

図 3.8-2(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_3 (+)$  に対するせん断応力分布図

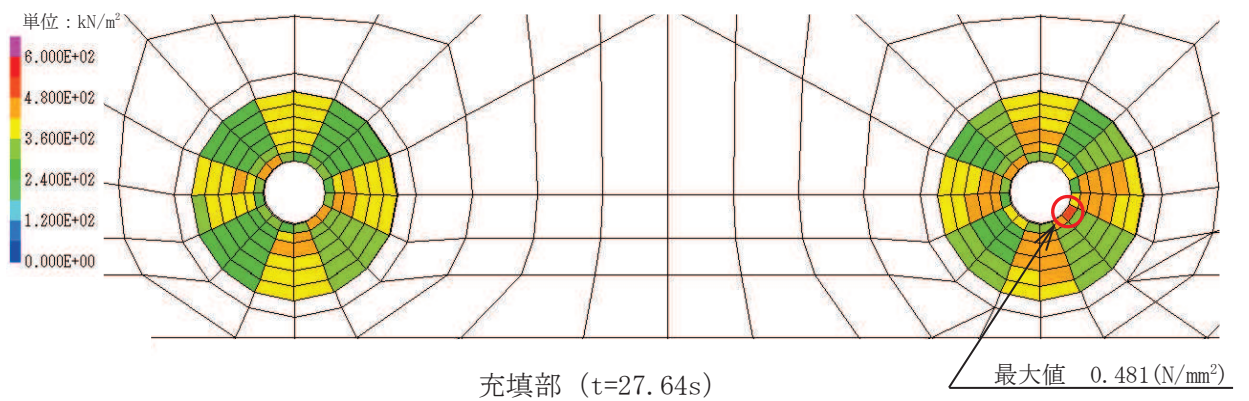
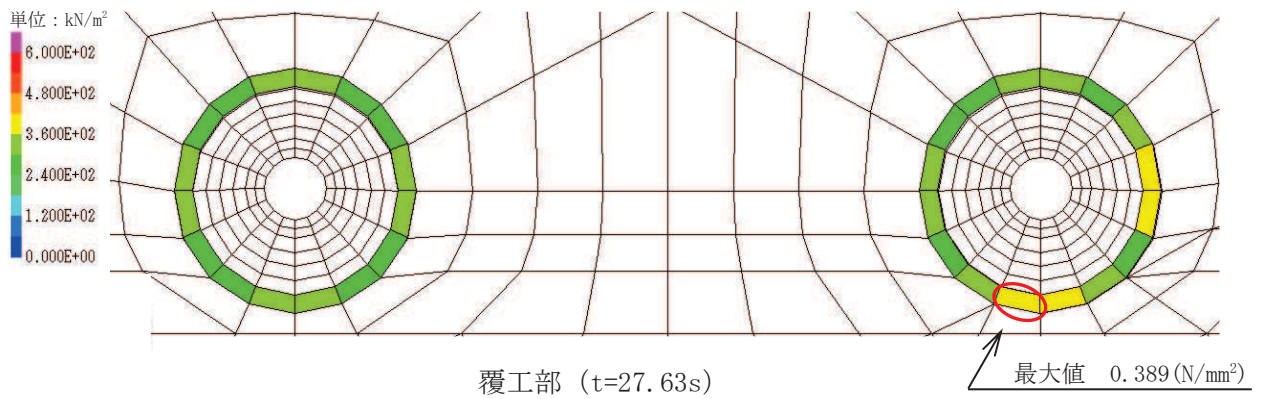


図 3.8-2(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_3 (-)$  に対するせん断応力分布図

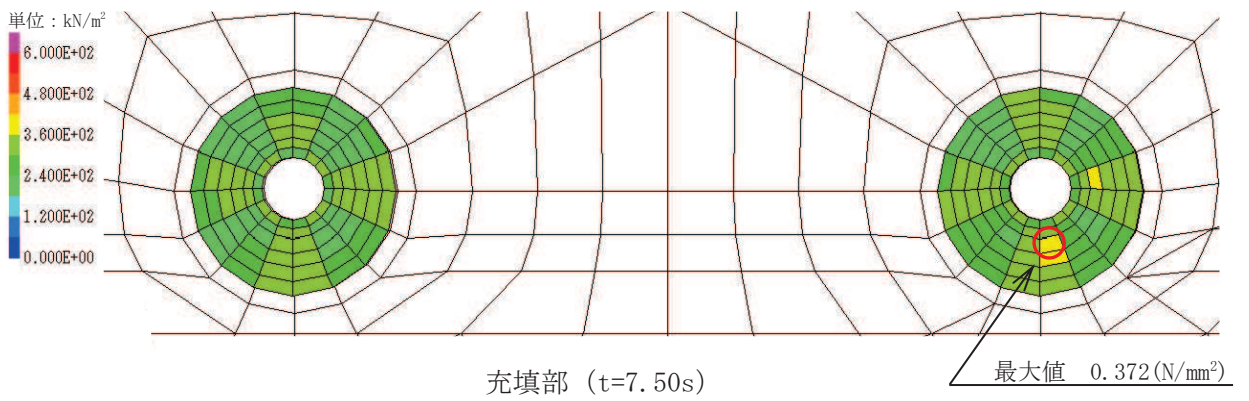
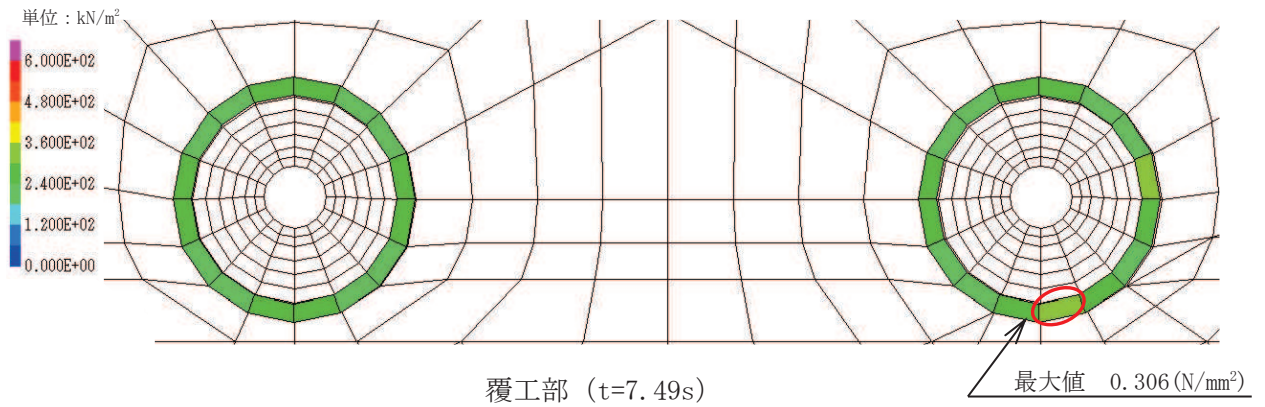


図 3.8-2(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (+)$  に対するせん断応力分布図

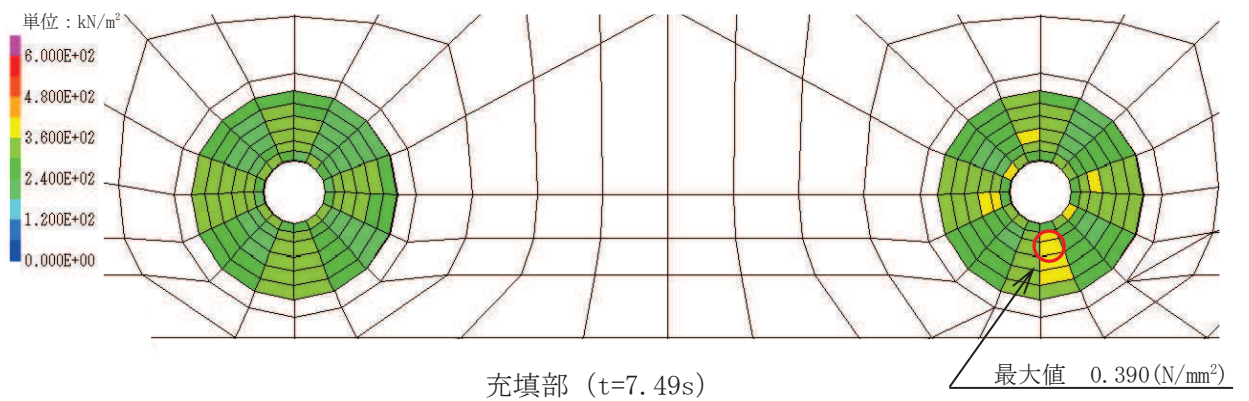
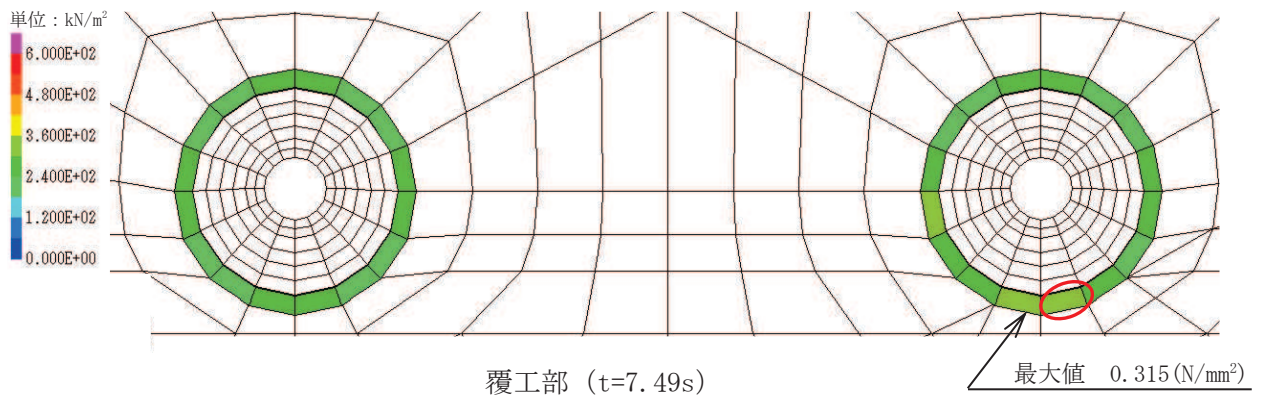


図 3.8-2(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (-)$  に対するせん断応力分布図

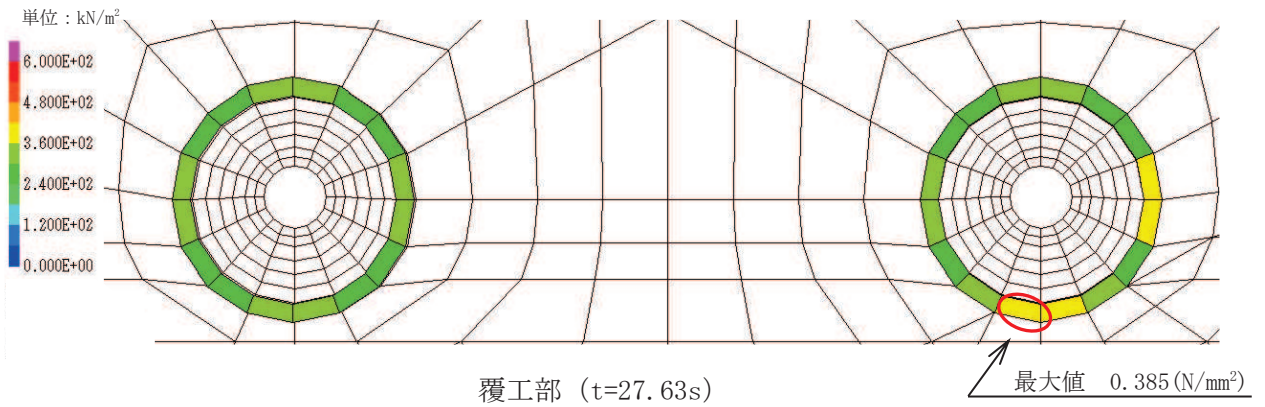


図 3.8-2(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F_3$  (一十) に対するせん断応力分布図

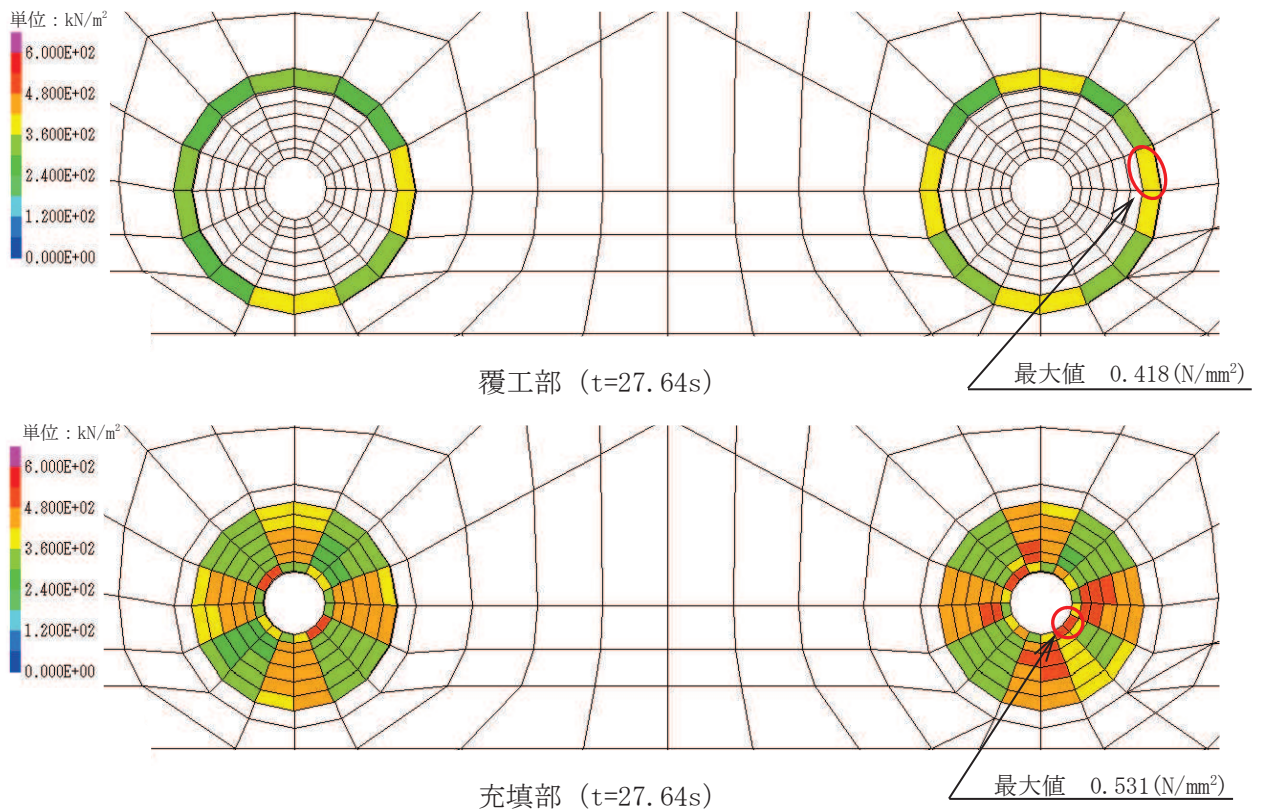


図 3.8-2(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F_3$  (一十) に対するせん断応力分布図

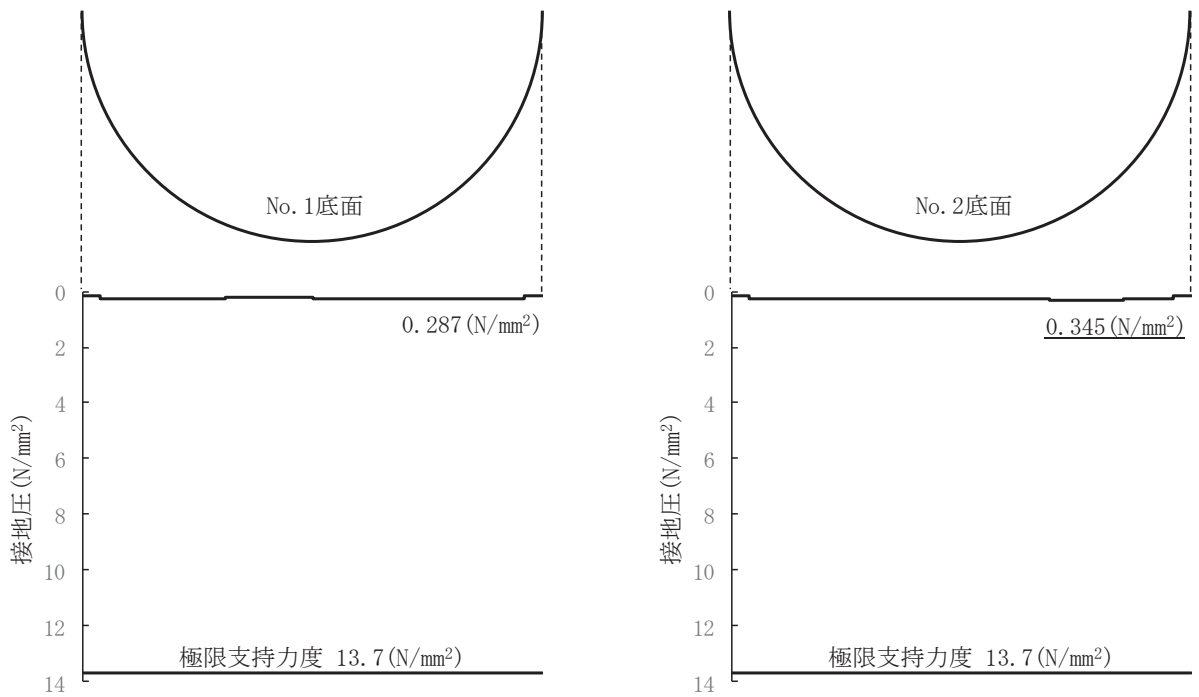


図 3.8-3(1) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (++) に対する接地圧の分布図

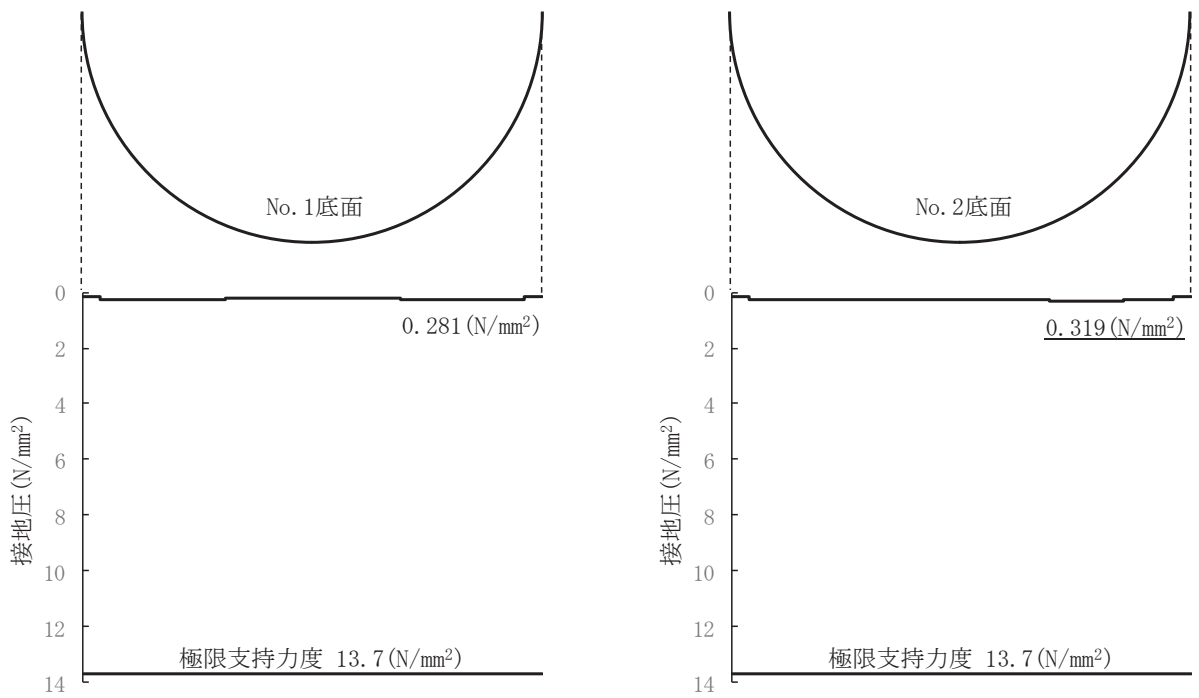


図 3.8-3(2) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (-+) に対する接地圧の分布図

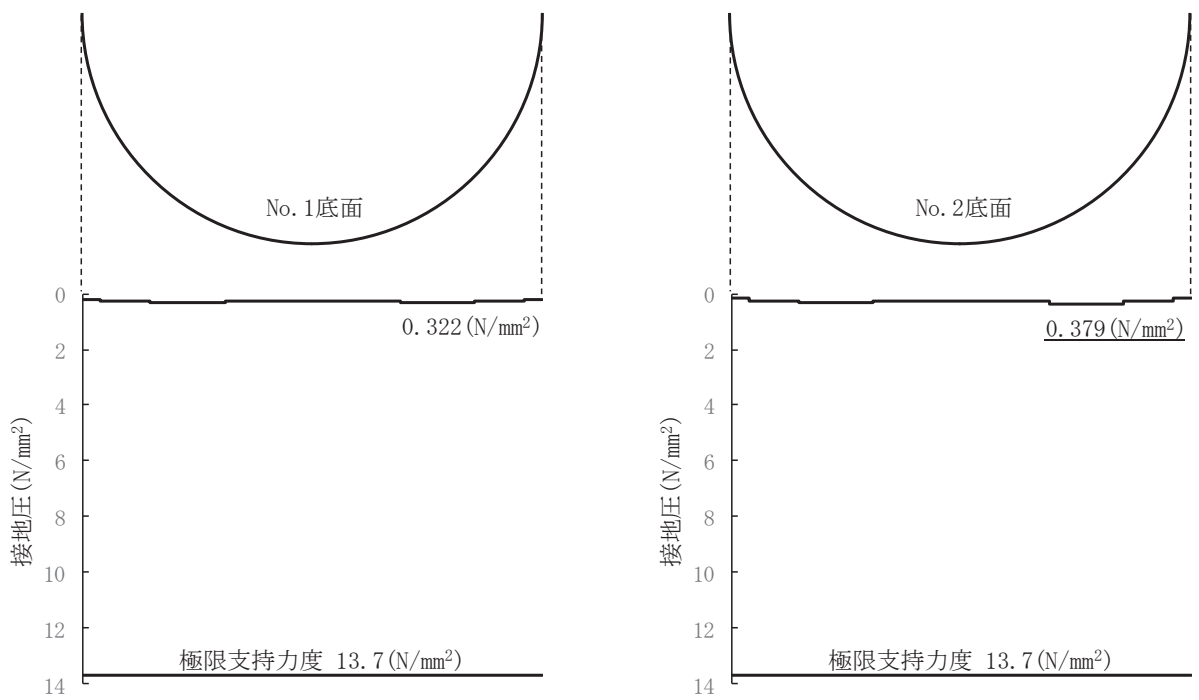


図 3.8-3(3) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (+ +) に対する **接地** 圧の分布図

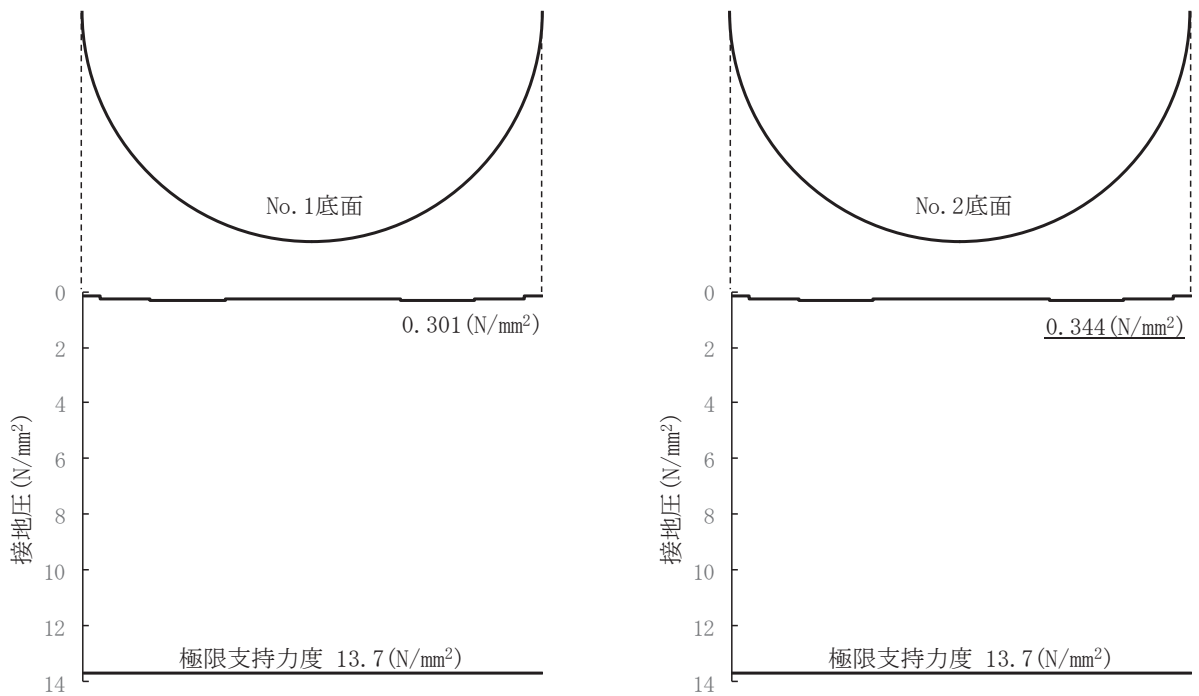


図 3.8-3(4) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (- +) に対する **接地** 圧の分布図

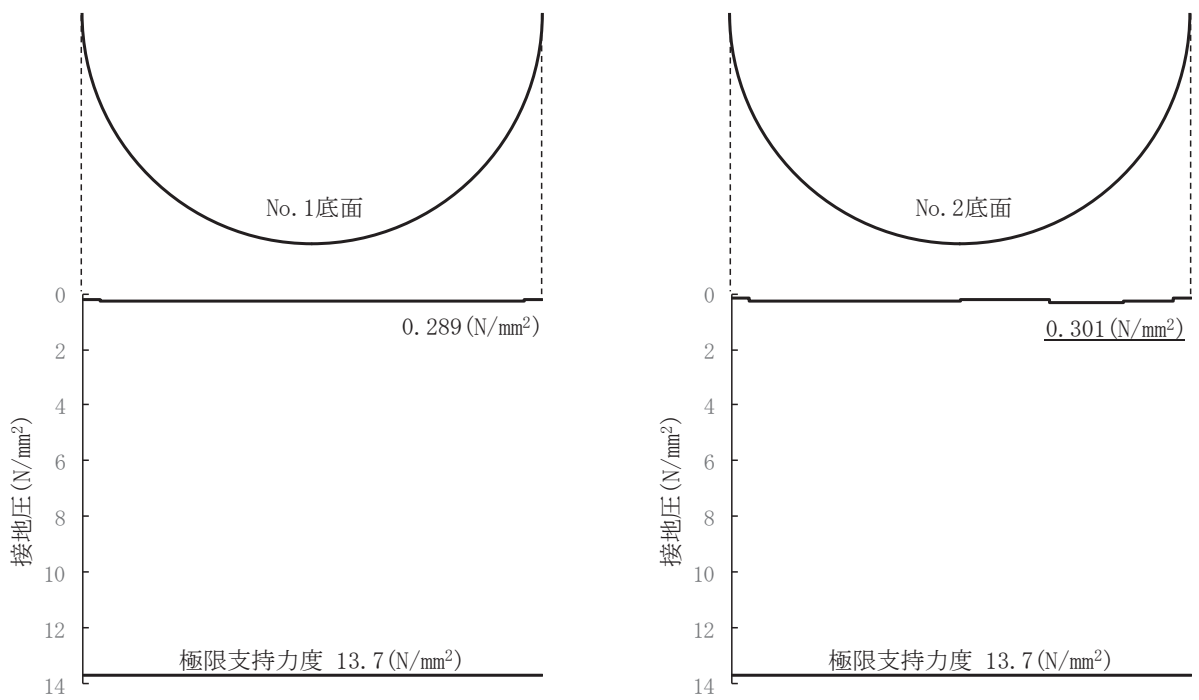


図 3.8-3(5) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (+ +) に対する接地圧の分布図

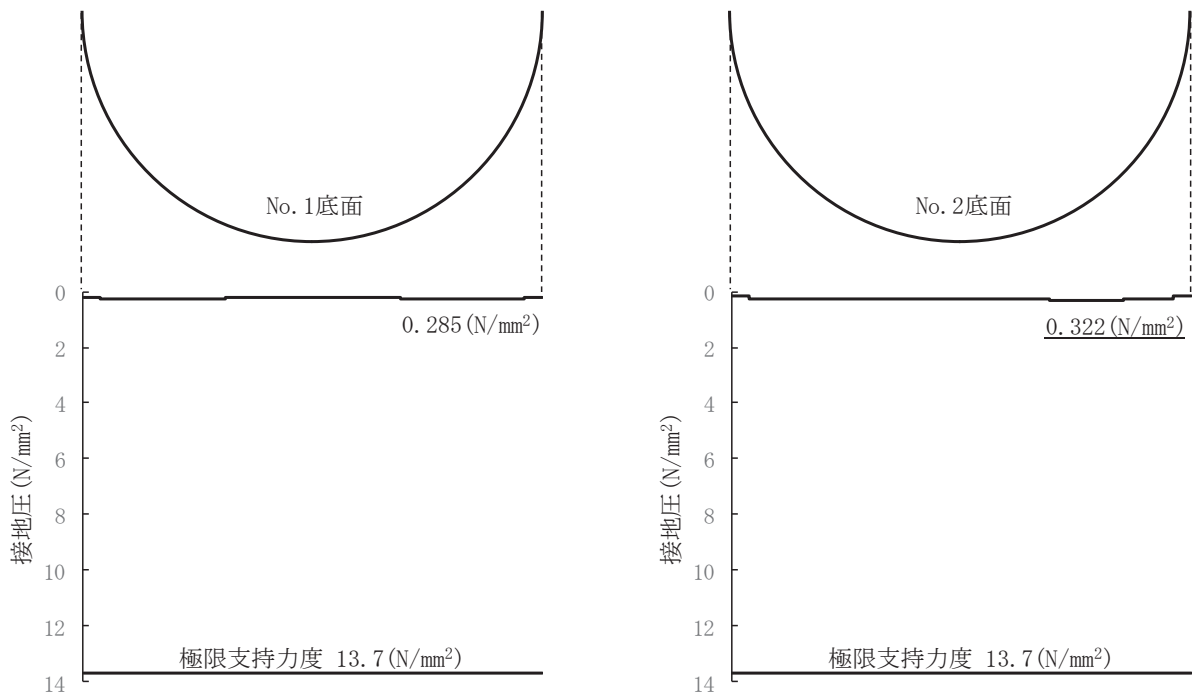


図 3.8-3(6) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (- +) に対する接地圧の分布図

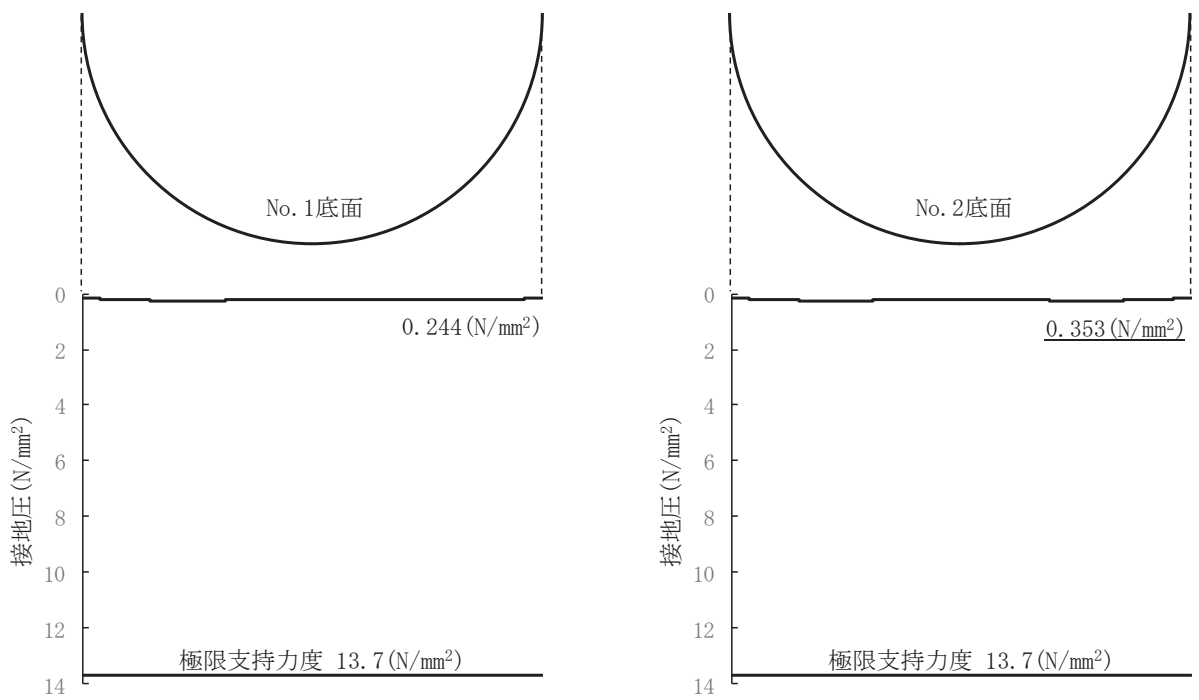


図 3.8-3(7) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (+ +) に対する **接地** 圧の分布図

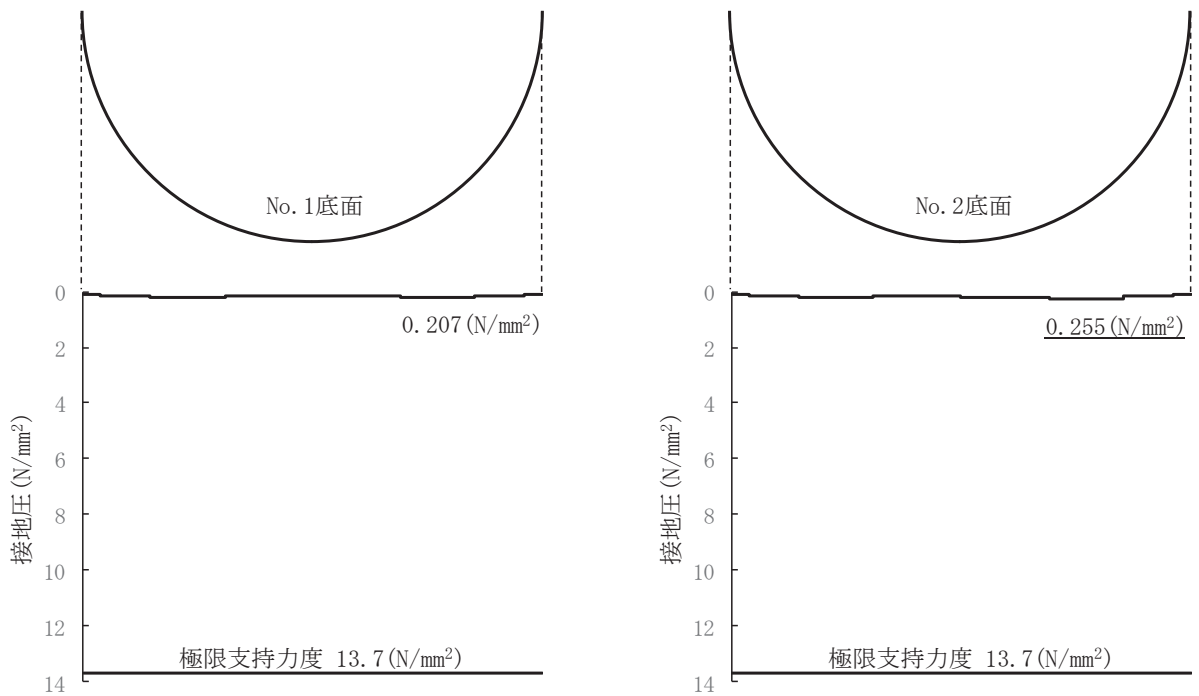


図 3.8-3(8) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (- +) に対する **接地** 圧の分布図

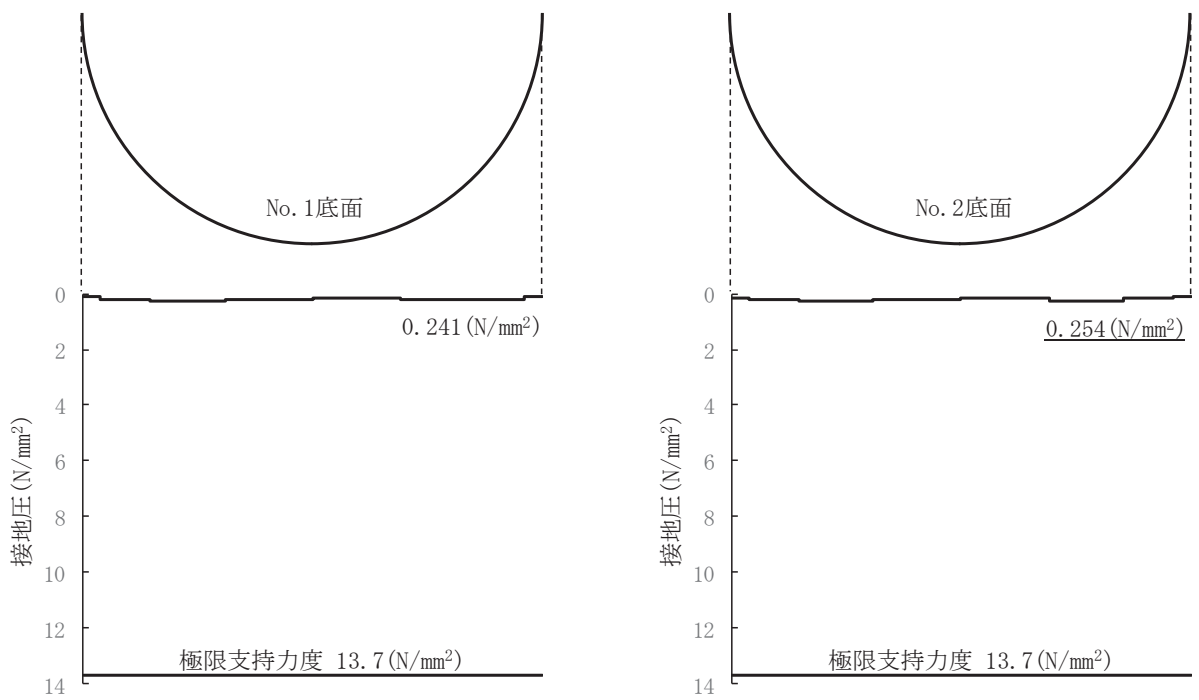


図 3.8-3(9) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (+ +) に対する接地圧の分布図

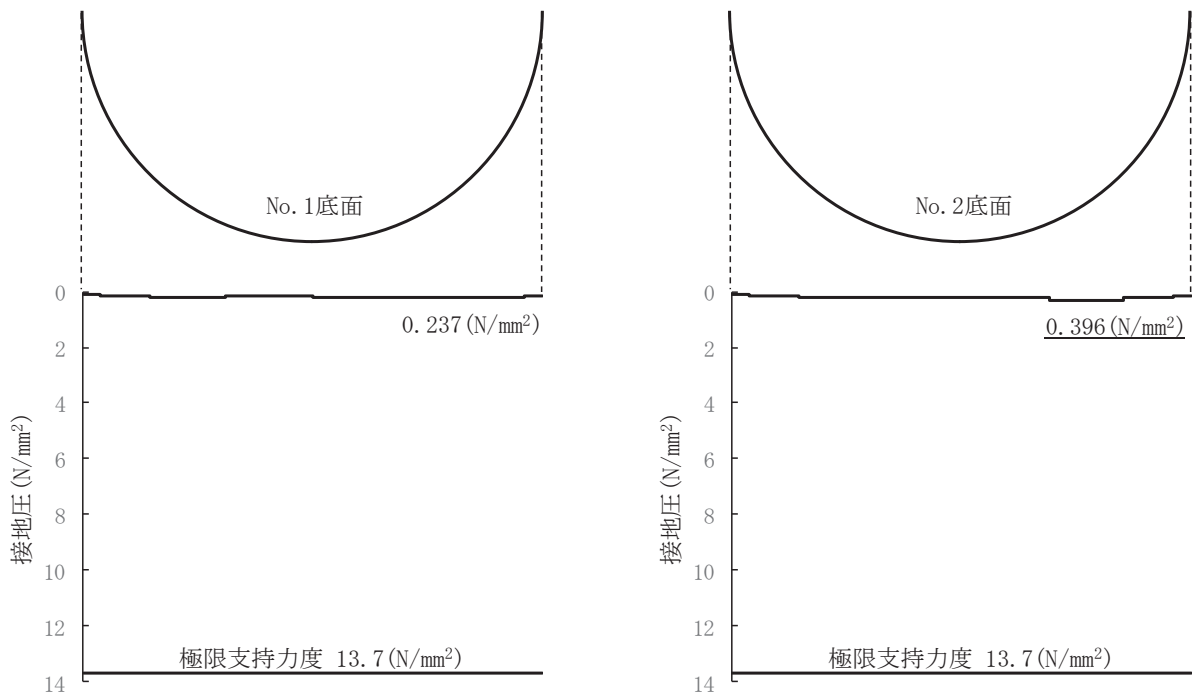


図 3.8-3(10) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (- +) に対する接地圧の分布図



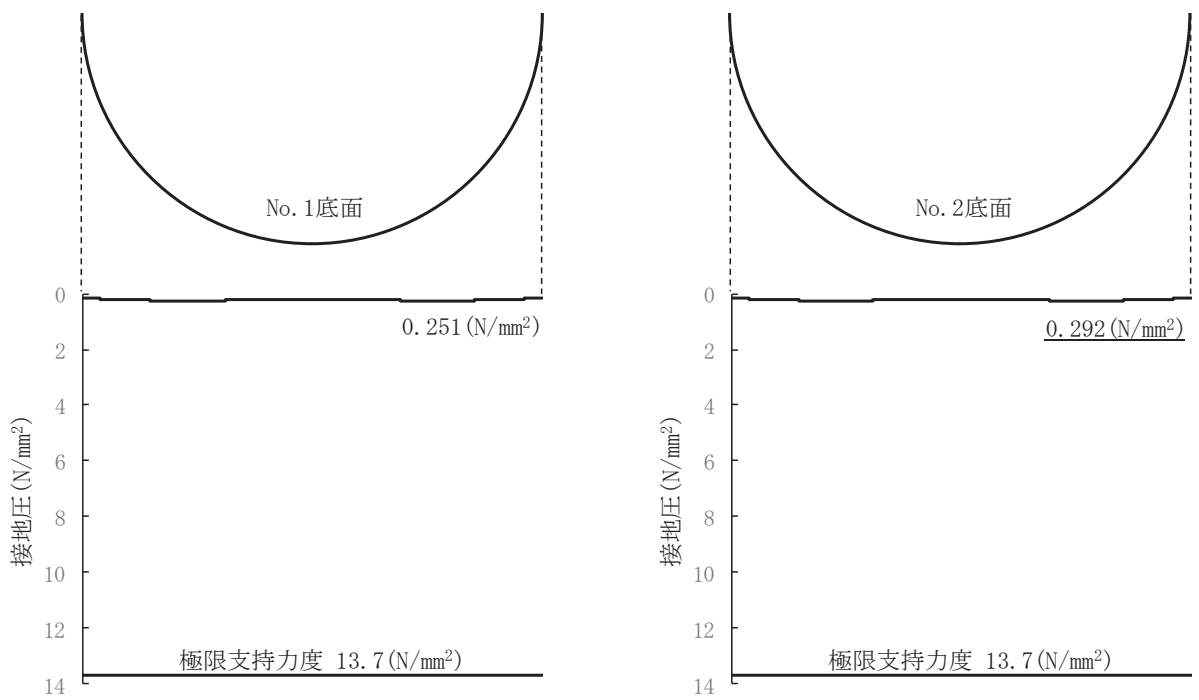


図 3.8-3(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

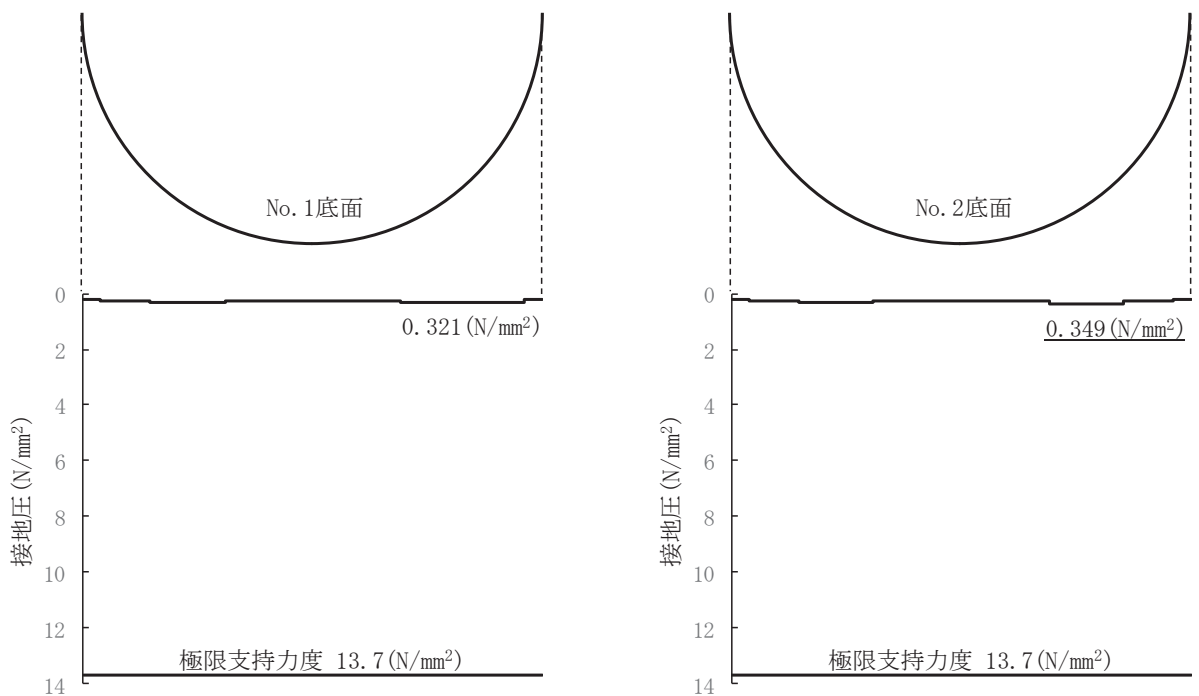


図 3.8-3(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (- +)$  に対する接地圧の分布図

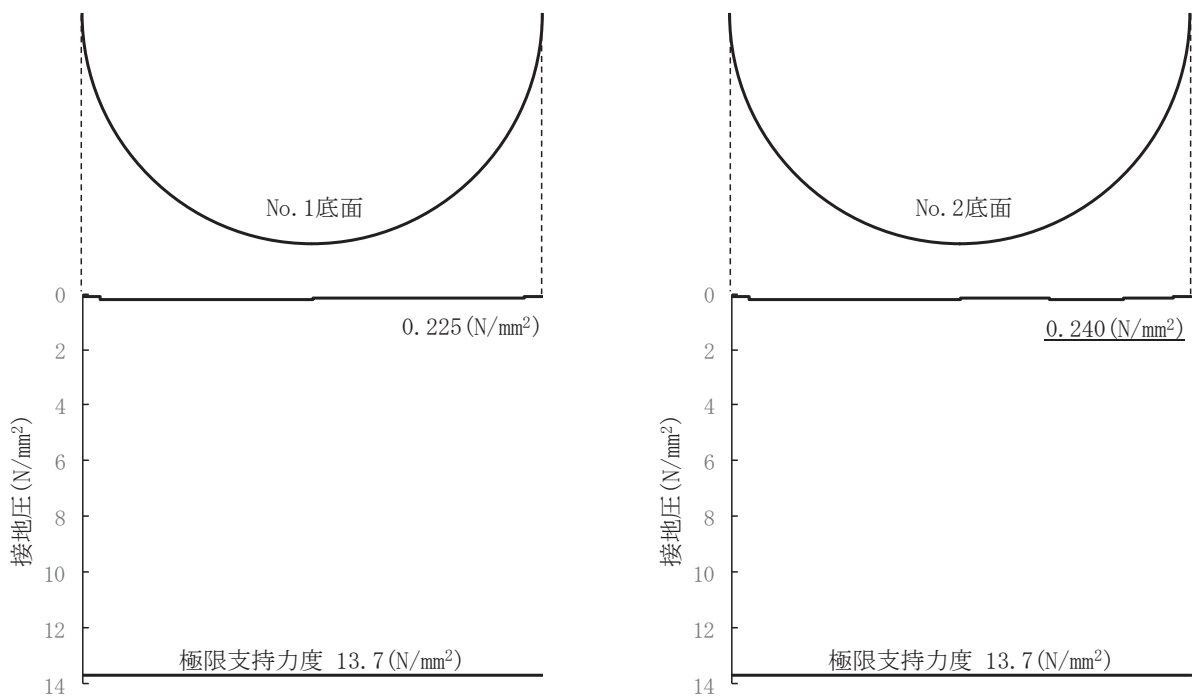


図 3.8-3(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

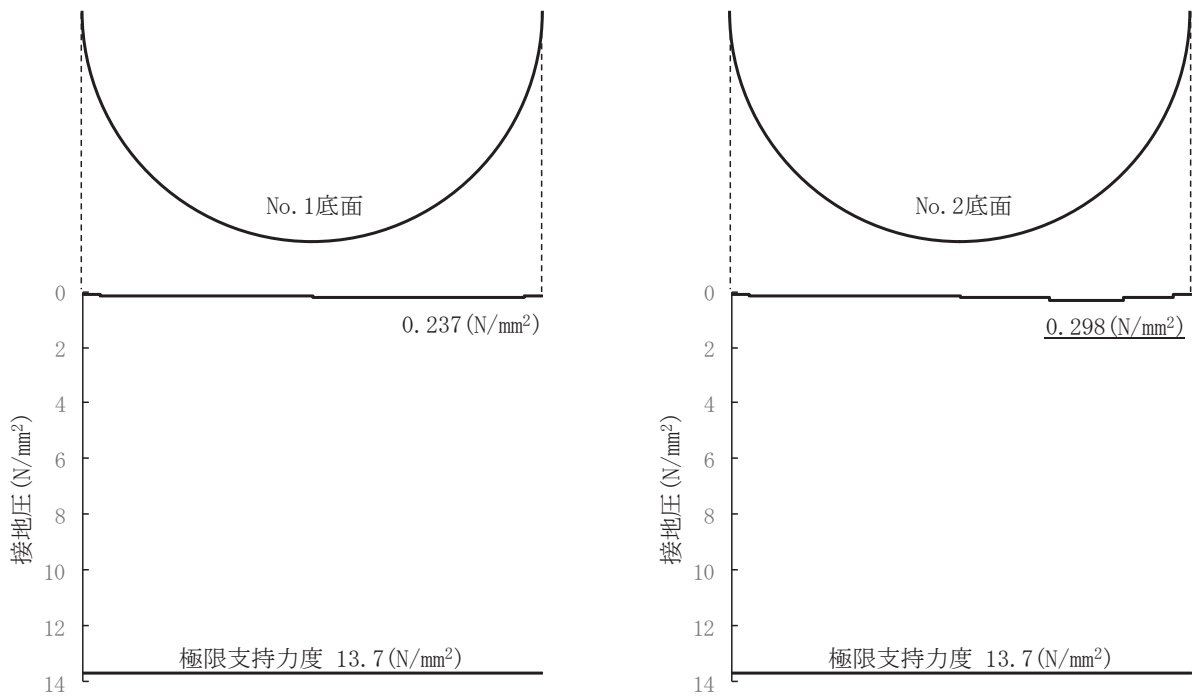


図 3.8-3(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (- +)$  に対する接地圧の分布図

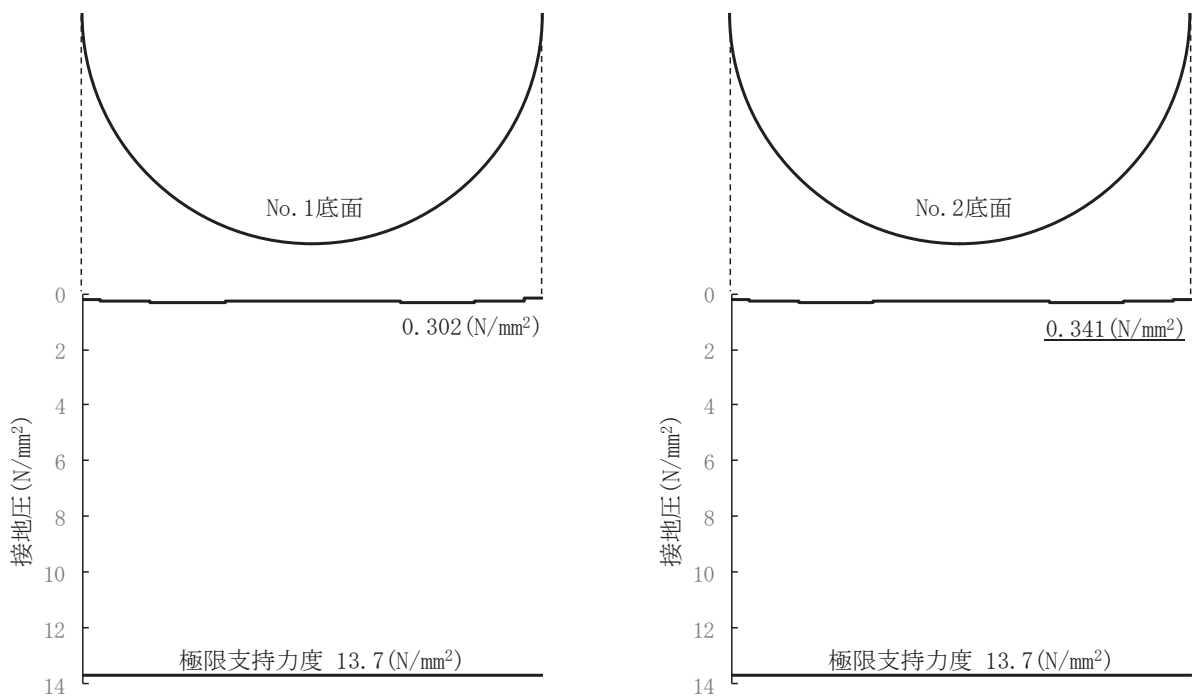


図 3.8-3(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

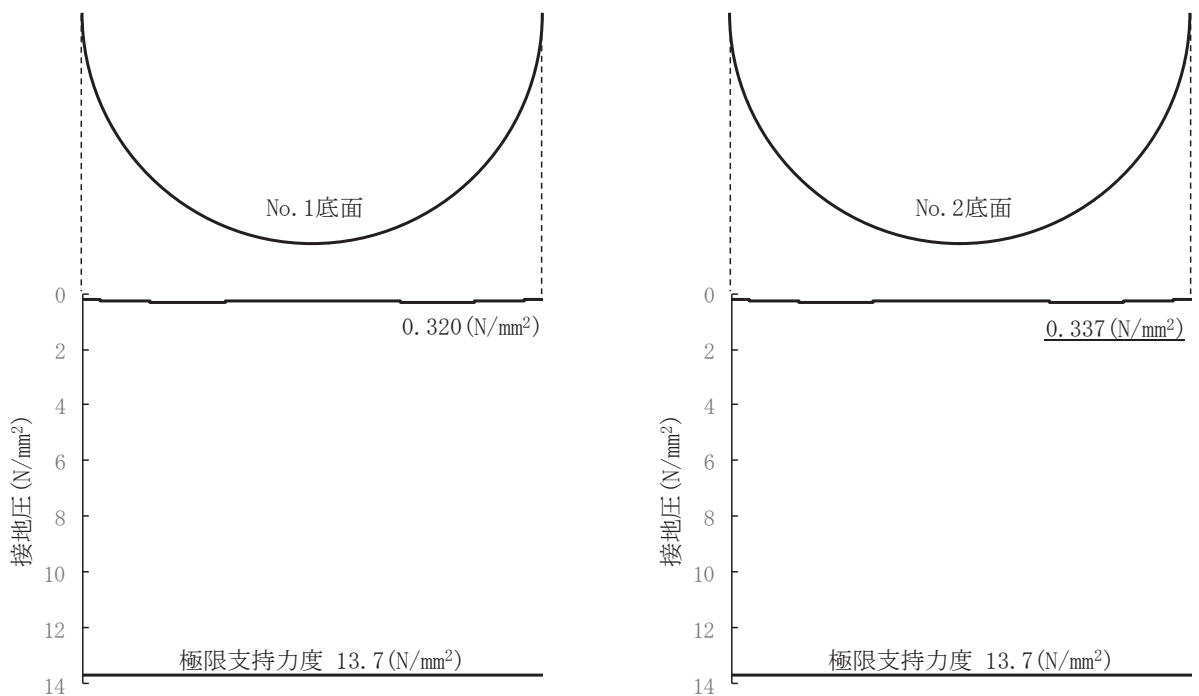


図 3.8-3(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値を表 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.1-2 に示す。また、覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-2 に示す。覆工部及び充填部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-1 引張破壊に対する最大照査値

| 部位  | 地震動            | 解析ケース | 発生応力<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(a) | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(b) | 照査値<br>(a/b) |
|-----|----------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| 覆工部 | S s - F 3 (-+) | ③     | 0.488                               | 1.019                               | 0.48         |
| 充填部 | S s - F 3 (-+) | ③     | 1.161                               | 1.847                               | 0.63         |

表 4.1-2 せん断破壊に対する照査値

| 部位  | 地震動            | 解析ケース | 発生応力<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(a) | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(b) | 照査値<br>(a/b) |
|-----|----------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| 覆工部 | S s - F 3 (-+) | ③     | 0.418                               | 4.1                                 | 0.11         |
| 充填部 | S s - F 3 (-+) | ③     | 0.531                               | 10.0                                | 0.06         |

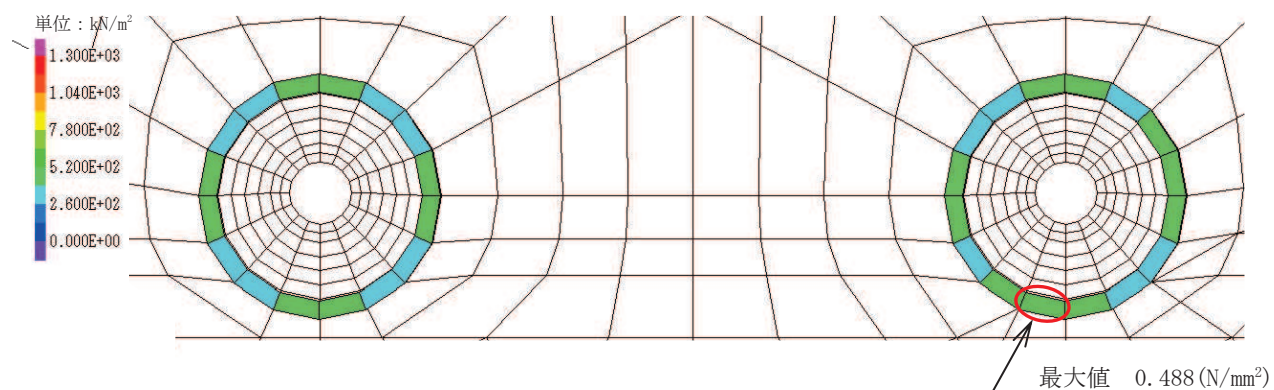


図 4.1-1(1) 覆工部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

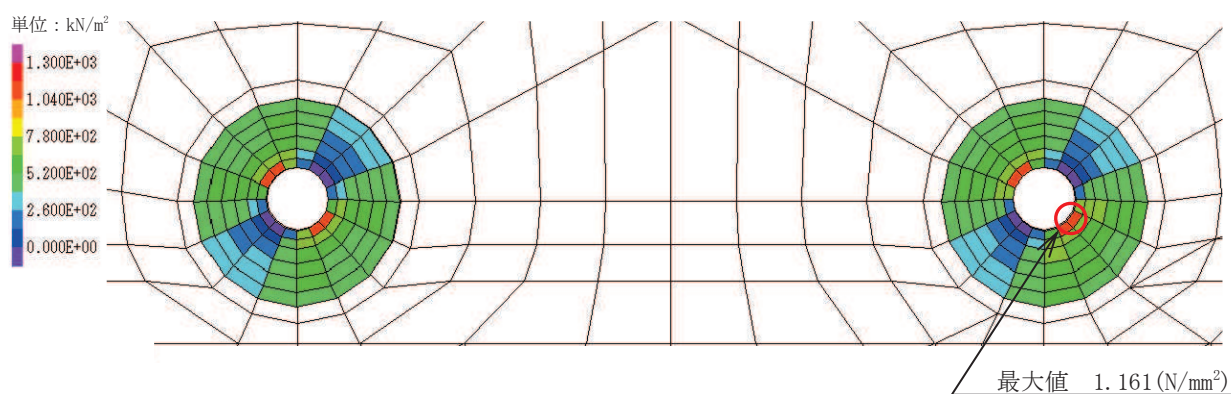


図 4.1-1(2) 充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

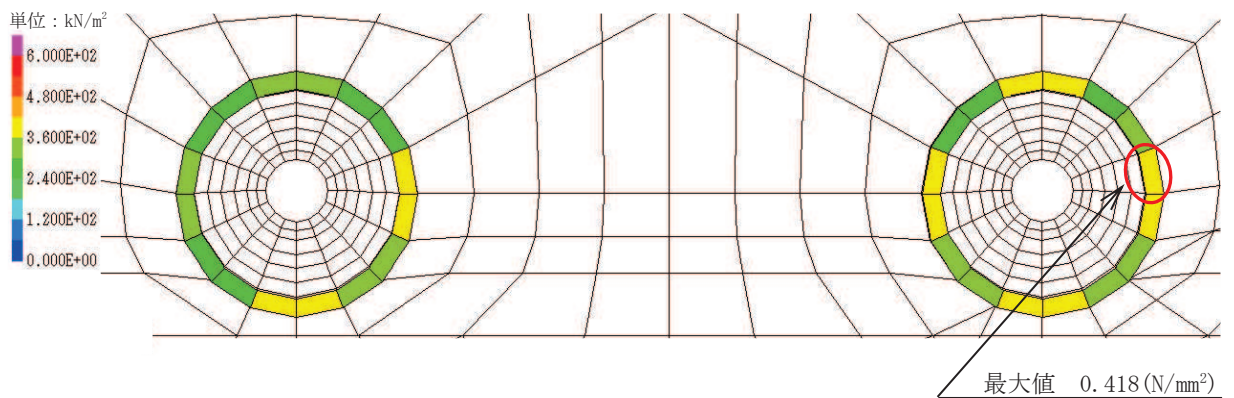


図 4.1-2(1) 覆工部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

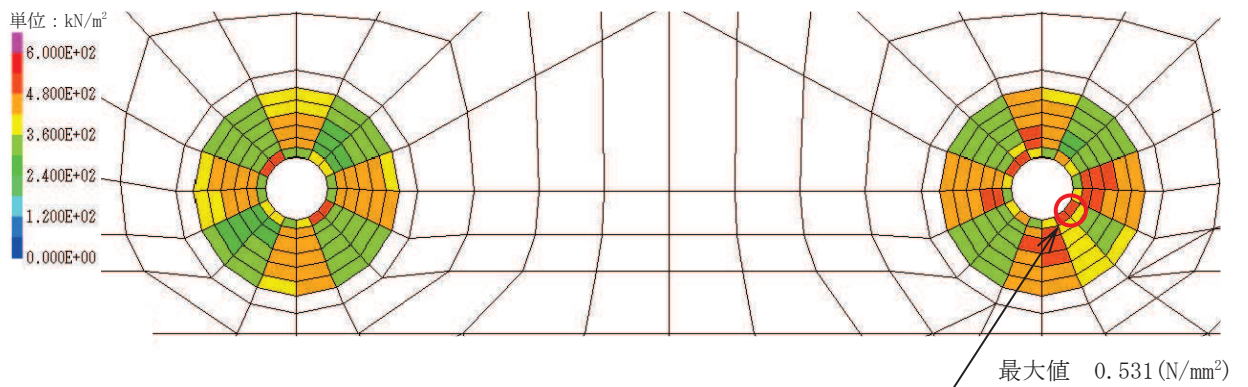


図 4.1-2(2) 充填部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

#### 4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4.2-1 に示す。また、最大接地圧の分布図を図 4.2-1 示す。

覆工部を支持する基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

| 地震動                     | 解析ケース | 最大接地圧<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(a) | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(b) | 照査値<br>(a/b) |
|-------------------------|-------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| S <sub>s</sub> -D2 (++) | ①     | 0.379                                | 13.7                                | 0.03         |

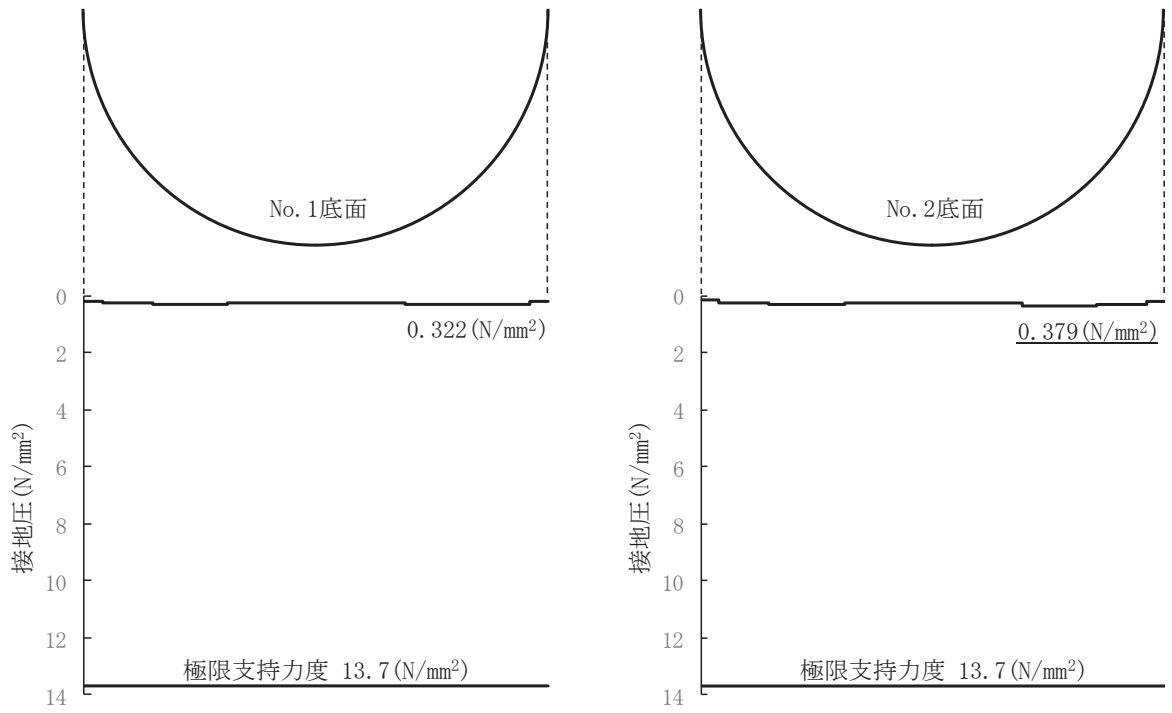


図 4.2-1 最大接地圧の分布図  
 (S s - D 2 (++) )  
 (解析ケース① : 基本ケース)



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.2 取放水路流路縮小工の設計に関する補足説明
- 6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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 適用基準 .....             | 7  |
| 2.5 記号の説明 .....            | 8  |
| 3. 耐震評価 .....              | 9  |
| 3.1 評価対象断面 .....           | 9  |
| 3.2 解析方法 .....             | 11 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ .....       | 15 |
| 3.4 入力地震動 .....            | 17 |
| 3.5 解析モデル及び諸元 .....        | 34 |
| 3.6 評価対象部位 .....           | 38 |
| 3.7 許容限界 .....             | 38 |
| 3.8 評価方法 .....             | 39 |
| 4. 耐震評価結果 .....            | 70 |
| 4.1 構造部材の健全性に対する評価結果.....  | 70 |
| 4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果..... | 73 |

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析より構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図を図2.1-1に示す。

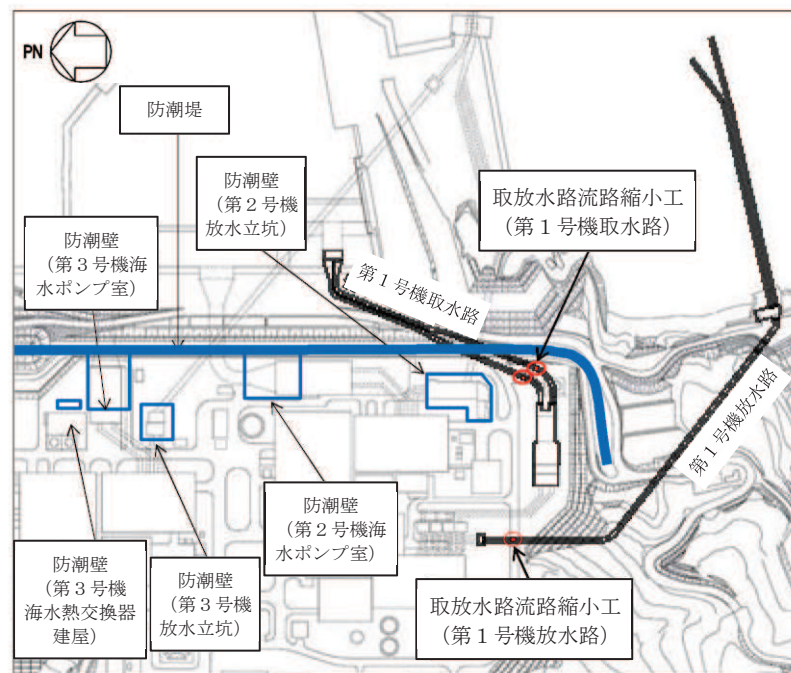



図 2.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図（全体平面図）

## 2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面図及び断面図を図2.2-1に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、第1号機放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機放水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、既設の第1号機放水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

なお、第1号機の補機冷却海水を放水するため、貫通部（×1条）を設ける。

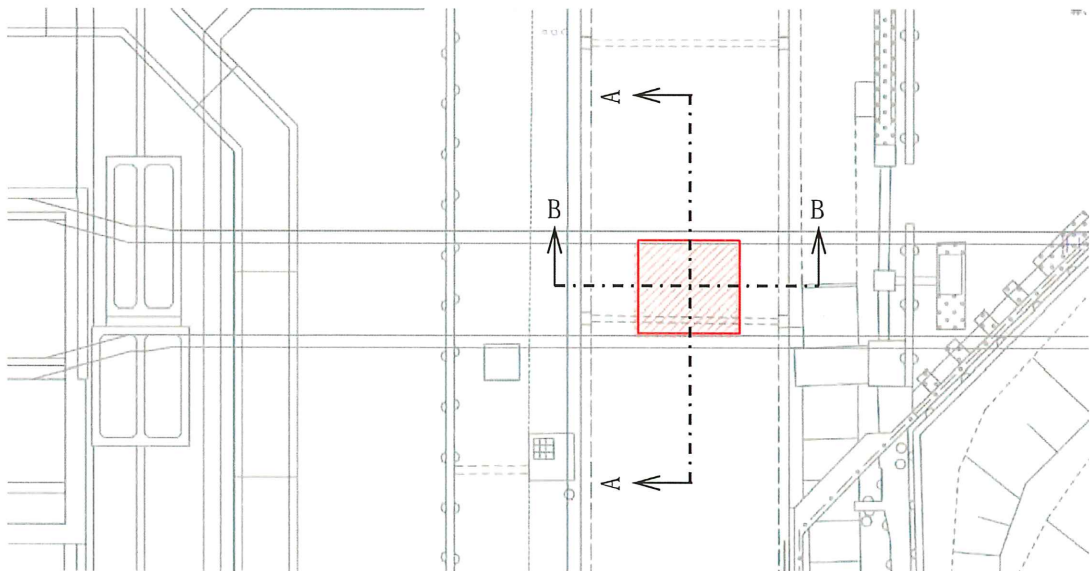


図 2.2-1(1) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 平面図

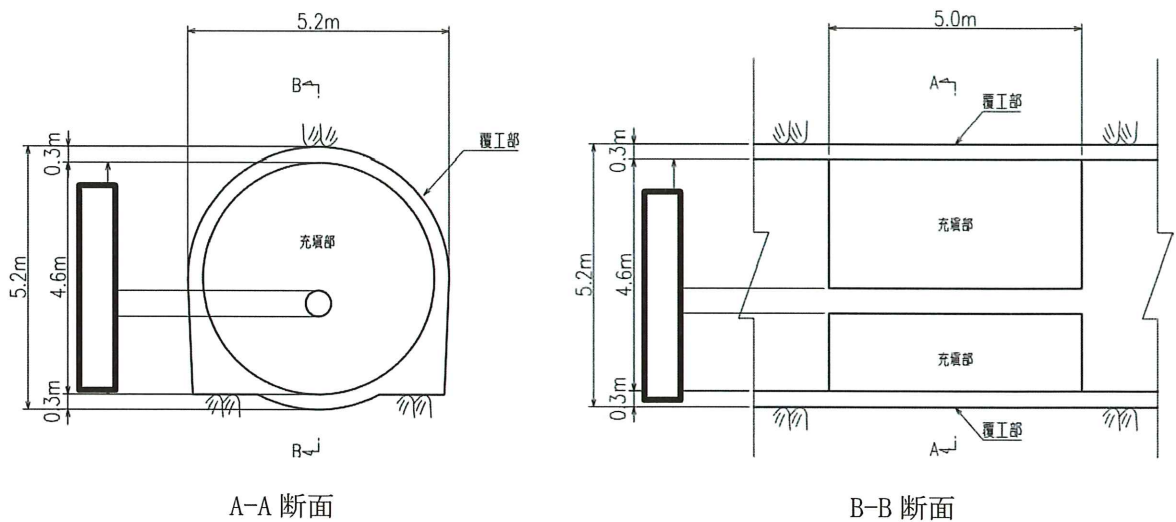


図 2.2-1(2) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 断面図

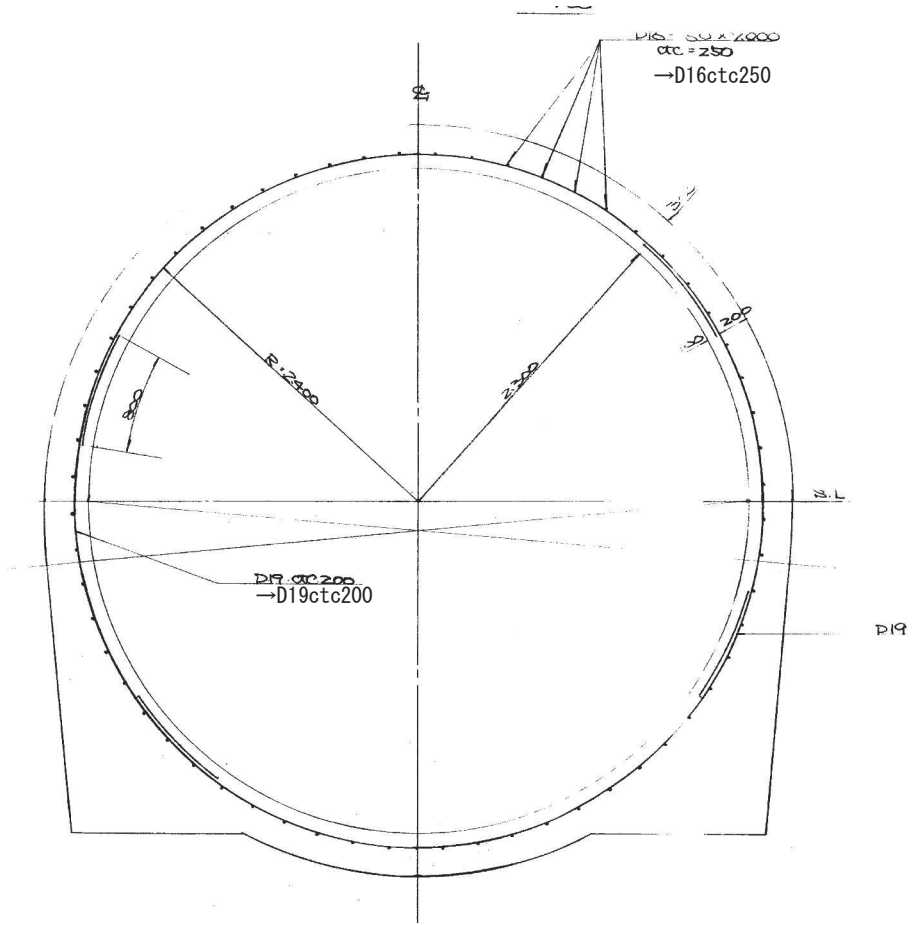


図 2.2-1(3) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の構造概要図  
 (覆工部配筋図)

## 2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、表2.3-1に示すとおり、構造部材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を確認する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、耐震評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析においては、構造物周辺は岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析に用いる地盤物性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の構造部材の発生応力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、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の基礎地盤に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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 | 構造部材の健全性  | 流路縮小工 | 発生する応力が許容限界以下であることを確認      | 引張強度及びせん断強度 |
|            | 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*      |

注記 \*： 妥当な安全余裕を考慮

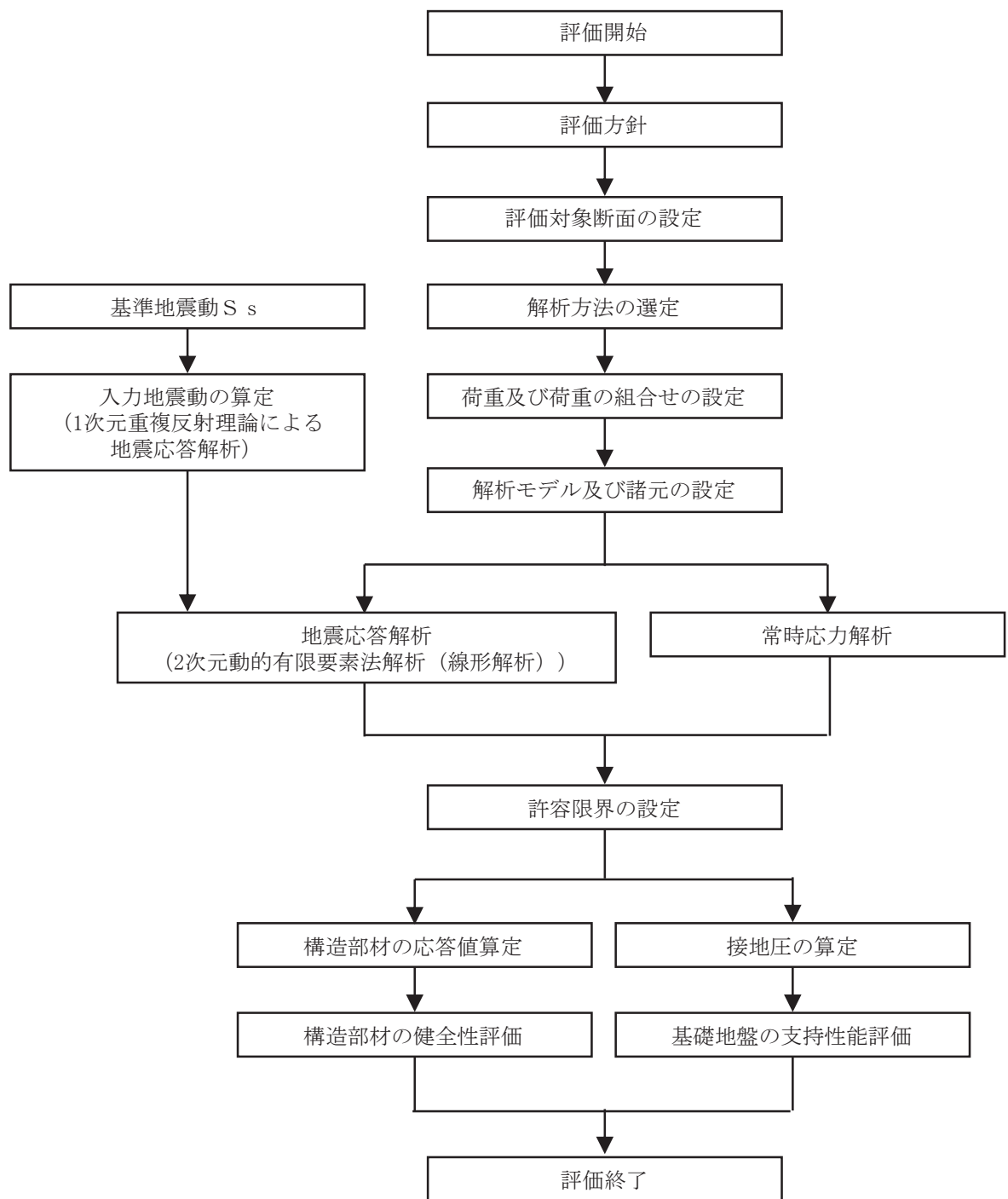


図 2.3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。また，各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会原子力土木委員会，2005年6月）（以下「土木学会マニュアル」という）
- ・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）
- ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）
- ・コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）
- ・トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説／〔山岳工法編〕・同解説（土木学会，2016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（日本電気協会）

表 2.4-1 各項目で適用する規格，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 |          | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）</li> <li>・コンクリート標準示方書〔設計編〕（2017年制定）</li> </ul>               | —   |
| 荷重及び荷重の組合せ |          | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）</li> <li>・トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説／〔山岳工法編〕・同解説（2016年制定）</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> <li>・トンネル掘削による解放応力及び地山のゆるみ土圧の検討</li> </ul> |
| 許容限界       | 覆工部及び充填部 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）</li> <li>・コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（2013年制定）</li> </ul>         | <ul style="list-style-type: none"> <li>・引張及びせん断に対する照査は，発生応力が引張強度及びせん断強度以下であることを確認</li> </ul>                          |
| 地震応答解析     |          | <ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会マニュアル</li> <li>・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）</li> </ul>                | <ul style="list-style-type: none"> <li>・有限要素法による2次元モデルを用いた線形解析</li> </ul>   |



## 2.5 記号の説明

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の応力評価に用いる記号を表2.5-1に示す。

表 2.5-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の応力評価に用いる記号

| 記号               | 定義            | 単位                |
|------------------|---------------|-------------------|
| G                | 固定荷重（躯体の自重）   | N                 |
| P                | 積載荷重          | kN/m <sup>2</sup> |
| S <sub>s</sub>   | 地震荷重          | N                 |
| f' <sub>ck</sub> | コンクリートの設計基準強度 | N/mm <sup>2</sup> |
| Σt               | 引張強度          | N/mm <sup>2</sup> |
| f <sub>td</sub>  | 設計引張強度        | N/mm <sup>2</sup> |
| f <sub>tk</sub>  | 引張強度          | N/mm <sup>2</sup> |
| γ <sub>b</sub>   | 部材係数          | —                 |
| γ <sub>c</sub>   | 材料係数          | —                 |
| φ                | 内部摩擦角         | °                 |
| τ <sub>0</sub>   | せん断強度         | N/mm <sup>2</sup> |

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置を図3.1-1に示す。評価対象断面の地質図を図3.1-2に示す。縦断方向の地質に有意な差がないことから、躯体の中央位置（A-A断面）を評価対象断面として選定する。

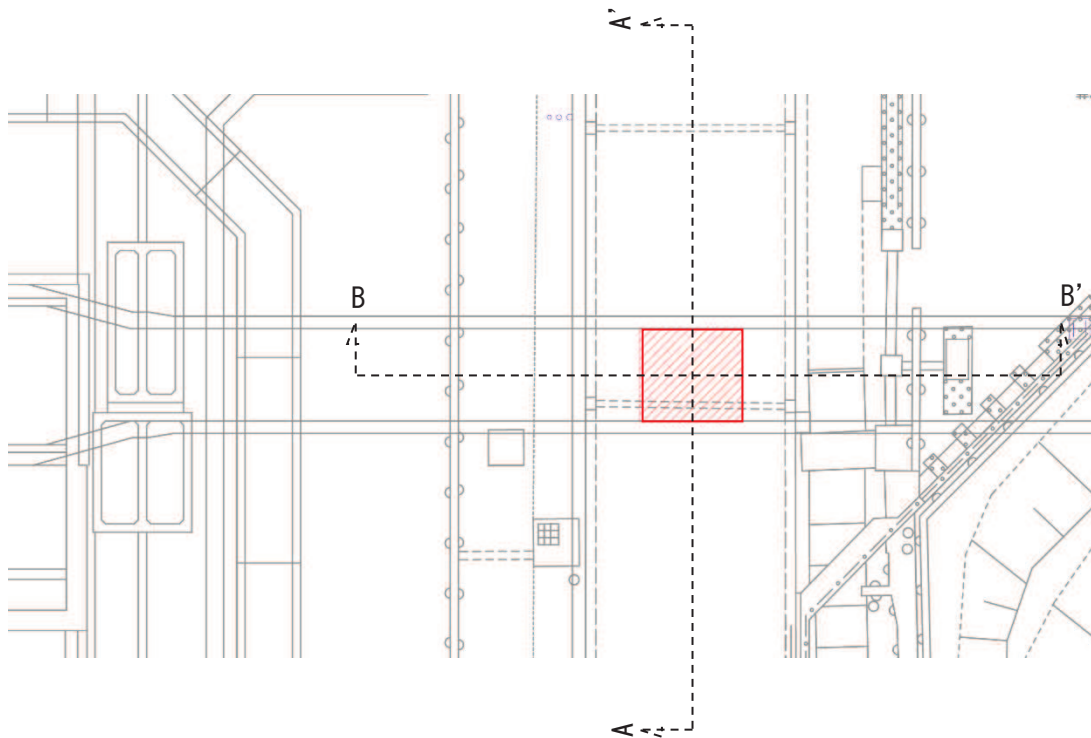


図 3.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置図

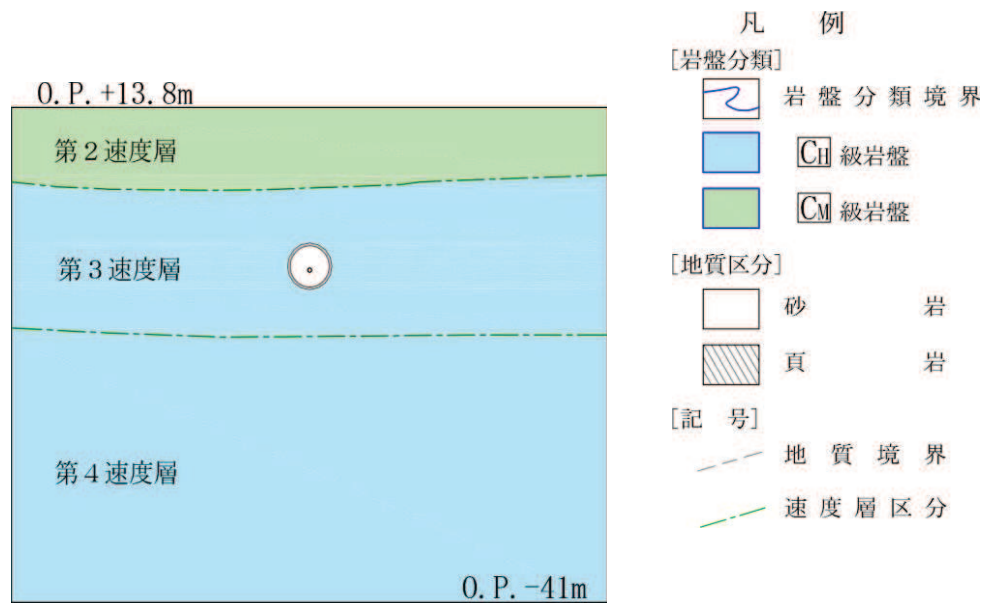


図 3.1-2(1) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の評価対象断面の地質図  
(A-A'断面図)

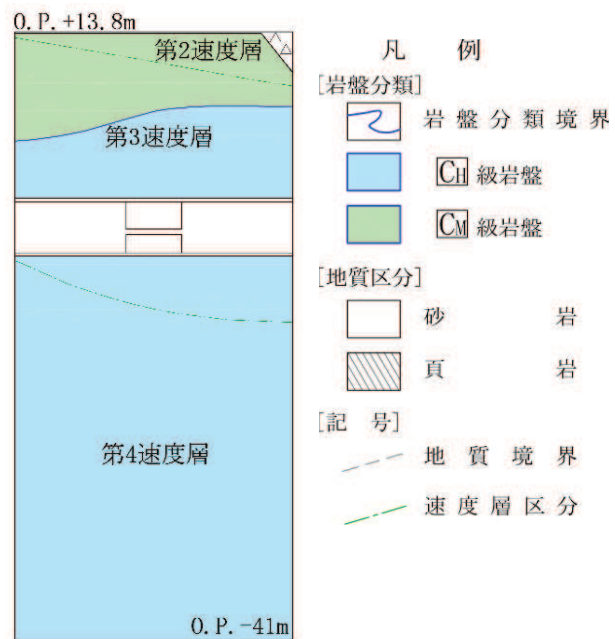


図 3.1-2(2) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の評価対象断面の地質図  
(B-B'断面図)

### 3.2 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析は、添付書類「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。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価に用いる構造部材の応答値及び接地圧は、地震応答解析から得られる地震時増分と常時応力解析から得られる常時応力を重ね合わせて算定する。

地震応答解析及び常時応力解析では、構造物周辺が岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析は、解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」を、常時応力解析は、解析コード「TDAPIII Ver. 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

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解析により、基準地震動 $S_s$ に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による線形解析にて行う。

構造部材については、流路縮小工の形状を踏まえた部材の応力を評価するため、平面ひずみ要素によりモデル化することとし、物性値は線形とする。

地盤（岩盤）については、平面ひずみ要素によりモデル化することとし、物性値は線形とする。

地震応答解析の選定フローを図3.2-1に示す。

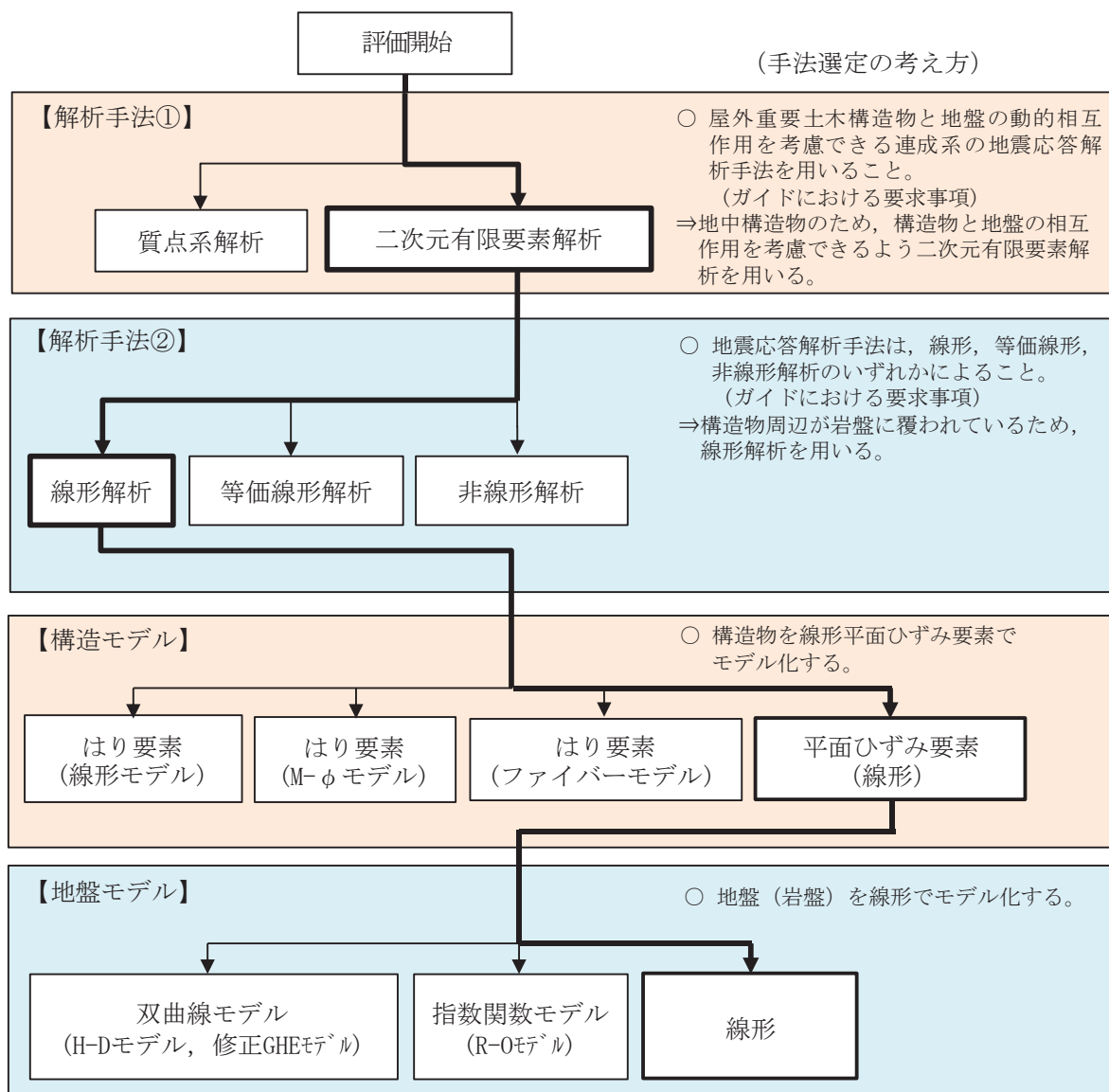


図 3.2-1 地震応答解析の選定フロー

### 3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.2-1 に示す解析ケースを設定する。

地盤物性のばらつきは、岩級区分ごとの PS 検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差  $\sigma$  を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する (解析ケース②, ③)。

表 3.2-1 耐震評価における解析ケース

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |
|-----------------|--------------------------------------|--|
|                 |                                      | $C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤,<br>$C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + $1\sigma$  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - $1\sigma$  |

### 3.2.3 減衰定数

減衰定数は、流路縮小工については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.設計用減衰定数」に示される鉄筋コンクリートの減衰定数を、地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「3.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値」に示される狐崎部層の減衰定数を使用する。

### 3.2.4 解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査値が最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-1 に示す解析ケース②、③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 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 (+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 <sub>s</sub> -D1 | ++* | ○     | 基準地震動S <sub>s</sub> (7波)及び水平動の位相反転を考慮した地震動(7波)を加えた全14波により照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となるすべての項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②③を実施する。<br>照査値がいずれも0.5未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |
|         | S <sub>s</sub> -D2 | ++* | ○     |  |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |
|         | S <sub>s</sub> -D3 | ++* | ○     |  |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |
|         | S <sub>s</sub> -F1 | ++* | ○     |  |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |
|         | S <sub>s</sub> -F2 | ++* | ○     |  |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |
|         | S <sub>s</sub> -F3 | ++* | ○     |  |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |
|         | S <sub>s</sub> -N1 | ++* | ○     |  |                            |
|         |                    | -+* | ○     |  |                            |

注記 \* : 取放水路流路縮小工(第1号機放水路)の耐震評価にあたっては、「土木学会マニュアル」に従い水平方向の位相反転を考慮する。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、添付書類「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

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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（第1号機）が停止状態にあり、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

岩盤内構造物であるため、風、並びに積雪の影響は考慮しない。

##### (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

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重（P）

地表面に積載荷重  $4.9(\text{kN}/\text{m}^2)$  を考慮する。

##### (3) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重を考慮する。

なお、第1号機放水路トンネルは、地山の变形が収束した後に覆工を施工する NATM 工法を用いていることから覆工に掘削解放応力が作用しているとは考えにくく考慮しない。また、当該位置の地山強度比\*は 380 程度と十分大きいことから、地山のゆるみ土圧も荷重として考慮しない。

注記 \*：トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]（土木学会，2016 制定）

に基づき、地山強度比  $G_n = q_u / \gamma H$  により算定。（ $q_u$ ：地山の一軸圧縮強度  $153.0\text{N}/\text{mm}^2$ ， $\gamma$ ：地山の単位体積重量  $26.2\text{kN}/\text{mm}^3$ ， $H$ ：トンネルの土被り  $14.99\text{m}$ ）



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1(1) 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m<sup>2</sup>を地表面に考慮)

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 3.3-1(2) 荷重の組合せ

| 種別       |          | 荷重      |   | 算定方法                                       |
|----------|----------|---------|---|--|
| 永久<br>荷重 | 固定<br>荷重 | 躯体自重    | ○ | ・ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。        |
|          |          | 機器・配管自重 | — | ・ 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。               |
|          |          | 土被り荷重   | — | ・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。                    |
|          |          | 積載荷重    | ○ | ・ 地表面に 4.9(kN/m <sup>2</sup> )を考慮する。       |
|          | 静止土圧     |         | — | ・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。                    |
|          | 外水圧      |         | — | ・ つり合っているため考慮しない                           |
|          | 内水圧      |         | — | ・ つり合っているため考慮しない                           |
|          | 積雪荷重     |         | — | ・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。                      |
|          | 風荷重      |         | — | ・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。                      |
| 偶発荷重     |          | 水平地震動   | ○ | ・ 基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 |
|          |          | 鉛直地震動   | ○ |  |
|          |          | 動水圧     | ○ | ・ 朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。                       |

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 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図 3.4-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### ①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

#### ②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引上げる。

#### ③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引上げる。

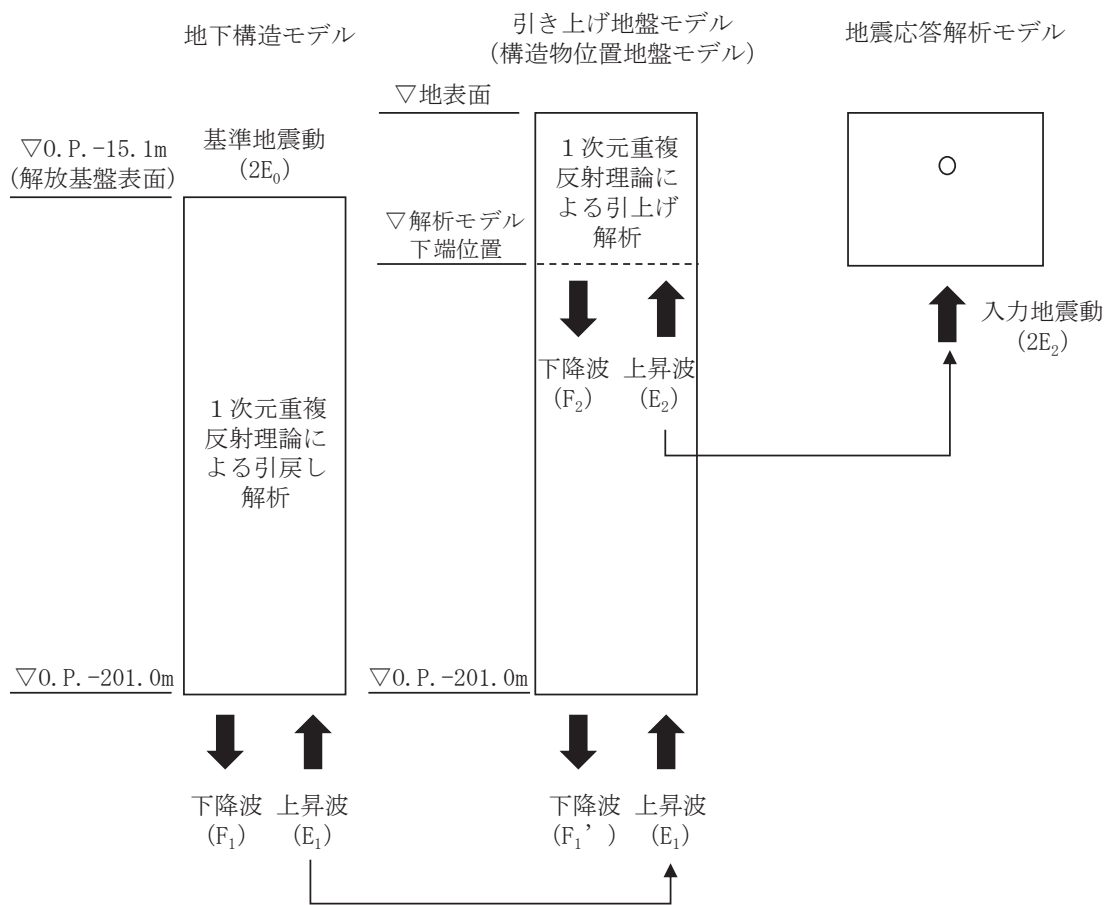


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図

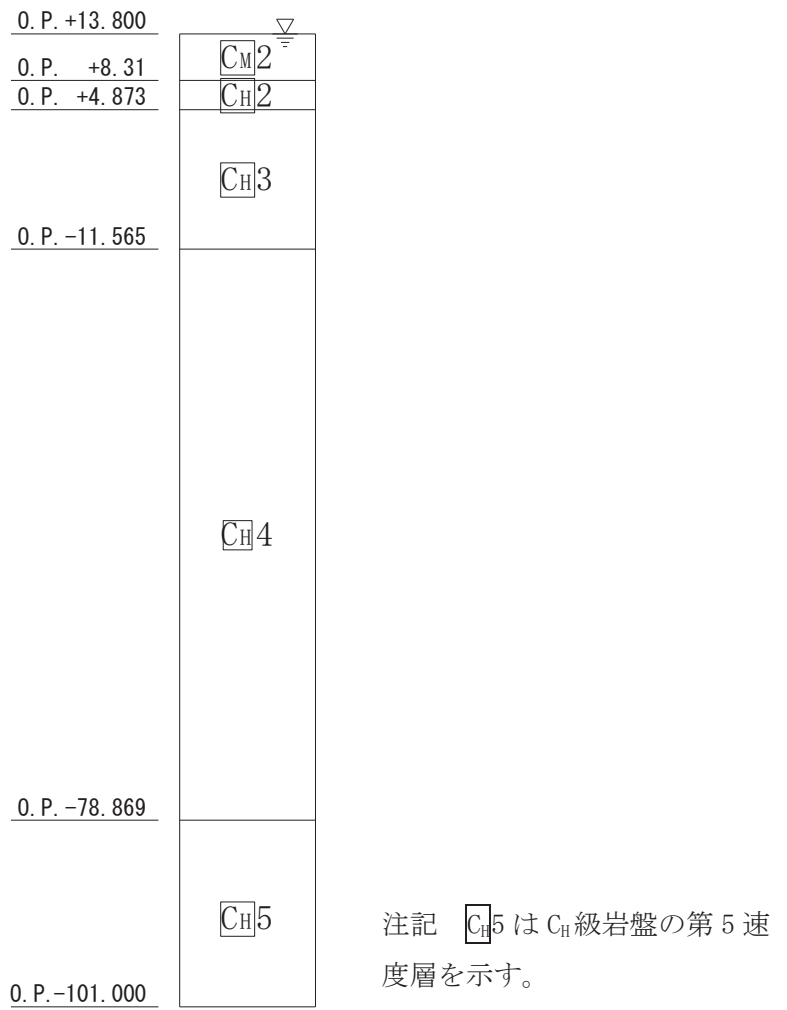
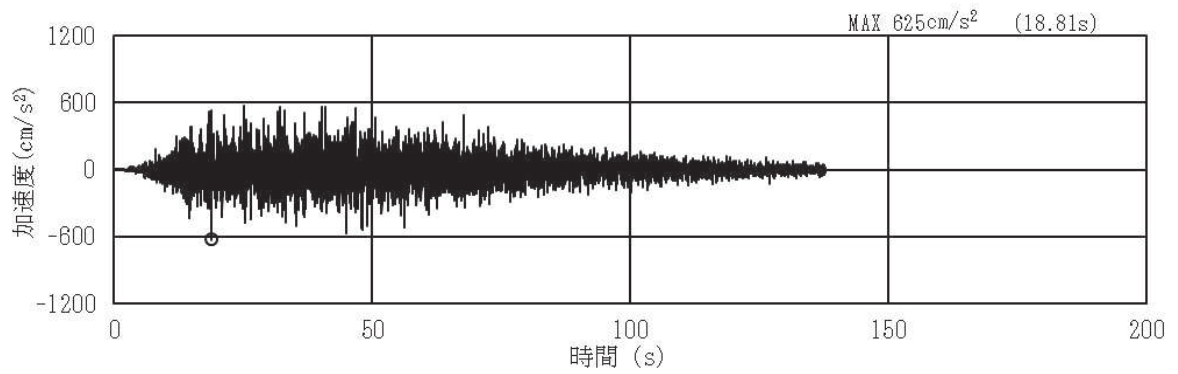
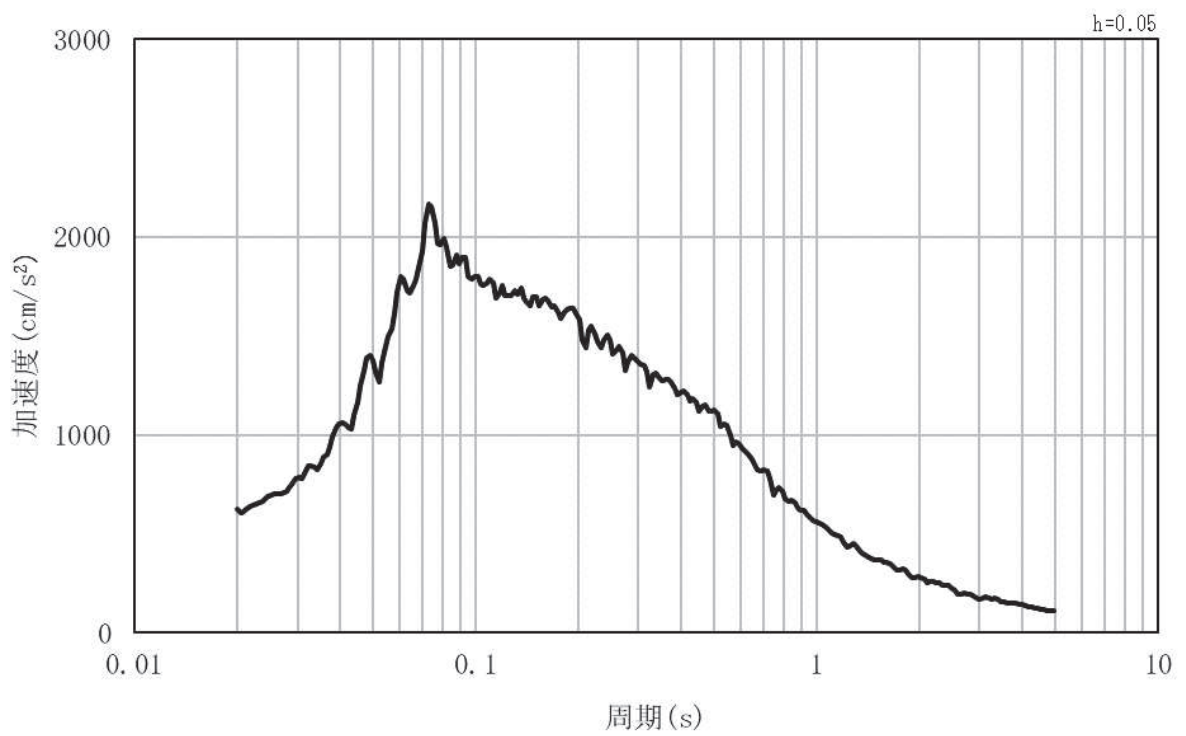


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (引上げ地盤モデル)

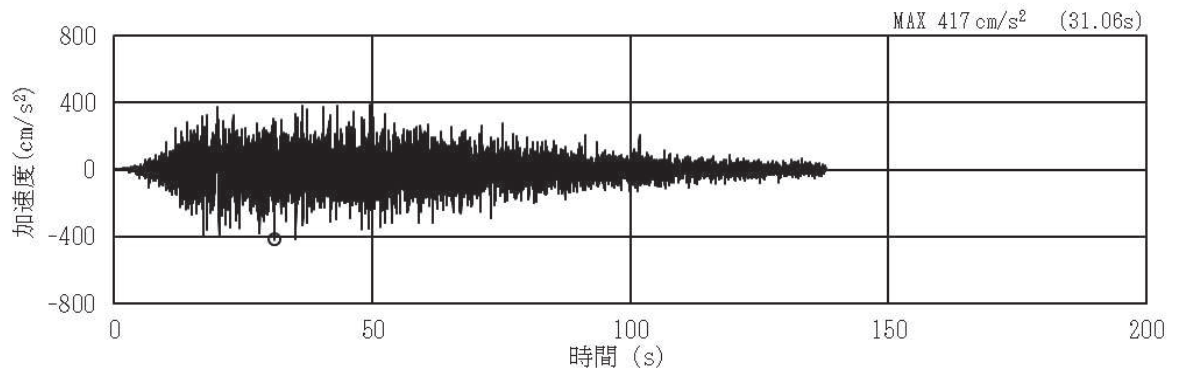


(a) 速度時刻歴波形

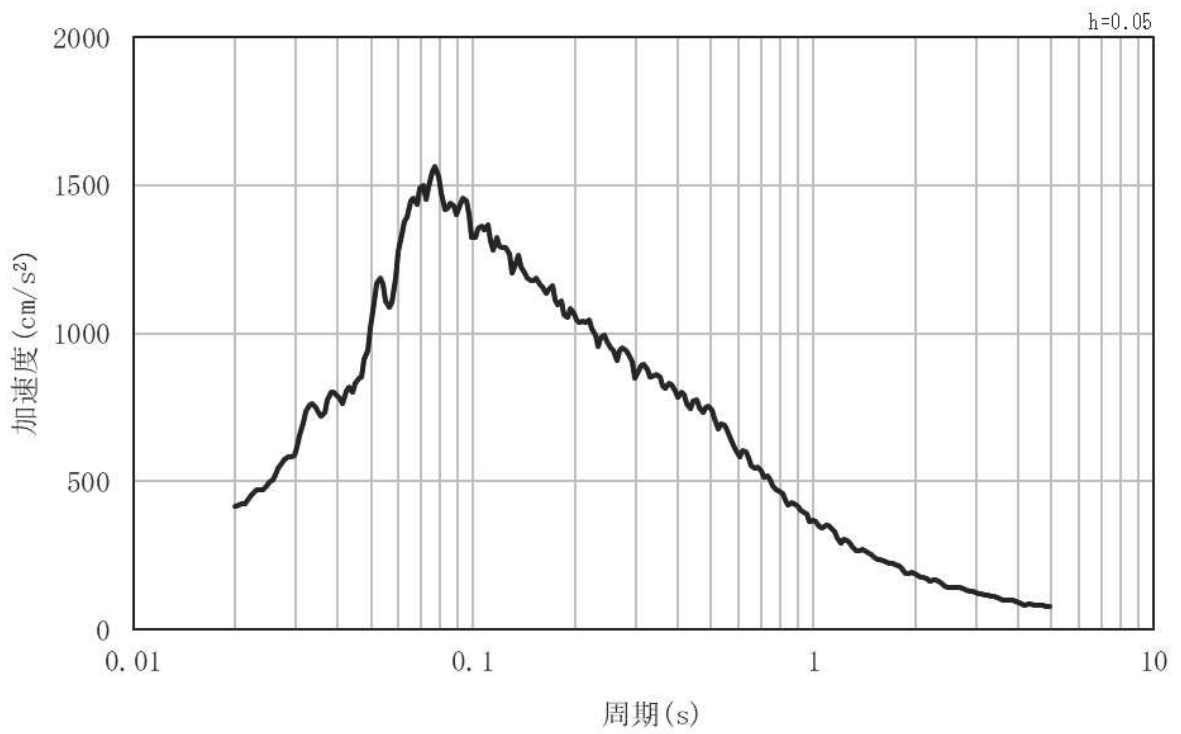


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(1) 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  
(水平方向 : S s - D 1)

