

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 固有振動数の算出方法 | 26 |
| 3.1.1 解析モデルの設定 | 26 |
| 3.2 固有振動数の算出条件等 | 27 |
| 3.2.1 記号の説明 | 27 |
| 3.2.2 固有振動数の算出方法 | 27 |
| 3.2.3 固有振動数の計算条件 | 28 |
| 3.3 固有振動数の算出結果 | 28 |
| 4. 耐震評価 | 29 |
| 4.1 記号の定義 | 29 |
| 4.2 評価対象断面 | 38 |
| 4.3 解析方法 | 40 |
| 4.3.1 地震応答解析手法 | 40 |
| 4.3.2 施設 | 41 |
| 4.3.3 材料物性及び地盤物性のばらつき | 41 |
| 4.3.4 減衰係数 | 41 |
| 4.3.5 解析ケース | 42 |
| 4.4 荷重及び荷重の組合せ | 43 |
| 4.4.1 耐震評価上考慮する状態 | 43 |
| 4.4.2 荷重 | 43 |
| 4.4.3 荷重の組合せ | 44 |
| 4.5 入力地震動 | 45 |

| | | |
|-------|--------------|-----|
| 4.6 | 解析モデル及び諸元 | 58 |
| 4.6.1 | 解析モデル | 58 |
| 4.6.2 | 使用材料及び材料の物性値 | 73 |
| 4.6.3 | 地盤の物性値 | 75 |
| 4.6.4 | 地下水位 | 77 |
| 4.7 | 評価対象部位 | 78 |
| 4.7.1 | 施設・地盤の健全性評価 | 78 |
| 4.7.2 | 基礎地盤の支持性能評価 | 78 |
| 4.8 | 許容限界 | 79 |
| 4.8.1 | 防波扉 | 79 |
| 4.8.2 | 漂流物対策工 | 83 |
| 4.9 | 評価方法 | 87 |
| 4.9.1 | 防波扉 | 87 |
| 4.9.2 | 漂流物対策工 | 102 |
| 5. | 評価条件 | 122 |
| 6. | 耐震評価結果 | 128 |
| 6.1 | 地震応答解析結果 | 128 |
| 6.1.1 | 過剰間隙水圧比分布 | 129 |
| 6.1.2 | 最大せん断ひずみ分布 | 132 |
| 6.2 | 防波扉 | 135 |
| 6.3 | 漂流物対策工 | 162 |

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当たっては、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 2.1-1 に示す。



図 2.1-1 防波扉（3号機東側）位置図

2.2 構造概要

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、防波扉（3号機東側）の一部として漂流物対策工を設置し、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。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた津波高さ（EL 12.6m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、改良地盤を介して岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）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している。

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2.2-1及び図2.2-2に示す。

防波扉の構造図を図2.2-3及び図2.2-4に、防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図2.2-5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2.2-6に、水密ゴムの概念図を図2.2-7に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び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。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工（鋼製扉体）は、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（RC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（RC支柱）間には支圧板を設けている。

漂流物対策工の構造図を図2.2-8及び図2.2-9に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図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に示す。

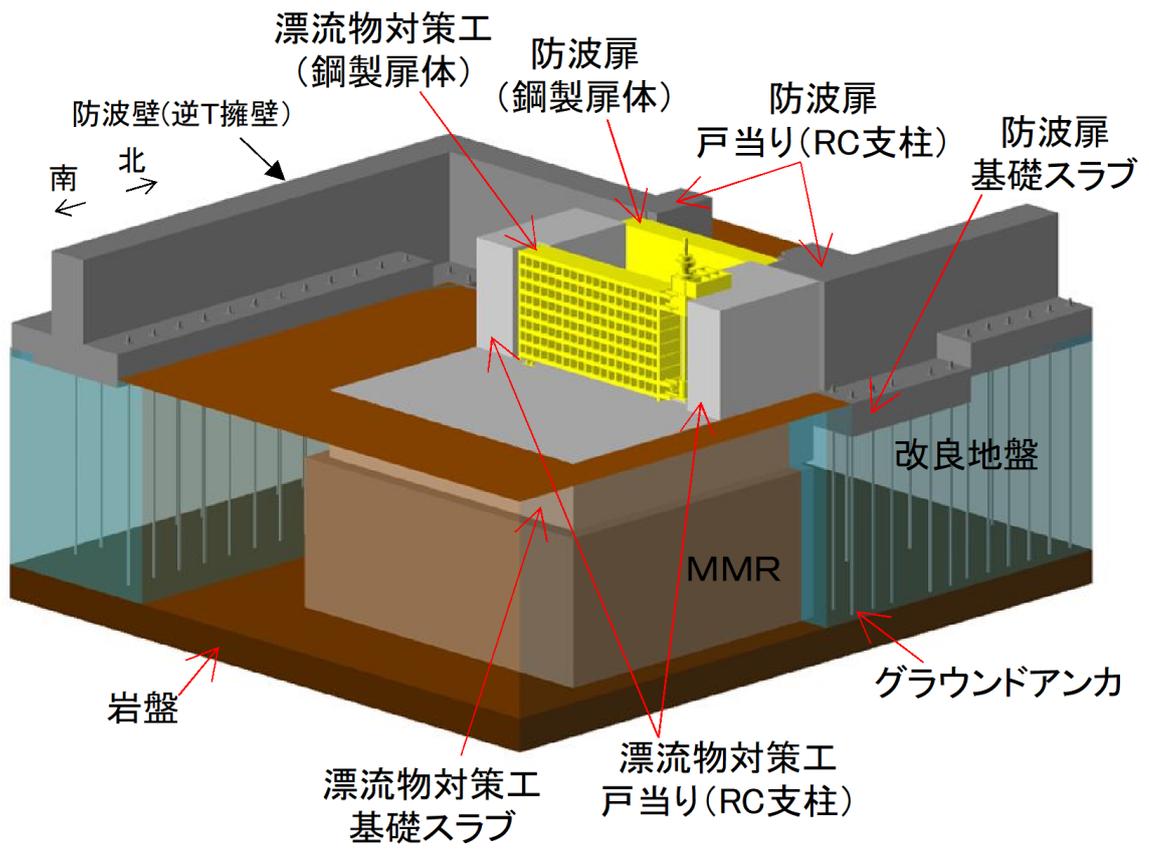


図 2.2-1 (1) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図

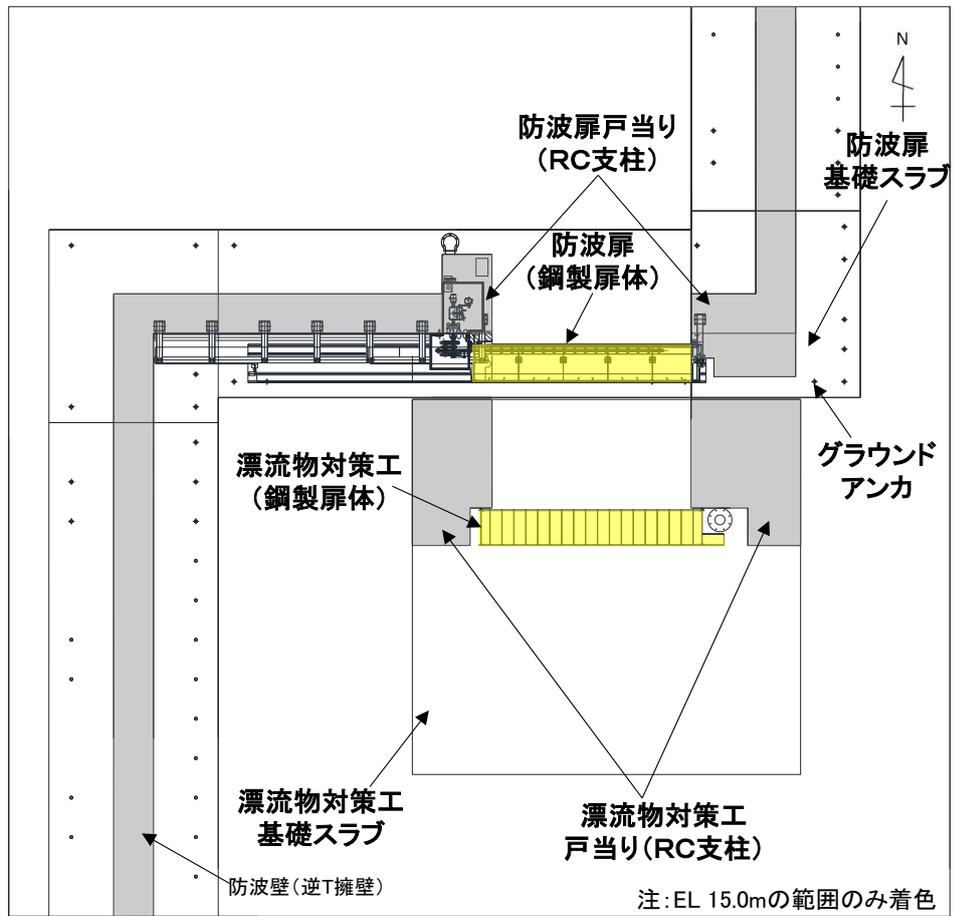


図 2.2-1(2) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (平面図)

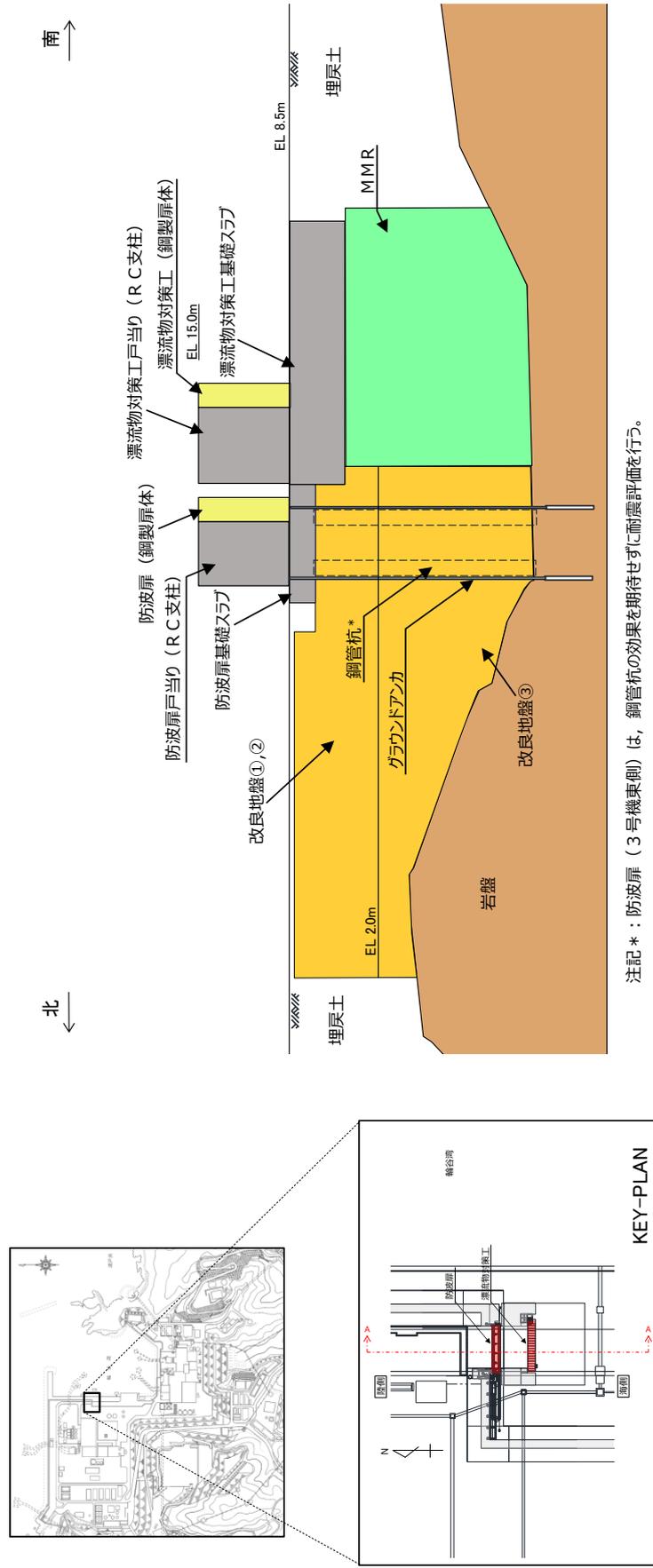
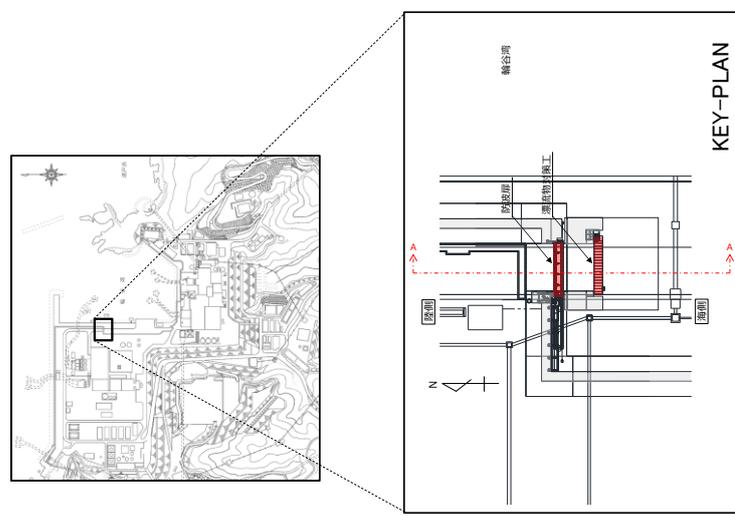


図 2.2-2 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (断面図)



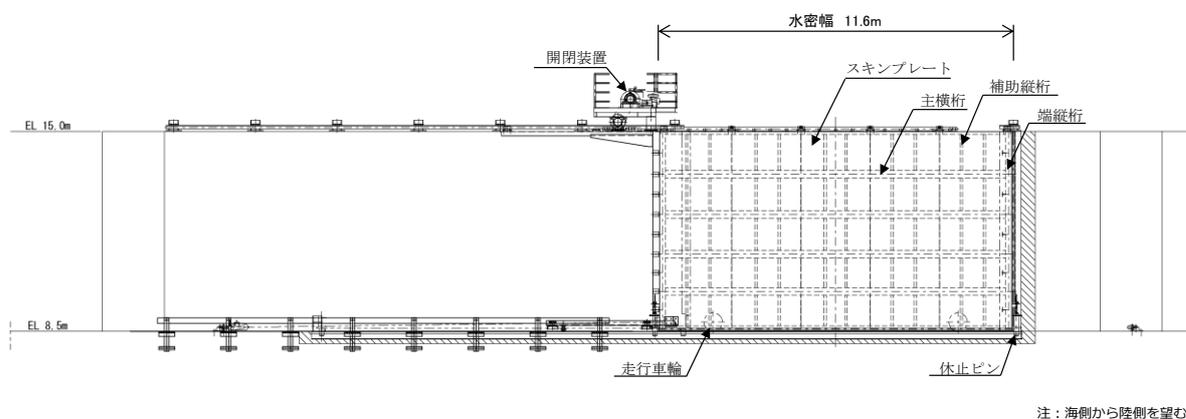
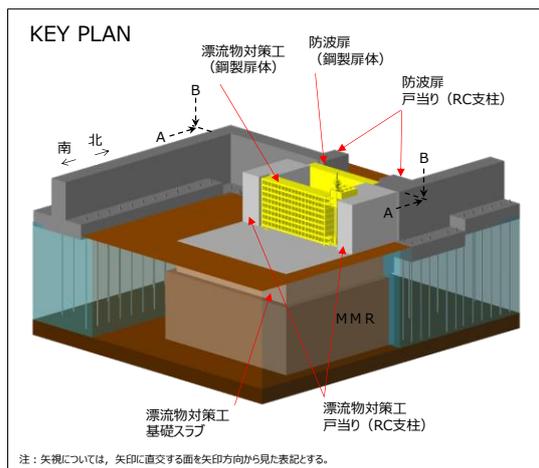


図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

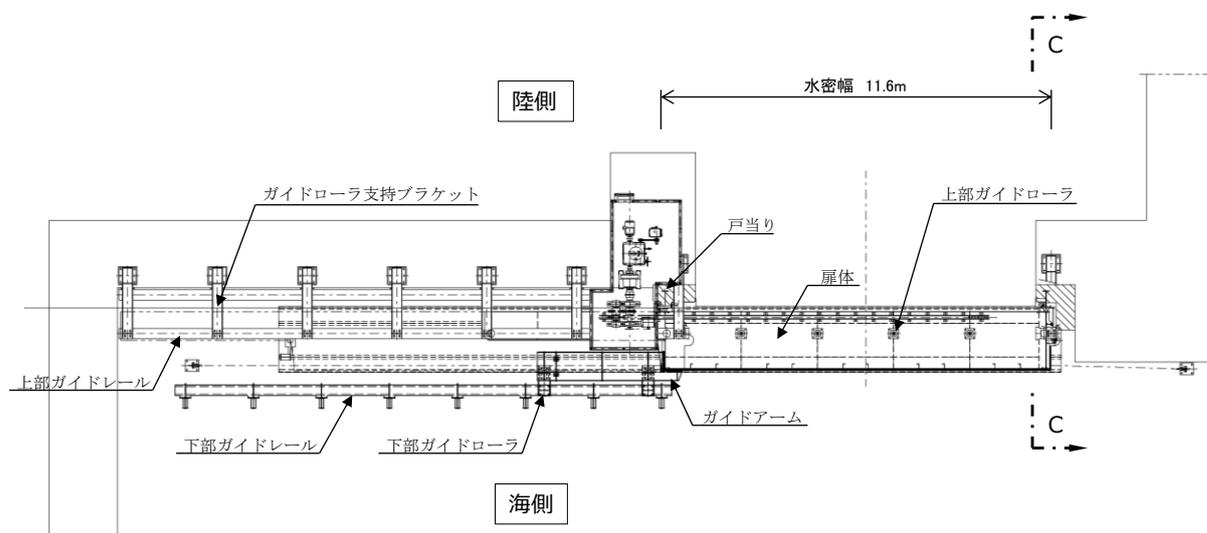
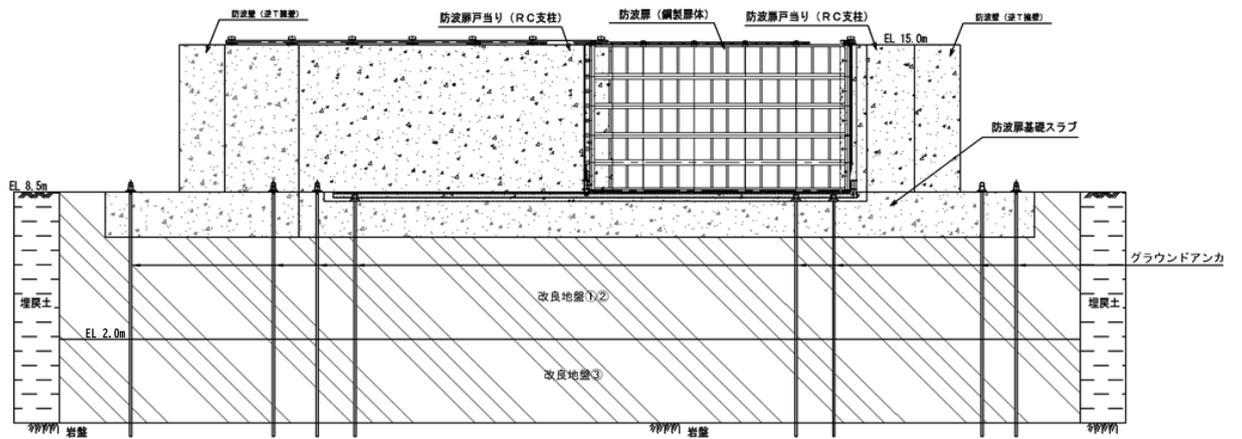


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)



注：海側から陸側を望む

図 2.2-4(1) 防波扉の構造図（基礎正面図，A-A断面）

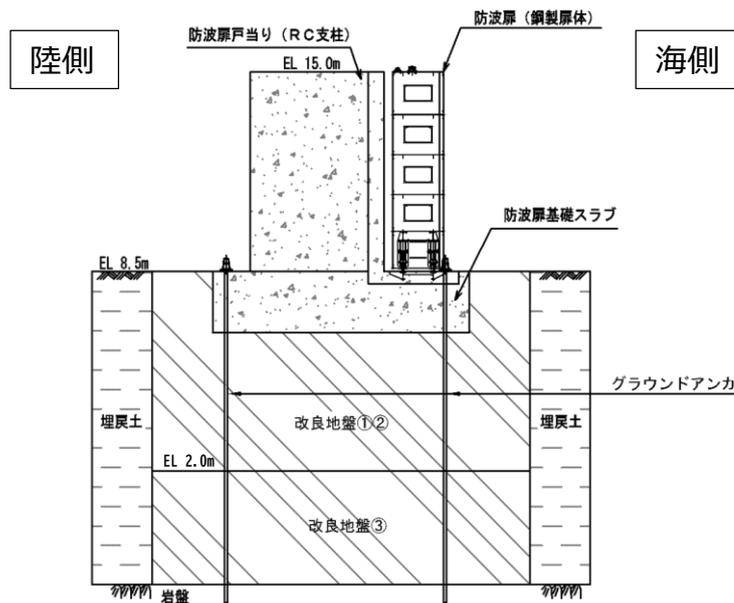


図 2.2-4(2) 防波扉の構造図（基礎断面図，C-C断面）

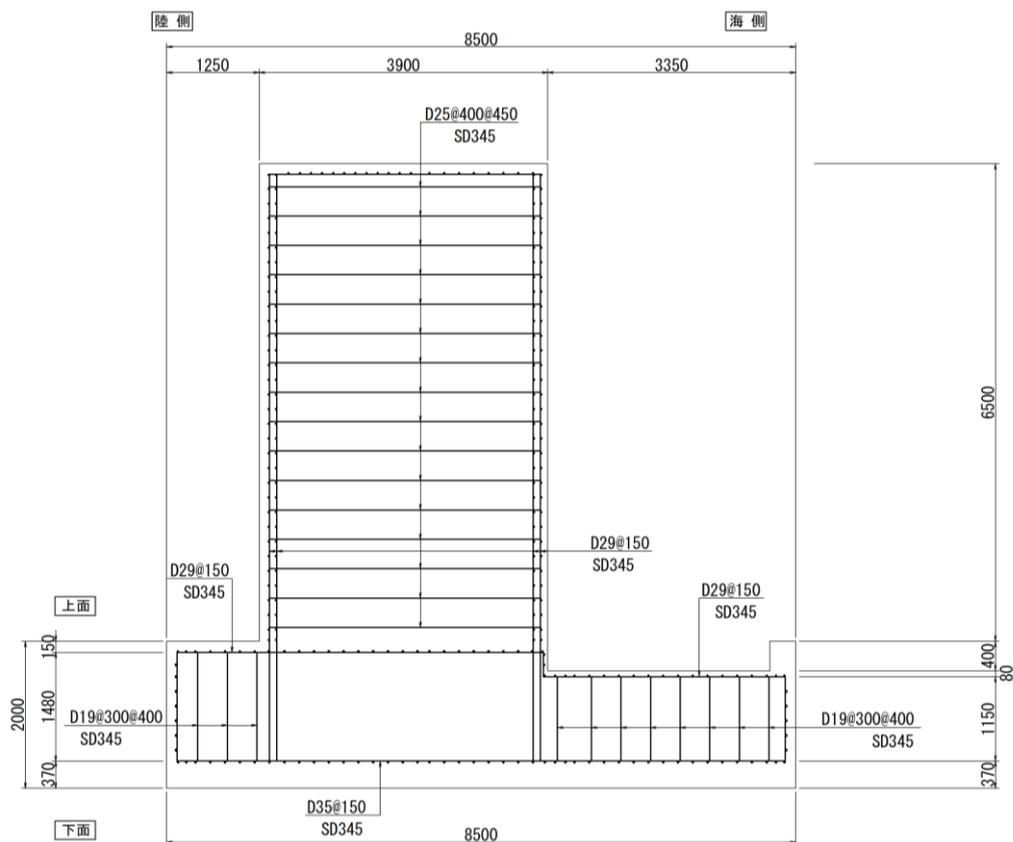
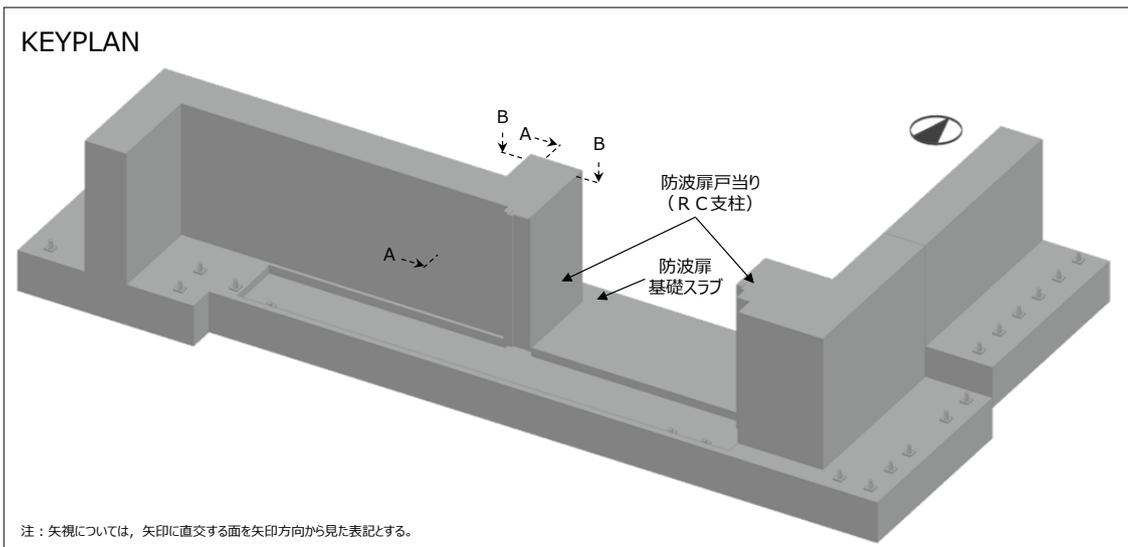


図 2.2-5(1) 防波扉戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの概略配筋図 (A-A断面)

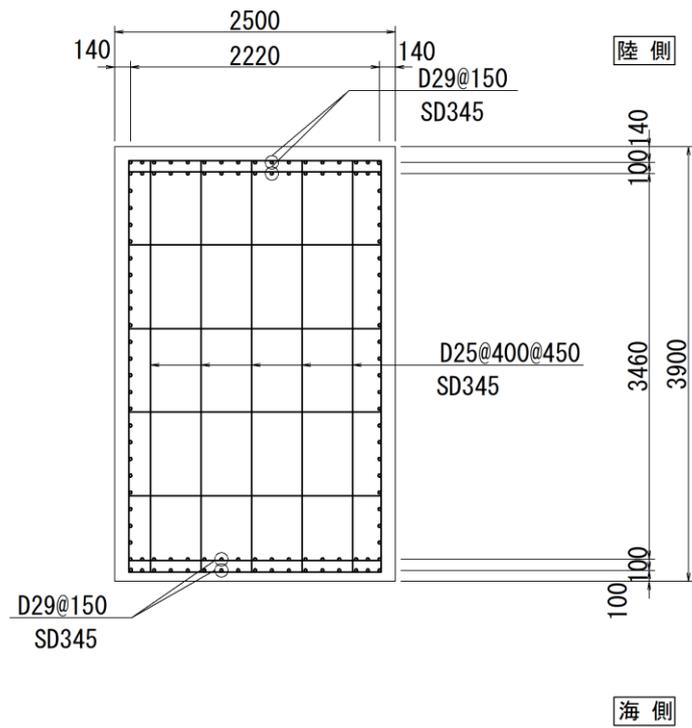
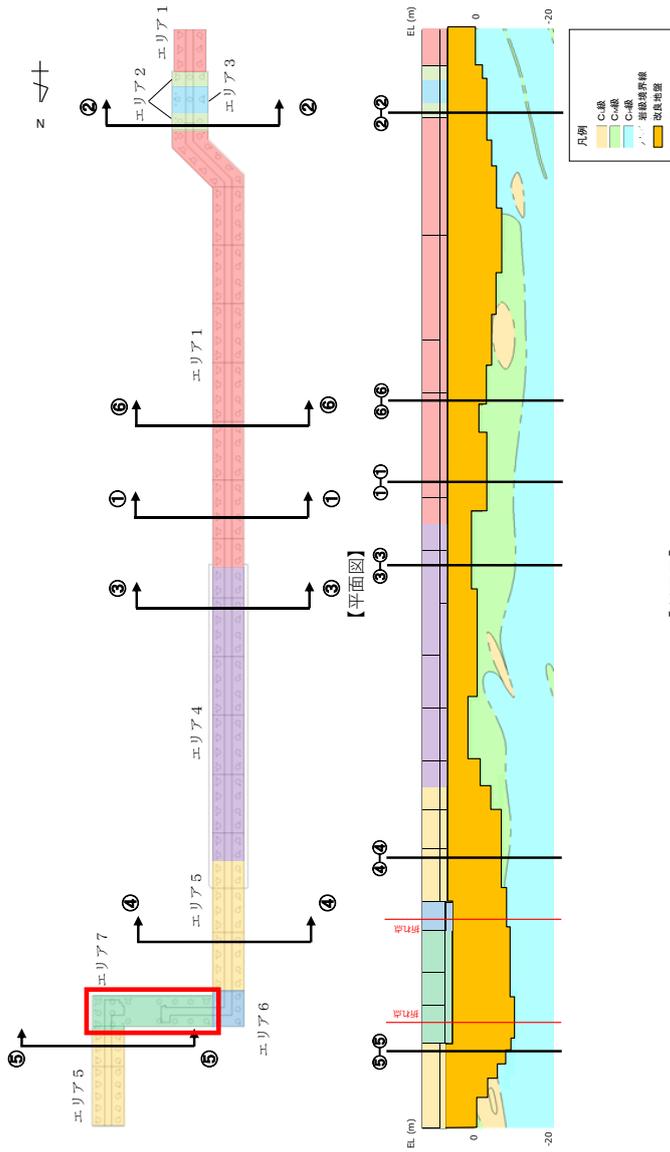


図 2.2-5(2) 防波扉戸当り (RC 支柱) の概略配筋図 (B-B 断面)



【断面図】

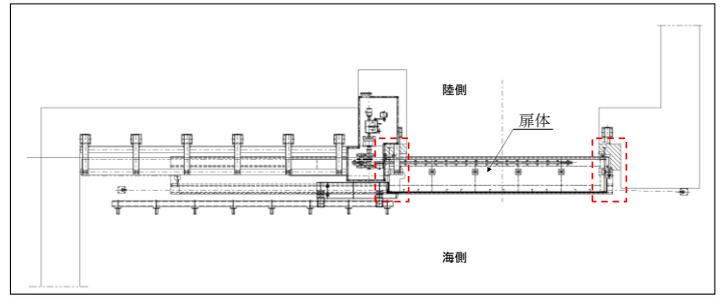
| アンカー種別 | 削孔径 (mm) | PC鋼φ (mm) | PC鋼本数 (本) | テンドン自由長* (mm) | アンカー一体長 (テンドン拘束長) (mm) | テンドンの 極限引張り力 (kN) | テンドンの 降伏引張り力 (kN) | テンドンの 見かけの周長 (mm) | 設計アンカー力 (kN) | 許容アンカー力 (kN) | 海側のグラウンド アンカー設置間隔 (mm) | 設計アンカー力/ 許容アンカー力 |
|--------|----------|-----------|-----------|---------------|------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|------------------------|------------------|
| 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 | 1535 | 0.80 |
| エリア4 | | | | 7000~11500 | 8500 | 2800 | 2400 | 138.4 | 1360 | 1764 | 2000 | 0.77 |
| エリア5 | 135 | 15.2 | 11 | 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*：テンドン自由長部はアンカー一体が岩盤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。

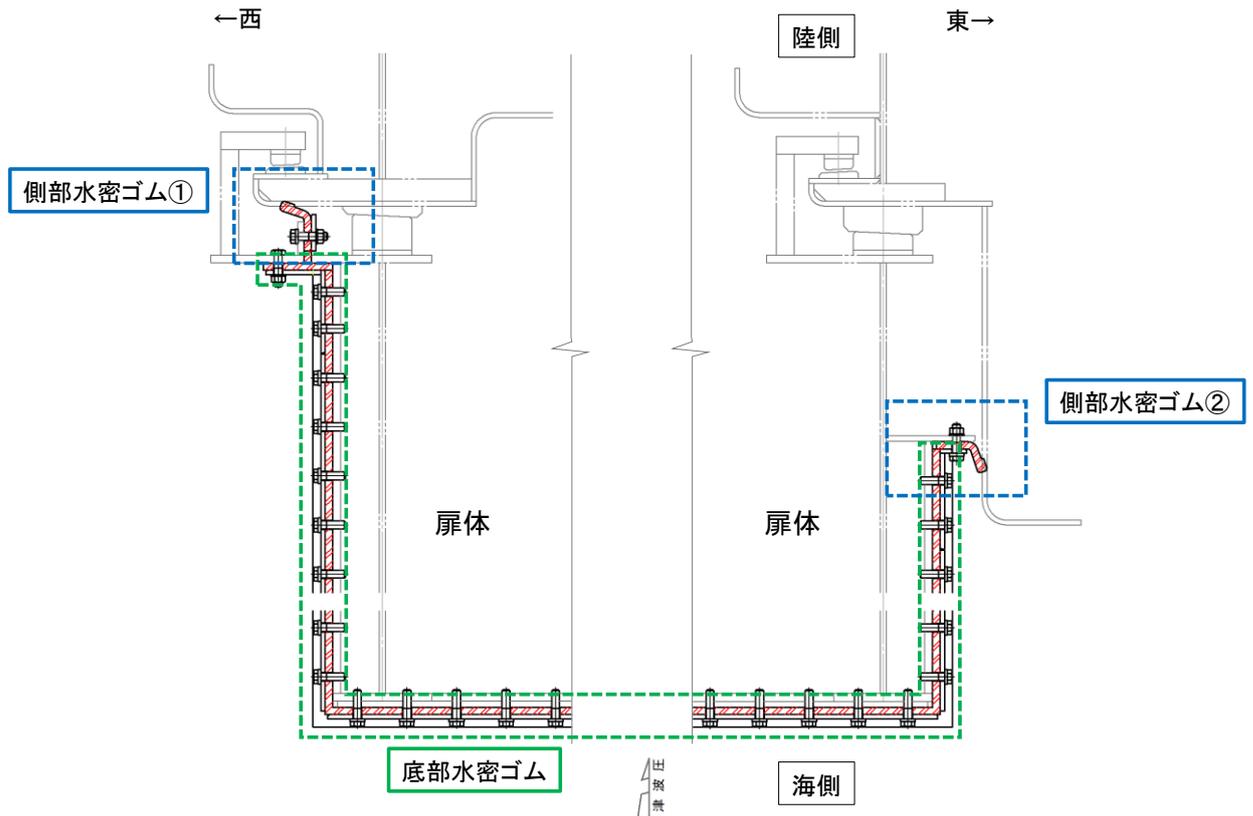
図 2.2-6(2) 逆 T 擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元

(「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。)

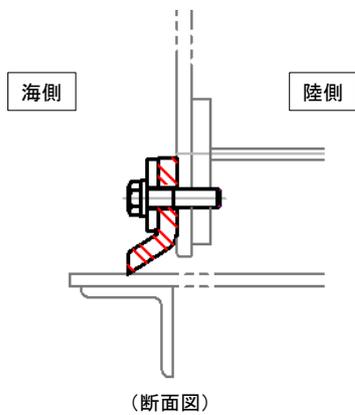


平面図

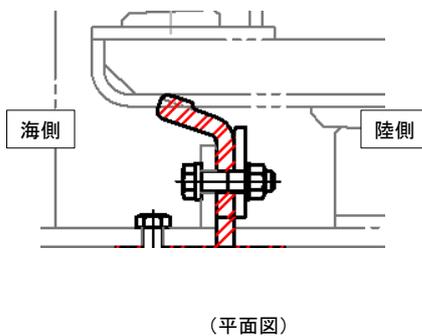


平面図

底部水密ゴム



側部水密ゴム①



側部水密ゴム②

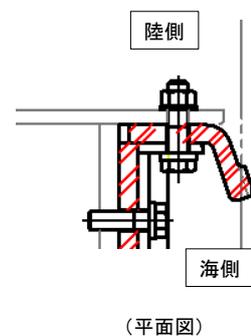


図 2.2-7 防波扉の水密ゴム概念図

2.2.5-13

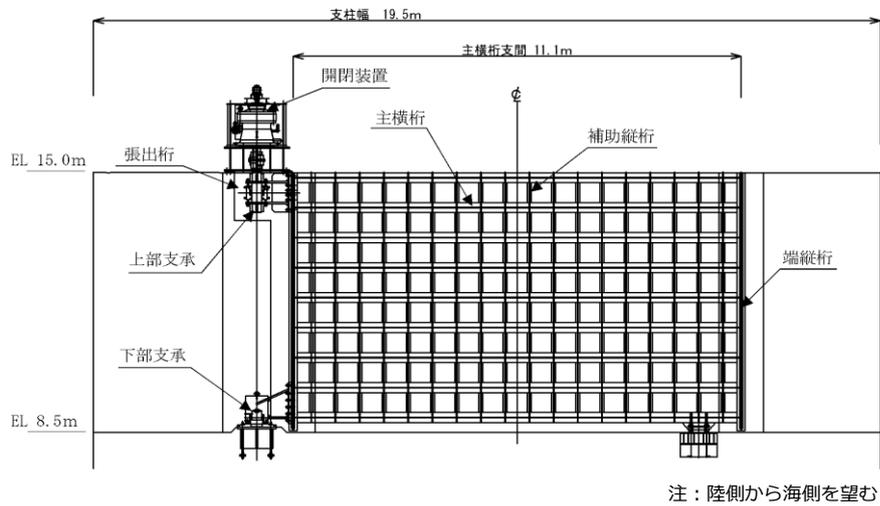
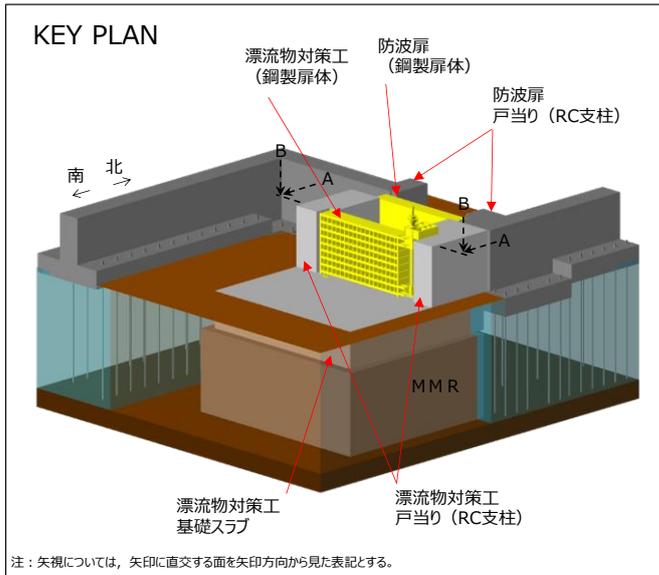


図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

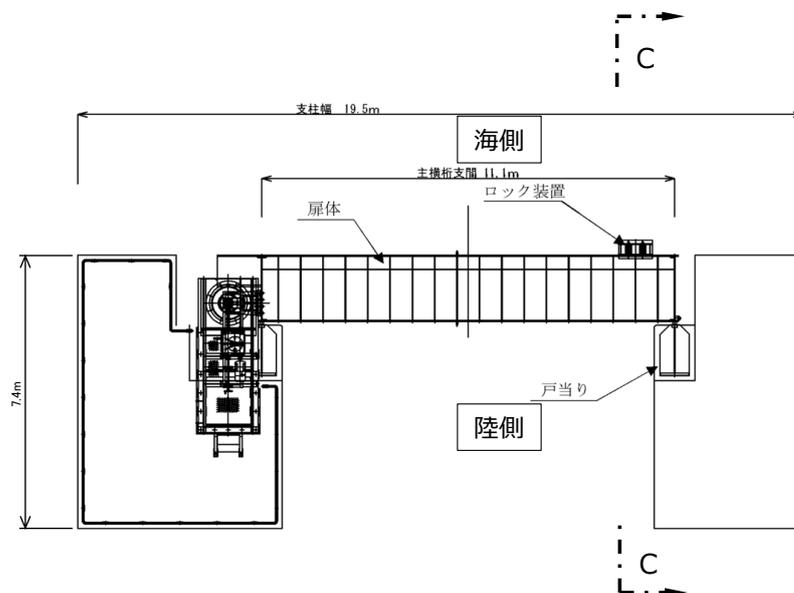


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

2.2.5-14

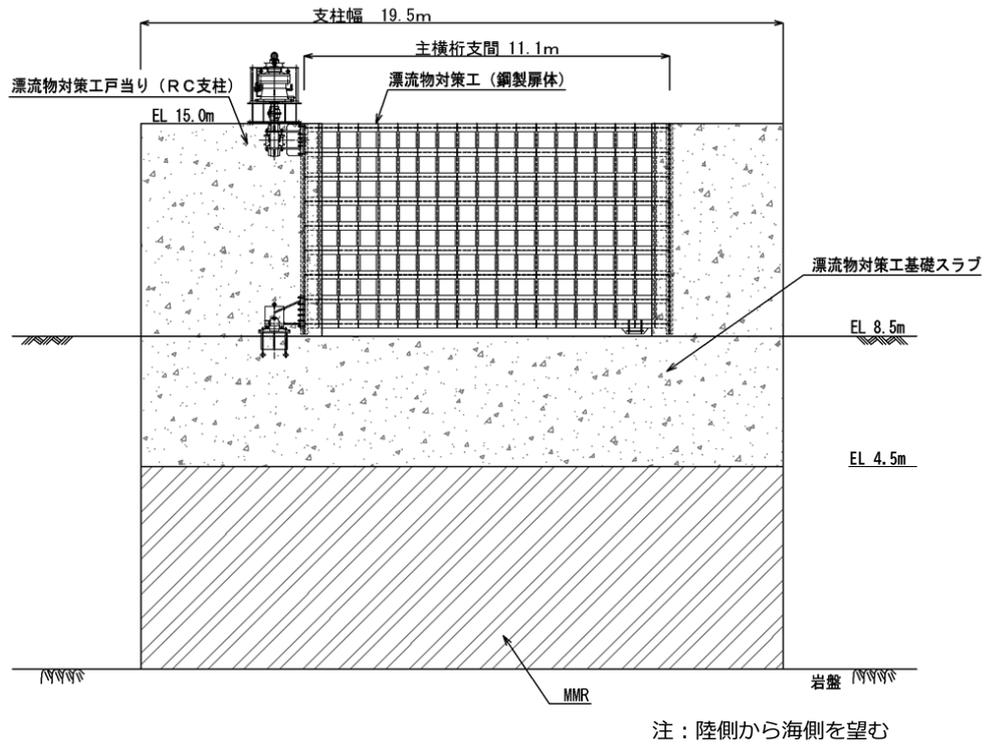


図 2.2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎正面図, A-A 断面)

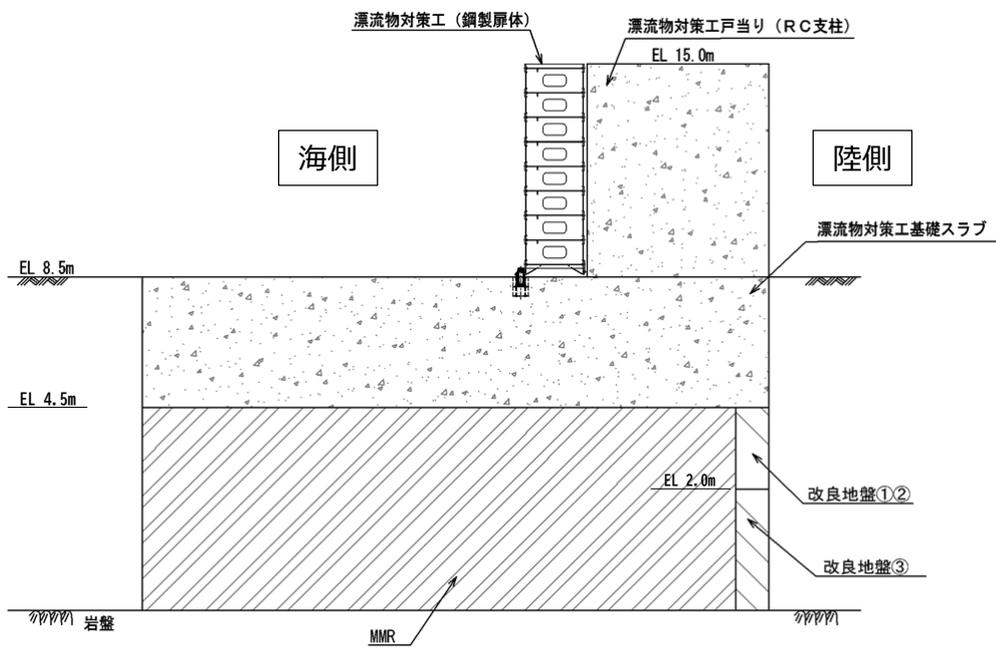


図 2.2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎断面図, C-C 断面)

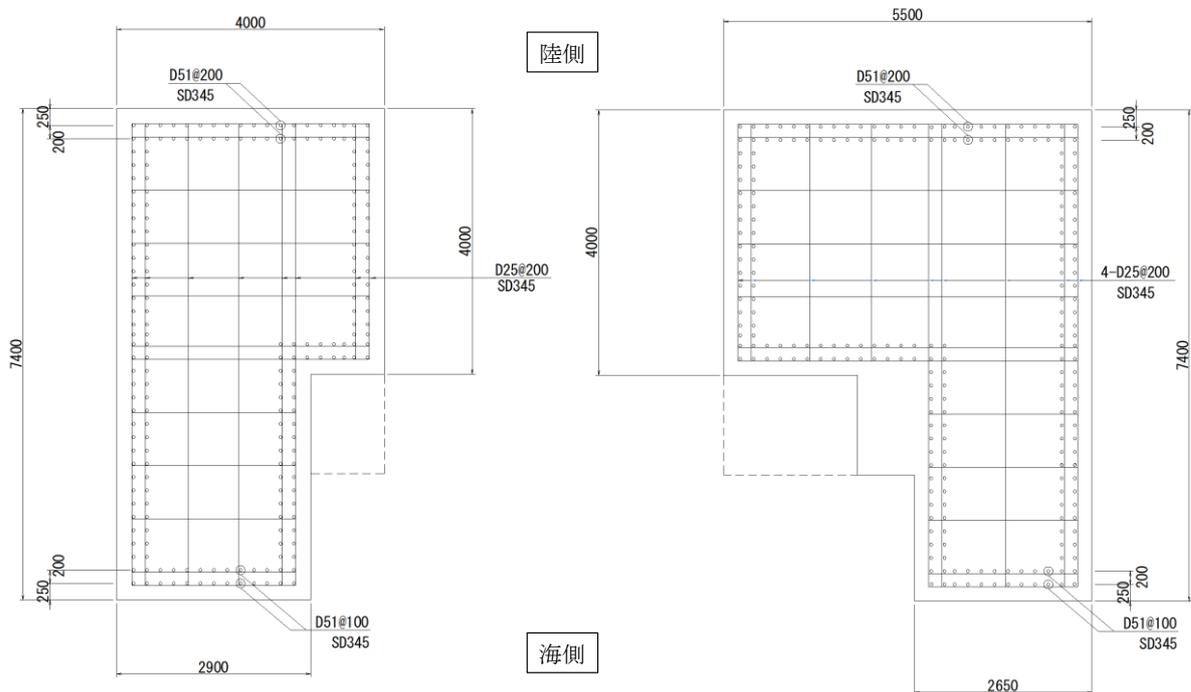
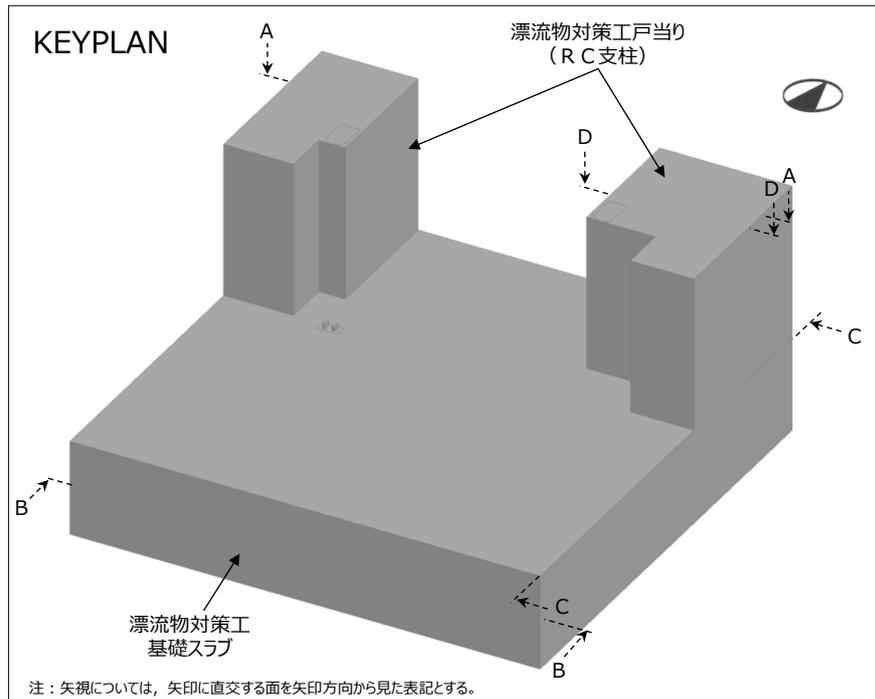


図 2.2-10(1) 漂流物対策工戸当り (R C支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

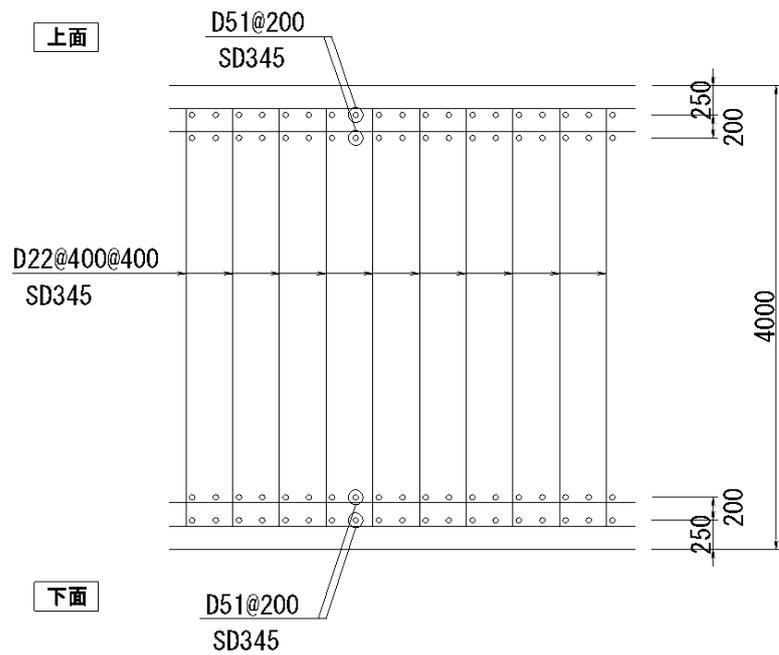


図 2.2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

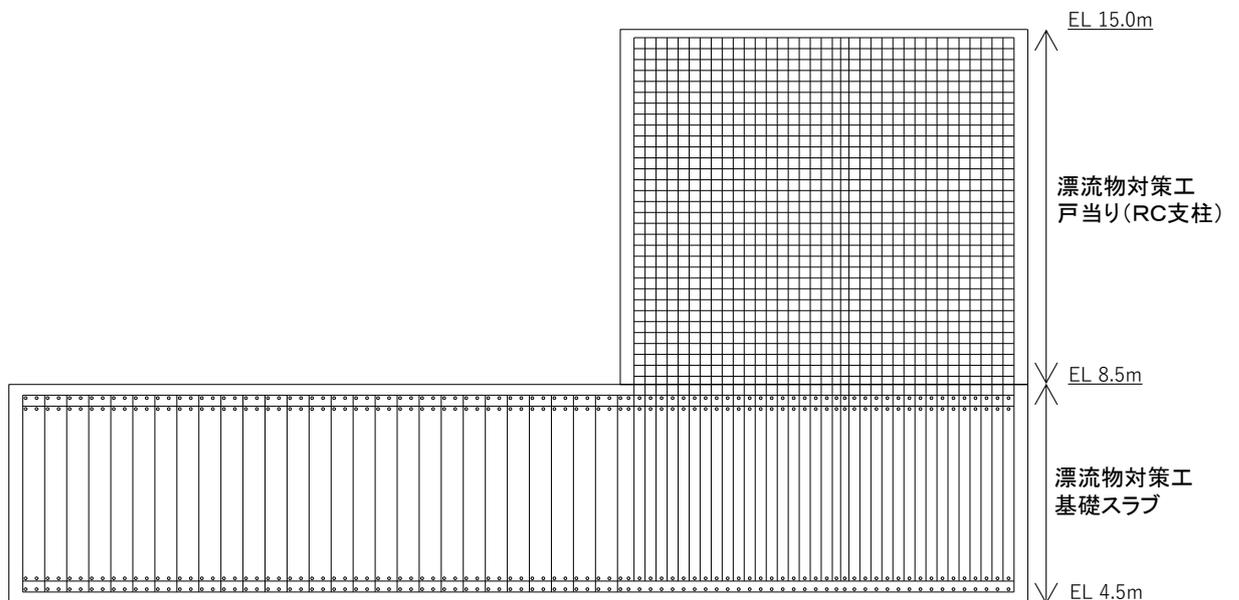
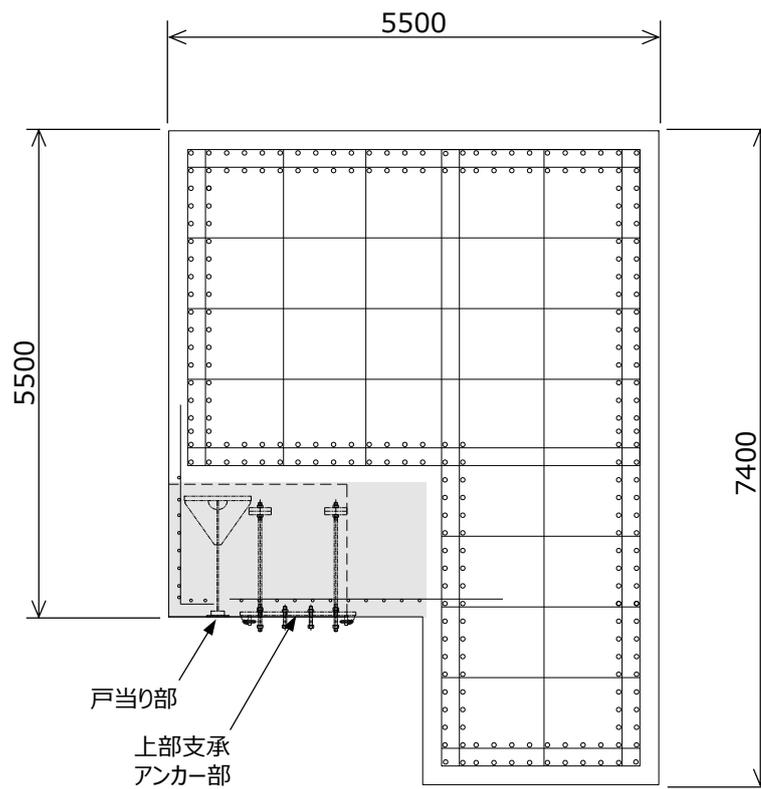


図 2.2-10(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C 断面)



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 2.2-10(4) 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（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、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とし、防波扉（3号機東側）の評価対象部位として漂流物対策工の評価を行う。

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（「NS2-補-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。なお、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、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"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 防波扉戸当り (RC支柱) | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 防波扉基礎 スラブ | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 |
| | グラウンド アンカ | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 |
| | 漂流物対策工 (鋼製扉体) | — | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 漂流物対策工 戸当り (RC支柱) | <ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 漂流物対策工 基礎スラブ | <ul style="list-style-type: none"> ・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。 | <ul style="list-style-type: none"> ・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。 |
| 地盤 | 改良地盤 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・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）。 |
| | MMR | <ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 |
| | 岩盤 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 |
| | 埋戻土 | <ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉への相互作用を考慮する）。 | <ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉への相互作用を考慮する）。 |

表 2.3-2 防波扉（3号機東側）の各部位の性能目標

| 部位 | 性能目標 | 鉛直支持 | すべり安定性 | 耐震性 | 耐津波性 (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) | — | — | | |
| | 防波扉基礎 スラブ | | | 防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。 | 防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。 |
| | グラウンド アンカ | | | | |
| 地盤 | 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 | | | | |
| 改良地盤 | 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） | 主桁，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り，走行車輪，車輪戸当り，ガイドアーム，休止ピン | 発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）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・軸力，せん断力）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・軸力，せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力）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 | 設計アンカー力 |
| | | 漂流物対策工（鋼製扉体） | 主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁，支承部，支承アンカー，ロック装置，戸当り | 発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）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・軸力，せん断力）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・軸力，せん断力）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 | | 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* |
| 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） | 主桁，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り，走行車輪，車輪戸当り，ガイドアーム，休止ピン | 発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）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・軸力，せん断力）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・軸力，せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力）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 | 設計アンカー力 |
| | | 改良地盤 | | 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。

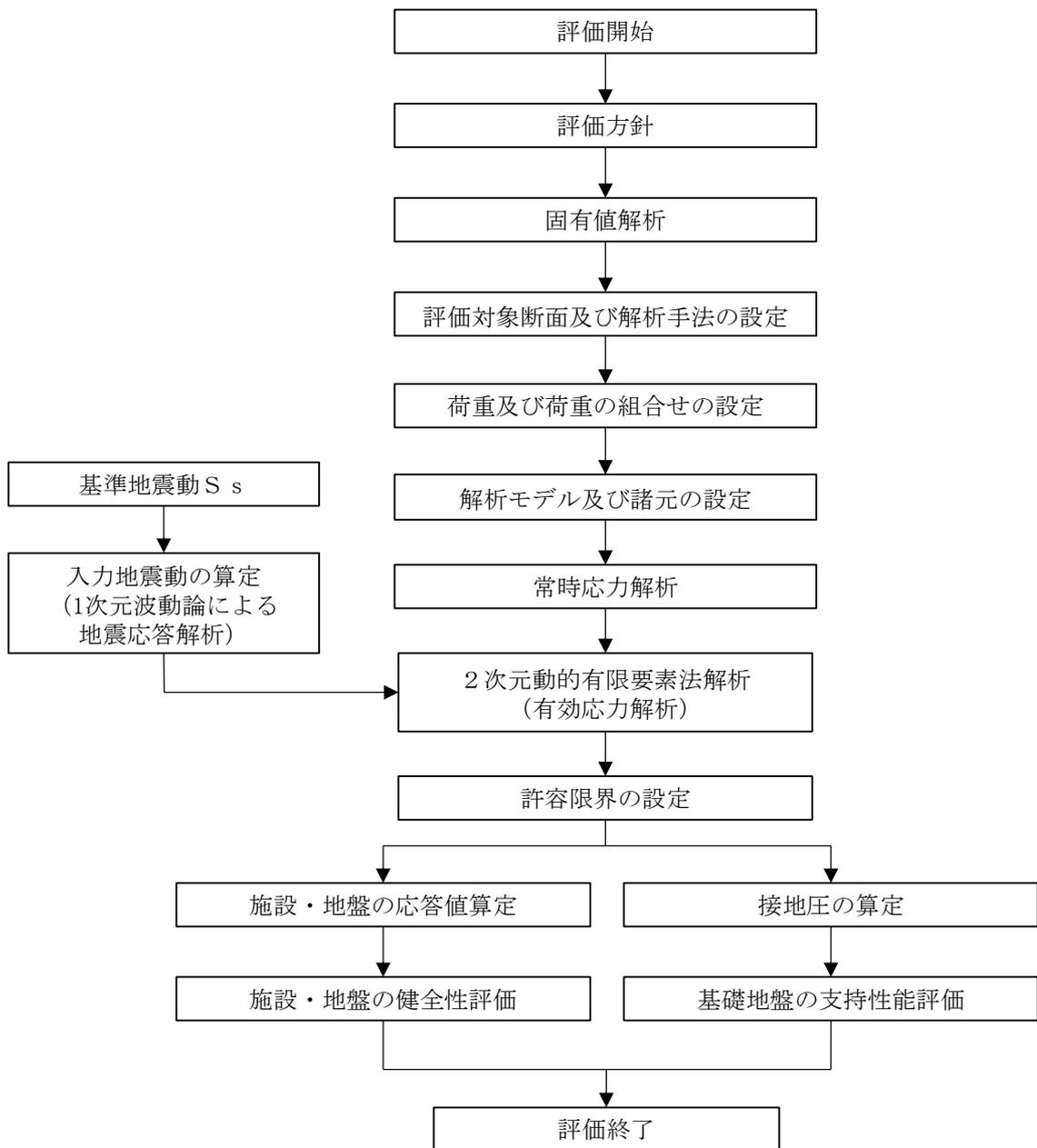


図 2.3-1 防波扉（3号機東側）の耐震評価フロー

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] (土木学会, 2002 年)
- ・松江市建築基準法施行細則 (2005 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号)
- ・日本機械学会 機械工学便覧
- ・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) (ダム・堰施設技術基準協会, 2016 年)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 2002 年)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2012) (地盤工学会, 2012 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 2007 年)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (2013 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 (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)

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](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（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](土木学会，2002年制定) 松江市建築基準法施行細則(2005年3月31日松江市規則第234号) | 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 | 日本機械学会 機械工学便覧 | 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）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年） | 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](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（JGS4101-2012）（地盤工学会，2012年） | 発生アンカー力が，テンドンの許容引張力，許容拘束力及び許容引抜力以下であることを確認 |
| | MMR | 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月） | 支持力照査は，接地圧が極限支持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） 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月） | すべり安全率が1.2以上であることを確認 支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認 |
| | 基礎地盤 | 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月） | 支持力照査は，接地圧が極限支持力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(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）日本港湾協会，H19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 固有振動数の算出方法

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の構造に応じて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（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、左右端のRC支柱及びロック装置により扉体を支持する構造であることから、両端ヒンジ梁として計算する。解析モデル図を図3.1.1-1に示す。

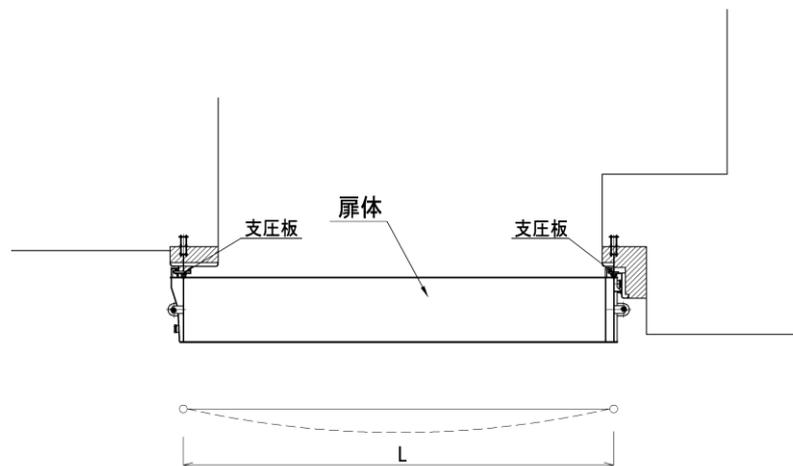


図 3.1.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

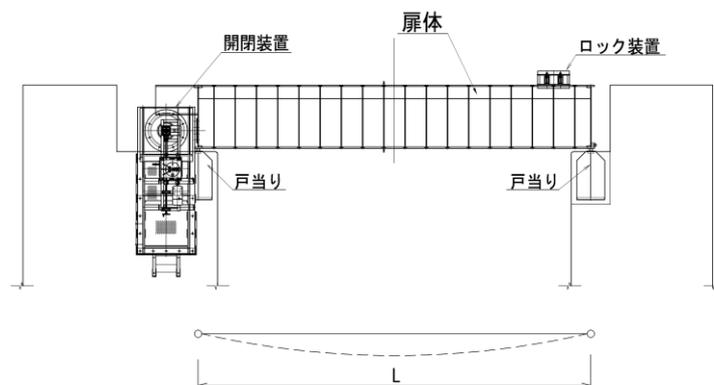


図 3.1.1-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数算出に用いる記号を表 3.2.1-1 に示す。

表 3.2.1-1 固有振動数算出に用いる記号

| 記号 | 単位 | 定義 |
|-----------|-------------------|---------------|
| f | Hz | 一次固有振動数 |
| L | m | スパン長 |
| λ | — | 支持条件によって定まる係数 |
| γ | kN/m ³ | 単位体積重量 |
| A | m ² | 断面積 |
| E | kN/m ² | 縦弾性係数 |
| I | m ⁴ | 断面二次モーメント |
| g | m/s ² | 重力加速度 |

3.2.2 固有振動数の算出方法

1次固有振動数 f を「日本機械学会 機械工学便覧」に基づき以下の式より計算する。

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

3.2.3 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）の固有振動数の算出条件を表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 固有振動数の算出条件

| 記号 | 定義 | 数値 | | 単位 |
|-----------|---------------|--------------------|--------------------|-------------------|
| | | 防波扉 (鋼製扉体) | 漂流物対策工 (鋼製扉体) | |
| L | スパン長 | 11.4 | 11.3 | m |
| λ | 支持条件によって定まる係数 | 3.14 | 3.14 | — |
| γ | 単位体積重量 | 77 | 77 | kN/m ³ |
| A | 断面積 | 0.206 | 0.0466 | m ² |
| E | 縦弾性係数 | 2.00×10^8 | 2.00×10^8 | kN/m ² |
| I | 断面二次モーメント | 0.143 | 0.0216 | m ⁴ |
| g | 重力加速度 | 9.81 | 9.81 | m/s ² |

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出結果を表 3.3-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造として扱う。

表 3.3-1 固有振動数の算出結果

| 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) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (1/4)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------|-----------------|-------------------|------------------------|
| 主桁 | W | kN/m | 主桁の負担荷重 (地震時慣性力+風荷重) |
| | B | m | 水密幅 |
| | L | m | 支圧板中心間 |
| | M | kN・m | 主桁の曲げモーメント |
| | S | kN | 主桁のせん断力 |
| | N | kN | 主桁の軸力 |
| | Z | mm ³ | 主桁の断面係数 |
| | D | mm | 側部水密幅 |
| | A _w | mm ² | 主桁の腹板断面積 |
| | A _g | mm ² | 主桁の断面積 |
| | σ | N/mm ² | 主桁の曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 主桁のせん断応力度 |
| | σ _a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ _a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 補助縦桁 | P | kN/m ² | 補助縦桁の水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) |
| | a | m | 補助縦桁間隔 |
| | b | m | 主桁間隔 |
| | M | kN・m | 補助縦桁の曲げモーメント |
| | S | kN | 補助縦桁のせん断力 |
| | Z | mm ³ | 補助縦桁の断面係数 |
| | A _w | mm ² | 補助縦桁の腹板断面積 |
| | σ | N/mm ² | 補助縦桁の曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 補助縦桁のせん断応力度 |
| | σ _a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ _a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 端縦桁 | R | kN | 主桁の支点反力 |
| | A | mm ² | 補剛材の有効断面積 |
| | σ _c | N/mm ² | 端縦桁の圧縮応力度 |
| | σ _{ca} | N/mm ² | 許容圧縮応力度 |
| 支圧板 | W _{gh} | kN/m | 地震時慣性力 |
| | W | N/mm ² | 風荷重 |
| | B | mm | 扉体水密幅 |
| | b | mm | 支圧板の有効幅 |
| | σ _p | N/mm ² | 支圧板の支圧応力度 |
| | σ _a | N/mm ² | 許容支圧応力度 |

表 4.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (2/4)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------|----------------|-------------------|----------------------|
| 戸当り | P | kN/m | 戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) |
| | b_f | mm | 戸当り底面フランジ幅 |
| | t_f | mm | 戸当り底面フランジ板厚 |
| | B | mm | 扉体の水密幅 |
| | h | mm | 戸当りの桁高 |
| | L | mm | 堰柱側面より戸当りフランジ端面までの深さ |
| | σ_b | N/mm ² | 戸当り底面フランジの曲げ応力度 |
| | σ_k | N/mm ² | 戸当りコンクリートの支圧応力度 |
| | τ_c | N/mm ² | 戸当りコンクリートのせん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | σ_{cba} | N/mm ² | 許容支圧応力度 |
| | τ_{ca} | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 走行車輪 | R_1 | kN | 海側車輪荷重 |
| | R_2 | kN | 陸側車輪荷重 |
| | W_g | kN | 扉体自重 |
| | W_{s1} | kN | 扉体天端の積雪荷重 |
| | W_{s2} | kN | ガイドアームの積雪荷重 |
| | P | kN | 車輪荷重 |
| | E_1 | N/mm ² | 車輪の弾性係数 |
| | E_2 | N/mm ² | 車輪踏面板の弾性係数 |
| | B | mm | 車輪有効踏面板幅 |
| | R | mm | 車輪半径 |
| | C | mm | 接触幅の 1/2 |
| | M | N・mm | 走行車輪軸の曲げモーメント |
| | S | N | 走行車輪軸のせん断力 |
| | A | mm ² | 走行車輪軸の断面積 |
| | Z | mm ³ | 走行車輪軸の断面係数 |
| | L | mm | 車輪受桁の支持間隔 |
| | a | mm | 車輪受桁の荷重載荷位置 |
| | b | mm | 車輪受桁の荷重載荷位置 |
| | M_c | N・mm | 車輪受桁の曲げモーメント |
| | S_b | N | 車輪受桁のせん断力 |
| | Z_1 | mm ² | 車輪受桁の断面係数 |
| | A_w | mm ³ | 車輪受桁の腹板断面積 |
| | p | N/mm ² | 接触面圧応力度 |
| | σ | N/mm ² | 車輪軸の曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 車輪軸のせん断応力度 |
| | σ | N/mm ² | 車輪受桁の曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 車輪受桁のせん断応力度 |

表 4.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (3/4)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------------|-------------------|-------------------|----------------------|
| 走行 車輪 | σ_a | N/mm ² | 許容接触面圧応力度 |
| | σ_{a1} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_{a1} | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| | σ_{a2} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_{a2} | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 車輪 戸当り | P | kN | 車輪荷重 |
| | K | N/mm ² | 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 |
| | a | mm | コンクリートの応力度の分布長さの 1/2 |
| | M | N・mm | 車輪戸当りの曲げモーメント |
| | S | N | 車輪戸当りのせん断力 |
| | I | mm ⁴ | 車輪戸当りの断面 2 次モーメント |
| | B | mm | 車輪戸当りの底面フランジ幅 |
| | Z | mm ³ | 車輪戸当りの断面係数 |
| | A _w | mm ² | 車輪戸当りの腹板断面積 |
| | M _f | N・mm | 底面フランジの曲げモーメント |
| | σ | N/mm ² | 車輪戸当りの曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 車輪戸当りのせん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 | |
| ガイド アーム | P _v | kN・m | 地震時鉛直荷重 |
| | W _g | kN | 扉体自重 |
| | W _s | kN | 積雪荷重 |
| | M _m | kN・m | ガイドアームの曲げモーメント |
| | S _m | kN | ガイドアームのせん断力 |
| | Z _c | mm ³ | ガイドアームの断面係数 |
| | A _w | mm ² | ガイドアームの腹板面積 |
| | σ_c | N/mm ² | ガイドアームの曲げ応力度 |
| | τ_c | N/mm ² | ガイドアームのせん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 | |

表 4.1-1(4) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (4/4)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|----------|------------|-------------------|----------------|
| 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) |
| | M | N・mm | 休止ピンの曲げモーメント |
| | S | N | 休止ピンのせん断力 |
| | Z | mm ³ | 休止ピンの断面係数 |
| | A | mm ² | 休止ピンの断面積 |
| | L_1 | mm | 休止ピンの片持ち梁長さ |
| | d | mm | 休止ピンの径 |
| | σ | N/mm ² | 休止ピンの曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 休止ピンのせん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |

表 4.1-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (1/5)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------|---------------|-------------------|----------|
| 主横桁 | M_1 | kN・m | 曲げモーメント |
| | S_1 | kN | せん断力 |
| | W | kN/m | 地震時慣性力 |
| | W' | kN/m | 風荷重 |
| | L | m | 支間 |
| | a | m | 張り出し部 |
| | L_1 | m | 扉体幅 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | A_w | mm ² | 腹板断面積 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 張出桁 | M_2 | kN・m | 曲げモーメント |
| | S_2 | kN | せん断力 |
| | W | kN/m | 地震時慣性力 |
| | W' | kN/m | 風荷重 |
| | L_2 | m | 張出長さ |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | A_w | mm ² | 腹板断面積 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 補助縦桁 | M_3 | kN・m | 曲げモーメント |
| | S_3 | kN | せん断力 |
| | W | kN/m | 地震時慣性力 |
| | W' | kN/m | 風荷重 |
| | ℓ | m | 主横桁の間隔 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | A_w | mm ² | 腹板断面積 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 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 (2/5)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|----------------|---------------|-------------------|--------------|
| 端縦桁 | R | kN | 主横桁の支点反力 |
| | A_q | mm ² | 補剛材の有効総断面積 |
| | σ_c | N/mm ² | 圧縮応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容圧縮応力度 |
| 上部 支承軸 | M_4 | kN・m | 支承軸の曲げモーメント |
| | R_{H1} | kN | 上部支承水平作用荷重 |
| | L_4 | m | 支承軸支持間隔 |
| | S_4 | kN | 支承軸のせん断力 |
| | Z_4 | mm ³ | 支承軸の断面係数 |
| | A_4 | mm ² | 支承軸の断面積 |
| | σ_b | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 下部 支承軸 | M_5 | kN・m | 支承軸の曲げモーメント |
| | R_{H3} | kN | 下部支承水平作用荷重 |
| | L_5 | m | 支承軸片持ち梁長さ |
| | S_5 | kN | 支承軸のせん断力 |
| | Z_5 | mm ³ | 支承軸の断面係数 |
| | A_5 | mm ² | 支承軸の断面積 |
| | σ_b | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 下部 支承 軸受 | R_v | kN | 下部支承鉛直作用荷重 |
| | R | mm | 軸受（壺金）の球面の半径 |
| | E | N/mm ² | 軸受（壺金）の弾性係数 |
| | p | N/mm ² | 軸受（壺金）の支圧応力度 |
| | p_a | N/mm ² | 許容接触応力度 |
| 支承軸受 | R_2 | kN | 軸受け荷重 |
| | C_{cr} | kN | 基本静定格荷重 |

表 4.1-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (3/5)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|--------------|-------------------|-------------------|-------------------------|
| 浮上防止金物 | M_6 | kN・m | 浮上防止金物の曲げモーメント |
| | R_v | kN | 下部支承鉛直上向き作用荷重 |
| | L_6 | m | 浮上防止金物片持ち梁長さ |
| | S_6 | kN | 浮上防止金物のせん断力 |
| | Z_6 | mm ³ | 浮上防止金物の断面係数 |
| | A_6 | mm ² | 浮上防止金物の断面積 |
| | σ_b | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ圧縮応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| | F | kN | 固定ボルトの軸力 |
| | a, b | mm | 支持点からの距離 |
| | A_7 | mm ² | 固定ボルトの有効断面積 |
| | σ_t | N/mm ² | 固定ボルトの軸方向引張応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容軸方向引張応力度 |
| 上部支承 アンカー | F | kN | アンカーボルト 1 本当りの軸力 |
| | R_{H1} | kN | 上部支承水平作用荷重 |
| | 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_5 | mm ² | 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_t | N/mm ² | アンカーボルトの軸方向引張応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容軸方向引張応力度 |
| | σ_{c1} | N/mm ² | コンクリートの支圧応力度(アンカープレート) |
| | σ_{c2} | N/mm ² | コンクリートの支圧応力度(支圧板) |
| | τ_c | N/mm ² | コンクリートのせん断応力度(アンカープレート) |
| | σ_{cba} | N/mm ² | コンクリートの許容支圧応力度 |
| τ_{ca} | N/mm ² | コンクリートの許容せん断応力度 | |

表 4.1-2(4) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (4/5)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|--------------|-------------------|-------------------|-------------------------|
| 下部支承 アンカー | F | kN | アンカーボルト 1 本当りの軸力 |
| | R_{H3} | kN | 下部支承水平作用荷重 |
| | L_5 | 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_5 | mm ² | 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_t | N/mm ² | アンカーボルトの軸方向引張応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容軸方向引張応力度 |
| | σ_{c1} | N/mm ² | コンクリートの支圧応力度(アンカープレート) |
| | σ_{c2} | N/mm ² | コンクリートの支圧応力度(支圧板) |
| | τ_c | N/mm ² | コンクリートのせん断応力度(アンカープレート) |
| | σ_{cba} | N/mm ² | コンクリートの許容支圧応力度 |
| τ_{ca} | N/mm ² | コンクリートの許容せん断応力度 | |
| ロック 装置 | M | kN・m | 曲げモーメント |
| | R_r | kN | ロック反力 |
| | a | m | ロックビームの片持ち梁長さ |
| | n | 本 | ロックビーム数 |
| | Z | mm ³ | ロックビームの断面係数 |
| | S | kN | せん断力 |
| | A | mm ² | ロックビームのせん断面積 |
| | σ | N/mm ² | ロックビーム曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | ロックビームせん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 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 (5/5)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|-------------|-------------------|-------------------|-------------------------------|
| 戸当り | W | kN/m | 水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) |
| | C | mm | 支圧板の有効幅 |
| | L_1 | mm | 扉体幅 |
| | L_2 | mm | 主横桁の荷重分担長さ |
| | t_w | mm | 腹板の厚さ |
| | b_f | mm | 底面フランジの幅 |
| | t_f | mm | 底面フランジの厚さ |
| | ℓ_1 | mm | 戸当り深さ |
| | ℓ_2 | mm | 底面フランジのコンクリートまでの距離 |
| | M_f | N・mm | 底面フランジに作用する曲げモーメント |
| | $\Sigma \ell$ | mm | せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$) |
| | σ_p | N/mm ² | 支圧板の支圧応力度 |
| | σ_b | N/mm ² | 腹板の支圧応力度 |
| | σ_f | N/mm ² | 底面フランジの曲げ応力度 |
| | σ_{cb} | N/mm ² | コンクリートの支圧応力度 |
| | τ_c | N/mm ² | コンクリートのせん断応力度 |
| | σ_{pa} | N/mm ² | 支圧板の許容支圧応力度 |
| | σ_{ba} | N/mm ² | 腹板の許容支圧応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | σ_{cba} | N/mm ² | コンクリートの許容支圧応力度 |
| τ_{ca} | N/mm ² | コンクリートの許容せん断応力度 | |

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ると、相対的に断面係数が大きい扉体軸方向が強軸断面方向となるため、弱軸方向となる防波扉及び漂流物対策工の扉体軸直交方向に加振した場合の影響を評価する。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。

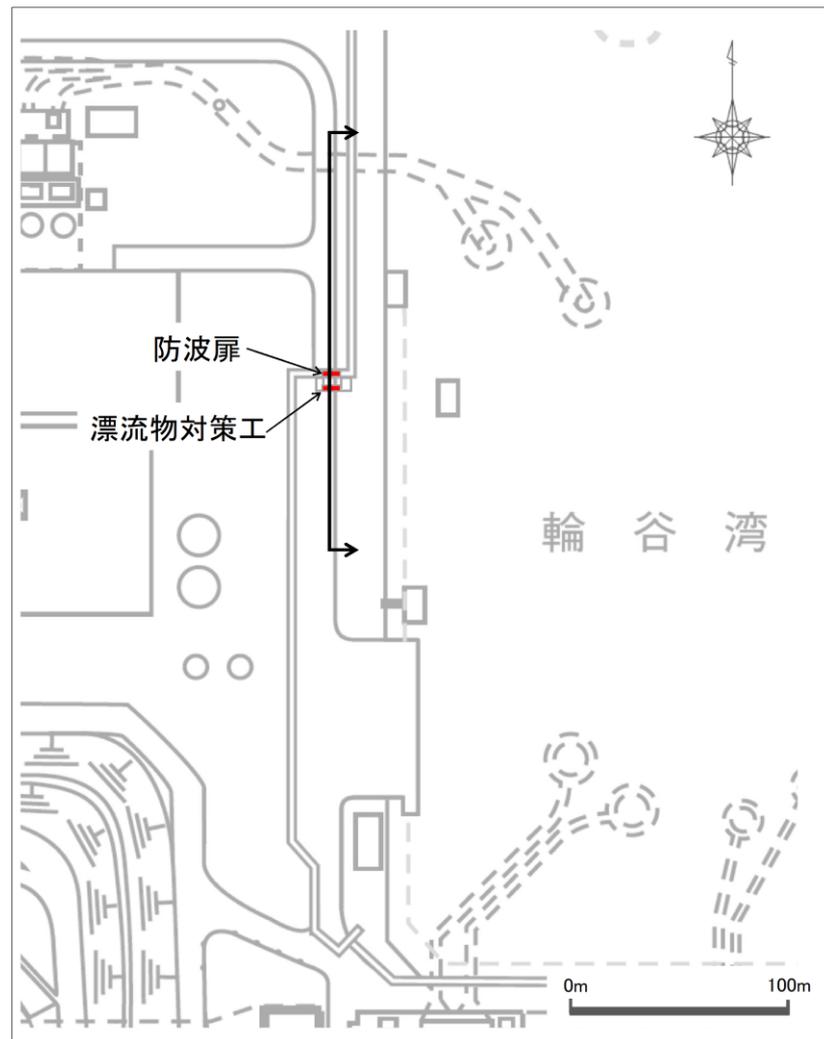


図4.2-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図

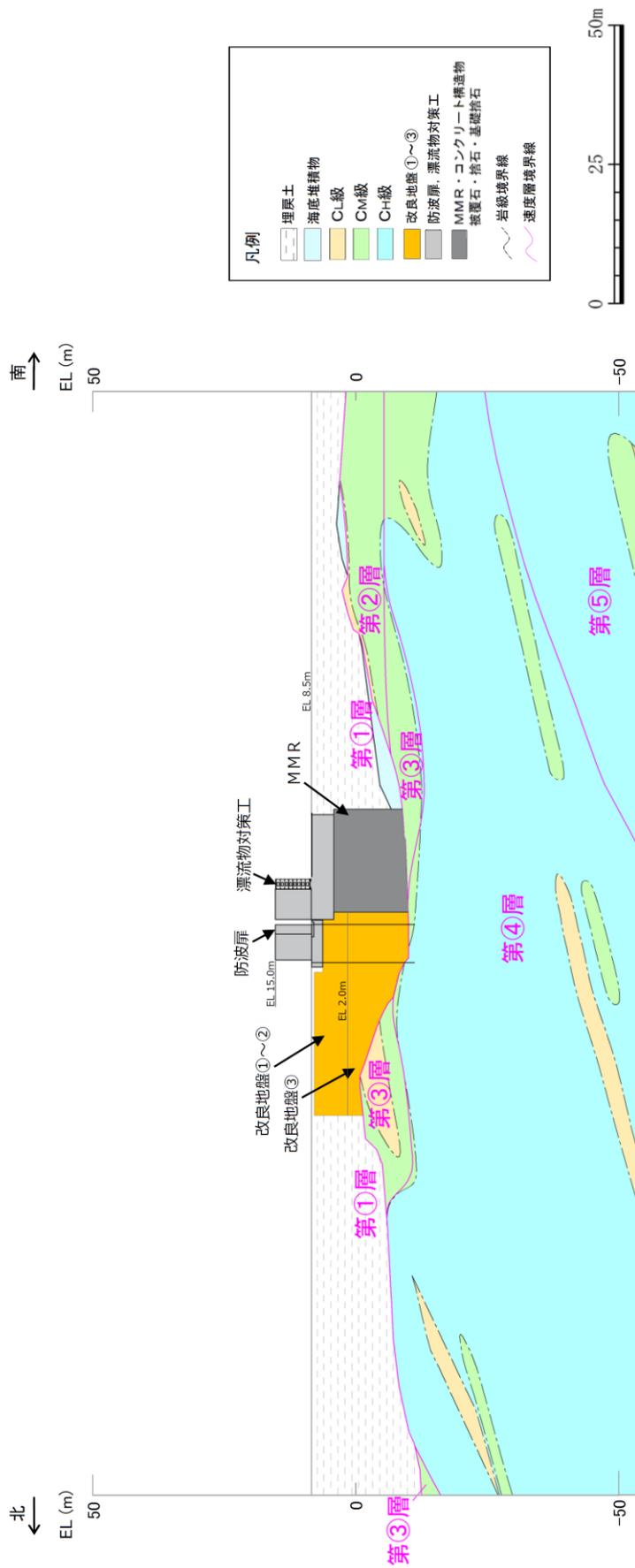


図 4.2-2 防波扉（3号機東側）の縦断面図

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次元動的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、非線形ばね要素及び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。

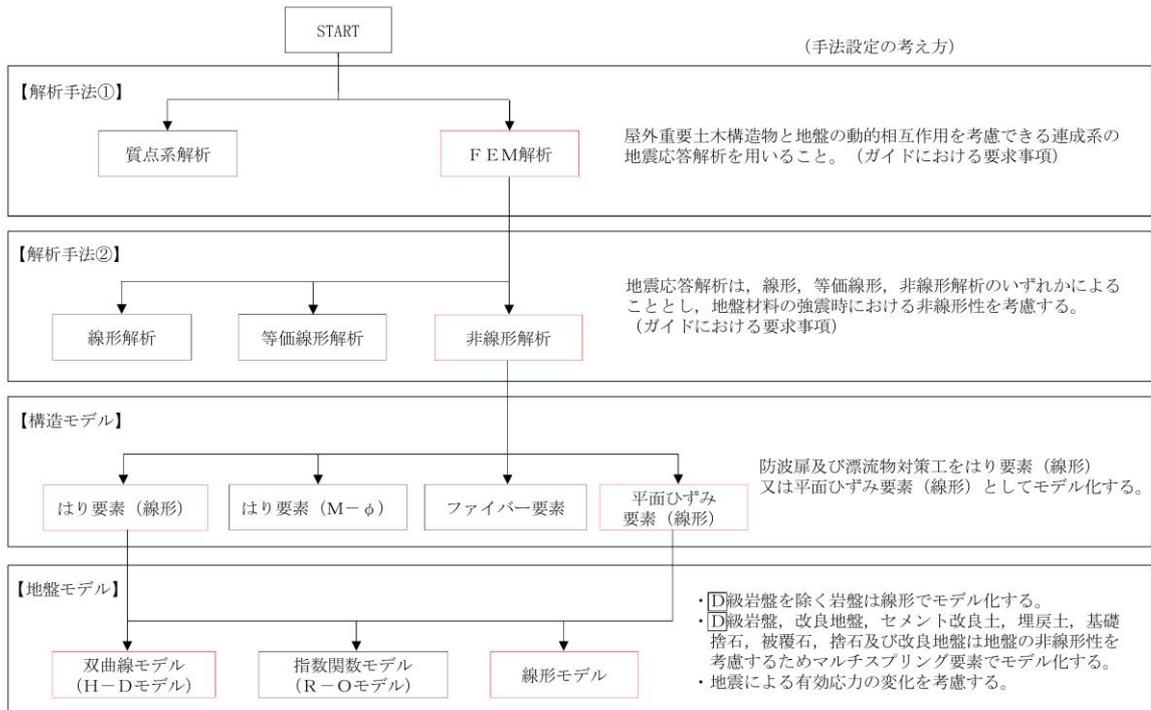


図 4.3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

4.3.2 施設

地震応答解析において、施設については線形はり要素，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，2次元地震応答解析モデルは単位奥行き（1m）とする。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 材料物性及び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。

以下の理由から，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動土圧に影響し，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 有効応力解析における解析ケース

| 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 + 1σ | 平均値 |
| ケース③ | 平均値 - 1σ | 平均値 |

4.3.4 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰を設定する。

4.3.5 解析ケース

(1) 地震応答解析

地震応答解析においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、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。

地震応答解析における解析ケースを表 4.3.5-1 に示す。

表 4.3.5-1 地震応答解析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 σ) を考慮した解析ケース | | 地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース | |
| 地盤物性 | | 平均値 | | 平均値 + 1 σ | | 平均値 - 1 σ | |
| 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。 | | | |
| | | -+* | ○ | | | | |
| | | + -* | ○ | | | | |
| | | --* | ○ | | | | |
| | $S_s - F 1$ | ++* | ○ | | | | |
| | $S_s - F 2$ | ++* | ○ | | | | |
| | $S_s - N 1$ | ++* | ○ | | | | |
| | | -+* | ○ | | | | |
| | $S_s - N 2$ (NS) | ++* | ○ | | | | |
| | | -+* | ○ | | | | |
| | $S_s - N 2$ (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。設計震度の評価結果について、防波扉は表 6.2-1 に、漂流物対策工は表 6.3-1 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

積雪及び風の荷重を考慮する。

(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。

(2) 固定荷重（G_a）

固定荷重として，グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(3) 積雪荷重（P_s）

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35.0cmとする。積雪荷重については，松江市建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに20N/m²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_k）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速30m/sを使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて，建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき，ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 地震荷重（S_s）

基準地震動S_s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) | $G + G_a + P_s + P_k + S_s$ |

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震時荷重

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。

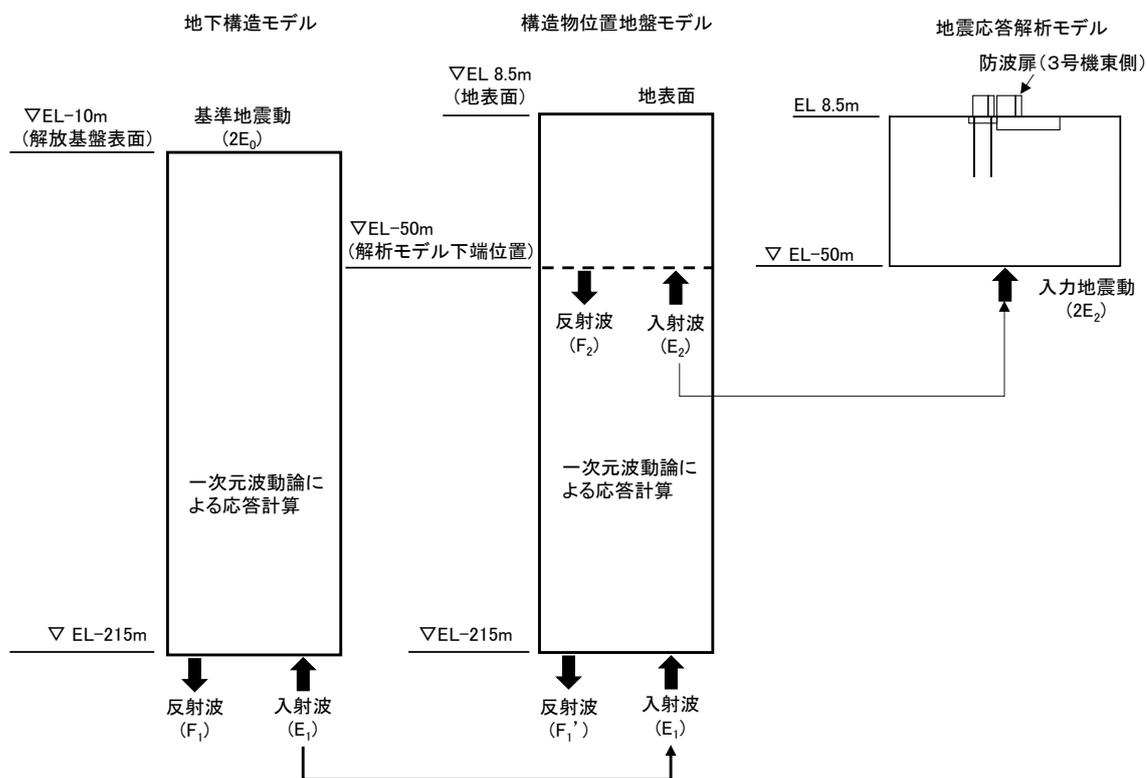
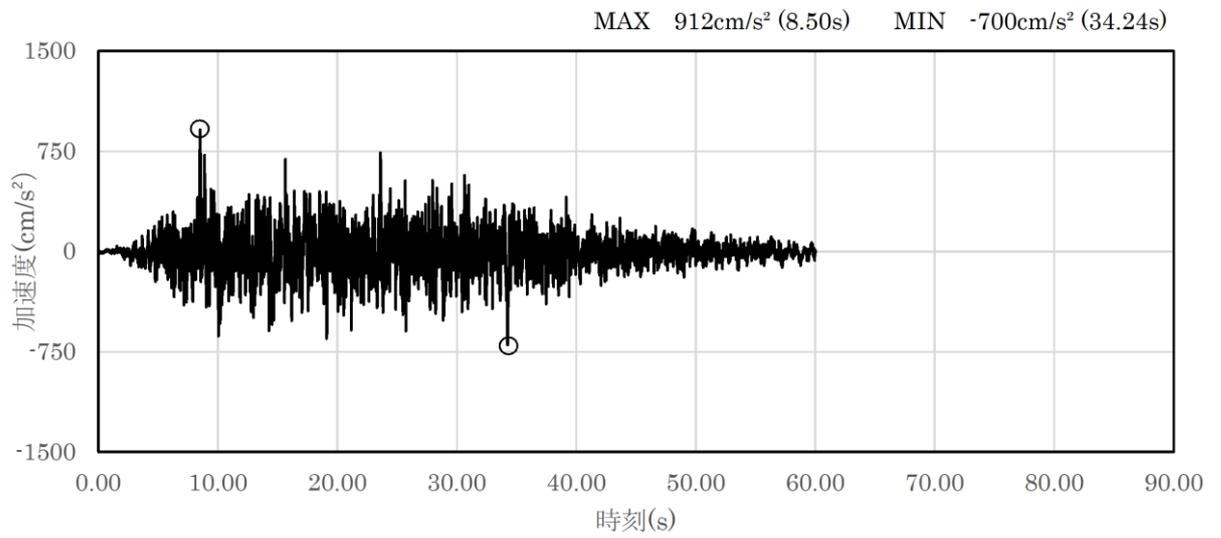
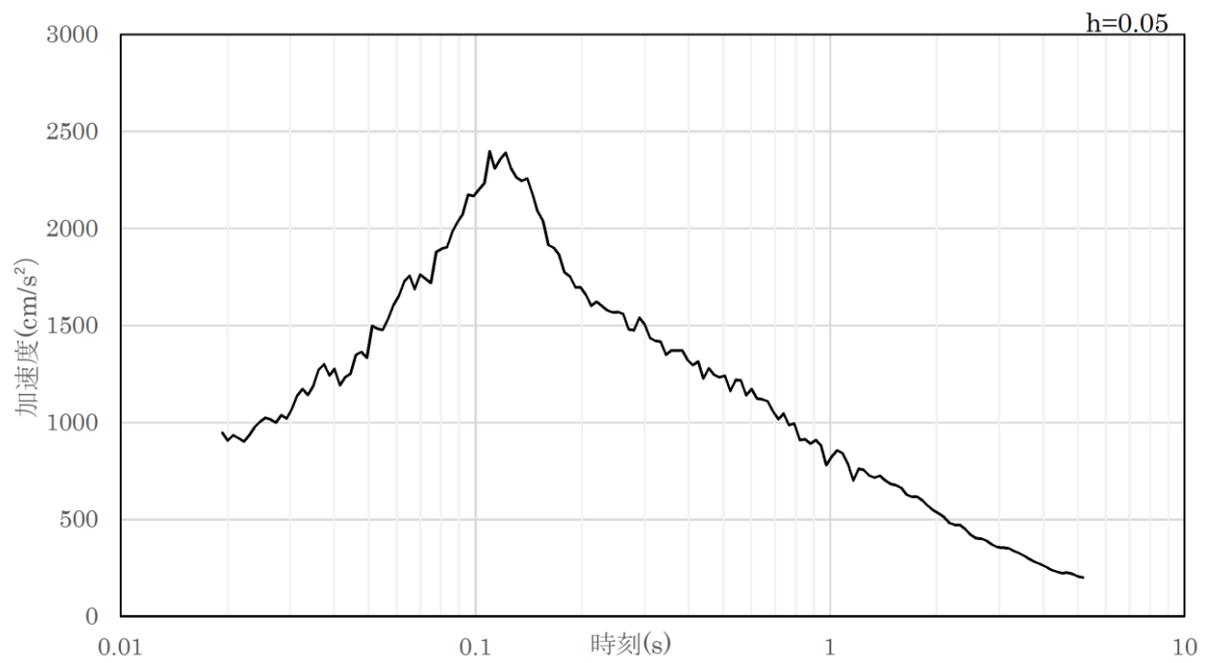


図 4.5-1 入力地震動算定の概念図

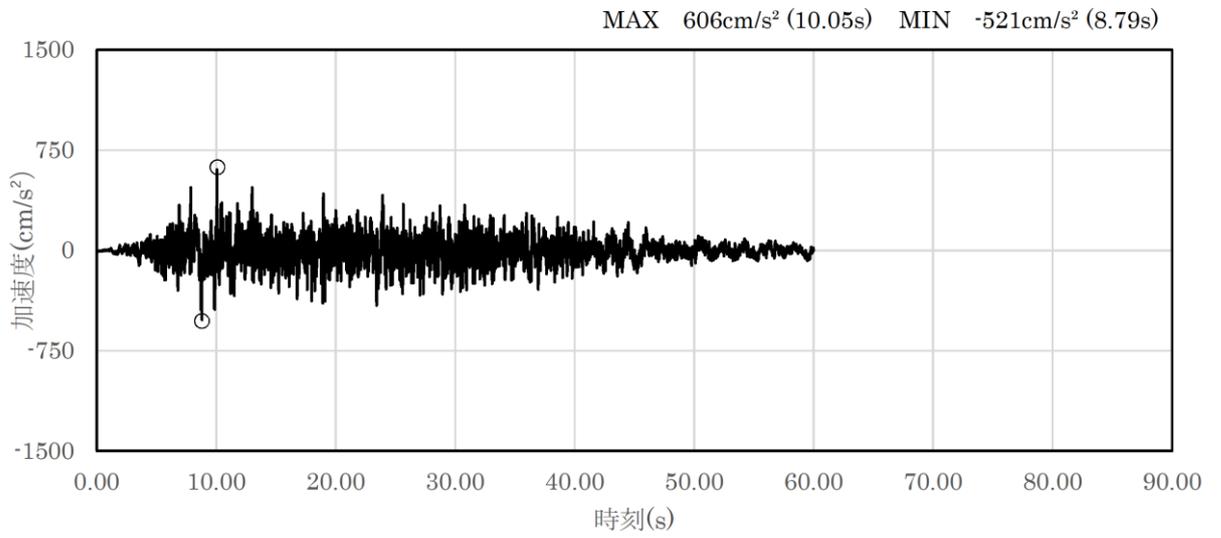


(a) 加速度時刻歴波形

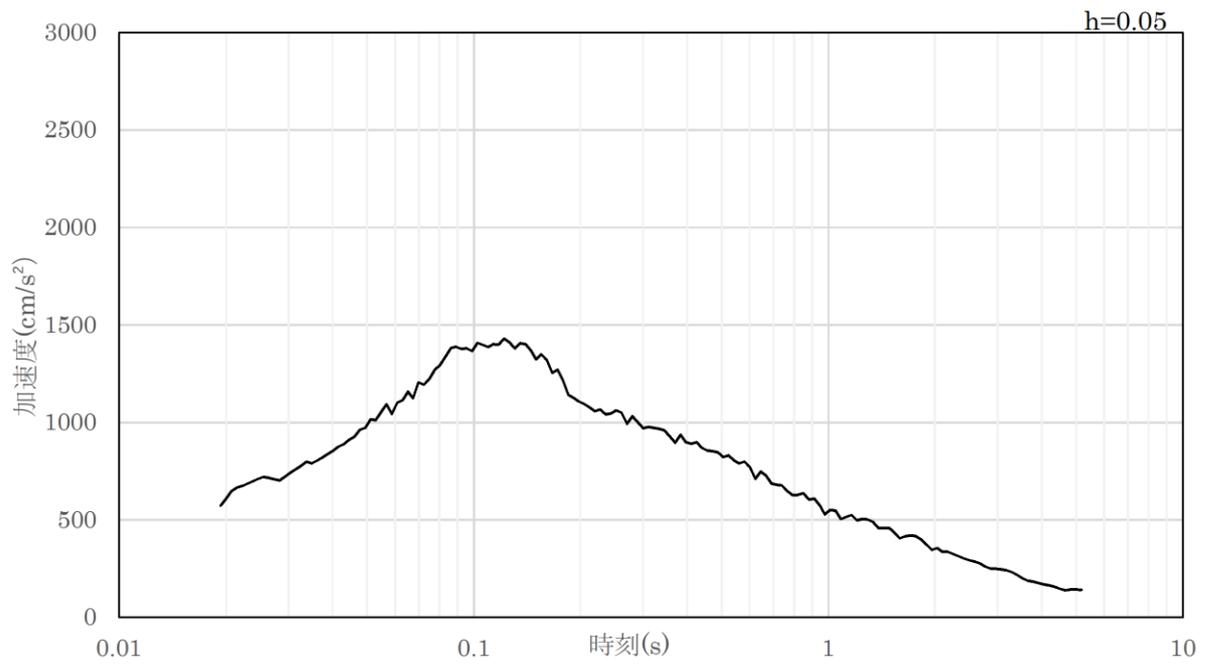


(b) 加速度応答スペクトル

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)

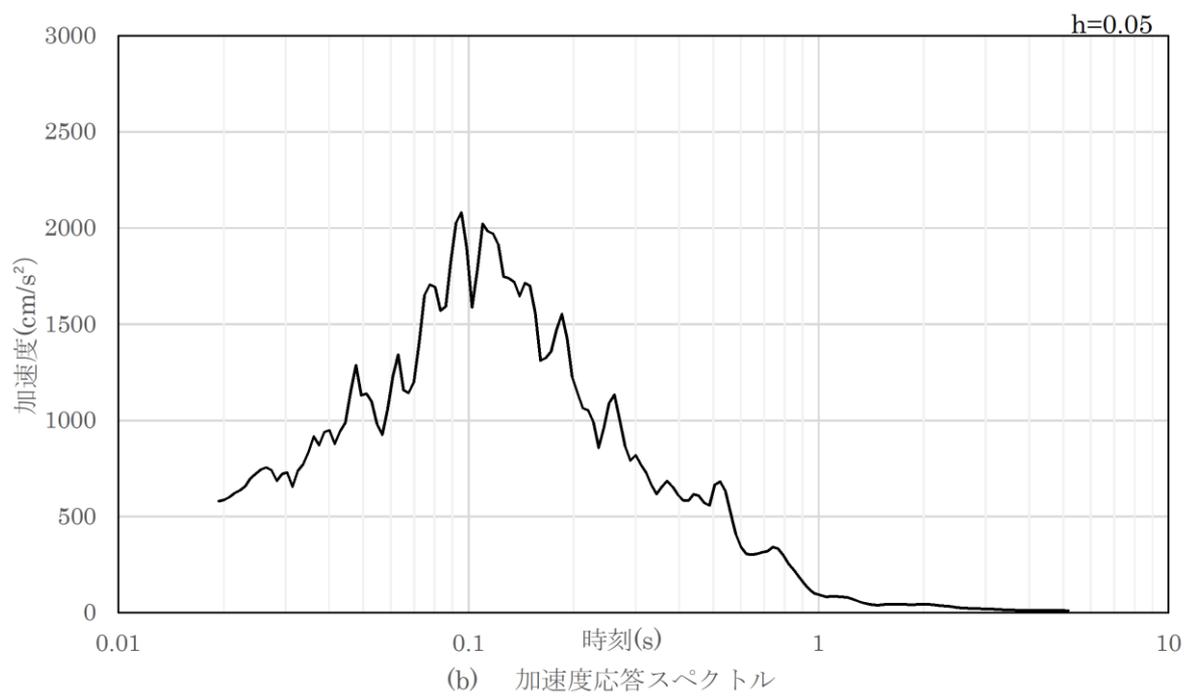
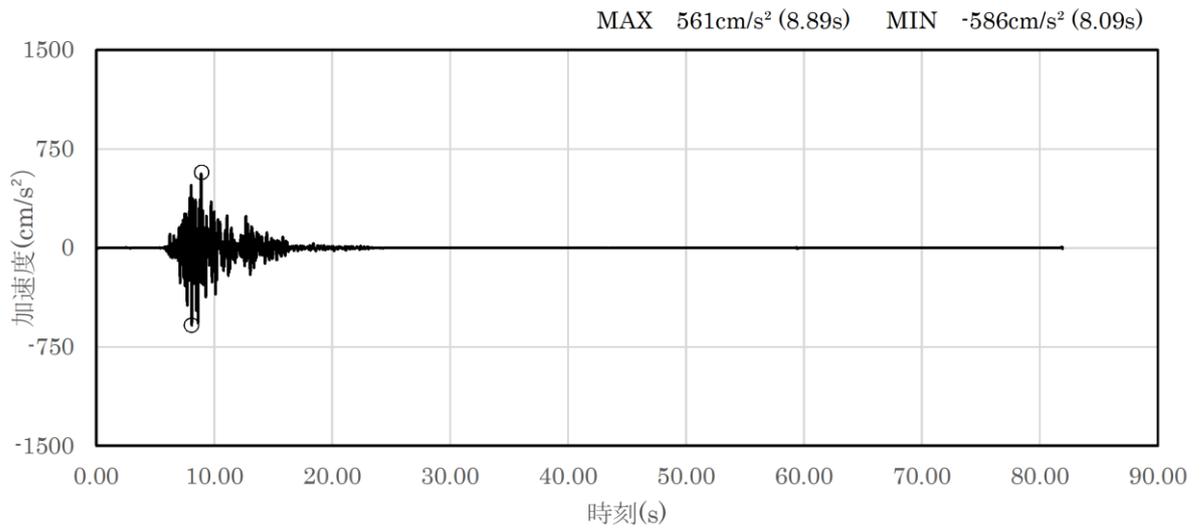
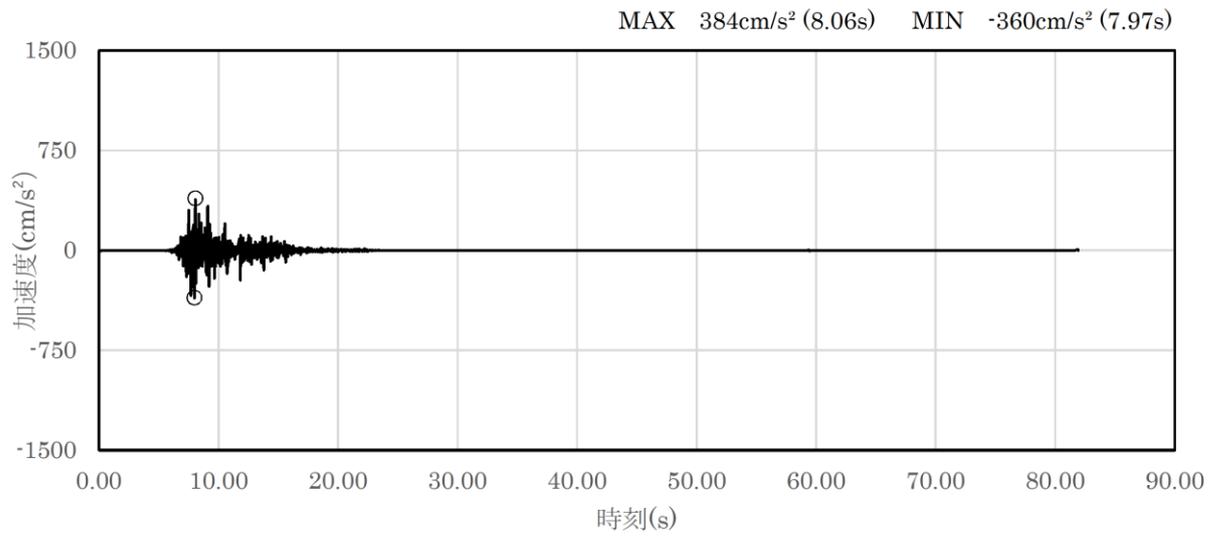
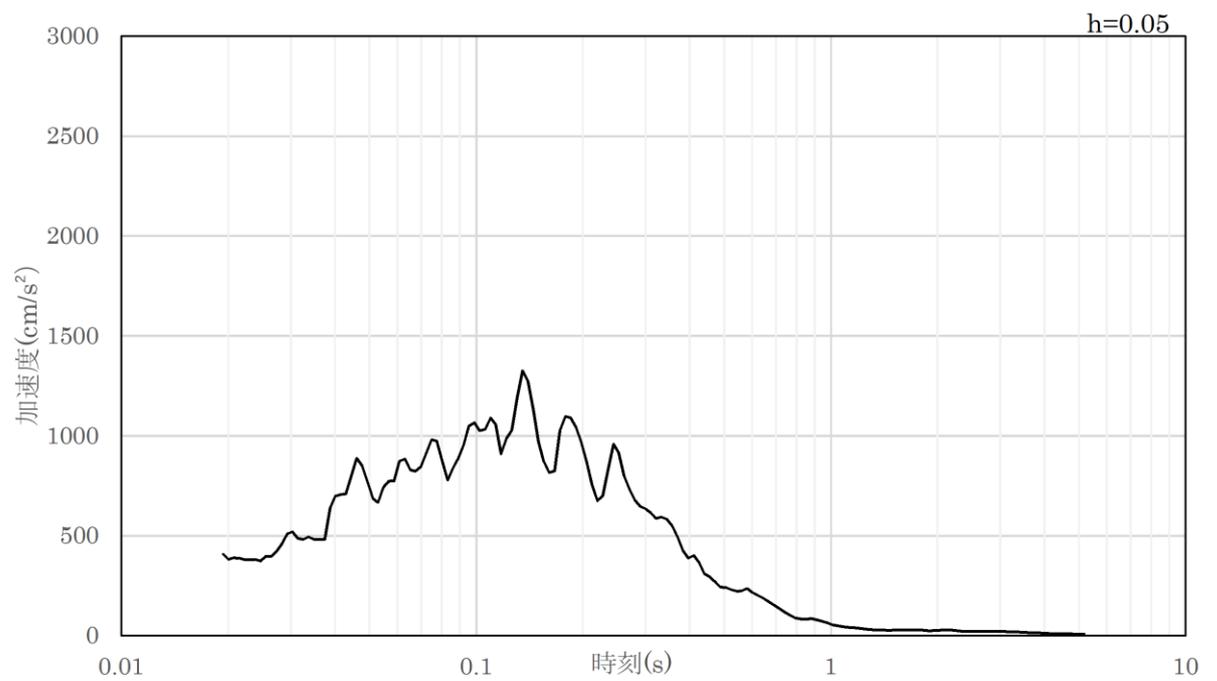


図 4.5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1)

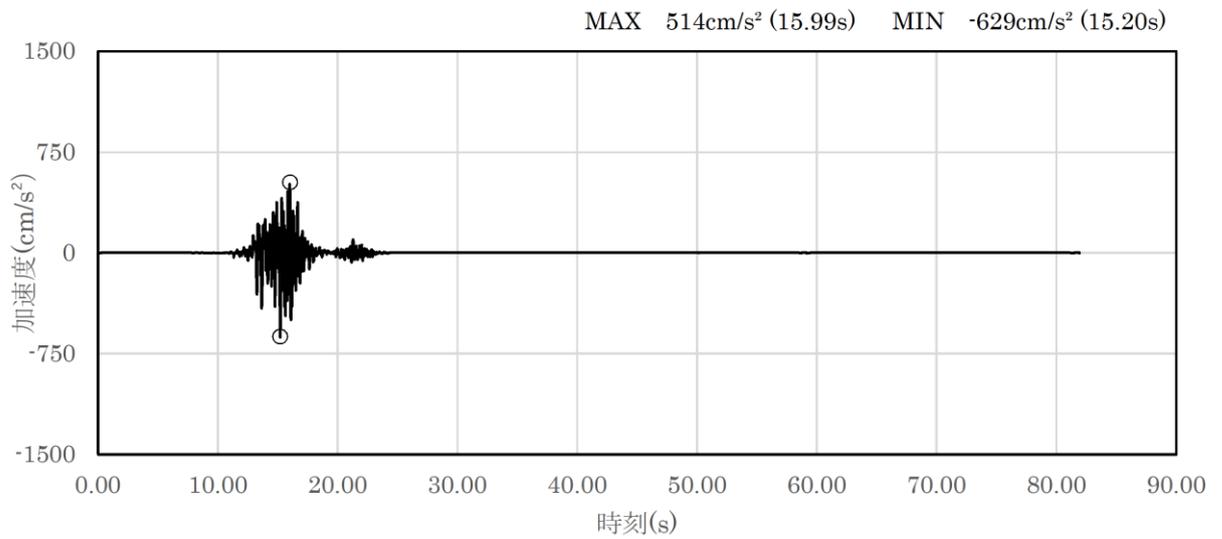


(a) 加速度時刻歴波形

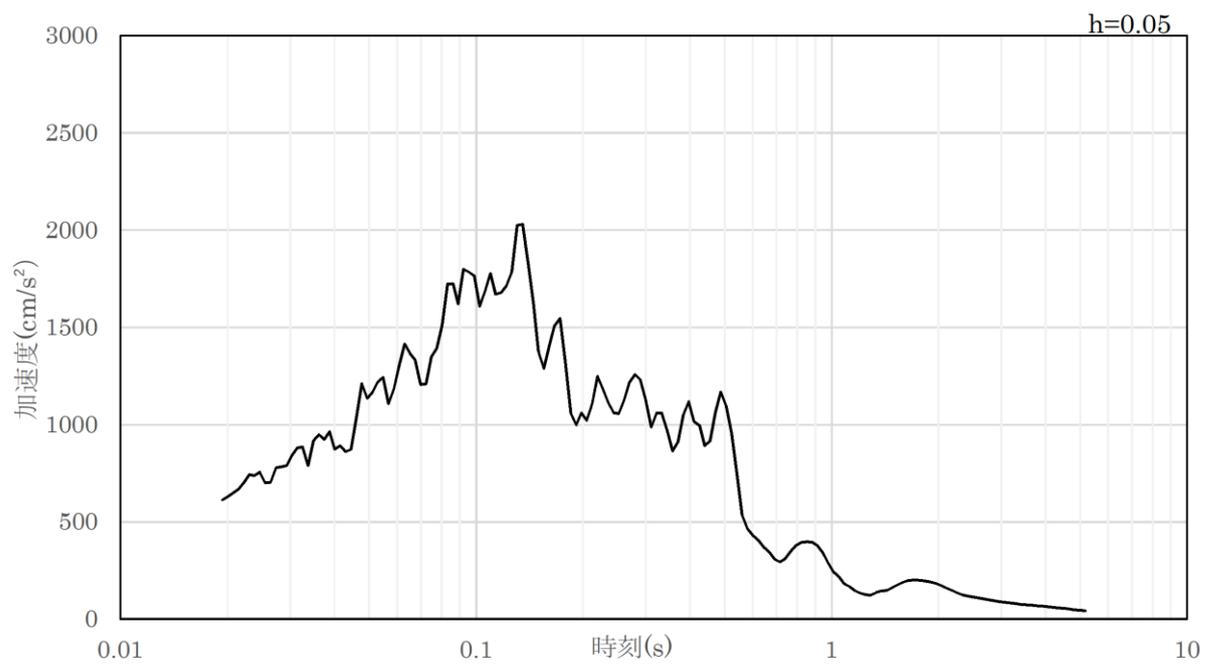


(b) 加速度応答スペクトル

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)

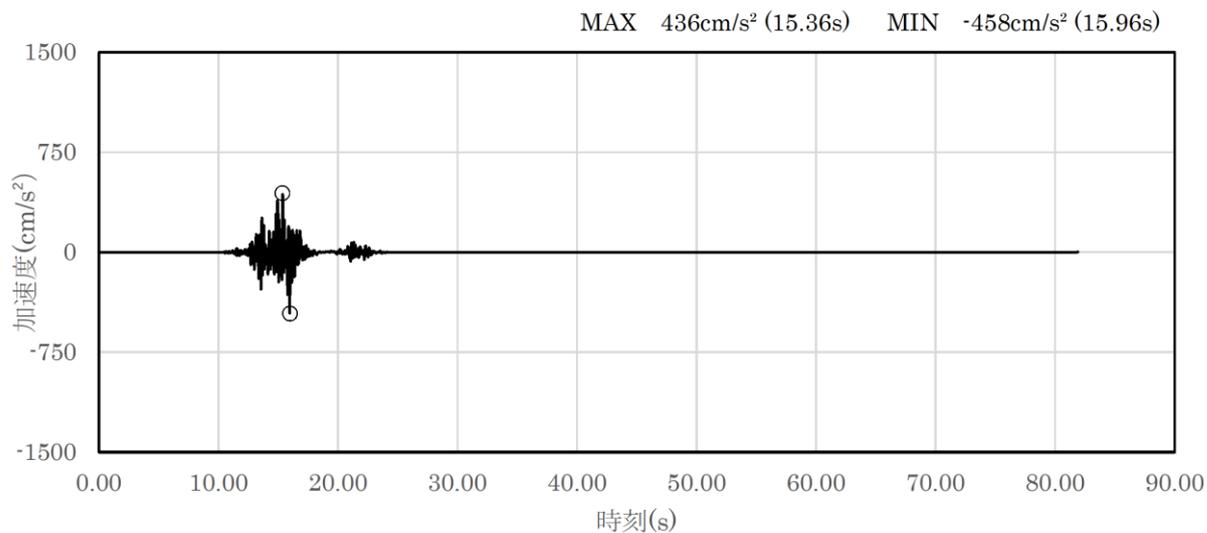


(a) 加速度時刻歴波形

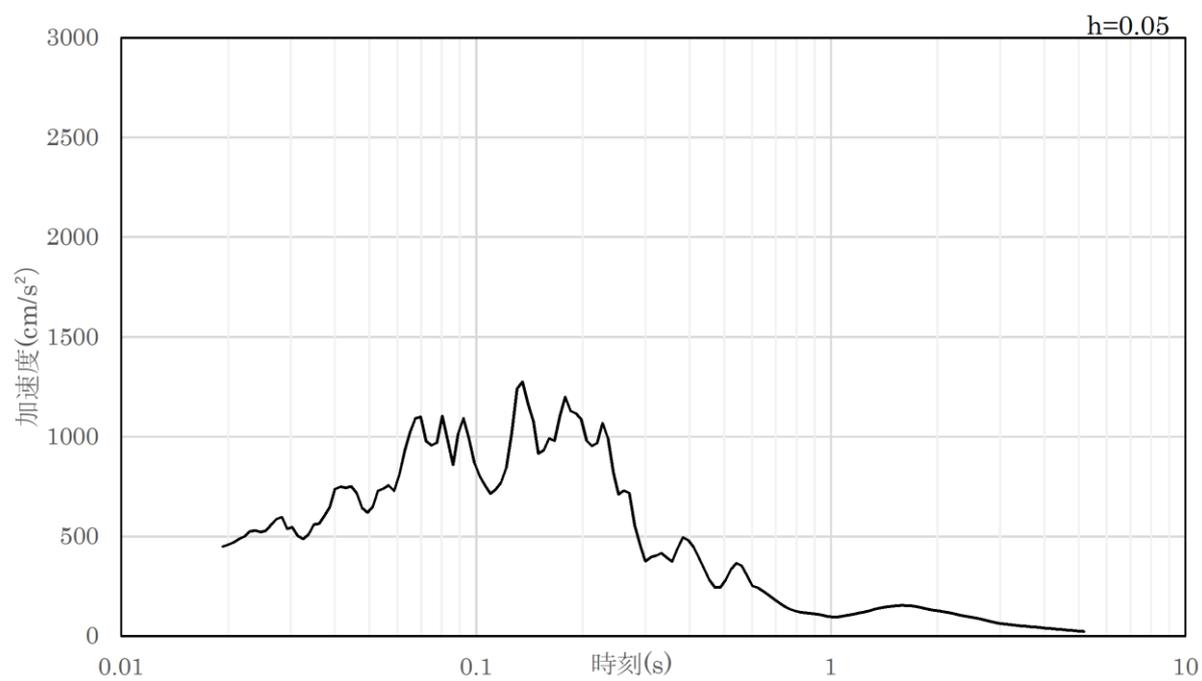


(b) 加速度応答スペクトル

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)

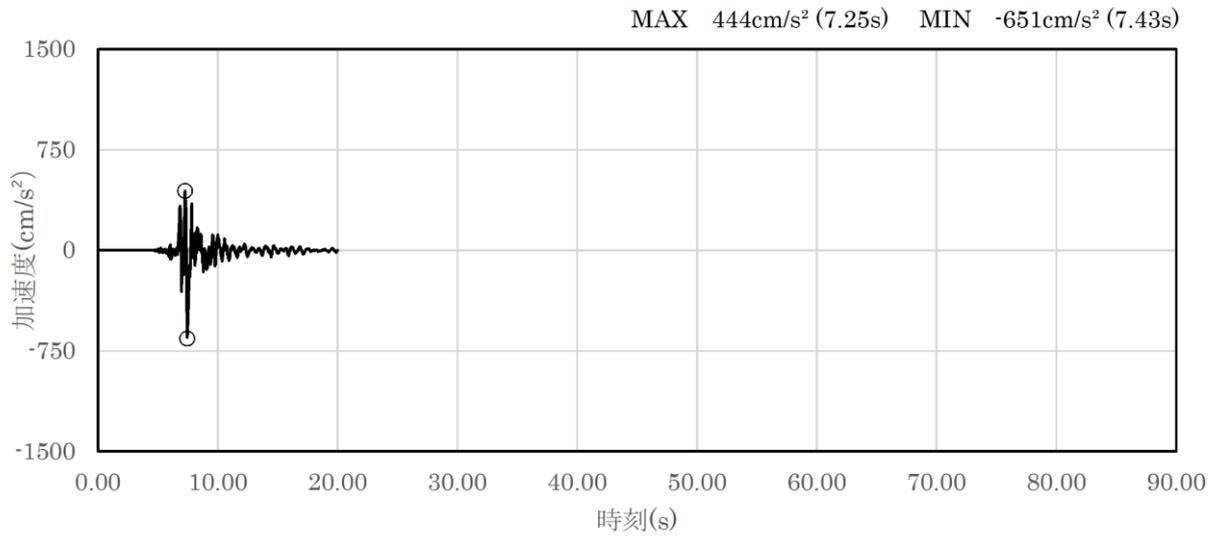


(a) 加速度時刻歴波形

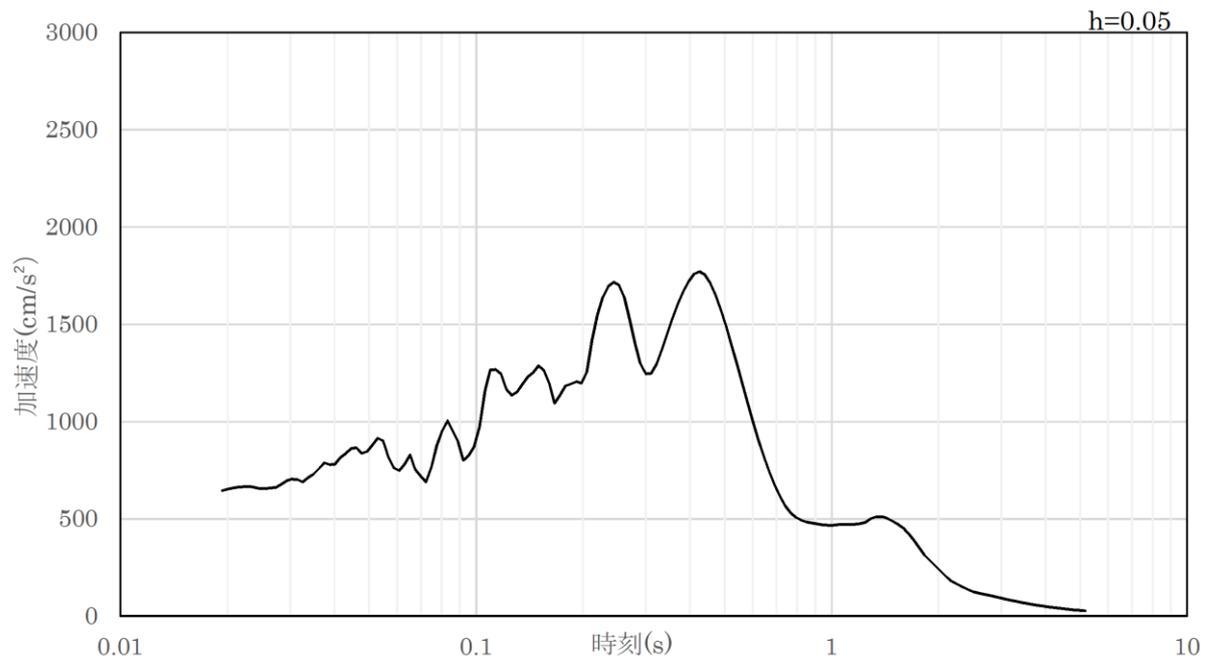


(b) 加速度応答スペクトル

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-F2)

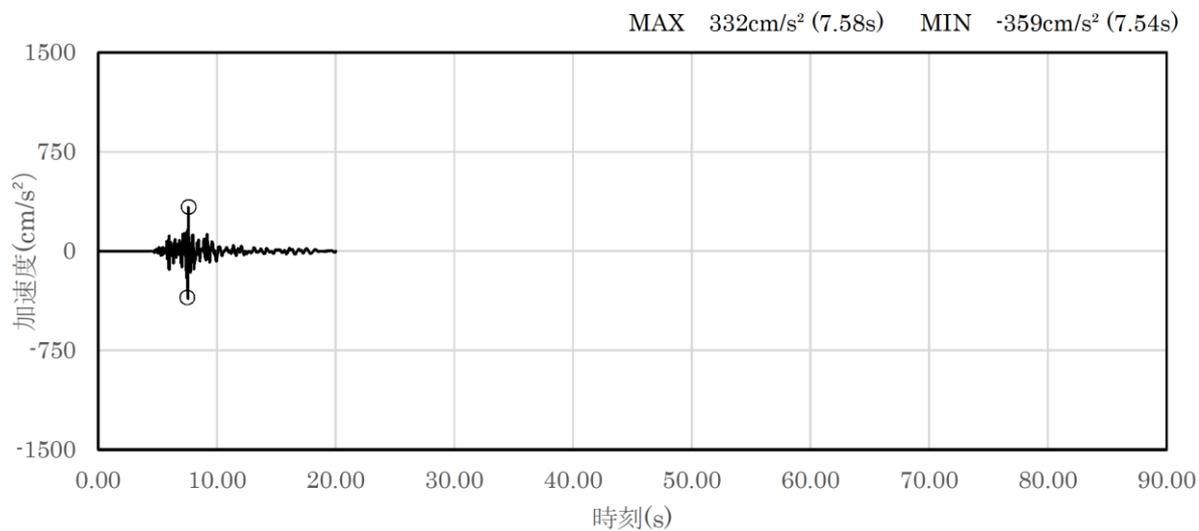


(a) 加速度時刻歴波形

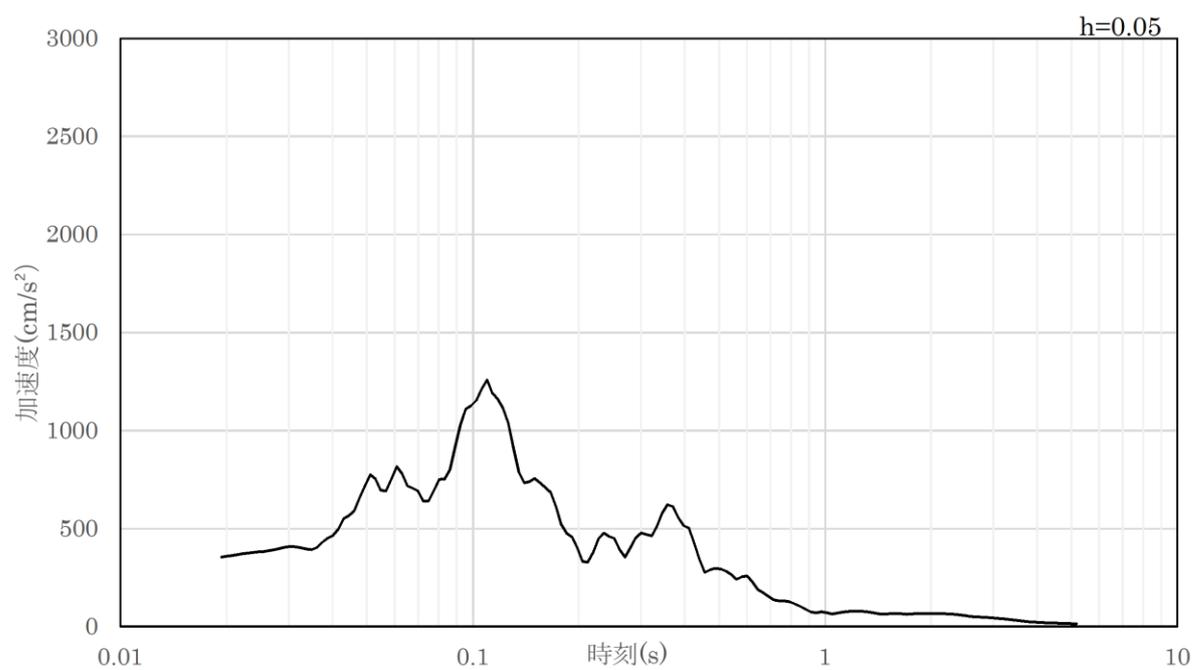


(b) 加速度応答スペクトル

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)

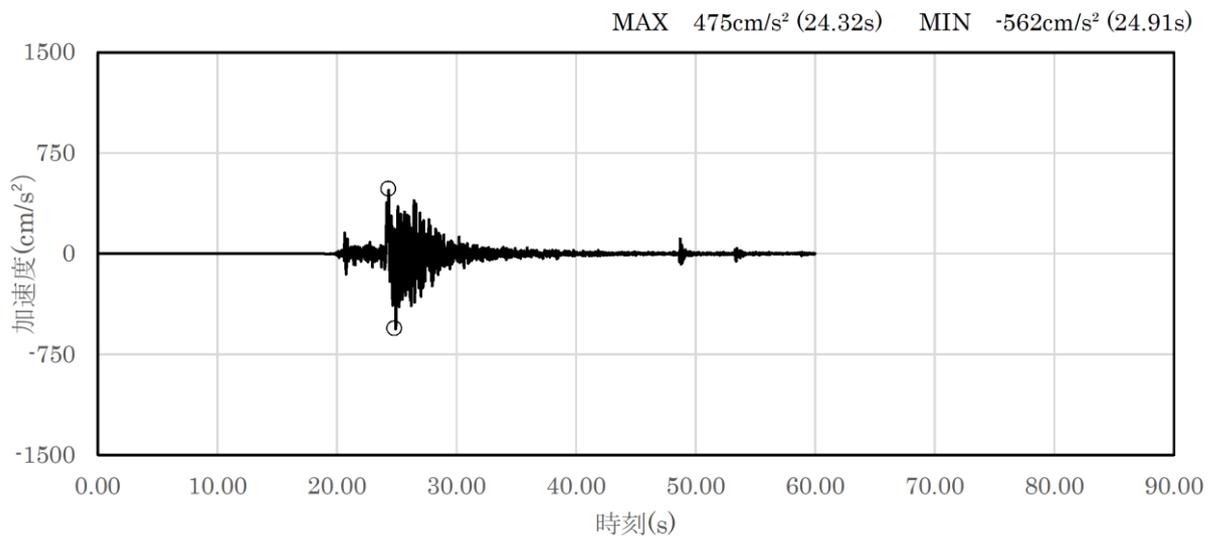


(a) 加速度時刻歴波形

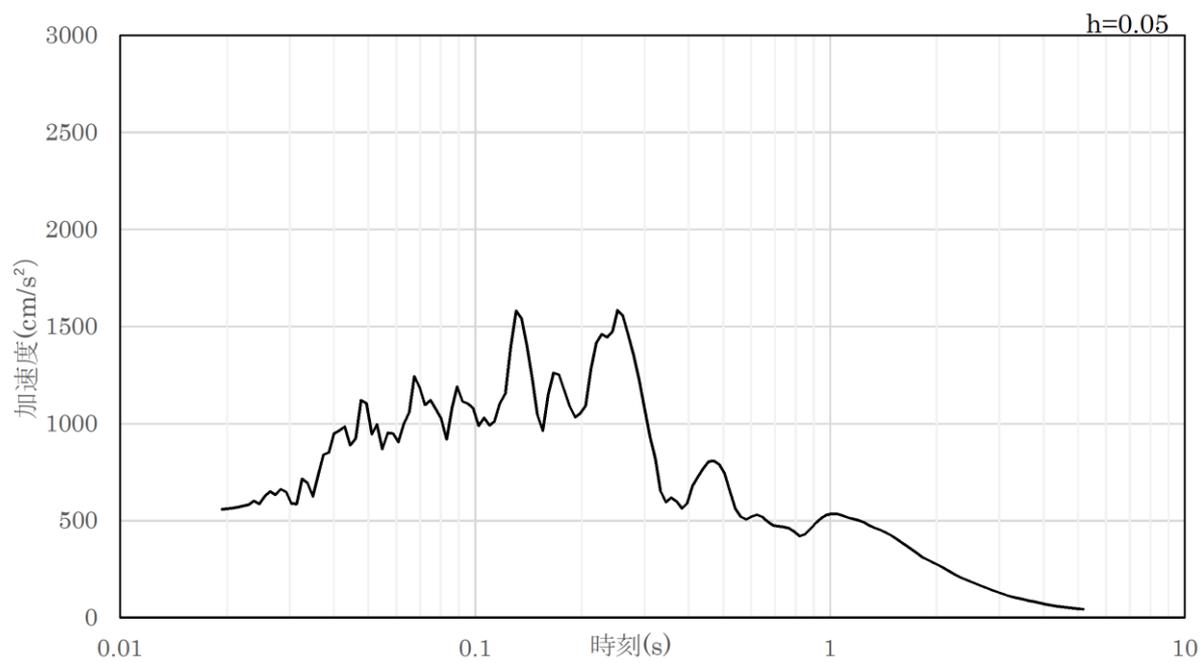


(b) 加速度応答スペクトル

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)

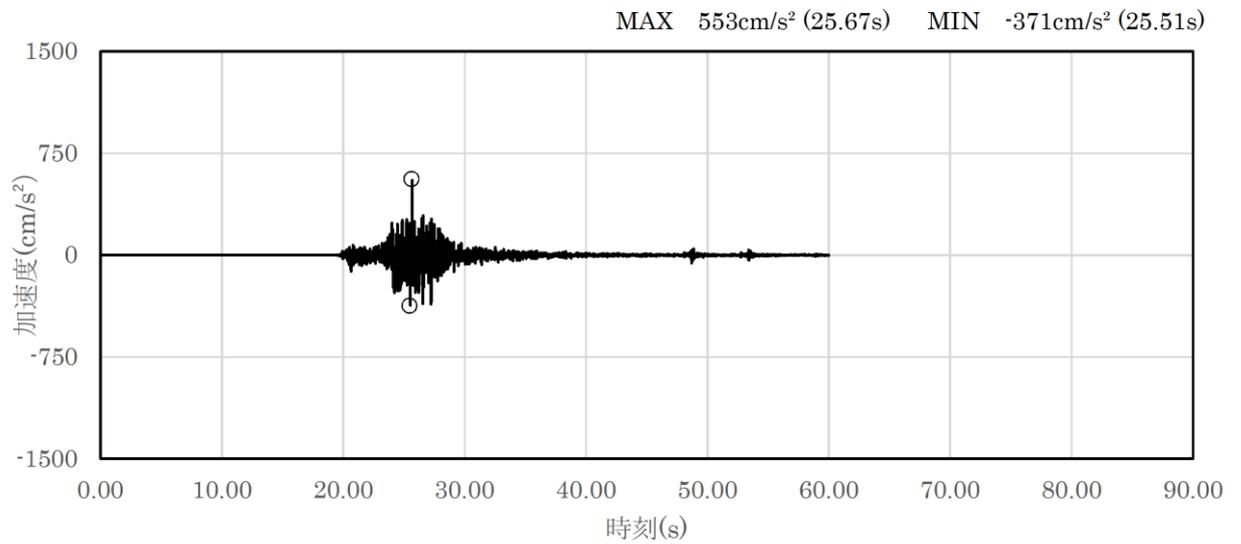


(a) 加速度時刻歴波形

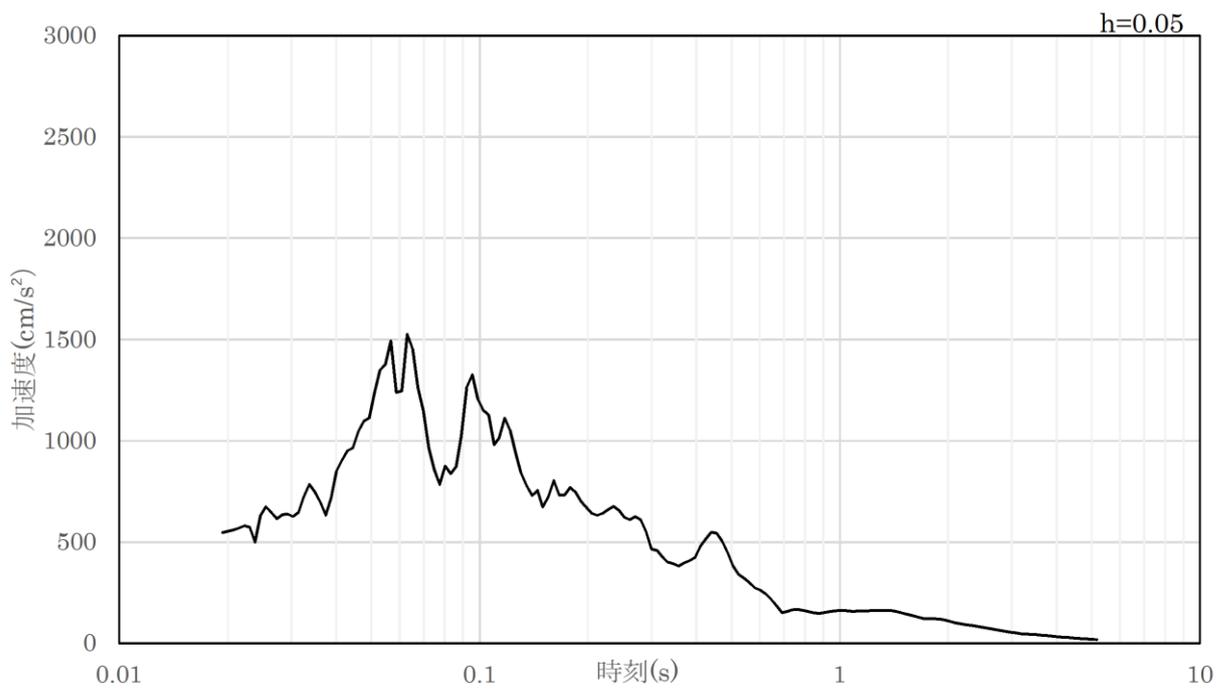


(b) 加速度応答スペクトル

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 (N S 方向))

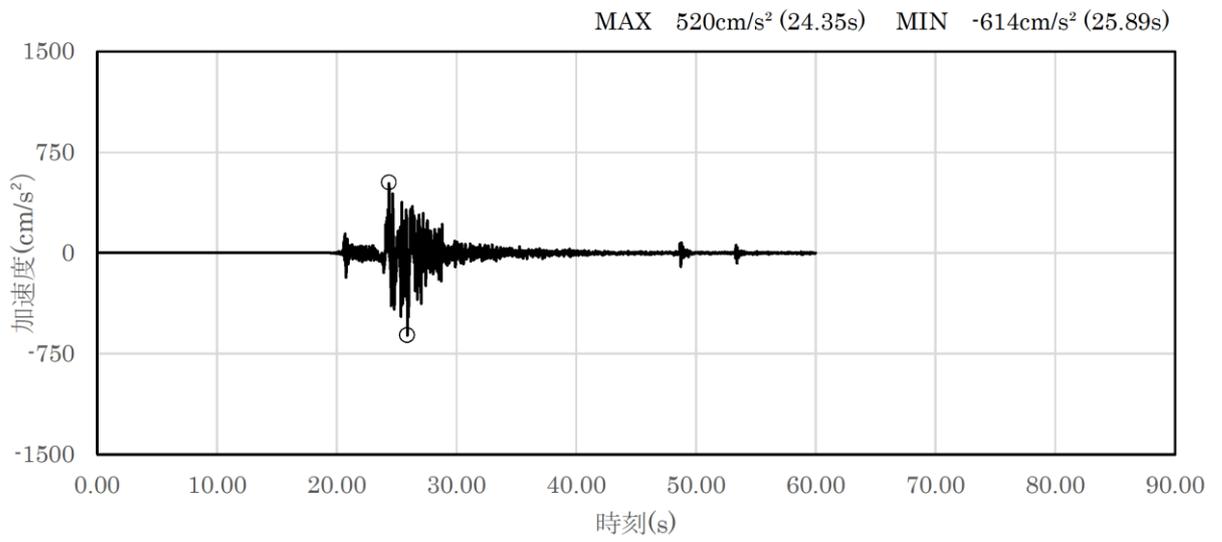


(a) 加速度時刻歴波形

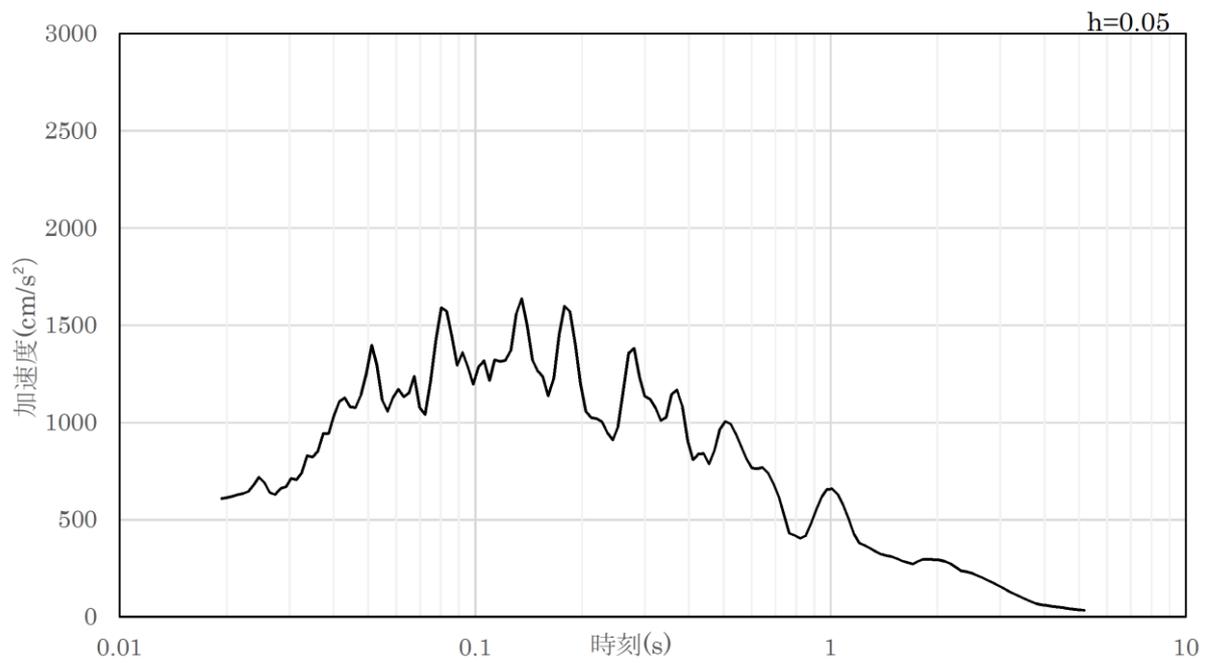


(b) 加速度応答スペクトル

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方向))

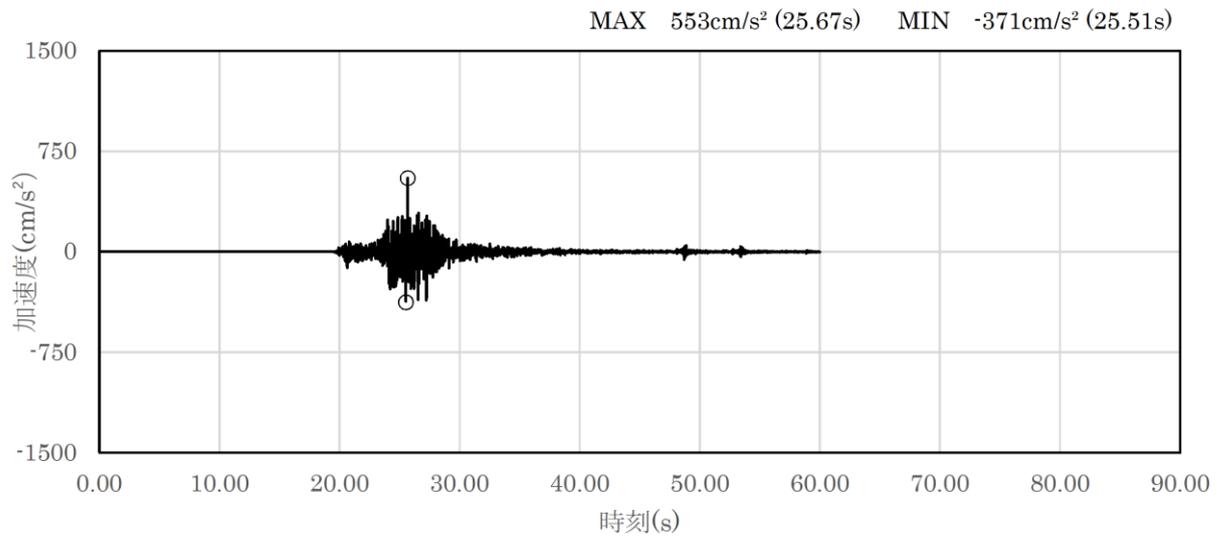


(a) 加速度時刻歴波形

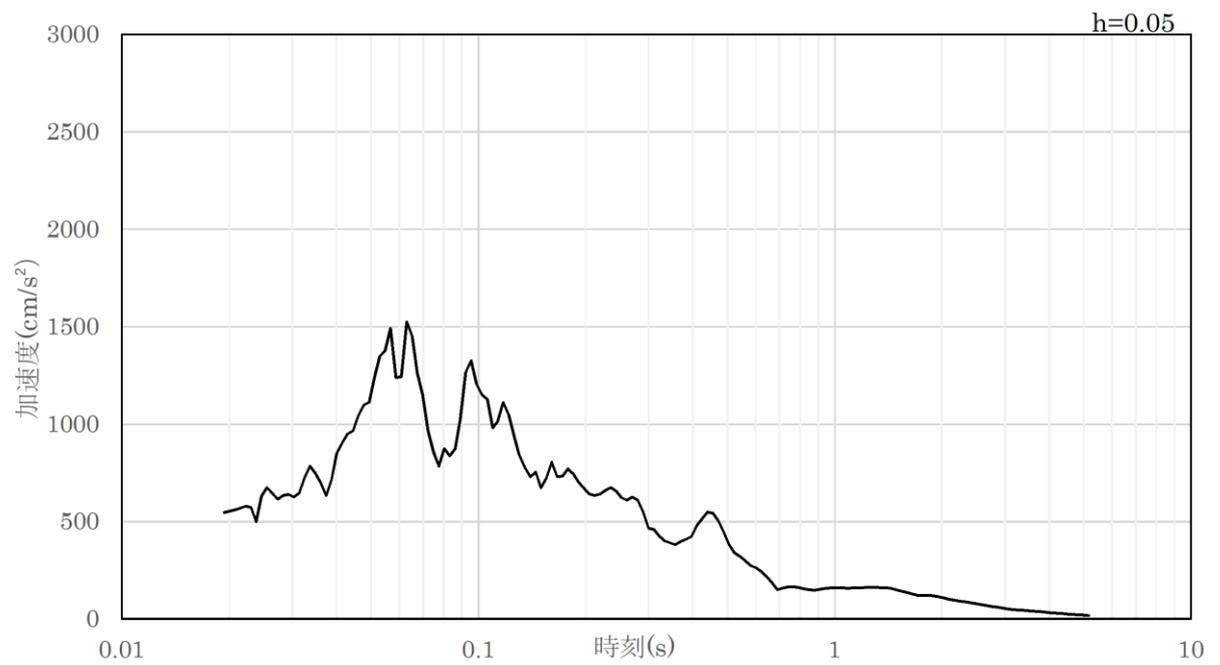


(b) 加速度応答スペクトル

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方向))



(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方向))

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。

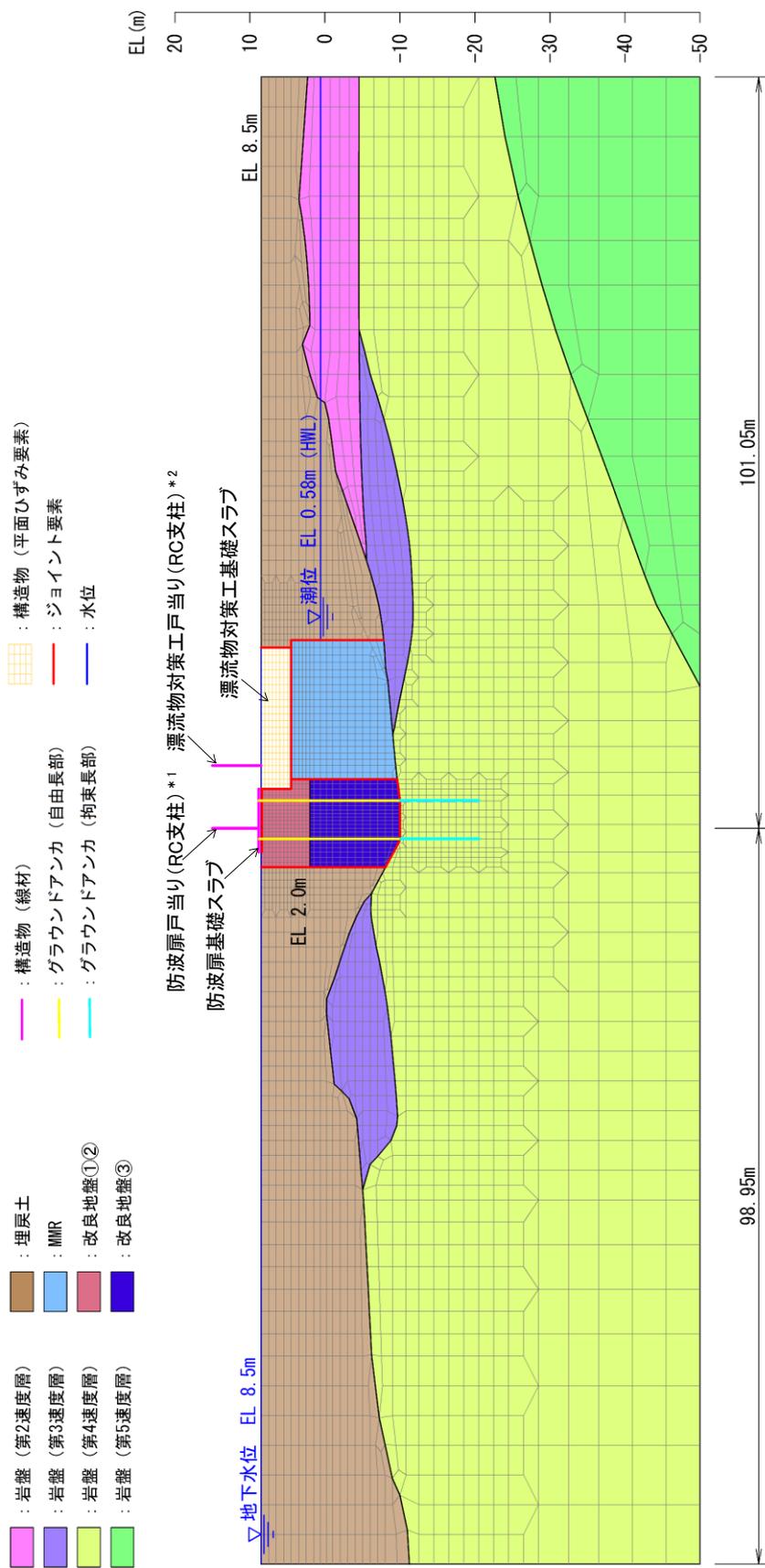
(1) 解析領域

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、J E A G 4 6 0 1-1987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。

2次元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: 綫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: 綫形はり要素の上下端(上・下部支承部位置)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)

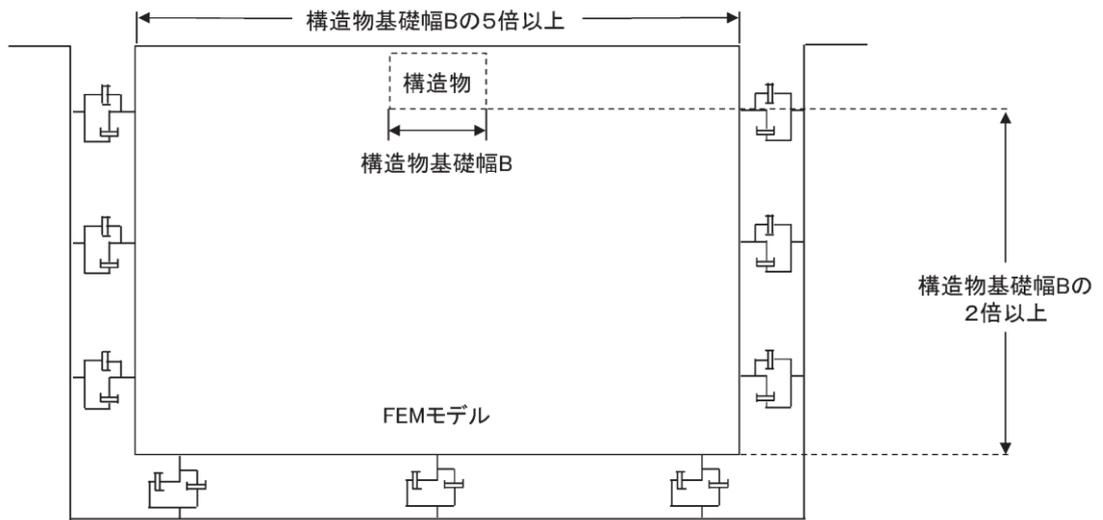


図 4.6.1-2 モデル化範囲の考え方

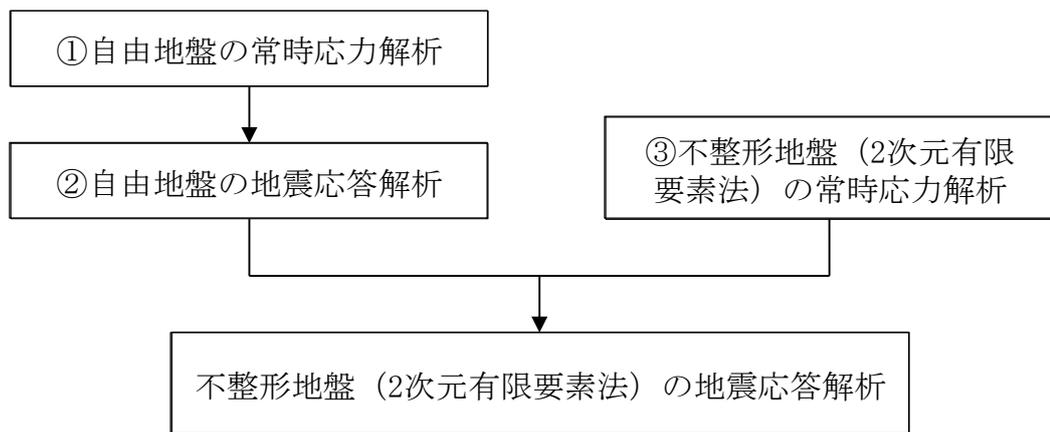


図 4.6.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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。

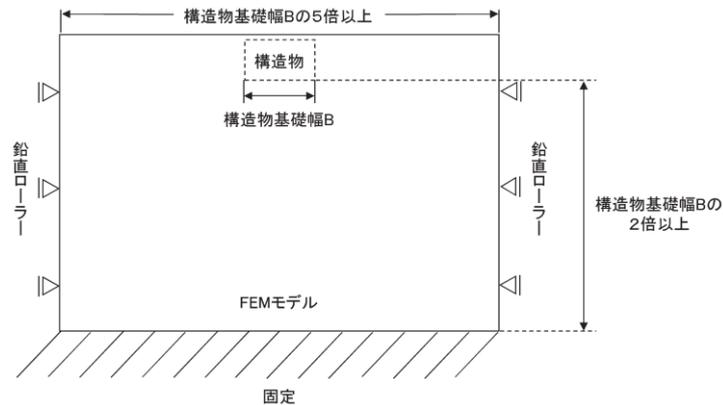


図 4.6.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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。

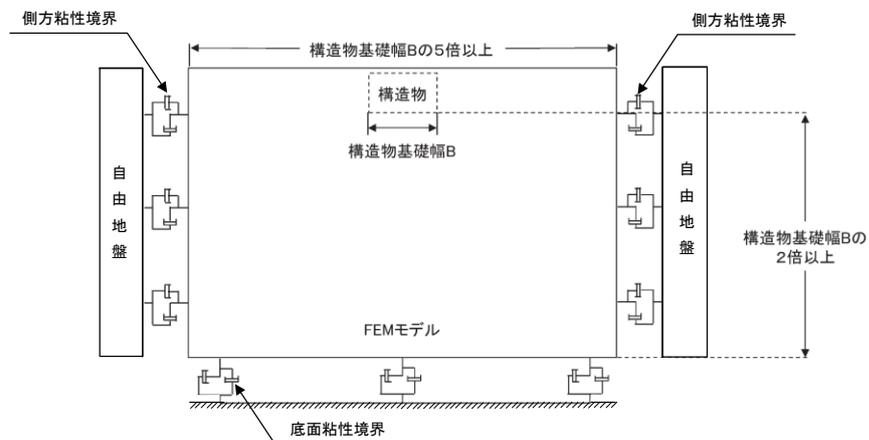


図 4.6.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(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、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、2次元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。

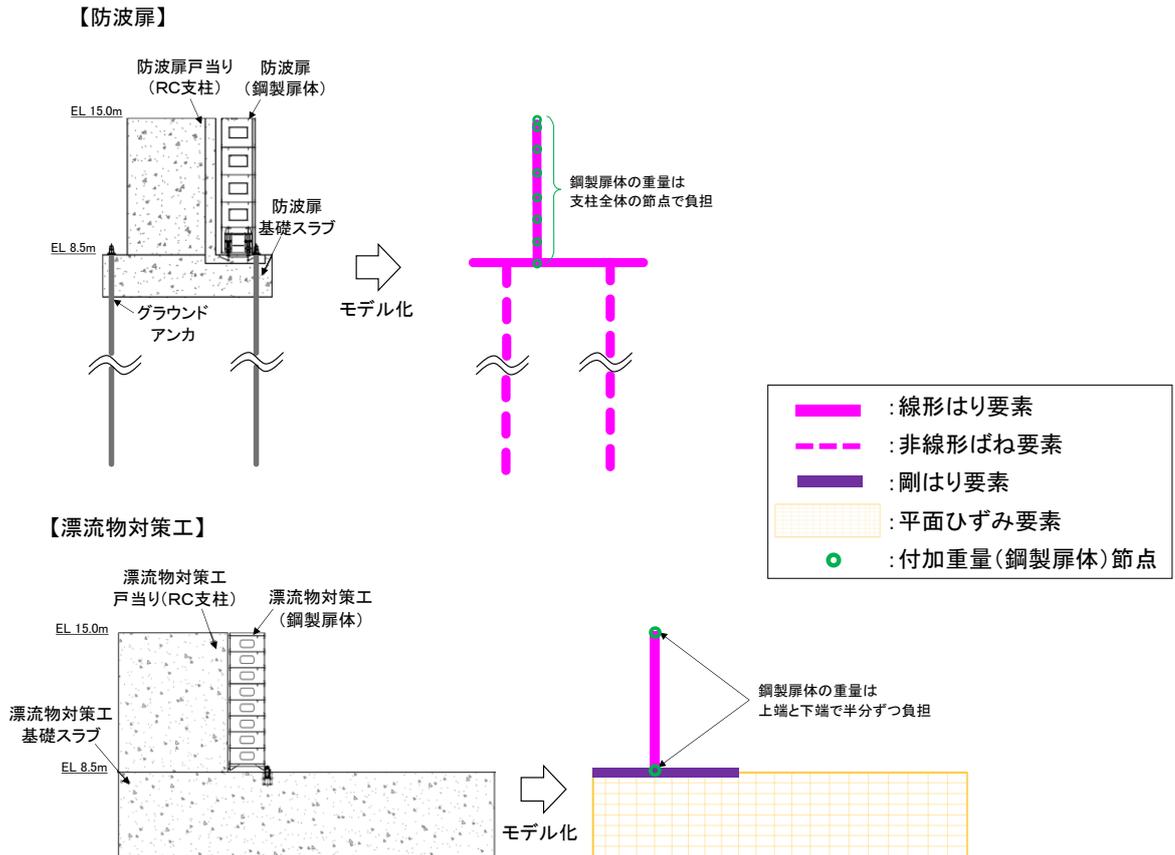


図 4.6.1-6 構造物のモデル化の概念図

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、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(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。

