

(参考資料 1) 防波壁（波返重力擁壁）における既設部分と新設部分の一体性確認

## 1. 本資料の概要

防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁は、コンクリート上に設置した既設の鉄筋コンクリート造の擁壁を嵩上げするように構築している。本資料においては、重力擁壁のうち既設の鉄筋コンクリート造の擁壁を既設部分、嵩上げ部分の鉄筋コンクリート造の擁壁を新設部分、擁壁下のコンクリートを基部コンクリートという。重力擁壁の概略図を図 1-1 に示す。

重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性の評価に係る申送り事項を表 1-1 に、一体性の確認事項を図 1-2 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は、設計及び施工上の配慮として、既設部分と新設部分の一体性を図るために、新設部分のコンクリート打設前に既設部分のコンクリート表面を目荒らし処理して付着力を確保している。また、新設部分の主筋を基部コンクリートに定着させることにより、基部コンクリートとの一体性を確保している。

本資料では、新設部分と既設部分及び基部コンクリートの一体性を確認するため、以下の確認を行う。

- ① 既設部分と新設部分の一体性を確保するため、新設部分の嵩上げ時に既設部分表面に目荒らし処理しており、付着力試験を実施して付着力を確認した。（「2. 重力擁壁の構造」において説明）
- ② 基部コンクリートと新設部分の一体性を確保するため、基準類に準拠して主筋を定着させている。また、陸側の主筋については、設置位置が定着させる基部コンクリートの隅角部に近い設置状況にあるため、主筋設置位置と隅角部との離隔を模擬した実構造物スケールを用いた引抜試験を行い、定着部の引抜荷重は鉄筋の降伏荷重を上回ることを確認する。（「2. 重力擁壁の構造」及び「3. 既設部分と新設部分の一体性確保に関する配慮事項」において説明）
- ③ 新設部分と既設部分の境界部を模擬した解析を行うことにより、地震時及び津波時に境界部に起因した破壊が生じないことを確認する。（「4. 重力擁壁の健全性評価に対する境界部の影響検討」において説明）

上記の確認により、波返重力擁壁の壁体構造における既設部分と新設部分の一体性を確認する。

(単位：mm)

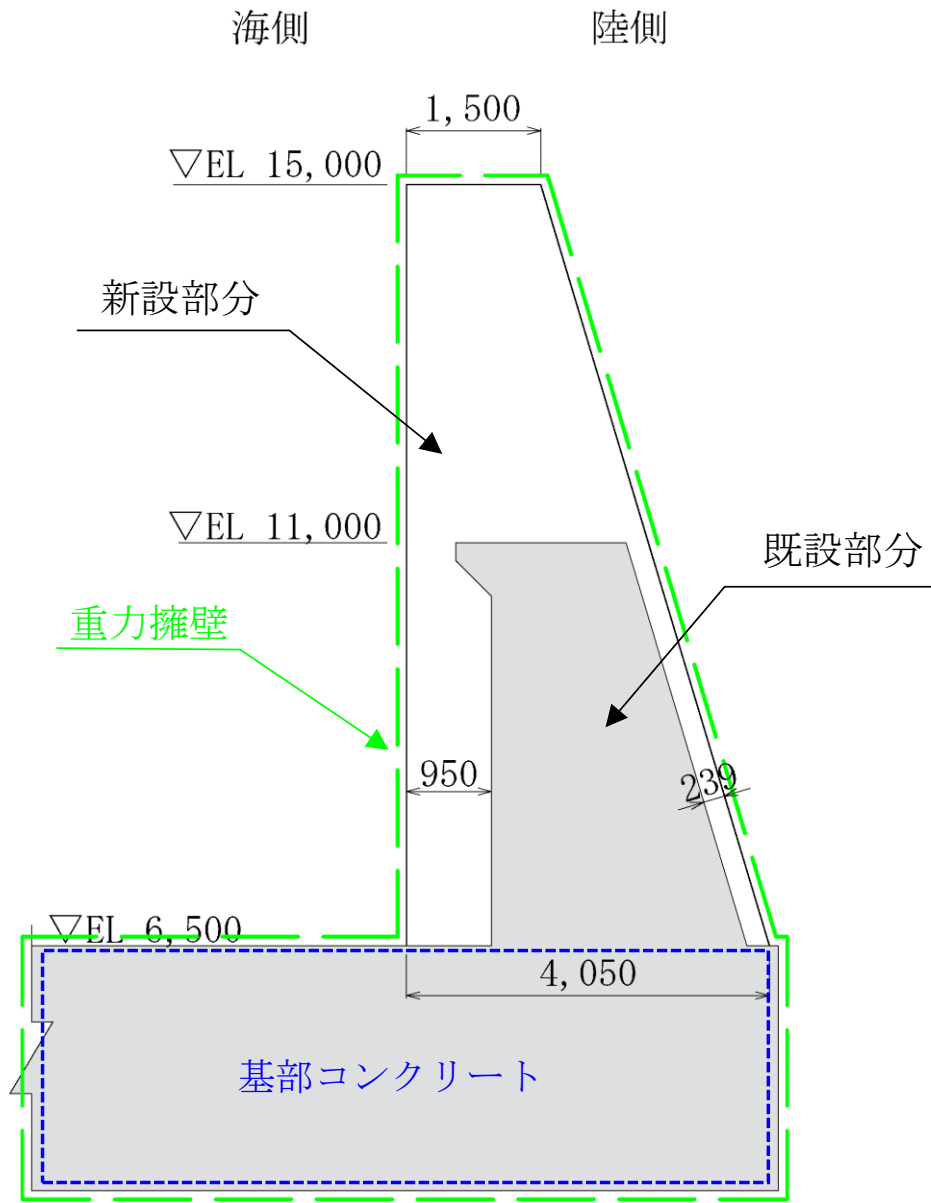


図 1-1 重力擁壁の概略図

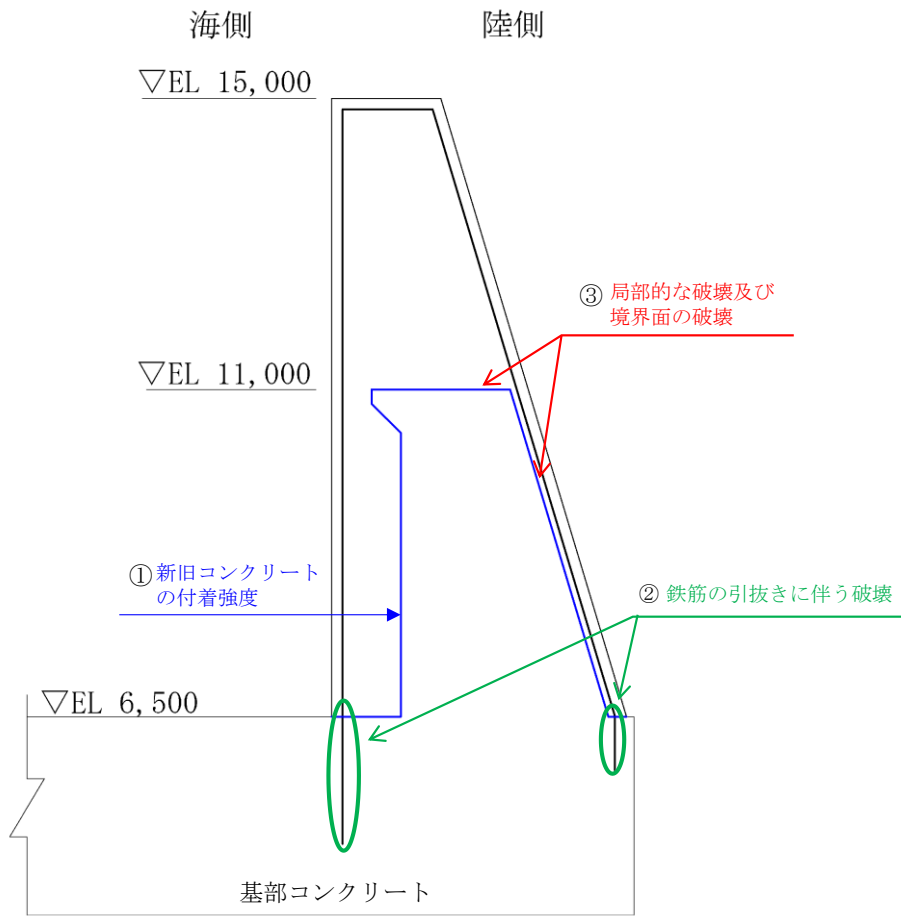
表 1-1 重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性確認に係る  
設工認段階への設置変更許可審査からの申送り事項

設置変更許可審査段階における指摘事項	回答方針 (下線部は本資料による説明内容)
<p>1. 波返重力擁壁の壁体構造について、既設部分と新設部分の一体化を前提として設計する方針を明確にし、基準、指針類、事業者独自の管理基準等の適用により一体化と評価する方針であることを説明すること。</p> <p>防波壁陸側における新設のコンクリートの鉄筋定着について、フーチング隅角部の荷重伝達及び損傷形態を評価し、定着方法及び定着長の設定方針の妥当性を説明すること。</p>	<p>設工認段階においては、地震時に重力擁壁に作用する荷重に対し、既設部分と新設部分が一体性を有することを以下の検討によって確認する（図 1-2）。</p> <p>①設置変更許可申請において、既設護岸のコンクリート表面の目荒らしについては、「表面保護工法 設計施工指針（案）*1」に基づき設定した付着強度を有するように施工していることを説明した。</p> <p>設工認段階においては、<u>既設部分の目荒らし処理後に実施した付着強度試験の内容と結果を説明する。</u></p>
<p>2. 波返重力擁壁の壁体構造について、ジベル筋等により既設部と新設部が物理的に接合されていない壁体について、せん断応力の伝達モードを評価し、既往のせん断耐力評価式の適用性を説明すること。</p>	<p>②設置変更許可申請において、擁壁下端の主筋の定着部に関して「コンクリート標準示方書 2002*2」に基づく定着長を確保し、許容応力により設計する方針であることを説明した。</p> <p>設工認段階においては、<u>擁壁下端の主筋の定着状況を模擬した実構造物スケールを用いた鉄筋引抜実験を行い、主筋の引張耐力と破壊形態を確認する。</u></p>
<p>3. 波返重力擁壁の壁体構造について、既設部分と新設部分を一体化と評価できる根拠及び設計・施工上の配慮事項を説明すること。</p>	<p>③新設部分と既設部分の境界部を模擬した解析を行うことにより、<u>地震時及び津波時に境界部に起因した破壊が生じないことを確認する。</u></p>

注記\*1：「表面保護工法 設計施工指針（案）〔工種別マニュアル編〕（（社）土木学会，2005年） 断面修復工マニュアル」（以下「表面保護工法 設計施工指針（案）」という。）

\*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。）

(単位 : mm )



図に記載の①～③は、表 1-1 の①～③に対応

図 1-2 一体性の確認事項

## 2. 重力擁壁の構造

### 2.1 構造概要

重力擁壁は、既設部分を新設部分で嵩上げした構造としている。

既設部分は、天端高さ EL 11.0m とする鉄筋コンクリート造の擁壁であり、新設部分は既設部分を巻き込み EL 15.0m まで嵩上げした鉄筋コンクリート造の擁壁である。

重力擁壁の配筋図を図 2.1-1 に示す。

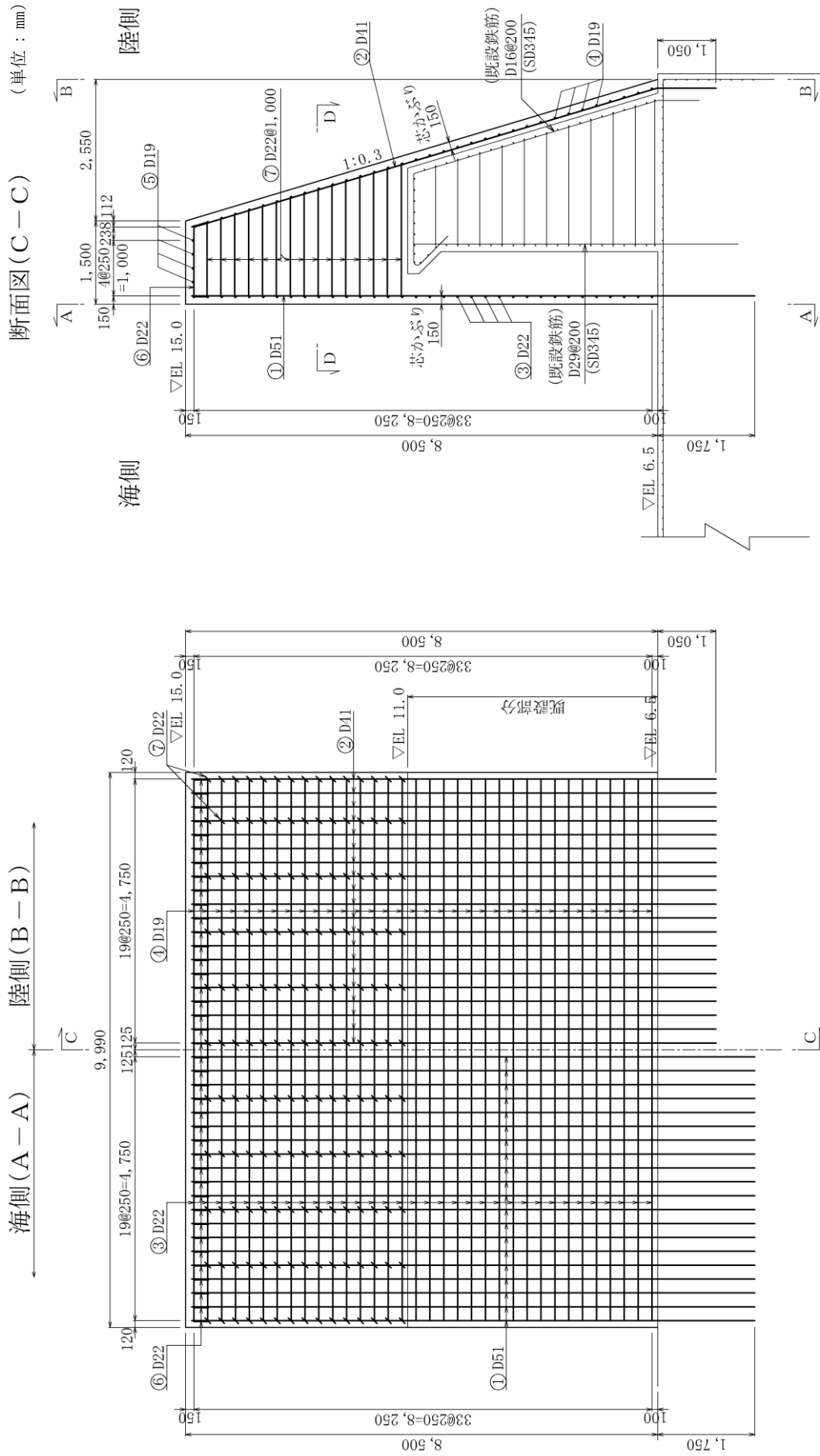
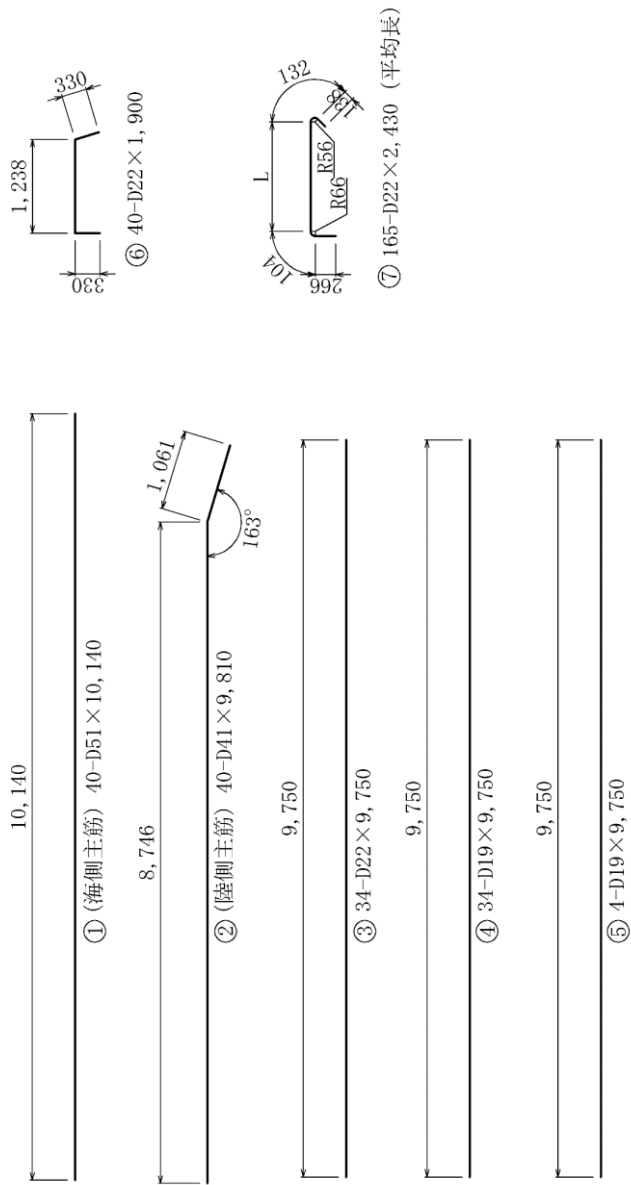


図 2.1-1 (1) 重力擁壁の配筋図



(単位：mm)

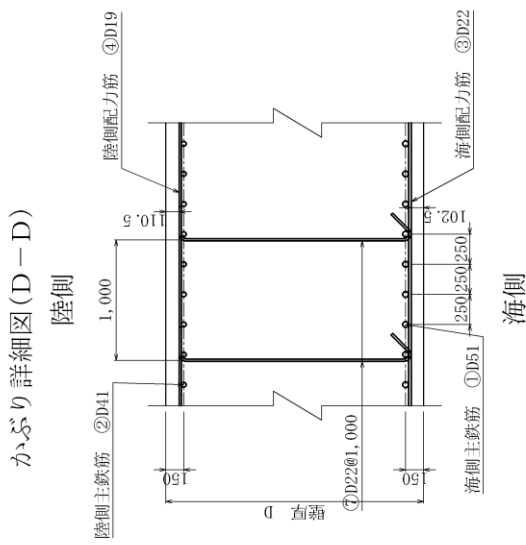


図 2.1-1 (2) 重力擁壁の配筋図

## 2.2 施工方法

### 2.2.1 既設部分の施工手順

重力擁壁のうち既設部分の施工では、既設部分の主筋は基部コンクリート内に基本定着長以上を確保して設置し、配力筋及びせん断補強筋を組み立て、コンクリートを打設した。

重力擁壁の既設部分の施工状況を図 2.2-1 に示す。



1. 既設部分の主筋組立

2. 既設部分の鉄筋組立完了

図 2.2-1 重力擁壁の既設部分の施工状況

### 2.2.2 新設部分の施工手順

重力擁壁のうち新設部分の施工では、最初に既設部分のコンクリート表面の目荒らし処理をバキュームブラスト工法により行った。鉄筋組立においては、主筋を基部コンクリートに定着させるため、基部コンクリートを削孔し、基本定着長を確保した。

主筋は継手を設けず定着部から擁壁天端までを1本の鉄筋として建て込んだ。主筋は建て込み後、既設部分の擁壁天端に事前に設置した架台に固定した。

鉄筋定着部の孔内をセメントミルクにて充填した後に、配力筋及びせん断補強筋を組み立て、コンクリートを打設した。

新設部分の施工状況を図 2.2-2 に示す。





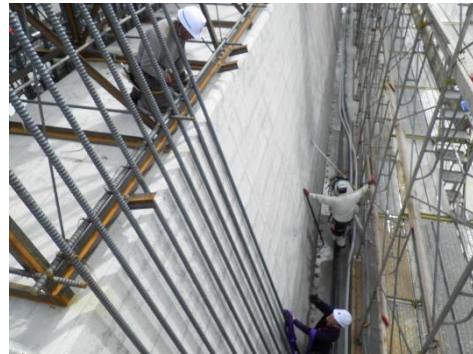
1. 既設部分の目荒らし



2. 鉄筋架台の設置



3. 新設部分の主筋建込み



4. 新設部分の主筋組立



5. 主筋定着部の固定

図 2.2-2 新設部分の施工状況

### 3. 既設部分と新設部分の一体性確保に関する配慮事項

重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性を確保するために実施した、コンクリート表面の目荒らし処理による付着力の確認（1.①）、新設部分の主筋の定着長確保及び鉄筋引抜試験による引張耐力とへりあきの影響を確認（1.②）する。

#### 3.1 コンクリートの付着について

防波壁（波返重力擁壁）の施工におけるコンクリートの付着力は、既設部分と新設部分の付着を向上させるために既設部分のコンクリート表面の目荒らし処理を行った。コンクリート表面の目荒らし処理は、「表面保護工法 設計施工指針(案)」を参考に付着強度を  $1.5\text{N/mm}^2$  と定め、バキュームブラスト工法を採用した。

なお、一般産業施設において用いられる基準類である、「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）」（以下「構造物施工管理要領」という。）及び「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）（土木研究所，2016年）」（以下「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）」という。）においても、断面修復するためのコンクリート打ち継ぎ面における付着強度は  $1.5\text{N/mm}^2$  と示されている。

参考文献の概要については表 3.1-1 に示す。

目荒らし処理後は、付着力を確認するために付着強度試験を行った。

付着強度試験は、目荒らし処理完了範囲の擁壁面3箇所にて型枠を組立て、厚さ12mm のモルタルを打設して供試体を作成した。供試体作成後は、1供試体につき5か所の試験片を作成し、建研式引張試験器を用いて引っ張ることで付着強度を確認し、すべての試験において付着強度が  $1.5\text{N/mm}^2$  以上であることを確認した。

付着強度試験の施工フローを図 3.1-1 に、位置図を図 3.1-2 に、付着強度試験の鋼製治具貼付イメージ図を図 3.1-3 に、付着強度試験の試験概略図及び試験状況を図 3.1-4 に、試験結果を表 3.1-2 に示す。

表 3.1-1 コンクリートの付着強度に係る参考文献

参考文献	記載内容
表面保護工法 設計施工指針（案）	断面修復工における断面修復材の付着強度を土木学会が収集した施工実績より $1.0\text{N/mm}^2$ と規定されている。
構造物施工管理要領	既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状を得るために、既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス等を取り除く表面処理を行うこととされている。 表面処理の性能照査は、 $1.5\text{N/mm}^2$ 以上の付着性能を満足することと規定されている。
コンクリート構造物の 補修対策施工マニュアル（案）	断面修復工における、既存コンクリートとの付着面に求める品質は、付着強度試験により平均値が $1.5\text{N/mm}^2$ 以上、最低値が $0.75\text{N/mm}^2$ 以上と規定されている。

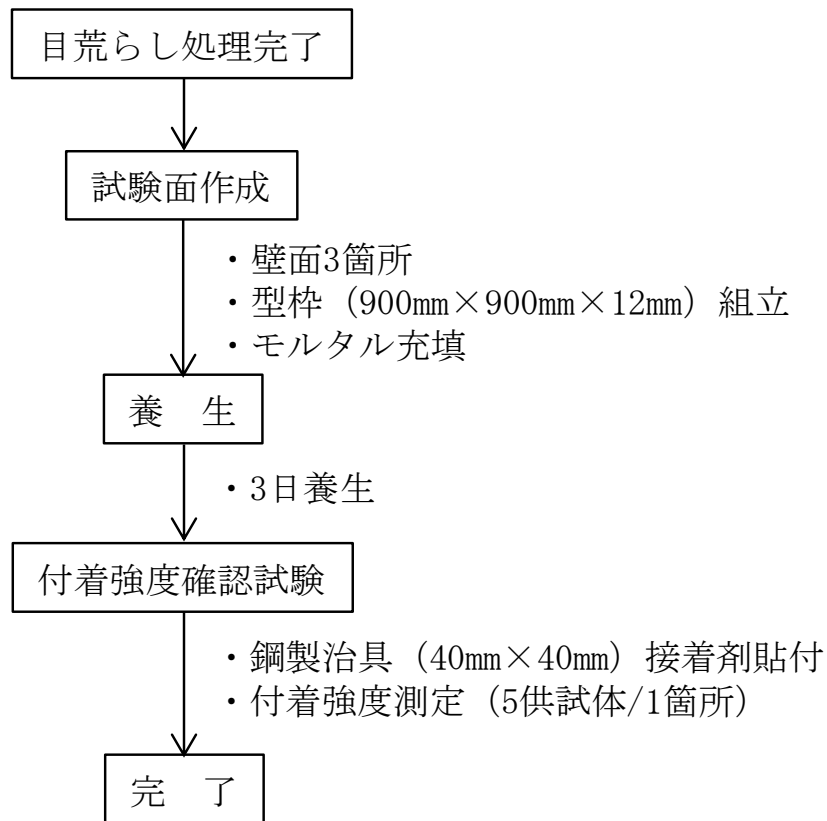


図 3.1-1 付着強度試験の施工フロー図

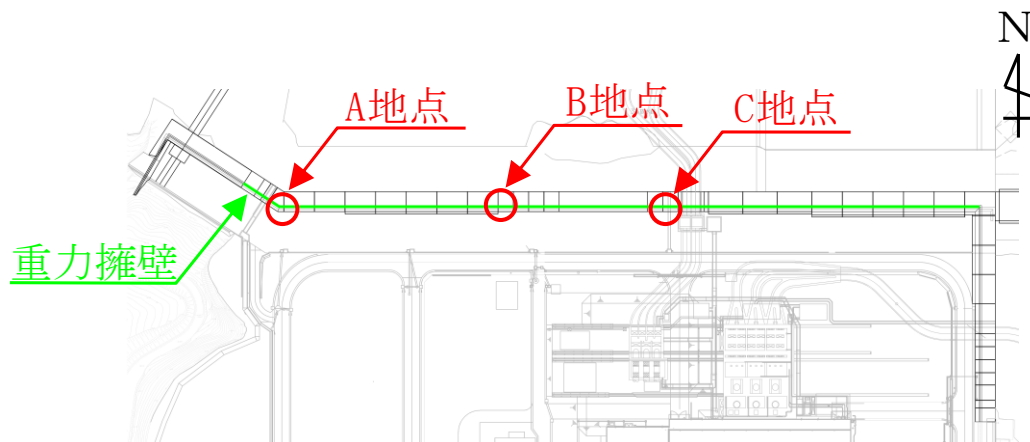


図 3.1-2 付着強度試験の位置図 (3箇所)

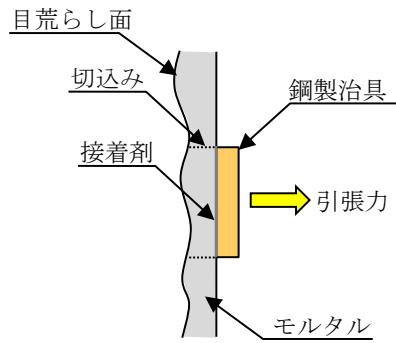
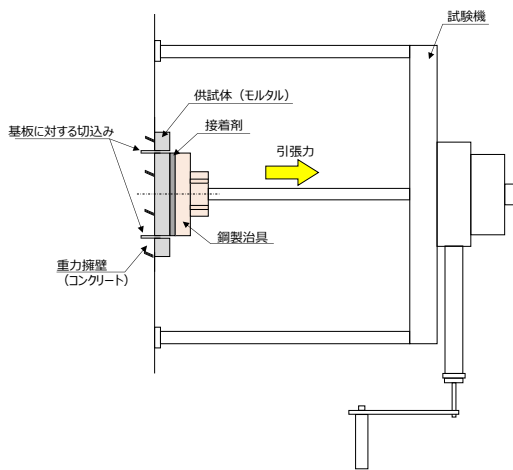


図 3.1-3 付着強度試験の鋼製治具貼付イメージ図



(a) 試験概略図



(b) 試験実施状況

図 3.1-4 付着強度試験の試験概略図及び試験実施状況

表 3.1-2 付着強度確認試験の試験結果

単位：N/mm<sup>2</sup>

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

### 3.2 新設部分の主筋の定着について

#### (1) 新設部分の主筋定着長の設定

防波壁（波返重力擁壁）の施工における新設部分の主筋の定着長は、「コンクリート標準示方書 2002」に準拠して鉄筋に必要な基本定着長以上を確保している。下式により算定した海側の主筋に必要な基本定着長  $l_d$  は 1,692mm, 陸側の主筋に必要な基本定着長  $l_d$  は 1,020mm となるため, 施工にあたっては海側の主筋については定着長 1,750mm を, 陸側の主筋については定着長 1,050mm を確保した。

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

ここに,

- $l_d$  : 基本定着長 (mm)
- $\phi$  : 主鉄筋の直径 (海側 : 51mm, 陸側 : 41mm)
- $f_{yd}$  : 鉄筋の設計引張降伏強度 (345N/mm<sup>2</sup>)
- $f_{bod}$  : コンクリートの設計付着強度 (2.08N/mm<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : 係数 (海側 : 0.8, 陸側 : 0.6)

#### (2) 主筋の定着長検討における留意事項

新設部分（陸側）の主筋（D41）については、擁壁の陸側の勾配 1 : 0.3 で鉄筋を設置しているが定着部の鉄筋は基部コンクリートに鉛直に定着させることから、基部コンクリート上面高さ付近において折り曲げて設置している（図 3.2-1）。

このような折り曲げ部付近の定着長のとり方について、「コンクリート標準示方書 2002」においては、曲げ内半径は鉄筋径の 10 倍未満とする場合、図 3.2-2(b)のとおり、折り曲げてから鉄筋径の 10 倍以上まっすぐに延ばした場合に限り、直線部を定着長とすることができるとの規定が定められている（図 3.2-2）。

新設部分の陸側の主筋（D41）を本規定に照らすと、折り曲げ部の曲げ内半径を鉄筋径の 10 倍未満としているため、定着長は鉄筋径の 10 倍以上（410mm 以上）が必要となるが、折り曲げ後の直線部分の定着長は 1,050 mm である。

上記より、新設部分の陸側の主筋において、直線部を定着長とすることができ、図 3.2-2 に示す定着長 1,050mm は必要定着長を確保している。

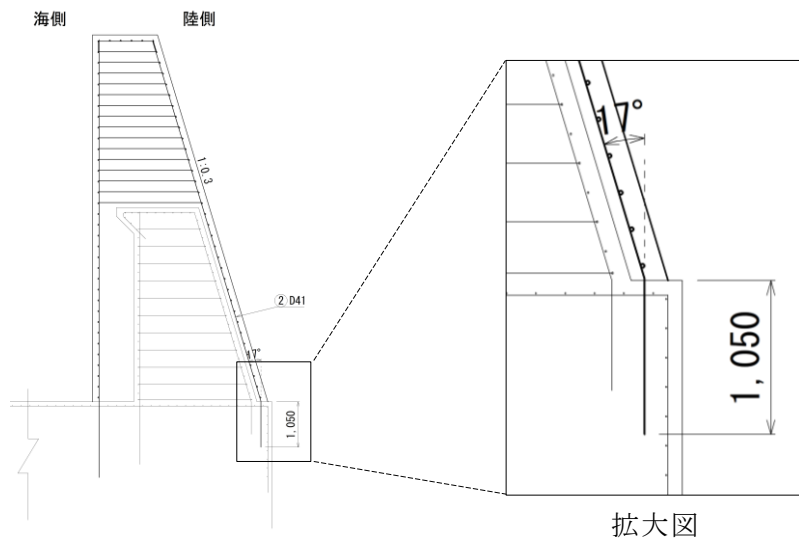


図 3.2-1 重力擁壁陸側配筋図

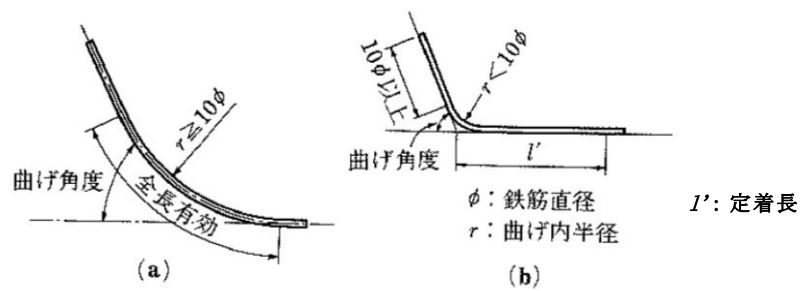


図 3.2-2 定着部が曲がった鉄筋の定着長のとり方  
 (「コンクリート標準示方書 2002」より抜粋，一部加筆)

### 3.3 鉄筋引抜試験について

#### 3.3.1 検討方針

新設部分の主筋の定着部分は、「コンクリート標準示方書 2002」に準拠して必要な定着長を確保し、許容応力により設計している。

実構造物の陸側主筋の定着部は隅角部に近接しており、主筋と隅角部の距離が主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため、実構造物スケールの鉄筋定着及びへりあき条件を考慮した実構造物スケールの実験体を作成し、鉄筋の引抜試験を行った。

本資料では、実構造物スケールの実験体で行った鉄筋の引抜試験の結果から、主筋の破壊形態及び引張耐力を確認し、へりあき条件が鉄筋の破壊形態及び引張耐力に与える影響について検証を行う。

#### 3.3.2 想定される破壊形態

重力擁壁の基部コンクリートに定着した鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態は、鉄筋の降伏又は破断、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊の4種類の形態が想定される。

定着した鉄筋の引抜け時に想定される破壊形態を図 3.3-1 に示す。

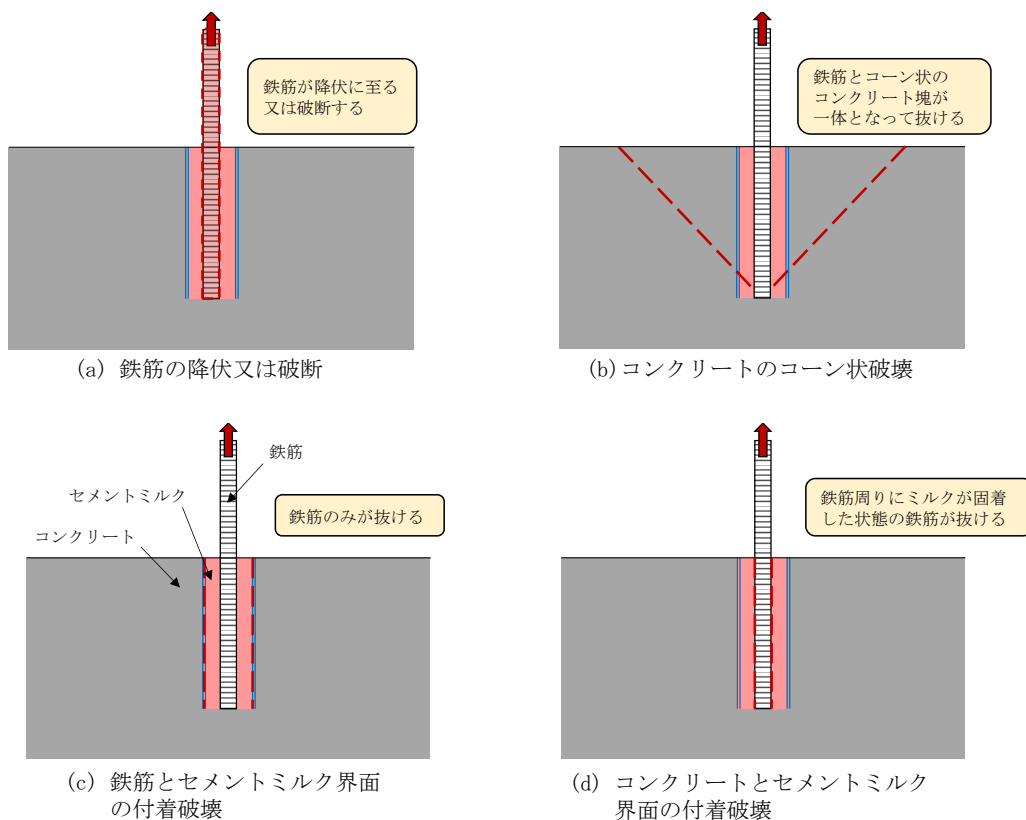


図 3.3-1 鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態



### 3.3.3 模型実験

#### (1) 実験概要

重力擁壁の新設部分の基部コンクリートへの主筋定着部は、主筋の中心から基部コンクリート側面までの距離（以下「へりあき」という。）が十分に確保されている海側主筋（D51）と、へりあきが最小で200mmの陸側主筋（D41）の2パターンに区別できる。そこで、新設部分の主筋の基部コンクリートへの定着部分を模擬した実験体を2体作成し、主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する実験を行った。

重力擁壁の実験体における模擬範囲を図3.3-2に示す。模型実験は主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する目的で行うため、実験体は重力擁壁の基部コンクリートと、基部コンクリートに定着された鉄筋のみを模擬した。実験体の作成にあたっては、実構造物の施工手順を踏まえ、コンクリートを打設後に削孔して鉄筋を建て込み、セメントミルクを注入して固定した。

鉄筋引抜試験は、鉄筋に作用する荷重及び変位等を計測し、いずれかの破壊が生じたと判断されるまで載荷した。

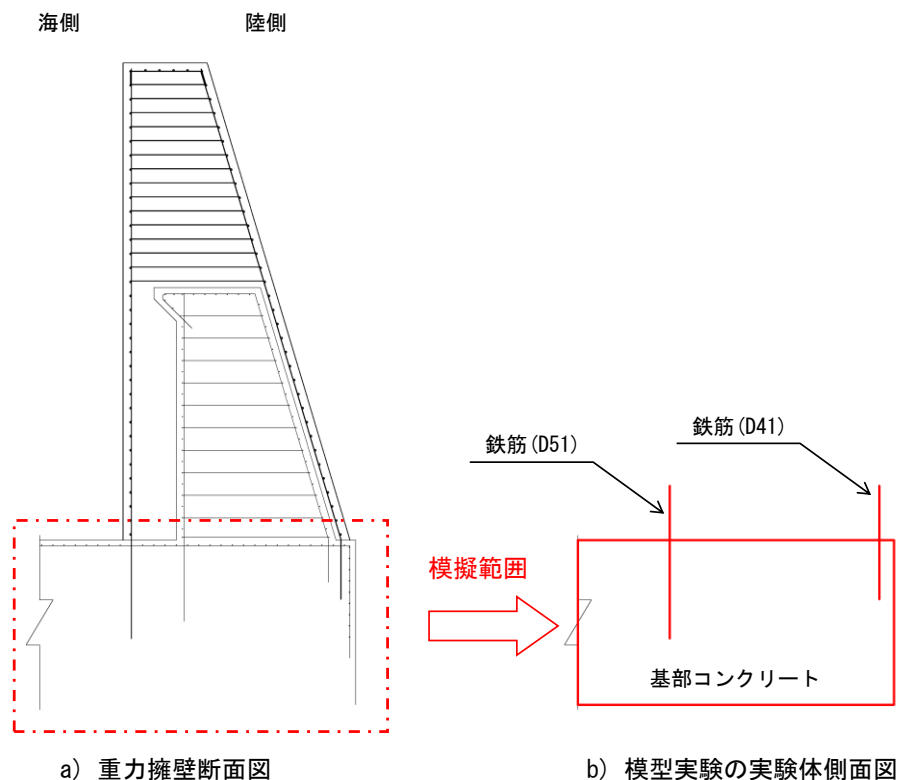


図 3.3-2 重力擁壁の実験体における模擬範囲

(2) 実験ケース

実構造物のへりあきを考慮して実験体①及び実験体②を作成し、実施した実験ケースを表 3.3-1 に、作成した実験体の構造図を図 3.3-3 に、配筋図を図 3.3-4 に、作成した実験体の全景を図 3.3-5 に示す。

実験ケースは、実験体①において、新設部分の海側の主筋の施工状況を模擬し、鉄筋の定着長に対して十分なへりあきを確保したケースを海側検討ケースとする。併せて、実験体①において、新設部分の陸側の主筋の施工状況を模擬するが、鉄筋の定着長に対して十分なへりあきが確保できている場合を仮定したケースを陸側検討ケース 1 とする。

実験体②においては、新設部分の陸側の主筋の施工状況を模擬し、既設部分のコンクリートのへりあきを設定したケースを陸側検討ケース 2 とする。

すべての実験ケースにおいて、鉄筋引抜試験をそれぞれ 3 回実施した。

表 3.3-1 実験ケース

実験体 番号	ケース名	鉄筋径	鉄筋番号	へりあきの考慮
①	海側検討ケース	D51	No. 1	十分なへりあきを確保
			No. 2	
			No. 3	
	陸側検討ケース 1	D41	No. 1	
			No. 2	
			No. 3	
②	陸側検討ケース 2	D41	No. 1	実構造物を再現するへりあきを設定
			No. 2	
			No. 3	

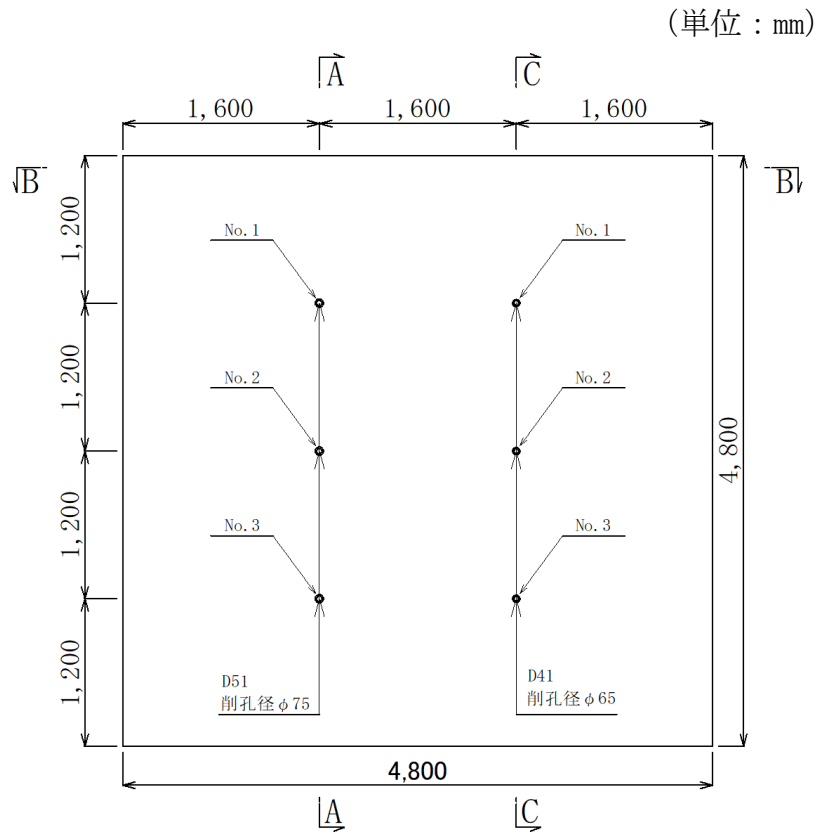


図 3.3-3(1) 実験体①の構造図 (平面図)

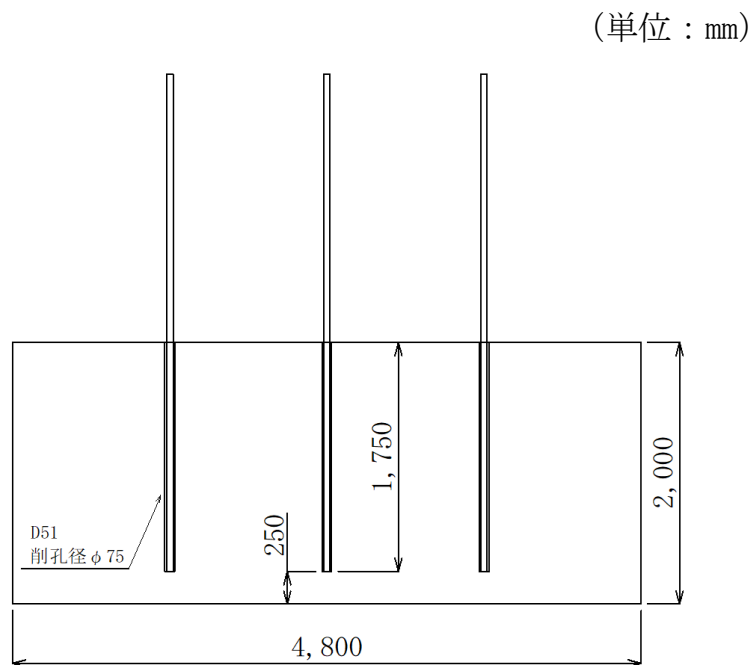


図 3.3-3(2) 実験体①の構造図 (A-A断面)

(単位：mm)

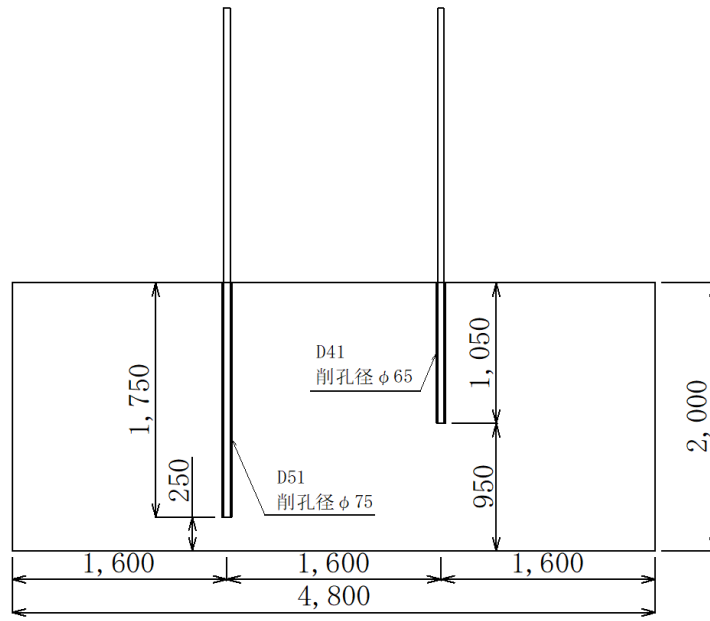


図 3.3-3(3) 実験体①の構造図 (B-B断面)

(単位：mm)

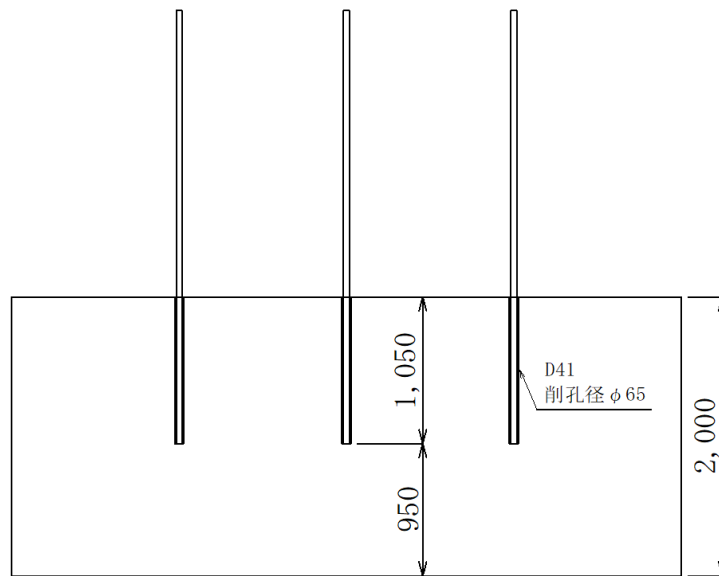


図 3.3-3(4) 実験体①の構造図 (C-C断面)

(単位 : mm)

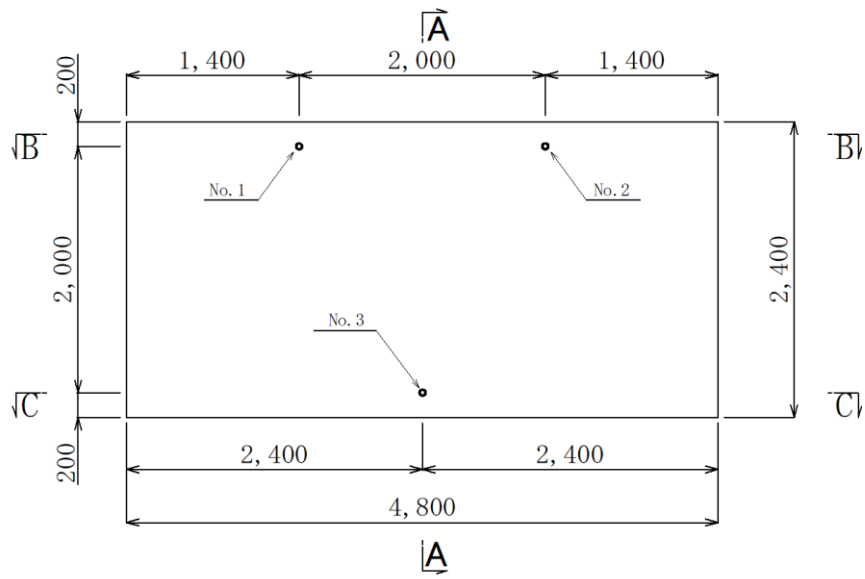


図 3.3-3(5) 実験体②の構造図 (平面図)

(単位 : mm)

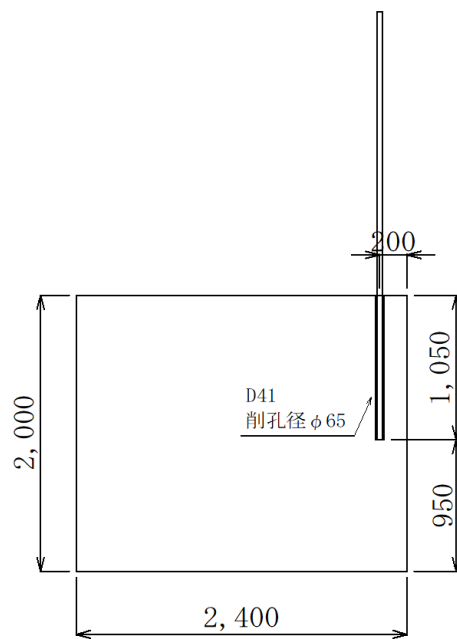


図 3.3-3(6) 実験体②の構造図 (A-A断面)

(単位 : mm)

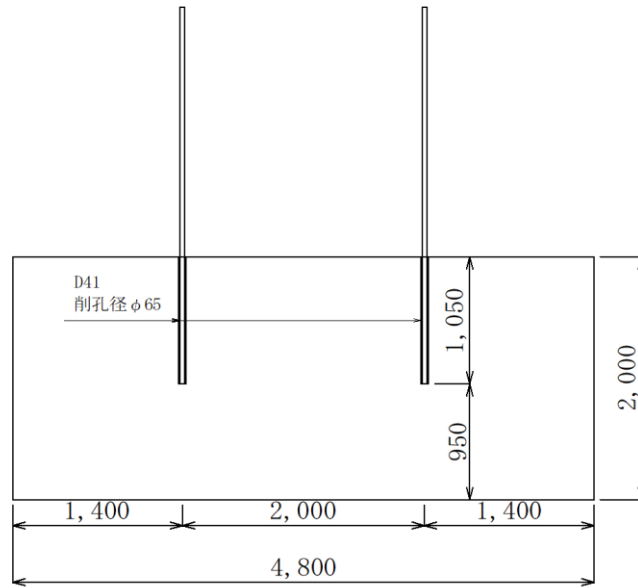


図 3.3-3(7) 実験体②の構造図 (B-B 断面)

(単位 : mm)

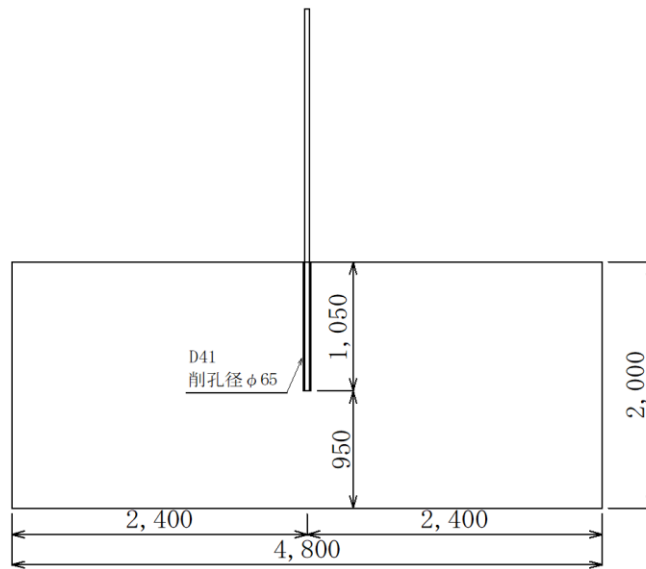


図 3.3-3(8) 実験体②の構造図 (C-C 断面)

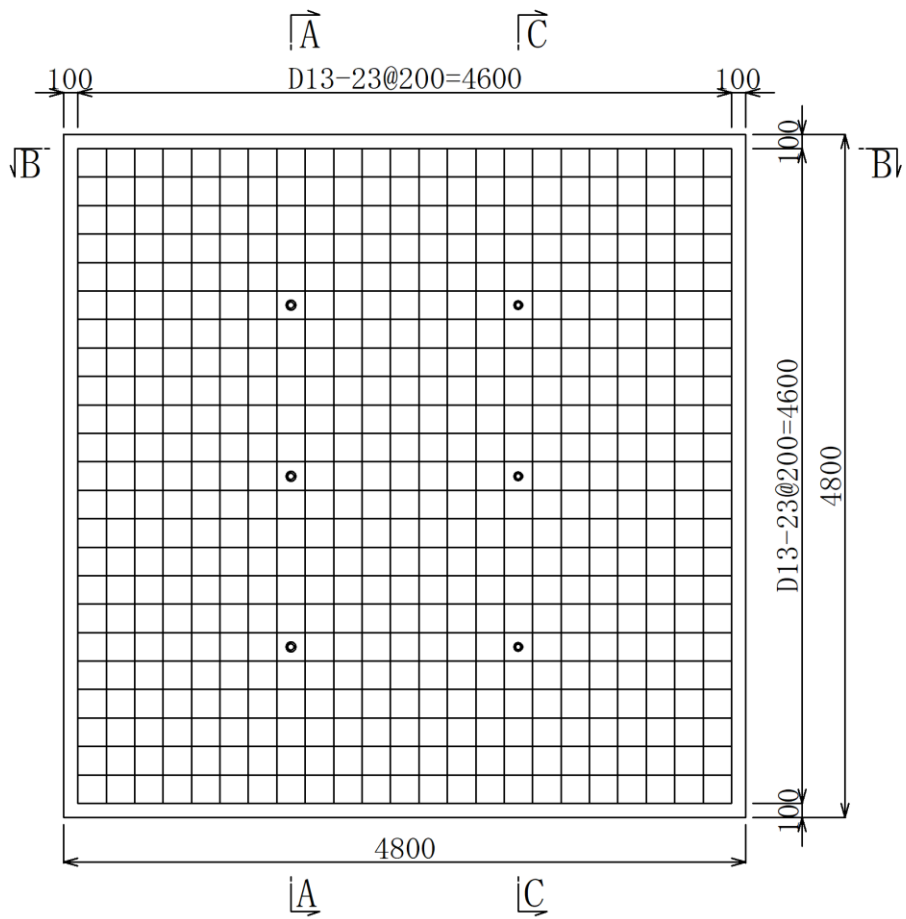


図 3.3-4(1) 実験体①の配筋図 (平面図)

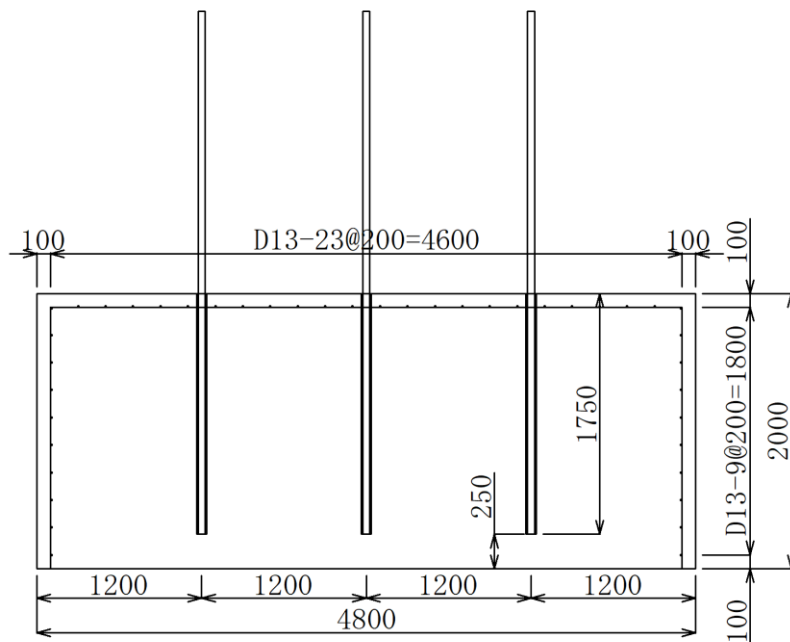


図 3.3-4(2) 実験体①の配筋図 (A-A 断面図)

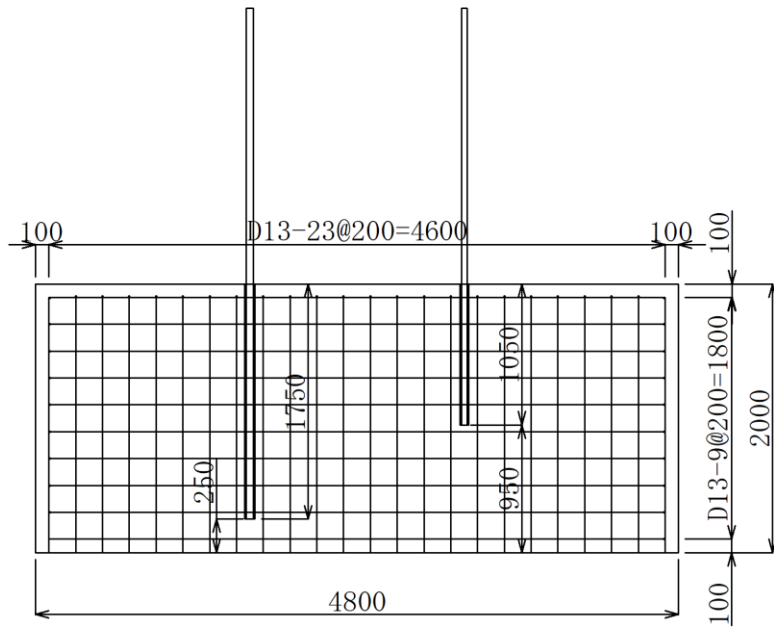


図 3.3-4(3) 実験体①の配筋図 (B-B 断面図)

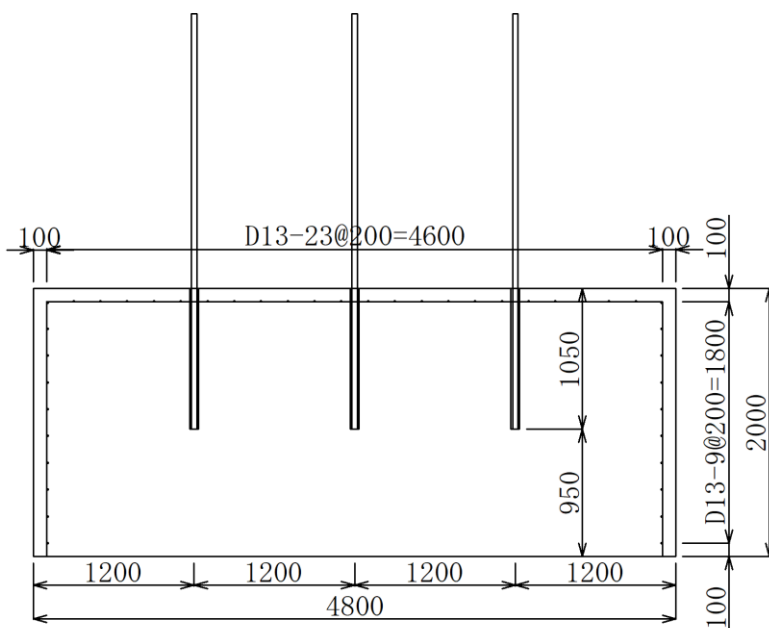


図 3.3-4(4) 実験体①の配筋図 (C-C 断面図)



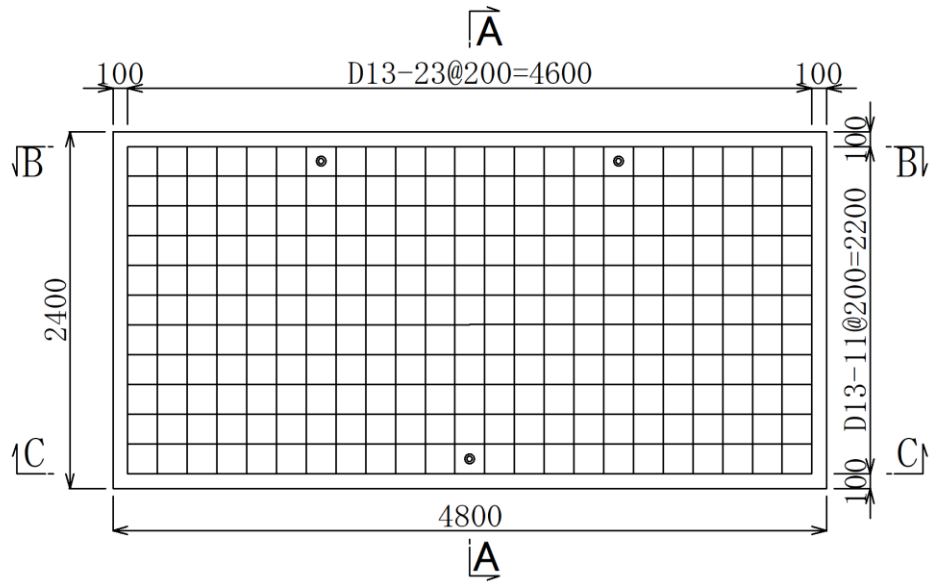


図 3.3-4(5) 実験体②の配筋図 (平面図)

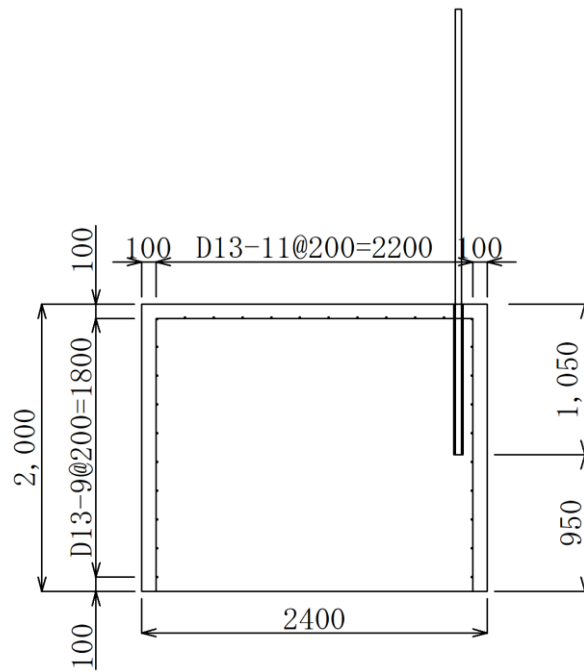


図 3.3-4(6) 実験体②の配筋図 (A-A断面図)

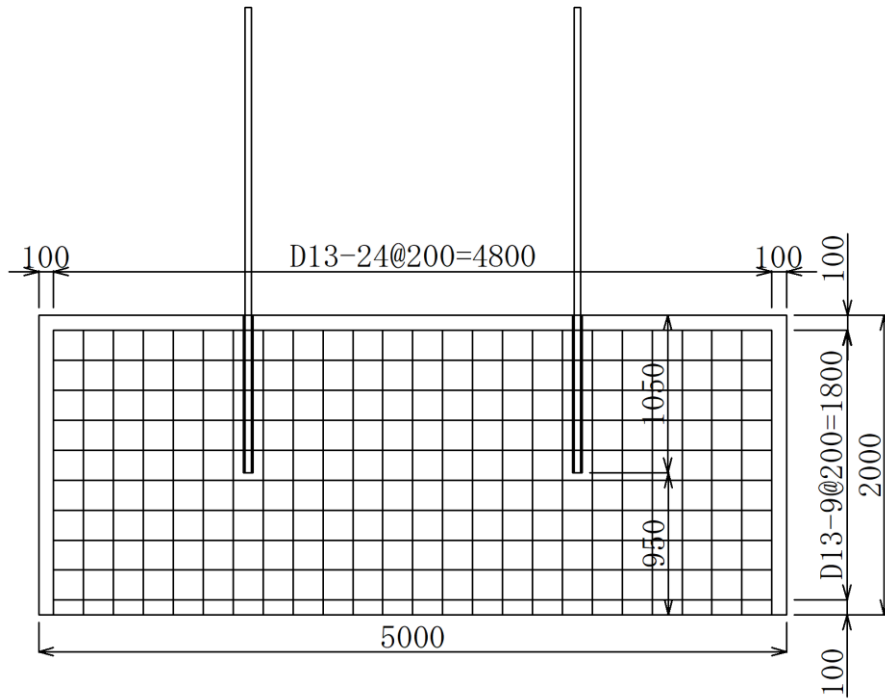


図 3.3-4(7) 実験体②の配筋図 (B-B 断面図)

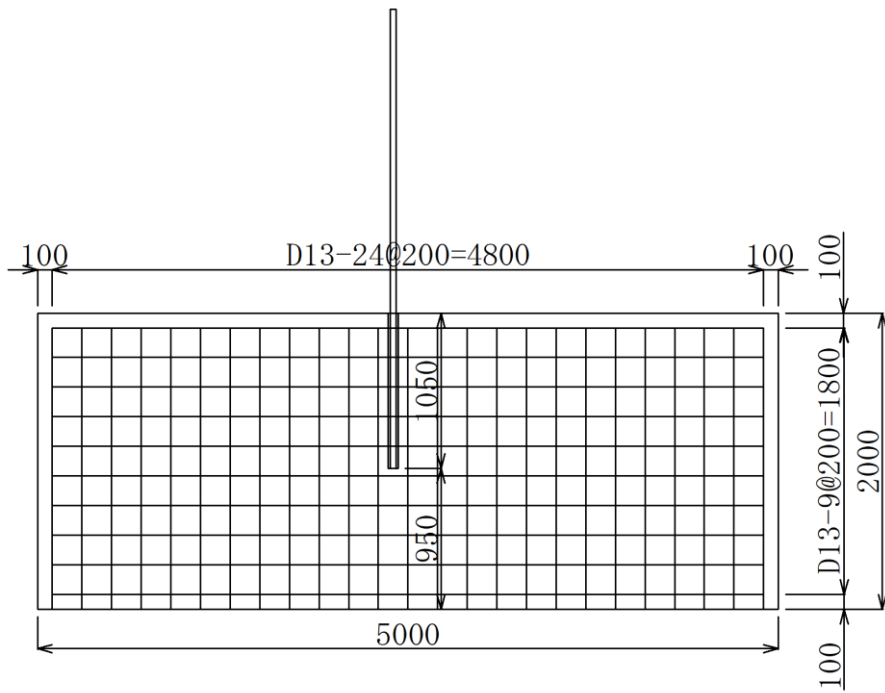


図 3.3-4(8) 実験体②の配筋図 (C-C 断面図)



図 3.3-5 実験体の全景（右：実験体①，左：実験体②）

(3) 実験体の作成

a. 使用材料

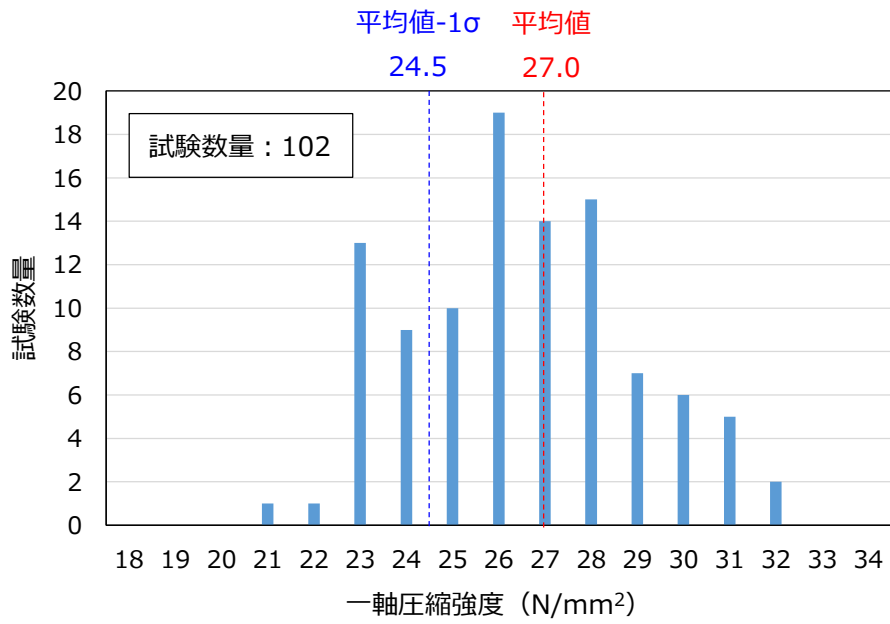
新設部分の主筋の定着部を模擬した引抜試験を行うため、実験体のコンクリート及び鉄筋は実構造物と同等の物を使用した。実構造物の重力擁壁（基部コンクリート）の設計基準強度は  $18\text{N/mm}^2$  であるが、一軸圧縮強度の平均値が  $27.0\text{N/mm}^2$ 、平均値  $-1\sigma$  が  $24.5\text{N/mm}^2$  であることを踏まえ、実構造物における主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため、実験体のコンクリート強度は実構造物と同程度である  $24\text{N/mm}^2$  とした。

また、セメントミルクについては実構造物と同配合とし、本試験において実施した圧縮強度試験の平均値は  $55\text{N/mm}^2$  であった。

実験体の使用材料を表 3.3-2 に、実構造物及び実験体における一軸圧縮強度を図 3.3-6 に示す。図 3.3-6 より、実構造物及び実験体における一軸圧縮強度は同程度であることを確認した。

表 3.3-2 実構造物及び実験体の使用材料

使用材料	仕様	
	実構造物 重力擁壁（基部コンクリート）	実験体
コンクリート	設計基準強度 $18\text{N/mm}^2$	設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$
	平均値 $27.0\text{N/mm}^2$	実験体① $24.5\text{N/mm}^2$
	平均値 $-1\sigma$ $24.5\text{N/mm}^2$	実験体② $26.3\text{N/mm}^2$
鉄筋（海側）	SD345, D51	SD345, D51
鉄筋（陸側）	SD345, D41	SD345, D41



(実構造物 重力擁壁 (基部コンクリート))

一軸圧縮強度	
目標強度	24.0N/mm <sup>2</sup>
実験体①	24.5N/mm <sup>2</sup>
実験体②	26.3N/mm <sup>2</sup>

(実験体)

図 3.3-6 実構造物と実験体における一軸圧縮強度の比較

b. 鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

実構造物における鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さは、海側の削孔径を $\phi 75\text{mm}$ 、削孔深さを $1,750\text{mm}$ 、陸側の削孔径を $\phi 65\text{mm}$ 、削孔深さ $1,050\text{mm}$ で施工しているため、実験体における鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さも同仕様とした。

実構造物と実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さを表 3.3-3 に示す。

表 3.3-3 実構造物及び実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

対象	設置箇所	鉄筋	削孔径	削孔深さ
実構造物	海側	D 51	75mm	1,750mm
	陸側	D 41	65mm	1,050mm
実験体	海側	D 51	75mm	1,750mm
	陸側	D 41	65mm	1,050mm

c. へりあきの設定

陸側の主筋の定着部については、重力擁壁の基部コンクリートのへりあきが小さいことから、実構造のへりあきを陸側検討ケース 2 において設定した。なお、陸側検討ケース 1 の D41 鉄筋は、へりあきが定着部のコンクリートの損傷に影響しないよう、へりあき面からの距離を十分に確保し、陸側検討ケース 2 に鉄筋の定着部のコンクリートの損傷が生じた場合に、引張耐力に対するへりあきの影響を検証するために設定した。

実験体①及び実験体②のへりあきも設定を図 3.3-7 に示す。

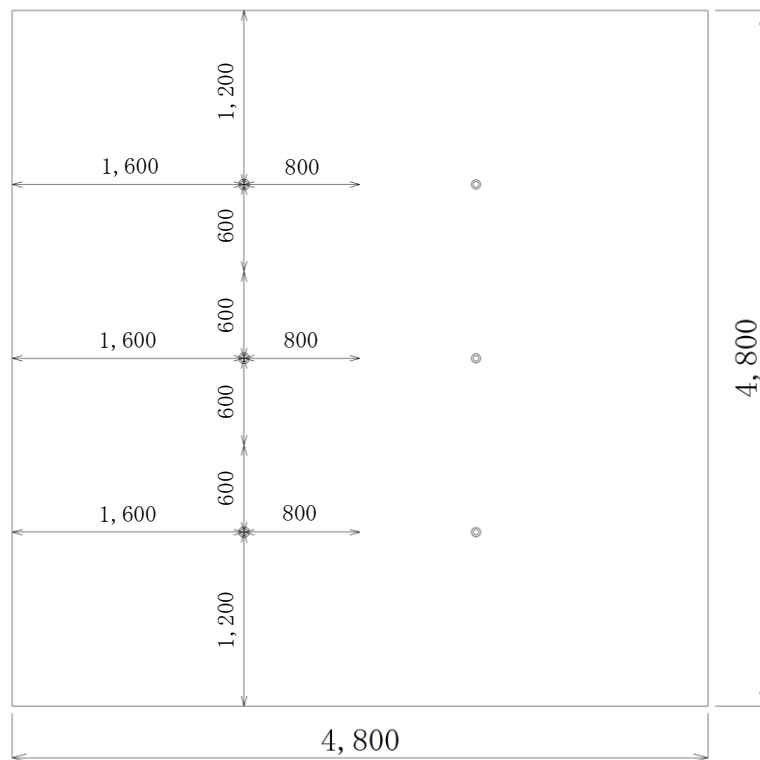


図 3.3-7(1) 実験体①（海側検討ケース）のへりあきの設定  
（鉄筋の平面配置図）

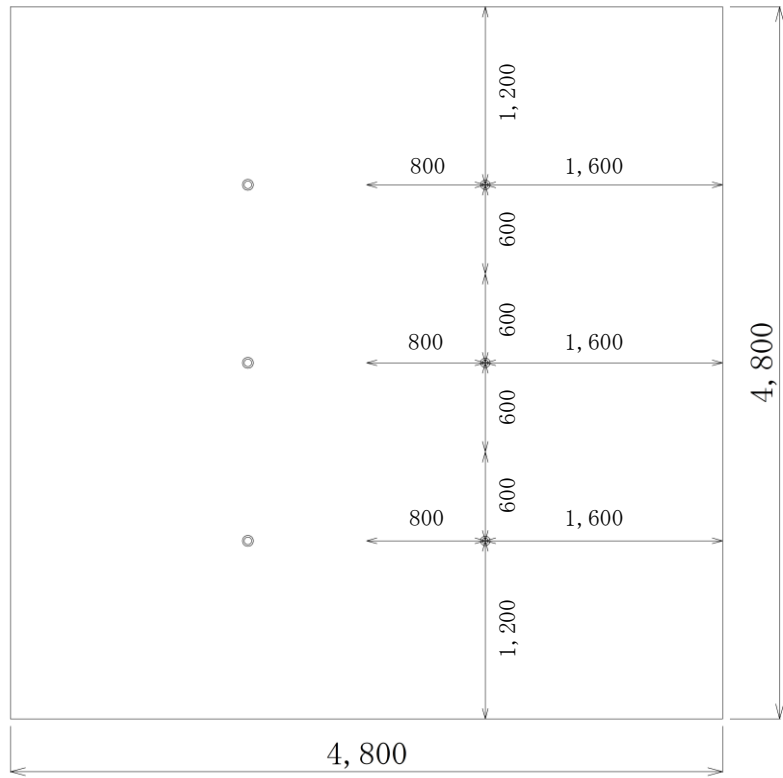


図 3.3-7(2) 実験体①（陸側検討ケース 1）のへりあきの設定  
（鉄筋の平面配置図）

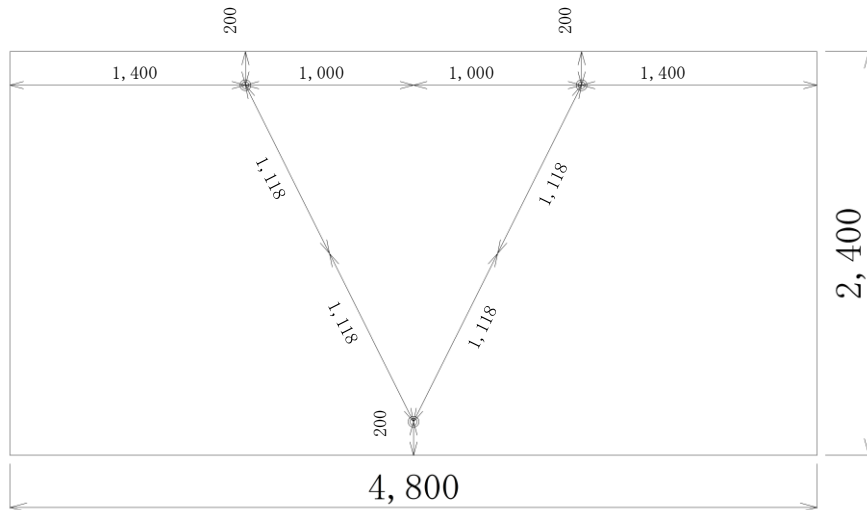


図 3.3-7(3) 実験体②（陸側検討ケース 2）のへりあきの設定  
（鉄筋の平面配置図）



(4) 計測

模型実験においては、鉄筋の引張荷重、鉄筋のひずみ及び油圧ジャッキの変位量を計測した。

ひずみゲージは、鉄筋定着後、実験体天端より 50mm 程度上方に設置した。

模型実験における載荷装置及び計測位置概要図を図 3.3-8 に、荷重載荷装置を図 3.3-9 に、計測機器設置状況を図 3.3-10 に、ひずみゲージの貼付位置を図 3.3-11 に示す。

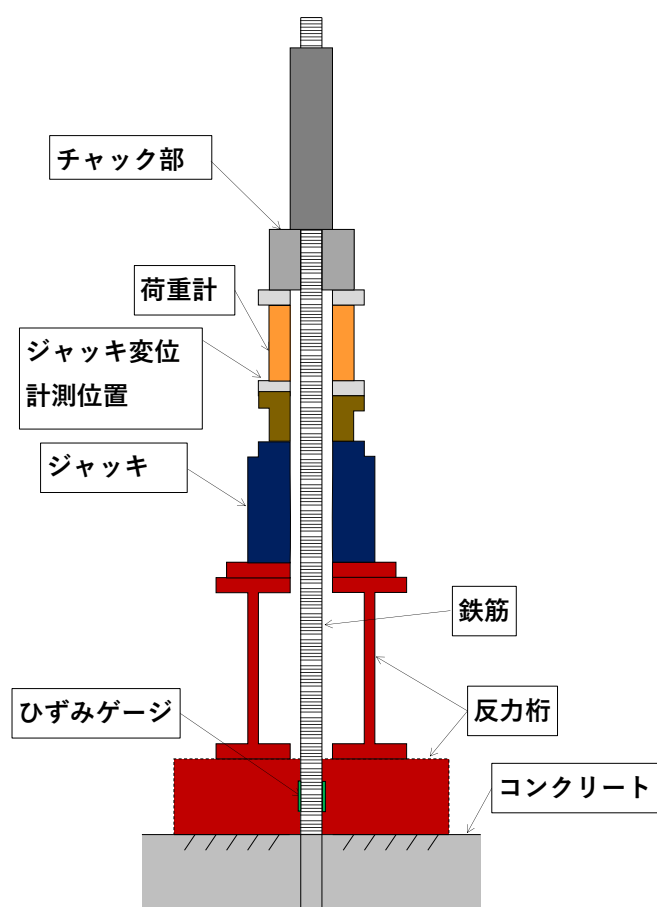


図 3.3-8 模型実験における載荷装置及び計測位置概要図



図 3.3-9 模型実験における荷重載荷装置



図 3.3-10 模型実験における計測機器設置状況



図 3.3-11 模型実験におけるひずみゲージ貼付け位置

## (5) 模型実験結果

### a. 海側検討ケースにおける実験結果

海側検討ケースにおける模型実験結果を図 3.3-12 に、模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3-13 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。また、鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず、コンクリートの表面は浮きはあるが、コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

なお、図 3.3-8 に示すとおり、ジャッキ変位はジャッキ上部で計測しているため、チャック部から実験体コンクリート間の鉄筋の伸びを計測しているが、鉄筋ひずみは実験体のコンクリート上面の約 10cm 程度上部においてひずみゲージを用いて計測しているため、降伏後の挙動に見かけ上の差が生じたものと考えられる。

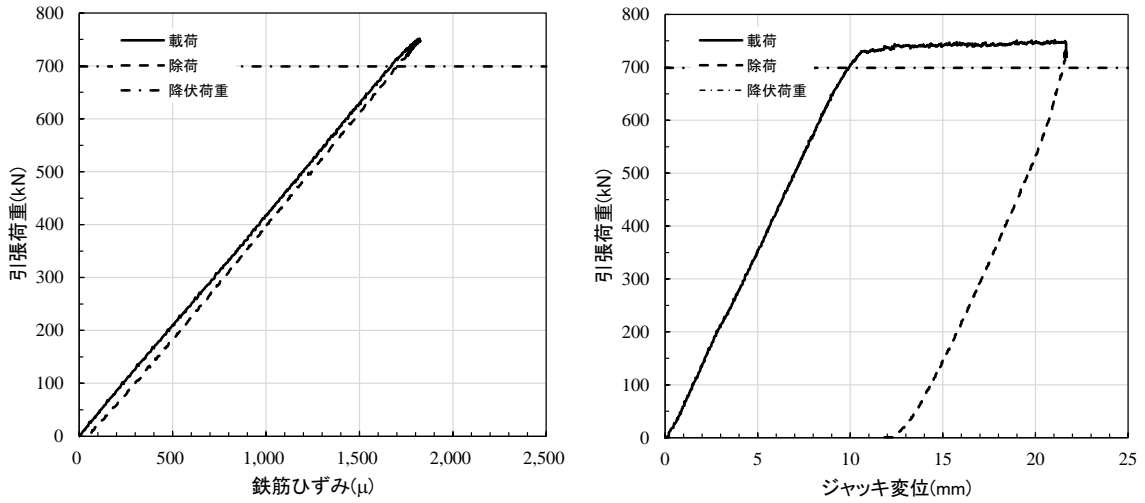


図 3.3-12 (1) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 1)

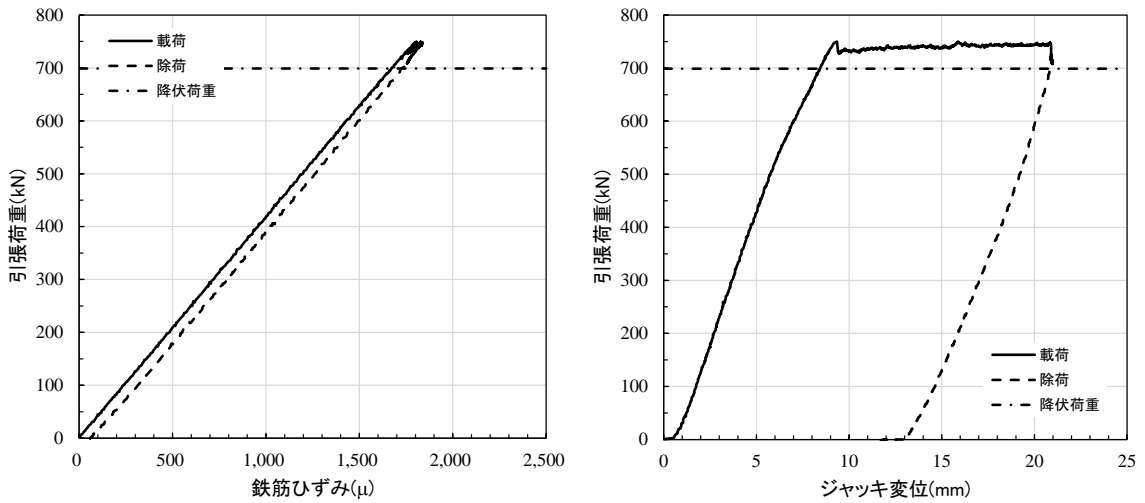


図 3.3-12 (2) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 2)

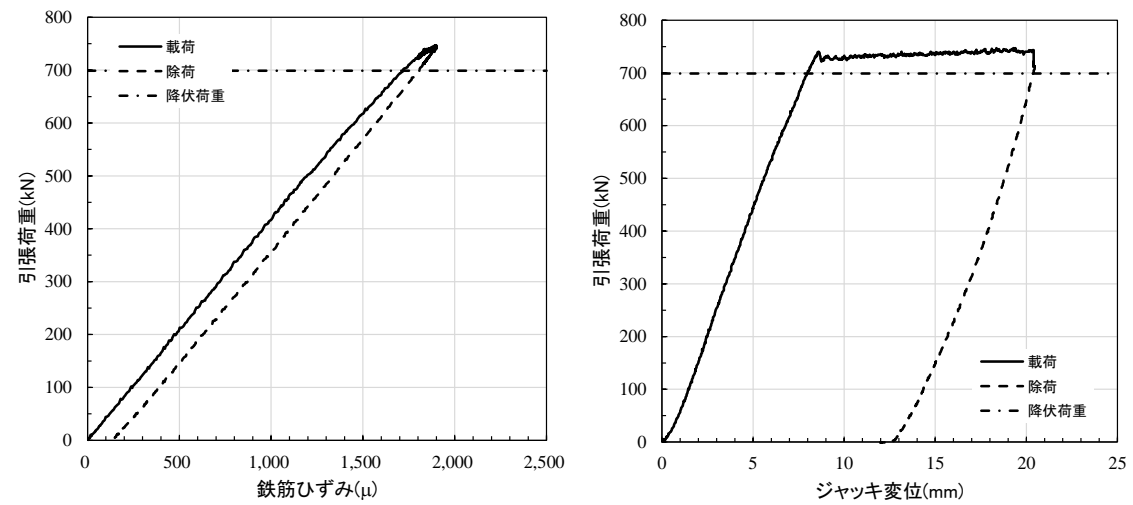
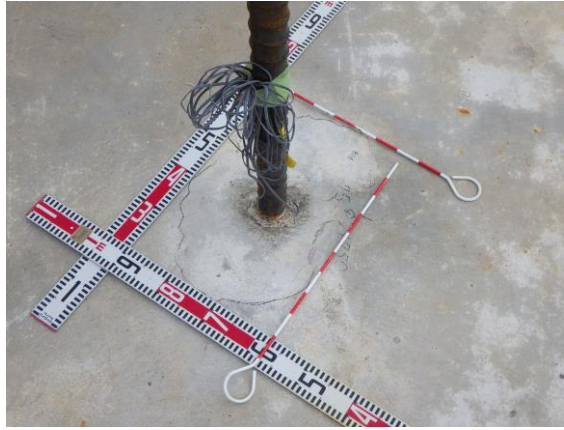


図 3.3-12 (3) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 3)



(a) 「浮き」除去前



(b) 「浮き」除去後

図 3.3-13 模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（海側検討ケース，  
No. 1）

b. 陸側検討ケース 1 における実験結果

陸側検討ケース 1 における模型実験結果を図 3.3-14 に、模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3-15 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず、コンクリートの表面は浮きはあるが、コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

なお、ジャッキ変位と鉄筋ひずみの関係については、海側検討ケースと同様の理由により見かけ上の差が生じている。

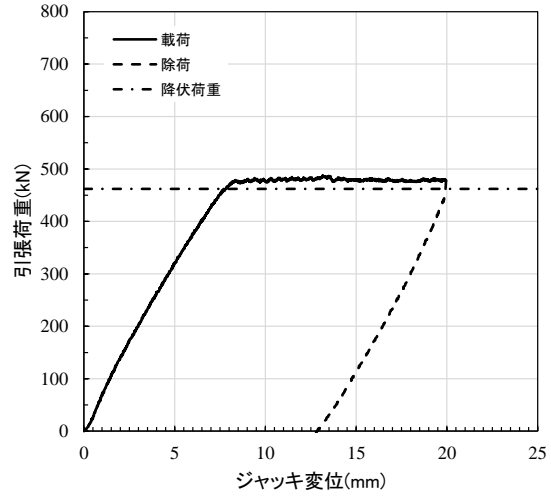
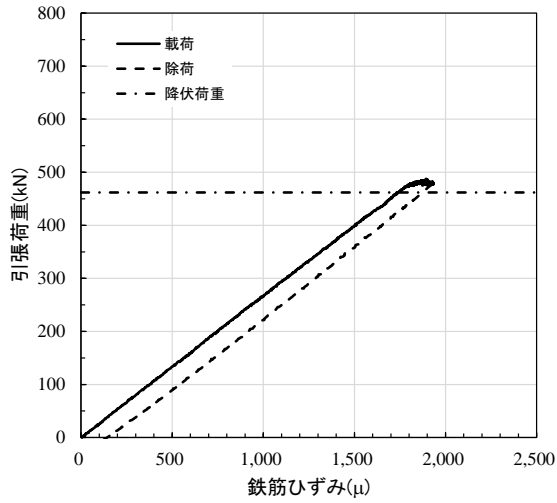


図 3.3-14 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 1)

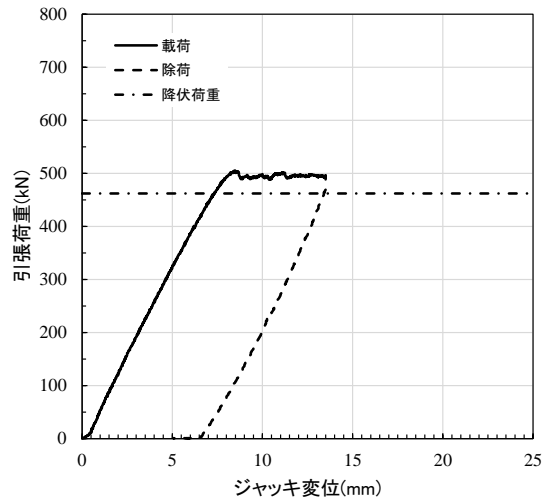
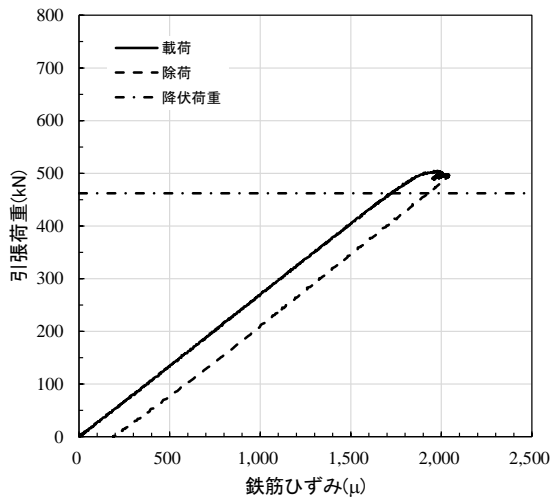


図 3.3-14 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 2)

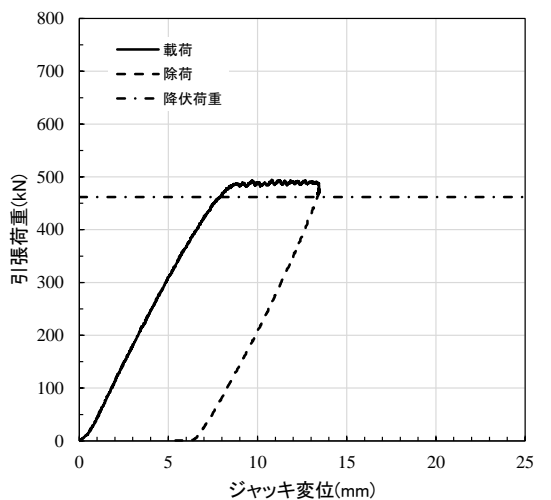
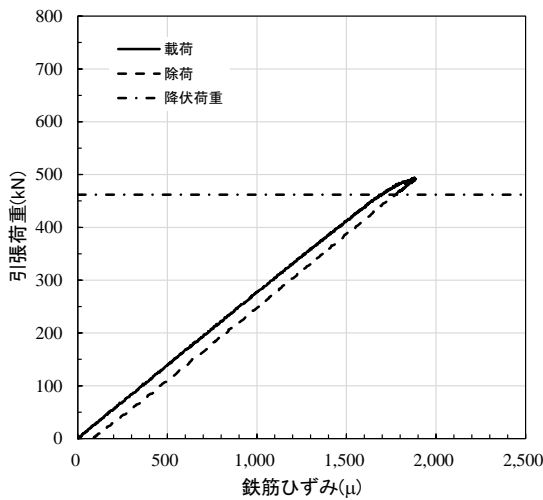
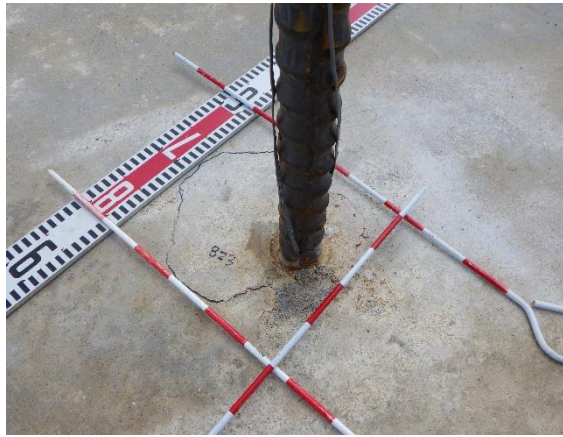


図 3.3-14 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 3)



(a) 「浮き」除去前



(b) 「浮き」除去後

図 3.3-15 模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（陸側検討ケース 1, No. 1)



c. 陸側検討ケース 2 における実験結果

陸側検討ケース 2 における模型実験結果を図 3.3-16 に、模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3-17 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず、コンクリートの表面は浮きはあるが、コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

なお、ジャッキ変位と鉄筋ひずみの関係については、海側検討ケースと同様の理由により見かけ上の差が生じている。

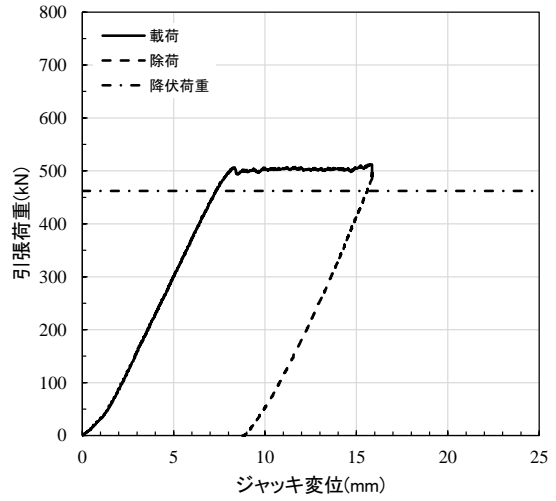
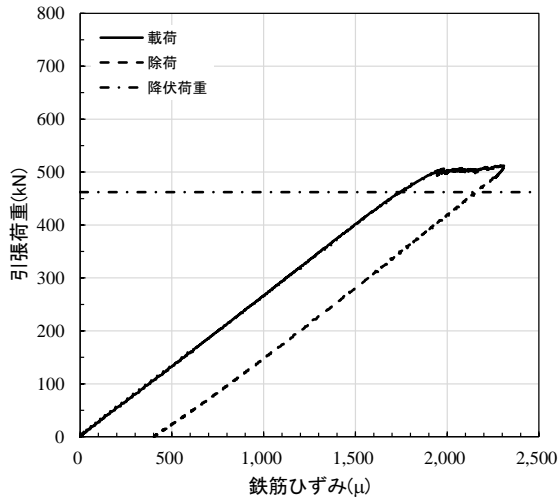


図 3.3-16 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 1)

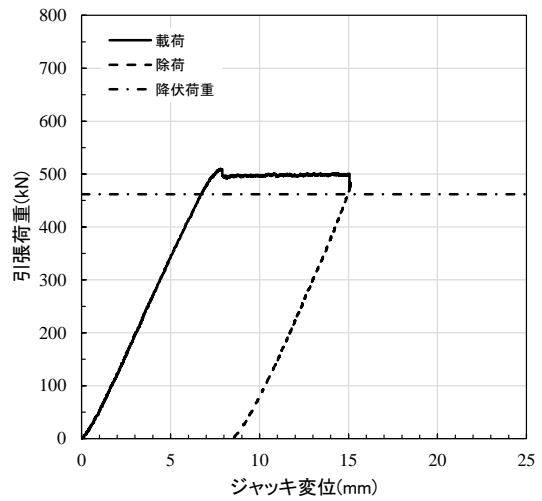
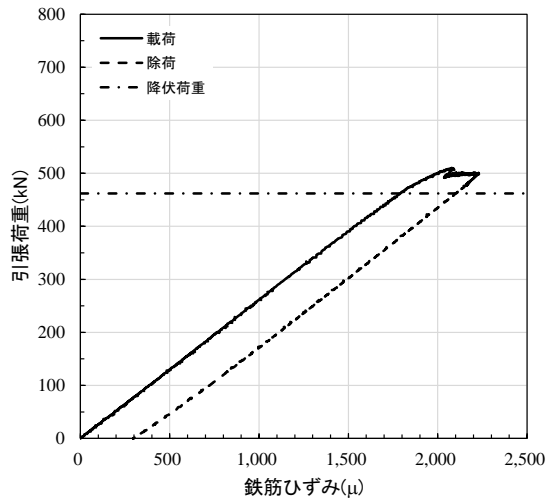


図 3.3-16 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 2)

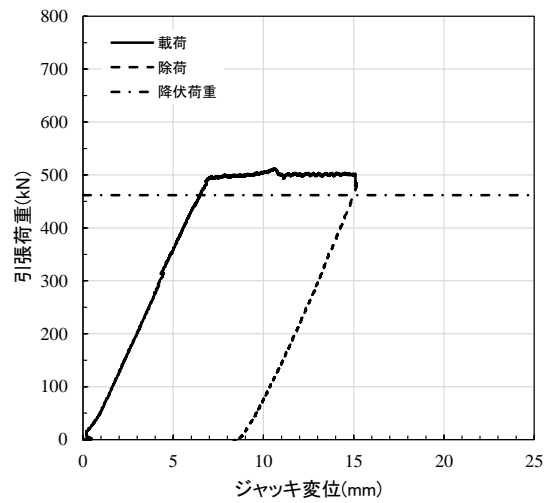
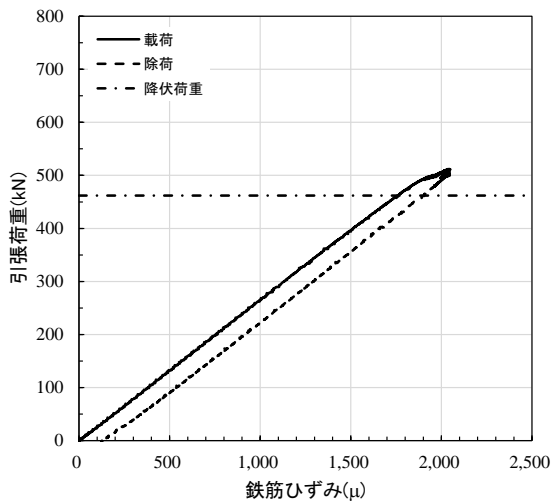


図 3.3-16 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 3)



(a) 「浮き」除去前



(b) 「浮き」除去後

図 3.3-17 模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（陸側検討ケース 2, No. 3）

d. 実験結果のまとめ

重力擁壁のうち新設部分の基部コンクリートへの主筋定着部は、主筋の中心から基部コンクリート側面までの距離が十分に確保されている海側主筋（D51）と、へりあきが最小で200mmの陸側主筋（D41）について、実構造物スケールの実験体を2体作成し、主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する実験を行った。海側主筋（D51）を対象とした実験については、実構造物を模擬し、へりあきの無い実験体により実施した。また、陸側主筋（D41）を対象とした実験については、へりあきを考慮しない実験体①及び実構造物のへりあきを考慮した実験体②により実施した。

いずれの実験ケースにおいても、鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じておらず、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

上記より、定着部の引張荷重は鉄筋の降伏荷重を上回り、破壊形態として鉄筋降伏が先行すると判断できることから、陸側及び海側の主筋は基部コンクリートに十分定着していることを確認した。

## 4. 重力擁壁の健全性評価に対する境界部の影響検討

### 4.1 検討概要

断面内に新旧コンクリートの境界部を有する鉄筋コンクリート部材においては、地震荷重作用時に境界部分が破壊することによる、鉄筋コンクリート部材の破壊進展が懸念される。

防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部分の破壊形態としては、境界部分が剥がれる引張破壊及び境界面が滑動するせん断破壊が考えられる。

ここでは、解析により重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部を設定したうえで、地震荷重が作用した際に、重力擁壁に曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じていないこと、並びに境界部分において部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が生じていないことを確認する。また、上記の確認を津波荷重に対しても実施し、重力擁壁における既設部分と新設部分の一体性を確認する。

### 4.2 検討方法

#### 4.2.1 検討方針

##### (1) 2次元有限要素法（有効応力解析）

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価で用いる2次元有限要素法（有効応力解析）により、重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部をモデル化したうえで、地震荷重作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認するとともに、部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が境界部に生じていないことを確認する。

##### (2) 2次元材料非線形解析

既設部分と新設部分の境界部を有する重力擁壁をモデル化した、材料非線形解析により、地震荷重又は津波荷重の作用時において、境界部の引張破壊及びせん断破壊の発生状況を踏まえて、境界部分が引張破壊及びせん断破壊していないことを確認する。

さらに、2次元材料非線形解析においては、地震荷重又は津波荷重を超える荷重を作用させるプッシュオーバー解析を実施し、重力擁壁のコンクリート、鉄筋及び新設部分と既設部分の境界部に生じる破壊状況を確認する。

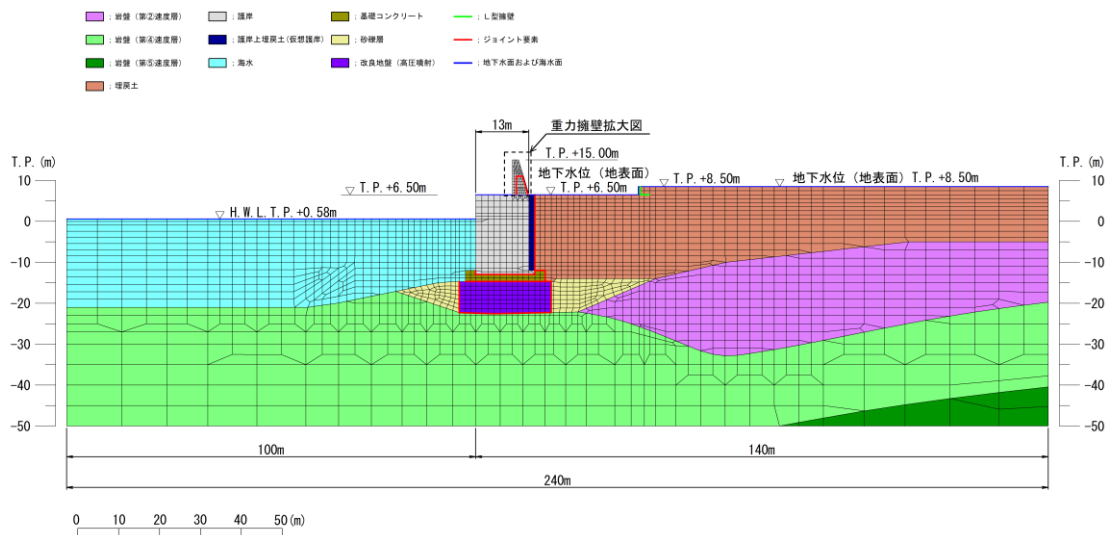
#### 4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）

##### (1) 解析手法

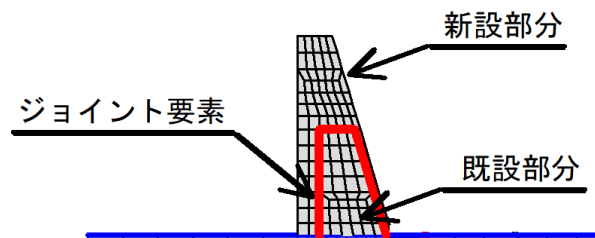
2次元有限要素法（有効応力解析）については、「3.2 解析方法」に記載している解析コード「FLIP」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### (2) 解析モデル

解析モデルは、「3.2.8 解析モデル及び諸元」に記載している解析モデルを基本とするが、重力擁壁部分において既設部分と新設部分の境界部にジョイント要素を設定した。解析モデル図を図4.2-1に示す。



(a) 解析モデル全体図



(b) 重力擁壁拡大図

図4.2-1 2次元有限要素法の解析モデル

(3) 解析条件

解析条件は、「3.2.8 解析モデル及び諸元」に記載している解析条件を基本とする。

重力擁壁の既設部分及び新設部分の使用材料を表 4.2-1 に示す。重力擁壁における既設部分と新設部分の境界部のジョイント要素の設定を表 4.2-2 に示す。

接触方向及びすべり方向の剛性は、解析上安定するよう、表 4.2-1 に示すコンクリートの剛性より十分大きい軸剛性を設定する。

引張強度については、重力擁壁の新設部分と既設部分において確認されている付着力を基に、管理基準値としていた付着強度  $1.5 \text{ N/mm}^2$  を引張強度として設定する。

せん断強度については、重力擁壁の新設部分の打設前に、既設部分の目荒らし処理をバキュームブラストにより行い、一体化を図っていることを踏まえて設定する。設定にあたっては、表 4.2-3 に示す文献に示された実験結果から、 $2.0 \text{ N/mm}^2$  から  $4.36 \text{ N/mm}^2$  までのせん断強度が報告されていることを踏まえ、安全側にせん断強度は  $1.5 \text{ N/mm}^2$  を設定した。

表 4.2-1 重力擁壁の既設部分及び新設部分の使用材料

使用材料		既設部分	新設部分
コンクリート	設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	21.0	24.0
	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	$2.35 \times 10^4$	$2.5 \times 10^4$

表 4.2-2(1) ジョイント要素（面直方向）の設定

軸剛性 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
$1.00 \times 10^5$	1.5*

注記\*: 設定した引張強度については、「コンクリート標準示方書 [設計編]

( (社) 土木学会, 2017 年制定) 」 (以下「コンクリート標準示方書 2017」という。) に記載されたコンクリートの引張強度算定式 ( $0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$ ) に基づく、設計基準強度  $21 \text{ N/mm}^2$  のコンクリートの引張強度  $1.75 \text{ N/mm}^2$  と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2-2(2) ジョイント要素 (すべり方向) の設定

せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1.00×10 <sup>5</sup>	1.5*

注記\*: 表 4.2-3 に示す参考文献によって確認したせん断強度のうち, 最小となるせん断強度 2.0N/mm<sup>2</sup> は設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup> に対する強度であることから, 重力擁壁の設計基準強度 21N/mm<sup>2</sup> に相当するせん断強度は  $2.0 \text{ N/mm}^2 \times 21 \div 24 = 1.75\text{N/mm}^2$  が見込まれるが, 本解析においては 1.5N/mm<sup>2</sup> としている。

表 4.2-3 ジョイント要素のせん断強度設定に係る参考文献

参考文献	記載内容
榎原ら (2014) *1	コンクリート打継面のチッピング処理を行い, 粗面仕上げを施した試験体 (f'ck=24N/mm <sup>2</sup> ) について一面せん断試験を行い, 得られた打継目の純せん断強度は 4.36N/mm <sup>2</sup> となった。
松田ら (2003) *2	旧コンクリート (圧縮強度 24.2N/mm <sup>2</sup> ) に対しブラッシング処理により打継処理を行い, 新コンクリート (圧縮強度 13.4N/mm <sup>2</sup> ) を打設して一面せん断試験を行って得られたせん断付着強度は 2.0N/mm <sup>2</sup> となった。
新村ら (2009) *3	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup> のコンクリートにおいて, ブラスト処理により打継処理を行い, 二面せん断試験を行って得られたせん断強度は, 約 2.1N/mm <sup>2</sup> となった。

注記\*1: 榎原彩野, 村上祐治, 木村聡, 諫山吾郎: 鉛直打継処理方法の違いがコンクリートの直接引張強度およびせん断強度に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.36, No.1, pp.358-363, 2014.

\*2: 松田浩, 崎山毅, 森田千尋, 荒田新吾, 出水亨, 牧野高平: コンクリート打継部のせん断付着性状に関する研究, 土木学会第 58 回年次学術講演会, pp.267-268, 2003.

\*3: 新村亮, 谷田部勝博, 桜井邦昭: 各種鉛直打継処理方法の性能評価実験, 土木学会第 64 回年次学術講演会, pp.691-692, 2009.



(4) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重は、地震荷重、風荷重及び積雪荷重とする。津波時の荷重は、津波荷重、漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重とする。

地震荷重は基準地震動  $S_s$  とし、「3.2.7 入力地震動」の入力地震動を用いる。実施する解析ケースについては、2次元有限要素法の全解析ケースのうち、荷重作用方向が海方向又は陸方向の場合において、重力擁壁下端の曲げ・軸力系の照査値が最大となる解析ケースを選定する。重力擁壁下端においては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査が厳しいことから、せん断破壊に対する照査は曲げ・軸力系の照査に代表されるものとし、本検討を行う。選定した解析ケースを表 4.2-4 に示す。これらの解析ケースの地盤物性は、平均値とする。

表 4.2-4 2次元有限要素法の地震荷重における入力地震動の選定

入力地震動*	選定理由
$S_s - D (-+)$	陸側から海側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大
$S_s - N 1 (++)$	海側から陸側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大

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

津波荷重については、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし、その標高と防波壁前面の地盤標高である EL 6.5m の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。算定した津波荷重の総水平荷重は 421kN となる。また、漂流物衝突荷重については、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」より 430kN/m を作用させる。

風荷重及び積雪荷重は、「3.2.6 荷重及び荷重の組合せ」のとおりとする。

2次元有限要素法（有効応力解析）における解析ケースを表 4.2-5 に示す。

表 4.2-5 2次元有限要素法の解析ケース

解析ケース		解析内容
地震荷重* 作用時	A	S s - D (- +)
	B	S s - N 1 (++)
津波荷重作用時		津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重

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

#### 4.2.3 2次元材料非線形解析

##### (1) 解析手法

2次元材料非線形解析については、解析コード「FINAS/STAR」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

解析手順は、自重による静的解析を行ったうえで、地震荷重を作用させてプッシュオーバー解析を行う。

##### (2) 解析モデル

重力擁壁を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図4.2-2に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材として擁壁下部のコンクリートを弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

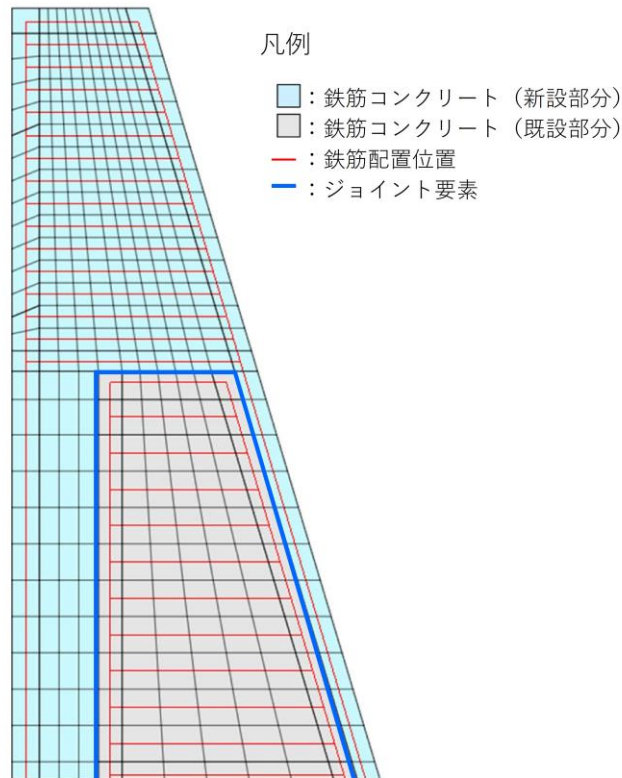


図 4.2-2 2次元材料非線形解析モデル図

(3) 解析条件

a. 適用基準

材料非線形解析については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能詳細指針・マニュアル（（社）土木学会, 2005）」及び「コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会 2012年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）に基づき実施する。

b. 材料定数

材料非線形解析に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4.2-6 及び表 4.2-7 に示す。

表 4.2-6 コンクリートの材料定数

項目	設定値	諸元
単位体積重量	24.0kN/m <sup>3</sup>	コンクリート標準示方書 2012
圧縮強度	新設部分 24.0N/mm <sup>2</sup> 既設部分 21.0N/mm <sup>2</sup>	設計基準強度
引張強度	新設部分 1.91 N/mm <sup>2</sup> 既設部分 1.75 N/mm <sup>2</sup>	引張強度
圧縮ピークひずみ	0.002	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	新設部分 0.07830 N/mm 既設部分 0.07489 N/mm	コンクリート標準示方書 2012

表 4.2-7 鉄筋の材料定数

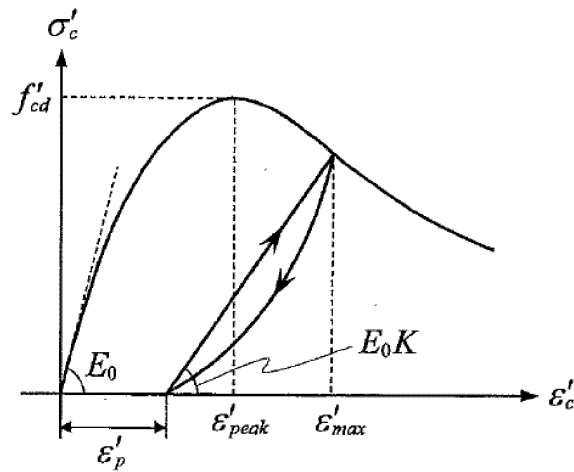
項目	設定値	諸元	
ヤング係数	2.0×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書 2012	
降伏強度	主鉄筋	345N/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書 2012
	せん断補強筋	345N/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書 2012

c. コンクリート

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4.2-3 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 4.2-4 に示す。

低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left( 1 - \exp \left( -1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left( -0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

$\varepsilon'_{peak}$  : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 4.2-3 一軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係  
(「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

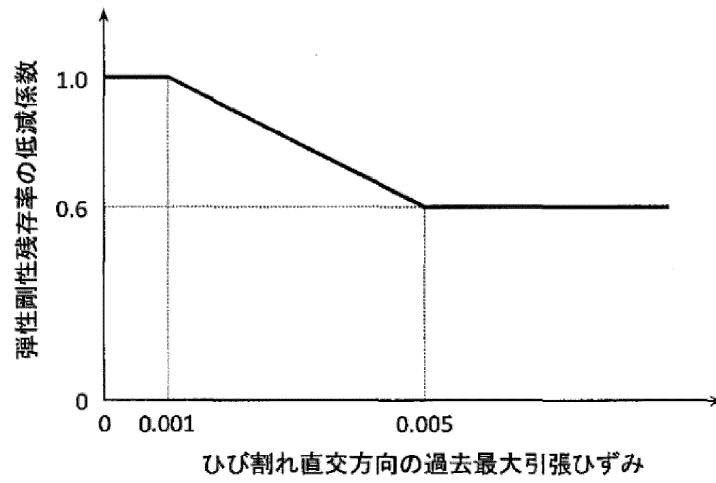
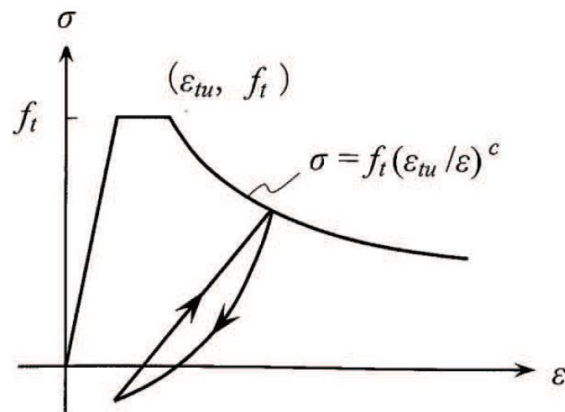


図 4.2-4 弾性剛性残存率の低減係数  
 (「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4.2-5 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギーによって代表される。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 4.2-6 に示す引張軟化曲線を設定する。



- ここに、 $f_t$  : 引張強度  
 $\epsilon_{tu}$  : 引張軟化開始ひずみ  
 $c$  : 引張軟化特性を表す係数

図 4.2-5 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した  
 応力-ひずみ関係（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

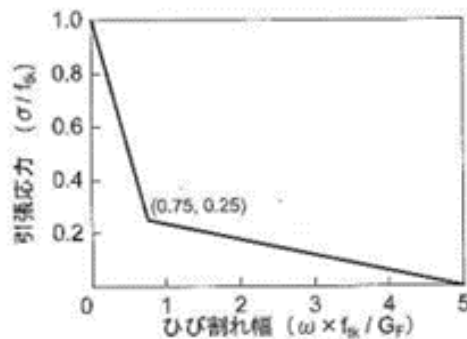


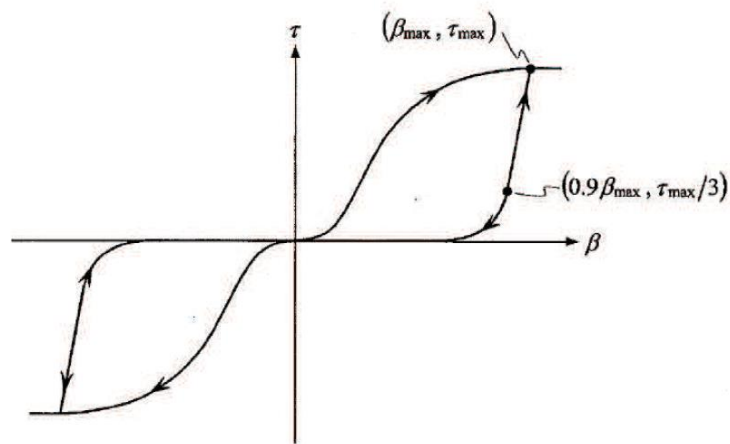
図 4.2-6 コンクリートの破壊エネルギー（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）



(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4.2-7 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 $\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比 ( $\gamma / \varepsilon$ )

$\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力

$\tau_{max}$  : 除荷開始時せん断応力

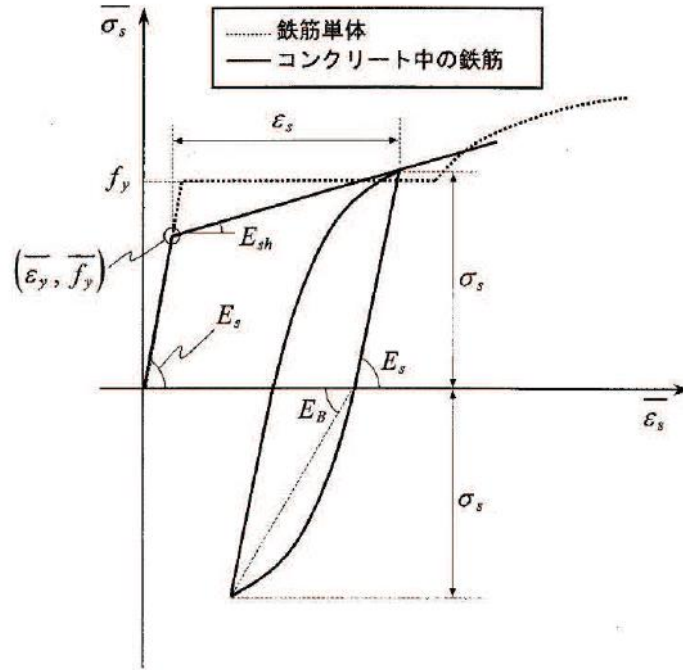
$\beta_{max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比

図 4.2-7 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

d. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係は，単体鉄筋の応力－ひずみ関係と異なり，図 4.2-8 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\overline{\sigma}_s = E_s \overline{\varepsilon}_s \quad (\overline{\varepsilon}_s \leq \overline{\varepsilon}_y)$$

$$= \overline{f}_y + E_{sh} (\overline{\varepsilon}_s - \overline{\varepsilon}_y) \quad (\overline{\varepsilon}_y < \overline{\varepsilon}_s)$$

ここに， $\overline{\sigma}_s$ ：コンクリート中における鉄筋の平均応力

$\overline{\varepsilon}_s$ ：コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ

$f_y$ ：鉄筋単体の降伏強度

$E_s$ ：鉄筋のヤング率

$\overline{f}_y$ ：コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度

$\overline{\varepsilon}_y$ ：コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ

$E_{sh}$ ：コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図 4.2-8 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係  
 (「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

e. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中心に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \overline{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \overline{\sigma}_c$$

ここに、 $\overline{\sigma}_s$ 、 $\overline{\sigma}_c$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの平面応力

$A_s$ 、 $A_c$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_s + A_c$$

f. 新設部分と既設部分の境界部のモデル化

新設部分と既設部分の境界部については、接触、剥離及びすべりを設定するため、ジョイント要素を設定する。ジョイント要素の特性値を表 4.2-8 に示す。

接触方向及びすべり方向の剛性は、解析上安定するよう、コンクリートの剛性より十分大きい軸剛性を設定した。

引張強度については、新設部分と既設部分において確認されている付着力を基に、「4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）」と同じ引張強度を設定した。

せん断強度については、新設部分の打設前に既設部分の目荒らし処理を行い、一体化を図っていることを踏まえ、「4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）」と同じせん断強度を設定した。

表 4.2-8(1) ジョイント要素（面直方向）の特性値

軸剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1.00×10 <sup>7</sup>	1.5*

注記\*：設定した引張強度については、「コンクリート標準示方書 2017」に記載されたコンクリートの引張強度算定式 ( $0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$ ) に基づく、設計基準強度 21 N/mm<sup>2</sup> のコンクリートの引張強度 1.75 N/mm<sup>2</sup> と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2-8(2) ジョイント要素 (すべり方向) の特性値

せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1.00×10 <sup>7</sup>	1.5*

注記\*: 表 4.2-3 に示す参考文献によって確認したせん断強度のうち, 最も低いせん断強度 2.0N/mm<sup>2</sup> は設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup> に対する強度であることから, 重力擁壁の設計基準強度 21N/mm<sup>2</sup> に相当するせん断強度は  $2.0 \text{ N/mm}^2 \times 21 \div 24 = 1.75\text{N/mm}^2$  が見込まれるが, 本解析においては 1.5N/mm<sup>2</sup> としている。

(4) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重は, 地震荷重, 風荷重及び積雪荷重とする。津波時の荷重は, 津波荷重, 漂流物衝突荷重, 風荷重及び積雪荷重とする。

プッシュオーバー解析においては, 地震荷重又は津波荷重を基に荷重を割り増して作用させる。

地震荷重は基準地震動  $S_s$  とし, 「3.2.7 入力地震動」の 2次元有限要素法による応答加速度から算定する。応答加速度に重力擁壁の重量を乗じて慣性力とし, 水平方向及び鉛直方向に同時に, 解析モデルの全節点に入力する。応答加速度を抽出する解析ケースについては, 2次元有限要素法の全解析ケースのうち, 荷重作用方向が海方向又は陸方向の場合において重力擁壁下端の曲げ・軸力系の照査値が最大となる解析ケースを選定する。選定した解析ケースを表 4.2-9 に示す。

表 4.2-9 地震時の入力地震動の選定

入力地震動*	選定理由
$S_s - D (-+)$	陸側から海側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大
$S_s - N 1 (++)$	海側から陸側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大

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

津波荷重及び漂流物衝突荷重については、「4.2.3 (4) 荷重及び荷重の組合せ」と同様とし、津波荷重は朝倉式により算定した津波荷重（総水平荷重421kN）を、漂流物衝突荷重（430kN）を用いる。津波荷重及び漂流物荷重は、解析モデルの海側表面の節点に入力する。

風荷重及び積雪荷重は、「3.2.6 荷重及び荷重の組合せ」のとおりとする。

2次元材料非線形解析における解析ケースを表4.2-10に示す。

表 4.2-10 2次元材料非線形解析の解析ケース

解析ケース		解析内容
地震荷重* 作用時	①	S s - D (-+)
	②	S s - N 1 (++)
	①-1	S s - D (-+) に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界（海側）せん断破壊時】
	②-1	S s - N 1 (++) に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界（天端）せん断破壊時】
津波荷重 作用時	①	津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重
	①-1	津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重 に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界（天端）せん断破壊時】

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

### 4.3 解析結果

#### 4.3.1 2次元有限要素法

2次元有限要素法の結果として、地震荷重の作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認する。

評価は「3.2.11 評価方法」と同様の方法により実施する。

評価位置は、図4.3.1-1に示すとおり、曲げモーメント及び水平荷重が最大となる重力擁壁下端及び、境界面のすべり破壊の影響を受けることが懸念される既設部分の上端高さとする。

重力擁壁の新設部分と既設部分の境界を考慮した2次元有限要素法による曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する評価結果を表4.3.1-1に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

また、評価時刻における重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の引張及びせん断応力の発生状況を図4.3.1-2に示す。これらより、地震荷重作用時には、境界部の破壊が生じていないことを確認した。

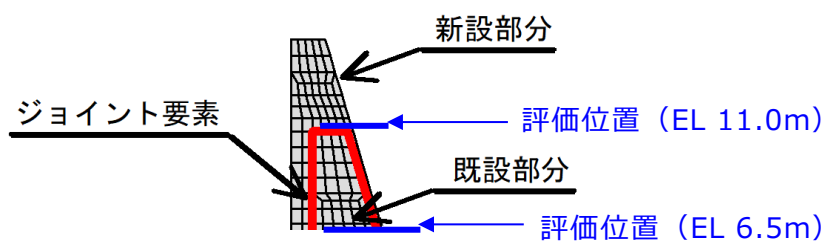


図4.3.1-1 評価位置

表4.3.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 6.5m)  
(地震時A : 24.01 秒, 地震時B : 8.07 秒)

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S <sub>s</sub> -D (-+)	A	5162	1512	3.6	13.5	0.27
S <sub>s</sub> -N1 (++)	B	4859	1723	3.3	13.5	0.25

表 4.3.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 11.0m)  
(地震時A : 10.08 秒, 地震時B : 8.07 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	1205	421	1.6	13.5	0.12
S s - N 1 (++)	B	1235	608	1.6	13.5	0.12

表 4.3.1-1(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 6.5m)  
(地震時A : 24.01 秒, 地震時B : : 8.07 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	5162	1512	131	294	0.45
S s - N 1 (++)	B	4859	1723	105	294	0.36

表 4.3.1-1(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 11.0m)  
(地震時A : 10.08 秒, 地震時B : 8.07 秒)

地震動	解析 ケ- ス	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	1205	421	58.8	294	0.21
S s - N 1 (++)	B	1235	608	46.9	294	0.16

表 4.3.1-1(5) コンクリートのせん断破壊に対する照査結果 (EL 6.5m)  
(地震時A : 10.00 秒, 地震時B : 7.66 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	A	1023	0.339	0.64	0.53
S s - N 1 (++)	B	1041	0.345	0.64	0.54

表 4.3.1-1(6) コンクリートのせん断破壊に対する照査結果 (EL 11.0m)

(地震時 A : 10.00 秒, 地震時 B : 8.45 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力		せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
		せん断力 Q (kN)				
S s - D (-+)	A	532		0.240	0.64	0.38
S s - N 1 (++)	B	563		0.254	0.64	0.40

表 4.3.1-1(7) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊  
に対する照査結果 (EL 6.5m) (津波時)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4848	615	3.067	13.5	0.23

表 4.3.1-1(8) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊  
に対する照査結果 (EL 11.0m) (津波時)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
988	327	1.204	13.5	0.09

表 4.3.1-1(9) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊  
に対する照査結果 (EL 6.5m) (津波時)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4848	615	120	294	0.41

表 4.3.1-1(10) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊  
に対する照査結果 (EL 11.0m) (津波時)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
988	327	34.52	294	0.12

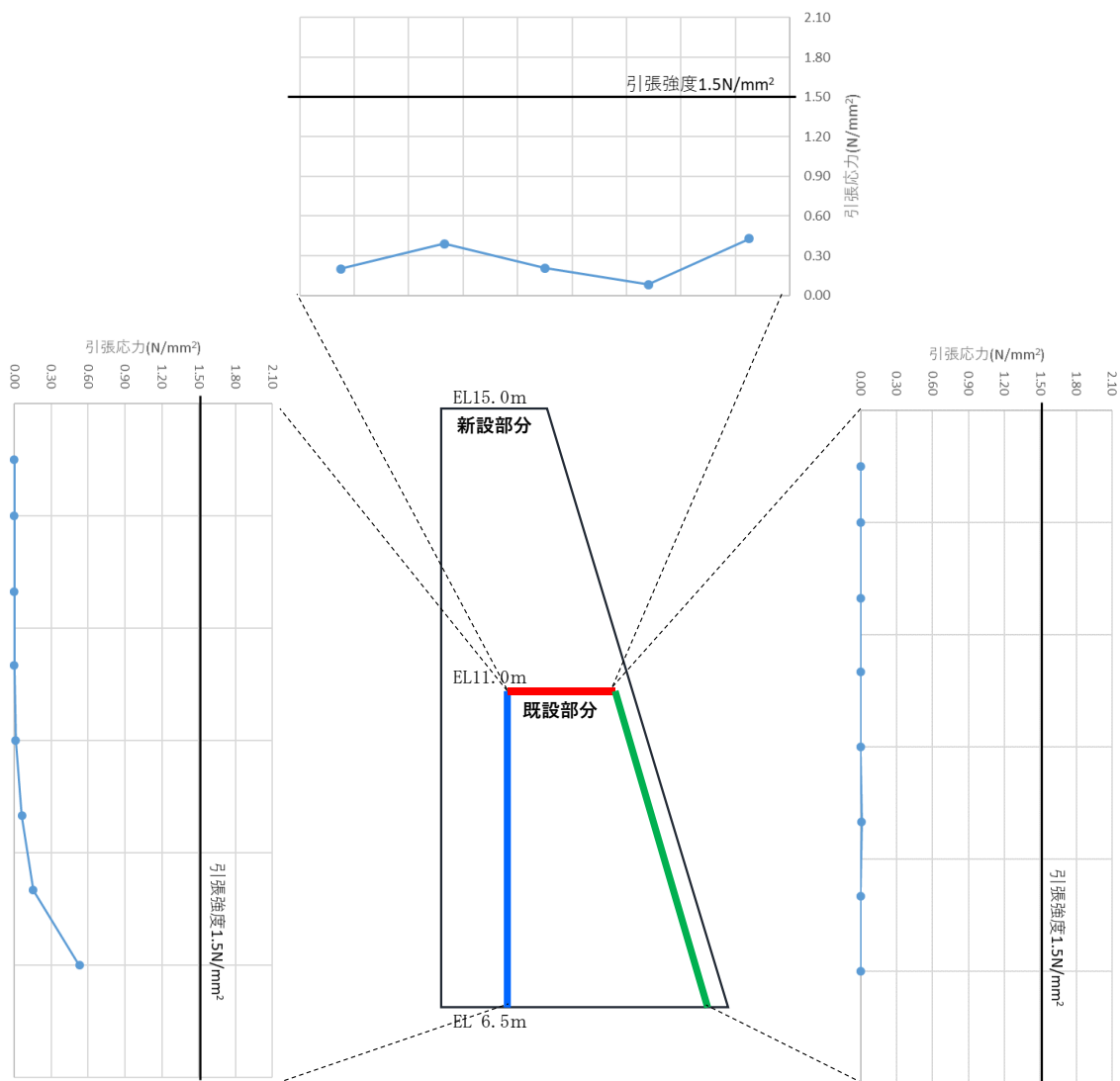


表 4.3.1-1(11) コンクリートのせん断破壊に対する照査結果 (EL 6.5m) (津波時)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
1191	0.394	0.64	0.62

表 4.3.1-1(12) コンクリートのせん断破壊に対する照査結果 (EL 11.0m) (津波時)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
761	0.343	0.64	0.54



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(1) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)  
(地震時 A : 24.01 秒)

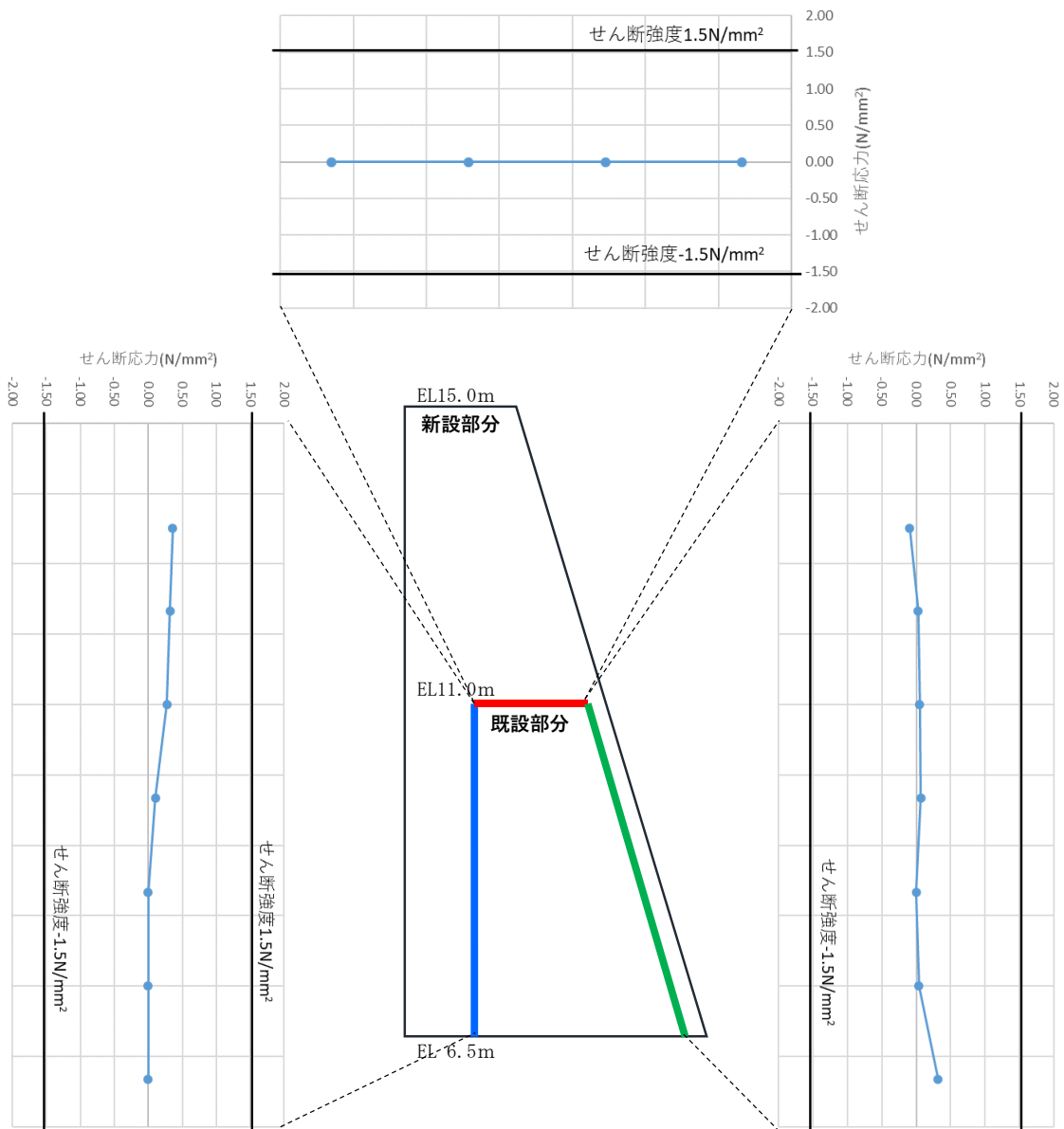
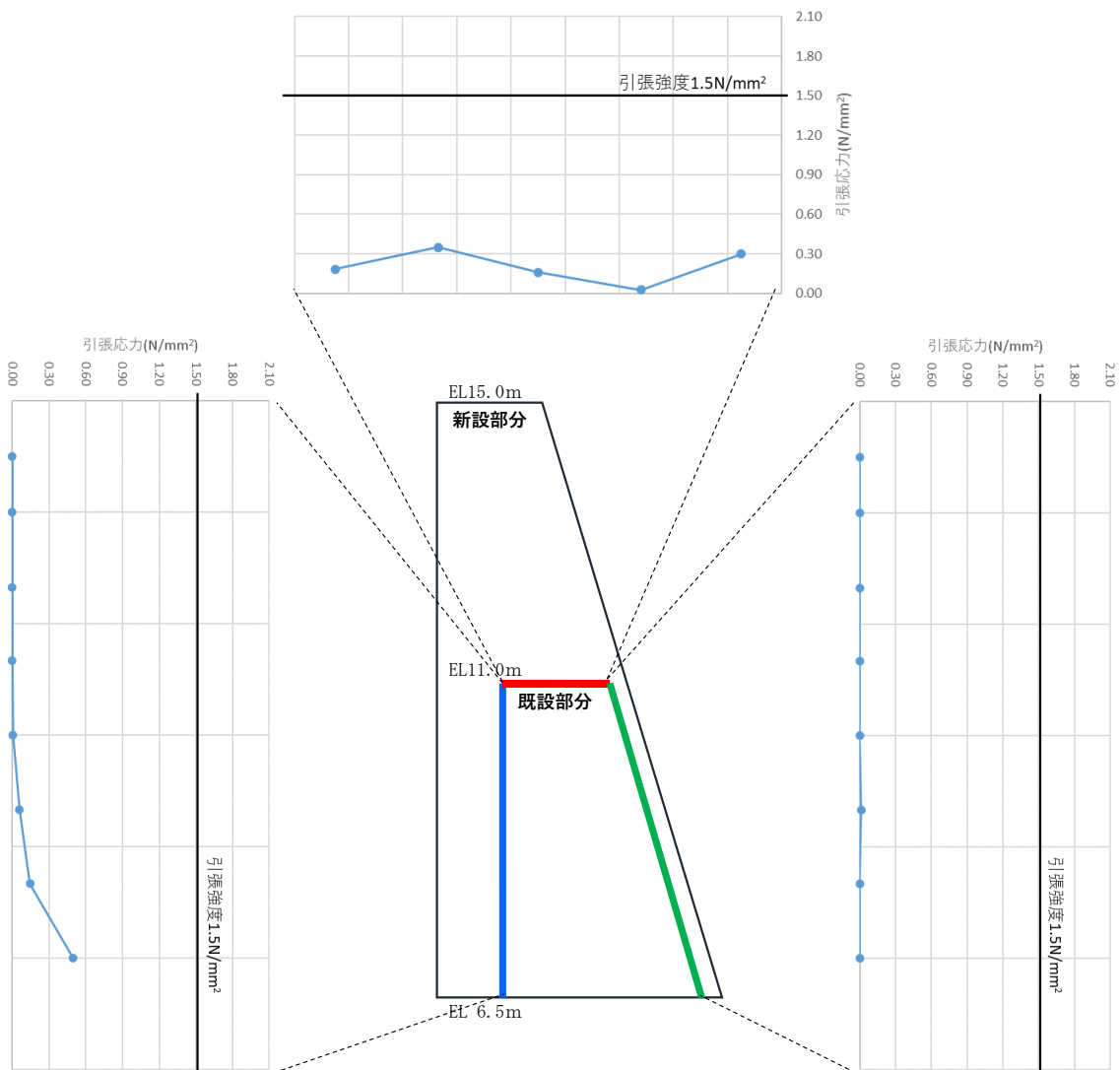


図 4.3.1-2(2) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）  
 (地震時 A : 24.01 秒)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(3) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)  
(地震時 B : 8.07 秒)

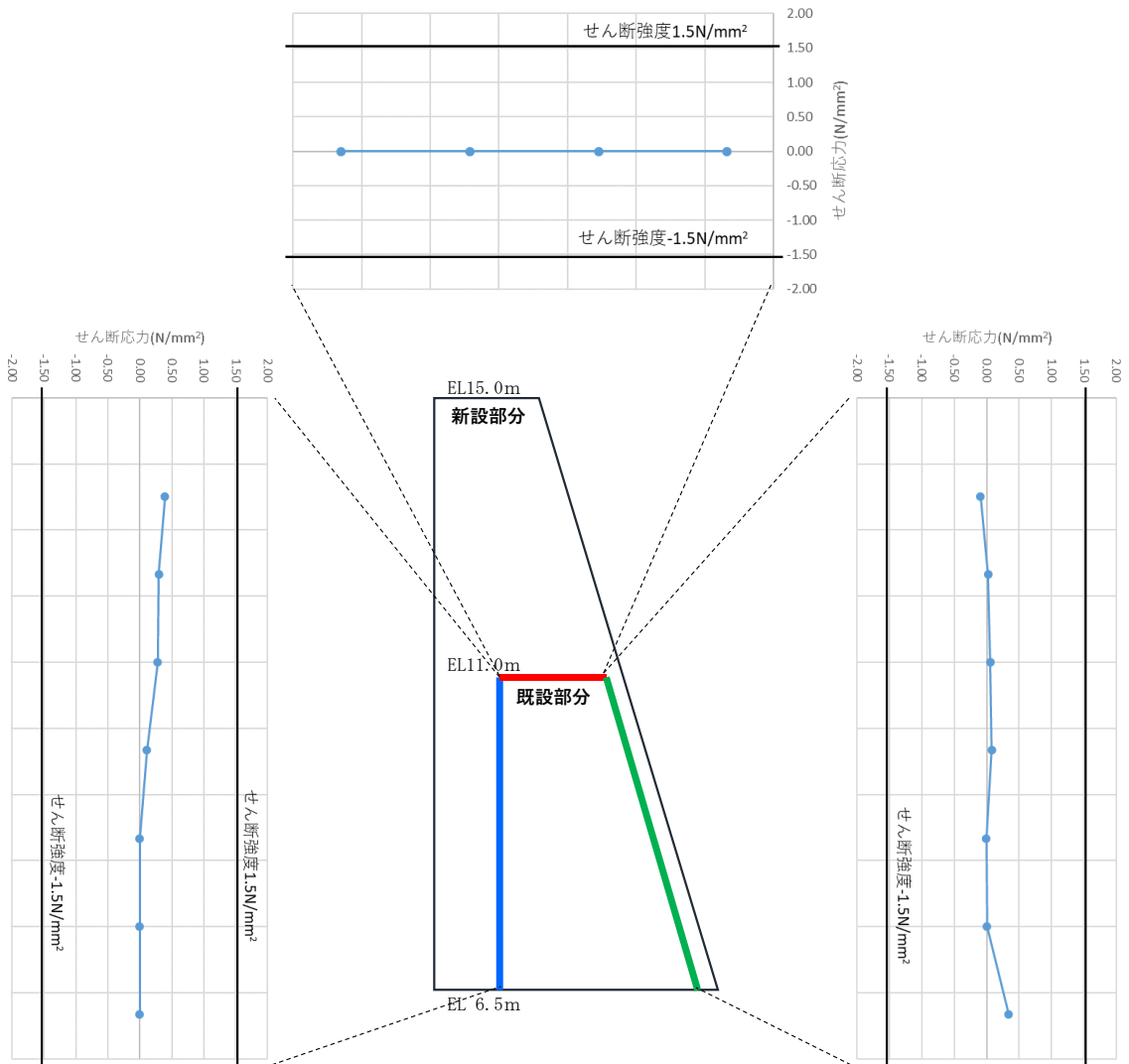
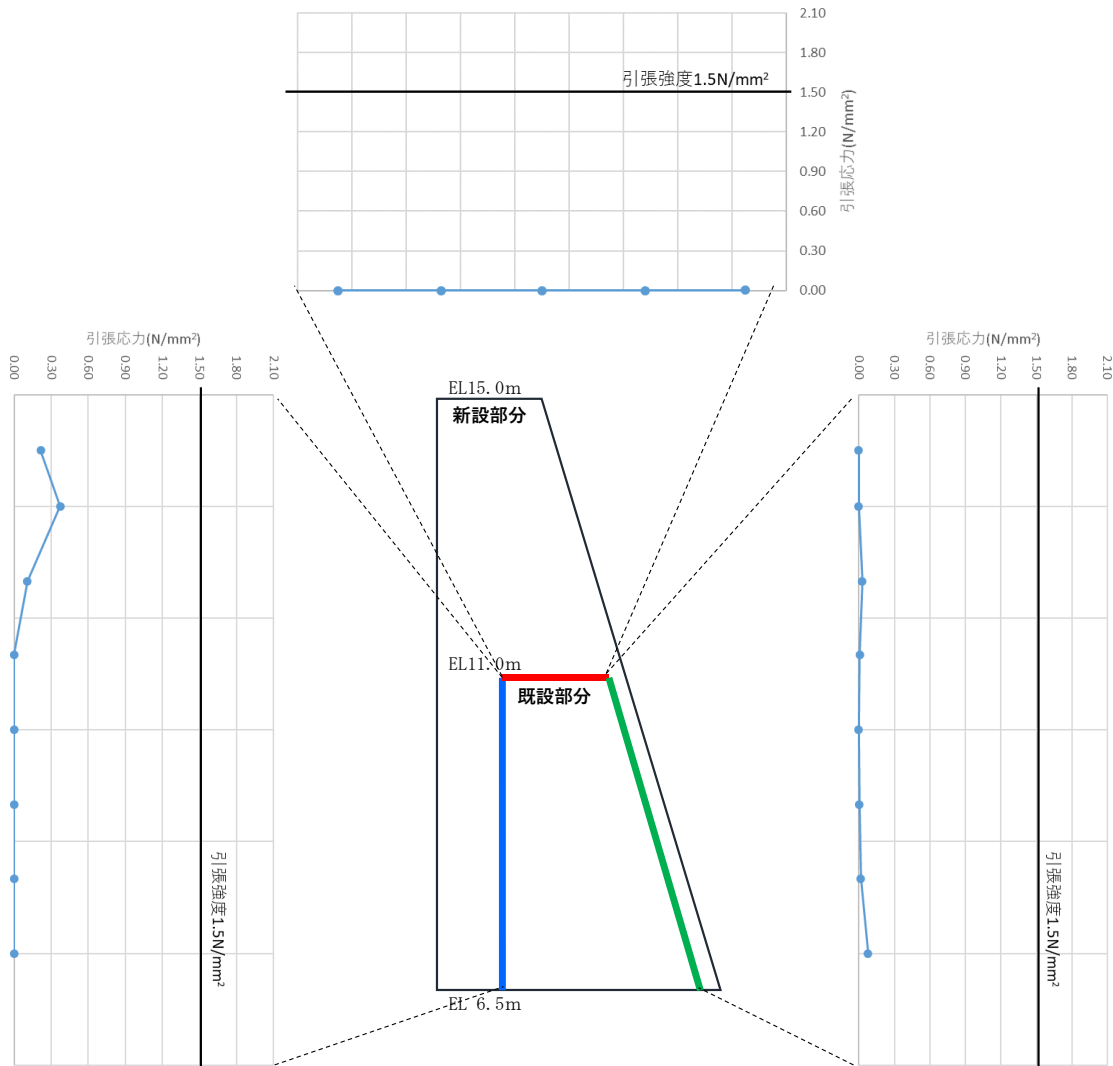
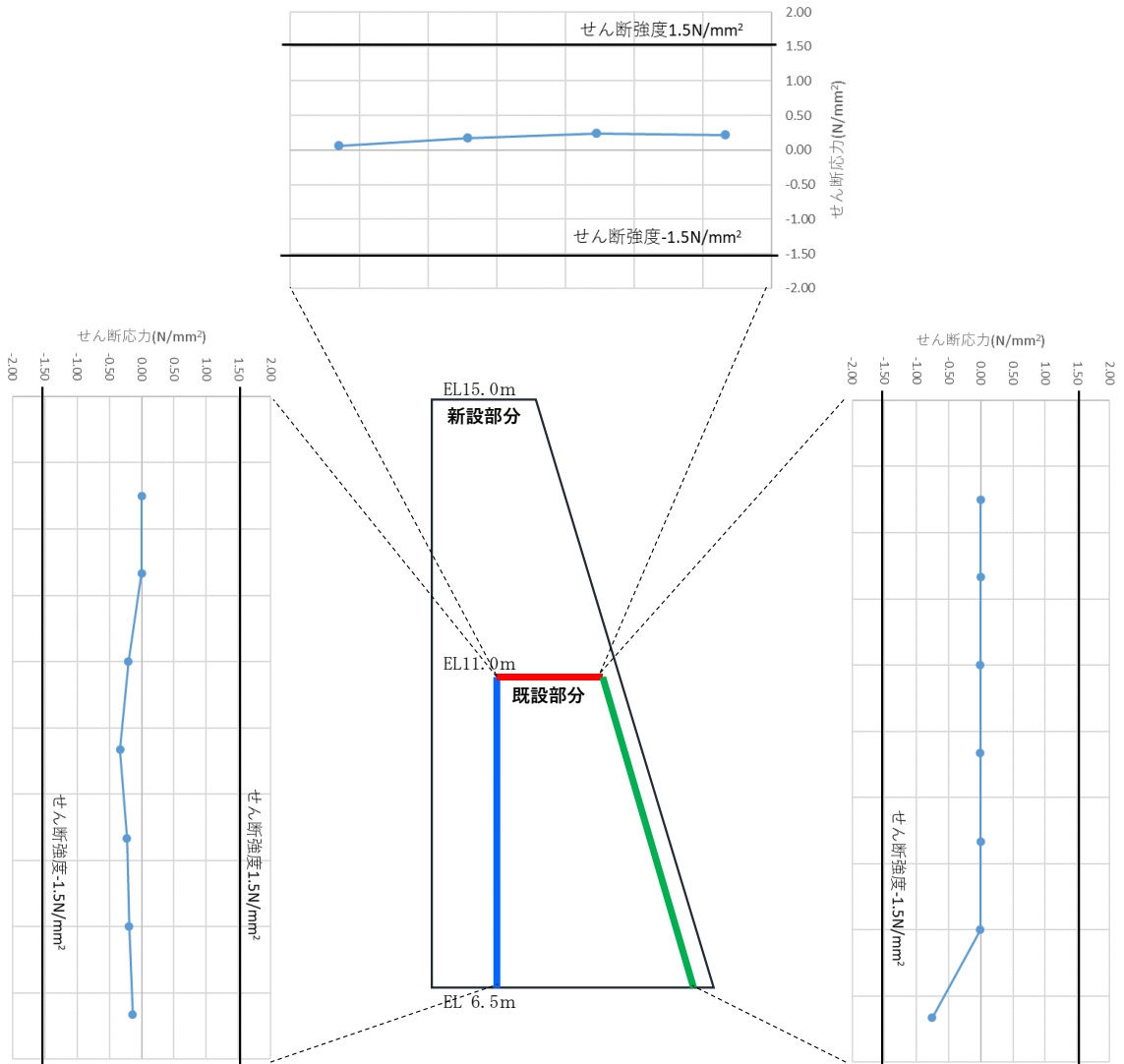