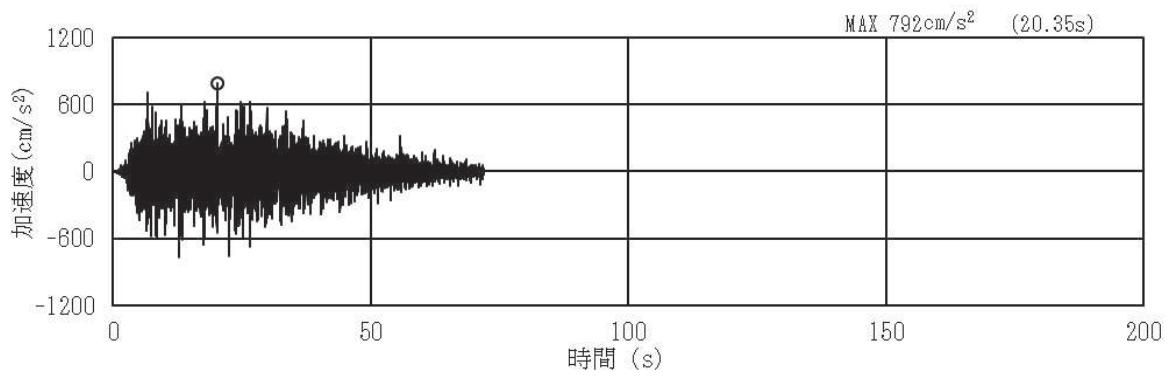


(a) 加速度時刻歴波形

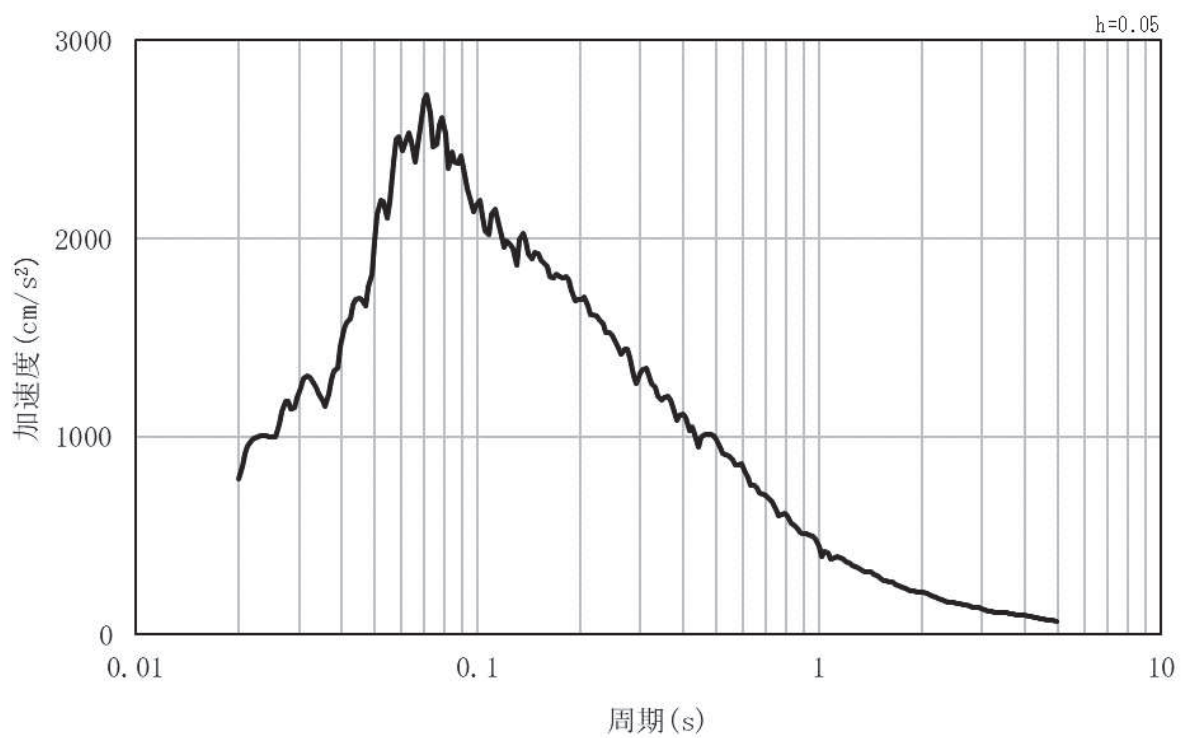


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(鉛直方向：S s - D 1)

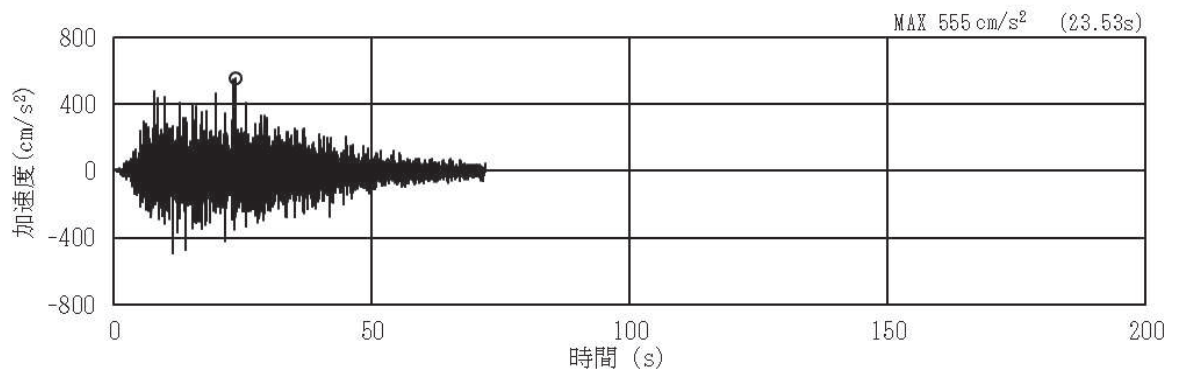


(a) 加速度時刻歴波形

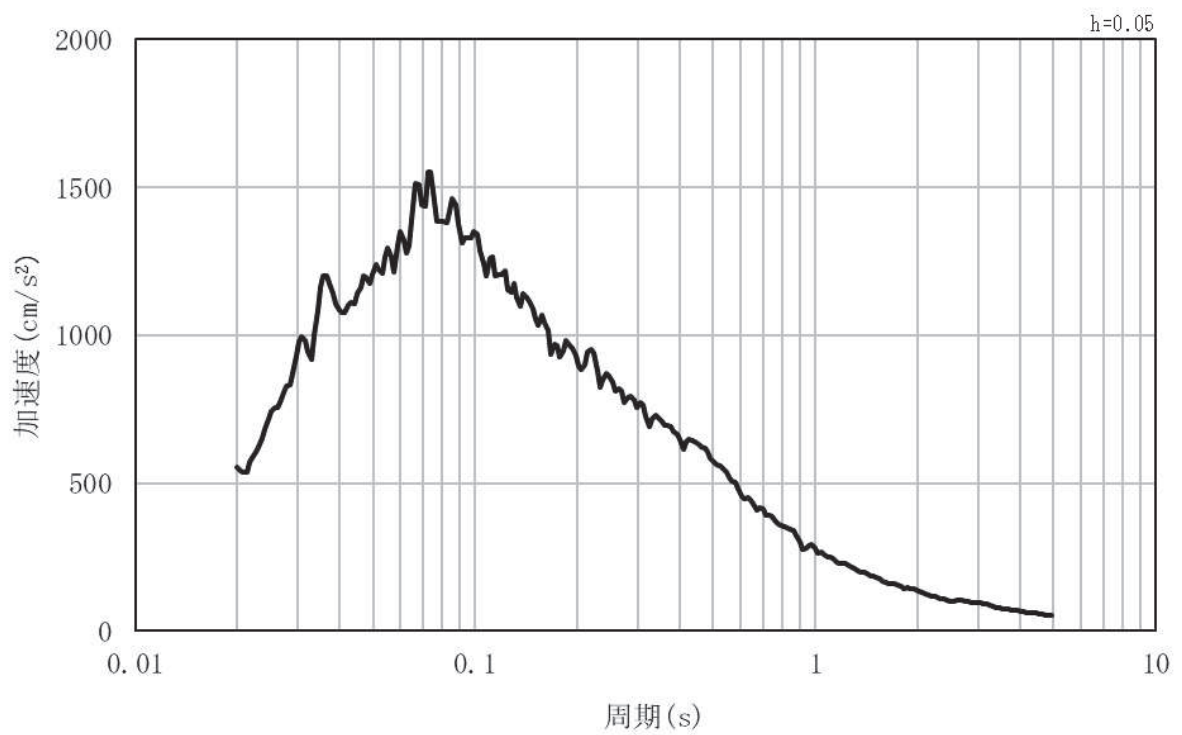


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(水平方向 : S s - D 2)



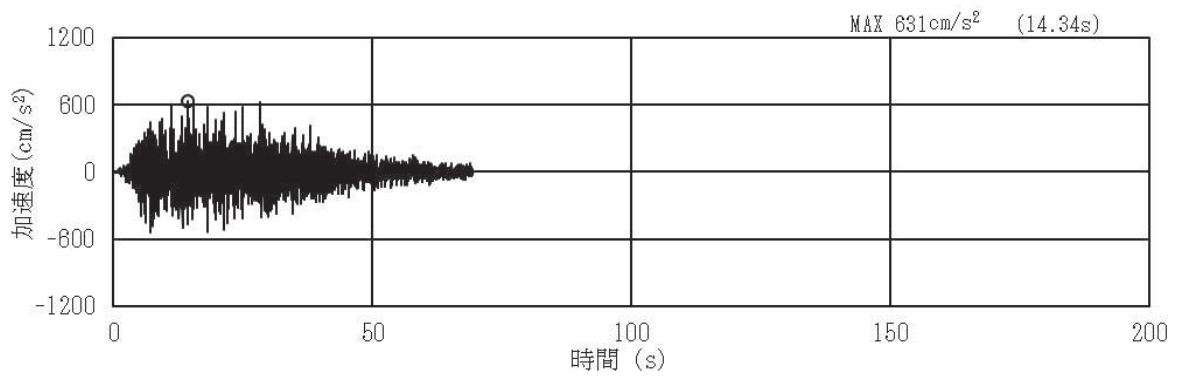
(a) 加速度時刻歴波形



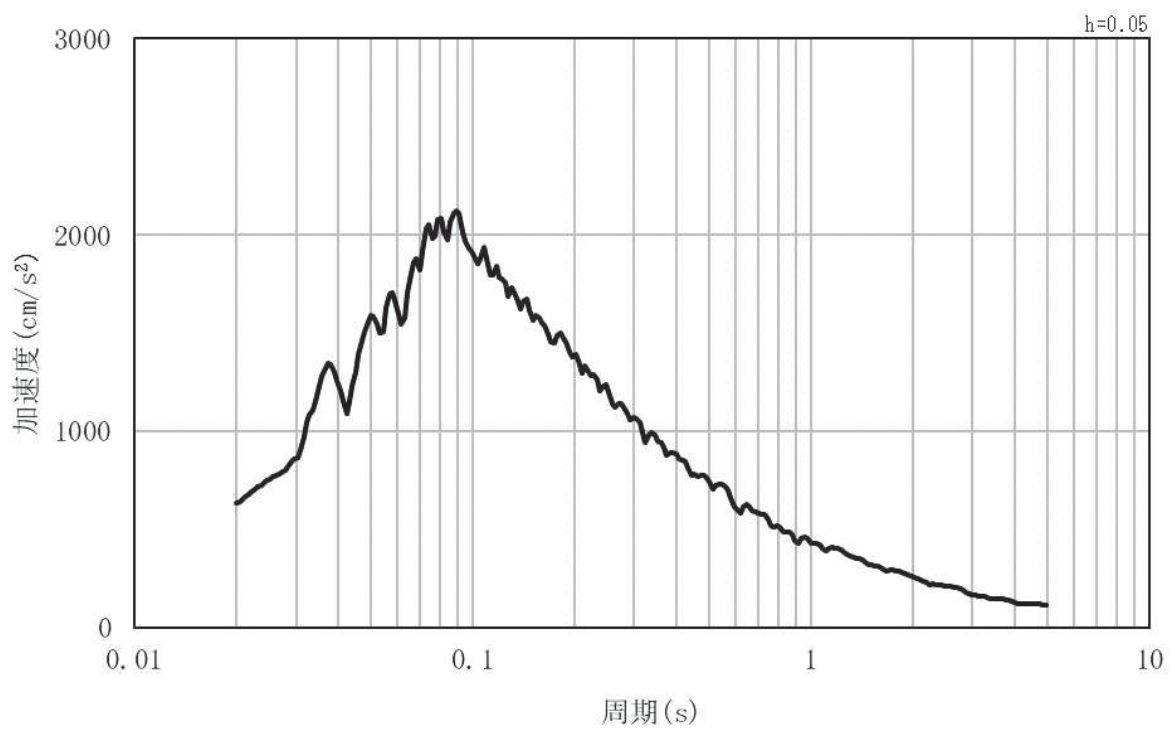
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(鉛直方向：S s - D 2)



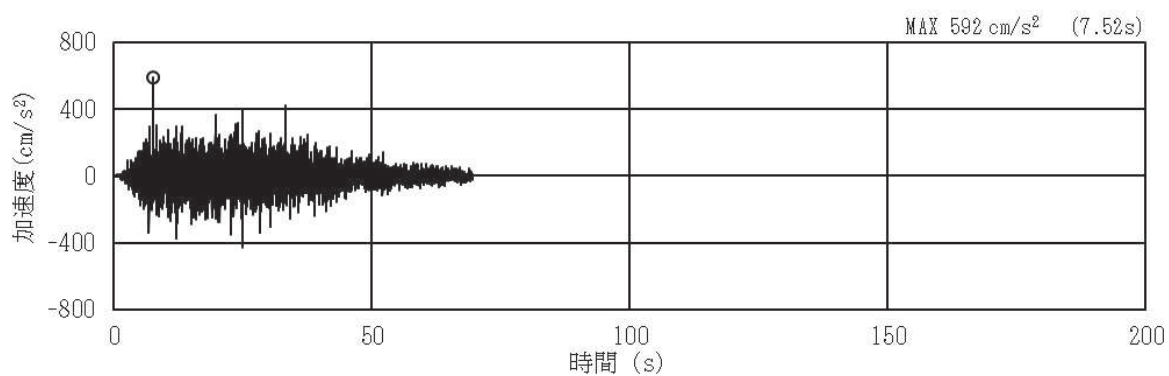


(a) 加速度時刻歴波形

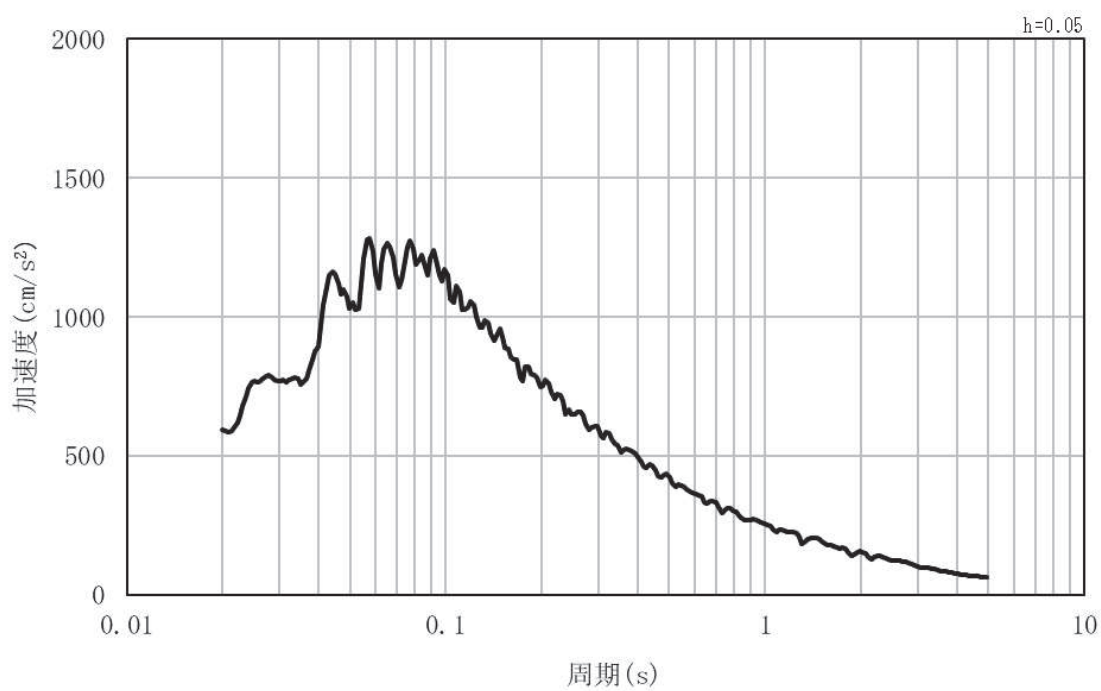


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(水平方向：S s - D 3)

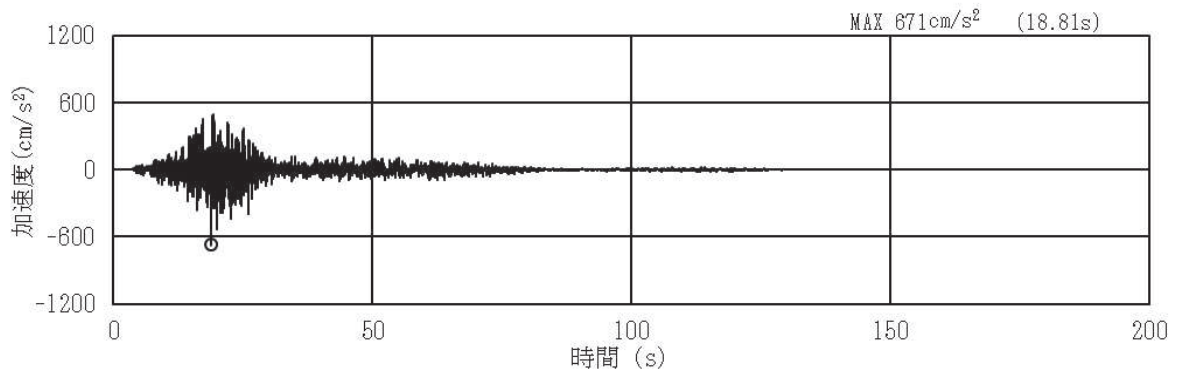


(a) 加速度時刻歴波形

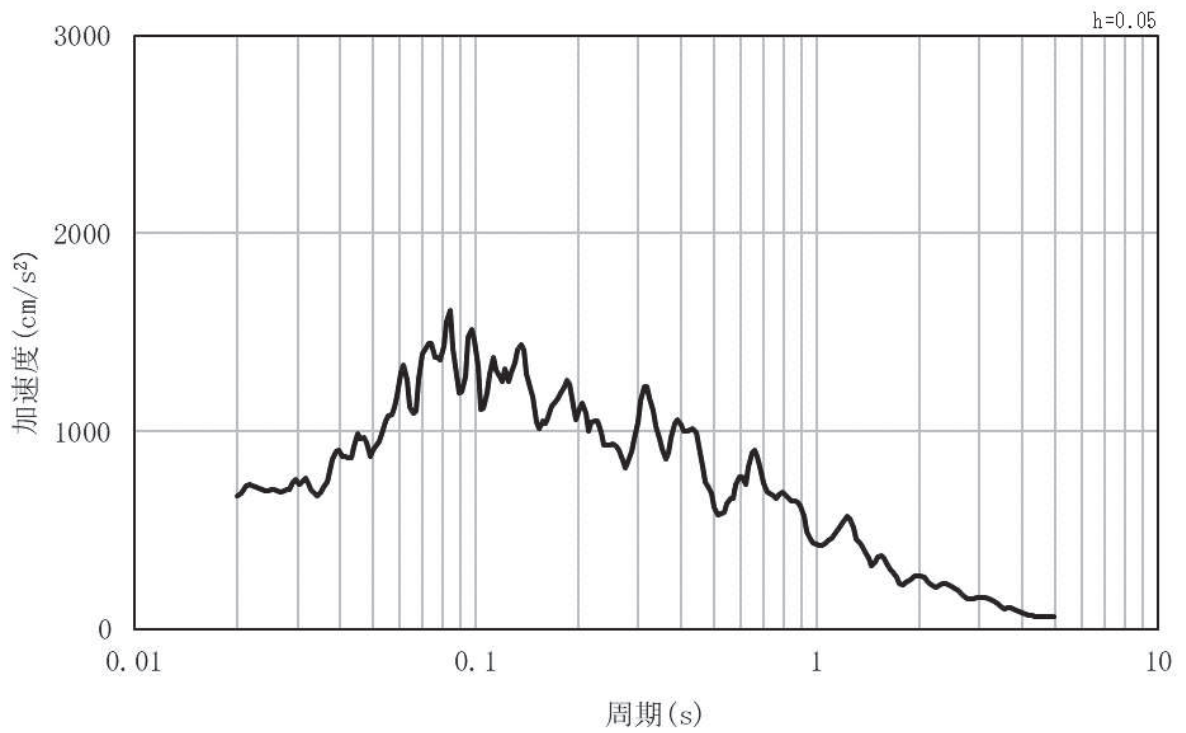


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(鉛直方向：S s - D 3)

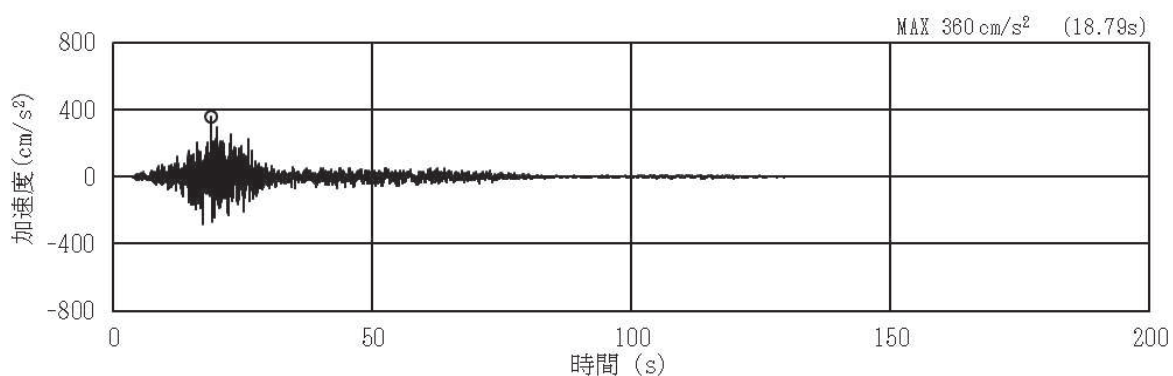


(a) 加速度時刻歴波形

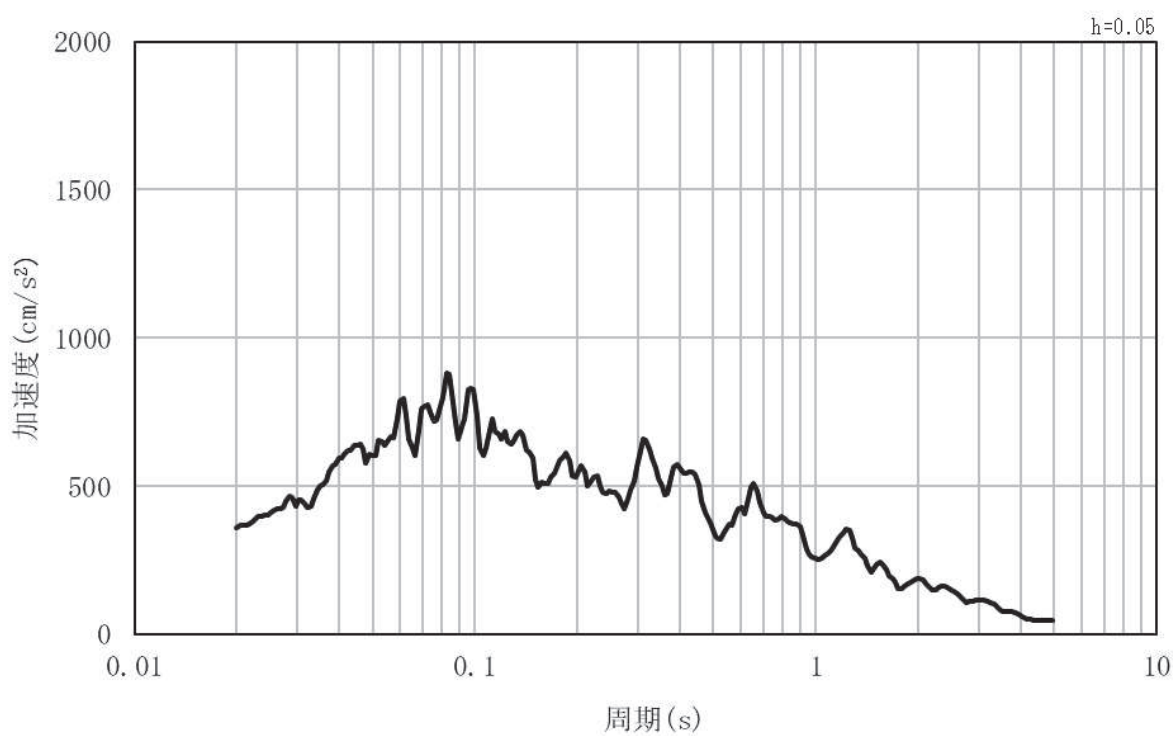


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(水平方向 : S s - F 1)

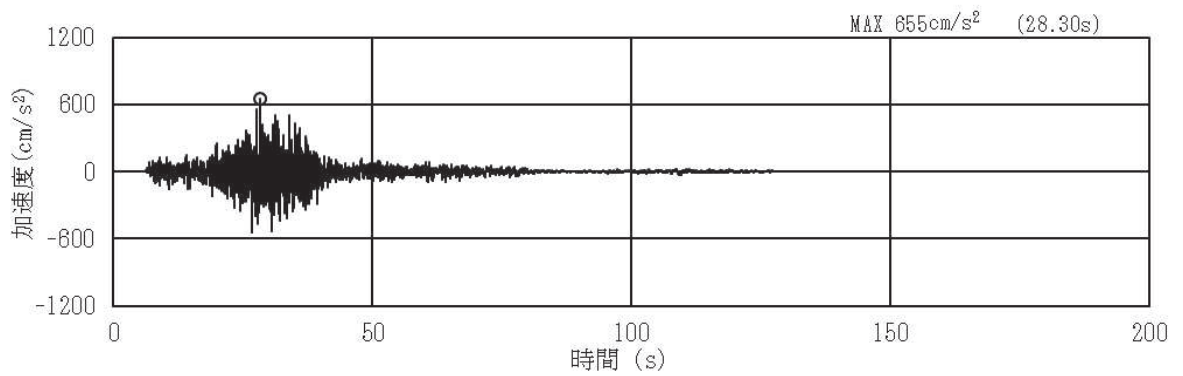


(a) 加速度時刻歴波形

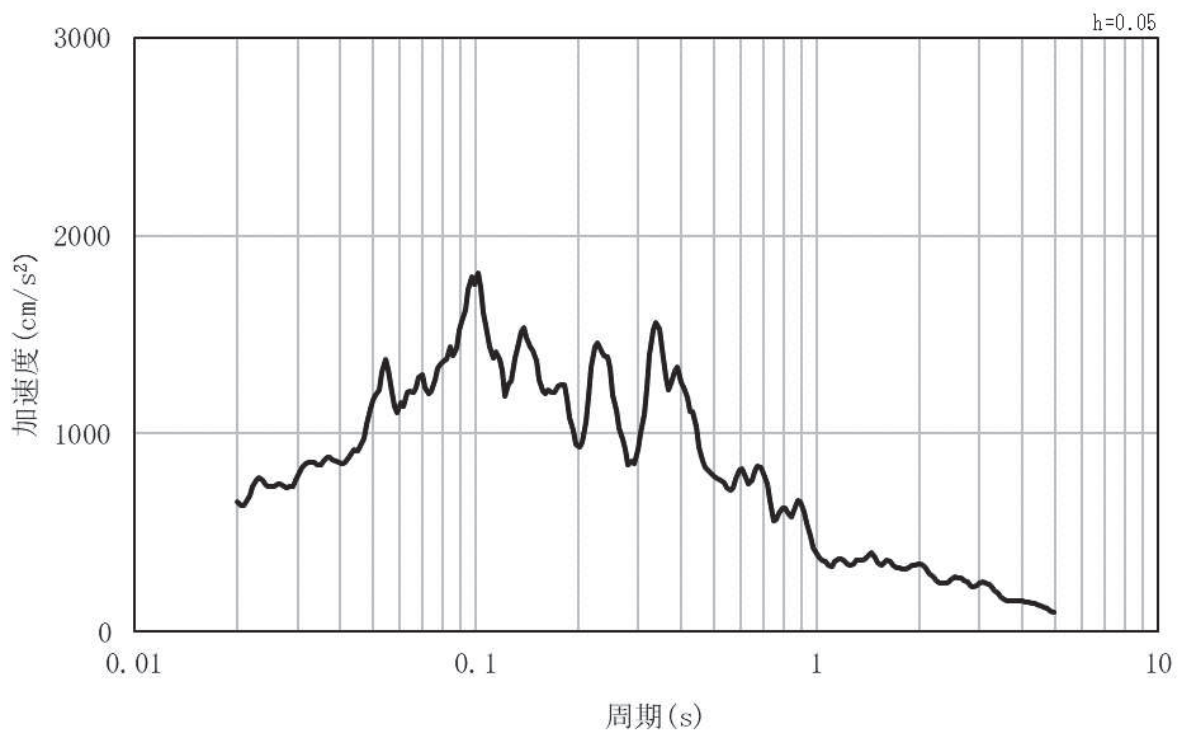


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(鉛直方向：S s - F 1)

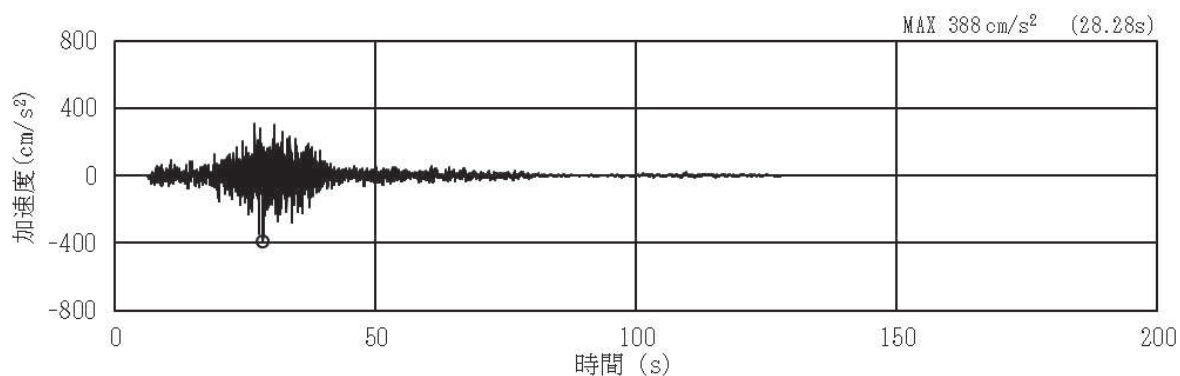


(a) 加速度時刻歴波形

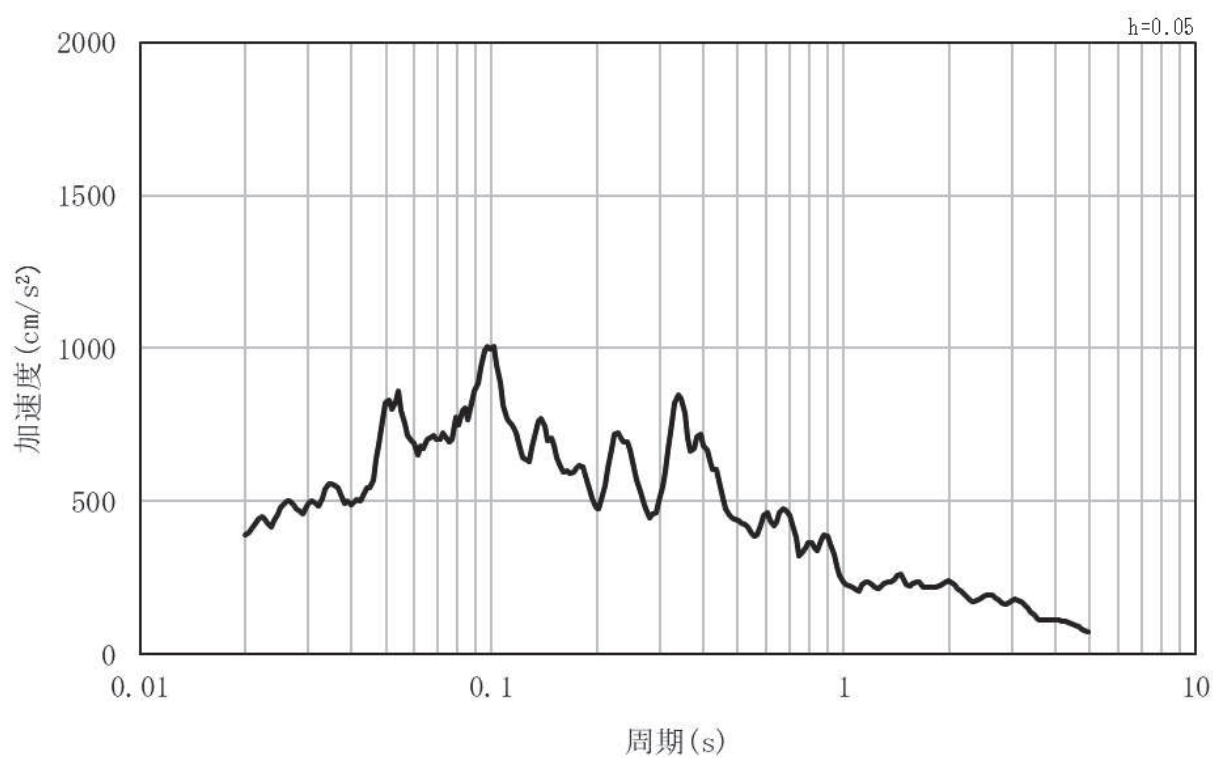


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(水平方向 : S s - F 2)

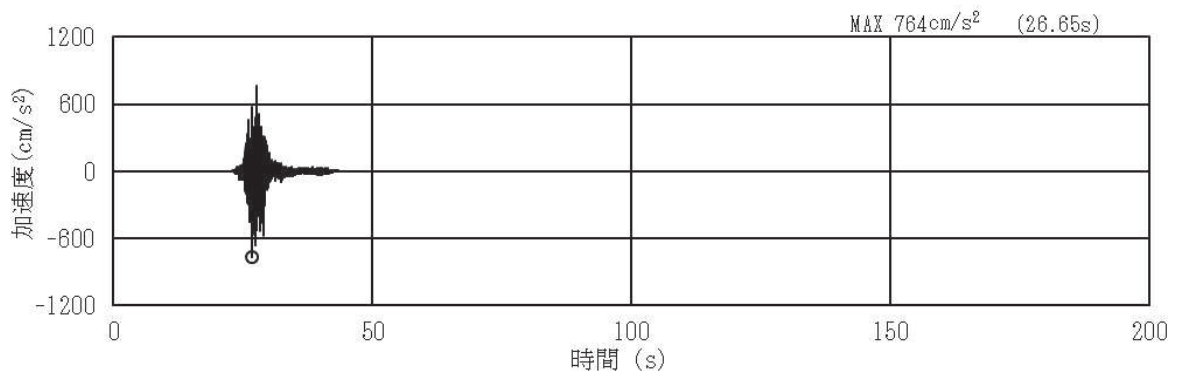


(a) 加速度時刻歴波形

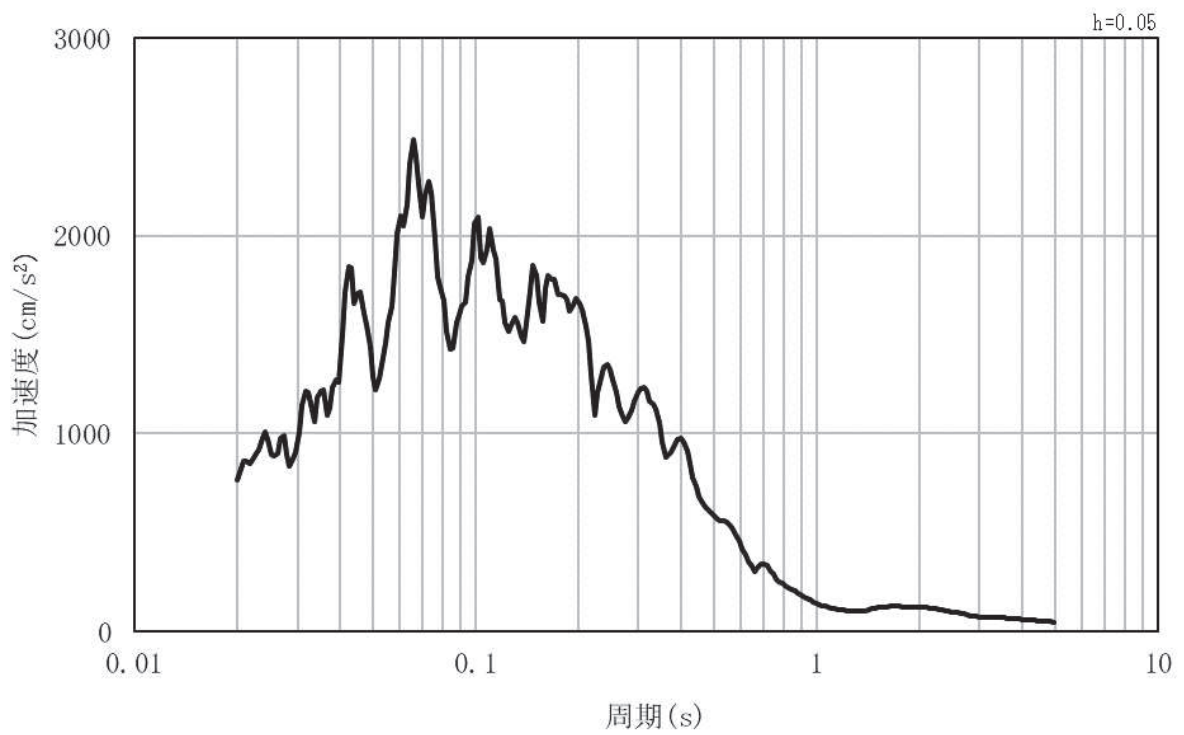


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(鉛直方向：S s - F 2)

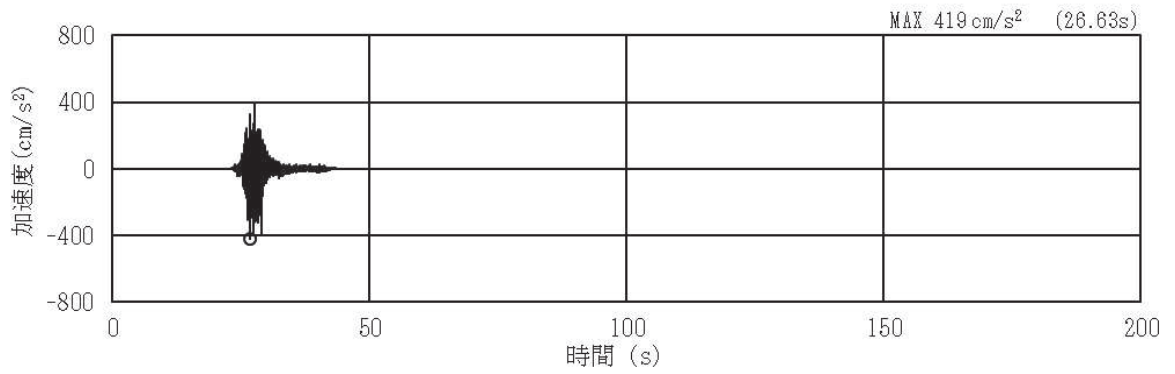


(a) 加速度時刻歴波形

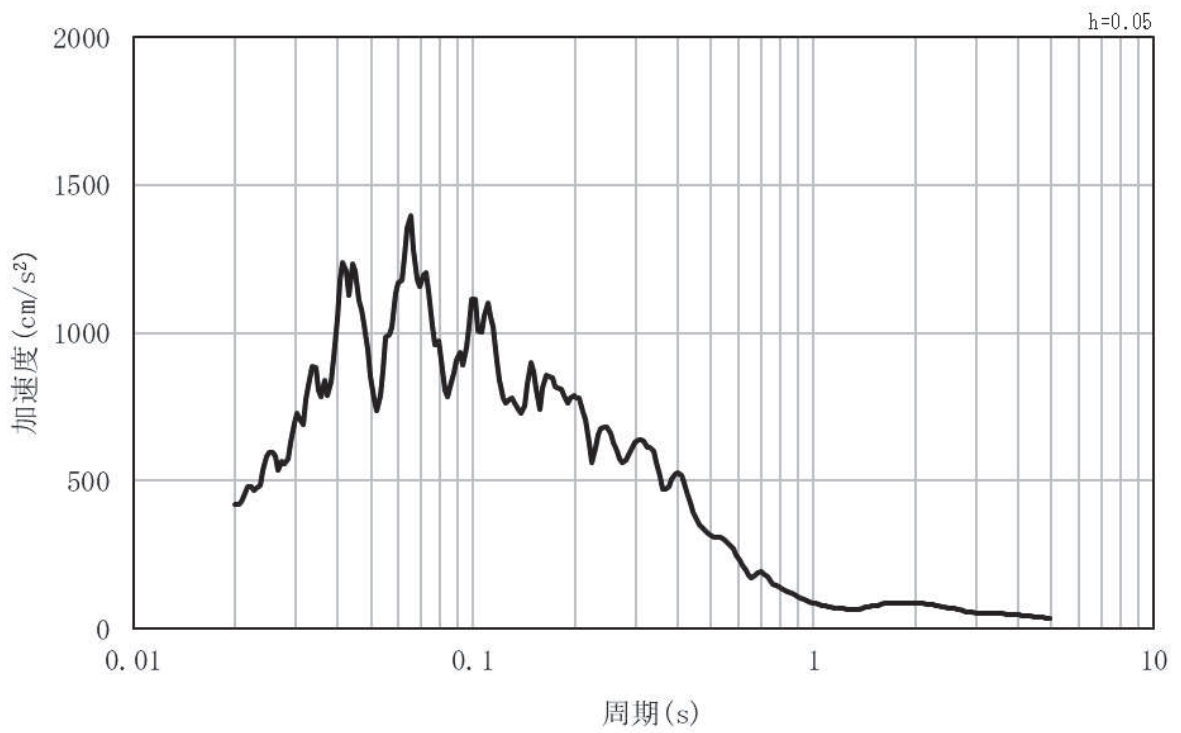


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(水平方向 : S s - F 3)



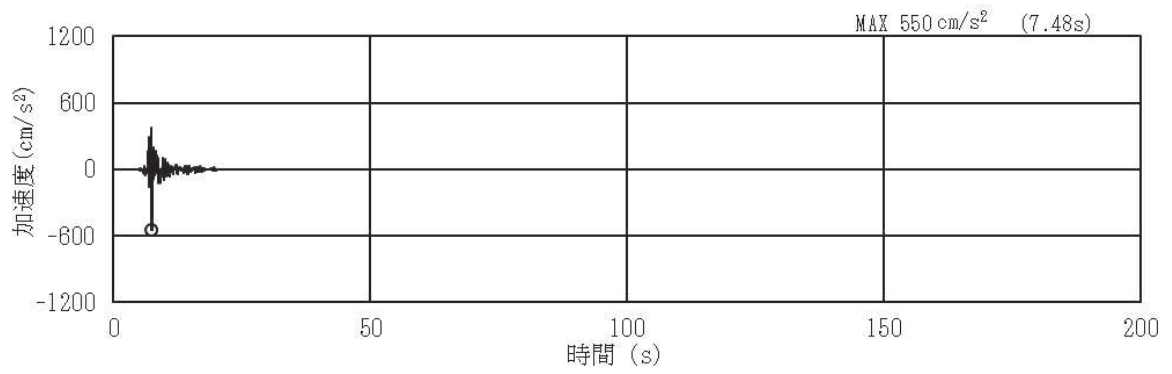
(a) 加速度時刻歴波形



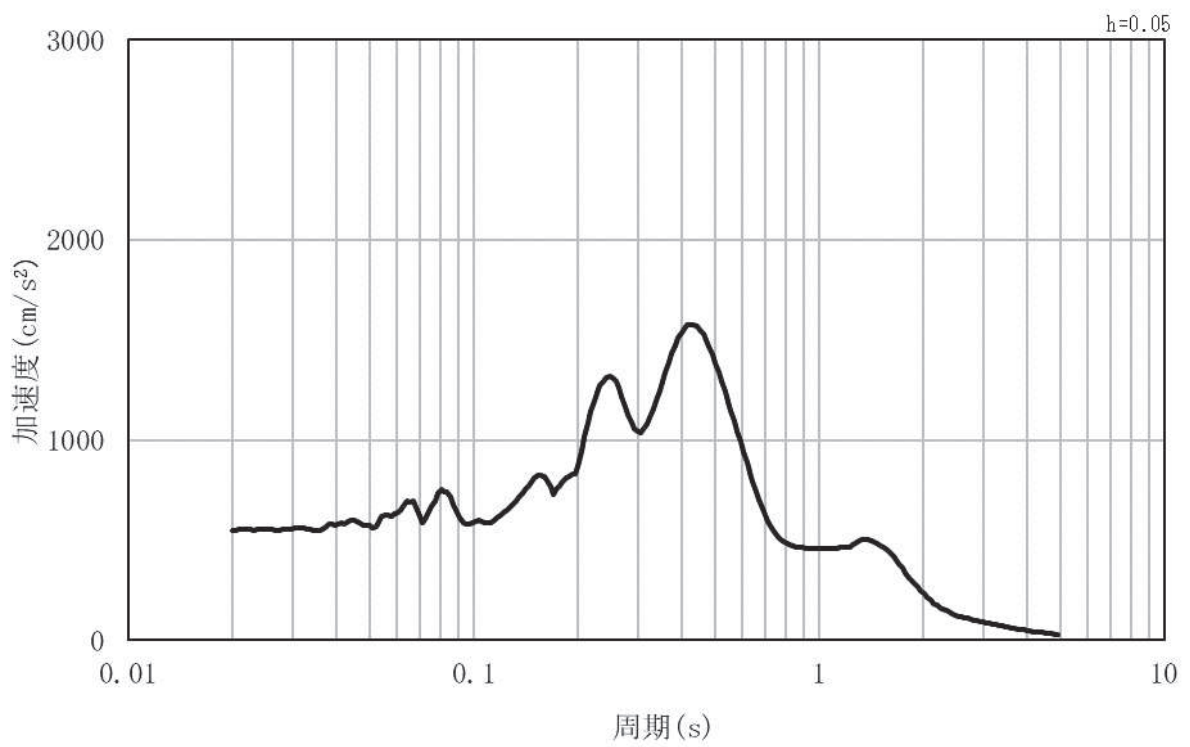
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(鉛直方向：S s - F 3)



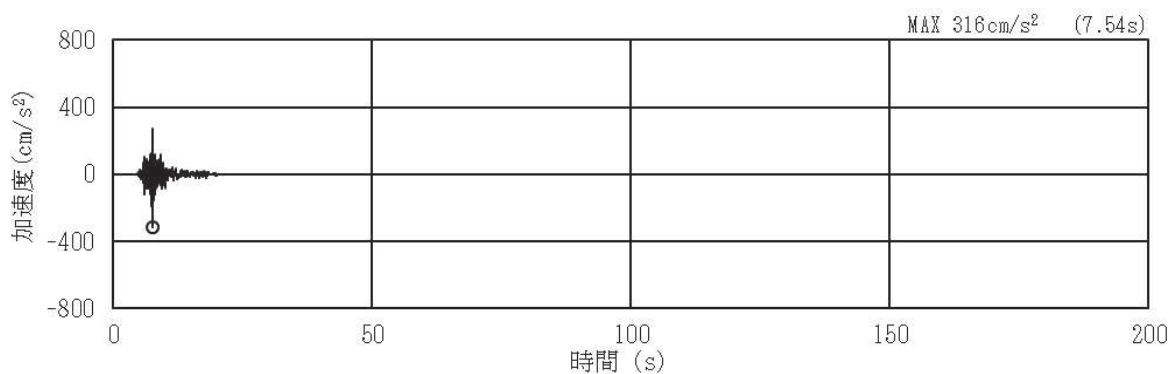


(a) 加速度時刻歴波形

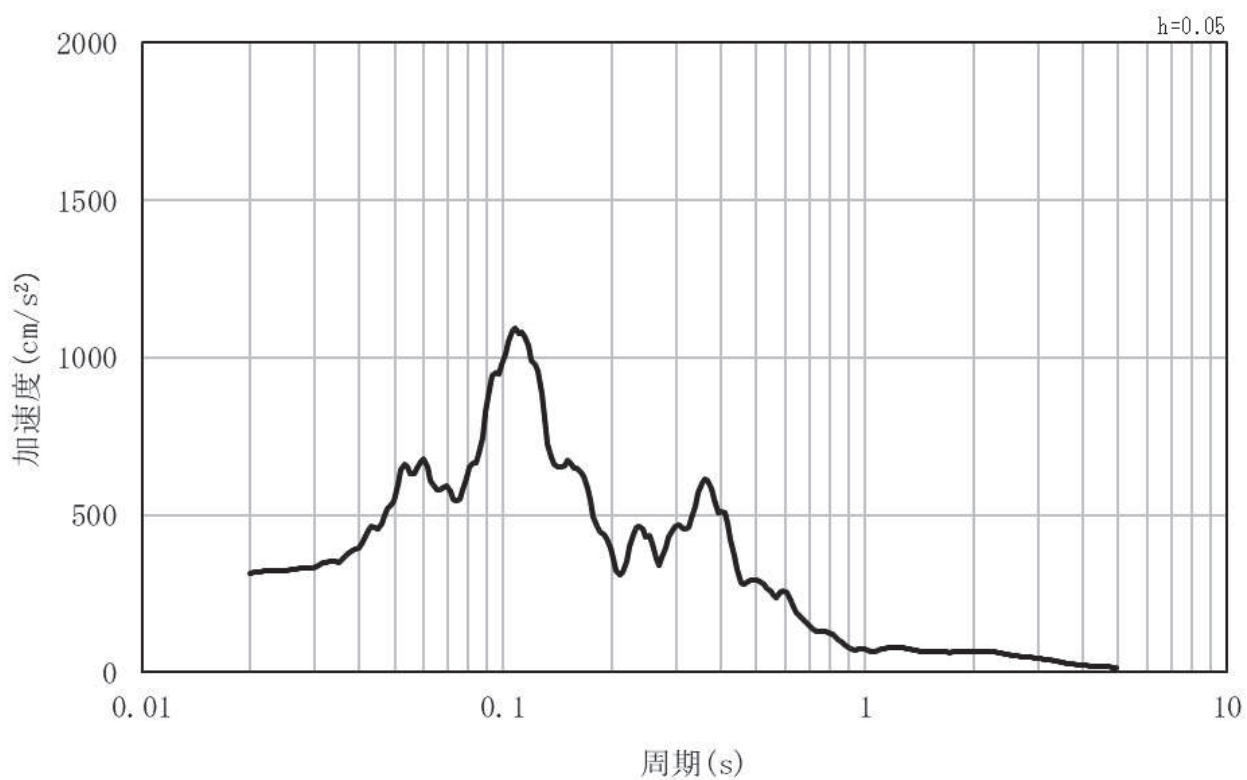


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(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  
(水平方向：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 3.4-2(14) 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  
(鉛直方向：S s - N 1)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.5-1 のモデル範囲の考え方に示すとおり、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 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面をエネルギー伝達境界、底面を粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、設定する。

構造物の要素分割については、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

解析モデルの下端については、第 4 速度層及び第 5 速度層の分布に着目し、O.P. -101.0m までモデル化する。

二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 1 次元地盤モデルである。

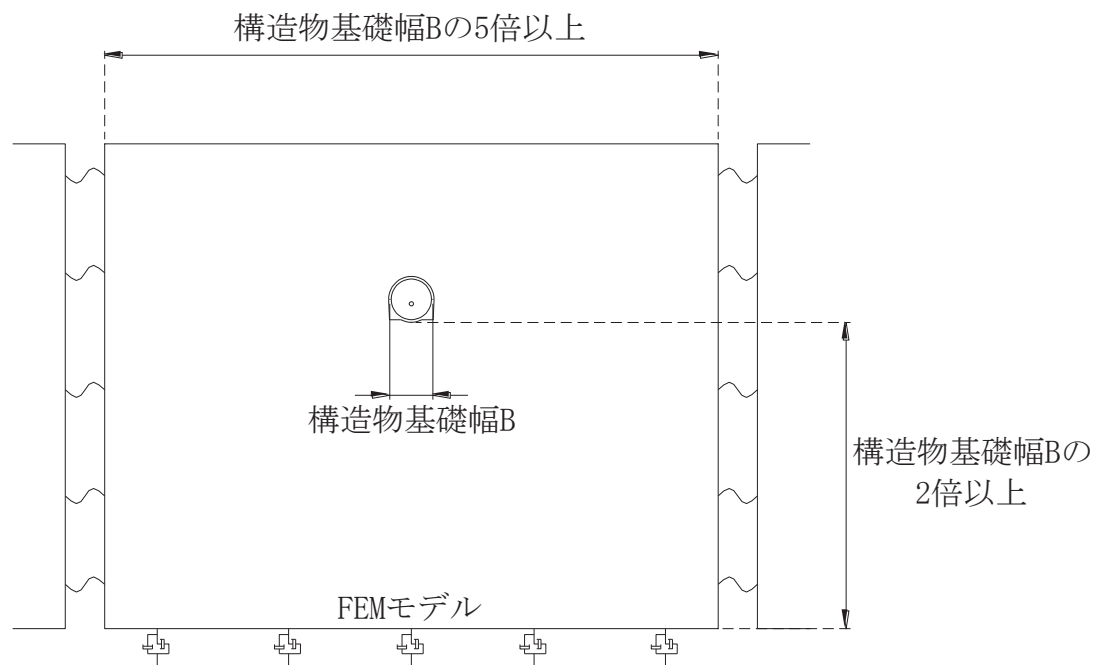


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、構造物の自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。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。

常時応力解析における境界条件の概念図を図 3.5-2 に示す。

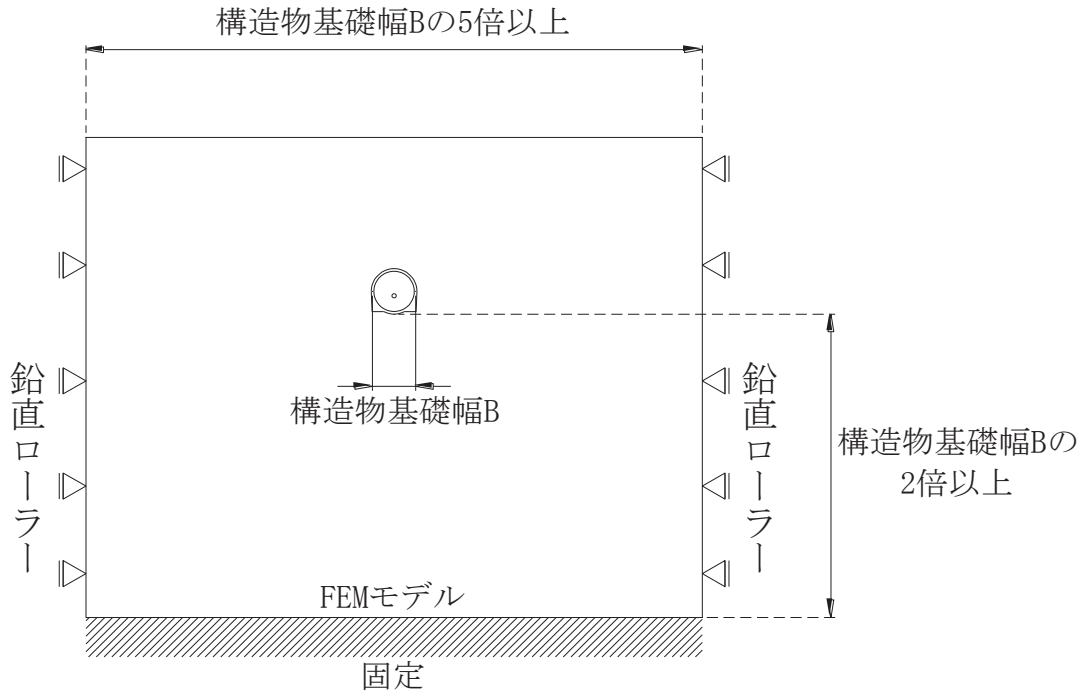


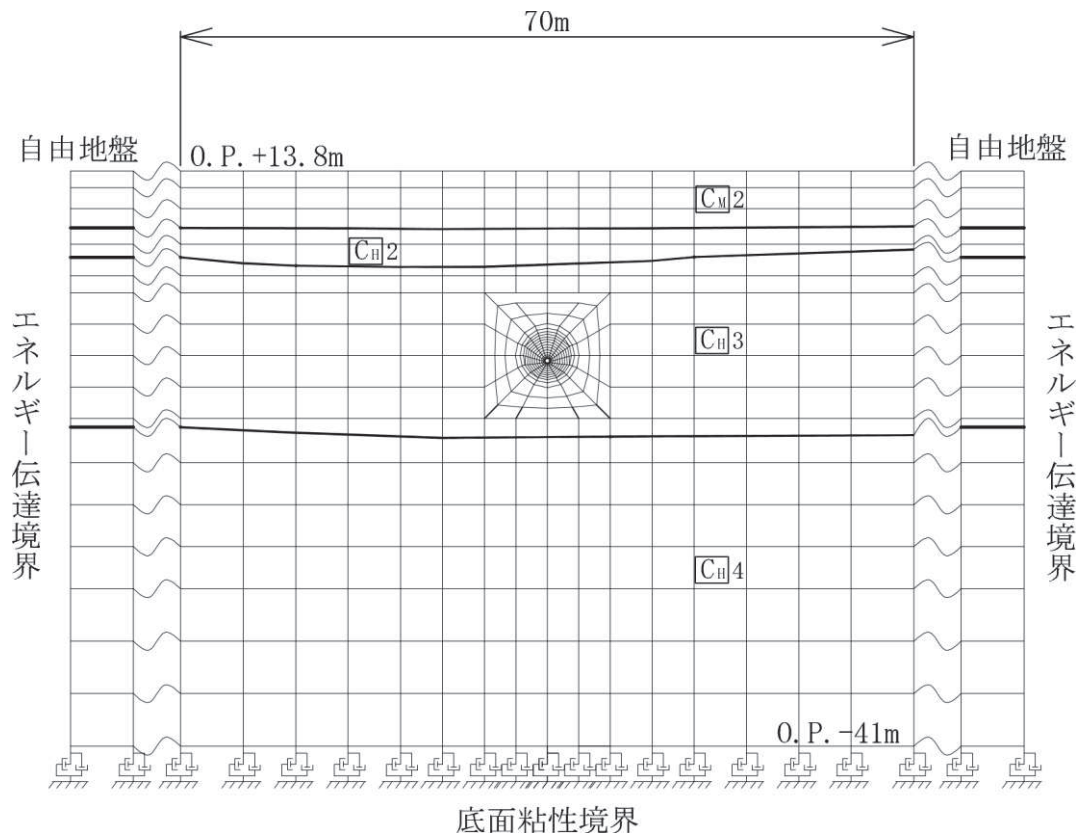
図 3.5-2 常時応力解析における境界条件の概念図

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、有限要素法における半無限地盤を模擬するため、底面に粘性境界、側方にエネルギー伝達境界を設ける。

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。側方のエネルギー伝達境界については、自由地盤の地盤振動と不成型地盤側方の差分が側方を通過していく状態を模擬するものである。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析モデルを図 3.5-3 に示す。



注)  $C_H5$  は  $C_H$  級岩盤の第5速度層を示す。

図 3.5-3 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析モデル

(3) 構造物のモデル化

構造部材（覆工部及び充填部）は、平面ひずみ要素によりモデル化する（覆工部については、鉄筋は考慮しない）。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、平面ひずみ要素でモデル化する。

(5) 内水のモデル化

内水は、付加質量としてモデル化する。

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。構造物の使用材料を表 3.5-1 に、材料の物性値を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-1 使用材料

| 部位  | 材料     | 諸元                                    |
|-----|--------|---------------------------------------|
| 覆工部 | コンクリート | 設計基準強度： $f'_{ck} = 20.5\text{N/mm}^2$ |
| 充填部 | コンクリート | 設計基準強度： $f'_{ck} = 50.0\text{N/mm}^2$ |

表 3.5-2 材料の物性値

| 材料                                       | 単位体積重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | ヤング係数<br>( $\text{N/mm}^2$ ) | ポアソン比<br>(-) |
|--|-------------------------------|------------------------------|--------------|
| コンクリート ( $f'_{ck} = 20.5\text{N/mm}^2$ ) | 24.0 *                        | $2.33 \times 10^4$ *         | 0.20 *       |
| コンクリート ( $f'_{ck} = 50.0\text{N/mm}^2$ ) | 23.0 *                        | $3.30 \times 10^4$ *         | 0.20 *       |

注記 \*：コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2017 年制定)。なお、覆工部は、耐震計算においては期待しないものの、鉄筋を有する構造であることを踏まえ、鉄筋コンクリートの単位体積重量を用いる。

3.5.3 地盤の物性値

地盤については、添付書類「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使用する。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した地表面とする。

### 3.6 評価対象部位

#### 3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、覆工部及び充填部とする。

#### 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、覆工部を支持する岩盤とする。

### 3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

耐震評価における許容限界は、地震荷重に対してコンクリート躯体である覆工部及び充填部が引張破壊又はせん断破壊しないこととして、引張破壊に対しては引張強度、せん断破壊に対してはせん断強度とする。

引張強度は「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)」に基づき設定する。

覆工部及び充填部の許容限界を表 3.7-1 に示す。

表 3.7-1 覆工部及び充填部の許容限界 (引張強度)

| 部位  | 項目              | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-----|-----------------|------------------------------|
| 覆工部 | 引張強度 $\sigma_t$ | 1.019                        |
| 充填部 | 引張強度 $\sigma_t$ | 1.847                        |

引張強度  $\sigma_t$  の設定方法 (例: 充填部の場合)

$$\begin{aligned}\text{引張強度の限界値} \quad \sigma_t &= f_{td} / \gamma_b = (f_{tk} / \gamma_c) / \gamma_b \\ &= (0.23 \times 50^{2/3} / 1.3) / 1.3 \\ &= 1.847 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに,

$f_{td}$  : 設計引張強度 (=  $f_{tk} / \gamma_c$ )

$f_{tk}$  : 引張強度 (=  $0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}$ )

$f'_{ck}$  : 設計基準強度 (=  $50 \text{ N/mm}^2$ )

$\gamma_b$  : 部材係数 (=  $1.3$ )

$\gamma_c$  : 材料係数 (=  $1.3$ )

せん断強度は、表 3.7-2 に示す物性値を用いては、「コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編）（土木学会，2013 年制定）」より算出する。なお，せん断強度の設定方法については、「補足 600-1【地盤の支持性能について】参考資料 23 MMR のせん断強度について」に示すとおり，試験及び既往文献により妥当性が確認されており，打継処理の管理をした上で施工することから，上記設定は妥当であると考えられる。

表 3.7-2 覆工部及び充填部の許容限界（せん断強度）

| 項目     |           |          | 覆工部               | 充填部                |
|--------|-----------|----------|-------------------|--------------------|
| 設計基準強度 | $f'_{ck}$ | $N/mm^2$ | 20.5              | 50.0               |
| 内部摩擦角  | $\phi$    | °        | 0 <sup>*1</sup>   | 0 <sup>*1</sup>    |
| せん断強度  | $\tau_0$  | $N/mm^2$ | 4.1 <sup>*2</sup> | 10.0 <sup>*2</sup> |

注記 \*1：保守的に考慮しないこととする

\*2： $\tau_0 = 1/5 q_u \rightarrow \tau_0 = 0.2 f'_{ck}$

### 3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤の極限支持力を表 3.7-3 に示す。

表 3.7-3 基礎地盤の許容限界

| 項目    | 基礎地盤 | 許容限界<br>( $N/mm^2$ ) |
|-------|------|----------------------|
| 極限支持力 | 狐崎部層 | 13.7                 |

## 3.8 評価方法

取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が，「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.1 構造部材の健全性評価

地震応答解析により算定した覆工及び充填部の応力が，引張強度及びせん断強度の許容限界以下となることを確認する。

耐震評価においては，すべての基準地震動  $S_s$  に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。

また，解析ケース①において，引張破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査



値がそれぞれ最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-1 に示す解析ケース②、③を実施する。

引張破壊に対する照査値を表 3.8-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 3.8-2 に、支持力における照査値を表 3.8-3 に示す。

また、引張破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3.8-1 に、せん断破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3.8-2 に示す。また、各解析ケースの基準地震動に対する接地圧の分布を図 3.8-3 に示す。

表 3.8-1(1) 引張破壊に対する照査値（覆工部）

| 解析ケース   |                    |    | ケース①  | ケース②                                | ケース③                                |
|---------|--------------------|----|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|         |                    |    | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性    |                    |    | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動(位相) | S <sub>s</sub> -D1 | ++ | 0.46  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.46  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D2 | ++ | 0.51  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.52  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D3 | ++ | 0.45  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.46  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F1 | ++ | 0.39  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.39  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F2 | ++ | 0.52  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.53  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F3 | ++ | 0.61  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.62  | 0.60                                | 0.61                                |
|         | S <sub>s</sub> -N1 | ++ | 0.37  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.36  |                                     |                                     |

表 3.8-1(2) 引張破壊に対する照査値（充填部）

| 解析ケース   |                    |    | ケース①  | ケース②                                | ケース③                                |
|---------|--------------------|----|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|         |                    |    | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性    |                    |    | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動(位相) | S <sub>s</sub> -D1 | ++ | 0.50  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.50  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D2 | ++ | 0.57  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.57  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D3 | ++ | 0.49  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.50  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F1 | ++ | 0.42  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.43  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F2 | ++ | 0.57  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.57  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F3 | ++ | 0.67  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.68  | 0.66                                | 0.67                                |
|         | S <sub>s</sub> -N1 | ++ | 0.41  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.40  |                                     |                                     |

表 3.8-2(1) せん断破壊に対する照査値（覆工部）

| 解析ケース   |                    |    | ケース①  | ケース②                                | ケース③                                |
|---------|--------------------|----|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|         |                    |    | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性    |                    |    | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動(位相) | S <sub>s</sub> -D1 | ++ | 0.11  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.11  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D2 | ++ | 0.12  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.12  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D3 | ++ | 0.12  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.12  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F1 | ++ | 0.10  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.10  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F2 | ++ | 0.12  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.12  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F3 | ++ | 0.14  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.14  | 0.14                                | 0.14                                |
|         | S <sub>s</sub> -N1 | ++ | 0.10  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.10  |                                     |                                     |

表 3.8-2(2) せん破壊に対する照査値（充填部）

| 解析ケース   |                    |    | ケース①  | ケース②                                | ケース③                                |
|---------|--------------------|----|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|         |                    |    | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性    |                    |    | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動(位相) | S <sub>s</sub> -D1 | ++ | 0.06  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.06  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D2 | ++ | 0.06  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.06  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D3 | ++ | 0.06  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.06  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F1 | ++ | 0.05  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.05  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F2 | ++ | 0.06  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.06  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F3 | ++ | 0.07  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.07  | 0.07                                | 0.07                                |
|         | S <sub>s</sub> -N1 | ++ | 0.05  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.05  |                                     |                                     |

表 3.8-3 支持力における照査値

| 解析ケース   |                    |    | ケース①  | ケース②                                | ケース③                                |
|---------|--------------------|----|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|         |                    |    | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性    |                    |    | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動(位相) | S <sub>s</sub> -D1 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D2 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -D3 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F1 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F2 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  |                                     |                                     |
|         | S <sub>s</sub> -F3 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  | 0.03                                | 0.03                                |
|         | S <sub>s</sub> -N1 | ++ | 0.03  |                                     |                                     |
|         |                    | -+ | 0.03  |                                     |                                     |

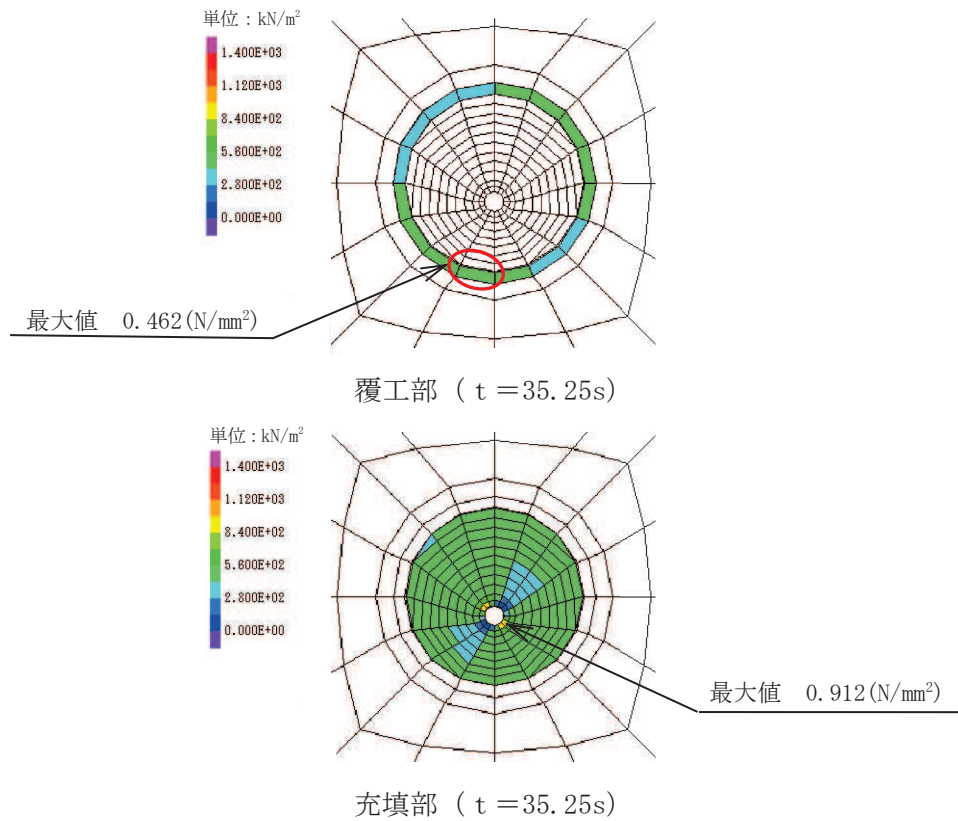


図 3.8-1(1) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (++) に対する引張応力分布図

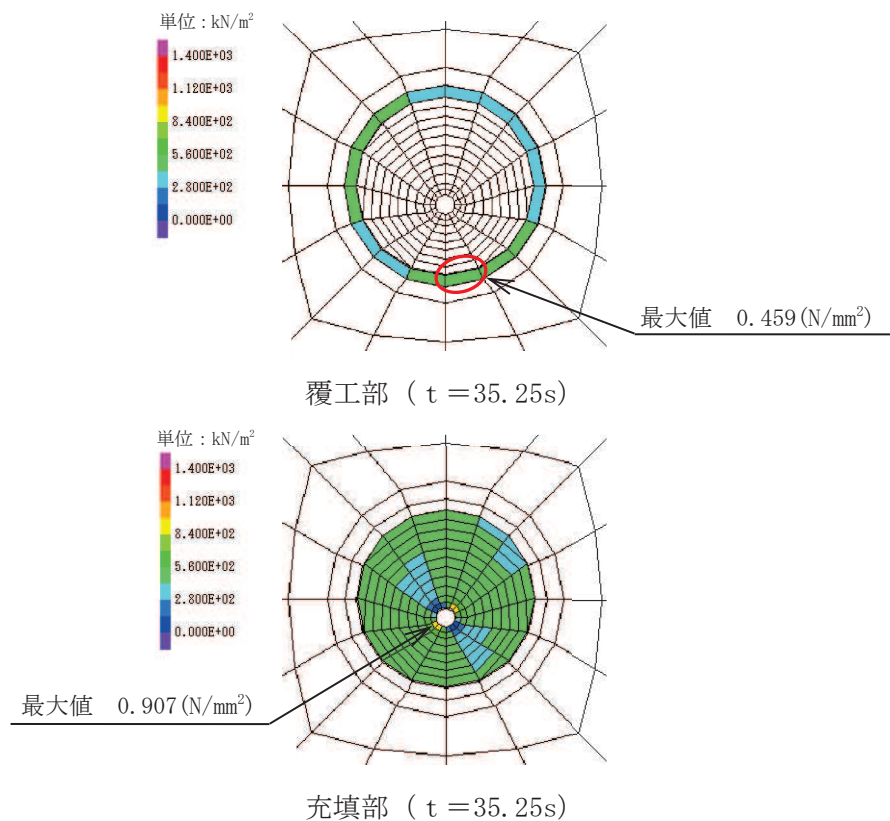
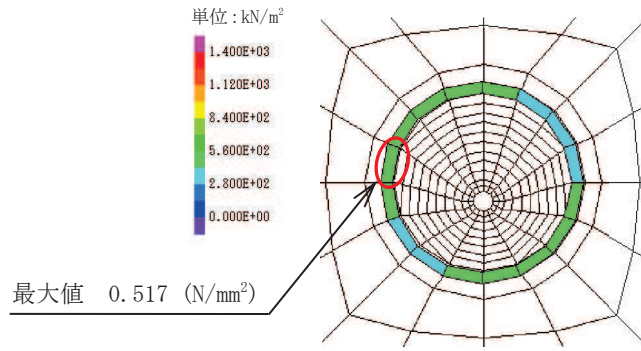
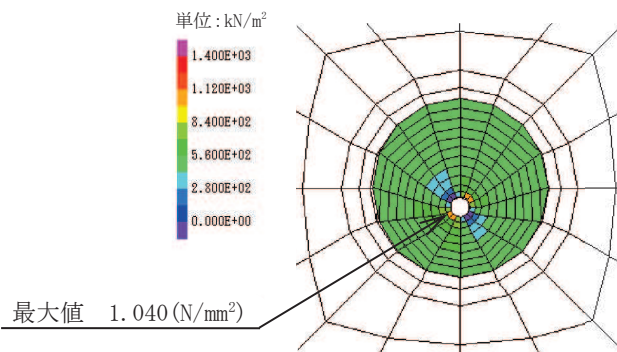


図 3.8-1(2) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (-+) に対する引張応力分布図

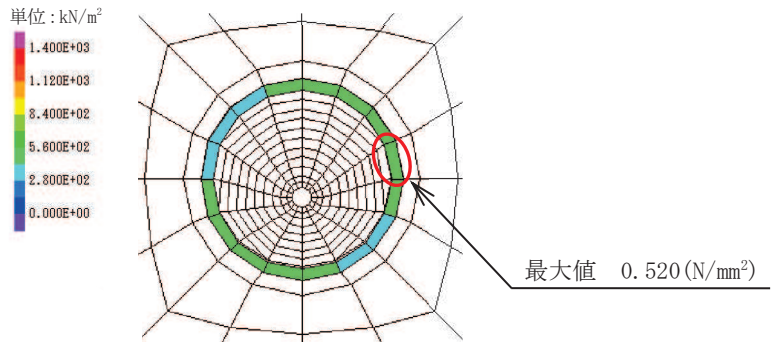


覆工部 ( t = 17.77s )

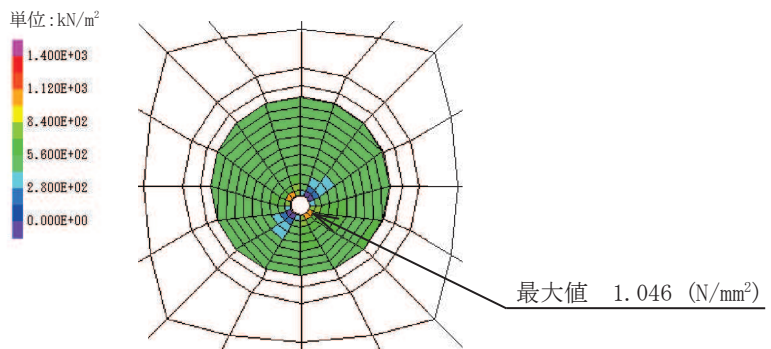


充填部 ( t = 17.77s )

図 3.8-1(3) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 ( ++ ) に対する引張応力分布図



覆工部 ( t = 17.77s )



充填部 ( t = 17.77s )

図 3.8-1(4) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 ( - + ) に対する引張応力分布図



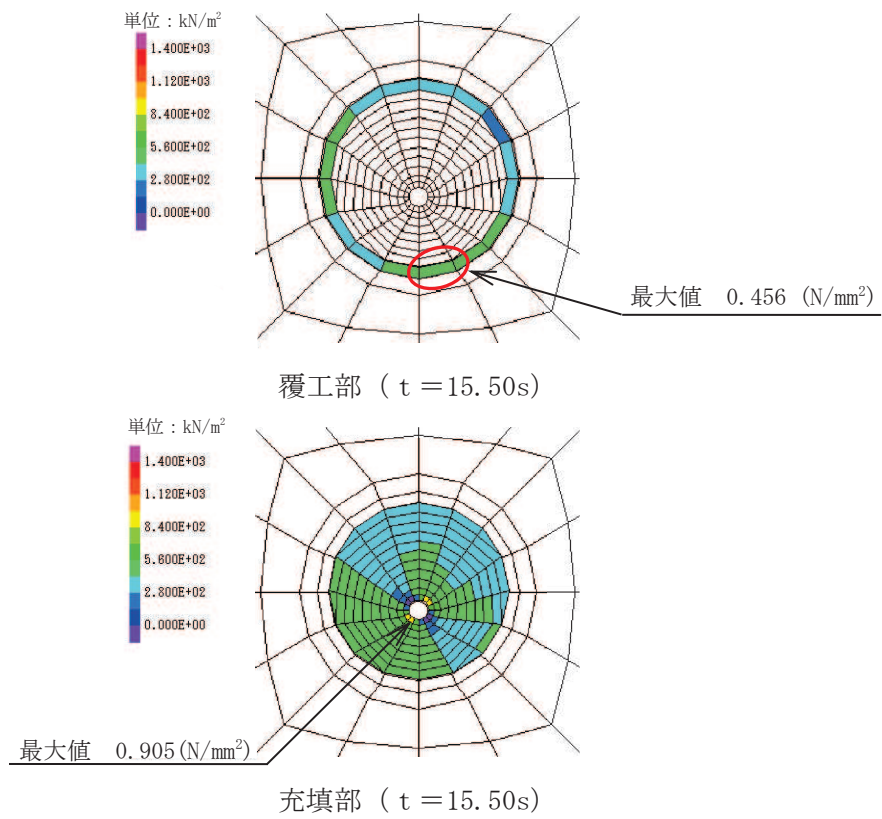


図 3.8-1(5) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3 (+ +)$  に対する引張応力分布図

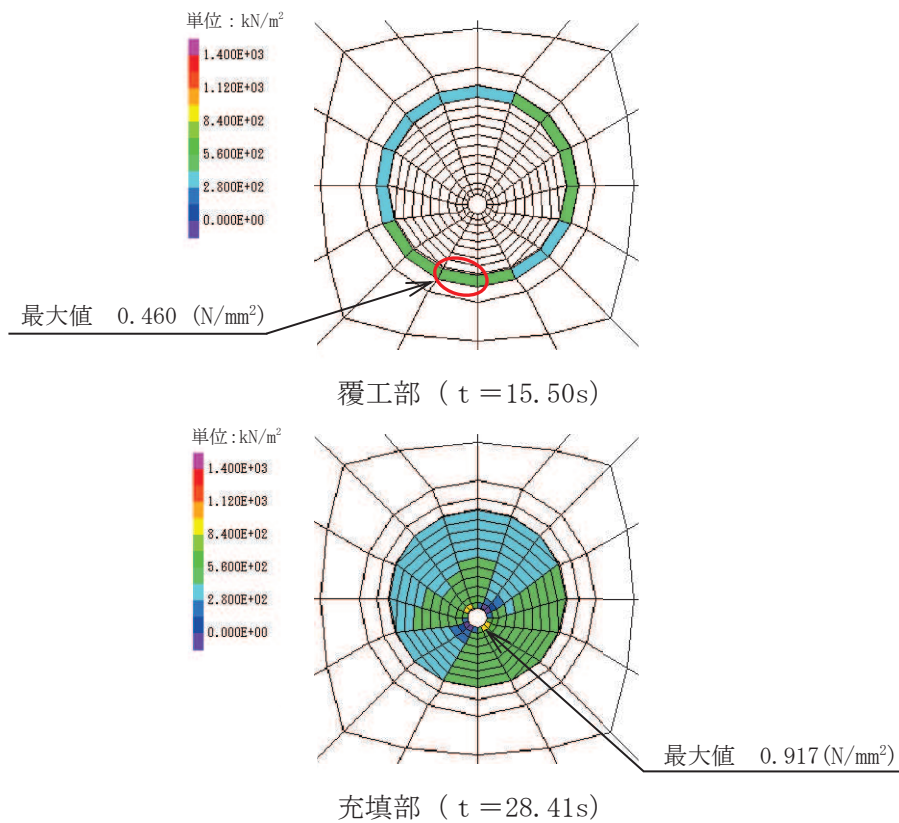


図 3.8-1(6) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3 (- +)$  に対する引張応力分布図

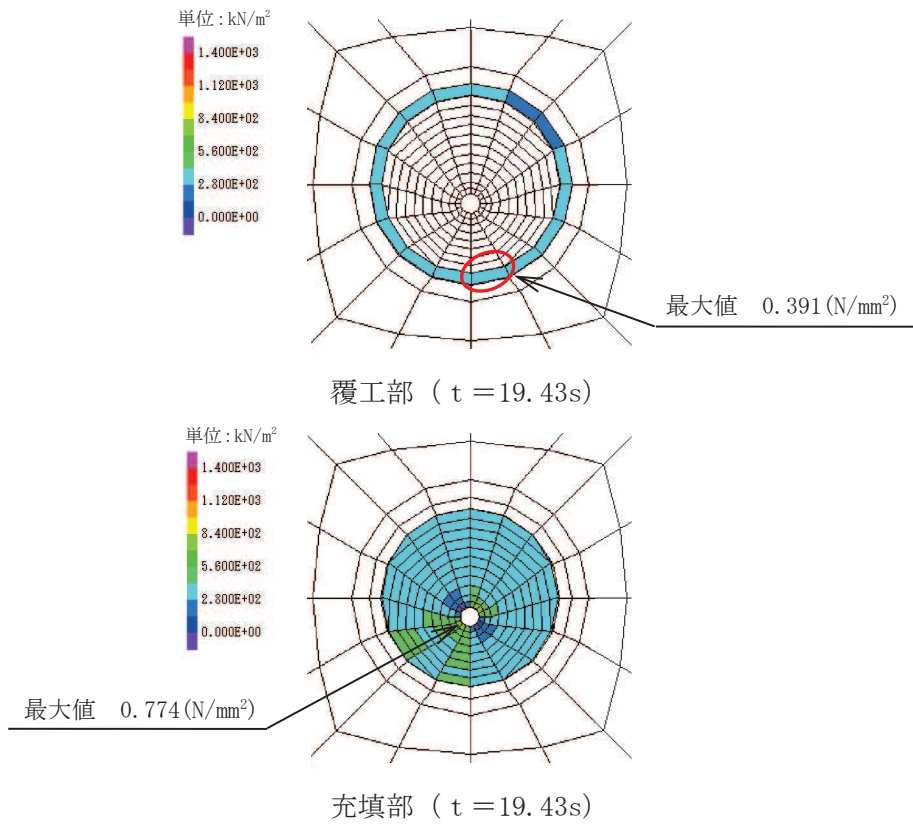


図 3.8-1(7) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (++) に対する引張応力分布図

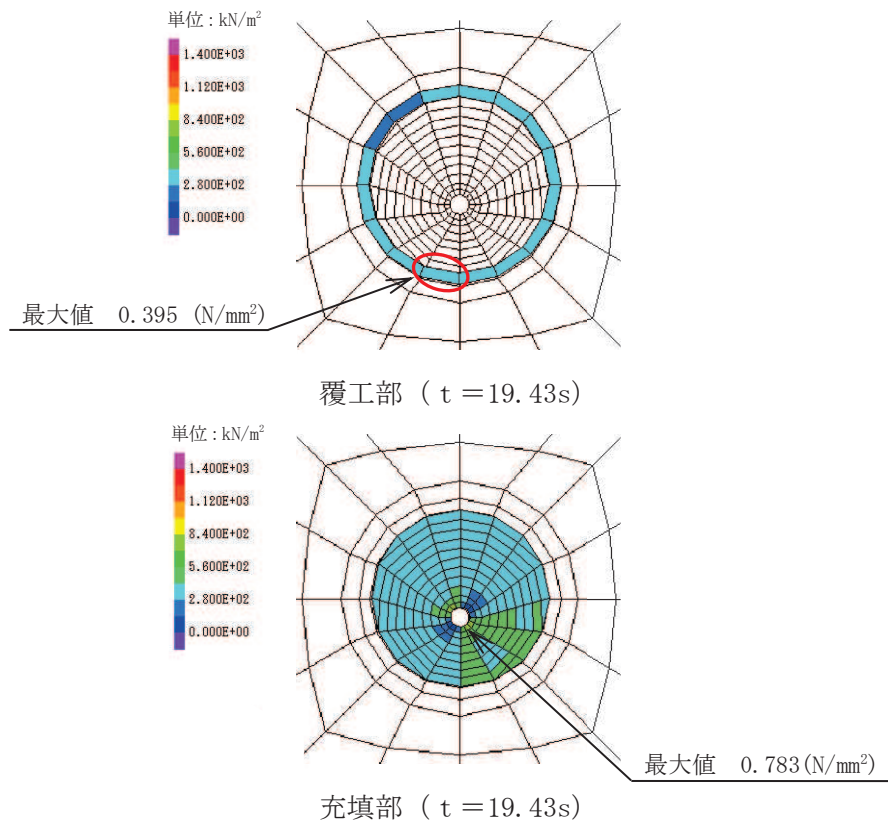
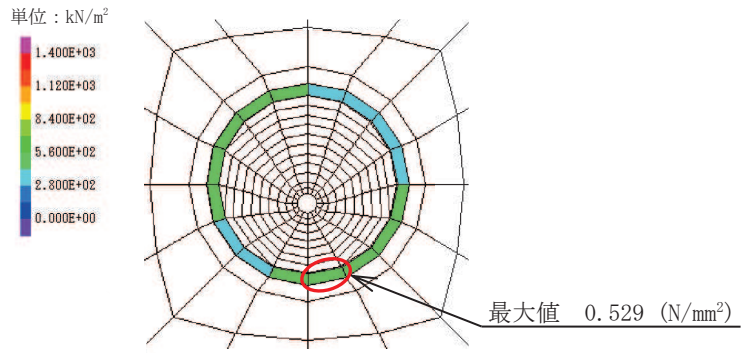
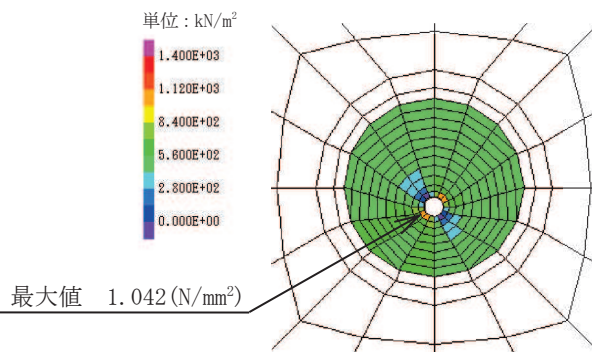


図 3.8-1(8) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (-+) に対する引張応力分布図

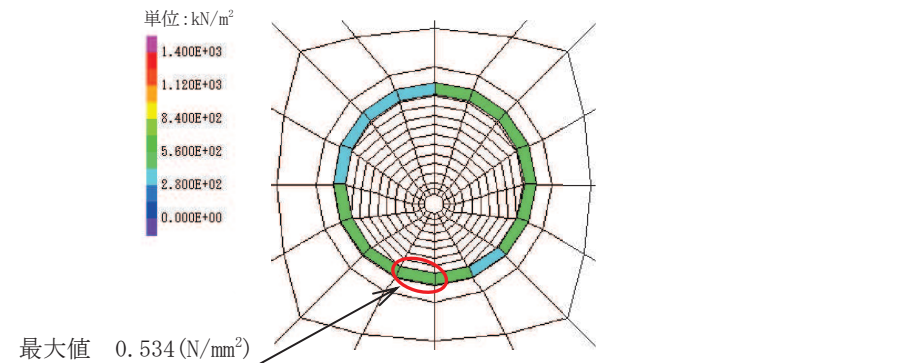


覆工部 ( t = 28.33s )

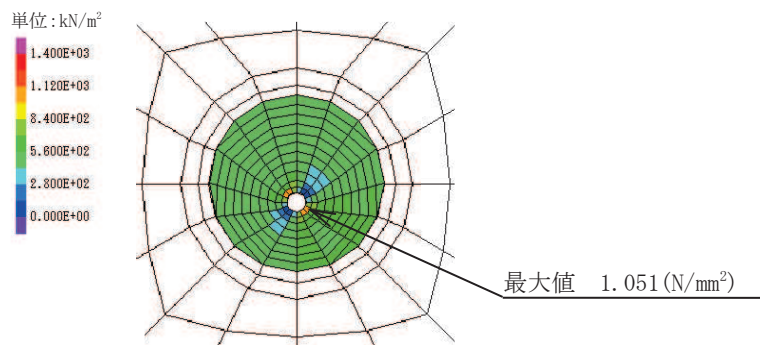


充填部 ( t = 28.33s )

図 3.8-1(9) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (++) に対する引張応力分布図



覆工部 ( t = 28.33s )



充填部 ( t = 28.33s )

図 3.8-1(10) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (-+) に対する引張応力分布図

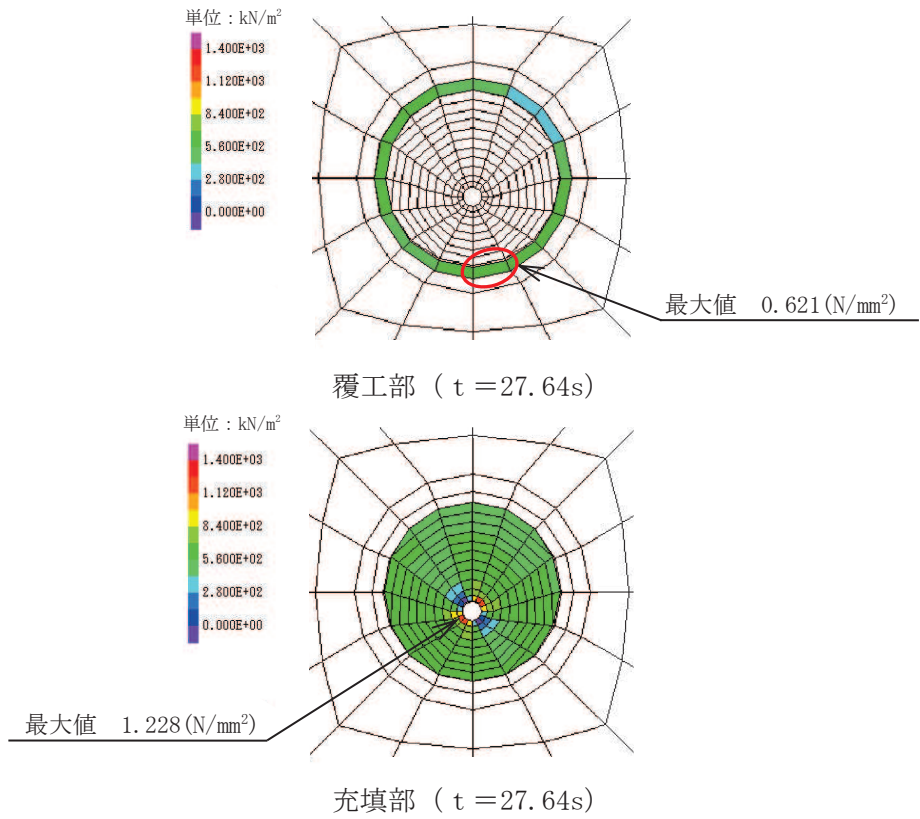


図 3.8-1(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (+ +)$  に対する引張応力分布図

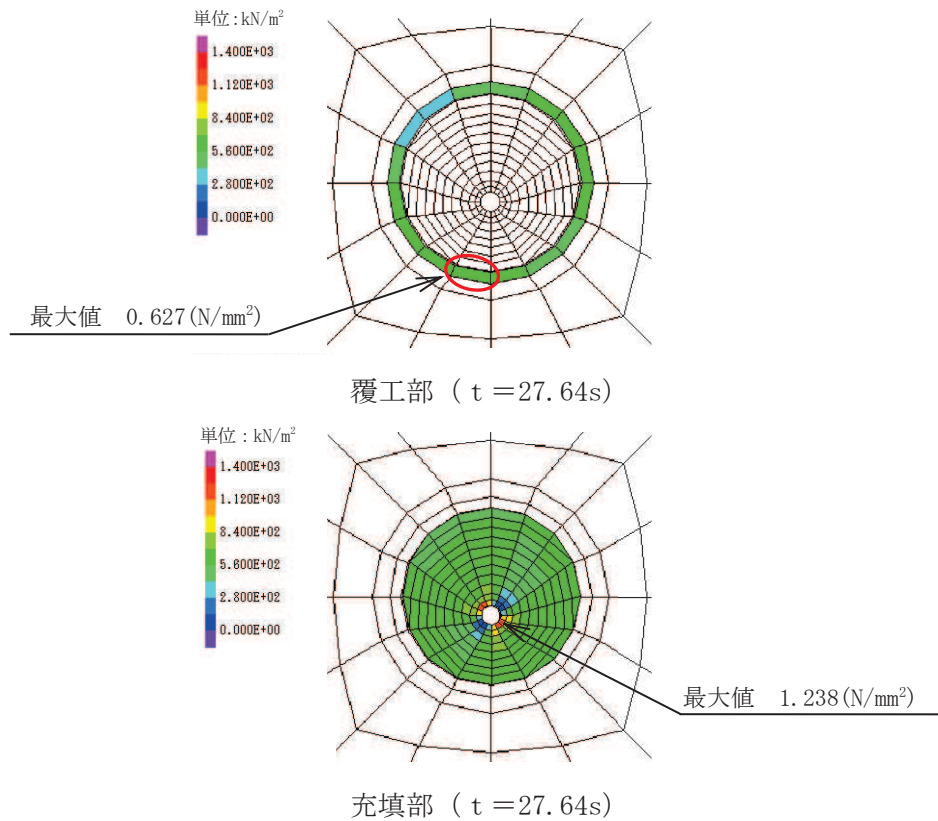


図 3.8-1(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (- +)$  に対する引張応力分布図

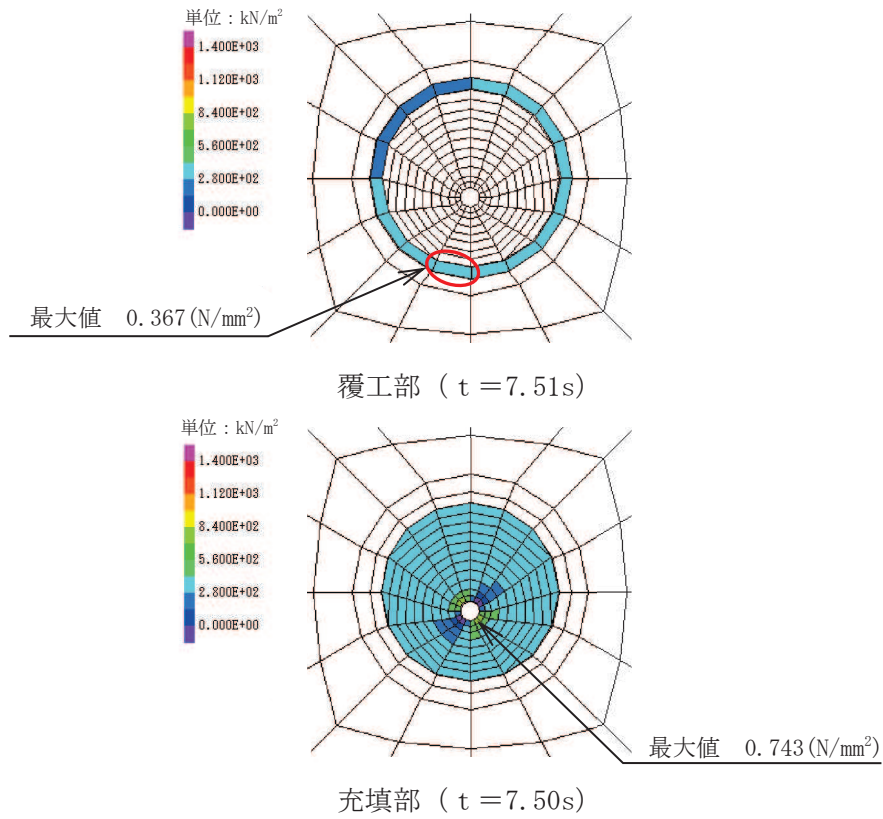


図 3.8-1(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (+ +)$  に対する引張応力分布図

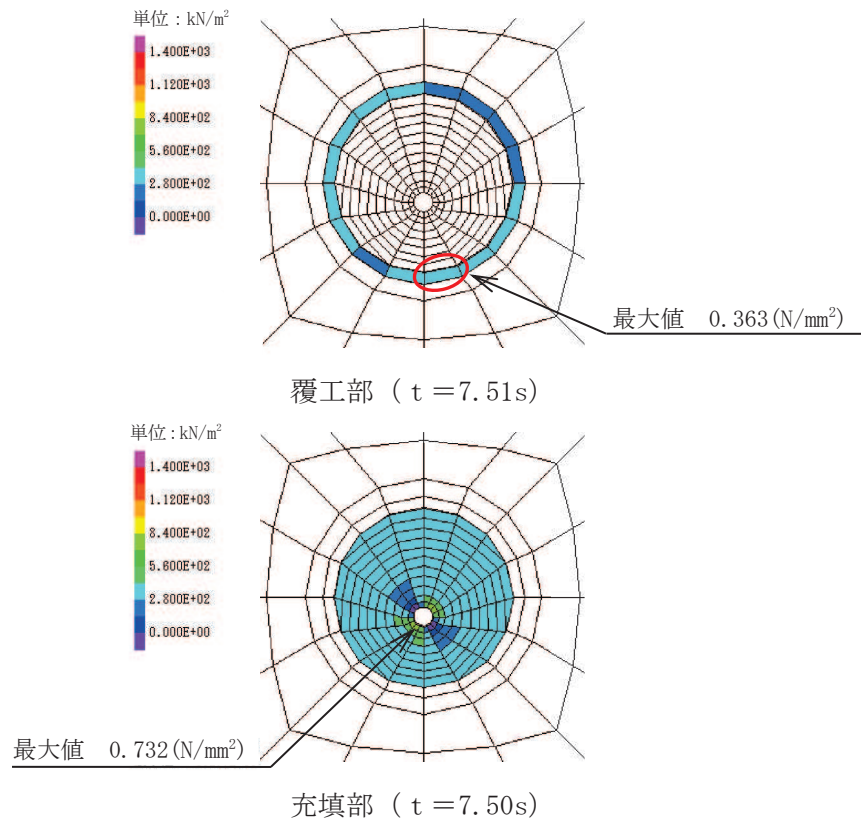


図 3.8-1(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (- +)$  に対する引張応力分布図

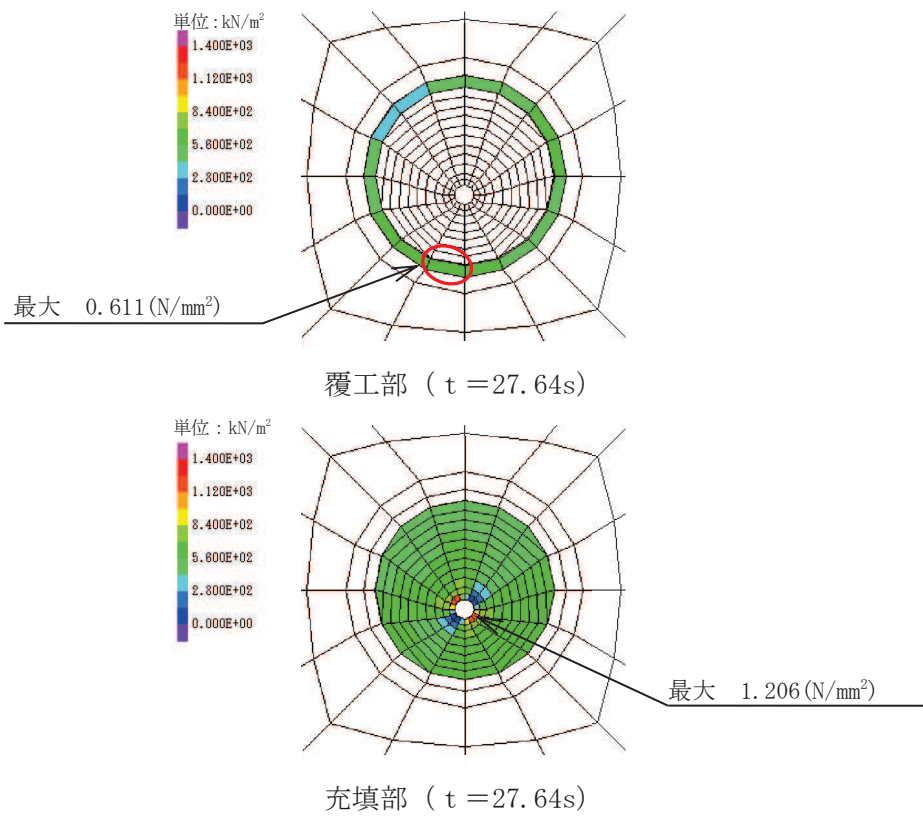


図 3.8-1(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する引張応力分布図

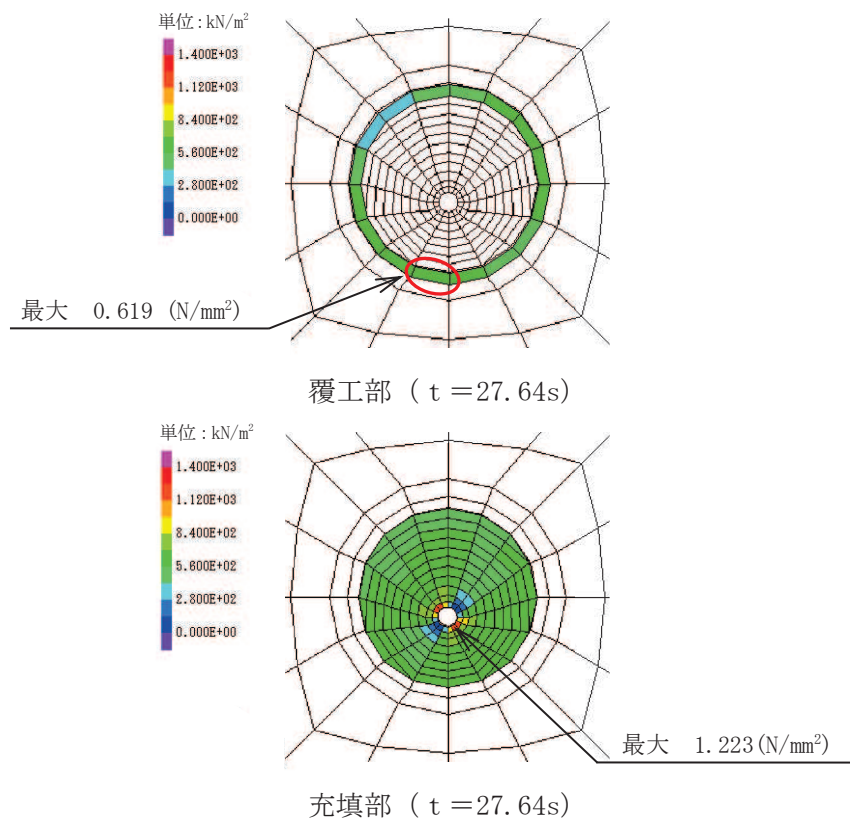


図 3.8-1(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する引張応力分布図

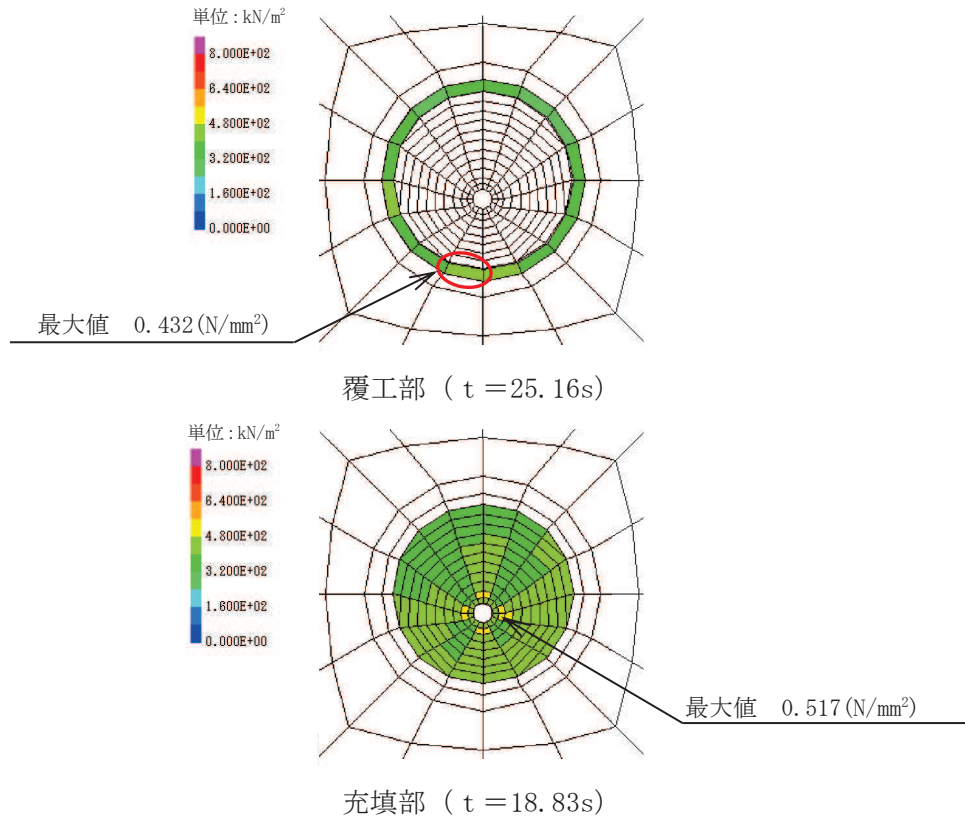


図 3.8-2(1) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (++) に対するせん断応力分布図

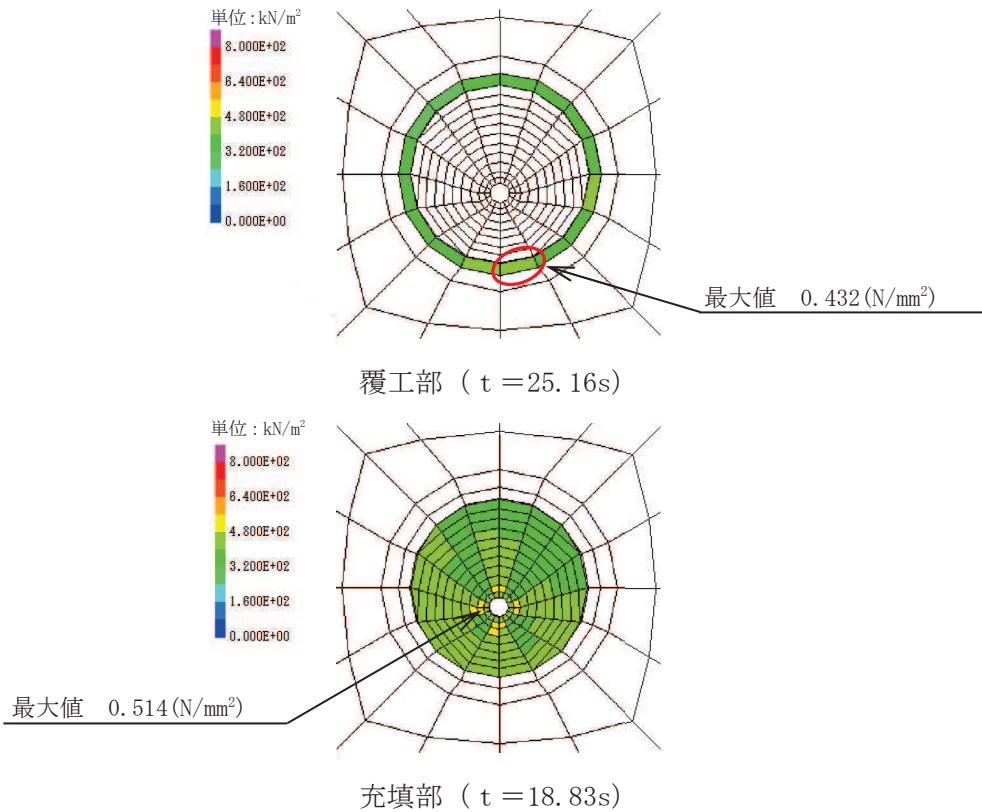


図 3.8-2(2) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (-+) に対するせん断応力分布図

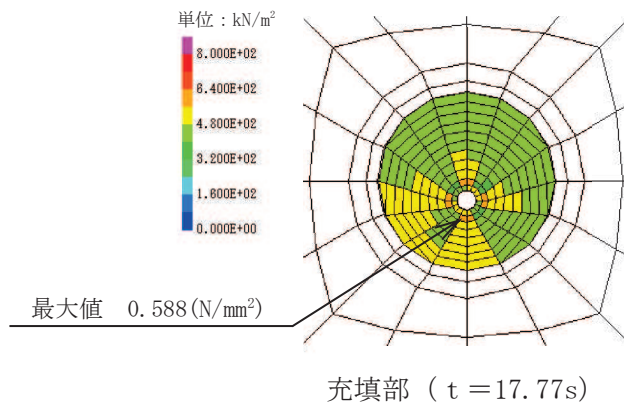
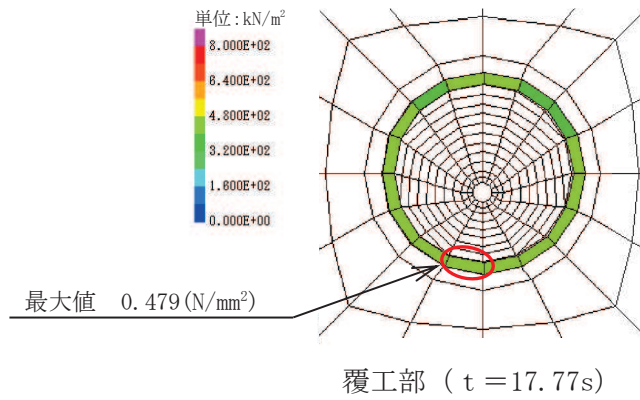