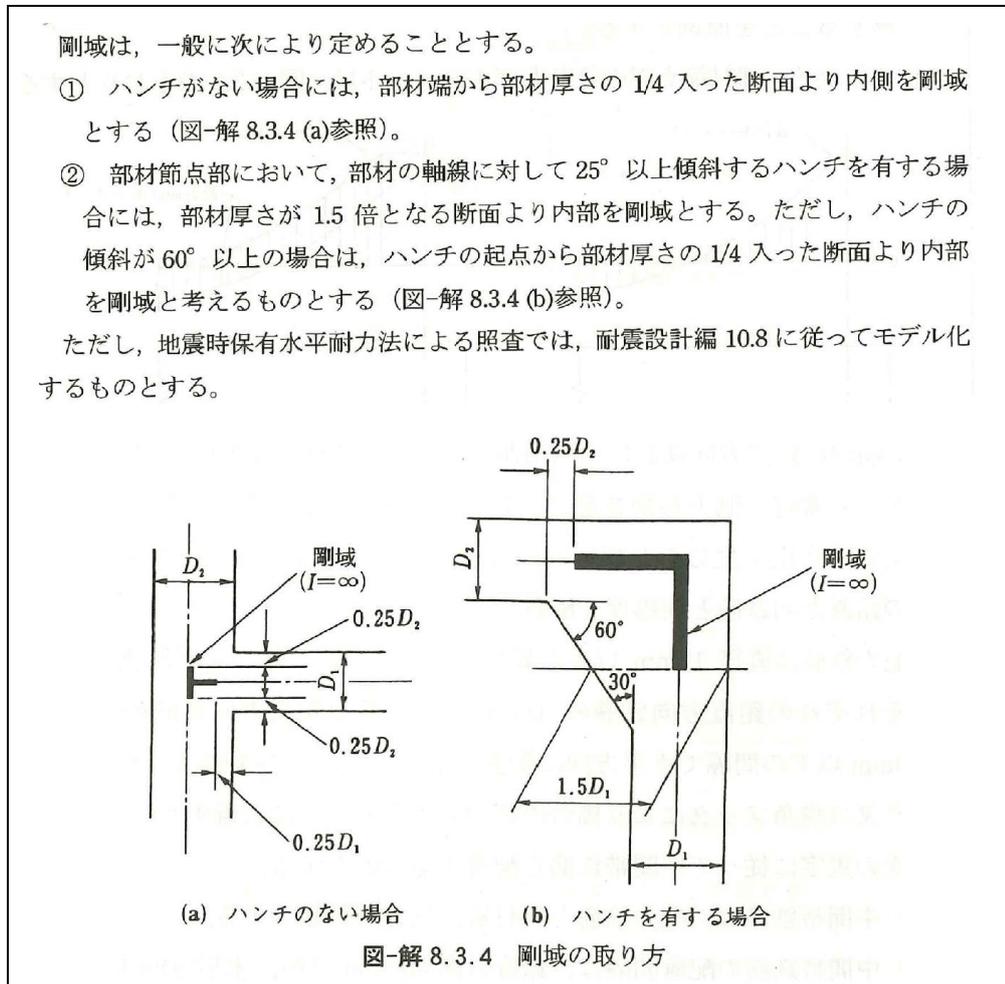


図 4.6.1-7 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素でモデル化する。線形はり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「4.9 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。

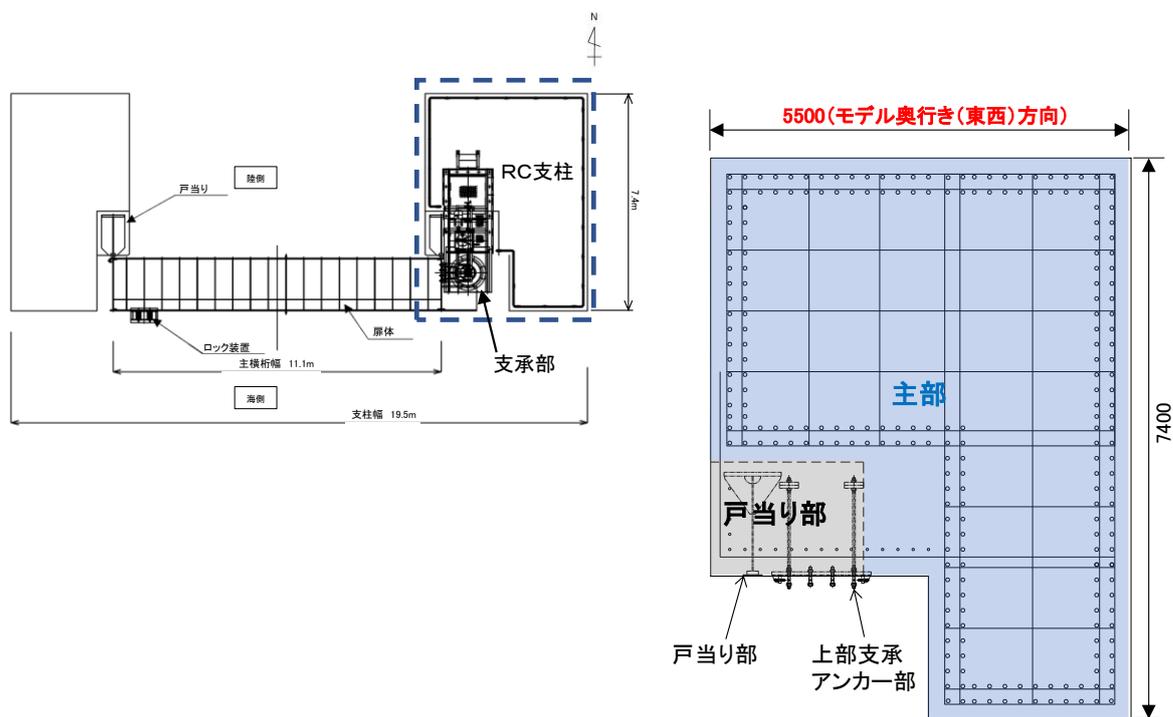


図 4.6.1-8 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

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（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〕（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。

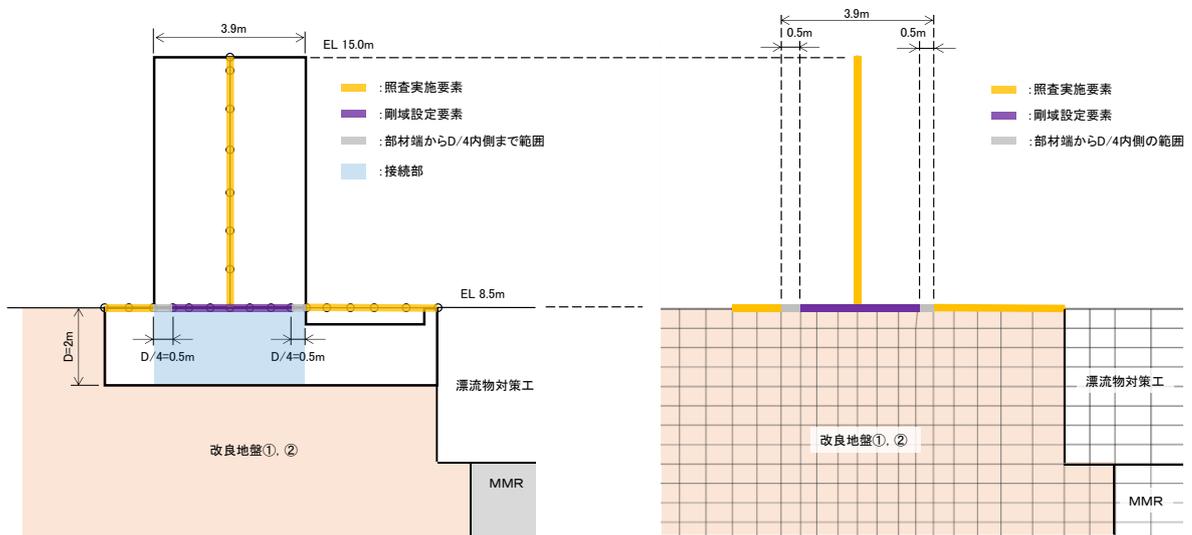


図 4.6.1-9 (1) 剛域設定の概念図及び照査範囲（防波扉）

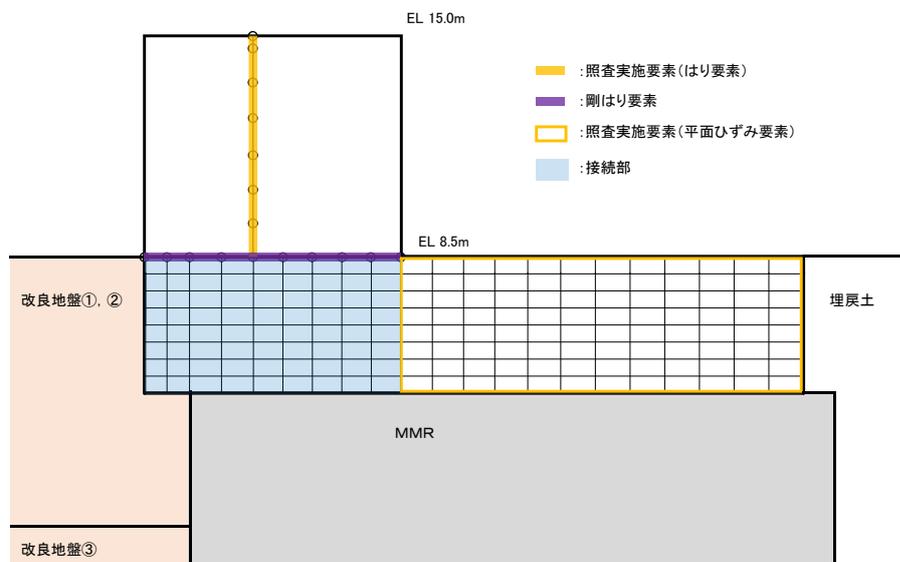


図 4.6.1-9 (2) 剛域設定の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

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。

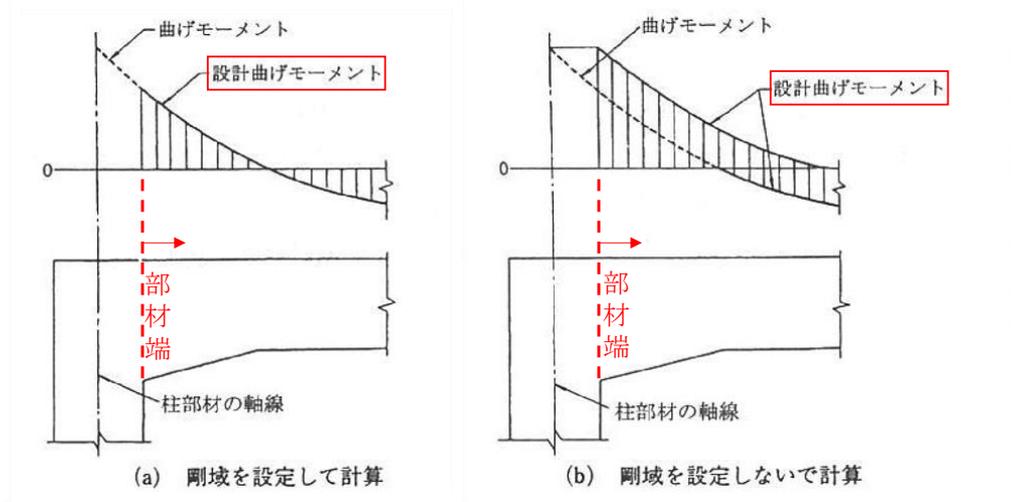


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

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）

(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。

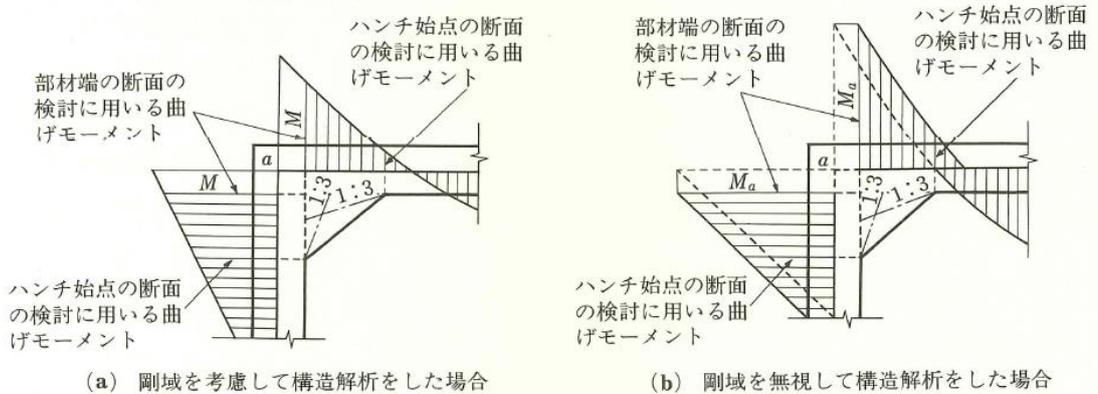


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

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）

(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 τ_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 ϕ は、港湾基準（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 ϕ 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 4.6.1-13 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ 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、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 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

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

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} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_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、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 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¹⁾・岡部²⁾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 ψ 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 4.6.1-12 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、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

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⁸⁾。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⁸⁾。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 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ'_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 ϕ_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 $\phi=15^{\circ}$ 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²⁰⁾。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 β 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 4.6.1-13 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。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。

| | |
|---------------|---------------|
| 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。

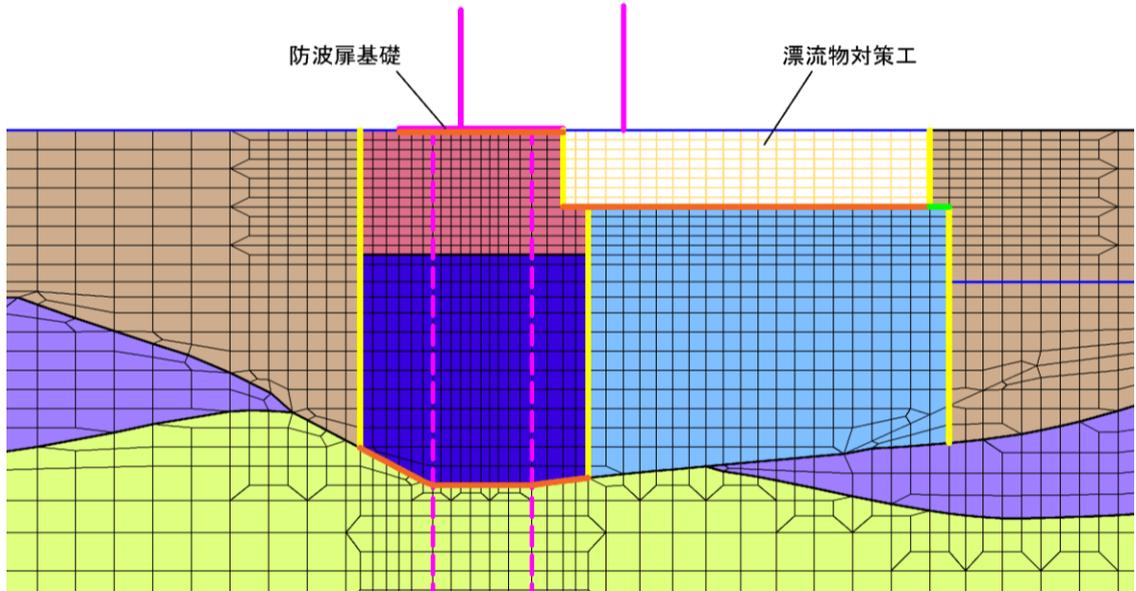
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

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 ²) | 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 ⁻¹ (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 ⁻¹ (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 φ (°) |
|------|------|-------------------------------|----------------|
| 鉛直方向 | 境界 1 | 0 | 15.00 |
| | 境界 2 | 0 | 26.57 |
| 水平方向 | 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 (kN/m^3) | 圧縮剛性 k_n (kN/m^3) |
|------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 境界 1, 2, 3 | 1.0×10^6 | 1.0×10^6 |

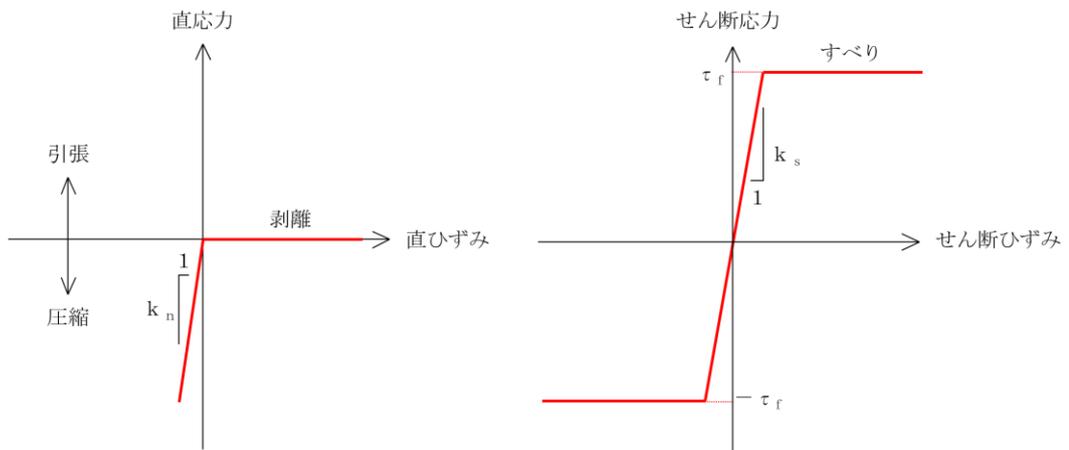


図 4.6.1-16 ジョイント要素の力学特性

4.6.2 使用材料及び材料の物性値

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 |
|----------|---------------------|---|
| コンクリート | 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ | 設計基準強度：24N/mm ² |
| 鋼材 | 防波扉（鋼製扉体） | SM490, SS400, SUS304 |
| | 鉄筋 | SD345 |
| グラウンドアンカ | | アンカー長：27.5m～29.5m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN |

表 4.6.2-1(2) 使用材料（漂流物対策工）

| 材料 | | 諸元 |
|--------|------------------------|----------------------------|
| コンクリート | 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ | 設計基準強度：40N/mm ² |
| 鋼材 | 漂流物対策工（鋼製扉体） | SM490, SS400, SUS304 |
| | 鉄筋 | SD345 |

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 ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|----------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 鉄筋コンクリート | 24.0* | 2.5×10 ⁴ * | 0.2* |

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（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 ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|----------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 鉄筋コンクリート | 24.0* | 3.1×10 ⁴ * | 0.2* |

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

表 4.6.2-2(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

| 材料 | 引張剛性 k (kN/m) | テンドン降伏 引張り力 (kN) | 設計 アンカー力 (kN) | 初期変位量 (mm) |
|----------|------------------|------------------------|---------------------|---------------|
| グラウンドアンカ | 14777 | 2400 | 1650 | 112 |

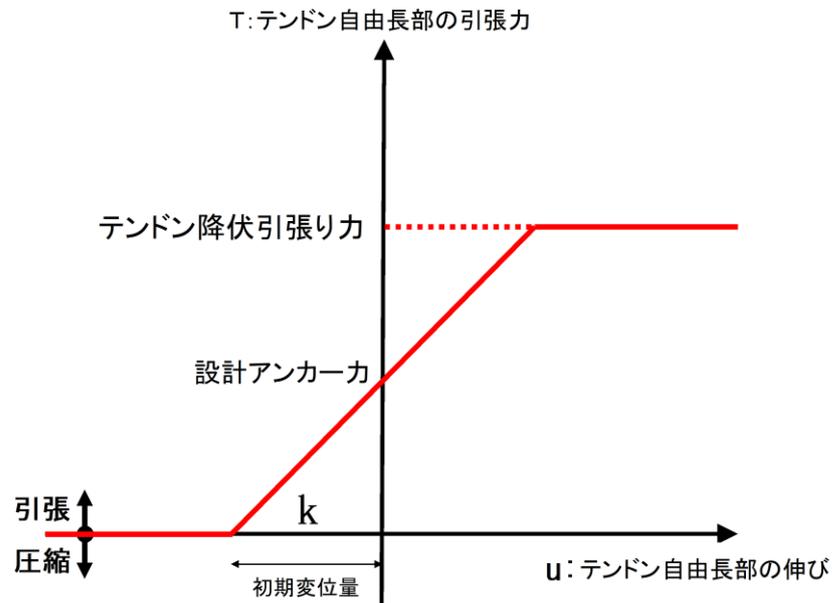


図 4.6.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

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4.6.3-4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 ρ^* (g/cm ³) | 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 ²) | 163,700 | |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.0 | |
| | ポアソン比 ν | 0.33 | |
| | 減衰定数の上限値 hmax | 0.095 | |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 0.00 | |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 39.74 | |
| 液状化特性 | 変相角 ϕ_p (°) | 28 | |
| | 液状化パラメータ | S1 | 0.005 |
| | | w1 | 4.258 |
| | | P1 | 0.500 |
| | | P2 | 0.990 |
| C1 | | 2.018 | |

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

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 ρ (g/cm ³) | 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 ²) | 765,800 | 946,700 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.0 | 98.0 |
| | ポアソン比 ν | 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 ²) | 628 | 1140 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 38.00 | 40.54 |

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 (N/mm ²) |
|----------|-------------------------|--------|---------------------------|
| | C' (N/mm ²) | φ' (°) | |
| 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 | γ (kN/m ³) | 23.3 | 23.4 | 24.5 | 25.2 |
| 動ポアソン比 | ν _d | 0.42 | 0.39 | 0.36 | 0.34 |
| 減衰定数 | h | 0.030 | 0.030 | 0.030 | 0.030 |
| 弾性係数 | E (kN/m ²) | 2601000 | 6118000 | 15690000 | 24860000 |

4.6.4 地下水位

設計用地地下水位は、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。設計用地下水位を表 4.6.4-1 に示す。

表 4.6.4-1 設計用地下水位の一覧

| 施設名称 | 設計用地下水位 |
|-------------|---|
| 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

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、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、MMR及び改良地盤①～③とする。

4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉（3号機東側）を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）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）（ダム・堰施設技術基準協会，2016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，戸当り）の許容限界（1/2）

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|----------------|--------|----------------------------|------|---------------------------------|
| | | | | |
| 主桁 | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_a | 160 | 240 |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 90 | 135 |
| 補助縦桁 | SS400 | 許容曲げ応力度： σ_a | 120 | 180 |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 70 | 105 |
| 端縦桁 | SM490 | 許容圧縮応力度： σ_{ca} | 160 | 240 |
| 支圧板 | SUS304 | 許容支圧応力度： σ_a | 150 | 225 |
| 戸当り | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_a | 160 | 240 |
| 戸当り部 コンクリート | Fc24 | 許容支圧応力度： σ_a | 5.9 | 8.8 |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 0.40 | 0.60 |

表 4.8.1-1(2) 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/2）

| 部材 | | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|------------------|-----------|---------------------|----------------------------|-------|---------------------------------|
| 走行車輪 | 車輪 | SUS304 | 許容接触圧応力度： σ_a | 565.8 | 849 |
| | 車輪軸 | SUS304 | 許容曲げ応力度： σ_{a1} | 100 | 150 |
| | | | 許容せん断応力度： τ_{a1} | 60 | 90 |
| | 車輪受桁 | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_{a2} | 160 | 240 |
| | | | 許容せん断応力度： τ_{a2} | 90 | 135 |
| | 車輪戸当り | SS400 | 許容曲げ応力度： σ_a | 120 | 180 |
| 許容せん断応力度： τ | | | 70 | 105 | |
| ガイドアーム | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_a | 160 | 240 | |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 90 | 135 | |
| 休止ピン | SUS329J4L | 許容曲げ応力度： σ_a | 225 | 338 | |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 130 | 195 | |

(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〕（土木学会，2002年）」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）及び基礎スラブの許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|------------|----------------------------|-----------|------------------------------|
| | コンクリート (Fc24) | 許容曲げ圧縮応力度 | 9 |
| 許容せん断応力度 | | 0.45 | 0.67 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 | 196 | 294 |
| | 許容せん断応力度 | 196 | 294 |

(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（JGS4101-2012）（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} を許容限界として採用する。

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

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表4.8.1-4に示すすべり安全率を設定する。

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、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。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 | 岩盤 | C _H 級 | 9.8 |
| | | C _M 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）（ダム・堰施設技術基準協会，2016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，戸当り）の許容限界（1/3）

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|------|---------|----------------------------|-----------------------|------------------------------|
| | | | | |
| 主横桁 | SBHS700 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 350 ^{*1} | 525 |
| | SM570 | 許容せん断応力度 τ_a | 129 ^{*1} | 193 |
| 張出桁 | SBHS700 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 350 ^{*1} | 525 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 202 ^{*1} | 303 |
| 補助縦桁 | SM570 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 204 ^{*1, *2} | 306 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 129 ^{*1} | 193 |
| 端縦桁 | SM570 | 許容圧縮応力度 σ_{ca} | 225 ^{*1} | 337 |

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

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = 225(\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(K\frac{L}{b} - 10)(\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

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 (mm²)

A_c ：圧縮フランジの総断面積 (mm²)

表 4.8.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/3）

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|-----------------------|-----------------|----------------------------|--------------------|---------------------------------|
| | | | | |
| 支承部 (上部支承軸) | SUS630 | 許容曲げ応力度 σ_a | 360* ¹ | 540 |
| | H1150 | 許容せん断応力度 τ_a | 207* ¹ | |
| 支承部 (下部支承軸) | SUS304N2 | 許容曲げ応力度 σ_a | 170* ¹ | 255 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 98* ¹ | 147 |
| 支承部 (下部支承軸受) | SUS630 H1150 | 許容接触応力度 p_a | 1357* ² | 2035 |
| 支承軸受け | 自動調心 ころ軸受 | 基本静定格荷重 C_{cr} | 5700 (kN) | 3800* ³ (kN) |
| 支承部 (浮上防止金物) | SUS304 | 許容曲げ応力度 σ_a | 100 | 150 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 60 | 90 |
| 支承部 (浮上防止金物固定ボルト) | SUS304N2 | 許容軸方向引張応力度 σ_a | 170* ¹ | 255 |
| 支承アンカー (上部アンカーボルト) | SCM435 | 許容軸方向引張応力度 σ_a | 390 | 585 |
| 支承アンカー (下部アンカーボルト) | SCM435 | 許容軸方向引張応力度 σ_a | 390 | 585 |
| 上部支承アンカー (コンクリート) | Fc40 | 許容支圧応力度 σ_{cba} | 5.9 | 8.8 |
| | | 許容せん断応力度 τ_{ca} | 0.40 | 0.60 |
| 下部支承アンカー (コンクリート) | Fc40 | 許容支圧応力度 σ_{cba} | 5.9 | 8.8 |
| | | 許容せん断応力度 τ_{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：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。 H_B はローラのブリネル硬さ (277)， v は安全率 (点接触：1.0) で次のように算出される。 $p_a=(9.8 \times 277)/(2 \times 1.0)=1357$ (N/mm²)

*3：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここで， C_{cr}' ：車輪軸受けの許容荷重 (3800kN)

C_{cr} ：基本静定格荷重 (5700kN)

f ：安全係数 (1.5)

表 4.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（3/3）

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|-----------------|---------|----------------------------|------|---------------------------------|
| | | | | |
| ロックビーム | SM570 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 225* | 337 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 129* | 193 |
| 支圧板 | SUS304 | 許容支圧応力度 σ_{pa} | 150 | 225 |
| 戸当り（腹板） | SM400 | 許容支圧応力度 σ_{ba} | 180 | 270 |
| 戸当り （底面フランジ） | SBHS700 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 350* | 525 |
| 戸当り （コンクリート） | Fc40 | 許容支圧応力度 σ_{cba} | 5.9 | 8.8 |
| | | 許容せん断応力度 τ_{ca} | 0.40 | 0.60 |

注記*：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) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（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〕（土木学会，2002年）」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）及び基礎スラブの許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|---------------|----------------------------|-----------|---------------------------------|
| | コンクリート (Fc40) | 許容曲げ圧縮応力度 | 14 |
| | 許容せん断応力度 | 0.55 | 0.82 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 | 196 | 294 |
| | 許容せん断応力度 | 196 | 294 |

(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，支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。

MMRの健全性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4.8.2-3に示す。

表 4.8.2-3 基礎地盤の許容限界

| 評価項目 | 基礎地盤 | | 許容限界 (N/mm ²) |
|--------|------|------------------|---------------------------|
| 極限支持力度 | 岩盤 | C _H 級 | 9.8 |
| | | C _M 級 | |
| | 改良地盤 | | 1.4 |
| | MMR | | 18.0 |
| せん断強度 | MMR | | 3.60* |
| 引張強度 | MMR | | 1.57* |

注記*：設計基準強度 f_{ck} (=18.0kN/mm²) に基づき，せん断強度は $f_{ck}/5$ ，引張強度は $0.23 f_{ck}$ により算定する。

4.9 評価方法

防波扉（3号機東側）の耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「4.8 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。応力算定式以外の方法によ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。

4.9.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム、ガイドローラールール支持ブラケット及び休止ピンで構成されている。地震時荷重に対しては、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム及び休止ピンの耐震評価を行う。

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」より防波扉（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、「表 6.2-1 設計用地震力」に示す。

a. 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

主桁の照査対象部を図 4.9.1-1 に、主桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.1-2 に示す。

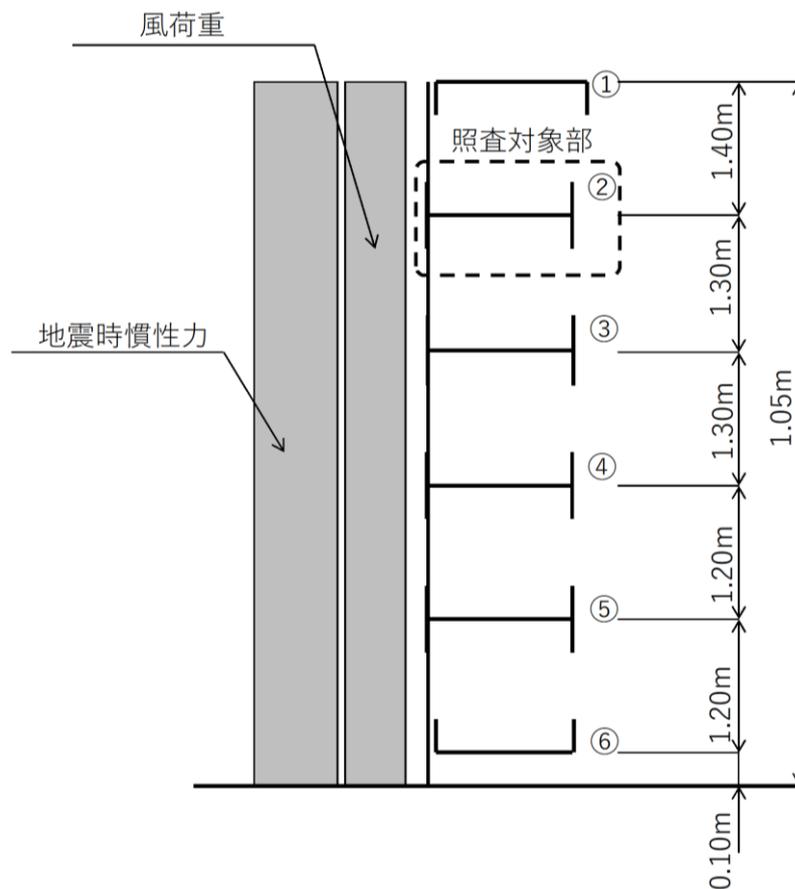
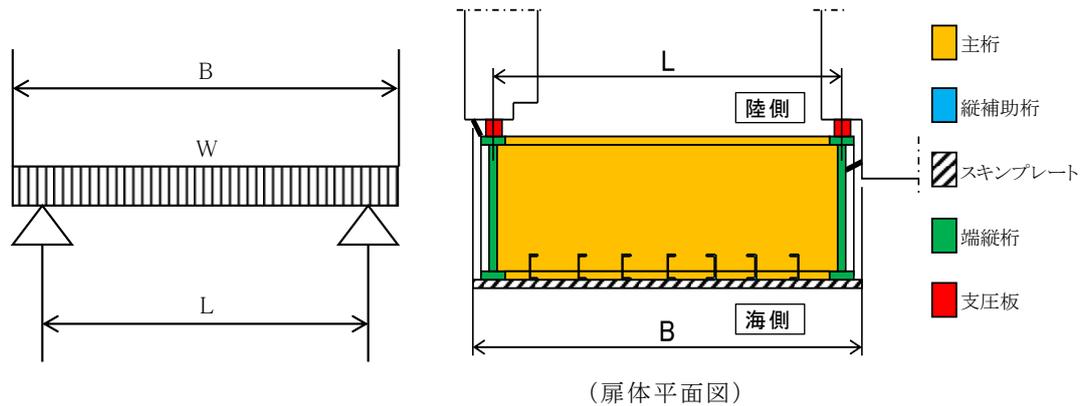


図 4.9.1-1 主桁の照査対象部



断面力の計算

- ・主桁の曲げモーメント

$$M = \frac{W \cdot B}{8} (2L - B)$$

- ・主桁のせん断力

$$S = \frac{W \cdot B}{2}$$

- ・主桁の軸力

$$N = W \cdot D$$

応力度の計算

- ・主桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- ・主桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

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

ここに、

M : 主桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 主桁のせん断力 (kN)

N : 主桁の軸力 (kN)

W : 主桁の負担荷重 (kN/m)

(地震時慣性力+風荷重)

B : 水密幅 (m)

L : 支圧板中心間 (m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

D : 側面水密幅 (mm)

A_g : 主桁の断面積 (mm²)

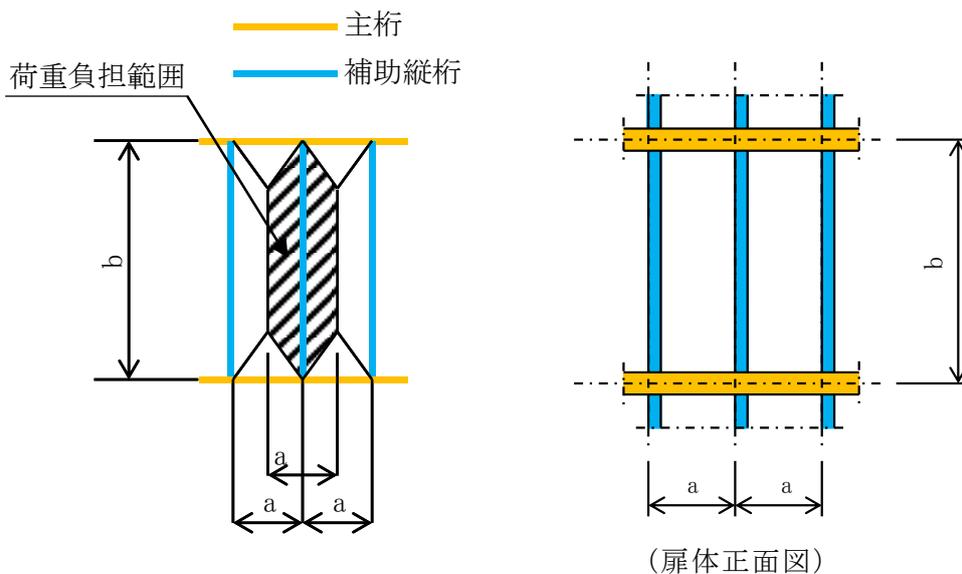
A_w : 主桁の腹板断面積 (mm²)

図 4.9.1-2 主桁のモデル図及び応力算定式

b. 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形に作用するものとしてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-3 に示す。



断面力の計算

- ・ 補助縦桁の曲げモーメント

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

- ・ 補助縦桁のせん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{2} \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

応力度の計算

- ・ 補助縦桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- ・ 補助縦桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

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

ここに、

M : 補助縦桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁のせん断力 (kN)

P : 補助縦桁の水平荷重 (kN/m²)
(地震時慣性力+風荷重)

a : 補助縦桁間隔 (m)

b : 主桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm²)

A_w : 補助縦桁の腹板断面積 (mm²)

図 4.9.1-3 補助縦桁の構造図及び応力算定式

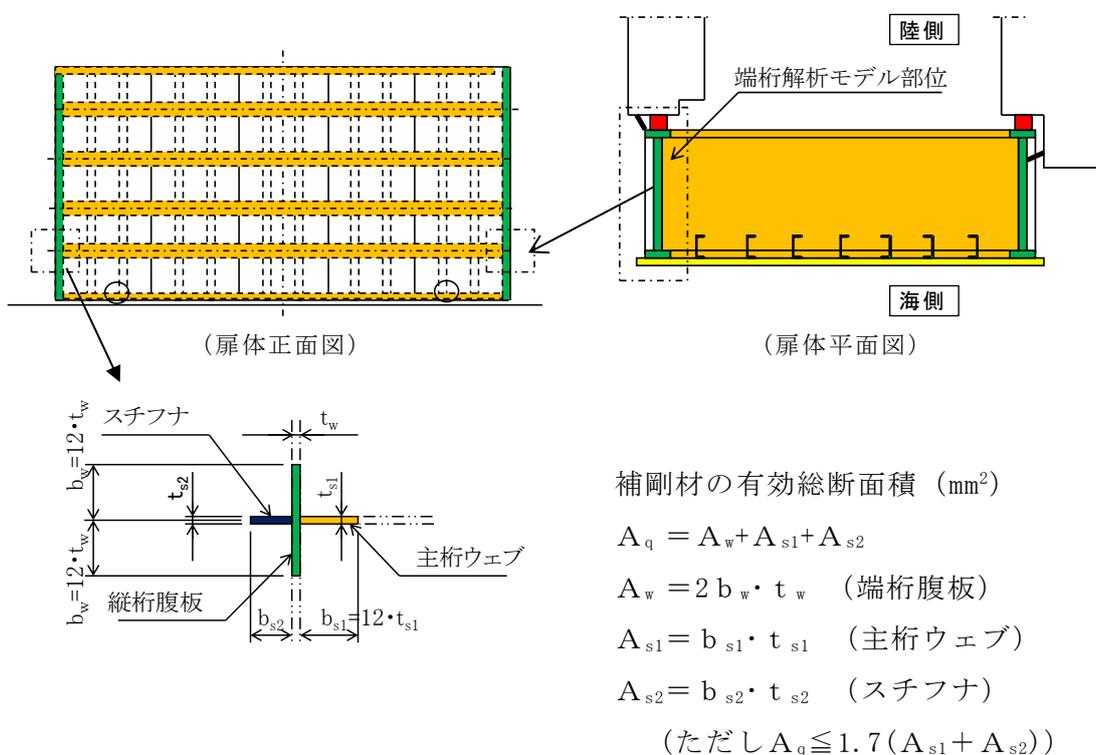
c. 端縦桁

本設備は横引きゲートであるが、全閉時端桁には、主桁端部反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。端桁腹板は上下方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで評価する。

垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点としてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-4 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

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

ここに、

R : 主桁の支点反力 (kN)

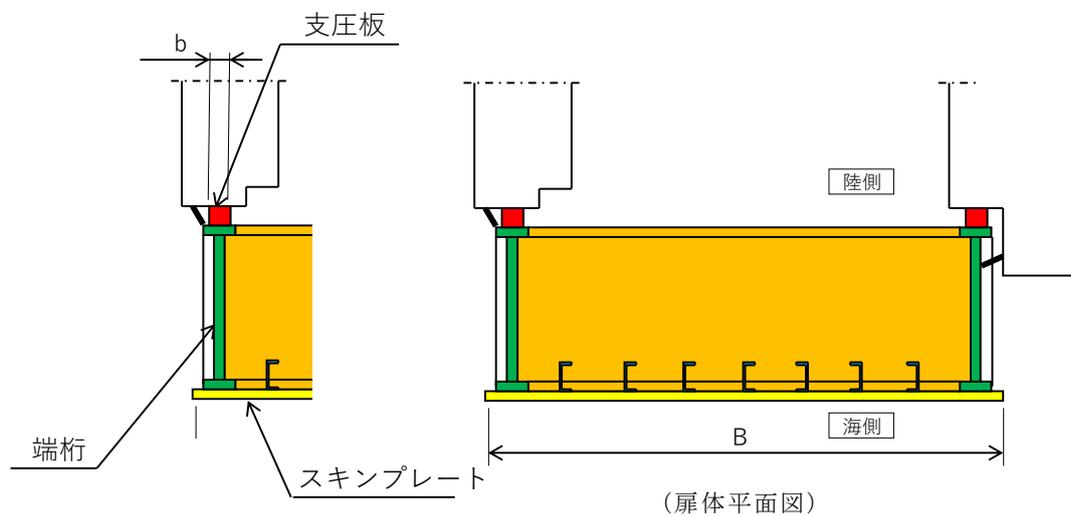
A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 4.9.1-4 端縦桁の構造図及び応力算定式

d. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する水平荷重（地震時慣性力+風荷重）から求め、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-5 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W_{gh} + W \cdot B}{2 \cdot b}$$

ここに、

W_{gh} : 地震時慣性力 (N/mm)

W : 風荷重 (N/mm²)

B : 扉体の水密幅 (mm)

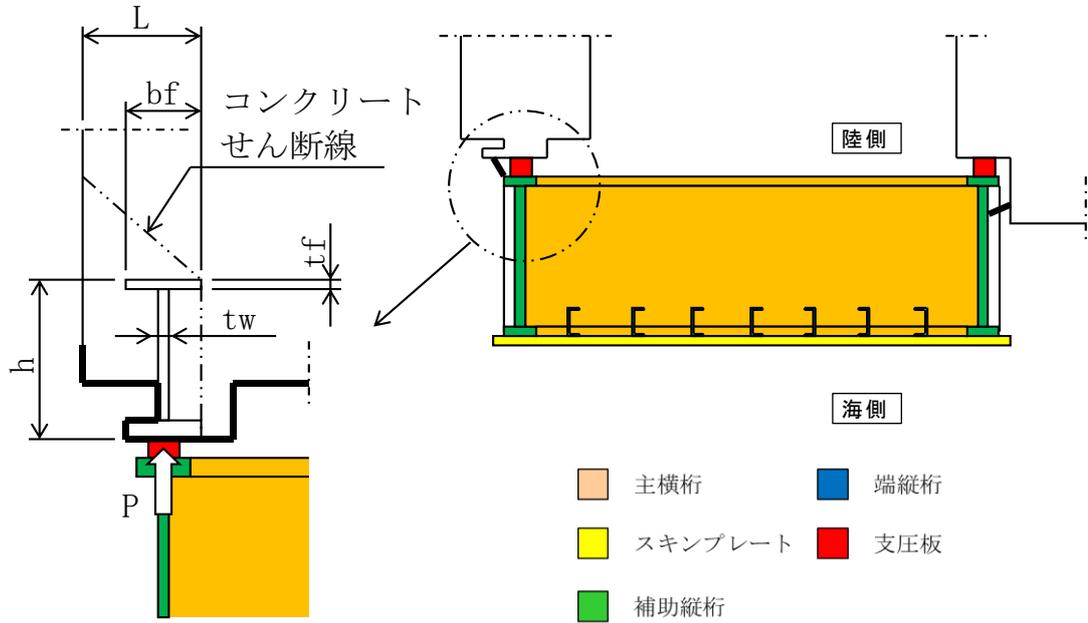
b : 支圧板の有効幅 (mm)

図 4.9.1-5 支圧板の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りは支圧板から伝達される水平荷重（地震時慣性力+風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-6 に示す。



(扉体平面図)

応力度の計算

- ・ 戸当り底面フランジの曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2}$$

- ・ 戸当りコンクリートの支圧応力度 σ_k (N/mm²)

$$\sigma_k = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

- ・ 戸当りコンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h + 2 \cdot L}$$

ここに,

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

t_f : 戸当り底面フランジ板厚 (mm)

P : 戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) (N/mm²)

B : 扉体の水密幅 (mm)

h : 戸当りの桁高 (mm)

L : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

図 4.9.1-6 戸当りの構造図及び応力算定式

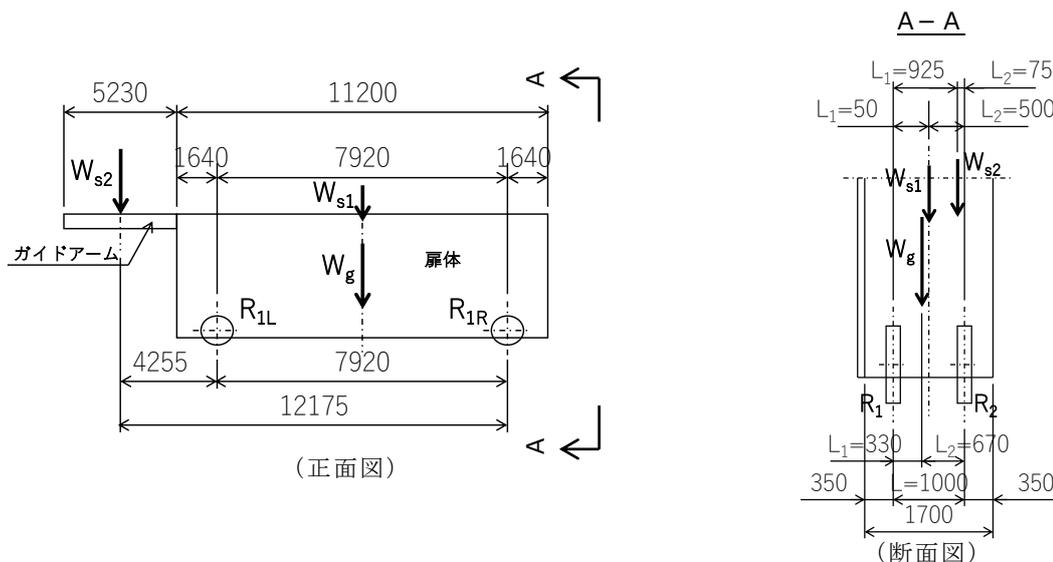
2.2.5-93

f. 走行車輪

走行車輪は左右岸 2 輪ずつ計 4 輪あり，鉛直荷重に対して接触応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は車輪を支点とした両端ピン支持の単純梁にモデル化し，鉛直荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

走行車輪の構造図・モデル図及び荷重算定式を図 4.9.1-7 に示す。



車輪荷重

$$R_1 = \frac{(1 + K_V) \cdot W_i \cdot L_2}{2 \cdot L}$$

$$R_2 = \frac{(1 + K_V) \cdot W_i \cdot L_1}{2 \cdot L}$$

ここに，

R_1 : 海側車輪荷重

R_2 : 陸側車輪荷重

(各作用鉛直荷重 W_i)

(各作用位置 L, L_1, L_2)

W_g : 扉体自重 (kN)

W_{s1} : 扉体天端の積雪荷重 (kN)

W_{s2} : ガイドアームの積雪荷重 (kN)

P : 車輪荷重 (N)

E_1 : 車輪の弾性係数 (N/mm²)

E_2 : 車輪踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B : 車輪有効踏面幅 (mm)

R : 車輪半径 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

応力度の計算 (車輪)

・ 接触面圧応力度 p (N/mm²)

$$p = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B \cdot R \cdot E_1 + E_2}}$$

$$C = 1.080 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{B \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

図 4.9.1-7(1) 走行車輪の構造図及び荷重算定式

断面力の計算（車輪軸）

- 車輪軸の曲げモーメント

$$M = \frac{P \cdot L}{4}$$

- 車輪軸のせん断力

$$S = \frac{P}{2}$$

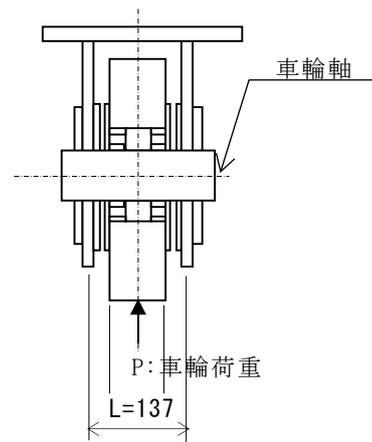
応力度の計算（車輪軸）

- 車輪軸の曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- 車輪軸のせん断応力度 τ (N/mm²)

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



(車輪詳細断面図)

ここに、

M：車輪軸の曲げモーメント (kN・m)

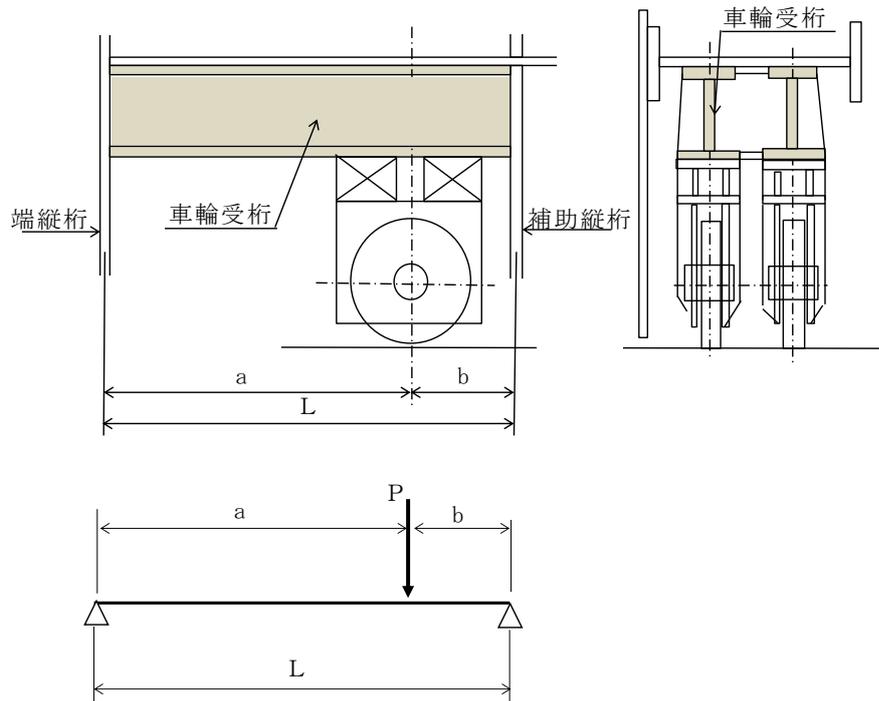
S：車輪軸のせん断力 (kN)

Z：車輪軸の断面係数 (mm³)

A：車輪軸の断面積 (mm²)

図 4.9.1-7(2) 走行車輪のモデル図及び荷重算定式

車輪受桁の照査



断面力の計算

- 車輪受桁の曲げモーメント

$$M_c = \frac{a \cdot b}{L} \cdot P$$

- 車輪受桁のせん断力

$$S_b = \frac{a}{L} \cdot P$$

応力度の計算

- 車輪受桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_c}{Z_1}$$

- 車輪受桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_b}{A_w}$$

ここに、

L : 車輪受桁の支持間隔 (mm)

a : 車輪受桁の荷重載荷位置 (mm)

b : 車輪受桁の荷重載荷位置 (mm)

M_c : 車輪受梁の曲げモーメント (N・mm)

S_b : 車輪受桁のせん断力 (N)

Z₁ : 車輪受桁の断面係数 (mm³)

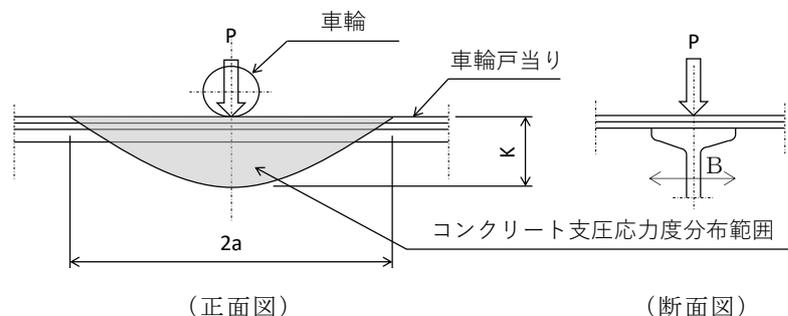
A_w : 車輪受桁の腹板断面積 (mm²)

図 4.9.1-7(3) 走行車輪のモデル図及び荷重算定式

g. 車輪戸当り

車輪戸当りは、車輪直下の車輪戸当りに作用する荷重から、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

車輪戸当りの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-8 に示す。



応力度の計算

- 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 K (N/mm^2)

$$K = 0.0588 \cdot \frac{P}{\sqrt[3]{B^2 \cdot I}}$$

ここに、

P : 車輪荷重 (kN)

a : コンクリートの応力度の分布長さの 1/2 (mm)

M : 車輪荷重直下の戸当りの曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

S : 車輪直下の戸当りのせん断力 (N)

I : 車輪戸当りの断面 2 次モーメント (mm^4)

B : 車輪戸当りの底面フランジ幅 (mm)

Z : 車輪戸当りの断面係数 (mm^3)

A_w : 車輪戸当りの腹板断面積 (mm^2)

- 車輪戸当りの曲げ応力度 σ (N/mm^2)

$$M = \frac{K \cdot a^2 \cdot B}{4}$$

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

- 車輪戸当りのせん断応力度 τ (N/mm^2)

$$S = \pm \frac{P}{2}$$

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

図 4.9.1-8(1) 車輪戸当りの構造図及び応力算定式

・底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$M_f = \frac{K \cdot B^2}{8}$$

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

ここに,

M_f : 底面フランジの曲げモーメント (N・mm)

K : 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

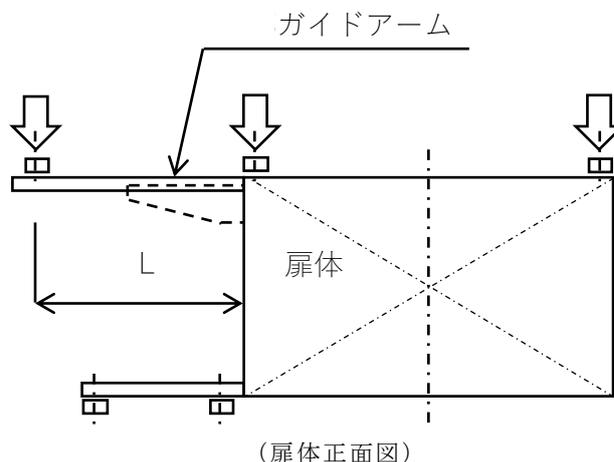
B : 車輪戸当りの底面フランジ幅 (mm)

図 4.9.1-8(2) 車輪戸当りの応力算定式

h. ガイドアーム

ガイドアームは、地震時鉛直荷重から、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。地震時鉛直荷重は3か所のガイドローラ部に作用すると仮定する。

ガイドアームの構造図及び応力算定式を図4.9.1-9に示す。



地震時鉛直荷重 P_v (kN)

$$P_v = (1 - K_v) \cdot (W_g + W_s) / 3$$

応力度の計算

・ガイドアームの

曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$M_m = P_v \cdot L$$

$$\sigma_c = \frac{M_m}{Z_c}$$

・ガイドアームの

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$S_m = P_v$$

$$\tau = \frac{S_m}{A_w}$$

ここに、

P_v : 地震時鉛直荷重 (kN)

(K_v : 鉛直震度)

W_g : 扉体自重 (kN)

W_s : 積雪荷重 (kN)

M_m : ガイドアームの曲げモーメント (kN・m)

S_m : ガイドアームのせん断力 (kN)

Z_c : ガイドアームの断面係数 (mm³)

A_w : ガイドアーム腹板面積 (mm²)

図4.9.1-9 ガイドアームの構造図及び応力算定式

i. 休止ピン

休止ピンは扉体の両側に設け、扉体に作用する地震時慣性力の 1 / 2 を一箇所の休止ピンが負担するものとしてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

休止ピンの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-10 に示す。

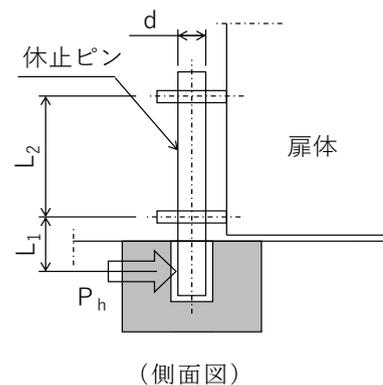
$$P_h = \frac{K_H \cdot W}{2}$$

$$M = P_h \cdot L_1$$

$$S = P_h$$

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$Z = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$$



応力度の計算

・ 休止ピンの曲げ応力度 σ (N/mm²) ここに、

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

P_h : 休止ピンに作用する
水平荷重 (kN)

W : 自重 (扉体自重+積雪荷重) (kN)

・ 休止ピンのせん断応力度 τ (N/mm²) M : 休止ピンの

曲げモーメント (N・mm)

S : 休止ピンのせん断力 (N)

A : 休止ピンの断面積 (mm²)

Z : 休止ピンの断面係数 (mm³)

L_1 : 休止ピンの片持ち梁長さ (mm)

d : 休止ピンの径 (mm)

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

図 4.9.1-10 休止ピンの構造図及び応力算定式

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力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。

グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = T/S$$

ここで、

T : 発生アンカー力（引張） (N)

S : 支圧板の面積 (mm²)

(3) 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。

(4) 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 - 1 σ)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。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、防波扉基礎スラブ直下の改良地盤及び改良地盤直下の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。

4.9.2 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、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当りで構成されている。地震時荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁、支承部、ロック装置及び戸当り（支圧板含む）の耐震評価を行う。

なお、扉体は、図 4.9.2-1 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（RC 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（RC 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、「表 6.3-1 設計用地震力」に示す。

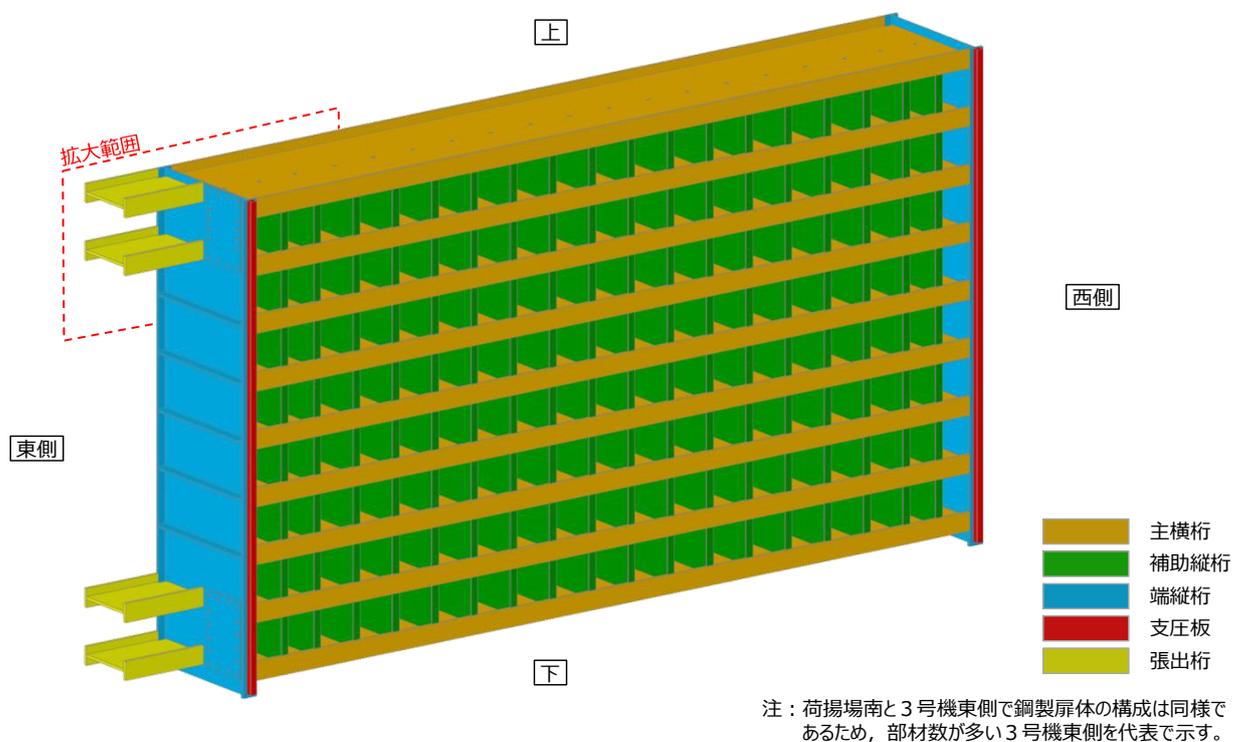


図 4.9.2-1 (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

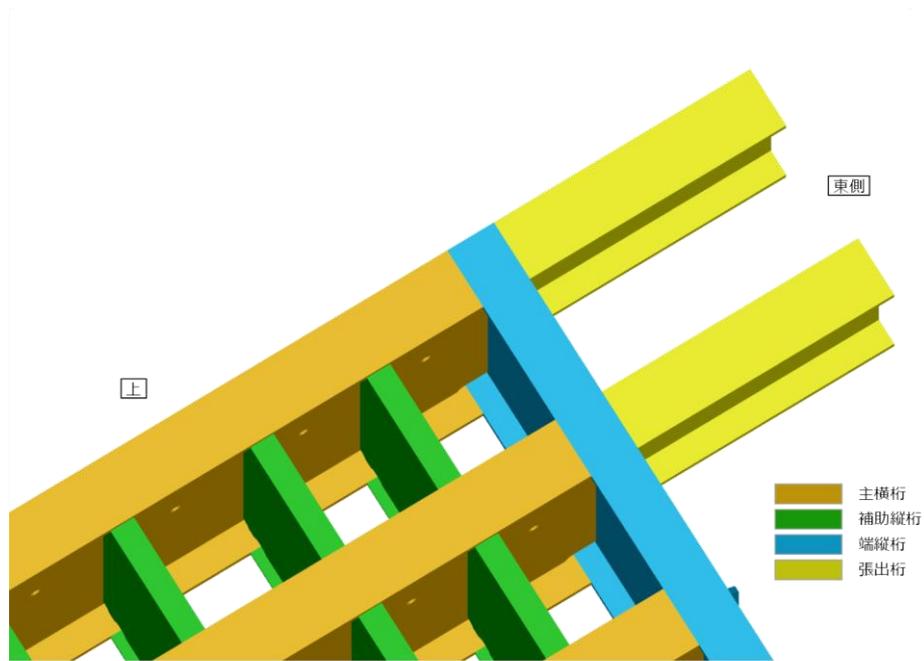


図 4.9.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

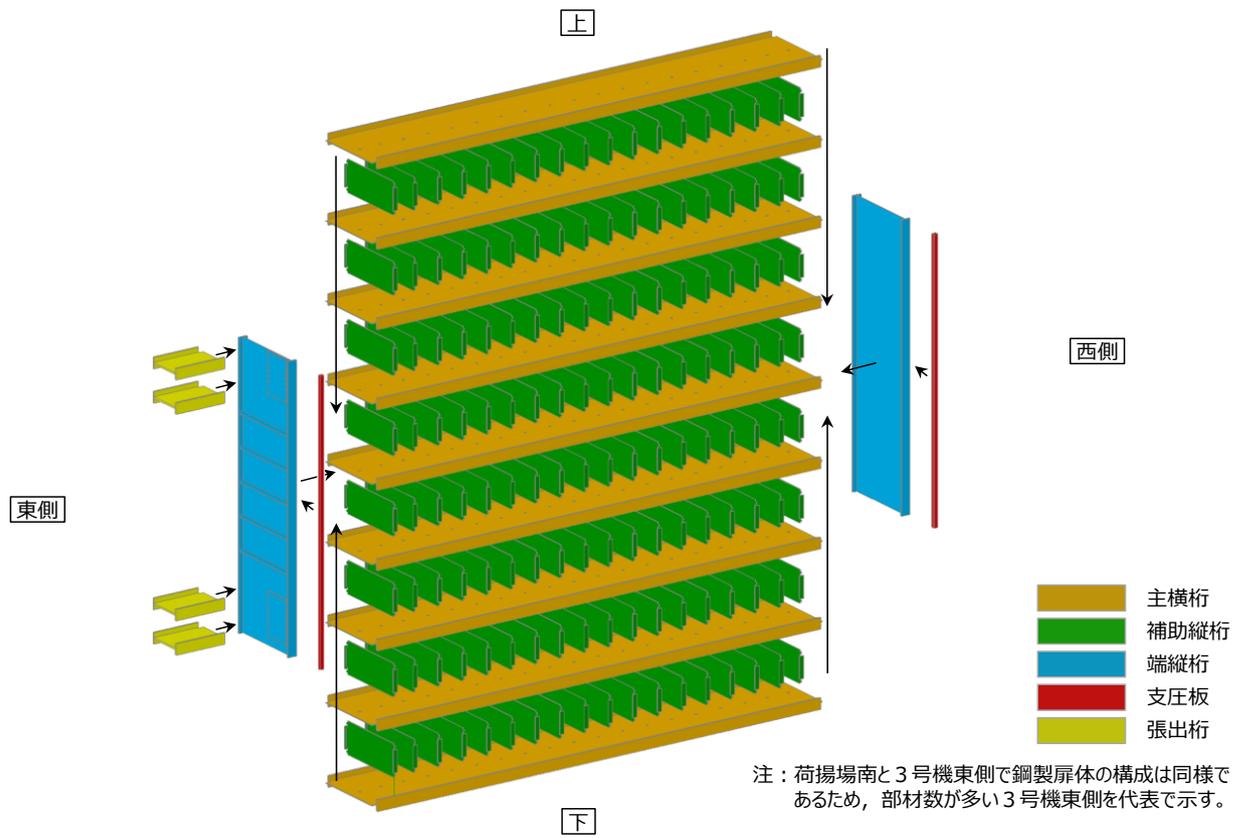


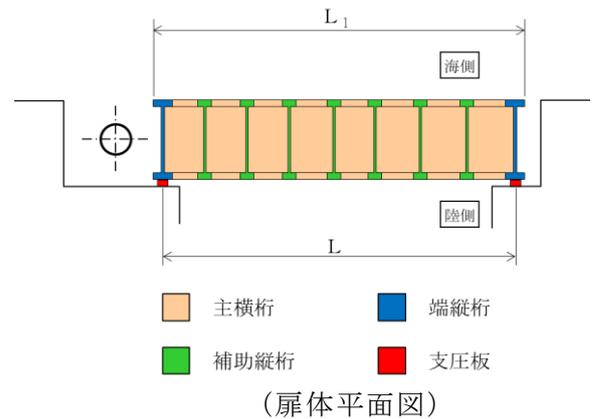
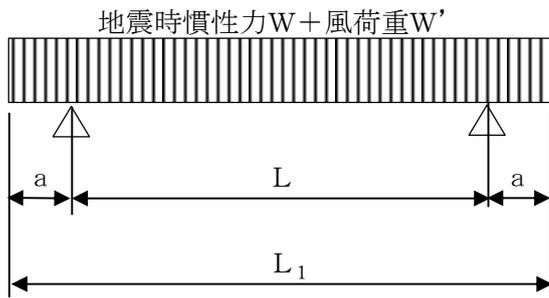
図 4.9.2-1 (3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。主横桁の照査対象部は、荷重分担幅が大きい最下段桁とした。

また、最上段の主横桁においては、保守的に支承部を固定端とした片持ち梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

最下段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-2 に、最上段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-3 に示す。



最下段主横桁の断面力の計算

・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

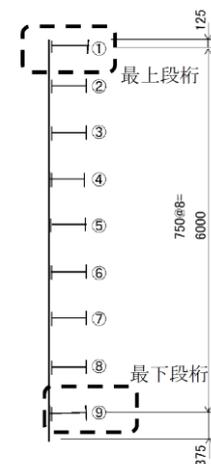
応力度の計算

・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$



(側面図)

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

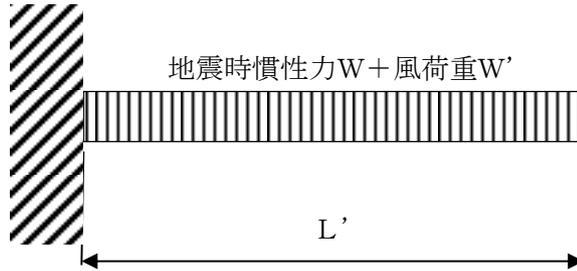
a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-2 最下段主横桁のモデル図及び応力算定式



最上段主横桁の断面力計算

- 曲げモーメント

$$M_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

- せん断力

$$S_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1'}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1'}{A_w}$$

ここに、

M_1' : 曲げモーメント (kN・m)

S_1' : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L' : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

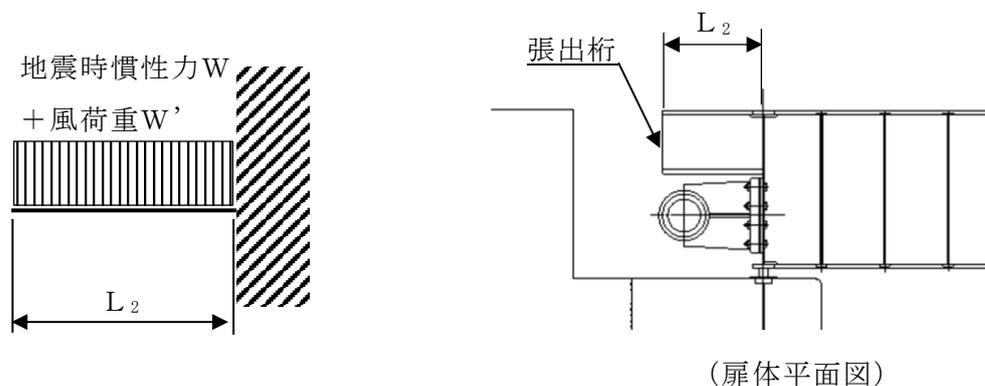
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-3 最上段主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、水平荷重（地震時慣性力+風荷重）を受ける扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化して計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-4 に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W')L_2^2 + P_c L_2$$

- せん断力

$$S_2 = (W + W')L_2 + P_c$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_2}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

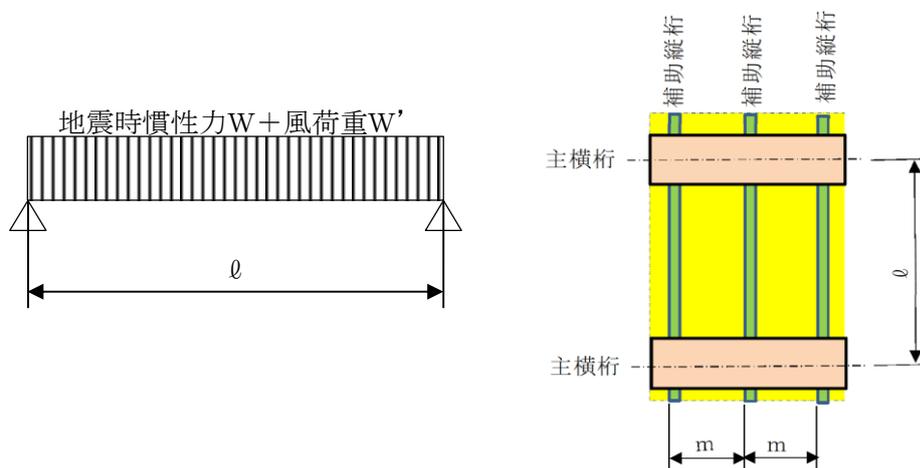
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-4 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、図のような荷重を受ける主横桁で支持された単純梁として計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-5 に示す。



(扉体正面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント (桁中央)

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W')\ell^2$$

- ・ せん断力 (桁端部)

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W') \ell$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

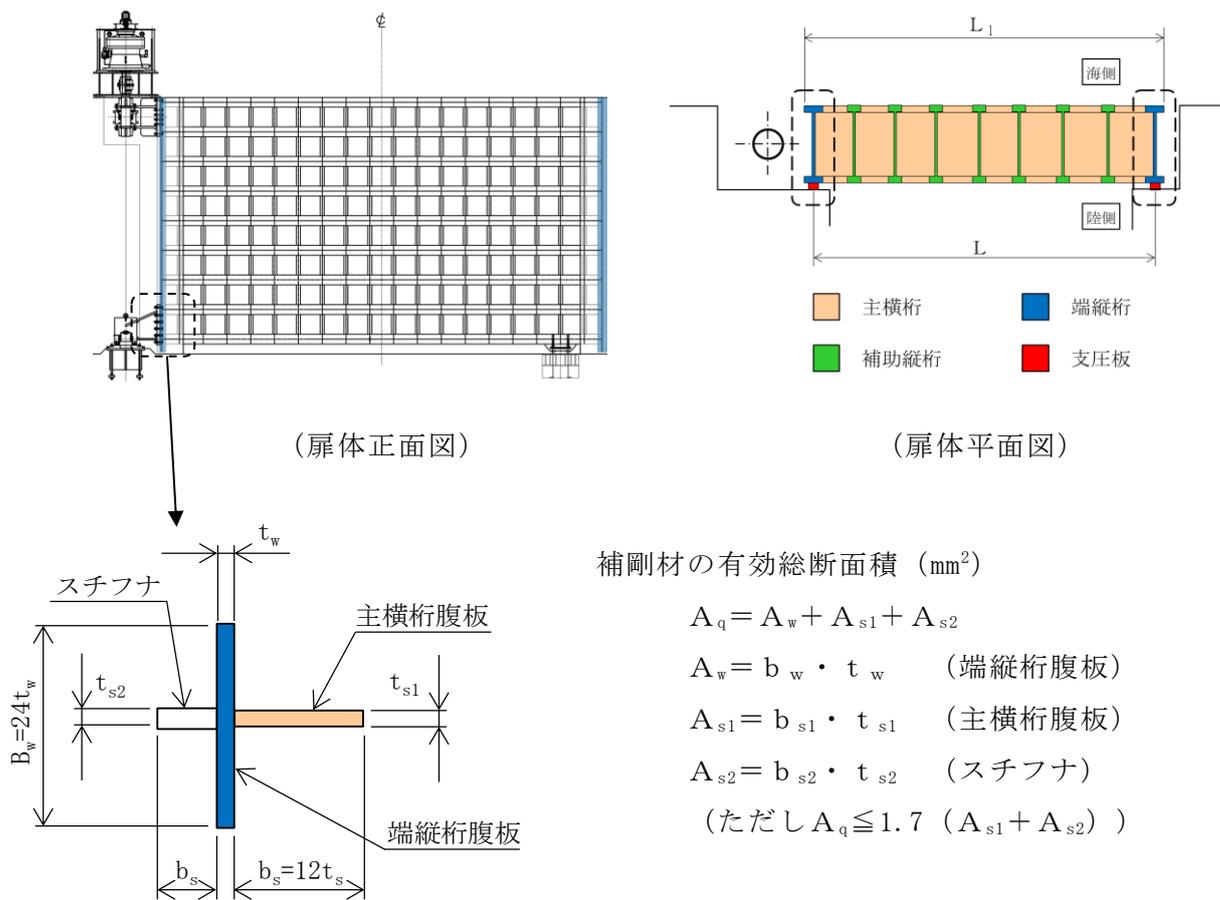
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-5 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-6 に示す。



補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

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

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

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

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

端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

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

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 4.9.2-6 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支承部

支承部は、上部支承と下部支承から構成され、地震時の水平荷重及び鉛直荷重に対しての発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平方向と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とした。

組合せ①： $1.0 \times \text{水平地震荷重} + 0.4 \times \text{鉛直地震荷重}$

組合せ②： $0.4 \times \text{水平地震荷重} + 1.0 \times \text{鉛直地震荷重}$

上部支承部及び下部支承部の構造正面図を図 4.9.2-7 に示す。

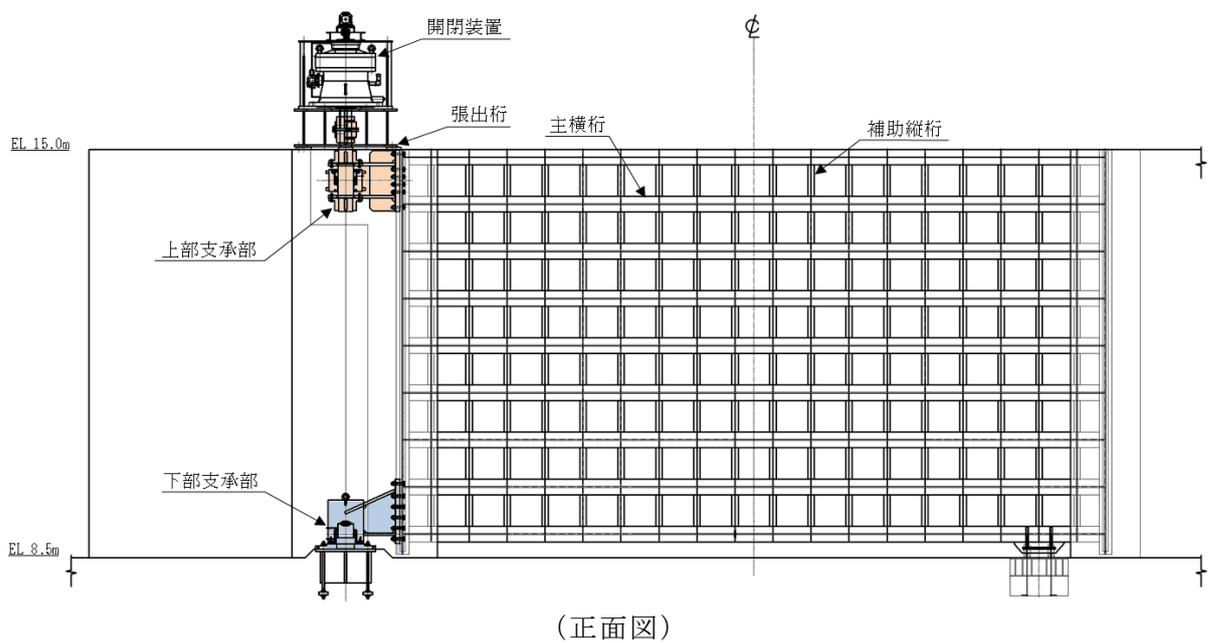
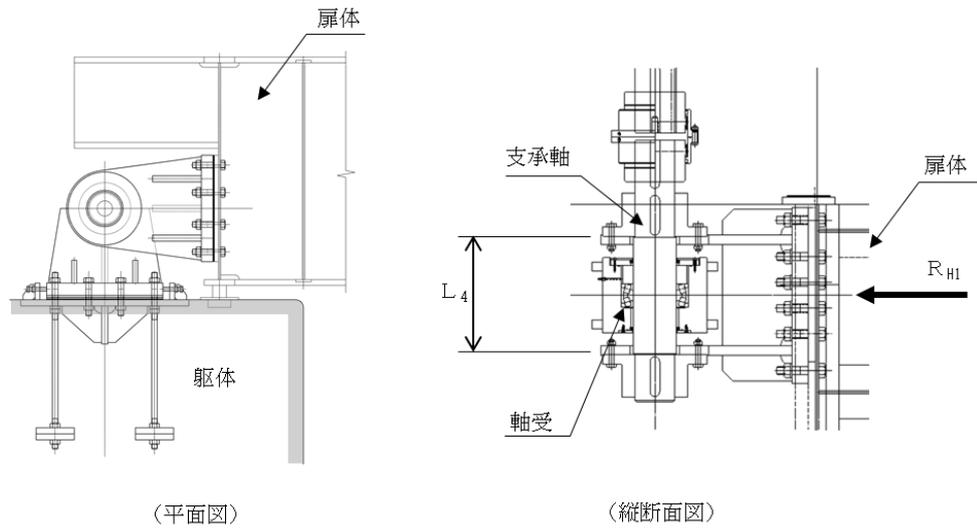


図 4.9.2-7 上部支承部及び下部支承部の正面図

(a) 上部支承部

上部支承部は、支承軸を両端ピン支持の単純梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

上部支承部の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-8 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_4 = \frac{R_{H1}L_4}{4}$$

- ・ せん断力

$$S_4 = R_{H1}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_4}{Z_4}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_4}{3A_4}$$

ここに、

M_4 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H1} : 上部支承水平作用荷重 (kN)

L_4 : 支承軸支持間隔 (m)

S_4 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_4 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_4 : 支承軸の断面積 (mm²)

図 4.9.2-8 上部支承部の構造図及び応力算定式

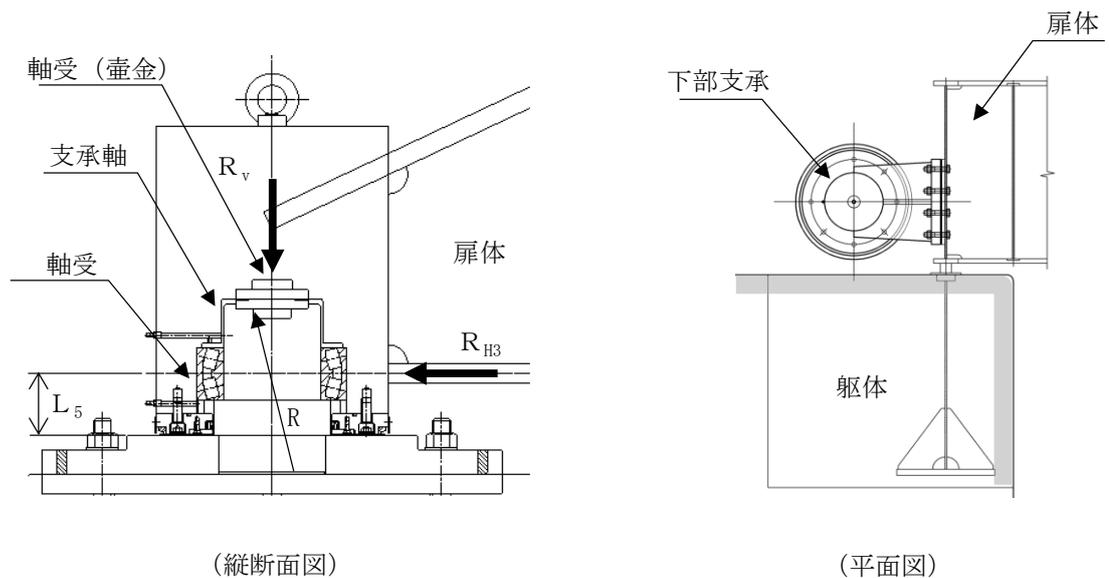
(b) 下部支承部

下部支承部は、支承軸を下端固定の片持ち梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

鉛直荷重を支持する軸受（壺金）は、接触面の支圧応力度により照査する。

また、水平荷重を支持する上部及び下部軸受けには同一の自動調心ころ軸受けを使用し、許容限界以下であることを確認する。

下部支承部の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-9 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_5 = R_{H3}L_5$$

- ・ せん断力

$$S_5 = R_{H3}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_5}{Z_5}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_5}{3A_5}$$

ここに、

M_5 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

L_5 : 支承軸片持ち梁長さ (m)

S_5 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_5 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_5 : 支承軸の断面積 (mm²)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm²)

R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4.9.2-9(1) 下部支承部の構造図及び応力算定式

・ 軸受（壺金）の支圧応力度 p (N/mm^2)

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

軸受け荷重(自動調心ころ軸受)

$$R_2 = R_{H3}$$

ここに,

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径(mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数(N/mm^2)

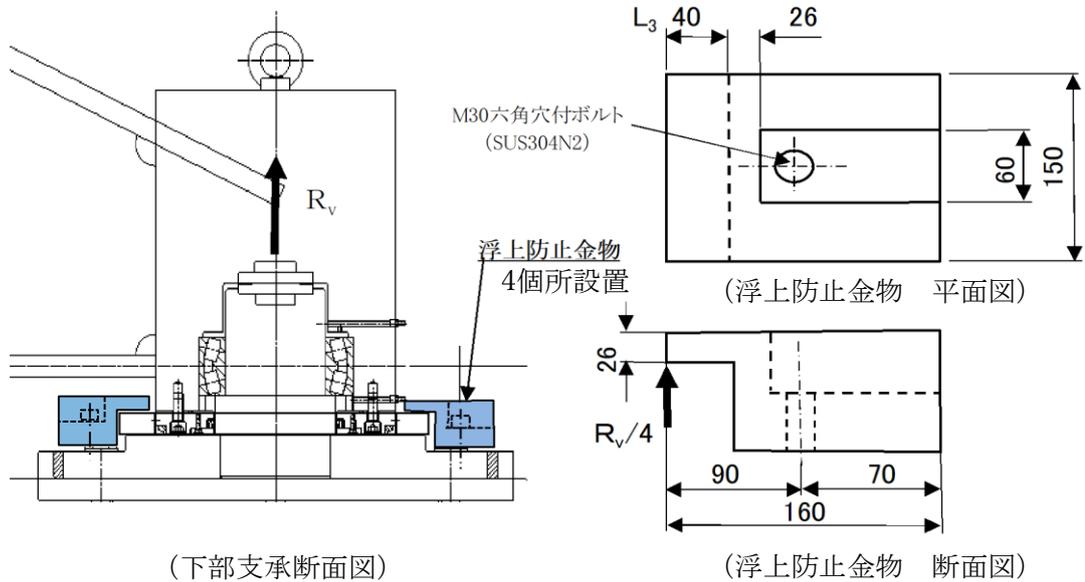
R_2 : 軸受け荷重(kN)

図 4.9.2-9(2) 下部支承部の応力算定式

(c) 浮上防止金物

下部支承部に設置する浮上防止金物と固定ボルトの強度が鉛直上向き荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

浮上防止金物の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-10 に示す。



応力度の計算

- 曲げモーメント

$$M_6 = R_v L_6 / 4$$

- せん断力

$$S_6 = R_v / 4$$

- 曲げ応力度 (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_6}{Z_6}$$

- せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{3S_6}{2A_6}$$

- 固定ボルトの軸力

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

- 固定ボルト軸方向引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_7}$$

ここに、

M_6 : 浮上防止金物の曲げモーメント (kN・m)

R_v : 下部支承鉛直上向き作用荷重 (kN)

L_6 : 浮上防止金物片持ち梁長さ (m)

S_6 : 浮上防止金物のせん断力 (kN)

Z_6 : 浮上防止金物の断面係数 (mm³)

A_6 : 浮上防止金物の断面積 (mm²)

F : 固定ボルトの軸力 (kN)

a, b : 支持点からの距離 (mm)

A_7 : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

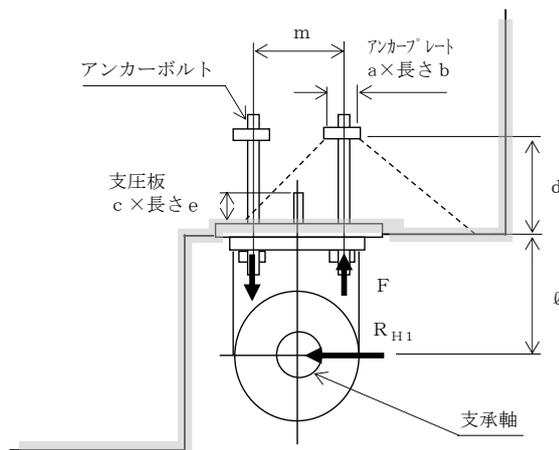
図 4.9.2-10 浮上防止金物の構造図及び応力算定式
2.2.5-114

f. 支承アンカー

(a) 上部支承アンカー

上部支承部は図に示す構造であることから、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

上部支承アンカーの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-11 に示す。



(平面図)

アンカーボルト 1 本当りの軸力

$$F = \frac{R_{H1} \ell}{m n}$$

応力度の計算

- アンカーボルトの軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

ここに、

- コンクリートの支圧

応力度 (アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)

R_{H1} : 上部支承水平荷重 (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

A₅ : アンカーボルトの断面積 (mm²)

d : アンカーボルト埋込深さ (mm)

a, b : アンカープレートの寸法 (mm)

c, e : 支圧板の寸法 (mm)

- コンクリートの支圧

応力度 (支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H1}}{c e}$$

図 4.9.2-11(1) 上部支承アンカーの構造図及び応力算定式
2.2.5-115

・コンクリートのせん断

応力度 (アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$

図 4.9.2-11(2) 上部支承アンカーの応力算定式

(b) 下部支承アンカー

下部支承部は、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

下部支承アンカーの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-12 に示す。

アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)

$$F = \frac{R_{H3} L_5}{2 y n}$$

応力度の計算

- アンカーボルトの

軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

- コンクリートの支圧応力度

(アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- コンクリートの支圧応力度

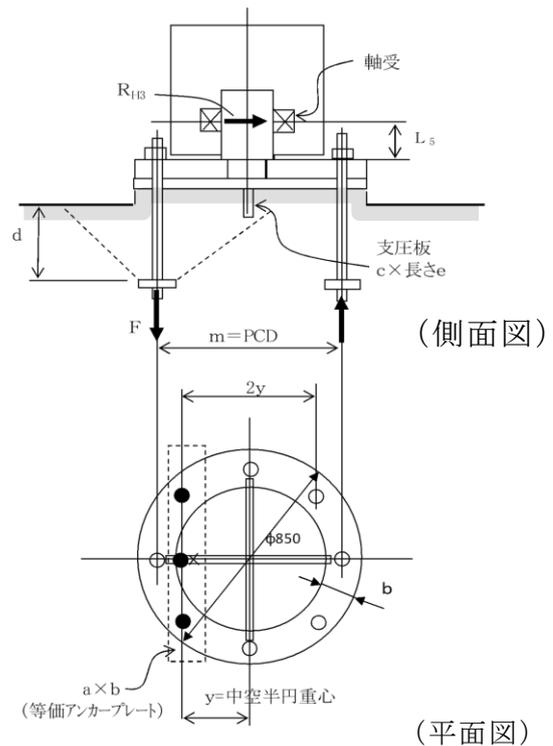
(支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H3}}{c e}$$

- コンクリートのせん断応力度

(アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$



ここに、

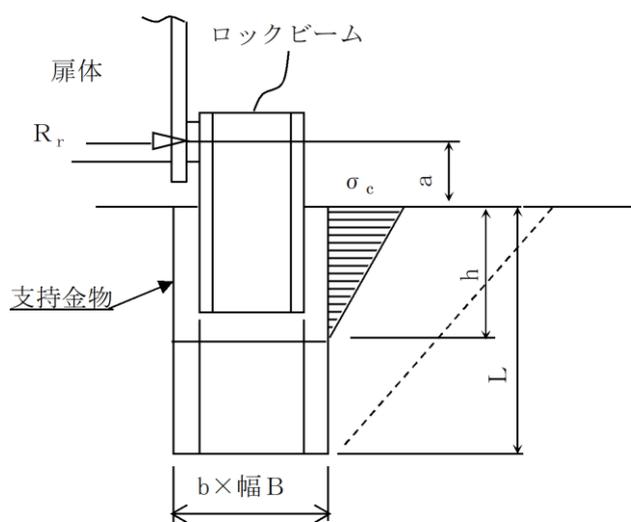
- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (N)
- R_{H3} : 下部支承水平荷重 (kN)
- L_5 : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- $2y$: アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数
- A_5 : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4.9.2-12 下部支承アンカーの構造図及び応力算定式

g. ロック装置

ロック装置は、扉体に作用する地震時荷重をロックビームから支持金物及びコンクリートへ伝達し、扉体を全閉位置に固定する。ロックビームを片持ち梁にモデル化して算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-13 に示す。



(断面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M = P_r a$$

- ・ せん断力

$$S = P_r$$

応力度の計算

- ・ ロックビーム曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{2Z}$$

- ・ ロックビームせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{2A}$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

R_r : ロック反力 (kN)

a : ロックビームの片持ち梁長さ (m)

n : ロックビーム数

Z : ロックビームの断面係数 (mm³)

S : ロックビームのせん断力 (kN)

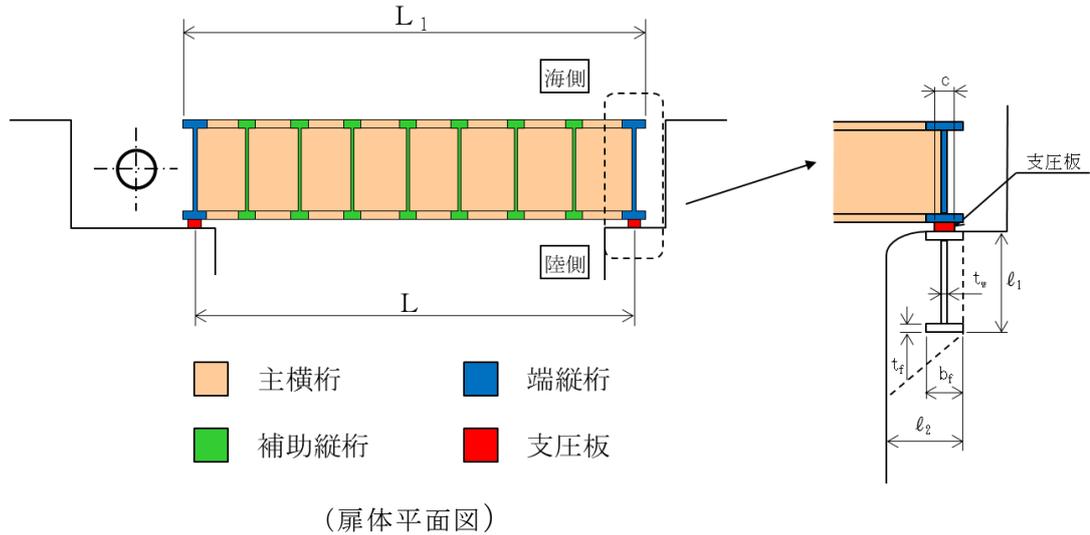
A : ロックビームのせん断面積 (mm²)

図 4.9.2-13 ロック装置の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

戸当りは、最も水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）が大きい最下段の主横桁からの荷重により応力を算定し許容限界以下であることを確認する。

戸当りの概要図及び応力算定式を図 4.9.2-14 に示す。



応力度の計算

- ・ 支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2}$$

- ・ 腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2}$$

- ・ コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{W L_1}{2 b_f L_2}$$

- ・ 底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

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

$$M_f = \frac{\sigma_c \cdot b f^2}{8}$$

- ・ コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2}$$

ここに、

W : 水平荷重

(地震時慣性力＋風荷重)

(kN/m)

C : 支圧板の有効幅

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジのコンクリート
までの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する曲げモーメント (N・mm)

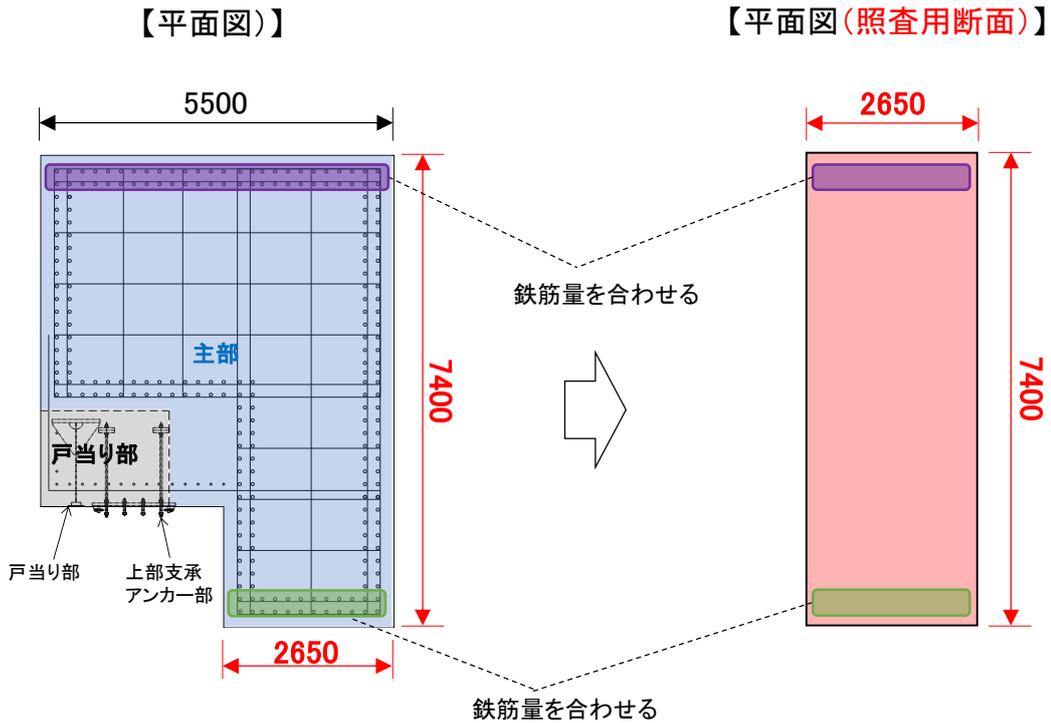
Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁＋2ℓ₂) (mm)

図 4.9.2-14 戸当りの概要図及び応力算定式
2.2.5-119

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元動的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り（RC支柱）については，図 4.9.2-15 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

また、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 4.9.2-16 に示す部材端までとする。

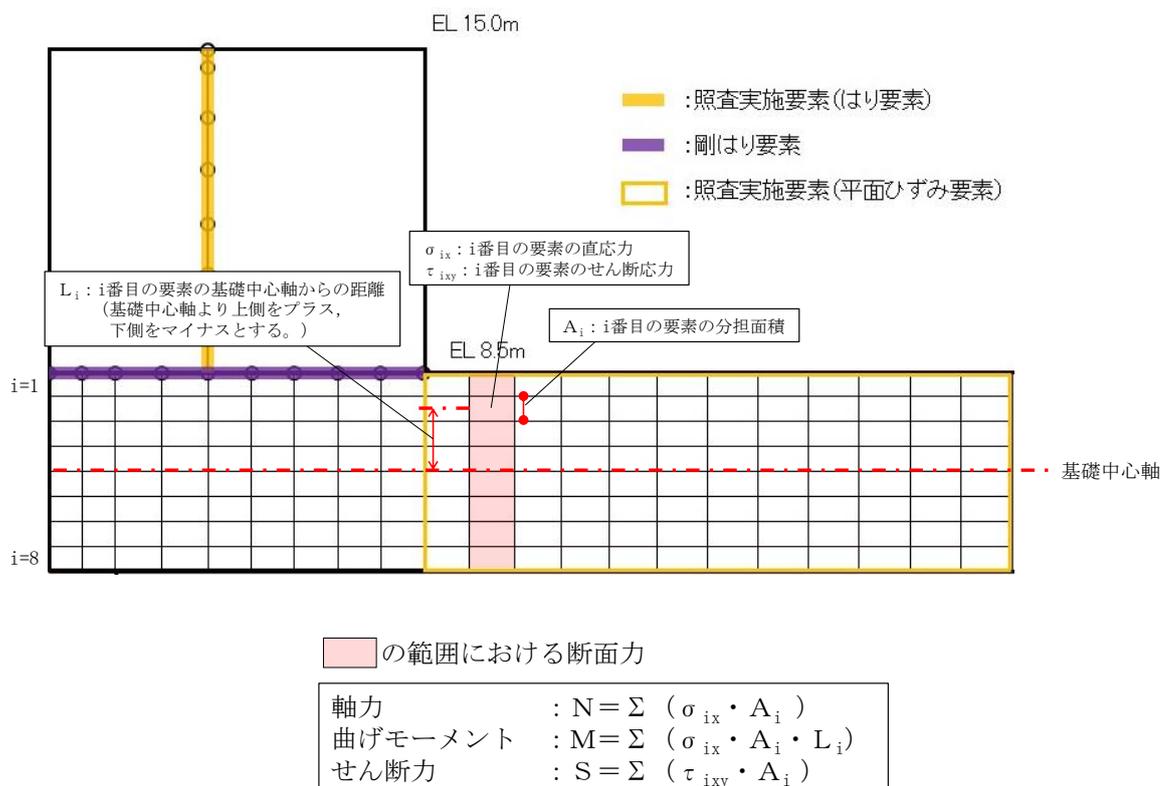


図 4.9.2-16 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の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 (1/3)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------|-----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| 主桁 | W | 主桁の負担荷重 (風荷重+地震時慣性力) | 16.967 | kN/m |
| | B | 水密幅 | 11.600 | m |
| | L | 支圧板中心間 | 11.200 | m |
| | M | 主桁の曲げモーメント | 265.700 | kN・m |
| | S | 主桁のせん断力 | 98.407 | kN |
| | N | 主桁の軸力 | 30.540 | kN |
| | Z | 主桁の断面係数 | 10767582 | mm ³ |
| | D | 側部水密幅 | 1800 | mm |
| | A _w | 主桁の腹板断面積 | 14382 | mm ² |
| | A _g | 主桁の断面積 | 23012 | mm ² |
| 補助縦桁 | P | 補助縦桁の水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) | 12.568 | kN/m ² |
| | a | 補助縦桁間隔 | 0.747 | m |
| | b | 主桁間隔 | 1.200 | m |
| | M | 補助縦桁の曲げモーメント | 2.082 | kN-m |
| | S | 補助縦桁のせん断力 | 4.819 | kN |
| | Z | 補助縦桁の断面係数 | 114034 | mm ³ |
| | A _w | 補助縦桁の腹板断面積 | 611 | mm ² |
| 端縦桁 | R | 主桁の支点反力 | 98.407 | kN |
| | A | 補剛材の有効断面積 | 2938 | mm ² |
| 支圧板 | W _{gh} | 地震時慣性力 | 124.850 | kN/m |
| | W | 風荷重 | 1.805 | N/mm ² |
| | B | 扉体の水密幅 | 11600 | mm |
| | b | 支圧板の有効幅 | 100 | mm |
| 戸当り | P | 戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) | 145.789 | kN/m |
| | b _f | 戸当り底面フランジ幅 | 200 | mm |
| | t _f | 戸当り底面フランジ板厚 | 22 | mm |
| | B | 扉体の水密幅 | 11600 | mm |
| | h | 戸当りの桁高 | 510 | mm |
| | L | 底面フランジのコンクリートまでの距離 | 400 | mm |

表 5-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (2/3)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|-----------|------------|----------------------|-----------------|-------------------|
| 走行車輪 | R_1 | 海側車輪荷重 | 318.653 | kN |
| | R_2 | 陸側車輪荷重 | 166.486 | kN |
| | W_g | 扉体自重 | 370 | kN |
| | W_{s1} | 扉体天端の積雪荷重 | 13.328 | kN |
| | W_{s1} | ガイドアームの積雪荷重 | 4.784 | kN |
| | P | 車輪荷重 | 318.653 | kN |
| | E_1 | 車輪の弾性係数 | 193000 | N/mm ² |
| | E_2 | 車輪踏面板の弾性係数 | 193000 | N/mm ² |
| | 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 | 走行車輪軸の曲げモーメント | 10913881 | N・mm |
| | S | 走行車輪軸のせん断力 | 159327 | N |
| | A | 走行車輪軸の断面積 | 9503 | mm ² |
| | Z | 走行車輪軸の断面係数 | 130671 | mm ³ |
| | L | 車輪受桁の支持間隔 | 2240 | mm |
| | a | 車輪受桁の荷重載荷位置 | 1640 | mm |
| | b | 車輪受桁の荷重載荷位置 | 600 | mm |
| | M_c | 車輪受桁の曲げモーメント | 139980000 | N・mm |
| | S_b | 車輪受桁のせん断力 | 233300 | N |
| Z_1 | 車輪受桁の断面係数 | 875000 | mm ² | |
| A_w | 車輪受桁の腹板断面積 | 2208 | mm ³ | |
| 車輪 戸当り | P | 車輪荷重 | 318.653 | kN |
| | K | 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 | 1.79 | N/mm ² |
| | a | コンクリートの応力度の分布長さの 1/2 | 1068 | mm |
| | M | 車輪戸当りの曲げモーメント | 63817061 | N・mm |
| | S | 車輪戸当りのせん断力 | 159327 | N |
| | I | 車輪戸当りの断面 2 次モーメント | 73100000 | mm ⁴ |
| | B | 車輪戸当りの底面フランジ幅 | 125 | mm |
| | Z | 車輪戸当りの断面係数 | 585000 | mm ³ |
| | A_w | 車輪戸当りの腹板断面積 | 2040 | mm ² |
| | M_f | 底面フランジの曲げモーメント | 3496 | N・mm |

表 5-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (3/3)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-------|----------------|----------|-----------------|
| ガイド アーム | P_v | 地震時鉛直荷重 | 64.407 | kN・m |
| | W_g | 扉体自重 | 370 | kN |
| | W_s | 積雪荷重 | 16.44 | kN |
| | M_m | ガイドアームの曲げモーメント | 325.254 | kN・m |
| | S_m | ガイドアームのせん断力 | 64.407 | kN |
| | Z_c | ガイドアームの断面係数 | 1811700 | mm ³ |
| | A_w | ガイドアームの腹板面積 | 27200 | mm ² |
| 休止 ピン | P_h | 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 | 休止ピンの曲げモーメント | 52749060 | N・mm |
| | S | 休止ピンのせん断力 | 405762 | N |
| | Z | 休止ピンの断面係数 | 331340 | mm ³ |
| | A | 休止ピンの断面積 | 17671 | mm ² |
| | L_1 | 休止ピンの片持ち梁長さ | 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 (1/3)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------|--------|------------|----------|-----------------|
| 主横桁 | M_1 | 曲げモーメント | 268.2 | kN・m |
| | S_1 | せん断力 | 96.7 | kN |
| | W | 地震時慣性力 | 16.065 | kN/m |
| | W' | 風荷重 | 1.354 | kN/m |
| | L | 支間 | 11.100 | m |
| | a | 張り出し部 | 0.100 | m |
| | L_1 | 扉体幅 | 11.300 | m |
| | M_1' | 曲げモーメント | 1275.2 | kN・m |
| | S_1' | せん断力 | 210.8 | kN |
| | L' | 張出長さ | 12.100 | m |
| | Z | 断面係数 | 23979000 | mm ³ |
| | A_w | 腹板断面積 | 26300 | mm ² |
| 張出桁 | M_2 | 曲げモーメント | 4.2 | kN・m |
| | S_2 | せん断力 | 7.0 | kN |
| | W | 地震時慣性力 | 5.355 | kN/m |
| | W' | 風荷重 | 0.451 | kN/m |
| | L_2 | 張出長さ | 1.200 | m |
| | Z | 断面係数 | 10829000 | mm ³ |
| | A_w | 腹板断面積 | 26370 | mm ² |
| 補助縦桁 | M_3 | 曲げモーメント | 0.2 | kN・m |
| | S_3 | せん断力 | 0.9 | kN |
| | W | 地震時慣性力 | 2.142 | kN/m |
| | W' | 風荷重 | 0.181 | kN/m |
| | ℓ | 主横桁の間隔 | 0.750 | m |
| | Z | 断面係数 | 10540000 | mm ³ |
| | A_w | 腹板断面積 | 26300 | mm ² |
| 端縦桁 | R | 主横桁の支点反力 | 210.8 | kN |
| | A_q | 補剛材の有効総断面積 | 10747 | mm ² |

表 5-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (2/3)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------------|-----------------|----------------|----------------------|-------------------|
| 上部 支承軸 | M ₄ | 支承軸の曲げモーメント | 291.6 | kN・m |
| | R _{H1} | 上部支承水平作用荷重 | 2120.5 | kN |
| | L ₄ | 支承軸支持間隔 | 0.550 | m |
| | S ₄ | 支承軸のせん断力 | 1060.3 | kN |
| | Z ₄ | 支承軸の断面係数 | 1045400 | mm ³ |
| | A ₄ | 支承軸の断面積 | 38010 | mm ² |
| 下部 支承軸 | M ₅ | 支承軸の曲げモーメント | 330.8 | kN・m |
| | R _{H3} | 下部支承水平作用荷重 | 2120.5 | kN |
| | L ₅ | 支承軸片持ち梁長さ | 0.156 | m |
| | S ₅ | 支承軸のせん断力 | 2120.5 | kN |
| | Z ₅ | 支承軸の断面係数 | 2155100 | mm ³ |
| | A ₅ | 支承軸の断面積 | 61580 | mm ² |
| 下部 支承軸受 | R _v | 下部支承鉛直作用荷重 | 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 ⁵ | N/mm ² |
| 支承軸受 | R ₂ | 軸受け荷重 | 2025.1 | kN |
| 浮上防止 金物 | M ₆ | 浮上防止金物の曲げモーメント | 0.75 | kN・m |
| | R _v | 下部支承鉛直上向き作用荷重 | 75.3 | kN |
| | L ₆ | 浮上防止金物片持ち梁長さ | 0.040 | m |
| | S ₆ | 浮上防止金物のせん断力 | 18.8 | kN |
| | Z ₆ | 浮上防止金物の断面係数 | 16900 | mm ³ |
| | A ₆ | 浮上防止金物の断面積 | 3900 | mm ² |
| | F | 固定ボルトの軸力 | 43.0 | kN |
| | a, b | 支持点からの距離 | 160, 70 | mm |
| | A ₇ | 固定ボルトの有効断面積 | 561 | mm ² |

表 5-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (3/3)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|--------------|---------------|-------------------------------|----------|-----------------|
| 上部支承 アンカー | F | アンカーボルト 1 本当りの軸力 | 249.5 | kN |
| | R_{H1} | 上部支承水平作用荷重 | 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_5 | アンカーボルトの断面積 | 865 | mm ² |
| | d | アンカーボルト埋込深さ | 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 | F | アンカーボルト 1 本当りの軸力 | 247.2 | kN |
| | R_{H3} | 下部支承水平作用荷重 | 2120.5 | kN |
| | L_5 | 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 | 156 | 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_5 | アンカーボルトの断面積 | 865 | mm ² |
| | d | アンカーボルト埋込深さ | 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 | 曲げモーメント | 88.5 | kN・m |
| | R_r | ロック反力 | 590.3 | kN |
| | a | ロックビームの片持ち梁長さ | 0.150 | m |
| | n | ロックビーム数 | 2 | 本 |
| | Z | ロックビームの断面係数 | 260000 | mm ³ |
| | S | ロックビームのせん断力 | 590.3 | kN |
| | A | ロックビームのせん断面積 | 2128 | mm ² |
| 戸当り | W | 作用荷重 (地震時慣性力+風荷重) | 17.419 | kN/m |
| | C | 支圧板の有効幅 | 80 | mm |
| | L_1 | 扉体幅 | 11300 | mm |
| | L_2 | 主横桁の荷重分担長さ | 750 | mm |
| | t_w | 腹板の厚さ | 14 | mm |
| | b_f | 底面フランジの幅 | 750 | mm |
| | t_f | 底面フランジの厚さ | 50 | mm |
| | ℓ_1 | 戸当り深さ | 1350 | mm |
| | ℓ_2 | 底面フランジのコンクリートまでの距離 | 925 | mm |
| | M_f | 底面フランジに作用する曲げモーメント | 14.1 | kN・m |
| | $\Sigma \ell$ | せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$) | 3200 | mm |

6. 耐震評価結果

6.1 地震応答解析結果

耐震評価では、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，グラウンドアンカに対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各照査項目のうち，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。

ケース①（基本ケース）の各評価項目において最も厳しい地震動及び最大照査値を表6.1-1に示す。

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。

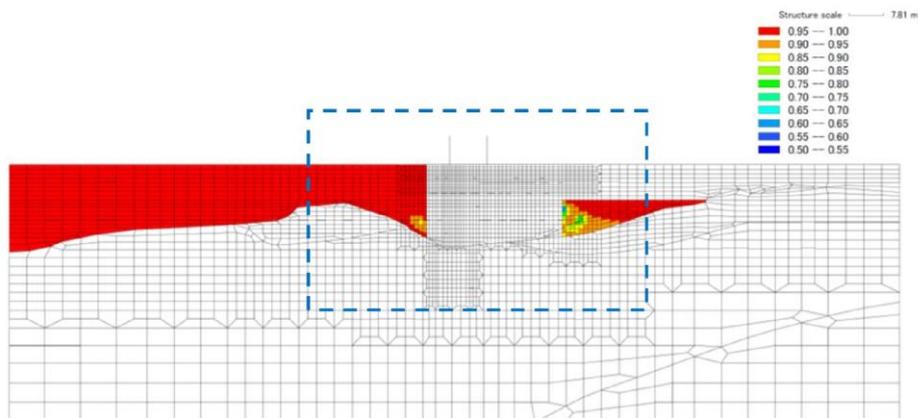
なお，耐震評価において，軸力は引張を正とする。

表 6.1-1 照査値が 0.5 を超える最も厳しい地震動及び最大照査値

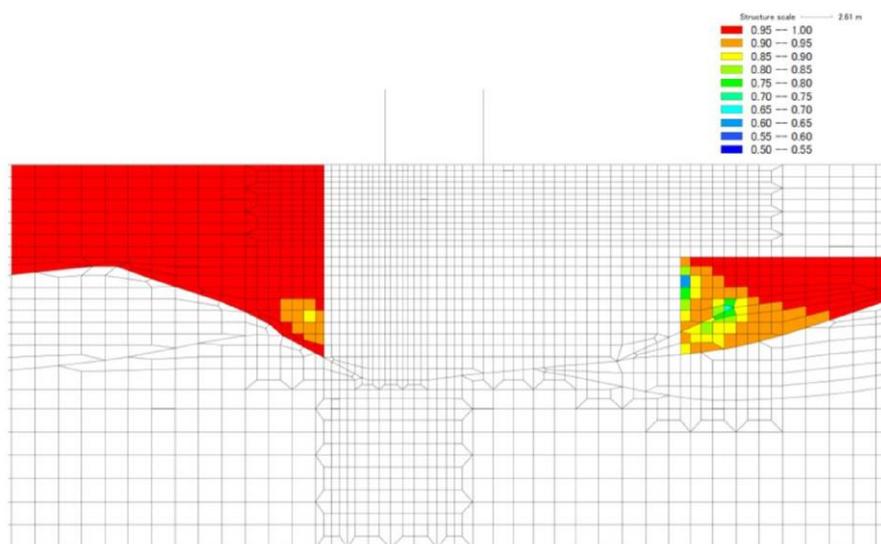
| 評価項目 | | | |
|--|---------------------------------|----------------------------------|--------|
| 防波扉，漂流物対策工 (RC支柱，基礎スラブ) | | グラウンド アンカ | 基礎地盤 |
| 曲げ・軸力系 | せん断 | | |
| S _s -D (--) 0.595 (曲げ引張) | S _s -D (++) 0.836 | S _s -N1 (++) 0.824 | 0.5 以下 |

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。

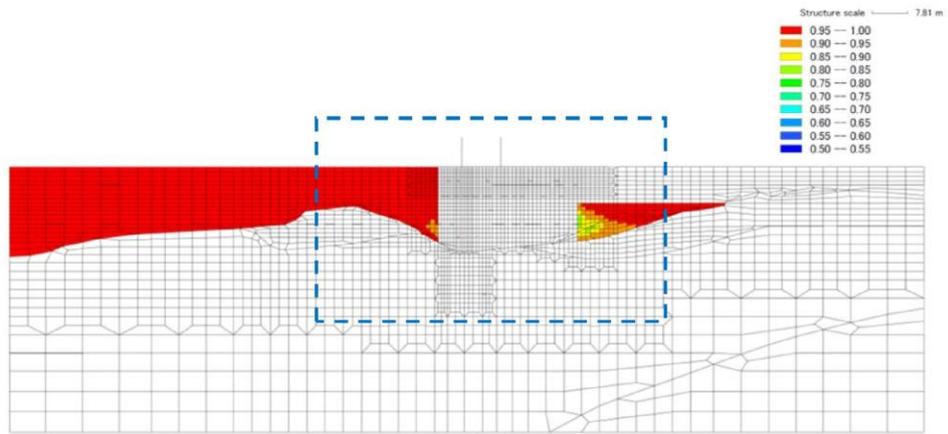


全体図

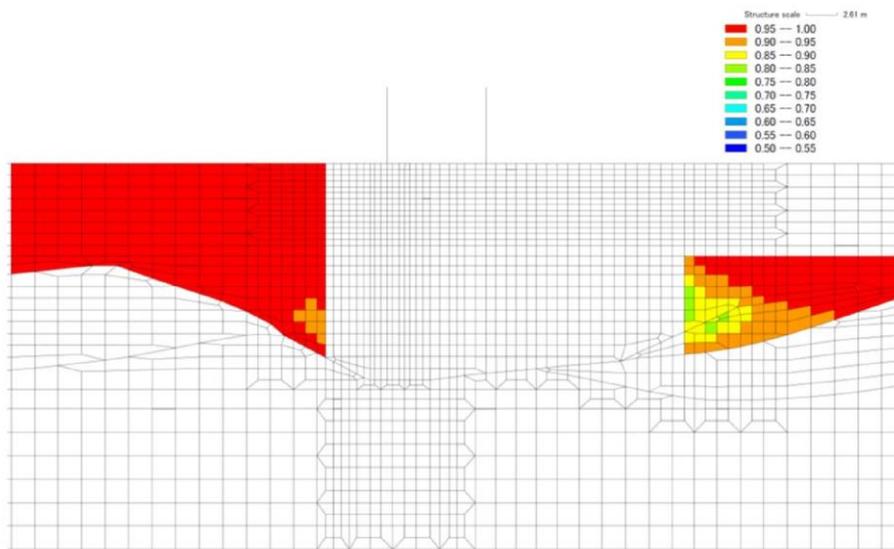


構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(1) 過剰間隙水圧比の最大値分布 (解析ケース③, S s - D (++))

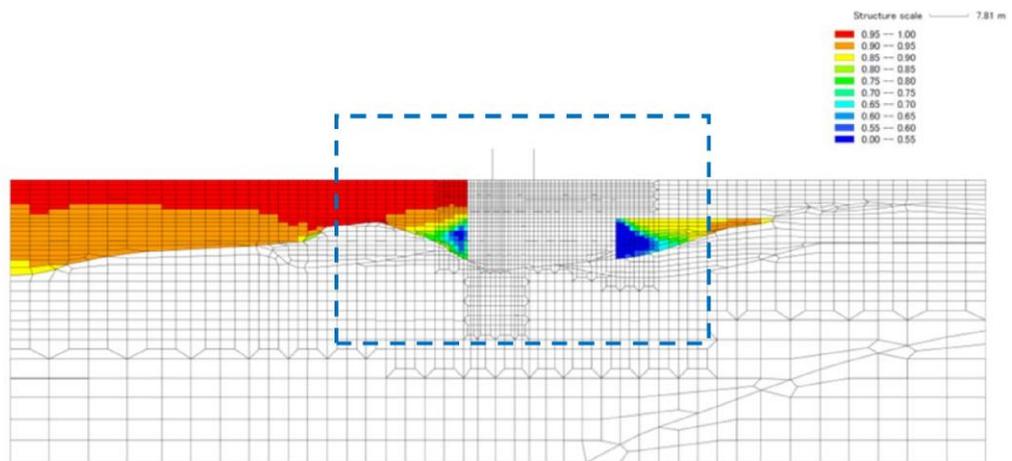


全体図

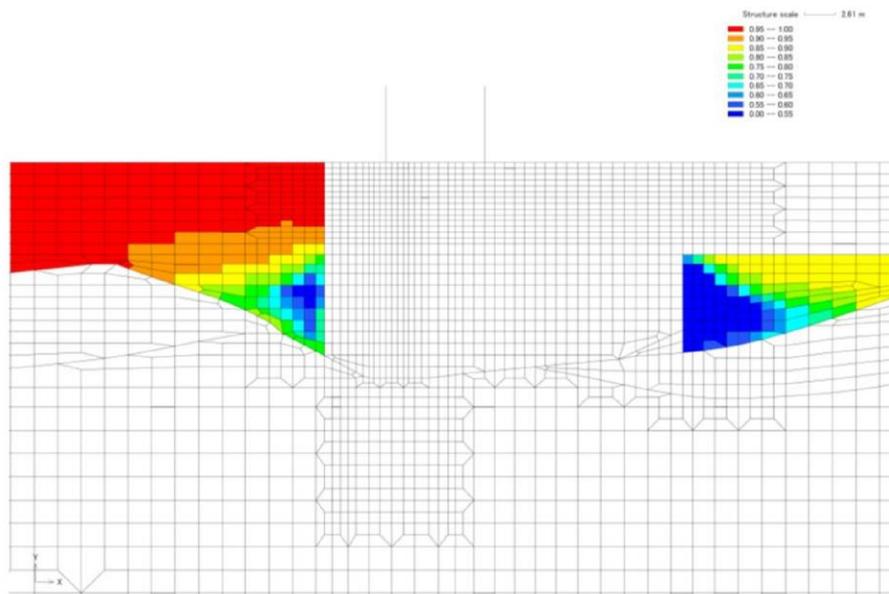


構造物周辺拡大図

図 6. 1. 1-1(2) 過剰間隙水圧比の最大値分布 (解析ケース③, S s - D (- -))



全体図



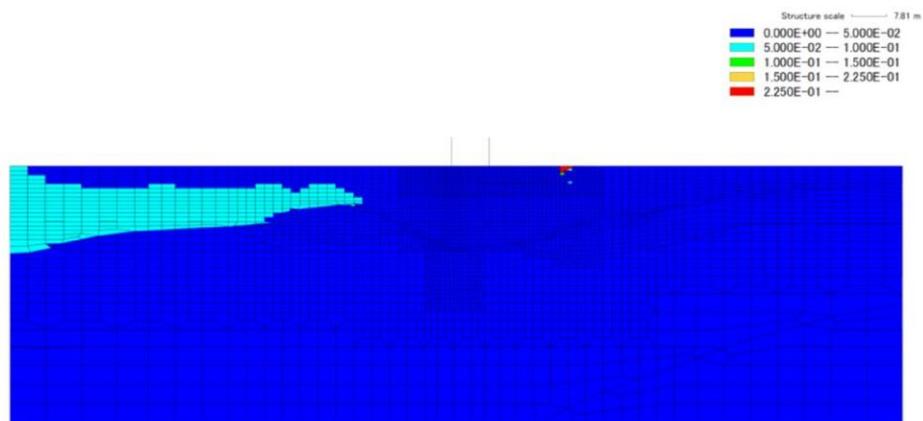
構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(3) 過剰間隙水圧比の最大値分布 (解析ケース③, S s - N 1 (++))

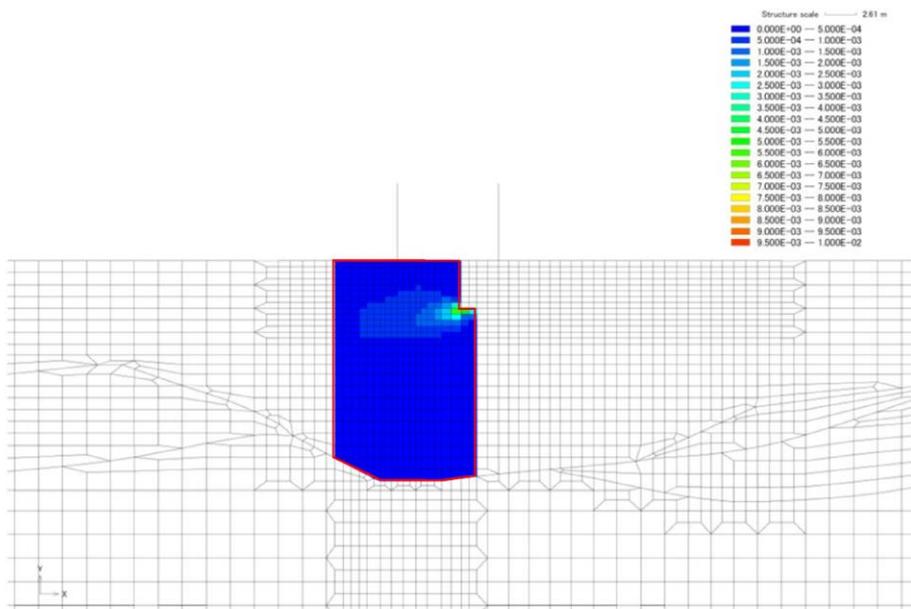
6.1.2 最大せん断ひずみ分布

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 1.0×10^{-3} を超える要素（最大値 1.0×10^{-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。

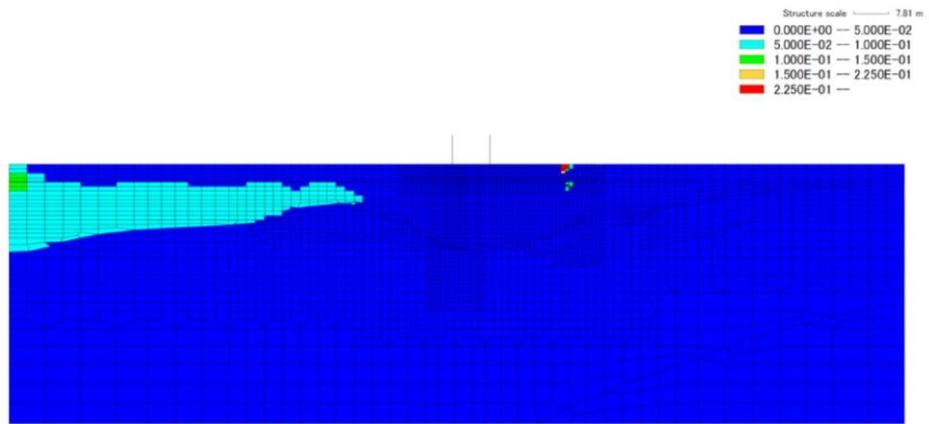


全体図

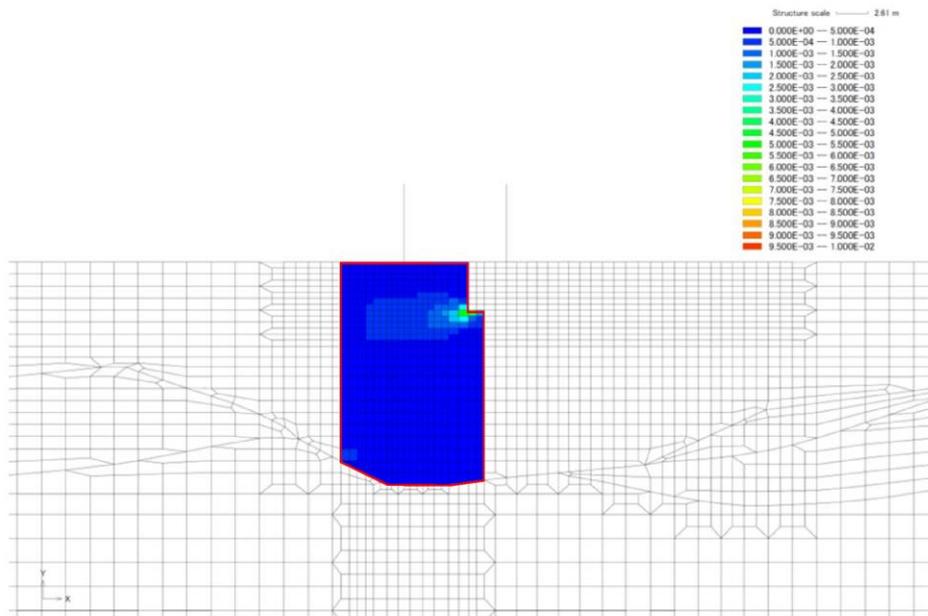


構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1(1) 最大せん断ひずみ分布（解析ケース③， $S_s - D(++)$ ）

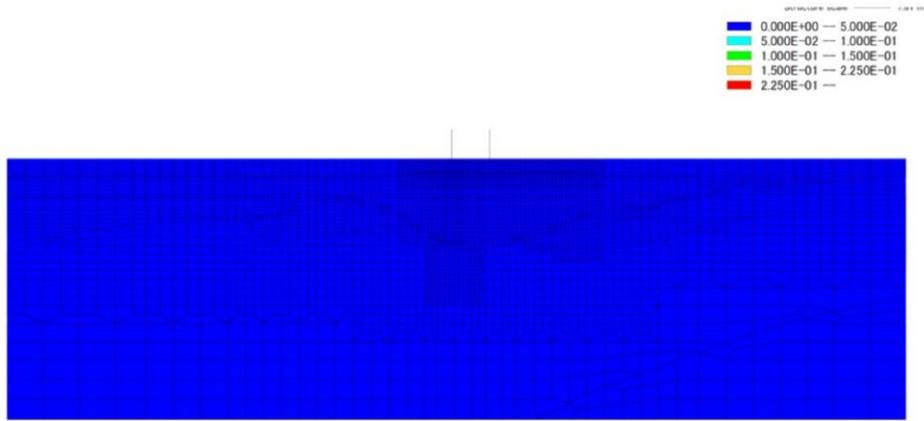


全体図

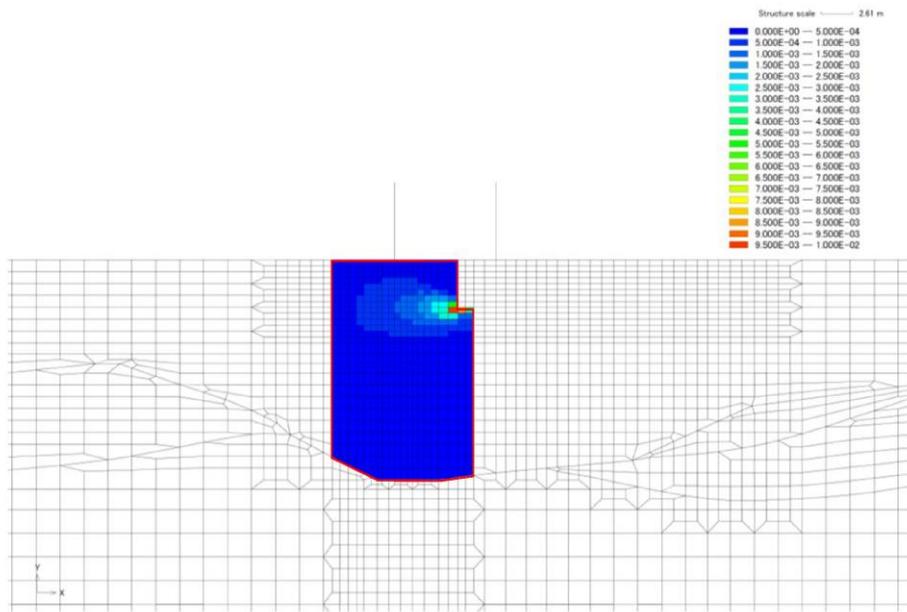


構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1(2) 最大せん断ひずみ分布 (解析ケース③, $S_s - D$ (—))



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 (解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

6.2 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計震度は、防波扉（鋼製扉体）の設置床である防波扉基礎スラブの最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より、表 6.2-1 に示すとおり保守的に設定した。

防波扉（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6.2-2 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1 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 | (++) | 0.85 | 水平 Kh | 2.1 |
| | | | (-+) | 0.77 | | |
| | | | (+-) | 0.90 | | |
| | | | (--) | 0.81 | | |
| | | S _s -F1 | (++) | 0.64 | | |
| | | S _s -F2 | (++) | 0.70 | | |
| | | S _s -N1 | (++) | 1.08 | | |
| | | | (-+) | 0.94 | | |
| | | S _s -N2(NS) | (++) | 0.67 | | |
| | | | (-+) | 0.68 | | |
| | | S _s -N2(EW) | (++) | 0.77 | | |
| | | | (-+) | 0.72 | | |
| | 鉛直 | S _s -D | (++) | 0.89 | 鉛直 kv | 1.5 |
| | | | (-+) | 0.81 | | |
| | | | (+-) | 0.82 | | |
| | | | (--) | 0.80 | | |
| | | S _s -F1 | (++) | 0.58 | | |
| | | S _s -F2 | (++) | 0.96 | | |
| | | S _s -N1 | (++) | 0.66 | | |
| | | | (-+) | 0.48 | | |
| S _s -N2(NS) | | (++) | 0.94 | | | |
| | | (-+) | 0.77 | | | |
| S _s -N2(EW) | | (++) | 0.78 | | | |
| | | (-+) | 1.03 | | | |

表 6.2-2 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

| 部材 | | 材質 | 種別 | 応力度 (a) | 許容 限界 (b) | 照査値 (a/b) | |
|--------------------------------|-------------------------------------|-----------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|--------------|-------|
| 防波扉 (鋼製 扉体) | 主桁 | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 26 | 240 | 0.109 | |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 6.8 | 135 | 0.051 | |
| | 補助縦桁 | SS400 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 18.3 | 180 | 0.102 | |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 7.9 | 105 | 0.076 | |
| | 端縦桁 | SM490 | 圧縮応力度 (N/mm ²) | 33 | 240 | 0.138 | |
| | 支圧板 | SUS304 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 0.729 | 225 | 0.004 | |
| | 戸当り | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 22.6 | 240 | 0.095 | |
| | | Fc24 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 0.36 | 8.8 | 0.041 | |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.06 | 0.60 | 0.100 | |
| | 走行 車輪 | 車輪 | SUS304 | 接触面圧応力度 (N/mm ²) | 605.2 | 849 | 0.713 |
| | | 車輪軸 | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 83.5 | 150 | 0.557 |
| | | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 22.4 | 90 | 0.249 |
| | | 車輪 受桁 | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 160.0 | 240 | 0.667 |
| | | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 106.0 | 135 | 0.786 |
| | | 車輪 戸当り | SS400 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 109.1 | 180 | 0.607 |
| | せん断応力度 (N/mm ²) | | | 78.1 | 105 | 0.744 | |
| | 底面フランジ曲 げ応力度(N/mm ²) | | | 58.1 | 180 | 0.323 | |
| | ガイド アーム | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 180 | 240 | 0.750 | |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 2.4 | 135 | 0.018 | |
| | 休止ピン | SUS329J4L | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 159.2 | 338 | 0.471 | |
| せん断応力度 (N/mm ²) | | | 30.6 | 195 | 0.157 | | |

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

a. 曲げ軸力照査

防波扉戸当り (RC支柱) 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 6.2-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2-3 に示す。

この結果から、防波扉戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

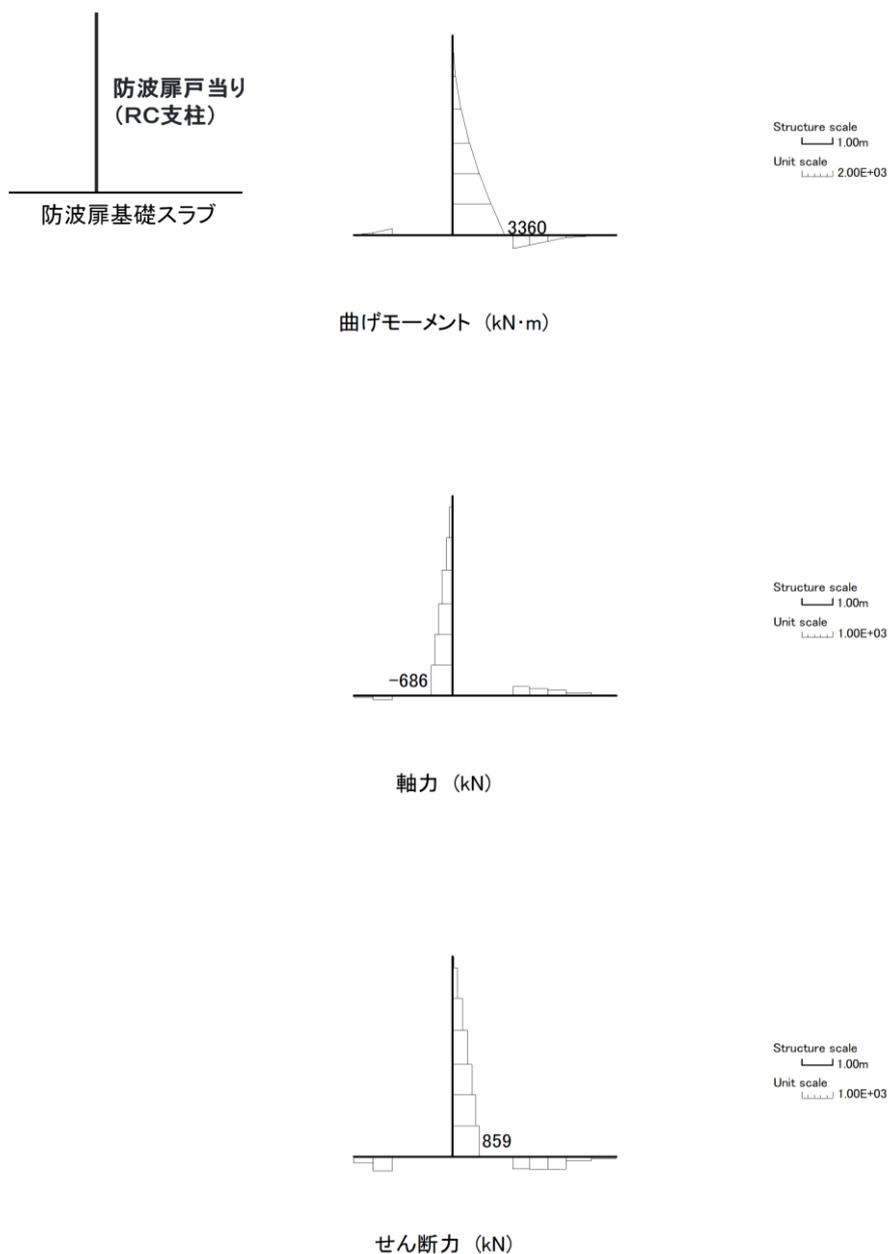
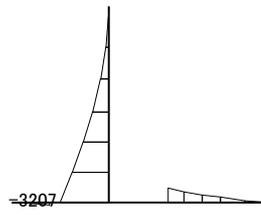
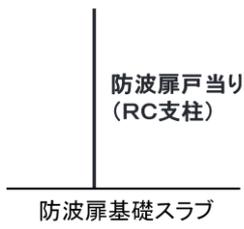
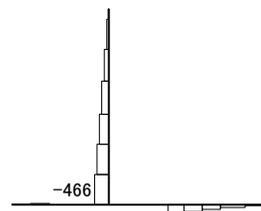


図 6.2-1(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (—) , 解析ケース③, t=19.21s)



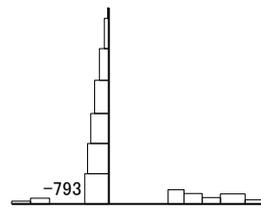
Structure scale
1.00m
Unit scale
2.00E+03

曲げモーメント (kN・m)



Structure scale
1.00m
Unit scale
1.00E+03

軸力 (kN)



Structure scale
1.00m
Unit scale
1.00E+03

せん断力 (kN)

図 6.2-1(2) 防波扉当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=8.61s)

表 6.2-3(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 3235 | -715 | 2.0 | 13.5 | 0.149 |
| | Ss-D | (-+) | -3207 | -466 | 2.0 | 13.5 | 0.147 |
| | Ss-D | (+-) | 3336 | -1093 | 2.1 | 13.5 | 0.153 |
| | Ss-D | (--) | 3326 | -685 | 2.1 | 13.5 | 0.153 |
| | Ss-F1 | (++) | -2962 | -661 | 1.8 | 13.5 | 0.137 |
| | Ss-F2 | (++) | -2713 | -808 | 1.7 | 13.5 | 0.126 |
| | Ss-N1 | (++) | -2861 | -794 | 1.8 | 13.5 | 0.132 |
| | Ss-N1 | (-+) | 2903 | -898 | 1.8 | 13.5 | 0.134 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | -2415 | -960 | 1.5 | 13.5 | 0.111 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 2285 | -987 | 1.4 | 13.5 | 0.104 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -2514 | -660 | 1.6 | 13.5 | 0.116 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | -2245 | -797 | 1.4 | 13.5 | 0.103 |
| ② | Ss-D | (++) | 3224 | -716 | 2.0 | 13.5 | 0.148 |
| | Ss-D | (--) | 3296 | -686 | 2.0 | 13.5 | 0.152 |
| | Ss-N1 | (++) | -2853 | -794 | 1.8 | 13.5 | 0.132 |
| ③ | Ss-D | (++) | 3246 | -715 | 2.0 | 13.5 | 0.149 |
| | Ss-D | (--) | 3360 | -686 | 2.1 | 13.5 | 0.154 |
| | Ss-N1 | (++) | -2870 | -795 | 1.8 | 13.5 | 0.133 |

表 6.2-3(2) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ引張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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 3235 | -715 | 73 | 294 | 0.248 |
| | Ss-D | (-+) | -3207 | -466 | 85 | 294 | 0.288 |
| | Ss-D | (+-) | -3224 | -792 | 69 | 294 | 0.235 |
| | Ss-D | (--) | 3326 | -685 | 77 | 294 | 0.263 |
| | Ss-F1 | (++) | -2962 | -661 | 67 | 294 | 0.227 |
| | Ss-F2 | (++) | -2654 | -571 | 61 | 294 | 0.207 |
| | Ss-N1 | (++) | -2427 | -429 | 60 | 294 | 0.205 |
| | Ss-N1 | (-+) | 2903 | -898 | 53 | 294 | 0.182 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | -2083 | -680 | 37 | 294 | 0.125 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 2037 | -696 | 34 | 294 | 0.118 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -2406 | -559 | 53 | 294 | 0.181 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 2150 | -388 | 53 | 294 | 0.179 |
| ② | Ss-D | (++) | 3224 | -716 | 72 | 294 | 0.246 |
| | Ss-D | (--) | 3296 | -686 | 76 | 294 | 0.260 |
| | Ss-N1 | (++) | -2416 | -429 | 60 | 294 | 0.204 |
| ③ | Ss-D | (++) | 3246 | -715 | 73 | 294 | 0.249 |
| | Ss-D | (--) | 3360 | -686 | 78 | 294 | 0.267 |
| | Ss-N1 | (++) | -2438 | -430 | 61 | 294 | 0.206 |

b. せん断力照査

防波扉戸当り（RC支柱）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 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2-4 に示す。

この結果から、防波扉戸当り（RC支柱）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

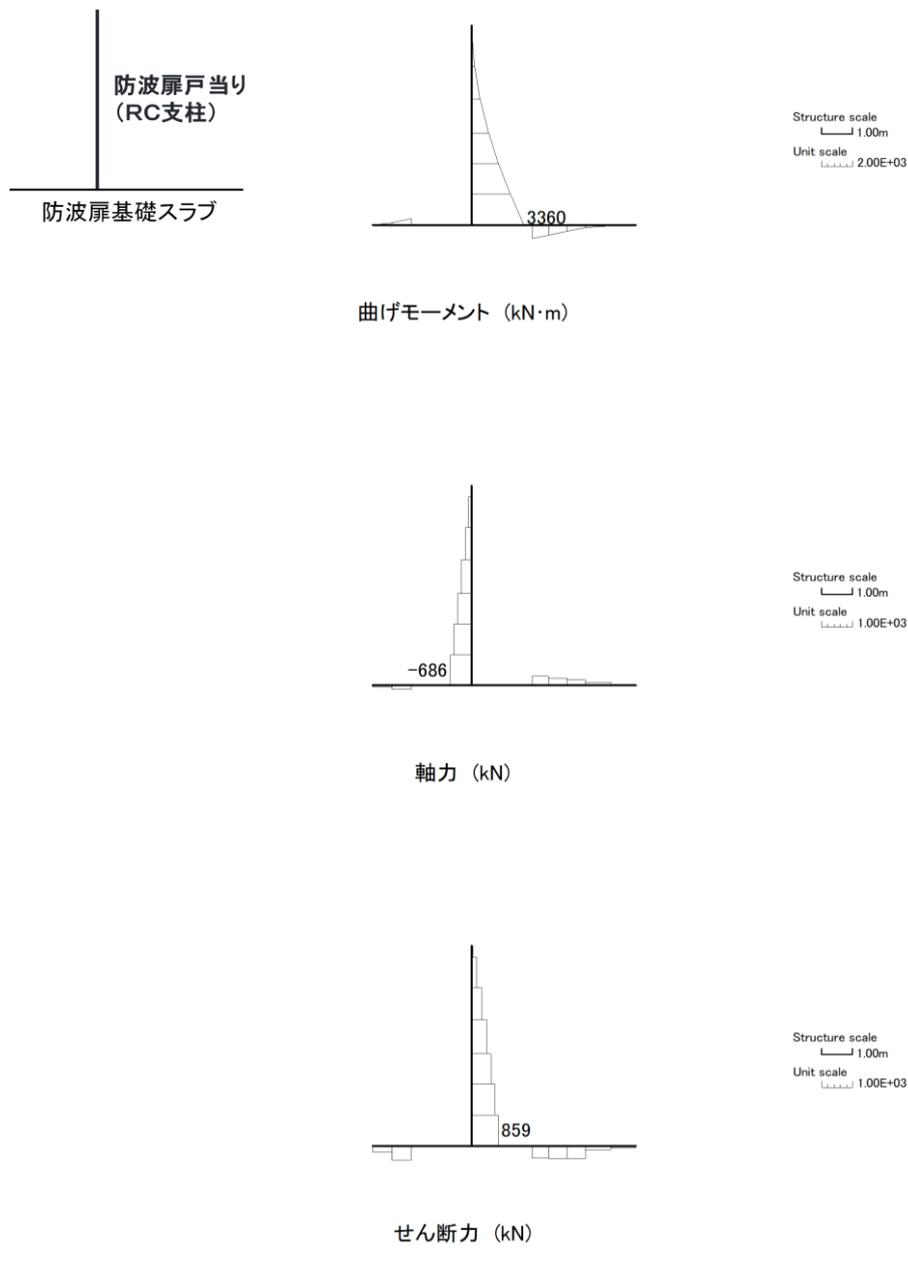


図 6.2-2 防波扉戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - D (—) , 解析ケース③, t = 19.21s)

表 6.2-4 防波扉戸当り (RC支柱) のせん断力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 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----------|------------|------|--------------|---|---|-----------------------------|
| | | | せん断力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 815 | 0.25 | 0.67 | 0.377 |
| | Ss-D | (-+) | 793 | 0.25 | 0.67 | 0.367 |
| | Ss-D | (+-) | 841 | 0.26 | 0.67 | 0.390 |
| | Ss-D | (--) | 851 | 0.26 | 0.67 | 0.394 |
| | Ss-F1 | (++) | 703 | 0.22 | 0.67 | 0.326 |
| | Ss-F2 | (++) | 693 | 0.21 | 0.67 | 0.321 |
| | Ss-N1 | (++) | 755 | 0.23 | 0.67 | 0.350 |
| | Ss-N1 | (-+) | 780 | 0.24 | 0.67 | 0.362 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 592 | 0.18 | 0.67 | 0.274 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 562 | 0.17 | 0.67 | 0.261 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 637 | 0.20 | 0.67 | 0.295 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 607 | 0.19 | 0.67 | 0.281 |
| ② | Ss-D | (++) | 812 | 0.25 | 0.67 | 0.376 |
| | Ss-D | (--) | 843 | 0.26 | 0.67 | 0.391 |
| | Ss-N1 | (++) | 753 | 0.23 | 0.67 | 0.349 |
| ③ | Ss-D | (++) | 818 | 0.25 | 0.67 | 0.379 |
| | Ss-D | (--) | 859 | 0.27 | 0.67 | 0.398 |
| | Ss-N1 | (++) | 757 | 0.23 | 0.67 | 0.351 |

(3) 防波扉基礎スラブ

a. 曲げ軸力照査

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 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2-5 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

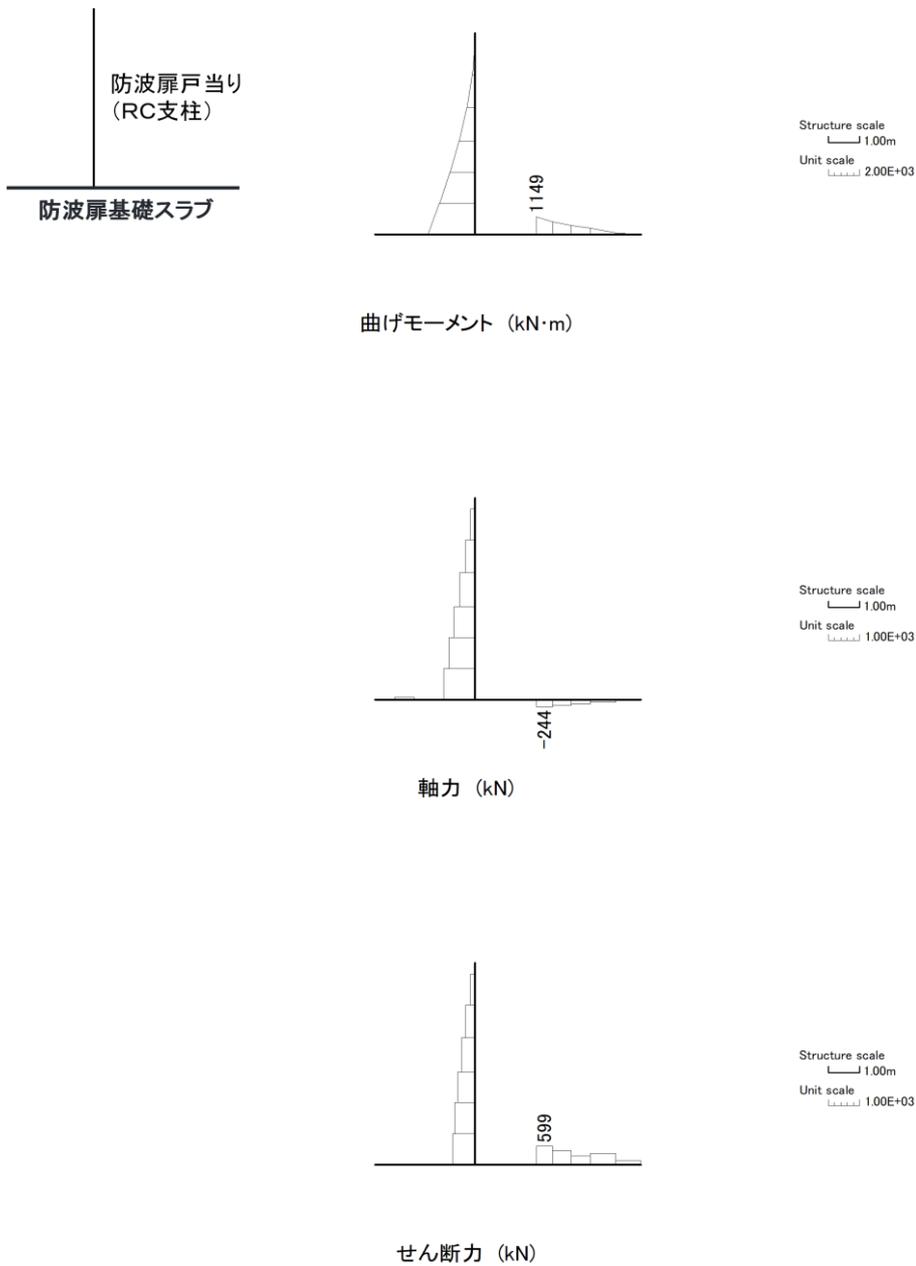


図 6.2-3(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (++) , 解析ケース③, t=28.17s)

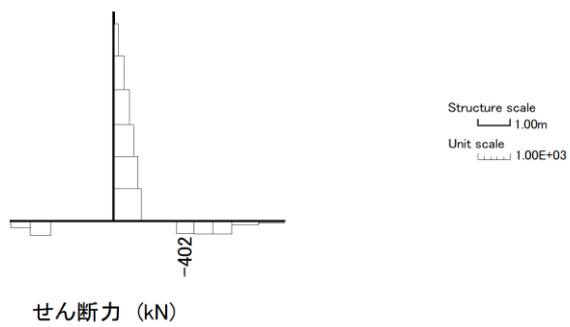
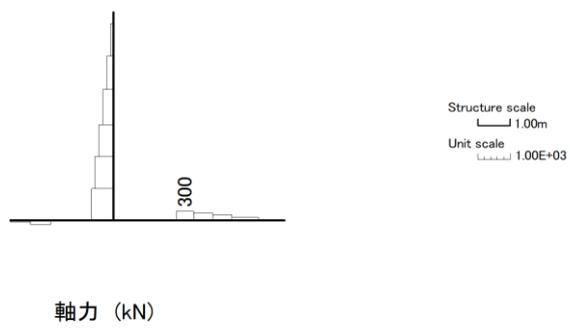
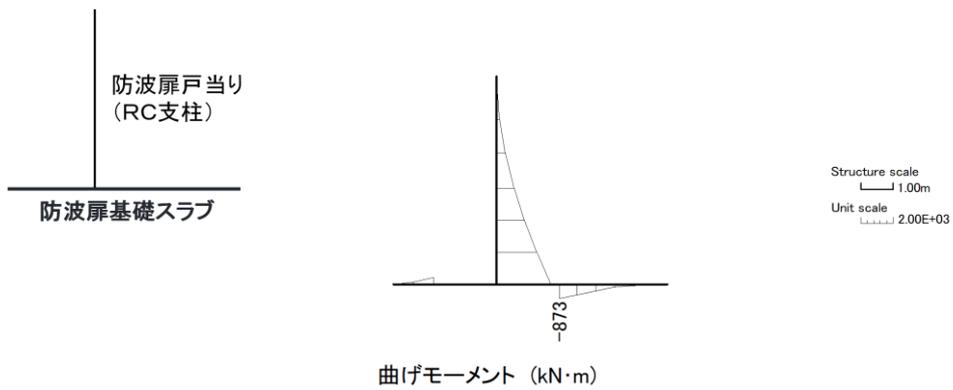


図 6.2-3(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S_s-D (—), 解析ケース③, t=19.21s)

表 6.2-5(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 1148 | -245 | 4.5 | 13.5 | 0.333 |
| | Ss-D | (-+) | 950 | -301 | 3.7 | 13.5 | 0.276 |
| | Ss-D | (+-) | 1093 | -306 | 4.3 | 13.5 | 0.318 |
| | Ss-D | (--) | 1053 | -310 | 4.1 | 13.5 | 0.306 |
| | Ss-F1 | (++) | 1013 | -282 | 4.0 | 13.5 | 0.294 |
| | Ss-F2 | (++) | 939 | -228 | 3.7 | 13.5 | 0.273 |
| | Ss-N1 | (++) | 982 | -292 | 3.8 | 13.5 | 0.285 |
| | Ss-N1 | (-+) | -803 | 199 | 2.9 | 13.5 | 0.217 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 966 | -293 | 3.8 | 13.5 | 0.281 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 795 | -242 | 3.1 | 13.5 | 0.231 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 827 | -277 | 3.2 | 13.5 | 0.240 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 846 | -224 | 3.3 | 13.5 | 0.246 |
| ② | Ss-D | (++) | 1147 | -247 | 4.5 | 13.5 | 0.333 |
| | Ss-D | (--) | 1051 | -310 | 4.1 | 13.5 | 0.305 |
| | Ss-N1 | (++) | 980 | -292 | 3.8 | 13.5 | 0.285 |
| ③ | Ss-D | (++) | 1149 | -244 | 4.5 | 13.5 | 0.334 |
| | Ss-D | (--) | 1055 | -310 | 4.1 | 13.5 | 0.306 |
| | Ss-N1 | (++) | 985 | -293 | 3.9 | 13.5 | 0.286 |

表 6.2-5(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | -860 | 290 | 173 | 294 | 0.590 |
| | Ss-D | (-+) | -786 | 278 | 160 | 294 | 0.544 |
| | Ss-D | (+-) | -723 | 333 | 155 | 294 | 0.527 |
| | Ss-D | (--) | -863 | 299 | 175 | 294 | 0.595 |
| | Ss-F1 | (++) | -620 | 321 | 136 | 294 | 0.464 |
| | Ss-F2 | (++) | 939 | -228 | 111 | 294 | 0.379 |
| | Ss-N1 | (++) | 982 | -292 | 112 | 294 | 0.381 |
| | Ss-N1 | (-+) | -803 | 199 | 155 | 294 | 0.527 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 928 | -215 | 111 | 294 | 0.378 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | -408 | 348 | 104 | 294 | 0.353 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -487 | 247 | 107 | 294 | 0.363 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | -643 | 271 | 135 | 294 | 0.460 |
| ② | Ss-D | (++) | -856 | 290 | 173 | 294 | 0.588 |
| | Ss-D | (--) | -854 | 299 | 173 | 294 | 0.590 |
| | Ss-N1 | (++) | 980 | -292 | 111 | 294 | 0.380 |
| ③ | Ss-D | (++) | -863 | 290 | 174 | 294 | 0.592 |
| | Ss-D | (--) | -873 | 300 | 177 | 294 | 0.601 |
| | Ss-N1 | (++) | -485 | 307 | 112 | 294 | 0.382 |

b. せん断力照査

防波扉基礎スラブ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 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2-6 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

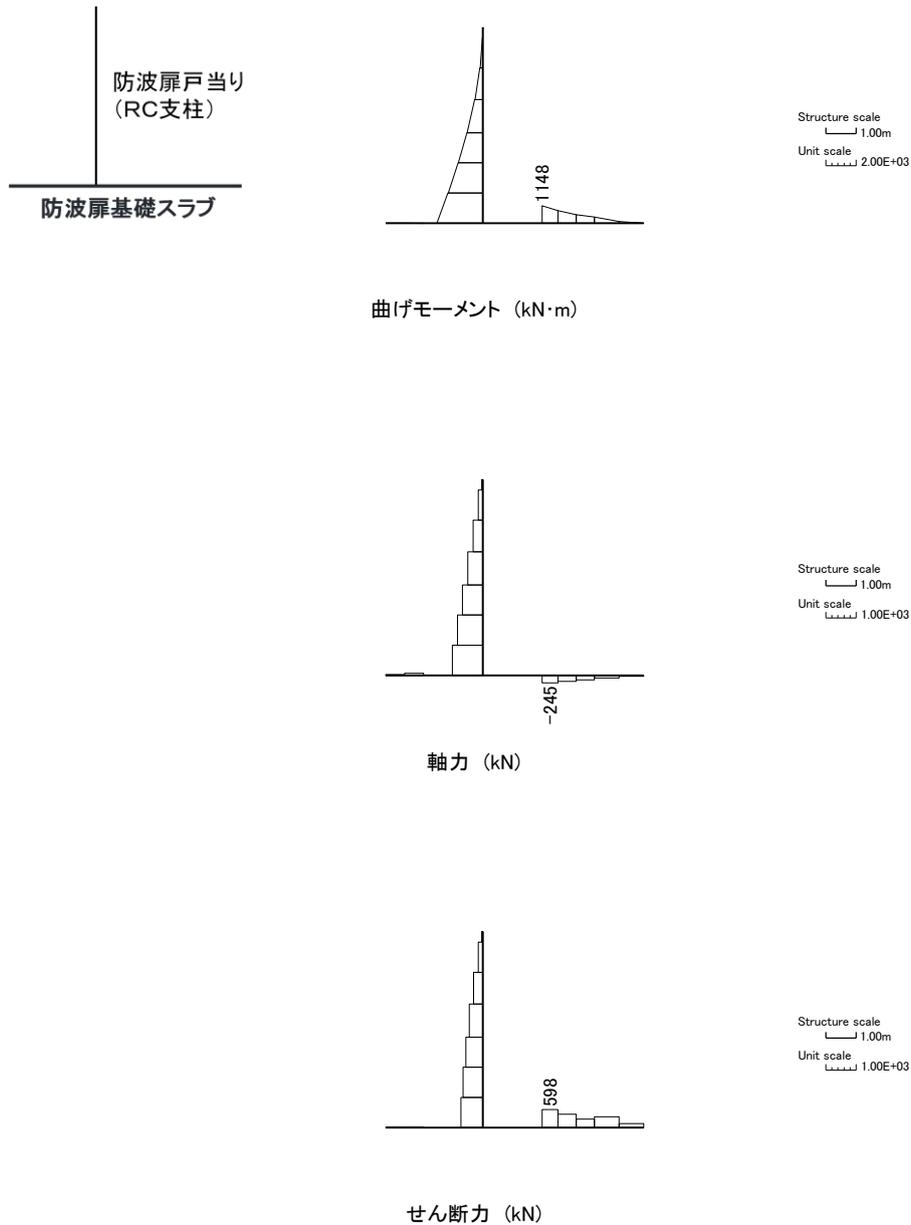


図 6.2-4 防波扉基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S_s-D (++) , 解析ケース①, t=28.17s)

