

(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)

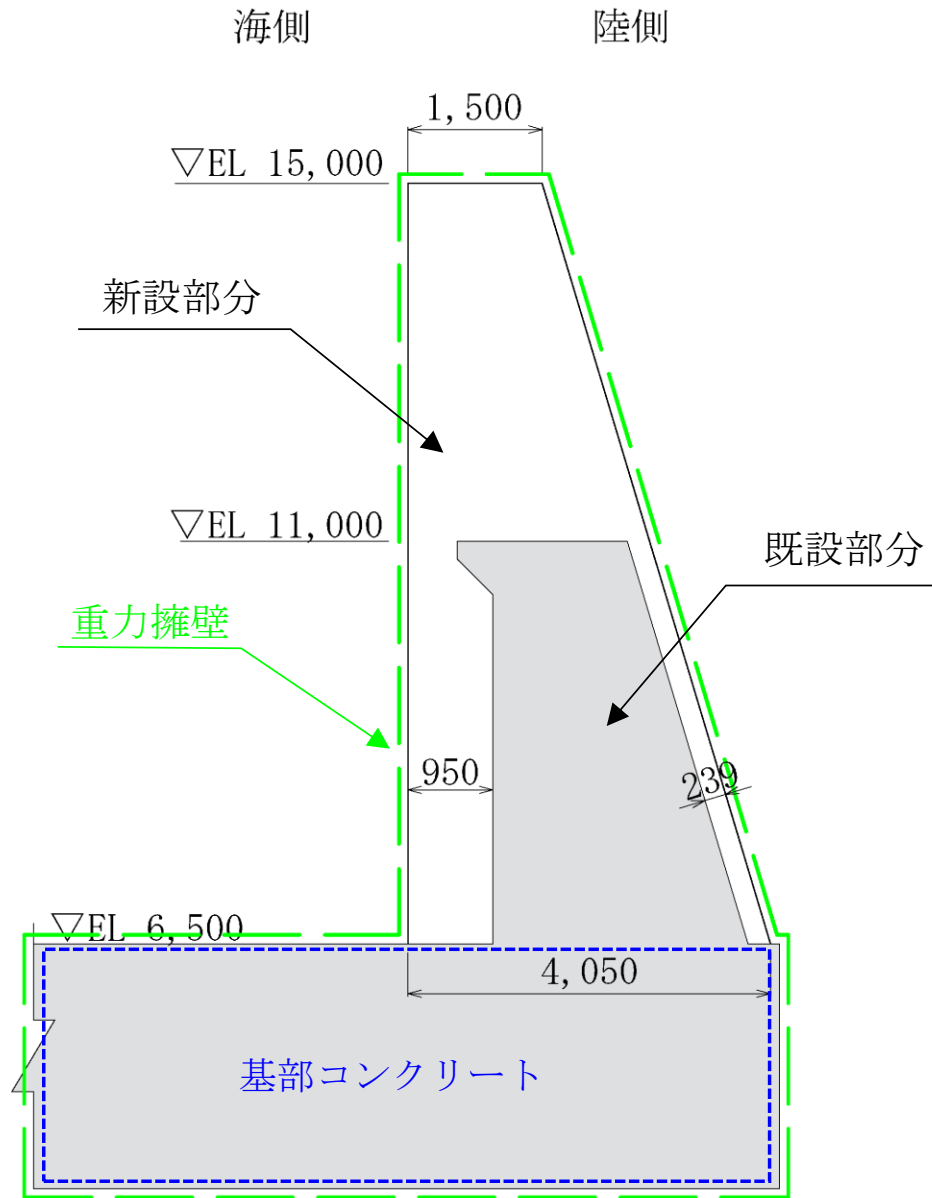


図 1-1 重力擁壁の概略図

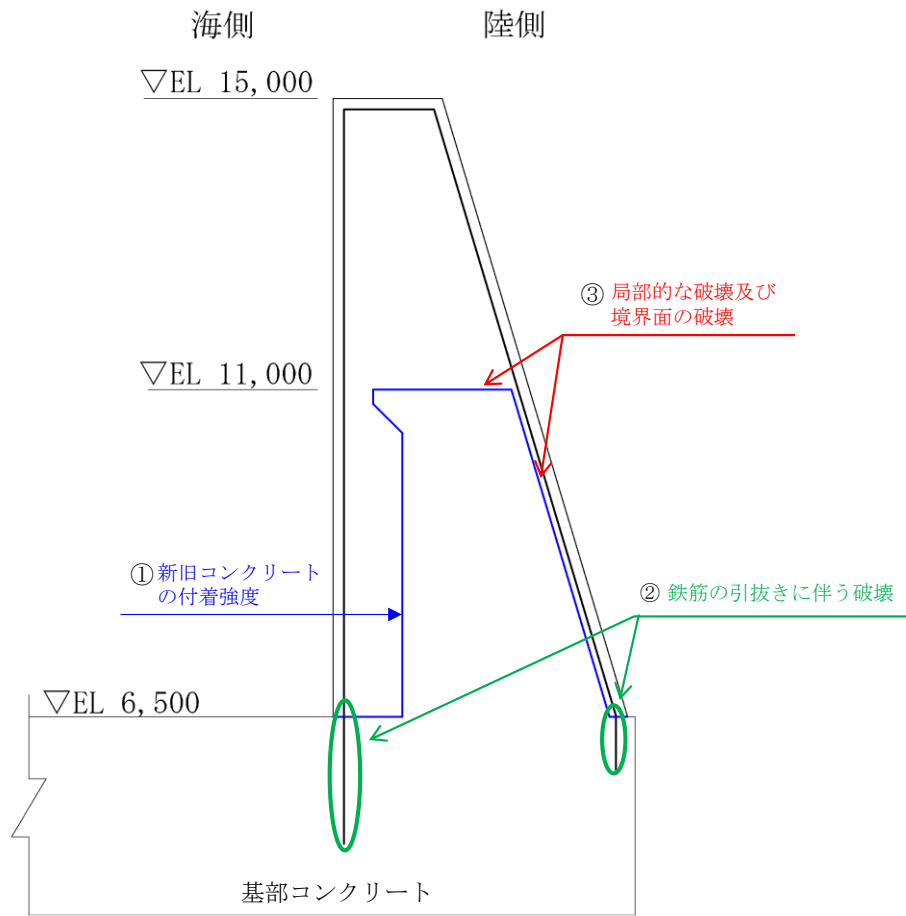
表 1-1 重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性確認に係る
設工認段階への設置変更許可審査からの申送り事項