図 4.3.1-2(4) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)  
(地震時 B : 8.07 秒)



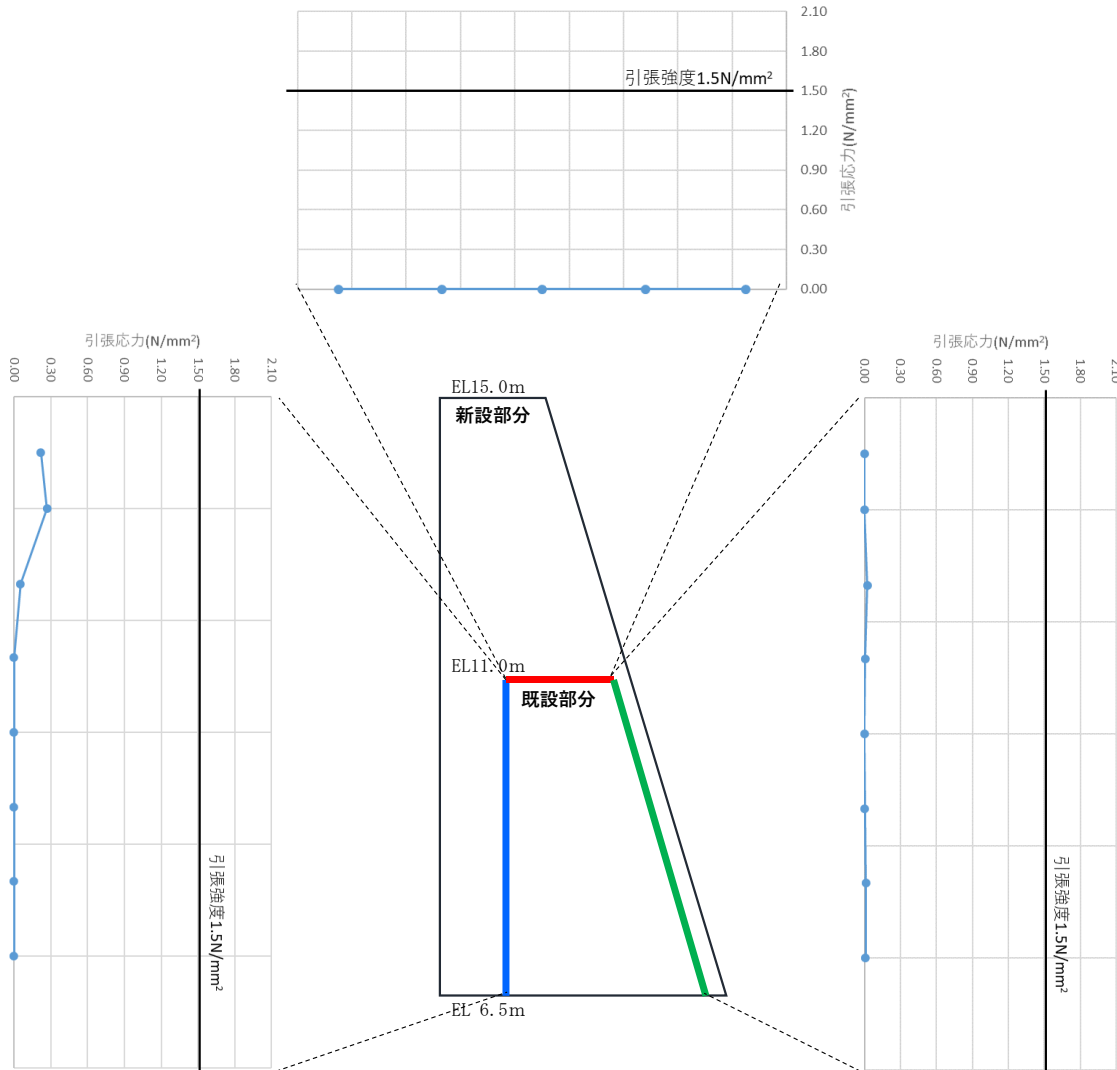
[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(5) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)  
(地震時 A : 10.00 秒)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(6) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）  
（地震時 A : 10.00 秒）



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(7) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)  
(地震時 B : 7.66 秒)



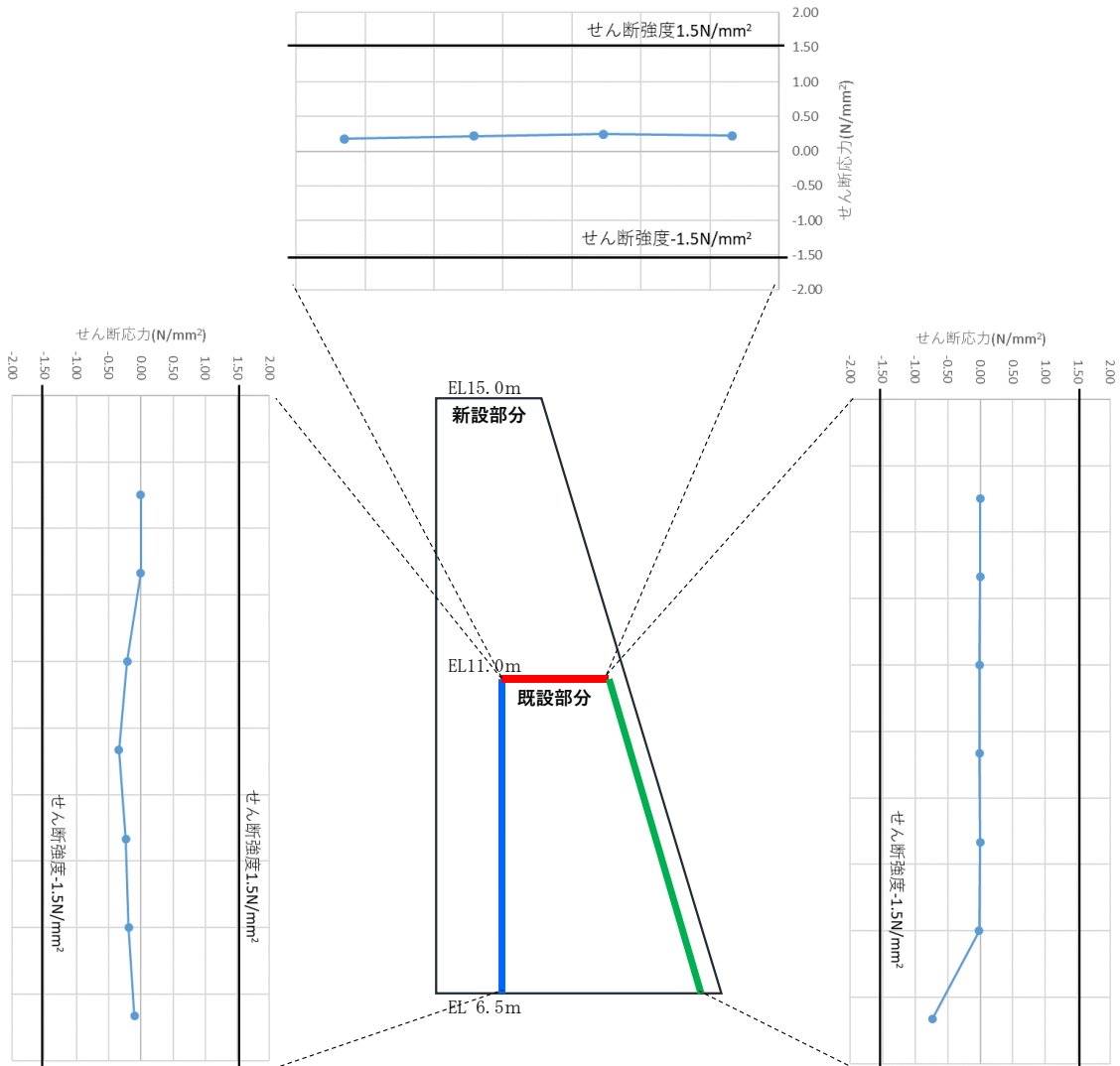
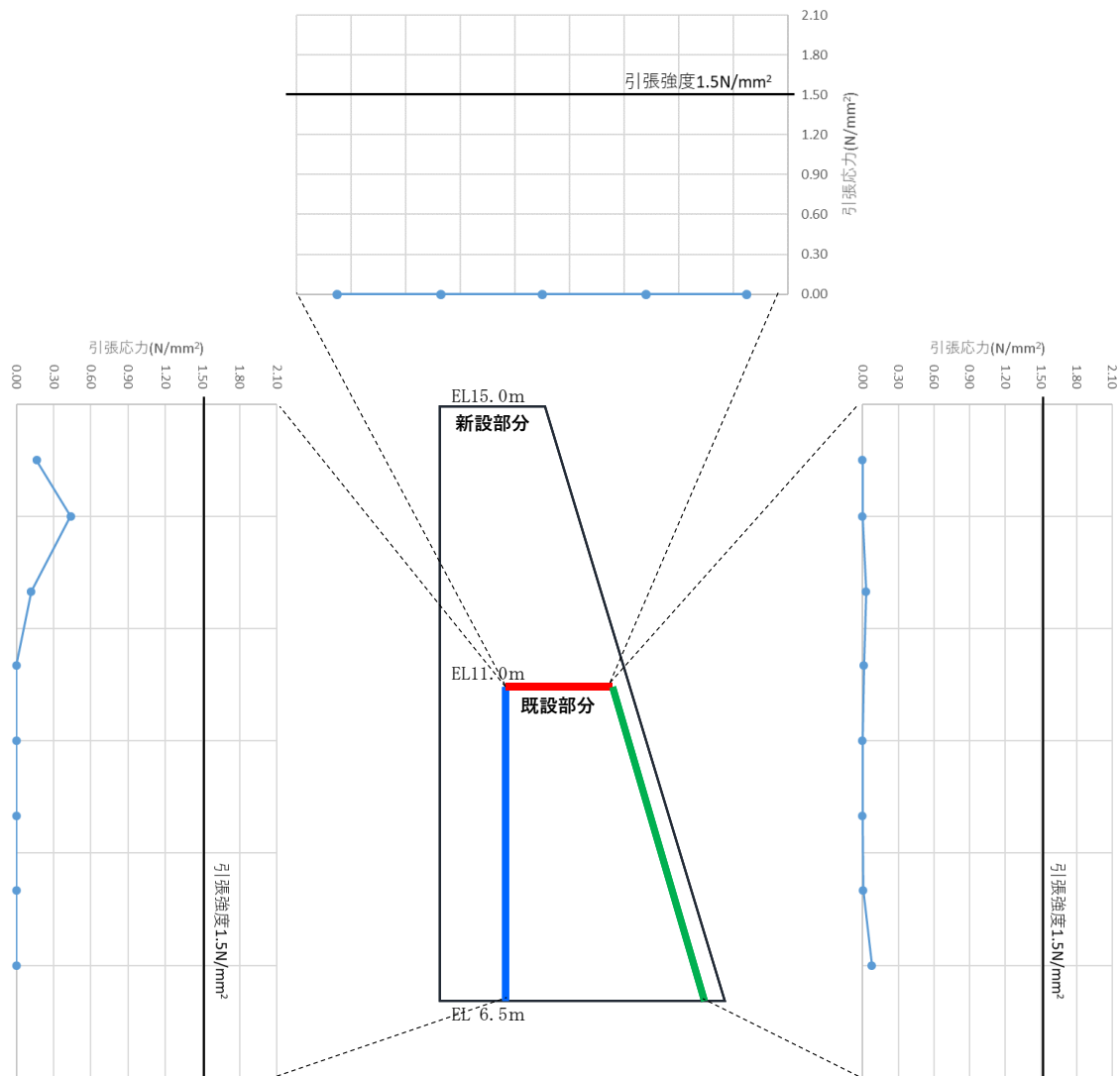


図 4.3.1-2(8) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)  
(地震時 B : 7.66 秒)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(9) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)  
(津波時)

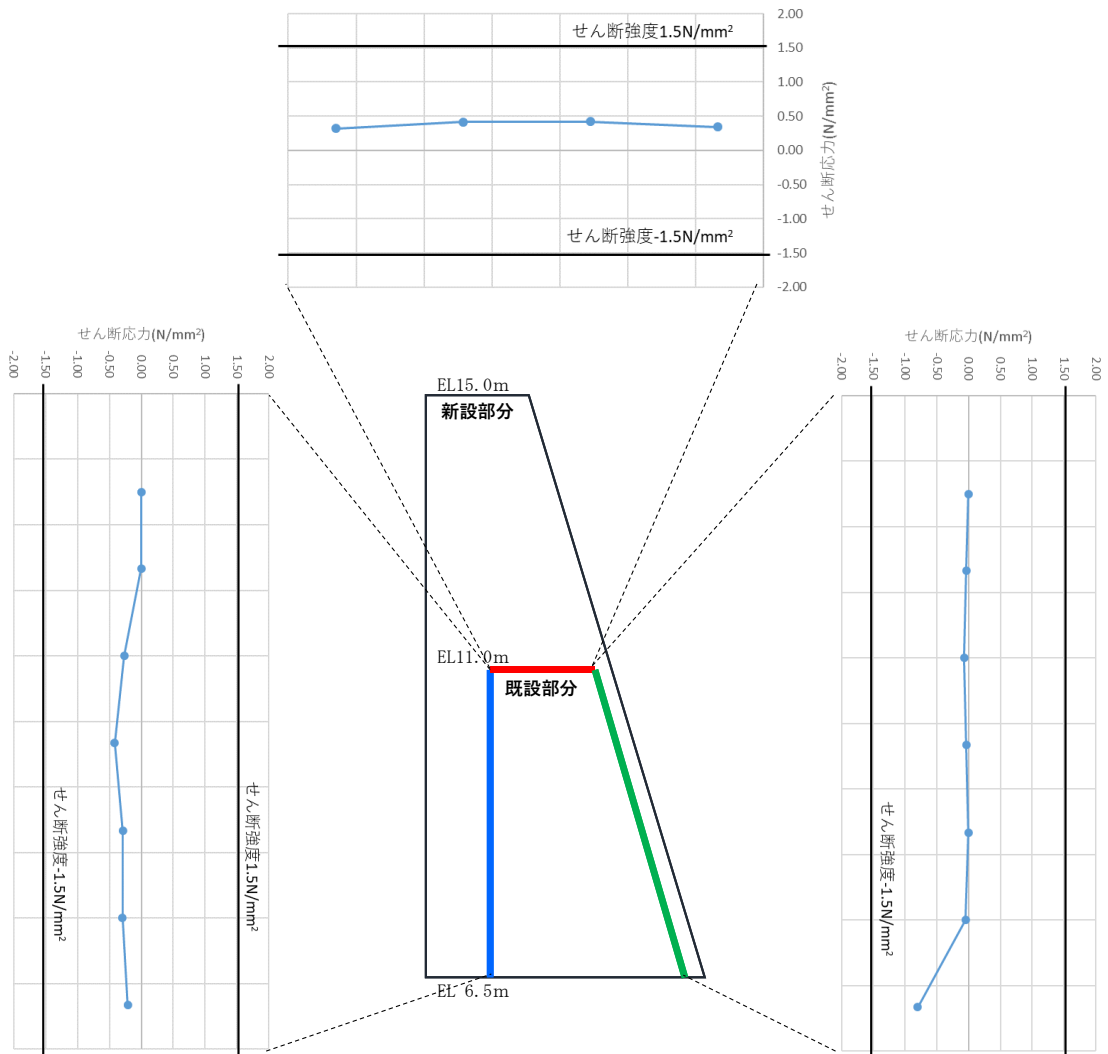


図 4.3.1-2(10) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)  
(津波時)

#### 4.3.2 2次元材料非線形解析

2次元材料非線形解析の結果として、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部が地震荷重作用時及び津波時において引張破壊及びせん断破壊していないことを確認する。

各解析ケースにおける水平荷重と天端水平変位の関係を図 4.3.2-1 に示す。

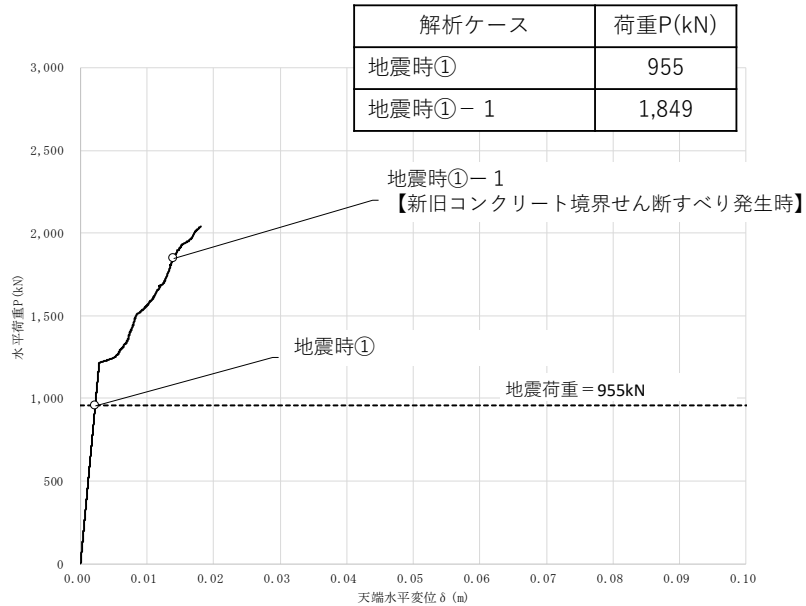


図 4.3.2-1 (1) 地震時①及び①-1における水平荷重と天端水平変位の関係

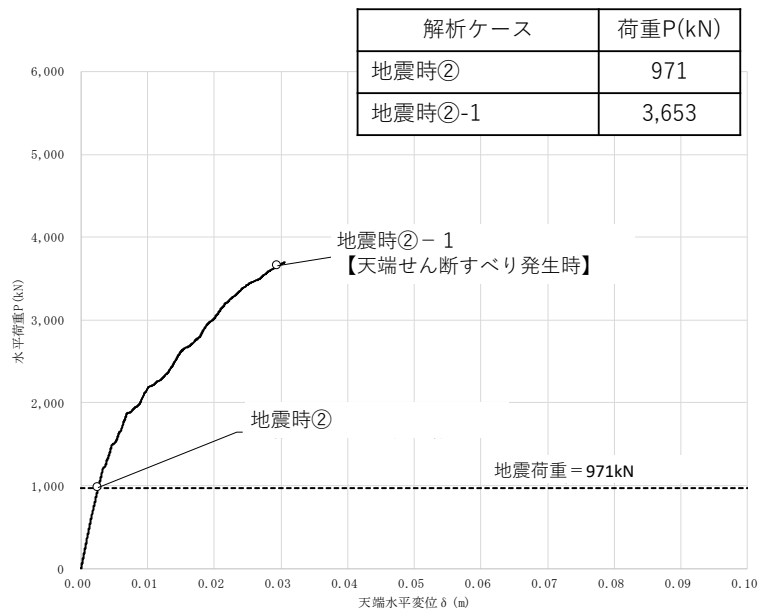


図 4.3.2-1 (2) 地震時②及び②-1における水平荷重と天端水平変位の関係

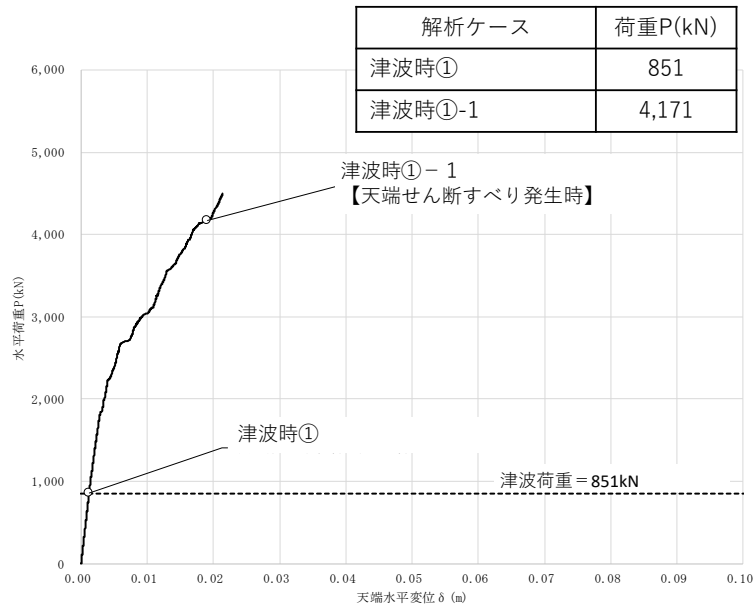


図 4.3.2-1 (3) 津波時①及び①-1における水平荷重と天端水平変位の関係

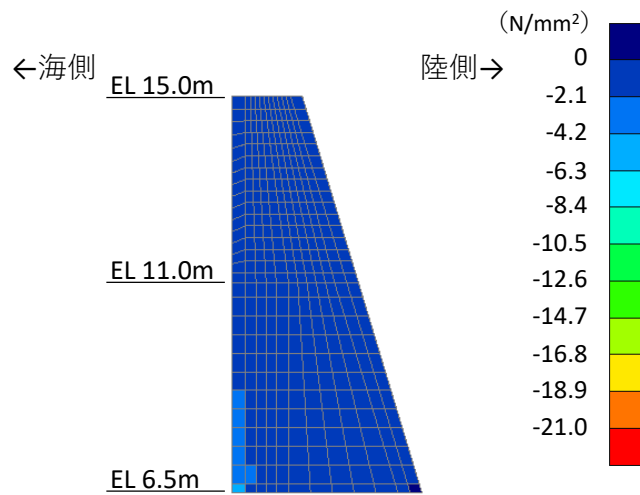
(1) 地震時①

地震荷重作用方向を海方向とし、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

陸から海方向への地震荷重作用時において、図 4.3.2-2 に示すコンクリートの最小主応力図より、圧縮破壊を生じていないこと及び、図 4.3.2-3 に示すコンクリートの最大せん断応力図より、せん断破壊を生じていないことを確認した。

また、図 4.3.2-4 に示す鉄筋の応力図より、降伏していないことを確認した。

さらに、図 4.3.2-5 に示す境界部における発生応力図より、境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-2 コンクリートの最小主応力図  
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)

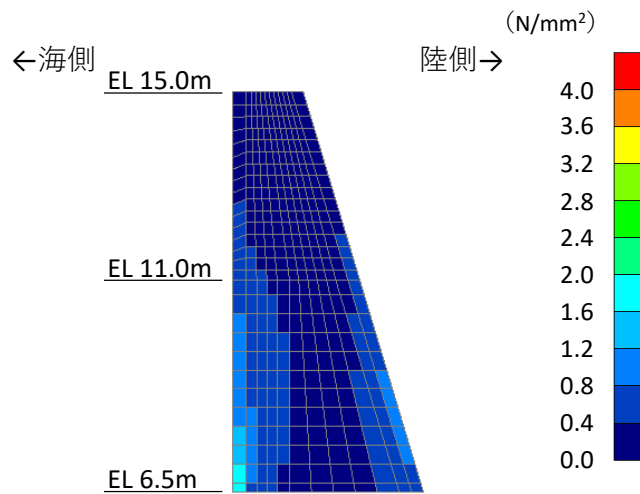
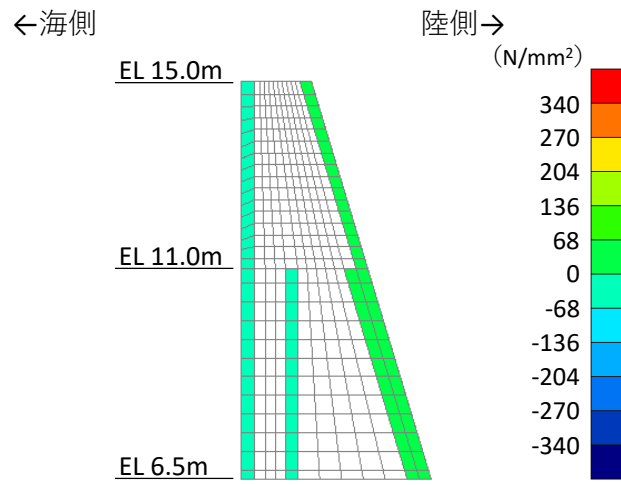


図 4.3.2-3 コンクリートの最大せん断応力図  
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)

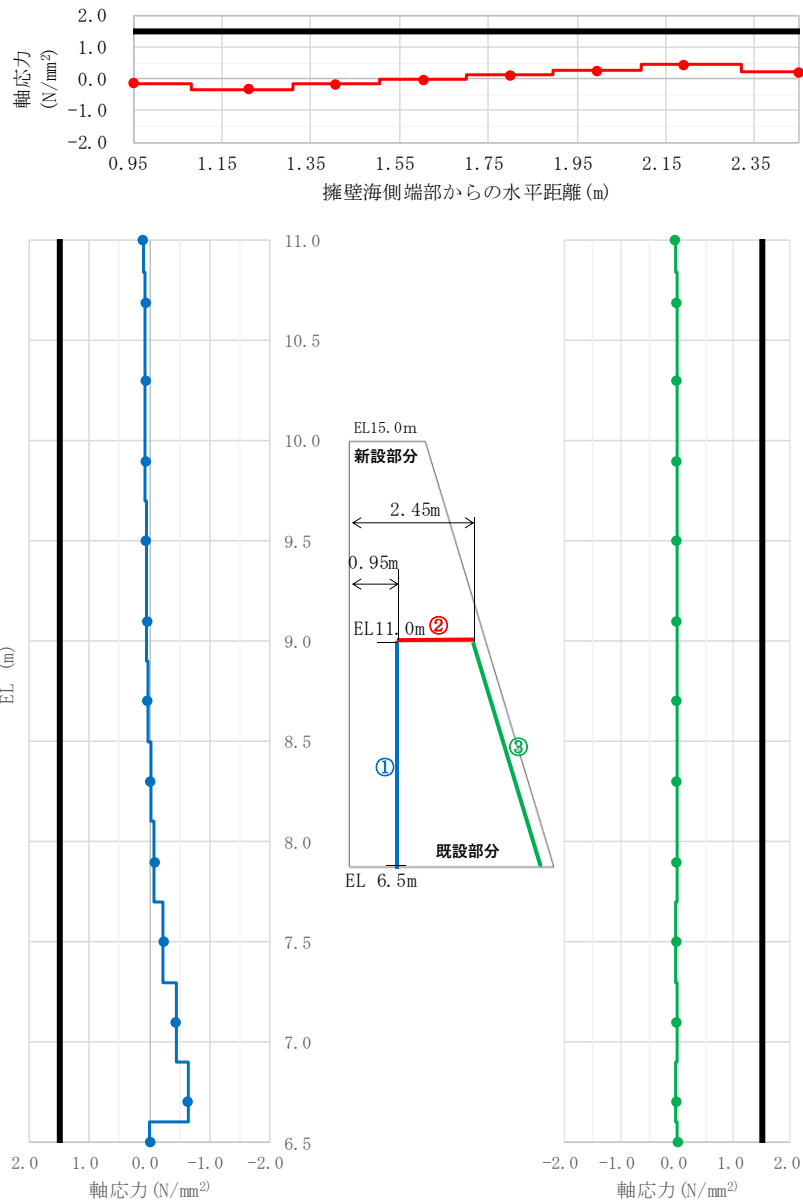


[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-4 鉄筋の応力図

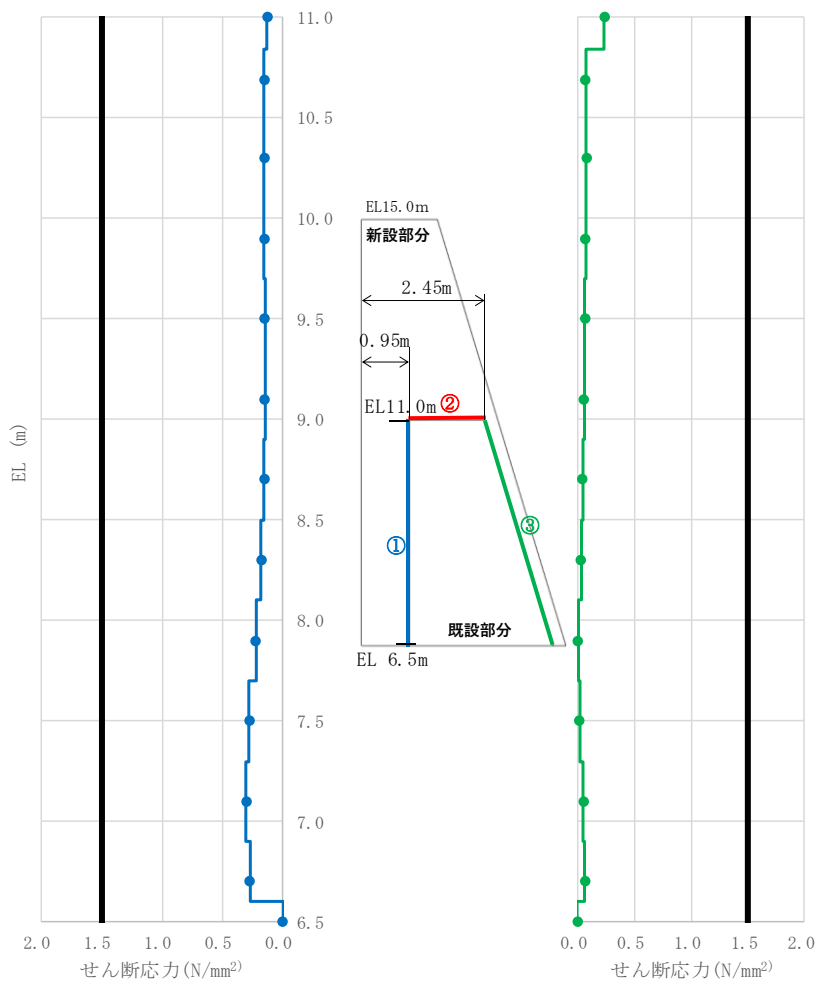
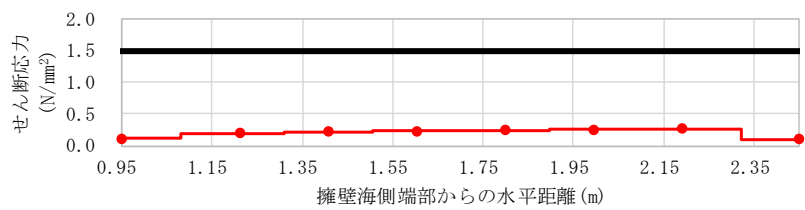
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)





[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-5(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)  
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-5(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)  
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)

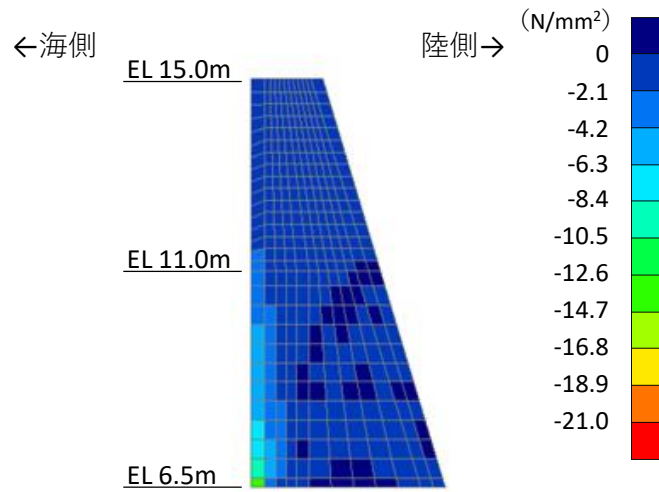
(2) 地震時①－1

地震荷重作用方向を海方向とした際の重力擁壁の破壊状況について確認するため、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し、すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。

コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2-6 に、コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2-7 に、鉄筋の応力図を図 4.3.2-8 に、新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2-9 に示す。各解析結果から、以下の事項を確認した。

- ・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、地震時①における荷重 (955kN) の約 1.9 倍 (1,849kN) となっている。
- ・コンクリートの最小主応力図 (図 4.3.2-6) から、コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。
- ・最大せん断応力図 (図 4.3.2-7) から、新設部分 ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ) の一部の要素において、せん断強度 ( $f'_{ck}\times 1/5 = 4.8\text{N/mm}^2$ ) に相当する応力が発生していることを確認した。
- ・鉄筋の応力図 (図 4.3.2-8) から、主鉄筋は降伏に至っていないことを確認した。
- ・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (図 4.3.2-9) から、海側の境界部において、部分的にせん断強度  $1.5\text{N/mm}^2$  に達し、せん断破壊が生じていることを確認した。また、境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから、地震荷重の作用方向を海方向とした場合には、新設部分の海側下端において、既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ、コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの、弱部として想定していた新設部分における陸側のコンクリートが薄い箇所及び既設護岸の天端 (EL 11.0m) 付近が健全であることから、地震時①の約 1.9 倍となる荷重において、一体性を損なわないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-6 コンクリートの最小主応力図  
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)

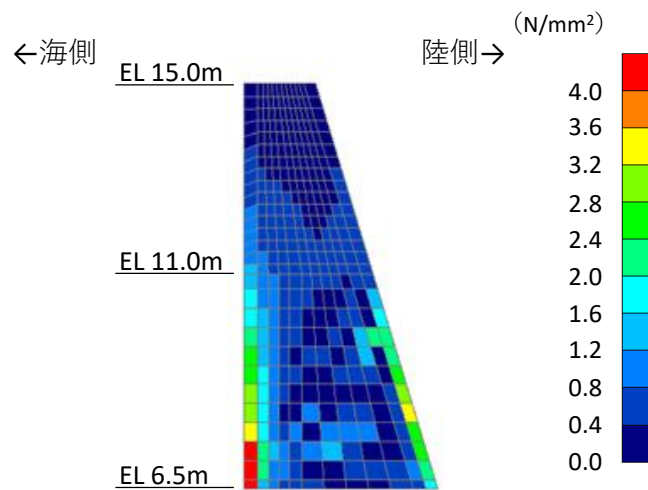
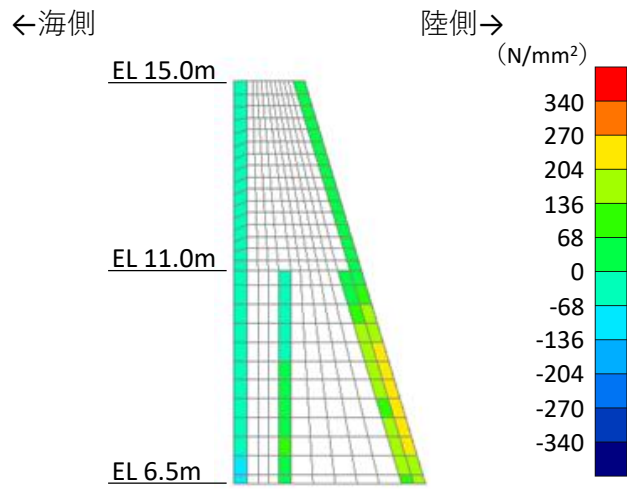


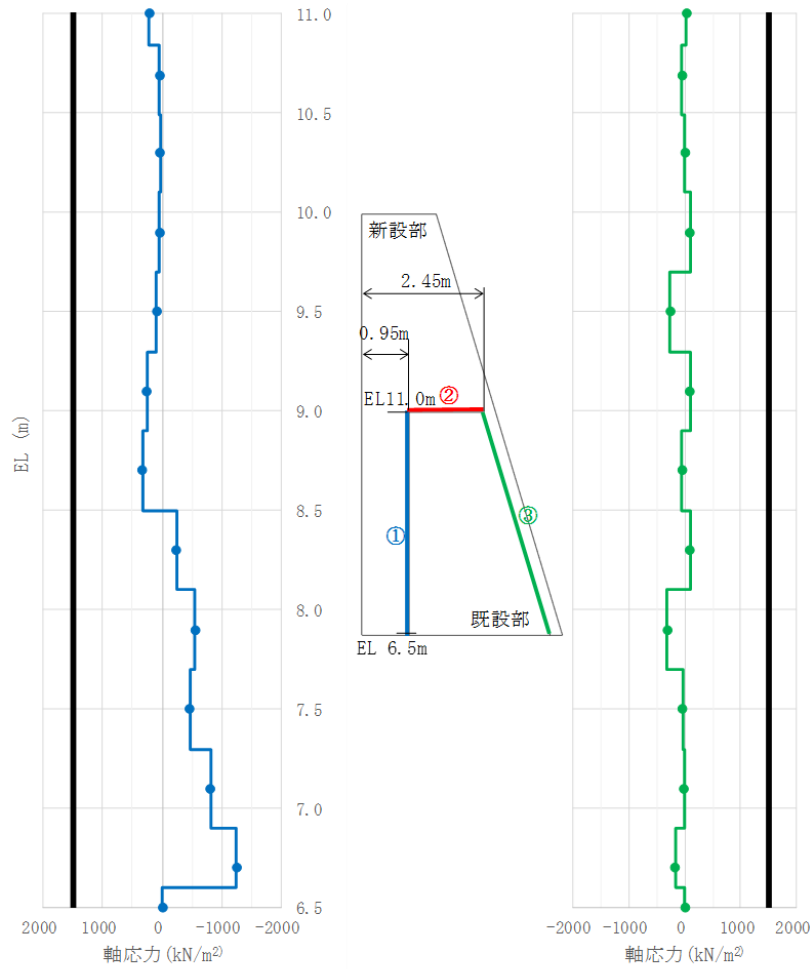
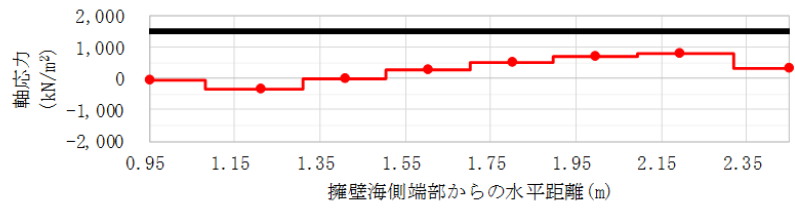
図 4.3.2-7 コンクリートの最大せん断応力図  
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-8 鉄筋の応力図

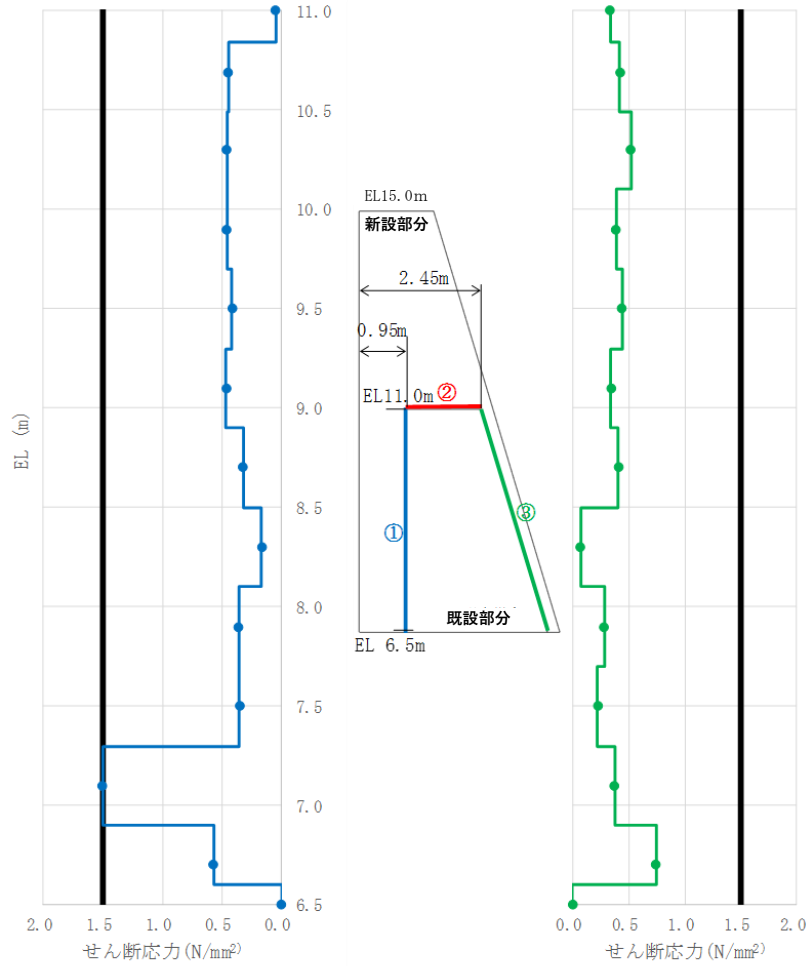
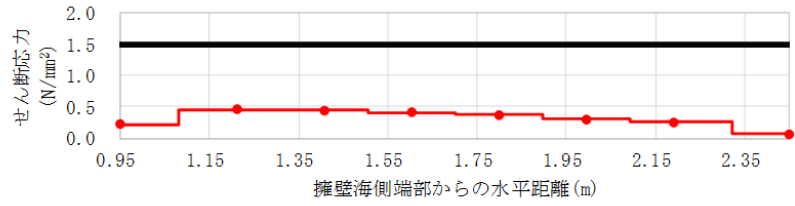
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500(kN/m<sup>2</sup>)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-9(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)  
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



※せん断強度 $1.5(N/mm^2)$

[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-9(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)  
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)

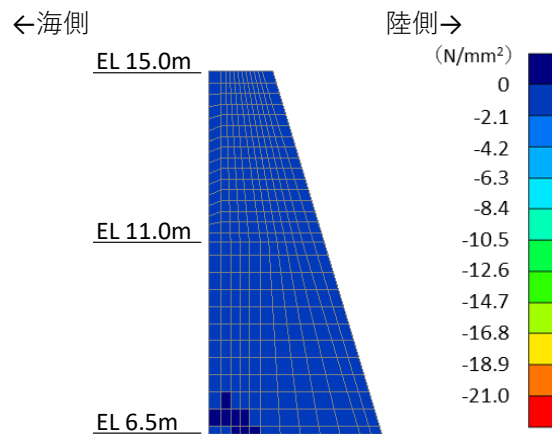
(3) 地震時②

地震荷重作用方向を陸方向とし、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

海から陸方向への地震荷重作用時において、図 4.3.2-10 に示すコンクリートの最小主応力より、圧縮破壊を生じていないこと及び、図 4.3.2-11 に示すコンクリートの最大せん断応力より、せん断破壊を生じていないことを確認した。

また、図 4.3.2-12 に示す鉄筋の応力より、降伏していないことを確認した。

さらに、図 4.3.2-13 に示す境界部における発生応力より、境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-10 コンクリートの最小主応力図  
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)

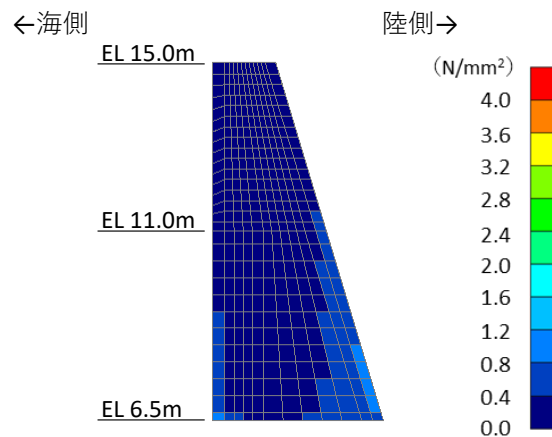
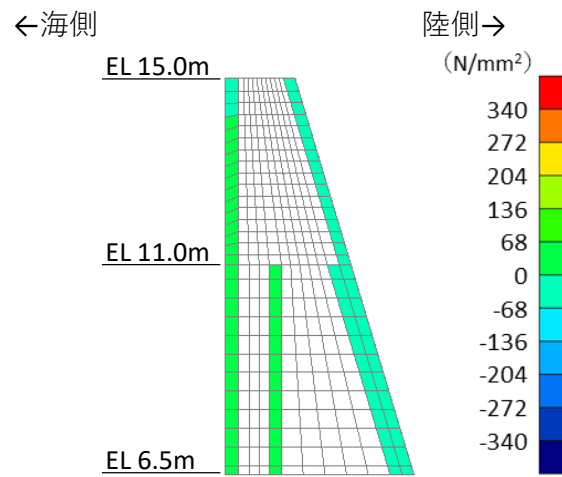


図 4.3.2-11 コンクリートの最大せん断応力図  
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)

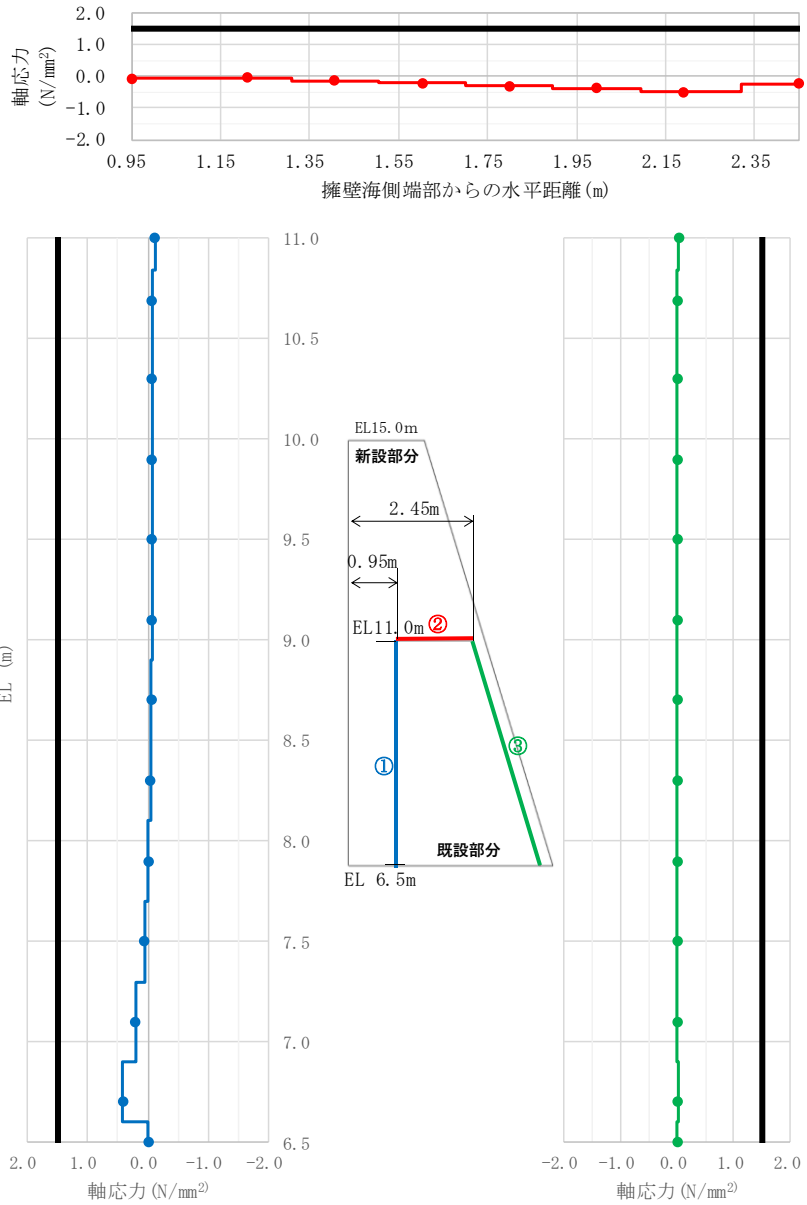




[応力は引張を正，圧縮を負とする]

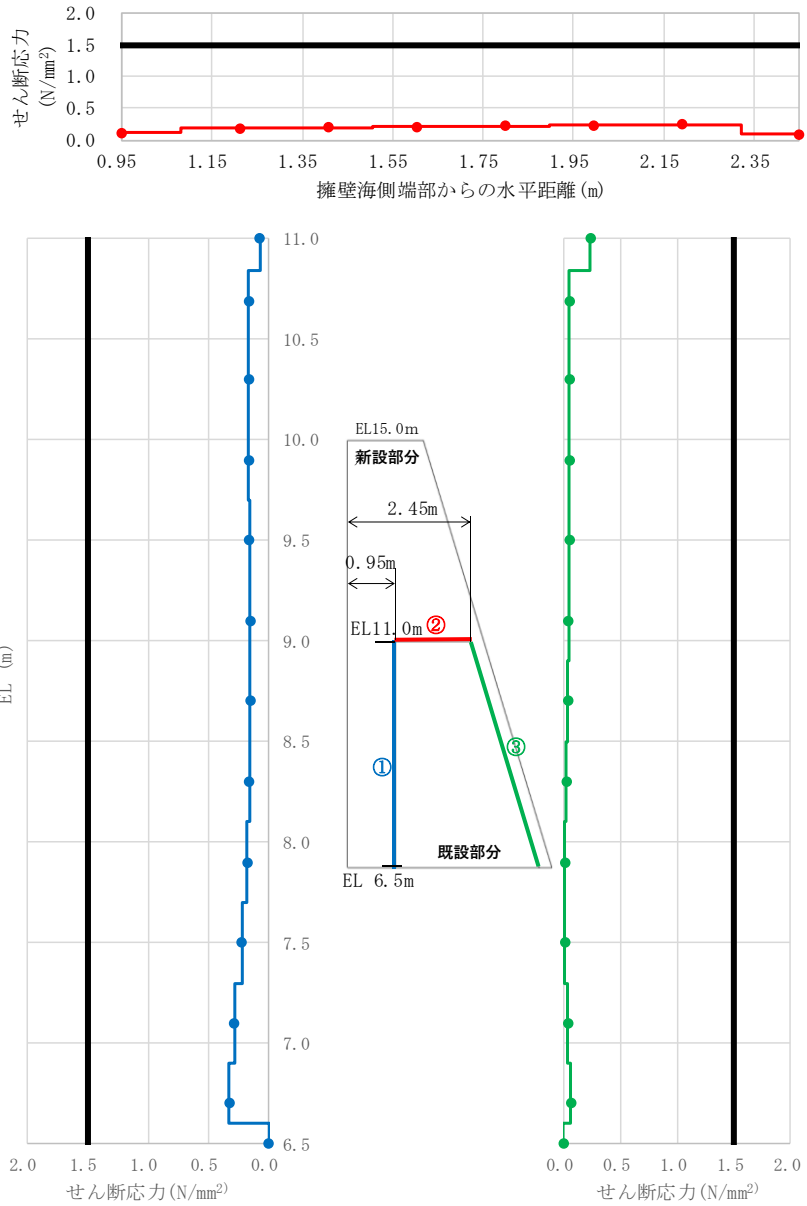
図 4.3.2-12 鉄筋の応力図

(地震時② 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-13(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)  
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

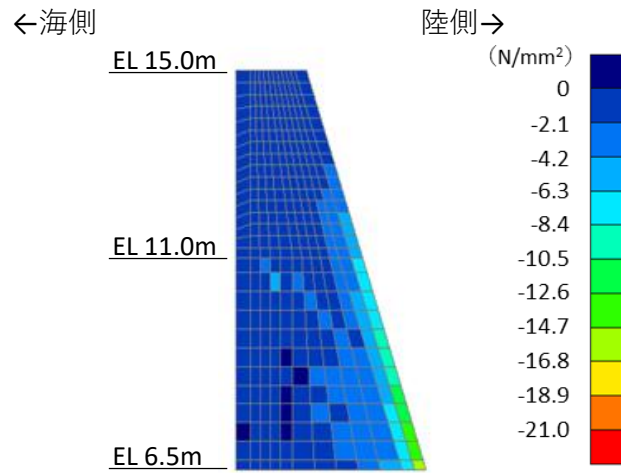
図 4.3.2-13(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)  
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)

(4) 地震時②－1

地震荷重作用方向を陸方向とした際の重力擁壁の破壊状況について確認するため、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し、すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2-14 に、コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2-15 に、鉄筋の応力図を図 4.3.2-16 に、新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2-17 に示す。各解析結果から、以下の事項を確認した。

- ・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、地震時②における荷重（971kN）の約 3.8 倍（3,653kN）となっている。
- ・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2-14）から、コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。
- ・最大せん断応力図（図 4.3.2-15）から、新設部分（ $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ）の一部の要素において、せん断強度（ $f'_{ck}\times 1/5 = 4.8\text{N/mm}^2$ ）に相当する応力が発生していることを確認した。
- ・鉄筋の応力図（図 4.3.2-16）から、海側の下端付近において主鉄筋が降伏に至っていることを確認した。
- ・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2-17）から、既設部分天端の境界部において、部分的にせん断強度  $1.5\text{N/mm}^2$  に達し、せん断破壊が生じていることを確認した。また、境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから、地震荷重の作用方向を陸方向とした場合には、新設部分の海側下端において、既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ、コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの、弱部として想定していた既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから、地震時②の約 3.8 倍となる荷重において、一体性を損なわないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-14 コンクリートの最小主応力図  
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)

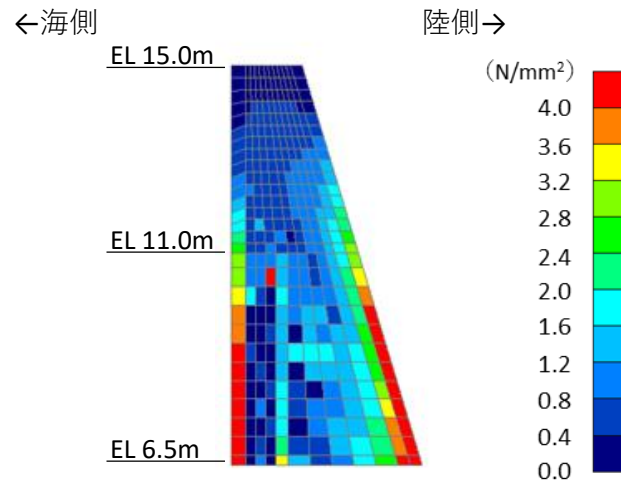
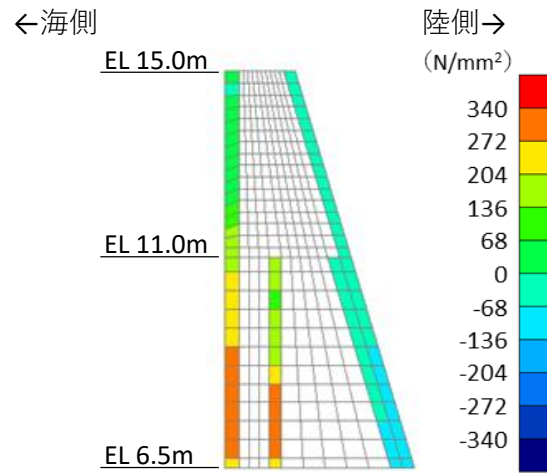


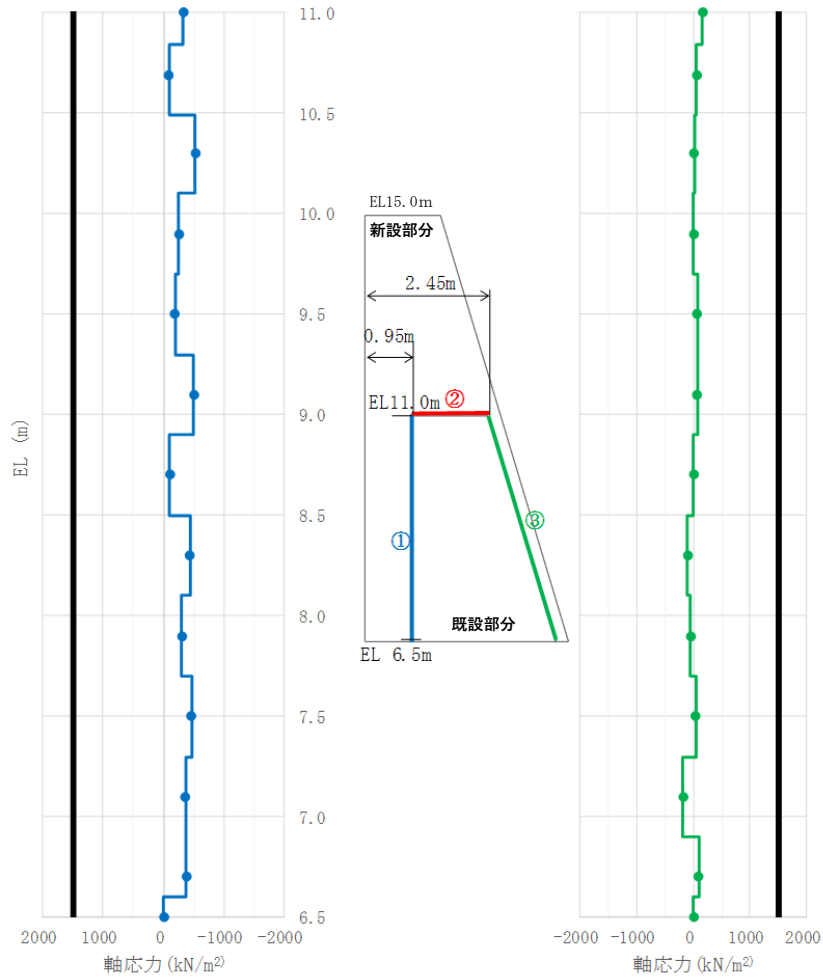
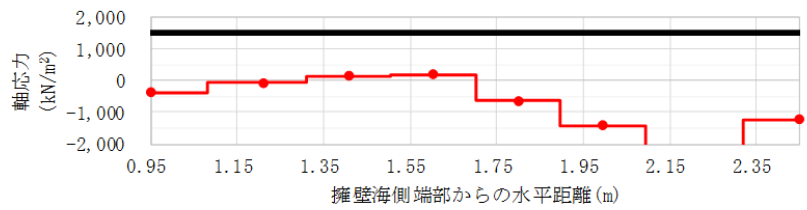
図 4.3.2-15 コンクリートの最大せん断応力図  
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-16 鉄筋の応力図

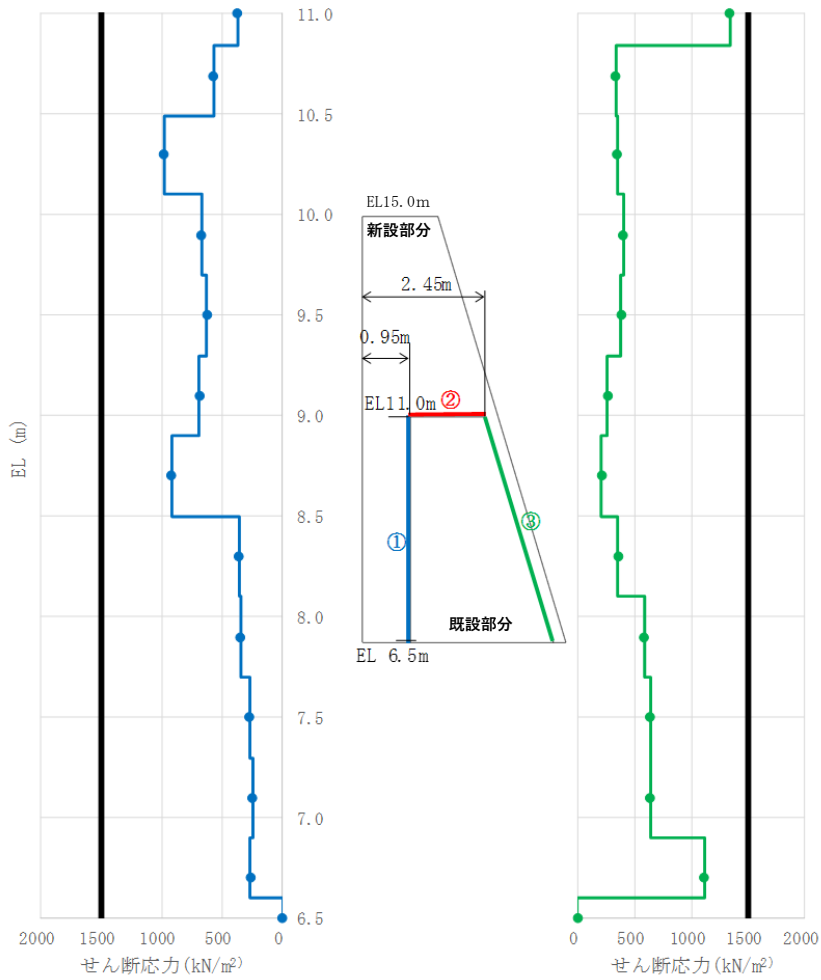
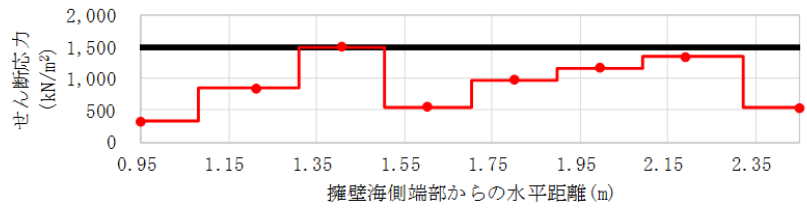
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500 (kN/m<sup>2</sup>)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-17(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)  
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



※せん断強度1,500 (kN/m<sup>2</sup>)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-17(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)  
(地震時②-1 地震荷重作用方向: 陸方向)



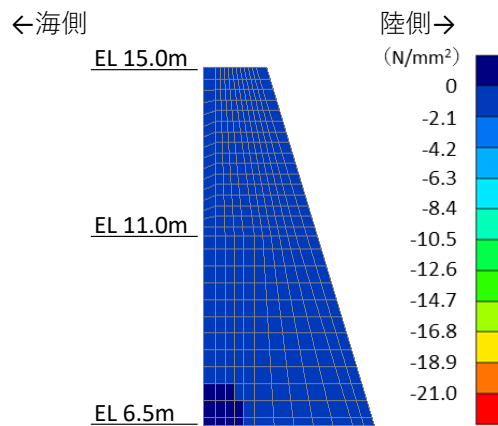
(5) 津波時①

津波荷重の作用に対し，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

海から陸方向への津波荷重作用時において，図 4.3.2-18 に示すコンクリートの最小主応力より，圧縮破壊を生じていないこと及び，図 4.3.2-19 に示すコンクリートの最大せん断応力より，せん断破壊を生じていないことを確認した。

また，図 4.3.2-20 に示す鉄筋の応力より，降伏していないことを確認した。

さらに，図 4.3.2-21 に示す境界部における発生応力より，境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-18 コンクリートの最小主応力図  
(津波時①)

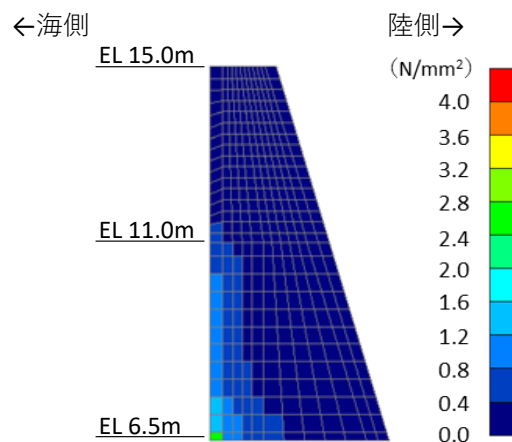
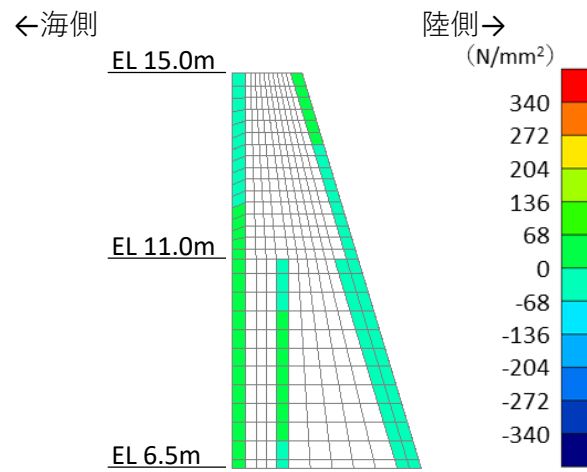
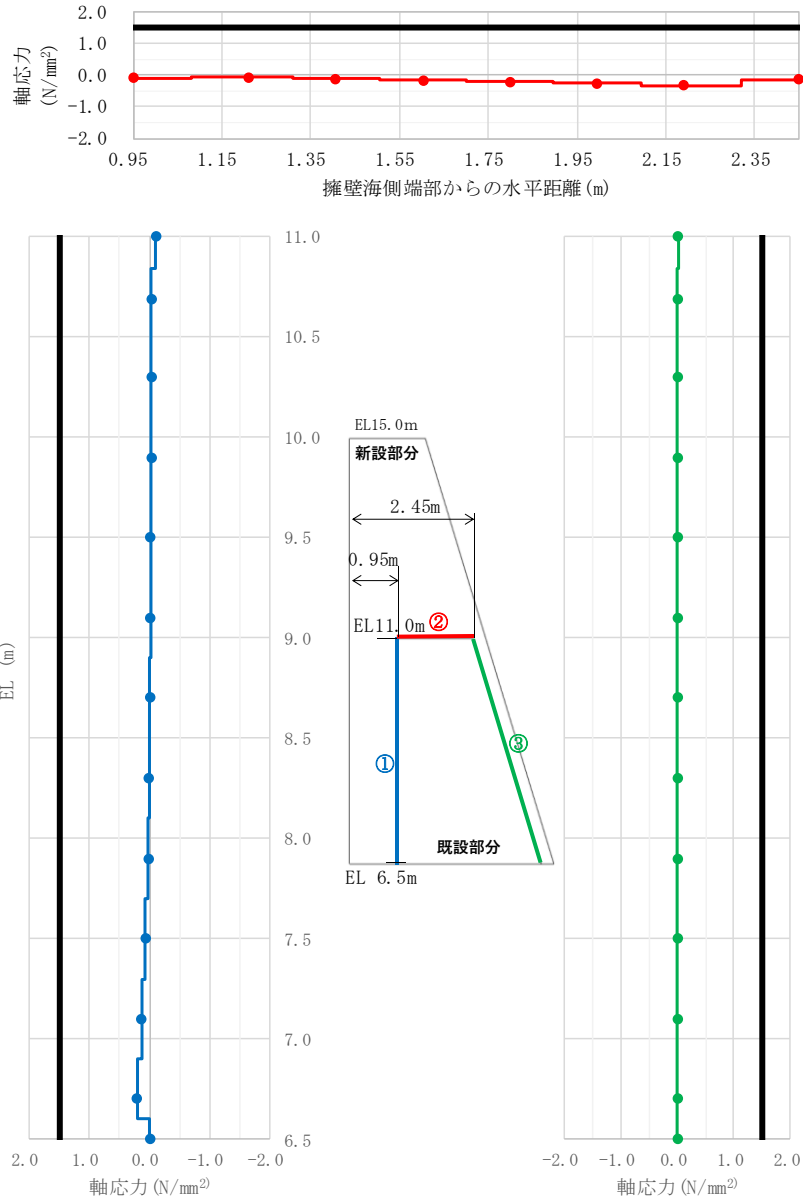


図 4.3.2-19 コンクリートの最大せん断応力図  
(津波時①)



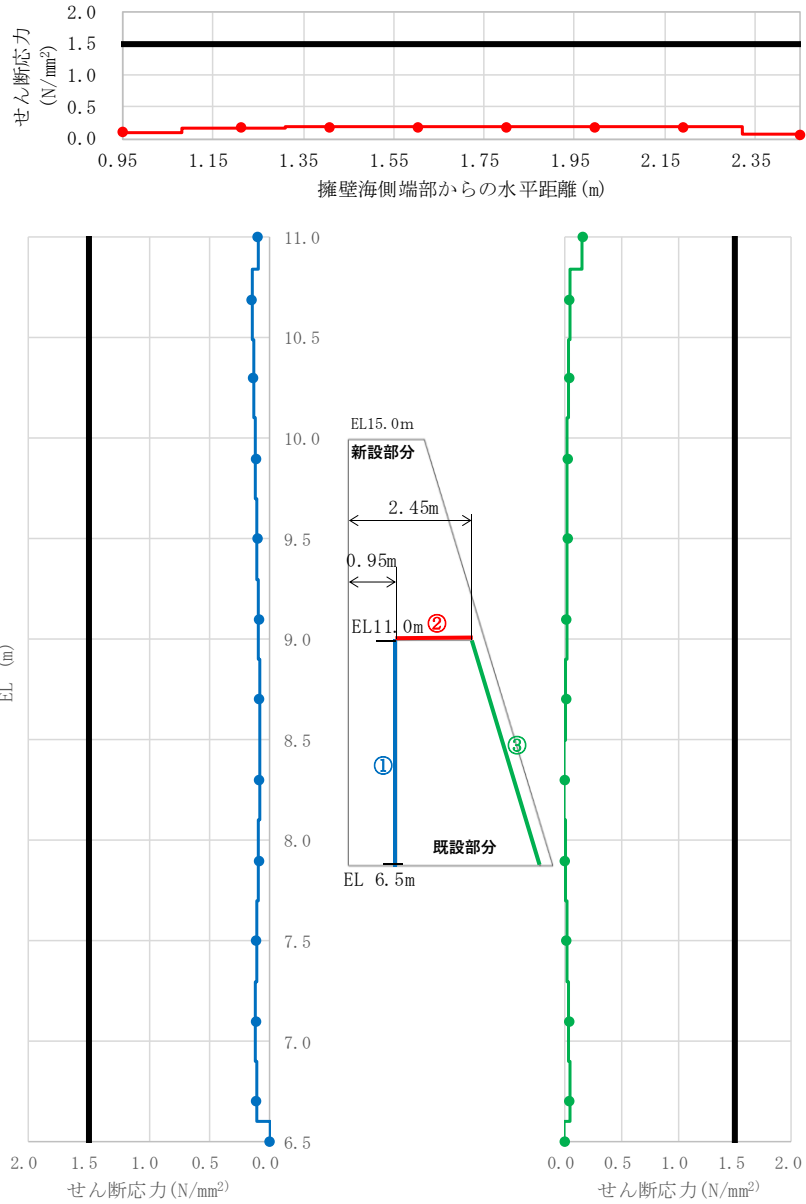
[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-20 鉄筋の応力図  
(津波時①)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-21(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)  
(津波時①)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-21(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)  
(津波時①)

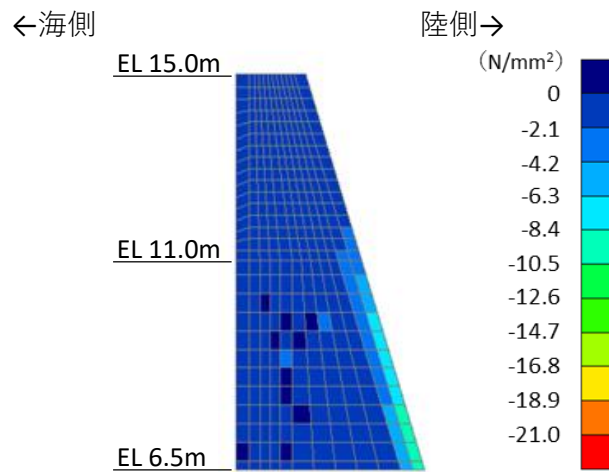
(6) 津波時①－1

津波荷重作用下において、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し、すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。

コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2-22 に、コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2-23 に、鉄筋の応力図を図 4.3.2-24 に、新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2-25 に示す。各解析結果から、以下の事項を確認した。

- ・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、津波時①における荷重（851kN）の約 4.9 倍（4,171kN）となっている。
- ・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2-22）から、コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。
- ・最大せん断応力図（図 4.3.2-23）から、新設部分（ $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ）の一部の要素において、せん断強度（ $f'_{ck}\times 1/5 = 4.8\text{N/mm}^2$ ）に相当する応力が発生していることを確認した。
- ・鉄筋の応力図（図 4.3.2-24）から、海側の下端付近において主鉄筋が降伏に至っていることを確認した。
- ・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2-25）から、既設部分天端の境界部において、部分的にせん断強度  $1.5\text{N/mm}^2$  に達し、せん断破壊が生じていることを確認した。また、境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから、地震荷重の作用方向を陸方向とした場合には、新設部分の海側下端において、既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ、コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの、弱部として想定していた既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから、津波時①の約 4.9 倍となる荷重において、一体性を損なわないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-22 コンクリートの最小主応力図  
(津波時①-1)

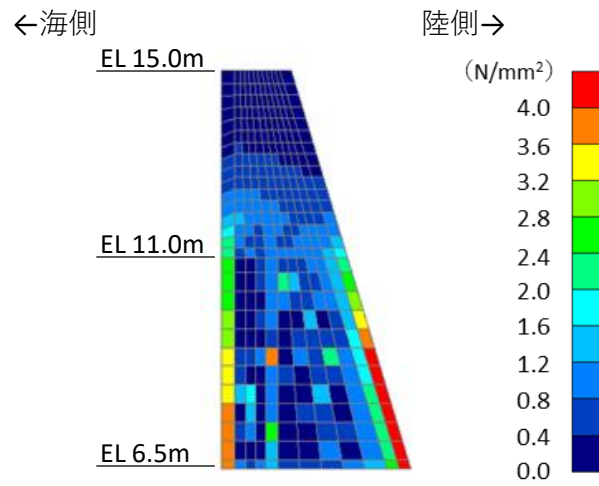
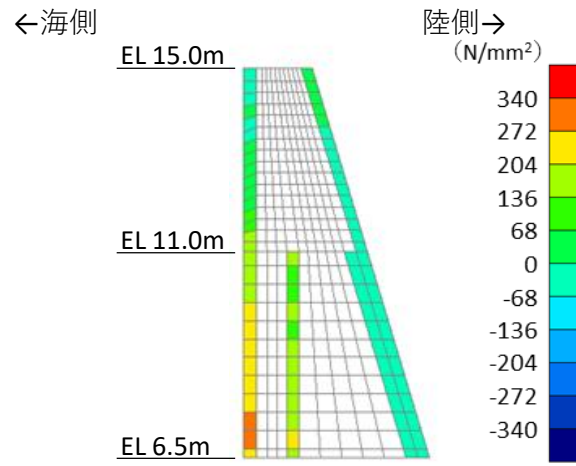
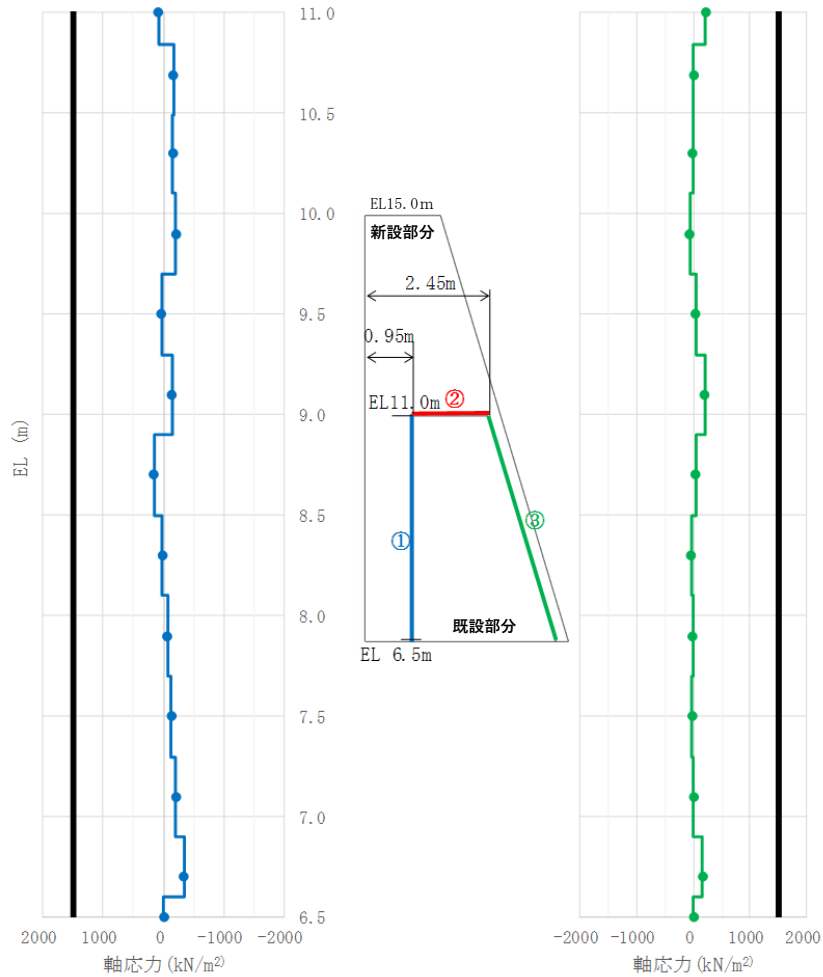
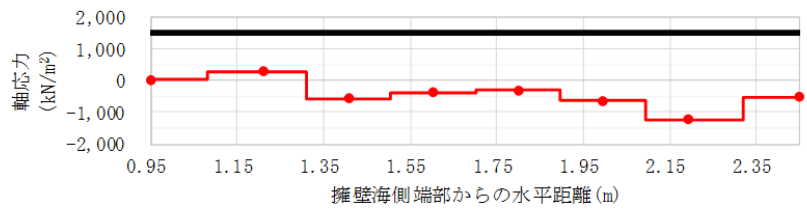


図 4.3.2-23 コンクリートの最大せん断応力図  
(津波時①-1)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-24 鉄筋の応力図  
(津波時①-1)

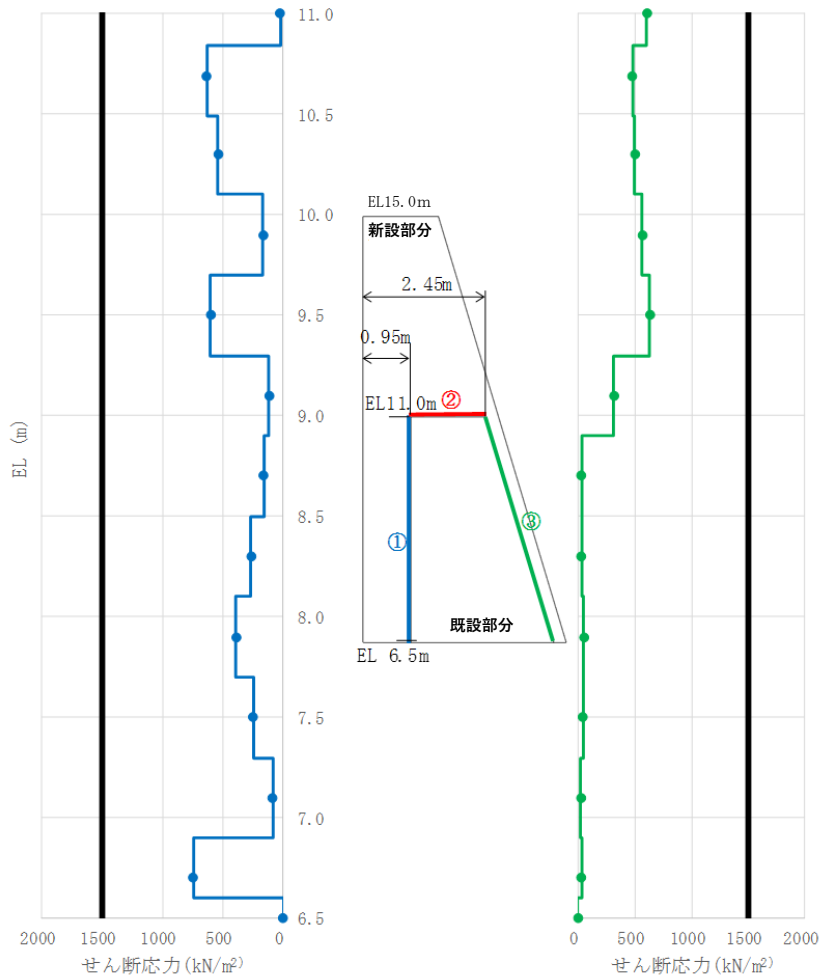
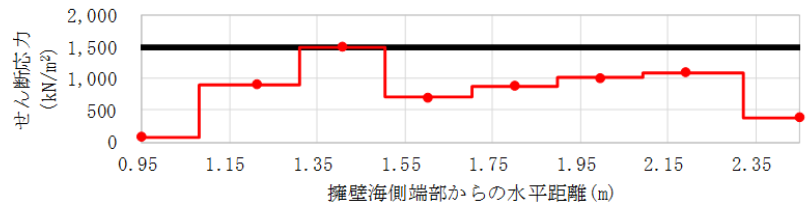


※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500 (kN/m<sup>2</sup>)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-25(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)  
(津波時①-1)





※せん断強度1,500 (kN/m<sup>2</sup>)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-25(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)  
(津波時①-1)

#### 4.4 重力擁壁の境界部の影響検討まとめ

重力擁壁において既設部分と新設部分の境界部をモデル化した2次元有限要素法(有効応力解析)により、地震荷重作用時及び津波荷重作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認した。また、既設部分と新設部分の境界において、部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が生じていないことを確認した。

さらに、既設部分と新設部分の境界部を有する重力擁壁をモデル化した材料非線形解析により、地震荷重作用時及び津波荷重作用時においてコンクリート及び鉄筋に破壊が生じていないこと並びに、境界部分が引張破壊及びせん断破壊していないことを確認した。

地震荷重及び津波荷重を超えた荷重を作用させ、重力擁壁の破壊状況を確認した結果、コンクリートは一部せん断破壊が見られるが、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、地震荷重作用方向が海方向の場合が最も厳しく、地震時①における荷重(955kN)の約1.9倍となっていることを確認した。

したがって、既設部分と新設部分の境界部、並びに新設部分のコンクリート(海側)の一部がせん断破壊に達する荷重(水平荷重1,849kN)に対して、地震荷重(水平荷重955kN, 971kN)及び津波荷重(851kN)は裕度があることから、地震時及び津波時において、既設部分と新設部分の境界部は一体として挙動していると判断した。

## 5. まとめ

本資料においては、新設部分と既設部分の一体性を確認することを目的とした検討を行い、以下の事項を確認した。

- ① 既設部分と新設部分の付着力について、防波壁の建設時に実施した試験結果から付着力が確保されていることを確認した。
- ② 新設部分の主筋について、重力擁壁下部のコンクリートに対し、「コンクリート標準示方書 2002」に準拠した定着を確保していることを確認した。また、陸側の主筋に対して、主筋を定着させるコンクリートの隅角部と離隔が近いことを模擬した実物大模型を用いた引抜試験を行い、定着部の引抜荷重は鉄筋の降伏荷重を上回り、隅角部との離隔の影響がないことを確認した。
- ③ 新設部分と既設部分の境界部を模擬し、地震時又は津波時の2次元有限要素法及び材料非線形解析を行うことにより、地震時又は津波時に、境界部に起因した部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じないこと並びに、地震時又は津波時において境界部の引張破壊及びせん断破壊が生じないことを確認した。

上記の確認により、防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁における既設部分と新設部分の一体性が確保されていることを確認した。

(参考資料 2) 改良地盤⑥の物性値の設定方法について

1. 概要

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価に必要な地盤の物性値は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において説明している。

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価及び強度計算の前提となる改良地盤⑥の内的安定評価に必要な物性値について，室内試験の結果を踏まえ新たに設定したことから，説明を行う。

## 2. 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。改良地盤⑥の物性値のうち、引張強度及び残留強度(粘着力、内部摩擦角)については、室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2-1 及び図 2-2 に改良地盤⑥の配置図を示す。

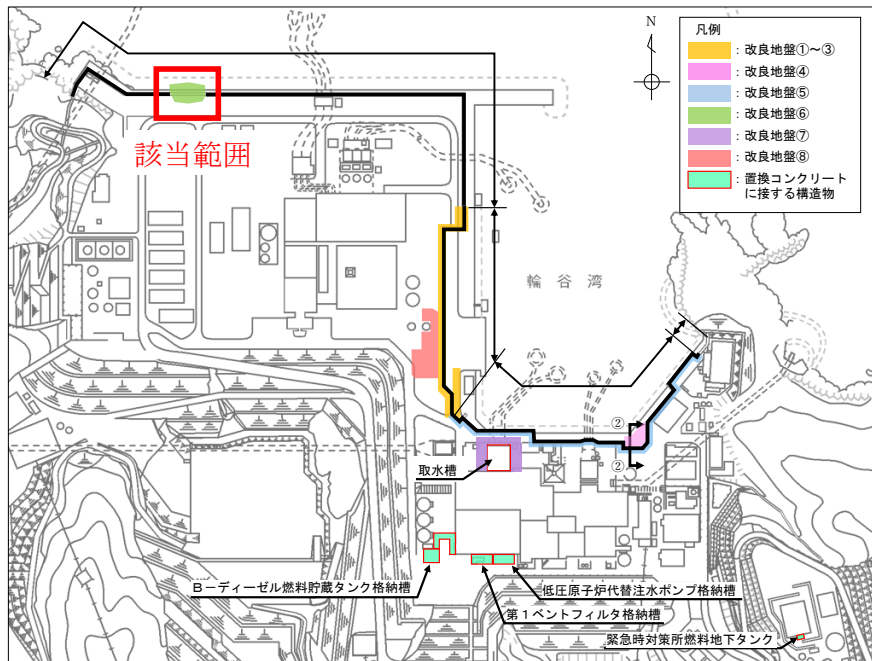


図 2-1 改良地盤⑥の平面配置図

(単位：m)

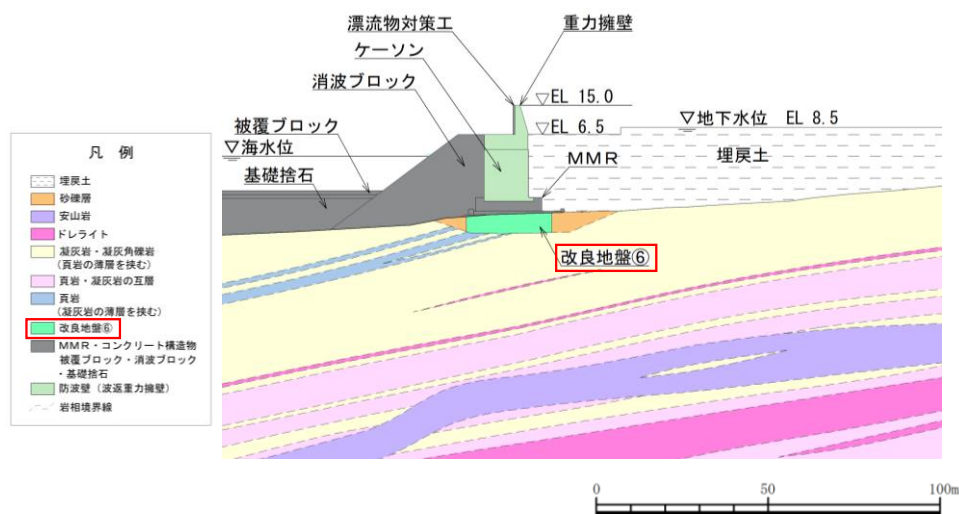


図 2-2 改良地盤⑥の配置図

(防波壁 (波返重力擁壁), ②-②断面)

## 2.1 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

### 2.1.1 試験方法

室内試験は、表 2.1.1-1 に示す通り地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する。供試体はVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 2.1.1-1 改良地盤⑥の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り 試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水 三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

### 2.1.2 解析用物性値の設定方法

#### (1) 残留強度

残留強度については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

#### (2) 引張強度 $\sigma_t$

引張強度については、圧裂引張試験結果を用いて設定を行う。

### 2.1.3 解析用物性値の設定

#### (1) 試験結果

改良地盤⑥の室内試験における試験数量を表 2.1.3-1 に示す。また、試験結果を表 2.1.3-2、図 2.1.3-1 及び図 2.1.3-2 に示す。

残留強度については、図 2.1.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力-軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い、図 2.1.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 2.1.3-1 改良地盤⑥の室内試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			改良地盤④	改良地盤⑤
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (残留強度、内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.1.3-2 改良地盤⑥における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ $\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	平均値 [kN/m <sup>2</sup> ]
改良地盤⑥	395	436
	442	
	471	

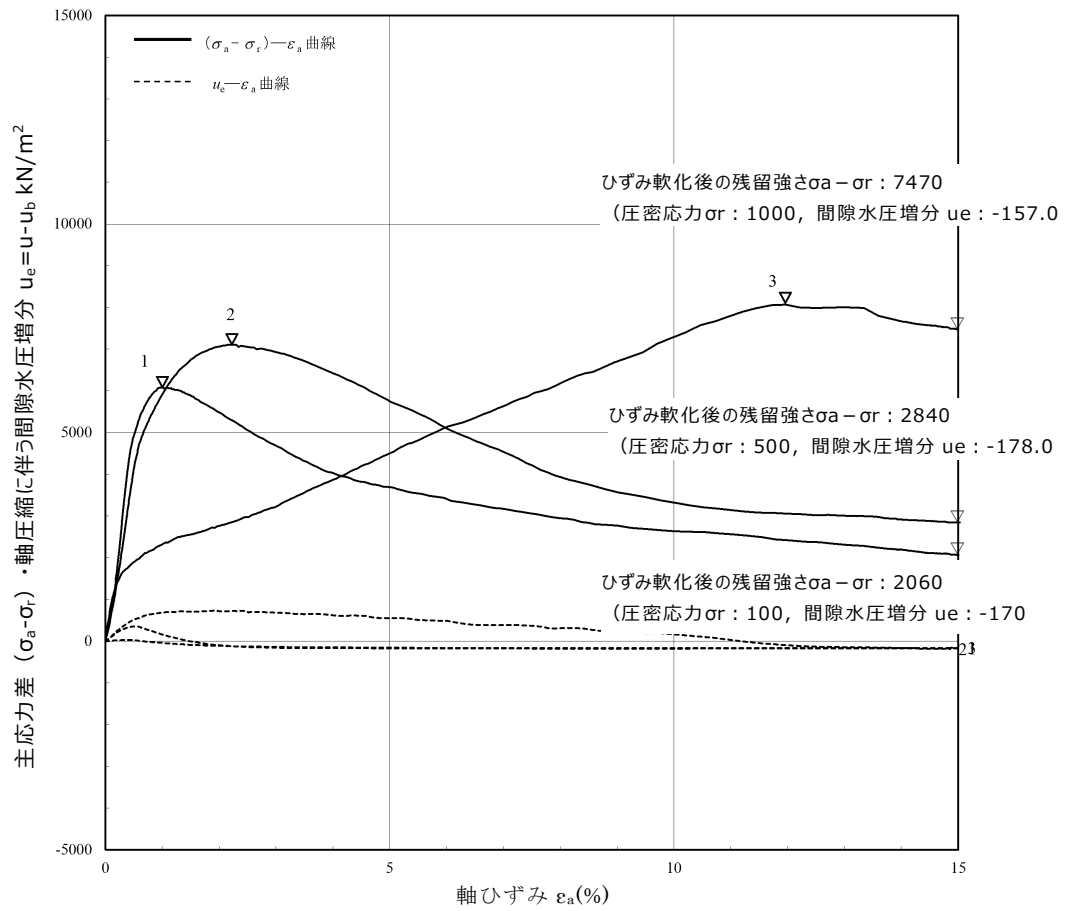


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力-軸ひずみ関係



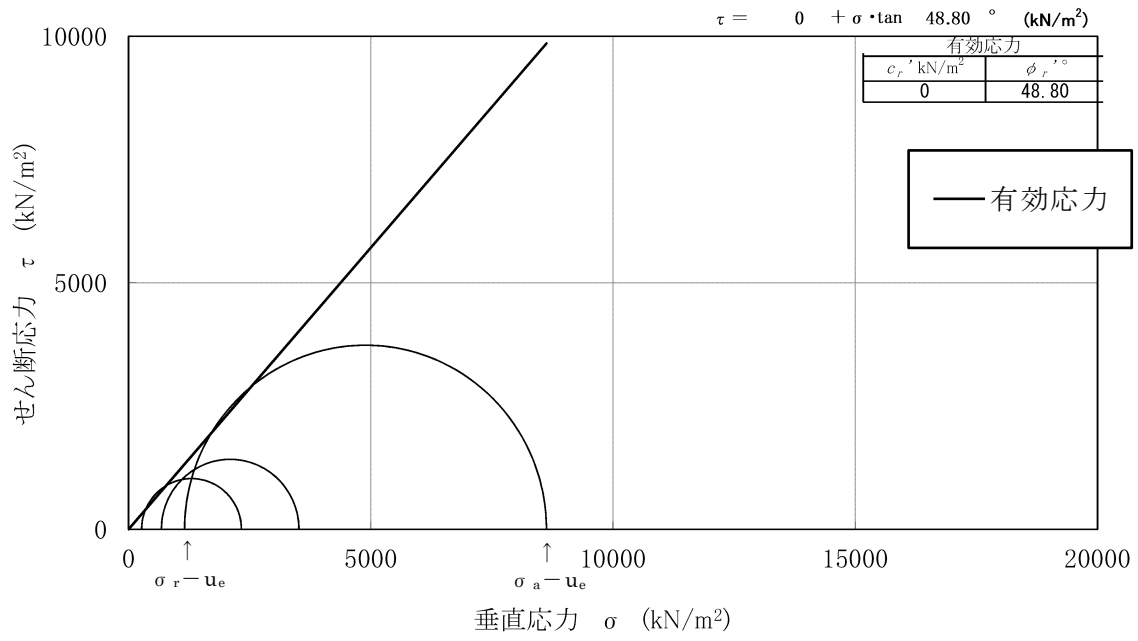


図 2.1.3-2 改良地盤⑥における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.1.3-3 に示す。

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 $\phi'$ [°]
改良地盤⑥	0	48.80

b. 引張強度  $\sigma_t$

室内試験の結果を踏まえた引張強度の物性値を表 2.1.3-4 に示す。

表 2.1.3-4 引張強度の物性値

	引張強度 $\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]
改良地盤⑥	436

## 2.2 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤⑥の物性値を表 2.2-1 に、その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-1 改良地盤⑥の解析用物性値

		解析用物性値
		改良地盤⑥
残留強度	粘着力 $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0
	内部摩擦角 $\phi'$ [°]	48.80
引張強度	$\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	436

表 2.2-2 改良地盤⑥の設定根拠

		設定根拠
残留強度	粘着力 $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 $\phi'$ [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	$\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	室内試験結果を踏まえた引張強度を設定

(参考資料3) ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について

1. 概要

防波壁（波返重力擁壁）のうち，重力擁壁を支持する鉄筋コンクリート造のケーソンは，図 1-1 に示すとおり，前壁，後壁，側壁，隔壁及び底版（フーチング含む）で構成される箱型形状であり，箱型内部には格子状に複数隔壁を配置しており，側壁及び隔壁により囲まれた箇所に，中詰コンクリート又は中詰材（銅水砕スラグ又は砂）を充填している。

設置許可段階では中詰材の一部を改良することで構造成立性を確認している。なお，詳細な中詰材の改良範囲及び仕様については，詳細設計段階で説明することとしていた。

詳細設計段階においては，図 1-1 に示す赤色範囲の追加により，すべての中詰材（銅水砕スラグ又は砂）を改良し，ケーソンの耐震・耐津波安全性を向上させることとした。

防波壁（波返重力擁壁）の評価において，中詰材の改良に伴い，ケーソン内の改良した中詰材（以下「中詰材改良体」という。）を解析モデルに反映するため，原位置試験及び室内試験等に基づき，適切な解析用物性値を設定する。

本資料では，中詰材改良体の解析用物性値について説明する。

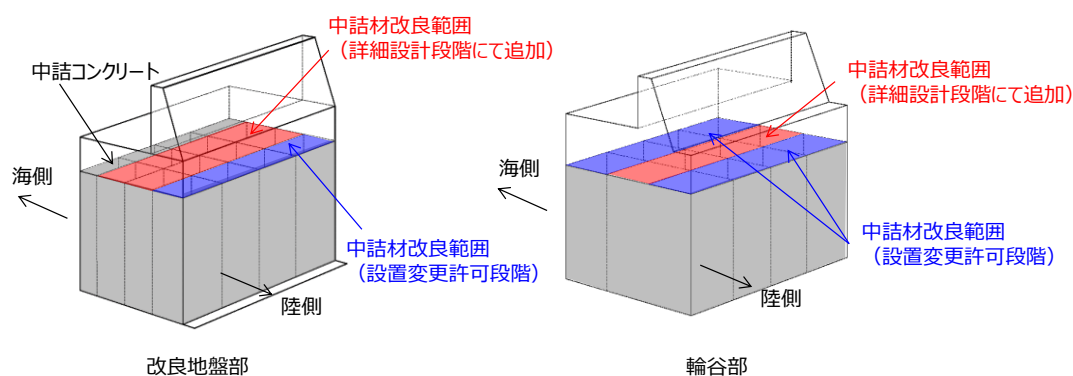


図 1-1 中詰材の改良範囲

## 2. 中詰材改良範囲と改良工法

### 2.1 中詰材改良範囲

#### 2.2.1 設置変更許可段階において考慮した中詰材改良範囲

設置変更許可段階では，地震時の荷重を直接負担する後壁等で構造が成立しないことを確認したため，図 2-1 に青色で示す範囲を改良した場合の検討を実施し，構造成立性を確認している。

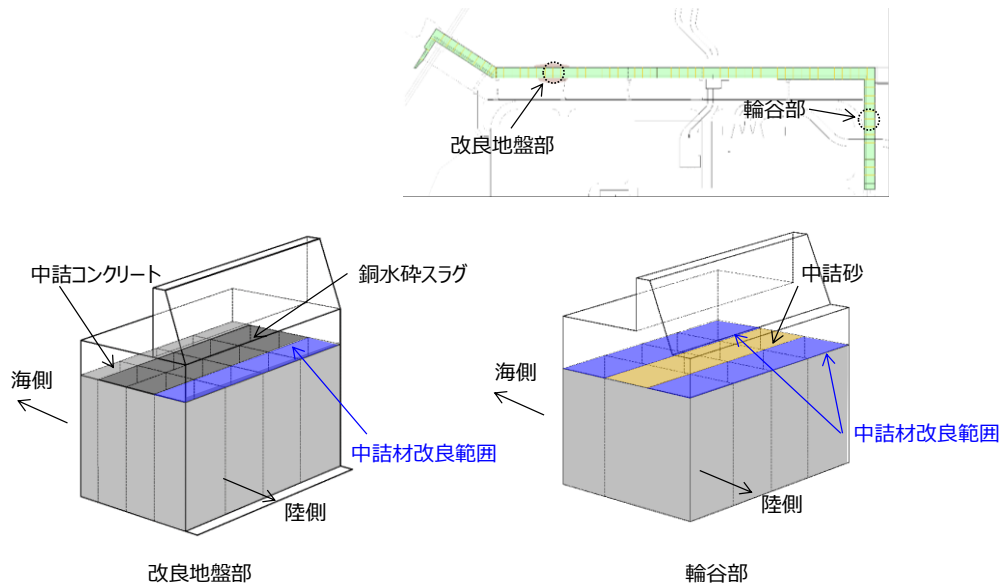


図 2-1 設置許可段階におけるケーソン中詰材改良範囲

#### 2.2.2 詳細設計段階において考慮する中詰材改良範囲

詳細設計段階では，図 2-2 に示すとおり，ケーソン内のすべての区画の中詰材を改良することにより，中詰材改良体を介して各部材に応力伝達させること及び変形を抑えることで，ケーソンの耐震・耐津波安全性を向上させることとした。

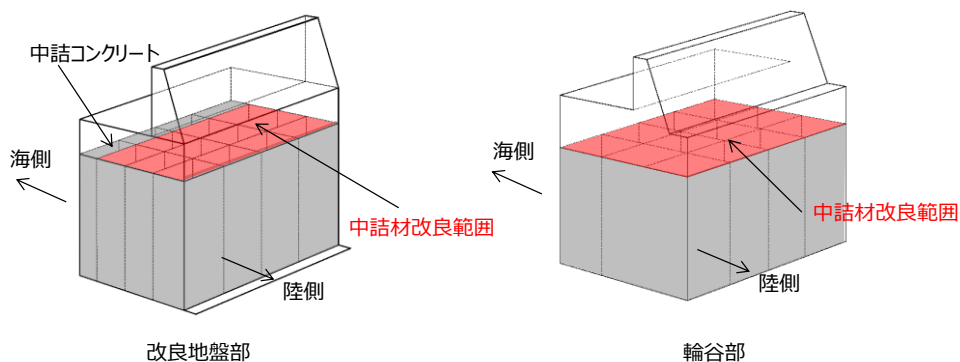


図 2-2 詳細設計段階におけるケーソン中詰材改良範囲

## 2.2 中詰材の改良工法

ケーソンの中詰材（銅水砕スラグ又は砂）は、固化材を噴射しながら混合・攪拌する改良工法である高圧噴射攪拌工法により改良する。高圧噴射攪拌工法の施工イメージを図 2-3 に、施工状況を図 2-4 に示す。

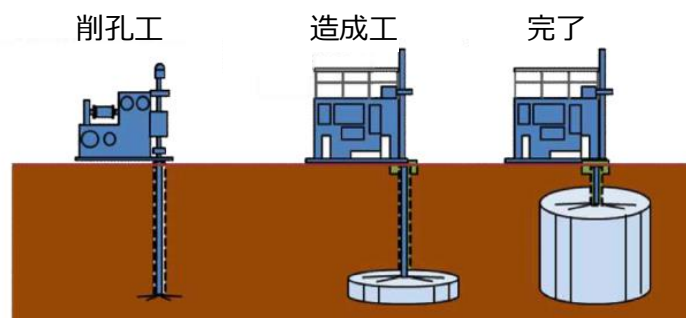


図 2-3 高圧噴射攪拌工法の施工イメージ



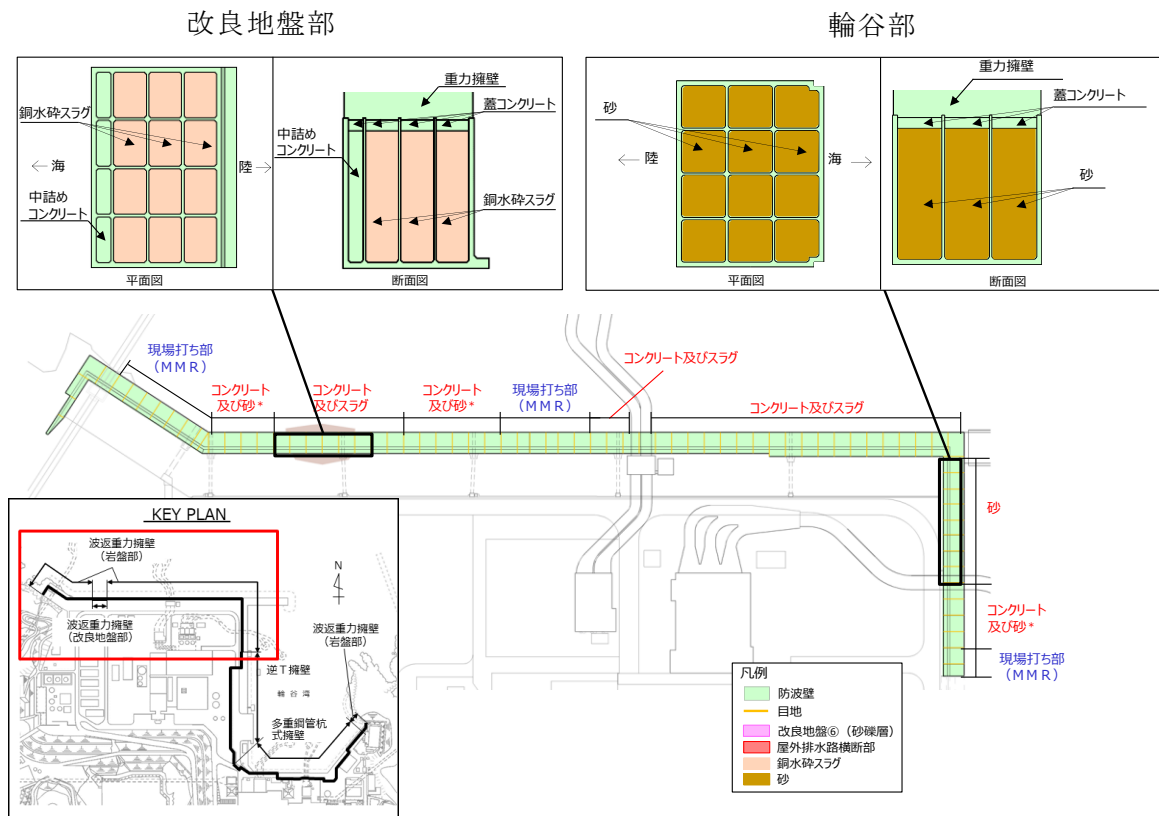
図 2-4 高圧噴射攪拌工法によるケーソン中詰材改良の施工状況

### 3. 中詰材改良体の解析用物性値の設定

#### 3.1 基本方針

ケーソンにおける中詰材改良体の解析用物性値については、中詰材の改良を実施した範囲において実施した原位置試験及び室内試験の試験結果を踏まえて設定する。なお、改良する中詰材は、銅水砕スラグ又は砂に大別されることから、それぞれについて解析用物性値を設定する。

中詰材改良体の平面配置図、平面図及び断面図を図 3-1 に示す。



注記\* : コンクリート及び砂の場合、左図の中詰材である銅水砕スラグの代わりに砂を使用。

図 3-1 ケーソンにおける中詰材改良体の平面配置図、平面図及び断面図

### 3.2 解析用物性値の設定方法

中詰材改良体の解析用物性値は、原位置試験又は室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

#### 3.2.1 密度 $\rho$

中詰材改良体の密度  $\rho$  は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

#### 3.2.2 弾性係数 E

後述する三軸圧縮試験結果（図 3-6）を踏まえ、中詰材改良体は線形材料と見なすことができるため、3次元構造解析に入力する解析用物性値として、弾性係数 E を（式 1）及び（式 2）に基づき設定する。

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (\text{式 1})$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{式 2})$$

ここに、

E : 弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比

G : せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 密度 (g/cm<sup>3</sup>)

$V_s$  : S 波速度 (m/s)

#### 3.2.3 ポアソン比 $\nu$

中詰材改良体のポアソン比  $\nu$  は、文献（液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869））に基づき、（式 3）により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 3})$$

ここに、

$\nu$  : ポアソン比

$K_0$  : 静止土圧係数 (=0.5)

#### 3.2.4 粘着力 $c$ 及び内部摩擦角 $\phi$

中詰材改良体の強度特性である粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  については、三軸圧縮試験結果を踏まえて設定する。



### 3.3 原位置試験及び室内試験

#### 3.3.1 試験方法

原位置試験及び室内試験は、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき、表3-1のとおり実施する。

表3-1 中詰材改良体の試験項目及び数量

試験項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	岩石の密度試験方法 (浸水+減圧脱気)	JGS 2132	3以上
S波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122	—*
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3以上
圧縮強度	岩石の一軸圧縮強度	JGS 2521	—

注記\*：PS 検層の測定区間長 1m を一つの試料数とみなす。

### 3.3.2 試料採取及び原位置試験位置

中詰材改良体の試料採取位置，採取した試料を用いた室内試験の実施項目及び数量を図 3-2，表 3-2 にそれぞれ示す。

また，原位置試験位置，試験項目及び数量を図 3-4，表 3-4 にそれぞれ示す。

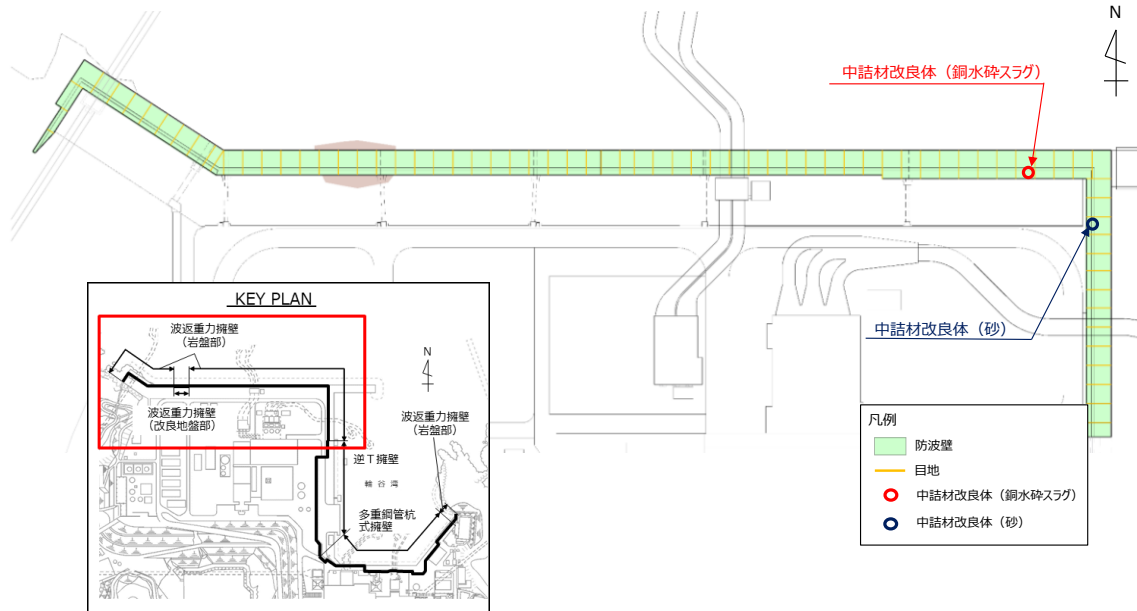


図 3-2 中詰材改良体の試料採取位置

表 3-2 室内試験実施項目及び数量

試験項目	数量		
	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	中詰材改良体 (砂)	合計
密度試験	8	3	11
三軸圧縮試験	3	3	6

なお，三軸圧縮試験の試料採取深度については表 3-3 に示す。

各コア写真を図 3-3 に示す。

表 3-3 三軸圧縮試験の試料採取深度

試験項目	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	中詰材改良体 (砂)
三軸圧縮試験	EL-4.61～-4.71m	EL-5.40～-5.53m
	EL-4.81～-4.94m	EL-5.53～-5.66m
	EL-4.94～-5.07m	EL-5.97～-6.10m



図 3-3 (1) 中詰材改良体 (銅水砕スラグ)



図 3-3 (2) 中詰材改良体 (砂)

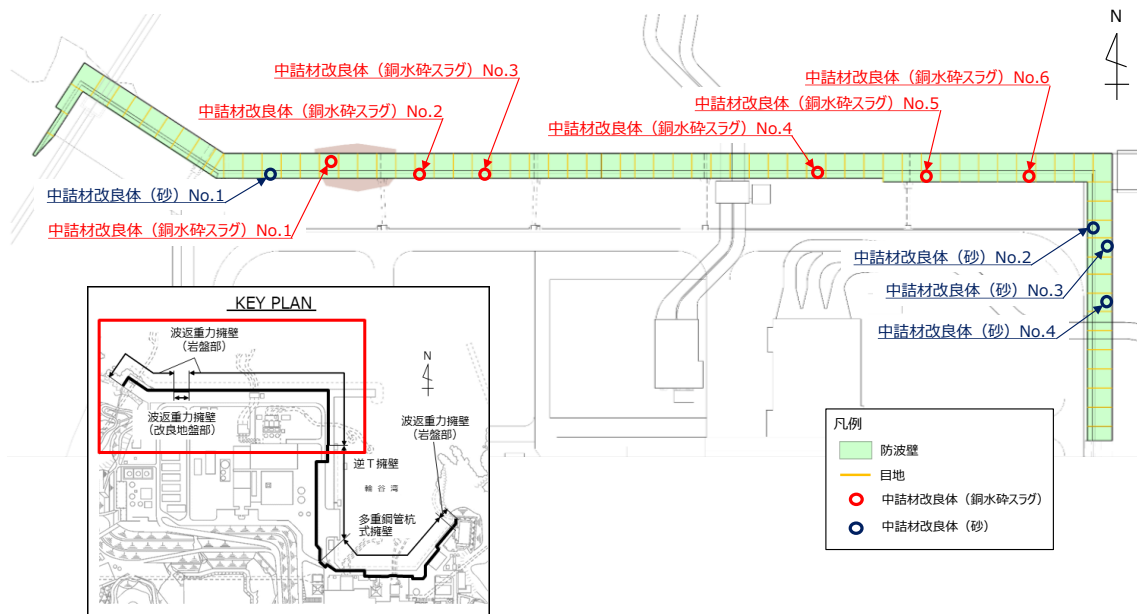


図 3-4 原位置試験位置図

表 3-4 原位置試験実施項目及び数量

試験項目	数量					
	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)		中詰材改良体 (砂)		合計	
P S 検層	孔数	試験数*	孔数	試験数*	孔数	試験数*
		6	45	4	28	10

注記\* : P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

### 3.4 解析用物性値の設定

#### 3.4.1 試験結果

中詰材改良体の密度試験結果を表 3-5 及び表 3-6 に、三軸圧縮試験結果を図 3-5 及び図 3-6 に、P S 検層試験結果を表 3-7 に、一軸圧縮試験結果を表 3-8 にそれぞれ示す。

なお、図 3-6 に示すとおり、三軸圧縮試験の応力ひずみ関係 ( $\sigma - \varepsilon$ ) では、明瞭なピークが認められ、直線性を示すことから、中詰材改良体は線形材料と見なすことができる。

表 3-5 密度試験結果 (中詰材改良体 (銅水砕スラグ))

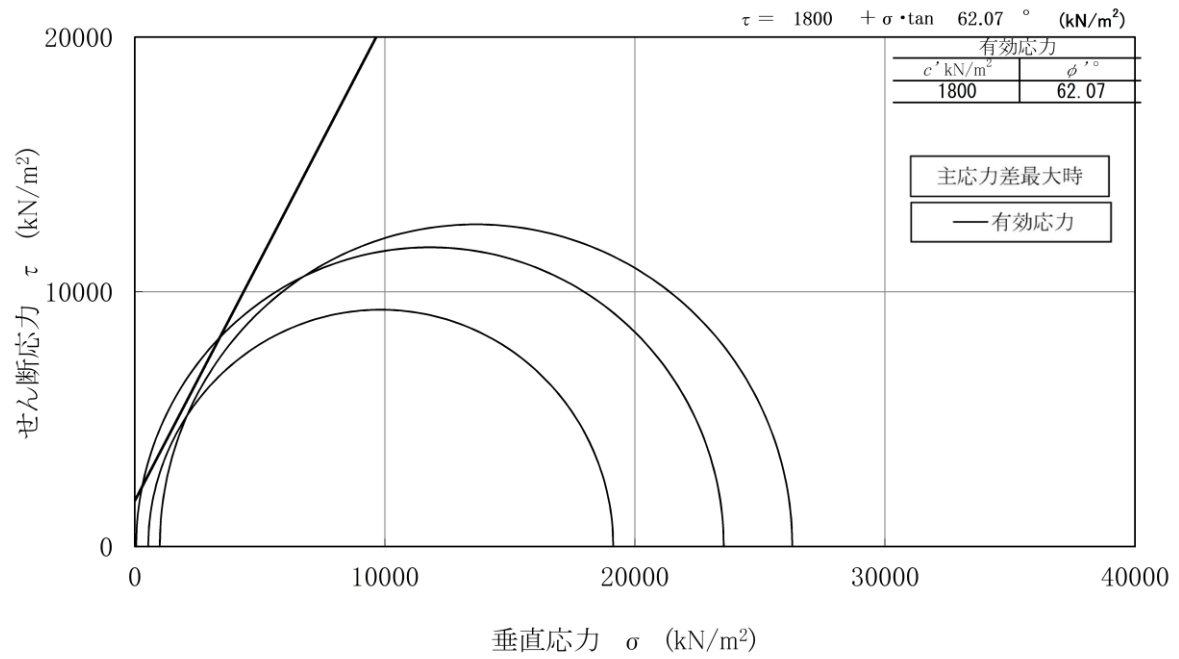
試料採取位置	飽和密度 (g/cm <sup>3</sup> )
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	2.67
	2.68
	2.67
	2.72
	2.70
	2.69
	2.78
	2.79
平均	2.71

表 3-6 密度試験結果 (中詰材改良体 (砂))

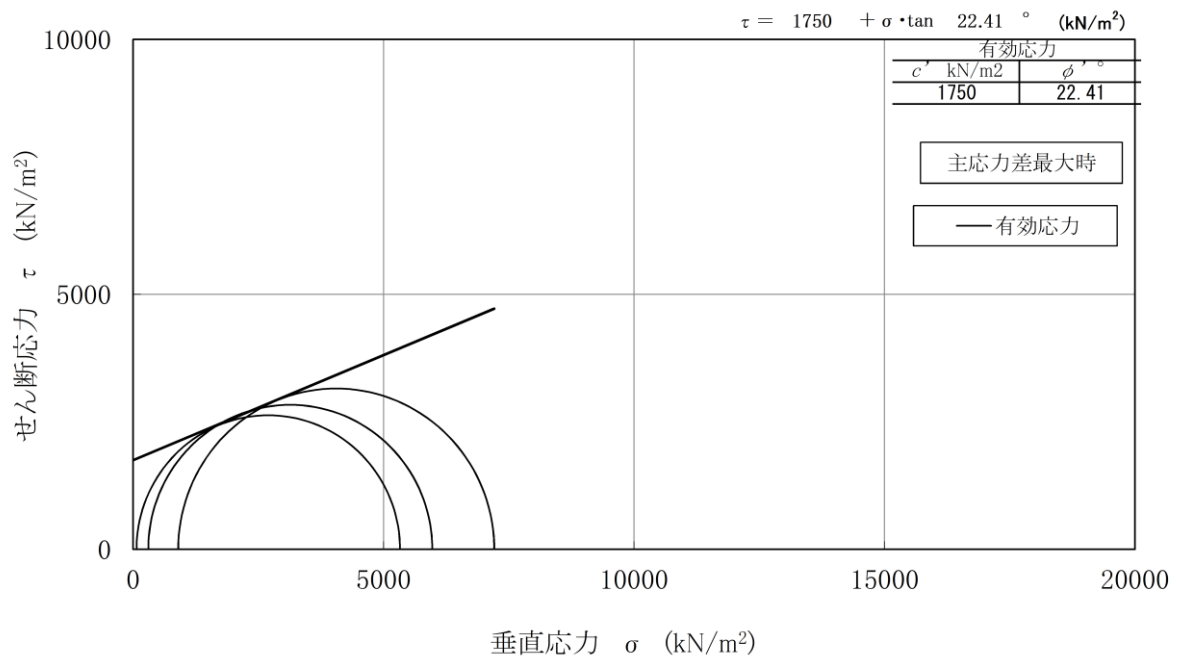
試料採取位置	飽和密度 (g/cm <sup>3</sup> )
中詰材改良体 (砂)	2.01
	2.00
	1.99
平均	2.00

表 3-7 P S 検層試験結果

深度 (m)	S 波速度 (m/s)									
	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)						中詰材改良体 (砂)			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
EL0.5~ EL-0.5	1260	950	1380	1440	1250	1290	1070	1320	950	1050
EL-0.5~ EL-1.5	1260	950	1380	1440	1250	1290	1070	1320	950	1050
EL-1.5~ EL-2.5	1260	950	1380	1620	1250	1290	1090	1320	1070	1050
EL-2.5~ EL-3.5	1260	1100	1380	1620	1250	1290	1090	1320	1070	1050
EL-3.5~ EL-4.5	1260	1100	1380	-	1400	1540	1190	1680	-	1420
EL-4.5~ EL-5.5	1260	1100	1380	-	1400	1540	1190	1680	-	1420
EL-5.5~ EL-6.5	1260	1280	1380	-	1400	1540	-	1680	-	1420
EL-6.5~ EL-7.5	1260	-	1380	-	1400	1540	-	1680	-	1420
EL-7.5~ EL-8.5	-	-	-	-	1390	1660	-	1920	-	1700



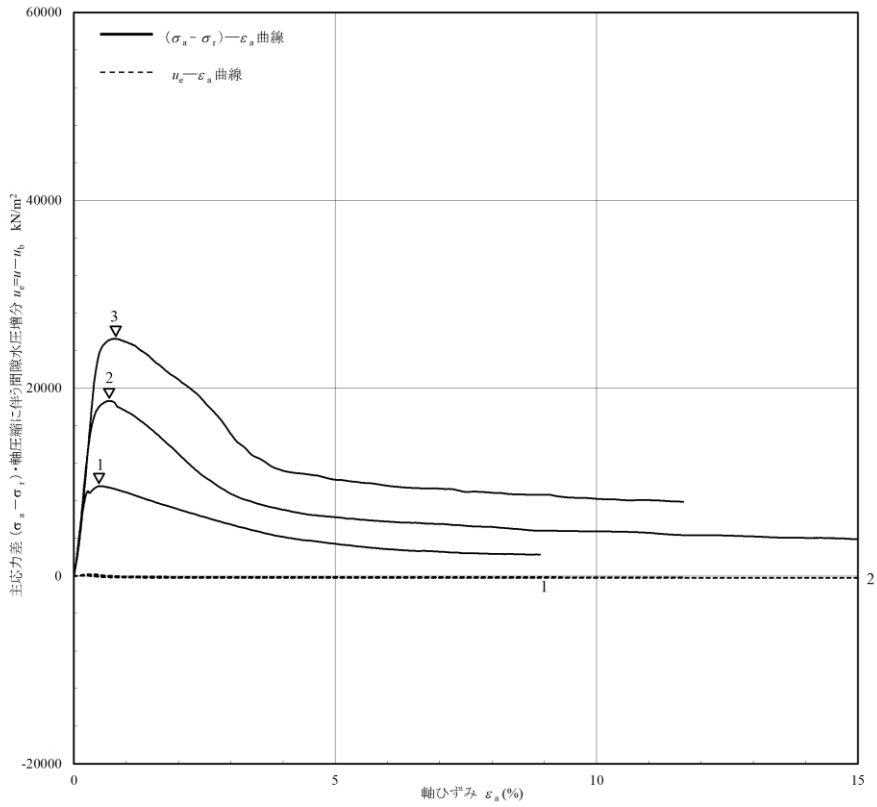
中詰材改良体（銅水砕スラグ）



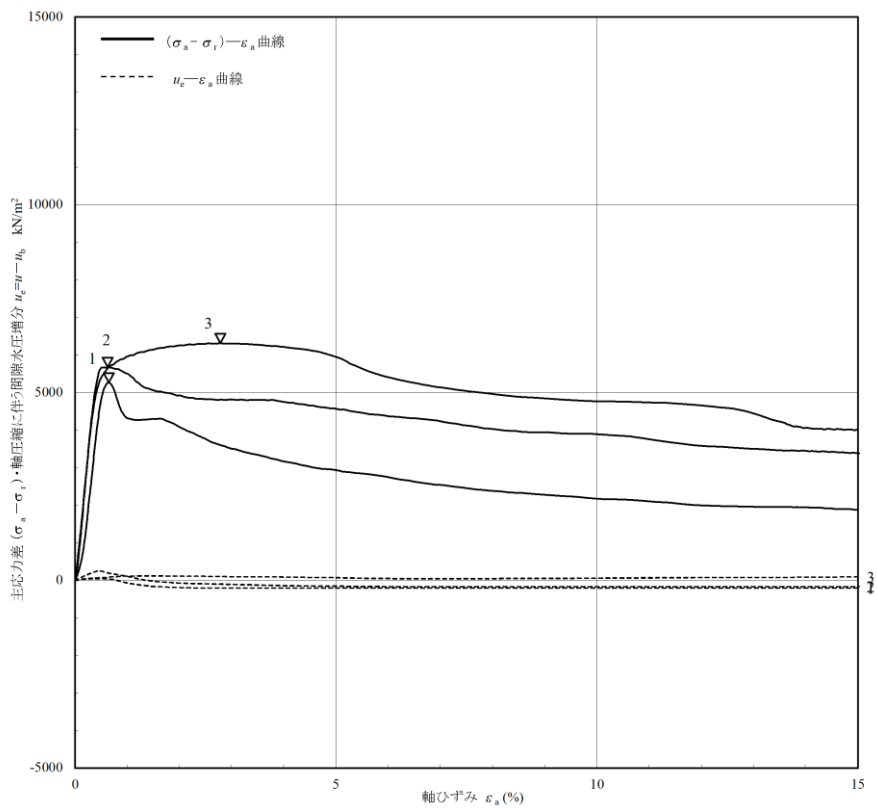
中詰材改良体（砂）

図 3-5 三軸圧縮試験結果





中詰材改良体（銅水砕スラグ）



中詰材改良体（砂）

図 3-6 三軸圧縮試験結果（応力ひずみ関係  $(\sigma - \epsilon)$ ）

表 3-8 一軸圧縮試験結果

測定箇所		一軸圧縮強度*		
		(kN/m <sup>2</sup> )		
		上層	中層	下層
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	No. 1	12940.6	9426.6	4040.4
	No. 4	4654.5	4175.3	3462.6
	No. 5	13569.1	13374.3	20173.2
	No. 6	11698.4	12872.1	3956.2
中詰材改良体 (砂)	No. 1	5625.9	6139.9	3312.8
	No. 2	5135.0	3463.5	3593.5
	No. 3	5118.0	3898.5	3292.5
	No. 4	4654.5	4175.3	3462.6

注記\* : 設計一軸圧縮強度 3000kN/m<sup>2</sup>

### 3.4.2 解析用物性値の設定

中詰材改良体について、室内試験及び原位置試験（P S 検層）における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

#### (1) 密度 $\rho$

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の密度  $\rho$  については、室内試験で確認された密度  $\rho = 2.71\text{g/cm}^3$  は、改良前の銅水砕スラグの密度  $2.30\text{g/cm}^3$  より大きな値となっている。中詰材改良体（砂）の密度  $\rho$  については、室内試験で確認された密度  $\rho = 2.00\text{g/cm}^3$  は、改良前の砂の密度  $2.03\text{g/cm}^3$  と同等である。密度が小さい方が防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価が保守的と考えられることから、密度については改良前の中詰材（銅水砕スラグ又は砂）の密度を解析用物性値として採用する。

#### (2) S波速度，弾性係数

P S 検層の試験値については、深度に依存する傾向が見られたため、中詰材の中央付近である EL-5.5m を境に上層と下層に分類し、それぞれの層での平均値を算出し、解析用物性値を設定する。

P S 検層の試験値と解析用物性値との比較を表 3-9 に示す。

また、3.2(2) で示した式より求めた弾性係数の解析用物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9 P S 検層の試験値と解析用物性値との比較

		試験値（加重平均値）		解析用物性値
		中詰材改良体（銅水砕スラグ）	中詰材改良体（砂）	
S 波速度 $V_s$ (m/s)	上層	1299	1201	1200
	下層	1408	1637	1400

表 3-10 弾性係数の解析用物性値

		中詰材改良体（銅水砕スラグ）	中詰材改良体（砂）
弾性係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	上層	$8.829 \times 10^6$	$7.810 \times 10^6$
	下層	$1.202 \times 10^7$	$1.063 \times 10^7$

(3) 支圧強度

支圧強度については、一軸圧縮強度試験結果を踏まえ、設計一軸圧縮強度  $q_u=3000\text{kN/m}^2$  とする。

#### 4. 中詰材改良体の充填確認について

ケーソンの中詰材に対して行った高圧噴射攪拌工法は、隔壁に囲まれた区画ごとに行い斜め下向き方向に固化材を噴射しながらケーシングを引上げ、下層から上層へ混合攪拌を進めていく。噴射エネルギーはケーソン隔壁の区画内で底版に当たって跳ね返り、固化材と中詰材は噴上げ状態となり、図 4-1 に示すとおり底版から蓋コンクリート下部まで順次中詰改良体が構築される。

高圧噴射攪拌工法による中詰材改良は、ケーソン区画内全体が改良されるように改良幅や配置等を決定し、施工する。施工時においては固化材の噴射量や引上げ速度を管理して固化材を充填していく。充填完了後に固化材のブリーディングがあれば再充填を行い、蓋コンクリート下端まで隙間なく充填する。

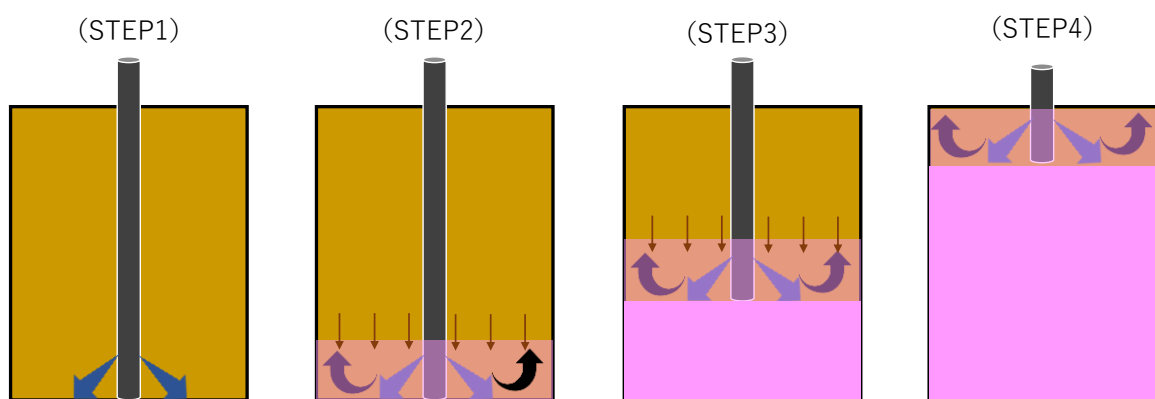


図 4-1 高圧噴射攪拌工法概念図

高圧噴射攪拌工法での中詰材改良においては、上部に重力擁壁があるために斜めに施工する箇所がある。斜めにケーシングを建込んで固化材を噴射する際のケーソン区画内での固化材の充填性を確認するため、重力擁壁を避けた場所において試験施工として斜め施工での高圧噴射攪拌工法を行い、隔壁区画の隅角部においてチェックボーリングを行い原位置試験及び室内試験を実施した。チェックボーリング及び試験の概要を表 4-1 に、試験施工（斜め施工）断面イメージを図 4-2 に、チェックボーリング実施位置を図 4-3 に示す。

表 4-1 チェックボーリング及び試験の概要

試験施工仕様		チェック	試験項目
中詰材	鉛直性	ボーリング位置	
砂	斜め施工 (9°)	改良した区画の 隅角部	一軸圧縮強度 PS 検層

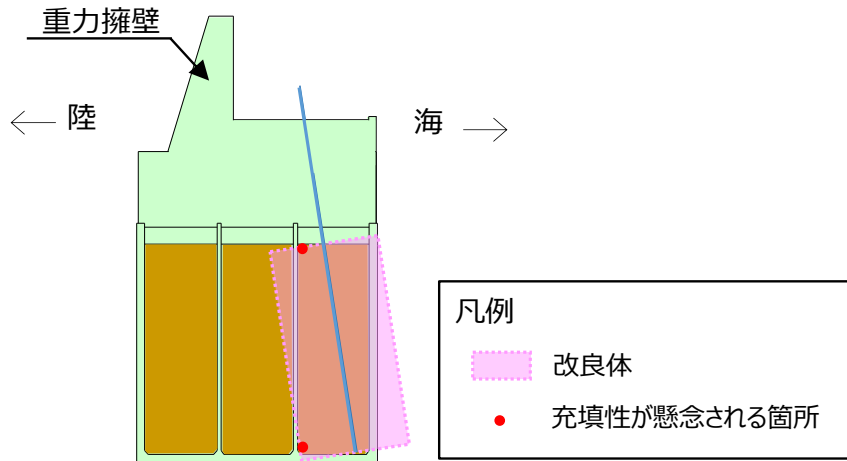


図 4-2 試験施工（斜め施工）断面イメージ図

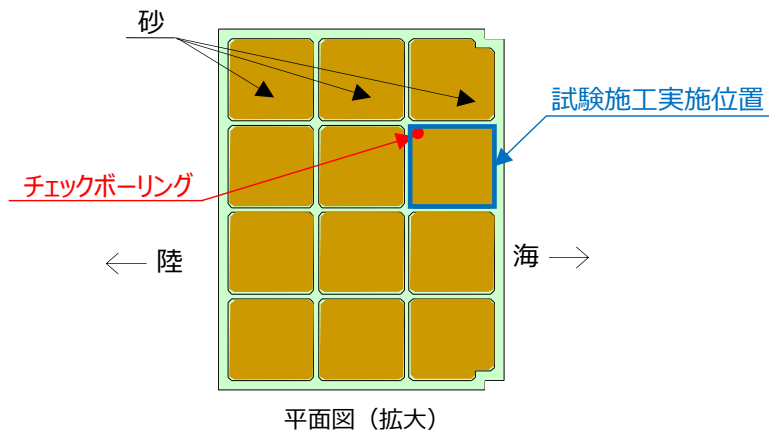


図 4-3 チェックボーリング実施位置

チェックボーリングで実施した原位置試験及び室内試験結果を表 4-2 に示す。P S 検層の試験結果は「3.4.1 試験結果」と同程度の値であることから、斜め施工においても隔壁区画の隅角部においても十分に改良されていることを確認した。また、図 4-4 に示すサンプリングしたコアより、蓋コンクリート下端部まで改良が実施できていることを確認した。試験施工により区画内のすべての中詰材が改良されたことを確認したため、全区画において試験施工と同様の改良幅により改良を実施する。

表 4-2 チェックボーリングの試験結果

測定箇所	試験内容	試験結果		
		上層	中層	下層
チェックボーリング (隔壁区画の隅角部)	一軸圧縮強度* (kN/m <sup>2</sup> )	3614.7	3781.0	3754.3
	PS 検層 (Vs) (m/s)	1160	1290	1420

注記\* : 設計一軸圧縮強度 3000kN/m<sup>2</sup>

(蓋コンクリート下端)



図 4-4 チェックボーリングのサンプリングコア



(参考資料4) 3次元構造解析の照査時刻の選定の妥当性について

1. はじめに

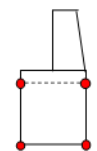
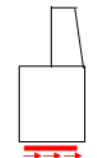
防波壁（波返重力擁壁）の施設の健全性評価については、地震応答解析及び3次元構造解析により評価することとしている。施設のうち、重力擁壁については、地震応答解析により全時刻を対象として評価を実施するが、ケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により照査時刻を選定して評価を実施する。

3次元構造解析により評価を行うケーソンは、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、表1-1に示す照査時刻を選定している。ケーソンは地震動1波あたり2時刻の照査を3次元構造解析により実施している。

本検討では、表1-1に示す照査時刻（2時刻）における地震時荷重の包絡（以下「照査時刻包絡荷重」という。）と全時刻における地震時荷重の包絡（以下「全時刻包絡荷重」という。）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、ケーソンの耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、ケーソンへの耐震評価に影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	荷重抽出時刻	抽出する応答値
時刻1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面内) 	ケーソンにおける頂底板間の層間変位が最大となる時刻	ケーソン上端部の2節点、ケーソン下端部2節点の応答変位を用いて回転成分を除去した層間変位
時刻2	せん断破壊	壁 (面外) 	総水平荷重が最大となる時刻	底面地盤せん断応力の積算値

## 2. 確認手順

ケーソンは、表 1-1 に示すとおり、地震動 1 波あたり 2 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、1 断面あたり最大計 32 ケースの 3 次元構造解析による耐震評価を行っている。

ケーソンの耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した照査時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、ケーソンの耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態がケーソンの耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、ケーソンは偏土圧の影響を受ける構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

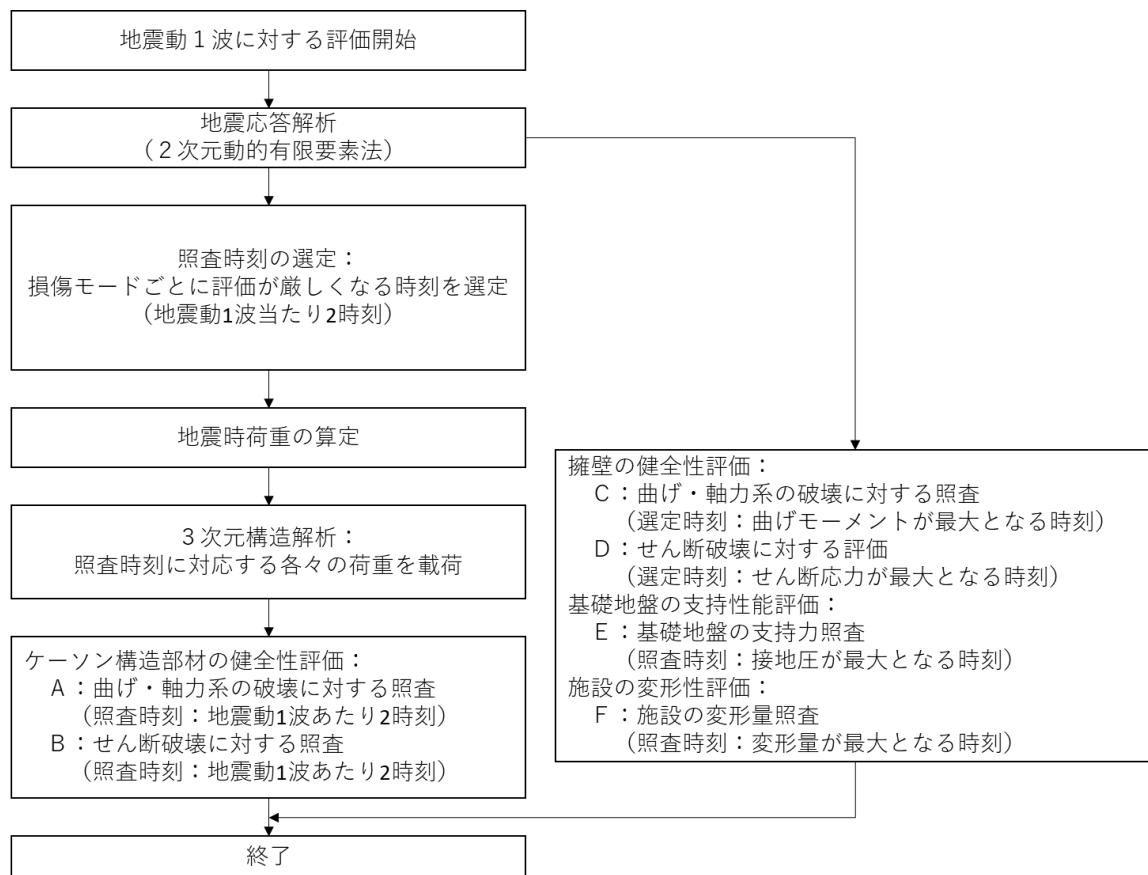


図 2-1 耐震評価フロー (基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー))

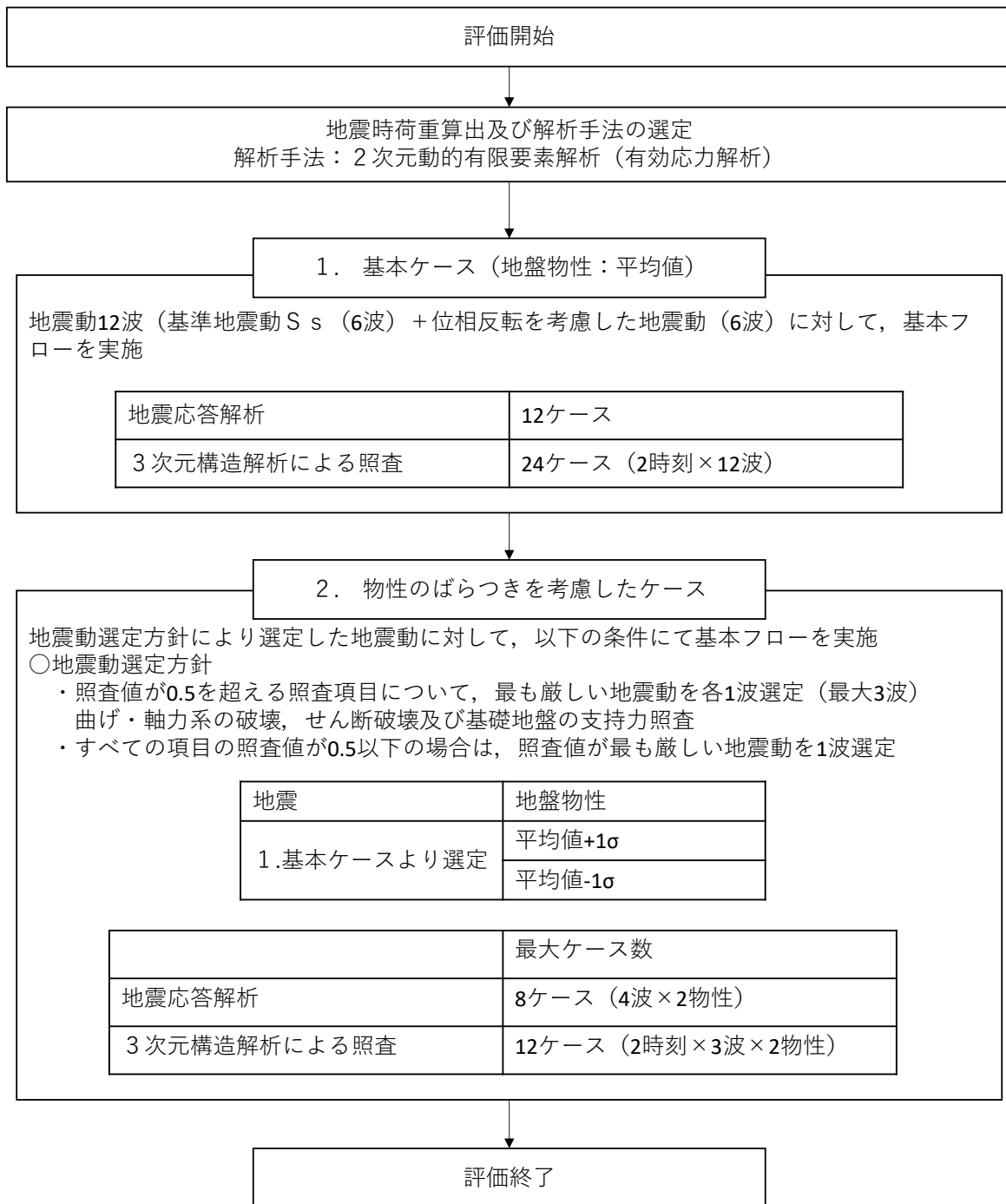
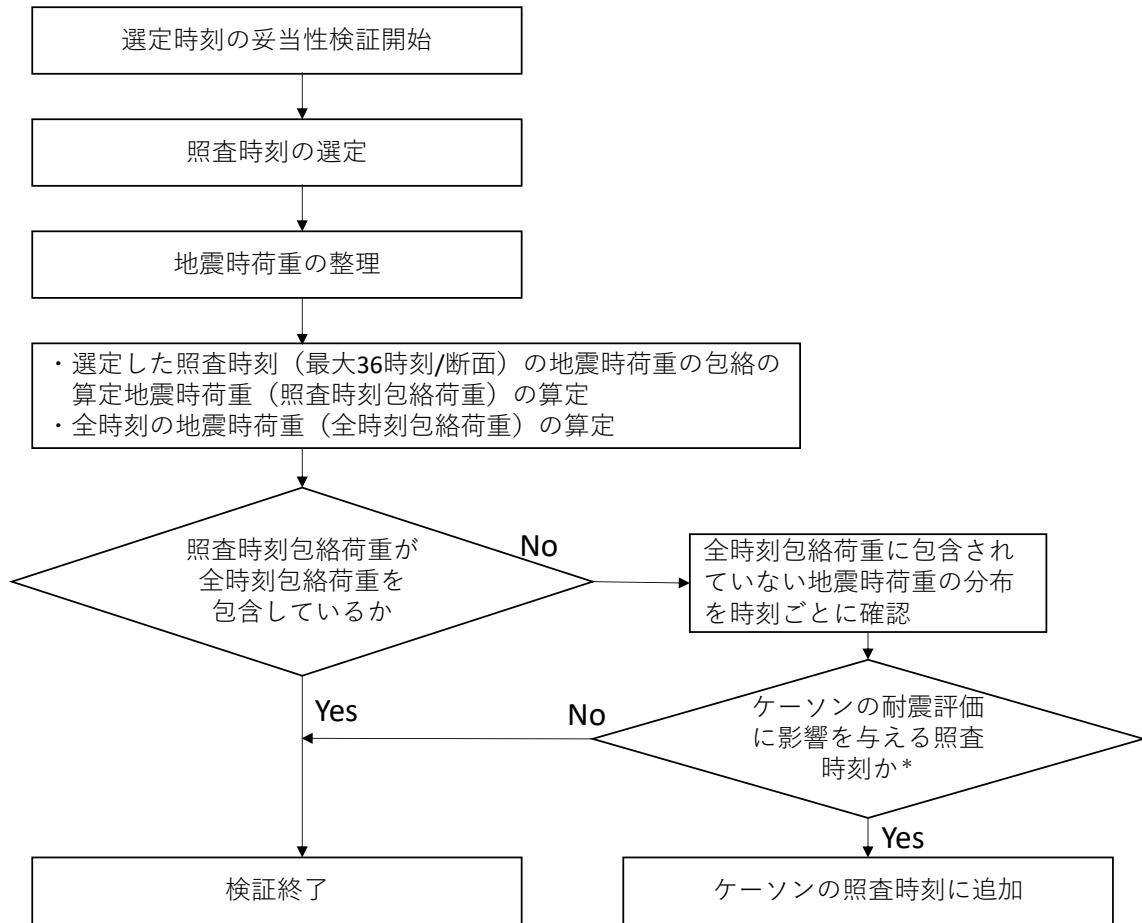