表 6.2-6 防波扉基礎スラブのせん断力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 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----------|------------|------|--------------|---|---|-----------------------------|
| | | | せん断力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 598 | 0.56 | 0.67 | 0.836 |
| | Ss-D | (-+) | 481 | 0.45 | 0.67 | 0.671 |
| | Ss-D | (+-) | 563 | 0.53 | 0.67 | 0.786 |
| | Ss-D | (--) | 535 | 0.50 | 0.67 | 0.747 |
| | Ss-F1 | (++) | 517 | 0.48 | 0.67 | 0.722 |
| | Ss-F2 | (++) | 495 | 0.46 | 0.67 | 0.692 |
| | Ss-N1 | (++) | 510 | 0.48 | 0.67 | 0.712 |
| | Ss-N1 | (-+) | 398 | 0.37 | 0.67 | 0.556 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 513 | 0.48 | 0.67 | 0.716 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 418 | 0.39 | 0.67 | 0.584 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 440 | 0.41 | 0.67 | 0.614 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 444 | 0.42 | 0.67 | 0.620 |
| ② | Ss-D | (++) | 598 | 0.56 | 0.67 | 0.835 |
| | Ss-D | (--) | 534 | 0.50 | 0.67 | 0.746 |
| | Ss-N1 | (++) | 509 | 0.48 | 0.67 | 0.711 |
| ③ | Ss-D | (++) | 599 | 0.56 | 0.67 | 0.836 |
| | Ss-D | (--) | 536 | 0.50 | 0.67 | 0.748 |
| | Ss-N1 | (++) | 511 | 0.48 | 0.67 | 0.714 |

c. 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 6.2-7 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が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-7 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 σ_b (N/mm ²) | 短期許容 | 照査値 σ_b/σ_{ab} |
|-----------|------------|------|--|---|-------------------------------|
| | | | | 応力度 σ_{ba} (N/mm ²) | |
| ① | Ss-D | (++) | 11.8 | 18 | 0.657 |
| | Ss-D | (-+) | 11.9 | 18 | 0.660 |
| | Ss-D | (+-) | 11.8 | 18 | 0.656 |
| | Ss-D | (--) | 11.8 | 18 | 0.656 |
| | Ss-F1 | (++) | 11.7 | 18 | 0.651 |
| | Ss-F2 | (++) | 11.8 | 18 | 0.655 |
| | Ss-N1 | (++) | 11.9 | 18 | 0.663 |
| | Ss-N1 | (-+) | 11.7 | 18 | 0.651 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 11.7 | 18 | 0.652 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 11.7 | 18 | 0.650 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 11.8 | 18 | 0.655 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 11.7 | 18 | 0.650 |
| | ② | Ss-D | (++) | 11.8 | 18 |
| Ss-D | | (--) | 11.8 | 18 | 0.656 |
| Ss-N1 | | (++) | 11.9 | 18 | 0.663 |
| ③ | Ss-D | (++) | 11.8 | 18 | 0.657 |
| | Ss-D | (--) | 11.8 | 18 | 0.656 |
| | Ss-N1 | (++) | 11.9 | 18 | 0.663 |

(4) グラウンドアンカ

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 6.2-8 に示す。

この結果から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 6.2-8 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) | テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN) | 照査値 T/T _{ab} |
|--------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|--|--------------------------|
| ① | S _s -D | (++) | 1696 | 2076 | 0.817 |
| | S _s -D | (-+) | 1703 | 2076 | 0.821 |
| | S _s -D | (+-) | 1694 | 2076 | 0.817 |
| | S _s -D | (--) | 1694 | 2076 | 0.817 |
| | S _s -F1 | (++) | 1680 | 2076 | 0.810 |
| | S _s -F2 | (++) | 1690 | 2076 | 0.815 |
| | S _s -N1 | (++) | 1710 | 2076 | 0.824 |
| | S _s -N1 | (-+) | 1677 | 2076 | 0.809 |
| | S _s -N2 (NS) | (++) | 1683 | 2076 | 0.811 |
| | S _s -N2 (NS) | (-+) | 1677 | 2076 | 0.808 |
| | S _s -N2 (EW) | (++) | 1691 | 2076 | 0.815 |
| | S _s -N2 (EW) | (-+) | 1676 | 2076 | 0.808 |
| | ② | S _s -D | (++) | 1696 | 2076 |
| S _s -D | | (--) | 1694 | 2076 | 0.817 |
| S _s -N1 | | (++) | 1710 | 2076 | 0.824 |
| ③ | S _s -D | (++) | 1696 | 2076 | 0.817 |
| | S _s -D | (--) | 1694 | 2076 | 0.816 |
| | S _s -N1 | (++) | 1710 | 2076 | 0.824 |

(5) 改良地盤

a. 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 6.2-9 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 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 6.2-9 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 _s -D | (++) | 8.94 | 2.27 |
| | | (-+) | 14.61 | 2.11 |
| | | (+-) | 8.96 | 2.57 |
| | | (--) | 14.61 | 2.35 |
| | S _s -F1 (NS) | (++) | 8.99 | 3.55 |
| | S _s -F2 (NS) | (++) | 16.08 | 3.36 |
| | S _s -N1 | (++) | 7.54 | 2.18 |
| | | (-+) | 7.56 | 1.65 |
| | S _s -N2 (NS) | (++) | 26.69 | 3.51 |
| | | (-+) | 24.99 | 3.40 |
| | S _s -N2 (EW) | (++) | 25.98 | 3.50 |
| | | (-+) | 25.99 | 2.68 |
| ② | S _s -D | (++) | 8.94 | 2.27 |
| | S _s -D | (--) | 14.61 | 2.35 |
| | S _s -N1 | (++) | 7.54 | 2.19 |
| ③ | S _s -D | (++) | 8.94 | 2.27 |
| | S _s -D | (--) | 14.61 | 2.34 |
| | S _s -N1 | (++) | 7.54 | 2.18 |

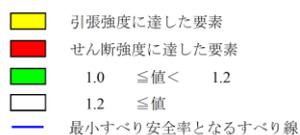


図 6.2-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
($S_s - N1 (-+)$, 解析ケース①, $t=7.56s$)

b. 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 6.2-6 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。

- 引張強度に達した要素
- せん断強度に達した要素
- $1.0 \leq \text{値} < 1.2$
- $1.2 \leq \text{値}$
- 最小すべり安全率となるすべり線
- 検討すべり線

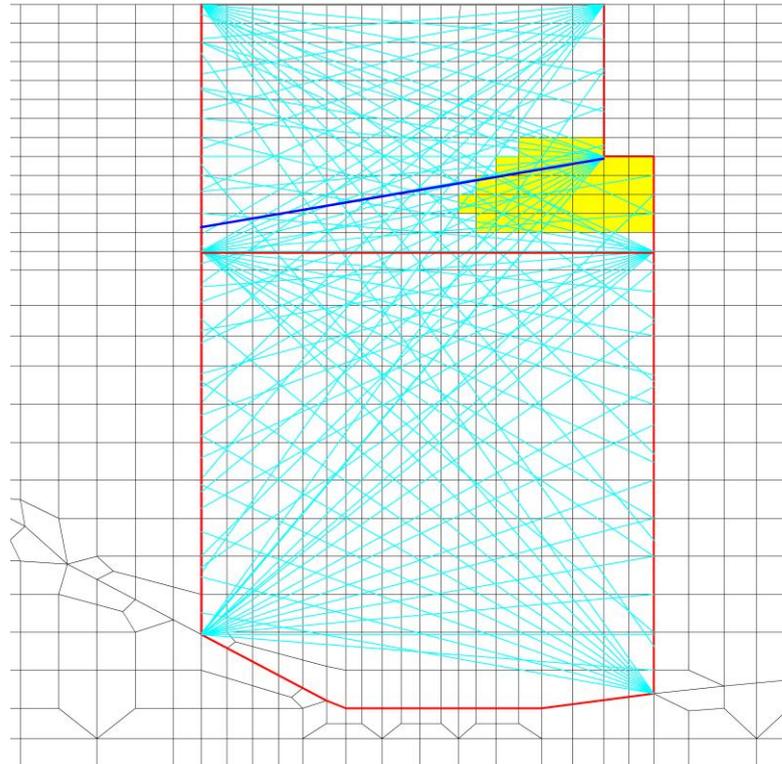


図 6.2-6 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (S_s-N1 (-+), 解析ケース①, t=7.56s)

全時刻における破壊履歴図を図 6.2-7 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。

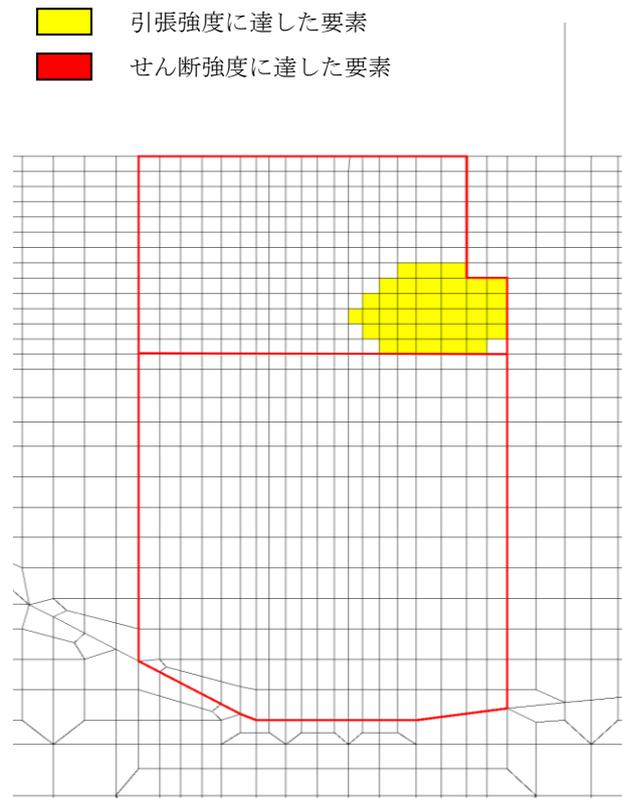
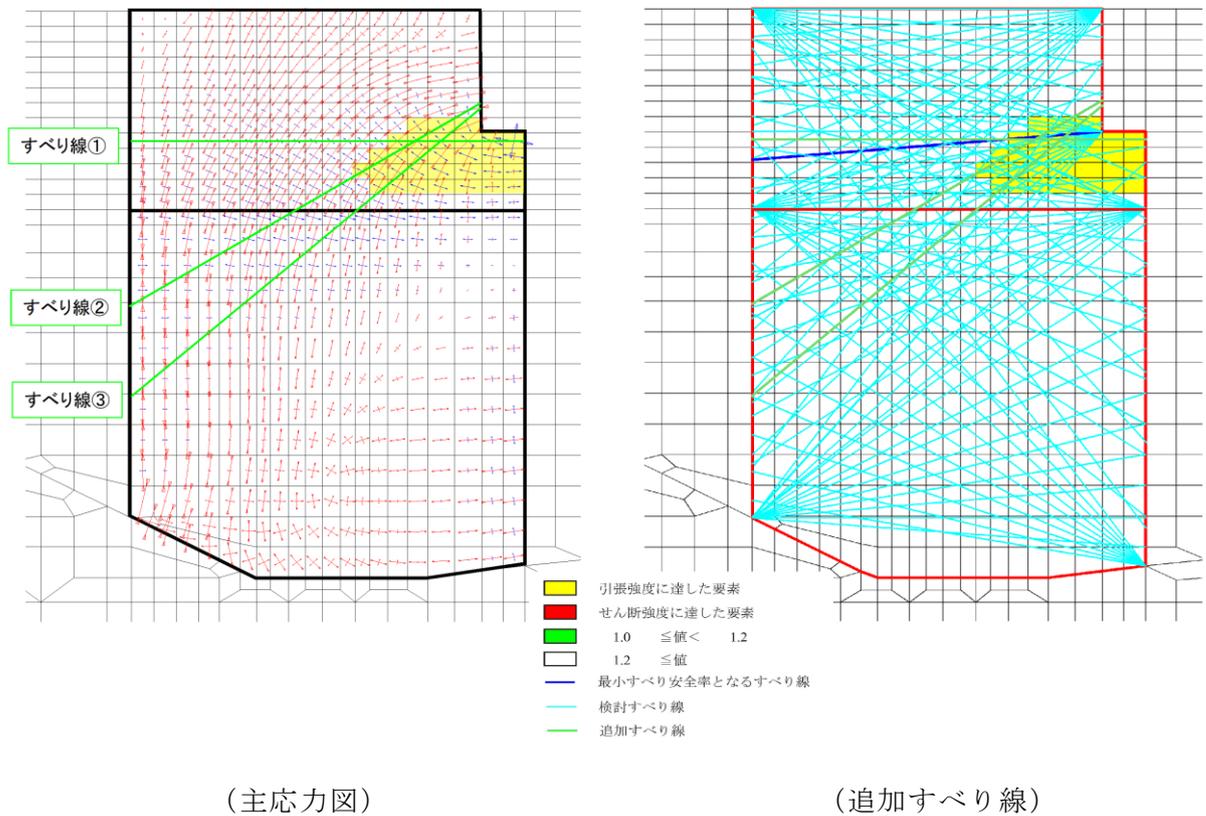


図 6.2-7 全時刻における破壊履歴図

(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 6.2-8 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 6.2-10 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。



(主応力図)

(追加すべり線)

図 6.2-8 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 6.2-10 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) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.2-11 に、支持地盤の接地圧分布を図 6.2-9 に示す。

防波扉基礎スラブの基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 6.2-11(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 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----------|-------------------------|------|---------------------------------|---|---------------------------|
| | | | | | |
| ① | S _S -D | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.338 |
| | S _S -D | (-+) | 0.5 | 1.4 | 0.336 |
| | S _S -D | (+-) | 0.5 | 1.4 | 0.363 |
| | S _S -D | (--) | 0.5 | 1.4 | 0.344 |
| | S _S -F1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.320 |
| | S _S -F2 | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.325 |
| | S _S -N1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.318 |
| | S _S -N1 | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.321 |
| | S _S -N2 (NS) | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.296 |
| | S _S -N2 (NS) | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.316 |
| | S _S -N2 (EW) | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.321 |
| | S _S -N2 (EW) | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.322 |
| ② | S _S -D | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.338 |
| | S _S -D | (--) | 0.5 | 1.4 | 0.343 |
| | S _S -N1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.318 |
| ③ | S _S -D | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.338 |
| | S _S -D | (--) | 0.5 | 1.4 | 0.345 |
| | S _S -N1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.319 |

表 6.2-11(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 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----------|------------|------|---------------------------------|---|---------------------------|
| ① | Ss-D | (++) | 0.9 | 9.8 | 0.094 |
| | Ss-D | (-+) | 1.0 | 9.8 | 0.103 |
| | Ss-D | (+-) | 1.1 | 9.8 | 0.109 |
| | Ss-D | (--) | 1.1 | 9.8 | 0.109 |
| | Ss-F1 | (++) | 0.7 | 9.8 | 0.077 |
| | Ss-F2 | (++) | 0.8 | 9.8 | 0.086 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.8 | 9.8 | 0.082 |
| | Ss-N1 | (-+) | 1.0 | 9.8 | 0.104 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 0.8 | 9.8 | 0.077 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 0.8 | 9.8 | 0.077 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 0.8 | 9.8 | 0.080 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 0.8 | 9.8 | 0.083 |
| ② | Ss-D | (++) | 0.9 | 9.8 | 0.094 |
| | Ss-D | (--) | 1.1 | 9.8 | 0.109 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.8 | 9.8 | 0.082 |
| ③ | Ss-D | (++) | 0.9 | 9.8 | 0.094 |
| | Ss-D | (--) | 1.1 | 9.8 | 0.109 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.8 | 9.8 | 0.082 |

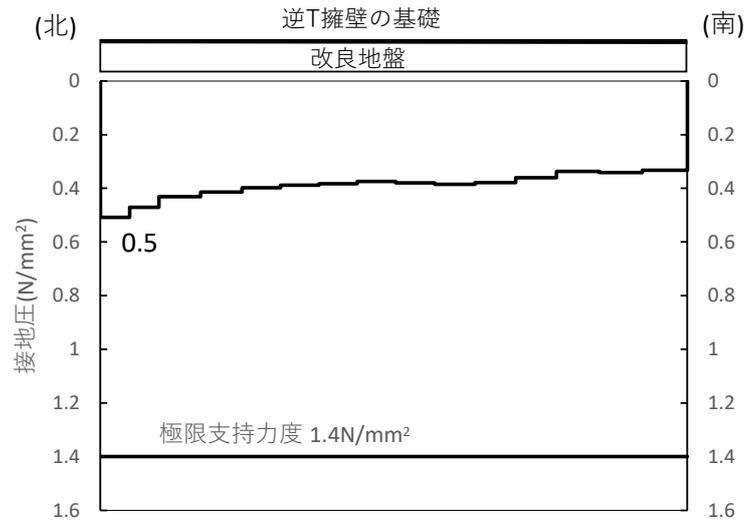


図 6.2-9(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)
(S s - D (+ -) , 解析ケース①)

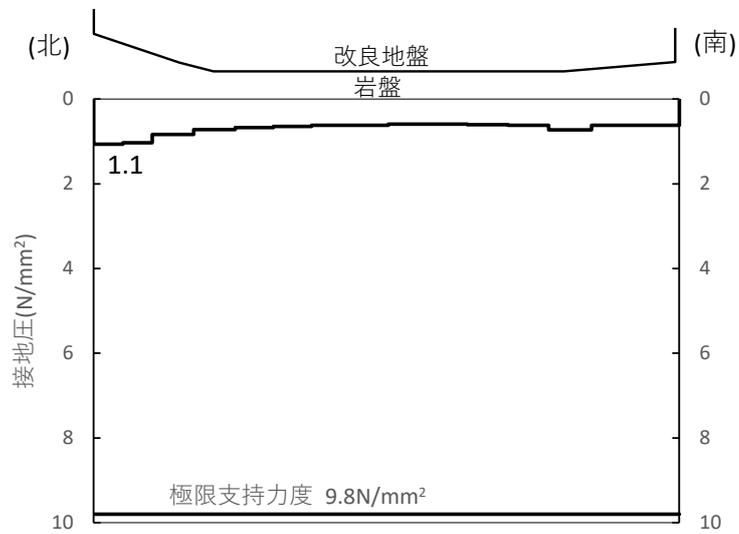


図 6.2-9(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)
(S s - D (+ -) , 解析ケース①)

6.3 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）の耐震評価に用いる設計震度は、漂流物対策工（鋼製扉体）の設置床の最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より、表 6.3-1 に示すとおり保守的に設定した。

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6.3-2 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3-1 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 | 水平 K _h | 2.1 |
| | | | (-+) | 0.84 | | |
| | | | (+-) | 0.83 | | |
| | | | (--) | 0.82 | | |
| | | S _s -F1 | (++) | 0.55 | | |
| | | S _s -F2 | (++) | 0.70 | | |
| | | S _s -N1 | (++) | 0.93 | | |
| | | | (-+) | 0.88 | | |
| | | S _s -N2 (NS) | (++) | 0.73 | | |
| | | | (-+) | 0.76 | | |
| | | S _s -N2 (EW) | (++) | 0.74 | | |
| | | | (-+) | 0.66 | | |
| | 鉛直 | S _s -D | (++) | 0.66 | 鉛直 K _v | 1.1 |
| | | | (-+) | 0.55 | | |
| | | | (+-) | 0.55 | | |
| | | | (--) | 0.66 | | |
| | | S _s -F1 | (++) | 0.45 | | |
| | | S _s -F2 | (++) | 0.59 | | |
| | | S _s -N1 | (++) | 0.49 | | |
| | | | (-+) | 0.35 | | |
| S _s -N2 (NS) | | (++) | 0.61 | | | |
| | | (-+) | 0.46 | | | |
| S _s -N2 (EW) | | (++) | 0.42 | | | |
| | | (-+) | 0.61 | | | |

表 6.3-2(1) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（1/2）

| 部材 | | 材質 | 種別 | 応力度 (a) | 許容限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|--------------------------------|-----------------|----------------------------------|--------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 漂流物 対策工 （鋼製 扉体） | 横主桁 （最下段） | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 11 | 525 | 0.021 |
| | | SM570 | せん断応力度 (N/mm ²) | 4 | 193 | 0.021 |
| | 横主桁 （最上段） | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 53 | 525 | 0.101 |
| | | SM570 | せん断応力度 (N/mm ²) | 8 | 193 | 0.042 |
| | 張出桁 | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 0.4 | 525 | 0.001 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.3 | 303 | 0.001 |
| | 補助縦桁 | SM570 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 0.02 | 306 | 0.001 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.03 | 193 | 0.001 |
| | 端縦桁 | SM570 | 圧縮応力度 (N/mm ²) | 20 | 337 | 0.060 |
| | 支承部 （上部支承軸） | SUS630 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 279 | 540 | 0.517 |
| | | H1150 | せん断応力度 (N/mm ²) | 37 | 310 | 0.120 |
| | 支承部 （下部支承軸） | SUS304N2 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 153 | 255 | 0.600 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 13 | 147 | 0.089 |
| | 支承部 （下部支承軸） | SUS630 H1150 | 接触応力度 (N/mm ²) | 1373 | 2035 | 0.675 |
| | 支承軸受け | 自動調心 ころ軸受 | 軸受荷重 (kN) | 2025 | 3800 | 0.533 |
| | 支承部 （浮上防止金物） | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 44 | 150 | 0.294 |
| せん断応力度 (N/mm ²) | | | 7 | 90 | 0.078 | |
| SUS304N2 | | 軸方向引張 応力度(N/mm ²) | 77 | 255 | 0.302 | |

表 6.3-2(2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（2/2）

| 部材 | | 材質 | 種別 | 応力度 (a) | 許容限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|--------------------------|---------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 漂流物 対策工 (鋼製 扉体) | 支承アンカー (上部アン カーボルト) | SCM435 | 軸方向引張 応力度 (N/mm ²) | 288 | 585 | 0.493 |
| | 支承アンカー (下部アン カーボルト) | SCM435 | 軸方向引張 応力度 (N/mm ²) | 286 | 585 | 0.489 |
| | 上部支承ア ンカー (コ ンクリート) | Fc40 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 7.4 | 8.8 | 0.841 |
| | | | 支圧応力度 支圧板 (N/mm ²) | 5.6 | 8.8 | 0.637 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.36 | 0.60 | 0.600 |
| | 下部支承ア ンカー (コン クリート) | Fc40 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 5.8 | 8.8 | 0.660 |
| | | | 支圧応力度 支圧板 (N/mm ²) | 5.3 | 8.8 | 0.603 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.40 | 0.60 | 0.667 |
| | ロック装置 | SM570 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 170 | 337 | 0.505 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 139 | 193 | 0.721 |
| | 支圧板 | SUS304 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 2 | 225 | 0.009 |
| | 戸当り (腹板) | SM400 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 9 | 270 | 0.034 |
| | 戸当り (底面フラ ンジ) | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 34 | 525 | 0.065 |
| 戸当り (コンクリ ート) | Fc40 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 0.2 | 8.8 | 0.023 | |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.04 | 0.60 | 0.067 | |

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

a. 曲げ軸力照査

漂流物対策工戸当り (RC支柱) 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 6.3-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

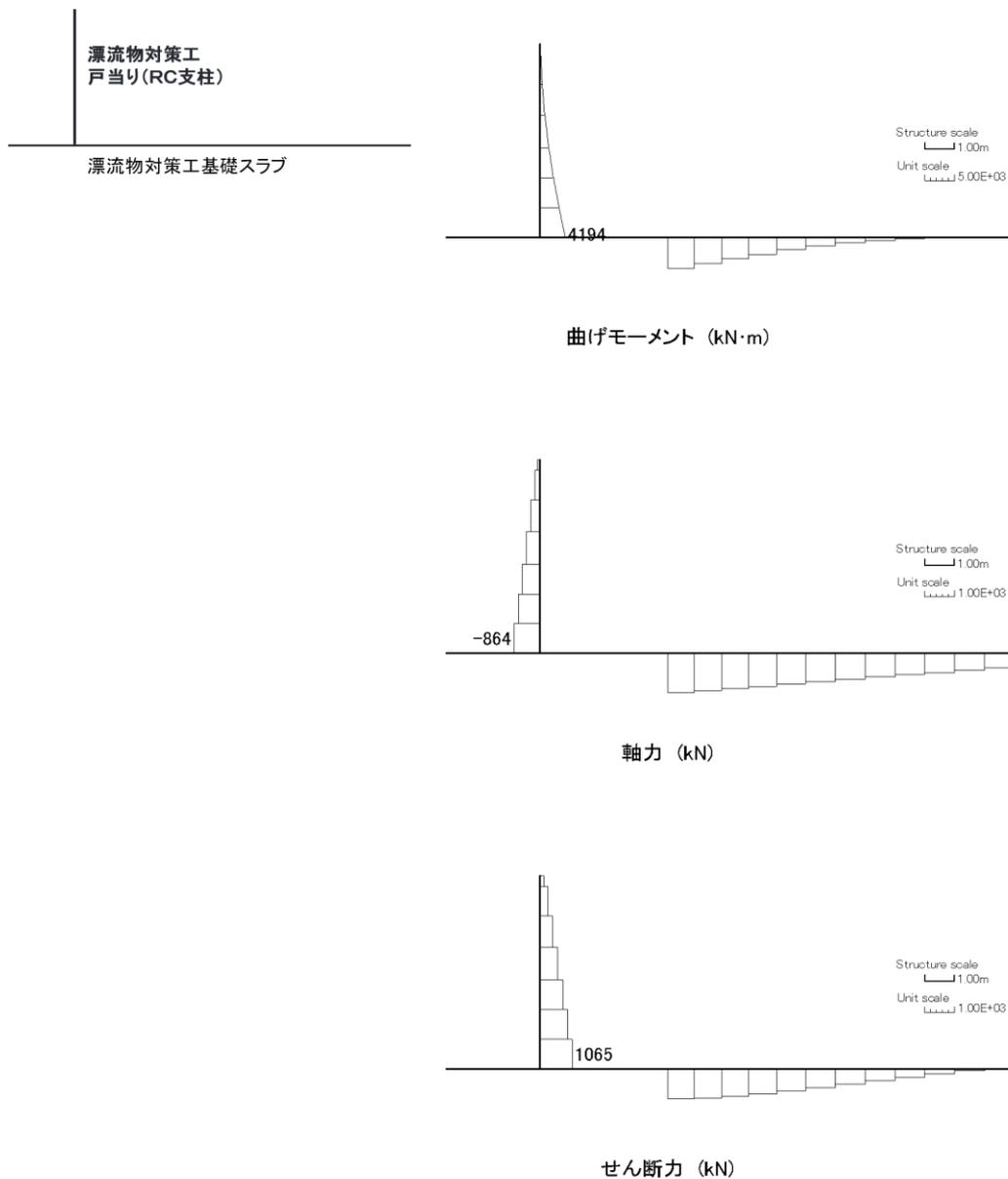


図 6.3-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - N 1 (-+)) , 解析ケース①, t=7.55s)

表 6.3-3(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 3738 | -972 | 1.1 | 21.0 | 0.055 |
| | Ss-D | (-+) | 4105 | -1138 | 1.2 | 21.0 | 0.060 |
| | Ss-D | (+-) | 4091 | -1393 | 1.2 | 21.0 | 0.058 |
| | Ss-D | (--) | 4243 | -1504 | 1.2 | 21.0 | 0.060 |
| | Ss-F1 | (++) | -2599 | -1026 | 0.8 | 21.0 | 0.040 |
| | Ss-F2 | (++) | 3445 | -1314 | 1.0 | 21.0 | 0.048 |
| | Ss-N1 | (++) | -4121 | -858 | 1.2 | 21.0 | 0.059 |
| | Ss-N1 | (-+) | 4194 | -864 | 1.3 | 21.0 | 0.063 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | -3769 | -1107 | 1.2 | 21.0 | 0.056 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | -3777 | -1116 | 1.2 | 21.0 | 0.056 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -3480 | -855 | 1.0 | 21.0 | 0.050 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 3333 | -931 | 1.0 | 21.0 | 0.049 |
| ② | Ss-D | (++) | 3729 | -968 | 1.1 | 21.0 | 0.055 |
| | Ss-D | (--) | 4232 | -1502 | 1.2 | 21.0 | 0.060 |
| | Ss-N1 | (++) | -4111 | -859 | 1.2 | 21.0 | 0.059 |
| ③ | Ss-D | (++) | 3746 | -975 | 1.2 | 21.0 | 0.055 |
| | Ss-D | (--) | 4251 | -1506 | 1.2 | 21.0 | 0.060 |
| | Ss-N1 | (++) | -4131 | -856 | 1.2 | 21.0 | 0.059 |

表 6.3-3(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 3738 | -972 | 22 | 294 | 0.076 |
| | Ss-D | (-+) | 3485 | -865 | 22 | 294 | 0.077 |
| | Ss-D | (+-) | 3219 | -992 | 14 | 294 | 0.047 |
| | Ss-D | (--) | 3665 | -1137 | 15 | 294 | 0.052 |
| | Ss-F1 | (++) | -2423 | -716 | 7 | 294 | 0.026 |
| | Ss-F2 | (++) | 3423 | -1270 | 9 | 294 | 0.031 |
| | Ss-N1 | (++) | -4121 | -858 | 18 | 294 | 0.063 |
| | Ss-N1 | (-+) | 4194 | -864 | 35 | 294 | 0.121 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 3397 | -1127 | 12 | 294 | 0.041 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | -3777 | -1116 | 12 | 294 | 0.040 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -3340 | -744 | 14 | 294 | 0.048 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 3333 | -931 | 17 | 294 | 0.060 |
| ② | Ss-D | (++) | 3729 | -968 | 22 | 294 | 0.076 |
| | Ss-D | (--) | 3657 | -1136 | 15 | 294 | 0.052 |
| | Ss-N1 | (++) | -4111 | -859 | 18 | 294 | 0.063 |
| ③ | Ss-D | (++) | 3746 | -975 | 22 | 294 | 0.076 |
| | Ss-D | (--) | 3670 | -1138 | 15 | 294 | 0.052 |
| | Ss-N1 | (++) | -4131 | -856 | 19 | 294 | 0.064 |

b. せん断力照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）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 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.3-4 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

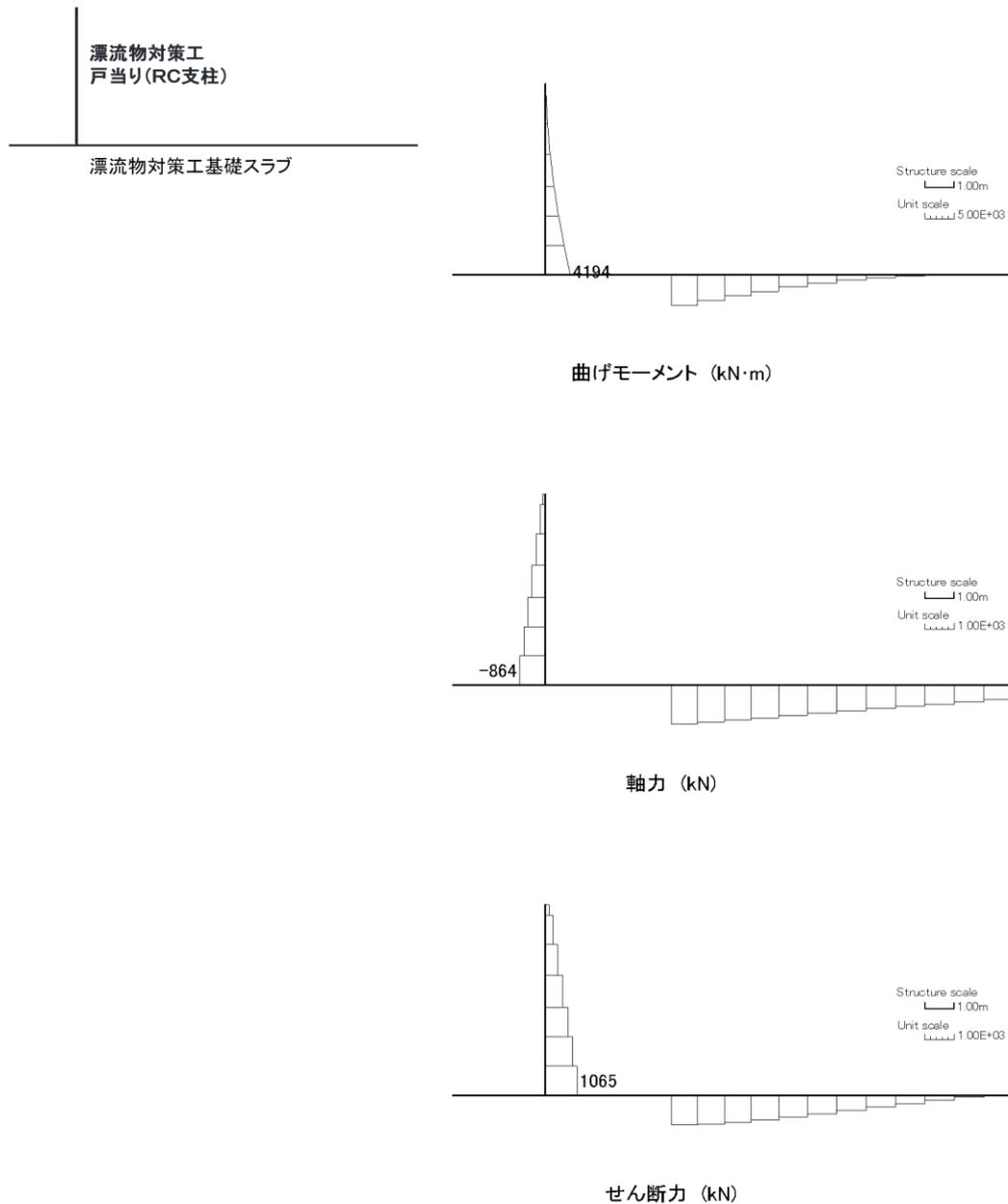


図 6.3-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - N 1（-+）, 解析ケース①, t=7.55s)

表 6.3-4 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力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 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----------|------------|------|--------------|---|---|-----------------------------|
| | | | せん断力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 965 | 0.33 | 0.82 | 0.399 |
| | Ss-D | (-+) | 1030 | 0.35 | 0.82 | 0.426 |
| | Ss-D | (+-) | 1025 | 0.35 | 0.82 | 0.424 |
| | Ss-D | (--) | 1050 | 0.36 | 0.82 | 0.434 |
| | Ss-F1 | (++) | 650 | 0.22 | 0.82 | 0.269 |
| | Ss-F2 | (++) | 869 | 0.29 | 0.82 | 0.359 |
| | Ss-N1 | (++) | 1047 | 0.35 | 0.82 | 0.433 |
| | Ss-N1 | (-+) | 1065 | 0.36 | 0.82 | 0.440 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 925 | 0.31 | 0.82 | 0.382 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 933 | 0.32 | 0.82 | 0.386 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 870 | 0.29 | 0.82 | 0.360 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 831 | 0.28 | 0.82 | 0.343 |
| ② | Ss-D | (++) | 963 | 0.33 | 0.82 | 0.398 |
| | Ss-D | (--) | 1047 | 0.35 | 0.82 | 0.433 |
| | Ss-N1 | (++) | 1045 | 0.35 | 0.82 | 0.432 |
| ③ | Ss-D | (++) | 968 | 0.33 | 0.82 | 0.400 |
| | Ss-D | (--) | 1052 | 0.36 | 0.82 | 0.434 |
| | Ss-N1 | (++) | 1050 | 0.36 | 0.82 | 0.434 |

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

a. 曲げ軸力照査

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・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 6.3-3 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3-5 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

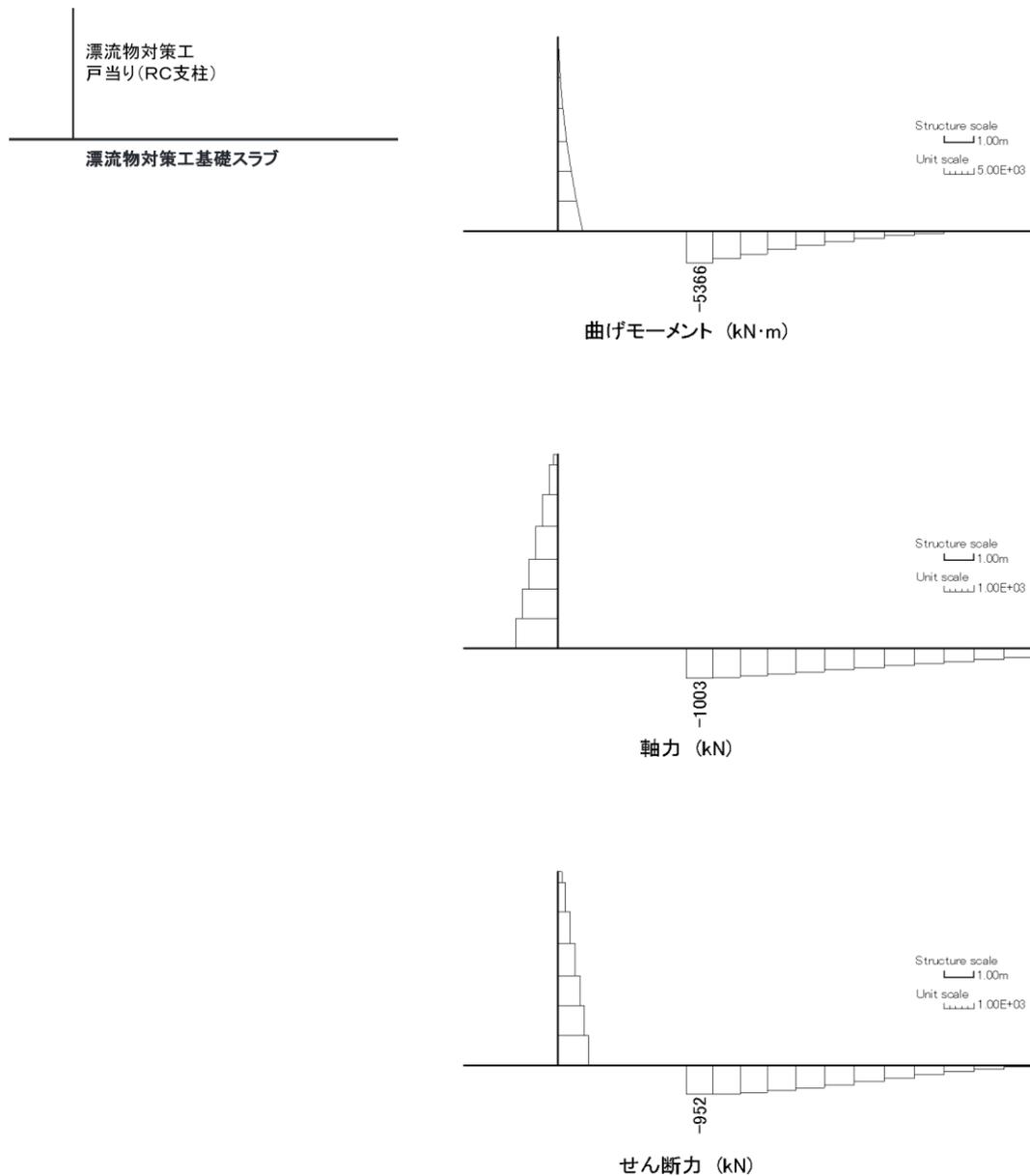


図 6.3-3(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.59s)

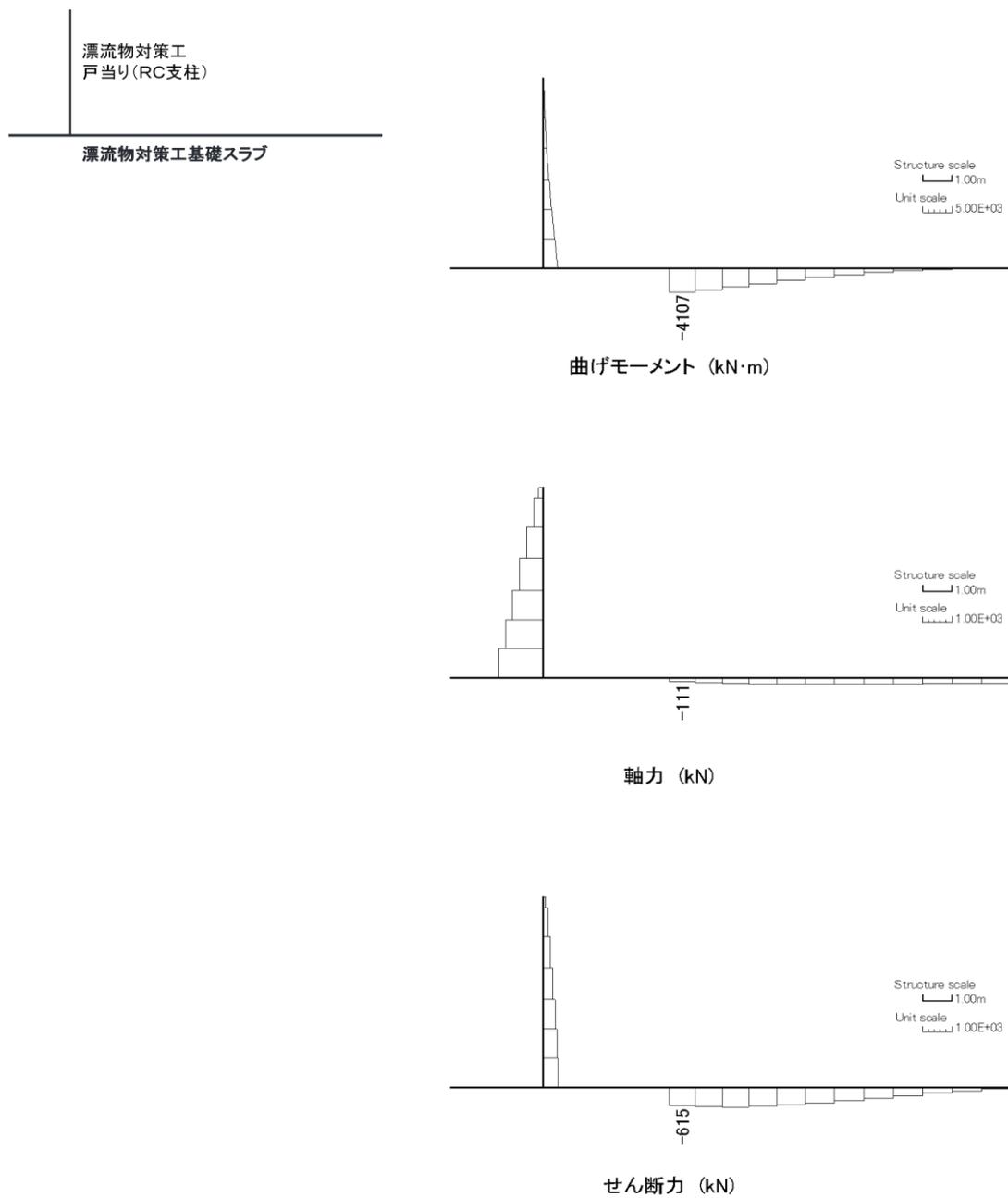


図 6.3-3(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値の評価
時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=32.48s)

表 6.3-5(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | -4500 | -740 | 2.0 | 21.0 | 0.095 |
| | Ss-D | (-+) | -4672 | -1237 | 2.1 | 21.0 | 0.101 |
| | Ss-D | (+-) | -5366 | -1003 | 2.4 | 21.0 | 0.113 |
| | Ss-D | (--) | -5061 | -1129 | 2.3 | 21.0 | 0.108 |
| | Ss-F1 | (++) | -3578 | -172 | 1.5 | 21.0 | 0.072 |
| | Ss-F2 | (++) | -3996 | -1015 | 1.8 | 21.0 | 0.086 |
| | Ss-N1 | (++) | -3356 | -808 | 1.5 | 21.0 | 0.072 |
| | Ss-N1 | (-+) | -5237 | -1325 | 2.3 | 21.0 | 0.112 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | -3826 | -639 | 1.7 | 21.0 | 0.080 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | -3676 | -796 | 1.6 | 21.0 | 0.078 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -4100 | -518 | 1.8 | 21.0 | 0.085 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | -3607 | -592 | 1.6 | 21.0 | 0.076 |
| ② | Ss-D | (++) | -4499 | -735 | 2.0 | 21.0 | 0.094 |
| | Ss-D | (--) | -5050 | -1128 | 2.3 | 21.0 | 0.108 |
| | Ss-N1 | (++) | -3342 | -801 | 1.5 | 21.0 | 0.072 |
| ③ | Ss-D | (++) | -4504 | -746 | 2.0 | 21.0 | 0.095 |
| | Ss-D | (--) | -5074 | -1137 | 2.3 | 21.0 | 0.108 |
| | Ss-N1 | (++) | -3370 | -816 | 1.5 | 21.0 | 0.072 |

表 6.3-5(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張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 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----------|------------|------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | -4500 | -740 | 53 | 294 | 0.181 |
| | Ss-D | (-+) | -4302 | -677 | 51 | 294 | 0.175 |
| | Ss-D | (+-) | -4107 | -111 | 61 | 294 | 0.208 |
| | Ss-D | (--) | -3659 | -25 | 56 | 294 | 0.192 |
| | Ss-F1 | (++) | -3589 | -104 | 53 | 294 | 0.182 |
| | Ss-F2 | (++) | -3888 | -267 | 54 | 294 | 0.185 |
| | Ss-N1 | (++) | 2452 | 851 | 59 | 294 | 0.201 |
| | Ss-N1 | (-+) | -5237 | -1325 | 52 | 294 | 0.177 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | -3227 | -84 | 48 | 294 | 0.164 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | -3626 | -238 | 51 | 294 | 0.173 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | -3990 | -339 | 54 | 294 | 0.184 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | -2751 | 68 | 44 | 294 | 0.151 |
| ② | Ss-D | (++) | -3551 | -78 | 53 | 294 | 0.182 |
| | Ss-D | (--) | -3651 | -26 | 56 | 294 | 0.191 |
| | Ss-N1 | (++) | 2451 | 843 | 59 | 294 | 0.200 |
| ③ | Ss-D | (++) | -4504 | -746 | 53 | 294 | 0.181 |
| | Ss-D | (--) | -3667 | -30 | 56 | 294 | 0.192 |
| | Ss-N1 | (++) | 2454 | 859 | 59 | 294 | 0.202 |

b. せん断力照査

漂流物対策工基礎スラブ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 6.3-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.3-6 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

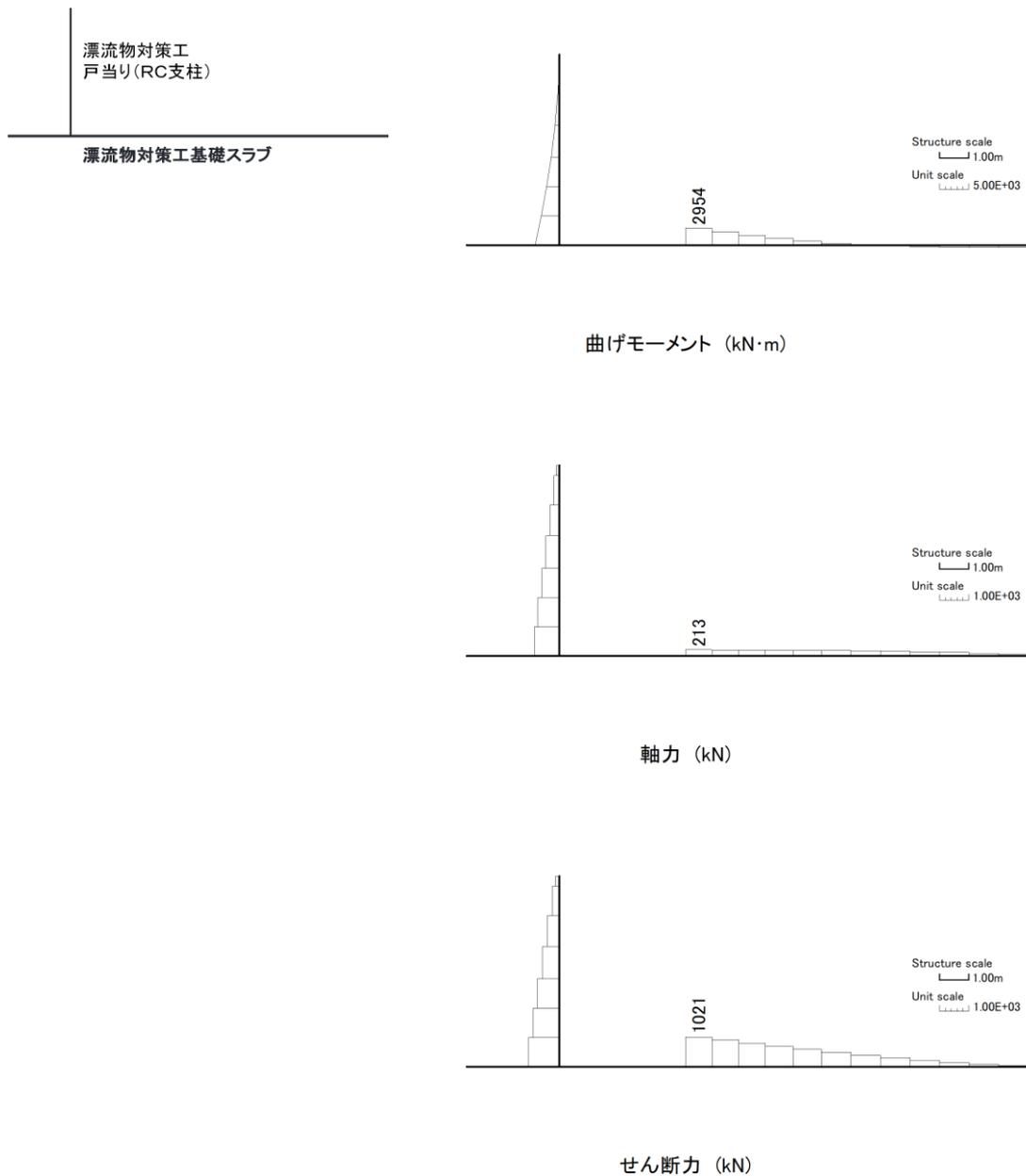


図 6.3-4 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, t=7.53s)

表 6.3-6 漂流物対策工基礎スラブのせん断力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 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----------|------------|------|--------------|---|---|-----------------------------|
| | | | せん断力 (kN) | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 910 | 0.29 | 0.82 | 0.350 |
| | Ss-D | (-+) | 843 | 0.27 | 0.82 | 0.324 |
| | Ss-D | (+-) | 952 | 0.30 | 0.82 | 0.366 |
| | Ss-D | (--) | 926 | 0.29 | 0.82 | 0.356 |
| | Ss-F1 | (++) | 674 | 0.21 | 0.82 | 0.259 |
| | Ss-F2 | (++) | 754 | 0.24 | 0.82 | 0.290 |
| | Ss-N1 | (++) | 1019 | 0.32 | 0.82 | 0.392 |
| | Ss-N1 | (-+) | 997 | 0.31 | 0.82 | 0.384 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 859 | 0.27 | 0.82 | 0.331 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 842 | 0.27 | 0.82 | 0.324 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 774 | 0.24 | 0.82 | 0.298 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 665 | 0.21 | 0.82 | 0.256 |
| ② | Ss-D | (++) | 907 | 0.29 | 0.82 | 0.349 |
| | Ss-D | (--) | 924 | 0.29 | 0.82 | 0.356 |
| | Ss-N1 | (++) | 1017 | 0.32 | 0.82 | 0.391 |
| ③ | Ss-D | (++) | 914 | 0.29 | 0.82 | 0.352 |
| | Ss-D | (--) | 928 | 0.29 | 0.82 | 0.357 |
| | Ss-N1 | (++) | 1021 | 0.32 | 0.82 | 0.393 |

(4) 基礎地盤

a. 支持力照査

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.3-7 に、最大接地圧分布を図 6.3-5 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 6.3-7(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 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----------|------------|------|---------------------------------|---|---------------------------|
| ① | Ss-D | (++) | 0.7 | 18.0 | 0.039 |
| | Ss-D | (-+) | 0.7 | 18.0 | 0.038 |
| | Ss-D | (+-) | 0.7 | 18.0 | 0.041 |
| | Ss-D | (--) | 0.7 | 18.0 | 0.040 |
| | Ss-F1 | (++) | 0.7 | 18.0 | 0.039 |
| | Ss-F2 | (++) | 0.8 | 18.0 | 0.045 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.5 | 18.0 | 0.031 |
| | Ss-N1 | (-+) | 0.7 | 18.0 | 0.037 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 0.6 | 18.0 | 0.035 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 0.7 | 18.0 | 0.038 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 0.6 | 18.0 | 0.036 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 0.6 | 18.0 | 0.034 |
| ② | Ss-D | (++) | 0.7 | 18.0 | 0.039 |
| | Ss-D | (--) | 0.7 | 18.0 | 0.041 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.5 | 18.0 | 0.031 |
| ③ | Ss-D | (++) | 0.7 | 18.0 | 0.039 |
| | Ss-D | (--) | 0.7 | 18.0 | 0.040 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.5 | 18.0 | 0.031 |

表 6.3-7(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 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----------|------------|------|---------------------------------|---|---------------------------|
| ① | Ss-D | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.325 |
| | Ss-D | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.281 |
| | Ss-D | (+-) | 0.5 | 1.4 | 0.329 |
| | Ss-D | (--) | 0.5 | 1.4 | 0.329 |
| | Ss-F1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.278 |
| | Ss-F2 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.319 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.307 |
| | Ss-N1 | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.317 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.307 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.320 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.313 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 0.4 | 1.4 | 0.317 |
| ② | Ss-D | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.325 |
| | Ss-D | (--) | 0.5 | 1.4 | 0.329 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.307 |
| ③ | Ss-D | (++) | 0.5 | 1.4 | 0.325 |
| | Ss-D | (--) | 0.5 | 1.4 | 0.329 |
| | Ss-N1 | (++) | 0.4 | 1.4 | 0.307 |

表 6.3-7(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 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----------|------------|------|---------------------------------|---|---------------------------|
| | | | | | |
| ① | Ss-D | (++) | 2.0 | 9.8 | 0.200 |
| | Ss-D | (-+) | 1.8 | 9.8 | 0.189 |
| | Ss-D | (+-) | 2.3 | 9.8 | 0.232 |
| | Ss-D | (--) | 2.0 | 9.8 | 0.205 |
| | Ss-F1 | (++) | 1.4 | 9.8 | 0.140 |
| | Ss-F2 | (++) | 1.4 | 9.8 | 0.145 |
| | Ss-N1 | (++) | 1.6 | 9.8 | 0.167 |
| | Ss-N1 | (-+) | 2.3 | 9.8 | 0.233 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 1.4 | 9.8 | 0.147 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 1.6 | 9.8 | 0.161 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 1.3 | 9.8 | 0.137 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 1.5 | 9.8 | 0.155 |
| ② | Ss-D | (++) | 2.0 | 9.8 | 0.200 |
| | Ss-D | (--) | 2.0 | 9.8 | 0.205 |
| | Ss-N1 | (++) | 1.6 | 9.8 | 0.163 |
| ③ | Ss-D | (++) | 1.9 | 9.8 | 0.199 |
| | Ss-D | (--) | 2.0 | 9.8 | 0.205 |
| | Ss-N1 | (++) | 1.6 | 9.8 | 0.164 |

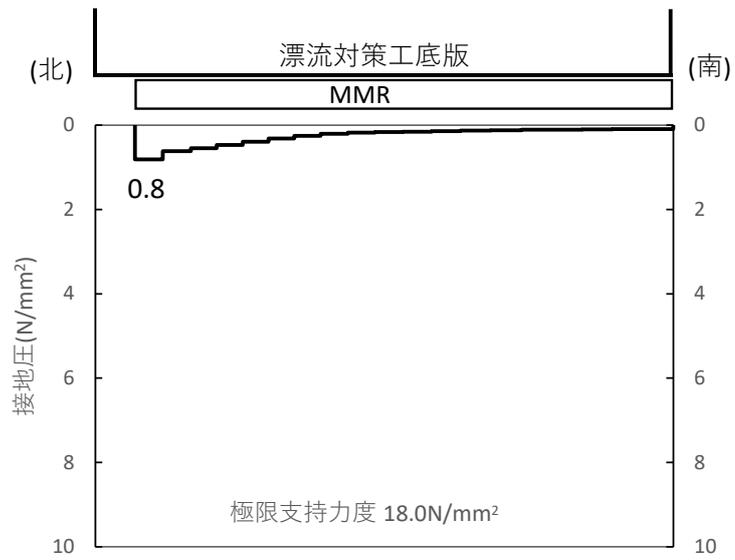


図 6.3-5(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)
(S s - F 2, 解析ケース①)

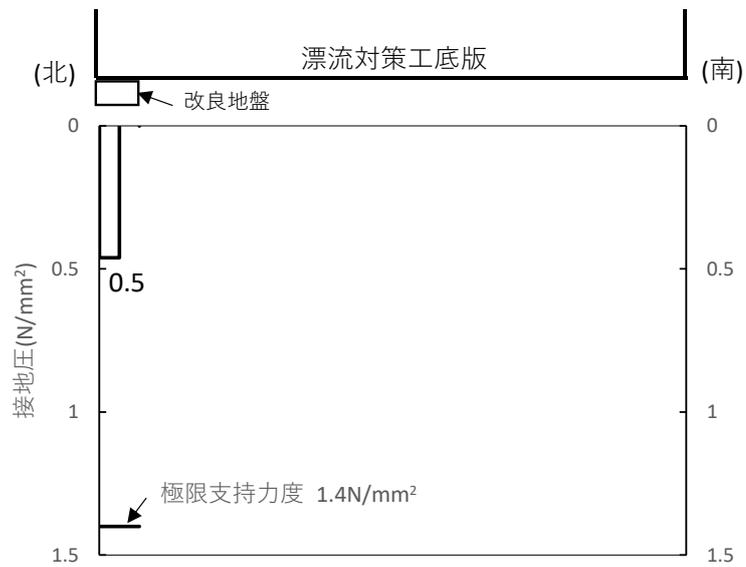


図 6.3-5(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)
(S s - D (+), 解析ケース①)

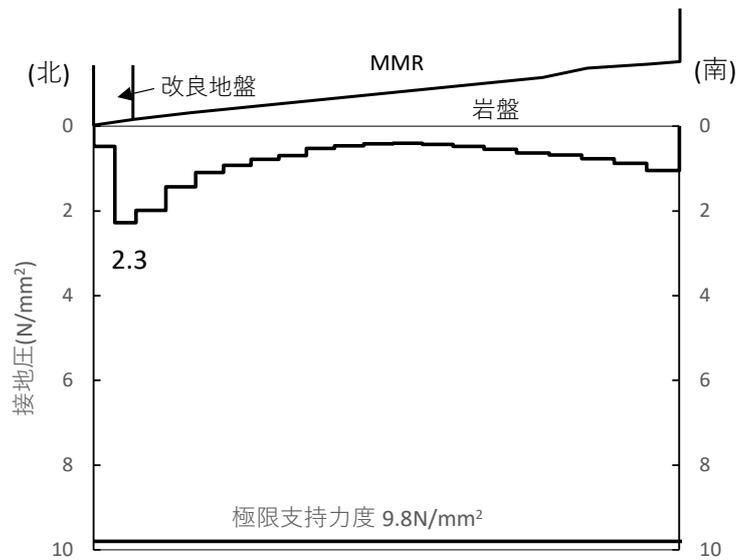


図 6.3-5(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図（岩盤）
 (S s - N 1 (-+), 解析ケース①)

b. せん断破壊（MMR）に対する評価

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 6.3-8 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を図 6.3-6 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 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 6.3-8(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 ²) | せん断強度 R (N/mm ²) | 局所安全係数 f _s |
|-----------|------------|------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| ① | Ss-D | (++) | 1.75 | 3.60 | 2.06 |
| | Ss-D | (-+) | 1.48 | 3.60 | 2.43 |
| | Ss-D | (+-) | 1.85 | 3.60 | 1.94 |
| | Ss-D | (--) | 1.52 | 3.60 | 2.36 |
| | Ss-F1 | (++) | 0.99 | 3.60 | 3.63 |
| | Ss-F2 | (++) | 1.06 | 3.60 | 3.39 |
| | Ss-N1 | (++) | 1.55 | 3.60 | 2.33 |
| | Ss-N1 | (-+) | 1.99 | 3.60 | 1.80 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 1.09 | 3.60 | 3.30 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 1.27 | 3.60 | 2.83 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 1.06 | 3.60 | 3.39 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 1.23 | 3.60 | 2.92 |
| ② | Ss-D | (++) | 1.75 | 3.60 | 2.05 |
| | Ss-D | (--) | 1.52 | 3.60 | 2.36 |
| | Ss-N1 | (++) | 1.55 | 3.60 | 2.33 |
| ③ | Ss-D | (++) | 1.74 | 3.60 | 2.06 |
| | Ss-D | (--) | 1.52 | 3.60 | 2.36 |
| | Ss-N1 | (++) | 1.54 | 3.60 | 2.33 |

表 6.3-8(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 | | 引張応力 S (N/mm ²) | 引張強度 R (N/mm ²) | 局所安全係数 f _s |
|-----------|------------|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------|
| ① | Ss-D | (++) | 2.88 | 1.57 | 0.54 |
| | Ss-D | (-+) | 2.86 | 1.57 | 0.54 |
| | Ss-D | (+-) | 2.82 | 1.57 | 0.55 |
| | Ss-D | (--) | 2.73 | 1.57 | 0.56 |
| | Ss-F1 | (++) | 1.70 | 1.57 | 0.92 |
| | Ss-F2 | (++) | 1.56 | 1.57 | 1.00 |
| | Ss-N1 | (++) | 3.46 | 1.57 | 0.45 |
| | Ss-N1 | (-+) | 3.21 | 1.57 | 0.48 |
| | Ss-N2 (NS) | (++) | 1.81 | 1.57 | 0.86 |
| | Ss-N2 (NS) | (-+) | 1.92 | 1.57 | 0.81 |
| | Ss-N2 (EW) | (++) | 1.68 | 1.57 | 0.93 |
| | Ss-N2 (EW) | (-+) | 2.17 | 1.57 | 0.72 |
| ② | Ss-D | (++) | 2.90 | 1.57 | 0.54 |
| | Ss-D | (--) | 2.73 | 1.57 | 0.56 |
| | Ss-N1 | (++) | 3.46 | 1.57 | 0.45 |
| ③ | Ss-D | (++) | 2.86 | 1.57 | 0.54 |
| | Ss-D | (--) | 2.73 | 1.57 | 0.56 |
| | Ss-N1 | (++) | 3.45 | 1.57 | 0.45 |

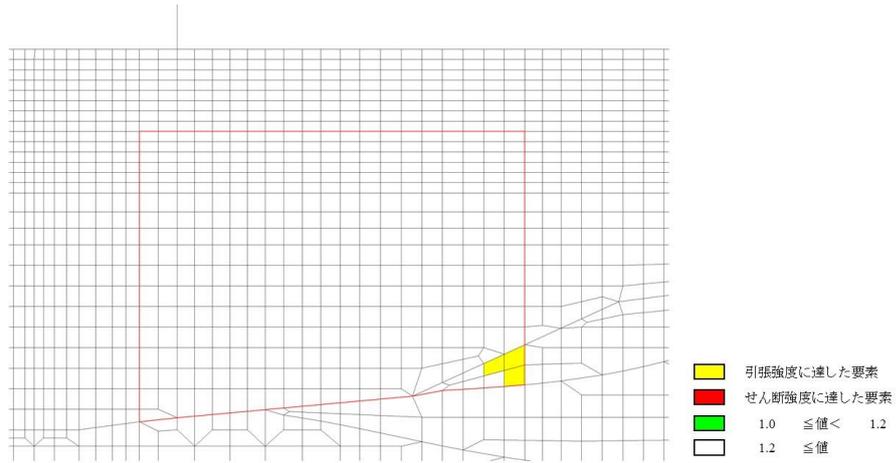


図 6.3-6(1) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(++)$), 解析ケース①, $t=8.92s$)

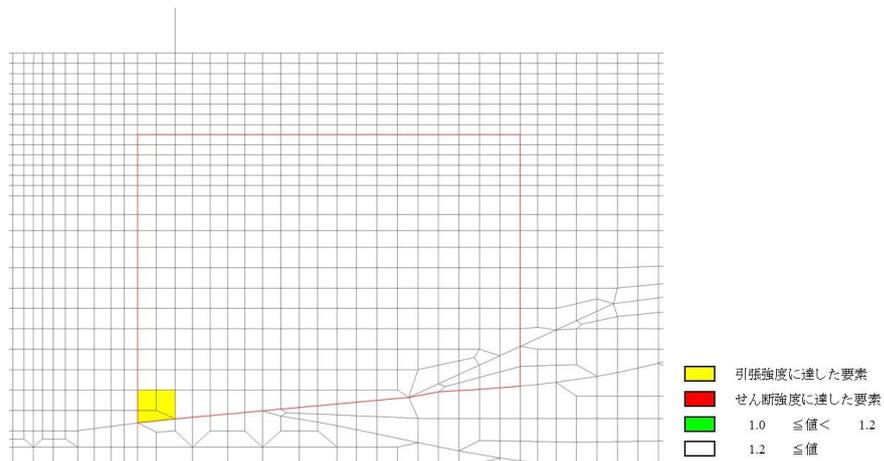


図 6.3-6(2) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(-+)$), 解析ケース①, $t=8.92s$)

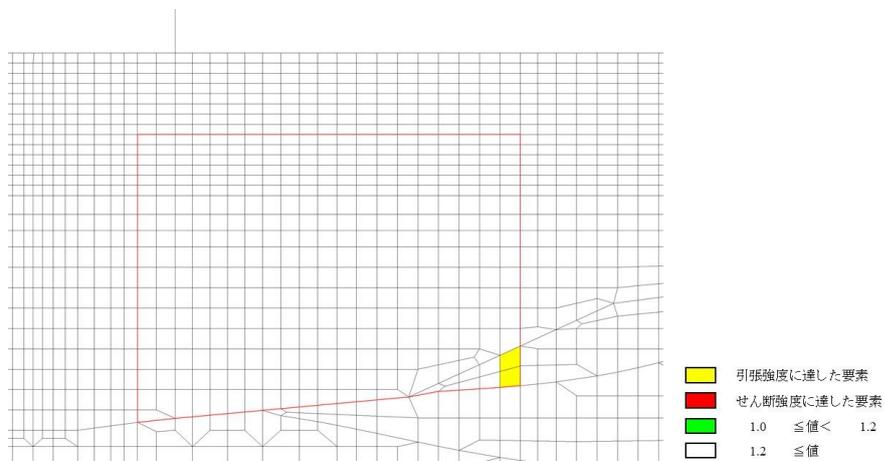


図 6.3-6(3) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(+ -)$), 解析ケース①, $t=8.93s$)

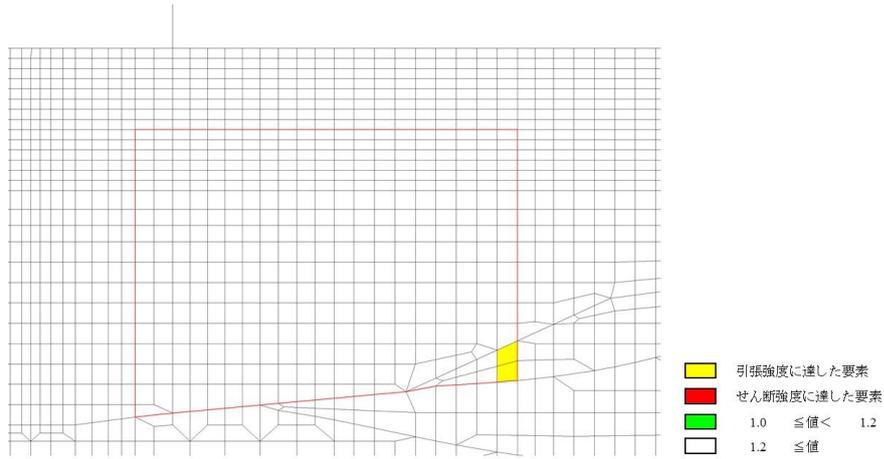


図 6.3-6(4) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D$ (—) , 解析ケース①, $t=14.59s$)

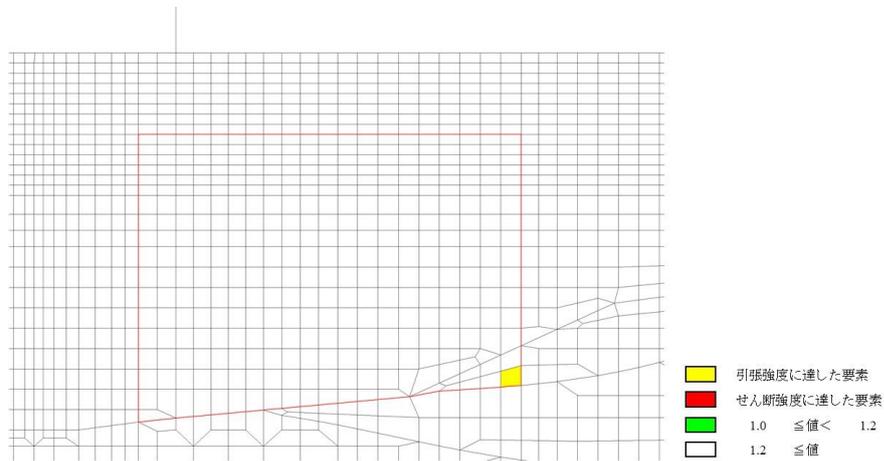


図 6.3-6(5) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - F1$ (++) , 解析ケース①, $t=8.95s$)

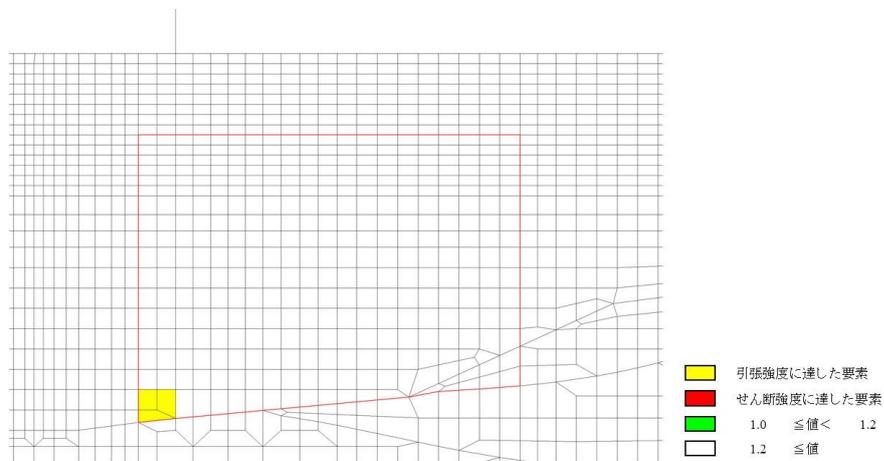


図 6.3-6(6) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - N1$ (++) , 解析ケース①, $t=7.52s$)

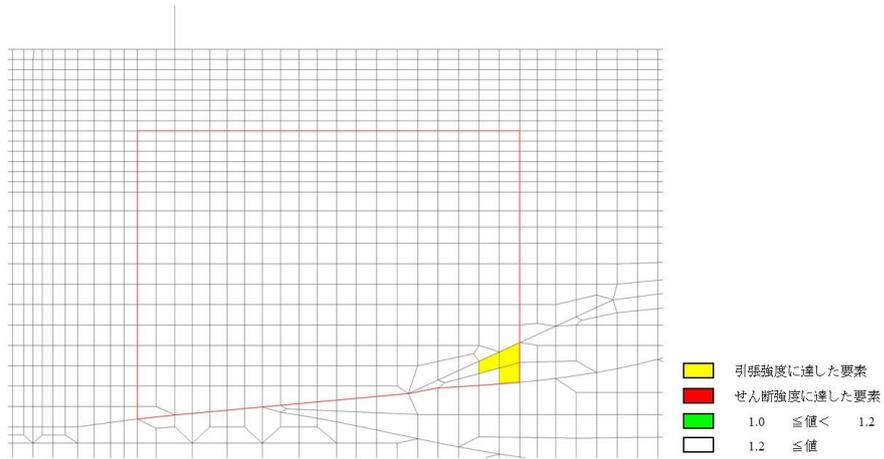


図 6.3-6(7) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 1 (-+), 解析ケース①, t=7.52s)

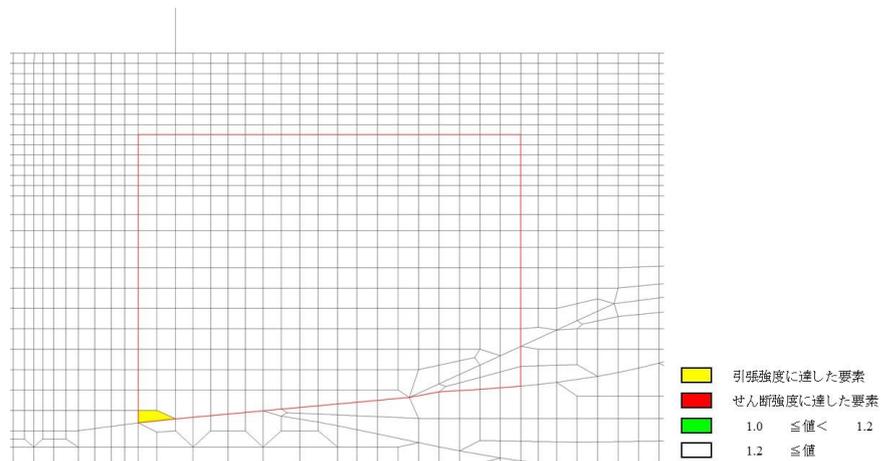


図 6.3-6(8) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 2 (NS) (++) , 解析ケース①, t=25.00s)

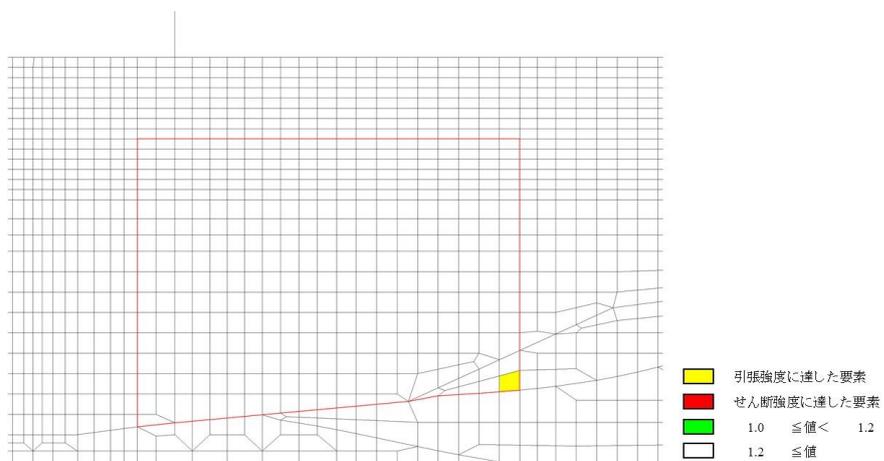


図 6.3-6(9) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 2 (NS) (-+), 解析ケース①, t=24.96s)

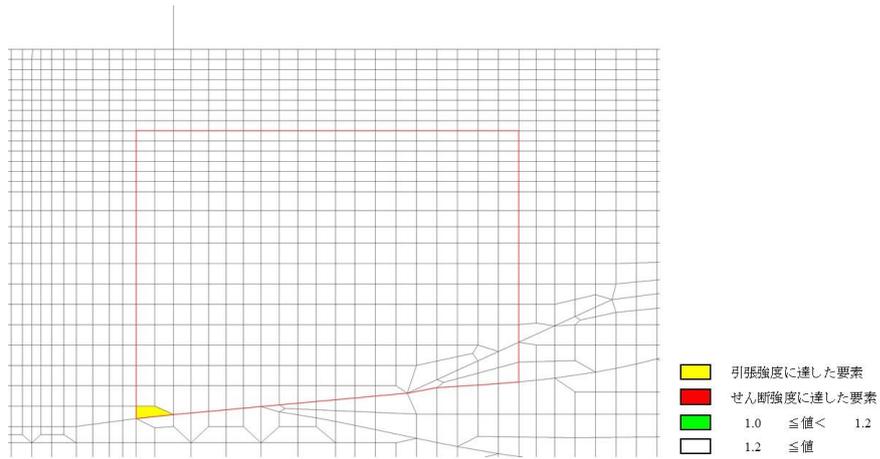


図 6.3-6(10) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 2 (E W) (++) , 解析ケース①, t=25.97s)

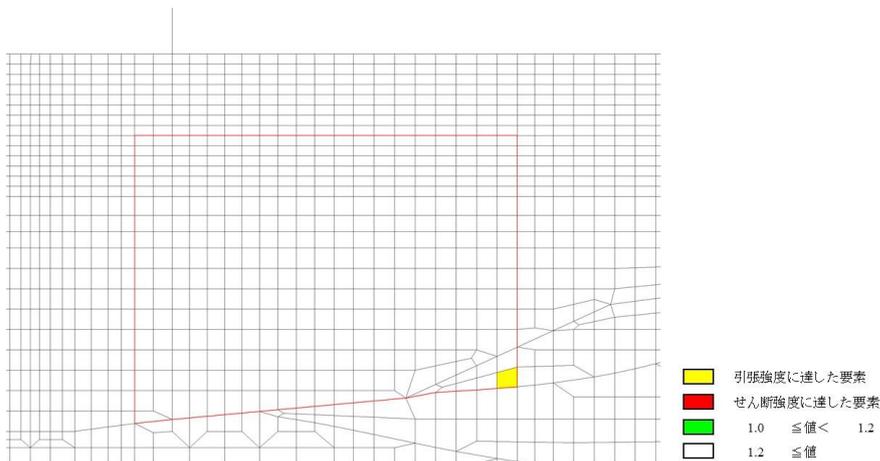


図 6.3-6(11) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 2 (E W) (-+), 解析ケース①, t=25.94s)

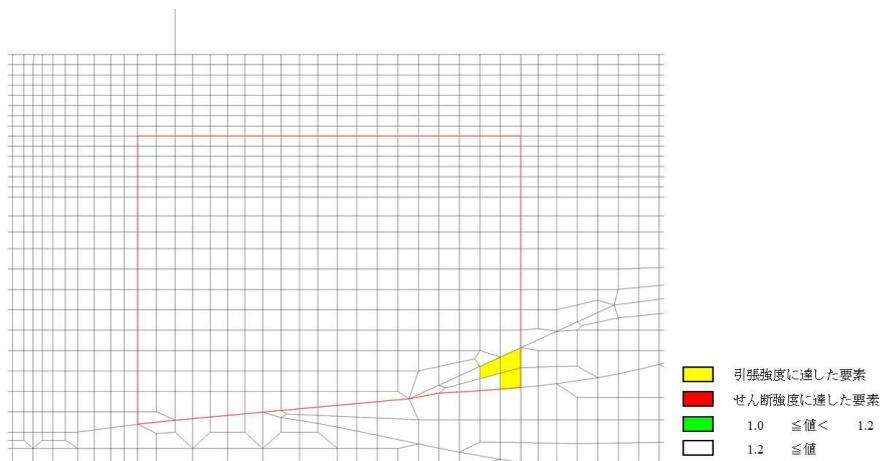


図 6.3-6(12) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - D (++) , 解析ケース②, t=8.92s)

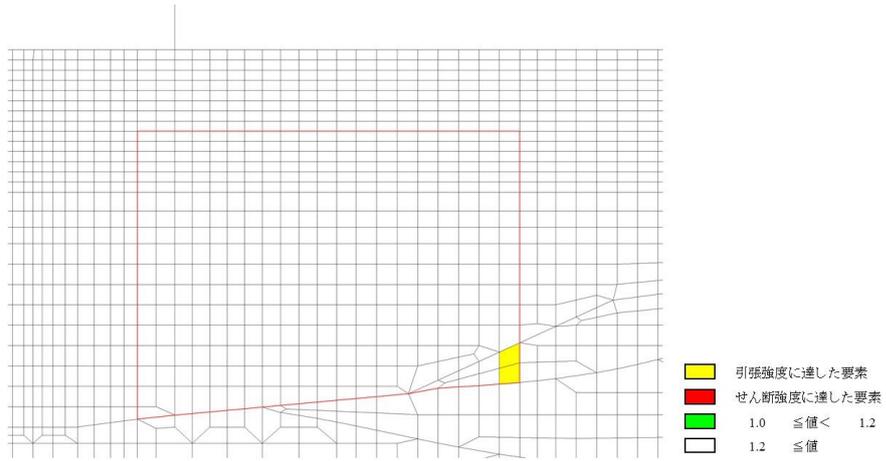


図 6.3-6(13) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D$ (—) , 解析ケース②, $t=14.59s$)

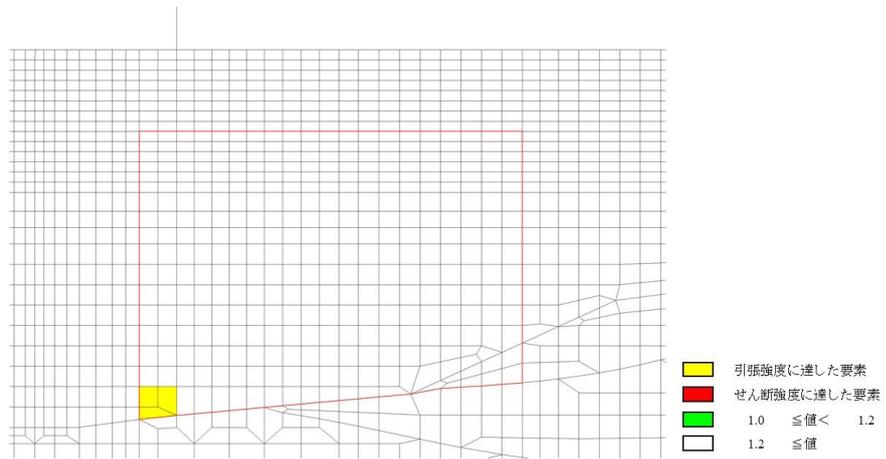


図 6.3-6(14) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - N1$ (++) , 解析ケース②, $t=7.52s$)

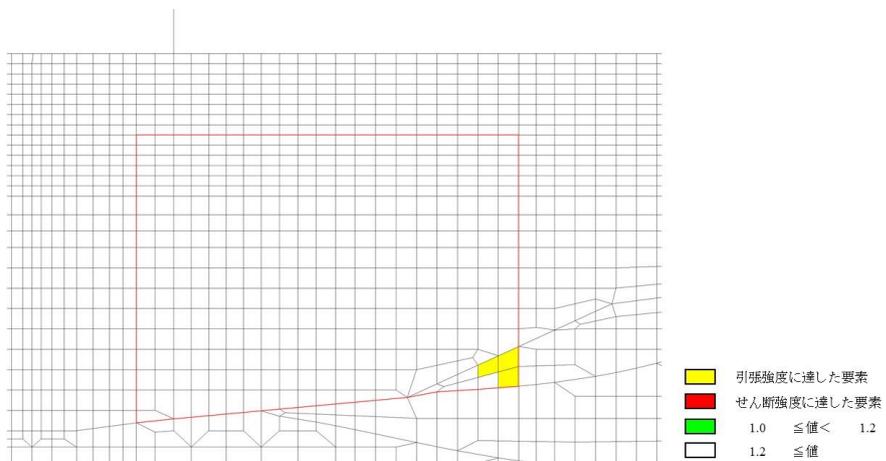


図 6.3-6(15) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D$ (++) , 解析ケース③, $t=8.92s$)

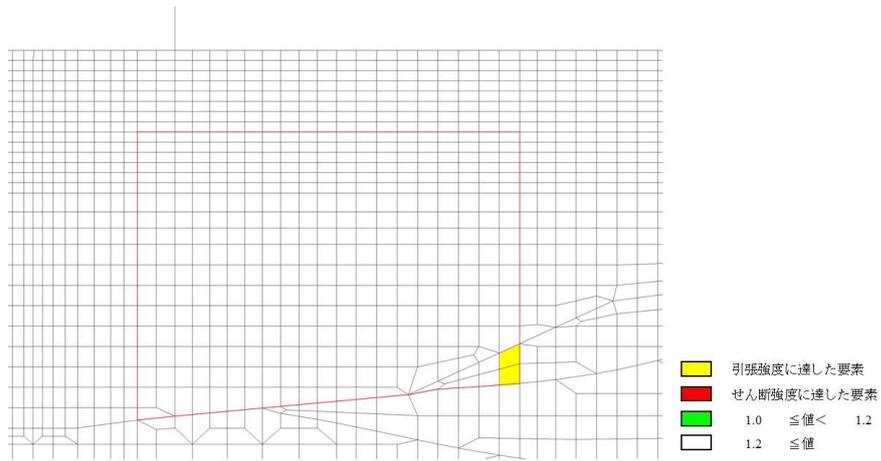


図 6.3-6(16) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - D (- -) , 解析ケース③, t=14.59s)

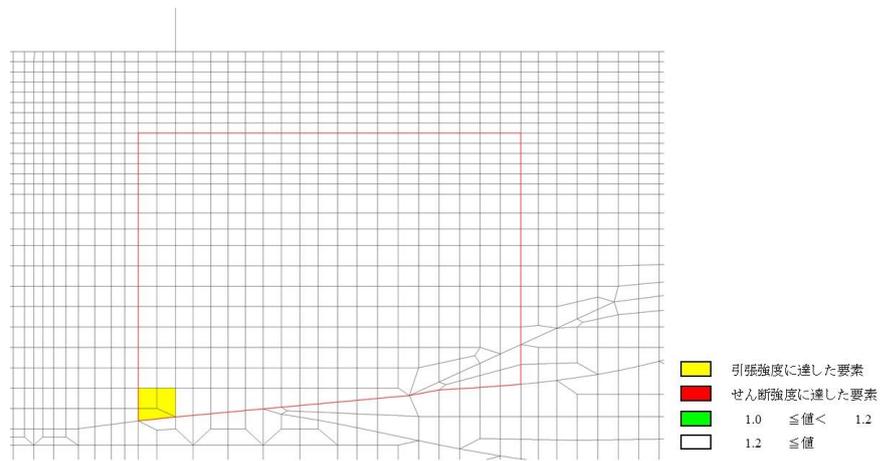


図 6.3-6(17) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - N 1 (+ +) , 解析ケース③, t=7.52s)

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

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. | 強度評価 | 26 |
| 3.1 | 記号の定義 | 26 |
| 3.2 | 評価対象断面 | 31 |
| 3.3 | 解析方法 | 33 |
| 3.4 | 荷重及び荷重の組合せ | 35 |
| 3.4.1 | 荷重 | 35 |
| 3.4.2 | 荷重の組合せ | 39 |
| 3.5 | 解析モデル及び諸元 | 42 |
| 3.5.1 | 解析モデル | 42 |
| 3.5.2 | 使用材料及び材料の物性値 | 55 |
| 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 | 64 |
| 3.8 | 評価方法 | 66 |
| 3.8.1 | 防波扉 | 66 |
| 3.8.2 | 漂流物対策工 | 75 |

| | |
|------------------|----|
| 4. 評価条件 | 85 |
| 5. 評価結果 | 89 |
| 5.1 防波扉 | 89 |
| 5.2 漂流物対策工 | 99 |

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基本方針」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、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説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図 2.1-1 に示す。



図 2.1-1 防波扉（3号機東側）位置図

2.2 構造概要

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、防波扉（3号機東側）の一部として漂流物対策工を設置し、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。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた津波高さ（EL 12.6m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、改良地盤を介して岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）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している。

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2.2-1及び図2.2-2に示す。

防波扉の構造図を図2.2-3及び図2.2-4に、防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図2.2-5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2.2-6に、水密ゴムの概念図を図2.2-7に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び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。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工（鋼製扉体）は、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（RC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（RC支柱）間には支圧板を設けている。

漂流物対策工の構造図を図2.2-8及び図2.2-9に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図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に示す。

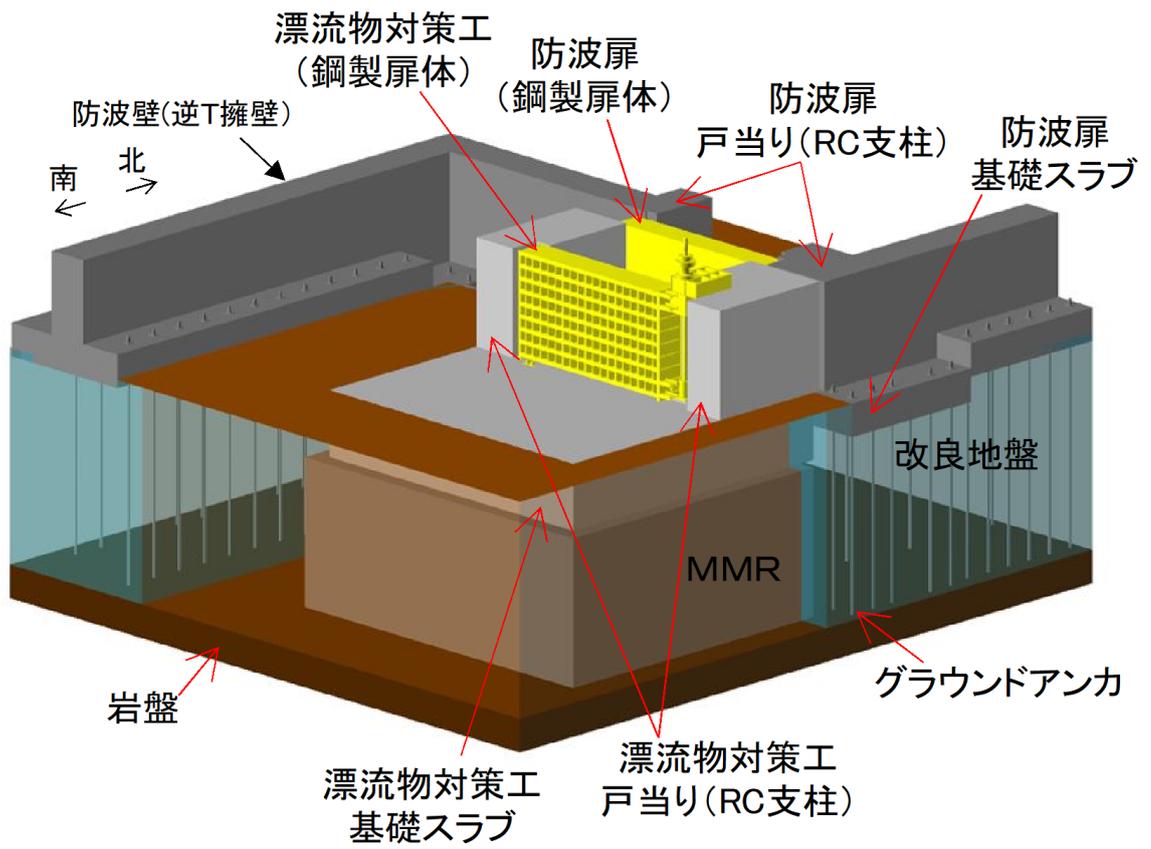


図 2.2-1(1) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図

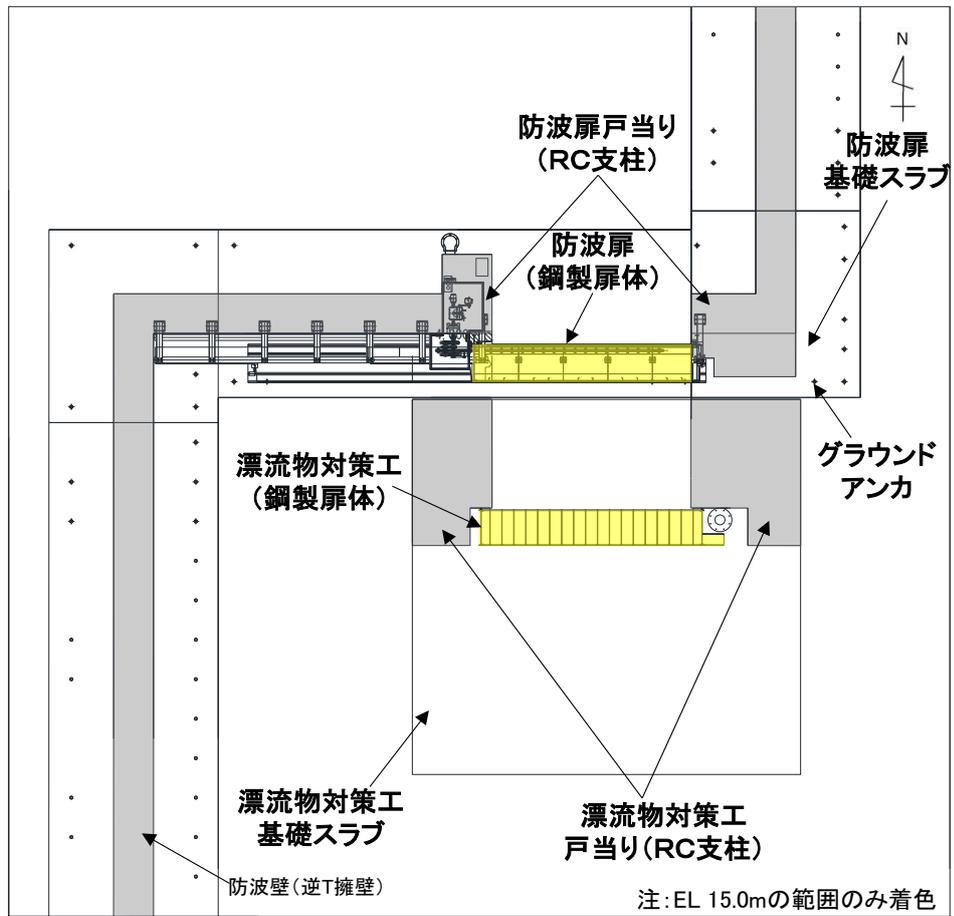


図 2.2-1(2) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (平面図)

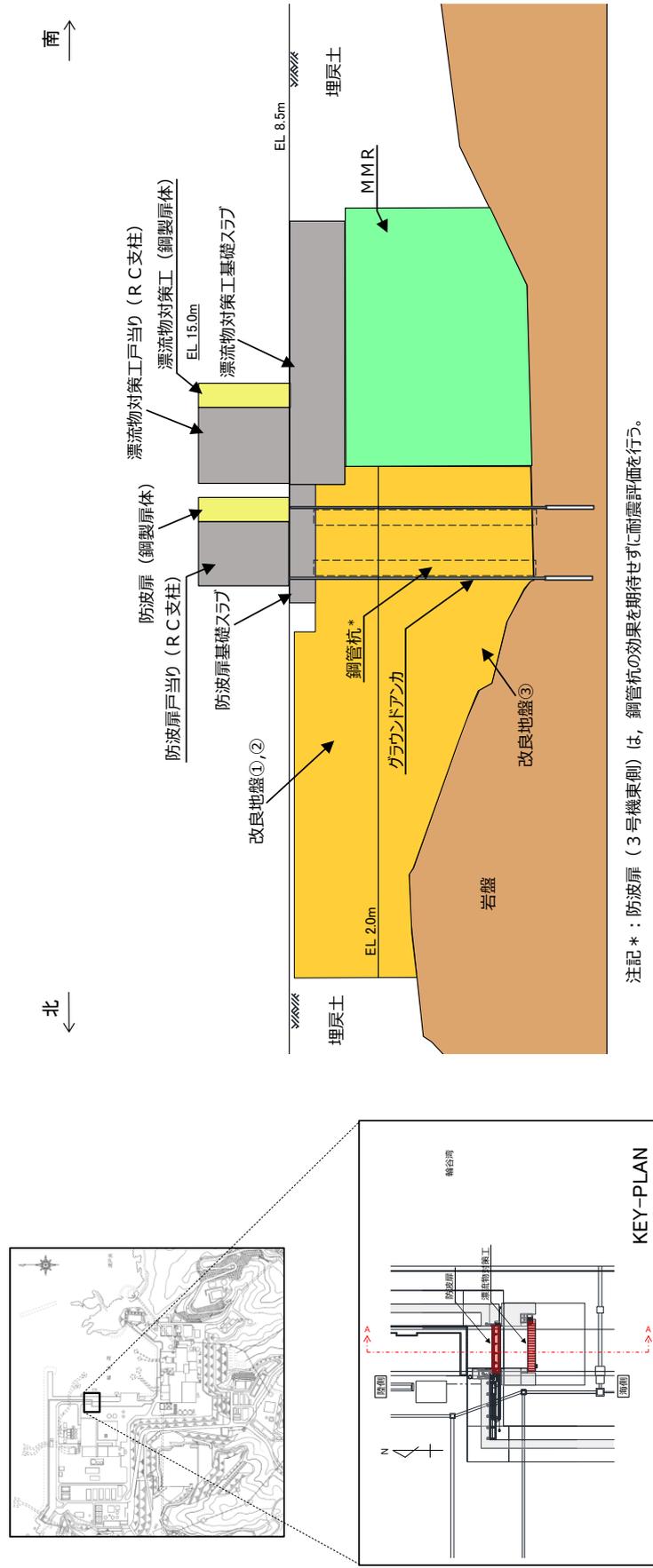


図 2.2-2 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (断面図)

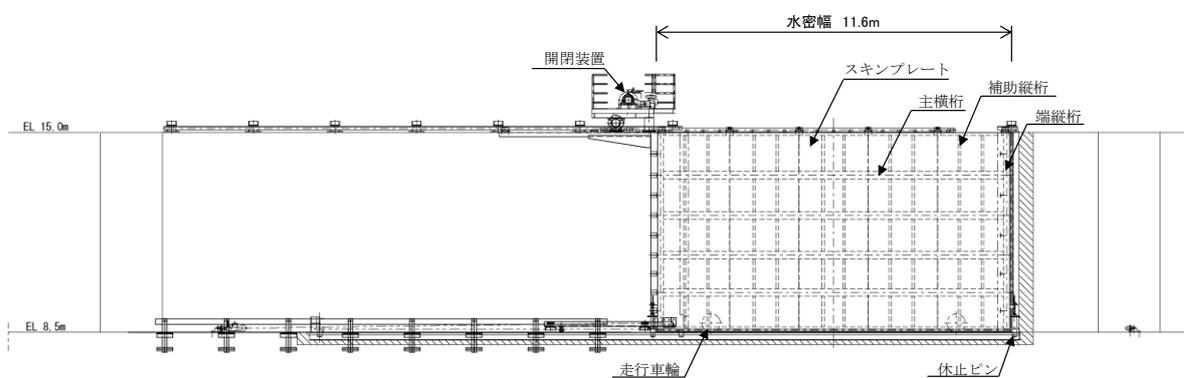
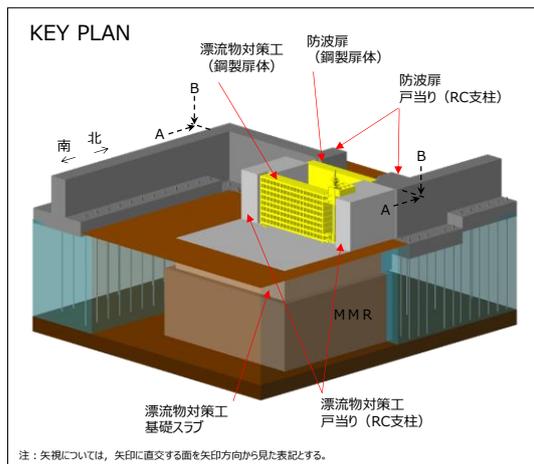


図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

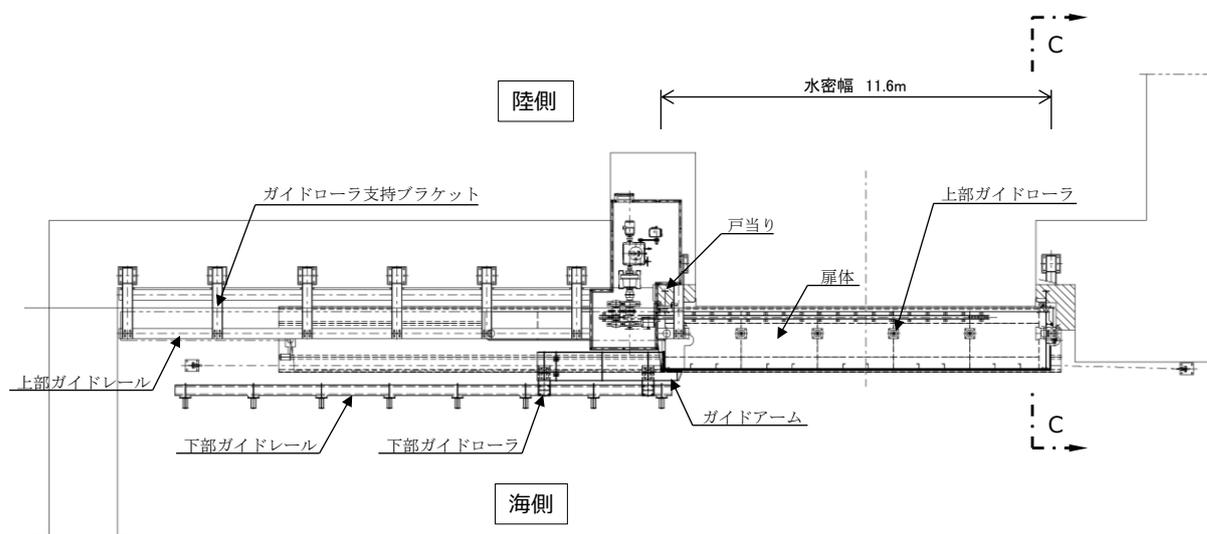
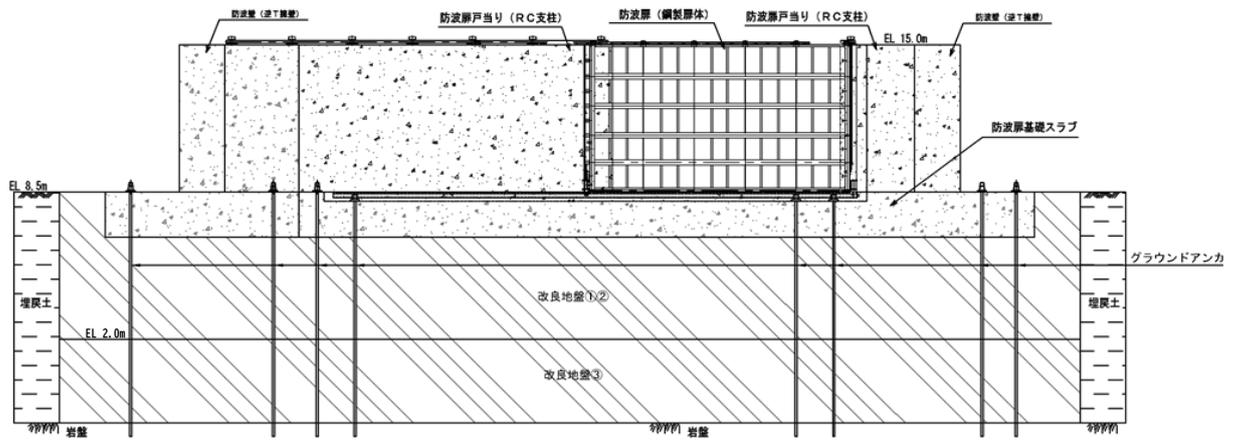


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)



注：海側から陸側を望む

図 2.2-4(1) 防波扉の構造図（基礎正面図，A-A断面）

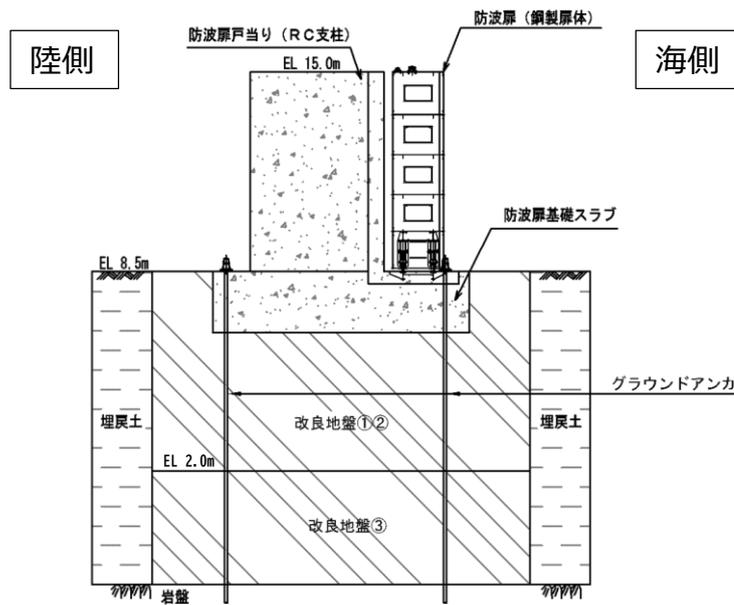


図 2.2-4(2) 防波扉の構造図（基礎断面図，C-C断面）

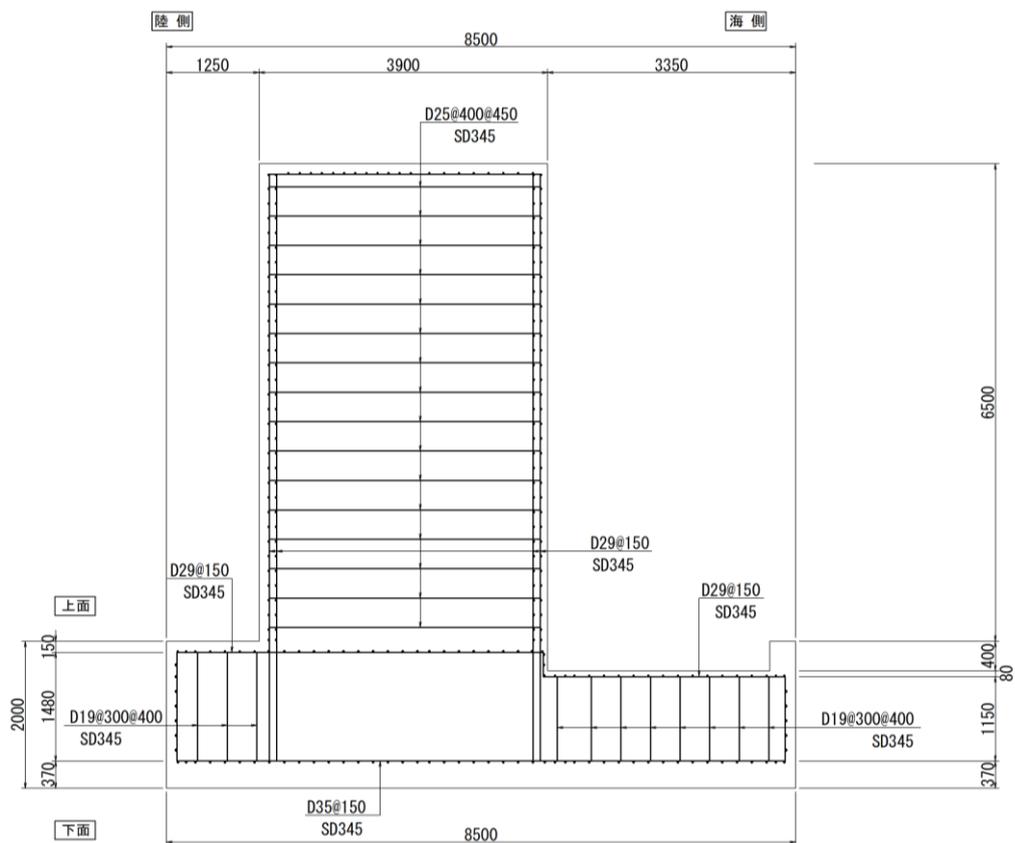
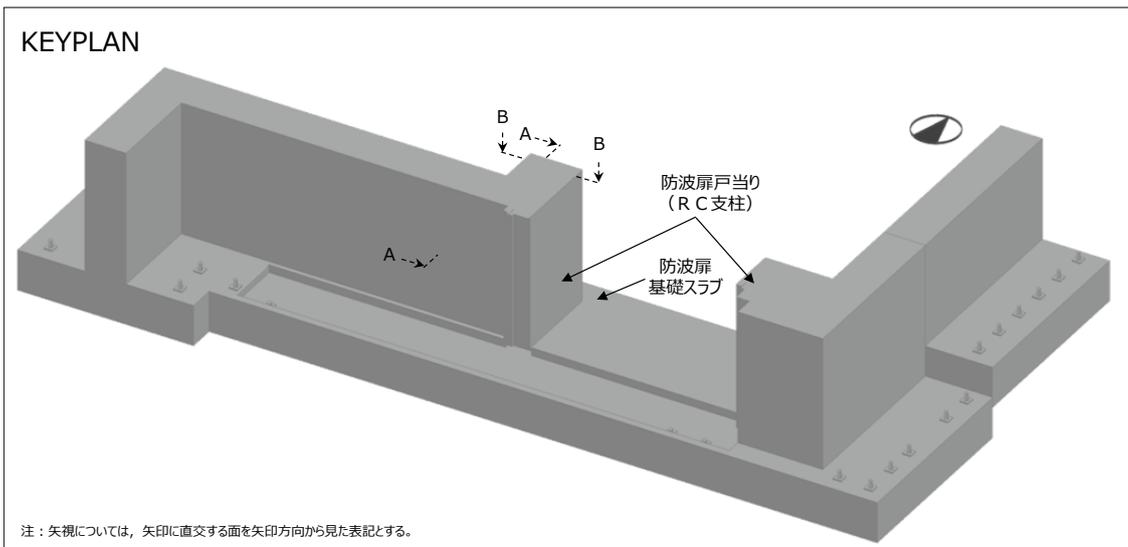


図 2.2-5(1) 防波扉戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの概略配筋図 (A-A断面)

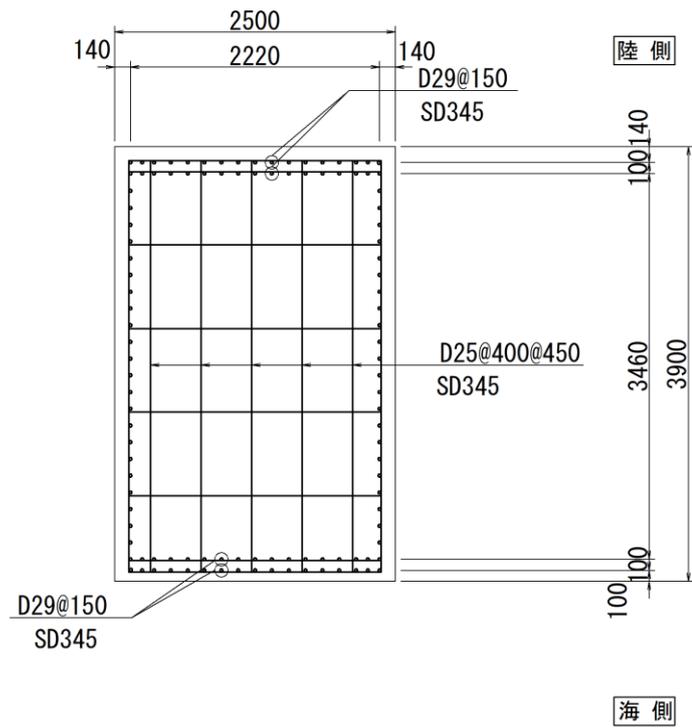
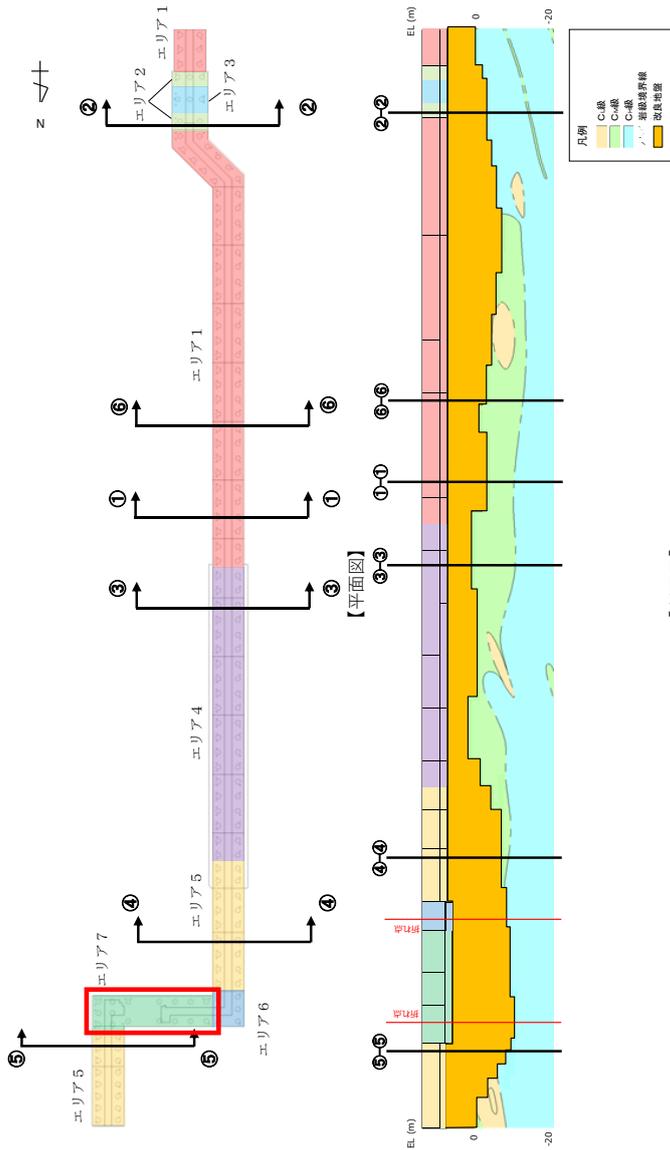


図 2.2-5(2) 防波扉戸当り (RC 支柱) の概略配筋図 (B-B 断面)



【断面図】

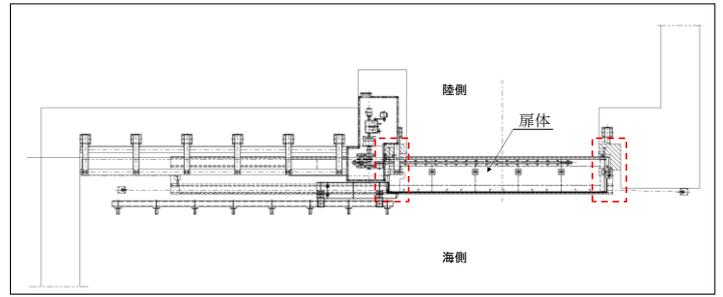
| アンカー種別 | 削孔径 (mm) | PC鋼φ (mm) | PC鋼本数 (本) | テンドン自由長* (mm) | アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm) | テンドンの 極限引張り力 (kN) | テンドンの 降伏引張り力 (kN) | テンドンの 見かけの周長 (mm) | 設計アンカー力 (kN) | 許容アンカー力 (kN) | 海側のグラウンド アンカー設置間隔 (mm) | 設計アンカー力/ 許容アンカー力 |
|--------|----------|-----------|-----------|---------------|-----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|------------------------|------------------|
| 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 | 1535 | 0.80 |
| エリア4 | | | | 7000~11500 | 8500 | 2800 | 2400 | 138.4 | 1360 | 1764 | 2000 | 0.77 |
| エリア5 | 135 | 15.2 | 11 | 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*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤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。

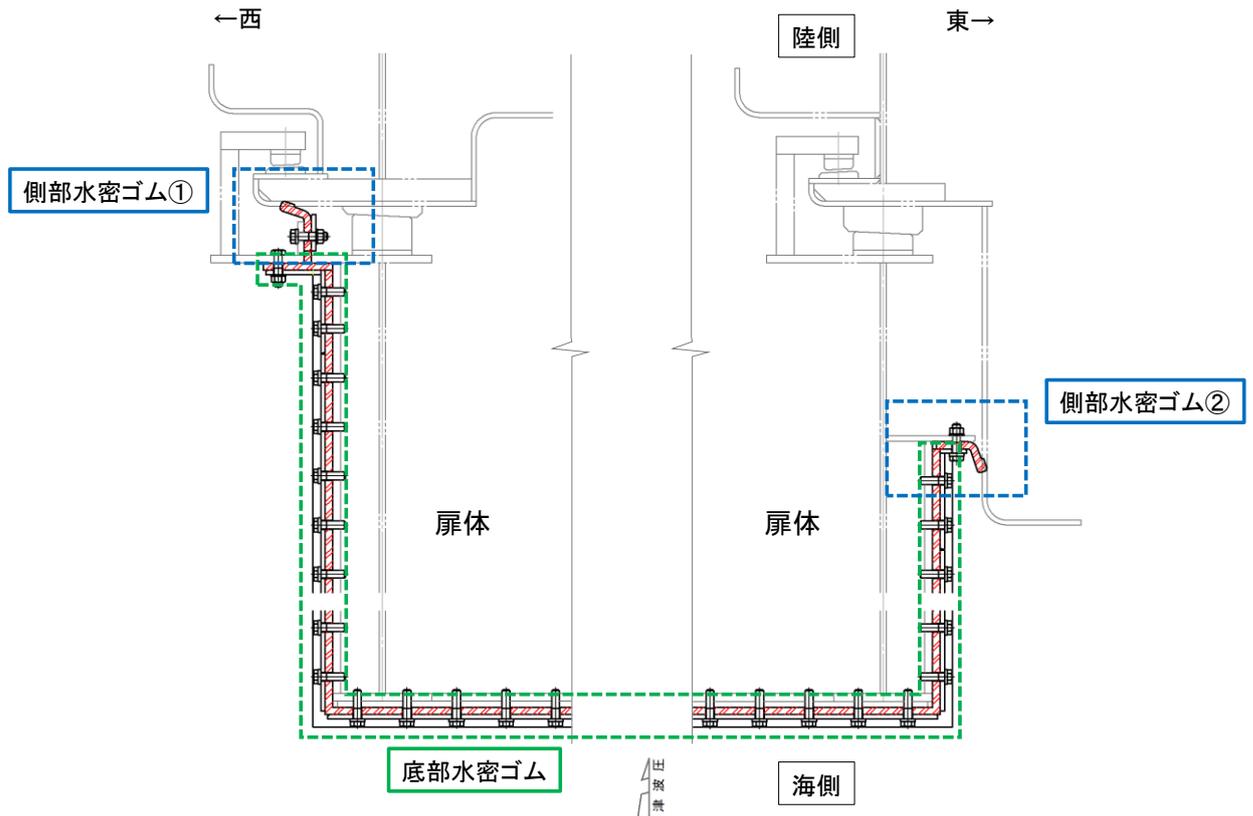
図 2.2-6(2) 逆T擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元

(「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。)

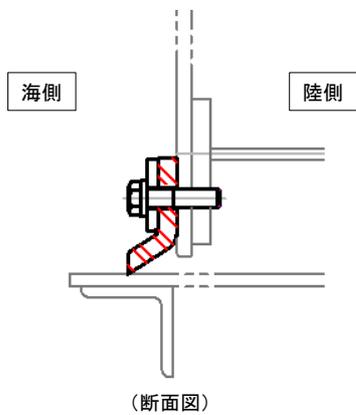


平面図

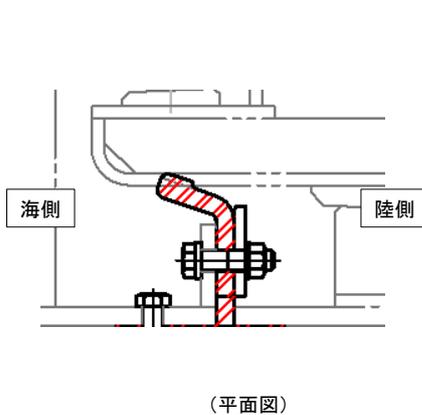


平面図

底部水密ゴム



側部水密ゴム①



側部水密ゴム②

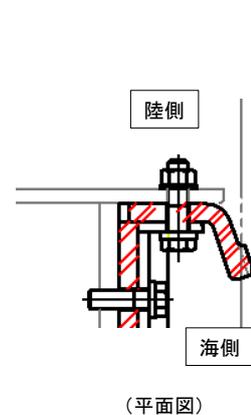


図 2.2-7 防波扉の水密ゴム概念図

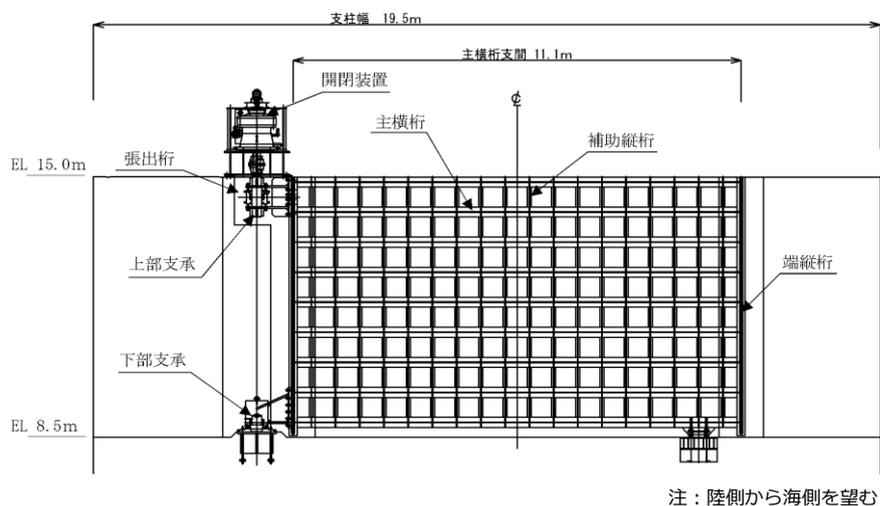
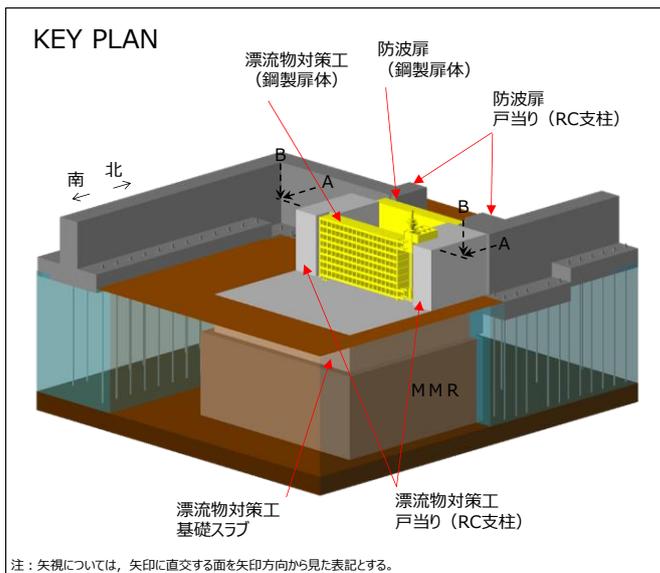


図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

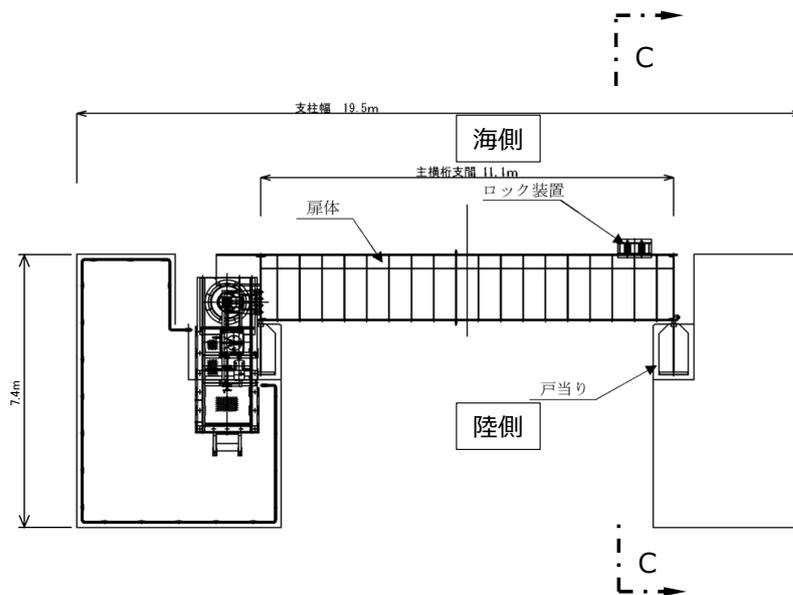


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

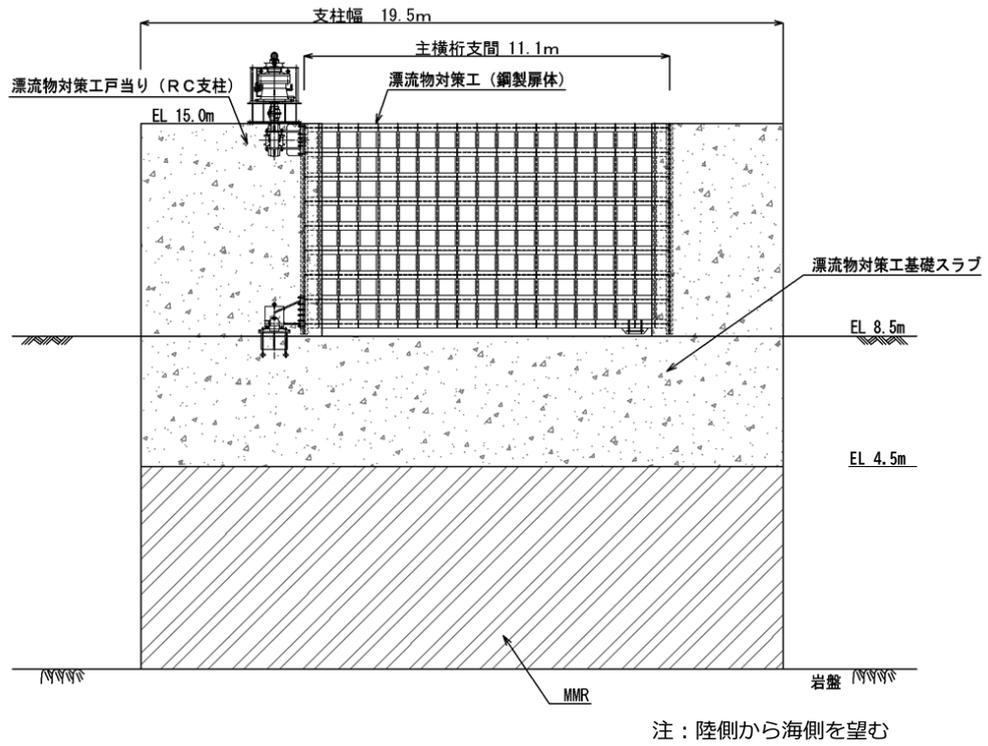


図 2.2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎正面図, A-A断面)

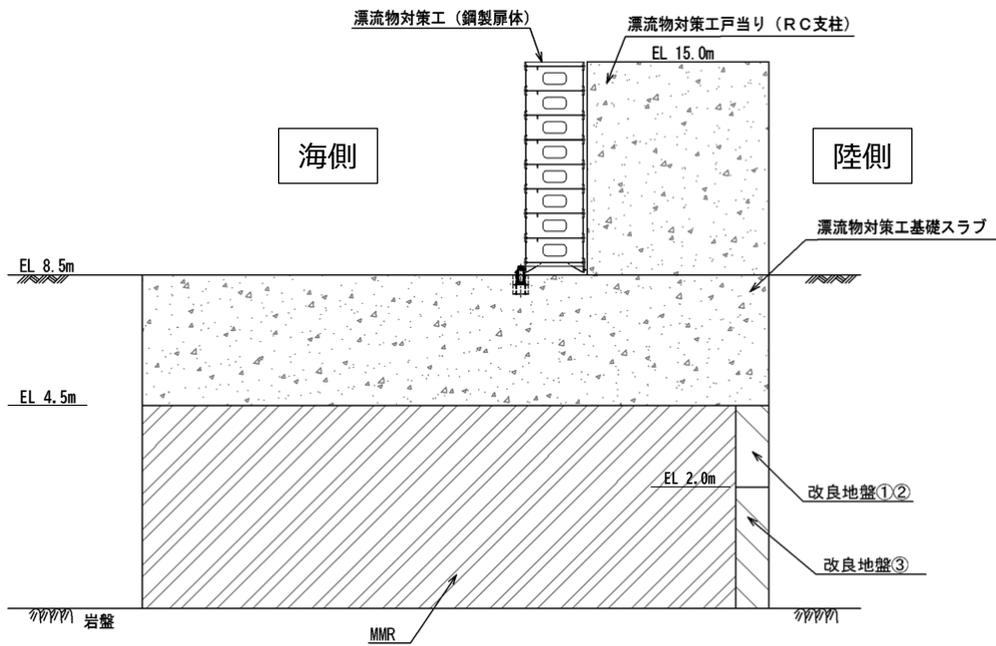


図 2.2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎断面図, C-C断面)

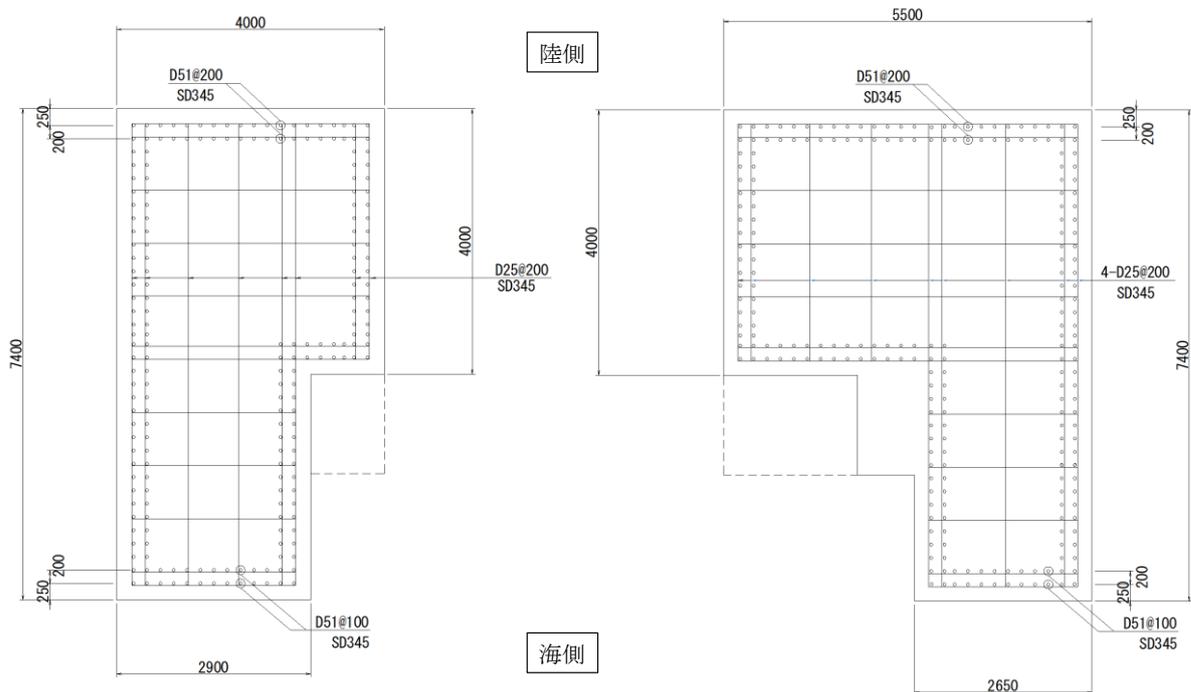
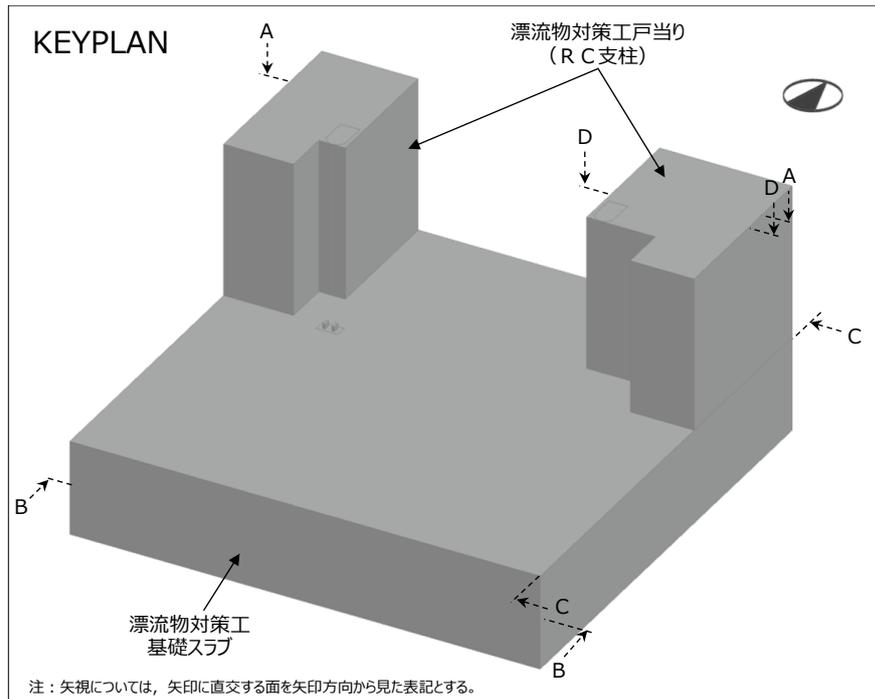


図 2.2-10(1) 漂流物対策工戸当り (R C 支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

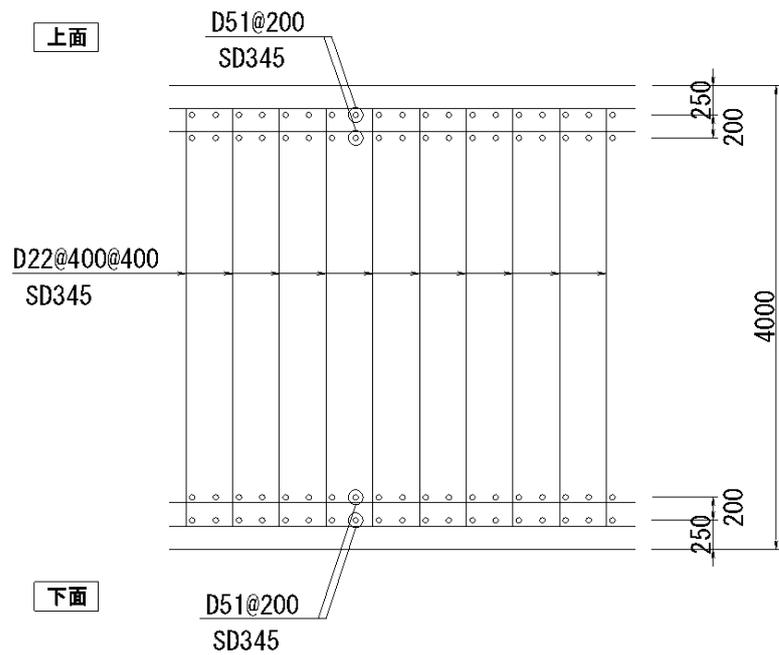


図 2.2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)

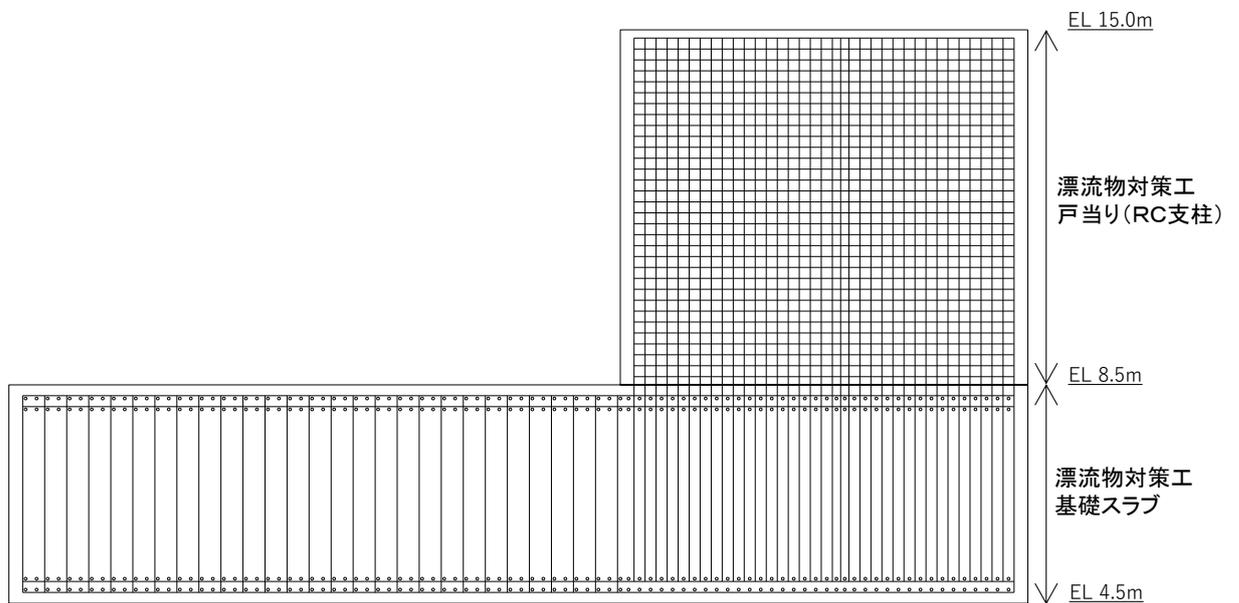
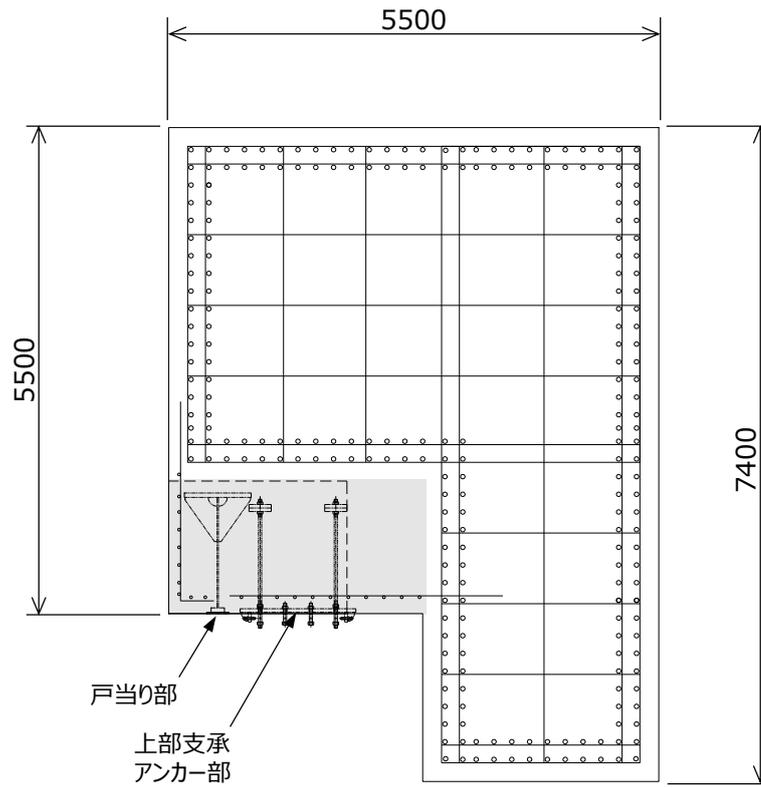


図 2.2-10(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C断面)



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 2.2-10(4) 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（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、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とし、防波扉（荷揚場南）の評価対象部位として漂流物対策工の評価を行う。

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。

また、防波扉（3号機東側）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基本方針」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（3号機東側）の評価対象部位の発生応力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（3号機東側）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。

防波扉（3号機東側）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（3号機東側）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（3号機東側）の強度評価フローを図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"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 防波扉戸当り (RC支柱) | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 防波扉基礎 スラブ | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 |
| | グラウンド アンカ | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 |
| | 漂流物対策工 (鋼製扉体) | — | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 漂流物対策工 戸当り (RC支柱) | <ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。 |
| | 漂流物対策工 基礎スラブ | <ul style="list-style-type: none"> ・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。 | <ul style="list-style-type: none"> ・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。 |
| 地盤 | 改良地盤 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・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）。 |
| | MMR | <ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 |
| | 岩盤 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 | <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 |
| | 埋戻土 | <ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉への相互作用を考慮する）。 | <ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉への相互作用を考慮する）。 |

表 2.3-2 防波扉（3号機東側）の各部位の性能目標

| 部位 | 性能目標 | 鉛直支持 | すべり安定性 | 耐震性 | 耐津波性 (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) | — | — | | |
| | 防波扉基礎 スラブ | | | 防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。 | 防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。 |
| | グラウンド アンカ | | | | |
| 施設 | 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 基礎スラブ | | | | |
| 地盤 | 改良地盤 | 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） | スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 端縦桁, 支圧板, 戸当り | 発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）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・軸力, せん断力）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・軸力, せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力）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 | 設計アンカー力 |
| | | 漂流物対策工（鋼製扉体） | 主横桁, 張出桁, 補助縦桁, 端縦桁, 戸当り | 発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）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・軸力, せん断力）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・軸力, せん断力）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 | | 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* | |
| 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） | スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 端縦桁, 支圧板, 戸当り | 発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）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・軸力, せん断力）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・軸力, せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力）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 | 設計アンカー力 |
| | | 改良地盤 | | 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* |

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

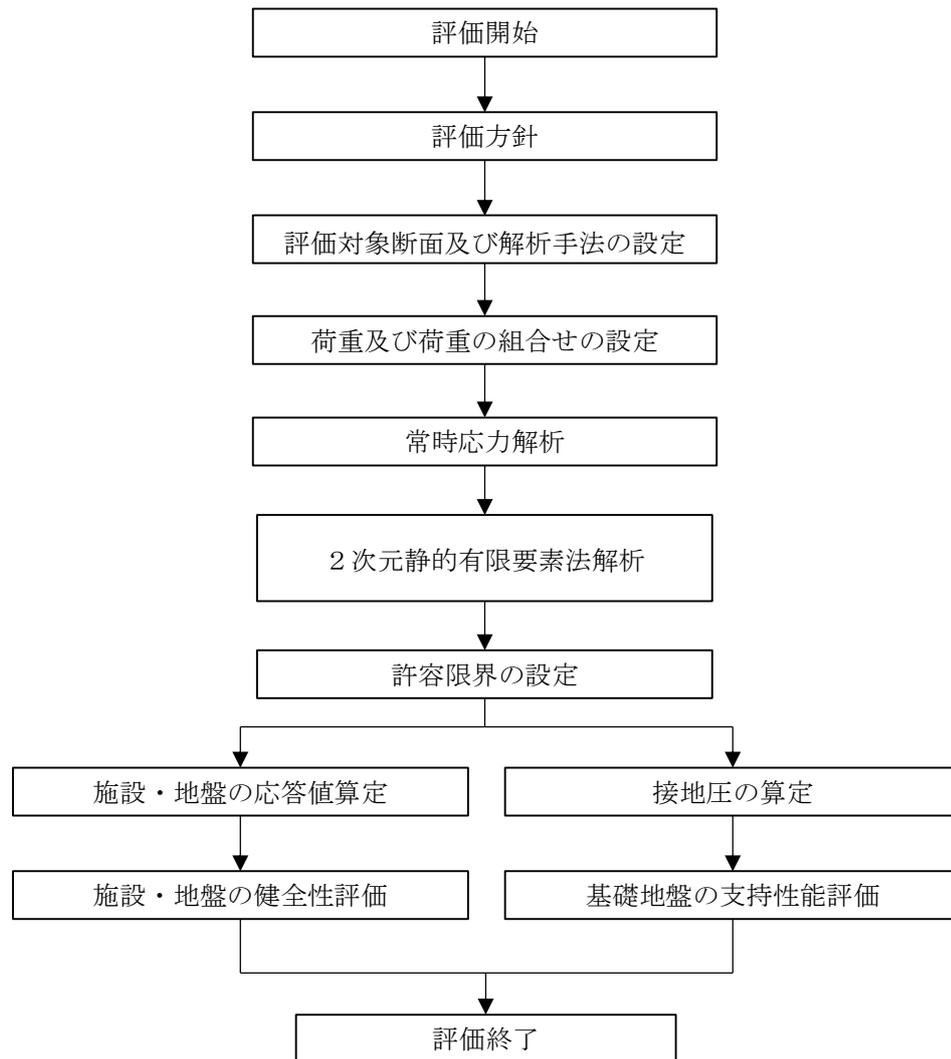


図 2.3-1 防波扉（3号機東側）の強度評価フロー

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] (土木学会, 2002 年)
- ・松江市建築基準法施行細則 (2005 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号)
- ・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) (ダム・堰施設技術基準協会, 2016 年)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 2002 年)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2012) (地盤工学会, 2012 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 2007 年)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (2013 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 (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)

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](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 (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](土木学会，2002年制定) 松江市建築基準法施行細則(2005年3月31日松江市規則第 234 号) | 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)(ダム・堰施設技術基準協会，2016年) | 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](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(JGS4101-2012)(地盤工学会，2012年) | 発生アンカー力が，テンドンの許容引張力，許容拘束力及び許容引抜力以下であることを確認 |
| | MMR | 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成 14 年 3 月) | 支持力照査は，接地圧が極限支持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) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成 14 年 3 月) | すべり安全率が 1.2 以上であることを確認 支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認 |
| | 基礎地盤 | 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成 14 年 3 月) | 支持力照査は，接地圧が極限支持力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(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)日本港湾協会，H19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(1/2)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|---------|------------|-------------------|--------------------------|
| スキンプレート | P | kN/m ² | スキンプレーートの水平荷重（津波+風荷重） |
| | 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 |
| | k | — | スキンプレーートの辺長比 (b/a) による係数 |
| | t | mm | スキンプレーートの板厚 |
| | σ | N/mm ² | スキンプレーートの曲げ応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| 主桁 | W | kN/m | 主桁の負担荷重（津波+風荷重） |
| | B | m | 水密幅 |
| | L | m | 支圧板中心間 |
| | M | kN・m | 主桁の曲げモーメント |
| | S | kN | 主桁のせん断力 |
| | N | kN | 主桁の軸力 |
| | Z | mm ³ | 主桁の断面係数 |
| | D | mm | 側面水密幅 |
| | A_w | mm ² | 主桁の腹板断面積 |
| | A_g | mm ² | 主桁の断面積 |
| | σ | N/mm ² | 主桁の曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 主桁のせん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 |
| 補助縦桁 | P | kN/m ² | 補助縦桁の水平荷重（津波+風荷重） |
| | a | m | 補助縦桁間隔 |
| | b | m | 主桁間隔 |
| | M | kN・m | 補助縦桁の曲げモーメント |
| | S | kN | 補助縦桁のせん断力 |
| | Z | mm ³ | 補助縦桁の断面係数 |
| | A_w | mm ² | 補助縦桁の腹板断面積 |
| | σ | N/mm ² | 補助縦桁の曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | 補助縦桁のせん断応力度 |
| | σ_a | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm ² | 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(2/2)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|-----|----------------|------------------------|--------------------|
| 端縦桁 | R | kN | 主桁の支点反力 |
| | A_q | mm^2 | 補剛材の有効総断面積 |
| | σ_c | N/mm^2 | 端縦桁の圧縮応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm^2 | 許容圧縮応力度 |
| 支圧板 | P | kN/m^2 | 扉体最下部の水平荷重（津波＋風荷重） |
| | B | mm | 扉体の水密幅 |
| | b | mm | 支圧板の有効幅 |
| | σ_p | N/mm^2 | 支圧板の支圧応力度 |
| | σ_a | N/mm^2 | 許容支圧応力度 |
| 戸当り | P | kN/m^2 | 扉体最下部の水平荷重（津波＋風荷重） |
| | B | mm | 扉体の水密幅 |
| | b_f | mm | 戸当り底面フランジ幅 |
| | t_f | mm | 戸当り底面フランジ板厚 |
| | h | mm | 戸当りの桁高 |
| | L | mm | 底面フランジのコンクリートまでの距離 |
| | σ_b | N/mm^2 | 戸当り底面フランジの曲げ応力度 |
| | σ_k | N/mm^2 | 戸当りコンクリートの支圧応力度 |
| | τ_c | N/mm^2 | 戸当りコンクリートのせん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm^2 | 許容曲げ応力度 |
| | σ_{cba} | N/mm^2 | 許容支圧応力度 |
| | τ_{ca} | N/mm^2 | 許容せん断応力度 |

表 3.1-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(1/3)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|----------|---------------|--------------|-------------|
| 主横桁 | M_1 | $kN \cdot m$ | 曲げモーメント |
| | S_1 | kN | せん断力 |
| | P | kN/m | 衝突荷重 |
| | P' | kN/m | 船首衝突による衝突荷重 |
| | W | kN/m | 水圧荷重 |
| | W' | kN/m | 風荷重 |
| | L | m | 支間 |
| | a | m | 張り出し部 |
| | L_1 | m | 扉体幅 |
| | b | m | 船首衝突作用幅 |
| | Z | mm^3 | 断面係数 |
| | A_w | mm^2 | 腹板断面積 |
| | σ_c | N/mm^2 | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm^2 | せん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm^2 | 許容曲げ応力度 |
| τ_a | N/mm^2 | 許容せん断応力度 | |
| 張出桁 | M_2 | $kN \cdot m$ | 曲げモーメント |
| | S_2 | kN | せん断力 |
| | P | kN/m | 衝突荷重 |
| | W | kN/m | 水圧荷重 |
| | W' | kN/m | 風荷重 |
| | L_2 | m | 張出長さ |
| | Z | mm^3 | 断面係数 |
| | A_w | mm^2 | 腹板断面積 |
| | σ | N/mm^2 | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm^2 | せん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm^2 | 許容曲げ応力度 |
| | τ_a | N/mm^2 | 許容せん断応力度 |

表 3.1-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(2/3)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|----------|-------------------|-------------------|------------|
| 補助 縦桁 | M_3 | kN・m | 曲げモーメント |
| | S_3 | kN | せん断力 |
| | P | kN | 衝突荷重 |
| | W | kN/m | 水圧荷重 |
| | W' | kN/m | 風荷重 |
| | ℓ | m | 主横桁の間隔 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | A_w | mm ² | 腹板断面積 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 |
| τ_a | N/mm ² | 許容せん断応力度 | |
| 端縦桁 | R | kN | 主横桁の支点反力 |
| | A_q | mm ² | 補剛材の有効総断面積 |
| | σ_c | N/mm ² | 圧縮応力度 |
| | σ_{ca} | N/mm ² | 許容圧縮応力度 |

表 3.1-2(3) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(3/3)

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|----------------|----------------------|-------------------|---|
| 戸当り | W | kN/m | 水平荷重 (津波+風荷重) |
| | P | kN/m | 衝突荷重 |
| | C | mm | 支圧板の有効幅 |
| | L_1 | mm | 扉体幅 |
| | L_2 | mm | 主横桁の荷重分担長さ |
| | L_4 | mm | 衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散) |
| | t_w | mm | 腹板の厚さ |
| | b_f | mm | 底面フランジの幅 |
| | t_f | mm | 底面フランジの厚さ |
| | \varnothing_1 | mm | 戸当り深さ |
| | \varnothing_2 | mm | 底面フランジのコンクリートまでの距離 |
| | M_f | N・mm | 底面フランジに作用する曲げモーメント |
| | $\Sigma \varnothing$ | mm | せん断抵抗長さ ($=\varnothing_1+2\varnothing_2$) |
| | σ_p | N/mm ² | 支圧板の支圧応力度 |
| | σ_b | N/mm ² | 腹板の支圧応力度 |
| | σ_f | N/mm ² | 底面フランジの曲げ応力度 |
| | σ_{cb} | N/mm ² | コンクリートの支圧応力度 |
| | τ_c | N/mm ² | コンクリートのせん断応力度 |
| | σ_{pa} | N/mm ² | 支圧板の許容支圧応力度 σ |
| | σ_{ba} | N/mm ² | 腹板の許容支圧応力度 σ |
| σ_{ca} | N/mm ² | 許容曲げ応力度 σ | |
| σ_{cba} | N/mm ² | コンクリートの許容支圧応力度 | |
| τ_{ca} | N/mm ² | コンクリートの許容せん断応力度 | |

3.2 評価対象断面

防波扉（3号機東側）の評価対象断面は、津波荷重の作用方向を踏まえ、防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の直交方向に作用した場合の影響を評価する。防波扉（3号機東側）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。

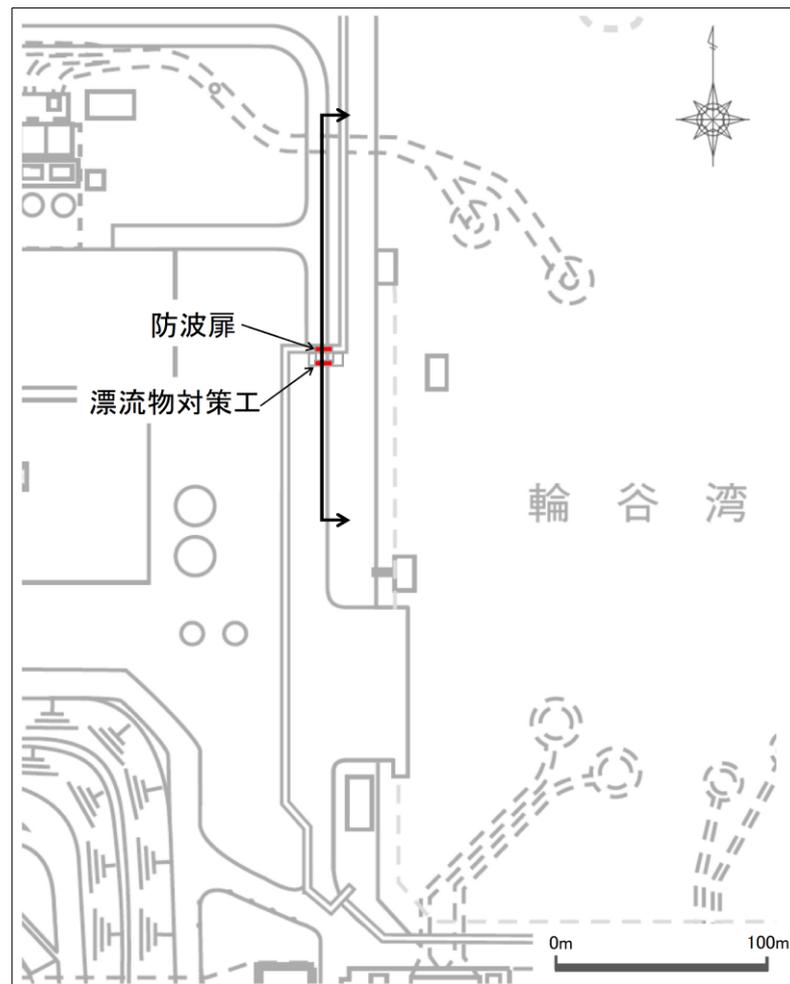


図 3.2-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図

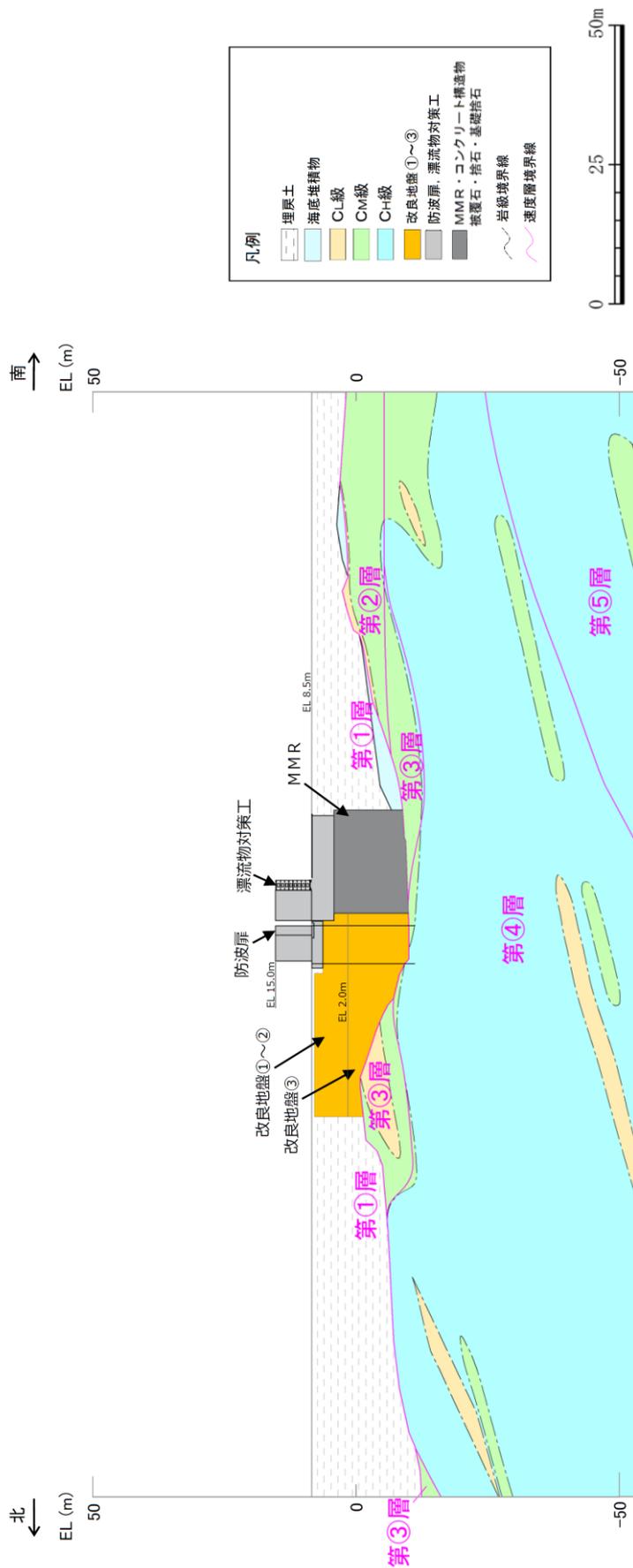


図 3.2-2 防波扉（3号機東側）の縦断面図

3.3 解析方法

防波壁（3号機東側）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基本方針」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次元静的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。

2次元静的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。

(1) 応答解析手法

防波扉（3号機東側）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解析を用いる。

応答解析手法の選定フローを図 3.3-1 に示す。

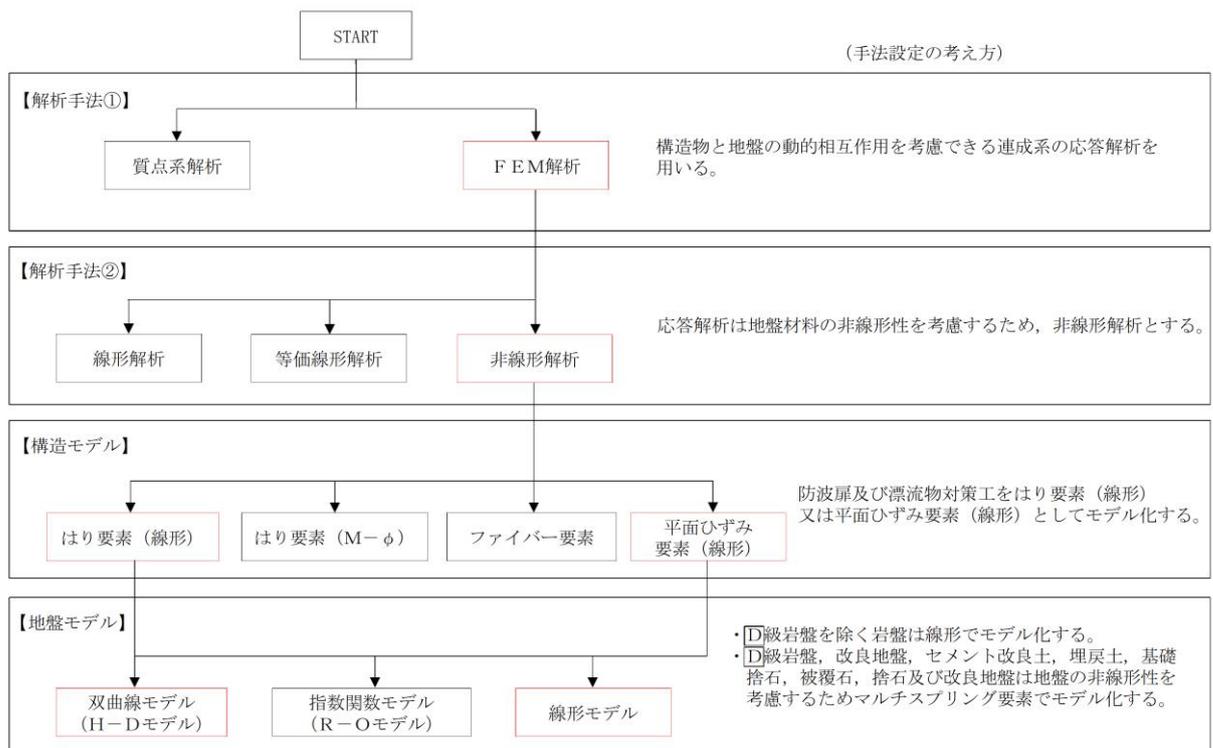


図 3.3-1 応答解析手法の選定フロー

(2) 材料物性及び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。

- ・「2.2.5 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」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。
- ・「2.2.5 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」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基本方針」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)

常時作用する荷重として、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) 固定荷重 (G_a)

固定荷重として、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

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35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 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_k)

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重は、朝倉式により、防波扉（3号機東側）の設置高さを考慮し、津波の水位と防波扉（3号機東側）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 ²) |
|--------------------------------|-----------------|----------------------------------|-------------------|--|
| 15.0 | 12.6 | 8.5 | 2.05 | 62.12 |