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>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>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新設部分と既設部分の境界部を模擬した<u>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。</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〕（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〕（土木学会，2002年）（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

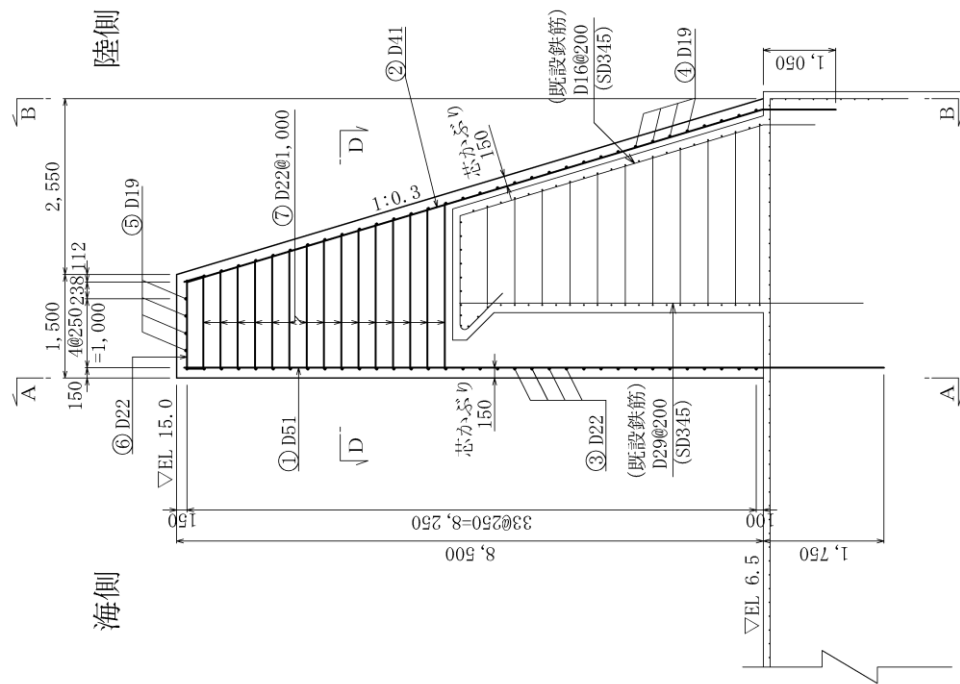
2.1 構造概要

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。

断面図(C-C) (単位: mm)



断面図(B-B)