図 2-2 耐震評価フロー（ケースソンの3次元構造解析フロー）



注記\*：深度方向の地震時荷重の分布の確認や3次元構造解析を行い確認する。

図 2-3 確認フロー

### 3. 確認結果

#### 3.1 地震時荷重の整理

耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。地震時荷重は，地震時土圧とする。

②－②断面，③－③断面及び④－④断面の地震時荷重の照査値包絡と全時刻包絡の比較結果を図 3-1～図 3-3 に示す。図 3-1 の②－②断面については，照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できるが，③－③断面及び④－④断面については，一部の範囲において，照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できておらず，その差が大きい箇所（図 3-2 の A，B 及び図 3-3 の C）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，ケースソンの耐震評価への影響を確認する。

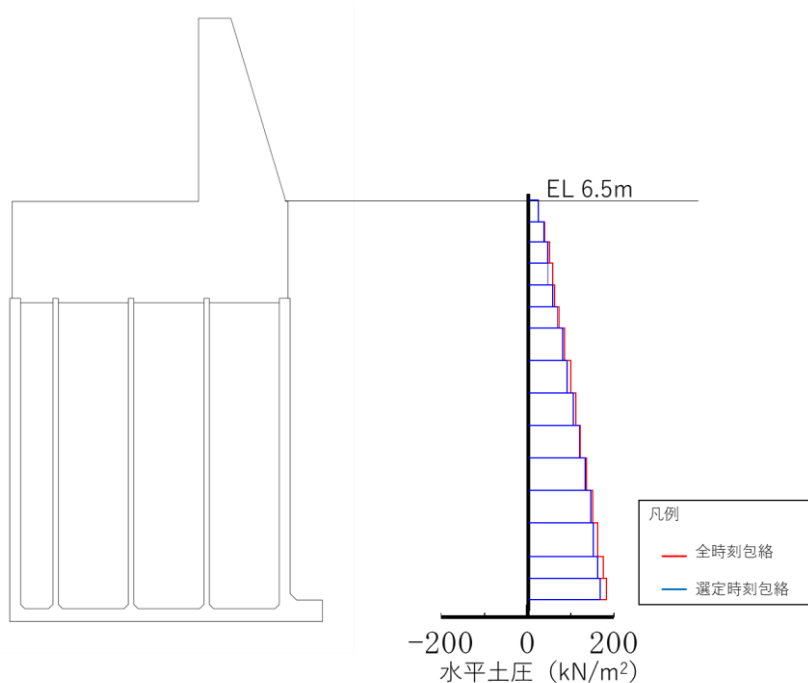


図 3-1 地震時荷重の比較（②－②断面）

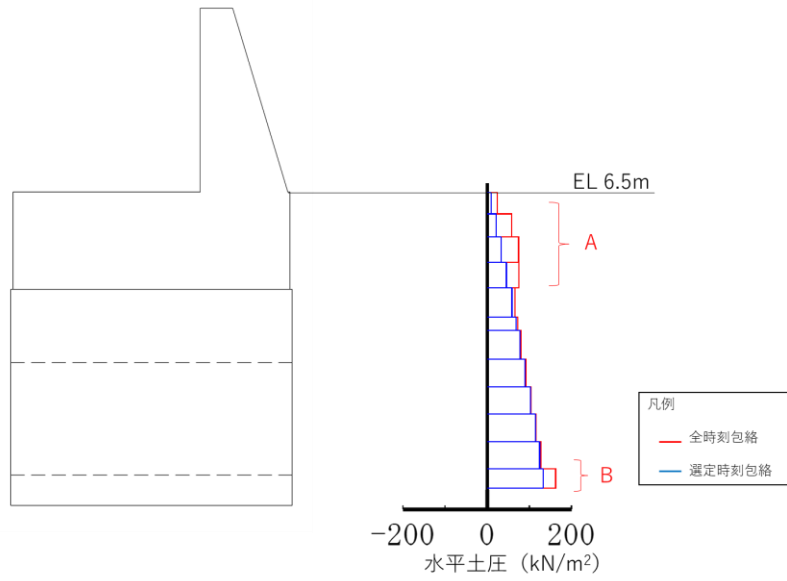


図 3-2 地震時荷重の比較 (③-③断面)

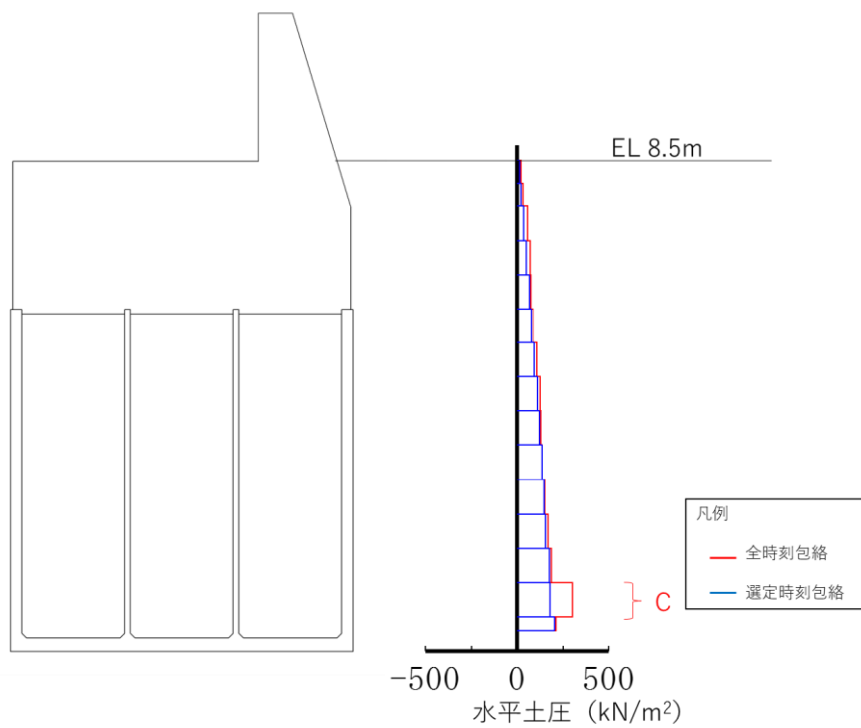


図 3-3 地震時荷重の比較 (④-④断面)

### 3.2 ケーソンの耐震評価への影響確認

照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、ケーソンの耐震評価への影響を確認する。

図3-1～図3-3に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい箇所は以下のとおりである。

#### (1) ②－②断面

②－②断面に作用する地震時荷重については、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致している。

#### (2) ③－③断面

A：重力擁壁部

B：底版付近

#### (3) ④－④断面

C：底版付近

### 3.2.1 ②－②断面の影響確認

②－②断面は、「3.1 地震時荷重の整理」の図3-1に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できる。

よって、②－②断面のケーソンの耐震性に影響を及ぼす時刻を網羅できている。

### 3.2.2 ③－③断面の影響確認

③－③断面は、「3.1 地震時荷重の整理」の図3-2に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、重力擁壁部及び底版付近において、照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できていない（図3-4）。

重力擁壁部に作用する荷重が大きい場合は、ケーソンの層間変位に影響を与えるが、別途、ケーソンの層間変位最大となる時刻（表1-1の時刻1）を選定していることから、当該荷重によるケーソンの耐震評価に影響はない。

底版付近で地震時荷重が最大（ $S_s - N1 (-+)$ ，8.03秒）となる荷重について、3次元構造解析を行った結果、表3-1に示すとおり工認照査時刻の最大照査値を下回ることを確認した。

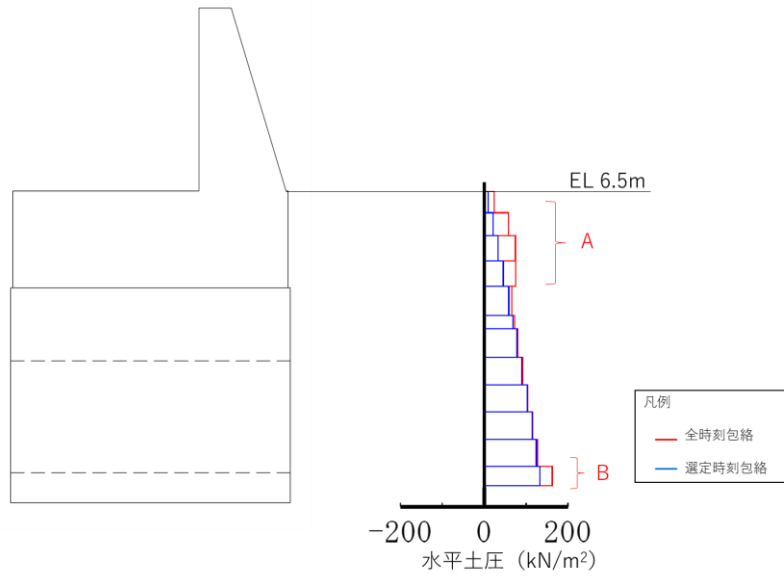
### 3.2.3 ④－④断面の影響確認

④－④断面は、「3.1 地震時荷重の整理」の図3-3に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、底版付近において、照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できていない（図3-5）。

底版付近で地震時荷重が最大（ $S_s - D (-+)$ ，36.01秒）となる荷重について、3次元構造解析を行った結果、表3-2に示すとおり工認照査時刻の最大照査値を下回ることを確認した。

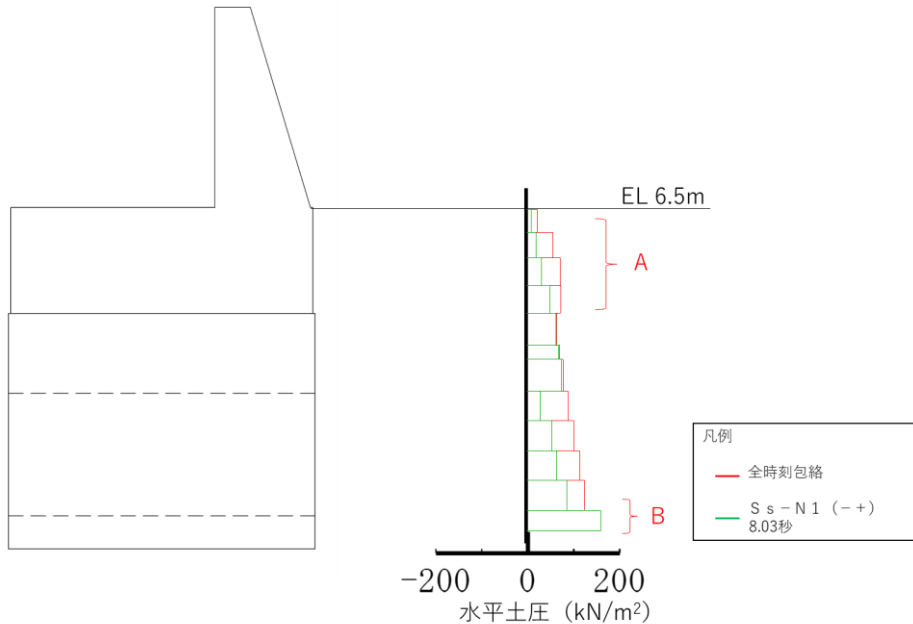


全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-2 の再掲）



- ・底版付近（図の B 部分）において，全時刻包絡との差が大きい。
- ・当該位置で地震時荷重が最大となる地震動・時刻を抽出（ $S_s - N1 (-+)$ ，8.03 秒）

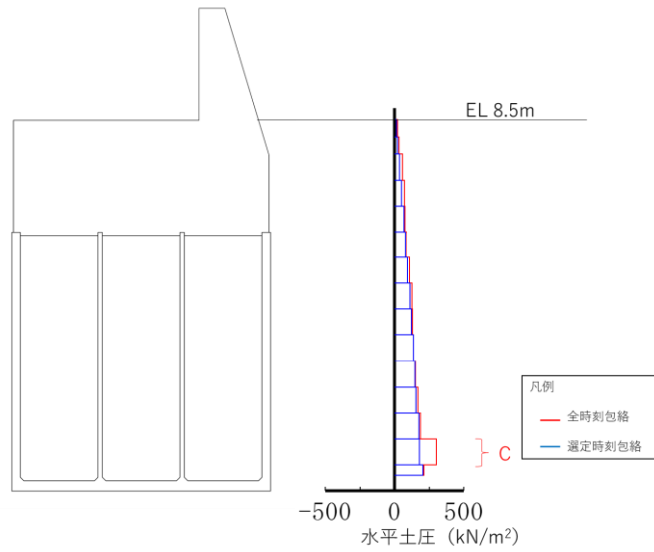
全時刻包絡と抽出地震時荷重（ $S_s - D (-+)$ ，36.01 秒）の比較（図の B 着目）



- ・底版付近において，抽出地震時荷重（ $S_s - N1 (-+)$ ，8.03 秒）が全時刻包絡を包含している。
- ・局所的な変形が懸念される荷重分布であることから，3次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。

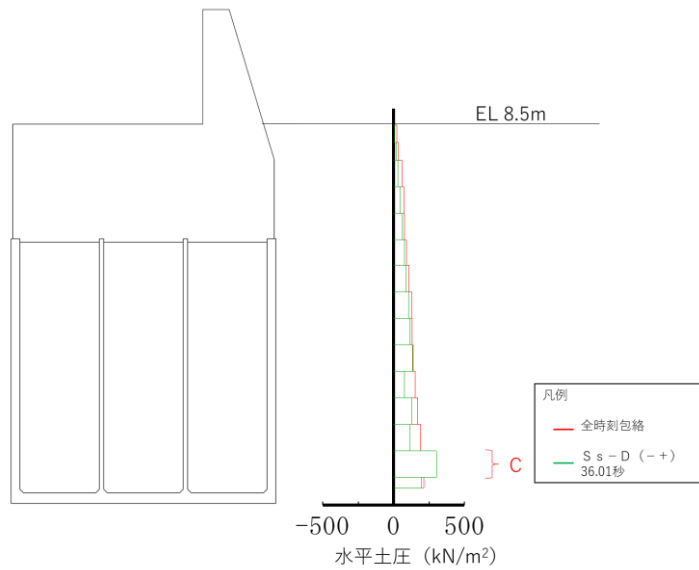
図 3-4 荷重比較図（③-③断面）（図 3-2 の B に着目）

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-3 の再掲）



- ・ 底版付近（図の C 部分）において，全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる地震動・時刻を抽出（ $S_s - D(-+)$ ，36.01 秒）

全時刻包絡と抽出地震時荷重（ $S_s - D(-+)$ ，36.01 秒）の比較（図の C 着目）



- ・ 底版付近において，抽出地震時荷重（ $S_s - D(-+)$ ，36.01 秒）が全時刻包絡を包含している。
- ・ 後壁の局所的な変形が懸念される荷重分布であることから，3次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。

図 3-5 荷重比較図（④-④断面）（図 3-3 の C に着目）

表 3-1 3次元構造解析結果照査値一覧  
 (③-③断面, S<sub>s</sub>-N1 (-+), 8.03秒)

評価対象部材	圧縮	引張	せん断 (面外)	せん断 (面内)
底版①	0.04 (0.32)	0.09 (0.59)	0.34 (1.07)	0.05 (0.54)
底版②	0.04 (0.32)	0.09 (0.59)	0.34 (1.07)	0.05 (0.54)
側壁①	0.07 (0.53)	0.03 (0.52)	0.18 (0.22)	0.06 (0.75)
側壁②	0.07 (0.53)	0.03 (0.52)	0.18 (0.22)	0.06 (0.75)
隔壁	0.08 (0.67)	0.02 (0.95)	0.24 (0.00)	0.07 (1.22)
頂版①	0.03 (0.26)	0.12 (0.79)	0.21 (0.66)	0.03 (0.38)
頂版②	0.03 (0.26)	0.12 (0.79)	0.21 (0.66)	0.03 (0.38)

注：括弧内の数値は、工認照査時刻の最大照査値を示す。

表 3-2 3次元構造解析結果照査値一覧  
 (④-④断面, S<sub>s</sub>-D (-+), 36.01 秒)

評価対象部材	圧縮	引張	せん断 (面外)	せん断 (面内)
底版	0.12 (0.31)	0.25 (0.65)	0.24 (0.69)	0.29 (0.55)
前壁	0.17 (0.46)	0.15 (0.32)	0.17 (0.55)	0.13 (0.26)
後壁	0.04 (0.36)	0.17 (0.28)	0.14 (0.16)	0.06 (0.25)
側壁①	0.17 (0.46)	0.08 (0.24)	0.12 (0.31)	0.39 (0.66)
側壁②	0.17 (0.46)	0.08 (0.24)	0.12 (0.31)	0.39 (0.66)
隔壁①	0.12 (0.31)	0.22 (0.42)	0.15 (0.35)	0.19 (0.34)
隔壁②	0.09 (0.21)	0.16 (0.35)	0.09 (0.23)	0.16 (0.32)
隔壁③	0.14 (0.37)	0.09 (0.39)	0.04 (0.09)	0.46 (0.80)
隔壁④	0.13 (0.33)	0.10 (0.42)	0.00 (0.01)	0.47 (0.81)
隔壁⑤	0.14 (0.37)	0.09 (0.39)	0.04 (0.09)	0.46 (0.80)

注：括弧内の数値は、工認照査時刻の最大照査値を示す。

#### 4. まとめ

ケーソンの3次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、ケーソンの耐震評価で選定した1地震動につき2時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、追加の3次元構造解析により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版付近で作用しており、いずれもケーソンの耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

(参考資料5) 発生応力度の平均化について

1. はじめに

防波壁（波返重力擁壁）は、弱軸方向断面である法線直交方向断面を評価断面として、耐震評価をしており、施設のうちケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により耐震評価を行っている。

耐震評価の結果、③-③断面の放水路ケーソンの評価において発生する応力度が許容限界を上回る要素が存在し、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

2. ③-③断面のモデル化方針

③-③断面の3次元構造解析モデルは、「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。）に準拠しモデル化を行っている。

「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい。

③-③断面の解析モデル及び評価対象部材の概念図を図2-1に示す。

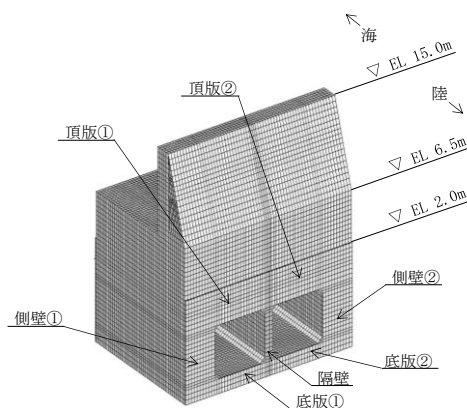


図2-1 評価対象部材位置図

### 3. 許容限界を超える部材

③-③断面の放水路ケーソンについて、基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価の結果、発生する応力度が許容限界を超える要素が一部存在する。発生する引張応力度が許容限界を超える隔壁の照査結果を表 3-1 に、せん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-2 に、せん断応力度（面内）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-3 に示す。

表 3-1 引張応力度が許容限界を超える部材と照査結果（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部位	発生応力度 (引張) ( $N/mm^2$ )	許容引張 応力度 ( $N/mm^2$ )	照査値
$S_s - D$ (++)	①	隔壁	2.01	1.91	1.06
$S_s - N 1$ (-+)	①	隔壁	2.19	1.91	1.15
$S_s - N 1$ (-+)	②	隔壁	2.20	1.91	1.16
$S_s - N 1$ (-+)	③	隔壁	2.18	1.91	1.14

表 3-2 セン断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部材	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
S s - N 1 (-+)	③	底版①	1.91	0.67	2.86
S s - N 1 (-+)	③	底版②	1.91	0.67	2.86
S s - D (+-)	①	側壁①	1.11	0.67	1.66
S s - D (+-)	①	側壁②	1.11	0.67	1.66
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	1.53	0.67	2.29
S s - D (+-)	①	頂版①	1.65	0.67	2.46
S s - D (+-)	①	頂版②	1.65	0.67	2.46

表 3-3 セン断応力度（面内）が許容限界を超える部材と最大照査値（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部材	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
S s - N 1 (-+)	③	側壁①	1.79	1.51	1.19
S s - N 1 (-+)	③	側壁②	1.79	1.51	1.19
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	1.91	1.51	1.27



#### 4. 応力度の平均化の考え方

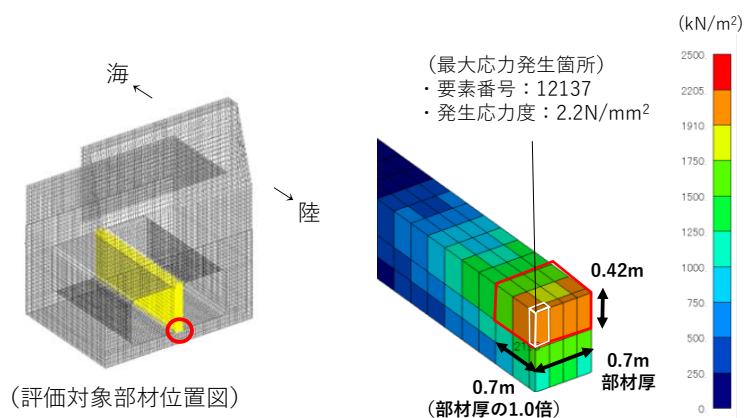
##### 4.1 平均化範囲及び位置

要素分割について、「2. ③-③断面のモデル化方針」のとおり、「土木学会マニュアル」で断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いと記載されていることから、応力度の平均化の範囲は、部材厚の1.0倍以内で実施することとする。

応力度の平均化は、評価対象部材のうち最大応力度が発生している要素を対象とし、当該要素と隣接する要素について平均化を実施する。

##### 4.2 平均化の考え方

応力度の平均化は、許容限界を超えている当該要素に隣接する要素を対象と行う。平均化した応力度は、当該要素の発生応力度と隣接する要素の発生応力度に対し、各要素の面積に応じた加重平均として算出する。図4-1に平均化の概要図を示す。



地震動 解析ケース	平均化要素			平均化後の 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
	要素番号	面積 (m <sup>2</sup> )	発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
S <sub>s</sub> -N1 (-+) 解析ケース ②	12089	0.053	1.7	1.8
	12090	0.053	1.5	
	12091	0.053	1.5	
	12092	0.053	1.7	
	12113	0.053	2.0	
	12114	0.053	1.8	
	12115	0.053	1.8	
	12116	0.053	2.0	
	12137	0.018	2.2	
	12138	0.018	1.9	
12139	0.018	1.9		
12140	0.018	2.2		

図4-1 応力度平均化の概念図（引張応力度）

5. 引張応力度の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づく応力度の平均化後の照査値を表5-1に示す。同表により、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表5-1 応力度平均化後の応力度及び照査値（引張応力度）

地震動	解析ケース	評価対象部材	平均化要素数(個)	発生応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値*
S <sub>s</sub> -D (++)	①	隔壁	12	1.62 (2.01)	1.91	0.85 (1.06)
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	①	隔壁	12	1.80 (2.19)	1.91	0.95 (1.15)
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	②	隔壁	12	1.79 (2.20)	1.91	0.94 (1.16)
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	③	隔壁	12	1.80 (2.18)	1.91	0.95 (1.14)

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

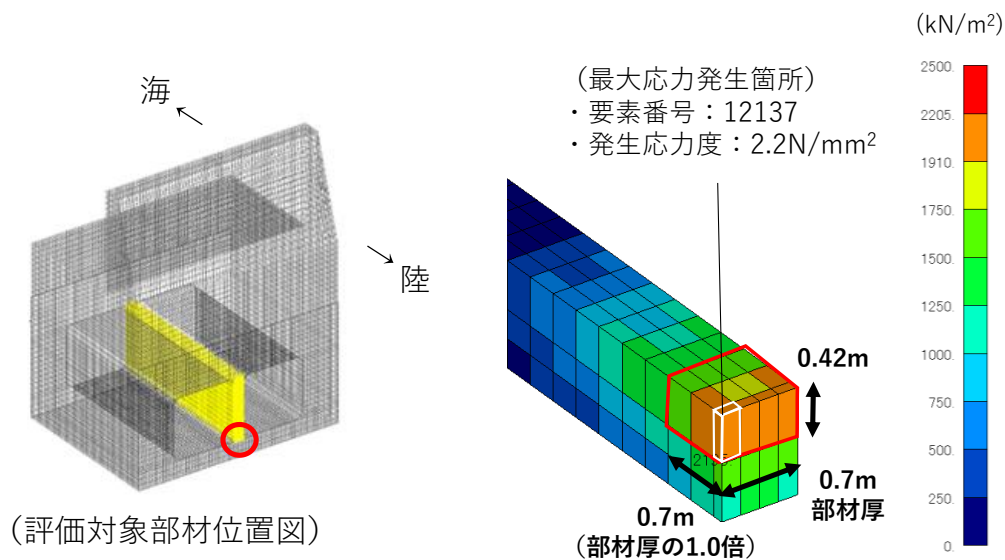


図5-1 平均化の概要図（引張応力度，隔壁）

（S<sub>s</sub>-N1（-+），解析ケース②）

6. せん断応力度（面外）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 6-1 に示す。同表により、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。平均化の概要図を図 6-1～図 6-4 に示す。

表 6-1 応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

地震動	解析 ケース	評価対 象部材	平均化 要素数 (個)	発生応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* <sup>1</sup>
S s - N 1 (-+)	③	底版①	75	0.72 (1.91)	0.67	1.07* <sup>2</sup> (2.86)
S s - N 1 (-+)	③	底版②	75	0.72 (1.91)	0.67	1.07* <sup>2</sup> (2.86)
S s - D (+-)	①	側壁①	700	0.14 (1.11)	0.67	0.22 (1.66)
S s - D (+-)	①	側壁②	700	0.14 (1.11)	0.67	0.22 (1.66)
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	12	0.00 (1.53)	0.67	0.00 (2.29)
S s - D (+-)	①	頂版①	1152	0.44 (1.65)	0.67	0.66 (2.46)
S s - D (+-)	①	頂版②	1152	0.44 (1.65)	0.67	0.66 (2.46)

注記\*1：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

\*2：許容限界を超える範囲は局所的で、部材の大部分において健全であることから部材全体として機能が損なわれていないことを確認している。

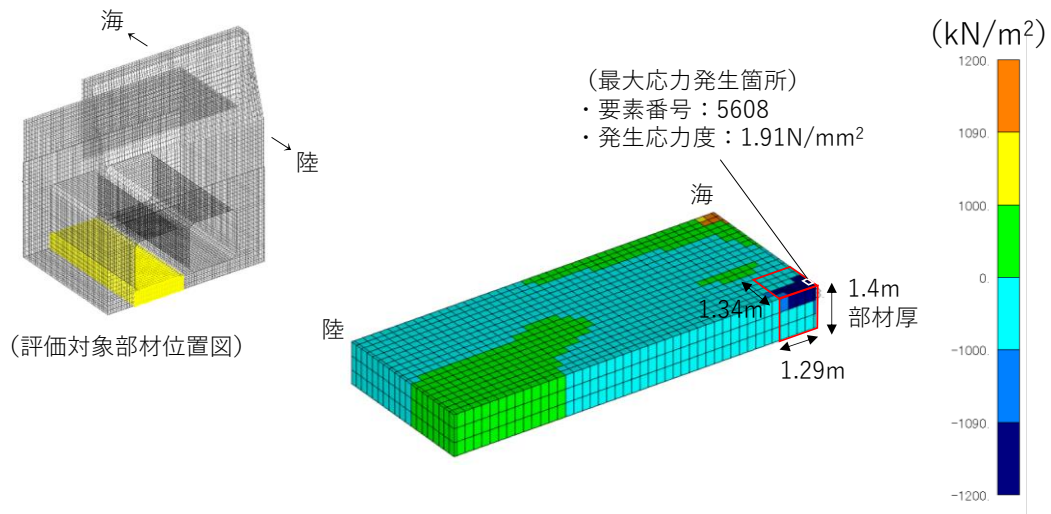


図 6-1 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 底板)  
 (S<sub>s</sub>-N1 (-+), 解析ケース③)

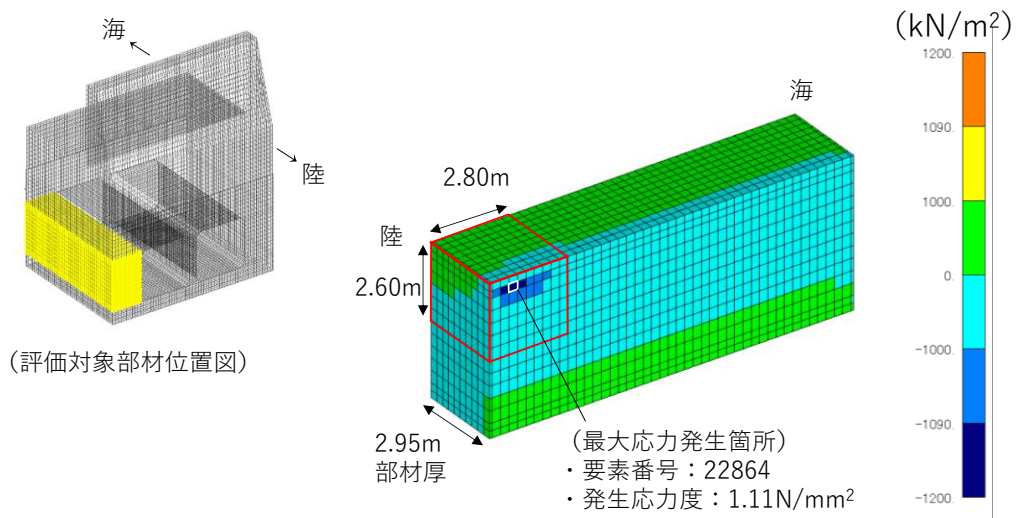


図 6-2 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 側壁)  
 (S<sub>s</sub>-D (+-), 解析ケース①)

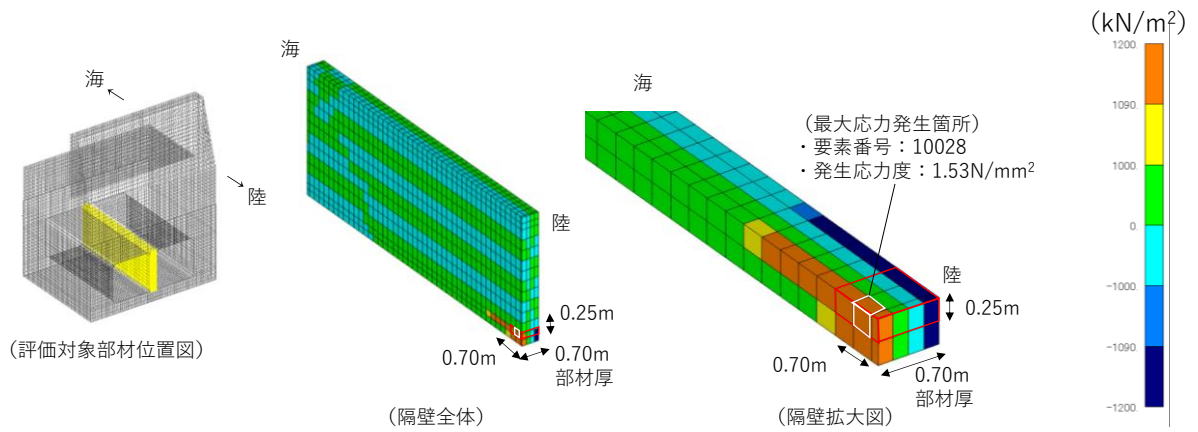


図 6-3 平均化の概要図（せん断応力度（面外），隔壁）  
 （S s - N 1（-+），解析ケース③）

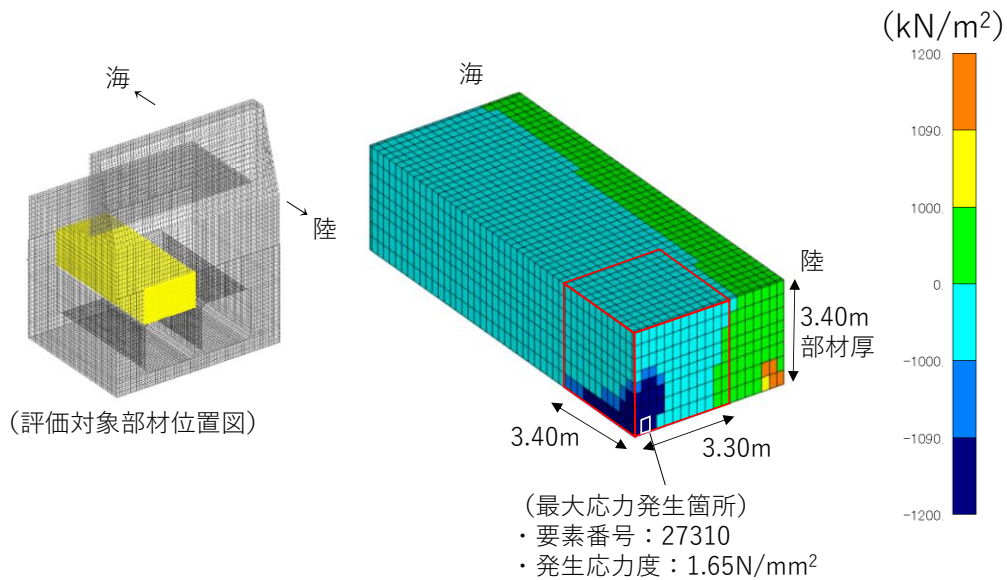


図 6-4 平均化の概要図（せん断応力度（面外），頂版）  
 （S s - D（+-），解析ケース①）

7. せん断応力度（面内）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 7-1 に示す。同表により、側壁、頂版における応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。平均化の概要図を図 7-1 に示す。なお、隔壁については、照査値が 1.0 を上回る解析ケースについて、3次元非線形構造解析により部材の健全性を確認している。

表 7-1 平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面内））

地震動	解析ケース	評価対象部材	平均化要素数 (個)	発生応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* <sup>1</sup>
S s - N 1 (-+)	③	側壁①	630	1.12 (1.79)	1.51	0.75 (1.19)
S s - N 1 (-+)	③	側壁②	630	1.12 (1.79)	1.51	0.75 (1.19)
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	4	1.84 (1.91)	1.51	1.22* <sup>2</sup> (1.27)

注記\*1：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

\*2：照査値が 1.0 を上回る解析ケースについては、3次元非線形構造解析による照査を実施する。

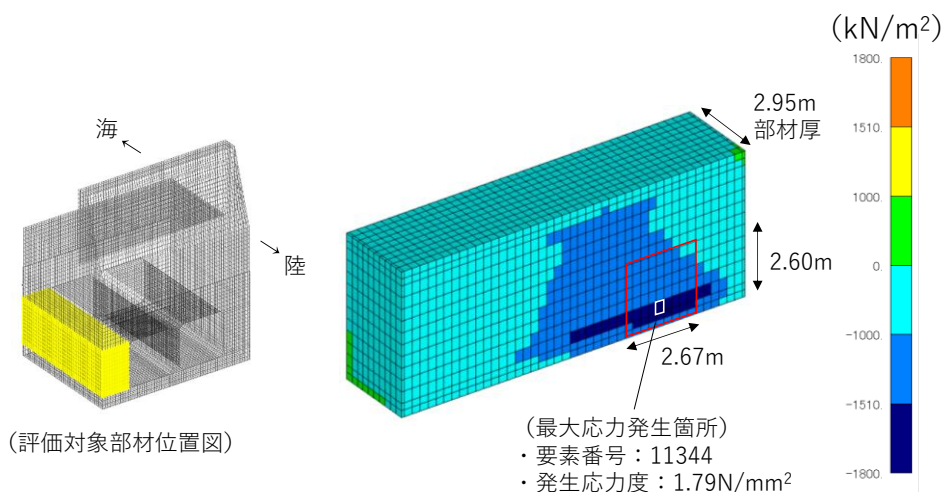


図 7-1 平均化の概要図（せん断応力度（面内），側壁）  
 （S s - N 1（-+），解析ケース③）

(参考資料6) ケーソン及び重力擁壁の一体性について

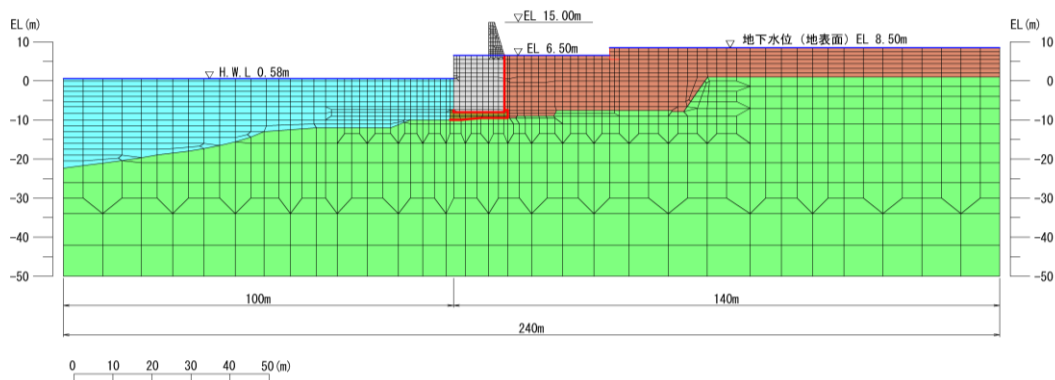
## 1. 概要

防波壁（波返重力擁壁）は，ケーソン上に重力擁壁（基部コンクリート含む）を打設しており，2次元有限要素法及び3次元構造解析における解析モデルは，図1-1に示すとおりケーソン及び重力擁壁を一体化としてモデル化している。

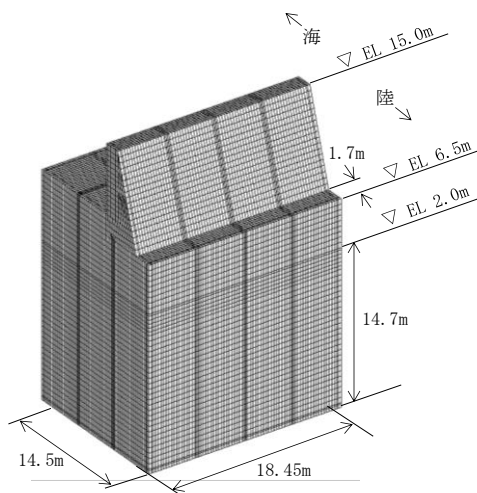
②-②断面及び④-④断面は，ケーソン内を中詰材（コンクリート，銅水砕スラグ又は砂）により中詰めし，その上部に蓋コンクリートを打設しており，蓋コンクリート天端をケーソン天端から20cm下げて打設することで，ケーソン及び重力擁壁を一体構造としている（図1-2）。

③-③断面は，ケーソン内に設置しているH形鋼からジベル筋を設置することで，ケーソン及び重力擁壁を一体構造としている（図1-3）。

本資料では，2次元有限要素法及び3次元構造解析における解析モデルの妥当性を確認するため，ケーソン及び重力擁壁の一体性を確認する。



(2次元有限要素法解析モデル)



(3次元構造解析モデル)

図1-1 防波壁（波返重力擁壁）の解析モデル（例：④-④断面）

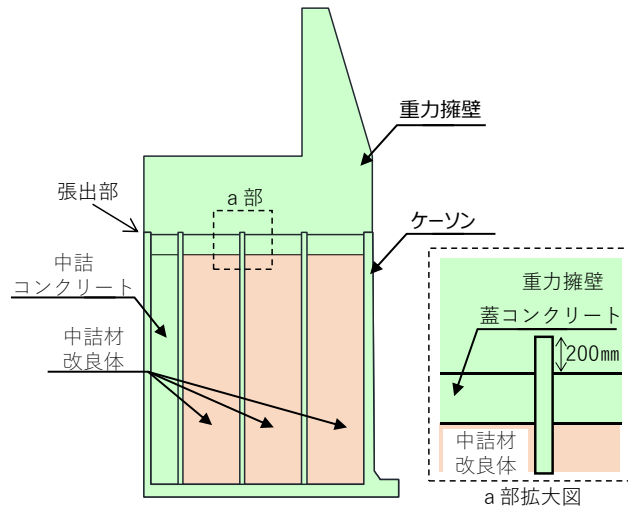


図 1-2 防波壁（波返重力擁壁）構造概要図（②-②断面）

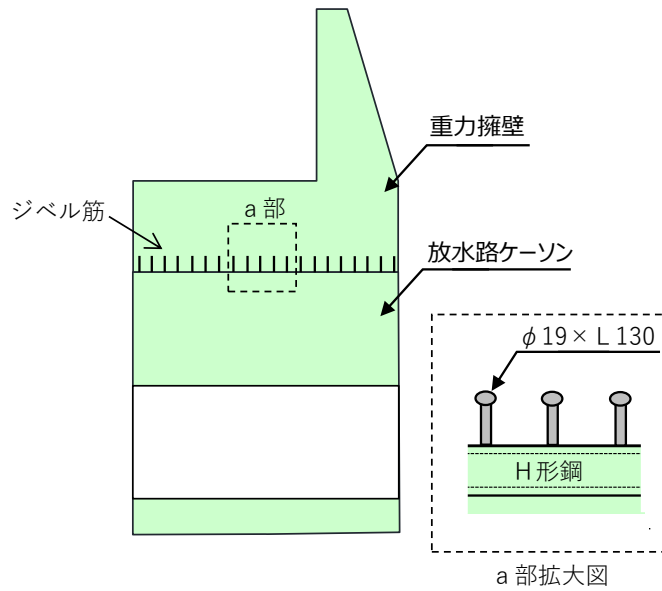


図 1-3 防波壁（波返重力擁壁）構造概要図（③-③断面）



## 2. 重力擁壁とケーソンの一体性の検討方針

重力擁壁及びケーソンの一体性の確認にあたっては、重力擁壁が転倒及び滑動しないことを確認する。重力擁壁の転倒及び滑動の検討においては、表 2-1 に示す水平荷重算定結果のとおり、津波時の水平荷重が地震時の水平荷重に包絡されていることから、地震時における検討を行う。水平荷重の算定にあたり、津波時は津波波圧及び漂流物衝突荷重を考慮し、地震時は重力擁壁の慣性力を考慮する。重力擁壁の慣性力は、重力擁壁設置高さ EL 2.0m～EL 15.0m における最大加速度の加重平均値より算定した水平震度及び重力擁壁の重量より算定する。また、防波壁（波返重力擁壁）の背後に地盤が広く分布し、重力擁壁の敷地側への転倒及び滑動を抑制していることを踏まえ、地震時における海側への転倒及び滑動に着目する。また、重力擁壁の転倒に伴う接地圧により、蓋コンクリート、中詰材改良体及び放水路ケーソンに損傷がないことを確認する。

検討においては、防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面のうち、ケーソンを含む②-②断面、③-③断面及び④-④断面を対象とし、各断面のすべての基準地震動  $S_s$  を対象として、地震時に発生する応力を図 2-1～図 2-3 に示す位置より抽出する。

表 2-1 水平荷重算定結果

断面	地震時			津波時		
	重力擁壁重量 W (kN/m)	水平震度* $k_H$	水平荷重 ( $W \times k_H$ ) (kN/m)	津波波圧 $P_t$ (kN/m)	漂流物衝突荷重 $P_c$ (kN/m)	水平荷重 ( $P_t + P_c$ ) (kN/m)
②-②断面	1888	1.25	2360	900	430	1330
③-③断面	1888	1.36	2568	900	450	1350
④-④断面	2397	1.31	3140	835	431	1266

注記\*：重力擁壁設置高さ EL 2.0m～EL 15.0m における最大加速度の加重平均値より算定

## 2.1 転倒に対する検討

重力擁壁の転倒に対する検討として、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書（平成 14 年）」という。）を準用し，重力擁壁に作用する荷重の合力の作用位置（偏心量）が，重力擁壁の底面幅の 1/3 以内であることを確認する。

重力擁壁の偏心量は，図 2-1～図 2-3 に示す重力擁壁及びケーソンの境界における要素の垂直応力の合力の作用位置とする。偏心量算定の概念図を図 2-4 に示す。

偏心量の許容値については，表 2-2 に示す許容偏心量以下とする。

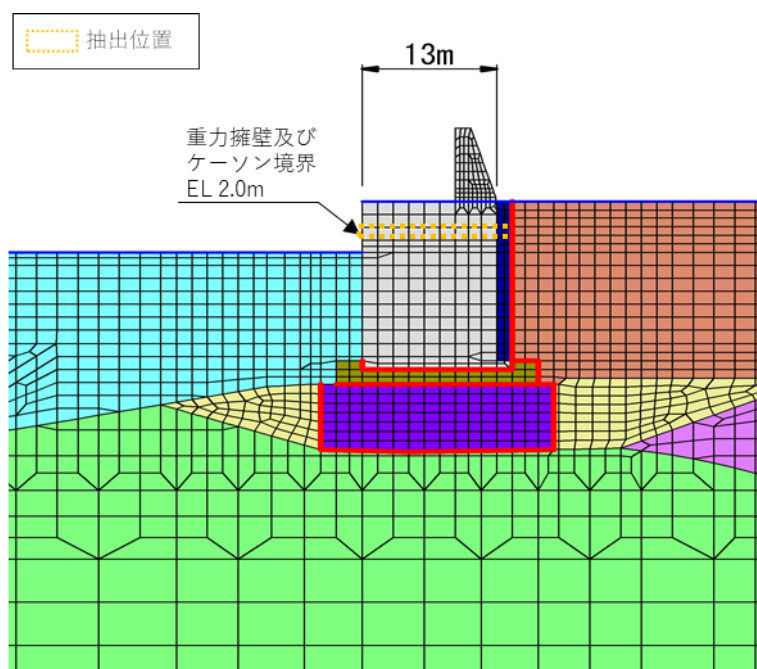


図 2-1 応力抽出位置（②-②断面）

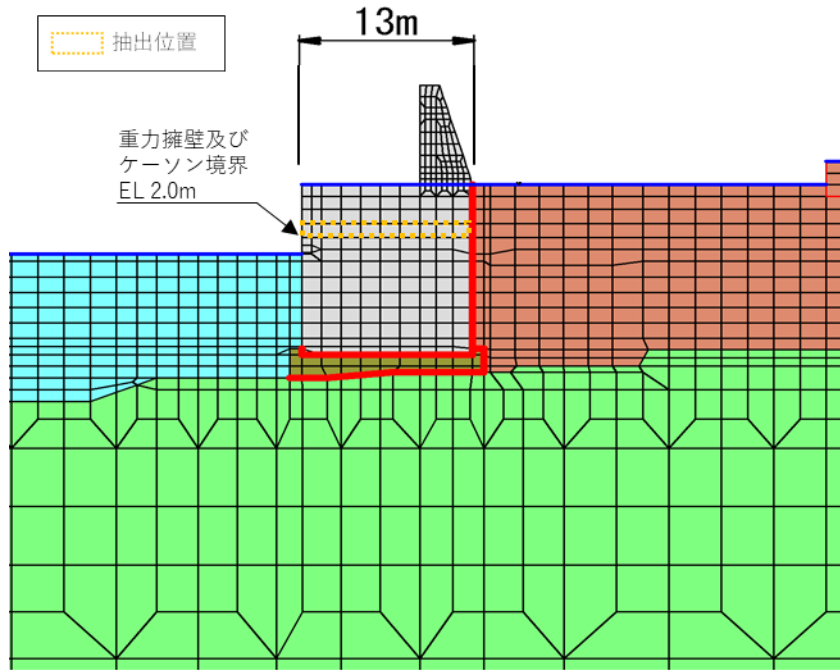


図 2-2 応力抽出位置 (③-③断面)

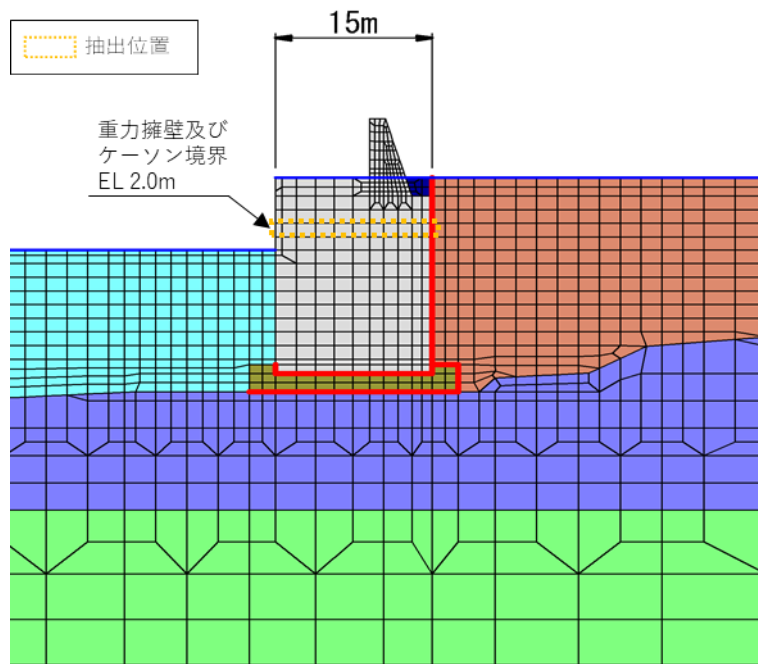


図 2-3 応力抽出位置 (④-④断面)

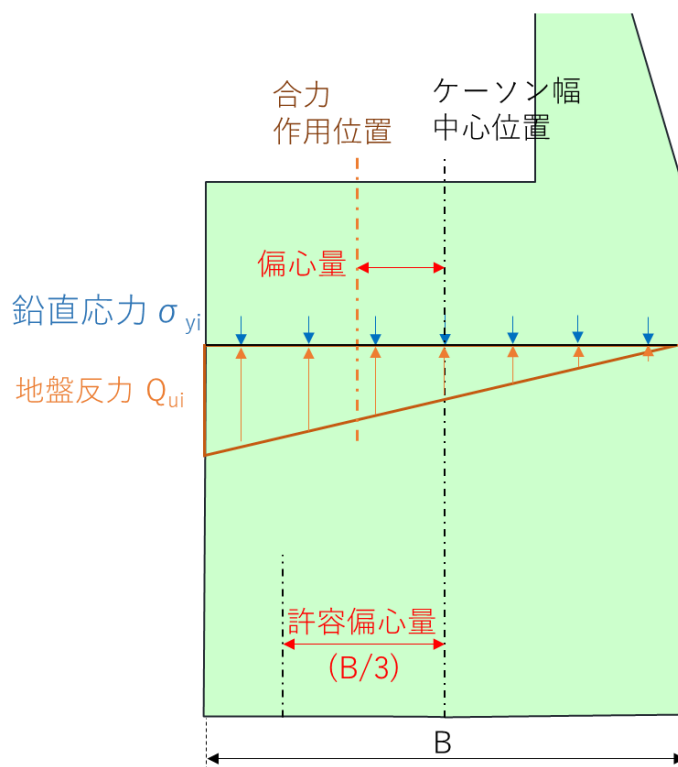


図 2-4 偏心量算定の概念図

表 2-2 偏心量の許容値

断面	重力擁壁底面幅 (m)	許容偏心量 (m)
②-②断面	13.0	4.3
③-③断面	13.0	4.3
④-④断面	15.0	5.0

## 2.2 滑動に対する検討

重力擁壁の滑動に対する検討として、図 2-1～図 2-3 に示す重力擁壁及びケーソンの境界におけるせん断力が、ケーソンの張出部等による抵抗力が大きいことを確認する。重力擁壁の滑動に対する検討の概念図を図 2-5 に示す。

重力擁壁の滑動に対する抵抗力は、「道路橋示方書（平成 14 年）」を参考に②-②断面及び④-④断面については、摩擦力及びケーソン張出部のせん断耐力の和とし、③-③断面については、摩擦力及びジベル筋のせん断耐力の和とし、式 1 を用いて算定する。②-②断面及び④-④断面のせん断耐力は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（社）土木学会，2002 年制定）」に基づきケーソンの張出部のコンクリートの短期許容応力度を用いた式 2 を用いて算定し、③-③断面のせん断耐力は、「道路橋示方書（平成 14 年）」に基づきジベル筋の短期許容応力度を用いた式 3 を用いて算定する。ケーソンの張出部又はジベル筋のせん断耐力を表 2-3 に示す。

$$H = N \tan \phi + V a \quad (\text{式 1})$$

ここに、

$H$  : 抵抗力 (kN/m)

$N \tan \phi$  : 摩擦力 (kN/m)

$N$  : 抽出範囲から抽出した鉛直応力 (kN/m)

$\tan \phi$  : コンクリートとコンクリートの摩擦係数として 0.5 とする。

$V a$  : ケーソン張出部又はジベル筋のせん断耐力 (kN/m) で、式 2 又は式 3 により算出する。

### (1) ケーソン張出部のせん断耐力

$$V a = B' \times \tau_{a1} \quad (\text{式 2})$$

ここに、

$B'$  : ケーソンの突出部の合計延長 (m)

$\tau_{a1}$  : 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（社）土木学会，2002 年制定）」に基づきコンクリートの短期許容せん断応度として、 $0.67 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  とする。

### (2) ジベル筋のせん断耐力

$$V a = A_s \times \tau_a \quad (\text{式 3})$$

ここに、

$A_s$  : 単位奥行あたりのジベル筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\tau_a$  : 「道路橋示方書（平成 14 年）」に基づき鋼材（SS400）の短期許容せん断応度として、120 (N/mm<sup>2</sup>) とする。

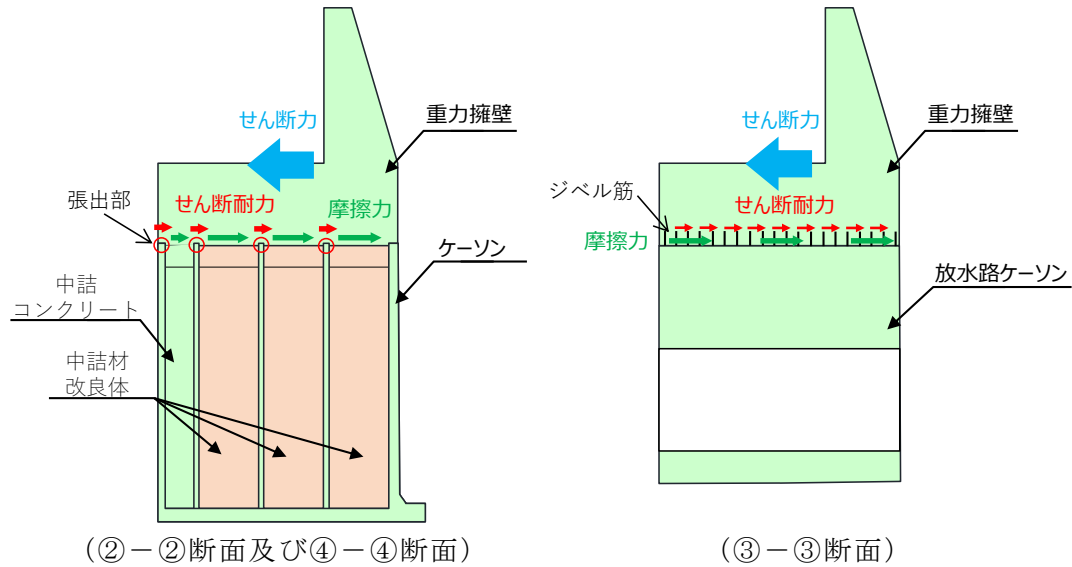


図 2-5 重力擁壁の滑動に対する検討の概念図

表 2-3 ケーソン張出部又はジベル筋のせん断耐力

断面	種別	ケーソン突出部の 合計延長 又は 単位奥行あたりの ジベル筋の断面積	短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	せん断耐力 (kN/m)
②-②断面	ケーソン 張出部	1.25 m (隔壁 0.25m×3+前壁 0.5m)	0.67	837.5
③-③断面	ジベル筋 (SS400)	7205 mm <sup>2</sup>	120	864.6
④-④断面	ケーソン 張出部	1.0 m (隔壁 0.25m×2+前壁 0.5m)	0.67	670.0

注記\* : 短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」( (社) 土木学会, 2002 年制定) より, 許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 2.3 接地圧に対する検討

重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討として、図 2-1～図 2-3 に示す重力擁壁及びケーソンの境界における要素の鉛直応力を接地圧として、蓋コンクリート、中詰材改良体及び放水路ケーソンの許容限界を満足することを確認する。

蓋コンクリート及び放水路ケーソンに発生する接地圧に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。また、中詰材改良体に発生する接地圧に対する許容限界は、原位置試験によって確認した設計一軸圧縮強度  $3.0\text{N/mm}^2$  とする（「（参考資料 3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」参照）。

重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する許容限界を表 2-4 に示す。

表 2-4 接地圧に対する許容限界

断面	種別	許容限界 ( $\text{N/mm}^2$ )
②-②断面	蓋コンクリート	18.0
④-④断面	中詰材改良体	3.0*
③-③断面	放水路ケーソン	24.0

注記\*：中詰材改良体の許容限界は設計一軸圧縮強度より設定

### 3. 重力擁壁及びケーソンの一体性の確認結果

重力擁壁及びケーソンの一体性の確認結果を示す。

重力擁壁及びケーソンの一体性の地震時の確認にあたっては、2次元有限要素法の解析ケース①（基本ケース）を選定する。

#### 3.1 転倒に対する検討結果

②-②断面，③-③断面及び④-④断面の検討結果を表3-1～表3-3に示す。

表3-1～表3-3より，偏心量は許容値以下であることから，重力擁壁が転倒しないことを確認した。

表3-1 重力擁壁の転倒に対する検討結果（②-②断面）

地震動		最大偏心量 $e$ (m)	許容偏心量 $e_a$ (m)	照査値 $e/e_a$
S <sub>s</sub> -D	++	0.6	4.3	0.15
	-+	0.7	4.3	0.17
	+-	0.5	4.3	0.11
	--	0.7	4.3	0.16
S <sub>s</sub> -F1	++	0.6	4.3	0.14
S <sub>s</sub> -F2	++	0.7	4.3	0.16
S <sub>s</sub> -N1	++	1.0	4.3	0.25
	-+	0.4	4.3	0.10
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	++	0.5	4.3	0.12
	-+	0.3	4.3	0.08
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	++	0.4	4.3	0.10
	-+	0.3	4.3	0.08



表 3-2 重力擁壁の転倒に対する検討結果 (③-③断面)

地震動		最大偏心量 e (m)	許容偏心量 $e_a$ (m)	照査値 $e/e_a$
S <sub>s</sub> -D	++	1.5	4.3	0.36
	-+	1.8	4.3	0.42
	+ -	1.7	4.3	0.41
	--	1.6	4.3	0.37
S <sub>s</sub> -F 1	++	1.6	4.3	0.37
S <sub>s</sub> -F 2	++	1.0	4.3	0.24
S <sub>s</sub> -N 1	++	1.7	4.3	0.40
	-+	1.2	4.3	0.30
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	1.5	4.3	0.34
	-+	1.2	4.3	0.27
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	1.6	4.3	0.38
	-+	1.1	4.3	0.26

表 3-3 重力擁壁の転倒に対する検討結果 (④-④断面)

地震動		最大偏心量 e (m)	許容偏心量 $e_a$ (m)	照査値 $e/e_a$
S <sub>s</sub> -D	++	3.2	5.0	0.64
	-+	3.1	5.0	0.63
	+ -	3.0	5.0	0.60
	--	3.8	5.0	0.76
S <sub>s</sub> -F 1	++	2.4	5.0	0.48
S <sub>s</sub> -F 2	++	2.3	5.0	0.46
S <sub>s</sub> -N 1	++	3.4	5.0	0.68
	-+	3.4	5.0	0.68
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	2.9	5.0	0.59
	-+	2.5	5.0	0.51
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	3.3	5.0	0.66
	-+	2.5	5.0	0.51

### 3.2 滑動に対する検討結果

②-②断面，③-③断面及び④-④断面の検討結果を表 3-4～表 3-6 に示す。

表 3-4～表 3-6 より，発生するせん断力は抵抗力以下であることから，重力擁壁が滑動しないことを確認した。

表 3-4 重力擁壁の滑動に対する検討結果（②-②断面）

地震動		せん断力 Q (kN/m)	抵抗力 R (kN/m)	照査値 Q/R
S <sub>s</sub> -D	++	1128	1779	0.64
	-+	941	1586	0.60
	+ -	623	1410	0.45
	--	1038	1725	0.61
S <sub>s</sub> -F 1	++	623	1410	0.45
S <sub>s</sub> -F 2	++	1048	1709	0.62
S <sub>s</sub> -N 1	++	1115	1651	0.68
	-+	1034	1627	0.64
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	447	1213	0.37
	-+	902	1631	0.56
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	565	1324	0.43
	-+	583	1385	0.43

表 3-5 重力擁壁の滑動に対する検討結果 (③-③断面)

地震動		せん断力 Q (kN/m)	抵抗力 R (kN/m)	照査値 Q/R
S <sub>s</sub> -D	++	1510	2143	0.71
	-+	785	1462	0.54
	+-	1594	2197	0.73
	--	1251	1921	0.66
S <sub>s</sub> -F 1	++	665	1442	0.47
S <sub>s</sub> -F 2	++	725	1447	0.51
S <sub>s</sub> -N 1	++	1166	1873	0.63
	-+	1633	2051	0.80
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	942	1702	0.56
	-+	806	1540	0.53
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	1154	1852	0.63
	-+	1160	1839	0.64

表 3-6 重力擁壁の滑動に対する検討結果 (④-④断面)

地震動		せん断力 Q (kN/m)	抵抗力 R (kN/m)	照査値 Q/R
S <sub>s</sub> -D	++	1950	2144	0.92
	-+	1429	1761	0.82
	+-	1826	2068	0.89
	--	1506	1873	0.81
S <sub>s</sub> -F 1	++	1551	2114	0.74
S <sub>s</sub> -F 2	++	1039	1601	0.65
S <sub>s</sub> -N 1	++	1286	1482	0.87
	-+	1872	1932	0.97
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	653	1173	0.56
	-+	885	1393	0.64
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	789	1285	0.62
	-+	964	1480	0.66

### 3.3 接地圧に対する検討結果

②-②断面，③-③断面及び④-④断面の検討結果を表 3-7～表 3-9 に示す。

表 3-7～表 3-9 より，発生する接地圧は許容限界以下であることから，蓋コンクリート，中詰材改良体及び放水路ケーソンが損傷しないことを確認した。なお，②-②断面及び④-④断面について，蓋コンクリートと比較して支圧強度が低い中詰材改良体を対象として検討している。

表 3-7 重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討結果  
(②-②断面，中詰材改良体)

地震動		最大接地圧 $R_d$ ( $N/mm^2$ )	極限支持力度 $R_u$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $R_d / R_u$
$S_s - D$	++	0.47	3.0	0.16
	-+	0.57	3.0	0.19
	+-	0.46	3.0	0.16
	--	0.56	3.0	0.19
$S_s - F 1$	++	0.46	3.0	0.16
$S_s - F 2$	++	0.50	3.0	0.17
$S_s - N 1$	++	0.70	3.0	0.24
	-+	0.37	3.0	0.13
$S_s - N 2$ (NS)	++	0.38	3.0	0.13
	-+	0.40	3.0	0.14
$S_s - N 2$ (EW)	++	0.44	3.0	0.15
	-+	0.38	3.0	0.13

表 3-8 重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討結果

(③-③断面, 放水路ケーソン)

地震動		最大接地圧 $R_d$ ( $N/mm^2$ )	支圧強度 $f'_a$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $R_d / f'_a$
$S_s - D$	++	1.33	24.0	0.06
	-+	1.39	24.0	0.06
	+-	1.49	24.0	0.07
	--	1.53	24.0	0.07
$S_s - F 1$	++	0.85	24.0	0.04
$S_s - F 2$	++	0.90	24.0	0.04
$S_s - N 1$	++	1.32	24.0	0.06
	-+	1.69	24.0	0.08
$S_s - N 2$ (NS)	++	0.84	24.0	0.04
	-+	0.86	24.0	0.04
$S_s - N 2$ (EW)	++	1.57	24.0	0.07
	-+	1.12	24.0	0.05

表 3-9 重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討結果

(④-④断面, 中詰材改良体)

地震動		最大接地圧 $R_d$ ( $N/mm^2$ )	極限支持力度 $R_u$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $R_d / R_u$
$S_s - D$	++	0.83	3.0	0.28
	-+	0.84	3.0	0.29
	+-	0.89	3.0	0.30
	--	0.59	3.0	0.20
$S_s - F 1$	++	0.37	3.0	0.13
$S_s - F 2$	++	0.51	3.0	0.17
$S_s - N 1$	++	0.95	3.0	0.32
	-+	0.80	3.0	0.27
$S_s - N 2$ (NS)	++	0.55	3.0	0.19
	-+	0.54	3.0	0.18
$S_s - N 2$ (EW)	++	0.66	3.0	0.22
	-+	0.60	3.0	0.20

#### 4. まとめ

重力擁壁の転倒，滑動及び接地圧に対する検討を実施し，いずれの断面においても許容限界以下であることを確認したことから，防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁とケーソンの一体性が確保されており，２次元有限要素法及び３次元構造解析における解析モデルは妥当と判断した。

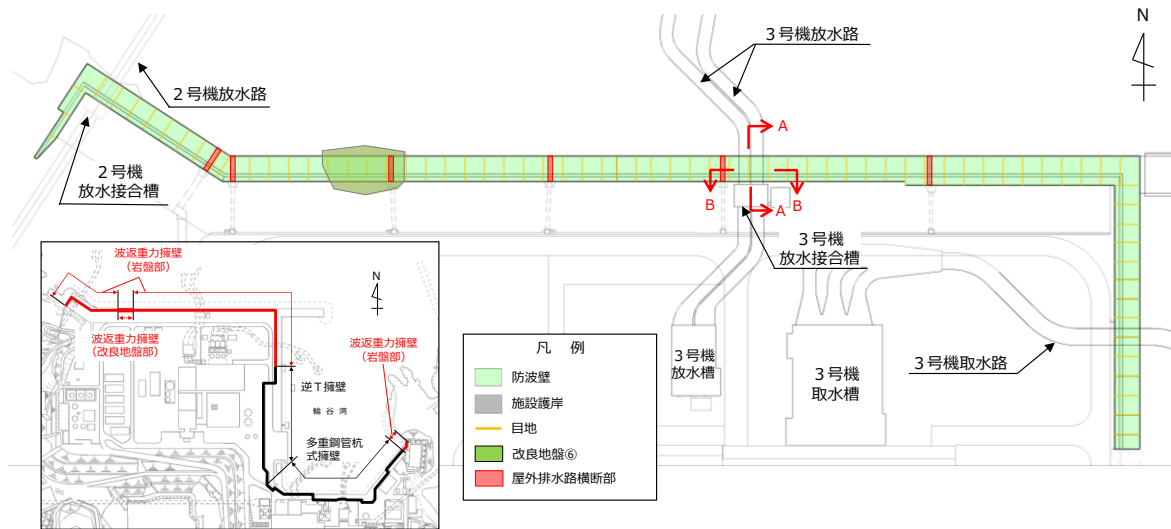
(参考資料7) 放水路ケーソンの耐震評価について

1. 概要

防波壁は線状構造物であり、法線方向に隣接するブロックが防波壁の変形を抑制することから、法線直交方向断面を弱軸方向断面として耐震評価を実施している。

一方、防波壁（波返重力擁壁）のうち放水路ケーソンは、図1-1のとおり、開口部（放水路）を有することから、B-B断面（法線方向断面）が耐震評価において厳しくなる可能性がある。

本資料では、放水路ケーソンを対象として、法線方向断面の耐震評価を実施する。



(全体平面図)



(A-A断面図)

(B-B断面図)

図1-1 放水路ケーソンの構造図

## 2. 2次元有限要素法

防波壁（波返重力擁壁）のうち放水路ケーソンの耐震評価のため、B－B断面を対象として2次元有限要素法を実施する。本資料に記載していない項目については、「4. 2次元有限要素法」に記載のとおりとする。

### 2.1 解析モデル及び地震応答解析手法

B－B断面の解析モデルを図2－1に示す。

図2－1に示す解析モデルにおいて、法線方向に隣接するケーソンをモデル化するため、液状化対象層が分布しないことから、解析方法は全応力解析とし、「T D A P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

ケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、重力擁壁及び漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

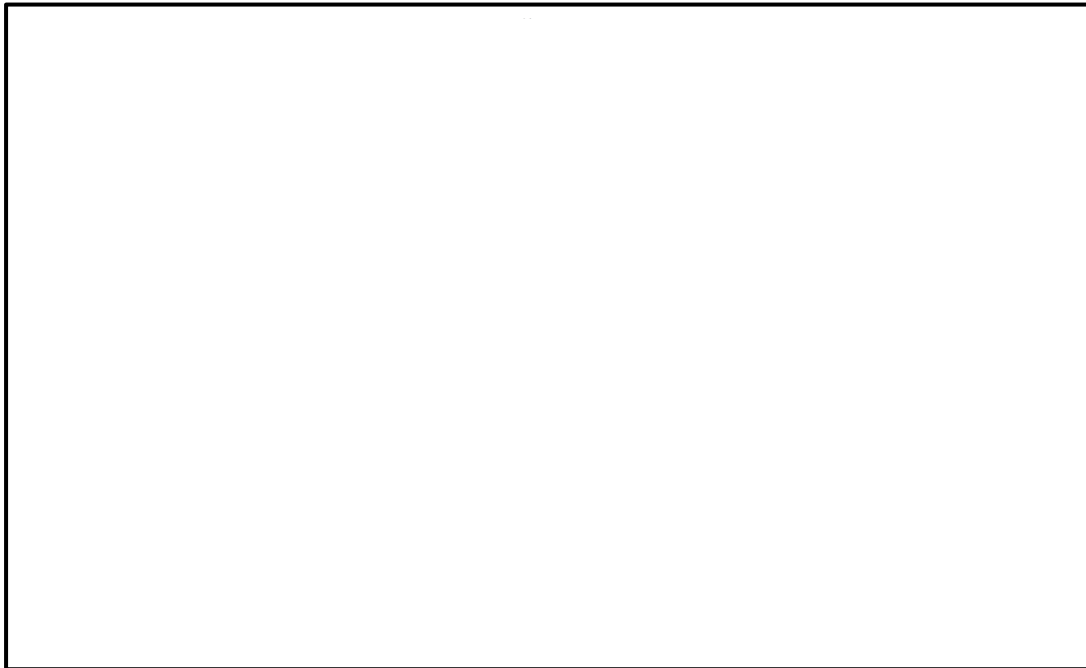


図2－1 解析モデル（B－B断面）



## 2.2 減衰定数

2次元有限要素法（全応力解析）では、粘性減衰を考慮することとし、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 2-1 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 2-2 に示す。

$$[C] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

表 2-1 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
③-③断面 (法線方向断面)	1.906	$4.381 \times 10^{-4}$

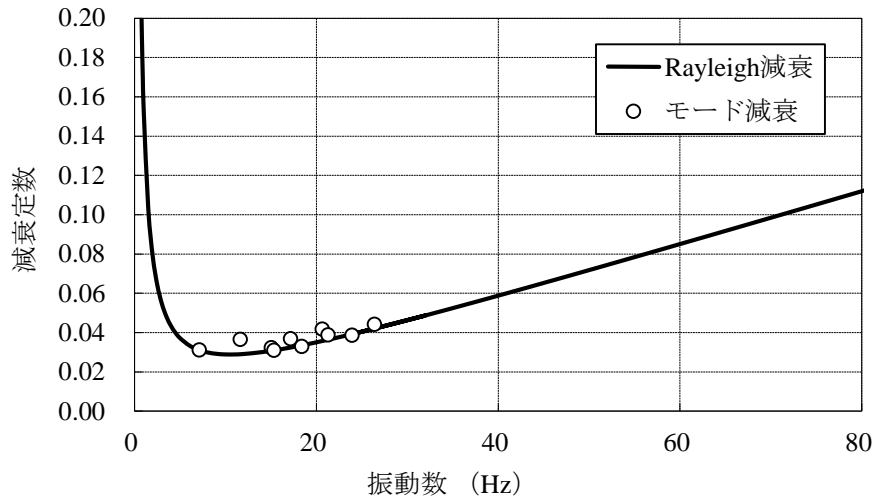
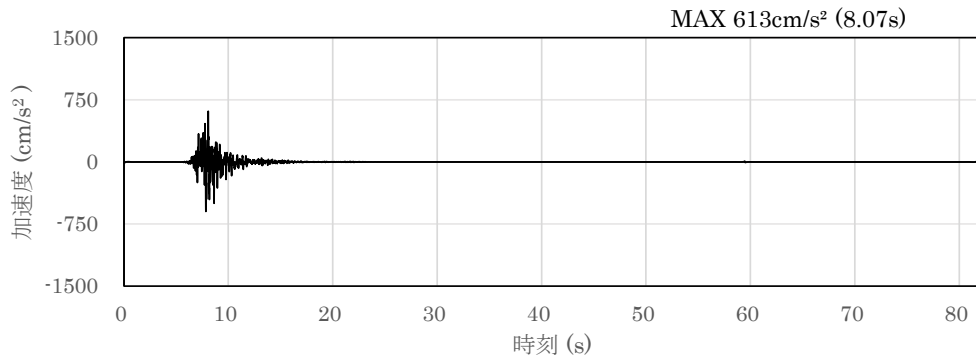


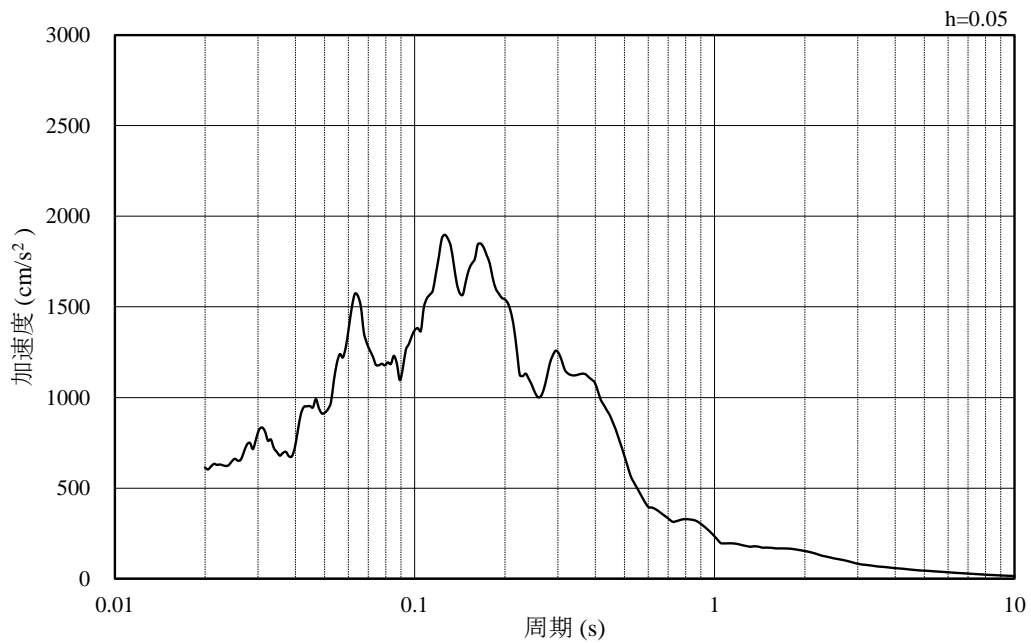
図 2-2 設定した Rayleigh 減衰

### 2.3 入力地震動

B-B断面の地震応答解析に用いる $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ について、図2-3及び図2-4に示す。

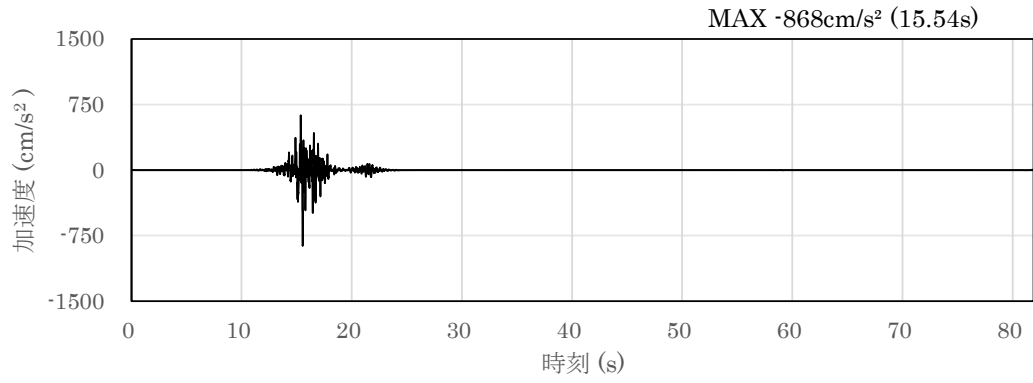


(a) 加速度時刻歴波形

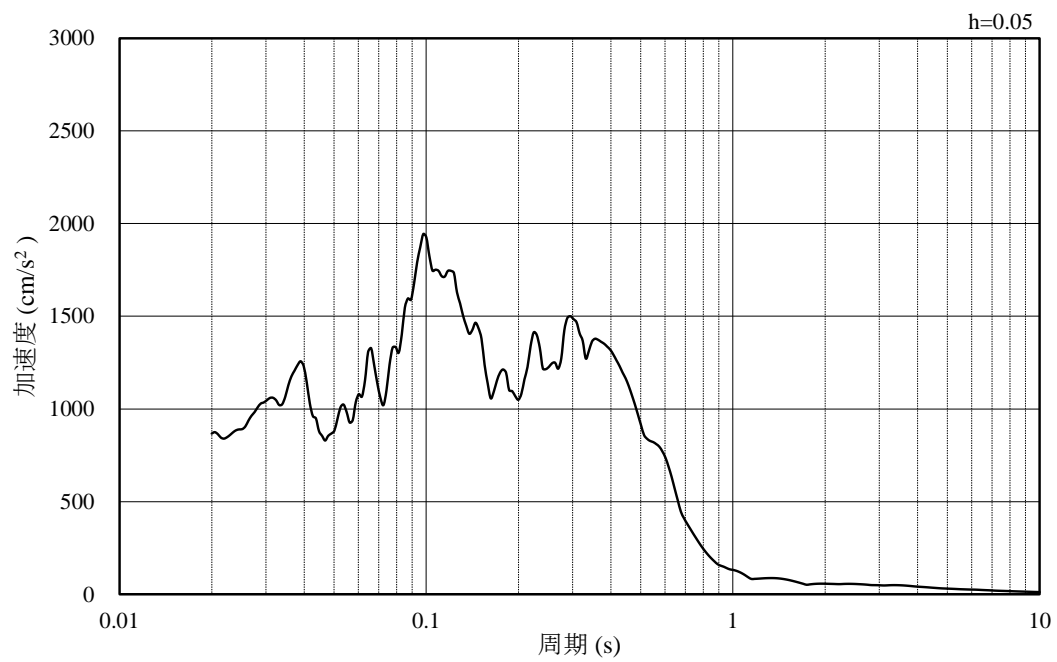


(b) 加速度応答スペクトル

図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  
(水平成分： $S_s - F1$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 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  
(水平成分 : S s - F 2)

## 2.4 ジョイント要素の設定

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

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

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 2-2 に、ジョイント要素の配置を図 2-5 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 2-2 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	放水路 ケーソン	ケーソン	0	26.57	「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数 ( $\mu = 0.50$ ) $c = 0$ , $\phi = 26.57^\circ$ と設定
			埋戻コンクリート			
		ケーソン	ケーソン			
			埋戻コンクリート			
水平方向	境界 2	MMR	放水路ケーソン	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 ( $\mu = 0.50$ ) より, $\phi = \tan^{-1}(\mu) \doteq 26.57^\circ$ と設定
			ケーソン			
			埋戻コンクリート			
	境界 3	MMR	岩盤	0	30.96	「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 ( $\mu = 0.60$ ) $\phi = \tan^{-1}(\mu) \doteq 30.96^\circ$ と設定

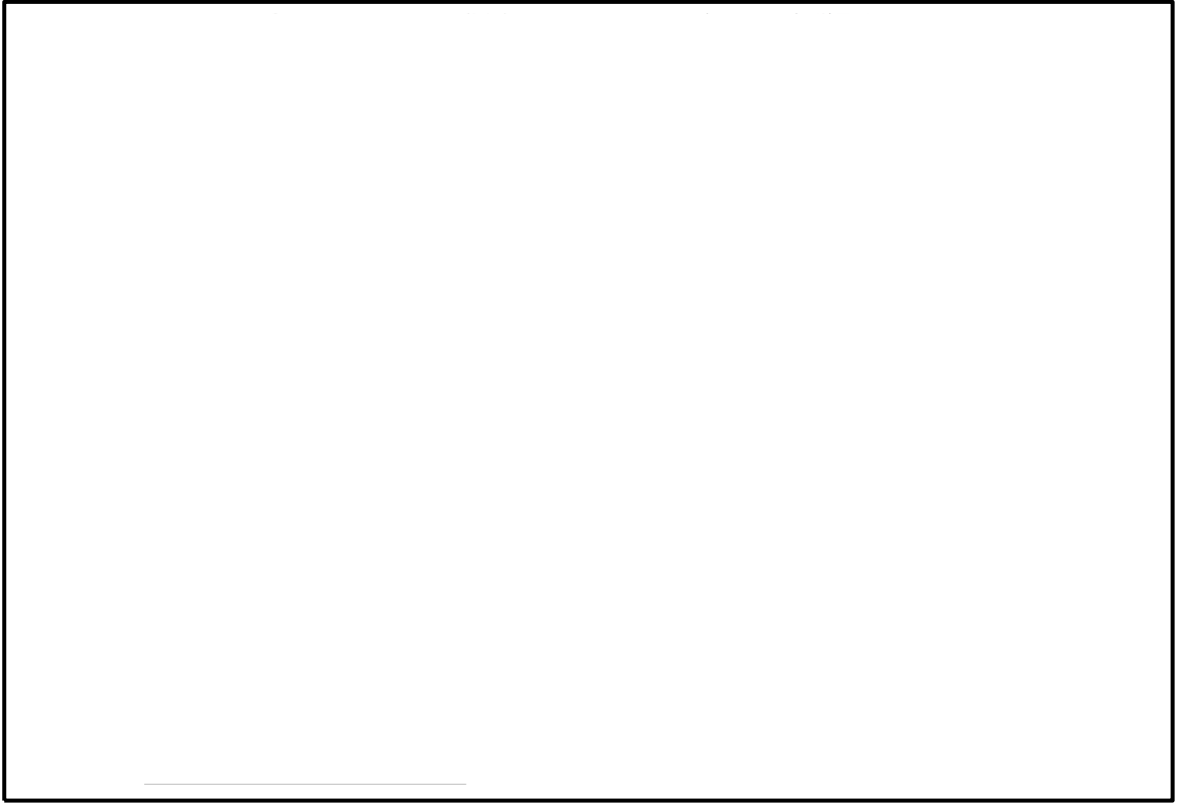


図 2-5 ジョイント要素の配置図  
(B-B断面)

ジョイント要素のばね定数は、「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）」を参考に，数値解析上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表2-3にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図2-6に示す。

表2-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^2$ )
境界 1, 2, 3	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

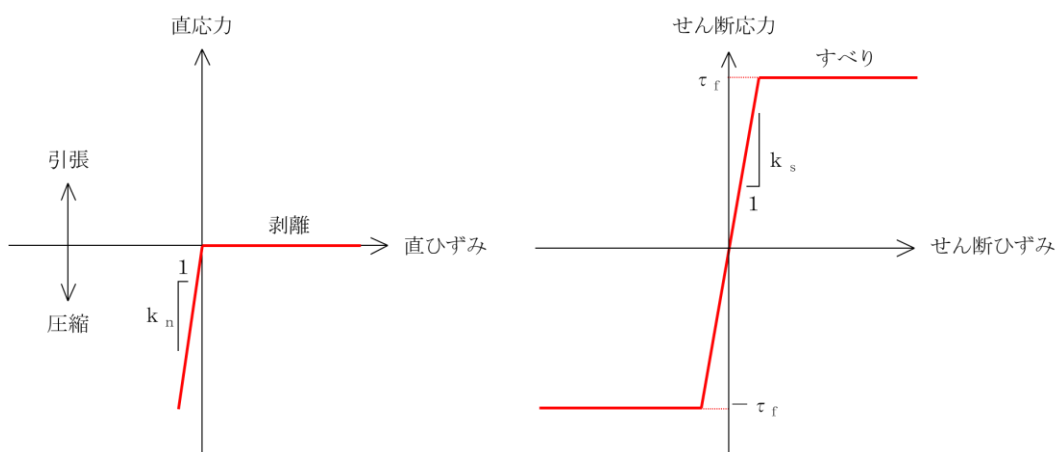


図2-6 ジョイント要素の力学特性

## 2.5 使用材料及び材料の物性値減衰定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 2-4 に、材料の物性値を表 2-5 に示す。

表 2-4 使用材料

材料		仕様
コンクリート	放水路ケーソン	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)
	埋戻コンクリート	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
	MMR	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>

表 2-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
放水路ケーソン	24.0 <sup>*1</sup>	2.5×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>
ケーソン	22.9 <sup>*2</sup>	1.7×10 <sup>4</sup> <sup>*2</sup>	0.2 <sup>*1</sup>
埋戻コンクリート	24.0 <sup>*1</sup>	2.5×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>
MMR	24.0 <sup>*1</sup>	2.5×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>

注記\*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）（以下，「コンクリート標準示方書（2002）」という。）

\*2：②-②断面におけるケーソンの剛性を採用



## 2.6 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）のうち放水路ケーソンの耐震評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力度が許容限界を満足することを確認する。

放水路ケーソンの評価は，発生する圧縮応力度，引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。放水路ケーソンの許容限界を表 2-6 に示す。

### 2.6.1 曲げ照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

### 2.6.2 せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

表 2-6(1) 放水路ケーソンの許容限界

種別	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *		準拠基準
コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	13.5	コンクリート標準示方書 (2002)
	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.67	

注記\*：短期許容応力度は，「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 2-6(2) 放水路ケーソンの許容限界

	算定式	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	準拠図書
引張強度 $f_{tk}$	$0.23f'_{ck}{}^{2/3*}$	1.91	コンクリート標準示方書 (2002)

注記\*：ここで， $f'_{ck}$  はコンクリートの設計基準強度

## 2.7 耐震評価結果

放水路ケーソンのコンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 2-7 に、せん断応力度に対する照査結果を表 2-8 に、引張応力度に対する照査結果を表 2-9 に示す。

耐震評価の結果、一部の部材において局所的にせん断応力度と引張応力度が許容限界を上回る要素が存在することから、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施した結果、許容限界を下回ることを確認した。応力度の平均化の範囲を図 2-7 及び図 2-9 に、最大応力度分布図を図 2-8 及び図 2-10 に示す。

以上の結果より、法線方向断面における放水路ケーソンにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 2-7 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*	圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
①	S s - D	(++)	隔壁	3.4	13.5	0.26
		(-+)	隔壁	3.7	13.5	0.28
		(+-)	隔壁	3.3	13.5	0.25
		(--)	隔壁	3.8	13.5	0.29
	S s - F 1	(++)	隔壁	3.1	13.5	0.23
	S s - F 2	(++)	隔壁	3.4	13.5	0.26
	S s - N 1	(++)	隔壁	3.6	13.5	0.27
		(-+)	隔壁	3.1	13.5	0.23
	S s - N 2 (NS)	(++)	隔壁	3.1	13.5	0.23
		(-+)	隔壁	3.1	13.5	0.23
	S s - N 2 (EW)	(++)	隔壁	3.0	13.5	0.23
		(-+)	隔壁	3.0	13.5	0.23

注記\* : 照査値が最大となる評価対象部位のみ記載

表 2-8 コンクリートのせん断応力度に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*1	せん断 応力度*2, *3 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 *2, *3 $\tau_c / \tau_{a1}$
①	S s - D	(++)	側壁	0.65 (1.08)	0.67	0.98 (1.62)
		(-+)	底版	0.60 (0.99)	0.67	0.90 (1.48)
		(+-)	側壁	0.66 (1.16)	0.67	0.99*4 (1.74)
		(--)	底版	0.61 (1.01)	0.67	0.92 (1.51)
	S s - F 1	(++)	底版	0.59 (0.86)	0.67	0.89 (1.29)
	S s - F 2	(++)	底版	0.65 (0.95)	0.67	0.98 (1.42)
	S s - N 1	(++)	底版	0.57 (0.95)	0.67	0.86 (1.42)
		(-+)	側壁	0.57 (0.94)	0.67	0.86 (1.41)
	S s - N 2 (NS)	(++)	底版	0.55 (0.85)	0.67	0.83 (1.27)
		(-+)	底版	0.54 (0.83)	0.67	0.81 (1.24)
	S s - N 2 (EW)	(++)	底版	0.56 (0.79)	0.67	0.84 (1.18)
		(-+)	底版	0.53 (0.78)	0.67	0.80 (1.17)

注記\*1：照査値が最大となる評価対象部位のみ記載

\*2：1要素の発生応力度が許容限界を上回ったため、部材厚以内の範囲で発生応力度の平均化を実施

\*3：括弧内（ ）は平均化前の結果を表す

\*4：参考に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1999年）」に基づき，せん断の短期許容応力度  $1.11\text{N/mm}^2$  を許容限界とすると，照査値は 0.60 となる

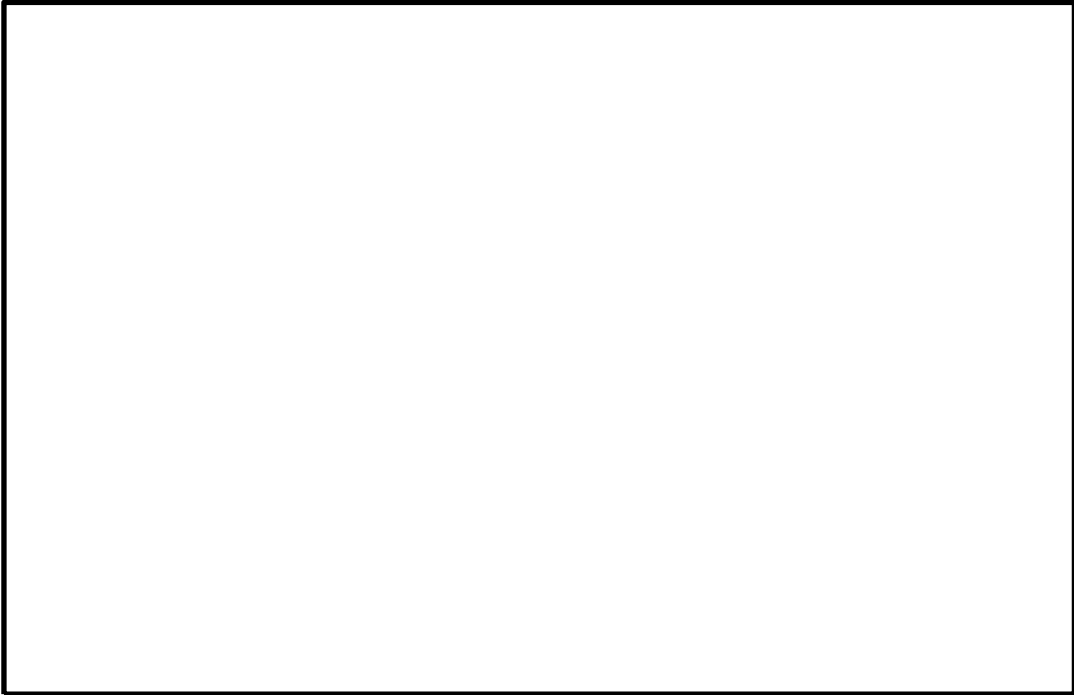


図 2-7 発生応力度の平均化を実施した範囲（せん断応力度）

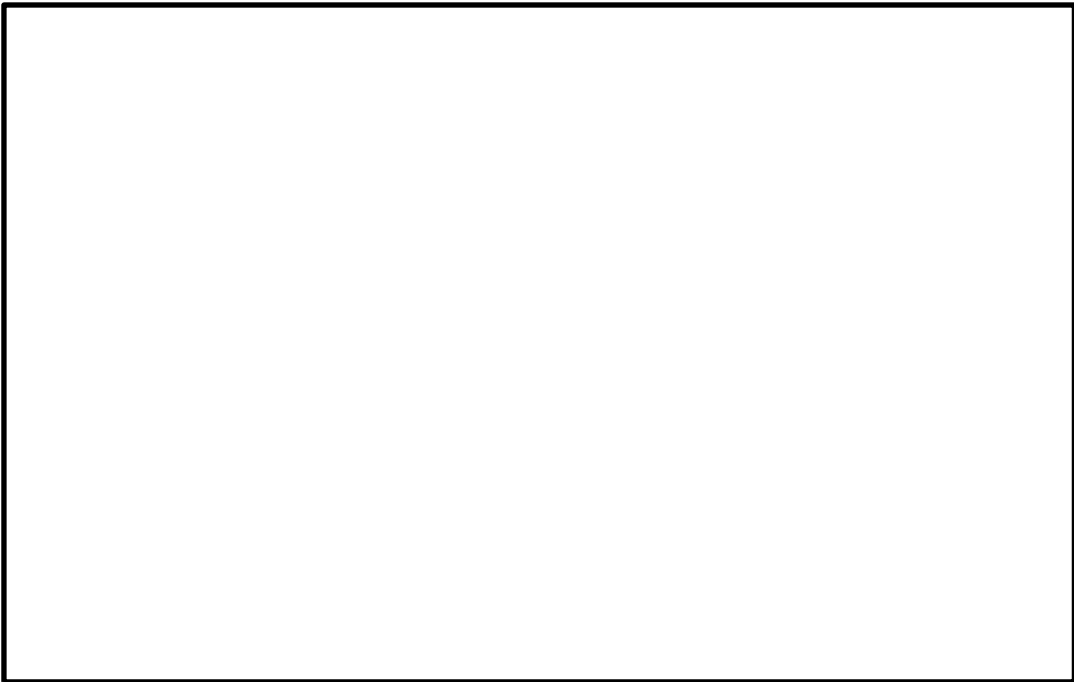


図 2-8 最大応力度分布図（ $S_s - D (+)$ ），せん断応力度）

表 2-9 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		評価対象 部位* <sup>1</sup>	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
①	S s - D	(++)	底版	1.11	1.91	0.59
		(-+)	底版	1.85	1.91	0.97
		(+-)	頂版	0.98	1.91	0.52
		(--)	底版	1.21* <sup>2</sup> (1.90)* <sup>3</sup>	1.91	0.64* <sup>2</sup> (1.00)* <sup>3</sup>
	S s - F 1	(++)	底版	0.86	1.91	0.46
	S s - F 2	(++)	底版	1.52	1.91	0.80
	S s - N 1	(++)	底版	1.55	1.91	0.82
		(-+)	頂版	0.68	1.91	0.36
	S s - N 2 (NS)	(++)	底版	0.91	1.91	0.48
		(-+)	頂版	0.58	1.91	0.31
	S s - N 2 (EW)	(++)	底版	0.81	1.91	0.43
		(-+)	底版	0.66	1.91	0.35

注記\*1：照査値が最大となる評価対象部位のみ記載

\*2：1要素の発生応力度が許容限界を上回ったため、部材厚以内の範囲で発生応力度の平均化を実施

\*3：括弧内（ ）は平均化前の結果を表す

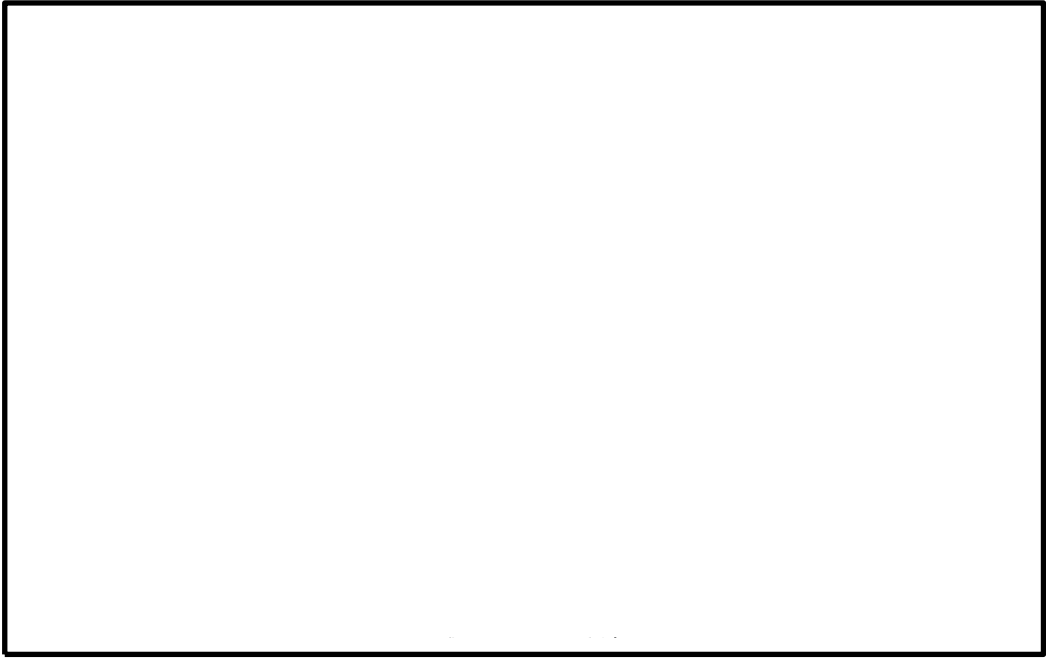


図 2-9 発生応力度の平均化を実施した範囲（引張応力度）

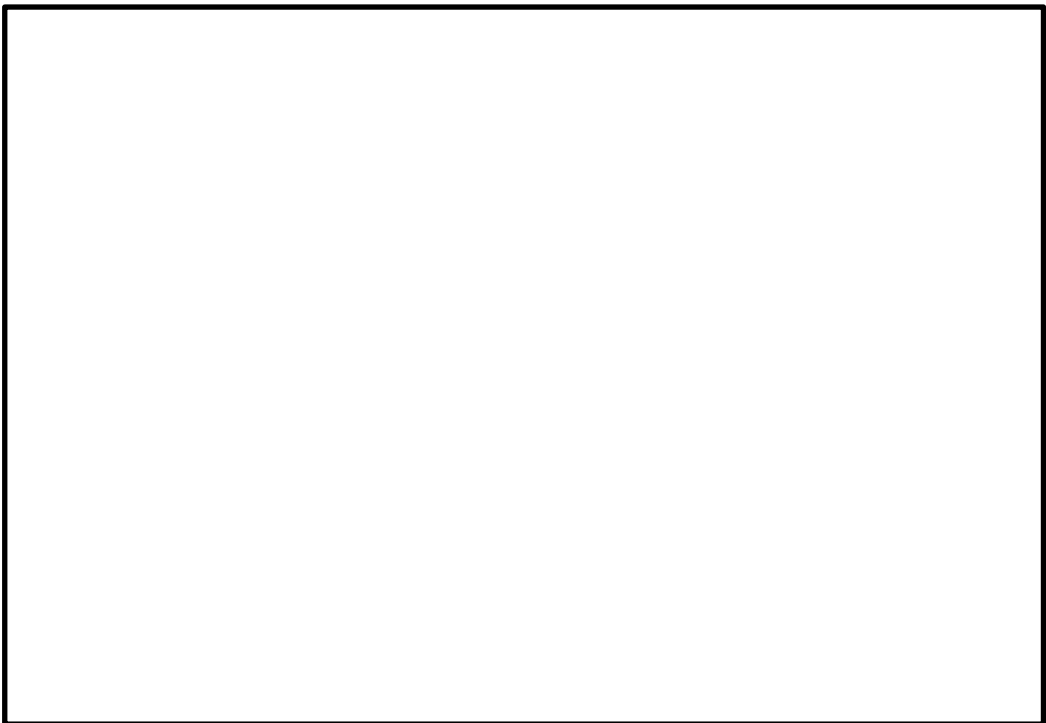


図 2-10 最大応力度分布図（ $S_s - D$ （--），引張応力度）

(参考資料 8) ⑤-⑤断面の重力擁壁下端の境界条件

## 1. 概要

⑤-⑤断面の重力擁壁は、直接岩盤上に設置しており、鉛直方向の鉄筋及びH形鋼を岩盤に定着させている。鉄筋は重力擁壁の岩盤からの浮き上がりに抵抗し、H形鋼は重力擁壁と岩盤の境界面に発生するせん断力に抵抗する設計とすることから、重力擁壁は作用荷重によって滑動や転倒が発生せず、重力擁壁と岩盤は一体であると判断し、地震応答解析においては、重力擁壁と岩盤の境界面にジョイント要素を設定していない。重力擁壁と岩盤の一体性の概念図を図 1-1 に示す。

なお、「4.2.6 重力擁壁」及び「4.2.7 H形鋼」では、重力擁壁下端に発生する曲げモーメントに対する鉄筋の引張照査及び重力擁壁下端に発生するせん断力に対するH形鋼のせん断照査を行い、いずれも許容限界に収まっていることを確認している。

一方で、鉄筋と岩盤の付着が不十分な場合、岩盤から鉄筋の引抜きが想定されるため、本資料では、重力擁壁の下端に作用する地震荷重に対し、鉄筋が岩盤から引抜けないことを規格・基準類及び現地鉄筋引抜き試験により確認し、重力擁壁と岩盤の境界面の境界条件が妥当であることを確認する。また、本資料では津波荷重に対しても、鉄筋が岩盤から引抜けないことを確認する。

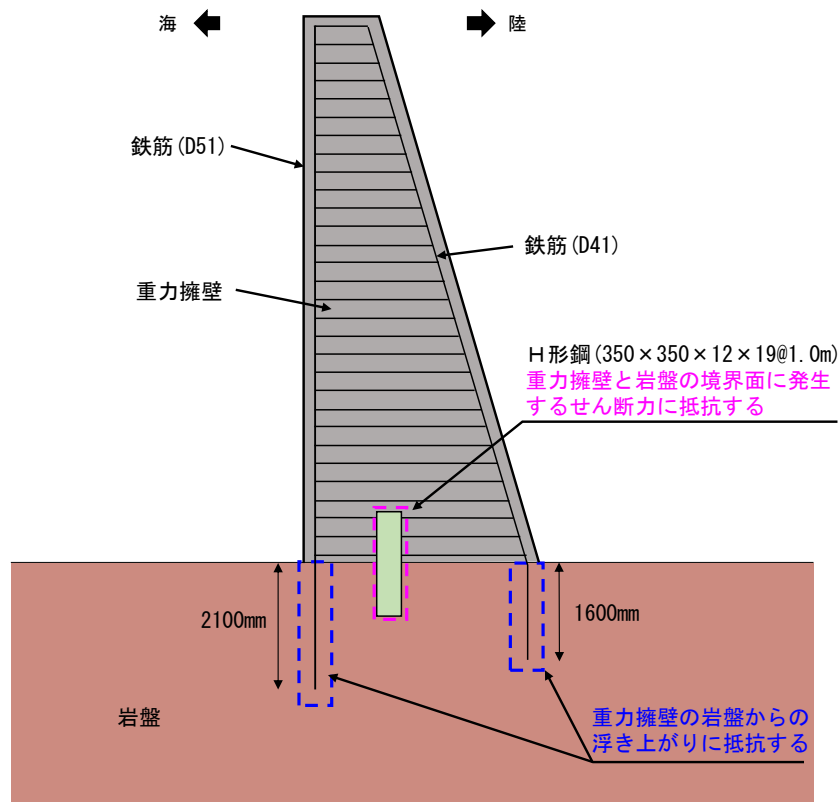


図 1-1 重力擁壁と岩盤の一体性の概念図

## 2. 検討方針

地震時及び津波時に作用する重力擁壁下端のモーメントを用いて、岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを確認する。

鉄筋は岩盤内に定着させていることから、地震時及び津波時の作用荷重に対して岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（2012，地盤工学会）」（以下「設計・施工基準」という）を準用し、確認する。

## 3. 検討内容

### 3.1 検討概要

鉄筋の岩盤への定着に当たっては、岩盤を削孔して鉄筋を建て込み、鉄筋を岩盤に定着させるために孔内をグラウトで充填した。

地震時及び津波時の作用荷重に対して岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを確認するために、①鉄筋とグラウトの界面の付着破壊が発生しないこと及び②岩盤とグラウト界面の付着破壊が発生しないことを確認項目とする。鉄筋とグラウトの界面の付着破壊について、「設計・施工基準」に基づき、鉄筋の引抜き抵抗力を算定し、作用荷重を算定値が上回ることを確認する。また、岩盤とグラウト界面の付着破壊について、「設計・施工基準」に基づき、作用荷重をグラウトと岩盤の摩擦抵抗が上回ることを確認する。確認項目のイメージ図を図3-1に示す。

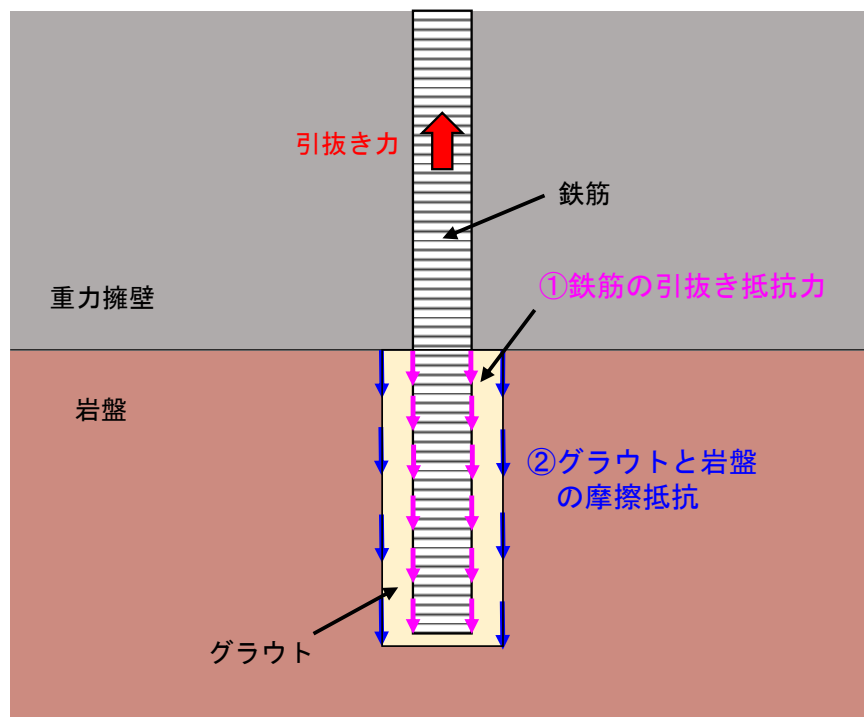


図 3-1 確認項目のイメージ



### 3.2 作用荷重

地震時の作用荷重は、2次元有限要素法による重力擁壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査において、最も照査結果が厳しい地震動  $S_s - D(++)$  (解析ケース①) による荷重とする。この地震動によって重力擁壁下端に作用する曲げモーメントのうち、海側又は陸側加振時の最大曲げモーメントを基に、鉄筋に発生する引抜き力を算定する。なお、鉄筋に発生する引抜き力は、「4.2.6 重力擁壁」で確認した鉄筋に発生する引張応力度により算定する。

上記の地震時において、鉄筋に発生する最大引抜き力は、海側の鉄筋において 29kN、陸側の鉄筋において 194kN となる。

津波時の作用荷重は、津波波圧及び漂流物衝突荷重とする。鉄筋に発生する最大引抜き力は、「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」より算定した。

上記の津波時において、鉄筋に発生する最大引抜き力は、海側の鉄筋において 275kN となる。また、津波は海側から陸側に作用するため、陸側の鉄筋に発生する引抜き力は軽微であることから、津波時の陸側の鉄筋に発生する引抜き力は考慮しない。

地震時及び津波時において、鉄筋に発生する最大引抜き力を表 3-1 に示す。

表 3-1 鉄筋に発生する最大引抜き力

作用荷重	検討位置 (鉄筋径)	曲げモーメント (kN・m)	最大引抜き力 (kN)
地震時	海側 (D51)	1446	29
	陸側 (D41)	3836	194
津波時	海側 (D51)	4066	275

### 3.3 使用材料

本検討においては、「設計・施工基準」に基づき検討するため、材料諸元を表 3-2 に示す。

表 3-2 材料諸元

材料	諸元
鉄筋	海側 : D51, SD345
	陸側 : D41, SD345
グラウト	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>

### 3.4 抵抗力の算定

#### 3.4.1 鉄筋の引抜き抵抗力

鉄筋の引抜き抵抗力は、「設計・施工基準」を準用し、鉄筋の公称周長，許容付着応力度及び鉄筋の定着長を基に式（1）を用いて算定する。

$$T = \tau_{ba} \times l_{sa} \times U \quad \text{式（1）}$$

ここに、

T : 鉄筋の引抜き抵抗力

$\tau_{ba}$  : 許容付着応力度

$l_{sa}$  : 鉄筋の定着長

U : 鉄筋の公称周長

鉄筋とグラウトの許容付着応力度を図 3-2 に、鉄筋の公称周長及び定着長を表 3-3 に、算定した鉄筋の引抜き抵抗力を表 3-4 に示す。

用途	グラウトの設計基準強度	18	24	30	40 以上	
	引張り材の種類					
仮設	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC 鋼	1.0	1.2	1.35	1.5	
	異形 PC 鋼棒	1.4	1.6	1.8	2.0	
	永久	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC 鋼	—	0.8	0.9	1.0
		異形 PC 鋼棒	—	1.6	1.8	2.0

図 3-2 鉄筋とグラウトの許容付着応力度（「設計・施工基準」に加筆）

表 3-3 鉄筋定着部の公称周長及び定着長

検討位置 (鉄筋径)	鉄筋の公称周長 U (mm)	定着長 $l_{sa}$ (mm)
海側 (D51)	160	2100
陸側 (D41)	130	1600

表 3-4 算定した鉄筋の引抜き抵抗力

検討位置 (鉄筋径)	鉄筋の引抜き抵抗力 (kN)
海側 (D51)	538
陸側 (D41)	333

### 3.4.2 グラウトと岩盤の摩擦抵抗力

グラウトと岩盤の摩擦抵抗力は、グラウトの表面積と「設計・施工基準」に記載された摩擦抵抗を乗じて設定する。摩擦抵抗については、⑤-⑤断面の基礎地盤の岩級はC<sub>H</sub>級であることから、硬岩の摩擦抵抗を用いることとし、保守的に最低値である1.5N/mm<sup>2</sup>を用いる。

グラウトと岩盤の摩擦抵抗を図3-3に、グラウトの表面積算定に用いる諸元として、グラウトを充填した岩盤の削孔径及び削孔長を表3-5に、算定したグラウトと岩盤の摩擦抵抗力を表3-6に示す。

解説表-6.5 アンカーの極限周面摩擦抵抗<sup>1))</sup>

地盤の種類			摩擦抵抗(MN/m <sup>2</sup> )
岩盤		硬岩	1.5 ~ 2.5
		軟岩	1.0 ~ 1.5
		風化岩	0.6 ~ 1.0
		土丹	0.6 ~ 1.2
砂礫	N値	10	0.1 ~ 0.2
		20	0.17 ~ 0.25
		30	0.25 ~ 0.35
		40	0.35 ~ 0.45
		50	0.45 ~ 0.7
砂	N値	10	0.1 ~ 0.14
		20	0.18 ~ 0.22
		30	0.23 ~ 0.27
		40	0.29 ~ 0.35
		50	0.3 ~ 0.4
粘性土			1.0c (cは粘着力)

図3-3 グラウトと岩盤の摩擦抵抗（「設計・施工基準」に加筆）

表3-5 岩盤の削孔径及び削孔長

検討位置（鉄筋径）	削孔径（mm）	削孔周長（mm）	削孔長（mm）	グラウトの表面積（mm <sup>2</sup> ）
海側（D51）	75	235.6	2100	4.95×10 <sup>5</sup>
陸側（D41）	65	204.2	1600	3.27×10 <sup>5</sup>

表3-6 算定したグラウトと岩盤の摩擦抵抗力

検討位置（鉄筋径）	グラウトと岩盤の摩擦抵抗力（kN）
海側（D51）	742
陸側（D41）	490

### 3.4.3 検討結果

地震時及び津波時に鉄筋に発生する最大引抜き力及び抵抗力を表 3-7 に示す。

地震時及び津波時の作用荷重を、鉄筋の引抜き抵抗力及びグラウトと岩盤の摩擦抵抗力が上回ることを確認した。

表 3-7 地震時及び津波時に鉄筋に発生する最大引抜き力及び抵抗力

作用荷重	検討位置 (鉄筋径)	最大引抜き力 (kN)	「設計・施工基準」	
			鉄筋の引抜き抵抗力 (kN)	グラウトと岩盤の 摩擦抵抗力(kN)
地震時	海側 (D51)	29	538	742
	陸側 (D41)	194	333	490
津波時	海側 (D51)	275	538	742

#### 4. 現地鉄筋引抜き試験

##### 4.1 目的及び概要

重力擁壁と岩盤の一体性については、岩盤から鉄筋が引抜けないことを「設計・施工基準」を準用して確認した。ここでは、実構造物の設置地盤と同じ岩級及び岩種である位置において、実構造物を模擬した現地鉄筋引抜き試験を行い、地震時及び津波時の作用荷重に対して鉄筋が岩盤から引抜けないことを確認する。

##### 4.2 試験内容

###### 4.2.1 試験位置

鉄筋引抜き試験の実施位置については、防波壁（波返重力擁壁）の岩盤部（岩盤直接支持部）を設置している基礎地盤が凝灰岩（C<sub>H</sub>級）主体であることから、岩級及び岩種が同じである位置を選定した。

岩盤部（岩盤直接支持部）の位置図を図4-1に、代表断面として選定した岩盤部（岩盤直接支持部）の岩級図（横断面）及び岩相図（横断面）を図4-2に、引抜き試験実施位置図を図4-3に示す。

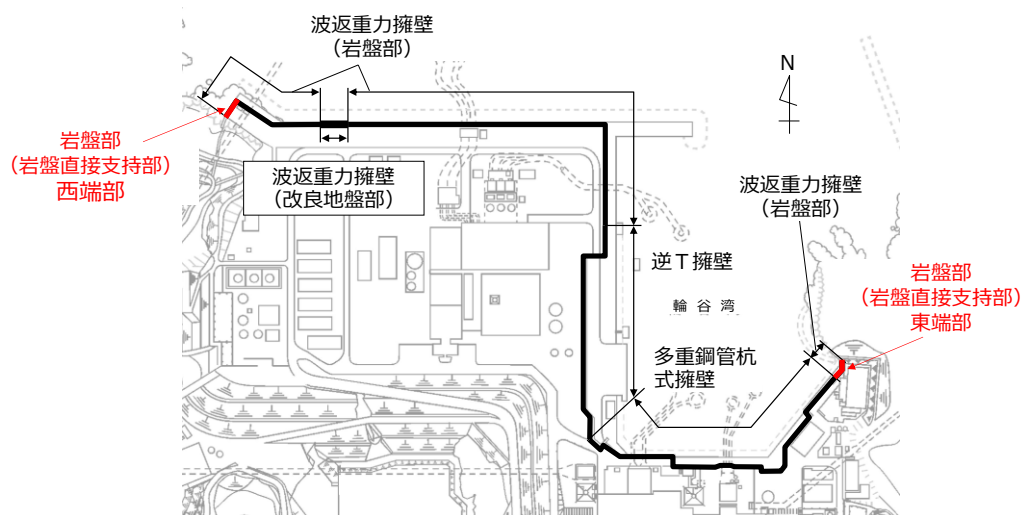
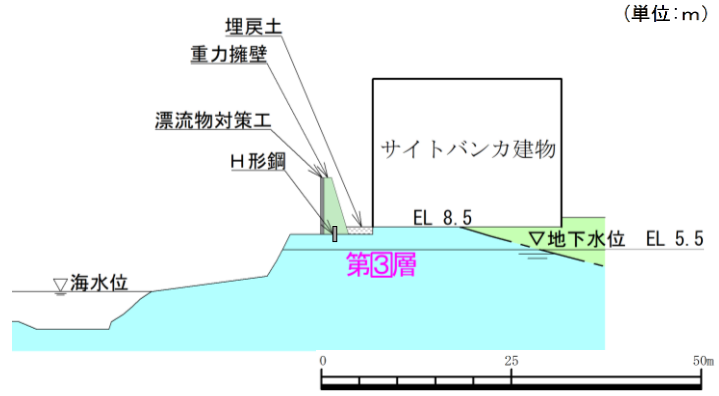
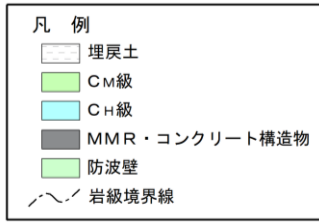
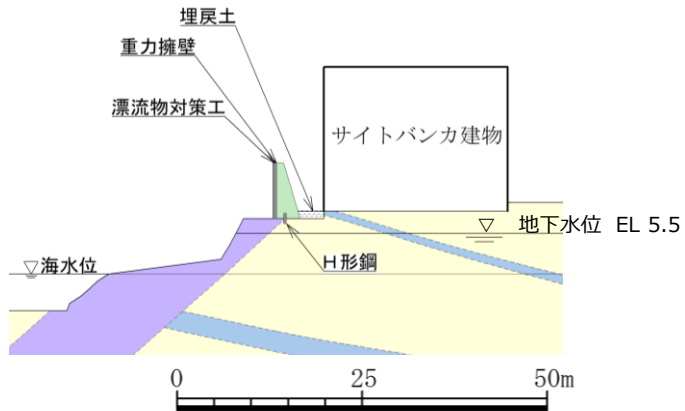
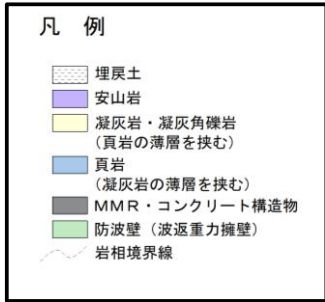


図4-1 岩盤直接支持部の位置図



岩級図 (横断面)

(単位:m)



岩相図 (横断面)

図 4-2 岩盤部 (岩盤直接支持部) 東端部の岩級図及び岩相図

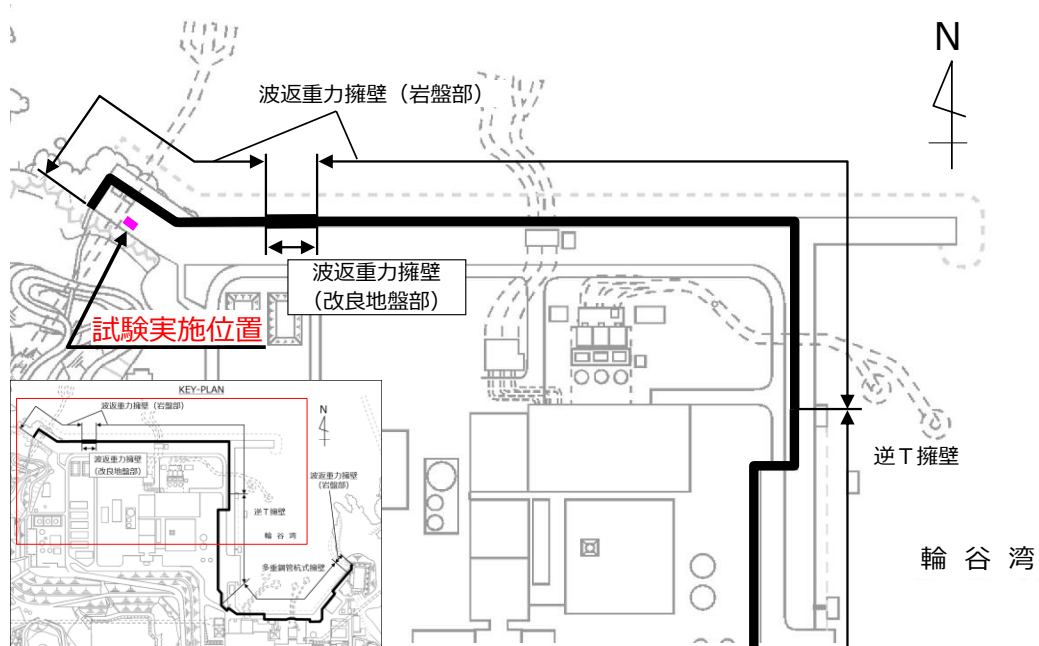


図 4-3 試験実施位置図

#### 4.2.2 試験概要

##### (1) 試験体の作製

試験体は、岩盤を露出させた後に岩級及び岩種の確認を行い、試験実施位置の岩級及び岩種が、防波壁（波返重力擁壁）の岩盤部（岩盤直接支持部）を設置している基礎地盤と同じ凝灰岩（C<sub>H</sub>級）であることを確認した。

試験体は、実構造物の施工手順を踏まえ、コアドリルを用いて岩盤を削孔し、孔内に鉄筋を建て込み、設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup> のグラウトで充填し作製した。

なお、防波壁（波返重力擁壁）の岩盤部（岩盤直接支持部）には、海側で D51、陸側で D41 の鉄筋を用いていることから、鉄筋径ごとに試験体を 3 体ずつ作製した。

試験ケースを表 4-1 に、実構造物及び試験体の材料諸元を表 4-2 に、岩盤の削孔径及び削孔深さを表 4-3 に示す。

表 4-1 試験ケース

設置箇所 (鉄筋径)	鉄筋番号
海側 (D51)	No. D51-1
	No. D51-2
	No. D51-3
陸側 (D41)	No. D41-1
	No. D41-2
	No. D41-3

表 4-2 実構造物及び試験体の材料諸元

対象	材料	諸元
実構造物	鉄筋	海側：D51, SD345
		陸側：D41, SD345
	グラウト	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
試験体	鉄筋	海側：D51, SD345
		陸側：D41, SD345
	グラウト	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>



表 4-3 実構造物及び試験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

対象	設置箇所 (鉄筋径)	削孔径	削孔深さ
実構造物	海側 (D51)	75mm	2100mm
	陸側 (D41)	65mm	1600mm
試験体	海側 (D51)	75mm	2100mm
	陸側 (D41)	65mm	1600mm

## (2) 鉄筋引抜き試験

鉄筋引抜き試験は、センターホールジャッキを用いて行い、鉄筋の引抜き荷重及び鉄筋の伸び量について計測した。

岩盤を露出した後、岩盤上に不陸調整用のコンクリートを打設し、反力板とセンターホールジャッキを設置した。なお、鉄筋の引抜きに伴うグラウト及び岩盤の変状の有無を確認できるように、不陸調整用のコンクリートには $\phi=300\text{mm}$ の観察孔を設け、碎石を充填した。

センターホールジャッキの設置後、鉄筋に引抜き荷重を伝えるためのチャッキングブロック及び支圧板を設置し、鉄筋の上端部に変位計を据え付けた。

引抜き荷重は、地震時及び津波時の作用荷重を超える荷重とし、降伏荷重相当まで載荷した。

試験装置として載荷装置及び計測位置概要図を図4-4に、試験体の作製状況及び試験装置の設置状況を図4-5～図4-8に示す。

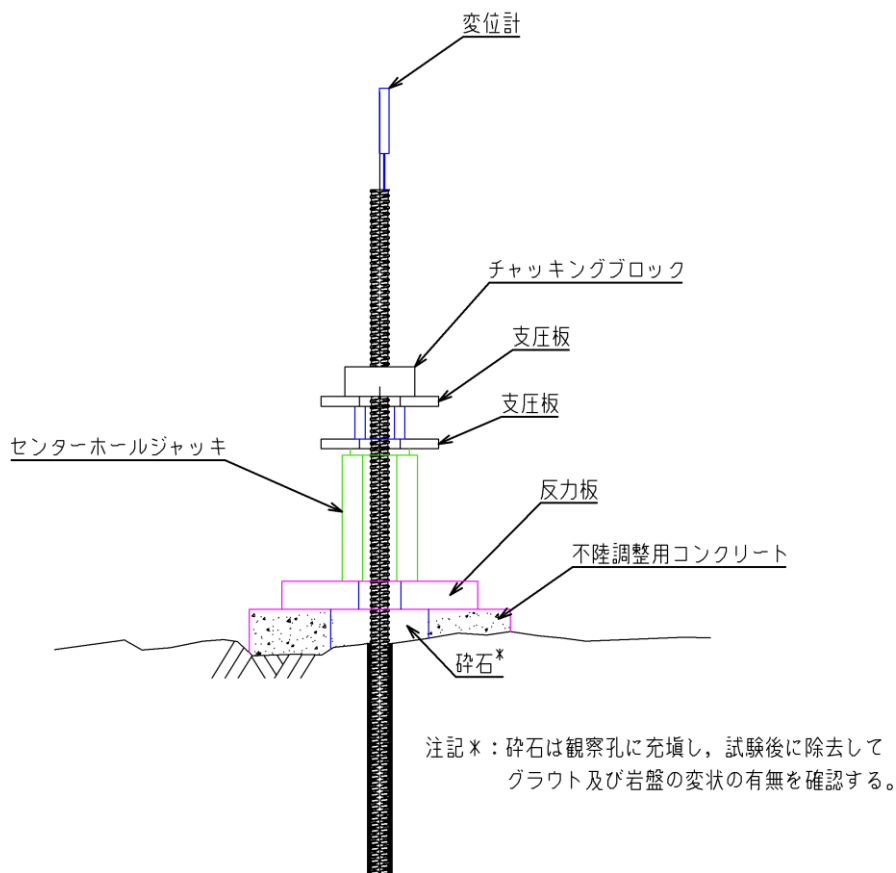


図4-4 載荷装置及び計測位置概要図



图 4-5 岩盤露出狀況（凝灰岩（ $C_H$ 級））



图 4-6 試驗體（右：D51，左：D41，碎石充填前）



図 4-7 岩盤定着状況 (No. D51-1)



図 4-8 設置状況

## 4.3 試験結果

### 4.3.1 海側 (D51)

海側 (D51) における鉄筋引抜き試験の結果として、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係を図 4-9 に、試験後のグラウト及び鉄筋の定着部付近の岩盤表面状況を図 4-10 に示す。

図 4-9 より、地震時及び津波時の作用荷重のうち、より大きい津波荷重（最大引抜き力：275kN）及び鉄筋の短期許容応力度に公称断面積を乗じて算定した短期許容応力に相当する荷重（466kN）に対して、それを超える荷重（772kN）に至るまで荷重の低下は見られず、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。

また、試験後に観察孔から岩盤表面を確認した結果、鉄筋周辺のグラウト及び岩盤にクラックは確認できなかった。

以上より、地震時及び津波時において鉄筋は岩盤から引抜けないことを確認した。

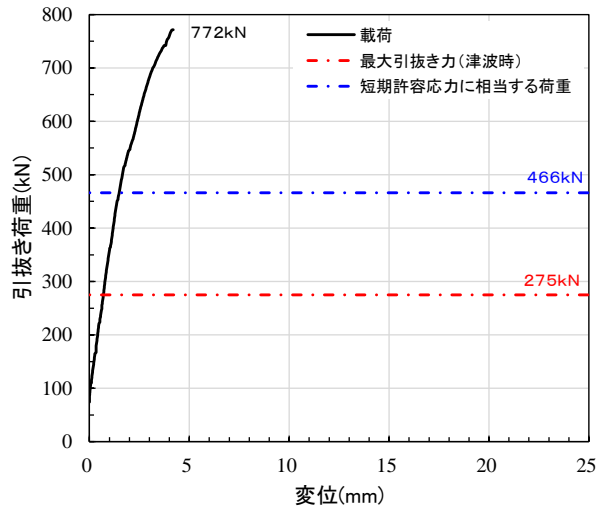


図 4-9(1) 試験結果 (No. D51-1)

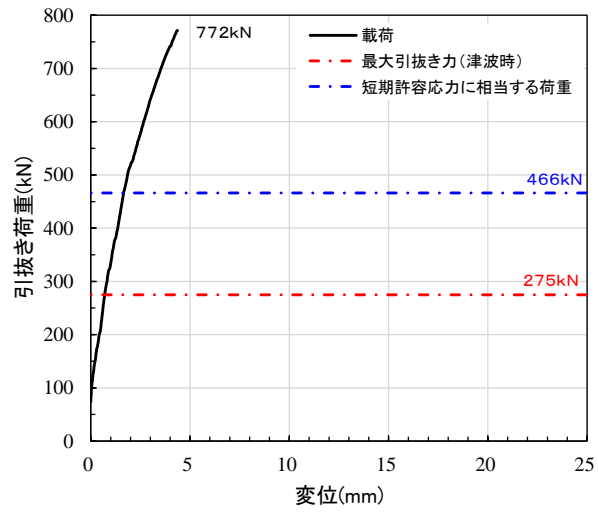


図 4-9(2) 試験結果 (No. D51-2)

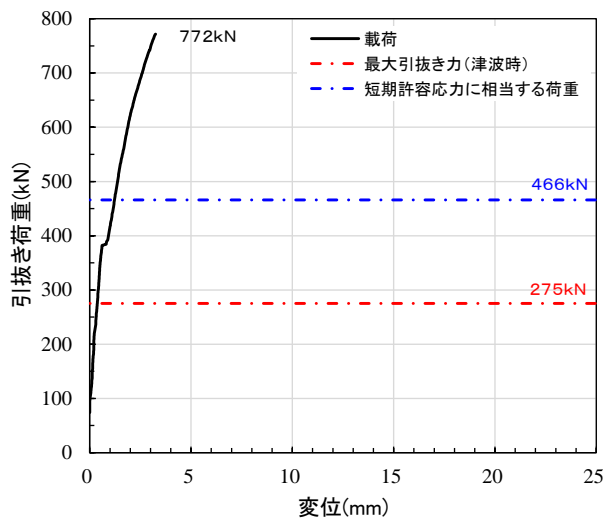


図 4-9(3) 試験結果 (No. D51-3)

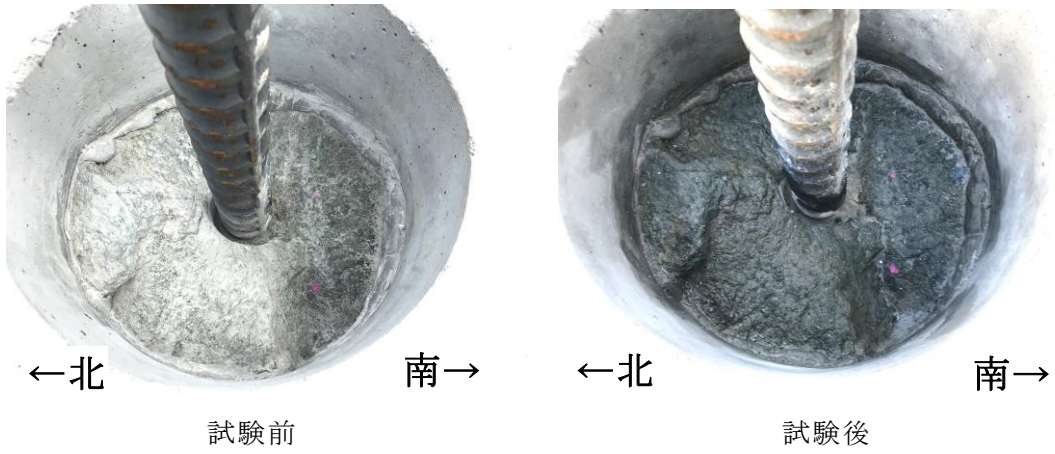


図 4-10(1) 試験後の岩盤状況 (No. D51-1)

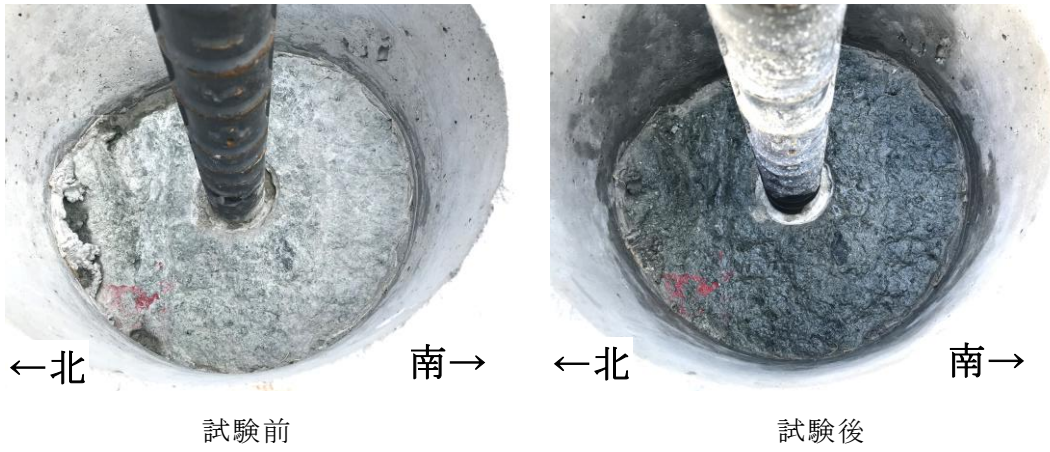


図 4-10(2) 試験後の岩盤状況 (No. D51-2)

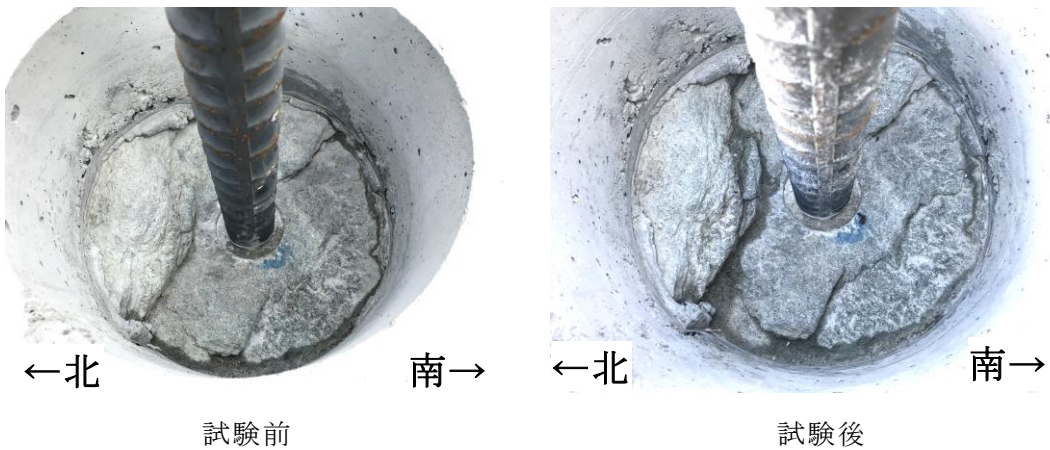


図 4-10(3) 試験後の岩盤状況 (No. D51-3)

#### 4.3.2 陸側 (D41)

海側 (D41) における鉄筋引抜き試験の結果として、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係を図 4-11 に、試験後のグラウト及び鉄筋の定着部付近の岩盤表面状況を図 4-12 に示す。

図 4-11 より、地震時の作用荷重（最大引抜き力：194kN）及び鉄筋の短期許容応力度に公称断面積を乗じて算定した短期許容応力に相当する荷重（308kN）を超える荷重（522kN）に至るまで大きな荷重の低下は見られず、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。

また、試験後に観察孔から岩盤表面を確認した結果、鉄筋周辺のグラウト及び岩盤にクラックは確認できなかった。

以上より、地震時において鉄筋は岩盤から引抜けないことを確認した。



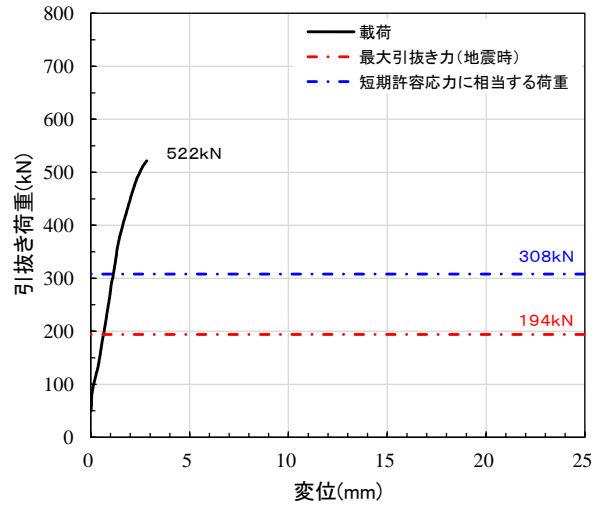


図 4-11(1) 試験結果 (No. D41-1)

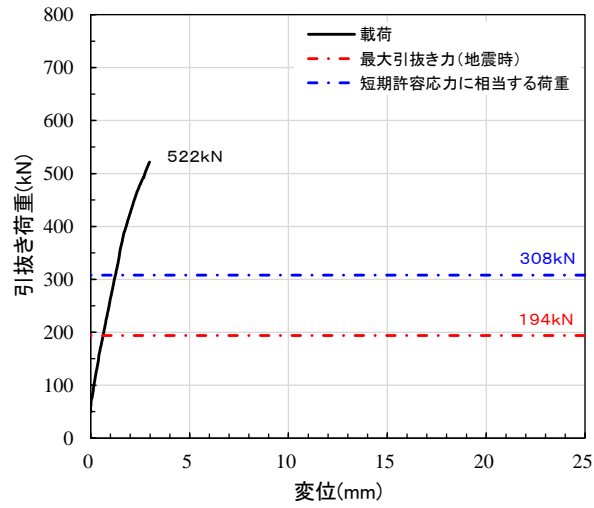


図 4-11(2) 試験結果 (No. D41-2)

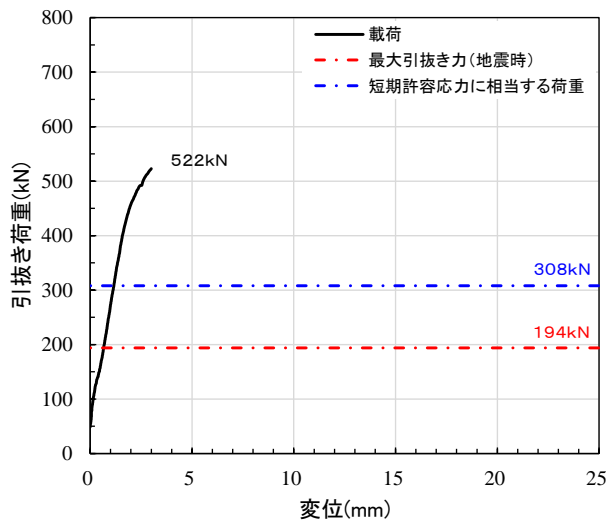
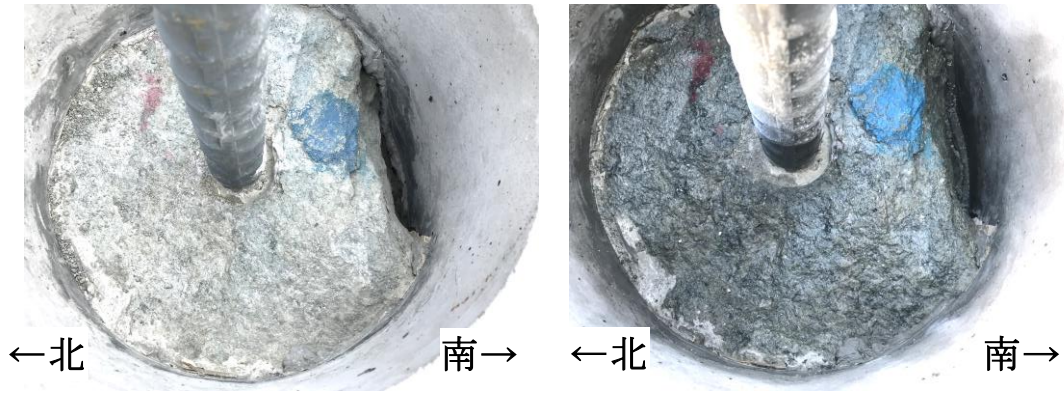


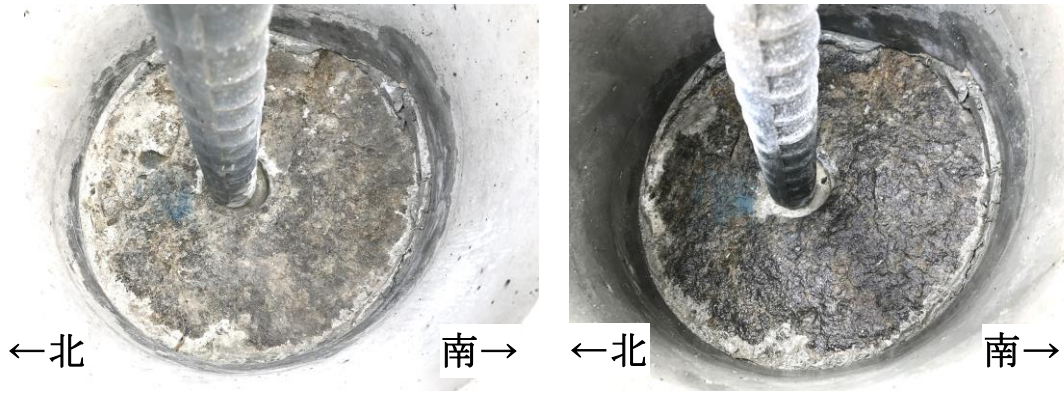
図 4-11(3) 試験結果 (No. D41-3)



試験前

試験後

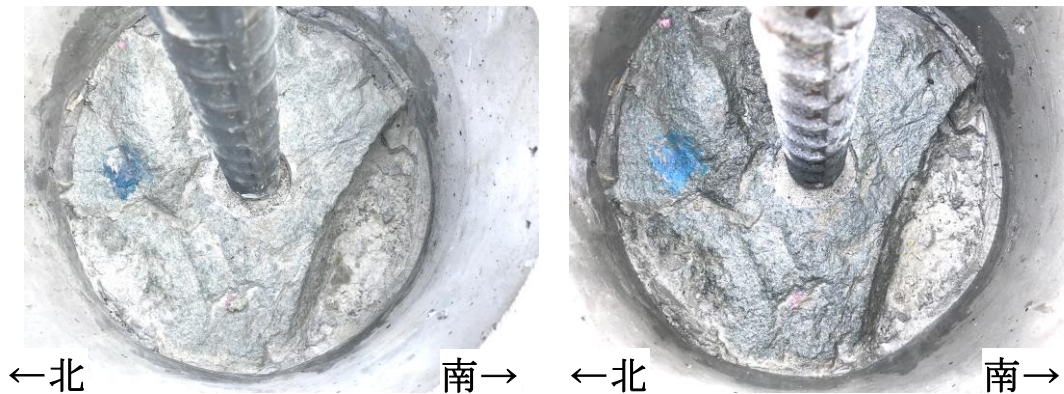
図 4-12 (1) 試験後の岩盤状況 (No. D41-1)



試験前

試験後

図 4-12 (2) 試験後の岩盤状況 (No. D41-2)



試験前

試験後

図 4-12 (3) 試験後の岩盤状況 (No. D41-3)

## 5. まとめ

岩盤に直接定着させた鉄筋について、地震時及び津波時の作用荷重に対して岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを確認するために、①鉄筋とグラウトの界面の付着破壊が発生しないこと及び②岩盤とグラウト界面の付着破壊が発生しないことを確認した。

鉄筋とグラウトの界面の付着破壊は、「設計・施工基準」に基づき算定した鉄筋の引抜き抵抗力が、地震時及び津波時の作用荷重による鉄筋の最大引抜き力を上回ることから、発生しないことを確認した。

岩盤とグラウト界面の付着破壊は、「設計・施工基準」に基づくグラウトと岩盤の摩擦抵抗力が、地震時及び津波時の作用荷重による鉄筋の最大引抜き力を上回ることから、発生しないことを確認した。

また、実構造物の設置地盤と同じ岩級及び岩種である位置において、実構造物を模擬した現地鉄筋引抜き試験を行い、地震時及び津波時の作用荷重を超える引抜き力を載荷した場合においても、鉄筋が岩盤から引抜けないことを確認した。

以上より、重力擁壁の下端に作用する地震荷重及び津波荷重に対して、鉄筋が岩盤から引抜けないことを規格・基準類及び現地鉄筋引抜き試験により確認したため、重力擁壁と岩盤の境界面の境界条件が妥当であることを確認できた。

表 5-1 「設計・施工基準」に基づく抵抗力及び鉄筋引抜き試験結果

作用荷重	検討位置 (鉄筋径)	最大引抜き力 (kN)	「設計・施工基準」		鉄筋引抜き試験
			鉄筋の引抜き抵抗力 (kN)	グラウトと岩盤の 摩擦抵抗力(kN)	最大引抜き力 (kN)
地震時	海側 (D51)	29	538	742	772
	陸側 (D41)	194	333	490	522
津波時	海側 (D51)	275	538	742	772

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）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	7
2.4	適用規格・基準等	15
3.	強度評価	18
3.1	記号の定義	18
3.2	評価対象断面及び部位	20
3.2.1	評価対象断面	20
3.2.2	評価対象部位	40
3.3	荷重及び荷重の組合せ	41
3.3.1	荷重	41
3.3.2	荷重の組合せ	46
3.4	許容限界	48
3.4.1	重力擁壁	48
3.4.2	ケーソン	49
3.4.3	H形鋼	52
3.4.4	MMR	52
3.4.5	改良地盤⑥	52
3.4.6	止水目地	53
3.4.7	基礎地盤	53
4.	2次元有限要素法	54
4.1	評価方法	54
4.1.1	津波時	54
4.1.2	重畳時	93
4.2	評価条件	109
4.2.1	津波時	109
4.2.2	重畳時	111
4.3	評価結果	113
4.3.1	津波時	113