図 3.8-2(3) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 (++) に対するせん断応力分布図

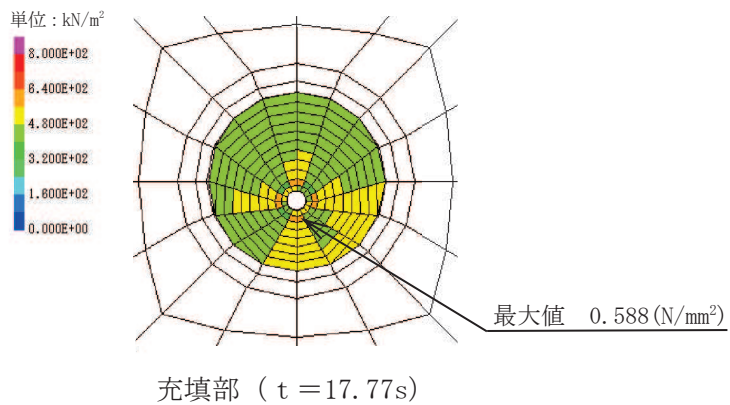
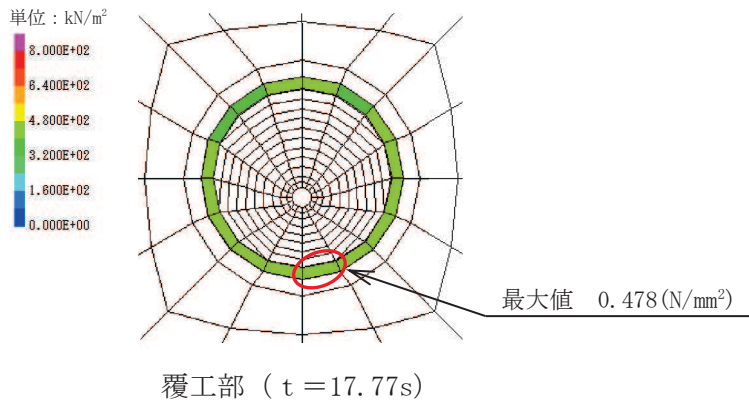


図 3.8-2(4) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 (-+) に対するせん断応力分布図



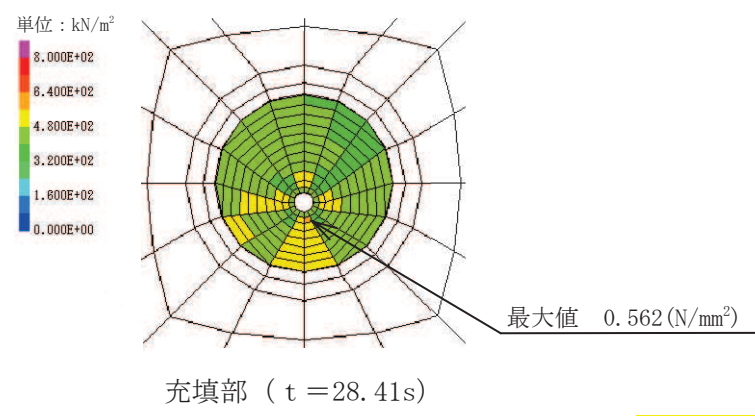
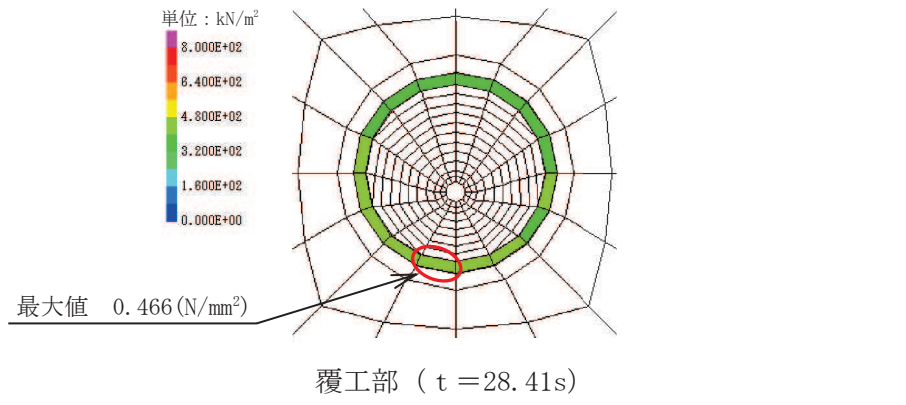


図 3.8-2(5) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D3 (++) に対するせん断応力分布図

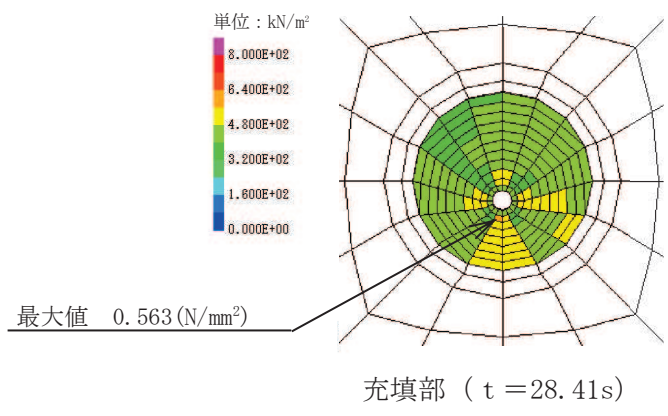
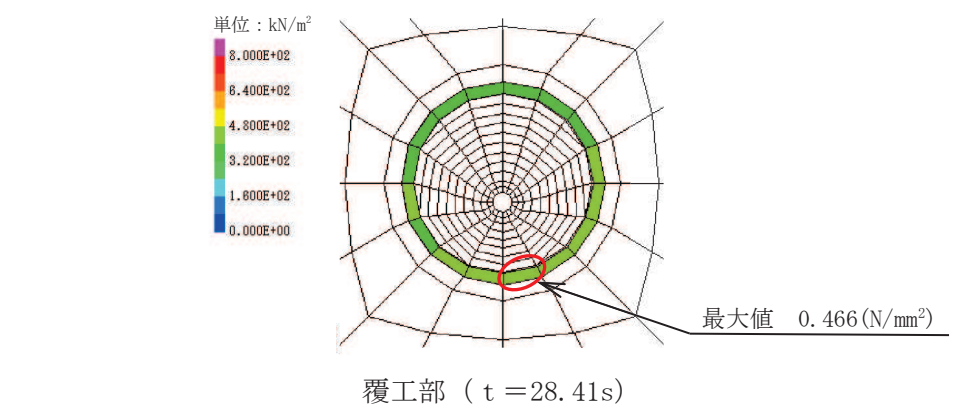


図 3.8-2(6) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D3 (-+) に対するせん断応力分布図

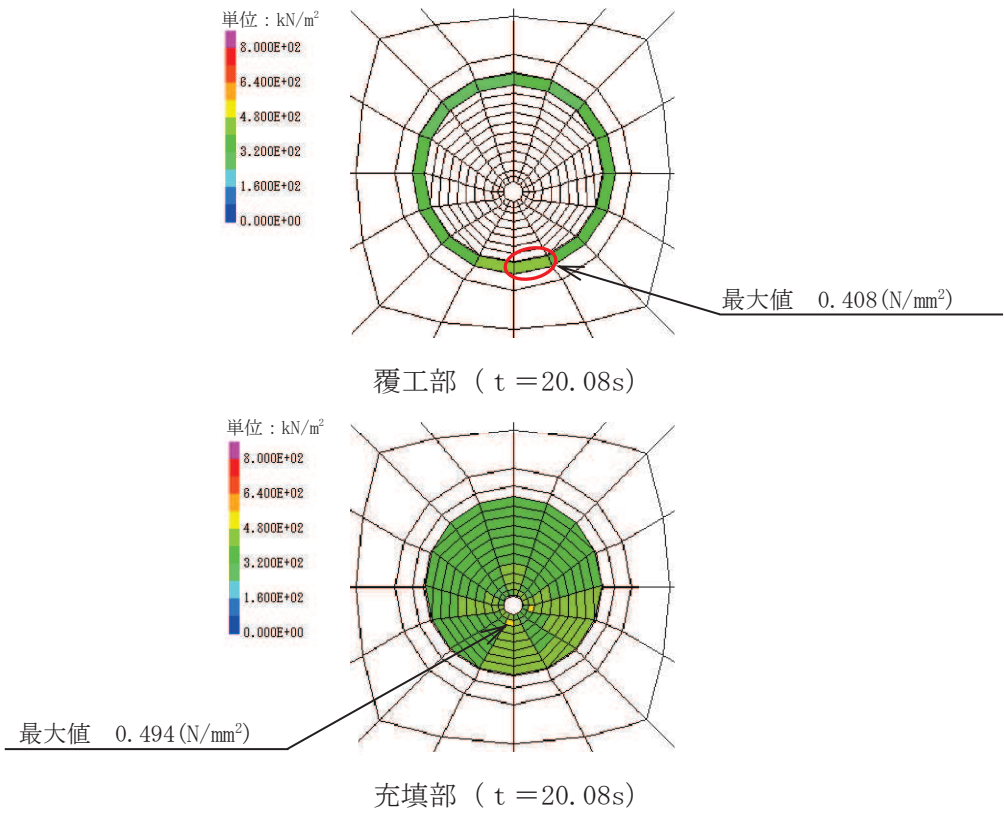


図 3.8-2(7) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1$  (++) に対するせん断応力分布図

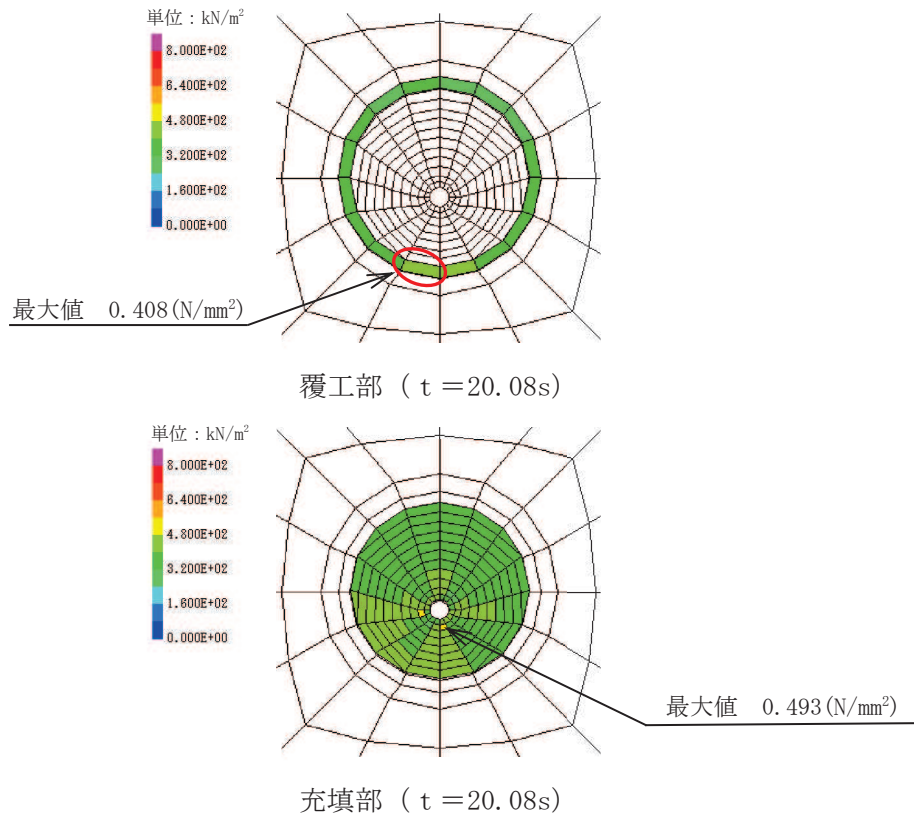
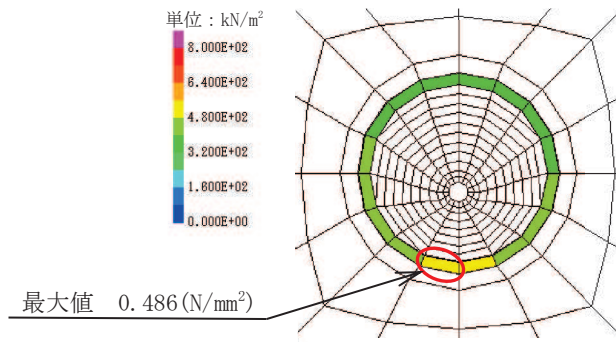
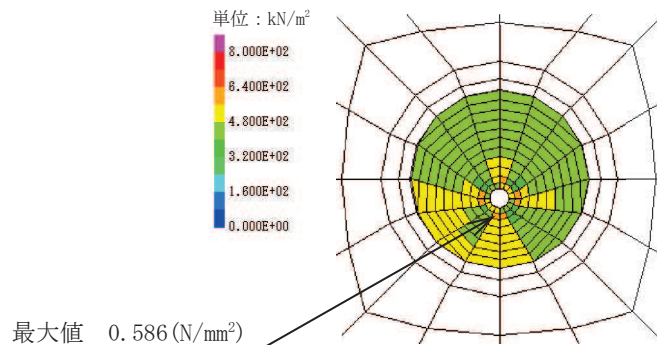


図 3.8-2(8) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1$  (-+) に対するせん断応力分布図

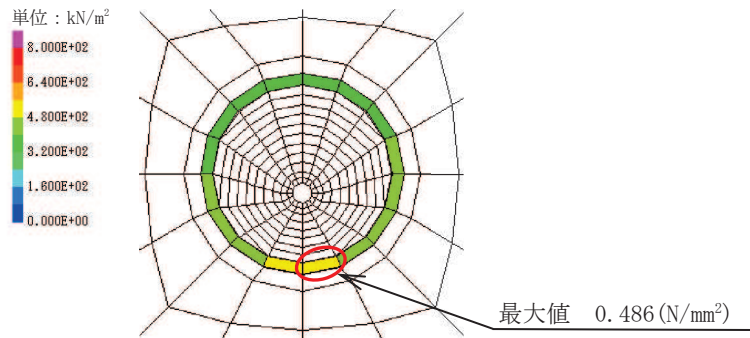


覆工部 ( t = 28.33s )

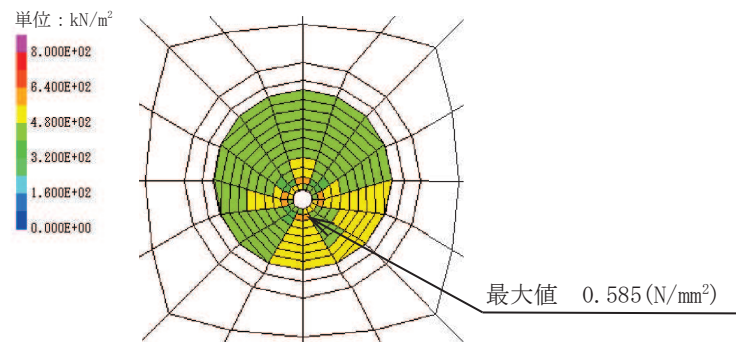


充填部 ( t = 28.33s )

図 3.8-2(9) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F2 (++) に対するせん断応力分布図

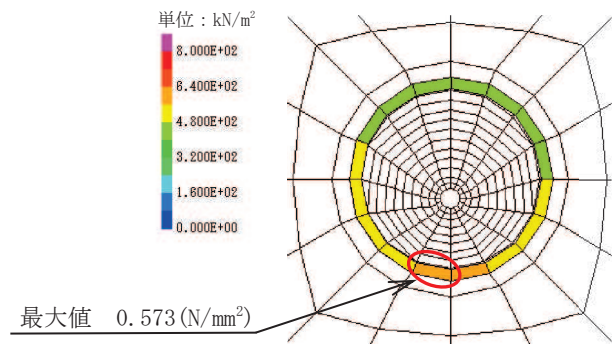


覆工部 ( t = 28.33s )

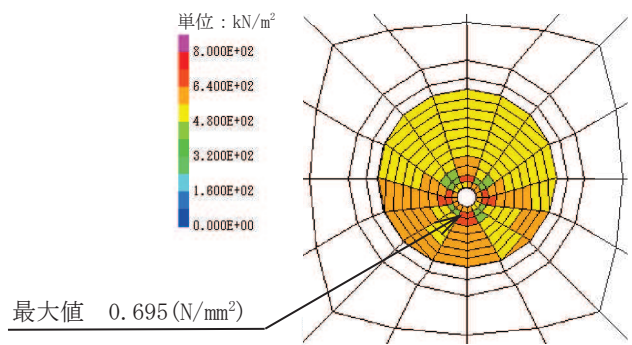


充填部 ( t = 28.33s )

図 3.8-2(10) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F2 (-+) に対するせん断応力分布図

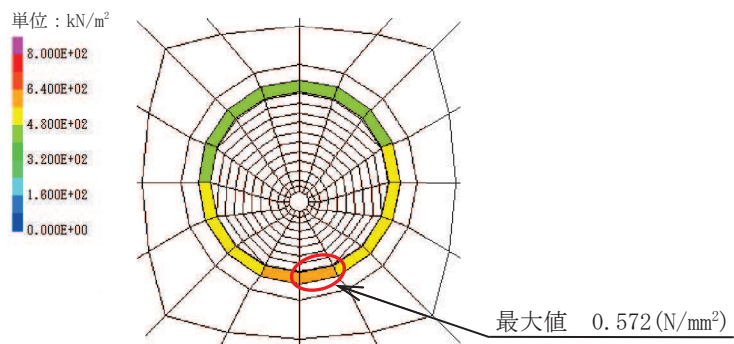


覆工部 ( t = 27.64s )

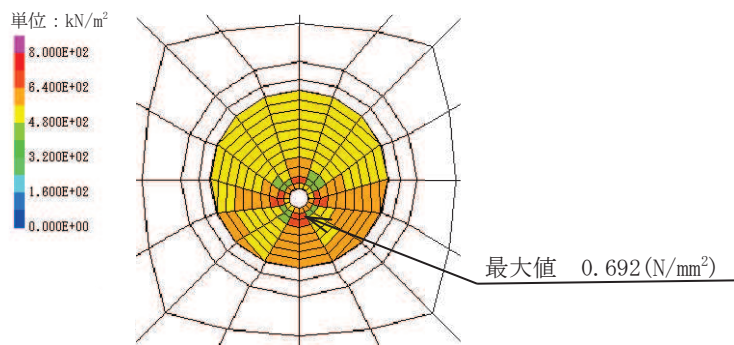


充填部 ( t = 27.64s )

図 3.8-2(11) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F3 (++) に対するせん断応力分布図



覆工部 ( t = 27.64s )



充填部 ( t = 27.64s )

図 3.8-2(12) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F3 (-+) に対するせん断応力分布図

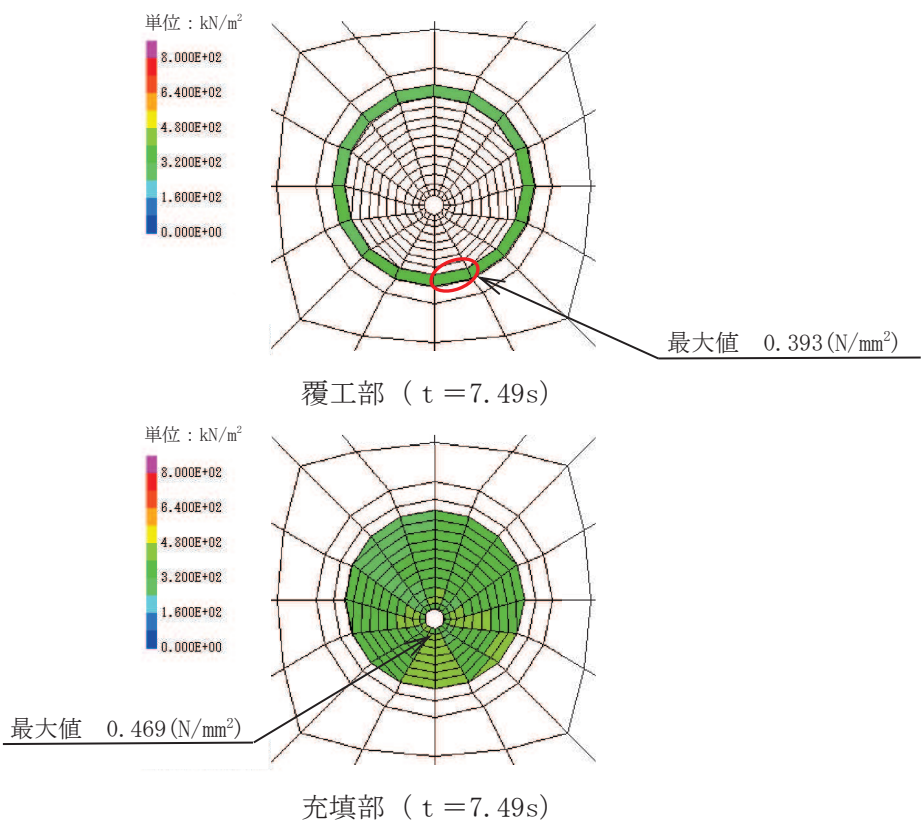


図 3.8-2(13) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N1 (++) に対するせん断応力分布図

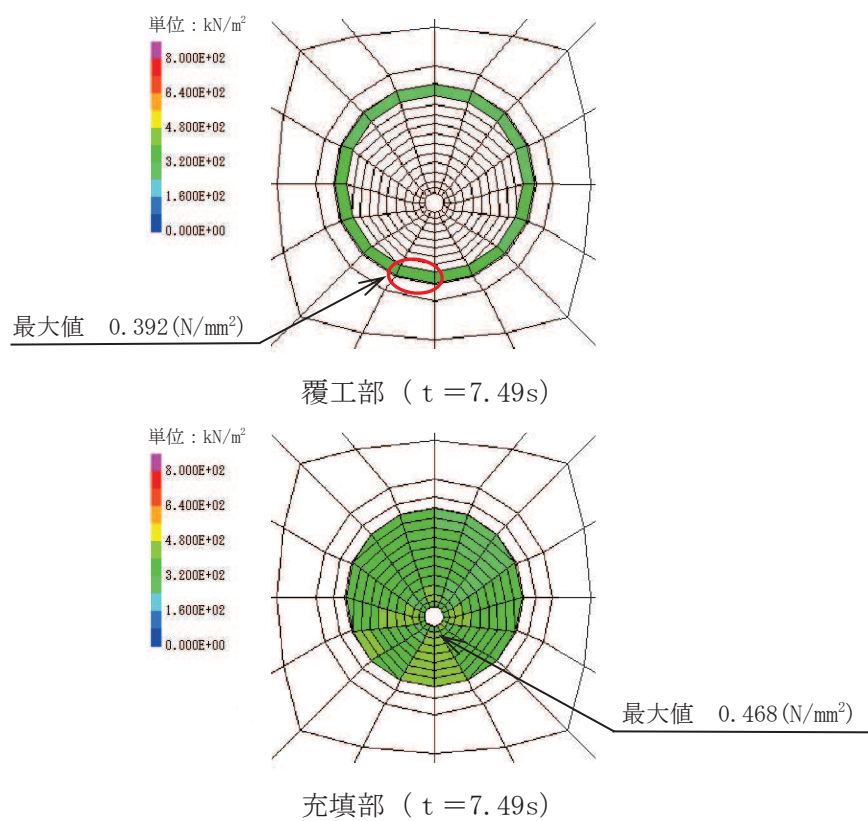
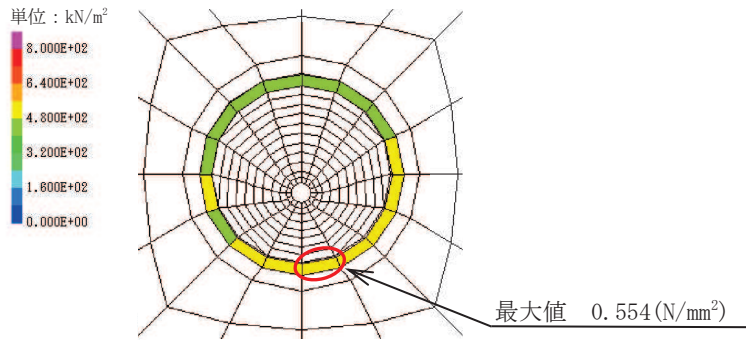
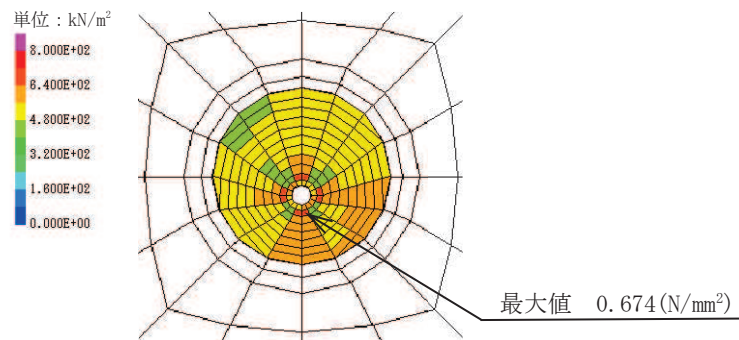


図 3.8-2(14) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N1 (-+) に対するせん断応力分布図

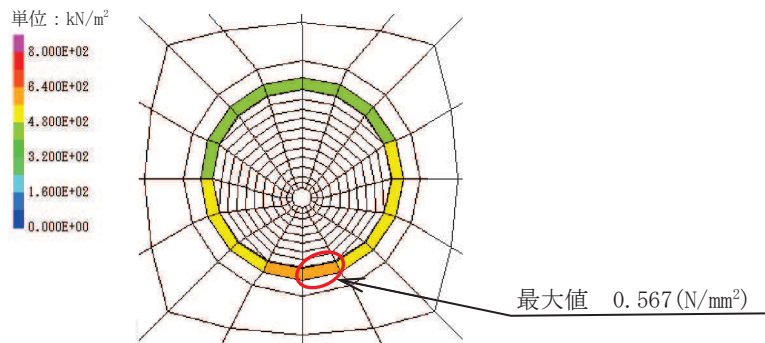


覆工部 ( t = 27.64s )

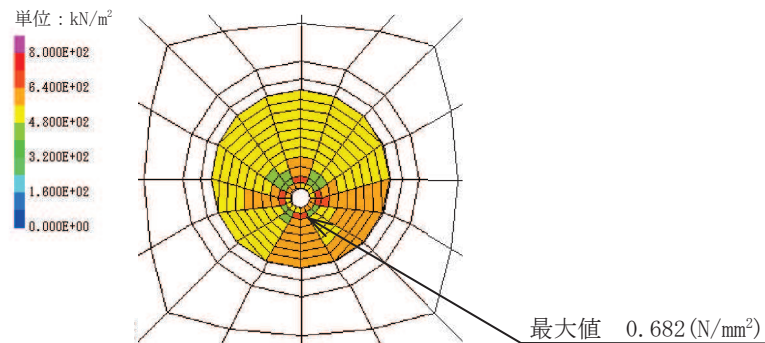


充填部 ( t = 27.64s )

図 3.8-2(15) 解析ケース② 基準地震動 S<sub>s</sub>-F3 (-+) に対するせん断応力分布図



覆工部 ( t = 27.64s )



充填部 ( t = 27.64s )

図 3.8-2(16) 解析ケース③ 基準地震動 S<sub>s</sub>-F3 (-+) に対するせん断応力分布図

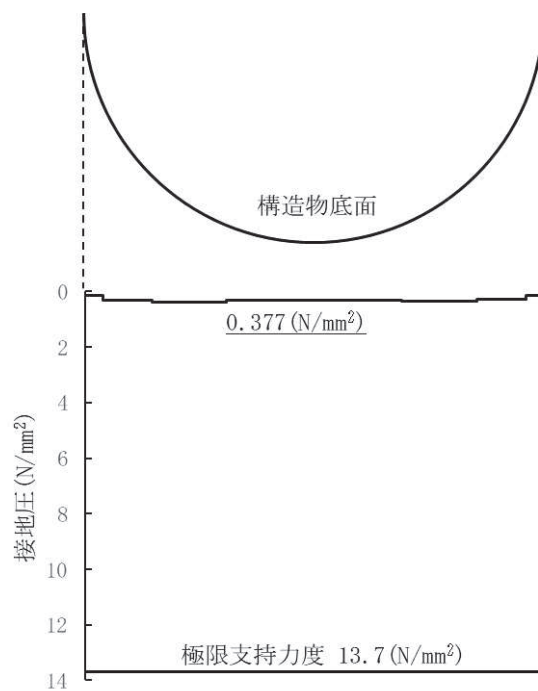


図 3.8-3(1) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (++) に対する接地圧の分布図

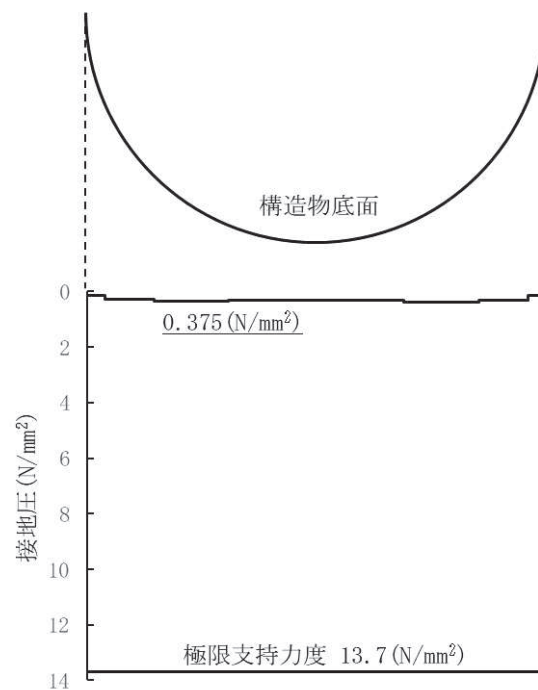


図 3.8-3(2) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (-+) に対する接地圧の分布図

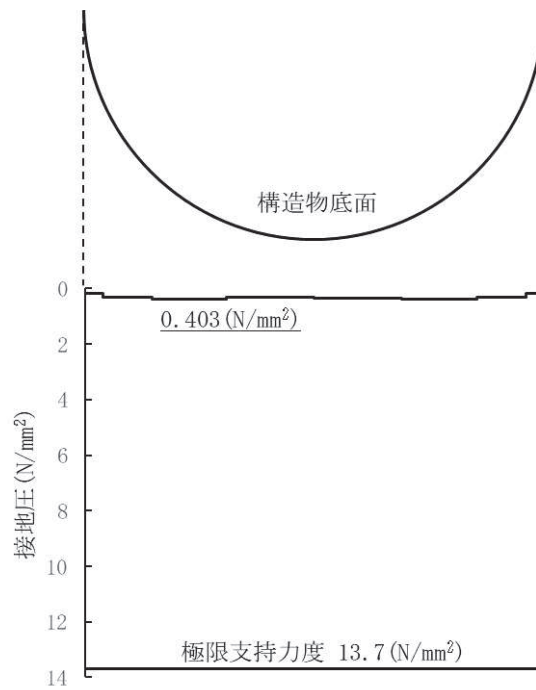


図 3.8-3(3) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D2$  (++) に対する接地圧の分布図

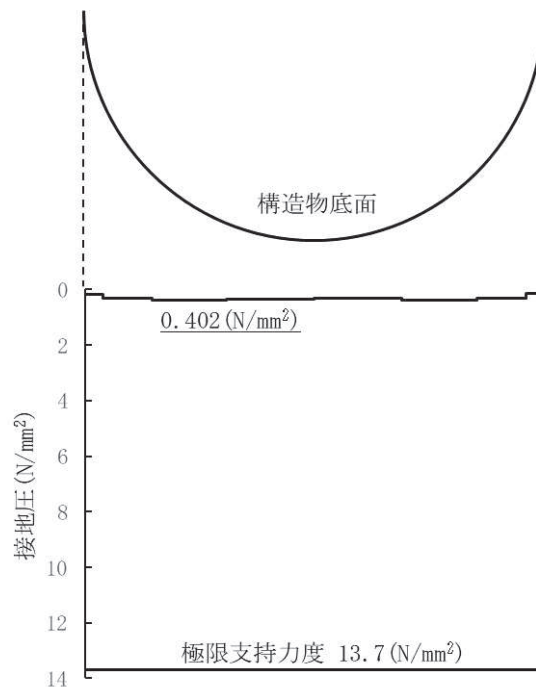


図 3.8-3(4) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D2$  (-+) に対する接地圧の分布図



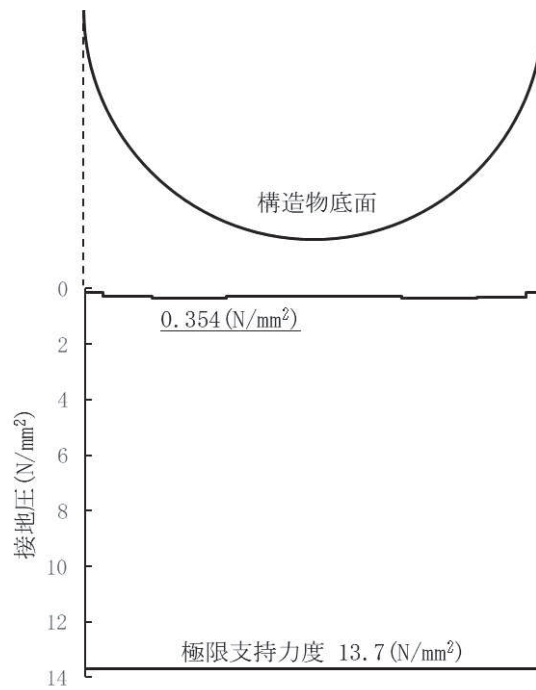


図 3.8-3(5) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3$  (++) に対する接地圧の分布図

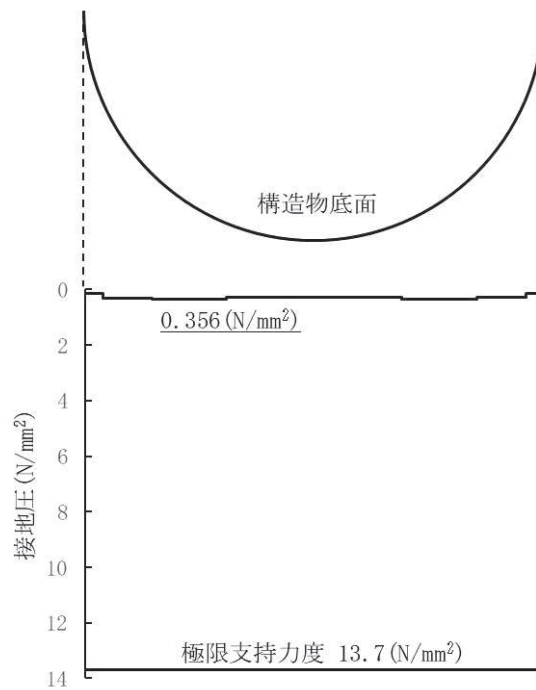


図 3.8-3(6) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3$  (-+) に対する接地圧の分布図

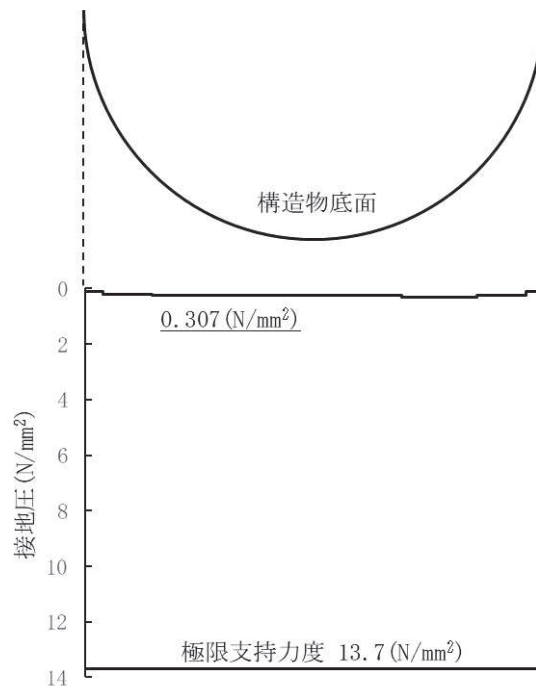


図 3.8-3(7) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F 1 (++) に対する接地圧の分布図

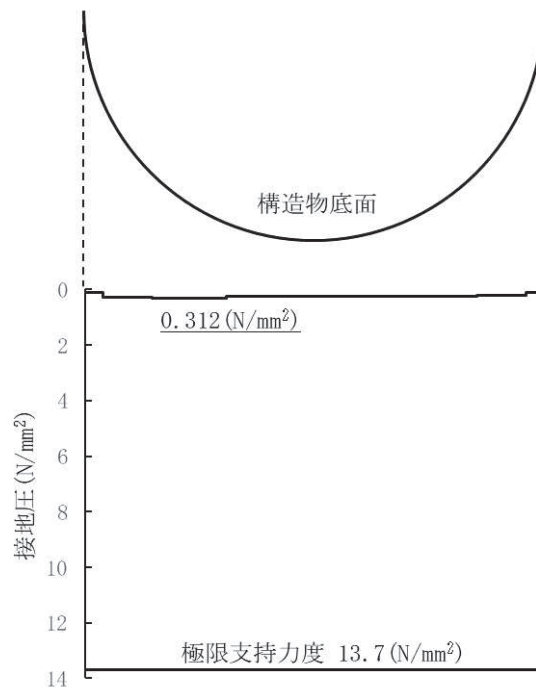


図 3.8-3(8) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F 1 (-+) に対する接地圧の分布図

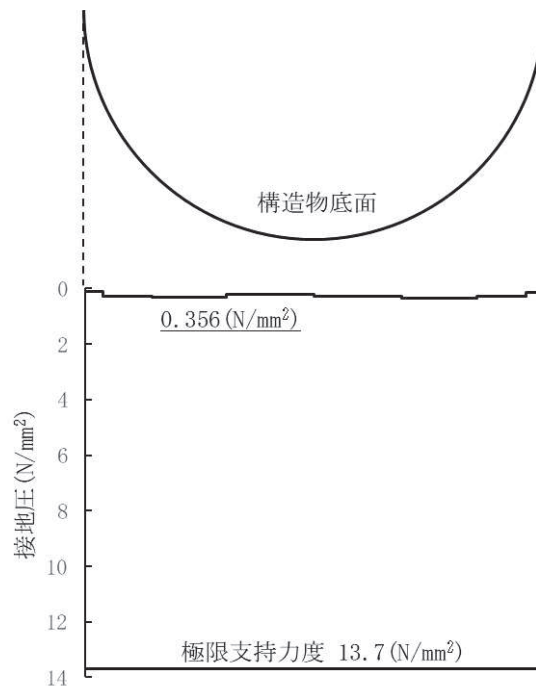


図 3.8-3(9) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_2$  (++) に対する接地圧の分布図

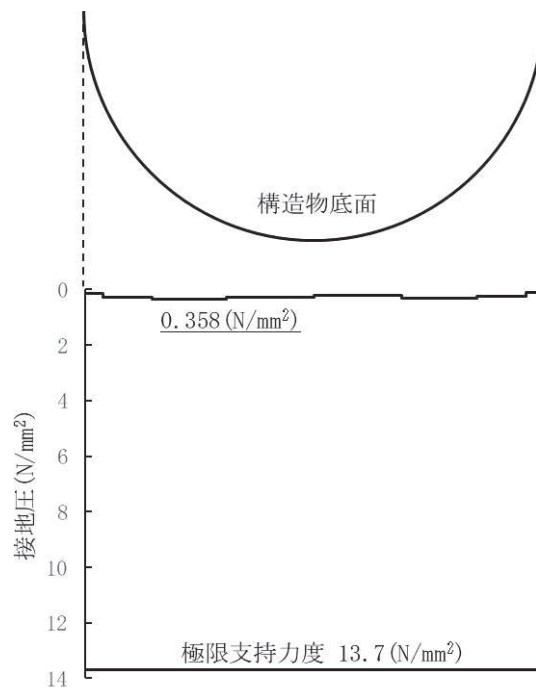


図 3.8-3(10) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_2$  (-+) に対する接地圧の分布図

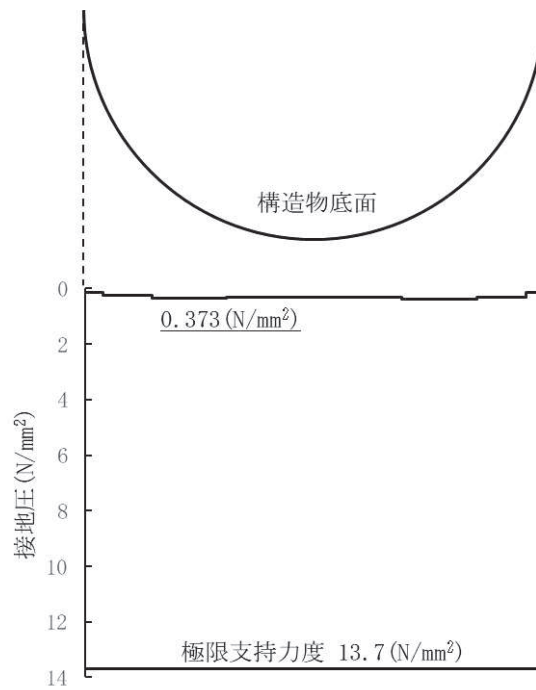


図 3.8-3(11) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F 3 (++) に対する接地圧の分布図

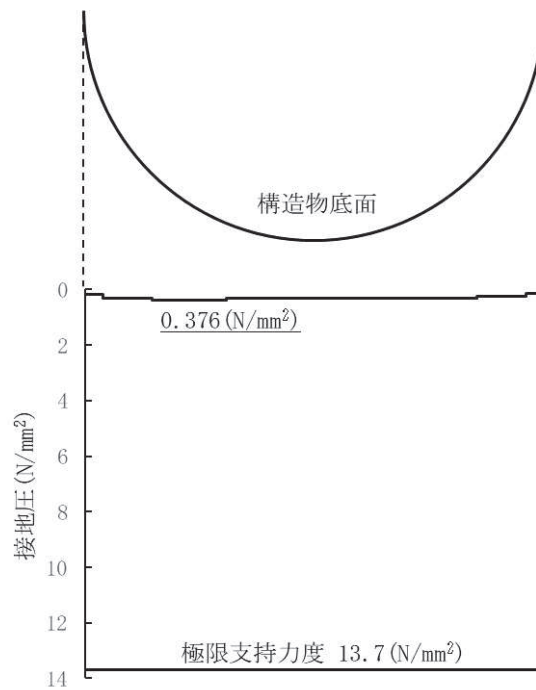


図 3.8-3(12) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F 3 (-+) に対する接地圧の分布図

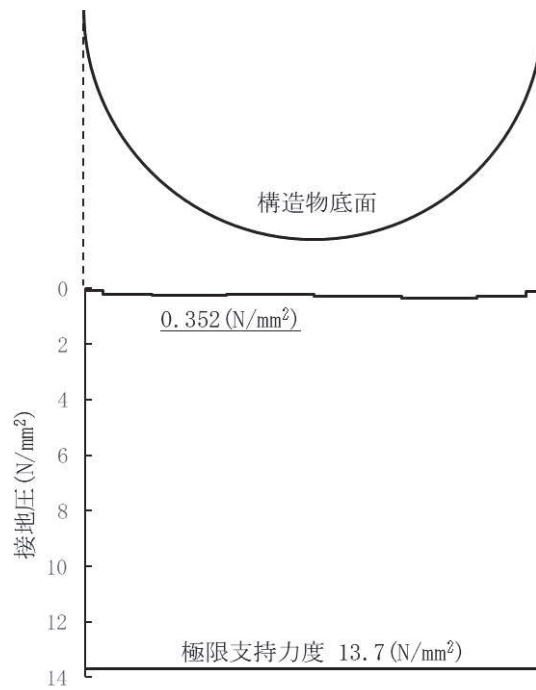


図 3.8-3(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1$  (++) に対する接地圧の分布図

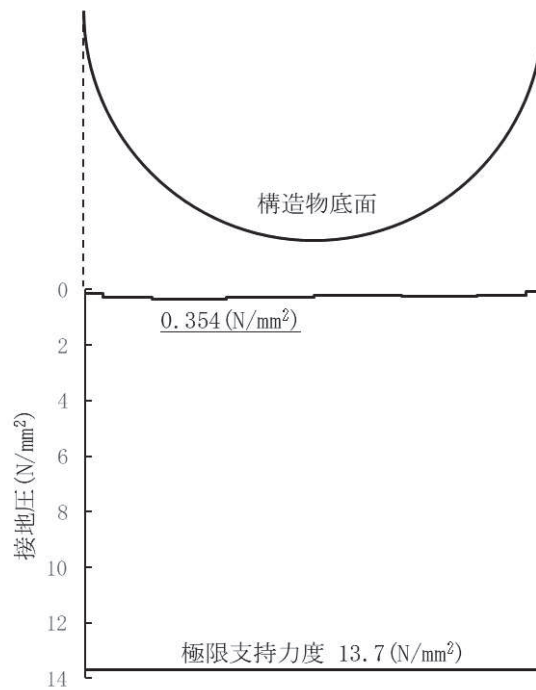


図 3.8-3(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1$  (-+) に対する接地圧の分布図

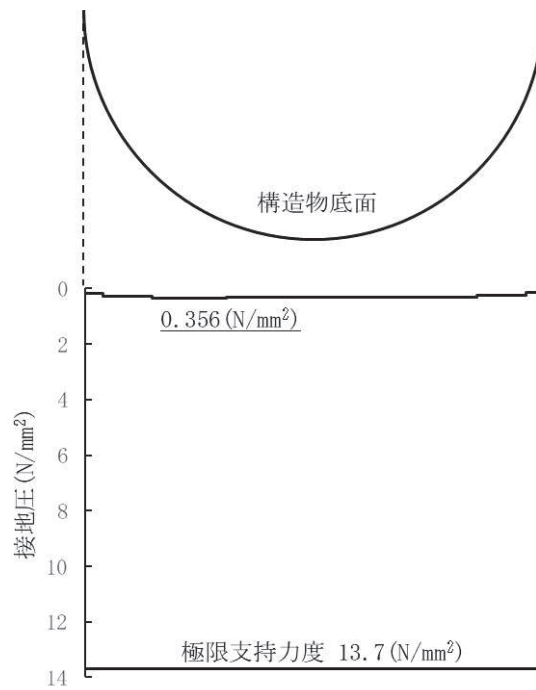


図 3.8-3(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

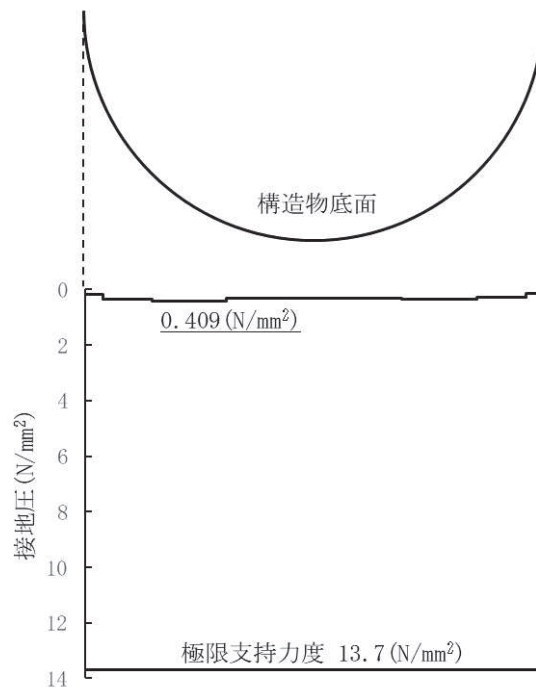


図 3.8-3(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値を表 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.1-2 に示す。また、覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-2 に示す。

覆工部及び充填部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-1 引張破壊に対する最大照査値

| 部位  | 地震動            | 解析ケース | 発生応力<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(a) | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|-----|----------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|
| 覆工部 | S s - F 3 (-+) | ①     | 0.627                               | 1.019                               | 0.62           |
| 充填部 | S s - F 3 (-+) | ①     | 1.238                               | 1.847                               | 0.68           |

表 4.1-2 せん断破壊に対する照査値

| 部位  | 地震動            | 解析ケース | 発生応力<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(a) | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|-----|----------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|
| 覆工部 | S s - F 3 (++) | ①     | 0.573                               | 4.1                                 | 0.14           |
| 充填部 | S s - F 3 (++) | ①     | 0.695                               | 10.0                                | 0.07           |

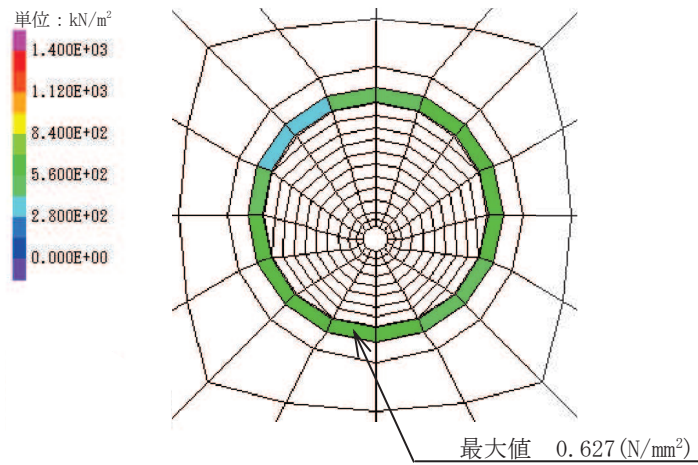


図 4.1-1(1) 覆工部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
 (S s - F 3 (-+), t = 27.64s)  
 (解析ケース① : 基本ケース)

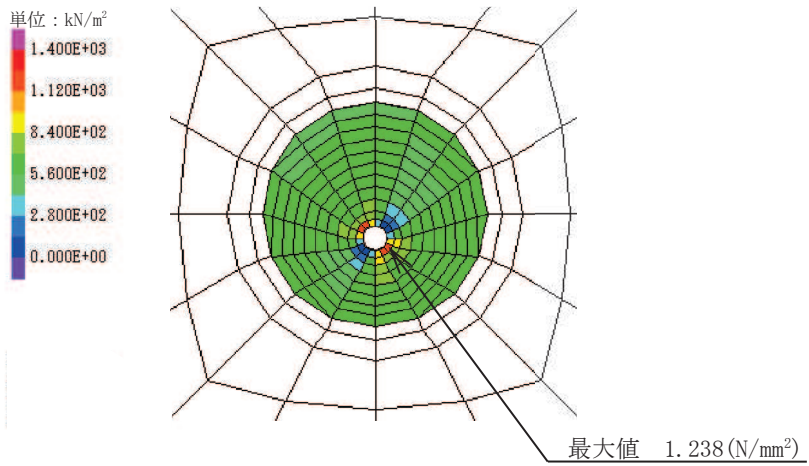


図 4.1-1(2) 充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
 (S s - F 3 (-+), t = 27.64s)  
 (解析ケース① : 基本ケース)



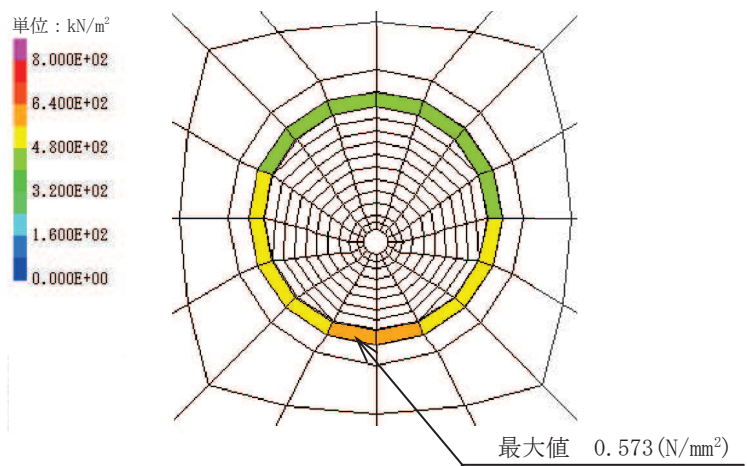


図 4.1-2(1) 覆工部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
 (S s - F 3 (++) , t = 27.64s)  
 (解析ケース① : 基本ケース)

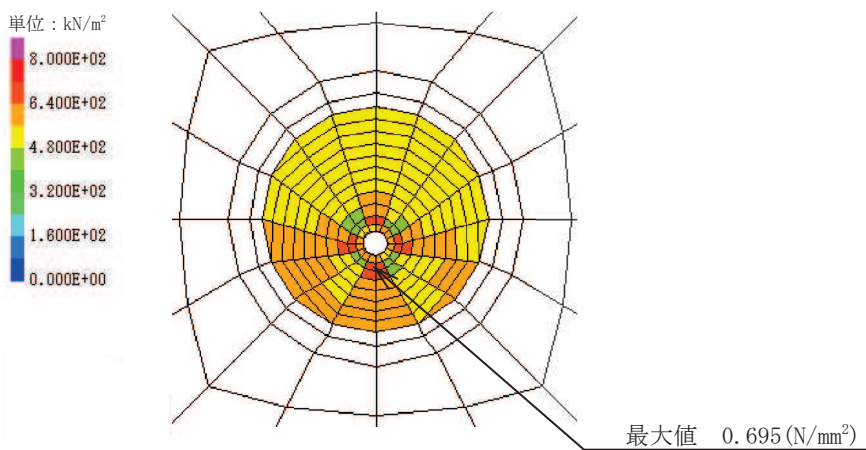


図 4.1-2(2) 充填部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
 (S s - F 3 (++) , t = 27.64s)  
 (解析ケース① : 基本ケース)

#### 4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4.2-1 に示す。また、最大接地圧の分布図を図 4.2-1 示す。

覆工部を支持する基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

| 地震動                     | 解析ケース | 最大接地圧<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(a) | 許容限界<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|-------------------------|-------|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------|
| S <sub>s</sub> -F3 (-+) | ③     | 0.409                                | 13.7                                | 0.03           |

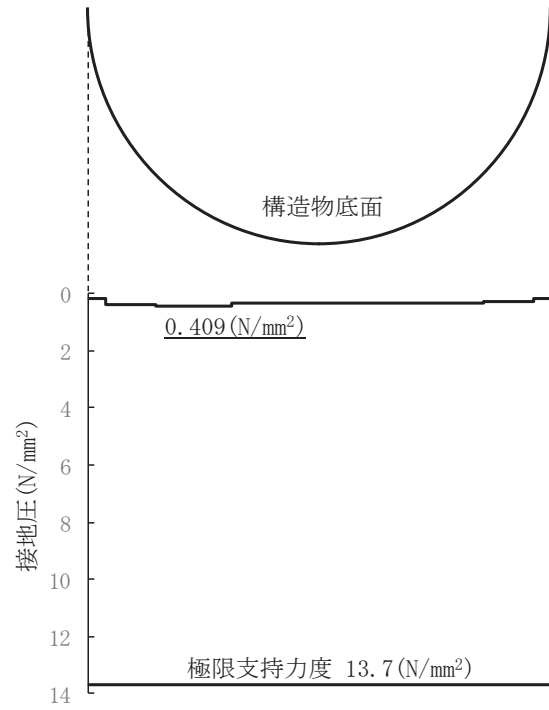


図 4.2-1 最大接地圧の分布図

(S s - F 3 (-+))

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.2 取放水路流路縮小工の設計に関する補足説明
- 6.2.3 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）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 .....           | 5  |
| 2.4 適用基準 .....           | 7  |
| 2.5 記号の説明 .....          | 8  |
| 3. 強度評価方法 .....          | 11 |
| 3.1 評価対象断面及び部位 .....     | 11 |
| 3.2 荷重及び荷重の組合せ .....     | 13 |
| 3.3 評価方法 .....           | 17 |
| 4. 強度評価 .....            | 32 |
| 4.1 荷重算出 .....           | 32 |
| 4.2 強度評価 .....           | 34 |
| 4.3 解析ケースごとの強度評価結果 ..... | 37 |
| 5. 強度評価結果 .....          | 40 |

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

なお、取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図を図2.1-1に示す。

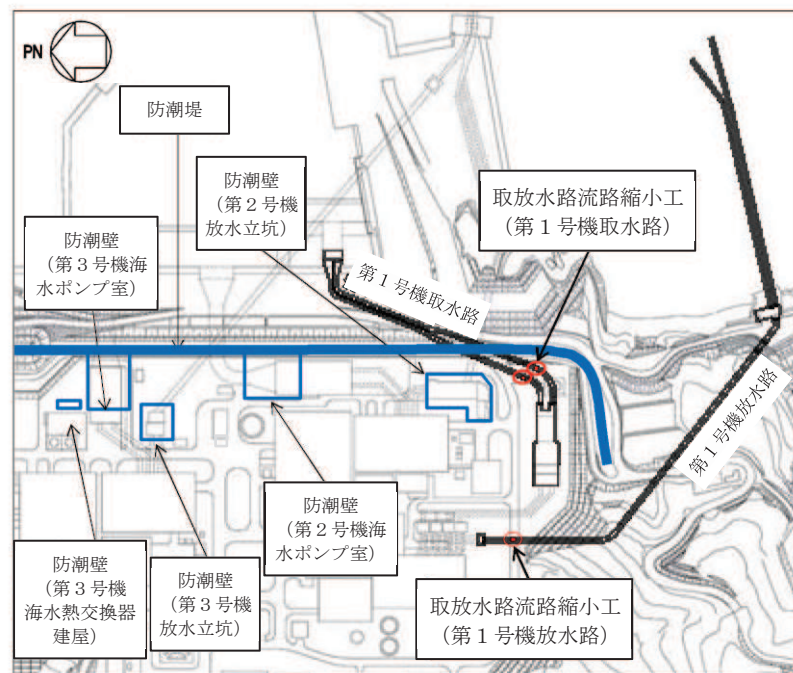



図 2.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図（全体平面図）

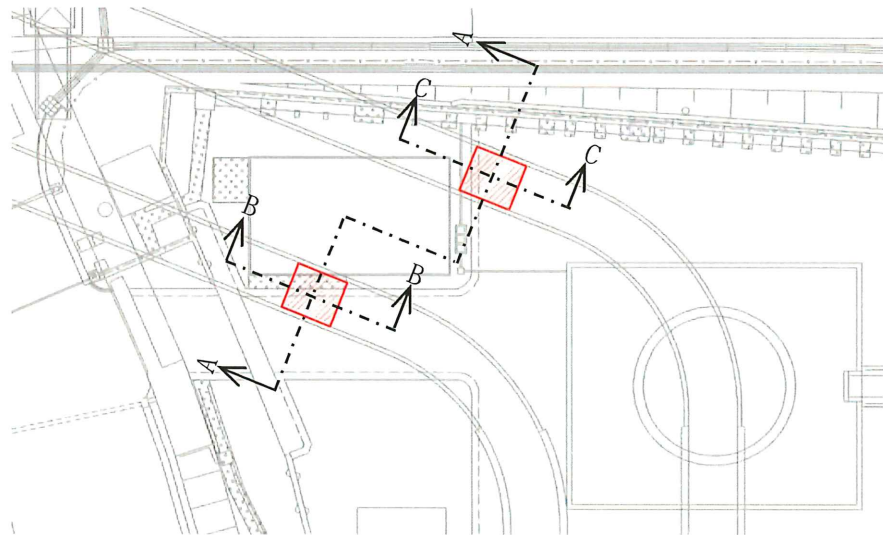
## 2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の構造概要を図2.2-1に示す。

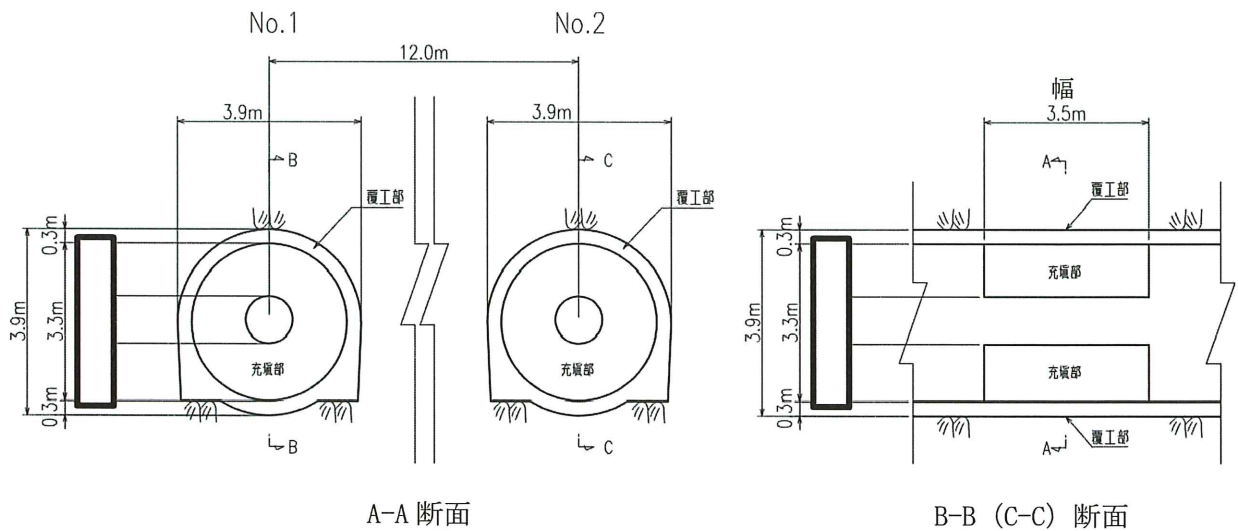
取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、第1号機取水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、既設の第1号機取水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

第1号機の補機冷却海水ポンプに必要な海水を取水するため、貫通部（×2条）を設ける。

なお、本強度計算書では、充填部のB-B (C-C)断面の幅を流路縮小工の幅とする。



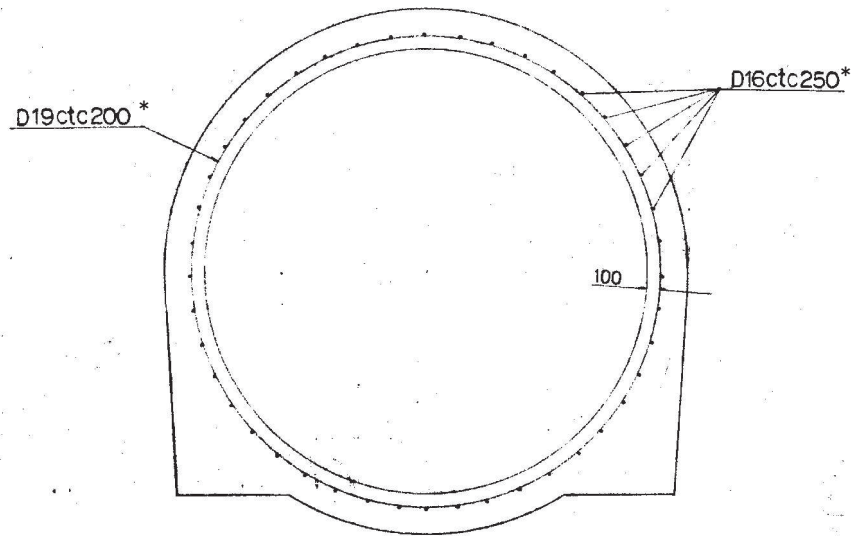
平面図



A-A 断面

B-B (C-C) 断面

図 2.2-1(2) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) の構造概要図



注記\* : SD345

図 2.2-1(3) 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の構造概要図  
(覆工部配筋図)



### 2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価においては、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて、強度計算を実施する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、強度評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。また、強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の伝達過程を考慮し、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。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、水路縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重に対して、表2.3-1に示すとおり、せん断、滑動及び曲げに対して安定性を確保できる必要幅が、流路縮小工の設置幅（縦断方向の閉塞長）以下であることを確認することにより、安定性を損なわないことを評価する。

取放水路流路縮小工(第1号機取水路)(No. 1), (No. 2)の強度評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価項目

| 評価方針        | 評価項目     | 部位    | 評価方法   | 流路縮小工の幅 |
|-------------|----------|-------|--|---------|
| 安定性を損なわないこと | 構造部材の安定性 | 流路縮小工 | せん断, 滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工の設置幅(縦断方向の閉塞長)以下であることを確認 | 3.5m    |

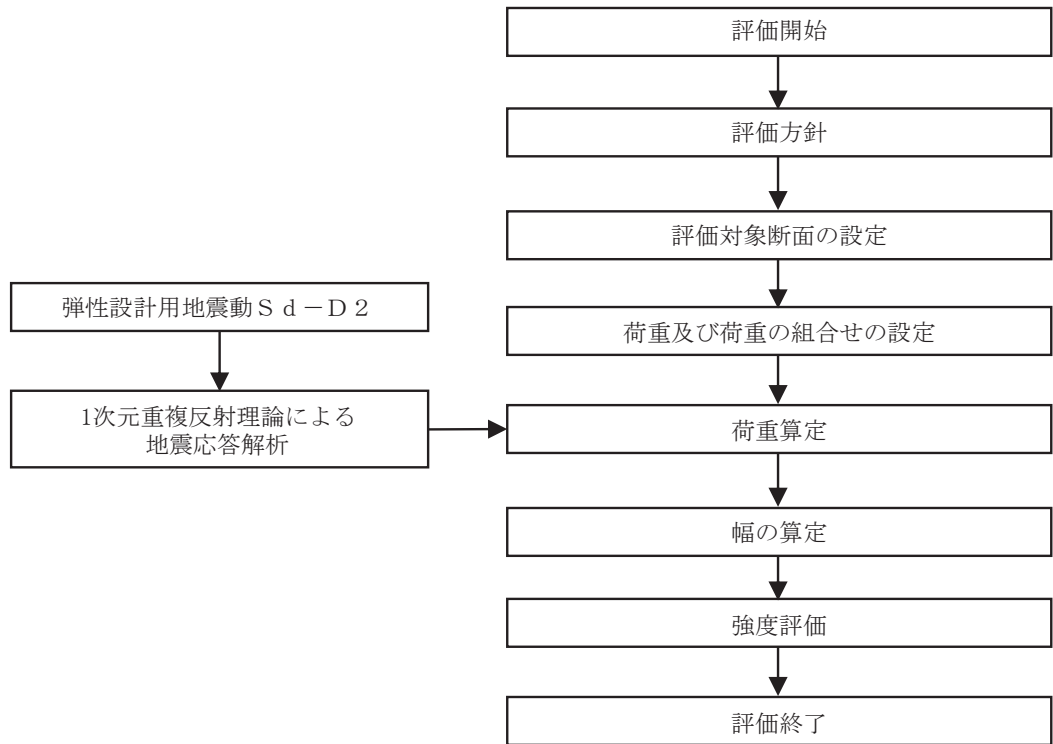


図 2.3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。また，各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成 15 年 4 月）
- ・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）
- ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017 年制定）
- ・コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）
- ・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）
- ・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）
- ・水理公式集（土木学会，2018 年版）

表 2.4-1 各項目で適用する規格，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 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）</li> <li>・コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）</li> </ul>  | —                                 |
| 評価方法       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成 15 年 4 月）</li> </ul>  | ・照査項目及び評価方法                       |
| 荷重及び荷重の組合せ | <ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）</li> <li>・水理公式集（土木学会，2018 年版）</li> </ul> | ・照査項目及び評価方法                       |
| 許容限界       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成 15 年 4 月）</li> </ul>  | ・評価項目ごとに算定した幅が，流路縮小工の幅以下であることを確認。 |

## 2.5 記号の説明

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価に用いる記号を表 2.5-1 にそれぞれ示す。

表 2.5-1(1) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価に用いる記号

| 記号               | 定義                                      | 単位                   |
|------------------|---|----------------------|
| G                | 固定荷重                                    | N                    |
| P                | 積載荷重                                    | kN/m <sup>2</sup>    |
| K <sub>s d</sub> | 余震荷重                                    | N                    |
| P <sub>h</sub>   | 浸水津波荷重                                  | kN                   |
| P <sub>h s</sub> | 津波荷重（静水圧）                               | kN                   |
| P <sub>h f</sub> | 流水圧                                     | kN                   |
| C <sub>D</sub>   | 抗力係数                                    | -                    |
| $\rho_0$         | 海水の密度                                   | t/m <sup>3</sup>     |
| A                | 流れの方向の物体の投影面積・水路断面積                     | m <sup>2</sup>       |
| U                | 流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮した場合の流速              | m/s                  |
| P <sub>h t</sub> | 推力                                      | kN                   |
| f                | 流水の摩擦抵抗係数                               | -                    |
| D                | 貫通部内径                                   | m                    |
| L                | 貫通部長さ                                   | m                    |
| Q                | 流量                                      | m <sup>3</sup> /s    |
| v                | 流路縮小工貫通部の最大流速を考慮した場合の流速                 | m/s                  |
| n                | 粗度係数（コンクリート）                            | m <sup>-1/3</sup> /s |
| L <sub>1</sub>   | 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合のせん断に対する安定性から算出する幅  | m                    |
| L <sub>1</sub> ' | 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合のせん断に対する安定性から算出する幅 | m                    |
| $\alpha$         | 安全率                                     | -                    |
| P                | 作用荷重                                    | kN/m <sup>2</sup>    |
| $\tau_c$         | コンクリートのせん断強さ                            | kN/m <sup>2</sup>    |
| $\tau_r$         | 岩盤のせん断強度                                | kN/m <sup>2</sup>    |
| L <sub>0</sub>   | 付着面の周長                                  | m                    |
| L <sub>0</sub> ' | 流路縮小工全体の周長                              | m                    |

表 2.5-1(2) 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価に用いる記号

| 記号               | 定義   | 単位                |
|------------------|--|-------------------|
| L 2              | 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合滑動に対する安定性から算出する幅        | m                 |
| L 2'             | 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合の滑動に対する安定性から算出する幅      | m                 |
| N                | せん断摩擦安全率                                   | -                 |
| C <sub>c</sub>   | コンクリートの付着力（せん断強度）                          | kN/m <sup>2</sup> |
| A'               | 付着面の単位長さ当たりの面積                             | m <sup>2</sup> /m |
| f <sub>c</sub>   | コンクリートのせん断抵抗係数                             | -                 |
| N                | コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重                    | kN/m              |
| W                | 単位長さ当たりの充填部の重量                             | kN/m              |
| C <sub>r</sub>   | 岩盤の付着力（せん断強度）                              | kN/m <sup>2</sup> |
| f <sub>r</sub>   | 岩盤のせん断抵抗係数                                 | -                 |
| N'               | コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重                    | kN/m              |
| W'               | 単位長さ当たりの充填部の重量                             | kN/m              |
| D'               | 覆工部の直径                                     | m                 |
| L 3              | 曲げに対する安定性から算出する幅                           | m                 |
| a                | 縮小工半径                                      | mm                |
| σ'               | コンクリートの許容曲げ引張応力度                           | kN/m <sup>2</sup> |
| f' <sub>ck</sub> | 設計基準強度                                     | N/mm <sup>2</sup> |
| P 1              | 静水圧  | kN/m <sup>2</sup> |
| P 2              | 流水圧  | kN                |
| P 3              | 慣性力  | kN/m <sup>3</sup> |
| P 4              | 動水圧  | kN/m <sup>2</sup> |
| P 5              | 推力   | kN                |
| h                | 充填部下端における水深=h <sub>1</sub> -h <sub>2</sub> | m                 |
| h <sub>1</sub>   | 設計用津波水位 (O. P.)                            | m                 |
| h <sub>2</sub>   | 充填部下端位置 (O. P.)                            | m                 |
| D <sub>1</sub>   | 充填部直径                                      | m                 |
| D <sub>2</sub>   | 流路縮小工全体の直径                                 | m                 |
| D <sub>3</sub>   | 貫通部直径                                      | m                 |
| A <sub>1</sub>   | 充填部の断面積                                    | m <sup>2</sup>    |
| A <sub>2</sub>   | 流路縮小工全体の断面積                                | m <sup>2</sup>    |
| A <sub>3</sub>   | 充填部貫通部の断面積                                 | m <sup>2</sup>    |

表 2.5-1(3) 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価に用いる記号

| 記号       | 定義         | 単位                |
|----------|------------|-------------------|
| $k_h$    | 設計水平震度     | -                 |
| $\gamma$ | 充填部の単位体積重量 | kN/m <sup>3</sup> |
| $\phi$   | 充填部内部摩擦角   | °                 |
| $\phi'$  | 岩盤の内部摩擦角   | °                 |

### 3. 強度評価方法

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、「2.3 評価方針」及び「3.2 荷重及び荷重の組合せ」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに流路縮小工幅を踏まえて実施する。強度評価では、本章に示す方法により、「4. 強度評価」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認する。

#### 3.1 評価対象断面及び部位

##### 3.1.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2)の重畳時の評価は、作用する荷重が支配的となる水路縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重に対して、せん断、滑動及び曲げに対する安定性を損なわないことを評価することから、評価対象断面は水路縦断方向とする。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面位置図を図 3.1-1 に示す。評価対象断面の地質図を図 3.1-2 に示す。

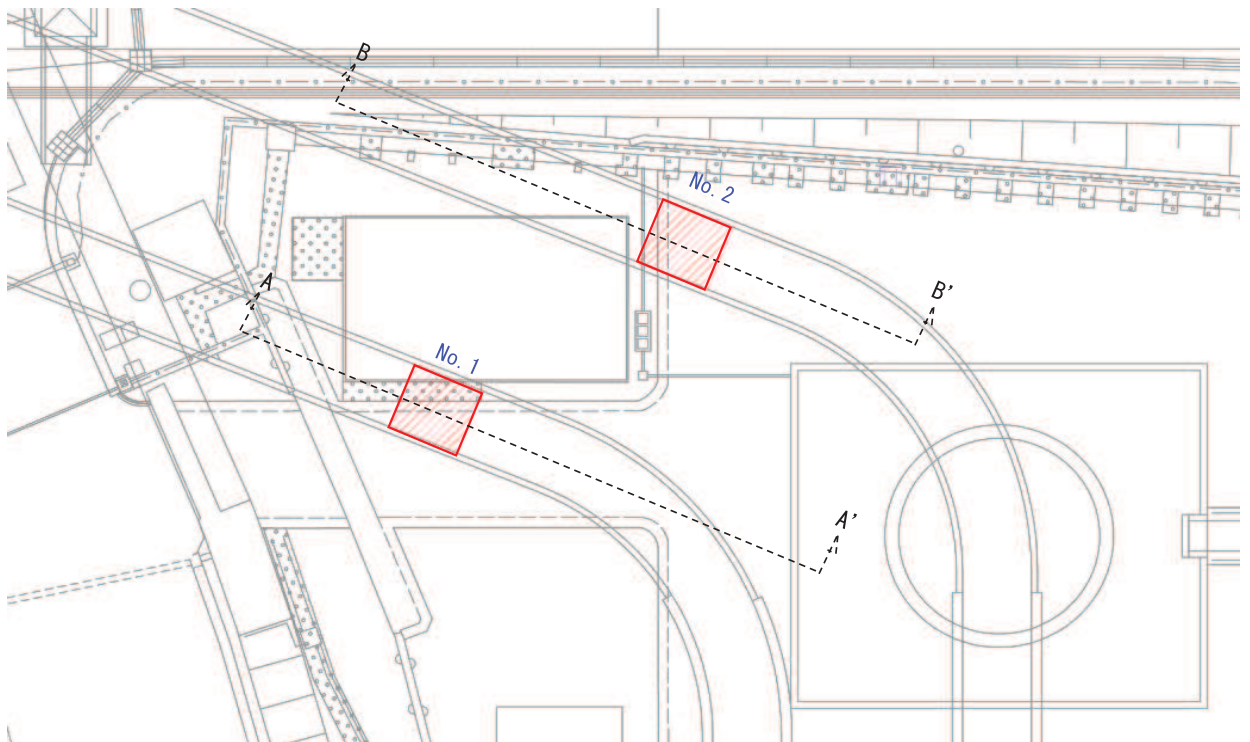


図 3.1-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面位置図

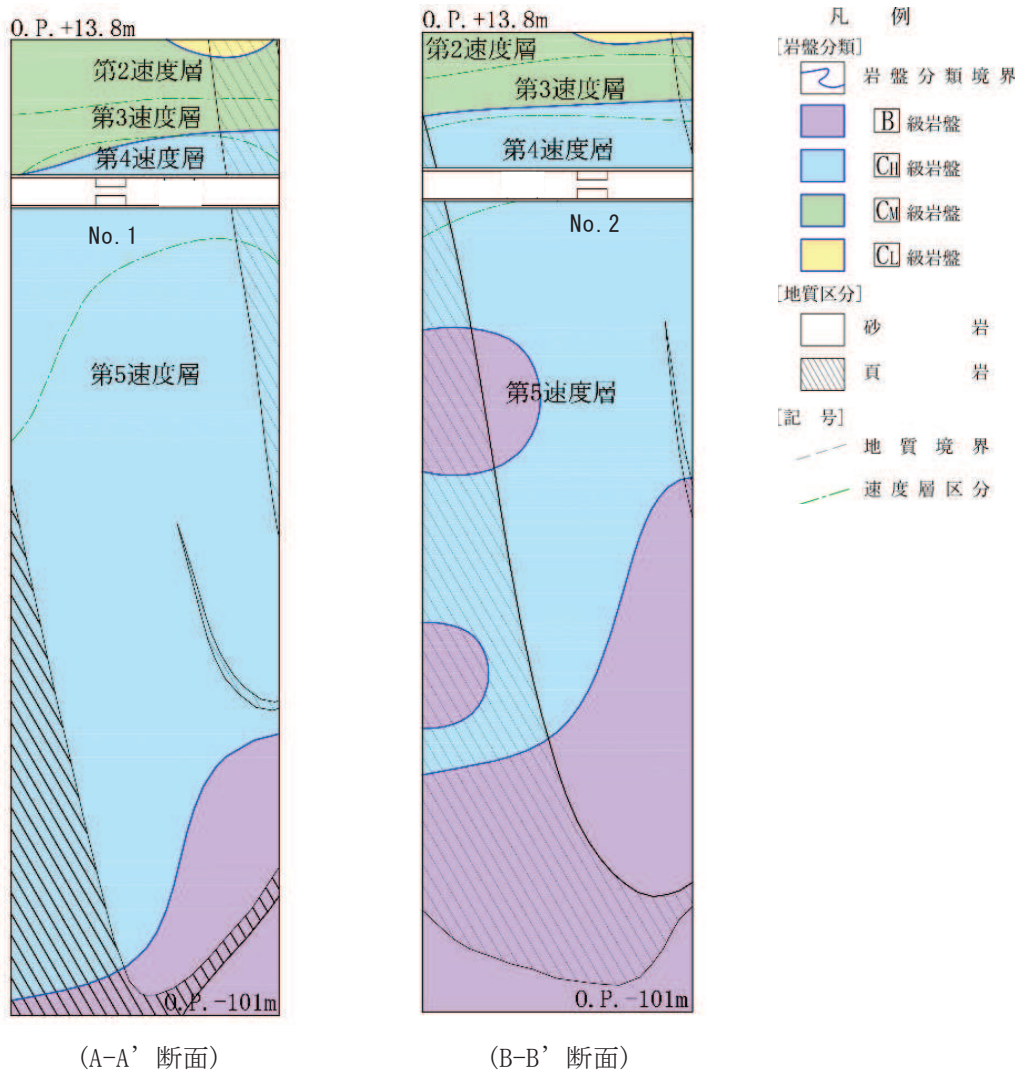


図 3.1-2(1) 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の地質図

### 3.1.2 評価対象部位

評価対象部位は、構造部材の安定性が要求される流路縮小工とする。



### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.2.1 荷重

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価において、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、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

地表面に積載荷重 4.9 (kN/m<sup>2</sup>) を考慮する。

##### (3) 余震荷重 (K s d)

余震荷重は、弾性設計用地震動 S d - D 2 による慣性力及び動水圧を考慮する。

動水圧については、Westergaard の式により設定する。

##### (4) 浸水津波荷重 (P h)

###### a. 津波荷重 (静水圧) (P h s)

津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さ (0.P. +24.4m) に +0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。

###### b. 流水圧 (P h f)

「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）」に基づき以下の式により算定する。

$$P h f = \frac{1}{2} \times C_D \times \rho_0 \times A \times U^2$$

ここに、P h f : 流水圧 (kN)

C<sub>D</sub> : 抗力係数 = 2.01 (保守的に最大値とする)

ρ<sub>0</sub> : 水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m<sup>2</sup>)

U : 流速 (m/s) \*流路縮小工前面及び背面の最大流速 (2.69m/s) に余裕を考慮し (10m/s) 設定した。詳細は

1.4 管路解析モデルについて (参考 2) に示す。

c. 推力 (P h t)

推力は「水門鉄管技術基準 (水圧鉄管・鉄鋼構造物編) (水門鉄管技術協会, 平成 29 年版)」に基づき以下の式により算定する。

$$P h t = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここに, P h t : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$$f = 8 g n^2 / \left( \frac{D}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

D : 貫通部内径 (m)

L : 貫通部長さ (m)

Q : 流量 = v × A (m<sup>3</sup>/s)

A : 貫通部内断面積 (m<sup>2</sup>)

v : 貫通部内流速 (m/s) \*流路縮小工貫通部の最大流速 (13.03m/s) に余裕を考慮し (20m/s) 設定した。詳細は 1.4 管路解析モデルについて (参考 2) に示す。

n : 粗度係数 (コンクリート) 0.015 (m<sup>-1/3</sup>s)

### 3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2-1 に、荷重の作用図を図 3.2-1 に示す。

表 3.2-1(1) 荷重の組合せ

| 外力の状態 | 荷重の組合せ                                    |
|-------|---|
| 重畳時   | G + P + K <sub>s d</sub> + P <sub>h</sub> |

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m<sup>2</sup> を地表面に考慮)

K<sub>s d</sub> : 余震荷重

P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重

表 3.2-1(2) 荷重の組合せ

| 種別     | 荷重    |   | 算定方法                                       |
|--------|-------|---|--|
| 永久荷重   | 固定荷重  | 躯体自重  | ○<br>・ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。   |
|        |       | 機器・配管自重   | —<br>・ 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。          |
|        |       | 土被り荷重   | —<br>・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。               |
|        |       | 積載荷重  | ○<br>・ 地表面に 4.9(kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。 |
|        | 静止土圧  | —<br>・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。                                    |  |
|        | 外水圧   | —<br>・ つり合っているため考慮しない   |  |
|        | 内水圧   | —<br>・ つり合っているため考慮しない   |  |
|        | 積雪荷重  | —<br>・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。                                      |  |
|        | 風荷重   | —<br>・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。                                      |  |
| 余震荷重   | 水平地震動 | ○<br>・ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> - D <sub>2</sub> による躯体の慣性力を考慮する。 |  |
|        | 鉛直地震動 | —<br>・ 主たる荷重が水平方向荷重のため考慮しない。                                    |  |
|        | 動水圧   | ○<br>・ 設計用津波水位での動水圧を考慮する。                                       |  |
| 浸水津波荷重 | 津波荷重  | ○<br>・ 設計用津波水位からの静水圧として考慮する。                                    |  |
|        | 流水圧   | ○<br>・ 津波流速により充填部の前面に作用する荷重を考慮する。                               |  |
|        | 推力    | ○<br>・ 津波流速により充填部の内部に作用する荷重を考慮する。                               |  |

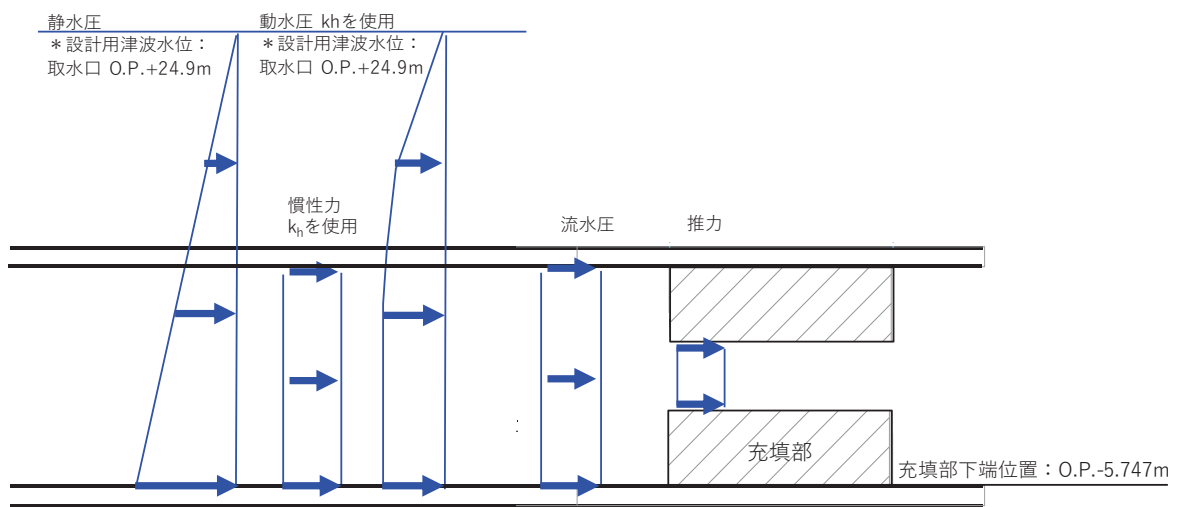


図 3.2-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の荷重作用図

### 3.3 評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。  
なお、強度評価は「2.3 評価方針」に示すとおり、「重畳時」について実施する。

#### 3.3.1 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成15年4月）」に基づき、評価を行う。

「3.2.2 荷重の組合せ」に基づく荷重を用いて、打設面のせん断強さからの必要閉塞長さ（L1）、滑動に対する必要閉塞長さ（L2）、周辺が固定の円板としての必要閉塞長さ（L3）をそれぞれ算定し、これらのすべて満足する必要幅を算定して評価する。

余震荷重算定に用いる設計水平震度は、荷重の作用方向（水路縦断方向）に対して、縦断方向の断面位置による第5速度層上面の差が認められるが、第4速度層と第5速度層の変形特性に有意な違いが無いことから、一次元地震応答解析により算定する。なお、妥当性確認として、断面位置における第5速度層上面の差がより大きい横断方向（二次元）の地震応答解析の結果との比較を行う。

一次元地震応答解析は、周辺地盤が線形材料（岩盤）であることを踏まえ、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.3.2 設計水平震度の算定

##### (1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤は、添付書類「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使用する。

また、地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3.3-1に示す解析ケースを設定する。

表 3.3-1 強度評価における解析ケース

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |
|-----------------|--------------------------------------|--|
|                 |                                      | $C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤,<br>$C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + $1\sigma$  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - $1\sigma$  |

(2) 一次元地震応答解析

一次元地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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。

設計水平震度の設定に用いる地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元重複反射理論により流路縮小工の中心位置で評価したものをを用いる。なお、設計水平震度の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）はNo.1及びNo.2の2系統であるため、それぞれの位置で一次元地震応答解析を実施する。

一次元地震応答解析の概念図を図 3.3-1 に、設計水平震度の設定に用いる弾性設計用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図 3.3-2 に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動を引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物-地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引上げる。

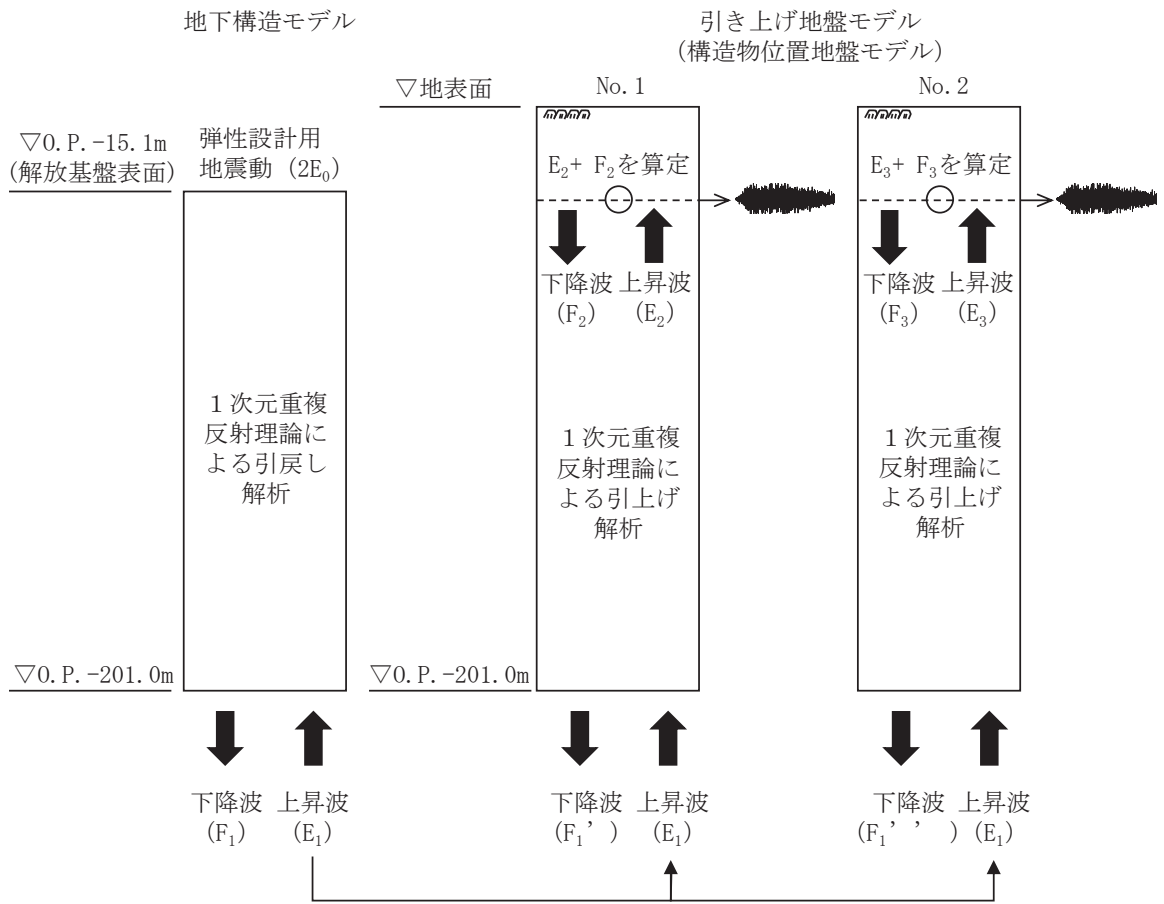


図 3. 3-1(1) 一次元地震応答解析の概念図

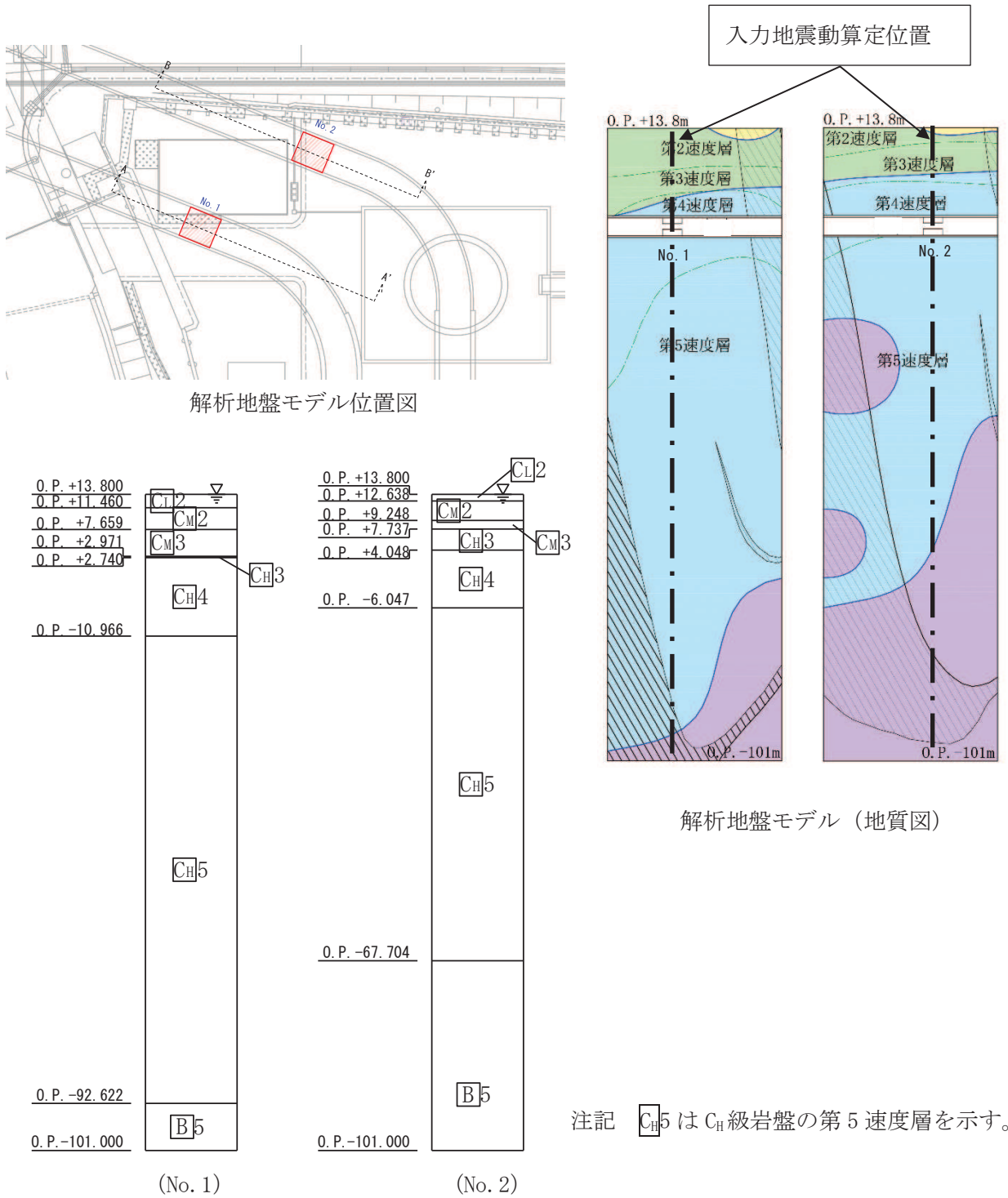
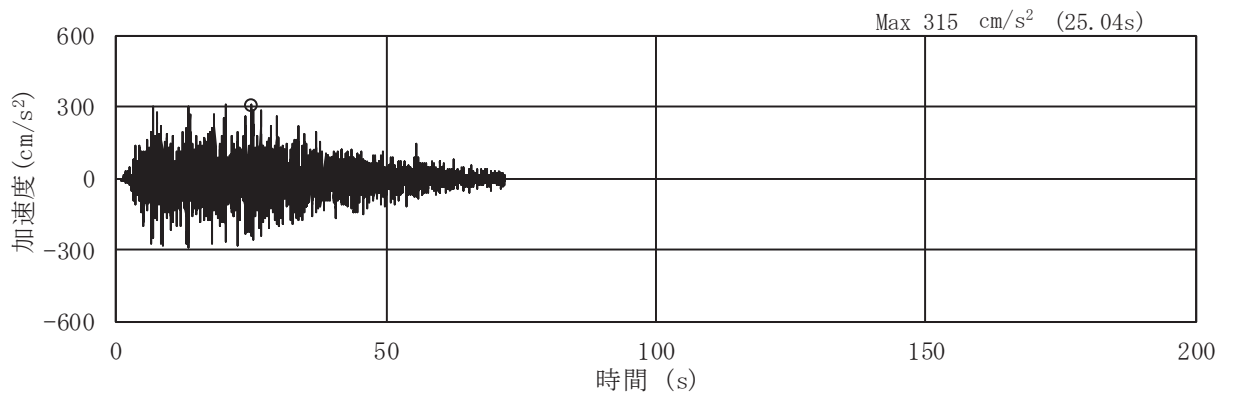
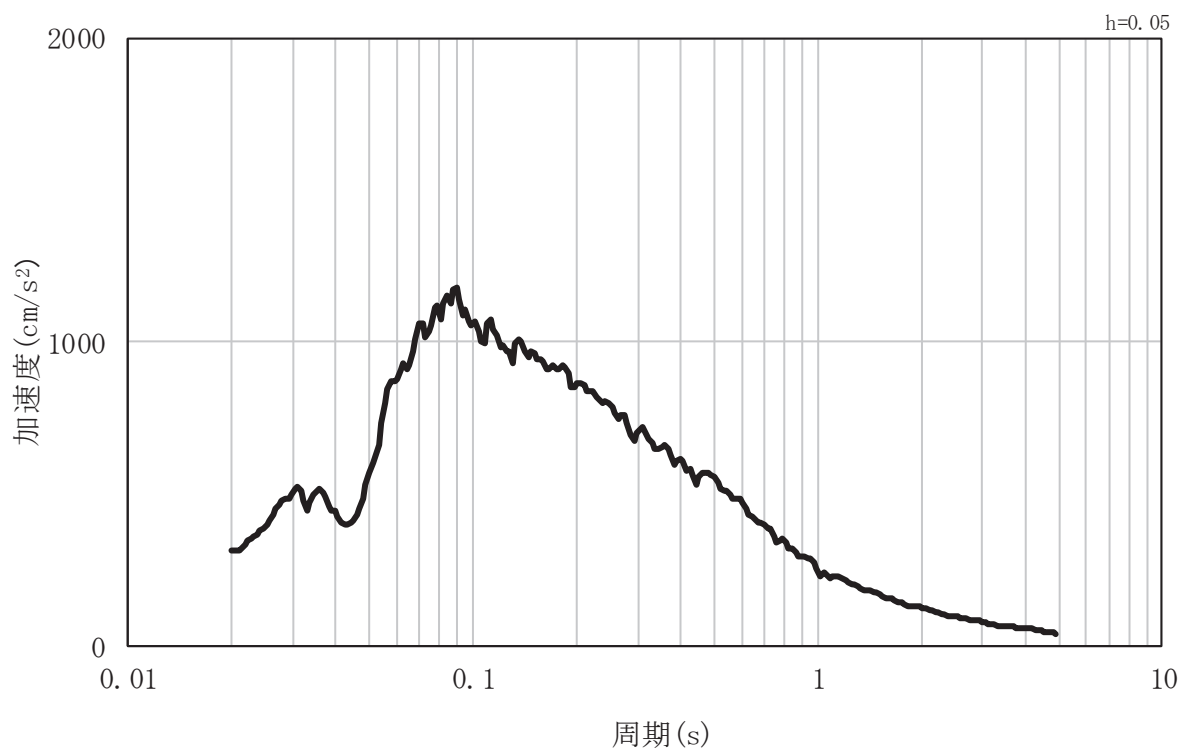


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (引上げ地盤モデル)



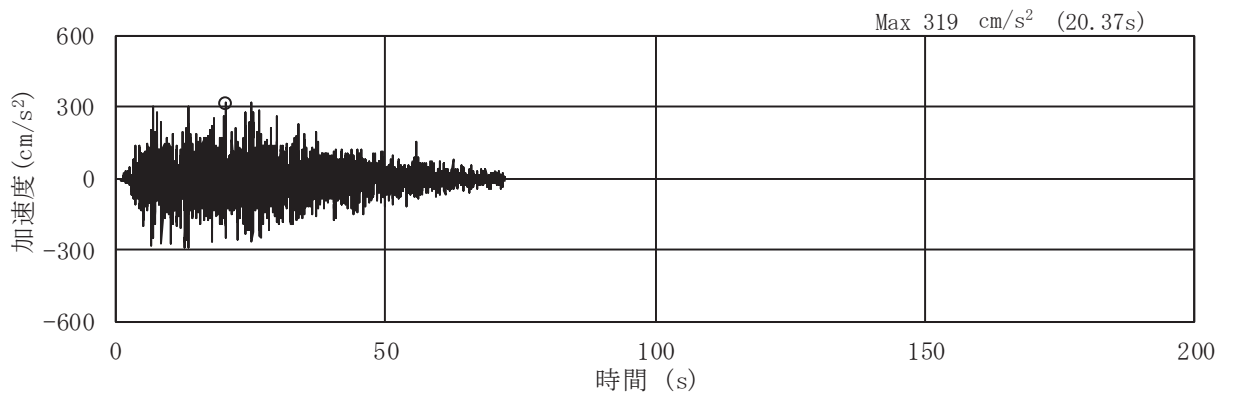


(a) 加速度時刻歴波形

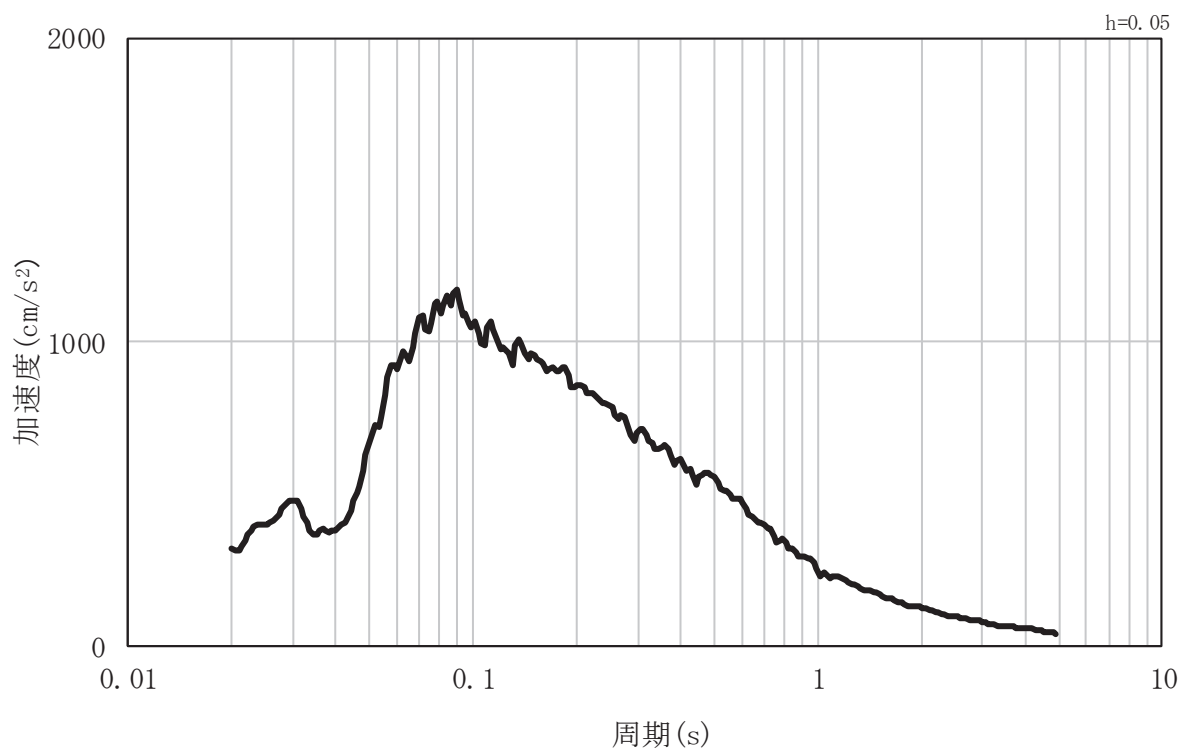


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2(1) 設計水平震度の設定に用いる地震動の  
 加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (No. 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2(2) 設計水平震度の設定に用いる地震動の  
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (No. 2)

(3) 設計水平震度の算定

一次元地震応答解析結果から流路縮小工の中心位置での最大加速度を表 3.3-2 に示す。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 2) のケース②が最も加速度が大きい結果となっている。

ここで、一次元地震応答解析の結果に基づき震度を設定することについて、横断方向の地震応答解析の結果との比較結果を表 3.3-3 に示す。横断方向の解析モデルは、「6.2.1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて使用している二次元動的有限要素モデルを用い、加速度応答は取放水路流路縮小工部の中心位置とする。二次元動的有限要素モデルの概要を図 3.3-3 に示す。

加速度応答の比較の結果、1 次元地震応答解析と 2 次元地震応答解析（横断方向）において、有意な差は無く、僅かに 1 次元地震応答解析の方が大きい結果となっており、設定した設計震度が妥当であることを確認した。

この結果を踏まえ、一次元地震応答解析により算定した No. 2 位置での加速度を重力加速度で除して設計水平震度とする。

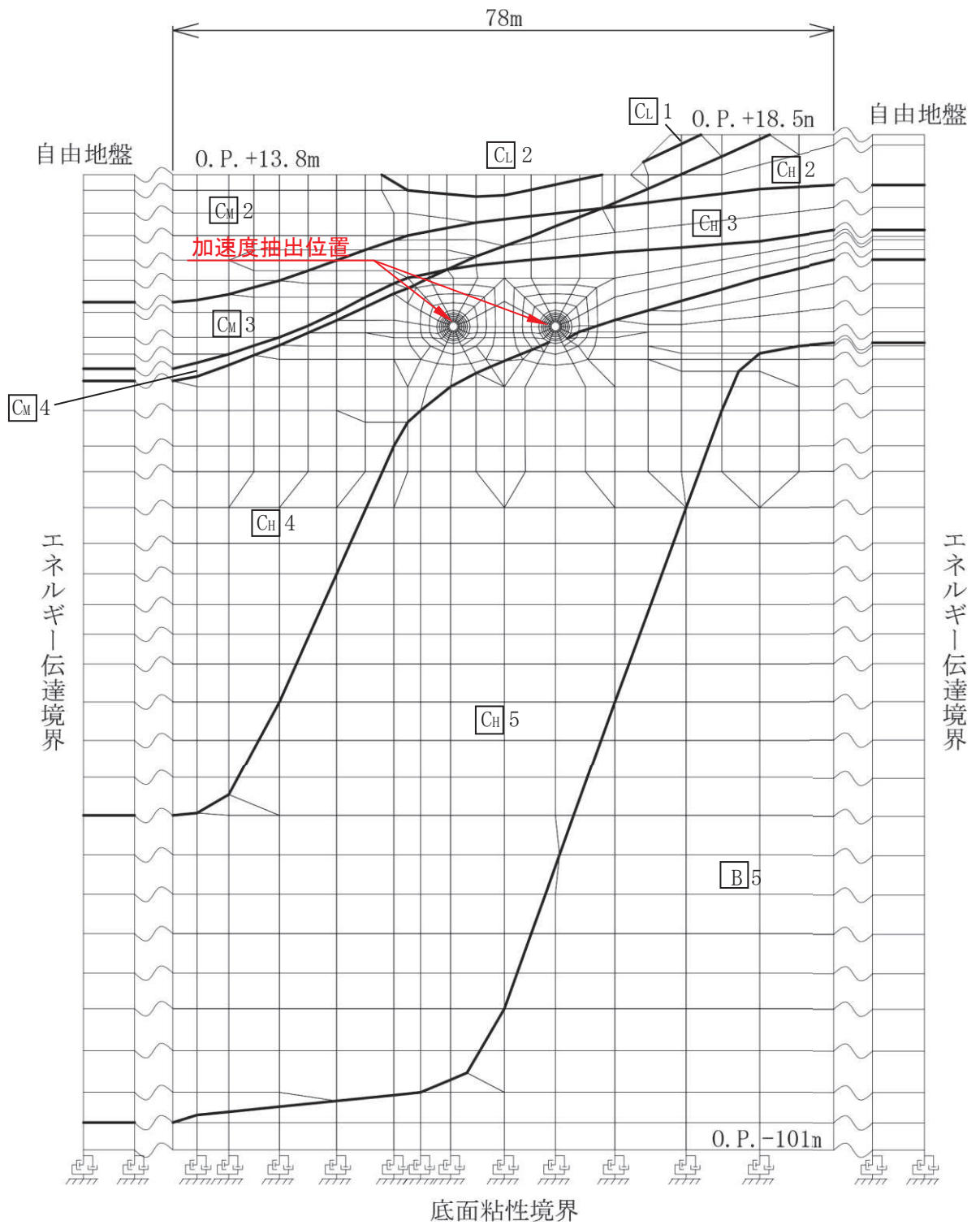
$$\text{設計水平震度 (k h)} = 336(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 0.343$$