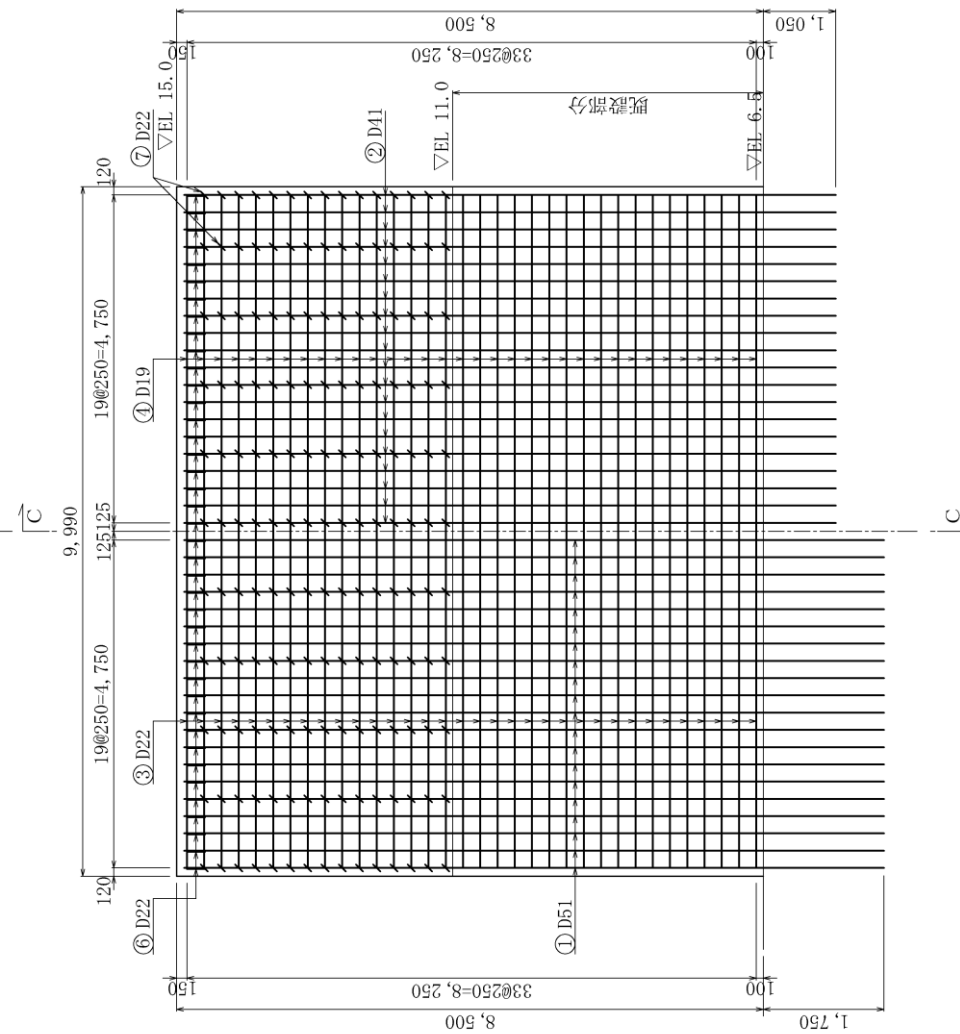


図 2.1-1 (1) 重力擁壁の配筋図

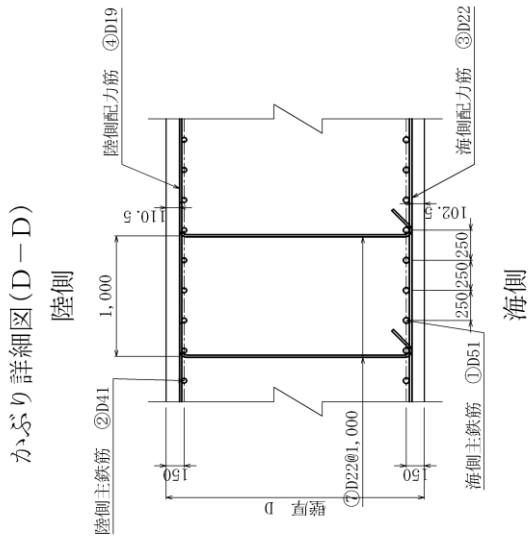
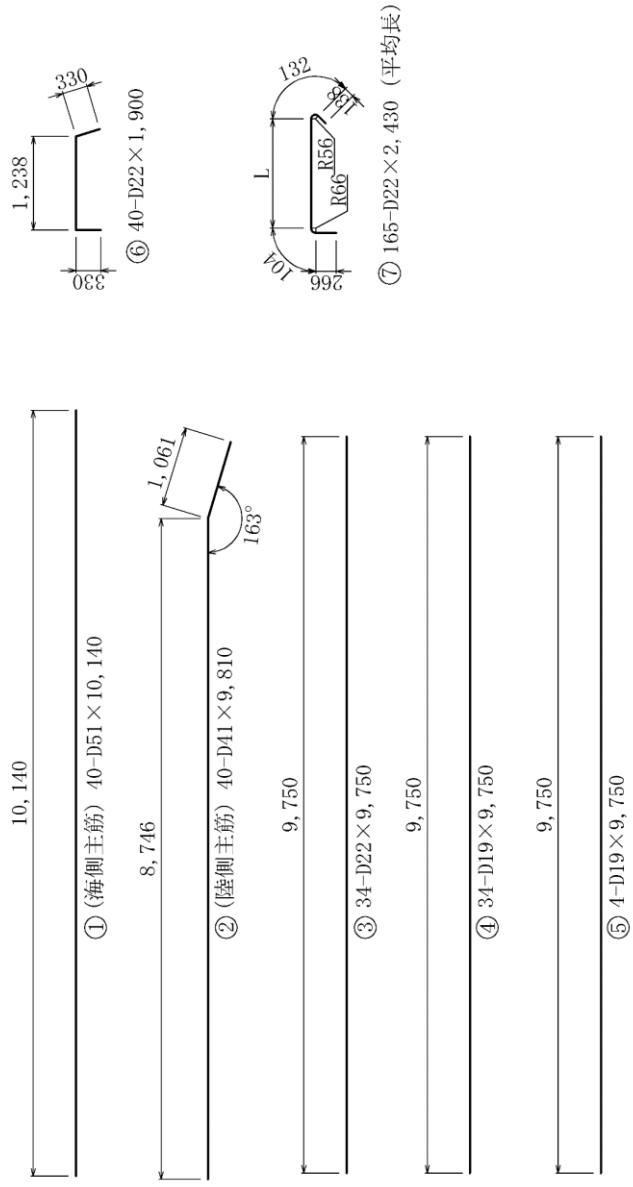


図 2.1-1 (2) 重力擁壁の配筋図

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。



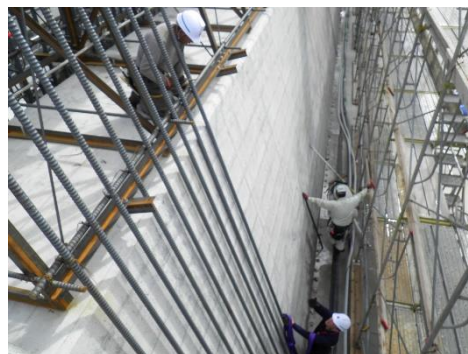
1. 既設部分の目荒らし



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 $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 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 $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 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 $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 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 1.0N/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、 1.5N/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 1.5N/mm^2 以上、最低値が 0.75N/mm^2 以上と規定されている。