4.3.2	重畳時	130
5.	3次元構造解析	145
5.1	解析方法	145
5.2	入力値の設定	146
5.2.1	津波時	146
5.2.2	重畳時	150
5.3	照査時刻の設定	157
5.4	解析モデル及び諸元	159
5.4.1	構造物のモデル化	159
5.4.2	地盤ばね	165
5.4.3	使用材料及び材料の物性値	168
5.4.4	地下水位	170
5.5	評価対象部位	171
5.6	評価方法	171
5.7	評価結果	173
5.7.1	津波時	173
5.7.2	重畳時	186
	(参考資料 1) 発生応力度の平均化について	
	(参考資料 2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価	
	(参考資料 3) 重畳時の解析方法の妥当性	

## 1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）が地震後の繰返しの来襲を想定した津波、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形にとどまることを確認するものである。

漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防波壁（波返重力擁壁）の位置図を図 2.1-1 に示す。

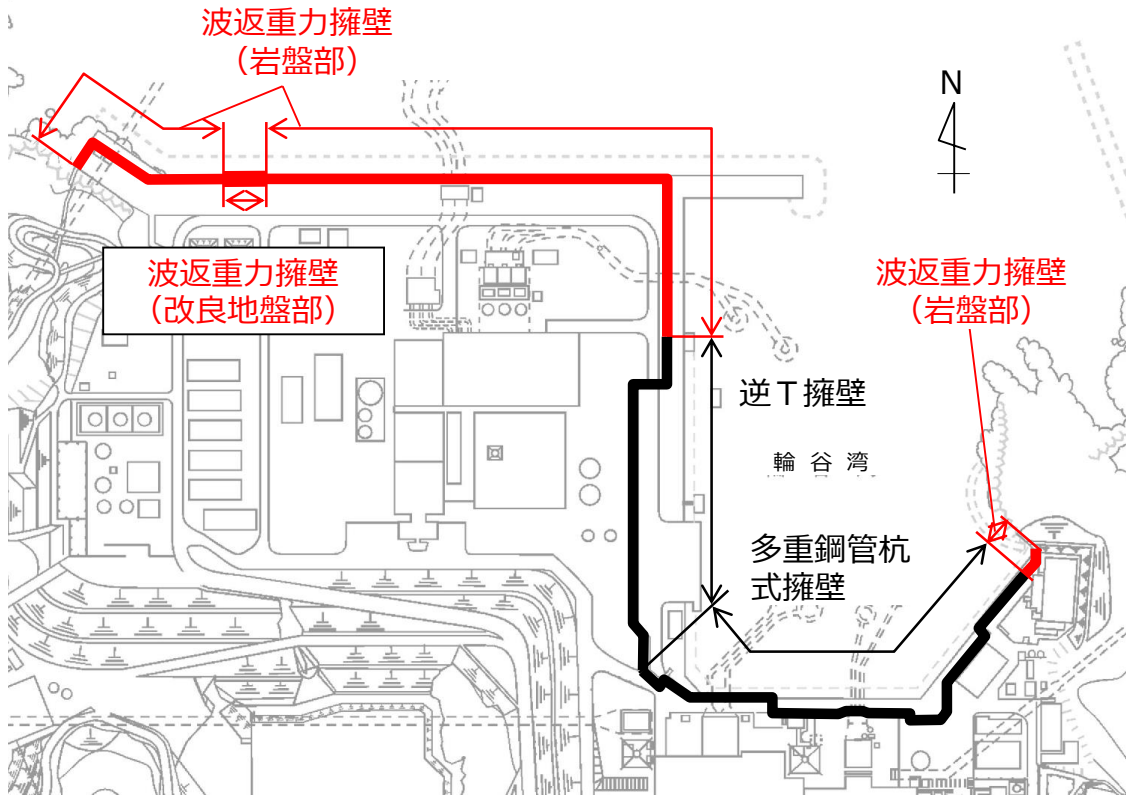


図 2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の位置図

## 2.2 構造概要

防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波壁（波返重力擁壁）は、岩盤又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）若しくは改良地盤を介して岩盤に支持されており、図 2.1-1 に示すとおり波返重力擁壁（岩盤部）と波返重力擁壁（改良地盤部）に分類される。この内、波返重力擁壁（岩盤部）は、ケーソン設置部と岩盤直接支持部に分類される。

ケーソン設置部は鉄筋コンクリート造のケーソン及び鉄筋コンクリート造の重力擁壁がMMRを介して岩盤に直接支持される構造であり、岩盤直接支持部は重力擁壁が岩盤に直接支持される構造である。波返重力擁壁（改良地盤部）は、ケーソン及び重力擁壁がMMR及び改良地盤を介して岩盤に支持される構造である。

ケーソンは箱型形状であり、箱型内部には格子状に複数隔壁を配置しており、隔壁により囲まれた箇所に、中詰コンクリート又は中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を充填しており、すべての中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を高圧噴射攪拌工法により改良する。

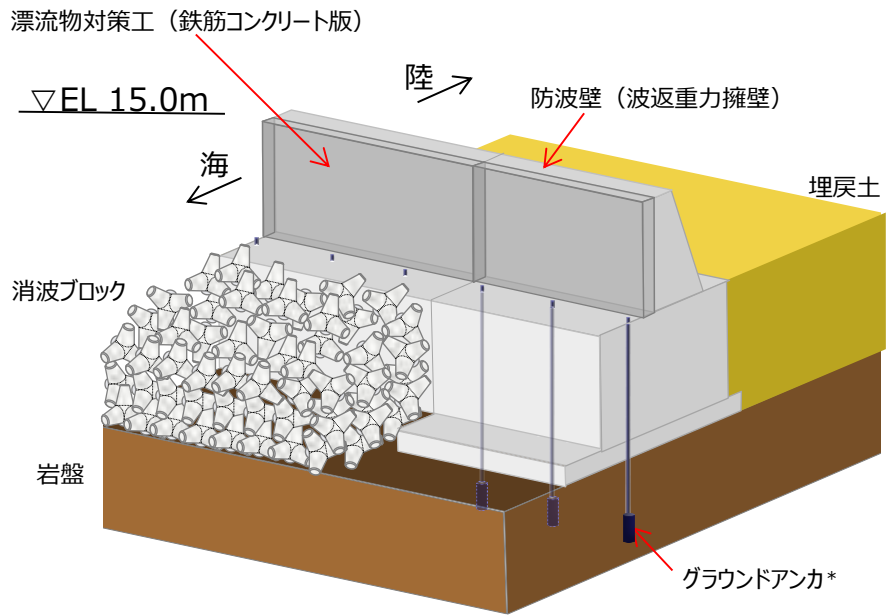
重力擁壁及び前壁の背面に中詰コンクリートが充填されていないケーソンの海側には、鉄筋コンクリート版により構成された漂流物対策工（以下「漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）」という。）を設置し、重力擁壁の陸側の境界部には、試験等により止水性を確認した止水目地を設置する。

なお、構造概要図にグラウンドアンカを示しているが、その効果を期待せずに耐震評価を行う。

防波壁に設置する漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

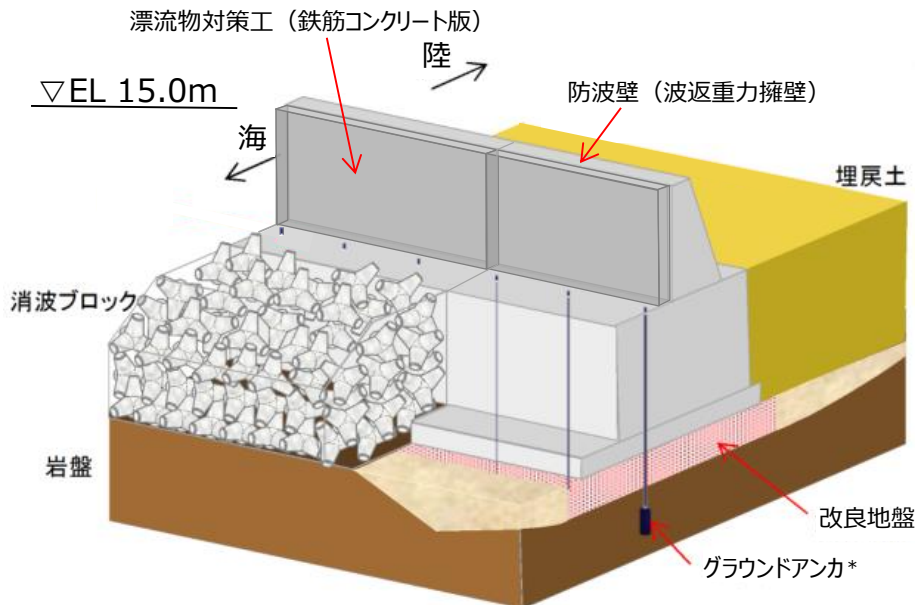


### 波返重力擁壁（岩盤部）



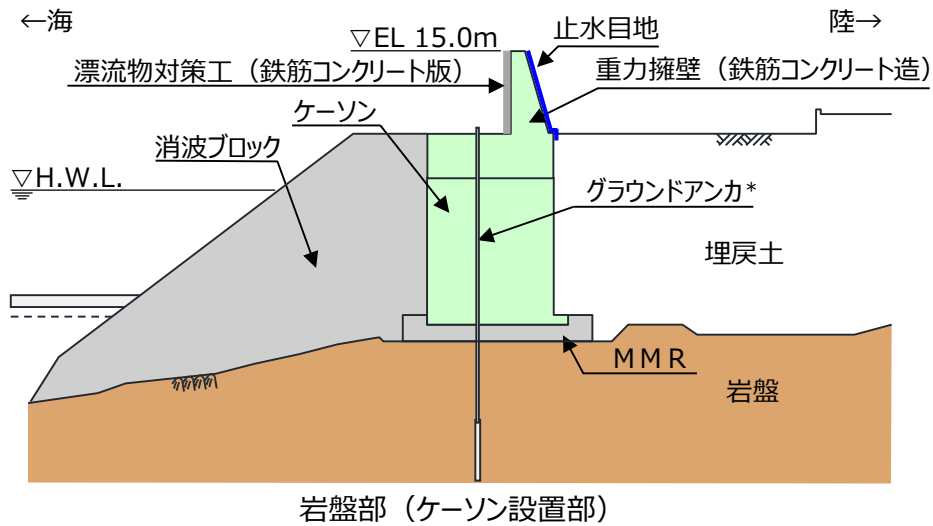
注記\*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

### 波返重力擁壁（改良地盤部）

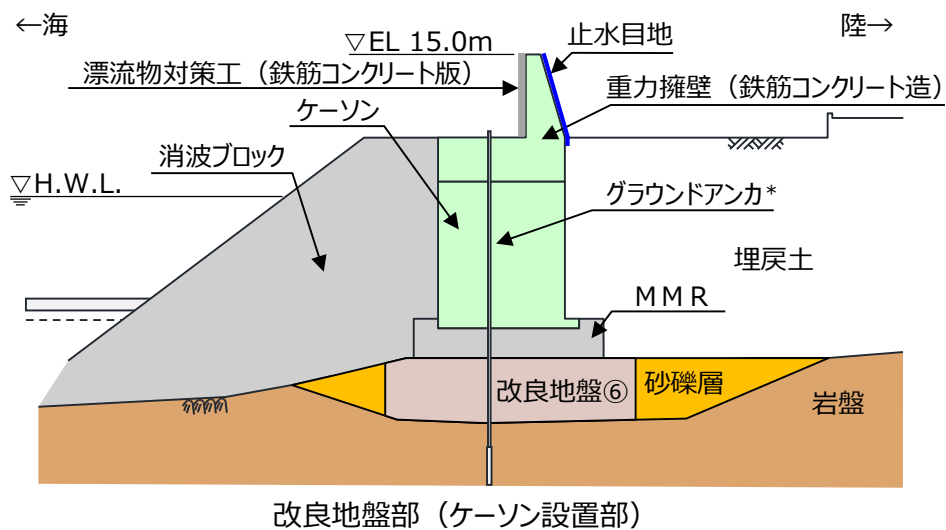
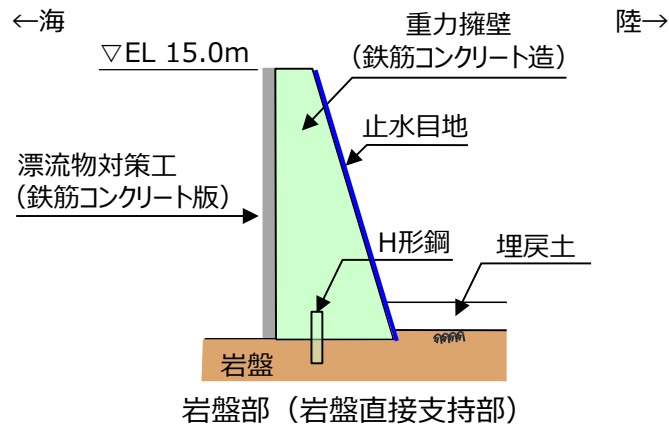


注記\*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（鳥瞰図）



注記\* : 防波壁 (波返重力擁壁) は, グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。



注記\* : 防波壁 (波返重力擁壁) は, グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-2 防波壁 (波返重力擁壁) の構造概要図 (断面図)

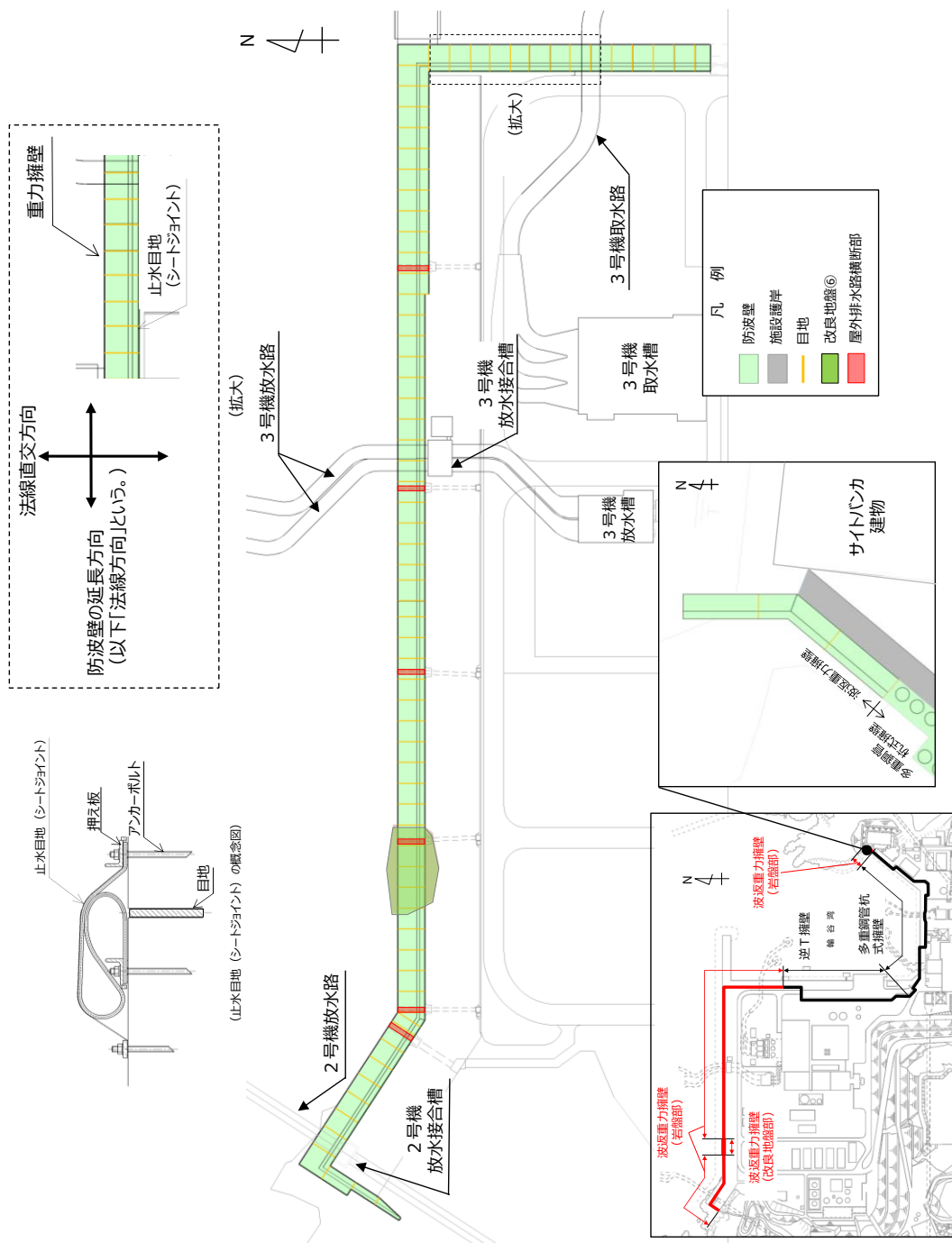


図 2.2-3 防波壁 (波返重力擁壁) の止水目地の概念図及び配置位置図

## 2.3 評価方針

防波壁（波返重力擁壁）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

また、防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価」に示す方法により、「4. 2次元有限要素法」及び「5. 3次元構造解析」より、防波壁（波返重力擁壁）の評価対象部位の発生応力度、すべり安全率及び発生変位量が許容限界を満足することを確認する。

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）の作用方向や伝達過程を考慮した評価対象部位を設定し、表 2.3-3 の防波壁（波返重力擁壁）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行うことにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

部位の名称		地震時の役割	津波時の役割	
施設	重力擁壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	止水目地	・重力擁壁間の変位に追従する。	・重力擁壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。	
	ケーソン	・重力擁壁及び漂流物対策工を支持する。	・重力擁壁を及び漂流物対策工支持するとともに、遮水性を保持する。	
	放水路 ケーソン	頂版 底版 側壁	・重力擁壁を支持する。	・重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。
		隔壁	・重力擁壁を支持する。	・重力擁壁を支持する。
	H形鋼	・重力擁壁を支持する。	・重力擁壁を支持する。	
	漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)*	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁(波返重力擁壁)への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁(波返重力擁壁)に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁(波返重力擁壁)の局所的な損傷を防止する。	
地盤	MMR	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。	
	改良地盤⑥	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。	
	岩盤	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。	

注記\*：漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

表 2.3-1(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
地盤	埋戻土, 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに反映し, 防波壁(波返重力擁壁)への相互作用を考慮する)。	・防波壁(波返重力擁壁)より陸側については, 津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

表 2.3-2(1) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の性能目標

部位		性能目標				
		鉛直支持	すべり 安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)	
施設	重力擁壁		-	-	構造部材の健全性を保持するために, 重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために, 重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地				重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水目地の変形性能を保持すること。	重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	ケーソン				構造部材の健全性を保持するために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持し, 有意な漏えいを生じないために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
	放水路ケーソン	頂版 底版 側壁			構造部材の健全性を保持するために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持し, 有意な漏えいを生じないために, ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
		隔壁			構造強度を有すること。	構造強度を有すること。
	H形鋼				構造部材の健全性を保持するために, H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために, H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。

表 2.3-2(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり 安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設	漂流物対策工* (鉄筋コンクリート版)	—	—	防波壁(波返重力擁壁)から分離しないために, 漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して, 防波壁(波返重力擁壁)に伝達するために, 鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
地盤	MMR	ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するため, 十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため, 十分なすべり安定性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため, MMR及び改良地盤⑥が破壊しないこと。(内的安定を保持)
	改良地盤⑥				
	岩盤				—

注記\* : 漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。



表 2.3-3(1) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	重力擁壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ケーソン	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		放水路ケーソン	頂版 底版 側壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度
			隔壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度 許容ひずみ
		H形鋼	発生する応力（せん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		MMR	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
		改良地盤⑥	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
		漂流物対策工*1 （鉄筋コンクリート版）	発生する応力（押抜きせん断力、アンカーボルトの引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*2 支圧強度	

注記\*1：漂流物対策工は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

\*2：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-3(2) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	重力擁壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ケーソン	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		放水路ケーソン	頂版 底版 側壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度
		H形鋼	発生する応力（せん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		MMR	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
		改良地盤⑥	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力度（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度	
	施設の変形性	止水目地	発生変位量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変位量	

注記\*： 妥当な安全余裕を考慮する。

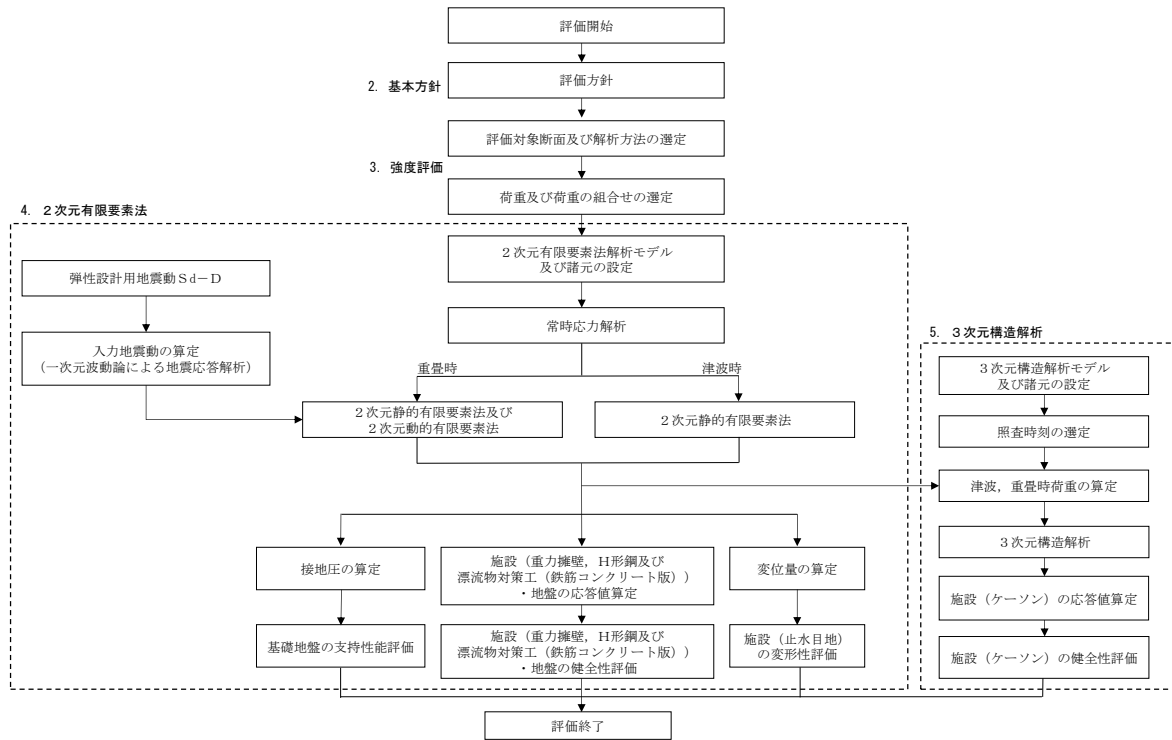


図 2.3-1 防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。また、項目ごとに適用する規格・基準等を表 2.4-1 に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局 平成 27 年 12 月一部改訂)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1(1) 適用する規格・基準類

項目	適用する規格・基準類	備考	
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定) 建築基準法・同施行令	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
許容限界	重力擁壁	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	ケーソン	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987( (社) 日本電気協会)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	放水路ケーソン	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987( (社) 日本電気協会)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度又は材料強度以下であることを確認
	H形鋼	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	せん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	MMR	耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認

表 2.4-1(2) 適用する規格・基準類

項目		適用する規格・基準類	備考
許容 限界	改良地盤 ⑥	耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度又は，支圧強度以下であることを確認
地震応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版） 港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）	ジョイント要素の物性値の設定

### 3. 強度評価

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m <sup>2</sup>	積載荷重（機器・配管荷重，漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）荷重）
P <sub>t</sub>	kN/m <sup>2</sup>	遡上津波荷重
K <sub>S</sub> d	—	余震荷重
P <sub>c</sub>	kN/m <sup>2</sup>	衝突荷重
P <sub>k</sub>	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	積雪荷重
γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
ρ	t/m <sup>3</sup>	海水の密度
σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度（面外）
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の許容曲げ引張応力度
τ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度（面内）
f <sub>tk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの引張強度
τ <sub>Ha</sub>	N/mm <sup>2</sup>	H形鋼の許容せん断応力度
δ	mm	最大変位量
δ <sub>x</sub>	mm	x 方向（法線直交方向）の変位量
δ <sub>y</sub>	mm	y 方向（法線方向）の変位量
δ <sub>z</sub>	mm	z 方向（深度方向）の変位量
δ <sub>x</sub> (T)	mm	x 方向（法線直交方向）の重畳時の最大相対変位量
δ <sub>y</sub> (T)	mm	y 方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量
δ <sub>z</sub> (T)	mm	z 方向（深度方向）の重畳時の最大相対変位量
δ <sub>x1</sub>	mm	x 方向（法線直交方向）の津波時の最大相対変位量
δ <sub>z1</sub>	mm	z 方向（深度方向）の津波時の最大相対変位量
R <sub>d</sub>	N/mm <sup>2</sup>	最大接地圧
R <sub>u</sub>	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度
f' <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧強度

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
M	kN・m	コンクリートに発生する曲げモーメント
N	kN	コンクリートに発生する軸力
Q	kN	コンクリートに発生するせん断力
Q <sub>H</sub>	kN	H形鋼に発生するせん断力
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートに発生する曲げ圧縮応力度
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋又はコンクリートに発生する曲げ引張応力度
$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートに発生するせん断応力度
$\tau_H$	N/mm <sup>2</sup>	H形鋼に発生するせん断応力度



## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本としたうえで、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、周辺構造物の有無及び間接支持される機器・配管系の有無が強度評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に、評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 に、縦断面図を図 3.2.1-2 に、横断面図を図 3.2.1-3～図 3.2.1-8 に示す。また、評価対象断面における構造図を図 3.2.1-9 に、概略配筋図を図 3.2.1-10 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「1.8.2 防波壁」に示す。

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンについては、位置によってケーソンの構造が異なり、また重力擁壁については、既設の重力擁壁を巻き立てるよう嵩上げた区間と、新たに重力擁壁を構築した区間がある。重力擁壁及びケーソンの構造種別を図 3.2.1-11 に示す。

なお、防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、耐震・耐津波安全性を向上させるためにすべての中詰材を改良している。（「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「（参考資料 3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」参照）

表 3.2.1-1 より評価対象断面を②-②断面、③-③断面、④-④断面、⑤-⑤断面とするが、⑤-⑤断面は防波壁（波返重力擁壁）前面の敷地高さ（EL 7.5m）が重畳時における津波高さ（EL 4.9m）より高いため、重畳時の評価を実施しない。

なお、止水目地の変位について、法線方向の変位は余震荷重のみにより生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時において変位が最大となる④-④断面に直交する縦断方向の断面である⑦-⑦断面を変形性評価の評価対象断面に選定した。

漂流物衝突荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、「局所的な漂流物衝突荷重」より保守的である「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定することから「局所的な漂流物衝突荷重」については評価対象断面の選定における観点に考慮しない。

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」については、防波壁（波返重力擁壁）のブロック延長約 7～10m の範囲においては 430～450kN/m（表 3.3.1-2 参照）であり、おおむね同じ値となることから、評価対象断面の選定における観点に考慮していない。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果（防波壁（波返重力擁壁））

検討断面	評価対象断面整理上の観点					該当する観点	選定理由
	(1)重力擁壁寸法(m)	(2)支持構造及び寸法(m)	(3)地表面から岩盤上面までの深さ(m)	(4)地表面高さEL(m)	(5)改良地盤の有無		
一般部 (①-①断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m	ケーソン B：15.0 L：19.9 H：15.0	21.2	6.5	—	—	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広く、改良地盤が無いことに加え、岩盤上面深さも浅いことから改良地盤部(②-②断面)に代表させる。
改良地盤部 (②-②断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m	ケーソン B：13.0 L：19.9 H：15.0	29.0	6.5	有	(2) (3) (5)	支持構造がケーソンとなる他断面のうち、ケーソン高さに対するケーソン幅が最も狭く、岩盤上面深さも最も深いことに加え、改良地盤⑥が配置してあることから評価対象断面に選定する。
放水路貫通部 (③-③断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m		16.3	6.5	—	(2)	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの高さが低い、開口部（放水路）を有するため、評価対象断面に選定する。
輪谷部 (④-④断面)	天端幅：1.5m 高さ：6.5m	ケーソン B：15.0 L：18.95 H：15.0	23.2	8.5	—	(4)	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広いが、地表面高さが高いことから評価対象断面に選定する。
東端部 (⑤-⑤断面)	天端幅：1.0m 高さ：7.5m	H形鋼 H350×350×12×19	0.0	8.5	—	(1) (2) (4)	重力擁壁が岩盤に直接設置され、支持構造がH形鋼であり、西端部(⑥-⑥)断面と比べて重力擁壁の天端幅及び下端幅が狭いことから、評価対象断面に選定する。
西端部 (⑥-⑥断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m	H形鋼 H350×350×12×19	0.0	6.5	—	(2)	東端部(⑤-⑤)断面と比較して、天端幅及び下端幅が広いことから、東端部(⑤-⑤)断面)に代表させる。

□：番号を付与する観点

□：観点の番号付与が多い

□：選定した評価対象断面

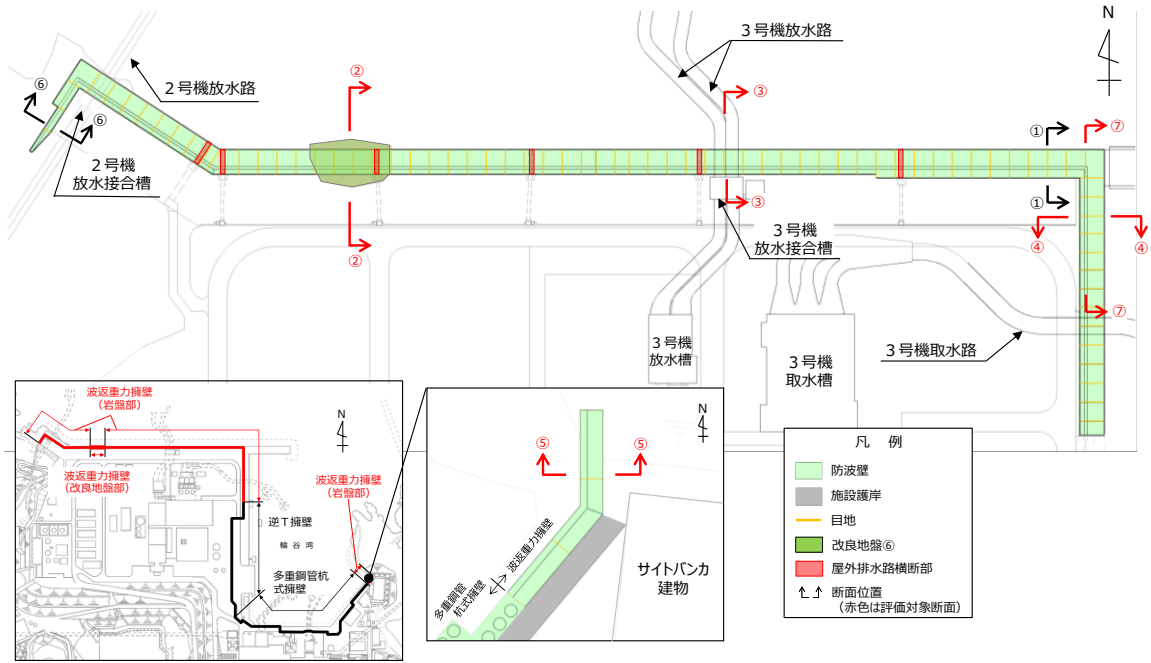


図 3.2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図

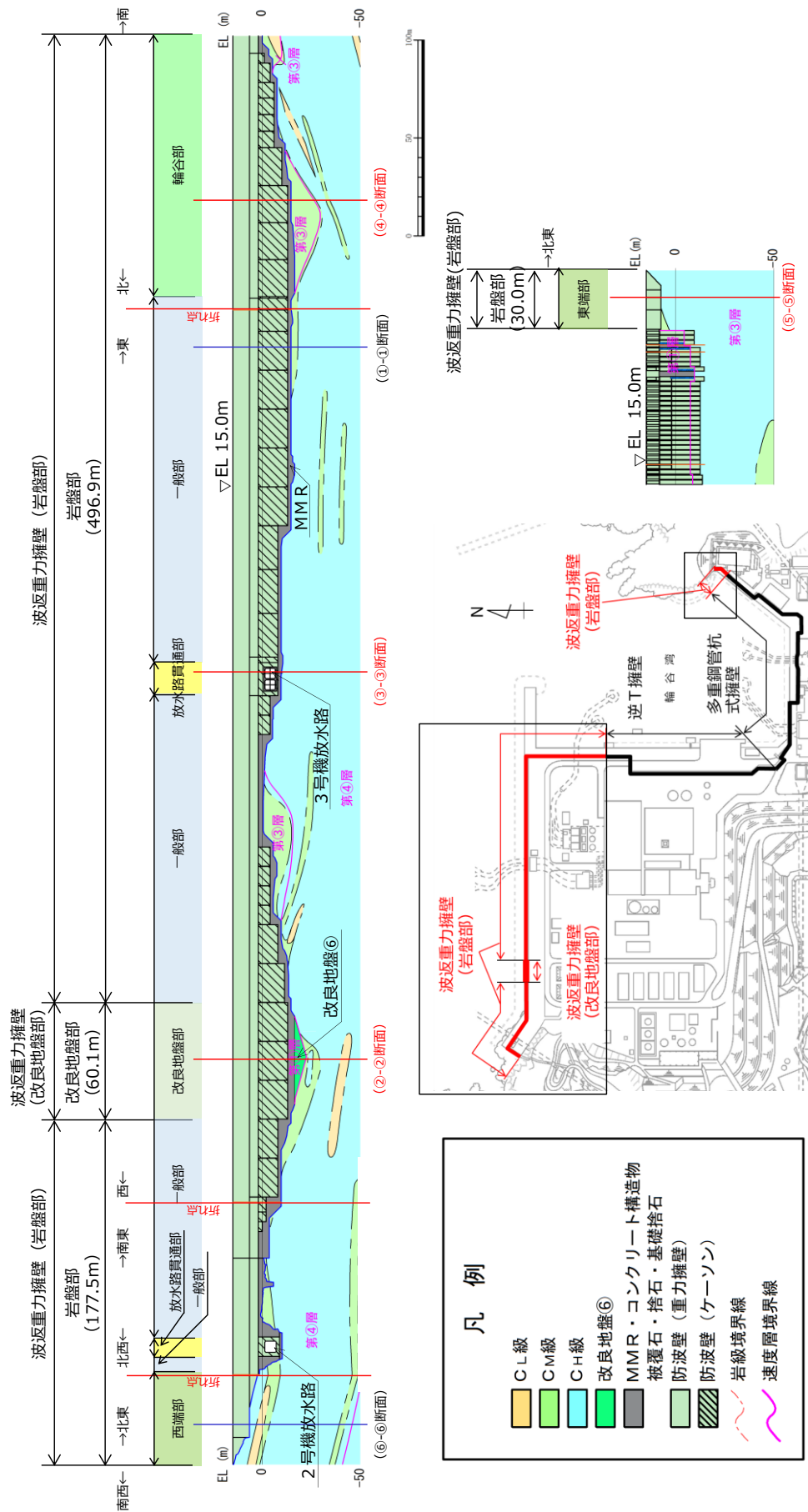


図 3.2.1-2 防波壁（波返重力擁壁）の縦断面図

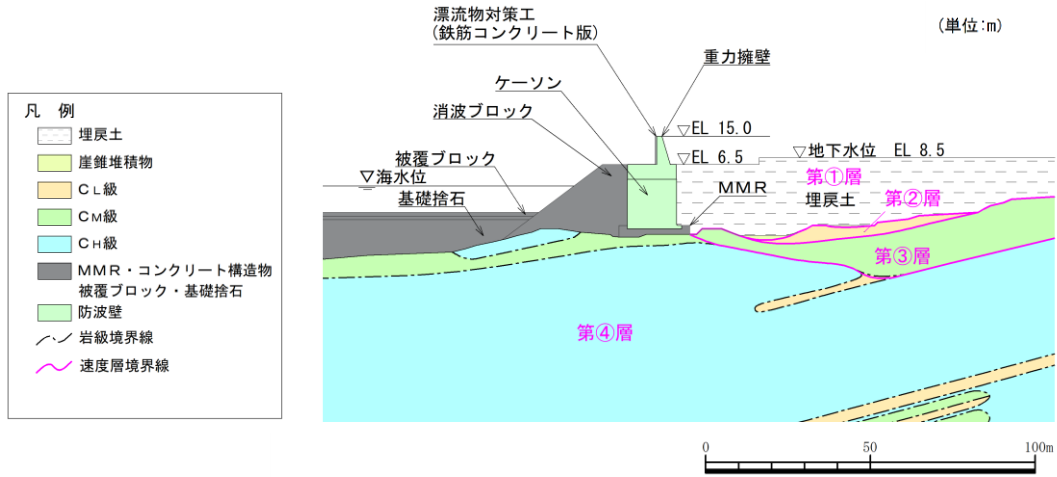


図 3.2.1-3 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（①-①断面）

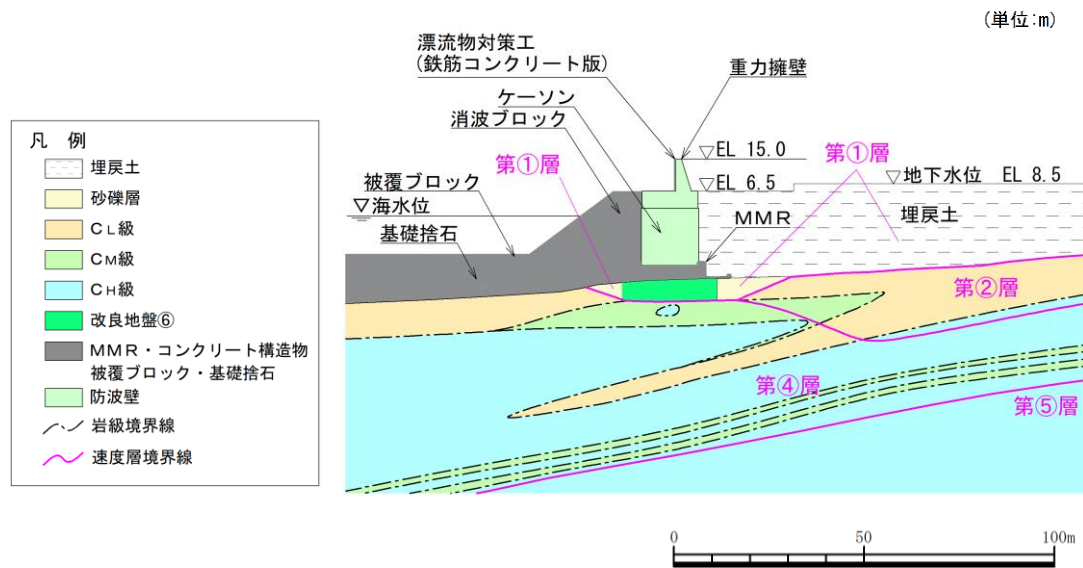


図 3.2.1-4 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（②-②断面）

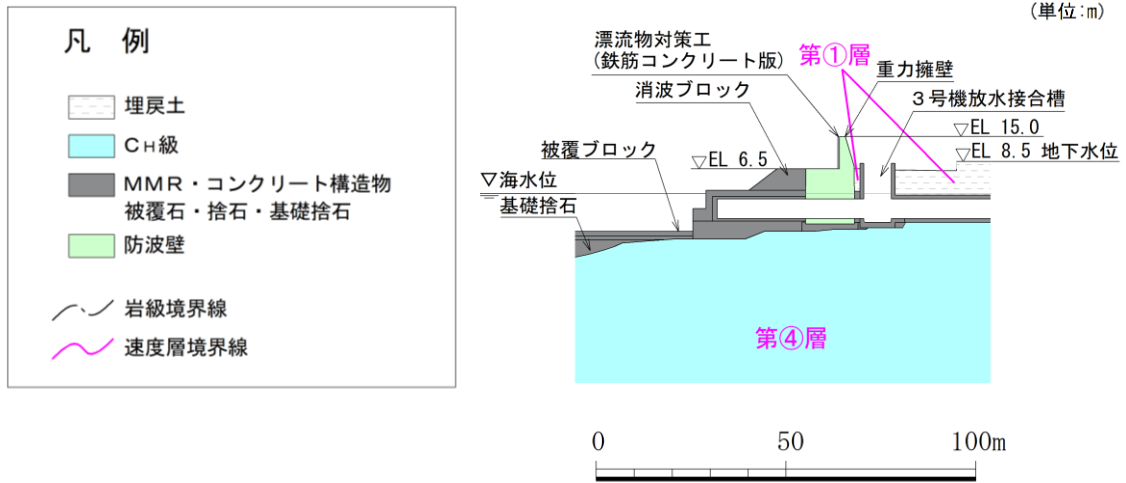


図 3.2.1-5 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（③-③断面）

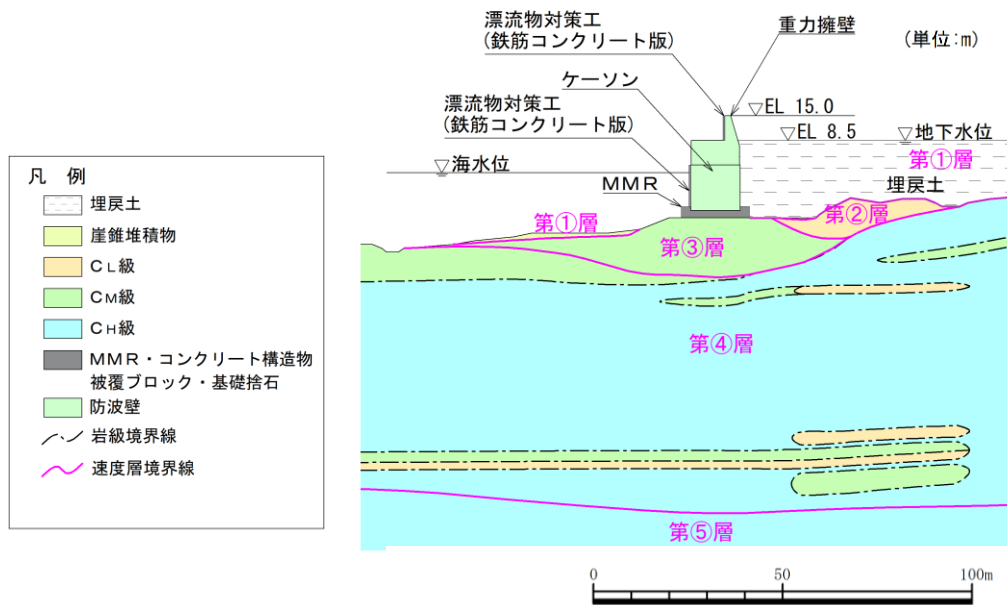


図 3.2.1-6 防波壁（波返重力擁壁）の断面面図（④-④断面）

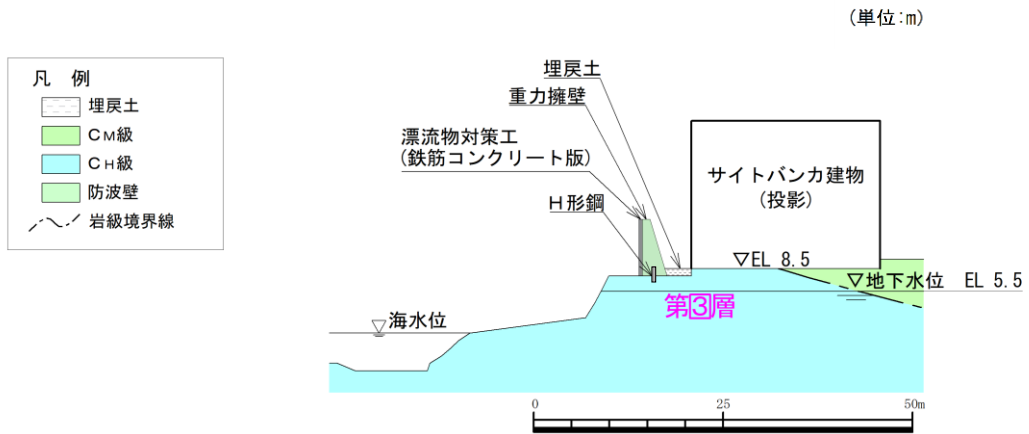


図 3.2.1-7 防波壁 (波返重力擁壁) の横断面図 (⑤-⑤断面)

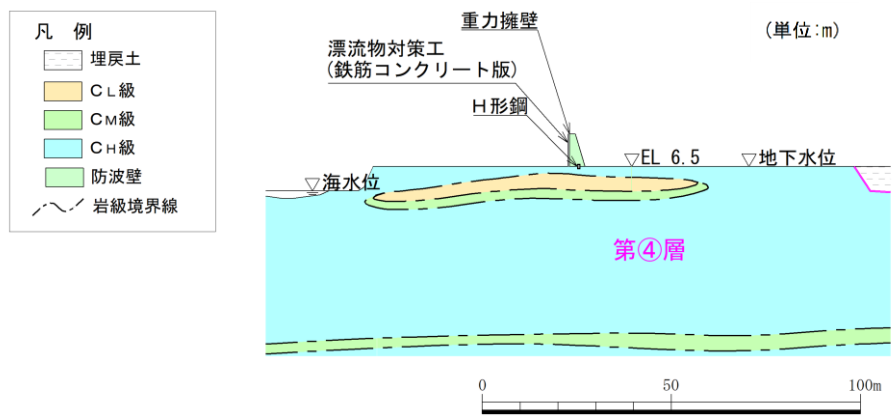
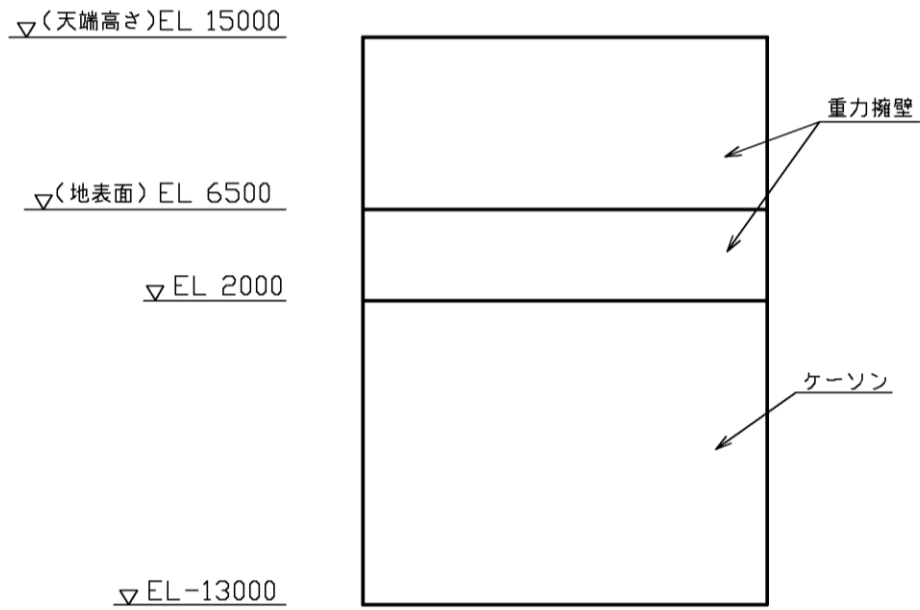
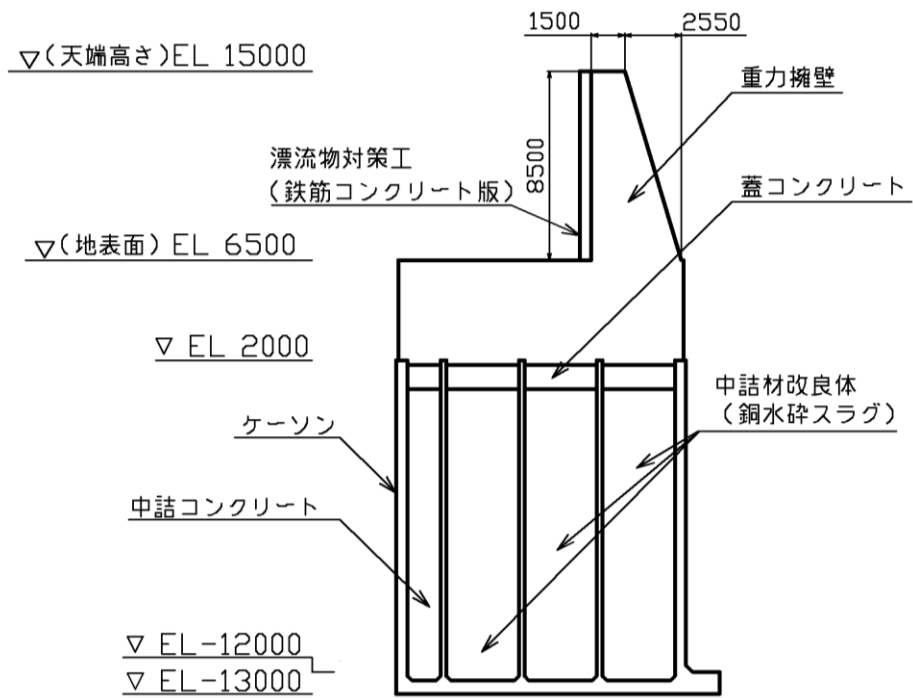


図 3.2.1-8 防波壁 (波返重力擁壁) の横断面図 (⑥-⑥断面)

(単位：mm)



(正面図)



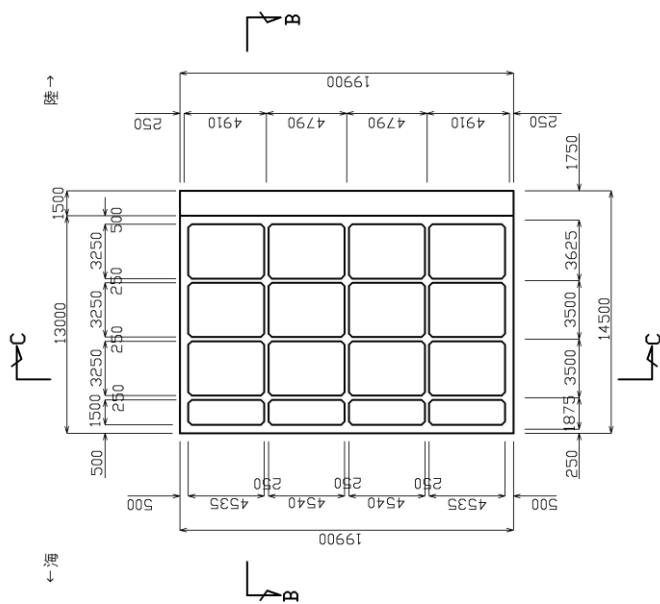
(断面図)

図 3.2.1-9(1) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (②-②断面)

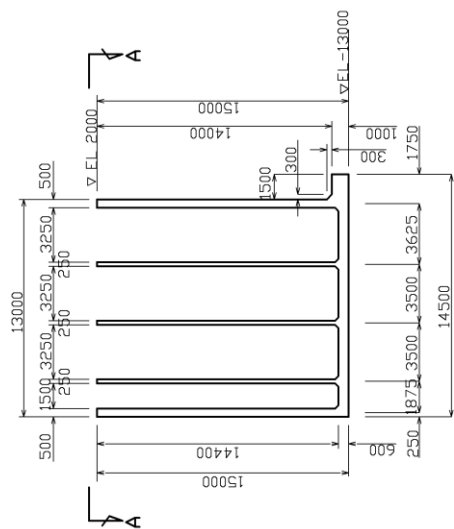


(単位：mm)

平面図  
〈A-A断面〉



B-B断面



C-C断面

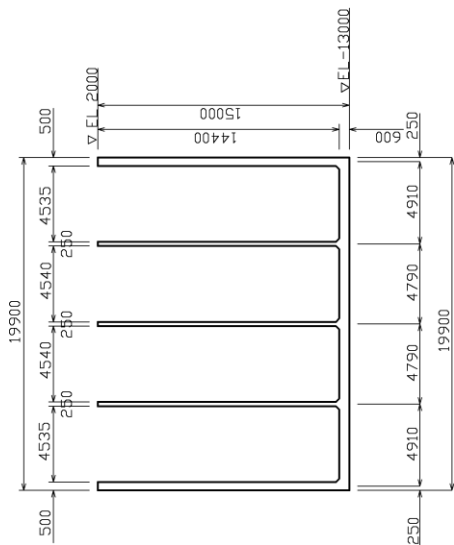


図 3.2.1-9(2) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (②-②断面)

(単位：mm)

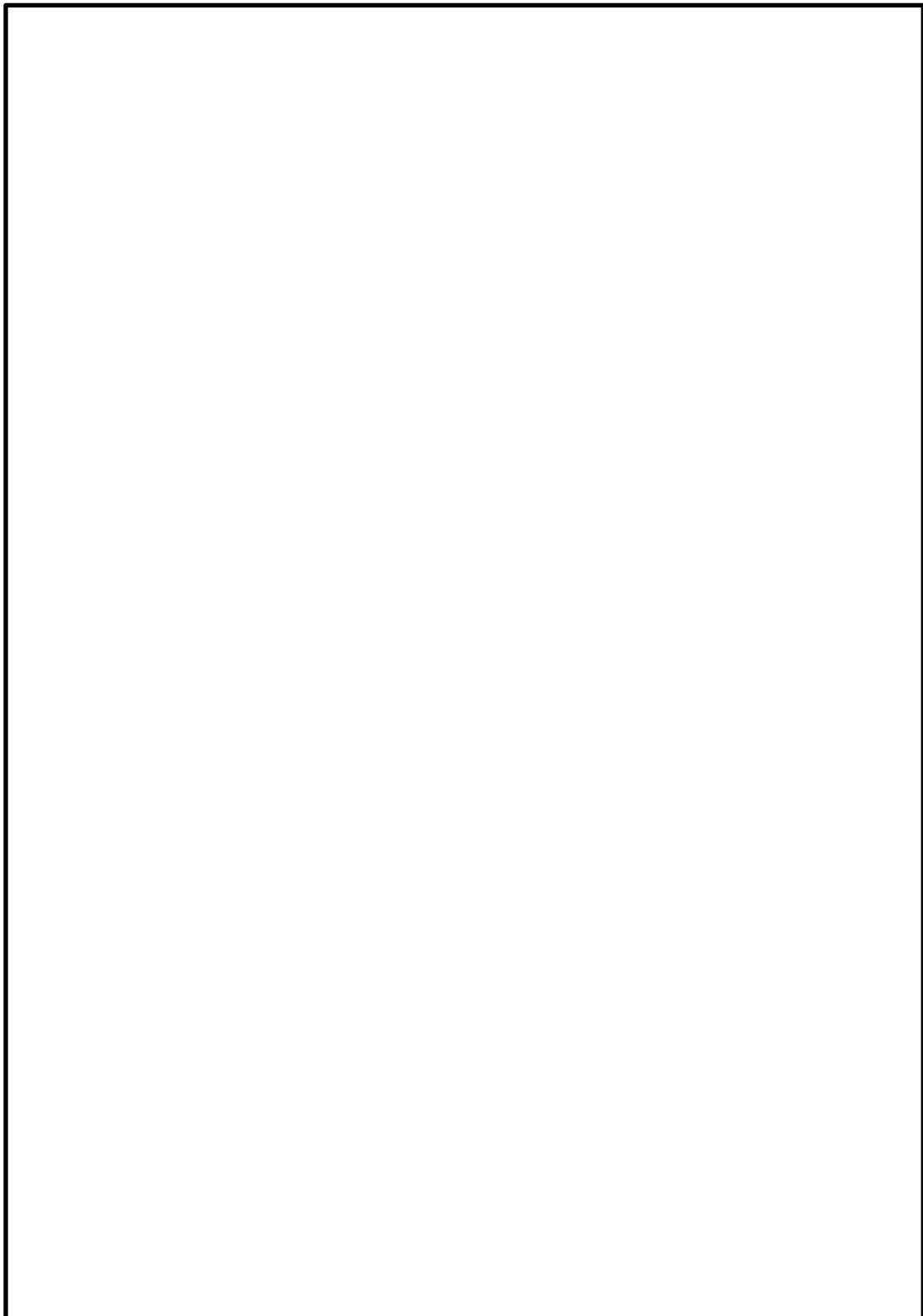


図 3.2.1-9(3) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（③-③断面）

(単位：mm)

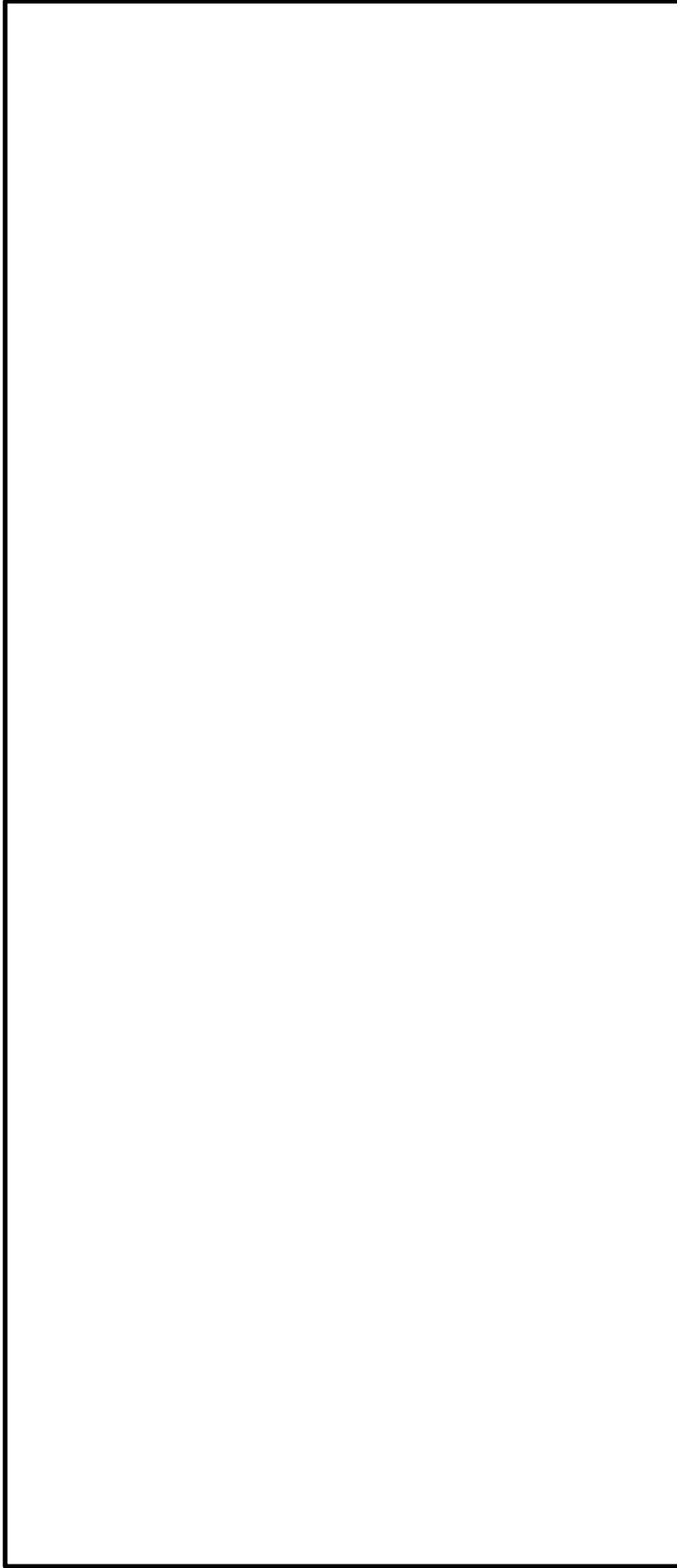
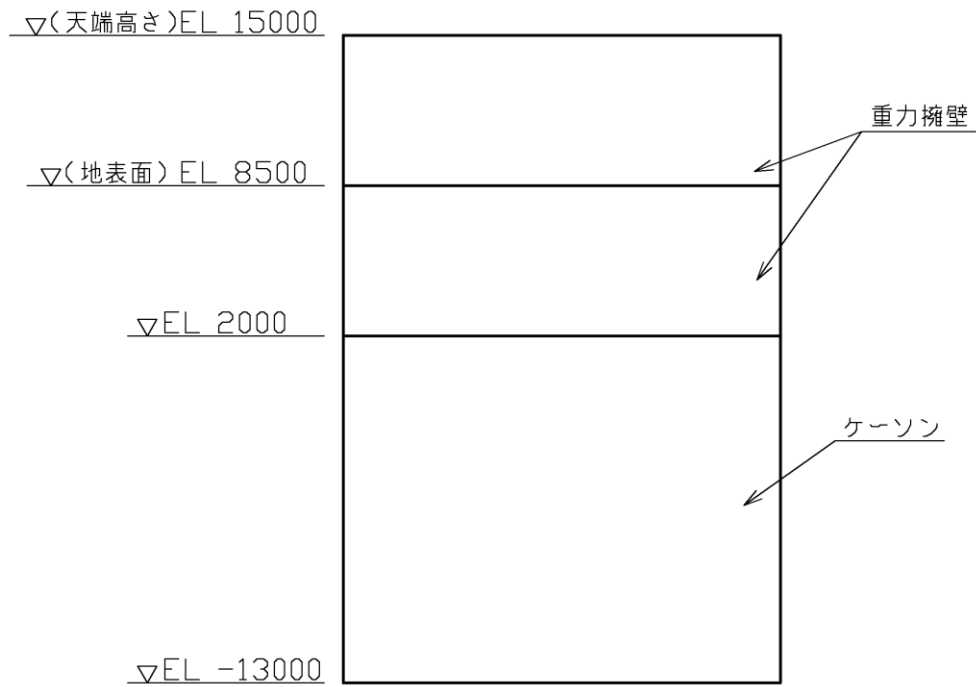
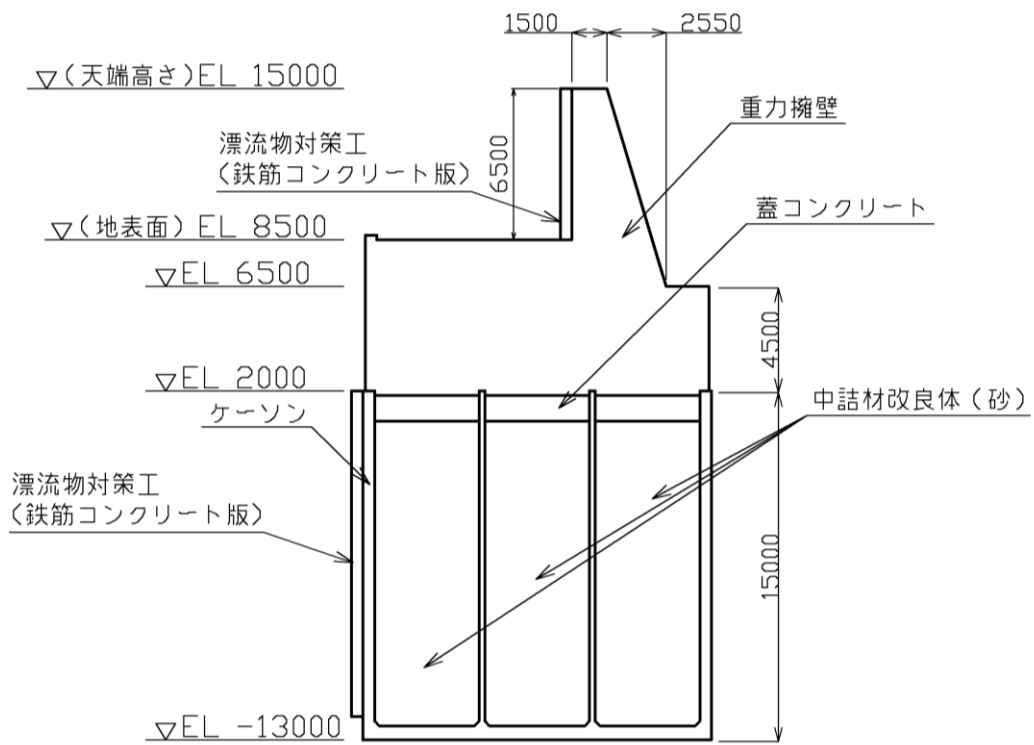


図 3.2.1-9(4) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソン構造図（③-③断面）

(単位：mm)



(正面図)

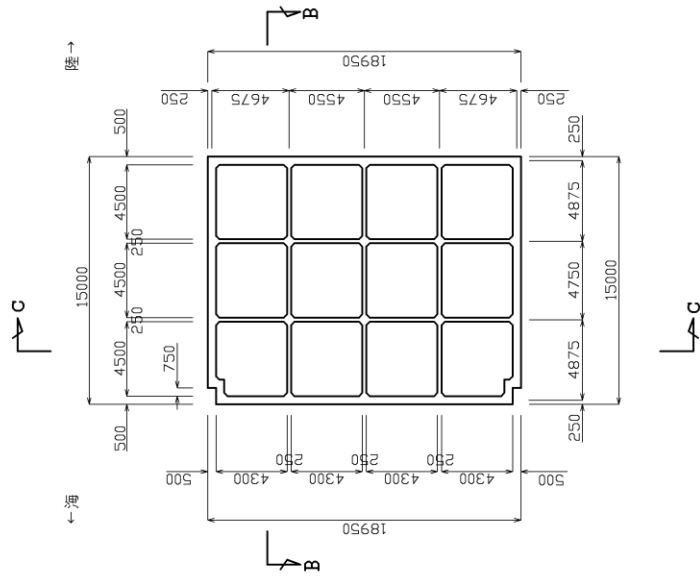


(断面図)

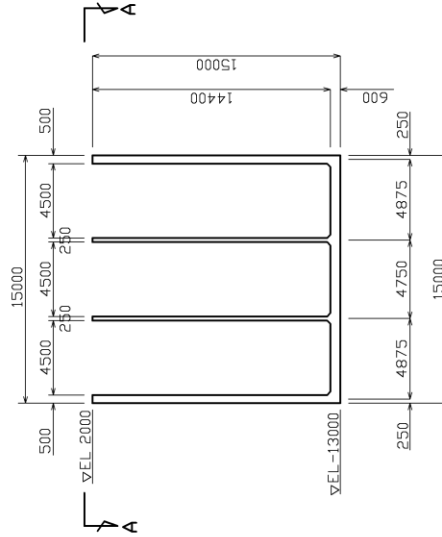
図 3.2.1-9(5) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (④-④断面)

(単位：mm)

平面図  
(A-A断面図)



B-B断面図



C-C断面図

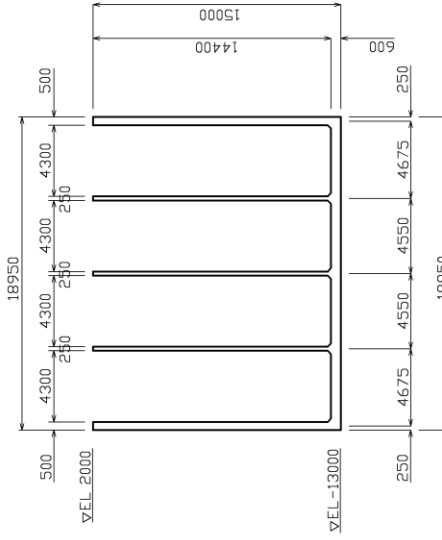
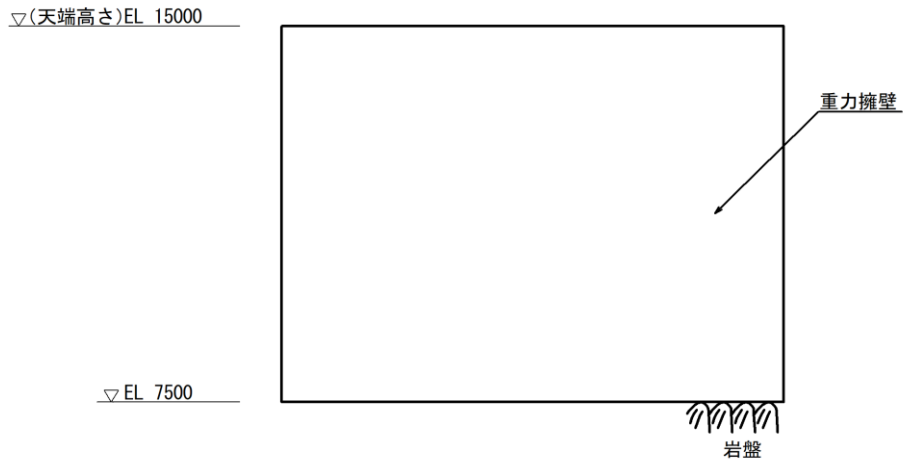
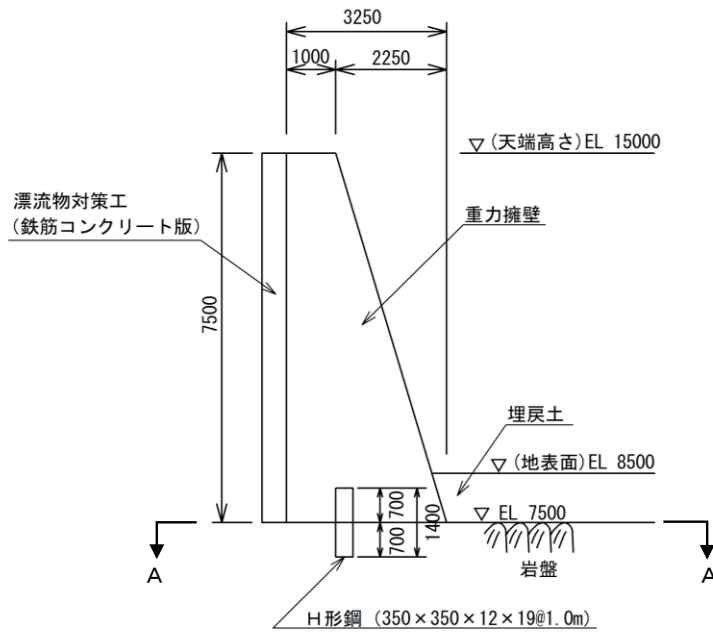


図 3.2.1-9(6) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (④-④断面)

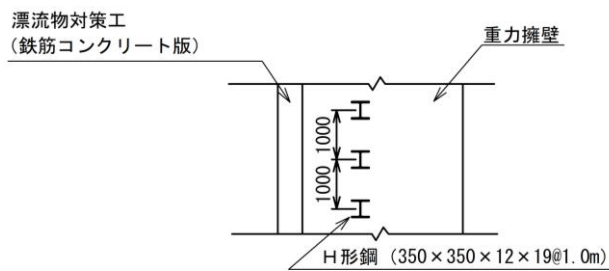
(単位：mm)



(正面図)



(断面図)



(平面図 (A-A断面))

図 3.2.1-9(7) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (⑤-⑤断面)

(単位：mm)

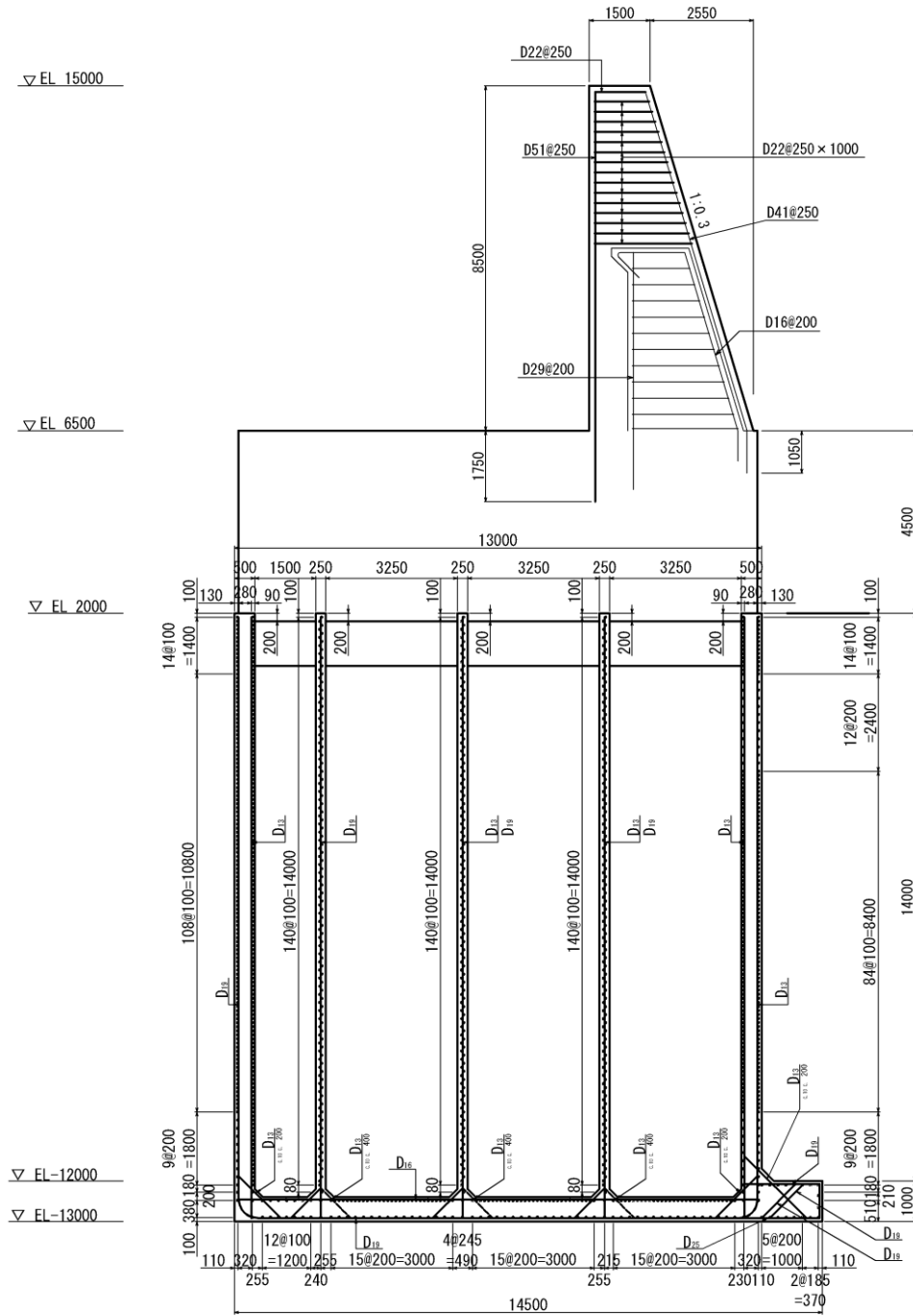


図 3.2.1-10(1) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図  
(②-②断面)

(単位：mm)

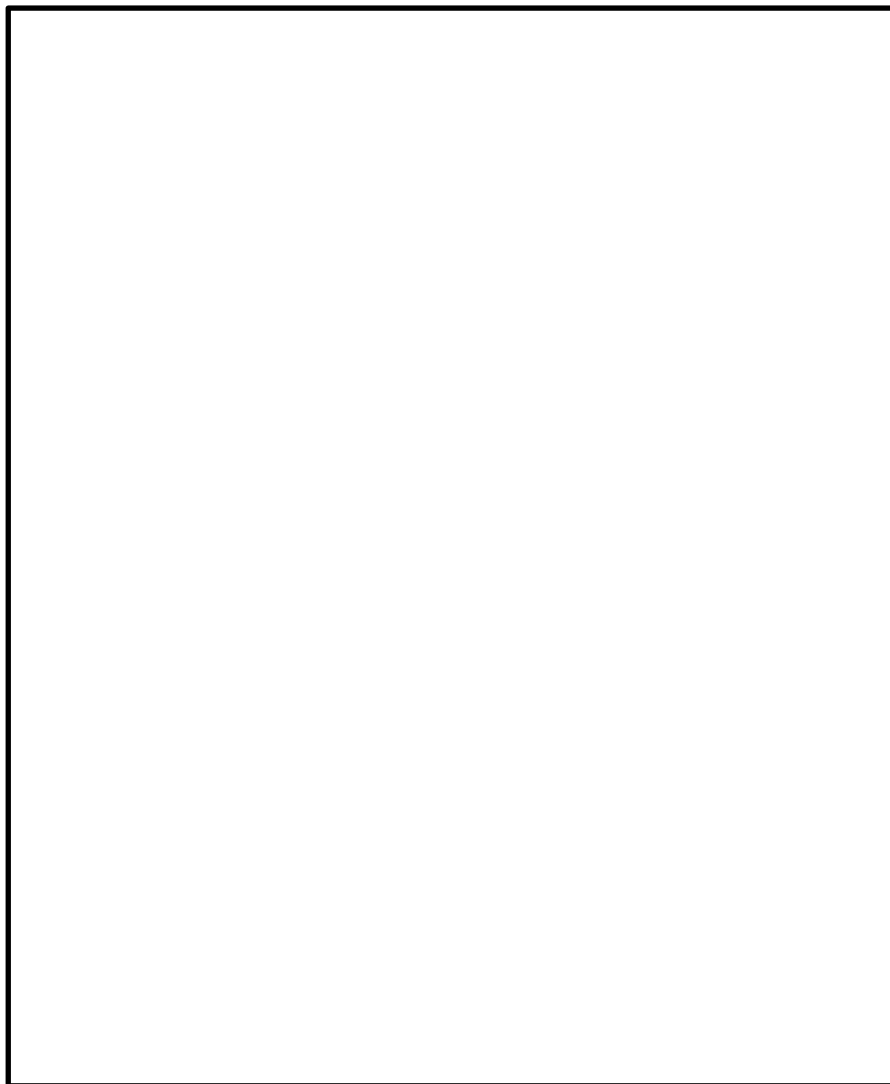


図 3.2.1-10(2) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（③-③断面）



(単位：mm)

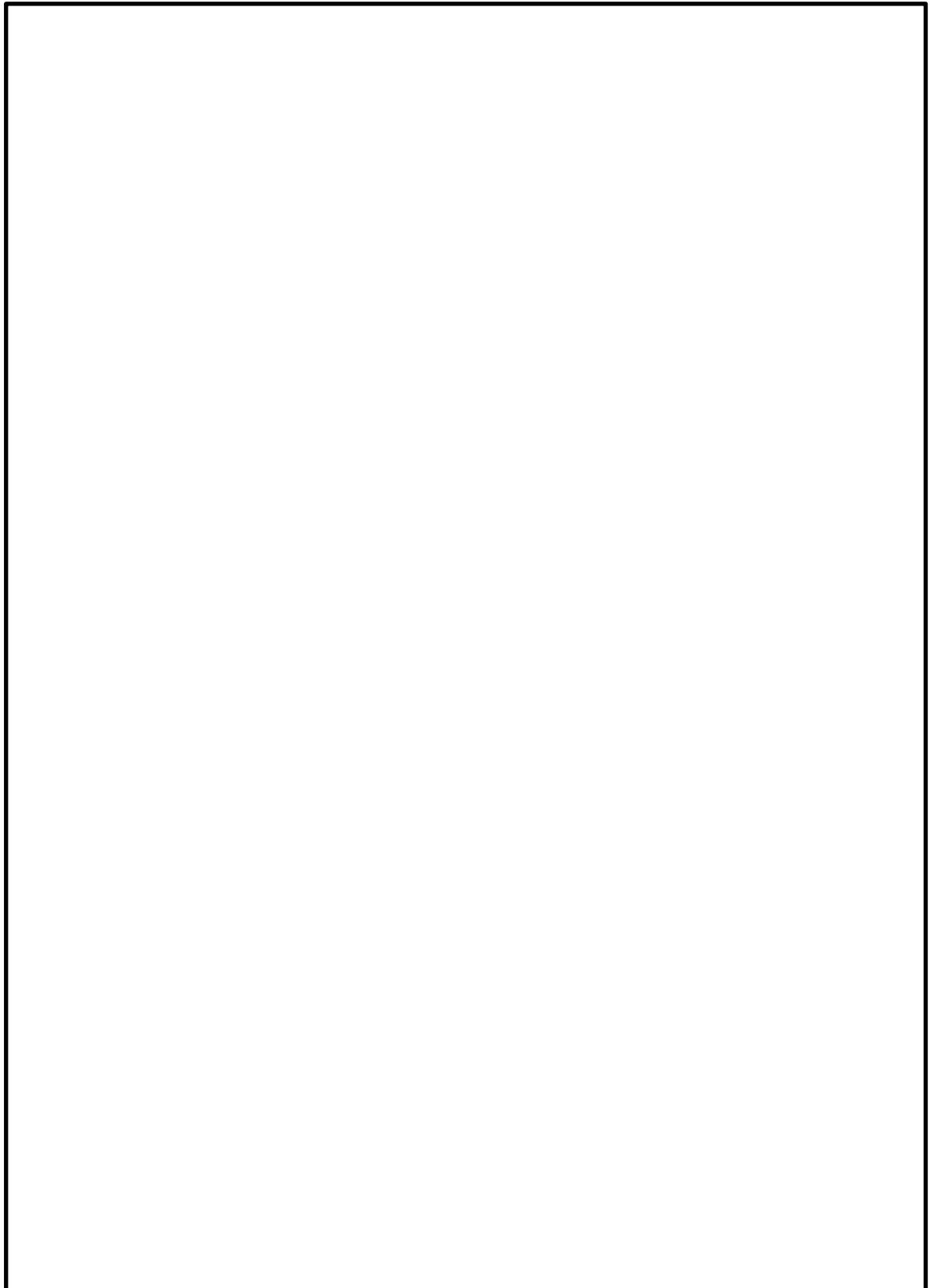


図 3.2.1-10(3) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソンの概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)

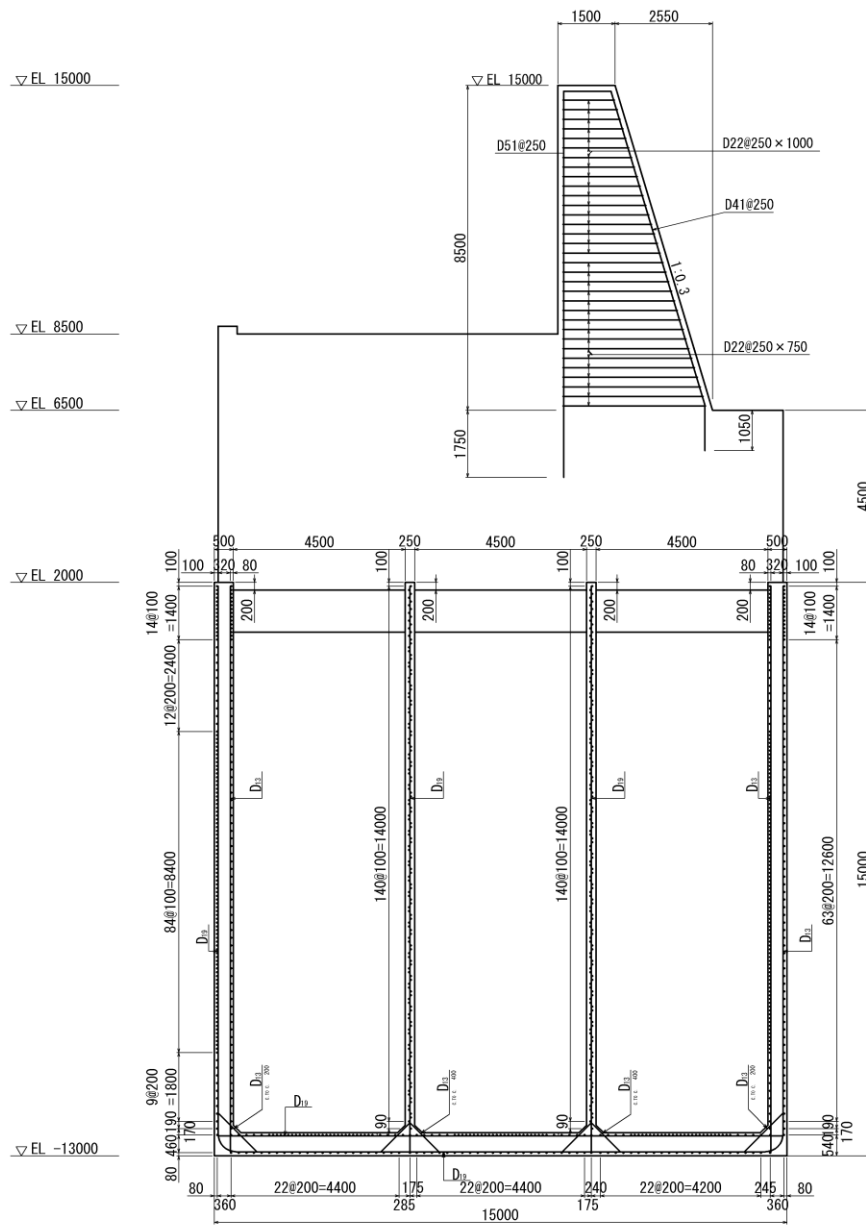


図 3.2.1-10(4) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図  
(④-④断面)

(単位：mm)

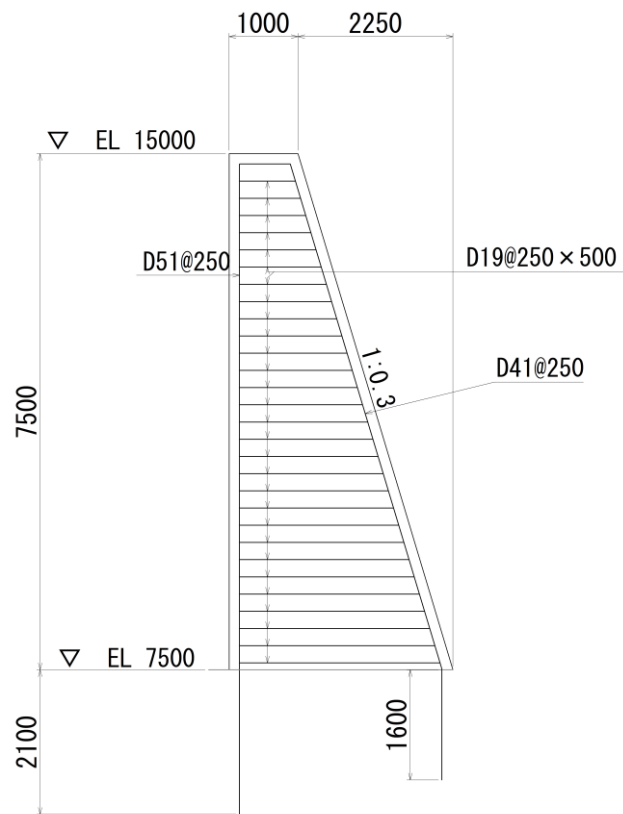
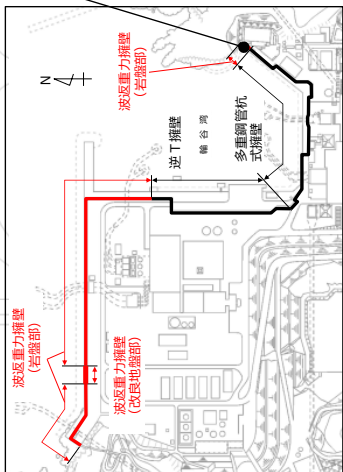
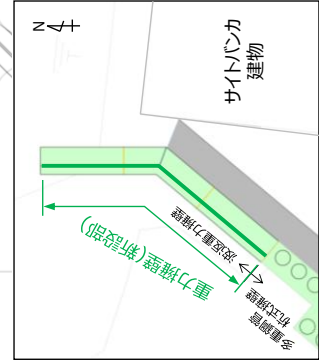
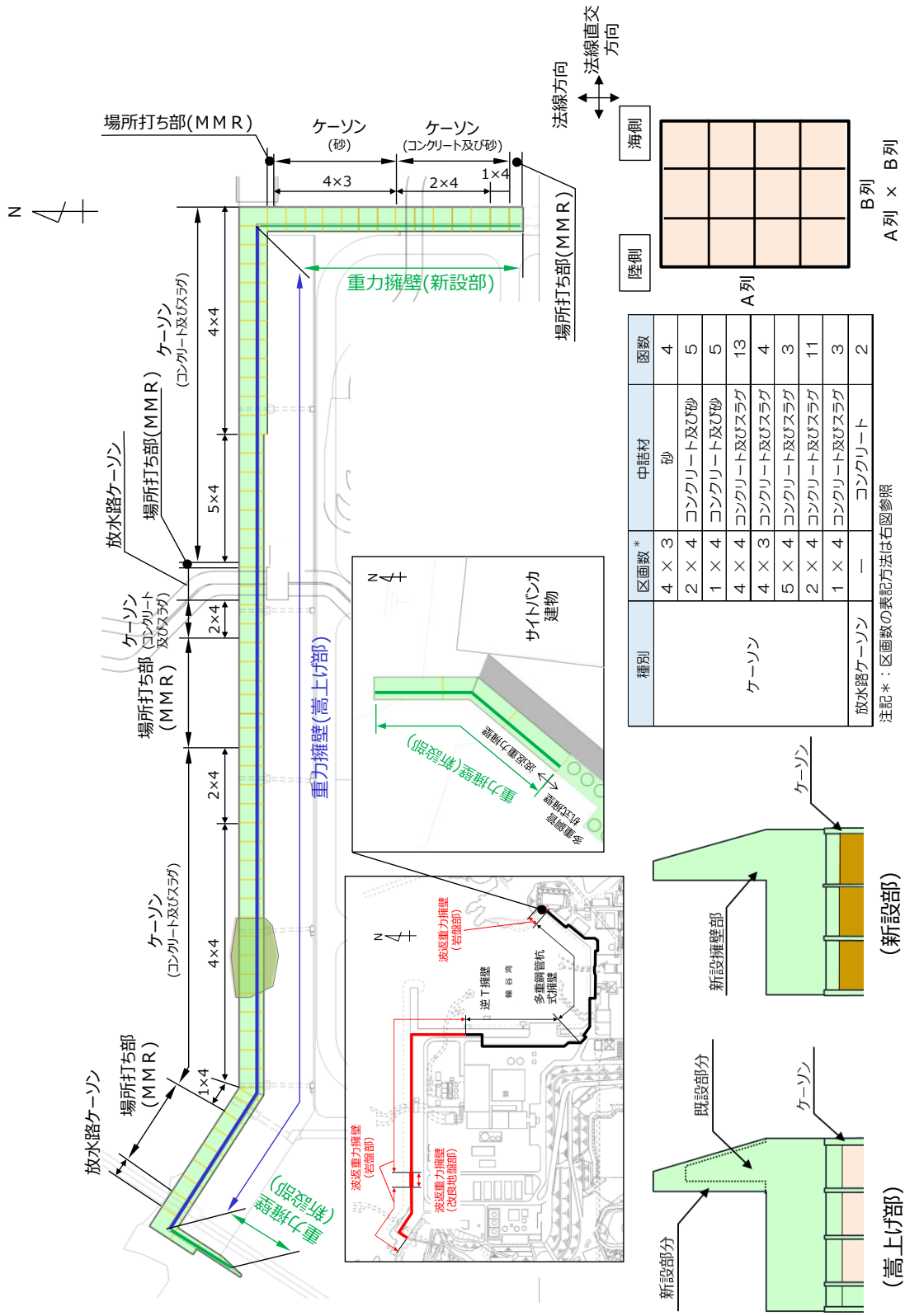
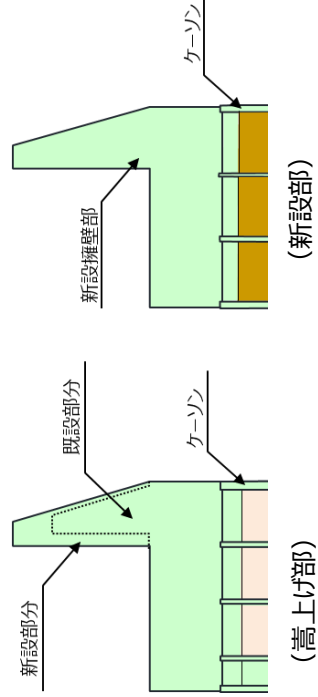


図 3.2.1-10(5) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（⑤-⑤断面）



種別	区画数*	中詰材	函数
ケーソン	4 × 3	砂	4
	2 × 4	コンクリート及び砂	5
	1 × 4	コンクリート及び砂	5
	4 × 4	コンクリート及びスラグ	13
	4 × 3	コンクリート及びスラグ	4
	5 × 4	コンクリート及びスラグ	3
放水路ケーソン	2 × 4	コンクリート及びスラグ	11
	1 × 4	コンクリート及びスラグ	3
放水路ケーソン	—	コンクリート	2

注記\*：区画数の表記方法は右図参照



重力擁壁構造図

ケーソン種別一覧及び区画数イメージ図

A列 × B列

図 3.2.1-11 防波壁（波返重力擁壁）における重力擁壁の構造種別

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（波返重力擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

2次元静的有限要素法及び2次元動的有限要素法による施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、重力擁壁，H形鋼，MMR及び改良地盤⑥とする。

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は，ケーソンの各部材とする。

#### (2) 施設の変形性評価

2次元静的有限要素法及び2次元動的有限要素法による施設の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水目地とする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

2次元静的有限要素法及び2次元動的有限要素法による基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波壁（波返重力擁壁）を支持する基礎地盤（MMR，改良地盤⑥及び岩盤）とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び積載荷重とする。

##### (2) 遡上津波荷重 (P<sub>t</sub>)

津波時においては、「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波高さ EL 12.6m）」を、重畳時においては、「海域活断層から想定される地震による津波（津波高さ EL 4.9m）」を遡上津波荷重として考慮する。なお、評価対象断面のうち⑤-⑤断面は、防波壁（波返重力擁壁）が設置される敷地高さ（EL 7.5m）が重畳時における津波高さ（EL 4.9m）より高い位置に設置されるため、重畳時の評価を実施しない。

遡上津波荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、敷地高以上では朝倉式により、重力擁壁前面における津波高さと重力擁壁前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、設計用浸水深の 3 倍の静水圧を考慮して算定する。なお、「1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性」のとおり、水理模型実験、断面 2 次元津波シミュレーション及び 3 次元津波シミュレーションにより津波波圧を算定し、朝倉式により算定した津波波圧がこれらを包絡することを確認している。

敷地高以深では「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月一部改訂）」を参考に、谷本式により、ケーソン前面における津波高さを考慮し、津波高さと静水面の標高の 1/2 倍を入射津波高さと定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍を考慮して算定する。津波時及び重畳時の遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

(②-②断面及び③-③断面, 津波時, 敷地高以上)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	6.5	3.05	92.42

(④-④断面, 津波時, 敷地高以上)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(⑤-⑤断面, 津波時, 敷地高以上)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	7.5	2.55	77.27

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 津波時, 敷地高以深)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	海水位 (EL(m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	0.58	133.54

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 重畳時)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	海水位 (EL(m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	4.9	0.58	48.00

(3) 余震荷重 (K S d)

②-②断面, ③-③断面及び④-④断面は, 余震荷重として弾性設計用地震動 S d - D による地震力及び動水圧を考慮する。

(4) 衝突荷重 (P c)

衝突荷重は, VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重, 風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき, 施設全体に作用する漂流物による衝突荷重を設定する。表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より, 図 3.3.1-1 のとおり評価対象断面の施設延長に応じて線形補間した衝突荷重を設定する。

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重  
 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料  
 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

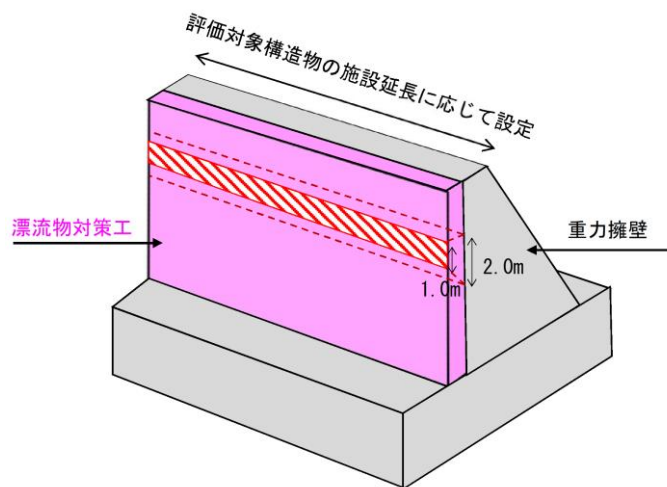


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法



防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重は、漂流物対策工による荷重分散を考慮し、図 3.3.1-2 のとおり、高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重を重力擁壁に作用させる。

防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重を表 3.3.1-3 に、荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また、荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。なお、⑤-⑤断面については、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）による荷重分散を考慮した衝突荷重 215kN/m<sup>2</sup>を上回る 405kN/m<sup>2</sup>を強度計算において考慮する。

- ・ ②-②断面（ブロック延長 9.99m）：4267kN(案分) ÷ 19.98m<sup>2</sup> ≒ 215kN/m<sup>2</sup>
- ・ ③-③断面（ブロック延長 7.00m）：3150kN ÷ 14.0m<sup>2</sup> ≒ 225kN/m<sup>2</sup>
- ・ ④-④断面（ブロック延長 8.97m）：3847kN(案分) ÷ 17.94m<sup>2</sup> ≒ 215kN/m<sup>2</sup>
- ・ ⑤-⑤断面（ブロック延長 10.00m）：4300kN ÷ 20m<sup>2</sup> ≒ 215kN/m<sup>2</sup>

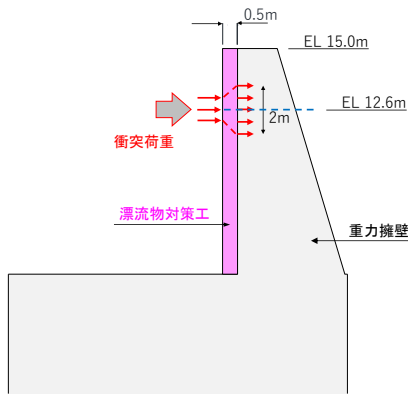


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

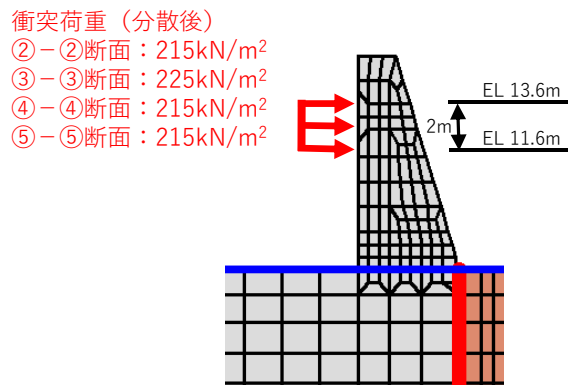


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面	④-④断面	⑤-⑤断面
ブロック延長 (m)	9.99	7.00	8.97	10.00
衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	430*	450	431*	430
衝突荷重(分散後) (kN/m <sup>2</sup> )	215	225	215	215

注記\*：案分した衝突荷重

(5) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

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

(6) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

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

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

### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し, 荷重の作用図を図 3.3.2-1, 図 3.3.2-2 及び図 3.3.2-3 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$
重畳時	$G + P + P_t + K S_d + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- $P_t$  : 遡上津波荷重
- $K S_d$  : 余震荷重
- $P_c$  : 衝突荷重
- $P_k$  : 風荷重
- $P_s$  : 積雪荷重

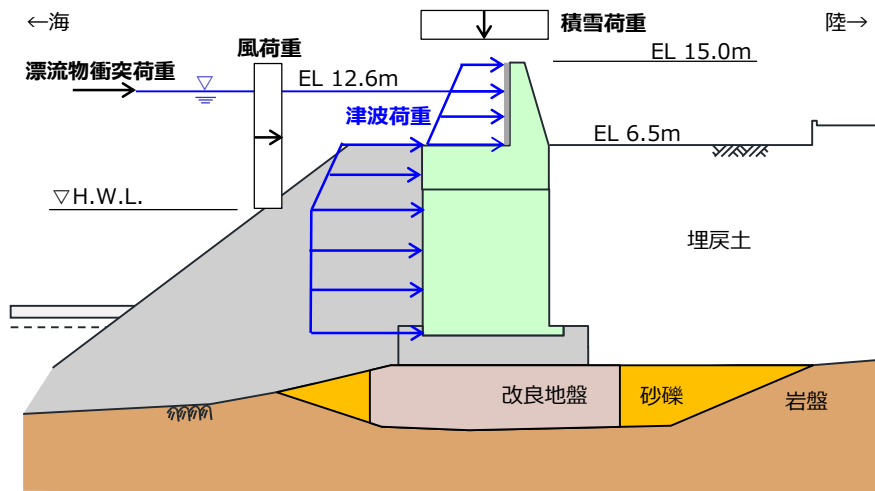


図 3.3.2-1 防波壁（波返重力擁壁）（ケーソン設置部）の荷重作用図（津波時）

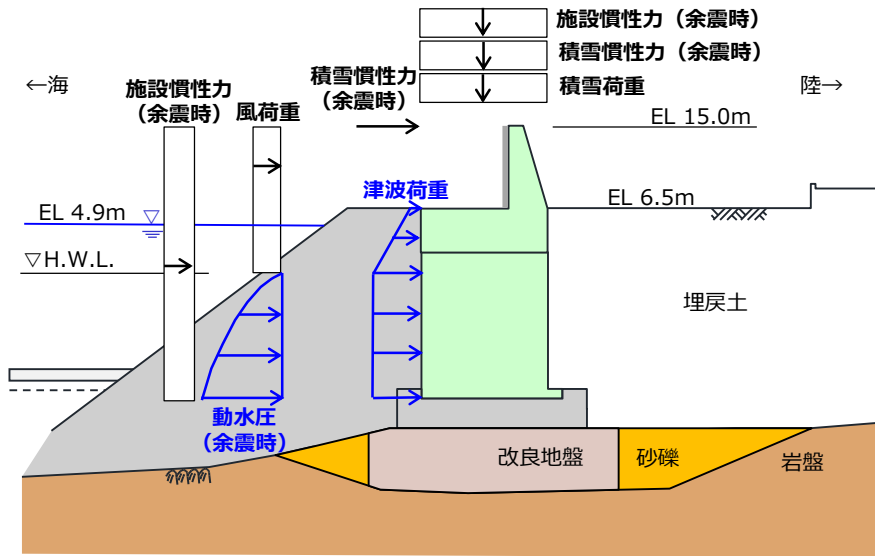
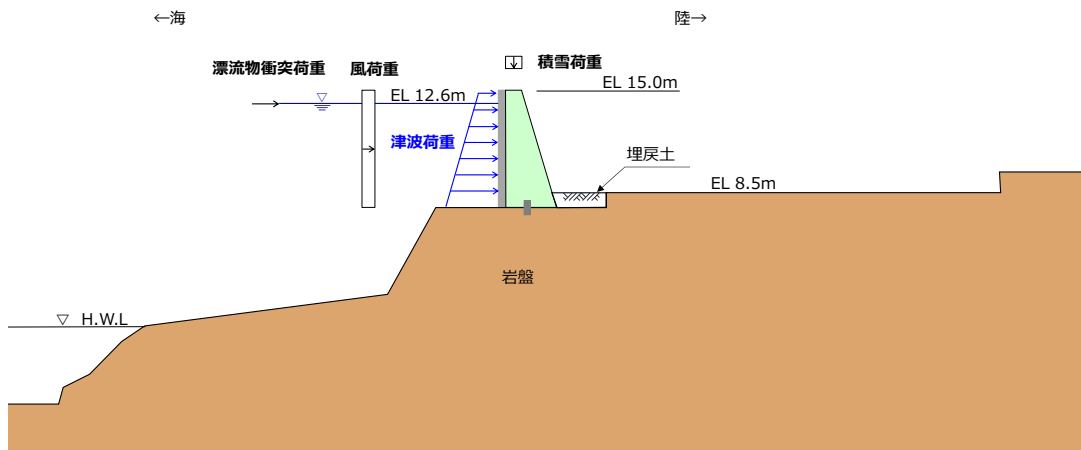


図 3.3.2-2 防波壁（波返重力擁壁）（ケーソン設置部）の荷重作用図（重畳時）



注：重畳時は敷地高 EL 8.5m を超えない。

図 3.3.2-3 防波壁（波返重力擁壁）（岩盤直接支持部）の荷重作用図（津波時）

### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 重力擁壁

重力擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002年制定)」(以下「コンクリート標準示方書(2002)」という。)に基づき、表 3.4.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 重力擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ * <sup>2</sup>		0.45	0.67
コンクリート	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ * <sup>3</sup>	0.43* <sup>4</sup>	0.64
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*1：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書(2002)」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

\*2：④-④断面及び⑤-⑤断面の評価に用いる。

\*3：設計基準強度の異なるコンクリートが重力擁壁に混在している②-②断面及び③-③断面の評価に用いる。

\*4：設計基準強度 21N/mm<sup>2</sup> 及び 24N/mm<sup>2</sup> の各々の許容せん断応力度を用い、評価断面の面積案分により算定

### 3.4.2 ケーソン

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は「コンクリート標準示方書（2002）」に基づき、表 3.4.2-1 に示す許容応力度とする。

せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）」（以下「JEAG 4601-1987」という。）に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点の許容せん断応力度（面内）を許容限界とし、（式 1）に基づき設定する。

表 3.4.2-1 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界

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

注記\*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

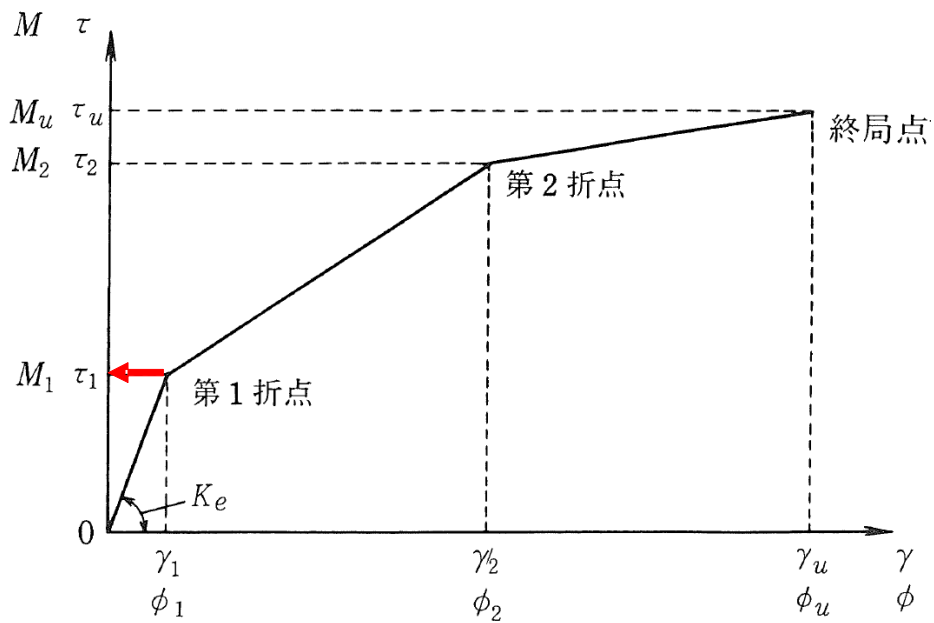


図 3.4.2-1 セン断破壊（面内）に対する許容限界  
 （「J E A G 4 6 0 1 - 1987」に加筆）

$$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)} \quad (\text{式 1})$$

ここに、

$\tau_1$  : 許容せん断応力度（面内）(N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 鉛直方向軸応力度(N/mm<sup>2</sup>)

(2) ③-③断面

放水路ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は、H形鋼を部材内に有する構造であるが、保守的に無筋コンクリートとみなし、「コンクリート標準示方書（2002）」に基づき、表 3.4.2-2 及び表 3.4.2-3 に示す応力度及び強度とする。せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「J E A G 4 6 0 1-1987」に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点の許容せん断応力度（面内）を設定する。

表 3.4.2-2 放水路ケーソンの許容限界（圧縮応力度及びせん断応力度）

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0
	許容せん断応力度（面外） $\tau_{a1}$	0.45	0.67

注記\*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4.2-3 放水路ケーソンの許容限界（引張強度）

種別	材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート (f' <sub>ck</sub> =24N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 f <sub>tk</sub> *	1.91

注記\*：「コンクリート標準示方書（2002）」よりコンクリートの設計基準強度 f'<sub>ck</sub> を用いて、算定式  $0.23f'_{ck}{}^{2/3}$  により算定



### 3.4.3 H形鋼

H形鋼の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書（平成 14 年）」という。）に基づき，表 3.4.3-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.3-1 H形鋼の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	H形鋼 (SM490)	許容せん断応力度 $\tau_{Ha}$	105

注記\*：短期許容応力度は，「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.4 MMR

MMRの許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）」を準用し，すべり安全率とする。表 3.4.4-1 にMMRの許容限界を示す。

表 3.4.4-1 MMRの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.5 改良地盤⑥

改良地盤⑥の施設・地盤の健全性評価に用いる許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）」を準用し，すべり安全率とする。表 3.4.5-1 に改良地盤⑥の許容限界を示す。

表 3.4.5-1 改良地盤⑥の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.6 止水目地

止水目地（シートジョイント）の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験より、有意な漏えいが生じないことを確認した変位量とする。止水目地（シートジョイント）の変位量に対する許容限界を表 3.4.6-1 に示す。

表 3.4.6-1 止水目地（シートジョイント）の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1936

### 3.4.7 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る方針」に基づき設定する。

基礎地盤の許容限界を表 3.4.7-1 に示す。

表 3.4.7-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	
極限支持力度	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
	改良地盤⑥		3.0
支圧強度	MMR	24.0	

#### 4. 2次元有限要素法

##### 4.1 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

##### 4.1.1 津波時

###### (1) 解析方法

津波時に発生する応力値及び変位は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は入力津波高さ EL 11.9mに余裕を考慮した津波高さ EL 12.6mに作用させる。

2次元静的有限要素法のうち有効応力解析に用いる解析コードは「FLIP」を使用し、全応力解析に用いる解析コードは「TDAPⅢ」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

###### a. 応力解析手法

防波壁（波返重力擁壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

応力解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

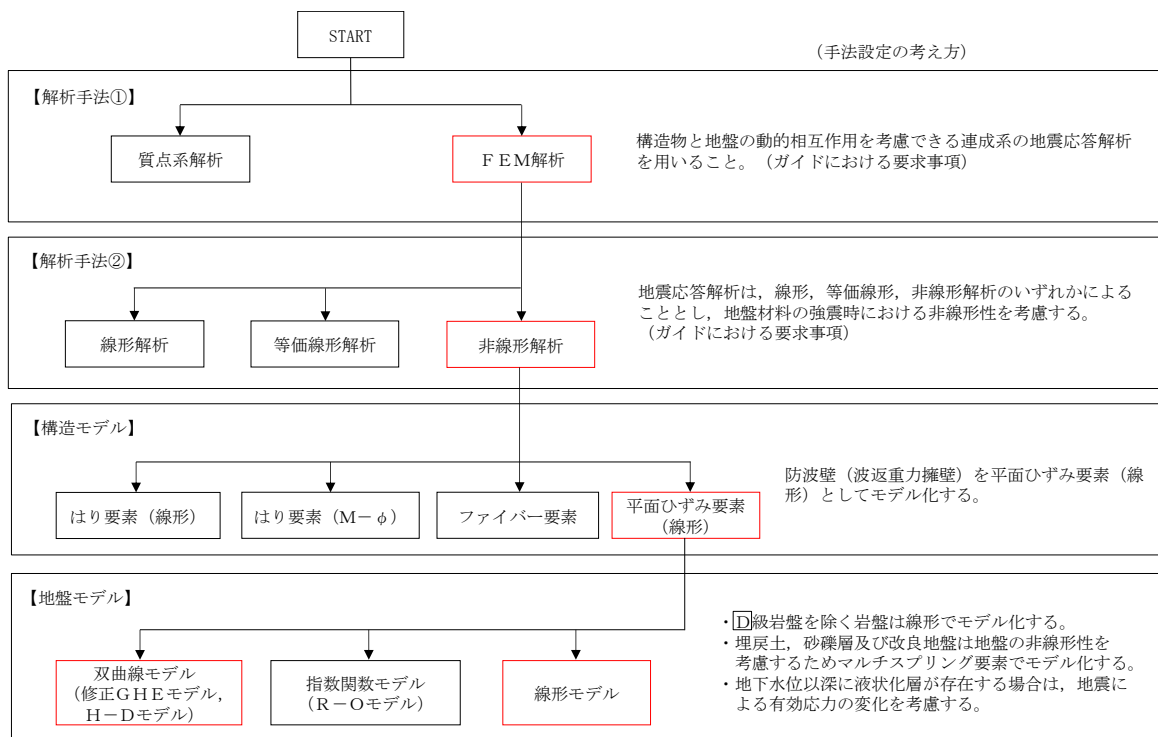


図 4.1.1-1 応力解析手法の選定フロー

b. 施設

重力擁壁は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。なお、重力擁壁とケーソンについては、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「（参考資料6）ケーソン及び重力擁壁の一体性について」で一体性を確認していることから、一体としてモデル化する。

ケーソンは、構造部材を線形の平面ひずみ要素でモデル化し、等価な剛性を有する2次元等価剛性モデルとする。

H形鋼は、重力擁壁と岩盤は一体としていることから、モデル化しない。なお、重力擁壁と岩盤の一体性については、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「（参考資料8）⑤-⑤断面の重力擁壁下端の境界条件」で確認している。

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は重力擁壁，④-④断面については重力擁壁に加えケーソンに固定して設置することから、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）設置位置に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の重量を考慮する。

c. 地盤物性のばらつき

以下の理由から、地盤物性のばらつきによる耐津波評価に対する照査値に与える影響が軽微であるため、地盤物性のばらつきは考慮しない。

- ・「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において、埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果、照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と耐津波評価結果を比較すると、耐震評価における照査値は耐津波評価の照査値をおおむね上回っている。また、耐津波評価の照査値は、十分な裕度を有している（耐津波評価結果は「4.3 評価結果」参照）。

津波時における解析ケースの地盤物性を表 4.1.1-1 に示す。

表 4.1.1-1 津波時における解析ケースの地盤物性

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

d. 解析ケースの選定

津波時においては、すべての評価対象断面において、基本ケース（解析ケース①）を実施する。

津波時評価における解析ケースを表 4.1.1-2 に示す。

表 4.1.1-2 津波時評価における解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 解析モデル及び諸元

防波壁（波返重力擁壁）の解析モデルを図 4.1.1-2, 図 4.1.1-4, 図 4.1.1-6, 図 4.1.1-8 及び図 4.1.1-10 に, 地質断面図を図 4.1.1-3, 図 4.1.1-5, 図 4.1.1-7 及び図 4.1.1-9 に示す。

なお, ③-③断面の解析モデル範囲において, 防波壁に隣接している 3 号機放水接合槽は耐震性を説明しない構造物であるため, 保守的に埋戻土としてモデル化する。また, 放水路は耐震性を説明しない構造物であるためモデル化せず, 放水路の影響については, 「2.1.9 防波壁の設計・管理に関する補足説明」において説明する。⑤-⑤断面の解析モデル範囲において, 隣接するサイトバンカ建物は, 地表面付近の岩盤上に設置され, 防波壁（波返重力擁壁）へ与える応答の影響は小さいことから隣接構造物としてモデル化しない。

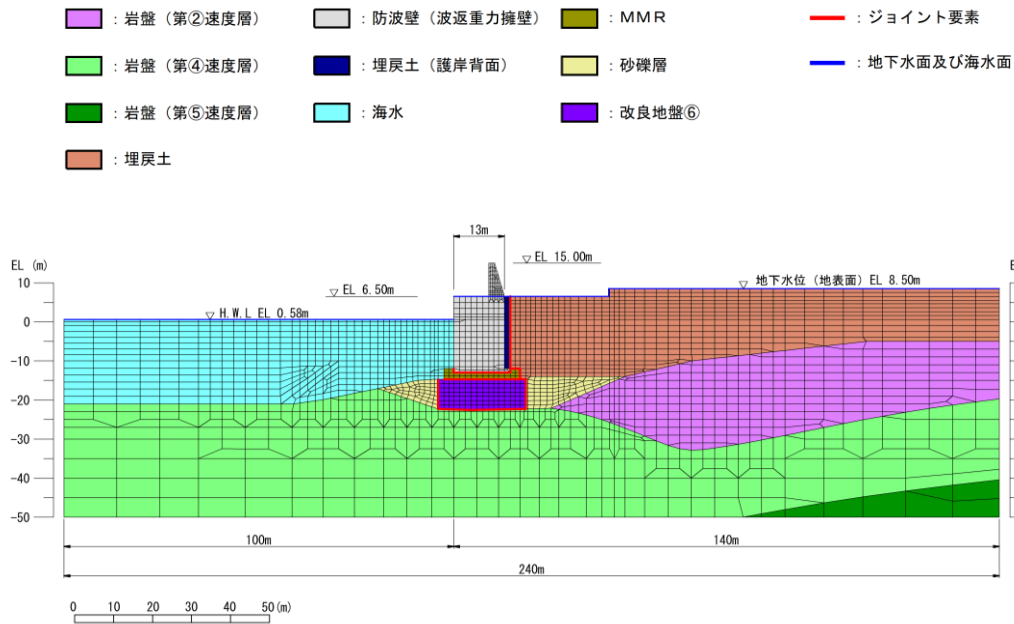


図 4.1.1-2 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (②-②断面)

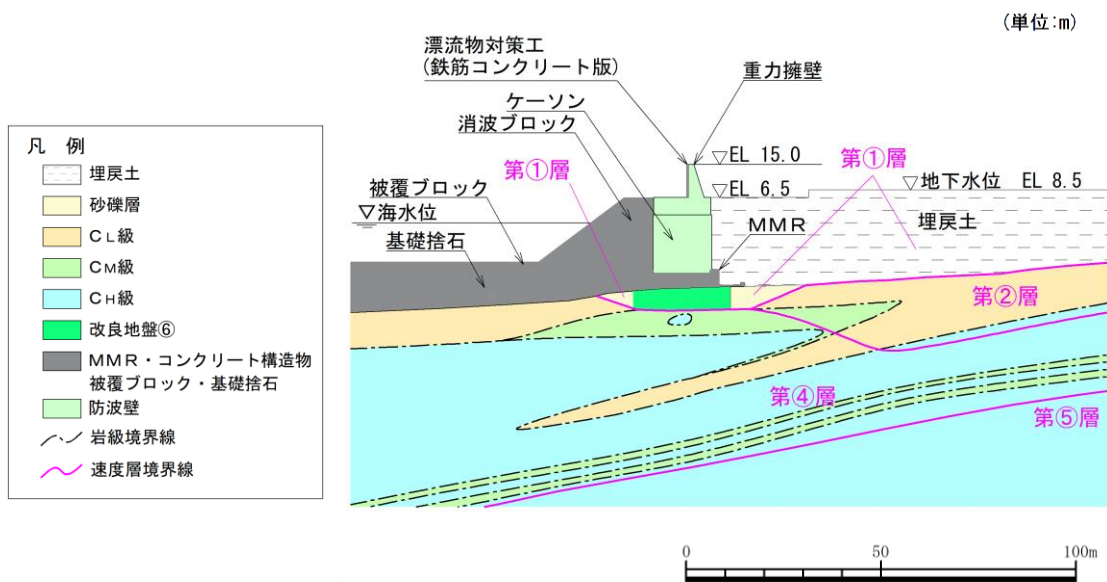


図 4.1.1-3 地質断面図 (②-②断面)

- : 岩盤 (第④速度層)
- : MMR
- : ジョイント要素
- : 埋戻土
- : 海水
- : 地下水面及び海水面
- : 防波壁 (波返重力擁壁)

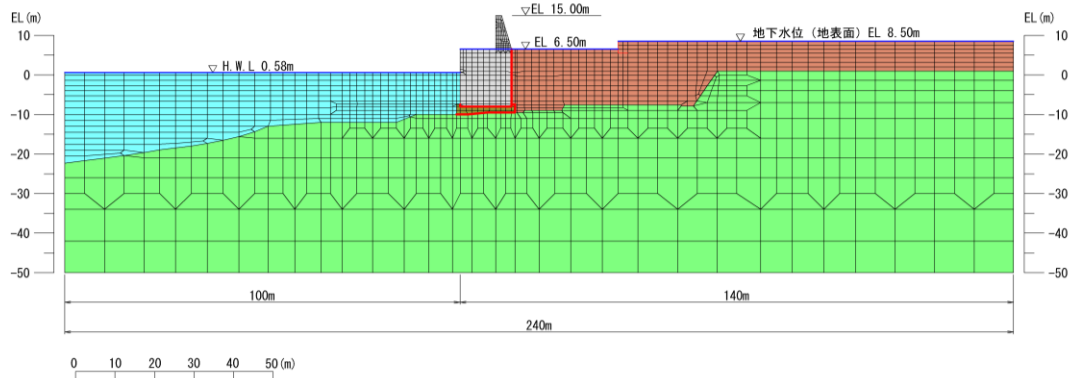


図 4.1.1-4 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (③-③断面)

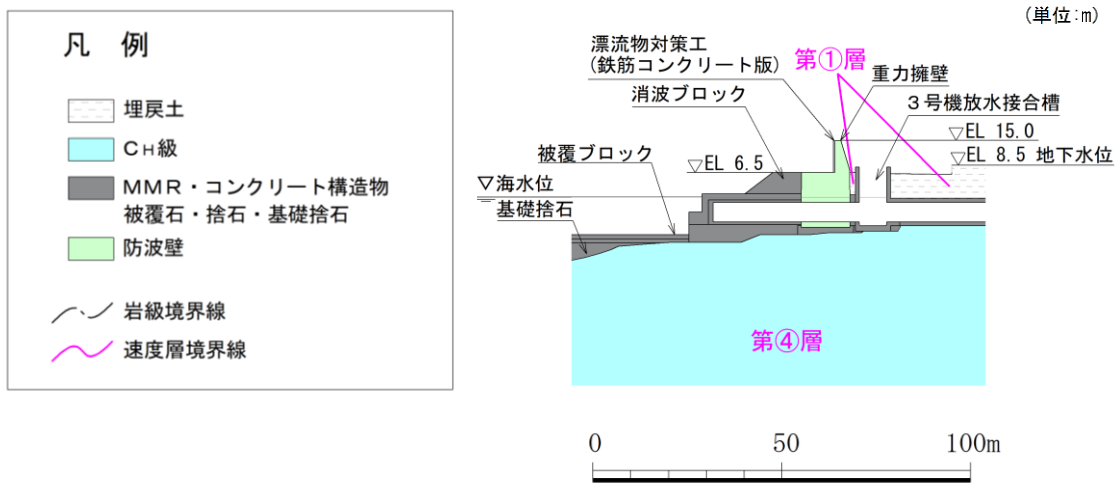


図 4.1.1-5 地質断面図 (③-③断面)



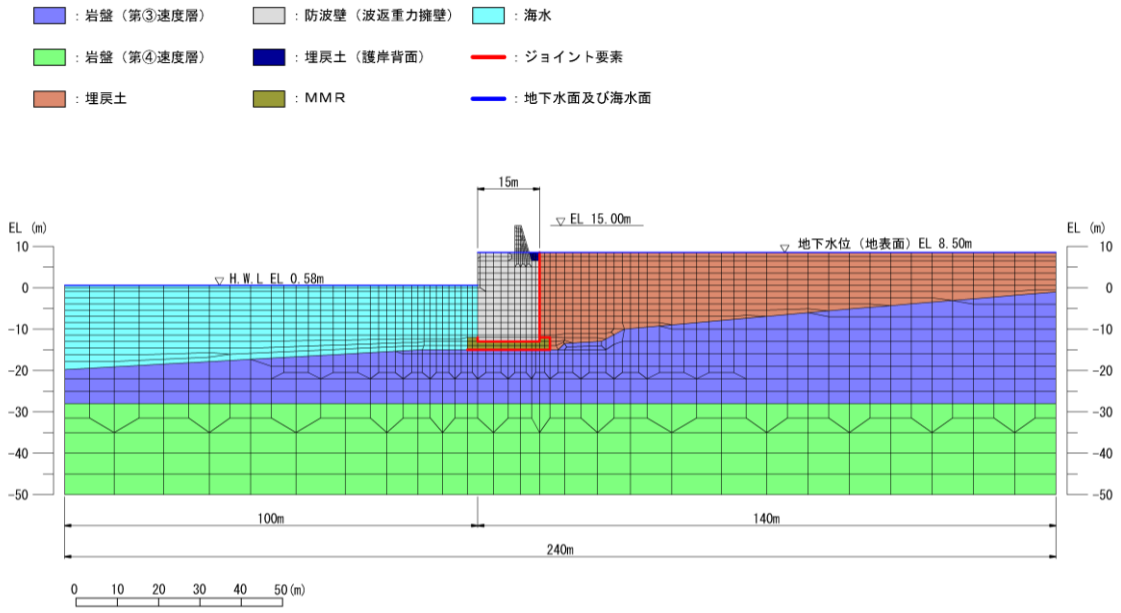


図 4.1.1-6 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (④-④断面)

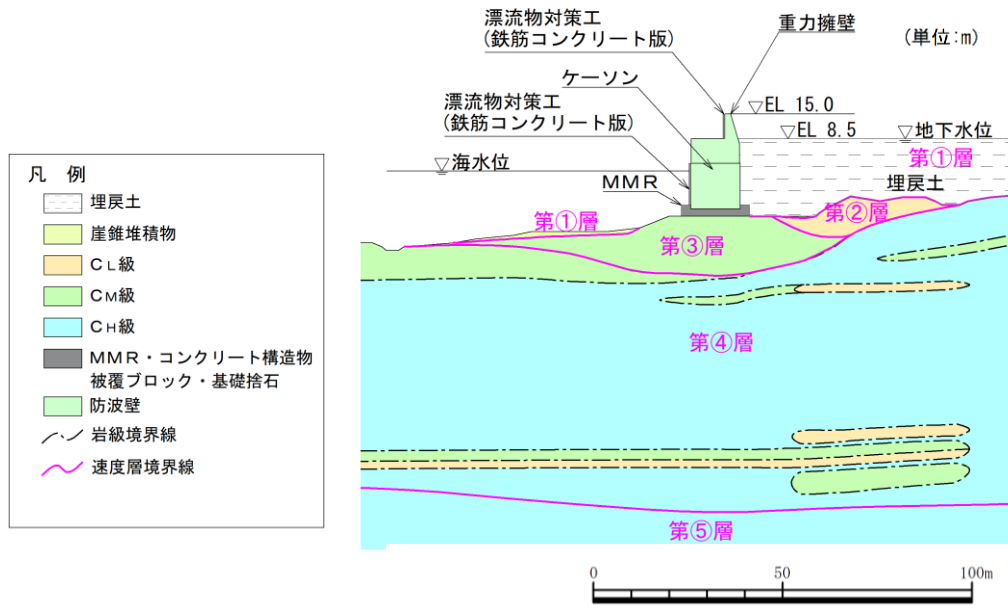


図 4.1.1-7 地質断面図 (④-④断面)

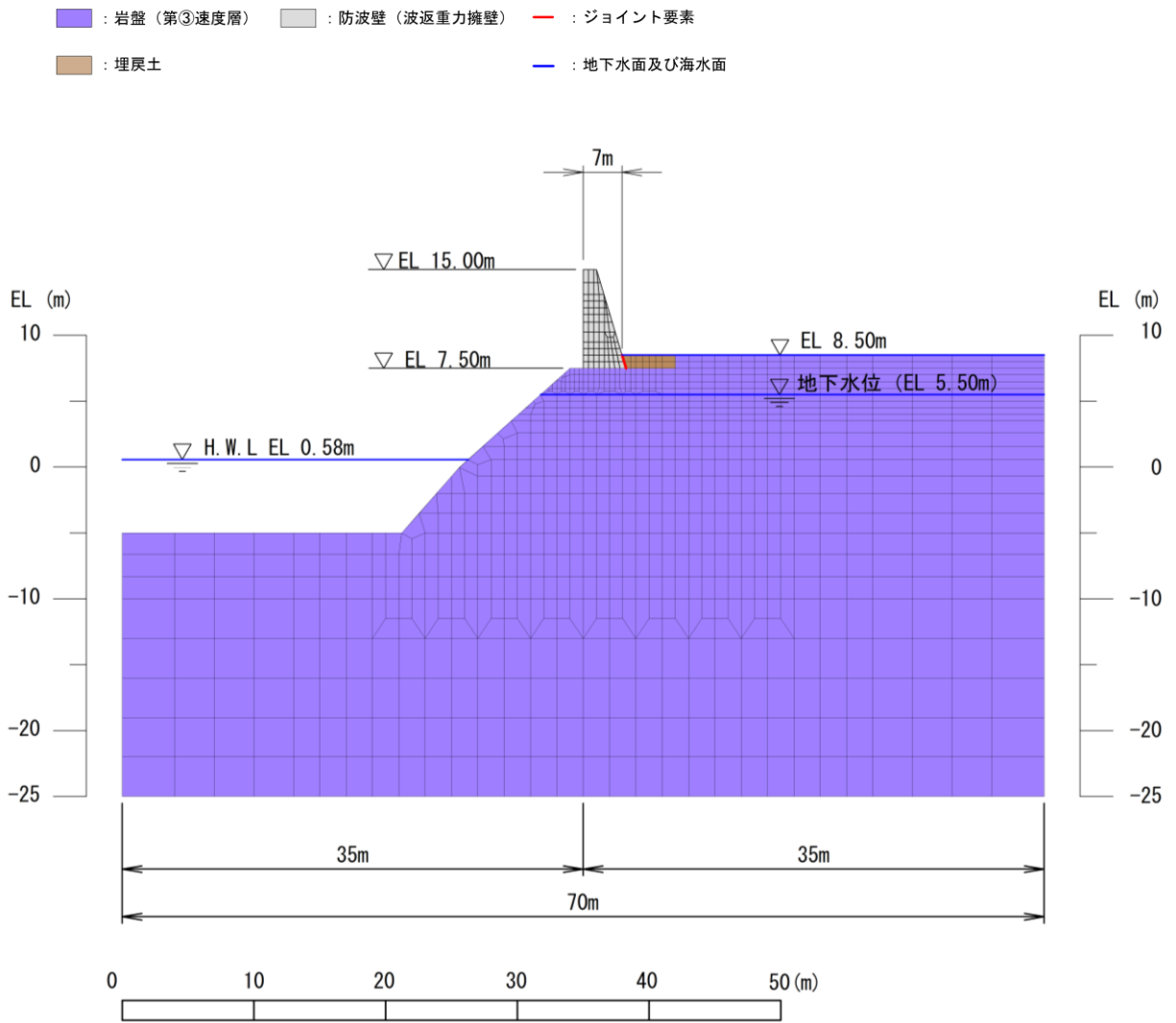


図 4.1.1-8 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (⑤-⑤断面)

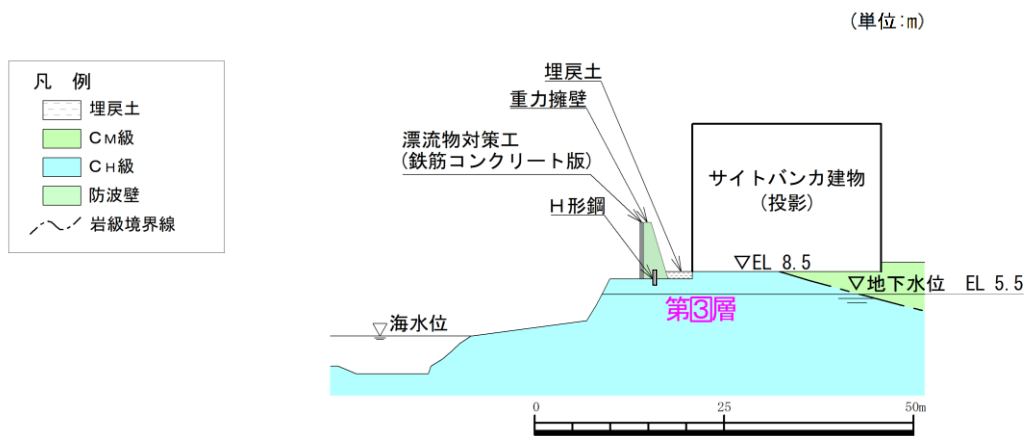


図 4.1.1-9 地質断面図 (⑤-⑤断面)

- : 岩盤 (第③速度層)      ■ : 防波壁 (波返重力擁壁)      — : ジョイント要素
- : 岩盤 (第④速度層)      ■ : MMR      — : 地下水面及び海水面
- : 埋戻土

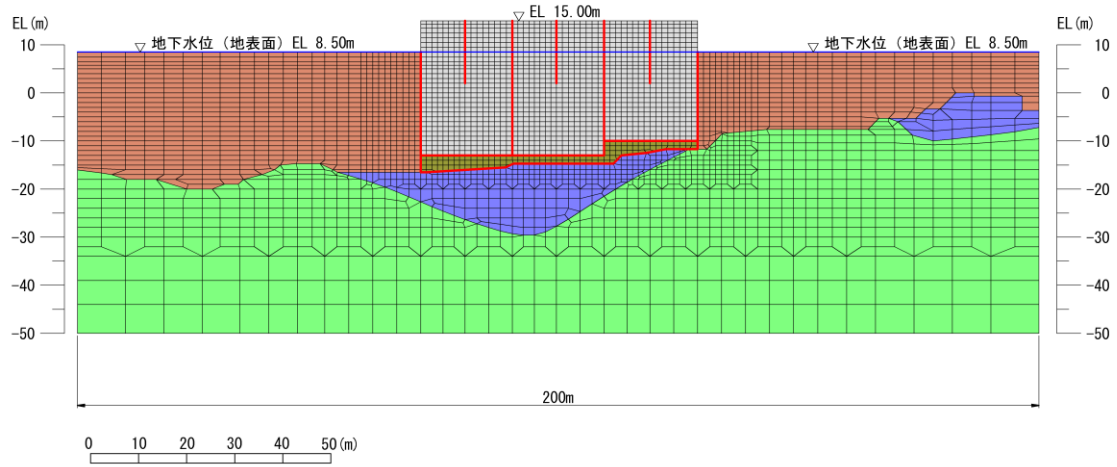


図 4.1.1-10 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (⑦-⑦断面)

a. 解析領域

解析モデルは、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」で使用した解析モデルのうち、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.1.1-11 に示す。

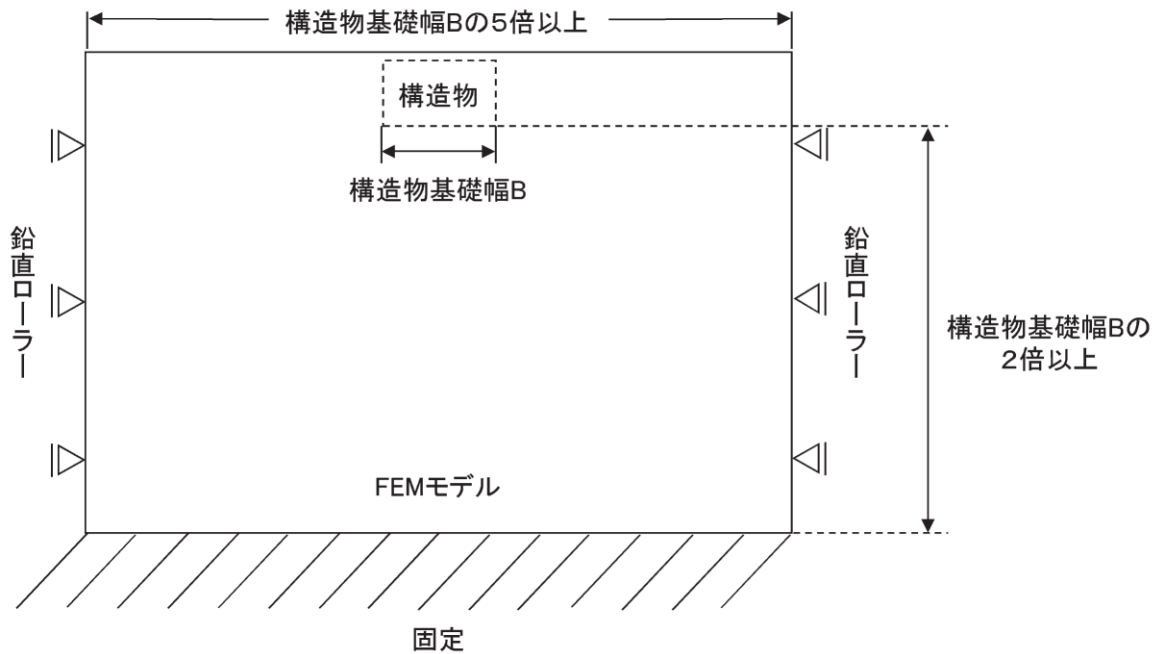


図 4.1.1-11 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 応力解析時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図4.1.1-12のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

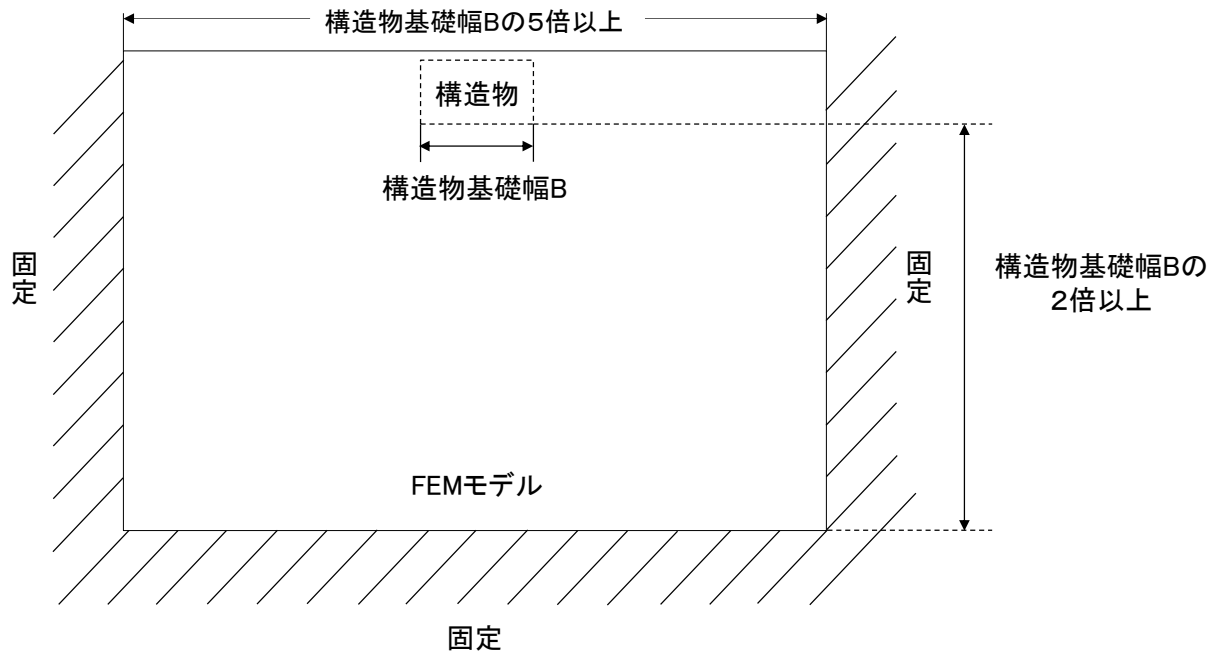


図 4.1.1-12 津波時の2次元有限要素法における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

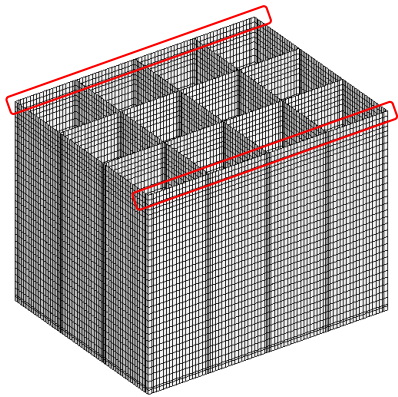
(a) 重力擁壁

重力擁壁は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。なお、重力擁壁とケーソンについては、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「（参考資料6）ケーソン及び重力擁壁の一体性について」で一体性を確認していることから、一体としてモデル化する。

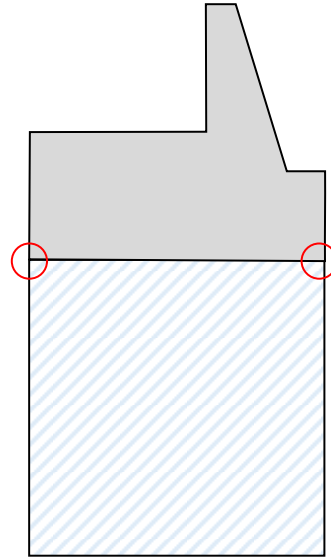
(b) ケーソン

防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。ただし、ケーソンは側壁及び隔壁を有する箱型形状であることから、解析モデルの平面ひずみ要素の設定については、3次元構造解析により側壁及び隔壁の影響を考慮した等価な剛性となるように調整して設定を行う。ケーソンの等価剛性の調整手順を以下に示す。

3次元構造解析モデルのケーソンに水平荷重として単位荷重（ $100\text{kN/m}^2$ ）を作用させ、ケーソン上端の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。次に、地震応答解析モデルにおいて、ケーソンに同じ単位荷重を作用させ、ケーソン上端における変位が、3次元構造解析モデルで算定したケーソン上端の水平変位と等しくなるようにケーソンの弾性係数を設定する。3次元構造解析モデルと2次元有限要素法の解析モデルの水平変位比較位置を図4.1.1-13に、剛性調整方法を図4.1.1-14に、剛性調整結果を表4.1.1-3に示す。なお、単位荷重を載荷させる3次元構造解析モデル及び2次元有限要素法の解析モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。



注記\* : 重力擁壁を非表示  
 3次元構造解析モデル



□ : 剛性調整範囲 (ケーソン)  
 2次元有限要素法の解析モデル

□ : 変位置着目位置

図 4.1.1-13 解析モデル水平変位比較位置図

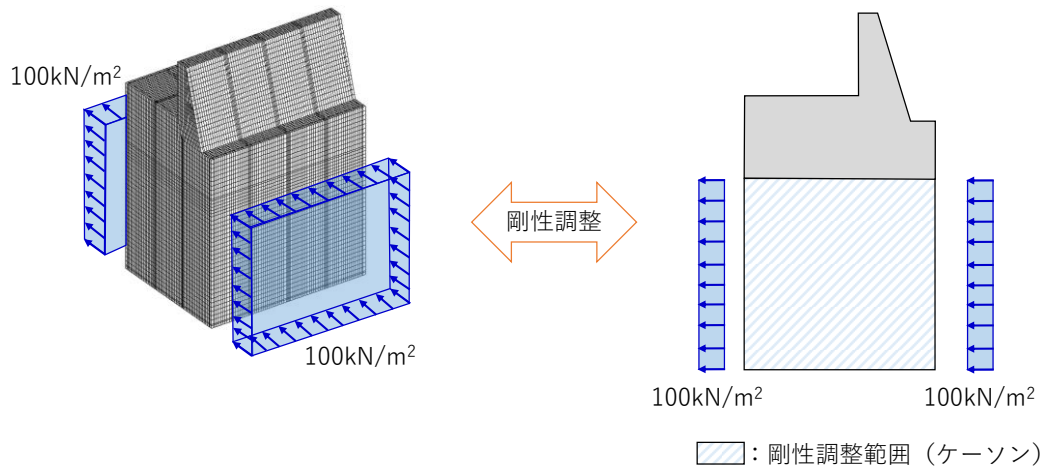


図 4.1.1-14 剛性調整方法図

表 4.1.1-3 剛性調整結果一覧

断面	地震応答解析モデルにおける ケーソン剛性 E (kN/m <sup>2</sup> )
②-②断面	$1.740 \times 10^7$
③-③断面*	$1.039 \times 10^7$
④-④断面	$1.388 \times 10^7$

注記\* : ③-③断面は貫通部のみ上記の剛性とする。

貫通部以外はコンクリートの剛性 ( $2.5 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>))  
を設定する。



d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土、砂礫層及び改良地盤⑥は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、有効応力解析においては、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。有効応力解析では、動的変形特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を、全応力解析では双曲線モデル(修正GHEモデル)を用いる。有効応力解析における埋戻土及び砂礫層は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

また、防波壁(波返重力擁壁)の背面に位置する埋戻土(護岸背面)については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(国土交通省港湾局, 2007年版)」(以下「港湾基準」という。)(図4.1.1-15参照)に準拠し、重力擁壁の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は重力擁壁と同じ値を用い、背後の埋戻土との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

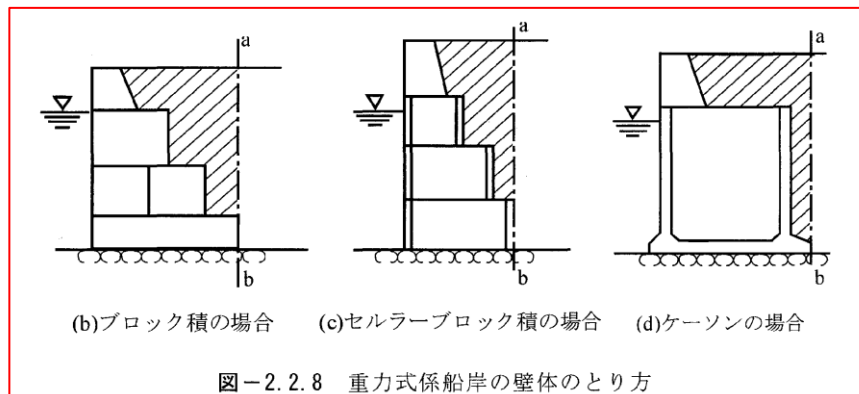


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図4.1.1-15 埋戻土(護岸背面)のモデル化について(「港湾基準」抜粋)

e. ジョイント要素の設定

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

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

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾基準」(図 4.1.1-16 参照) に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月)」(以下「港湾構造物設計事例集」という。)(図 4.1.1-17 参照)を参考に、静止摩擦係数  $\mu$  から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は、「港湾基準」(図 4.1.1-18 及び図 4.1.1-19 参照) に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.1.1-4 に、ジョイント要素の配置を図 4.1.1-20 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

$$\cot(\zeta_1 - \beta) = -\tan(\phi_1 + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_1 + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_1 + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_1 - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_w = \frac{\cos^2(\phi_1 - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 + \delta) \sin(\phi_1 - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

$$\cot(\zeta_2 - \beta) = \tan(\phi_1 - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_1 - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_1 - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_1 + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi_1 + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 - \delta) \sin(\phi_1 + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 $p_w$ 、 $p_p$ 、 $K_w$ 、 $K_p$ 、 $\zeta_1$ 、 $\omega$ 、 $\gamma$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ 及び $\phi_1$ は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 $\theta$ は次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 $k$ 及び $k'$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

(5) 壁面摩擦角

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

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定を図-1.3.1に示す。

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

図 4.1.1-16 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠  
（「港湾基準」抜粋）

よって、  

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

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

⑧ケーソン  
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>9)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

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

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

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

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

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

図 4.1.1-17 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（「港湾構造物設計事例集」抜粋）

9 摩擦係数

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

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

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

表-9.1 静止摩擦係数の特性値

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

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

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

図 4.1.1-18 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（「港湾基準」抜粋）

(8) セルラーブロックの性能照査

- ① 壁体が底版のないセルラーブロックで構成されている重力式係船岸は、他の重力式係船岸と異なり、中詰めにより壁体との一体性を保持する構造となっている。このため、他の重力式係船岸の安定検討に加えて、転倒に対して中詰めを抜き出しを十分考慮した検討を行うべきである。
- ② セルラーブロックの安定照査式  
セルラーブロックの中詰めを抜き出しを考慮した転倒に対する検討は、次式によって行うことができる。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_{f_d} \geq \gamma_a(dP_{H_d} + eP_{w_d} + gP_{aw_d} + hP_{F_d}) \quad (2.2.19)$$