表 3.3-2 地震応答解析結果

| 解析ケース |                            | ①     | ②                          | ③                          |
|-------|----------------------------|-------|----------------------------|----------------------------|
|       |                            | 基本ケース | 地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース | 地盤剛性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース |
| No. 1 | 最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> ) | 315   | 335                        | 316                        |
| No. 2 | 最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> ) | 319   | <u>336</u>                 | 316                        |

表 3.3-3 二次元地震応答解析との地震応答解析結果の比較

| 解析ケース |                            | 1 次元地震応答解析 (縦断方向を想定) | 2 次元地震応答解析 (横断方向) |
|-------|----------------------------|----------------------|-------------------|
|       |                            | 基本ケース                | 基本ケース             |
| No. 1 | 最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> ) | 315                  | 289               |
| No. 2 | 最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> ) | 319                  | 288               |



注)  $C_H5$  は  $C_H$  級岩盤の第5速度層を示す。

図 3.3-3(1) 二次元動的有限要素モデルの概要

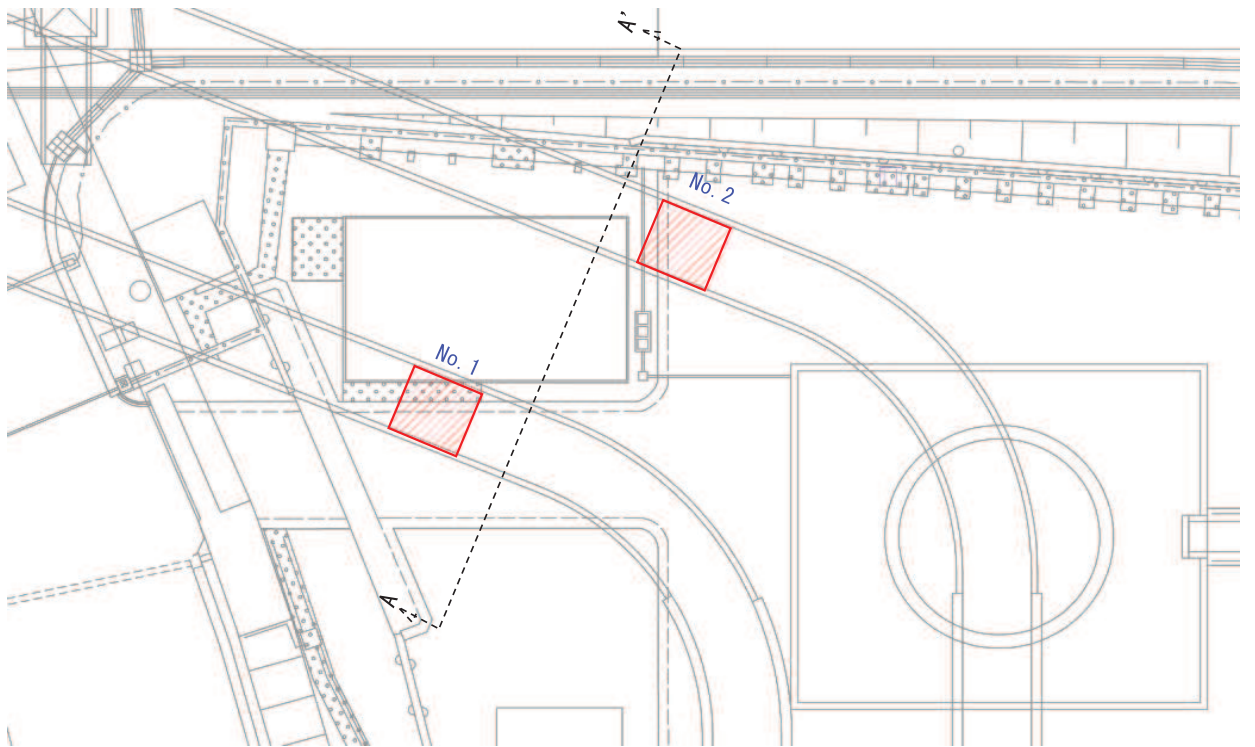


図 3.3-3(2) 二次元動的有限要素モデルの概要  
(解析モデル断面位置)

### 3.3.3 評価方法

強度評価は、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成15年4月）」に基づき，以下の3項目について算定した幅が「2.3 評価方針」で設定した流路縮小工幅以下であることを確認する。なお，せん断に対する安定性から算出する幅及び滑動に対する安定性から算出する幅の算定にあたっては，覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合L1（L2）と，覆工部と周辺岩盤間のせん断を想定した場合L1'（L2'）の2ケースで算定する。

#### (1) せん断に対する安定性から算出する幅

##### a. 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合（L1）（図3.3-4）

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0}$$

ここに，L1：せん断に対する安定性から算出する幅(m)

α：安全率 = 4

P：作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

A：水路断面積(m<sup>2</sup>)

τ<sub>c</sub>：コンクリートのせん断強さ(kN/m<sup>2</sup>)

L<sub>0</sub>：付着面の周長(m)

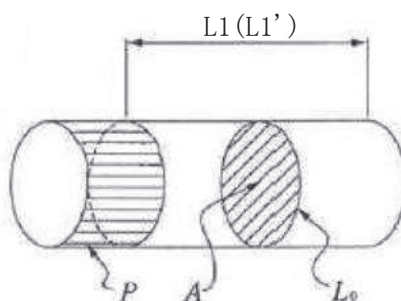


図3.3-4 覆工部または充填部のせん断強さ

##### b. 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合（L1'）（図3.3-4）

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0}$$

ここに，L1'：せん断に対する安定性から算出する幅(m)

α：安全率 = 4

P：作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

A：水路断面積(m<sup>2</sup>)

τ<sub>r</sub>：岩盤のせん断強さ(kN/m<sup>2</sup>)

L<sub>0</sub>：付着面の周長(m)

(2) 滑動に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 (L 2) (図 3.3-5)

$$L 2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N}$$

ここに, L 2 : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

A : 水路断面積 (m<sup>2</sup>)

C<sub>c</sub> : コンクリートの付着力 (kN/m<sup>2</sup>) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

f<sub>c</sub> : コンクリートのせん断抵抗係数 (= tan φ)

N : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N = \pi W / (2D)$$

W : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

D : 充填部の直径 (m)

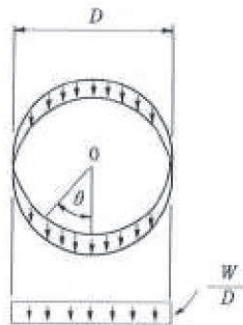


図 3.3-5 覆工部または充填部の周辺の全抵抗力

b. 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L 2') (図 3.3-5)

$$L 2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N'}$$

ここに, L 2' : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

A : 水路断面積 (m<sup>2</sup>)

C<sub>r</sub> : 岩盤の付着力 (kN/m<sup>2</sup>) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

$f_r$  : 岩盤のせん断抵抗係数(=  $\tan \phi$ )

$N'$  : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重(kN/m)

$$N' = \pi W' / (2D')$$

$W'$  : 単位長さ当たりの充填部の重量(kN/m)

$D'$  : 覆工部の直径(m)

(3) 曲げに対する安定性から算出する幅 ( $L_3$ ) (図 3.3-6)

$$L_3 = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}}$$

ここに,  $L_3$  : 曲げに対する安定性から算出する幅(m)

$\alpha$  : 安全率 = 1.5

$a$  : 縮小工半径(m)

$P$  : 作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma'$  : コンクリートの許容曲げ引張応力度(kN/m<sup>2</sup>)

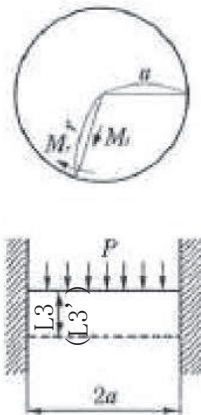


図 3.3-6 充填部を周辺固定円盤と仮定した場合の必要閉塞長



(土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕(農林水産省農村振興局, 平成 15 年 4 月) より抜粋 (一部加筆))

a 打設面のせん断強さからの必要閉塞長  $L$  (図-11.5-2)

$$L = a \frac{P \cdot A}{\tau \cdot L_0} \dots\dots\dots (11.5-1)$$

ここに  $P$  : 水圧 (kPa)

$A$  : 水圧を受ける断面積 (m<sup>2</sup>)

$\tau$  : コンクリートと岩盤との接触面のせん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$L_0$  : 付着の周長 (m)

$a$  : 安全率 (4以上)

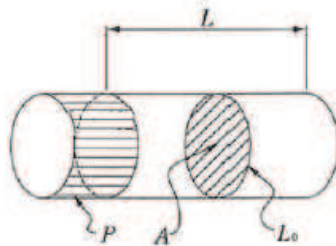


図-11.5-2 プラグ部のせん断強さ

b 滑動に対する必要閉塞長  $L$

プラグコンクリートに作用する水圧 ( $H$ ) に対して、プラグコンクリートと周辺コンクリート壁の間の付着力とプラグコンクリートの自重による摩擦力が抵抗して安定する。

$$L = n \cdot \frac{H}{CA' + fN} \dots\dots\dots (11.5-2)$$

ここに、 $L$  : 必要閉塞長 (m)

$n$  : せん断摩擦安全率4以上

$H$  : 作用水圧  $H = P \cdot A$

$P$  : 水圧 (kPa)

$A$  : 水圧を受ける面積  $A = \frac{\pi D^2}{4}$  (m<sup>2</sup>)

$D$  : プラグコンクリート直径 (m)

$C$  : 付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$A'$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁と接する全面積 (m<sup>2</sup>)

$$A' = L_0 \cdot L$$

$L_0$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁と接する周長 (m)

$f$  : 岩盤のせん断抵抗係数 =  $\tan \phi'$

$N$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁に接する面に作用する鉛直な力 (kN)

ここで  $N$  はプラグの自重によって生じプラグ下半断面に作用する。

図-11.5-3に示すようにプラグコンクリート最下端より中心角  $\theta$  の壁面に作用する鉛直応力成分 ( $\sigma$ ) は、

$$\sigma = \frac{W}{D} \cos^2 \theta$$

$$N = 2L \int_0^{\pi/2} \sigma d\theta = \frac{\pi LW}{2D}$$

$$\therefore fN = f \frac{\pi LW}{2D}$$

ただし、 $W$  : 単位長さ当たりプラグコンクリート重量 (N/m)

よって、全抵抗力は、

$$CA' + f \cdot N = L \left( C \cdot \pi \cdot D + f \cdot \frac{\pi W}{2D} \right)$$

$$\therefore L = n \frac{H}{C \cdot \pi \cdot D + f \cdot \frac{\pi W}{2D}}$$

$$= n \cdot \frac{H}{\pi} \cdot \frac{2D}{2CD^2 + fW} \dots\dots\dots (11.5-3)$$



図-11.5-3 プラグコンクリート周辺の全抵抗力

c 周辺が固定の円板としての必要閉塞長  $L$  (図-11.5-4)

ここに、 $a$  : 閉塞部半径

$M_r$  : 円周方向モーメント

$M_t$  : 半径方向モーメント

等分布荷重載荷の周辺固定の円形板とすれば、

$$M_r = \frac{Pa^2}{16} \left[ (3+\nu) \left\{ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right\} - 2 \right]$$

$$M_t = \frac{Pa^2}{16} \left[ (1+3\nu) \left\{ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right\} - 2\nu \right]$$

ここに、 $\nu$  : コンクリートのポアソン比  $\frac{1}{m} = 0.2$

したがって周辺においては、

$$M_r = \frac{Pa^2}{8}, M_t = M_r \cdot \nu$$

ここで、円周方向のモーメントについて検討するとコンクリート板の断面係数は

$$W = \frac{bL^2}{6}$$

$$\text{したがって } \sigma = \frac{3}{4} \cdot \frac{Pa^2}{bL^2}$$

ここに、 $b$  : 単位幅 (m)

$L$  : コンクリート板の厚 (m)

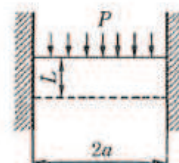


図-11.5-4 周辺固定円盤の必要閉塞長

コンクリートの許容曲げ引張強度を  $\sigma'$  とすれば、必要閉塞長  $L$  は、

$$L = a \frac{a}{2\sqrt{\sigma'}} \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}} \dots\dots\dots (11.5-4)$$

ここに、 $a$  : 安全率

### 3.3.4 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.3-4 に、材料の物性値を表 3.3-5 に示す。

表 3.3-4 構造物の使用材料

| 部位  | 材料     | 諸元                                    |
|-----|--------|---------------------------------------|
| 覆工部 | コンクリート | 設計基準強度： $f'_{ck} = 20.5\text{N/mm}^2$ |
| 充填部 | コンクリート | 設計基準強度： $f'_{ck} = 50.0\text{N/mm}^2$ |

表 3.3-5 材料の物性値

| 分類                    | せん断強度<br>( $\tau_0, C$ ) | 内部摩擦角<br>( $\phi$ ) | 許容曲げ引張応力度<br>( $\sigma'$ ) |
|-----------------------|--------------------------|---------------------|----------------------------|
| 岩盤 (C <sub>H</sub> 級) | 1.72N/mm <sup>2</sup> *1 | 43° *1              | —                          |
| 覆工部                   | 4.10N/mm <sup>2</sup> *2 | 0° *3               | 0.28N/mm <sup>2</sup> *4   |
| 充填部                   | 10.0N/mm <sup>2</sup> *2 | 0° *3               | 0.43N/mm <sup>2</sup> *4   |

注記 \*1：解析用物性値（狐崎部層の C<sub>H</sub>級岩盤の値を採用）

\*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]（土木学会，2013 年制定）に基づき設定

\*3：保守的に考慮しない

\*4：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）に基づき設定（覆工部については，鉄筋は考慮しない）。

#### 4. 強度評価

##### 4.1 荷重算出

浸水津波荷重として静水圧、流水圧及び推力を、余震荷重として慣性力及び動水圧を算出する。

##### 4.1.1 浸水津波荷重の算出

###### 静水圧P 1の算出

$$P 1 = \rho_0 g h = 1.03 \times 9.80665 \times (24.9 - (-5.747)) = 309.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $\rho_0$  : 海水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 = 9.80665 (m/s<sup>2</sup>)

$h$  : 充填部下端における水深 =  $h_1 - h_2$  (m)

$h_1$  : 設計用津波水位 (O. P.) = 24.9 (m)

$h_2$  : 充填部下端位置 (O. P.) = -5.747 (m)

###### 流水圧P 2の算出

流水圧は、「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）」に基づき算定する。

$$P 2 = \frac{1}{2} \times C_d \times \rho_0 \times A_1 \times U^2 = \frac{1}{2} \times 2.01 \times 1.03 \times 8.6 \times 10^2 = 890.3 \text{ (kN)}$$

ここに、 $C_d$  : 抗力係数 = 2.01 (保守的に最大値とする)

$\rho_0$  : 海水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$D_1$  : 充填部直径 = 3.3 (m)

$U$  : 流速 = 10 (m/s)

(流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定)

###### 推力P 5の算出

推力は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）」に基づき算定する。なお，推力算定に用いる流水の摩擦抵抗係数 ( $f$ ) は、「水理公式集（土木学会，2018 年版）」に基づき算定する。

$$P 5 = \frac{2 f Q^2}{g \pi D_3} \times L = \frac{2 \times 8 g n^2 / \left(\frac{D_3}{4}\right)^{\frac{1}{3}} \times (v \times A_3)^2}{g \pi D_3} \times L$$

$$= \frac{2 \times 8 \times 9.80665 \times 0.015^2 / \boxed{\phantom{000}}}{9.80665 \times \boxed{\phantom{000}}} \times (20 \times \boxed{\phantom{00}})^2 \times 3.50 = \boxed{\phantom{000000}}$$

ここに、 $f$  : 流水の摩擦抵抗係数 ( $t f / m^3$ )

$$f = 8 g n^2 / \left( \frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$g$  : 重力加速度 =  $9.80665 (m/s^2)$

$n$  : 充填部の粗度係数 =  $0.015 (m^{-1/3}s)$

$D_3$  : 貫通部直径 =  $\boxed{\phantom{000}}$

$Q$  : 流量 =  $v \times A_3 (m^3/s)$

$v$  : 流速 =  $20 (m/s)$

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

$$A_3 : 充填部貫通部の断面積 ( $m^2$ ) =  $\frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{\phantom{000000}}$$$

#### 4.1.2 余震荷重の算出

##### 慣性力 P 3 の算出

$$P_3 = k_h W = k_h \times \gamma \times A_1 \times L = 0.343 \times 23.0 \times 8.6 \times 3.5 = 237.5 \text{ (kN)}$$

ここに、 $k_h$  : 設計水平震度

$\gamma$  : 充填部の単位体積重量 =  $23.0 (kN/m^3)$

$$A_1 : 充填部の断面積 ( $m^2$ ) =  $\frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6 (m^2)$$$

$L$  : 充填部幅 =  $3.5 (m)$

$D_1$  : 充填部直径 =  $3.3 (m)$

##### 動水圧 P 4 の算出

$$P_4 = \frac{7}{8} \times k_h \times \rho_0 \times g \times \sqrt{h^2} = \frac{7}{8} \times 0.343 \times 1.03 \times 9.80665 \sqrt{\{24.9 - (-5.747)\}^2}$$

$$= 93.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $k_h$  : 設計水平震度

$\rho_0$  : 海水の密度 =  $1.03 (t/m^3)$

$g$  : 重力加速度 =  $9.80665 (m/s^2)$

$h$  : 充填部下端における水深 =  $h_1 - h_2 (m)$

$h_1$  : 設計用津波水位 (O.P.) =  $24.9 (m)$

$h_2$  : 充填部下端位置 (O.P.) =  $-5.757 (m)$

## 4.2 強度評価

### 4.2.1 せん断に対する安定性から算出する幅

#### (1) 充填部と覆工部でのせん断を想定した場合 (L1)

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_c \cdot L_0}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{4100 \times 10.37} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 3.3(\text{m})$$

$$\tau_c : \text{覆工部せん断強度} = 4100(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0 : \text{充填部周長} = \pi \times D_1 = \pi \times 3.3 = 10.37(\text{m})$$

#### (2) 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0'} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_r \cdot L_0'}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{1720 \times 12.25} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 3.3(\text{m})$$

$$\tau_r : \text{岩盤のせん断強度} = 1720(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0' : \text{流路縮小工全体の周長} = \pi \times D_2 = \pi \times 3.9 = 12.25(\text{m})$$

$$D_2 : \text{流路縮小工全体の直径} = 3.9(\text{m})$$

### 4.2.2 滑動に対する安定性から算出する幅

#### (1) 充填部と覆工部間での滑動を想定した場合 (L2)

$$L2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N} = n \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{C_c \times \pi \times D_1 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_1}{D_1})}$$

$$=4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{4100 \times \pi \times 3.3 + 0 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 8.6}{3.3})} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、n：安全率=4

$C_c$ ：充填部の付着力=4100(kN/m<sup>2</sup>)

$D_1$ ：充填部直径=3.3(m)

$\phi$ ：充填部内部摩擦角=0(°)

$\gamma$ ：充填部の単位体積重量=23.0(kN/m<sup>3</sup>)

$$A_1：\text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L 2')

$$L 2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N} = n \frac{(P 1 \times A_1 + P 2 + P 3 + P 4 \times A_1 + P 5)}{C_r \times \pi \times D_2 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_2}{D_2})}$$

$$=4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{1720 \times \pi \times 3.9 + 0.93 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 11.9}{3.9})} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、n：安全率=4

$C_r$ ：岩盤の付着力=1720(kN/m<sup>2</sup>)

$D_2$ ：流路縮小工全体直径=3.9(m)

$\phi'$ ：岩盤の内部摩擦角=43(°)

$\gamma$ ：充填部及び覆工部の単位体積重量=23.0(kN/m<sup>3</sup>)

$$A_2：\text{流路縮小工全体の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_2^2}{4} = \frac{\pi \times 3.9^2}{4} = 11.9(\text{m}^2)$$

4.2.3 曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)

$$L 3 = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma}} = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3 \times \left( P 1 + \frac{P 2}{A_1} + \frac{P 3}{A_1} + P 4 + \frac{P 5}{A_3} \right)}{\sigma}}$$

$$=1.5 \times \left( \frac{1.65}{2} \right) \times \sqrt{\frac{3 \times (309.6 + \frac{890.3}{8.6} + \frac{237.5}{8.6} + 93.0 + \boxed{\phantom{000}})}{430}} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$ ：安全率=1.5 (保守的に 1.5 とする)

$$a：\frac{D_1}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65(\text{m})$$

$D_1$  : 充填部直径=3.3 (m)

$\sigma_c$  : コンクリートの許容曲げ引張応力度=430 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_3$  : 充填部貫通部の断面積(m<sup>2</sup>) =  $\frac{\pi \times D_3^2}{4}$  =

$D_3$  : 貫通部直径 =



#### 4.3 解析ケースごとの強度評価結果

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）のNo.1の解析ケースごとの強度評価結果を表4.3-1に、No.2の解析ケースごとの強度評価結果を表4.3-2に示す。

表4.3-1(1) No.1 解析ケース① 照査結果

| 項目   | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|--|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)                                |                   | 3.50                 |                |

表4.3-1(2) No.1 解析ケース② 照査結果

| 項目   | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|--|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定し<br>た場合 (L1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)                                |                   | 3.50                 |                |

表 4.3-1(3) No.1 解析ケース③ 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 3.50                 |                |

表 4.3-2(1) No.2 解析ケース① 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定し<br>た場合 (L 1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 3.50                 |                |

表 4.3-2(2) No.2 解析ケース② 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 3.50                 |                |

表 4.3-2(3) No.2 解析ケース③ 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定し<br>た場合 (L 1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 3.50                 |                |

5. 強度評価結果

算出した必要幅が、流路縮小工幅以下であることを確認した。

照査結果を表 5-1 に示す。

表 5-1 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 3.50                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 3.50                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 3.50                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 3.50                 |                |

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.2 取放水路流路縮小工の設計に関する補足説明
- 6.2.4 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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 .....           | 5  |
| 2.4 適用基準 .....           | 7  |
| 2.5 記号の説明 .....          | 8  |
| 3. 強度評価方法 .....          | 11 |
| 3.1 評価対象断面及び部位 .....     | 11 |
| 3.2 荷重及び荷重の組合せ .....     | 12 |
| 3.3 評価方法 .....           | 16 |
| 4. 強度評価 .....            | 29 |
| 4.1 荷重算出 .....           | 29 |
| 4.2 強度評価 .....           | 31 |
| 4.3 解析ケースごとの強度評価結果 ..... | 34 |
| 5. 強度評価結果 .....          | 36 |

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図を図2.1-1に示す。

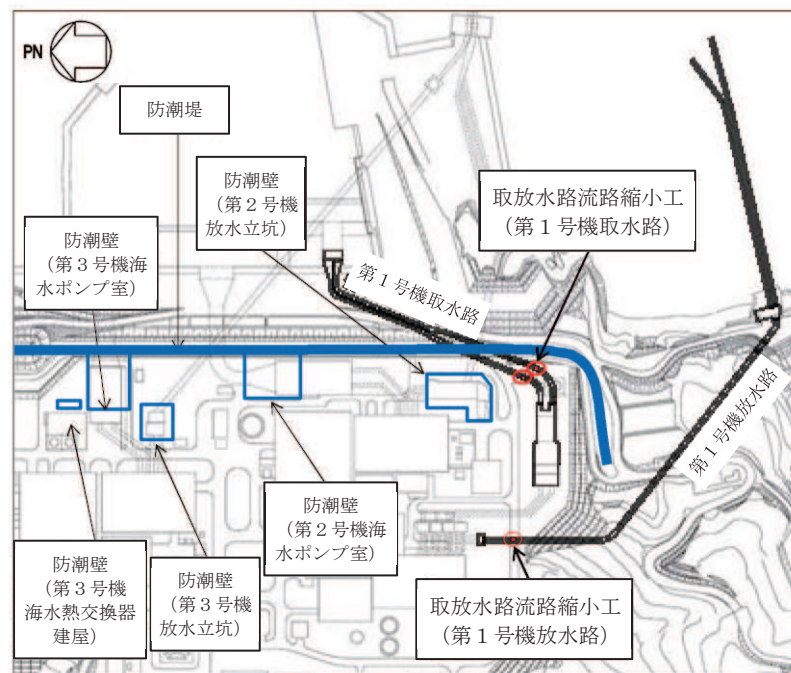



図 2.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図（全体平面図）

## 2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面図及び断面図を図2.2-1に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、第1号機放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機放水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、既設の第1号機放水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

第1号機の補機冷却海水を放水するため、貫通部（×1条）を設ける。

なお、本強度計算書では、充填部のB-B断面の幅を流路縮小工の幅とする。

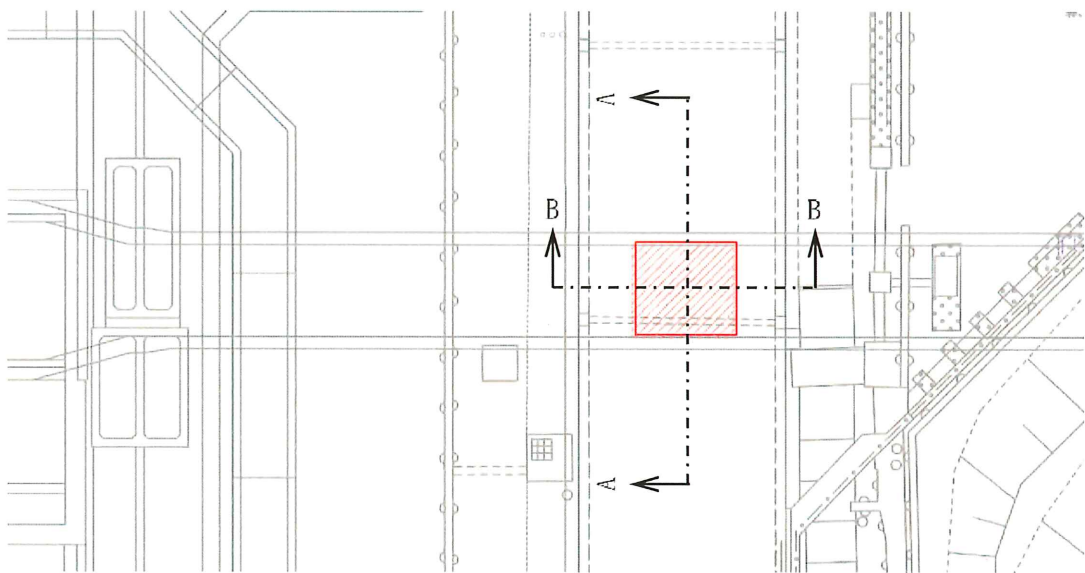


図 2.2-1(1) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 平面図

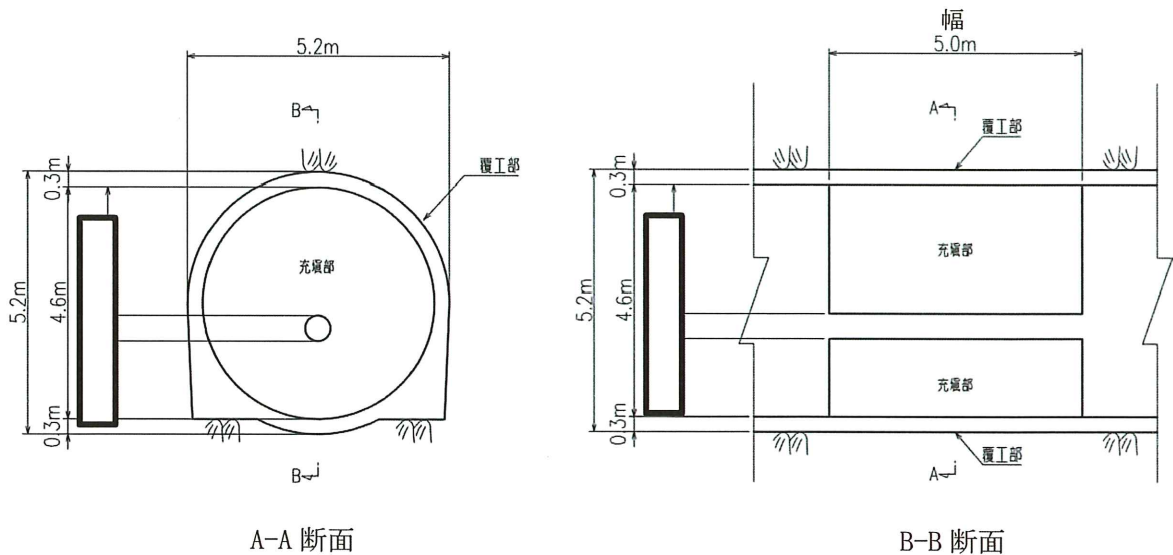


図 2.2-1(2) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 断面図



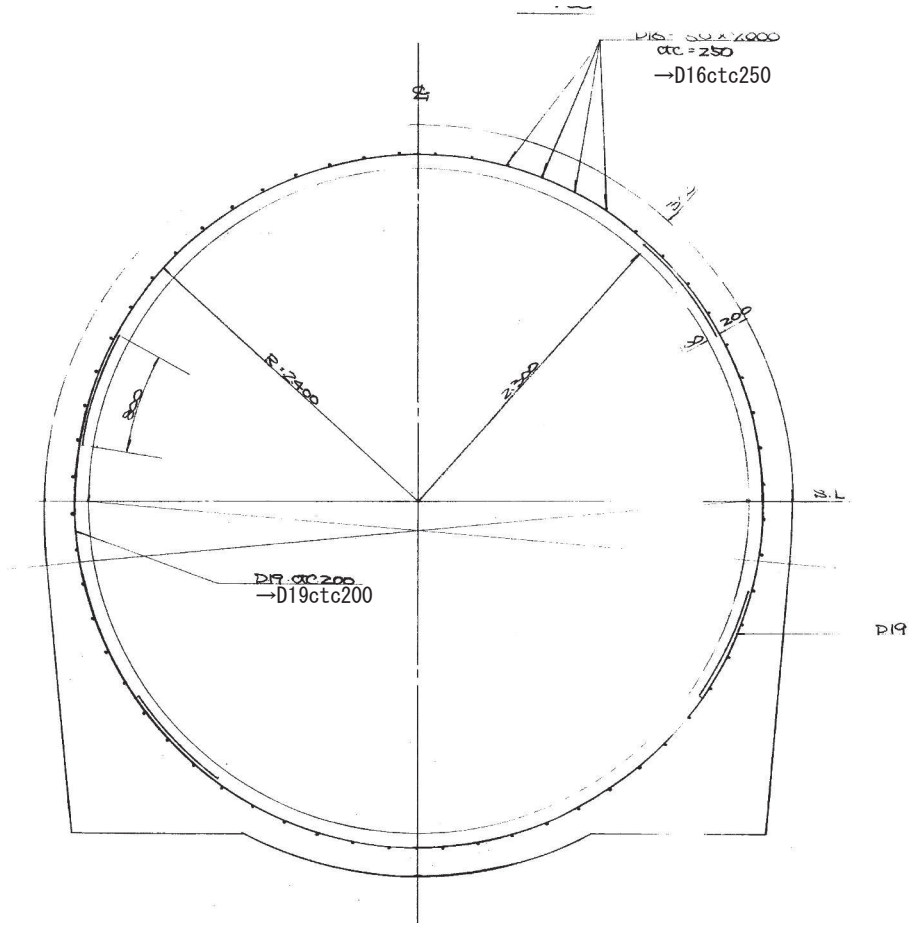


図 2.2-1(3) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の構造概要図  
 (覆工部配筋図)

## 2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価においては、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて、強度計算を実施する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、強度評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。また、強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の伝達過程を考慮し、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。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、水路縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重に対して、表2.3-1に示すとおり、せん断、滑動及び曲げに対して安定性を確保できる必要幅が、流路縮小工の設置幅（縦断方向の閉塞長）以下であることを確認することにより、安定性を損なわないことを評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価項目

| 評価方針        | 評価項目     | 部位    | 評価方法  | 流路縮小工の幅 |
|-------------|----------|-------|---|---------|
| 安定性を損なわないこと | 構造部材の安定性 | 流路縮小工 | せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工の設置幅（縦断方向の閉塞長）以下であることを確認 | 5.0m    |

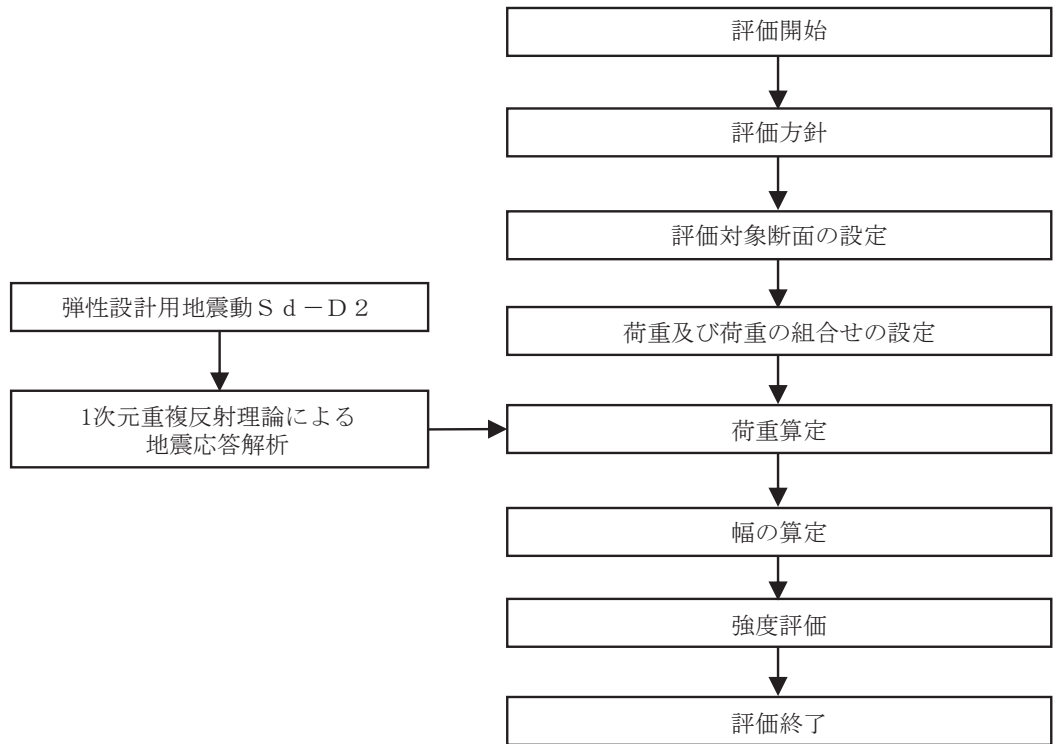


図 2.3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。また，各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成 15 年 4 月）
- ・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）
- ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017 年制定）
- ・コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）
- ・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）
- ・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）
- ・水理公式集（土木学会，2018 年版）

表 2.4-1 各項目で適用する規格，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 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）</li> <li>・コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）</li> </ul>  | —                                 |
| 評価方法       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成 15 年 4 月）</li> </ul>  | ・照査項目及び評価方法                       |
| 荷重及び荷重の組合せ | <ul style="list-style-type: none"> <li>・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）</li> <li>・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）</li> <li>・水理公式集（土木学会，2018 年版）</li> </ul> | ・照査項目及び評価方法                       |
| 許容限界       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成 15 年 4 月）</li> </ul>  | ・評価項目ごとに算定した幅が，流路縮小工の幅以下であることを確認。 |

## 2.5 記号の説明

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価に用いる記号を表2.5-1にそれぞれ示す。

表2.5-1(1) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価に用いる記号

| 記号               | 定義                                      | 単位                   |
|------------------|---|----------------------|
| G                | 固定荷重                                    | N                    |
| P                | 積載荷重                                    | kN/m <sup>2</sup>    |
| K <sub>s d</sub> | 余震荷重                                    | N                    |
| P <sub>h</sub>   | 浸水津波荷重                                  | kN                   |
| P <sub>h s</sub> | 津波荷重（静水圧）                               | kN                   |
| P <sub>h f</sub> | 流水圧                                     | kN                   |
| C <sub>D</sub>   | 抗力係数                                    | -                    |
| $\rho_0$         | 海水の密度                                   | t/m <sup>3</sup>     |
| A                | 流れの方向の物体の投影面積・水路断面積                     | m <sup>2</sup>       |
| U                | 流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮した場合の流速              | m/s                  |
| P <sub>h t</sub> | 推力                                      | kN                   |
| f                | 流水の摩擦抵抗係数                               | -                    |
| D                | 貫通部内径                                   | m                    |
| L                | 貫通部長さ                                   | m                    |
| Q                | 流量                                      | m <sup>3</sup> /s    |
| V                | 流路縮小工貫通部の最大流速を考慮した場合の流速                 | m/s                  |
| n                | 粗度係数（コンクリート）                            | m <sup>-1/3</sup> /s |
| L <sub>1</sub>   | 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合のせん断に対する安定性から算出する幅  | m                    |
| L <sub>1</sub> ' | 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合のせん断に対する安定性から算出する幅 | m                    |
| $\alpha$         | 安全率                                     | -                    |
| P                | 作用荷重                                    | kN/m <sup>2</sup>    |
| $\tau_c$         | コンクリートのせん断強さ                            | kN/m <sup>2</sup>    |
| $\tau_r$         | 岩盤のせん断強度                                | kN/m <sup>2</sup>    |
| L <sub>0</sub>   | 付着面の周長                                  | m                    |
| L <sub>0</sub> ' | 流路縮小工全体の周長                              |                      |

表 2.5-1(2) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の強度評価に用いる記号

| 記号             | 定義                                    | 単位                |
|----------------|---------------------------------------|-------------------|
| L 2            | 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合滑動に対する安定性から算出する幅   | m                 |
| L 2'           | 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合の滑動に対する安定性から算出する幅 | m                 |
| n              | せん断摩擦安全率                              | -                 |
| C <sub>c</sub> | コンクリートの付着力（せん断強度）                     | kN/m <sup>2</sup> |
| A'             | 付着面の単位長さ当たりの面積                        | m <sup>2</sup> /m |
| f <sub>c</sub> | コンクリートのせん断抵抗係数                        | -                 |
| N              | コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重               | kN/m              |
| W              | 単位長さ当たりの充填部の重量                        | kN/m              |
| C <sub>r</sub> | 岩盤の付着力（せん断強度）                         | kN/m <sup>2</sup> |
| f <sub>r</sub> | 岩盤のせん断抵抗係数                            | -                 |
| N'             | コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重               | kN/m              |
| W'             | 単位長さ当たりの充填部の重量                        | kN/m              |
| D'             | 覆工部の直径                                | m                 |
| L 3            | 曲げに対する安定性から算出する幅                      | m                 |
| a              | 縮小工半径                                 | mm                |
| σ'             | コンクリートの許容曲げ引張応力度                      | kN/m <sup>2</sup> |
| f' c k         | 設計基準強度                                | N/mm <sup>2</sup> |
| P 1            | 静水圧                                   | kN/m <sup>2</sup> |
| P 2            | 流水圧                                   | kN                |
| P 3            | 慣性力                                   | kN/m <sup>3</sup> |
| P 4            | 動水圧                                   | kN/m <sup>2</sup> |
| P 5            | 推力                                    | kN                |
| h              | 充填部下端における水深 = $h_1 - h_2$             | m                 |
| h <sub>1</sub> | 設計用津波水位 (O. P.)                       | m                 |
| h <sub>2</sub> | 充填部下端位置 (O. P.)                       | m                 |
| D <sub>1</sub> | 充填部直径                                 | m                 |
| D <sub>2</sub> | 流路縮小工全体の直径                            | m                 |
| D <sub>3</sub> | 貫通部直径                                 | m                 |
| A <sub>1</sub> | 充填部の断面積                               | m <sup>2</sup>    |
| A <sub>2</sub> | 流路縮小工全体の断面積                           | m <sup>2</sup>    |
| A <sub>3</sub> | 充填部貫通部の断面積                            | m <sup>2</sup>    |

表 2.5-1(3) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の強度評価に用いる記号

| 記号       | 定義         | 単位              |
|----------|------------|-----------------|
| $k_h$    | 設計水平震度     | -               |
| $\gamma$ | 充填部の単位体積重量 | $\text{kN/m}^3$ |
| $\phi$   | 充填部内部摩擦角   | °               |
| $\phi'$  | 岩盤の内部摩擦角   | °               |

### 3. 強度評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、「2.3 評価方針」及び「3.2 荷重及び荷重の組合せ」において設定している荷重及び荷重の組合せ，並びに流路縮小工幅を踏まえて実施する。強度評価では，本章に示す方法により，「4. 強度評価」に示す評価条件を用いて評価し，「5. 強度評価結果」より，せん断，滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認する。

#### 3.1 評価対象断面及び部位

##### 3.1.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の重畳時の評価は，作用する荷重が支配的となる水路縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重に対して，せん断，滑動及び曲げに対する安定性を損なわないことを評価することから，評価対象断面は水路縦断方向とする。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置図を図3.1-1に示す。評価対象断面の地質図を図3.1-2に示す。

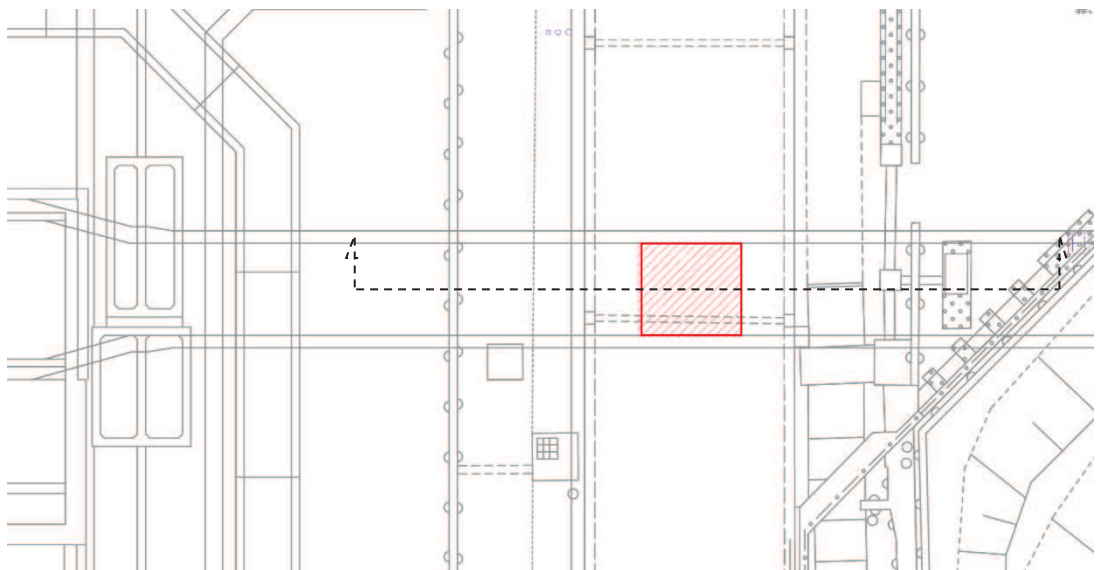


図 3.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置図



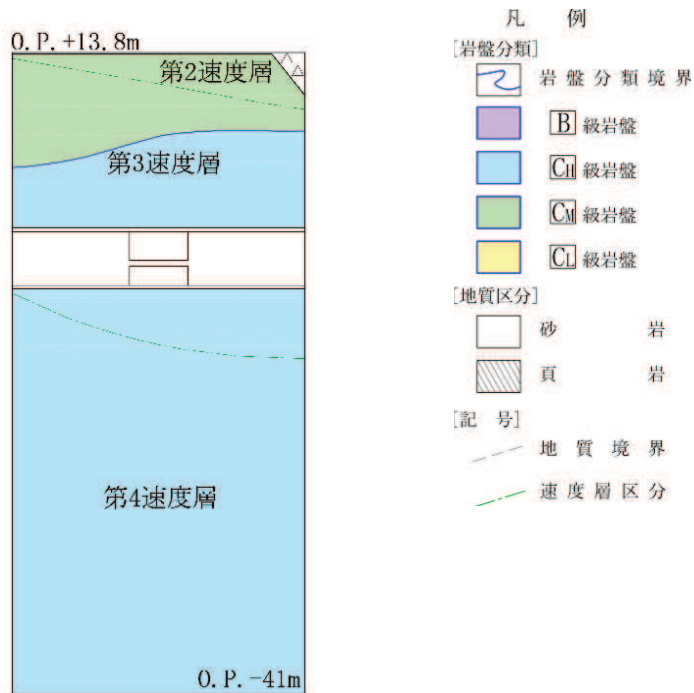


図 3.1-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の評価対象地質断面図

### 3.1.2 評価対象部位

評価対象部位は、構造部材の安定性が要求される流路縮小工とする。

## 3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

### 3.2.1 荷重

取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の強度評価において、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、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

地表面に積載荷重  $4.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  を考慮する。

(3) 余震荷重 (K s d)

余震荷重は、弾性設計用地震動 S d - D 2 による慣性力及び動水圧を考慮する。

動水圧については、Westergaard の式により設定する。

(4) 浸水津波荷重 (P h)

a. 津波荷重 (静水圧) (P h s)

津波荷重については, 設計用津波水位(入力津波による浸水高さ(0. P. +24. 4m)に+0. 5mの余裕を考慮した水位)に基づく静水圧を考慮する。

b. 流水圧 (P h f)

「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)」に基づき以下の式により算定する。

$$P h f = \frac{1}{2} \times C_D \times \rho_0 \times A \times U^2$$

ここに, P h f : 流水圧 (kN)

$C_D$  : 抗力係数 =2. 01 (保守的に最大値とする)

$\rho_0$  : 水の密度 =1. 03(t/m<sup>3</sup>)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m<sup>2</sup>)

U : 流速 (m/s) \*流路縮小工前面及び背面の最大流速 (6. 46m/s) に余裕を考慮し(10m/s)設定した。詳細は 1. 4 管路解析モデルについて (参考 2) に示す。

c. 推力 (P h t)

推力は「水門鉄管技術基準 (水圧鉄管・鉄鋼構造物編) (水門鉄管技術協会, 平成 29 年版)」に基づき以下の式により算定する。

$$P h t = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここに, P h t : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$$f = 8 g n^2 / \left( \frac{D}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

D : 貫通部内径 (m)

L : 貫通部長さ (m)

Q : 流量 = v × A (m<sup>3</sup>/s)

A : 貫通部内断面積 (m<sup>2</sup>)

v : 貫通部内流速 (m/s) \*流路縮小工貫通部の最大流速 (11. 49m/s) に余裕を考慮し(20m/s)設定した。詳細は 1. 4 管路解析モデルについて (参考 2) に示す。

n : 粗度係数 (コンクリート) 0. 015(m<sup>-1/3</sup>s)

### 3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2-1 に、荷重の作用図を図 3.2-1 に示す。

表 3.2-1(1) 荷重の組合せ

| 外力の状態 | 荷重の組合せ                                    |
|-------|---|
| 重畳時   | G + P + K <sub>s d</sub> + P <sub>h</sub> |

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m<sup>2</sup>を地表面に考慮)

K<sub>s d</sub> : 余震荷重

P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重

表 3.2-1(2) 荷重の組合せ

| 種別     | 荷重    |   | 算定方法                                      |
|--------|-------|---|---|
| 永久荷重   | 固定荷重  | 躯体自重  | ○<br>・ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。  |
|        |       | 機器・配管自重   | —<br>・ 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。         |
|        |       | 土被り荷重   | —<br>・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。              |
|        |       | 積載荷重  | ○<br>・ 地表面に 4.9(kN/m <sup>2</sup> )を考慮する。 |
|        | 静止土圧  | —<br>・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。                                    |   |
|        | 外水圧   | —<br>・ つり合っているため考慮しない   |   |
|        | 内水圧   | —<br>・ つり合っているため考慮しない   |   |
|        | 積雪荷重  | —<br>・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。                                      |   |
|        | 風荷重   | —<br>・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。                                      |   |
| 余震荷重   | 水平地震動 | ○<br>・ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> - D <sub>2</sub> による躯体の慣性力を考慮する。 |   |
|        | 鉛直地震動 | —<br>・ 主たる荷重が水平方向荷重のため考慮しない。                                    |   |
|        | 動水圧   | ○<br>・ 設計用津波水位での動水圧を考慮する。                                       |   |
| 浸水津波荷重 | 津波荷重  | ○<br>・ 設計用津波水位からの静水圧として考慮する。                                    |   |
|        | 流水圧   | ○<br>・ 津波流速により充填部の前面に作用する荷重を考慮する。                               |   |
|        | 推力    | ○<br>・ 津波流速により充填部の内部に作用する荷重を考慮する。                               |   |

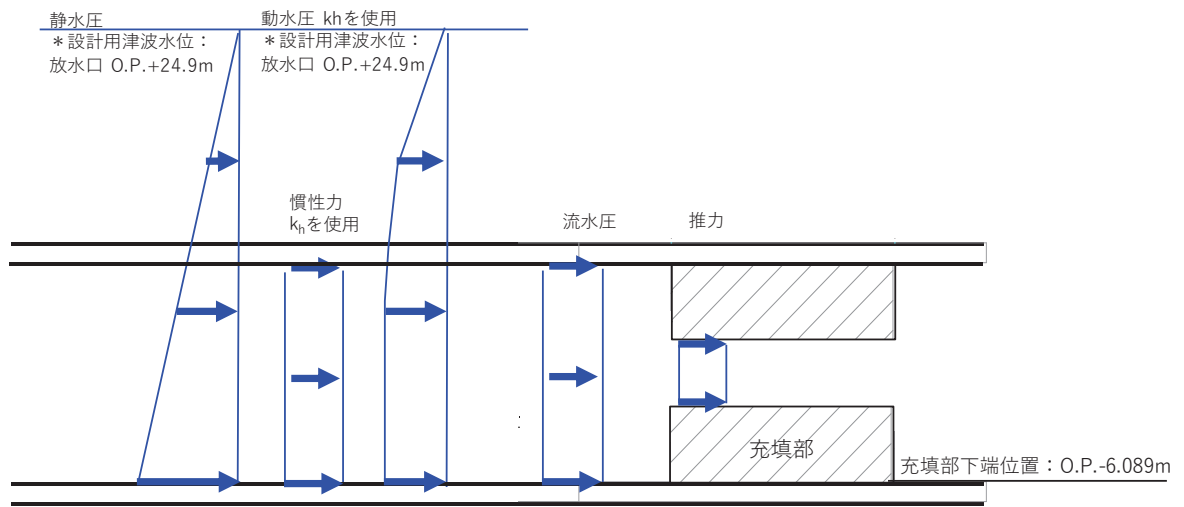


図 3.2-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の荷重作用図

### 3.3 評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。

なお、強度評価は「2.3 評価方針」に示すとおり、「重畳時」について実施する。

#### 3.3.1 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価は、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成15年4月）」に基づき、評価を行う。

「3.2.2 荷重の組合せ」に基づく荷重を用いて、打設面のせん断強さからの必要閉塞長さ（L1）、滑動に対する必要閉塞長さ（L2）、周辺が固定の円板としての必要閉塞長さ（L3）をそれぞれ算定し、これらのすべて満足する必要幅を算定して評価する。

なお、余震荷重算定に用いる設計水平震度は、荷重の作用方向（水路縦断方向）に対して、速度層構造が概ね水平成層であることから、一次元地震応答解析により算定する。

一次元地震応答解析は、周辺地盤が線形材料（岩盤）であることを踏まえ、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.3.2 設計水平震度の算定

##### (1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤は、添付書類「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使用する。

また、地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3.3-1に示す解析ケースを設定する。

表 3.3-1 強度評価における解析ケース

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |
|-----------------|--------------------------------------|--|
|                 |                                      | $C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤,<br>$C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + $1\sigma$  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - $1\sigma$  |

(2) 一次元地震応答解析

添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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。

設計水平震度の設定に用いる地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元重複反射理論により流路縮小工の中心位置で評価したものをを用いる。なお、設計水平震度の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.3-1 に一次元地震応答解析の概念図を、設計水平震度の設定に用いる弾性設計用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図 3.3-2 に示す。

① 引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動を引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

② 水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引上げる。

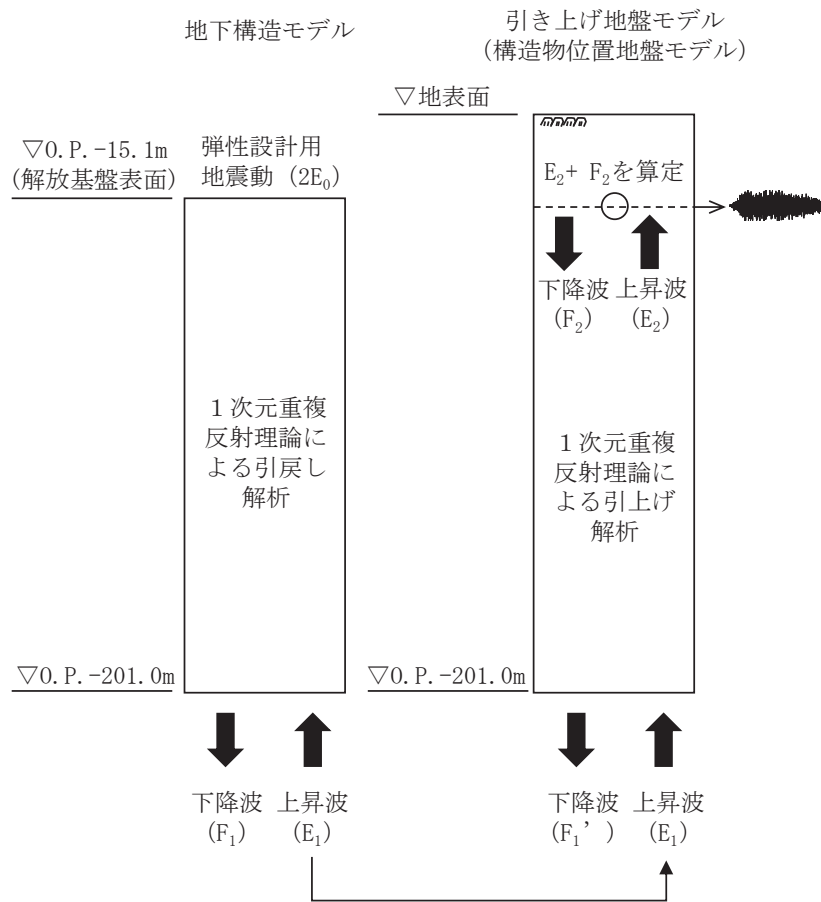
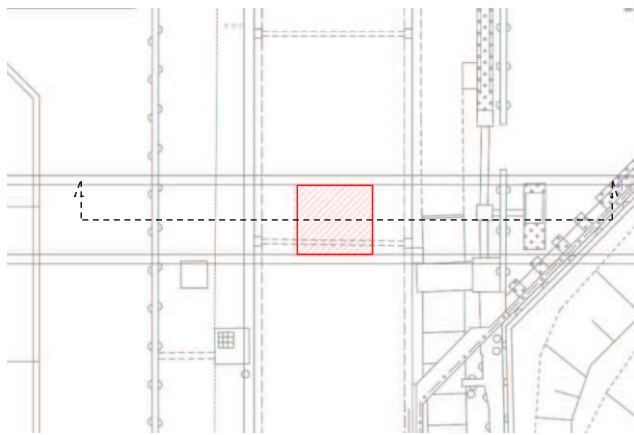
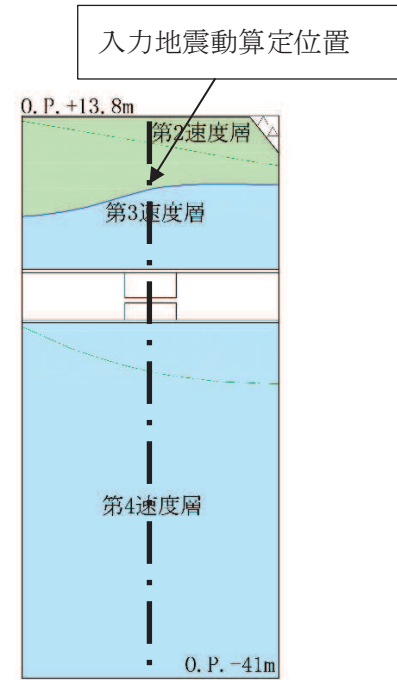


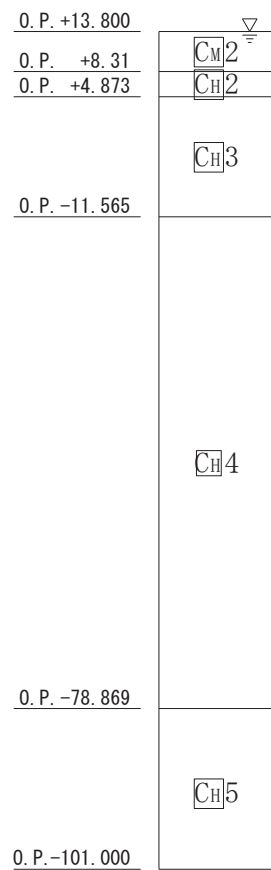
図 3.3-1(1) 一次元地震応答解析の概念図



解析地盤モデル位置図



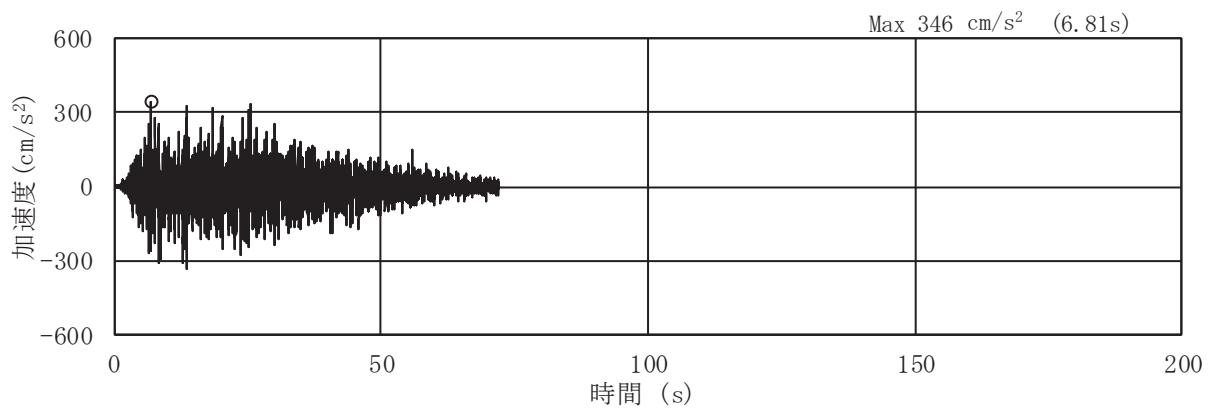
解析地盤モデル（地質図）



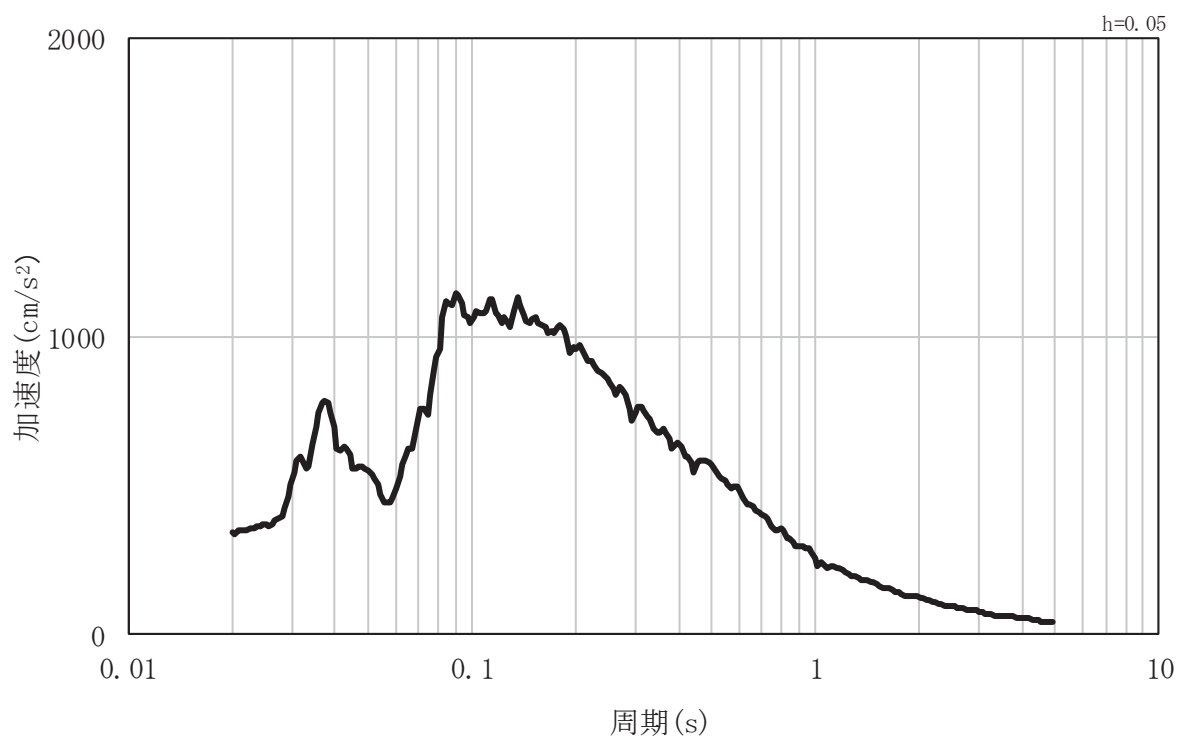
注記 CH5 は CH級岩盤の第5速度層を示す。

図 3.3-1(2) 入力地震動算定の概念図（引上げ地盤モデル）





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2 設計水平震度の設定に用いる地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(3) 設計水平震度の算定

一次元地震応答解析結果から流路縮小工の中心位置での最大加速度を表 3.3-2 に示す。  
ケース①が最も加速度が大きい結果となった。

ここで、一次元地震応答解析の結果に基づき震度を設定することについて、「補足 140-1 6.2.3 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）の強度計算書に関する補足説明」にて示した、縦断方向を想定した一次元地震応答解析と周辺の速度層構造の分布をモデル化した水路横断方向の二次元動的有限要素モデルの加速度応答の比較において、有意な差が無い結果となっていることから、周辺地質や設置深度等に有意な差が無いことを踏まえ、放水路側においても同様の傾向であると考えられる。

よって、ケース①の加速度を重力加速度で除して設計水平震度とする。

$$\text{設計水平震度 } (k_h) = 346(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 0.353$$

表 3.3-2 一次元地震応答解析結果

|                               | ①          | ②                          | ③                          |
|-------------------------------|------------|----------------------------|----------------------------|
| 解析ケース                         | 基本ケース      | 地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース | 地盤剛性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース |
| 最大加速度<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | <u>346</u> | 339                        | 339                        |

### 3.3.3 評価方法

強度評価は、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成15年4月）」に基づき，以下の3項目について算定した幅が「2.3 評価方針」で設定した流路縮小工幅以下であることを確認する。なお，せん断に対する安定性から算出する幅及び滑動に対する安定性から算出する幅の算定にあたっては，覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合L1（L2）と，覆工部と周辺岩盤間のせん断を想定した場合L1'（L2'）の2ケースで算定する。

#### (1) せん断に対する安定性から算出する幅

##### a. 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合（L1）（図3.3-3）

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0}$$

ここに，L1：せん断に対する安定性から算出する幅(m)

α：安全率 = 4

P：作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

A：水路断面積(m<sup>2</sup>)

τ<sub>c</sub>：コンクリートのせん断強さ(kN/m<sup>2</sup>)

L<sub>0</sub>：付着面の周長(m)

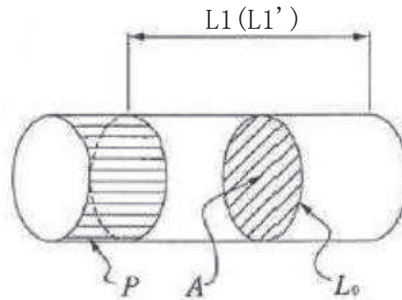


図 3.3-3 覆工部または充填部のせん断強さ

##### b. 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合（L1'）（図3.3-3）

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0}$$

ここに，L1'：せん断に対する安定性から算出する幅(m)

α：安全率 = 4

P：作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

A：水路断面積(m<sup>2</sup>)

$\tau_r$  : 岩盤のせん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$L_0$  : 付着面の周長 (m)

(2) 滑動に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 ( $L_2$ ) (図 3.3-4)

$$L_2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N}$$

ここに、 $L_2$  : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

$n$  : せん断摩擦安全率 = 4

$P$  : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 水路断面積 (m<sup>2</sup>)

$C_c$  : コンクリートの付着力 (kN/m<sup>2</sup>) (せん断強度)

$A'$  : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

$f_c$  : コンクリートのせん断抵抗係数 (= tan  $\phi$ )

$N$  : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N = \pi W / (2D)$$

$W$  : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

$D$  : 充填部の直径 (m)

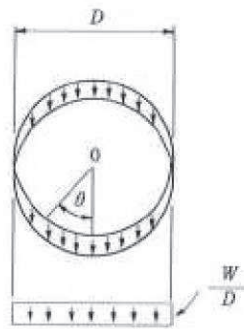


図 3.3-4 覆工部または充填部の周辺の全抵抗力

b. 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 ( $L_2'$ ) (図 3.3-4)

$$L_2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N'}$$

ここに、 $L_2'$  : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

$n$  : せん断摩擦安全率 = 4

- P : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
A : 水路断面積 (m<sup>2</sup>)  
C<sub>r</sub> : 岩盤の付着力 (kN/m<sup>2</sup>) (せん断強度)  
A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)  
f<sub>r</sub> : 岩盤のせん断抵抗係数 (= tan φ)  
N' : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)  
$$N' = \pi W' / (2D')$$
  
W' : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)  
D' : 覆工部の直径 (m)

(3) 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<sub>3</sub>) (図 3.3-5)

$$L_3 = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}}$$

ここに, L<sub>3</sub> : 曲げに対する安定性から算出する幅 (m)

α : 安全率 = 1.5

a : 縮小工半径 (m)

P : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

σ' : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

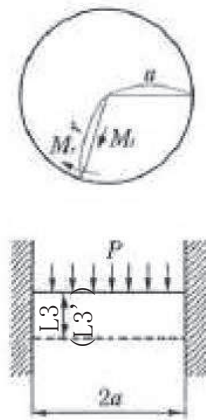


図 3.3-5 充填部を周辺固定円盤と仮定した場合の必要閉塞長

(土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕(農林水産省農村振興局, 平成 15 年 4 月) より抜粋 (一部加筆))

a 打設面のせん断強さからの必要閉塞長  $L$  (図-11.5-2)

$$L = a \frac{P \cdot A}{\tau \cdot L_0} \dots\dots\dots (11.5-1)$$

ここに  $P$  : 水圧 (kPa)

$A$  : 水圧を受ける断面積 (m<sup>2</sup>)

$\tau$  : コンクリートと岩盤との接触面のせん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$L_0$  : 付着の周長 (m)

$a$  : 安全率 (4以上)

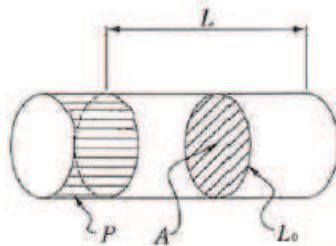


図-11.5-2 プラグ部のせん断強さ

b 滑動に対する必要閉塞長  $L$

プラグコンクリートに作用する水圧 ( $H$ ) に対して、プラグコンクリートと周辺コンクリート壁の間の付着力とプラグコンクリートの自重による摩擦力が抵抗して安定する。

$$L = n \cdot \frac{H}{CA' + fN} \dots\dots\dots (11.5-2)$$

ここに、 $L$  : 必要閉塞長 (m)

$n$  : せん断摩擦安全率4以上

$H$  : 作用水圧  $H = P \cdot A$

$P$  : 水圧 (kPa)

$A$  : 水圧を受ける面積  $A = \frac{\pi D^2}{4}$  (m<sup>2</sup>)

$D$  : プラグコンクリート直径 (m)

$C$  : 付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$A'$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁と接する全面積 (m<sup>2</sup>)

$$A' = L_0 \cdot L$$

$L_0$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁と接する周長 (m)

$f$  : 岩盤のせん断抵抗係数 =  $\tan \phi'$

$N$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁に接する面に作用する鉛直な力 (kN)

ここで  $N$  はプラグの自重によって生じプラグ下半断面に作用する。

図-11.5-3に示すようにプラグコンクリート最下端より中心角  $\theta$  の壁面に作用する鉛直応力成分 ( $\sigma$ ) は、

$$\sigma = \frac{W}{D} \cos^2 \theta$$

$$N = 2L \int_0^{\pi/2} \sigma d\theta = \frac{\pi LW}{2D}$$

$$\therefore fN = f \frac{\pi LW}{2D}$$

ただし、 $W$  : 単位長さ当たりプラグコンクリート重量 (N/m)  
よって、全抵抗力は、

$$CA' + f \cdot N = L \left( C \cdot \pi \cdot D + f \cdot \frac{\pi W}{2D} \right)$$

$$\therefore L = n \frac{H}{C \cdot \pi \cdot D + f \cdot \frac{\pi W}{2D}}$$

$$= n \cdot \frac{H}{\pi} \cdot \frac{2D}{2CD^2 + fW} \dots\dots\dots (11.5-3)$$

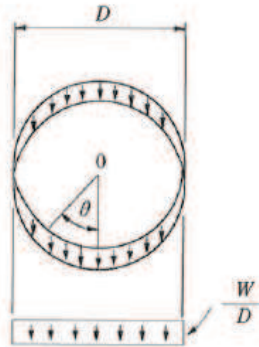


図-11.5-3 プラグコンクリート周辺の全抵抗力

c 周辺が固定の円板としての必要閉塞長  $L$  (図-11.5-4)

ここに、 $a$  : 閉塞部半径

$M_r$  : 円周方向モーメント

$M_t$  : 半径方向モーメント

等分布荷重載荷の周辺固定の円形板とすれば、

$$M_r = \frac{Pa^2}{16} \left[ (3 + \nu) \left\{ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right\} - 2 \right]$$

$$M_t = \frac{Pa^2}{16} \left[ (1 + 3\nu) \left\{ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right\} - 2\nu \right]$$

ここに、 $\nu$  : コンクリートのポアソン比  $\frac{1}{m} = 0.2$

したがって周辺においては、

$$M_r = \frac{Pa^2}{8}, M_t = M_r \cdot \nu$$

ここで、円周方向のモーメントについて検討するとコンクリート板の断面係数は

$$W = \frac{bL^2}{6}$$

$$\text{したがって } \sigma = \frac{3}{4} \cdot \frac{Pa^2}{bL^2}$$

ここに、 $b$  : 単位幅 (m)

$L$  : コンクリート板の厚 (m)

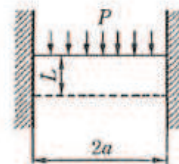


図-11.5-4 周辺固定円盤の必要閉塞長

コンクリートの許容曲げ引張強度を  $\sigma'$  とすれば、必要閉塞長  $L$  は、

$$L = a \frac{a}{2\sqrt{\sigma'}} \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}} \dots\dots\dots (11.5-4)$$

ここに、 $a$  : 安全率



### 3.3.4 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.3-3 に、材料の物性値を表 3.3-4 に示す。

表 3.3-3 構造物の使用材料

| 部位  | 材料     | 諸元                                     |
|-----|--------|--|
| 覆工部 | コンクリート | 設計基準強度： $f'_{ck} = 20.5 \text{N/mm}^2$ |
| 充填部 | コンクリート | 設計基準強度： $f'_{ck} = 50.0 \text{N/mm}^2$ |

表 3.3-4 材料の物性値

| 分類                    | せん断強度<br>( $\tau_0, \text{C}$ ) | 内部摩擦角<br>( $\phi$ ) | 許容曲げ引張応力度<br>( $\sigma'$ ) |
|-----------------------|---------------------------------|---------------------|----------------------------|
| 岩盤 (C <sub>H</sub> 級) | 1.72N/mm <sup>2</sup> *1        | 43° *1              | —                          |
| 覆工部                   | 4.10N/mm <sup>2</sup> *2        | 0° *3               | 0.28N/mm <sup>2</sup> *4   |
| 充填部                   | 10.0N/mm <sup>2</sup> *2        | 0° *3               | 0.43N/mm <sup>2</sup> *4   |

注記 \*1：解析用物性値（狐崎部層の C<sub>H</sub>級岩盤の値を採用）

\*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]（土木学会，2013 年制定）に基づき設定

\*3：保守的に考慮しないこととする

\*4：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）に基づき設定（覆工部については，鉄筋は考慮しない）。

#### 4. 強度評価

##### 4.1 荷重算出

浸水津波荷重として静水圧、流水圧及び推力を、余震荷重として慣性力及び動水圧を算出する。

##### 4.1.1 浸水津波荷重の算出

###### 静水圧P 1の算出

$$P 1 = \rho_0 g h = 1.03 \times 9.80665 \times (24.9 - (-6.089)) = 313.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $\rho_0$  : 海水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 = 9.80665 (m/s<sup>2</sup>)

$h$  : 充填部下端における水深 =  $h_1 - h_2$  (m)

$h_1$  : 設計用津波水位 (O.P.) = 24.9 (m)

$h_2$  : 充填部下端位置 (O.P.) = -6.089 (m)

###### 流水圧P 2の算出

流水圧は、「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）」に基づき算定する。

$$P 2 = \frac{1}{2} \times C_d \times \rho_0 \times A_1 \times U^2 = \frac{1}{2} \times 2.01 \times 1.03 \times 16.6 \times 10^2 = 1718.4 \text{ (kN)}$$

ここに、 $C_d$  : 抗力係数 = 2.01 (保守的に最大値とする)

$\rho_0$  : 海水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$D_1$  : 充填部直径 = 4.6 (m)

$U$  : 流速 = 10 (m/s)

(流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定)

###### 推力P 5の算出

推力は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）」に基づき算定する。なお，推力算定に用いる流水の摩擦抵抗係数 ( $f$ ) は、「水理公式集（土木学会，2018 年版）」に基づき算定する。

$$P 5 = \frac{2 f Q^2}{g \pi D_3^3} \times L = \frac{2 \times 8 g n^2 / \left( \frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}} \times (v \times A_3)^2}{g \pi D_3^3} \times L$$

$$= \frac{2 \times 8 \times 9.80665 \times 0.015^2 / \boxed{\phantom{000}}}{9.80665 \times \pi} \times (20 \times \boxed{\phantom{00}})^2 \times 5.0 \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $f$  : 流水の摩擦抵抗係数 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )

$$f = 8 g n^2 / \left( \frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$g$  : 重力加速度 =  $9.80665 \text{ (m/s}^2\text{)}$

$n$  : 充填部の粗度係数 =  $0.015 \text{ (m}^{-1/3}\text{s)}$

$D_3$  : 貫通部直径 =  $\boxed{\phantom{000}}$

$Q$  : 流量 =  $v \times A_3 \text{ (m}^3/\text{s)}$

$v$  : 流速 =  $20 \text{ (m/s)}$

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{\phantom{000}}$$

#### 4.1.2 余震荷重の算出

##### 慣性力 P 3 の算出

$$P_3 = k_h W = k_h \times \gamma \times A_1 \times L = 0.353 \times 23.0 \times 16.6 \times 5.0 = 673.9 \text{ (kN)}$$

ここに、 $k_h$  : 設計水平震度

$\gamma$  : 充填部の単位体積重量 =  $23.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$L$  : 充填部幅 =  $5.0 \text{ (m)}$

$D_1$  : 充填部直径 =  $4.6 \text{ (m)}$

##### 動水圧 P 4 の算出

$$P_4 = \frac{7}{8} \times k_h \times \rho_0 \times g \times \sqrt{h^2} = \frac{7}{8} \times 0.353 \times 1.03 \times 9.80665 \times \sqrt{\{24.9 - (-6.089)\}^2}$$

$$= 96.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $k_h$  : 設計水平震度

$\rho_0$  : 海水の密度 =  $1.03 \text{ (t/m}^3\text{)}$

$g$  : 重力加速度 =  $9.80665 \text{ (m/s}^2\text{)}$

$h$  : 充填部下端における水深 =  $h_1 - h_2 \text{ (m)}$

$h_1$  : 設計用津波水位 (O. P.) =  $24.9 \text{ (m)}$

$h_2$  : 充填部下端位置 (O. P.) =  $-6.089 \text{ (m)}$

## 4.2 強度評価

### 4.2.1 せん断に対する安定性から算出する幅

#### (1) 充填部と覆工部でのせん断を想定した場合 (L1)

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_c \cdot L_0}$$

$$= 4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{\phantom{000}})}{4100 \times 14.45} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 4.6(\text{m})$$

$$\tau_c : \text{覆工部せん断強度} = 4100(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0 : \text{充填部周長} = \pi \times D_1 = \pi \times 4.6 = 14.45(\text{m})$$

#### (2) 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0'} = \alpha \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{\tau_r \cdot L_0'}$$

$$= 4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{\phantom{000}})}{1720 \times 16.34} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 4.6(\text{m})$$

$$\tau_r : \text{岩盤のせん断強度} = 1720(\text{kN/m}^2)$$

$$L_0' : \text{流路縮小工全体の周長} = \pi \times D_2 = \pi \times 5.2 = 16.34(\text{m})$$

$$D_2 : \text{流路縮小工全体の直径} = 5.2(\text{m})$$

### 4.2.2 滑動に対する安定性から算出する幅

#### (1) 充填部と覆工部間での滑動を想定した場合 (L2)

$$L2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N} = n \frac{(P1 \times A_1 + P2 + P3 + P4 \times A_1 + P5)}{C_c \times \pi \times D_1 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_1}{D_1})}$$

$$=4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{\phantom{000}})}{4100 \times \pi \times 4.6 + 0 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 16.6}{4.6})} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、n : 安全率=4

$C_c$  : 充填部の付着力=4100(kN/m<sup>2</sup>)

$D_1$  : 充填部直径=4.6(m)

$\phi$  : 充填部内部摩擦角=0(°)

$\gamma$  : 充填部の単位体積重量=23.0(kN/m<sup>3</sup>)

$$A_1 : \text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 4.6^2}{4} = 16.6(\text{m}^2)$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L 2')

$$L 2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N} = n \frac{(P 1 \times A_1 + P 2 + P 3 + P 4 \times A_1 + P 5)}{C_r \times \pi \times D_2 + \tan \phi' \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_2}{D_2})}$$

$$=4 \times \frac{(313.1 \times 16.6 + 1718.4 + 673.9 + 96.7 \times 16.6 + \boxed{\phantom{000}})}{1720 \times \pi \times 5.2 + 0.93 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 21.2}{5.2})} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、n : 安全率=4

$C_r$  : 岩盤の付着力=1720(kN/m<sup>2</sup>)

$D_2$  : 流路縮小工全体直径=5.2(m)

$\phi'$  : 岩盤の内部摩擦角=43(°)

$\gamma$  : 充填部及び覆工部の単位体積重量=23.0(kN/m<sup>3</sup>)

$$A_2 : \text{流路縮小工全体の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_2^2}{4} = \frac{\pi \times 5.2^2}{4} = 21.2(\text{m}^2)$$

4.2.3 曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)

$$L 3 = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma}} = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3 \times \left( P 1 + \frac{P 2}{A_1} + \frac{P 3}{A_1} + P 4 + \frac{P 5}{A_3} \right)}{\sigma}}$$

$$= 1.5 \times \left( \frac{2.30}{2} \right) \times \sqrt{\frac{3 \times \left( 313.1 + \frac{1718.4}{16.6} + \frac{673.9}{16.6} + 96.7 + \boxed{\phantom{000}} \right)}{430}} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=1.5 (保守的に 1.5 とする)

$$a : \frac{D_1}{2} = \frac{4.6}{2} = 2.30 \text{ (m)}$$

$D_1$  : 充填部直径 = 4.6 (m)

$\sigma'$  : コンクリートの許容曲げ引張応力度 430 (kN/m<sup>2</sup>)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{\phantom{000000}}$$

$D_3$  : 貫通部直径 =

#### 4.3 解析ケースごとの強度評価結果

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度評価結果を表4.2-1に示す。

表 4.2-1(1) 解析ケース① 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 5.00                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した<br>場合 (L 2')   |                   | 5.00                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 5.00                 |                |

表 4.2-1(2) 解析ケース② 照査結果

| 項目  | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 5.00                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した<br>場合 (L 2')   |                   | 5.00                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 5.00                 |                |

表 4.2-1(3) 解析ケース③ 照査結果

| 項 目   | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 5.00                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 5.00                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 5.00                 |                |



5. 強度評価結果

算出した必要幅が、流路縮小工幅以下であることを確認した。

照査結果を表 5-1 に示す。

表 5-1 照査結果

| 項 目   | 必要幅<br>(m)<br>(a) | 流路縮小工幅<br>(m)<br>(b) | 照査値<br>(a / b) |
|---|-------------------|----------------------|----------------|
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間でのせん断を想定した<br>場合 (L 1)   |                   | 5.00                 |                |
| せん断に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定<br>した場合 (L 1') |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と充填部間での滑動を想定した<br>場合 (L 2)     |                   | 5.00                 |                |
| 滑動に対する安定性から算出する幅<br>覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し<br>た場合 (L 2')   |                   | 5.00                 |                |
| 曲げに対する安定性から算出する幅 (L<br>3)                             |                   | 5.00                 |                |

#### 6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について

取放水路流路縮小工（第1号機取水路，第1号機放水路）は，第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑から津波が浸水し第2号機が損傷することを防止するために必要な設備であり，第1号機取放水路内に設けた貫通部を有するコンクリート構造により，第1号機取水・放水機能への影響に配慮しつつ津波の湧き上がり自体を抑制する設計としている（表6.2.5-1，表6.2.5-2参照）。

同施設については第1号機廃止措置計画認可とも関連することから，第2号機設置変更許可，第1号機廃止措置計画認可，第2号機工事計画認可，及び第2号機保安規定の各審査段階における説明内容を整理して示す。

第2号機設置変更許可段階においては，支配的になると考えられる津波時における損傷モードを踏まえた構造成立性等の評価，並びに第1号機取水・放水機能への影響評価を行い問題ないこと，また，保守管理方法，並びに閉塞した場合の検知性を有することを説明している。

その後実施した第1号機の廃止措置計画認可段階においては，第2号機設置変更許可段階の内容を踏まえ，第1号機取水・放水機能への影響がないこと，並びに保守管理方法を，第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2019年11月14日）にて説明している。

第2号機工事計画認可段階では，第2号機設置変更許可段階で示した方針を踏まえ，要目表・構造図（貫通部の設計値，図面ほか），地形改変による入力津波高さへの影響確認，貫通部の設計値・設計津波水位を用いた評価結果に加え，耐震評価結果，すりへりを考慮したコンクリート強度の設定等について説明する。

表 6. 2. 5-1 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明 (1/2)

| 項目                        | 第2号機工事計画認可   |  | (参考)<br>第1号機<br>廃止措置計画認可   |
|---------------------------|--|--|--|
|                           | 方針・説明内容等   | 工図図書   |  |
| 第2号機<br>設置変更許可            | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波防護施設のうち取放水路流路縮小工については、第1号機の取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、入力津波に対して浸水を防止する設計とする。また、第1号機の廃止措置期間中に性能を維持すべき施設(以下「性能維持施設」という)に影響を与えない設計とする。</li> <li>取放水路流路縮小工については、津波防護機能及び第1号機の取水・放水機能を維持する運用を保安規定に定めて管理する。</li> </ul>       | <ul style="list-style-type: none"> <li>8.5.3 浸水防護施設の基本設計方針</li> <li>VI-1-1-2-2-1 耐津波設計の基本方針</li> <li>VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価</li> <li>VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針</li> </ul>                             |  |
| 基本設計方針                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>海と接続する取水路、放水路からの敷地面への流入を防止するため、～(中略)～ O.P.+13.8m の敷地の地下部の1号炉取水路及び1号炉放水路には取放水路流路縮小工を設置する。取放水路流路縮小工は、1号炉取水路及び1号炉放水路内にコンクリートを設置して流路を縮小するものである。(添付書類八)</li> </ul>   |  |  |
| 第2号機の<br>浸水防止機能の確認        | <ul style="list-style-type: none"> <li>設定した貫通部径・延長に基づき、入力津波高さは第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑の天端高さ以下になることを説明。</li> <li>貫通部のすりへりを考慮し径が狭がった場合の影響評価等を実施し、機能に影響を及ぼさない径の上限値を説明。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可段階以降の復旧・改修工事に伴う地形改変による入力津波高さへの影響を評価し、地形改変前のほうが入力津波高さが高くなることから、第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑位置での入力津波高さを変更しないことを説明。</li> </ul>   |  |
| 第1号機<br>取水・放水機能への<br>影響確認 | <ul style="list-style-type: none"> <li>設定した貫通部径・延長に基づき、第1号機補給冷却ポンプ(常用系・非常用系)の取水機能に影響がないこと、また、同ポンプ運転時においても放水でき敷地への浸水が無いことを説明。</li> <li>貫通部において貝等の付着を考慮し径が縮小した場合の影響評価等を実施し、機能に影響を及ぼさない径の下限値を説明。</li> <li>また、漂流物の大きさから取水路の流路縮小工が閉塞する可能性はないことを説明。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>貫通部径について、設計値である公称値(取水路:□m、放水路:□m)を示すとともに、外郭浸水防護設備として津波の流入を防止する設計確認値(上限値)及び、第1号機の性能維持施設である第1号機原子炉補給冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補給冷却海水ポンプ運転時の取・放水機能に影響を及ぼさない設計確認値(下限値)の設定根拠を説明。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可を踏まえ、第1号機取水・放水機能への影響がないことを廃止措置に係る審査会で説明。</li> </ul> |

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6.2.5-2 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明 (2/2)

| 項目                             | 第2号機<br>設置変更許可   |   | 第2号機工事計画認可   |  | (参考)<br>第1号機<br>廃止措置計画認可 |
|--------------------------------|--|---|--|--|--------------------------|
|                                | 方針・説明内容等   | 工認図書  |  |  |                          |
| 保守管理                           | <ul style="list-style-type: none"> <li>保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき、定期的な放水、また、ダイバー、水中カメラ等による点検・清掃等を実施し、変状等が確認された場合は、詳細な調査等を行うことを説明。</li> </ul>                                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可の内容に基づき、保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき保守管理していくことを説明。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料2</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可を踏まえ、第2号機保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき、適切に管理していくことを審査会合で説明。</li> </ul> |                          |
| 閉塞した場合の<br>検知性                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>仮に閉塞した場合における検知性について評価し、中央制御室で異常を検知した後、保安規定に基づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能であることを説明。</li> </ul>                                       | <ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可の内容に基づき、保安規定に基づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応することを説明。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料3</li> </ul>  |  |                          |
| 取放水路流路縮小工の<br>損傷モードを<br>踏まえた設計 | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時における損傷モードを示し、流速を保守的に設定する等して縦断方向の構造成立性を説明。</li> <li>また、貫通部付近において流速が高まることに対して、抑制側となる平均圧力等を保守的に設定しキャビテーションの影響がないことを説明。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可で示した方針、要目表に示す設計値を踏まえ、保守的な流速条件のもと津波時(設計津波水位=入力津波高さ24.4m+0.5m考慮)及び重量時における縦断方向の評価結果に加え、横断方向の耐震評価結果を説明。</li> <li>なお、キャビテーションの影響に関しては、第2号機設置変更許可時から入力津波高さに変更が生じていないことを踏まえ、安全性が確保されている。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-4 取放水路流路縮小工の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-3 取放水路流路縮小工の強度計算書</li> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2.1~6.2.4</li> </ul> |  |                          |
|                                | <ul style="list-style-type: none"> <li>砂礫や貝による貫通部のすりへり現象に対し、コンクリート配合設計において配慮を行うことを説明。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>設定したコンクリート配合において、保守的な条件を想定した場合においても、すりへりにより放水路の貫通部径が上限値内に収まることから機能喪失が発生しないことを説明。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料1</li> </ul>  |  |                          |

(別紙-1)

第2号機設置変更許可段階で示した設計方針を以下に示す。第2号機工事計画認可段階においては、この方針を踏まえ、精査した設計条件に基づき実施した詳細設計の内容を説明する。

第2号機設置変更許可段階においては、流路縮小工の各位部位が損傷し要求機能を喪失しうる事象を、既往知見をもとに抽出し整理を行っている(表1, 表2参照)。

これを踏まえ、取放水口前面における最大津波水位、並びに津波時流速を保守的に設定した値を用いる等し、構造成立性を示している(図1参照)。

キャビテーションによる影響は経年的に劣化するものとされているが、津波時を対象に、大気圧を含む平均圧力算定において相対的に水深を小さくした場合を想定し評価を行い、キャビテーションにより健全性に影響を及ぼさないことを示している(図2参照)。

すりへりについても経年的に劣化していく現象であるが、津波時における土砂流入による影響を想定しコンクリート配合設計を行うことを示している。

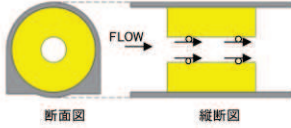
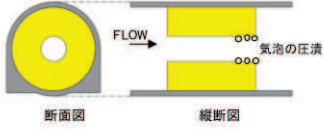
表1 津波時の流速により要求機能を喪失しうる事象と設計・施工上の配慮事項  
(流路縮小工全体)

| 部位の名称       | 要求機能を喪失しうる事象   | 設計・施工上の配慮   | 照査 |
|-------------|--|---|----|
| 流路縮小工<br>全体 | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波荷重により、縮小工がせん断破壊又は滑動することで、躯体全体の安定性を失い、要求機能を喪失する。</li> </ul> <p>断面図 縦断面図</p>                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波荷重に対する躯体の安定性を評価する。なお、より保守的な評価となるように、貫通部が存在しないものとして荷重を算定する。</li> </ul> <p>断面図 縦断面図</p>  | ○  |
|             | <ul style="list-style-type: none"> <li>貫通部における流水の摩擦により推力が生じ、躯体の安定性を失う。</li> </ul> <p>断面図 縦断面図</p>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の流水の摩擦による推力を評価し、安定性が確保されているか確認する。</li> </ul> <p>断面図 縦断面図</p>  | ○  |
|             | <ul style="list-style-type: none"> <li>急縮部・急拡部で発生する渦や流水によるすりへり(エロージョン摩耗<sup>※1</sup>)によって、形状に変化が生じ、津波防護機能を喪失する。</li> </ul> <p>断面図 縦断面図</p> | <ul style="list-style-type: none"> <li>エロージョン摩耗はすりへりの一つであり、経年的にコンクリートが劣化していく現象であることに対し、津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。</li> <li>すりへり現象に対しては、水セメント比の低下や細骨材を少なくすることが有効とされている<sup>※2</sup>ことから、それらを参考に、コンクリート配合設計において配慮を行う。</li> </ul> | —  |

※1 エロージョン摩耗とは、液体粒子・固体粒子あるいは液体の流れが角度をなしてコンクリートに衝突することで生じる摩耗である。

※2 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説(平成20年3月)農林水産省農村振興局整備部設計課監修、本書では、「水セメント比を小さくした $\sigma_{ck}=50N/mm^2$ 程度の富配合コンクリートで耐摩耗性、耐衝撃性とも優れている。細骨材は少なくすることによって更に効果がある」とされている。

表2 津波時の流速により要求機能を喪失しうる事象と設計・施工上の配慮事項  
(流路縮小工貫通部)

| 部位の名称    | 要求機能を喪失しうる事象   | 設計・施工上の配慮   | 照査        |
|----------|--|---|-----------|
| 流路縮小工貫通部 | <ul style="list-style-type: none"> <li>砂礫や貝を含んだ津波の流入により、コンクリート表面にすりへり(アブレーション摩耗<sup>※</sup>)が発生することによって、貫通部が広がり津波防護機能を喪失する。</li> </ul>    | <ul style="list-style-type: none"> <li>アブレーション摩耗はすりへりの一つであり、経年的にコンクリートが劣化していく現象であることに対し、津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。</li> <li>すりへり現象に対しては、水セメント比の低下や細骨材を少なくすることが有効とされていることから、それらを参考に、コンクリート配合設計において配慮を行う。</li> </ul> | —         |
|          | <ul style="list-style-type: none"> <li>急縮部に高速な津波が流れ込むことによる局部的な圧力降下によって、その下流は負圧となって空洞を生じ(キャビテーション)、圧力が高まる急拡大部付近に移動すると、水蒸気の気泡は急激に圧潰され、壁面に損傷を与えることにより、形状に変化が生じ、流路縮小性能を喪失する(ピッチング損傷)。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>キャビテーションの発生の可能性について評価を行い、発生する場合はキャビテーションに配慮した設計とする。</li> </ul>   | 発生の可能性を評価 |

※ アブレーション摩耗とは砂等がコンクリート表面を転がったり滑ったりすることで、コンクリートを損失させる摩耗である。すりへりの原因として砂礫等によるアブレーション摩耗が想定され三段階で進行する。  
①コンクリート表面に近いモルタル層がすりへる。②モルタル層がすりへった後、粗骨材が露出し粗骨材自体がすりへる。③粗骨材が剥離する。

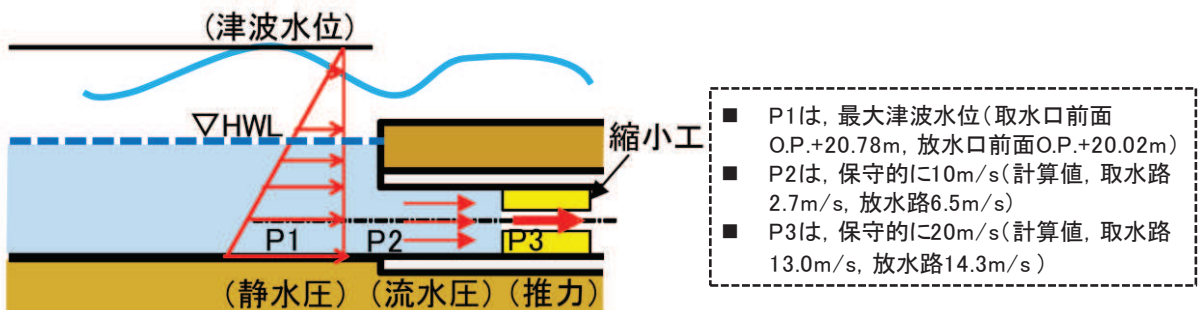


図1 津波時の荷重作用イメージ

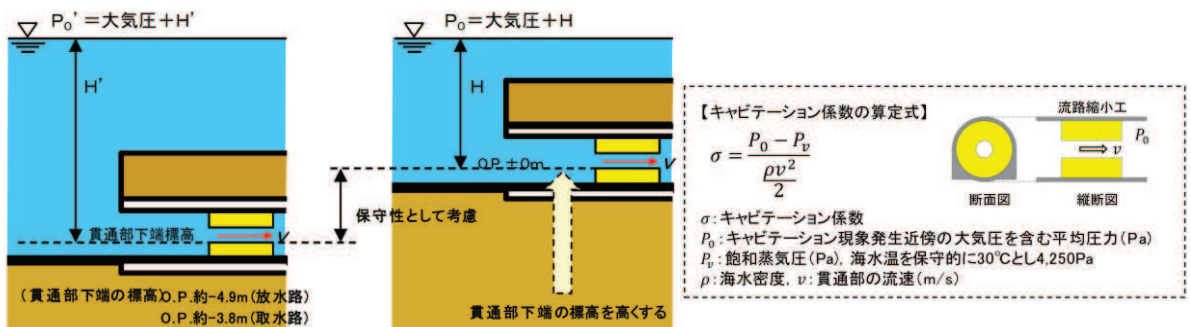


図2 平均圧力  $P_0$  算定時における保守性の考え方

#### 6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は，コンクリートに貫通部を設けた構造であり，第1号機取水路及び第1号機放水路からの津波の流入を抑制し，第1号機取水路及び第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止する設計としている。

取放水路流路縮小工の設置を考慮した入力津波評価結果は，「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に記載している。第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑における入力津波高さは，それぞれ O.P. +10.38m，O.P. +11.79m と評価しており，いずれも天端高さ O.P. +14.0m を上回らないことから，外郭浸水防護設備として敷地への津波の流入を防止できることを確認している。なお，敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響も考慮した入力津波評価を行い，地形改変の考慮前（設置変更許可時の評価）の方が，入力津波高さが高くなることを確認している。

また，取放水路流路縮小工を設置する影響について，第1号機の廃止措置中の維持対象設備の最大流量となる組み合わせにおいても，取水機能及び放水機能への影響がないことを，第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2019年11月14日）にて説明済みである（図6.2.6-1，図6.2.6-2）。



## 5 流路縮小工設置による取水機能への影響

6

### 補機冷却海水ポンプ(常用系・非常用系)運転時の取水性評価



- 取水路への流路縮小工設置により増加する損失水頭は約0.01~0.02mであり、海水ポンプ室水位は僅かに低下するものの、ポンプの取水可能最低水位から十分余裕がある。
- 廃止措置中の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ1台(960m<sup>3</sup>/h)+非常用補機冷却海水ポンプ1台(450m<sup>3</sup>/h)≒0.40m<sup>3</sup>/sは、常用系運転時の流量(0.53m<sup>3</sup>/s)以下であり、取水機能への影響はない。

#### 流路縮小工設置による取水機能(常用系)への影響

| 流路縮小工 | 流量<br>(m <sup>3</sup> /s) | 水路断面積<br>(m <sup>2</sup> )   | 流速<br>(m/s)   | 取水口水位(m)                | 海水ポンプ室<br>水位 <sup>※5</sup> (m) | ポンプ取水可能<br>最低水位(m) |
|-------|---------------------------|--|---|-------------------------|--------------------------------|--------------------|
| 設置前   | 0.53 <sup>※1</sup>        | 15.09<br>(φ3.1 <sup>※2</sup> ×2条)  | 0.04 <sup>※3</sup>  | O.P.-0.14 <sup>※4</sup> | O.P.-0.15                      | O.P.-2.43          |
| 設置後   |                           | (  ×2条) |  |                         | O.P.-0.16                      |                    |

- ※1 原子炉補機冷却海水ポンプ運転時流量(960m<sup>3</sup>/h×2台)
- ※2 貝付着代10cm考慮
- ※3 取水路については、流路縮小工設置後は、設置前のプラント通常運転時と同様、流速は小さいことから、通水性に問題ない。
- ※4 期望平均干潮位
- ※5 取水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

#### 流路縮小工設置による取水機能(非常用系)への影響

| 流路縮小工 | 流量<br>(m <sup>3</sup> /s) | 水路断面積<br>(m <sup>2</sup> )   | 流速<br>(m/s)   | 取水口水位(m)                | 海水ポンプ室<br>水位 <sup>※5</sup> (m) | ポンプ取水可能<br>最低水位(m) |
|-------|---------------------------|--|---|-------------------------|--------------------------------|--------------------|
| 設置前   | 0.84 <sup>※1</sup>        | 15.09<br>(φ3.1 <sup>※2</sup> ×2条)  | 0.06 <sup>※3</sup>  | O.P.-0.14 <sup>※4</sup> | O.P.-0.15                      | O.P.-7.2           |
| 設置後   |                           | (  ×2条) |  |                         | O.P.-0.17                      |                    |

- ※1 残置熱除去海水ポンプ運転時流量(545m<sup>3</sup>/h×4台)+非常用補機冷却海水ポンプ運転時の流量(390m<sup>3</sup>/h+450m<sup>3</sup>/h)
- ※2 貝付着代10cm考慮
- ※3 取水路については、流路縮小工設置後は、設置前のプラント通常運転時と同様、流速は小さいことから、通水性に問題ない。
- ※4 期望平均干潮位
- ※5 取水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

図 6.2.6-1 第1号機の取水機能への影響確認結果

(2019年11月14日 第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)



## 6 流路縮小工設置による放水機能への影響

7

### 補機冷却海水ポンプ(常用系・非常用系)運転時の放水性評価



- 放水路への流路縮小工設置による流路抵抗の増加により、常用海水系運転時の放水立坑水位がO.P.+2.08mまで上昇、事故時における非常用海水系運転時にはO.P.+2.97mまで上昇するものの、海水ポンプ放水高さのO.P.+4.6mより十分低いことから、補機冷却海水ポンプの放水性(ポンプ性能)に影響を与えない。
- 廃止措置中の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ1台(960m<sup>3</sup>/h)+非常用補機冷却海水ポンプ1台(450m<sup>3</sup>/h)≒0.40m<sup>3</sup>/sは、常用系運転時の流量(0.53m<sup>3</sup>/s)以下であり、放水機能への影響はない。

#### 流路縮小工設置による放水機能(常用系)への影響

| 流路縮小工 | 流量<br>(m <sup>3</sup> /s) | 水路断面積<br>(m <sup>2</sup> )   | 流速<br>(m/s)   | 放水口水位(m)                | 放水立坑<br>水位 <sup>※5</sup> (m) | 海水ポンプ<br>放水高さ(m) |
|-------|---------------------------|--|---|-------------------------|------------------------------|------------------|
| 設置前   | 0.53 <sup>※1</sup>        | 15.2<br>(φ4.4 <sup>※2</sup> ×1条)   | 0.03 <sup>※3</sup>  | O.P.+1.43 <sup>※4</sup> | O.P.+1.44                    | O.P.+4.6         |
| 設置後   |                           | (  ×1条) |  |                         | O.P.+2.08                    |                  |

- ※1 原子炉補機冷却海水ポンプ運転時流量(960m<sup>3</sup>/h×2台)
- ※2 貝付着代10cm考慮
- ※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。
- ※4 期望平均満潮位
- ※5 放水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

#### 流路縮小工設置による放水機能(非常用系)への影響

| 流路縮小工 | 流量<br>(m <sup>3</sup> /s) | 水路断面積<br>(m <sup>2</sup> )   | 流速<br>(m/s)   | 放水口水位(m)                | 放水立坑<br>水位 <sup>※5</sup> (m) | 海水ポンプ<br>放水高さ(m) |
|-------|---------------------------|--|---|-------------------------|------------------------------|------------------|
| 設置前   | 0.84 <sup>※1</sup>        | 15.2<br>(φ4.4 <sup>※2</sup> ×1条)   | 0.06 <sup>※3</sup>  | O.P.+1.43 <sup>※4</sup> | O.P.+1.44                    | O.P.+4.6         |
| 設置後   |                           | (  ×1条) |  |                         | O.P.+2.97                    |                  |

- ※1 残置熱除去海水ポンプ運転時流量(545m<sup>3</sup>/h×4台)+非常用補機冷却海水ポンプ運転時の流量(390m<sup>3</sup>/h+450m<sup>3</sup>/h)
- ※2 貝付着代10cm考慮
- ※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。
- ※4 期望平均満潮位
- ※5 放水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

図 6.2.6-2 第1号機の放水機能への影響確認結果

(2019年11月14日 第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)



(参考資料1) 取放水路流路縮小工貫通部におけるすり減りに対する影響評価について

## 1. 概要

取放水路流路縮小工は、常時及び津波時において、港湾から供給される砂礫や貝を含んだ流水により、コンクリート表面にすりへりが発生することによって、貫通部が広がり津波防護機能を喪失することが考えられる。

本資料は、取放水路流路縮小工のコンクリートについて、すりへり量の影響評価を行うものである。

なお、貝による影響も想定されるが、すりへりは質量の大きさに比例<sup>1)</sup>することを踏まえ、より質量の大きい砂礫の衝突を考慮した評価を行うことで包絡される。

## 2. 評価方針

コンクリートのすりへりは、流水や車輪等の摩耗作用や衝撃等の外力により、コンクリート表面が時間とともに徐々に欠損していく現象である。

すりへりの進行予測手法としては、コンクリートに作用する外力を累積衝突エネルギーで表し、すりへり速度係数等を考慮した、下記のすりへり量の予測式が提案<sup>1)</sup>されている。

$$A d = K_1 \beta (E_R)^{K_2 \gamma}$$

ここに、 $A d$ ：最大すりへり深さまたは平均すりへり深さ等

$E_R$ ：累積衝突エネルギー (J)

$\beta$ ：すりへり速度係数 (mm/ $\sqrt{J}$ )

$\gamma$ ：すりへり現象定数

$K_1, K_2$ ：施設区分に応じた補正係数

この予測式は、すりへりの外力作用を運動エネルギーとして標準化できることに着目し、外力の形状を球形に単純化、作用する質量と速度を変化させた鋼球落下方式による衝撃摩耗試験をすりへり現象の基準として、実構造物に作用する外力の形状、質量、速度、対象構造物（コンクリート、モルタル、水路、護岸等）の品質の相違を考慮したものであり取放水路流路縮小工のように流水に含まれる砂礫により、すりへり作用を受けるコンクリートにも適用可能な予測式である。

取放水路流路縮小工のコンクリートのすりへり評価は、上記予測式を用い、供用期間中のすりへり量が許容値以下となることを確認する。

また、累積衝突エネルギー $E_R$ の算定には、すりへり量の実測値が必要であるが、取放水路流路縮小工は新設する構造物であり、すりへり量の実測データがないことから、上記予測式の検証に用いた矢立川<sup>\*1</sup>にある矢立川取水ダムにおける水たたき部（普通コンクリート）の1年間のすりへり量を採用する。ここで、コンクリートのすりへりは経年劣化の一種であり前述のとおり徐々

に劣化が進む現象であるが、女川地点は岩礁海岸であり、取水路に対し常時は砂の混入が非常に少ない。津波時における上限浮遊砂体積濃度は 1%と推定しているが、長期的に見た場合、平均的には砂の混入は少なく、すりへりが有意に進行する状況にはないものと考えられる。なお、1号機は運開以降 30 年以上が経過し 3.11 津波も経験しているが、有意なすりへり<sup>\*2</sup>は確認されていない。

これに対し、矢立川取水ダムが位置する矢立川は急勾配の支流や両岸斜面 (Source) から生産された土砂の流送域 (Transfer) として位置付けられ、河床変動量に比べて土砂流出速度は非常に高く、治山ダムは 2 年程度で満砂するとされており、崩落しやすい河岸 (強風化を受けた花崗岩) から頻繁に土砂が供給され<sup>2)</sup>、水たたき部のコンクリート<sup>\*3</sup>に 1 年間で平均 6.308mm のすりへりが確認されている<sup>1)</sup>。

よって、矢立川の方が厳しいすりへり環境にあるものと考えられ安全側の検討となる。

注記\*1：矢立川は九州山地から太平洋に流下する一ツ瀬川の源流であり、宮崎県椎葉村に位置する<sup>2)</sup>

\*2：取水設備の設計基準強度は  $20.5\text{N/mm}^2$  である

\*3：矢立川取水ダムの水たたき部の 28 日圧縮強度  $21.7\text{N/mm}^2$  である

### 3. すりへり影響評価

#### 3.1 影響評価フロー

すりへりに対する影響評価フローを図 3.1-1 に示す。

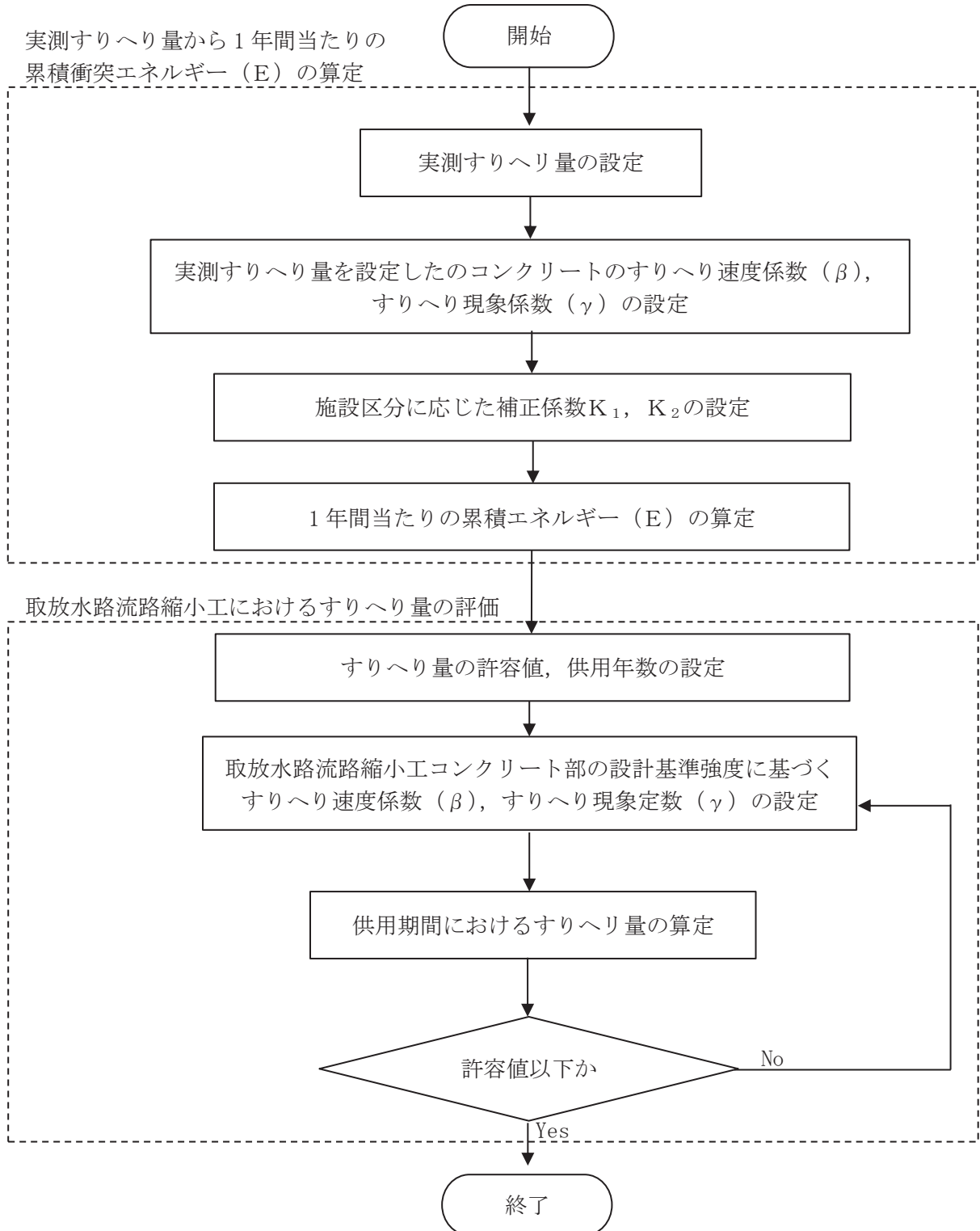


図 3.1-1 すりへり影響評価フロー

### 3.2 すりへり量の算定

上記、算定フローに基づきすりへり量を算定する。

(実測すりへり量から1年間当たりの累積エネルギー (E) の算定)