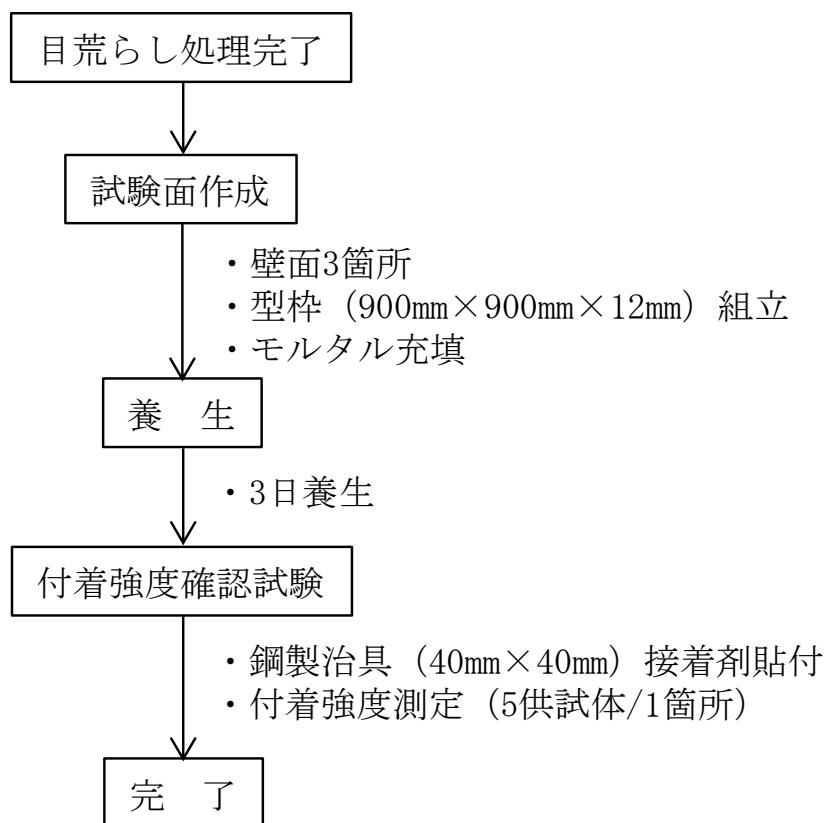


図 3.1-1 付着強度試験の施工フロー図

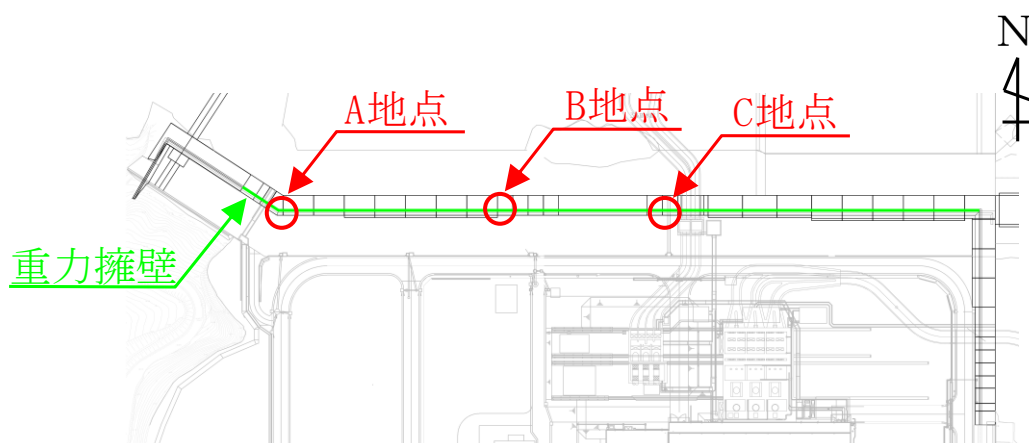


図 3.1-2 付着強度試験の位置図 (3箇所)

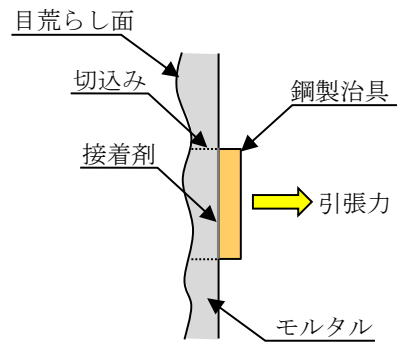
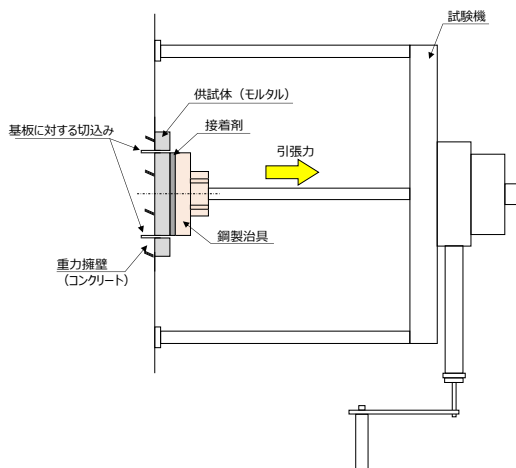


図 3.1-3 付着強度試験の鋼製治具貼付イメージ図



(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/mm²

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

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)
- ϕ : 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/mm²)
- f_{bod} : コンクリートの設計付着強度 (2.08N/mm²)
- α : 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。

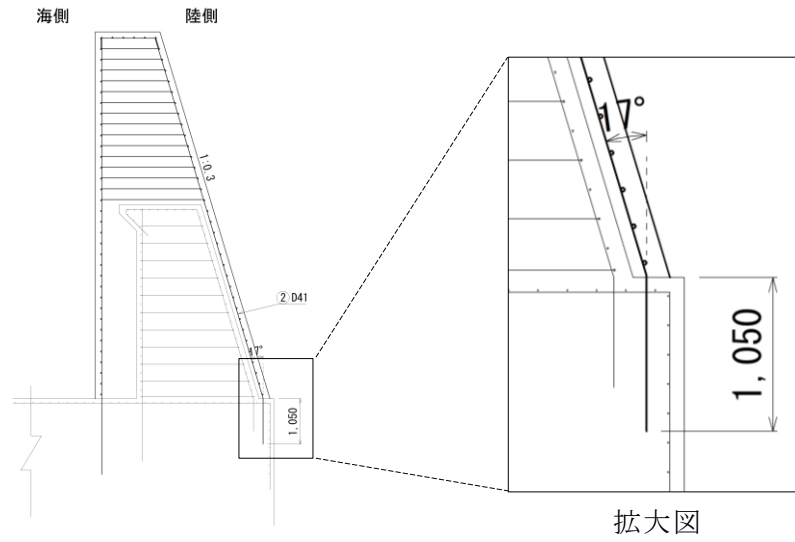


図 3.2-1 重力擁壁陸側配筋図

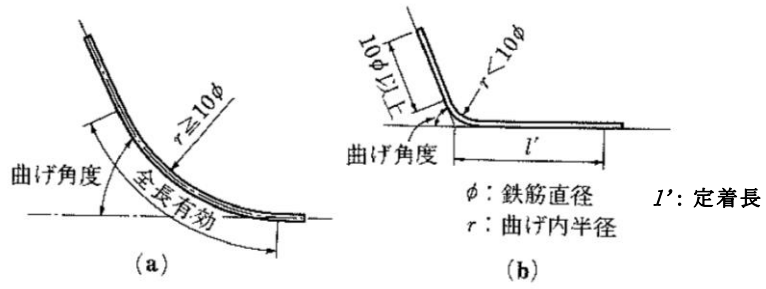


図 3.2-2 定着部が曲がった鉄筋の定着長のとり方
 (「コンクリート標準示方書 2002」より抜粋，一部加筆)