ここに、

- $W$ : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- $P_B$ : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- $P_V$ : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- $M_{f_d}$ : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント (kN-m/m)
- $P_{H_d}$ : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- $P_w$ : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- $P_{aw}$ : 堤体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- $P_F$ : 堤体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- $a$ : 壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離 (m)
- $b$ : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $c$ : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $d$ : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- $e$ : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- $g$ : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- $h$ : 動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- $\gamma_a$ : 構造解析係数

式中の設計用値は、式(2.2.9)及び以下の式(2.2.20)により算出することができる。

$$M_{f_d} = \gamma_{M_f} M_{f_s} \quad (2.2.20)$$

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値  $P_{B_d}$  は、式(2.2.12)に準じてよい。また、式中の壁体の重量の設計用値  $W_d$  は、鉄筋コンクリートの重量  $W_{RC}$ 、無筋コンクリートの重量  $W_{NC}$  を用いて、次式により算定することができる。

$$W_d = \sum \gamma_w W \quad (2.2.21)$$

③ 部分係数の値

セルラーブロックの性能照査に用いる標準的な部分係数の値は、表-2.2.2の転倒に関する部分係数を用いることができる。ただし、中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント  $M_f$  の部分係数  $\gamma_{M_f}$  については、中詰め砂の重量  $W_{SAND}$  の部分係数  $\gamma_{W_{SAND}}$  と同じ値を用いてよい。

- ④ (耐力の設計用値)/(作用効果の設計用値) < 1 の場合は、作用による転倒モーメントが中詰めを除く全鉛直力及び中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメントより大きいことになり、中詰めを置いてセルラーブロックが抜け出すことになる。このような場合はセルラーブロックの重量を増すか、隔壁を設けるなどの対処が必要である。
- ⑤ 中詰めによる壁面摩擦係数  $F_1, F_2$  によって生じる抵抗モーメントの特性値  $M_f$  は次のようにして求める。

図-2.2.14において、A点に対するモーメントは  $\ell_1 F_1 + \ell_2 F_2$  となる。ここで、 $F_1 = P_1 f$ 、 $F_2 = P_2 f$  であり、 $f$  の値としては中詰め材料と壁面との摩擦係数をとる。(  $P_1, P_2$  はそれぞれ中詰め土圧である。) 壁面に作用する中詰め土圧の考え方については、本編第2章 1.4 セルラーブロックに準じることができる。なお、これと同様にセルラーブロックの隔壁に生じる摩擦抵抗も考慮することが望ましい。

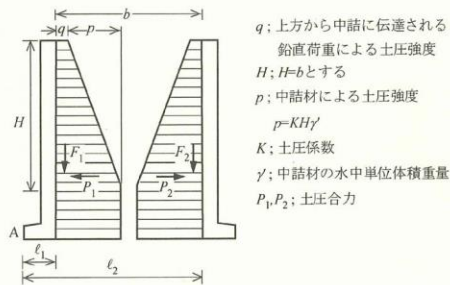


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

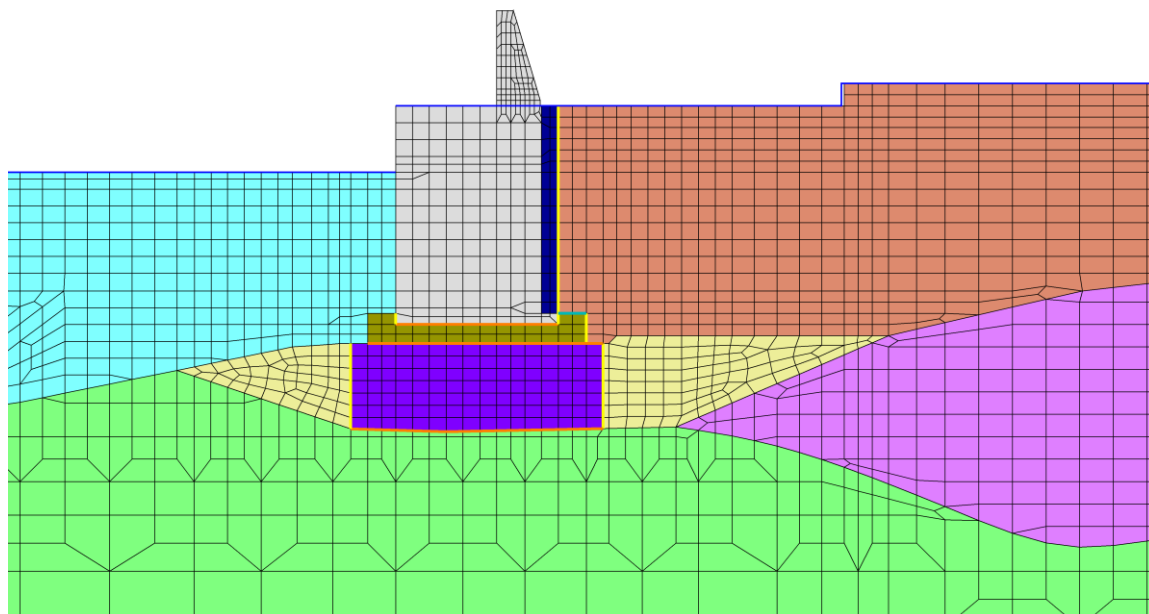
- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰め石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 4.1.1-19 ジョイント要素 (水平方向) の物性値設定に用いる  
静止摩擦係数 (「港湾基準」 抜粋)

表 4.1.1-4 ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	埋戻土 (護岸背面)	0	15.00	構造物の壁面摩擦角の 設定方法を準用し, c =0, φ =15° と設定
			MMR			
			防波壁 (波返重力擁壁)			
		防波壁 (波返重力 擁壁)	MMR			
		砂礫層	改良地盤⑥			
	境界 2	防波壁 (波返重力 擁壁)	埋戻土	0	22.00	
境界 3	防波壁 (波返重力 擁壁)	防波壁 (波返重力擁壁)	0	0	目地部であるため, 保 守的にゼロに設定	
		MMR				
水平方向	境界 4	MMR	防波壁 (波返重力擁壁)	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境 界であるため, 「コン クリートとコンクリ ート」及び「コンクリ ートと岩盤」の静止摩擦 係数 (μ =0.50) より, φ =tan <sup>-1</sup> (μ) ≒ 26.57°
			改良地盤⑥			
			岩盤 (第③速度層)			
			岩盤 (第④速度層)			
		改良地盤⑥	埋戻土			
			岩盤 (第④速度層)			
	境界 5	埋戻土	MMR	0	30.96	

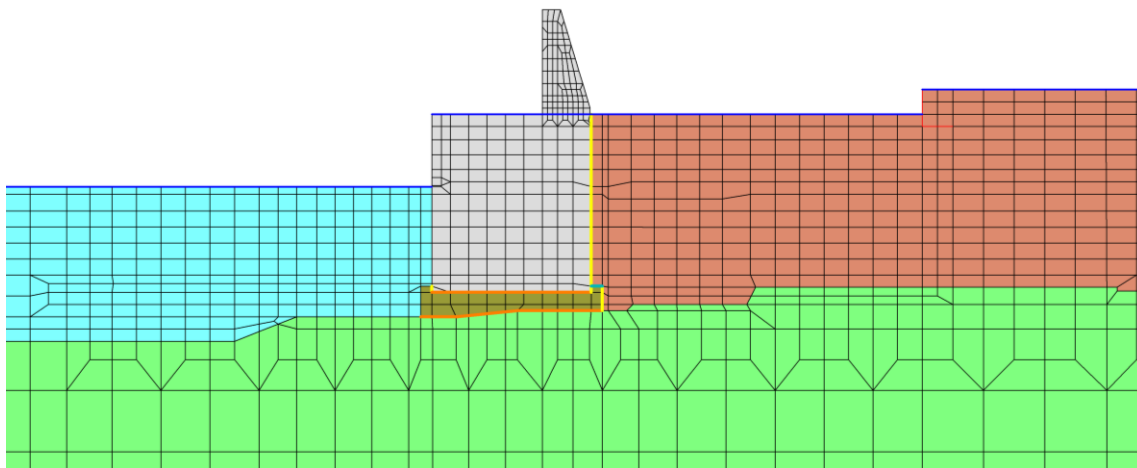
- : 岩盤 (第②速度層)
  - : 岩盤 (第④速度層)
  - : 埋戻土
  - : 防波壁 (波返重力擁壁)
  - : 埋戻土 (護岸背面)
- : 海水
  - : MMR
  - : 砂礫層
  - : 改良地盤⑥
- : ジョイント要素 (境界1)
  - : ジョイント要素 (境界4)
  - : ジョイント要素 (境界5)
  - : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 $c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第④速度層)
- : MMR
- : ジョイント要素 (境界1)
- : 埋戻土
- : 海水
- : ジョイント要素 (境界4)
- : ジョイント要素 (境界5)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 地下水面及び海水面

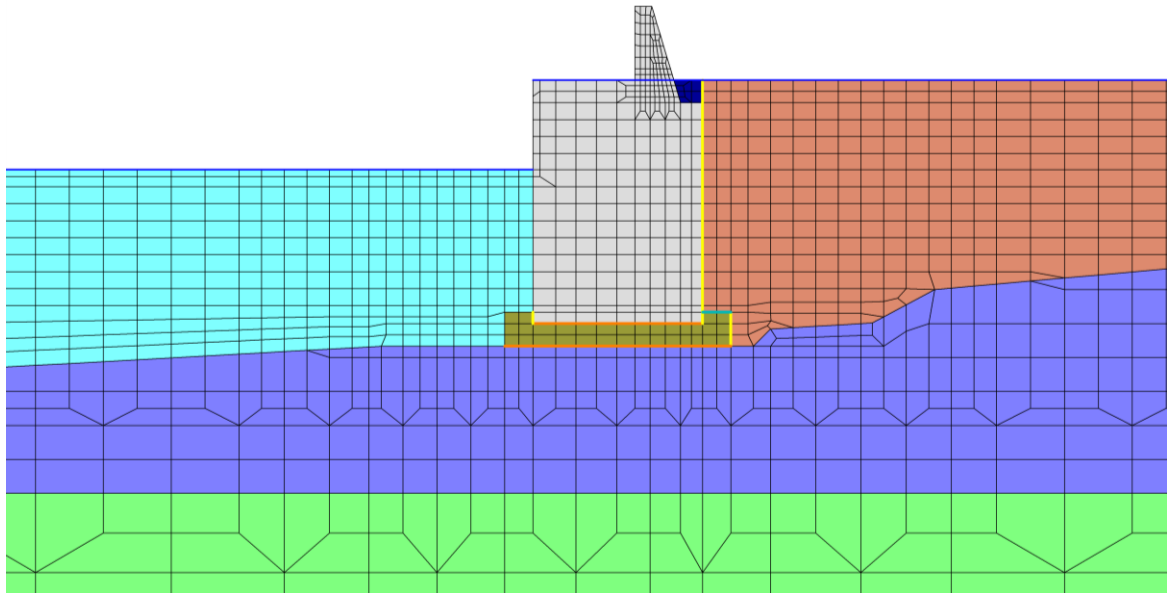


項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図



- : 岩盤 (第③速度層)
  - : 岩盤 (第④速度層)
  - : 埋戻土
  - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 埋戻土 (護岸背面)
  - : MMR
  - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : ジョイント要素 (境界 5)
  - : 地下水面及び海水面

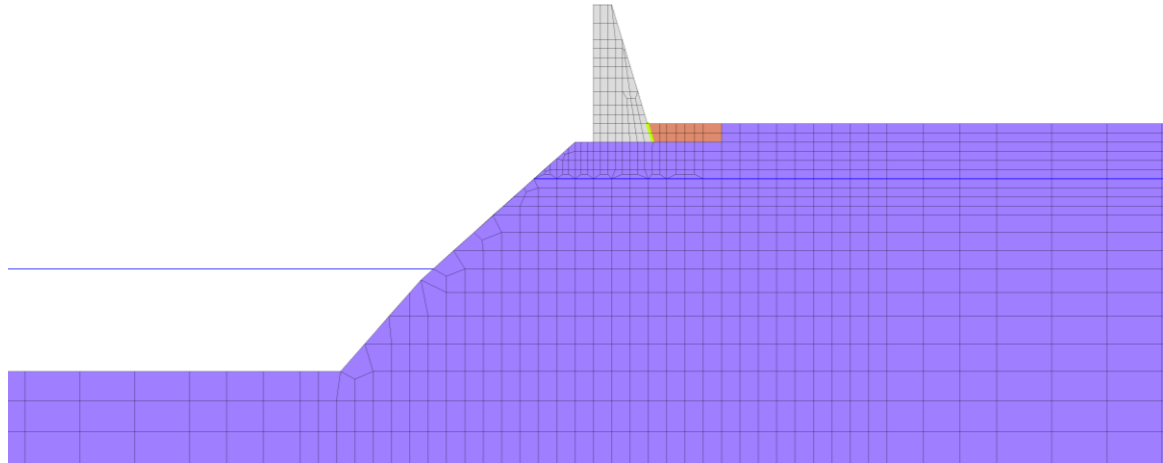


項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

: 岩盤 (第③速度層)   
  : 防波壁 (波返重力擁壁)   
  : ジョイント要素 (境界 2)

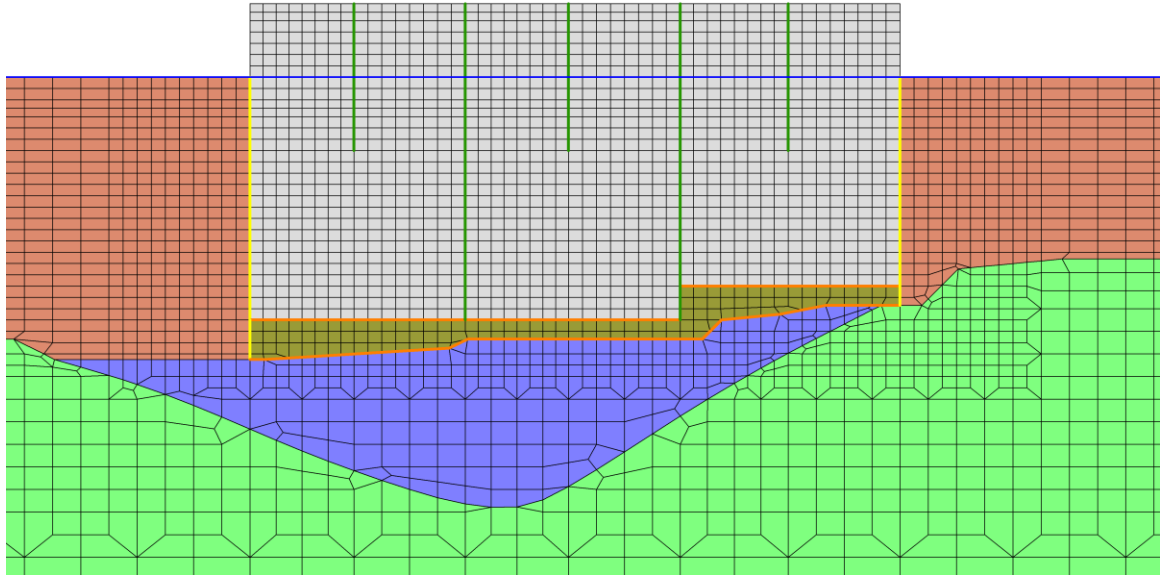
: 埋戻土   
  : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 $c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 2	0	22.00

図 4.1.1-20(4) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第③速度層)
  - : 岩盤 (第④速度層)
  - : 埋戻土
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
  - : MMR
- : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 3)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 3	0	0
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(5) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.1.1-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.1.1-21 に示す。

表 4.1.1-5 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
境界 1, 2, 4, 5	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
境界 3	0*	$1.0 \times 10^6$

注記\*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

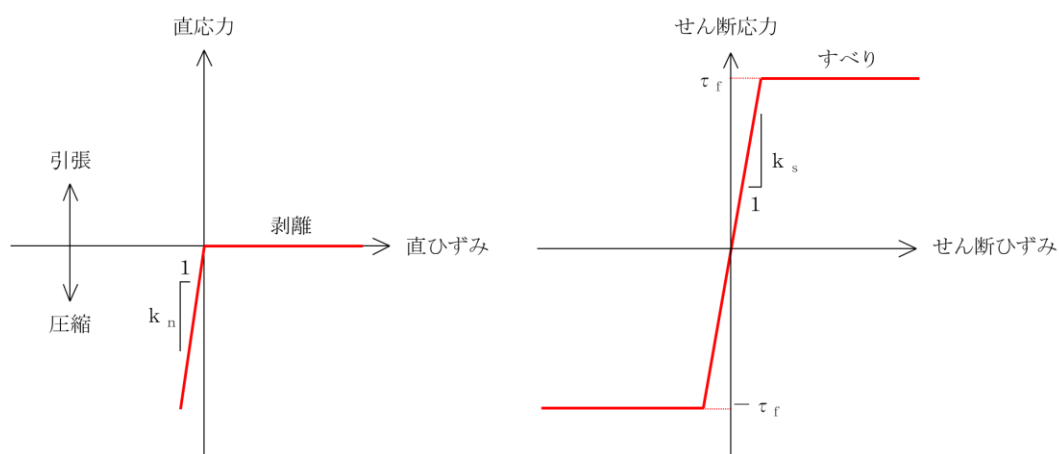


図 4.1.1-21 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

(a) 有効応力解析

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(b) 全応力解析

海水はモデル化しない。

(3) 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、適用基準類を参考に設定する。使用材料を表 4.1.1-6 に、材料の物性値を表 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-6 使用材料

材料		仕様
コンクリート	重力擁壁 (基部コンクリート)	設計基準強度 18N/mm <sup>2</sup>
	重力擁壁 (既設部分)	設計基準強度 21N/mm <sup>2</sup>
	重力擁壁 (新設部分) ケーンソ	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345
H形鋼		SM490

表 4.1.1-7 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0* <sup>1</sup>	2.5×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>
無筋コンクリート	22.6* <sup>2</sup>	2.2×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>

注記\*1：コンクリート標準示方書(2002)

\*2：港湾基準

(4) 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値及び「港湾基準」に基づき設定した物性値を用いる。地盤の解析用物性値を表 4.1.1-8～表 4.1.1-13 に示す。

表 4.1.1-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 $n$	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600	230700	
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	0.00	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	38.82	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	28	
	液状化パラメータ <sup>*2</sup>	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.913

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.1.1-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤⑥）

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05
	間隙率 $n$	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	360500
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	1250
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	-

表 4.1.1-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，埋戻土（護岸背面））

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 <b>【2.00】</b>
	間隙率 $n$	0.45
変形特性	ヤング係数 <sup>*2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	$2.5 \times 10^4$
	ポアソン比 $\nu$	0.20

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数  $2.5 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup> を設定

表 4.1.1-11(1) 地盤の解析用物性値  
(改良地盤⑥残留強度及び引張強度)

地盤	残留強度		引張強度 $\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤⑥*	0.0	48.80	436

注記\* : 残留強度及び引張強度は「2.1.5 防波壁(波返重力擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「(参考資料2)改良地盤⑥の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 4.1.1-11(2) 地盤の解析用物性値  
(MMRのせん断強度及び引張強度)

地盤	せん断強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
MMR	4.8	1.91

表 4.1.1-12 地盤の解析用物性値  
(全応力解析(1, 2号機エリア))

		岩盤 3 速度層*
P波速度	$V_p$ (m/s)	3600
S波速度	$V_s$ (m/s)	1600
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24.5
動ポアソン比	$\nu_d$	0.377
減衰定数	$h$	0.030
弾性係数	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	17650000

注記\* : ⑤-⑤断面の岩盤の設定に用いる。



表 4.1.1-13 地盤の解析用物性値  
(有効応力解析 (3号機エリア))

		岩盤②速度層	岩盤③速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層
P波速度	$V_p$ (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度	$V_s$ (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比	$\nu_d$	0.42	0.39	0.36	0.34
減衰定数	$h$	0.03	0.03	0.03	0.03
弾性係数	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	2601000	6188000	15690000	24860000

(5) 地下水位

設計地下水位については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.1.1-14 に示す。

表 4.1.1-14 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（波返重力擁壁） （②－②断面，③－③断面，④－④断面）	EL 8.5m*
防波壁（波返重力擁壁） （⑤－⑤断面）	EL 5.5m

注記\*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については，地下水位を地表面とする。

(6) 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 重力擁壁

重力擁壁の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度並びにせん断力により算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 4.1.1-22 に発生断面力イメージ図を示す。発生断面力は重力擁壁下端に集中することから、評価は重力擁壁下端で実施する。重力擁壁下端で発生した応力を基に、重力擁壁の中心位置における軸力N、曲げモーメントM、せん断力Qを設定する。断面力算定の概念図を図 4.1.1-23 に示す。

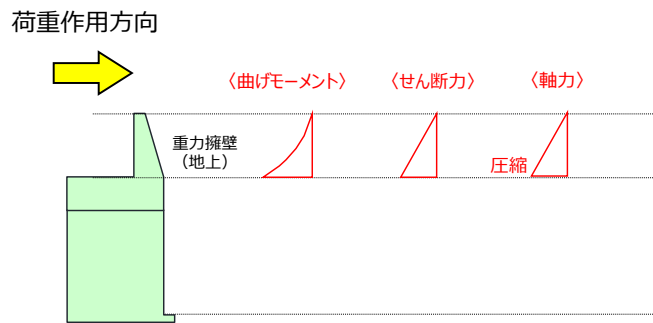


図 4.1.1-22 発生断面力イメージ図

軸力  $N = \sum (\sigma_{yi} \times l_i)$

曲げモーメント  $M = \sum (\sigma_{yi} \times l_i \times L_i)$

せん断力  $Q = \sum (\tau_{xyi} \times l_i)$

ここに、 $\sigma_{yi}$  : 重力擁壁下端要素の垂直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_{xyi}$  : 重力擁壁下端要素のせん断応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$l_i$  : 重力擁壁下端要素の要素幅 (m)

$L_i$  : 重力擁壁下端中心からのアーム長 (m)

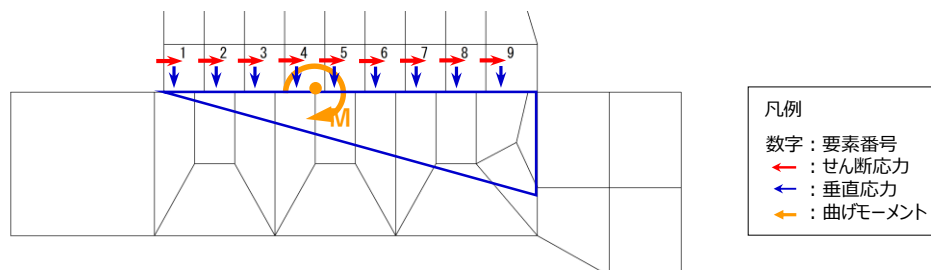


図 4.1.1-23 断面力算定の概念図 (例: ②-②断面)

重力擁壁の応力度算定には、解析コード「EMR G I N G」を使用する。  
なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 曲げ照査

コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

(b) せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

b. H形鋼

H形鋼の評価は、⑤－⑤断面において、擁壁下端に発生するせん断力から算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

c. MMR

MMRの評価は、②－②断面、③－③断面及び④－④断面において、すべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態を基に、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。すべり安全率の算定には、解析コード「C P O S T S K」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

MMRのすべり安全率の算定フローを図4.1.1-24に、想定すべり線を図4.1.1-25に示す。

d. 改良地盤

改良地盤⑥の評価は、②－②断面において、改良地盤⑥を通るすべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。すべり安全率の算定には、解析コード「C P O S T S K」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

改良地盤⑥のすべり安全率の算定フローを図 4.1.1-24 に、想定すべり線を図 4.1.1-26 に示す。

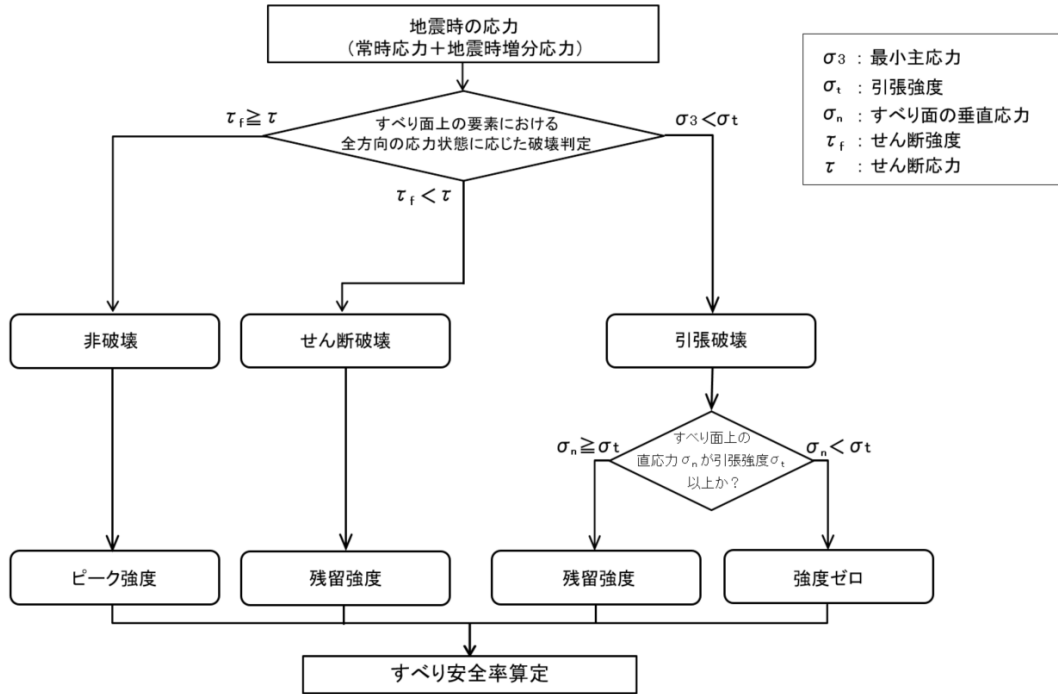


図 4.1.1-24 すべり安全率算定のフロー

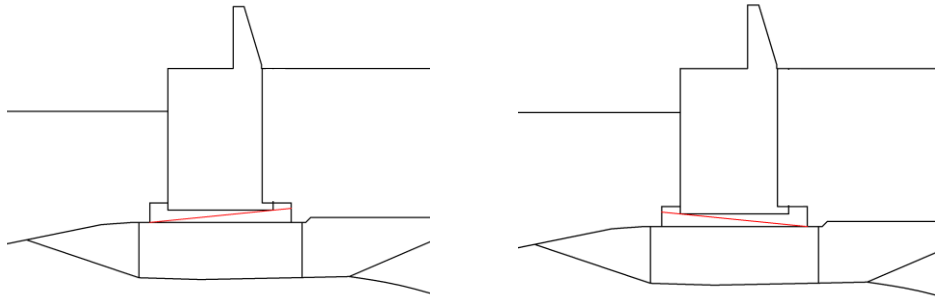


図 4.1.1-25(1) MMRの想定すべり線 (②-②断面)



図 4.1.1-25(2) MMRの想定すべり線 (③-③断面)



図 4.1.1-25(3) MMRの想定すべり線 (④-④断面)

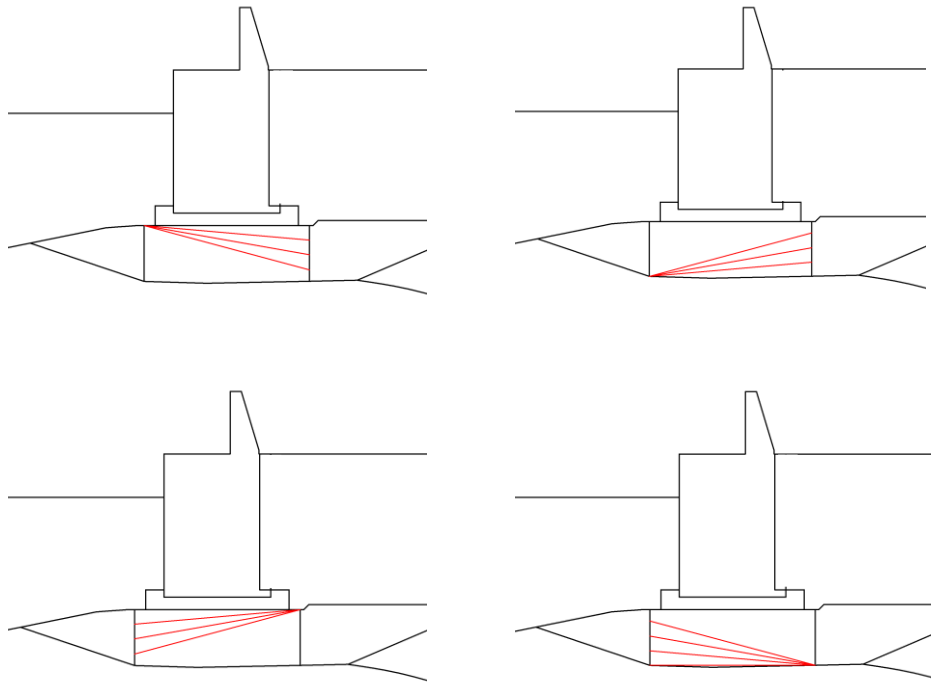


図 4.1.1-26 改良地盤⑥の想定すべり線 (②-②断面)

e. 止水目地

止水目地（シートジョイント）の津波時の変形性評価は、津波時の変位量が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位量は、図 4.1.1-27 に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）天端における津波時の相対変位量とし、保守的に相対変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位量は、主たる荷重が法線直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の変位量は考慮しない。

相対変位量の抽出位置を図 4.1.1-28 に、止水目地の変位量の算定方法を表 4.1.1-15 に示す。

x 方向（法線直交方向）の津波時の変位量  $\delta_x : \delta_x = |\delta_{x1}| \times 2$

z 方向（深度方向）の津波時の変位量  $\delta_z : \delta_z = |\delta_{z1}| \times 2$

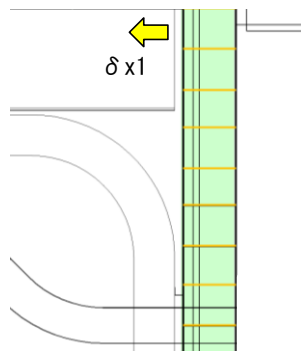
ここで、

$\delta_{x1}$  : x 方向（法線直交方向）の津波時の相対変位

$\delta_{z1}$  : z 方向（深度方向）の津波時の相対変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、止水目地（シートジョイント）の津波時の変位量とする。

$$\text{変位量 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_z^2}$$



$\delta_{z1}$  : 深度方向変位

図 4.1.1-27 津波時の変位の概念図



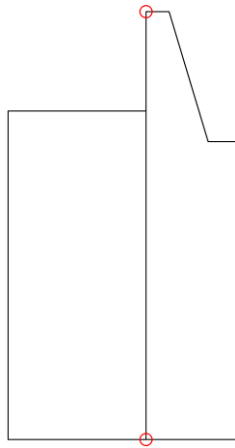


図 4.1.1-28 相対変位抽出位置

表 4.1.1-15 津波時に対する止水目地の変位量の算定方法

	$\delta x, \delta z$	$\delta y$
②-②断面	②-②断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位量（ $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ）の2倍	<p style="text-align: center;">—</p> <p style="text-align: center;">（法線方向の相対変位量は生じないため考慮しない。）</p>
③-③断面	③-③断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位量（ $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ）の2倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位量（ $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ）の2倍	
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の防波壁（波返重力擁壁）天端とケーソン下端との相対変位量（ $\delta x1$ 及び $\delta z1$ ）の2倍	

f. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価は、②-②断面、③-③断面、④-④断面及び⑤-⑤断面において、防波壁直下のMMR、改良地盤⑥及び岩盤に生じる接地圧の最大値が許容限界以下であることを確認する。

#### 4.1.2 重畳時

##### (1) 解析方法

重畳時に発生する応力値及び変位は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、余震作用時には2次元動的有限要素法、津波作用時には2次元静的有限要素法によりそれぞれ算定し、応力値については、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせて算定する。ただし、足し合わせにより余震作用時及び津波作用時の解析において実施する常時応力解析による応力値が重複することから、足し合わせた応力値から常時応力解析による応力値を差し引いて算定する。

2次元動的有限要素法において、②-②断面、③-③断面及び④-④断面の解析方法は有効応力解析とする。

2次元動的有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### a. 地震応答解析手法

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

地震応答解析手法の選定フローを図4.1.2-1に示す。

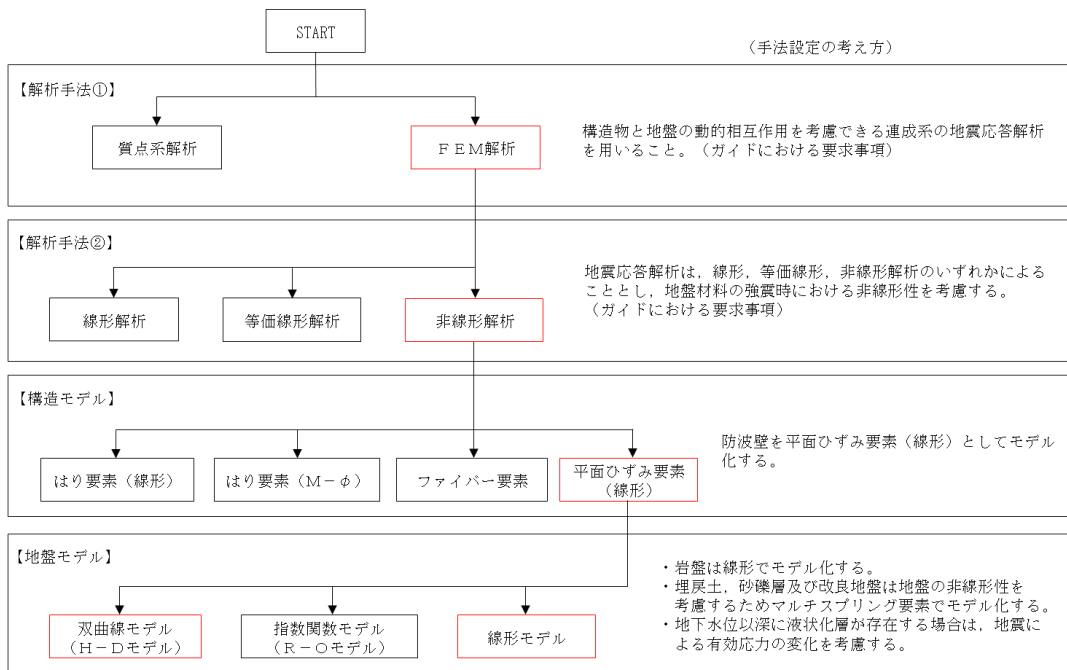


図 4.1.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

b. 応答解析手法

津波作用時の応答解析手法については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 施設

施設のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

d. 材料物性及び地盤物性のばらつき

材料物性及び地盤物性のばらつきについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

e. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数 $\beta$ の設定については、「FLIP 研究会14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を参考に設定している。

f. 地震応答解析の解析ケースの選定

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。重畳時評価における地震応答解析の解析ケースを表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 重畳時評価における地震応答解析の解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動（位相）	S d - D	(++) *	○

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

- g. 応力解析の解析ケースの選定  
重畳時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。  
重畳時評価における応力解析の解析ケースを表 4.1.2-2 に示す。

表 4.1.2-2 重畳時評価における応力解析の解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 入力地震動

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

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

図 4.1.2-2 に入力地震動算定の概念図を、図 4.1.2-3～図 4.1.2-8 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

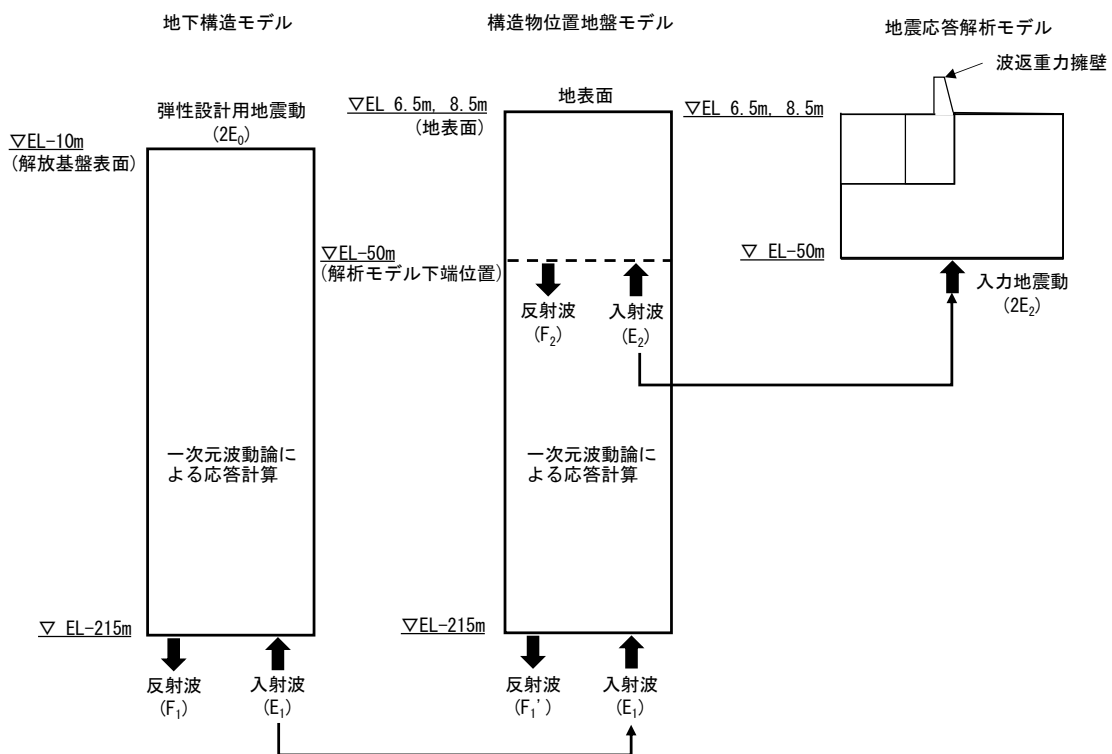
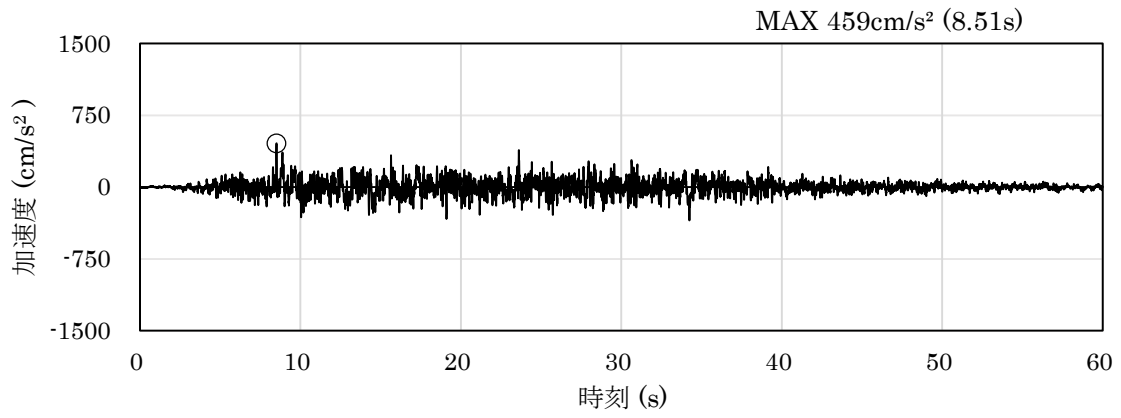
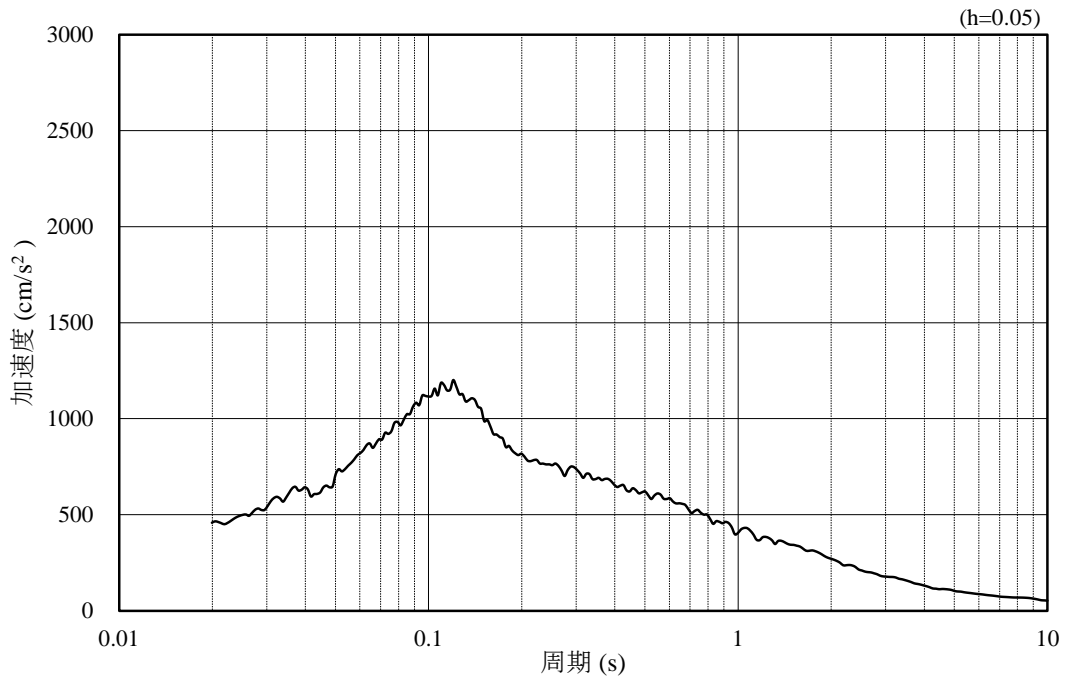


図 4.1.2-2 入力地震動算定の概念図

a. ②-②断面

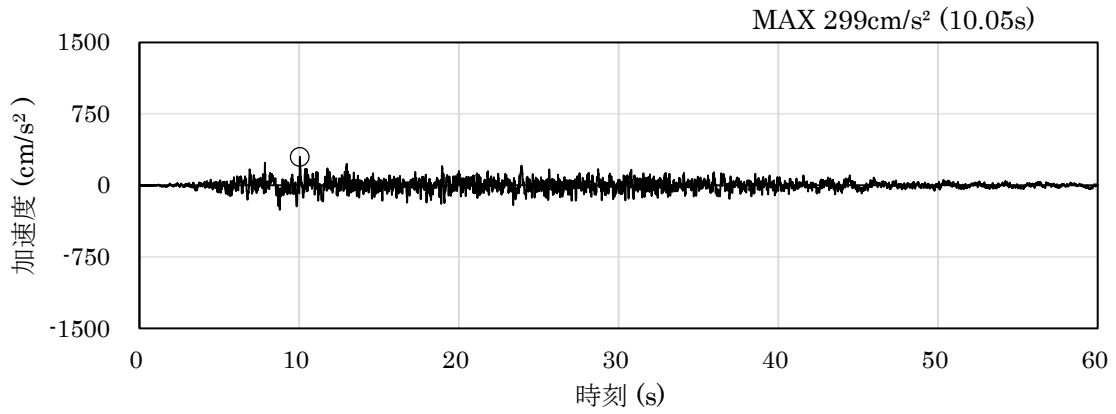


(a) 加速度時刻歴波形

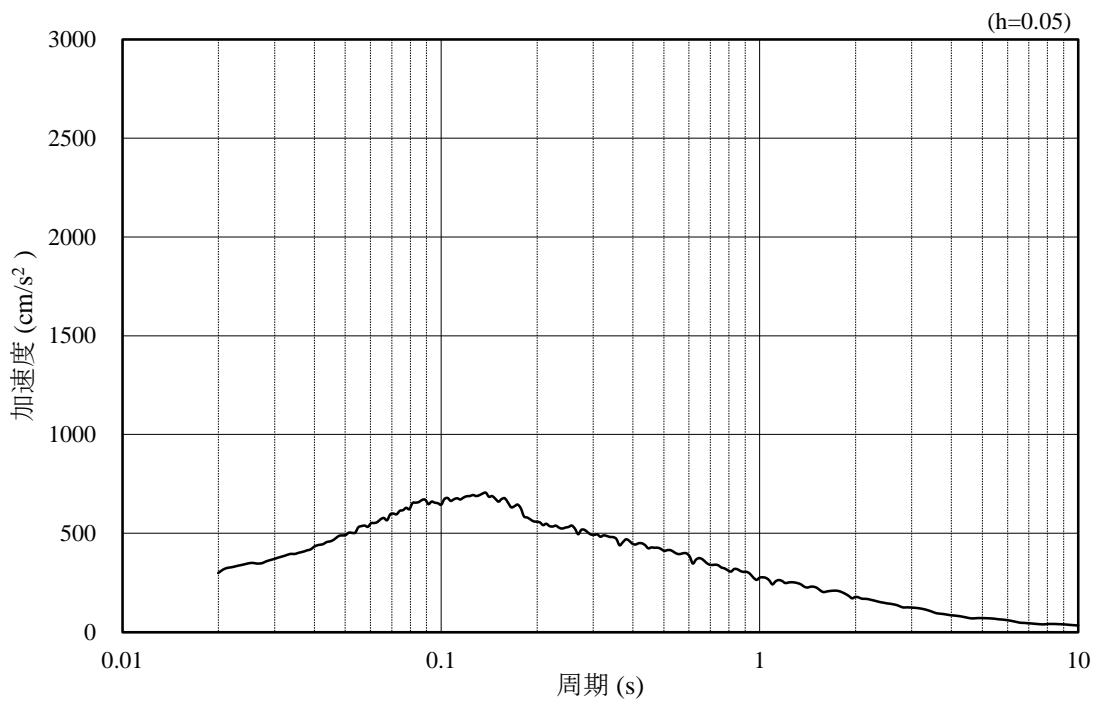


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-3 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  
(水平成分：S d - D)



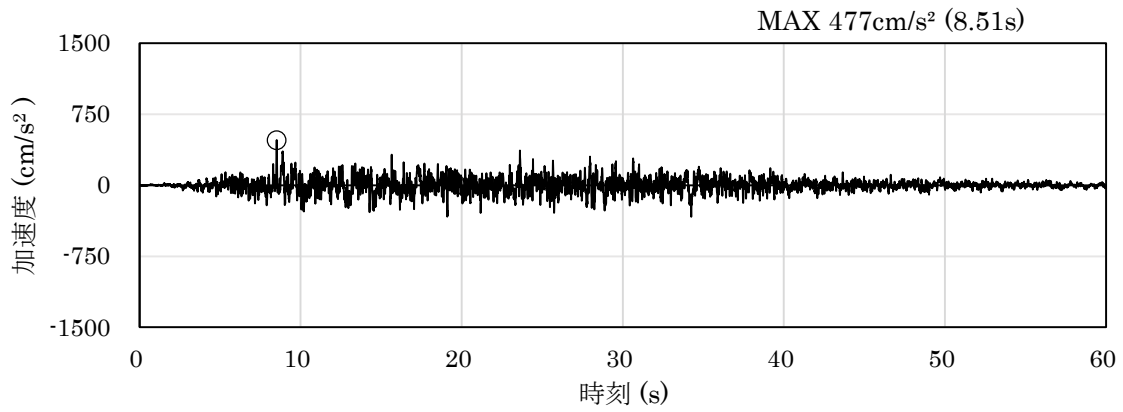
(a) 加速度時刻歴波形



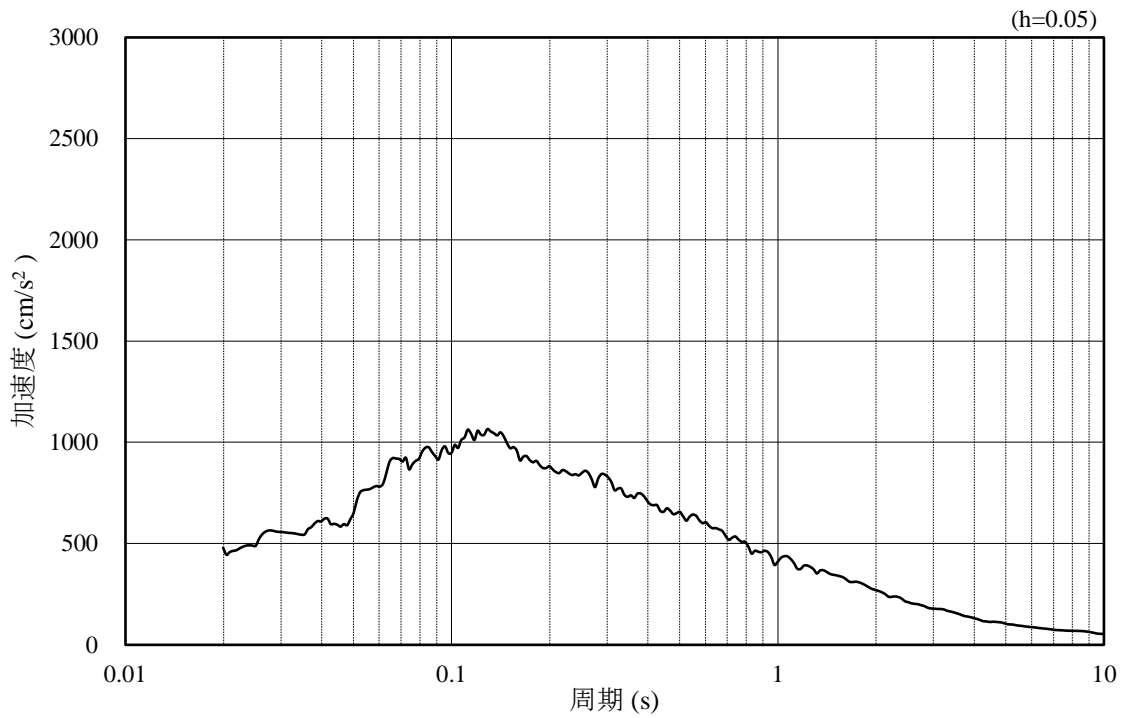
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-4 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  
(鉛直成分：S d - D)

b. ③-③断面



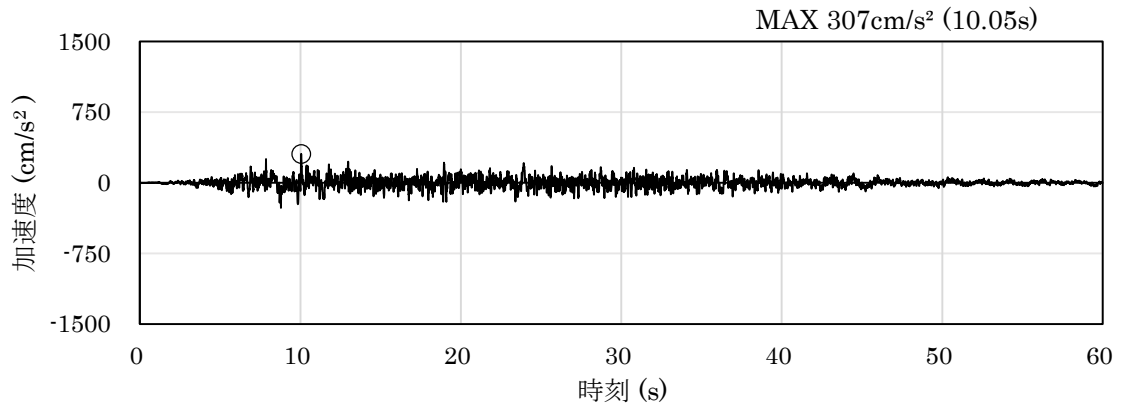
(a) 加速度時刻歴波形



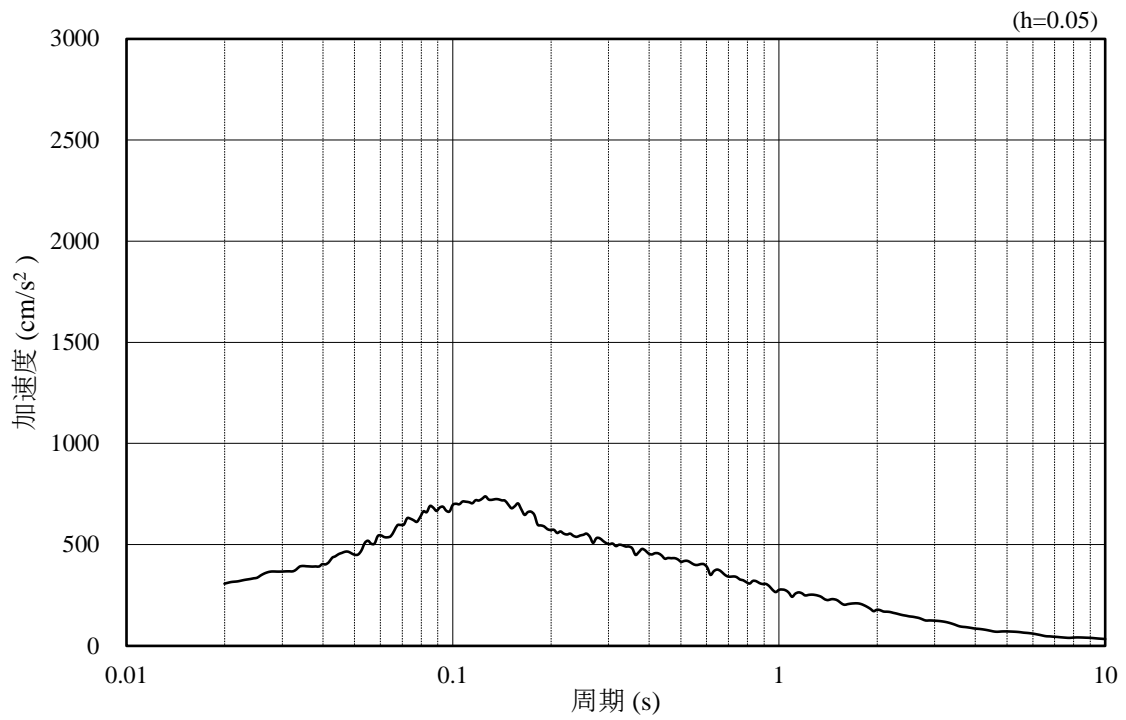
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-5 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  
(水平成分 : S d - D)





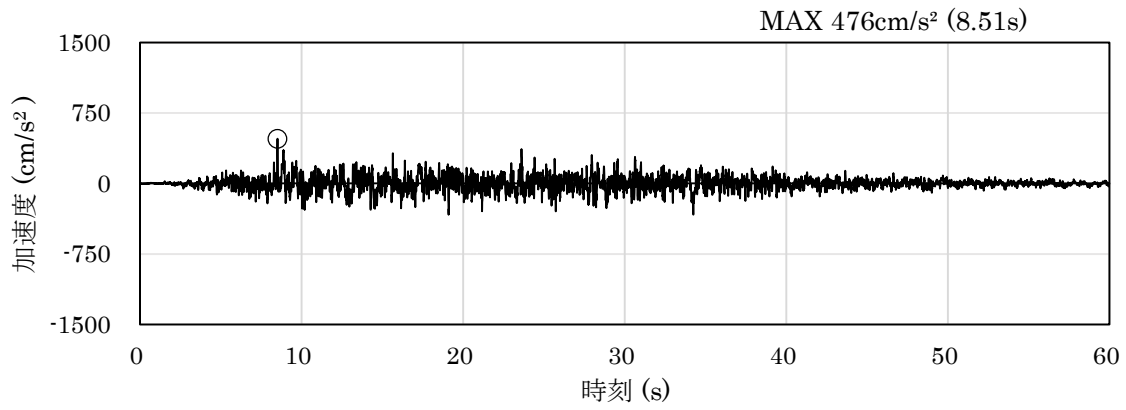
(a) 加速度時刻歴波形



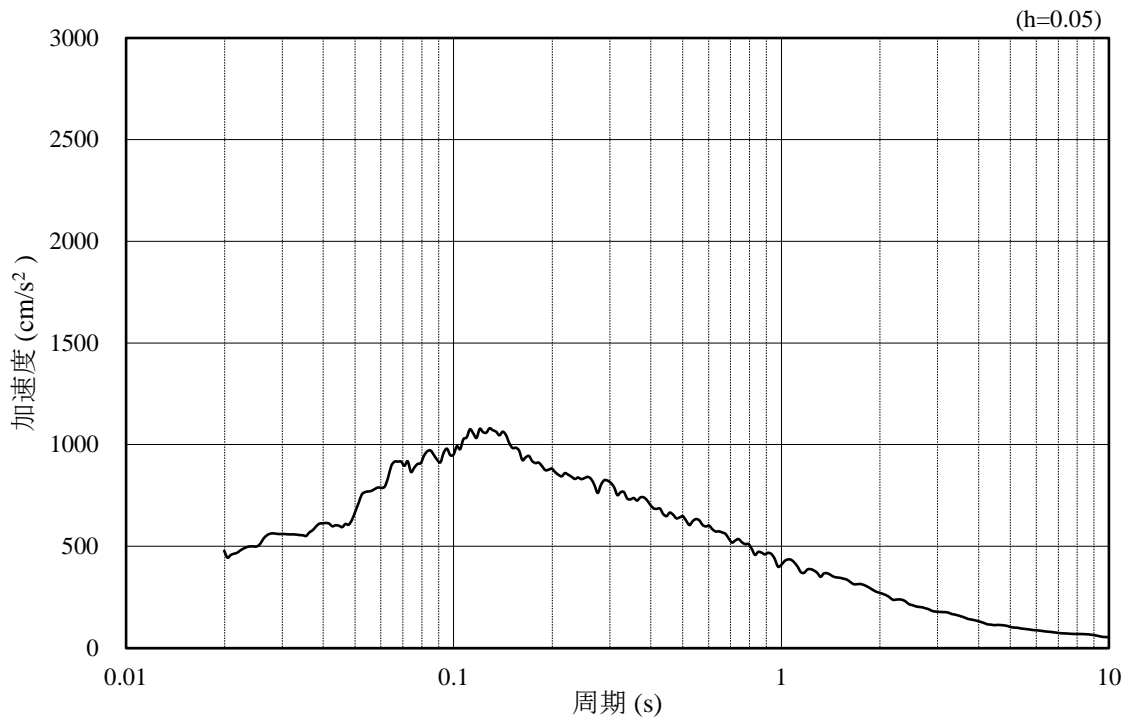
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-6 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  
(鉛直成分：S d - D)

c. ④-④断面

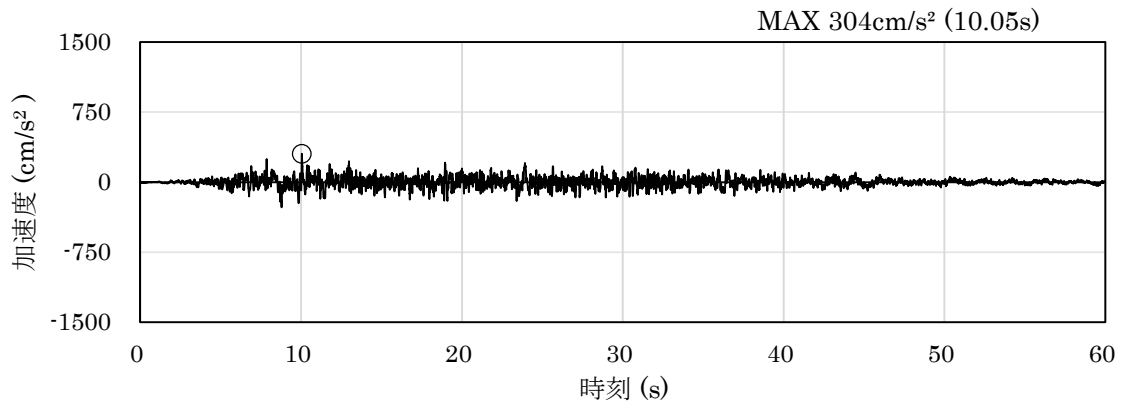


(a) 加速度時刻歴波形

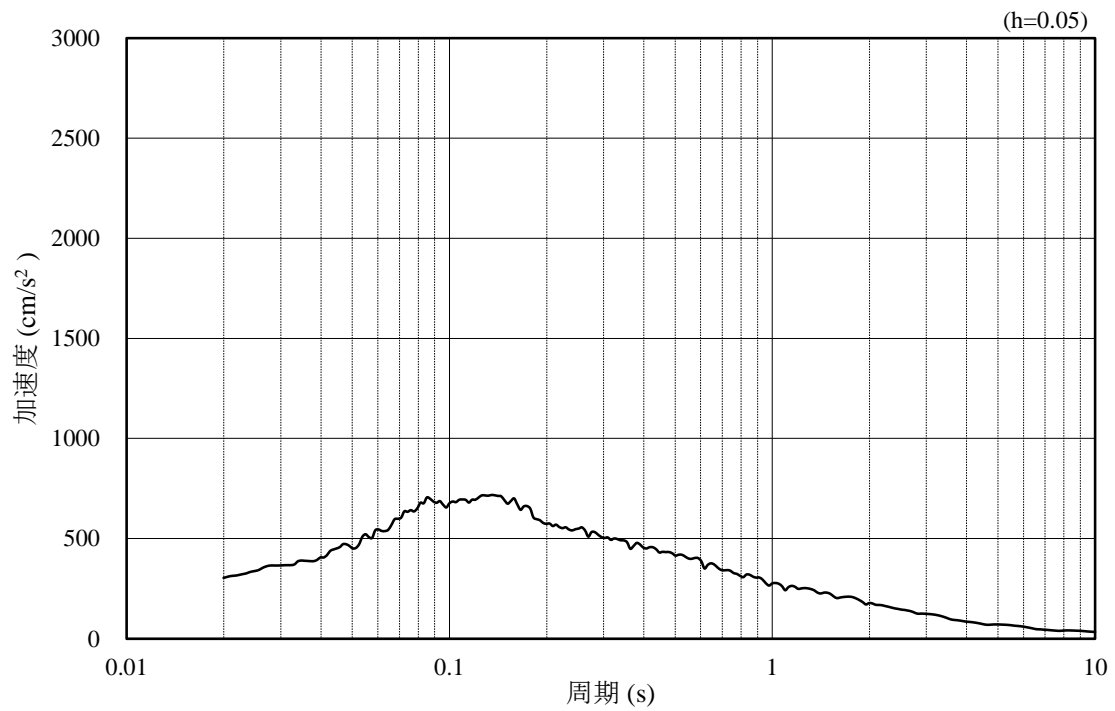


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-7 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  
(水平成分 : S d - D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-8 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  
(鉛直成分：S d - D)

(3) 解析モデル及び諸元

解析モデルについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

a. 解析領域

解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1-1987」を参考に、図 4.1.2-9 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.1.2-10 に示す。

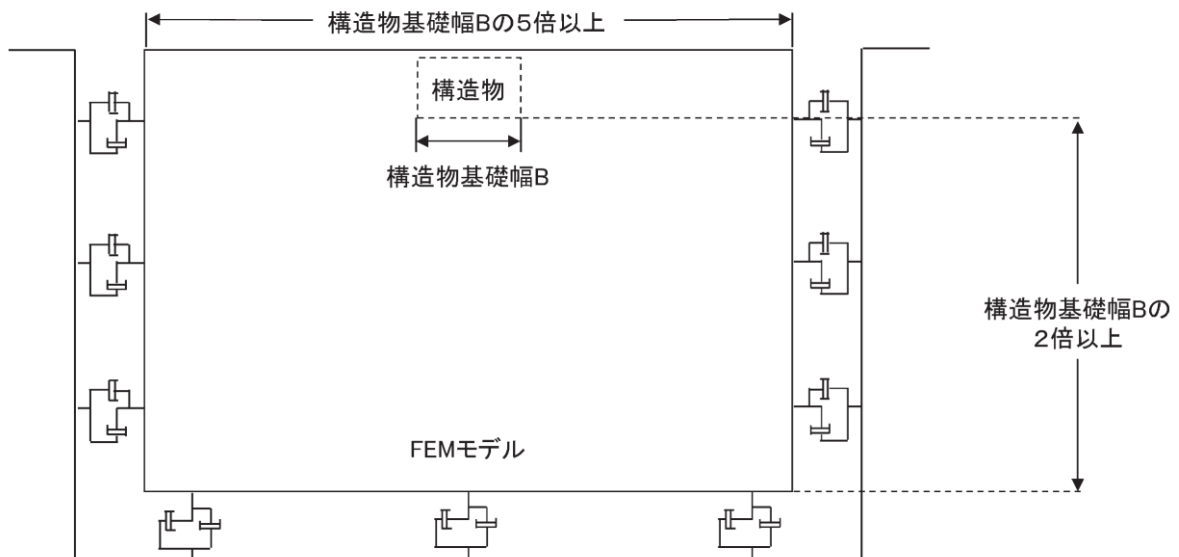


図 4.1.2-9 モデル化範囲の考え方

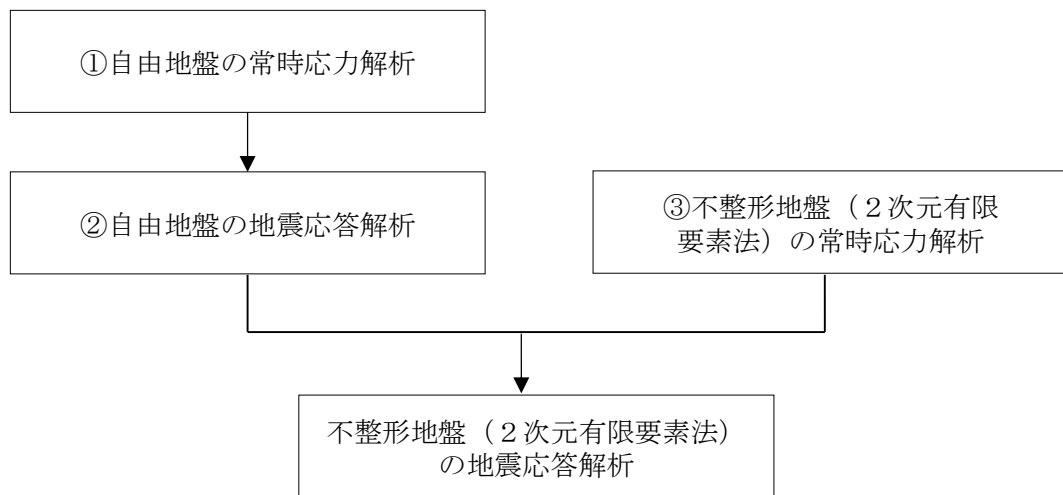


図 4.1.2-10 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) 応力解析時

津波作用時の2次元有限要素法における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(c) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.1.2-11 に示す。

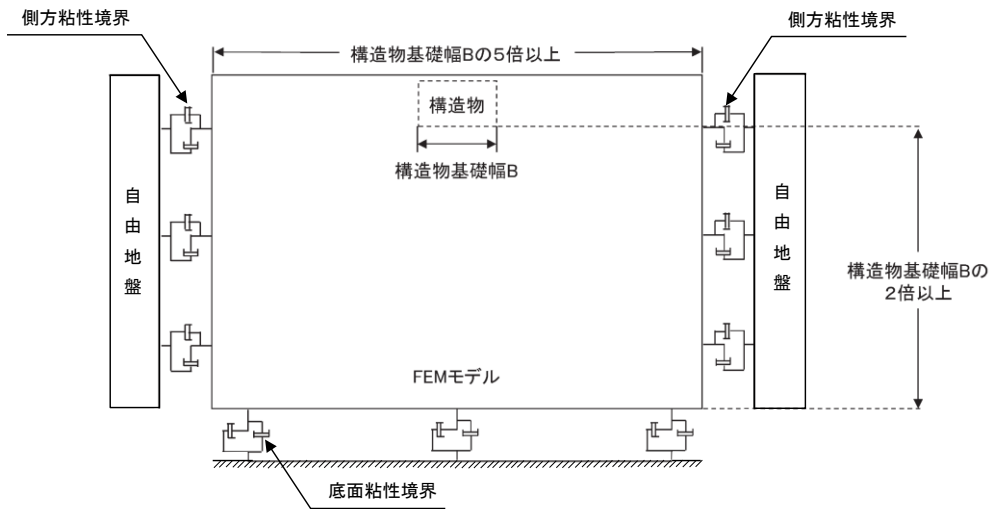


図 4.1.2-11 地震応答解析における境界条件の概念図

- c. 構造物のモデル化  
構造物のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 地盤のモデル化  
地盤のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. ジョイント要素の設定  
ジョイント要素の設定については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- f. 海水のモデル化  
海水のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- g. 使用材料及び材料の物性値  
使用材料及び材料の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- h. 地盤の物性値  
地盤及び改良地盤の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- i. 地下水位  
設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.1.2-3 に示す。

表 4.1.2-3 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（波返重力擁壁） （②-②断面，③-③断面，④-④断面，⑦-⑦断面）	EL 8.5m*

注記\*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については，地下水位を地表面とする。

(4) 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 重力擁壁

重力擁壁の照査については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

b. MMR

MMRの照査については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 改良地盤

改良地盤⑥の照査については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

d. 止水目地

止水目地（シートジョイント）の重畳時の変形性評価は、重畳時の最大変位量が許容限界以下であることを確認する。

x方向（法線直交方向）及びz方向（深度方向）の変位量は、図4.1.2-12に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）天端における重畳時の変位量とし、保守的に最大の相対変位量を2倍したものを算定する。

y方向（法線方向）の変位量は、余震荷重のみによって生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時のy方向（法線方向）の相対変位量を考慮する。

止水目地の変位量の算定方法を表4.1.2-4に示す。

x方向（法線直交方向）の重畳時の変位量  $\delta_x : \delta_x = |\delta_x(T)| \times 2$

y方向（法線方向）の地震時の変位量  $\delta_y : \delta_y = |\delta_y(T)|$

z方向（深度方向）の重畳時の変位量  $\delta_z : \delta_z = |\delta_z(T)| \times 2$

ここで、

$\delta_x(T)$  : x方向（法線直交方向）の重畳時の最大相対変位量

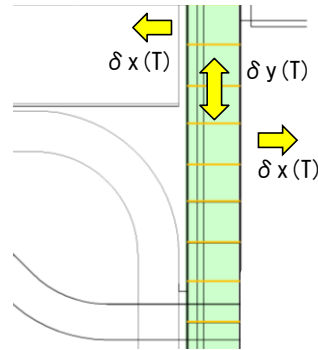
$\delta_y(T)$  : y方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量

$\delta_z(T)$  : z方向（深度方向）の重畳時の最大相対変位量



法線直交方向、法線方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向(3方向合成)の変位量を求め、重畳時の止水目地の最大変位量とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$



$\delta_z(T)$  : 深度方向変位

図 4.1.2-12 重畳時の変位の概念図

表 4.1.2-4 重畳時に対する止水目地の変形量の算定方法

	$\delta_x$	$\delta_z$	$\delta_y$
②-②断面	②-②断面の防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位量( $\delta_x(T)$ )の2倍	②-②断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位量( $\delta_z(T)$ )大きい変位量の2倍	⑦-⑦断面の隣接する重力擁壁の天端間の相対変位量 $\delta_y(T)$
③-③断面	③-③断面の防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位量( $\delta_x(T)$ )の2倍	③-③断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位量( $\delta_z(T)$ )大きい変位量の2倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位量( $\delta_x(T)$ )の2倍	④-④断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁(波返重力擁壁)天端の最大相対変位量( $\delta_z(T)$ )大きい変位量の2倍	

e. 基礎地盤

基礎地盤の照査については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

## 4.2 評価条件

### 4.2.1 津波時

「3. 強度評価」に用いる津波時の評価条件を表 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3237	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m <sup>2</sup>
P c	衝突荷重	215	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

表 4.2.1-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	1967	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m <sup>2</sup>
P c	衝突荷重	225	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

表 4.2.1-1(3) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	491	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3542	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m <sup>2</sup>
P c	衝突荷重	215	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

表 4.2.1-1(4) 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	383	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 7.5m)	77.265	kN/m <sup>2</sup>
P c	衝突荷重	405	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	1.764	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

#### 4.2.2 重畳時

「3. 強度評価」に用いる重畳時の評価条件を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3237	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

表 4.2.2-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	1967	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

表 4.2.2-1(3) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	491	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3542	kN
P	積載荷重 (機器・配管荷重, 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) 荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>

### 4.3 評価結果

#### 4.3.1 津波時

##### (1) 重力擁壁

##### a. 曲げ照査及びせん断照査

重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-1 及び表 4.3.1-2 に、重力擁壁のせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.1-3 に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
5200	793	3.3	13.5	0.25

表 4.3.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
5182	846	3.1	13.5	0.24

表 4.3.1-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
3113	666	2.5	13.5	0.19

表 4.3.1-1(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(⑤-⑤断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4066	707	3.6	13.5	0.27

表 4.3.1-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
5200	793	123	294	0.42

表 4.3.1-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
5182	846	106	294	0.37

表 4.3.1-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
3113	666	89	294	0.31

表 4.3.1-2(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(⑤-⑤断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4066	707	136	294	0.47



表 4.3.1-3(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1232	0.41	0.64	0.64

表 4.3.1-3(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1218	0.40	0.64	0.64

表 4.3.1-3(3) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1060	0.37	0.67	0.56

表 4.3.1-3(4) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c / \tau_{a1}$
1128	0.42	0.67	0.63

(2) H形鋼

H形鋼のせん断破壊に対する照査値を表 4.3.1-4 に示す。この結果から、H形鋼に発生する応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-4 H形鋼のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度*	短期許容 応力度	照査値
せん断力 $Q_H$ (kN)	$\tau_H$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{Ha}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_H/\tau_{Ha}$
1128	85	157	0.55

注記\* : H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

(3) MMR

②-②断面、③-③断面及び④-④断面において、MMRのすべり安全率による評価を行った。

MMRのすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-5 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-1 に示す。

この結果から、MMRの最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-5(1) MMRのすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
70.17

表 4.3.1-5(2) MMRのすべり安全率評価結果 (③-③断面)

最小すべり安全率
100.00

表 4.3.1-5(3) MMRのすべり安全率評価結果 (④-④断面)

最小すべり安全率
60.80

- 局所安全係数  $F_s$
- 引張強度に達した要素
  - せん断強度に達した要素
  - $1.0 \leq F_s < 1.2$
  - $1.2 \leq F_s$
  - 最小すべり安全率となるすべり線

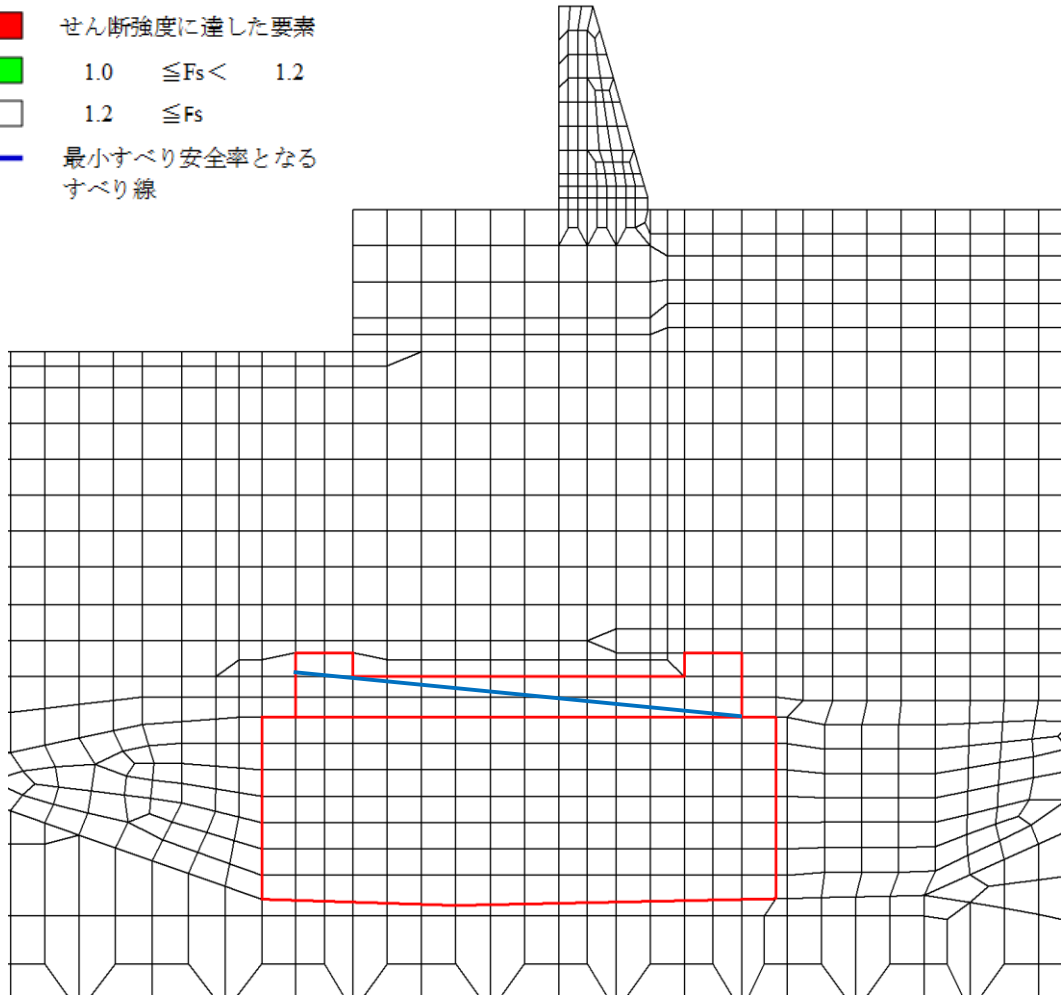


図 4.3.1-1(1) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(②-②断面)

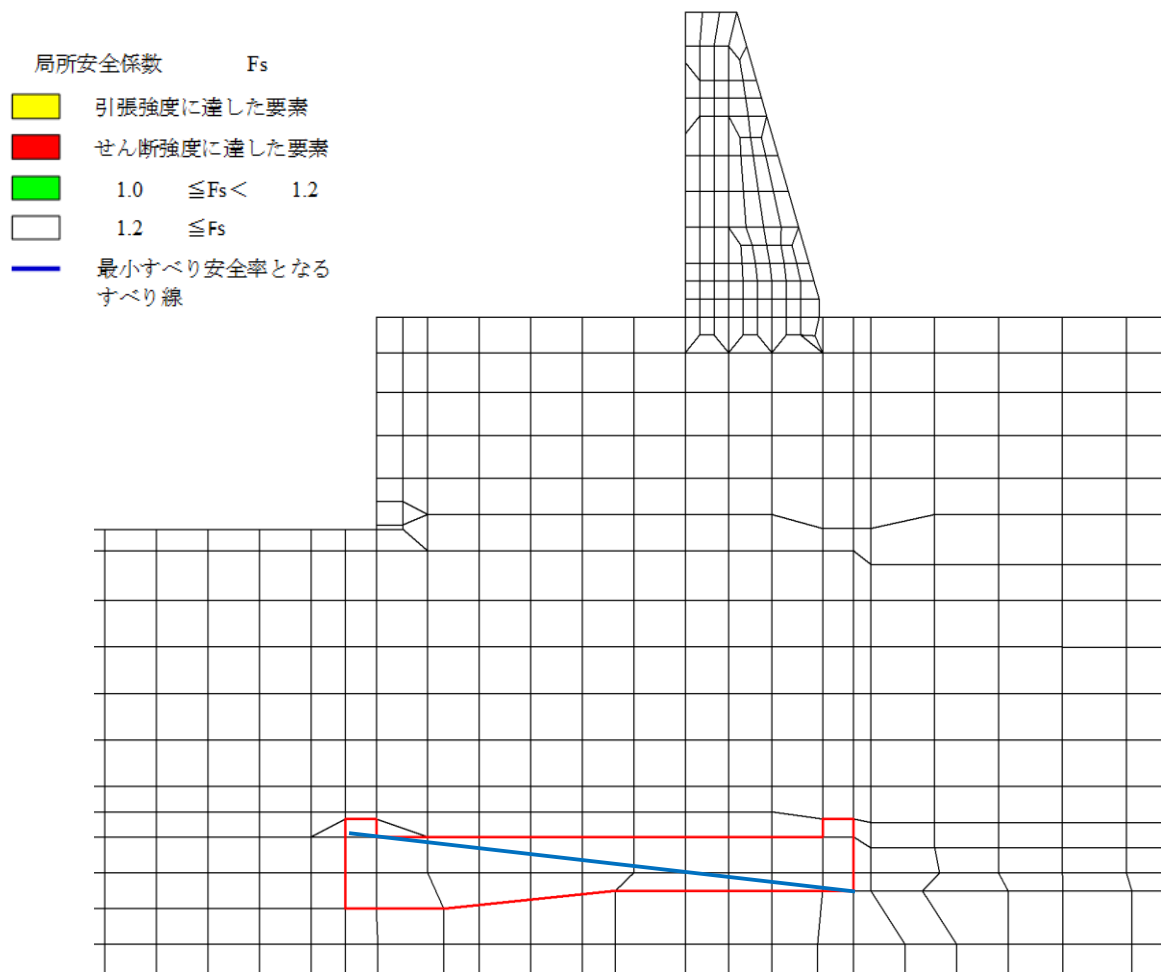


図 4. 3. 1-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(③-③断面)

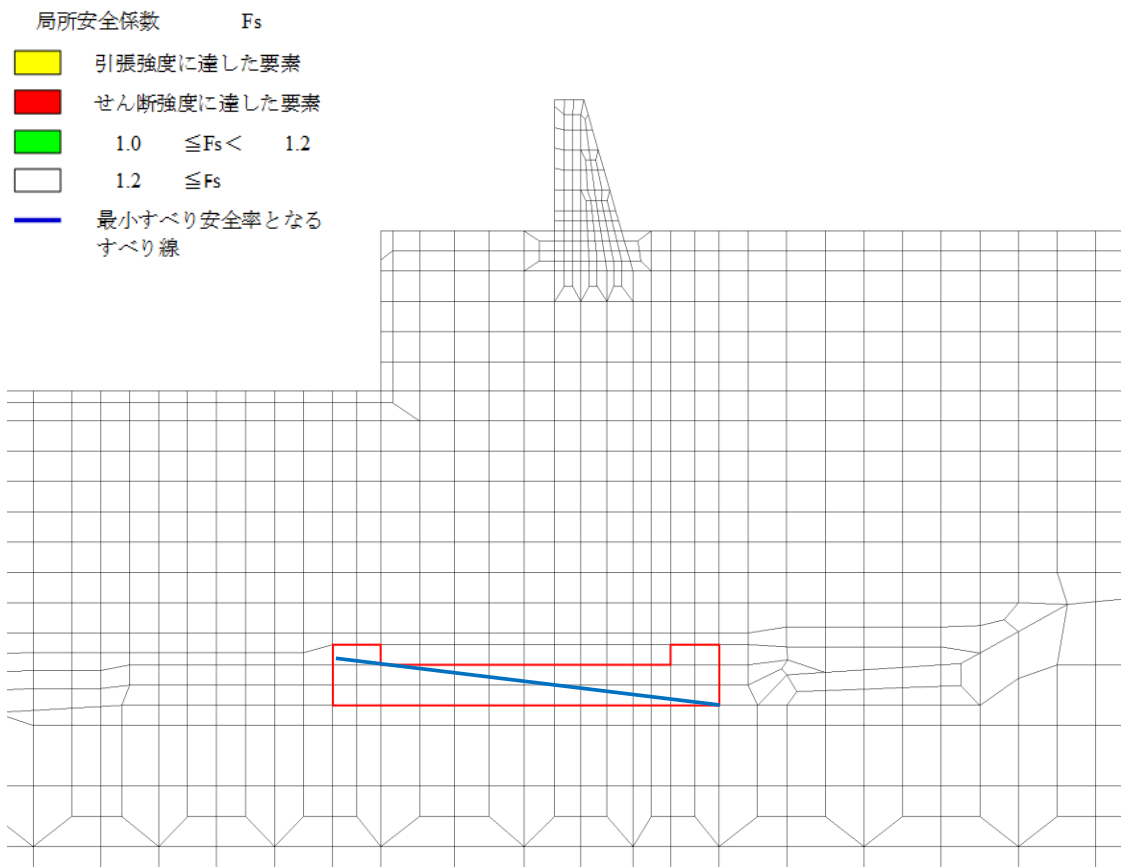


図 4.3.1-1(3) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
(④-④断面)

(4) 改良地盤

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-6 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-2 に示す。

これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-6 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
25.00

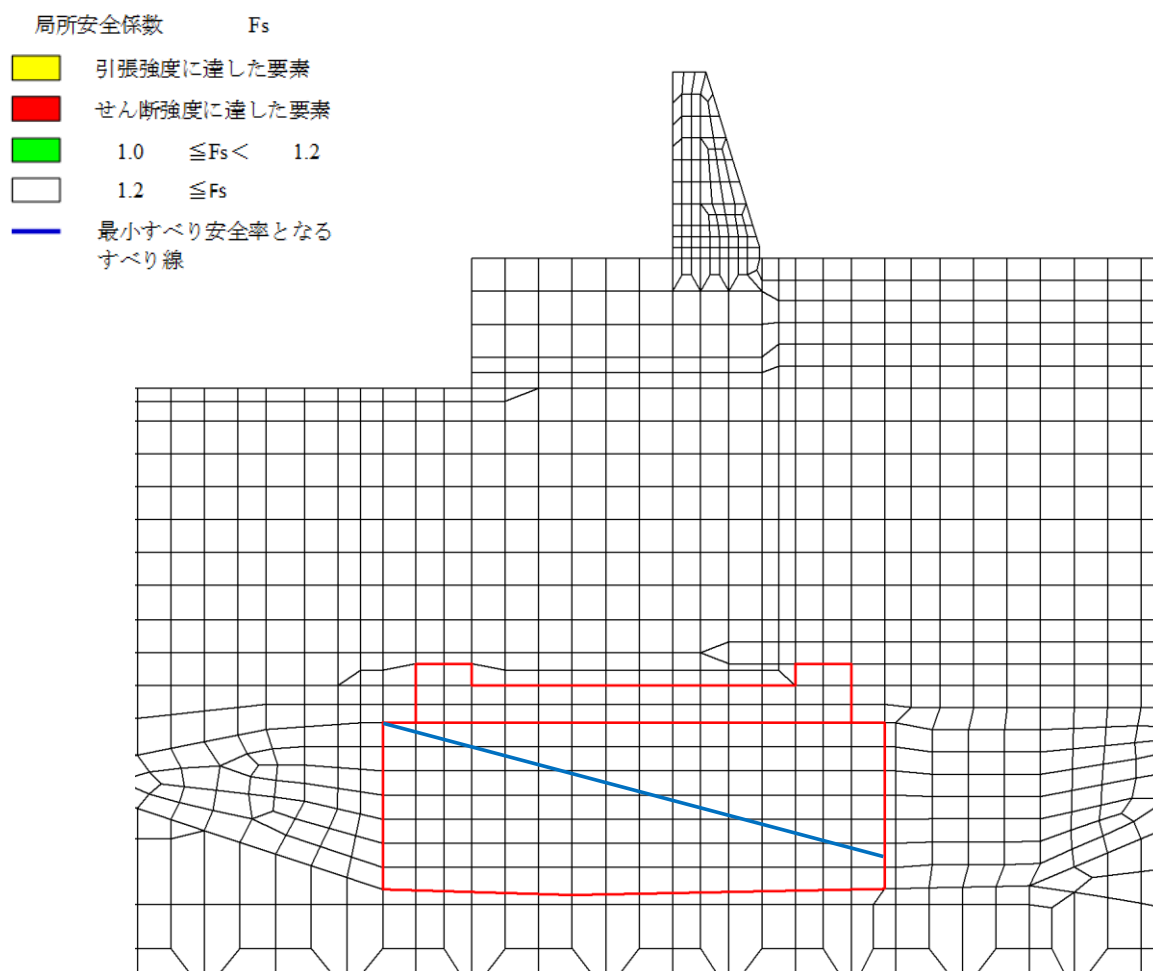


図 4.3.1-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面)

(5) 止水目地

止水目地（シートジョイント）の津波時の変位量に対する照査結果を表4.3.1-7に示す。

止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-7(1) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果  
（②-②断面）

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	73	—
$\delta_z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	73	1936

表 4.3.1-7(2) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果  
（③-③断面）

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	213	—
$\delta_z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	213	1936

表 4.3.1-7(3) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果  
（④-④断面）

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	37	—
$\delta_z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	37	1936

表 4.3.1-7(4) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果  
 (⑤-⑤断面)

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	5	—
$\delta_z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	6	1936



(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.1-8 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.1-3 に示す。

この結果から、防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-8(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
0.9	24.0	0.04

表 4.3.1-8(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
0.2	3.0	0.08

表 4.3.1-8(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
0.3	9.8	0.04

表 4.3.1-8(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
0.2	24.0	0.01

表 4.3.1-8(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
0.7	9.8	0.07

表 4.3.1-8(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
0.7	24.0	0.03

表 4.3.1-8(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
0.5	9.8	0.05

表 4.3.1-8(8) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
1.5	9.8	0.16

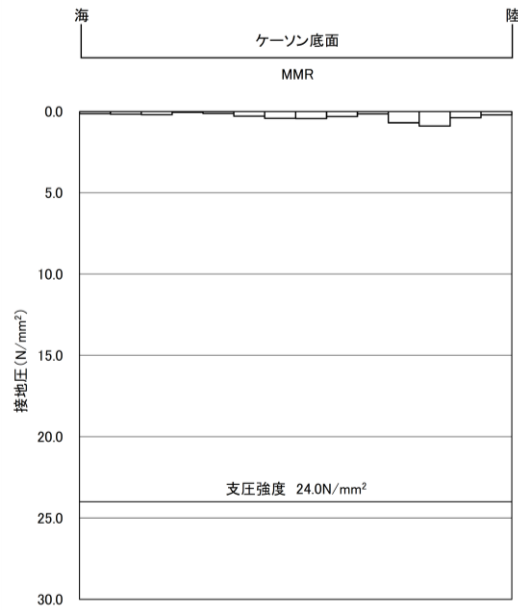


図 4.3.1-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

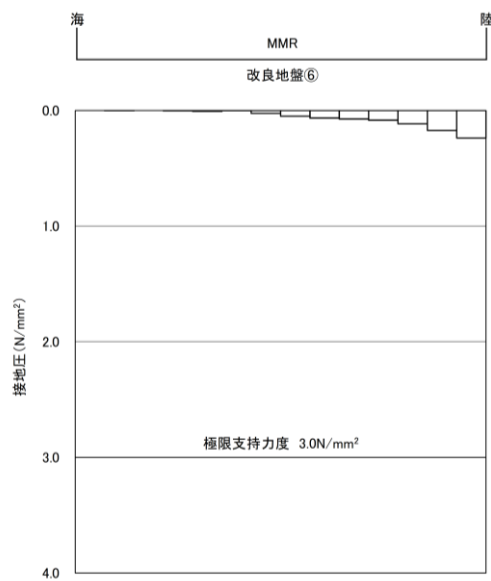


図 4.3.1-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

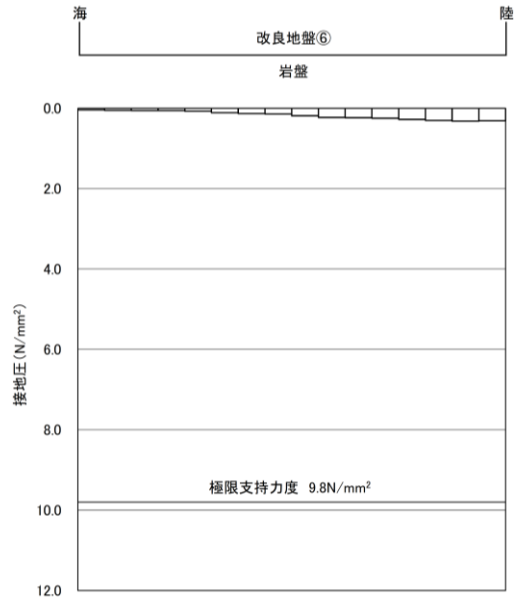


図 4.3.1-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

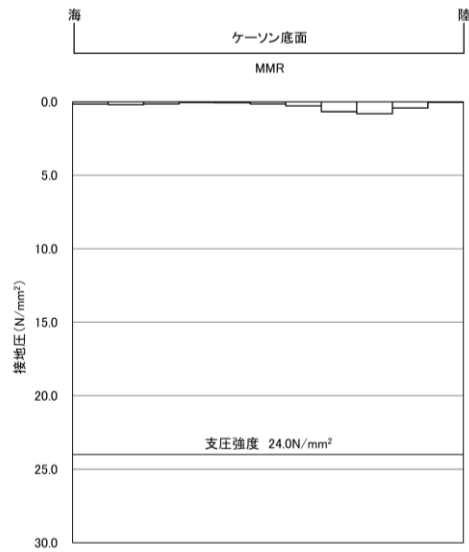


図 4.3.1-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

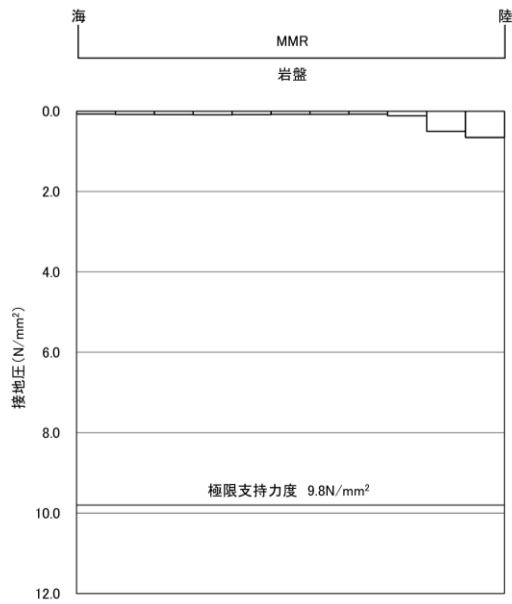


図 4.3.1-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

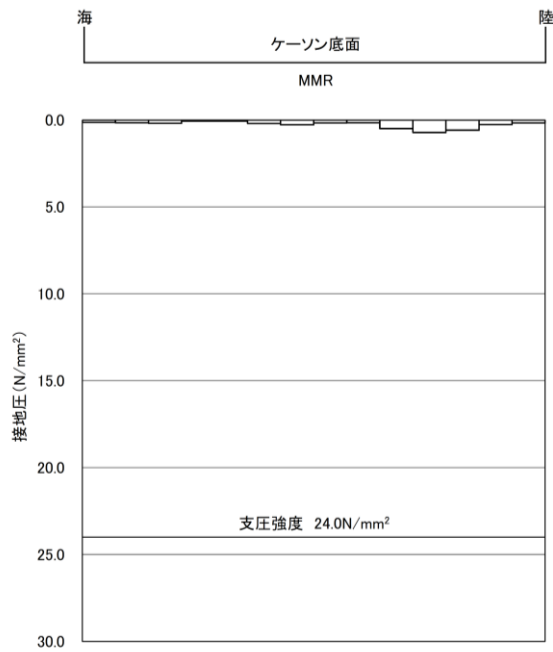


図 4.3.1-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

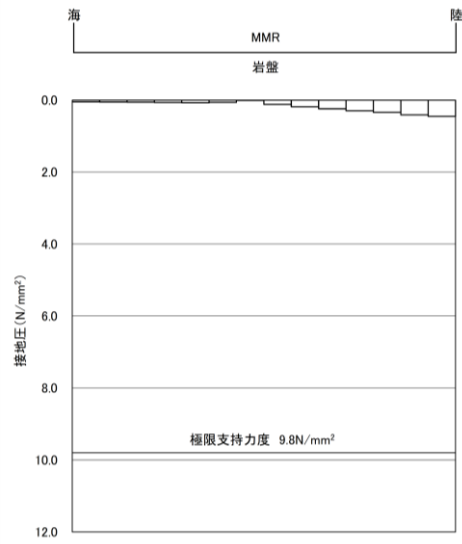


図 4.3.1-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

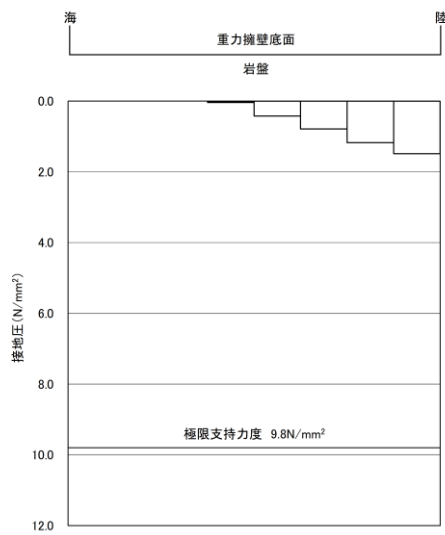


図 4.3.1-3(8) 基礎地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)

#### 4.3.2 重畳時

##### (1) 重力擁壁

###### a. 曲げ照査及びせん断照査

重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.2-1 及び表 4.3.2-2 に、重力擁壁のせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.2-3 に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2791	965	1.9	13.5	0.15

表 4.3.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2848	1034	1.9	13.5	0.15

表 4.3.2-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2495	1083	2.1	13.5	0.16

表 4.3.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2791	965	62	294	0.22

表 4.3.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2848	1034	57	294	0.20

表 4.3.2-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
2495	1083	62	294	0.22



表 4.3.2-3(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
610	0.20	0.64	0.32

表 4.3.2-3(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
506	0.17	0.64	0.27

表 4.3.2-3(3) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
461	0.16	0.67	0.24

(2) MMR

②-②断面, ③-③断面及び④-④断面において, MMRのすべり安全率による評価を行った。

MMRのすべり安全率による評価結果を表4.3.2-4に, 最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図4.3.2-1に示す。

これらの結果から, MMRの最小すべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表4.3.2-4(1) MMRのすべり安全率評価結果(②-②断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	34.13	15.86

表4.3.2-4(2) MMRのすべり安全率評価結果(③-③断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	28.08	17.07

表4.3.2-4(3) MMRのすべり安全率評価結果(④-④断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	35.00	13.73

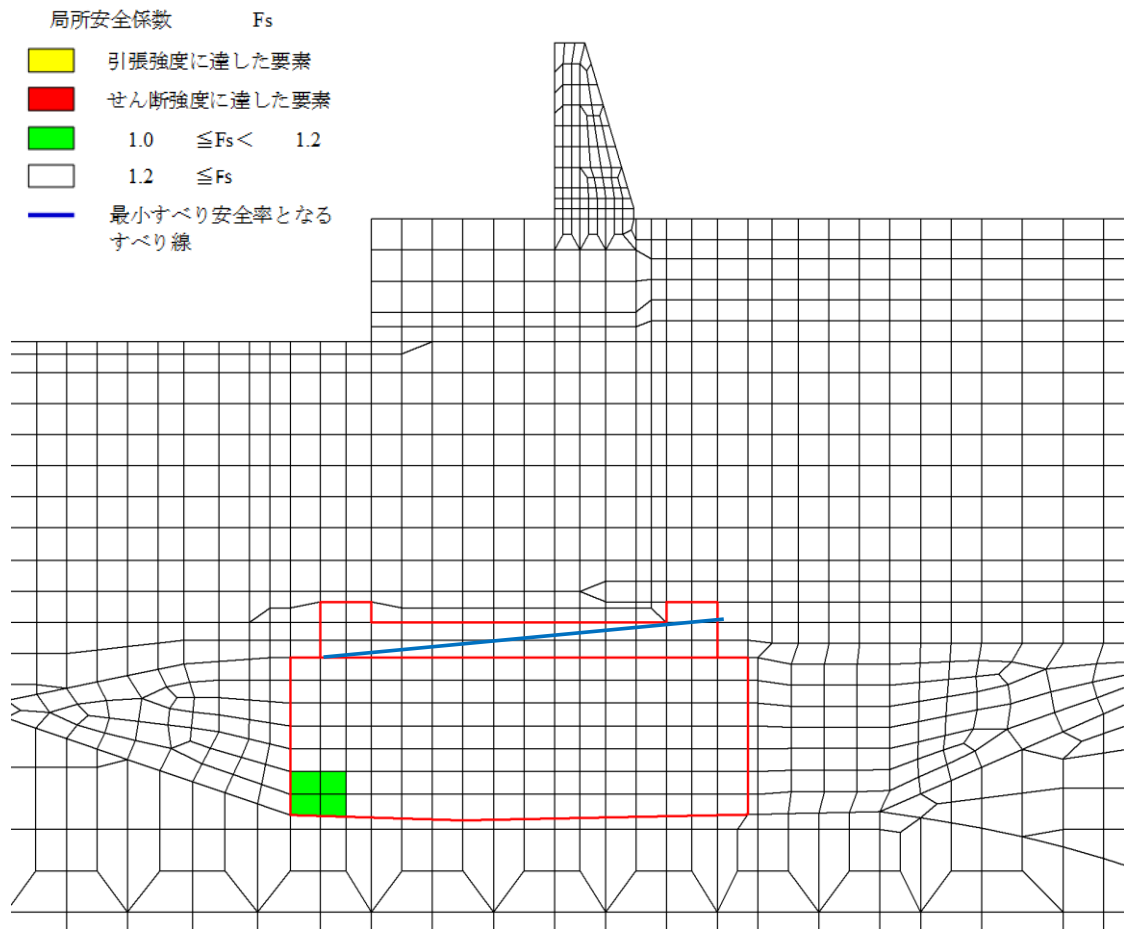


図 4.3.2-1(1) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
 (②-②断面, S d - D (++) , t=34.13s)

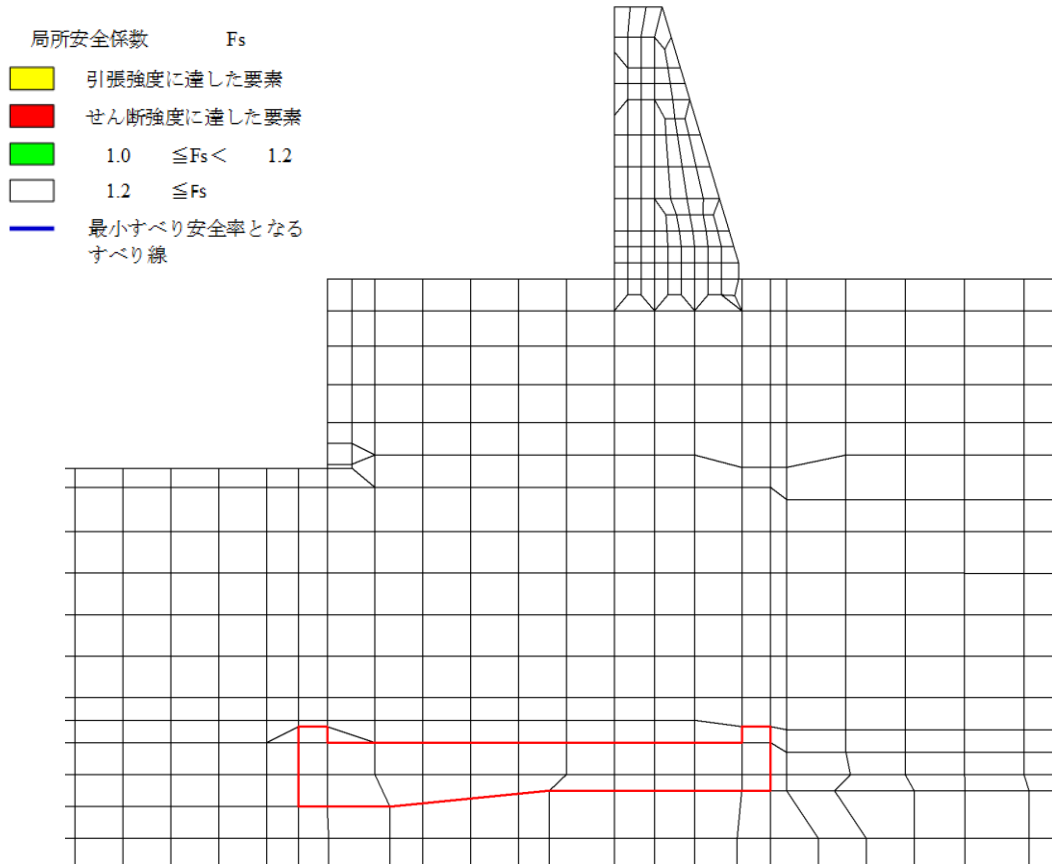


図 4.3.2-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
 (③-③断面, S d - D (++) , t=28.08s)

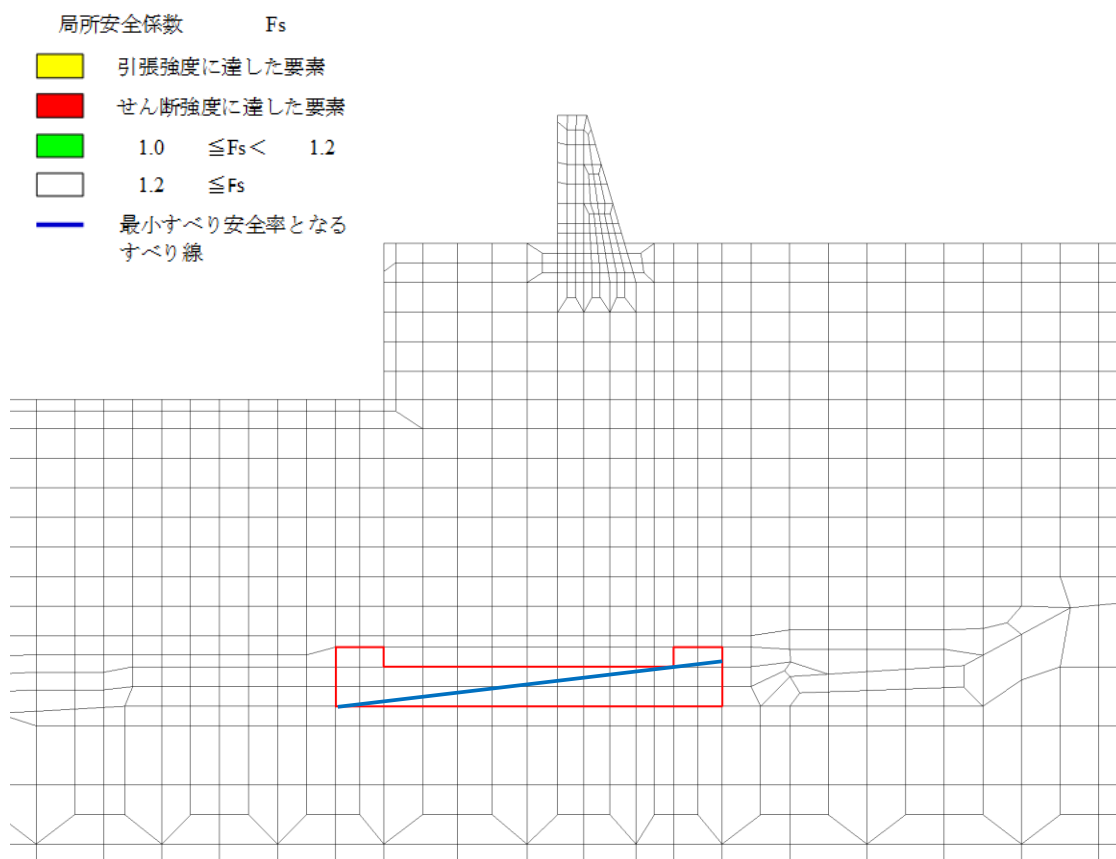


図 4.3.2-1 (3) MMRの最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図  
 (④-④断面, S d - D (++) , t=35.00s)

(3) 改良地盤

a. 評価結果

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.2-5 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 4.3.2-2 に示す。これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.2-5 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	28.38	3.40

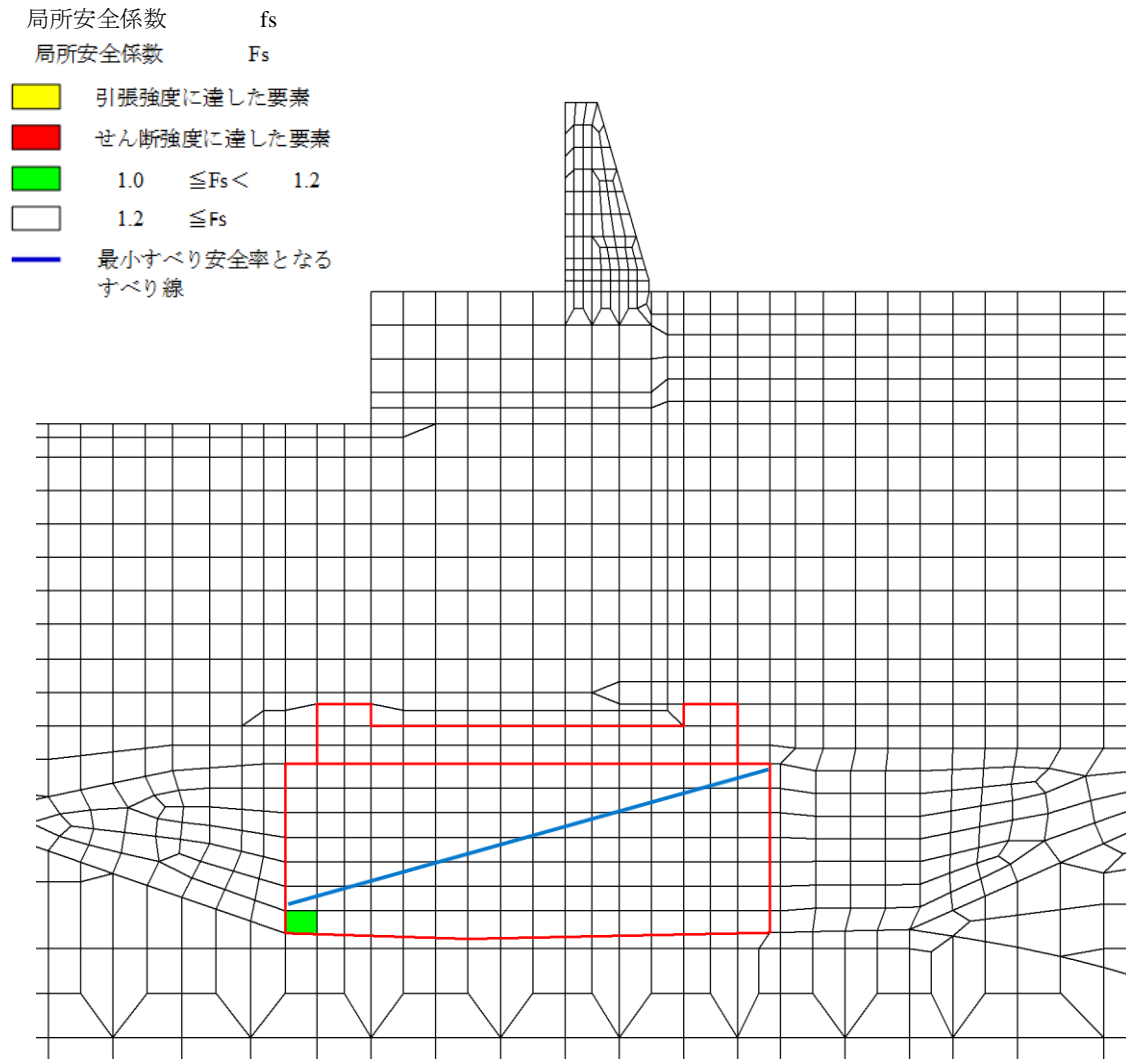


図 4.3.2-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面, S d - D (++) ,  $t=28.38s$ )

(4) 止水目地

止水目地（シートジョイント）の重畳時の変位量に対する照査結果を表 4.3.2-6 に示す。

止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-6(1) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果  
（②-②断面）

方向	重畳時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta x$ : 法線直交方向	108	—
$\delta y$ : 法線方向	58*	—
$\delta z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	123	1936

注記\* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

表 4.3.2-6(2) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果  
（③-③断面）

方向	重畳時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta x$ : 法線直交方向	43	—
$\delta y$ : 法線方向	58*	—
$\delta z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	73	1936

注記\* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

表 4.3.2-6(3) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果

（④-④断面）

方向	重畳時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	134	—
$\delta_y$ : 法線方向	58*	—
$\delta_z$ : 深度方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	146	1936

注記\* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における

⑦-⑦断面の天端の最大変位量



(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.2-7 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-7(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
1.2	24.0	0.06

表 4.3.2-7(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
1.5	3.0	0.49

表 4.3.2-7(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
0.9	9.8	0.09

表 4.3.2-7(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
0.5	24.0	0.03

表 4.3.2-7(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
1.1	9.8	0.11

表 4.3.2-7(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
1.5	24.0	0.07

表 4.3.2-7(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
1.3	9.8	0.14

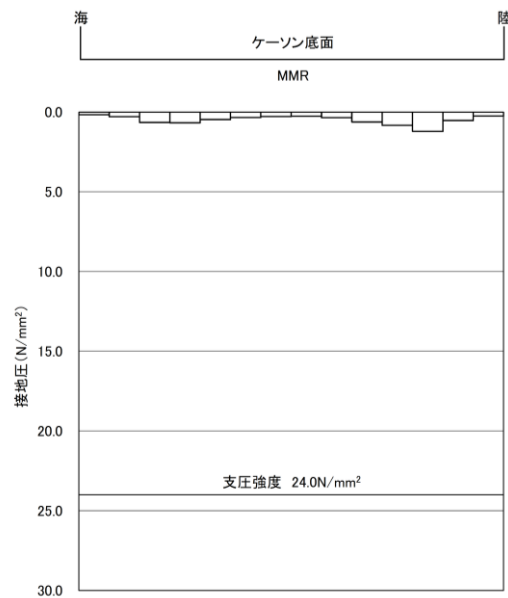


図 4.3.2-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

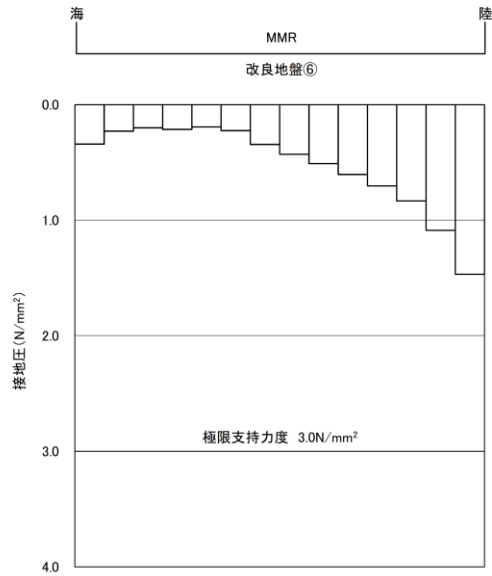


図 4.3.2-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

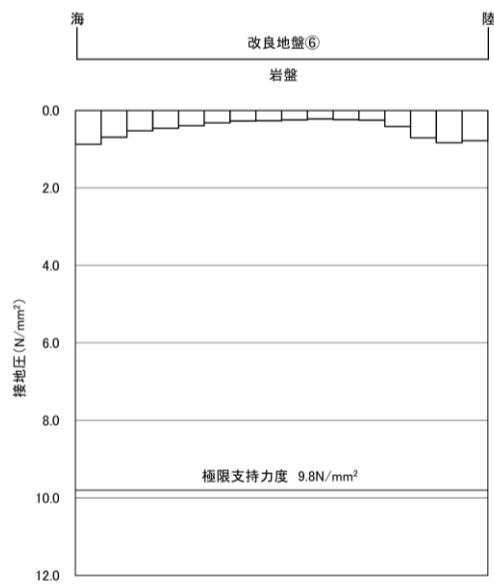


図 4.3.2-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

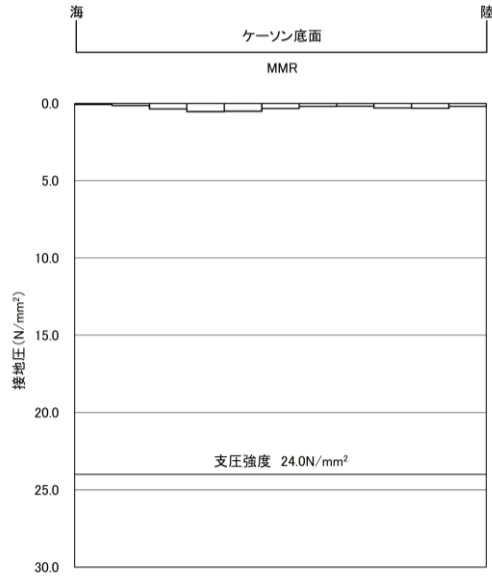


図 4.3.2-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

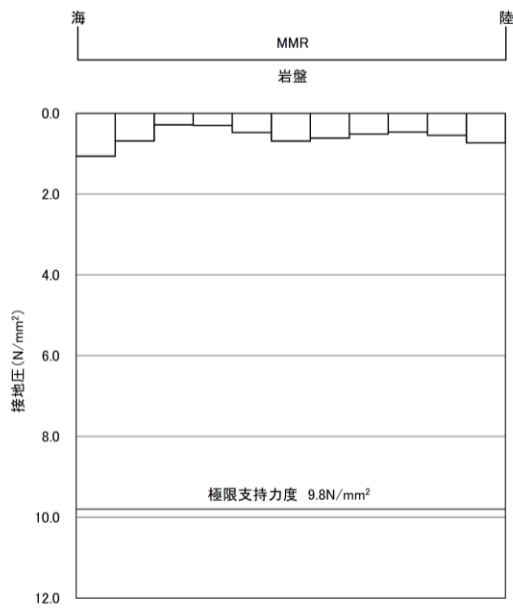


図 4.3.2-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

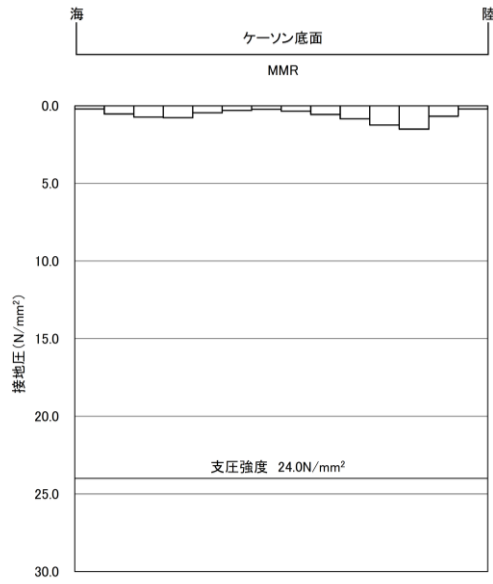


図 4.3.2-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

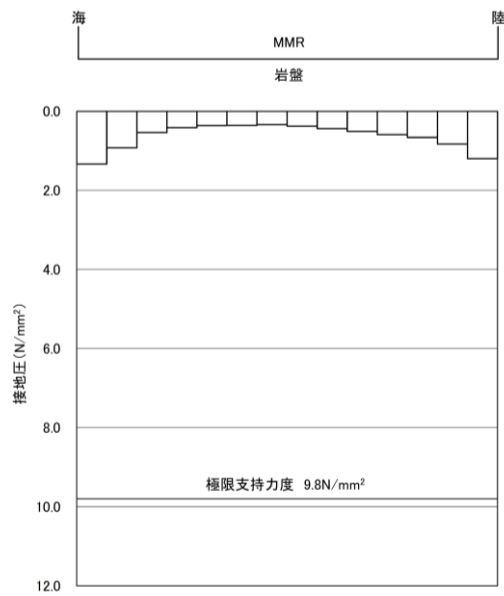


図 4.3.2-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

## 5. 3次元構造解析

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンは，複数の隔壁を有しており，その影響を考慮する必要があることから，3次元構造解析により強度評価を行う。

### 5.1 解析方法

3次元構造解析では，常時応力解析を行い，そのうえで津波時又は重畳時における解析を行うことでケーソン及び放水路ケーソンの強度評価を実施する。具体的には，2次元有限要素法の常時応力解析における土圧や津波時又は重畳時における土圧及び慣性力，公式により算定した荷重（水圧，風荷重及び積雪荷重）を3次元構造解析モデルに入力する。重畳時の地震時応力解析においては，構造的な特徴を踏まえ，損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を選定のうえ，当該時刻における地震時応答から荷重を設定し，強度評価を実施する。

3次元構造解析の結果，許容限界を超える場合においては，応力度の平均化を実施し，評価を行う。評価フローを図5.1-1に示す。

3次元構造解析には，解析コード「FINAS/STAR」を用いる。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

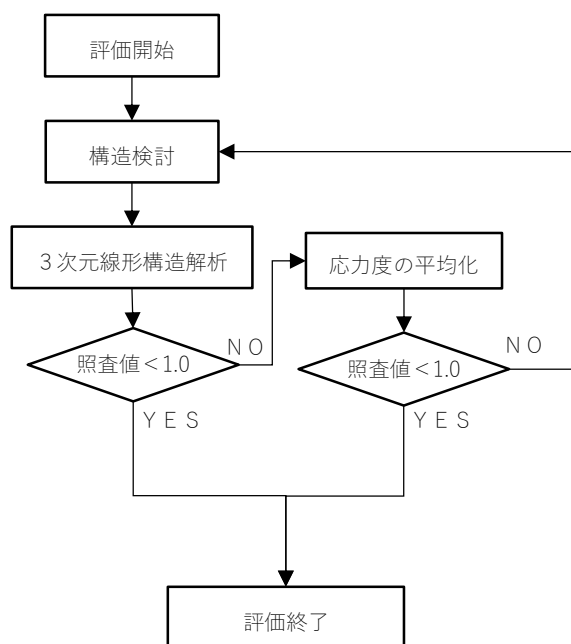


図 5.1-1 ケーソンの評価フロー図

## 5.2 入力値の設定

「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、3次元構造解析における入力値を設定する。

### 5.2.1 津波時

3次元構造解析における入力値の一覧を表 5.2.1-1 に、3次元構造解析への入力イメージを図 5.2.1-1 に、3次元構造解析のフローを図 5.2.1-2 に示す。

表 5.2.1-1 入力値の一覧（津波時）

入力値	算定方法	载荷位置
土圧	2次元有限要素法による常時応力解析	作用位置
水圧	公式	作用位置
風荷重・積雪荷重	公式	作用位置
衝突荷重	衝突解析*	作用位置
遡上津波荷重	公式	作用位置

注記\*：衝突解析の算定の方法については、「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」に示す。

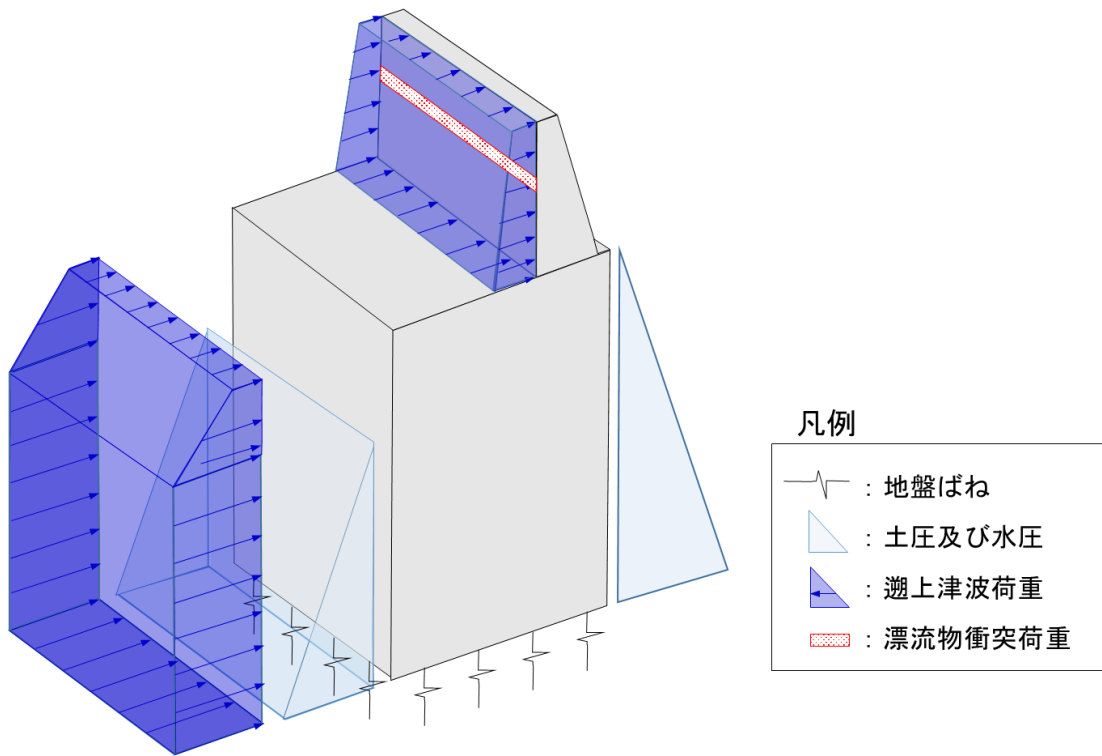


図 5.2.1-1 3次元構造解析への入力イメージ (津波時)



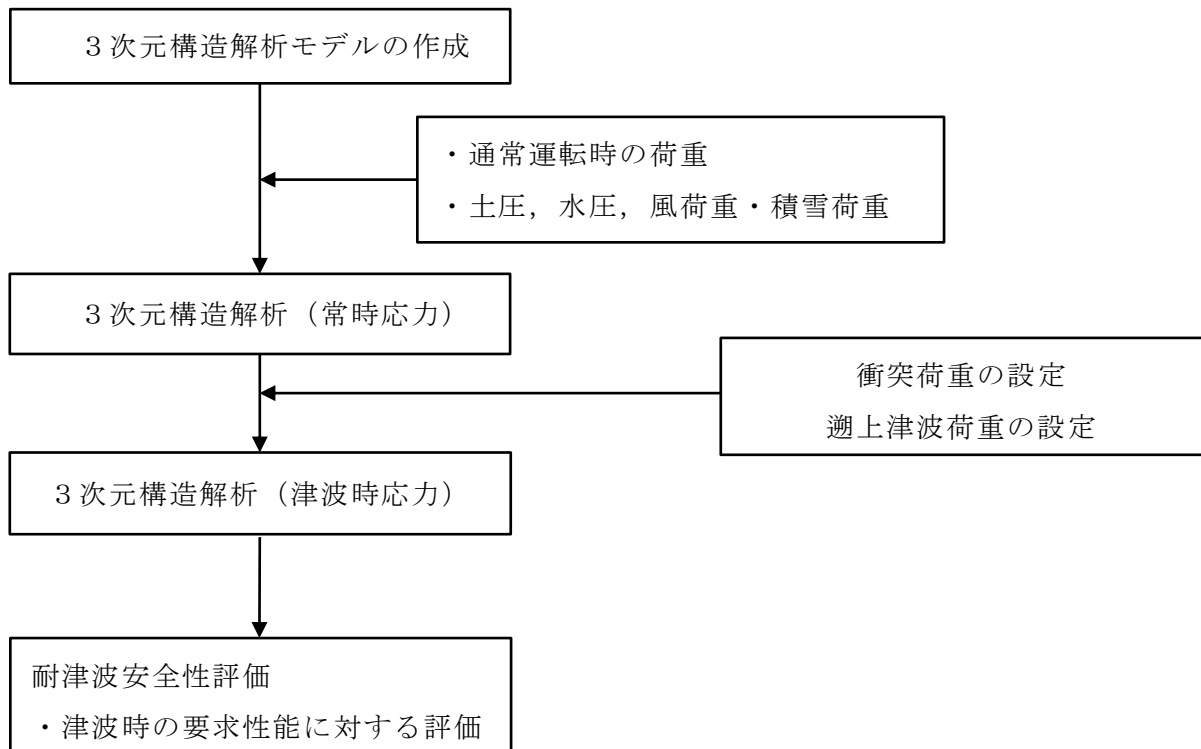


図 5.2.1-2 3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

a. 自重

重力擁壁及びケーソンの各部材については、各部材の体積にコンクリートの密度を乗じて設定し、中詰材については、体積に各中詰材の密度を乗じて設定する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、設置位置に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の単位体積重量を考慮する。

b. 静止土圧及び静水圧

静止土圧及び静水圧を躯体に作用させる。静止土圧は、2次元有限要素法による常時応力解析より算出された土圧を用いる。静水圧は公式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度  $1.03\text{t/m}^3$  を考慮する。

(2) 津波時荷重

a. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、表 5.2.1-1 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波高さ EL 12.6m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

b. 土圧

土圧は、2次元有限要素法による応力解析より算出された土圧を用いる。

c. 衝突荷重

衝突荷重を重力擁壁に作用させる。衝突荷重は、表 3.3.1-3 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、評価対象断面の施設延長に応じて設定する。

d. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「3.3.1 荷重」を基に設定する。風荷重は重力擁壁及びケーソン側面に、積雪荷重は重力擁壁に作用させる。

### 5.2.2 重畳時

3次元構造解析の入力値のうち、慣性力及び土圧は「5.3 照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において、地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表 5.2.2-1 に、3次元構造解析への入力イメージを図 5.2.2-1 に、3次元構造解析のフローを図 5.2.2-2 に示す。

表 5.2.2-1 入力値の一覧（重畳時）

入力値	算定方法	2次元有限要素法から抽出する応答値	载荷位置
土圧	2次元有限要素法による常時応力解析	土圧	作用位置
水圧	公式	—	作用位置
風荷重・積雪荷重	公式	—	作用位置
遡上津波荷重	公式	—	作用位置
慣性力	躯体の慣性力	地震応答解析	応答加速度
	機器荷重の慣性力	地震応答解析	応答加速度

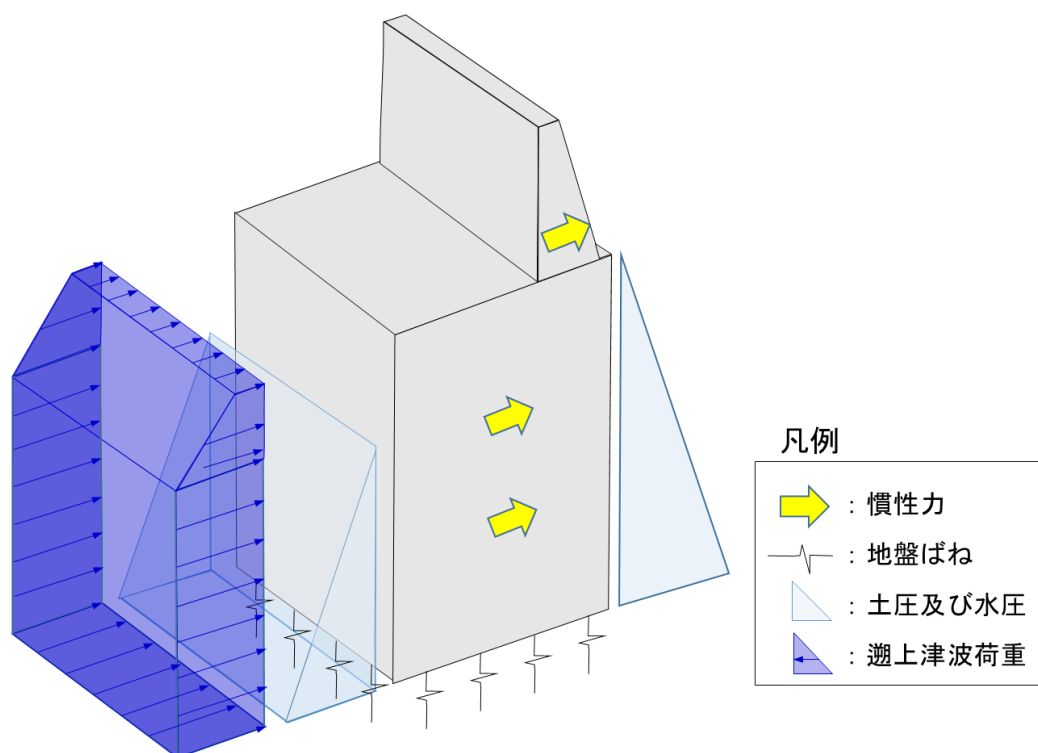


図 5.2.2-1 3次元構造解析への入力イメージ（重畳時）

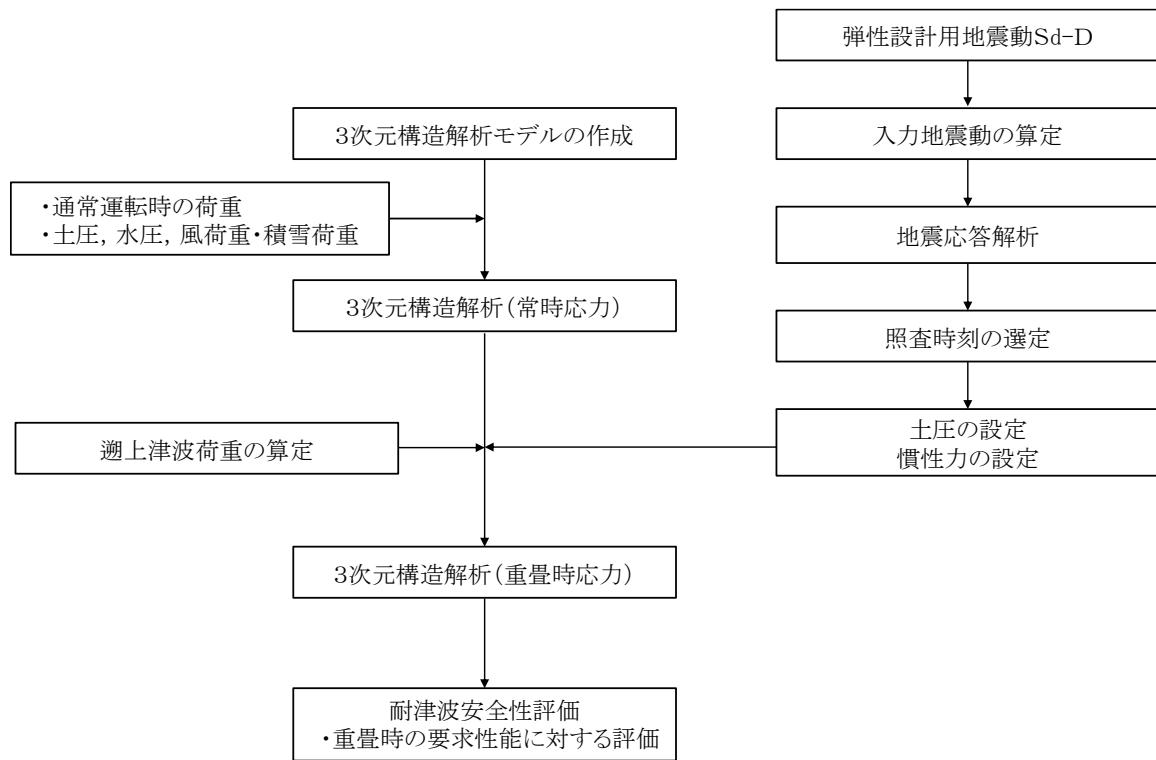


図 5.2.2-2 3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

常時荷重は「5.2.1 津波時」と同様とする。

(2) 重畳時荷重

a. 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおけるケーソン及び重力擁壁の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 5.2.2-3 に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出は、抽出位置の全節点とする。

算定した慣性力は、防波壁（波返重力擁壁）の 3 次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とし、3 次元構造解析モデルの要素の高さ位置に合わせ、全要素に入力する。

b. 動水圧

躯体に作用する動水圧は、抽出する加速度を踏まえ、Westergaard の式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度  $1.03\text{t/m}^3$  を考慮する。

c. 動土圧及び過剰間隙水圧

躯体に作用する動土圧及び過剰間隙水圧は、各地盤要素、各照査時刻における地震時荷重から算定する。動土圧及び過剰間隙水圧の抽出位置を図 5.2.2-4 に示す。

抽出した水平及び鉛直方向の動土圧及び過剰間隙水圧の抽出は、防波壁（波返重力擁壁）の 3 次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

- |                |                  |           |               |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第2速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR   | — : ジョイント要素   |
| ■ : 岩盤 (第4速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | ■ : 砂礫層   | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 埋戻土        | ■ : 海水           | ■ : 改良地盤⑥ |               |

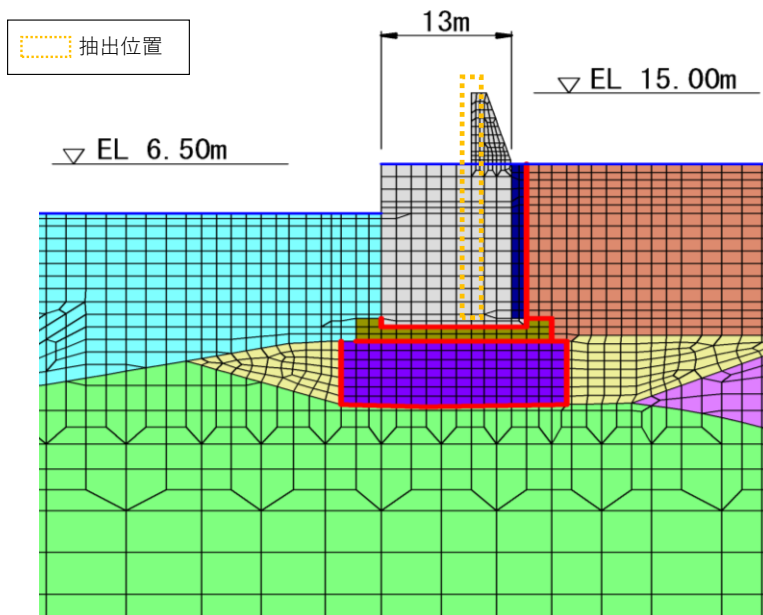


図 5.2.2-3(1) 応答加速度の抽出位置 (②-②断面)

- |                  |         |               |
|------------------|---------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第4速度層)   | ■ : MMR | — : ジョイント要素   |
| ■ : 埋戻土          | ■ : 海水  | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) |         |               |

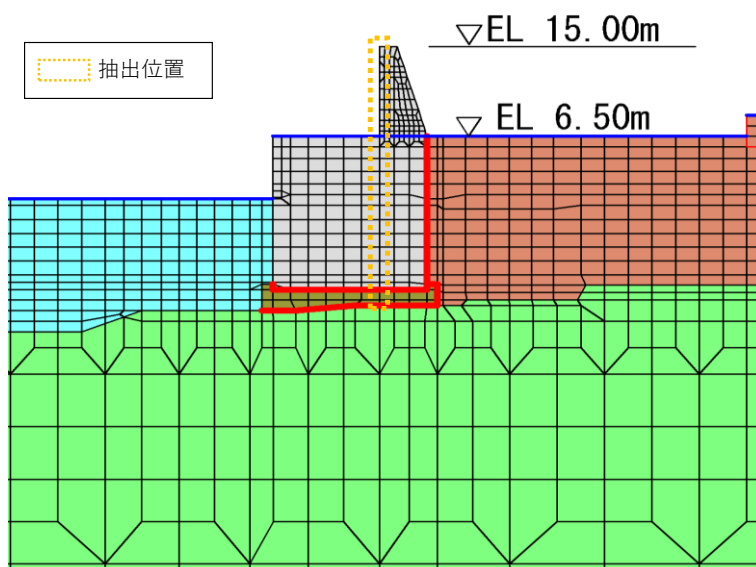


図 5.2.2-3(2) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

- |                |                  |               |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水        |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | ■ : ジョイント要素   |
| ■ : 埋戻土        | ■ : MMR          | ■ : 地下水面及び海水面 |

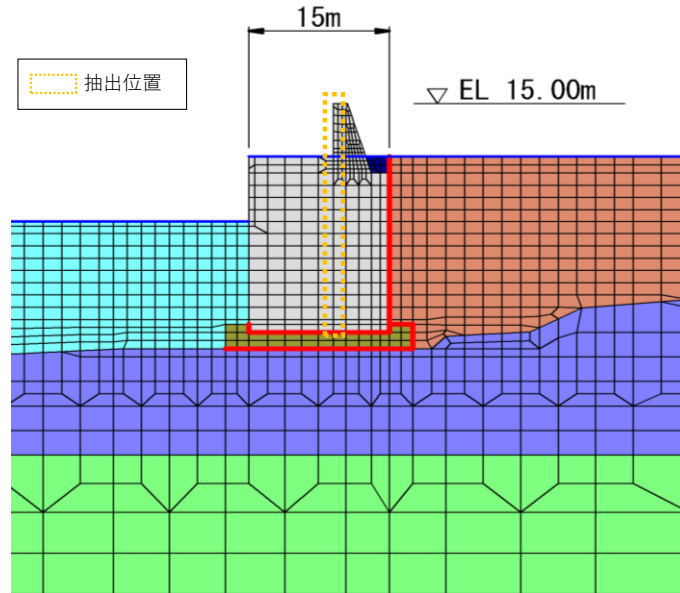


図 5.2.2-3(3) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)

- |                |                  |           |               |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR   | ■ : ジョイント要素   |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面)   | ■ : 砂礫層   | ■ : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 埋戻土        | ■ : 海水           | ■ : 改良地盤⑥ |               |

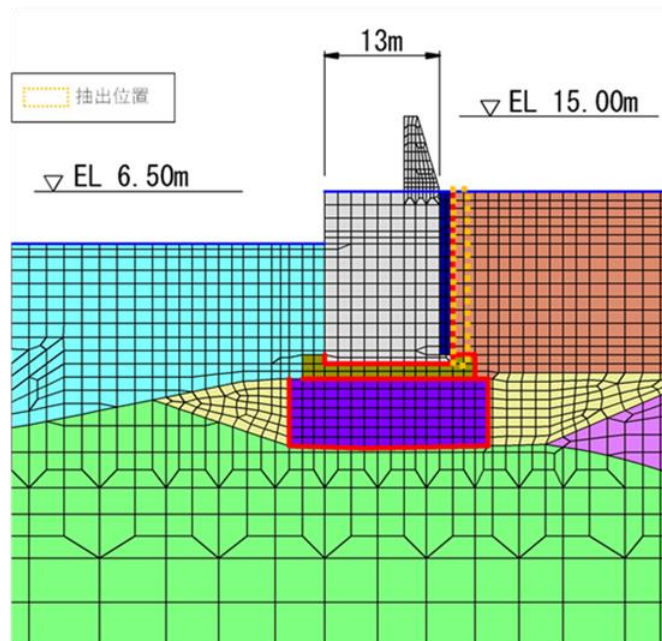


図 5.2.2-4(1) 地震時荷重の抽出位置 (②-②断面)

- |   |   |   |
|---|---|---|
| <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightgreen; border:1px solid black;"></span> : 岩盤 (第④速度層)  | <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:olive; border:1px solid black;"></span> : MMR    | <span style="display:inline-block; width:15px; border-bottom:2px solid red;"></span> : ジョイント要素    |
| <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightcoral; border:1px solid black;"></span> : 埋戻土         | <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightcyan; border:1px solid black;"></span> : 海水 | <span style="display:inline-block; width:15px; border-bottom:2px solid blue;"></span> : 地下水面及び海水面 |
| <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightgrey; border:1px solid black;"></span> : 防波壁 (波返重力擁壁) |   |   |

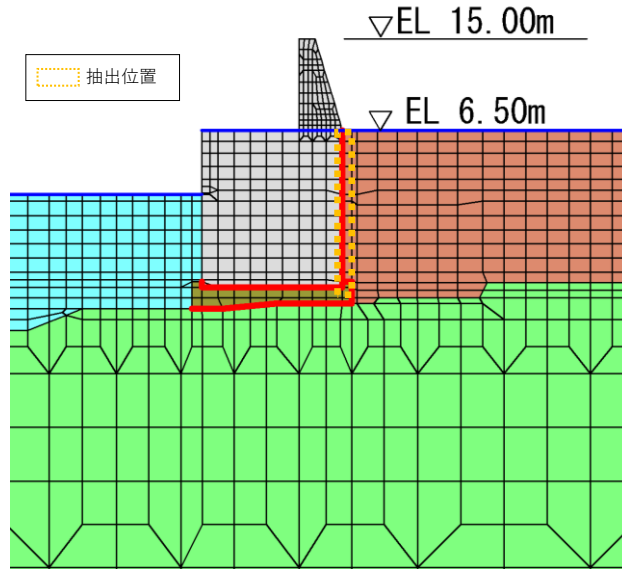


図 5.2.2-4(2) 地震時荷重の抽出位置 (③-③断面)

- |  |   |   |
|--|---|---|
| <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:blue; border:1px solid black;"></span> : 岩盤 (第③速度層)       | <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightgrey; border:1px solid black;"></span> : 防波壁 (波返重力擁壁) | <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightcyan; border:1px solid black;"></span> : 海水 |
| <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightgreen; border:1px solid black;"></span> : 岩盤 (第④速度層) | <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:darkblue; border:1px solid black;"></span> : 埋戻土 (護岸背面)    | <span style="display:inline-block; width:15px; border-bottom:2px solid red;"></span> : ジョイント要素                                |
| <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:lightcoral; border:1px solid black;"></span> : 埋戻土        | <span style="display:inline-block; width:15px; height:10px; background-color:olive; border:1px solid black;"></span> : MMR              | <span style="display:inline-block; width:15px; border-bottom:2px solid blue;"></span> : 地下水面及び海水面                             |

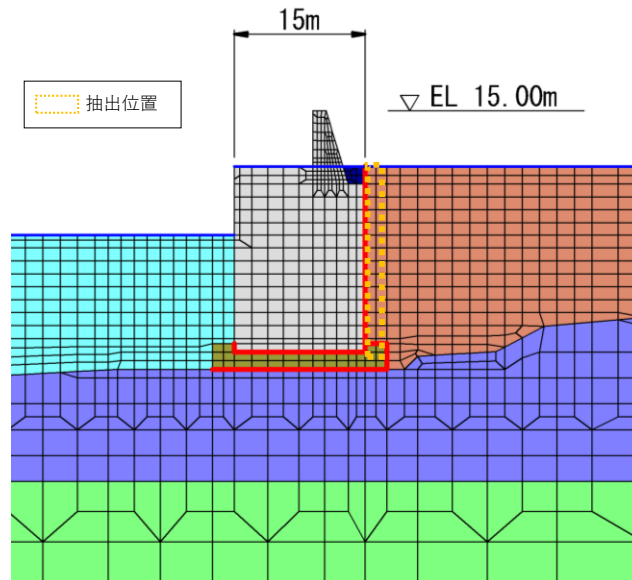


図 5.2.2-4(3) 地震時荷重の抽出位置 (④-④断面)



d. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は，表 5.2.2-1 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として，「海域活断層から想定される地震による津波（津波高さ EL 4.9m）」を考慮し，躯体側面に作用させる。

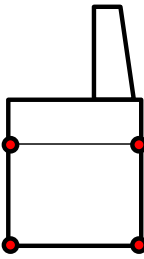
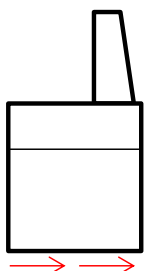
e. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は，「5.2.1 津波時」と同様とする。

### 5.3 照査時刻の設定

ケーソン及び放水路ケーソンの健全性評価のうち、重畳時においては構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から選定する。防波壁（波返重力擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.3.1-1 に、3次元構造解析を実施する照査時刻を表 5.3.1-2 に示す。

表 5.3.1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	荷重抽出時刻
時刻1	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		ケーソン頂底版間で変位が最大となる時刻
時刻2	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		総水平荷重が最大となる時刻