- ① 実測すりへり量として、上記予測式の検証に記載されている矢立川取水ダムの水たたき部の普通コンクリートの1年間のすりへり量の平均値 (A d) = 6.308mm\*を採用する。

参考として、当該コンクリートの仕様を表 3.2-1 に示す。

注記\* : 参考文献 1) より引用

表 3.2-1 矢立川取水ダムの水たたき部の普通コンクリートの仕様\*

| 粗骨材         |              | 細骨材        |  | スランブ<br>(cm) | 空気量<br>(%) | 水セメント<br>比W/C<br>(%) | 細骨材率<br>s/a<br>(%) | 単位置 (kg/m <sup>3</sup> ) |         | 28日圧縮<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------|------------|--|--------------|------------|----------------------|--------------------|--------------------------|---------|-------------------------------------|
| 種類          | 最大寸法<br>(mm) | 種類         |  |              |            |                      |                    | セメント量<br>C               | 水量<br>W |                                     |
| 球磨川産<br>川砂利 | 40           | 球磨川産<br>川砂 |  | 8            | 4          | 56.0                 | 39.9               | 257                      | 144     | 21.7                                |

注記\* : 参考文献 1) より引用

- ② 実測すりへり量を設定した矢立川取水ダムの水たたき部の普通コンクリートの、すりへり速度係数 ( $\beta$ ), すりへり現象係数 ( $\gamma$ ) は、参考文献 1) より、 $\beta = 0.39$ ,  $\gamma = 0.49$  を用いる。
- ③ 施設区分に応じた補正係数  $K_1$ ,  $K_2$  は、表-3.2-2 より水利施設 (砂による平均すりへり深さ) の値 ( $K_1$ ,  $K_2 = 1.40$ ) を用いる (取放水路流路縮小工のコンクリート強度検討でも同様)。

表 3.2-2 衝突エネルギー E,  $\beta$  と  $\gamma$  の補正係数  $K_1$ ,  $K_2$  の目安\*

| コンクリートのすりへり深さの区分   |                              | 衝突エネルギー<br>E<br>(J/10 <sup>4</sup> 回) | $\beta$ と $\gamma$ の<br>補正係数<br>$K_1, K_2$ |
|--------------------|------------------------------|---------------------------------------|--|
| 区分                 | コンクリートのすりへり現象の種類             |                                       |  |
| 標準                 | 球形の鋼球落下による最大すりへり深さ(すりへり試験装置) | —                                     | 1.00                                       |
| 水利施設               | 砂による平均すりへり深さ(掃流式摩耗試験機)       | 約0.11                                 | 約1.40                                      |
|                    | シルベップによる平均すりへり深さ(ドラム式摩耗試験機)  | 約1.90                                 | 約1.80                                      |
| 積雪寒冷<br>地の道路<br>舗装 | スパイクタイヤによる平均すりへり深さ(大型回転式試験機) | 約6.21                                 | 約1.33                                      |
|                    | タイヤチェーンによる平均すりへり深さ(大型回転式試験機) | 約24.53                                | 約1.85                                      |

注記\* : 参考文献 1) より引用

平均すりへり量算定式より、累積衝突エネルギー  $E_R$  を逆算して求め、1年間当たりの累積エネルギー  $E$  ( $= E_R / N$ ,  $N$  : 実測すりへり量の年数) を求める。

平均すりへり量 (A d) 算定式

$$A d = K_1 \beta (E_R)^{K_2 \gamma} = K_1 \beta (N \cdot E)^{K_2 \gamma}$$

$$\Rightarrow E = (A d / K_1 \beta)^{(1/K_2 \gamma)} / N$$

$$\beta = 0.39, \gamma = 0.49, K_1, K_2 = 1.40, N = 1 \text{ より, } E = 35.41 \text{ J/年}$$

(取放水路流路縮小工におけるすりへり量の評価)

④ すりへりに対する許容値，供用年数の設定

許容値は，「VI-1-1-4-8-3-1-1 設定根拠に関する説明書（取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1)，(No.2)）」及び「VI-1-1-4-8-3-1-2 設定根拠に関する説明書（取放水路流路縮小工（第1号機放水路））」より，貫通部径の公称値と上限値の差が小さい取放水路流路縮小工（第1号機放水路）から50mmとする。

供用年数は，第1号機の廃炉工程を考慮して30年とする。

⑤ 取水路流路縮小工コンクリートの圧縮強度 50N/mm<sup>2</sup>に基づき，当該コンクリートの区分における，すりへり速度係数 (β)，すりへり現象係数 (γ) は，表3.2-3より，コンクリート（高品質D）の値 (β=0.255, γ=0.501) とする。

表-3.2-3 衝突エネルギーと最大すりへり深さの関係式より得られた定数一覧

| 種類                     | 区分<br>品質のランク                                |  | 圧縮強度<br>f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) |       |       | 水セメント比<br>W/C(%) |    | すりへり速度係数<br>β (mm/√J) |       | すりへり現象定数<br>γ |       |      |      |
|------------------------|---|--|---|-------|-------|------------------|----|-----------------------|-------|---------------|-------|------|------|
|                        |   |  | 最小値   | 最大値   | 平均値   | 平均値              |    | 各個                    | 全体    | 各個            | 全体    |      |      |
| 岩石                     | 最高品質<br>(100.0~150.0<br>N/mm <sup>2</sup> ) | A (140.0~150.0 N/mm <sup>2</sup> )       | 140.5                                       | 140.5 | 140.5 | —                |    | 0.017                 | 0.02  | 0.03          | 0.760 | 0.76 | 0.71 |
|                        |   | B (120.0~139.9 N/mm <sup>2</sup> )       | 132.6                                       | 132.6 | 132.6 | —                |    | 0.039                 | 0.04  |               | 0.639 | 0.68 |      |
|                        |   | C (100.0~119.9 N/mm <sup>2</sup> )       | 106.7                                       | 106.7 | 106.7 | —                |    | 0.043                 | 0.04  |               | 0.726 | 0.68 |      |
| コン<br>ク<br>リ<br>ー<br>ト | 高品質<br>(50.0~99.9<br>N/mm <sup>2</sup> )    | A (80.0~99.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 82.9  | 85.5  | 83.8  | 30               |    | 0.108                 | 0.16  | 0.31          | 0.537 | 0.53 | 0.51 |
|                        |   | B (70.0~79.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 71.3  | 75.6  | 73.0  | 30               | 32 | 0.188                 |       |               | 0.484 |      |      |
|                        |   | C (60.0~69.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 60.7  | 68.4  | 64.5  | 34               |    | 0.090                 |       |               | 0.611 |      |      |
|                        |   | D (50.0~59.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 51.0  | 59.4  | 56.0  | 35               |    | 0.255                 |       |               | 0.501 |      |      |
|                        | 中品質<br>(24.0~49.9<br>N/mm <sup>2</sup> )    | A (40.0~49.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 40.0  | 47.5  | 43.9  | 44               | 50 | 0.432                 | 0.33  | 0.31          | 0.429 | 0.49 | 0.51 |
|                        |   | B (30.0~39.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 30.7  | 39.9  | 35.0  | 46               |    | 0.264                 |       |               | 0.523 |      |      |
|                        |   | C (24.0~29.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 24.0  | 29.6  | 26.8  | 61               |    | 0.281                 |       |               | 0.522 |      |      |
|                        | 低品質<br>(5.0~23.9<br>N/mm <sup>2</sup> )     | A (20.0~23.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 20.9  | 21.2  | 21.1  | 75               | 82 | 0.247                 | 0.44  | 0.31          | 0.526 | 0.49 | 0.51 |
|                        |   | B (15.0~19.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 15.5  | 19.9  | 18.1  | 81               |    | 0.375                 |       |               | 0.511 |      |      |
|                        |   | C (10.0~14.9 N/mm <sup>2</sup> )         | 12.6  | 14.8  | 13.8  | 86               |    | 0.668                 |       |               | 0.424 |      |      |
|                        |   | D (5.0~9.9 N/mm <sup>2</sup> )           | 9.4   | 9.4   | 9.4   | 86               |    | 0.454                 |       |               | 0.489 |      |      |
|                        | モル<br>タル                                    | 中品質<br>(24.0~49.9<br>N/mm <sup>2</sup> ) | C (24.0~29.9 N/mm <sup>2</sup> )            | 28.2  | 28.2  | 28.2             | 52 | 52                    | 0.445 | 0.45          | 0.462 | 0.46 |      |

※ 参考文献1)より引用

⑥ 平均すりへり量算定式より，30年後 (N=30) の平均すりへり量を算定する。

$$A d = K_1 \beta (E_R)^{K_2 \gamma} = K_1 \beta (N \cdot E)^{K_2 \gamma}$$

β=0.255, γ=0.501, K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>=1.40, E=35.41 J/年より,

$$A d = \text{約 } 47\text{mm} < \text{許容値 } 50\text{mm}$$

3.3 評価結果

取放水路流路縮小工は，砂床河川で崩落しやすい河岸（強風化を受けた花崗岩）から頻繁に土砂が供給される矢立川取水ダムの水たたき部のようなすりへり環境ではないものの，矢立川取水ダムの水たたき部の実すりへり量等を用いて，保守的なすりへり量を算定した。

その結果，取放水路流路縮小工の供用期間 30 年と仮定した場合における平均すりへり量は約 47mm であり，許容すりへり量 50mm 以下であることを確認した。

【参考文献】

- 1) 豊福他：コンクリートのすりへりの進行予測に関する研究，土木学会論文集E2，Vol.72，  
No.4，380-399，2016
- 2) Source-to-Sink Sedimentary Cascades in Pacific Rim Geo-Systems，国土交通省北陸地方  
整備局松本砂防工事事務所，2001.8.20

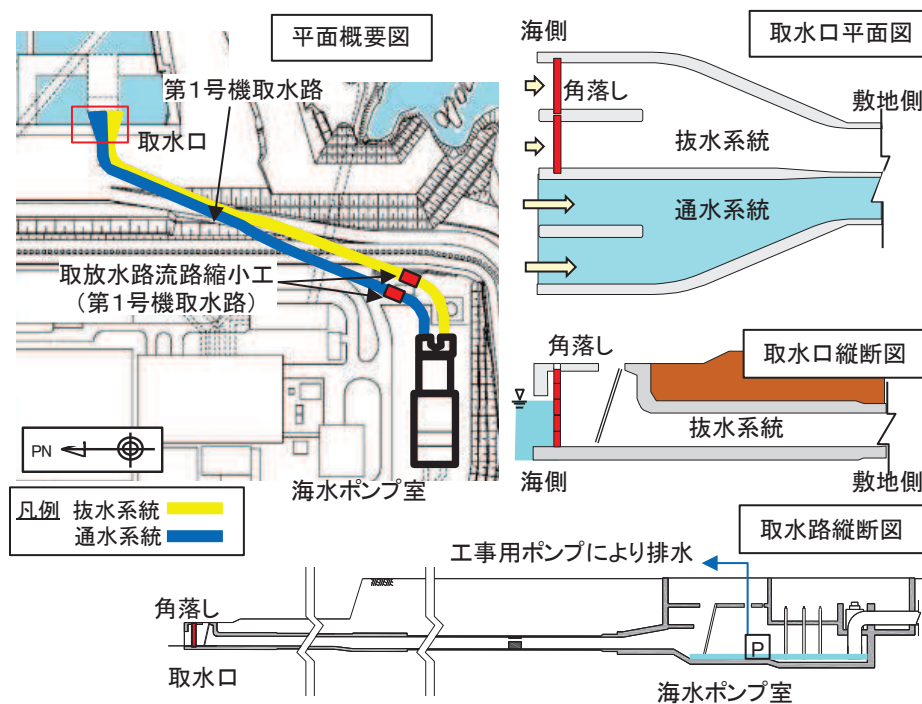
(参考資料2) 取放水路流路縮小工の保守管理について

1. 取放水路流路縮小工の保守管理について

取放水路流路縮小工については、津波防護施設としての機能及び第1号機取水機能・放水機能を維持していくため、別途定める保全計画に基づき、適切に管理していく。

具体的には、取水路については定期的な抜水(図-1参照)による点検・清掃等(図-2参照)を実施する。

また、放水路については定期的な抜水(図-3参照)により点検・清掃等、またはダイバー、水中カメラ(図-4参照)等を用いた点検・清掃等を実施することにより、流路縮小工部の変状の有無等を確認し、変状等が確認された場合には、詳細な調査等を行うこととする。なお、ダイバー、水中カメラは異常を検知した場合にも使用することがある。



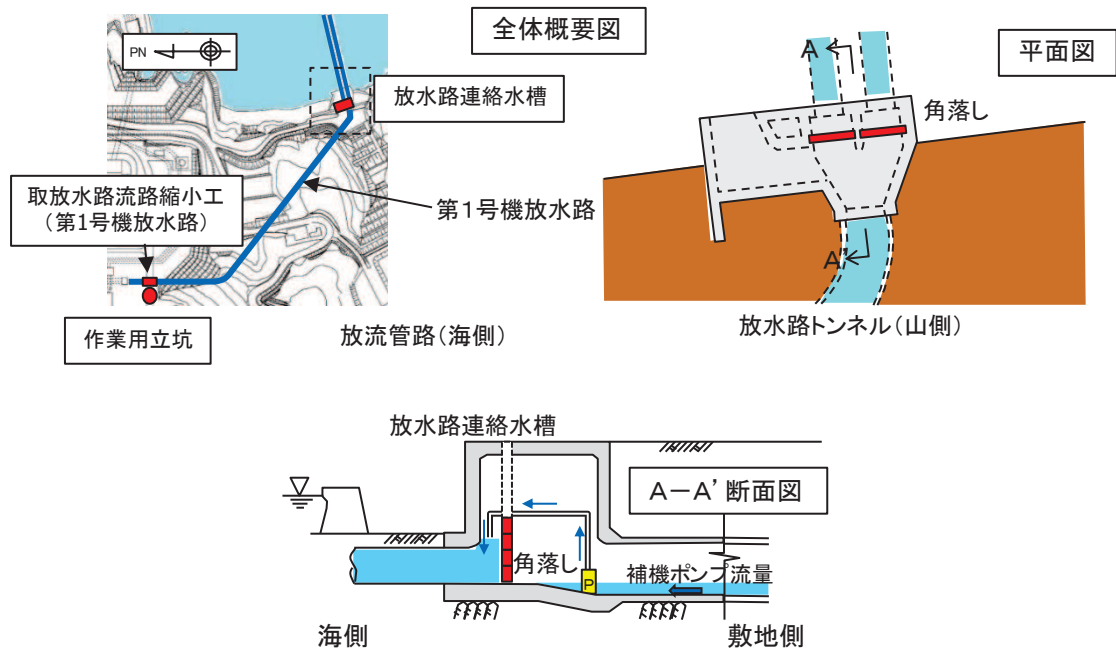
取水路内の抜水作業は取水口に角落しを挿入し締め切りを行う。その後、海水ポンプ室に工事用排水ポンプを設置し、水路内を抜水する。

図-1 取水路の抜水作業例



ハイウォッシャーを用い、表面の貝や海生生物を除去。

図-2 水路内の清掃作業例



放水路内での作業環境確保のため、放水路連絡水槽に角落し（既設）及び工事用ポンプを設置し、放水路内の水位を低下させる。

図-3 放水路の排水作業例

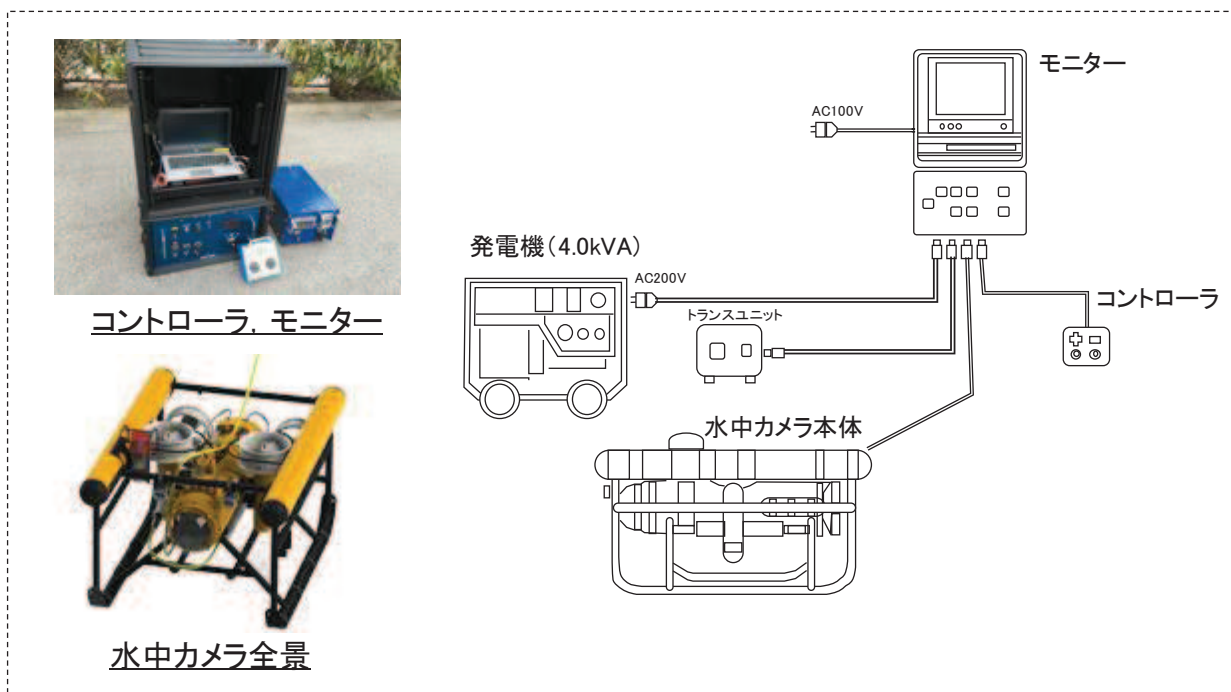




水中カメラを放水路内に投入



水中カメラ正面（正面の円形部はカメラ）



点検システム構成例

水中ロボットを用い放水路内の状況を撮影

図-4 水中ロボットによる点検状況

以上

(参考資料3) 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

1. 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

取放水路流路縮小工部が閉塞する可能性はないと評価しているものの、仮に閉塞を仮定した場合の検知性について評価し、中央制御室で異常を検知(警報の確認)した後、第1号機保安規定に紐づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能であることを確認している。

構造体完成の後、同手順書に基づき対応していく。

(1) 取水路側流路縮小工が閉塞した場合の検知性

取水路側で閉塞した場合、海水ポンプ室入口水位が低下傾向を示すため、中央制御室においてその兆候が確認できる。また、水位の低下が継続した場合は、「循環水ポンプA海水ポンプ室水位低」または「循環水ポンプB海水ポンプ室水位低」の警報が中央制御室(第1号機)で発報することから、保安規定に紐づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能である。

(2) 放水路側流路縮小工が閉塞した場合の検知性

放水路側で閉塞した場合、流路縮小の上流側である放水立坑の水位が上昇し、反対に下流側である放水口側の水位は低下する(外洋の水位による)ことになるため、以下により検知が可能であり、いずれの事象においても、中央制御室での警報確認後、保安規定に紐づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能である。

- a. 流路縮小工下流側にある、排水路試料採取設備異常が発生する。
- b. 放水立坑水位の上昇により、補機冷却海水ポンプ(常用系)の排水性が確保できなくなることから、補機冷却海水ポンプ(常用系)の過負荷トリップや冷却水の温度「高」等の異常が発生する。なお、この場合でも放水立坑水位は最高でもO.P. +13m程度であり、敷地へ溢水することはない。

以上

(参考資料 4) 取放水路流路縮小工の施工要領について

1. 概要

取放水路流路縮小工（第1号機取水路，第1号機放水路）は，地震時においては，主に水路横断方向（弱軸方向）の周辺岩盤の変形に対してコンクリートが十分な強度を有することで健全性を保持し，津波時（重畳時含む）においては，作用する津波荷重他に対して既設覆工コンクリートと充填コンクリートの一体化により安定性を確保する設計としている。

また，貫通部は，津波の湧き上がり防止，1号機の取水・放水機能の維持の観点から貫通部径の施工精度確保が重要である。

本資料は，取放水路流路縮小工(第1号機取水路，第1号機放水路)のこれらの施工方法等について示したものである。

なお，詳細な施工方法については，詳細検討の上，施工段階に確定させることとし，本資料においては現段階における基本的な方針を整理した位置付けである。

図1-1に構造概要を示す。

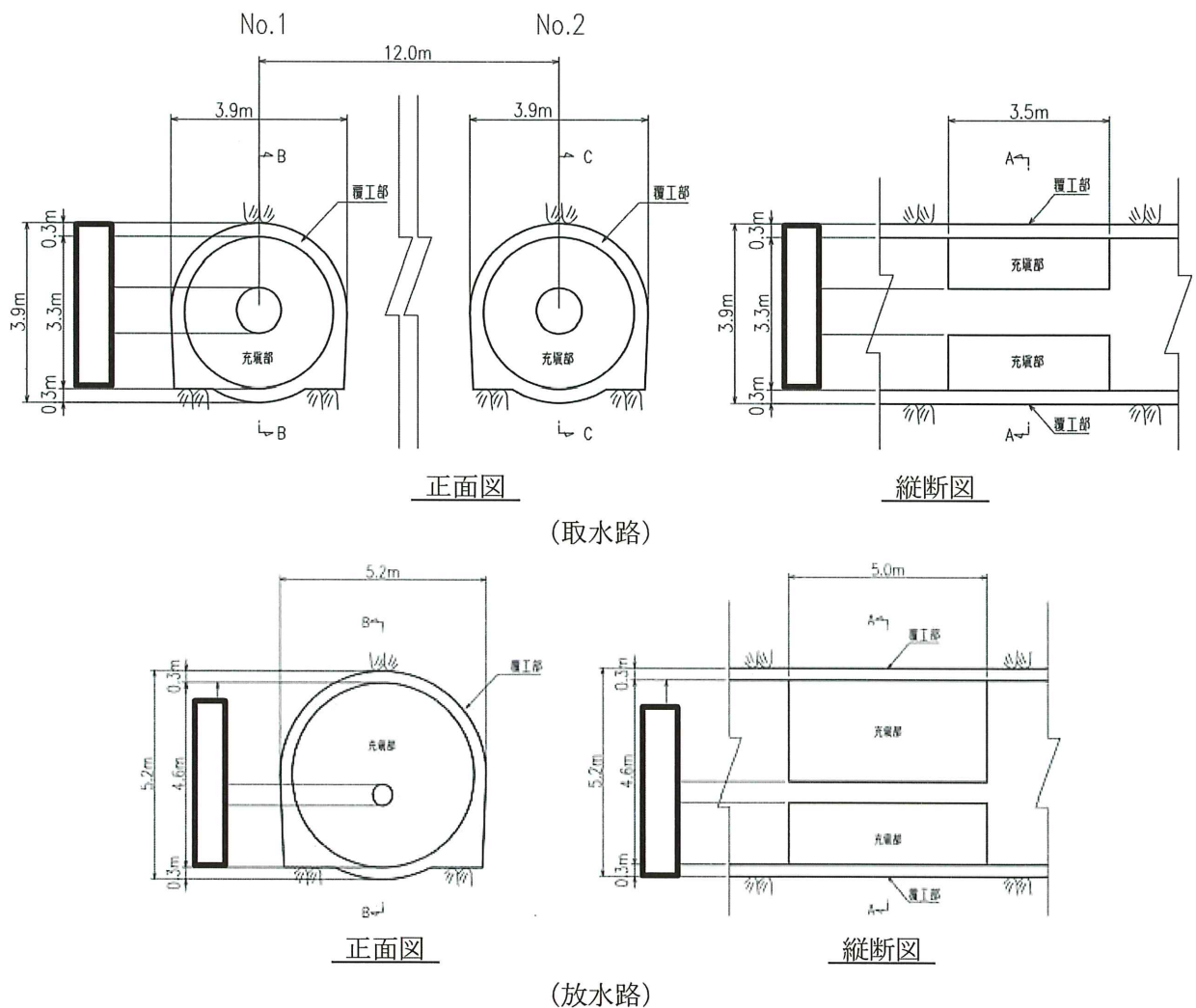


図1-1 取放水路流路縮小工 構造概要図

## 2. 基本方針

取放水路流路縮小工の施工にあたっては、前述のとおり、設計上の要求事項を確保するための施工及び品質管理を行う。

ここで、本項において、主たる設計要求事項に対する、施工上の配慮事項について示す。

### ① 既設覆工コンクリートと充填コンクリート部の一体性

- ・ 充填コンクリートの施工にあたっては、既設覆工コンクリートとの一体性を確保するため、既設覆工コンクリートに対して表面処理工を行い、充填コンクリートとの一体化を図る。表面処理工は実績のあるサンドブラストを基本とし、「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，令和2年7月）」を参考に施工仕様を設定する。
- ・ 充填コンクリートの天端付近において、充填性や一体性を確保するために、ブリージング等が少ない高流動コンクリートを用いるとともに、「コンクリート標準示方書【施工編】（土木学会，2017年）」に基づく打継処理の規準に則した施工を行う。その際に、トンネル工法などにおいて実績のある充填監視センサーを用いた充填管理についても行う。
- ・ 放水路の施工においては、水路が1系統のみであるため、排水系統の全停止が困難な場合は仮水路への切り回し等による施工箇所の水処理を行う等し、施工品質を確保する。

### ② 施工時における既設覆工への影響

- ・ 充填コンクリートの施工にあたっては、コンクリート打設時の熱応力による既設覆工へ悪影響が生じないよう温度応力解析による評価を行い、リフト割りや配合の調整及びひび割れ防止筋の配置等の対策により有意な影響が生じないよう施工する。（別紙1に温度応力解析の解析例を示す）
- ・ 放水路においては、1系統のみのため、施工用のアクセス立坑を構築する計画としているが、周辺岩盤の応力開放による既設覆工への影響を評価し、必要に応じて補修や補剛などの対策を行い施工する。（別紙2に掘削解析の解析例を示す）
- ・ なお、アクセス立坑は周辺岩盤と同程度の強度や変形特性を確保するために、マンメイドロック（以下、「MMR」という。）により埋戻しを行う。（別紙3にMMRモデル化時の影響確認の解析例を示す）

### ③ 貫通部の施工

- ・ 貫通部は、所定の貫通部径、円形形状を確保するために、プレキャスト型枠を用い、充填コンクリートと一体化するように打設する。
- ・ なお、プレキャスト型枠は、充填コンクリートと同等以上の強度を確保することで、耐久性や耐摩耗性を確保する。

### 3. 適用基準

施工及び施工管理に適用する規格，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 年制定)
- ・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会，2017 年制定)
- ・コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会，2013 年制定)
- ・コンクリート標準示方書 [施工編] (土木学会 2012 年制定)

### 4. 使用材料

#### 4.1 充填コンクリート

充填部に使用するコンクリートは，コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。  
また，その品質は，コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

#### 4.2 プレキャスト型枠

貫通部の施工は，プレキャスト型枠を使用することで，開口径の寸法や品質を確保する。プレキャスト型枠は充填コンクリートと同等以上の強度とし，耐震性及び耐摩耗性を確保する。

## 5. 施工方法

### 5.1 施工フロー

取水路の各施工の全体フローを図5-1に、施工ステップを図5-2に示す。また、放水路の各施工の全体フローを図5-3に、施工ステップを図5-4に示す。

各施工ステップの詳細については、次項で詳述する。

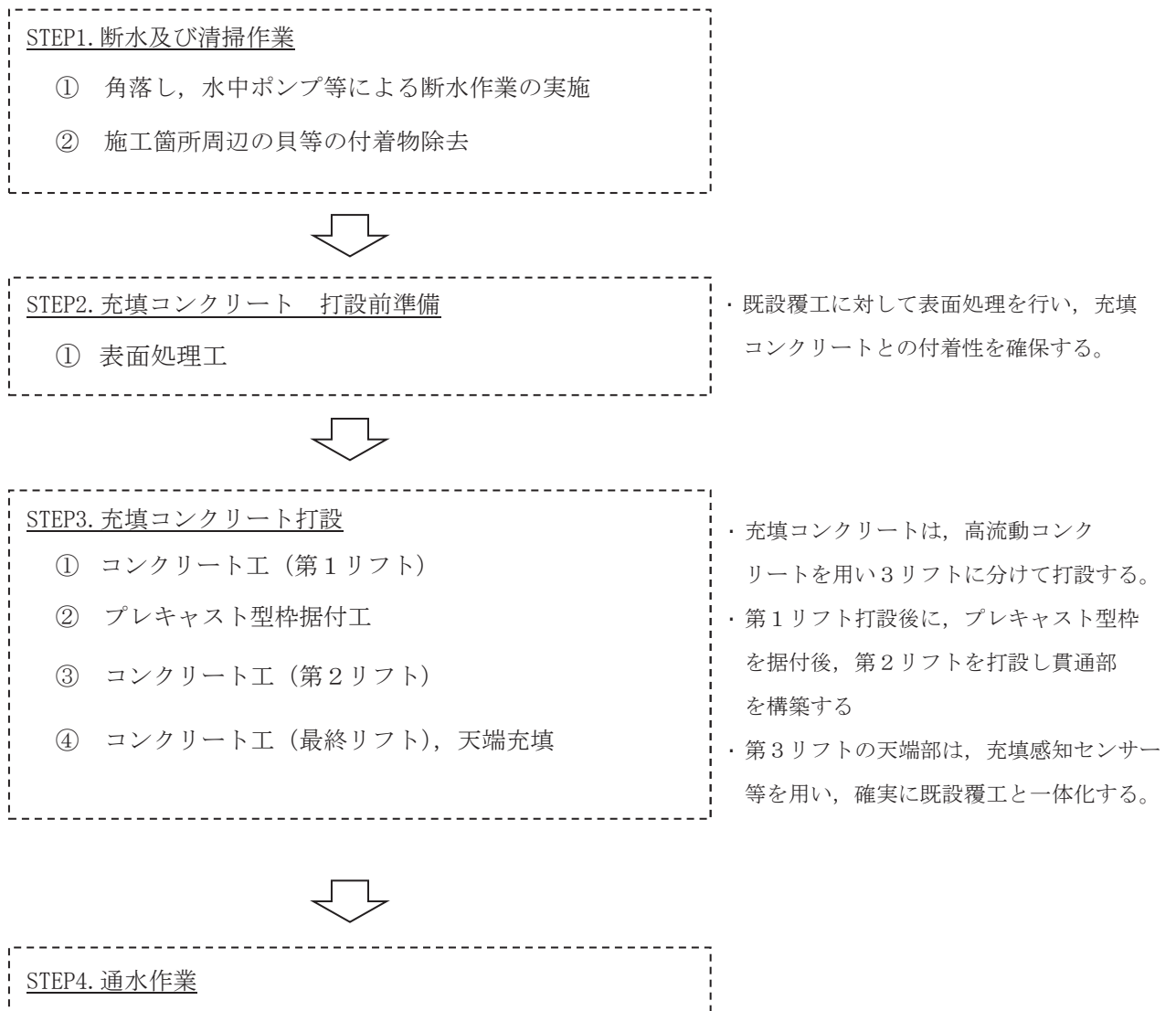
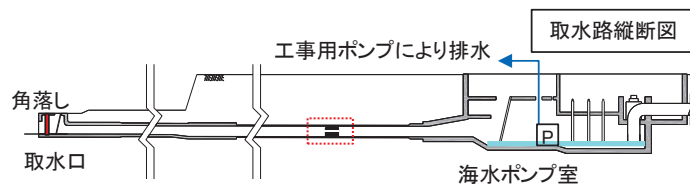


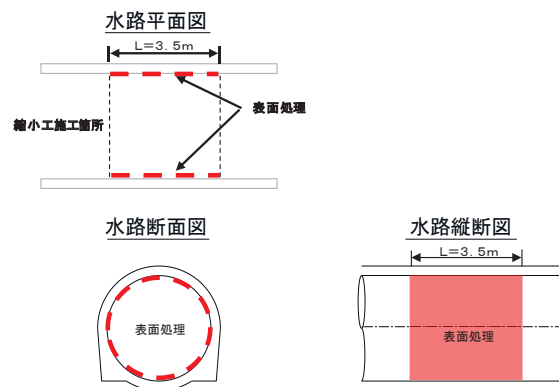
図5-1 取水路トンネル 施工フロー

**【STEP1】 取水路内断水および清掃作業**



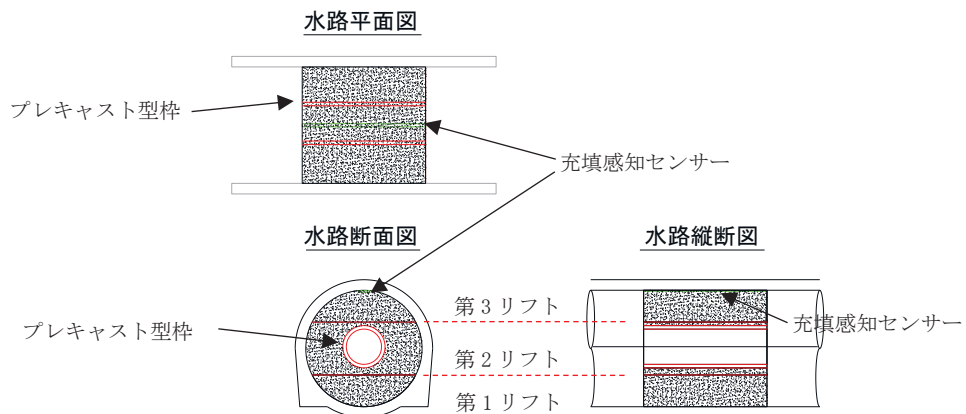
- 1) 水路内を抜水し、貝等の付着物の除去を行う。

**【STEP2】 表面処理工**



- 1) 既設覆工と充填コンクリートの一体性を確保するため、既設覆工部の表面処理を行う。

**【STEP3】 充填コンクリート打設**



- 1) 充填コンクリートは高流動コンクリートにより3リフトに分けて打設する。
- 2) 第1リフト打設後、プレキャスト型枠を設置する。
- 3) 第3リフト天端付近の施工は、充填感知センサー等を用い、確実に既設覆工と一体化する。

図 5-2 取水路トンネル 施工ステップ図

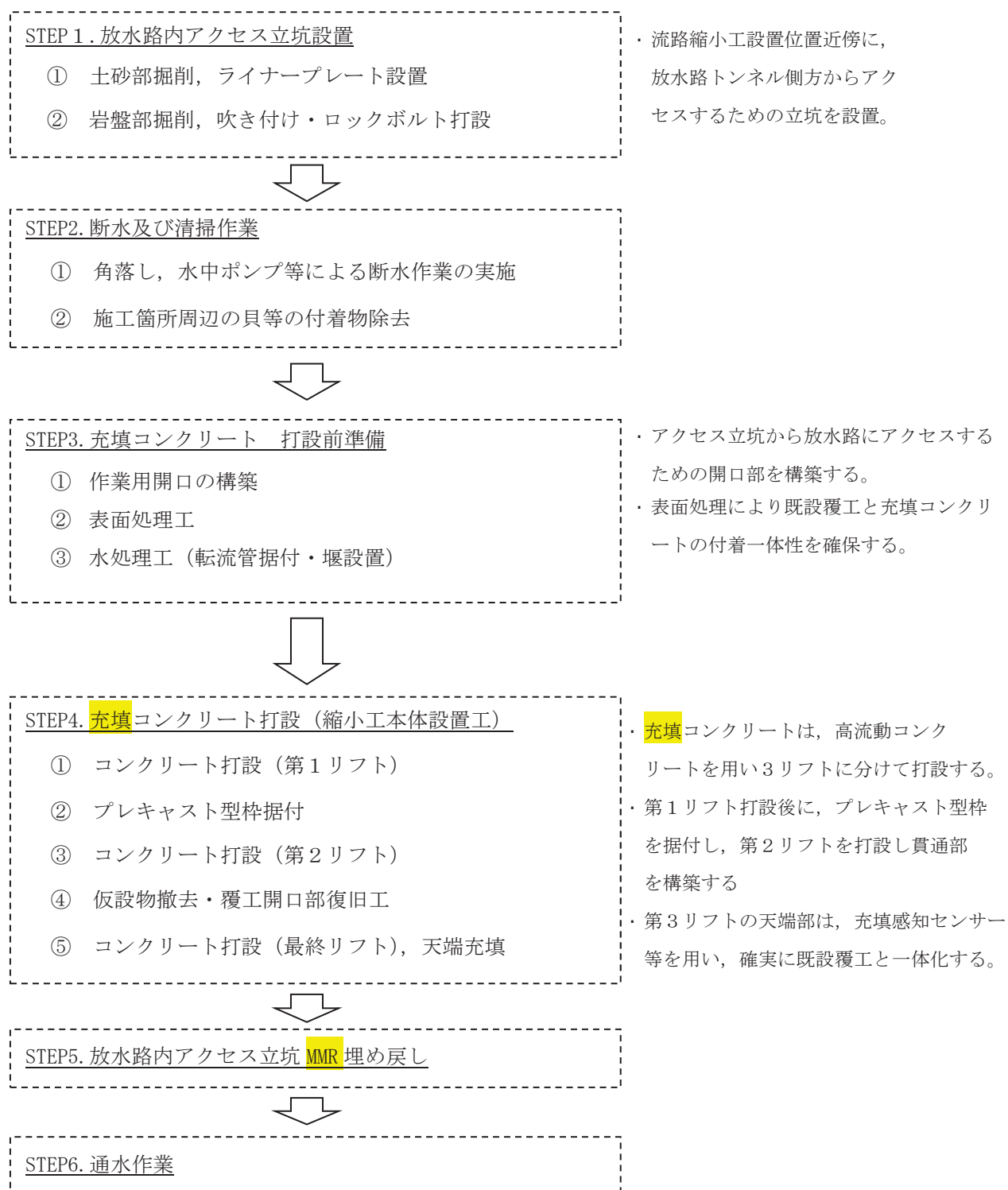
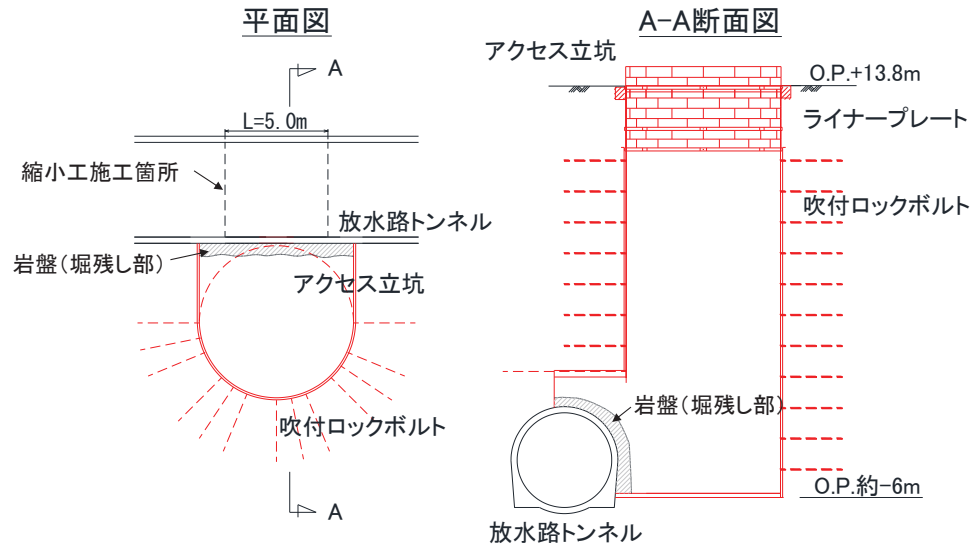


図 5-3 放水路トンネル 施工フロー

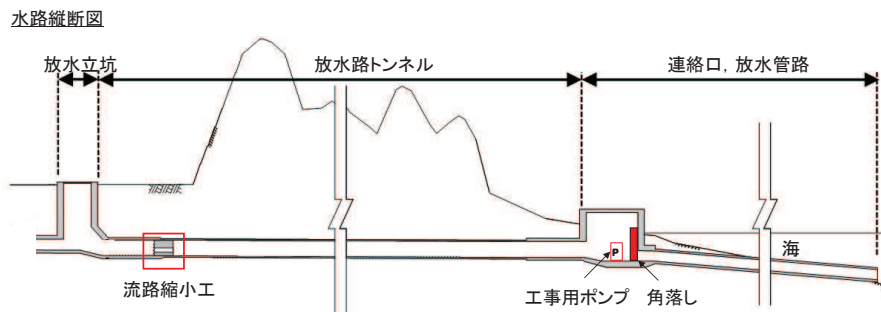


【STEP1】放水路内アクセス立坑設置



- 1) ライナープレート及び吹付ロックボルトによる土留めを行いながら、放水路内へのアクセス用立坑を設置する。
- 2) 岩盤部の掘削においては、周辺岩盤に影響を及ぼさないよう削岩工法とブレイカーの併用により掘削し、既設覆工周辺は手研り等により施工する。
- 3) 既設覆工に影響が生じないように支保工や補剛材により荷重を受けながら施工する。

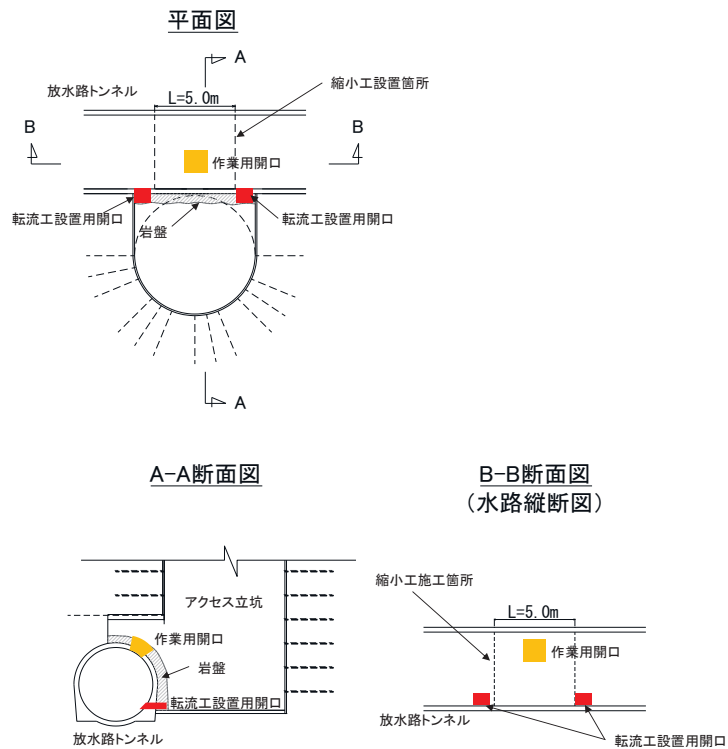
【STEP2】断水及び清掃作業



- 1) 水路内を排水し、貝等の付着物の除去を行う。

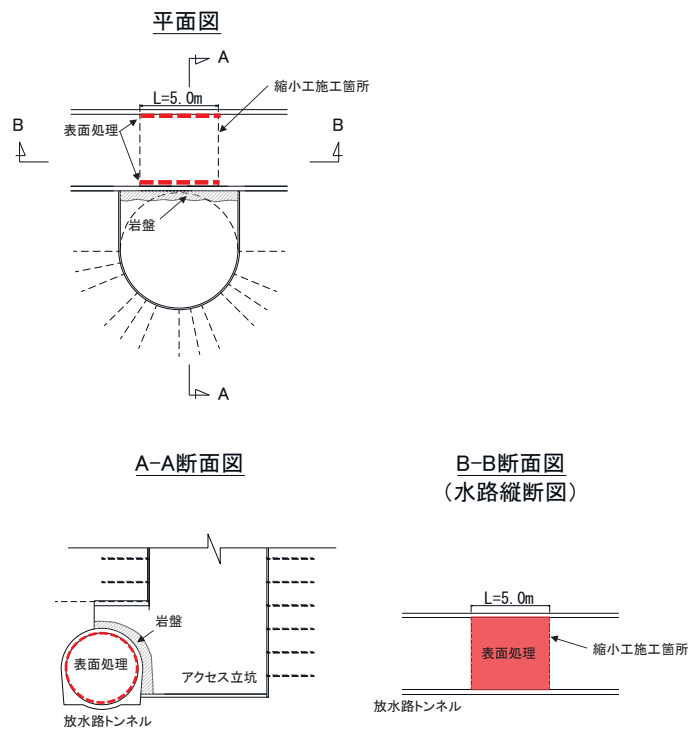
図 5-4 放水路トンネル 施工ステップ図 (1/4)

【STEP3-1】 既設トンネル覆工への作業用開口設置



- 1) 既設トンネル覆工にワイヤーソーにより水路内への作業用開口を設ける。

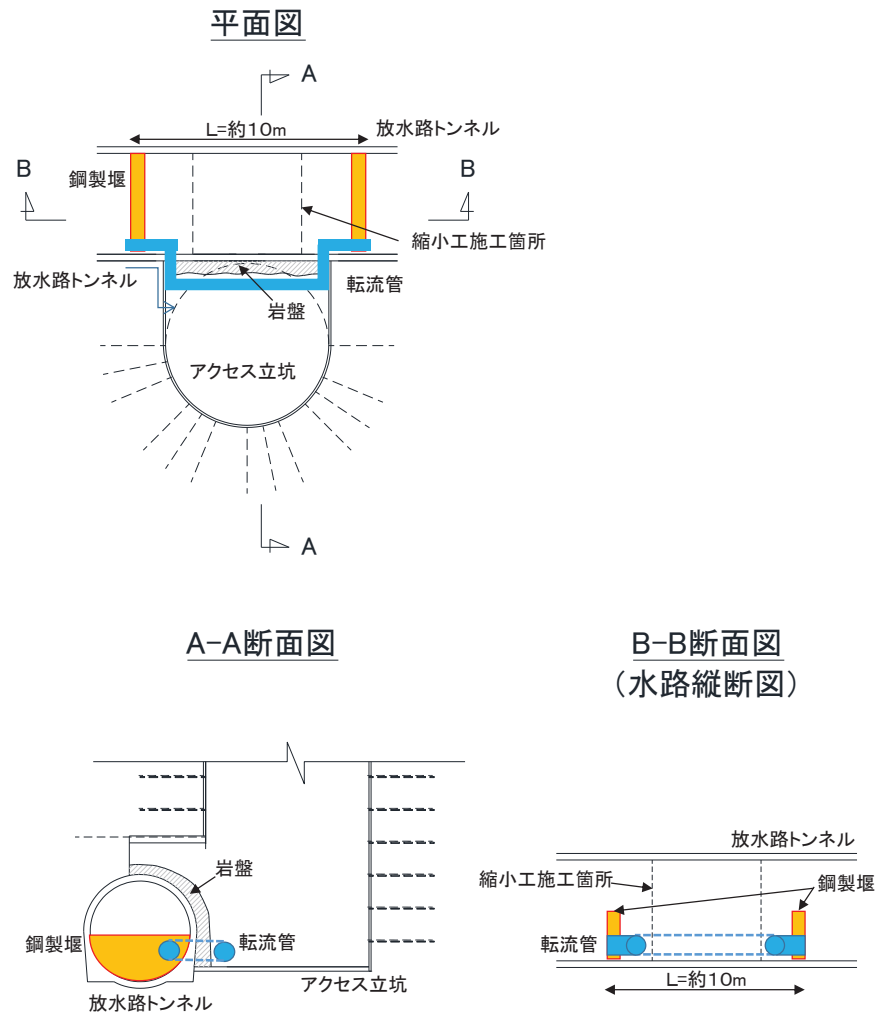
【STEP3-2】 表面処理工



- 1) 既設覆工と充填コンクリートの一体性を確保するため、既設覆工部の表面処理を行う。

図 5-4 放水路トンネル 施工ステップ図 (2/4)

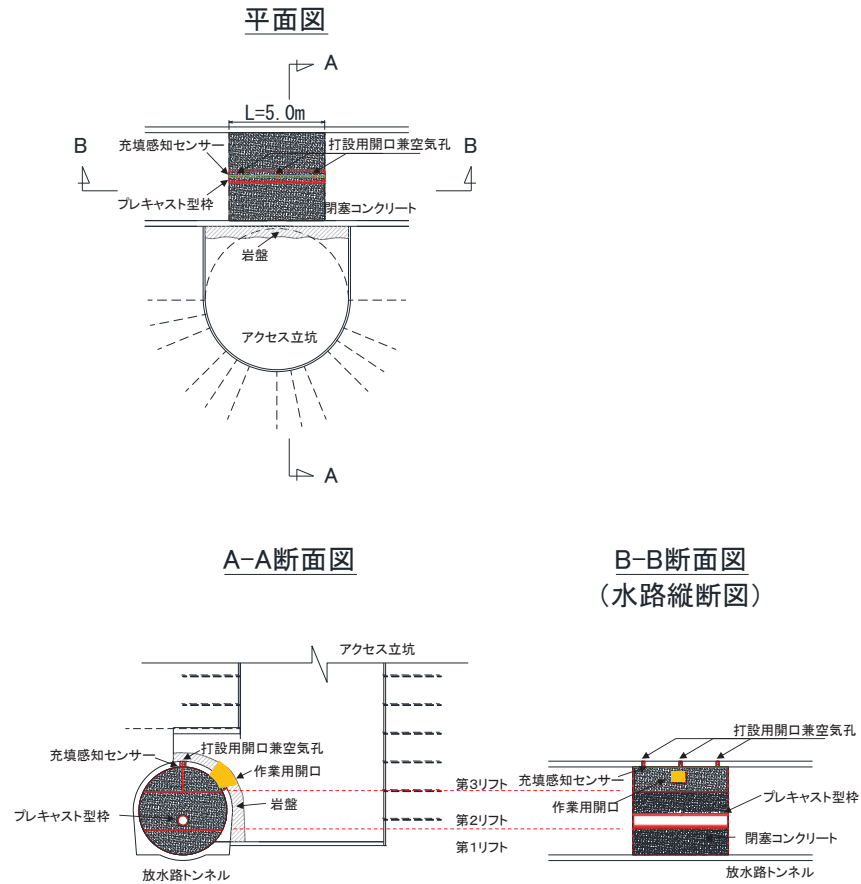
【STEP3-3】 水処理工（転流管据付・堰設置）



- 1) 放水立坑側からの放水を切り回すための転流管及び鋼製堰を設置する。
- 2) 設置後、充填コンクリート打設範囲に支障となるような漏水等が無いことを確認する。

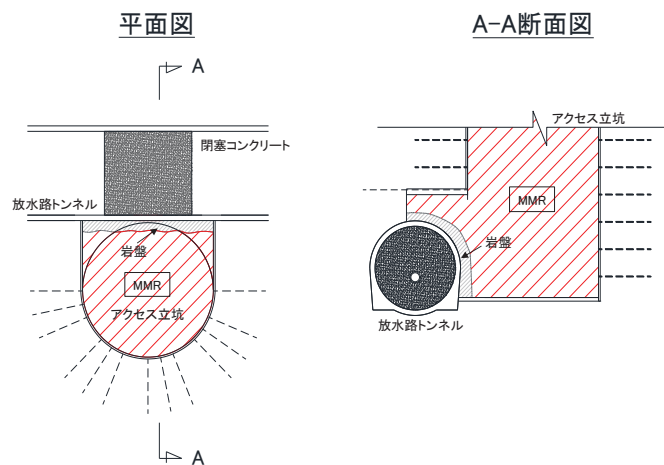
図 5-4 放水路トンネル 施工ステップ図 (3/4)

【STEP4】 充填コンクリート打設



- 1) 充填コンクリートは高流動コンクリートにより3リフトに分けて打設する。
- 2) 第1リフト打設後、プレキャスト型枠を設置する。
- 3) 第3リフト天端付近の施工は、充填感知センサー等を用い、確実に充填し既設覆工と一体化する。

【STEP5】 アクセス立坑埋め戻し



- 1) 地上部付近まで MMR により埋め戻しを行う。

図 5-4 放水路トンネル 施工ステップ図 (4/4)

## 5.2 表面処理工

表面処理工の概要を図5-5に示す。既設覆工の表面は、ブラスト処理による目荒らしを行うこととし、施工仕様は「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社令和2年7月）」を参考にする。

本要領の適用範囲は、既設コンクリートと新材料の付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理であり、表面処理の対象は、コンクリート又は断面補修材の打継等とされている。今回の施工では、覆工部（コンクリート）に表面処理を行い充填コンクリートの打継を行うため、本基準は、適用範囲内である。また、施工仕様は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果によると、サンドブラスト（噴射密度：30kg/m<sup>2</sup>）にて施工すれば、十分な付着性能を確保できるとされている。

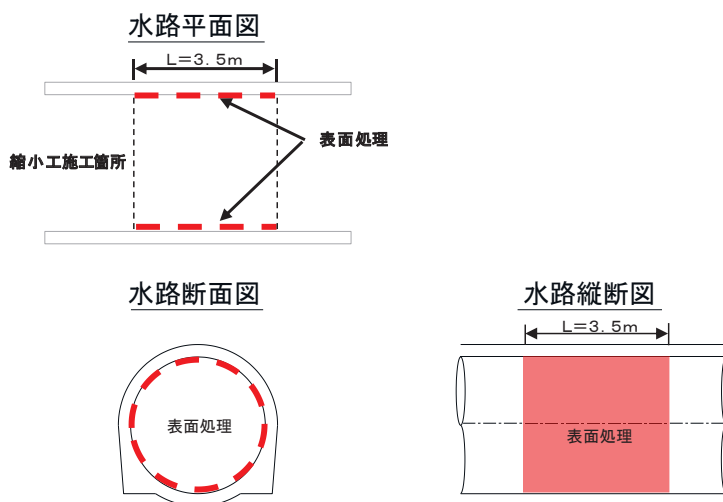


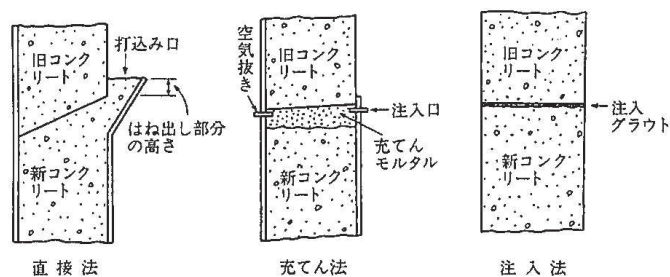
図5-5 表面処理工の概要（取水路トンネルの例）

### 5.3 コンクリート工

充填コンクリート工における施工上の配慮事項について、以下に示す。

- ・ コンクリートは、充填性に配慮し高流動コンクリートを用いる。打継処理について、高流動コンクリートはブリーディングがほとんど生じないと想定されるが、通常のコンクリートと同様、凝結前に高圧水等でコンクリート表面のレイタンスおよび薄層を除去する等の打継処理を行う。
- ・ 天端付近の施工については、図 5-6 に示す「コンクリート標準示方書【施工編】（土木学会，2017年）」の逆打ちコンクリートの打ち継ぎ処理を参考にし、取水路においては充てん法を、放水路においては直接法により施工し、既設覆工コンクリートとの一体性を確保する。
- ・ なお、天端付近の確認については、充填感知センサーを設置し、充填状況の監視を行う。また、充てん法を用いる取水路においては型枠材に透明アクリル板を使用することで、目視確認も行う。天端部の施工概要を図 5-7 に、充填感知センサーの概要を図 5-8 に、透明アクリル板を用いた施工の概要を図 5-9 に示す。
- ・ コンクリートの仕様は、温度応力解析により打設コンクリートのひび割れ発生に配慮し、かつ、既設覆工に発生する応力が許容応力以内に収まることを確認した配合及びリフト割とする。別紙 1 に温度応力解析の解析結果（例）を示す。解析の結果、温度応力による発生応力に対して、ひび割れ防止筋を配置する等により、覆工部を含め有意な影響は生じないことを確認している。なお、施工段階において詳細検討を行う。

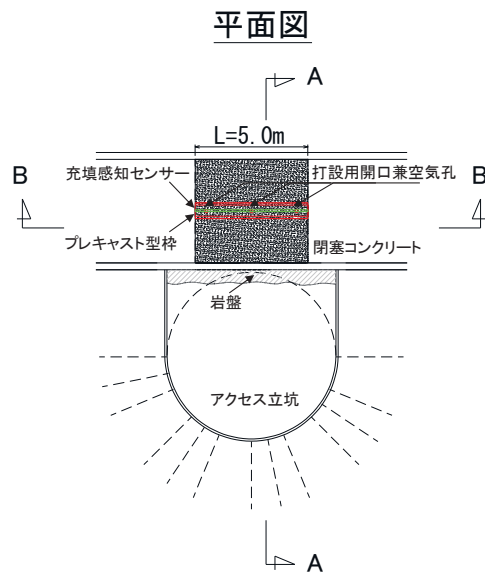
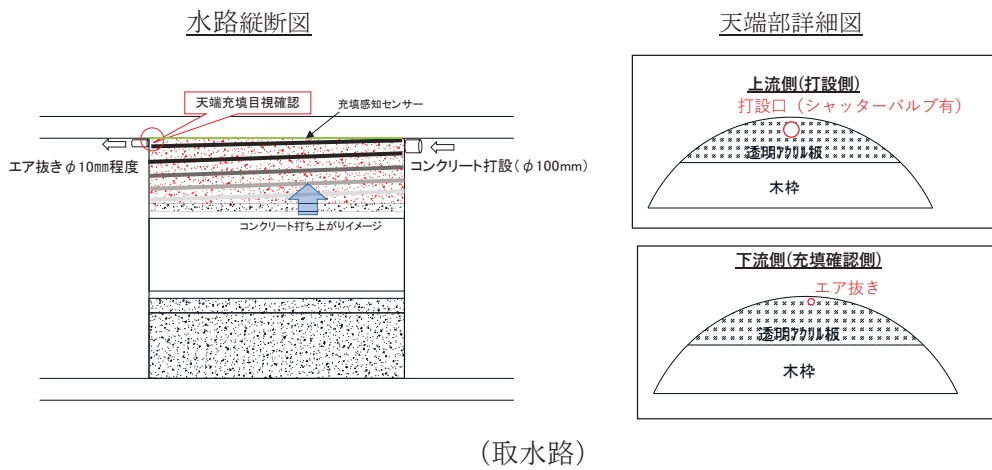
（2）について 逆打ちコンクリートでは、打継目は常に既に打ち込まれたコンクリート（旧コンクリート）の下面となり、その下に打ち継がれる新しく打ち込んだコンクリート（新コンクリート）のブリーディング水や沈下によって、打継面は一体とならないのが普通である。そのため、逆打ちコンクリートでは解説図 9.2.1 に示すような施工方法により打継目の一体性を確保する。いずれの方法を用いる場合にも、新旧コンクリートの一体性を確保するため、旧コンクリートの打継面のレイタンスや汚れを除去しておく。また、いずれも新コンクリートのブリーディング水およびレイタンスを除去することが困難な場合が多いので、ブリーディング水ができるだけ少ない配合のコンクリートを採用する必要がある。それぞれの方法は、以下のような特徴がある。



解説 図 9.2.1 逆打ちコンクリートの打継ぎ

図5-6 逆打ちコンクリートの打継ぎ方法

（コンクリート標準示方書【施工編】（土木学会，2017年）より抜粋）



**A-A断面図**

**B-B断面図  
(水路縦断面図)**

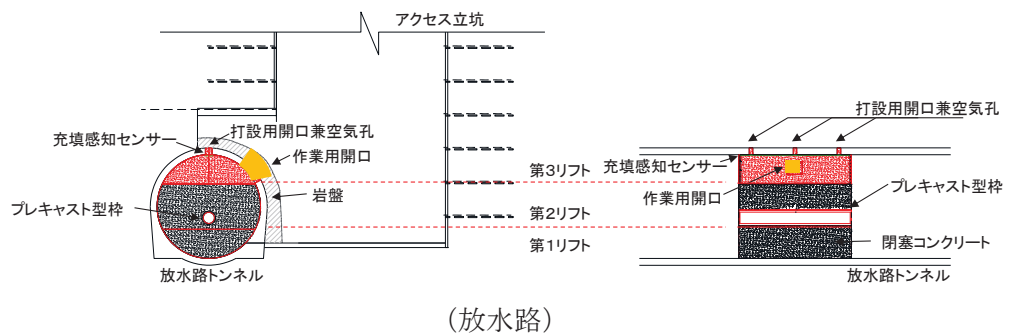


図 5-7 天端付近の**充填**コンクリートの施工イメージ図

### ■山岳トンネル覆工コンクリート

山岳トンネルの覆工コンクリート天端部に適用した例を下図に示します。  
打設スパン全長（10.5m）を11区間（1～11CH）に分割して充填状況を監視しました。

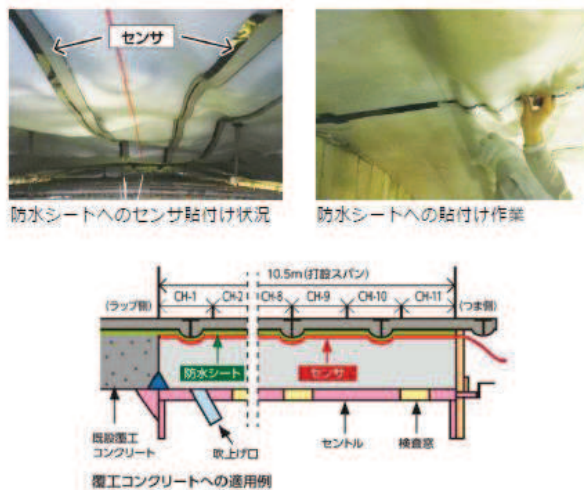


図 5-8 充填感知センサーを用いたコンクリート工の概要  
(<https://www.munekata.co.jp/zyuutenmieruka/>より参照)



図 5-9 透明アクリル板を型枠に用いた施工の概要  
(<http://www.kouyou-shokai.co.jp/mieruform/>より参照)



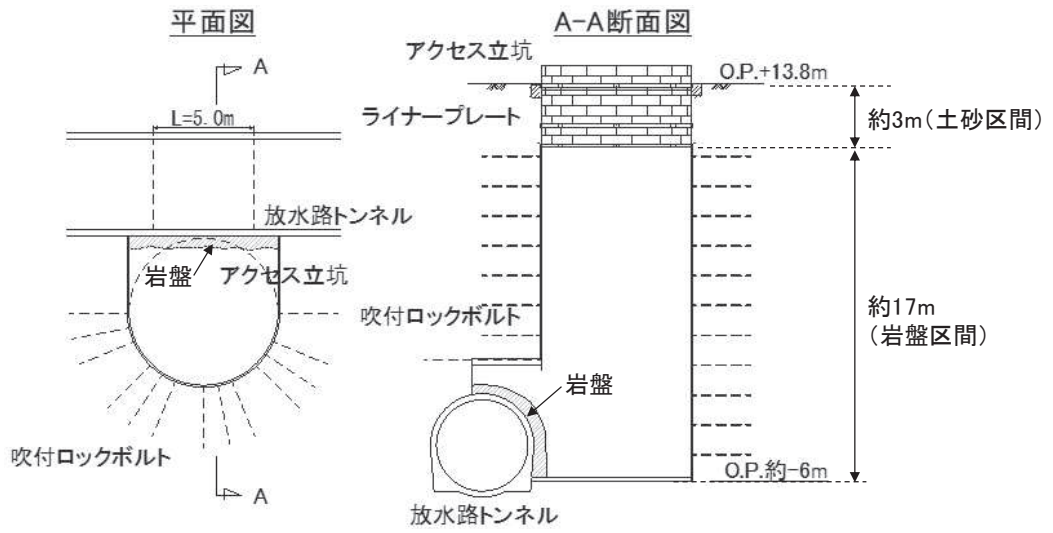
#### 5.4 アクセス立坑

放水路については、1系統のみのため、施工用にアクセス立坑を設ける。立坑はライナープレート及びロックボルト+モルタル吹付による山留掘削を行う。岩盤部の掘削においては、既設覆工に影響が及ばないように、削岩工法により静的に岩盤を破碎後、周辺部をブレイカー破碎することで、掘削範囲をコントロールしながら施工する。また、既設覆工に近接する箇所の掘削は手研りにより行う。アクセス立坑の施工概要を図5-10に示す。

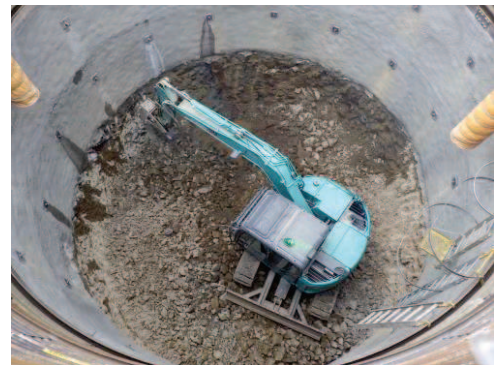
アクセス立坑から放水路トンネルへの進入用の作業用開口と転流管設置に必要な開口を設けるため、既設の覆工コンクリートを部分的に撤去する。撤去はワイヤーソーを用いて切断することで、切断箇所以外に影響が及ばないように配慮する。覆工を撤去した箇所については、**充填**コンクリートの打設に併せて復旧する。また、施工期間中に覆工への荷重が作用しないよう、水路内を排水後、覆工周辺の岩盤掘削を実施するとともに、適宜、支保等により補剛しながら施工する。

アクセス立坑は、工事完了後に埋戻しを行うが、流路縮小工へ有意な影響を与えないよう、周辺岩盤相当の強度及び変形特性を有するMMRによる埋戻しを行う。

また、立坑掘削による周辺岩盤の応力開放により既設覆工に影響が及ばないことを確認する。別紙2に解析結果(例)を示す。解析の結果、応力開放に伴い既設覆工に生じる応力による有意な影響は無く、健全性を確保できることを確認している。



土砂部ライナープレート取付け



岩盤部掘削

【削岩工法の概要】

油圧式であり、低振動である。また、割れ方向をコントロールすることができる。

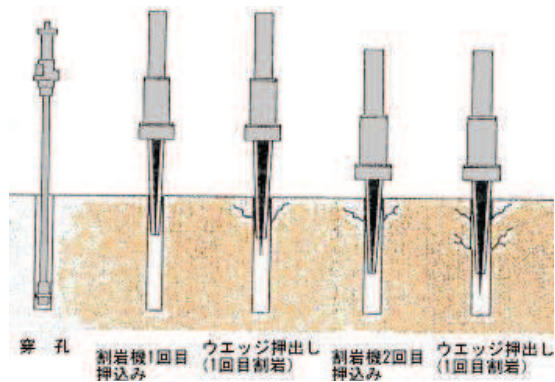


図 5-10 アクセス立坑の施工概要

(別紙1) コンクリート打設時の温度応力の影響について

1. はじめに

コンクリート打設時における温度応力解析結果を示す。なお、詳細な配合や打設時期について確定次第、別途実施することで品質を確保する計画としており、本項では現計画における解析例を示すものである。

2. 解析手法

温度応力解析は三次元非定常温度応力解析とし、熱の収支を正確に評価するために躯体を中心とした周囲の岩盤に至る十分広い範囲を解析対象とする。解析モデルを図1に示す。

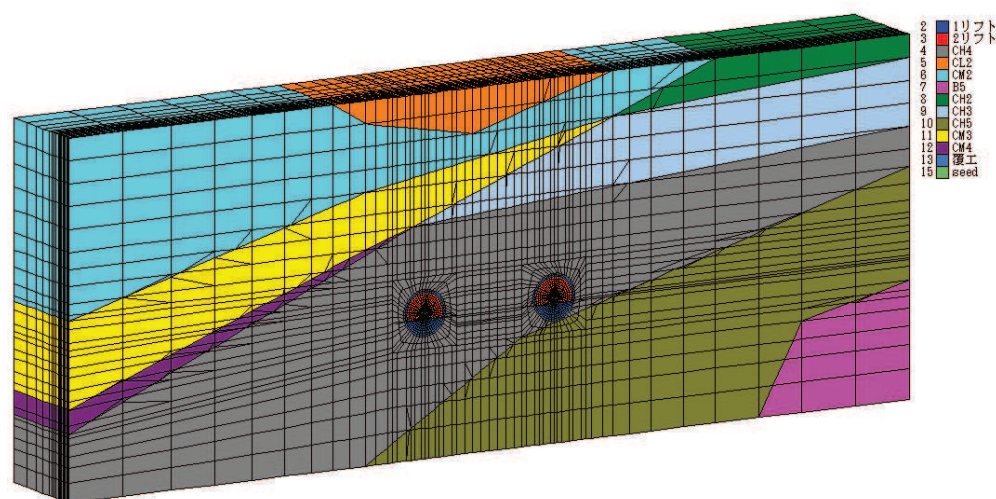


図1 解析モデル（取水路の例）

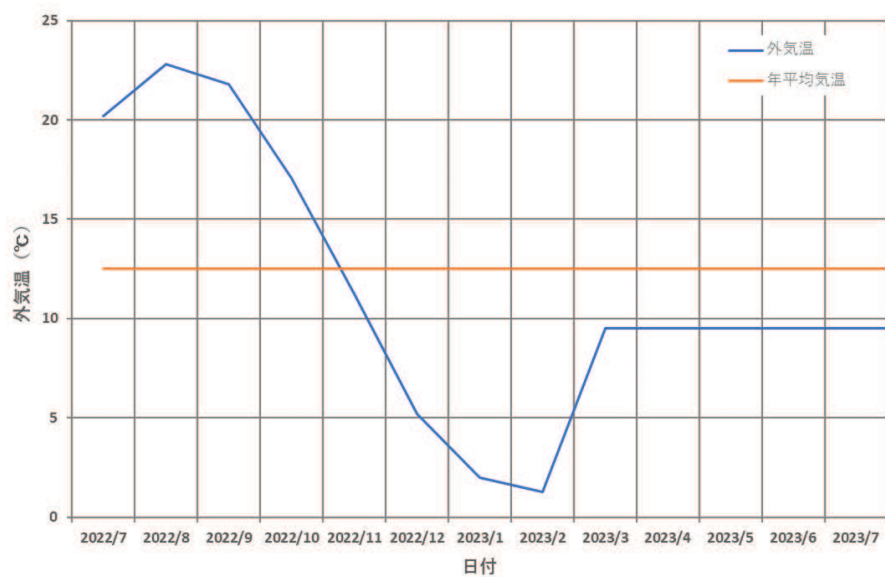
3. 施工条件

施工条件は、現時点での工事計画に基づき設定する。解析に用いた外気温は、発電所構内の気象観測データ（2017年～2019年の月別平均気温）を用いることとし、基礎岩盤の温度初期条件は年平均気温を与える。

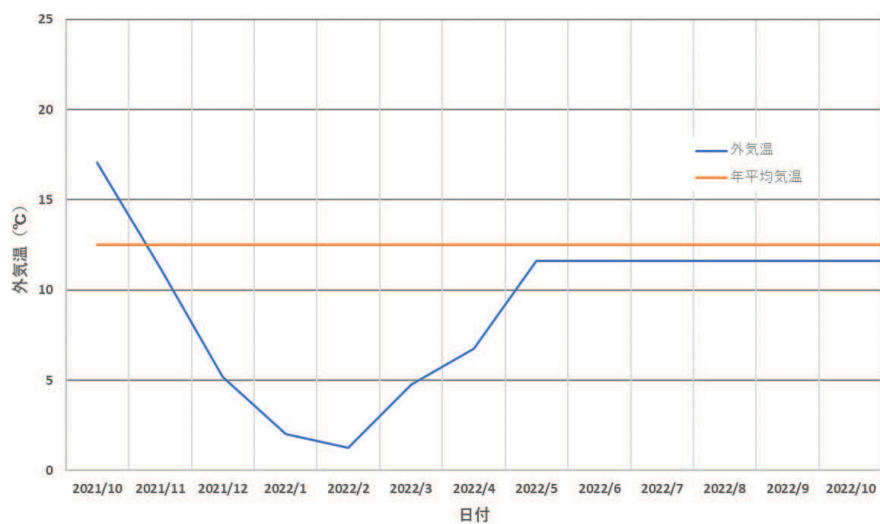
表1にコンクリート打設工程を、図2に設定した外気温を示す。

表1 コンクリート打設工程（予定）

| 分類  | 工程                |
|-----|-------------------|
| 取水路 | 2022年10月～2022年12月 |
| 放水路 | 2022年1月～2022年2月   |



(取水路)



(放水路)

図2 設定外気温

### 3. 材料特性

#### (1) コンクリートの配合

本解析に用いたコンクリートの配合を表 2 に示す。セメントは中庸熱ポルトランドセメント（フライアッシュ 30% 混合）とし断熱温度上昇量を抑える配合とする計画としている。

表2 本解析に用いたコンクリートの配合

| 使用セメント            | f <sub>ck</sub><br>(N/mm <sup>2</sup> ) | W/B(%) | Sf(cm) | s/a(%) | 単用量(kg/m <sup>3</sup> ) |     |     |     |     |     |      |      |
|-------------------|---|--------|--------|--------|-------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|
|                   |   |        |        |        | W                       | C   | FA  | S1  | S2  | G   | SP   | AE助剤 |
| 中庸熱<br>ポルトランドセメント | 50<br>(91day)                           | 38.0   | 65     | 50.8   | 170                     | 322 | 125 | 419 | 418 | 840 | 5.14 | 1.34 |

#### (2) 断熱温度上昇特性

コンクリートの断熱温度上昇特性は、コンクリート標準示方書 [設計編] に基づき、以下の式により算出する。各定数は、メーカー技術資料(宇部三菱セメント会社「技術資料(第7版)」)より参照する。

$$Q_{(t)} = Q_{\infty}(1 - e^{-rt})$$

ここに、

$Q_{(t)}$  : 材齢  $t$  日における断熱温度上昇量 (°C)

$Q_{\infty}$  : 終局断熱温度上昇量 (°C)

$r$  : 温度上昇速度に関する係数

#### (3) 力学的特性値

##### ① 圧縮強度

各材齢におけるコンクリートの圧縮強度は、表 3 に示す値を用いる。

表 3 コンクリートの積算温度ごとの圧縮強度一覧

| 積算温度 (°Ch) | MF30 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> ) |
|------------|-------------------------------|
| 120        | 0                             |
| 1080       | 11.691                        |
| 2160       | 15.457                        |
| 5040       | 20.06                         |
| 20160      | 41.7                          |
| 40320      | 54.758                        |
| 65520      | 63.904                        |

(宇部三菱セメント会社「技術資料 (第7版)」より参照)

②引張強度及びヤング係数

引張強度およびヤング係数は、コンクリート標準示方書〔設計編〕に準拠し、下式を用いて算出する。

$$f_t(t_e) = 0.13 \times \{f'_c(t_e)\}^{0.85}$$

ここに、

$f_t(t_e)$  : 材齢  $t$  日における引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$E_e(t_e) = \phi(t_e) \times 6300 \times \{f'_c(t_e)\}^{0.45}$$

ここに、

$E_e(t_e)$  : 材齢  $t$  日における有効ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi(t_e)$  : 温度上昇時におけるクリープの影響が大きいことによるヤング係数の補正係数

最高温度に達するまでの有効材齢 :  $\phi(t_e) = 0.42$

最高温度に達する有効材齢+1 有効材齢 以降 :  $\phi(t_e) = 0.65$

最高温度に達する有効材齢後の 1 有効材齢までは線形補完する

(4) その他の物性値など

上記以外の物性値等については、地盤の支持性能に示す解析用物性値又はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

#### 4. 解析結果

##### 4.1 取水路

最小ひび割れ指数コンター図を図3に、結果一覧を表4に示す。

新設する充填部においては、いずれの要素もひび割れ指数1.0以上となり、有意なひび割れの発生は生じないものと判断される。

覆工部においては、一部要素でひび割れ指数1.0未満となるが、覆工部に配置されている鉄筋\*の降伏応力以下であり、有意なひび割れは生じないものと判断される。

注記\*：耐震評価及び強度評価については保守的に考慮しないこととしているが、施工時の影響確認を目的とした本検討においては考慮する。

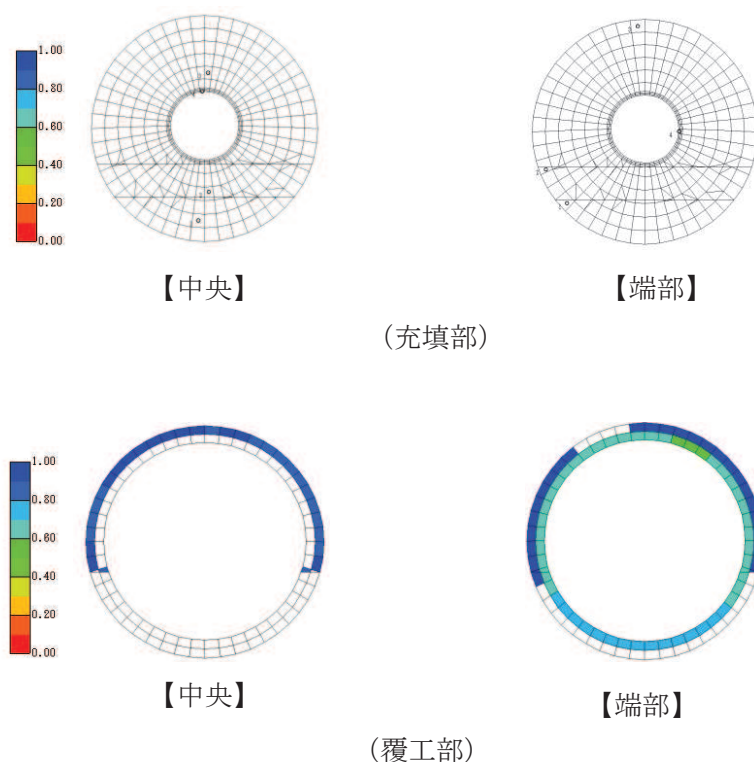


図3 最小ひび割れ指数コンター図（取水路）

表4 ひび割れ指数一覧

| 評価対象 | 最小ひび割れ指数 | 備考  |
|------|----------|---|
| 覆工部  | 0.60     | ひび割れ指数1.0を下回った要素に対して、発生応力<鉄筋の降伏応力となっていることを確認済み。 |
| 充填部  | 1.0以上    |   |

## 4.2 放水路

最小ひび割れ指数コンター図を図4に、結果一覧を表5に示す。

新設する充填部においては、一部の要素でひび割れ指数1.0未満となるが、部分的であり、ひび割れ防止鉄筋を配置することで有意なひび割れの発生は生じないものと判断される。

覆工部においては、一部要素でひび割れ指数1.0未満となるが、覆工部に配置されている鉄筋\*の降伏応力以下であり、有意なひび割れは生じないものと判断される。

注記\*：耐震評価及び強度評価においては、覆工部の鉄筋は保守的に考慮しないこととしているが、施工時の影響確認を目的とした本検討においては考慮する。

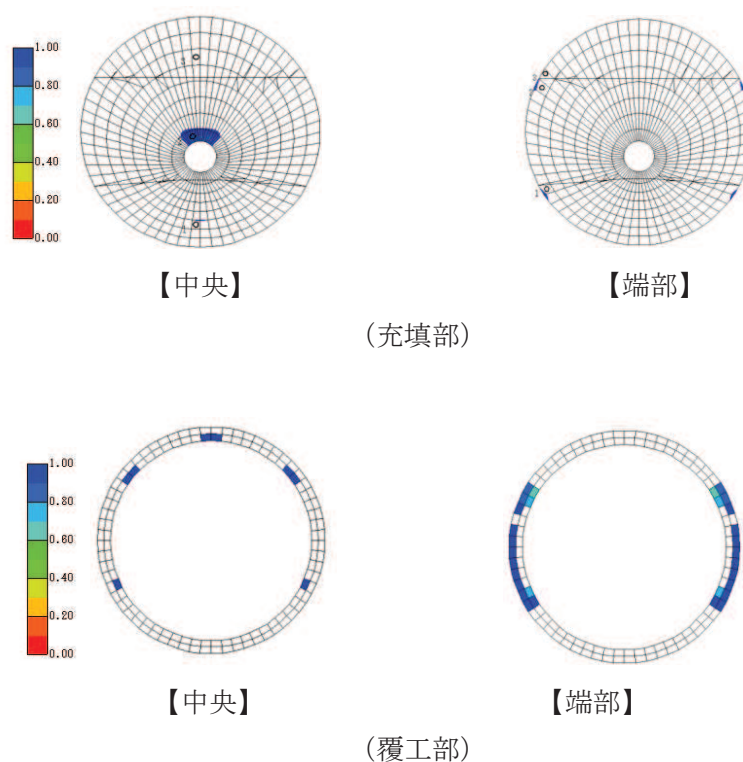


図4 最小ひび割れ指数コンター図（放水路）

表5 ひび割れ指数一覧

| 評価対象 | 最小ひび割れ指数 | 備考   |
|------|----------|--|
| 覆工部  | 0.63     | 中央断面では1リフト目の一部及び2リフト目の開口上部に、端部においては既設覆工近傍にひび割れ指数1.0を下回った要素が生じていることから、ひび割れ防止筋を配置する。 |
| 充填部  | 0.68     | ひび割れ指数1.0を下回った要素に対して、発生応力<鉄筋の降伏応力となっていることを確認済み。                                    |



(別紙2) 立坑掘削時の影響について

1. はじめに

本資料は放水路におけるアクセス用立坑掘削時における周辺岩盤の応力開放による影響についての確認結果を示す。なお、詳細な掘削計画について確定次第、別途影響評価を実施することとし、本項では現計画における解析例として示すものである。

2. 評価方法

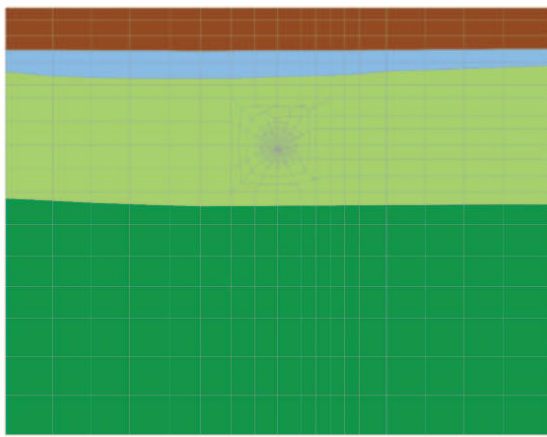
立坑掘削における施工フローに応じたステップ解析を行い、既設覆工部に生じる発生応力に対して健全性を確認する。評価方法は、許容限界として既設覆工部のせん断強度及び引張強度とし、発生応力と許容限界との比率による局所安全係数とする。

ステップ解析に用いる解析コードは、TDAPⅢを用いる。

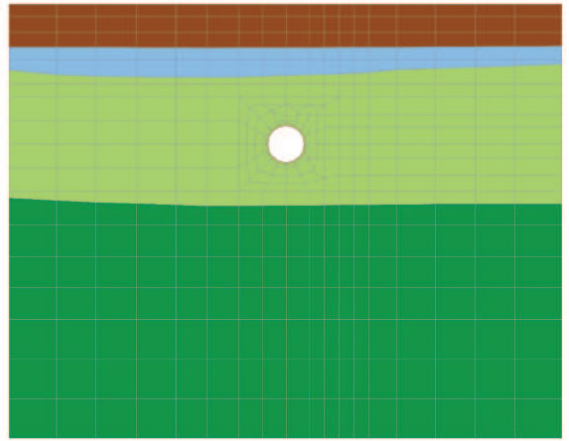
表1に解析ステップを、図1にステップごとのモデル概念図を示す。

表1 解析ステップ

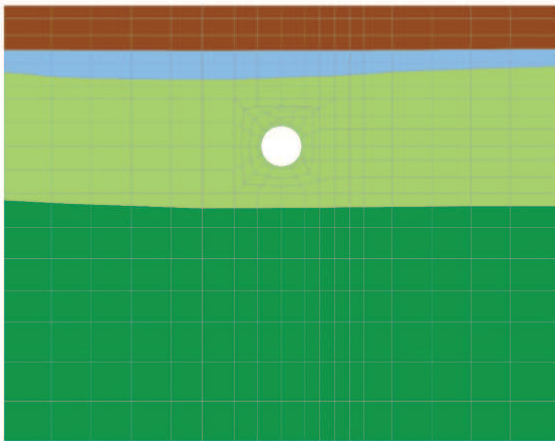
| No. | 施工ステップ | 荷重                 | 評価項目                |
|-----|--------|--------------------|---------------------|
| 1   | 施工前    | ・ 自重<br>・ 地表面荷重    | —                   |
| 2   | トンネル掘削 | ・ 開放力 (応力開放率 40%)  | —                   |
| 3   | 覆工施工   | ・ 開放力 (応力開放率 60%)  | —                   |
| 4   | 内水作用   | ・ 静水圧              | —                   |
| 5   | 立坑掘削   | ・ 開放力 (応力開放率 100%) | 局所安全係数<br>(せん断, 引張) |
| 6   | 内水抜水   | ・ 静水圧を除荷           | —                   |
| 7   | 横坑掘削   | ・ 開放力 (応力開放率 100%) | 局所安全係数<br>(せん断, 引張) |



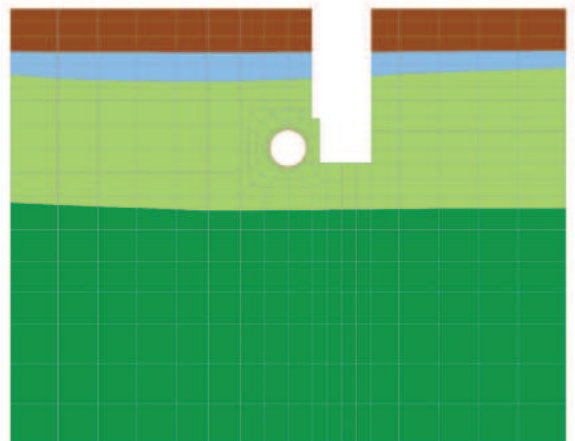
ステップ 1



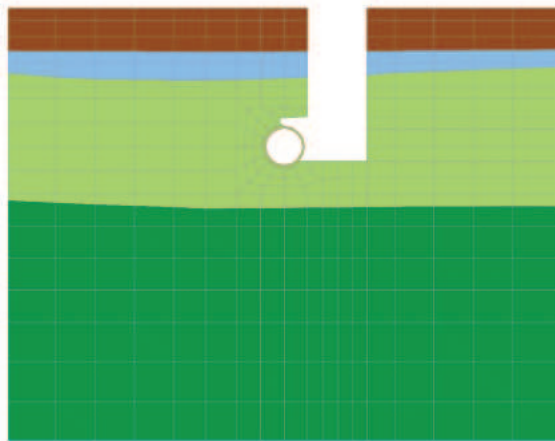
ステップ 2



ステップ 3・4



ステップ 5・6



ステップ 7

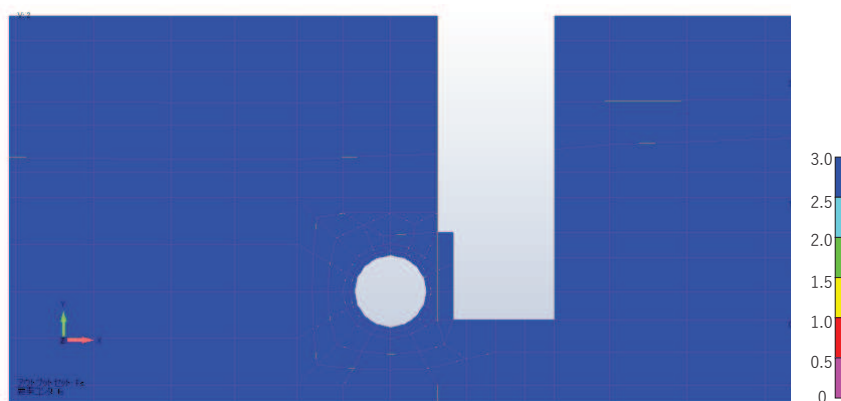
図 1 解析モデル概念図

### 3. 解析結果

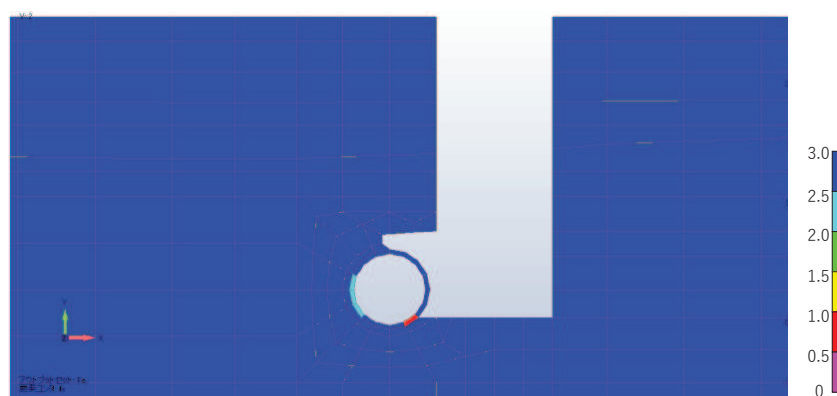
図2にステップ5（立坑掘削時）及びステップ7（横坑掘削時）における局所安全係数を示す。ここで、許容限界として既設覆工部のせん断強度及び引張強度とし、局所安全係数は発生応力との比率を示す。

解析の結果、ステップ7（横坑掘削時）において、既設覆工の一部にて局所安全係数<1となる要素が生じているが、表5-8に示すとおり、発生応力に対する鉄筋<sup>\*</sup>の発生応力度は裕度を有しており、有意な影響はないと判断される。

注記\*：耐震評価及び強度評価においては、覆工部の鉄筋は保守的に考慮しないこととしているが、施工時の影響確認を目的とした本検討においては考慮する。



(ステップ5：立坑掘削完了)



(ステップ7：横坑掘削完了)

図2 局所安全係数コンター図

表2 局所安全係数<1となった要素の鉄筋の発生応力度

| 評価項目      | 発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 安全率  |
|-----------|----------------------------|----------------------------|------|
| 既設覆工 (鉄筋) | 94                         | 345                        | 0.27 |

(別紙3) アクセス立坑 MMR モデル化の影響

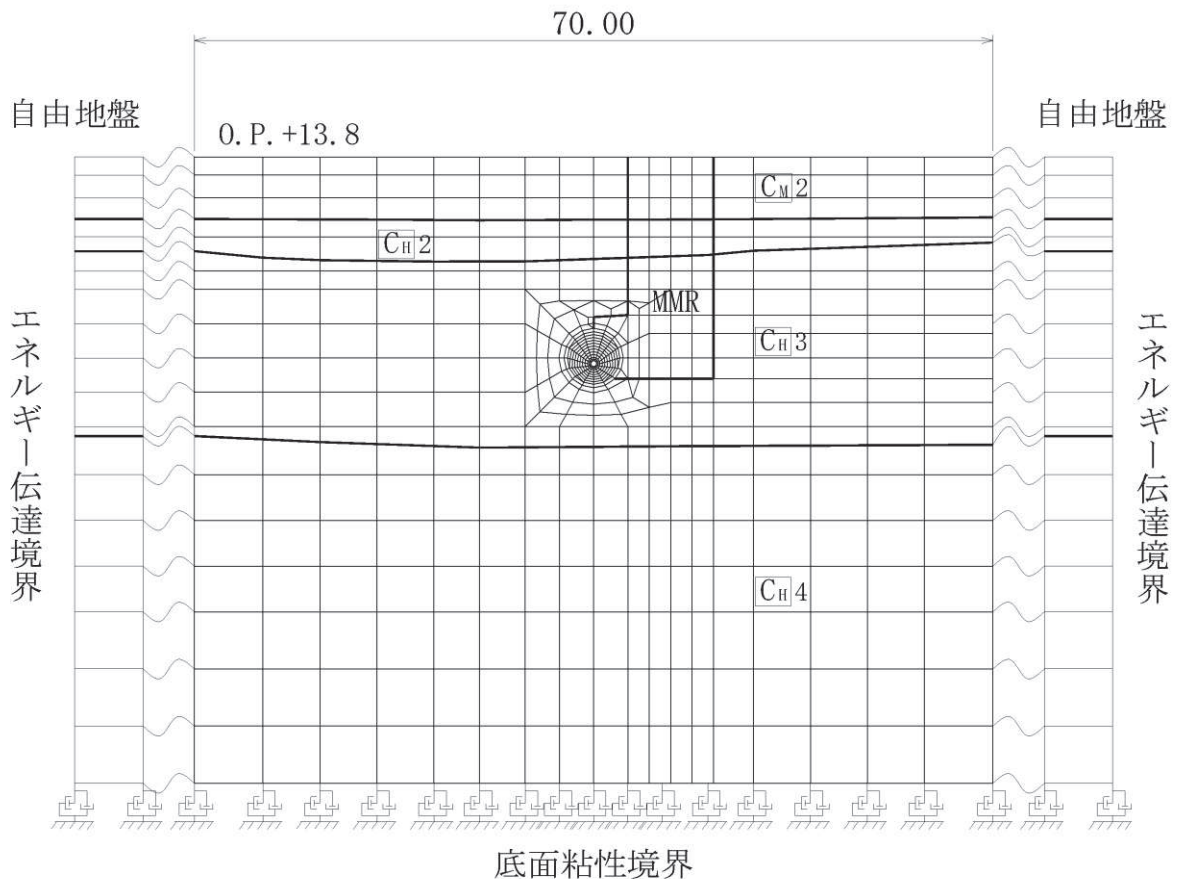
1. はじめに

本資料は放水路におけるアクセス用立坑埋戻し MMR モデル化時の影響についての確認結果を示す。なお、詳細な立坑掘削計画及び MMR 仕様が確定次第、別途影響評価を実施することとし、本項では現計画における解析例として示すものである。

2. 評価方法

「6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す、解析モデルについて立坑掘削計画範囲を MMR に置換した場合の耐震評価を行い、覆工部及び充填部に生じる発生応力に対して健全性を確認する。

評価に用いる解析モデル図を図1に示す。MMR は線形材料としてモデル化し、使用する材料物性値は表1に示す値を用いる。その他の評価方法等については、「6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す内容と同様とする。



注)  $C_H5$  は  $C_H$  級岩盤の第5速度層を示す。

図1 解析モデル概念図

表1 材料の物性値

| 材料                                      | 単位体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ポアソン比<br>(-) |
|---|--------------------------------|-------------------------------|--------------|
| MMR ( f ' c k = 18.0N/mm <sup>2</sup> ) | 23.0                           | 2.20×10 <sup>4</sup>          | 0.20         |

3. 解析結果

最大照査値を表2～表3に、照査値最大となる時刻の応力分布図を図2～図5に示す。

解析の結果、MMR考慮時において、耐震計算結果\*に比べ照査値が若干大きくなるが、許容限界に対して十分な安全裕度を有している結果となっており、構造部材の健全性に対して有意な影響はないと判断される。

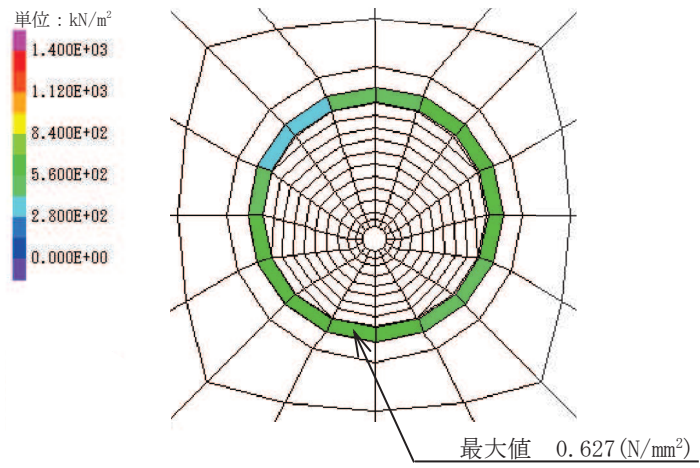
注記\*：6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する  
補足説明

表2 引張破壊に対する最大照査値

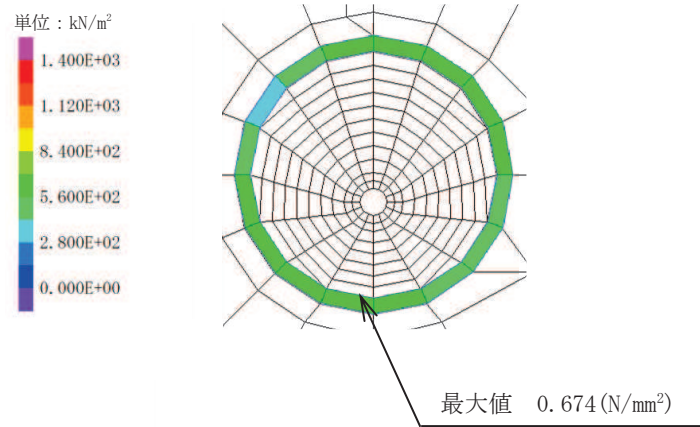
| 部位  | 地震動                     | 照査値           |              | (b/a) |
|-----|-------------------------|---------------|--------------|-------|
|     |                         | 耐震計算結果<br>(a) | MMR考慮<br>(b) |       |
| 覆工部 | S <sub>s</sub> -F3 (-+) | 0.62          | 0.67         | 1.08  |
| 充填部 | S <sub>s</sub> -F3 (-+) | 0.68          | 0.71         | 1.04  |

表3 せん断破壊に対する照査値

| 部位  | 地震動                     | 照査値           |              | (a/b) |
|-----|-------------------------|---------------|--------------|-------|
|     |                         | 耐震計算結果<br>(a) | MMR考慮<br>(b) |       |
| 覆工部 | S <sub>s</sub> -F3 (-+) | 0.14          | 0.15         | 1.08  |
| 充填部 | S <sub>s</sub> -F3 (-+) | 0.07          | 0.07         | 1.00  |

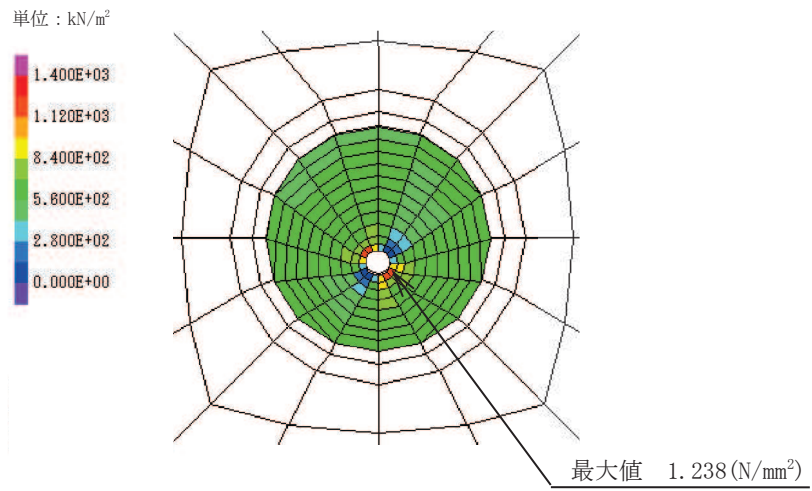


(耐震計算結果)

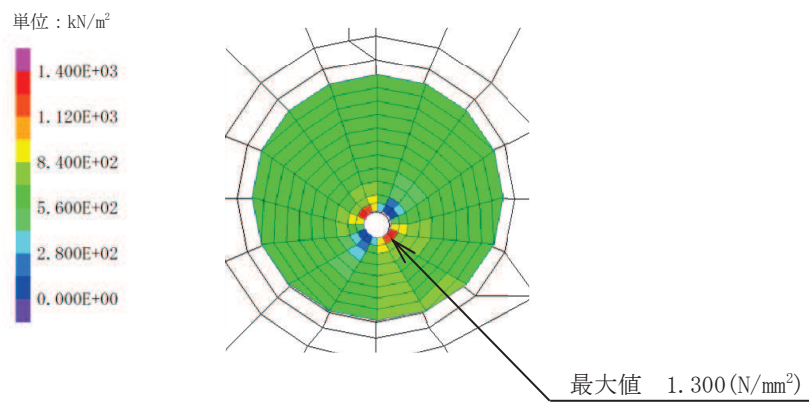


(MMR 考慮)

図 2 覆工部の引張強度における照査値最大となる時刻の応力分布図

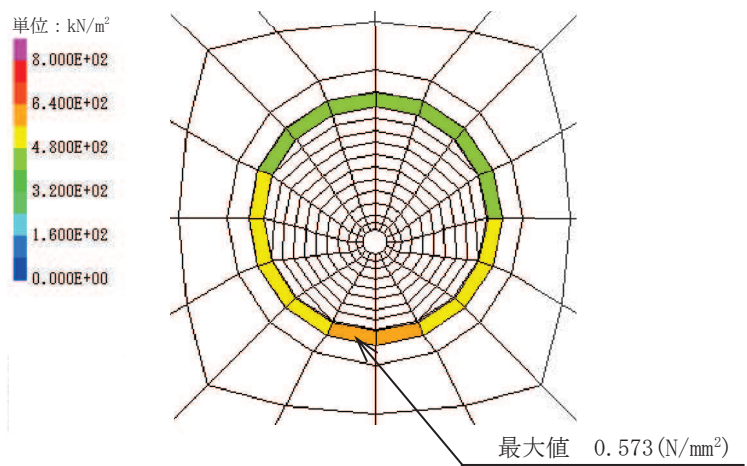


(耐震計算結果)

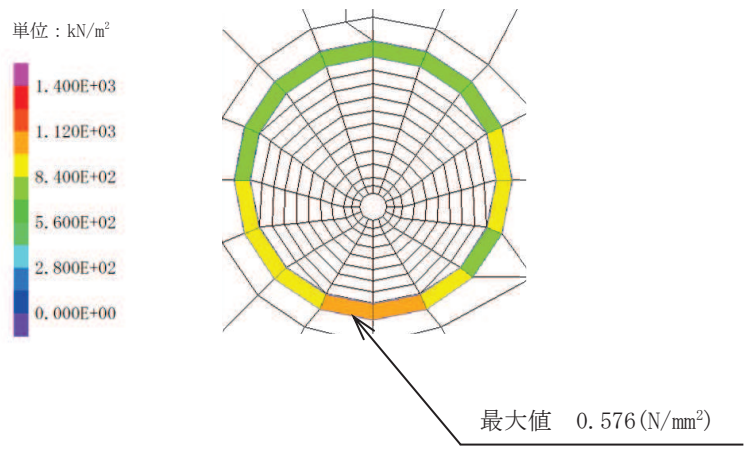


(MMR 考慮)

図3 充填部の引張強度における照査値最大となる時刻の応力分布図



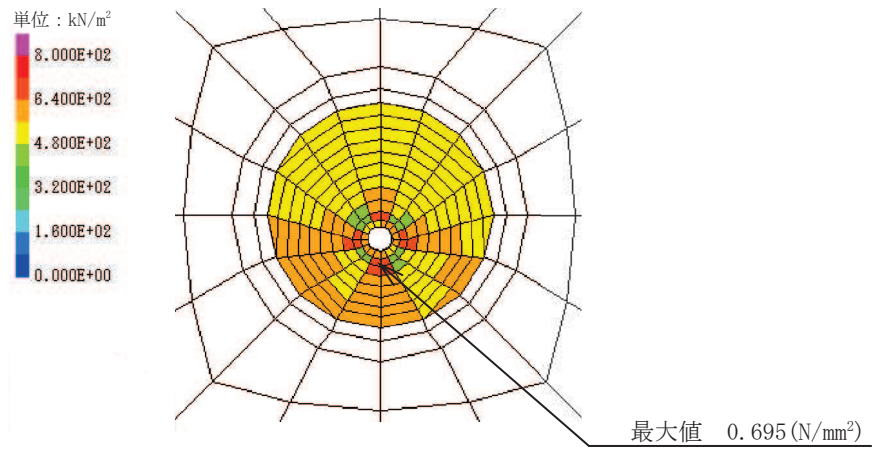
(耐震計算結果)



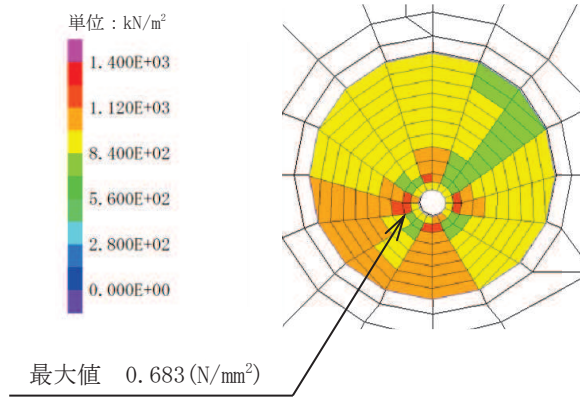
(MMR 考慮)

図4 覆工部のせん断強度における照査値最大となる時刻の応力分布図





(耐震計算結果)



(MMR 考慮)

図5 充填部のせん断強度における照査値最大となる時刻の応力分布図

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

### 6.3 防潮壁に関する補足説明

#### 目次

- 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について

参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について

参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

参考資料 7 杭下端部の安定性について

参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

参考資料 10 スロッシング荷重の影響について

参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について

参考資料 15 杭周地盤ばねの設定に用いる地盤の剛性について

参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

参考資料 17 鋼製支柱接合部の設計の考え方について

参考資料 18 静的解析に用いる組合せ係数法の適用性について

参考資料 19 鋼桁連結部の設計概要について

: 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明

## 目 次

|               |    |
|---------------|----|
| 1. 概要         | 1  |
| 2. 設置位置及び構造概要 | 2  |
| 3. 評価方針       | 20 |
| 4. 評価対象       | 21 |
| 5. 荷重及び荷重の組合せ | 22 |
| 5.1 荷重の設定     | 22 |
| 5.2 荷重の組合せ    | 25 |
| 5.3 設計用地震力    | 29 |
| 6. 評価方法及び材料諸元 | 34 |
| 6.1 鋼板・角型鋼管   | 34 |
| 6.2 接続ボルト     | 48 |
| 6.3 鋼製ブラケット   | 51 |
| 6.4 アンカーボルト   | 54 |
| 7. 評価結果       | 59 |
| 7.1 評価結果      | 59 |
| 7.2 断面力分布     | 64 |

## 1. 概要

鋼矢板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

## 2. 設置位置及び構造概要

鋼矢板の設置位置を図 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する鋼桁 2, 3, 5, 6 及び鋼桁 4 の一部）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットとそれに支持される角型鋼管及び鋼板（土中部）により構成される鋼矢板を鋼桁下部に設置し、鋼矢板と鋼桁及びフーチング間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。

なお、鋼矢板（鋼桁 5, 6）については、防潮壁を横断するトレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板の役割も兼ねる。また、遮水鋼板には配管等が貫通するため、貫通部には貫通部止水処置を行うことで、貫通部の止水性を確保する。

本書では、鋼矢板の構造強度について示すものとし、トレンチの止水対策を目的とした遮水鋼板及びトレンチの止水対策の概要については、「6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明」及び参考資料 9 に、配管貫通部の構造の概要及び止水性評価結果については「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」及び「6.5.6 2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。また、防潮堤取り合い部下部に設置する鋼矢板についての構造及び構造強度評価は、6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明に示すものとし、本資料で扱う鋼桁下部に設置する鋼矢板の構造強度評価には含まない。

鋼矢板の構造概要を図 2-2 に、構造図を図 2-3～2-7 に、接続ボルト及びブラケットの構造詳細を図 2-8 に、設置位置周辺の地質分布を図 2-9 に示す。