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。

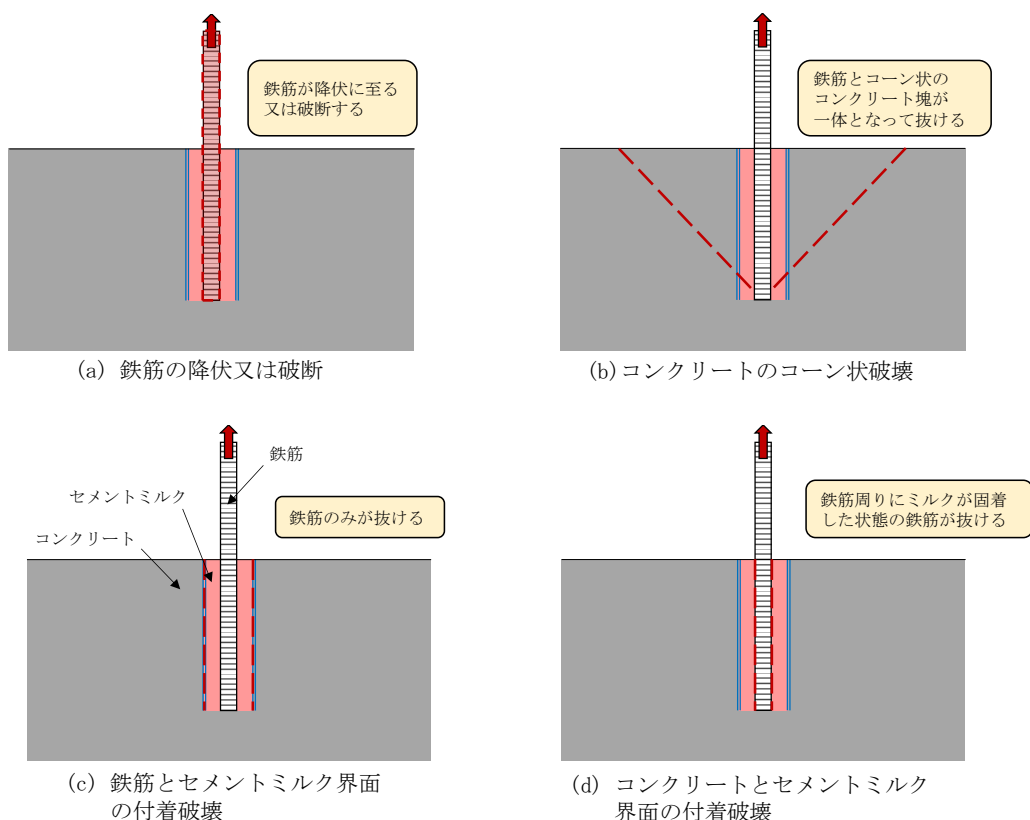


図 3.3-1 鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態

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。

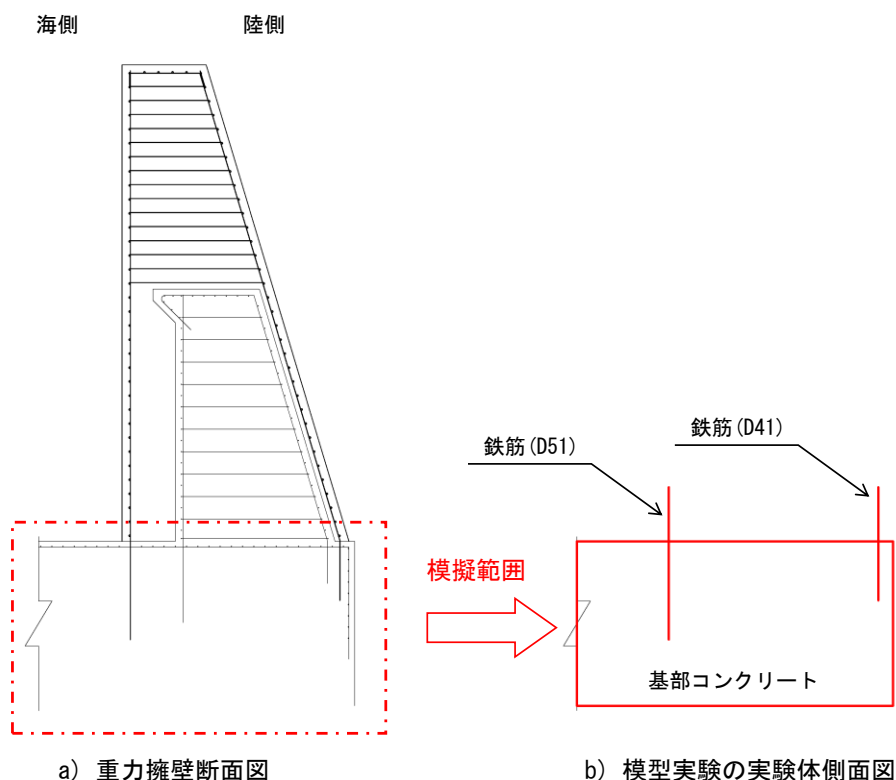


図 3.3-2 重力擁壁の実験体における模擬範囲

(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	実造物を再現するへりあきを設定
			No. 2	
			No. 3	

(単位 : mm)