(6) 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。

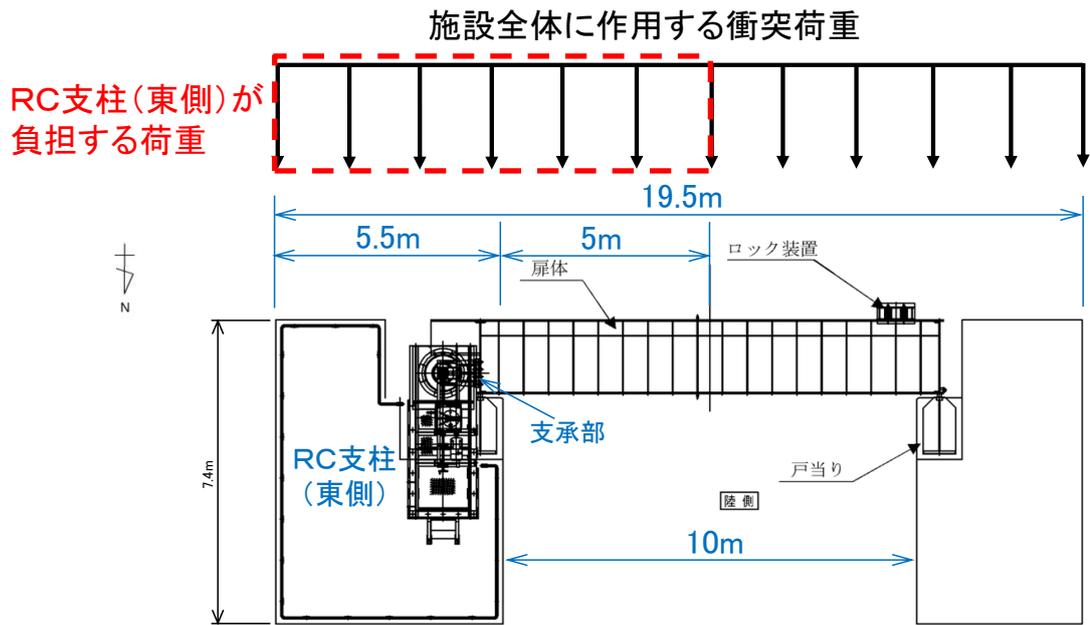
衝突荷重として考慮する漂流物は、最も重量が大きい総トン数19トンの船舶を選定する。

衝突荷重については、「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」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次元静的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 19m の設計用平均荷重 (370kN/m) を上回る荷重 (491kN/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。



○単位幅当りの荷重の換算率

鋼製扉体の開口は考慮せず，100%の荷重が作用するものとして考える。
 鋼製扉体に作用する荷重は左右のRC支柱で均等に分担するとして作用幅は半分とする。
 (1) 鋼製扉体に作用する荷重の幅：5m
 (2) RC支柱に直接作用する荷重の幅：5.5m
 →単位幅当たりの荷重の換算率： $(5 \times 100\% + 5.5) / 5.5 = 1.909091$

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（「NS2-補-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、「施設全体に作用する衝突荷重」又は「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

(a) 施設全体に作用する衝突荷重

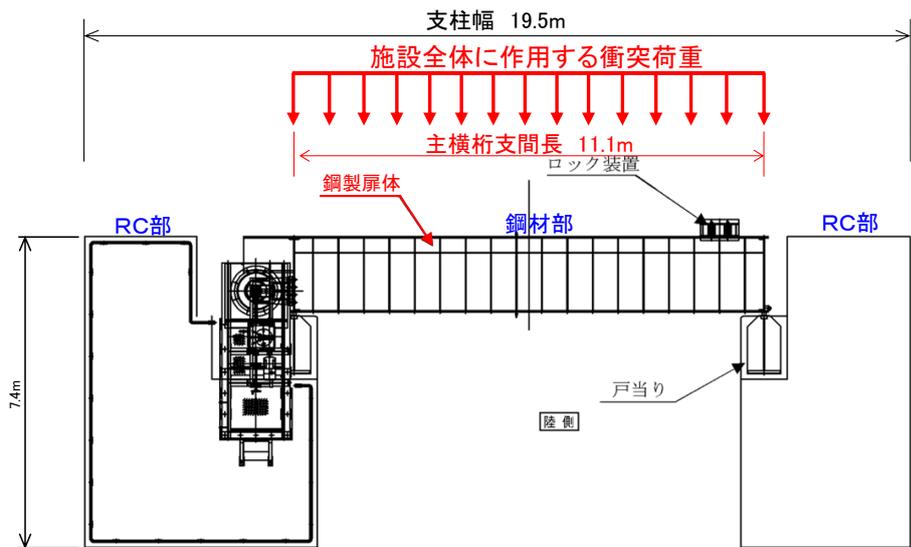
荷重の作用幅が大きな部材（主横桁、端縦桁及び戸当り）については、部材に作用する荷重が大きいほど発生する断面力が大きくなることから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する。

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11.1mであることから、表 3.4.1-3 に示す評価対象構造物 11m の設計用平均荷重（430kN/m）を上回る荷重（491kN/m）を部材幅全体で強度計算において考慮する。

また、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、船首衝突についても考慮する。衝突荷重は、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。

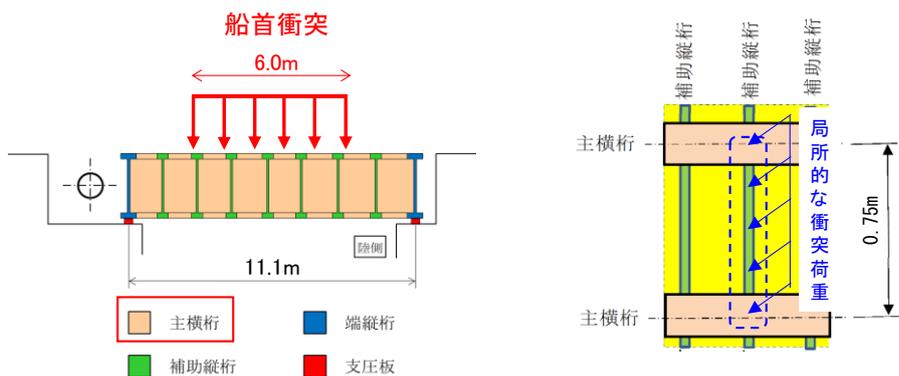
(b) 局所的な漂流物衝突荷重

部材幅が1m未満の部材（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)

(正面図)

船首衝突を考慮する部材(主横桁)

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)の漂流物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(「NS2-補-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) |

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

| 外力の状態 | 荷重の組合せ |
|-------------|-----------------------------------|
| 津波時（防波扉） | $G + G_a + P_s + P_k + P_t$ |
| 津波時（漂流物対策工） | $G + G_a + P_s + P_k + P_t + P_c$ |

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

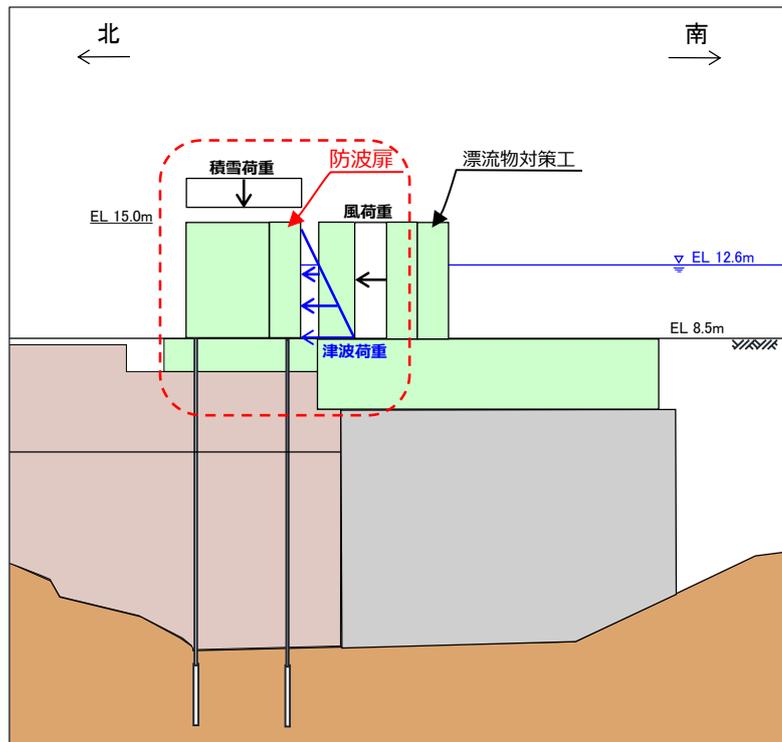


図 3.4.2-1(1) 津波時の荷重作用図 (防波扉)

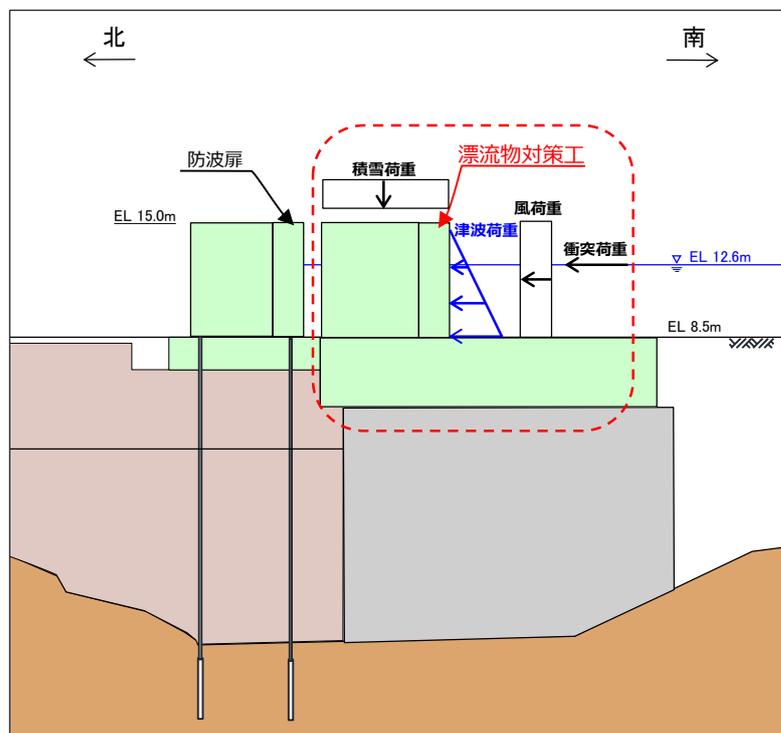


図 3.4.2-1(2) 津波時の荷重作用図 (漂流物対策工)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防波扉（3号機東側）の解析モデルを図3.5.1-1に示す。

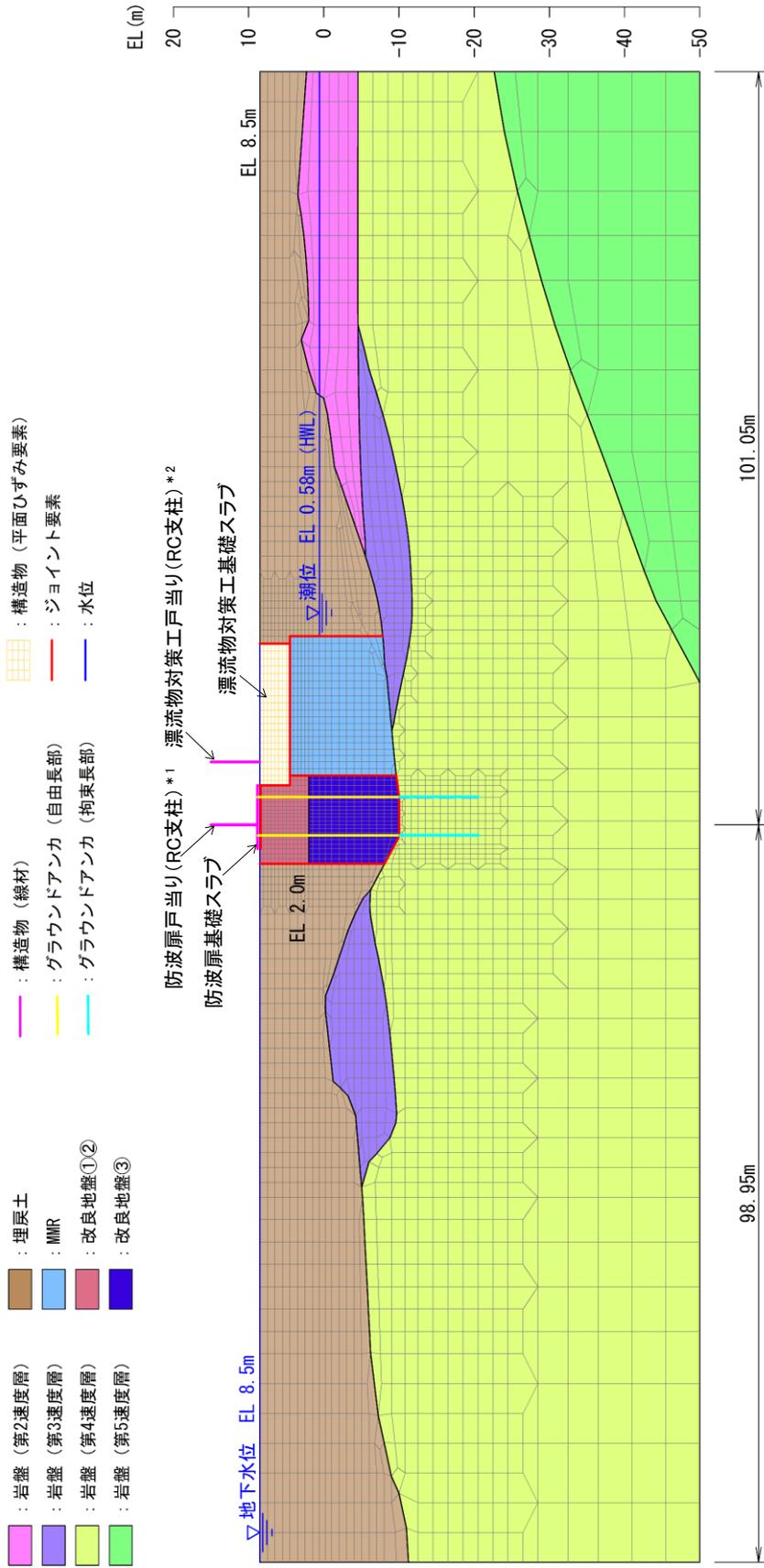
(1) 解析領域

2次元解析モデルは、「2.2.5 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」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（津波解析）時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重、構造物に作用する風荷重及び津波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。図3.5.1-2のとおり、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。



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(上・下部支承部位置)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 3.5.1-1 防波扉 (3号機東側) の解析モデル (評価対象断面)

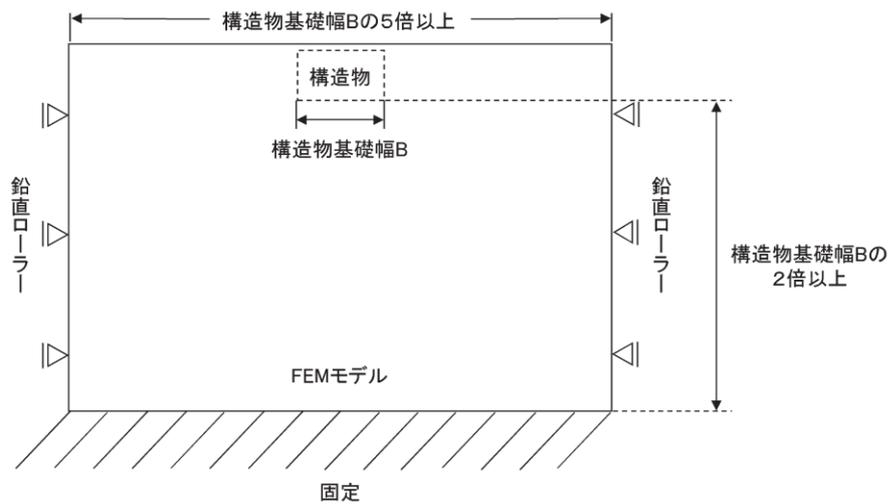


図 3.5.1-2 常時応力解析モデル概念図

(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、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、2次元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 3.5.1-3 に示す。

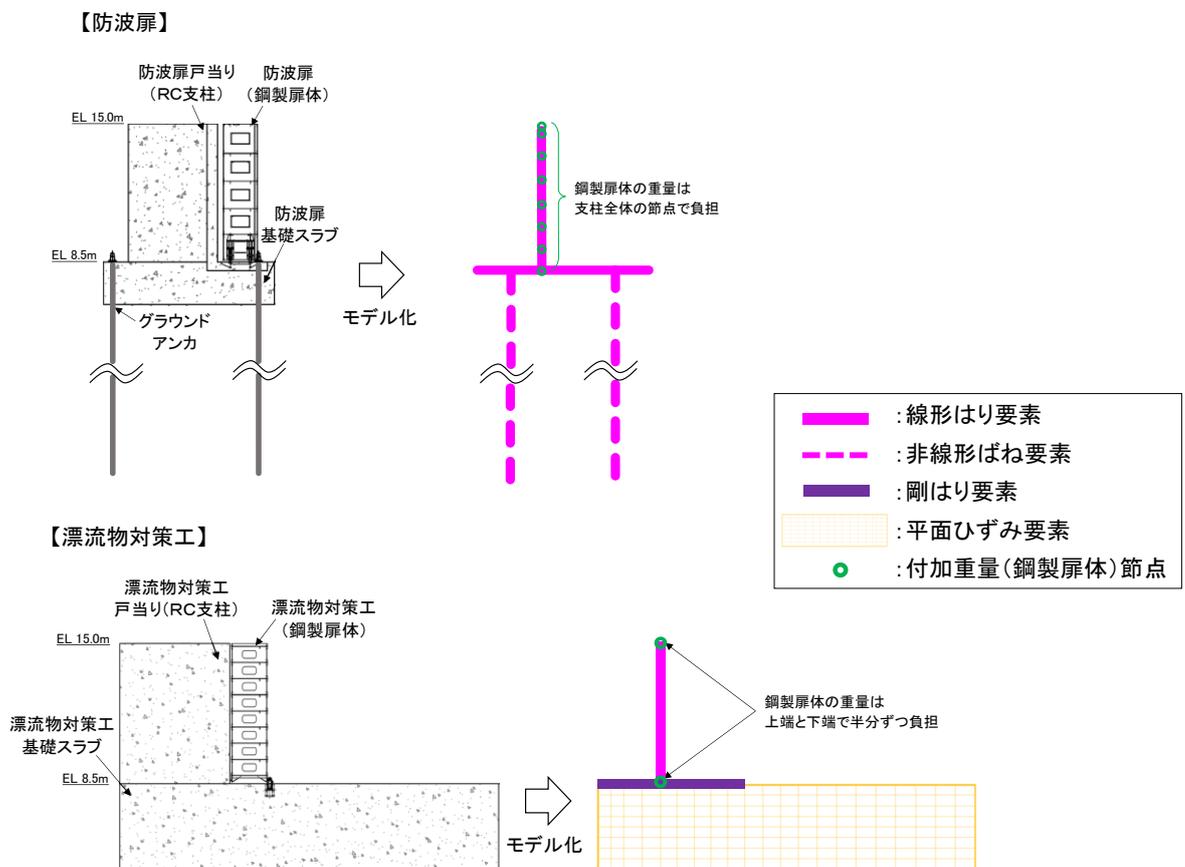


図 3.5.1-3 構造物のモデル化の概念図

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，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。

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（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（図 3.5.1-4 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 3.5.1-6（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。

剛域は，一般に次により定めることとする。

- ① ハンチがない場合には，部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内側を剛域とする（図-解 8.3.4 (a)参照）。
- ② 部材節点部において，部材の軸線に対して 25° 以上傾斜するハンチを有する場合には，部材厚さが 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし，ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は，ハンチの起点から部材厚さの 1/4 入った断面より内部を剛域と考えるものとする（図-解 8.3.4 (b)参照）。

ただし，地震時保有水平耐力法による照査では，耐震設計編 10.8 に従ってモデル化するものとする。

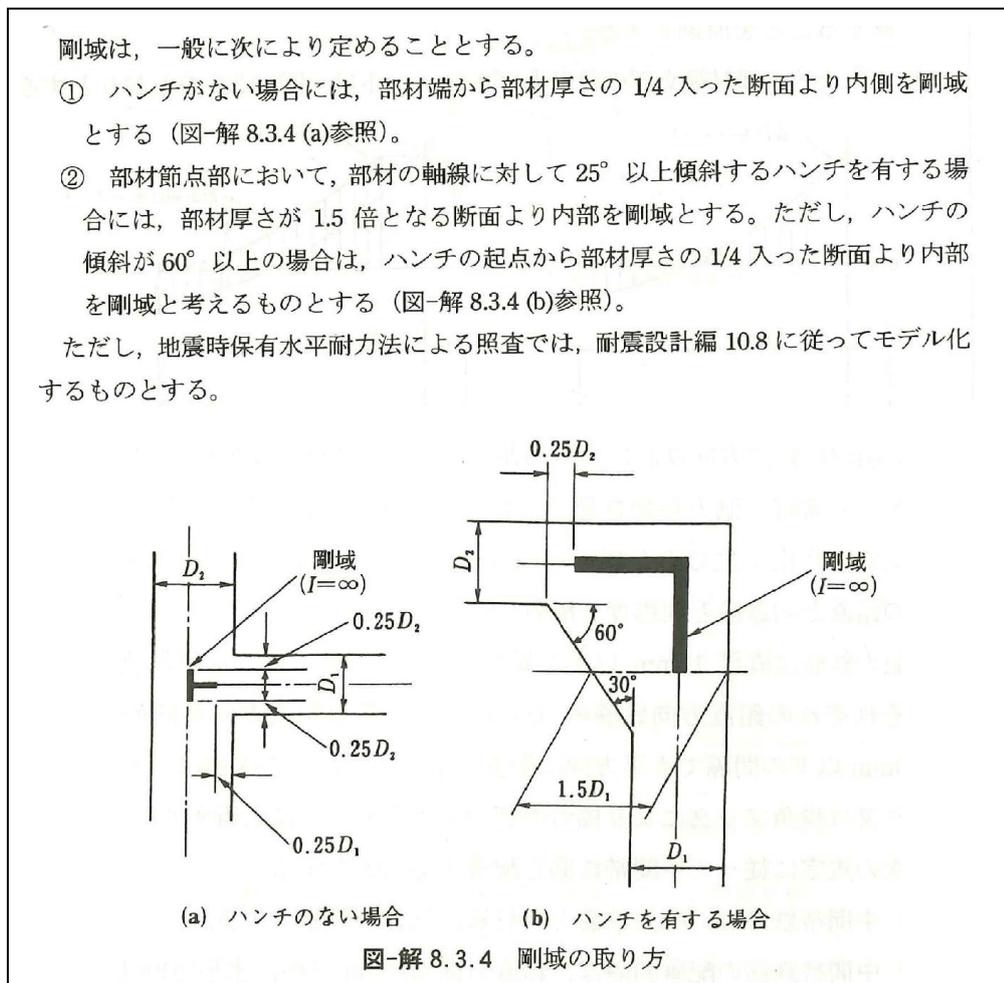


図 3.5.1-4 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素でモデル化する。線形はり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（5.5m）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「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。

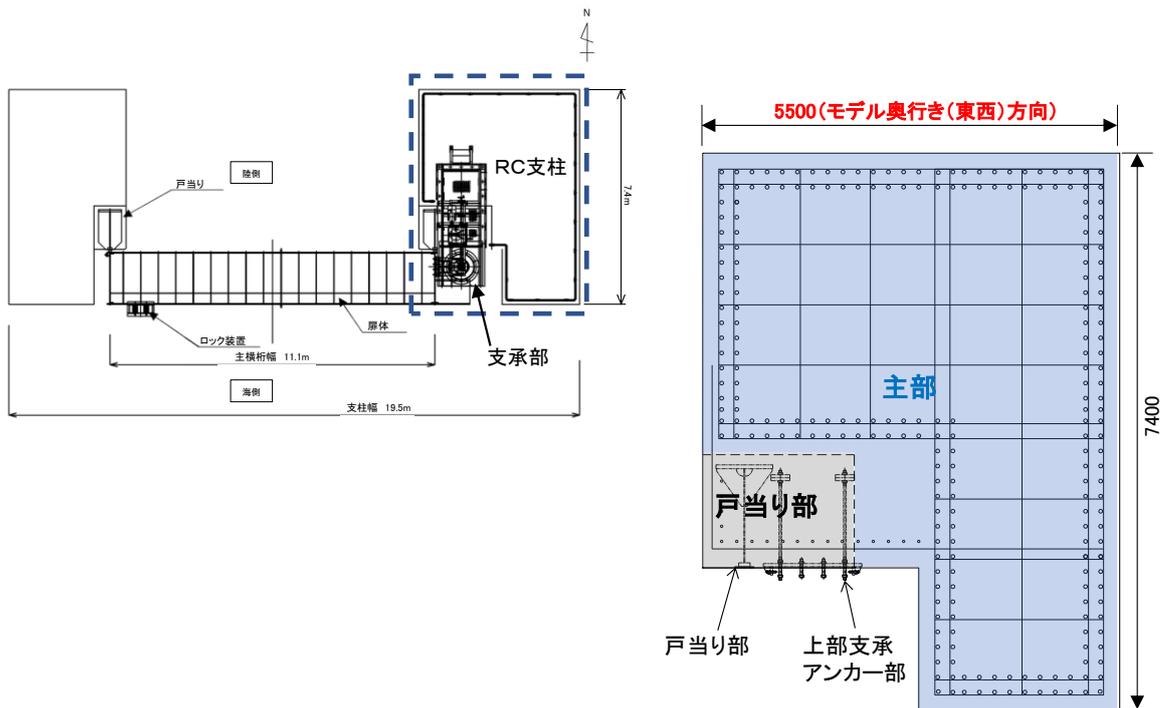


図 3.5.1-5 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

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（図 3.5.1-7），コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）（図 3.5.1-8）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。

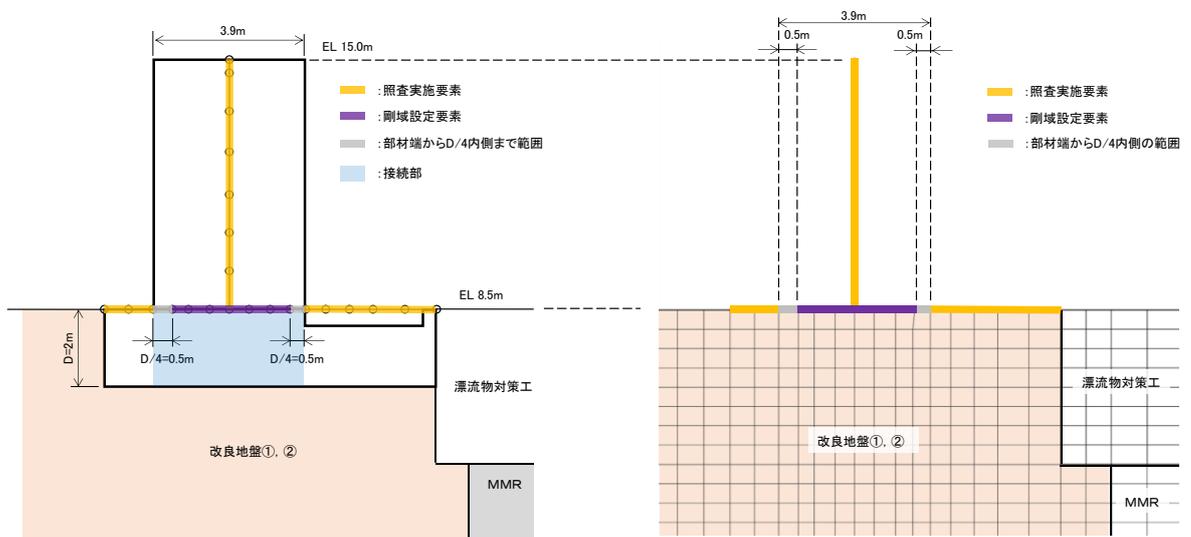


図 3.5.1-6 (1) 剛域設定の概念図及び照査範囲（防波扉）

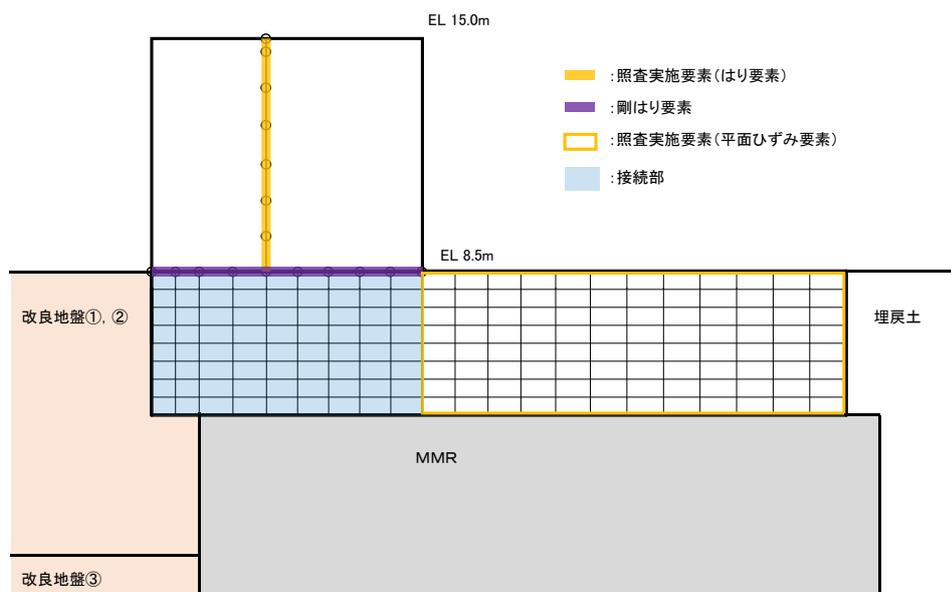


図 3.5.1-6 (2) 剛域設定の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

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。

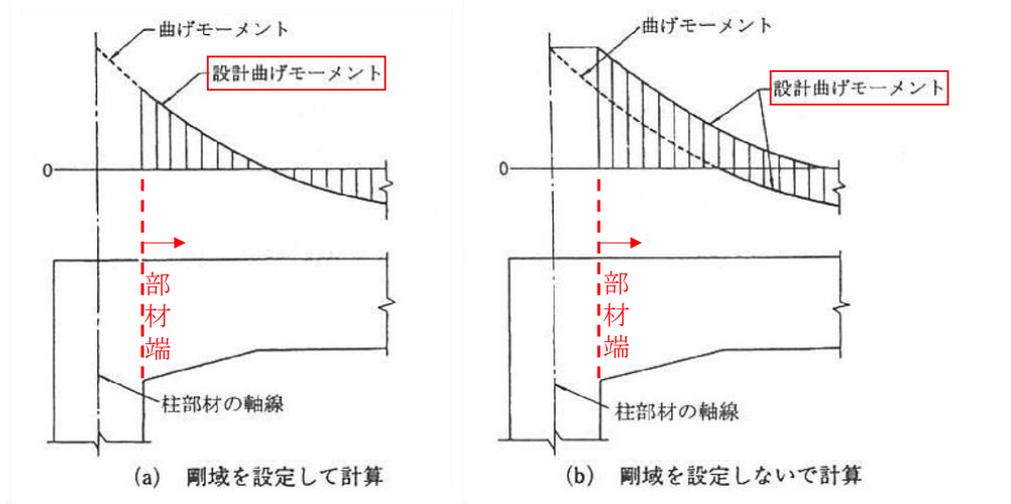


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 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）

(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。

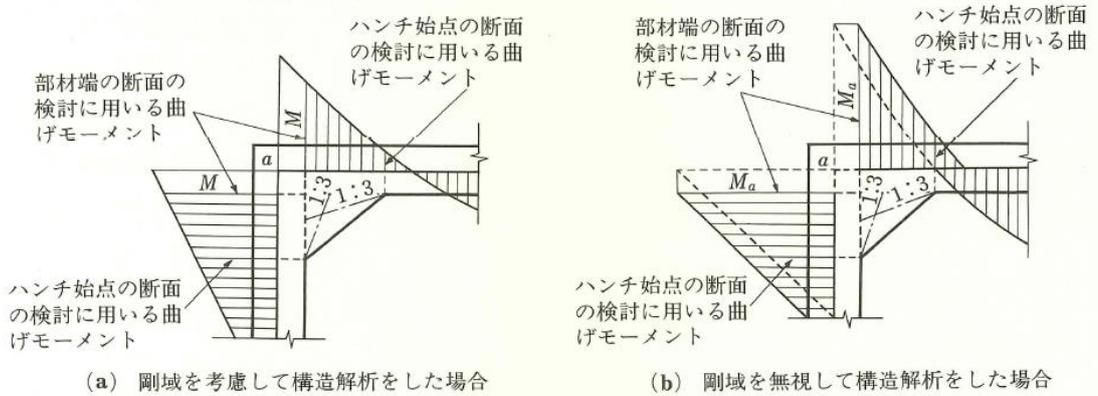


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.1-8 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）

(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 τ_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 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-9 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 ϕ 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 3.5.1-10 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 3.5.1-11 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 3.5.1-12 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 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、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

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} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_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、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 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¹⁾・岡部²⁾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 ψ 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 3.5.1-9 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⁸⁾。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⁸⁾。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 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_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 ϕ_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²⁰⁾。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 β 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 3.5.1-10 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。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。

| | |
|---------------|---------------|
| 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。

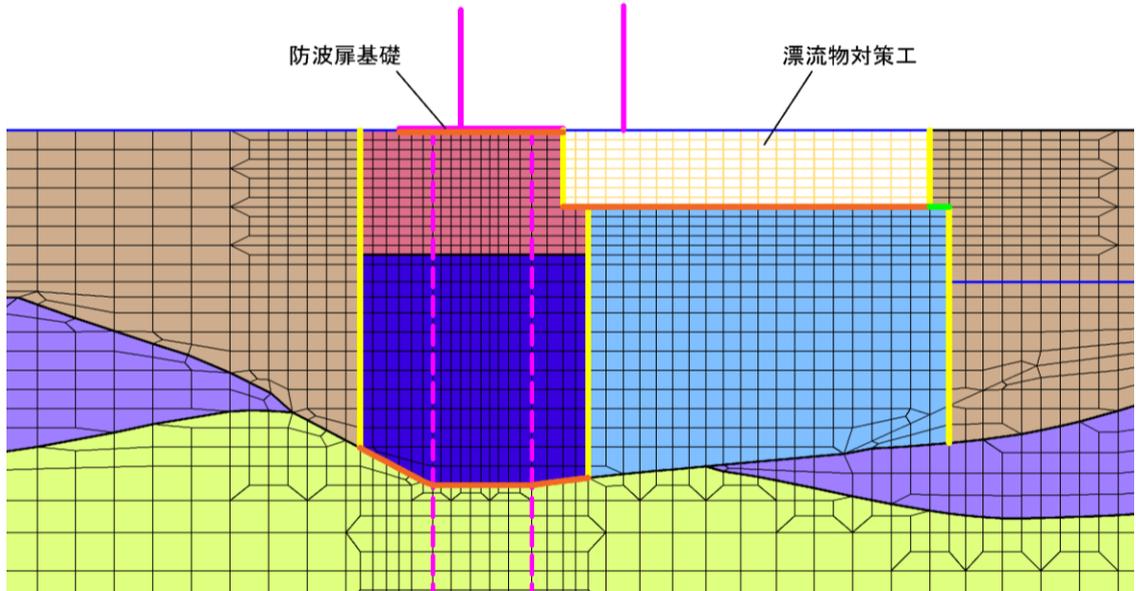
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-11 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 ²) | 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 ⁻¹ (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 ⁻¹ (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 φ (°) |
|------|------|-------------------------------|----------------|
| 鉛直方向 | 境界 1 | 0 | 15.00 |
| | 境界 2 | 0 | 26.57 |
| 水平方向 | 境界 3 | 0 | 30.96 |

図 3.5.1-12 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 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 3.5.1-13 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 (kN/m^3) | 圧縮剛性 k_n (kN/m^3) |
|------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 境界 1, 2, 3 | 1.0×10^6 | 1.0×10^6 |

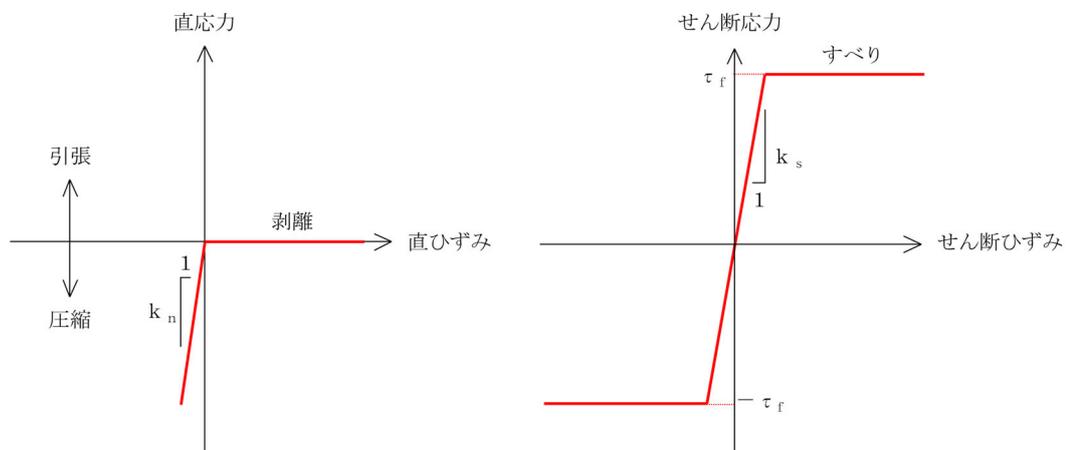


図 3.5.1-13 ジョイント要素の力学特性

(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。

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、グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を図 3.5.2-1 に示す。

表 3.5.2-1(1) 使用材料（防波扉）

| 材料 | | 諸元 |
|----------|---------------------|---|
| コンクリート | 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ | 設計基準強度：24N/mm ² |
| 鋼材 | 防波扉（鋼製扉体） | SM490, SS400, SUS304 |
| | 鉄筋 | SD345 |
| グラウンドアンカ | | アンカー長：27.5m～29.5m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN |

表 3.5.2-1(2) 使用材料（漂流物対策工）

| 材料 | | 諸元 |
|--------|------------------------|----------------------------|
| コンクリート | 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ | 設計基準強度：40N/mm ² |
| 鋼材 | 漂流物対策工（鋼製扉体） | SM490, SS400, SUS304 |
| | 鉄筋 | SD345 |

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 ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|----------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 鉄筋コンクリート | 24.0* | 2.5×10 ⁴ * | 0.2* |

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002 年）

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 ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|----------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 鉄筋コンクリート | 24.0* | 3.1×10 ⁴ * | 0.2* |

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

表 3.5.2-2(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

| 材料 | 引張剛性 k (kN/m) | テンドン降伏 引張り力 (kN) | 設計 アンカー力 (kN) | 初期変位量 (mm) |
|----------|------------------|------------------------|---------------------|---------------|
| グラウンドアンカ | 14777 | 2400 | 1650 | 112 |

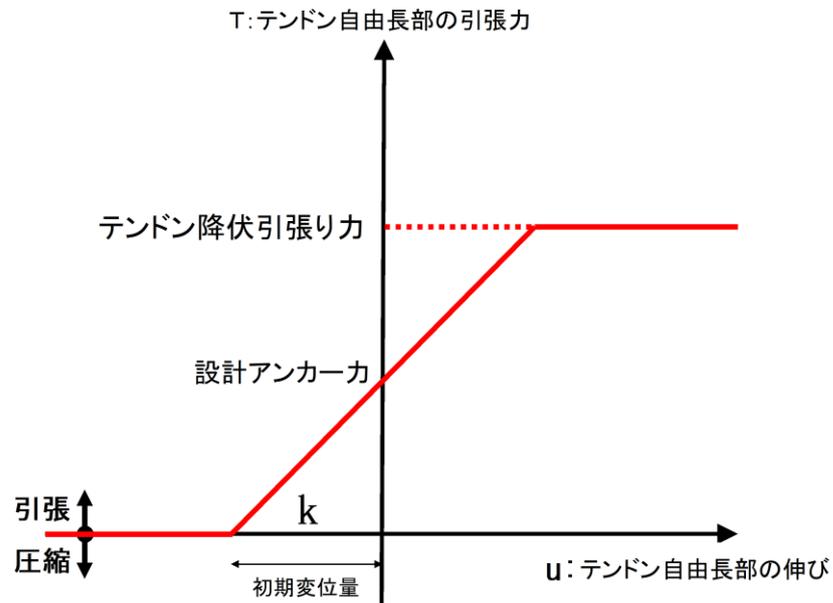


図 3.5.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

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 ρ^* (g/cm ³) | 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 ²) | 163,700 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.0 |
| | ポアソン比 ν | 0.33 |
| | 減衰定数の上限値 hmax | 0.095 |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 0.00 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 39.74 |

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

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（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 ρ (g/cm ³) | 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 ²) | 765,800 | 946,700 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.0 | 98.0 |
| | ポアソン比 ν | 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 ²) | 628 | 1140 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 38.00 | 40.54 |

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 (N/mm ²) |
|----------|-------------------------|--------|---------------------------|
| | C' (N/mm ²) | φ' (°) | |
| 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, 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 | γ (kN/m ³) | 23.3 | 23.4 | 24.5 | 25.2 |
| 動ポアソン比 | ν _d | 0.42 | 0.39 | 0.36 | 0.34 |
| 減衰定数 | h | 0.030 | 0.030 | 0.030 | 0.030 |
| 弾性係数 | E (kN/m ²) | 2601000 | 6118000 | 15690000 | 24860000 |

3.5.4 地下水位

設計用地地下水位は, 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。設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位の一覧

| 施設名称 | 設計用地下水位 |
|-------------|---|
| 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 |

3.6 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。

3.6.1 施設・地盤の健全性評価

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，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，MMR及び改良地盤①～③とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波扉（3号機東側）を支持する基礎地盤（MMR，改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）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。

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）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」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，戸当り）の許容限界

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|----------------|--------|----------------------------|------|---------------------------------|
| | | | | |
| スキンプレート | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_a | 160 | 240 |
| 主桁 | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_a | 160 | 240 |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 90 | 135 |
| 補助縦桁 | SS400 | 許容曲げ応力度： σ_a | 120 | 180 |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 70 | 105 |
| 端縦桁 | SM490 | 許容圧縮応力度： σ_{ca} | 160 | 240 |
| 支圧板 | SUS304 | 許容支圧応力度： σ_a | 150 | 225 |
| 戸当り | SM490 | 許容曲げ応力度： σ_a | 160 | 240 |
| 戸当り部 コンクリート | Fc24 | 許容支圧応力度： σ_a | 5.9 | 8.8 |
| | | 許容せん断応力度： τ_a | 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]（土木学会，2002年）」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 ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|------------|----------------------------|-----------|------------------------------|
| | コンクリート (Fc24) | 許容曲げ圧縮応力度 | 9 |
| 許容せん断応力度 | | 0.45 | 0.67 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 | 196 | 294 |
| | 許容せん断応力度 | 196 | 294 |

(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（JGS4101-2012）（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き力 T_{ag} を表 3.7.1-3 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} を許容限界として採用する。

表 3.7.1-3 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き力 T_{ag} | 2120 |

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」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 | 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、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。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 ²) |
|--------|------|------------------|---------------------------|
| 極限支持力度 | 岩盤 | C _H 級 | 9.8 |
| | | C _M 級 | |
| | 改良地盤 | | 1.4 |

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）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」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，戸当り）の許容限界

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|-------------|---------|----------------------------|-----------------------|------------------------------|
| | | | | |
| 主横桁 | SBHS700 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 350 ^{*1} | 525 |
| | SM570 | 許容せん断応力度 τ_a | 129 ^{*1} | |
| 張出桁 | SBHS700 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 350 ^{*1} | 525 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 202 ^{*1} | 303 |
| 補助縦桁 | SM570 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 204 ^{*1, *2} | 306 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 129 ^{*1} | 193 |
| 端縦桁 | SM570 | 許容圧縮応力度 σ_{ca} | 225 ^{*1} | 337 |
| 支圧板 | SUS304 | 許容支圧応力度 σ_{pa} | 150 | 225 |
| 戸当り（腹板） | SM400 | 許容支圧応力度 σ_{ba} | 180 | 270 |
| 戸当り（底面フランジ） | SBHS700 | 許容曲げ応力度 σ_{ca} | 350 ^{*1} | 525 |
| 戸当り（コンクリート） | Fc40 | 許容支圧応力度 σ_{cba} | 5.9 | 8.8 |
| | | 許容せん断応力度 τ_{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

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = 225(\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(K\frac{L}{b} - 10)(\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

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 (mm²)

A_c ：圧縮フランジの総断面積 (mm²)

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（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〕（土木学会，2002年）」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）及び基礎スラブの許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|---------------|----------------------------|-----------|---------------------------------|
| | コンクリート (Fc40) | 許容曲げ圧縮応力度 | 14 |
| 許容せん断応力度 | | 0.55 | 0.82 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 | 196 | 294 |
| | 許容せん断応力度 | 196 | 294 |

(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，支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。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 ²) |
|--------|------|------------------|---------------------------|
| 極限支持力度 | 岩盤 | C _H 級 | 9.8 |
| | | C _M 級 | |
| | 改良地盤 | | 1.4 |
| | MMR | | 18.0 |

3.8 評価方法

防波扉（3号機東側）の強度評価のうち、防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については、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、防波扉基礎及び漂流物対策工基礎については、2次元静的有限要素法に基づいて算定した発生応力が「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。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

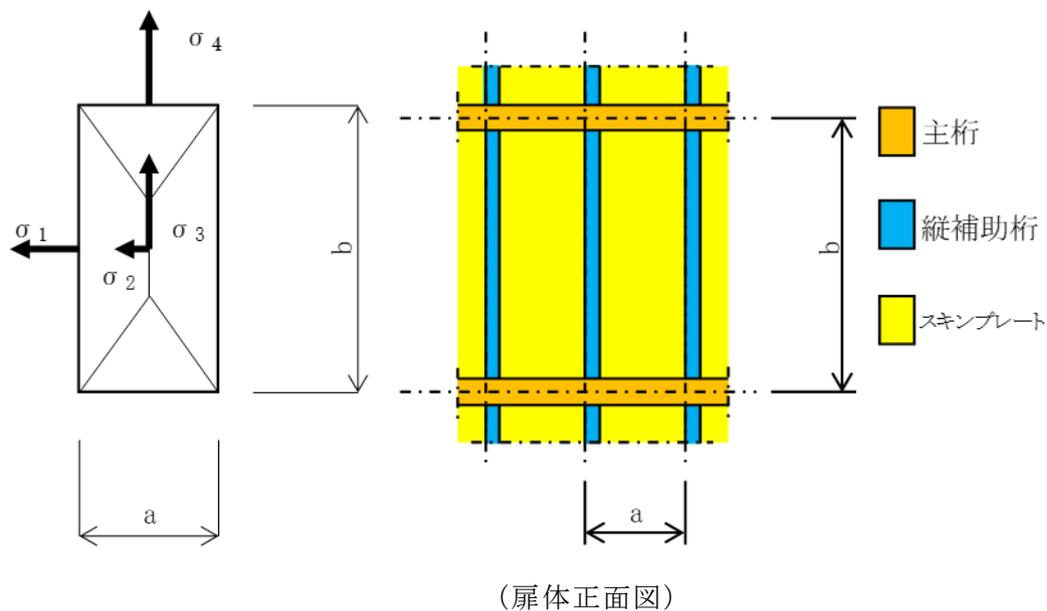
(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板）、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム、ガイドローラールール支持ブラケット及び休止ピンで構成されている。津波荷重に対しては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板及び戸当りの強度評価を行う。

a. スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及び応力算定式を図 3.8.1-1 に示す。



スキンプレートの曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{t^2}$$

ここに、

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 : スキンプレートの水平荷重 (津波+風荷重) (N/mm²)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

図 3.8.1-1 スキンプレートの構造図及び応力算定式

b. 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

主桁の照査対象部を図 3.8.1-2 に、主桁のモデル図及び応力算定式を図 3.8.1-3 に示す。

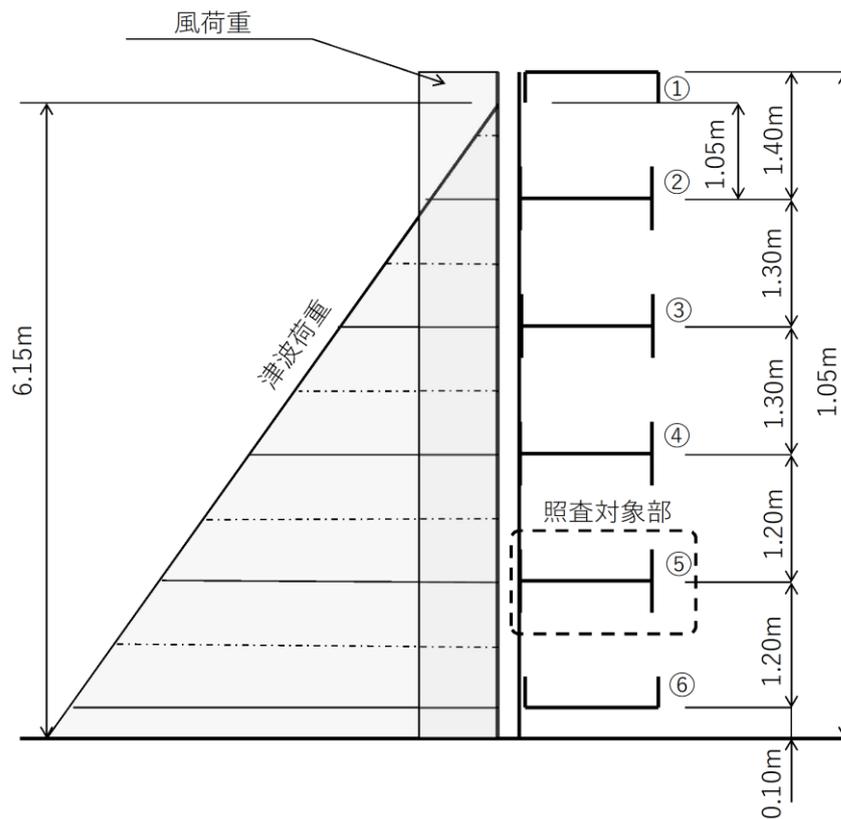
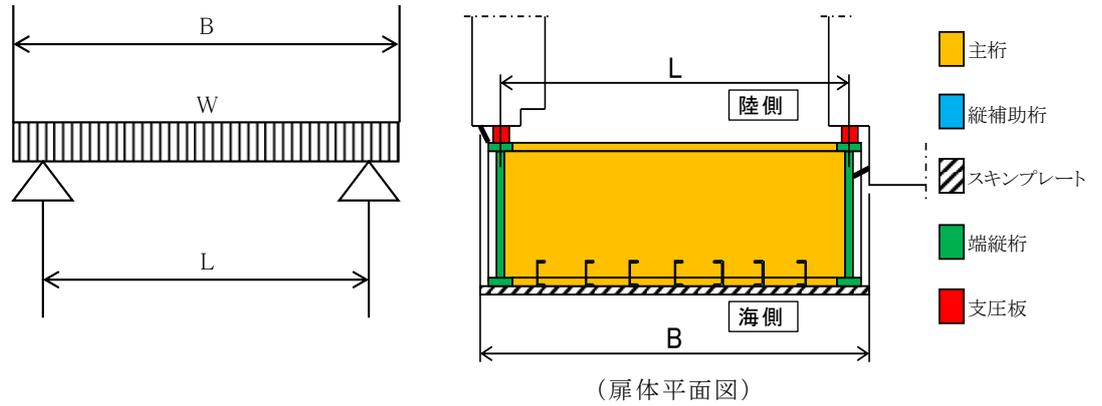


図 3.8.1-2 主桁の照査対象部



断面力の計算

- ・主桁の曲げモーメント

$$M = \frac{W \cdot B}{8} (2L - B)$$

- ・主桁のせん断力

$$S = \frac{W \cdot B}{2}$$

- ・主桁の軸力

$$N = W \cdot D$$

応力度の計算

- ・主桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_{\max} \times 10^6}{Z} + \frac{N \times 10^6}{A_g}$$

- ・主桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_{\max} \times 10^3}{A_w}$$

ここに,

M : 主桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 主桁のせん断力 (kN)

N : 主桁の軸力 (kN)

W : 主桁の負担荷重 (kN/m)
(津波+風荷重)

B : 水密幅 (m)

L : 支圧板中心間 (m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

D : 側面水密幅 (mm)

A_g : 主桁の断面積 (mm²)

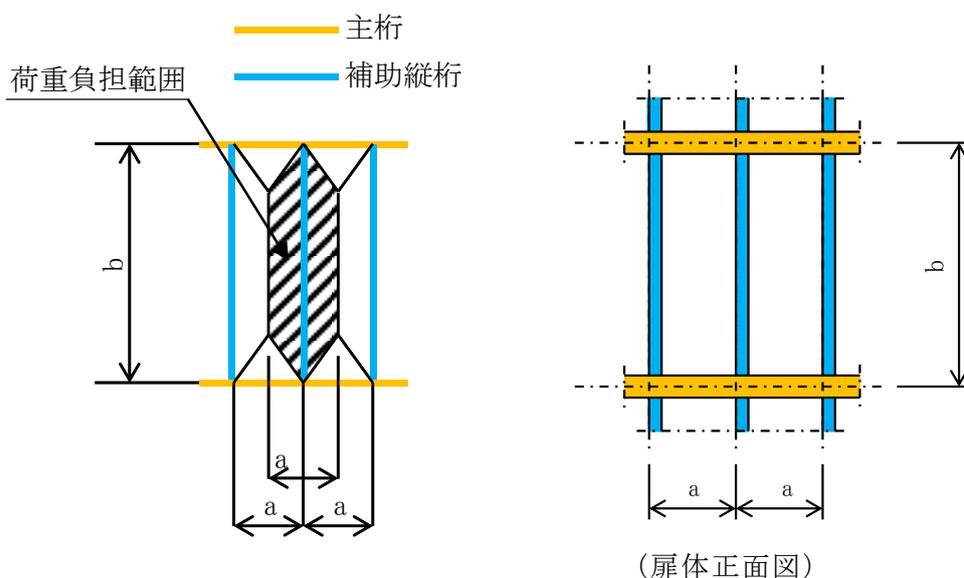
A_w : 主桁の腹板断面積 (mm²)

図 3.8.1-3 主桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形に作用するものとしてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及び応力算定式を図 3.8.1-4 に示す。



断面力の計算

- ・ 補助縦桁の曲げモーメント

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

- ・ 補助縦桁のせん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{2} \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

応力度の計算

- ・ 補助縦桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

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

- ・ 補助縦桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

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

ここに、

M : 補助縦桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁のせん断力 (kN)

P : 補助縦桁の水平荷重 (kN/m²)
(津波+風荷重)

a : 補助縦桁間隔 (m)

b : 主桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_w : 補助縦桁の腹板断面積 (mm²)

図 3.8.1-4 補助縦桁の構造図及び応力算定式

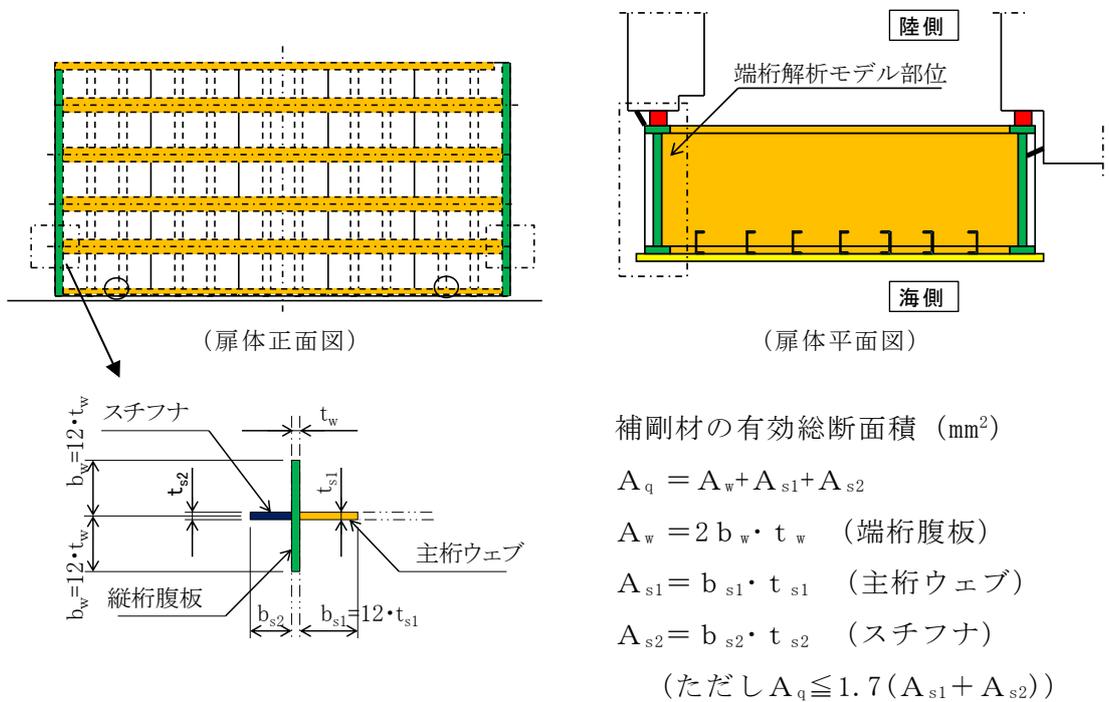
d. 端縦桁

本設備は横引きゲートであるが、全閉時端桁には、主桁端部反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。端桁腹板は上下方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで評価する。

垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点としてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 3.8.1-5 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

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

ここに、

R : 主桁の支点反力 (kN)

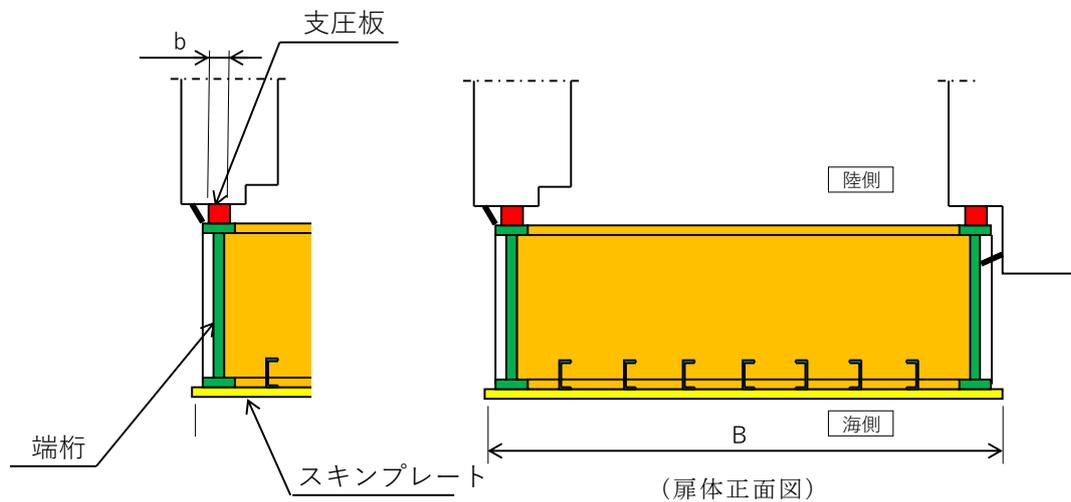
A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 3.8.1-5 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支圧板

支圧板の面圧は最も荷重の大きい扉体最下部に作用する荷重から求め、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 3.8.1-6 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b}$$

ここに、

P : 扉体最下部の水平荷重 (kN/m²)
(津波+風荷重)

B : 扉体の水密幅 (mm)

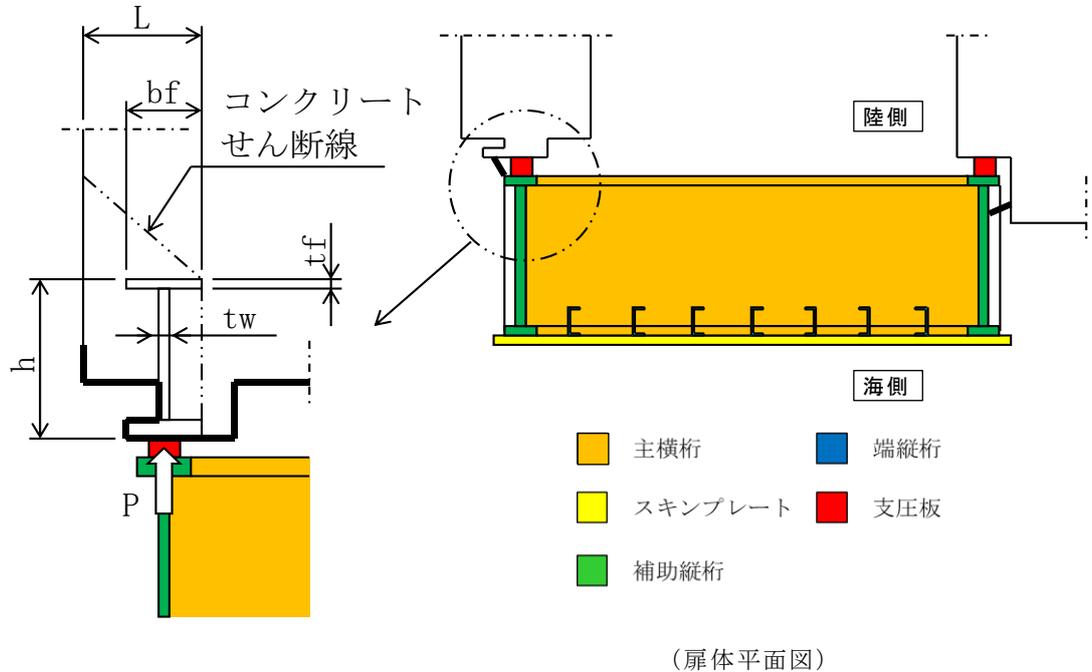
b : 支圧板の有効幅 (mm)

図 3.8.1-6 支圧板の構造図及び応力算定式

f. 戸当り

戸当りは最も荷重の大きい扉体最下部に作用する荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3.8.1-7 に示す。



応力度の計算

- ・ 戸当り底面フランジの曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2}$$

- ・ 戸当りコンクリートの支圧応力度 σ_k (N/mm²)

$$\sigma_k = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

- ・ 戸当りコンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h + 2 \cdot L}$$

ここに、

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

t_f : 戸当り底面フランジ板厚 (mm)

P : 扉体最下部の水平荷重 (kN/m²)
(津波+風荷重)

B : 扉体の水密幅 (mm)

h : 戸当りの桁高 (mm)

L : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

図 3.8.1-7 戸当りの構造図及び応力算定式
2.2.6-73

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、2次元静的有限要素法により算定した応力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。

グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = T/S$$

ここで、

T : 発生アンカー力（引張） (N)

S : 支圧板の面積 (mm²)

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は、2次元静的有限要素法により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。

(4) 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 - 1 σ)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。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、防波扉基礎スラブ直下の改良地盤及び改良地盤直下の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。

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、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当りで構成されている。津波荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び戸当りの強度評価を行う。

なお、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（RC 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（RC 支柱）間には支圧板を設けている。

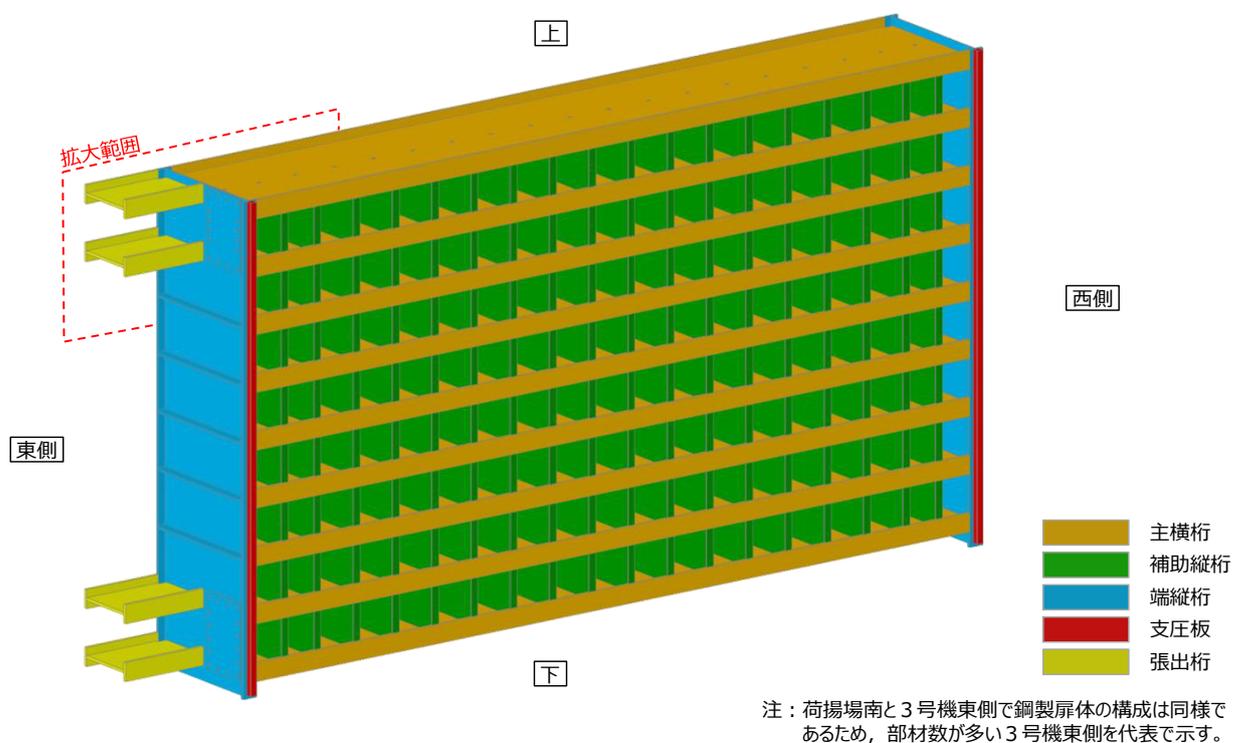


図 3.8.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

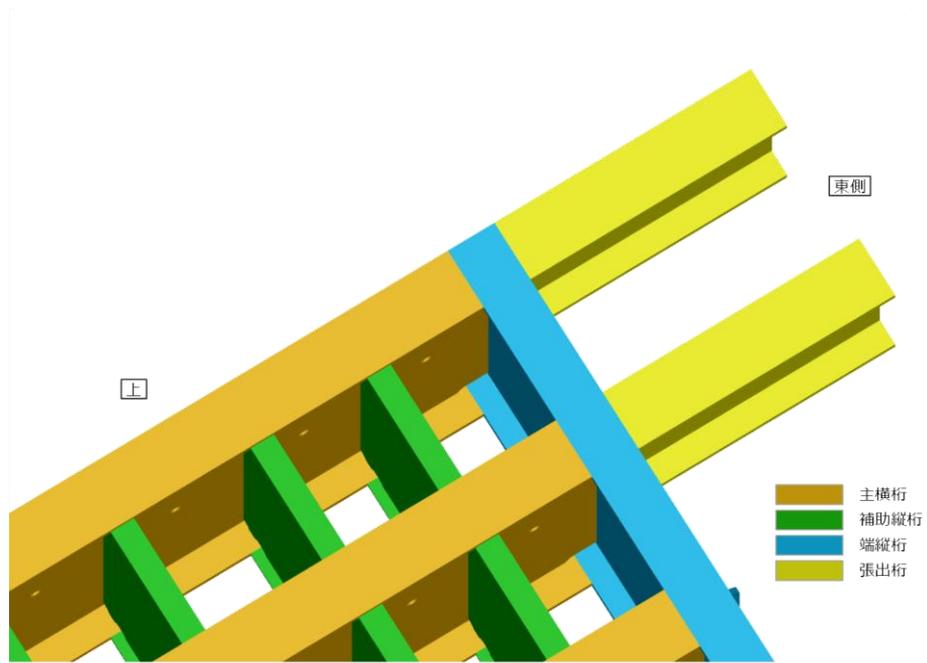


図 3.8.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

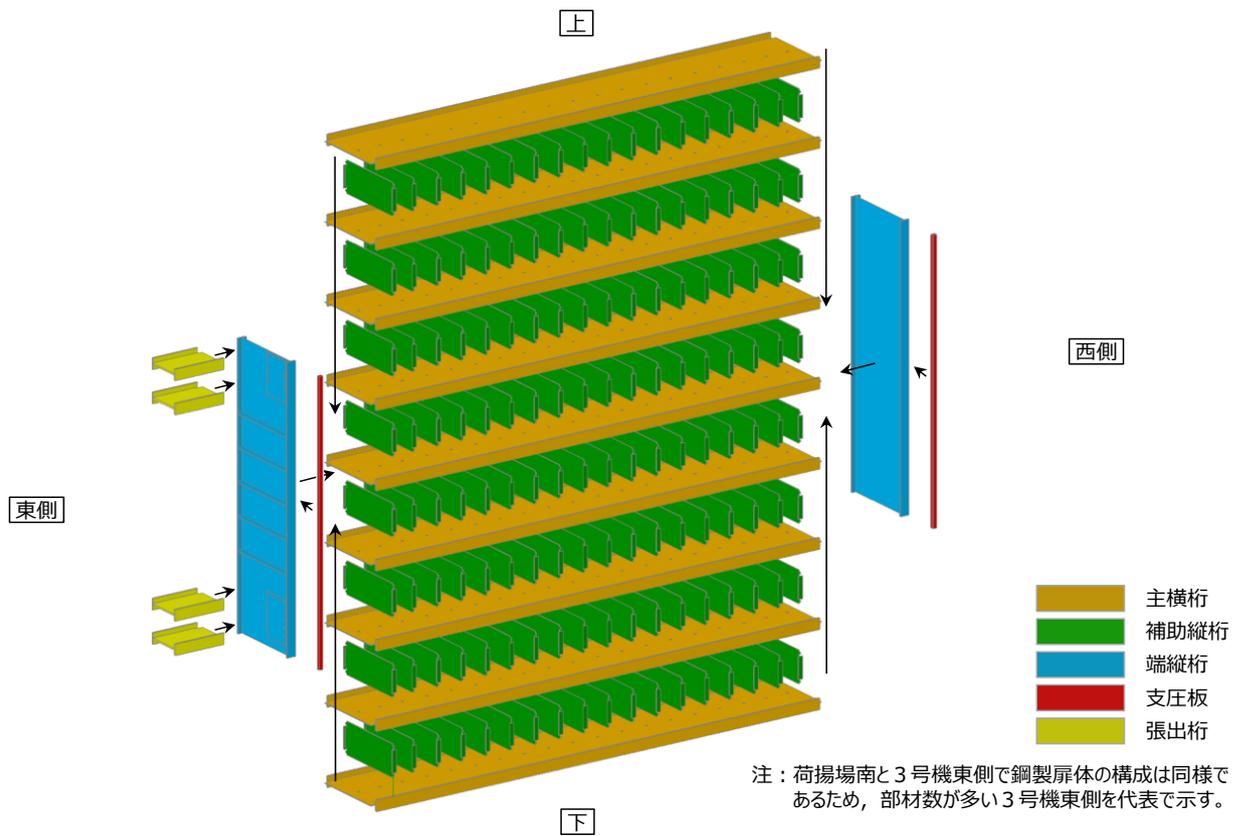
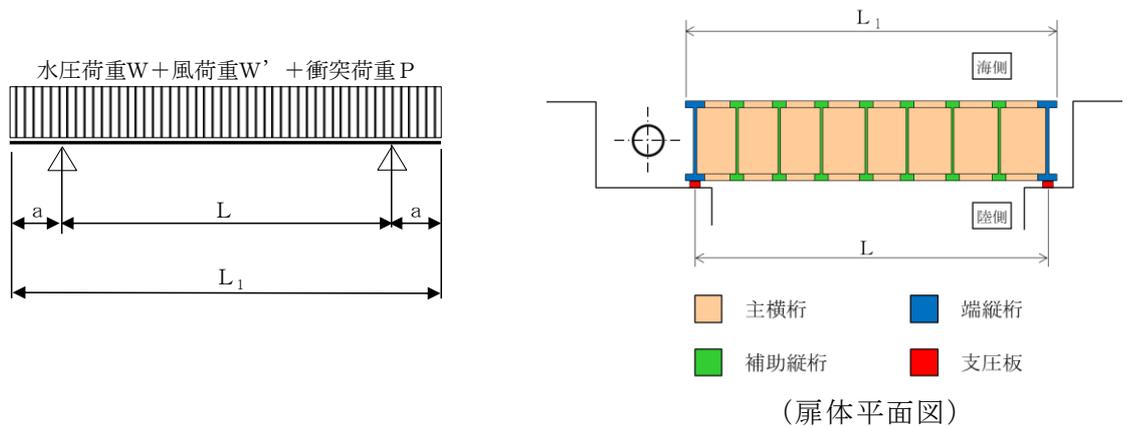


図 3.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁は、扉体と側部戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、**水平荷重（水圧荷重+風荷重+衝突荷重）**から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、主横桁の分担荷重は、保守的に津波波圧及び風荷重が桁の空隙を考慮せずに作用するものとする。**また、主横桁に作用する衝突荷重としては、「3.4.1 荷重」で示すように、船首衝突についても考慮する。**

主横桁のモデル図及び応力算定式を図 3.8.2-2 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

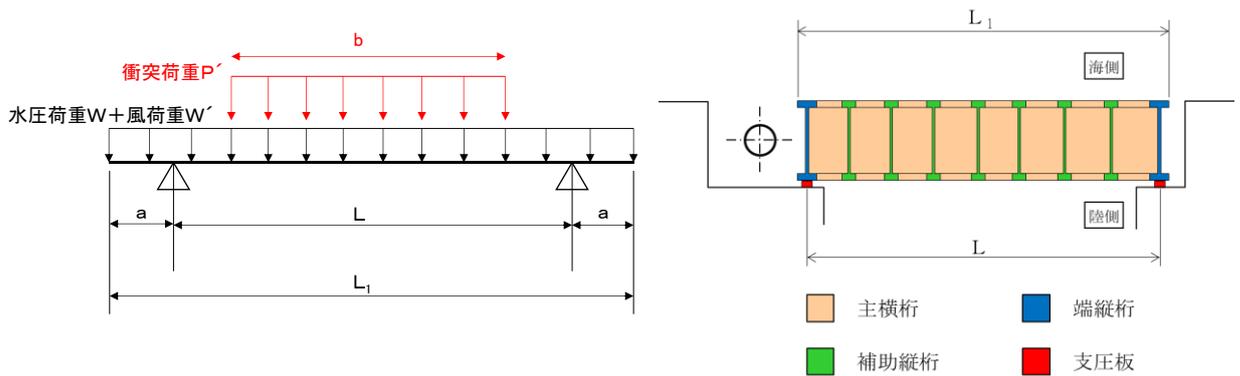
a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.2-2(1) 主横桁のモデル図及び応力算定式



(扉体平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W') L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right) + \frac{1}{8} P' \{L^2 - (L - b)^2\}$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W') L_1 + \frac{1}{2} P' b$$

ここに,

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

P' : 船首衝突による衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

b : 船首衝突作用幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

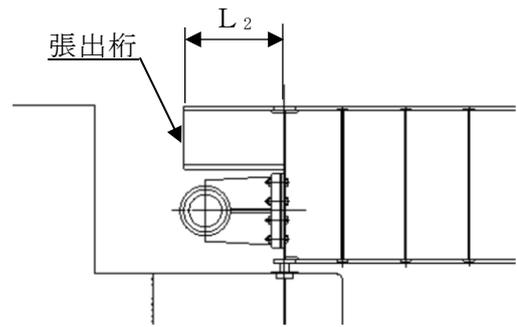
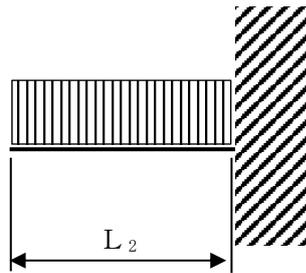
図 3.8.2-2(2) 主横桁のモデル図及び応力算定式
(船首衝突を考慮した場合)

b. 張出桁

張出桁は、扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図 3.8.2-3 に示す。

水圧荷重 W + 風荷重 W' + 衝突荷重 P



(扉体平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_2^2$$

- ・ せん断力

$$S_2 = (W + W' + P)L_2$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_2}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

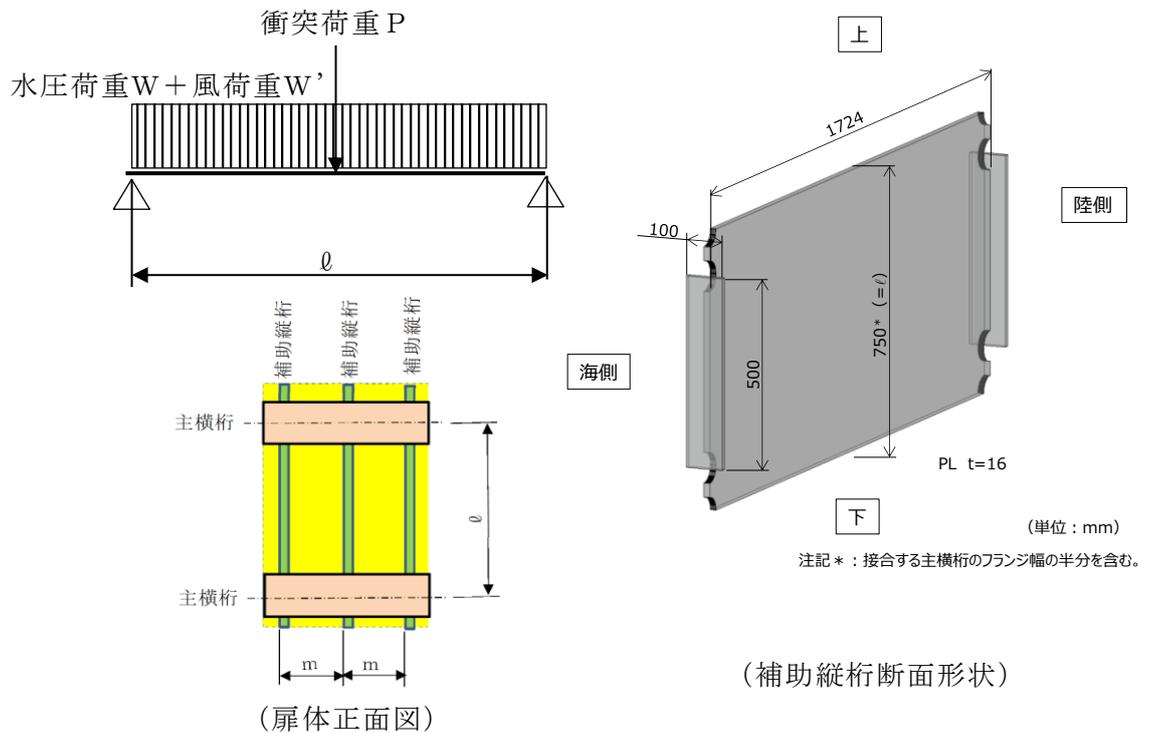
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.2-3 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁に支持された単純梁としてモデル化し、その応力が許容限界以下であることを確認する。なお、衝突荷重は「局所的な漂流物衝突荷重」として 1200kN を考慮する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 3.8.2-4 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント (桁中央)

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W') \ell^2 + \frac{1}{4}P \cdot \ell$$

- ・ せん断力 (桁端部)

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W') \ell + P$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

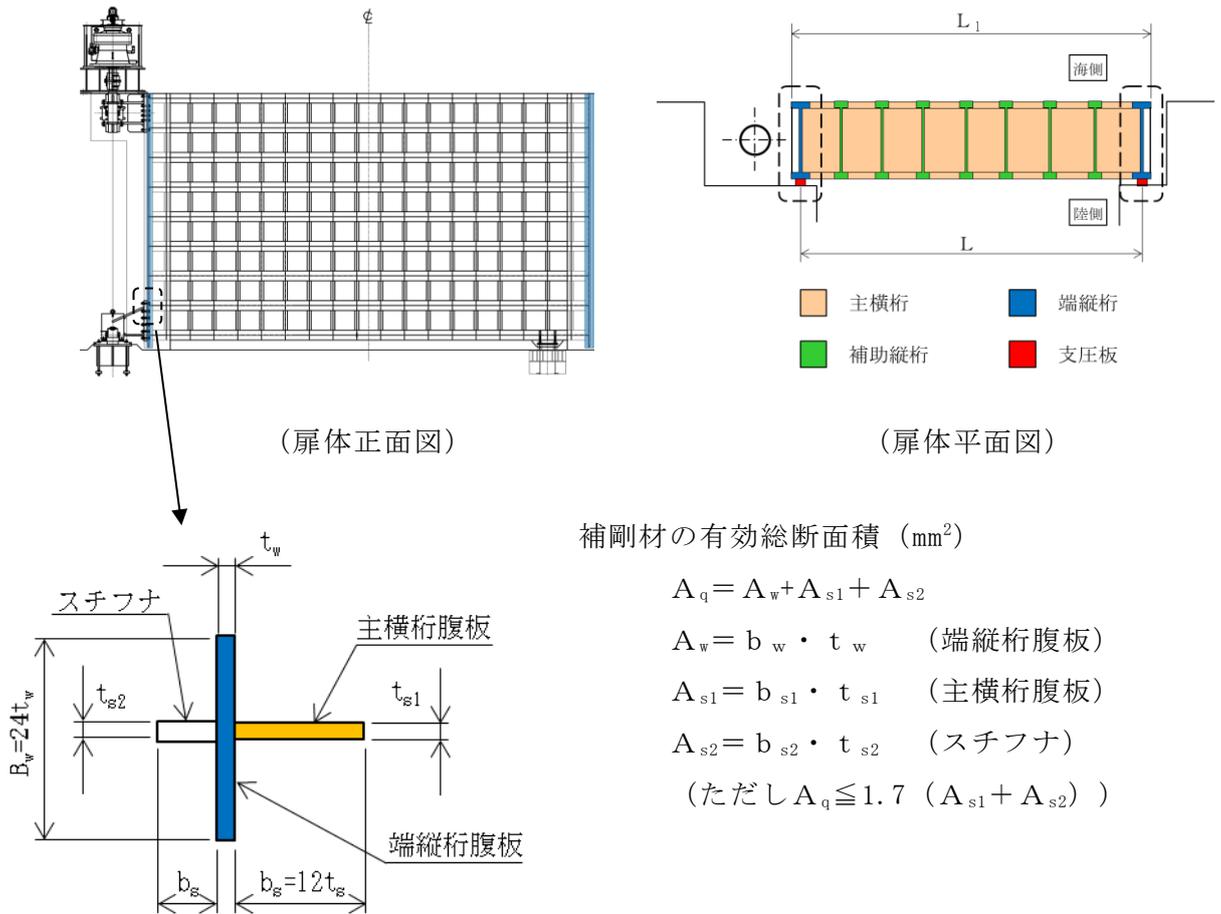
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.2-4 補助縦桁のモデル図及び応力算定式
2.2.6-80

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 3.8.2-5 に示す。



補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

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

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

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

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

端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

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

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

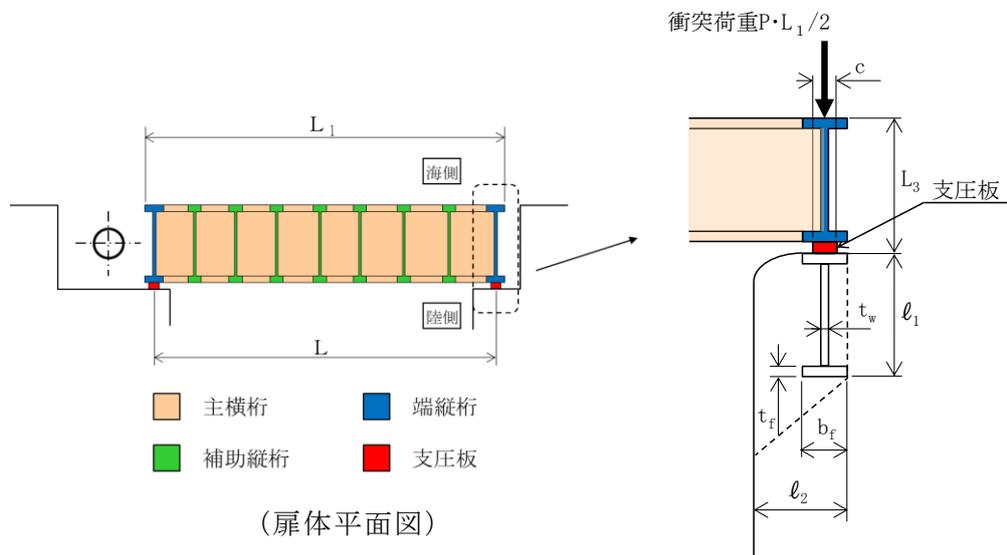
A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 3.8.2-5 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りの鋼材は、作用水圧の最も大きい扉体最下部に作用する荷重により評価を行い、その応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3.8.2-6 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2} + \frac{P L_1}{2 C L_4}$$

腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2} + \frac{P L_1}{2 t_w L_4}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

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

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

コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{W L_1}{2 b_f L_2} + \frac{P L_1}{2 b_f L_4}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2} + \frac{P L_1}{2 \Sigma \ell L_4}$$

ここに、

W : 水平荷重 (kN/m)

(津波+風荷重)

P : 衝突荷重 (kN/m)

C : 支圧板の有効幅

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

L₄ : 衝突荷重分担長さ

(鉛直方向に 45° 分散) (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する

曲げモーメント (N・mm)

Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁+2ℓ₂) (mm)

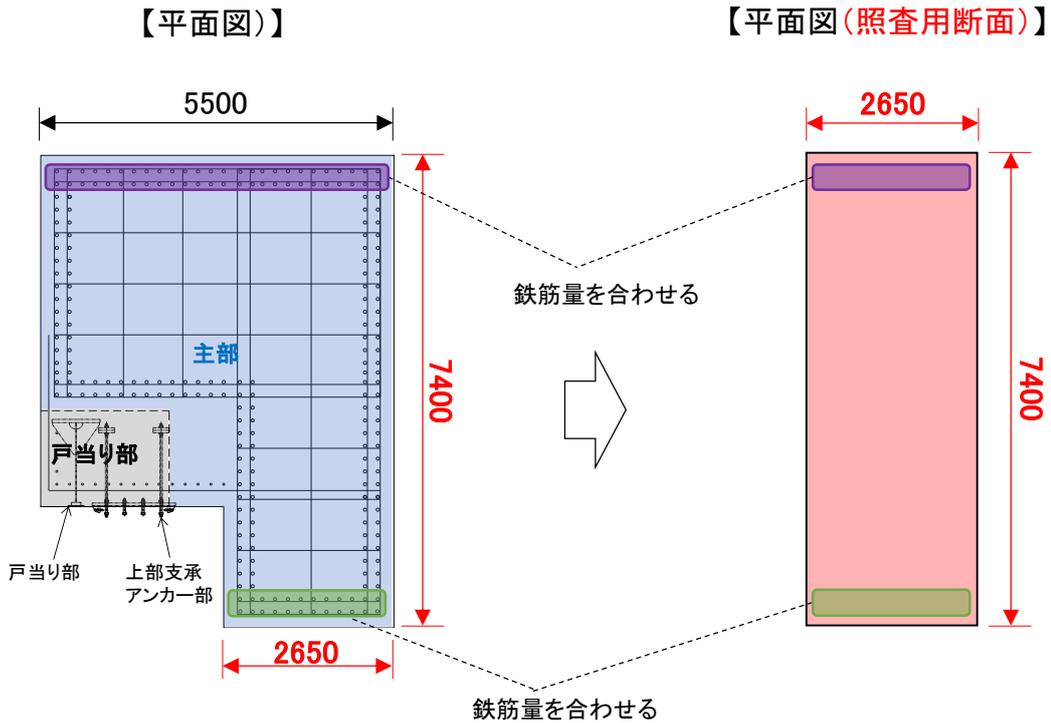
図 3.8.2-6 戸当りの構造図及び応力算定式

2.2.6-82

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元静的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り（RC支柱）については，図 3.8.2-7 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 3.8.2-7 漂流物対策工戸当り（RC支柱）の照査用断面の設定方法

また、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「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 3.8.2-8 に示す部材端までとする。

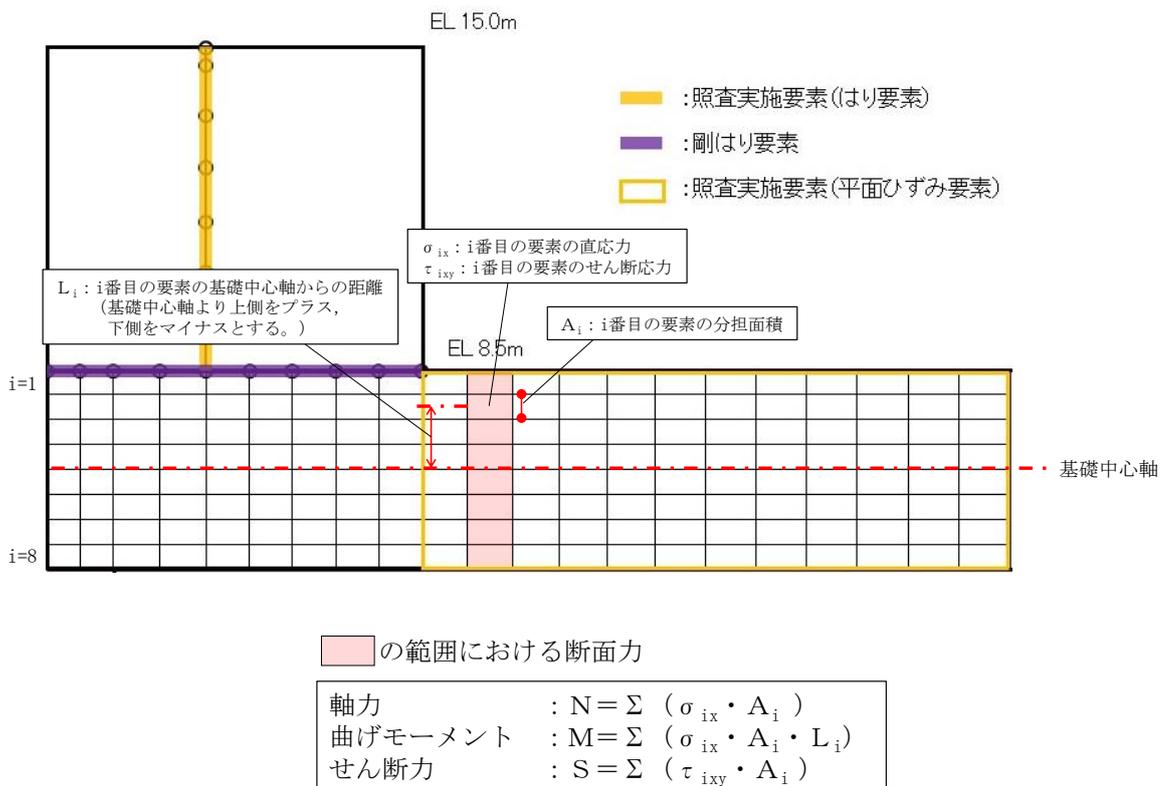


図 3.8.2-8 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の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 (1/2)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|---------|----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| スキンプレート | P | スキンプレートの水平荷重 (津波+風荷重) | 56.850 | kN/m ² |
| | a | スキンプレートの短辺 | 747 | mm |
| | b | スキンプレートの長辺 | 1200 | mm |
| | k | スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数 | 46.8 | - |
| | t | スキンプレートの板厚 | 12 | mm |
| 主桁 | W | 主桁の負担荷重 (津波+風荷重) | 60.948 | kN/m |
| | B | 水密幅 | 11.600 | m |
| | L | 支圧板中心間 | 11.200 | m |
| | M | 主桁の曲げモーメント | 954.446 | kN・m |
| | S | 主桁のせん断力 | 353.498 | kN |
| | N | 主桁の軸力 | 109.706 | kN |
| | Z | 主桁の断面係数 | 10767582 | mm ³ |
| | D | 側面水密幅 | 1800 | mm |
| | A _w | 主桁の腹板断面積 | 14382 | mm ² |
| | A _g | 主桁の断面積 | 23012 | mm ² |
| 補助縦桁 | P | 補助縦桁の水平荷重 (津波+風荷重) | 56.850 | kN/m ² |
| | a | 補助縦桁間隔 | 0.747 | m |
| | b | 主桁間隔 | 1.200 | m |
| | M | 補助縦桁の曲げモーメント | 6.657 | kN・m |
| | S | 補助縦桁のせん断力 | 17.549 | kN |
| | Z | 補助縦桁の断面係数 | 114034 | mm ³ |
| | A _w | 補助縦桁の腹板断面積 | 611 | mm ² |

表 4-1(2) 防波扉の強度評価に用いる条件 (2/2)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|-----|----------------|---------------------|---------|-------------------|
| 端縦桁 | R | 主桁の支点反力 | 353.498 | kN |
| | A _q | 補剛材の有効断面積 | 2938 | mm ² |
| 支圧板 | P | 扉体最下部の水平荷重 (津波+風荷重) | 63.920 | kN/m ² |
| | B | 扉体の水密幅 | 11.600 | m |
| | b | 支圧板の有効幅 | 100 | mm |
| 戸当り | P | 扉体最下部の水平荷重 (津波+風荷重) | 63.920 | kN/m ² |
| | B | 扉体の水密幅 | 11.600 | m |
| | b _f | 戸当り底面フランジ幅 | 200 | mm |
| | t _f | 戸当り底面フランジ板厚 | 22 | mm |
| | h | 戸当りの桁高 | 510 | mm |
| | L | 底面フランジのコンクリートまでの距離 | 400 | mm |

表 4-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (1/2)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|------|--------|-------------|----------|-----------------|
| 主横桁 | M_1 | 曲げモーメント | 8338.1 | kN・m |
| | S_1 | せん断力 | 3005.7 | kN |
| | P | 衝突荷重 | 491 | kN/m |
| | P' | 船首衝突による衝突荷重 | 520 | kN/m |
| | W | 水圧荷重 | 49.214 | kN/m |
| | W' | 風荷重 | 1.354 | kN/m |
| | L | 支間 | 11.1 | m |
| | a | 張り出し部 | 0.1 | m |
| | L_1 | 扉体幅 | 11.3 | m |
| | b | 船首衝突作用幅 | 6.0 | m |
| | Z | 断面係数 | 23979000 | mm ³ |
| | A_w | 腹板断面積 | 26300 | mm ² |
| 張出桁 | M_2 | 曲げモーメント | 365.0 | kN・m |
| | S_2 | せん断力 | 608.4 | kN |
| | P | 衝突荷重 | 491 | kN/m |
| | W | 水圧荷重 | 15.529 | kN/m |
| | W' | 風荷重 | 0.451 | kN/m |
| | L_2 | 張出長さ | 1.2 | m |
| | Z | 断面係数 | 10829000 | mm ³ |
| | A_w | 腹板断面積 | 26370 | mm ² |
| 補助縦桁 | M_3 | 曲げモーメント | 225.4 | kN・m |
| | S_3 | せん断力 | 1202.4 | kN |
| | P | 衝突荷重 | 1200 | kN |
| | W | 水圧荷重 | 6.212 | kN/m |
| | W' | 風荷重 | 0.181 | kN/m |
| | ℓ | 主横桁の間隔 | 0.75 | m |
| | Z | 断面係数 | 10540000 | mm ³ |
| | A_w | 腹板断面積 | 26300 | mm ² |
| 端縦桁 | R | 主横桁の支点反力 | 3005.7 | kN |
| | A_q | 補剛材の有効総断面積 | 10747 | mm ² |

表 4-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (2/2)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|-----|----------------|---|--------|------|
| 戸当り | W | 水平荷重 (津波+風荷重) | 50.568 | kN/m |
| | P | 衝突荷重 | 491 | kN/m |
| | C | 支圧板の有効幅 | 80 | mm |
| | L ₁ | 扉体幅 | 11300 | mm |
| | L ₂ | 主横桁の荷重分担長さ | 750 | mm |
| | L ₄ | 衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散) | 2175 | mm |
| | t _w | 腹板の厚さ | 14 | mm |
| | b _f | 底面フランジの幅 | 750 | mm |
| | t _f | 底面フランジの厚さ | 50 | mm |
| | ℓ ₁ | 戸当り深さ | 1350 | mm |
| | ℓ ₂ | 底面フランジのコンクリートまでの距離 | 925 | mm |
| | M _f | 底面フランジに作用する曲げモーメント | 154.7 | kN・m |
| | Σℓ | せん断抵抗長さ (=ℓ ₁ +2ℓ ₂) | 3200 | mm |

5. 評価結果

5.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 5.1-1 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1-1 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

| 部材 | | 材質 | 種別 | 応力度 (a) | 許容限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|--------------------------------|---------|--------|--------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 防波扉 (鋼製 扉体) | スキンプレート | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 103.1 | 240 | 0.430 |
| | 主桁 | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 94.7 | 240 | 0.395 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 24.6 | 135 | 0.183 |
| | 補助縦桁 | SS400 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 58.4 | 180 | 0.325 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 28.7 | 105 | 0.274 |
| | 端縦桁 | SM490 | 圧縮応力度 (N/mm ²) | 120 | 240 | 0.500 |
| | 支圧板 | SUS304 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 3.7 | 225 | 0.017 |
| | 戸当り | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 114.9 | 240 | 0.479 |
| | | Fc24 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 1.85 | 8.8 | 0.211 |
| せん断応力度 (N/mm ²) | | | 0.28 | 0.60 | 0.467 | |

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.1-1 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.1-2 に示す。

この結果から、防波扉戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

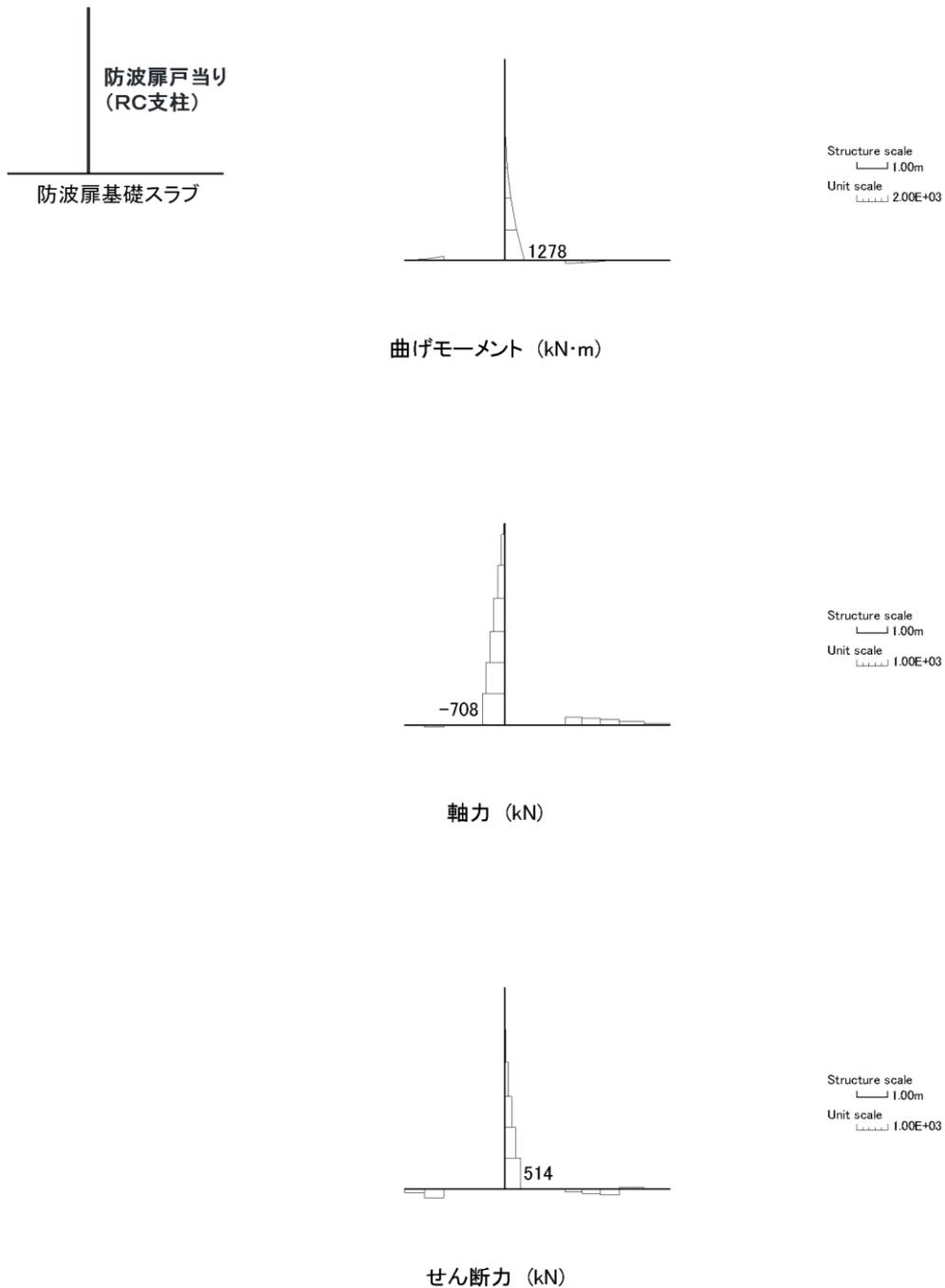


図 5.1-1 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5.1-2(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | 1278 | -708 | 0.8 | 13.5 | 0.057 |

表 5.1-2(2) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | 1278 | -708 | 12 | 294 | 0.040 |

表 5.1-2(3) 防波扉戸当り (RC支柱) のせん断力照査における照査値

| | 発生断面力 | せん断応力度 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----|--------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 (kN) | | | |
| 津波時 | 514 | 0.16 | 0.67 | 0.238 |

(3) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.1-2 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.1-3 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

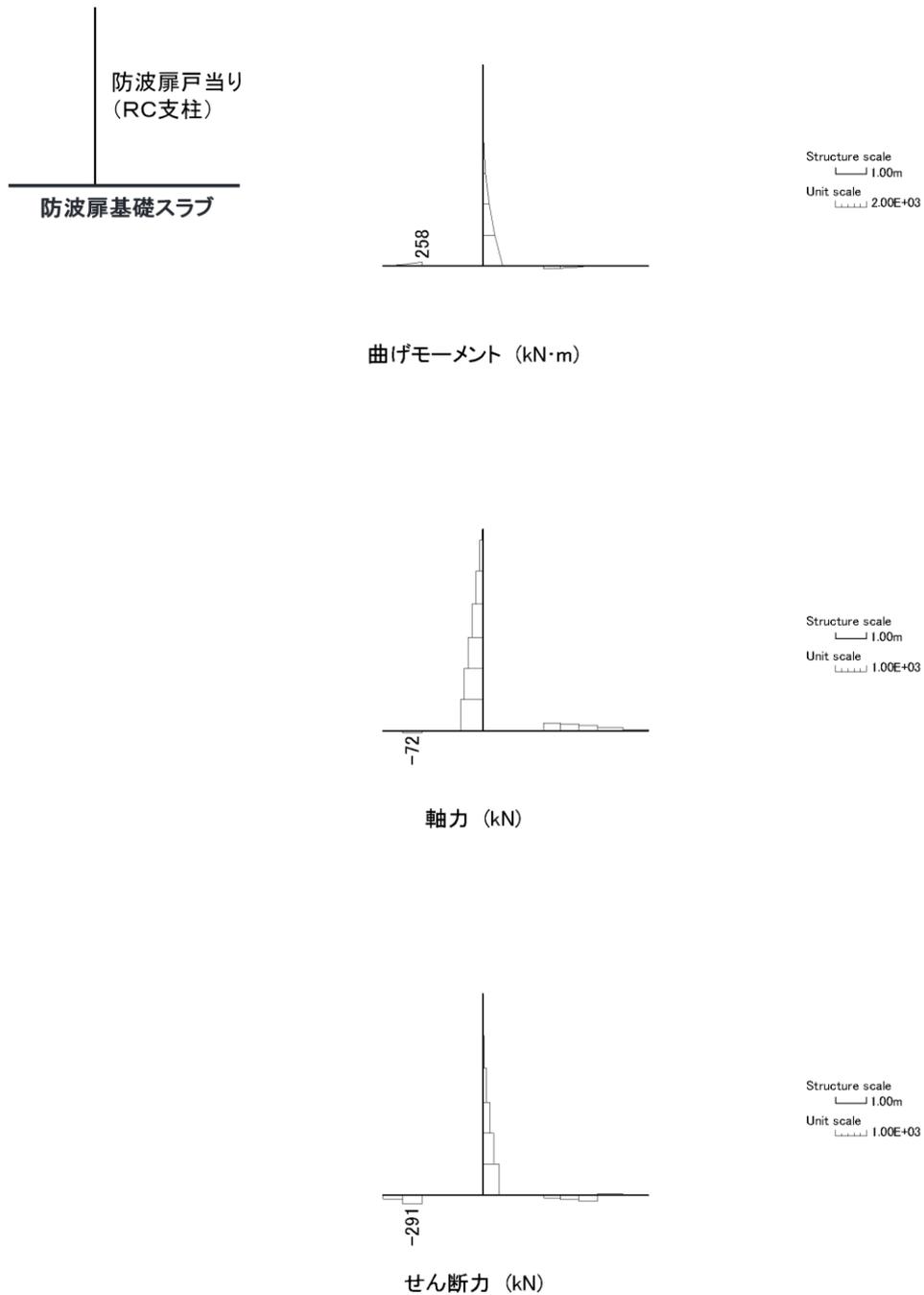
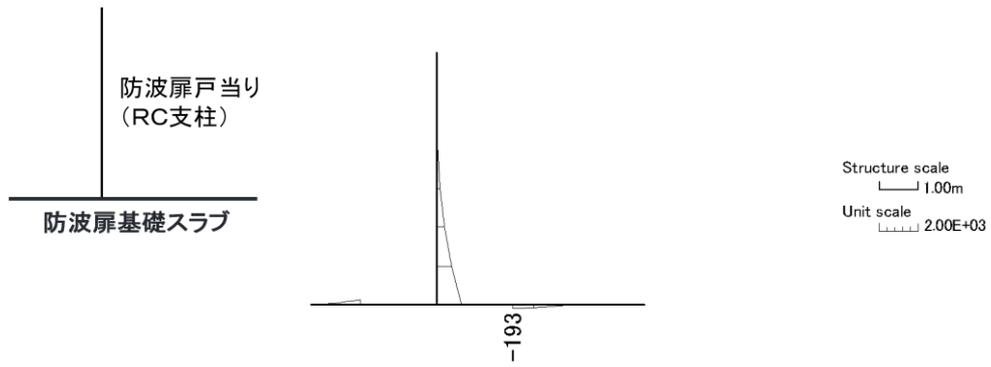
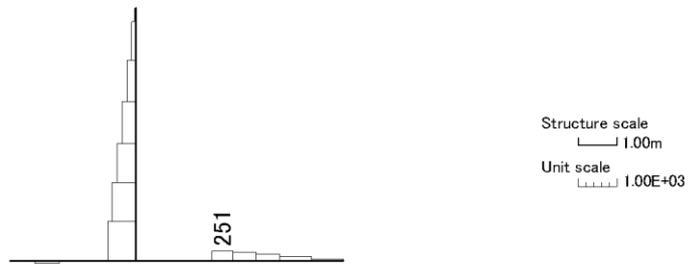


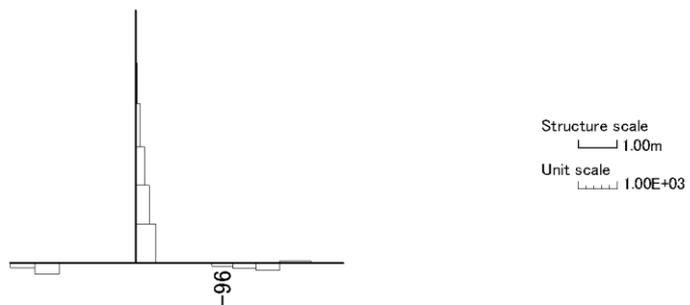
図 5.1-2(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査及びせん断力照査における断面力



曲げモーメント (kN·m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.1-2(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における断面力

表 5.1-3(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | 258 | -72 | 0.7 | 13.5 | 0.050 |

表 5.1-3(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | -193 | 251 | 58 | 294 | 0.197 |

表 5.1-3(3) 防波扉基礎スラブのせん断力照査における照査値

| | 発生断面力 | せん断応力度 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----|--------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 (kN) | | | |
| 津波時 | 291 | 0.21 | 0.67 | 0.307 |

(4) 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 5.1-4 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が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1-4 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

| | 支圧応力度 σ_b (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²) | 照査値 σ_b / σ_{ab} |
|-----|--|---|---------------------------------|
| 津波時 | 11.5 | 18.0 | 0.640 |

(5) グラウンドアンカ

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 5.1-5 に示す。

この結果から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 5.1-5 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

| | 発生アンカー力 T (kN) | テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN) | 照査値 T/T _{ab} |
|-----|-------------------|--|--------------------------|
| 津波時 | 1651 | 2076 | 0.796 |

(6) 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 5.1-6 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 5.1-3 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 5.1-6 改良地盤のすべり安全率評価結果

| | 最小すべり安全率 |
|-----|----------|
| 津波時 | 8.23 |

- 引張強度に達した要素
- せん断強度に達した要素
- $1.0 \leq \text{値} < 1.2$
- $1.2 \leq \text{値}$
- 最小すべり安全率となるすべり線

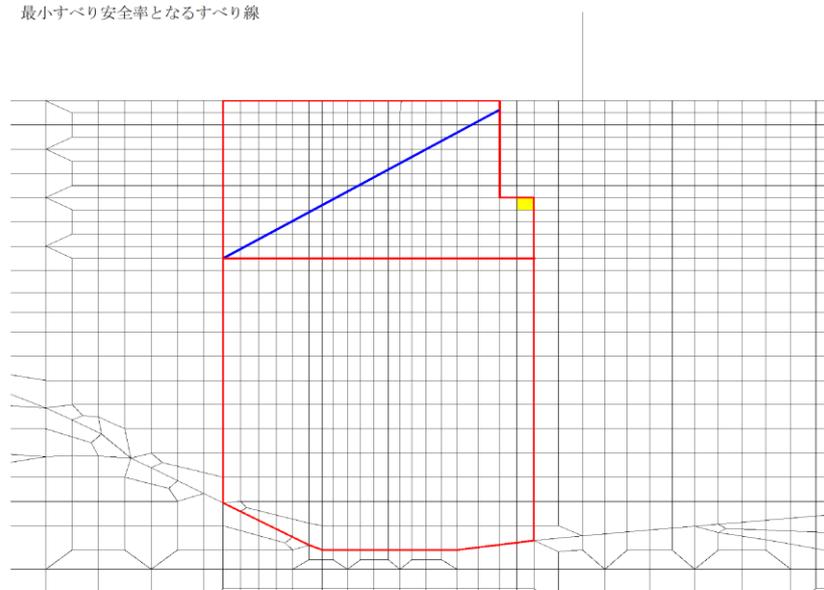


図 5.1-3 改良地盤の局所安全係数分布

(7) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.1-7 に、支持地盤の接地圧分布を図 5.1-4 に示す。

防波扉の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.1-7(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

| | 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----|---------------------------------|---|---------------------------|
| 津波時 | 0.3 | 1.4 | 0.239 |

表 5.1-7(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

| | 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----|---------------------------------|---|---------------------------|
| 津波時 | 0.5 | 9.8 | 0.051 |

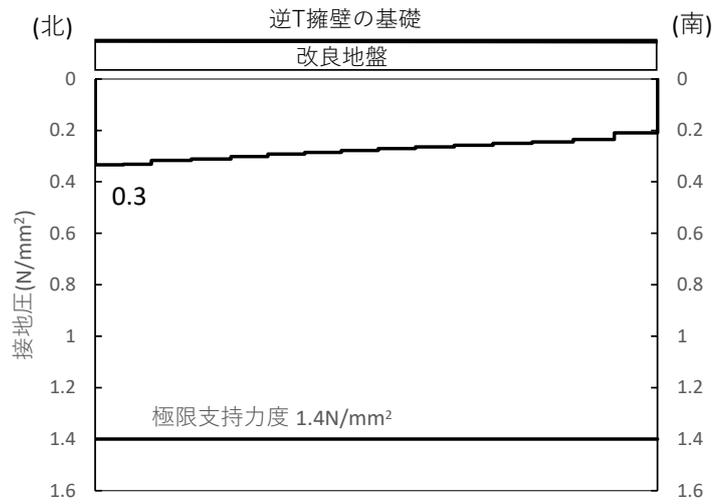


図 5.1-4(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

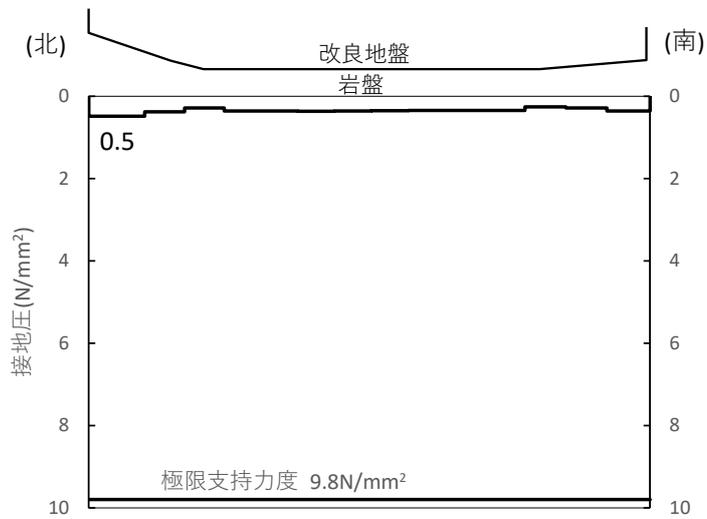


図 5.1-4(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

5.2 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）の主部材及び戸当りの照査結果を表 5.2-1 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2-1 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

| 部材 | | 材質 | 種別 | 応力度 (a) | 許容 限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|--------------------------|---------------|---------|--------------------------------|------------|-----------------|--------------|
| 漂流物 対策工 (鋼製 扉体) | 主横桁 | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 348 | 525 | 0.663 |
| | | SM570 | せん断応力度 (N/mm ²) | 114 | 193 | 0.591 |
| | 主横桁 (船首衝突) | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 296 | 525 | 0.564 |
| | | SM570 | せん断応力度 (N/mm ²) | 70 | 193 | 0.363 |
| | 張出桁 | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 34 | 525 | 0.065 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 23 | 303 | 0.076 |
| | 補助縦桁 | SM570 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 21 | 306 | 0.069 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 46 | 193 | 0.239 |
| | 端縦桁 | SM570 | 圧縮応力度 (N/mm ²) | 280 | 337 | 0.831 |
| | 支圧板 | SUS304 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 21 | 225 | 0.094 |
| | 戸当り（腹板） | SM400 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 118 | 270 | 0.438 |
| | 戸当り（底面フランジ） | SBHS700 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 371 | 525 | 0.707 |
| | 戸当り（コンクリート） | Fc24 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 2.2 | 8.8 | 0.250 |
| | | | せん断応力度 (N/mm ²) | 0.52 | 0.60 | 0.867 |

(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) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.2-1 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.2-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

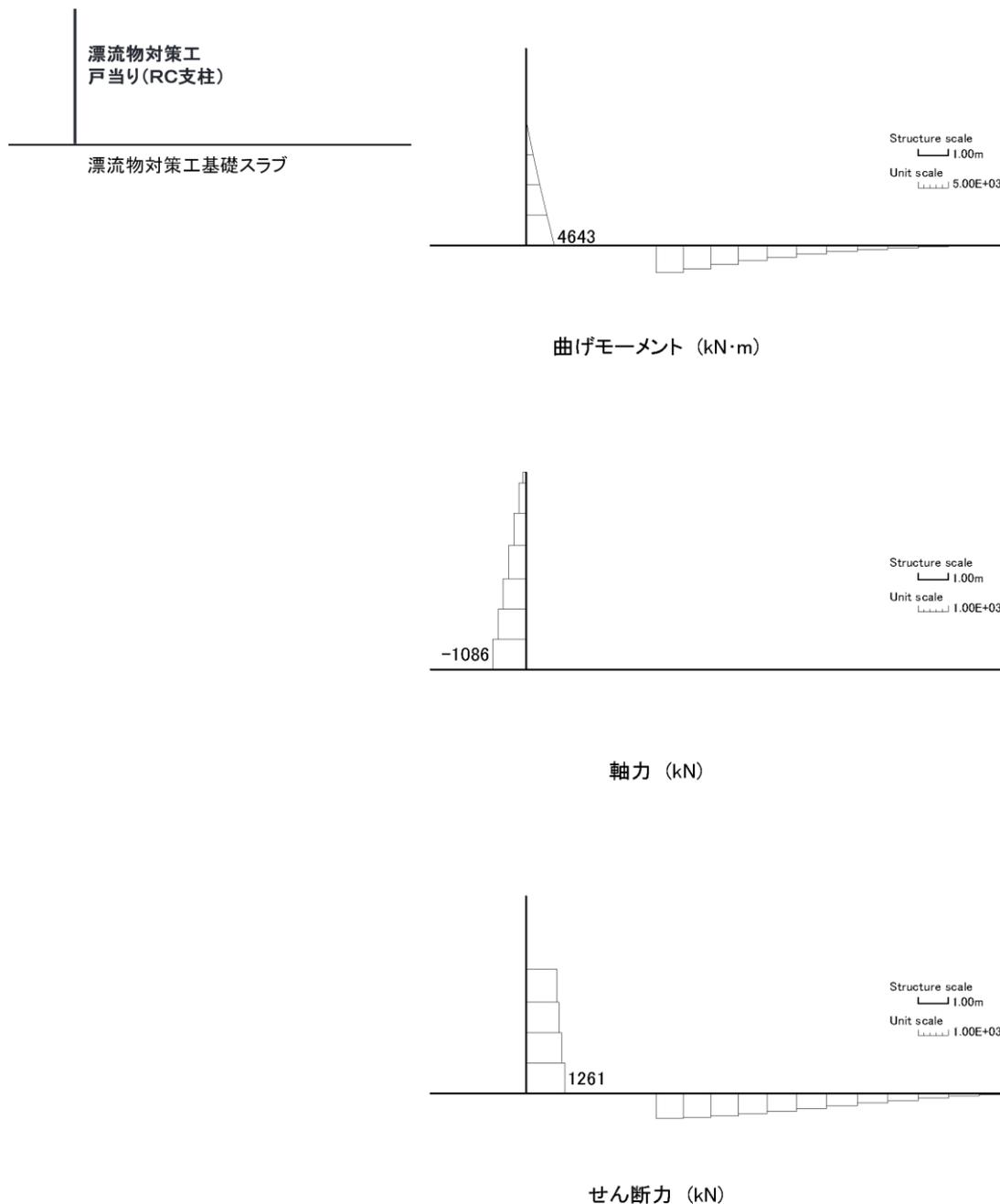


図 5.2-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5.2-2(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | 4643 | -1086 | 1.4 | 21.0 | 0.069 |

表 5.2-2(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | 4643 | -1086 | 33 | 294 | 0.113 |

表 5.2-2(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のせん断力照査における照査値

| | 発生断面力 | せん断応力度 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----|--------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 (kN) | | | |
| 津波時 | 1261 | 0.43 | 0.82 | 0.521 |

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.2-2 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.2-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

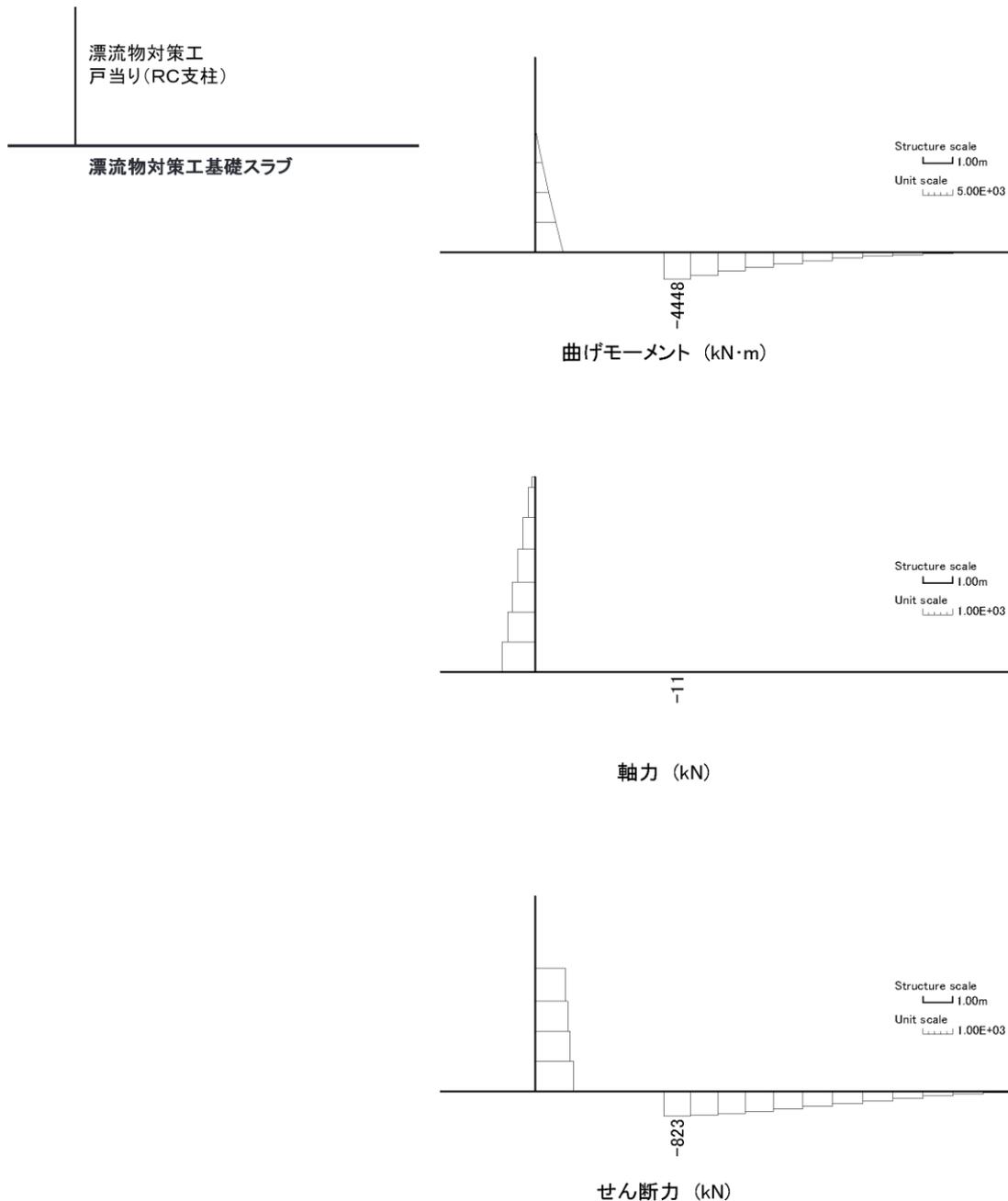


図 5.2-2(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5.2-3(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | -4448 | -11 | 1.8 | 21.0 | 0.088 |

表 5.2-3(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

| | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|-----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| 津波時 | -4448 | -11 | 69 | 294 | 0.234 |

表 5.2-3(3) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における照査値

| | 発生断面力 | せん断応力度 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-----|--------------|---|---|-----------------------------|
| | せん断力 (kN) | | | |
| 津波時 | 823 | 0.26 | 0.82 | 0.317 |

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.2-4 に、最大接地圧分布を図 5.2-3 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 5.2-4(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

| | 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----|---------------------------------|---|---------------------------|
| 津波時 | 0.6 | 18.0 | 0.034 |

表 5.2-4(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

| | 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----|---------------------------------|---|---------------------------|
| 津波時 | 0.3 | 1.4 | 0.203 |

表 5.2-4(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

| | 最大接地圧 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|-----|---------------------------------|---|---------------------------|
| 津波時 | 0.7 | 9.8 | 0.071 |

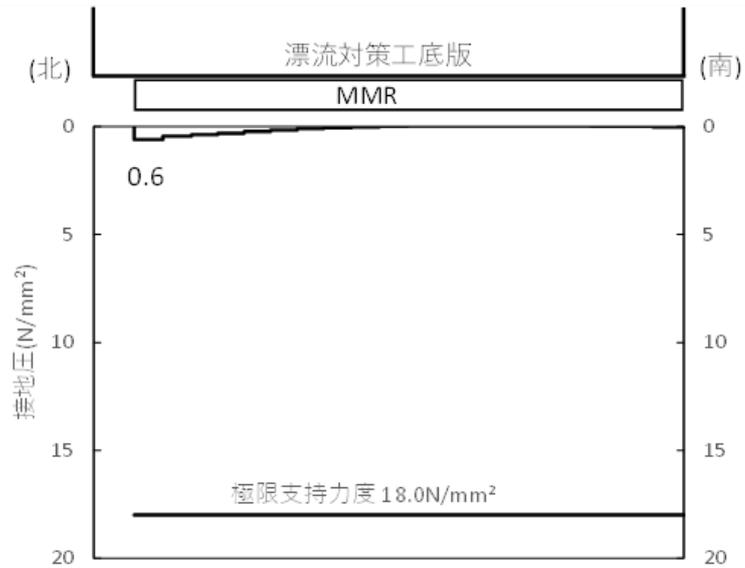


図 5.2-3(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)

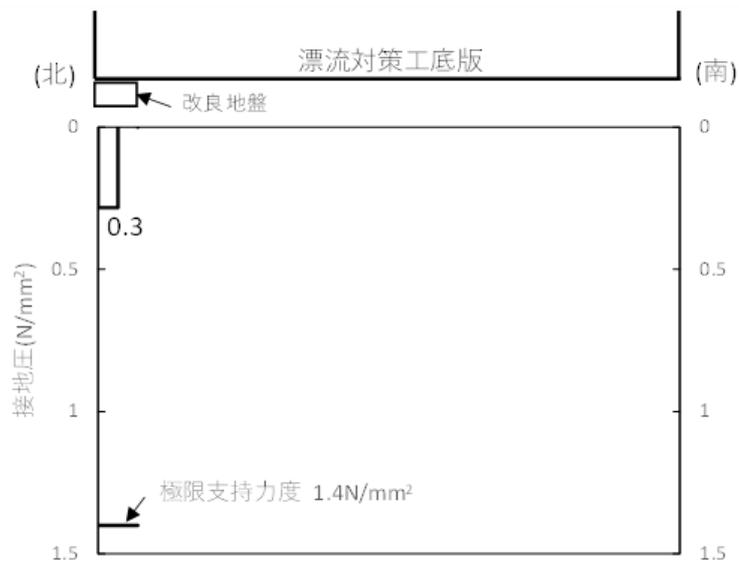


図 5.2-3(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)

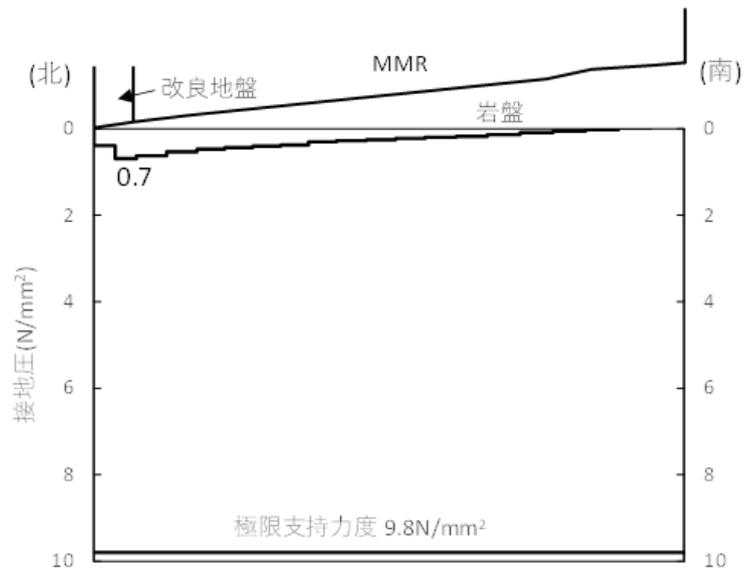


図 5.2-3(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤)

(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

1. 概要

津波防護施設のうち，防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）については，これまで設置していた大型の防波扉を小型の防波扉に変更し，漂流物として船舶が防波扉に直接衝突しない構造へ変更する。

また，大型の防波扉が設置されていた区間の一部を閉塞するにあたっては，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の他断面と同様に，多重鋼管杭を設置しコンクリートで被覆する構造とする。

防波壁通路防波扉の位置図を図1-1に，構造変更（小型化）に伴う開口部の前後比較を表1-1に，変更後の防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の概要図を図1-2～3に示す。

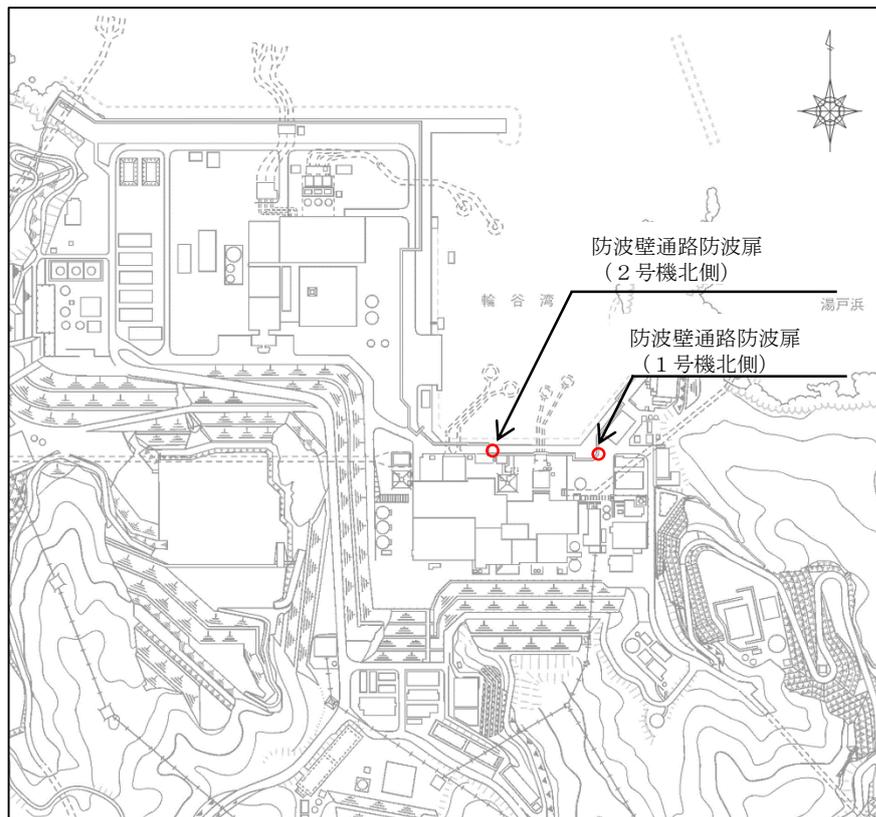


図1-1 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）位置図

(参考) 1-1

表 1-1 構造変更（小型化）に伴う開口部の前後比較

| | 変更前 | 変更後（小型化） |
|------------|-----|----------|
| 防波扉（1号機北側） | | |
| 防波扉（2号機北側） | | |

: 防波壁躯体開口部

(参考) 1-2

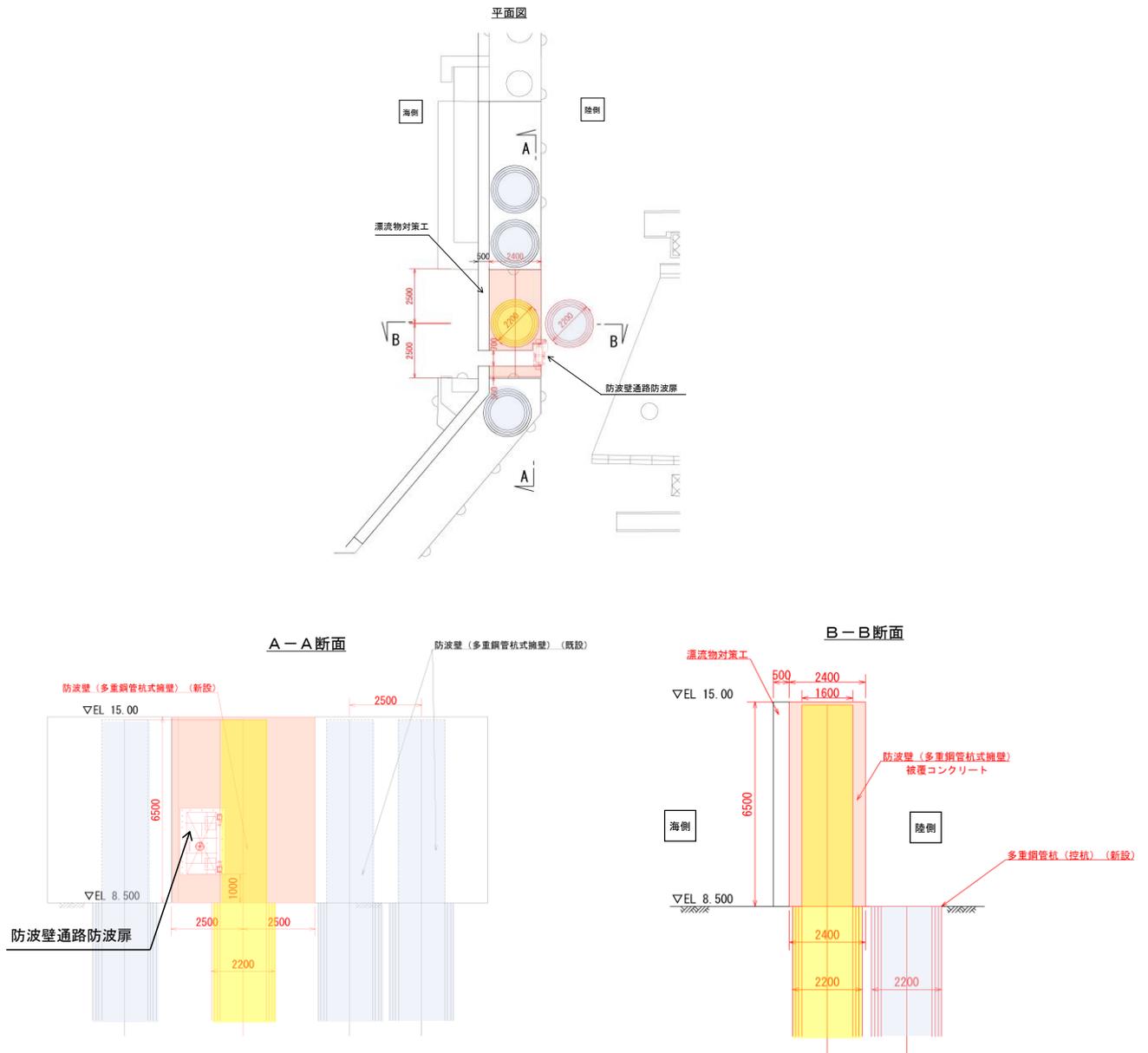
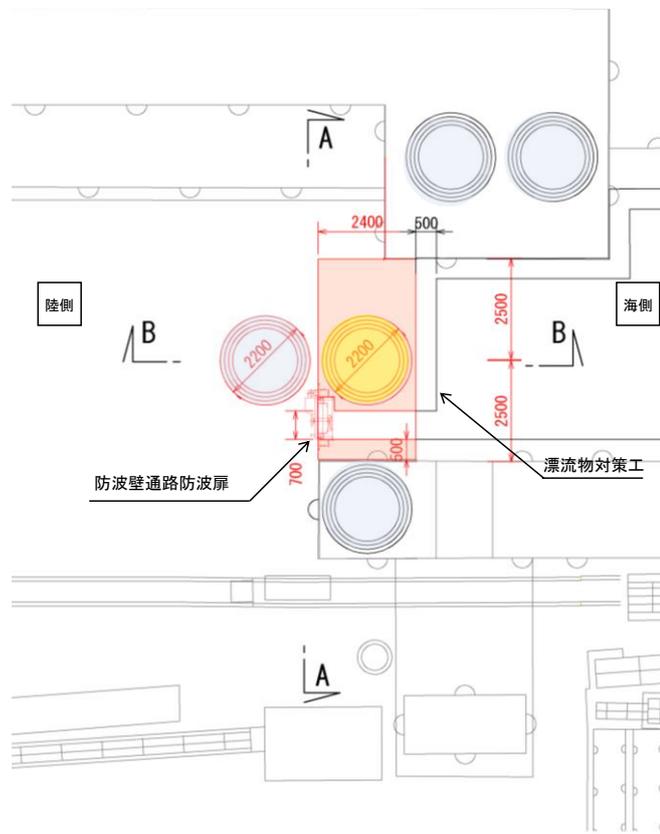


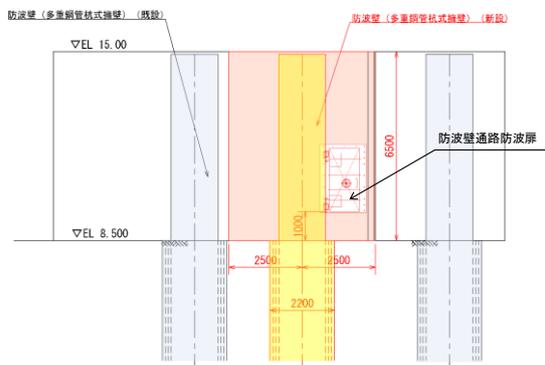
図 1-2 防波壁通路防波扉（1号機北側） 概要図

(参考) 1-3

平面図



A-A断面



B-B断面

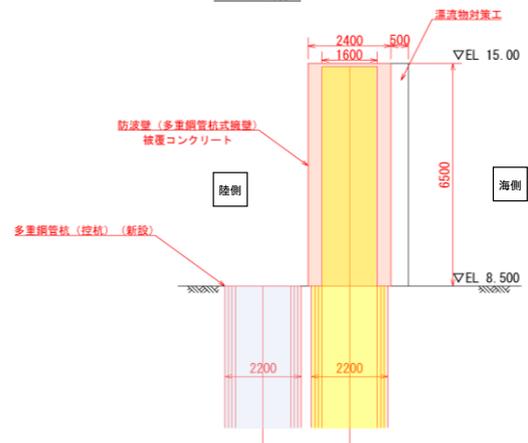


図 1-3 防波壁通路防波扉 (2号機北側) 概要図

(参考) 1-4

2. 多重鋼管杭の追加及び防波壁通路防波扉の開口補強の考え方

大型の防波扉が設置されていた区間の一部を閉塞するにあたっては、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の他断面と同様に、多重鋼管杭を設置しコンクリートで被覆する構造とする。多重鋼管杭は、取水路横断部と同様に海側，陸側に2本配置する。（図1-2，図1-3）

防波壁通路防波扉の開口補強として、開口部を設けるために配置できなくなった鉄筋と同等以上の鉄筋を周囲に配置する。開口補強は、「コンクリート標準示方書」（2002年）の「開口部周辺の補強」の考え方に従う。（図2-1）

開口補強に伴う配筋図を図2-2に示す。

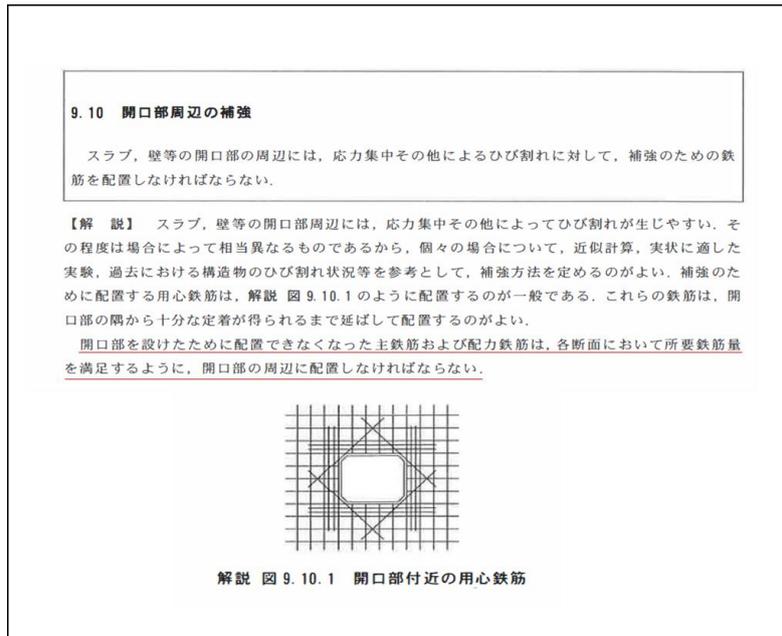


図 2-1 開口部周辺の補強（「コンクリート標準示方書」（2002 年）より抜粋）

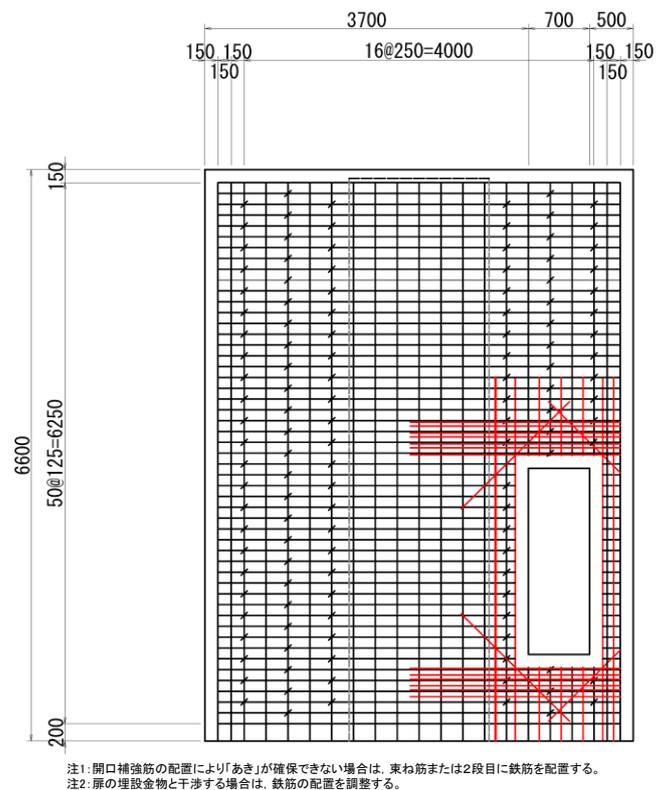


図 2-2 開口補強に伴う配筋図

(参考) 1-6

(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

1. 概要

本資料は、防波扉（荷揚場南）に隣接する受枠（RC支柱）が、上位クラス施設である防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波扉（荷揚場南）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。受枠（RC支柱）は、扉開時において、一時的に防波扉（鋼製扉体）を支持するものであり、津波時に浸水防護の役割に期待するものではない。また、受枠（RC支柱）は、その構造寸法（支柱幅約 3m に対して、開口幅約 1.3m）から防波扉（鋼製扉体）に対して、波及的影響を及ぼさない。

地震時については、防波扉（荷揚場南）の基準地震動 S_s を用いた地震応答解析から設計用震度を設定し、構造部材の健全性評価を実施することにより、防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）が十分な構造強度を有することを確認する。

防波壁より海側に設置されていることから津波時の評価を示す。津波時については、入力津波を用いた朝倉式から津波荷重を設定し、構造部材の健全性評価を実施することにより、防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）が十分な構造強度を有することを確認する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の設置位置を図 2-1 に、構造概要を図 2-2 に、受枠（RC支柱）の配筋図を図 2-3 に、防波扉（荷揚場南）の基礎スラブの配筋図を図 2-4 に示す。

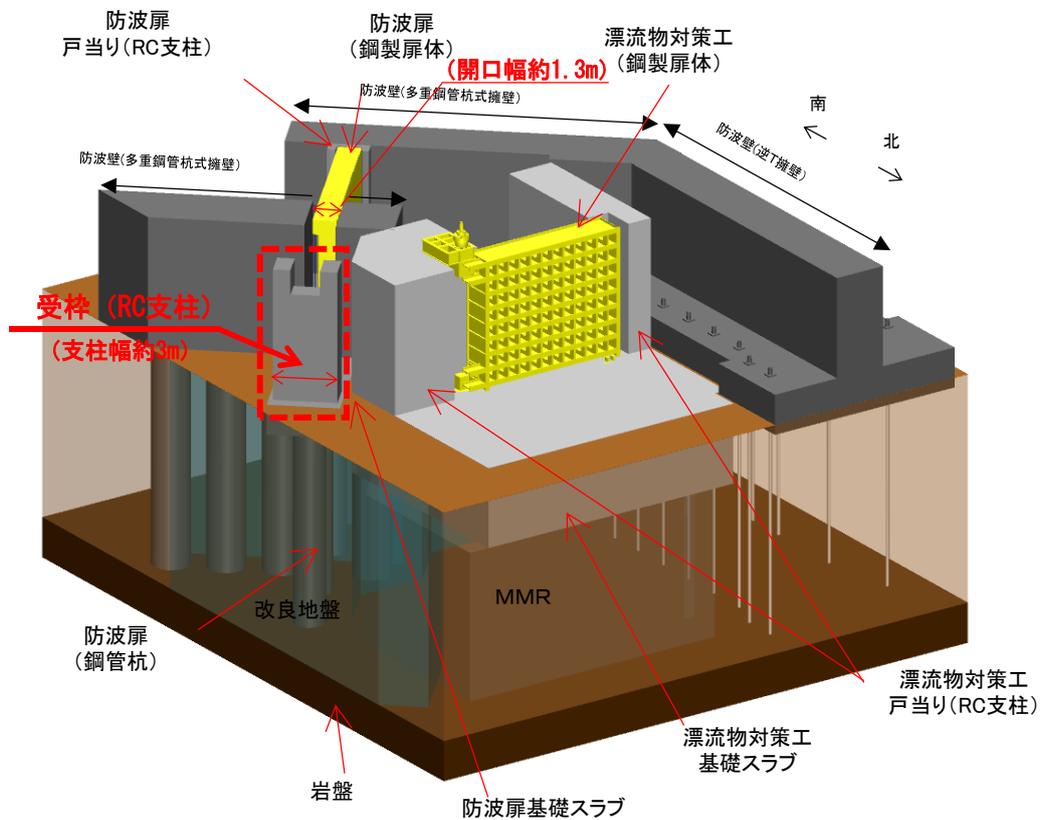
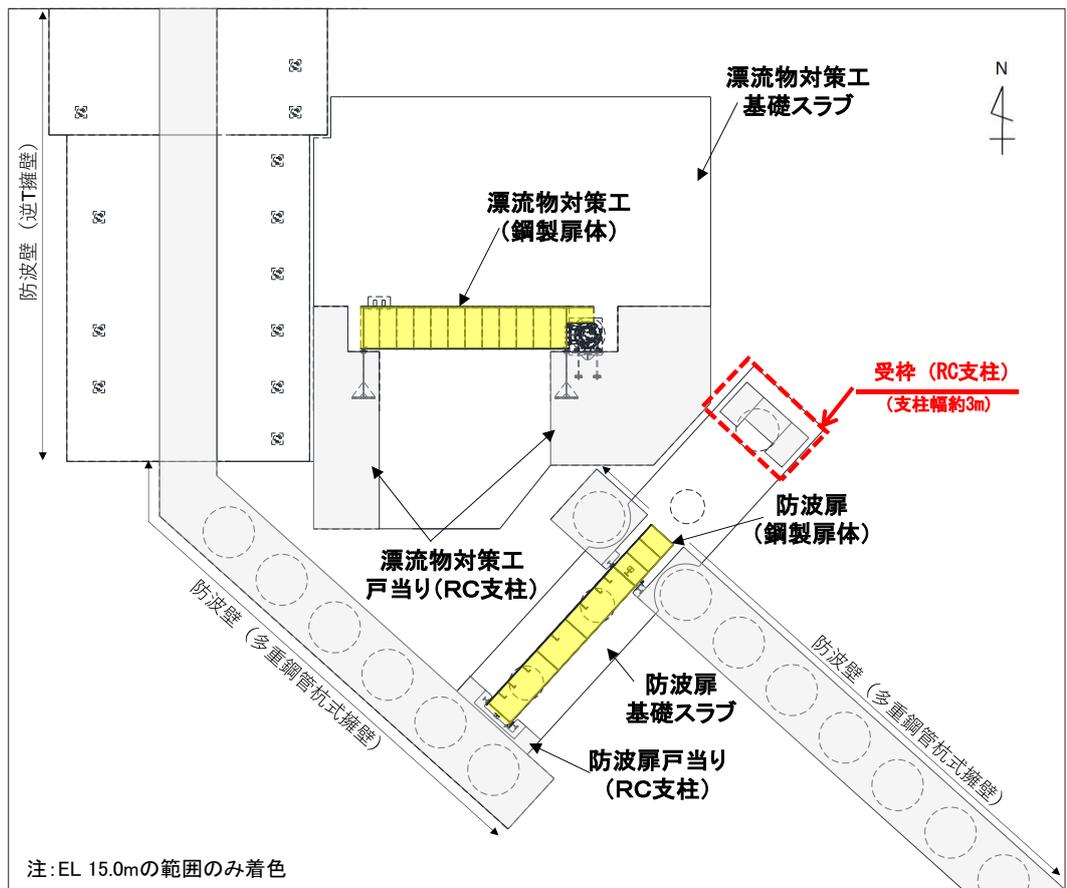


図 2-1 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) の設置位置

(参考) 2-2

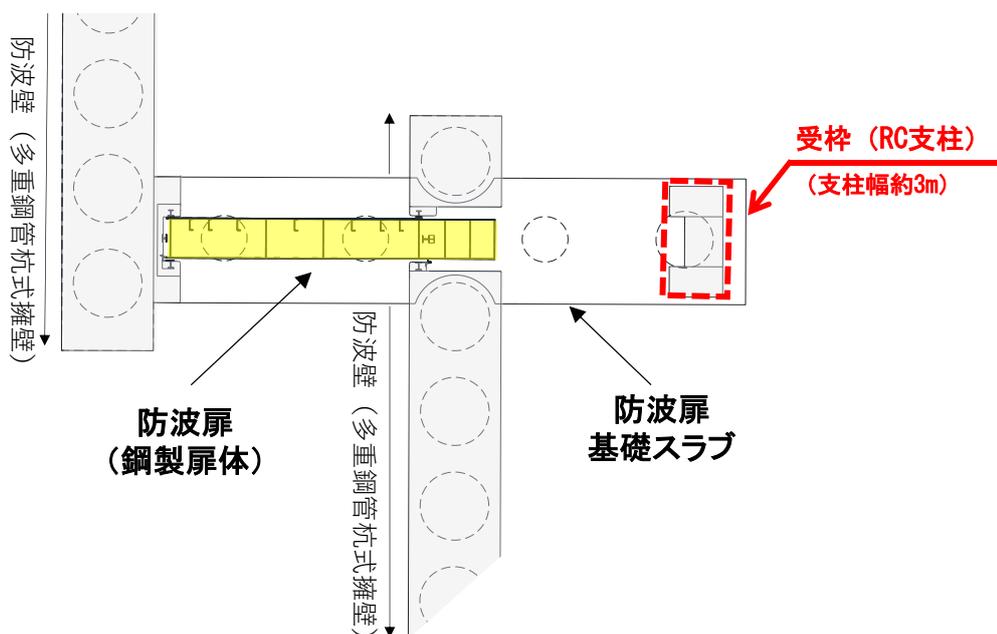
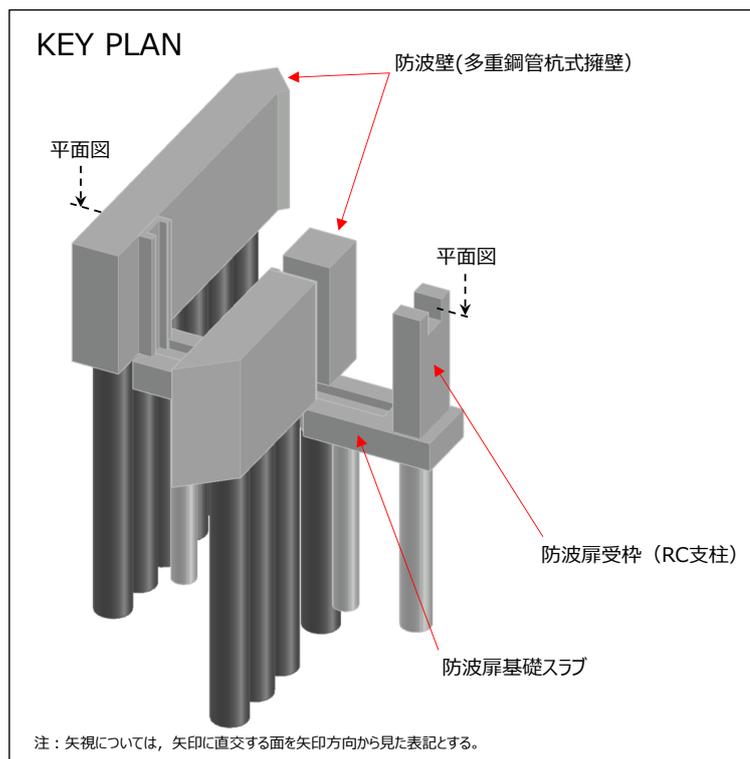


図 2-2 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) の構造概要 (平面図)

(参考) 2-3

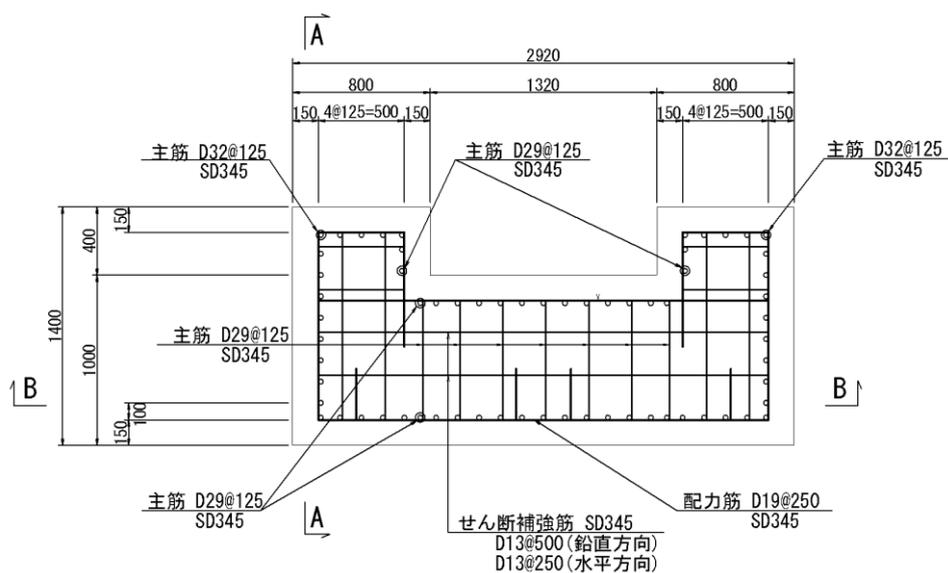
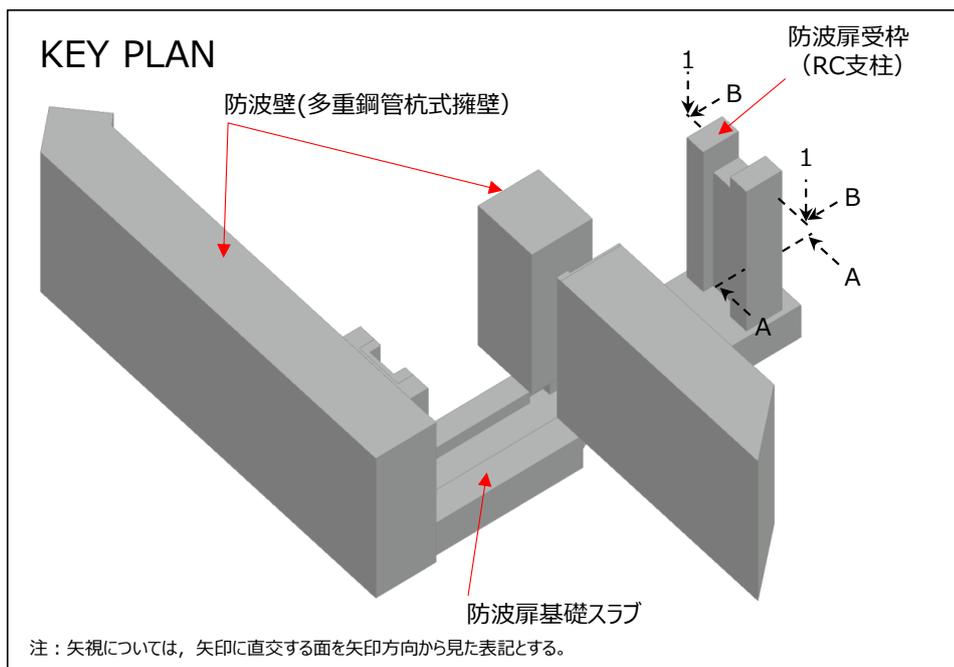


図 2-3 (1) 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) の配筋図 (1-1 断面)

(参考) 2-4

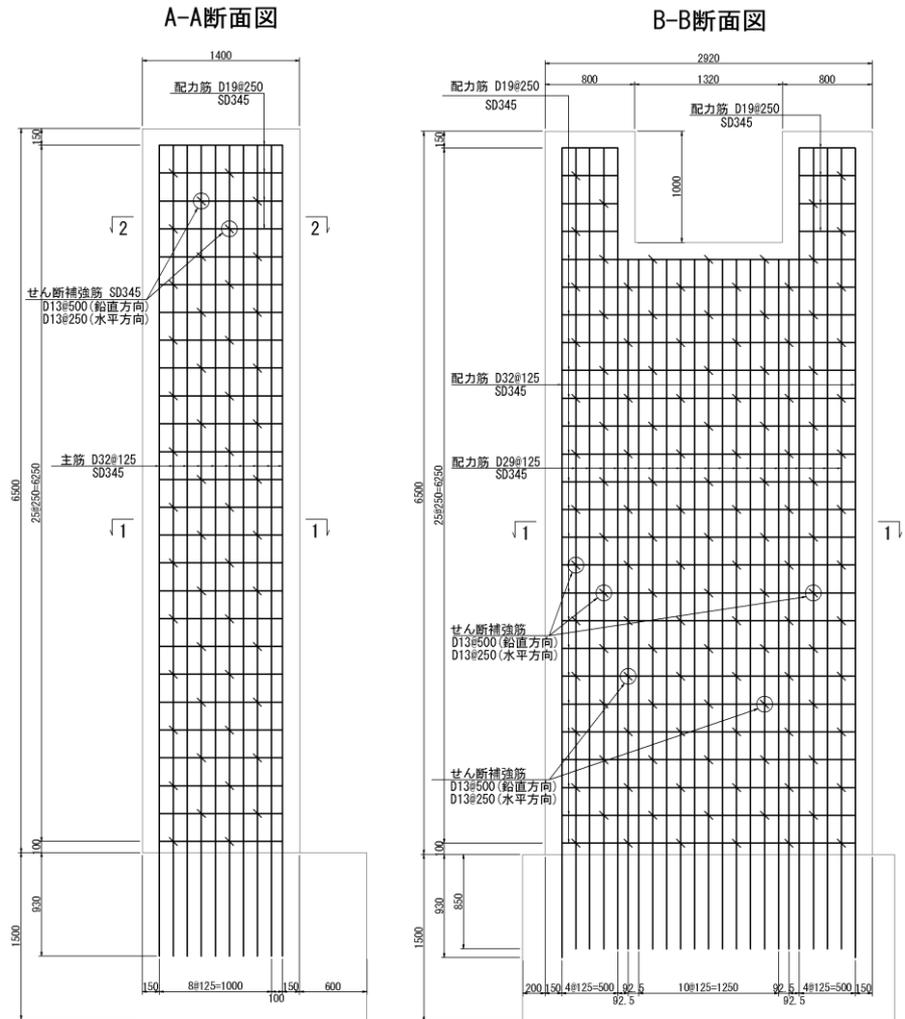


図 2-3 (2) 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC 支柱) の配筋図 (A-A 断面, B-B 断面)