#### 5.3.1 時刻1の選定理由

ケーソンは箱型構造であることから、ケーソン全体の変形に伴い、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、変形量に着目し、ケーソン全体における層間変位が最大となる時刻を選定する。

#### 5.3.2 時刻2の選定理由

余震時により、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、重力擁壁を含めた防波壁全体に作用する水平荷重に着目し、総水平荷重が最大となる時刻を選定する。

表 5.3.1-2 3次元構造解析を実施する照査時刻

断面	地震動	時刻 (s)
②-②断面	S d - D (++)	34.41s
		23.92s
③-③断面		14.67s
		28.09s
④-④断面		13.03s
		19.01s

## 5.4 解析モデル及び諸元

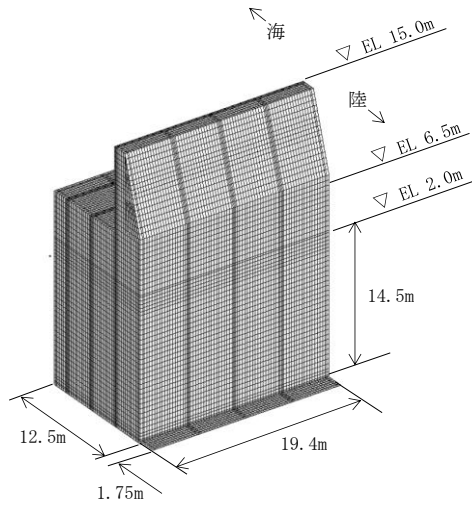
### 5.4.1 構造物のモデル化

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

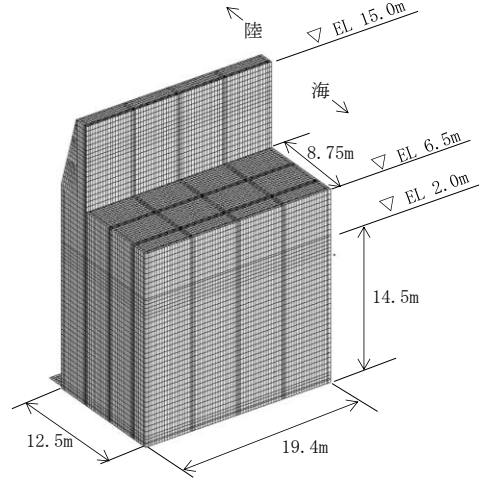
3次元構造解析モデルにおいて、ケーソンは線形シェル要素でモデル化し、重力擁壁及び中詰材（中詰コンクリート又は中詰材改良体）については線形ソリッド要素でモデル化する。なお、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の重量を考慮する。使用要素一覧を表 5.4.1-1 に、3次元構造解析モデルを図 5.4.1-1 及び図 5.4.1-2 に、境界条件を表 5.4.1-2 に示す。

表 5.4.1-1 使用要素一覧

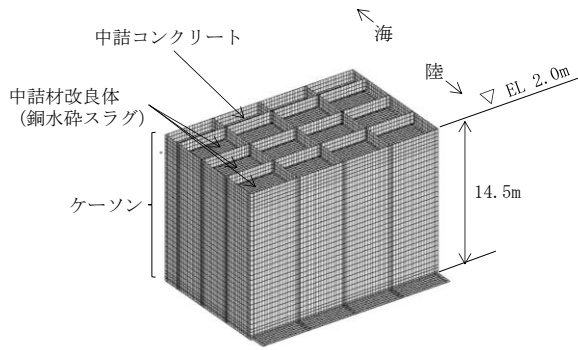
部位	使用要素
ケーソン	線形シェル要素
重力擁壁 中詰材	線形ソリッド要素
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	モデル化しない (重量のみ考慮)
地盤	地盤ばね



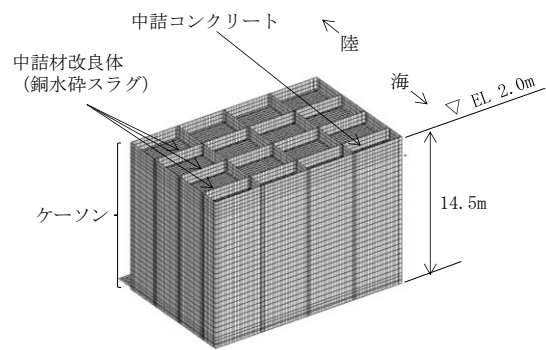
モデル全体図 (陸側)



モデル全体図 (海側)



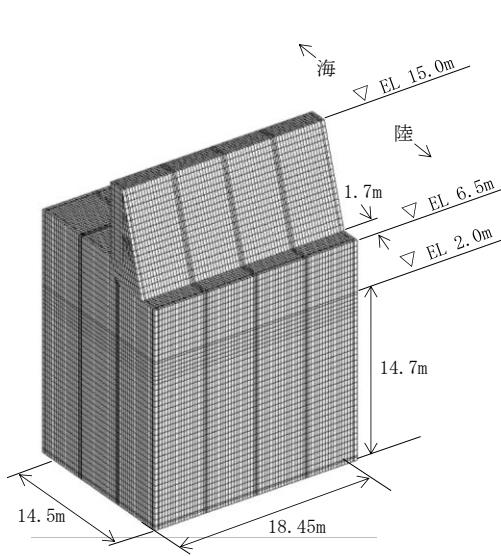
ケーソンのモデル図 (陸側) \*



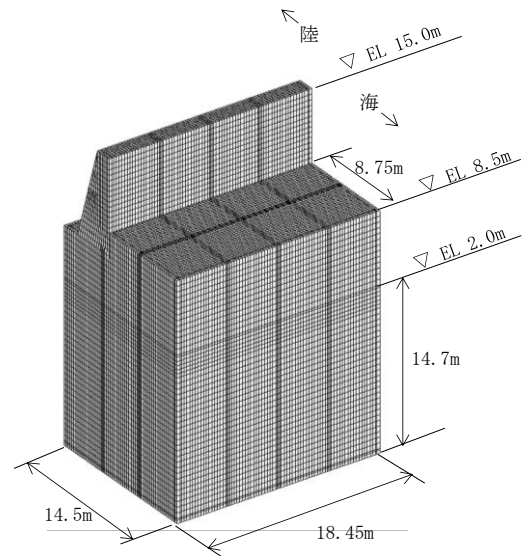
ケーソンのモデル図 (海側) \*

注記\*: 重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

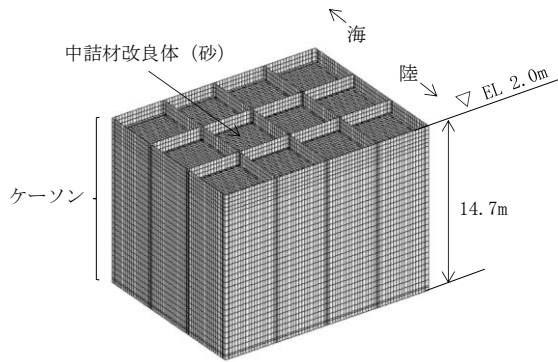
図 5.4.1-1 3次元構造解析モデル (②-②断面)



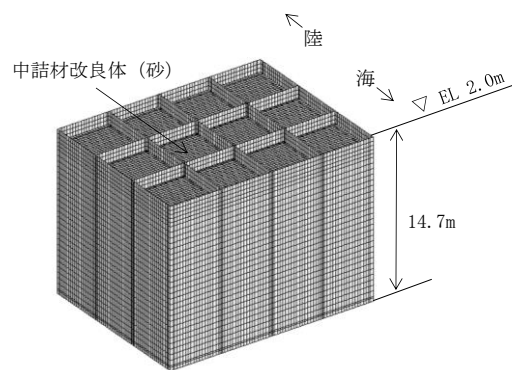
モデル全体図（陸側）



モデル全体図（海側）



ケーソンのモデル図（陸側）\*



ケーソンのモデル図（海側）\*

注記\*：重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

図 5.4.1-2 3次元構造解析モデル（④-④断面）

表 5.4.1-2 境界条件

部材・材料	境界条件
底版	地盤ばね
前壁	拘束なし
後壁	
側壁	拘束なし
中詰材	前壁，側壁，後壁，隔壁及び底版と節点共有
重力擁壁	各部材と節点共有

(2) ③-③断面

②-②断面及び④-④断面の壁部材の部材厚と比較し、③-③断面の部材厚が大きいことから、③-③断面については、線形ソリッド要素でモデル化する。なお、部材内にH形鋼が含まれているが、保守的にH形鋼を考慮せず、各部材を無筋コンクリートとして評価を実施する。なお、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の重量を考慮する。使用要素一覧を表 5.4.1-3 に、3次元構造解析モデルを図 5.4.1-3 に、境界条件を表 5.4.1-4 に示す。

表 5.4.1-3 使用要素一覧

部位	使用要素
重力擁壁 放水路ケーソン	線形ソリッド要素
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	モデル化しない (重量のみ考慮)
地盤	地盤ばね

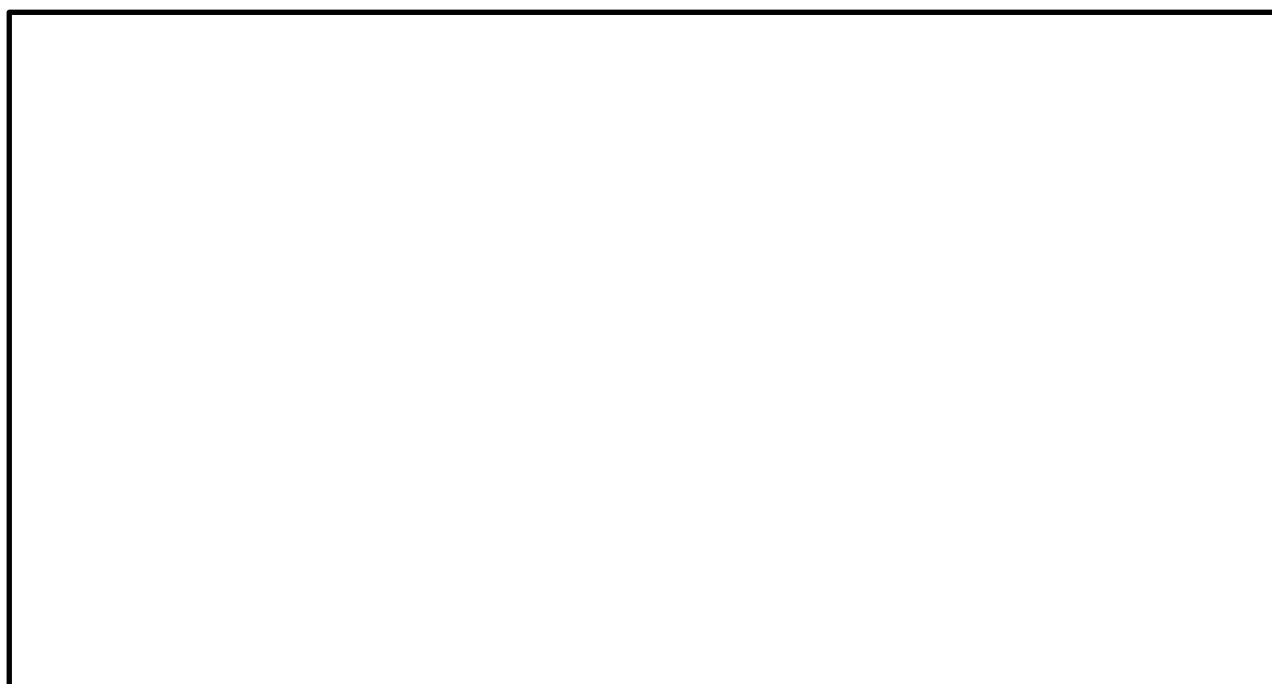


図 5.4.1-3 3次元構造解析モデル（③-③断面）



表 5.4.1-4 境界条件

部材	境界条件
底版	地盤ばね
側壁	拘束なし
隔壁	
頂版	重力擁壁と節点共有
重力擁壁	各部材と節点共有

#### 5.4.2 地盤ばね

ケーソン底面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、ケーソンに作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定には、ケーソン直下のMMRの物性値を用いる。

ケーソン底面に設定する地盤ばねは、「道路橋示方書(平成14年)」に基づき設定し、構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。ケーソン底面に設定する地盤ばねを表5.4.2-1に示す。

放水路ケーソンにおいても、同様に設定する。

表 5.4.2-1 ケーソン底面に設定する地盤ばね

		ケーソン底面
常時	鉛直	地盤ばね
	水平	
津波時 重畳時	鉛直	地盤ばね
	水平	

(1) 鉛直方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、鉛直方向の地盤ばねを設定する。

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{v0}$  : 平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (常時 : 4, 図 5.4.2-1 参照)

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$A_v$  : 鉛直方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha$	
	常 時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

図 5.4.2-1 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$

(「道路橋示方書(平成 14 年)」に加筆)

b. 津波時及び重畳時

5.3.2(1)a. と同様に鉛直方向の地盤ばねを設定する。なお、地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha$  は 8 とする。

(2) 水平方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで、

$k_s$  : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (常時) (kN/m<sup>3</sup>)

b. 津波時及び重畳時

5.4.2(2)a. と同様に水平方向の地盤ばねを設定する。なお、基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は地震時のものを用いる。

### 5.4.3 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、適用基準類を参考に設定する。

#### (1) ケーソン及び放水路ケーソン

ケーソン及び放水路ケーソンの使用材料を表 5.4.3-1 に、材料の物性値を表 5.3.3-2 に示す。

表 5.4.3-1 使用材料

材料		諸元
コンクリート	ケーソン 放水路ケーソン	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345

表 5.4.3-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	ケーソン 放水路ケーソン	24.0*	2.5×10 <sup>4</sup> *	0.2*

注記\*：コンクリート標準示方書（2002）

#### (2) 重力擁壁

重力擁壁の使用材料は、「4.1.1(3) 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(3) 中詰材

a. 中詰コンクリート

中詰コンクリートの使用材料を表 5.4.3-3 に、材料の物性値を表 5.4.3-4 に示す。

表 5.4.3-3 使用材料

材料	諸元
コンクリート	18.0 N/mm <sup>2</sup>

表 5.4.3-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	22.6* <sup>1</sup>	2.2×10 <sup>4</sup> * <sup>2</sup>	0.2* <sup>2</sup>

注記\*1：港湾基準

\*2：コンクリート標準示方書（2002）

b. 中詰材改良体（銅水砕スラグ）

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の物性値は、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」に示す原位置でのP S検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表 5.4.3-5 に示す。

表 5.4.3-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	EL-5.5m 以浅	22.6	8.8×10 <sup>3</sup>	0.33
	EL-5.5m 以深		1.2×10 <sup>4</sup>	

c. 中詰材改良体（砂）

中詰材改良体（砂）の物性値は、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「（参考資料3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」に示す原位置でのP S 検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表 5.4.3-6 に示す。

表 5.4.3-6 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
中詰材改良体 (砂)	EL-5.5m 以浅	20.0	$7.8 \times 10^3$	0.33
	EL-5.5m 以深		$1.1 \times 10^4$	

5.4.4 地下水位

設計地下水位は、「4.1.1(5) 地下水位」を基に設定する。

## 5.5 評価対象部位

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は、ケーソンの各  
部材とする。

## 5.6 評価方法

### (1) ②-②断面及び④-④断面

3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧  
縮応力度、曲げ引張応力度並びにせん断力より算定されるせん断応力度が「3.4  
許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-1 に示す。

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

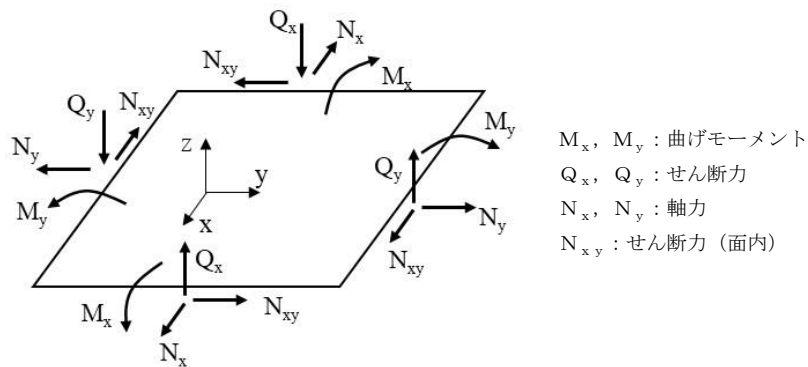


図 5.6-1 シェル要素における断面力の方向



(2) ③-③断面

3次元構造解析に基づいて算定した圧縮応力度，引張応力度及びせん断応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-2 に示す。

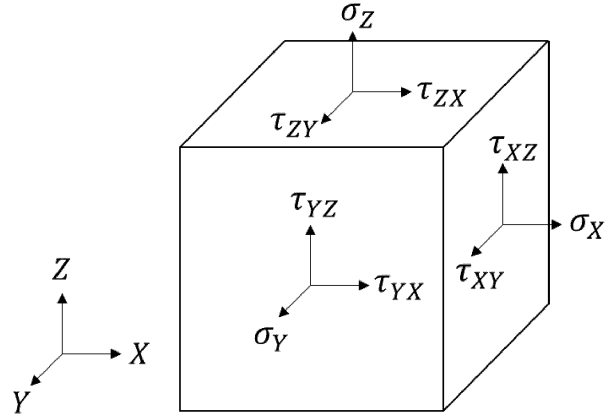


図 5.6-2 ソリッド要素における応力の方向

## 5.7 評価結果

### 5.7.1 津波時

#### (1) ②-②断面及び④-④断面

##### a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象部材位置図を図5.7.1-1に示す。

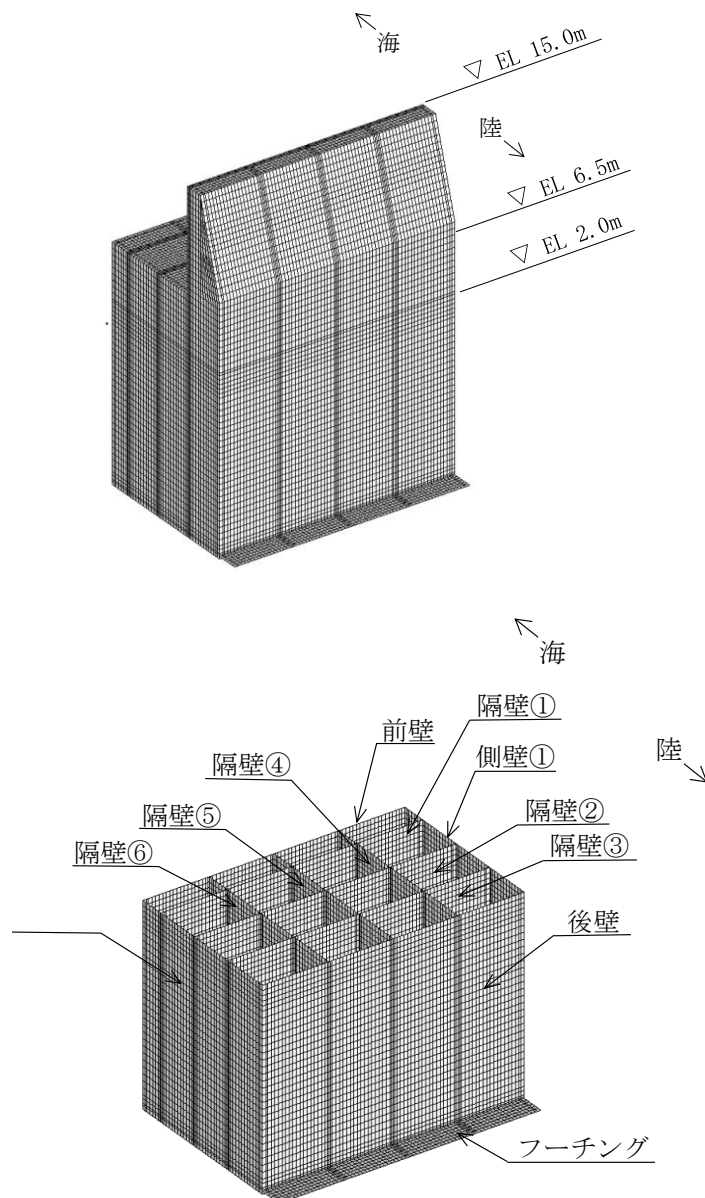


図 5.7.1-1(1) 評価対象部材位置図 (②-②断面)

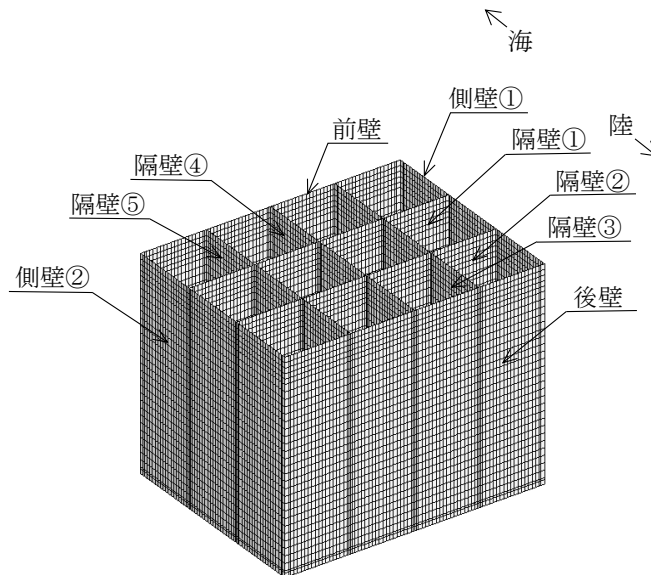
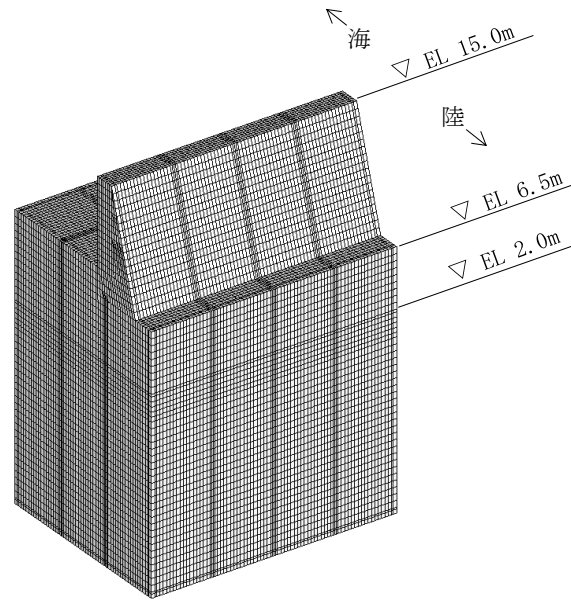


図 5.7.1-1(2) 評価対象部材位置図 (④-④断面)

b. 曲げ照査

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査結果を表 5.7.1-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.1-2 示す。

この結果から、ケーソンのコンクリート及び鉄筋における発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	53	56	1.2	13.5	0.09
フーチング	37	11	0.3	13.5	0.03
前壁	4	6	0.2	13.5	0.02
後壁	2	780	1.5	13.5	0.12
側壁①	12	634	1.5	13.5	0.12
側壁②	12	634	1.5	13.5	0.12
隔壁①	1	23	0.5	13.5	0.04
隔壁②	1	8	0.6	13.5	0.05
隔壁③	0	264	0.9	13.5	0.07
隔壁④	0	365	1.3	13.5	0.10
隔壁⑤	0	371	1.3	13.5	0.10
隔壁⑥	0	365	1.3	13.5	0.10

表 5.7.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	47	40	0.7	13.5	0.06
前壁	13	20	0.4	13.5	0.03
後壁	0	601	1.2	13.5	0.10
側壁①	17	453	1.3	13.5	0.10
側壁②	17	453	1.3	13.5	0.10
隔壁①	0	161	0.6	13.5	0.05
隔壁②	1	229	0.9	13.5	0.07
隔壁③	0	314	1.0	13.5	0.08
隔壁④	0	322	1.0	13.5	0.08
隔壁⑤	0	314	1.0	13.5	0.08

表 5.7.1-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	53	56	85.5	294	0.30
フーチング	51	107	39.7	294	0.14
前壁	2	184	63.3	294	0.22
後壁	4	110	36.3	294	0.13
側壁①	1	169	73.5	294	0.25
側壁②	1	169	73.5	294	0.25
隔壁①	0	35	28.0	294	0.10
隔壁②	0	57	48.6	294	0.17
隔壁③	0	72	57.5	294	0.20
隔壁④	0	57	23.6	294	0.09
隔壁⑤	0	52	21.3	294	0.08
隔壁⑥	0	57	23.6	294	0.09

表 5.7.1-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	47	43	46.7	294	0.16
前壁	7	93	35.9	294	0.13
後壁	6	117	41.0	294	0.14
側壁①	1	29	10.0	294	0.04
側壁②	1	29	10.0	294	0.04
隔壁①	0	63	40.7	294	0.14
隔壁②	0	75	47.1	294	0.17
隔壁③	0	4	1.1	294	0.01
隔壁④	0	1	0.3	294	0.01
隔壁⑤	0	4	1.1	294	0.01

c. せん断照査

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリートのせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートのせん断破壊に対する照査における表 5.7.1-3 及び表 5.7.1-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する  
照査における最大照査値

（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	55	0.12	0.67	0.19
フーチング	61	0.08	0.67	0.12
前壁	10	0.02	0.67	0.04
後壁	15	0.04	0.67	0.07
側壁①	29	0.07	0.67	0.11
側壁②	29	0.07	0.67	0.11
隔壁①	3	0.03	0.67	0.05
隔壁②	7	0.06	0.67	0.10
隔壁③	3	0.03	0.67	0.04
隔壁④	3	0.02	0.67	0.04
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	3	0.02	0.67	0.04

表 5.7.1-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する  
照査における最大照査値

（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	51	0.11	0.67	0.17
前壁	23	0.06	0.67	0.09
後壁	24	0.06	0.67	0.09
側壁①	17	0.05	0.67	0.07
側壁②	17	0.05	0.67	0.07
隔壁①	4	0.03	0.67	0.06
隔壁②	3	0.03	0.67	0.04
隔壁③	2	0.02	0.67	0.04
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	2	0.02	0.67	0.04



表 5.7.1-4(1) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する  
照査における最大照査値

（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	46	0.08	1.51	0.06
フーチング	140	0.14	1.51	0.10
前壁	15	0.03	1.51	0.02
後壁	173	0.35	1.99	0.18
側壁①	159	0.32	1.52	0.21
側壁②	159	0.32	1.52	0.21
隔壁①	16	0.06	1.51	0.05
隔壁②	47	0.19	1.73	0.11
隔壁③	77	0.31	1.93	0.16
隔壁④	76	0.31	1.56	0.20
隔壁⑤	78	0.31	1.57	0.20
隔壁⑥	76	0.31	1.56	0.20

表 5.7.1-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する  
照査における最大照査値

（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	68	0.11	1.51	0.08
前壁	27	0.05	1.54	0.04
後壁	96	0.19	1.89	0.11
側壁①	83	0.17	1.60	0.11
側壁②	83	0.17	1.60	0.11
隔壁①	53	0.21	1.78	0.12
隔壁②	75	0.30	1.87	0.17
隔壁③	42	0.17	1.62	0.11
隔壁④	41	0.16	1.62	0.11
隔壁⑤	42	0.17	1.62	0.11

(2) ③-③断面

a. 評価対象位置

3次元構造解析に基づく放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象部材位置図を図5.7.1-2に示す。

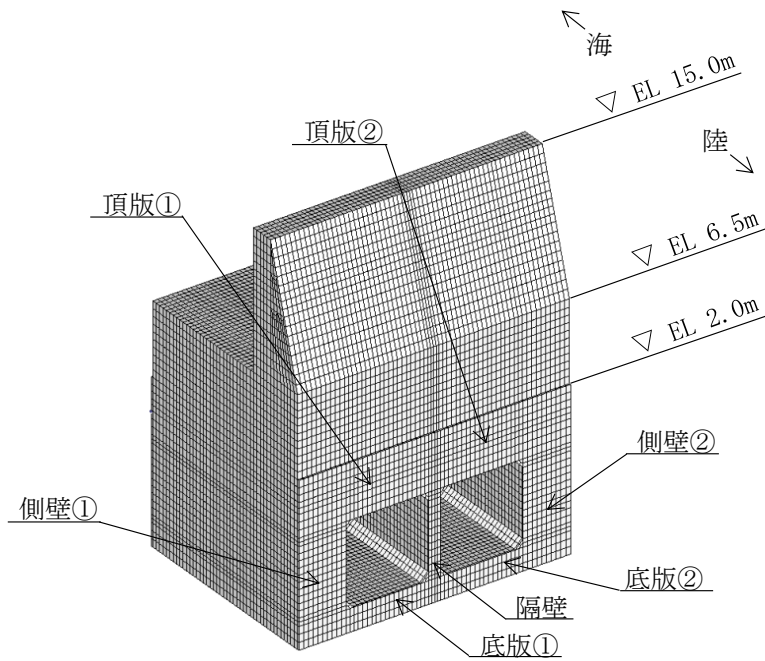


図 5.7.1-2 評価対象部材位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 5.7.1-5 に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表 5.7.1-6 に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表 5.7.1-7 及び表 5.7.1-8 に示す。③-③断面の照査結果については、一部応力の平均化を実施していることから、応力の平均化に関しては、「(参考資料 1) 発生応力度の平均化について」に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	2.6	13.5	0.20
底版②	2.6	13.5	0.20
側壁①	4.2	13.5	0.32
側壁②	4.2	13.5	0.32
隔壁	5.6	13.5	0.42
頂版①	1.5	13.5	0.12
頂版②	1.5	13.5	0.12

表 5.7.1-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	引張強度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.50	1.91	0.27
底版②	0.50	1.91	0.27
側壁①	0.64	1.91	0.34
側壁②	0.64	1.91	0.34
隔壁	1.17	1.91	0.62
頂版①	0.68	1.91	0.36
頂版②	0.68	1.91	0.36

表 5.7.1-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度* $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
底版②	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
側壁①	0.47	0.67	0.70
側壁②	0.47	0.67	0.70
隔壁	0.00 (0.93)	0.67	0.00 (1.39)
頂版①	0.65	0.67	0.98
頂版②	0.65	0.67	0.98

注記\*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 5.7.1-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.53	1.51	0.36
底版②	0.53	1.51	0.36
側壁①	0.81	1.51	0.54
側壁②	0.81	1.51	0.54
隔壁	0.80	1.51	0.54
頂版①	0.15	1.51	0.10
頂版②	0.15	1.51	0.10

## 5.7.2 重畳時

### (1) ②-②断面及び④-④断面

#### a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象部材位置図を図5.7.2-1に示す。

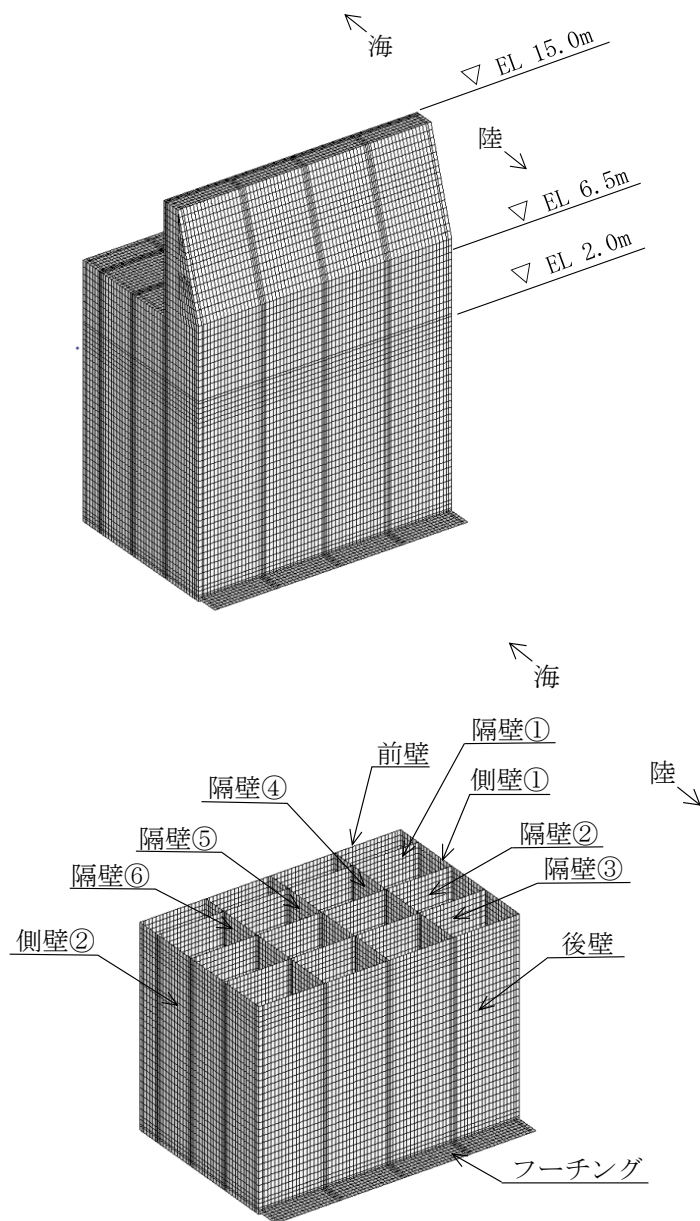


図 5.7.2-1(1) 評価対象部材位置図 (②-②断面)

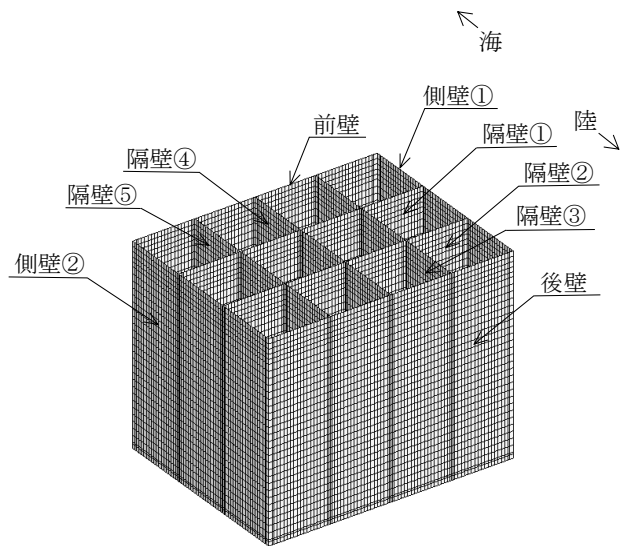
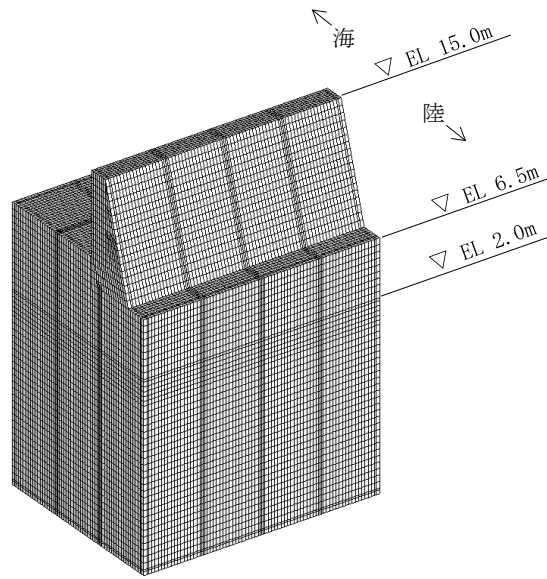


図 5.7.2-1(2) 評価対象部材位置図 (④-④断面)



b. 曲げ照査

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査結果を表 5.7.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.2-2 示す。

この結果から、ケーソンのコンクリート及び鉄筋における発生応力度が以下であることを確認した。

表 5.7.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	45	48	1.0	13.5	0.08
フーチング	25	15	0.2	13.5	0.02
前壁	1	525	1.0	13.5	0.08
後壁	4	567	1.2	13.5	0.10
側壁①	15	439	1.2	13.5	0.09
側壁②	15	439	1.2	13.5	0.09
隔壁①	3	208	1.0	13.5	0.08
隔壁②	5	222	1.2	13.5	0.09
隔壁③	4	224	1.2	13.5	0.09
隔壁④	2	255	1.1	13.5	0.08
隔壁⑤	0	290	1.0	13.5	0.08
隔壁⑥	2	255	1.1	13.5	0.08

表 5.7.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	73	53	1.4	13.5	0.11
前壁	8	874	2.0	13.5	0.15
後壁	28	822	2.2	13.5	0.17
側壁①	29	787	2.2	13.5	0.17
側壁②	29	787	2.2	13.5	0.17
隔壁①	6	396	1.9	13.5	0.14
隔壁②	5	381	1.8	13.5	0.14
隔壁③	2	483	1.8	13.5	0.14
隔壁④	0	483	1.6	13.5	0.12
隔壁⑤	2	483	1.8	13.5	0.14

表 5.7.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	45	48	72.4	294	0.25
フーチング	3	218	36.9	294	0.13
前壁	1	78	25.5	294	0.09
後壁	5	98	33.7	294	0.12
側壁①	2	63	31.4	294	0.11
側壁②	2	63	31.4	294	0.11
隔壁①	0	38	30.6	294	0.11
隔壁②	0	57	44.8	294	0.16
隔壁③	0	63	50.3	294	0.18
隔壁④	0	13	5.6	294	0.02
隔壁⑤	0	12	5.1	294	0.02
隔壁⑥	0	13	5.6	294	0.02

表 5.7.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	77	47	72.0	294	0.25
前壁	0	122	41.1	294	0.14
後壁	6	147	49.0	294	0.17
側壁①	2	50	18.1	294	0.07
側壁②	2	50	18.1	294	0.07
隔壁①	0	95	58.7	294	0.20
隔壁②	0	95	58.8	294	0.20
隔壁③	0	28	17.9	294	0.07
隔壁④	0	33	20.3	294	0.07
隔壁⑤	0	28	17.9	294	0.07

c. せん断照査

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリートのせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートのせん断破壊に対する照査における表 5.7.2-3 及び表 5.7.2-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する  
照査における最大照査値

(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	46	0.10	0.67	0.16
フーチング	44	0.05	0.67	0.09
前壁	24	0.07	0.67	0.11
後壁	40	0.10	0.67	0.15
側壁①	25	0.06	0.67	0.09
側壁②	25	0.06	0.67	0.09
隔壁①	2	0.02	0.67	0.03
隔壁②	5	0.05	0.67	0.07
隔壁③	5	0.04	0.67	0.07
隔壁④	2	0.02	0.67	0.04
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	2	0.02	0.67	0.04

表 5.7.2-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する  
照査における最大照査値

(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	77	0.17	0.67	0.26
前壁	36	0.09	0.67	0.14
後壁	37	0.09	0.67	0.14
側壁①	26	0.07	0.67	0.10
側壁②	26	0.07	0.67	0.10
隔壁①	8	0.07	0.67	0.11
隔壁②	7	0.06	0.67	0.10
隔壁③	3	0.03	0.67	0.05
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	3	0.03	0.67	0.05

表 5.7.2-4(1) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する  
照査における最大照査値

（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	122	0.20	1.51	0.14
フーチング	128	0.13	1.51	0.09
前壁	53	0.11	1.84	0.06
後壁	147	0.29	1.93	0.16
側壁①	199	0.40	1.80	0.23
側壁②	199	0.40	1.80	0.23
隔壁①	40	0.16	1.85	0.09
隔壁②	63	0.25	1.89	0.14
隔壁③	69	0.27	1.89	0.15
隔壁④	105	0.42	1.82	0.23
隔壁⑤	102	0.41	1.82	0.23
隔壁⑥	105	0.42	1.82	0.23

表 5.7.2-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する  
照査における最大照査値

（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	162	0.27	1.51	0.18
前壁	135	0.27	2.09	0.13
後壁	152	0.30	2.15	0.15
側壁①	251	0.50	2.00	0.26
側壁②	251	0.50	2.00	0.26
隔壁①	106	0.42	2.11	0.21
隔壁②	110	0.44	2.06	0.22
隔壁③	148	0.59	2.02	0.30
隔壁④	149	0.60	2.01	0.30
隔壁⑤	148	0.59	2.02	0.30



(2) ③-③断面

a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象部材位置図を図 5.7.2-2 に示す。

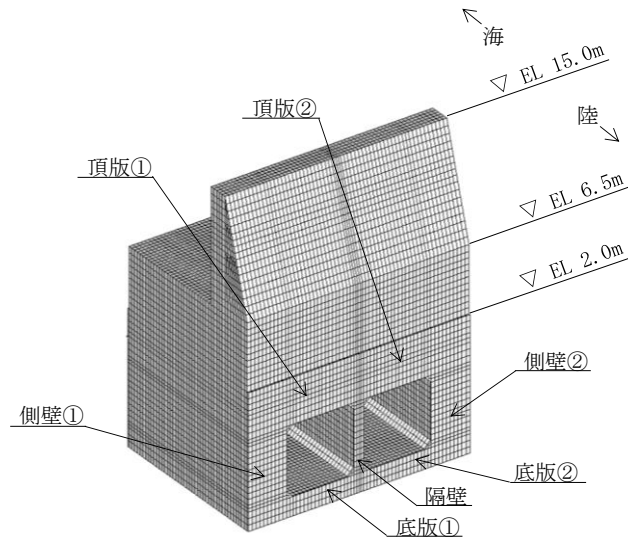


図 5.7.2-2 評価対象部材位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、ケーソンのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 5.7.2-5 に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表 5.7.2-6 に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表 5.7.2-7 及び表 5.7.2-8 に示す。③-③断面の照査結果については、一部応力の平均化を実施していることから、応力の平均化に関しては、「(参考資料1) 発生応力度の平均化について」に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	2.0	13.5	0.15
底版②	2.0	13.5	0.15
側壁①	3.4	13.5	0.26
側壁②	3.4	13.5	0.26
隔壁	4.6	13.5	0.34
頂版①	1.4	13.5	0.11
頂版②	1.4	13.5	0.11

表 5.7.2-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	引張強度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.47	1.91	0.25
底版②	0.47	1.91	0.25
側壁①	0.57	1.91	0.30
側壁②	0.57	1.91	0.30
隔壁	1.13	1.91	0.60
頂版①	0.67	1.91	0.35
頂版②	0.67	1.91	0.35

表 5.7.2-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度* $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
底版②	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
側壁①	0.43	0.67	0.65
側壁②	0.43	0.67	0.65
隔壁	0.00 (0.75)	0.67	0.00 (1.12)
頂版①	0.61	0.67	0.91
頂版②	0.61	0.67	0.91

注記\*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 5.7.2-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.33	1.51	0.22
底版②	0.33	1.51	0.22
側壁①	0.55	1.51	0.37
側壁②	0.55	1.51	0.37
隔壁	0.56	1.51	0.38
頂版①	0.24	1.51	0.16
頂版②	0.24	1.51	0.16

(参考資料1) 発生応力度の平均化について

## 1. はじめに

防波壁（波返重力擁壁）は、弱軸方向断面である法線直交方向断面を評価断面として、強度評価をしており、施設のうちケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により強度評価を行っている。

強度評価の結果、③-③断面の放水路ケーソンの評価において発生する応力度が許容限界を上回る要素が存在し、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

## 2. ③-③断面のモデル化方針

③-③断面の3次元構造解析モデルは、「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。）に準拠しモデル化を行っている。

「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい。

③-③断面の解析モデル及び評価対象部材の概念図を図2-1に示す。

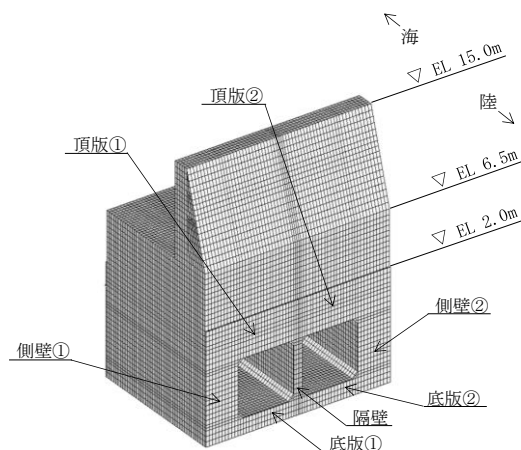


図2-1 評価対象部材位置図

3. 許容限界を超える部材

③-③断面の放水路ケーソンについて、津波時及び重畳時に対する強度評価の結果、発生する応力度が許容限界を超える要素が一部存在する。発生するせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 津波時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値  
（③-③断面）

評価対象 部材	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
底版①	1.17	0.67	1.76
底版②	1.17	0.67	1.76
隔壁	0.93	0.67	1.39

表 3-2 重畳時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値  
（③-③断面）

評価対象 部材	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
底版①	0.87	0.67	1.31
底版②	0.87	0.67	1.31
隔壁	0.75	0.67	1.12

#### 4. 応力度の平均化の考え方

##### 4.1 平均化範囲及び位置

要素分割について、「2. ③-③断面のモデル化方針」のとおり、「土木学会マニュアル」で断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いと記載されていることから、応力度の平均化の範囲は、部材厚の1.0倍以内で実施することとする。

応力度の平均化は、評価対象部材のうち最大応力度が発生している要素を対象とし、当該要素と隣接する要素について平均化を実施する。

##### 4.2 平均化の考え方

応力度の平均化は、許容限界を超えている当該要素に隣接する要素を対象に行う。平均化した応力度は、当該要素の発生応力度と隣接する要素の発生応力度に対し、各要素の面積に応じた加重平均として算出する。図4-1に平均化の概要図を示す。

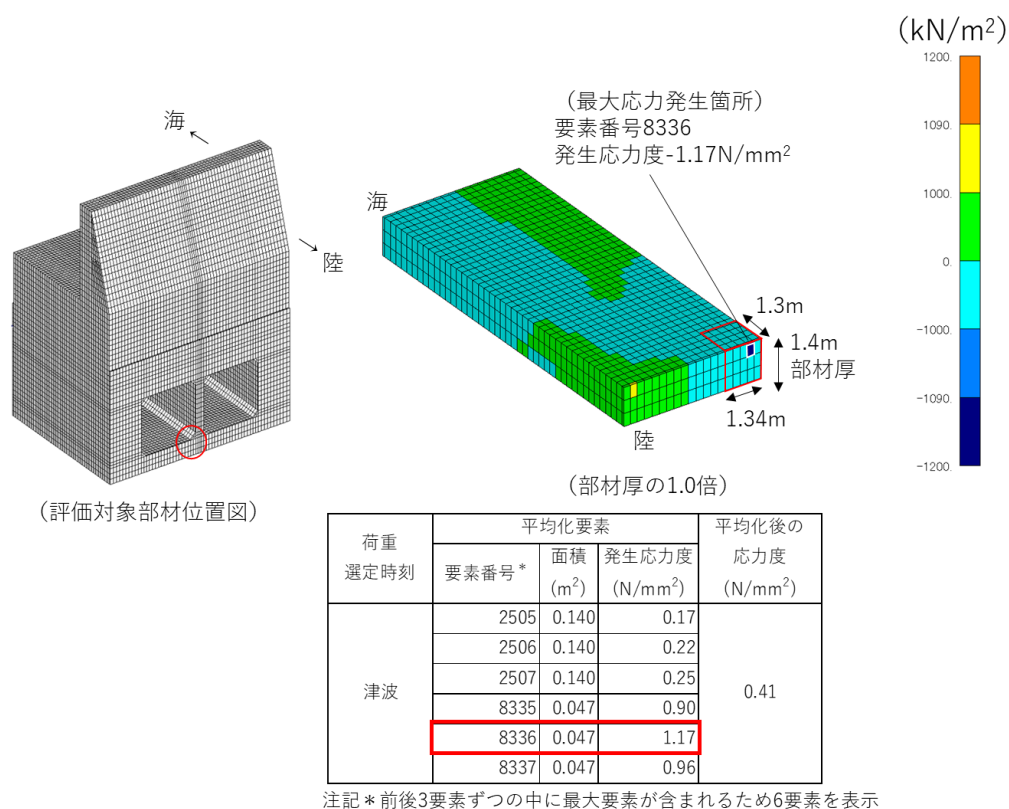


図4-1 応力度平均化の概念図（せん断応力度（面外））

5. せん断応力度（面外）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 5-1 及び表 5-2 に、平均化の概要図を図 5-1 に示す。この結果から、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 5-1 津波時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

評価対象部位	平均化要素数 (個)	発生応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値*
底版①	75	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
底版②	75	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
隔壁	12	0.00 (0.93)	0.67	0.00 (1.39)

注記\*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 5-2 重畳時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

評価対象部位	平均化要素数 (個)	発生応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値*
底版①	75	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
底版②	75	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
隔壁	12	0.00 (0.75)	0.67	0.00 (1.12)

注記\*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

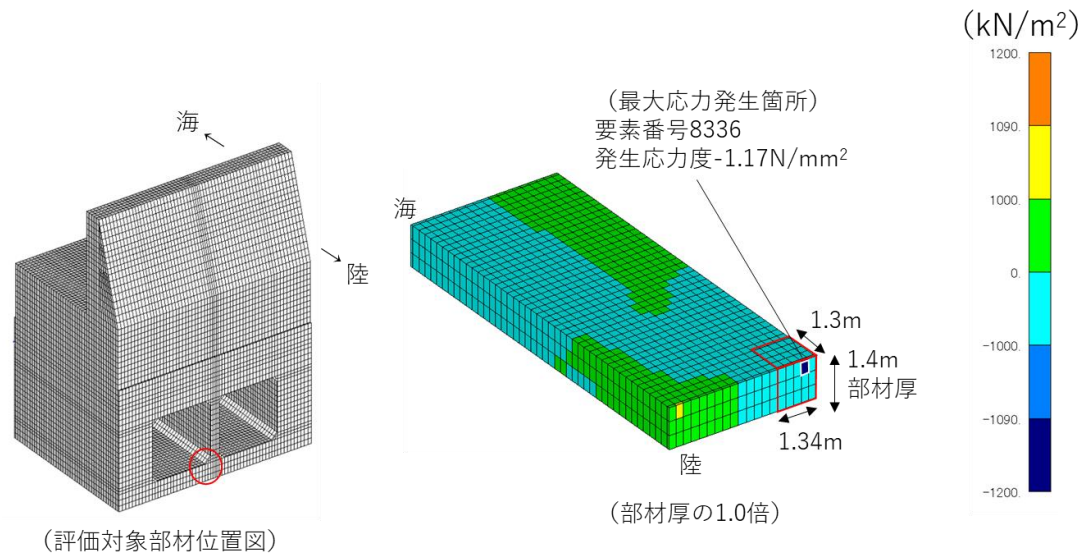


図 5-1 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 底版①)  
 (底版②は底版①と分布状況が左右対称で同様であるため省略)



## (参考資料 2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価

### 1. 概要


防波壁（波返重力擁壁）は、津波時において、津波高さ EL 12.6m の位置に漂流物が衝突する評価を実施しているが、津波高さより低い位置で漂流物が防波壁（波返重力擁壁）に衝突することが想定されるため、ケーソンに漂流物が衝突した場合においても、発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

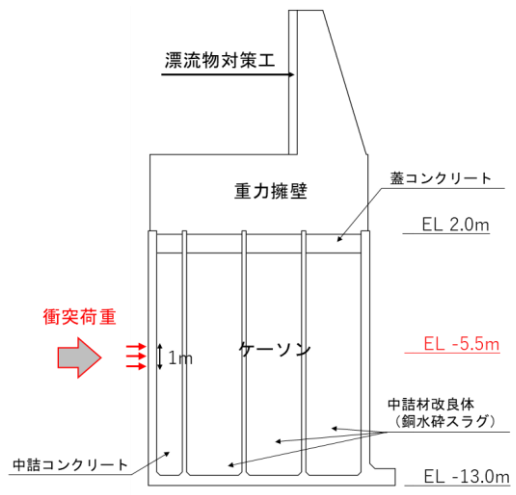
### 2. 評価内容

ケーソンの 3次元構造解析の評価については、漂流物衝突荷重の衝突位置以外は「5. 3次元構造解析」と同様とする。

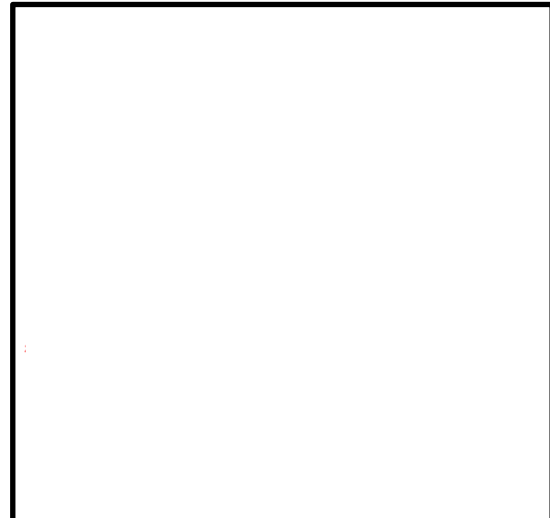
衝突荷重は「3.3 荷重及び荷重の組合せ」と同様、「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定するが、③－③断面は厚さ 0.7m の隔壁を有しているため、「局所的な漂流物衝突荷重」も設定した。

漂流物衝突荷重の衝突位置は、ケーソンの前壁の評価結果が最も厳しくなると想定されるケーソン中央付近に作用させる。

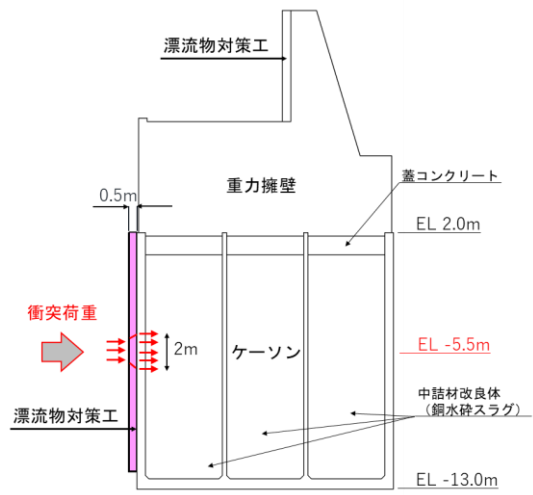
防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重は、④－④断面はケーソン前面に漂流物対策工を設置しているため、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）による荷重分散を考慮し、高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重をケーソンに作用させる。②－②断面及び③－③断面はケーソン前面に漂流物対策工を設置していないため、荷重分散は考慮しない。なお、③－③断面はケーソンの幅 17m のうち開口部を除く  で荷重を負担するケース（ケース 1）と、隔壁のみに衝突するケース（ケース 2）の 2 ケース実施する。ケーソンに作用する衝突荷重作用図を図 2-1 に、評価対象構造物に対する設計用衝突荷重を表 2-1 に、衝突荷重を表 2-2 に、3次元構造解析の荷重作用のイメージを図 2-2 に示す。



②-②断面



③-③断面



④-④断面

図 2-1 ケーソンに作用する衝突荷重作用図

表 2-1 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重  
 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

4.5 漂流物による衝突荷重」参照)



評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

表 2-2 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面 (ケース 1)	③-③断面 (ケース 2)	④-④断面
ブロック延長 (m)	19.90	17.00	0.70	18.95
衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	360* <sup>1</sup>	1,030* <sup>2</sup>	1,720* <sup>3</sup>	185* <sup>4</sup>

注記\*1: 案分した衝突荷重

\*2: ケーソンの幅 17m のうち開口部を除く  で荷重を負担した衝突荷重  
 ≒ 1,030kN/m<sup>2</sup>

\*3: ケーソンの隔壁 0.7m で荷重を負担した衝突荷重  
 (1,200kN ÷ 0.7m<sup>2</sup> ≒ 1,720kN/m<sup>2</sup>)

\*4: 荷重分散を考慮した衝突荷重 (7,008kN(按分) ÷ 37.9m<sup>2</sup> ≒ 185kN/m<sup>2</sup>)

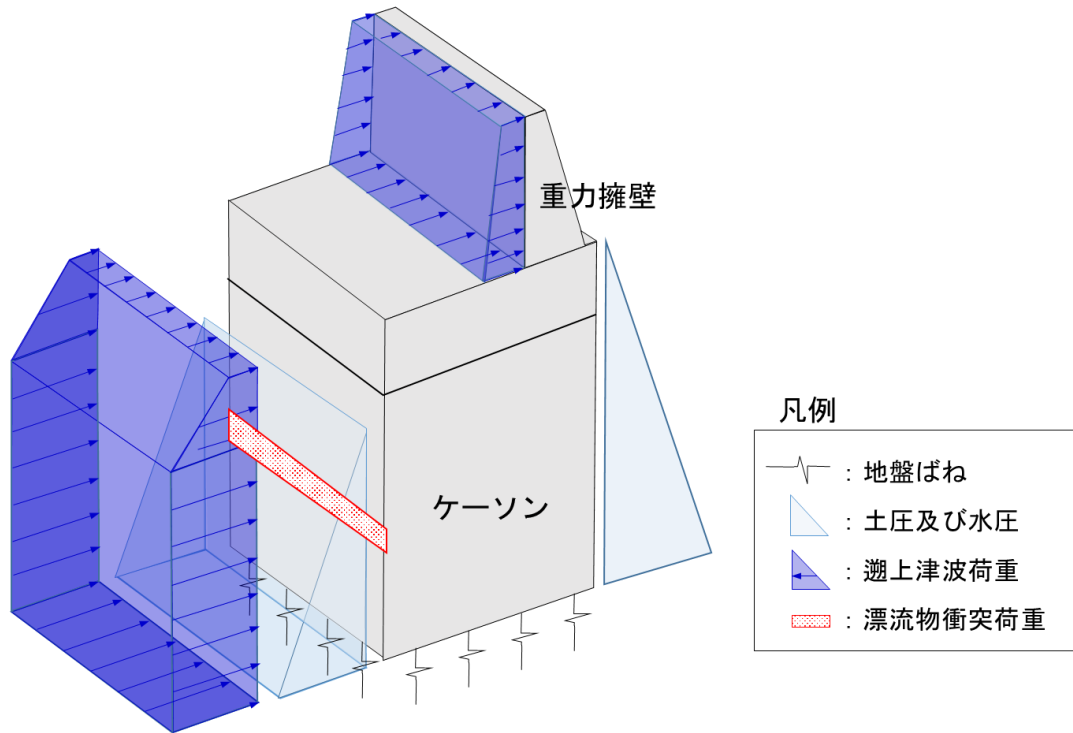


図 2-2(1) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (②-②断面及び④-④断面)



図 2-2(2) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (③-③断面：ケース1)



図 2-2(3) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (③-③断面 : ケース 2)

### 3. 評価結果

#### 3.1 ②-②断面及び④-④断面

##### 3.1.1 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象部材位置図を図3-1に示す。

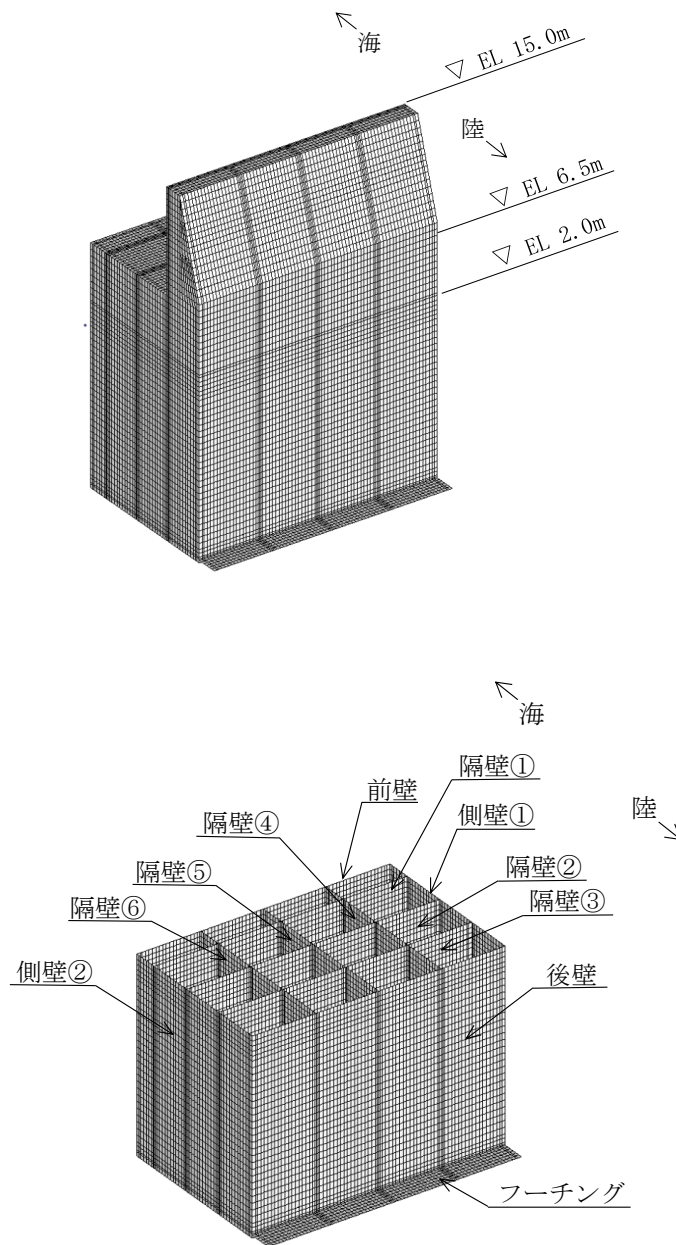


図3-1(1) 評価対象部材位置図(②-②断面)

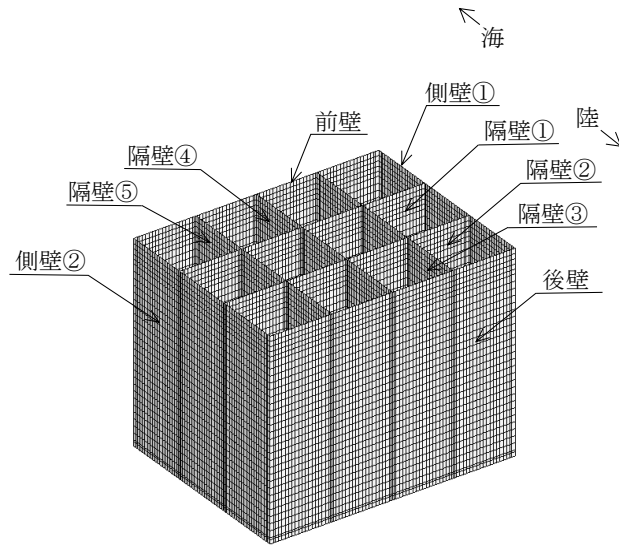
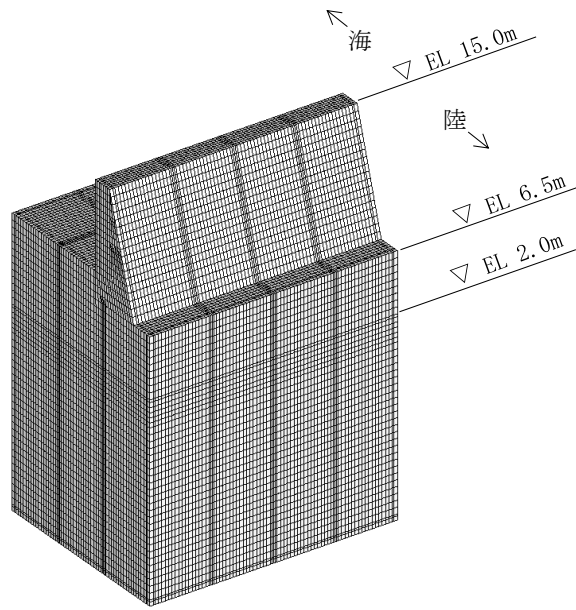


図 3-1(2) 評価対象部材位置図 (④-④断面)

### 3.1.2 構造部材の健全性に対する評価結果

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 3-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 3-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。



表 3-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	41	45	0.9	13.5	0.07
フーチング	38	78	0.2	13.5	0.02
前壁	7	3	0.3	13.5	0.03
後壁	8	462	1.1	13.5	0.09
側壁①	14	401	1.1	13.5	0.09
側壁②	14	401	1.1	13.5	0.09
隔壁①	1	27	0.6	13.5	0.05
隔壁②	1	155	0.6	13.5	0.05
隔壁③	0	227	0.8	13.5	0.06
隔壁④	0	272	1.0	13.5	0.08
隔壁⑤	0	277	1.0	13.5	0.08
隔壁⑥	0	272	1.0	13.5	0.08

表 3-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	37	36	0.5	13.5	0.05
前壁	18	107	0.6	13.5	0.05
後壁	1	440	0.9	13.5	0.07
側壁①	13	336	0.9	13.5	0.07
側壁②	13	336	0.9	13.5	0.07
隔壁①	0	188	0.7	13.5	0.05
隔壁②	1	206	0.8	13.5	0.06
隔壁③	0	237	0.8	13.5	0.06
隔壁④	0	244	0.8	13.5	0.06
隔壁⑤	0	237	0.8	13.5	0.06

表 3-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	41	45	67.4	294	0.23
フーチング	39	81	30.1	294	0.11
前壁	1	59	24.7	294	0.09
後壁	5	102	35.4	294	0.13
側壁①	1	44	17.9	294	0.07
側壁②	1	44	17.9	294	0.07
隔壁①	0	42	34.4	294	0.12
隔壁②	0	57	47.4	294	0.17
隔壁③	0	68	54.0	294	0.19
隔壁④	0	2	1.4	294	0.01
隔壁⑤	0	1	0.5	294	0.01
隔壁⑥	0	2	1.4	294	0.01

表 3-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
底版	37	39	37.9	294	0.13
前壁	10	109	44.7	294	0.16
後壁	7	117	41.6	294	0.15
側壁①	7	52	0.8	294	0.01
側壁②	7	52	0.8	294	0.01
隔壁①	0	71	44.5	294	0.16
隔壁②	0	75	46.3	294	0.16
隔壁③	0	35	0.0	294	0.00
隔壁④	0	36	0.0	294	0.00
隔壁⑤	0	35	0.0	294	0.00

表 3-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	43	0.10	0.67	0.15
フーチング	44	0.05	0.67	0.09
前壁	15	0.04	0.67	0.07
後壁	38	0.10	0.67	0.16
側壁①	22	0.05	0.67	0.08
側壁②	22	0.05	0.67	0.08
隔壁①	3	0.03	0.67	0.05
隔壁②	4	0.03	0.67	0.06
隔壁③	3	0.02	0.67	0.04
隔壁④	2	0.02	0.67	0.03
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	2	0.02	0.67	0.03

表 3-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値  
（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
底版	41	0.09	0.67	0.14
前壁	36	0.08	0.67	0.13
後壁	21	0.05	0.67	0.08
側壁①	16	0.04	0.67	0.07
側壁②	16	0.04	0.67	0.07
隔壁①	1	0.01	0.67	0.02
隔壁②	2	0.01	0.67	0.03
隔壁③	2	0.02	0.67	0.03
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	2	0.02	0.67	0.03

表 3-4(1) コンクリートせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	29	0.05	1.51	0.04
フーチング	108	0.11	1.51	0.08
前壁	11	0.02	1.51	0.02
後壁	133	0.27	1.80	0.15
側壁①	90	0.18	1.57	0.12
側壁②	90	0.18	1.57	0.12
隔壁①	21	0.08	1.63	0.06
隔壁②	50	0.20	1.77	0.12
隔壁③	68	0.27	1.88	0.15
隔壁④	42	0.17	1.62	0.11
隔壁⑤	44	0.17	1.64	0.11
隔壁⑥	42	0.17	1.62	0.11

表 3-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値  
（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 （面内） $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_1$
	せん断力 Q (kN)			
底版	65	0.11	1.51	0.08
前壁	46	0.09	1.64	0.06
後壁	72	0.14	1.79	0.09
側壁①	49	0.10	1.81	0.06
側壁②	49	0.10	1.81	0.06
隔壁①	60	0.24	1.82	0.14
隔壁②	70	0.28	1.83	0.16
隔壁③	47	0.19	1.67	0.12
隔壁④	46	0.18	1.67	0.11
隔壁⑤	47	0.19	1.67	0.12

### 3.2 ③-③断面

#### 3.2.1 評価対象部材

3次元構造解析における放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象部材位置図を図3-2に示す。

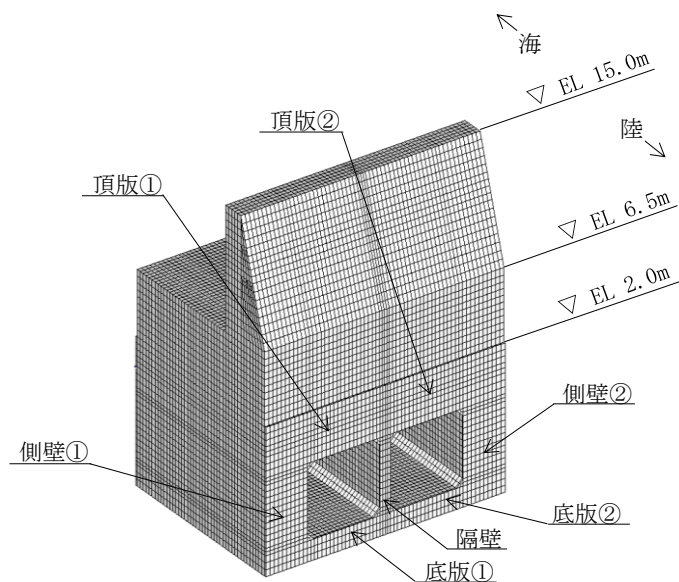


図3-2 評価対象部材位置図 (③-③断面)

### 3.2.2 構造部材の健全性に対する評価結果

③－③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査を行った。

ケース1及びケース2について、コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表3-5に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表3-6に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表3-7に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表3-8に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 3-5(1) コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 1)

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	1.7	13.5	0.13
底版②	1.7	13.5	0.13
側壁①	2.5	13.5	0.19
側壁②	2.5	13.5	0.19
隔壁	3.4	13.5	0.26
頂版①	1.0	13.5	0.08
頂版②	1.0	13.5	0.08

表 3-5(2) コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 2)

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	1.6	13.5	0.12
底版②	1.6	13.5	0.12
側壁①	2.4	13.5	0.18
側壁②	2.4	13.5	0.18
隔壁	3.2	13.5	0.24
頂版①	1.0	13.5	0.08
頂版②	1.0	13.5	0.08

表 3-6(1) コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 1)

評価対象部材	発生応力	引張強度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.54	1.91	0.29
底版②	0.54	1.91	0.29
側壁①	0.45	1.91	0.24
側壁②	0.45	1.91	0.24
隔壁	0.86	1.91	0.46
頂版①	0.48	1.91	0.26
頂版②	0.48	1.91	0.26

表 3-6(2) コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値  
(ケース 2)

評価対象部材	発生応力	引張強度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/f_{tk}$
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.57	1.91	0.31
底版②	0.57	1.91	0.31
側壁①	0.35	1.91	0.19
側壁②	0.35	1.91	0.19
隔壁	0.73	1.91	0.39
頂版①	0.49	1.91	0.26
頂版②	0.49	1.91	0.26



表 3-7(1) コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値  
（ケース 1）

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度* $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.29 (0.80)	0.67	0.43 (1.19)
底版②	0.29 (0.80)	0.67	0.43 (1.19)
側壁①	0.30	0.67	0.45
側壁②	0.30	0.67	0.45
隔壁	0.59	0.67	0.88
頂版①	0.41	0.67	0.62
頂版②	0.41	0.67	0.62

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 3-7(2) コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値  
（ケース 2）

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断応力度* $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.28 (0.77)	0.67	0.42 (1.15)
底版②	0.28 (0.77)	0.67	0.42 (1.15)
側壁①	0.30	0.67	0.45
側壁②	0.30	0.67	0.45
隔壁	0.56	0.67	0.84
頂版①	0.42	0.67	0.63
頂版②	0.42	0.67	0.63

注記\*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 3-8(1) コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値  
（ケース 1）

評価対象部材	発生応力	許容せん断 応力度 $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.38	1.51	0.26
底版②	0.38	1.51	0.26
側壁①	0.42	1.51	0.28
側壁②	0.42	1.51	0.28
隔壁	0.46	1.51	0.31
頂版①	0.09	1.51	0.06
頂版②	0.09	1.51	0.06

表 3-8(2) コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値  
（ケース 2）

評価対象部材	発生応力	許容せん断 応力度 $\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_1$
	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版①	0.35	1.51	0.24
底版②	0.35	1.51	0.24
側壁①	0.35	1.51	0.24
側壁②	0.35	1.51	0.24
隔壁	0.50	1.51	0.34
頂版①	0.10	1.51	0.07
頂版②	0.10	1.51	0.07

## (参考資料3) 重畳時の解析方法の妥当性

### 1. 概要

重畳時は、津波と余震が同時に防波壁（波返重力擁壁）に作用する事象である。そのため、重畳時に発生する応力値は、「4.1.2 重畳時」に示す解析方法のとおり、余震作用時と津波作用時においてそれぞれ算定し、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせたうえで、重複している常時応力解析による応力値を差し引いて算定している。（以下「基本ケース」という。）

一方で、重畳時の現象を踏まえると、津波が作用する前に余震が作用し始めていることから、津波が作用する時点で余震に伴う地盤のひずみが既に発生しており、地盤の非線形性から地盤剛性が低下していることが想定される。

そこで本資料では、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波が作用することを想定した解析（以下「ステップ解析」という。）による影響検討を実施する。

### 2. 評価内容

評価対象断面については、重畳時において実施している②-②断面、③-③断面及び④-④断面のうち、「4.3.2 重畳時」に示すとおり、基本ケースにおいて重力擁壁の照査値が最も大きい②-②断面を選定する。

解析方法については、解析ステップ以外は「4.1.2 重畳時」と同様とする。

解析ステップは、初めに余震作用時の地震応答解析を実施し、余震に伴う最大応力発生時の応力状態を初期状態として津波作用時の応答解析を実施する。これにより、「4.1.2 重畳時」と同様に、余震に伴う最大応力発生時に津波が同時作用するとともに、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波を作用させることができる。

### 3. 評価結果

照査値が最大となる重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査値を表 3-1 に示す。

重力擁壁のコンクリートのせん断破壊の照査（②-②断面）において、基本ケースに対してステップ解析の照査値が変わらないことを確認した。

表 3-1 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値

(②-②断面)

解析ケース	発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c/\tau_{a1}$
	せん断力 Q (kN)			
基本ケース 「4.3.2 重畳時」 にて評価済み	610	0.16	0.64	0.25
ステップ解析	604	0.16	0.64	0.25

## 2. 浸水防護施設に関する補足資料

### 2.1 防波壁に関する補足説明

#### 2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明

## 目 次

1.	概要及び評価方針	1
1.1	概要	1
1.2	評価方針	6
1.3	止水目地の変位量における許容限界の設定	11
2.	評価方法及び評価結果	13
2.1	止水目地（ゴムジョイント）	13
2.1.1	止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価	13
2.1.2	止水目地（ゴムジョイント）の変形試験	13
2.1.3	止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験	19
2.1.4	止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験	24
2.2	止水目地（シートジョイント）	27
2.2.1	止水目地（シートジョイント）の変形量評価	27
2.2.2	止水目地（シートジョイント）の引張試験	27
2.2.3	止水目地（シートジョイント）の耐圧試験	34
2.2.4	止水目地（シートジョイント）の取付部の耐圧性確認	36
2.2.5	止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトの耐圧性確認	41
2.2.6	止水目地（シートジョイント）の耐候性試験	43

（参考資料1）異種構造境界部，隅角部及び屈折部の相対変位量について

（参考資料2）アンカーボルトの許容限界について

## 1. 概要及び評価方針

### 1.1 概要

防波壁は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水目地を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水目地が地震時、津波時及び重畳時において構造物間の変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験等により確認する。また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを確認する。

止水目地は、防波壁の構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、止水目地（ゴムジョイント）及び止水目地（シートジョイント）を使い分ける。

止水目地は防波壁の地震応答解析による変位に応じ、防波壁（逆T擁壁）においては止水目地（ゴムジョイント）を設置し、その他の範囲においては止水目地（シートジョイント）を設置する。

止水目地の設置箇所を図 1.1-1 に、止水目地の詳細図を図 1.1-2 に、止水目地の種類ごとの設置箇所を表 1.1-1 に示す。

防波壁の構造物間に生じる相対変位量については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。

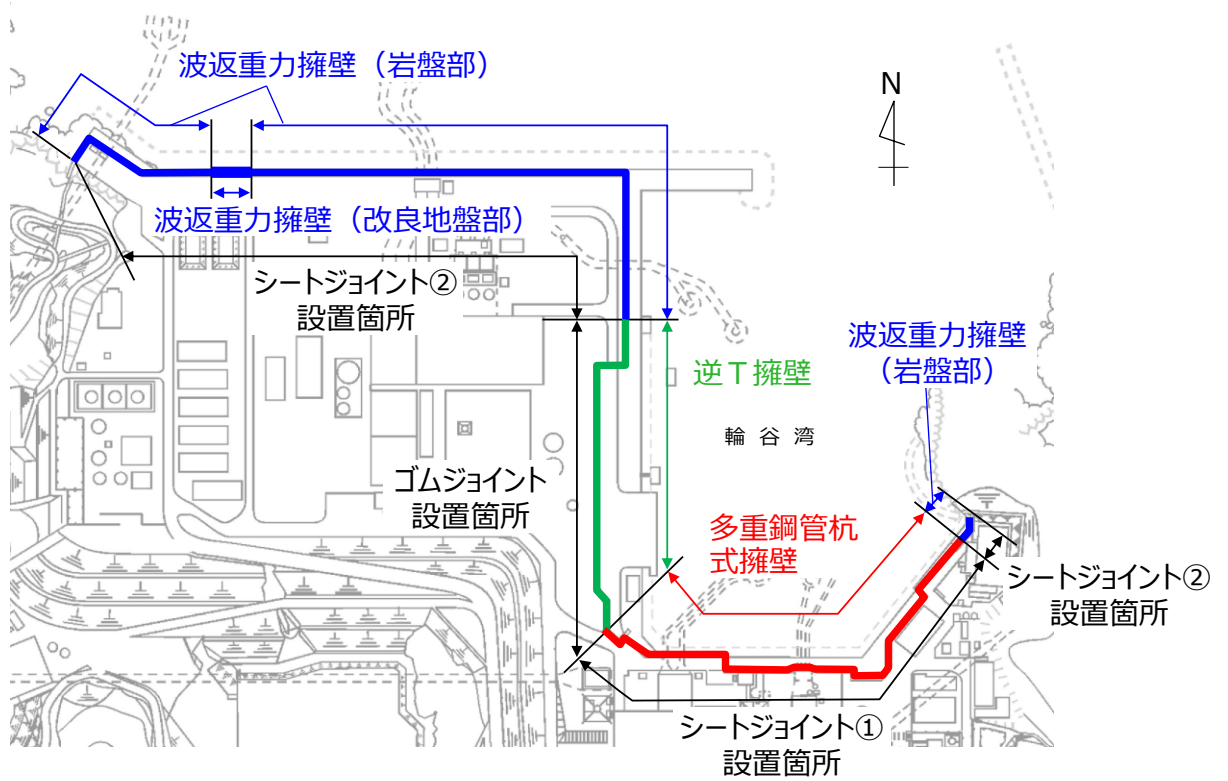


図 1.1-1(1) 止水目地設置箇所

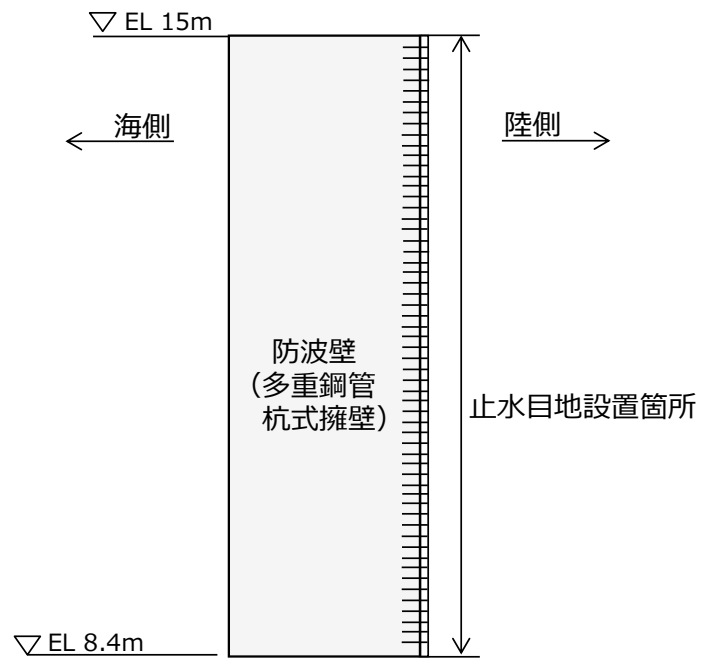


図 1.1-1(2) 止水目地設置箇所 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))

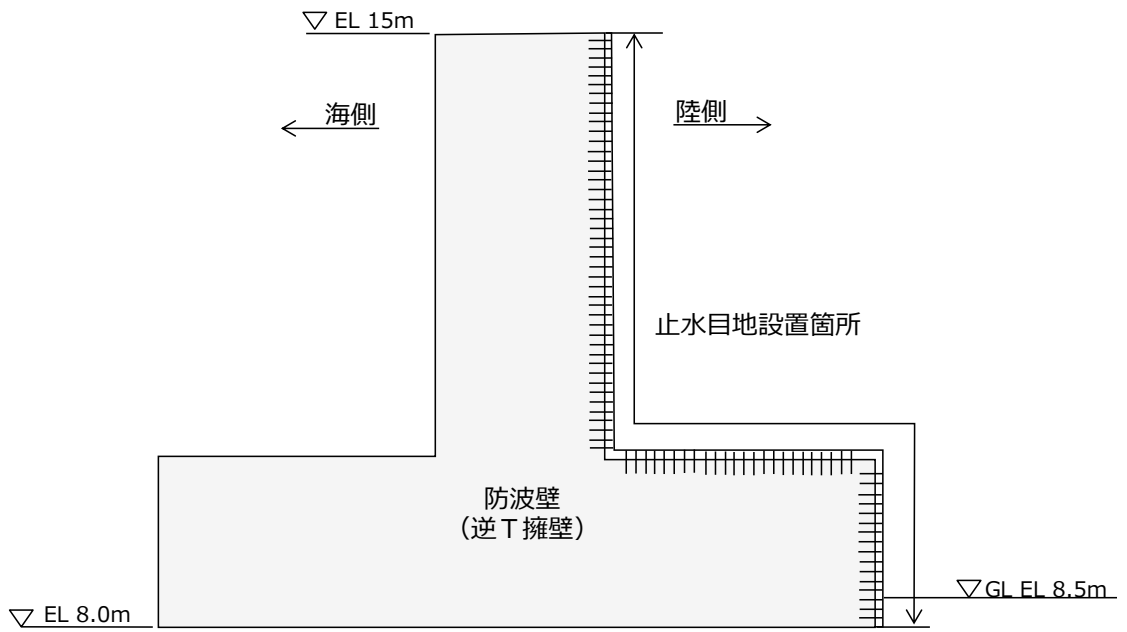


図 1.1-1(3) 止水目地設置箇所 (防波壁 (逆T擁壁))

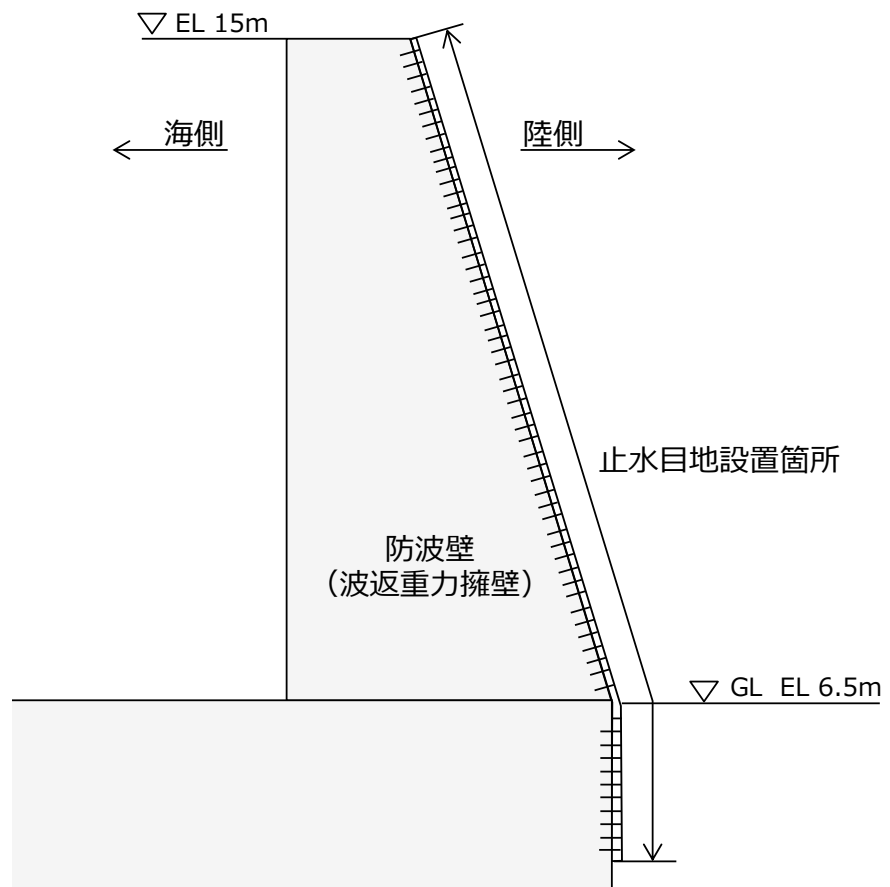


図 1.1-1(4) 止水目地設置箇所 (防波壁 (波返重力擁壁))



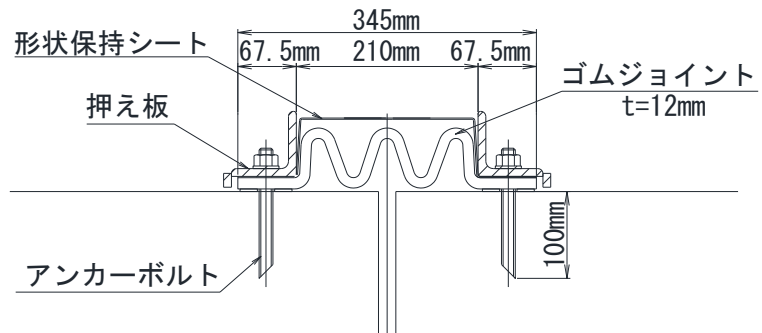


図 1.1-2(1) 止水目地 (ゴムジョイント) 詳細図

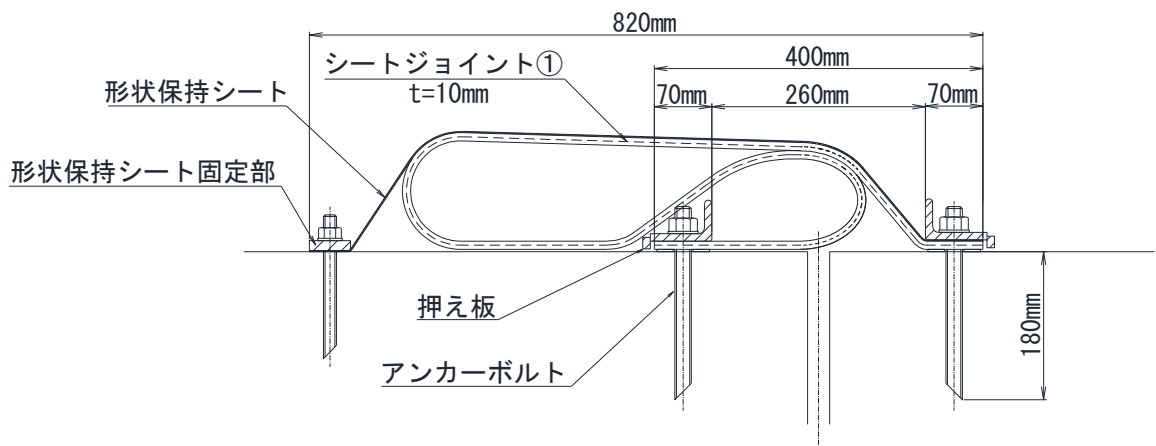


図 1.1-2(2) 止水目地 (シートジョイント①) 詳細図

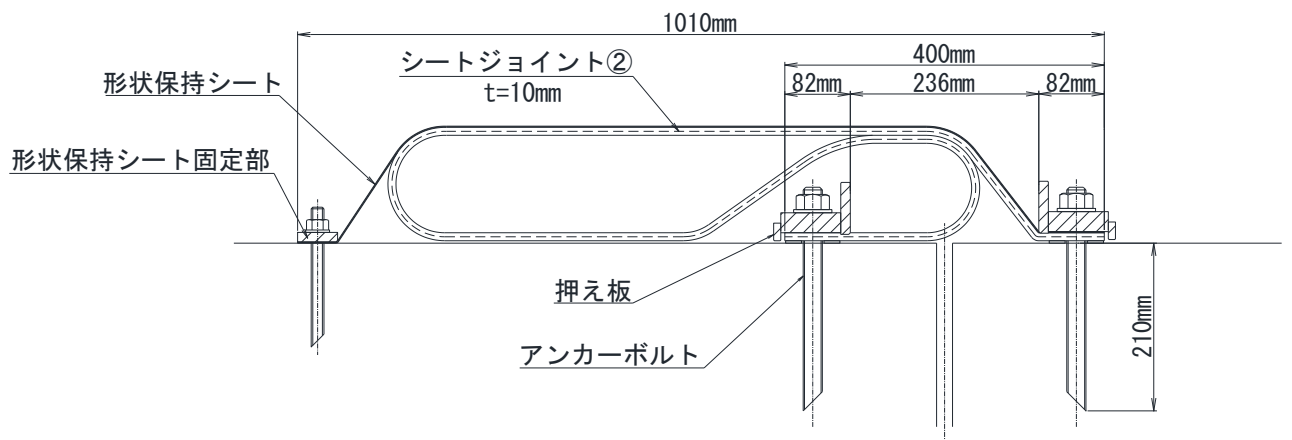


図 1.1-2(3) 止水目地 (シートジョイント②) 詳細図

表 1.1-1 止水目地設置箇所一覧

止水目地の種類	止水目地の仕様	設置箇所
ゴムジョイント	厚み：12mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（逆T擁壁）
シートジョイント①	シート全長：1720mm 厚み：10mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）
シートジョイント②	シート全長：2100mm 厚み：10mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（波返重力擁壁）

## 1.2 評価方針

止水目地の評価方針として、地震時、津波時及び重畳時における変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。また、津波時及び重畳時における波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること、及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認する。さらに、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを確認する。

防波壁の相対変位について、止水目地の性能確認試験等においては、法線直交方向の相対変位については「ずれ」、法線方向の相対変位については「目開き」、深度方向の相対変位は「段差」として表記する。変位方向のイメージを図 1.2-1 に示す。

止水目地（ゴムジョイント）及び止水目地（シートジョイント）の評価フローを図 1.2-2 及び図 1.2-3 に、止水目地の確認項目及び評価方法を表 1.2-1 及び表 1.2-2 に示す。

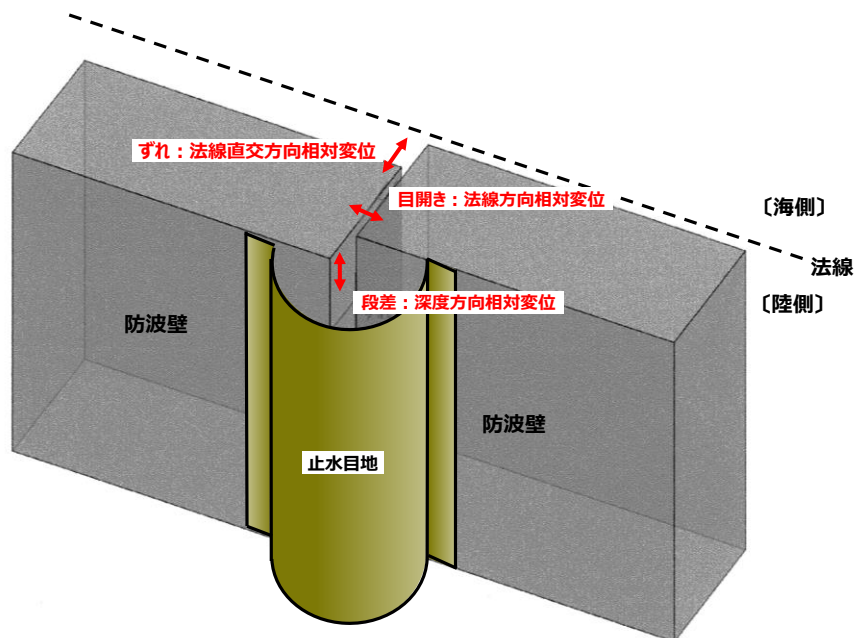


図 1.2-1 止水目地の変位方向のイメージ図

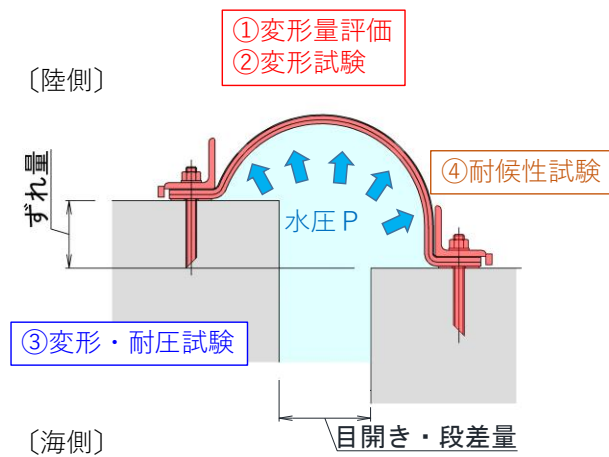
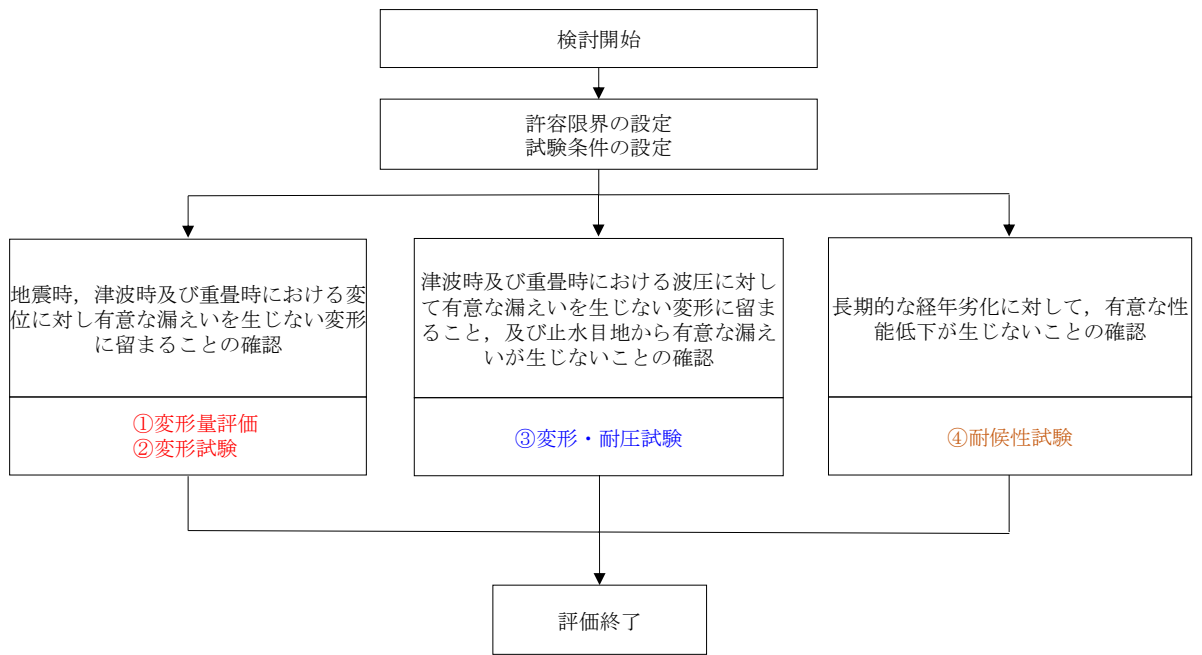


図 1.2-2 止水目地（ゴムジョイント）の評価フロー

表 1.2-1 止水目地（ゴムジョイント）の確認項目及び評価方法

確認項目	止水目地（ゴムジョイント）の評価方法		
	地震時	津波時	重畳時 <sup>*2</sup>
変形に対して有意な漏えいを生じない変形に留まることの確認	<b>【変形量評価】</b> ・地震時の変形量がゴムジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup> <b>【変形試験】</b> ・最大変位となる地震時の変形量を上回る変位を考慮した変形試験を実施し、破損がないことを確認	<b>【変形量評価】</b> ・津波時の変形量がゴムジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>	— (検討対象外)
波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認	— (地震時は要求されないため対象外)	<b>【変形・耐圧試験】</b> ・津波波圧を負荷するのと同様に、津波時の変形量を上回る変位を考慮した変形・耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 ・試験時に取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認	— (検討対象外)
経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことの確認	<b>【耐候性試験】</b> ・経年劣化に対する耐候性を確認		

注記\*1：「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」において確認する。

\*2：止水目地（ゴムジョイント）は重畳時の津波高さEL 4.9m以上の高さに設置するため、重畳時の検討は実施しない。

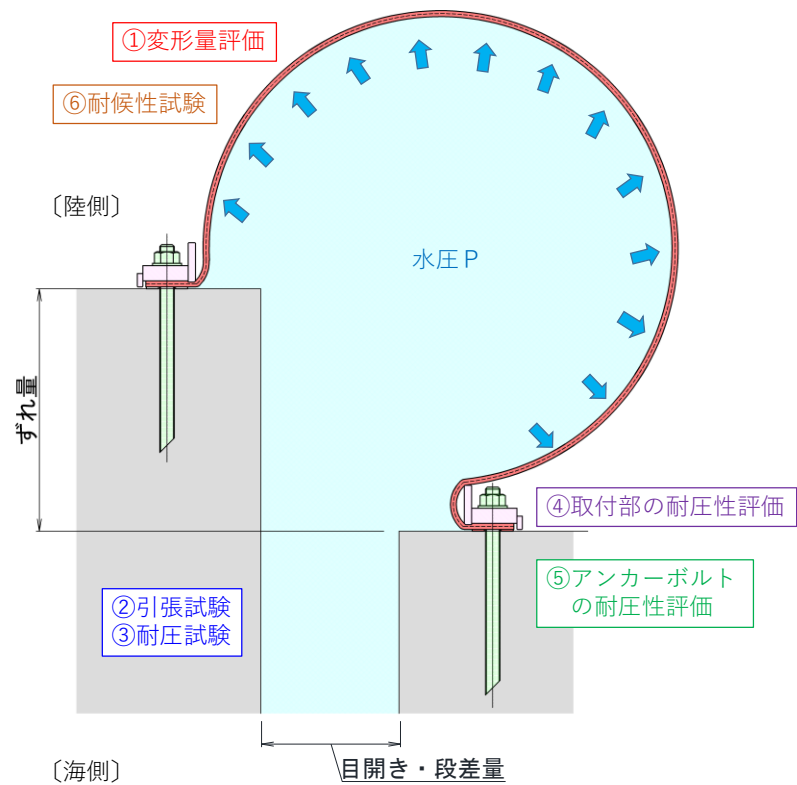
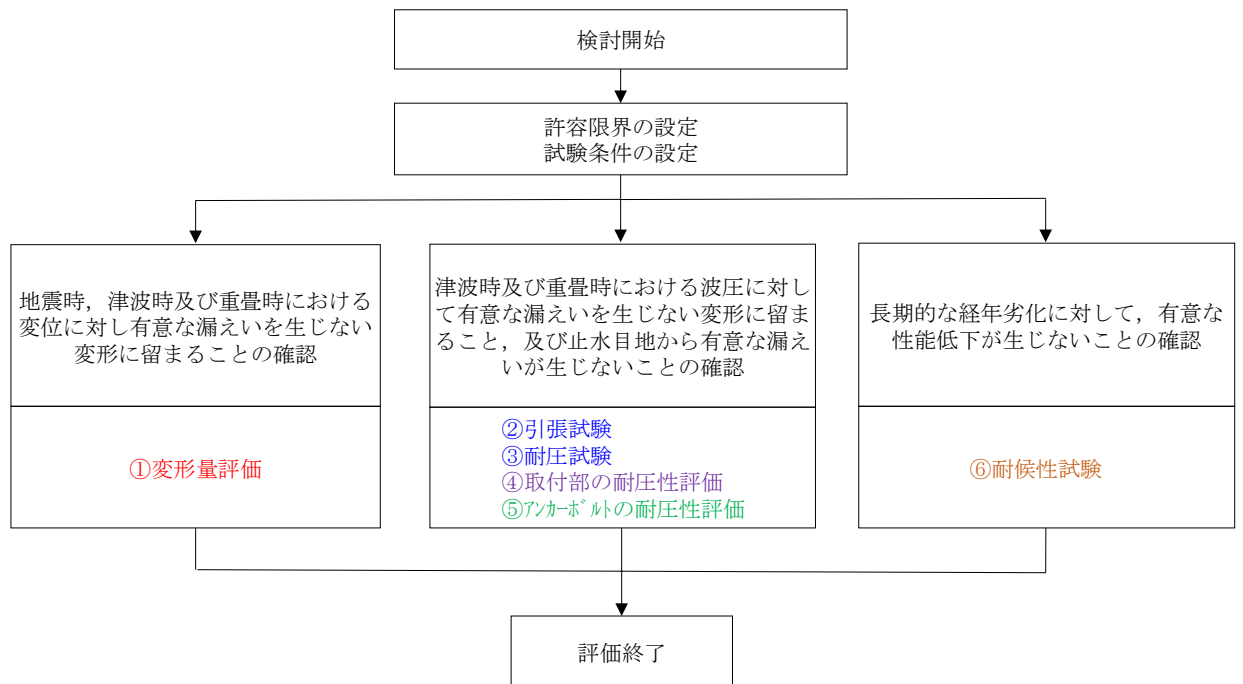


図 1.2-3 止水目地（シートジョイント）の評価フロー

表 1.2-2 止水目地（シートジョイント）の確認項目及び評価方法

確認項目	止水目地（シートジョイント）の評価方法		
	地震時	津波時	重畳時 <sup>*2</sup>
変形に対して有意な漏えいを生じない変形に留まることの確認	<b>【変形量評価】</b> ・地震時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>	<b>【変形量評価】</b> ・津波時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>	<b>【変形量評価】</b> ・重畳時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 <sup>*1</sup>
波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認	— （地震時は要求されないため対象外）	<b>【引張試験】</b> ・シートジョイントの引張強度が、津波時の津波波圧により生じる引張応力を上回ることを確認 <b>【耐圧試験】</b> ・津波波圧を上回る水圧を負荷した耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 <b>【取付部及びアンカーボルトの耐圧性評価】</b> ・津波波圧に対する取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認	<b>【引張試験】</b> ・シートジョイントの引張強度が、重畳時の津波波圧により生じる引張応力を上回ることを確認 <b>【耐圧試験】</b> ・津波波圧を上回る水圧を負荷した耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 <b>【取付部及びアンカーボルトの耐圧性評価】</b> ・津波波圧による取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認
経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことの確認	<b>【耐候性試験】</b> ・経年劣化に対する耐候性を確認		

注記\*1：「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」，「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」において確認する。

\*2：止水目地（シートジョイント）は重畳時の津波高さEL 4.9m以下の高さに設置する箇所があるため、重畳時の検討を実施する。

### 1.3 止水目地の変位量における許容限界の設定

止水目地は、地震時、津波時及び重畳時における防波壁の変位に対して有意な漏えいが生じない変形に留まる必要があるため、止水目地（ゴムジョイント）又は止水目地（シートジョイント）の長さに必要な余裕を確保する。表 1.3-1 に止水目地の変位量の許容限界、図 1.3-1 に止水目地の変位量の許容限界概念図を示す。

表 1.3-1 止水目地の変位量の許容限界

止水目地	設置箇所	許容限界
ゴムジョイント	防波壁（逆 T 擁壁）	許容変位 449mm
シートジョイント①	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	許容変位 1580mm
シートジョイント②	防波壁（波返重力擁壁）	許容変位 1936mm

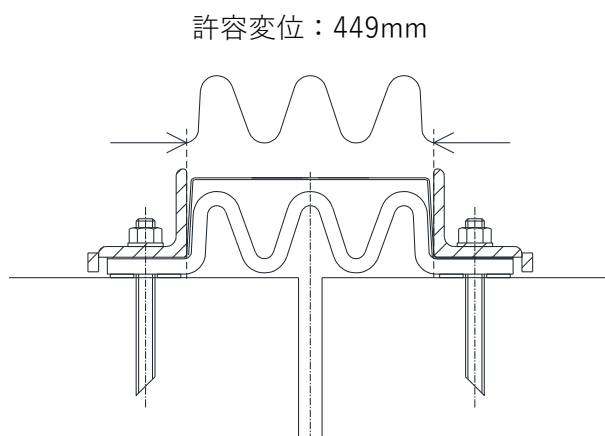


図 1.3-1(1) 止水目地（ゴムジョイント）の変位量の許容限界概念図



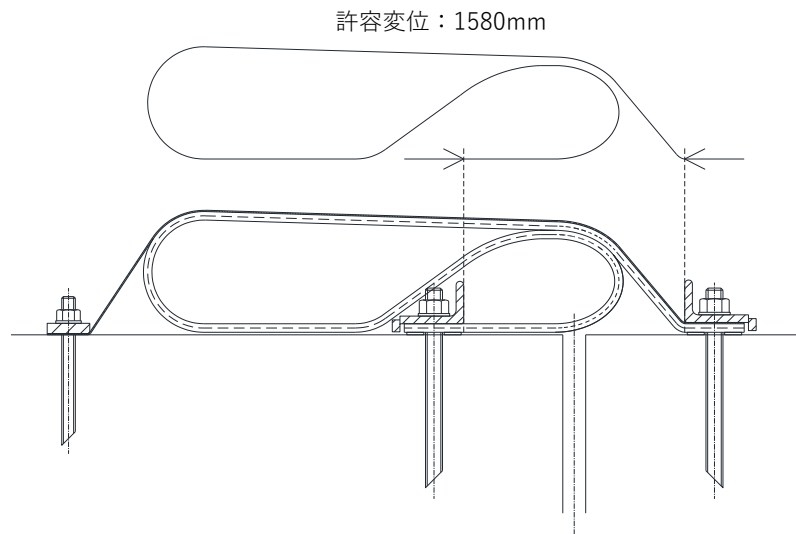


図 1.3-1(2) 止水目地（シートジョイント①）の変位量の許容限界概念図

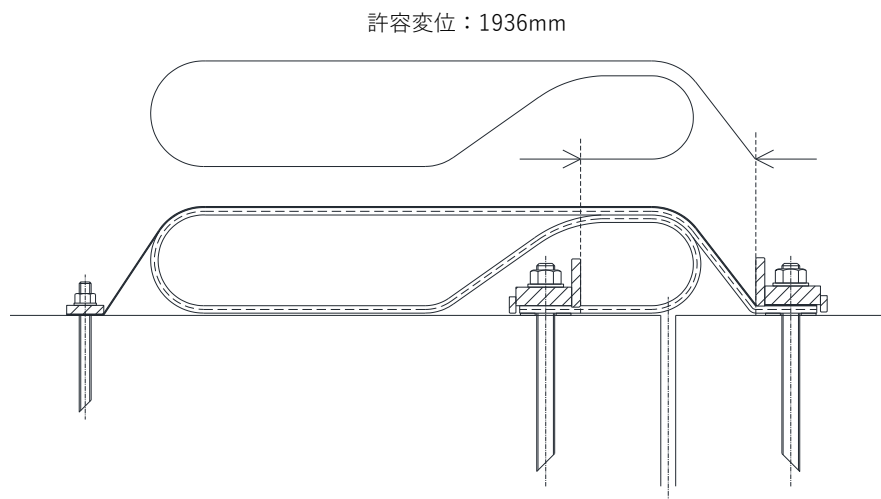


図 1.3-1(3) 止水目地（シートジョイント②）の変位量の許容限界概念図

## 2. 評価方法及び評価結果

### 2.1 止水目地（ゴムジョイント）

#### 2.1.1 止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価

止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価については、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所において、地震時及び津波時による構造物間の相対変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

評価結果については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」にて地震時及び津波時の相対変位量が止水目地の変位の許容限界以下であることを確認している。

#### 2.1.2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験

##### (1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験においては、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所について地震時及び津波時における変位量を上回る試験変位量を作用させて、有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験では、地震時及び津波時の構造物間の相対変位を考慮し、これらのうち最大となる地震時の相対変位量に対して行う。

止水目地（ゴムジョイント）は、図 2.1-1 に示すとおり、設置範囲において折曲り部を有するため、折曲り部を模擬した試験機（図 2.1-2）によって、止水目地に3軸方向変位（ずれ、目開き及び段差）を加えることにより、変形試験を実施する。変形試験のフローを図 2.1-3 に示す。

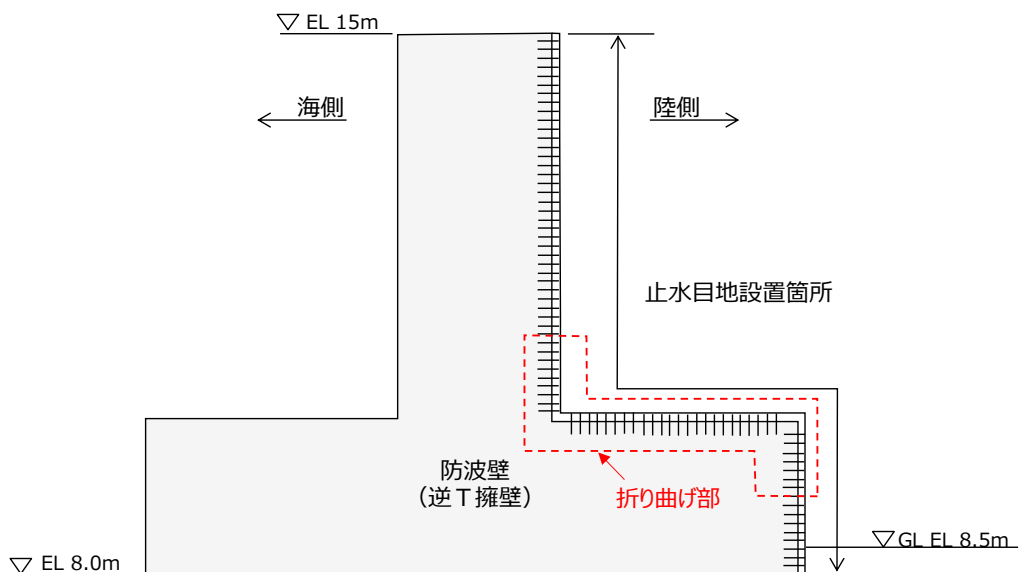
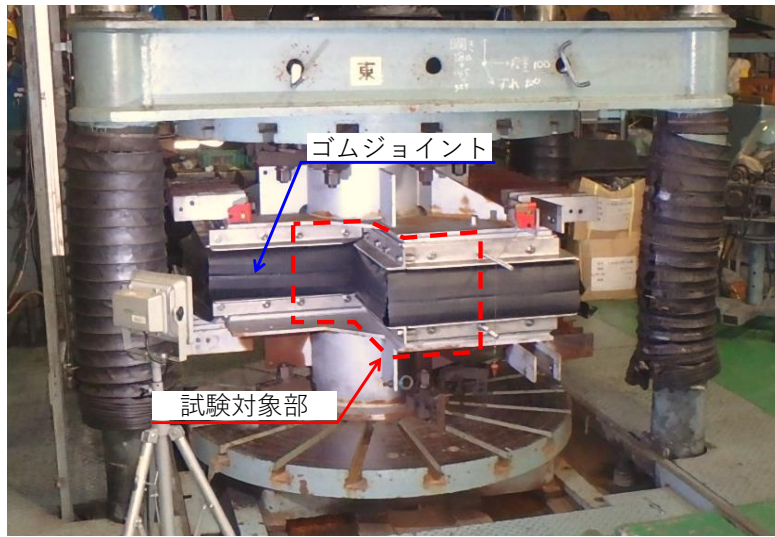
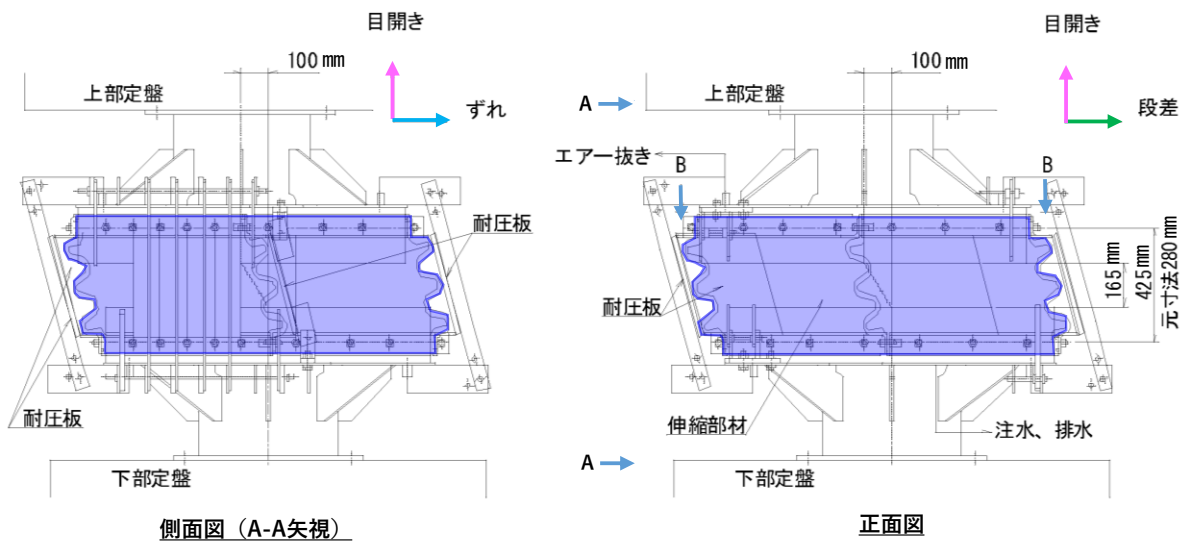
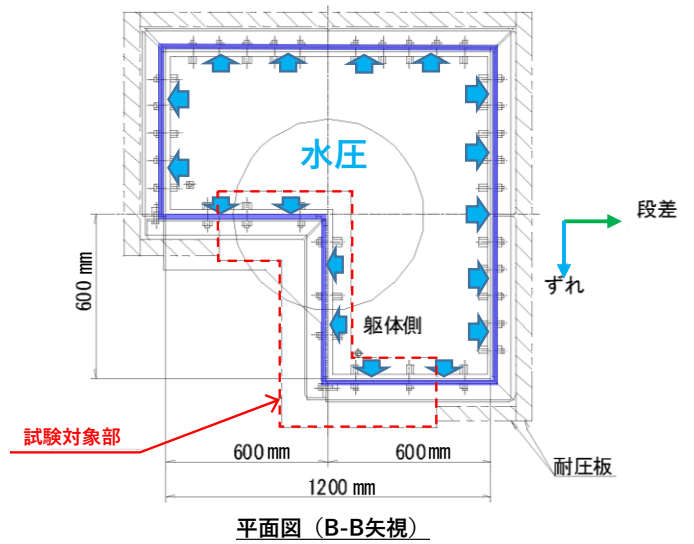


図 2.1-1 防波壁（逆T擁壁）における止水目地（ゴムジョイント）設置状況イメージ図



(試験機写真)



(試験機構造図)

図 2.1-2 止水目地 (ゴムジョイント) における試験機概要図

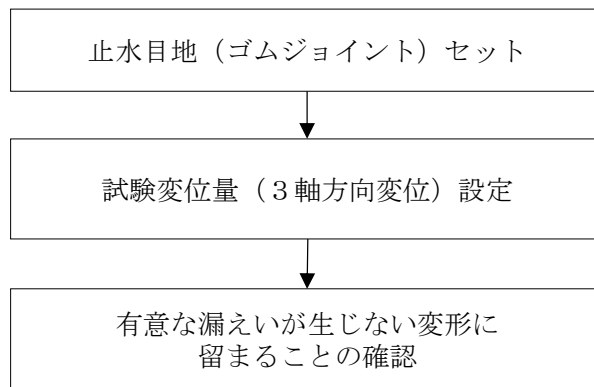


図 2.1-3 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験のフロー

(2) 試験条件

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験については、地震時及び津波時の最大変位量を上回る試験変位量を加え、止水目地の破損がないことを確認する。なお、取付部及びアンカーボルトについても防波壁に設置する止水目地（ゴムジョイント）と同等のアンカーボルトのピッチ及び仕様で設置する。

試験変位量については、止水目地（ゴムジョイント）を設置する防波壁（逆T擁壁）における変位を参照して設定する。表 2.1-1 に、防波壁（逆T擁壁）における地震時の相対変位量及びそれを踏まえた変形試験の試験変位量を示す。

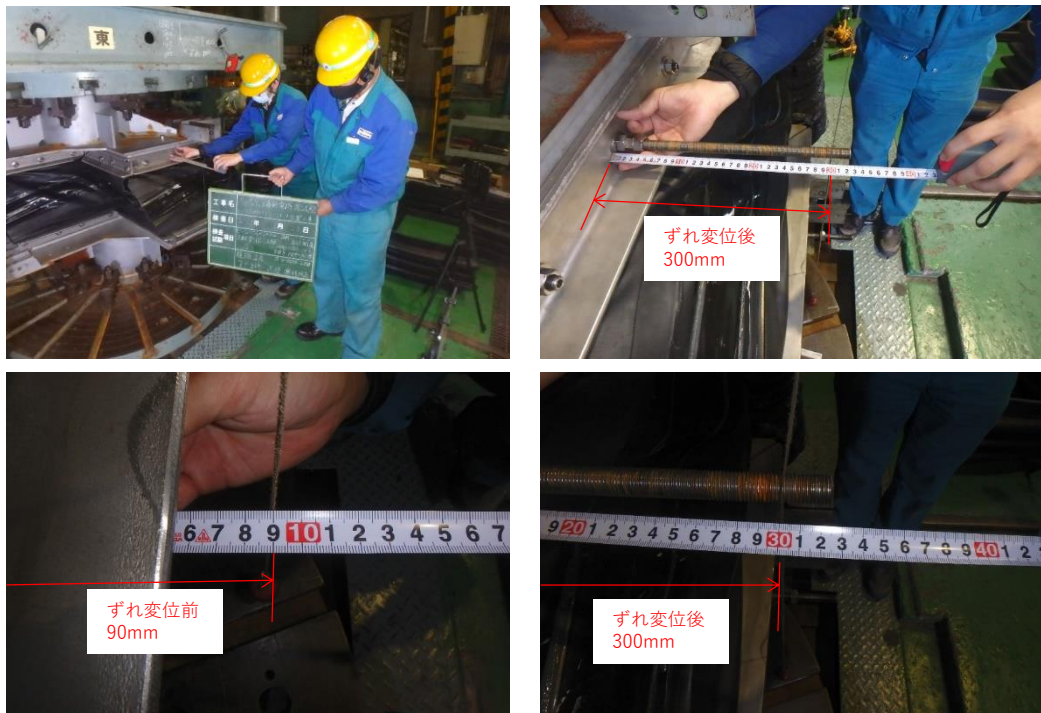
表 2.1-1 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験における試験変位量

項目	地震時の 相対変位量* (mm)	試験 変位量 (mm)
ずれ量	157	200
目開き量	3	145
段差量	28	100
合成変位量	159	267

注記\*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示す。

(3) 試験結果

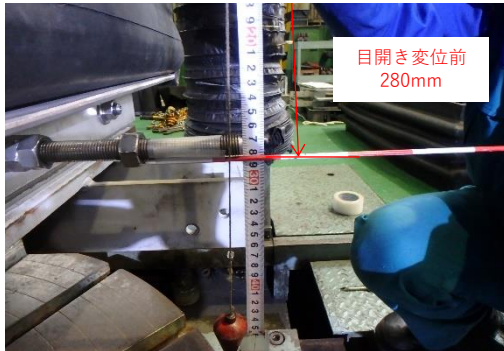
図 2.1-4～図 2.1-7 に止水目地（ゴムジョイント）の変形試験状況写真を，表 2.1-2 に止水目地（ゴムジョイント）の変形試験結果を示す。地震時の相対変位量を上回る試験条件として設定した試験変位量以上の変位に対して，止水目地（ゴムジョイント）の破損はなく，有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した。



ずれ量確認

(試験変位量 200mm，測定値 300 (変位後) - 90 (変位前) = 210mm)

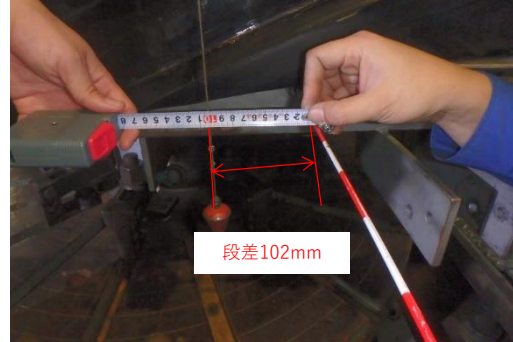
図 2.1-4 止水目地（ゴムジョイント）変形試験 3 軸方向変位確認



目開き量確認

(試験変位量 145mm, 測定値 427(変位後)-280(変位前)=147mm)

図 2.1-5 止水目地 (ゴムジョイント) 変形試験 3 軸方向変位確認



段差量確認

(試験変位量 : 100mm, 測定値 : 102mm)

図 2.1-6 止水目地 (ゴムジョイント) 変形試験 3 軸方向変位確認



図 2.1-7 止水目地（ゴムジョイント）変形試験 変位後破損無し確認

表 2.1-2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験結果

試験項目		試験変位量	測定値	破損
変形試験	ずれ量	mm	200	無
	目開き量	mm	145	
	段差量	mm	100	

### 2.1.3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験

#### (1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験においては、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所において、津波時による変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認するため、変形試験と同様の試験機を用いて、津波時における変位量を上回る試験変位量を作るとともに、津波時の最大波圧を上回る試験水压を作用させた変形・耐圧試験を実施し、止水目地（ゴムジョイント）に破損及び漏えいが生じないことを確認する。

取付部及びアンカーボルトについては、現地に設置する止水目地（ゴムジョイント）と同等のアンカーボルトのピッチ及び仕様で設置することで、本試験により止水目地（ゴムジョイント）の取付部及びアンカーボルトの耐圧性、健全性を確認する。止水ジョイント（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験のフローを図 2.1-8 に示す。

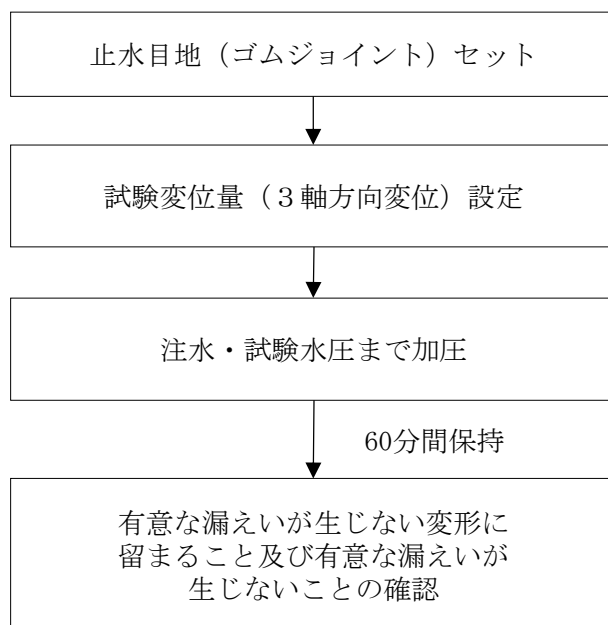


図 2.1-8 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験のフロー



(2) 試験条件

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験の条件として設定する試験水圧及び試験変位量については、津波時の最大波圧を踏まえて設定する。

a. 試験水圧

止水目地（ゴムジョイント）に考慮する津波波圧は、朝倉式により各施設の設置位置における設置地盤高さを考慮し、津波の水位と各施設の敷地高さの差分の1/2倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。津波時の最大波圧は、津波高さをEL 12.6m、地盤高さをEL 8.5mとして算定する。

変形・耐圧試験における試験水圧は、津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に設定する。

止水目地（ゴムジョイント）を設置する防波壁（逆T擁壁）における津波時の最大波圧の算定イメージを図2.1-9に、止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験水圧を表2.1-3に示す。

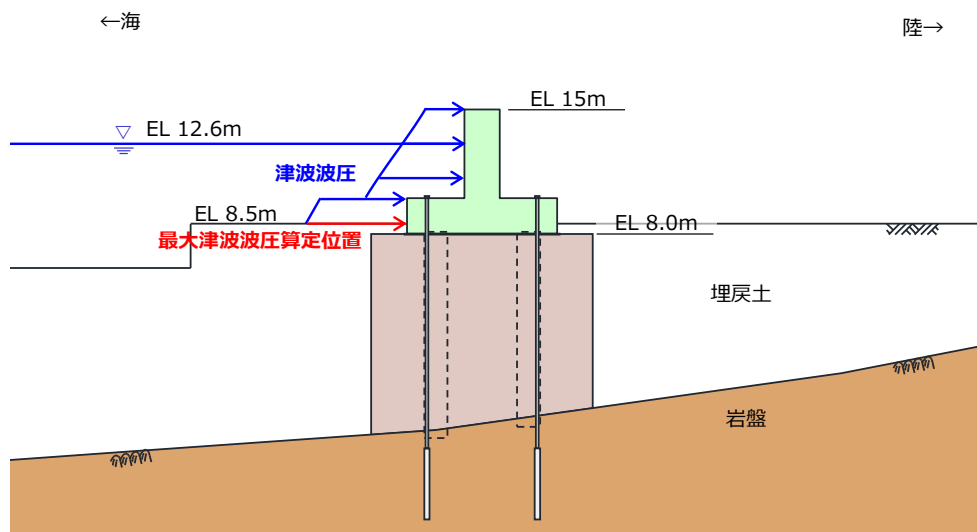


図 2.1-9 津波時の最大波圧の算定イメージ図（防波壁（逆T擁壁））

表 2.1-3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	試験水圧 (MPa)
0.07	0.11

b. 試験変位量

止水目地（ゴムジョイント）設置箇所である防波壁（逆T擁壁）における津波時の相対変位量を踏まえた変形・耐圧試験の試験変位量を表 2.1-4 に示す。

表 2.1-4 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験変位量

項目	津波時の 相対変位量* (mm)	試験 変位量 (mm)
ずれ量	13	100
目開き量	0	145
段差量	1	100
合成変位量	13	203

注記\*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。

c. 試験条件まとめ

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験条件を表 2.1-5 に示す。水圧保持時間は津波波圧の作用時間に対して保守的に 60 分とした。

表 2.1-5 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験条件

	試験項目		試験条件
	変形・ 耐圧試験	試験水圧	MPa
水圧保持時間		分	60
ずれ量		mm	100
目開き量		mm	145
段差量		mm	100

## (2) 試験結果

図 2.1-10～図 2.1-13 に止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験状況写真を、表 2.1-6 に止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験結果を示す。

試験水圧及び試験変位置量に対して、止水目地の破損はなく、漏えいが生じないことから、津波による波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認した。

また、変形・耐圧試験において漏えいが生じなかったことから、止水目地（ゴムジョイント）の取付部及びアンカーボルトについては、耐圧性及び健全性を有することを確認した。

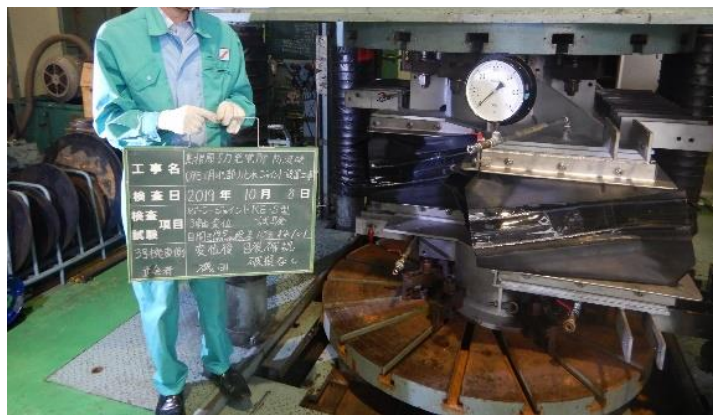


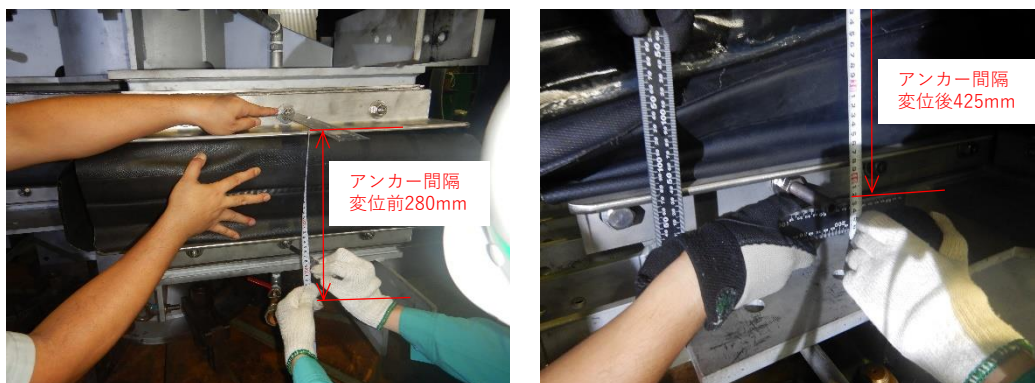
図 2.1-10 止水目地（ゴムジョイント）変形・耐圧試験 変位後状況



ずれ量・段差量確認

(ずれ量：試験変位置量 100mm，測定値 101mm／段差量：試験変位置量 100mm，測定値 103mm)

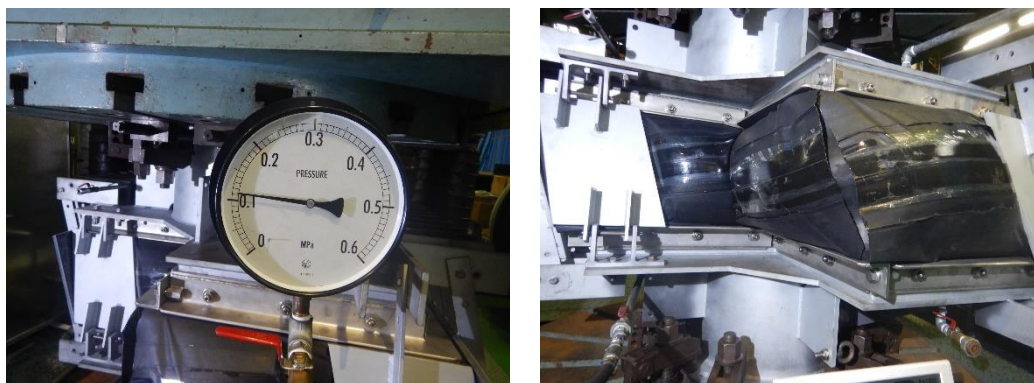
図 2.1-11 止水目地（ゴムジョイント）変形・耐圧試験 3軸方向変位確認



目開き量確認

(試験変位量 145mm, 測定値 425(変位後) - 280(変位前) = 145mm)

図 2.1-12 止水目地 (ゴムジョイント) 変形・耐圧試験 3軸方向変位確認



60分間保持後水圧確認, 漏えいなし確認

図 2.1-13 止水目地 (ゴムジョイント) 変形・耐圧試験 試験完了確認

表 2.1-6 止水目地 (ゴムジョイント) の変形・耐圧試験結果

試験項目		試験条件	測定値	試験結果		
				破損	漏えい	
引張・ 耐圧試験	水圧	MPa	0.11	0.11	無	無
	水圧保持時間	分	60	66		
	ずれ量	mm	100	101		
	目開き量	mm	145	145		
	段差量	mm	100	103		

## 2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験

### (1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）が長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、止水目地（ゴムジョイント）の主材料であるクロロプレンゴムの耐候性試験を実施する。耐候性試験においては、熱老化による伸び性能の低下を指標とし、耐候性能を確認する。耐候性試験は加熱温度 70℃、100℃、120℃ の 3 種類でゴムの伸び残存率と加熱時間の関係を測定する。

### (2) 試験結果

耐候性試験の結果を図 2.1-14 に示す。耐候性試験結果をもとに、残存率が 90%、80%、70%、60%、50%となる日数と温度の関係をグラフ化したものを図 2.1-15 に示す。図 2.1-15 から、20℃、30℃、40℃における残存率と日数の関係を読み取り、図 2.1-16 に示す。露出部使用環境の平均気温を 30℃としても、初期伸び率の残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定できる。

以上より耐用年数期間においては十分な耐候性を有していることを確認した。

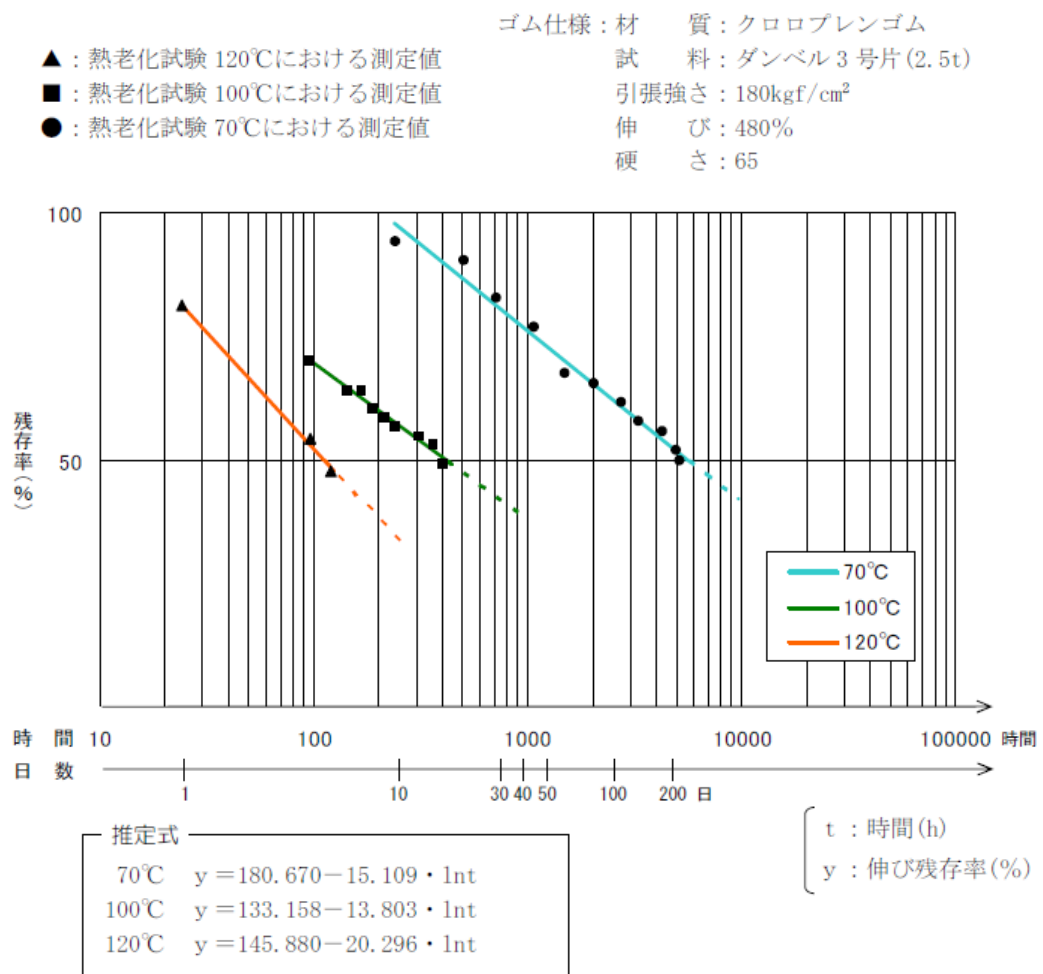


図 2.1-14 ゴム材料の耐圧試験結果（ゴムの伸び残存率）

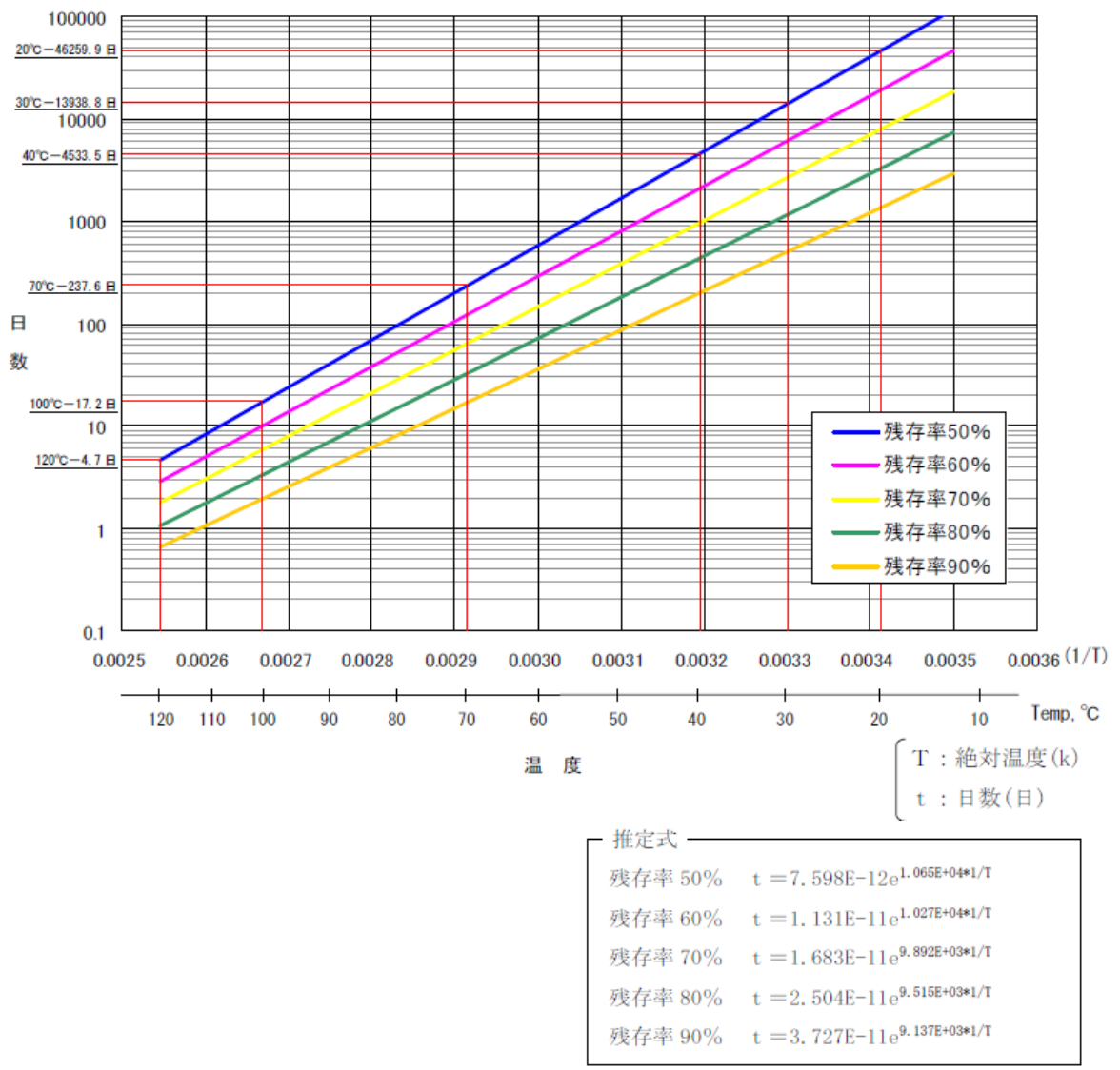
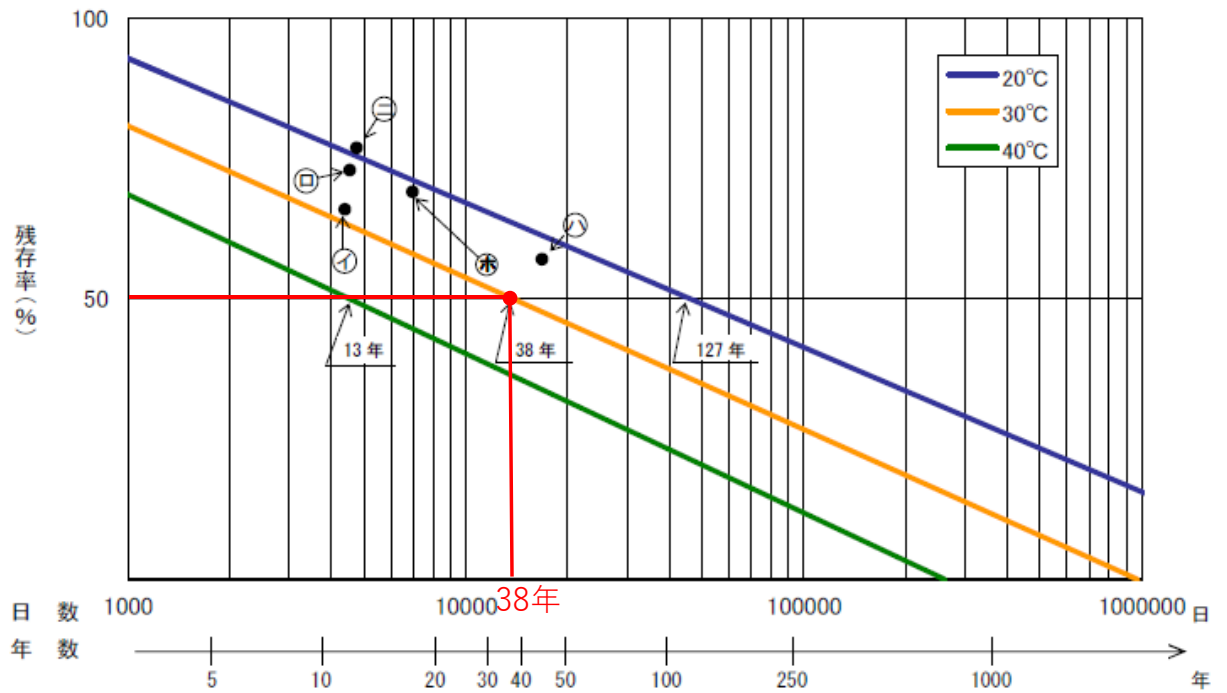


図 2.1-15 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係



推定式

20°C :  $y = 170.300 - 11.199 \cdot \ln t$

30°C :  $y = 162.219 - 11.760 \cdot \ln t$

40°C :  $y = 153.885 - 12.339 \cdot \ln t$

t : 日数(日)

y : 伸び残存率(%)

凡例

Ⓜ : 屋外使用 (秋田県) 12年経過    Ⓚ : 屋外使用 (北海道) 12.5年経過

Ⓜ : 屋外使用 (東京都) 46年経過    Ⓚ : 埋没使用 (岐阜県) 13年経過

Ⓜ : 埋没使用 (埼玉県) 19年経過

図 2.1-16 止水目地 (ゴムジョイント) の耐候年数推定結果

## 2.2 止水目地（シートジョイント）

### 2.2.1 止水目地（シートジョイント）の変形量評価

止水目地（シートジョイント）の変形量評価については、止水目地（シートジョイント）の設置箇所において、地震時、津波時及び重畳時による構造物間の相対変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

評価結果については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」にて地震時、津波時及び重畳時の相対変位量が止水目地の変位の許容限界以下であることを確認している。

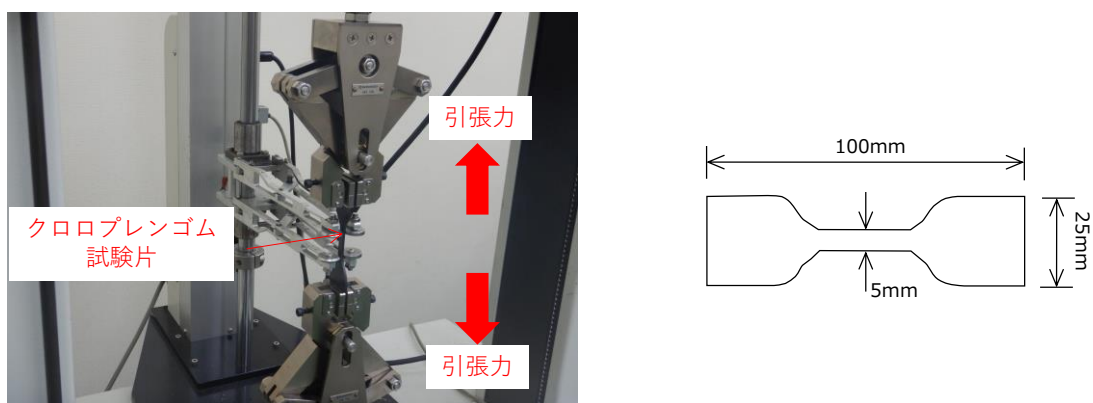
### 2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験

#### (1) 試験概要

止水目地（シートジョイント）が、津波時及び重畳時における相対変位量を上回る試験変位量が生じた状態において、津波時及び重畳時における最大波圧を上回る設計用水圧が作用した際にシートジョイントに発生する引張応力を算定し、引張試験により、算定した引張応力以上の引張強度を有することを確認する。

止水目地（シートジョイント）の引張試験は、JIS K 6251（加硫ゴム及び熱可塑性ゴム—引張特性の求め方）に準じ、止水目地（シートジョイント）に使用しているクロロプレンゴムの試験片を製作し、試験機により切断されるまで引張荷重を加え、引張強度を確認する。

図 2.2-1 にシートジョイントの引張試験概要図を示す。



(引張試験機概要図)

(ダンベル状3号形試験片寸法図)

図 2.2-1 シートジョイントの引張試験概要図



(2) 試験条件

止水目地（シートジョイント）の引張試験の条件として設定する引張応力については、以下に示す設計用水圧及び設計用変位量を踏まえて設定する。

a. 設計用水圧

止水目地（シートジョイント）に考慮する津波時の最大波圧は、止水目地（シートジョイント）の設置位置が最も低い防波壁（多重鋼管杭式擁壁）から算定する。津波時の最大波圧は、谷本式により止水目地（シートジョイント）の設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。津波高さは EL 12.6m、地盤高さは EL 2.2m として算定する。

引張応力算定に用いる設計用水圧は、津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に設定する。

防波壁に設置する止水目地における津波時の最大波圧の算定イメージを図 2.2-2 に、止水目地（シートジョイント）の引張応力算定に用いる設計用水圧を表 2.2-1 に示す。