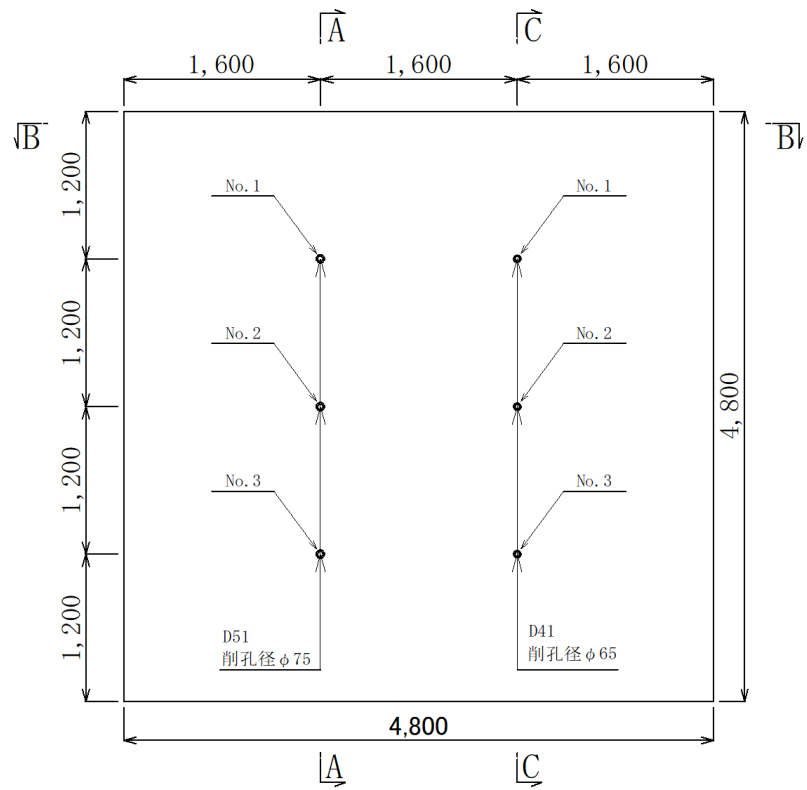


図 3.3-3(1) 実験体①の構造図 (平面図)

(単位 : mm)

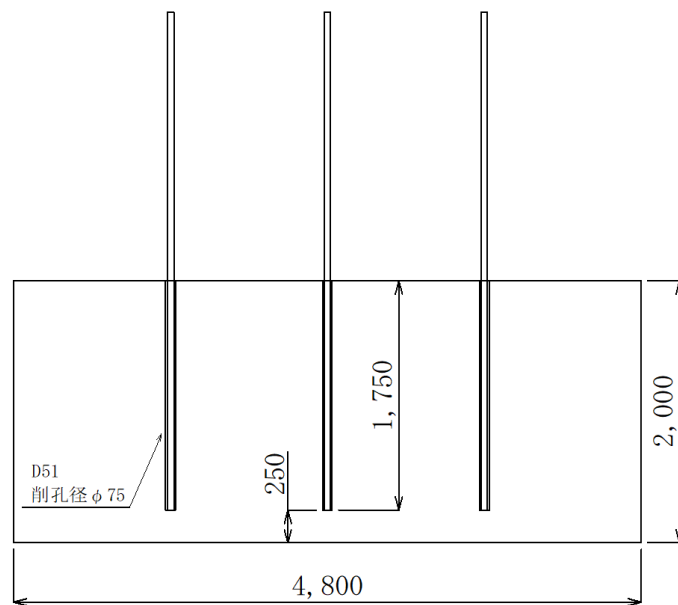


図 3.3-3(2) 実験体①の構造図 (A-A断面)

(単位：mm)

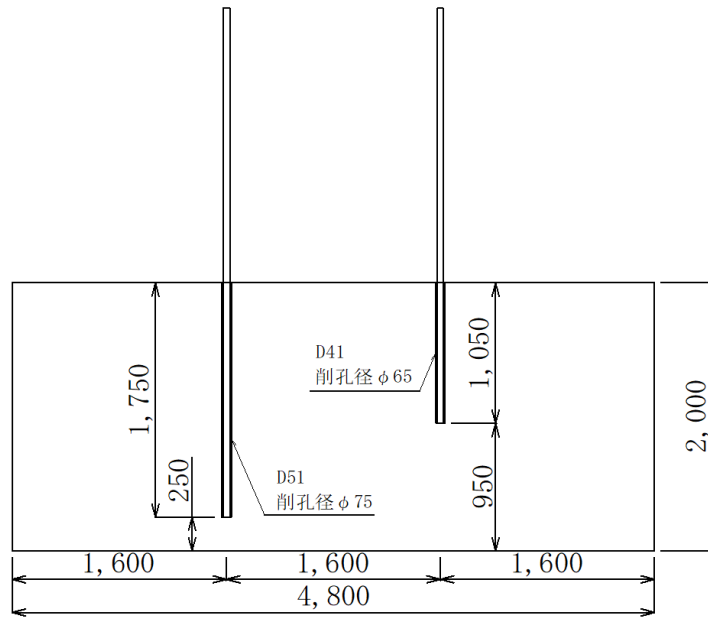


図 3.3-3(3) 実験体①の構造図 (B-B 断面)

(単位：mm)

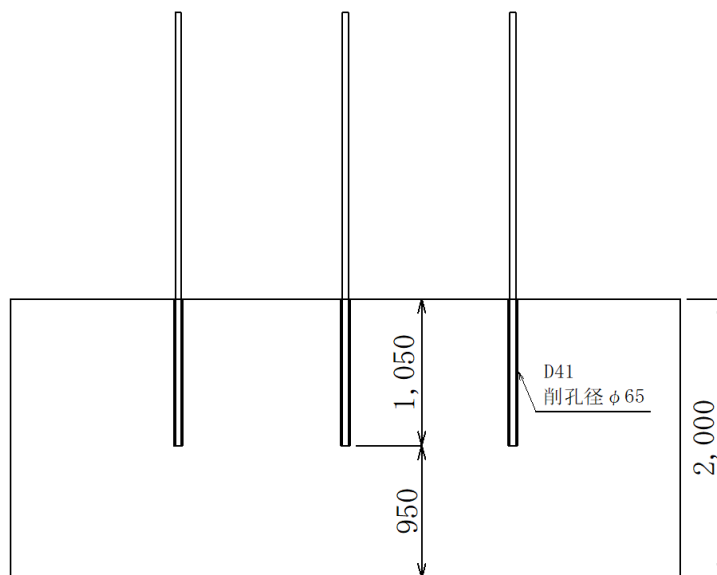


図 3.3-3(4) 実験体①の構造図 (C-C 断面)