(参考) 2-5

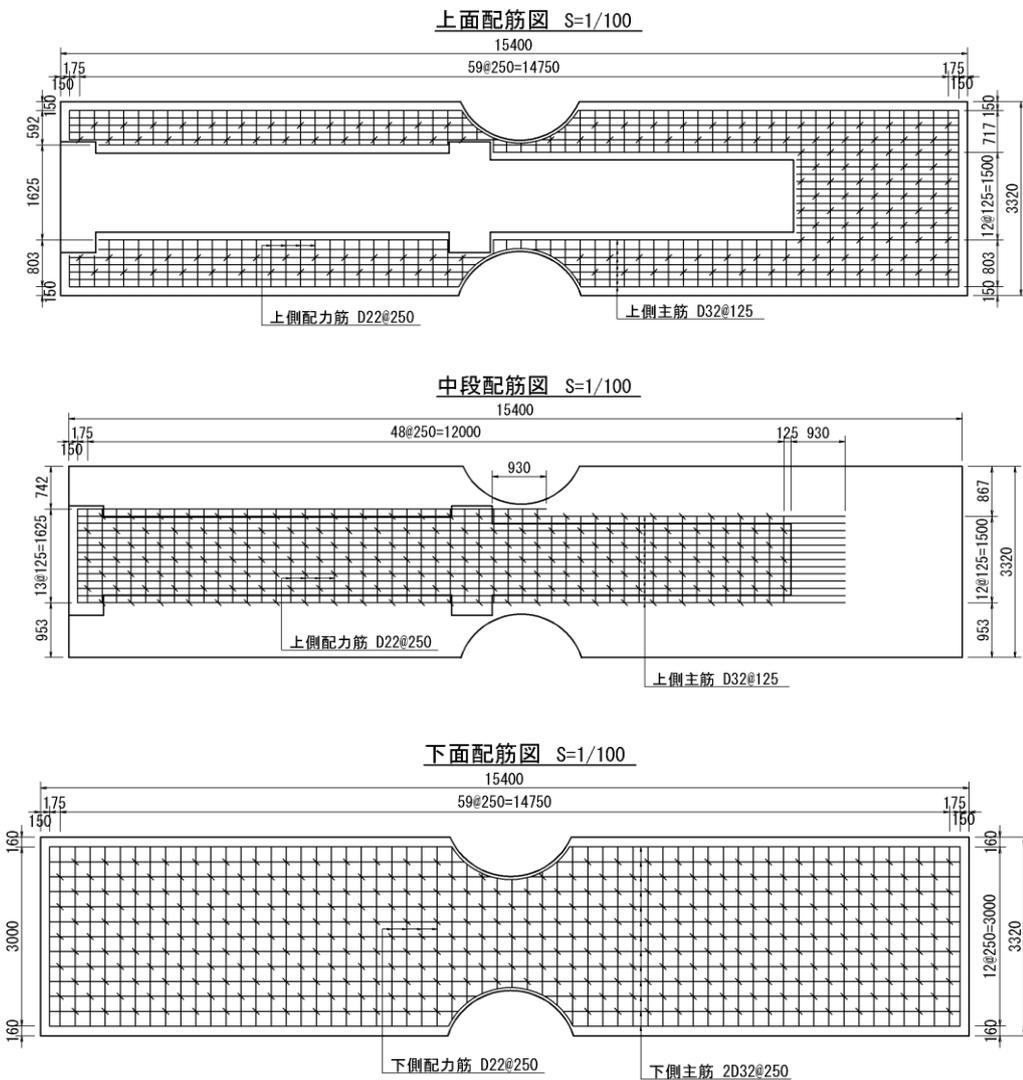
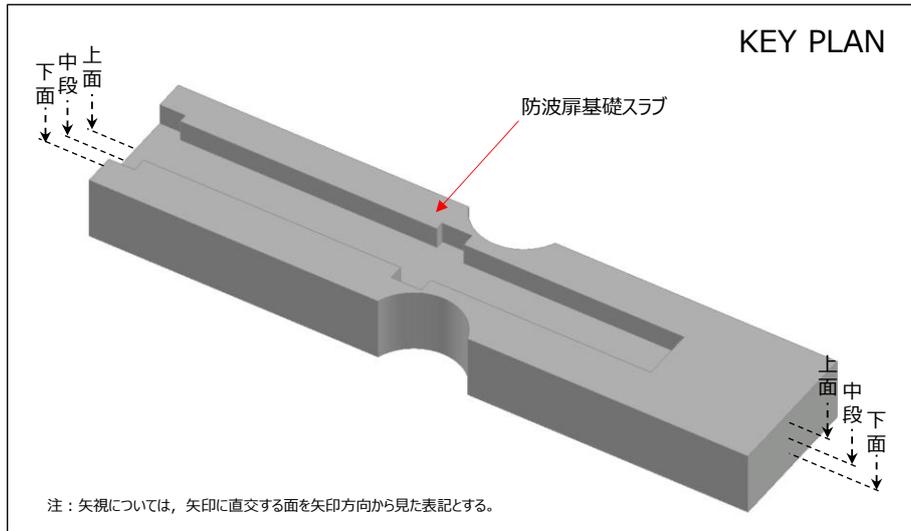


図 2-4(1) 防波扉（荷揚場南）基礎スラブ配筋図

(参考) 2-6

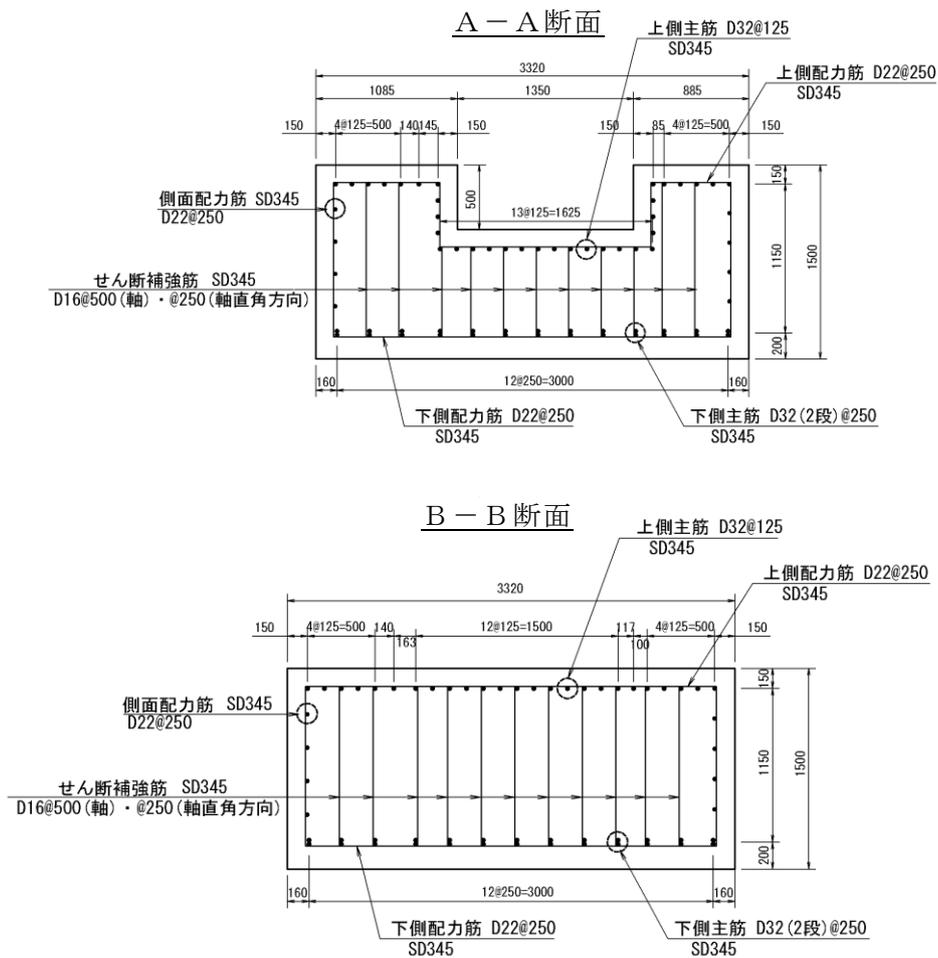
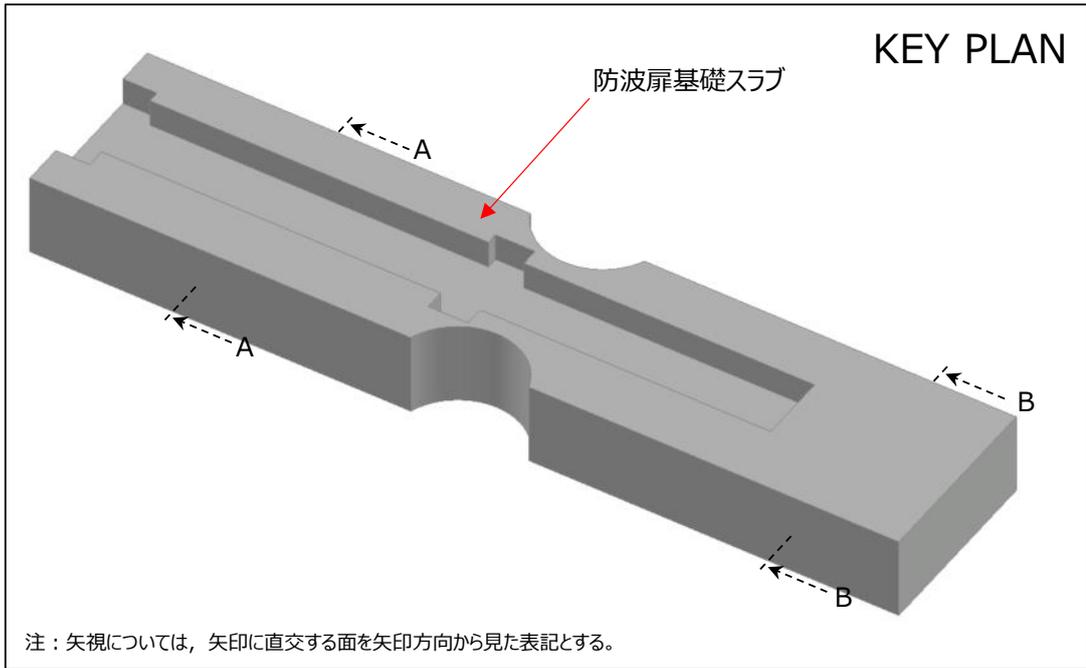


図 2-4 (2) 防波扉 (荷揚場南) 基礎スラブ配筋図

(参考) 2-7

3 評価方針

3.1 耐震評価方針

防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐震評価は、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、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等が許容限界内に収まることを確認する。確認結果を「5. 評価結果」にて示す。

耐震評価フローを図 3-1 に示す。

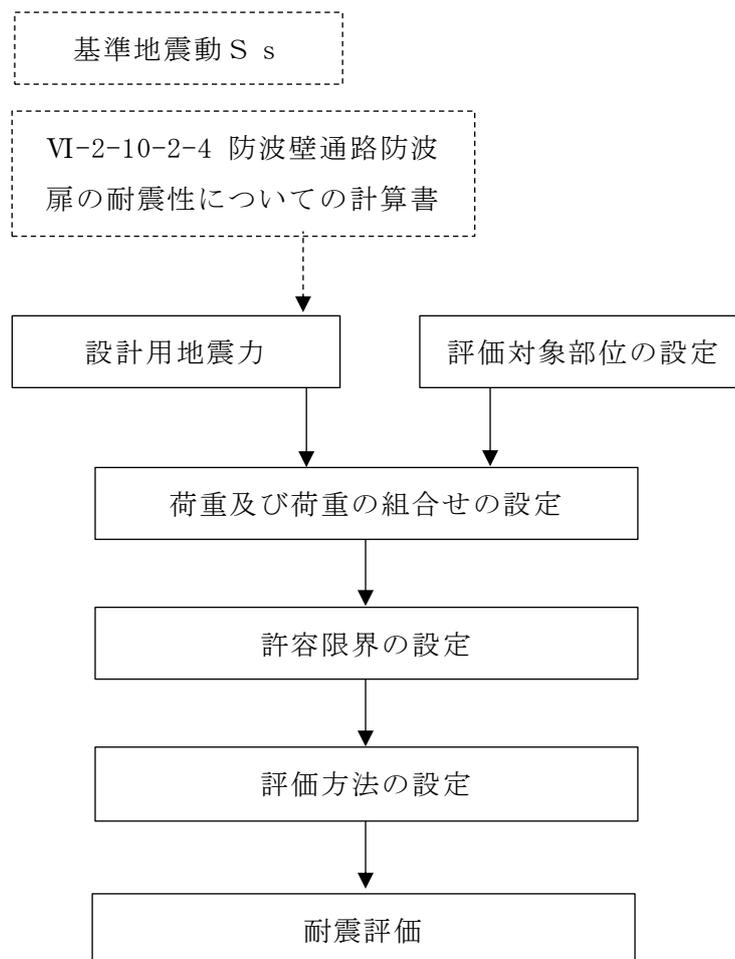


図 3-1 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐震評価フロー

3.2 耐津波評価方針

防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐津波評価は、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、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、津波荷重等により算出した応力等が許容限界内に収まることを確認する。確認結果を「5. 評価結果」にて示す。

耐津波評価フローを図 3—2 に示す。

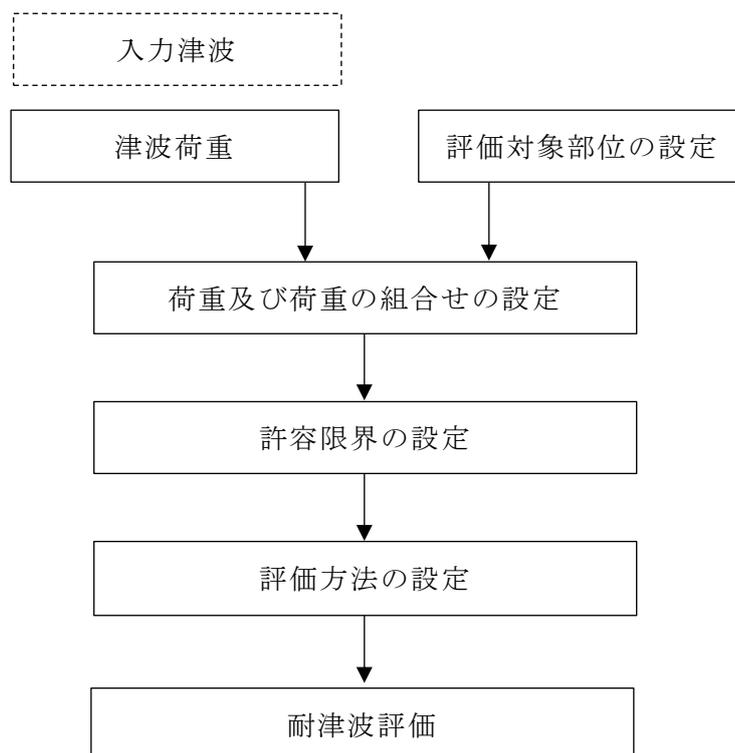


図 3—2 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐津波評価フロー

3.3 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（土木学会，2002）

4. 評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は防波扉（荷揚場南）の受枠構造物の構造上の特徴を踏まえ選定する。
作用荷重により慣性力は、RC支柱から底盤に伝達されることから、評価対象部位をRC支柱及び底盤とする。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の自重を考慮する。

(2) 風荷重（P_k）

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

(3) 地震荷重（S_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。「4.5 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

S_s : 基準地震動S_sによる地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度 (G)

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) 遡上津波荷重（P_t）

遡上津波荷重については、受枠（RC支柱）前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし、津波水位と受枠（RC支柱）の設置高さの差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

4.2.2 荷重の組合せ

地震時の荷重の組合せを表 4-1 に、地震時の荷重の作用イメージを図 4-1 に示す。

津波時の荷重の組合せを表 4-2 に、津波時の荷重の作用イメージを図 4-2 に示す。

表 4-1 地震時の荷重の組合せ

| 外力の状態 | 荷重の組合せ |
|-----------|-----------------|
| 地震時 S_s | $G + P_k + S_s$ |

G : 固定荷重

P_k : 風荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

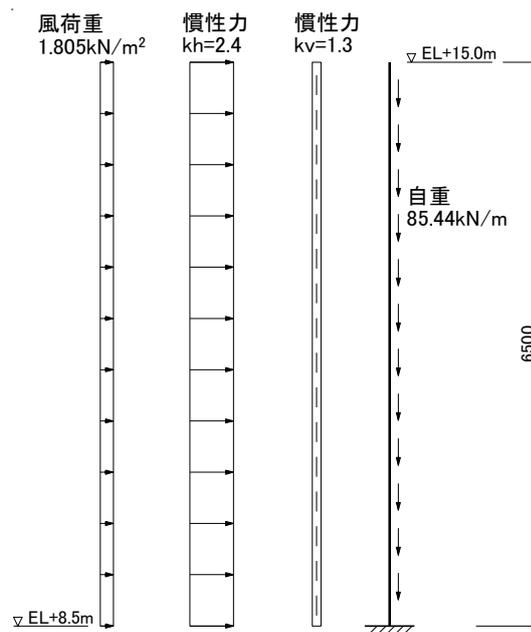


図 4-1 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の地震時の荷重の作用イメージ

表 4-2 津波時の荷重の組合せ

| 外力の状態 | 荷重の組合せ |
|-------|-----------------|
| 津波時 | $G + P_k + P_t$ |

G : 固定荷重
 P_k : 風荷重
 P_t : 遡上津波荷重

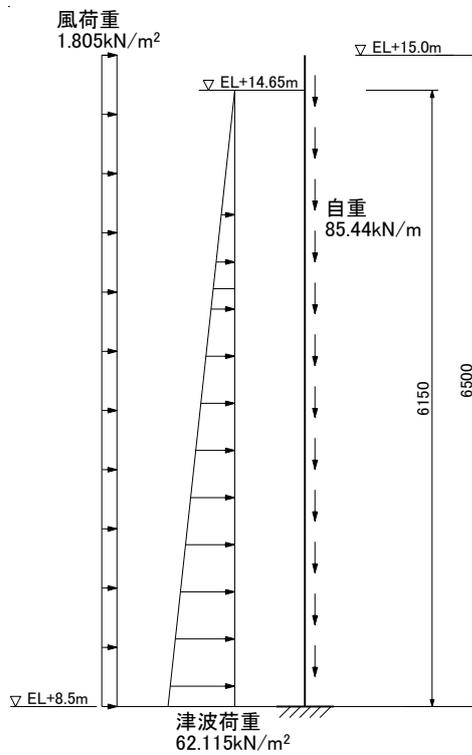


図 4-2 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の津波時の荷重の作用イメージ

(参考) 2-12

4.3 解析モデル

4.3.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の受枠構造物のRC支柱について、底盤基礎を固定端として水平荷重を受ける片持梁にモデル化して計算し、その発生応力が許容限界以下であることを確認する。

底盤基礎は、RC支柱の固定端に発生した曲げモーメントの回り込みについて、その発生応力が許容限界以下であることを確認する。RC支柱の解析の概要図を図4-3に示す。

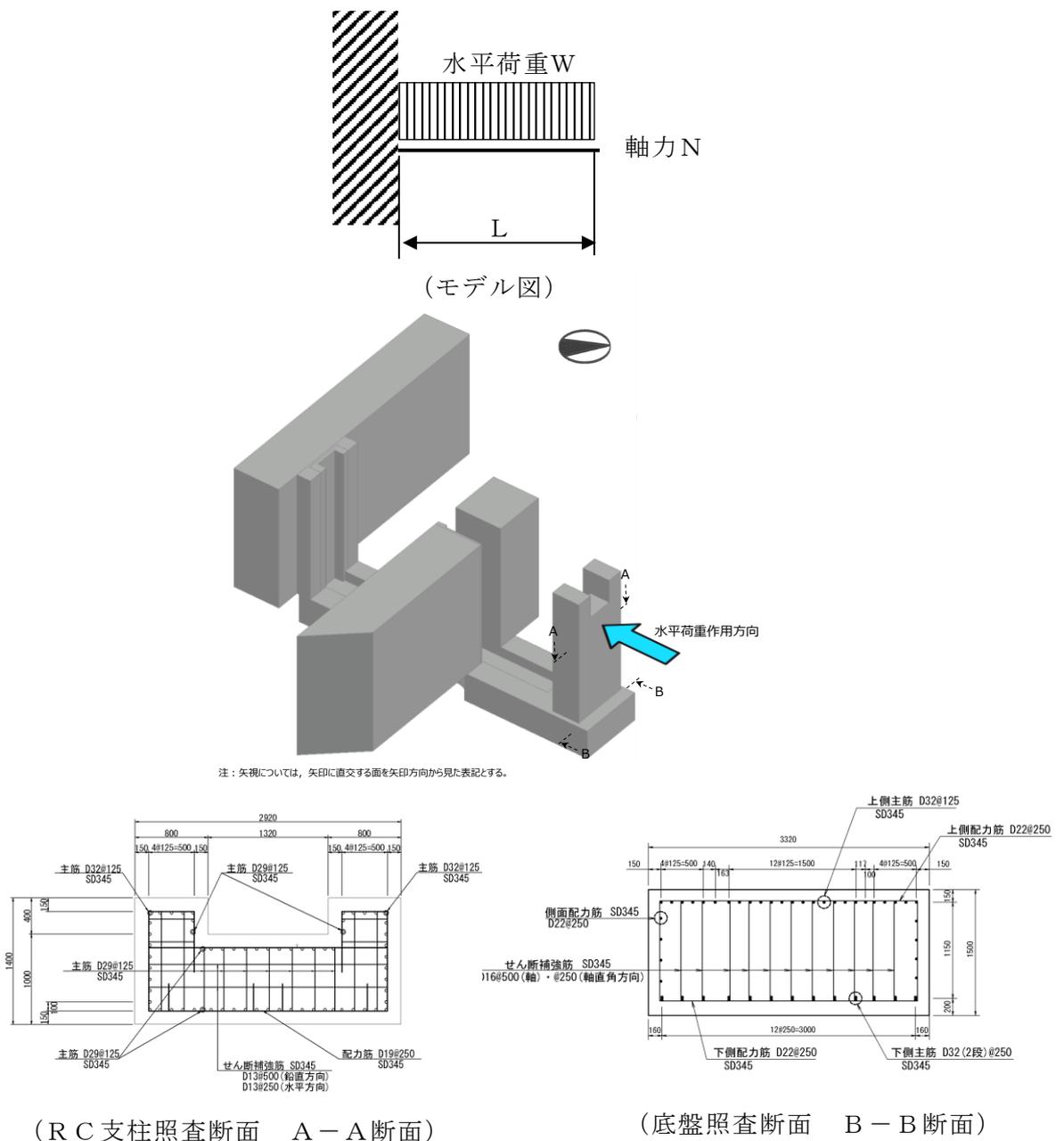


図4-3 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の解析概要図

(参考) 2-13

4.3.2 使用材料

防波扉（荷揚場南）の受枠構造物を構成するRC支柱及び底版の使用材料を表4-3に示す。

表4-3 使用材料

| 評価対象部位 | 材質 | 仕様 |
|--------|--------|----------------------------|
| RC支柱 | コンクリート | 設計基準強度：24N/mm ² |
| | 鉄筋 | SD345 |
| 底盤 | コンクリート | 設計基準強度：24N/mm ² |
| | 鉄筋 | SD345 |

4.4 許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ軸力に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」（土木学会，2002年）に基づき，短期許容応力度とする。表4-4に値を示す。

表4-4 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|------------------|----------------------------|-----|------------------------------|
| コンクリート (Fc24) | 許容曲げ圧縮 応力度 | 9 | 13.5 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張 応力度 | 196 | 294 |

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（RC支柱）のせん断破壊に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」（土木学会，2002年）に基づく許容せん断力とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで， V_a ：許容せん断耐力

$$V_{ca}：コンクリートが分担するせん断力 \quad (V_c = \tau_{aj} b_w j d / 2)$$

$$V_{sa}：せん断補強鉄筋が分担するせん断力 \quad (V_s = A_w \times \sigma_{sa} \times j \times d / s)$$

(参考) 2-14

4.5 設計用地震力

耐震計算に用いる設計震度は、防波扉（荷揚場南）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した表 4-5 の値とする。

表 4-5 設計用地震力

| 地震動 | 設置場所及び 設置高さ (m) | 地震による設計震度 | |
|-------------|------------------------|---------------|------------------|
| | | 水平方向 k_H | 鉛直方向 k_{UD} |
| 基準地震動 S_s | 防波扉（荷揚場南） : EL 8.5m | 2.4 | 1.3 |

4.6 評価方法

防波壁通路防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の評価は、算定した照査用応答値が「4.4 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。

構造強度を有することの確認については、鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、発生応力度及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値を表 5-1 に、せん断破壊に対する照査における照査値を表 5-2 に示す。

防波壁通路防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の発生応力度及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 5-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（地震時）

| 評価対象部位 | | 発生応力度 (N/mm ²) | 許容限界 (N/mm ²) | 発生応力度/ 許容限界 |
|--------|------------|-------------------------------|------------------------------|----------------|
| RC支柱 | σ_c | 9.2 | 13.5 | 0.682 |
| | σ_s | 266.0 | 294 | 0.905 |
| 底盤 | σ_c | 5.4 | 13.5 | 0.400 |
| | σ_s | 204.6 | 294 | 0.696 |

表 5-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（津波時）

| 評価対象部位 | | 発生応力度 (N/mm ²) | 許容限界 (N/mm ²) | 発生応力度/ 許容限界 |
|--------|------------|-------------------------------|------------------------------|----------------|
| RC支柱 | σ_c | 2.6 | 13.5 | 0.193 |
| | σ_s | 49.4 | 294 | 0.169 |
| 底盤 | σ_c | 1.5 | 13.5 | 0.112 |
| | σ_s | 57.8 | 294 | 0.197 |

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査値（地震時）

| 評価対象部位 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | せん断力/ 許容せん断力 |
|--------|--------------|----------------|-----------------|
| R C 支柱 | 1367 | 1626 | 0.841 |

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査値（津波時）

| 評価対象部位 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | せん断力/ 許容せん断力 |
|--------|--------------|----------------|-----------------|
| R C 支柱 | 592 | 1626 | 0.365 |

(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

1. 概要

防波扉（荷揚場南）を支持する鋼管杭は、その杭頭部を防波扉基礎スラブと剛結合する。杭頭部の照査として、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析に基づき、構造部材の健全性評価を実施する。

2. 評価方法

杭頭部の耐震評価は、「杭基礎設計便覧（日本道路協会，2007年制定）」に基づいて行う。「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」における基準地震動 S_s を用いた地震応答解析に基づき、鋼管杭（線形はり要素）上端の発生断面力を算定し、基礎スラブと鋼管杭の結合部について、押抜きせん断応力度、支圧応力度及び仮想鉄筋コンクリート断面の応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 2-1 に杭頭部配筋図を示す。

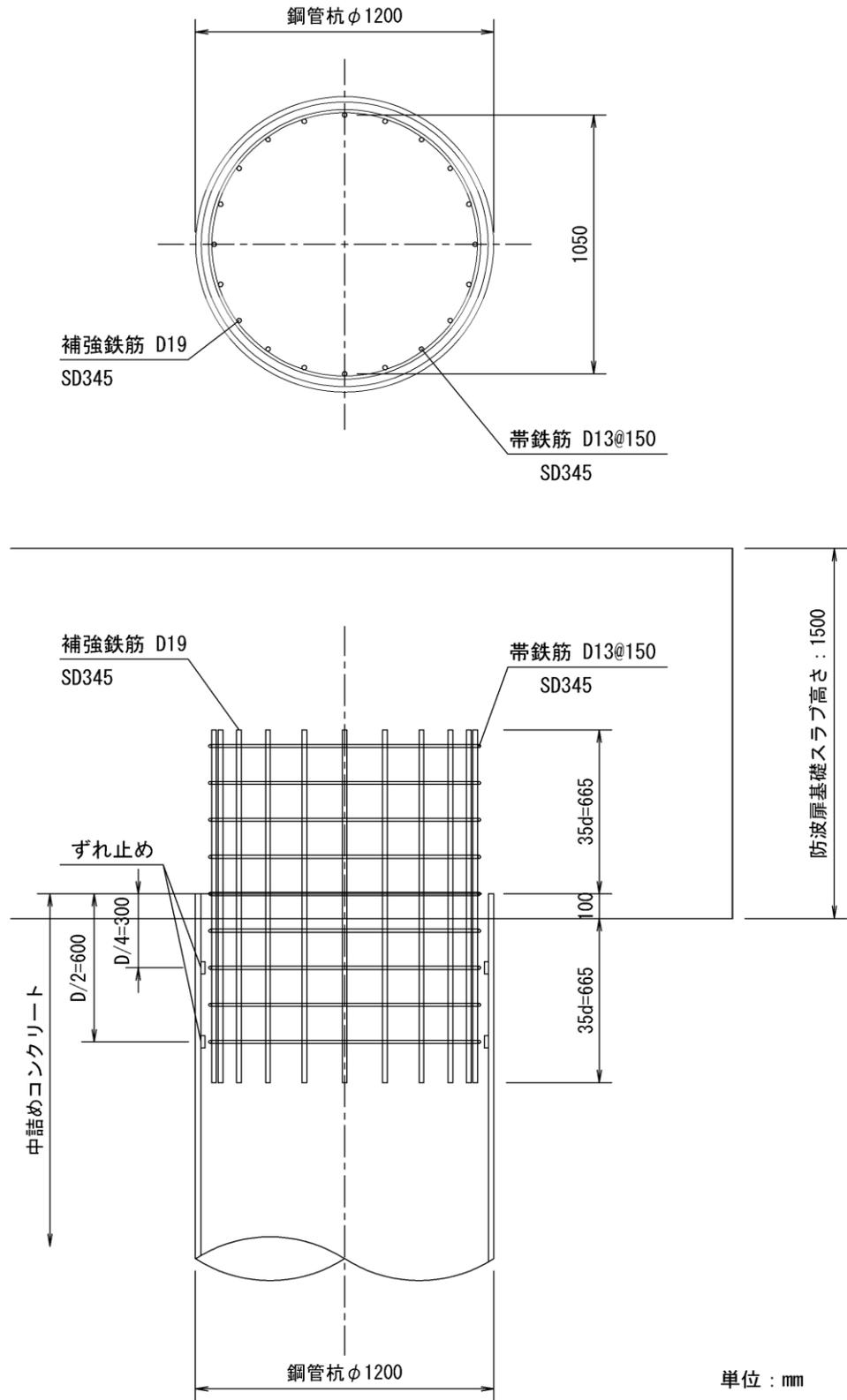


図 2-1 杭頭部配筋図

(参考) 3-2

2.1 許容限界

杭頭部の耐震評価における許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)」に基づき, 短期許容応力度とする。

表 2-1 に杭頭部の耐震評価における許容限界を示す。

表 2-1 杭頭部の耐震評価における許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|-------------------------|---|-------------------------|---------------------------------|
| | コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$) | 許容押抜きせん断応力度 τ_{a1} | 0.90 |
| 許容支圧応力度 σ_{ba} | | 7.2^{*1} | 10.8^{*2} |
| 許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} | | 9 | 13.5^{*2} |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ引張応力度 σ_{sa} | 196 | 294^{*2} |

注記*1: コンクリート標準示方書 p. 244 より支圧応力度の算出式 $\sigma_{ba}=0.3f_{ck}$ を用いて求める。

*2: 短期許容応力度は, コンクリート標準示方書より許容応力度に対し 1.5 倍の割増を考慮する。

2.2 断面照査

(1) 押し込み力に対する照査

鋼管杭の押し込み力に対する照査は、図 2-2 に示す垂直支圧応力 σ_{cv} 及び押し抜きせん断応力度 τ_v が許容限界以下であることを確認する。なお、杭頭結合部に作用する押し込み力は、地震応答解析における鋼管杭（線形はり要素）上端の最大軸力（圧縮）とする。押し込み力に対する照査図を図 2-3 に示す。

$$\sigma_{cv} = P / (\pi D^2 / 4)$$

$$\tau_v = P / \pi (D+h)h$$

ここに、

σ_{cv} : 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm²)

τ_v : 杭頭結合部に発生する垂直押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P : 杭頭結合部に作用する押し込み力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm) (=1198mm*)

h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高 (mm)
(=900mm)

注記* : 腐食代 1mm による断面の低減を考慮する。

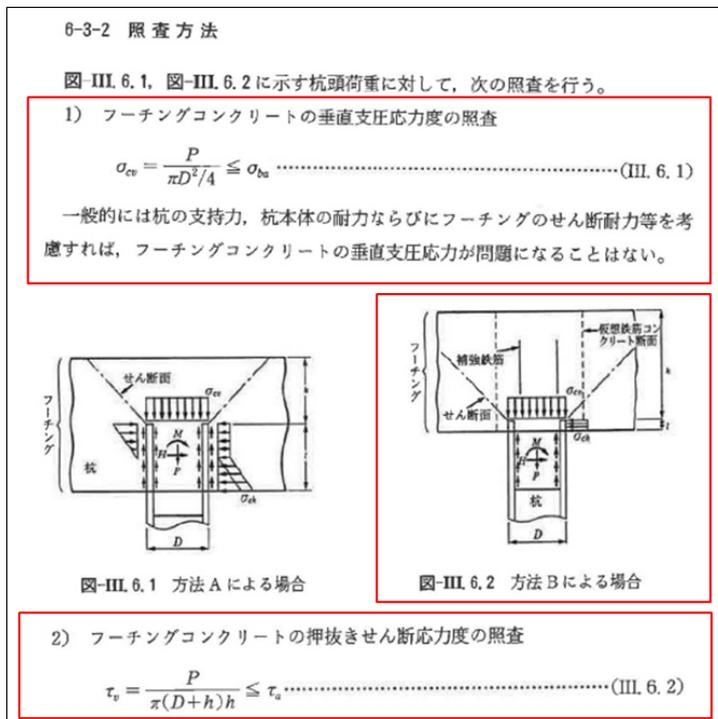


図 2-2 押し込み力に対する照査

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

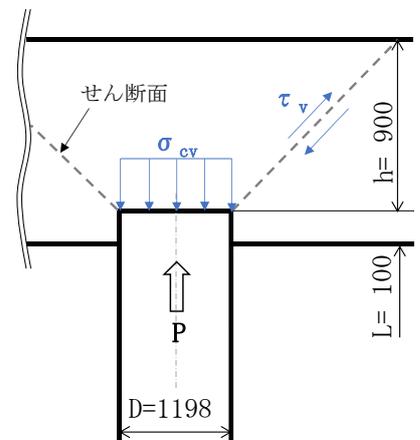


図 2-3 押し込み力に対する照査図

(2) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 2-4 に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力 τ_h が許容限界以下であることを確認する。なお、杭頭結合部に作用する水平力は、地震応答解析における鋼管杭（線形はり要素）上端の最大せん断力とする。水平力に対する照査図を図 2-5 に示す。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h'(2L+D+2h')$$

ここに、

σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)

τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm) (=1198mm*¹)

L : 杭の埋込長 (mm) (=100mm)

h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (=1010mm)

注記* : 腐食代 1mm による断面の低減を考慮する。

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法 A の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots(III. 6. 5)$$

b. 方法 B の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots(III. 6. 6)$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \quad \dots\dots(III. 6. 7)$$

図 2-4 水平力に対する照査（「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆）

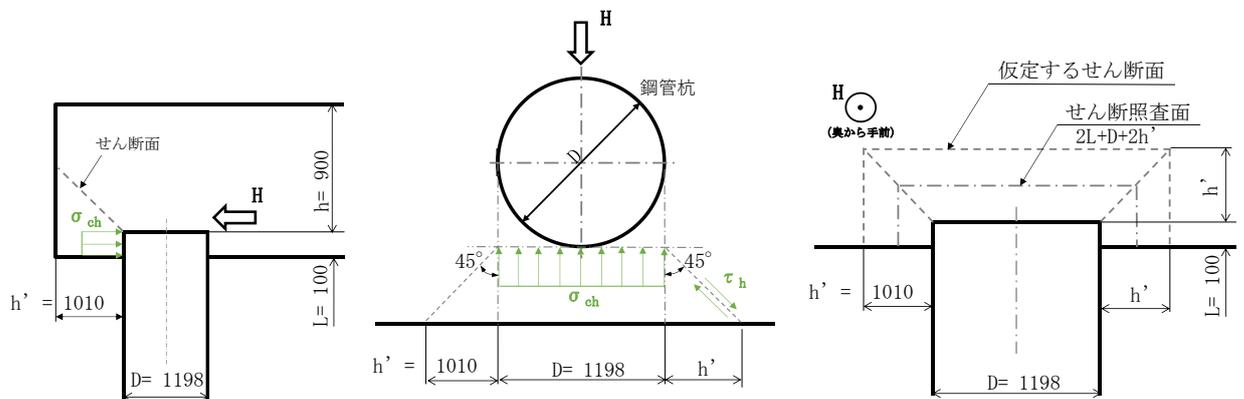


図 2-5 水平力に対する照査図

(参考) 3-5

(3) 杭頭結合鉄筋に対する照査

杭頭結合鉄筋に対する照査では、「杭基礎設計便覧 2007年」に基づいて仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、コンクリート及び鉄筋に発生する曲げモーメント及び軸力に対して曲げ軸力照査を実施する。ここで、仮想鉄筋コンクリート断面の直径は、杭径に200mmを加えた長さとする。

仮想鉄筋コンクリート断面の設定方法を図2-6に、仮想鉄筋コンクリート断面諸元を表2-2に示す。

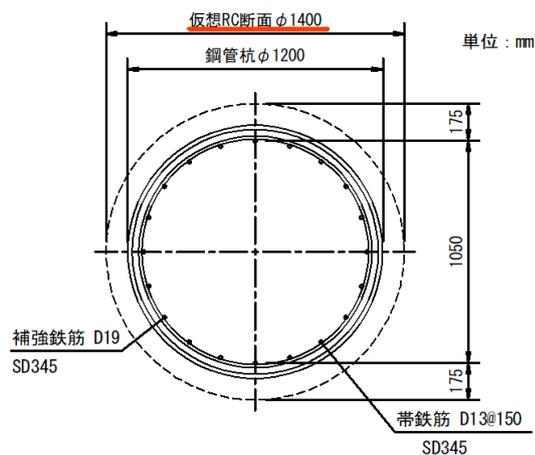


図2-6 仮想鉄筋コンクリート断面の設定方法

表2-2 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面径 | 杭頭部補強筋 |
|--------|---------|
| 1400mm | D19-20本 |

3. 評価結果

押し込み力に対する照査における最大照査値を表 3-1 に、水平力に対する照査における最大照査値を表 3-2 に、杭頭結合鉄筋に対する照査における最大照査値を表 3-3 に示す。なお、軸力は引張を正とする。

杭頭部の照査において、許容限界を上回らないことを確認した。

表 3-1(1) 押し込み力に対する照査における最大照査値（押抜き）

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | 押抜き応力度 τ_v (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²) | 照査値 τ_v / τ_a |
|------------------------|-----------|------------|---|--|--------------------------|
| | | 軸力 (kN) | | | |
| S _s -D (+-) | ① | -216 | 0.04 | 0.90 | 0.041 |

表 3-1(2) 押し込み力に対する照査における最大照査値（支圧）

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | 支圧応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|------------------------|-----------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | 軸力 (kN) | | | |
| S _s -D (+-) | ① | -216 | 0.19 | 10.8 | 0.018 |

表 3-2(1) 水平力に対する照査における最大照査値（押抜き）

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | 押抜き応力度 τ_v (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²) | 照査値 τ_v / τ_a |
|------------------------|-----------|--------------|---|--|--------------------------|
| | | せん断力 (kN) | | | |
| S _s -D (++) | ① | 133 | 0.04 | 0.90 | 0.043 |

表 3-2(2) 水平力に対する照査における最大照査値（支圧）

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | 支圧応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|------------------------|-----------|--------------|--|---|---------------------------------|
| | | せん断力 (kN) | | | |
| S _s -D (++) | ① | 133 | 1.11 | 10.8 | 0.103 |

表 3-3(1) 杭頭結合鉄筋に対する照査における最大照査値 (コンクリート)

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | | 曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²) | 照査値 σ_c / σ_{ca} |
|--------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| S s - D (-+) | ① | 306 | -67 | 3.1 | 13.5 | 0.227 |

表 3-3(2) 杭頭結合鉄筋に対する照査における最大照査値 (鉄筋)

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | | 曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 σ_s / σ_{sa} |
|--------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| | | 曲げモーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | | | |
| S s - D (++) | ① | -290 | -9 | 127 | 294 | 0.433 |

(参考資料 4) 漂流物対策工の支承部の構造について

1. 概要

本資料は、防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）の漂流物対策工の支承部について、その構造と荷重の伝達機構を説明するものである。

なお、漂流物対策工は荷揚場南と3号機東側で同様の構造であるため、代表して防波扉（3号機東側）の漂流物対策工について示す。

2. 支承部の構造

扉体は、支承部（扉取付部）によりRC支柱及び基礎スラブに接合した片開き式の構造である。漂流物対策工の構造概要を図2-1に示す。

支承部は、構造が類似する「ダム・堰施設技術基準（案）（一般社団法人ダム・堰施設技術協会，平成28年10月）に示されるヒンジ式ゲートの構造等を参照し、構造全体として設計裕度を確保できる構造とするために、扉体の回転方向（水平方向）に対して荷重を支持する水平荷重支承部と、回転直交方向（鉛直方向）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承部を設ける。支承構造図を図2-2に示す。

上部支承部は、水平荷重支承である。水平荷重支承と回転軸間には回転摩擦抵抗が小さい自動調心ころ軸受を設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とする。

下部支承部は、水平荷重支承及び鉛直荷重支承である。鉛直方向荷重（上向き）に対して、ずれ止めとして浮上防止金物を設ける。また、鉛直方向荷重（下向き）に対して、すべり（球面点接触）軸受を設ける。すべり（球面点接触）軸受は、摩擦抵抗が小さく扉体の開閉に必要な回転機能に優れるとともに、鉛直荷重を確実に下部の基礎スラブへ伝達することが可能であり、水平方向の変位や回転を拘束しない。

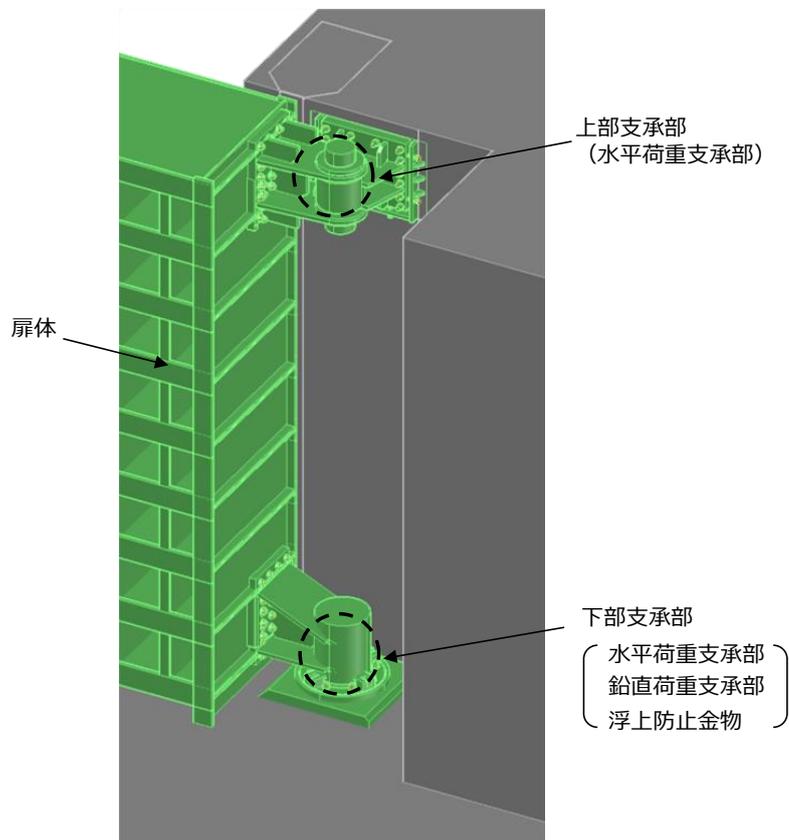
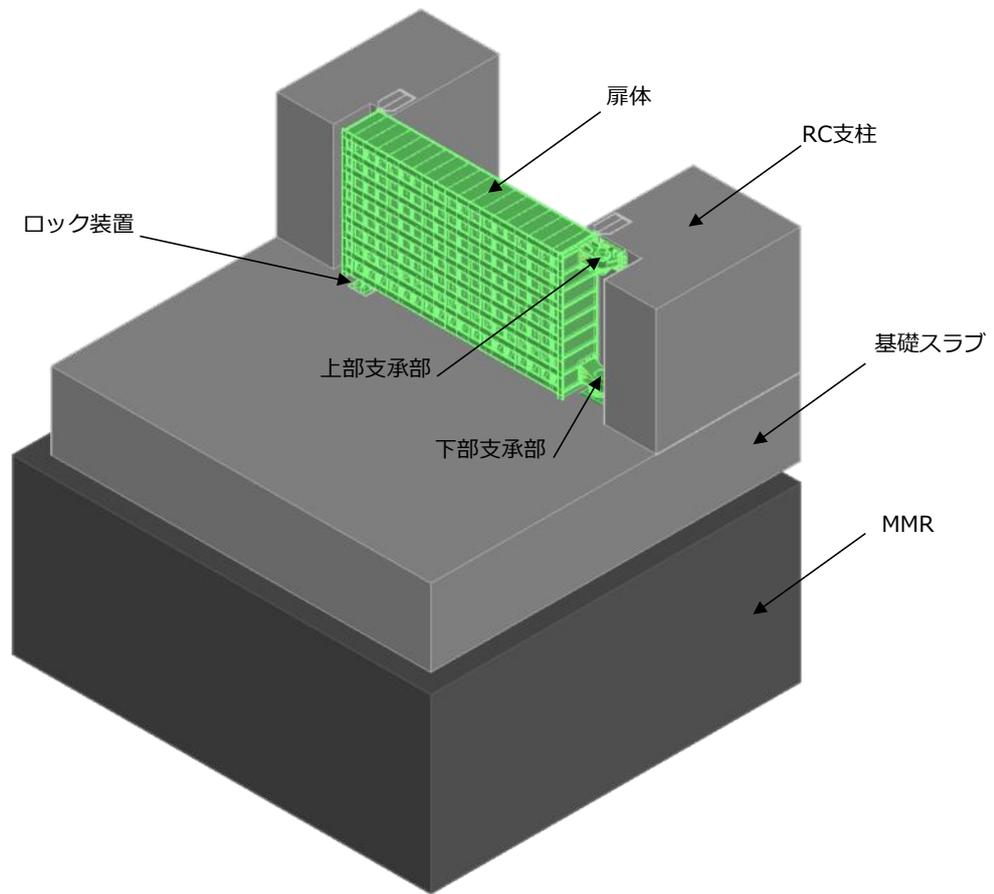


図 2-1 漂流物対策工の構造概要

(参考) 4-2

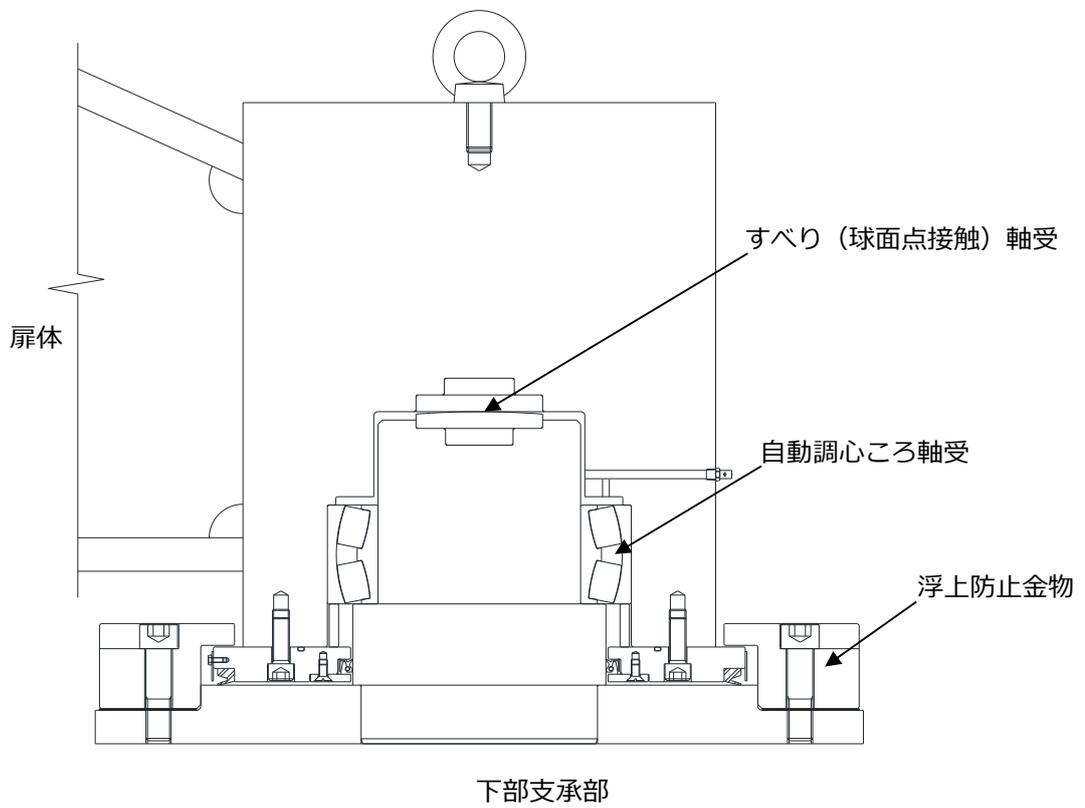
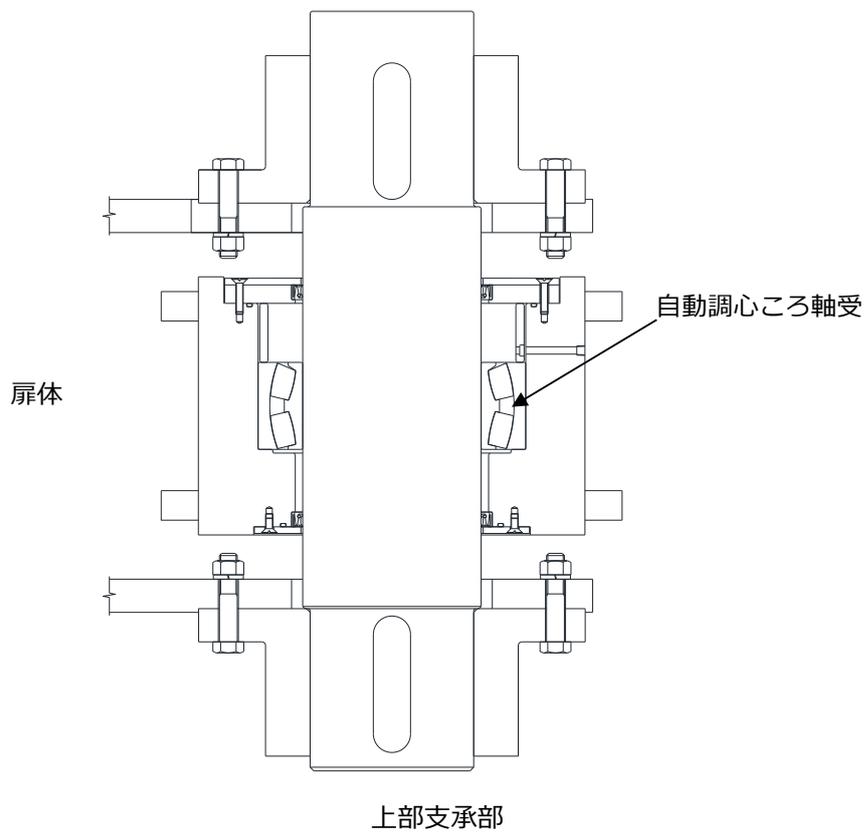


図 2-2 支承構造図

(参考) 4-3

3. 荷重伝達経路

漂流物対策工に作用する水平荷重及び鉛直荷重は、支承部等を介して扉体からRC支柱及び基礎スラブへ伝達する。

支承部の荷重伝達経路を図3-1に示す。

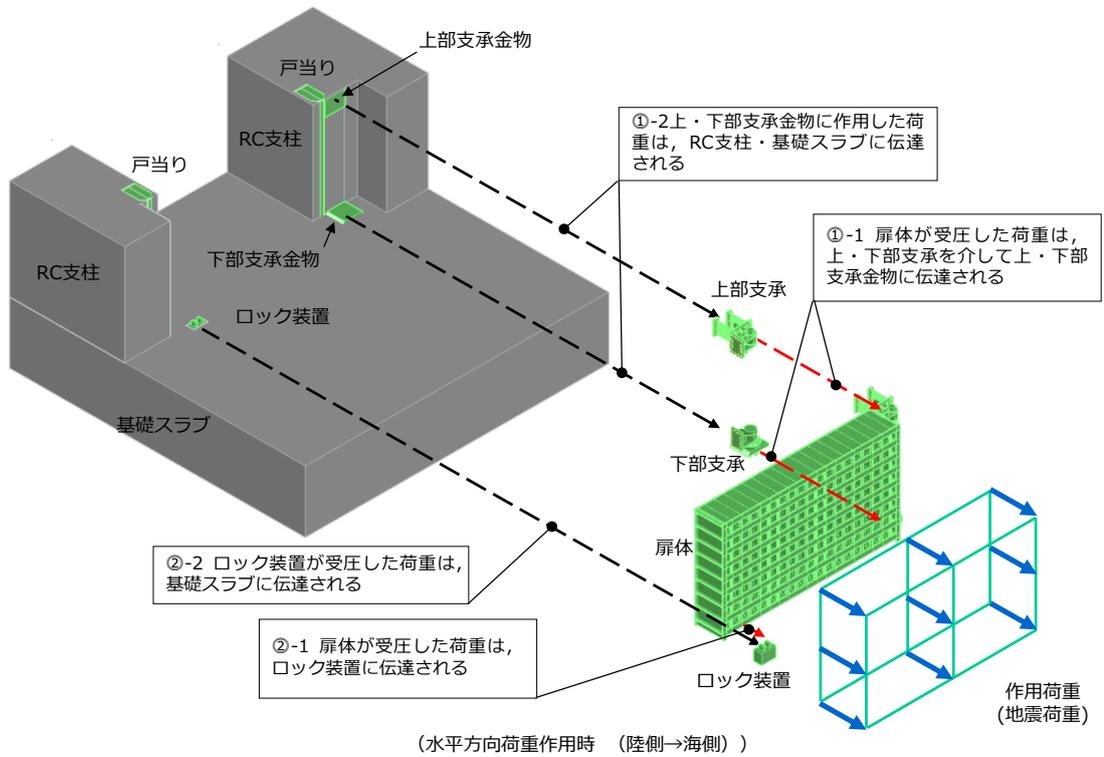
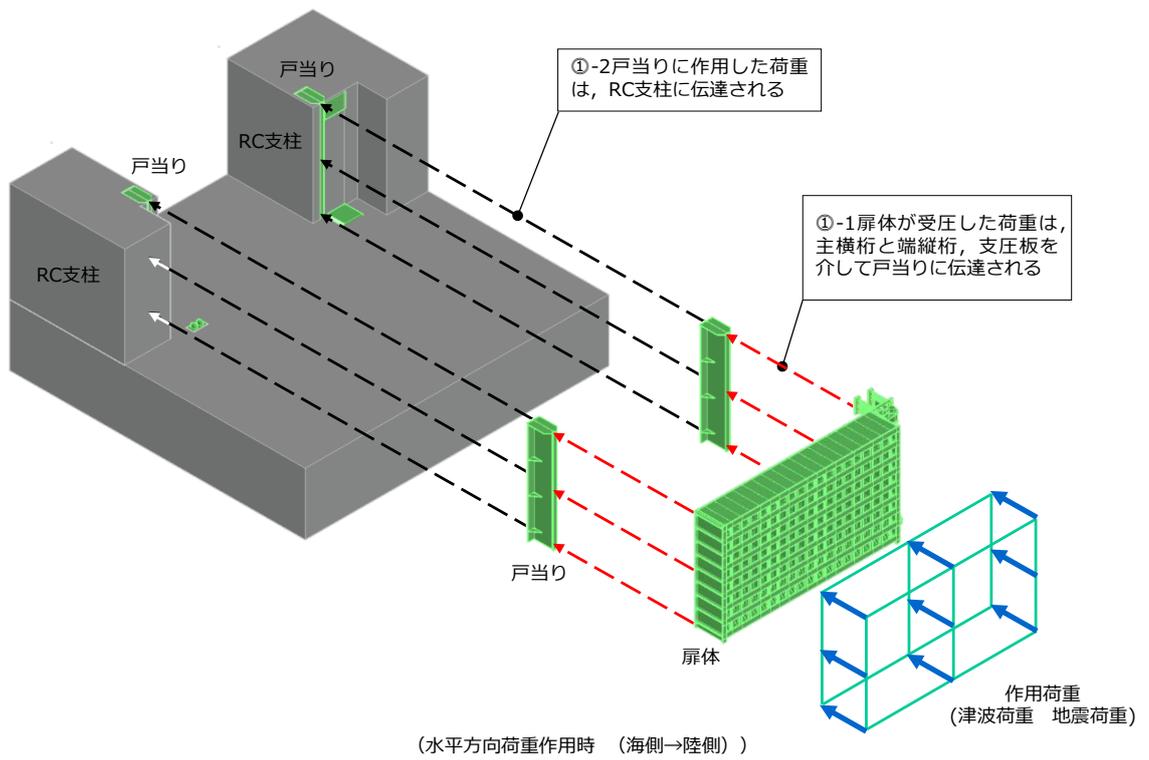


図 3-1(1) 支承部の荷重伝達経路

(参考) 4-5

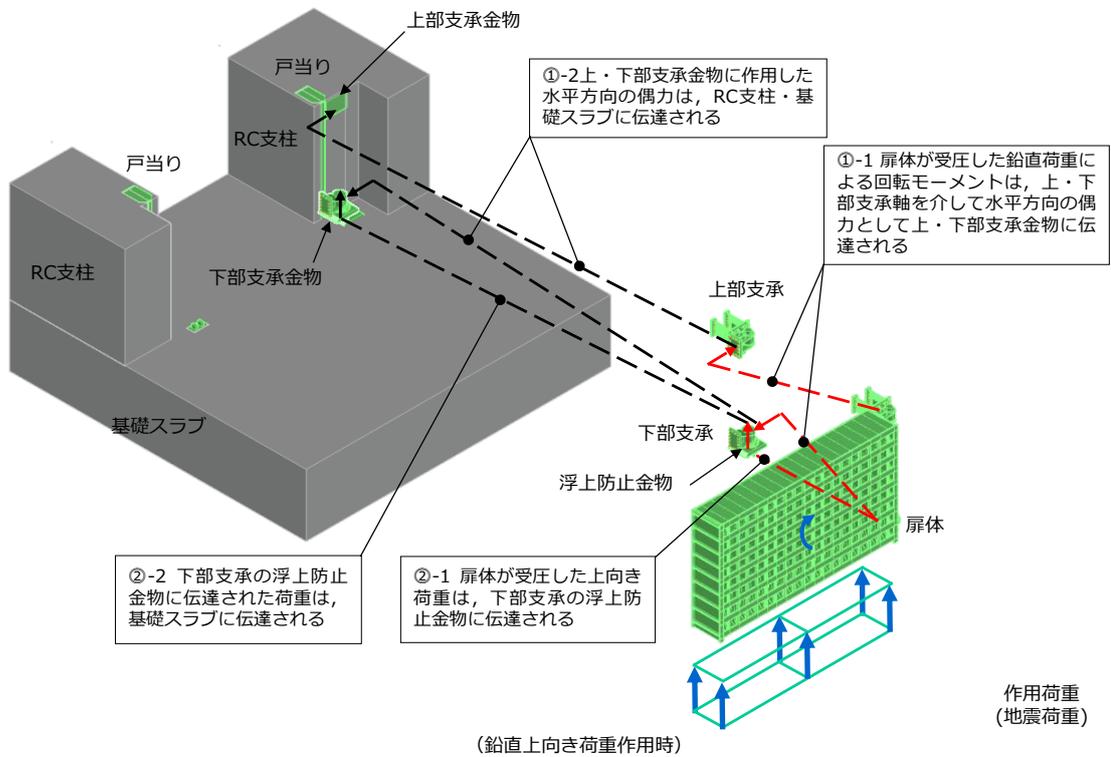
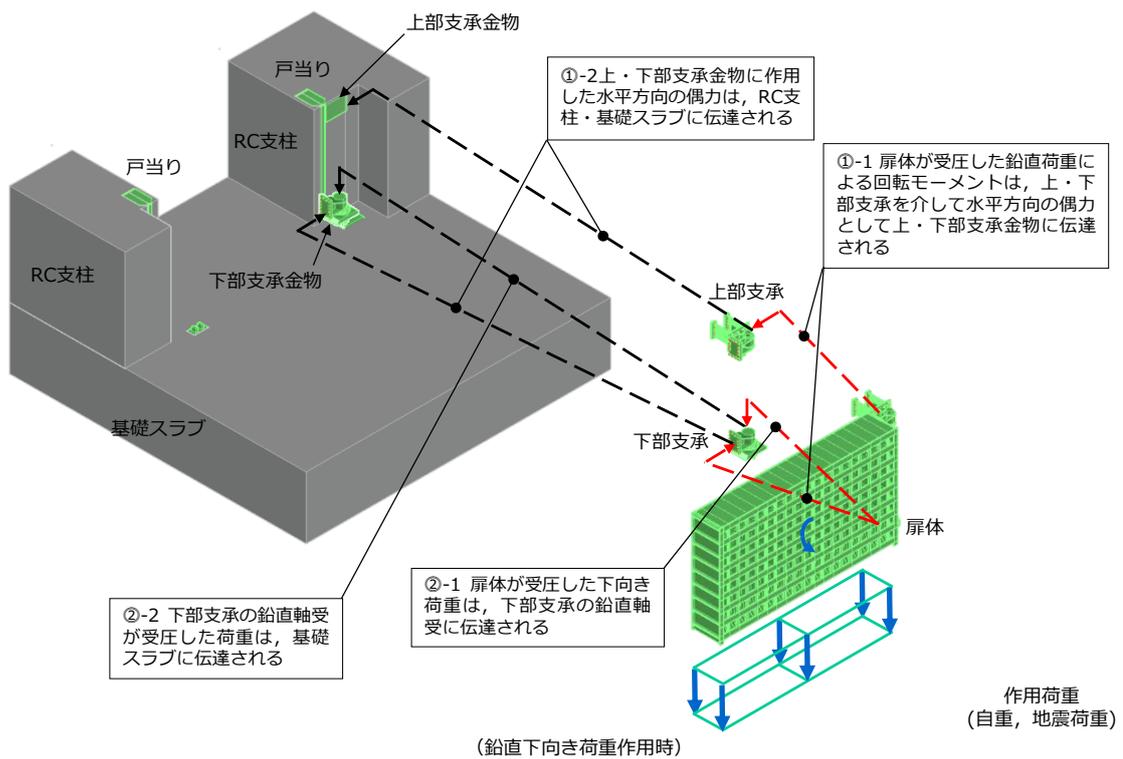


図 3-1 (2) 支承部の荷重伝達経路

(参考) 4-6

(参考資料 5) 水密試験について

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基本方針」に基づき、津波防護施設である防波壁通路防波扉が止水機能を有することを説明するものである。

説明の方針として、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。）、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。）、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）及び防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）に、遡上津波荷重における水圧を作用させた時の漏水量が許容漏水量以下であることを水密試験により確認する。

2. 一般事項

2.1 防波扉位置

防波扉位置図を図 2-1 に示す。

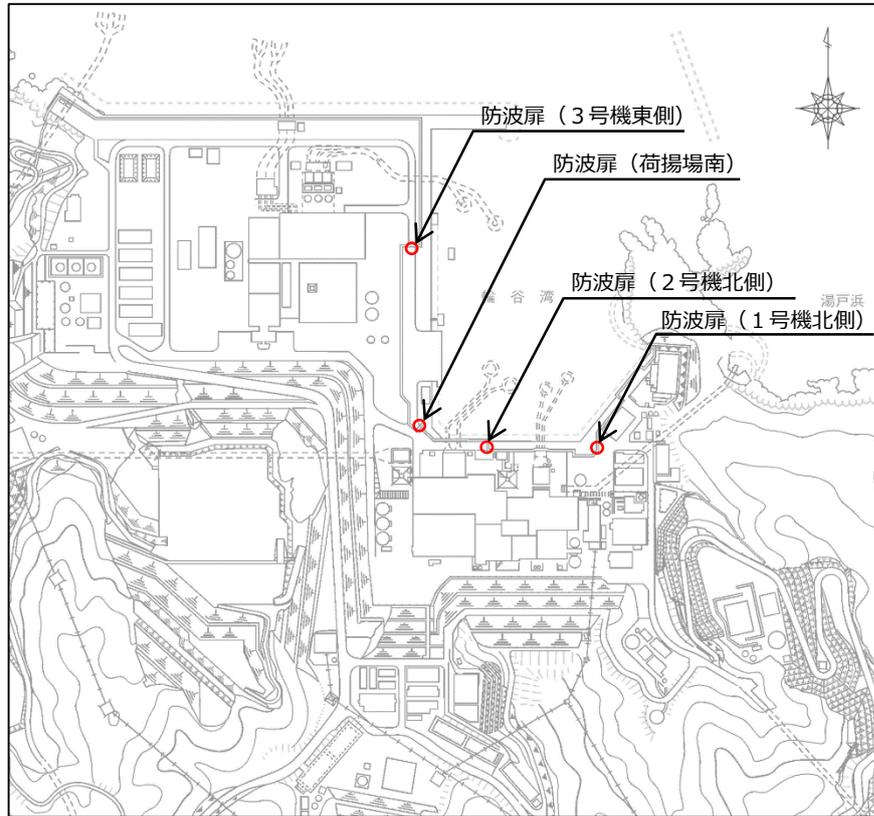


図 2-1 防波扉位置図

2.2 防波扉の止水構造一覧

防波扉の止水構造の一覧を表 2-1 に示す。

表 2-1 防波扉の止水構造一覧

| 扉名称 | 設置高さ EL(m) | 扉体構造 | 止水構造 |
|-------------|---------------|-----------------------------|------------------|
| 防波扉 (1号機北側) | 9.5 | ヒンジ形式 水平面内回転式 スイングゲート | 水密ゴム (水密パッキン) |
| 防波扉 (2号機北側) | 9.5 | | |
| 防波扉 (荷揚場南) | 8.5 | スライド形式 横スライドゲート | 水密ゴム (L型) |
| 防波扉 (3号機東側) | 8.5 | | |

2.3 防波扉の構造概要

各防波扉の構造概要を図 2-2 に示す。

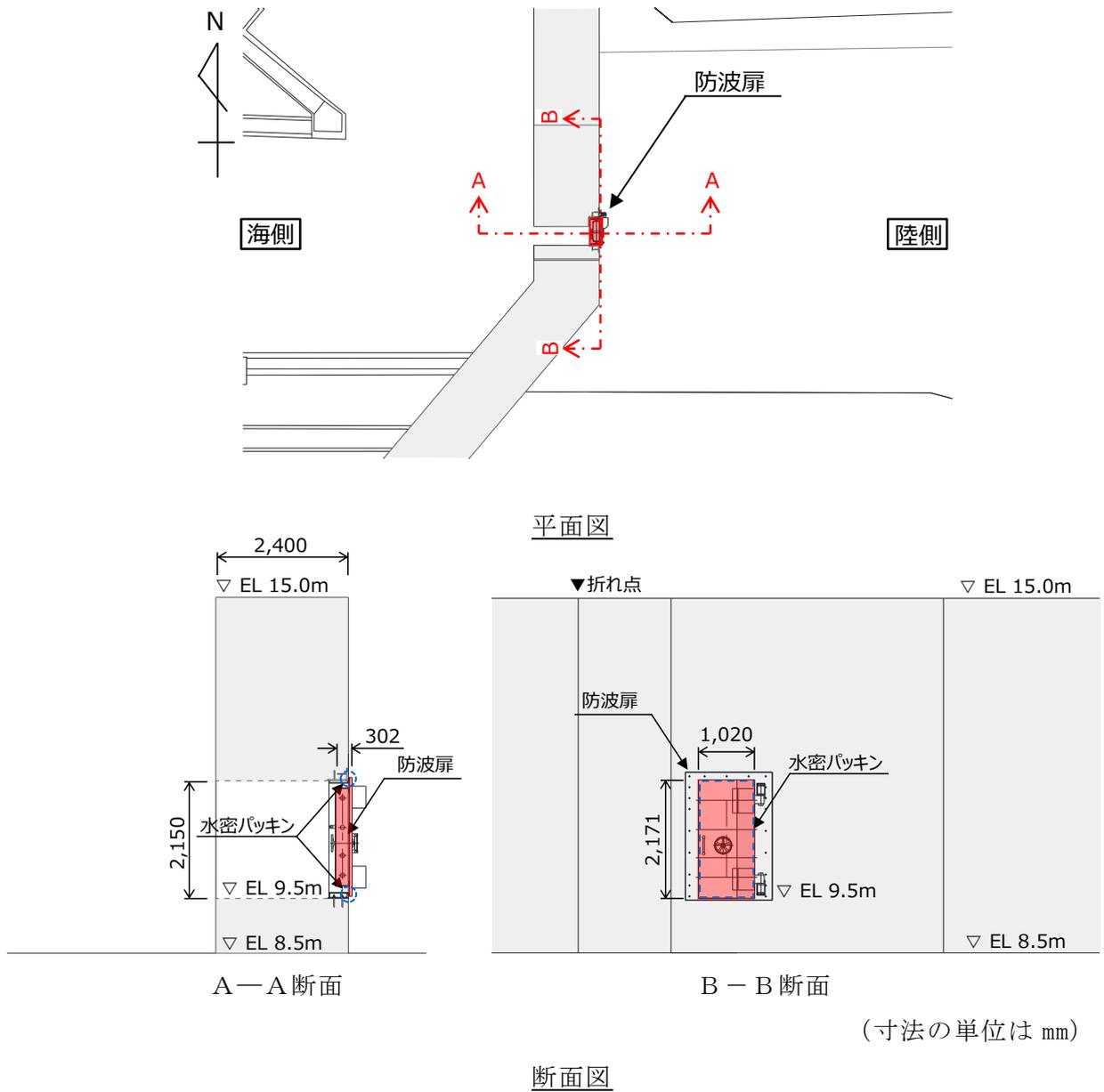
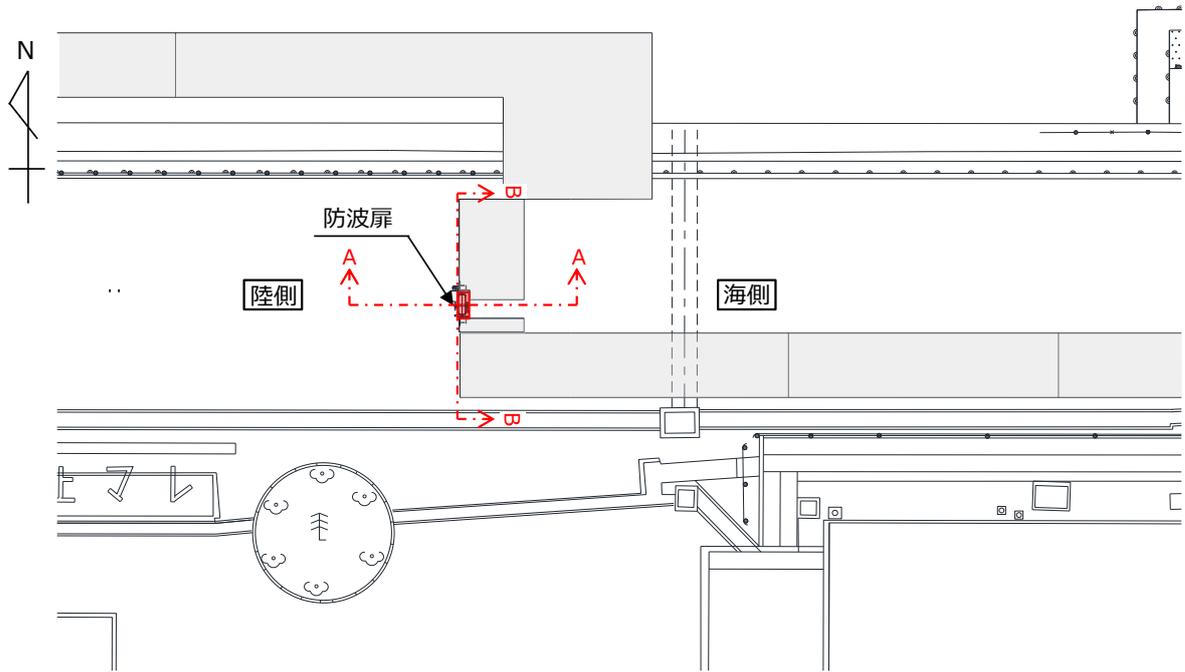
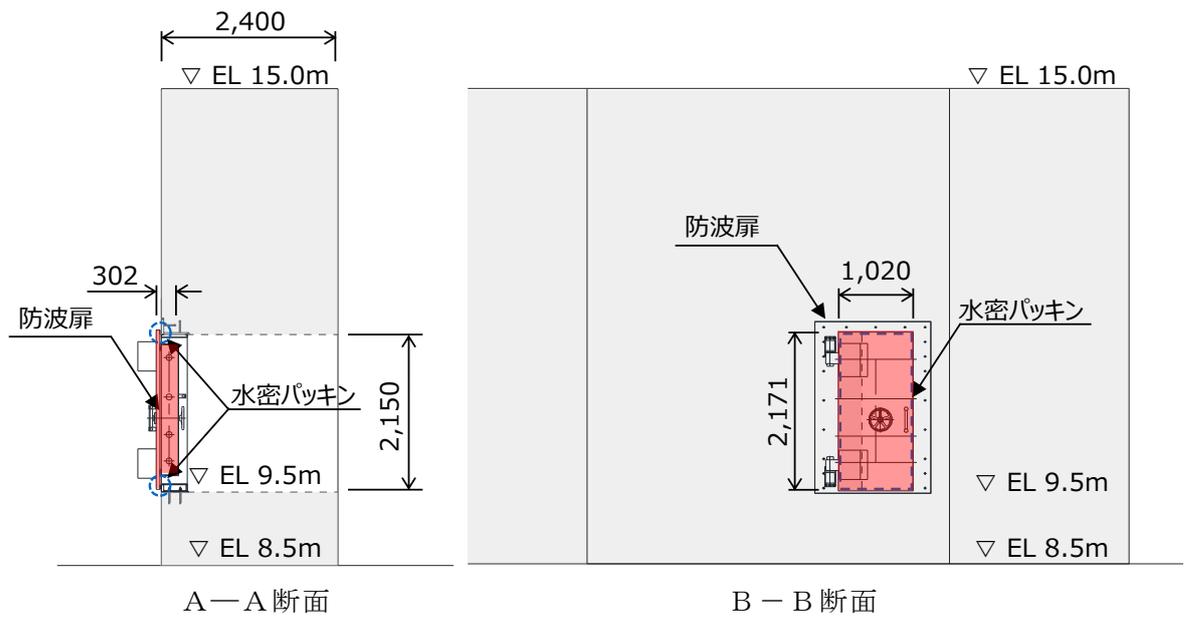


図 2-2(1) 防波扉 (1号機北側) 構造概要



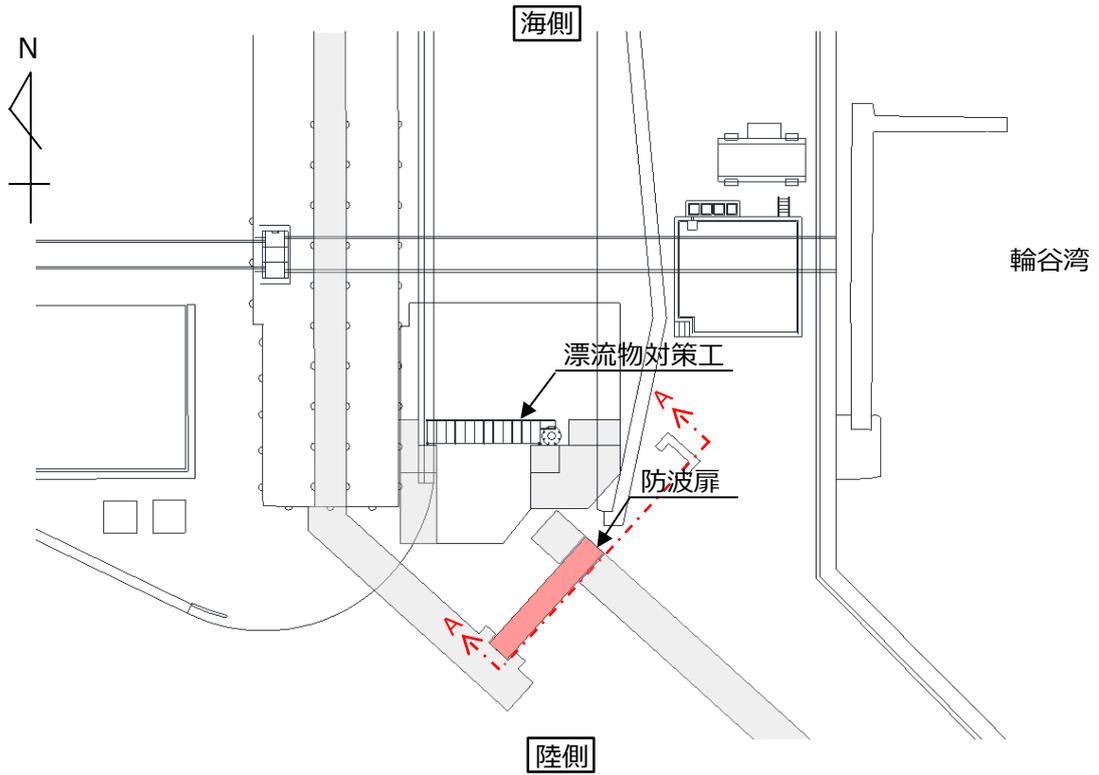
平面図



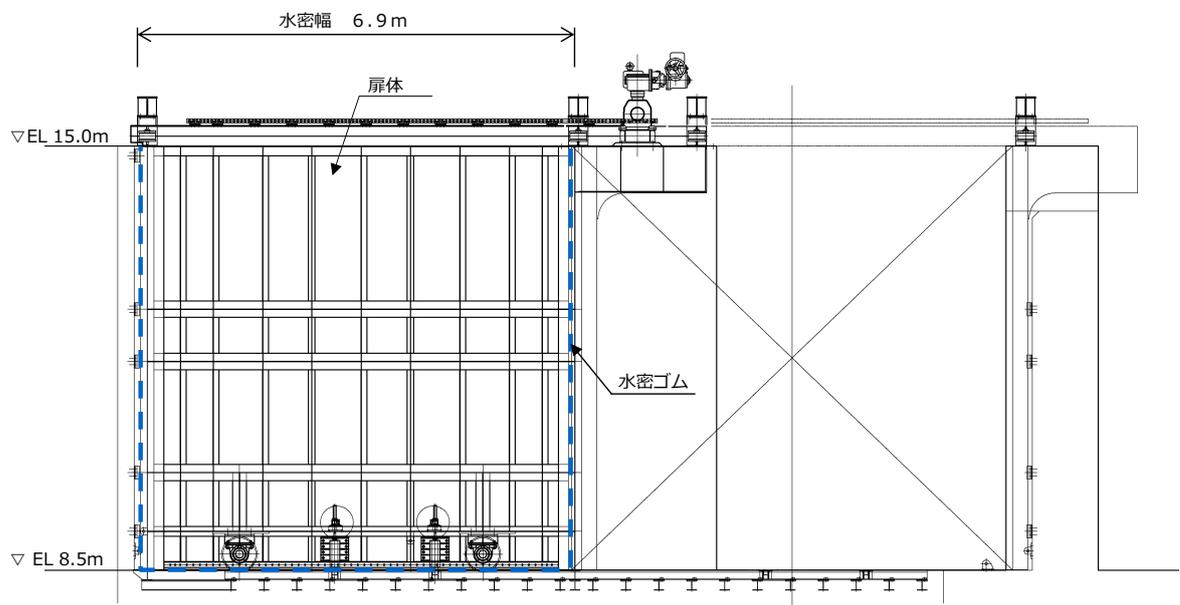
(寸法の単位は mm)

断面図

図 2-2(2) 防波扉 (2号機北側) 構造概要



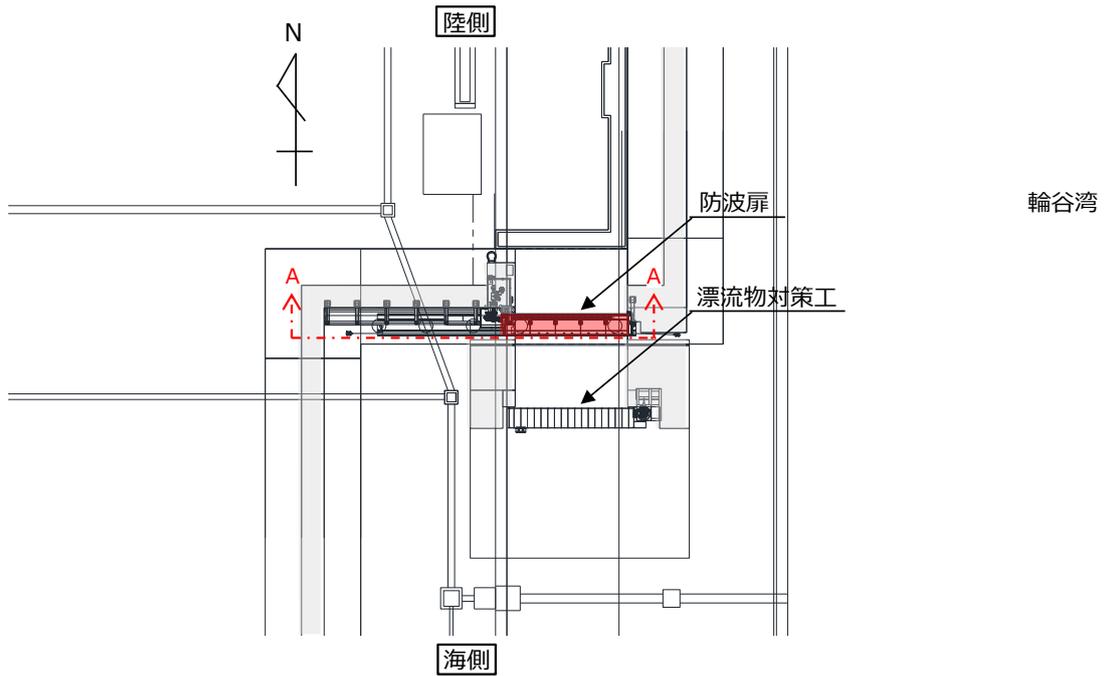
平面図



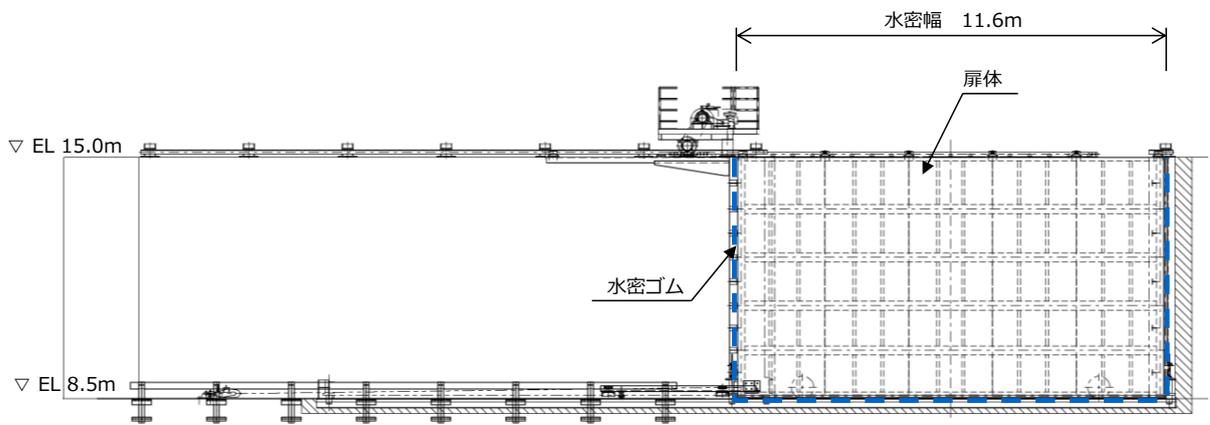
A-A断面図

図 2-2(3) 防波扉（荷揚場南）構造概要

(参考) 5-5



平面図



A-A断面図

図 2-2(4) 防波扉（3号機東側）構造概要

(参考) 5-6

2.4 止水機構の概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、扉本体の背面に取り付けている水密パッキンが扉本体と枠本体の隙間を埋めることで止水する構造となっている。

防波扉（荷揚場南）と防波扉（3号機北側）は、扉体に取り付けたL型ゴムを戸当りに押し付けることで止水する構造となっている。

止水機構の概要を図2-3に示す。

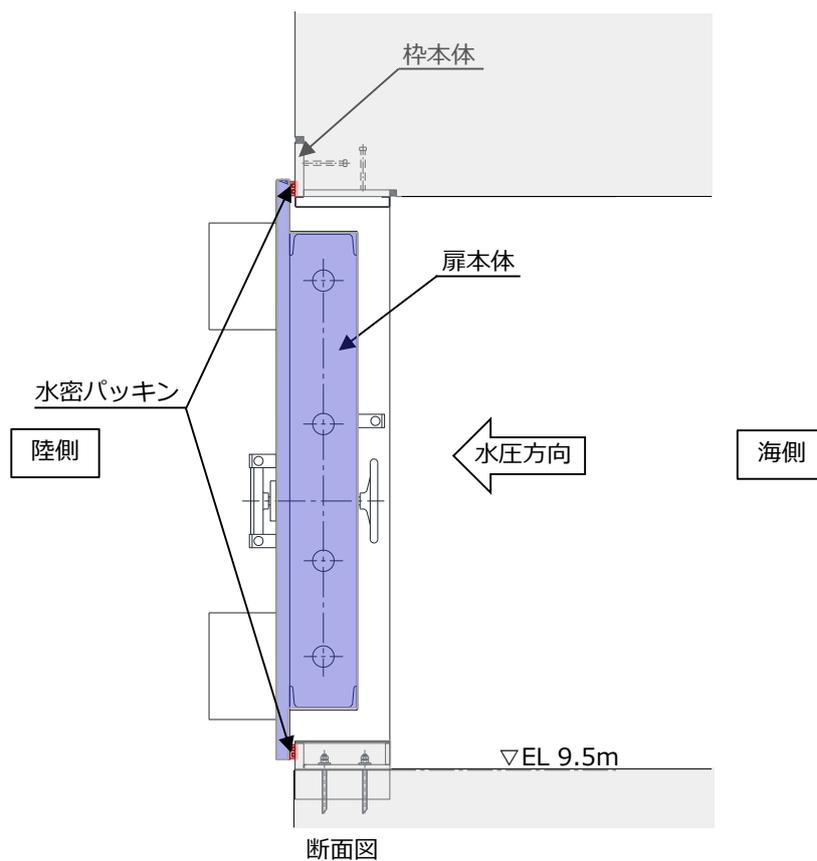


図2-3(1) 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の止水機構の概要

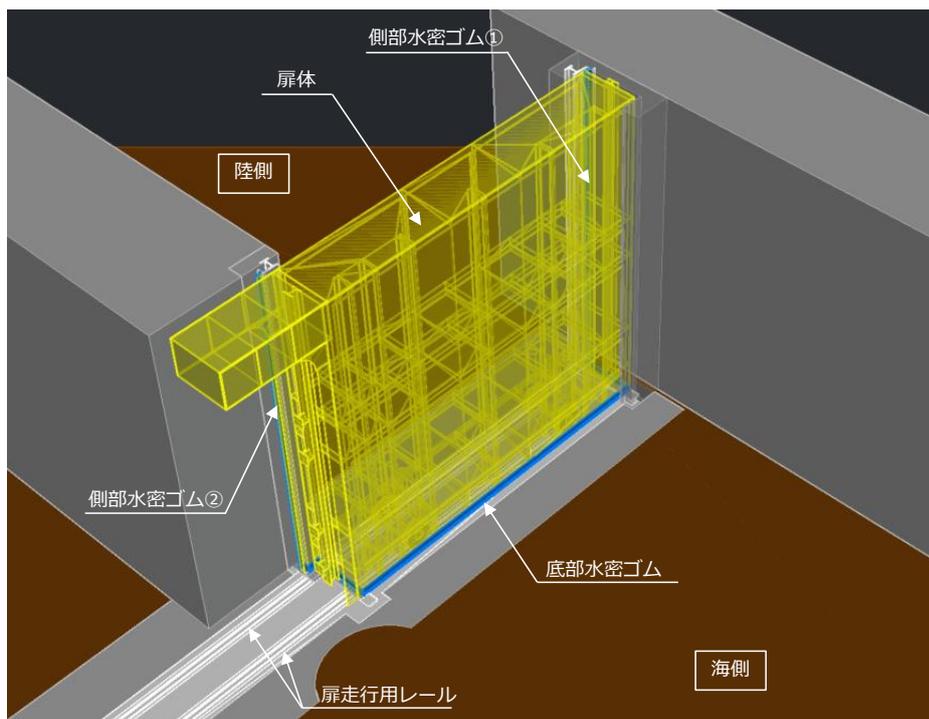
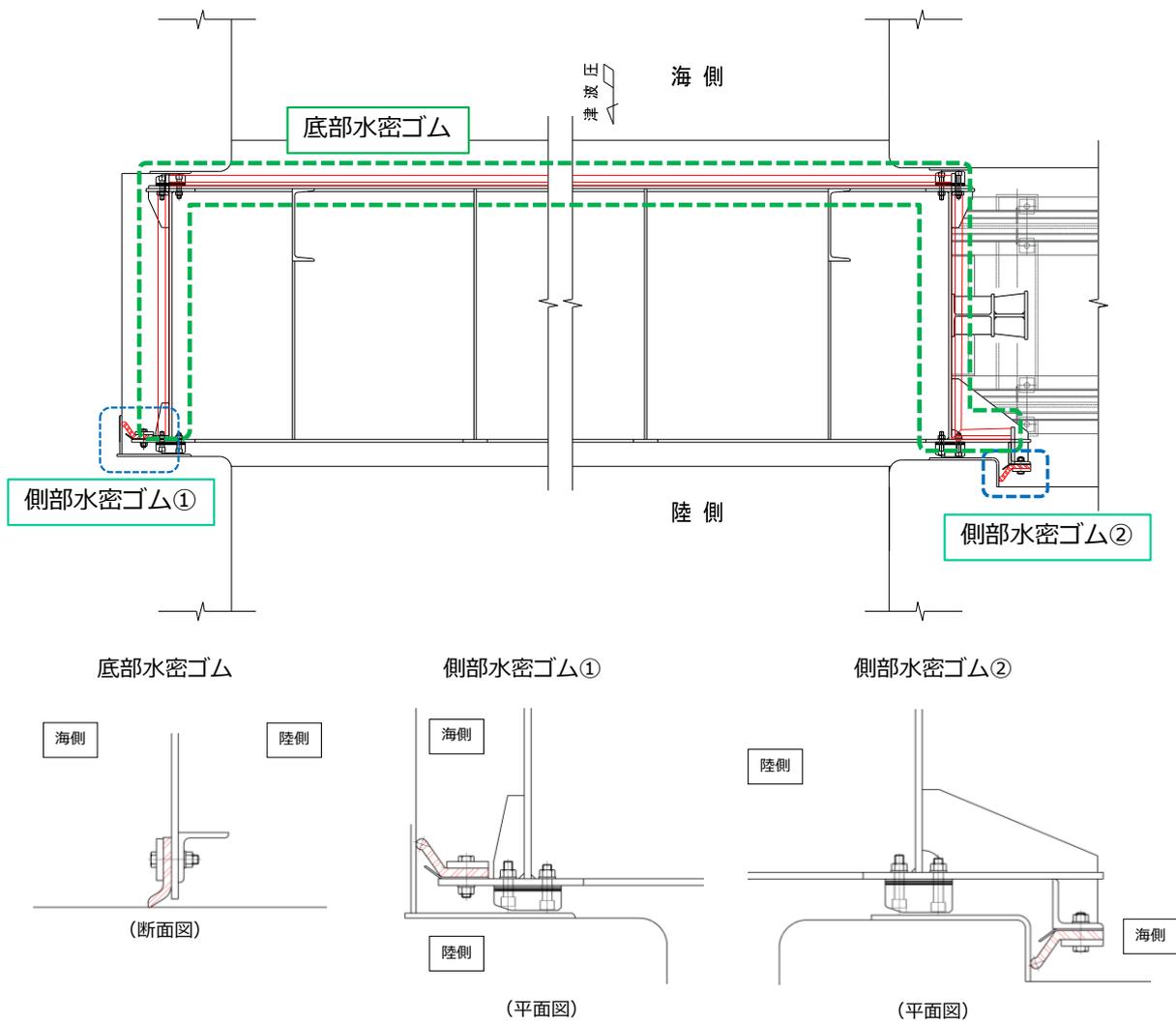


図 2-3(2) 防波扉（荷揚場南）止水機構の概要

(参考) 5-8

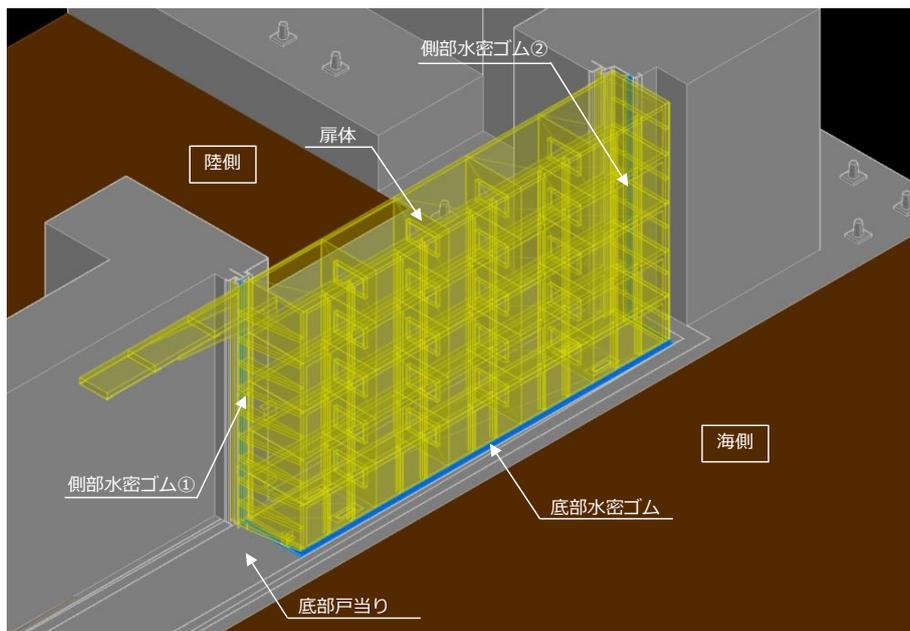
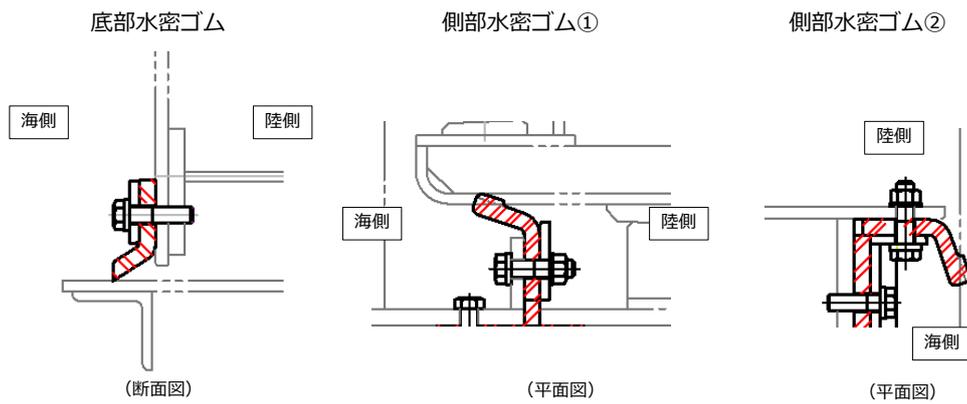
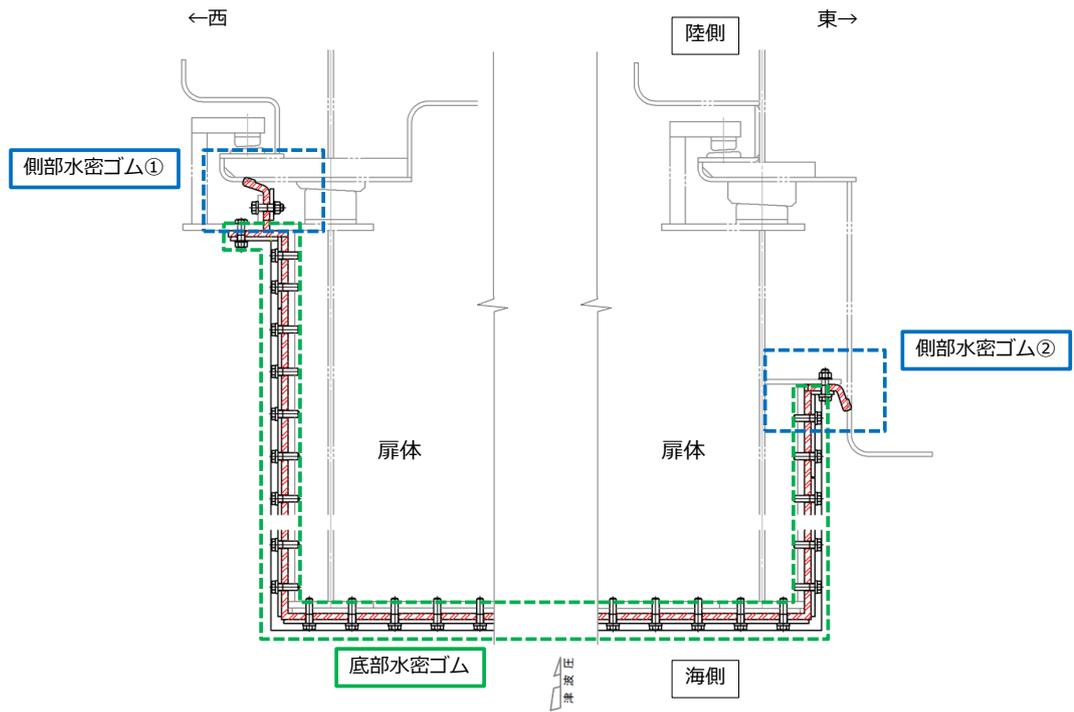


図 2-3(3) 防波扉 (3号機東側) 止水機構の概要

(参考) 5-9

3. 水密試験

3.1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（1・2号機北側）」という。）については、扉本体の開閉方向が左右異なるが、防波扉の構造、寸法及び遡上津波荷重における水圧が同じであることから同等の止水機能を有しているものとして評価する。

防波扉（1・2号機北側）については、同一の構造（水密パッキン形状、水圧方向）であり、試験水頭高さが大きい「復水器エリア水密扉」の水密試験結果により十分な止水機能を有すると評価する。

防波扉（1・2号機北側）と復水器エリア水密扉の仕様比較を表3-1に示す。

表3-1 防波扉（1・2号機北側）と復水器エリア水密扉の仕様比較

| 扉名称 | 防波扉（1・2号機北側） | 復水器エリア水密扉 |
|----------|-------------------|-------------------|
| 水密パッキン形状 | 扉付きダブルパッキン | |
| 水圧方向 | 逆圧 | |
| 試験水頭高さ | （設計水頭高さ）5.15m | 11.0m |
| 扉寸法 | W 1,020 × H 2,171 | W 1,320 × H 2,136 |

3.2 防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）

3.2.1 水密試験条件

防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）については、止水機構及び遡上津波荷重が同じである。

防波扉（荷揚場南）は、底部に扉走行用レールが設けられており、不陸を有する。一方、防波扉（3号機東側）底部は平坦部のみである。止水条件がより厳しくなる防波扉（荷揚場南）を模擬した供試体により水密試験を実施する。

水密試験条件一覧を表3-2に、試験装置の主要仕様を表3-3に、水密試験装置概要図を図3-1に示す。

表3-2 水密試験条件一覧

| 項目 | 条件 | 備考 |
|-------|------------|----------------------|
| 水密ゴム | 実機寸法を再現 | — |
| 試験圧力 | 0.063MPa以上 | 遡上津波荷重における水圧（津波波圧）*1 |
| 試験時間 | 10分保持 | — |
| 許容漏水量 | 0.20/m/s以下 | ダム・堰施設検査要領（案）*2 |

注記*1：津波波圧算定式（朝倉式）

$$q_z = \rho g (a \eta - z) = 10.1 (3 \times 2.05 - 0) \\ = 62.12 \text{ kN/m}^2 (0.063 \text{ MPa})$$

ここに、

q_z : 津波波圧 (kN/m²)

η : 浸水深（通過波の浸水深＝最大浸水深 4.1m の 1/2＝2.05）(m)

z : 当該部分の地盤面からの高さ＝0(m) (0 ≤ z ≤ a h)

a : 水深係数＝3

ρg : 海水の単位体積重量＝10.1 (kN/m³)

*2：ダム・堰施設検査要領（案）（同解説）（ダム・堰施設技術協会，平成9年度）

表3-3 試験装置の主要仕様

| 項目 | 仕様 |
|----|-----------------------------------|
| 寸法 | 供試体：幅 1,286mm×奥行 840mm×高さ 1,020mm |
| 材質 | 鋼製 |

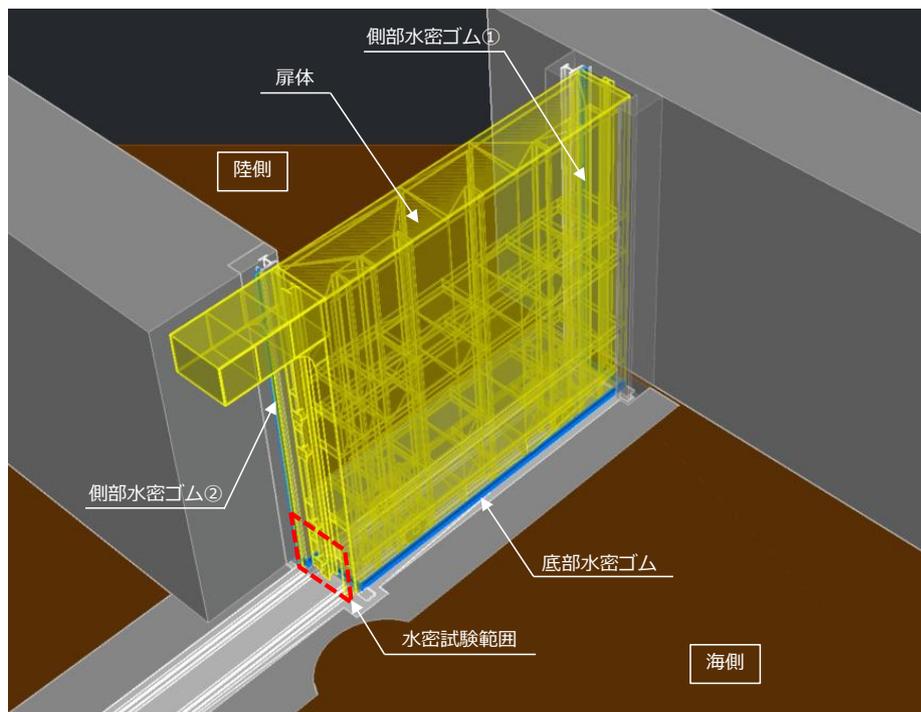
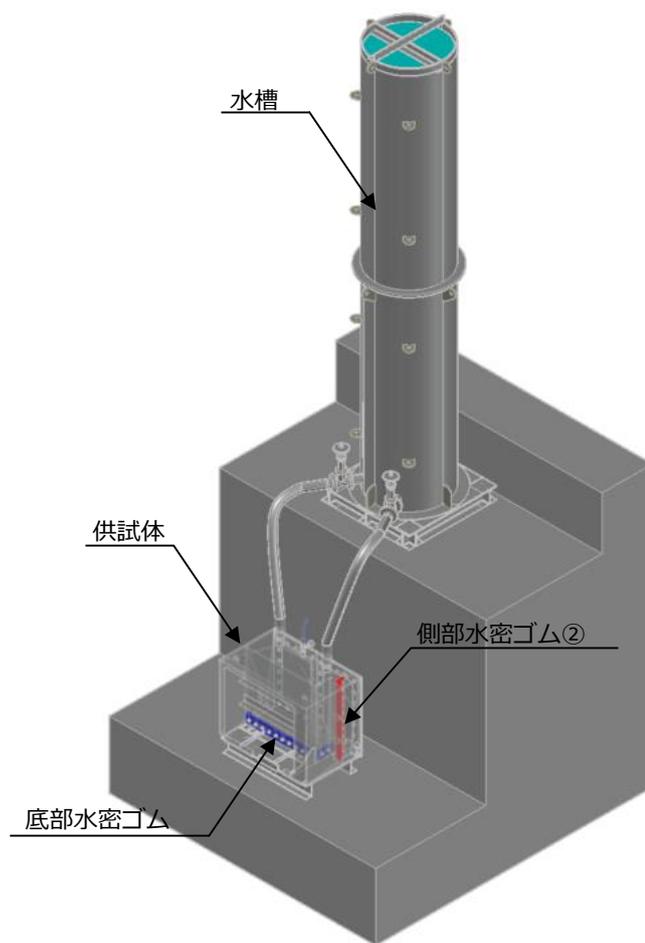


図 3-1 水密試験装置概要図

(参考) 5-12

(1) 実機の漏水量算定

津波時における実機の漏水量を，以下のとおり算定して許容漏水量以下であることを確認する。

漏水量測定区間を図 3-2 に，実機水密ライン長を図 3-3 に，実機の漏水量算定表を表 3-4 示す。

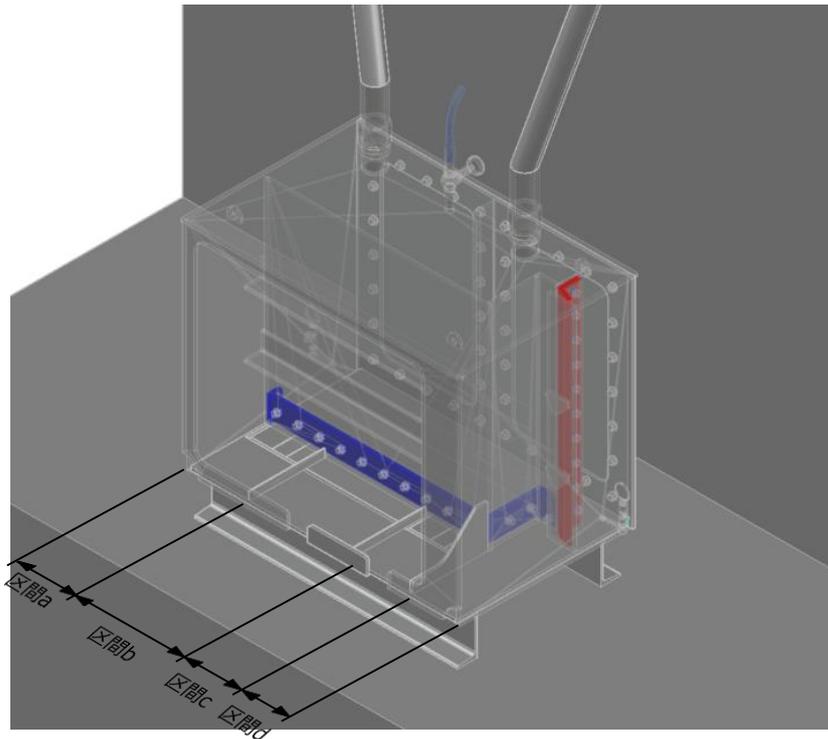


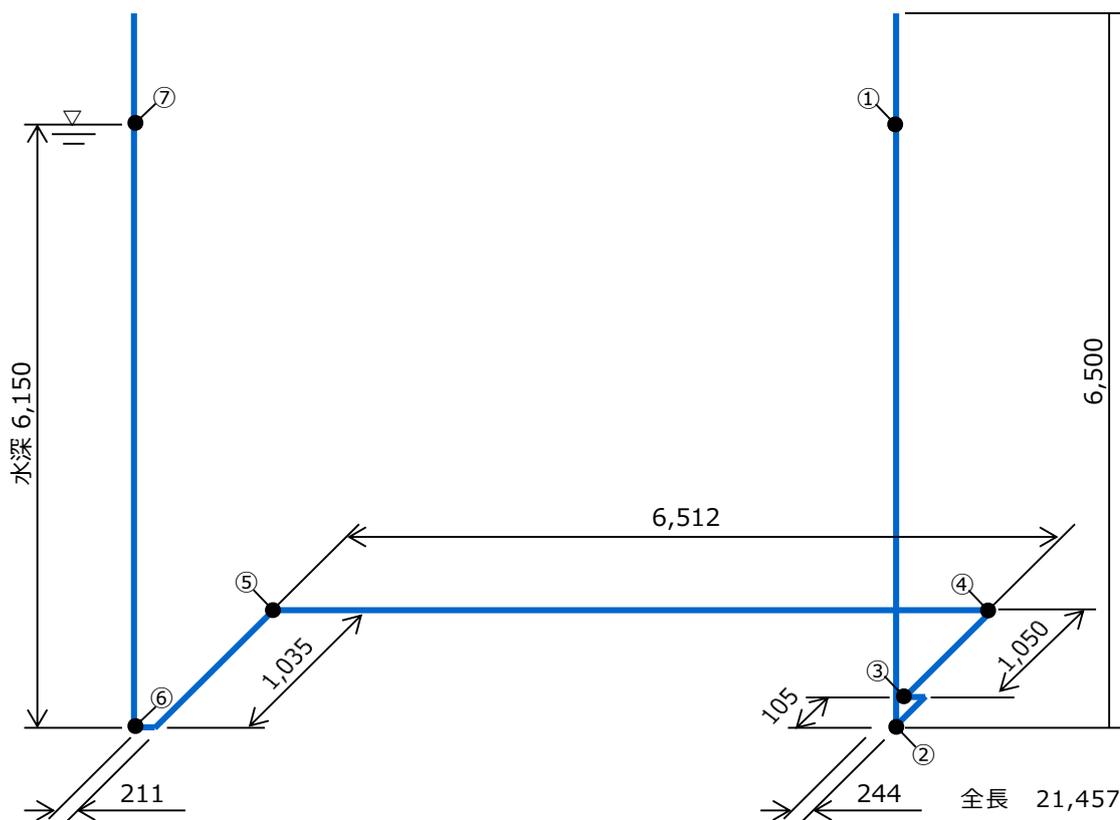
図 3-2 漏水量測定区間

単位長さ当りの漏水量として，各区間（区間 a， b， c， d）における 10 分間の漏水量 Q_a ， Q_b ， Q_c 及び Q_d から，実機ベースの漏水量を算定する。なお，全区間（①～⑦）の合計漏水量を実機の漏水量とする。

漏水量測定箇所：4 箇所

- 区間 a (Q_a)： 底部水密ゴム（レール横断部）
- 区間 b (Q_b)： 底部水密ゴム（一般部） $L = 470\text{mm}$
- 区間 c (Q_c)： 底部水密ゴム（レール横断部）
- 区間 d (Q_d)：

| | | |
|---|-------------|----------------------|
| [| 底部水密ゴム（屈曲部） | $L = 349\text{mm}$ |
| | 側部水密ゴム | $L = 1,000\text{mm}$ |



(単位：mm)

図 3-3 実機水密ライン長

表 3-4 実機の漏水量算定表

| 区間 | 漏水量換算式 |
|-----|---|
| ①～② | $Q_d \times 6,150 \div 1,349$ |
| ②～③ | $Q_d \times 349 \div 1,349$ |
| ③～④ | $Q_a + Q_b + Q_c + Q_b \times 24 \div 470$ |
| ④～⑤ | $Q_b \times 6,512 \div 470$ |
| ⑤～⑥ | $Q_b \times 1,035 \div 470 + Q_d \times 211 \div 1,349$ |
| ⑥～⑦ | $Q_d \times 6,150 \div 1,349$ |

3.2.2 水密試験結果

(追而)

(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

1. 概要

防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）の海側には，漂流物対策工を設置する。漂流物対策工は，防波壁（逆 T 擁壁）及び防波扉（荷揚場南）の基礎スラブと隣接する位置関係となるが，一定の離隔を設ける。

本資料では，漂流物対策工設置による地震時の相対変位の影響について確認する。

2. 漂流物対策工の配置概要

2.1 防波扉（荷揚場南）付近

防波扉（荷揚場南）付近における漂流物対策工の断面図及び平面図（断面図高さにおけるスライス図）を図 2.1-1 から図 2.1-5 に示す。

(1) EL 8.5m（地表面）

漂流物対策工基礎スラブは、厚さ 4m とし、EL 4.5m～8.5m に位置する。

防波壁（逆 T 擁壁）のフーチングは、厚さ 2m とし、EL 8.0m～10.0m に位置している。EL 8.0m～8.5m において、漂流物対策工基礎スラブと防波壁（逆 T 擁壁）フーチングが離隔 100mm で隣接することから、相対変位の影響を確認する。

防波扉（荷揚場南）基礎スラブは、厚さ 1.5m とし、EL 7.0m～8.5m に位置している。EL 7.0m～8.5m において、漂流物対策工基礎スラブと防波扉（荷揚場南）基礎スラブが離隔 100mm で隣接することから、相対変位の影響を確認する。

(2) EL 6.5m（漂流物対策工基礎スラブ中央）

漂流物対策工基礎スラブは改良地盤と隣接しており、構造物同士の隣接はない。

(3) EL 0.5m（漂流物対策工基礎地盤のMMR 中央）

漂流物対策工の基礎地盤である MMR と改良地盤が隣接しており、構造物同士の隣接はない。

(4) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と防波扉基礎スラブの近接部

その他の近接部として、防波扉基礎スラブと防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の近接部は、薬液注入によるグラウト剤が分布する。

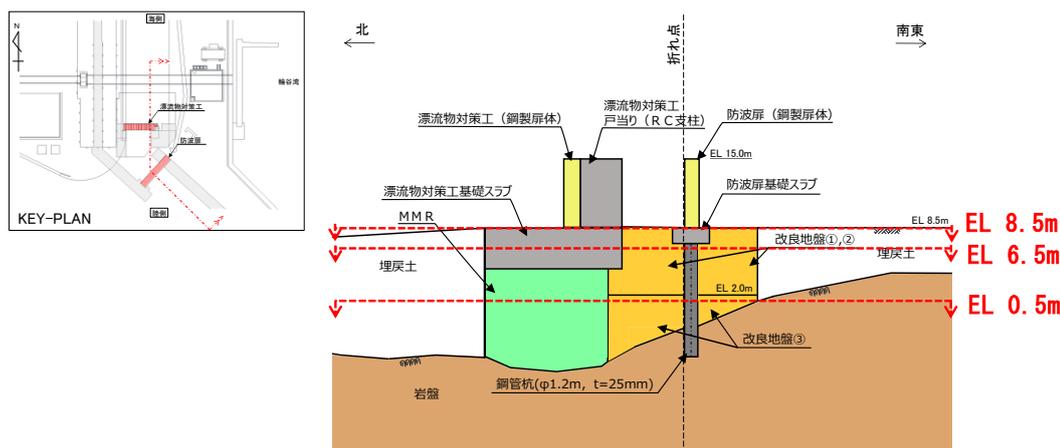


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の断面図

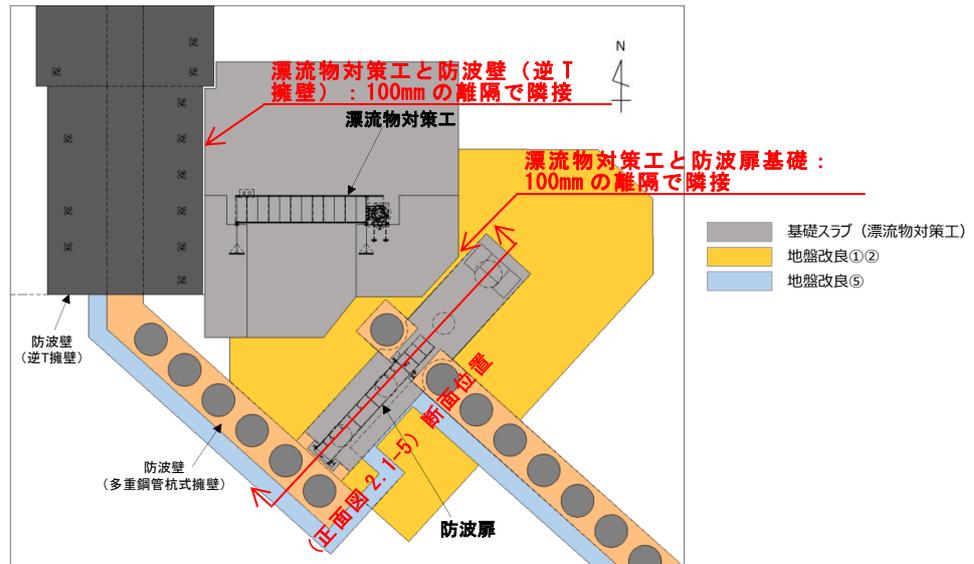


図 2.1-2 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の平面図（EL 8.5m）

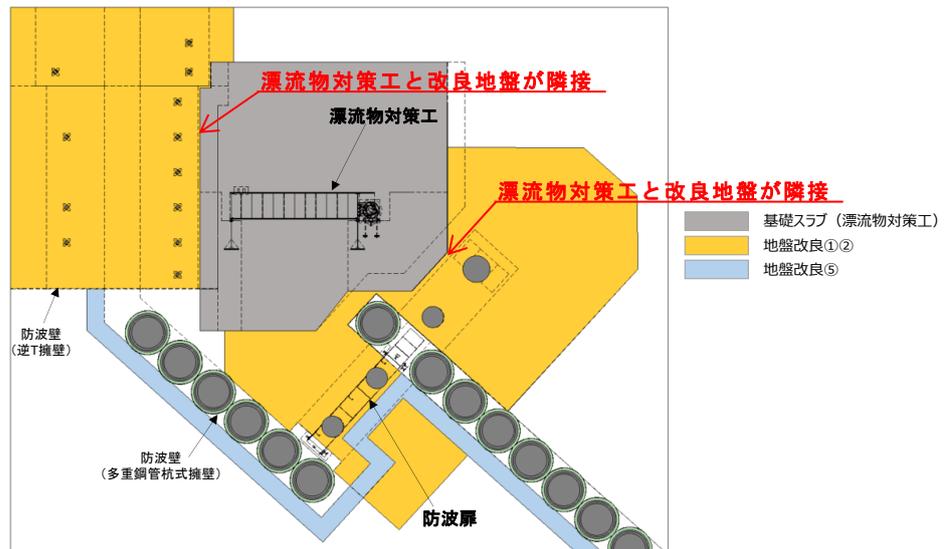


図 2.1-3 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の平面図（EL 6.5m）

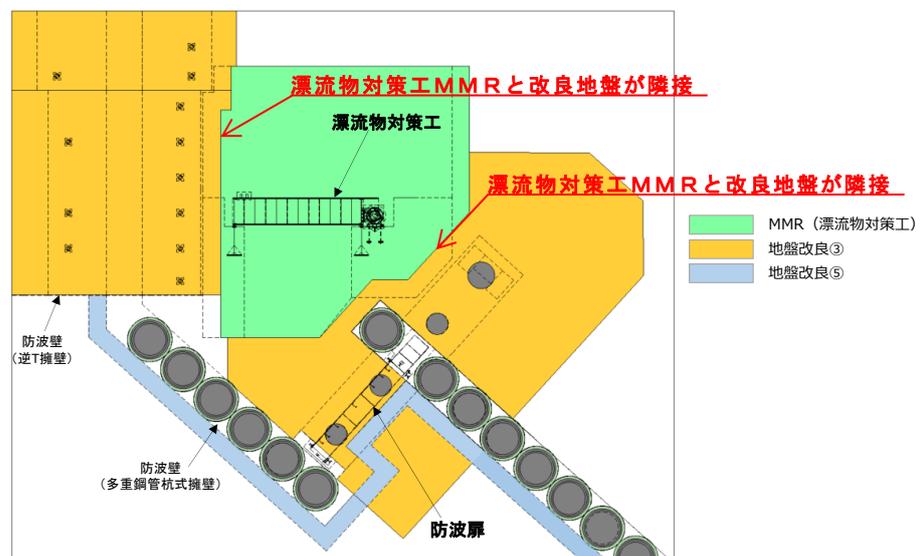


図 2.1-4 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の平面図（EL 0.5m）

(参考) 6-3

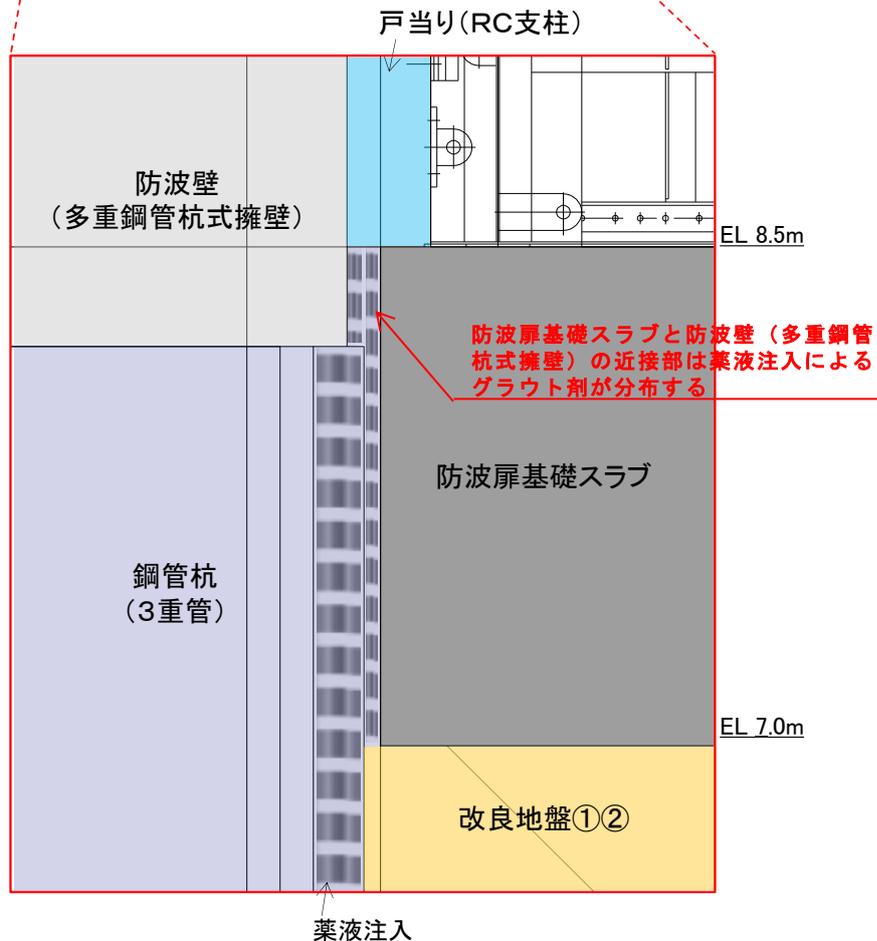
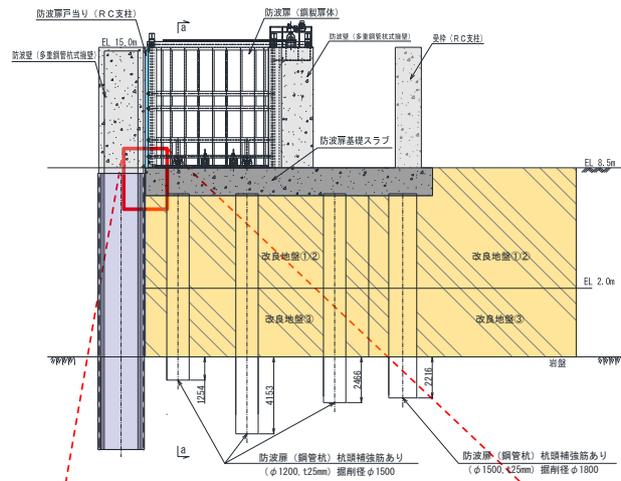


図 2.1-5 防波扉 (荷揚場南) における防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) と防波扉基礎スラブの近接部の正面図

2.2 防波扉（3号機東側）付近

防波扉（3号機東側）付近における漂流物対策工の断面図及び平面図（断面図高さにおけるスライス図）を図2.2-1から図2.2-4に示す。

(1) EL 8.5m（地表面）

漂流物対策工基礎スラブは、厚さ4mとし、EL 4.5m～8.5mに位置する。

防波壁（逆T擁壁）のフーチングは、厚さ2mとし、EL 6.5m～8.5mに位置している。EL 6.5m～8.5mにおいて、漂流物対策工基礎スラブと防波壁（逆T擁壁）フーチングが離隔100mmで隣接することから、相対変位の影響を確認する。

(2) EL 6.5m（漂流物対策工基礎スラブ高さ中央）

防波壁（逆T擁壁）のフーチングは、厚さ2mとし、EL 6.5m～8.5mに位置している。EL 6.5m～8.5mにおいて、漂流物対策工基礎スラブと防波壁（逆T擁壁）フーチングが離隔100mmで隣接することから、相対変位の影響を確認する。

(3) EL 0.5m（漂流物対策工基礎地盤MMR中）

漂流物対策工の基礎地盤であるMMRと改良地盤が隣接しており、構造物同士の隣接はない。

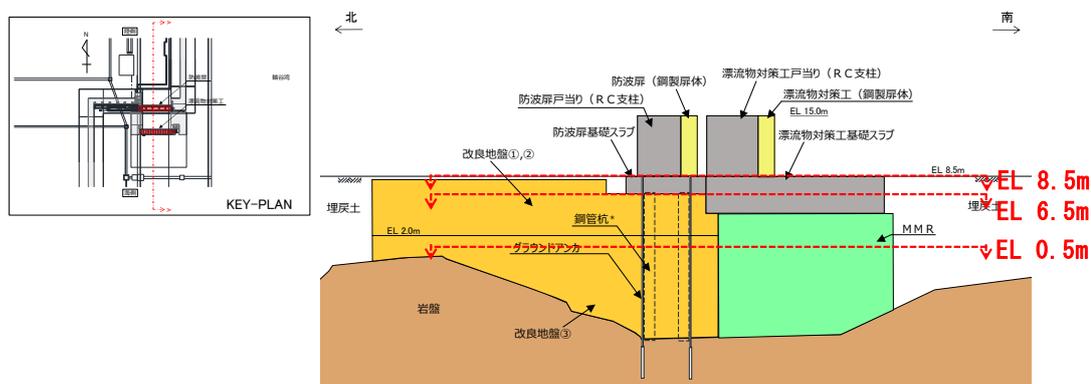


図 2.2-1 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の断面図

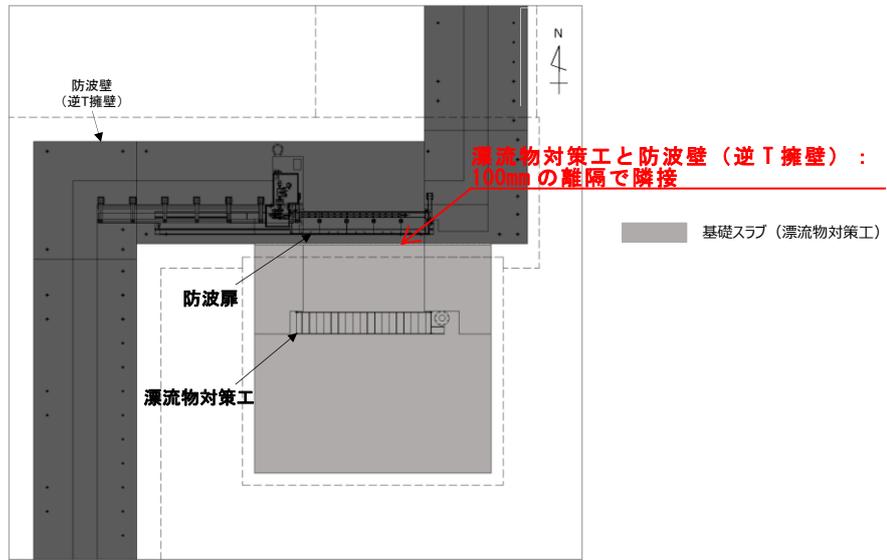


図 2.2-2 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の平面図（EL 8.5m）

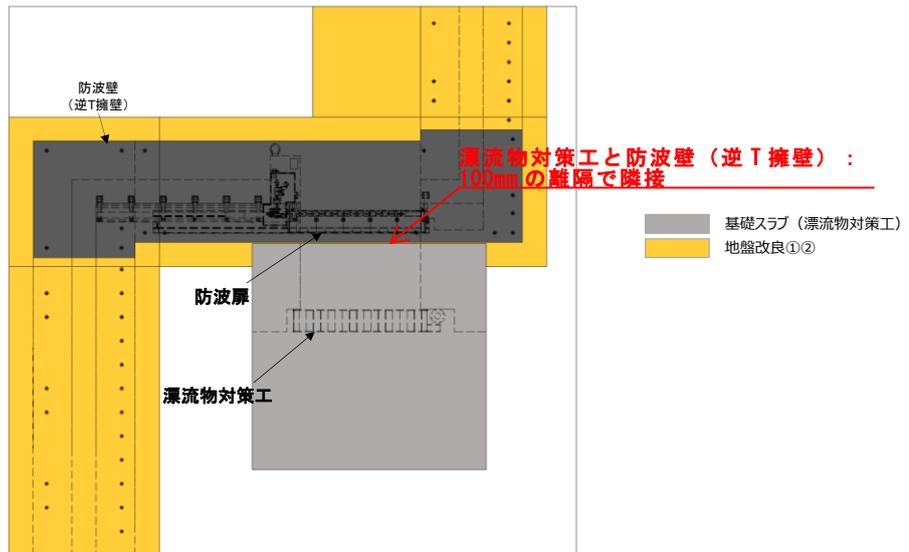


図 2.2-3 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の平面図（EL 6.5m）

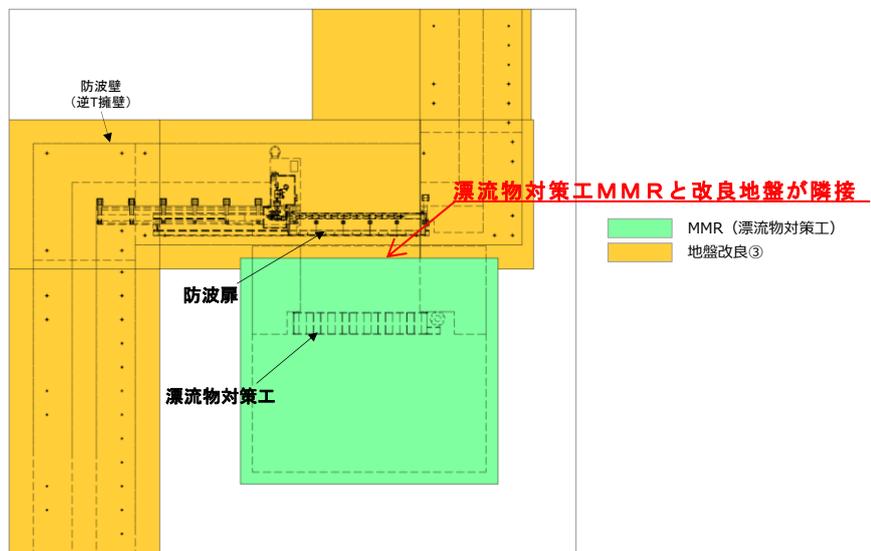


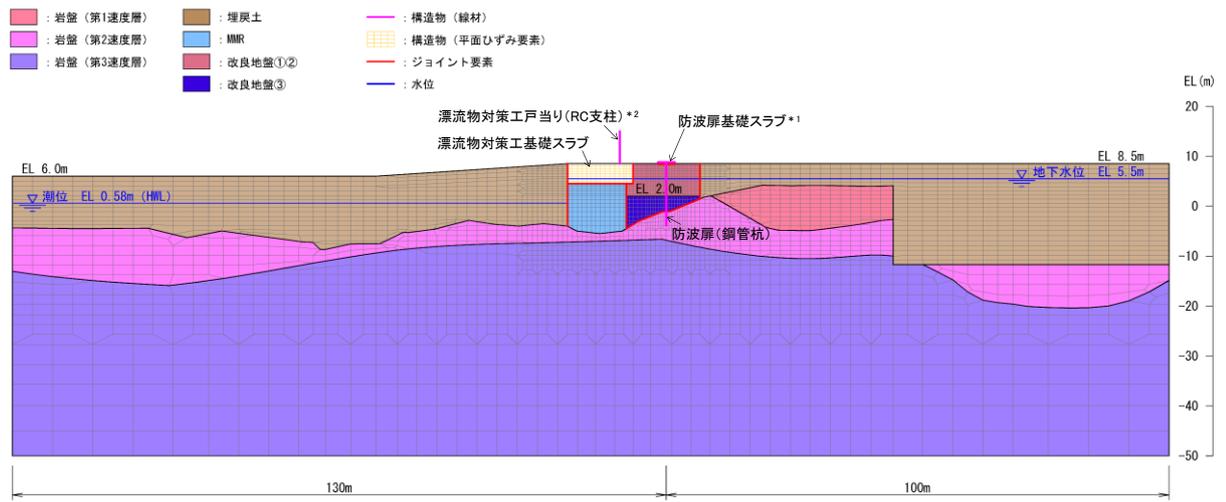
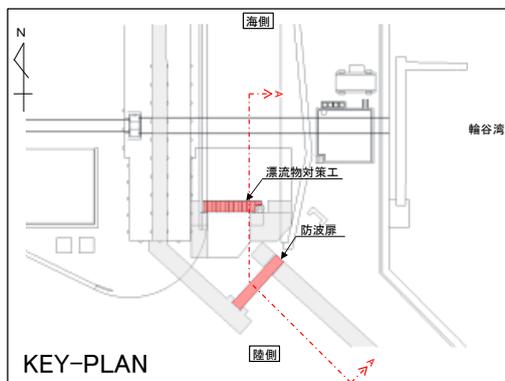
図 2.2-4 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の平面図（EL 0.5m）

3. 地震時における構造物間の相対変位

3.1 相対変位の解析モデル

防波扉（荷揚場南）付近の漂流物対策工と防波扉（荷揚場南）基礎スラブの相対変位評価については、防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いた解析モデルを用いる。（「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」の「4.6 解析モデル及び諸元」と同じ）。

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図 3.1-1 に示す。



注記 * 1: 線形はり要素の中心において、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(上・下部支承部位置)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 3.1-1 防波扉（荷揚場南）の解析モデル

漂流物対策工と防波壁（逆 T 擁壁）の隣接については、防波扉（荷揚場南）付近及び防波扉（3号機東側）付近のいずれにおいても、隣接する位置関係にあることから、評価対象断面の選定を行う。

耐震評価における構造物間の相対変位に影響を及ぼす要素として、地盤状況から地震時の地盤変位に関係する項目を比較する。

【地盤状況】

- ・岩盤上面の深さについては、岩盤上面の深さが深いほど、改良地盤及びMMRの厚さが厚くなり、岩盤からの相対変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。

上述の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。図 3.1-2 に防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）における隣接構造物付近の地質断面図を示す。防波扉（3号機東側）断面は、防波扉（荷揚場南）断面に比較し、岩盤上面の深さが約 17m と深いことから、防波扉（3号機東側）断面を相対変位評価の評価対象断面に選定する。

解析モデルは防波扉（3号機東側）の解析モデルを用いる（「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」の「4.6 解析モデル及び諸元」と同じ）。

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図 3.1-3 に示す。

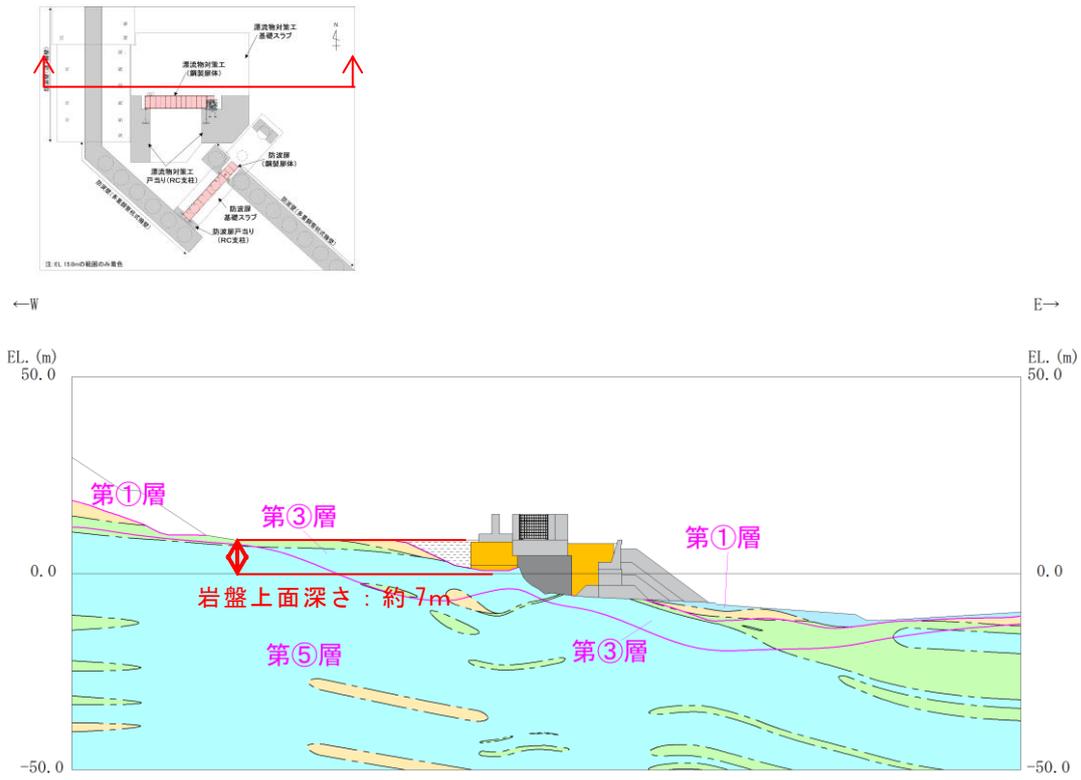


図 3.1-2(1) 防波扉（荷揚場南）における地質断面図

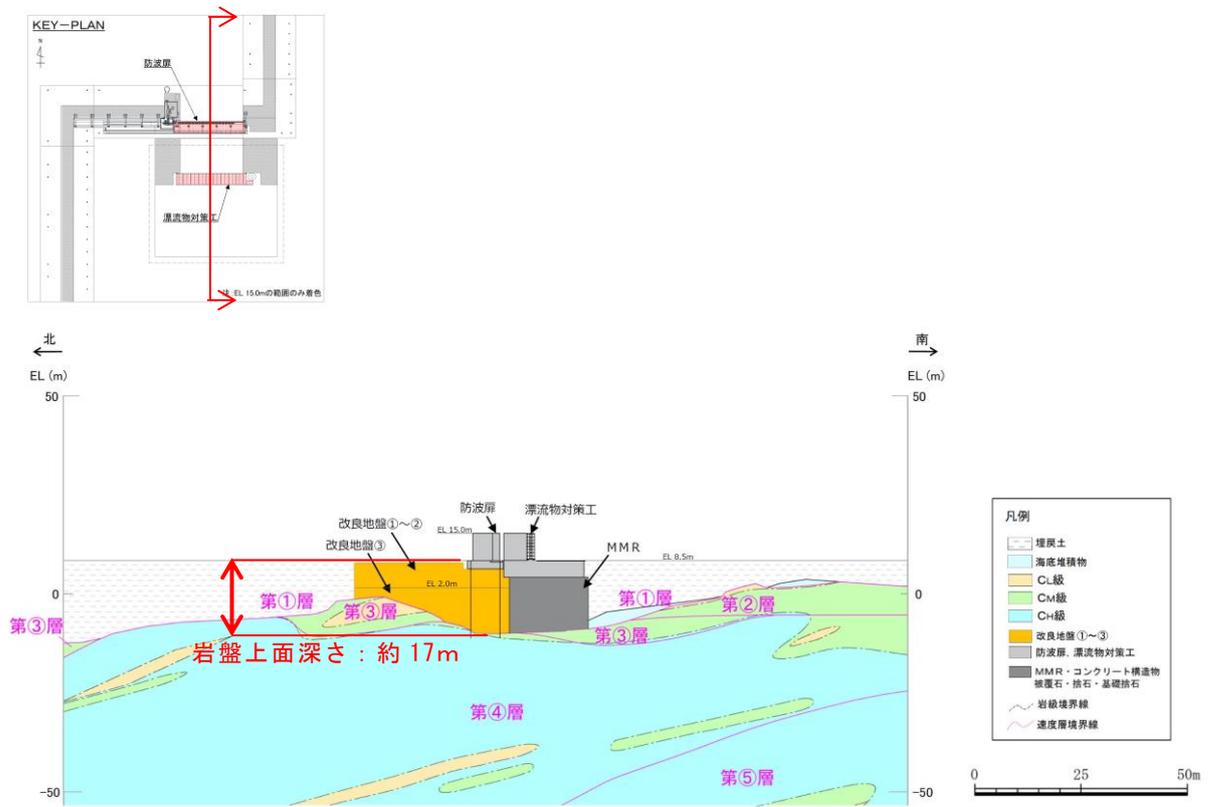
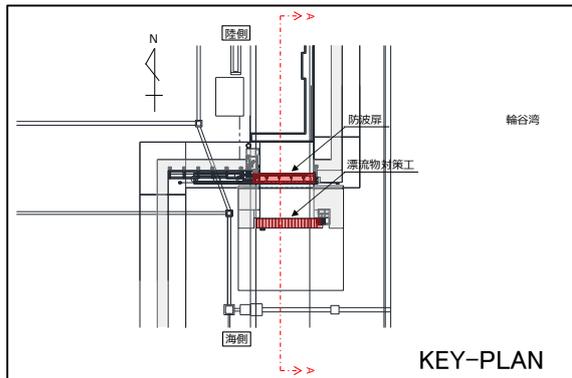
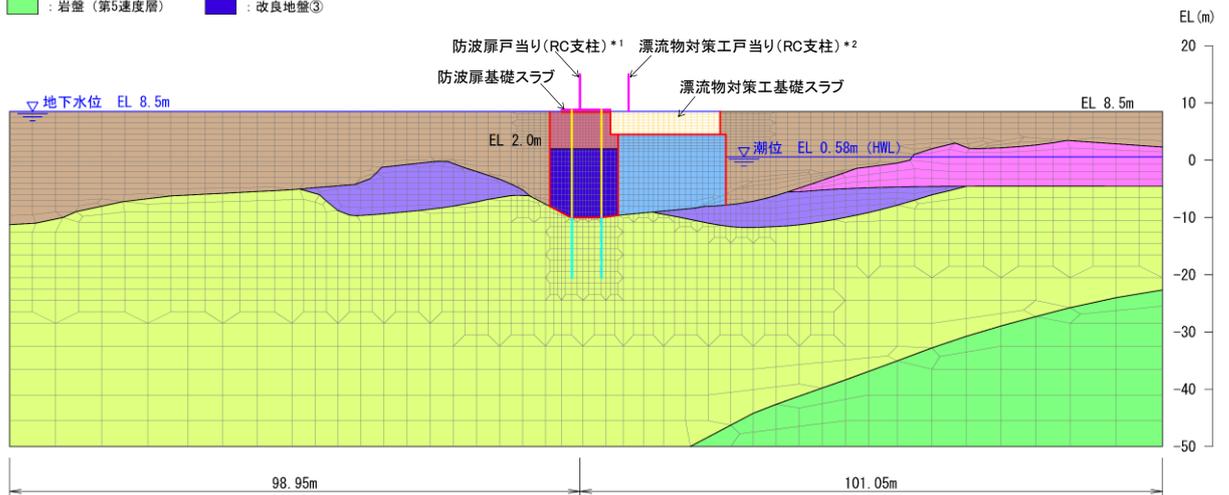


図 3.1-2(2) 防波扉（3号機東側）における地質断面図

(参考) 6-9



- | | | | |
|----------------|------------|---------------------|-------------------|
| ■ : 岩盤 (第2速度層) | ■ : 埋戻土 | — : 構造物 (線材) | ■ : 構造物 (平面ひずみ要素) |
| ■ : 岩盤 (第3速度層) | ■ : MMR | — : グラウンドアンカ (自由長部) | — : ジョイント要素 |
| ■ : 岩盤 (第4速度層) | ■ : 改良地盤①② | — : グラウンドアンカ (拘束長部) | — : 水位 |
| ■ : 岩盤 (第5速度層) | ■ : 改良地盤③ | | |



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(上・下部支承部位置)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 3.1-3 防波扉 (3号機東側) の解析モデル

3.2 漂流物対策工と防波扉（荷揚場南）基礎スラブの相対変位

漂流物対策工と防波扉（荷揚場南）基礎スラブの相対変位評価を行う。入力地震動は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の変形量評価において横断方向の変形量が最大であった $S_s - D$ （-，+）を用いる。

図 3.2-1 に相対変位を算出した解析モデルの節点の拡大図及び相対変位の時刻歴分布を示す。防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工と防波扉（荷揚場南）基礎スラブの最大相対変位は、1.0mm であった。構造物間の離隔 100 mm に対して十分な裕度を確認した。

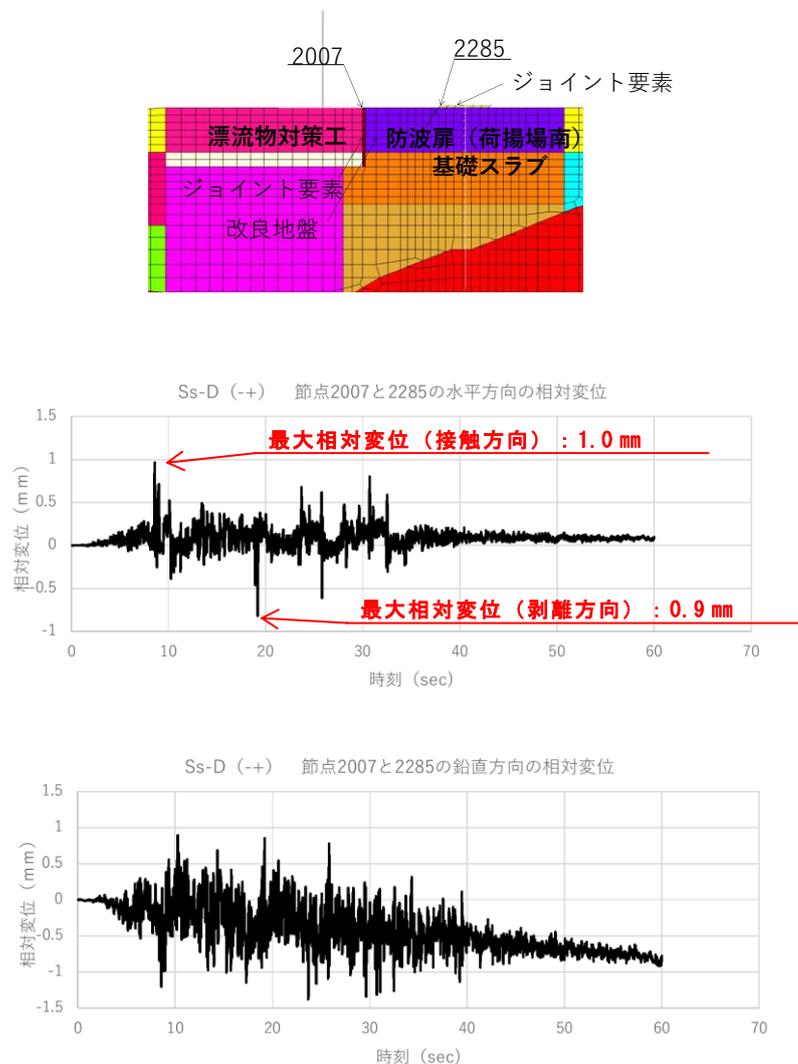


図 3.2-1 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工と防波扉（荷揚場南）基礎スラブの相対変位（ $S_s - D$ （-，+））

3.3 漂流物対策工と防波壁（逆 T 擁壁）の相対変位

漂流物対策工と防波壁（逆 T 擁壁）の相対変位評価を行う。入力地震動は、防波壁（逆 T 擁壁）の止水目地の変形量評価において横断方向の変形量が最大であった $S_s - D(+, -)$ を用いる。

図 3.3-1 に相対変位を算出した解析モデルの節点の拡大図及び相対変位の時刻歴分布を示す。防波扉（3号機東側）における漂流物対策工と防波壁（逆 T 擁壁）の最大相対変位は、1.5mm であった。構造物間の離隔 100 mm に対して十分な裕度を確認した。

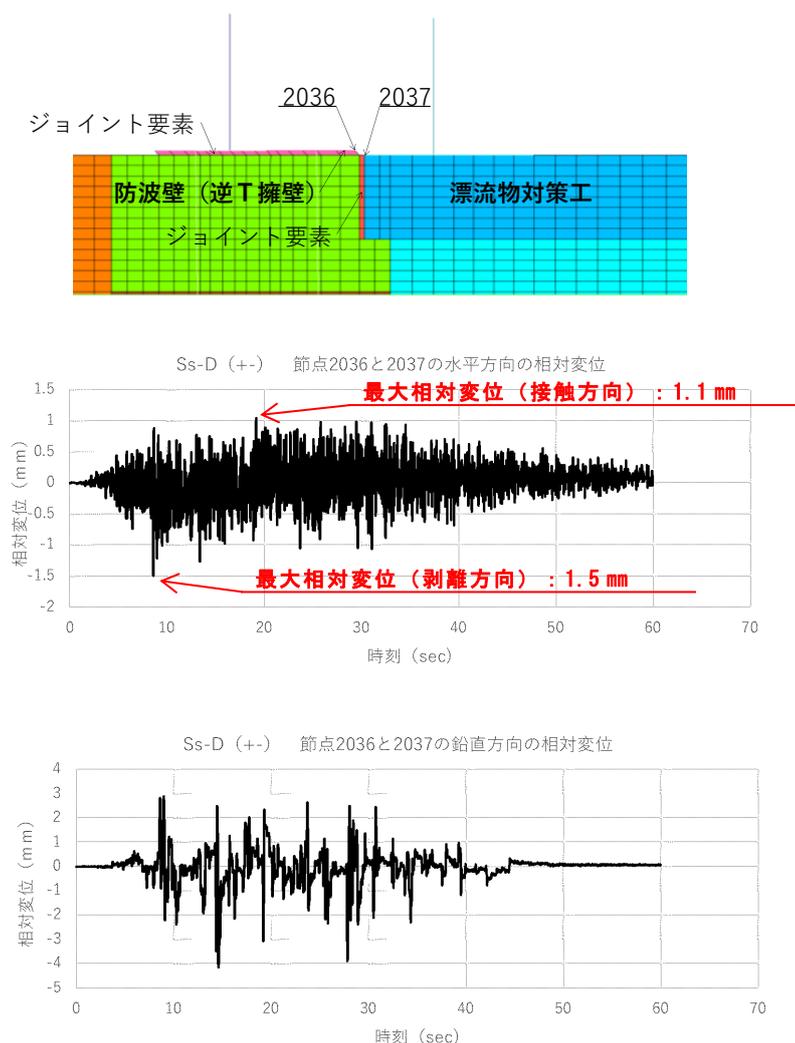


図 3.3-1 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工と防波壁（逆 T 擁壁）の相対変位（ $S_s - D(+, -)$ ）

4. まとめ

以上より、漂流物対策工と防波壁における相対変位による影響は十分小さいと評価した。

(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

| | |
|-------------------|----|
| 1. 概要 | 1 |
| 2. 基本方針 | 1 |
| 2.1 位置 | 1 |
| 2.2 構造概要 | 2 |
| 2.3 評価方針 | 4 |
| 3. 耐震評価 | 6 |
| 3.1 記号の定義 | 6 |
| 3.2 荷重及び荷重の組合せ | 9 |
| 3.2.1 耐震評価上考慮する状態 | 9 |
| 3.2.2 荷重 | 9 |
| 3.2.3 荷重の組合せ | 10 |
| 3.3 評価対象部位 | 10 |
| 3.4 許容限界 | 11 |
| 3.5 評価方法 | 13 |
| 4. 評価条件 | 25 |
| 5. 耐震評価結果 | 28 |

1. 概要

本資料は、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）は、「常時閉」運用を基本とするが、念のため防波扉（荷揚場南）が開時において基準地震動 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。

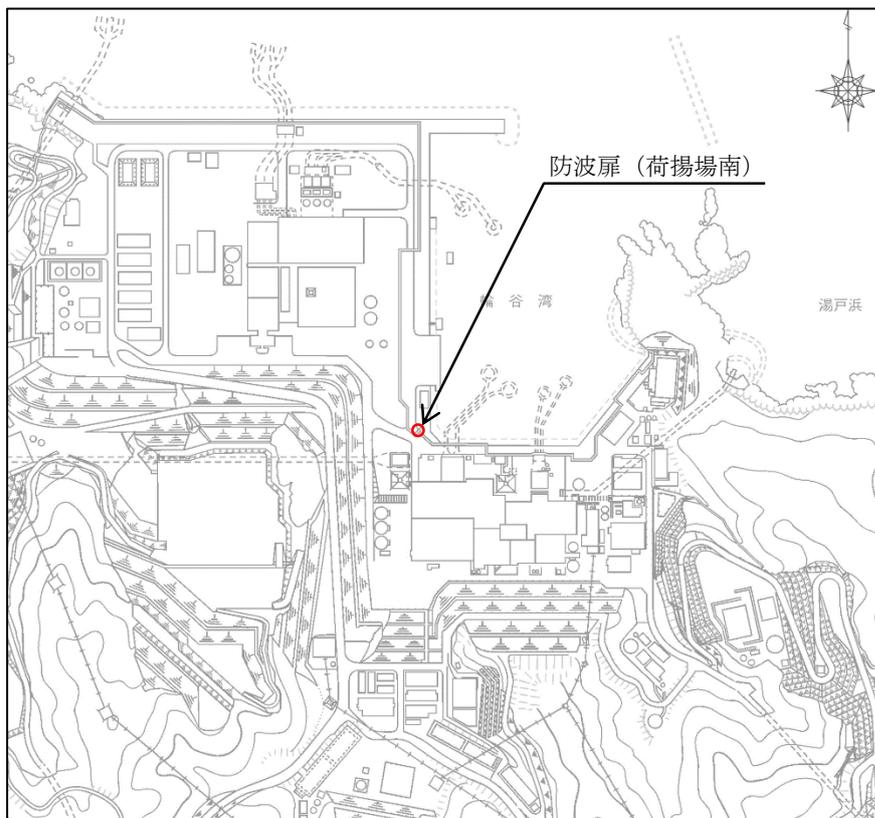
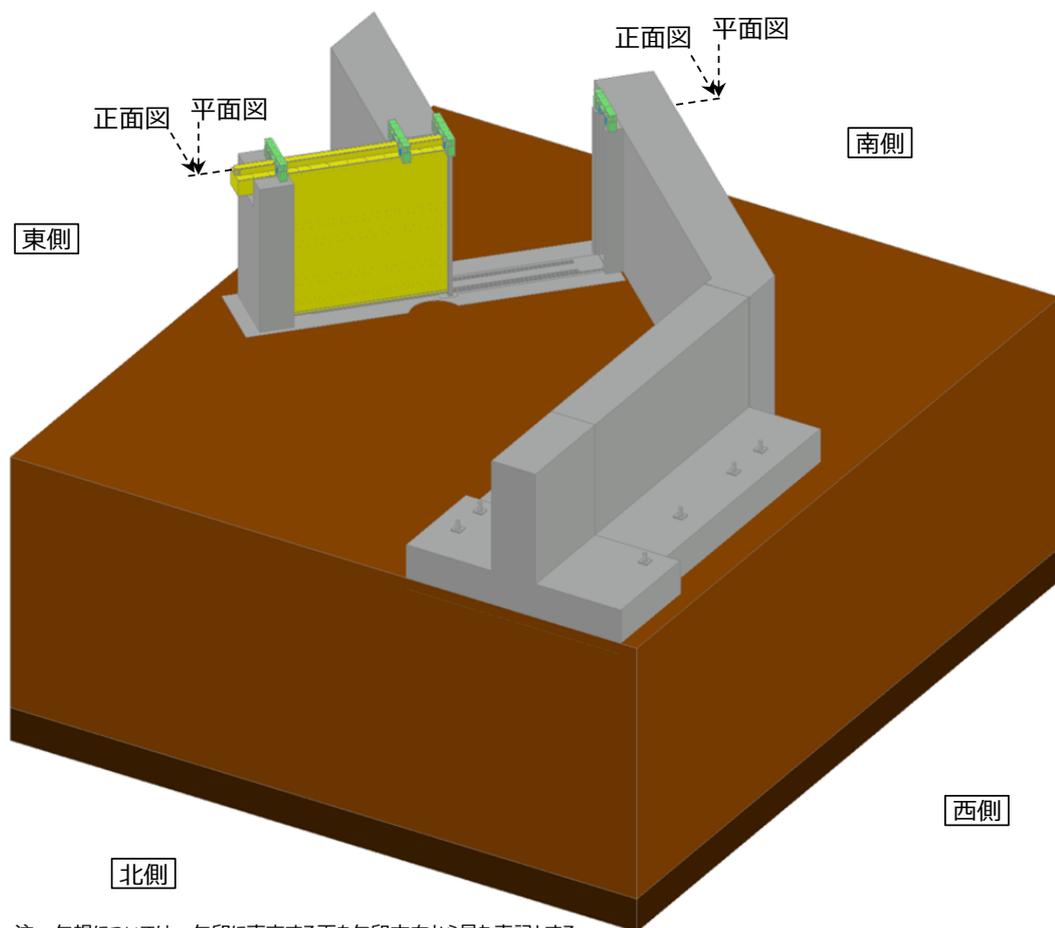


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）位置図

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、構造図を図 2.2-2 に示す。



注：矢視については、矢印に直交する面を矢印方向から見た表記とする。
なお、防波扉前面の漂流物対策工は記載を省略した。

図 2.2-1 防波扉（荷揚場南）の構造概要図（扉開時を記載）

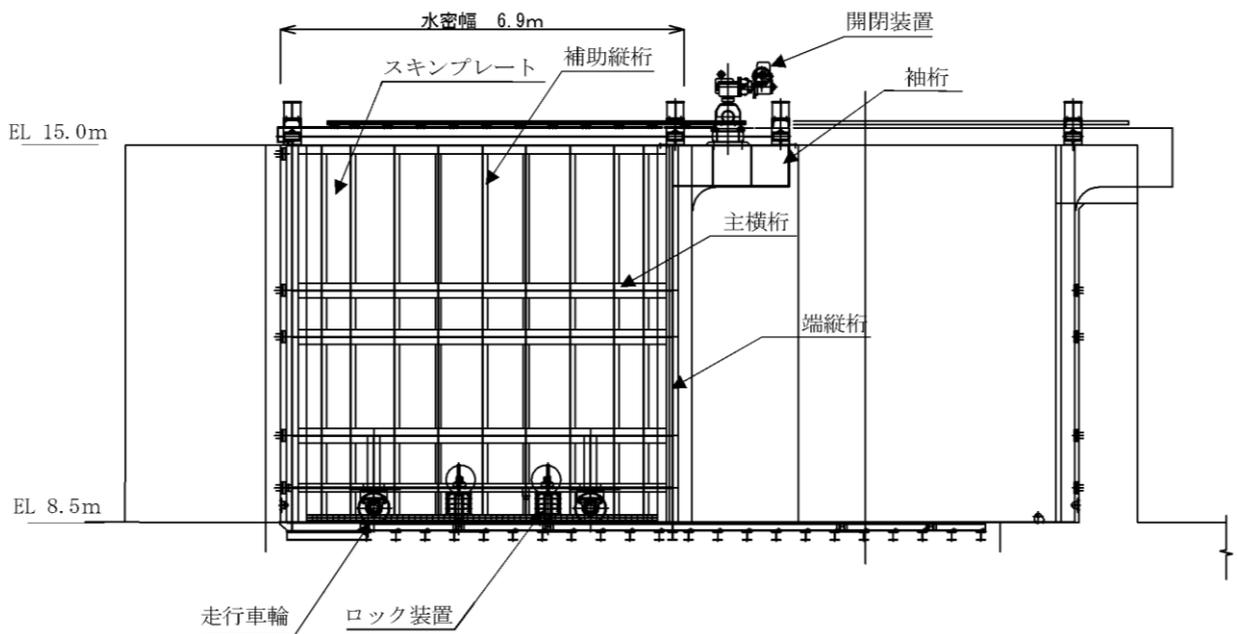


図 2.2-2(1) 防波扉（荷揚場南）の構造図（鋼製扉体，正面図，扉閉時を基本に記載）

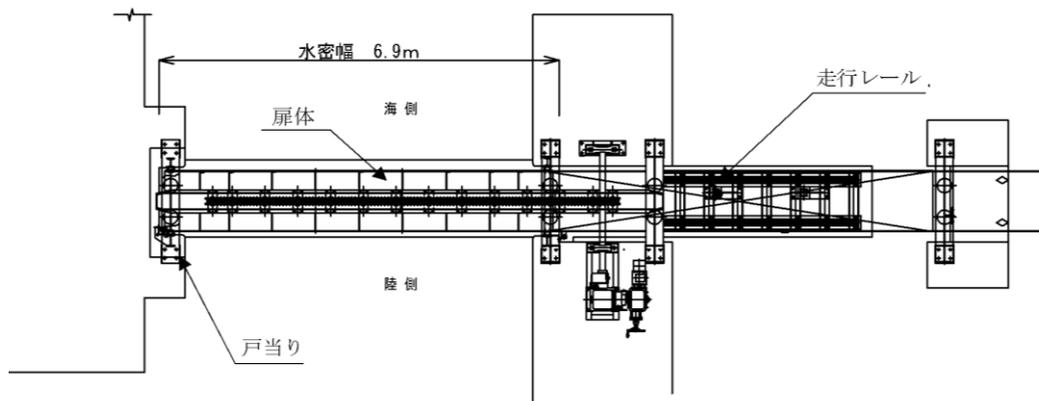


図 2.2-2(2) 防波扉（荷揚場南）の構造図（鋼製扉体，平面図，扉閉時を基本に記載）

2.3 評価方針

防波扉（荷揚場南）の開時において、上部は袖桁、ガイドローラ、上部門構が設置され、下部はロックピンが設置されている。

地震時水平荷重は、上部門構及びロック装置で支持する。ロック装置の評価は、閉時と同様であり、十分な強度を有していることを確認している。

地震時鉛直荷重（上向き）は、上部門構で支持する。

地震時鉛直荷重（下向き）は、車輪、レールで支持する。車輪、レールの評価は、閉時と同様であり、十分な強度を有していることを確認している。

したがって本資料では、開時の評価として、地震時水平荷重及び地震時鉛直荷重（上向き）の評価を行う。

地震時水平荷重は、袖桁及び扉体からガイドローラ、上部門構を介してコンクリート（受枠（RC支柱）を含む）に伝達されることから、開時の評価対象部材は袖桁、ガイドローラ、上部門構、アンカーボルト及び受枠（RC支柱）とする。