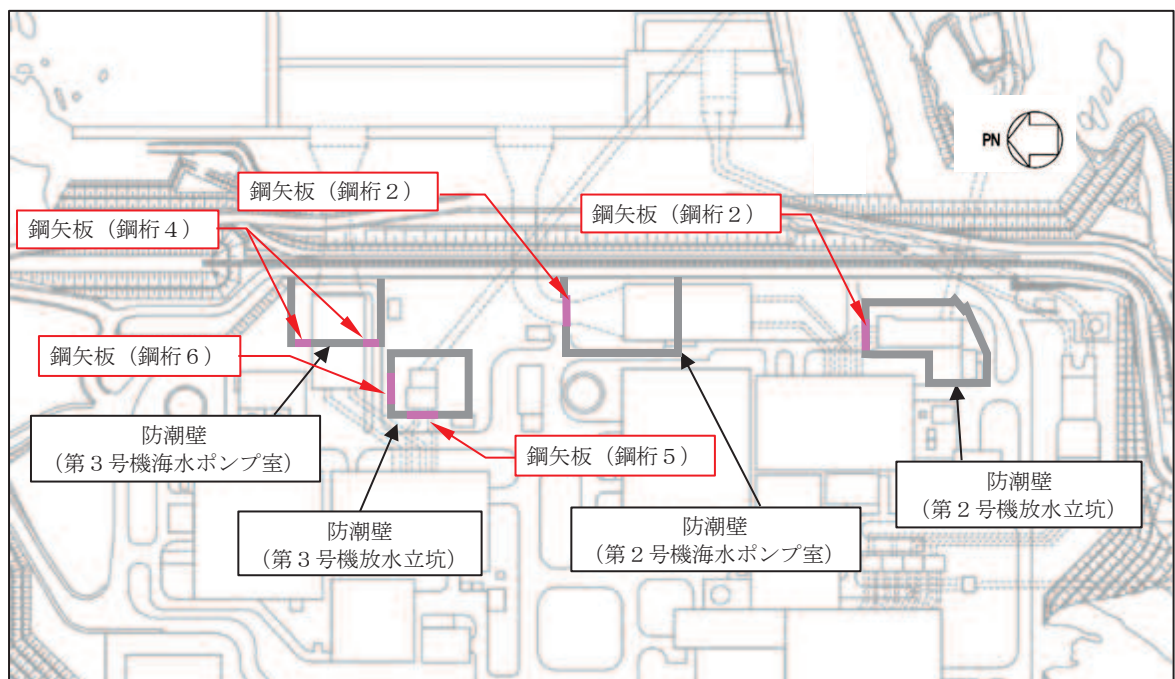


図 2-1 鋼矢板設置位置

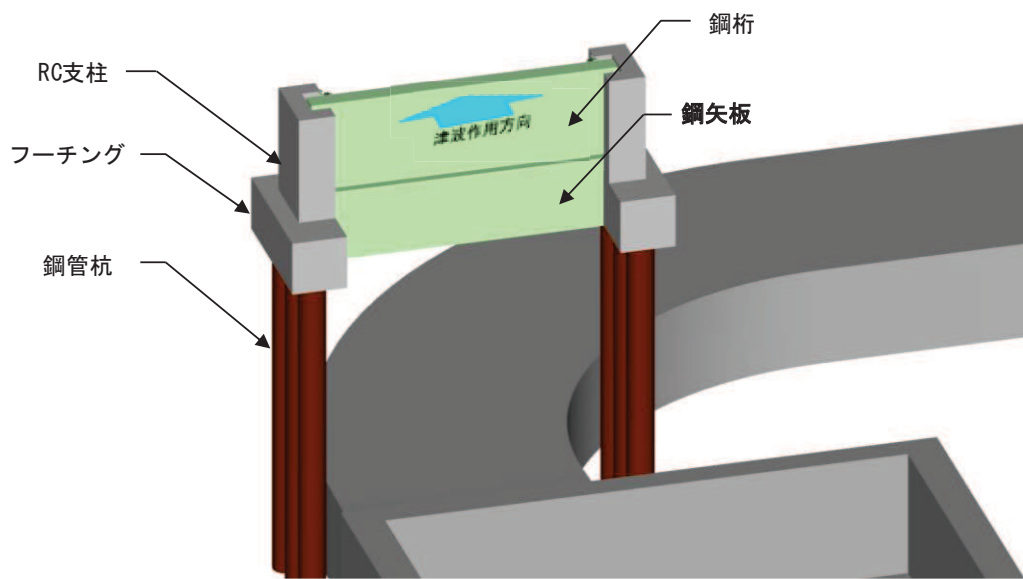
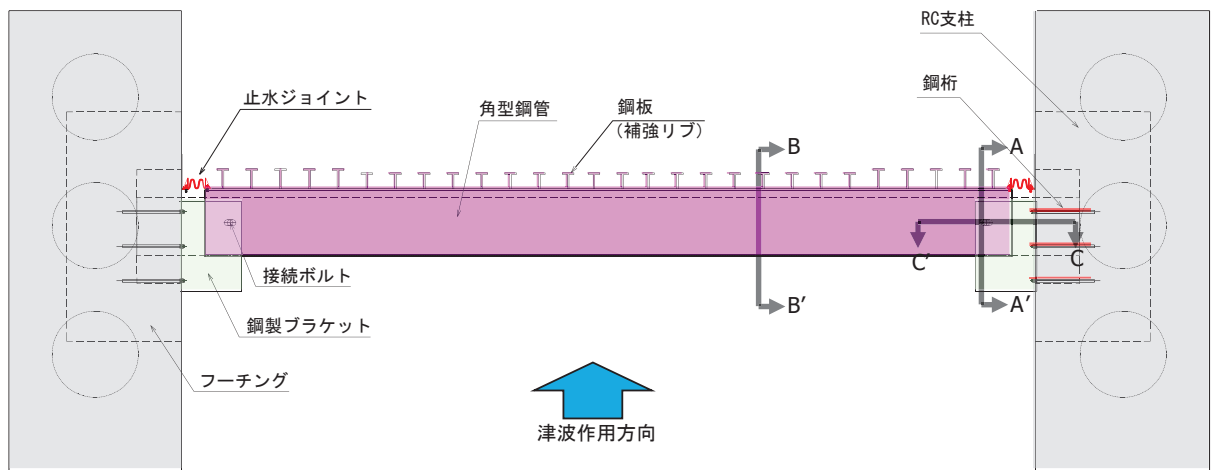


図 2-2(1) 鋼矢板の構造概要



(平面図)

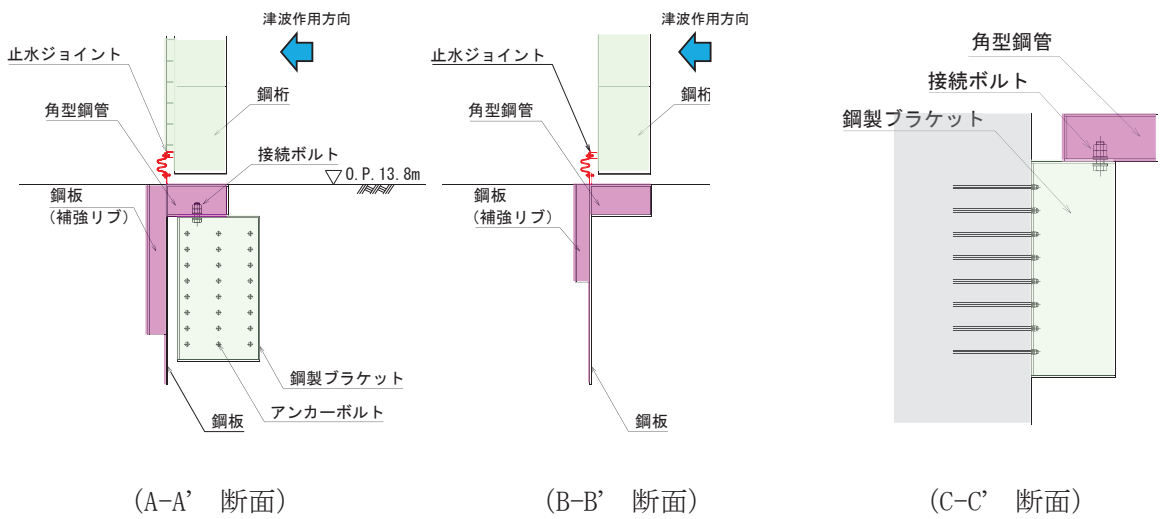
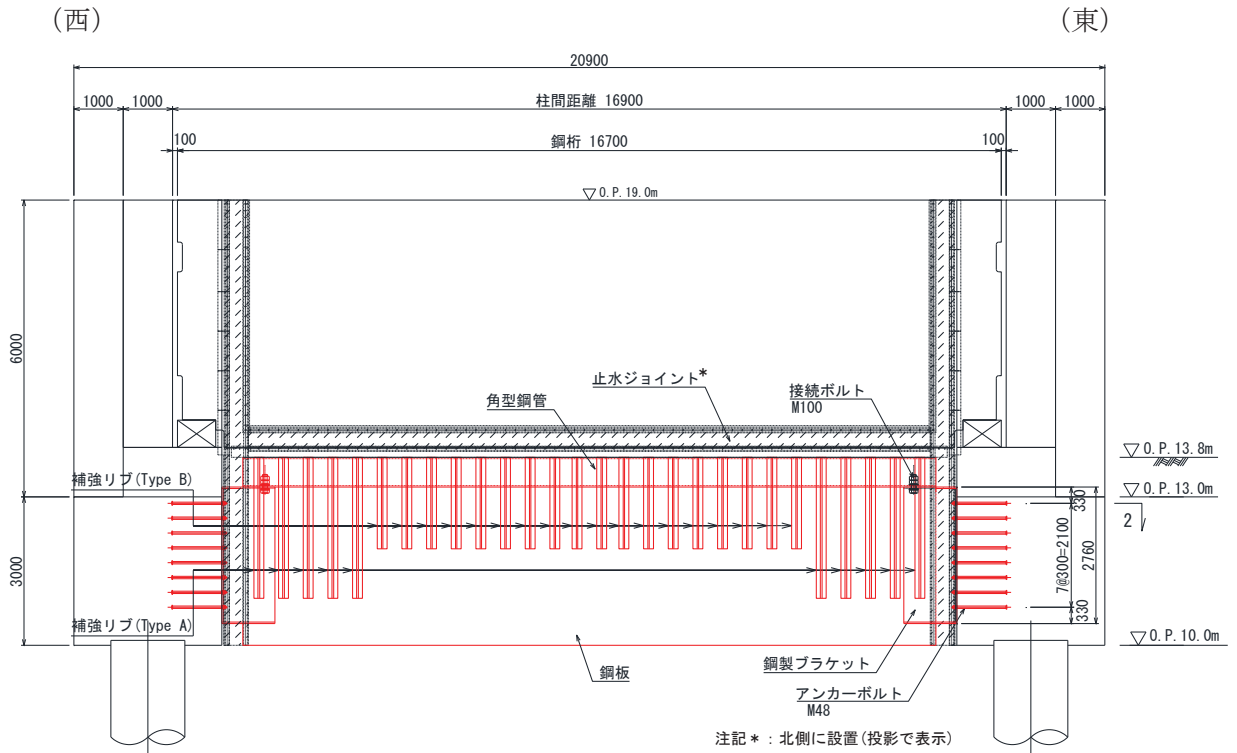
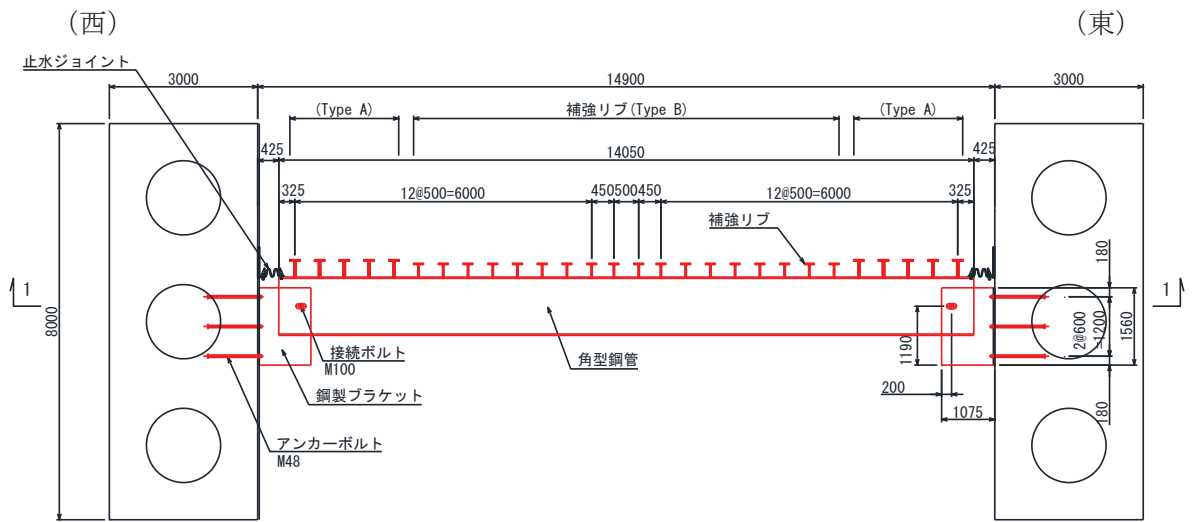


図 2-2(2) 鋼矢板の構造概要





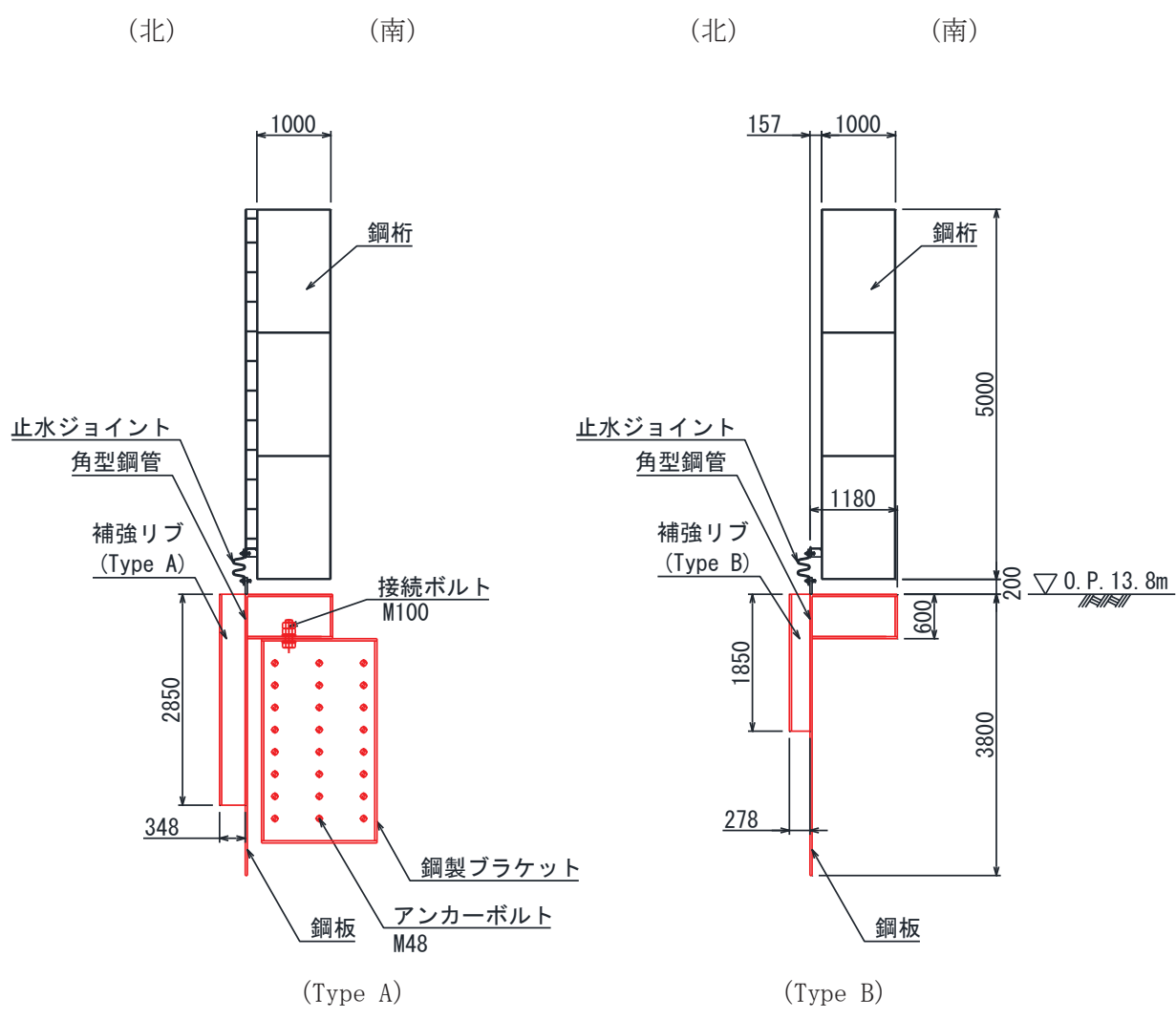
(正面図 (1-1 断面))



(平面図 (2-2 断面))

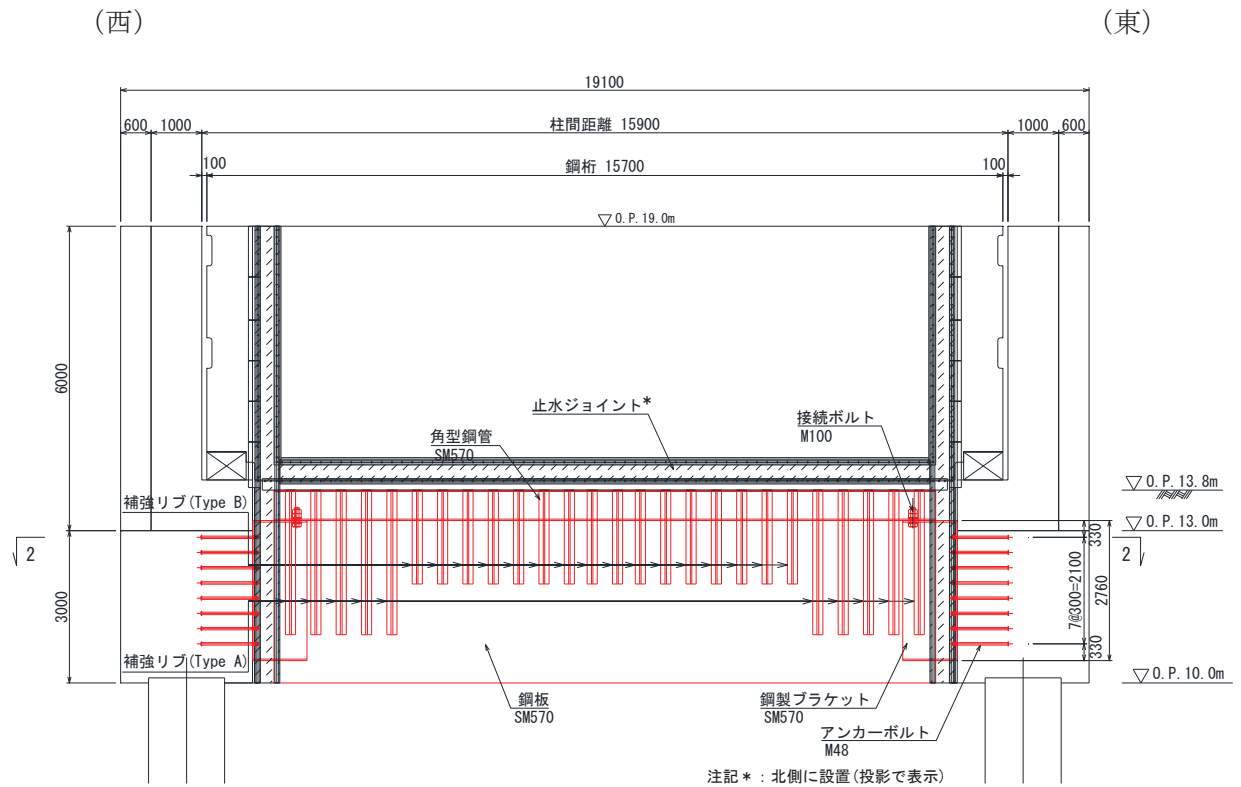
| 鋼桁2          | 材質    | 仕様                                  |
|--------------|-------|-------------------------------------|
| 角型鋼管         | SM570 | □1180×600×28                        |
| 鋼板           | SM570 | t=28                                |
| 補強リブ (TypeA) | SM570 | ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeB) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 鋼製ブラケット      | SM570 | □1560×2760×30-L1075                 |

図 2-3(1) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図

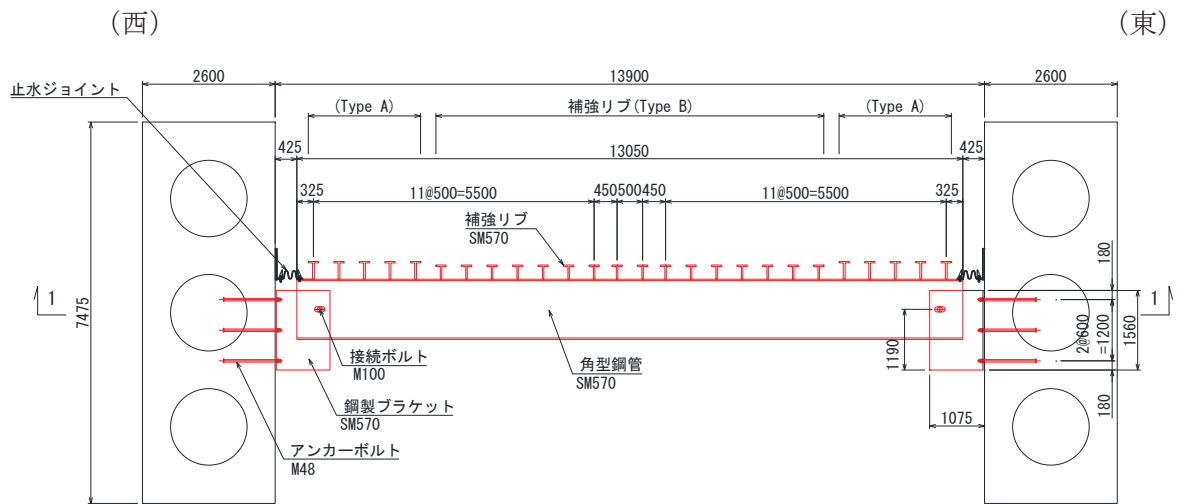


(断面図)

図 2-3(2) 鋼矢板 (鋼桁 2) の構造図



(正面図(1-1断面))



(平面図(2-2断面))

| 鋼桁3          | 材質    | 仕様                                  |
|--------------|-------|-------------------------------------|
| 角型鋼管         | SM570 | □1180×600×28                        |
| 鋼板           | SM570 | t=28                                |
| 補強リブ (TypeA) | SM570 | ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeB) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 鋼製ブラケット      | SM570 | □1560×2760×30-L1075                 |

図 2-4(1) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

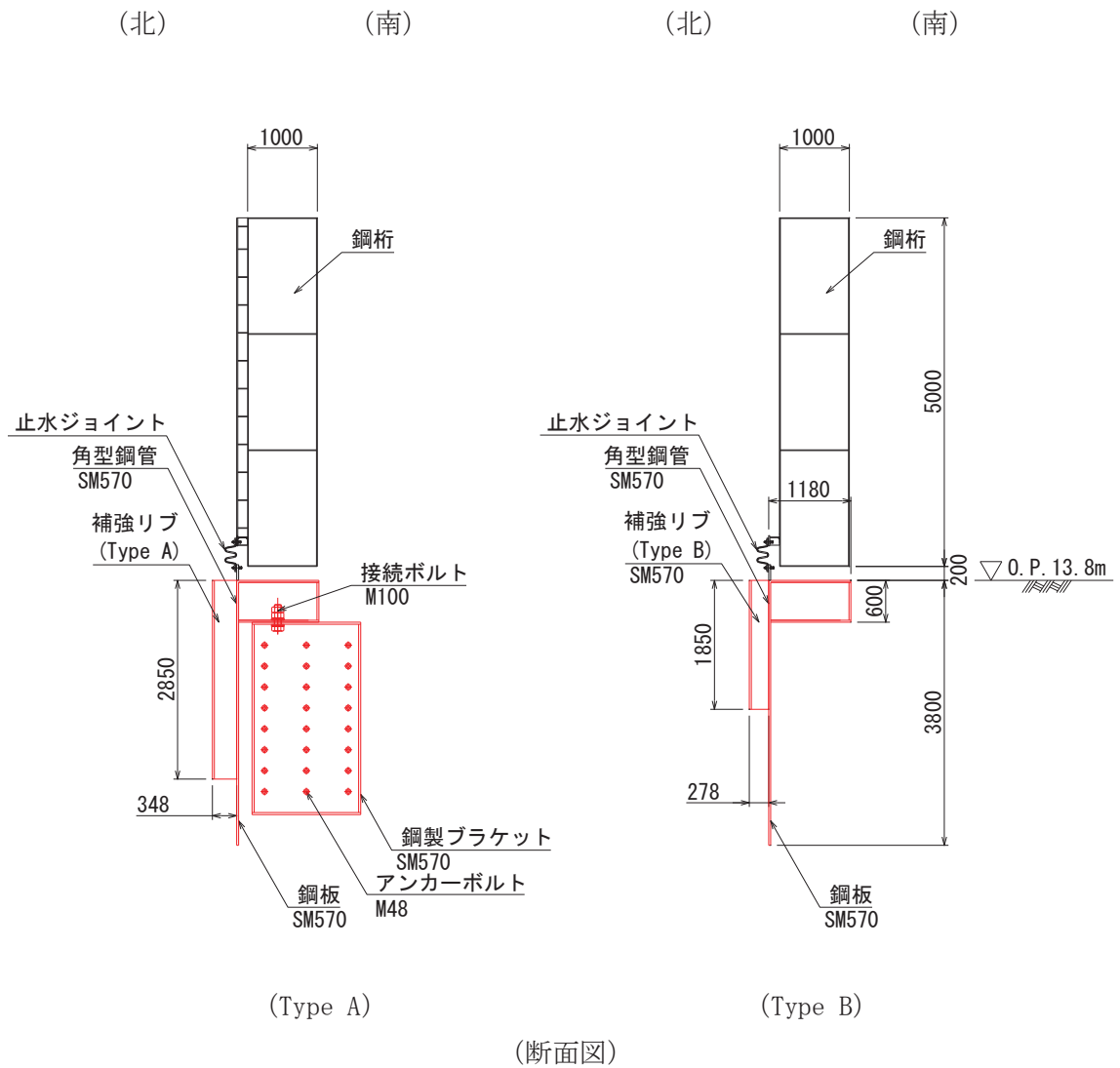
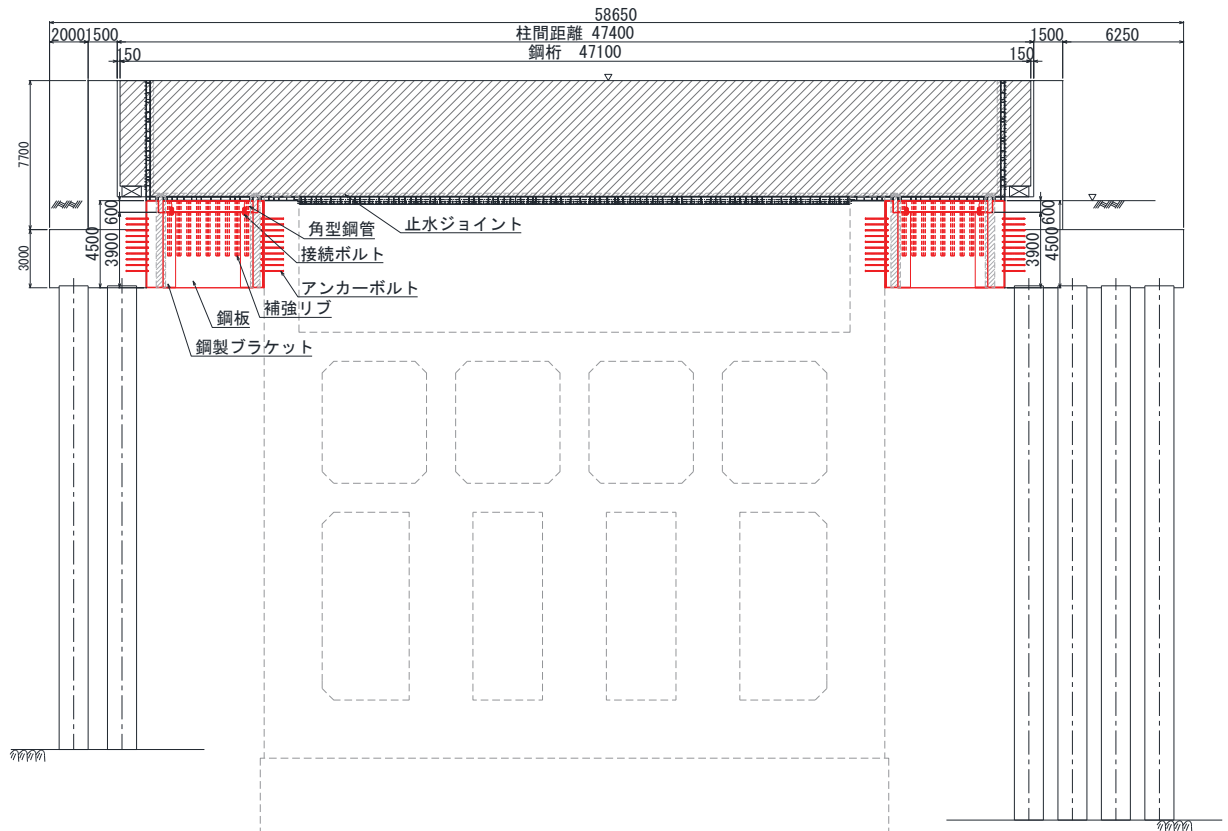


図 2-4(2) 鋼矢板 (鋼桁 3) の構造図

(南)

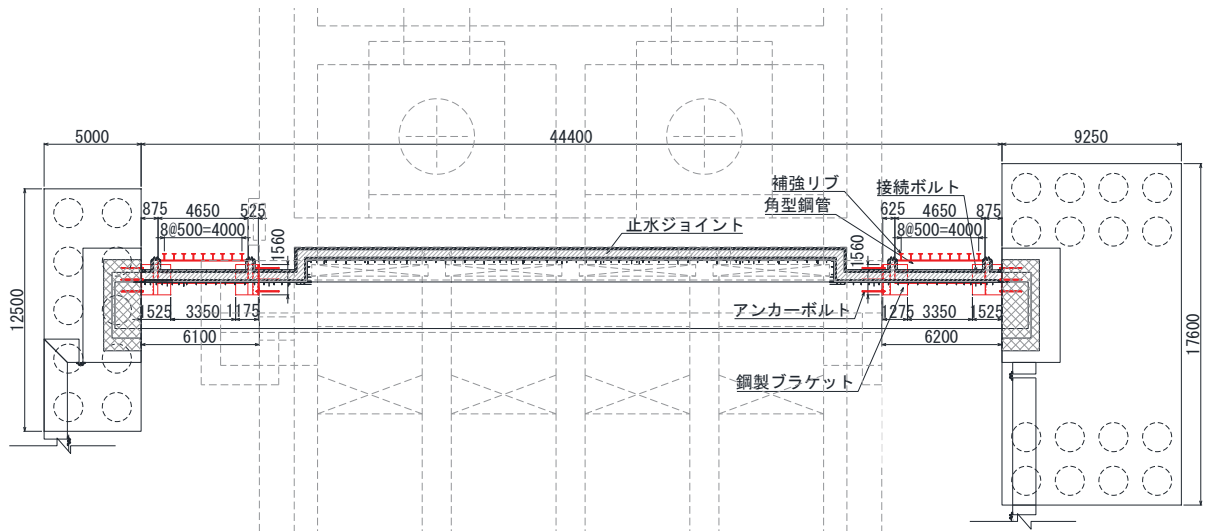
(北)



(全体正面図)

(南)

(北)

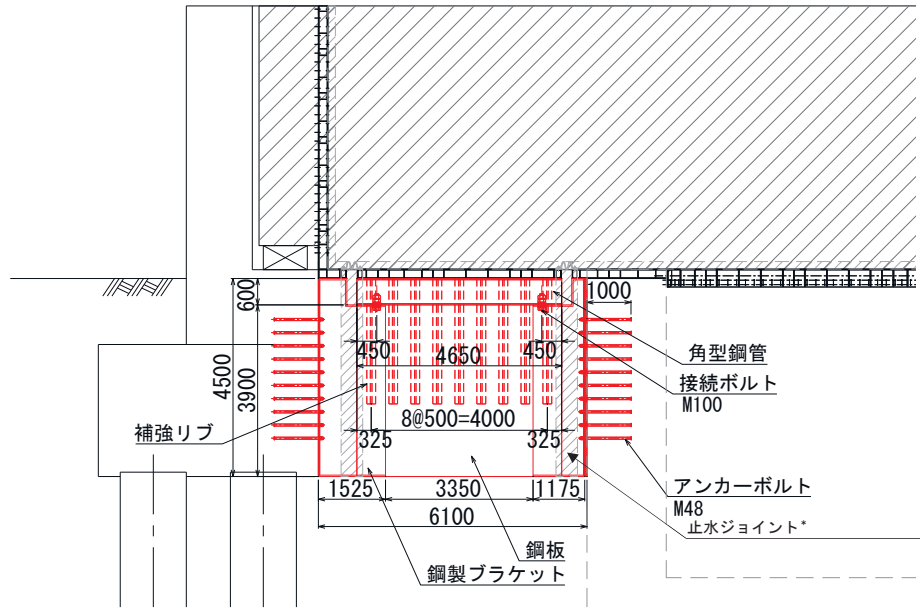


(全体平面図)

図 2-5(1) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図

(南)

(北)

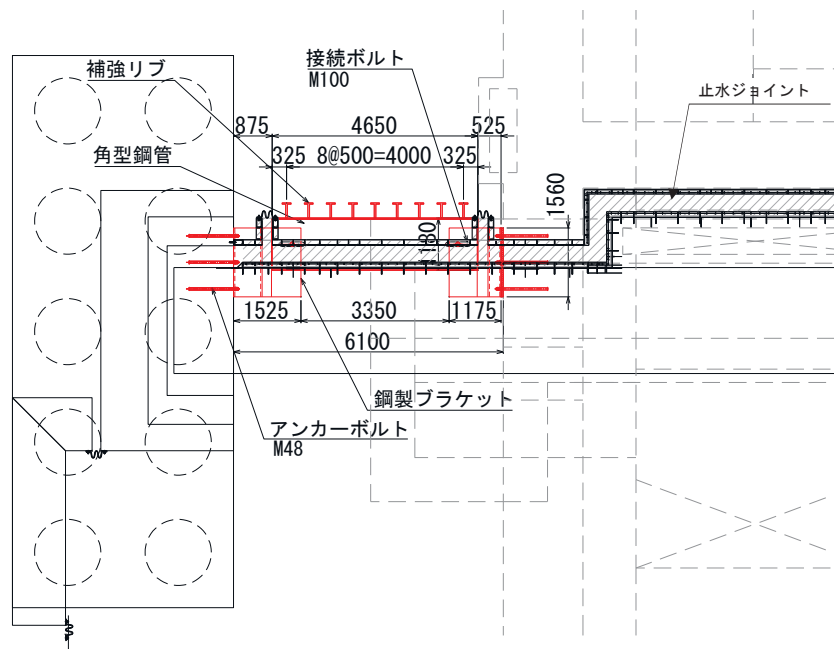


注記\* : 西側に設置 (投影で表示)

(正面図)

(南)

(北)



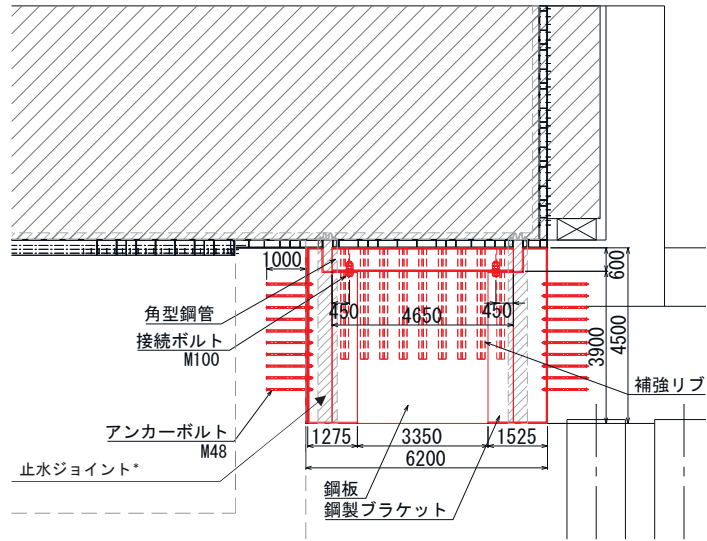
(平面図)

図 2-5(2) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図

(詳細図 : 南側)

(南)

(北)

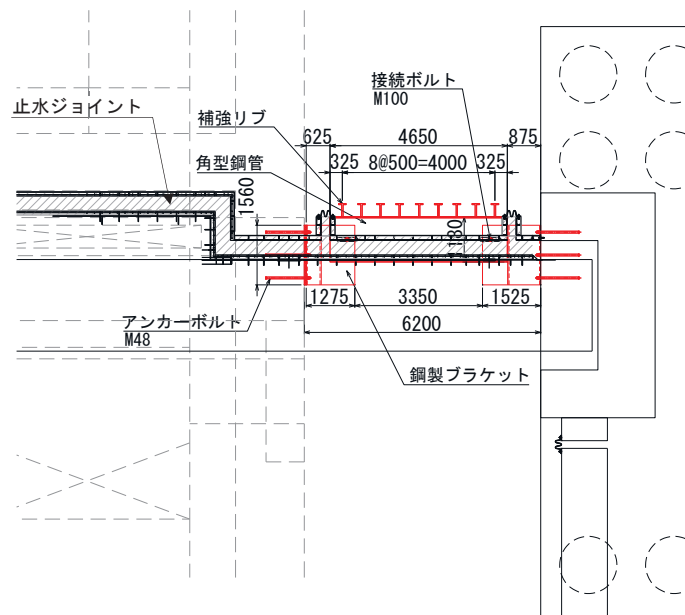


注記\* : 西側に設置 (投影で表示)

(正面図)

(南)

(北)



(平面図)

図 2-5(3) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図  
(詳細図 : 北側)

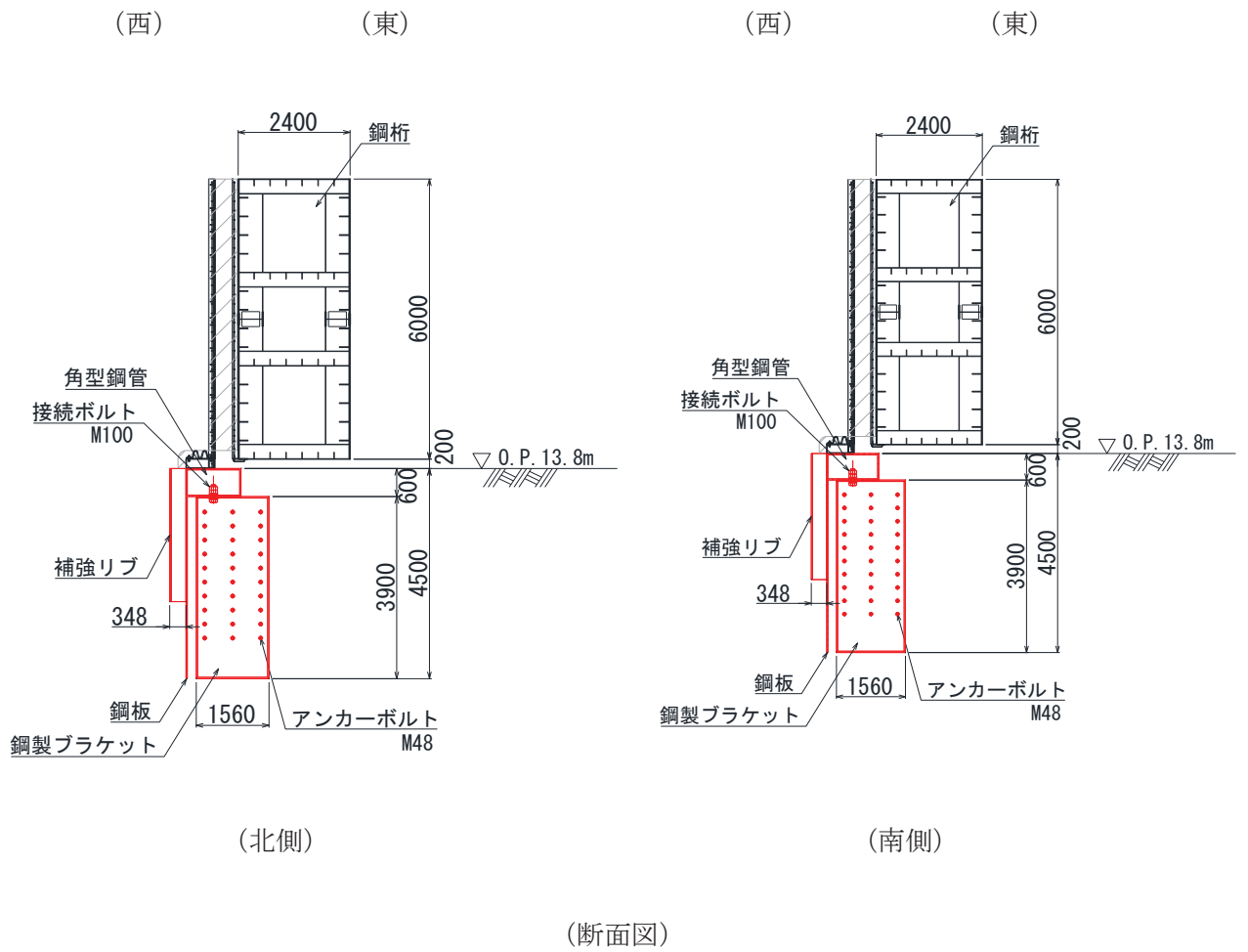
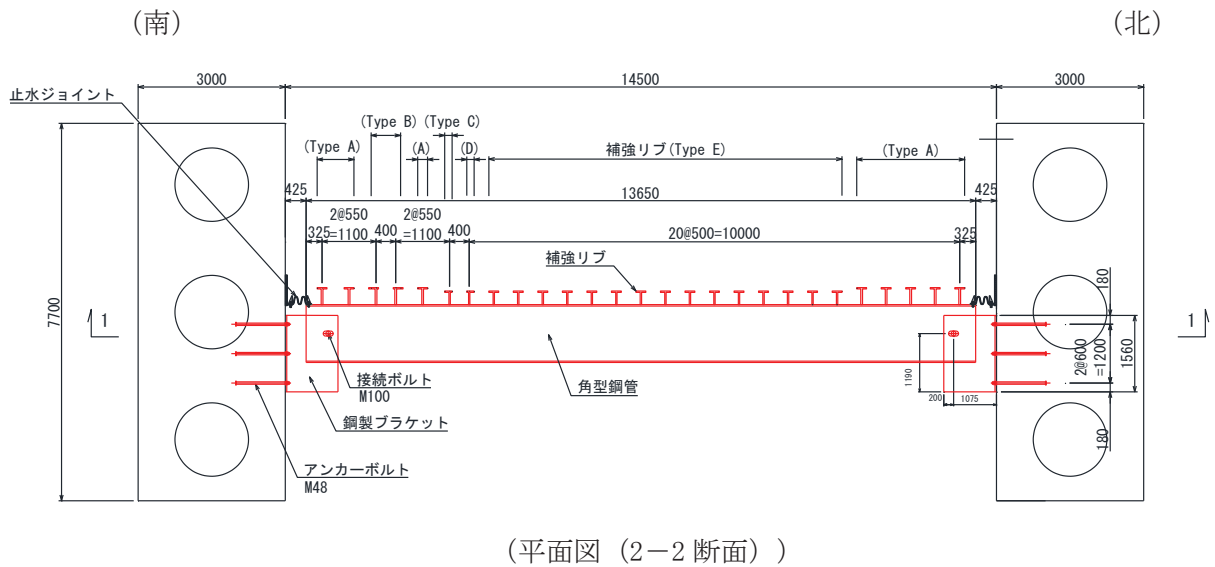
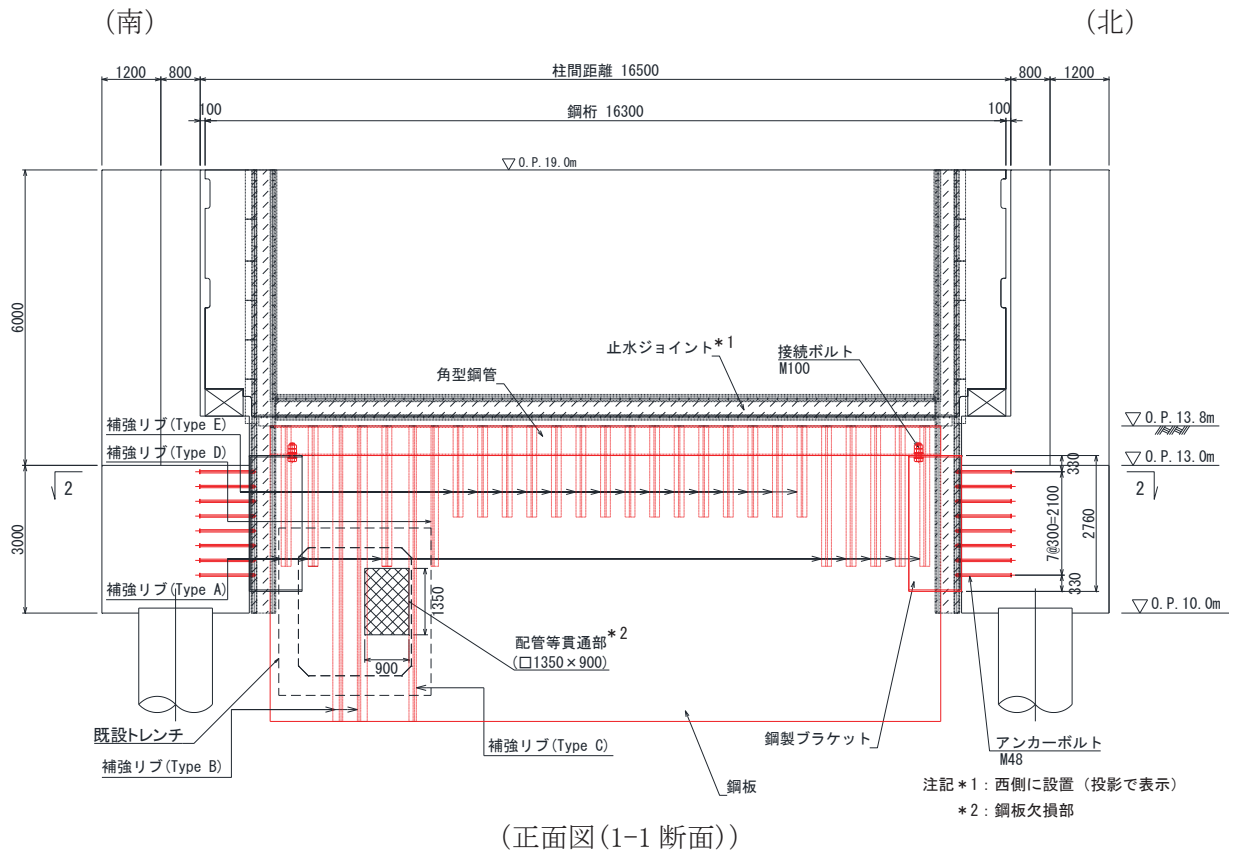


図 2-5(4) 鋼矢板 (鋼桁 4) の構造図



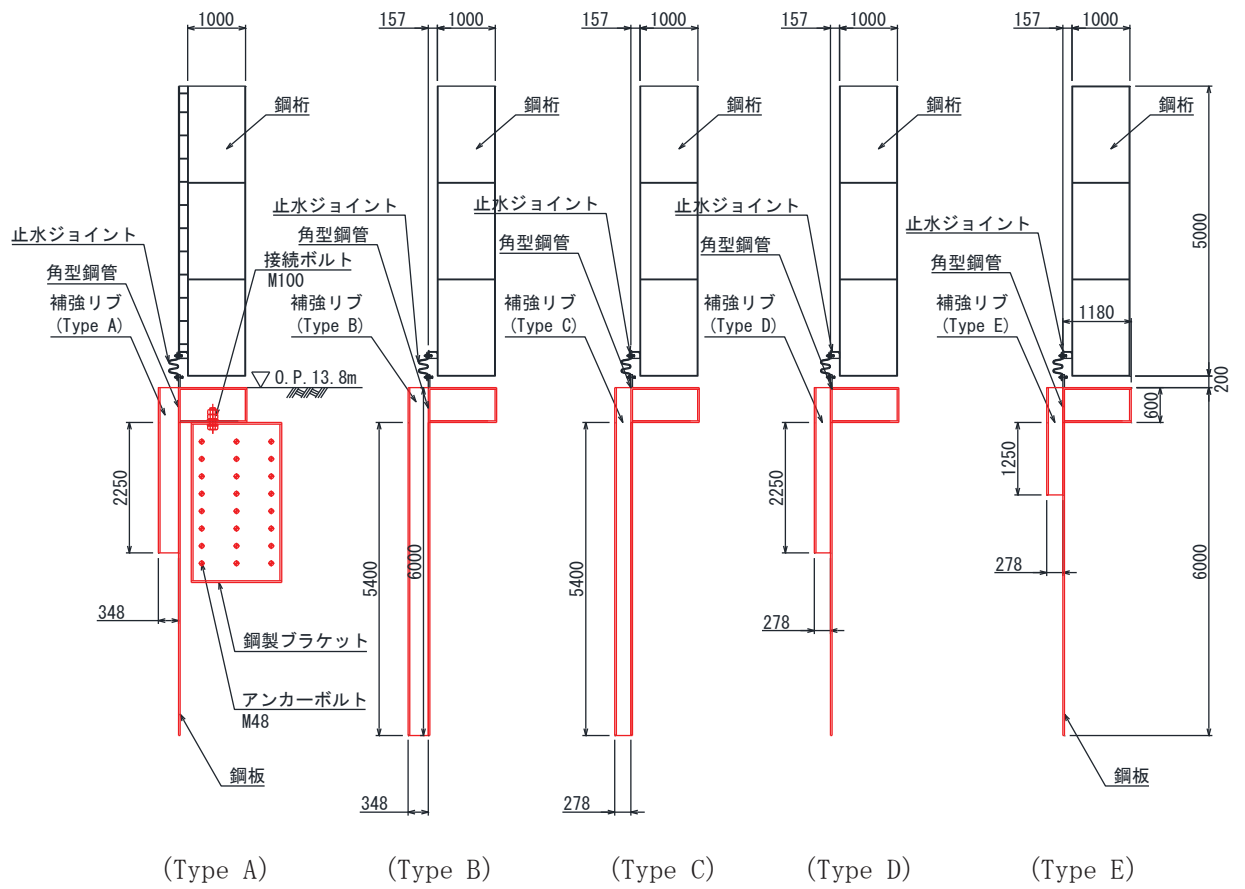


| 鋼桁5         | 材質    | 仕様                             |
|-------------|-------|--------------------------------|
| 角型鋼管        | SM570 | □1180×600×28                   |
| 鋼板          | SM570 | t=28                           |
| 補強リブ(TypeA) | SM570 | ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28 |
| 補強リブ(TypeB) | SM570 | ウェブ：h=320・t=36，フランジ：b=200・t=28 |
| 補強リブ(TypeC) | SM570 | ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=150・t=28 |
| 補強リブ(TypeD) | SM570 | ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=150・t=28 |
| 補強リブ(TypeE) | SM570 | ウェブ：h=250・t=28，フランジ：b=200・t=28 |
| 鋼製ブラケット     | SM570 | □1560×2760×30-L1075            |

図 2-6(1) 鋼矢板(鋼桁5)の構造図

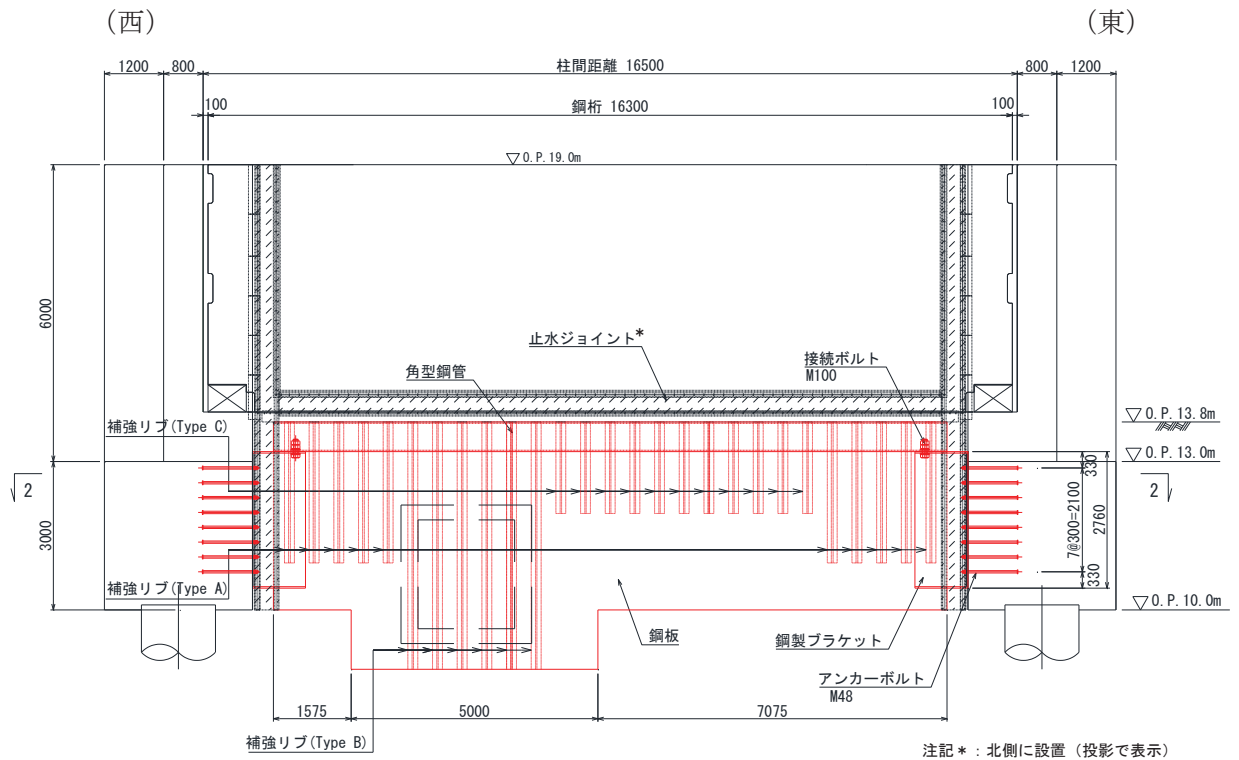
(西)

(東)

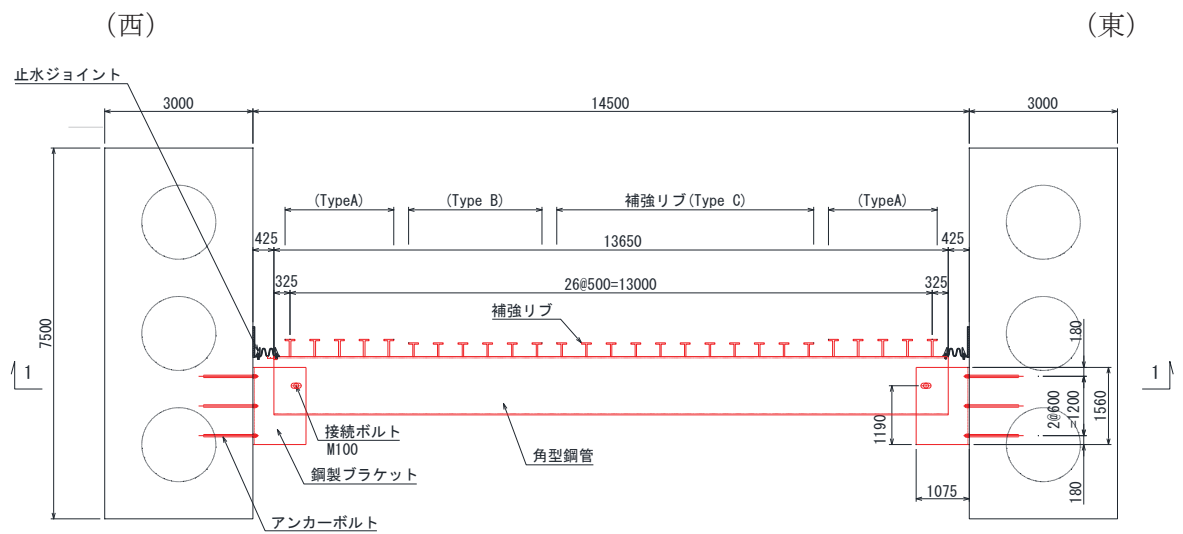


(断面図)

図 2-6(2) 鋼矢板 (鋼桁 5) の構造図



(正面図(1-1 断面))



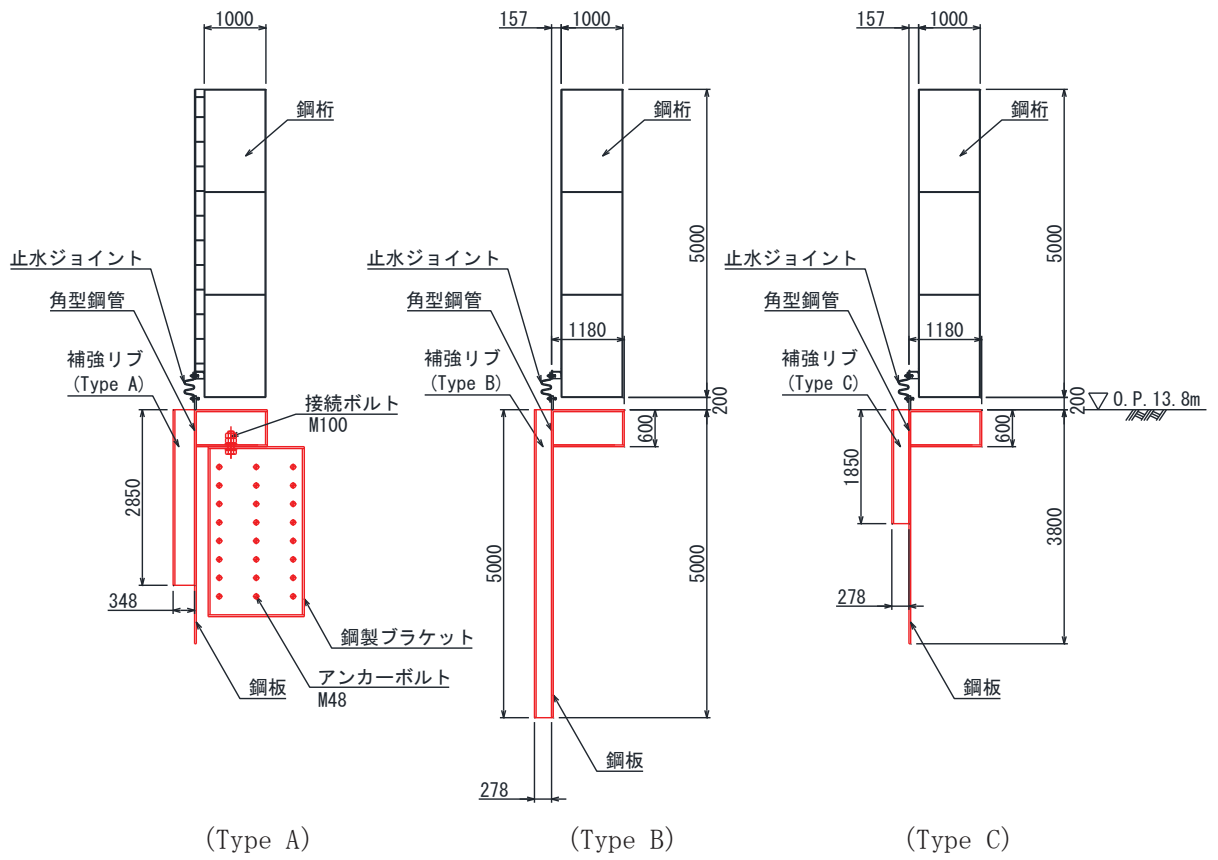
(平面図(2-2 断面))

| 鋼桁6          | 材質    | 仕様                                  |
|--------------|-------|-------------------------------------|
| 角型鋼管         | SM570 | □1180×600×28                        |
| 鋼板           | SM570 | t=28                                |
| 補強リブ (TypeA) | SM570 | ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeB) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeC) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 鋼製ブラケット      | SM570 | □1560×2760×30-L1075                 |

図 2-7(1) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図

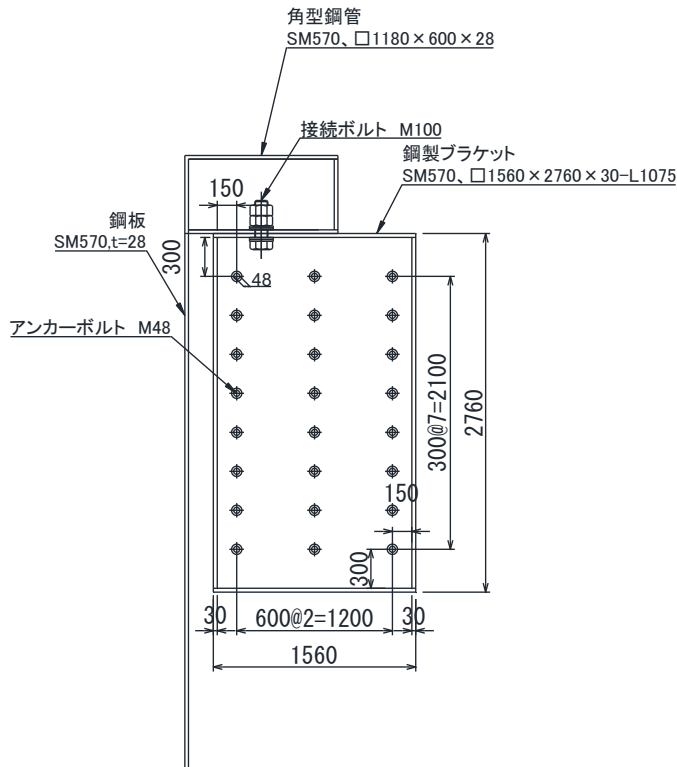
(北)

(南)

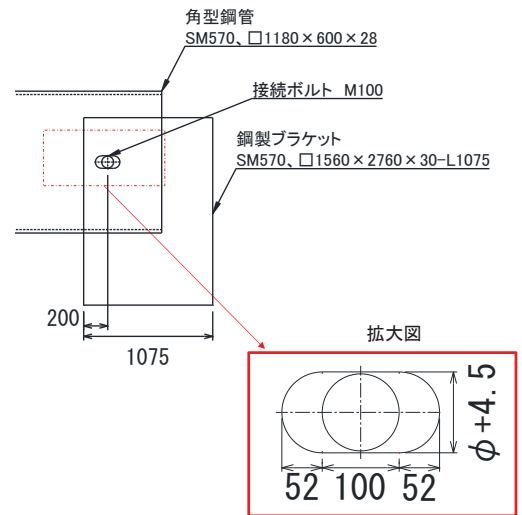


(断面図)

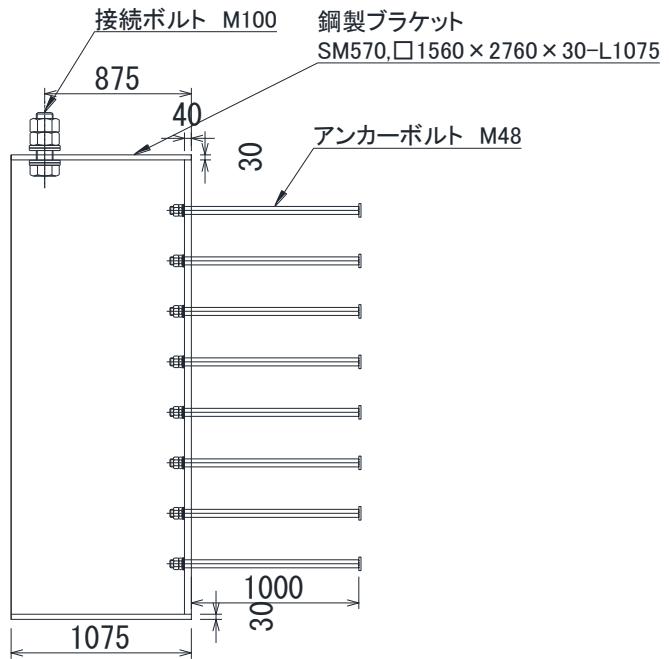
図 2-7(2) 鋼矢板 (鋼桁 6) の構造図



(断面図 (桁軸直交方向))

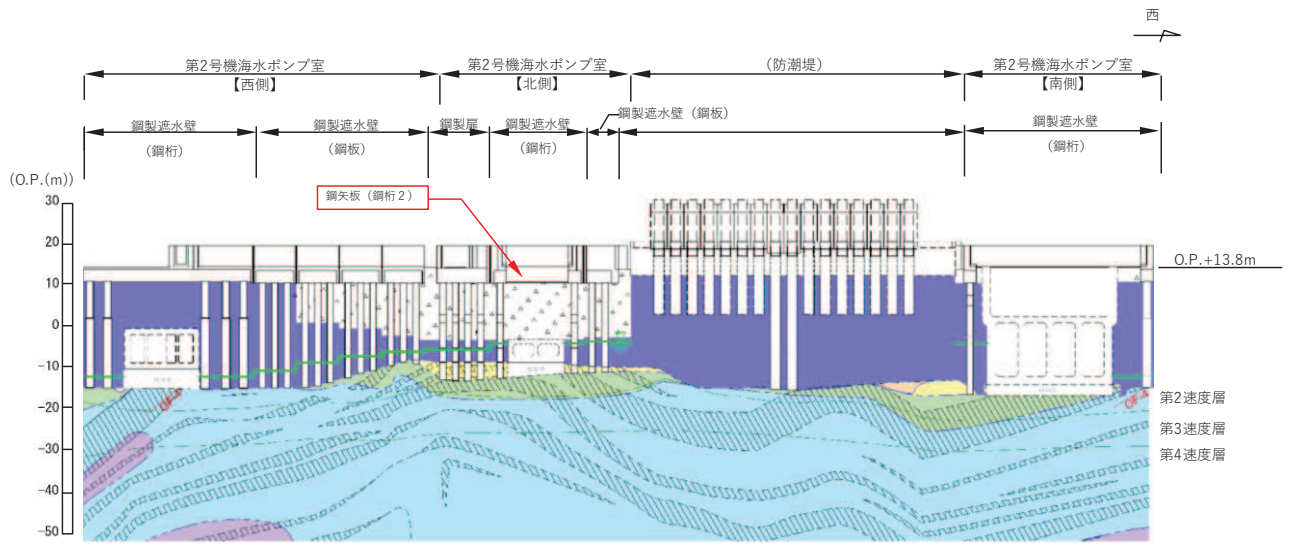


(平面図)

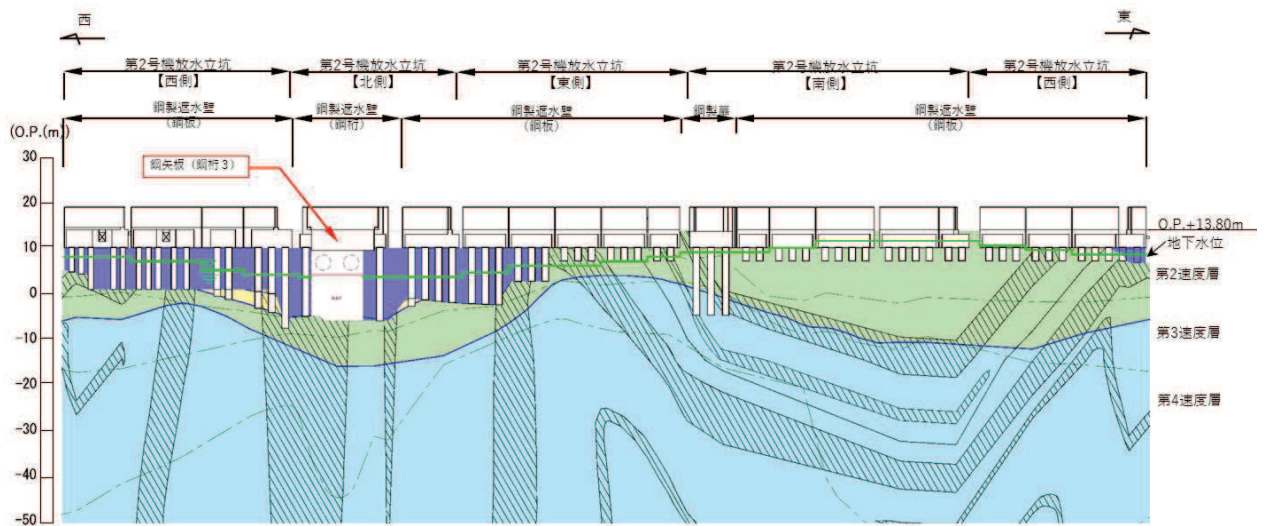


(断面図 (桁軸方向))

図 2-8 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図



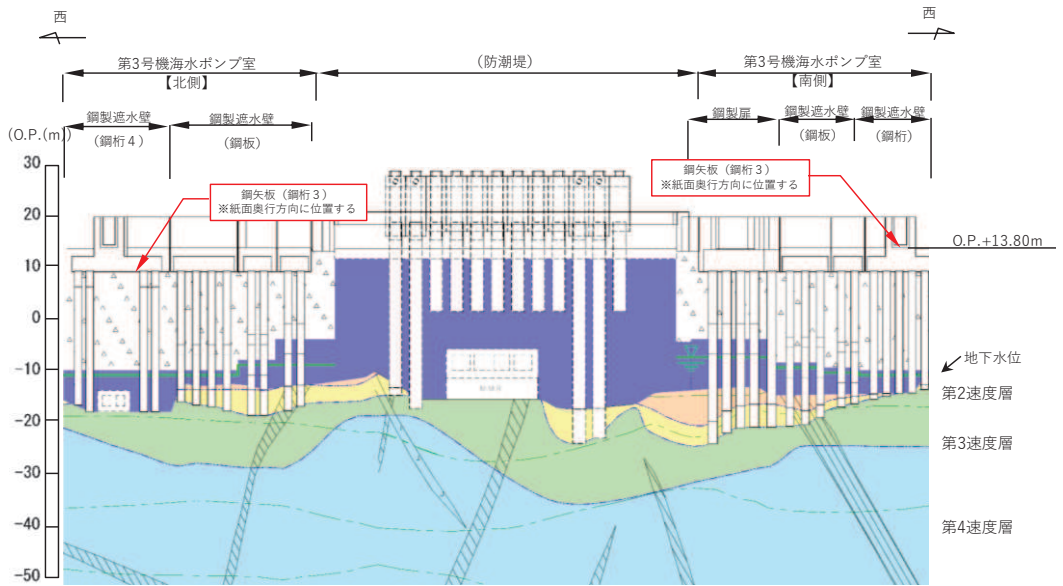
(第2号機海水ポンプ室)



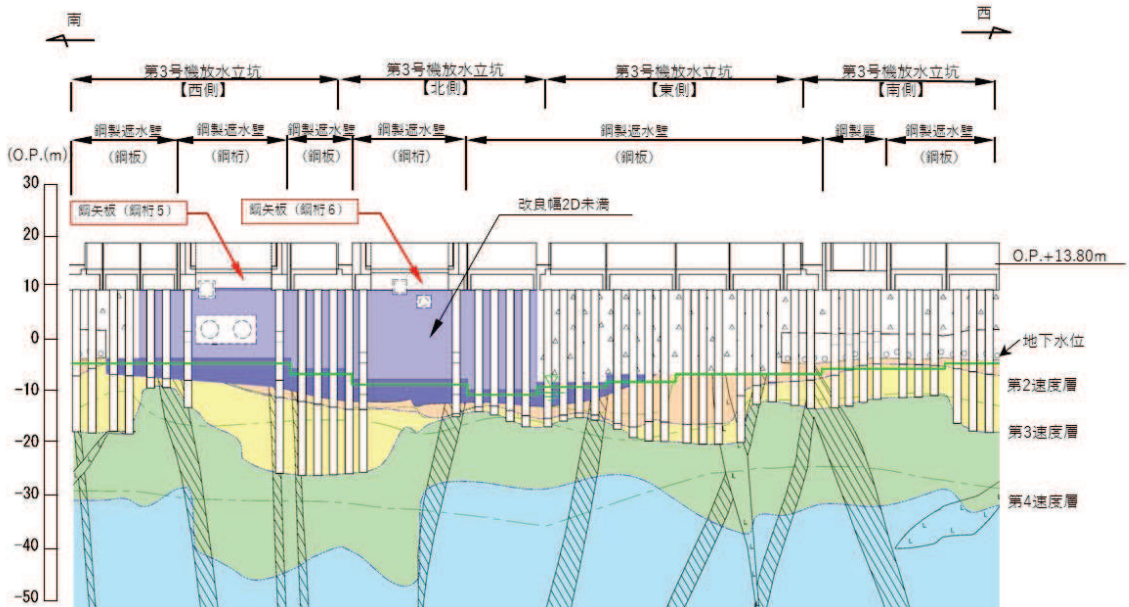
(第2号機放水立坑)

|  |        |  |       |  |       |  |       |  |      |  |    |  |       |
|--|--------|--|-------|--|-------|--|-------|--|------|--|----|--|-------|
|  | B 級    |  | C-H 級 |  | C-M 級 |  | C-L 級 |  | D 級  |  | 盛土 |  | 改良地盤等 |
|  | CH 級   |  | 旧表土   |  | 砂     |  | 頁岩    |  | ひん岩  |  | 断層 |  | 地下水位  |
|  | CM 級   |  | 砂岩    |  | 頁岩    |  | 断層    |  | 地質境界 |  |    |  |       |
|  | CL 級   |  |       |  |       |  |       |  |      |  |    |  |       |
|  | D 級    |  |       |  |       |  |       |  |      |  |    |  |       |
|  | 岩盤分類境界 |  |       |  |       |  |       |  |      |  |    |  |       |
|  | 速度層境界  |  |       |  |       |  |       |  |      |  |    |  |       |

図 2-9(1) 鋼矢板設置位置周辺の地質分布  
(鋼桁 2, 3)



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

地質縦断面凡例

|  |        |  |         |  |       |
|--|--------|--|---------|--|-------|
|  | B 級    |  | 盛 土     |  | 改良地盤等 |
|  | C 級    |  | 旧 表 土   |  | 地下水位  |
|  | CM 級   |  | 砂 岩     |  |       |
|  | CL 級   |  | 頁 岩     |  |       |
|  | D 級    |  | ひ ん 岩   |  |       |
|  | 岩盤分類境界 |  | 断 層     |  |       |
|  | 速度層境界  |  | 地 質 境 界 |  |       |

図 2-9 (2) 鋼矢板設置位置周辺の地質分布  
(鋼桁 4, 5, 6)

### 3. 評価方針

鋼矢板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、その構造を踏まえ、地震荷重や津波及び余震荷重の作用や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定し、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

鋼矢板の評価項目を表3-1に、健全性評価フローを図3-1に示す。

表3-1 鋼矢板の評価部位

| 部位      | 評価方法                             | 許容限界    |
|---------|----------------------------------|---------|
| 鋼板      | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| 角型鋼管    | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| 接続ボルト   | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| 鋼製ブラケット | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| アンカーボルト | 引張力，せん断力に対する発生荷重が許容限界以下であることを確認  | 許容荷重    |

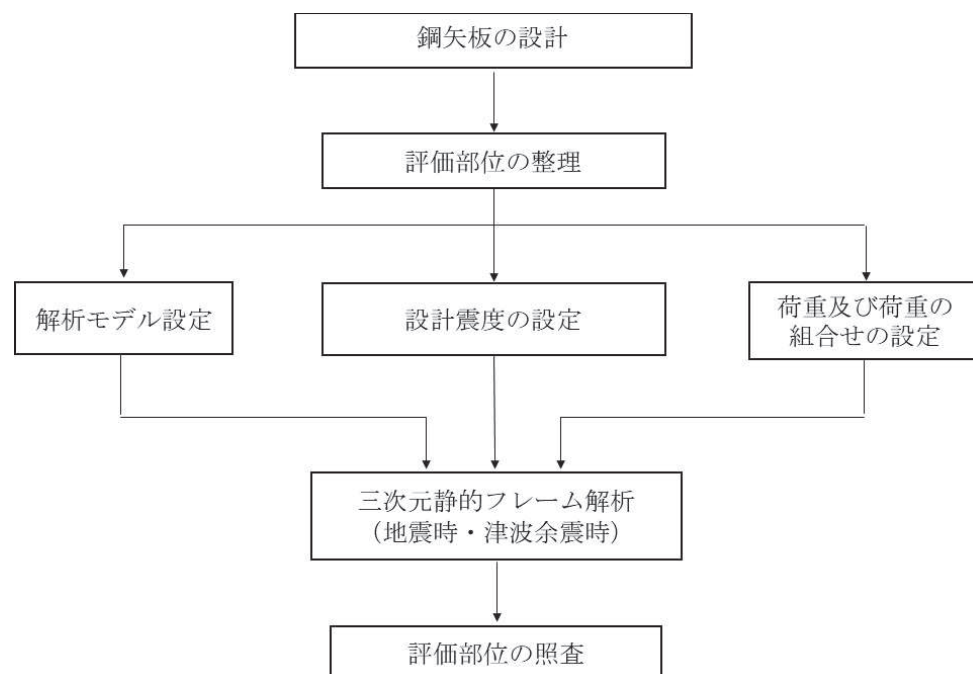


図3-1 鋼矢板の評価フロー



#### 4. 評価対象

鋼矢板は、いずれも材料諸元は同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置での設計用震度を用い、地震時、重畳時に作用する荷重について算定し、最も断面力が大きくなると考えられる部位を評価対象として選定する。ここで、鋼矢板（鋼桁 5, 6）については、第 3 号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良が矢板下端付近まで分布するため、この地盤改良を考慮することを基本とするが、一方でこの地盤改良が防潮壁に対する地盤の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認（参考資料 2）した地盤改良幅（地盤改良高さの 2 倍（以下、2D という））を有していないため、考慮しない場合（原地盤の盛土・旧表土として扱う）の影響についても確認する。なお、この地盤改良の設計上の扱いについては参考資料 1 に示す。

表 4-1 に評価対象断面の諸元を、表 4-2 に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が地震時、重畳時共に最も大きい鋼桁 5 の鋼矢板を評価対象に選定する。

表 4-1 評価対象断面の整理

| 断面   | 設計用津波水位                         | 設計水平震度         |                | スパン長   | 最大根入れ長<br>(下端深さ)         |
|------|---------------------------------|----------------|----------------|--------|--------------------------|
|      |                                 | 地震時            | 重畳時            |        |                          |
| 鋼桁 2 | O. P. +18. 6m<br>(第 2 号機海水ポンプ室) | 0. 7           | 0. 4           | 14. 1m | 3. 8m<br>(O. P. 10. 0m)  |
| 鋼桁 3 | O. P. +17. 9m<br>(第 2 号機放水立坑)   | 1. 3           | 1. 1           | 13. 1m | 3. 8m<br>(O. P. +10. 0m) |
| 鋼桁 4 | O. P. +19. 3m<br>(第 3 号機海水ポンプ室) | 0. 7           | 0. 4           | 4. 65m | 4. 5m<br>(O. P. +9. 3m)  |
| 鋼桁 5 | O. P. +18. 0m<br>(第 3 号機放水立坑)   | 1. 0<br>(1. 4) | 0. 6<br>(0. 8) | 13. 7m | 6. 0m<br>(O. P. +7. 8m)  |
| 鋼桁 6 | O. P. +18. 0m<br>(第 3 号機放水立坑)   | 0. 8<br>(1. 1) | 0. 5<br>(0. 7) | 13. 7m | 5. 0m<br>(O. P. +8. 8m)  |

表 4-2 作用荷重\*1の整理

| 断面   | 総荷重 (kN)          |                   | 単位奥行き当たりの荷重 (kN/m) |                 |
|------|-------------------|-------------------|--------------------|-----------------|
|      | 地震時               | 重畳時               | 地震時                | 重畳時             |
| 鋼桁 2 | 1969              | 1914              | 140                | 136             |
| 鋼桁 3 | 3022              | 3005              | 231                | 230             |
| 鋼桁 4 | 936               | 683               | 201                | 147             |
| 鋼桁 5 | 6949<br>(5198) *2 | 5575<br>(4486) *2 | 509<br>(381) *2    | 408<br>(329) *2 |
| 鋼桁 6 | 2841<br>(2193) *2 | 2461<br>(2387) *2 | 208<br>(161) *2    | 180<br>(175) *2 |

注記\* 1 : 地震時は風荷重と地震時主働土圧の合計、重畳時は津波荷重と余震時主働土圧の合計

\* 2 : 括弧内の数値は 地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮の場合

## 5. 荷重及び荷重の組合せ

### 5.1 荷重の設定

鋼矢板の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、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。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。また、重畳時における津波作用方向の反対方向（防潮壁の外→内方向）は、余震荷重のうち慣性力が津波荷重を打ち消す方向に作用するため、津波作用方向（防潮壁の外→内方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

なお、地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等により揺すり込み沈下が生じ、それによって鋼板等に作用する負の周面摩擦力の影響について、評価対象に選定した鋼矢板 5 は、前述のとおり、矢板下端付近から岩盤上面まで地盤改良により盛土が分布しないため、有意な地盤沈下が生じず負の周面摩擦力の影響が生じる可能性は低い。しかし、評価対象に選定していない鋼桁 2 においては地盤沈下が生じる可能性があるため、設計代表性の観点から、負の周面摩擦力が鋼板等へ生じる場合の影響についても確認する。その場合の荷重算定については、鋼桁 5 において地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮条件として評価を行う。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、鋼矢板自重を考慮する。

#### (2) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に 0.98kN/m<sup>2</sup> を考慮する。

#### (3) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

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

#### (4) 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する。

地震時土圧は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_s)$$

ここで、土圧係数 K<sub>EA</sub> は以下の式により算定する。

$$K_{EA} = 0.24 + 1.08K_H$$

(5) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

(6) 余震荷重 ( $K_{S_d}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力、動水圧及び地震時土圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HS_d} \times \sqrt{H \times h}$$

c. 余震による地震時土圧

余震時の地震土圧は、(4)地震時荷重と同様の方法により算定する。

d. 負の周面摩擦力

負の周面摩擦力は、「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）」に基づき、周面摩擦力の総和として算定し、軸方向荷重として考慮する。

地震力の算出に用いる設計震度  $K_H \cdot K_{HS_d}$  及び  $K_V \cdot K_{VS_d}$  については、「3.3.3 設計用地震力」に示す。

(負の周面摩擦力の算定方法)

負の周面摩擦力は、「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）」に基づき，最大周面摩擦力度として算定し，軸方向荷重として考慮する。なお，中立軸位置については，保守的に沈下対象層である盛土の下端（岩盤上面又は改良地盤上面）として算定する。

評価に用いる負の周面摩擦の算出結果を表11-2に示す。

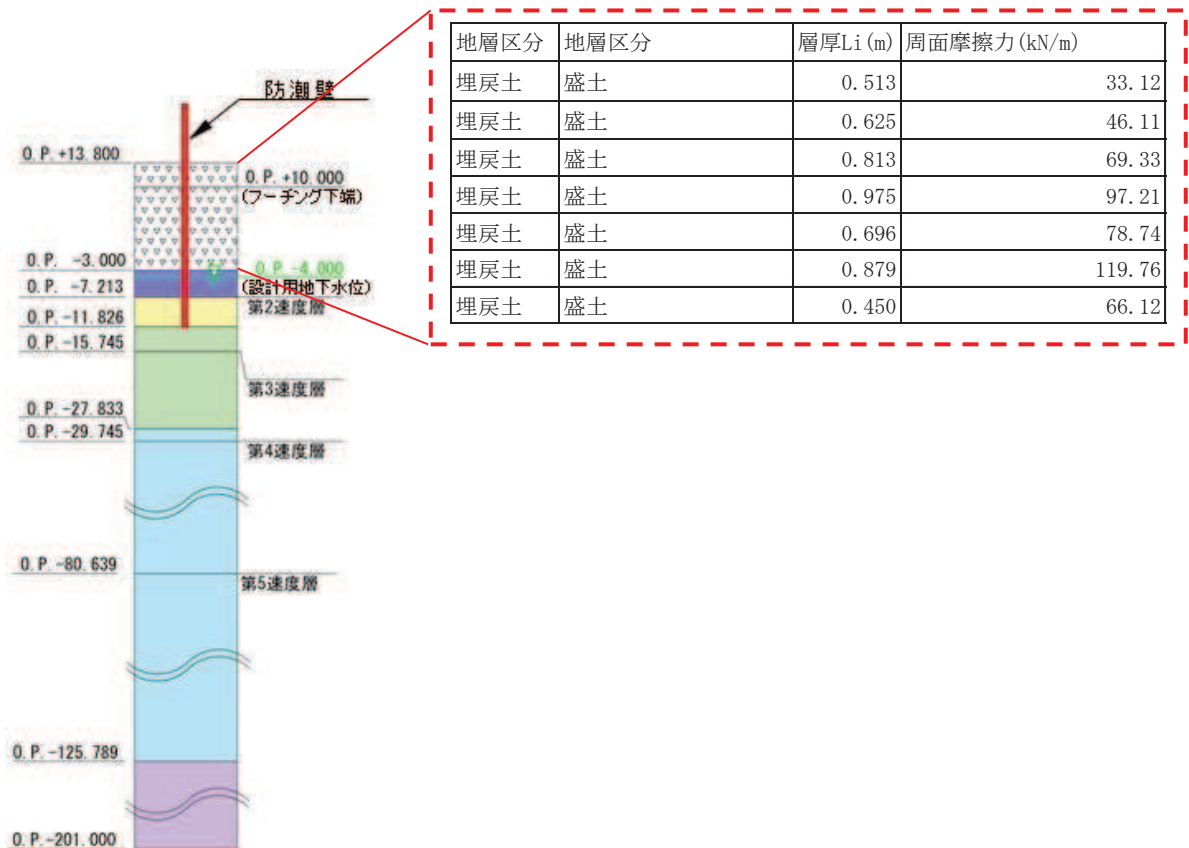


図 5.1-1 負の周面摩擦力の算定結果

## 5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 5.2-2 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。ここで、主たる荷重は地震時にいおいては土圧、重畳時には津波荷重となりいずれも水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

| 区分  | 荷重の組合せ                |
|-----|-----------------------|
| 地震時 | $G + P_s + P_k + S_s$ |

G : 固定荷重

P<sub>s</sub> : 積雪荷重

P<sub>k</sub> : 風荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

| 種別       |                | 荷重      |   | 算定方法   |
|----------|----------------|---------|---|--|
| 永久<br>荷重 | 常時<br>考慮<br>荷重 | 躯体自重    | ○ | 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。                        |
|          |                | 機器・配管自重 | — | 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。                               |
|          |                | 土被り荷重   | — | 土被りはないため考慮しない。   |
|          |                | 積載荷重    | — | 積載物はないため考慮しない。   |
|          | 静止土圧           |         | — | つり合うため考慮しない。   |
|          | 外水圧            |         | — | 外水はないため考慮しない。  |
|          | 内水圧            |         | — | 内水はないため考慮しない。  |
|          | 積雪荷重           |         | ○ | 積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。                     |
|          | 風荷重            |         | ○ | 風荷重を考慮する。  |
| 偶発荷重     | 水平地震動          |         | ○ | 基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。 |
|          | 鉛直地震動          |         | ○ |  |
|          | 動水圧            |         | — | 外水及び内水はないため考慮しない。  |

表 5.2-1(3) 荷重の組合せ (重畳時)

| 区分   | 荷重の組合せ                                     |
|------|--|
| 重畳時① | $G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$             |
| 重畳時② | $G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$ (負の周面摩擦力含む) |

G : 固定荷重  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重  
 P<sub>k</sub> : 風荷重  
 P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重  
 K<sub>Sd</sub> : 余震荷重

表 5.2-1(4) 荷重の組合せ (重畳時)

| 種別   | 荷重                | 算定方法  |
|------|-------------------|---|
| 永久荷重 | 躯体自重              | ○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。   |
|      | 常時考慮荷重<br>機器・配管自重 | － 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。  |
|      | 土被り荷重             | － 土被りはないため考慮しない。  |
|      | 積載荷重              | － 積載物はないため考慮しない。  |
|      | 静止土圧              | － つり合うため考慮しない。  |
|      | 外水圧               | － 外水はないため考慮しない。   |
|      | 内水圧               | － 内水はないため考慮しない。   |
|      | 積雪荷重              | ○ 積雪荷重 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。  |
| 風荷重  | ○ 風荷重を考慮する。       |   |
| 偶発荷重 | 浸水津波荷重            | ○ 津波による波圧を考慮する。   |
|      | 余震荷重 (地震力)        | ○ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。 |
|      | 余震荷重 (動水圧)        | ○ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による動水圧を考慮する。                        |
|      | 余震荷重 (負の周面摩擦力)    | ○ 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力を考慮する (重畳時②のみ)。  |

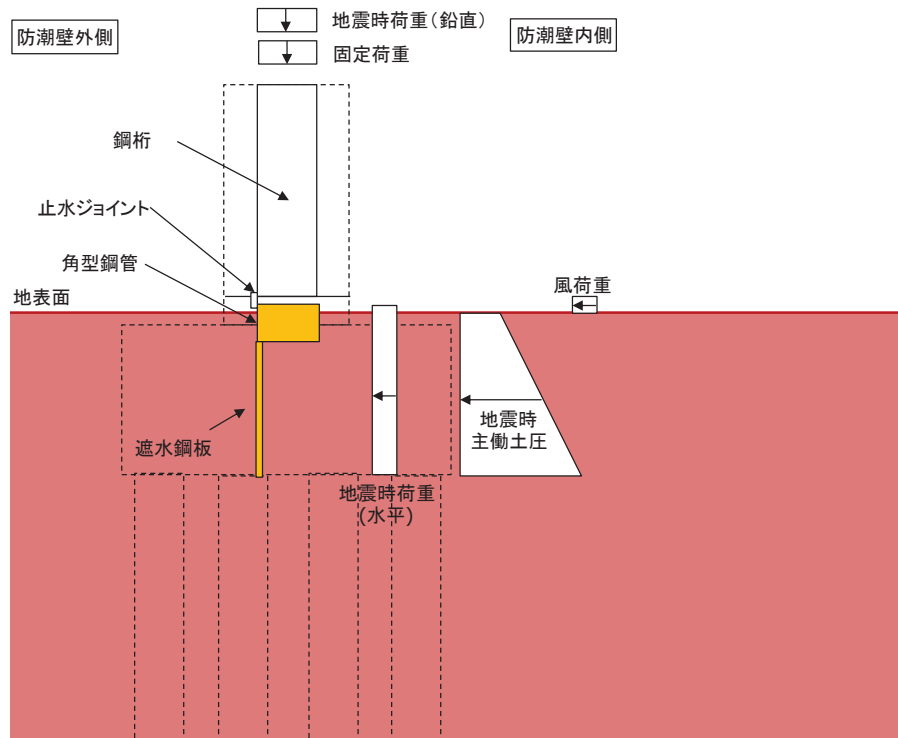


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

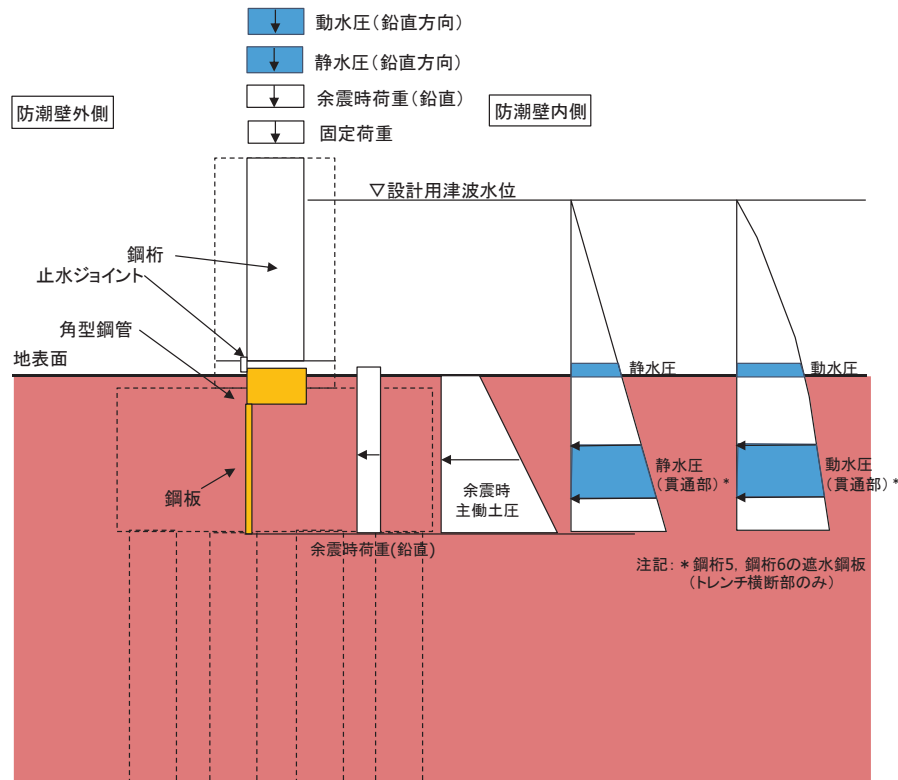


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時①)

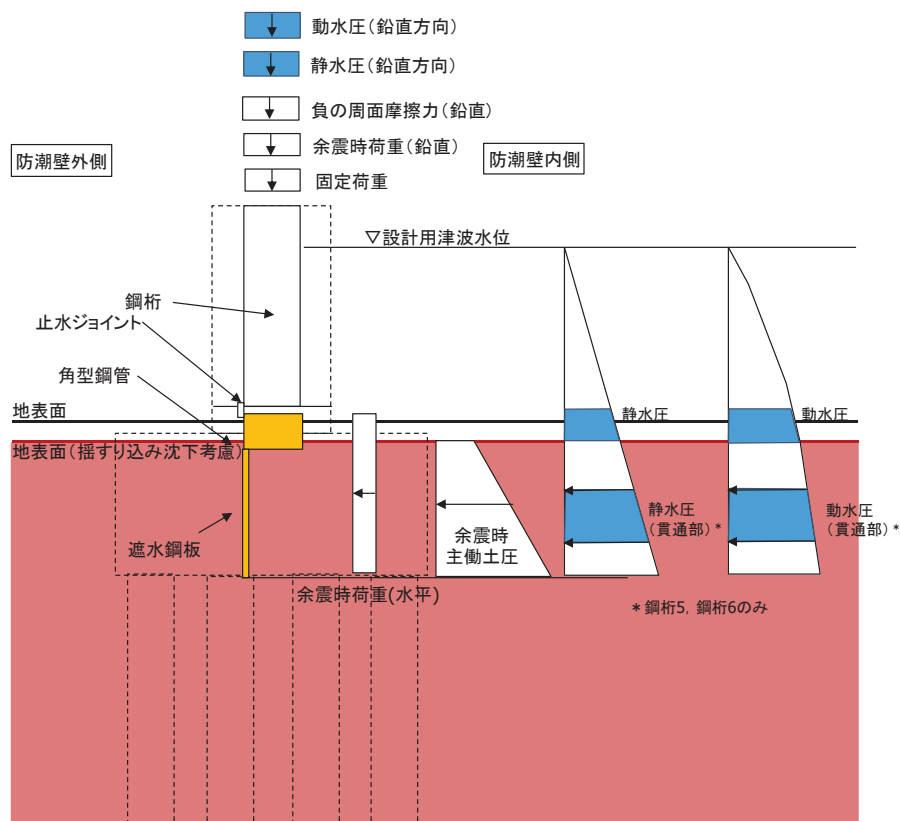


図 5.2-1(3) 荷重の概念図 (重畳時②)

表 5.2-2 評価ケースの整理

| 評価ケース | 荷重作用方向  |   |
|-------|---|---|
|       | 内→外   | 外→内   |
| 地震時   | ○<br>(+1.0 S <sub>SH</sub> , +0.4 S <sub>SV</sub> ) | ○<br>(-1.0 S <sub>SH</sub> , +0.4 S <sub>SV</sub> ) |
| 重畳時①  | ○   | -   |
| 重畳時②  | (+1.0 S <sub>dH</sub> , +0.4 S <sub>dV</sub> )      | -   |

\*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S<sub>SH</sub> (S<sub>dH</sub>) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S<sub>SV</sub> (S<sub>dV</sub>) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重



### 5.3 設計用地震力

設計震度は、鋼矢板を支持する防潮壁の鋼製遮水壁（鋼桁5）（フーチング）の解析モデルから抽出した加速度と土圧に影響する地盤の加速度の両者を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧並びに動水圧を算定するための設計震度を設定する。

ここで、鋼製遮水壁（鋼桁）は、概ね左右対称な構造であり、また、地盤応答を成層地盤で扱うことの妥当性について参考資料2にて検証しているため、地震動の位相反転の影響は軽微と考えられるため、全ての基準地震動  $S_s$  又は 弾性設計用地震動  $S_d-D2$  に対して、地震動の位相ケースは（++）のみとして、解析ケース①（基本ケース）を実施する。その上で解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析ケースを表5.3-1に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁5）の加速度応答の算定は「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明」における地震応答解析に基づき算定する。地盤の加速度応答の算定は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。

フーチング震度抽出モデルを図5.3-1、地震応答解析の実施個所を図5.3-2に、地震応答解析の結果を表5.3-2に、設定した設計震度を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時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                                | ケース④                         |
|-------------|-----------|--------|---|--|-------------------------------------|------------------------------|
|             |           | 基本ケース  |   | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース  | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース |
| 地盤物性        |           | 平均値    |   | 平均値+1 $\sigma$   | 平均値-1 $\sigma$                      | 平均値                          |
| 材料物性        |           | 設計基準強度 |   | 設計基準強度   | 設計基準強度                              | 実強度に基づく圧縮強度*                 |
| 地震動<br>(位相) | S s - D 1 | ++     | ○ | 基準地震動 S s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。 |                                     |                              |
|             | S s - D 2 | ++     | ○ |  |                                     |                              |
|             | S s - D 3 | ++     | ○ |  |                                     |                              |
|             | S s - F 1 | ++     | ○ |  |                                     |                              |
|             | S s - F 2 | ++     | ○ |  |                                     |                              |
|             | S s - F 3 | ++     | ○ |  |                                     |                              |
|             | S s - N 1 | ++     | ○ |  |                                     |                              |

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 5.3-1(2) 重畳時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                                | ケース④                         |
|-------------|-----------|--------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
|             |           | 基本ケース  |   | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース |
| 地盤物性        |           | 平均値    |   | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      | 平均値                          |
| 材料物性        |           | 設計基準強度 |   | 設計基準強度                              | 設計基準強度                              | 実強度に基づく圧縮強度*                 |
| 地震動<br>(位相) | S d - D 2 | ++     | ○ | ○                                   | ○                                   | ○                            |

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

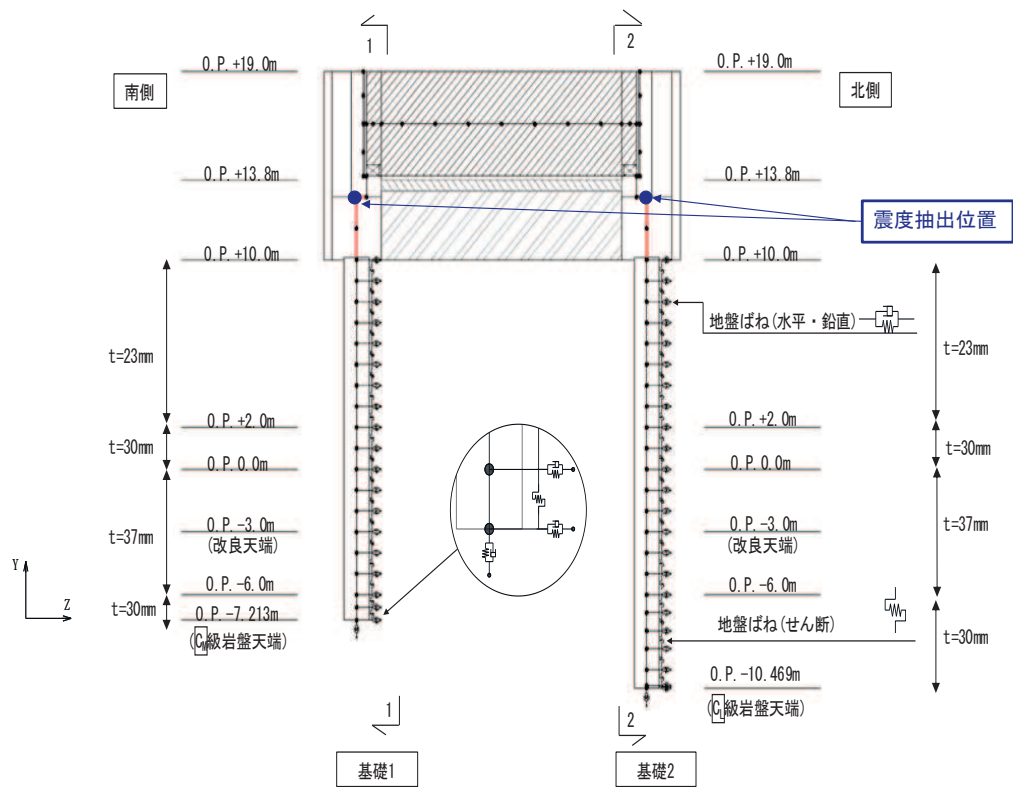
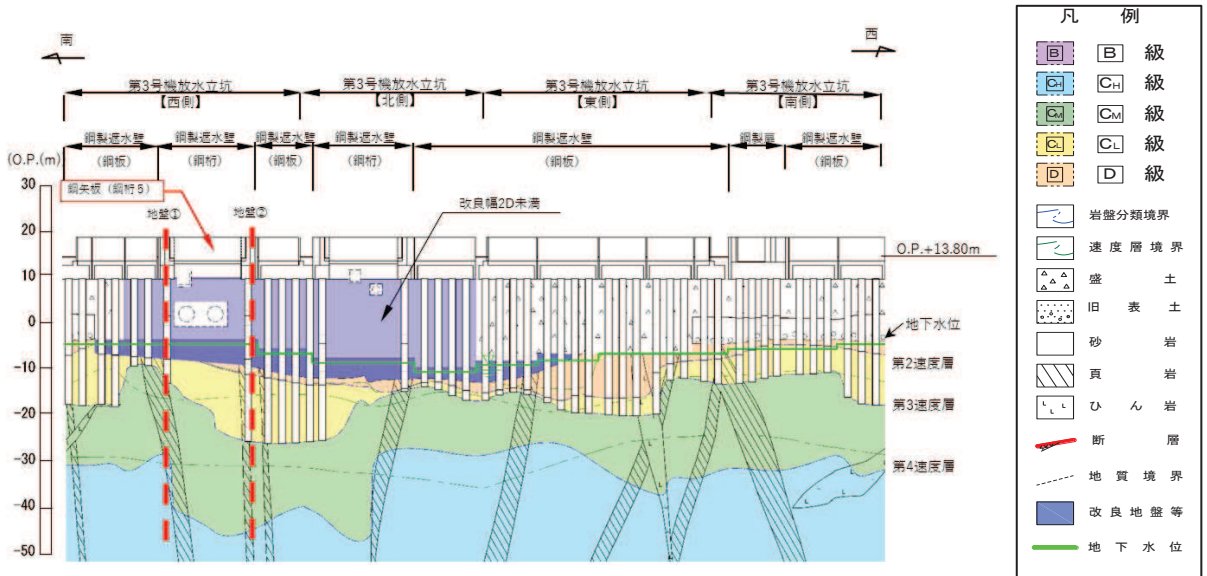


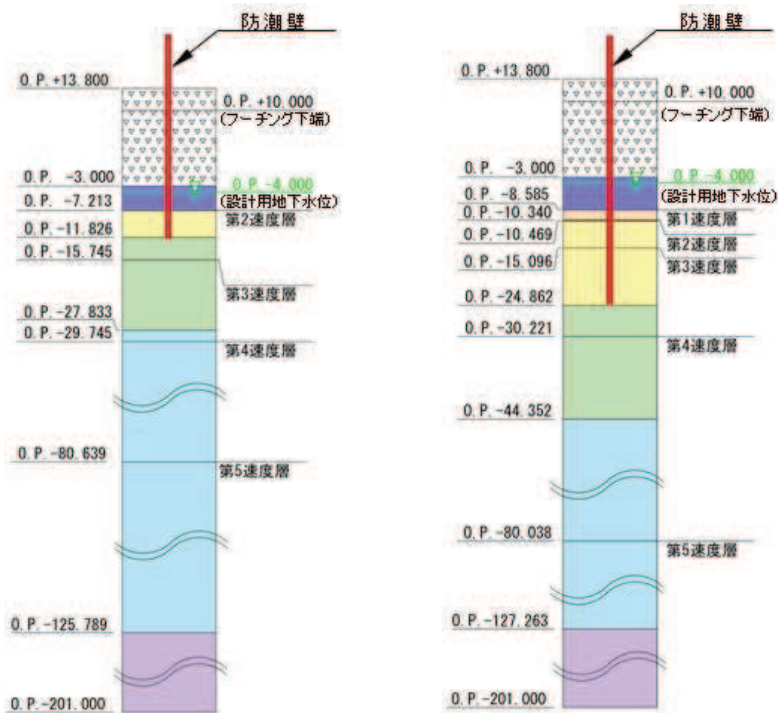
図 5.3-1 フーチング震度抽出モデル  
(鋼製遮水壁 (鋼桁 5))



(第 3 号機放水立坑防潮壁縦断方向)

図 5.3-2(1) 地盤応答抽出用モデル  
(全体位置図)

地盤① (鋼桁 5 南側基礎)  
 地盤② (鋼桁 5 北側基礎)  
 (地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮)



(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)

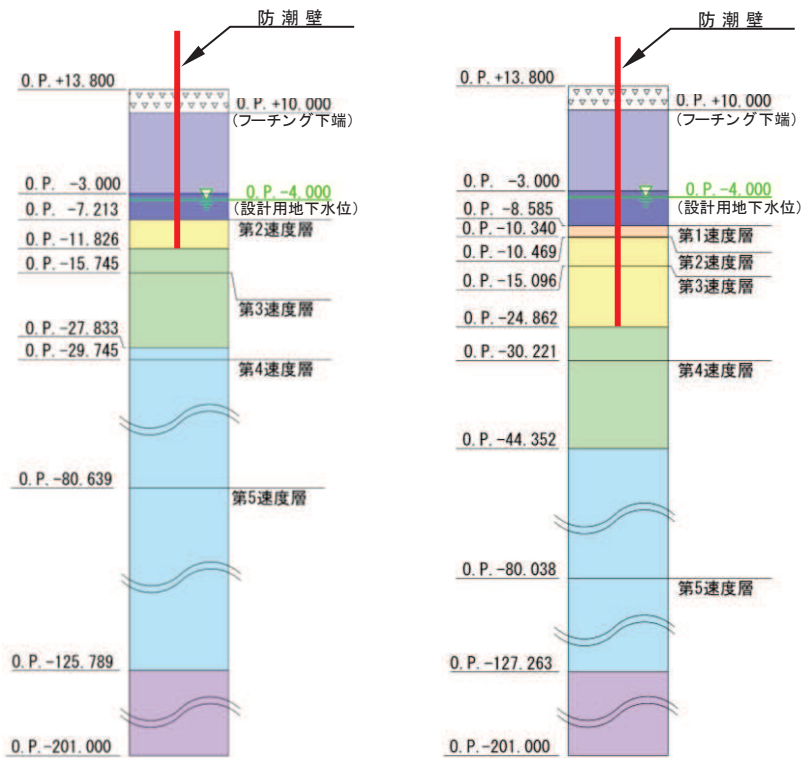


図 5.3-2(2) 地盤応答抽出用モデル  
 (地質モデル図)

表 5.3-2 地震応答解析結果

| 加速度抽出位置 | 最大応答加速度（地震時）*1                  |                                    | 最大応答加速度（重畳時）*1                    |                                |
|---------|---------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
|         | 水平<br>(cm/sec <sup>2</sup> )    | 鉛直<br>(cm/sec <sup>2</sup> )       | 水平<br>(cm/sec <sup>2</sup> )      | 鉛直<br>(cm/sec <sup>2</sup> )   |
| フーチング   | 921<br>(Ss-D2,<br>ケース①)         | 813*2<br>(Ss-D2,<br>ケース③)          | 550*2<br>(Sd-D2,<br>ケース②)         | 498*2<br>(Sd-D2,<br>ケース③)      |
| 地盤      | <u>1399</u><br>(Ss-N1,<br>ケース③) | <u>1266</u> *2<br>(Ss-D2,<br>ケース③) | <u>797</u> *2<br>(Sd-D2,<br>ケース③) | <u>746</u><br>(Sd-D2,<br>ケース③) |

注記\*1：下線部は最大値を示す。

\*2：地盤改良（改良幅 2D 未満）非考慮

表 5.3-3 設計震度

| 部位  | 地震動<br>・検討ケース      | 抽出箇所                         | 設計震度<br>(最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )) |                |
|-----|--------------------|------------------------------|--|----------------|
|     |                    |                              |  |                |
| 地震時 | S s - N 1<br>・ケース③ | 地盤<br>(0. P. +13. 8m (地表面) ) | 水平方向 K <sub>H</sub>                    | 1. 5<br>(1399) |
|     | S s - D 2<br>・ケース③ | 地盤<br>(0. P. +13. 8m (地表面) ) | 鉛直方向 K <sub>V</sub>                    | 1. 5<br>(1266) |
| 重畳時 | S d - D 2<br>・ケース③ | 地盤<br>(0. P. +13. 8m (地表面) ) | 水平方向 K <sub>H s d</sub>                | 1. 0<br>(797)  |
|     | S d - D 2<br>・ケース③ | 地盤<br>(0. P. +13. 8m (地表面) ) | 鉛直方向 K <sub>V s d</sub>                | 1. 0<br>(746)  |

注記\*1：最大応答加速度に基づき最大応答加速度/980.665cm/s<sup>2</sup>により設定。

## 6. 評価方法及び材料諸元

### 6.1 鋼板・角型鋼管

#### (1) 解析モデル

鋼板及び角型鋼管の評価は、3次元フレームモデルによる静的解析により行う。鋼板及び角型鋼管を線形はり要素でモデル化し、角型鋼管と鋼板の接合部はそれぞれの重心位置でモデル化した要素間を剛要素で接合する。

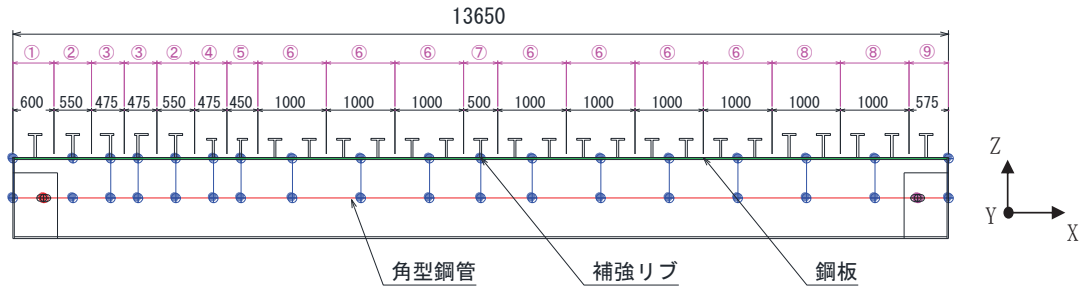
縦方向のはり要素はリブ位置で、リブ配置箇所ではリブとフランジ（鋼板）、リブ配置箇所以外ではフランジ（鋼板）のみの断面諸元でモデル化する。横方向のはり要素は、縦方向の要素の変化点（リブ端部等）等に合わせて、フランジ（鋼板）の断面諸元でモデル化する。なお、鋼板欠損部（配管等貫通部）周りにおいては、断面欠損を考慮した断面諸元でモデル化する。