(単位：mm)

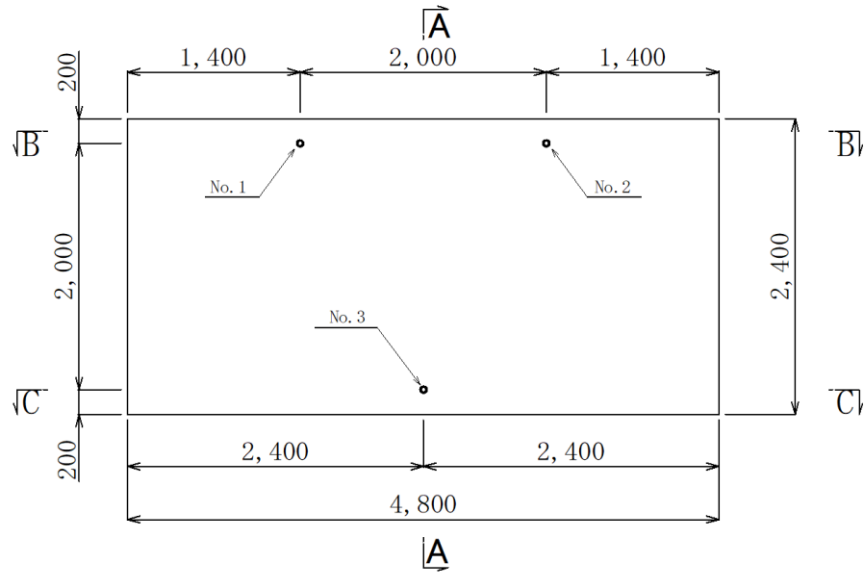


図 3.3-3(5) 実験体②の構造図 (平面図)

(単位：mm)

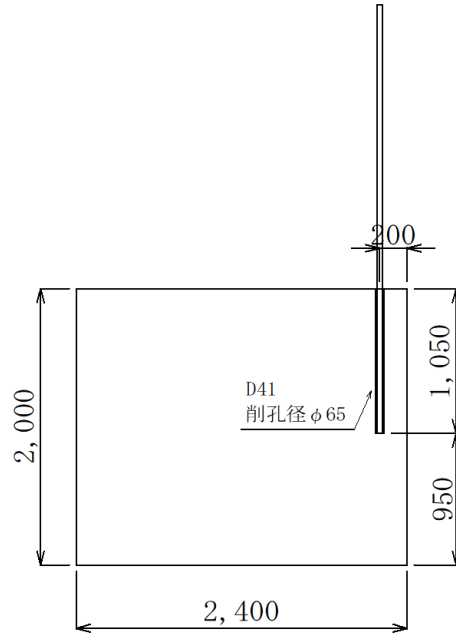


図 3.3-3(6) 実験体②の構造図 (A-A断面)

(単位：mm)

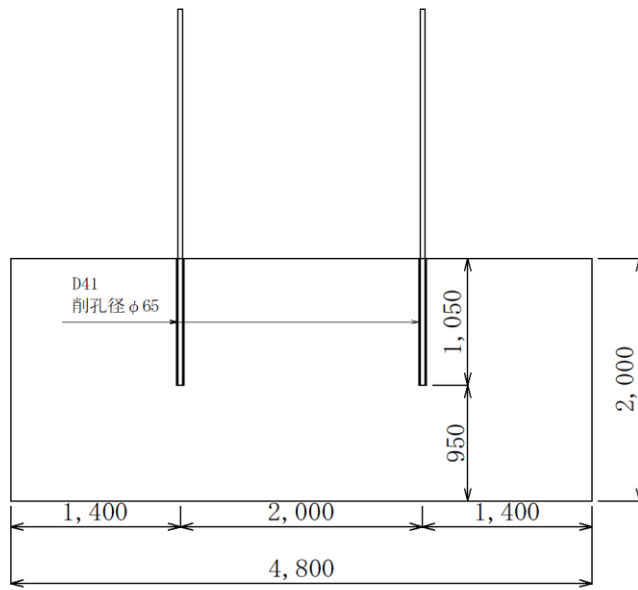


図 3.3-3(7) 実験体②の構造図 (B-B断面)

(単位：mm)

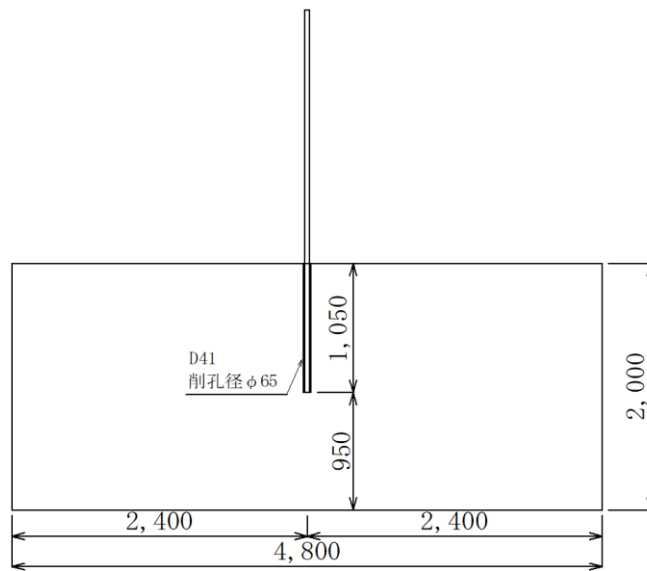


図 3.3-3(8) 実験体②の構造図 (C-C断面)