地震時鉛直荷重（上向き）は、上部門構を介してコンクリートに伝達されることから、開時の評価対象部材は上部門構及びアンカーボルトとする。

防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材を図 2.3-1 に示す。

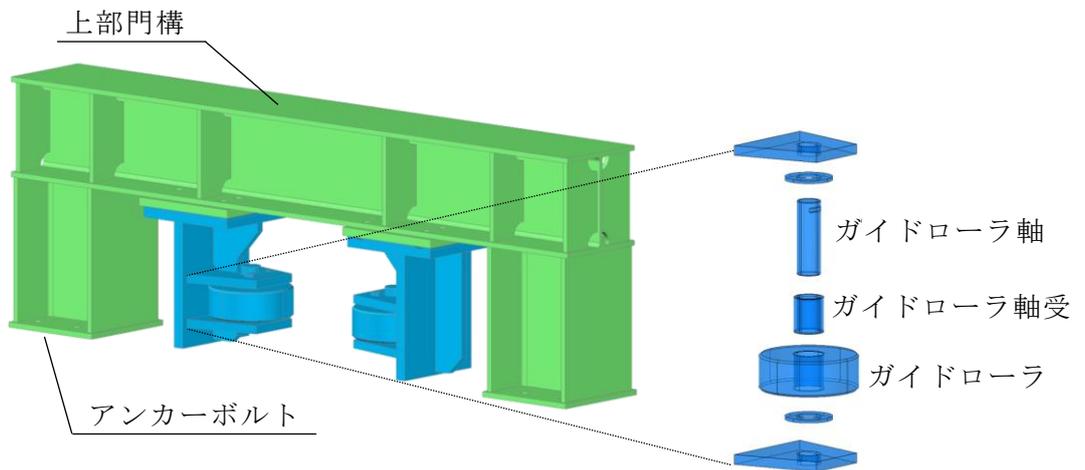
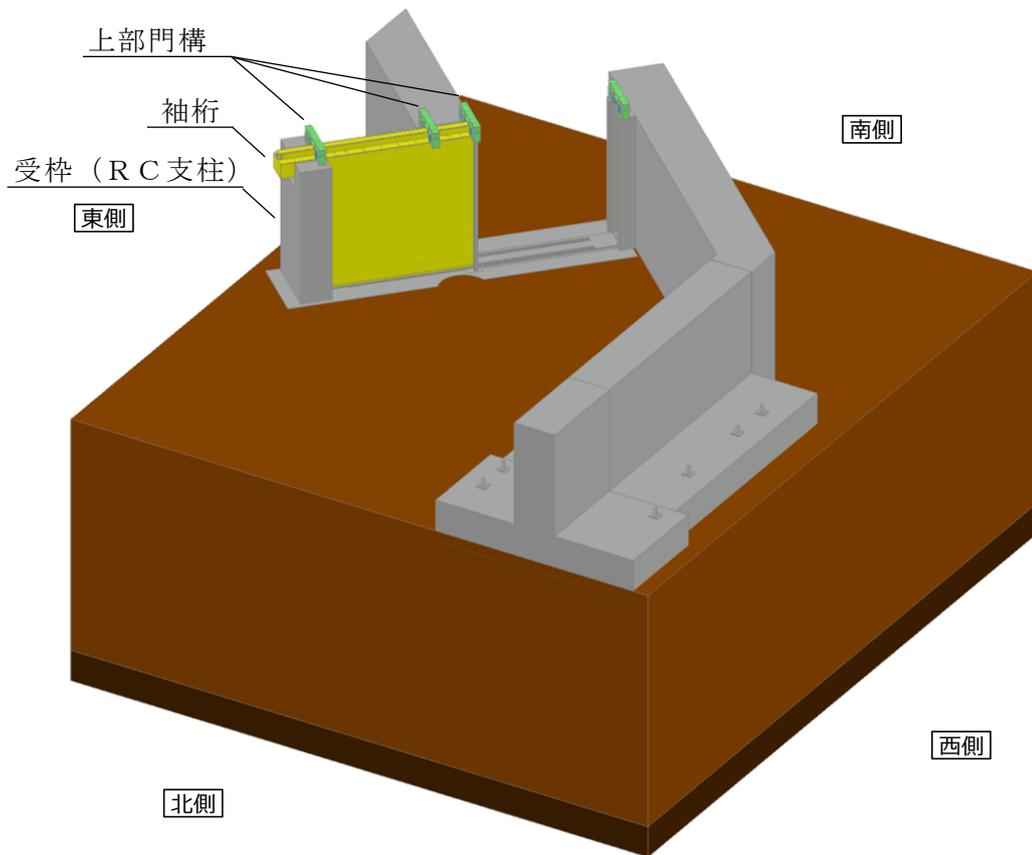


図 2.3-1 防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材図

(参考) 7-5

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いる記号

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 袖桁 | R_A | kN | ガイドローラ反力 |
| | P_1 | kN | 作用荷重（地震時慣性力＋風荷重） |
| | n | — | 有効ガイドローラ数 |
| | L | m | 下部からガイドローラまでの距離 |
| | l_1 | m | 下部から荷重位置までの距離 |
| | l_2 | m | ガイドローラから袖桁中心までの距離 |
| | l_3 | m | ガイドローラ間隔 |
| | M | kN・m | 曲げモーメント |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | S | kN | せん断力 |
| | A_w | mm ² | 腹板断面積 |
| | M_T | kN・m | ねじりモーメント |
| | Z_p | mm ³ | 極断面係数 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | τ_1 | N/mm ² | ねじりせん断応力度 |
| σ_g | N/mm ² | 合成応力度 | |

表 3.1-1(2) 防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いる記号

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
| ガイド ローラ | R_A | N | ガイドローラ反力 |
| | E_1 | N/mm ² | ローラの弾性係数 |
| | E_2 | N/mm ² | ローラ踏面板の弾性係数 |
| | B_0 | mm | ローラ有効踏面幅 |
| | R | mm | ローラ半径 |
| | C | mm | 接触幅の 1/2 |
| | p | N/mm ² | ヘルツの接触応力度 |
| ガイド ローラ 軸 | M | kN・m | 軸の曲げモーメント |
| | L | m | 軸の支持間隔 |
| | Z | mm ³ | 軸の断面係数 |
| | S | kN | 軸のせん断力 |
| | A_1 | mm ² | 軸の断面積 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| ガイド ローラ 軸受 | d_1 | mm | 軸径 |
| | b | mm | 軸受け有効幅 |
| | p_r | N/mm ² | 面圧 |
| 上部 門構 (鉛直) | P_v | kN | 地震時鉛直荷重 |
| | K_v | - | 鉛直震度 |
| | W_g | kN | 扉体自重 |
| | P_s | kN | 積雪荷重 |
| | n | - | ガイドローラブラケット数 |
| | M_A | kN・m | 門構 A 点の曲げモーメント |
| | R_1 | kN | 門構 C 点の支点反力 |
| | S_A | kN | 門構のせん断力 |
| | a, b, L | m | 門構の長さ寸法 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | A | mm ² | 門構の断面積 |
| | A_w | mm ² | 門構のせん断断面積 |
| | σ_A | N/mm ² | 門構 A 点の曲げ応力度 |
| | σ_{AC} | N/mm ² | A-C 桁の曲げと軸方向の合成応力度 |
| τ | N/mm ² | せん断応力度 | |

(参考) 7-7

表 3.1-1(3) 防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いる記号

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|-------------------------|-------------------------------|-------------------|---------------------------|
| 上部 門構 (水平) | P_r | kN | 地震時水平荷重 |
| | c, d | m | 門構の長さ寸法 |
| | M_E | kN・m | A-B桁E点の曲げモーメント |
| | R_1, R_c | kN | 門構C点の支点反力 |
| | N_{AB} | kN | A-B桁の軸力（圧縮） |
| | S_{AB} | kN | A-B桁のせん断力 |
| | M_A | kN・m | A-C桁A点の曲げモーメント |
| | S_{Ac} | kN | A-C桁のせん断力 |
| | N_{Ac} | kN | A-C桁の軸力（引張） |
| | σ_{AB} | N/mm ² | A-B桁の曲げと軸方向の合成応力度 |
| | σ_{AC} | N/mm ² | A-C桁の曲げと軸方向の合成応力度 |
| 上部門 構アン カーボ ルト | R_1, R_c | kN | アンカーに作用する引張力，せん断力 |
| | $\phi_1, \phi_2,$ ϕ_3 | - | 低減係数（短期） |
| | $s\sigma_a$ | N/mm ² | アンカーボルトの許容引張応力度 |
| | A_B | mm ² | アンカーボルトの有効断面積 |
| | n | - | アンカーボルト本数 |
| | τ_a | N/mm ² | へりあき及びアンカーピッチを考慮した付着強度 |
| | α_n | - | へりあき及びアンカーピッチによる付着強度の低減係数 |
| | d_a | mm | アンカーボルト径 |
| | L_{ce} | mm | アンカーボルトの強度算定用埋め込み長さ |
| | L_e | mm | アンカーボルトの有効埋め込み長さ |
| | F_c | N/mm ² | コンクリートの設計基準強度 |
| | c_n | mm | へりあき寸法又はアンカーピッチ a の 1/2 |
| | $s\tau_a$ | N/mm ² | アンカーボルトの許容せん断応力度 |
| | $c\sigma_{qa}$ | N/mm ² | コンクリートの支圧強度 |
| | F_c | N/mm ² | コンクリートのヤング係数 |
| c | mm | へりあき寸法 | |

3.2 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。

3.2.1 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

積雪及び風の荷重を考慮する。

(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。

3.2.2 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) 積雪荷重（ P_s ）

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35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(3) 風荷重（ P_k ）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(4) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

地震荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用させる。設計震度の評価結果については、耐震性についての計算書に関する補足説明のうち「6. 耐震評価結果」に示す。

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

3.3 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）の開時の構造上の特徴を踏まえ、袖桁、ガイドローラ、上部門構、アンカーボルト及び受枠（RC支柱）とする。

3.4 許容限界

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉の（荷揚場南）許容限界は、ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省 平成 28 年 3 月）に基づき、表 3.4-1 に示す。地震時の許容応力度は、長期許容応力度に補正係数 1.5 を乗じた短期許容応力度とする。

表 3.4-1 防波扉（荷揚場南）の許容限界

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容 応力度(N/mm ²) |
|------------------|--------------|-----------------------------------|-------------------|---------------------------------|
| | | | | |
| 袖桁 | SM490 | 許容曲げ応力度 σ_a | 160 | 240 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 90 | 135 |
| | | 許容合成応力度 $\sigma_{ga}=1.1\sigma_a$ | 176 | 264 |
| ガイドローラ | SUS304 | 許容接触応力度 p_a | 565 ^{*1} | 847 |
| ガイドローラ軸 | SUS304 | 許容曲げ応力度 σ_a | 100 | 150 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 60 | 90 |
| ガイドローラ 軸受 | 高力黄銅 系合金 | 許容面圧 p_a | 23 | 34.5 |
| 上部門構アンカー ーボルト | ケミカル アンカー | 許容引張力 P_a | — | 182 ^{*2} (kN) |
| | ケミカル アンカー | 許容せん断力 q_a | — | 107 ^{*2} (kN) |
| 上部門構 | SS400 | 許容曲げ応力度 σ_a | 120 | 180 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 70 | 105 |
| | | 許容合成応力度 σ_{ca} | 120 | 180 |

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき、 $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。

H_B はローラのブリネル硬さ（150）， v は安全率（線接触：1.3）で次のように算出される。

$$p_a=(9.8 \times 150)/(2 \times 1.3)=565(\text{N/mm}^2)$$

*2：許容限度は「各種合成構造設計指針・同解説」（日本建築学会）による。詳細は「3.5 評価方法」に示す。

(2) 受枠（RC支柱）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ軸力に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」（土木学会，2002年）に基づき，短期許容応力度とする。表3.4-2に値を示す。

表 3.4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

| 種別 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容応力度 (N/mm ²) |
|------------------|----------------------------|-----|------------------------------|
| | 許容曲げ 圧縮応力度 | 9 | |
| コンクリート (Fc24) | | | 13.5 |
| 鉄筋 (SD345) | 許容曲げ 引張応力度 | 196 | 294 |

(3) 受枠（RC支柱）のせん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（RC支柱）のせん断破壊に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」（土木学会，2002年）に基づく許容せん断力とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで， V_a ：許容せん断耐力

$$V_{ca}：コンクリートが分担するせん断力 \quad (V_c = \tau_{aj} b_w j d / 2)$$

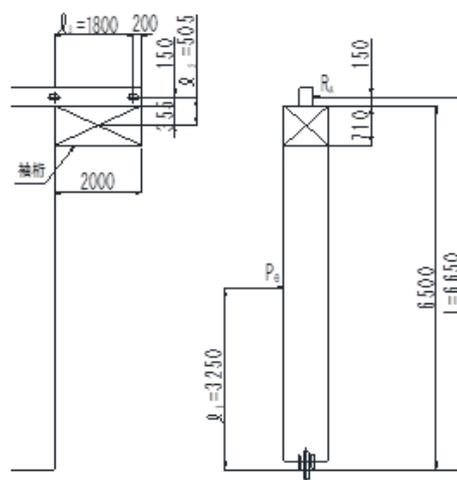
$$V_{sa}：せん断補強鉄筋が分担するせん断力 \quad (V_s = A_w \times \sigma_{sa} \times j \times d / s)$$

3.5 評価方法

(1) 袖桁

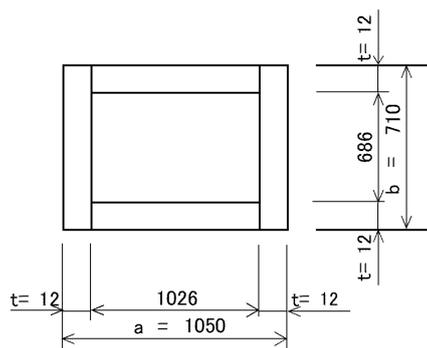
袖桁は、水平荷重（地震時慣性力+風荷重）に対して、ロック装置を固定端としたガイドローラからの反力を受ける。ガイドローラは、海側に3個、陸側に3個を設けるが、保守的に片側2個のガイドローラに荷重分散されるものとする。

袖桁は、端桁を固定端とする片持ち梁として計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。箱桁断面であることから、曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントによるせん断力の合成応力度に対しても許容限界以下であることを確認する。袖桁の概要を図3.5-1に示す。



正面図（陸側より見る）

側面図



袖桁の照査断面

図 3.5-1 袖桁の概要図

ガイドローラ反力

$$R_A = \frac{P_1 \ell_1}{nL}$$

断面力

$$M = R_A \ell_3 \quad S = R_A \quad M_T = R_A \ell_2$$

曲げ応力度 (N/mm²)

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

せん断応力度 (N/mm²)

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

ねじりせん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_1 = \frac{M_T}{Z_p}$$

合成応力度 (N/mm²)

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau + \tau_1)^2}$$

ここに、

R_A : ガイドローラ反力 (kN)

P_1 : 作用荷重 (kN)

地震時慣性力+風荷重

n : 有効ガイドローラ数

L : 下部からガイドローラまでの距離
(m)

ℓ_1 : 下部から荷重位置までの距離 (m)

ℓ_2 : ガイドローラから袖桁中心までの距離
(m)

ℓ_3 : ガイドローラ間隔 (m)

M : 曲げモーメント (kN-m)

Z : 断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

(2) ガイドローラ

ガイドローラは、水平荷重（地震時慣性力+風荷重）に対して、ロック装置を固定端とした反力を受ける。ガイドローラは、海側に3個、陸側に3個を設けるが、保守的に片側2個のガイドローラに荷重分散されるものとする。

ガイドローラ、軸及び軸受の応力が許容限界以下であることを確認する。ガイドローラ、軸及び軸受の概要を図 3.5-2 に示す。

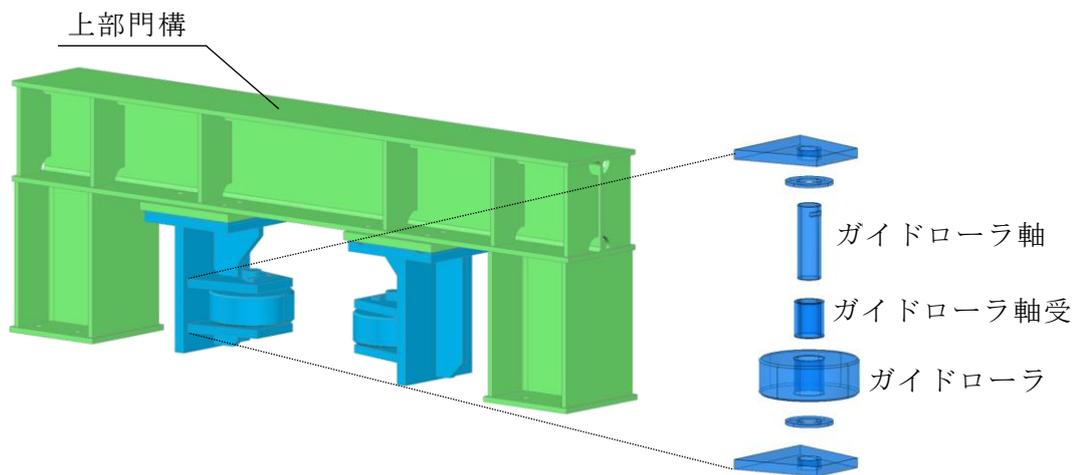
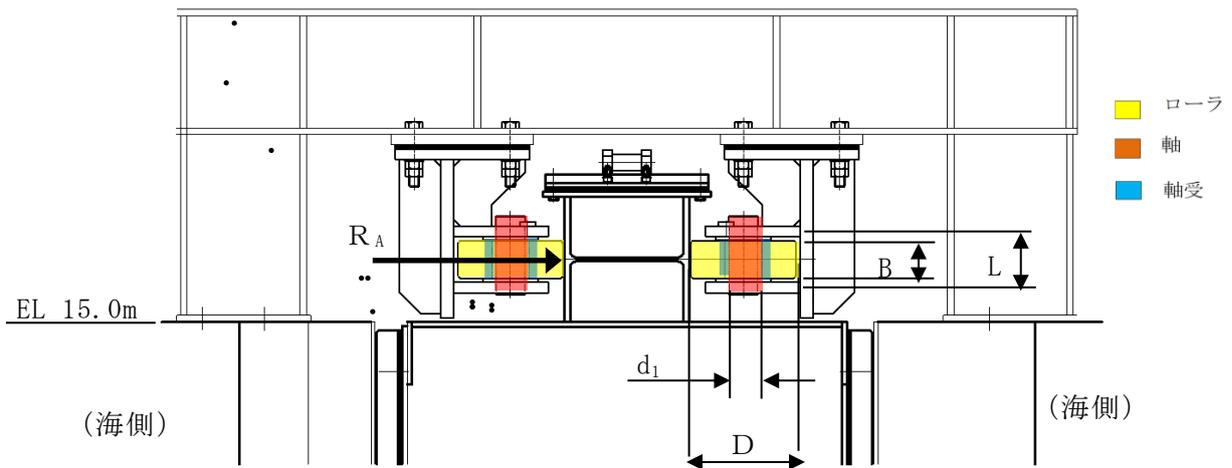


図 3.5-2 ガイドローラ、軸及び軸受の概要図

ローラ強度の照査（線接触の場合）

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

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

ガイドローラ軸強度の照査

車輪軸の断面力

$$M = 1/8 \cdot R_A (2L - B)$$

$$S = 1/2 \cdot R_A$$

曲げ応力度 (N/mm²)

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

せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S}{3A_1}$$

軸受の面圧 (N/mm²)

$$p_r = \frac{R_A}{d_1 b}$$

ここに、

R_A : ガイドローラ反力 (N)

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)

E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B_0 : ローラ有効踏面幅 (mm)

R : ローラ半径 (mm) = $D/2$

C : 接触幅の 1/2 (mm)

M : 軸の曲げモーメント (kN-m)

L : 軸の支持間隔 (m)

Z : 軸の断面係数 (mm³)

S : 軸のせん断力 (kN)

A_1 : 軸の断面積 (mm²)

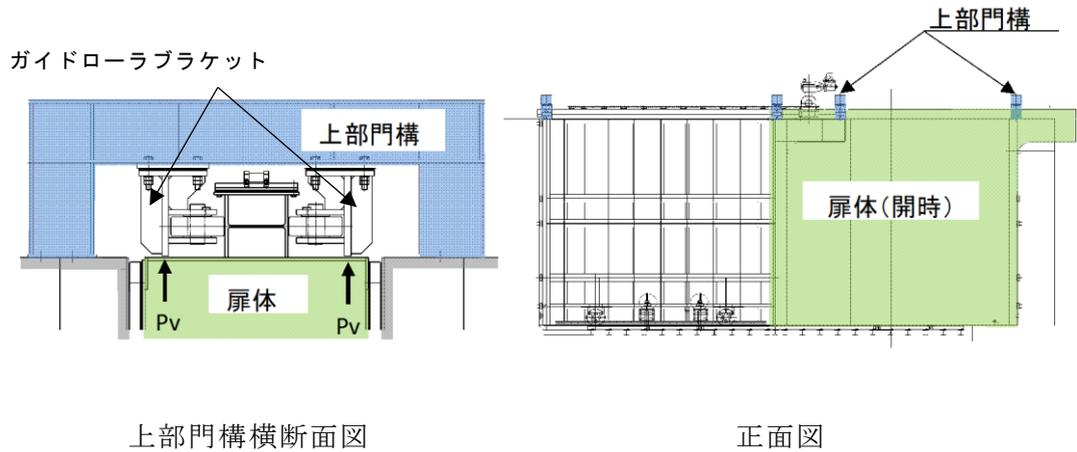
d_1 : 軸径 (mm)

b : 軸受け有効幅 (mm)

(3) 上部門構（鉛直）

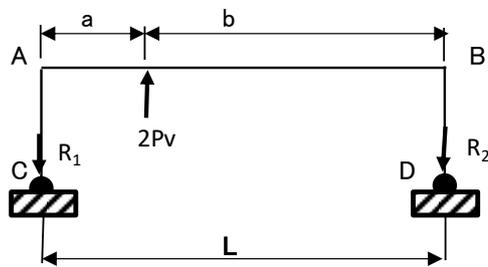
上部門構は、鉛直荷重（地震時慣性力）による扉体の浮き上り力に対して、2 箇所の上部門構で支持する。

上部門構は、扉体自重と積雪荷重による上向き慣性力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。上部門構の概要を図 3.5-3 に示す。



上部門構横断面図

正面図



上部門構のモデル図

図 3.5-3 上部門構の概要図（鉛直荷重作用時）

地震時鉛直荷重（上向き力）（kN）

$$P_v = (K_v - 1) \cdot \frac{W_g + P_s}{n}$$

門構 A 点の曲げモーメント（kN・m）

$$M_A = \frac{2P_v \cdot a \cdot b^2}{L^2}$$

門構 C 点の支点反力，せん断力（kN）

$$R_1 = S_A = \frac{2P_v \cdot b(L^2 - a^2 + ab)}{L^3}$$

門構 A 点の曲げ応力度（N/mm²）

$$\sigma_A = M_A / Z$$

A-C 桁の曲げと軸方向の合成応力度（N/mm²）

$$\sigma_{AC} = M_A / Z + R_1 / A$$

A-B 桁のせん断応力度（N/mm²）

$$\tau = S_A / A_w$$

ここに，

P_v : 地震時鉛直荷重（kN）

K_v : 鉛直震度

W_g : 扉体自重（kN）

P_s : 積雪荷重（kN）

n : ガイトロープフラケット数

M_A : 門構 A 点の曲げモーメント（kN・m）

R_1 : 門構 C 点の支点反力（kN）

S_A : 門構のせん断力（kN）

a, b, L : 門構の長さ寸法（mm）

Z : 断面係数（mm³）

A : 門構の断面積（mm²）

A_w : 門構のせん断断面積（mm²）

(4) 上部門構（水平）

上部門構は、地震時水平荷重によるガイドローラからの反力に対して、2個所の上部門構で支持する。

上部門構は、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。上部門構の概要を図 3.5-4 に示す。

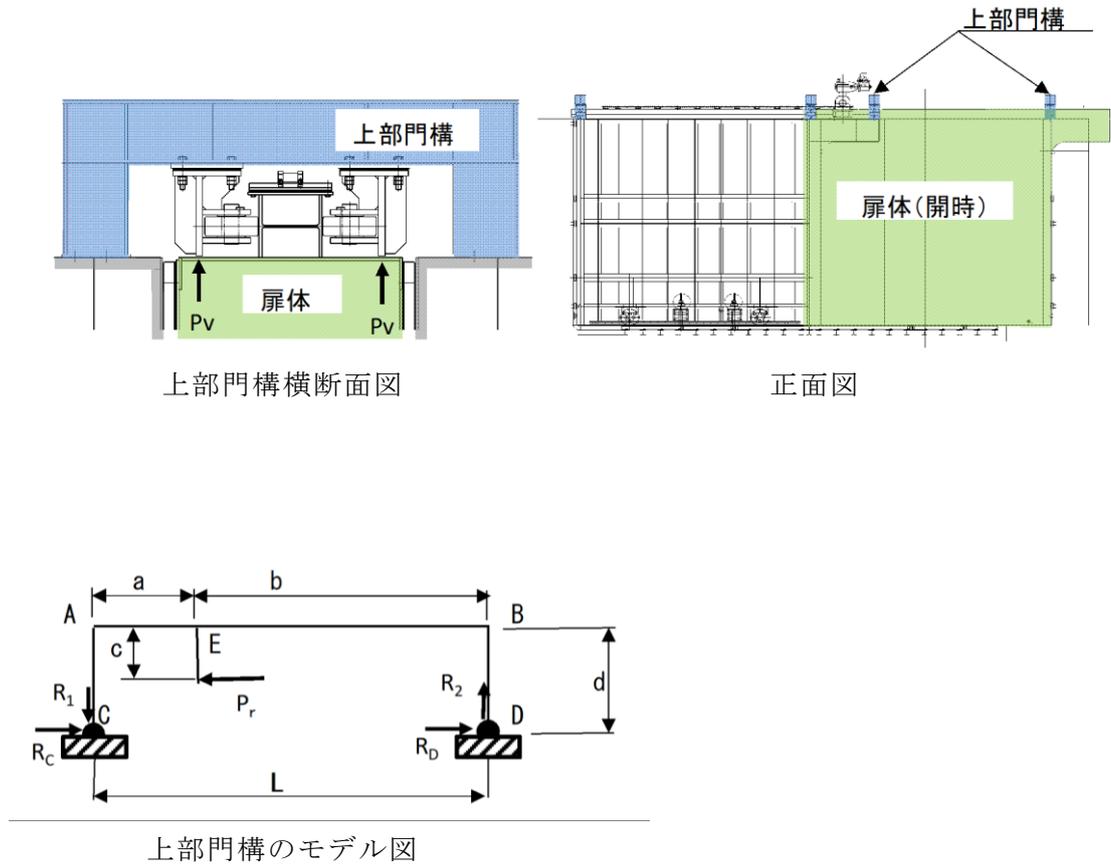


図 3.5-4 上部門構の概要図（水平荷重作用時）

A-B 桁 E 点の曲げモーメント (kN・m)

$$M_E = \frac{P_r \cdot c \cdot b}{L}$$

門構 C 点の支点反力 (kN)

$$R_c = P_r/2$$

$$R_1 = P_r \cdot c/L$$

A-B 桁の軸力 (圧縮) , せん断力 (kN)

$$N_{AB} = R_c \quad , \quad S_{AB} = R_1$$

A-C 桁 A 点の曲げモーメント (kN・m)

$$M_A = R_c \cdot d$$

A-C 桁の軸力 (引張) , せん断力 (kN)

$$N_{AC} = R_1 \quad , \quad S_{AC} = R_c$$

A-B 桁の曲げと軸方向の合成応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{AB} = M_E/Z + N_{AB}/A$$

A-C 桁の曲げと軸方向の合成応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{AC} = M_A/Z + N_{AC}/A$$

A-B 桁のせん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = S_{AB}/A_w$$

A-C 桁のせん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = S_{AC}/A_w$$

ここに,

P_r : 地震時水平荷重 (kN)

c, d : 門構の長さ寸法 (mm)

M_E : A-B 桁 E 点の曲げモーメント (kN・m)

R_1, R_c : 門構 C 点の支点反力 (kN)

N_{AB} : A-B 桁の軸力 (圧縮) (kN)

S_{AB} : A-B 桁のせん断力 (kN)

M_A : A-C 桁 A 点の曲げモーメント (kN・m)

S_{AC} : A-C 桁のせん断力 (kN)

N_{AC} : A-C 桁の軸力 (引張) (kN)

(5) 上部門構アンカーボルト

上部門構に作用する地震時鉛直荷重及び水平荷重は、アンカーボルトを介して躯体に伝達する。アンカーはケミカルアンカーとし、その荷重が許容耐力以下であることを確認する。

上部門構アンカーボルトの概要を図 3.5-5 に示す。

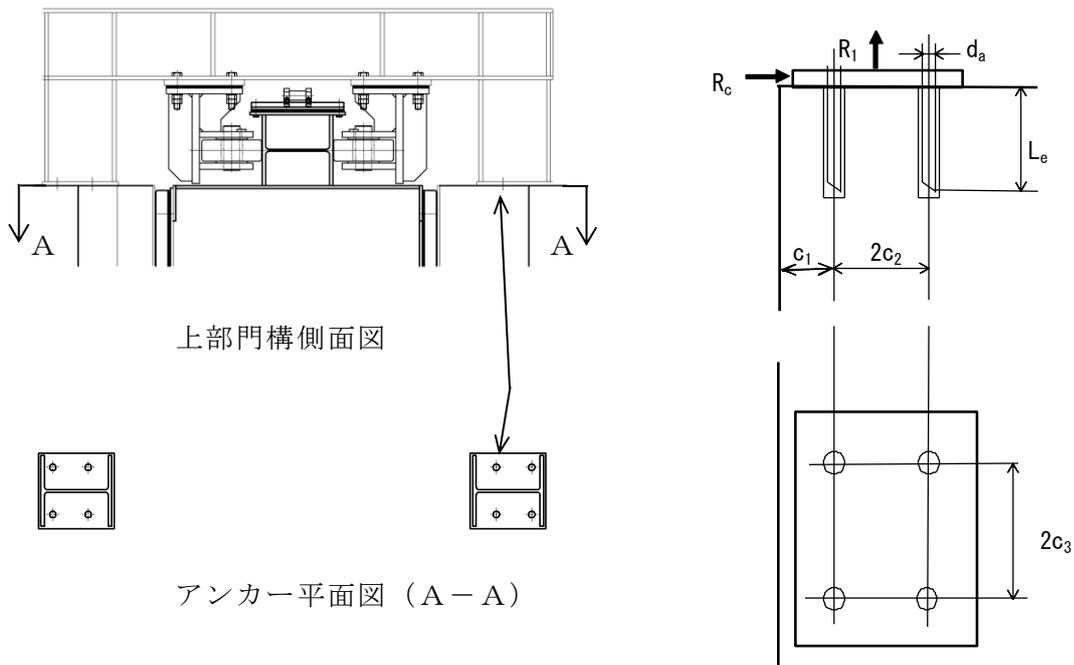


図 3.5-5 上部門構アンカーの概要図

アンカーボルトの許容引張力 (n 本) (kN)

$$P_a = \text{MIN} [P_{a1}, P_{a3}] \geq R_1$$

アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力 (n 本) (kN)

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_a \cdot A_B \cdot n / 1000$$

コンクリートと樹脂の付着破壊荷重 (n 本) (kN)

$$P_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_{ce} \cdot n / 1000$$

アンカーボルトの許容せん断力 (n 本) (kN)

$$q_a = \text{MIN} [q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}] \geq R_c$$

アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力 (n 本) (kN)

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \tau_a \cdot A_B \cdot n / 1000$$

躯体の支圧強度により決まる許容せん断力 (n 本) (kN)

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot A_B \cdot n / 1000$$

躯体のコーン状破壊により決まる許容せん断力 (n 本) (kN)

$$Q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc} \cdot n / 1000$$

(参考) 7-21

ここに、

R_1, R_c : アンカーに作用する引張力, せん断力 (kN)

P_a : アンカーボルトの許容引張力 (n 本) (kN)

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : 低減係数 (短期)

σ_a : アンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm²)

A_B : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

n : アンカーボルト本数

τ_a : へりあき及びアンカーピッチを考慮した付着強度 (N/mm²)

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg}$$

α_n : へりあき及びアンカーピッチによる付着強度の低減係数で次式による

$$(n=1, 2, 3),$$

最も小さい寸法となる 3 面まで考慮する

$$\alpha_n = 0.5 (c_n/L_e) + 0.5$$

ただし, $(c_n/L_e) \geq 1.0$ の場合は 1.0, $L_e \geq 10d_a$ の場合は $L_e = 10d_a$ とする

d_a : アンカーボルト径 (mm)

L_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋め込み長さ (mm)

$$L_{ce} = L_e - 2d_a$$

L_e : アンカーボルトの有効埋め込み長さ (mm)

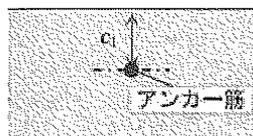
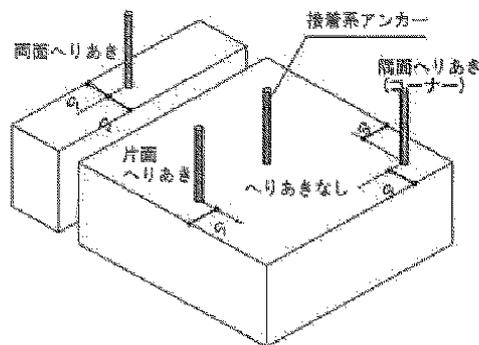
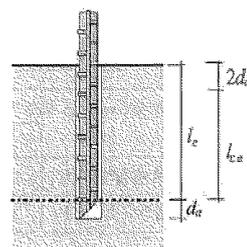
τ_{bavg} : 基本平均付着強度 (N/mm²)

$$\tau_{bavg} = 10\sqrt{F_c/21}$$

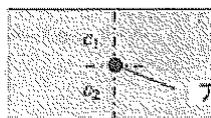
F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

c_n : へりあき寸法又はアンカーピッチ a の 1/2 で $c_n = a_n/2$ ($n=1\sim 3$) とし, 最も小

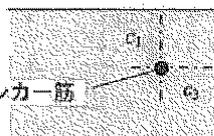
さい寸法となる 3 面まで考慮する (mm)



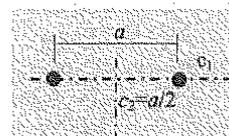
片面へりあき
($c_n < l_e$ が 1 面のみ,
 α_1 を考慮, $\alpha_2 = \alpha_3 = 1.0$)



両面へりあき
($c_n < l_e$ のへりあきが
対称に存在, α_1 およ
び α_2 考慮, $\alpha_3 = 1.0$)



隣面へりあき
($c_n < l_e$ のへりあきが
直交に存在, α_1 およ
び α_3 考慮, $\alpha_2 = 1.0$)



片面へりあきかつ
アンカーピッチ小
(α_1 および α_3 考慮, $\alpha_2 = 1.0$)

図9 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

(参考) 7-22

q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (n 本) (kN)

$s \tau_a$: アンカーボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

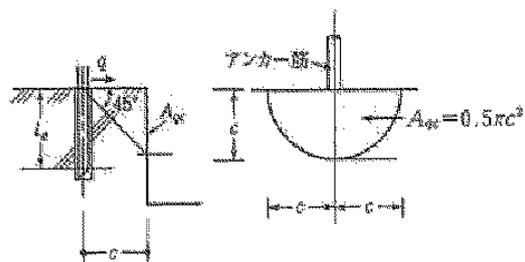
$$c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$$

F_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2$$

c : へりあき寸法 (mm)



側面の有効投影面積

(5) 受枠 (RC支柱)

防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) は、地震時水平荷重に対して、底盤基礎を固定端としてモデル化して計算し、その発生応力が許容限界以下であることを確認する。

受枠 (RC支柱) のモデル図及び照査断面図を図 3.5-6 に示す。

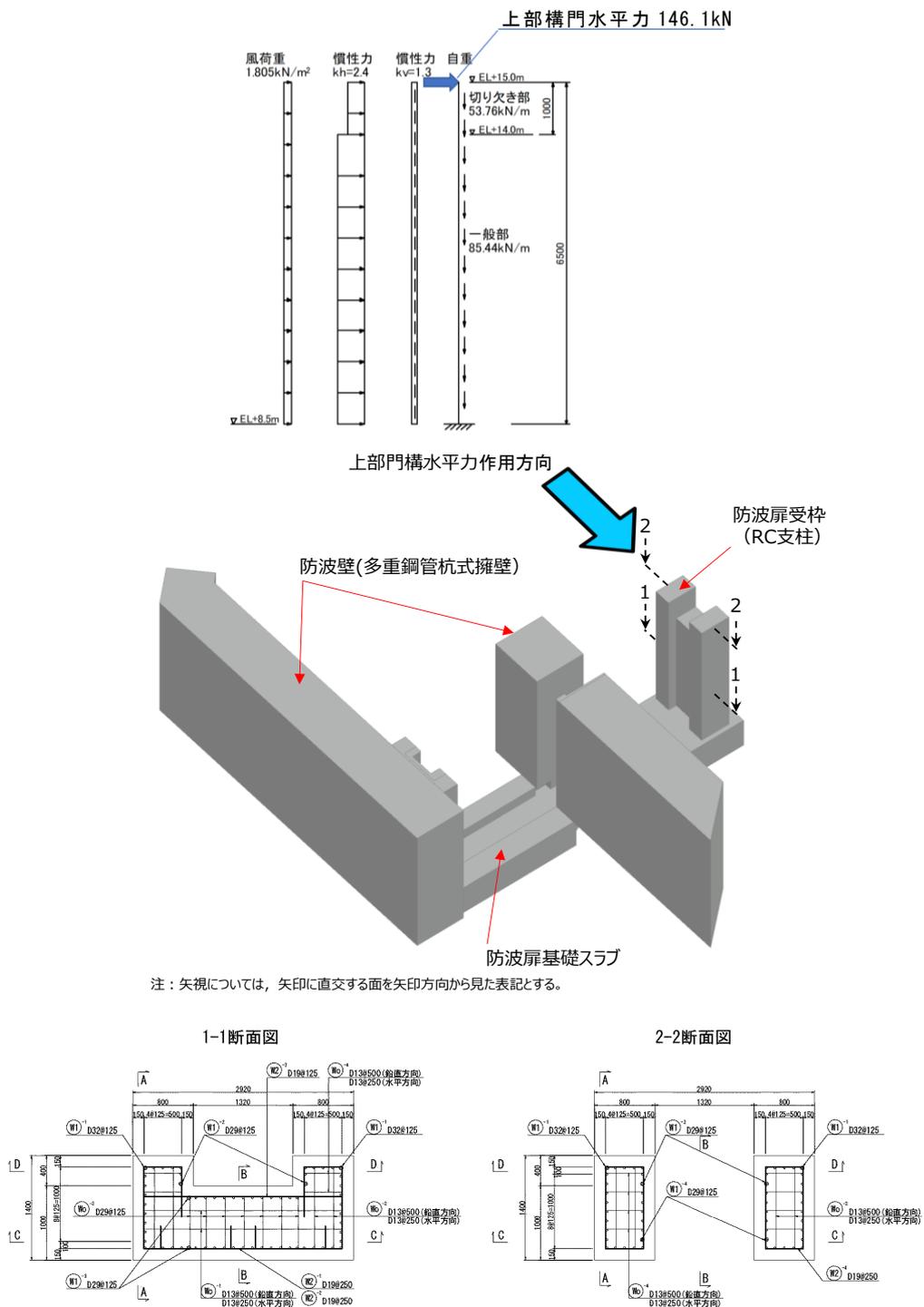


図 3.5-6 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) のモデル図及び照査断面図

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1(1) 耐震評価に用いる条件 (防波扉)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|----------|-------|-------------------|--------------------|-------------------|
| 袖桁 | R_A | ガイドローラ反力 | 146.1 | kN |
| | P_1 | 作用荷重 (地震時慣性力+風荷重) | 597.698 | kN |
| | n | 有効ガイドローラ数 | 2 | — |
| | L | 下部からガイドローラまでの距離 | 6.650 | m |
| | l_1 | 下部から荷重位置までの距離 | 3.250 | m |
| | l_2 | ガイドローラから袖桁中心までの距離 | 0.505 | m |
| | l_3 | ガイドローラ間隔 | 1.800 | m |
| | M | 曲げモーメント | 262.980 | kN・m |
| | Z | 断面係数 | 12858000 | mm ³ |
| | S | せん断力 | 146.1 | kN |
| | A_w | 腹板断面積 | 24600 | mm ² |
| | M_T | ねじりモーメント | 73.781 | kN・m |
| | Z_p | 極断面係数 | 17388576 | mm ³ |
| ガイドローラ | R_A | ガイドローラ反力 | 146.1 | N |
| | E_1 | ローラの弾性係数 | 1.93×10^5 | N/mm ² |
| | E_2 | ローラ踏面板の弾性係数 | 1.93×10^5 | N/mm ² |
| | B_0 | ローラ有効踏面板幅 | 80 | mm |
| | R | ローラ半径 | 125 | mm |
| | C | 接触幅の 1/2 | 1.66 | mm |
| ガイドローラ軸 | M | 軸の曲げモーメント | 3.287 | kN・m |
| | L | 軸の支持間隔 | 0.135 | m |
| | Z | 軸の断面係数 | 33700 | mm ³ |
| | S | 軸のせん断力 | 73.050 | kN |
| | A_1 | 軸の断面積 | 3850 | mm ² |
| ガイドローラ軸受 | d_1 | 軸径 | 70 | mm |
| | b | 軸受け有効幅 | 81 | mm |

表 4-1(2) 耐震評価に用いる条件 (防波扉)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|--------------|------------|-------------------|-------------------|-----------------|
| 上部門構 (鉛直) | P_v | 地震時鉛直荷重 | 16.2 | kN |
| | K_v | 鉛直震度 | 1.3 | - |
| | W_g | 扉体自重 | 209.9 | kN |
| | P_s | 積雪荷重 | 6.370 | kN |
| | n | ケーブルロープラケット数 | 4 | - |
| | M_A | 門構 A 点の曲げモーメント | 8.493 | kN・m |
| | R_1 | 門構 C 点の支点反力 | 28.910 | kN |
| | S_A | 門構のせん断力 | 28.910 | kN |
| | a, b, L | 門構の長さ寸法 | 0.486/1.344/1.830 | m |
| | Z | 断面係数 | 1350000 | mm ³ |
| | A | 門構の断面積 | 11840 | mm ² |
| A_w | 門構のせん断断面積 | 2700 | mm ² | |
| 上部門構 (水平) | P_r | 地震時水平荷重 | 146.1 | kN |
| | c, d | 門構の長さ寸法 | 0.45/0.60 | m |
| | M_E | A-B 桁 E 点の曲げモーメント | 48.285 | kN・m |
| | R_1, R_c | 門構 C 点の支点反力 | 35.9/73.1 | kN |
| | N_{AB} | A-B 桁の軸力 (圧縮) | 73.1 | kN |
| | S_{AB} | A-B 桁のせん断力 | 35.9 | kN |
| | M_A | A-C 桁 A 点の曲げモーメント | 43.860 | kN・m |
| | S_{Ac} | A-C 桁のせん断力 | 73.1 | kN |
| | N_{Ac} | A-C 桁の軸力 (引張) | 35.9 | kN |

表 4-1(3) 耐震評価に用いる条件 (防波扉)

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|---------------------|-------------------------------|---------------------------|------------------|-------------------|
| 上部門構 アンカー ボルト | $R_1,$ R_c | アンカーに作用する引張力, せん断力 | 35.9 / 73.1 | kN |
| | $\phi_1, \phi_2,$ ϕ_3 | 低減係数 (短期) | 1.0, 2/3, 2/3 | - |
| | $s\sigma_a$ | アンカーボルトの許容引張応力度 | 180 | N/mm ² |
| | A_B | アンカーボルトの有効断面積 | 353 | mm ² |
| | n | アンカーボルト本数 | 4 | - |
| | τ_a | へりあき及びアンカーピッチを考慮した付着強度 | 3.99 | N/mm ² |
| | α_n | へりあき及びアンカーピッチによる付着強度の低減係数 | 0.77, 0.66, 0.71 | - |
| | d_a | アンカーボルト径 | 24 | mm |
| | L_{ce} | アンカーボルトの強度算定用埋め込み長さ | 228 | mm |
| | L_e | アンカーボルトの有効埋め込み長さ | 276 | mm |
| | F_c | コンクリートの設計基準強度 | 24 | N/mm ² |
| | c_n | へりあき寸法又はアンカーピッチ a の 1/2 | 130, 75, 100 | mm |
| | $s\tau_a$ | アンカーボルトの許容せん断応力度 | 105 | N/mm ² |
| | $c\sigma_{qa}$ | コンクリートの支圧強度 | 363 | N/mm ² |
| | F_c | コンクリートのヤング係数 | 22600 | N/mm ² |
| c | へりあき寸法 | 130 | mm | |

5. 耐震評価結果

防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材の照査結果を表 5-1 に示す。この結果から防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材の照査結果

| 部材 | 材質 | 応力成分 | 応力度 (a) | 許容限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|-----------------|--------------|--------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 袖桁 | SM490 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 20 | 240 | 0.084 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 6+4=10 | 135 | 0.075 |
| | | 合成応力度 (N/mm ²) | 17 | 264 | 0.065 |
| ガイドローラ | SUS304 | 接触応力度 (N/mm ²) | 702 | 847 | 0.829 |
| ガイドローラ軸 | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 98 | 150 | 0.654 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 25 | 90 | 0.278 |
| ガイドローラ軸受 | 高力黄銅 系合金 | 面圧 (N/mm ²) | 26 | 34.5 | 0.754 |
| 上部門構 (鉛直荷重) | SS400 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 6 | 180 | 0.034 |
| | | 合成応力度 (N/mm ²) | 9 | 180 | 0.050 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 11 | 105 | 0.105 |
| 上部門構 (水平荷重) | SS400 | 合成応力度 (N/mm ²) | 42 | 180 | 0.234 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 27 | 105 | 0.258 |
| 上部門構 アンカーボルト | ケミカル アンカー | 許容引張力 (kN) | 36 | 182 | 0.198 |
| | | 許容せん断力 (kN) | 73 | 107 | 0.683 |

防波扉（荷揚場南）の開時の受枠（RC支柱）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値を表 5-2 に、せん断破壊に対する照査における照査値を表 5-3 に示す。

防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の発生応力度及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

| 評価対象部位 | | 発生応力度 (N/mm ²) | 許容限界 (N/mm ²) | 発生応力度/ 許容限界 |
|----------|------------|-------------------------------|------------------------------|----------------|
| 受枠（RC支柱） | σ_c | 3.7 | 13.5 | 0.275 |
| | σ_s | 126.3 | 294 | 0.430 |

表 5-3 せん断破壊に対する照査値

| 評価対象部位 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | せん断力/ 許容せん断力 |
|----------|--------------|----------------|-----------------|
| 受枠（RC支柱） | 1424 | 2685 | 0.531 |

(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

| | |
|-------------------|----|
| 1. 概要 | 1 |
| 2. 基本方針 | 1 |
| 2.1 位置 | 1 |
| 2.2 構造概要 | 2 |
| 2.3 評価方針 | 4 |
| 3. 耐震評価 | 6 |
| 3.1 記号の定義 | 6 |
| 3.2 荷重及び荷重の組合せ | 9 |
| 3.2.1 耐震評価上考慮する状態 | 9 |
| 3.2.2 荷重 | 9 |
| 3.2.3 荷重の組合せ | 10 |
| 3.3 評価対象部位 | 10 |
| 3.4 許容限界 | 11 |
| 3.5 評価方法 | 12 |
| 4. 評価条件 | 20 |
| 5. 耐震評価結果 | 23 |

1. 概要

本資料は、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）は、「常時閉」運用を基本とするが、念のため防波扉（3号機東側）が開時において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

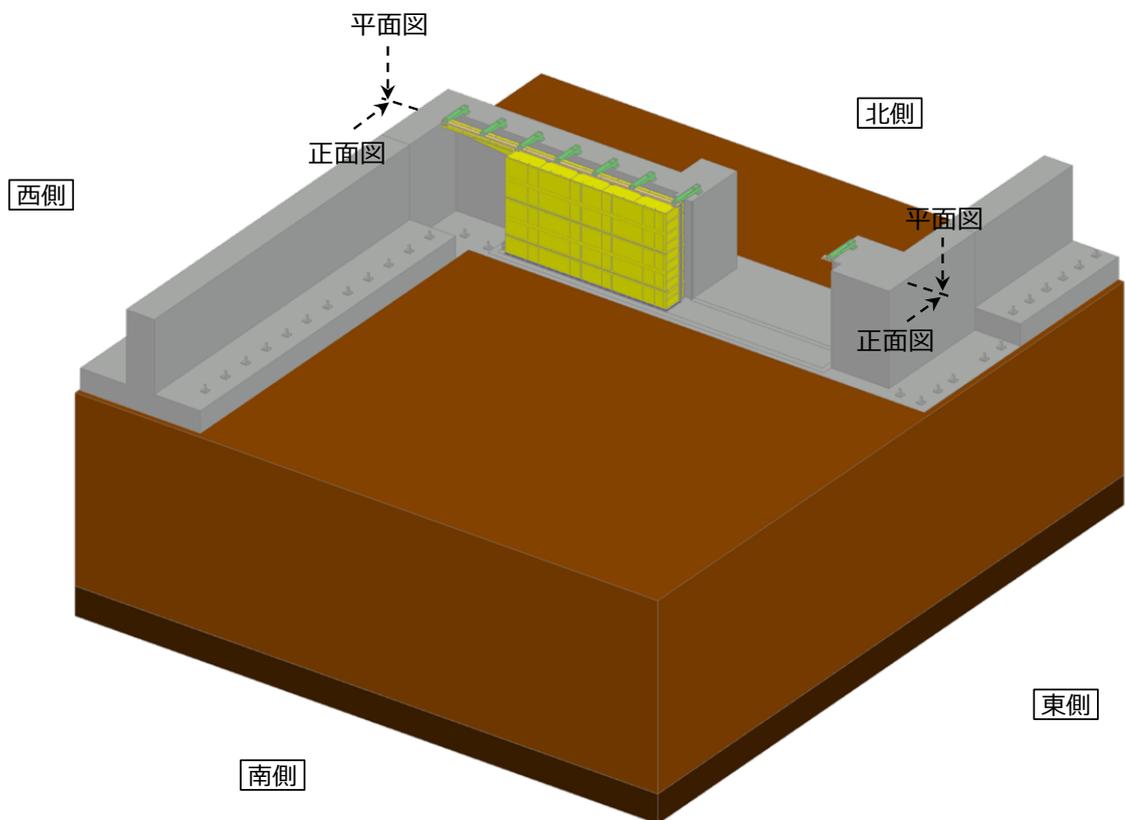
防波扉（3号機東側）の位置図を図 2.1-1 に示す。



図 2.1-1 防波扉（3号機東側）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、構造図を図 2.2-2 に示す。



注：矢視については、矢印に直交する面を矢印方向から見た表記とする。
なお、防波扉前面の漂流物対策工は記載を省略した。

図 2.2-1 防波扉（3号機東側）の構造概要図

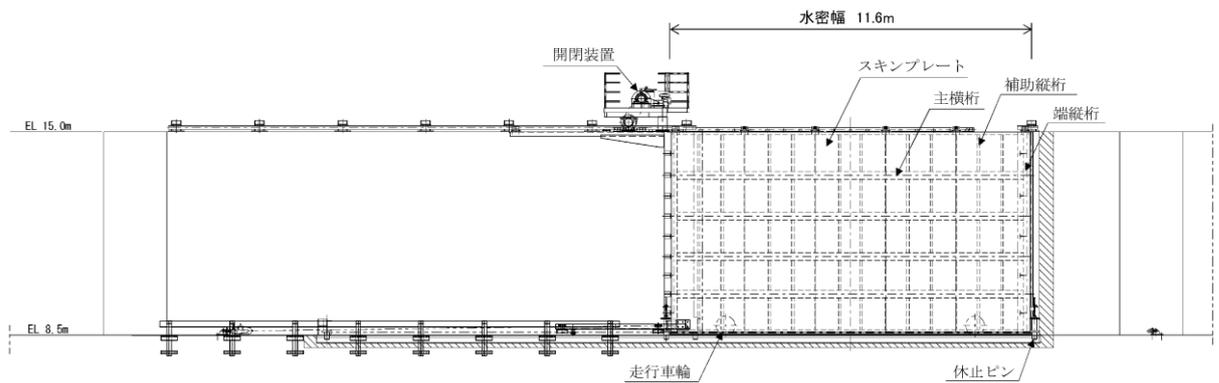


図 2.2-2(1) 防波扉（3号機東側）の構造図（鋼製扉体，正面図，扉閉時を基本に記載）

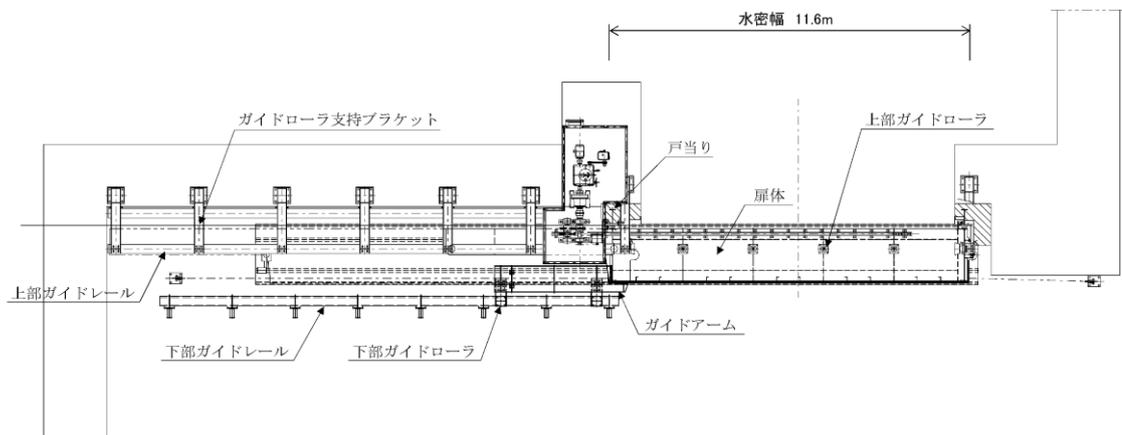


図 2.2-2(2) 防波扉（3号機東側）の構造図（鋼製扉体，平面図，扉閉時を基本に記載）

2.3 評価方針

防波扉（3号機東側）の開時において、上部は上部ガイドローラ、上部ガイドレール、ガイドレール支持ブラケットが設置され、下部は休止ピン（2か所）が設置されている。

地震時水平荷重は、ガイドレール支持ブラケット及び休止ピンで支持する。休止ピンの評価は、閉時と同様であり、十分な強度を有していることを確認している。

地震時鉛直荷重（上向き）は、上部ガイドレール、ガイドレール支持ブラケットで支持する。

地震時鉛直荷重（下向き）は、走行車輪、車輪戸当りで支持する。走行車輪、車輪戸当りの評価は、閉時と同様であり、十分な強度を有していることを確認している。

したがって本資料では、開時の評価として、地震時水平荷重及び地震時鉛直荷重（上向き）の評価を行う。

地震時水平荷重は、扉体上部の上部ガイドローラから上部ガイドレール及びガイドレール支持ブラケットを介してコンクリートに伝達されることから、開時の評価対象部材は上部ガイドローラ及び上部ガイドレールとする。

地震時鉛直荷重（上向き）は、扉体上部の上部ガイドレールからガイドレール支持ブラケットを介してコンクリートに伝達されることから、開時の評価対象部材は上部ガイドレール、ガイドレール支持ブラケット及びアンカーボルトとする。

防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材を図2.3-1に示す。

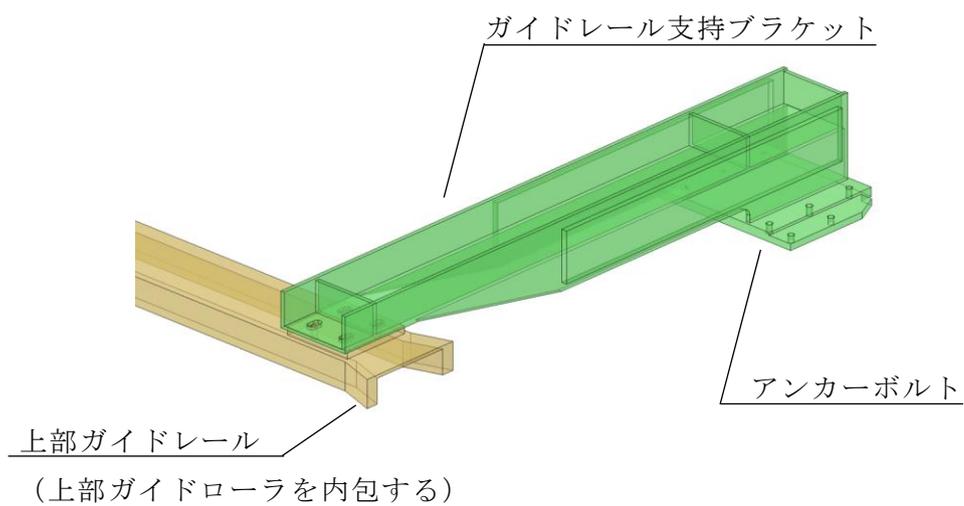
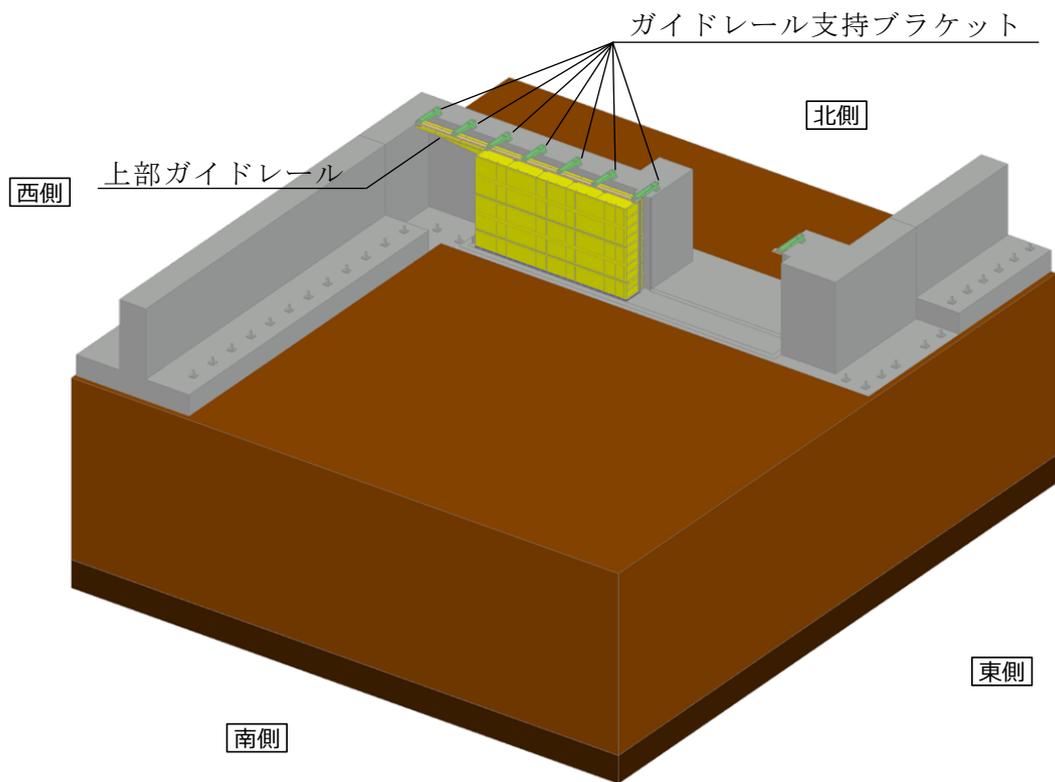


図 2.3-1 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材図

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる記号

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|------------------------|----------------|-------------------|-------------|
| 上部 ガイド ローラ | P | N | ローラ荷重 |
| | p | N/mm ² | ヘルツの接触応力度 |
| | E ₁ | N/mm ² | ローラの弾性係数 |
| | E ₂ | N/mm ² | ローラ踏面板の弾性係数 |
| | B | mm | ローラ有効踏面幅 |
| | R | mm | ローラ半径 |
| | C | mm | 接触幅の 1/2 |
| 上部 ガイド ローラ 軸 | M | N-m | 曲げモーメント |
| | L | mm | 軸の支持間隔 |
| | S | N | 軸のせん断力 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | Z | mm ³ | 軸の断面係数 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | A ₁ | mm ² | 軸の断面積 |
| 上部 ガイド ローラ 軸受 | P ₁ | N | 軸受け荷重 |

表 3.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|-------------------------------|-----------------|-------------------|---------------|
| 上部 ガイド レール (水平) | P | N | 作用荷重 |
| | M | N・mm | 曲げモーメント |
| | S | N | せん断力 |
| | σ_b | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | σ_e | N/mm ² | 局部曲げ応力度 |
| | a | mm | 局部曲げ応力度算定距離 a |
| | b | mm | 局部曲げ応力度算定距離 b |
| | t ₂ | mm | 局部曲げ応力度算定板厚 |
| | σ_g | N/mm ² | 合成応力 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| A _w | mm ² | ウェブの断面積 | |
| 上部 ガイド レール (鉛直) | P | N | 作用荷重 (鉛直方向上向) |
| | M | N・mm | 曲げモーメント |
| | S | N | せん断力 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | A _w | mm ² | ウェブの断面積 |
| ガイド レール 支持ブ ラケッ ト | P | N | 作用荷重 (鉛直方向上向) |
| | L | mm | 支持ブラケット長 |
| | M | N・mm | 曲げモーメント |
| | S | N | せん断力 |
| | σ | N/mm ² | 曲げ応力度 |
| | Z | mm ³ | 断面係数 |
| | τ | N/mm ² | せん断応力度 |
| | A _w | mm ² | ウェブの断面積 |

表 3.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号

| 部材 | 記号 | 単位 | 定義 |
|---------|---------------|----------------------------|--|
| アンカーボルト | X | mm | コンクリート圧縮範囲 |
| | n | — | ヤング係数比 |
| | A_s | mm^2 | アンカーボルトネジ部の有効断面積 (M20 : 4 本分, M36 : 4 本分) |
| | B_1 | mm | アンカーボルト支圧有効幅 |
| | d | mm | アンカーボルト平均距離 |
| | σ_c | N/mm^2 | コンクリート支圧応力度 |
| | M | $\text{N} \cdot \text{mm}$ | 作用曲げモーメント |
| | T | N | アンカーボルト引抜力 |
| | σ_s | N/mm^2 | アンカーボルト引抜応力度 |
| | σ_{c2} | N/mm^2 | アンカーボルト埋設支圧板のコンクリート支圧応力度 |
| | A_s | mm^2 | 支圧板有効断面積 |

3.2 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。

3.2.1 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

積雪及び風の荷重を考慮する。

(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。

3.2.2 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。

(2) 固定荷重（G_a）

固定荷重として、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(3) 積雪荷重（P_s）

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35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに20N/m²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_k）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速30m/sを使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 地震荷重（S_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

地震荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用させる。設計震度の評価結果については、耐震性についての計算書に関する補足説明のうち「6. 耐震評価結果」に示す。

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 荷重の組合せ

| 外力の状態 | 荷重の組合せ |
|-----------------------|-----------------------------|
| 地震時 (S _s) | $G + G_a + P_s + P_k + S_s$ |

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震時荷重

3.3 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（3号機東側）の開時の構造上の特徴を踏まえ、上部ガイドレール、ガイドレール支持ブラケット及びアンカーボルトとする。

3.4 許容限界

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）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」に基づき，表3.4-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-1 防波扉の許容限界

| 部材 | 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | | 短期許容 応力度 (N/mm ²) |
|-------------------|--------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| | | | | |
| 上部ガイドローラ | SUS304 | 許容接触応力度 p_a | 565 ^{*1} | 847 |
| 上部ガイドローラ軸 | SUS304 | 許容曲げ応力度 σ_a | 100 | 150 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 60 | 90 |
| 上部ガイドローラ軸受 | ころ軸受 | 基本静定格荷重 | 168000 (N) | 112000 ^{*2} (N) |
| 上部ガイドレール | SUS304 | 許容曲げ応力度 σ_a | 100 | 150 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 60 | 90 |
| ガイドレール 支持ブラケット | SUS304 | 許容曲げ応力度 σ_a | 100 | 150 |
| | | 許容せん断応力度 τ_a | 60 | 90 |
| アンカーボルト | SUS304 | 許容引張応力度 σ_a | 100 | 150 |
| コンクリート | Fc24 | 許容支圧応力度 σ_{cba} | 5.9 | 8.8 |

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2\nu)$ より算出する。

H_B はローラのブリネル硬さ（150）， ν は安全率（線接触：1.3）で次のように算出される。

$$p_a=(9.8 \times 150)/(2 \times 1.3)=565 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*2：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここに， C_{cr}' ：軸受けの許容荷重

C_{cr} ：基本静定格荷重

f ：安全係数（1.5）

3.5 評価方法

(1) 上部ガイドローラ

上部ガイドローラは、扉体に作用する地震時水平荷重の 1/2 を 6 個の上部ガイドローラに作用すると仮定し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。上部ガイドローラの概要を図 3.5-1 に示す。

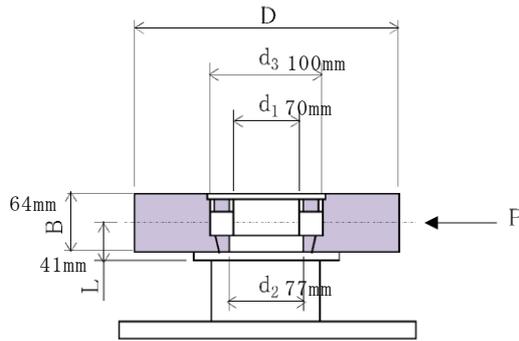


図 3.5-1 上部ガイドローラの概要図

ローラ強度の照査（線接触の場合）

$$p = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{B \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

ここに、

P : ローラ荷重 (N)

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)

E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B : ローラ有効踏面幅 (mm)

R : ローラ半径 (mm) = $D/2$

C : 接触幅の 1/2 (mm)

M : 軸の曲げモーメント (N・mm)

L : 軸の支持間隔 (mm)

S : 軸のせん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

Z : 軸の断面係数 (mm³)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

A_1 : 軸の断面積 (mm²)

P_1 : 軸受け荷重 (N)

ガイドローラ軸強度の照査

車輪軸の断面力

$$M = P \cdot L$$

$$S = P$$

曲げ応力度 (N/mm²)

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

せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S}{3A_1}$$

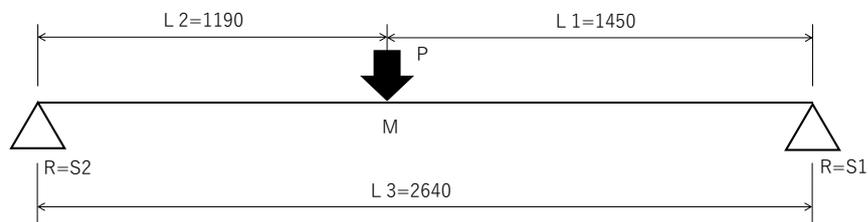
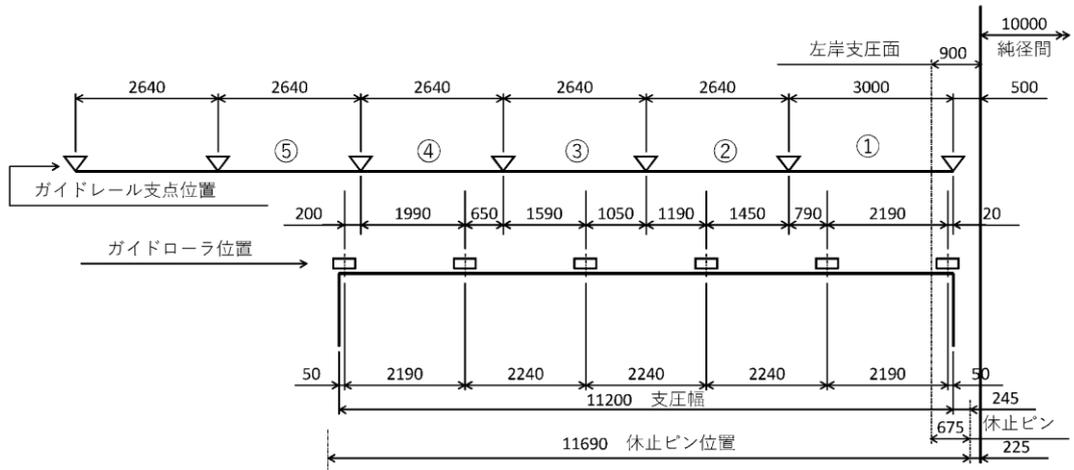
軸受け荷重 (N)

$$P_1 = P$$

(2) 上部ガイドレール (水平)

上部ガイドレールは、ガイドレール支持ブラケット位置で支持された単純梁として計算し、上部ガイドローラから伝達される地震時水平荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。上部ガイドレールの概要を図 3.5-2 に示す。

単純梁のモデル図は曲げ応力度が最も厳しい②区間において例示する。局部曲げ応力度の算定にあたっては、図 3.5-2(2)に示す補強材を考慮する。



上部ガイドレールのモデル図

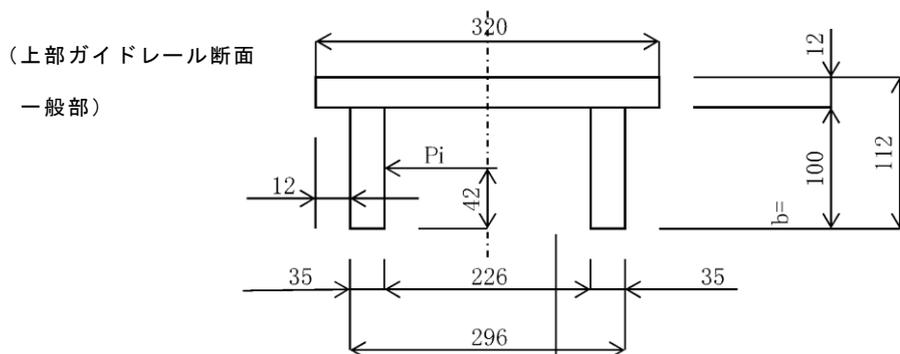


図 3.5-2(1) 上部ガイドレールの概要図

(上部ガイドレール断面 補強部)

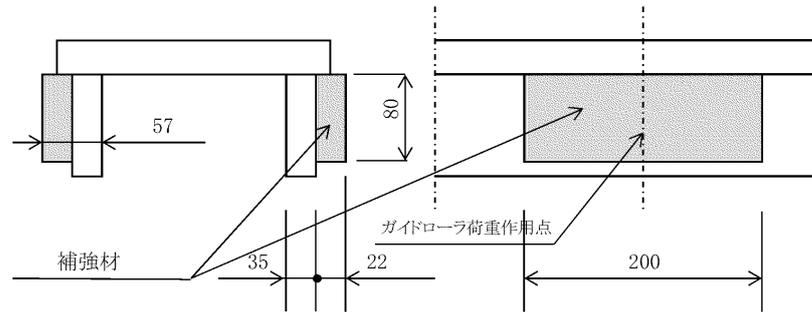


図 3.5-2(2) 上部ガイドレールの概要図

曲げ応力度 (N/mm²)

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

局部曲げ応力度 (N/mm²)

$$\sigma_e = \sqrt[3]{\frac{b}{a}} \cdot \frac{P_1}{t_2^2}$$

合計応力度 (N/mm²)

$$\sigma_g = \sigma_b + \sigma_e$$

せん断応力度 (N/mm²)

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

ここに,

P : 作用荷重 (N)

M : 曲げモーメント (N・mm)

S : せん断力 (N)

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

Z : 断面係数 (mm³)

σ_e : 局部曲げ応力度 (N/mm²)

a : 局部曲げ応力算定距離 a (mm)

b : 局部曲げ応力算定距離 b (mm)

t_2 : 局部曲げ応力算定板厚 (mm)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

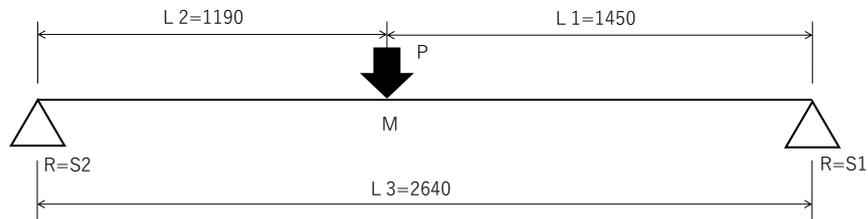
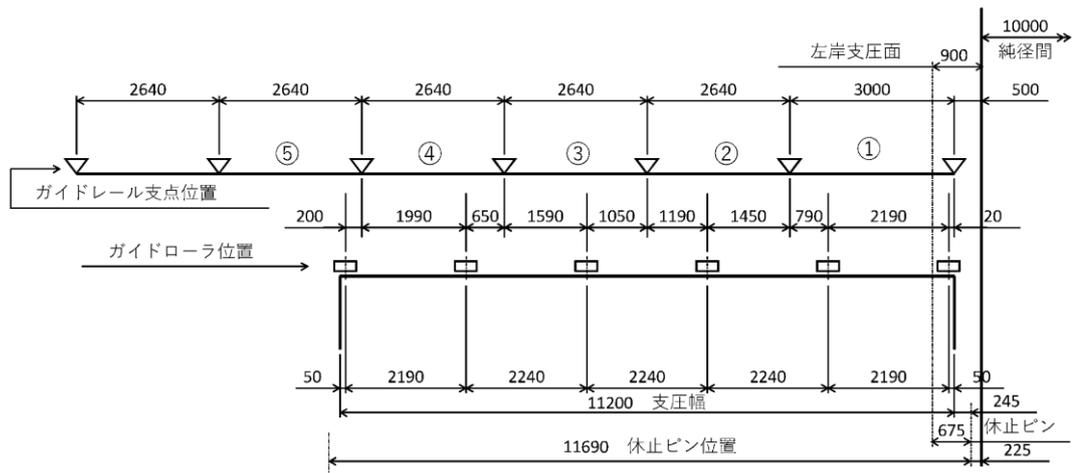
τ : せん断応力度 (N/mm²)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)

(3) 上部ガイドレール（鉛直）

上部ガイドレールは、ガイドレール支持ブラケット位置で支持された単純梁として計算し、上部ガイドローラから伝達される地震時鉛直荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。上部ガイドレールの概要を図 3.5-3 に示す。

単純梁のモデル図は曲げ応力度が最も厳しい②区間において例示する。



上部ガイドレールのモデル図

(上部ガイドレール断面)

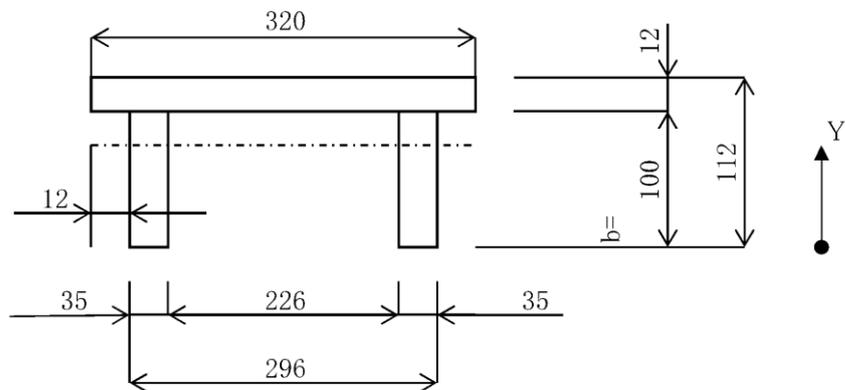


図 3.5-3 上部ガイドレールの概要図

曲げ応力度 (N/mm²)

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

せん断応力度 (N/mm²)

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

ここに,

P : 作用荷重(N) (鉛直方向上向荷重)

M : 曲げモーメント (N・mm)

S : せん断力(N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

Z : 断面係数 (mm³)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)

(4) ガイドレール支持ブラケット

ガイドレール支持ブラケットに作用する地震時鉛直荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。支持ブラケットの概要を図 3.5-4 に示す。

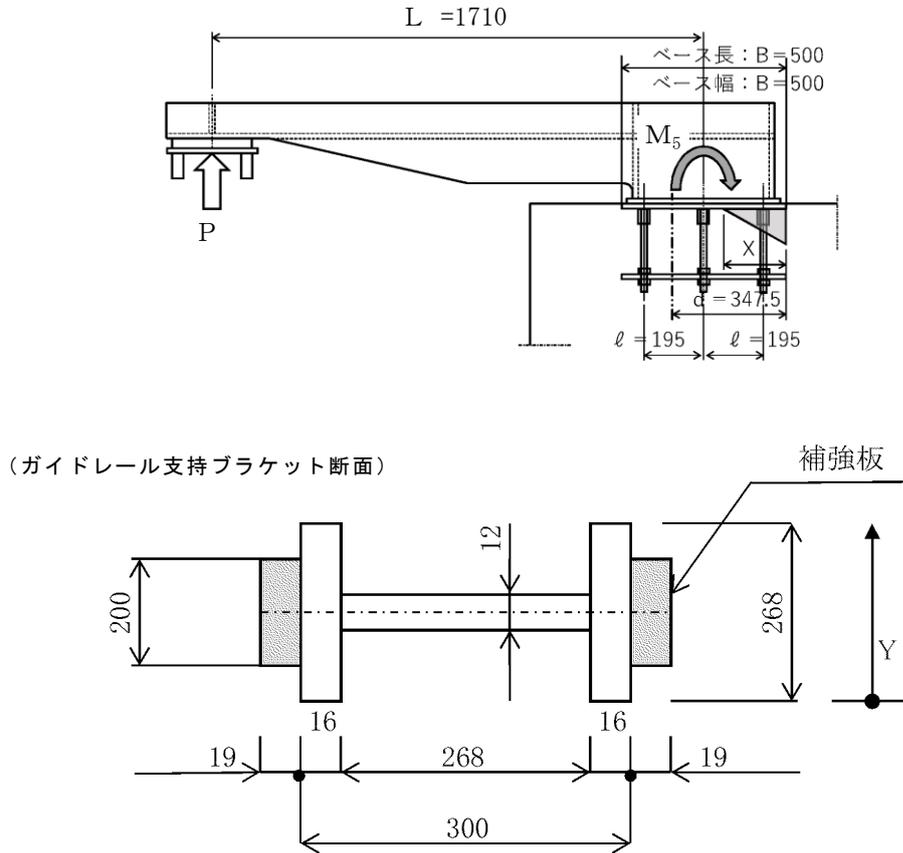


図 3.5-4 支持ブラケットの概要図

断面力

$$M_5 = P \cdot L$$

$$S_5 = P$$

曲げ応力度

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

せん断応力度

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

ここに、

P : 作用荷重(N) (鉛直方向上向荷重)

L : 支持ブラケット長 (mm)

M : 曲げモーメント(N・mm)

S : せん断力(N)

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

Z : 断面係数(mm³)

τ : せん断応力度(N/mm²)

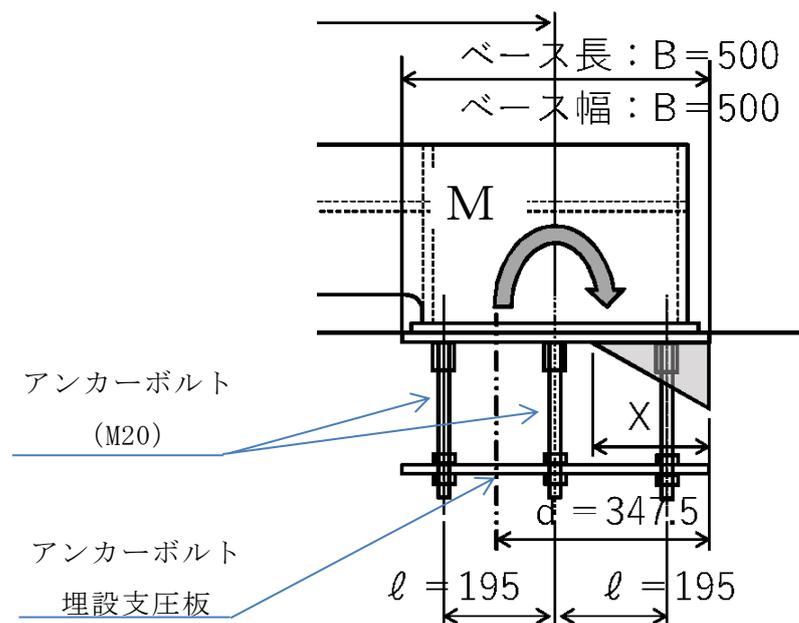
A_w : ウェブ断面積 (mm²)

(5) アンカーボルト

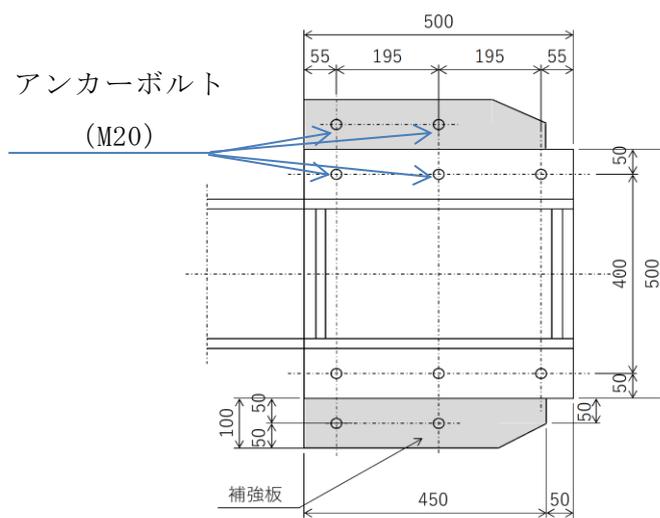
ガイドレール支持ブラケットに作用する荷重はアンカーボルトを介してコンクリートへ伝達される。

アンカーボルトに作用する曲げモーメントについて圧縮側はコンクリートで、引張側はアンカーボルトにて対抗するものとし、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

アンカーボルトの概要を図 3.5-5 に示す。



(断面図)



(平面図)

図 3.5-5 アンカーボルトの概要図

コンクリート圧縮範囲

$$X = \frac{n \cdot A}{B_1} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B_1 \cdot d}{n \cdot A}} \right)$$

コンクリート支圧応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M_s}{B_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{X}{3} \right)}$$

アンカーボルト引抜力

$$T = \frac{M}{d - \frac{X}{3}}$$

アンカーボルト引張応力度

$$\sigma_s = \frac{T}{A_0}$$

アンカーボルト埋設支圧板の

コンクリート支圧応力度

$$\sigma_{c2} = \frac{T}{A_s}$$

ここに、

X : コンクリート圧縮範囲 (mm)

n : ヤング係数比

A₀ : アンカーボルトネジ部の有効断面積
(M20:8 本分) (mm²)

B₁ : アンカーボルト支圧有効幅 (mm)

d : アンカーボルト平均距離 (mm)

σ_c : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

M : 作用曲げモーメント (N-mm)

T : アンカーボルト引抜力 (N)

σ_s : アンカーボルト引抜応力度 (N/mm²)

σ_{c2} : アンカーボルト埋設支圧板の
コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

A_s : 支圧板有効断面積 (mm²)

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1(1) 耐震評価に用いる条件

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|--------------------|----------------|-------------|---------|-------------------|
| 上部 ガイドロ ーラ | P | ローラ荷重 | 79121 | N |
| | p | ヘルツの接触応力度 | 615.5 | N/mm ² |
| | E ₁ | ローラの弾性係数 | 193000 | N/mm ² |
| | E ₂ | ローラ踏面板の弾性係数 | 193000 | N/mm ² |
| | B | ローラ有効踏面幅 | 64 | mm |
| | R | ローラ半径 | 110 | mm |
| | C | 接触幅の 1/2 | 1.282 | mm |
| 上部 ガイド ローラ軸 | M | 曲げモーメント | 3243961 | N・mm |
| | L | 軸の支持間隔 | 41 | mm |
| | S | 軸のせん断力 | 79121 | N |
| | σ | 曲げ応力度 | 72 | N/mm ² |
| | Z | 軸の断面係数 | 44820 | mm ³ |
| | τ | せん断応力度 | 23 | N/mm ² |
| | A ₁ | 軸の断面積 | 4657 | mm ² |
| 上部ガイ ドローラ 軸受 | P ₁ | 軸受け荷重 | 79121 | N |

表 4-1(2) 耐震評価に用いる条件

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|--------------------------|------------|---------------|-----------------|-------------------|
| 上部 ガイド レール (水平) | P | 作用荷重 | 79121 | N |
| | M | 曲げモーメント | 51713366 | N・mm |
| | S | せん断力 | 99429 | N |
| | σ_b | 曲げ応力度 | 54.2 | N/mm ² |
| | Z | 断面係数 | 954340 | mm ³ |
| | σ_e | 局部曲げ応力度 | 32.5 | N/mm ² |
| | a | 局部曲げ応力度算定距離 a | 42 | mm |
| | b | 局部曲げ応力度算定距離 b | 100 | mm |
| | t_2 | 局部曲げ応力度算定板厚 | 57 | mm |
| | σ_g | 合成応力 | 86.7 | N/mm ² |
| | τ | せん断応力度 | 26 | N/mm ² |
| A_w | ウェブの断面積 | 3840 | mm ² | |
| 上部 ガイド レール (鉛直) | P | 作用荷重 (鉛直方向上向) | 32203 | N |
| | M | 曲げモーメント | 21048050 | N・mm |
| | S | せん断力 | 40469 | N |
| | σ | 曲げ応力度 | 107.6 | N/mm ² |
| | Z | 断面係数 | 195536 | mm ³ |
| | τ | せん断応力度 | 6 | N/mm ² |
| | A_w | ウェブの断面積 | 7000 | mm ² |
| ガイドレール支持 ブラケット | P | 作用荷重 (鉛直方向上向) | 38454 | N |
| | L | 支持ブラケット長 | 1710 | mm |
| | M | 曲げモーメント | 65755840 | N・mm |
| | S | せん断力 | 38454 | N |
| | σ | 曲げ応力度 | 115 | N/mm ² |
| | Z | 断面係数 | 572404 | mm ³ |
| | τ | せん断応力度 | 2.4 | N/mm ² |
| A_w | ウェブの断面積 | 16176 | mm ² | |

表 4-1(3) 耐震評価に用いる条件

| 部材 | 記号 | 定義 | 数値 | 単位 |
|-------------|-----------------|----------------------------------|----------|-------------------|
| アンカー ボルト | X | コンクリート圧縮範囲 | 156.1 | mm |
| | n | ヤング係数比 | 15 | — |
| | A ₃ | アンカーボルトネジ部の有効断面積 (M20 : 8 本分) | 2121.7 | mm ² |
| | B ₁ | アンカーボルト支圧有効幅 | 500 | mm |
| | d | アンカーボルト平均距離 | 347.5 | mm |
| | σ _c | コンクリート支圧応力度 | 5.7 | N/mm ² |
| | M | 作用曲げモーメント | 65755840 | N・mm |
| | T | アンカーボルト引抜力 | 222548 | N |
| | σ _s | アンカーボルト引抜応力度 | 104 | N/mm ² |
| | σ _{c2} | アンカーボルト埋設支圧板のコンクリート支圧応力度 | 3.0 | N/mm ² |
| | A _s | 支圧板有効断面積 | 75000 | mm ² |

5. 耐震評価結果

防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果を表5-1に示す。この結果から防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1(1) 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果

| 部材 | 材質 | 応力成分 | 応力度 (a) | 許容限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|-------------------|--------|--------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 上部ガイド ローラ | SUS304 | 接触応力度 (N/mm ²) | 615 | 847 | 0.726 |
| 上部ガイド ローラ軸 | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 72 | 150 | 0.480 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 23 | 90 | 0.256 |
| 上部ガイド ローラ軸受 | 円筒ころ軸受 | 軸受荷重 (kN) | 79121 | 112000 | 0.707 |
| 上部ガイド レール（鉛直） | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 108 | 150 | 0.720 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 6 | 90 | 0.067 |
| 上部ガイド レール（水平） | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 87 | 150 | 0.580 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 26 | 90 | 0.289 |
| ガイドレール 支持ブラケット | SUS304 | 曲げ応力度 (N/mm ²) | 115 | 150 | 0.767 |
| | | せん断応力度 (N/mm ²) | 2.4 | 90 | 0.267 |

表 5-1(2) 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果

| 部材 | | 材質 | 応力成分 | 応力度 (a) | 許容限界 (b) | 照査値 (a/b) |
|---------|-----------------|--------|-------------------------------|------------|-------------|--------------|
| アンカーボルト | コンクリート | Fc24 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 5.7 | 8.8 | 0.648 |
| | アンカーボルト | SUS304 | 引張応力度 (N/mm ²) | 104 | 150 | 0.694 |
| | 埋設板 支圧コンクリート | Fc24 | 支圧応力度 (N/mm ²) | 3.0 | 8.8 | 0.341 |

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.1 漂流防止装置（係船柱）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 構成要素の構造計画 | 4 |
| 2.4 評価方針 | 7 |
| 2.5 適用規格・基準等 | 8 |
| 3. 耐震評価 | 9 |
| 3.1 記号の定義 | 9 |
| 3.2 評価対象部位 | 11 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ | 12 |
| 3.3.1 荷重の設定 | 12 |
| 3.3.2 荷重の組合せ | 12 |
| 3.4 許容限界 | 13 |
| 3.5 設計用地震力 | 15 |
| 3.6 評価方法 | 20 |
| 4. 評価条件 | 34 |
| 5. 評価結果 | 35 |

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能保持の設計方針に基づき、漂流防止装置（係船柱）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

漂流防止装置（係船柱）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. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置（係船柱）及び基礎の位置を図 2.1-1 に示す。漂流防止装置（係船柱）の設置位置の詳細は「2.2 構造概要」で示す。

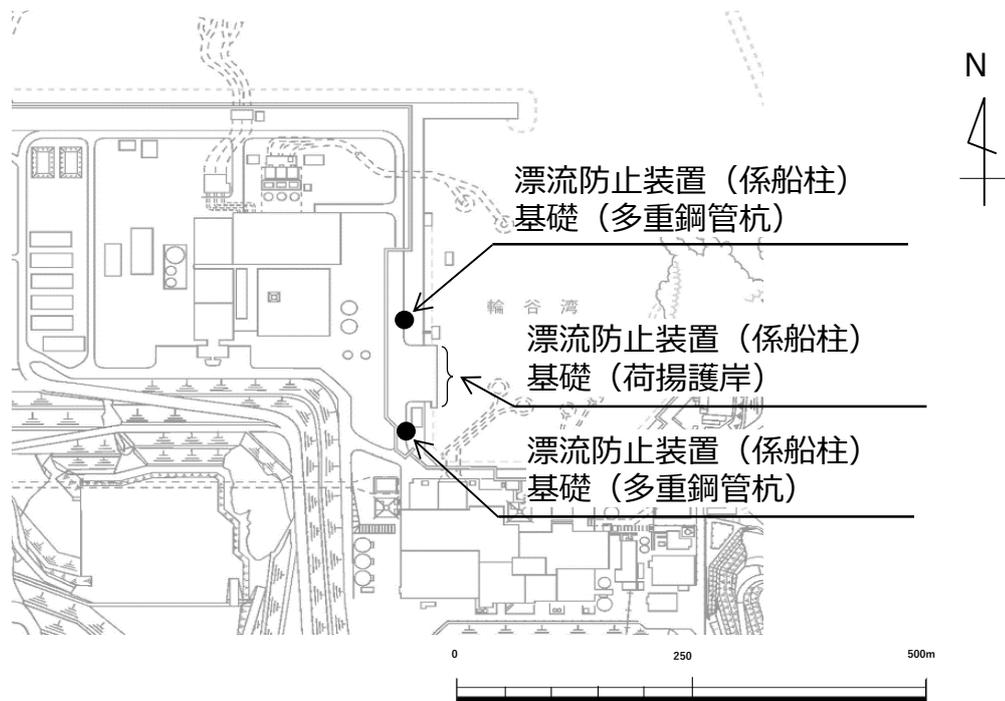


図 2.1-1 漂流防止装置位置図

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

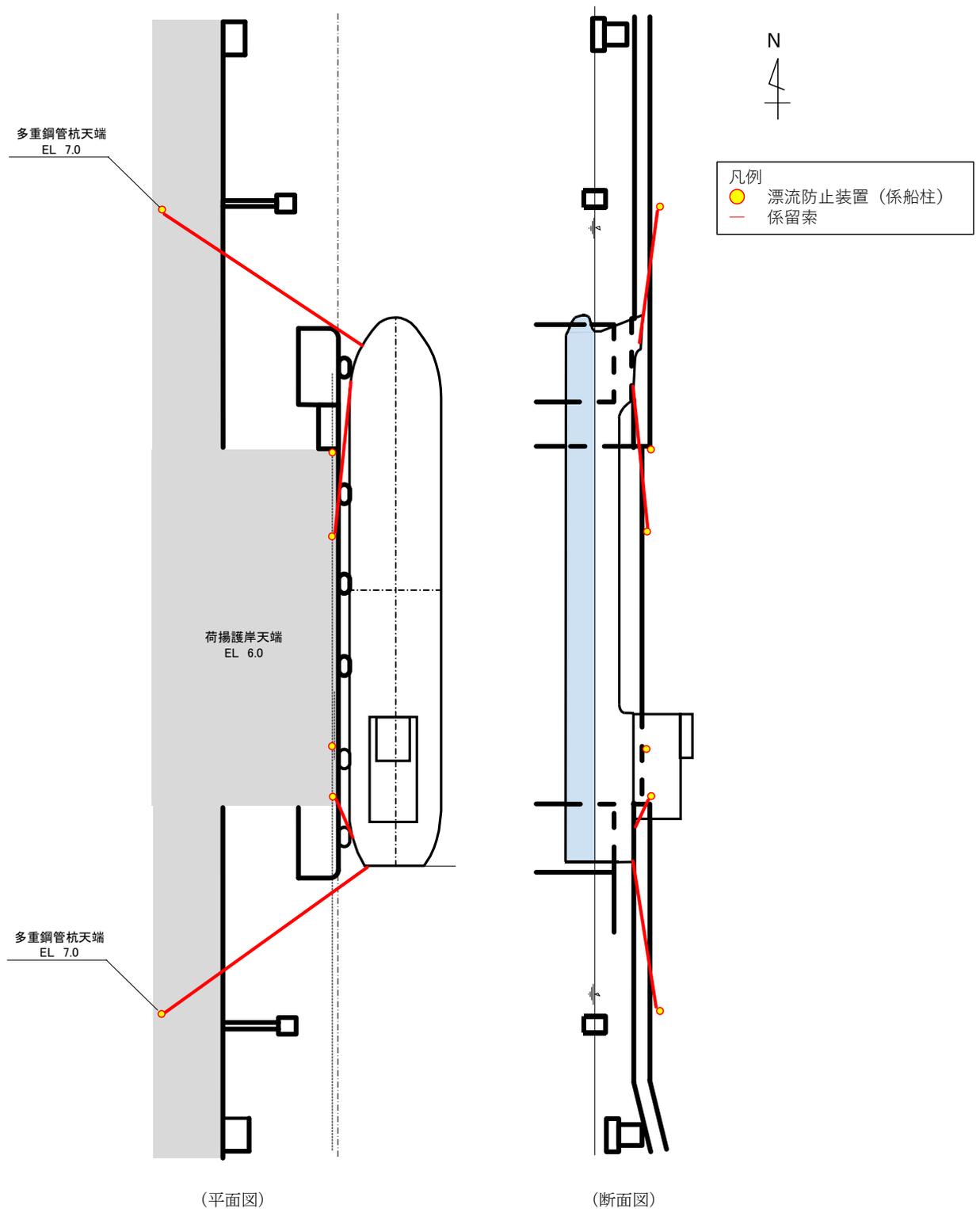


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置は、係船柱，アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

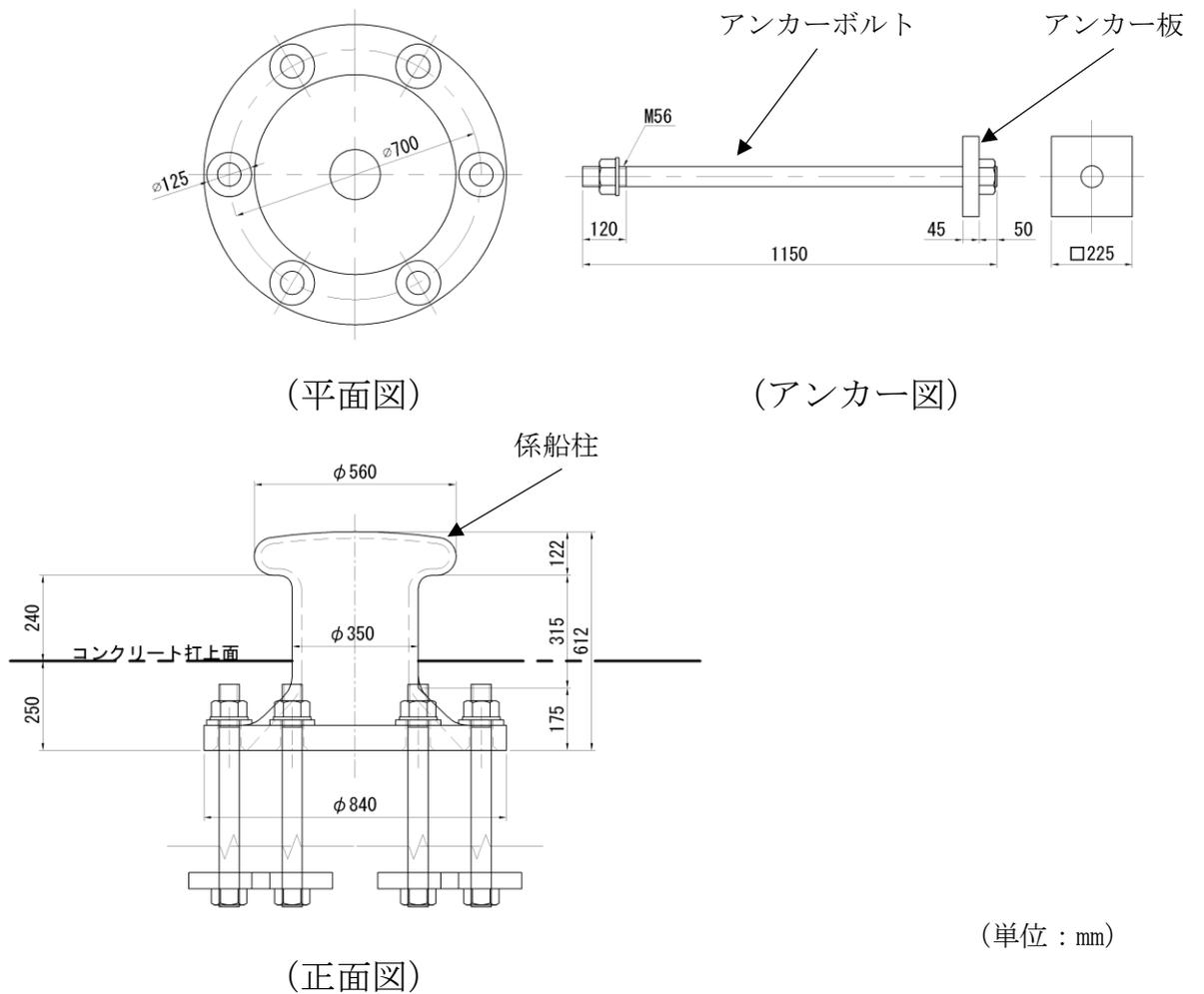
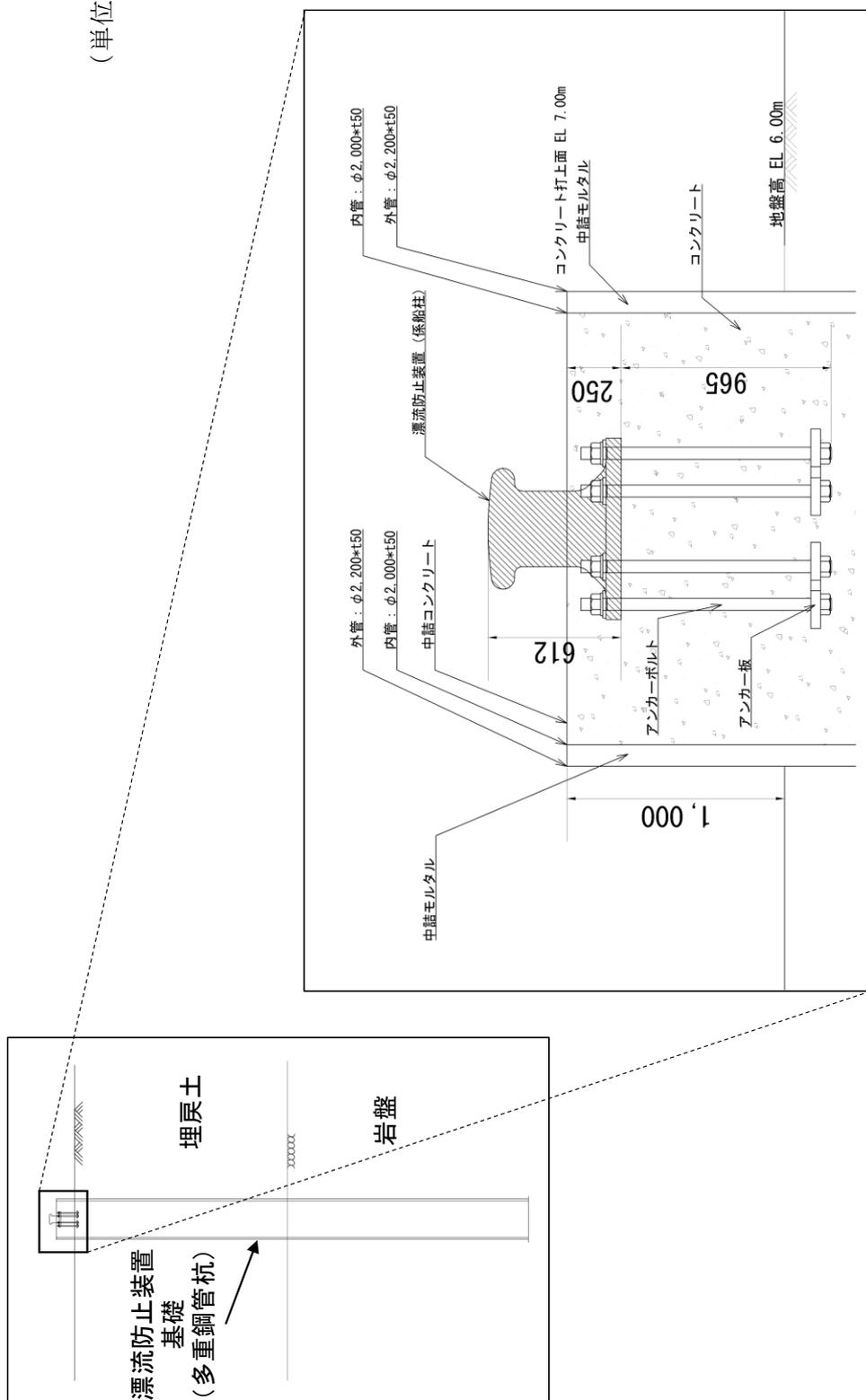


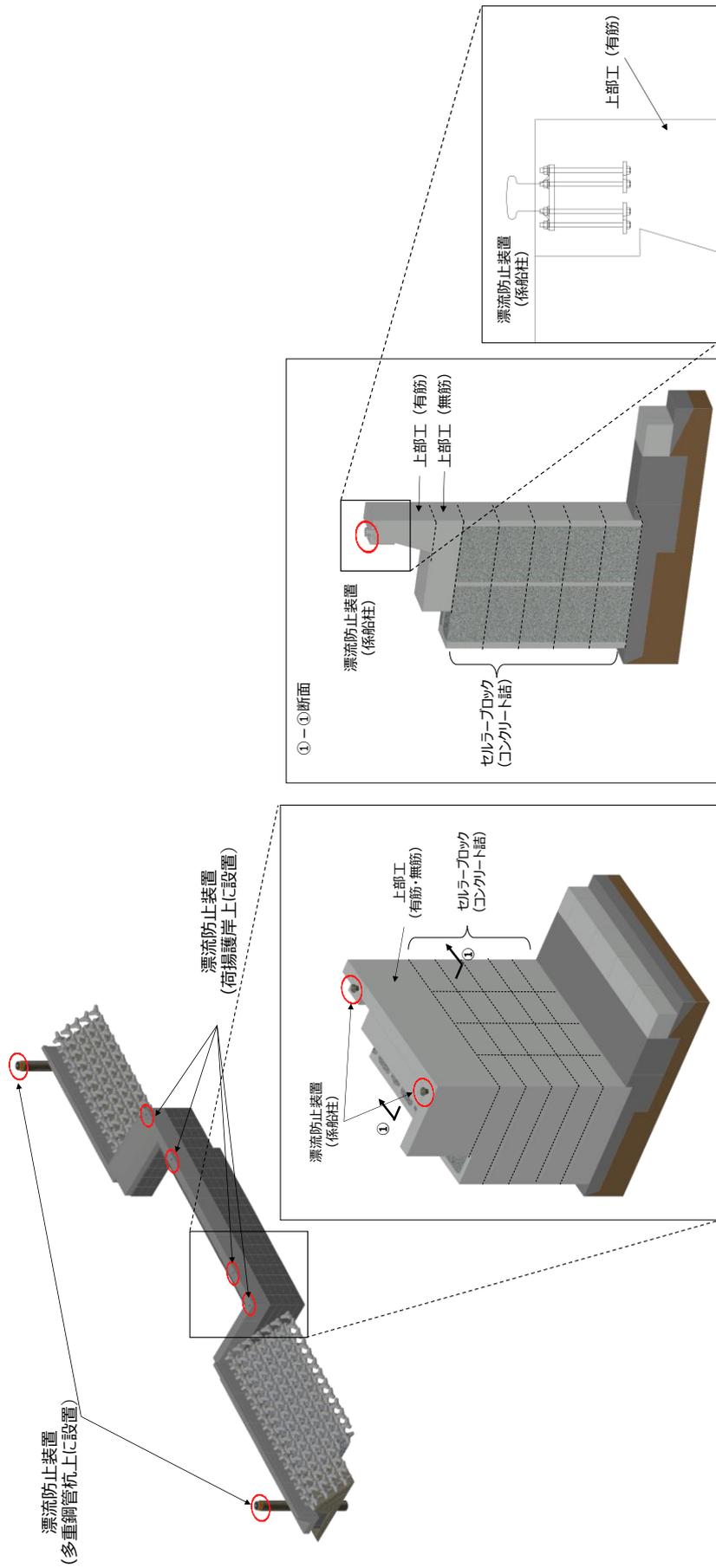
図 2.3-1(1) 漂流防止装置の構造図

(単位：mm)



漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)

2.3-1(2) 漂流防止装置の構造図



漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)

2.3-1(3) 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の耐震評価は、基準地震動 S_s による慣性力が漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.6 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の耐震評価フローを図 2.4-1 に示す。

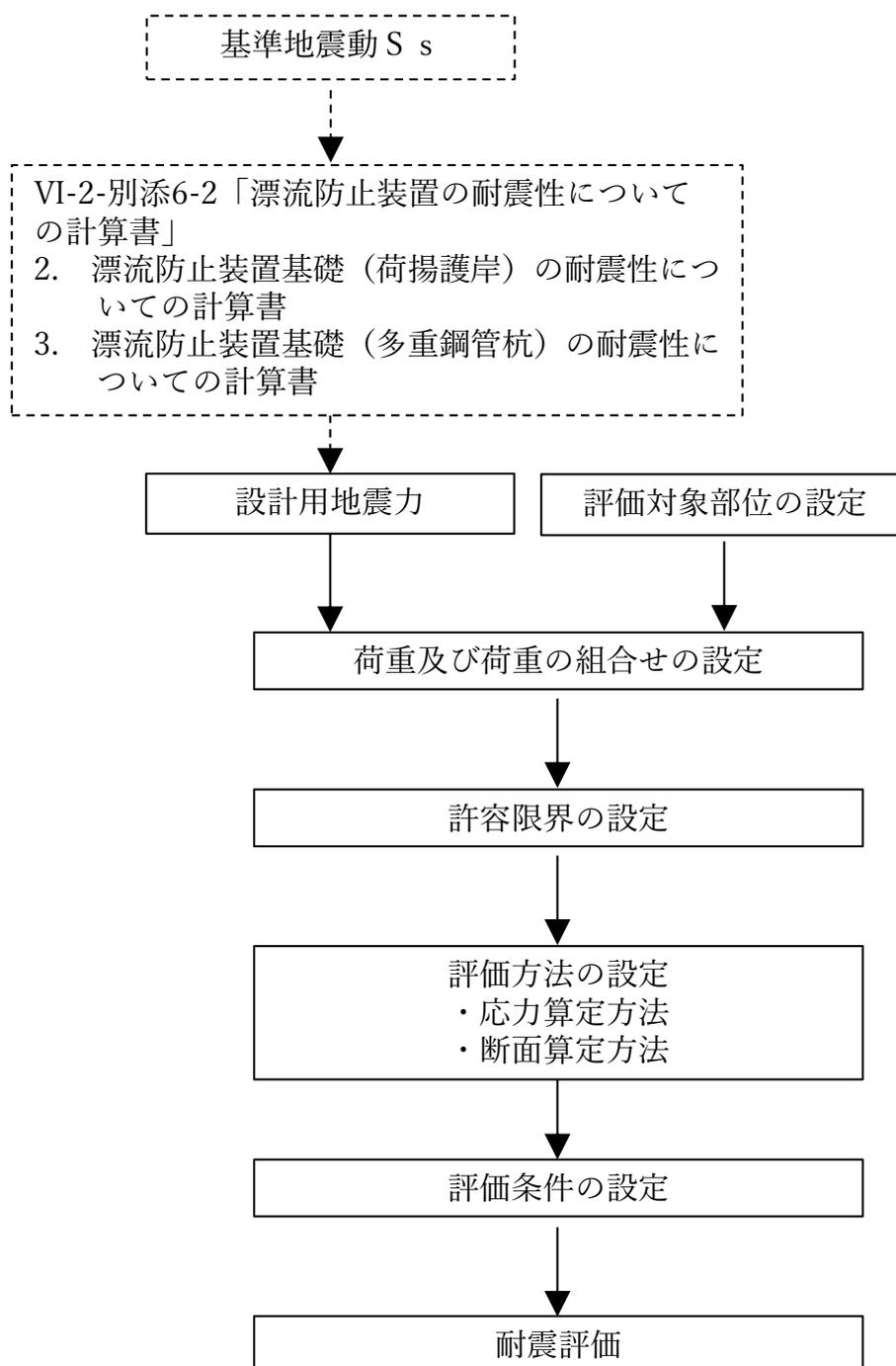


図 2.4-1 漂流防止装置（係船柱）の耐震評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO.102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970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）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・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）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(1/2)

| 記号 | 単位 | 定義 |
|---------------|-------------------|--|
| σ_s | N/mm ² | 係船柱の胴部縁応力度 |
| $M_{s a}$ | N・mm | 係船柱の胴部転倒モーメント |
| D | mm | 係船柱の胴部径 |
| $Z_{s a}$ | mm ³ | 係船柱の断面係数 |
| P_v | N | 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 |
| $A_{s a}$ | mm ² | 係船柱の断面積 |
| σ_{c1} | N/mm ² | 底板下面のコンクリートの支圧応力度 |
| R_1 | mm | 中心軸から底板端までの距離 |
| y | mm | 中心軸と中立軸の距離 |
| n | — | アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比 |
| G_s | mm ³ | 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント |
| G_c | mm ³ | 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント |
| σ_{c2} | N/mm ² | 底板前面のコンクリートの支圧応力度 |
| P_H | N | 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 |
| μ | — | 底板とコンクリートの摩擦係数 |
| P_{vc} | N | コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) |
| H_1 | mm | 底板厚さ |
| σ_{s2} | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 |
| R_1' | mm | 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 |
| τ_s | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 |
| N | 本 | アンカーボルトの本数 |
| ϕ_b | mm | アンカーボルトの谷径 |
| p | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重 |
| ϕ_a | mm | アンカーボルトの呼び径 |
| σ_{st} | N/mm ² | アンカー板の応力度 |

表 3.1-1(2) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(2/2)

| 記号 | 単位 | 定義 |
|------------|-------------------|---------------------|
| b | mm | ナット二面幅 |
| a | mm | アンカー板幅 |
| t | mm | アンカー板厚 |
| σ_c | N/mm ² | アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 |
| τ_c | N/mm ² | アンカー板コンクリートのせん断応力度 |
| L | mm | アンカーボルトの埋込み長さ |

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる基準地震動 S_s による慣性力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

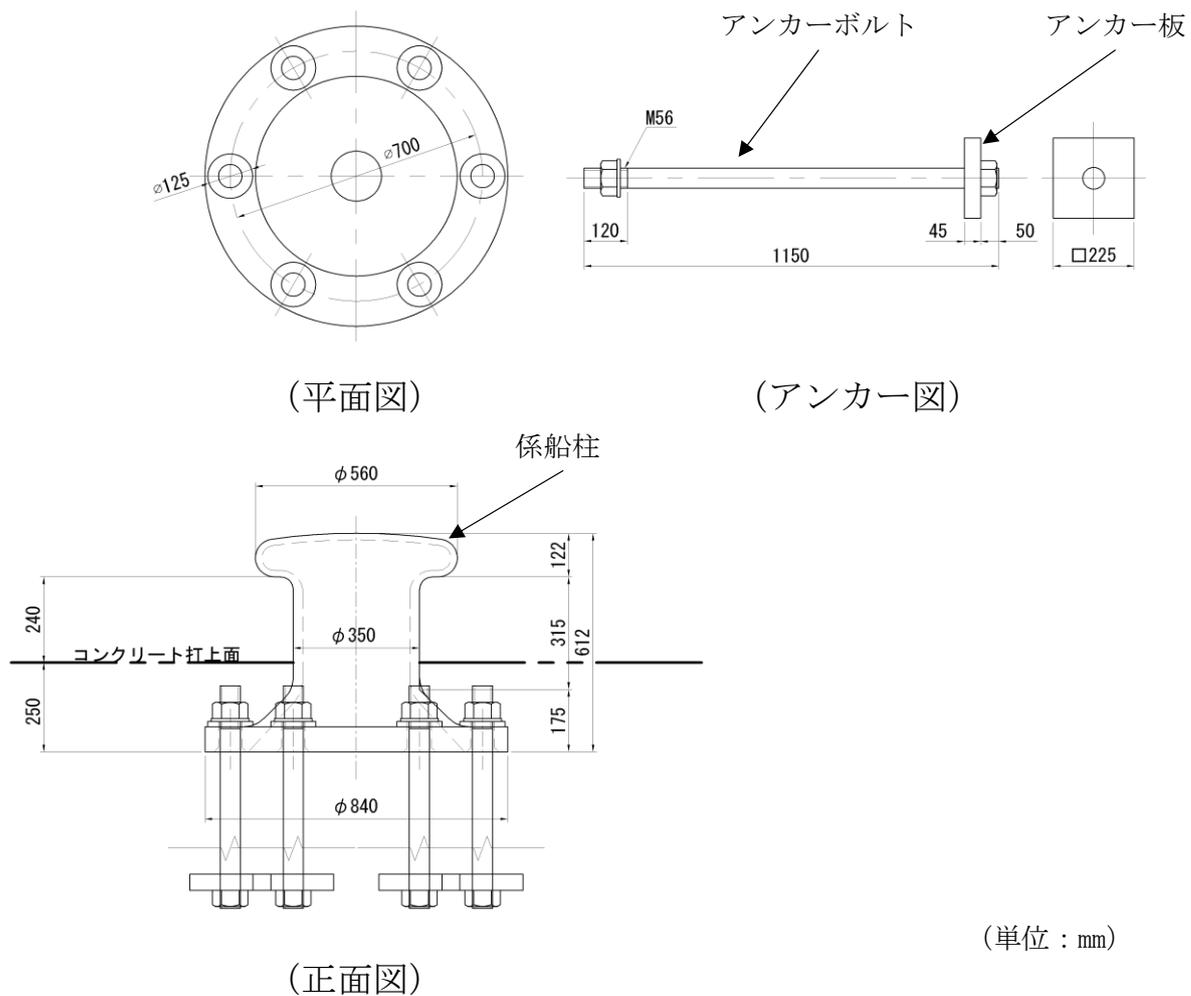


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流防止装置（係船柱）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3.5 設計用地震力」で設定した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_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。なお、構造として地表面から突出した部分は僅かであることから風荷重及び積雪荷重は考慮しない。

表 3.3-1 荷重の組合せ

| 外力の状態 | 荷重の組合せ |
|--------------------|--------------------|
| 地震時 S _s | G + S _s |

G : 漂流防止装置（係船柱）の固定荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また，漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

| 評価対象部位 | 材質 | 仕様 |
|---------|-------|--------------------------|
| 係船柱 | SC450 | $\phi 350$ |
| アンカーボルト | SS400 | M56×1150 |
| アンカー板 | SS400 | $\square 225 \times t45$ |

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は，「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

| 材質 | 許容応力度 (N/mm^2) | |
|-------|---------------------------|-----|
| | 曲げ・引張 | せん断 |
| SC450 | 205 | — |

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（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 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

| 材質 | | 許容応力度 (N/mm ²) | |
|-------|-------------------|----------------------------|-----|
| | | 曲げ・引張 | せん断 |
| SS400 | $t \leq 40$ | 234 | 136 |
| | $40 < t \leq 100$ | 215 | 124 |

c. コンクリート

漂流防止装置（係船柱）の周囲に打設するコンクリートの許容限界は、「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）」に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置（係船柱）の基礎の許容応力度

| 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | |
|-------------------------------------|----------------------------|------|
| | 支圧 | せん断 |
| コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ） | 17.5 | 0.67 |

3.5 設計用地震力

漂流防止装置（係船柱）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-別添 6-2「漂流防止装置の耐震計算書」の「2. 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）についての耐震計算書」，「3. 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）についての耐震計算書」に示す漂流防止装置（係船柱）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した。地震応答解析モデルの断面選定の考え方は、それぞれの耐震計算書のうち「3.1 評価対象断面」に示す。

表 3.5-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）及び漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）における係船柱設置位置の最大応答加速度及び震度の値を示す。これらの震度を包絡するように、設計用地震力を設定した。

地震応答解析に用いた断面位置の平面図及び解析モデル図を図 3.5-1 及び図 3.5-2 に、荷揚護岸及び多重鋼管杭それぞれの水平・鉛直方向での最大応答加速度分布図を図 3.5-3 に示す。

表 3.5-1 (1) 設計用地震力（水平）

| 地震動 | 設置場所及び 設置高さ (m) | 水平方向 k_H | 設計用地震力 (水平) |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------------|----------------|
| 基準地震動 S_s | 漂流防止装置基礎（荷揚護岸） ：EL 6.0m | 1.6 (1535cm/s ²) * | 2.3 |
| | 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭） ：EL 7.0m | 2.3 (2226cm/s ²) * | |

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

表 3.5-1 (2) 設計用地震力（鉛直）

| 地震動 | 設置場所及び 設置高さ (m) | 鉛直方向 k_{UD} | 設計用地震力 (鉛直) |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------------|----------------|
| 基準地震動 S_s | 漂流防止装置基礎（荷揚護岸） ：EL 6.0m | 1.8 (1736cm/s ²) * | 1.8 |
| | 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭） ：EL 7.0m | 0.6 (508cm/s ²) * | |

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

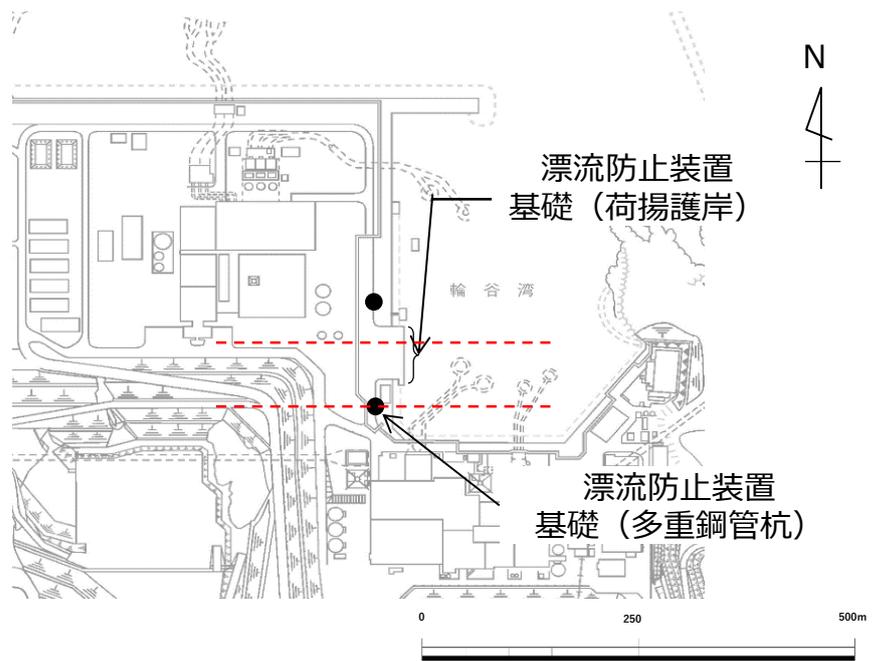


図 3.5-1 地震応答解析に用いた断面位置図

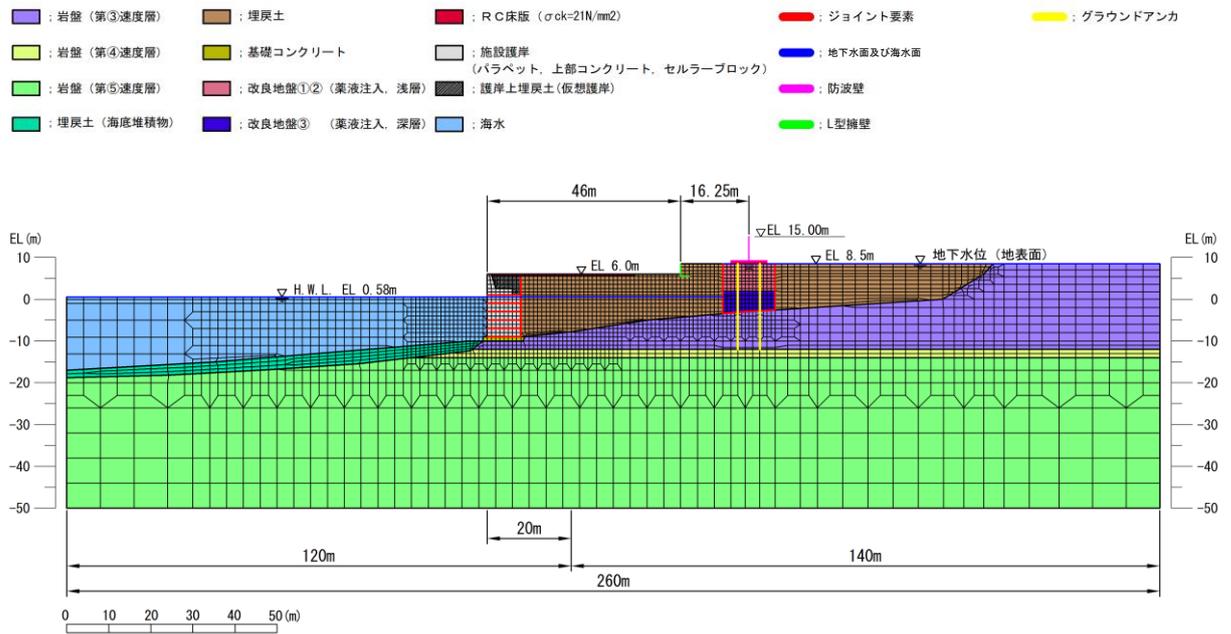


図 3.5-2(1) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (荷揚護岸))

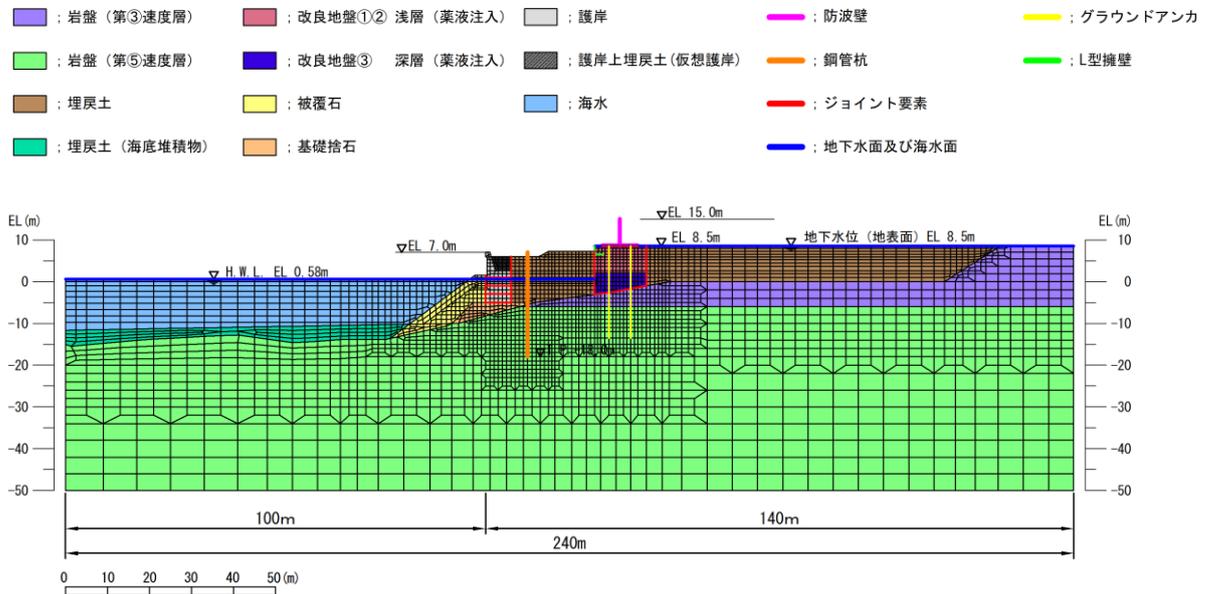
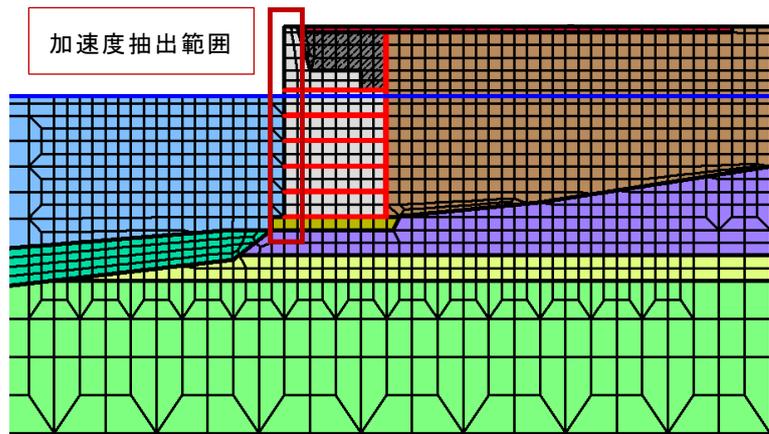
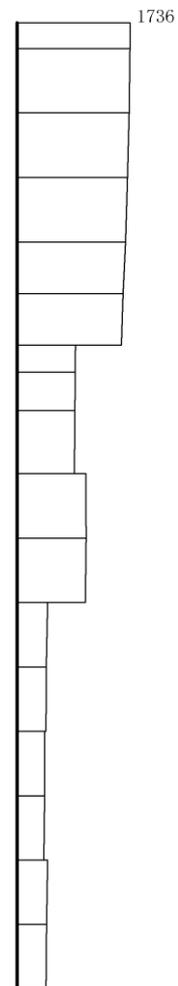
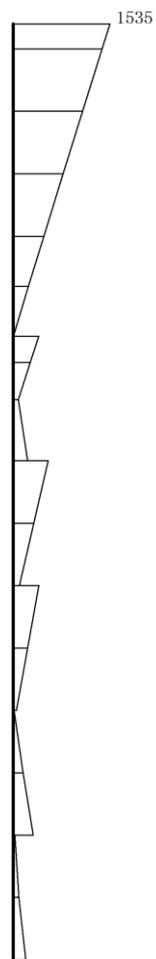


図 3.5-2(2) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭))



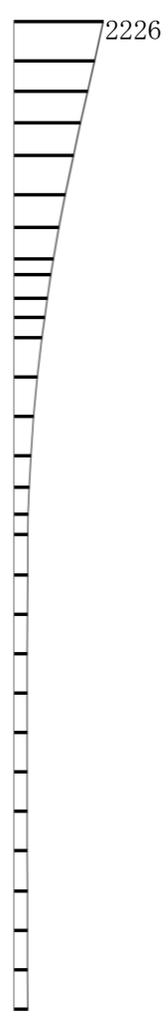
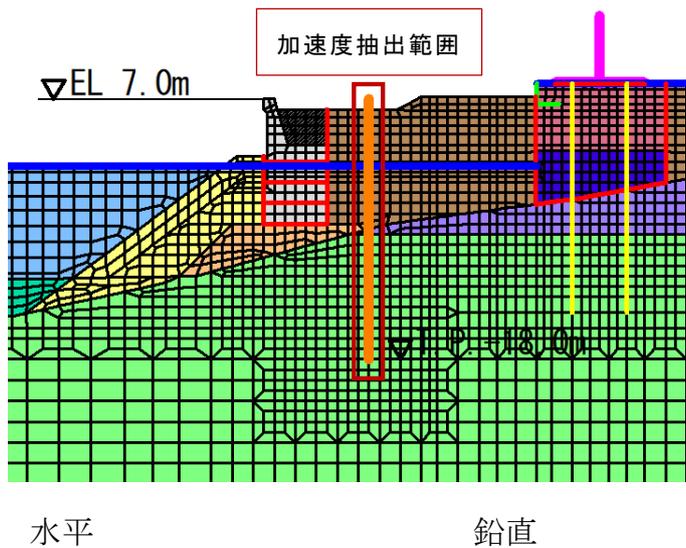
水平

鉛直



構造スケール $0 \quad 1(\text{m})$ 応答値スケール $0 \quad 1000(\text{cm}/\text{s}^2)$

図 3.5-3(1) 最大応答加速度分布図 (荷揚護岸法線)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 2000(cm/s²)

図 3.5-3(2) 最大応答加速度分布図 (多重鋼管杭)

3.6 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.6-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，慣性力の作用点は直胴部の上端とする。

転倒モーメントのアーム長の保守性として，地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長は，コンクリート打上面より係船柱の重心位置までの距離と考えられるが，ここでは地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長より長い，直胴部長さ（0.9D）を転倒モーメントのアーム長とした。

$$\sigma_s = M_{s a} / Z_{s a} + P_v / A_{s a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

$M_{s a}$: 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s a} = P_H \cdot 0.9D)$$

$Z_{s a}$: 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

$A_{s a}$: 係船柱の断面積 (mm²)

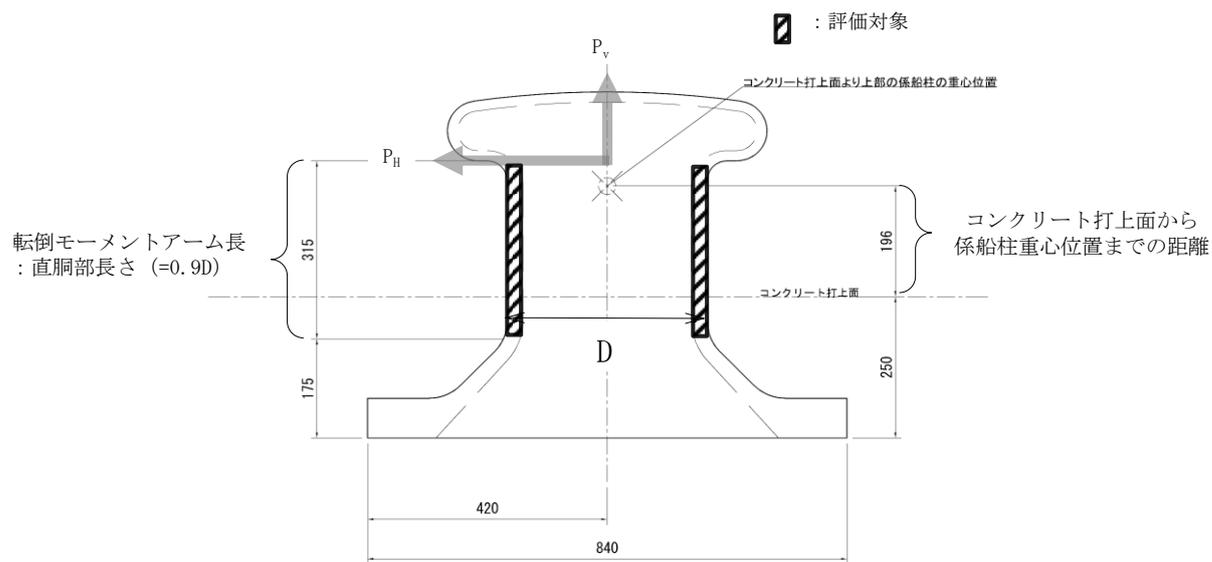


図 3.6-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.6-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

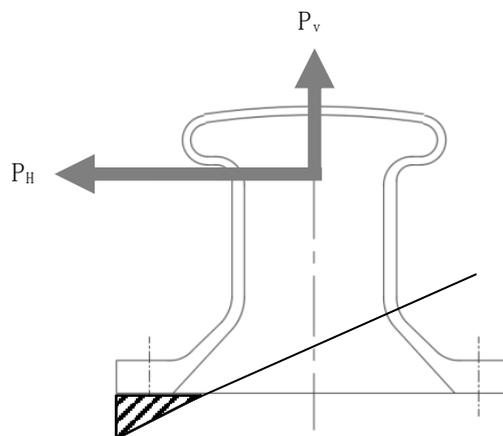


図 3.6-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

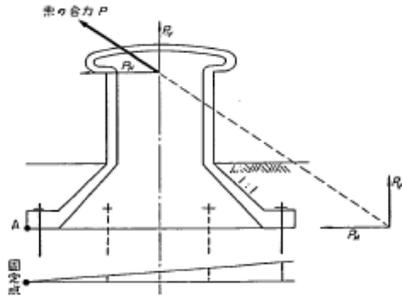


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_V により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{Vc} およびアンカボルトの全引張力 P_{Vs} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

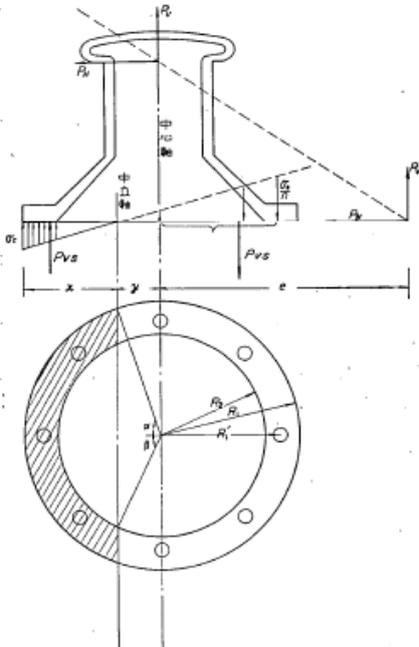


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{Vc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{Vs} = \frac{n\sigma_c}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^3}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^3}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_V = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは $M = P_V [e + y]$ (6.11)

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_V x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_V (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.6-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方

(港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

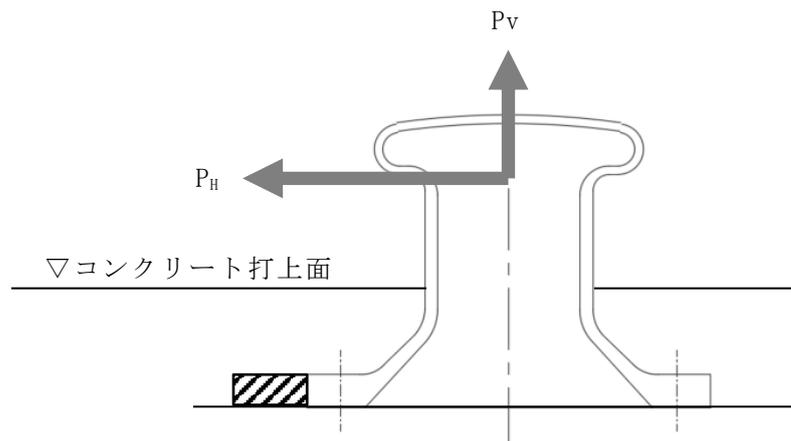


図 3.6-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3.6-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

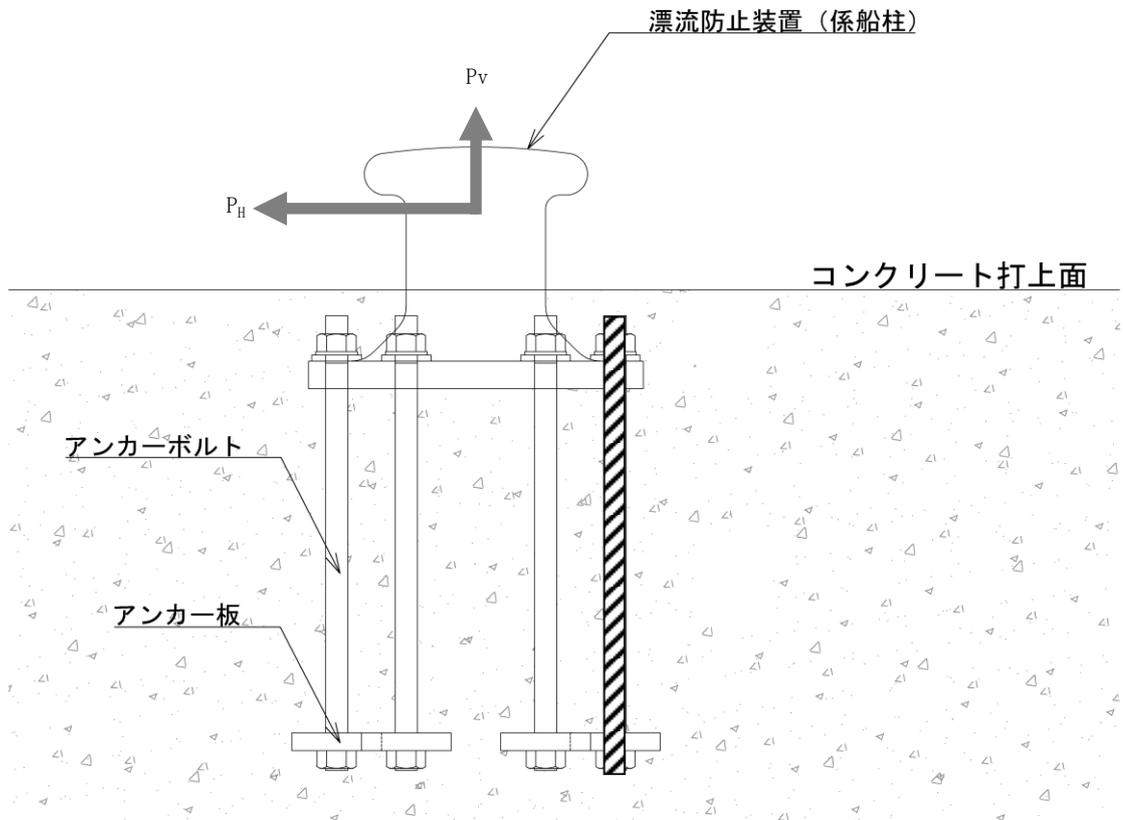


図 3.6-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3.6-6 に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図 3.6-7 に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット 2 面幅 b の比、 b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図 3.6-8 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{st} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{st} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

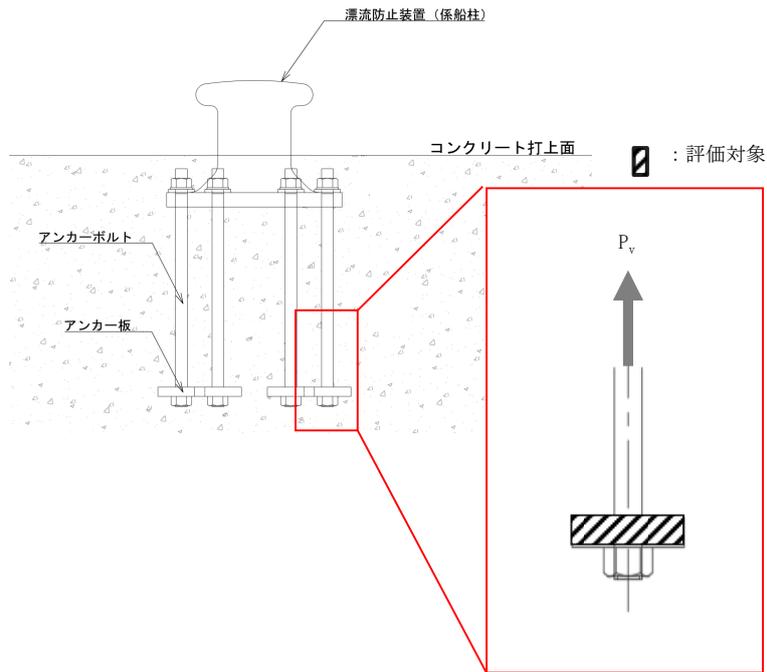


図 3.6-6 アンカー板の応力度の評価対象

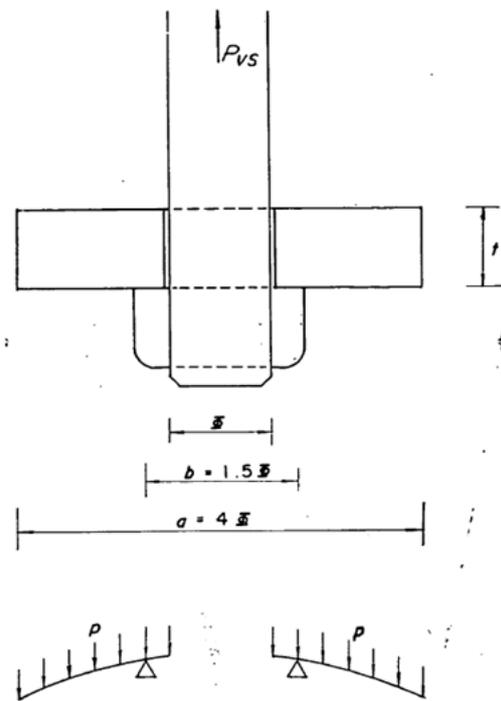
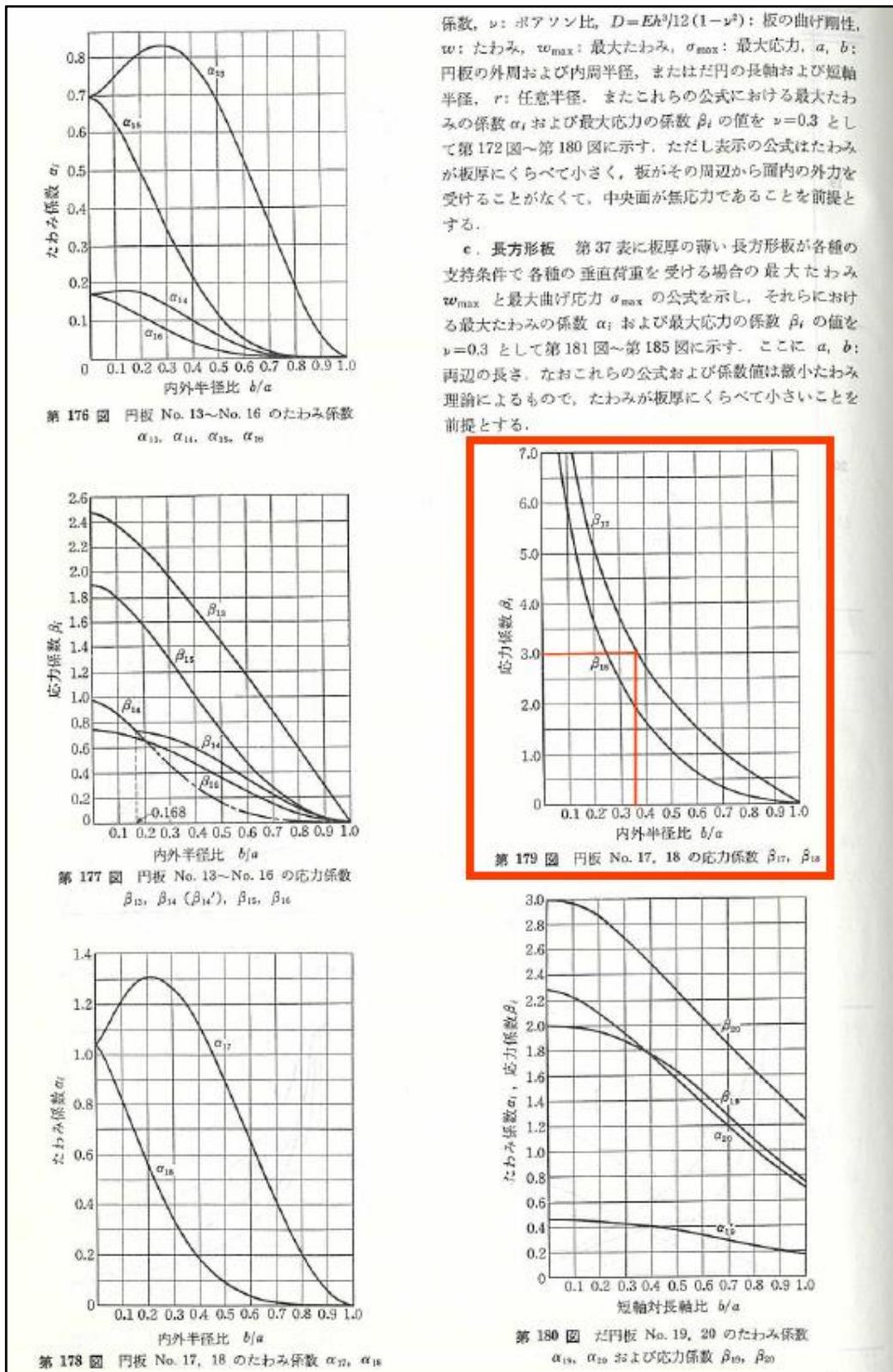


図 3.6-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

| No. | 荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布 | たわみ w , w_{max} および応力 σ , σ_{max} |
|-----|-------------------------------------|---|
| 15 | <p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p> | <p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p> |
| 16 | <p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p> | <p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=0} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p> |
| 17 | <p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p> | $w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$ $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_\theta)_{r=0} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p> |
| 18 | <p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p> | <p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p> |

図 3.6-8 (1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)



係数, ν : ポアソン比, $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$: 板の曲げ剛性, w : たわみ, w_{max} : 最大たわみ, σ_{max} : 最大応力, a, b : 円板の外周および内周半径, または円筒の長軸および短軸半径, r : 任意半径. またこれらの公式における最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 172 図~第 180 図に示す. ただし表示の公式はたわみが板厚にくらべて小さく, 板がその周辺から面内の外力を受けることなく, 中央面が無応力であることを前提とする.

c. 長方形板 第 37 表に板厚の薄い長方形板が各種の支持条件で各種の垂直荷重を受ける場合の最大たわみ w_{max} と最大曲げ応力 σ_{max} の公式を示し, それらにおける最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 181 図~第 185 図に示す. ここに a, b : 両辺の長さ. なおこれらの公式および係数値は微小たわみ理論によるもので, たわみが板厚にくらべて小さいことを前提とする.