また、鋼板欠損部に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については、開口周囲の縦方向のはり要素に考慮する。

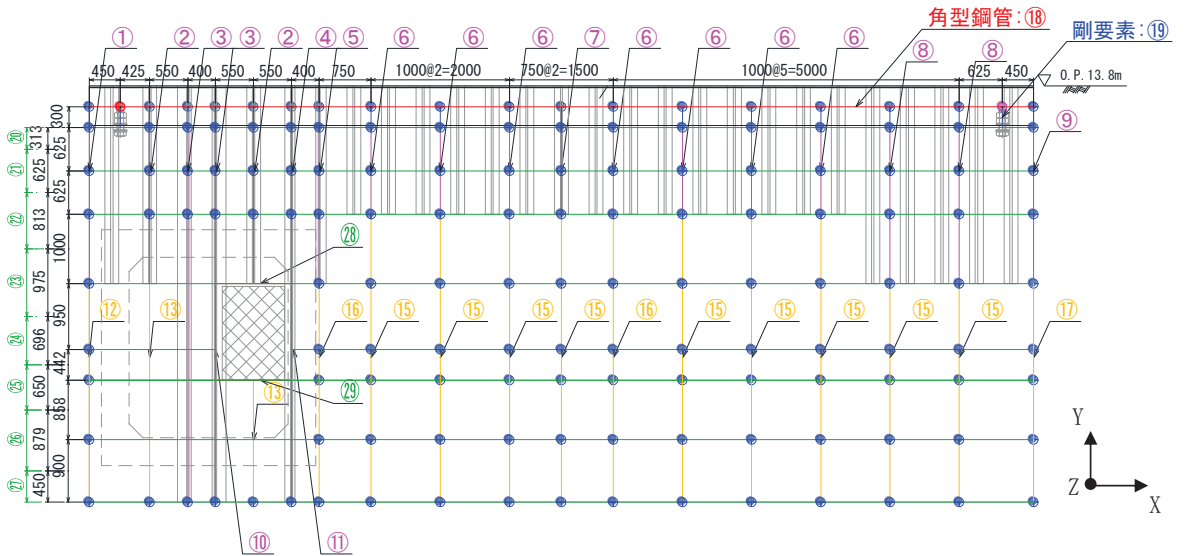
支点条件は、角型鋼管と一体化された鋼板が鋼製ブラケットと接続ボルトにより支持される構造であることを踏まえ、接続ボルトの接続位置で支点条件を設定する（鋼板とフーチング間は構造的に縁を切って止水ジョイントを設置しているためフリー条件である）。

また、鋼板部の桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付ける。なお、重畳時②においては地盤の揺すり込み沈下（保守的に全範囲を包絡する0.4m）を考慮した範囲設定とする。

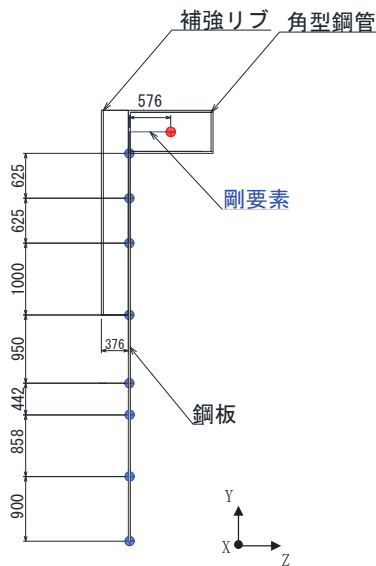
解析モデルの概要を図6.1-1に、支点部の境界条件を表6.1-1に示す。



(平面図)



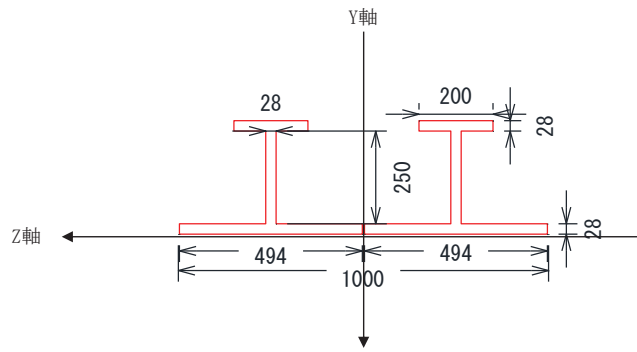
(正面図)



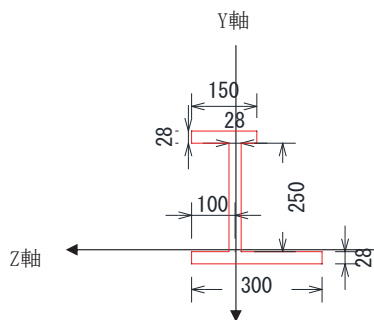
(断面図)

| No. | 凡例 | 部材名称                   | 断面二次剛性             |                    |
|-----|----|------------------------|--------------------|--------------------|
|     |    |                        | $I_y (\text{m}^4)$ | $I_z (\text{m}^4)$ |
| ①   |    | 補強リブ (TypeA) 端部2       | 4.87E-04           | 6.59E-04           |
| ②   |    | 補強リブ (TypeA) 貫通部1      | 3.83E-04           | 6.41E-04           |
| ③   |    | 補強リブ (TypeB) 貫通部2      | 2.72E-04           | 6.10E-04           |
| ④   |    | 補強リブ (TypeC) 貫通部3      | 2.54E-04           | 3.09E-04           |
| ⑤   |    | 補強リブ (TypeD) 貫通部4      | 2.20E-04           | 3.04E-04           |
| ⑥   |    | 補強リブ (TypeE) 一般部       | 3.90E-03           | 7.27E-04           |
| ⑦   |    | 補強リブ (TypeE) 中央部       | 3.00E-04           | 3.64E-04           |
| ⑧   |    | 補強リブ (TypeA) 一般部2      | 4.47E-03           | 1.24E-03           |
| ⑨   |    | 補強リブ (TypeA) 端部1       | 4.41E-04           | 6.51E-04           |
| ⑩   |    | 補強リブ (TypeB) 貫通部2開口部周辺 | 1.17E-04           | 5.14E-04           |
| ⑪   |    | 補強リブ (TypeC) 貫通部3開口部周辺 | 8.99E-05           | 2.63E-04           |
| ⑫   |    | 縦桁鋼板 端部2               | 5.04E-04           | 1.10E-06           |
| ⑬   |    | 縦桁鋼板 貫通部1              | 3.88E-04           | 1.01E-06           |
| ⑭   |    | 縦桁鋼板 貫通部4              | 2.13E-04           | 8.23E-07           |
| ⑮   |    | 縦桁鋼板 一般部               | 2.33E-03           | 1.83E-06           |
| ⑯   |    | 縦桁鋼板 中央部               | 2.92E-04           | 9.15E-07           |
| ⑰   |    | 縦桁鋼板 端部1               | 4.44E-04           | 1.05E-06           |
| ⑱   |    | 角型鋼管                   | 1.78E-02           | 6.16E-03           |
| ⑲   |    | 剛                      | 1.78E+01           | 6.16E+00           |
| ⑳   |    | 横梁1                    | 7.12E-05           | 5.72E-07           |
| ㉑   |    | 横梁2                    | 5.70E-04           | 1.14E-06           |
| ㉒   |    | 横梁3                    | 1.25E-03           | 1.49E-06           |
| ㉓   |    | 横梁4                    | 2.16E-03           | 1.78E-06           |
| ㉔   |    | 横梁5                    | 7.87E-04           | 1.27E-06           |
| ㉕   |    | 横梁6                    | 6.41E-04           | 1.19E-06           |
| ㉖   |    | 横梁7                    | 1.58E-03           | 1.61E-06           |
| ㉗   |    | 横梁8                    | 8.23E-07           | 2.13E-04           |
| ㉘   |    | 横梁9                    | 3.72E-04           | 9.91E-07           |
| ㉙   |    | 横梁10                   | 1.84E-04           | 7.85E-07           |

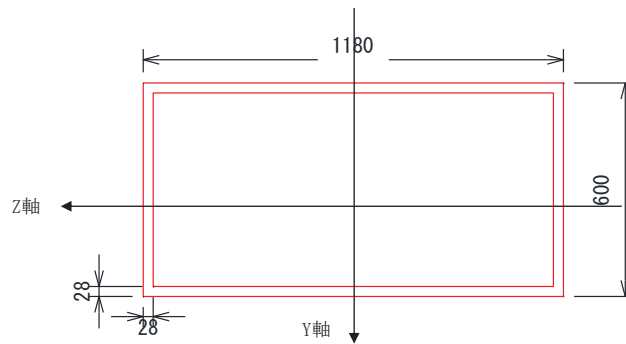
図 6.1-1(1) 解析モデルの概要



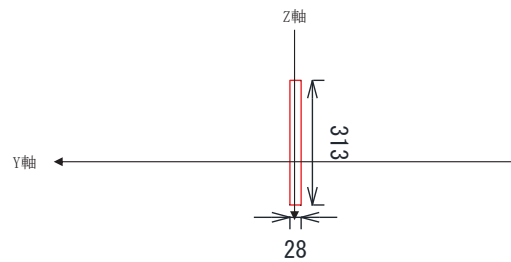
(⑥補強リブ (TypeE) 一般部の例)



(⑪補強リブ (TypeC) 貫通部 3 開口部周辺の例)



(⑱角型鋼管の例)



(⑳横梁 1 の例)

図 6.1-1(2) 解析モデルの概要

(はり要素の断面諸元)



表 6.1-1 支点部の境界条件

| 方向              | 拘束条件             |                  |
|-----------------|------------------|------------------|
|                 | 支点部 1            | 支点部 2            |
| 桁軸方向(X 軸方向)     | 拘束 <sup>*1</sup> | 自由 <sup>*1</sup> |
| 鉛直方向(Y 軸方向)     | 拘束               | 拘束               |
| 桁軸直交方向(Z 軸方向)   | 拘束               | 拘束               |
| 桁軸方向(X 軸方向)周り   | 拘束               | 拘束               |
| 鉛直方向(Y 軸方向)周り   | 自由 <sup>*1</sup> | 自由 <sup>*1</sup> |
| 桁軸直交方向(Z 軸方向)周り | 自由 <sup>*2</sup> | 自由 <sup>*2</sup> |

注記\*1:接続ボルトについて、単孔かつ桁軸方向(X 軸方向)に長孔構造とし変位に対して追従する構造を考慮し自由条件とするが、計算の安定上、支点部1側の桁軸方向(X 軸方向)については拘束条件とする。

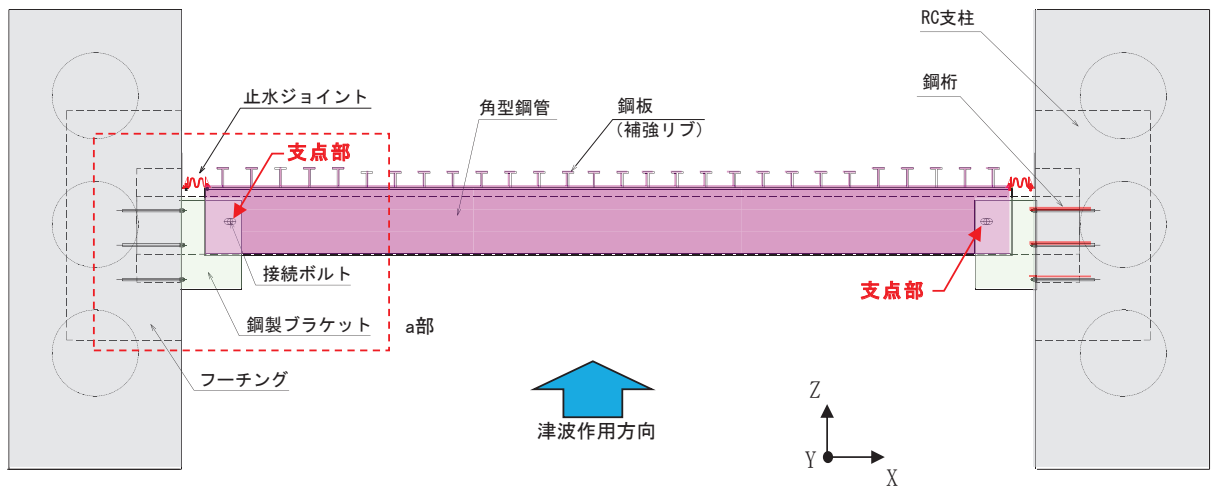
\*2:角型鋼管の支間長(L=13.65m)に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長(0.65m)が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。

(境界条件の概要)

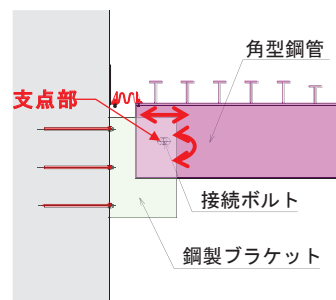
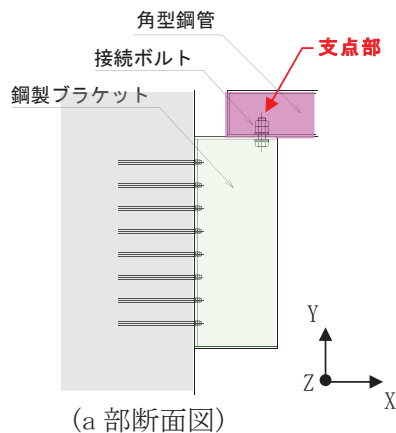
支点部（角型鋼管と鋼製ブラケットのボルト接合部）の構造概要を図 6.1-2 に示す。

桁軸方向（X 軸方向）に対しては、角型鋼管と鋼製ブラケットが接続する接続ボルトについて、単孔かつ桁軸方向（X 軸方向）に長孔構造とし変位に対して追従する構造としているため、桁軸方向（X 軸方向）及び鉛直方向（Y 軸方向）廻りを自由条件とする。桁軸直交（Z 軸方向）及び鉛直方向（Y 軸方向）は拘束条件とする。なお、長孔構造における桁軸方向（X 軸方向）への変位追従性については、参考資料 12 に示す。

桁軸方向（X 軸方向）廻りはブラケットと角型鋼管の幅が概ね同一であるため、拘束条件とするが、桁軸直交（Z 軸方向）廻りについては、角型鋼管の支間長（ $L=13.65\text{m}$ ）に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長（ $0.65\text{m}$ ）が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。



(平面図)



軸方向・・・長孔により自由に動く  
回転方向・・・ボルト1本で固定することにより自由に動く

図 6.1-2 鋼矢板の構造概要  
(角型鋼管と鋼製ブラケットの接合部)

(水平地盤ばねのモデル化)

水平地盤ばねのモデル化は「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 24 年 3 月）」に基づき，水平地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_h = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) (図 6.1-3)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

表-解 9.6.2 基礎の換算載荷幅  $B_H$

| 基礎形式    | $B_H$                               | 備考                |
|---------|-------------------------------------|-------------------|
| 直接基礎    | $\sqrt{A_H}$                        |                   |
| ケーソン基礎  | $B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$         |                   |
| 杭基礎     | $\sqrt{D/\beta}$                    |                   |
| 鋼管矢板基礎  | $\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$ | 常時，暴風時及びレベル 1 地震時 |
|         | $B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$         | レベル 2 地震時         |
| 地中連続壁基礎 | $B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$         |                   |
| 深礎基礎    | $B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$         | 柱状体深礎基礎           |
|         | $\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$ | 組杭深礎基礎            |

$E_0$  : 表-解 9.6.1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 表-解 9.6.1 に示す地盤反力係数の換算係数

$A_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$B_c$  : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

$L_c$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$  : 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で，基礎の有効根入れ深さ以下とする。

$\beta$  : 基礎の特性値  $\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  (m<sup>-1</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で，表-解 9.6.2 に示す方法で求める。

図 6.1-3 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

水平地盤ばねは、「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 24 年 3 月）」に基づき，受働土圧を上限とした非線形ばねとする。ばねの上限値を算出するにあたって参照した受働土圧係数の算定方法を図 6.1-4 に示す。

1) 受働土圧強度

受働土圧強度は，地盤調査や土質試験を行うことによって，基礎周面地盤の粘着力  $c$ ，せん断抵抗角  $\phi$  等を推定し，これを用いて共通編 2.2.6 の規定により算出する。この場合，受働土圧係数は式（解 11.5.10）により求める。

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

..... (解 11.5.10)

ここに，

- $K_P$  : 常時の受働土圧係数
- $K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数
- $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/3$  とする。
- $\delta_E$  : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/6$  とする。
- $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (°) で，その正負は図-解 11.5.2 に示すようにとる。

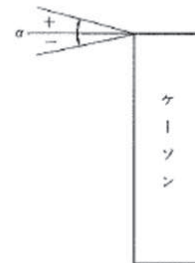


図-解 11.5.2  $\alpha$  の符号の取り方

図 6.1-4 受働土圧係数の算定方法  
(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(鉛直地盤ばねのモデル化)

鉛直地盤ばねのモデル化は「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 24 年 3 月）」に基づき，鉛直地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_V = 0.3k_H$$

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

$k_V$  : 鉛直地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

鉛直地盤ばねは，「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 24 年 3 月）」に基づき，周面摩擦力を上限とした非線形ばねとする。ここで，鉛直ばねの上限値算出に当たって参照した最大周面摩擦力度の算定方法を図 5.1-5 に示す。

iv) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度  
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の  
上限値は，式（解 11.5.13）により求める最大周面摩擦力度とする。

2) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は，土質試験の結果に基づき，式（解 11.5.13）により求める。

i) 砂質土

$$f = \min[1N, 0.5(c + \rho_0 \tan \phi)] \leq 50$$

ii) 粘性土

$$f = 0.5(c + \rho_0 \tan \phi) \leq 100$$

（解 11.5.13）

ここに，

$f$  : 最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験の  $N$  値

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_0$  : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

図 6.1-5 最大周面摩擦力度の算定方法

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(配管等貫通部に作用する荷重の考慮方法)

配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については周囲の鋼板にその反力が作用するため，図 6.1-6 に示すとおり，配管等貫通部周囲の鉛直方向のフレーム要素に開口部の荷重を作用させる。

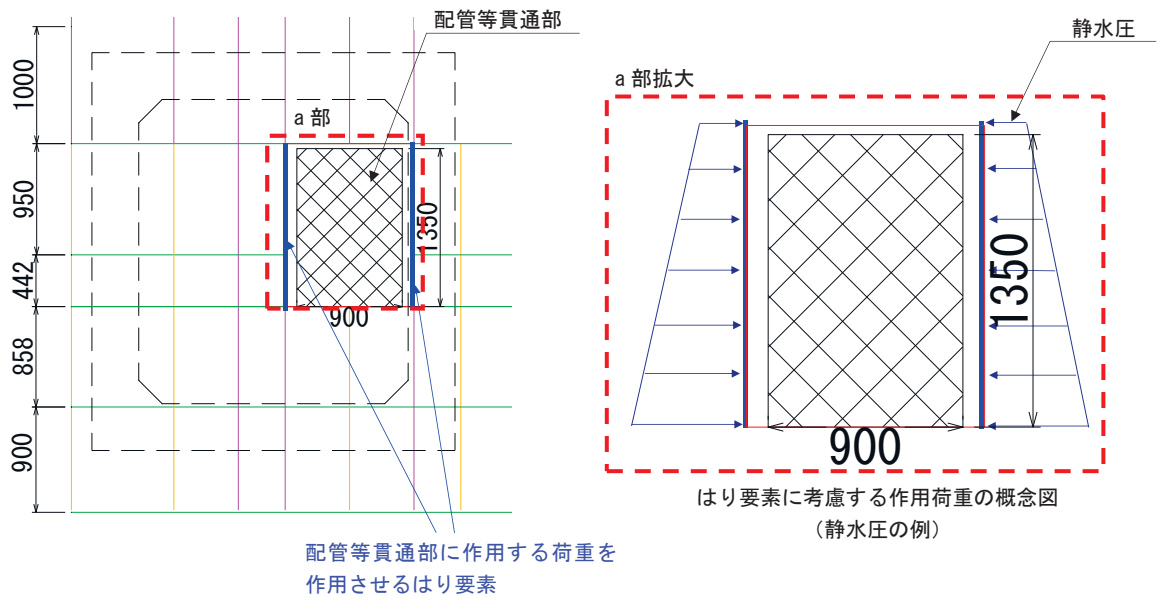


図 6.1-6 配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する津波荷重の考慮方法

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.1-2 に、材料の物性値を表 6.1-3 に示す。

表 6.1-2 使用材料

| 評価対象部位 | 材質    | 仕様     |
|--------|-------|--------|
| 鋼板     | SM570 | PL28mm |
| 角型鋼管   | SM570 | PL28mm |

表 6.1-3 材料の物性値

| 材料     |                          | 単位体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 |
|--------|--------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| コンクリート | $f_{ck}=50\text{N/mm}^2$ | 24.0                           | $3.3 \times 10^4$             | 0.2   |
| 鋼材     | SM570                    | 77.0                           | $2.00 \times 10^5$            | 0.3   |

(3) 許容限界

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 6.1-4 に示す短期許容応力度とする。

表 6.1-4 鋼板の許容限界

| 鋼材                   | 許容応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |                            | 短期許容応力度*2<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------|-------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
|                      | SM570                         | 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ *1 | 255                               |
| 許容せん断応力度 $\tau_{sa}$ |                               | 145                        | 217                               |

注記\*1：鋼板は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に示される，圧縮応力を受ける板であることから，局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し，許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する（詳細を以下に示す）。

\*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(鋼板の曲げに対する許容応力度の設定方法)

鋼板の曲げに対する許容限界は、曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する。図 6.1-7 に許容限界算定フローを示す。

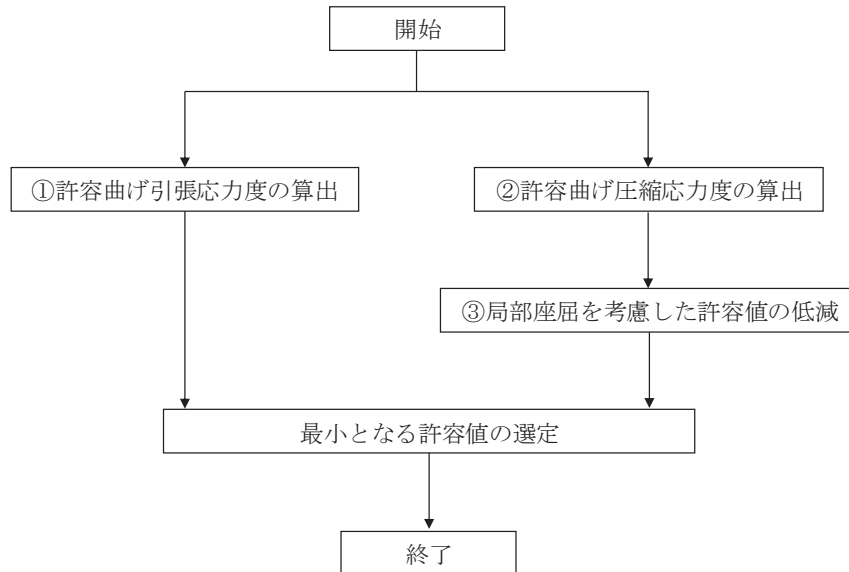


図 6.1-7 鋼板の許容限界算定フロー

① 許容曲げ引張応力度の算出

許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 6.1-5 のとおり設定する。

鋼板に用いる鋼材は，材質が SM570，板厚が 40mm 以下であるため，許容曲げ引張応力度は  $255\text{N/mm}^2$  である。

表 6.1-5 鋼板の許容限界\_許容曲げ引張応力度

| 鋼材の<br>板厚(mm) | 鋼 種                       |       |                            |                  |
|---------------|---------------------------|-------|----------------------------|------------------|
|               | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | SM570<br>SMA570W |
| 40以下          | 140                       | 185   | 210                        | 255              |
| 40をこえ75以下     | 125                       | 175   | 195                        | 245              |
| 75をこえ100以下    |                           |       | 190                        | 240              |

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より抜粋

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 6.1-6 に示す。なお，鋼板は地表面に深に設置されるため，地盤抵抗により圧縮フランジの固定点間距離  $l=0.0\text{m}$  となるため，許容曲げ圧縮応力度は  $255\text{N/mm}^2$  となる。



表 6.1-6 許容曲げ圧縮応力度の算出（板厚 40mm 以下，SM570 材）

(N/mm<sup>2</sup>)

| $\frac{A_w}{A_c}$ の範囲    | 許容曲げ圧縮応力度                                     | l/b の範囲                              |
|--------------------------|---|--------------------------------------|
| $\frac{A_w}{A_c} \leq 2$ | 255   | $\frac{l}{b} \leq 5.0$               |
|                          | $255 - 6.6 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right)$  | $5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$          |
| $\frac{A_w}{A_c} > 2$    | 255   | $\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$      |
|                          | $255 - 3.3 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right)$ | $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$ |

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板のリブ  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板  
 $l$  : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) = 鋼製支柱間距離  
 $b$  : 圧縮フランジ幅 (mm) = 鋼板高さ  
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より抜粋

③ 曲げ圧縮応力度の低減について

圧縮応力を受ける部材については，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，断面の種類によって局部座屈に対して許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度の算出方法を表 6.1-7 に示す。

表 6.1-7 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度（板厚 40mm 以下，SM570 材）

(N/mm<sup>2</sup>)

| 局部座屈に対する許容応力度                         | t の範囲                                    |
|---------------------------------------|--|
| 255                                   | $\frac{b}{9.5} \leq t$                   |
| $23,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$ | $\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$ |

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より抜粋

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 6.1-8 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。

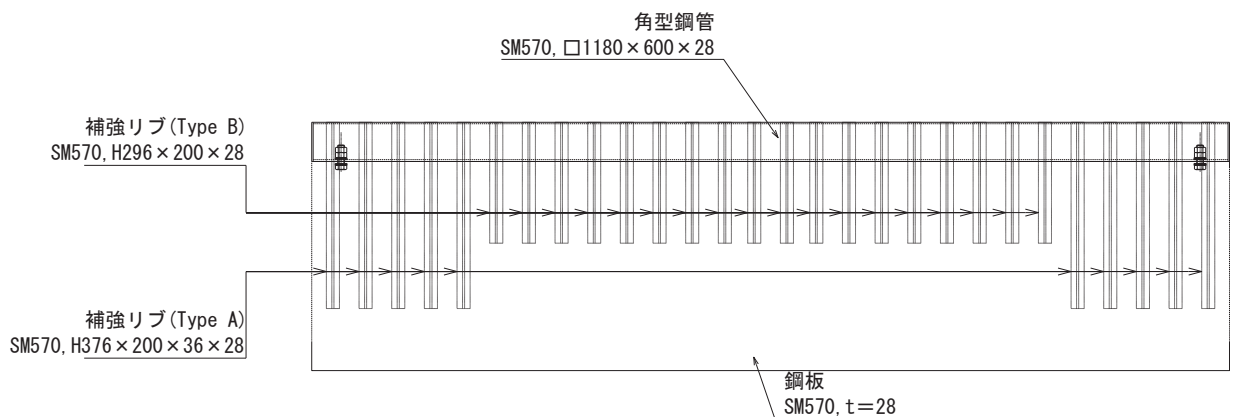


図 6.1-8 鋼板の構造図（正面図，断面図）

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、各はり要素に生じる断面力に基づき、次式により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、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に  $N, M_y, M_z$  ごとに同一区間単位の中で位置を統一せず、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

- $\sigma_1$  : 遮水鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 遮水鋼板の軸力 (kN)
- $A_1$  : 遮水鋼板の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 遮水鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 遮水鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

$M_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)  
 $Z_{Z1}$  : 遮水鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

- $\tau_1$  : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 遮水鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_1}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

## 6.2 接続ボルト

### (1) 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造図を図 6.2-1 に示す。

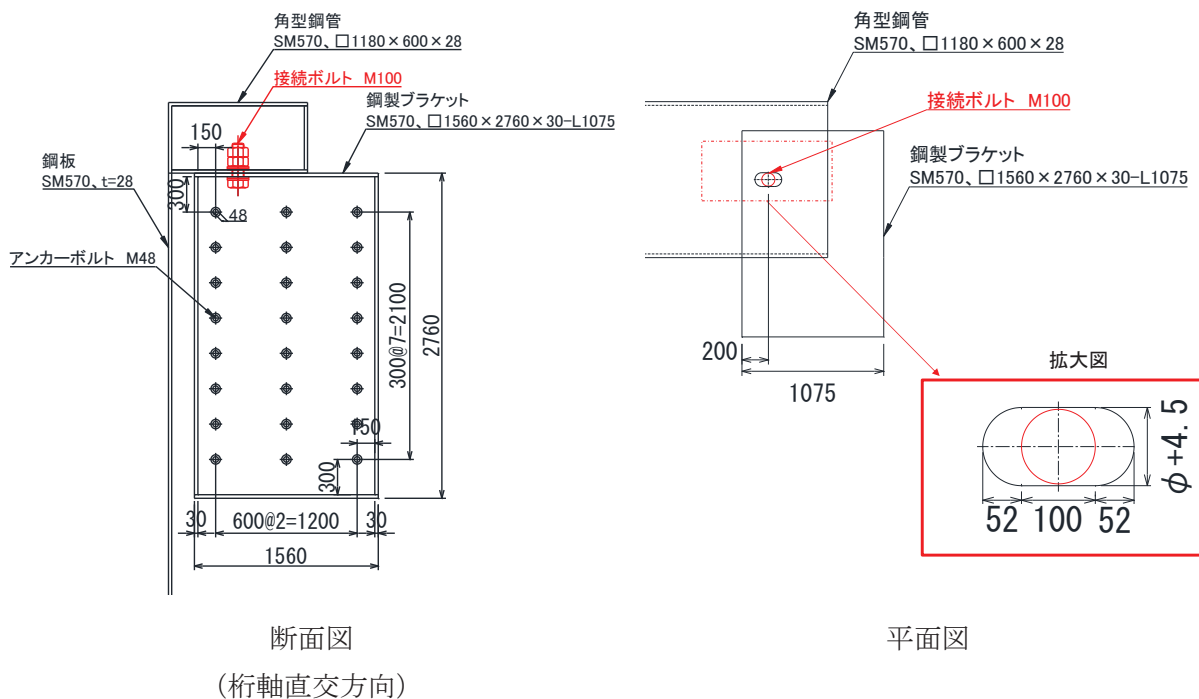


図 6.2-1 接続ボルトの構造図

### (2) 使用材料及び物性値

接続ボルトの使用材料を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 使用材料

| 評価対象部位 | 材質        | 仕様   |
|--------|-----------|------|
| 接続ボルト  | 強度区分 10.9 | M100 |

### (3) 許容限界

接続ボルトの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 6.2-2 に示す短期許容応力度とする。

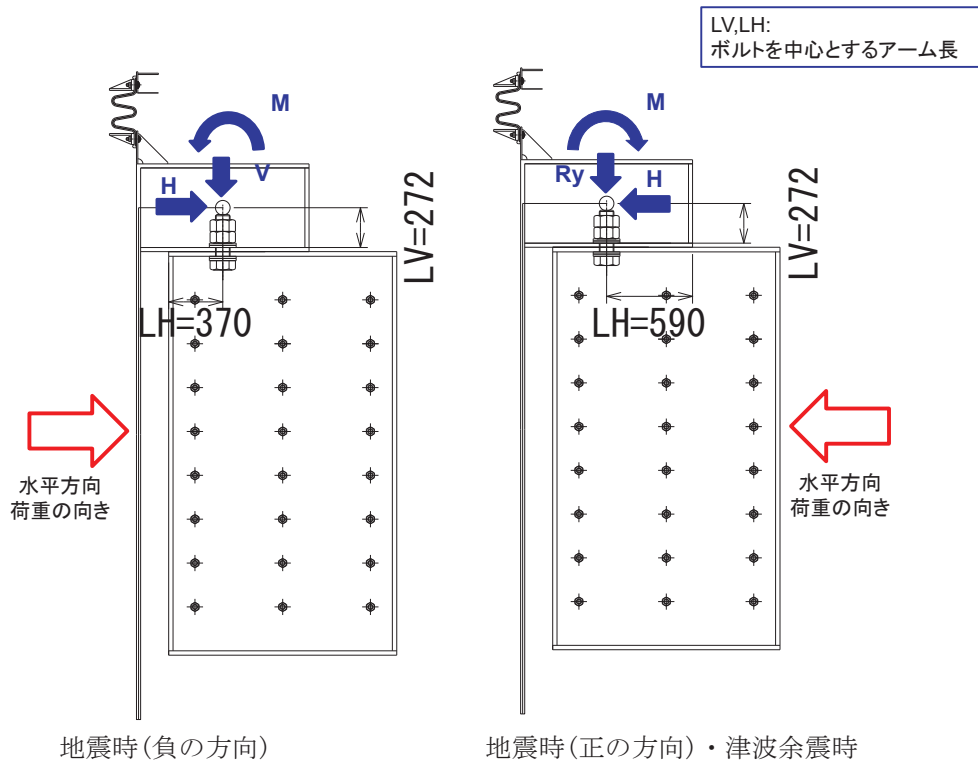
表 6.2-2 接続ボルトの許容限界

| 強度区分                 | 許容応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |                       | 短期許容応力度*<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------|-------------------------------|-----------------------|----------------------------------|
|                      | 10.9                          | 許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ | 470                              |
| 許容せん断応力度 $\tau_{sa}$ |                               | 270                   | 405                              |

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

接続ボルトの評価は，接続ボルトに発生する引張力，せん断力が，許容限界以下となることを確認する。接続ボルトの引張力，せん断力の算出式を図 6.2-2 に示す。



$$P = V_m - V_H + V$$

$$V_m = \frac{M}{L_H}$$

$$V_H = \frac{H \times L_v}{L_H}$$

ここに,

- P : 接続ボルトに作用する引張力(N)
- S : 接続ボルトに作用するせん断力(N)
- V : 接続ボルトに作用する鉛直荷重 (N)
- H : 接続ボルトに作用する水平荷重 (N)
- M : 接続ボルトに作用する回転荷重 (N・m)
- $V_m$  : 回転荷重によって生じる引張力(N)
- $V_H$  : 水平荷重によって生じる押し込み力(N)
- $L_H$  : 水平方向のアーム長(m)
- $L_v$  : 鉛直方向のアーム長(m)

図 6.2-2 接続ボルトの発生力算定方法

### 6.3 鋼製ブラケット

#### (1) 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図 6.3-1 に示す。

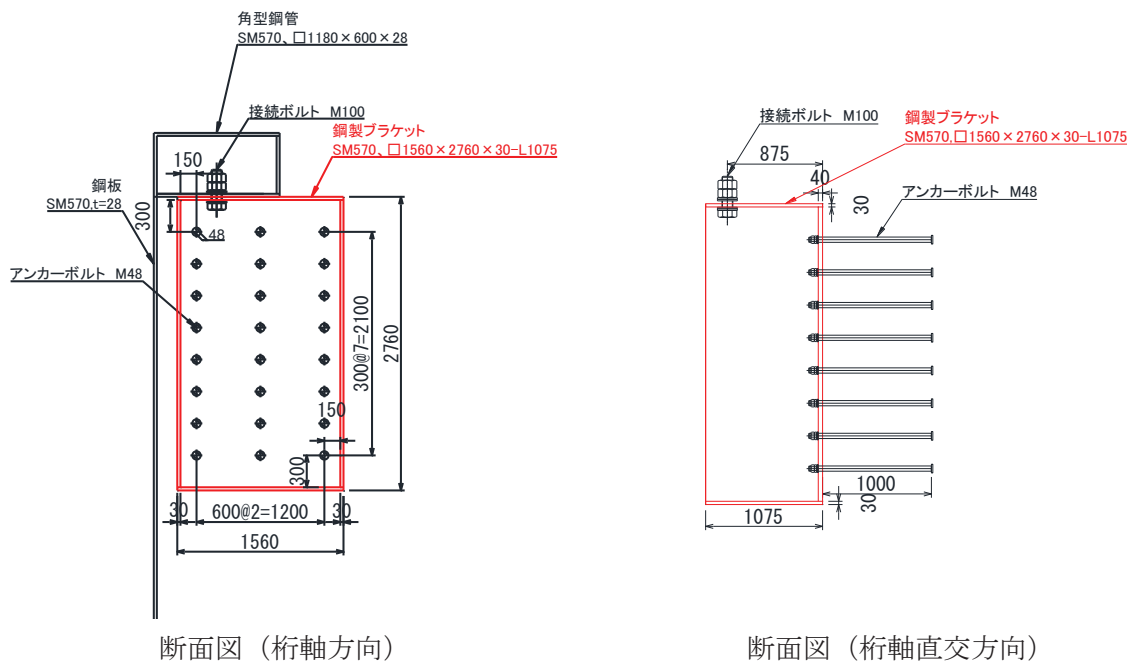


図 6.3-1 鋼製ブラケットの構造図

#### (2) 使用材料及び物性値

鋼製ブラケットの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

| 評価対象部位  | 材質    | 仕様             |
|---------|-------|----------------|
| 鋼製ブラケット | SM570 | PL30mm、PL40 mm |

#### (3) 許容限界

鋼製ブラケットの許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 6.3-2 に示す短期許容応力度とする。

表 6.3-2 鋼製ブラケットの許容限界

| 鋼材                   | 許容応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |  | 短期許容応力度* <sup>2</sup><br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------|-------------------------------|--|---|
|                      | SM570                         | 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup> | 255   |
| 許容せん断応力度 $\tau_{sa}$ |                               | 145                                    | 217   |

(4) 評価方法

鋼製ブラケットの作用荷重として 3.3.2 節で算出した接続ボルトに発生する力を用いる。鋼製ブラケットに作用する荷重図を図 6.3-2 に示す。

鋼製ブラケットは接続ボルトに発生する荷重を入力荷重とするフーチングに固定された片持ち梁として、図 6.3-3 に示すようにモデル化し、発生断面力を算定する。算定した断面力を用い、鋼製ブラケットが補強リブと側面プレートによって構成される断面として、図 6.3-4 に示す応力度照査により応力度を算出する。

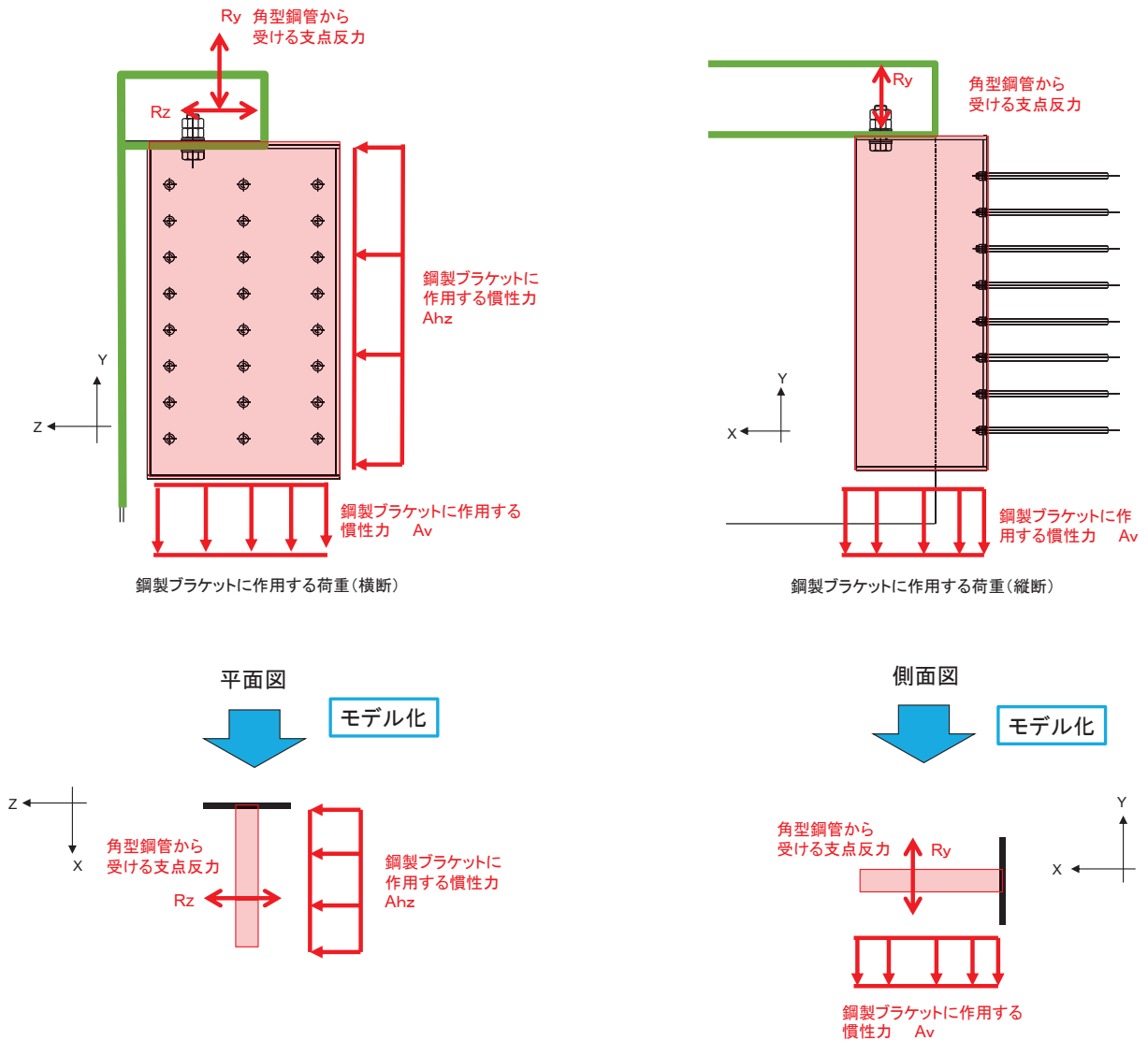


図 6.3-3 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要



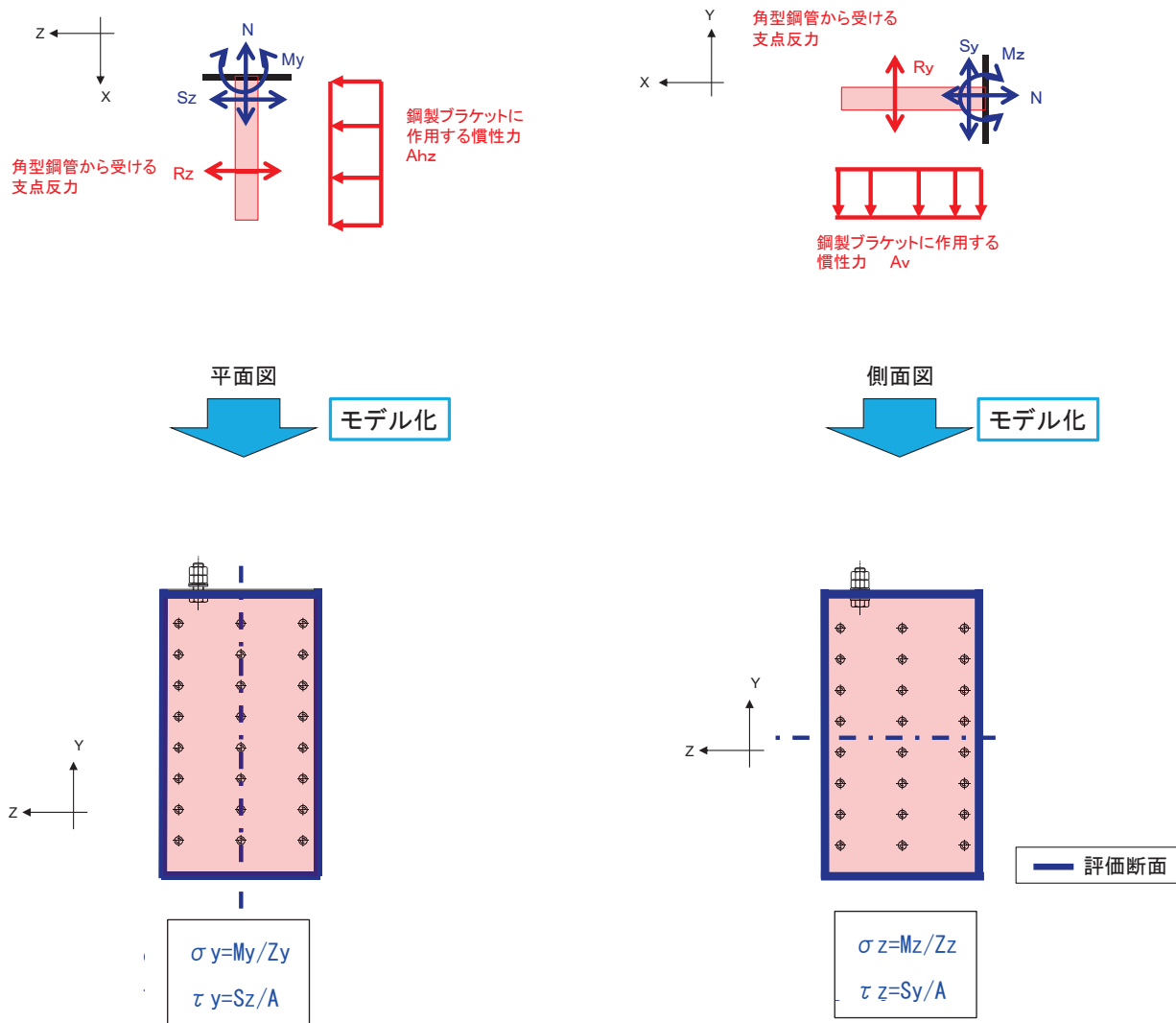


図 6.3-4 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図

上記によって算出した各応力度を以下のように足し合わせ、評価用応力度とする。なお、  
 応力度は保守的な評価となるように絶対値で足し合わせる。

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_Y}{Z_Y} \pm \frac{M_Z}{Z_Z}$$

## 6.4 アンカーボルト

### (1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.4-1 に示す。

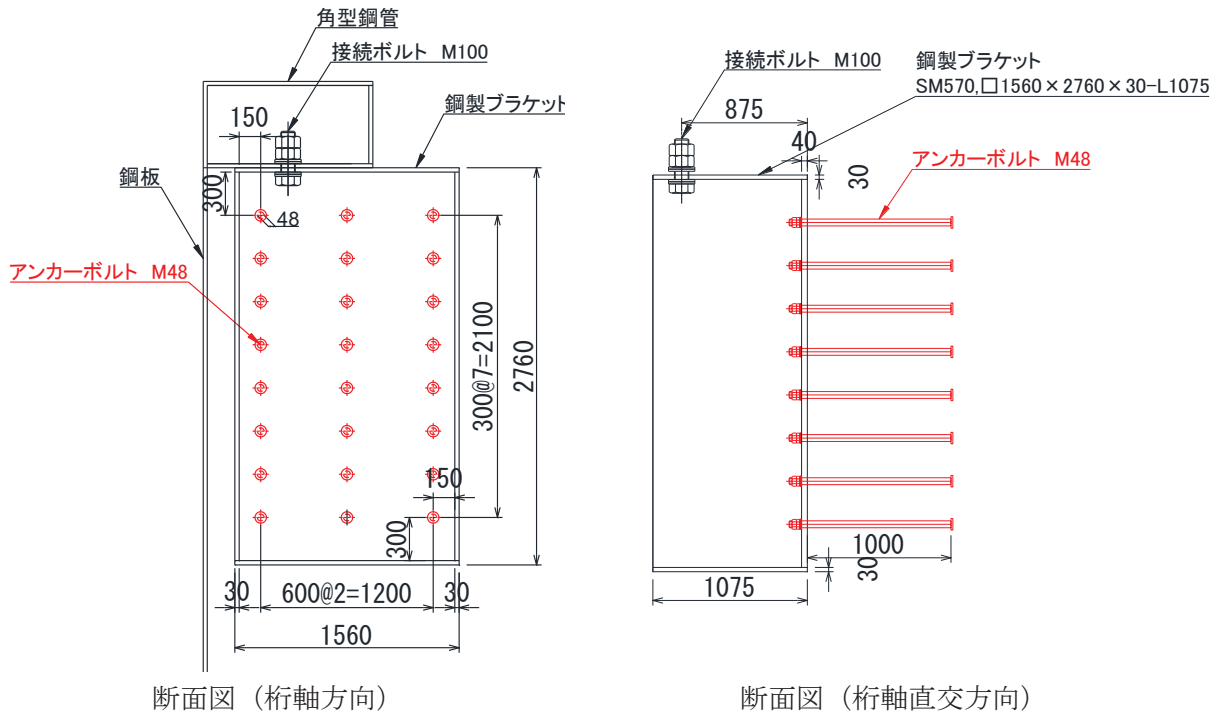


図 6.4-1 アンカーボルトの構造概要

### (2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.4-1 に示す。

表 6.4-1 使用材料

| 評価対象部位  | 材質      | 仕様               |
|---------|---------|------------------|
| アンカーボルト | SNR490B | 頭付きアンカーボルト (M48) |

### (3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容限界算出結果を表 6.4-2 に示す。

表 6.4-2 許容限界算出結果

| 評価部位              |                          | 許容荷重               |                    |            |
|-------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|------------|
|                   |                          | 引張<br>(N)          | せん断<br>(N)         | 合成力<br>(-) |
| アンカーボルト           |                          | $4.33 \times 10^5$ | $3.03 \times 10^5$ | 1.0        |
| コンクリートの<br>コーン状破壊 | 接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が下向きの場合 | $8.09 \times 10^5$ | $1.25 \times 10^6$ | -          |
|                   | 接続ボルトが受ける荷重（鉛直方向）が上向きの場合 | $7.68 \times 10^5$ | $8.74 \times 10^5$ | -          |

(アンカーボルトの許容限界の算出方法)

アンカーボルトの許容引張力は以下の式により算出する。

$$P_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{pa} \times sc a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \times c\sigma_t \times A_c$$

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$$

$$P_a = \text{Min}(P_{a1}, P_{a2})$$

ここで、

$p_{a1}$  : アンカーボルト 1 本当りの降伏に対する許容引張力 (kN)

$p_{a2}$  : アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容引張力 (kN)

$p_a$  : 許容引張力 (kN)

$\phi_1$  : 低減係数(短期荷重時)

$\phi_2$  : 低減係数(短期荷重時)

$s\sigma_{pa}$  : アンカーボルトの引張強度( $s\sigma_{pa} = s\sigma_y$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$s\sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度(SNR490B) (N/mm<sup>2</sup>)

$sc a$  : アンカーボルトの断面積 M48 (mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリート設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : アンカーボルトのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>)

アンカーボルトの許容せん断力は以下の式で算出する。

$$q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_sc a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times {}_c\sigma_{qa} \times {}_sc a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \times {}_c\sigma_t \times A_{qc}$$

$$q_a = \text{Min} (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$${}_s\sigma_{qa} = 0.7 \times {}_s\sigma_y$$

$${}_c\sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$${}_c\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$$

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

ここで、

$q_{a1}$  : アンカーボルト 1 本当りのせん断強度に対する許容せん断力 (kN)

$q_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体の支圧強度に対する許容せん断力 (kN)

$q_{a3}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン破壊に対する許容せん断力 (kN)

$q_a$  : 許容せん断力 (kN)

$\phi_1$  : 低減係数(短期荷重時)

$\phi_2$  : 低減係数(短期荷重時)

${}_s\sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_s\sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_sc a$  : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_c\sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリート設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数

$A_{qc}$  : せん断方向の側面におけるコーン状破壊面積の有効投影面積

(4) 評価方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図6.4-2に示す。

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}$$

$$S = \sqrt{(S_y^2 + S_z^2)}$$

$$s = S / n$$

$$\kappa = \left( \frac{T_x}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{s}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

$T_x$  : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力

$T_{x1}$  : Z軸周りのモーメント  $M_z$  によって生じる引抜力

$$T_{x1} = \sigma_{sz} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

$\sigma_{sz}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$T_{x2}$  : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力

$$T_{x2} = \sigma_{sy} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

$\sigma_{sy}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$S$  : アンカーボルトに作用するせん断力

$S_y$  : Y軸方向に作用するせん断力

$S_z$  : Z軸方向に作用するせん断力

$s$  : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力

$n$  : 本数

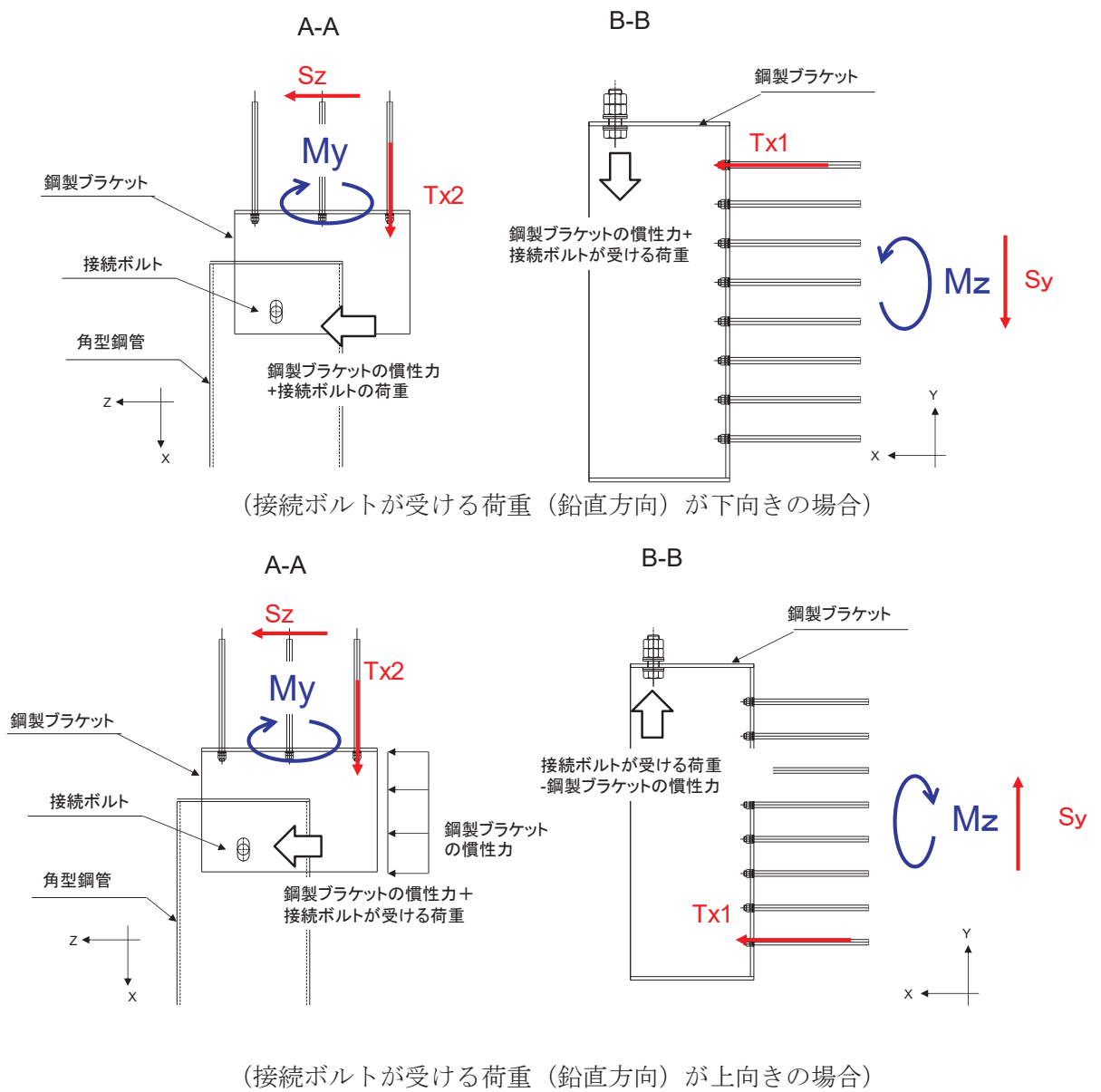


図 6.4-2 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

## 7. 評価結果

### 7.1 評価結果

鋼矢板を構成する各部位（鋼板，角型鋼管，接続ボルト，鋼製ブラケット，アンカーボルト）についての評価結果を表7.1-1～表7.1-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから，構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) 評価結果（地震時：内→外方向）

| 評価部位                       | 応力成分                           | 応力度<br>(a)         | 許容限界<br>(b)        | 照査値<br>(a / b) |
|----------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------|----------------|
| 鋼板                         | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 222                | 382                | 0.59           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 37                 | 217                | 0.18           |
|                            | 合成応力度                          | 0.34               | 1.2                | 0.29           |
| 接続ボルト                      | 引張力(N)                         | $4.30 \times 10^5$ | $4.92 \times 10^6$ | 0.09           |
|                            | せん断力(N)                        | $7.90 \times 10^5$ | $2.83 \times 10^6$ | 0.28           |
|                            | 合成力                            | 0.09               | 1.0                | 0.09           |
| ブラケット                      | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 15                 | 382                | 0.04           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 19                 | 217                | 0.09           |
|                            | 合成応力度                          | 0.01               | 1.2                | 0.01           |
| アンカーボルト                    | 引張力(N)                         | $1.22 \times 10^5$ | $4.33 \times 10^5$ | 0.29           |
|                            | せん断力(N)                        | $6.10 \times 10^4$ | $3.03 \times 10^5$ | 0.21           |
|                            | 合成力                            | 0.12               | 1.0                | 0.12           |
| アンカーボルト<br>(コンクリートのコーン状破壊) | 引張力(N) *                       | $1.22 \times 10^5$ | $8.09 \times 10^5$ | 0.16           |
|                            | せん断力(N) *                      | $6.10 \times 10^4$ | $1.25 \times 10^6$ | 0.05           |



表 7.1-1(2) 評価結果（地震時：外→内方向）

| 評価部位                       | 応力成分                           | 応力度<br>(a)           | 許容限界<br>(b)          | 照査値<br>(a / b) |
|----------------------------|--------------------------------|----------------------|----------------------|----------------|
| 鋼板                         | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 221                  | 382                  | 0.58           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 33                   | 217                  | 0.16           |
|                            | 合成応力度                          | 0.34                 | 1.2                  | 0.29           |
| 接続ボルト                      | 引張力(N)                         | 1.84×10 <sup>6</sup> | 4.92×10 <sup>6</sup> | 0.38           |
|                            | せん断力(N)                        | 7.93×10 <sup>5</sup> | 2.83×10 <sup>6</sup> | 0.29           |
|                            | 合成力                            | 0.22                 | 1.0                  | 0.22           |
| ブラケット                      | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 19                   | 382                  | 0.05           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 24                   | 217                  | 0.12           |
|                            | 合成応力度                          | 0.02                 | 1.2                  | 0.02           |
| アンカーボルト                    | 引張力(N)                         | 1.61×10 <sup>5</sup> | 4.33×10 <sup>5</sup> | 0.38           |
|                            | せん断力(N)                        | 8.50×10 <sup>4</sup> | 3.03×10 <sup>5</sup> | 0.29           |
|                            | 合成力                            | 0.22                 | 1.0                  | 0.22           |
| アンカーボルト<br>(コンクリートのコーン状破壊) | 引張力(N)                         | 1.61×10 <sup>5</sup> | 7.68×10 <sup>5</sup> | 0.21           |
|                            | せん断力(N)                        | 8.50×10 <sup>4</sup> | 8.74×10 <sup>5</sup> | 0.10           |

表 7.1-2 評価結果 (重畳時①)

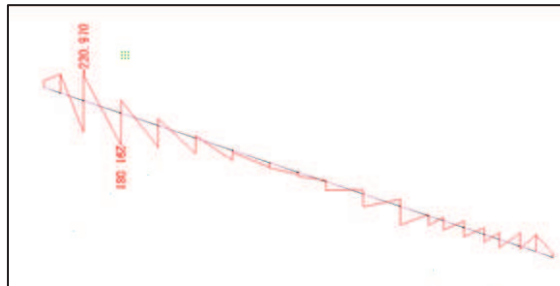
| 評価部位                       | 応力成分                           | 応力度<br>(a)         | 許容限界<br>(b)        | 照査値<br>(a / b) |
|----------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------|----------------|
| 鋼板                         | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 212                | 382                | 0.56           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 38                 | 217                | 0.19           |
|                            | 合成応力度                          | 0.31               | 1.2                | 0.26           |
| 接続ボルト                      | 引張力 (N)                        | $4.60 \times 10^5$ | $4.92 \times 10^6$ | 0.10           |
|                            | せん断力 (N)                       | $9.07 \times 10^5$ | $2.83 \times 10^6$ | 0.33           |
|                            | 合成力                            | 0.11               | 1.0                | 0.11           |
| ブラケット                      | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 15                 | 382                | 0.04           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 19                 | 217                | 0.09           |
|                            | 合成応力度                          | 0.01               | 1.2                | 0.01           |
| アンカーボルト                    | 引張力 (N)                        | $1.23 \times 10^5$ | $4.33 \times 10^5$ | 0.29           |
|                            | せん断力 (N)                       | $5.90 \times 10^4$ | $3.03 \times 10^5$ | 0.20           |
|                            | 合成力                            | 0.12               | 1.0                | 0.12           |
| アンカーボルト<br>(コンクリートのコーン状破壊) | 引張力 (N)                        | $1.23 \times 10^5$ | $8.09 \times 10^5$ | 0.16           |
|                            | せん断力 (N)                       | $5.90 \times 10^4$ | $1.25 \times 10^6$ | 0.05           |

表 7.1-3 評価結果（重畳時②（負の周面摩擦力の影響を考慮））

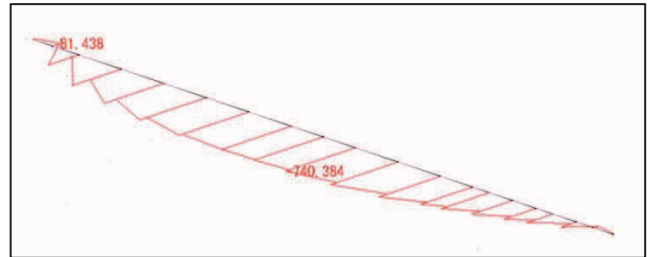
| 評価部位                       | 応力成分                           | 応力度<br>(a)         | 許容限界<br>(b)        | 照査値<br>(a / b) |
|----------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------|----------------|
| 鋼板                         | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 294                | 382                | 0.77           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 97                 | 217                | 0.45           |
|                            | 合成応力度                          | 0.62               | 1.2                | 0.52           |
| 接続ボルト                      | 引張力(N)                         | $1.77 \times 10^6$ | $4.92 \times 10^6$ | 0.36           |
|                            | せん断力(N)                        | $8.43 \times 10^5$ | $2.83 \times 10^6$ | 0.30           |
|                            | 合成力                            | 0.22               | 1.0                | 0.22           |
| ブラケット                      | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 32                 | 382                | 0.09           |
|                            | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 37                 | 217                | 0.18           |
|                            | 合成応力度                          | 0.04               | 1.2                | 0.04           |
| アンカーボルト                    | 引張力(N)                         | $2.74 \times 10^5$ | $4.33 \times 10^5$ | 0.64           |
|                            | せん断力(N)                        | $1.88 \times 10^5$ | $3.03 \times 10^5$ | 0.63           |
|                            | 合成力                            | 0.79               | 1.0                | 0.79           |
| アンカーボルト<br>(コンクリートのコーン状破壊) | 引張力(N)                         | $2.74 \times 10^5$ | $8.09 \times 10^5$ | 0.34           |
|                            | せん断力(N)                        | $1.88 \times 10^5$ | $1.25 \times 10^6$ | 0.16           |

## 7.2 断面力分布

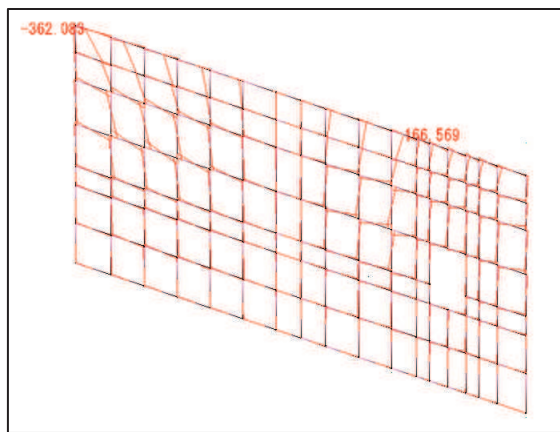
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図 7.2-1～図 7.2-4 に示す



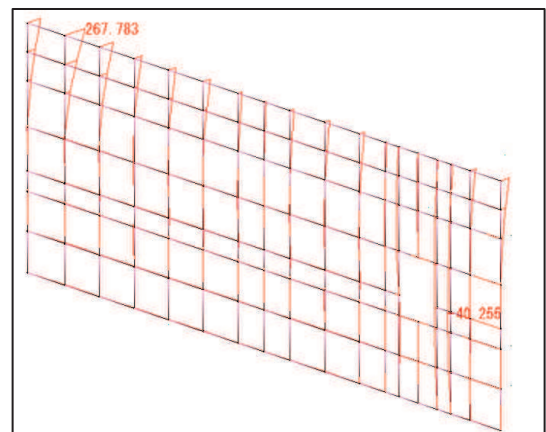
Mz 図 角型鋼管



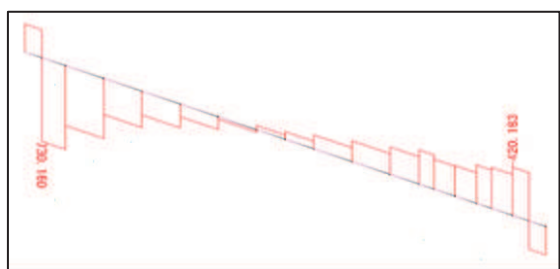
My 図 角型鋼管



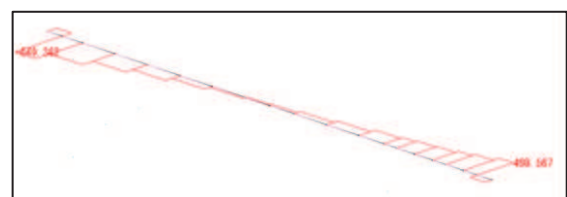
Mz 図 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板  
My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

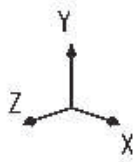
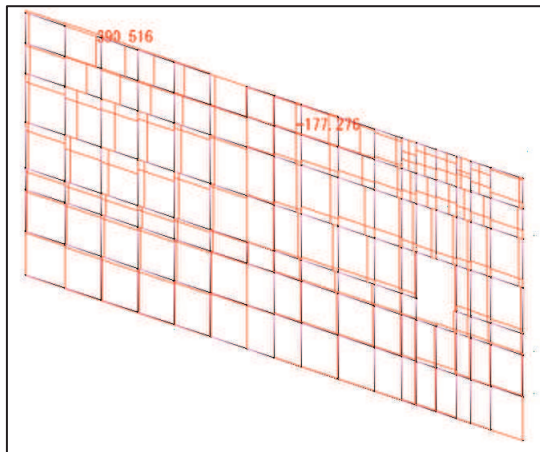
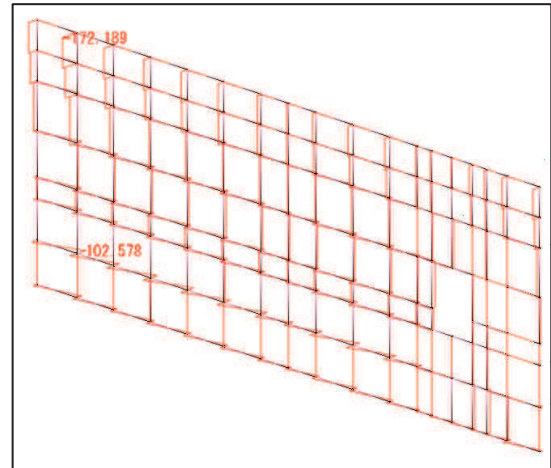


図 7.2-1(1) 断面力図 (地震時：内→外方向)

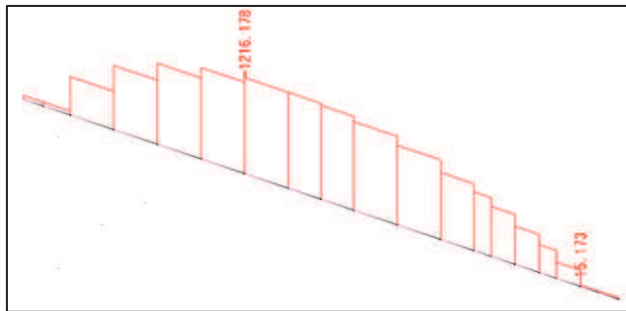


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板

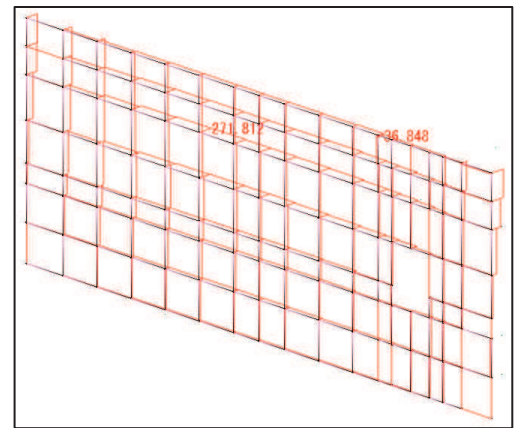
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

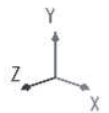


図 7.2-1(2) 断面力図 (地震時: 内→外方向)

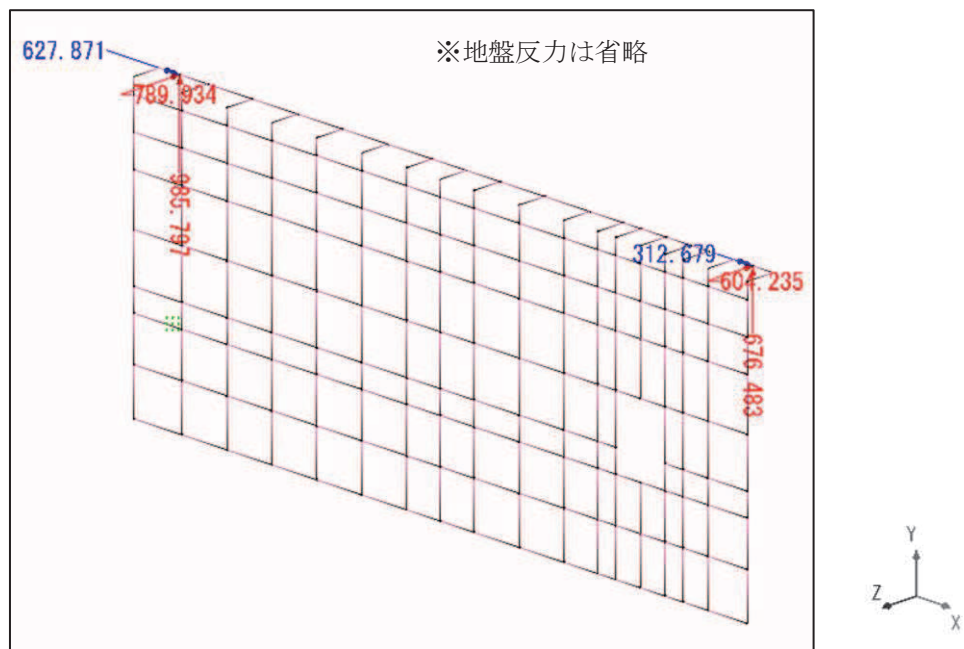


図 7.2-1(3) 反力図 (地震時 正の方向)

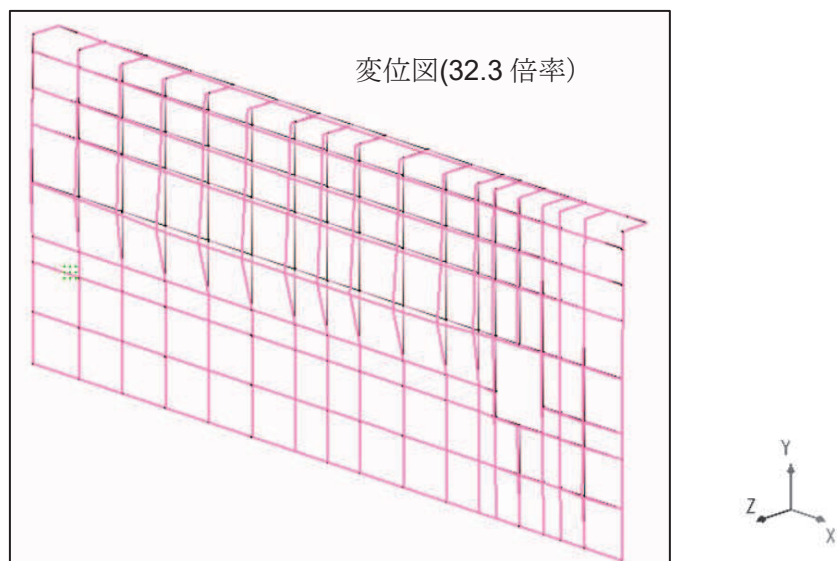
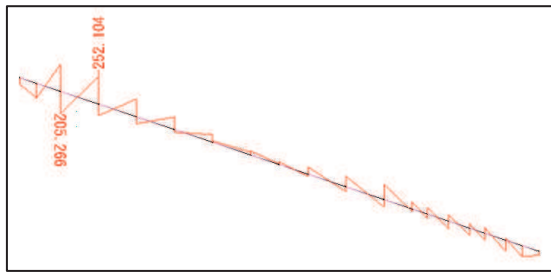
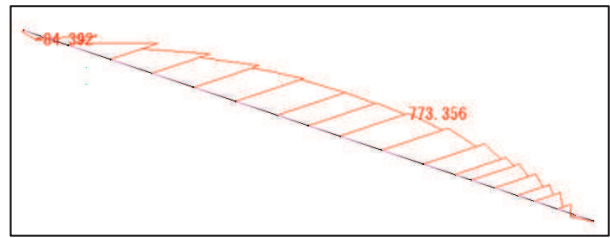


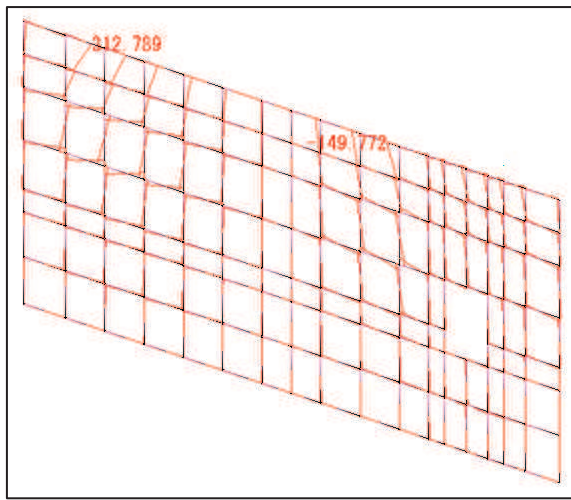
図 7.2-1(4) 変形図 (地震時: 内→外方向)



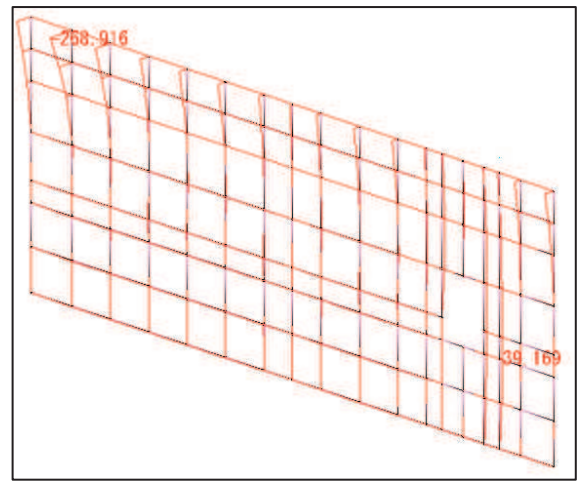
Mz 図 角型鋼管



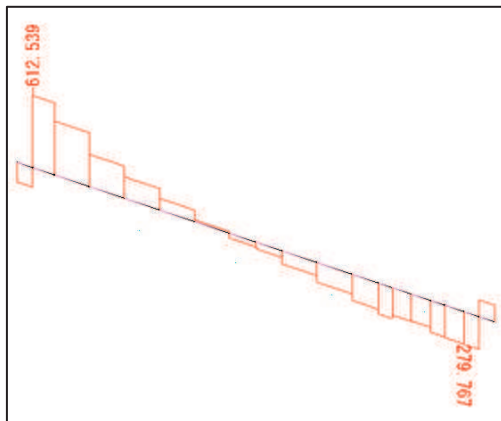
My 図 角型鋼管



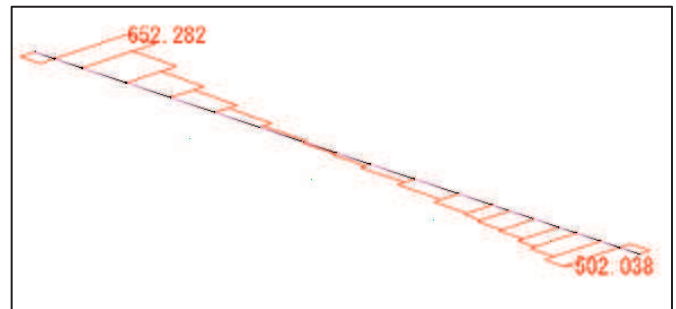
Mz 図 鋼板



Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板  
My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sy 図 角型鋼管



Sz 図 角型鋼管

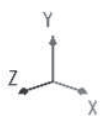
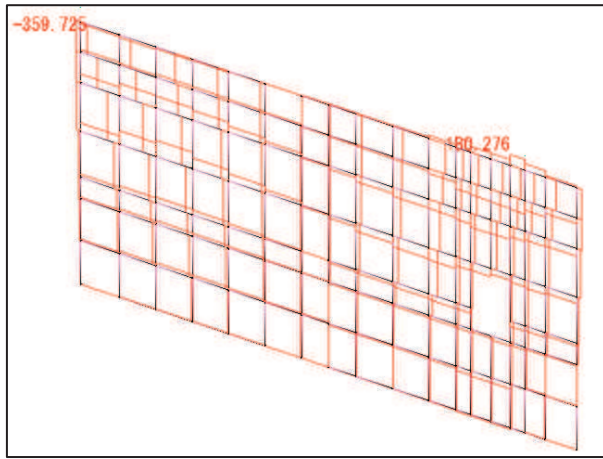
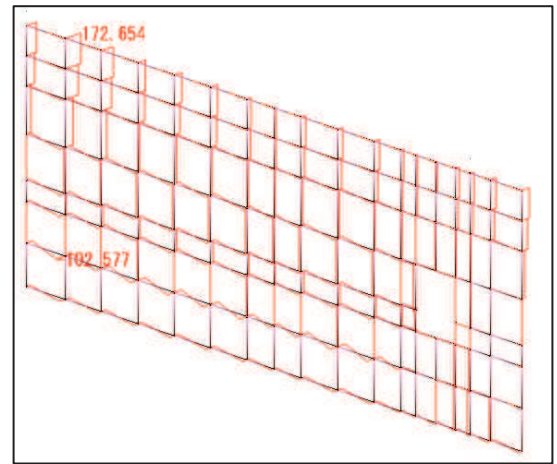


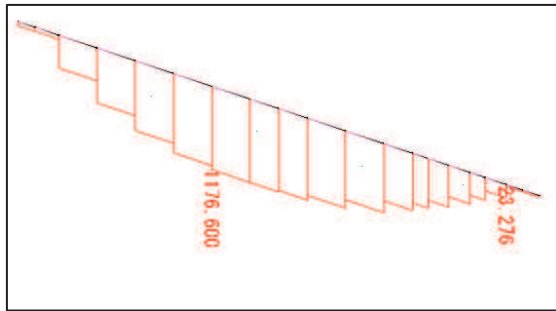
図 7.2-2(1) 断面力図 (地震時: 外→内方向)



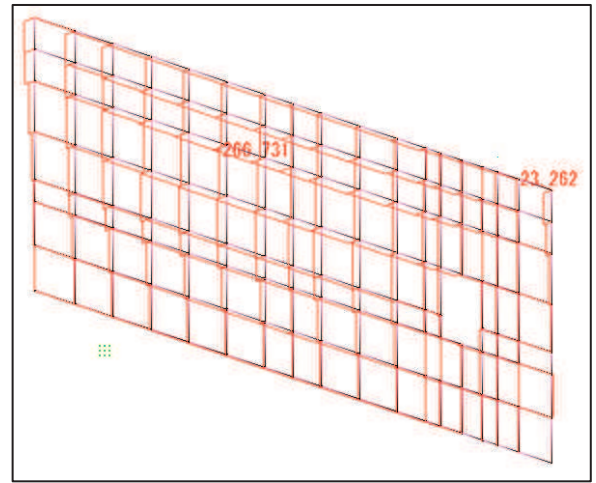
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

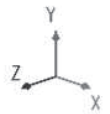


図 7.2-2(2) 断面力図 (地震時: 外→内方向)



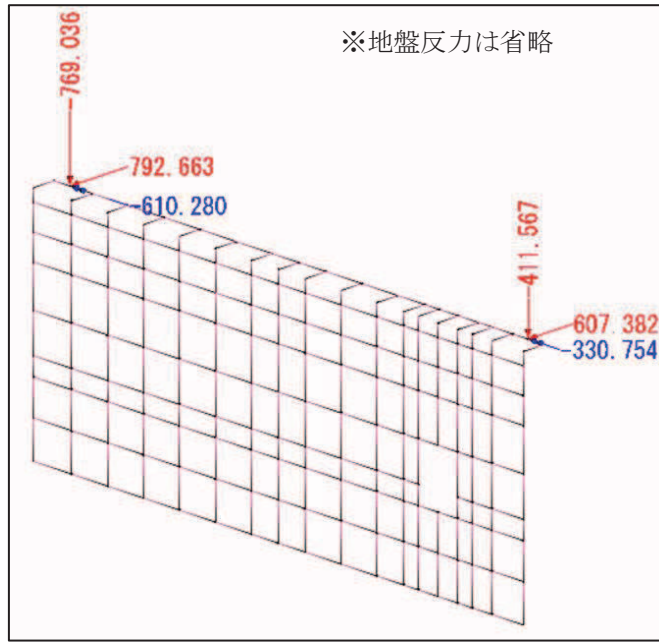


图 7.2-2(3) 反力图 (地震時：外→内方向)

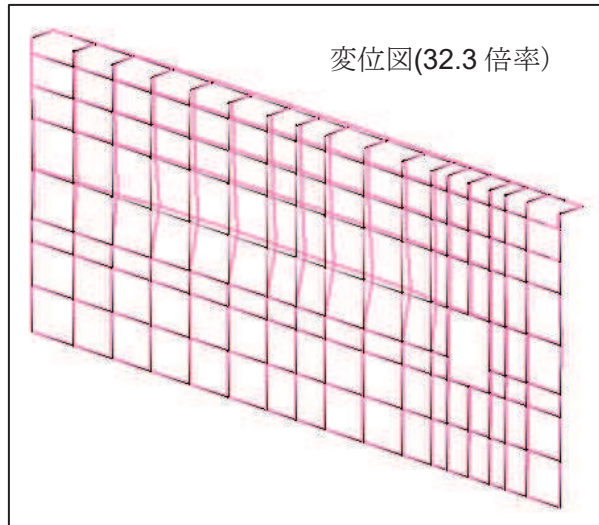
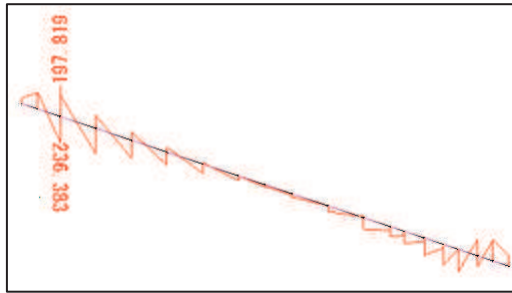
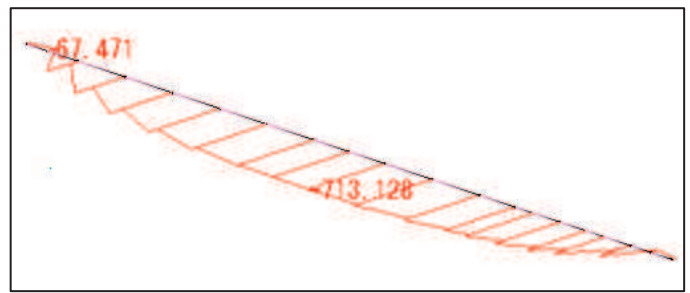


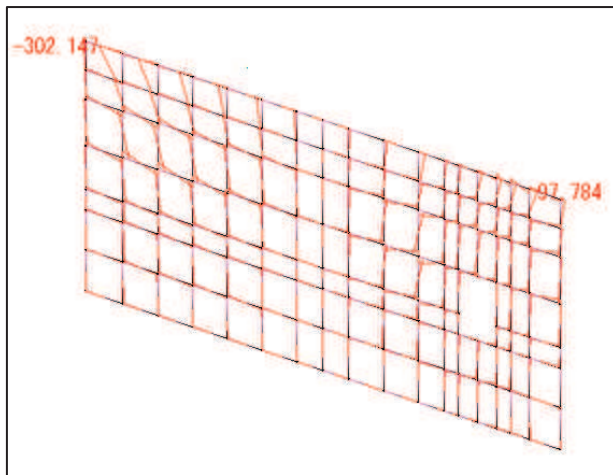
图 7.2-2(4) 变形图 (地震時：外→内方向)



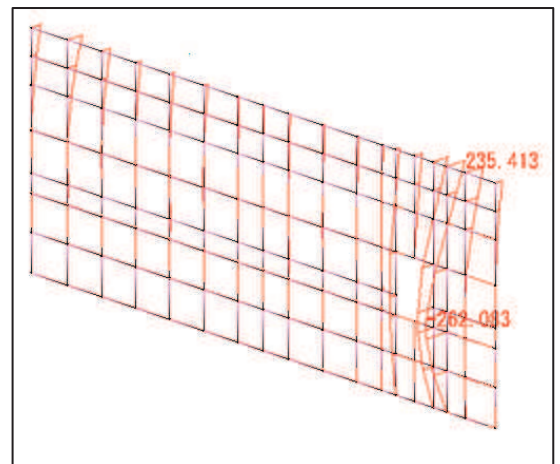
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

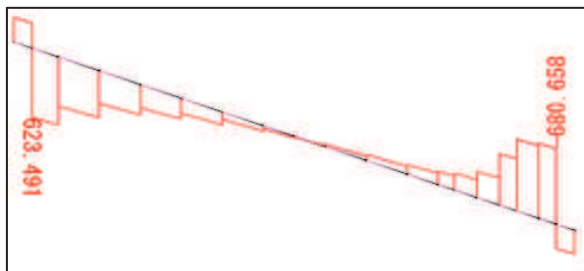


Mz 図(面内) 鋼板

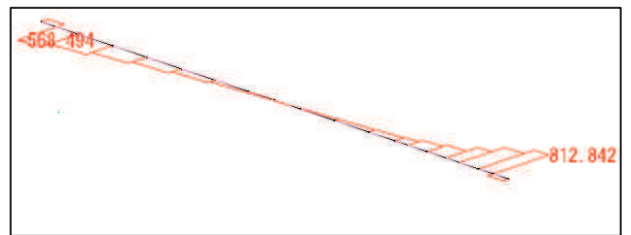


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



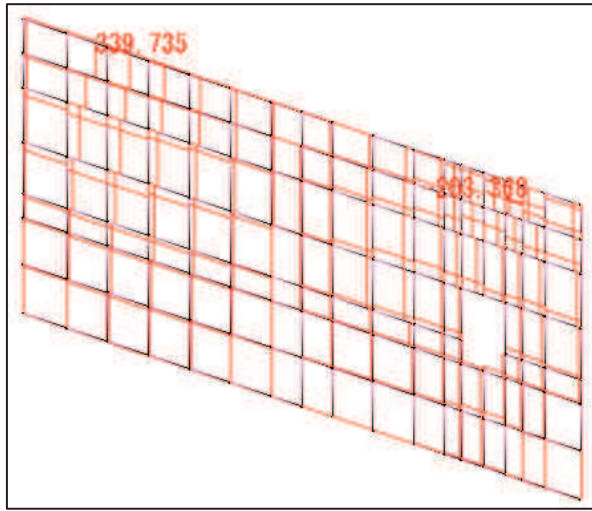
Sy 図 角型鋼管



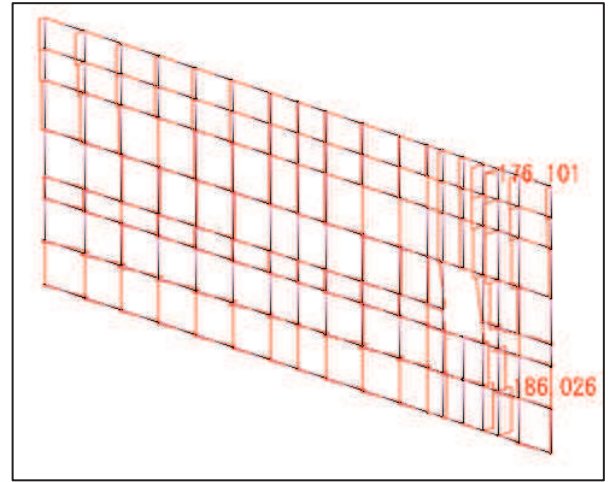
Sz 図 角型鋼管



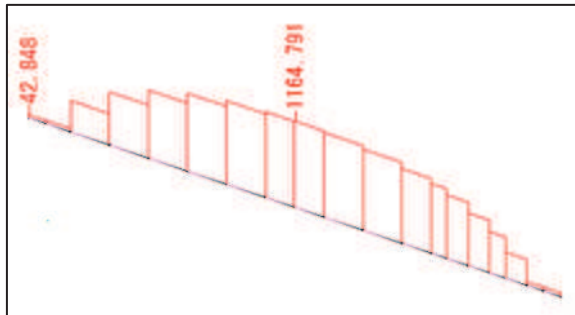
図 7.2-3(1) 断面力図 (重畳時①)



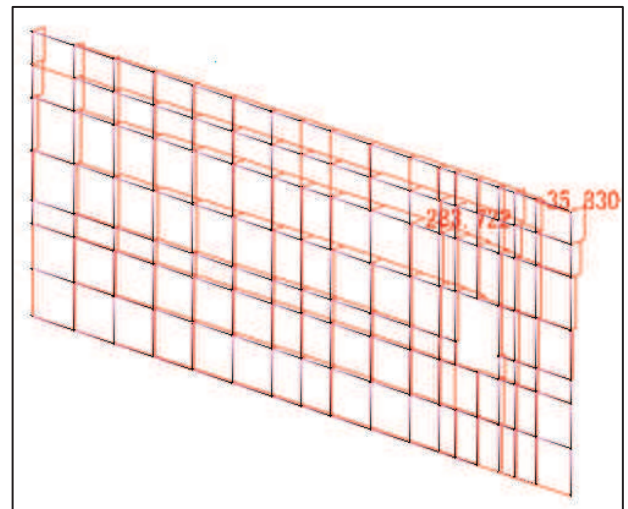
Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

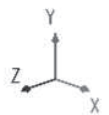


図 7.2-3(2) 断面力図 (重畳時①)

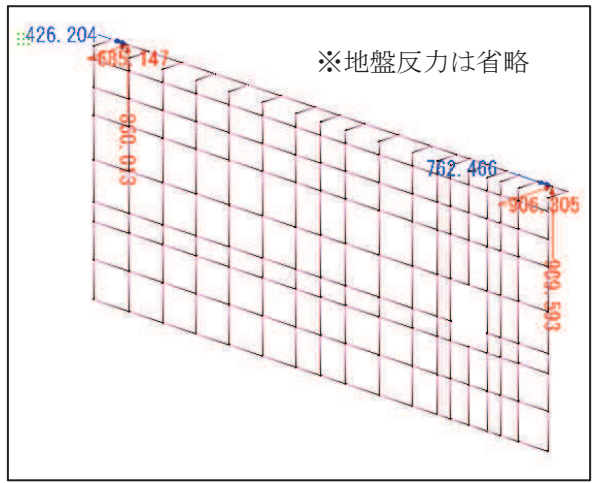


図 7.2-3(3) 反力図 (重畳時①)

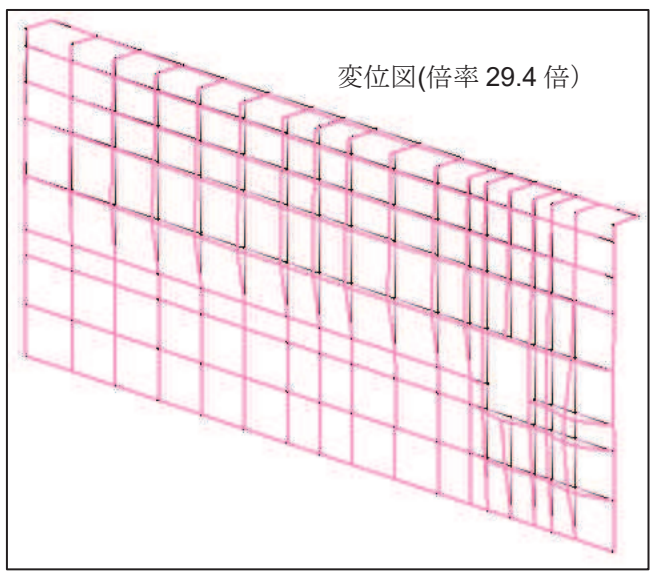
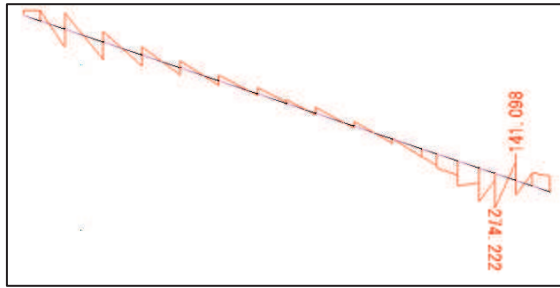
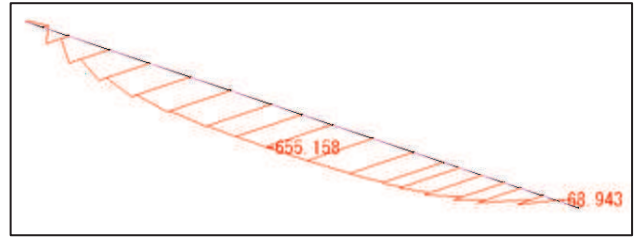


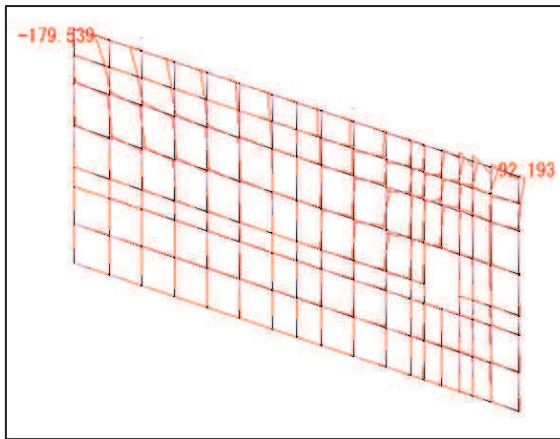
図 7.2-3(4) 変形図 (重畳時①)



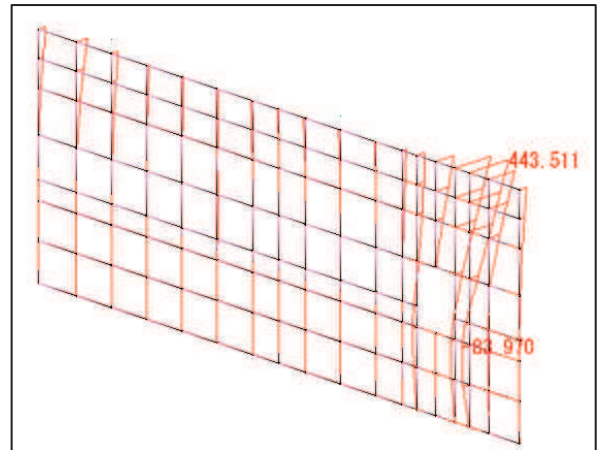
Mz 図 角型鋼管



My 図 角型鋼管

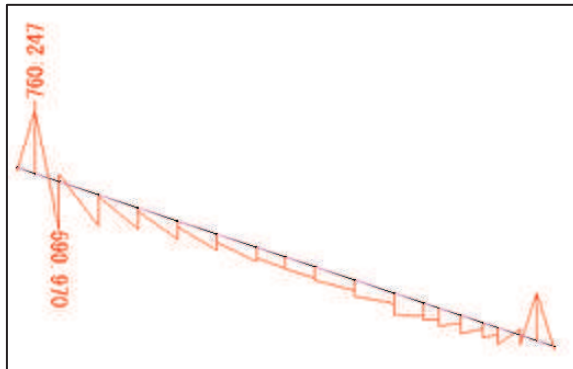


Mz 図 鋼板

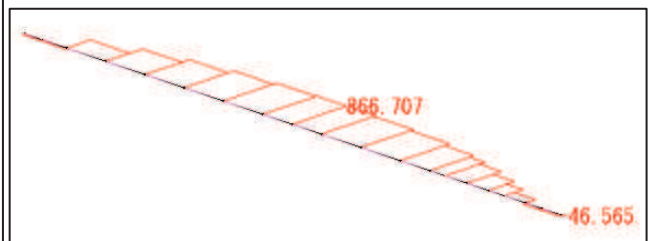


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

My 図 (横方向はり要素) 鋼板



Mz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



My 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

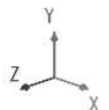
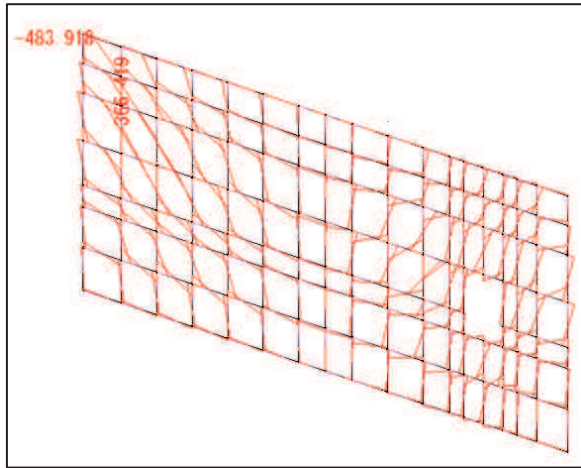
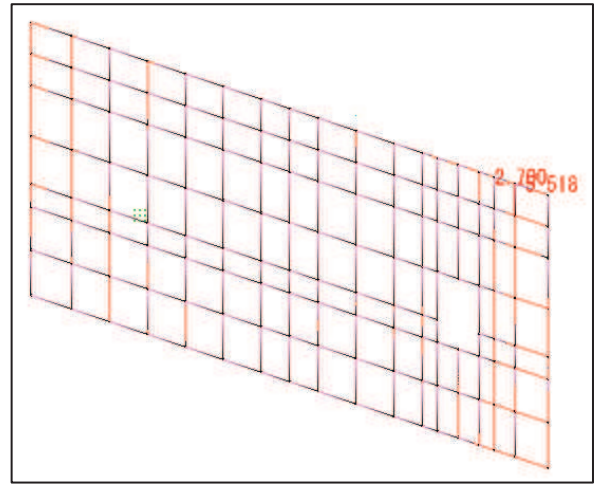


図 7.2-4(1) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))

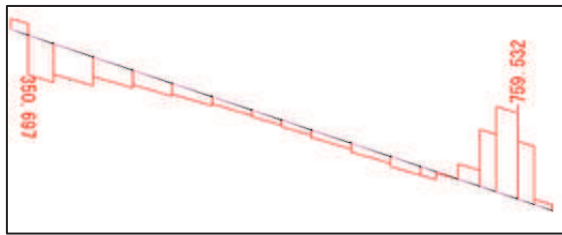


Mz 図 鋼板 (負の周面摩擦力)

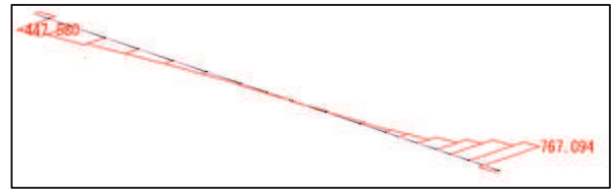


Mx 図 (縦方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)

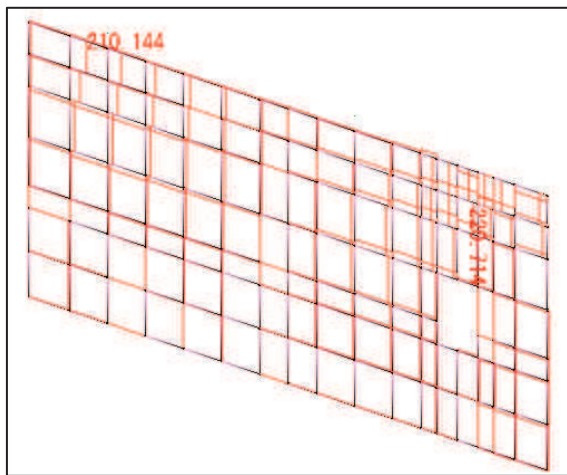
My 図 (横方向はり要素) 鋼板 (負の周面摩擦力)



Sy 図 角型鋼管

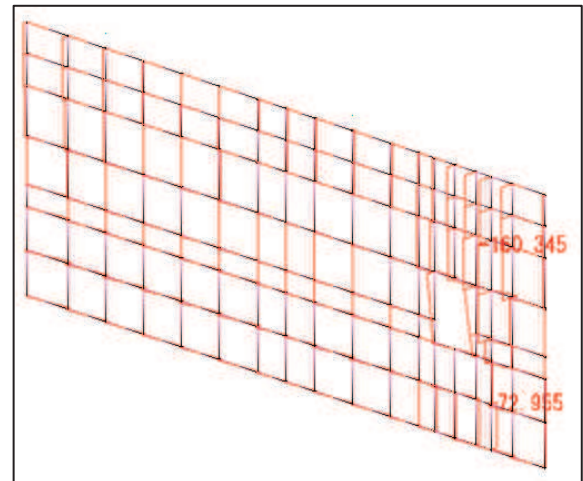


Sz 図 角型鋼管



Sx 図 (縦方向はり要素) 鋼板

Sy 図 (横方向はり要素) 鋼板



Sz 図 鋼板

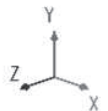
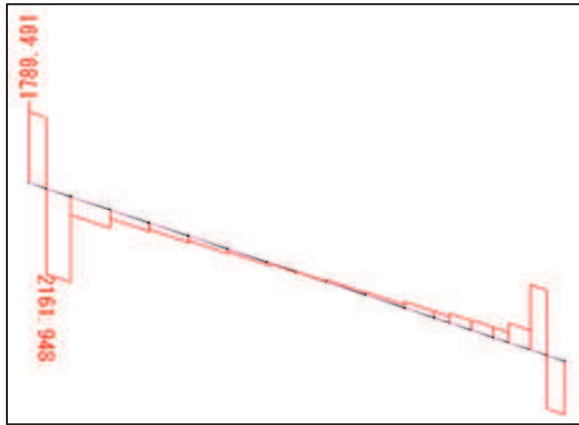
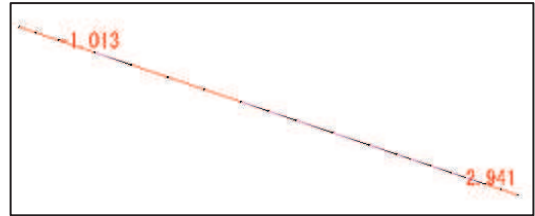


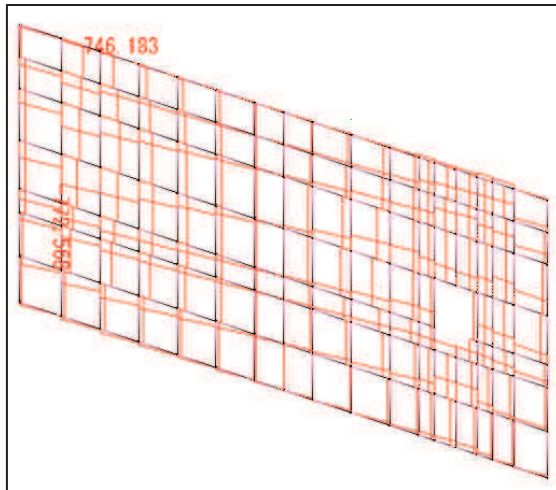
図 7.2-4(2) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



Sy 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

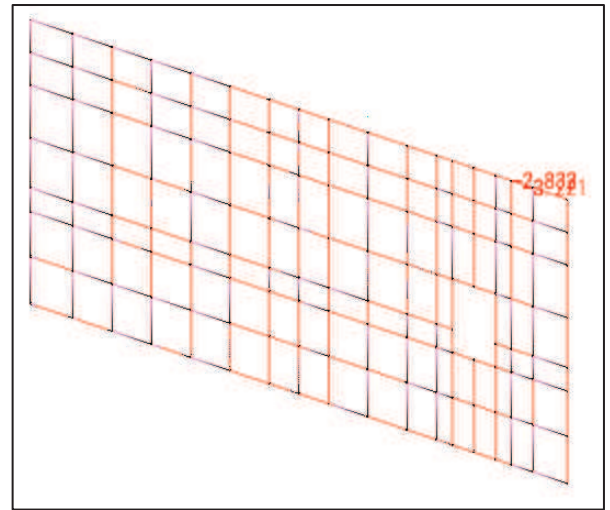


Sz 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)

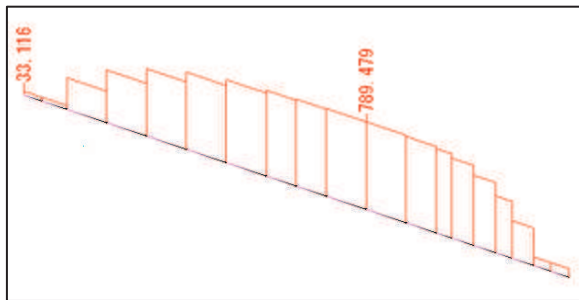


Sx 図(縦方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)

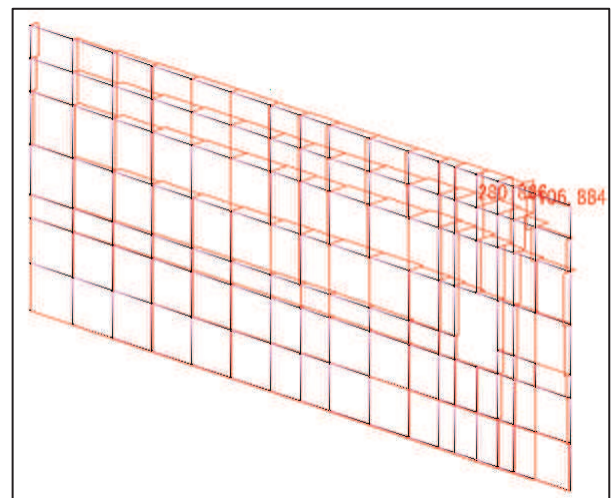
Sy 図(横方向はり要素) 鋼板(負の周面摩擦力)



Sz 図 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

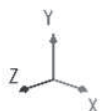
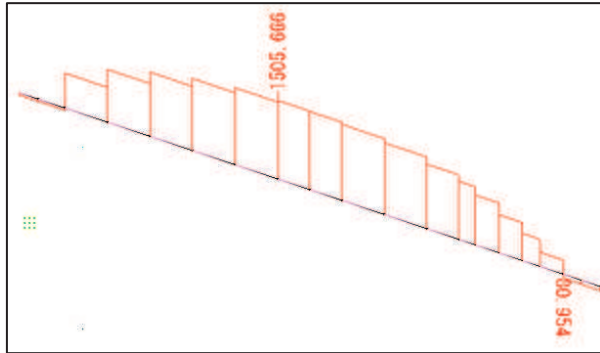
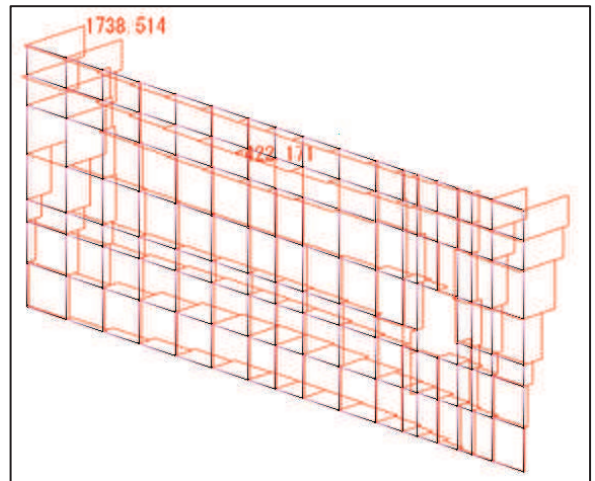


図 7.2-4(3) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮))



N 図 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N 図 鋼板(負の周面摩擦力)

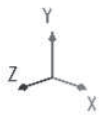


図 7.2-4(4) 断面力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮) )



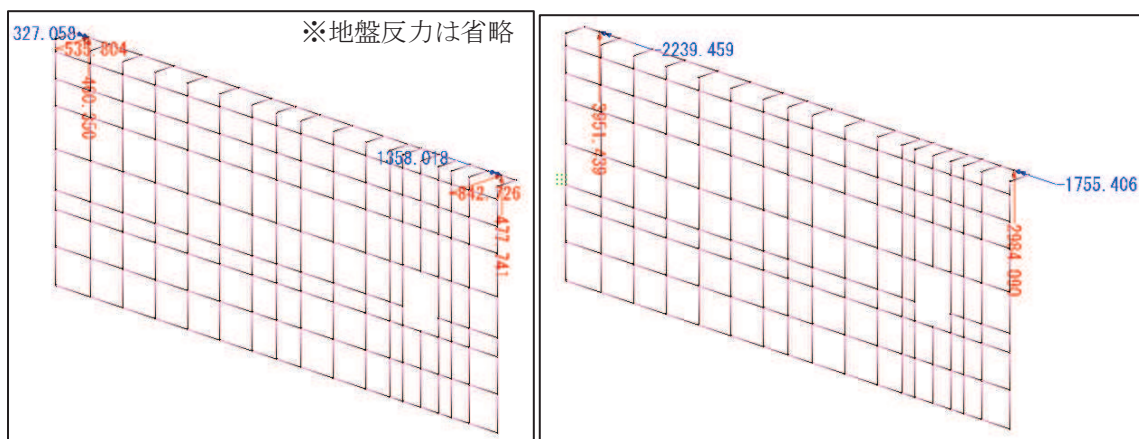


図 7.2-3(5) 反力図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮) )

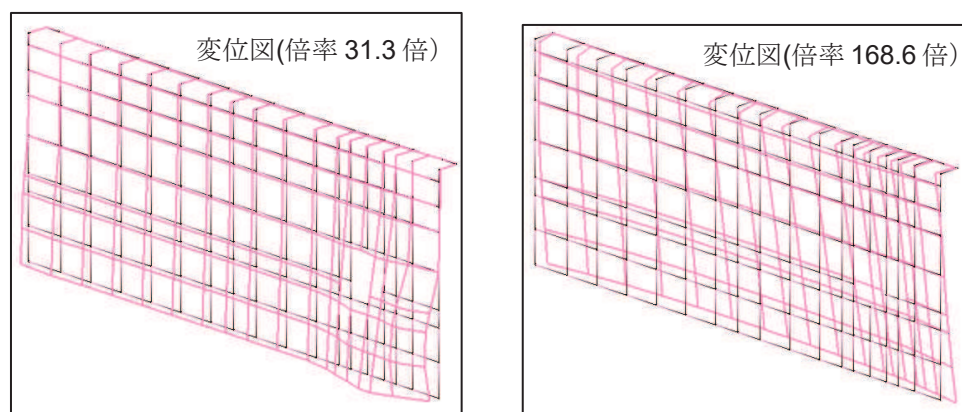
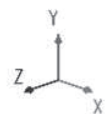
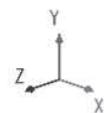


図 7.2-4(6) 変形図 (重畳時② (負の周面摩擦力の影響を考慮) )



- 6 . 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明

## 目 次

|               |    |
|---------------|----|
| 1. 概要         | 1  |
| 2. 評価方針       | 10 |
| 3. 評価対象       | 11 |
| 4. 荷重及び荷重の組合せ | 12 |
| 5. 評価方法及び材料諸元 | 23 |
| 5.1 鋼板        | 23 |
| 5.2 アンカーボルト   | 37 |
| 6. 評価結果       | 44 |
| 6.1 評価結果      | 44 |
| 6.2 断面力図等     | 46 |

## 1. 概要

第2号機放水立坑及び第3号機放水立坑の防潮壁下部を横断するトレンチについては、杭基礎構造防潮壁に一体化させた遮水鋼板（以下、遮水鋼板という。）により、止水性を確保する方針としている。

ここで、防潮壁下部を横断するトレンチは、防潮壁フーチング間に位置するため、遮水鋼板については相対変位への影響を踏まえ、独立した2枚の鋼板をそれぞれのフーチングに支持を取り、止水ジョイントを介して接合する構造とする。なお、止水ジョイントは防潮壁間と同一ラインとする。

なお、遮水鋼板には配管等が貫通するため、貫通部には貫通部止水処置を行うことで、貫通部の止水性を確保する。

本書では、遮水鋼板の構造強度について示すものとし、トレンチの止水対策の全体概要及びトレンチとの取り合い部の詳細については参考資料9に、配管等貫通部の概要及び貫通部の止水性評価結果については「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」及び「6.5.6 2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。なお、遮水鋼板③・④は、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に示す鋼桁5,6の鋼矢板と一体構造として評価しているため、遮水鋼板の構造強度評価については遮水鋼板①・②を評価対象とする。

遮水鋼板の設置位置を図1-1に、構造概要を図1-2に、構造図を図1-3～図1-6に、遮水鋼板設置位置周辺の地質分布を図1-7に示す。

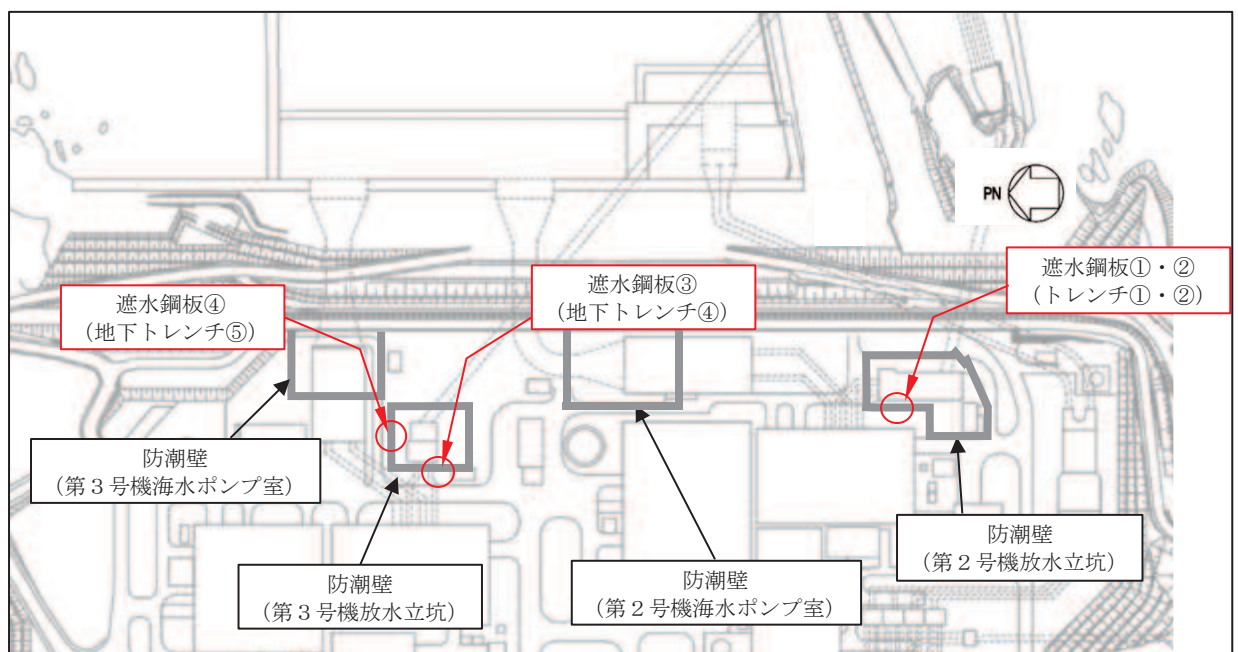
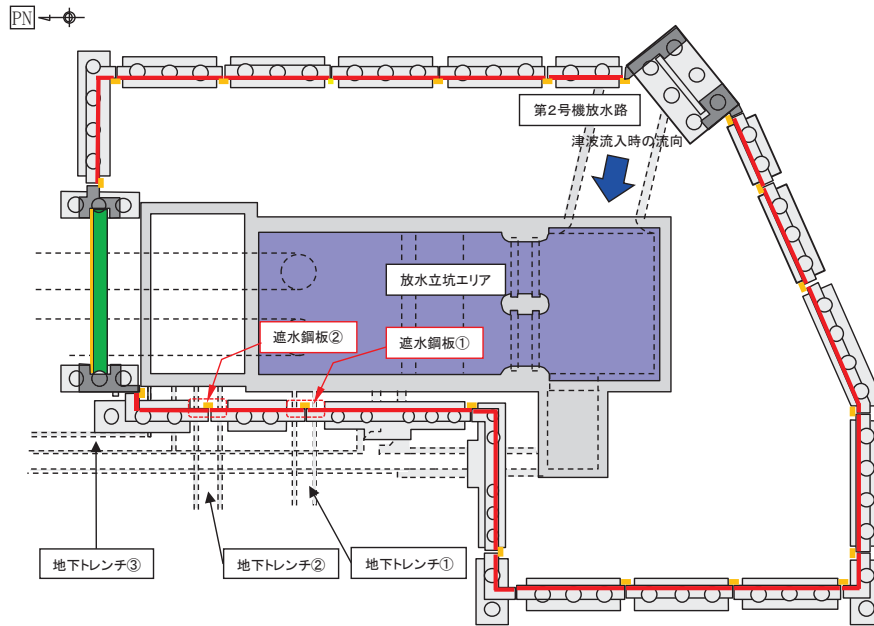
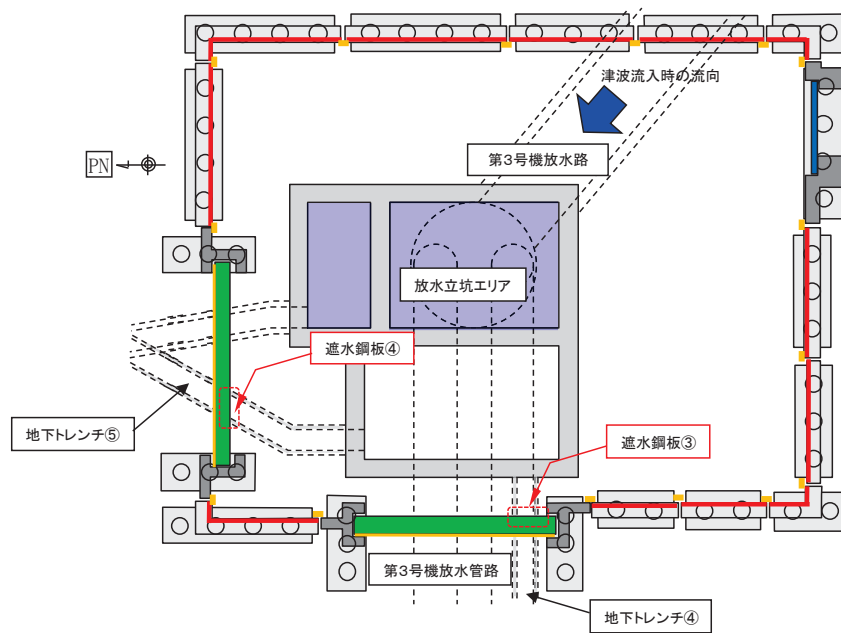


図1-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の配置図

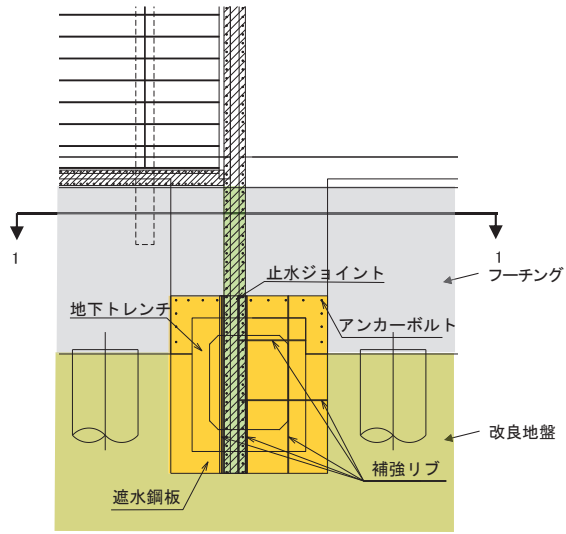


(第2号機放水立坑)

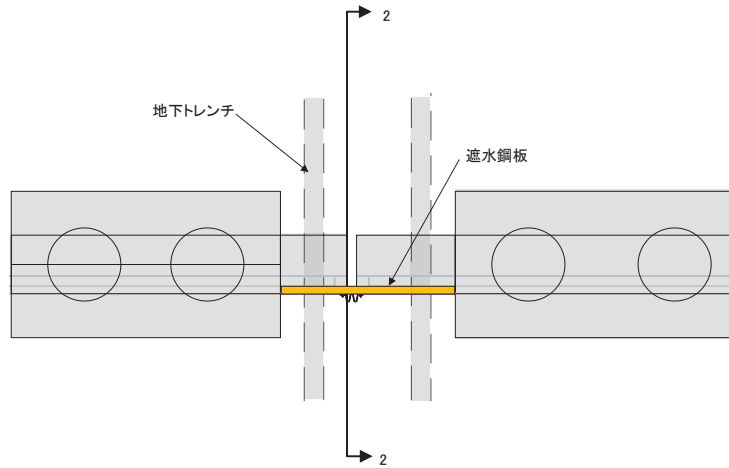


(第3号機放水立坑)

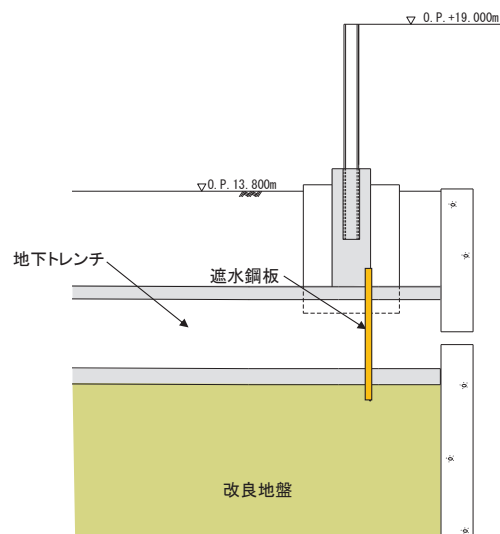
図1-2(1) 遮水鋼板(トレンチ横断部)の構造概要  
(平面図)



(正面図)

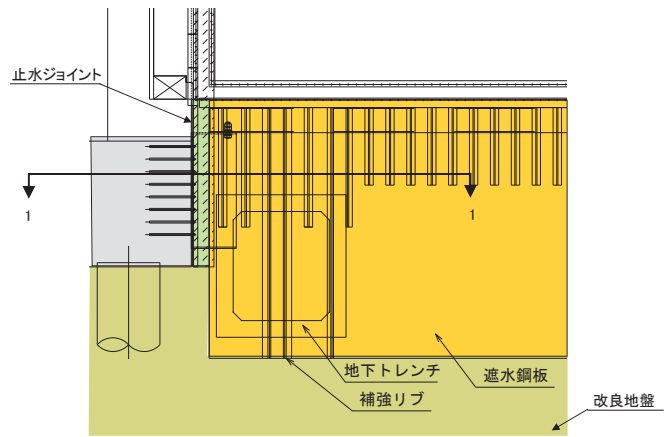


(平面図) (1-1)

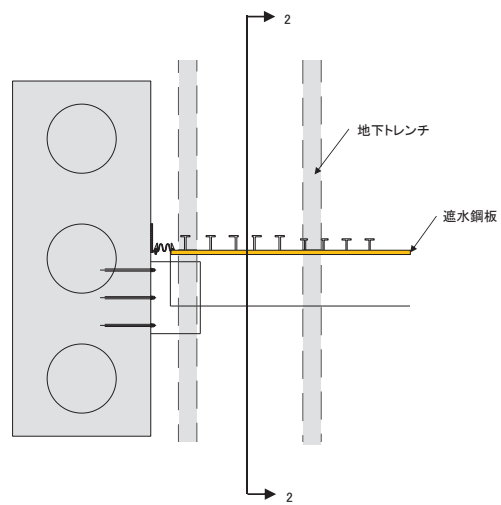


(縦断図) (2-2)

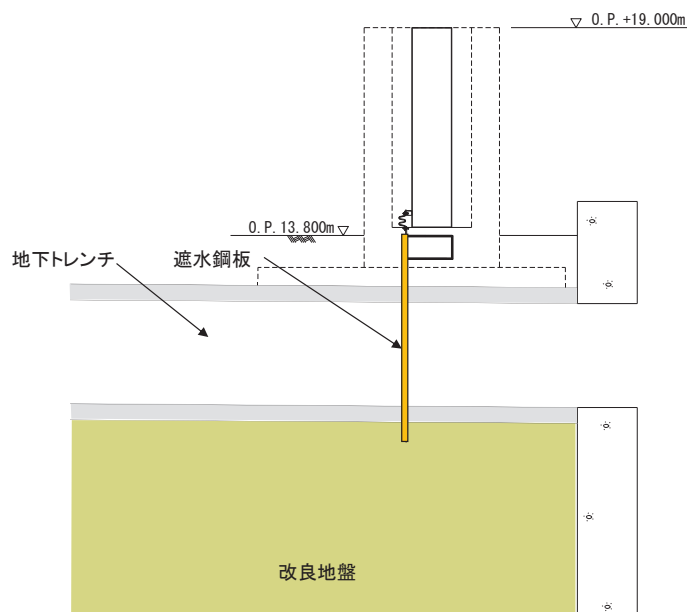
図 1-2 (2) 遮水鋼板①・②の構造概要  
(遮水鋼板①の例)



(正面図)



(平面図) (1-1)



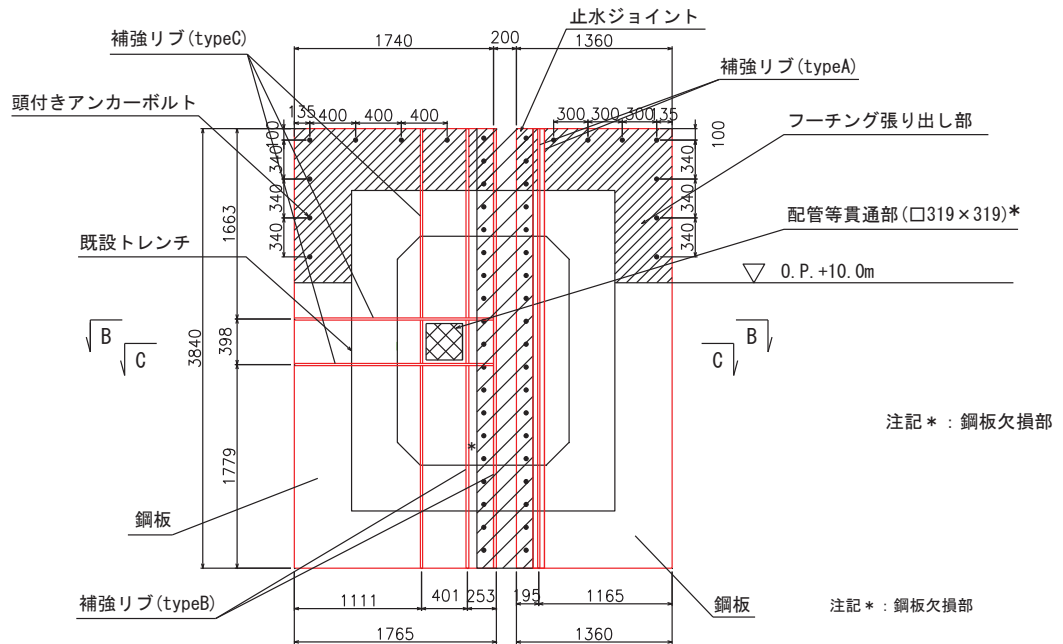
(縦断図) (2-2)

図 1-2(3) 遮水鋼板③・④の構造概要  
(遮水鋼板③の例)

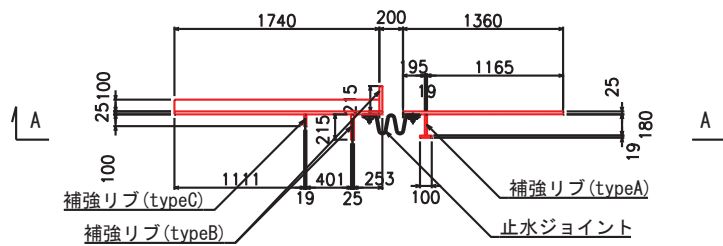
(南)

(北)

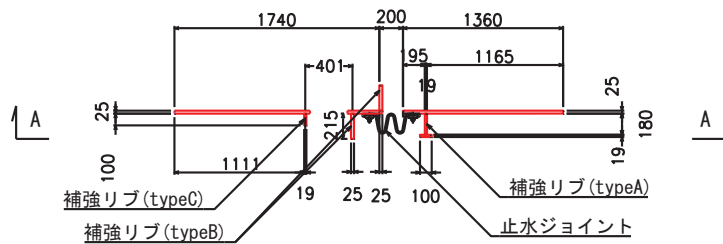
A - A 正面図



B - B 平面図

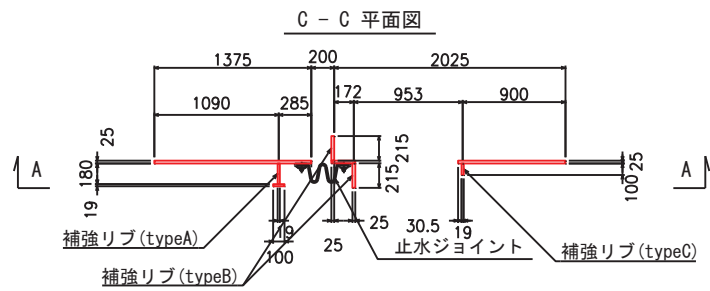
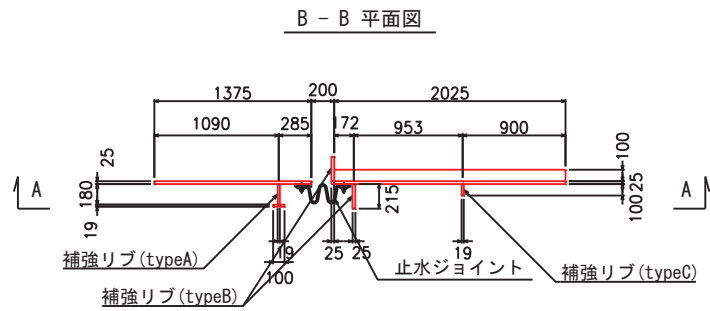
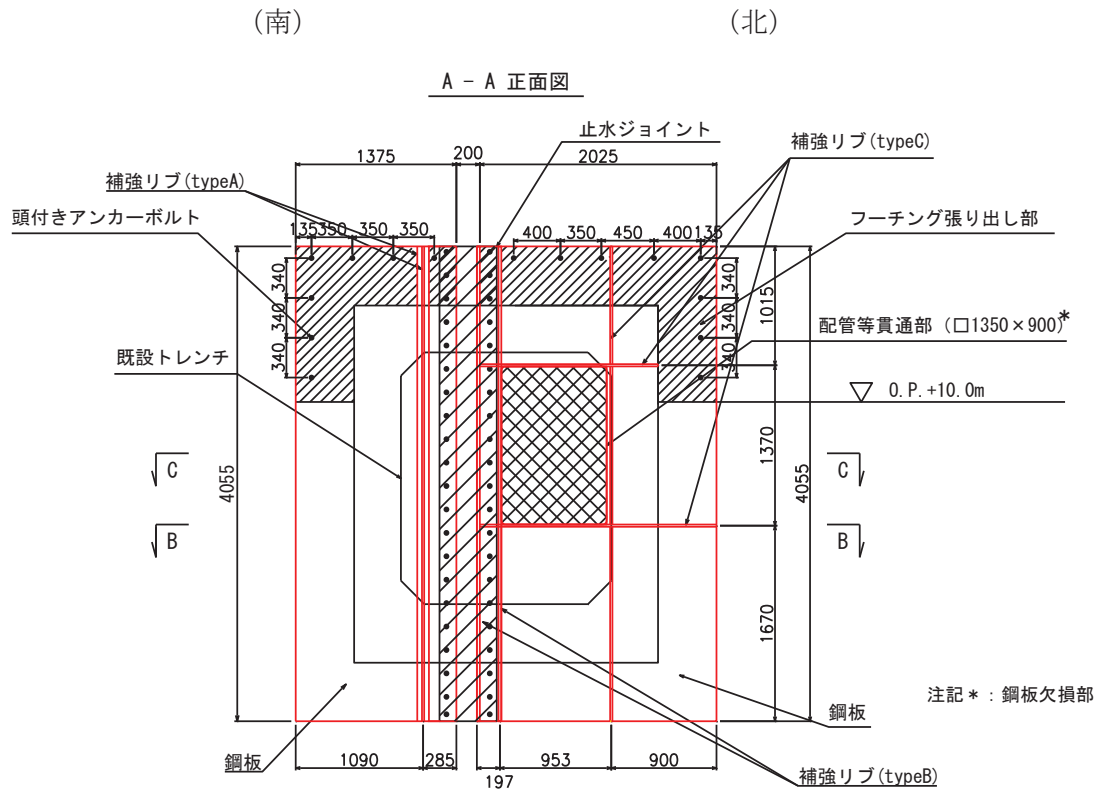


C - C 平面図



| 遮水鋼板①        | 材質      | 仕様                                      |
|--------------|---------|---|
| 鋼板           | SM570   | t=25mm                                  |
| 補強リブ (typeA) | SM570   | ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm |
| 補強リブ (typeB) | SM570   | ウェブ;h=215mm t=25mm                      |
| 補強リブ (typeC) | SM570   | ウェブ;h=100mm t=19mm                      |
| 頭付きアンカーボルト   | SNR490B | M39,L=900mm                             |

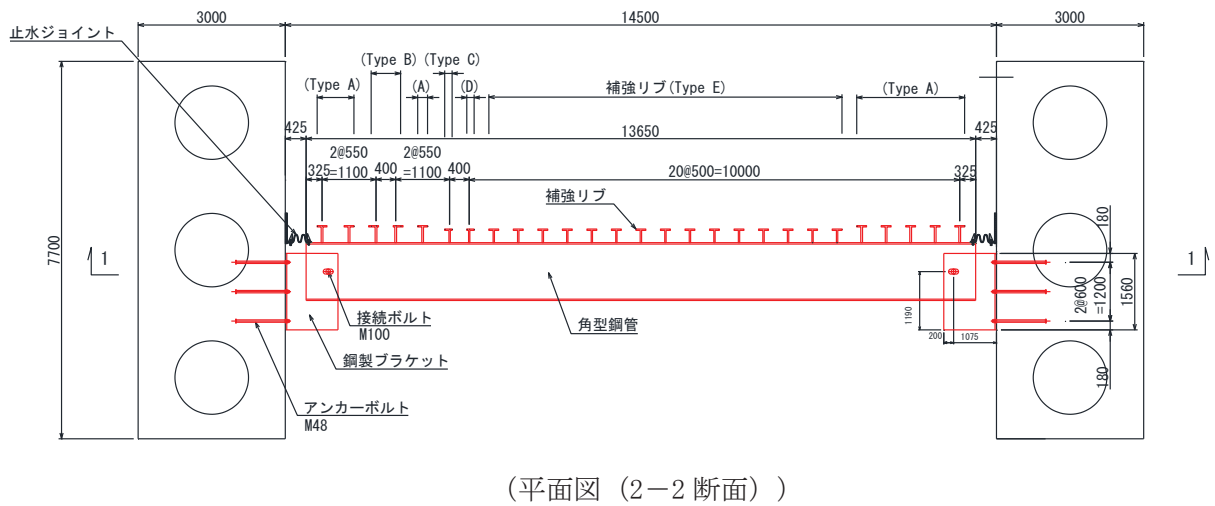
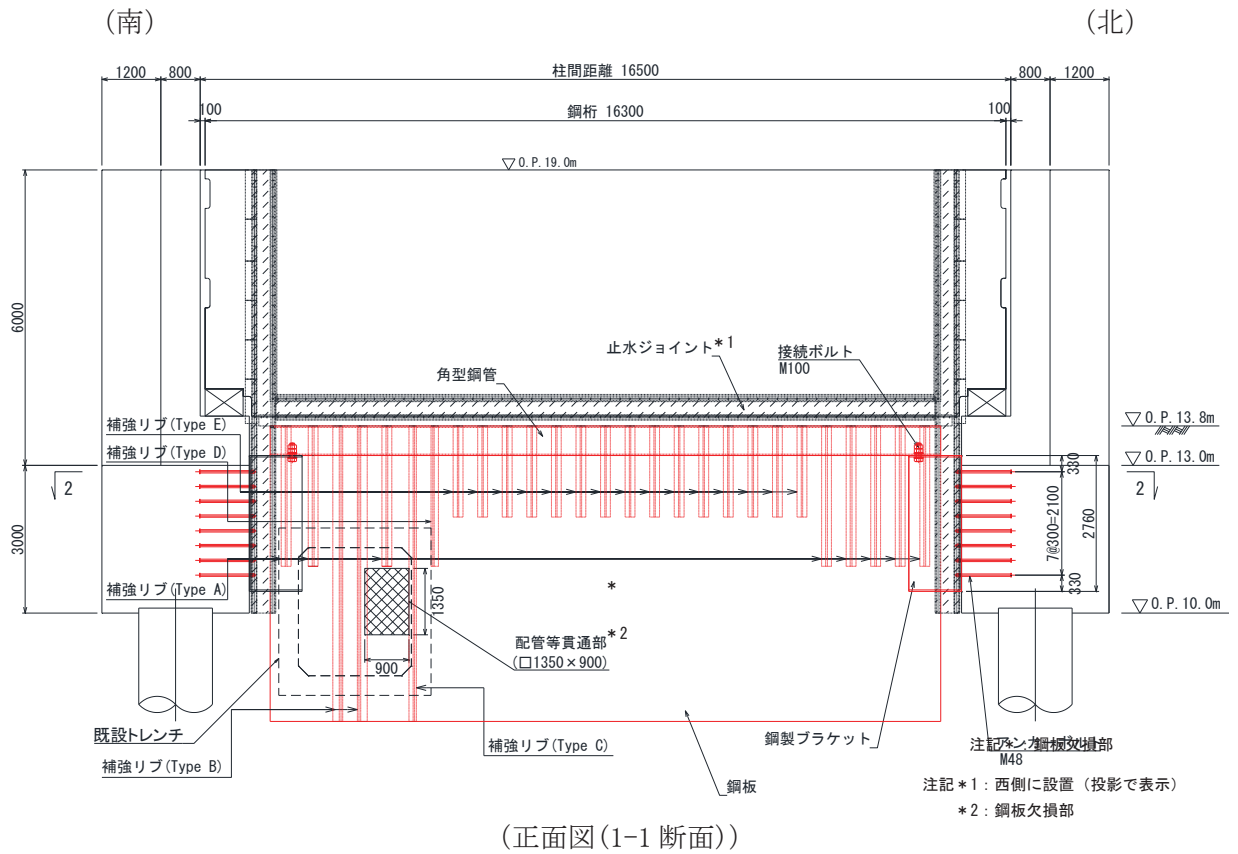
図 1-3 遮水鋼板①の構造図



| 遮水鋼板②       | 材質      | 仕様                                      |
|-------------|---------|---|
| 鋼板          | SM570   | t=25mm                                  |
| 補強リブ(typeA) | SM570   | ウェブ;h=180mm t=19mm ,フランジ;b=100mm t=19mm |
| 補強リブ(typeB) | SM570   | ウェブ;h=215mm t=25mm                      |
| 補強リブ(typeC) | SM570   | ウェブ;h=100mm t=19mm                      |
| 頭付きアンカーボルト  | SNR490B | M39,L=900mm                             |

図 1-4 遮水鋼板②の構造図

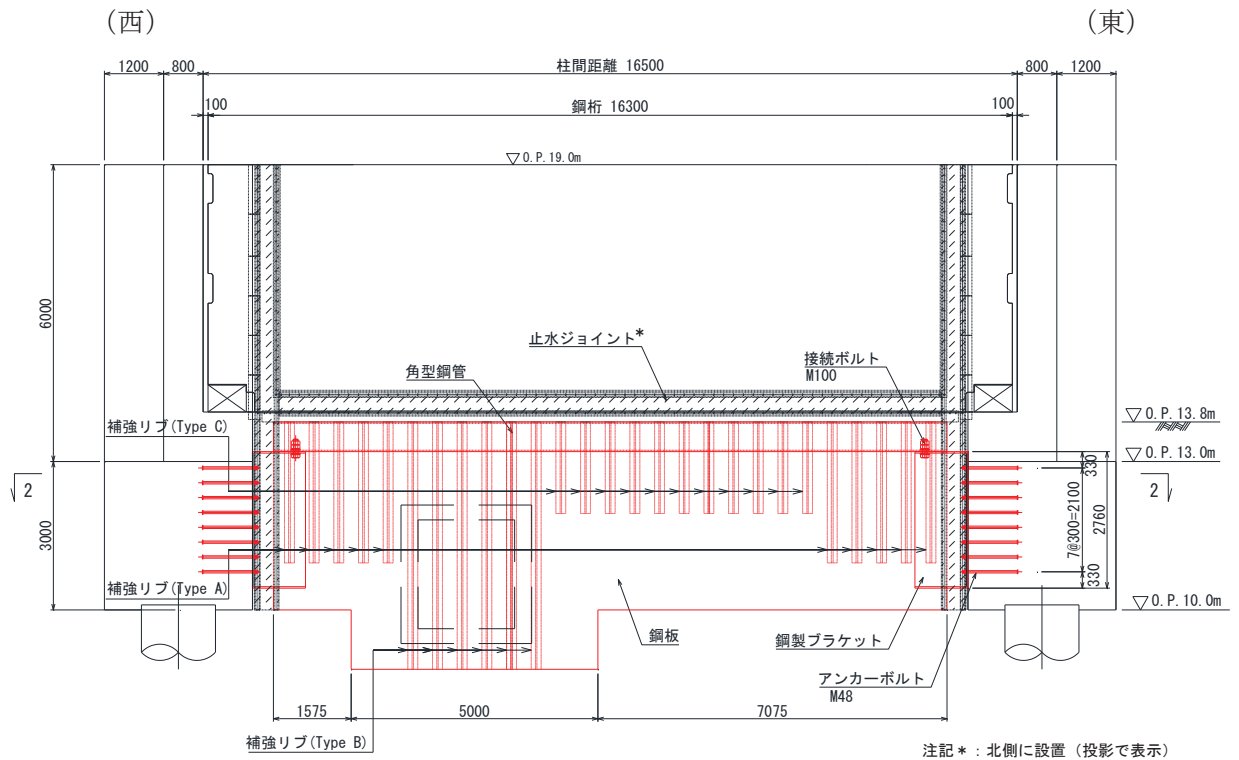




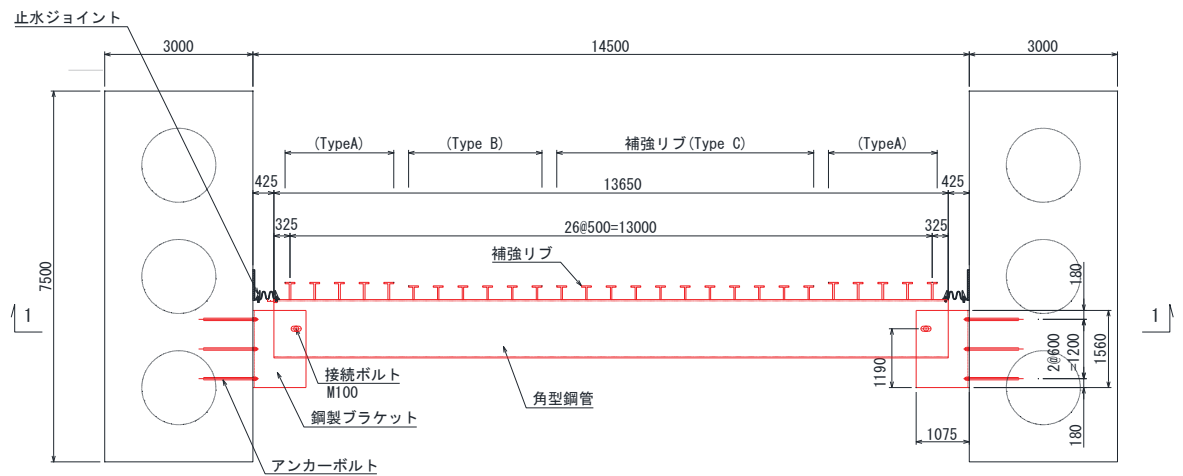
| 鋼桁5          | 材質    | 仕様                                  |
|--------------|-------|-------------------------------------|
| 角型鋼管         | SM570 | □1180×600×28                        |
| 鋼板           | SM570 | t=28                                |
| 補強リブ (TypeA) | SM570 | ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeB) | SM570 | ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeC) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28 |
| 補強リブ (TypeD) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=150・t=28 |
| 補強リブ (TypeE) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 鋼製ブラケット      | SM570 | □1560×2760×30-L1075                 |

図 1-5 遮水鋼板③の構造図

(鋼矢板 : 鋼桁 5 と一体構造)



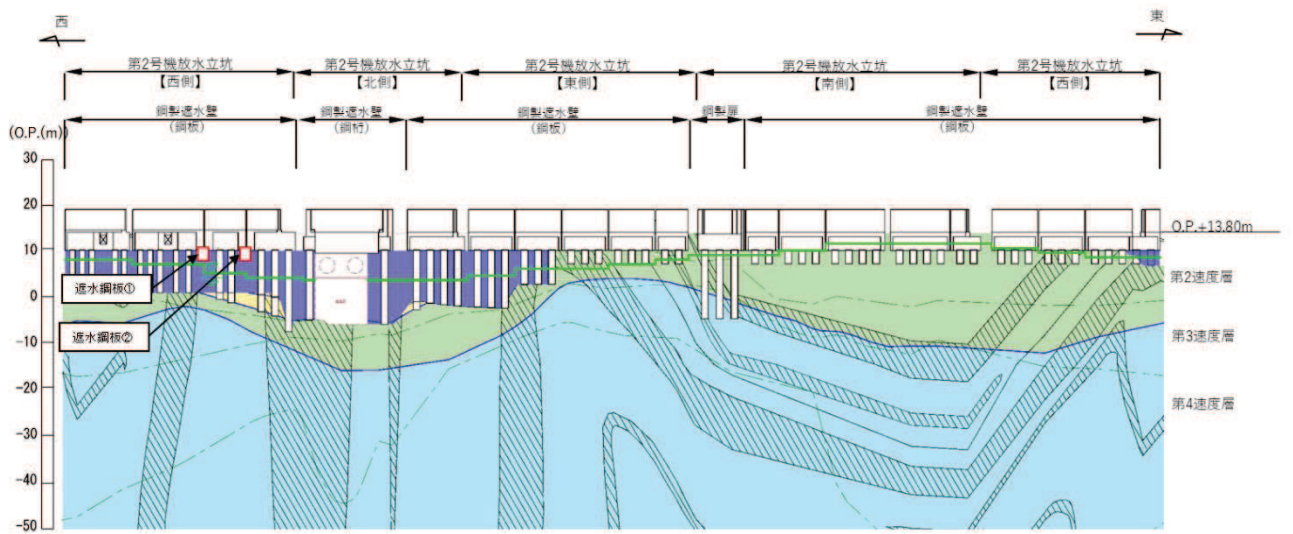
(正面図(1-1 断面))



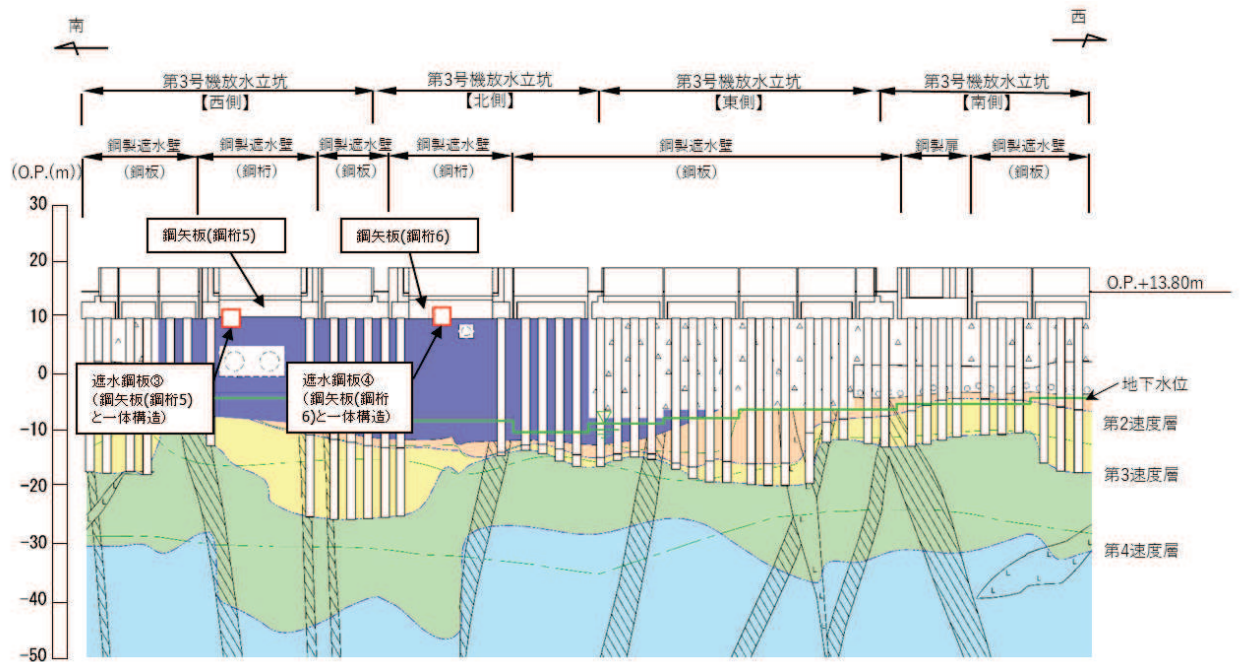
(平面図(2-2 断面))

| 鋼桁6          | 材質    | 仕様                                  |
|--------------|-------|-------------------------------------|
| 角型鋼管         | SM570 | □1180×600×28                        |
| 鋼板           | SM570 | t=28                                |
| 補強リブ (TypeA) | SM570 | ウェブ : h=320・t=36, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeB) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 補強リブ (TypeC) | SM570 | ウェブ : h=250・t=28, フランジ : b=200・t=28 |
| 鋼製ブラケット      | SM570 | □1560×2760×30-L1075                 |

図 1-6 遮水鋼板④の構造図  
(鋼桁板 : 鋼桁 6 と一体構造)



(第2号機放水立坑)



(第3号機放水立坑)

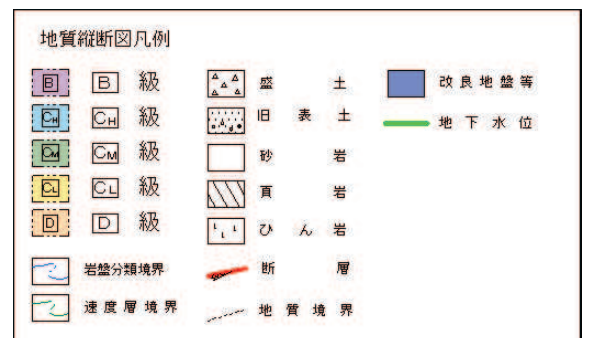


図 1-7 遮水鋼板設置位置周辺の地質分布

## 2. 評価方針

遮水鋼板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

遮水鋼板の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 遮水鋼板の評価項目

| 部位      | 評価方法                             | 許容限界                |
|---------|----------------------------------|---------------------|
| 鋼板      | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度             |
| アンカーボルト | 引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認          | 短期許容引張力<br>短期許容せん断力 |

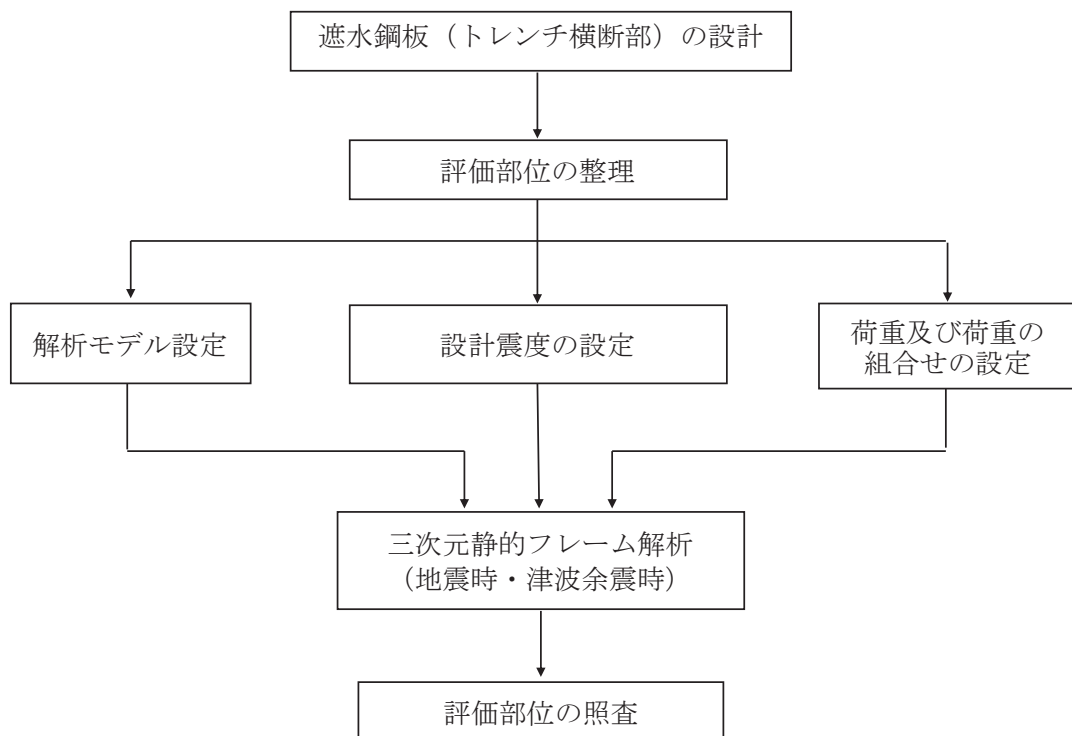


図 2-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の評価フロー

### 3. 評価対象

遮水鋼板①・②は、いずれも設置位置が近接し材料諸元についても同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置における加速度応答を用い、地震時、重畳時に作用する荷重について算定し、断面力が大きくなる方を評価対象として選定する。

表 4-1 に評価対象の諸元を、表 4-2 に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が地震時、重畳時共に最も大きい遮水鋼板②の鋼矢板を評価対象に選定する。

なお、鋼板の開口寸法については、図 1-3(1)、(2)に示すとおり、遮水鋼板①は 378.5mm×378.5mm、遮水鋼板②は 930.5mm×1350mm となっており、開口部の大きさに応じ開口周りの部材で分担する荷重が大きくなるため、遮水鋼板②の方が、開口寸法が小さい遮水鋼板①より、構造的特徴の観点からも代表性を有していると判断できる。また、トレンチ寸法についても、水圧の受圧面及び鋼板の支持範囲に影響するが、遮水鋼板①・②間でトレンチの大きさは同程度であり有意な差は無いため、代表性には影響しない。

表 4-1 評価対象断面の整理

| 断面    | 設計用津波水位                      | 応答震度 |     | 鋼板幅<br>(mm) | 鋼板高さ<br>(mm) |
|-------|------------------------------|------|-----|-------------|--------------|
|       |                              | 地震時  | 重畳時 |             |              |
| 遮水鋼板① | O. P. +17.9m<br>(第 2 号機放水立坑) | 2.0  | 0.7 | 3300        | 3840         |
| 遮水鋼板② |                              | 1.8  | 0.9 | 3600        | 4055         |

表 4-2 作用荷重の整理\*1

| 断面    | 総荷重               |                   | 単位幅あたりの荷重           |                     |
|-------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
|       | 地震時作用荷重合計<br>(kN) | 重畳時作用荷重合計<br>(kN) | 地震時作用荷重合計<br>(kN/m) | 重畳時作用荷重合計<br>(kN/m) |
| 遮水鋼板① | 491               | 469               | 282                 | 270                 |
| 遮水鋼板② | 524               | 708               | 259                 | 350                 |

注記\* 1：地震時は地震時主働土圧の合計、重畳時は津波荷重と余震時主働土圧の合計

#### 4. 荷重及び荷重の組合せ

##### 4.1 荷重の設定

遮水鋼板（トレンチ横断部）の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、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。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。また、重畳時における津波作用方向の反対方向（防潮壁の外→内方向）は、余震荷重のうち慣性力が津波荷重を打ち消す方向に作用するため、津波作用方向（防潮壁の内→外方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、鋼板自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する（地震時のみ）。

地震時主働土圧係数は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_s)$$

$$\text{ここに、} K_{EA} = 0.24 + 1.08K_{HSs}$$

地震力の算出に用いる設計震度 $K_{HSs}$ 及び $K_{VSs}$ については、「5.3 設計用地震力」に示す。

##### (3) 浸水津波荷重（P<sub>h</sub>）

浸水津波荷重については、設計用津波水位 0.P. +17.9m（第2号機放水立坑における入力津波水位 0.P. +17.4m による浸水高さに+0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。

##### (4) 余震荷重（K<sub>s</sub><sub>d</sub>）

余震荷重として、弾性設計用地震動S<sub>d</sub>-D2による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

##### a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

地震力の算出に用いる設計震度 $K_{HSd}$ 及び $K_{VSd}$ については、「5.3 設計用地震力」に示す。

#### 4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.2-1 及び表 4.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 4.2-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 4.2-3 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。ここで、主たる荷重は地震時においては土圧、重畳時においては津波荷重となりいずれも水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 4.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

| 区分  | 荷重の組合せ             |
|-----|--------------------|
| 地震時 | G + S <sub>s</sub> |

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 4.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

| 種別   |        | 荷重             | 算定方法   |
|------|--------|----------------|--|
| 永久荷重 | 常時考慮荷重 | 躯体自重           | ○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。                        |
|      |        | 機器・配管自重        | — 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。                               |
|      |        | 土被り荷重          | — 土被りはないため考慮しない。   |
|      |        | 積載荷重           | — 積載物はないため考慮しない。   |
|      |        | 静止土圧           | — つり合うため考慮しない。   |
|      |        | 外水圧            | — 外水はないため考慮しない。  |
|      |        | 内水圧            | — 内水はないため考慮しない。  |
|      |        | 積雪荷重           | — 地中部のため考慮しない。   |
|      | 風荷重    | — 地中部のため考慮しない。 |  |
| 偶発荷重 |        | 水平地震動          | ○ 基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。 |
|      |        | 鉛直地震動          | ○  |
|      |        | 動水圧            | — 外水及び内水はないため考慮しない。  |



表 4.2-2(1) 荷重の組合せ（重畳時）

|     |                     |
|-----|---------------------|
| 区分  | 荷重の組合せ              |
| 重畳時 | $G + P_h + K_{S_d}$ |

G : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{S_d}$  : 余震荷重

表 4.2-2(2) 荷重の組合せ（重畳時）

| 種別       |                | 荷重  | 算定方法                                |
|----------|----------------|---|-------------------------------------|
| 永久<br>荷重 | 常時<br>考慮<br>荷重 | 躯体自重  | ○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。 |
|          |                | 機器・配管自重                                       | － 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。        |
|          |                | 土被り荷重   | － 土被りはないため考慮しない。                    |
|          |                | 積載荷重  | － 積載物はないため考慮しない。                    |
|          | 静止土圧           |   | － つり合うため考慮しない。                      |
|          | 外水圧            |   | － 外水はないため考慮しない。                     |
|          | 内水圧            |   | － 内水はないため考慮しない。                     |
|          | 積雪荷重           |   | － 地中部のため考慮しない。                      |
|          | 風荷重            |   | － 地中部のため考慮しない。                      |
| 偶発荷重     | 浸水津波荷重         | ○ 津波による波圧を考慮する。                               |                                     |
|          | 余震荷重<br>(地震力)  | ○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。 |                                     |
|          | 余震荷重<br>(動水圧)  | ○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による動水圧を考慮する。           |                                     |

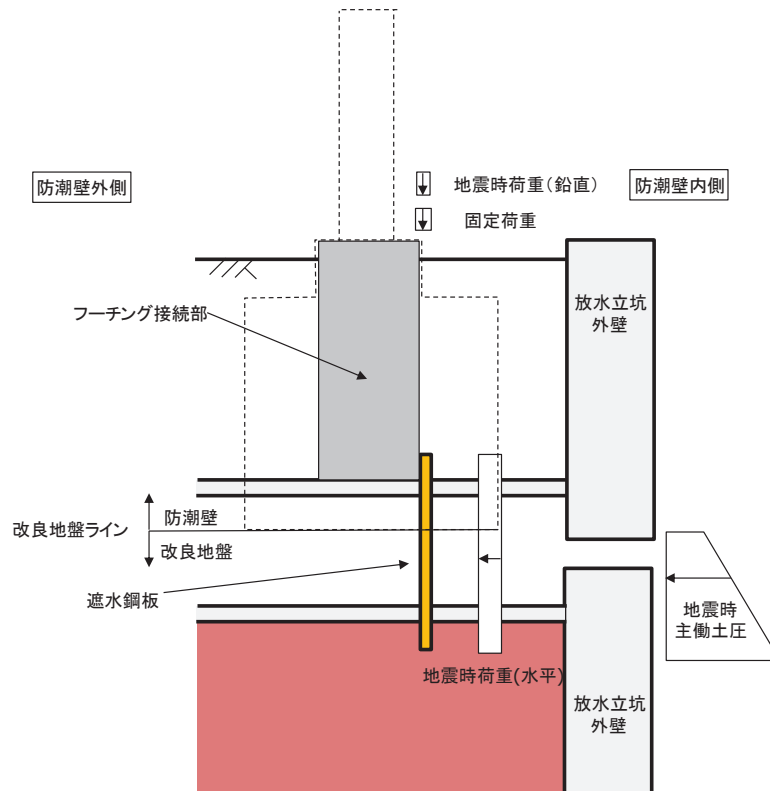


図 4.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

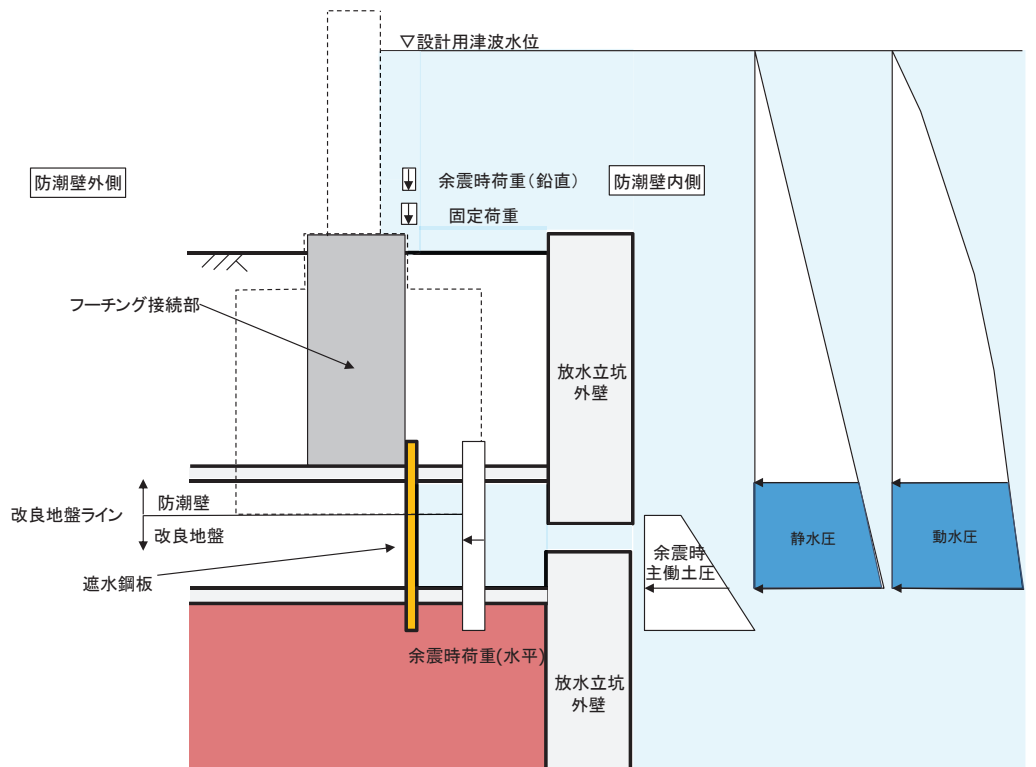


図 4.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 4.2-3 評価ケースの整理

| 評価ケース | 荷重作用方向                            |                                   |
|-------|-----------------------------------|-----------------------------------|
|       | 内→外                               | 外→内                               |
| 地震時   | —                                 | ○<br>( $-1.0S_{SH}, +0.4S_{SV}$ ) |
| 重畳時   | ○<br>( $+1.0S_{dH}, +0.4S_{dV}$ ) | —                                 |

\*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

$S_{SH}$  ( $S_{dH}$ ) : 水平方向地震 (余震) 荷重

$S_{SV}$  ( $S_{dV}$ ) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重

#### 4.3 設計用地震力

設計震度は、遮水鋼板②を支持する防潮壁（フーチング）の鋼製遮水壁（鋼板断面⑤）の解析モデルから抽出した加速度と土圧に影響する当該位置の地盤の加速度を比較し、大きい方の加速度に基づき慣性力及び地震時土圧並びに動水圧を算定するための設計震度を設定する。

ここで、鋼製遮水壁（鋼板）は、概ね左右対称な構造であり、また、地盤応答を成層地盤で扱うことの妥当性について参考資料2にて検証しているため、地震動の位相反転の影響は軽微と考えられることから、全ての基準地震動 $S_s$ 又は弾性設計用地震動 $S_d-D2$ に対して、地震動の位相ケースは（++）のみとして、解析ケース①（基本ケース）を実施する。その上で解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析ケースを表4.3-1に示す。

鋼製遮水壁（鋼板断面⑤）の加速度応答の算定は「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」における地震応答解析に基づき算定する。地盤の加速度応答の算定は、解析コード「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。

フーチング震度抽出モデルを図4.3-1に、地震応答解析の実施個所を図4.3-2に、地震応答解析の結果を表4.3-2に、設定した設計震度を表4.3-3に示す。

表 4.3-1(1) 地震時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                                | ケース④                         |
|-------------|-----------|----|--------|--|-------------------------------------|------------------------------|
|             |           |    | 基本ケース  | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース  | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース |
| 地盤物性        |           |    | 平均値    | 平均値+1 $\sigma$   | 平均値-1 $\sigma$                      | 平均値                          |
| 材料物性        |           |    | 設計基準強度 | 設計基準強度   | 設計基準強度                              | 実強度に基づく圧縮強度*                 |
| 地震動<br>(位相) | S s - D 1 | ++ | ○      | 基準地震動 S s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②~④を実施する。 |                                     |                              |
|             | S s - D 2 | ++ | ○      |  |                                     |                              |
|             | S s - D 3 | ++ | ○      |  |                                     |                              |
|             | S s - F 1 | ++ | ○      |  |                                     |                              |
|             | S s - F 2 | ++ | ○      |  |                                     |                              |
|             | S s - F 3 | ++ | ○      |  |                                     |                              |
|             | S s - N 1 | ++ | ○      |  |                                     |                              |

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 4.3-1(2) 重畳時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                                | ケース④                         |
|-------------|-----------|----|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
|             |           |    | 基本ケース  | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース |
| 地盤物性        |           |    | 平均値    | 平均値+1 $\sigma$                      | 平均値-1 $\sigma$                      | 平均値                          |
| 材料物性        |           |    | 設計基準強度 | 設計基準強度                              | 設計基準強度                              | 実強度に基づく圧縮強度*                 |
| 地震動<br>(位相) | S d - D 2 | ++ | ○      | ○                                   | ○                                   | ○                            |

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

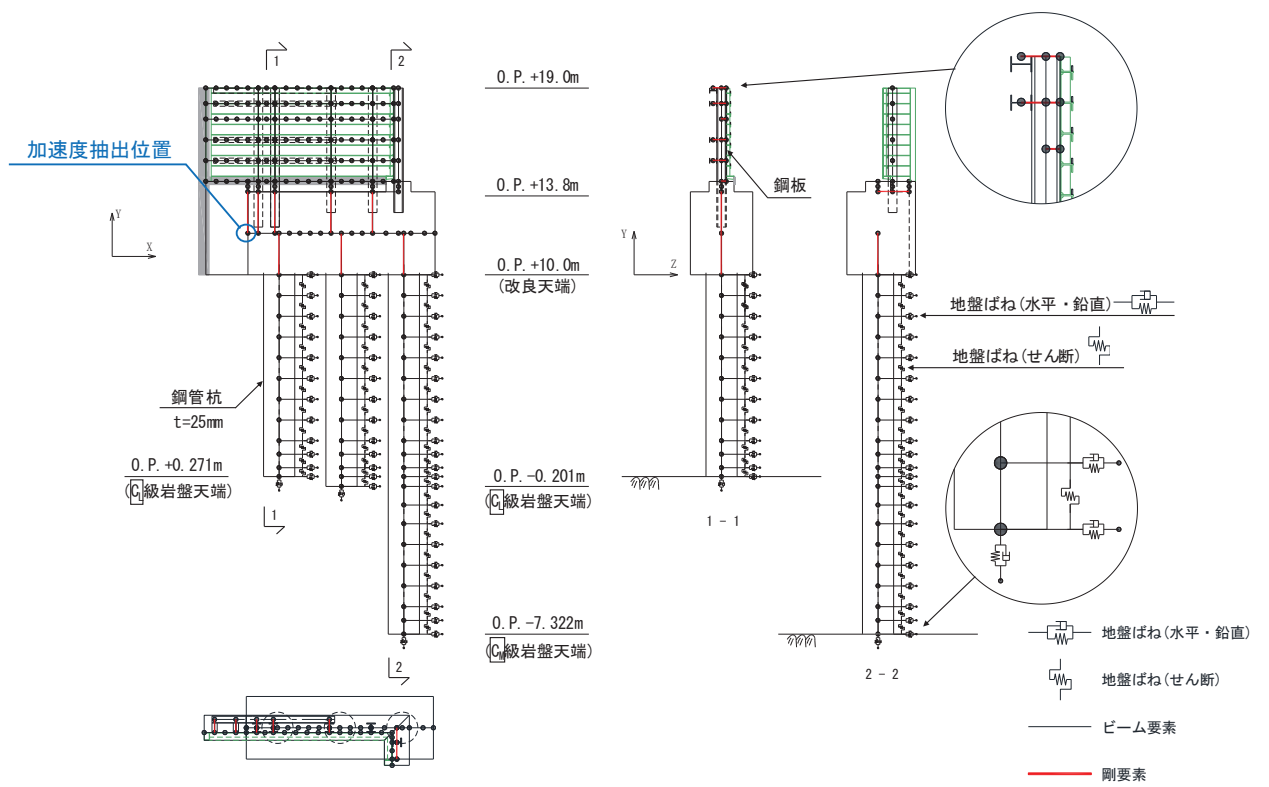
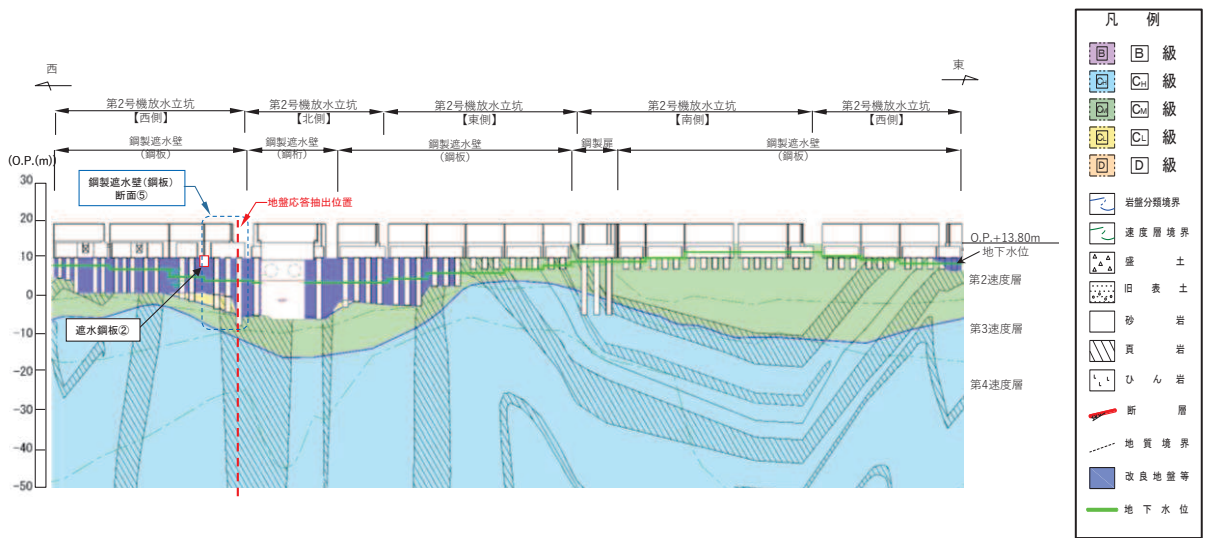
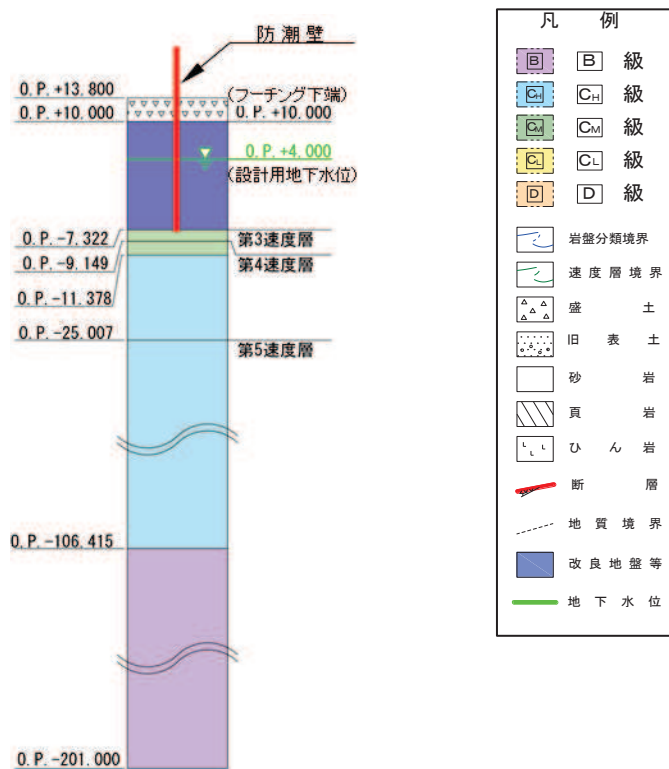


図 4.3-1 フーチング震度抽出モデル  
(鋼製遮水壁(鋼板)断面⑤)



(地盤応答抽出モデル位置)



(地質モデル図)

図 4.3-2 地盤応答抽出用モデル

表 4.3-2 地震応答解析結果

| 加速度抽出位置 | 最大応答加速度（地震時）*                   |                                | 最大応答加速度（重畳時）*                  |                                |
|---------|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
|         | 水平<br>(cm/sec <sup>2</sup> )    | 鉛直<br>(cm/sec <sup>2</sup> )   | 水平<br>(cm/sec <sup>2</sup> )   | 鉛直<br>(cm/sec <sup>2</sup> )   |
| フーチング   | <u>2056</u><br>(Ss-D3,<br>ケース③) | 667<br>(Ss-D2,<br>ケース③)        | <u>864</u><br>(Sd-D2,<br>ケース③) | 437<br>(Sd-D2,<br>ケース③)        |
| 地盤      | 1178<br>(Ss-N1,<br>ケース③)        | <u>969</u><br>(Ss-D2,<br>ケース③) | 563<br>(Sd-D2,<br>ケース③)        | <u>563</u><br>(Sd-D2,<br>ケース③) |

注記\*：下線部はフーチングと地盤の加速度の大きい方の値を示す。

表 4.3-3 設計震度

| 部位  | 地震動       | 解析ケース | 抽出位置 (m)                    | 設計震度*                             |                |
|-----|-----------|-------|-----------------------------|-----------------------------------|----------------|
|     |           |       |                             | (最大応答加速度<br>(cm/s <sup>2</sup> )) |                |
| 地震時 | S s - D 3 | ケース③  | 0. P. +12. 0m<br>(フーチング中央部) | 水平方向K <sub>H</sub>                | 2. 5<br>(2056) |
|     | S s - D 2 | ケース③  | 0. P. +13. 8m<br>(地表面)      | 鉛直方向K <sub>V</sub>                | 1. 0<br>(969)  |
| 重畳時 | S d - D 2 | ケース③  | 0. P. +12. 0m<br>(フーチング中央部) | 水平方向K <sub>H</sub>                | 1. 0<br>(864)  |
|     | S d - D 2 | ケース③  | 0. P. +13. 8m<br>(地表面)      | 鉛直方向K <sub>V</sub>                | 1. 0<br>(563)  |

注記\*：設計震度は最大応答加速度/980.665cm/s<sup>2</sup>より設定。



## 5. 評価方法及び材料諸元

### 5.1 鋼板

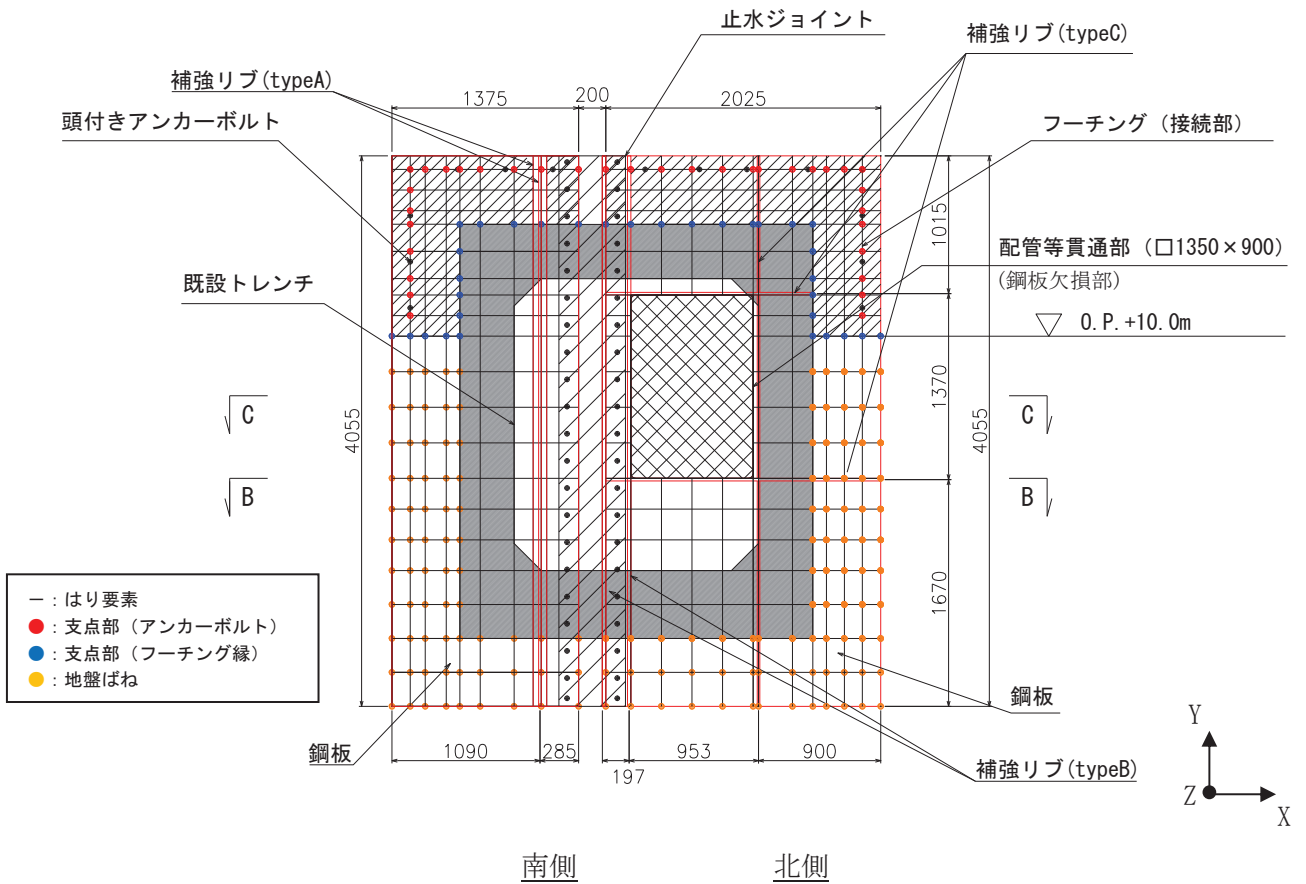
#### (1) 解析モデル

鋼板の評価は、3次元フレームモデルによる静的解析により行う。

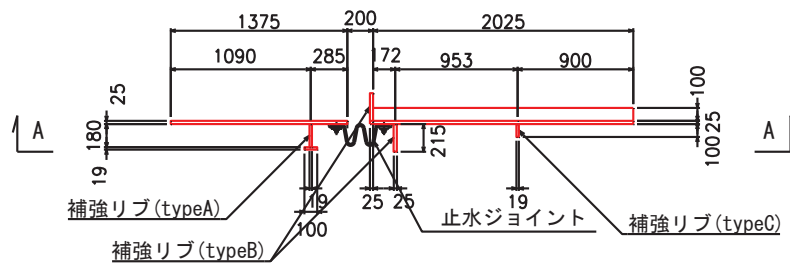
鋼板を線形はり要素でモデル化する。はり要素は、横方向のはり要素は、断面諸元の変化点（リブ配置箇所や断面欠損部（配管等貫通部））や境界位置等に合わせ、平均的な支配長さとなるよう要素分割し、リブ配置箇所ではリブとフランジ（鋼板）、リブ配置箇所以外ではフランジ（鋼板）のみの断面諸元でモデル化する。なお、開口部周りにおいては、断面欠損を考慮した断面諸元でモデル化する。また、開口部に作用する荷重（浸水津波荷重、余震荷重（動水圧））については、開口周囲の縦方向のはり要素に考慮する。

支点条件は、フーチング（接続部）へのアンカーボルト固定位置において全方向拘束条件とする。なお、防潮壁内→外向き荷重作用時（重畳時）においては、フーチング（接続部）躯体縁（防潮壁内→外向き荷重作用時（重畳時）のみ）を支点とした変形モードとなるため、躯体縁にZ方向拘束条件（防潮壁内→外向き）とする。また、鋼板の地盤中に設置する部分には桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付け、鋼板の既設トレンチ側壁に接する部分には、荷重作用時に抵抗する効果が見込まれるが、耐震下位クラスであることを踏まえ、地盤ばね等は設けずにフリー条件とする。

解析モデル図を図 5.1-1 に、支点部の境界条件を表 5.1-1 に示す。



B - B 平面図



C - C 平面図

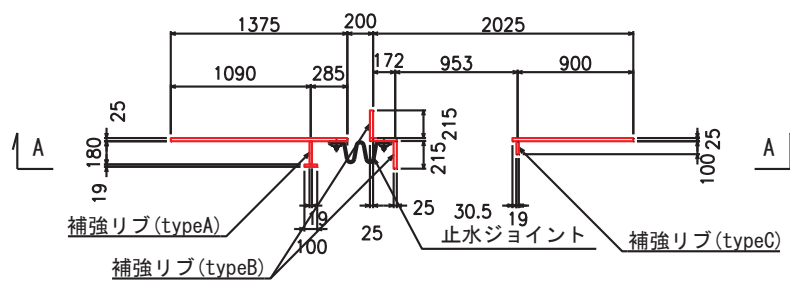
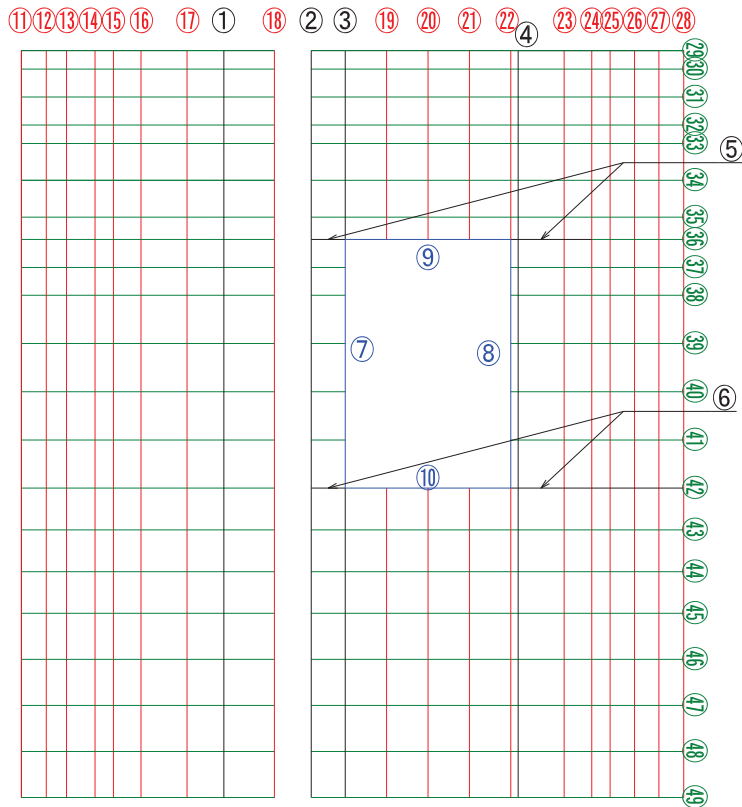


図 5.1-1(1) 解析モデル図  
(メッシュ分割)




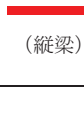
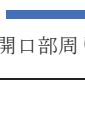


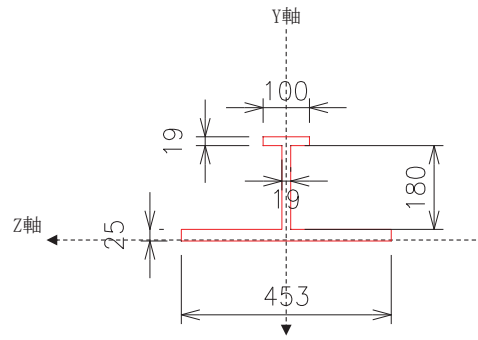
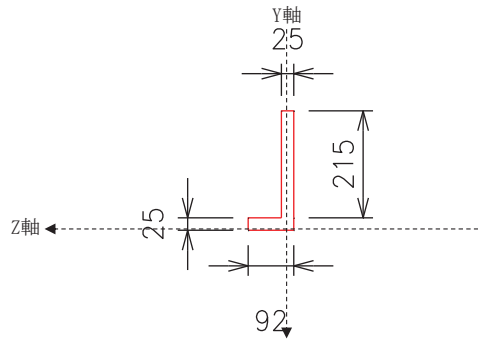
| No. | 凡例   | 部材名称      | 断面二次剛性    |           | ⑭        | ⑮  | ⑯         | ⑰         |           |
|-----|--|-----------|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|-----------|
|     |  |           | Iy (m4)   | Iz (m4)   |          |  |           |           |           |
| ①   | <br>(補強リブ)  | x1100     | 1.99.E-04 | 9.09.E-05 | ⑳        | <br>(縦梁) | 1509      | 4.07.E-06 | 1.63.E-07 |
| ②   |  | x1575     | 5.31.E-06 | 4.40.E-05 | ㉑        |  | 1510      | 3.27.E-06 | 1.51.E-07 |
| ③   |  | x1760     | 7.33.E-05 | 6.67.E-05 | ㉒        |  | 1511      | 4.85.E-06 | 1.73.E-07 |
| ④   |  | x2700     | 5.94.E-05 | 7.77.E-06 | ㉓        |  | 1512      | 4.98.E-06 | 1.74.E-07 |
| ⑤   |  | y3030     | 3.32.E-05 | 7.61.E-06 | ㉔        |  | 1513      | 6.41.E-07 | 8.79.E-08 |
| ⑥   |  | y1680     | 1.39.E-04 | 8.36.E-06 | ㉕        |  | 401, 1401 | 2.60.E-07 | 6.51.E-08 |
| ⑦   | <br>(開口部周り) | x1760open | 5.31.E-06 | 4.40.E-05 | ㉖        | <br>(横梁) | 381, 1381 | 4.17.E-06 | 1.64.E-07 |
| ⑧   |  | 1506open  | 1.67.E-08 | 2.60.E-08 | ㉗        |  | 361, 1361 | 7.32.E-06 | 1.98.E-07 |
| ⑨   |  | y3030open | 6.69.E-06 | 6.17.E-06 | ㉘        |  | 341, 1341 | 4.17.E-06 | 1.64.E-07 |
| ⑩   |  | y1680open | 2.73.E-05 | 7.15.E-06 | ㉙        |  | 321, 1321 | 7.03.E-06 | 1.95.E-07 |
| ⑪   | <br>(縦梁)    | 501       | 6.41.E-07 | 8.79.E-08 | ㉚        | 301, 1301  | 1.67.E-05 | 2.60.E-07 |           |
| ⑫   |  | 502       | 3.83.E-06 | 1.60.E-07 | ㉛        | 281, 1281  | 8.61.E-06 | 2.09.E-07 |           |
| ⑬   |  | 503       | 4.85.E-06 | 1.73.E-07 | ㉜        | 261, 1261  | 5.30.E-06 | 1.78.E-07 |           |
| ⑭   |  | 504       | 4.32.E-06 | 1.66.E-07 | ㉝        | 241, 1241  | 7.24.E-06 | 1.97.E-07 |           |
| ⑮   |  | 505       | 4.07.E-06 | 1.63.E-07 | ㉞        | 221, 1221  | 1.83.E-05 | 2.69.E-07 |           |
| ⑯   |  | 506       | 1.67.E-05 | 2.60.E-07 | ㉟        | 201, 1201  | 3.75.E-05 | 3.41.E-07 |           |
| ⑰   |  | 507       | 2.37.E-05 | 2.93.E-07 | ㊱        | 181, 1181  | 3.75.E-05 | 3.41.E-07 |           |
| ⑱   |  | 509       | 5.42.E-06 | 1.79.E-07 | ㊲        | 161, 1161  | 3.73.E-05 | 3.40.E-07 |           |
| ⑲   |  | 1503      | 2.37.E-05 | 2.93.E-07 | ㊳        | 141  | 3.03.E-05 | 3.18.E-07 |           |
| ⑳   |  | 1504      | 2.37.E-05 | 2.93.E-07 | ㊴        | 121, 1121  | 2.44.E-05 | 2.96.E-07 |           |
| ㉑   |  | 1505      | 2.37.E-05 | 2.93.E-07 | ㊵        | 101, 1101  | 2.42.E-05 | 2.95.E-07 |           |
| ㉒   |  | 1506      | 4.85.E-06 | 1.73.E-07 | ㊶        | 81, 1081   | 2.81.E-05 | 3.10.E-07 |           |
| ㉓   |  | 1508      | 1.67.E-05 | 2.60.E-07 | ㊷        | 61, 1061   | 3.26.E-05 | 3.26.E-07 |           |
| ㉔   |  | 1509      | 4.07.E-06 | 1.63.E-07 | ㊸        | 41, 1041   | 3.26.E-05 | 3.26.E-07 |           |
|     |  |           |           |           | 21, 1021 | 3.26.E-05  | 3.26.E-07 |           |           |
|     |  |           |           |           | 1, 1001  | 4.07.E-06  | 1.63.E-07 |           |           |

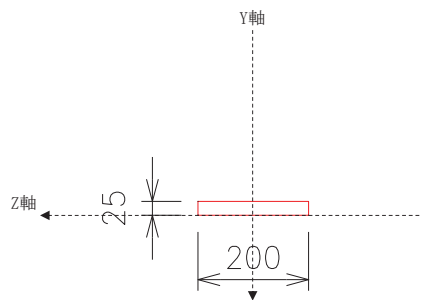
図 5.1-1(2) 解析モデル図  
(要素諸元)



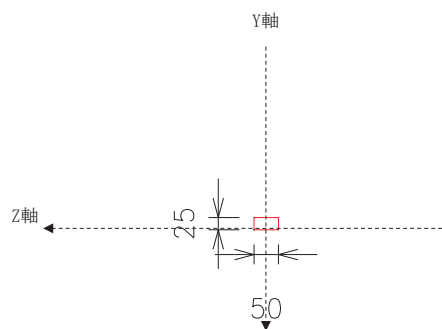
(①x1100 の例)



(⑦x1760open の例)



(⑩ 506 の例)



(⑳ 1401 の例)

図 5.1-1(3) 解析モデル図  
(はり要素の断面諸元)

表 5. 1-1 支点部の境界条件

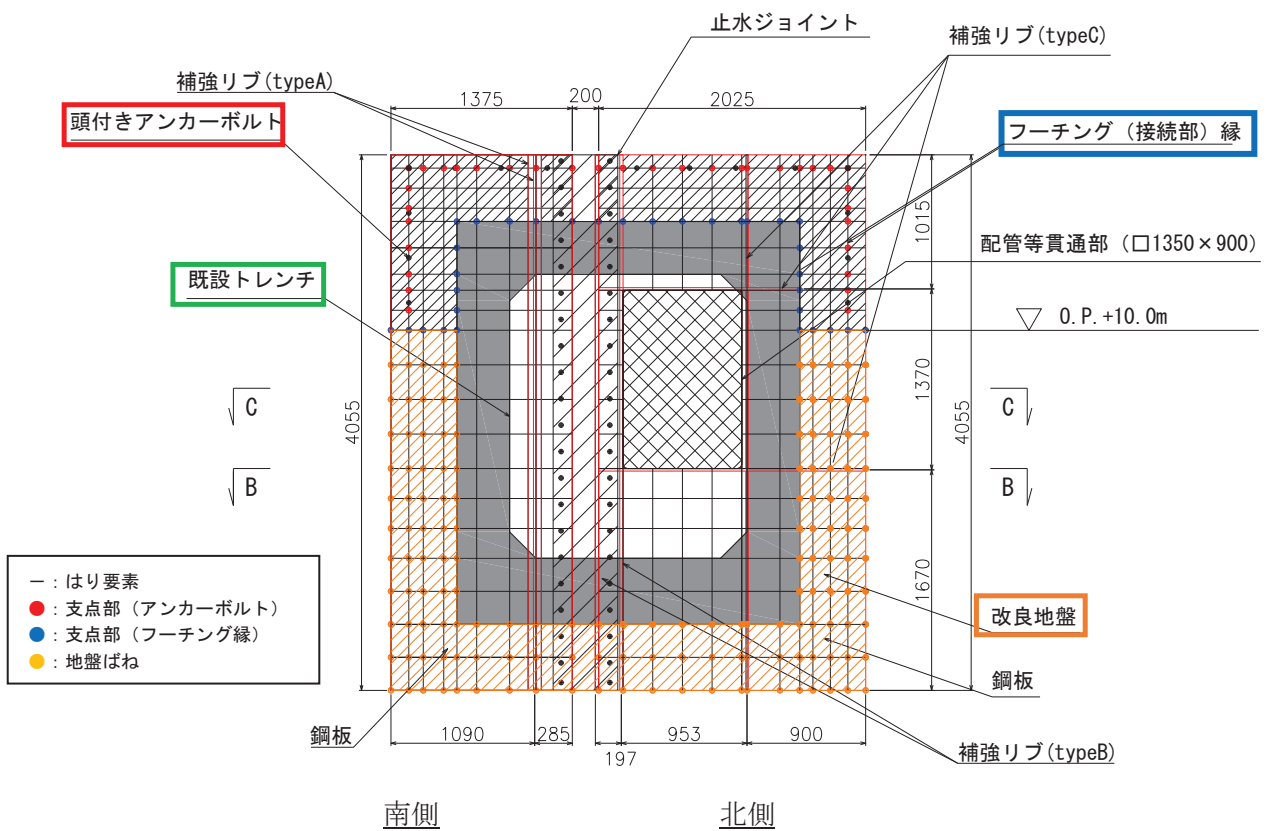
| 方向           | 拘束条件    |        |
|--------------|---------|--------|
|              | アンカーボルト | フーチング縁 |
| 軸方向(X方向)     | 拘束      | 自由     |
| 鉛直方向(Y方向)    | 拘束      | 自由     |
| 軸直交方向(Z方向)   | 拘束      | 拘束     |
| 軸方向(X方向)周り   | 自由      | 自由     |
| 鉛直方向(Y方向)周り  | 自由      | 自由     |
| 軸直交方向(Z方向)周り | 自由      | 自由     |

(境界条件の概要)

境界条件の概念図を図 5.1-2 に示す。

遮水鋼板（トレンチ横断部）においては、アンカーボルト配置が鋼板の主たる荷重方向である（壁軸直交方向）に対して 1 列配置であることを踏まえ、支点位置にて拘束条件とする。

なお、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」における鋼板の解析モデルにおいては、RC 壁に設置するアンカーボルト位置及び RC 壁接触面に非線形ばね（抵抗方向のみに抵抗）を考慮している。これは、アンカーボルトが断面毎に 3 列配置のため、アンカーボルト位置で拘束条件とした場合には、アンカーボルトに圧縮方向の反力が生じる等の非合理性が想定されるため、現実的な挙動を再現するためであり、遮水鋼板（トレンチ横断部）においては、その影響は少ないものと判断されるため支点位置にて拘束条件とした。



- : 鋼板をアンカーボルトにてフーチング（接続部）に支持する位置（●）で全方向拘束とする
- : 鋼板の RC 躯体（フーチング（接続部））縁（●）について、防潮壁内→外方向荷重作用時（重畳時）に、変形の支点位置となるため Z 方向を拘束とする。
- : 鋼板の地盤に接する部分について、節点位置（●）に地盤ばねを設置する。
- : 鋼板の既設トレンチ側壁に接する部分には、荷重作用時に抵抗する効果が見込まれるが、耐震下位クラスであることを踏まえ、地盤ばね等は設けずにフリー条件とする。

図 5.1-2 境界条件の概念図

(水平地盤ばねのモデル化)

水平地盤ばねのモデル化は「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 24 年 3 月）」に基づき、水平地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_h = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで、

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) (図 5.1-3)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

表-解 9.6.2 基礎の換算載荷幅  $B_H$

| 基礎形式    | $B_H$                               | 備考                |
|---------|-------------------------------------|-------------------|
| 直接基礎    | $\sqrt{A_H}$                        |                   |
| ケーソン基礎  | $B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$         |                   |
| 杭基礎     | $\sqrt{D/\beta}$                    |                   |
| 鋼管矢板基礎  | $\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_e})$ | 常時、暴風時及びレベル 1 地震時 |
|         | $B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$         | レベル 2 地震時         |
| 地中連続壁基礎 | $B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$         |                   |
| 深礎基礎    | $B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$         | 柱状体深礎基礎           |
|         | $\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_e})$ | 組杭深礎基礎            |

$E_0$  : 表-解 9.6.1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 表-解 9.6.1 に示す地盤反力係数の換算係数

$A_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$B_e$  : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

$L_e$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$  : 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で、基礎の有効根入れ深さ以下とする。

$\beta$  : 基礎の特性値  $\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  (m<sup>-1</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、表-解 9.6.2 に示す方法で求める。

図 5.1-3 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

水平地盤ばねは、「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 24 年 3 月）」に基づき，受働土圧を上限とした非線形ばねとする。ばねの上限値を算出するにあたって参照した受働土圧係数の算定方法を図 5.1-4 に示す。

1) 受働土圧強度

受働土圧強度は，地盤調査や土質試験を行うことによって，基礎周面地盤の粘着力  $c$ ，せん断抵抗角  $\phi$  等を推定し，これを用いて共通編 2.2.6 の規定により算出する。この場合，受働土圧係数は式（解 11.5.10）により求める。

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

..... (解 11.5.10)

ここに，

- $K_P$  : 常時の受働土圧係数
- $K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数
- $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/3$  とする。
- $\delta_E$  : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で， $-\phi/6$  とする。
- $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (°) で，その正負は図-解 11.5.2 に示すようにとる。

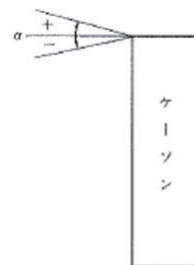


図-解 11.5.2 αの符号の取り方

図 5.1-4 受働土圧係数の算定方法  
(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)



(鉛直地盤ばねのモデル化)

地盤ばねのモデル化は「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 24 年 3 月）」に基づき，鉛直地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_V = 0.3k_H$$

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

$k_V$  : 鉛直地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

鉛直地盤ばねは，「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 24 年 3 月）」に基づき，周面摩擦力を上限とした非線形ばねとする。ここで，鉛直ばねの上限値算出に当たって参照した最大周面摩擦力度の算定方法を図 5.1-5 に示す。

iv) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度  
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は，式(解 11.5.13)により求める最大周面摩擦力度とする。

2) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は，土質試験の結果に基づき，式(解 11.5.13)により求める。

i) 砂質土

$$f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

ii) 粘性土

$$f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100$$

..... (解 11.5.13)

ここに，

$f$  : 最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験の  $N$  値

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_0$  : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

図 5.1-5 最大周面摩擦力度の算定方法  
(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(配管等貫通部に作用する荷重の考慮方法)

配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する荷重（浸水津波荷重，余震荷重（動水圧））については周囲の鋼板にその反力が作用するため，図 5.1-6 に示すとおり，配管等貫通部周囲の鉛直方向のフレーム要素に開口部の荷重を作用させる。

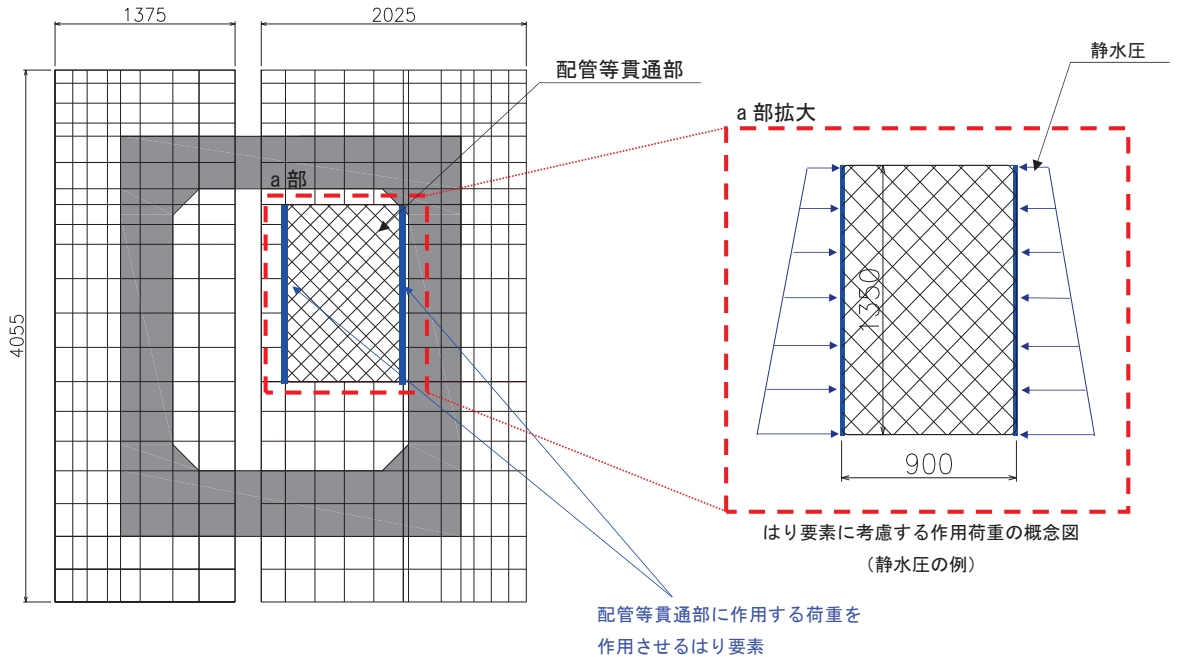


図 5.1-6 配管等貫通部（鋼板欠損部）に作用する津波荷重の考慮方法

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 5.1-1 に、材料の物性値を表 5.1-2 に示す。

表 5.1-1 使用材料

| 評価対象部位            | 材質       | 仕様                                  |
|-------------------|----------|-------------------------------------|
| 鋼板                | SM570    | PL25mm                              |
| 防潮壁フーチング<br>(接合部) | 鉄筋コンクリート | $f'_{c k}=48\text{N/mm}^2$ (コンクリート) |
| アンカーボルト           | SNR490B  | 頭付きアンカーボルト (M39)                    |

表 5.1-2 材料の物性値

| 材料     |                            | 単位体積重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | ヤング係数<br>( $\text{N/mm}^2$ ) | ポアソン比 |
|--------|----------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------|
| コンクリート | $f'_{c k}=30\text{N/mm}^2$ | 24.0                          | $2.80 \times 10^4$           | 0.2   |
| 鋼材     | SM570, SNR490B             | 77.0                          | $2.00 \times 10^5$           | 0.3   |

(3) 許容限界

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書 ( I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 5.2-3 に示す短期許容応力度とする。

表 5.1-3 鋼板の許容限界

| 鋼材    | 許容応力度<br>( $\text{N/mm}^2$ )  | 短期許容応力度*2<br>( $\text{N/mm}^2$ ) |
|-------|-------------------------------|----------------------------------|
| SM570 | 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{s a}^{*1}$ | 255                              |
|       | 許容せん断応力度 $\tau_{s a}$         | 145                              |

注記\*1: 鋼板は「道路橋示方書 ( ( I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に示される, 圧縮応力を受ける板であることから, 局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し, 許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する (詳細を以下に示す)。

\*2: 短期許容応力度は, 鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図5.1-4に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、格子状のはり要素でモデル化した地震応答解析モデルにて各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し、その有効幅単位で照査を行う。

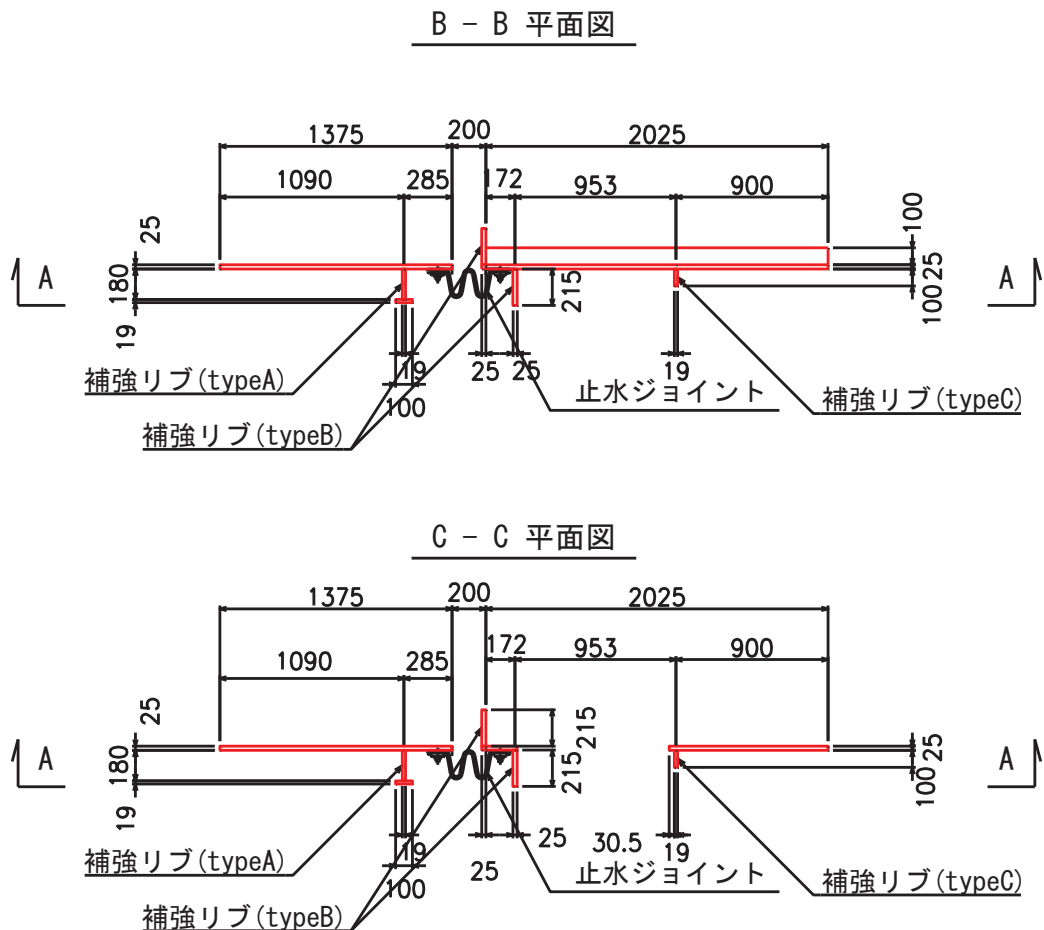


図 5.1-4 鋼板の構造図

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 5.1-4 に示す断面形状にて、次式により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、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に  $N, M_y, M_z$  ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_1$  : 鋼板の軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼板の有効断面積 (m<sup>2</sup>)

$M_{Y1}$  : 鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

$Z_{Y1}$  : 鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

$M_{Z1}$  : 鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

$Z_{Z1}$  : 鋼板の Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

$\tau_1$  : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_{Z1}$  : 鋼板に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_1$  : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

## 5.2 アンカーボルト

### (1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 5.2-1 に示す。

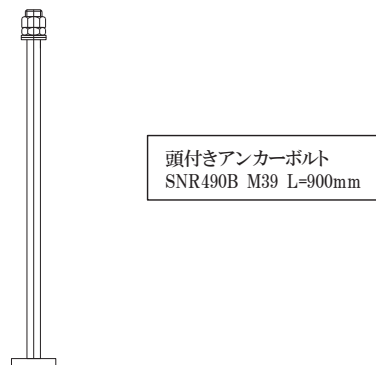


図 5.2-1 アンカーボルトの構造概要

### (2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 使用材料

| 評価対象部位  | 材質      | 仕様               |
|---------|---------|------------------|
| アンカーボルト | SNR490B | 頭付きアンカーボルト (M39) |

### (3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容応力算出結果を表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 アンカーボルトの許容限界算出結果

| 評価部位              | 許容荷重               |                    |               |
|-------------------|--------------------|--------------------|---------------|
|                   | 引張*1, 2<br>(N)     | せん断*1, 3<br>(N)    | 合成応力*1<br>(-) |
| アンカーボルト           | $2.87 \times 10^5$ | $2.01 \times 10^5$ | 1.0           |
| コンクリートの<br>コーン状破壊 | $7.97 \times 10^5$ | $3.67 \times 10^5$ | —             |

- 注記 \*1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。
- \*2：頭付きアンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。
- \*3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。



(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{pa} \times s_c a$$

$$\sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.2-3 に示す。

表 5.2-3 アンカーボルトの許容引張力の計算諸元

| 記号            | 定義                  | 数値                 | 単位                |
|---------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| $P_{a1}$      | アンカーボルト 1 本当りの許容引張力 | $2.87 \times 10^5$ | N                 |
| $\phi_1$      | 低減係数(短期荷重時)         | 1                  | —                 |
| $\sigma_{pa}$ | アンカーボルトの許容引張応力度     | 295                | N/mm <sup>2</sup> |
| $s_c a$       | ねじの有効断面積            | 976                | mm <sup>2</sup>   |

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

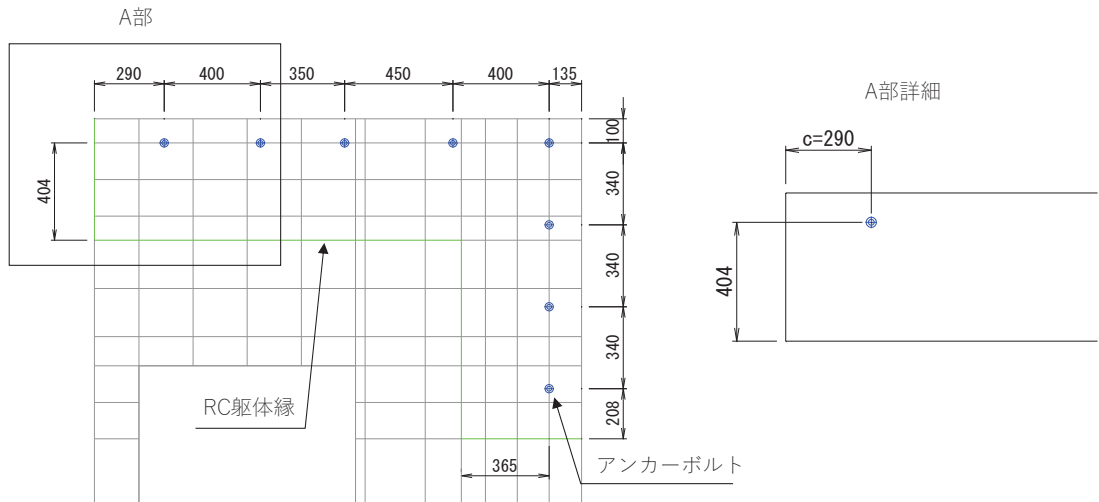
ここで、各記号の定義及び数値を表 5.2-4 に示す。

表 5.2-4 アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元

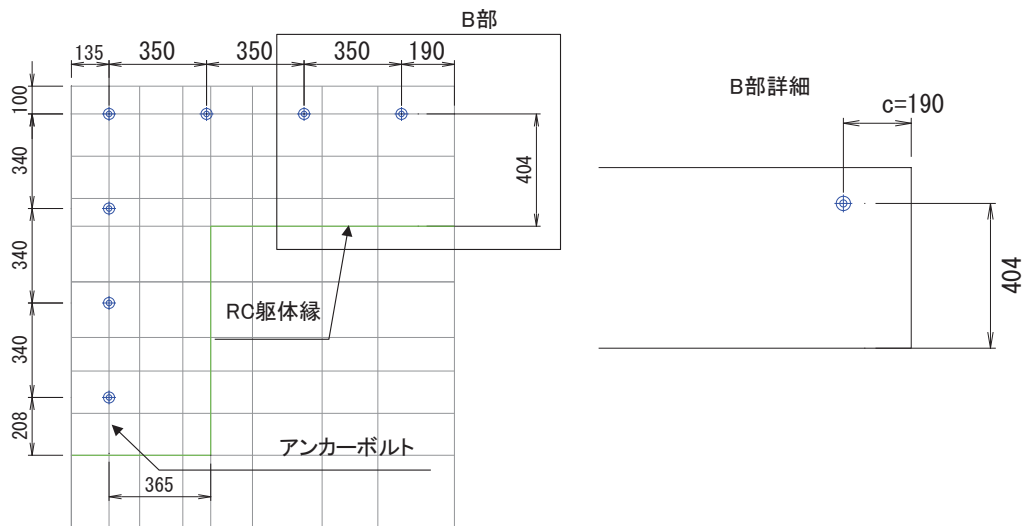
| 記号            | 定義                                     | 数値                 | 単位                |
|---------------|--|--------------------|-------------------|
| $Q_{a1}$      | アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力                   | $2.01 \times 10^5$ | N                 |
| $\phi_1$      | 低減係数(短期荷重時)                            | 1                  | —                 |
| $\sigma_{qa}$ | アンカーボルトの許容せん断応力度                       | 206.5              | N/mm <sup>2</sup> |
| $s_c a$       | 頭付きアンカーボルトの断面積で軸部面積とねじ部有効断面積の小なる方の値とする | 976                | mm <sup>2</sup>   |

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの配置について図5.2-2に、コーン状破壊面の概要について図5.2-3に示す。



【鋼板右側のアンカーボルト位置図】



【鋼板左側のアンカーボルト位置図】

図 5.2-2 アンカーボルトの配置図

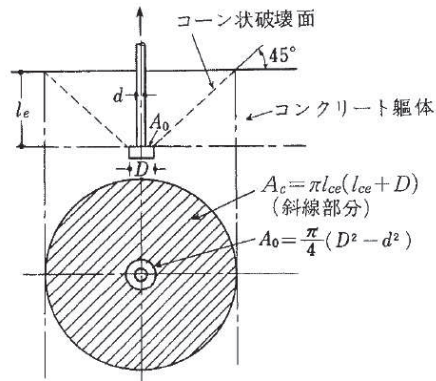


図1 頭付きアンカーボルトの有効水平投影面積  $A_c$

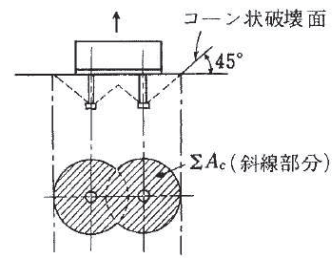
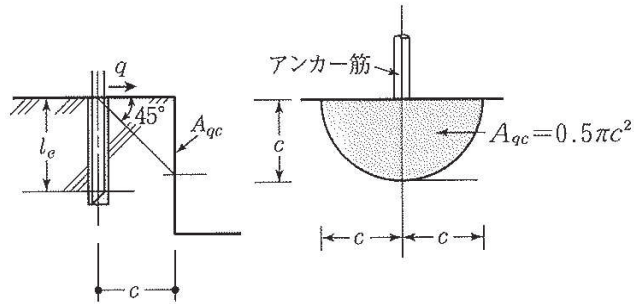


図2 頭付きアンカーボルトが複数の場合の有効水平投影面積  $\Sigma A_c$

(引張)



(せん断)

図 5.2-3 コンクリートのせん断力によるコーン状破壊のモデル図及び耐力算定式

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。有効埋込み長  $l_e$  と算定用有効埋込み長  $l_{ce}$  の概念図を図 5.3-4 に、各記号の定義及び数値を表 5.2-5 に示す。

$$P_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

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

$$\alpha_n = 0.5 \times \left( \frac{c_n}{l_e} \right) + 0.5$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

表 5.2-5 頭付きアンカーボルトのコーン状破壊に対する許容引張力の計算諸元

| 記号           | 定義  | 数値                 | 単位                |
|--------------|---|--------------------|-------------------|
| $P_{a2}$     | 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊による場合の頭付きアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力  | $2.87 \times 10^5$ | N                 |
| $\phi_2$     | 低減係数(短期荷重時)                                       | 2/3                | —                 |
| $Q_{a3}$     | 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊による場合の頭付きアンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力 | $7.97 \times 10^5$ | N                 |
| $c \sigma_t$ | コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度                             | 2.147              | N/mm <sup>2</sup> |
| $A_c$        | コーン状破壊面の有効投影面積                                    | $5.55 \times 10^5$ | mm <sup>2</sup>   |
| $A_{qc}$     | せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積                       | $5.55 \times 10^5$ | mm <sup>2</sup>   |
| $F_c$        | コンクリートの設計基準強度                                     | 50                 | N/mm <sup>2</sup> |
| $d_a$        | 頭付きアンカーボルト軸部の直径                                   | 39                 | mm                |
| $D$          | 頭付きアンカーボルト頭部の直径                                   | 65                 | mm                |
| $l_{ce}$     | 頭付きアンカーボルトの強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = l_e$ とする。       | 900                | mm                |
| $l_e$        | 頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ                                | 900                | mm                |
| $c$          | アンカーボルトの最小へりあき寸法                                  | 404                | mm                |