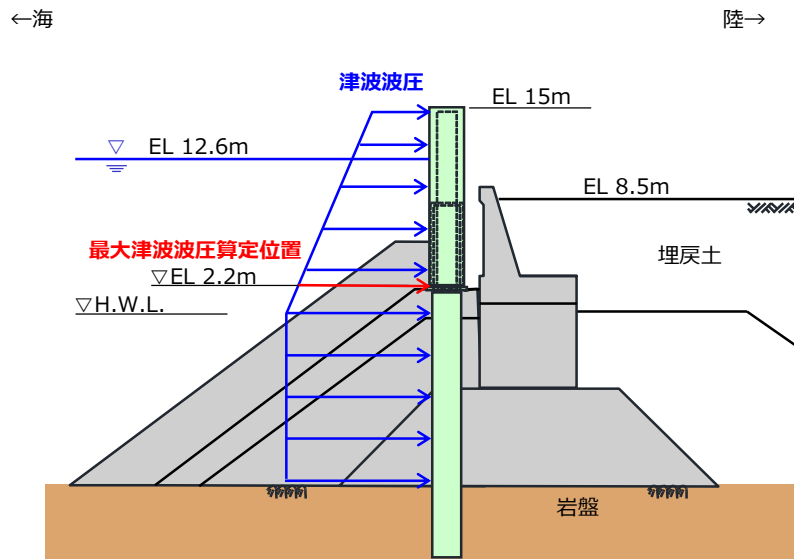


図 2.2-2 津波時の最大波圧イメージ図

表 2.2-1 止水目地（シートジョイント）の引張応力算定に用いる設計用水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	設計用水圧 (MPa)
0.13	0.17

b. 設計用変位量

引張応力算定に用いる設計用変位量は、止水目地（シートジョイント）設置箇所である防波壁における津波時及び重畳時の相対変位量を上回る値を設定する。引張応力算定に用いる設計用変位量を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-2 止水目地（シートジョイント）の引張試験における設計用変位量

項目	相対変位量*				設計用 変位量 (mm)
	防波壁種別	多重鋼管杭式擁壁		波返重力擁壁	
止水目地 種別	シートジョイント①		シートジョイント②		
	考慮する 事象	津波時 (mm)	重畳時 (mm)	津波時 (mm)	
ずれ量	214	327	213	134	
目開き量	0	3	0	58	200
段差量	0	6	1	1	100
合成 変位量	214	327	213	146	459

注記\*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」、「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。

c. 引張応力

止水目地（シートジョイント）の引張応力については、設計用変位が生じたうえで設計用水圧が作用した状態において、止水目地（シートジョイント）が展張された状態を考慮して、「機械工学便覧（日本機械学会編，1987）」に記載される内圧を受ける薄肉円筒の円周応力の計算式により算定する。止水目地（シートジョイント）の展張形状イメージ図を図 2.2-3 に示す。

$$F=P \times R / t \quad \dots \dots \dots (1) \text{ 式}$$

ここに、

F：止水目地（シートジョイント）に発生する引張応力（N/mm<sup>2</sup>）

P：止水目地（シートジョイント）の設計用水圧 0.17(MPa)

R：止水目地（シートジョイント）展張時の半径（mm）

t：止水目地（シートジョイント）の厚み 10(mm)

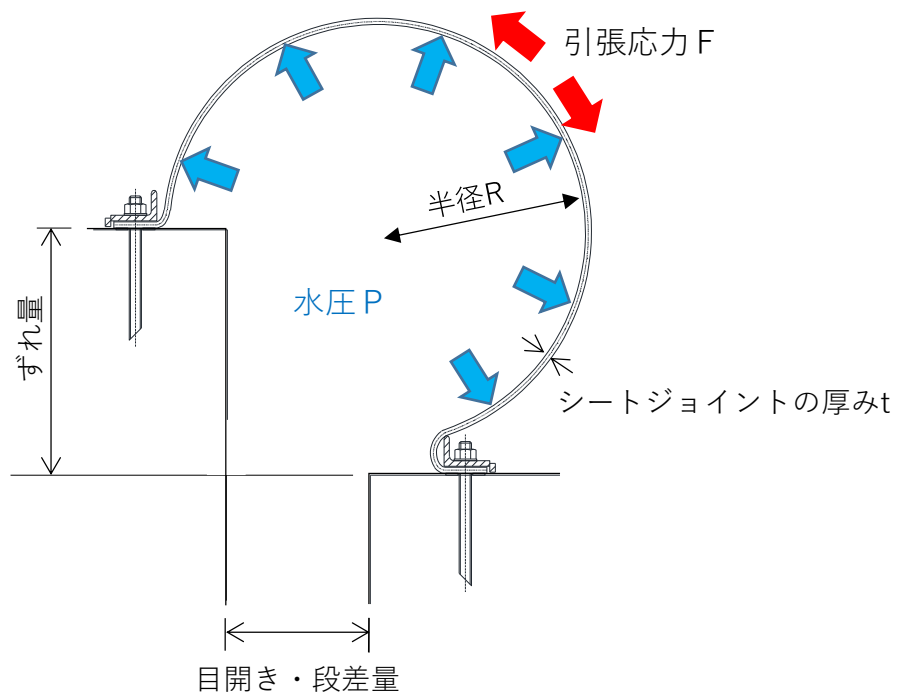


図 2.2-3 止水目地（シートジョイント）の展張形状イメージ図

表 2.2-2 に示す止水目地（シートジョイント）の設計用変位量を踏まえた止水目地（シートジョイント①）及び止水目地（シートジョイント②）の展張形状図を図 2.2-4 に示す。

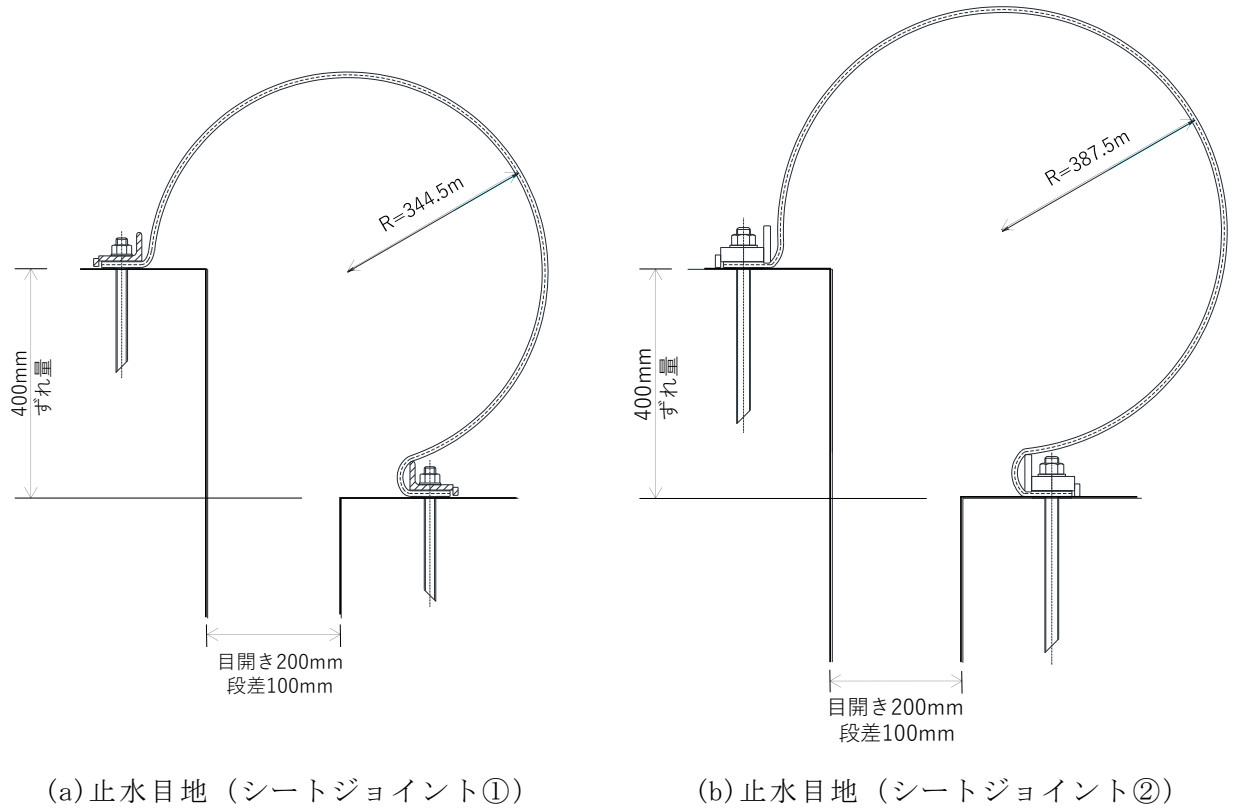


図2.2-4 止水目地（シートジョイント）の展張形状図

図 2.2-4 の R(止水目地 (シートジョイント) 展張時の半径) を踏まえ, (1) 式より止水目地 (シートジョイント①) 及び止水目地 (シートジョイント②) に発生する引張応力を算定する。

(a) 止水目地 (シートジョイント①) に発生する引張応力

$$\begin{aligned}
 F &= P \times R / t \\
 &= 0.17 \times 344.5 \div 10 \\
 &= 5.9 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

(b) 止水目地 (シートジョイント②) に発生する引張応力

$$\begin{aligned}
 F &= P \times R / t \\
 &= 0.17 \times 387.5 \div 10 \\
 &= 6.6 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

(c) 引張試験で確認する引張強度

止水目地 (シートジョイント) に発生する引張応力は 5.9MPa, 6.6MPa となるため, 引張試験においては保守的に止水目地 (シートジョイント) の引張強度が 6.6MPa 以上であることを確認する。止水目地 (シートジョイント) の引張試験において確認する引張強度を表 2.2-3 に示す。

表 2.2-3 止水目地 (シートジョイント) の引張試験で確認する引張強度

項目	止水目地 (シートジョイント) に発生する引張応力 (MPa)	引張試験で確認する引張強度 (MPa)
止水目地 (シートジョイント①)	5.9	6.6
止水目地 (シートジョイント②)	6.6	

(2) 試験結果

図 2.2-5 に試験状況写真を，表 2.2-4 に試験結果を示す。津波時及び重畳時における最大波圧が作用した際に止水目地（シートジョイント）に発生する引張応力以上の引張強度を有することを確認した。



図 2.2-5 止水目地（シートジョイント）引張試験状況及び試験片写真

表 2.2-4 止水目地（シートジョイント）の引張試験結果

番号	引張試験で 確認する 引張強度 (MPa)	試験結果			
		引張荷重 (N)	厚み (mm)	幅 (mm)	引張強度 (MPa)
①	6.6	185.50	2.02	5.00	18.36
②		190.50	2.05	5.00	18.58
③		187.20	2.00	5.00	18.72
					18.58 (平均値)

### 2.2.3 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験

#### (1) 試験概要

止水目地（シートジョイント）を設置する防波壁において、津波時及び重畳時において、止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認するため、津波時の最大波圧を上回る試験水圧を作用させた耐圧試験を実施し、止水目地の破損及び漏えいが生じないことを確認する。

止水目地（シートジョイント）の耐圧試験は、直径 300mm の筒状に製作した止水目地（シートジョイント）を円筒状鋼管に取り付け、両端部を固定した状態で、鋼管と止水目地（シートジョイント）の間に水圧を与える。試験機概要図及び供試体断面図を図 2.2-6 に示す。

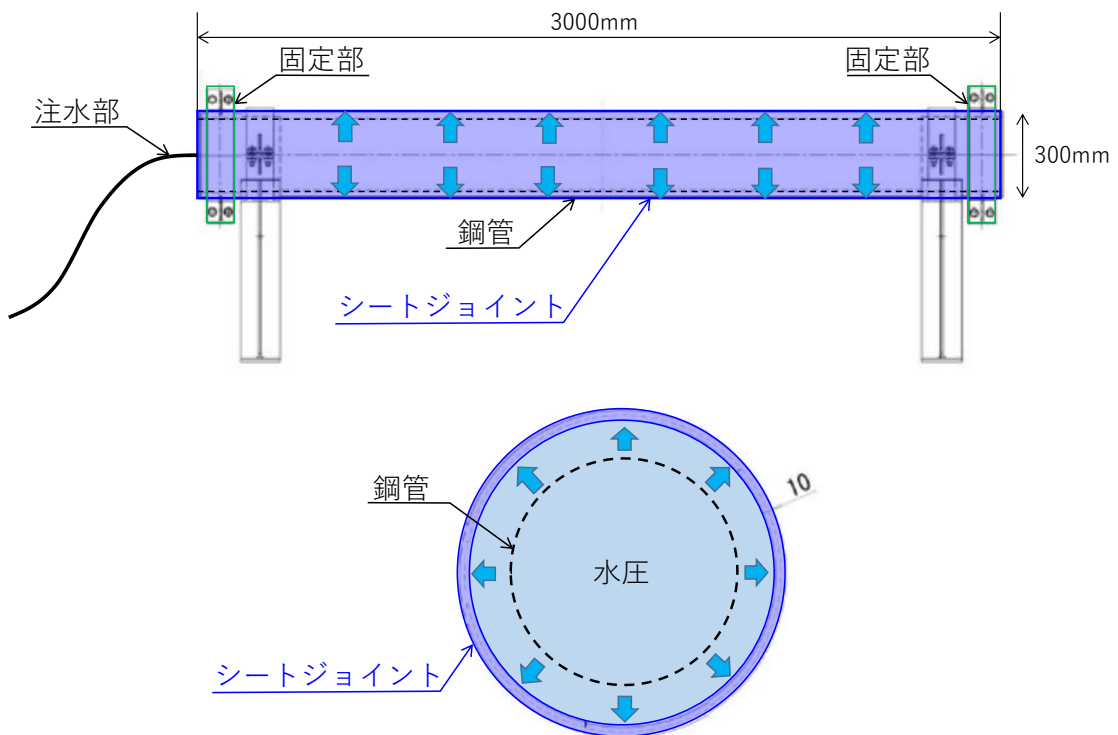


図 2.2-6 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験機概要図及び供試体断面図

(2) 試験条件

止水目地（シートジョイント）の耐圧試験においては「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で算定した津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に試験水圧を設定した。水圧保持時間は津波波圧の作用時間に対して保守的に60分とした。シートジョイントの耐圧試験に用いる試験水圧を表2.2-5に示す。

表 2.2-5 シートジョイントの耐圧試験における試験水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	試験水圧 (MPa)
0.13	0.70

(3) 試験結果

図2.2-7に止水目地（シートジョイント）の耐圧試験状況を、表2.2-6に止水目地（シートジョイント）の耐圧試験結果を示す。試験水圧に対して、止水目地の破損はなく、漏えいが生じないことから、止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認した。



図 2.2-7 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験状況（加圧後状況）

表 2.2-6 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験結果

試験項目		試験条件	測定値	試験結果	
				破損	漏えい
耐圧試験	試験水圧	MPa	0.70	無	無
	水圧保持時間	分	60		



#### 2.2.4 止水目地（シートジョイント）の取付部の耐圧性確認

止水目地（シートジョイント）は、防波壁に押え板を介してアンカーボルトで締め付けて止水目地（シートジョイント）を固定している。止水目地（シートジョイント）を設置する防波壁において、取付部の取付け面圧が、津波時の波圧を下回った場合、止水性が保持できなくなることが懸念される。止水目地から有意な漏えいが生じないために、取付部の取付け面圧が、津波時の最大波圧を上回ることを確認する。

取付部の耐圧性評価に用いる設計用水圧には、津波時の最大波圧を上回るものとして、「2.2.2 シートジョイントの引張試験」における設計用水圧を用いる。

##### (1) 止水目地（シートジョイント①）の取付部の耐圧性

止水目地（シートジョイント①）の取付部の構造図を図 2.2-8 に示す。

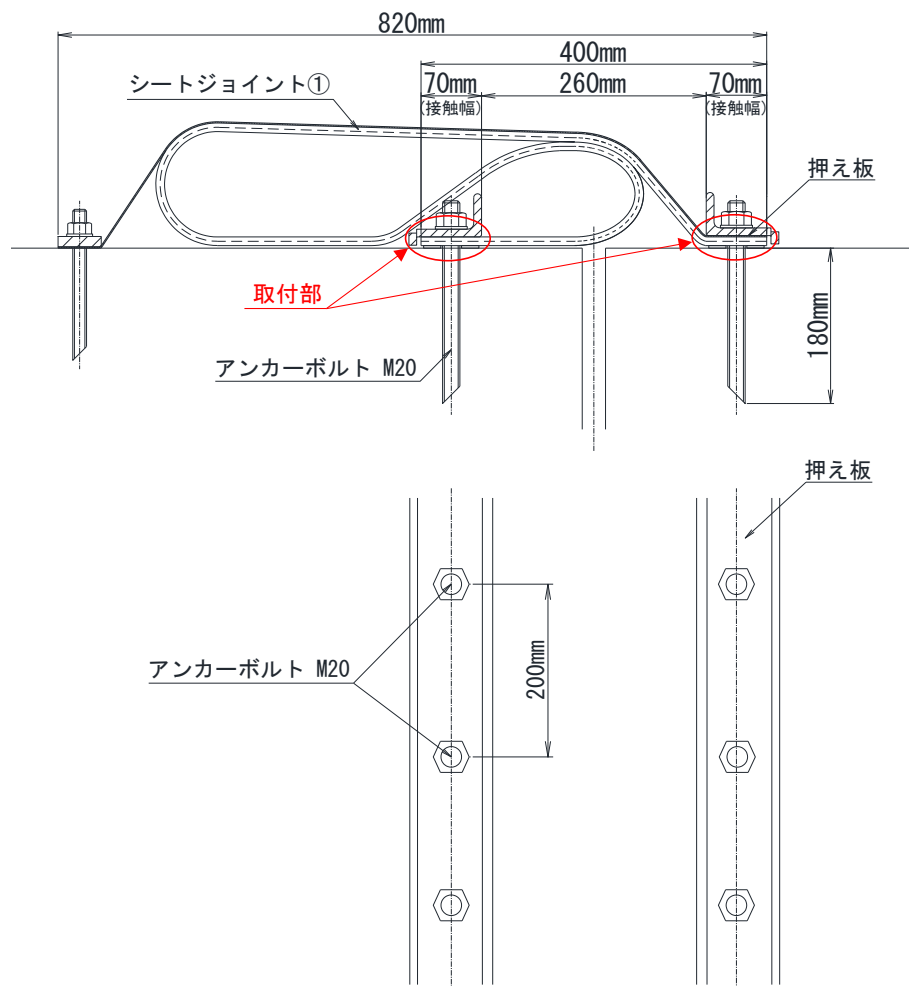


図 2.2-8 止水目地（シートジョイント①）の取付部の構造図

押え板の締め付け面圧は、締め付け後の経時による応力緩和を考慮したアンカーボルトの軸力を押え板とシートジョイントの接触面積で除して算定する。

a. アンカーボルトの軸力

アンカーボルトの軸力は、締め付けトルクを用いて下式により算定する。

$$F_f = T / (k \times d)$$

ここで、 $F_f$  : アンカーボルトの軸力 (N)

$T$  : 締め付けトルク 130.0(N・m)

$k$  : トルク係数 0.3

$d$  : アンカーボルトの呼び径 0.02(m)

アンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$F_f = 130 / (0.3 \times 0.02) = 21667 \text{ N}$$

b. 応力緩和後のアンカーボルトの軸力

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、経時により応力が23%低下するとし、下式により算定する。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

ここで、 $F$  : 応力緩和後のアンカーボルトの軸力 (N)

$F_f$  : アンカーボルトの軸力 21667(N)

$\alpha$  : 応力緩和係数 0.77 (メーカー規準)

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$F = F_f \cdot \alpha = 21667 \times 0.77 = 16683 \text{ (N)}$$

c. 取付部 (押え板) の締め付け面圧

取付部 (押え板) の締め付け面圧は、下式により算定する。

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

ここで、 $P_0$  : 取付部 (押え板) の締め付け面圧 (N/mm<sup>2</sup>=MPa)

$F$  : 応力緩和後のアンカーボルトの軸力 16883(N)

$w$  : 押え板の接触幅 70(mm)

$L$  : ボルトピッチ 200(mm)

取付部 (押え板) の締め付け面圧は、以下のとおりである。

$$P_0 = 16883 / (70 \times 200) = 1.19 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d. 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント①）における取付部は、表 2.2-7 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-7 止水目地（シートジョイント①）の取付部の耐圧性確認結果

設計用水圧 (MPa)	取付部（押え板）の締め付け面圧 (MPa)
0.17	1.19

(2) 止水目地（シートジョイント②）の取付部の耐圧性

図 2.2-9 に止水目地（シートジョイント②）の取付部の構造図を示す。

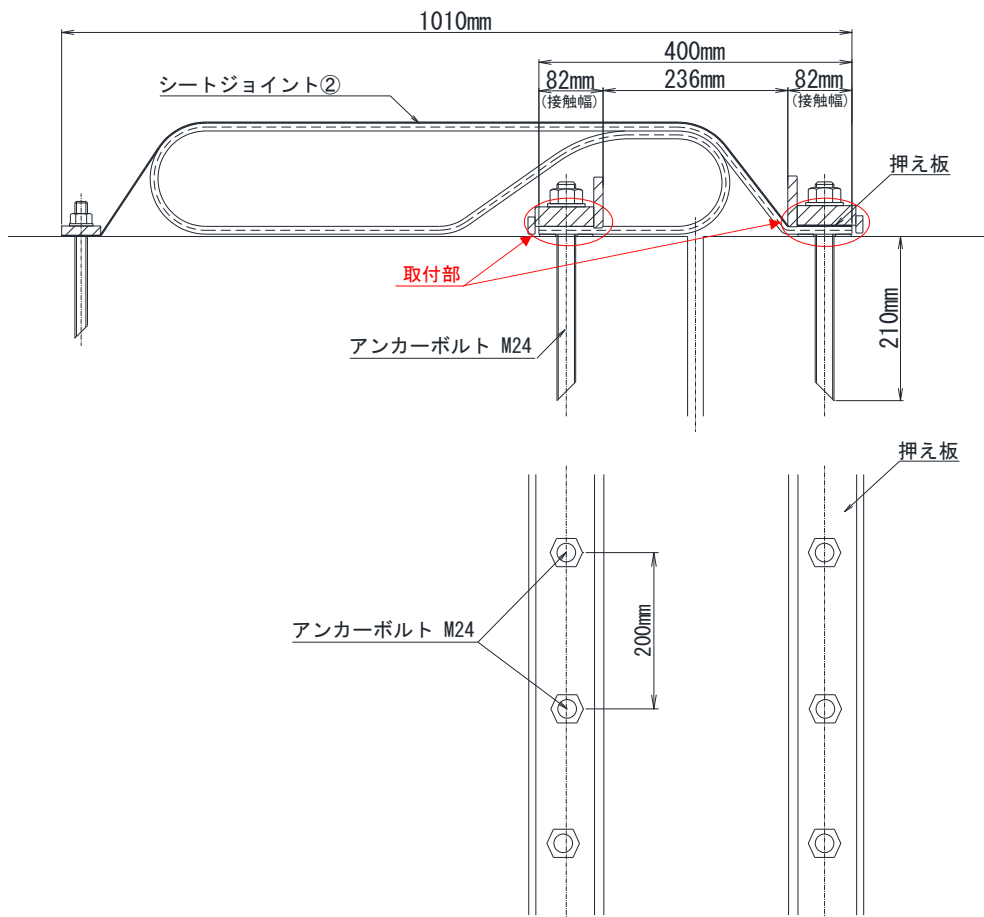


図 2.2-9 止水目地（シートジョイント②）の取付部の構造図

a. アンカーボルトの軸力

アンカーボルトの軸力は、締め付けトルクを用いて下式により算定する。

$$F_f = T / (k \times d)$$

ここで、 $F_f$ ：アンカーボルトの軸力 (N)

$T$ ：締め付けトルク 190.0 (N・m)

$K$ ：トルク係数 0.3

$d$ ：ボルトの呼び径 0.024 (m)

アンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} F_f &= 190 / (0.3 \times 0.024) \\ &= 26389 \text{ (N)} \end{aligned}$$

b. 応力緩和後のアンカーボルトの軸力

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、経時により応力が 23%低下するとし、下式により算定する。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

ここで、 $F$ ：応力緩和後のアンカーボルトの軸力 (N)

$F_f$ ：アンカーボルトに生じる軸力 26389 (N)

$\alpha$ ：応力緩和係数 0.77 (メーカー規準)

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} F &= F_f \cdot \alpha \\ &= 26388 \times 0.77 = 20319 \text{ (N)} \end{aligned}$$

c. 取付部（押え板）の締め付け面圧

取付部（押え板）の締め付け面圧は、下式により算定する。

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

ここで、 $P_0$ ：取付部（押え板）の締め付け面圧 (N/mm<sup>2</sup>=MPa)

$F$ ：応力緩和後のボルトの軸力 20319 (N)

$w$ ：押さえ板の接触幅 82 (mm)

$L$ ：ボルトピッチ 200 (mm)

取付部（押え板）の締め付け面圧は、以下のとおりである。

$$P_0 = 20319 / (82 \times 200) = 1.24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d. 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント②）における取付部は，表 2.2-8 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-8 止水目地（シートジョイント②）の取付部の耐圧性確認結果

設計用水圧 (MPa)	取付部（押え板）の締め付け面圧 (MPa)
0.17	1.24

以上より，止水目地（シートジョイント①）及び止水目地（シートジョイント②）の取付部においては，押え板の締め付け面圧が津波時の最大波圧を上回る設計用水圧以上の圧力で締め付けられていることから，止水目地の取付部から有意な漏えいが生じないことを確認した。

## 2.2.5 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトの耐圧性確認

### (1) 概要

止水目地（シートジョイント）は、防波壁に押え板を介してアンカーボルトで締め付けて止水目地（シートジョイント）を固定している。止水目地（シートジョイント）において、アンカーボルトの引張耐力が、津波時の波圧によって発生する引張力を下回った場合、アンカーボルトが引き抜けて止水性が保持できなくなることが懸念される。そのため、アンカーボルトの引張耐力が、津波時及び重畳時における相対変位量を上回る試験変位量が生じた状態において、津波時及び重畳時における最大波圧を上回る設計用水圧によって発生する引張力以上であることを確認することにより、アンカーボルトの耐圧性を確認する。

アンカーボルトの耐圧性の確認にあたっては、「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で設定したシートジョイントの設計用水圧 0.17MPa により発生する引張力を上回ることを確認する。

アンカーボルトの引張耐力は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」（以下「各種合成構造設計指針」という。）に基づき算定する。アンカーボルトの仕様及び許容限界を表 2.2-9 に示す。

表 2.2-9 アンカーボルトの仕様及び許容限界

評価対象部位		使用材料	引張耐力* (kN/本)
アンカーボルト	止水目地 (シートジョイント①)	SUS304 (D20)	42.9
	止水目地 (シートジョイント②)	SSS304 (D24)	52.2

注記\*：アンカーボルトの許容限界の設定については、「(参考資料2) アンカーボルトの許容限界について」に示す。

(2) アンカーボルトの耐圧性

止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトに作用する引張力のイメージ図を図 2.2-10 に示す。

アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力は、「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で設定した止水目地（シートジョイント）の設計用水圧によって生じるシートジョイントに作用する引張力から算定する。

アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力は以下の (2) 式で求める。(3) 式中の R（シートジョイント展張時の半径）は「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で求めたものを代入する。

$$f_a = F \times L / 2 \quad \dots \dots \dots (2) \text{ 式}$$

ここに、 $f_a$ ：アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力 (N)

$F$ ：シートジョイントに作用する引張力 (N/mm)

$$F = P \times R \quad \dots \dots \dots (3) \text{ 式}$$

$P$ ：設計水圧 (0.17MPa=0.17N/mm<sup>2</sup>)

$R$ ：シートジョイント展張時の半径 (mm)

$L$ ：ボルトピッチ 200(mm)

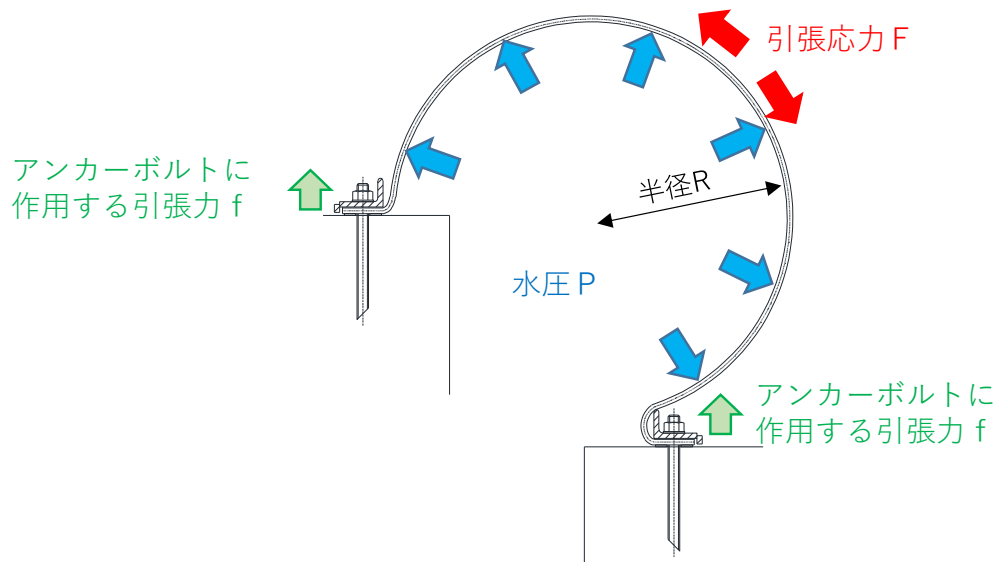


図 2.2-10 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトに作用する引張力のイメージ図

a. 止水目地（シートジョイント①）のアンカーボルトに作用する力

$$f = 0.17 \times 344.5 \times 200 / 2 = 5856.5\text{N} = 5.9\text{kN}$$

b. 止水目地（シートジョイント②）のアンカーボルトに作用する力

$$f = 0.17 \times 387.5 \times 200 / 2 = 6587.5\text{N} = 6.6\text{kN}$$

### (3) 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント）におけるアンカーボルトは、表 2.2-10 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-10 アンカーボルトの照査結果

評価対象	引張力 (kN)	引張耐力 (kN)	照査値
シートジョイント①	5.9	42.9	0.14
シートジョイント②	6.6	52.2	0.13

#### 2.2.6 止水目地（シートジョイント）の耐候性試験

止水目地（シートジョイント）の主材料は止水目地（ゴムジョイント）と同様にクロロプレンゴムであり、止水目地（シートジョイント）の耐候性は「2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験」で示したとおりとなる。



(参考資料 1) 異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の相対変位量について

## 1. 概要

防波壁の構造上の境界部には，地震時，津波時及び重畳時の荷重に伴う部材間の変位に追従する止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

本資料では，防波壁の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部において地震時，津波時及び重畳時の最大変位量を設定し，それに対する相対変位量が止水目地の許容限界以下であることを確認する。

また，「2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明」では止水目地の性能確認として評価結果を示したが，その条件とした試験変位量が防波壁の異種構造部，隅角部及び屈曲部における地震時，津波時及び重畳時の最大変位量を上回っていることを確認する。

## 2. 設置位置

防波壁の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の位置図を図 2-1 に，図 2-1 中の番号に対応した一覧表を表 2-1 に示す。

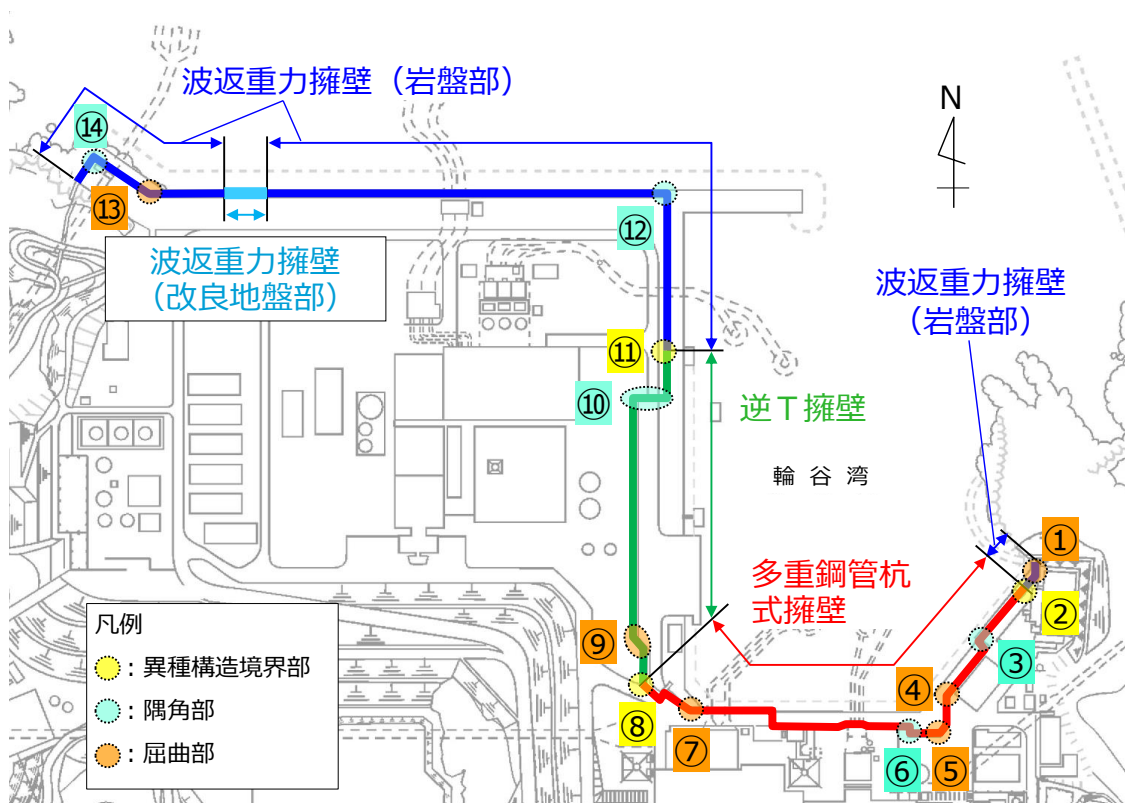


図 2-1 防波壁目地の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の位置図

表 2-1 防波壁目地の異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の一覧表

番号	種別	番号	種別
①	隅角部（波返重力擁壁）	⑧	異種構造境界部（逆 T 擁壁 / 多重鋼管杭式擁壁）
②	異種構造境界部（多重鋼管杭式擁壁 / 波返重力擁壁）	⑨	屈曲部（逆 T 擁壁）
③	隅角部（多重鋼管杭式擁壁）	⑩	隅角部（逆 T 擁壁）
④	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑪	異種構造境界部（波返重力擁壁 / 逆 T 擁壁）
⑤	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑫	隅角部（波返重力擁壁）
⑥	隅角部（多重鋼管杭式擁壁）	⑬	屈曲部（波返重力擁壁）
⑦	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑭	隅角部（波返重力擁壁）

### 3. 異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の相対変位量

#### 3.1 異種構造境界部の相対変位量

異なる構造形式の防波壁が隣接している場合は，各方向の最大変位量を足し合わせて，異種構造構造部の相対変位量を算定する。異種構造部の相対変位量算出の概念図を図3-1に示す。

x方向の相対変位量  $\delta x'$  :

$$\delta x' = \delta x_1(T) + \delta x_2(T)$$

y方向の相対変位量  $\delta y'$  :

$$\delta y' = \delta y_1(T) + \delta y_2(T)$$

z方向の相対変位量  $\delta z'$  :

$$\delta z' = \delta z_1(T) + \delta z_2(T)$$

ここで

$\delta x_1(T)$ ， $\delta x_2(T)$  : 各防波壁構造の x 方向（法線直交方向）の最大変位量

$\delta y_1(T)$ ， $\delta y_2(T)$  : 各防波壁構造の y 方向（法線方向）の最大変位量

$\delta z_1(T)$ ， $\delta z_2(T)$  : 各防波壁構造の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

合成方向変位量（3方向合成）  $\delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$

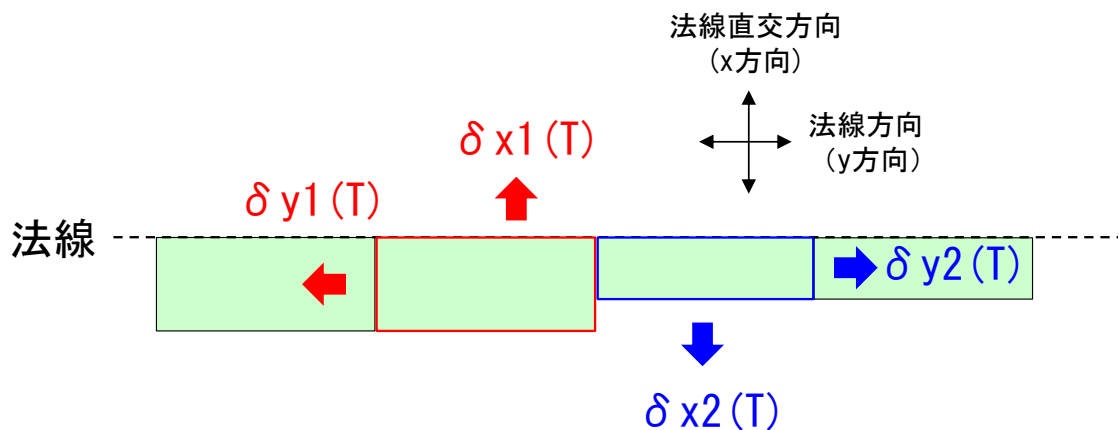


図 3-1 異種構造境界部の相対変位量算出の概念図

### 3.2 隅角部の相対変位量

隅角部は、防波壁の法線方向が直角に曲がることから、法線方向の変位量と法線直交方向の変位量を足し合わせて、隅角部の最大相対変位量を算定する。隅角部の相対変位量算出の概念図を図 3-2 に示す。

x 方向の相対変位量  $\delta x'$  :

$$\delta x' = \delta x1(T) + \delta x2(T)$$

y 方向の相対変位量  $\delta y'$  :

$$\delta y' = \delta y1(T) + \delta y2(T)$$

z 方向の相対変位量  $\delta z'$  :

$$\delta z' = \delta z1(T) + \delta z2(T)$$

ここで

$\delta x1(T)$ ,  $\delta x2(T)$  : 各防波壁の x 方向（法線直交方向）の最大変位量\*

$\delta y1(T)$ ,  $\delta y2(T)$  : 各防波壁の y 方向（法線方向）の最大変位量\*

$\delta z1(T)$ ,  $\delta z2(T)$  : 各防波壁の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

注記\* : 防波壁の隅角部ではブロックが直角に並んでおり、法線に直交する防波壁の変位量は x・y の値を反転する。

$$\text{合成方向変位量（3方向合成） } \delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$$

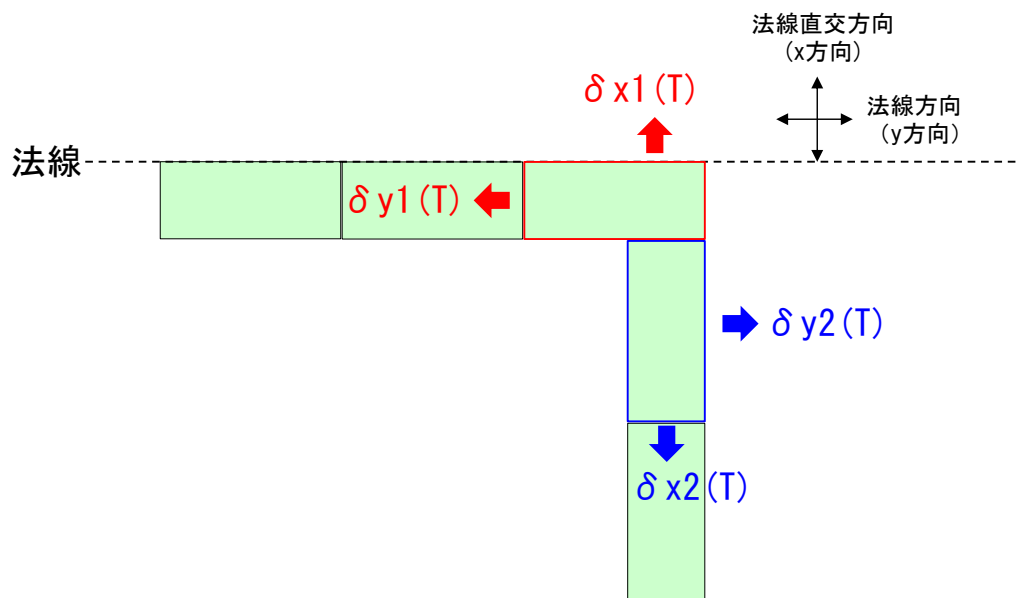


図 3-2 隅角部の相対変位量算出の概念図

### 3.3 屈曲部の相対変位量

屈曲部においては，角度を考慮した法線方向の変位量と法線直交方向の変位量を足し合わせて，屈曲部の最大相対変位量を算定する。屈曲部の相対変位量算出の概念図を図3-3に示す。

x 方向の相対変位量  $\delta x'$  :

$$\delta x' = \delta x_1(T) + \text{abs} \{ -\delta x_2(T) \times \cos \theta + \delta y_2(T) \times \sin \theta \}$$

y 方向の相対変位量  $\delta y'$  :

$$\delta y' = \delta y_1(T) + \text{abs} \{ \delta x_2(T) \times \sin \theta + \delta y_2(T) \times \cos \theta \}$$

z 方向の相対変位量  $\delta z'$  :

$$\delta z' = \delta z_1(T) + \delta z_2(T)$$

ここで

$\delta x_1(T)$ ,  $\delta x_2(T)$  : 各防波壁構造の x 方向（法線直交方向）の最大変位量

$\delta y_1(T)$ ,  $\delta y_2(T)$  : 各防波壁構造の y 方向（法線方向）の最大変位量

$\delta z_1(T)$ ,  $\delta z_2(T)$  : 各防波壁構造の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

合成方向変位量（3方向合成）  $\delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$

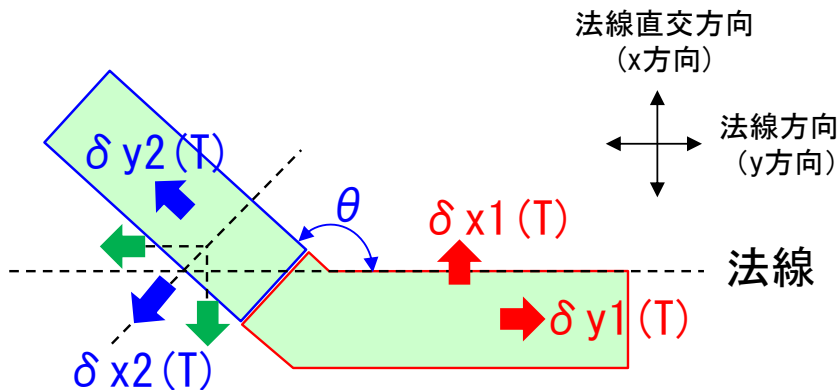


図 3-3 屈曲部の相対変位量算出の概念図

#### 4. 評価結果

##### 4.1 異種構造境界部

###### (1) 地震時

地震時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-1 に示す。地震時における異種構造部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 異種構造境界部の地震時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	794	69	99	803	1936
⑧	132	418	377	33	564	1580
⑪	—	378	62	93	394	1936

###### (2) 津波時

津波時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-2 に示す。津波時における異種構造境界部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であること及び止水目地（シートジョイント）の性能確認試験等に用いる設計変位量（2.2.2(2) 試験条件に記載）以下であることを確認した。

表 4-2 異種構造部の津波時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	213	0	1	213	1936
⑧	132	77	79	0	111	1580
⑪	—	113	0	1	113	1936

(3) 重畳時

重畳時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-3 に示す。重畳時における異種構造境界部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であること及び止水目地（シートジョイント）の性能確認試験等に用いる設計変位量（2.2.2(2) 試験条件に記載）以下であることを確認した。

表 4-3 異種構造部の重畳時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	230	61	4	238	1936
⑧	132	112	123	3	166	1580
⑪	—	67	58	1	89	1936

## 4.2 隅角部及び屈曲部

### (1) 地震時

地震時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-4 に示す。地震時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であることを確認した。

表 4-4 隅角部及び屈曲部の地震時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
①	140	566	295	159	658	1936
③	90	505	505	38	715	1580
④	140	879	336	38	942	1580
⑤	130	553	396	38	681	1580
⑥	90	505	505	38	715	1580
⑦	138	559	350	38	660	1580
⑨	135	136	61	28	152	449
⑩	90	82	82	28	119	449
⑫	90	358	358	159	530	1936
⑬	147	582	270	159	661	1936
⑭	90	358	358	159	530	1936



(2) 津波時

津波時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-5 に示す。津波時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であること、止水目地(ゴムジョイント)の変形・耐圧試験の試験変位量(2.1.3(2)試験条件に記載)以下であること、及び止水目地(シートジョイント)の性能確認試験等に用いる設計変位量(2.2.2(2)試験条件に記載)以下であることを確認した。

表 4-5 隅角部及び屈曲部の津波時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
①	140	188	68	1	200	1936
③	90	107	107	0	151	1580
④	140	189	69	0	201	1580
⑤	130	111	82	0	138	1580
⑥	90	107	107	0	151	1580
⑦	138	111	72	0	132	1580
⑨	135	10	4	0	11	449
⑩	90	7	7	1	9	449
⑫	90	107	107	1	151	1936
⑬	147	196	58	1	204	1936
⑭	90	107	107	1	151	1936

(3) 重畳時

重畳時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-6 に示す。重畳時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であること、止水目地(ゴムジョイント)の変形・耐圧試験の試験変位量(2.1.3(2)試験条件に記載)以下であること、及び止水目地(シートジョイント)の性能確認試験等に用いる設計変位量(2.2.2(2)試験条件に記載)以下であることを確認した。

表 4-6 隅角部及び屈曲部の重畳時の最大相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	最大相対 変位量 (mm)	
①	140	156	145	1	213	1936
③	90	166	166	6	235	1580
④	140	290	110	6	311	1580
⑤	130	166	130	6	210	1580
⑥	90	166	166	6	235	1580
⑦	138	165	115	6	201	1580
⑨	135	—	—	—	—	449
⑩	90	—	—	—	—	449
⑫	90	125	125	1	177	1936
⑬	147	155	143	1	211	1936
⑭	90	125	125	1	177	1936

注記：番号⑧及び⑨は防波壁（逆T擁壁）に位置しており、重畳時の津波高さ以上の位置に設置するため、重畳時の検討は実施しない。

(参考資料 2) アンカーボルトの許容限界について

1. 許容限界の設定方法

防波壁に設置する止水目地（シートジョイント）に用いるアンカーボルトの仕様を表 1-1 に示す。

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年）」の接着系アンカーボルトの設計に基づいて設定する。

表 1-1 止水目地に用いるアンカーボルト

設置箇所		アンカーボルト 仕様
止水目地	シートジョイント①	SUS304 (M20)
	シートジョイント②	SUS304 (M24)

## 1.1 許容引張力 $p_a$ の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_a$  は、以下で算定されるアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a1}$ 、コーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a2}$ 、及びアンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a3}$  のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

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

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

$$A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$$

ただし、 $(c_n/l_e) \geq 1.0$  の場合は  $(c_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$  の場合は  $l_e = 10d_a$  とする。

- ここで、
- $p_{a1}$  : 接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)
  - $p_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)
  - $p_{a3}$  : 接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)
  - $\phi_1, \phi_2, \phi_3$  : 低減係数で表 1-2 の値のうち、「短期荷重用」を用いる
  - $s \sigma_{pa}$  : 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $s c a$  : 接着系アンカーボルトの断面積 (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で、 $0.31\sqrt{F_c}$  とする。(N/mm<sup>2</sup>)
  - $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $A_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $d_a$  : 接着系アンカーボルトの径 (mm)
  - $l_{ce}$  : 接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$  とする (mm)
  - $l_e$  : 接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ (mm)
  - $\tau_a$  : 接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\alpha_n$  : 付着強度の低減係数 ( $n = 1, 2, 3$ )
  - $\tau_{bavg}$  : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度で表 1-3 から「カプセル方式 (有機系) - 普通コンクリート」の値を用いる (N/mm<sup>2</sup>)
  - $c_n$  : へりあき寸法、又は、アンカーボルトピッチ  $a$  の 1/2 で  $c_n = a_n/2$  ( $n = 1 \sim 3$ ) とする (mm)

表 1-2 低減係数

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

表 1-3 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

## 2. 評価条件

アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(シートジョイント①)

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s \sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	205
$s_c a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	245
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c \sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	66850
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	8.55
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	20
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	120
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	160
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	0.98
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	0.81
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	10.69
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	155
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	100
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—

表 2-1(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(シートジョイント②)

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s \sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	205
$s c a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	353
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c \sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	70901
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	7.53
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	24
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	138
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	186
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	0.92
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	0.77
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	10.69
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	155
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	100
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—

### 3. 許容限界の計算

「1.1 許容引張力  $p_a$  の算定」で表される許容限界の評価式に、表 2-1 のアンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を代入して、算定した各アンカーボルトの許容限界値を算定する。

接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a1}$  を以下に示す。

#### 【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 205 \cdot 245 \\ &= 50.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 205 \cdot 353 \\ &= 72.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a2}$  を以下に示す。

#### 【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 66850 \\ &= 67.6 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 70901 \\ &= 71.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$



接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力  $p_{a3}$  を以下に示す。

【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 8.55 \cdot 3.14 \cdot 20 \cdot 120 \\ &= 42.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 7.53 \cdot 3.14 \cdot 24 \cdot 138 \\ &= 52.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. アンカーボルトの許容限界

「3. 許容限界の計算」で算定したアンカーボルトの許容限界値のうち最小値を止水目地の評価におけるアンカーボルトの許容限界として設定する。アンカーボルトの許容限界を表4-1に示す。

表 4-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		使用材料	許容引張力 (kN/本) 【最小値のケース】
アンカー ボルト	シートジョイント①	SUS304 (M20)	42.9 【 $p_{a3}$ 】
	シートジョイント②	SUS304 (M24)	52.2 【 $p_{a3}$ 】

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.1 防波壁に関する補足説明
    - 2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明

## 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	17
2.4 適用規格・基準等	21
2.5 記号の説明	22
3. 評価対象部位	27
4. 耐震評価	28
4.1 耐震評価方法	28
4.2 荷重及び荷重の組合せ	35
4.2.1 荷重の組合せ	35
4.2.2 荷重の設定	37
4.2.3 荷重の算定	39
4.3 許容限界	48
4.3.1 使用材料	48
4.3.2 許容限界	49
4.4 評価方法	50
4.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	50
4.4.2 漂流物対策工（鋼材）	51
4.5 評価条件	56
4.6 応力計算	59
4.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	59
4.6.2 漂流物対策工（鋼材）	61
4.7 評価結果	68
4.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	68
4.7.2 漂流物対策工（鋼材）	69
5. 強度計算	70
5.1 強度計算方法	70
5.2 荷重及び荷重の組合せ	70

5.2.1	荷重の組合せ	70
5.2.2	荷重の設定	74
5.2.3	荷重の算定	76
5.3	許容限界	80
5.3.1	使用材料	80
5.3.2	許容限界	80
5.4	評価方法	81
5.4.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	81
5.4.2	漂流物対策工（鋼材）	82
5.5	評価条件	83
5.6	応力計算	84
5.6.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	84
5.6.2	漂流物対策工（鋼材）	86
5.7	評価結果	90
5.7.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	90
5.7.2	漂流物対策工（鋼材）	90

（参考資料1） 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定について

（参考資料2） アンカーボルトの許容限界について

（参考資料3） 漂流物対策工の施工方法について

（参考資料4） 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さについて

## 1. 概要

本資料は、津波防護施設である防波壁に設置する漂流物対策工の耐震性について、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁に設置する漂流物対策工が基準地震動  $S_s$  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。また、漂流物対策工の強度計算について、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、漂流物対策工の構造健全性を保持することを確認するものである。

漂流物対策工に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析又は津波荷重及び漂流物衝突荷重に基づく構造部材の健全性評価を行う。

なお、防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工については、「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明」で説明する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

漂流物対策工の設置範囲を図 2.1-1 に示す。

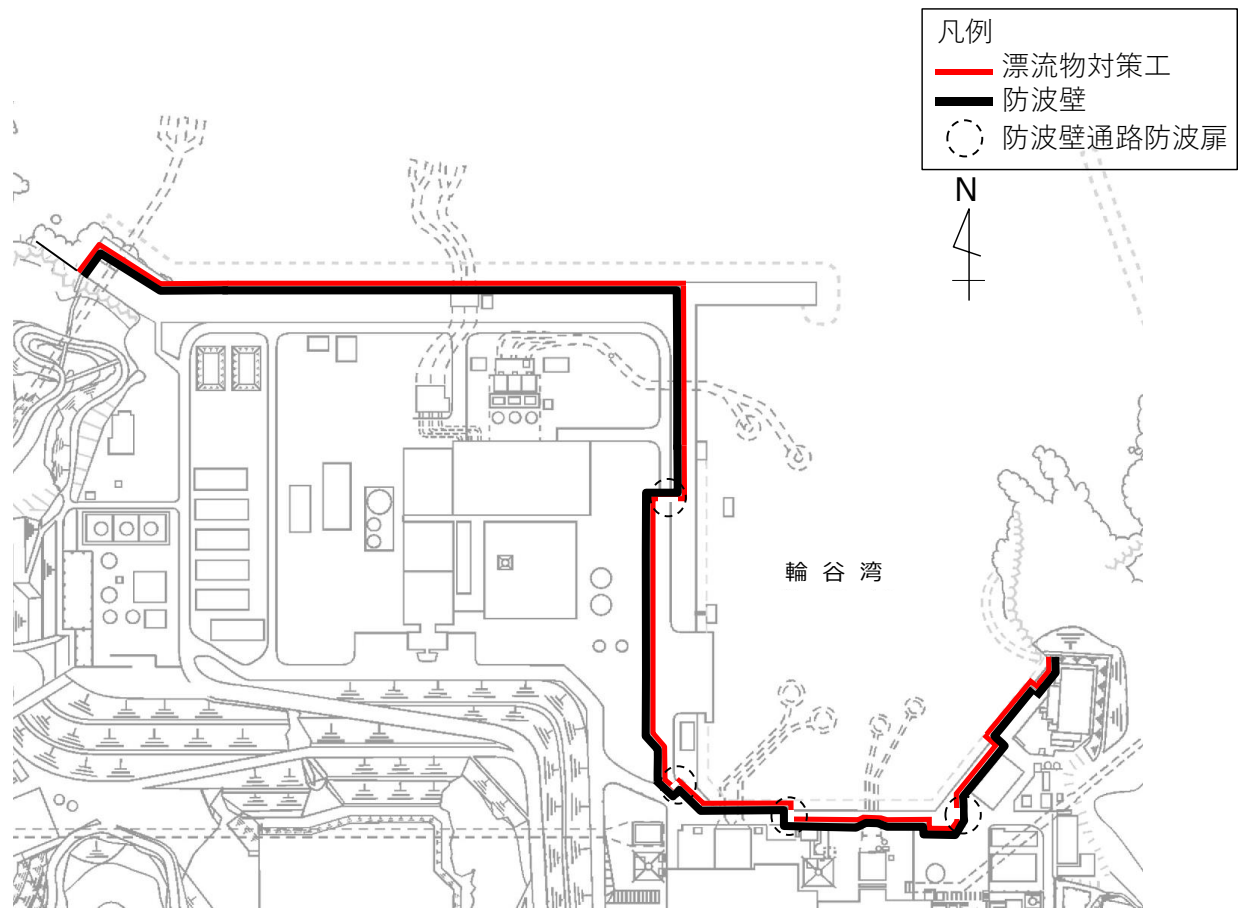


図 2.1-1 漂流物対策工の設置範囲

## 2.2 構造概要

漂流物対策工の配置図を図 2.2-1 に示す。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に設置される漂流物対策工の構造概要図を図 2.2-2 に，防波壁（逆 T 擁壁）に設置される漂流物対策工の構造概要図を図 2.2-3 及び図 2.2-4 に，防波壁（波返重力擁壁）に設置される漂流物対策工の構造概要図を図 2.2-5 及び図 2.2-6 に示す。

漂流物対策工は，厚さ 50cm の鉄筋コンクリート版で構成される構造とし，アンカーボルトにより防波壁に支持される構造（以下「漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）」という。）を基本とする。

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンの前壁背面がコンクリートで充填されていないケーソンについて，ケーソンの前面に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

防波壁（逆 T 擁壁）に設置される漂流物対策工のうち，グラウンドアンカを設置している範囲は鋼材及びアンカーボルトにより構成する構造（以下「漂流物対策工（鋼材）」という。）とし，グラウンドアンカの保守管理時に取り外しが可能な構造とする。

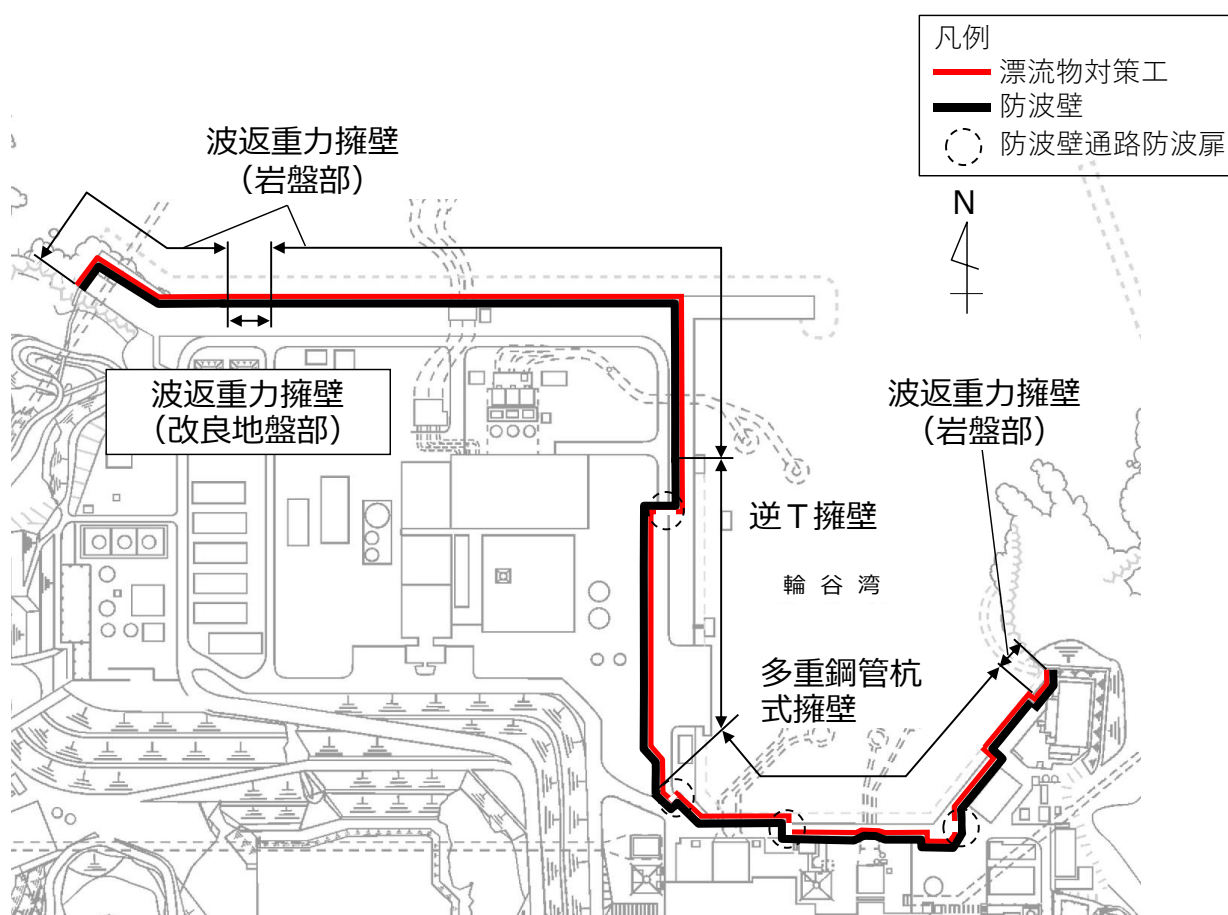
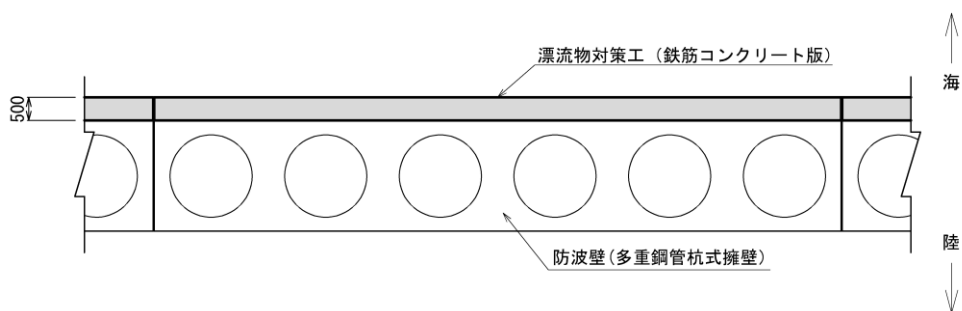


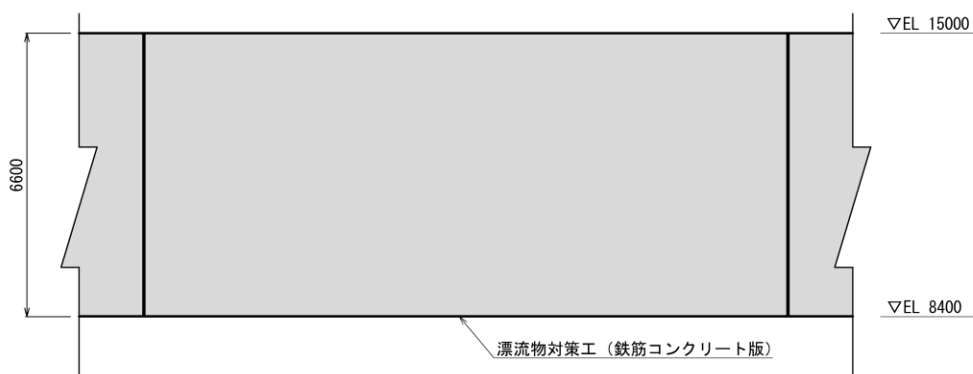
図 2.2-1 漂流物対策工の配置図

(単位: mm)



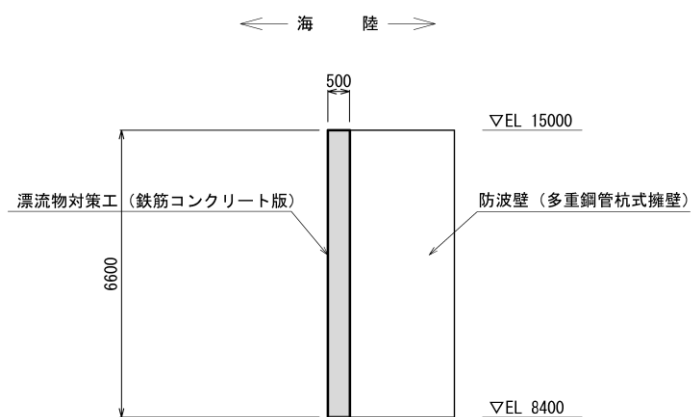
(平面図)

(単位: mm)



(正面図)

(単位: mm)



(標準断面図)

図 2.2-2(1) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

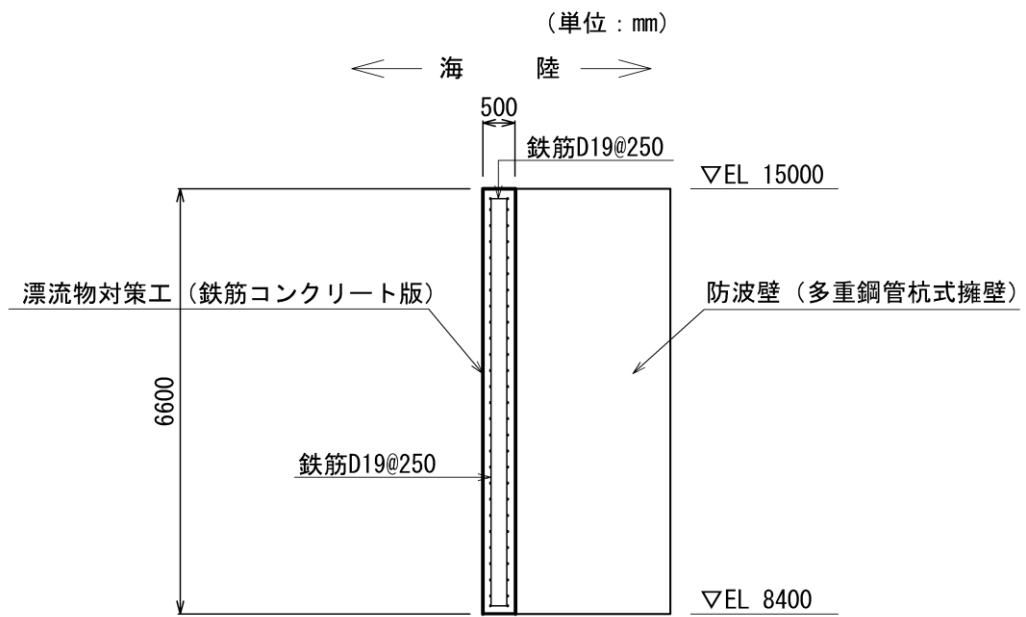
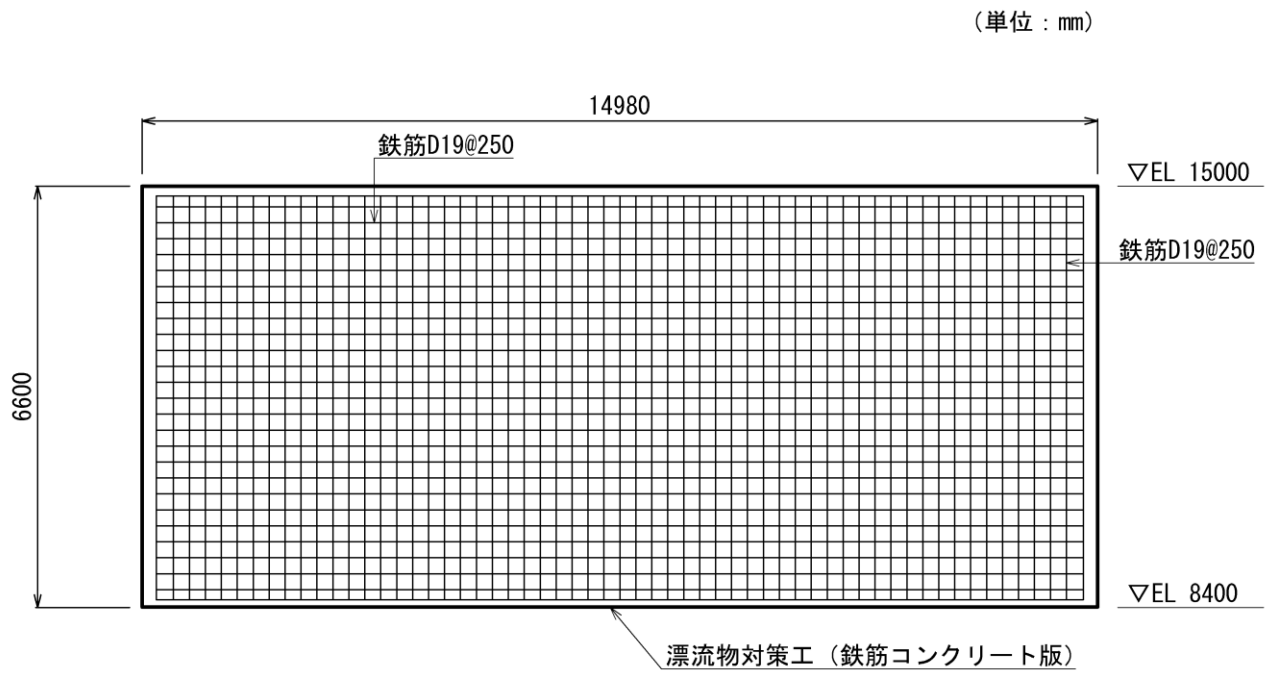
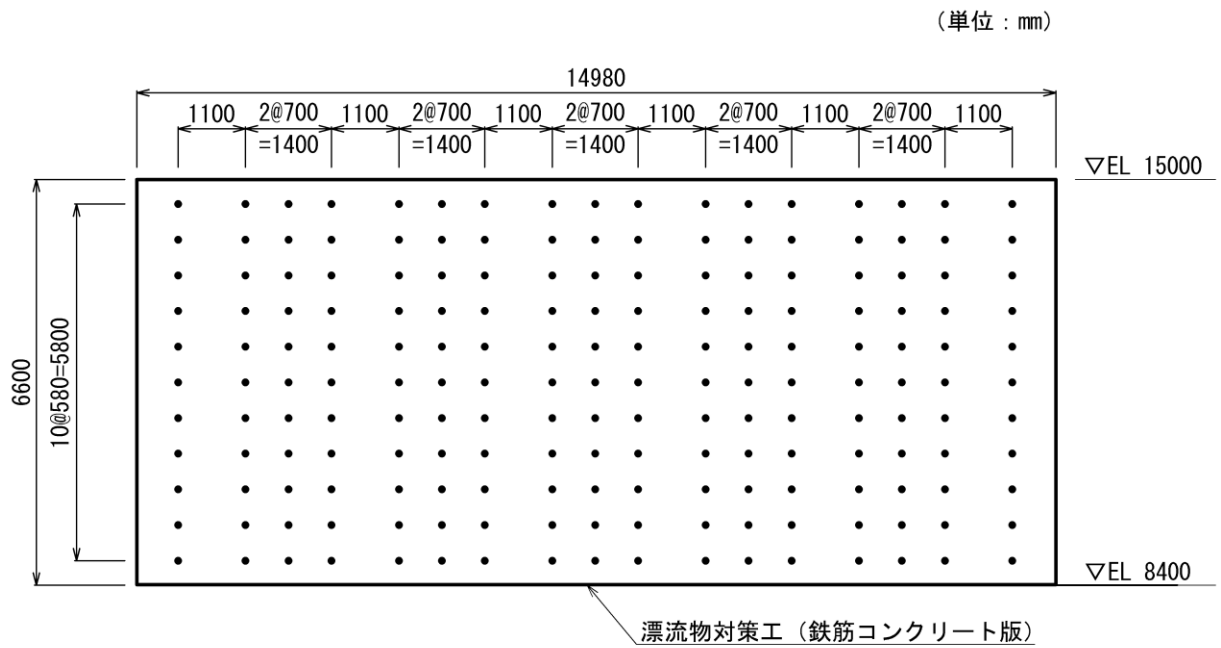
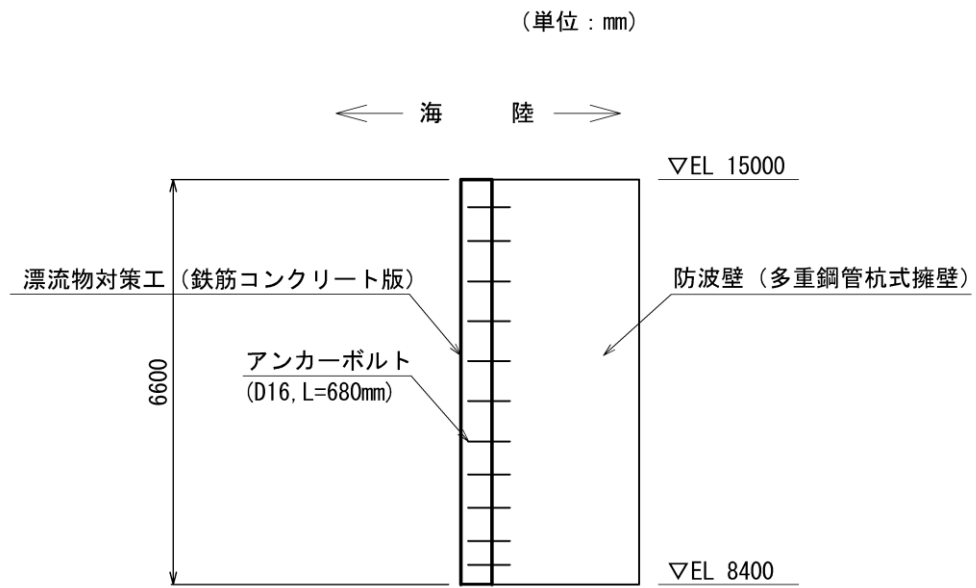


図 2.2-2(2) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図





(アンカーボルト配置図 (正面図))



(アンカーボルト配置図 (断面図))

図 2.2-2(3) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

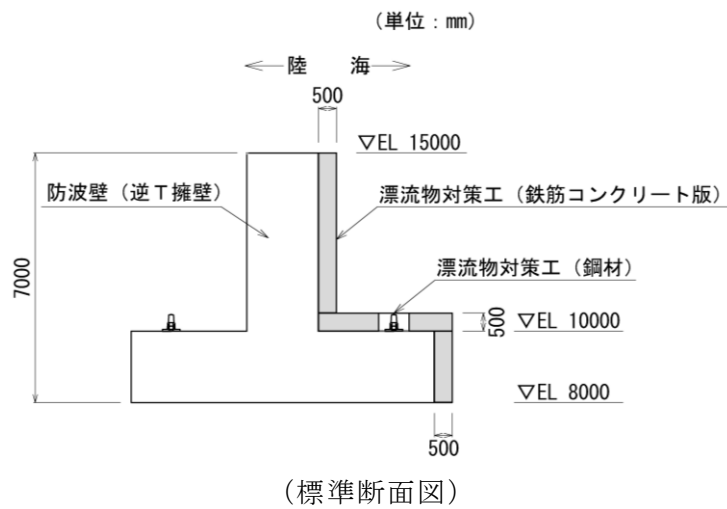
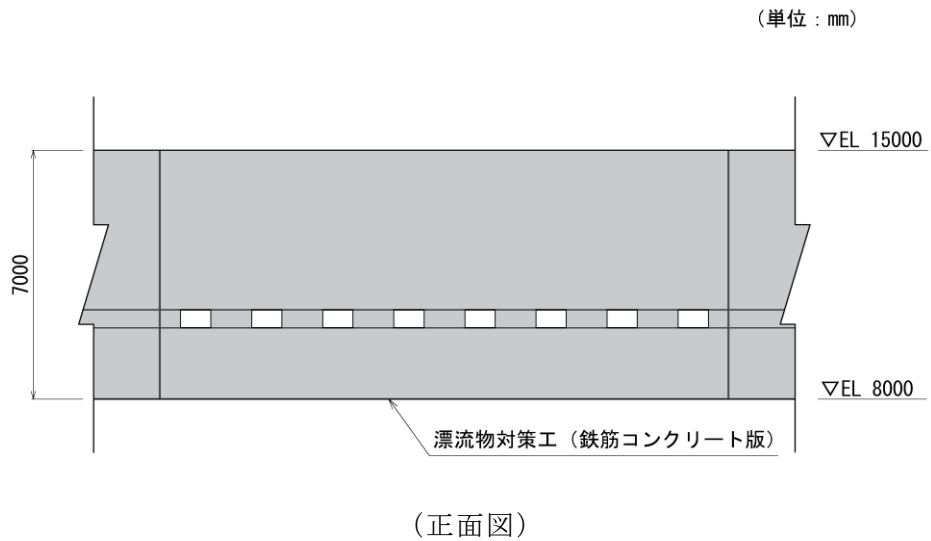
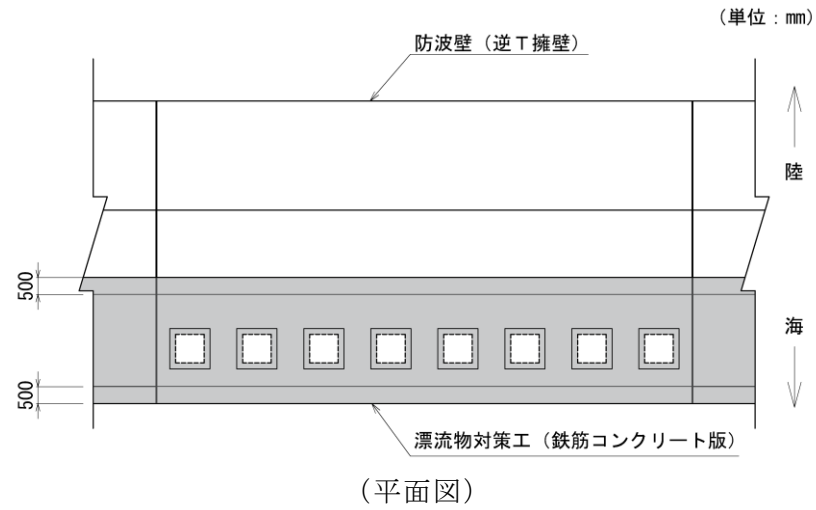
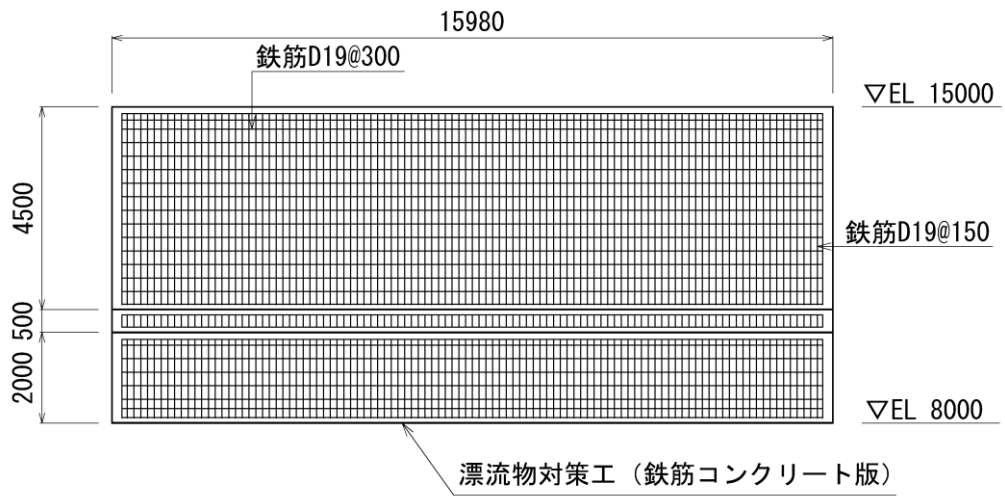


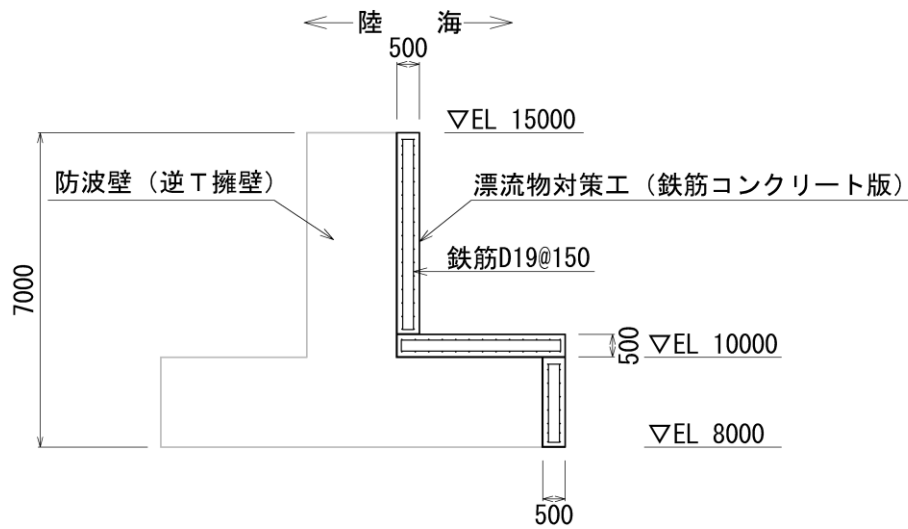
図 2.2-3(1) 防波壁 (逆T擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

(単位 : mm)



(概略配筋図 (正面図))

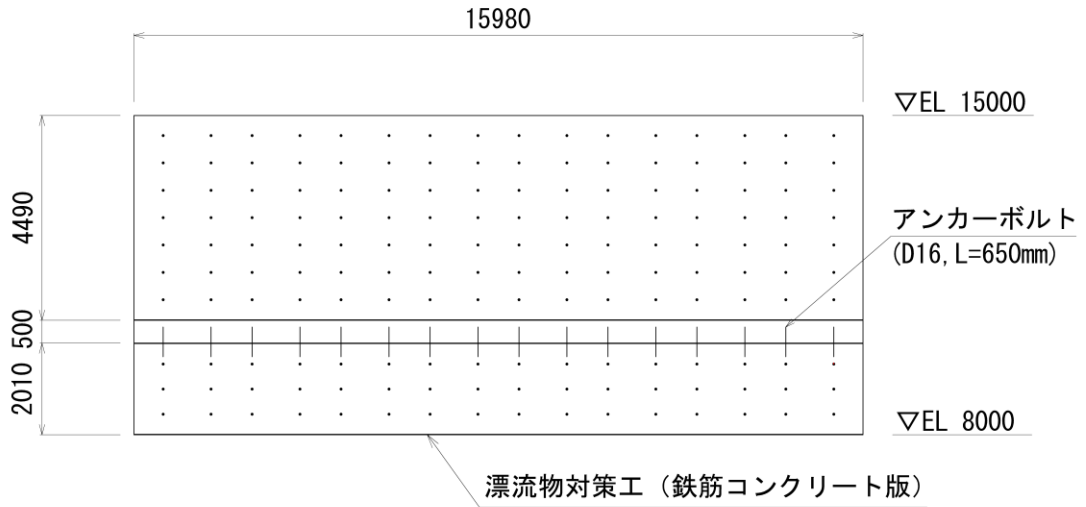
(単位 : mm)



(概略配筋図 (断面図))

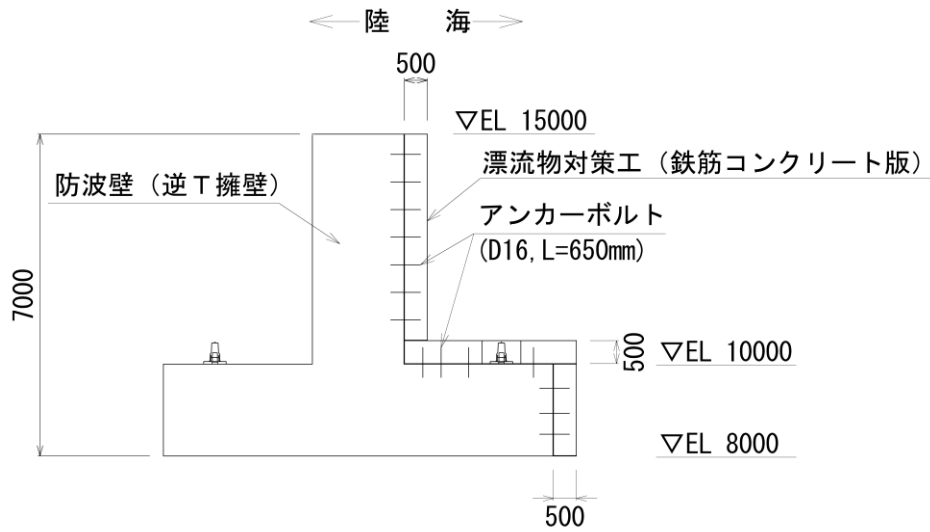
図 2.2-3(2) 防波壁 (逆T擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

(単位 : mm)



(アンカーボルト配置図 (正面図))

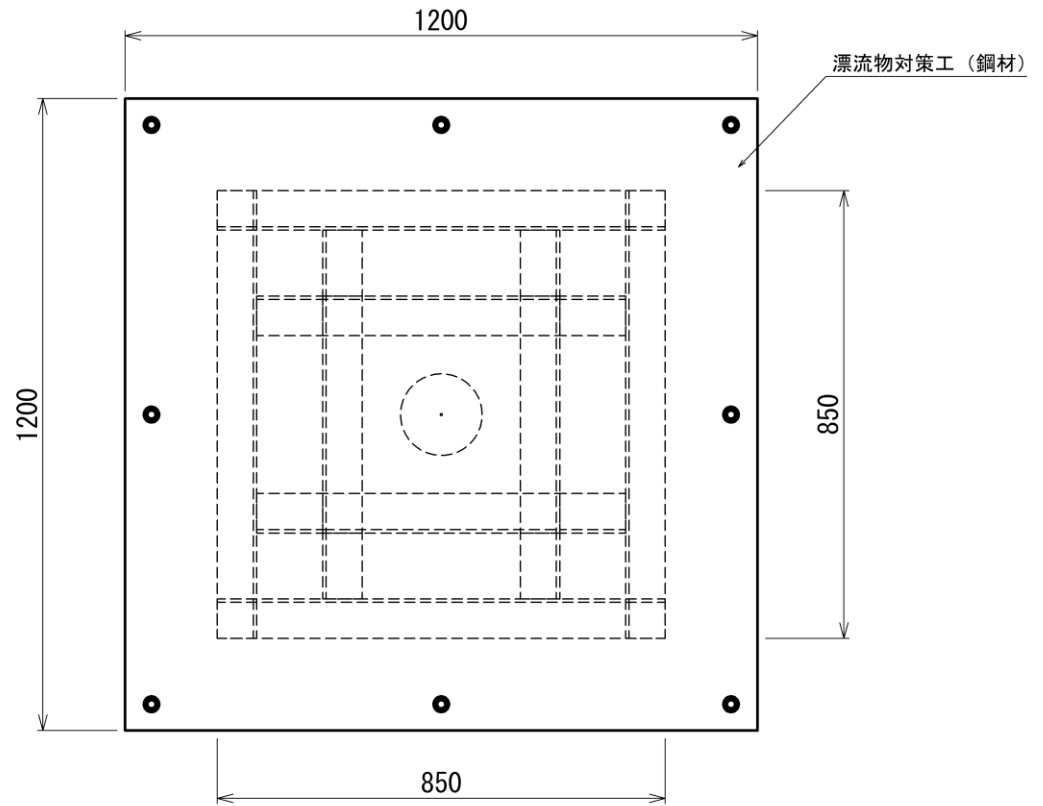
(単位 : mm)



(アンカーボルト配置図 (断面図))

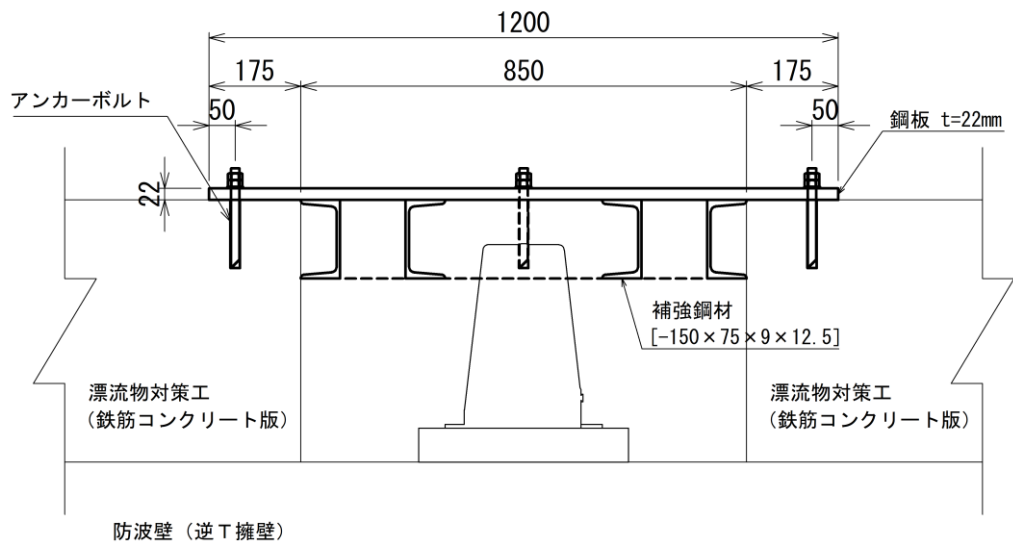
図 2.2-3(3) 防波壁 (逆T擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

(単位 : mm)



(平面図)

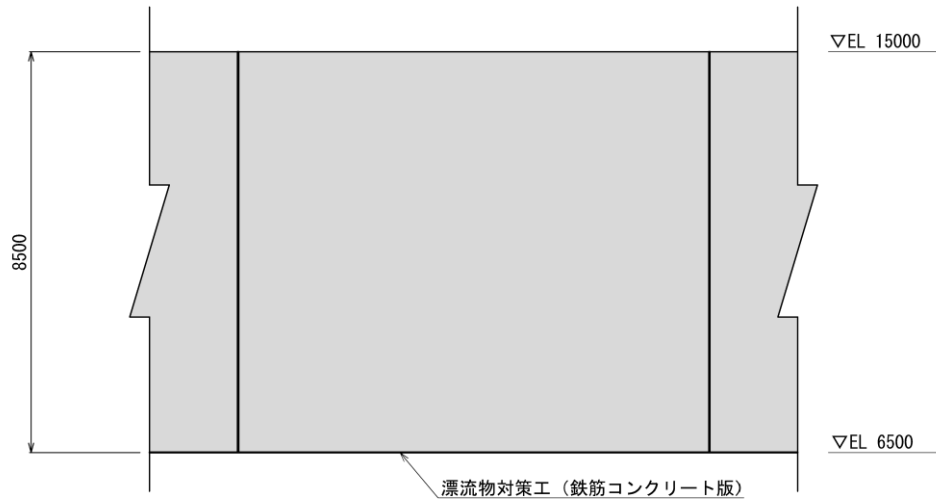
(単位 : mm)



(断面図)

図 2.2-4 防波壁 (逆T擁壁) における漂流物対策工 (鋼材) の構造概要図

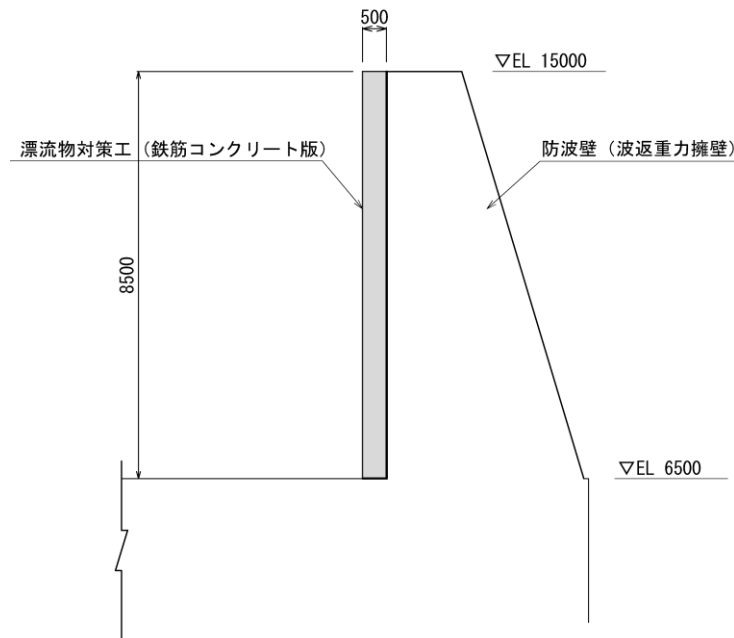
(単位：mm)



(正面図)

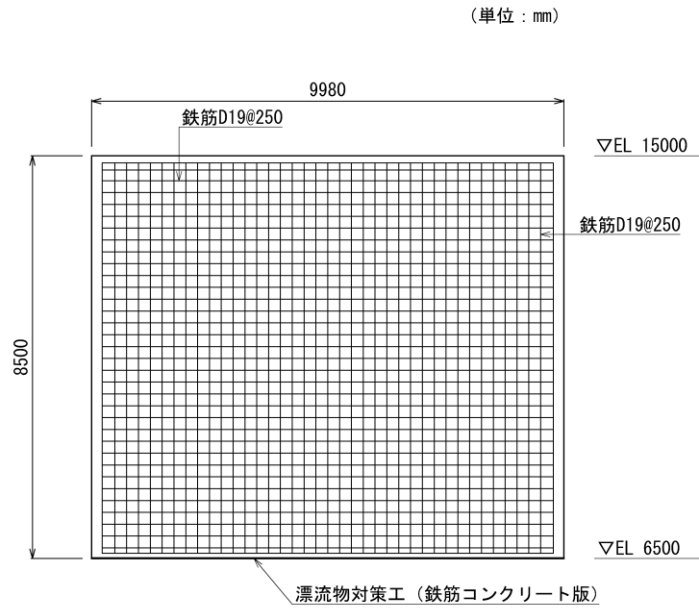
(単位：mm)

← 海 陸 →

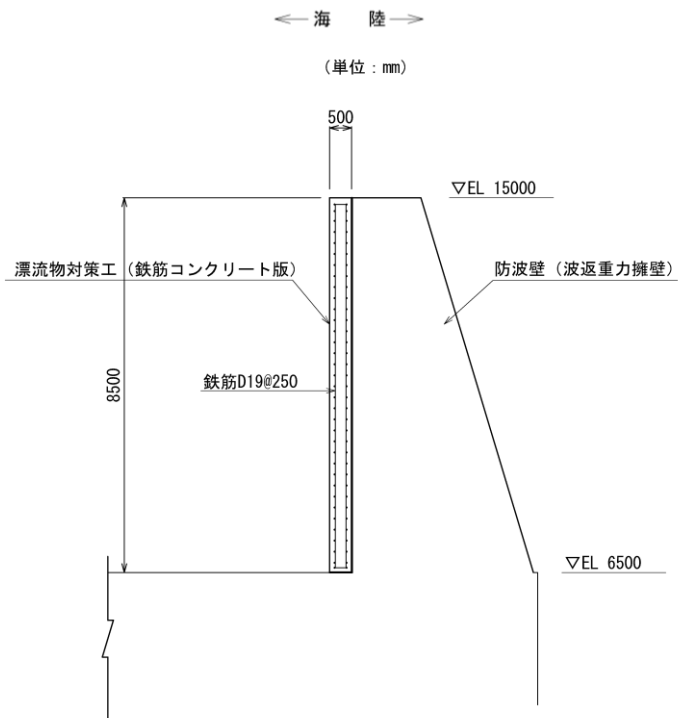


(標準断面図)

図 2.2-5(1) 防波壁 (波返重力擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

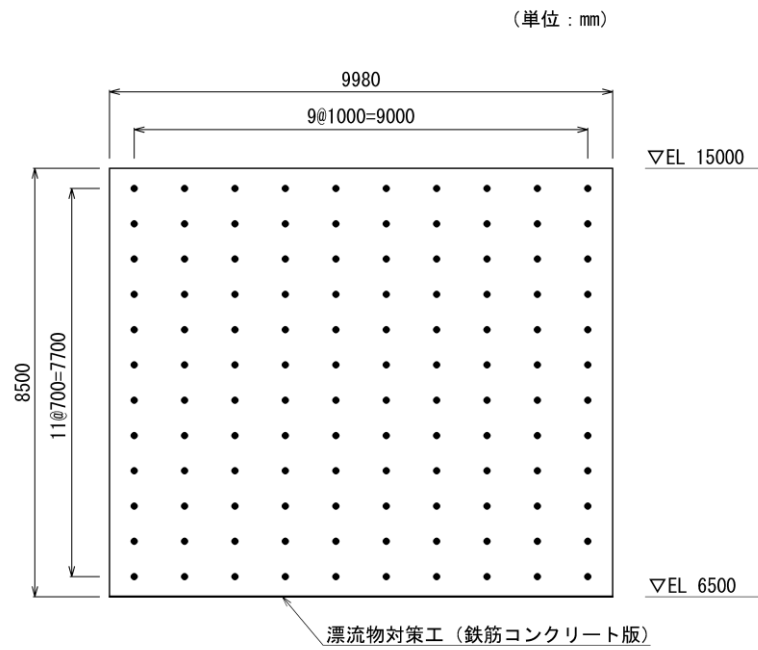


(概略配筋図 (正面図))

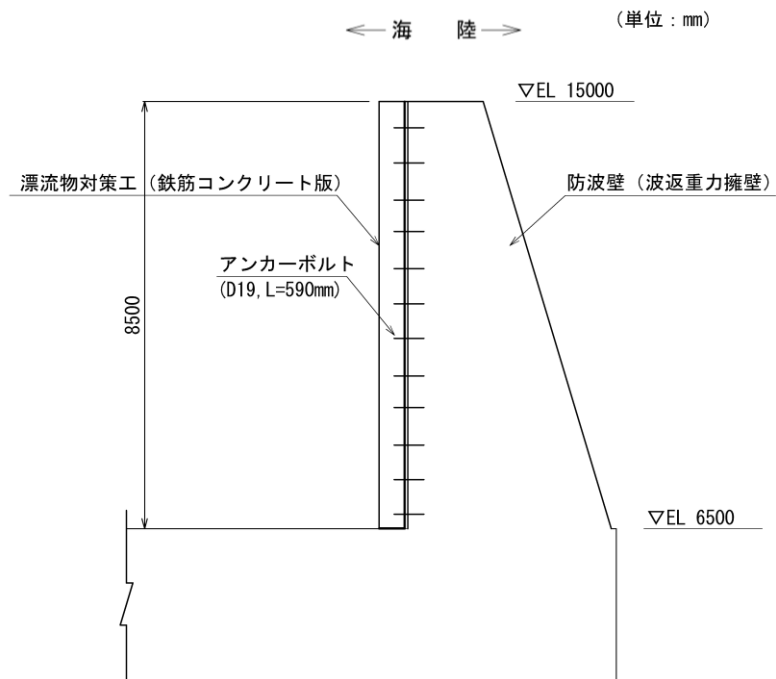


(概略配筋図 (断面図))

図 2.2-5(2) 防波壁 (波返重力擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図



(アンカーボルト配置図 (正面図) )

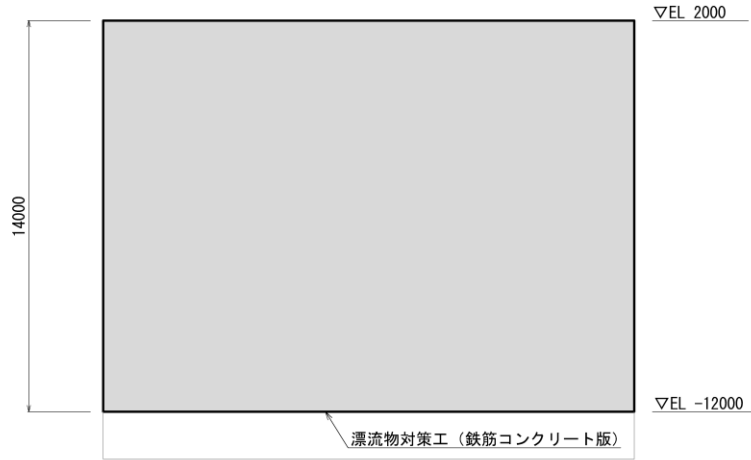


(アンカーボルト配置図 (断面図) )

図 2.2-5(3) 防波壁 (波返重力擁壁) における  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

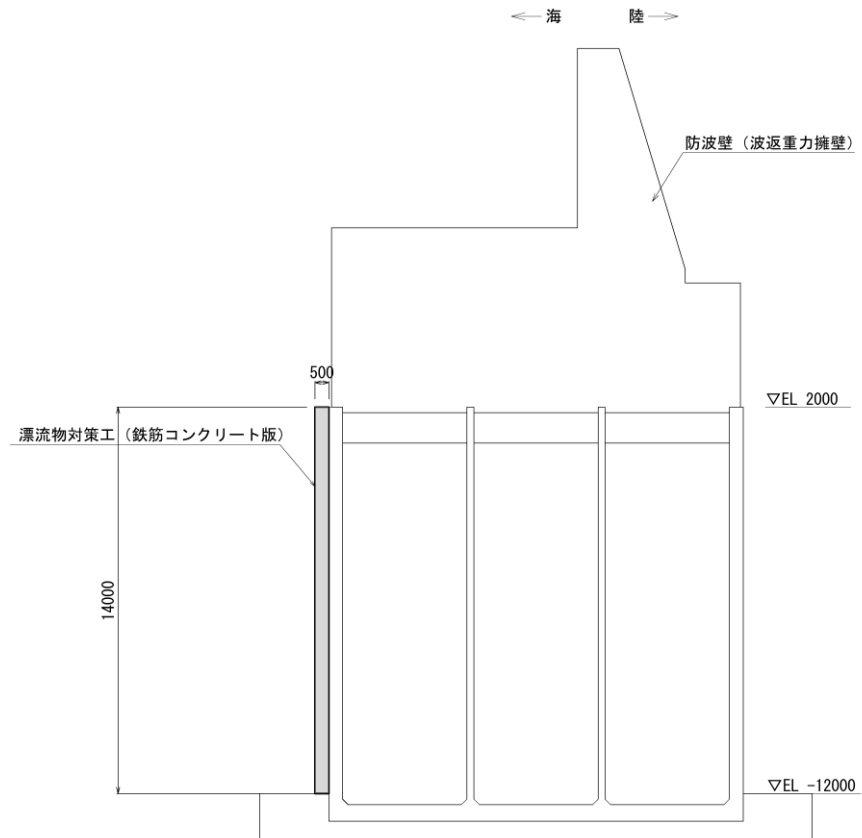


(単位 : mm)



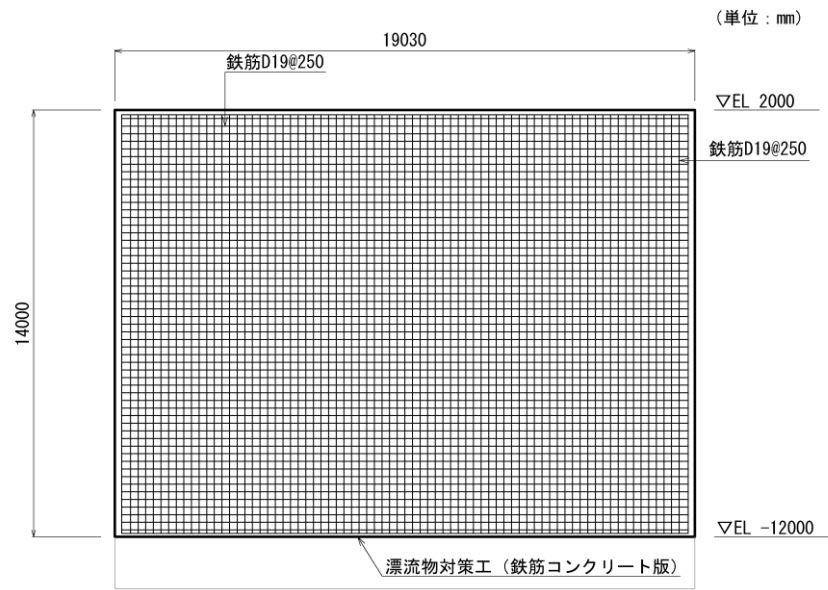
(正面図)

(単位 : mm)

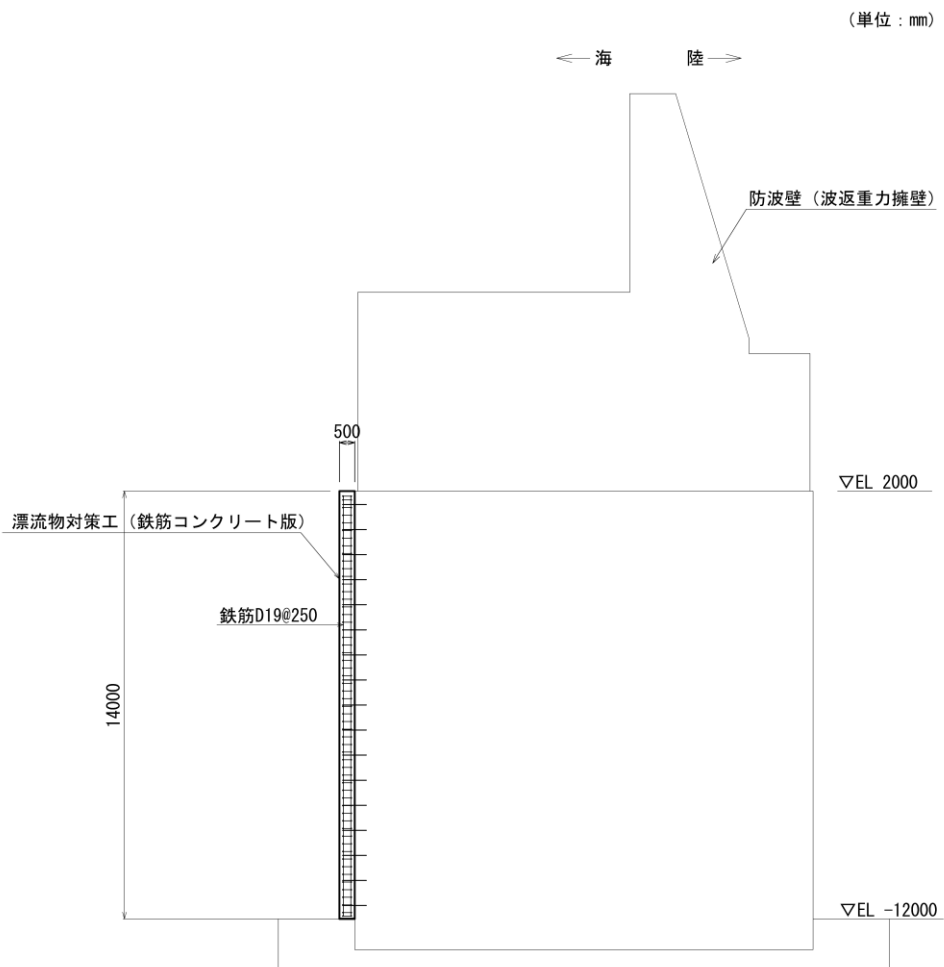


(標準断面図)

図 2.2-6(1) 防波壁 (波返重力擁壁) ケーソンにおける漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

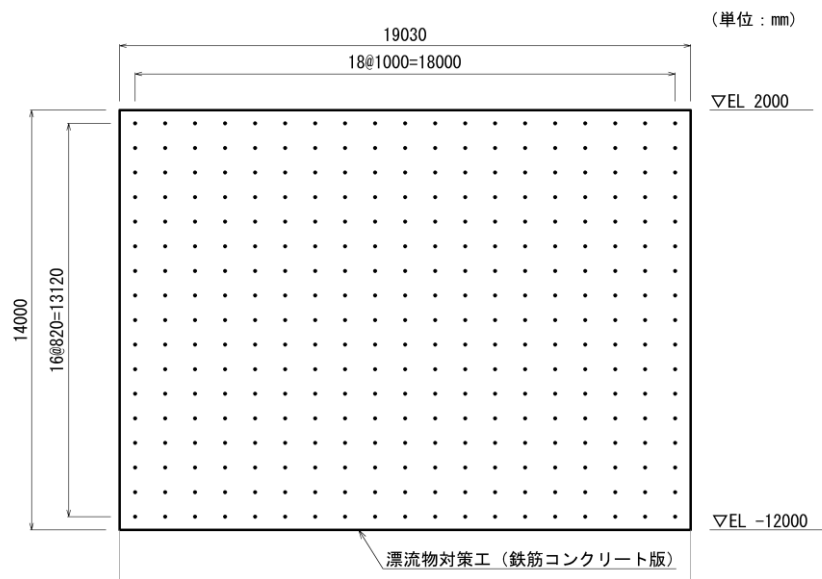


(概略配筋図（正面図）)

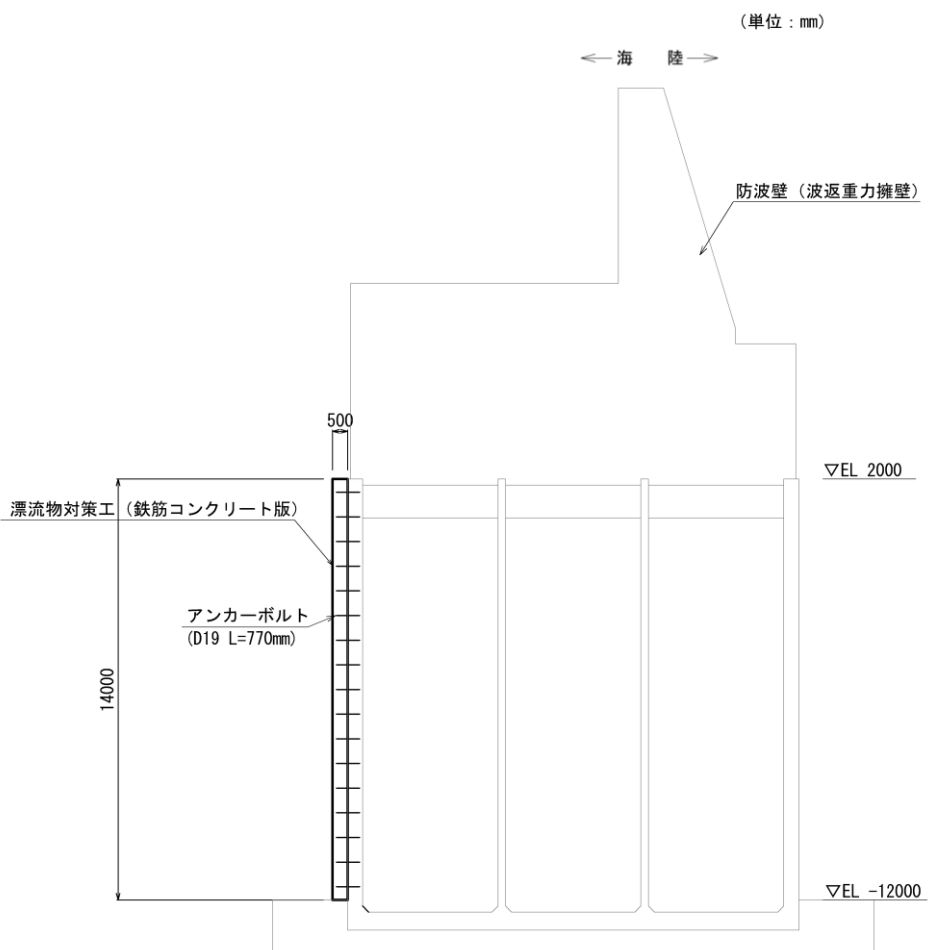


(概略配筋図（断面図）)

図 2.2-6(2) 防波壁（波返重力擁壁）ケーソンにおける  
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の構造概要図



(アンカーボルト配置図 (正面図) )



(アンカーボルト配置図 (断面図) )

図 2.2-6(3) 防波壁 (波返重力擁壁) ケーソンにおける  
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

### 2.3 評価方針

漂流物対策工は、津波防護施設である防波壁の一部として設置し、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止する機能、又は漂流物をグラウンドアンカに衝突させない機能を有することから、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

漂流物対策工の各部位の役割、性能目標及び評価項目を表 2.3-1～表 2.3-4 に示す。

漂流物対策工の耐震評価は、防波壁の地震応答解析結果に基づき、地震時の慣性力により漂流物対策工が防波壁から分離しないために、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。

漂流物対策工の強度計算は、津波時及び重畳時の荷重により漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。

評価項目として、鉄筋コンクリート版、鋼材及びアンカーボルトの許容限界は短期許容応力度とする。

漂流物対策工の耐震評価フローを図 2.3-1 に、強度計算フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 漂流物対策工の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鉄筋コンクリート版	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する。
	鋼材	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁への影響を考慮する)。	・漂流物をグラウンドアンカに衝突させない。
	アンカーボルト	・鉄筋コンクリート版を支持する。 ・鋼材を固定する。	・鉄筋コンクリート版を支持する。 ・鋼材を固定する。

表 2.3-2 漂流物対策工の各部位の性能目標

部位		性能目標	
		耐震性	耐津波性
施設	鉄筋コンクリート版	—	漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
	鋼材	—	グラウンドアンカに漂流物を直接衝突させないために、鋼材がおおむね弾性状態にとどまること。
	アンカーボルト	鉄筋コンクリート版及び鋼材が防波壁から分離しないために、アンカーボルトがおおむね弾性状態にとどまること。	鉄筋コンクリート版及び鋼材が防波壁から分離しないために、アンカーボルトがおおむね弾性状態にとどまること。

表 2.3-3 漂流物対策工の評価項目（耐震評価）

評価方針	種別	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	漂流物対策工（鋼材）	鋼材	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

表 2.3-4 漂流物対策工の評価項目（強度計算）

評価方針	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	鉄筋コンクリート版	発生する応力（押抜きせん断応力，アンカーボルトの引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	鋼材	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

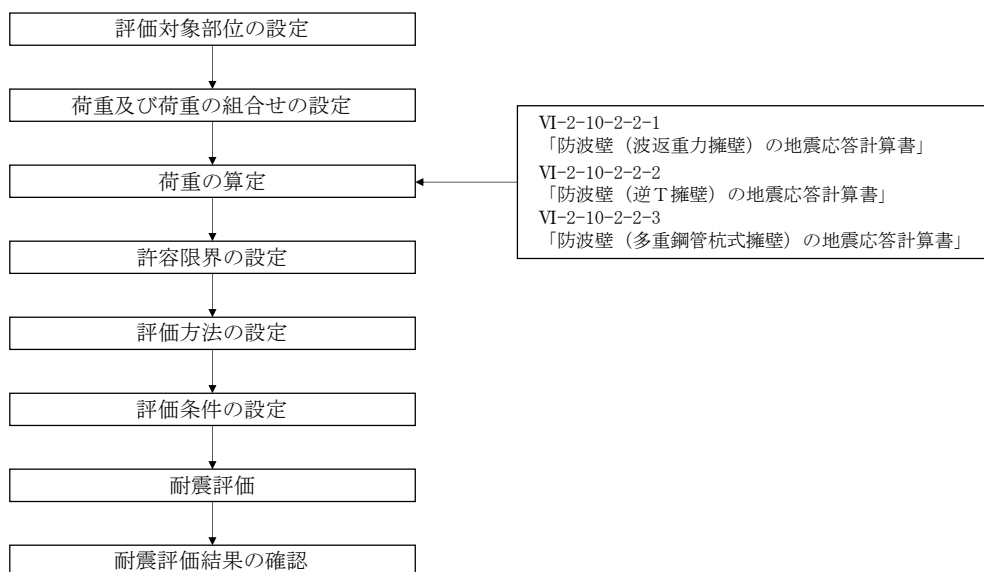


図 2.3-1 漂流物対策工の耐震評価フロー

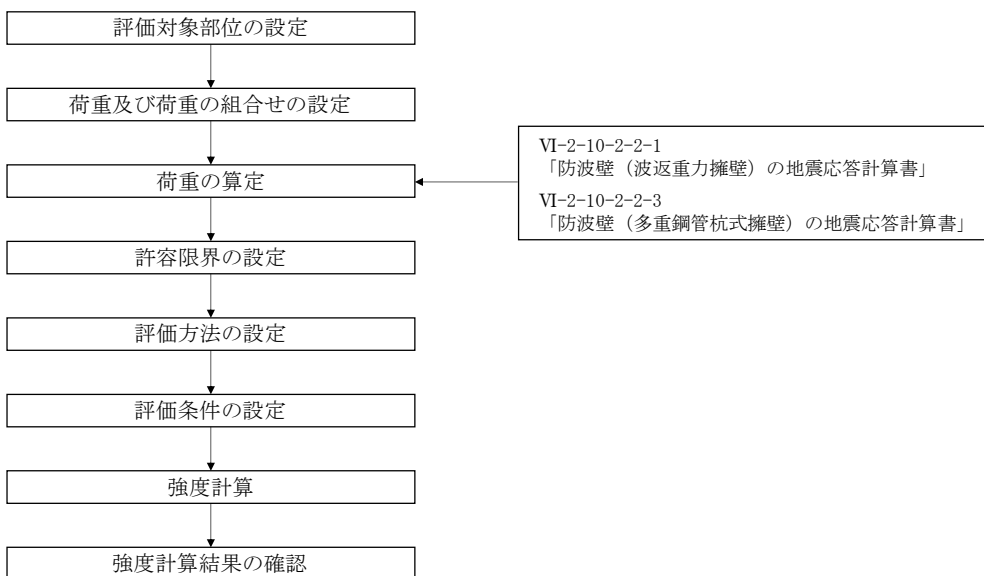


図 2.3-2 漂流物対策工の強度計算フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局, 平成 27 年 12 月一部改訂)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会, 2010 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	
仕様材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定) 建築基準法・同施行令	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
許容限界	鉄筋コンクリート版	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会, 2002 年制定)	押抜きせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	鋼材	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	アンカーボルト	各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会, 2010 年)	引張力照査及びせん断力照査は, 発生引張力又は発生せん断力が, 許容引き抜き力又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987( (社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説( (社) 国土交通省港湾局, 2007 年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)	ジョイント要素の物性値の設定	



## 2.5 記号の説明

漂流物対策工の耐震評価及び強度計算に用いる記号を表 2.5-1～表 2.5-6 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）及び漂流物対策工（鋼材）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
$S_s$	kN	基準地震動 $S_s$ による地震荷重
$P_{s s}$	kN	慣性力
$W_s$	kN	重量
$P_{s s h}$	kN	水平慣性力
$K_{s h}$	—	基準地震動 $S_s$ による水平方向震度
$P_{s s v}$	kN	鉛直慣性力
$K_{s v}$	—	基準地震動 $S_s$ による鉛直方向震度
$P_{s d w}$	kN	動水圧の合力
$\rho$	t/m <sup>3</sup>	海水の密度
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度
$H_s$	m	水深
$P_{s h}$	kN	静水圧

表 2.5-2 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）及び漂流物対策工（鋼材）の  
強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
$P_t$	kN	遡上津波荷重
$P_c$	kN	漂流物衝突荷重
$P_k$	kN	風荷重
$K_{s d}$	kN	余震荷重
$P_{d h}$	kN	静水圧
$\rho$	t / m <sup>3</sup>	海水の密度
g	m / s <sup>2</sup>	重力加速度
$H_d$	m	水深

表 2.5-3 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
$W_{s1}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工①）重量
$K_{sh1}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工①）水平震度
$P_{ssh1}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工①）水平慣性力
$K_{sv1}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工①）鉛直震度
$P_{ssv1}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工①）鉛直慣性力
$W_{s4}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工④）重量
$K_{sh4}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工④）水平震度
$P_{ssh4}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工④）水平慣性力
$K_{sv4}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工④）鉛直震度
$P_{ssv4}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工④）鉛直慣性力
$W_{s5}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）重量
$K_{sh5}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）水平震度
$P_{ssh5}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）水平慣性力
$K_{sv5}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）鉛直震度
$P_{ssv5}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）鉛直慣性力
$W_{s6}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）重量
$K_{sh6}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）水平震度
$P_{ssh6}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）水平慣性力
$K_{sv6}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）鉛直震度
$P_{ssv6}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）鉛直慣性力
$W_{s8}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）重量
$K_{sh8}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）水平震度
$P_{ssh8}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）水平慣性力
$K_{sv8}$	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）鉛直震度
$P_{ssv8}$	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）鉛直慣性力
$p_{sc}$	kN/本	アンカーボルト 1 本に作用する引張力
$P_{sc}$	kN	アンカーボルトに作用する引張力
$n_{sc}$	本	漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数
$q_{sc}$	kN/本	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力
$Q_{sc}$	kN	アンカーボルトに作用するせん断力

表 2.5-4 漂流物対策工（鋼材）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_{s k b}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材に作用する曲げ応力度
$M_{s k}$	kN・m	3次元構造解析における発生曲げモーメント
$Z_{s k}$	mm <sup>3</sup>	鋼材の断面係数
$\tau_{s k}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材に作用するせん断応力度
$Q_{s k}$	kN	3次元構造解析における発生せん断力
$A_{s k}$	mm <sup>2</sup>	鋼材の断面積
$\sigma_{s k b 1}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼板に作用する最大曲げ応力度
$M_{s k 1}$	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント
$Z_{s k 1}$	mm <sup>3</sup>	鋼板の断面係数
$\sigma_{s k b 2}$	N/mm <sup>2</sup>	補強鋼材に作用する最大発生曲げ応力度
$M_{s k 2}$	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント
$Z_{s k 2}$	mm <sup>3</sup>	補強鋼材の断面係数
$\tau_{s k b 1}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼板に作用するせん断応力度
$Q_{s k 1}$	kN	鋼板に作用する最大せん断力
$A_{s k 1}$	mm <sup>2</sup>	鋼板の断面積
$\tau_{s k 2}$	N/mm <sup>2</sup>	補強鋼材に作用するせん断応力度
$Q_{s k 2}$	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力
$A_{s k 2}$	mm <sup>2</sup>	補強鋼材の断面積
$T_{s k 1}$	kN	アンカーボルトに作用する最大引張力
$S_{s k 1}$	kN	アンカーボルトに作用する最大せん断力

表 2.5-5 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
$\tau_p$	kN/mm <sup>2</sup>	鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力
$P_{d c}$	kN	鉄筋コンクリート版に作用する荷重
$U_p$	m	設計断面の周長（載荷面から d / 2 離れた位置）
$d$	m	鉄筋コンクリート版の有効高さ

表 2.5-6 漂流物対策工（鋼材）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_{dkb}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材に作用する曲げ応力度
$M_{dk}$	kN・m	3次元構造解析における発生曲げモーメント
$Z_{dk}$	mm <sup>3</sup>	鋼材の断面係数
$\tau_{dk}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼材に作用するせん断応力度
$Q_{dk}$	kN	3次元構造解析における発生せん断力
$A_{dk}$	mm <sup>2</sup>	鋼材の断面積
$\sigma_{dkb1}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼板に作用する最大曲げ応力度
$M_{dk1}$	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント
$Z_{dk1}$	mm <sup>3</sup>	鋼板の断面係数
$\sigma_{dkb2}$	N/mm <sup>2</sup>	補強鋼材に作用する最大発生曲げ応力度
$M_{dk2}$	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント
$Z_{dk2}$	mm <sup>3</sup>	補強鋼材の断面係数
$\tau_{dkb1}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼板に作用するせん断応力度
$Q_{dk1}$	kN	鋼板に作用する最大せん断力
$A_{dk1}$	mm <sup>2</sup>	鋼板の断面積
$\tau_{dkb2}$	N/mm <sup>2</sup>	補強鋼材に作用するせん断応力度
$Q_{dk2}$	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力
$A_{dk2}$	mm <sup>2</sup>	補強鋼材の断面積
$S_{dk2}$	kN	アンカーボルトに作用する最大せん断力
$T_{dk2}$	kN	アンカーボルトに作用する最大引張力

### 3. 評価対象部位

漂流物対策工は、「2.2 構造概要」に設定している構造を踏まえて、地震時荷重、津波時荷重又は重畳時荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の評価対象部位は、鉄筋コンクリート版及びアンカーボルトとする。また、漂流物対策工（鋼材）の評価対象部位は、鋼材及びアンカーボルトとする。

評価対象部位を図 3-1 及び図 3-2 に示す。

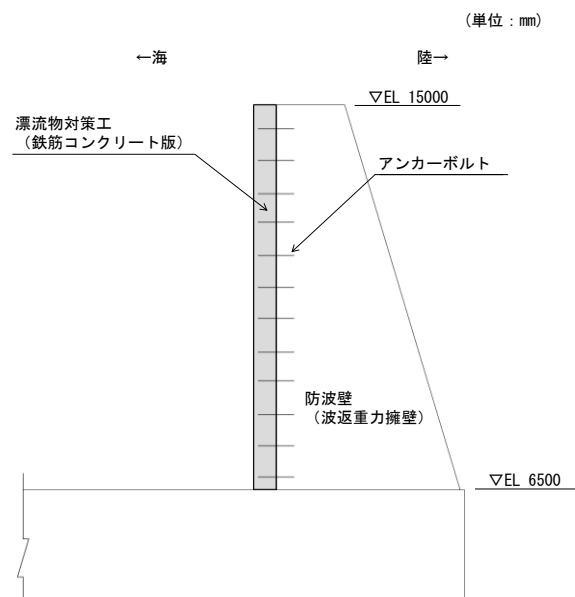


図 3-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の評価対象部位

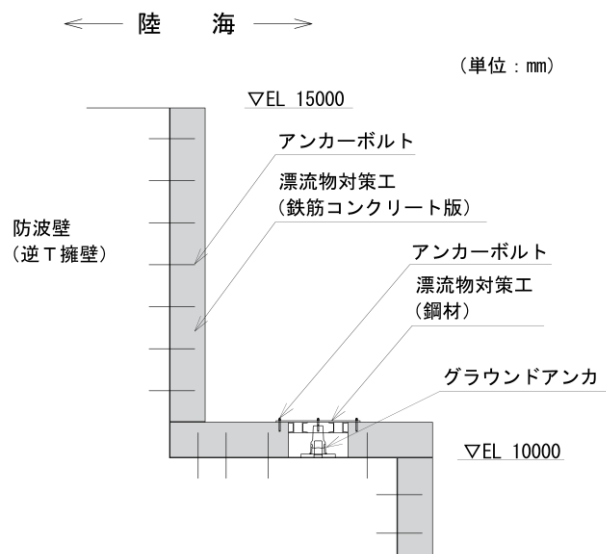


図 3-2 漂流物対策工（鋼材）の評価対象部位

#### 4. 耐震評価

##### 4.1 耐震評価方法

漂流物対策工の耐震評価は、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を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工の構造的特徴を踏まえ、漂流物対策工の構造区分を表 4.1-1 に、漂流物対策工の構造区分の配置図を図 4.1-1 に、各構造区分の構造概要図を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-1 漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト	
			厚さ (cm)	高さ (m)	径	標準本数 (幅1mあたり) (本)
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	50	6.6 (EL 15.0m～EL 8.4m)	D16	11
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	50	12.8 (EL 15.0m～EL 2.2m)	D16	23
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁） 縦壁	50	4.5 (EL 15.0m～EL 10.5m)	D16	7
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁） フーチング	50	— (EL 10.0m)	D16	6
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁） フーチング側壁	50	2.0 (EL 10.0m～EL 8.0m)	D16	3
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁） 重力擁壁	50	6.5 (EL 15.0m～EL 8.5m)	D19	9
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁） 重力擁壁	50	8.5 (EL 15.0m～EL 6.5m)	D19	12
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁） ケーソン	50	14.0* (EL 2.0m～EL-12.0m)	D19	17
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁（逆T擁壁） フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—

注記\*：ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

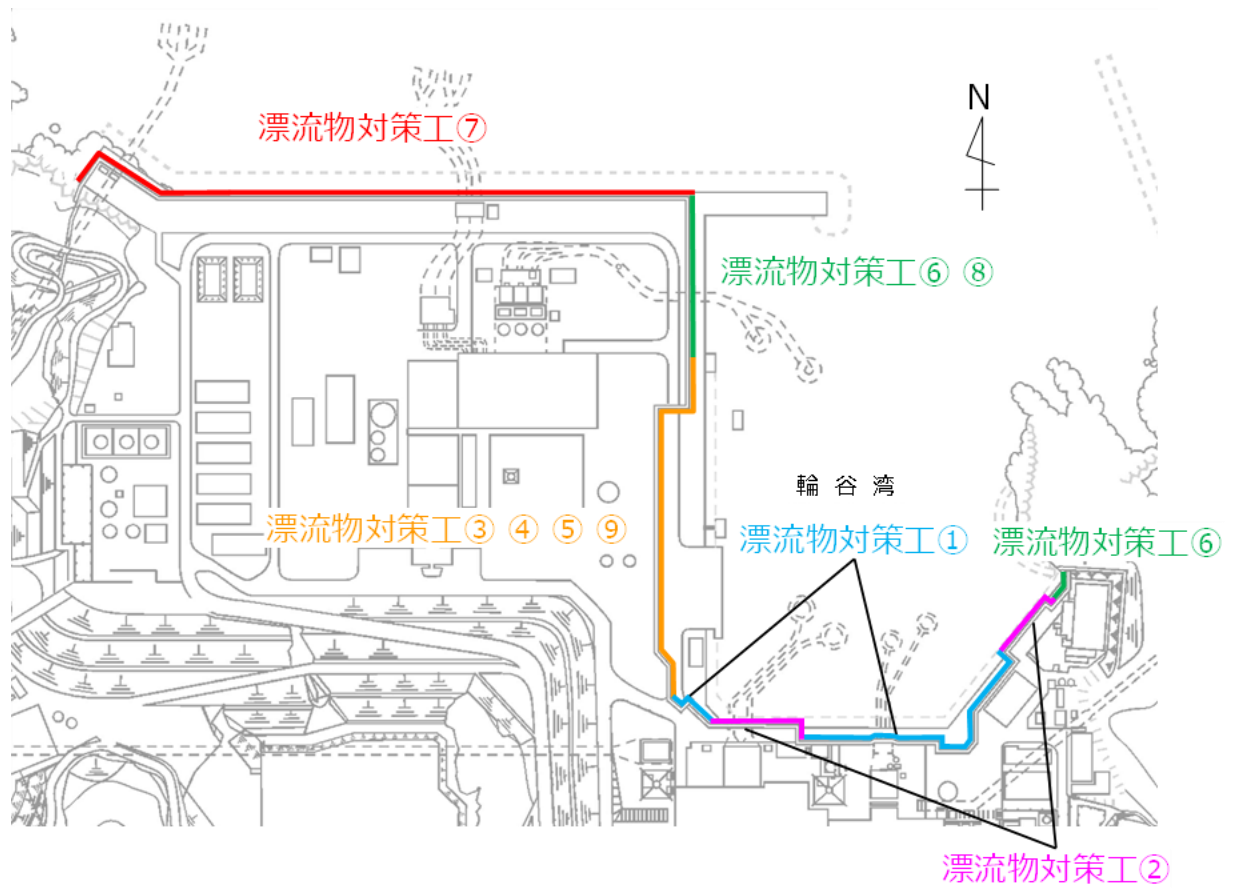


図 4.1-1 漂流物対策工の構造区分の配置図



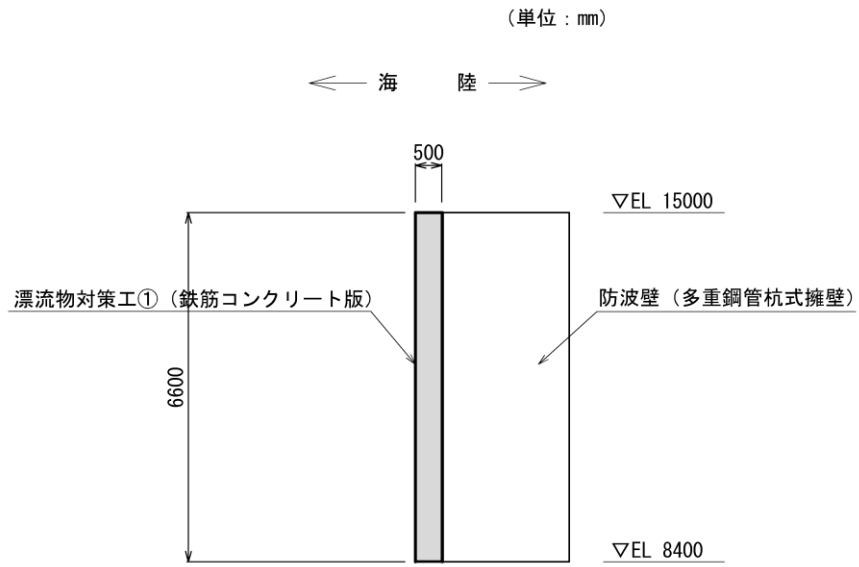


図 4.1-2(1) 漂流物対策工①の構造概要図

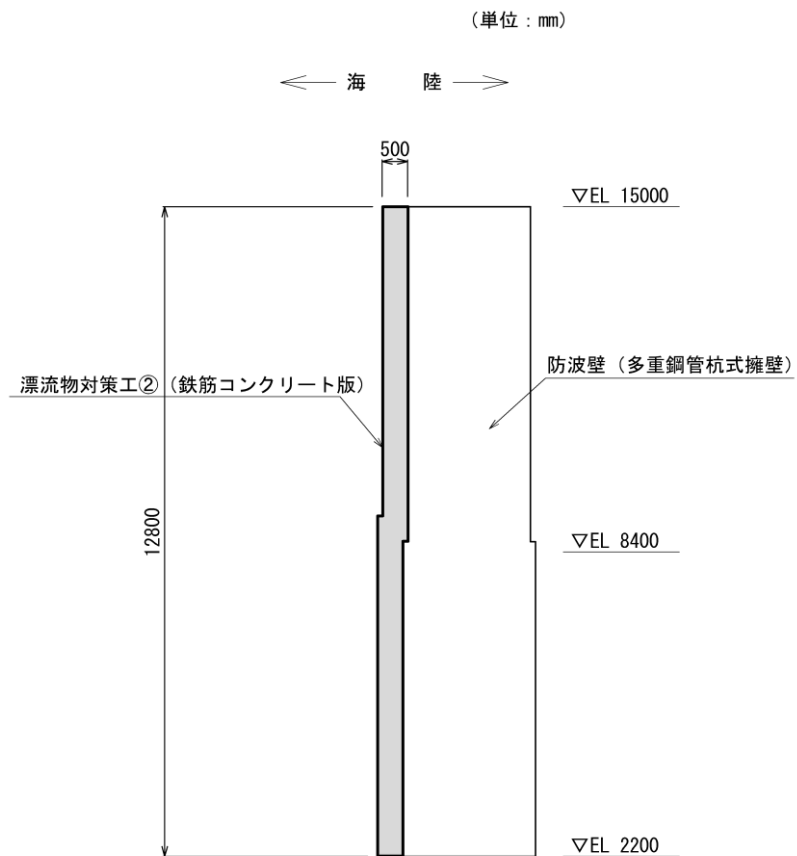


図 4.1-2(2) 漂流物対策工②の構造概要図

(単位：mm)

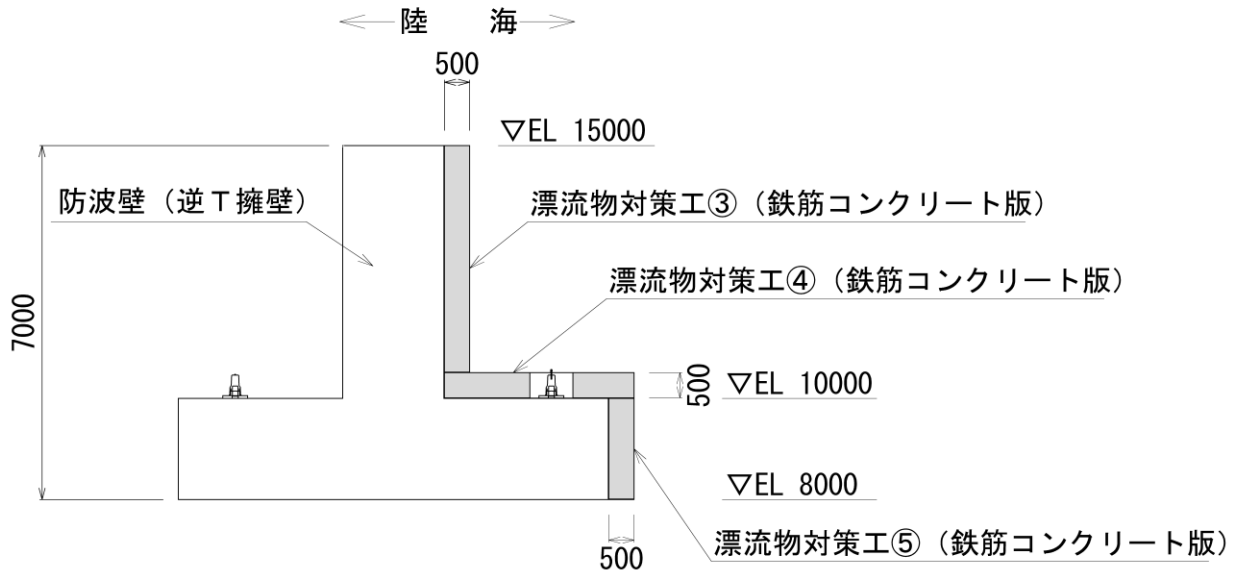


図 4.1-2(3) 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

(単位：mm)

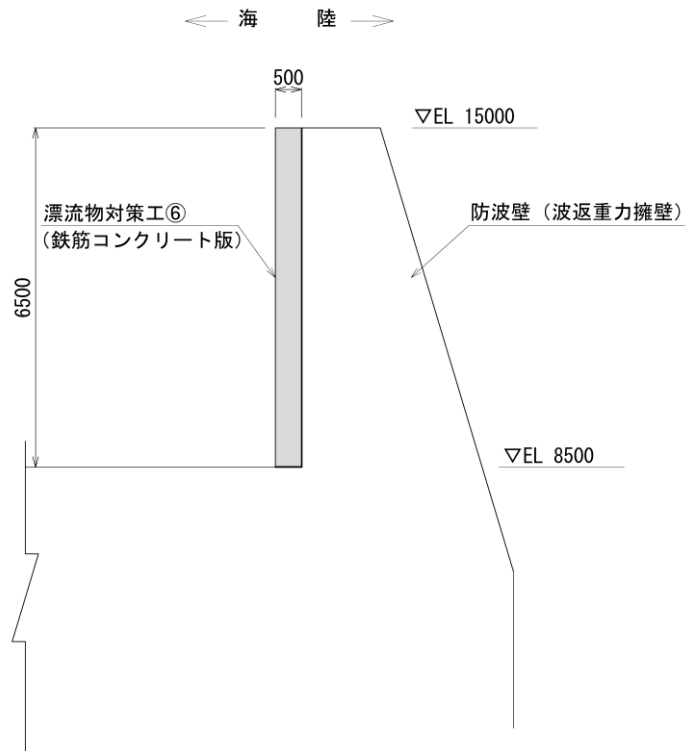


図 4.1-2(4) 漂流物対策工⑥の構造概要図

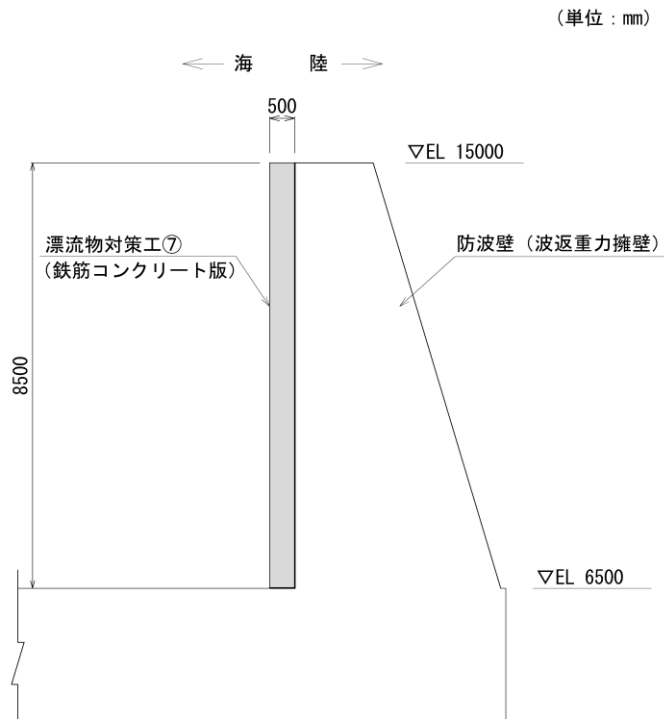


図 4.1-2(5) 漂流物対策工⑦の構造概要図

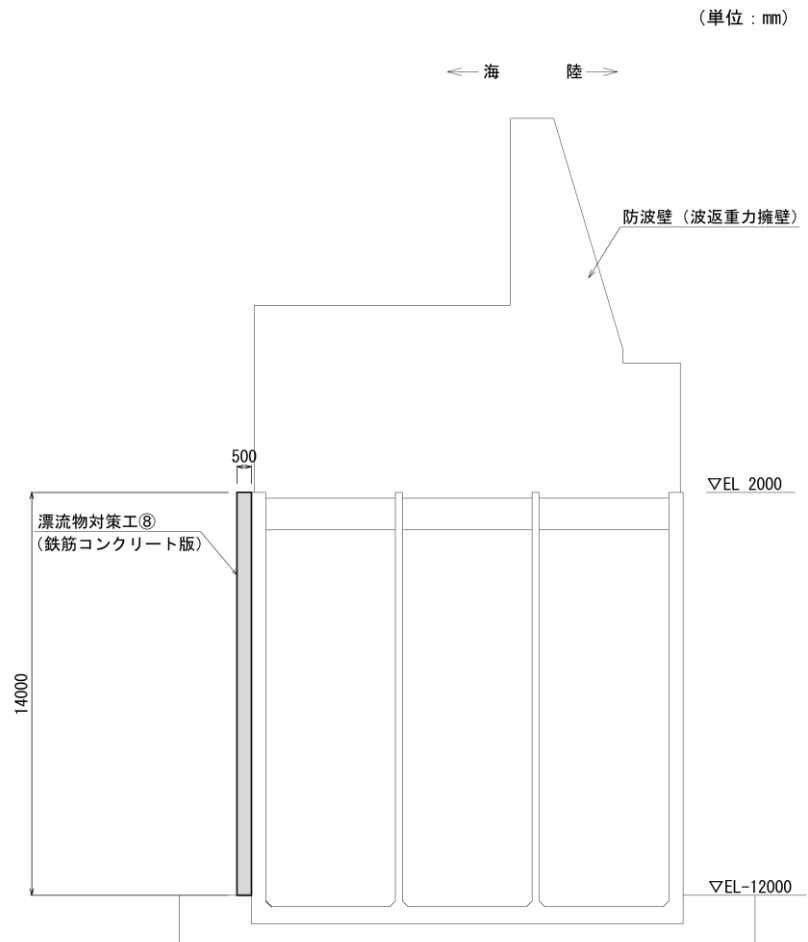


図 4.1-2(6) 漂流物対策工⑧の構造概要図

(単位 : mm)

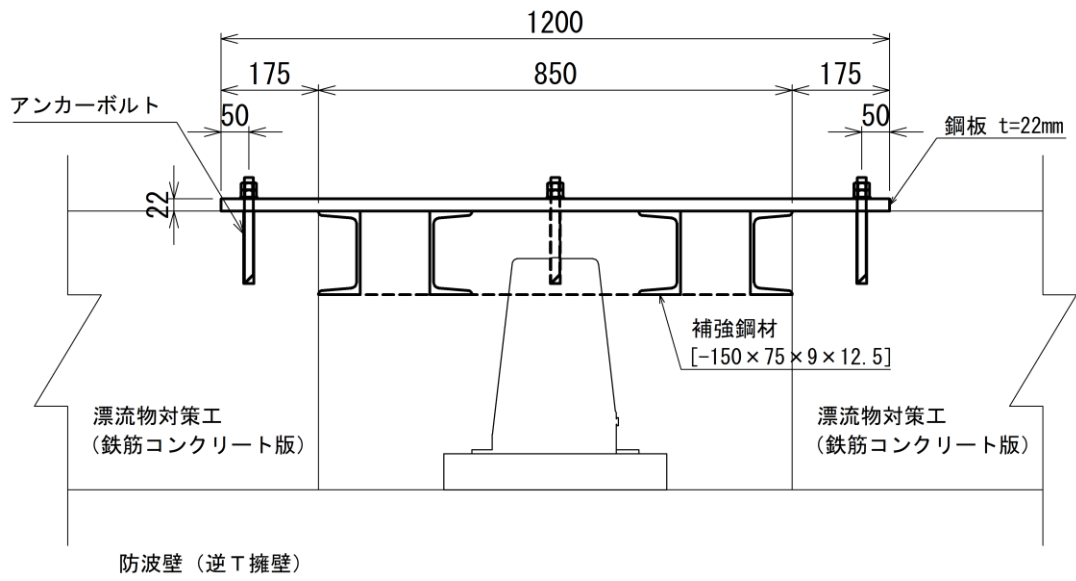


図 4.1-2(7) 漂流物対策工⑨の構造概要図

耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分を表 4.1-2 のとおり示す。漂流物対策工の構造的特徴及び設置される防波壁の地震時応答の観点から、耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定することとし、詳細については「(参考資料1) 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定について」に示す。

表 4.1-2 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト		評価対象
			厚さ (cm)	高さ (m)	径	標準本数 (幅1mあたり) (本)	
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50	6.6 (EL 15.0m~EL 8.4m)	D16	11	○
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50	12.8 (EL 15.0m~EL 2.2m)	D16	23	
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) 堅壁	50	4.5 (EL 15.0m~EL 10.5m)	D16	7	
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング	50	— (EL 10.0m)	D16	6	○
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング側壁	50	2.0 (EL 10.0m~EL 8.0m)	D16	3	○
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50	6.5 (EL 15.0m~EL 8.5m)	D19	9	○
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50	8.5 (EL 15.0m~EL 6.5m)	D19	12	
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) ケーソン	50	14.0* (EL 2.0m~EL-12.0m)	D19	17	○
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁(逆T擁壁) フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—	○

注記\*: ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

: 耐震評価を実施する構造区分

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

### 4.2.1 荷重の組合せ

漂流物対策工の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。荷重の組合せを表 4.2.1-1 に、荷重の作用イメージ図を図 4.2.1-1 に示す。

$$G + S_s$$

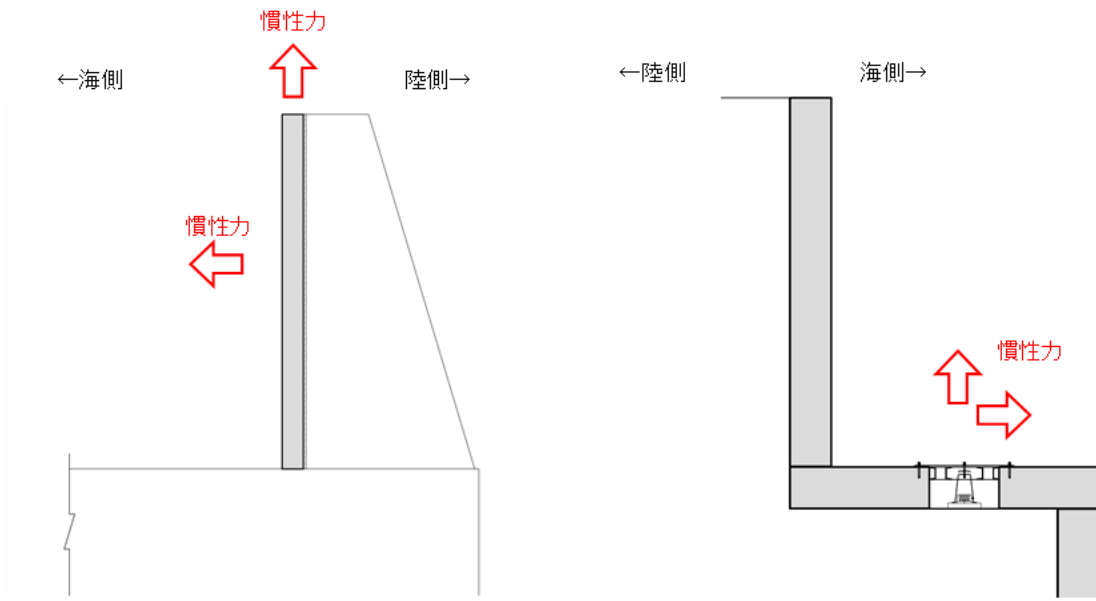
ここで、

$G$  : 固定荷重 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)

表 4.2.1-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重 $G$	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・配管荷重	—	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	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	気中又は海中に設置されているため考慮しない。
	静水圧 $P_{sh}$		— (○)	気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)
	積雪荷重		—	厚さが 50cm であり、積雪荷重による影響は軽微のため考慮しない。
	風荷重		—	風荷重による影響は軽微のため考慮しない。
地震荷重 $S_s$	水平慣性力 $P_{ssh}$		○	基準地震動 $S_s$ による躯体への水平方向の慣性力を考慮する。
	鉛直慣性力 $P_{ssv}$		○	基準地震動 $S_s$ による躯体への鉛直方向の慣性力を考慮する。
	動水圧 $P_{sdw}$		— (○)	気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)



漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鋼材）

図 4.2.1-1 漂流物対策工の荷重作用イメージ図

#### 4.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は以下のとおりとする。また、ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため、静水圧及び動水圧についても考慮する。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流対策工を構成する部材の自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

地震荷重として、基準地震動 S<sub>s</sub> に伴う慣性力を考慮するものとする。

なお、地震荷重の算定に用いる震度は、漂流物対策工は防波壁に設置することから、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」及びVI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

##### a. 慣性力 (P<sub>s s</sub>)

慣性力は、漂流物対策工の重量に震度を乗じた次式により算出する。

$$P_{s s h} = W_s \times K_{s h}$$

$$P_{s s v} = W_s \times K_{s v}$$

ここで、

P<sub>s s h</sub>, P<sub>s s v</sub> : 水平・鉛直慣性力 (kN)

W<sub>s</sub> : 重量 (kN)

K<sub>s h</sub>, K<sub>s v</sub> : 基準地震動 S<sub>s</sub> による水平・鉛直方向震度

##### b. 動水圧 (P<sub>s d w</sub>)

動水圧は、以下の Westergaard の式により算定する。

$$p_{s d w} = \frac{7}{8} \times K_{s h} \times \rho \times g \times \sqrt{H \times h}$$

ここで、

p<sub>s d w</sub> : 動水圧 (kN)

K<sub>s h</sub> : 基準地震動 S<sub>s</sub> による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

H : 水深 (m)

h : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)



$$P_{s d w} = \frac{7}{12} \times K_{s h} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで、 $P_{s d w}$  : 動水圧の合力 (kN)

$K_{s h}$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の震度

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

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

$H_s$  : 水深 (m)

(3) 静水圧 ( $P_{s h}$ )

海水位から漂流物対策工下端までの静水圧を考慮する。

$$P_{s h} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで、

$P_{s h}$  : 静水圧 (kN)

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

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

$H_s$  : 水深 (m)

#### 4.2.3 荷重の算定

耐震評価に用いる荷重の算定は以下のとおりとする。

##### (1) 慣性力 ( $P_{ss}$ )

$$P_{ss h} = W_s \times K_{sh}$$

$$P_{ss v} = W_s \times K_{sv}$$

ここで、

$P_{ss h}$ ,  $P_{ss v}$  : 水平・鉛直慣性力 (kN)

$W_s$  : 重量 (kN)

$K_{sh}$ ,  $K_{sv}$  : 基準地震動  $S_s$  による水平・鉛直方向震度

地震荷重の算定に用いる震度は、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」及びVI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析結果より、漂流物対策工が設置される範囲における水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値を用いて、重力加速度 ( $9.80665\text{m/s}^2$ ) で除して設計震度を算定する。基準地震動  $S_s$  による水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度分布図及び加速度抽出位置を図 4.2.3-1 に、耐震評価に用いる水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値及び設計震度を表 4.2.3-1 に示す。

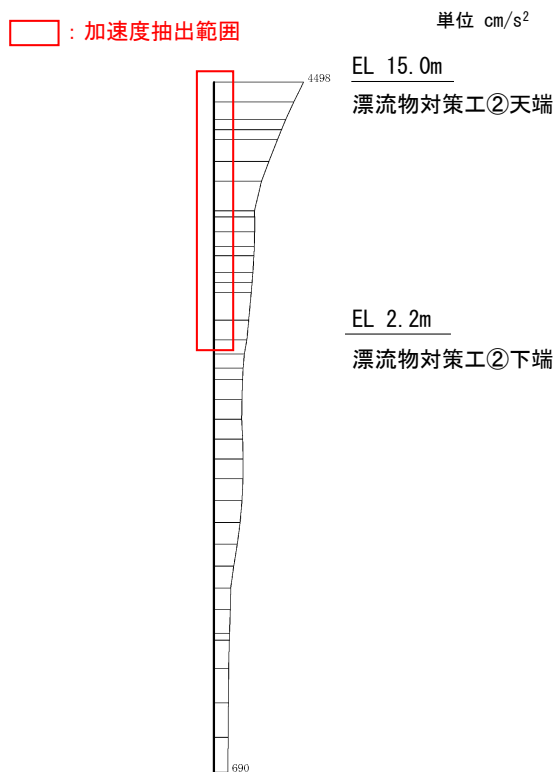


図 4.2.3-1(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置  
（④-④断面 S s - D（-+）（解析ケース③））

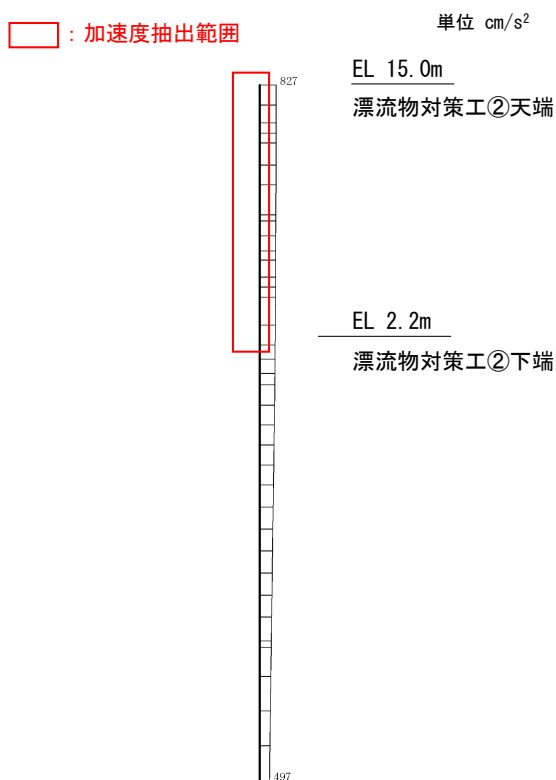


図 4.2.3-1(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置  
（④-④断面 S s - D（一一）（解析ケース①））

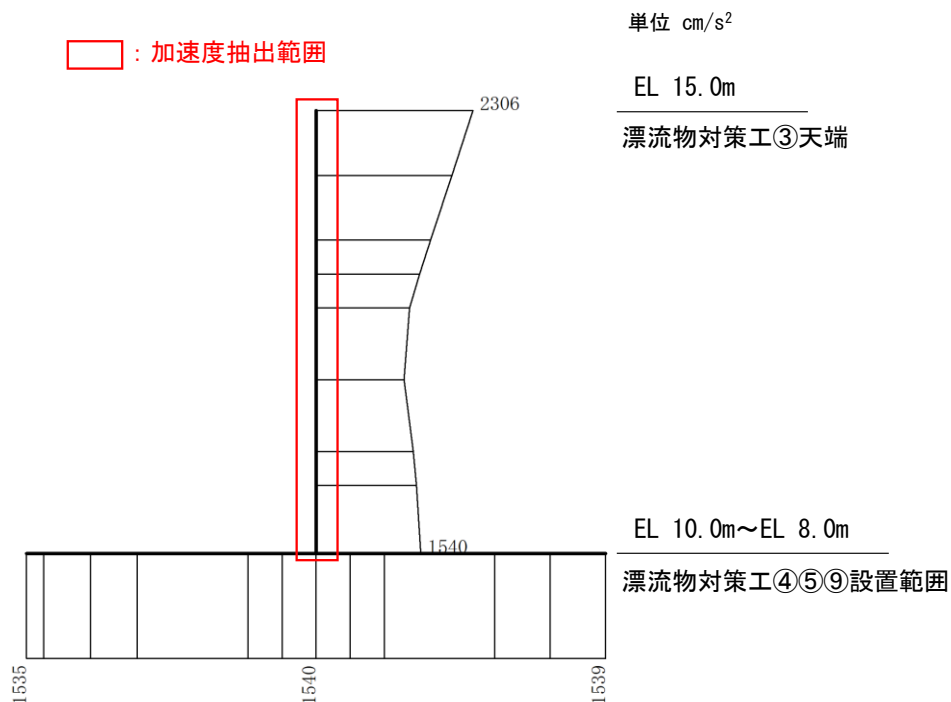


図 4.2.3-1(3) 防波壁（逆T擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置  
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

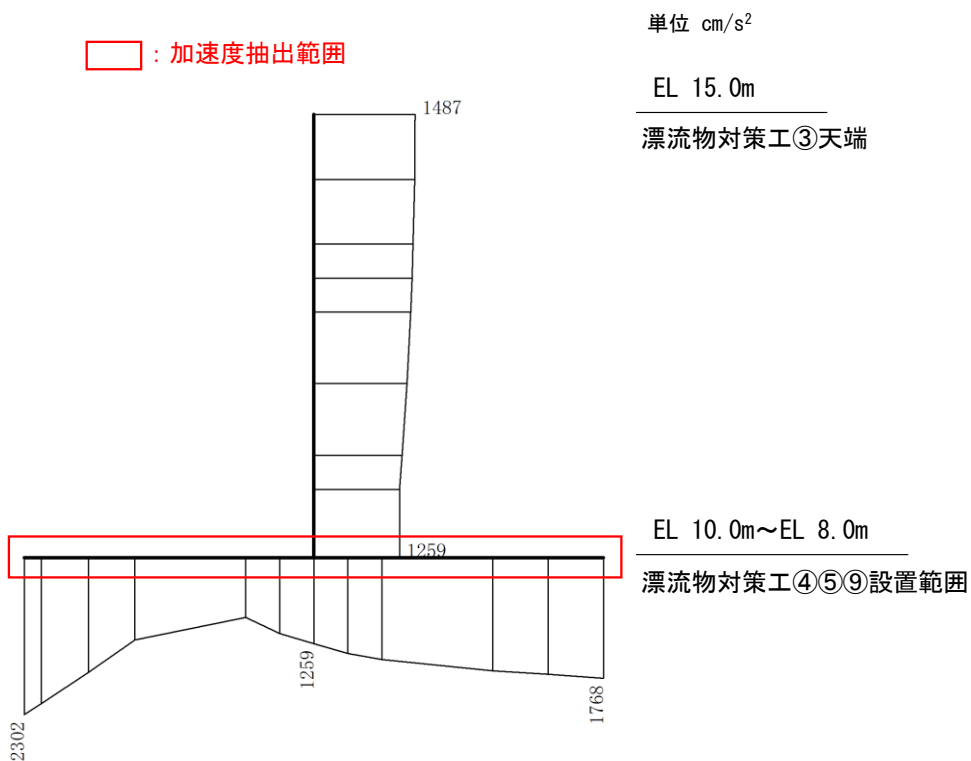


図 4.2.3-1(4) 防波壁（逆T擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置  
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース①））

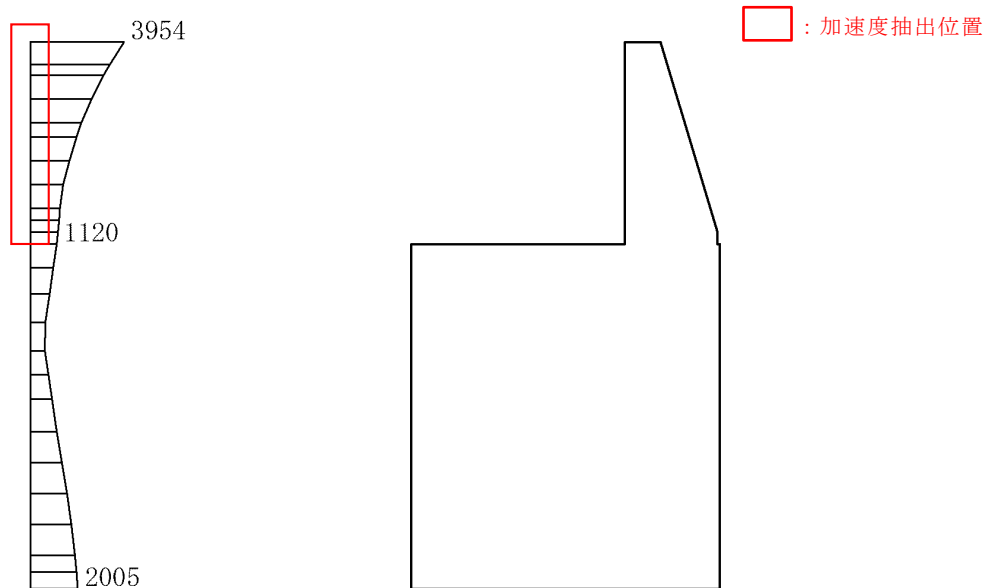


図 4.2.3-1(5) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置  
 (③-③断面 S s - D ( - - ) (解析ケース①) )

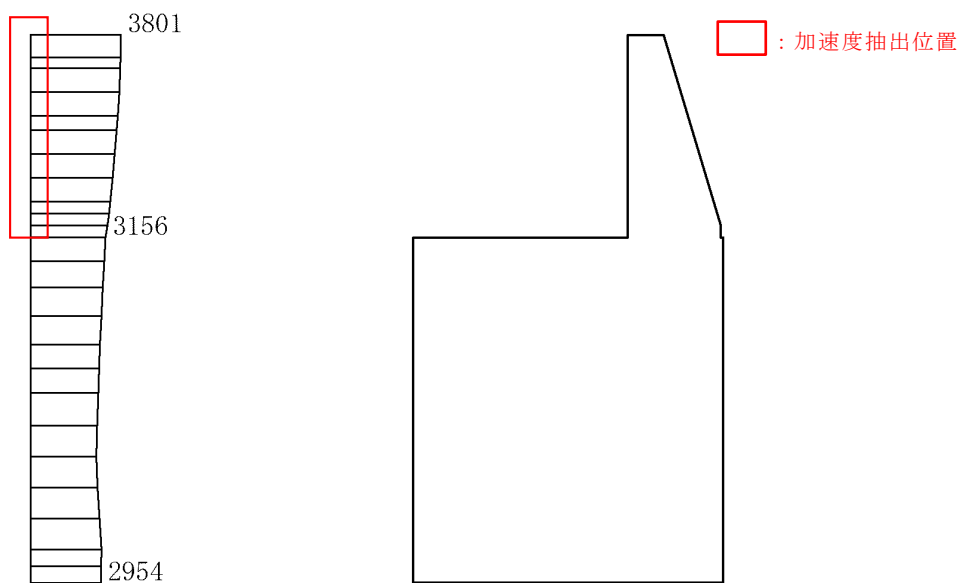


図 4.2.3-1(6) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置  
 (③-③断面 S s - N 1 ( - + ) (解析ケース①) )

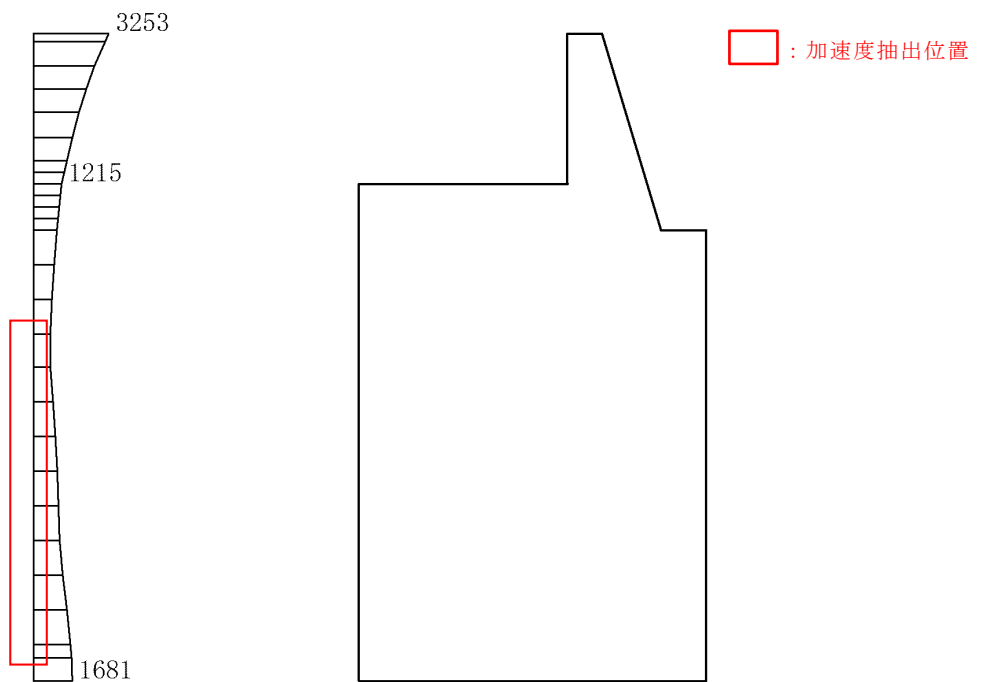


図 4.2.3-1(7) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置  
（漂流物対策工⑧）

（④-④断面 S s - D（-+）（解析ケース②））

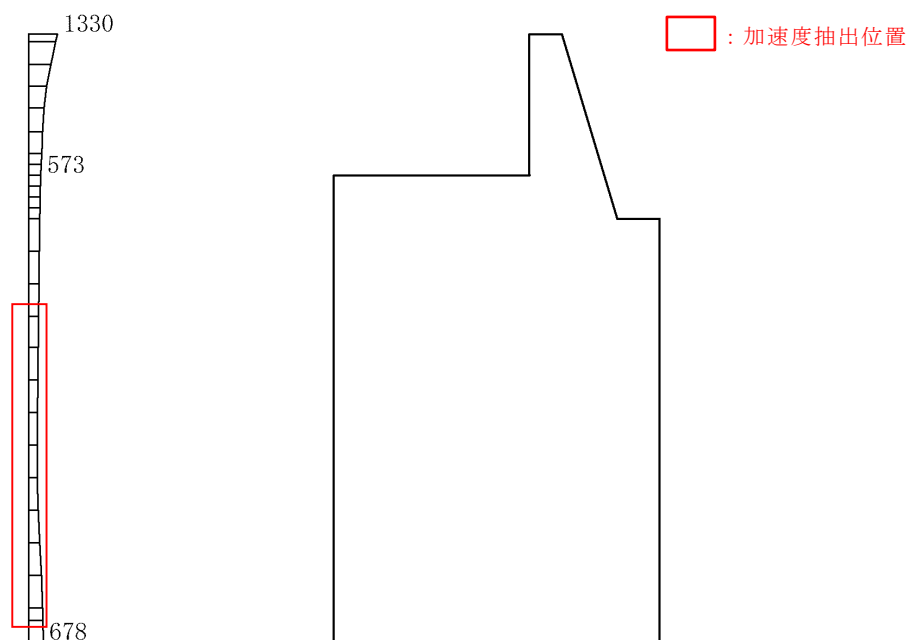


図 4.2.3-1(8) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置  
（漂流物対策工⑧）

（④-④断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

表 4.2.3-1 漂流物対策工の設計に用いる加速度及び設計震度

名称	種別	設置個所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) ( $\text{cm/s}^2$ )	(鉛直) ( $\text{cm/s}^2$ )		
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	2507	805	2.56	0.83
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング	1595	1456	1.63	1.49
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング側壁	1595	1456	1.63	1.49
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	2093	3568	2.14	3.64
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	1176	2297	1.20	2.35

表 4.2.3-2 に漂流物対策工 (幅 1 m あたり) に作用する慣性力による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2.3-2(1) 慣性力による荷重 (漂流物対策工①)

項目		単位	入力値
重量	$W_{s1}$	kN	79.2
水平震度	$K_{sh1}$	—	2.56
水平慣性力	$P_{ssh1}$	kN	202.8
鉛直震度	$K_{sv1}$	—	0.83
鉛直慣性力	$P_{ssv1}$	kN	65.7

表 4.2.3-2(2) 慣性力による荷重 (漂流物対策工④)

項目		単位	入力値
重量	$W_{s4}$	kN	45
水平震度	$K_{sh4}$	—	1.63
水平慣性力	$P_{ssh4}$	kN	73.4
鉛直震度	$K_{sv4}$	—	1.49
鉛直慣性力	$P_{ssv4}$	kN	67.1

表 4.2.3-2(3) 慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）

項 目		単位	地震時
重量	$W_{s5}$	kN	24
水平震度	$K_{sh5}$	—	1.63
水平慣性力	$P_{ssh5}$	kN	39.1
鉛直震度	$K_{sv5}$	—	1.49
鉛直慣性力	$P_{ssv5}$	kN	35.8

表 4.2.3-2(4) 慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）

項 目		単位	地震時
重量	$W_{s6}$	kN	78
水平震度	$K_{sh6}$	—	2.14
水平慣性力	$P_{ssh6}$	kN	166.9
鉛直震度	$K_{sv6}$	—	3.64
鉛直慣性力	$P_{ssv6}$	kN	283.9

表 4.2.3-2(5) 慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）

項 目		単位	地震時
重量	$W_{s8}$	kN	168
水平震度	$K_{sh8}$	—	1.20
水平慣性力	$P_{ssh8}$	kN	201.6
鉛直震度	$K_{sv8}$	—	2.35
鉛直慣性力	$P_{ssv8}$	kN	394.8



(2) 動水圧 (P<sub>dw</sub>)

$$p_{sdw} = \frac{7}{8} \times K_{sh} \times \rho \times g \times \sqrt{H \times h}$$

ここで,

p<sub>sdw</sub> : 動水圧 (kN)

K<sub>sh</sub> : 基準地震動 S<sub>s</sub> による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

H : 水深 (m)

h : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

$$P_{sdw} = \frac{7}{12} \times K_{sh} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで,

P<sub>sdw</sub> : 動水圧の合力 (kN)

K<sub>sh</sub> : 基準地震動 S<sub>s</sub> による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

H<sub>s</sub> : 水深 (m)

表 4.2.3-3 に動水圧による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2.3-3 動水圧による荷重 (漂流物対策工⑧)

項目		単位	地震時
水平設計震度	K <sub>sh</sub>	—	1.20
海水位	—	m	EL 0.58
漂流物対策工下端	—	m	EL-12.00
水深	H <sub>s</sub>	m	12.58
動水圧の合力	P <sub>sdw</sub>	kN	1,119

(3) 静水圧 (P<sub>s h</sub>)

$$P_{s h} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで,

P<sub>s h</sub> : 静水圧 (kN)

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)

H<sub>s</sub> : 水深 (m)

表 4.2.3-4 に静水圧による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2.3-4 静水圧による荷重 (漂流物対策工⑧)

項 目		単 位	常 時
海水位	—	m	EL 0.58
漂流物対策工下端	—	m	EL-12.00
水深	H <sub>s</sub>	m	12.58
静水圧	P <sub>s h</sub>	kN	799

### 4.3 許容限界

漂流物対策工の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 4.3.1 使用材料

##### (1) 漂流物対策工

漂流物対策工を構成する各部材の使用材料を表 4.3.1-1 に、材料の物性値を表 4.3.1-2 に示す。

表 4.3.1-1 使用材料

諸元	
鉄筋コンクリート	設計基準強度 24N/mm <sup>2</sup>
鋼材	SS400
アンカーボルト	SD345, SS400

表 4.3.1-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
鉄筋コンクリート	24.0*

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( (社) 土木学会，2002 年制定)

#### 4.3.2 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）」に基づき，表4.3.2-1の値とする。

表 4.3.2-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		材質	引張耐力* (kN/本)	せん断耐力* (kN/本)	
アンカー ボルト	漂流物対策工 (鉄筋コンクリ ート版)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SD345 (D16)	42.3	47.9
		防波壁 (逆T擁壁)	SD345 (D16)	42.3	47.9
		防波壁 (波返重力擁壁)	SD345 (D19)	60.2	69.1
		防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SD345 (D19)	60.2	69.1
	漂流物対策工(鋼材)	SS400 (M16)	29.3	24.8	

注記\*：「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）」に基づき設定する。

詳細は，「（参考資料2）アンカーボルトの許容限界について」に示す。

##### (2) 鋼材

鋼材の許容限界は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表4.3.2-2の値とする。

表 4.3.2-2 鋼材の許容限界

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		曲げ	せん断
鋼材(鋼板, 補強鋼材)	SS400	210	120

#### 4.4 評価方法

地震時の慣性力により漂流物対策工が防波壁から分離しないことを確認するが、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は防波壁と鉄筋コンクリート版の間に目地材があるため、防波壁と干渉しないことから、鉄筋コンクリート版の耐震評価は実施せず、アンカーボルトのみ耐震評価を実施する。漂流物対策工（鋼材）は鉄筋コンクリート版に直接設置していることから、鋼材及びアンカーボルトの耐震評価を実施する。

漂流物対策工を構成する各部材に発生する応力が、許容限界以下であることを確認する。

##### 4.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

アンカーボルトの引張力及びせん断力に対する耐震評価を実施する。アンカーボルトのモデル図を図 4.4.1-1 に示す。

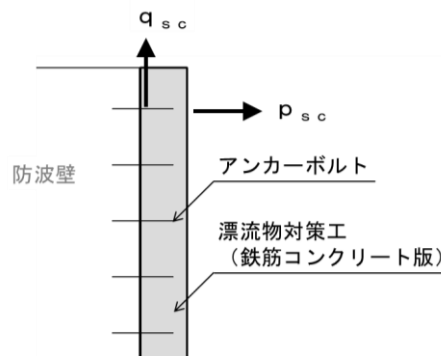


図 4.4.1-1 アンカーボルトのモデル図

##### (1) アンカーボルトに作用する引張力

$$p_{sc} = P_{sc} / n_{sc}$$

ここで、

$p_{sc}$  : アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (kN/本)

$P_{sc}$  : アンカーボルトに作用する引張力 (kN)

$n_{sc}$  : 漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

##### (2) アンカーボルトに作用するせん断力

$$q_{sc} = Q_{sc} / n_{sc}$$

ここで、

$q_{sc}$  : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (kN/本)

$Q_{sc}$  : アンカーボルトに作用するせん断力 (kN)

$n_{sc}$  : 漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

#### 4.4.2 漂流物対策工（鋼材）

##### (1) 解析方法

漂流物対策工（鋼材）は、図 4.4.2-1 に示すとおり、鋼板に補強鋼材を格子状に配置した複雑な構造であることから、3次元構造解析により耐震評価を行う。

3次元構造解析には、解析コード「NX NASTRAN」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3次元構造解析は、防波壁（逆T擁壁）のフーチングにおける慣性力を、3次元構造解析モデルに入力することで、漂流物対策工（鋼材）の耐震評価を実施する。

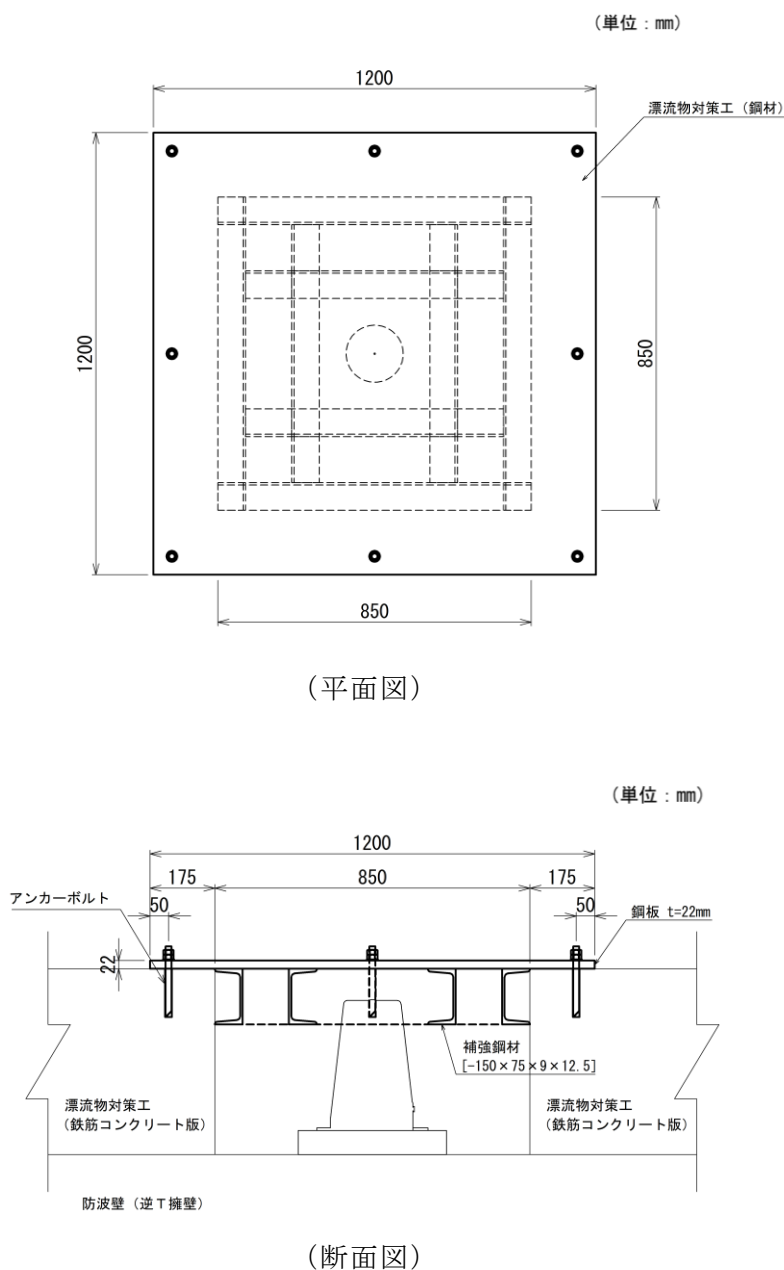


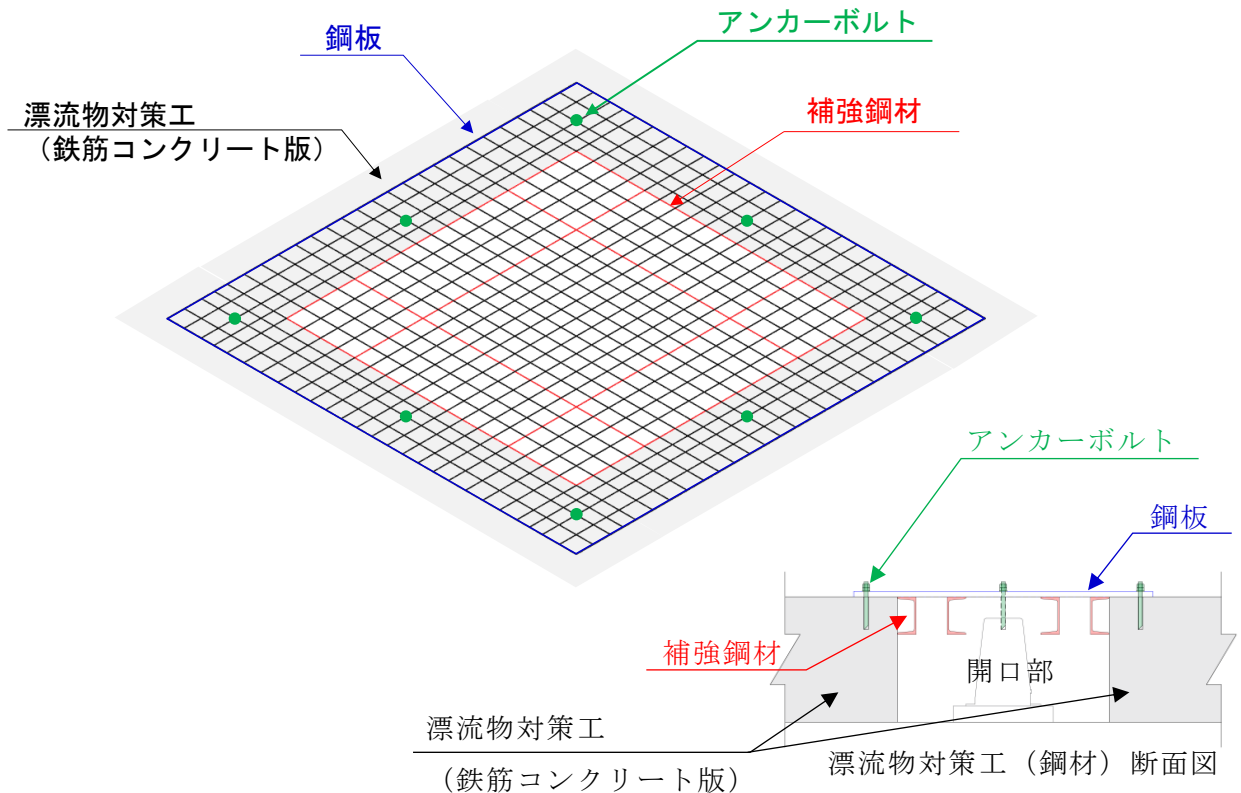
図 4.4.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造図

(2) 解析モデル

漂流物対策工（鋼材）のうち、鋼板は線形シェル要素でモデル化し、補強鋼材は線形はり要素でモデル化する。鋼板の接触面となる漂流物対策工の鉄筋コンクリート版は、ばね支点としてモデル化する。また、鋼板及び補強鋼材に発生する断面力を安全側に評価する観点から、アンカーボルトを配置している箇所は全固定とする。

漂流物対策工（鋼板）と漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）との境界については、下向きに荷重が生じる際は、コンクリートに支持されるため鉛直変位固定とするが、上向きに荷重が生じる際は抵抗しないバネ支点を用いる。

漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデルを図4.4.2-2に示す。



注：ばね支点は開口部を除く全節点に与える。

図4.4.2-2 漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデル

(3) 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、適用基準類を参考に設定する。

漂流物対策工（鋼材）の使用材料を表 4.4.2-1 に、材料の物性値を表 4.4.2-2 に示す。

表 4.4.2-1 使用材料

材料		諸元
漂流物対策工	鋼板	板厚 22mm
	補強鋼材	[-150×75×9×12.5

表 4.4.2-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> ) *1	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) *1	断面積 (mm <sup>2</sup> ) *2	断面係数 (mm <sup>3</sup> ) *2	断面 2 次 モーメント (mm <sup>4</sup> ) *3
鋼板	77	2.00×10 <sup>5</sup>	220×10 <sup>2</sup>	80.67×10 <sup>3</sup>	—
補強鋼材	77	2.00×10 <sup>5</sup>	30.59×10 <sup>2</sup>	140×10 <sup>3</sup>	1,050×10 <sup>4</sup> 147×10 <sup>4</sup>

注記\*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年）

\*2：鋼板の断面積，断面係数は応力計算に使用する単位幅当りの値を示す。

\*3：断面 2 次モーメントの上段は強軸の値，下段は弱軸の値を示す。



(4) 入力荷重の設定

3次元構造解析における入力荷重の载荷イメージ図を図4.4.2-3に示す。

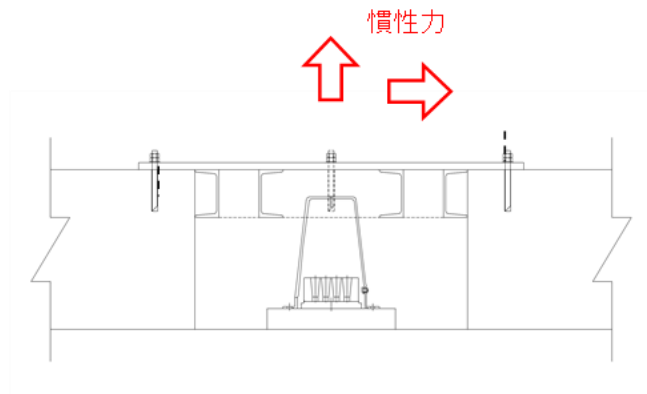


図4.4.2-3 鋼材の荷重イメージ図

躯体の慣性力は、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析モデルにおける漂流物対策工の設置位置における応答加速度から算定する。図4.2.3-1に示す加速度に裕度を考慮した設計震度を表4.4.2-3に示す。

算定した慣性力は、漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデルの各節点に水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

表4.4.2-3 最大加速度及び余震震度

名称	種別	設置箇所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) ( $\text{cm/s}^2$ )	(鉛直) ( $\text{cm/s}^2$ )		
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁（逆T擁壁）フーチング （グラウンドアンカ設置箇所）	1595	1456	3.00	3.00

(5) 評価方法

鋼板及び補強鋼材について、3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が、「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

アンカーボルトについて、3次元構造解析より得られた引張力及びせん断力が、「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各部材に生じる発生応力等のイメージ図を図4.4.2-4に示す。

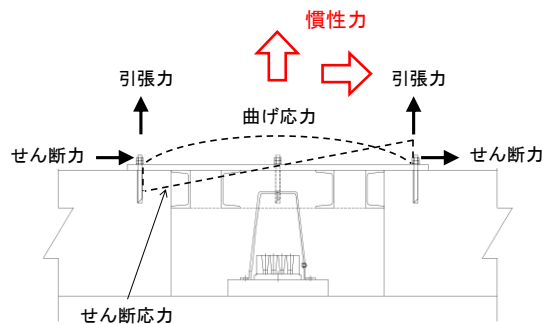


図4.4.2-4 各部材に生じる発生応力等のイメージ図

(6) 鋼材に作用する曲げ応力度

$$\sigma_{s k b} = M_{s k} \times 10^6 / Z_{s k}$$

ここで、

$\sigma_{s k b}$  : 鋼材に作用する曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_{s k}$  : 3次元構造解析における発生曲げモーメント (kN・m)

$Z_{s k}$  : 鋼材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

(7) 鋼材に作用するせん断応力度

$$\tau_{s k} = Q_{s k} \times 10^3 / A_{s k}$$

ここで、

$\tau_{s k}$  : 鋼材に作用するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_{s k}$  : 3次元構造解析における発生せん断力 (kN)

$A_{s k}$  : 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(8) アンカーボルトに作用する引張力及びせん断力

3次元構造解析におけるアンカーボルト位置に作用する引張力( $T_{s k}$ )及びせん断力( $S_{s k}$ )を抽出する。

#### 4.5 評価条件

漂流物対策工の耐震評価に用いる入力値を表 4.5-1 に示す。

表 4.5-1(1) 漂流物対策工①のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_{sc1}$	kN	漂流物対策工①に作用する引張力 ( $= P_{ssh1}$ )	203
$n_{sc1}$	本	アンカーボルトの本数	11

表 4.5-1(2) 漂流物対策工①のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sc1}$	kN	漂流物対策工①に作用するせん断力 ( $= P_{ssv1}$ )	66
$n_{sc1}$	本	アンカーボルトの本数	11

表 4.5-1(3) 漂流物対策工④のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_{sc4}$	kN	漂流物対策工④に作用する引張力 ( $= P_{ssv4}$ )	67
$n_{sc4}$	本	アンカーボルトの本数	6

表 4.5-1(4) 漂流物対策工④のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sc4}$	kN	漂流物対策工④に作用するせん断力 ( $= P_{ssh4}$ )	73
$n_{sc4}$	本	アンカーボルトの本数	6

表 4.5-1(5) 漂流物対策工⑤のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_{sc5}$	kN	漂流物対策工⑤に作用する引張力 ( $= P_{ssh5}$ )	39
$n_{sc5}$	本	アンカーボルトの本数	3

表 4.5-1(6) 漂流物対策工⑤のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sc5}$	kN	漂流物対策工⑤に作用するせん断力 ( $= P_{ssv5}$ )	36
$n_{sc5}$	本	アンカーボルトの本数	3

表 4.5-1(7) 漂流物対策工⑥のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_{sc6}$	kN	漂流物対策工⑥に作用する引張力 ( $= P_{ssh6}$ )	167
$n_{sc6}$	本	アンカーボルトの本数	9

表 4.5-1(8) 漂流物対策工⑥のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sc6}$	kN	漂流物対策工⑥に作用するせん断力 ( $= P_{ssv6}$ )	284
$n_{sc6}$	本	アンカーボルトの本数	9

表 4.5-1(9) 漂流物対策工⑧のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_{sc8}$	kN	漂流物対策工⑧に作用する引張力 ( $= P_{ssh8} + P_{sdw} - P_{sh}$ )	522
$P_{ssh8}$	kN	水平慣性力	202
$P_{sdw}$	kN	動水圧	1,119
$P_{sh}$	kN	静水圧	799
$n_{sc8}$	本	アンカーボルトの本数	17

表 4.5-1(10) 漂流物対策工⑧のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sc8}$	kN	漂流物対策工⑧に作用するせん断力 ( $= P_{ssv8}$ )	395
$n_{sc8}$	本	アンカーボルトの本数	17

表 4.5-1(11) 漂流物対策工⑨の鋼材（鋼板）に作用する  
最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$M_{sk1}$	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント	0.359*
$Z_{sk1}$	mm <sup>3</sup>	鋼板の断面係数	$80.67 \times 10^3$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

表 4.5-1(12) 漂流物対策工⑨の鋼材（補強鋼材）に作用する  
最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$M_{sk2}$	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント	0.198*
$Z_{sk2}$	mm <sup>3</sup>	補強鋼材の断面係数	$140 \times 10^3$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

表 4.5-1(13) 漂流物対策工⑨の鋼材（鋼板）に作用する  
最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sk1}$	kN	鋼板に作用する最大せん断力	7.068*
$A_{sk1}$	mm <sup>2</sup>	鋼板の断面積	$220 \times 10^2$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

表 4.5-1(14) 漂流物対策工⑨の鋼材（補強鋼材）に作用する  
最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{sk2}$	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力	0.937*
$A_{sk2}$	mm <sup>2</sup>	補強鋼材の断面積	$30.59 \times 10^2$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

## 4.6 応力計算

### 4.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

#### (1) アンカーボルトに作用する引張力

$$p_{sc} = P_{sc} / n_{sc}$$

ここで、

$p_{sc}$  : アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (kN/本)

$P_{sc}$  : アンカーボルトに作用する引張力 (kN)

$n_{sc}$  : 漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

「4.5 評価条件」より、アンカーボルトに作用する引張力を表 4.6.1-1 に示す。

表 4.6.1-1 アンカーボルトに作用する引張力

$p_{sc(n)}$	$P_{sc(n)}$ (kN)	$n_{sc(n)}$ (本)	$P_{sc(n)} / n_{sc(n)}$ (kN/本)
$p_{sc1}$	203	11	18.5
$p_{sc4}$	67	6	11.2
$p_{sc5}$	39	3	13.1
$p_{sc6}$	167	9	18.6
$p_{sc8}$	522	17	30.7

(2) アンカーボルトに作用するせん断力

$$q_{sc} = Q_{sc} / n_{sc}$$

ここで、

$q_{sc}$  : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (kN/本)

$Q_{sc}$  : アンカーボルトに作用するせん断力 (kN)

$n_{sc}$  : 漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

「4.5 評価条件」より、アンカーボルトに作用するせん断力を表 4.6.1-2 に示す。

表 4.6.1-2 アンカーボルトに作用するせん断力

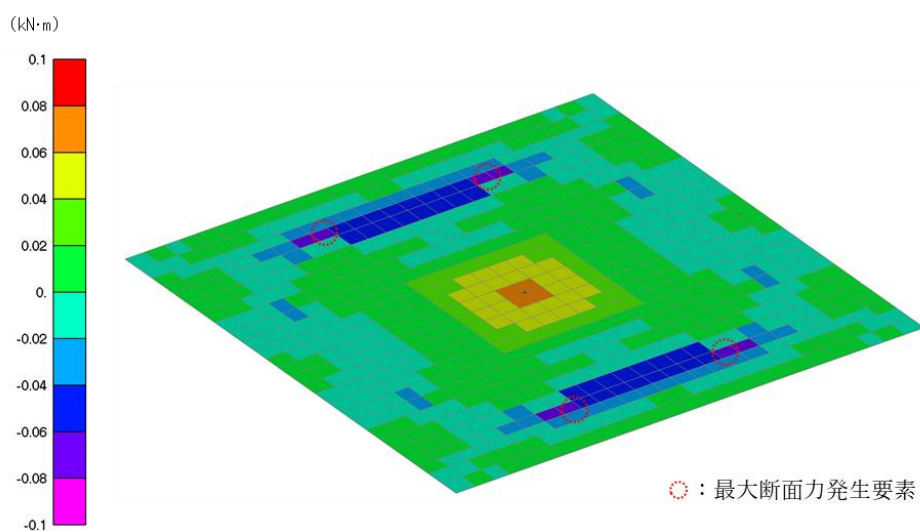
$q_{sc(n)}$	$Q_{sc(n)}$ (kN)	$n_{sc(n)}$ (本)	$Q_{sc(n)} / n_{sc(n)}$ (kN/本)
$q_{sc1}$	66	11	6.0
$q_{sc4}$	73	6	12.3
$q_{sc5}$	36	3	12.0
$q_{sc6}$	284	9	31.6
$q_{sc8}$	395	17	23.3

#### 4.6.2 漂流物対策工（鋼材）

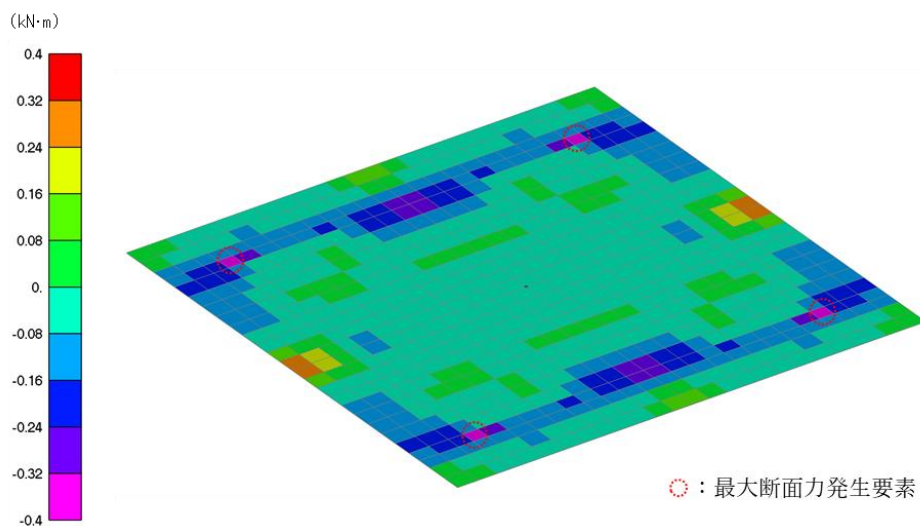
3次元構造解析の結果から、鋼板及び補強鋼材に発生している断面力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算定する。

##### (1) 鋼材に作用する曲げ応力度

3次元構造解析における鋼板の発生曲げモーメントのコンター図を図 4.6.2-1 に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図 4.6.2-2 に示す。鋼板及び補強鋼材において発生曲げモーメントにより曲げ応力度を算定する。



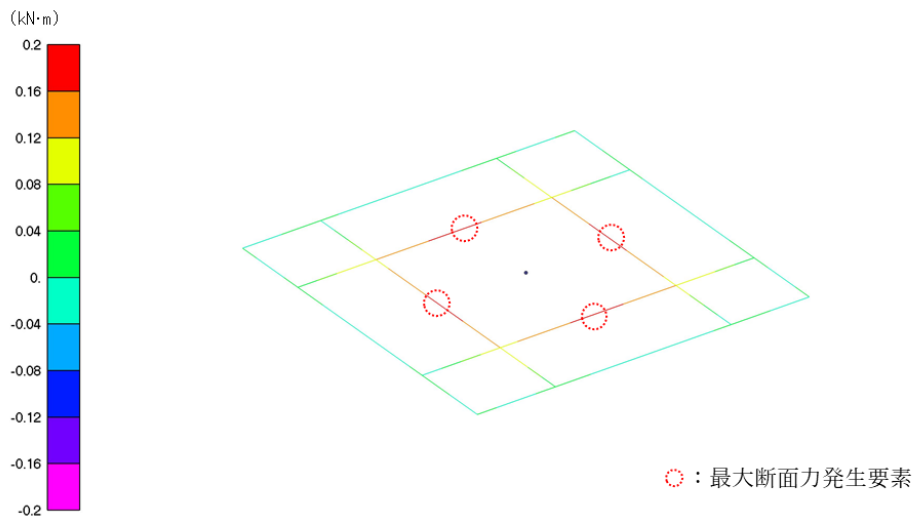
(鉛直震度 下向き)



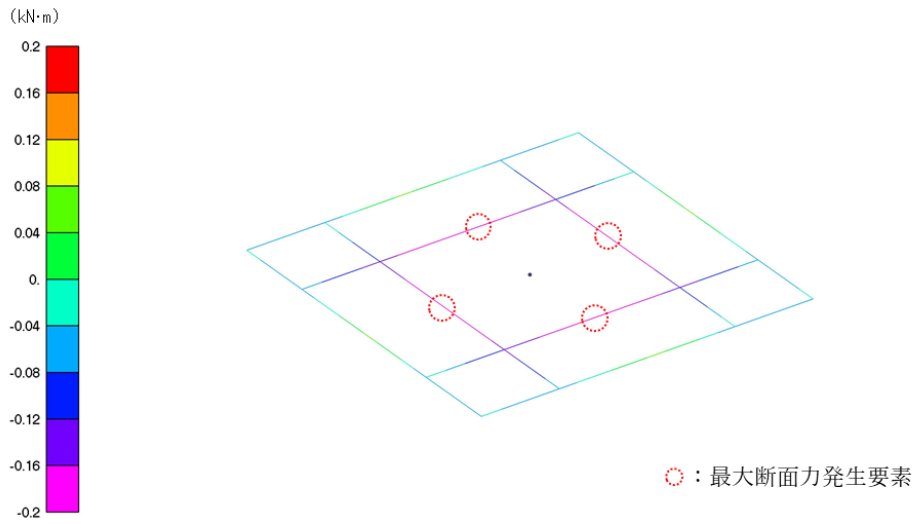
(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-1 鋼板の発生曲げモーメントのコンター図





(鉛直震度 下向き)



(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-2 補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図

$$\sigma_{s k b} = M_{s k} \times 10^6 / Z_{s k}$$

ここで、

$\sigma_{s k b}$  : 鋼材に作用する曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_{s k}$  : 3次元構造解析における発生曲げモーメント (kN・m)

$Z_{s k}$  : 鋼材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

「4.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_{s k b}$ ) を以下のとおり設定する。

a. 鋼板

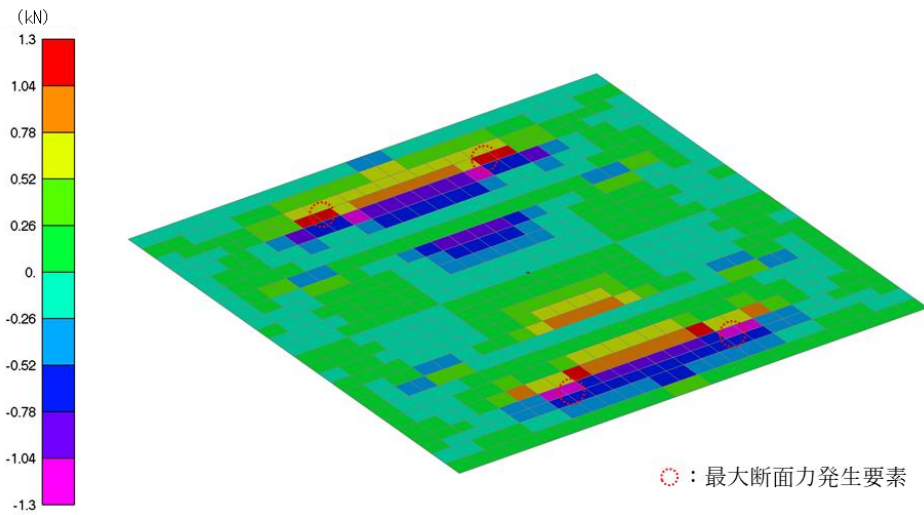
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 1} &= M_{s k 1} \times 10^6 / Z_{s k 1} \\ &= 0.359 \times 10^6 / 80.67 \times 10^3 \\ &= 4.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

b. 補強鋼材

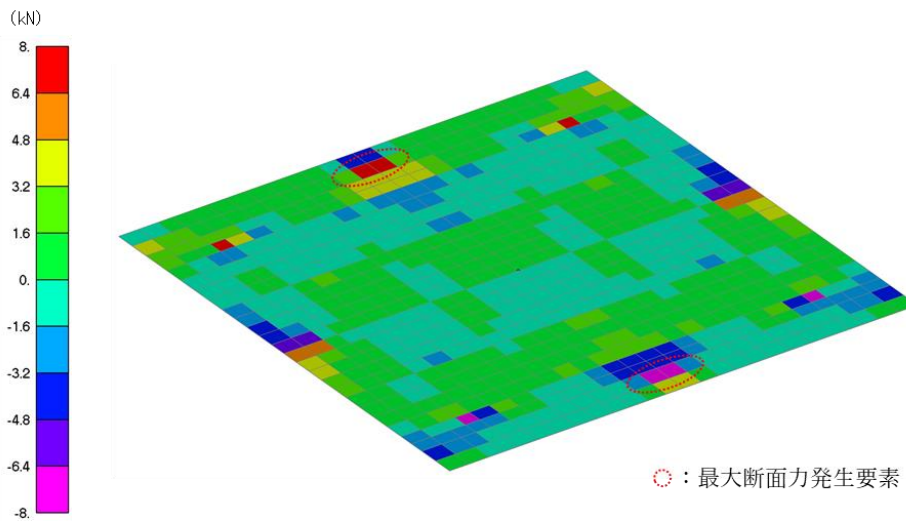
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 2} &= M_{s k 2} \times 10^6 / Z_{s k 2} \\ &= 0.198 \times 10^6 / 140 \times 10^3 \\ &= 1.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 鋼材に作用するせん断応力度

3次元構造解析における鋼板の発生せん断力のコンター図を図4.6.2-3に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図4.6.2-4に示す。鋼板及び補強鋼材において発生せん断力によりせん断応力度を算定する。

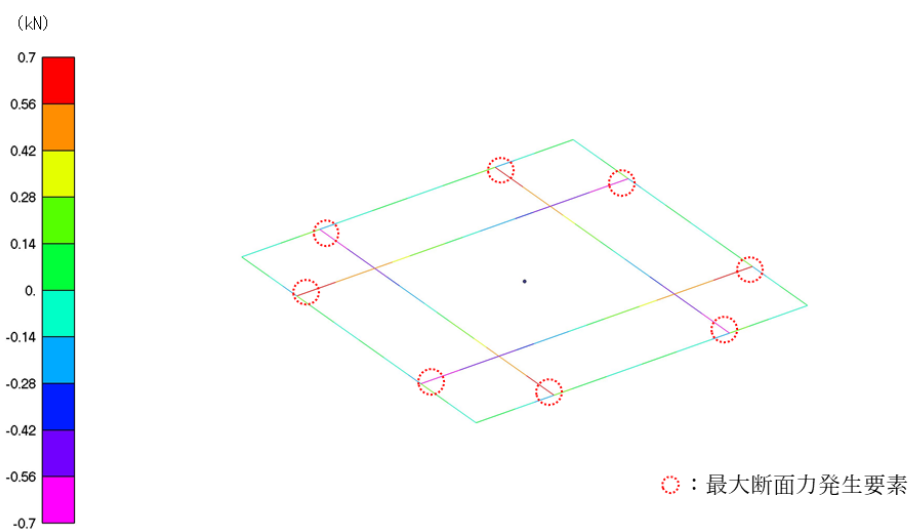


(鉛直震度 下向き)

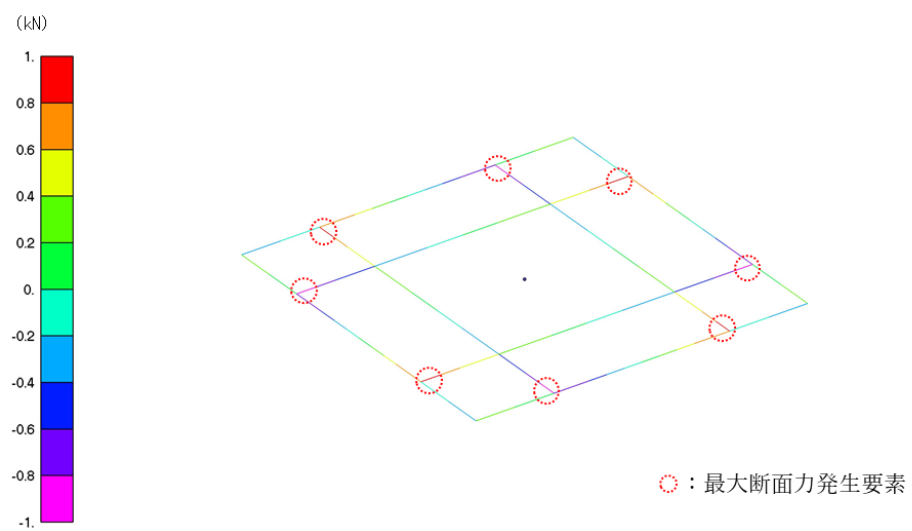


(鉛直震度 上向き)

図4.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図



(鉛直震度 下向き)



(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

$$\tau_{s k} = Q_{s k} \times 10^3 / A_{s k}$$

ここで、

$\tau_{s k}$  : 鋼材に作用するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_{s k}$  : 3次元構造解析における発生せん断力 (kN)

$A_{s k}$  : 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

「4.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大せん断応力度 ( $\tau_{s k}$ ) を以下のとおり設定する。

a. 鋼板

$$\begin{aligned} \tau_{s k 1} &= Q_{s k 1} \times 10^3 / A_{s k 1} \\ &= 7.068 \times 10^3 / 220 \times 10^2 \\ &= 0.4 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

b. 補強鋼材

$$\begin{aligned} \tau_{s k 2} &= Q_{s k 2} \times 10^3 / A_{s k 2} \\ &= 0.937 \times 10^3 / 30.59 \times 10^2 \\ &= 0.4 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

3次元構造解析において、アンカーボルトに作用する引張力及びせん断力を表4.6.2-1に示す。

表 4.6.2-1 アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

評価対象部位	最大引張力 $T_k$ (kN)	最大せん断力 $S_k$ (kN)
アンカーボルト	1.5	2.0

#### 4.7 評価結果

##### 4.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）のアンカーボルトの引張力及びせん断力に対する耐震評価結果を表 4.7.1-1 に示す。アンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.7.1-1(1) アンカーボルトの引張力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	引張力 (a) (kN/本)	許容限界 (b) (kN/本)	照査値 (a/b)
漂流物対策工①	SD345 (D16)	18.5	42.3	0.44
漂流物対策工④	SD345 (D16)	11.2	42.3	0.27
漂流物対策工⑤	SD345 (D16)	13.1	42.3	0.31
漂流物対策工⑥	SD345 (D19)	18.6	60.2	0.31
漂流物対策工⑧	SD345 (D19)	30.7	60.2	0.52

表 4.7.1-1(2) アンカーボルトのせん断力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	せん断力 (a) (kN/本)	許容限界 (b) (kN/本)	照査値 (a/b)
漂流物対策工①	SD345 (D16)	6.0	47.9	0.13
漂流物対策工④	SD345 (D16)	12.3	47.9	0.26
漂流物対策工⑤	SD345 (D16)	12.0	47.9	0.26
漂流物対策工⑥	SD345 (D19)	31.6	69.1	0.46
漂流物対策工⑧	SD345 (D19)	23.3	69.1	0.34

#### 4.7.2 漂流物対策工（鋼材）

漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果を表 4.7.2-1 に示す。鋼材の発生応力度及びアンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.7.2-1 漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鋼板	曲げ応力度	4.5	N/mm <sup>2</sup>	210	N/mm <sup>2</sup>	0.03
	せん断応力度	0.4	N/mm <sup>2</sup>	120	N/mm <sup>2</sup>	0.01
補強鋼材	曲げ応力度	1.5	N/mm <sup>2</sup>	210	N/mm <sup>2</sup>	0.01
	せん断応力度	0.4	N/mm <sup>2</sup>	120	N/mm <sup>2</sup>	0.01
アンカー ボルト	引張力	1.5	kN	29.3	kN	0.06
	せん断力	2.0	kN	24.8	kN	0.09



## 5. 強度計算

### 5.1 強度計算方法

漂流物対策工の強度計算は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

#### 5.2.1 荷重の組合せ

漂流物対策工の評価に用いる荷重の組合せを選定するため、津波時及び重畳時の荷重の組合せを下記に示す。荷重の組合せを表 5.2.1-1 に、荷重の作用図を図 5.2.1-1 に示す。

なお、重畳時の遡上津波荷重は、重畳時に考慮する津波高さは EL 4.9m であることから、津波時の遡上津波荷重に包絡される。また、アンカーボルトの評価に用いる余震荷重について、重畳時の余震荷重及び動水圧の算定に用いる弾性設計用地震動  $S_d - D$  の加速度は、図 5.2.1-2 に示すとおり、地震時の加速度に包絡される。以上を踏まえ、重畳時の荷重は、地震時又は津波時に包絡されることから、重畳時の検討は省略する。

#### (1) 津波時

$$G + P_t + P_c + P_k$$

ここで、

$G$  : 固定荷重 (kN)

$P_t$  : 遡上津波荷重 (kN)

$P_c$  : 漂流物衝突荷重 (kN)

$P_k$  : 風荷重 (kN)

#### (2) 重畳時

$$G + P_t + K_{s_d} + P_k$$

ここで、

$G$  : 固定荷重 (kN)

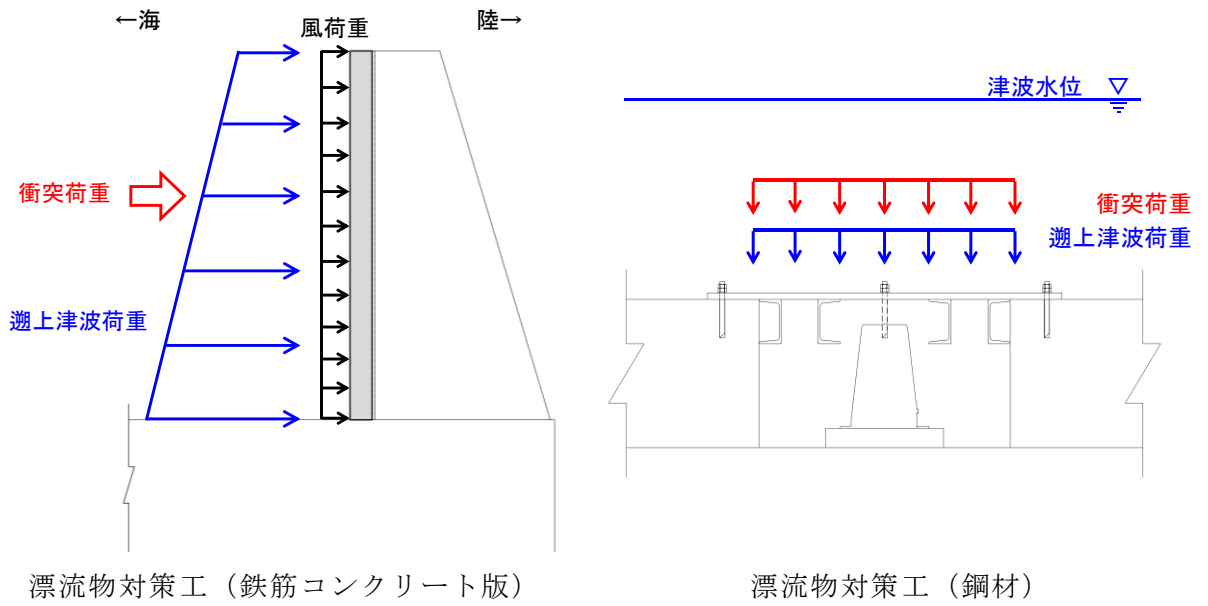
$P_t$  : 遡上津波荷重 (kN)

$K_{s_d}$  : 余震荷重 (kN)

$P_k$  : 風荷重 (kN)

表 5.2.1-1 荷重の組合せ

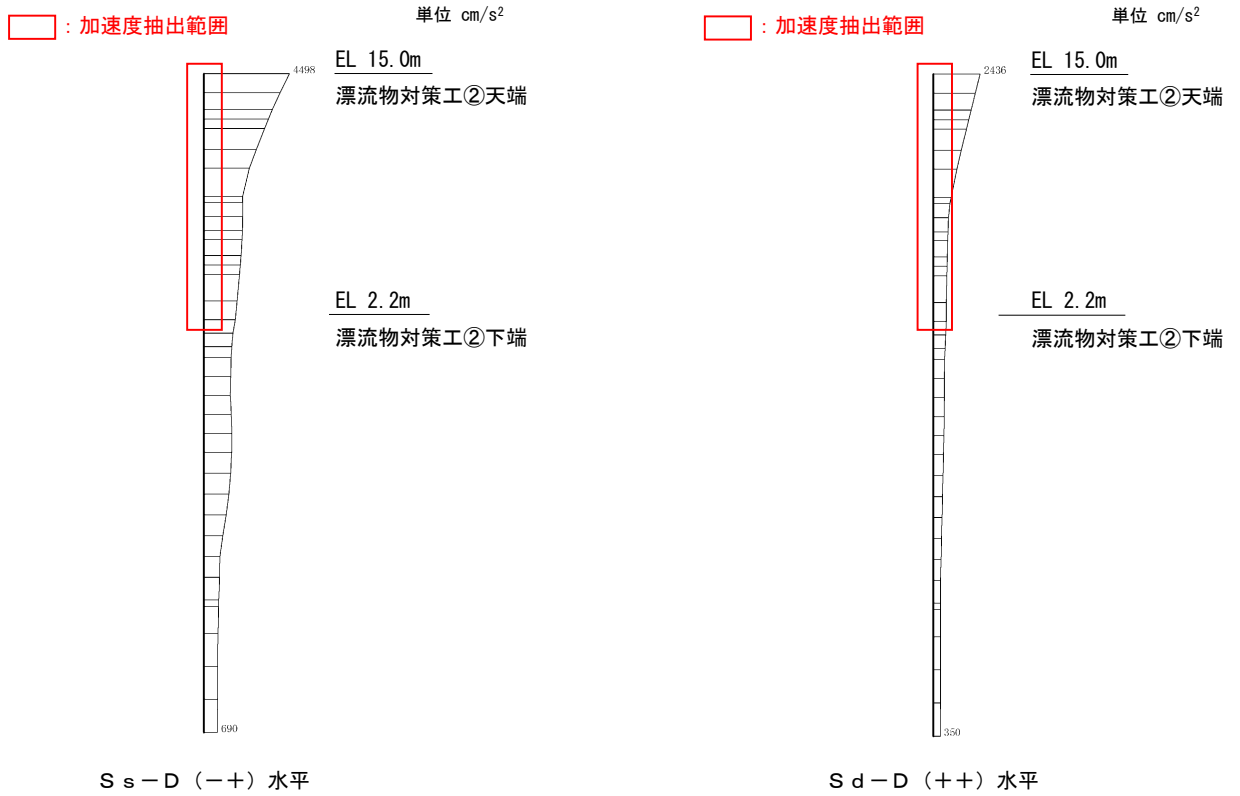
種別		荷重	算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重 G	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・ 配管荷重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載荷重は考慮しない。
	静止土圧	— 気中又は海中に設置されているため考慮しない。	
	静水圧 P <sub>d h</sub>	— (○) 気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)	
	積雪荷重	— 厚さが 50cm であり、積雪荷重による影響は軽微のため考慮しない。	
風荷重 P <sub>k</sub>	○ 風荷重を考慮する。		
余震荷重 K <sub>s d</sub>	水平地震動	○ 弾性設計用地震動 S <sub>s</sub> -D による躯体の慣性力を考慮する。	
	鉛直地震動	○ 弾性設計用地震動 S <sub>s</sub> -D による躯体の慣性力を考慮する。	
	動水圧	— (○) 気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)	
遡上津波荷重 P <sub>t</sub>	遡上津波 荷重	○ 遡上波による波圧を考慮する。	
漂流物衝突荷重 P <sub>c</sub>		○ 漂流物による衝突荷重を考慮する。	



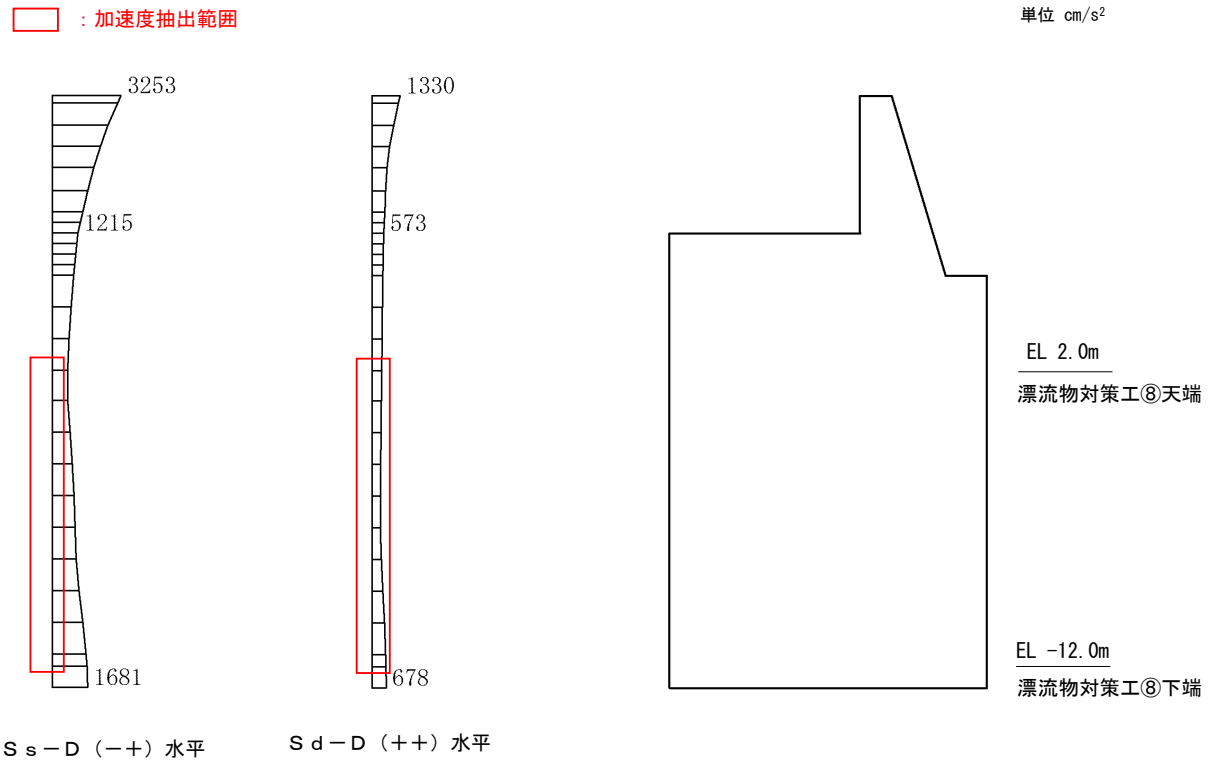
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鋼材）

図 5.2.1-1 漂流物対策工の荷重作用図



(防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ④-④断面)



(防波壁 (波返重力擁壁) ④-④断面)

図 5.2.1-2 地震時と余震時の最大応答加速度分布の比較

### 5.2.2 荷重の設定

強度計算に用いる荷重は以下のとおりとする。また、ケーソンに設置する漂流物対策工は海中に設置するため、静水圧についても考慮する。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流対策工を構成する部材の自重を考慮する。

#### (2) 遡上津波荷重 (P<sub>t</sub>)

敷地高以上については、朝倉式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波の水位と各施設の設置高さの差分の 1/2 倍を浸水深として、浸水深の 3 倍で作用する水圧として算定する。

敷地高以下については、谷本式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

#### (3) 漂流物衝突荷重 (P<sub>c</sub>)

漂流物衝突荷重は、「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」のうち「4.5 漂流物による漂流物衝突荷重」において、浸水防護施設の機能に対する影響評価により選定された漂流物として船舶(総トン数 19 トン)を想定し、表 5.2.2-1 に示す津波の流速を用いて、「衝突解析」の結果に基づき設定する。

表 5.2.2-1 浸水防護施設の設計に用いる津波のパラメータ

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (EL m)	流速(m/s)
浸水防護施設	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	12.6	10.0*
	防波壁(逆T擁壁)	12.6	10.0*
	防波壁(波返重力擁壁)	12.6	10.0*

注記 \* : 「補足 018-02 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」のうち「4.5 漂流物による漂流物衝突荷重」に示されるように、安全側に日本海東縁部に想定される地震による津波及び海域活断層から想定される地震による津波ともに、漂流物の衝突速度 10.0m/s を設定

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重は、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 静水圧 ( $P_{dh}$ )

海水位から漂流物対策工下端までの静水圧を考慮する。

$$P_{dh} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_d^2$$

ここで、

$P_{dh}$  : 静水圧 (kN)

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

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

$H_d$  : 水深 (m)

### 5.2.3 荷重の算定

強度計算に用いる荷重の算定は以下のとおりとする。

#### (1) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

津波時の遡上津波荷重について、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いる。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する遡上津波荷重のうち、敷地高以上については、朝倉式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波の水位と各施設の設置高さの差分の 1/2 倍を浸水深として、浸水深の 3 倍で作用する水圧として算定する。また、敷地高以深については、谷本式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

漂流物対策工（鋼材）は、防波壁（逆 T 擁壁）のフーチング上部（EL 10.5m）に設置されることから、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を踏まえた静水圧を遡上津波荷重として考慮する。

漂流物対策工に作用する遡上津波荷重を表 5.2.3-1 に示す。表 5.2.3-1 に示す遡上津波荷重を踏まえ、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）及び漂流物対策工（鋼材）の強度計算に用いる遡上津波荷重を表 5.2.3-2 及び表 5.2.3-3 に示す。

表 5.2.3-1 漂流物対策工に作用する遡上津波荷重

漂流物対策工			遡上津波荷重 (kN/m <sup>2</sup> ) * <sup>1</sup>
設置箇所	構造形式	設置高さ	津波時
防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	鉄筋 コンクリート版	EL 15.0m～ EL 8.4m	62.1
		EL 15.0m～ EL 2.2m	121.5
防波壁 (逆 T 擁壁)	鉄筋 コンクリート版	EL 15.0m～ EL 8.0m	62.1
防波壁 (逆 T 擁壁) 漂流物対策工 (鋼材)	鋼材	(EL 10.5m)	36.4* <sup>2</sup>
防波壁 (波返重力擁壁)	鉄筋 コンクリート版	EL 15.0m～ EL 8.5m	62.1
		EL 15.0m～ EL 6.5m	92.4
防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン		EL 2.0m ～ EL-12.0m	133.5

注記\*1：漂流物対策工に作用する遡上津波荷重の最大値を記載

\*2：防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を踏まえた静水圧を記載

表 5.2.3-2 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の強度計算に用いる遡上津波荷重

荷重	津波時
遡上津波荷重 (kN)	134

表 5.2.3-3 漂流物対策工 (鋼材) の強度計算に用いる遡上津波荷重

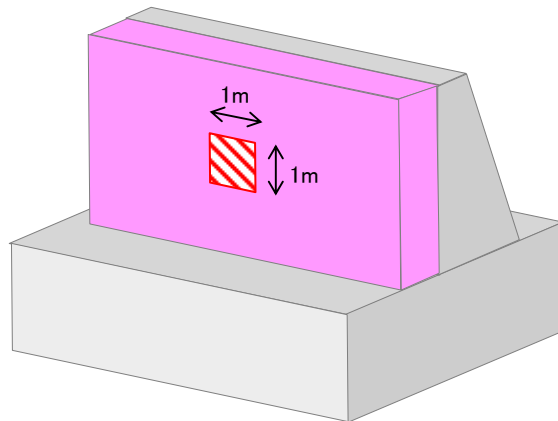
荷重	津波時
遡上津波荷重 (kN)	36.4



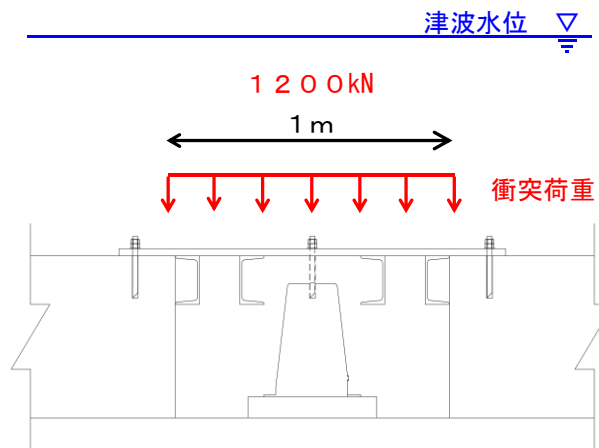
(2) 漂流物衝突荷重 (P<sub>c</sub>)

漂流物衝突荷重の設定については、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に示す「局所的な漂流物衝突荷重」を設定する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）及び漂流物対策工（鋼材）における「局所的な漂流物衝突荷重」の作用イメージを図 5.2.3-1 に示す。漂流物対策工の強度計算に用いる漂流物衝突荷重を表 5.2.3-4 に示す。



漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）



漂流物対策工（鋼材）

図 5.2.3-1 「局所的な漂流物衝突荷重」の作用イメージ

表 5.2.3-4 強度計算に用いる漂流物衝突荷重

衝突荷重 (kN)
1,200

(3) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重は、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に示す防波壁に設定する風荷重に、裕度を考慮した値を用いる。漂流物対策工の強度計算に用いる風荷重を表 5.2.3-5 に示す。

表 5.2.3-5 漂流物対策工の強度計算に用いる風荷重

風荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
2.0

(4) 静水圧 ( $P_{dh}$ )

静水圧は、鉄筋コンクリート版のアンカーボルトの評価に用いるが、重畳時におけるアンカーボルトの評価は「4.7 評価結果」に包絡されるため、荷重の算定は不要と判断する。

### 5.3 許容限界

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

#### 5.3.1 使用材料

##### (1) 漂流物対策工

漂流物対策工を構成する各部材の使用材料は、「4.3.1 使用材料」を基に設定する。

#### 5.3.2 許容限界

許容限界は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

##### (1) 鉄筋コンクリート版

鉄筋コンクリート版の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表 5.3.2-1 の値とする。

表 5.3.2-1 鉄筋コンクリート版の許容限界

評価対象部位	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	押抜きせん断応力度	0.9

注記\*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（社）土木学会，2002年制定）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

##### (2) 鋼材

鋼材の許容限界は、「4.3.2 許容限界」を基に設定する。

##### (3) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「4.3.2 許容限界」を基に設定する。

## 5.4 評価方法

漂流物対策工を構成する各部材に発生する応力が、許容限界以下であることを確認する。

### 5.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

#### (1) 鉄筋コンクリート版

鉄筋コンクリート版の押抜きせん断に対する強度計算を実施する。鉄筋コンクリート版のモデル図を図 5.4.1-1 に示す。

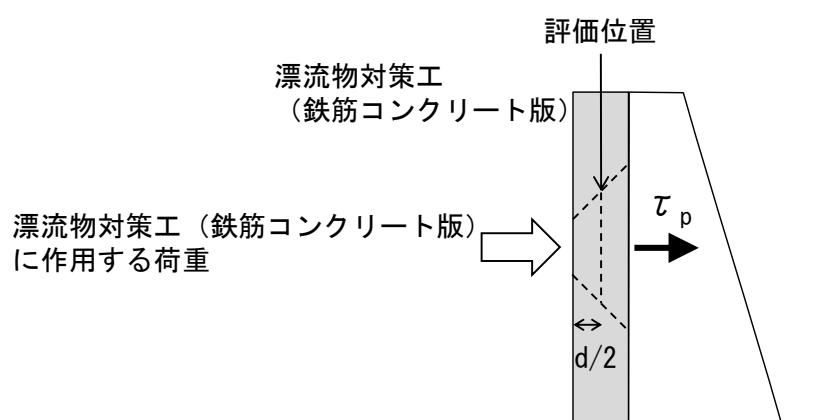


図 5.4.1-1 鉄筋コンクリート版のモデル図

#### a. 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力

$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

ここで、

$\tau_p$  : 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力 (kN/mm<sup>2</sup>)

$P_{dc}$  : 鉄筋コンクリート版に作用する荷重 (kN)

$U_p$  : 設計断面の周長（載荷面から  $d/2$  離れた位置で算定） (m)

$d$  : 鉄筋コンクリート版の有効高さ (m)

## 5.4.2 漂流物対策工（鋼材）

### (1) 解析方法

漂流物対策工（鋼材）は、鋼板に補強鋼材を格子状に配置した複雑な構造であることから、3次元構造解析により強度計算を行う。

3次元構造解析には、解析コード「NX NASTRAN」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3次元構造解析は、3次元構造解析モデルに津波荷重及び漂流物衝突荷重を入力することで、漂流物対策工（鋼材）の強度計算を実施する。

### (2) 解析モデル

解析モデルは、「4.4 評価方法」に記載のとおりとする。

### (3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「4.4 評価方法」に記載のとおりとする。

### (4) 入力荷重の設定

3次元構造解析モデルにおける津波荷重及び漂流物衝突荷重の作用イメージ図を図5.4.2-1に示す。

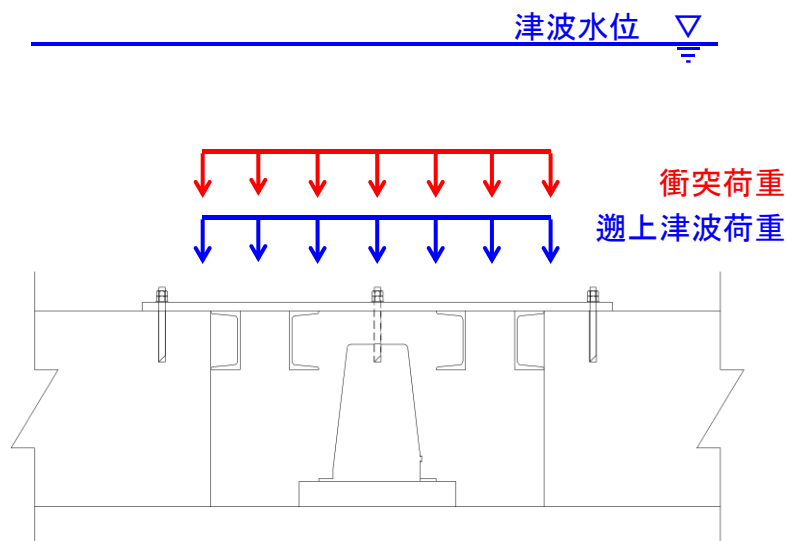


図 5.4.2-1 3次元構造解析モデルにおける荷重の作用イメージ図

### (5) 評価方法

評価方法は、「4.4 評価方法」に記載のとおりとする。

## 5.5 評価条件

漂流物対策工の強度計算に用いる入力値を表 5.5-1 に示す。

表 5.5-1(1) 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する  
押抜きせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$P_{dc}$	kN	鉄筋コンクリート版に作用する荷重	1,336
$U_p$	m	設計断面の周長（載荷面から $d/2$ 離れた位置）	5.57
$d$	m	鉄筋コンクリート版の有効高さ	0.5

表 5.5-1(2) 鋼板に作用する最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$M_{dk1}$	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント	9.556*
$Z_{dk1}$	mm <sup>3</sup>	鋼板の断面係数	$80.67 \times 10^3$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5-1(3) 補強鋼材に作用する最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$M_{dk2}$	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント	18.59*
$Z_{dk2}$	mm <sup>3</sup>	補強鋼材の断面係数	$140 \times 10^3$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5-1(4) 鋼板に作用する最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{dk1}$	kN	鋼板に作用する最大せん断力	176.1*
$A_{dk1}$	mm <sup>2</sup>	鋼板の断面積	$220 \times 10^2$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5-1(5) 補強鋼材に作用する最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
$Q_{dk2}$	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力	62.6*
$A_{dk2}$	mm <sup>2</sup>	補強鋼材の断面積	$30.59 \times 10^2$

注記\*：3次元構造解析より設定する。

## 5.6 応力計算

### 5.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

#### (1) 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力

$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

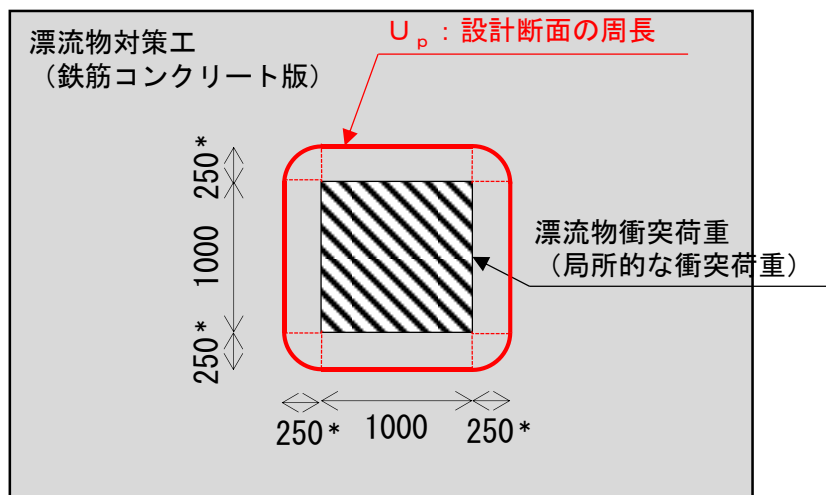
ここで、 $\tau_p$ ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（kN/mm<sup>2</sup>）

$P_{dc}$ ：鉄筋コンクリート版に作用する荷重（kN）

$U_p$ ：設計断面の周長（載荷面から  $d/2$  離れた位置）（m）

$d$ ：鉄筋コンクリート版の有効高さ（m）

設計断面の周長  $U_p$  の算定イメージを図 5.6.1-1 に示す。



注記\*：載荷面から  $d/2$  離れた位置として  
鉄筋コンクリート版の厚さ  $500\text{mm} \div 2 = 250\text{mm}$

図 5.6.1-1 設計断面の周長  $U_p$  の算定イメージ

「5.5 評価条件」より、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力（ $\tau_p$ ）は以下のとおりとなる。

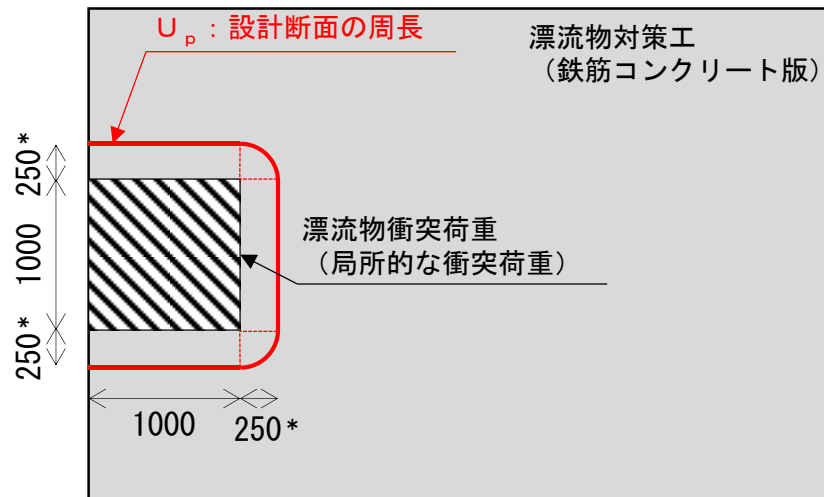
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

$$= 1,336 / 5.57 \cdot 0.5$$

$$= 479.7 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.48 \text{ N/mm}^2$$

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合の設計断面の周長 $U_p$ の算定イメージを図 5.6.1-2 に示す。



注記\* : 載荷面から  $d/2$  離れた位置として  
鉄筋コンクリート版の厚さ  $500\text{mm} \div 2 = 250\text{mm}$

図 5.6.1-2 漂流物対策工の端部（鉄筋コンクリート版）に漂流物が衝突した場合の設計断面の周長 $U_p$ の算定イメージ

「5.5 評価条件」より，漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力（ $\tau_p$ ）は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \tau_p &= P_{dc} / U_p \cdot d \\ &= 1,336 / 3.79 \cdot 0.5 \\ &= 705.9 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0.71 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



### 5.6.2 漂流物対策工（鋼材）

3次元構造解析の結果から、鋼板及び補強鋼材に発生している断面力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算定する。

#### (1) 鋼材に作用する曲げ応力度

3次元構造解析における鋼板の発生曲げモーメントのコンター図を図5.6.2-1に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図5.6.2-2に示す。鋼板及び補強鋼材において発生曲げモーメントにより曲げ応力度を算定する。

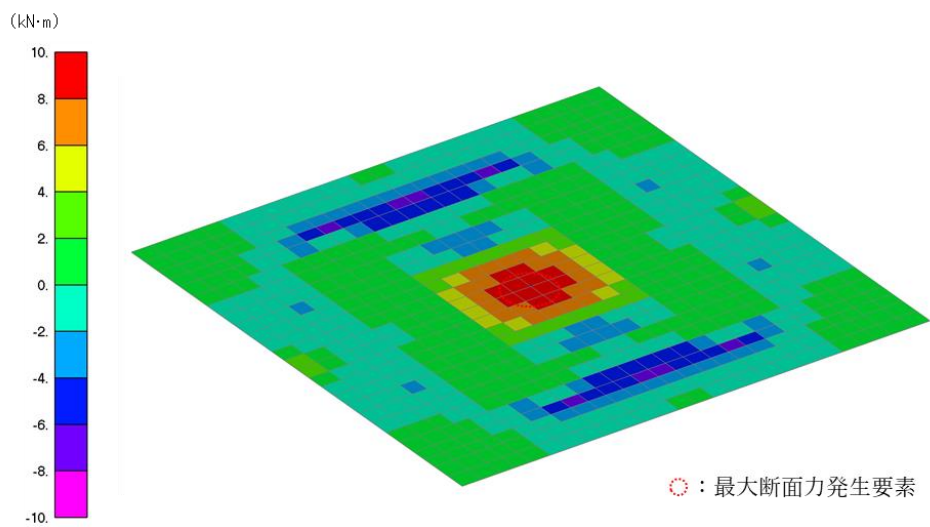


図 5.6.2-1 鋼板の発生曲げモーメントのコンター図

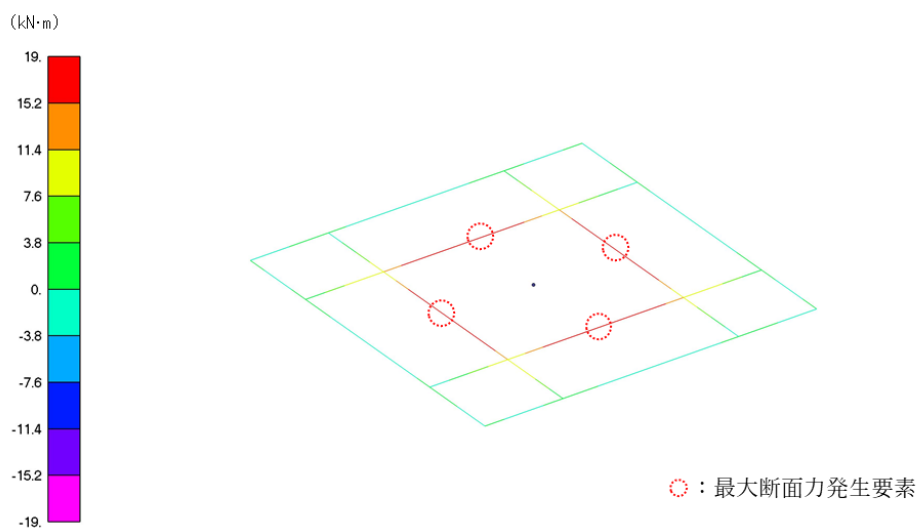


図 5.6.2-2 補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図

$$\sigma_{dkb} = M_{dk} \times 10^6 / Z_{dk}$$

ここで、

$\sigma_{dkb}$  : 鋼材に作用する曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_{dk}$  : 3次元構造解析における発生曲げモーメント (kN・m)

$Z_{dk}$  : 鋼材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

「5.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma_{dkb}$ ) を以下のとおり設定する。

a. 鋼板

$$\begin{aligned}\sigma_{dkb1} &= M_{dk1} \times 10^6 / Z_{dk1} \\ &= 9.556 \times 10^6 / 80.67 \times 10^3 \\ &= 118.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

b. 補強鋼材

$$\begin{aligned}\sigma_{dkb2} &= M_{dk2} \times 10^6 / Z_{dk2} \\ &= 18.59 \times 10^6 / 140 \times 10^3 \\ &= 132.8 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 鋼材に作用するせん断応力度

3次元構造解析における鋼板の発生せん断力のコンター図を図 5.6.2-3 に、補強鋼材の発生せん断力のコンター図を図 5.6.2-4 に示す。鋼板及び補強鋼材において発生せん断力によりせん断応力度を算定する。

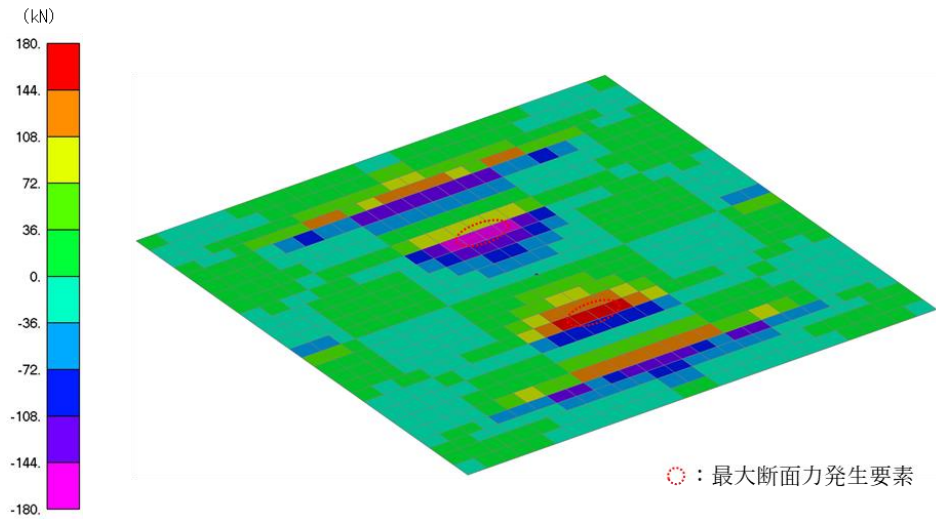


図 5.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図

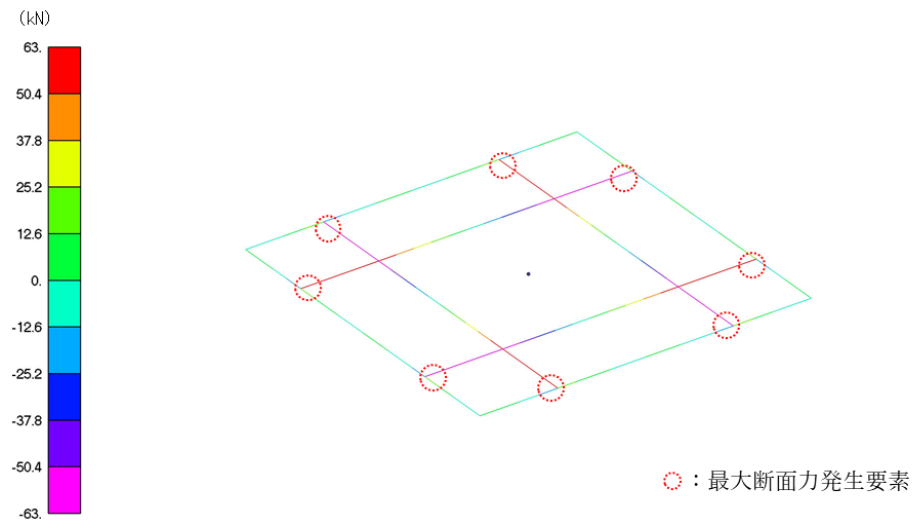


図 5.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

$$\tau_{dk} = Q_{dk} \times 10^3 / A_{dk}$$

ここで、

$\tau_{dk}$  : 鋼材に作用するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_{dk}$  : 3次元構造解析における発生せん断力 (kN)

$A_{dk}$  : 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

「5.5 評価条件」より、鋼材に作用するせん断応力度 ( $\tau_{dk}$ ) を以下のとおり設定する。

a. 鋼板

$$\begin{aligned} \tau_{dk1} &= Q_{dk1} \times 10^3 / A_{dk1} \\ &= 176.1 \times 10^3 / 220 \times 10^2 \\ &= 8.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

b. 補強鋼材

$$\begin{aligned} \tau_{dk2} &= Q_{dk2} \times 10^3 / A_{dk2} \\ &= 62.6 \times 10^3 / 30.59 \times 10^2 \\ &= 20.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

3次元構造解析において、アンカーボルトに作用する引張力及びせん断力を表5.6.2-1に示す。

表 5.6.2-1 アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

評価対象部位	最大引張力 $T_{dk}$ (kN)	最大せん断力 $S_{dk}$ (kN)
アンカーボルト	12.2	0.0

## 5.7 評価結果

### 5.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の強度評価結果を表 5.7.1-1 に示す。鉄筋コンクリート版の発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の構造強度計算結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鉄筋 コンクリート版	押抜き	0.48	N/mm <sup>2</sup>	1.35	N/mm <sup>2</sup>	0.36
	せん断	0.71*	N/mm <sup>2</sup>	1.35	N/mm <sup>2</sup>	0.53*

注記\*：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

### 5.7.2 漂流物対策工（鋼材）

漂流物対策工（鋼材）の強度評価結果を表 5.7.2-1 に示す。鋼材の発生応力度及びアンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造強度計算結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鋼板	曲げ応力度	118.5	N/mm <sup>2</sup>	210	N/mm <sup>2</sup>	0.57
	せん断応力度	8.0	N/mm <sup>2</sup>	120	N/mm <sup>2</sup>	0.07
補強鋼材	曲げ応力度	132.8	N/mm <sup>2</sup>	210	N/mm <sup>2</sup>	0.64
	せん断応力度	20.5	N/mm <sup>2</sup>	120	N/mm <sup>2</sup>	0.18
アンカー ボルト	引張力	12.2	kN	29.3	kN	0.42
	せん断力	0.0	kN	24.8	kN	0.00

(参考資料1) 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定について

1. 概要

漂流物対策工について、構造的特徴及び地震応答加速度の観点から、耐震評価を行う上で厳しい構造区分を選定している。

本資料においては、耐震評価を実施する構造区分の選定における考え方を整理し、その妥当性を説明する。

2. 漂流物対策工の構造区分

漂流物対策工の構造区分を表2-1に、漂流物対策工の配置図を図2-1に、各構造区分の構造概要図を図2-2～図2-8に示す。

漂流物対策工の構造形式は、漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)及び漂流物対策工(鋼材)に区分され、防波壁の形状に応じて漂流物対策工の設置高さが異なることから、それぞれの構造的特徴を踏まえ、耐震評価を実施する構造区分を選定する。

表2-1 漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト	
			厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	6.6m (EL 15.0m~EL 8.4m)	D16	11本
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	12.8m (EL 15.0m~EL 2.2m)	D16	23本
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) 堅壁	50cm	4.5m (EL 15.0m~EL 10.5m)	D16	7本
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング	50cm	— (EL 10.0m)	D16	6本
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング側壁	50cm	2.0m (EL 10.0m~EL 8.0m)	D16	3本
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	6.5m (EL 15.0m~EL 8.5m)	D19	9本
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	8.5m (EL 15.0m~EL 6.5m)	D19	12本
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) ケーソン	50cm	14.0m* (EL 2.0m~EL-12.0m)	D19	17本
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁(逆T擁壁) フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—

注記\*: ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

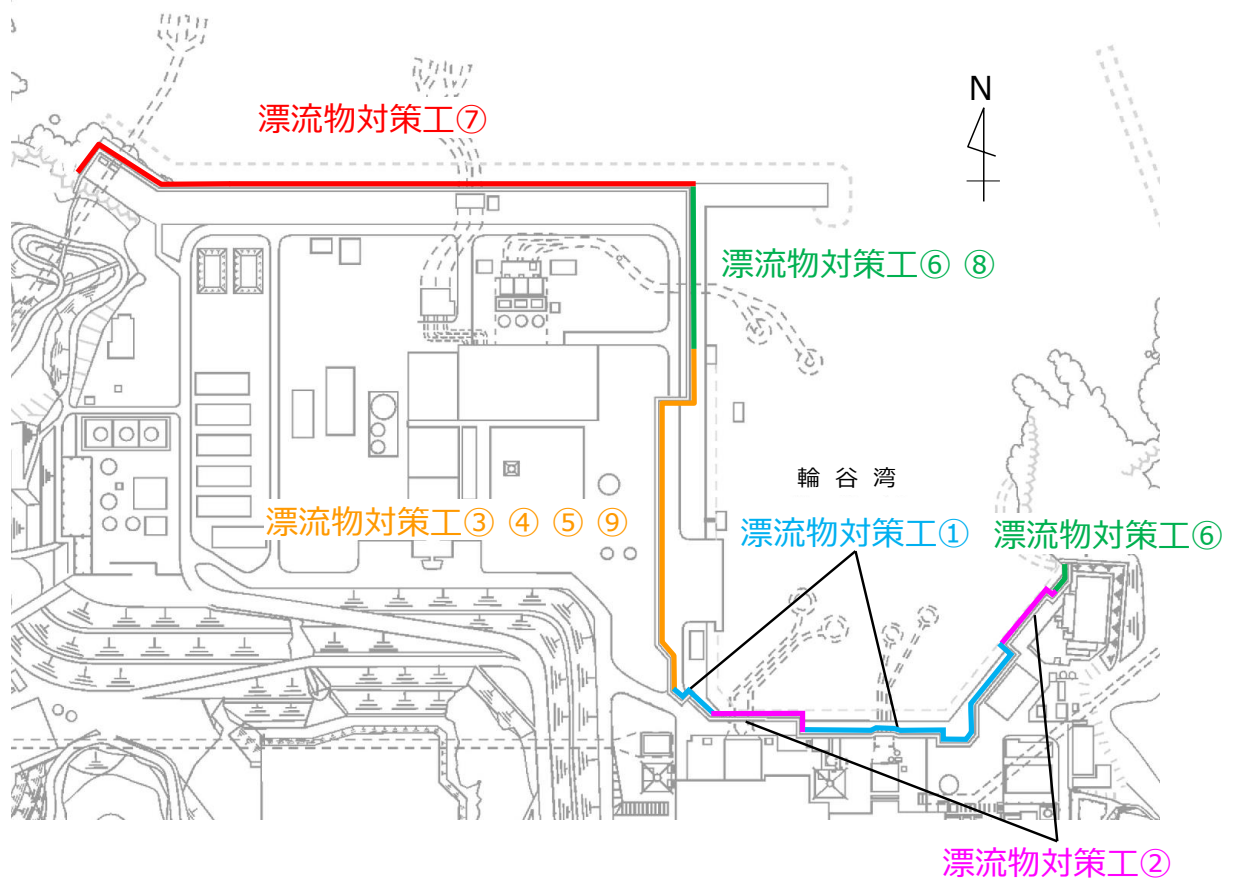


図 2-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

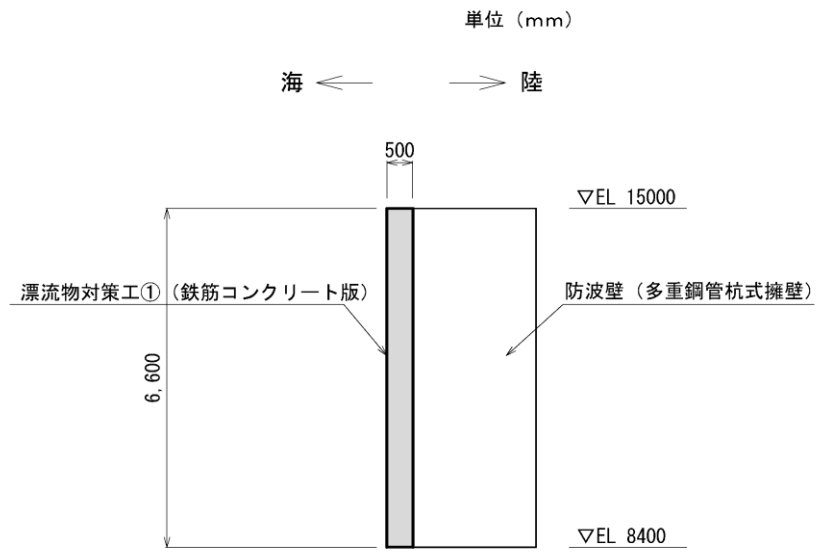


図 2-2 漂流物対策工①の構造概要図

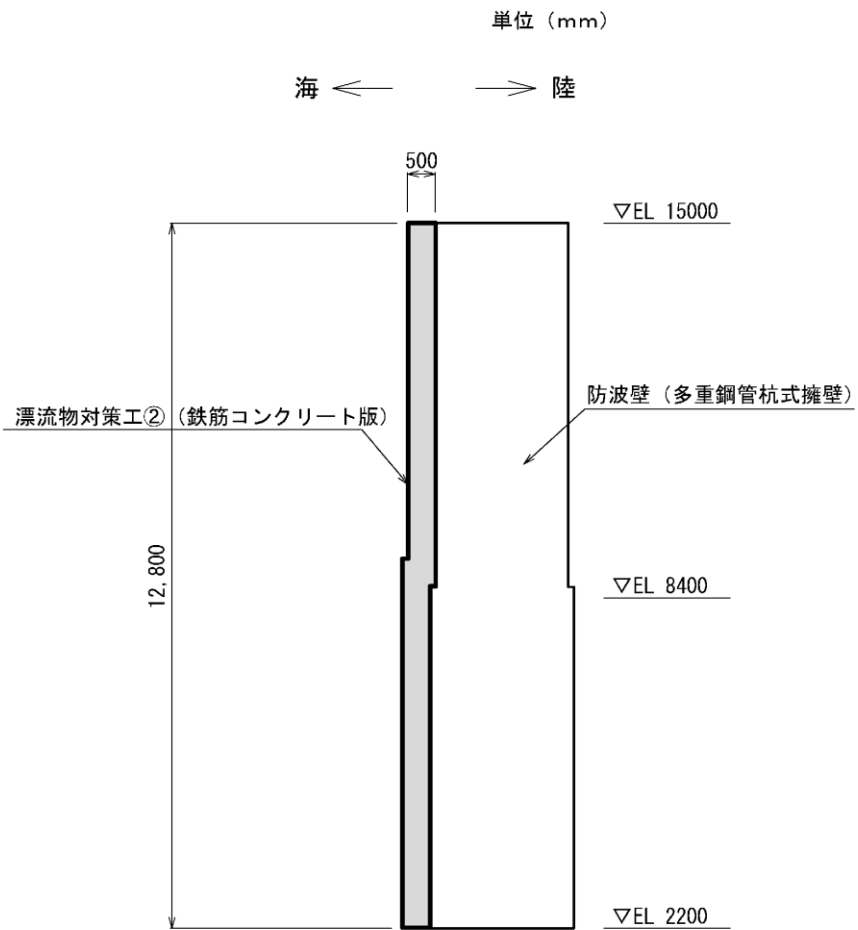


図 2-3 漂流物対策工②の構造概要図



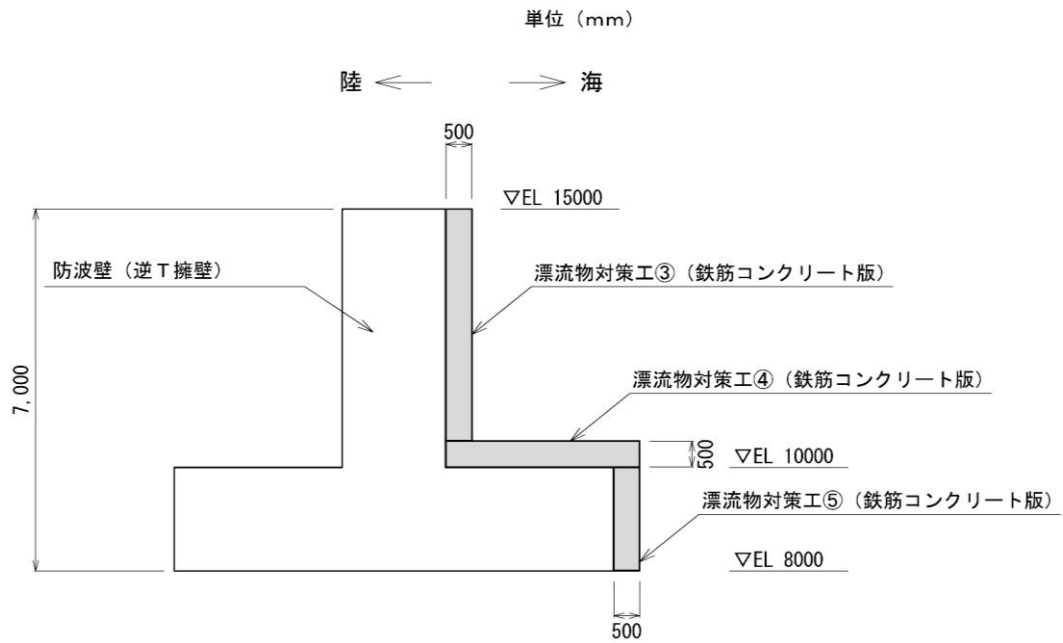


図 2-4 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

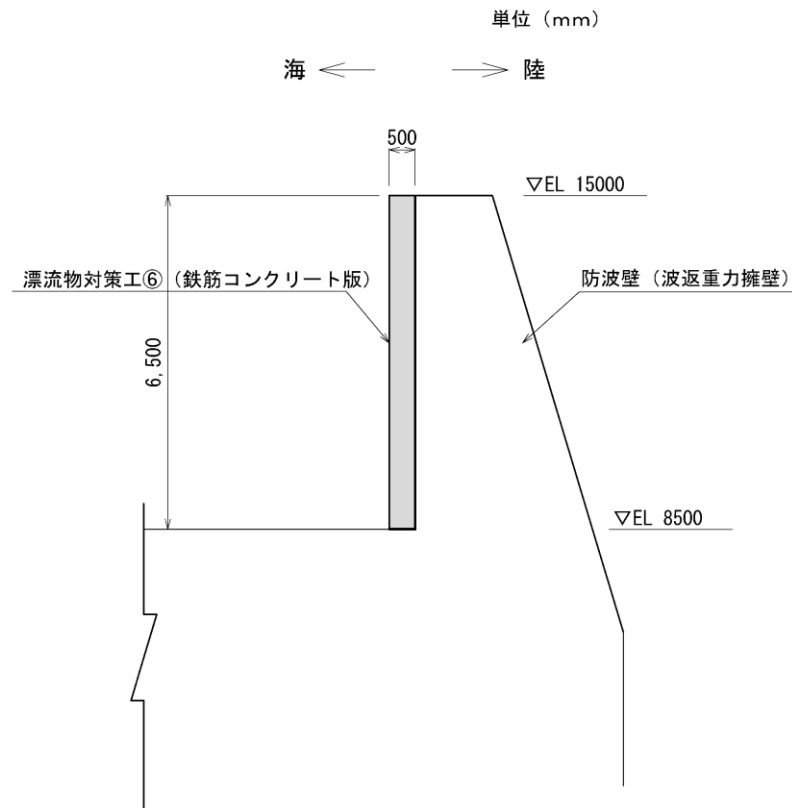


図 2-5 漂流物対策工⑥の構造概要図

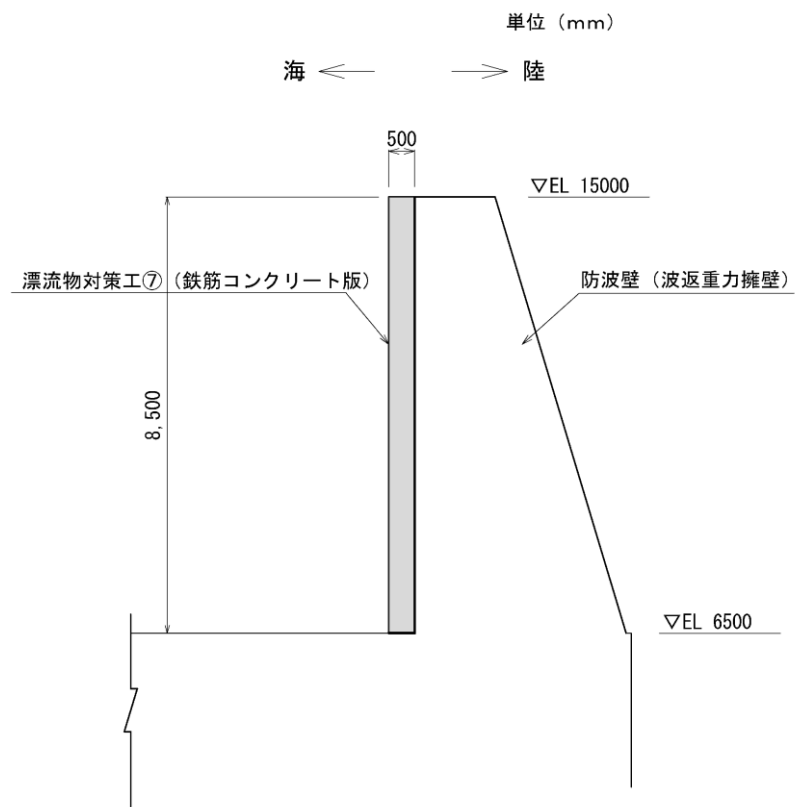


図 2-6 漂流物対策工⑦の構造概要図

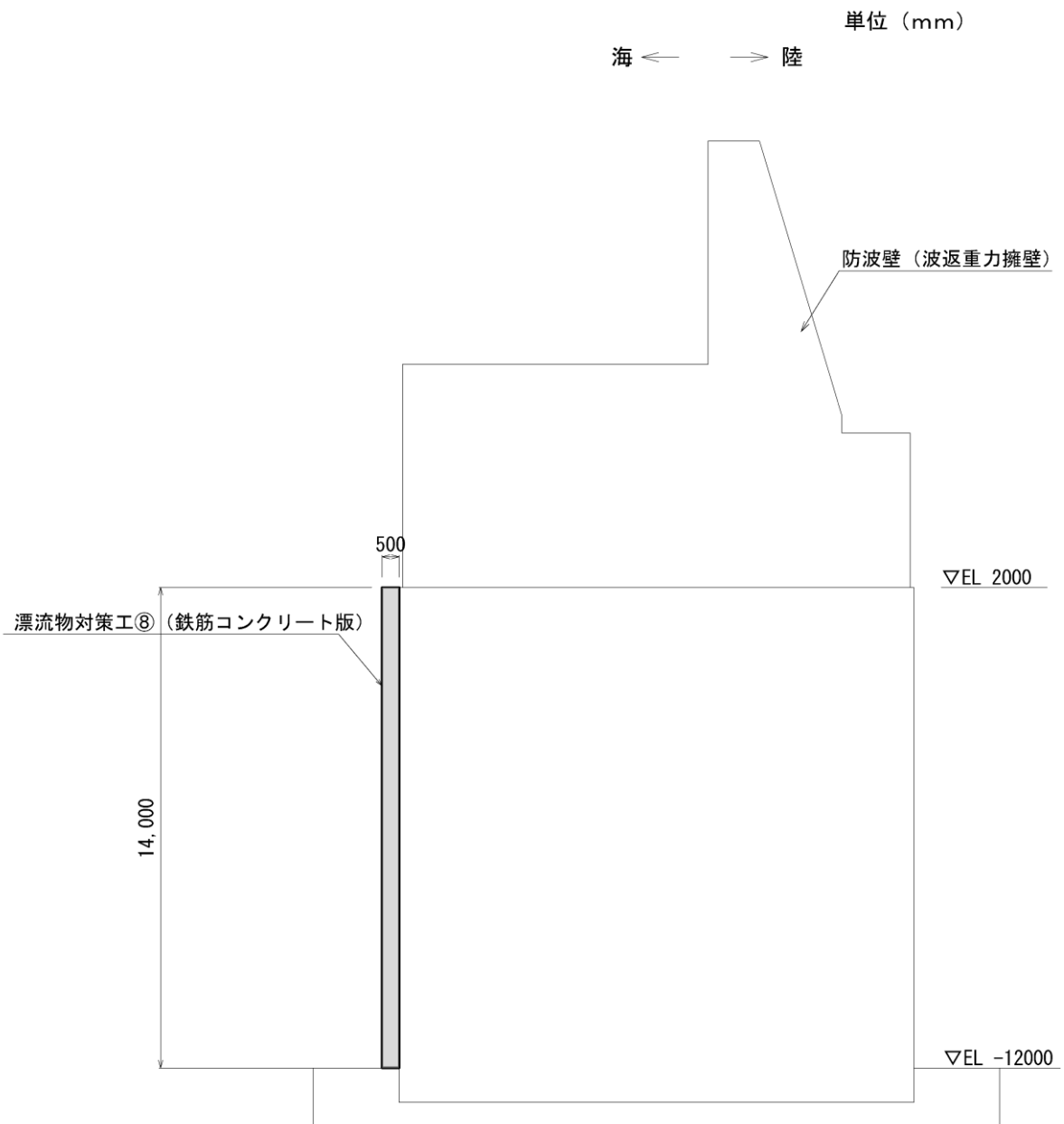


図 2-7 漂流物対策工⑧の構造概要図

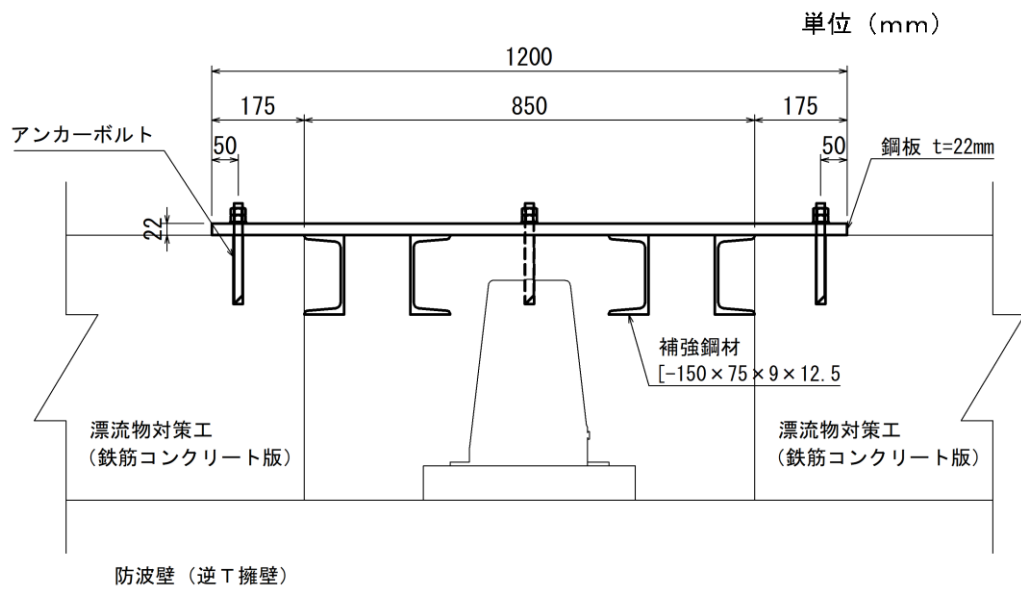


図 2-8 漂流物対策工⑨の構造概要図

### 3. 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定の考え方

漂流物対策工は、津波時において、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止する機能、又は漂流物をグラウンドアンカに衝突させない機能を有する。よって、漂流物対策工の耐震評価において、地震時の慣性力により防波壁から分離しないことを確認する必要がある。

耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定上の観点として、耐震評価において主たる荷重である慣性力に着目し、漂流物対策工の構造的特徴及び地震時応答加速度を判断項目とする。

各観点の詳細を以下に示す。

#### 【構造的特徴】

- 漂流物対策工の種別について、構成する部材が異なり、耐震評価に影響を与える可能性があることから、選定上の観点とする。（観点①）
- 漂流物対策工の設置位置について、海中に設置される場合、慣性力に加えて、静水圧及び動水圧が作用し、耐震評価に影響を与える可能性があることから、選定上の観点とする。（観点③）
- 漂流物対策工の設置方向（鉛直・水平）によって、慣性力の作用方向が異なり、耐震評価に影響を与える可能性があることから、選定上の観点とする。（観点④）
- 漂流物対策工の厚さは、50cmで一定であるため、選定上の観点としない。
- 漂流物対策工の高さは、構造区分に応じて異なり、漂流物対策工の重量に伴い慣性力に影響があることから、選定上の観点とする。（観点⑤）
- 漂流物対策工の鉄筋コンクリート版を支持するアンカーボルトの径及び本数について、構造区分に応じて異なり、耐震評価に影響を与えることから、選定上の観点とする。（観点⑥）

#### 【設置される防波壁】

- 設置される防波壁の地震時応答を用いて、漂流物対策工の慣性力を算定することから、選定上の観点とする。（観点②）

漂流物対策工の各構造区分における耐震評価の観点とする項目について、表 3-1 のとおり整理する。

表 3-1 漂流物対策工の各構造区分における耐震評価の観点とする項目

名称	種別	設置箇所	設置位置	設置方向	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト	
					厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	気中	鉛直	50cm	6.6m	D16	11本
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	気中	鉛直	50cm	12.8m	D16	23本
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) 堅壁	気中	鉛直	50cm	4.5m	D16	7本
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング	気中	水平	50cm	—	D16	6本
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング側壁	気中	鉛直	50cm	2.0m	D16	3本
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	気中	鉛直	50cm	6.5m	D19	9本
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	気中	鉛直	50cm	8.5m	D19	12本
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	気中・海中	鉛直	50cm	14.0m	D19	17本
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁 (逆T擁壁) グラウンドアンカ	気中	鉛直	—	—	M16	—

: 耐震評価の観点とする項目

#### 4. 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定

漂流物対策工の耐震評価においては、地震時の慣性力により防波壁から分離しないことを確認するため、アンカーボルトの耐力が地震時の慣性力を上回ることを確認することから、アンカーボルト1本当たりの漂流物対策工の慣性力が大きい構造区分について、耐震評価を実施する構造区分として選定する。慣性力は、表4-1に示す基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直方向の設計震度を用いて、以下の式により算定する。なお、基準地震動 $S_s$ による震度は、漂流物対策工を設置する防波壁の構造形式によって地震応答加速度が変わるため、防波壁の構造形式毎に漂流物対策工の耐震評価を実施することとし、防波壁の構造形式毎の漂流物対策工が設置される範囲における水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値を用いて、重力加速度（ $9.80665\text{m/s}^2$ ）で除して設計震度を算定する。

$$P_{ss} = W \times K_s$$

ここで、 $P_{ss}$ ：慣性力（kN）

$W$ ：重量（kN）

$K_s$ ：基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直方向の震度

表4-1 漂流物対策工の設計に用いる加速度及び設計震度

名称	種別	設置個所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) ( $\text{cm/s}^2$ )	(鉛直) ( $\text{cm/s}^2$ )		
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	2,507	805	2.56	0.83
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁）フーチング	1,595	1,456	1.63	1.49
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁）フーチング側壁	1,595	1,456	1.63	1.49
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁）重力擁壁	2,093	3,568	2.14	3.64
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁）ケーソン	1,176	2,297	1.20	2.35

アンカーボルト 1 本当たりの漂流物対策工の慣性力の整理を表 4-2 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に設置する漂流物対策工のうち，漂流物対策工①におけるアンカーボルト 1 本当たりの慣性力が大きい。

防波壁（逆 T 擁壁）に設置する漂流物対策工のうち，漂流物対策工⑤におけるアンカーボルト 1 本当たりの慣性力が大きい。

防波壁（波返重力擁壁）に設置する漂流物対策工のうち，漂流物対策工⑥におけるアンカーボルト 1 本当たりの慣性力が大きい。

なお，設置方向が水平となる漂流物対策工④，設置位置が海中となる漂流物対策工⑧及び鋼材で構成される漂流物対策工⑨は，他構造区分と異なる構造的特徴を有するため，耐震評価を実施する。

表 4-2 アンカーボルト 1 本当たりの漂流物対策工の慣性力の整理

設置箇所	名称	アンカーボルト標準本数N (幅1m当たり) (本)	重量W (幅1m当たり) (kN)	設計震度 $K_{sh}$ (水平)	設計震度 $K_{sv}$ (鉛直)	慣性力 $P_{ssh}$ (水平)	慣性力 $P_{ssv}$ (鉛直)	アンカーボルト 1本当たりの 慣性力 (水平) $P_{ssh}/N$ (kN/本)	アンカーボルト 1本当たりの 慣性力 (鉛直) $P_{ssv}/N$ (kN/本)
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	漂流物対策工①	11	79.2	2.56	0.83	202.8	65.7	<b>18.5</b>	<b>6.0</b>
	漂流物対策工②	23	156	2.56	0.83	399.4	129.5	17.4	5.7
防波壁（逆 T 擁壁）	漂流物対策工③	7	54	1.63	1.49	88.0	80.5	12.6	11.5
	漂流物対策工⑤	3	24	1.63	1.49	39.1	35.8	<b>13.1</b>	<b>12.0</b>
防波壁（波返重力擁壁）	漂流物対策工⑥	9	78	2.14	3.64	166.9	283.9	<b>18.6</b>	<b>31.6</b>
	漂流物対策工⑦	12	102	2.14	3.64	218.3	371.3	18.2	31.0



5. 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定結果

耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定結果を表 5-1 に示す。

表 5-1 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定結果

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト		評価対象	選定理由
			厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)		
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	50cm	6.6m (EL. 15.0m~EL. 8.4m)	D16	11本	○	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に設置する漂流物対策工のうち、アンカーボルト1本当たりの慣性力が大きいことから、評価対象に選定する。
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	50cm	12.8m (EL. 15.0m~EL. 2.2m)	D16	23本		防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に設置する漂流物対策工のうち、漂流物対策工①と比較して、アンカーボルト1本当たりの慣性力が小さいことから、漂流物対策工①に代表させる。
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁） 堅壁	50cm	4.5m (EL. 15.0m~EL. 10.5m)	D16	7本		防波壁（逆T擁壁）に設置する漂流物対策工のうち、漂流物対策工⑤と比較して、アンカーボルト1本当たりの慣性力が小さいことから、漂流物対策工⑤に代表させる。
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁） フーチング	50cm	— (EL. 10.0m)	D16	6本	○	設置方向が水平のため、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁） フーチング側壁	50cm	2.0m (EL. 10.0m~EL. 8.0m)	D16	3本	○	防波壁（逆T擁壁）に設置する漂流物対策工のうち、アンカーボルト1本当たりの慣性力が大きいことから、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁） 重力擁壁	50cm	6.5m (EL. 15.0m~EL. 8.5m)	D19	9本	○	防波壁（波返重力擁壁）に設置する漂流物対策工のうち、アンカーボルト1本当たりの慣性力が大きいことから、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁） 重力擁壁	50cm	8.5m (EL. 15.0m~EL. 6.5m)	D19	12本		防波壁（波返重力擁壁）に設置する漂流物対策工のうち、漂流物対策工⑥と比較して、アンカーボルト1本当たりの慣性力が小さいことから、漂流物対策工⑥に代表させる。
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁） ケーソン	50cm	14.0m* (EL. 2.0m~EL. 12.0m)	D19	17本	○	設置位置が海中のため、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁（逆T擁壁） フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—	○	鋼材で構成されるため、評価対象に選定する。

注記\*：ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

：耐震評価を実施する構造区分

(参考資料 2) アンカーボルトの許容限界について

1. 許容限界の設定方法

防波壁に設置する漂流物対策工に用いるアンカーボルトを表 1-1 に示す。

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説(日本建築学会, 2010 年)」の接着系アンカーボルトの設計に基づき, 以下のとおり設定する。

表 1-1 流物対策工に用いるアンカーボルト

設置箇所		アンカーボルト 仕様
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SD345 (D16)
	防波壁 (逆 T 擁壁)	SD345 (D16)
	防波壁 (波返重力擁壁)	SD345 (D19)
	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SD345 (D19)
漂流物対策工 (鋼材)		SS400 (M16)

## 1.1 許容引張力 $p_a$ の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_a$  は、以下で算定されるアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a1}$ 、コーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a2}$ 、及びアンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a3}$  のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

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

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

$$A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$$

ただし、 $(c_n/l_e) \geq 1.0$  の場合は  $(c_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$  の場合は  $l_e = 10d_a$  とする。

ここで、

$p_{a1}$  : 接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

$p_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

$p_{a3}$  : 接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

$\phi_1, \phi_2, \phi_3$  : 低減係数で表 1.1-1 の値を用いる

$s \sigma_{pa}$  : 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s c a$  : 接着系アンカーボルトの断面積 (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で、 $0.31\sqrt{F_c}$  とする。(N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>)

$d_a$  : 接着系アンカーボルトの径 (mm)

$l_{ce}$  : 接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$  とする (mm)

$l_e$  : 接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ (mm)

$\tau_a$  : 接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha_n$  : 付着強度の低減係数 ( $n = 1, 2, 3$ )

$\tau_{bavg}$  : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度で表 1.1-2 から保守的に無機系の値を用いる (N/mm<sup>2</sup>)

$c_n$  : へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ  $a$  の 1/2 で  $c_n = a_n/2$  ( $n = 1 \sim 3$ ) とする (mm)

表 1.1-1 低減係数

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

表 1.1-2 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

## 1.2 許容せん断力 $q_a$ の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $q_a$  は、以下で算定されるアンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $q_{a1}$ 、支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $q_{a2}$ 、及びコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $q_{a3}$  のうちいずれか小さい値とする。

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここで、

$q_{a1}$  : 接着系アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

$q_{a2}$  : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

$q_{a3}$  : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

$\phi_1, \phi_2$  : 低減係数で表 1.1-1 の値を用いる

$s \sigma_{qa}$  : 接着系アンカーボルトのせん断強度で、規格降伏点強度  $\times 0.7$  とする (N/mm<sup>2</sup>)

$s c a$  : 接着系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で、 $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$  とする (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で、 $0.31\sqrt{F_c}$  とする。 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{qc}$  : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積で、 $0.5\pi c^2$  とする (mm<sup>2</sup>)

$c$  : へりあき寸法 (mm)

## 2. 評価条件

アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(防波壁 (多重鋼管杭式擁壁), 防波壁 (逆 T 擁壁))

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
$s_c a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	198.6
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	242509
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	5.35
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	15.9
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	238
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	270
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	5.35
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	275
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	350
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度	387.3
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数	25000
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	118791

表 2-1(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(防波壁 (波返重力擁壁))

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
${}_sc a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	286.5
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
${}_c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	340901
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	5.35
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	19.1
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	282
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	320
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	5.35
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	350
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	500
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度	387.3
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数	25000
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	192423

表 2-1(3) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(防波壁 (波返重力擁壁 (ケーソン)))

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
$s_c a$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	286.5
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	452286
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	4.54*
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	19.1
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	332
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	370
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	5.35
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	410
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	500
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度	387.3
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数	25000
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	264051

注記\* : エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるため, 「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針〔改訂版〕(土木学会, 2003年)」に基づき, 付着強度を 85%に減じる。



表 2-1(4) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値  
(漂流物対策工 (鋼材))

記号	単位	定義	入力値
$\phi_1$	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	235
$sca$	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの断面積	157.0
$\phi_2$	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
$A_c$	mm <sup>2</sup>	コーン状破壊面の有効水平投影面積	46558
$\phi_3$	—	低減係数	2/3
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	10.69
$d_a$	mm	接着系アンカーボルトの径	16
$l_{ce}$	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	82
$l_e$	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	114
$\alpha_1$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_2$	—	付着強度の低減係数	1
$\alpha_3$	—	付着強度の低減係数	1
$\tau_{bavg}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	10.69
$F_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの設計基準強度	24
$c_1$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	125
$c_2$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	175
$c_3$	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	275
$s\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトのせん断強度	164.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度	387.3
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートのヤング係数	25000
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	24544

### 3. 許容限界の計算

「1.1 引張力」及び「1.2 せん断力」で表される許容限界の評価式に，表 2-1 のアンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を代入して，算定した各アンカーボルトの許容限界値を算定する。

接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a1}$  を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆 T 擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 345 \cdot 198.6 \\ &= 68.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 345 \cdot 286.5 \\ &= 98.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 345 \cdot 286.5 \\ &= 98.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 235 \cdot 157.0 \\ &= 36.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力  $p_{a2}$  を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆 T 擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 242509 \\ &= 245.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 340901 \\ &= 345.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 452286 \\ &= 457.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 46558 \\ &= 47.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力  $p_{a3}$  を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 5.35 \cdot 3.14 \cdot 15.9 \cdot 238 \\ &= 42.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 5.35 \cdot 3.14 \cdot 19.1 \cdot 282 \\ &= 60.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 4.54 \cdot 3.14 \cdot 19.1 \cdot 332 \\ &= 60.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 10.69 \cdot 3.14 \cdot 16 \cdot 82 \\ &= 29.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力  $q_{a1}$  を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 198.6 \\ &= 47.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 286.5 \\ &= 69.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 286.5 \\ &= 69.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 164.5 \cdot 157 \\ &= 25.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力  $q_{a2}$  を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 198.6 \\ &= 51.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 286.5 \\ &= 73.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 286.5 \\ &= 73.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 157.0 \\ &= 40.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力  $q_{a3}$  を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆 T 擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 118791 \\ &= 120.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 192423 \\ &= 194.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 264051 \\ &= 267.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 24544 \\ &= 24.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. アンカーボルトの許容限界

「3. 許容限界の計算」で算定したアンカーボルトの許容限界値のうち最小値を，漂流物対策工の耐震評価及び強度評価におけるアンカーボルトの許容限界として設定する。

アンカーボルトの許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		材質	許容引張力 (kN/本) 【最小値のケース】	許容せん断力 (kN/本) 【最小値のケース】
アンカー ボルト	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SS400 (D16)	42.3 【 $p_{a3}$ 】	47.9 【 $q_{a1}$ 】
	防波壁 (逆T擁壁)	SS400 (D16)	42.3 【 $p_{a3}$ 】	47.9 【 $q_{a1}$ 】
	防波壁 (波返重力擁壁)	SS400 (D19)	60.2 【 $p_{a3}$ 】	69.1 【 $q_{a1}$ 】
	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SS400 (D19)	60.2 【 $p_{a3}$ 】	69.1 【 $q_{a1}$ 】
	漂流物対策工 (鋼材)	SS400 (M16)	29.3 【 $p_{a3}$ 】	24.8 【 $q_{a3}$ 】



(参考資料 3) 漂流物対策工の施工方法について

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、防波壁の前面に目地材及びアンカーボルトを配置し、厚さ 50cm の鉄筋コンクリート版を設置する。防波壁（波返重力擁壁）を例として、漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)の施工ステップ図を図 1 に示す。

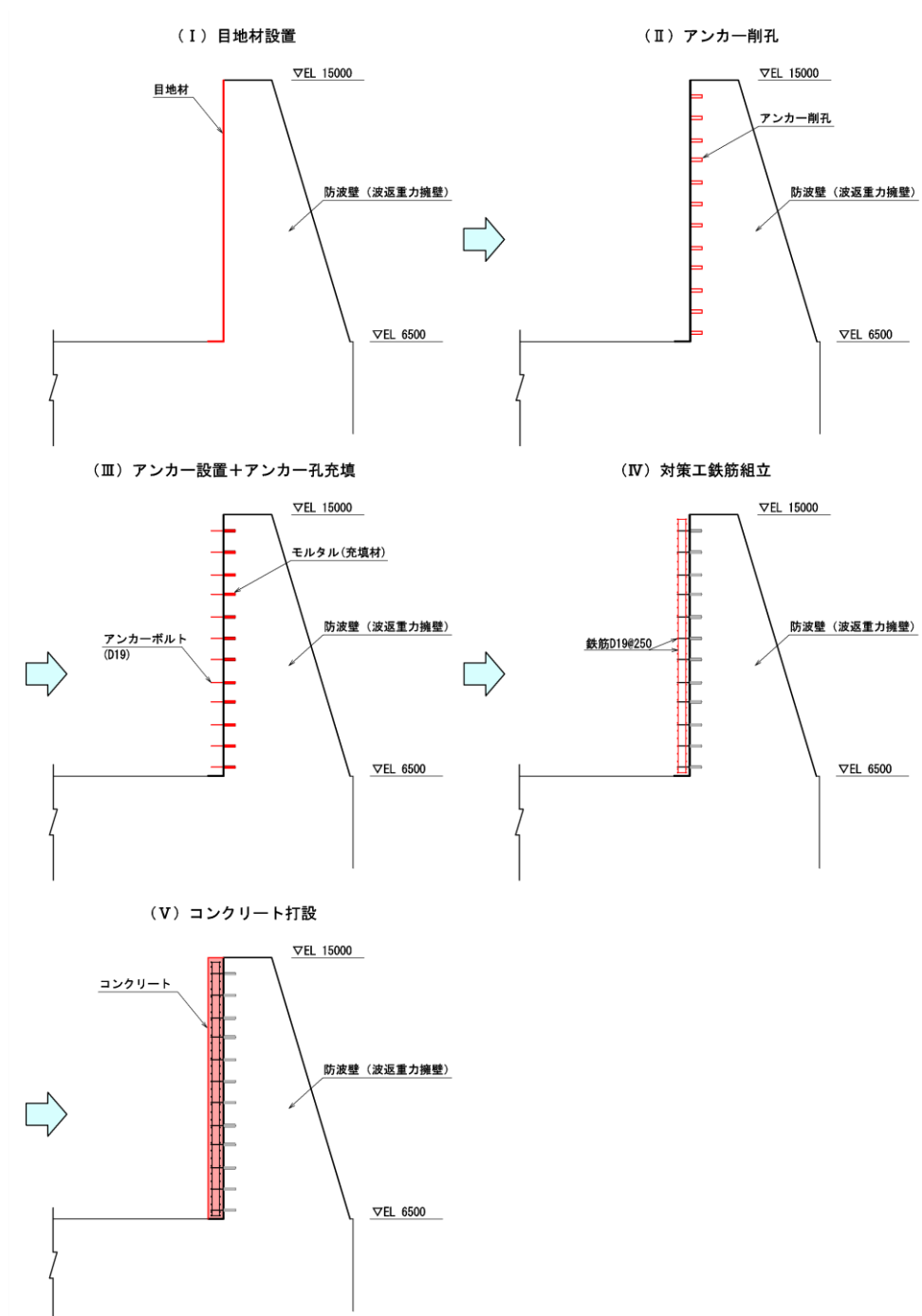


図 1 漂流物対策工の施工ステップ図  
(例：防波壁（波返重力擁壁）)

(参考資料 4) 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さについて

1. 概要

防波壁に設置する漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、厚さ 50cm を基本として設置するが、防波壁通路防波扉（3号機東側）周辺の漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、防波壁通路防波扉（3号機東側）の開閉に干渉しないように厚さを決定する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の強度計算においては、図 1-2 に示すとおり、漂流物衝突荷重等による押抜きせん断に対する評価を実施することから、本資料では、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さについて確認する。

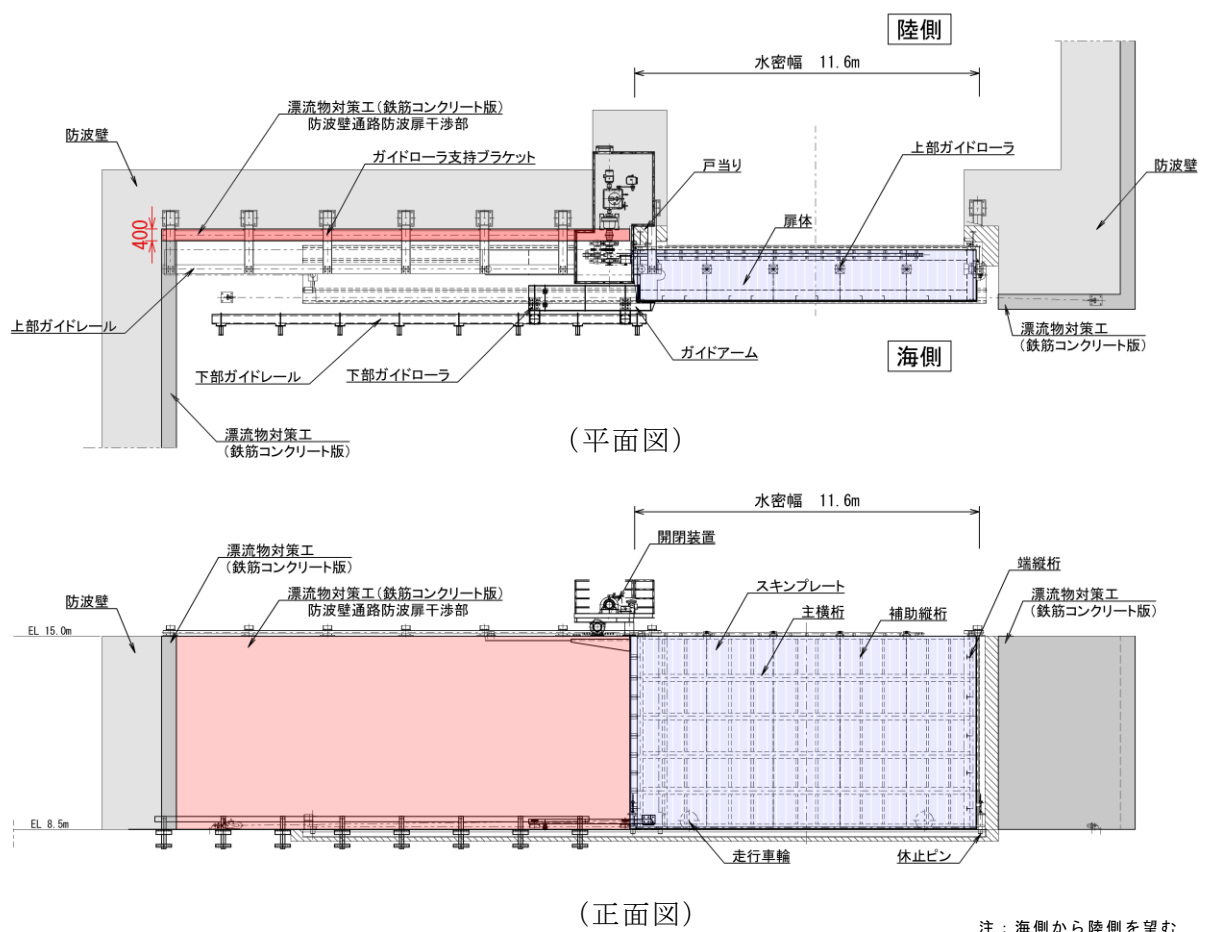


図 1-1 防波壁通路防波扉（3号機東側）周辺の漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

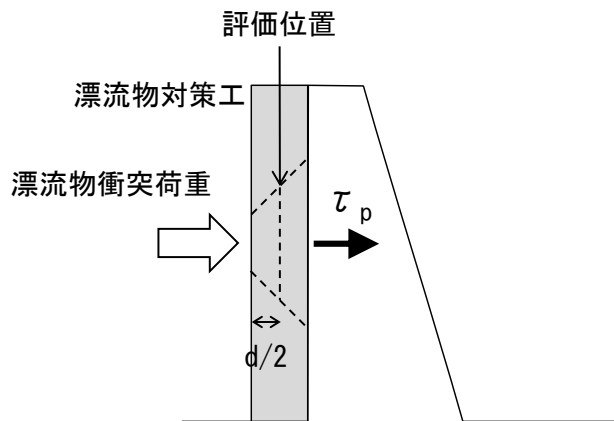


図 1-2 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力の評価イメージ

2. 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さ

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力は、以下の式により算定する。また、設計断面の周長厚さの算定イメージを図 2-1 に示す。

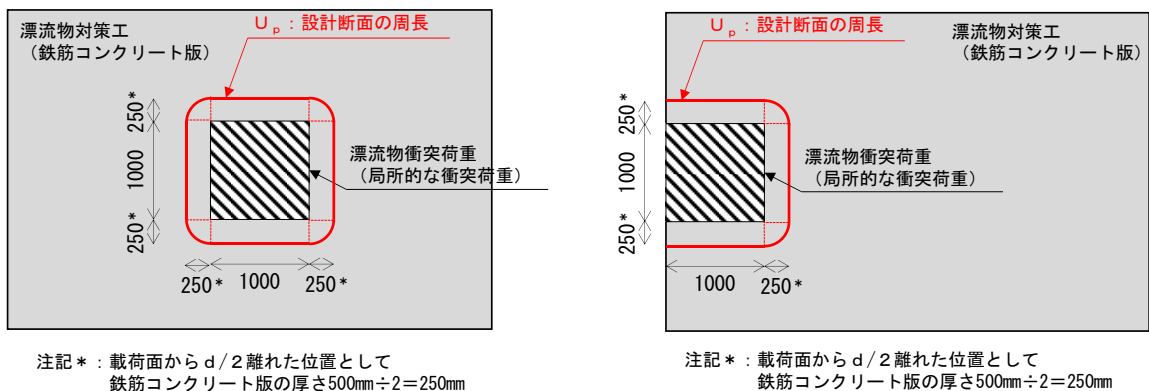
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

ここで、 $\tau_p$ ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（ $\text{kN}/\text{mm}^2$ ）

$P_{dc}$ ：鉄筋コンクリート版に作用する荷重（ $\text{kN}$ ）

$U_p$ ：設計断面の周長（載荷面から  $d/2$  離れた位置）（ $\text{m}$ ）

$d$ ：鉄筋コンクリート版の有効高さ（ $\text{m}$ ）



(中央に衝突した場合)

(端部に衝突した場合)

図 2-1 設計断面の周長  $U_p$  の算定イメージ

(例：鉄筋コンクリート版の厚さが 50cm の場合)

「5.5 評価条件」に示す鉄筋コンクリート版に作用する荷重を用いて、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力を図 2-2 に示す。発生押抜きせん断力が「5.3 許容限界」に示す鉄筋コンクリート版の許容限界  $1.35\text{N}/\text{mm}^2$  を下回る最低厚さは、中央に衝突した場合には  $21\text{cm}$ 、端部に衝突した場合には  $29\text{cm}$  となることを確認した。

よって、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の基本厚さを  $50\text{cm}$  とするが、他設備と干渉する場合は最低厚さ  $29\text{cm}$  以上を確保する。

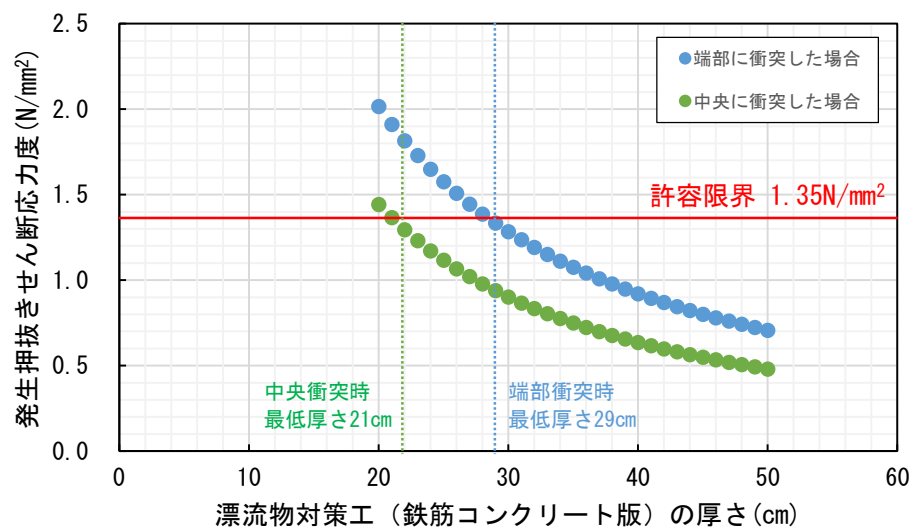


図 2-2 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力