図 3.6-8 (2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.6-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.6-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

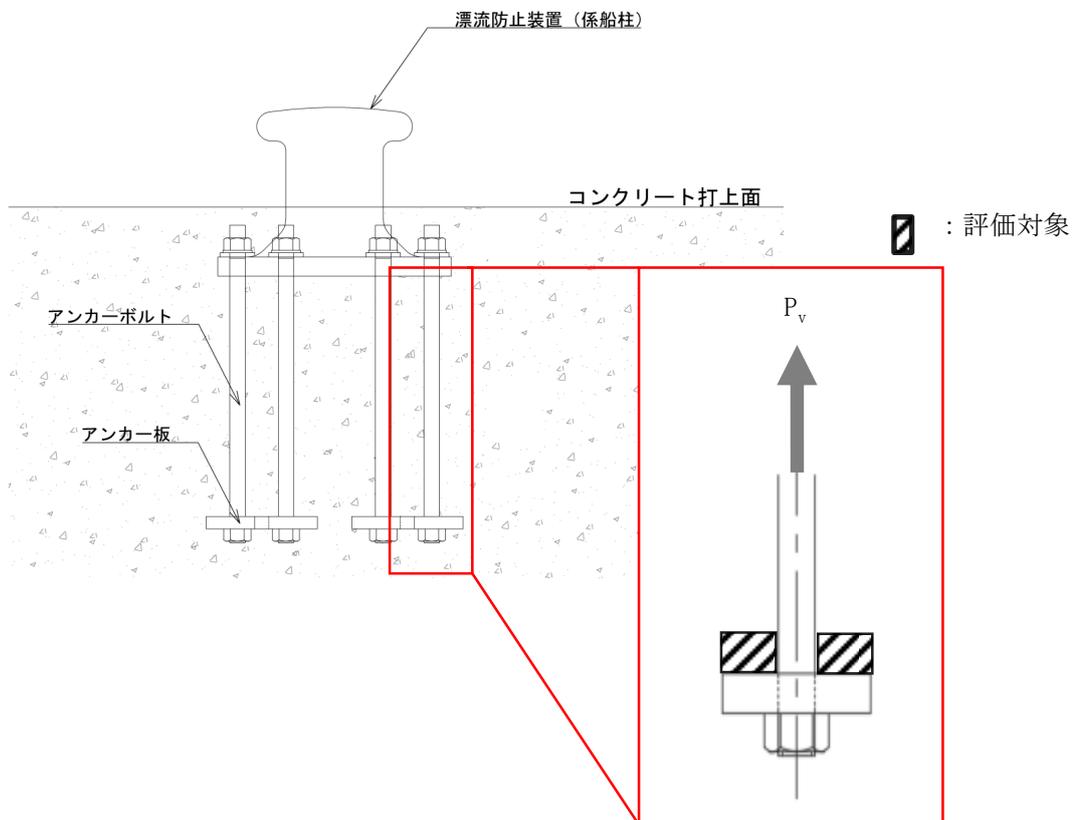


図 3.6-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

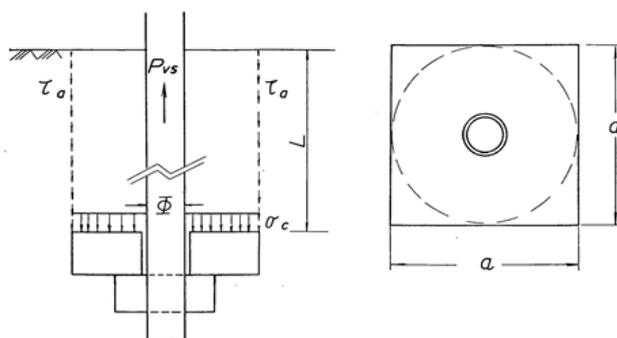


図 3.6-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.6-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

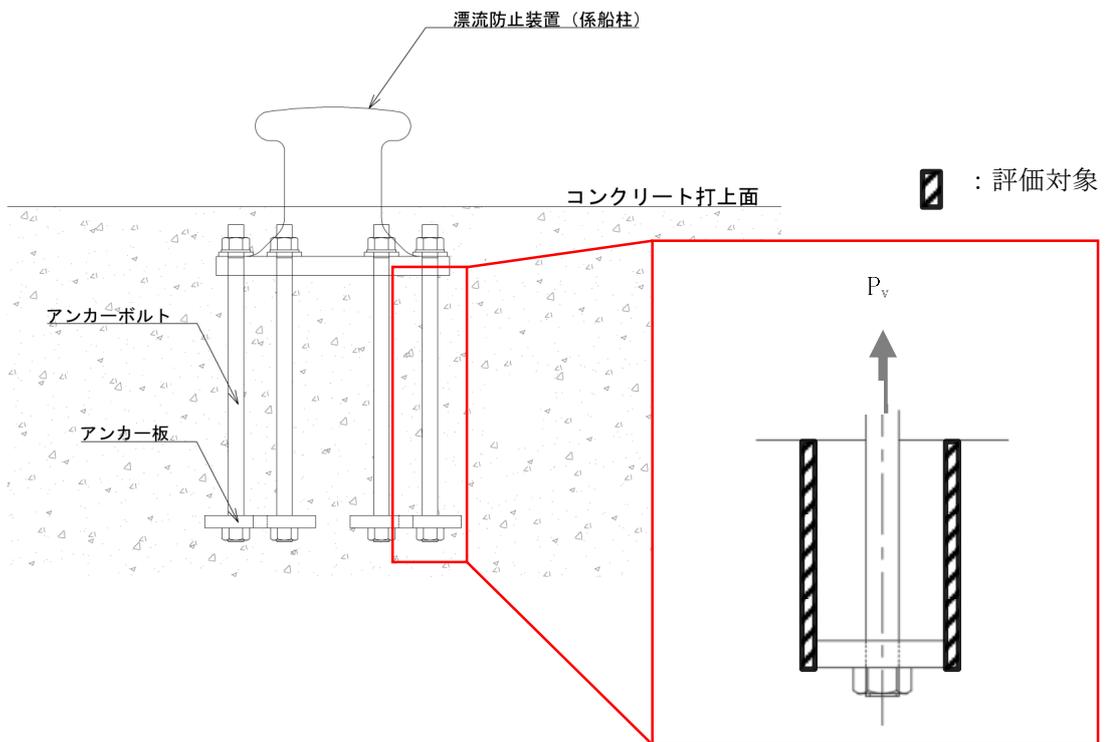


図 3.6-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震評価に用いる条件

| 対象部位 | 記号 | 単位 | 定義 | 値 |
|---------|-----------|--------------|--|------------|
| 係船柱 | $M_{s a}$ | $N \cdot mm$ | 係船柱の胴部転倒モーメント | 2524410 |
| | P_v | N | 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 | 6250 |
| | D | mm | 係船柱の胴部径 | 350 |
| | $Z_{s a}$ | mm^3 | 係船柱の断面係数 | 2055972.3 |
| | $A_{s a}$ | mm^2 | 係船柱の断面積 | 27397.8 |
| | y | mm | 中心軸と中立軸の距離 | 115.9 |
| | R_1 | mm | 中心軸から底板端までの距離 | 420.0 |
| | n | — | アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比 | 15 |
| | G_c | mm^3 | 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント | 17289181.7 |
| | G_s | mm^3 | 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント | 2108687.8 |
| | P_H | N | 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 | 8014 |
| | μ | — | 底板とコンクリートの摩擦係数 | 0.3 |
| | H_1 | mm | 底板厚さ | 70 |
| アンカーボルト | R_1' | mm | 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 | 350.0 |
| | N | 本 | アンカーボルトの本数 | 6 |
| | ϕ_b | mm | アンカーボルトの谷径 | 50.0 |
| | ϕ_a | mm | アンカーボルトの呼び径 | 56.0 |
| アンカー板 | β | — | 最大応力係数 | 3 |
| | b | mm | ナット二面幅 | 85.0 |
| | t | mm | アンカー板厚 | 45.0 |
| | p | N/mm^2 | アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重 | 0.17 |
| | a | mm | アンカー板幅 | 225.0 |
| | L | mm | アンカーボルトの埋込み長さ | 850.0 |

5. 評価結果

漂流防止装置の耐震評価結果を表 5-1 に示す。漂流防止装置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から、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5-1 漂流防止装置の照査結果

| 評価対象部位 | | 発生値 (応力度) | | 許容限界 | | 照査値 |
|--------|-------------------|-----------|-------------------|------|-------------------|-------|
| 係船柱 | 胴部縁応力度 | 1.46 | N/mm ² | 205 | N/mm ² | 0.008 |
| | 底版下面のコンクリートの支圧応力度 | 0.13 | N/mm ² | 17.5 | N/mm ² | 0.008 |
| | 底版前面のコンクリートの支圧応力度 | 0.11 | N/mm ² | 17.5 | N/mm ² | 0.007 |
| アンカー | 引張応力度 | 3.05 | N/mm ² | 215 | N/mm ² | 0.015 |
| ボルト | せん断応力度 | 0.68 | N/mm ² | 124 | N/mm ² | 0.006 |
| アンカー板 | アンカー板の応力度 | 3.17 | N/mm ² | 215 | N/mm ² | 0.015 |
| | コンクリートの支圧応力度 | 0.16 | N/mm ² | 17.5 | N/mm ² | 0.010 |
| | コンクリートのせん断応力度 | 0.01 | N/mm ² | 0.67 | N/mm ² | 0.015 |

- 2. 浸水防護施設に関する補足説明資料
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.2 漂流防止装置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 | 構成要素の構造計画 | 4 |
| 2.4 | 評価方針 | 5 |
| 2.5 | 適用規格・基準等 | 6 |
| 3. | 強度評価 | 8 |
| 3.1 | 記号の定義 | 8 |
| 3.2 | 評価対象部位 | 10 |
| 3.3 | 荷重及び荷重の組合せ | 11 |
| 3.3.1 | 荷重の設定 | 11 |
| 3.3.2 | 荷重の組合せ | 12 |
| 3.4 | 許容限界 | 13 |
| 3.5 | 評価方法 | 15 |
| 4. | 評価条件 | 29 |
| 5. | 評価結果 | 30 |

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基本方針」に示すとおり、漂流防止装置が燃料輸送船及びLLW輸送船（以下「燃料等輸送船」という。）の係留索の耐力（以下「係留力」という。）に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

燃料等輸送船は、来襲までに時間的余裕がある津波の場合は緊急退避するが、来襲までに時間的余裕がない津波の場合は漂流防止装置に係留することとなる。したがって、漂流防止装置が燃料等輸送船による係留力に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置の位置を図 2.1-1 に示す。

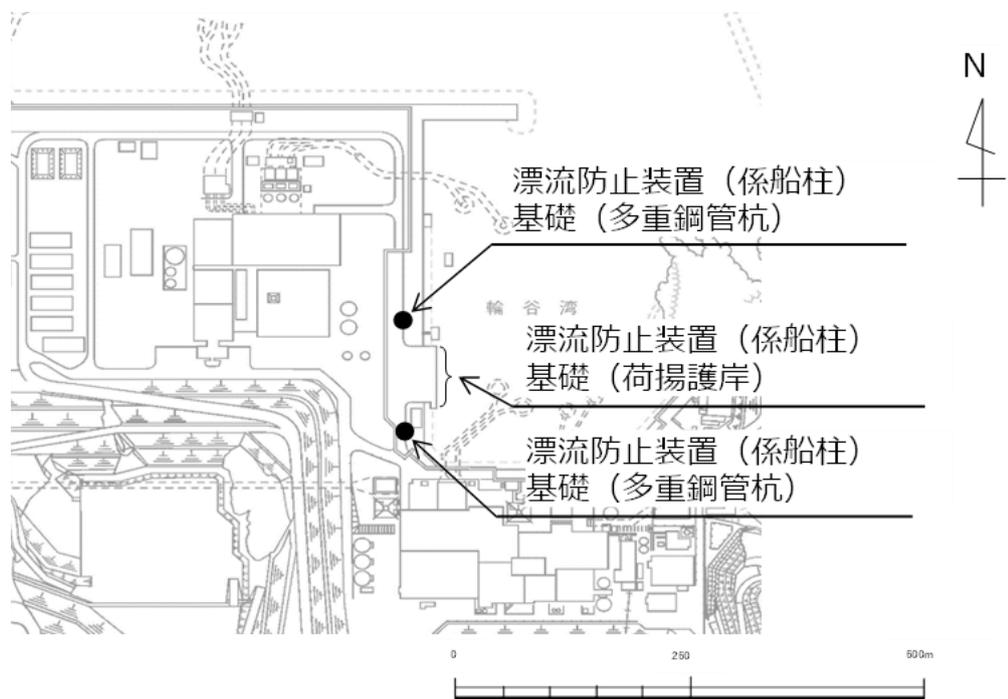


図 2.1-1 漂流防止装置位置

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

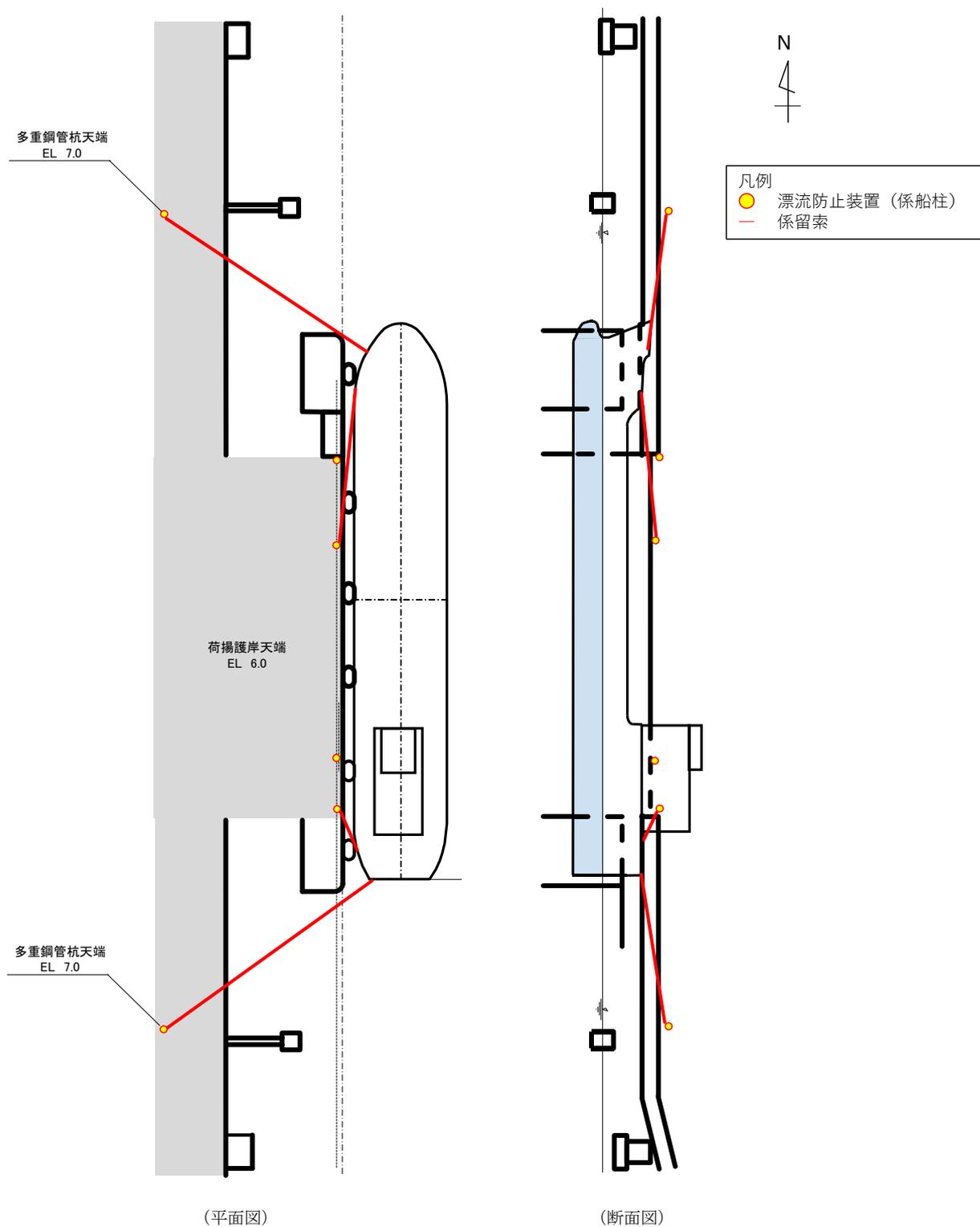


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

漂流防止装置は、係船柱、アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

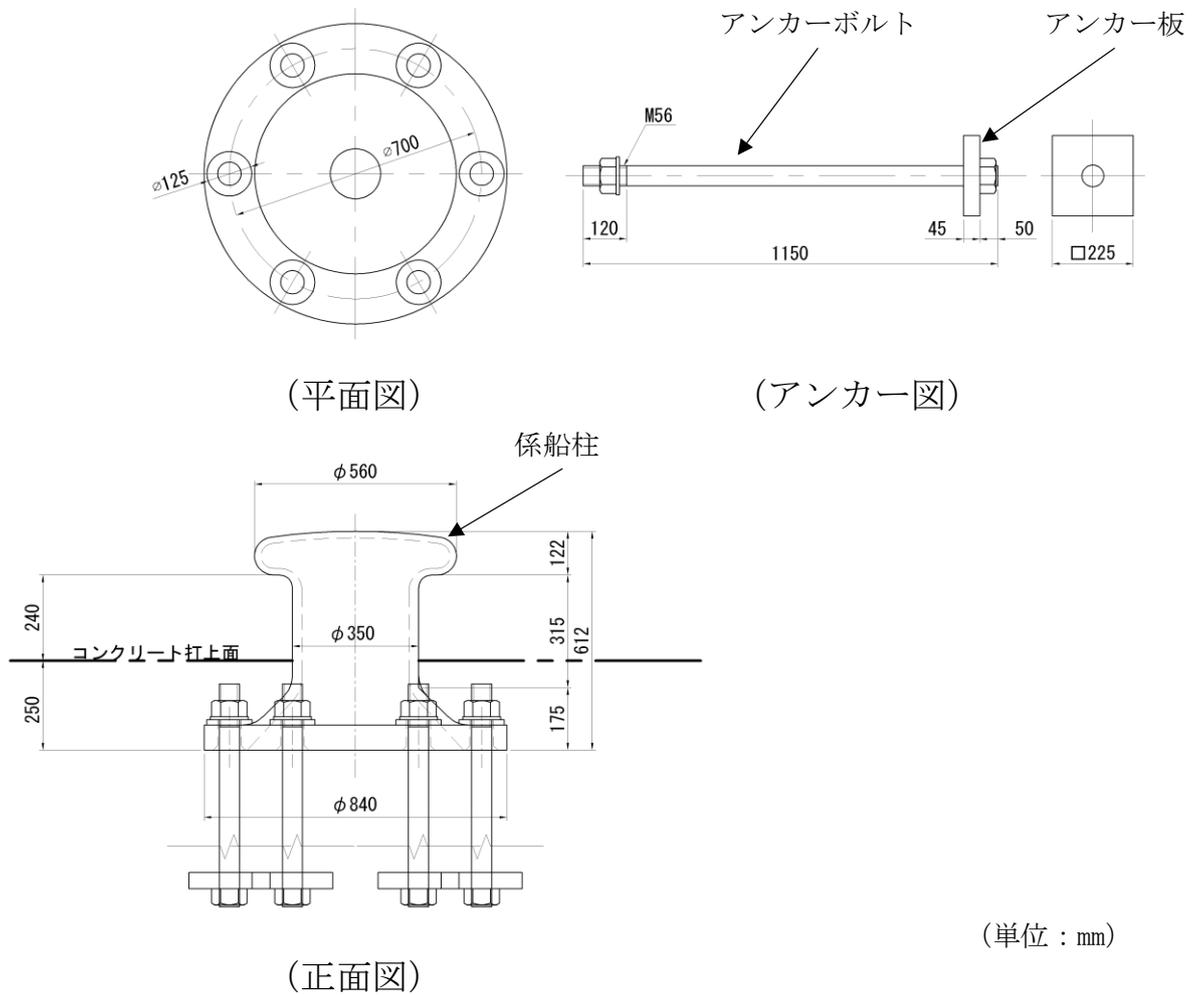


図 2.3-1 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の強度評価は、係留力が係留索を介して漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.5 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の強度評価フローを図 2.4-1 に示す。

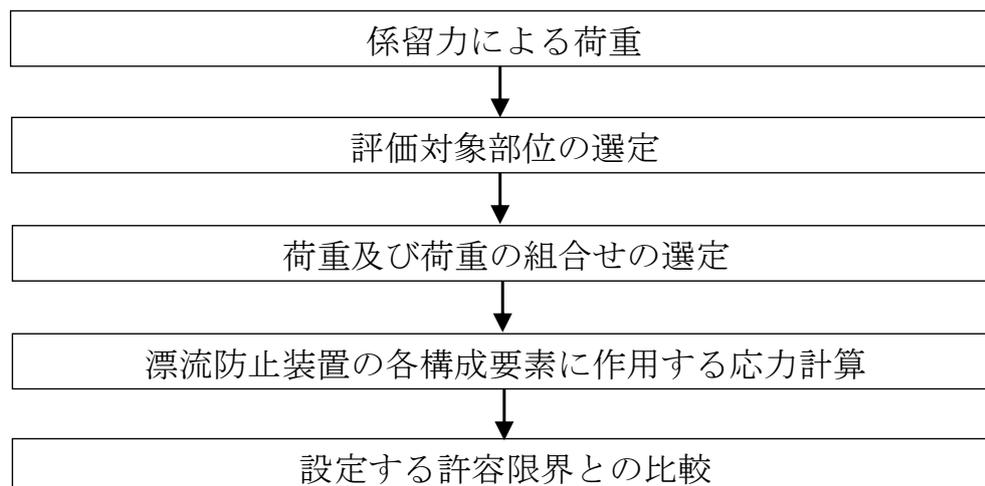


図 2.4-1 漂流防止装置の強度評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO, 102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970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）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・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）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

表 2.5—1 適用する企画，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) | — |
| 荷重及び荷重の 組合せ | | ・港湾構造物標準設計 (第 1 集) ((社) 日本港湾協会，1971 年) | 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 | 係船柱 | ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会，2005 年改訂) ・ J I S G 5 1 0 1 炭素鋼鋳鋼品 | 曲げ軸力照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認。 |
| | アンカー ボルト | ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年改定) | 引張・せん断力照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認。 |
| | アンカー板 | ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年改定) | 曲げ軸力照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認。 |
| | コンクリート | 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) | 支圧力照査，せん断力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認。 |

3. 強度評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (1/2)

| 記号 | 単位 | 定義 |
|---------------|-------------------|---|
| P | N | 係留力 |
| σ_s | N/mm ² | 係船柱の胴部縁応力度 |
| M_{sa} | N・mm | 係船柱の胴部転倒モーメント |
| Z_{sa} | mm ³ | 係船柱の断面係数 |
| P_v | N | 係留力の鉛直成分 |
| A_{sa} | mm ² | 係船柱の断面積 |
| σ_{c1} | N/mm ² | 底板下面のコンクリートの支圧応力度 |
| R_1 | mm | 中心軸から底板端までの距離 |
| y | mm | 中心軸と中立軸の距離 |
| n | — | アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比 |
| G_s | mm ³ | 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント |
| G_c | mm ³ | 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント |
| σ_{c2} | N/mm ² | 底板前面のコンクリートの支圧応力度 |
| P_H | N | 係留力の水平成分 |
| μ | — | 底板とコンクリートの摩擦係数 |
| P_{vc} | N/mm ² | コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) |
| H_1 | mm | 底板厚さ |
| σ_{s2} | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 |
| R_1' | mm | 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 |
| τ_s | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 |
| N | 本 | アンカーボルトの本数 |
| ϕ_b | mm | アンカーボルトの谷径 |
| p | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重 |
| ϕ_a | mm | アンカーボルトの呼び径 |
| σ_{st} | N/mm ² | アンカー板の応力度 |
| b | mm | ナット二面幅 |

表 3.1-1 (2) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (2/2)

| 記号 | 単位 | 定義 |
|----------|-------------------|--------------------|
| a | mm | アンカー板幅 |
| t | mm | アンカー板厚 |
| τ_c | N/mm ² | アンカー板コンクリートのせん断応力度 |
| L | mm | アンカーボルトの埋込み長さ |

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる係留力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

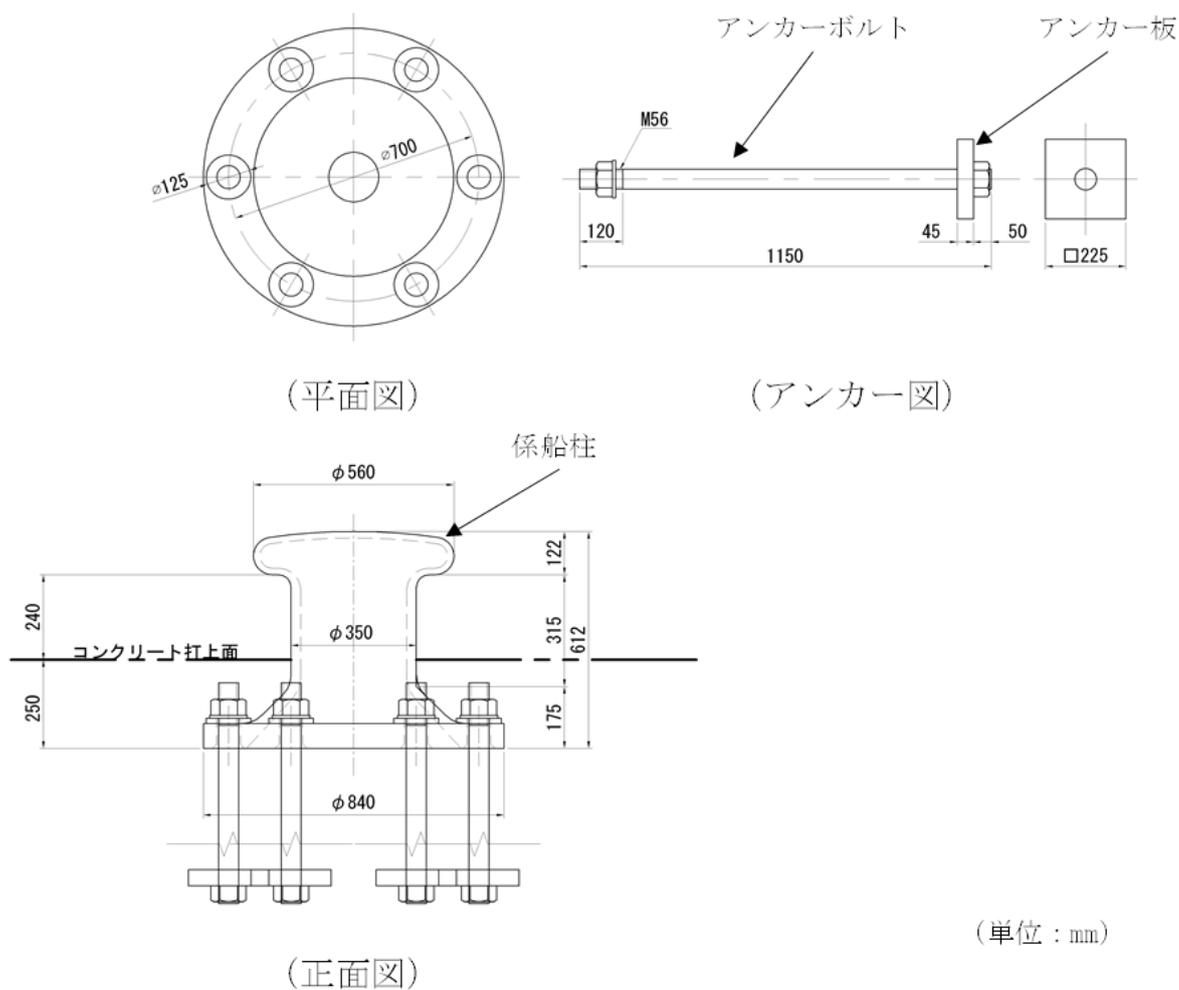


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 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基本方針」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。

3.3.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 係留力 (P)

係留力として、海域活断層から想定される地震による津波（基準津波4）を対象とした津波条件から設定される燃料等輸送船の流圧力に対する荷重を考慮する。

係留力の作用イメージを図 3.3.1-1 に示す。

係留索を水平より上向きに θ の角度で引っ張る時、漂流防止装置にかかる力は係留力 P について水平方向に $P \cdot \cos \theta$ 、中央鉛直上方向に $P \cdot \sin \theta$ の力に分解できるが、「港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）」によると、直柱では胴部上端に係留力 P の大きさの水平力，中央鉛直方向上向きに $P/2$ の力を作用させることとされていることを用いる。

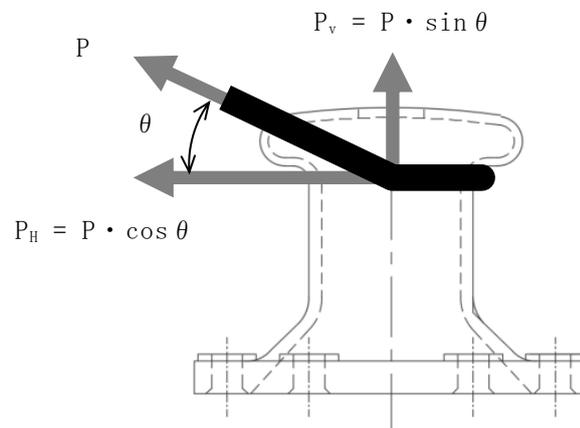


図 3.3.1-1 係留力の作用イメージ

3.3.2 荷重の組合せ

漂流防止装置の強度評価に用いる荷重としては係留力Pのみを考慮し、その構造から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

余震荷重は、余震の最大水平加速度（410cm/s²）が生じると仮定して余震荷重を算定すると、下記のとおりとなり、係留力（250000N）に対して余震荷重の割合が十分に小さくなることを確認した。

余震荷重による水平慣性力

$$F = m \cdot a = 360 \text{ kg} \times (410/100) \text{ m/s}^2 = 1476 \text{ N}$$

（m：係船柱の質量 360kg, a：水平加速度 410cm/s²）

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また，漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

| 評価対象部位 | 材質 | 仕様 |
|---------|-------|----------|
| 係船柱 | SC450 | — |
| アンカーボルト | SS400 | M56×1150 |
| アンカー板 | SS400 | □225×t45 |

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は，「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

| 材質 | 許容応力度 (N/mm^2) | |
|-------|---------------------------|-----|
| | 曲げ・引張 | せん断 |
| SC450 | 137 | — |

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（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 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

| 材質 | | 許容応力度 (N/mm ²) | |
|-------|-------------------|----------------------------|-----|
| | | 曲げ・引張 | せん断 |
| SS400 | $t \leq 40$ | 156 | 90 |
| | $40 < t \leq 100$ | 143 | 82 |

c. 漂流防止装置の基礎

漂流防止装置の基礎の許容限界は、「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）に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置の基礎の許容応力度

| 材質 | 許容応力度 (N/mm ²) | |
|-------------------------------------|----------------------------|------|
| | 支圧 | せん断 |
| コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ） | 11.7 | 0.45 |

3.5 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.5-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，係留力の作用点は直胴部の上端とし，転倒モーメントのアーム長を直胴部長さ（0.9D）とした。

$$\sigma_s = M_{s_a} / Z_{s_a} + P_v / A_{s_a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

M_{s_a} : 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s_a} = P_H \cdot 0.9D)$$

Z_{s_a} : 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

A_{s_a} : 係船柱の断面積 (mm²)

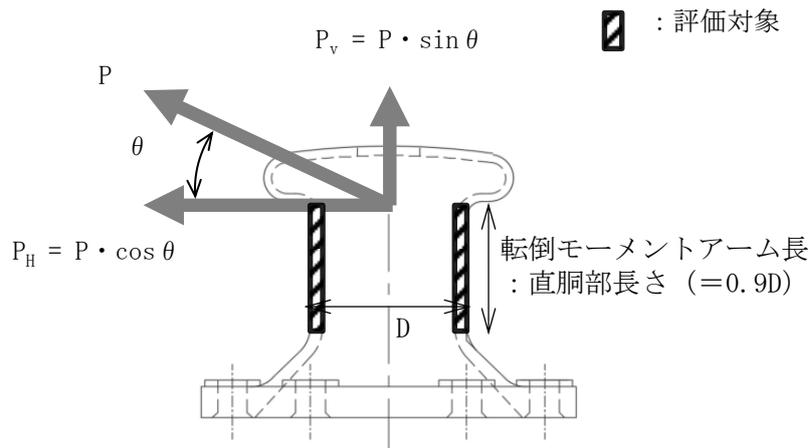


図 3.5-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.5-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.5-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

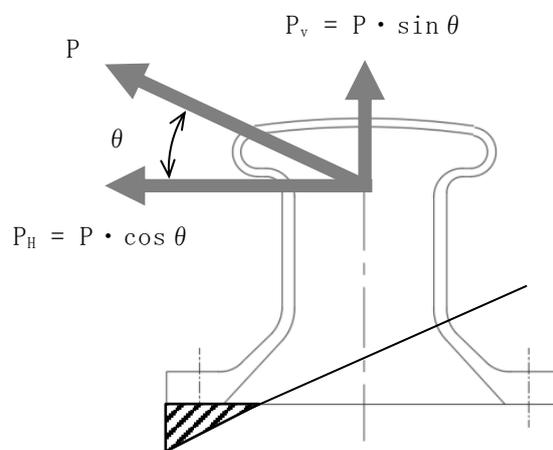


図 3.5-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

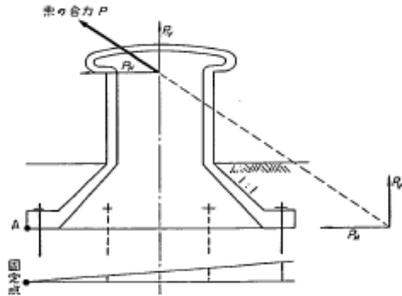


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_V により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{Vc} およびアンカボルトの全引張力 P_{Vs} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

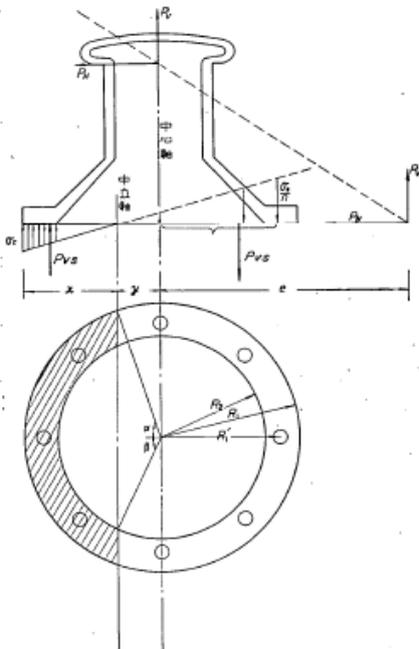


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{Vc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{Vs} = \frac{n\sigma_c}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^4}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^4}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_V = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは $M = P_V [e + y]$ (6.11)

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_V x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_V (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.5-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方 (港湾技研資料港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.5-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2 R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N/mm²)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

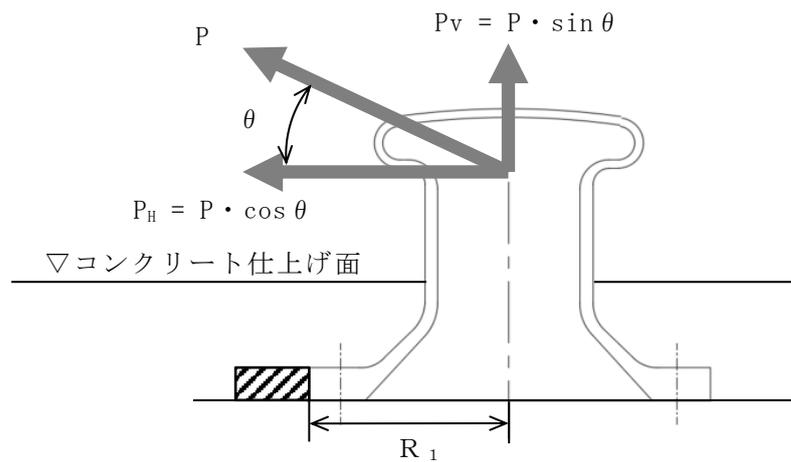


図 3.5-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3.5-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

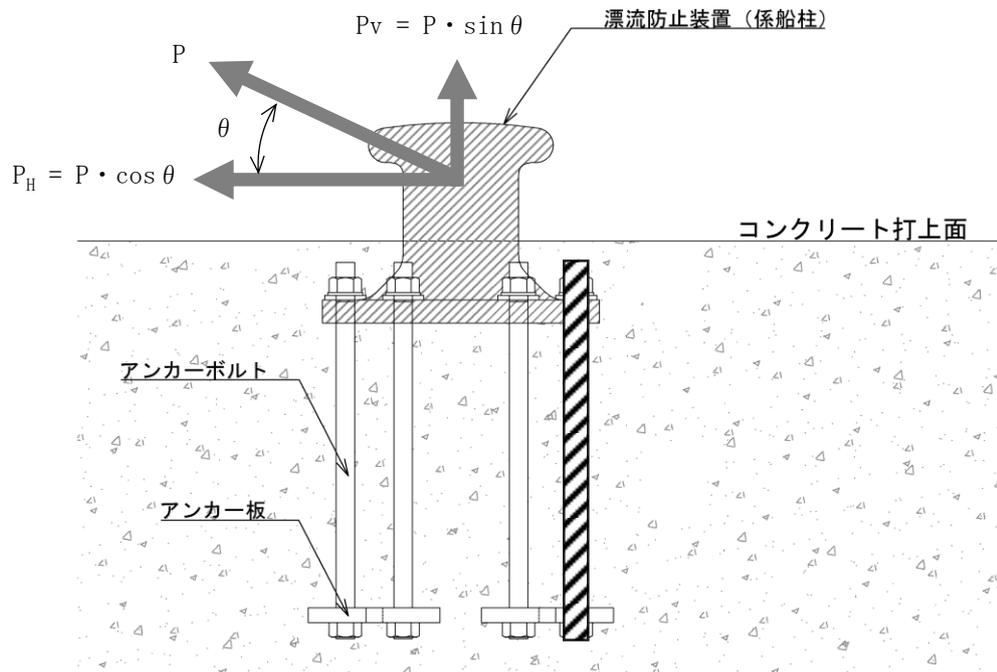


図 3.5-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト1本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3.5-6 に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図 3.5-7 に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット二面幅 b の比、 b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図 3.5-8 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{st} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{st} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

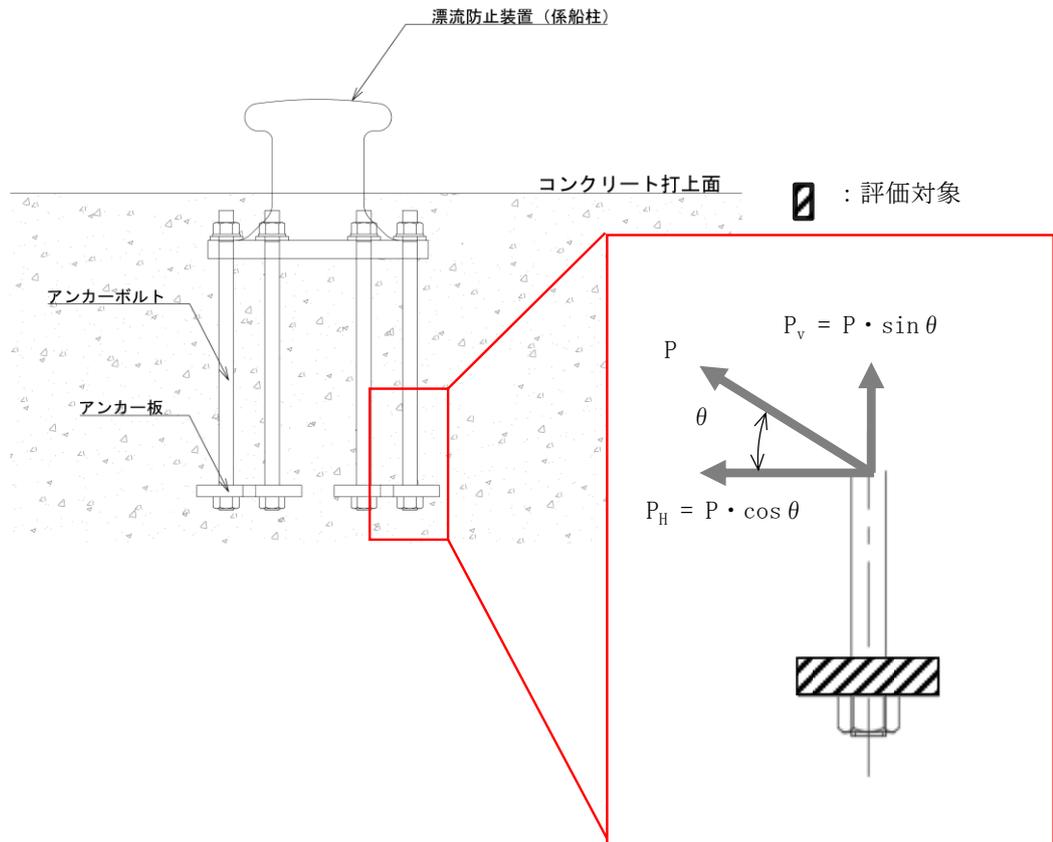


図 3.5-6 アンカー板の応力度の評価対象

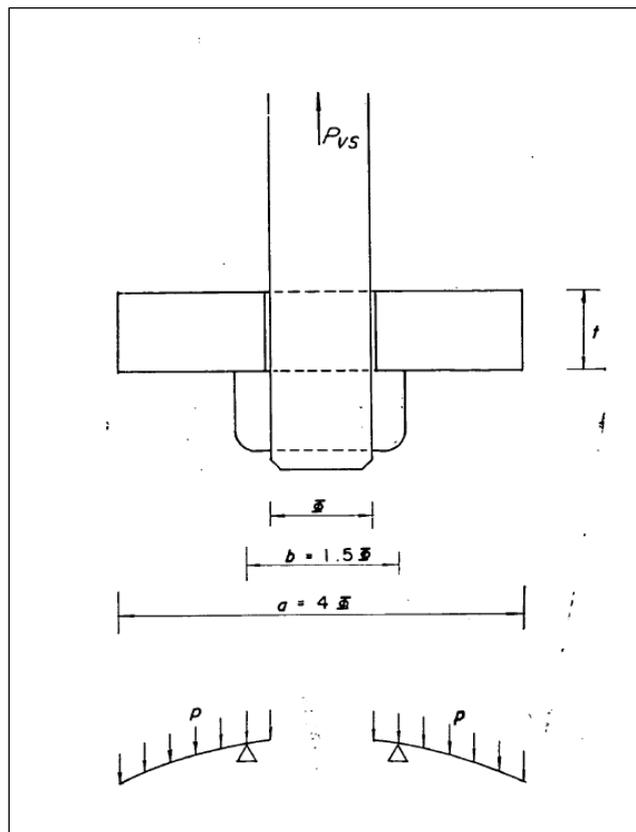
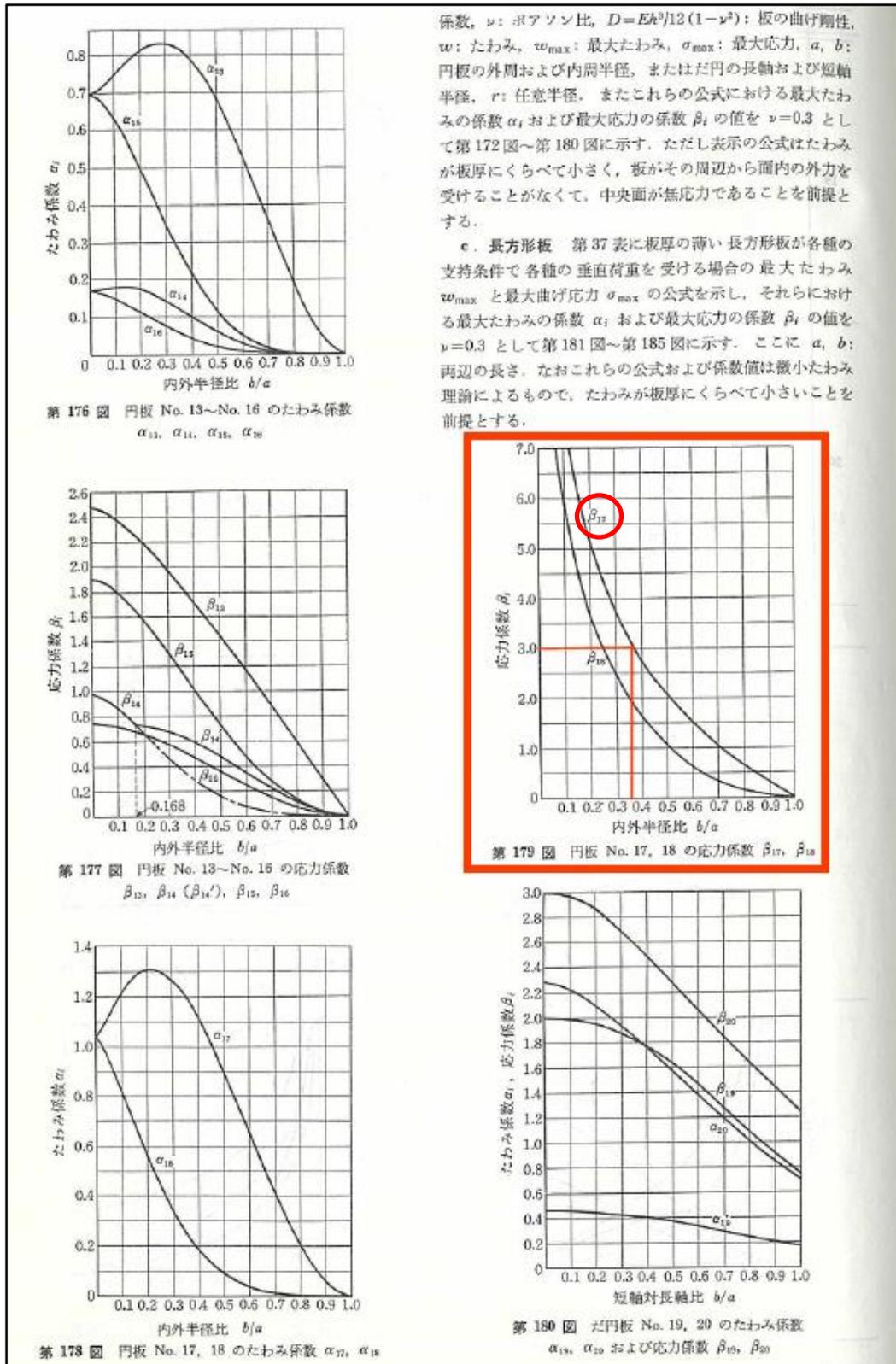


図 3.5-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

| No. | 荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布 | たわみ w , w_{max} および応力 σ , σ_{max} |
|-----|-------------------------------------|---|
| 15 | <p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p> | <p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{max} = (w)_{r=b} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p> |
| 16 | <p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p> | <p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=b} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p> |
| 17 | <p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p> | $w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$ $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=a} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_\theta)_{r=b} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p> |
| 18 | <p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p> | <p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=a} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p> |

図 3.5-8(1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)



係数, ν : ポアソン比, $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$: 板の曲げ剛性, w : たわみ, w_{max} : 最大たわみ, σ_{max} : 最大応力, a, b : 円板の外周および内周半径, またはだ円の長軸および短軸半径, r : 任意半径. またこれらの公式における最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 172 図~第 180 図に示す. ただし表示の公式はたわみが板厚にくらべて小さく, 板がその周辺から面内の外力を受けることがなくて, 中央面が無応力であることを前提とする.

e. 長方形板 第 37 表に板厚の薄い長方形板が各種の支持条件で各種の垂直荷重を受ける場合の最大たわみ w_{max} と最大曲げ応力 σ_{max} の公式を示し, それらにおける最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 181 図~第 185 図に示す. ここに a, b : 両辺の長さ. なおこれらの公式および係数値は微小たわみ理論によるもので, たわみが板厚にくらべて小さいことを前提とする.

図 3.5-8(2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.5-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.5-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

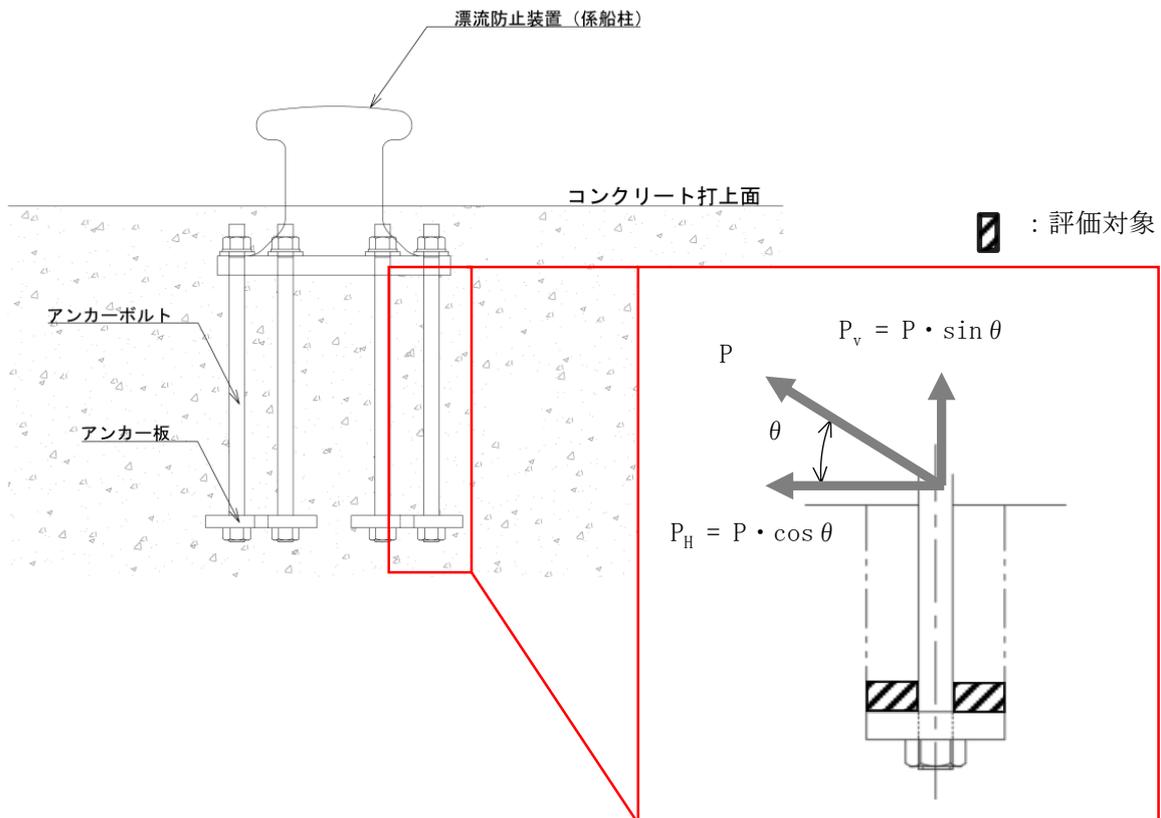


図 3.5-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

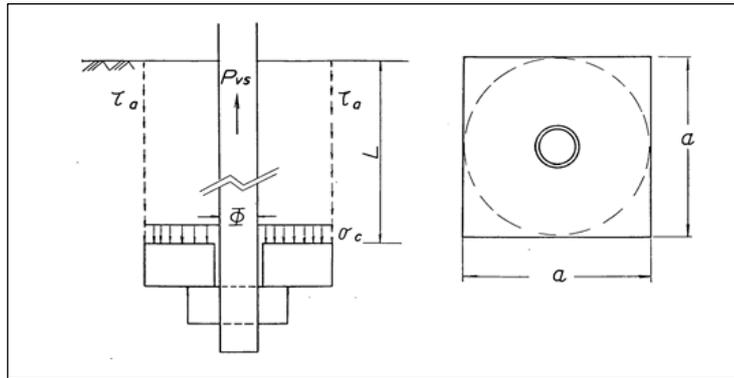


図 3.5-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.5-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

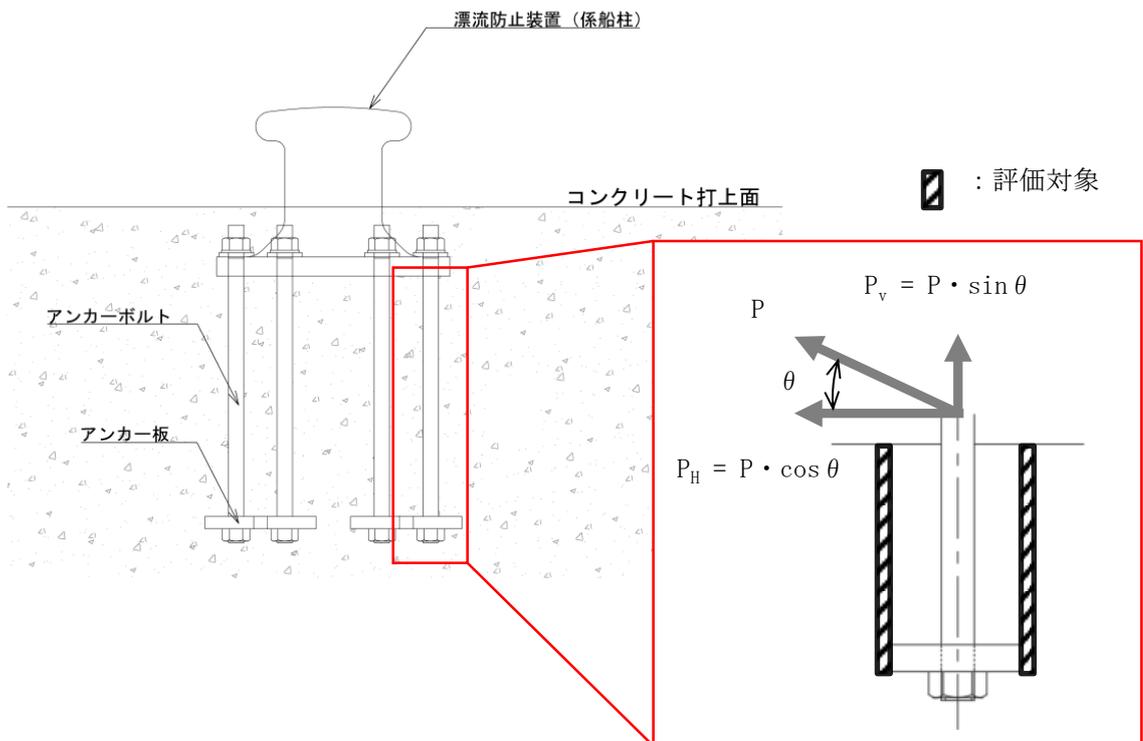


図 3.5-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 強度評価」に用いる評価条件を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 強度評価に用いる条件

| 対象部位 | 記号 | 単位 | 定義 | 値 |
|---------|-----------|-------------------|---|------------|
| 係船柱 | $M_{s a}$ | N・mm | 係船柱の胴部転倒モーメント | 78750000.0 |
| | P_v | N | 係留力の鉛直成分 | 125000 |
| | $Z_{s a}$ | mm ³ | 係船柱の断面係数 | 2055972.3 |
| | $A_{s a}$ | mm ² | 係船柱の断面積 | 27397.8 |
| | y | mm | 中心軸と中立軸の距離 | 115.9 |
| | R_1 | mm | 中心軸から底板端までの距離 | 420.0 |
| | n | — | アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比 | 15 |
| | G_c | mm ³ | 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント | 17289181.7 |
| | G_s | mm ³ | 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント | 2108687.8 |
| | P_H | N | 係留力の水平成分 | 250000 |
| | μ | — | 底板とコンクリートの摩擦係数 | 0.3 |
| | H_1 | mm | 底板厚さ | 70 |
| アンカーボルト | R_1' | mm | 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 | 350.0 |
| | N | 本 | アンカーボルトの本数 | 6 |
| | ϕ_b | mm | アンカーボルトの谷径 | 50.0 |
| | ϕ_a | mm | アンカーボルトの呼び径 | 56.0 |
| アンカー板 | β | — | 最大応力係数 | 3 |
| | b | mm | ナット二面幅 | 85.0 |
| | t | mm | アンカー板厚 | 45.0 |
| | p | N/mm ² | アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重 | 3.4 |
| | a | mm | アンカー板幅 | 225.0 |
| | L | mm | アンカーボルトの埋込み長さ | 850.0 |

5. 評価結果

漂流防止装置の強度評価結果を表 5.1-1 に示す。漂流防止装置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から、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5.1-1 漂流防止装置の照査結果

| 評価対象部位 | | 発生値（応力度） | | 許容限界 | | 照査値 |
|-------------|-------------------|----------|-------------------|------|-------------------|-------|
| 係船柱 | 胴部縁応力度 | 42.87 | N/mm ² | 137 | N/mm ² | 0.313 |
| | 底版下面のコンクリートの支圧応力度 | 2.65 | N/mm ² | 11.7 | N/mm ² | 0.227 |
| | 底版前面のコンクリートの支圧応力度 | 3.36 | N/mm ² | 11.7 | N/mm ² | 0.288 |
| アンカー ボルト | 引張応力度 | 60.91 | N/mm ² | 143 | N/mm ² | 0.426 |
| | せん断応力度 | 21.22 | N/mm ² | 82 | N/mm ² | 0.259 |
| アンカー 板 | アンカー板の 応力度 | 63.44 | N/mm ² | 143 | N/mm ² | 0.444 |
| | コンクリートの 支圧応力度 | 3.14 | N/mm ² | 11.7 | N/mm ² | 0.269 |
| | コンクリートの せん断応力度 | 0.21 | N/mm ² | 0.45 | N/mm ² | 0.467 |

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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 | 5 |
| 2.4 適用規格・基準等 | 7 |
| 3. 耐震評価 | 8 |
| 3.1 評価対象断面 | 8 |
| 3.2 解析方法 | 11 |
| 3.2.1 施設 | 11 |
| 3.2.2 減衰係数 | 12 |
| 3.2.3 解析ケース | 12 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ | 14 |
| 3.3.1 耐震評価上考慮する状態 | 14 |
| 3.3.2 荷重 | 14 |
| 3.3.3 荷重の組合せ | 15 |
| 3.4 入力地震動 | 16 |
| 3.5 解析モデル及び諸元 | 29 |
| 3.5.1 解析モデル | 29 |
| 3.5.2 使用材料及び材料の物性値 | 41 |
| 3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値 | 42 |
| 3.5.4 地下水位 | 44 |
| 3.6 評価対象部位 | 45 |
| 3.7 許容限界 | 45 |
| 3.8 評価方法 | 45 |
| 4. 耐震評価結果 | 46 |

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」、及び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に基づき、漂流防止装置（係船柱）を設置する漂流防止装置基礎（荷揚護岸）が設計用地震力に対して、十分な構造健全性を有することを確認するものである。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置の支持機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の位置を図 2.1-1 に示す。

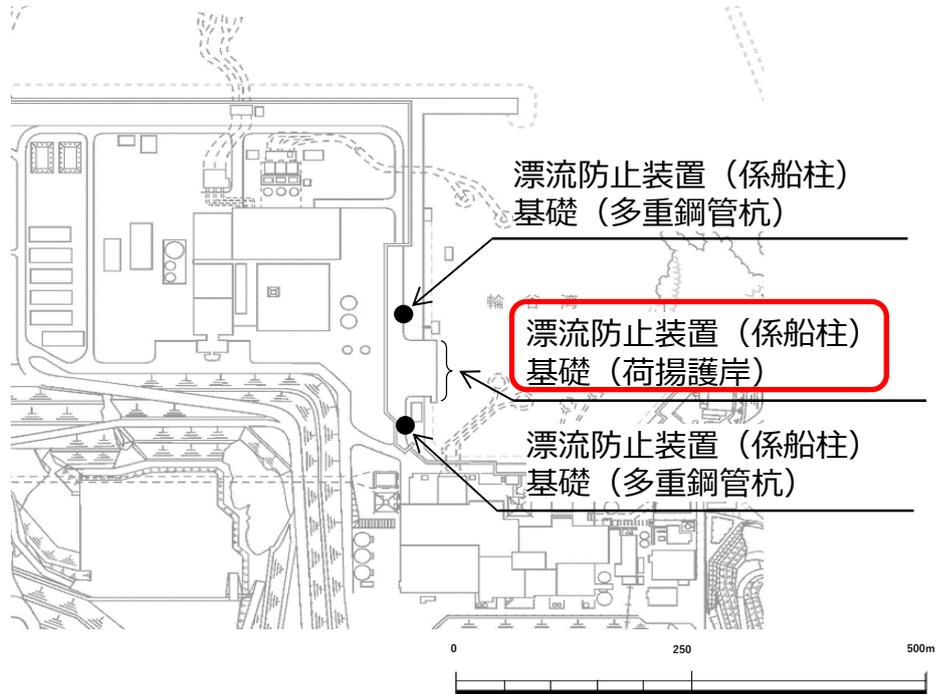


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）位置

2.2 構造概要

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図，構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は岩盤上に設置され，基礎コンクリート，セルラーブロック及び上部工からなる。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，上部に漂流防止装置（係船柱）を設置する。

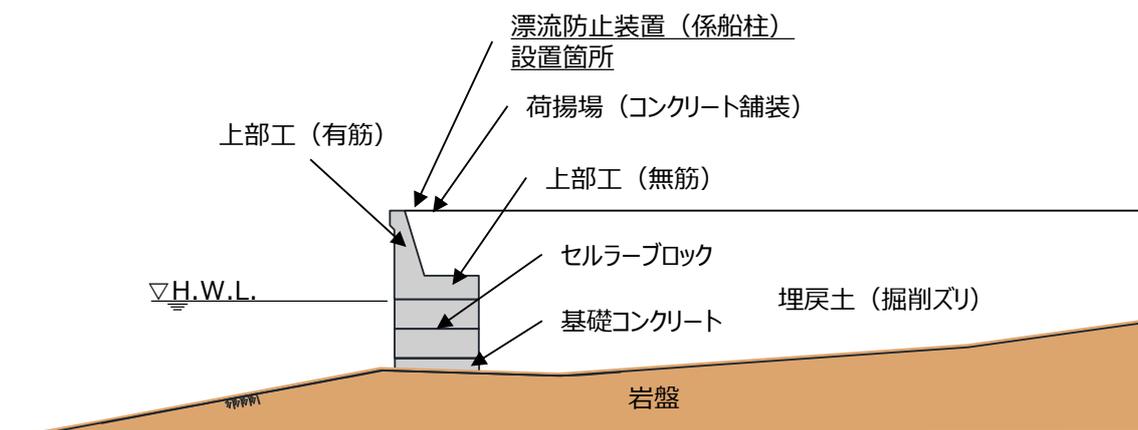
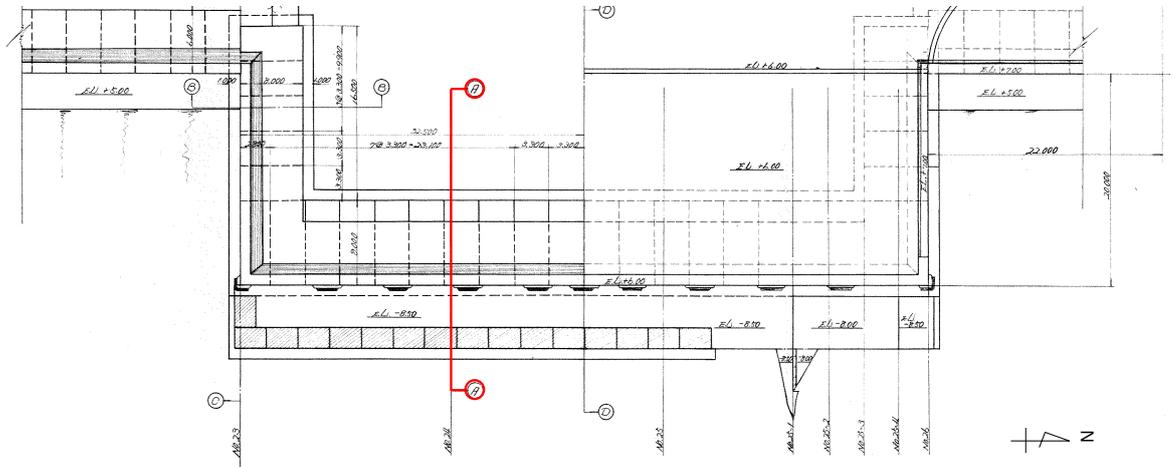
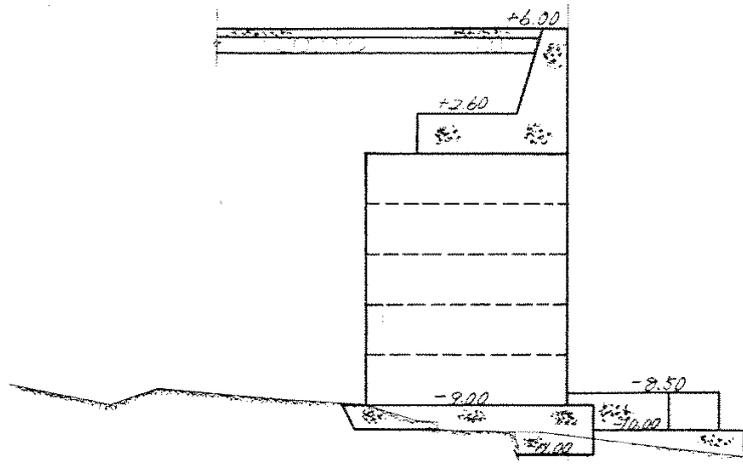


図 2.2-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図



(平面図)



(A-A断面図)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) の構造図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割

| 名称 | 地震時の役割 | 津波時の役割 |
|----------------|----------------------------------|-----------------------|
| 漂流防止装置基礎（荷揚護岸） | ・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。 | ・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。 |

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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 | 施設の変形性能 | 漂流防止装置基礎（荷揚護岸） | 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の残留水平変形量が許容限界を超えないことを確認 | 許容残留変形量 |

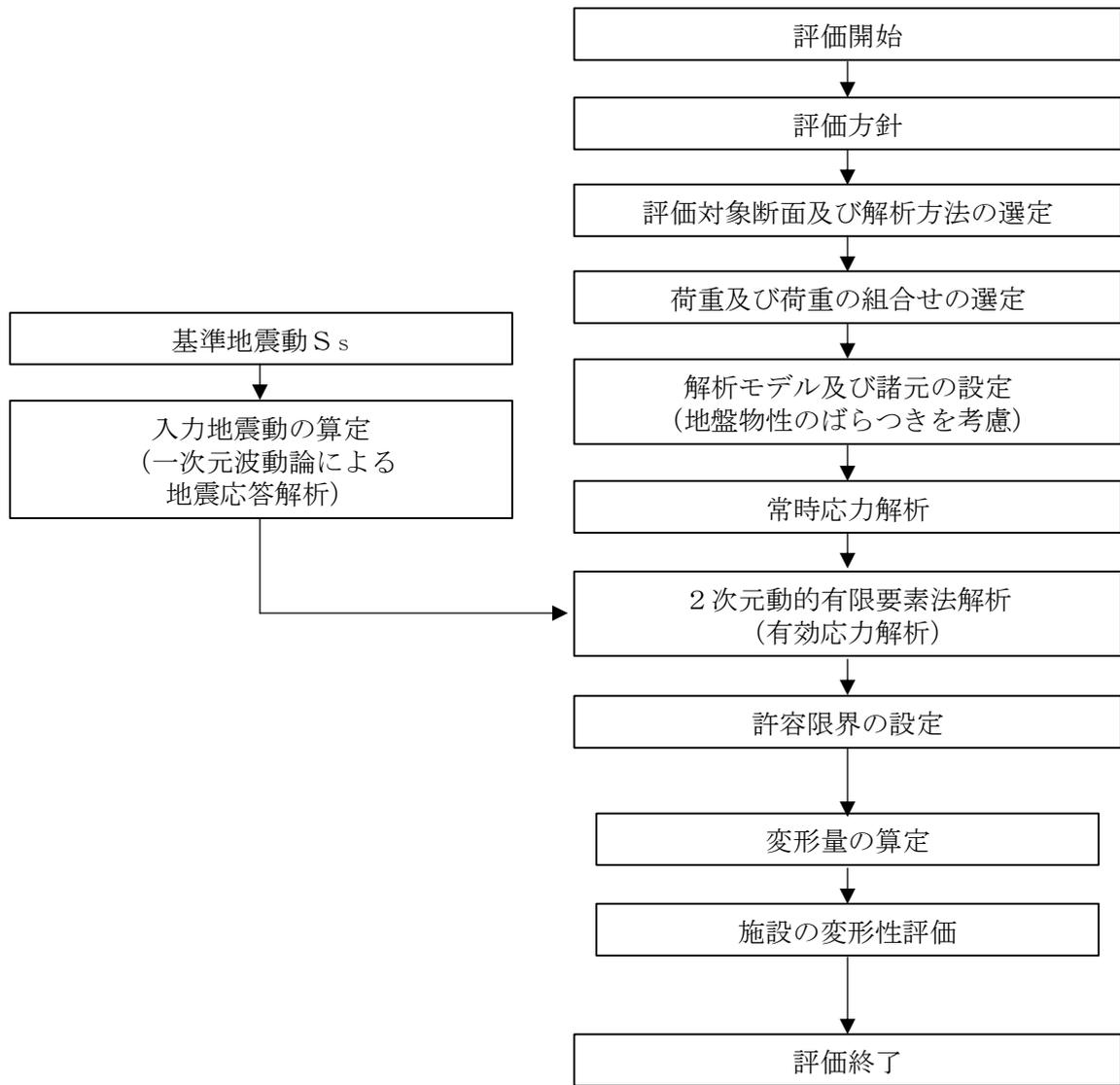


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フロー

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）
- ・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）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。

図 3.1-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図を示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は荷揚護岸部において、同形状の係船柱を設置することから、構造的特徴は同一であるため、評価対象断面選定の観点として構造上の特徴を考慮しない。

また、図 3.1-2 に防波壁（逆 T 擁壁）位置における地質縦断面図を示す。荷揚護岸部はいずれも岩盤に支持されている。荷揚護岸部において、第③速度層の層厚及び岩級に若干の変化があるものの地質構造に大きな差異はない。以上のことから、VI-2-10-2-2 「防波壁（逆 T 擁壁）の地震応答計算書」に示す荷揚護岸部の⑥-⑥断面を評価対象断面とする。

図 3.1-3 に⑥-⑥断面の地質横断面図を示す。

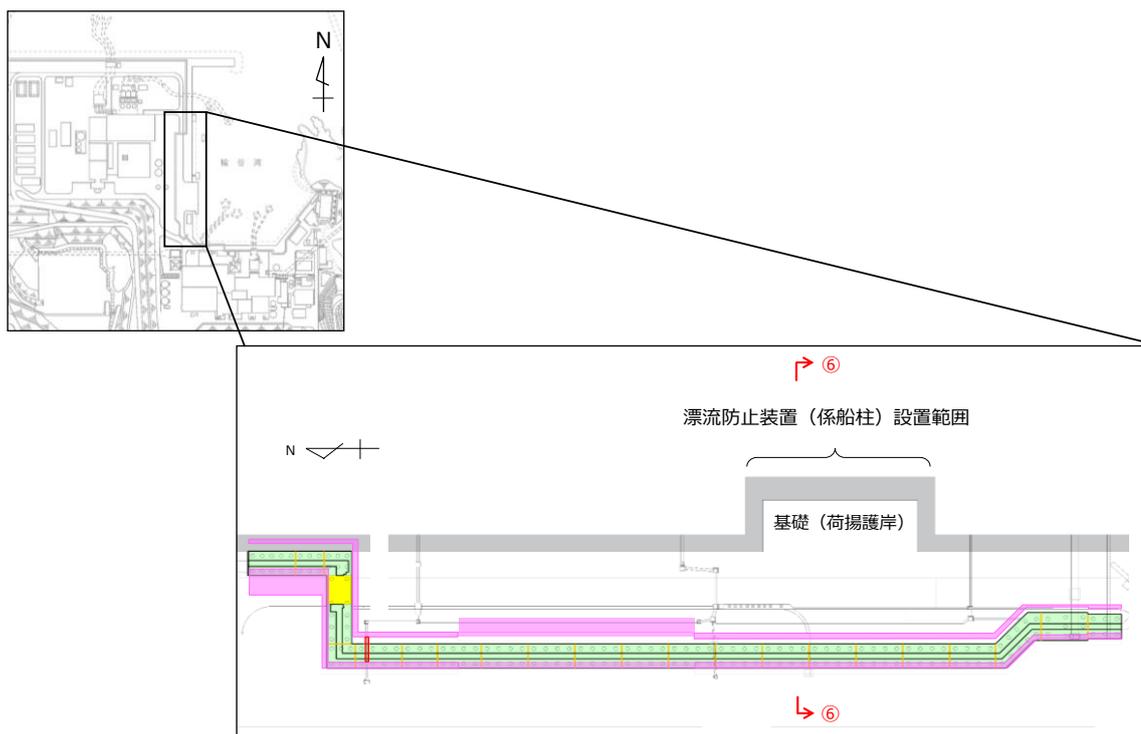


図 3.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図

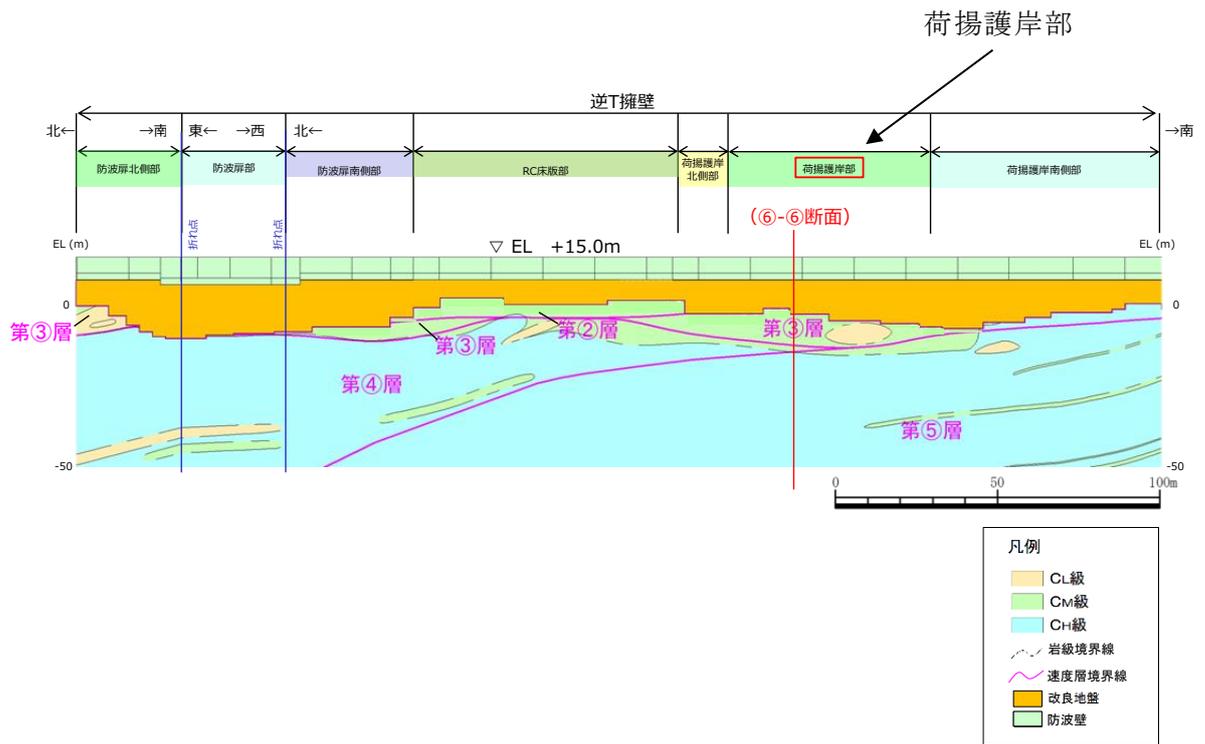


図 3.1-2(1) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩級図）

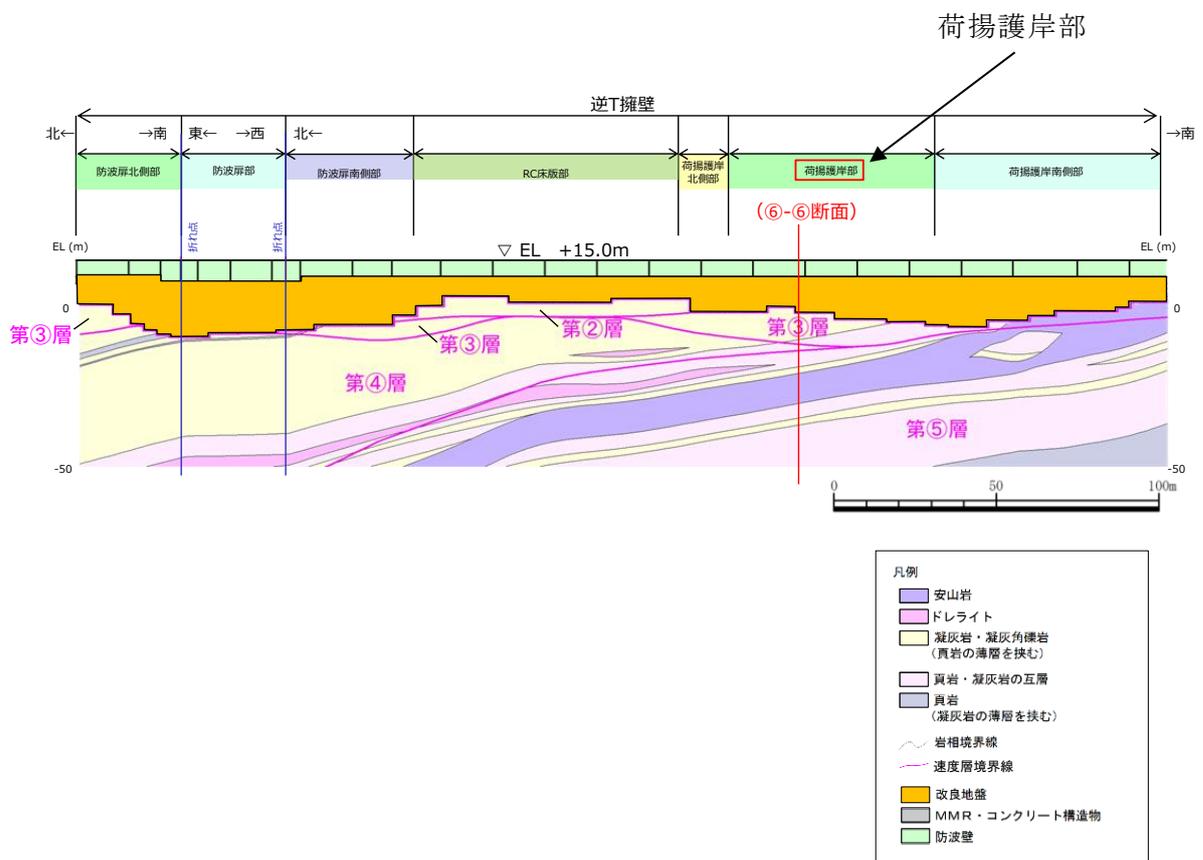


図 3.1-2(2) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩相図）

2.6.3-9

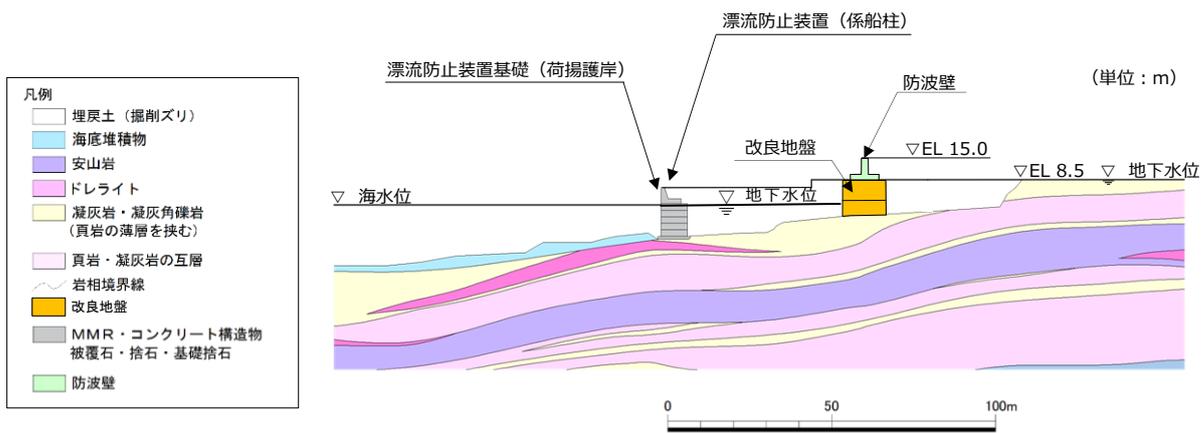


図 3.1-3 ⑥-⑥断面地質横断面図

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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次元動的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。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び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。

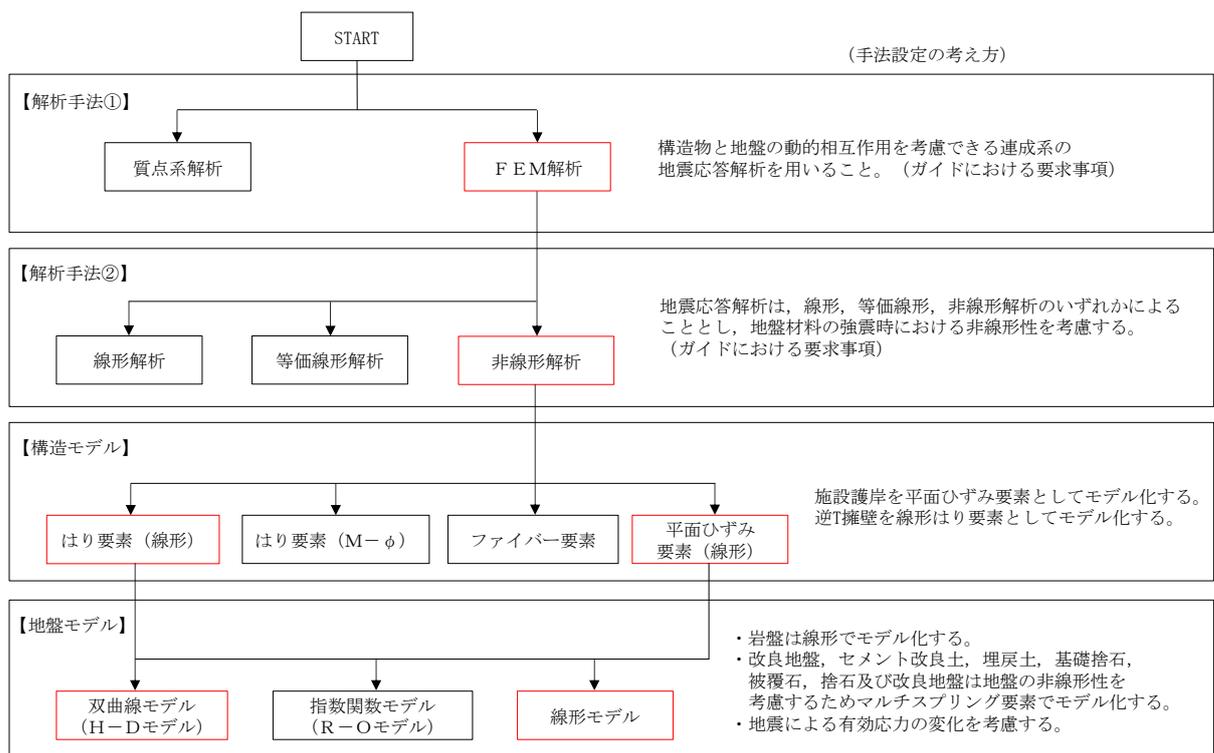


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，係数 β の設定については，「F L I P 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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 3.2.3-1 に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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，剛性の違いが漂流防止装置基礎（荷揚護岸）に対する主動土圧に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

| 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 σ | 平均値 |
| ケース③ | 平均値 - 1 σ | 平均値 |

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において，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 3.2.3-2 に示す。

表 3.2.3-2 耐震計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 (+1σ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性 | | 平均値 | 平均値 + 1σ | 平均値 - 1σ |
| 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、残留変形量の照査値が 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 -F 1 | ++* | ○ | |
| | S _s -F 2 | ++* | ○ | |
| | S _s -N 1 | ++* | ○ | |
| | | -+* | ○ | |
| | S _s -N 2 (NS) | ++* | ○ | |
| | | -+* | ○ | |
| S _s -N 2 (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。

3.3 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。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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

積雪を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(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。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）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、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重(S_s)

基準地震動S_sの荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

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工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

| 区分 | 荷重の組合せ |
|---------------|-----------------|
| 地震時 (S_s) | $G + S_s + P_s$ |

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、一次元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 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 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。

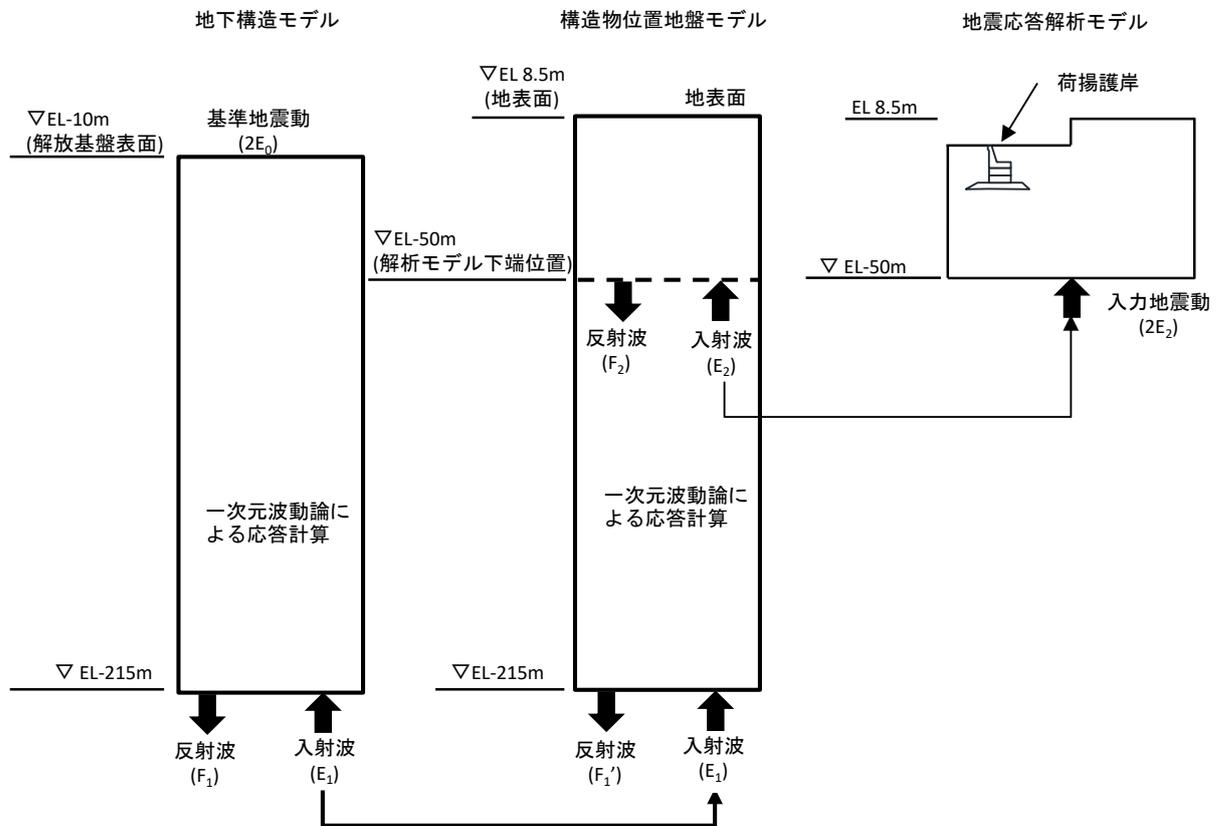
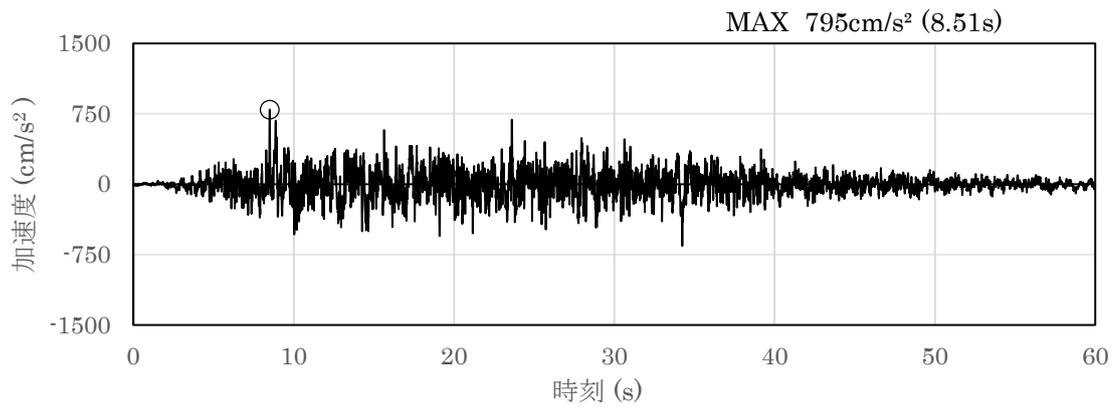
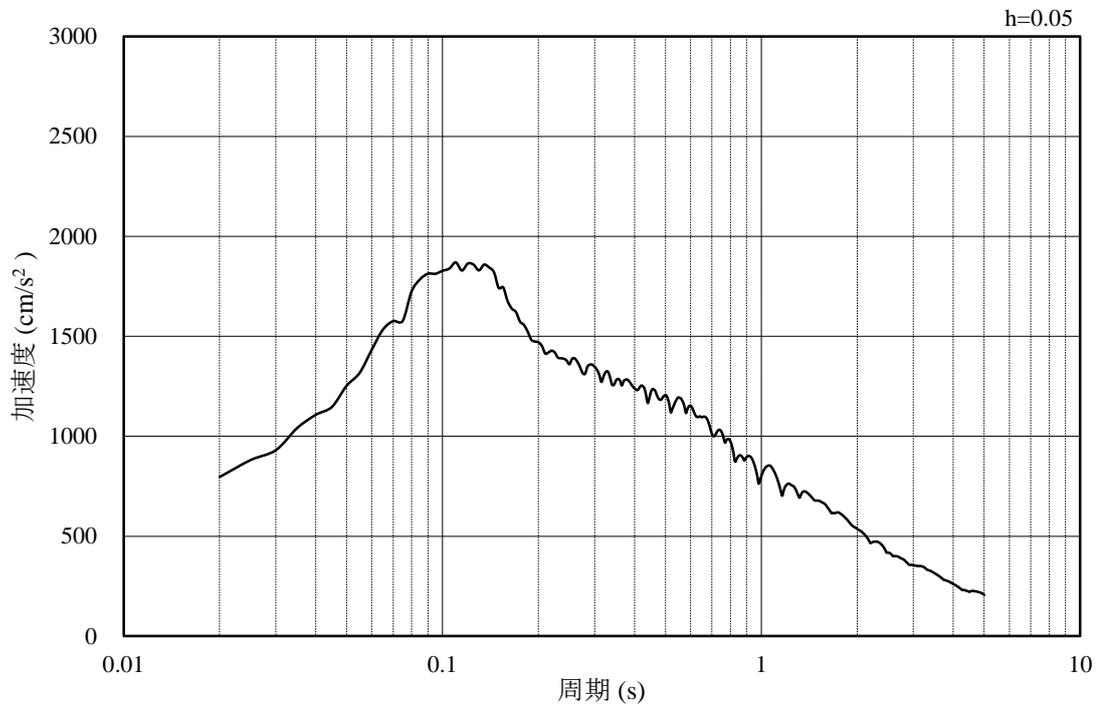


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

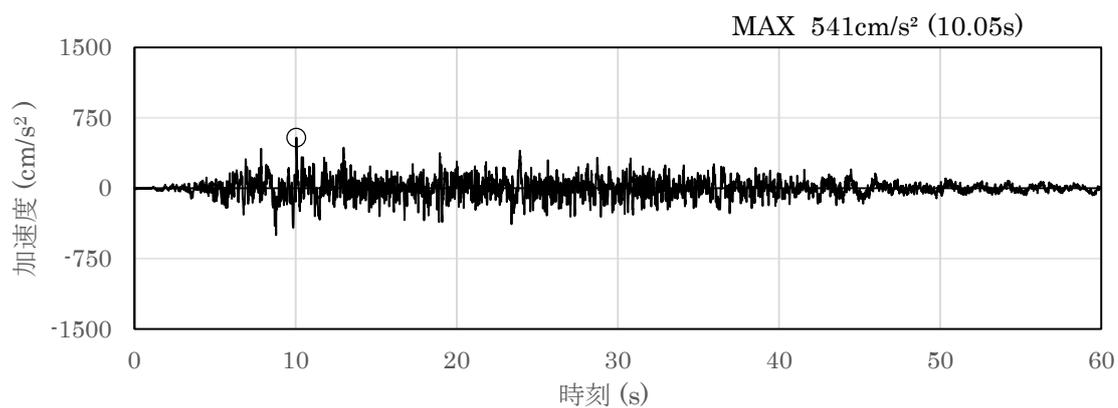


(a) 加速度時刻歴波形

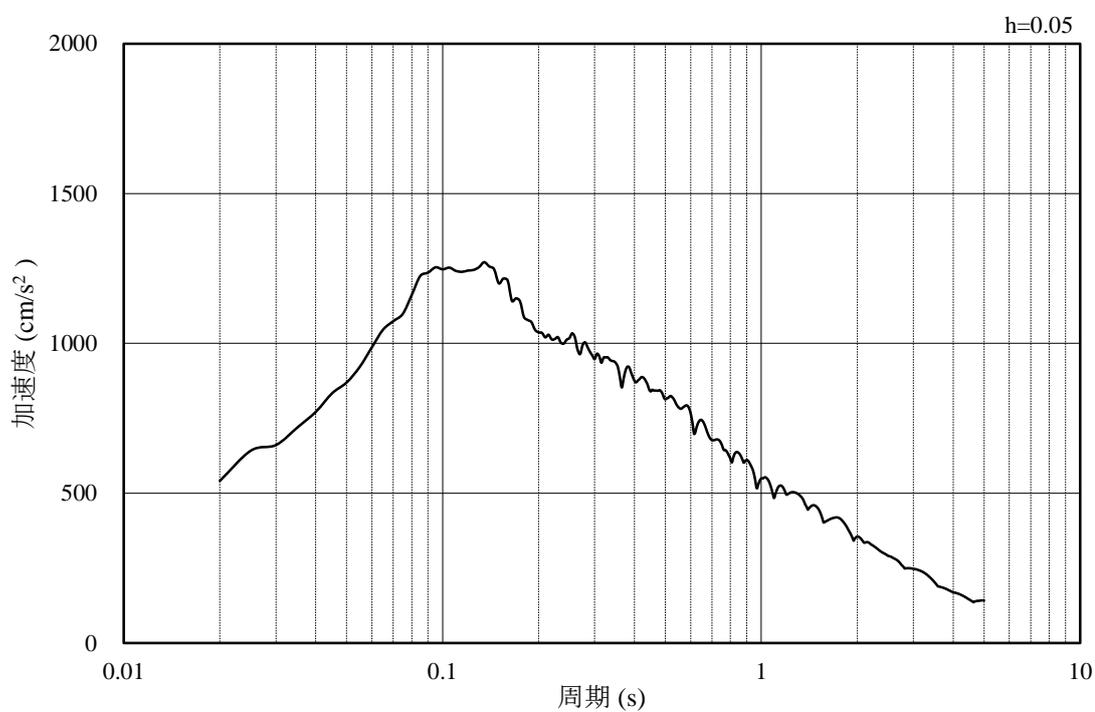


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 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)

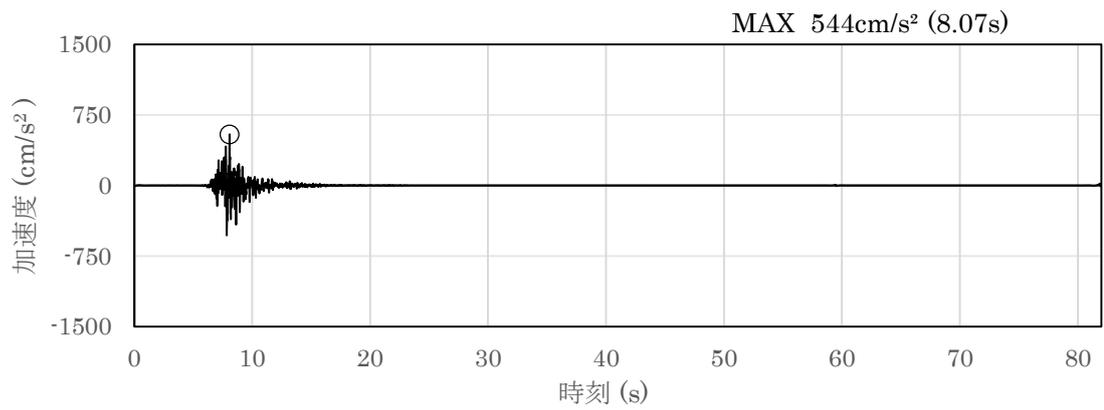


(a) 加速度時刻歴波形

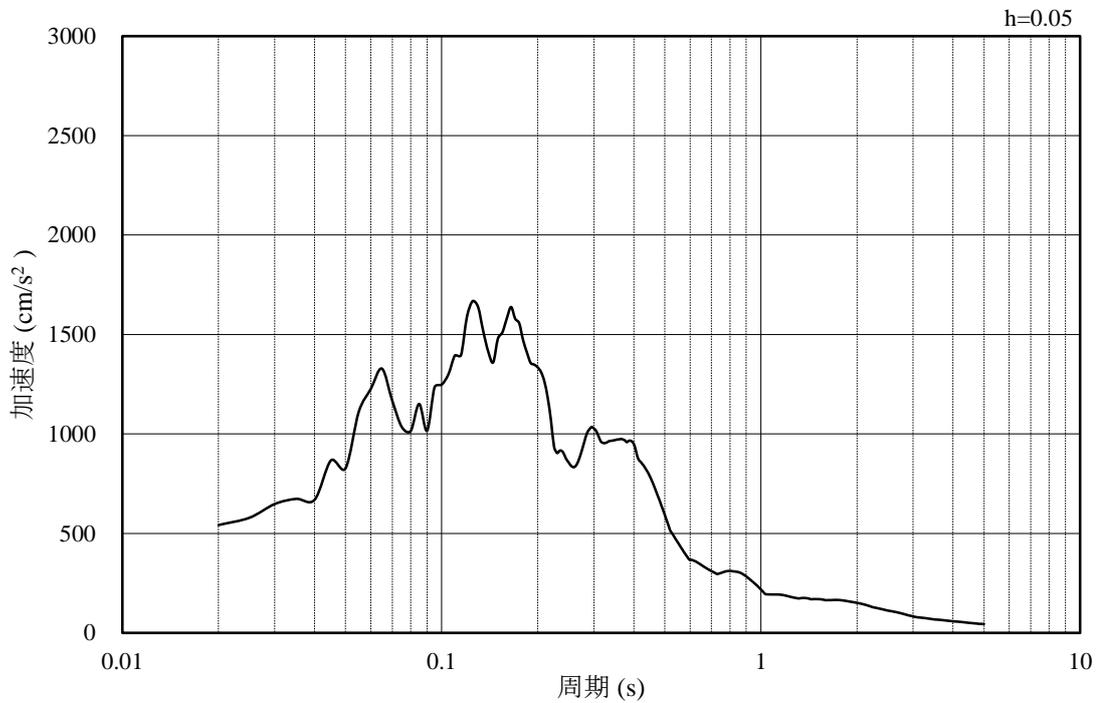


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 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)

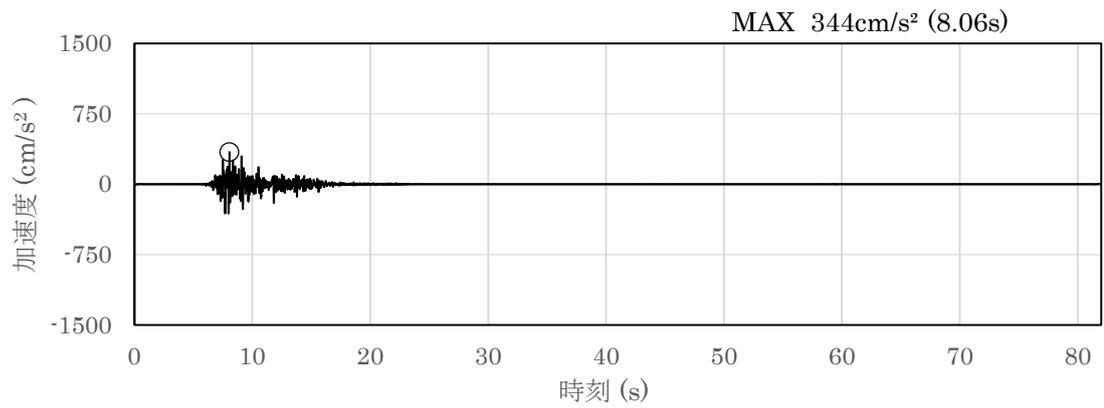


(a) 加速度時刻歴波形

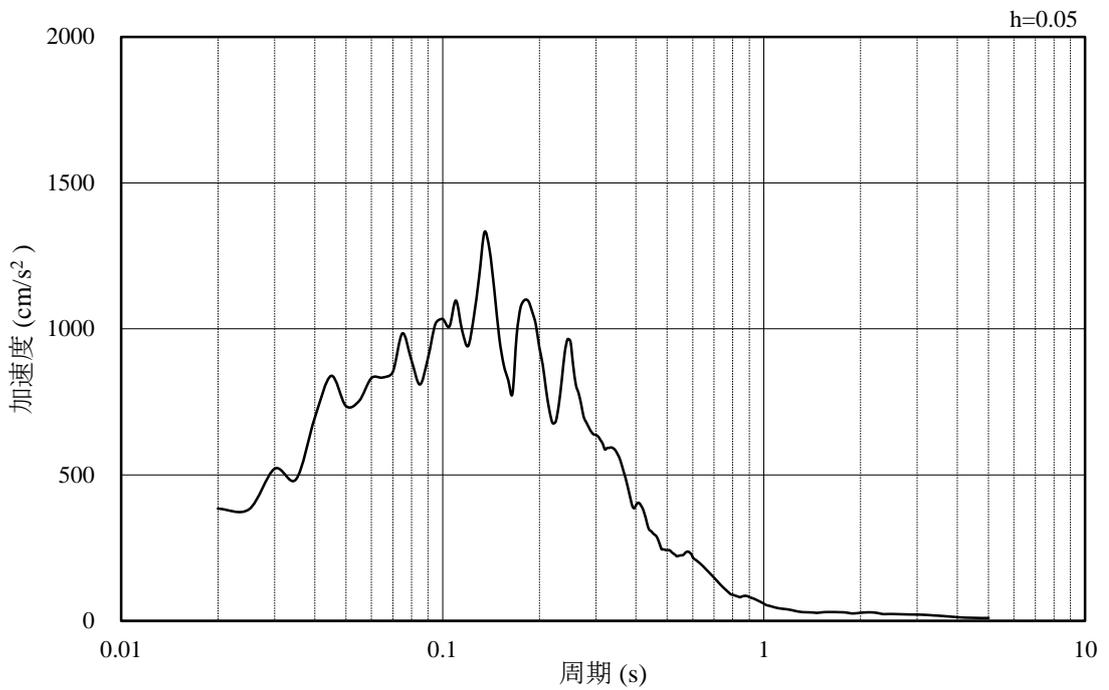


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 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)

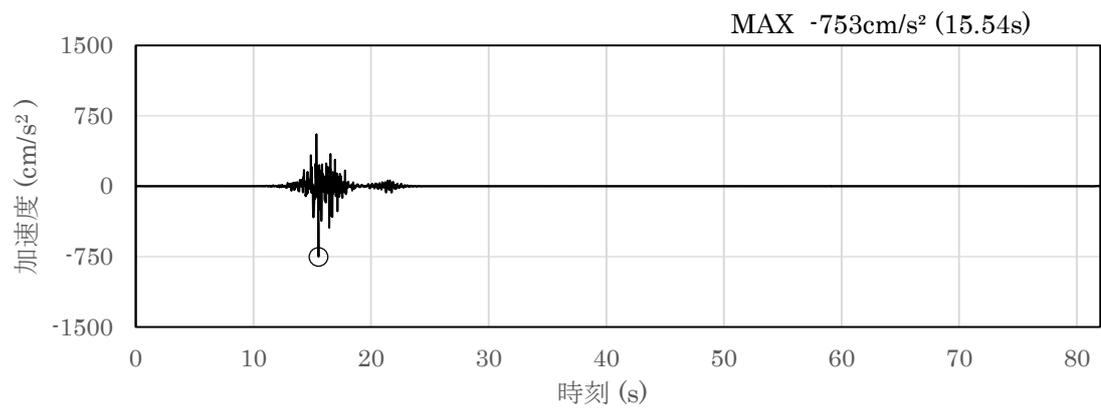


(a) 加速度時刻歴波形

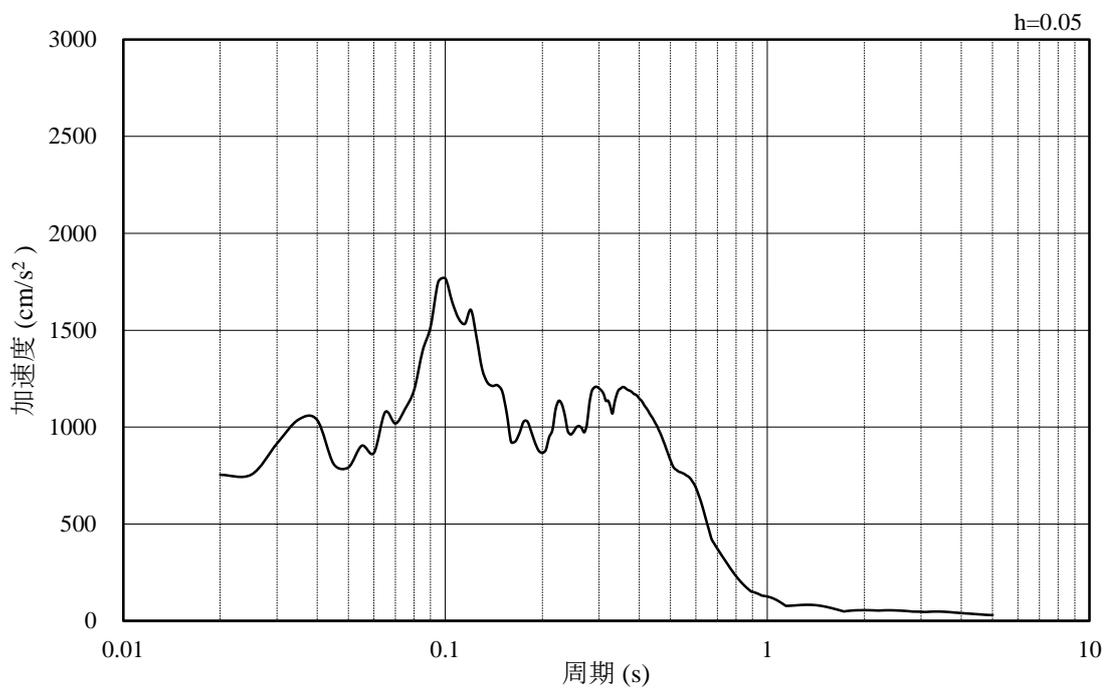


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 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)

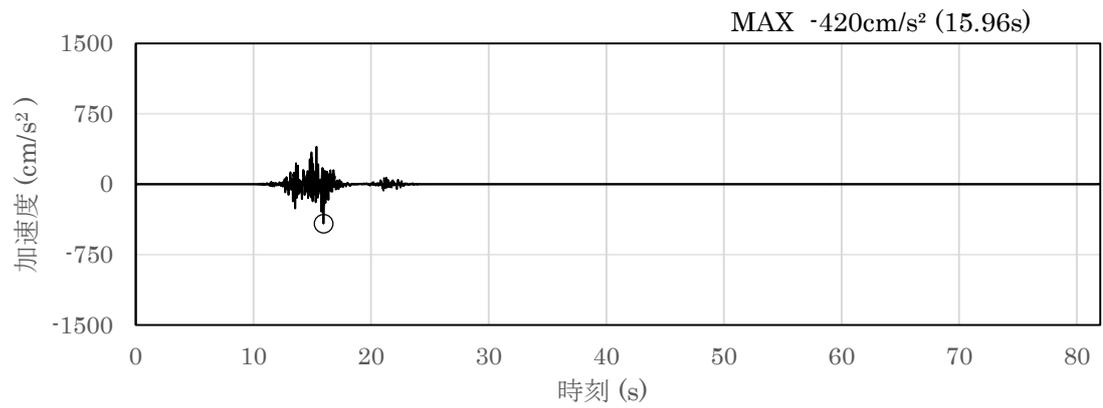


(a) 加速度時刻歴波形

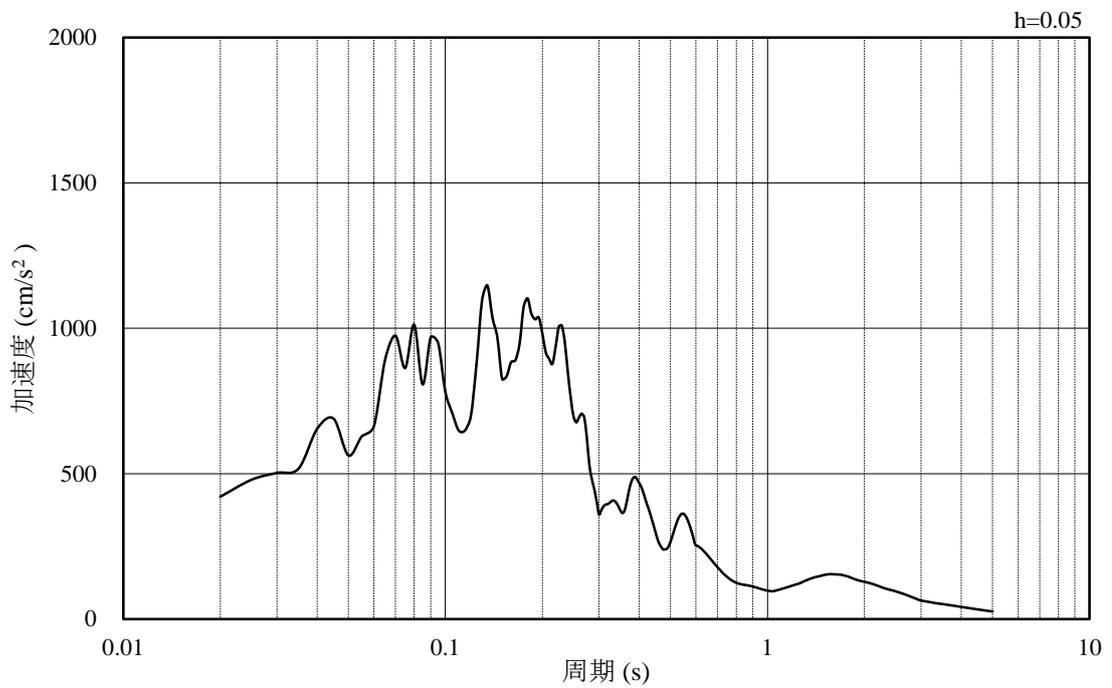


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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-F2)

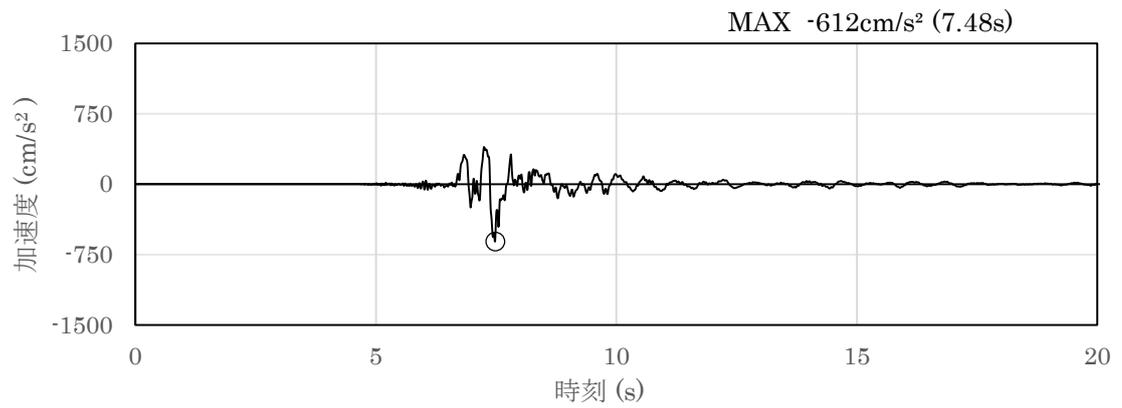


(a) 加速度時刻歴波形

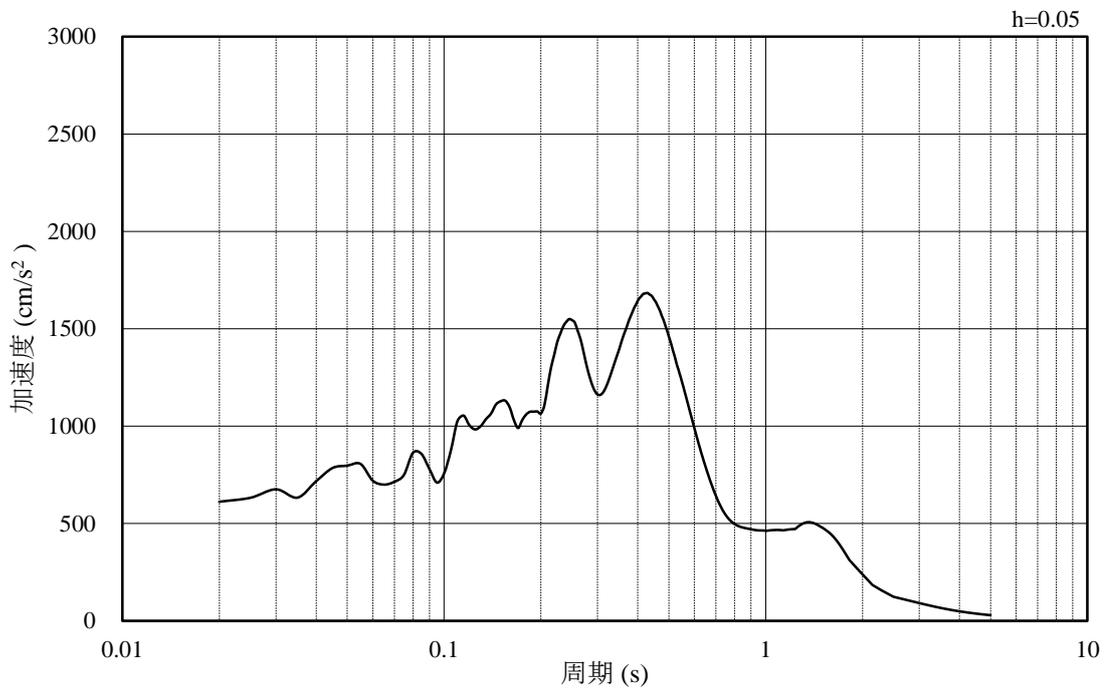


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 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-F2)

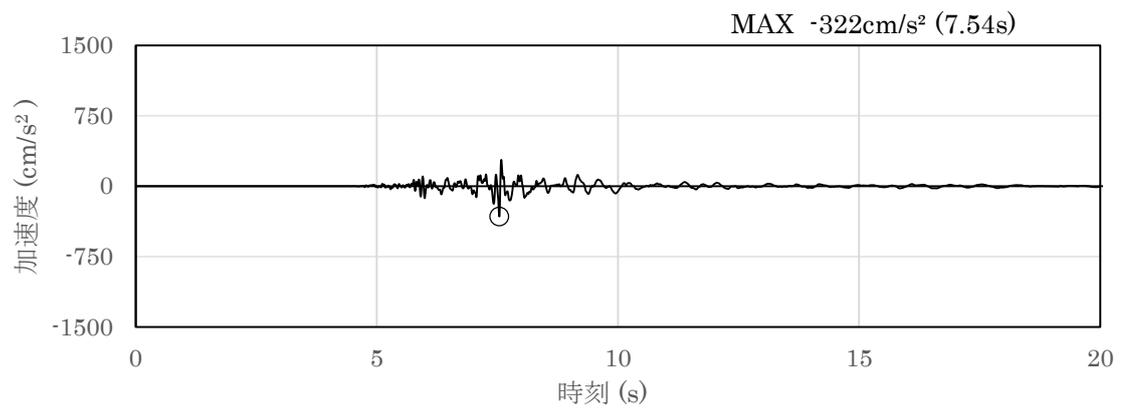


(a) 加速度時刻歴波形

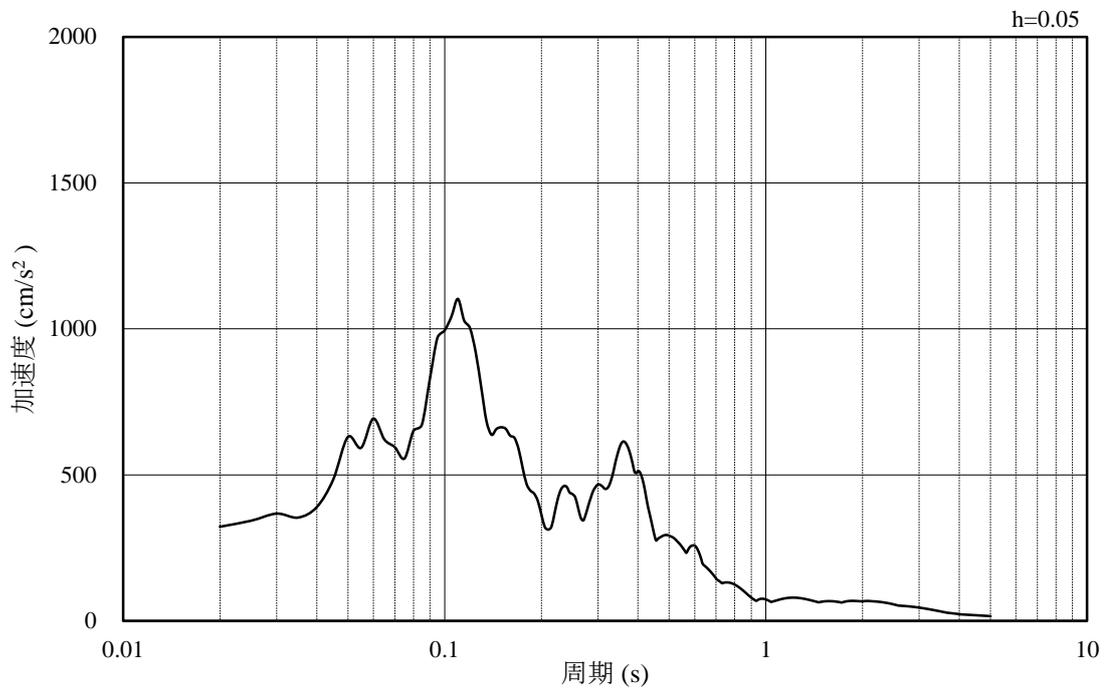


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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)

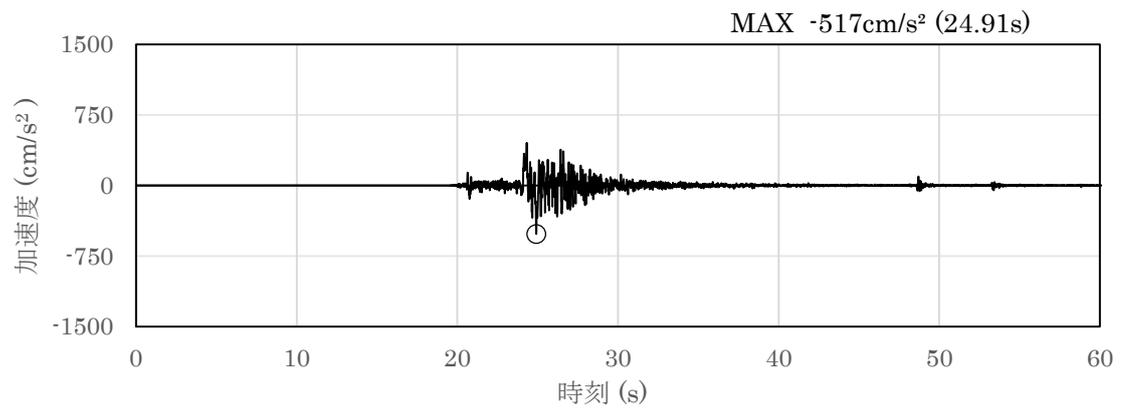


(a) 加速度時刻歴波形

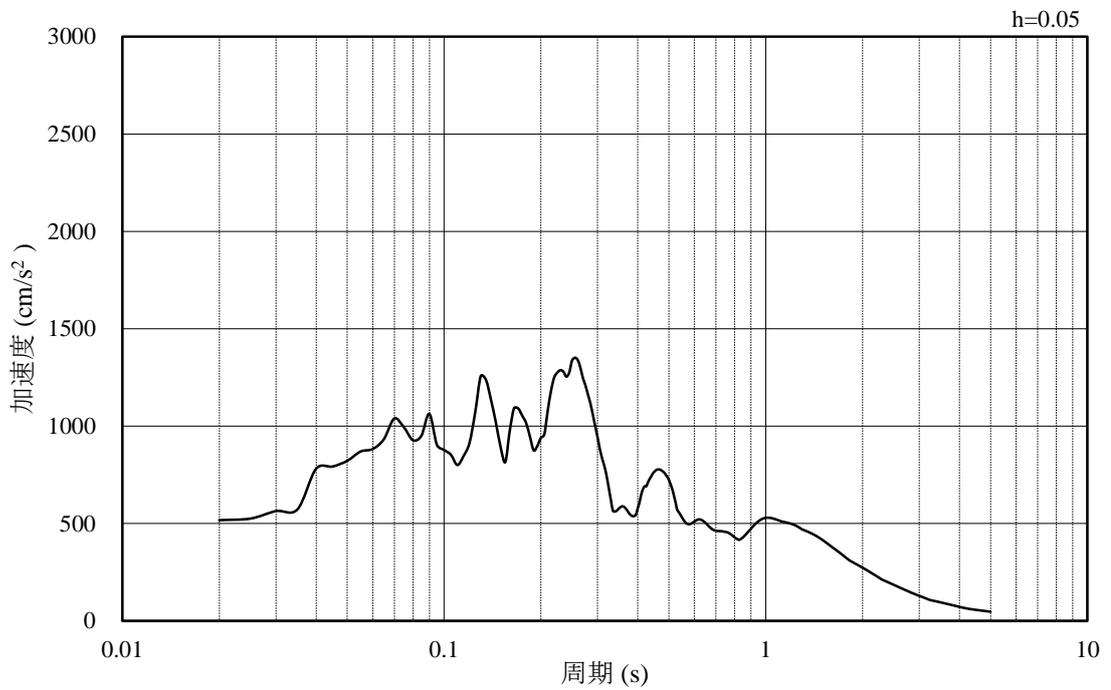


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 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)

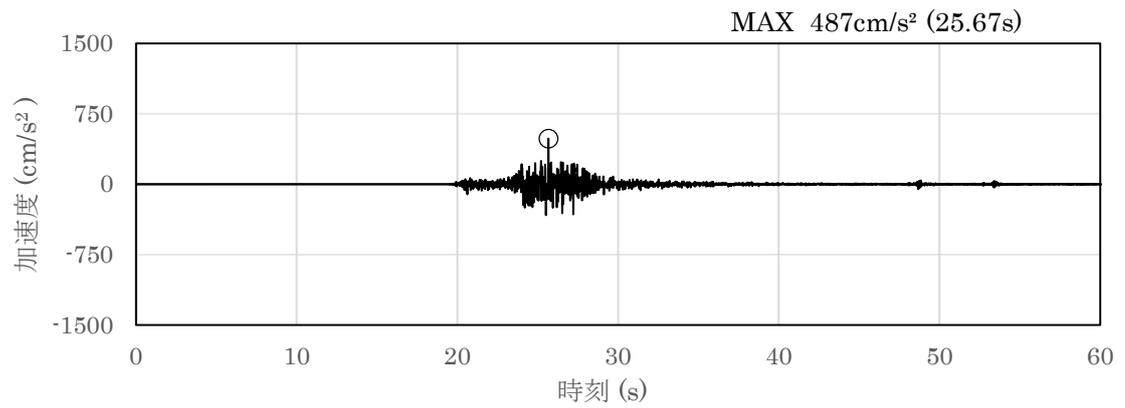


(a) 加速度時刻歴波形

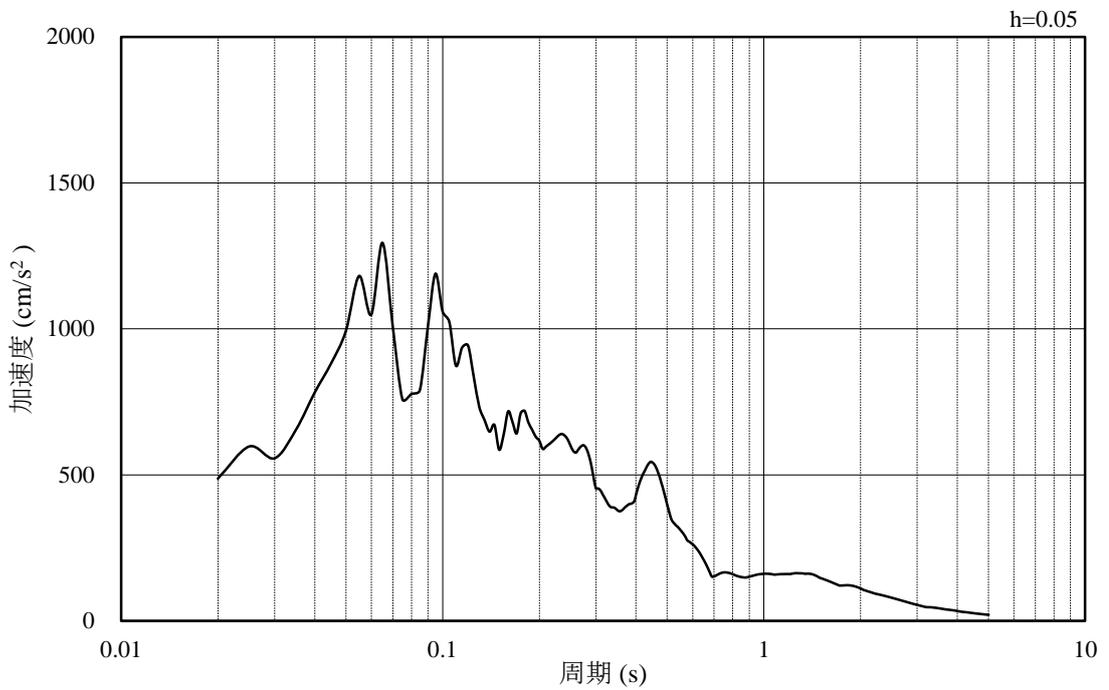


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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 (N S))

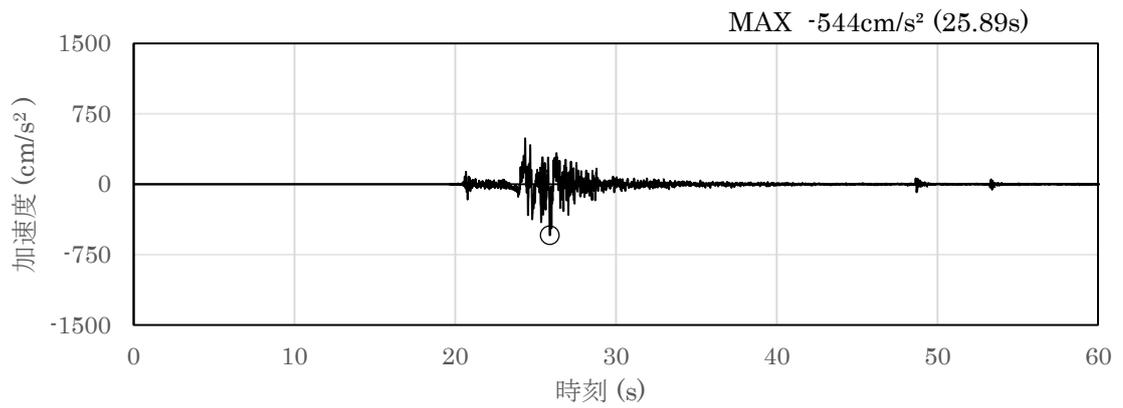


(a) 加速度時刻歴波形

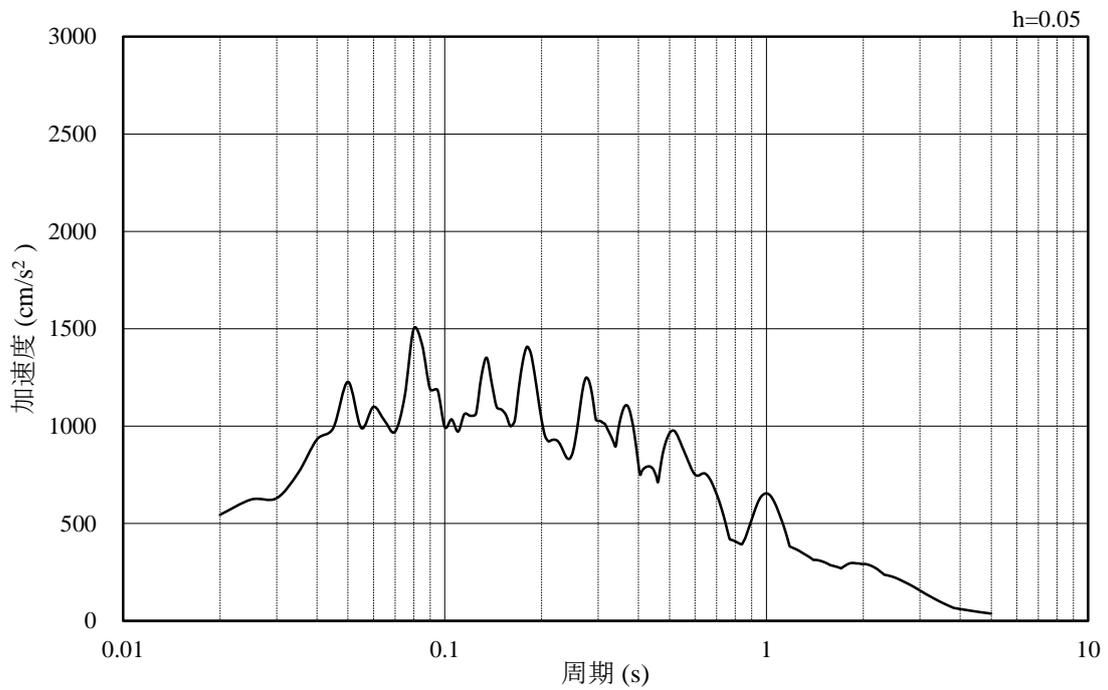


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 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 - N₂(NS))

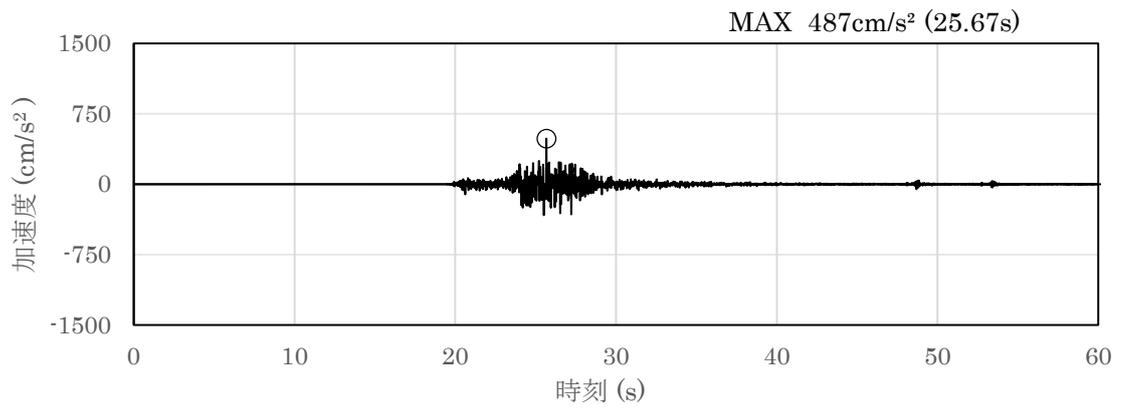


(a) 加速度時刻歴波形

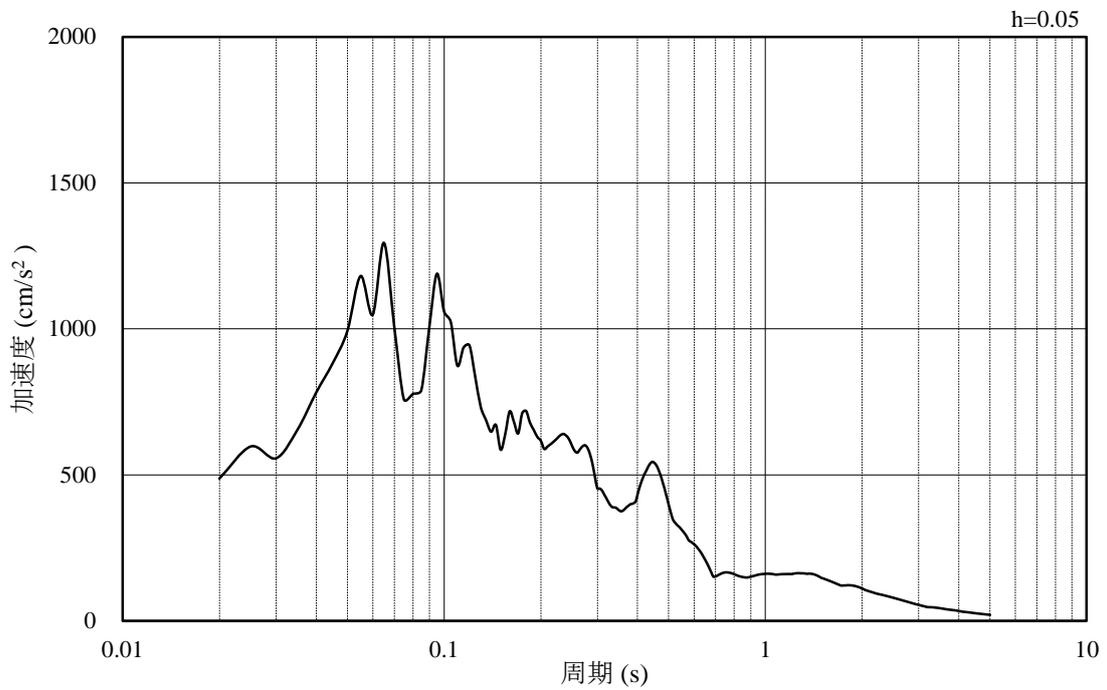


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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-N2(EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 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-N₂(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び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

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

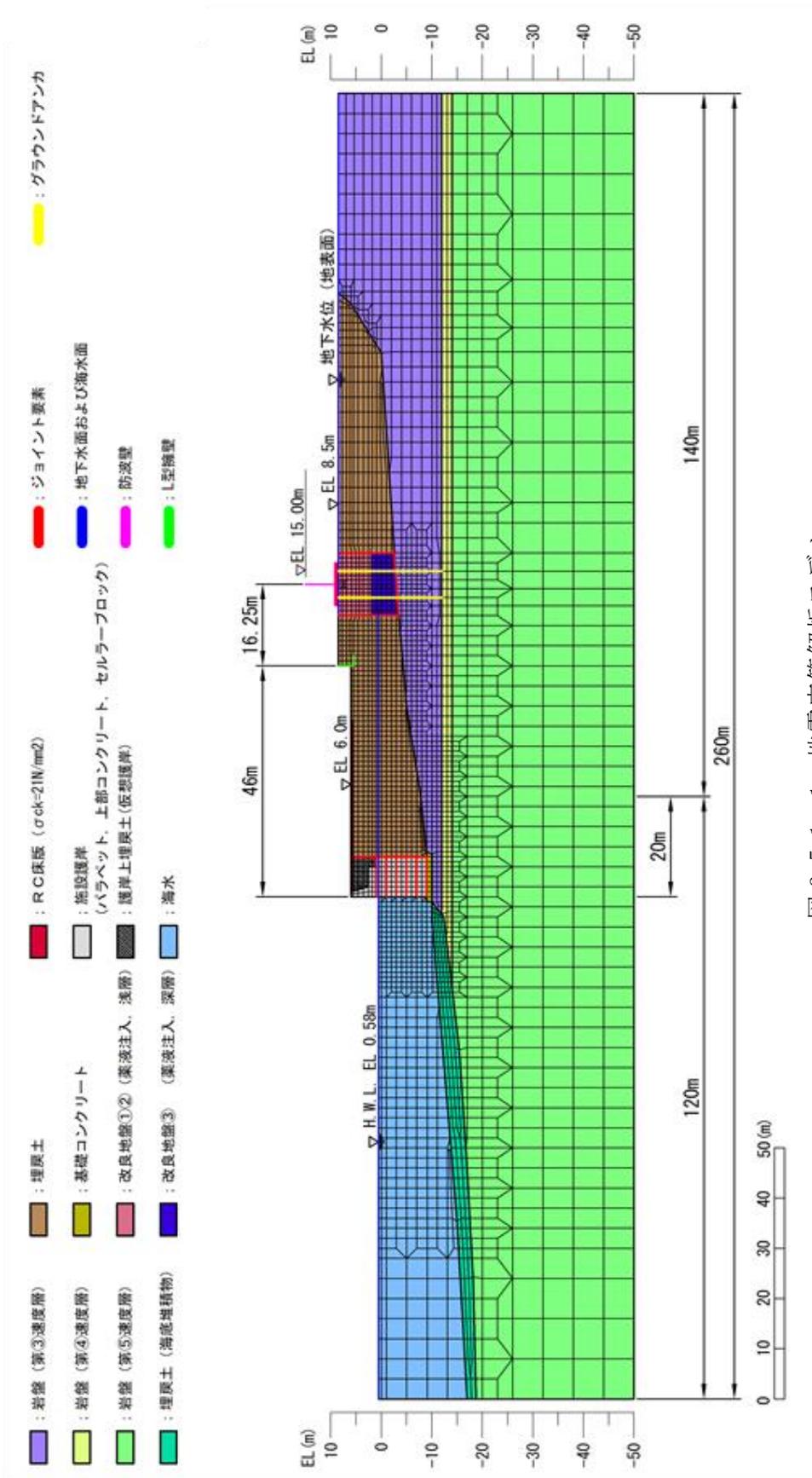


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル

(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、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 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基礎幅の 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 1 m 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。

2次元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 3.5.1-3 に示す。

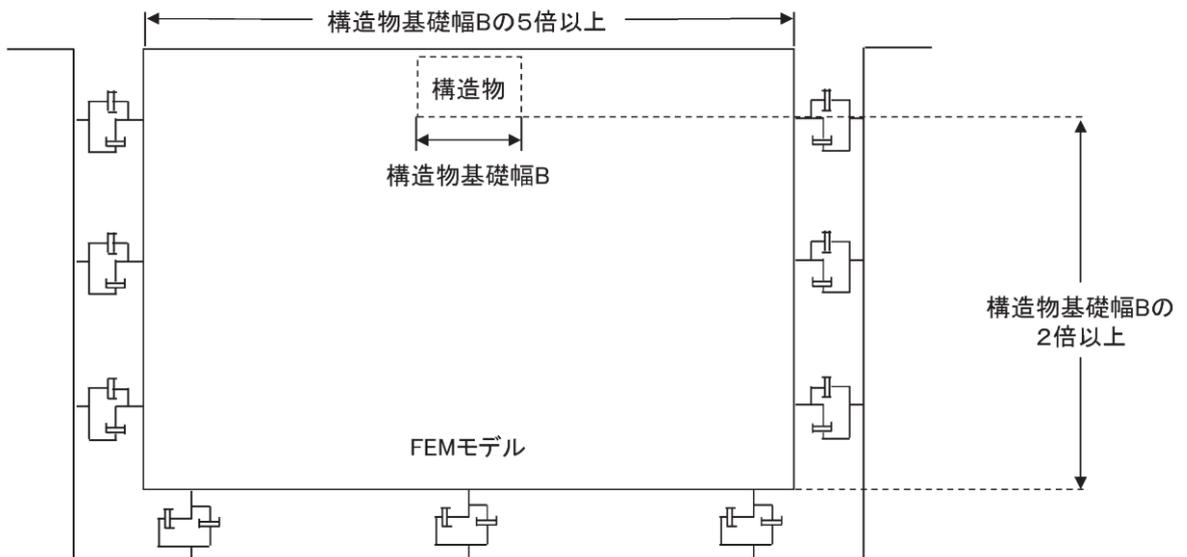


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

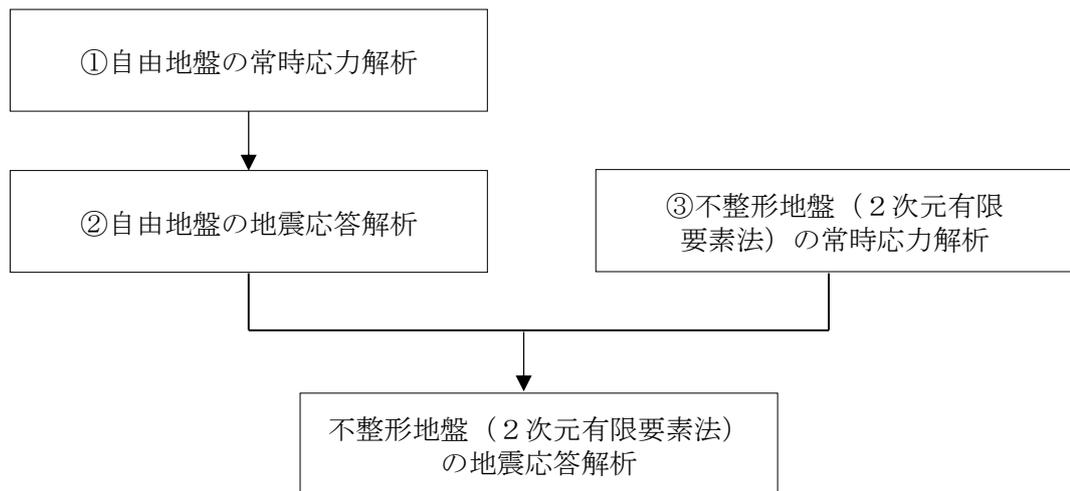


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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 3.5.1-4 に示す。

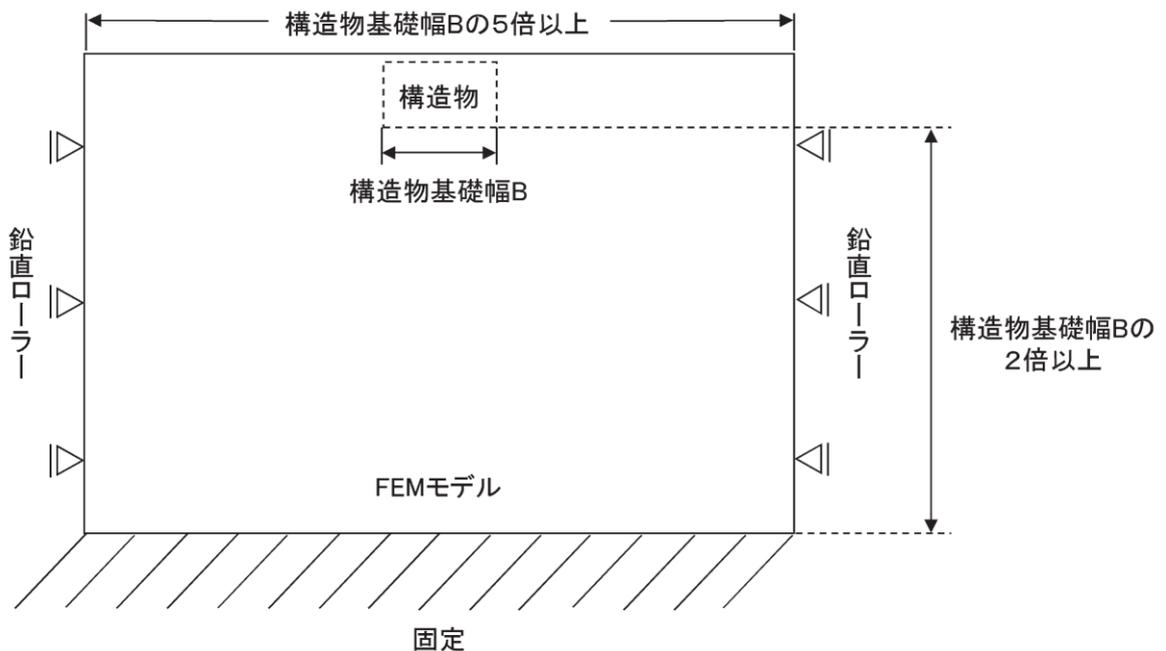


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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反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ドを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

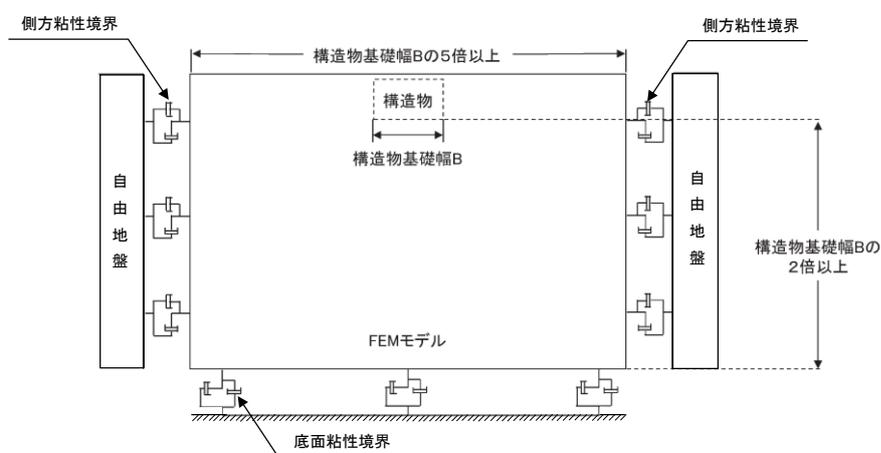


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）はコンクリート造であり、平面ひずみ要素でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は、基礎に比較し十分に重量が小さいことから考慮しない。

(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（海底堆積物を含む）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。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 3.5.1-6 参照）に準拠し、施設護岸の一部とし

て、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。

② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

(b)ブロック積の場合 (c)セルラーブロック積の場合 (d)ケーソンの場合

図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(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 τ_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 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 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 ϕ 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 3.5.1-8 参照）に準拠し，静止摩擦係数 μ から $c=0$ ， $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は，港湾基準（図 3.5.1-9 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 3.5.1-10 に示す。

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

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 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

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_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、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 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¹⁾・岡部²⁾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 ψ 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 3.5.1-7 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、

$$\phi_f^{sep} = \tan^{-1}(0.838)$$

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

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⁹⁾。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⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_H 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 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_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 ϕ_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²⁰⁾。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_H に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_S や K_H 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 3.5.1-8 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。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。

| | |
|---------------|---------------|
| 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 3.5.1-9 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力

| | | 接合条件 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 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 ①・② | 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 | | | |
| | | | 施設護岸 | | | |
| | | | 埋戻土(施設護岸背面) | | | |
| 水平方向 | 境界 2 | 逆 T 擁壁 | 改良地盤 ①・② | 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 ⁻¹ (μ)≒26.57 |
| | | 岩盤 | 改良地盤③ | | | |
| | | セルラーブロック (コンクリート詰) | セルラー ブロック (コンクリート詰) | | | |
| | | | 基礎コンクリート | | | |

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 岩盤 (第⑤速度層)
- : 埋戻土 (海底堆積物)
- : 埋戻土
- : 基礎コンクリート
- : 改良地盤①② (薬液注入, 浅層)
- : 改良地盤③ (薬液注入, 深層)
- : RC床版 ($\sigma_{ck}=21\text{N}/\text{mm}^2$)
- : 施設護岸 (ハラペット, 上部コンクリート, セルラーブロック)
- : 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- : グラウンドアンカ
- : ジョイント要素 (境界①)
- : ジョイント要素 (境界②)
- : 地下水面および海水面
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : 海水

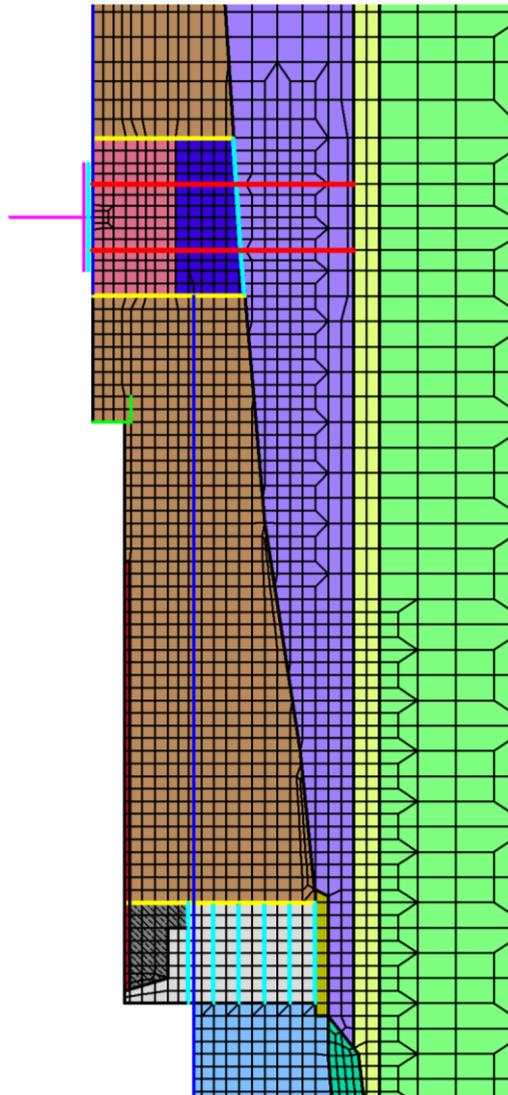


図 3.5.1-10 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

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 3.5.1-11 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 (kN/m^3) | 圧縮剛性 k_n (kN/m^3) |
|------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 境界 1 | 1.0×10^6 | 1.0×10^6 |
| 境界 2 | 0* | 1.0×10^6 |

注記*：目地部であるため、せん断剛性を保守的にゼロに設定

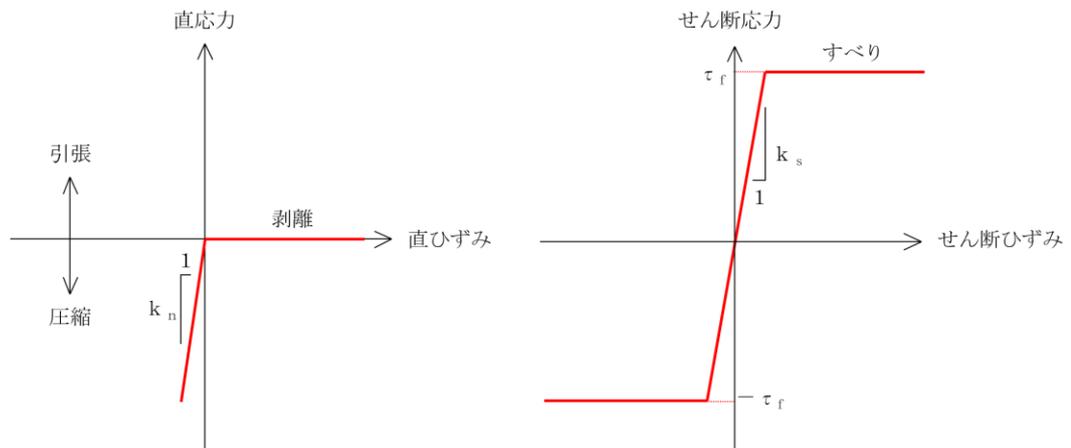


図 3.5.1-11 ジョイント要素の力学特性

3.5.2 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。耐震評価に用いる使用材料を表 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 使用材料

| 材料 | 部位 | | 諸元 |
|--------|--------------|----|------------------------------|
| コンクリート | パラペット（有筋） | | 設計基準強度 20.6N/mm ² |
| | 上部コンクリート（無筋） | | 設計基準強度 14.7N/mm ² |
| | セルラー ブロック | 気中 | 設計基準強度 20.6N/mm ² |
| | | 水中 | 設計基準強度 20.6N/mm ² |
| | 基礎コンクリート | | 設計基準強度 14.7N/mm ² |

表 3.5.2-2 材料の物性値

| 材料 | 部位 | 単位体積重量 (kN/m ³) | | ヤング係数 (kN/mm ²) | ポアソン 比 |
|--------|-------------------------------------|--------------------------------|------|--------------------------------|-------------------|
| | | 飽和, 湿潤 | 水中 | | |
| コンクリート | パラペット（有筋） | 24.0 ^{*1} | - | 23.3 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | 上部コンクリート （無筋） | 22.6 ^{*2} | - | 20.4 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | セルラーブロック ^{*3} （コンクリート詰） | 23.0 ^{*2} | 12.9 | 23.3 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | 基礎コンクリート | 22.6 ^{*2} | 12.5 | 20.4 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |

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

*2：港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）

*3：セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は、港湾基準より設定する。また、剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから、護岸材料と同様の物性とする。

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

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 3.5.3-3 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 ρ (g/cm ³) | 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 ²) | 154600 | |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.00 | |
| | ポアソン比 ν | 0.33 | |
| | 減衰定数の上限値 h_{max} | 0.095 | |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 0 | |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 40.17 | |
| 液状化特性 | 変相角 ϕ_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 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

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。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

| | | 基礎捨石及び被覆石 |
|------|---|----------------|
| 物理特性 | 密度 ρ (g/cm ³) | 2.04 【1.84】 |
| | 間隙率 n | 0.45 |
| 変形特性 | 動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²) | 180000 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98 |
| | ポアソン比 ν | 0.33 |
| | 減衰定数の上限値 h_{max} | 0.24 |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 20 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 35.00 |

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

| 対象施設 | | 防波壁 | |
|-------------|---|-------------------|-----------------|
| | | 逆T擁壁 | |
| 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 ρ (g/cm ³) | 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 ²) | 771300 | 956500 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.00 | 98.00 |
| | ポアソン比 ν | 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 ²) | 628 | 1140 |
| | 内部摩擦角 ϕ' | 38.00 | 40.54 |

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、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。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

| 施設名称 | 設計用地下水位 |
|----------------|--------------------------------------|
| 漂流防止装置基礎（荷揚護岸） | 防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m |

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）とする。

3.7 許容限界

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の耐震強化岸壁に求められる耐震性能（0.3～1m）を許容残留変形量とし，0.3mと設定する。表3.7-1に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を示す。

表 3.7-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

| 断面 | 許容残留変形量 (m) |
|-------|----------------|
| ⑥—⑥断面 | 0.3 |

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した残留変形量が「3.7 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。

x方向（水平方向）及びz方向（鉛直方向）の変位は，図3.8-1に示すとおり，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における地震時の相対変形量とする。

水平方向及び鉛直方向の残留変形量を用い，下式のとおり合成方向（2方向合成）の変位量を求め，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における最大変形量とする。

$$\text{最大変形量 } \delta : \delta = \sqrt{\{\delta x(T)\}^2 + \{\delta y(T)\}^2}$$

ここで，

$\delta x(T)$: x方向の最大変形量

$\delta y(T)$: y方向の最大変形量

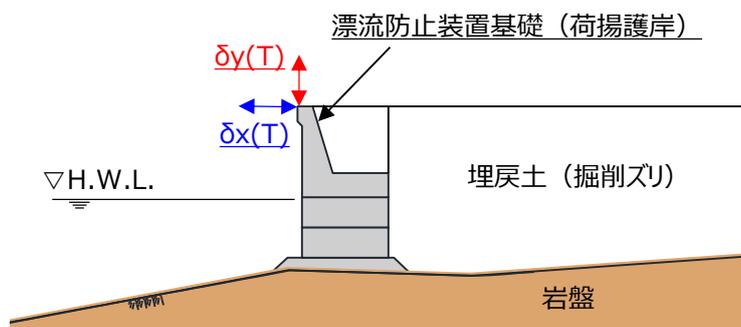


図 3.8-1 地震時の残留変形量の概念図

4. 耐震評価結果

基準地震動 S_s による地震応答解析から得られる漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量に対する評価結果を表 4-1 に、最も厳しい照査値となる解析ケースでの残留変形量図を図 4-1 に示す。

この結果から、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の変形量評価結果

| 解析 ケース | 地震動 | | 残留変形量 | 許容残留変形量 | 照査値 |
|-----------|---------------------|------|--------------|----------------|---------------------|
| | | | δ (m) | δ_a (m) | δ / δ_a |
| ① | $S_s - D$ | (++) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | | (-+) | 0.04 | 0.3 | 0.14 |
| | | (+-) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | | (--) | 0.04 | 0.3 | 0.14 |
| | $S_s - F 1$ | (++) | 0.02 | 0.3 | 0.07 |
| | $S_s - F 2$ | (++) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | $S_s - N 1$ | (++) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | | (-+) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | $S_s - N 2$ (NS) | (++) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | | (-+) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | $S_s - N 2$ (EW) | (++) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| | | (-+) | 0.03 | 0.3 | 0.10 |
| ② | $S_s - D$ | (--) | 0.04 | 0.3 | 0.14 |
| ③ | $S_s - D$ | (--) | 0.04 | 0.3 | 0.14 |

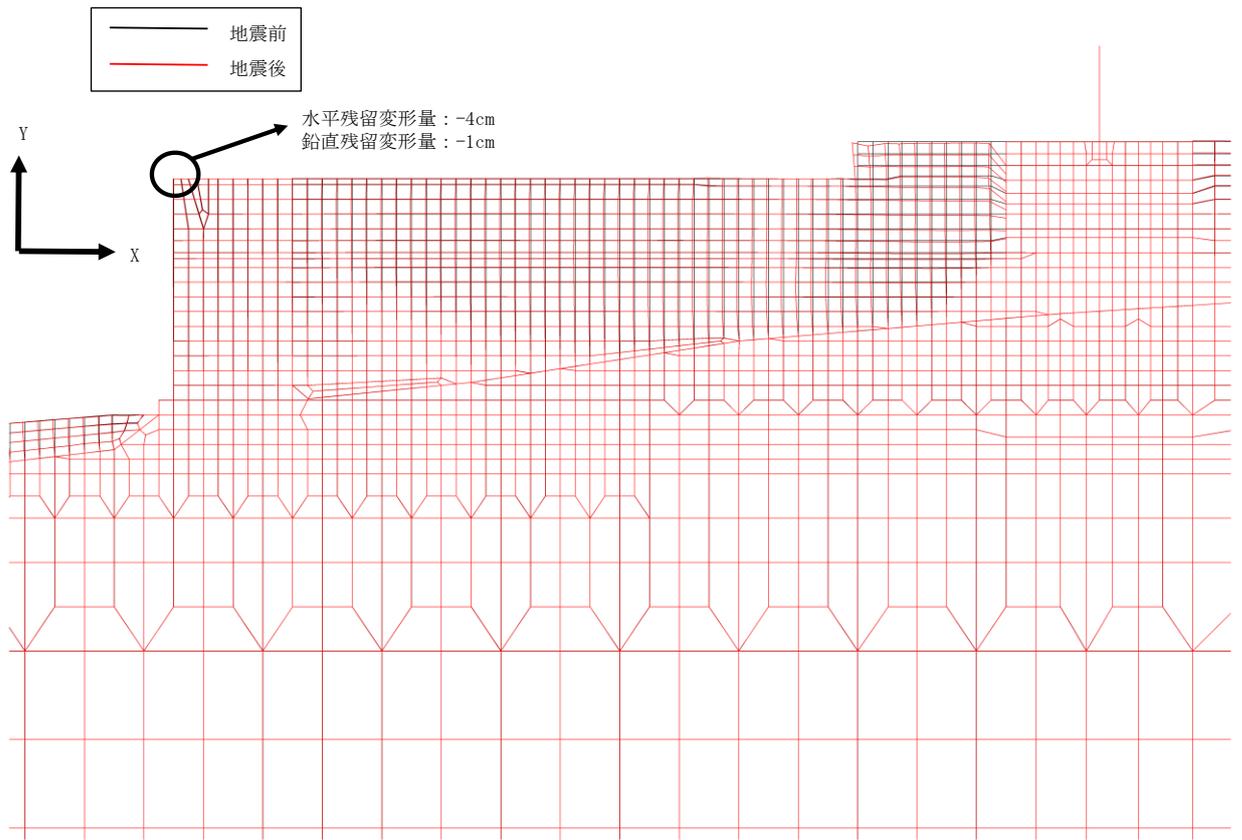


図 4-1 残留変形量図 (S s - D (—)) , 解析ケース : ③地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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 | 5 |
| 2.4 適用規格・基準等 | 7 |
| 3. 耐震評価 | 8 |
| 3.1 評価対象断面 | 8 |
| 3.2 解析方法 | 10 |
| 3.2.1 施設 | 11 |
| 3.2.2 減衰係数 | 11 |
| 3.2.3 解析ケース | 11 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ | 13 |
| 3.3.1 耐震評価上考慮する状態 | 13 |
| 3.3.2 荷重 | 13 |
| 3.3.3 荷重の組合せ | 14 |
| 3.4 入力地震動 | 15 |
| 3.5 解析モデル及び諸元 | 28 |
| 3.5.1 解析モデル | 28 |
| 3.5.2 使用材料及び材料の物性値 | 41 |
| 3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値 | 42 |
| 3.5.4 地下水位 | 44 |
| 3.6 評価対象部位 | 45 |
| 3.6.1 施設の健全性評価 | 45 |
| 3.6.2 基礎地盤の支持性能評価 | 45 |
| 3.7 許容限界 | 46 |
| 3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力） | 46 |
| 3.7.2 基礎地盤 | 46 |
| 3.8 評価方法 | 46 |

| | |
|--------------------------|----|
| 4. 耐震評価結果 | 47 |
| 4.1 解析ケースと照査値 | 47 |
| 4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査 | 47 |
| 4.1.2 せん断破壊に対する照査 | 48 |
| 4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査 | 49 |
| 4.2 耐震評価結果 | 50 |
| 4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果 | 50 |
| 4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果 | 51 |
| 4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果 | 52 |

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」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、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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確認するものである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の変形性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の位置を図 2.1-1 に示す。

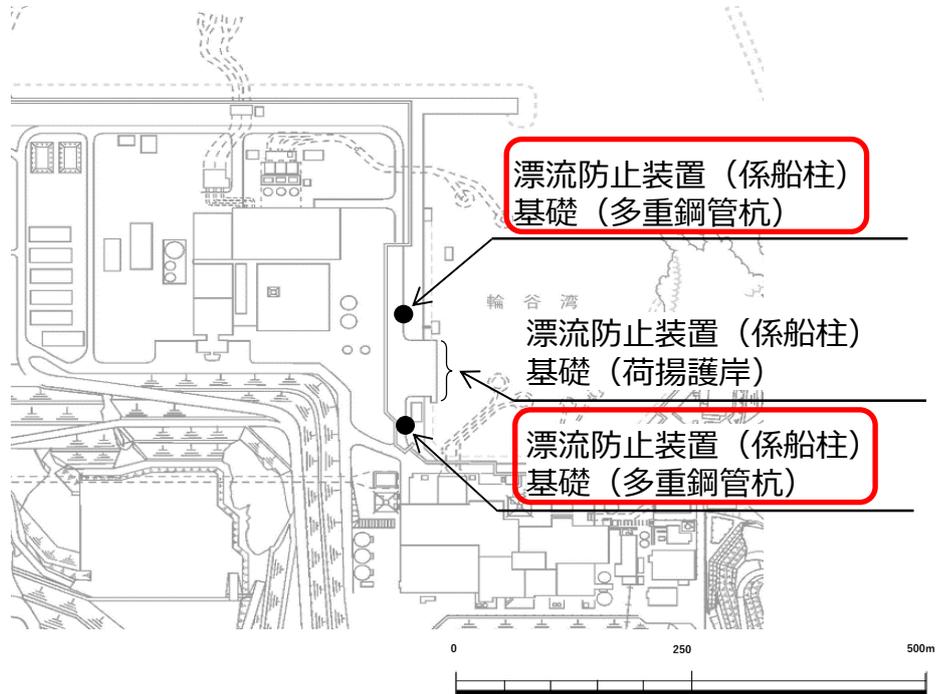
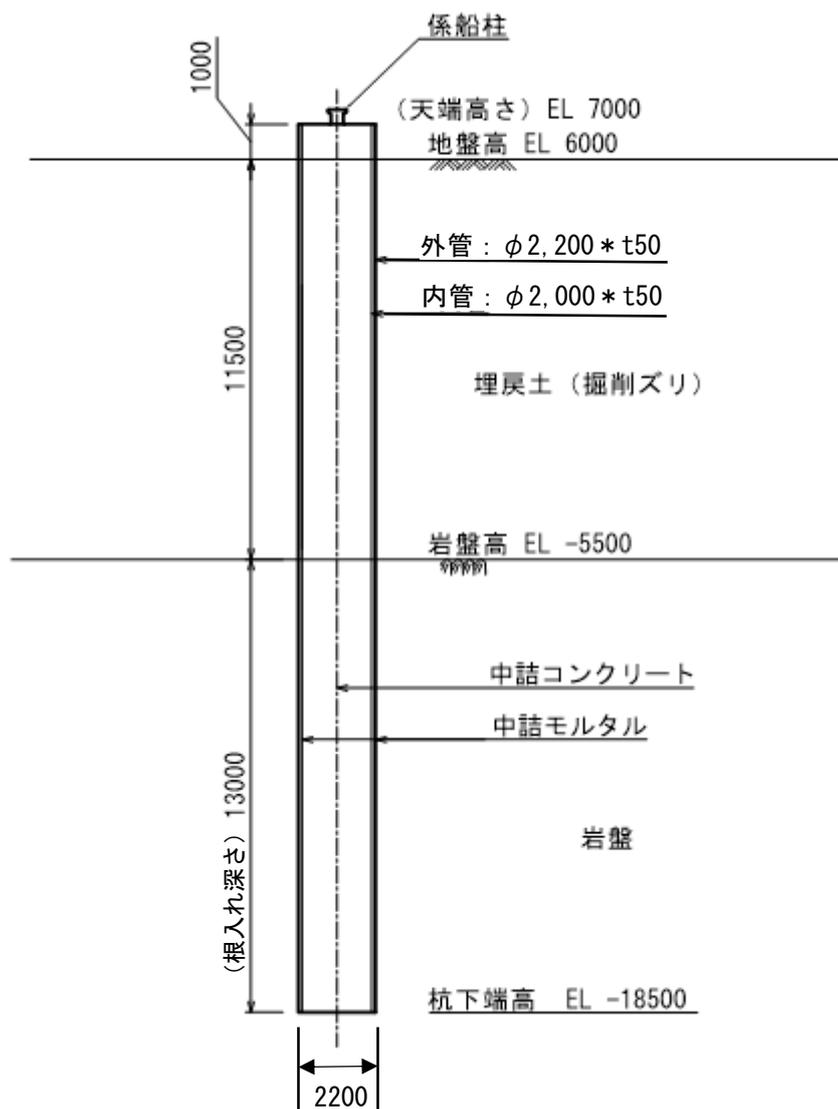


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）位置図

2.2 構造概要

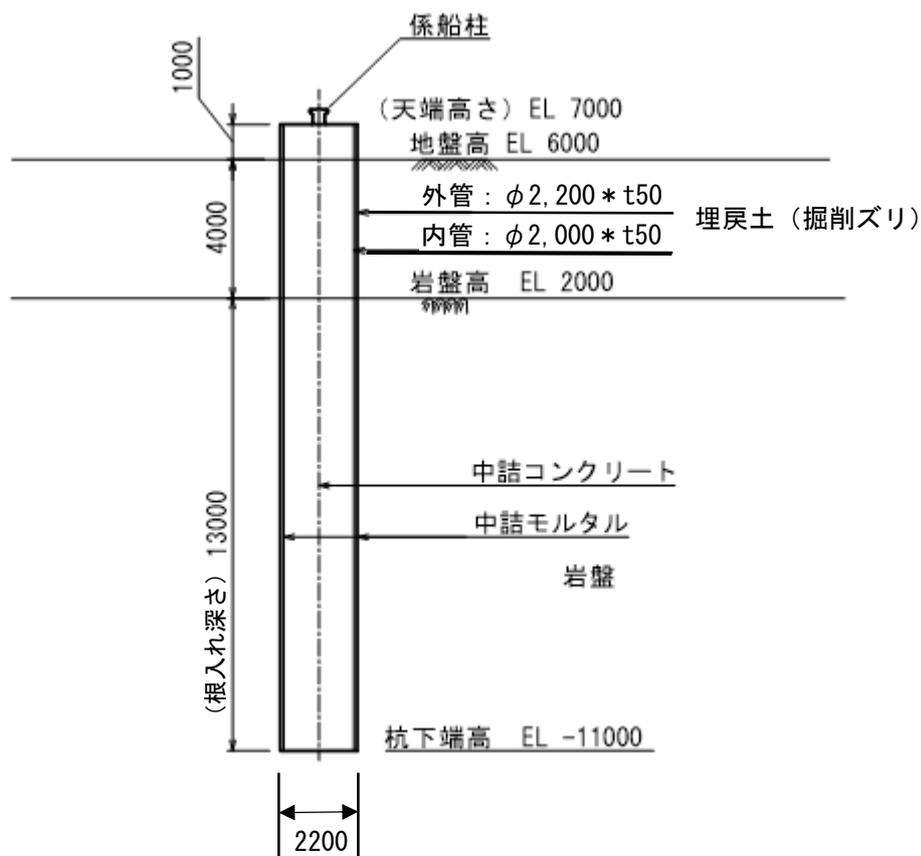
漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）の設置時の概要を図 2.2-3 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート及びモルタルで充填した多重鋼管構造とする。鋼管杭は岩盤に支持させる構造（根入れ深さ：13.0m）とし、上部に漂流防止装置として係船柱を設置する。



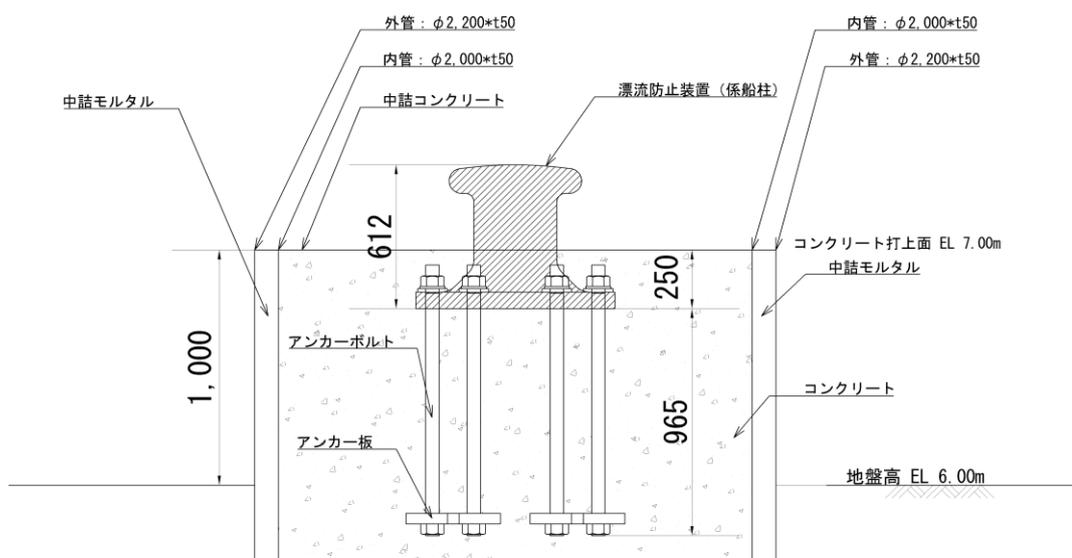
（単位：mm）

図 2.2-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（南側）



(単位 : mm)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) の構造図 (北側)



(単位 : mm)

図 2.2-3 漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) への漂流防止装置 (係船柱) 設置図

2.6.4-4

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の各部位の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価及び基礎地盤の支持性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。なお、施設の変形性能評価にあたっては、保守的に施設がおおむね弾性状態に留まることを確認する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の部位の役割

| 部位の名称 | 地震時の役割 | 津波時の役割 |
|---------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 漂流防止装置基礎 （多重鋼管杭） | ・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。 | ・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。 |
| 岩盤 | ・多重鋼管杭を鉛直支持する。 | ・多重鋼管杭を鉛直支持する。 |

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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 | 施設の変形性能 | 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭） | 発生する応力（曲げ，軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認 | 降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断） |
| | 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* |

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

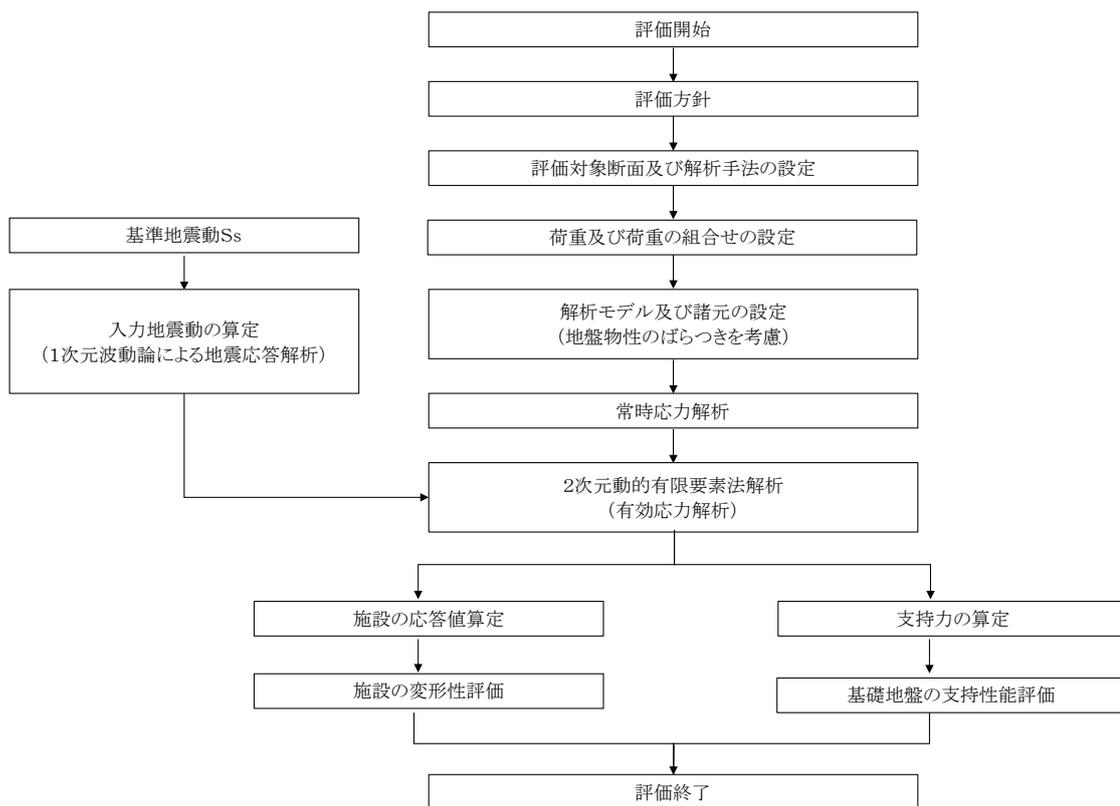


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、各横断面を図 3.1-2 及び図 3.1-3 に示す。以下の理由から、①-①断面を評価対象断面として選定する。

- ・ ②-②断面，①-①断面の多重鋼管杭及び係船柱において，岩盤の根入れ深さ等構造上の差異はない。
- ・ ①-①断面は②-②断面と比べ岩盤深さが深いため，土圧が大きくなると考えられる。

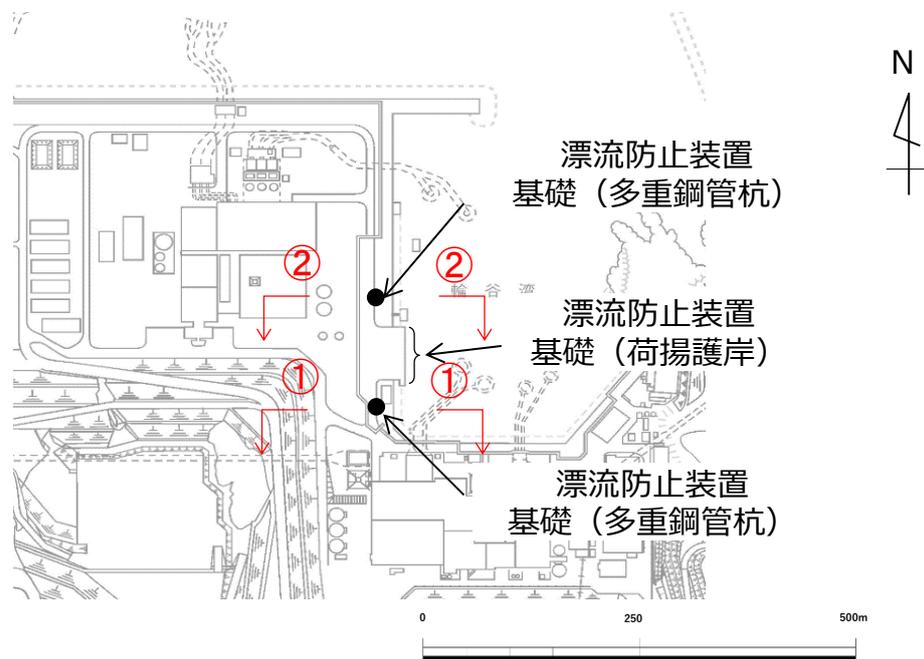


図 3.1-1 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図

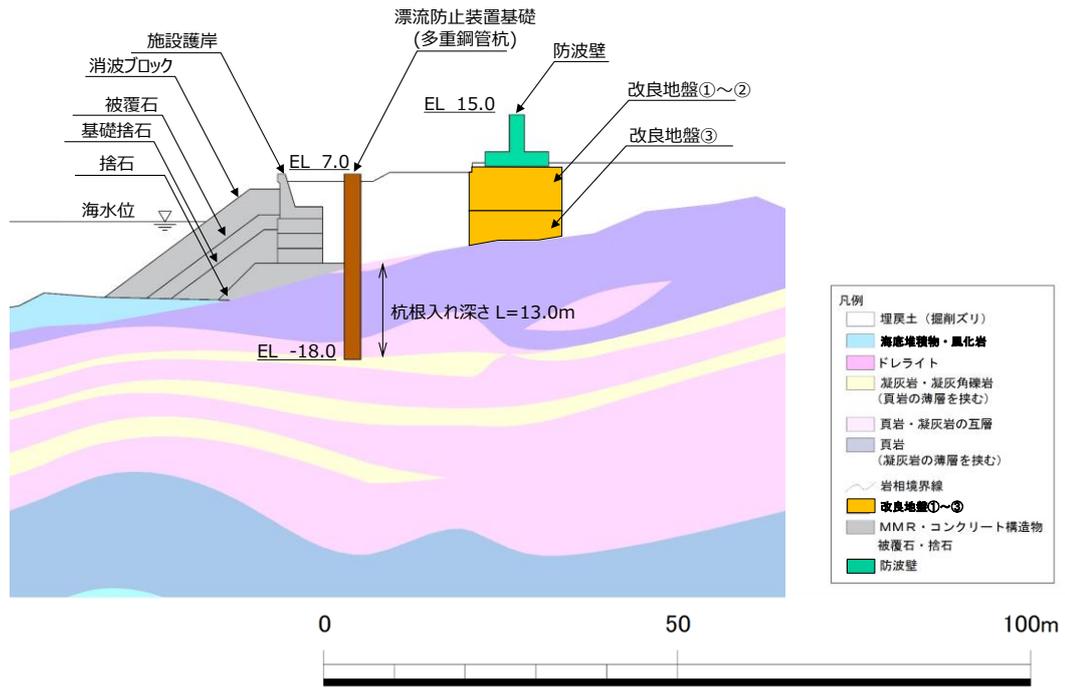


図 3.1-2 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（①-①断面）

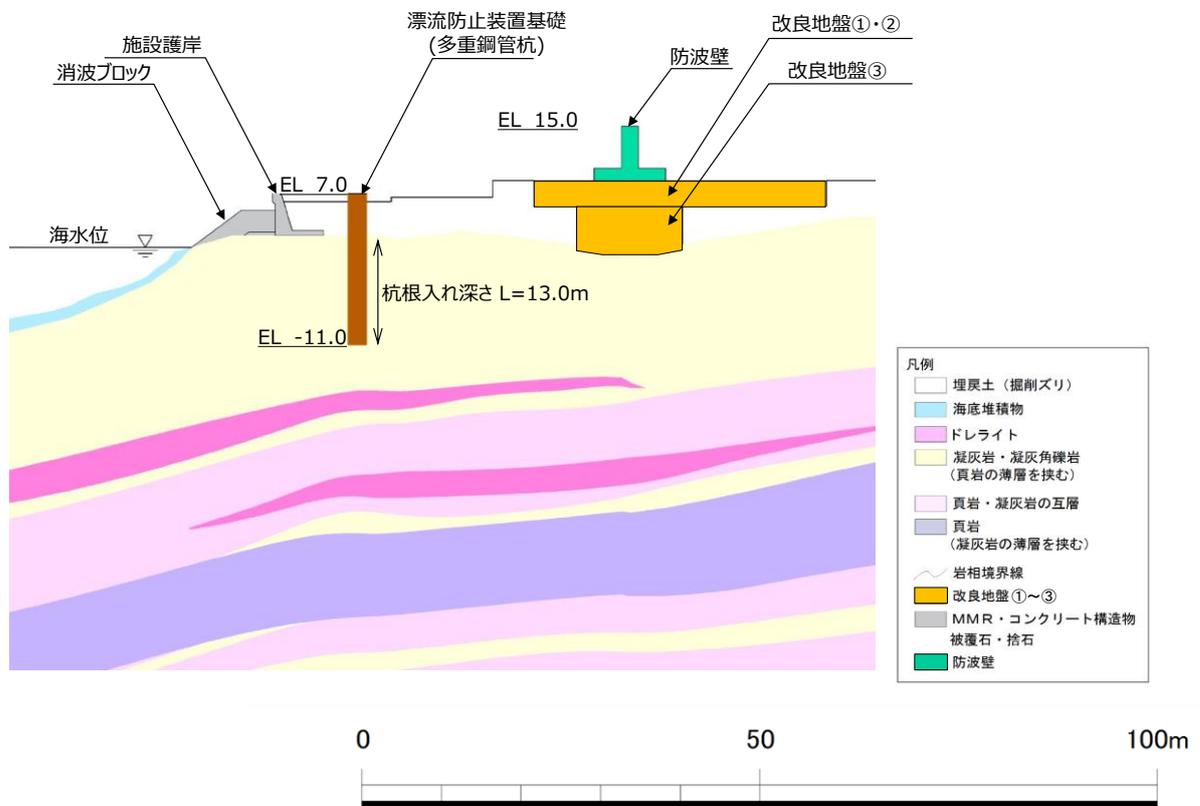


図 3.1-3 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（②-②断面）

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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次元動的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。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び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。

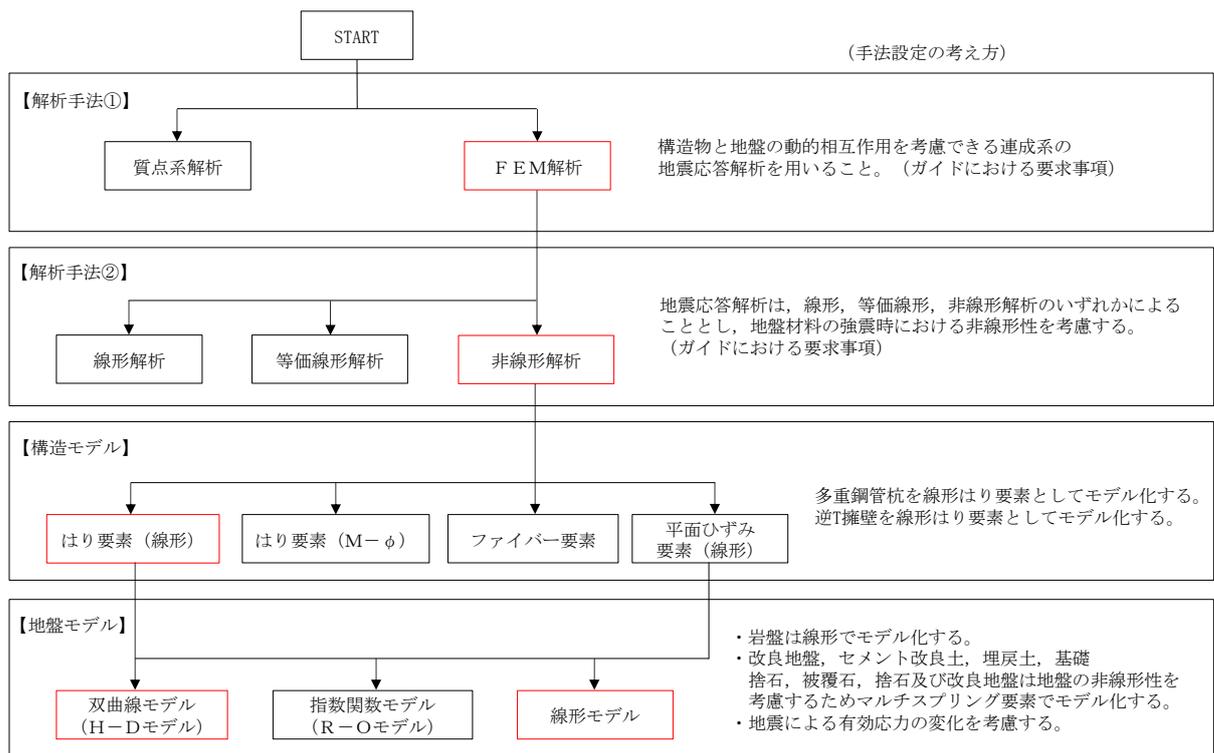


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は，線形はり要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，係数 β の設定については，「FLIP 研究会14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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3.2.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

図3.1-2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，地震時に漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

| 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 σ | 平均値 |
| ケース③ | 平均値 - 1 σ | 平均値 |

耐震評価における解析ケースを表 3.2.3-2 に示す。耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、解析ケース②及び③を実施する。

表 3.2.3-2 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 σ)を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 σ)を考慮した解析ケース |
| 地盤物性 | | 平均値 | 平均値+1 σ | 平均値-1 σ |
| 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。全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。 |
| | | -+* | ○ | |
| | | + - * | ○ | |
| | | --* | ○ | |
| | $S_s - F 1$ | ++* | ○ | |
| | $S_s - F 2$ | ++* | ○ | |
| | $S_s - N 1$ | ++* | ○ | |
| | | -+* | ○ | |
| | $S_s - N 2$ (NS) | ++* | ○ | |
| | | -+* | ○ | |
| $S_s - N 2$ (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。

3.3 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。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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

積雪荷重を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(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。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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、躯体の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重（ P_s ）

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工細則により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、一次元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 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 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。

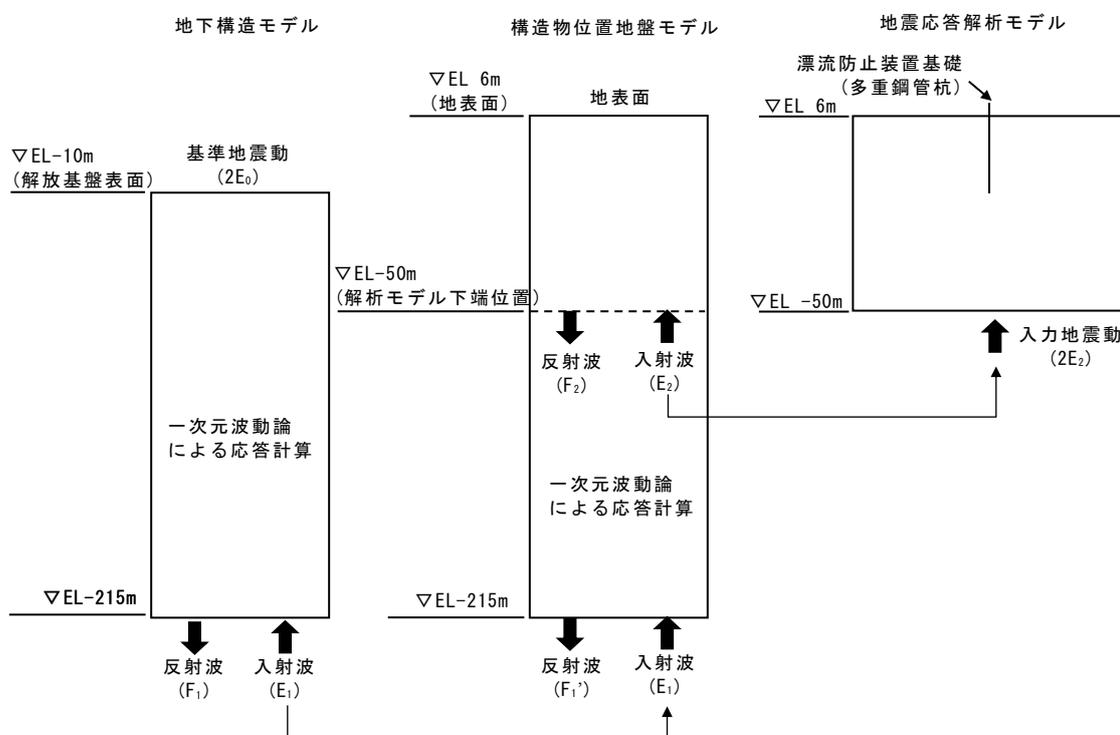
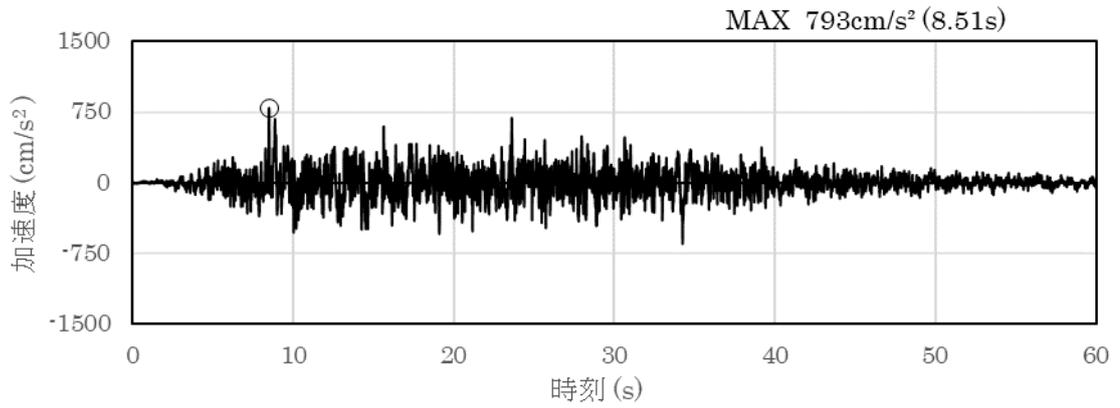
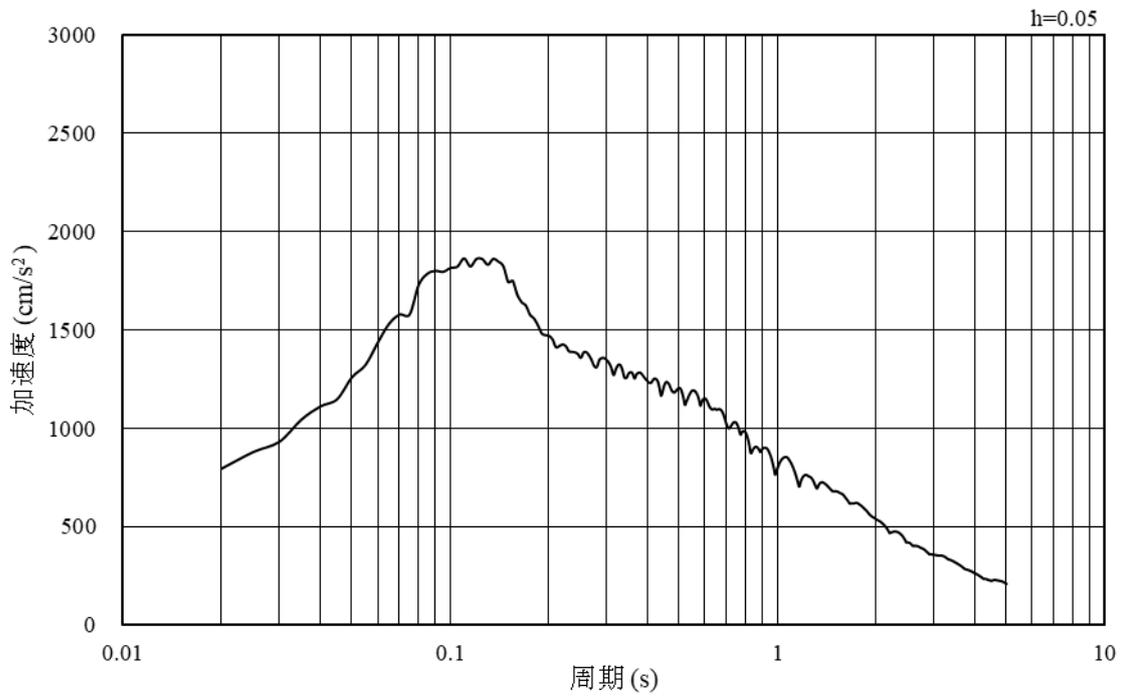


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

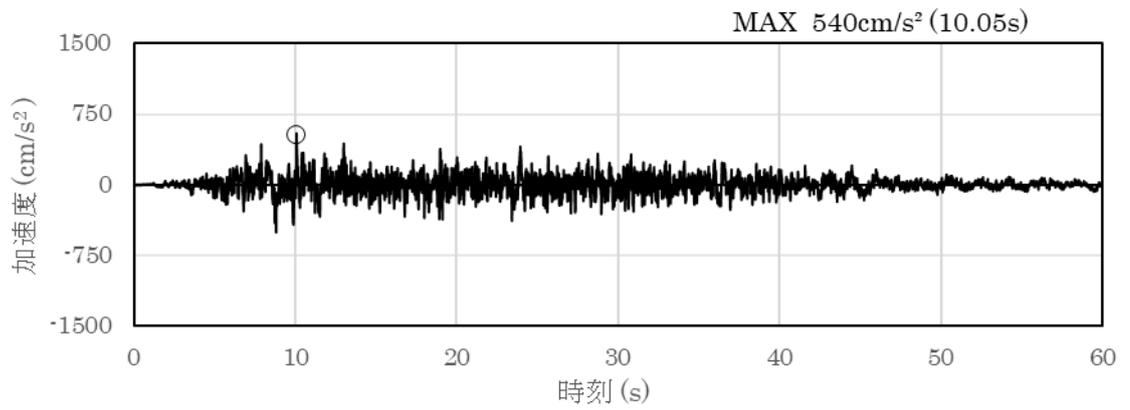


(a) 加速度時刻歴波形

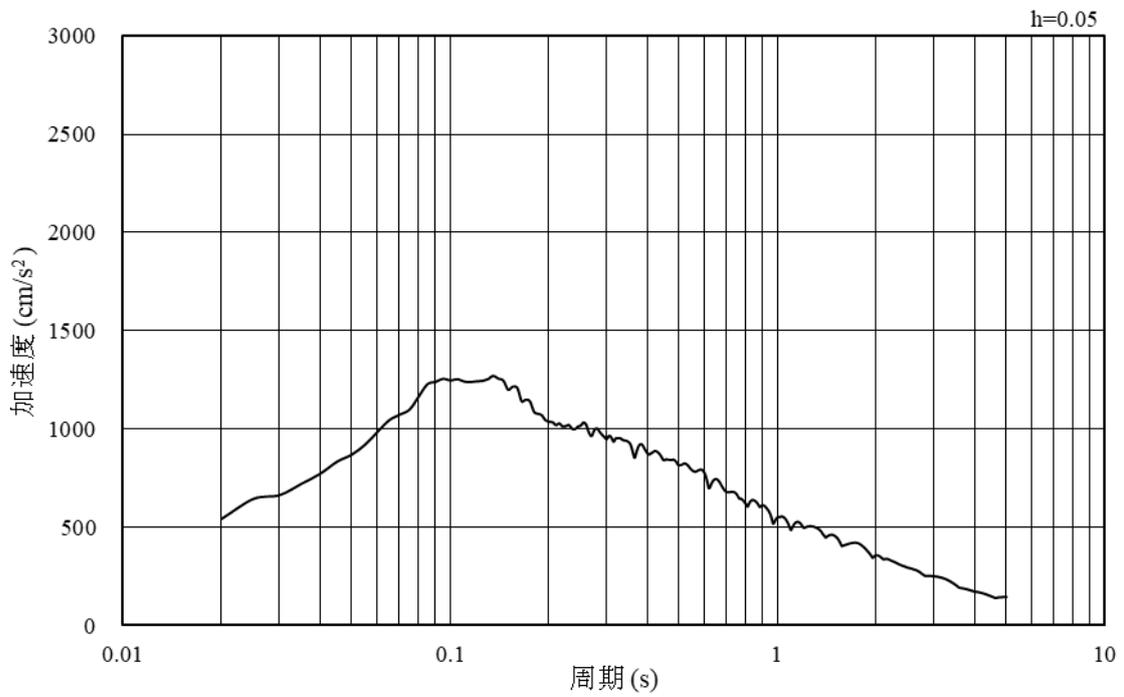


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 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)

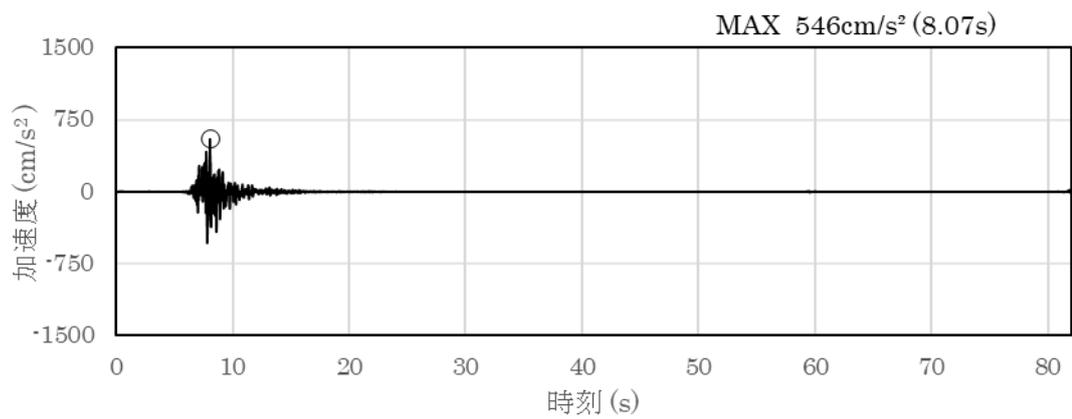


(a) 加速度時刻歴波形

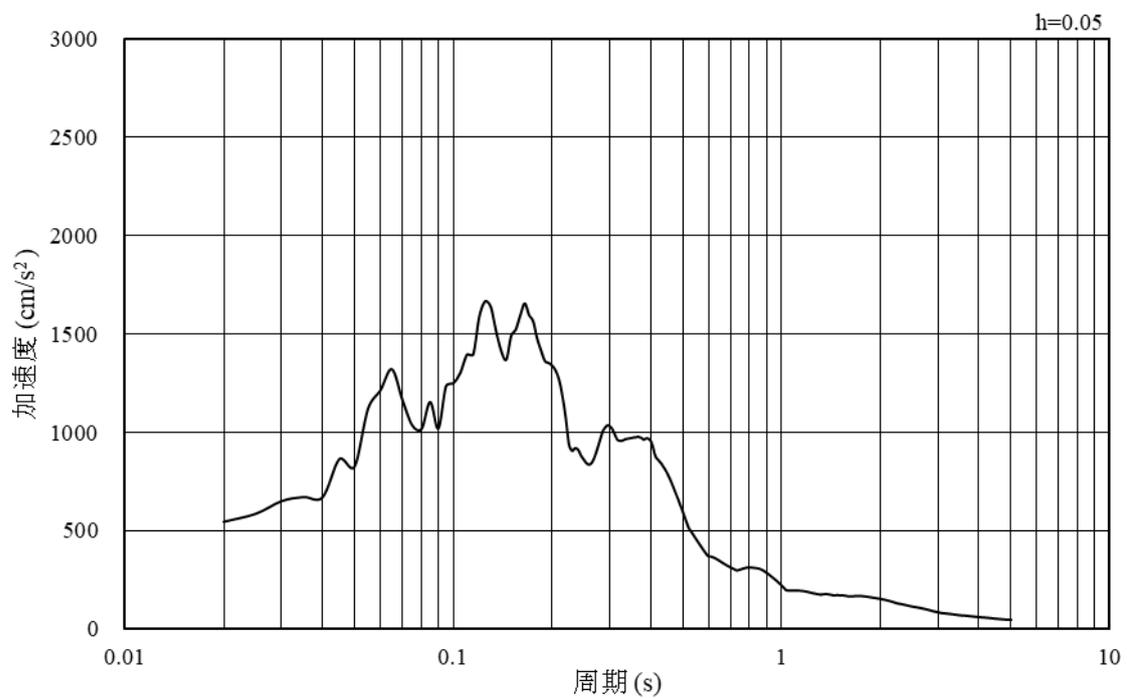


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 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)

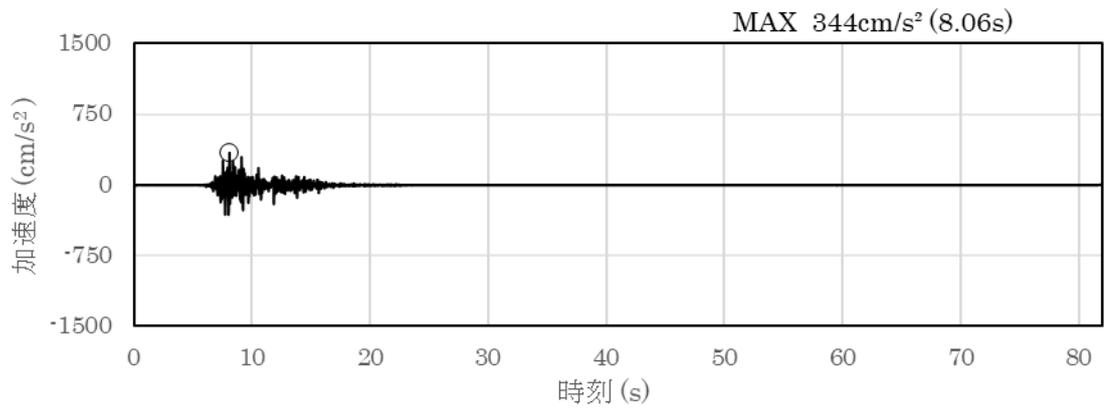


(a) 加速度時刻歴波形

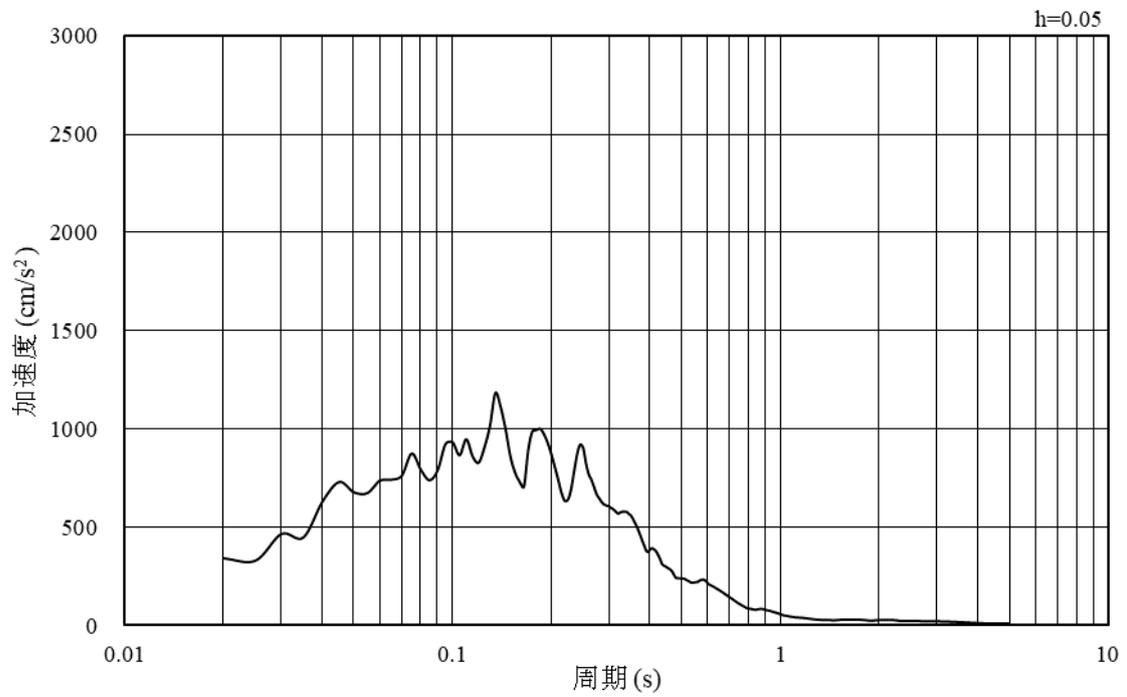


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 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)

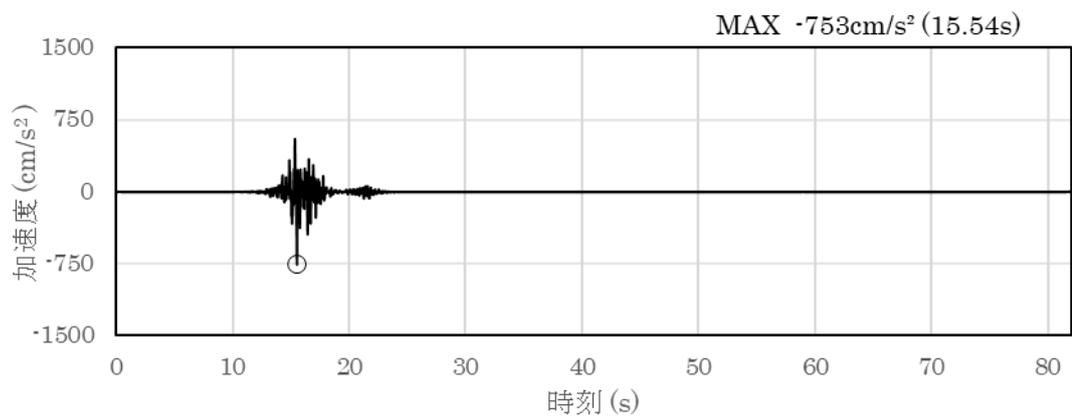


(a) 加速度時刻歴波形

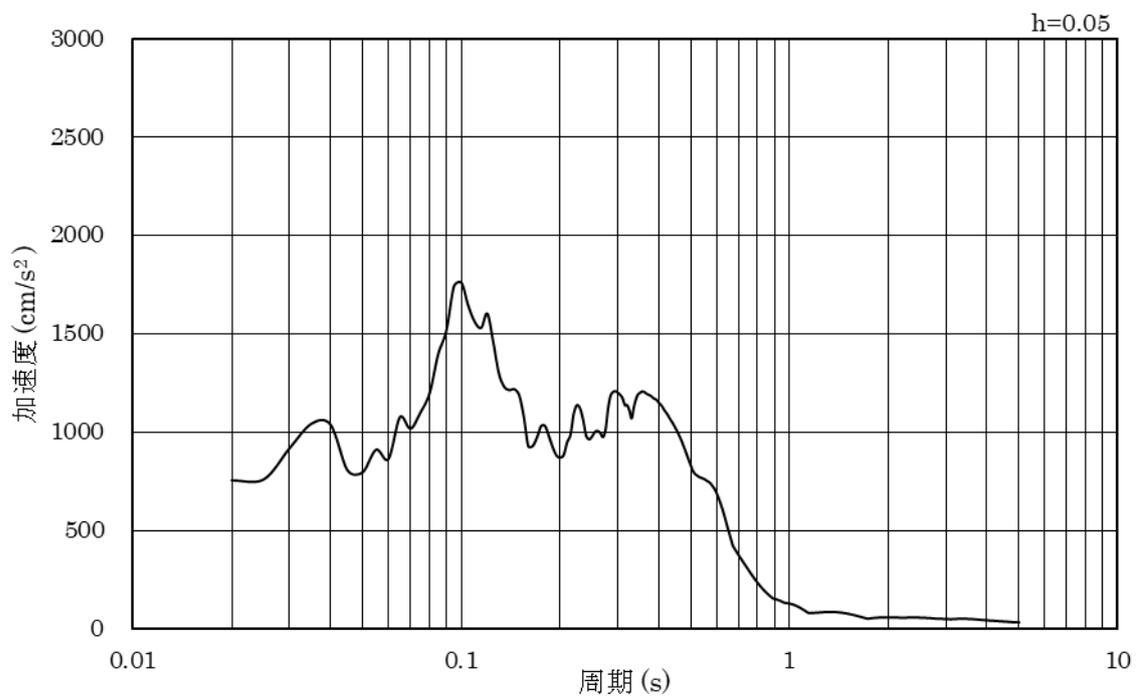


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 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-F1)

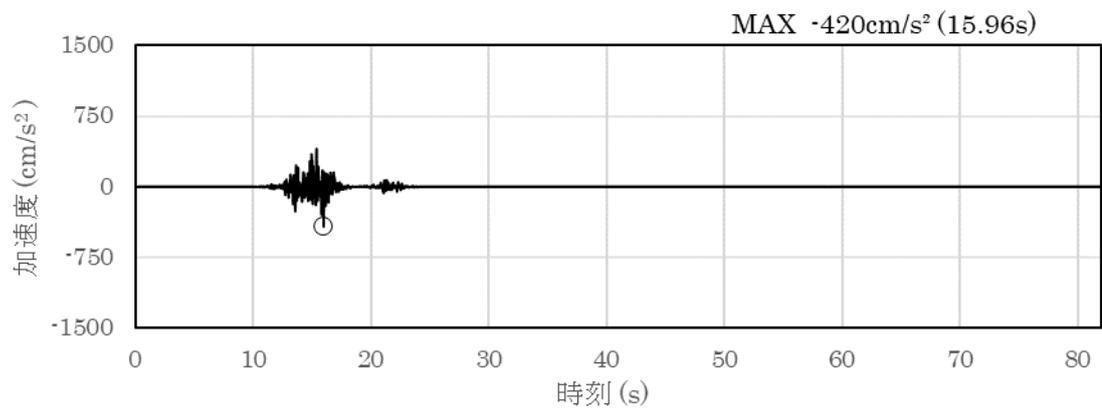


(a) 加速度時刻歴波形

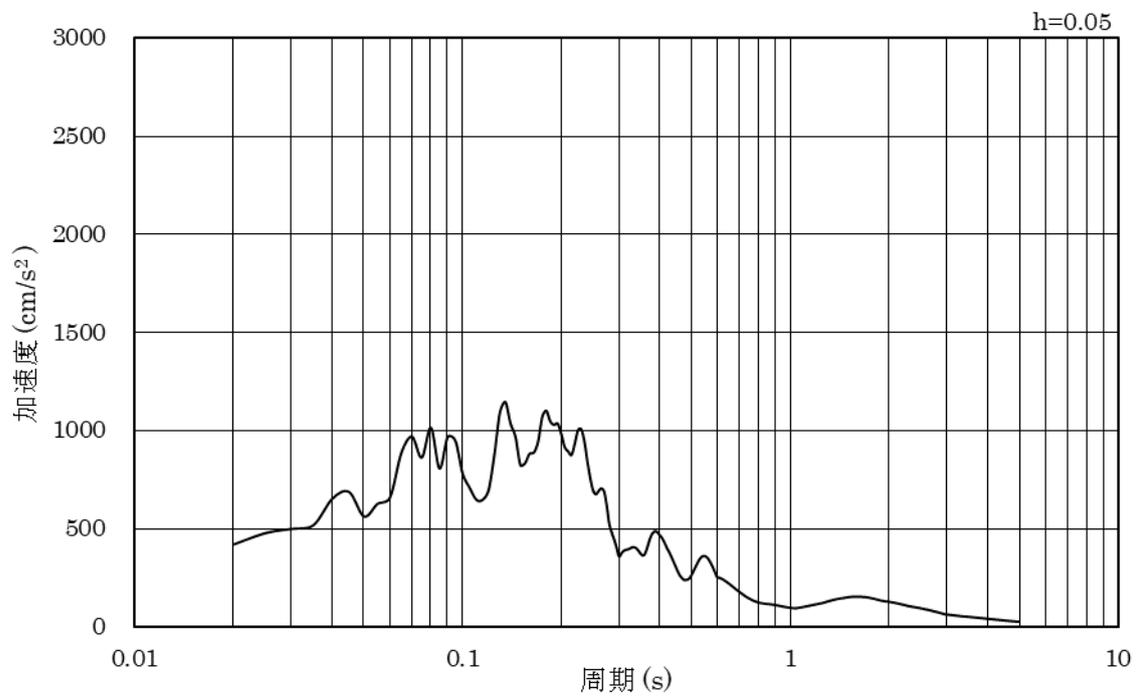


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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)

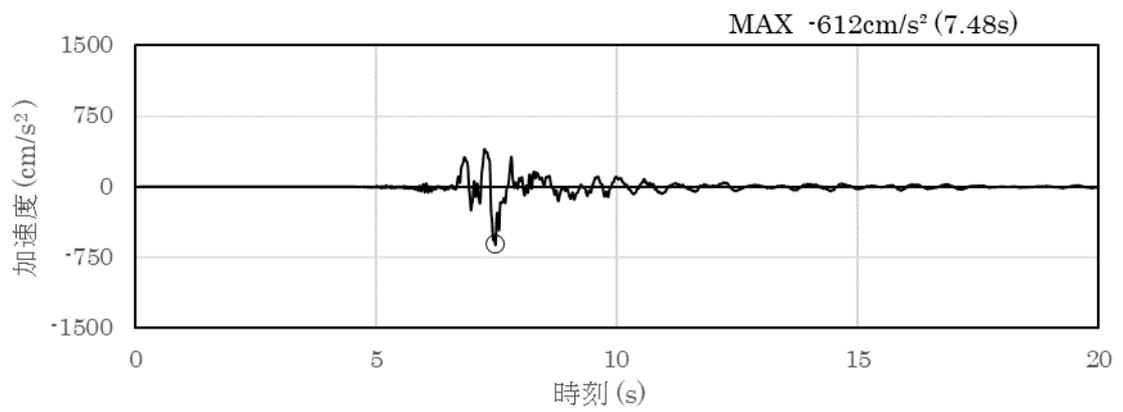


(a) 加速度時刻歴波形

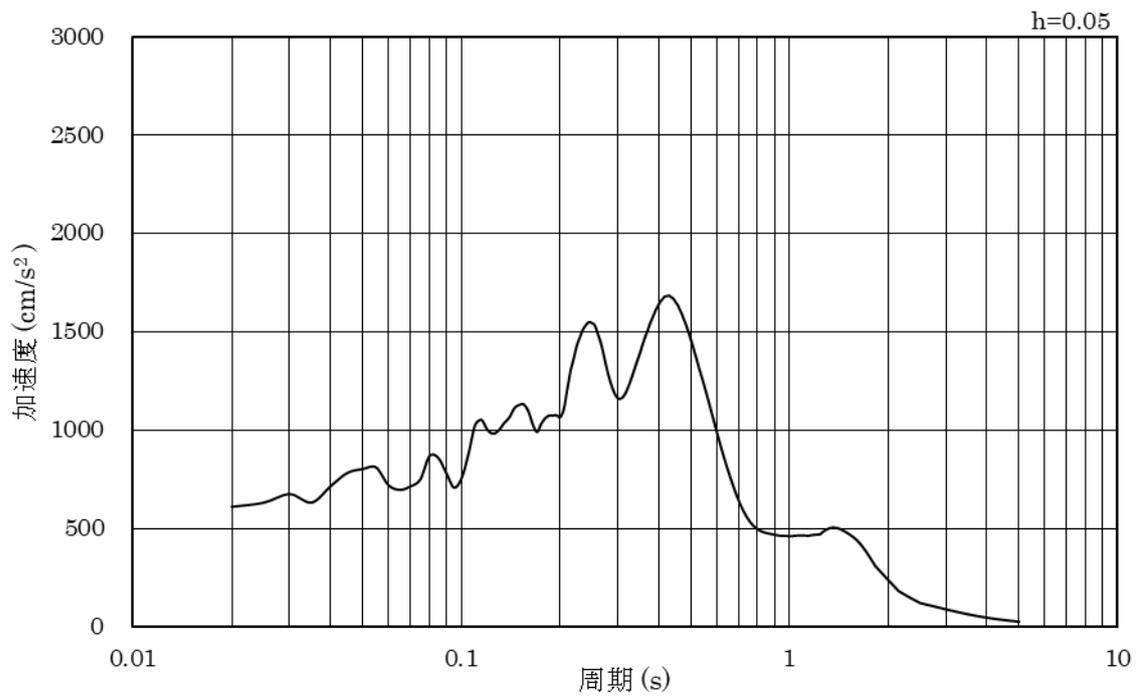


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 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)

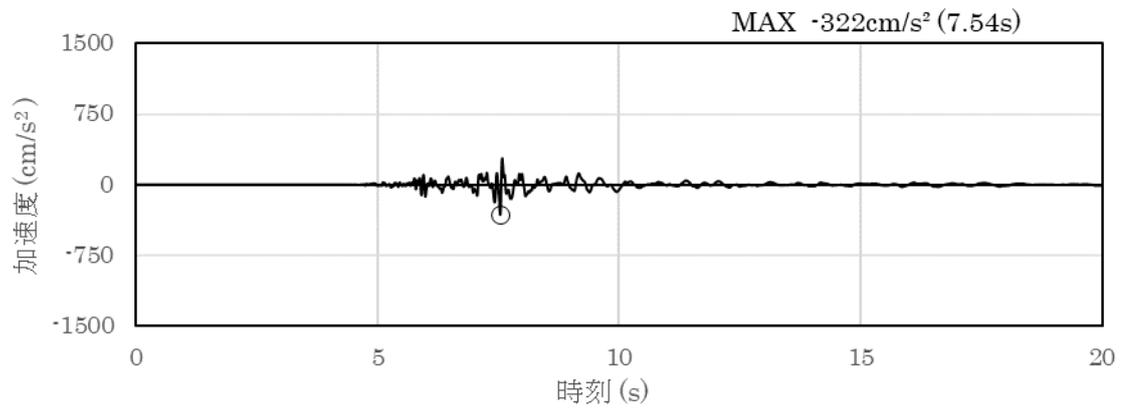


(a) 加速度時刻歴波形

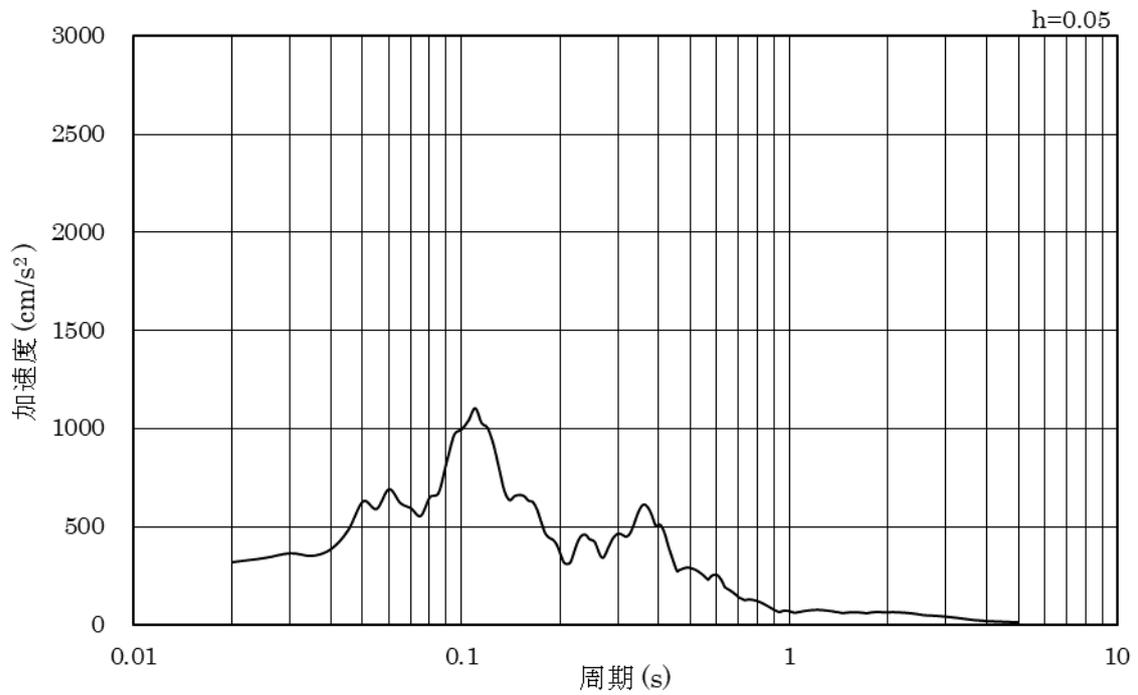


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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)

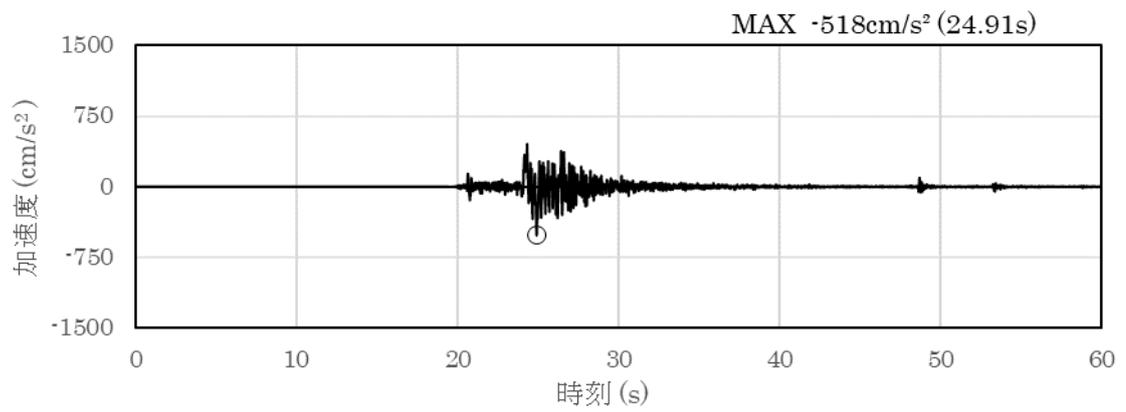


(a) 加速度時刻歴波形

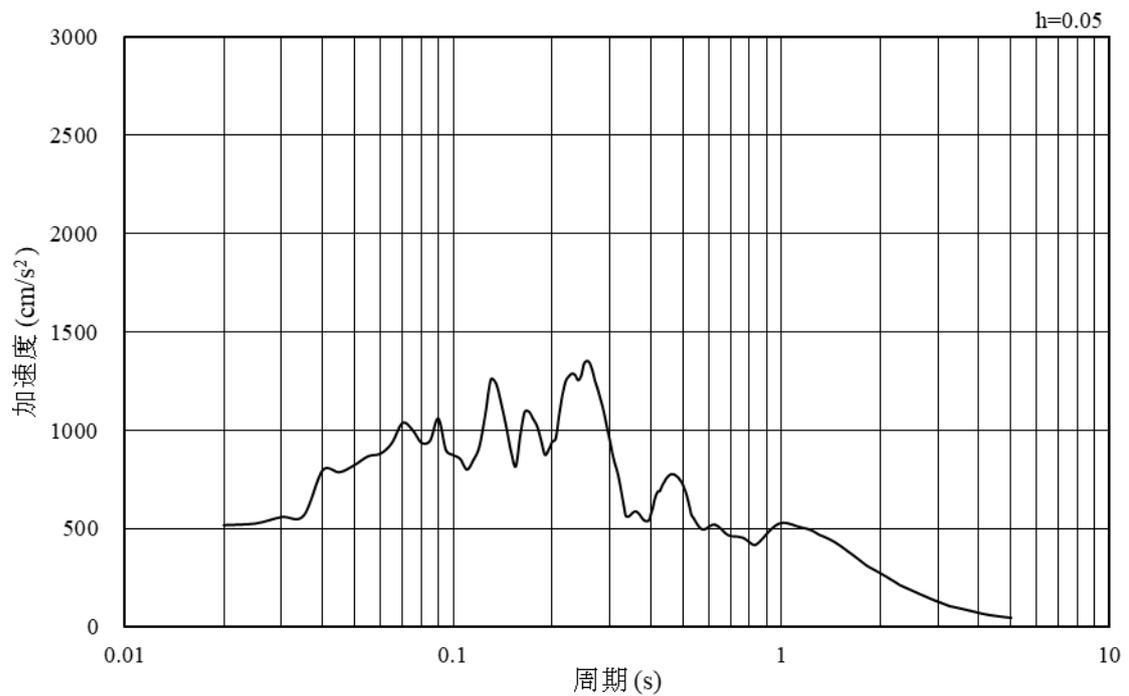


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 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)

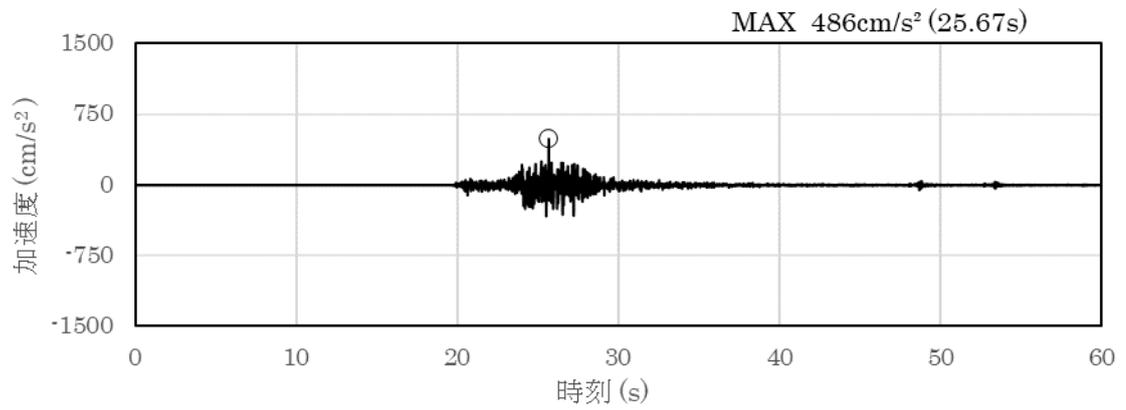


(a) 加速度時刻歴波形

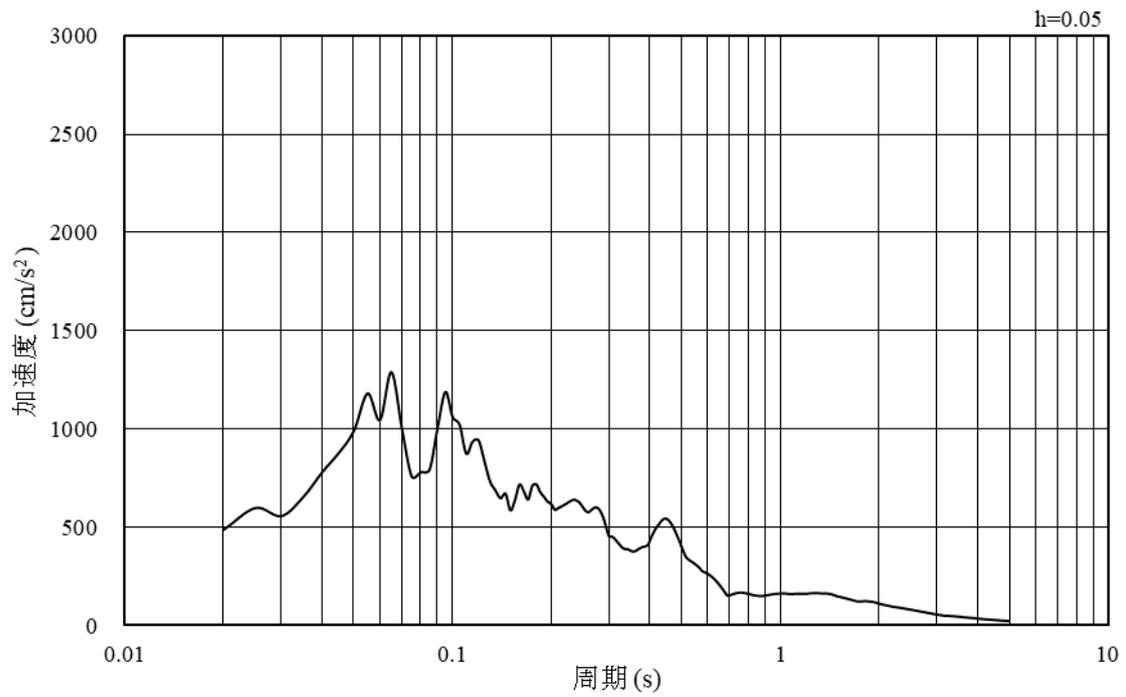


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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 - N₂ (N S))

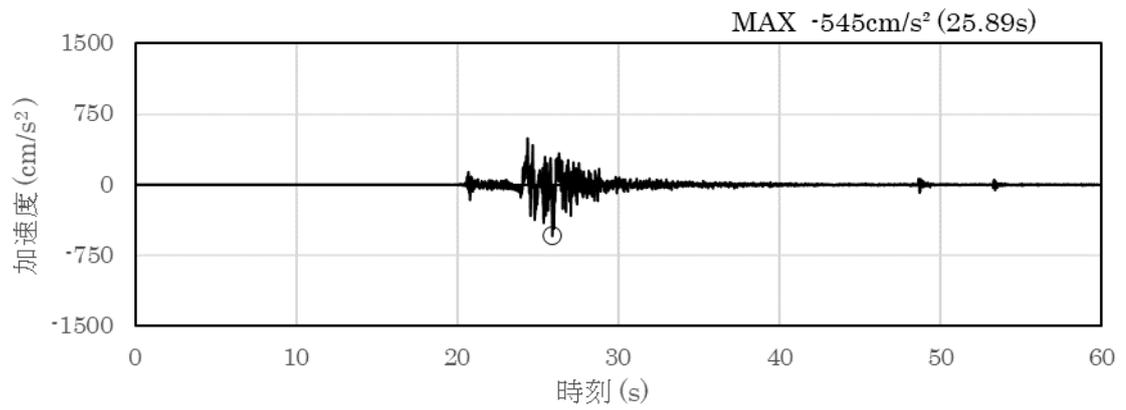


(a) 加速度時刻歴波形

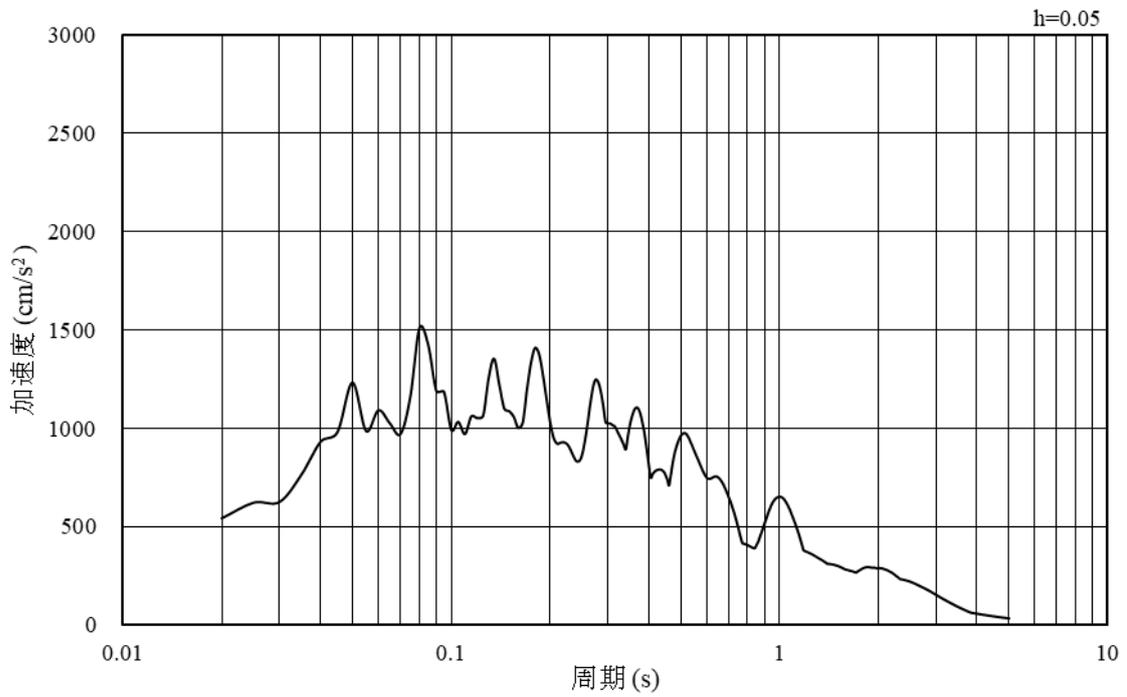


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 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 - N₂ (N S))

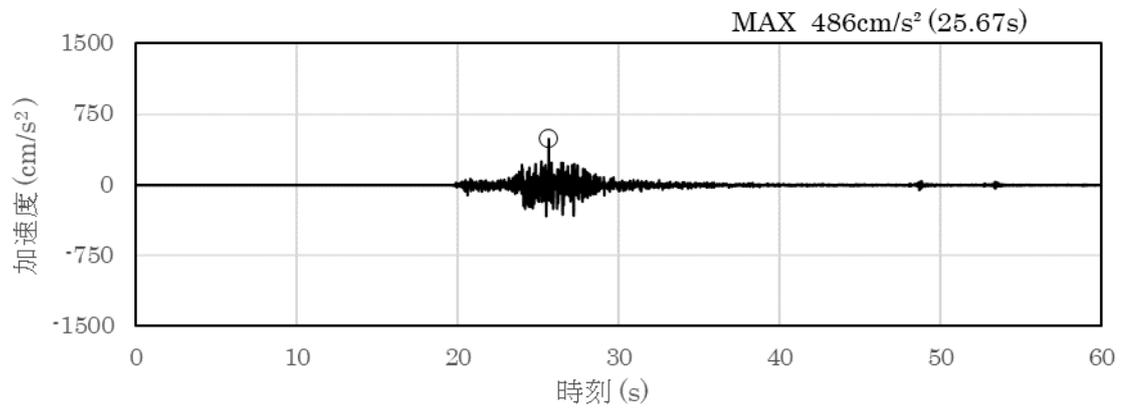


(a) 加速度時刻歴波形

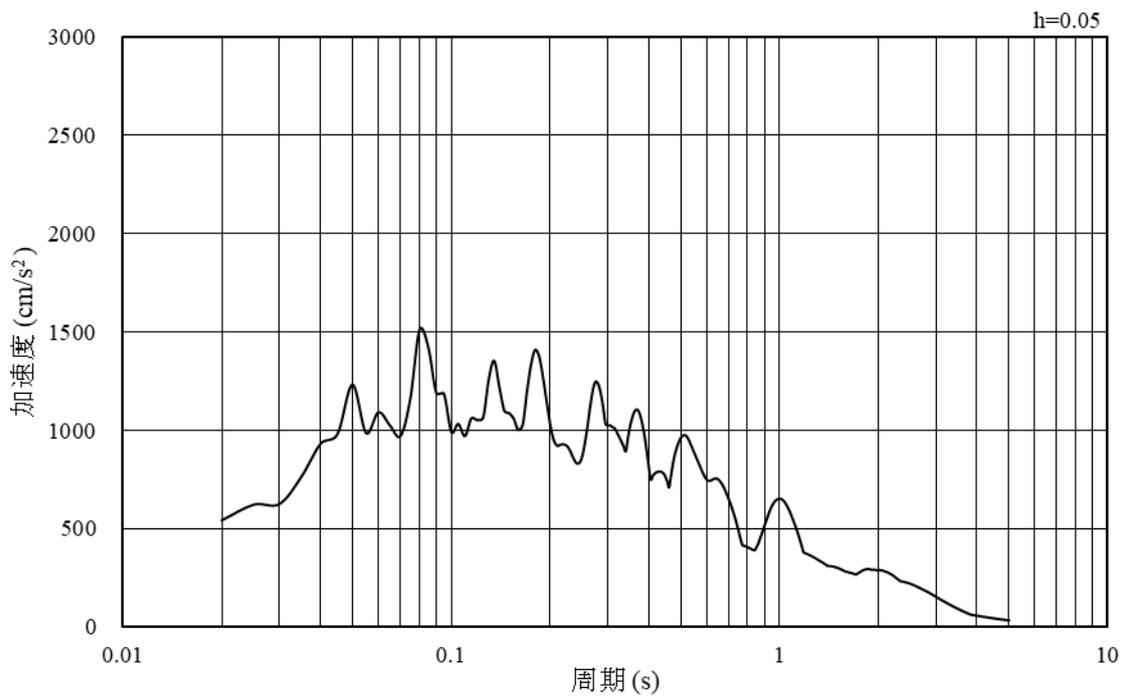


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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 3.4-13 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 - N₂(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び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

評価対象断面（①－①断面）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

- ; 岩盤 (第③速度層)
- ; 岩盤 (第⑤速度層)
- ; 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- ; 護岸
- ; 埋戻土
- ; 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- ; 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- ; 被覆石
- ; 埋戻土 (海底堆積物)
- ; 防波壁
- ; 鋼管杭
- ; ジョイント要素
- ; グラウンドアンカ
- ; L型擁壁
- ; 海水
- ; 地下水面および海水面

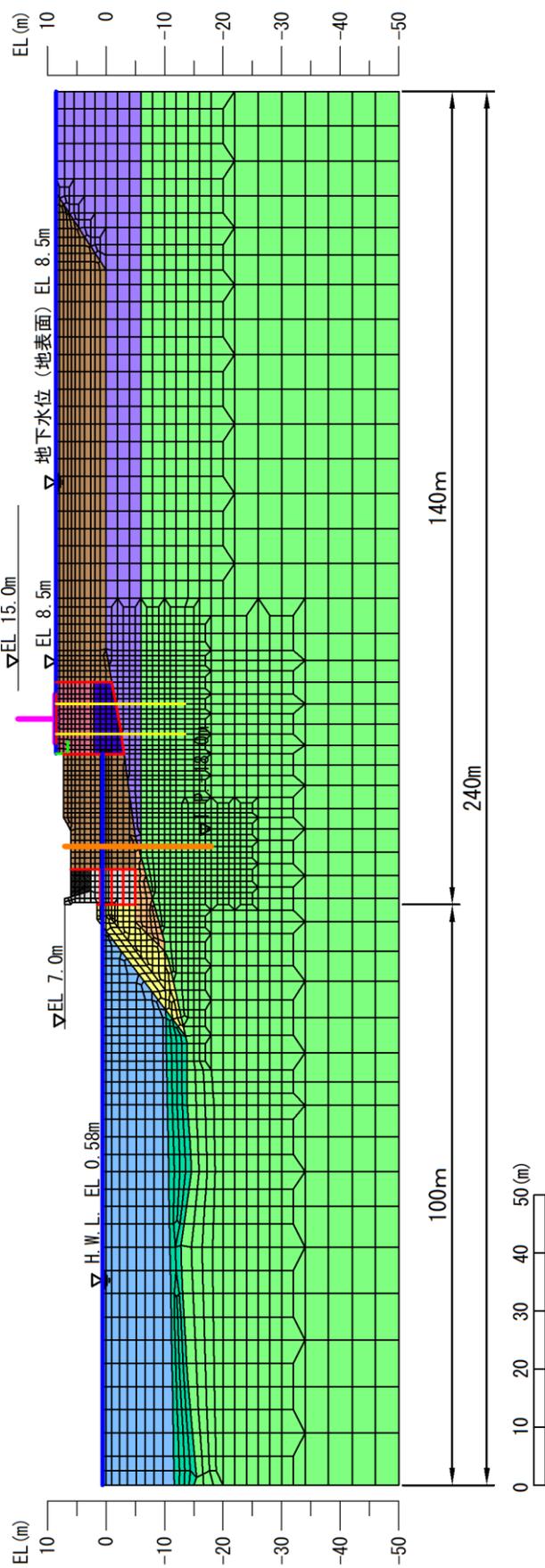


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル (①-①断面)

(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、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 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基礎幅の 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 1 m 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。

2次元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 3.5.1-3 に示す。

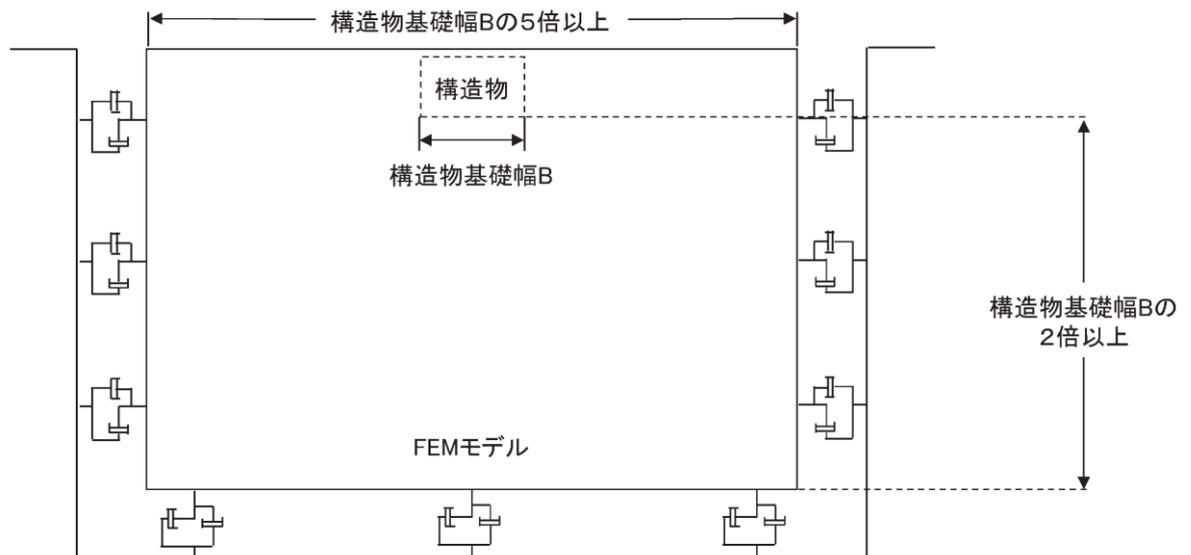


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

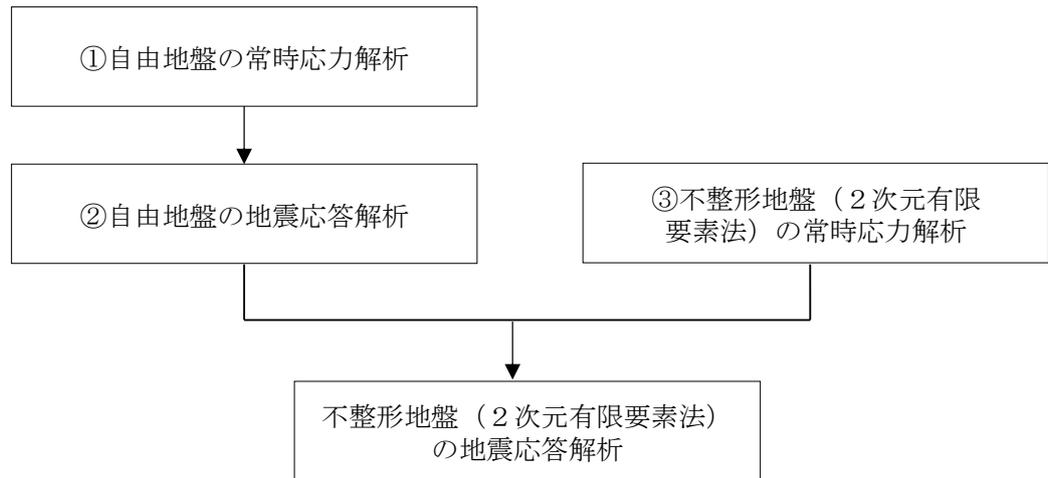


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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 3.5.1-4 に示す。

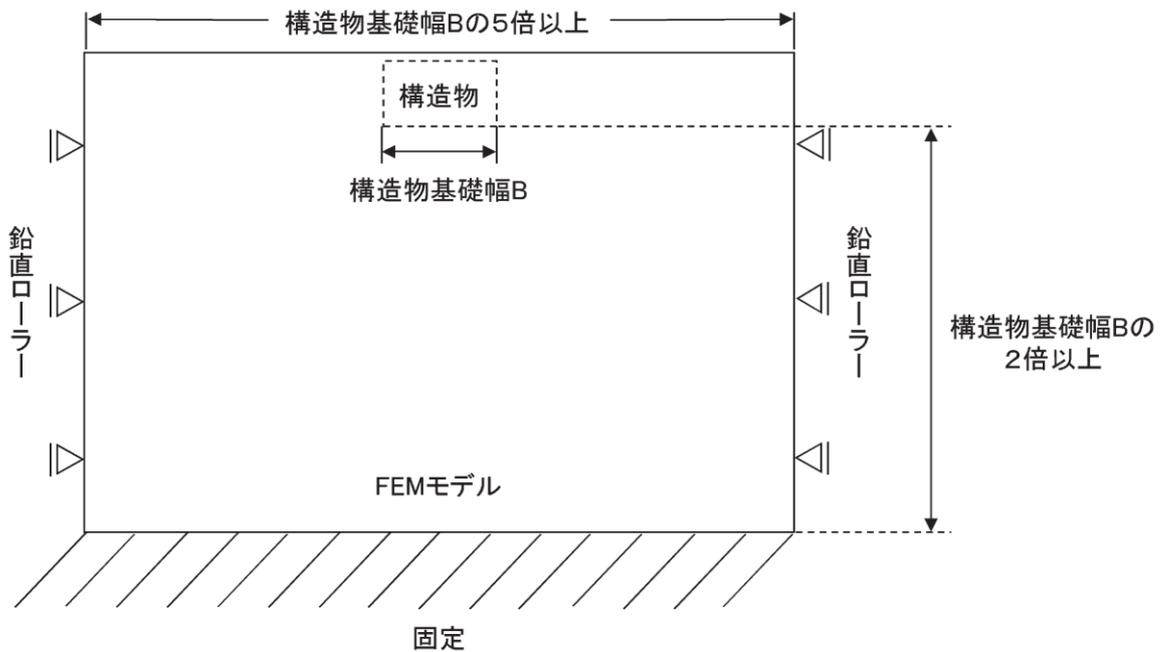


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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反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 3.5.1-5 に示す。

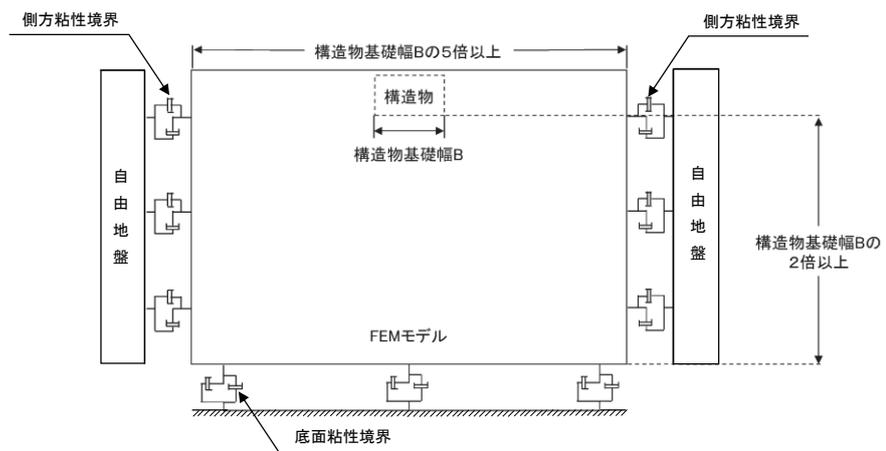


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。
漂流防止装置（係船柱）は多重鋼管杭上端に付加重量として考慮する。

(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（海底堆積物を含む）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。

施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」とする。）（図3.5.1-6参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

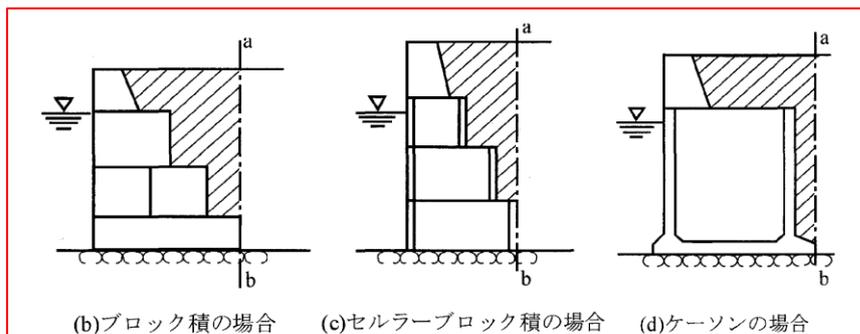


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(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 τ_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 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 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 ϕ 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 3.5.1-8 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 3.5.1-9 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、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 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

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

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} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_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、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 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¹⁾・岡部²⁾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 ψ 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 3.5.1-7 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⁸⁾。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⁸⁾。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 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ'_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 ϕ_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²⁰⁾。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 β 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 3.5.1-8 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。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。

| | |
|---------------|---------------|
| 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 3.5.1-9 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力

| | | 接合条件 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 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①, ② | 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 | | | |
| | | | 施設護岸 | | | |
| | | 被覆石 | 施設護岸 | | | |
| 水平方向 | 境界 2 | 逆 T 擁壁 | 改良地盤①, ② | 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 ⁻¹ (μ)≒26.57 |
| | | 岩盤 | 改良地盤③ | | | |
| | | 既設護岸上部工 | セルラーブロック上段 (コンクリート詰め) | | | |
| | | セルラーブロック上段 (コンクリート詰め) | セルラーブロック中段 (栗石詰め) | | | |
| | 境界 3 | セルラーブロック中段 (栗石詰め) | セルラーブロック下段 (栗石詰め) | 0 | 30.96 | セルラーブロック (栗石詰め) の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96 |
| | 境界 4 | セルラーブロック下段 (栗石詰め) | 基礎捨石 | 0 | 34.99 | セルラーブロックと基礎捨石の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数 μ=0.80 の平均値 (μ=0.70) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99 |

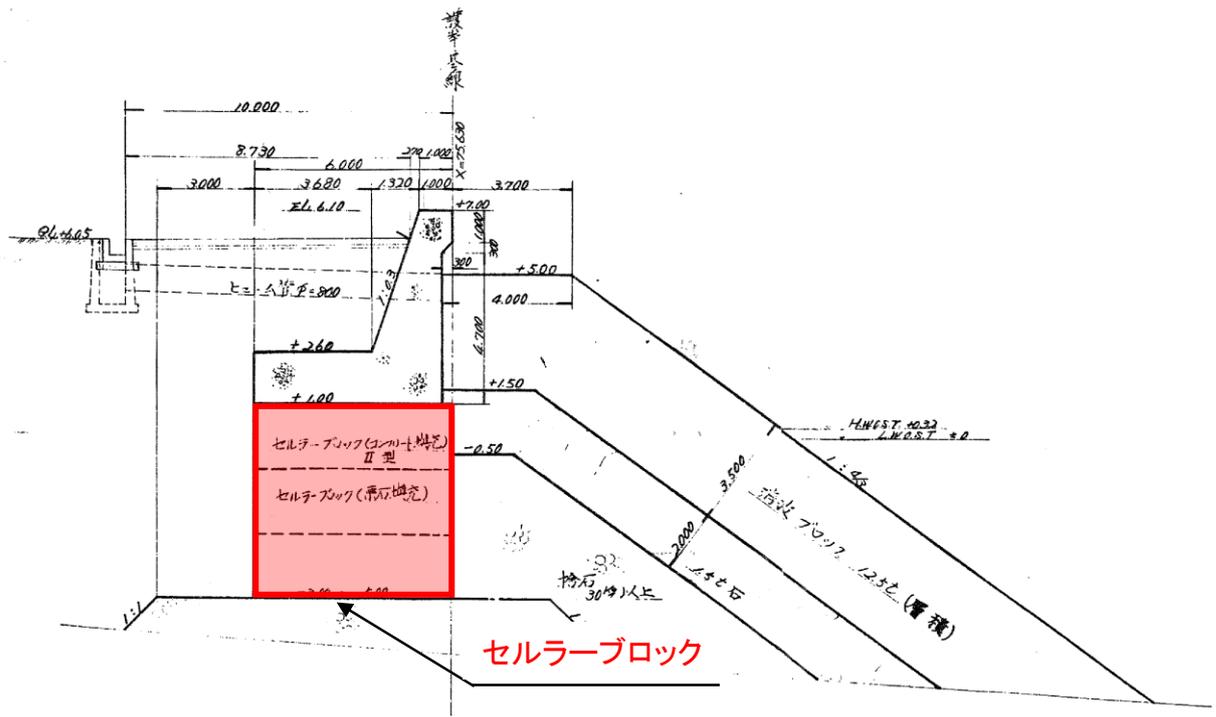


図 3.5.1-10 施設護岸断面図 (①-①断面)

(6) 杭—地盤相互作用ばねの設定

杭と埋戻土が接している部分においては、側方境界部に杭—地盤相互作用ばねを設けることにより、杭と地盤（埋戻土）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、鉛直方向では、杭—地盤相互作用ばねはモデル化していない。

杭と岩盤が接している部分においては、杭と地盤（岩盤）の各節点を水平方向に拘束し、杭の先端部は杭と地盤（岩盤）の節点を水平及び鉛直方向に拘束する設定とする。

図 3.5.1-12 に①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図を示す。

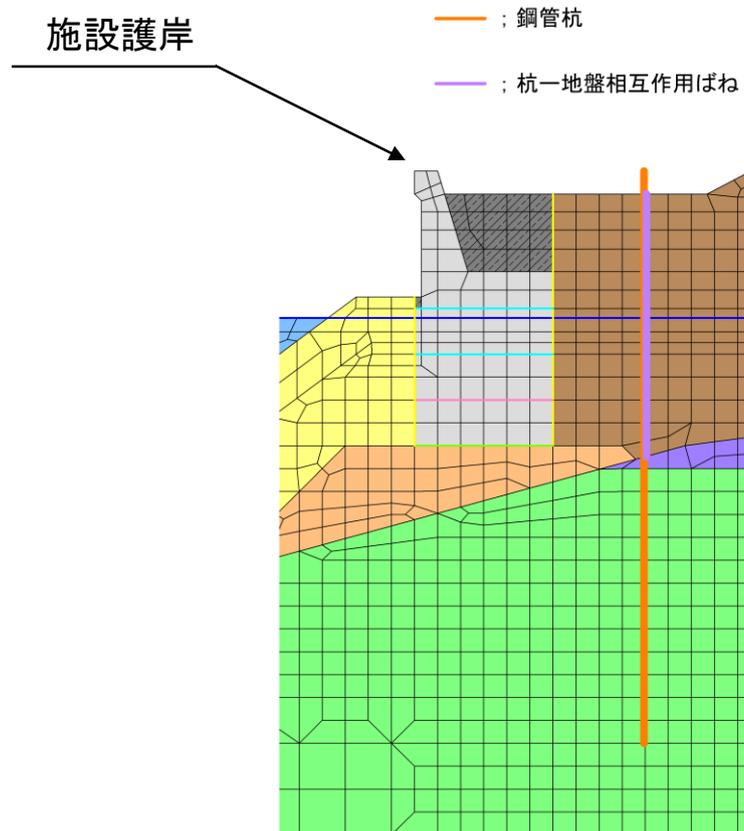


図 3.5.1-12 ①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図

3.5.2 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 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 使用材料

| 材料 | | 諸元 |
|-------|----------------|---|
| 多重鋼管杭 | 鋼管杭 (SM570) | 外管：φ 2200 * t50, 内管：φ 2000 * t50, L=25.0m 中詰コンクリート |

表 3.5.2-2 材料の物性値

| 材料 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|-------|----------------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 多重鋼管杭 | 鋼管杭 (SM570) | 77.0* | 2.0 × 10 ⁵ * | 0.3* |

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）

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

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 3.5.3-3 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 ρ (g/cm ³) | 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 ²) | 154600 | |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.00 | |
| | ポアソン比 ν | 0.33 | |
| | 減衰定数の上限値 h_{max} | 0.095 | |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 0 | |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 40.17 | |
| 液状化特性 | 変相角 ϕ_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 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

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。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

| | | 基礎捨石及び被覆石 |
|------|---|----------------|
| 物理特性 | 密度 ρ (g/cm ³) | 2.04 【1.84】 |
| | 間隙率 n | 0.45 |
| 変形特性 | 動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²) | 180000 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98 |
| | ポアソン比 ν | 0.33 |
| | 減衰定数の上限値 h_{max} | 0.24 |
| 強度特性 | 粘着力 c' (kN/m ²) | 20 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 35.00 |

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

| 対象施設 | | 防波壁 | |
|-------------|---|-------------------|-----------------|
| | | 逆T擁壁 | |
| 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 ρ (g/cm ³) | 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 ²) | 771300 | 956500 |
| | 基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²) | 98.00 | 98.00 |
| | ポアソン比 ν | 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 ²) | 628 | 1140 |
| | 内部摩擦角 ϕ' (°) | 38.00 | 40.54 |

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、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。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

| 施設名称 | 設計用地下水位 |
|---------------------|--------------------------------------|
| 漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) | 防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m |

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭を支持する多重鋼管杭直下の基礎地盤とする。

3.7 許容限界

3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）

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）」に基づき，降伏基準点より算定される降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表 3.7.1-1 に鋼管杭の許容限界を示す。

表 3.7.1-1 鋼管杭の許容限界

| 断面 | 鋼種 | 降伏曲げモーメント (kN・m) | 短期許容せん断 応力度 (N/mm ²) |
|-------|-------|---------------------|-------------------------------------|
| ①—①断面 | SM570 | 134667 | 210 |

3.7.2 基礎地盤

基礎地盤に発生する軸力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 3.7.2-1 に示す。

表 3.7.2-1 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 | 岩盤 | C _H 級 | 9.8 |
| | | C _M 級 | |

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.7 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。

4. 耐震評価結果

4.1 解析ケースと照査値

4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査

表 4.1.1-1 に多重鋼管杭における曲げ・軸力系破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

| 地震動 \ 解析ケース | | 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査値 | | |
|----------------------------|------|-----------------|------|------|
| | | ① | ② | ③ |
| S _s -D | (++) | 0.58 | | |
| | (-+) | 0.57 | | |
| | (+-) | 0.58 | | |
| | (--) | 0.52 | | |
| S _s -F1 | (++) | 0.36 | | |
| S _s -F2 | (++) | 0.39 | | |
| S _s -N1 | (++) | 0.51 | | |
| | (-+) | 0.64 | 0.64 | 0.64 |
| S _s -N2 (NS) | (++) | 0.51 | | |
| | (-+) | 0.46 | | |
| S _s -N2 (EW) | (++) | 0.47 | | |
| | (-+) | 0.44 | | |

0.64 : 曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査

4.1.2 せん断破壊に対する照査

表 4.1.2-1 に多重鋼管杭におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

| 地震動 解析ケース | | 鋼管杭のせん断破壊照査値 | | |
|----------------------------|------|--------------|------|------|
| | | ① | ② | ③ |
| S _s -D | (++) | 0.23 | | |
| | (-+) | 0.22 | | |
| | (+-) | 0.23 | | |
| | (--) | 0.20 | | |
| S _s -F1 | (++) | 0.14 | | |
| S _s -F2 | (++) | 0.16 | | |
| S _s -N1 | (++) | 0.20 | | |
| | (-+) | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| S _s -N2 (NS) | (++) | 0.20 | | |
| | (-+) | 0.18 | | |
| S _s -N2 (EW) | (++) | 0.18 | | |
| | (-+) | 0.17 | | |

4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.3-1 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.3-1 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

| 地震動 \ 解析ケース | | 基礎地盤の支持性能照査値 | | |
|----------------------------|------|--------------|------|------|
| | | ① | ② | ③ |
| S _s -D | (++) | 0.12 | | |
| | (-+) | 0.12 | | |
| | (+-) | 0.12 | | |
| | (--) | 0.12 | | |
| S _s -F1 | (++) | 0.11 | | |
| S _s -F2 | (++) | 0.12 | | |
| S _s -N1 | (++) | 0.10 | | |
| | (-+) | 0.10 | 0.10 | 0.10 |
| S _s -N2 (NS) | (++) | 0.12 | | |
| | (-+) | 0.12 | | |
| S _s -N2 (EW) | (++) | 0.12 | | |
| | (-+) | 0.12 | | |

4.2 耐震評価結果

4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果

多重鋼管杭の曲げ・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 4.2.1-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.2.1-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | | 降伏曲げ 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) | | |
| S _s -N1 (-+) | ② | 85630 | 2733 | 134667 | 0.64 |

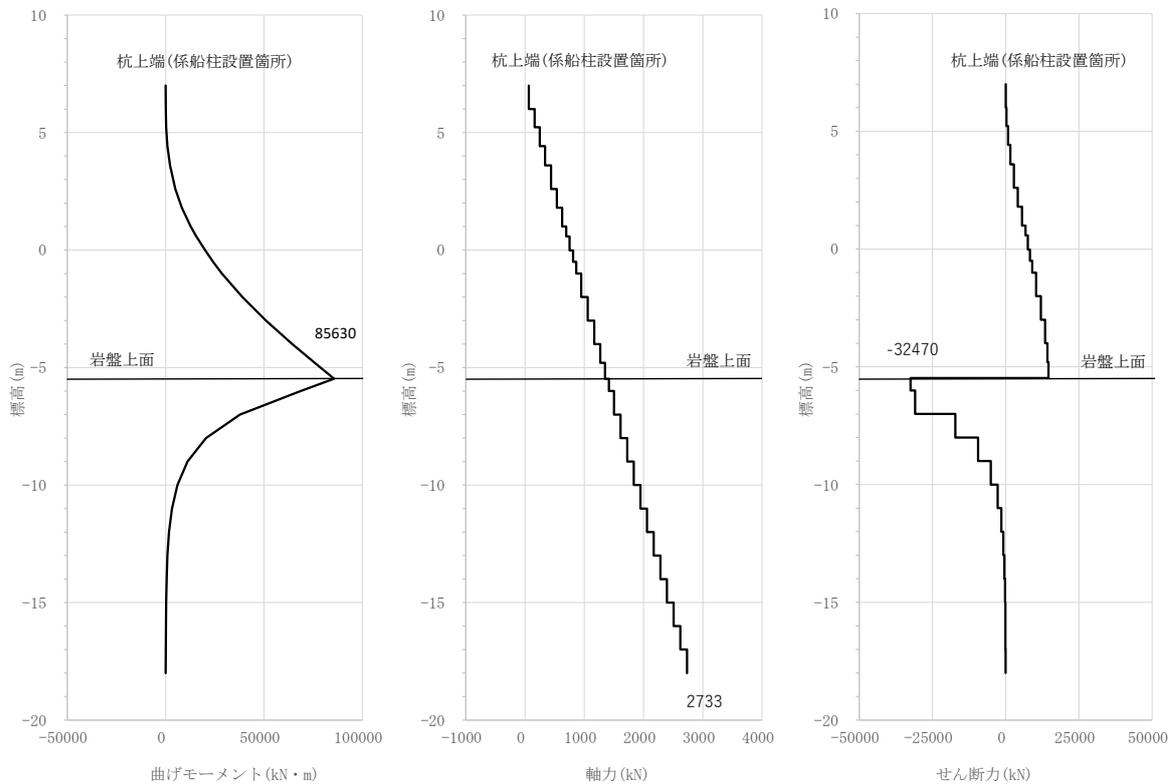


図 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.68s)

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+1σ)

2.6.4-50

4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果

鋼管杭のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.2-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.2-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | せん断 応力度 τ_s (N/mm ²) | 短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²) | 照査値 τ_s / τ_{sa} |
|-------------------------|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
| | | せん断力 (kN) | | | |
| S _s -N1 (-+) | ① | 32310 | 51 | 210 | 0.25 |

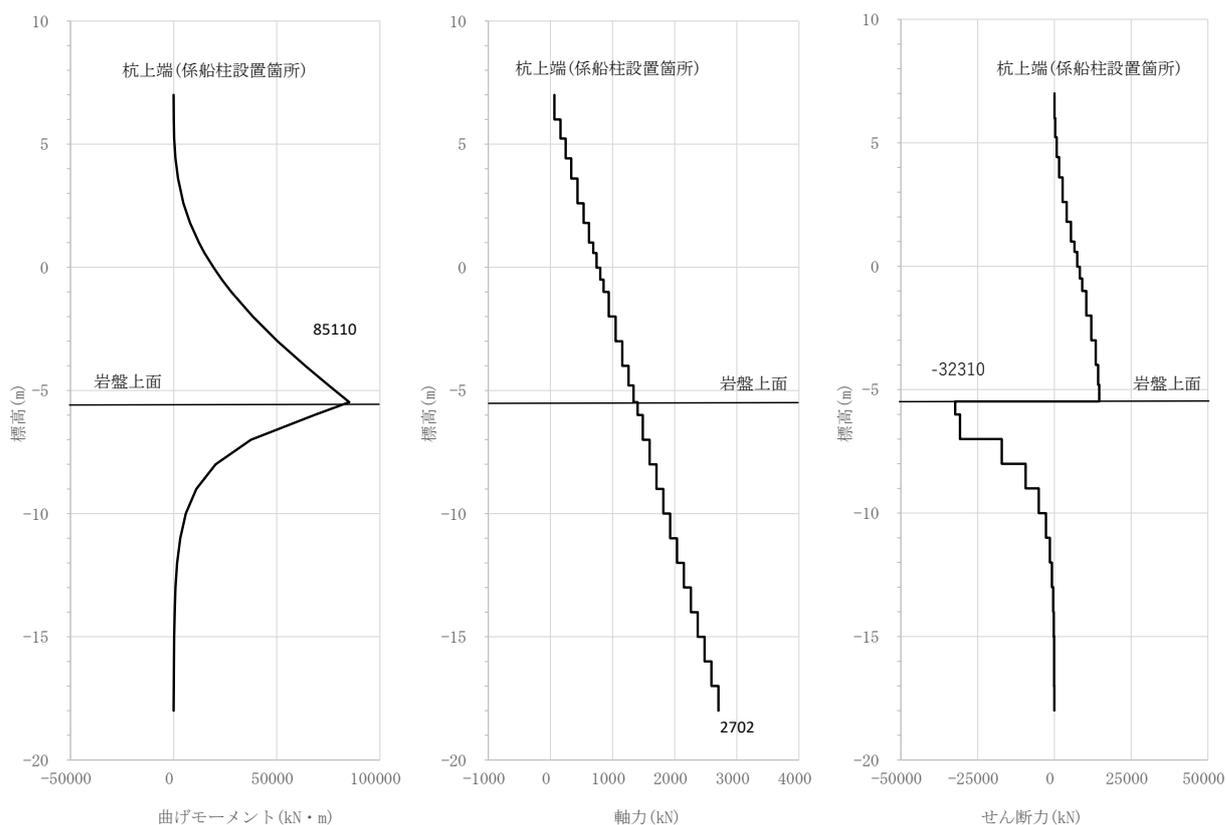


図 4.2.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.69s)

解析ケース①: 地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2.3-1 に、支持地盤の軸力分布図を図 4.2.3-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭直下の基礎地盤に生じる軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.3-1 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

| 地震動 | 解析 ケース | 発生断面力 | 軸応力度 P (N/mm ²) | 極限支持力度 P _u (N/mm ²) | 照査値 P / P _u |
|------------------------|-----------|---------------|--------------------------------|---|---------------------------|
| | | 杭先端軸力 (kN) | | | |
| S _s -D (++) | ① | 4425 | 1.2 | 9.8 | 0.12 |

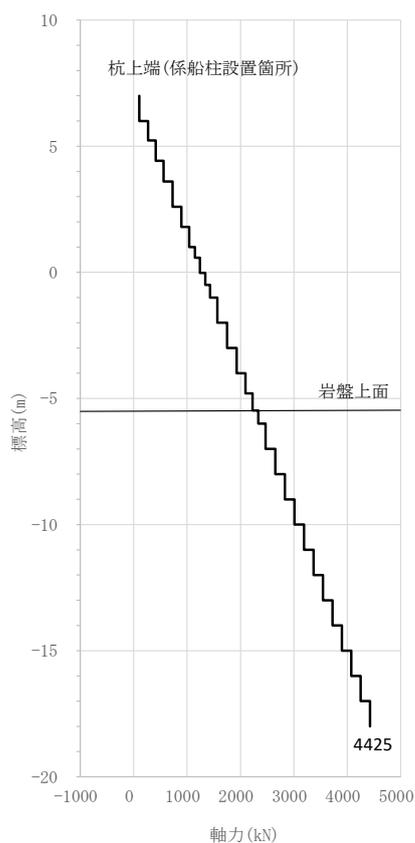


図 4.2.3-1 支持地盤の軸力分布図 (①-①断面)

(S_s-D (++))

解析ケース①：地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

(参考資料 1) 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界の設定

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）について、基準地震動 S_s による地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う際の許容限界の設定を説明するものである。

2. 許容限界の設定

許容限界の設定にあたっては、「発電所における使用条件から要求される許容限界」、「供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安」を比較し、保守的な許容限界を用いる。

2.1 発電所における使用条件から要求される許容限界

発電所の荷揚護岸に停泊する燃料等輸送船、貨物船等の船舶については日本海東縁部に想定される地震による津波が来襲する場合は、緊急退避に必要な時間が確保できるため、漂流することはない。一方、海域活断層から想定される地震による津波が来襲する場合は、緊急退避が困難であるため、荷揚護岸に係留することにより漂流させない設計とする。

海域活断層から想定される地震による津波（基準津波 4）の取水口における最低水位 EL -4.3m に対して、喫水高さは 3m~5m であることから、仮に燃料等輸送船が取水口上部に漂流した場合、取水口（上端 EL -9.0m）に到達する可能性がある。

したがって、発電所における使用条件から要求される許容限界として、係留する船舶が係留時に許容される最大移動可能距離約 75m（荷揚護岸と取水口との水平離隔距離）が許容限界となる（図 2.1-1 参照）。



図 2.1-1 係留する船舶・荷揚護岸と取水口の離隔距離

2.2 供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 11 年 4 月）」（以下「港湾基準」という。）において，港湾施設の地震被災後の供用状況がまとめられている。

整理の観点としては，供用可能又は供用制限の有無，重力式又は矢板式による構造形式の差異，前面水深-7.5mを基準とした規模の差異に着目し，岸壁の変形量の目安を表 2.2-1 のとおりとしている。

島根原子力発電所の荷揚護岸は，セルラーブロック式による重力式係船岸であり，護岸前面の水深は約 10m であることから，表 2.2-1 の「重量式係船岸」，「-7.5m以上の岸壁」に区分される。この区分においては，被災変形量が 30cm 以内であれば，使用制限が行われずに供用可能とされている。

供用制限を行う場合，被災変形量が 30 cm から 100 cm の場合においても供用可能であることが示されているが，ここでは保守的に使用制限を行わずに供用可能である状態を採用する。

したがって，供用の観点からの岸壁の変形量から要求される許容限界として，構造規模が類似した岸壁の被災事例から変形量 30 cm を許容限界とする。

なお，「新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書=第 1 部構造物の許容変形量の考え方（運輸省港湾局研究協議会，昭和 62 年 3 月）」では，表 2.2-1 の根拠となった調査データの記載がある（図 2.2-1）。

表 2.2-1 供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安
（港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 11 年 4 月）から抜粋）

| 構造形式 | 被災変形量：最大はらみ出し量又は最大エプロン沈下量 | | | |
|--------------|---------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | 重力式係船岸 | | 矢板式係船岸 | |
| 岸壁水深 | -7.5m以上 | -7.5m未満 | -7.5m以上 | -7.5m未満 |
| 供用可能 供用制限 | 0～30cm 30～100cm | 0～20cm 20～50cm | 0～30cm 30～50cm | 0～20cm 20～30cm |

（参考） 1-3

表-4.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (1)

| 港名 | 施設名 | 構造 | 仰面水深(m) | 被災程度 | 残留変位(cm) | | | 代財施設の有無 | 使用の有無 | 使用した場合の制約事項 | 応急工の有無とその内容 |
|--------------|-------------|------|---------------|------|--------------|------|--------------|---------|-------|-------------------------|---------------------|
| | | | | | 大はらみ出し | 天端沈下 | エアロン沈下 | | | | |
| (新潟地震) | | | | | | | | | | | |
| 新潟港 | 南埠頭 | 鋼矢板 | -8.1 | Ⅲ | 200 (122) | 50 | 100 | 無 | 無 | | |
| 岩船港 | -3m物揚場 | L型 | -3.0 | I | | | 10 | * | 有 | 段差のため多少不便はあったが制約できなかった | 段差の大きいところに土俵を敷設した |
| 〔1968年日向灘地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 細島港 | -5.5m岸壁 | 鋼矢板 | -5.5 | I | | | 10 | 有 | 有 | 無し | 本復旧にて施工 |
| 〔1968年十勝沖地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 八戸港 | 小中野漁港岸壁1号 | 鋼矢板 | -5.5 | Ⅲ | 80 (50) | 50 | 120* (65) | 有 | 有 | エアロン沈下、船沈の少ない所を使用 | エアロン船沈大のところ土俵による埋戻し |
| " | 白銀入岸壁 | ケーソン | -9.0 | I | | | 88* | * | * | 扇形の船沈埋戻所の立入禁止で使用 | 無し |
| " | 鮫漁港岸壁 | ケーソン | -5.0 | I | | | 10~20 | * | ** | 無し | 無し |
| 青森港 | 西側1万トン岸壁 | セル | -9.0 | I | | 14 | 60* | * | * | 比下、船沈の少ない所を使用 | 道路エアロンの沈下大なる所に土砂埋戻し |
| " | 中央埠頭-7.5m岸壁 | ブロック | -7.5 | I | 10 (7.5) | | 30 (15) | * | * | 比下の小さい所を使用 | 無し |
| 野辺地港 | -3.0m物揚場 | " | -3.0 | Ⅲ | 82 (58) | 30 | 50 (32) | 無 | 無 | 無し | 無し |
| 大湊港 | -5.5m岸壁 | 鋼矢板 | -5.5 | Ⅲ | 25 | | 20 | * | * | * | * |
| " | -6.5m岸壁 | " | -6.5 | Ⅱ | 50 (32) | | 60 (35) | * | * | * | * |
| 支那港 | 西1号埠頭内側 | ケーソン | -4.5 ~-3.5 | I~II | 57 (19) | | 100* (18) | 有 | 有 | アンローダー基礎、船沈埋戻の復旧により供役可能 | 最大船沈埋戻のみ土砂等により埋戻し |
| " | 西2号 | " | -7.5 | Ⅱ | 55 | | 180* | * | 無 | 本復旧まで使用しない | 無し |
| " | 西3号 | 鋼矢板 | -9.0 | I | 30 | | 10 | 無 | 有 | アンローダー基礎の復旧によりばら貨物の供役可能 | 無し |
| " | 西3号埠頭東-9m岸壁 | " | -9.0 | I | 36 | | 20 | * | * | 沈下の少ない所は使用可能 | * |
| 浦河港 | 第3物揚場 | L型 | -2.5 | I | | | 12.5 | 有 | * | 無し | エアロン沈下箇所切込砕石を兼当した |

(* 内は平均値, ** : 局所的な値)

図 2.2-1(1) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-4

表-4.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (2)

| 港名 | 施設名 | 構造 | 前面水深 (m) | 被災程度 | 最大はらみ出し | 残留変位 (cm) | | 代替施設の有無 | 使用の有無 | 使用した場合の制約事項 | 成急工の有無とその内容 |
|------------------|--------------|------------|----------|------|--------------|-----------|-------------|---------|-------|----------------|------------------------------|
| | | | | | | 天端沈下 | エプロン沈下 | | | | |
| 〔1973年 根室半島沖地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 網走港 | 鯨町岸壁 | セルラーブロック | -6.0 | I | 18 (14) | 7 | 18 | 無 | 有 | 漁船の休けい、利用のみに制限 | 復旧まで砂利を入れて利用 |
| 帯多布港 | -4m 物揚場 | ケーソン | -4.0 | II | | 23 | 23 | 有 | 有 | 無し | 無し |
| 〃 | -2m 物揚場 | 鋼矢板 | -2.0 | III | | 3 | 10 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 花咲港 | 漁業埠頭物揚場 | 〃 | -3.0 | I | 0 | 0 | 30 (12) | 有 | 有 | 〃 | エプロン沈下部分に砕石を敷いた |
| 〃 | -6m 岸壁 | 柱入コンクリート | -6.0 | III | 60 (40) | 30 | 70 (35) | 無 | 有 | 〃 | 無し |
| 〃 | -5.5m 岸壁 | 〃 | -5.5 | II | 20 | 10.7 | 50 (23) | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 〃 | 〃 | L型 | -5.5 | I | 10 (10) | 2~5 | 27 (14) | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 〃 | -4.5m 岸壁 | 鋼矢板 | -4.5 | IV | 203* (86) | 5 | 61* (13) | 有 | 有 | 〃 | エプロン沈下部分に砕石を敷き一時使用した |
| 根室港 | -5.5m 岸壁 | L型 | -5.5 | I | | | クラック | 有 | 有 | 〃 | エプロンのせりあがりがあり3cm程度なので現状のまま使用 |
| 〔1974年 伊豆半島沖地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 下田港 | -4m 物揚場 | ブロック | -4.0 | I | | | クラック | 無 | 有 | 無し | 無し |
| 〔1978年 伊豆大島近海地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 下田港 | -5m 岸壁 | ブロック | -5.0 | I | 12 | 10 | 10 | 無 | 有 | 無し | 無し |
| 宇久須港 | -3m 物揚場 | ブロック | -3.0 | I | 8 | 8 | 7 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 〔1978年 宮城沖地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 塩釜港 | 中埠頭-4m 物揚場 | コンクリートブロック | -4.0 | II | 60 | | 40 | 無 | 無 | | 無し |
| 〃 | 桂島-2m 物揚場 | ブロック | -2.0 | II | 28 | 21 | 20 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 〃 | 中野埠頭1号岸壁 | 鋼矢板 | -12.0 | I | | | 45 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 石巻港 | 中島埠頭岸壁 | 〃 | -10.0 | II | 57 (16) | 5 | 80 (34) | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 〃 | 日和埠頭-9m 岸壁 | 〃 | -9.0 | II | 57 (49) | 16 | 30 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 〃 | 潮見埠頭-4.5m 岸壁 | 〃 | -4.5 | III | 119 (67) | 11 | 30 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |
| 雄勝港 | 唐桑北区物揚場 | ブロック | -2.5 | I | 20 | 10 | 10~20 | 有 | 有 | 〃 | 〃 |

()内は平均値、*：局所的な値

図 2.2-1(2) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-5

表-4.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (3)

| 港名 | 施設名 | 構造 | 前面水深 (m) | 被災程度 | 残留変位 (cm) | | | 代替施設の有無 | 使用の有無 | 使用した場合の制約事項 | 応急工の有無とその内容 |
|-----------------|--------------|------|----------|------|------------|-----------|--------|---------|--|---------------------|-------------|
| | | | | | 最大はらみ出し | 天端沈下 | エプロン沈下 | | | | |
| (1783年 日本海中部地震) | | | | | | | | | | | |
| 秋田港 | -13m 岸壁 | ケーソン | -13.0 | Ⅱ | 124 (90) | 150 (117) | 無 | 有 | エプロン補修、仮設防犯材設置で使用制限無し | 防犯材の仮設 (利用者が対応) | |
| | 大浜2号岸壁 | 鋼矢板 | -10.0 | Ⅲ | 179 | 500* | 有 | 無 | 使用不可 | | |
| | 3号 " | " | " | Ⅱ | 80 (35) | 80 (56) | " | 有 | 曲柱1部不可、セメント運搬船のみ、エプロン上はセメント運搬用ダクトのみで他の載荷不可 | 防犯材の仮設、セメント運搬用ダクト仮設 | |
| | 中島1号岸壁 | 重力式 | -9.0 | Ⅲ | 540* (126) | 250 (130) | 無 | 無 | 2号岸壁寄り 60m セメント運搬船の係船荷役可 | | |
| | 2号 " | 鋼矢板 | -10.0 | Ⅱ | 43 (11) | 110* (28) | | 有 | アンローダー撤去で係船、荷役可、上載荷重 1.0 t/m ² 以下 | 2号アンローダー撤去 | |
| | 3号 " | " | -10.0 | Ⅱ | 63 (43) | 70 (27) | | 無 | 沖出し風向で、風速10m/s以上の時係船不可、セメント運搬船のみ、エプロン上はセメント運搬用仮設ダクトのみ | セメント運搬用ダクト仮設 | |
| | 向浜1号岸壁 | " | -10.0 | Ⅱ | 53 (23) | 50 (40) | | 有 | 沖出し風向で、風速10m/s以上の時係船不可、チップ専用船、本岸運搬船のみ係船可、エプロン上はチップ運搬用仮設ベルトのみ | チップ運搬用ベルトコンベアの仮設 | |
| | 向浜2号岸壁 | " | -10.0 | Ⅱ | 144 (98) | 80 (61) | 有 | 無 | 使用不可 | | |
| | 北垣頭A岸壁 | 鋼矢板 | -7.5 | Ⅲ | 30 | 20 | 有 | 無 | エプロン補修を行えば係船及び荷役可能 | 無し | |
| | 下浜-4m 物置場 | " | -4.0 | Ⅲ | (全面崩壊) | | " | " | 使用不可 | 無し | |
| | 下浜-5m 岸壁 | " | -5.0 | Ⅰ | | 10~25 | | 有 | 官庁船、漁船の船だまりとして使用 | " | |
| | 寺内埠頭 | 重力式 | -7.5 | Ⅰ | | 20 | | 有 | 無し | " | |
| | 向浜-7.5m 1号岸壁 | 鋼矢板 | -7.5 | Ⅰ | | 20 | 有 | " | 陸揚げしない、風向きが潮から陸のとき使用可、15m/s以上の風、うねり荒天時は使用不可 | " | |
| | 2号岸壁 | " | -7.5 | Ⅰ | | 20 | | 有 | 無し | 無し | |

()内は平均値、* : 局所的な値

図 2.2-1(3) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-6

表-4.1.1 被災程度と供用上の支障の関係 総括表 (4)

| 港名 | 施設名 | 構造 | 前面水深 (m) | 被災程度 | 最大はらみ出し | 残留変位 (cm) | | 代替施設の有無 | 使用の有無 | 使用した場合の制約事項 | 応急工の有無とその内容 |
|--------------|-----------|------|----------|------|---------|-----------|--------|---------|-------|--|-------------|
| | | | | | | 天端沈下 | エアロン沈下 | | | | |
| 〔昭和59年日向灘地震〕 | | | | | | | | | | | |
| 細島港 | 8号岸壁 | ケーソン | -5.5 | I | | | 5~7 | 有 | 有 | 除船げしない | |
| | 9号岸壁 | 〃 | -7.5 | I | | | 5~7 | 〃 | 〃 | エアロン沈下の大きい所は除船げしない エアロンには上載荷重をかかげない | |
| | 10号岸壁 | 〃 | -10.0 | I | | | 5~7 | 〃 | 〃 | 無 | |
| | 5号〃 | 矢板 | -7.5 | I | | | 5~7 | 〃 | 〃 | 無 | |
| | 6号〃 | 〃 | -10.0 | I | | | 5~7 | 〃 | 〃 | 無 | |
| 美々津港 | -2m 物置場 | ブロック | -2.0 | I | | | 20 | 〃 | 〃 | 無 | |
| 延岡新港 | 第1埠頭-6m岸壁 | ケーソン | -6.0 | I | | | 10 | 無 | 〃 | 車輦の通行を制限 | |

()内は平均値, 〃:局所的な値

図 2.2-1(4) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第1部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

(参考) 1-7

3. まとめ

許容限界の設定にあたっては、表 3-1 に示すとおり、「発電所における使用条件から要求される許容限界」，「供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安」を比較し、保守的な許容限界を用いることとし、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を残留変形量 0.3m とする。

表 3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

| 項目 | 許容限界 | 許容限界 |
|---------------------------|--------------------|--------------------|
| 発電所における使用条件 | 水平離隔距離 約 75 (m) | 許容残留変形量 0.3 (m) |
| 供用の観点から許容される 岸壁の変形量の目安 | 変形量 0.3 (m) | |

(参考資料 2) 漂流防止装置基礎の護岸構造の詳細

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸，多重鋼管杭）の位置する護岸の構造，使用材料及び解析上のモデル化の詳細を説明するものである。

2. 護岸の構造概要

漂流防止装置基礎の位置図を図 2-1 に示す，漂流防止装置基礎は，荷揚護岸部，多重鋼管杭部ともに，海側に護岸を有する。護岸の構造を図 2-2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，セルラーブロック式による重力式護岸である。セルラーブロックは 5 段積みであり，中詰材は全てコンクリートである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の海側の護岸は，セルラーブロック式による重力式護岸である。セルラーブロックは 3 段積みであり，中詰材はコンクリート及び栗石である。

各護岸の詳細は「3. 護岸の使用材料，材料の物性値及びジョイント要素の設定」に示す。

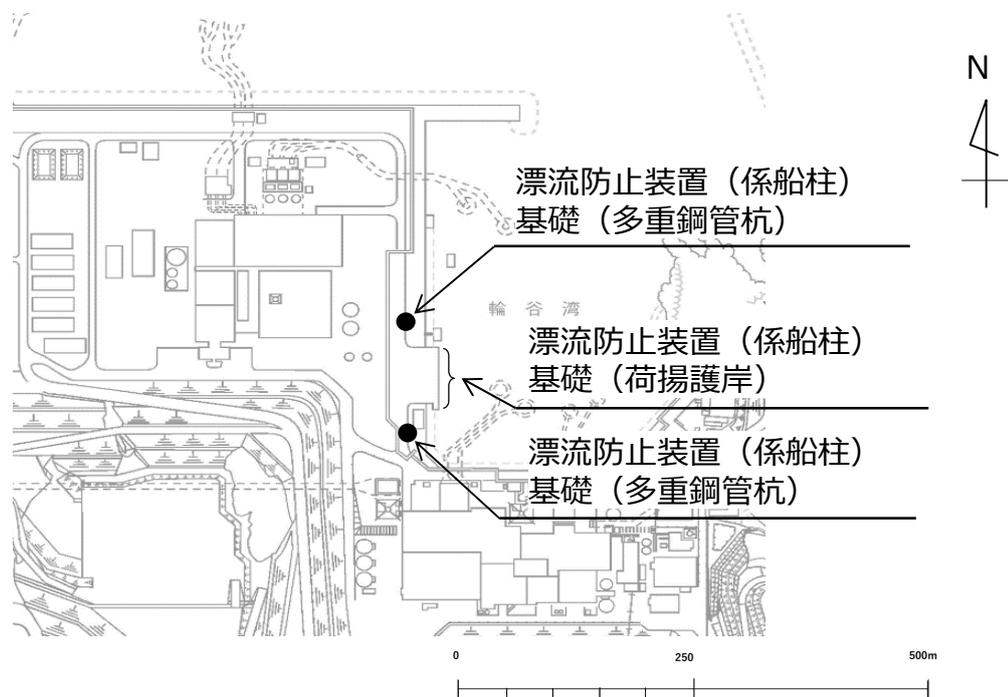
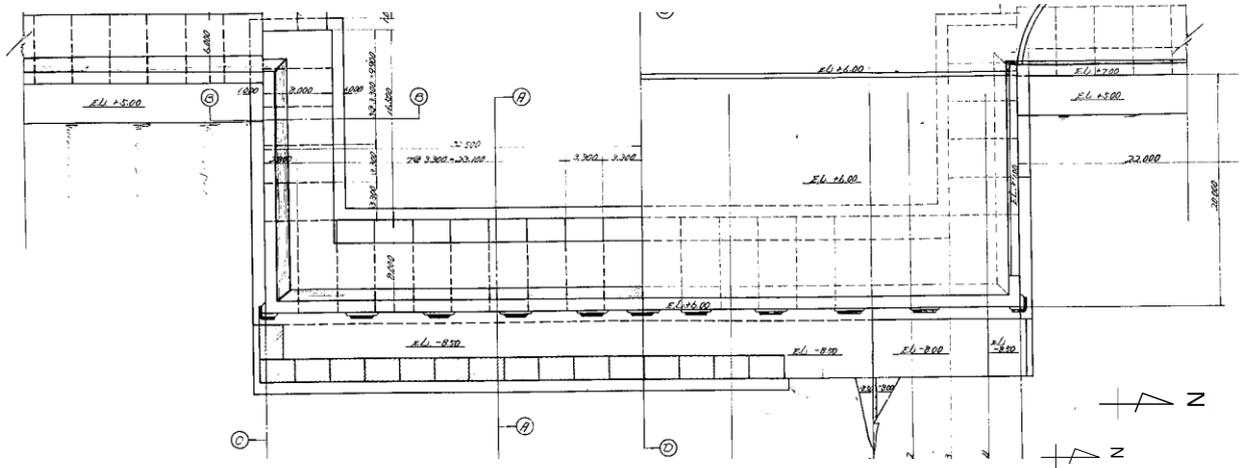
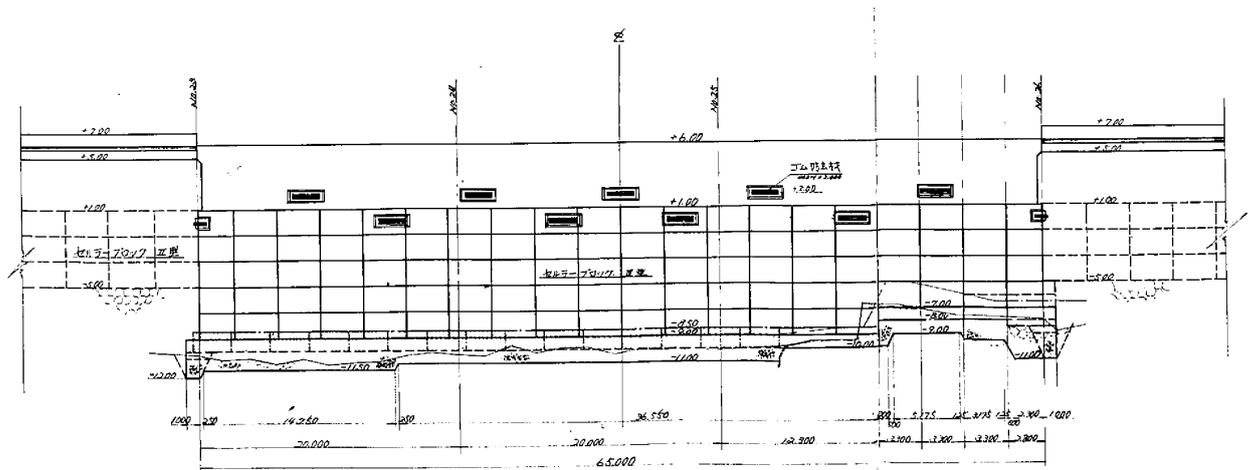


図 2-1 漂流防止装置基礎位置図

(参考) 2-1



(平面図)



(正面図)

図 2-2(1) 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) 構造図

(参考) 2-2

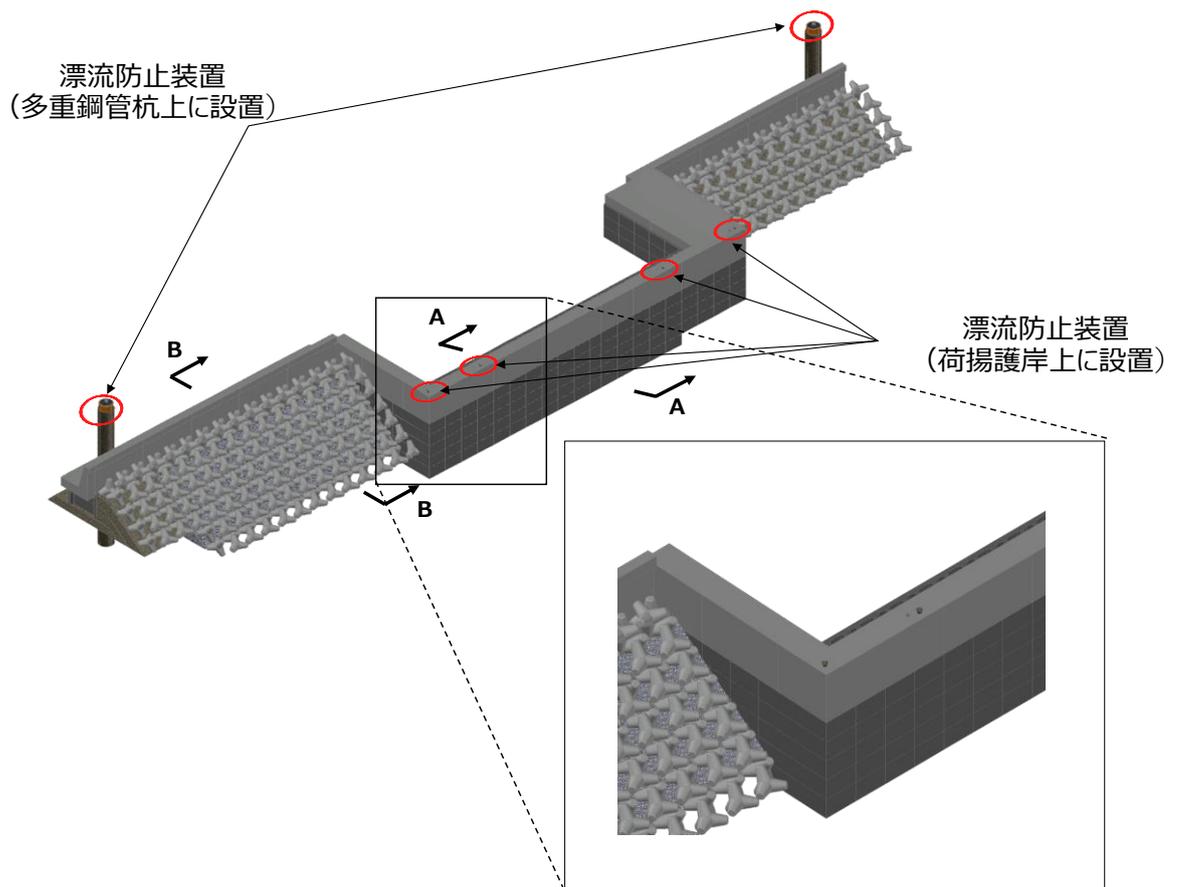
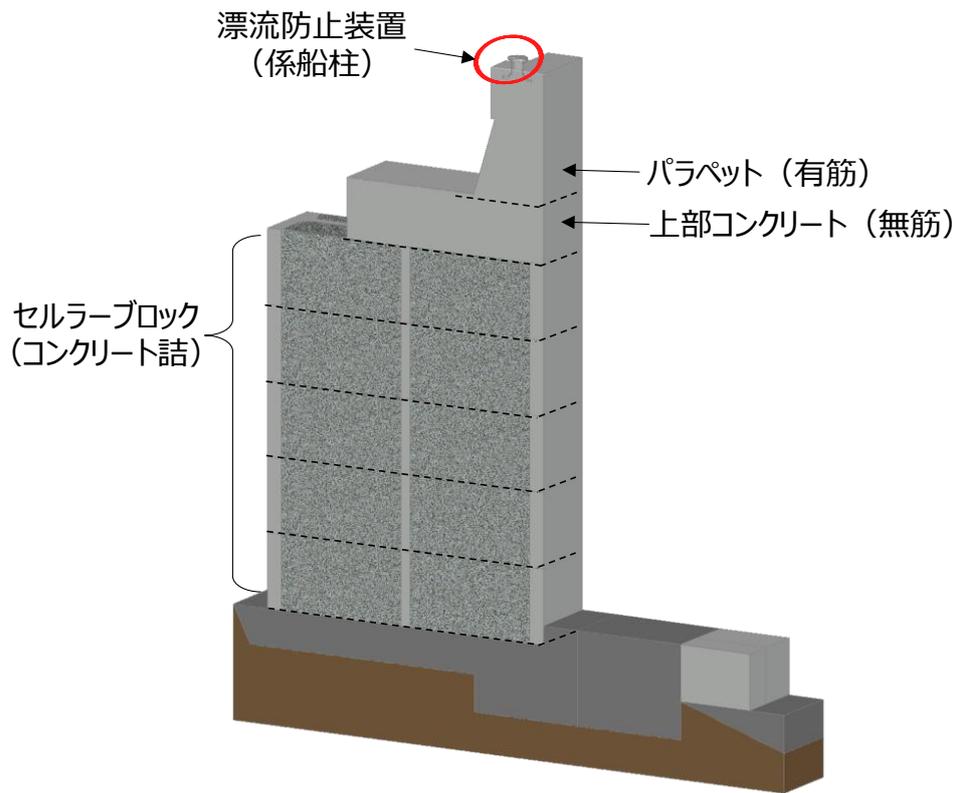
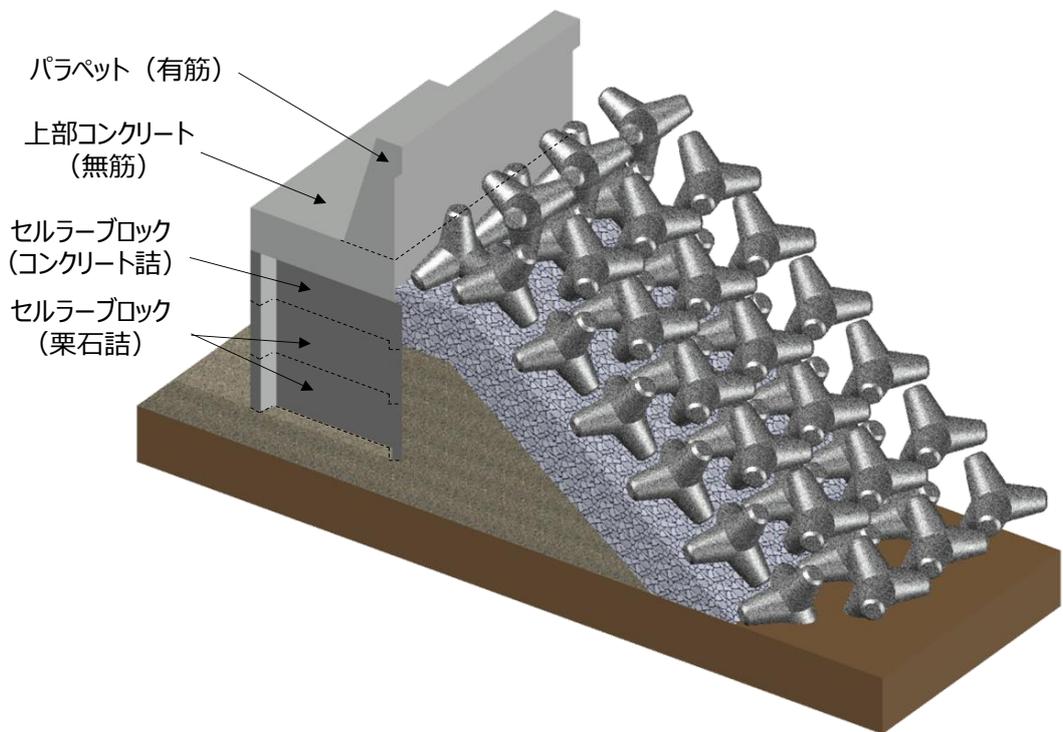


図 2-2(2) 漂流防止装置設置位置鳥観図

(参考) 2-3



荷揚護岸部断面 (A-A断面)



多重鋼管杭設置部護岸断面 (B-B断面)

図 2-2(3) 漂流防止装置基礎の護岸の構造図

(参考) 2-4

3. 護岸の使用材料，材料の物性値及びジョイント要素の設定

護岸部の使用材料を表 3-1 に，材料の物性値を表 3-2 に示す。材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量は，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルと漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルにおいて，ブロックの寸法及び中詰材が異なることから，図 3-1 に詳細を示す。

また，これらの使用材料を踏まえたジョイント要素の設定を表 3-3 及び表 3-4 に示す。

なお，パラペット（有筋）及び上部コンクリート（無筋）については，表 3-2 に示す配筋図の通り十分な定着長が確保されていることから，一体としてモデル化する。

表 3-1 使用材料

| 材料 | 部位 | | 諸元 |
|--------|--------------|----|------------------------------|
| コンクリート | パラペット（有筋） | | 設計基準強度 20.6N/mm ² |
| | 上部コンクリート（無筋） | | 設計基準強度 14.7N/mm ² |
| | セルラー ブロック | 気中 | 設計基準強度 20.6N/mm ² |
| | | 水中 | 設計基準強度 20.6N/mm ² |
| | 基礎コンクリート | | 設計基準強度 14.7N/mm ² |

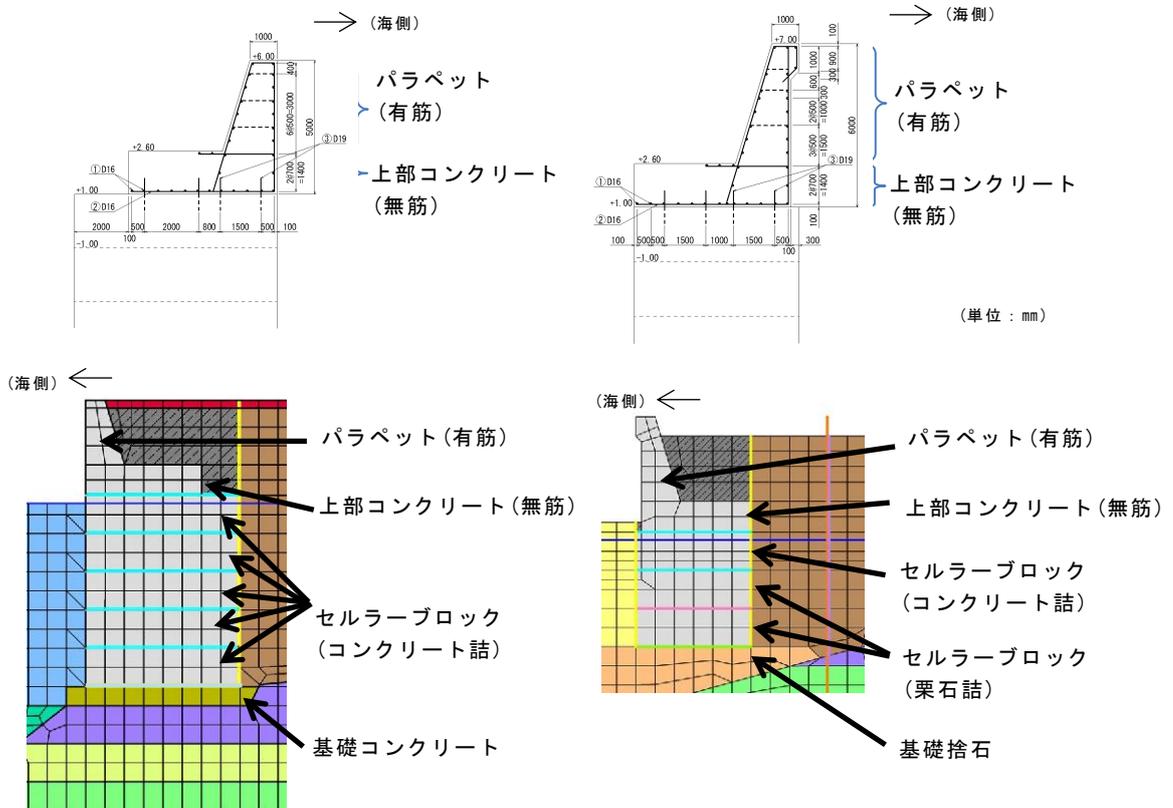
表 3-2 材料の物性値

| 材料 | 部位 | 単位体積重量 (kN/m ³) | | ヤング係数 (kN/mm ²) | ポアソン 比 |
|--------|-------------------------------------|--------------------------------|------|--------------------------------|-------------------|
| | | 飽和, 湿潤 | 水中 | | |
| コンクリート | パラペット (有筋) | 24.0 ^{*1} | - | 23.3 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | 上部コンクリート (無筋) | 22.6 ^{*2} | - | 20.4 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | セルラーブロック ^{*3} (コンクリート詰) | 23.0 ^{*2} | 12.9 | 23.3 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | セルラーブロック ^{*3} (栗石詰) | 22.0 ^{*2} | 12.9 | 23.3 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |
| | 基礎コンクリート | 22.6 ^{*2} | 12.5 | 20.4 ^{*1} | 0.2 ^{*1} |

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

*2: 港湾の施設の技術上の基準・同解説((社) 日本港湾協会, H19年版)

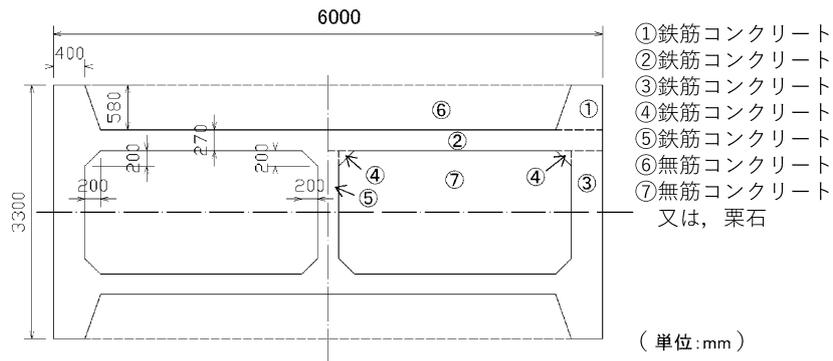
*3: セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は, 港湾基準より設定する。また, 剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから, 護岸材料と同様の物性とする。



【漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)
解析モデルのうち護岸部抜粋】

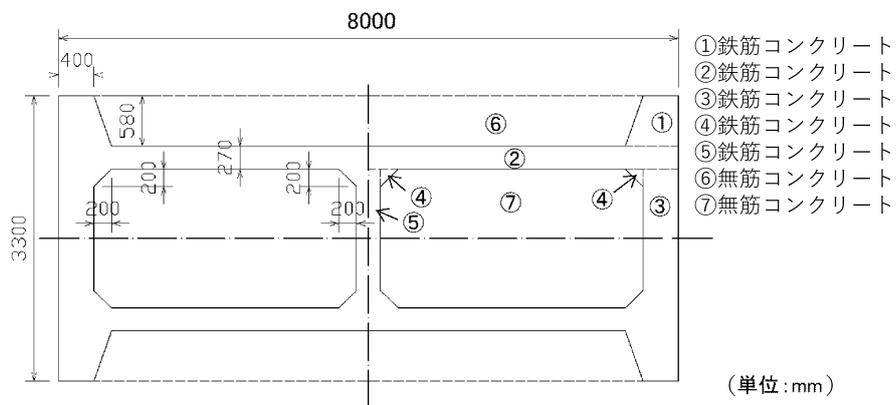
【漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)
解析モデルのうち護岸部抜粋】

(参考) 2-6



| 【単位体積重量】 | | (単位: kN/m ³) |
|----------|--|--------------------------|
| 鉄筋コンクリート | | 24.0 |
| 無筋コンクリート | | 22.6 |
| 栗石 | | 20.0 |

図 3-1(1) 材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量
(漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) 解析モデル)

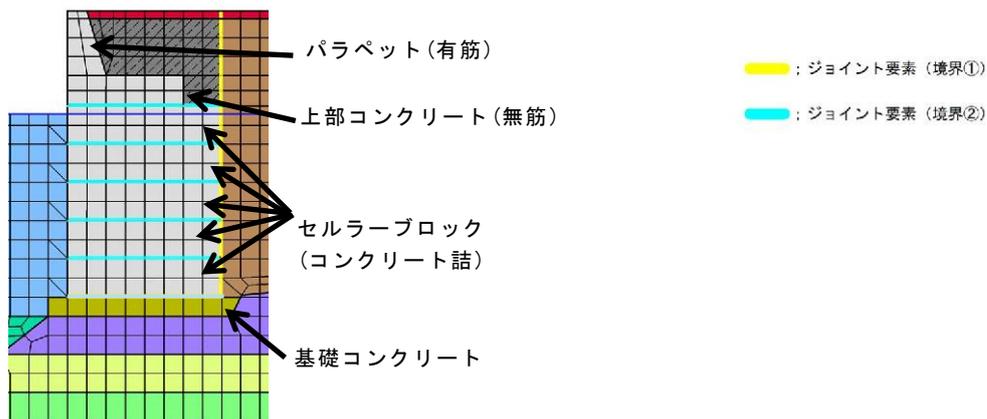


| 【単位体積重量】 | | (単位: kN/m ³) |
|----------|--|--------------------------|
| 鉄筋コンクリート | | 24.0 |
| 無筋コンクリート | | 22.6 |
| 栗石 | | 20.0 |

図 3-1(2) 材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量
(漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) 解析モデル)

表 3-3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルのうち護岸における
ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

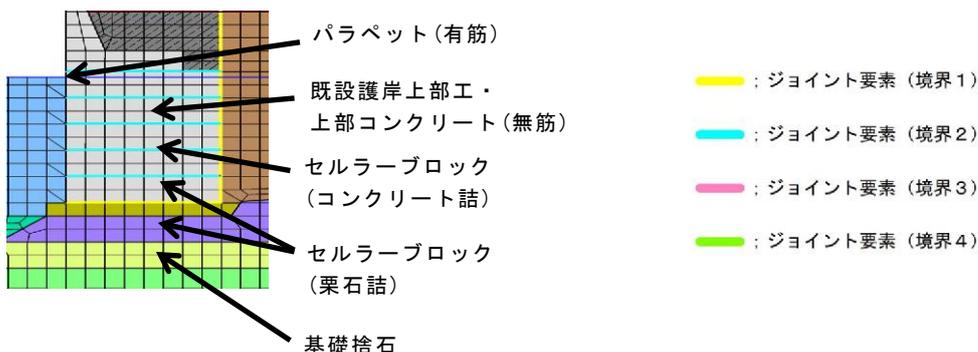
| | | 接合条件 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 内部 摩擦角 φ (°) | 備考 |
|------|------|-----------------------|-------------------------------|----------------------------------|-----------------------|---|
| | | 材料 1 | 材料 2 | | | |
| 鉛直方向 | 境界 1 | 埋戻土 | 施設護岸 | 0 | 15.0 | 構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。 |
| 水平方向 | 境界 2 | セルラーブロック (コンクリート詰) | セルラー ブロック (コンクリ ート詰) | 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」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57 |
| | | | 基礎コンク リート | | | |



【漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルのうち護岸部抜粋】

表 3-4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルのうち護岸における
ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

| | | 接合条件 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 内部摩擦 角 φ (°) | 備考 |
|------|------|--------------------------|-------------------------|-------------------------------|--------------------|--|
| | | 材料 1 | 材料 2 | | | |
| 鉛直方向 | 境界 1 | 埋戻土 | 施設護岸 | 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。 |
| | | 被覆石 | 施設護岸 | | | |
| 水平方向 | 境界 2 | 既設護岸上部工・ 上部コンクリート（無筋） | セルラーブロック上段 （コンクリート詰） | 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」の静止摩擦係数（μ=0.50）より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57 |
| | | セルラーブロック上段 （コンクリート詰） | セルラーブロック中段 （栗石詰） | | | |
| | 境界 3 | セルラーブロック中段 （栗石詰） | セルラーブロック下段 （栗石詰め） | 0 | 30.96 | セルラーブロック（栗石詰め）の境界（図 3.5.1-10 参照）であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96 |
| | 境界 4 | セルラーブロック下段 （栗石詰） | 基礎捨石 | 0 | 34.99 | セルラーブロックと基礎捨石の境界（図 3.5.1-10 参照）であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数 μ=0.80 の平均値（μ=0.70）より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99 |



【漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルのうち護岸部抜粋】

(参考) 2-9

(参考資料 3) 杭-地盤相互作用ばねモデルの概要

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析モデル（FLIP）において設定されている杭-地盤相互作用ばね要素について、その概要を説明するものである。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の解析対象断面位置図を図1-1に、地震応答解析モデルのうち杭-地盤相互作用ばねのモデル化位置を図1-2及び図1-3に示す。

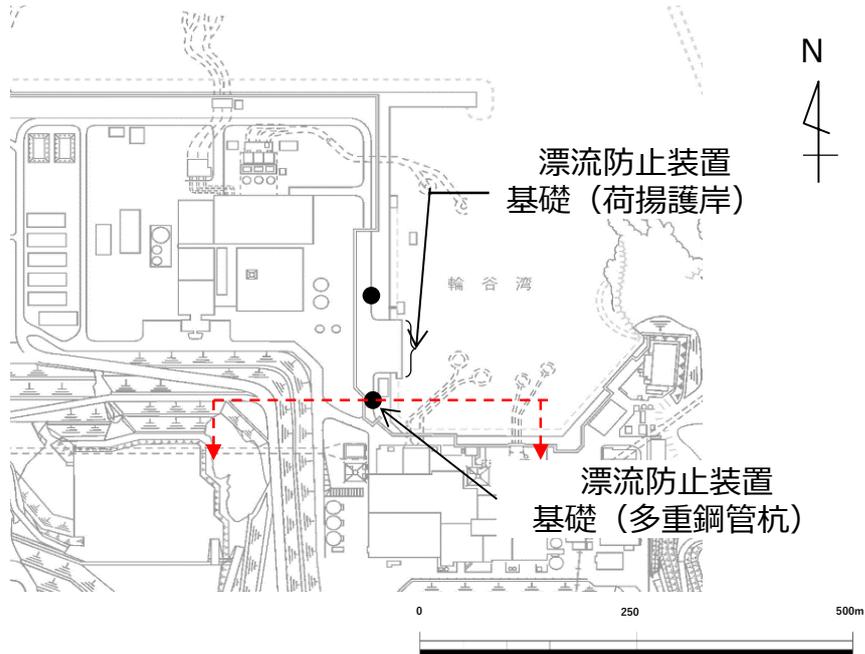


図1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析断面位置

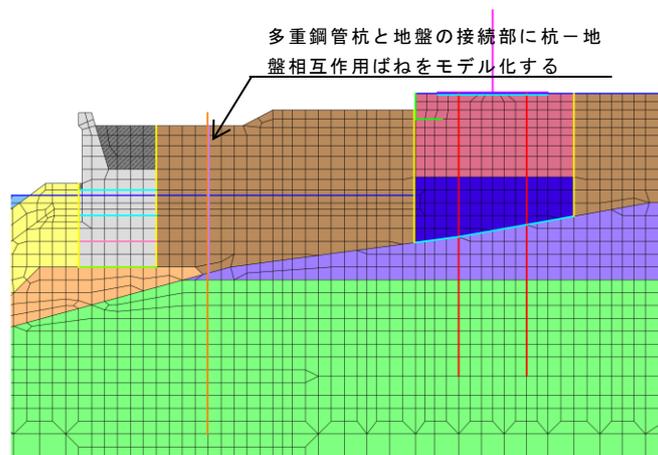
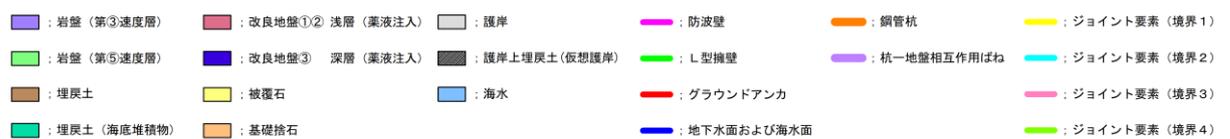
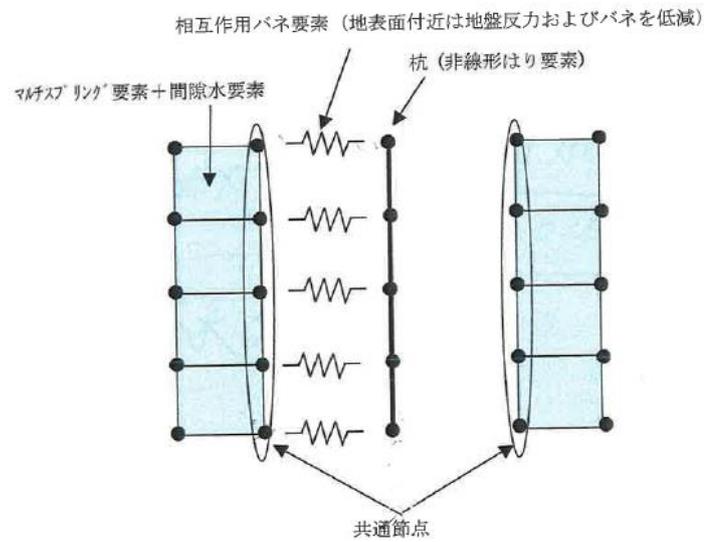


図1-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）地震応答解析モデル

(参考) 3-1



注：『杭基礎のモデル化方法の検討 平成 14 年度成果報告書 p.8-5 第 2 期 FLIP 研究会』より抜粋

図 1-3 地盤のすり抜け効果を考慮する杭-地盤相互作用バネのモデル化

2. 杭-地盤相互作用ばねモデルの概要

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、単杭として設計するため、杭を土がすり抜ける現象を考慮する。2次元有効応力解析による地震応答解析において、杭間を土がすり抜ける3次元的现象を考慮できる手法として、杭-地盤相互作用ばねが提案されており、本解析では、この杭-地盤相互作用ばねを採用している。

FLIPにおける杭-地盤相互作用ばねのモデル化は、「FLIP研究会 14年間の検討成果のまとめ」によると、以下のとおりとされている。（図 2-1 文献抜粋）

(e) 杭－地盤相互作用ばねの実現方法

杭基礎構造物－地盤系の耐震解析を2次元一体解析として行うには、これまで述べて来た杭－地盤相互作用ばねの特性を持つばね要素（以下、杭－地盤相互作用ばね要素）により、杭モデルと2次元地盤モデルを接続する。まず、奥行き方向幅が杭間隔に等しい2次元地盤モデルと奥行き方向に等間隔に配置された杭群中の杭1本分のモデルを用意する。地盤要素にはマルチスプリング要素を適用し、杭は線形または非線形のばね要素でモデル化する。杭節点と対応する2次元地盤モデルの地盤節点の水平方向並進自由度を、図4-11-19に示すように、杭－地盤相互作用ばね要素により接続する。

このような2次元一体解析のモデルにおいて、杭－地盤相互作用ばね要素は以下に示すように動作する。

- ① 杭の循環境界に対する相対変位 u を算定する。なお、循環境界変位として、一体解析モデルを構成する地盤モデルの対応する節点変位を参照する。
- ② 相対変位 u から、次式を用いて、対応するせん断ひずみ γ を評価する。

$$\gamma = u / (D \times \beta_p) \quad (4-11-11)$$

なお、 β_p は、土質、不飽和・飽和などの土の状態、杭間隔、荷重レベル（荷重片振幅／破綻荷重＝せん断応力片振幅／初期せん断強度）、および、液状化フロントパラメータ S_0 に応じて、図4-11-18から定める。

- ③ 杭近傍の土要素を参照して、その変形特性を決めるパラメータと土の状態（主に、有効拘束圧と液状化フロントパラメータ S_0 ）に基づいて、砂の構成則と同様のせん断応力－せん断ひずみ関係を設定し、せん断ひずみ γ を与えてせん断応力 τ を算定する。
- ④ せん断応力 τ から、次式を用いて、ばね力 F を評価する。

$$F = (L \times D \times \alpha_p) \times \tau \quad (4-11-12)$$

なお、 α_p は、杭間隔に応じて、図4-11-9を参照して評価する。

上記②において、液状化を考慮する場合に、ひずみ－変位変換係数 β_p の値を決めるには、近傍土要素の液状化フロントパラメータ S_0 の値を参照する必要がある。ある S_0 の値に対しては、 β_p は概ね一定値を取るので、定数とするか、過去に経験した最大の荷重レベルを適用することが考えられる。図4-11-20は、杭間隔 $5D$ の場合の飽和砂 ($N_{65}=10$, $\sigma_{m0}'=98\text{kPa}$, $S_0=1.0, 0.5, 0.05, 0.005$) を対象とした水平断面モデルによる繰り返し載荷解析で得られた荷重片振幅－最大相対変位関係と過剰間隙水圧モデルに基づいて設定したせん断応力 τ －せん断ひずみ γ 関係から設定した荷重－変位関係を比較したものである。過剰間隙水圧モデルに基づき設定した関係では、荷重 $=12.6 \times \tau$ 、変位 $=1.5 \times \gamma$ ($S_0=1.0, 0.5$)、または、変位 $=1.63 \times \gamma$ ($S_0=0.05, 0.005$) とした。ひずみ－変位変換係数 β_p は荷重レベルに依存して変化する量だが、このように、荷重レベルによらない定数と置いても、全体系の解析結果をよく説明するので、このような取扱いでもよい。

図2-1(1) 杭－地盤相互作用モデルの参考文献

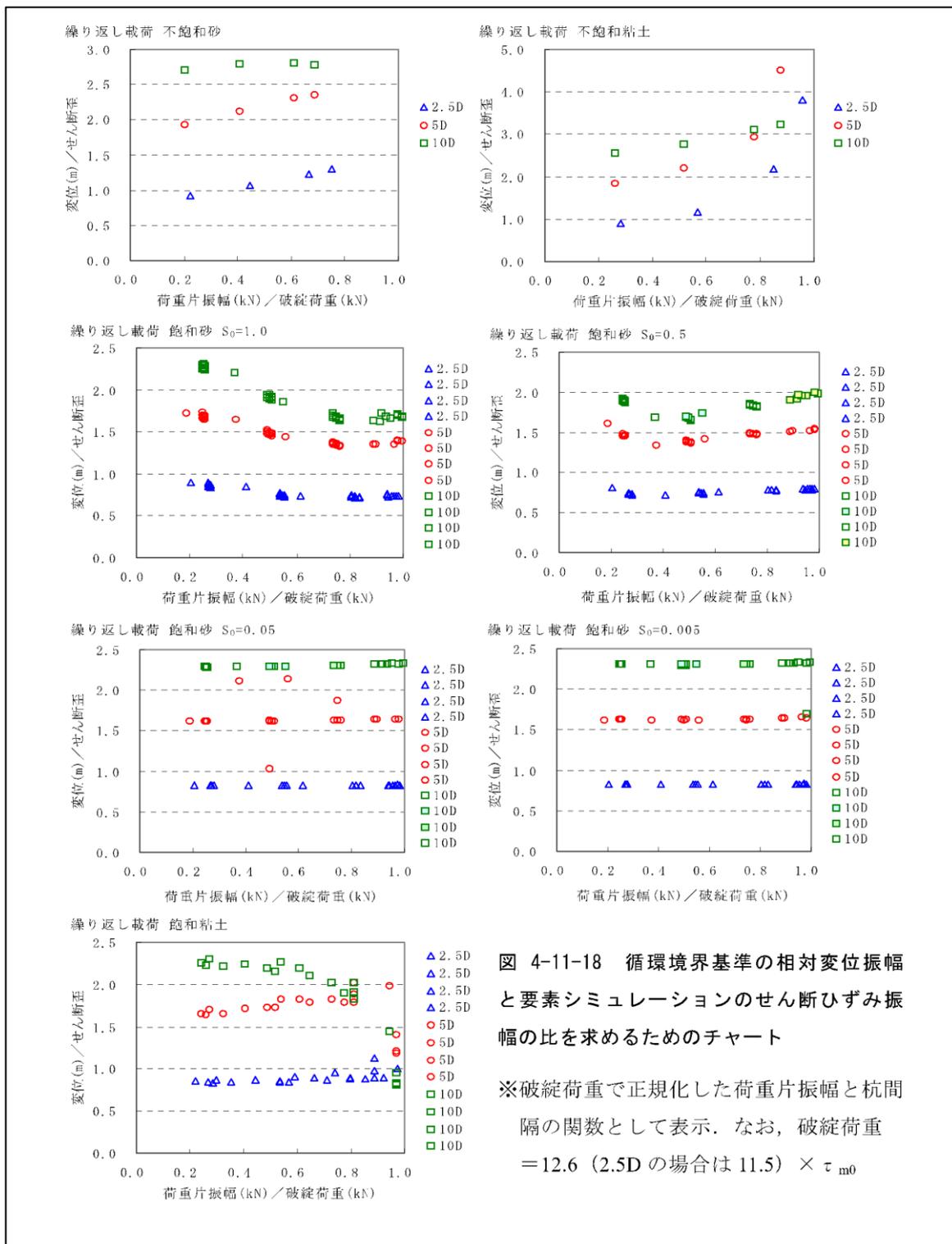


図 4-11-18 循環境界基準の相対変位振幅と要素シミュレーションのせん断ひずみ振幅の比を求めるためのチャート

※破綻荷重で正規化した荷重片振幅と杭間隔の関数として表示. なお, 破綻荷重 = 12.6 (2.5D の場合は 11.5) $\times \tau_{m0}$

図 2-1(2) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

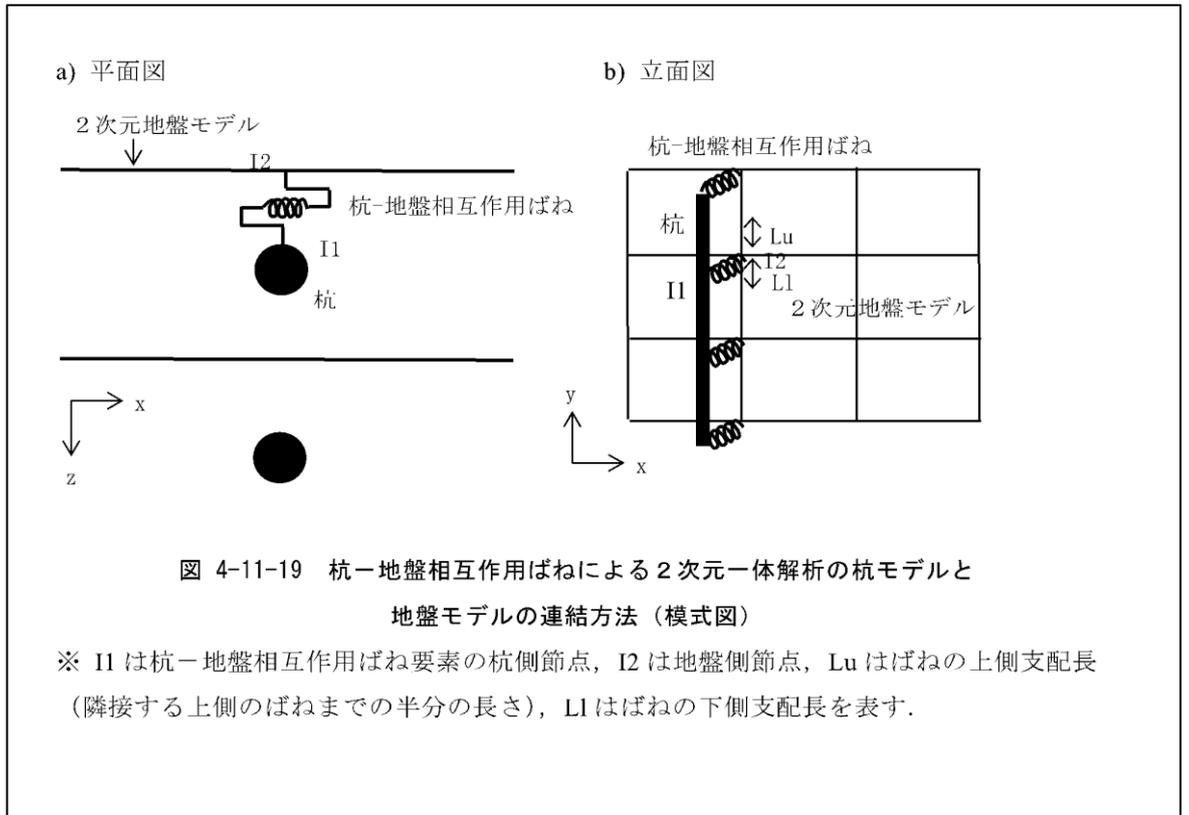


図 2-1(3) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

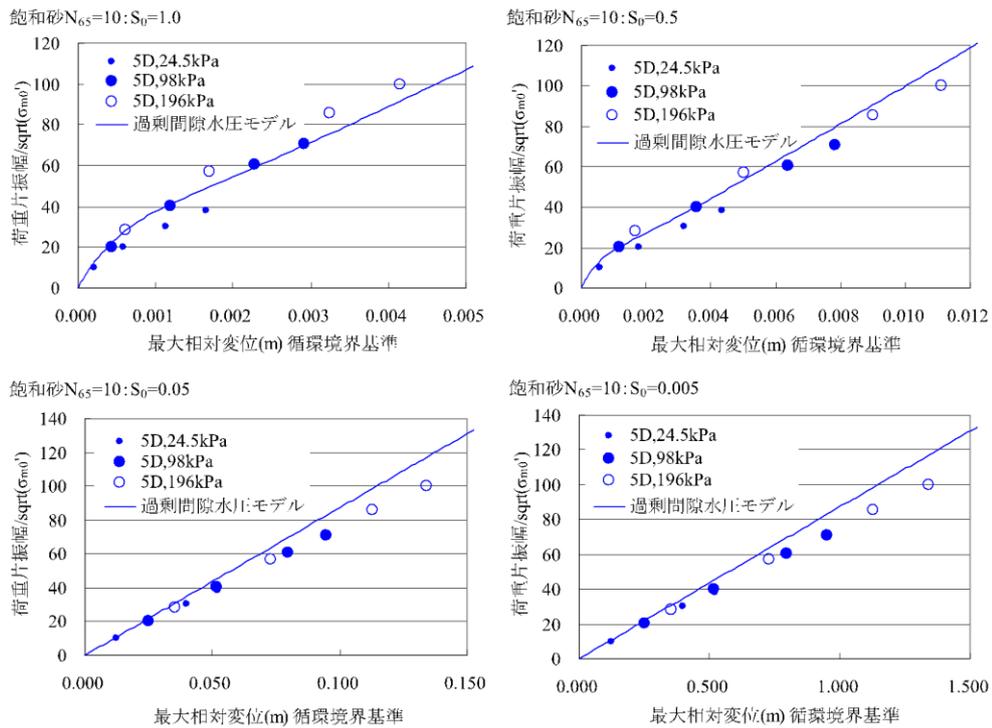


図 4-11-20 飽和砂 (5D, $N_{65}=10$, $\sigma'_{m0}=98\text{kPa}$, $S_0=1.0, 0.5, 0.05, 0.005$) :

荷重片振幅—最大相対変位の関係と過剰間隙水圧モデル他に基づいて求めた関係の比較

- ※1 過剰間隙水圧モデルによる曲線は、 τ と S_0 からせん断強度 τ_f と初期せん断剛性 G_0 を求めて、双曲線関係に基づくせん断応力 τ —せん断ひずみ γ 関係を設定し、それを荷重—変位関係に置き換えたもの。置き換えは、荷重= $12.6 \times \tau$ 、変位= 1.5 (または 1.63) $\times \gamma$ とした。
- ※2 全体系で解いた解が、大きな荷重では、過剰間隙水圧モデルによる曲線の下側に来るのは、荷重ステップ間隔の増大による精度低下によるものと思われる。また、変位—ひずみ変換係数は、荷重片振幅に依存する量だが、このように定数と置いても、全体系の解析結果をよく説明する。

図 2-1(4) 杭—地盤相互作用モデルの参考文献

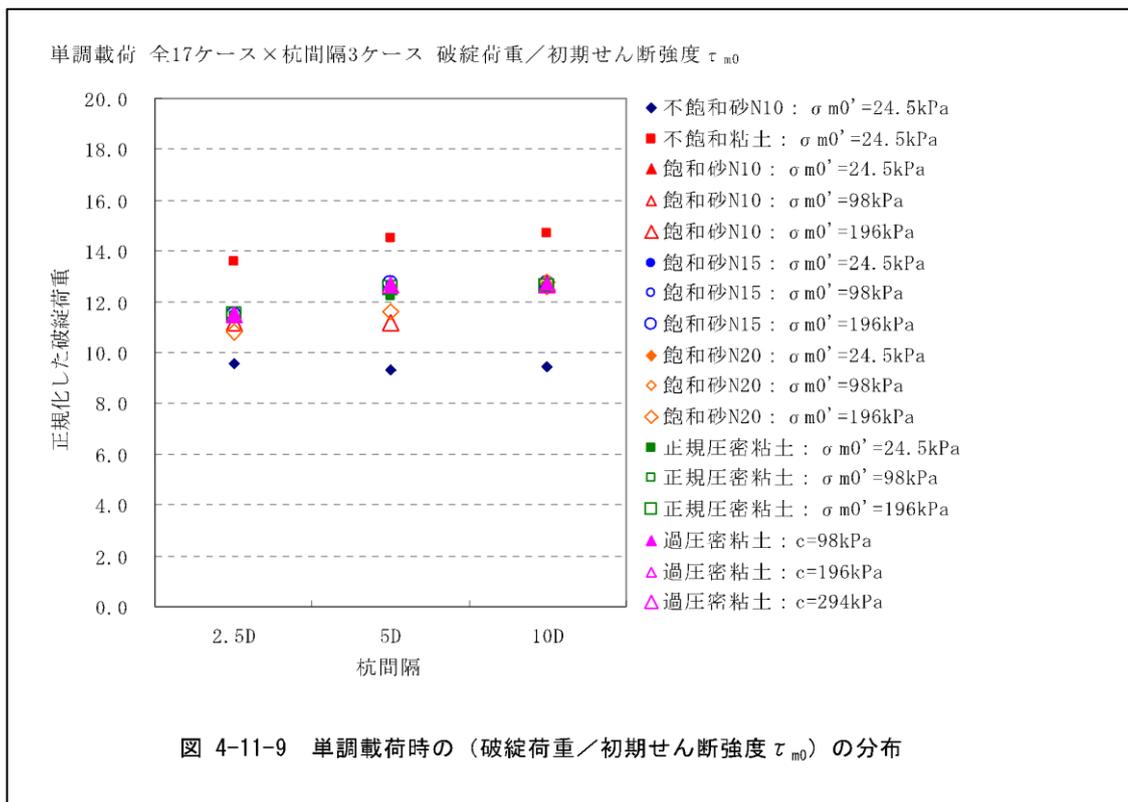


図 2-1(5) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献