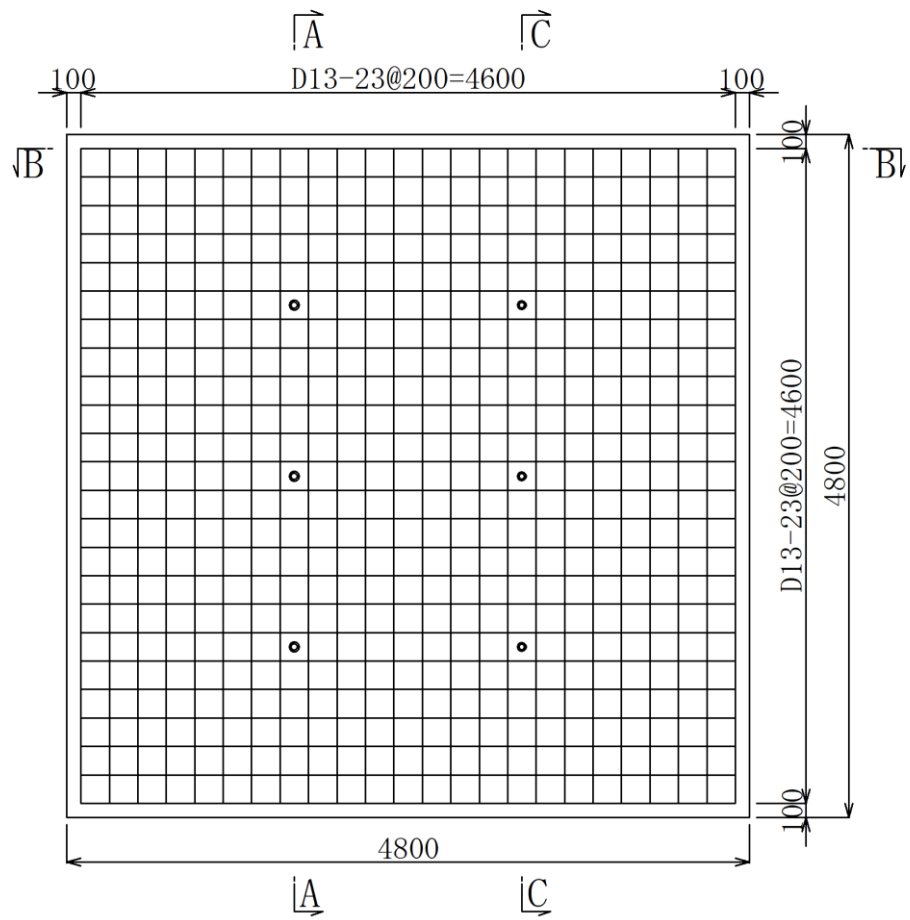


図 3.3-4(1) 実験体①の配筋図 (平面図)

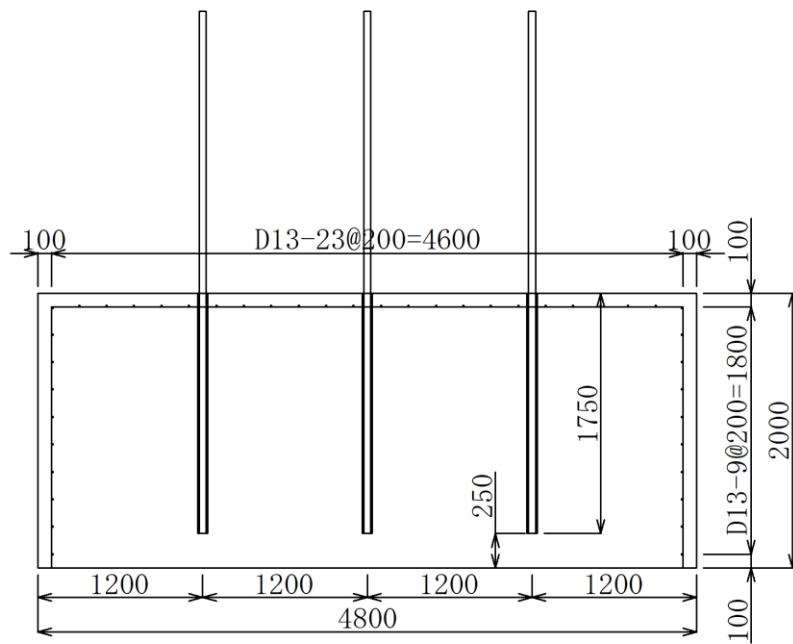


図 3.3-4(2) 実験体①の配筋図 (A-A 断面図)

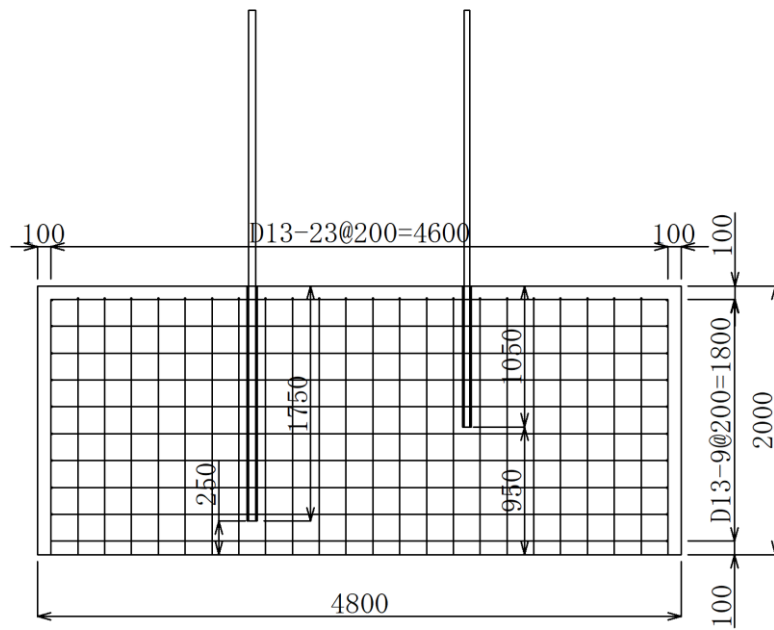


図 3.3-4(3) 実験体①の配筋図 (B-B 断面図)

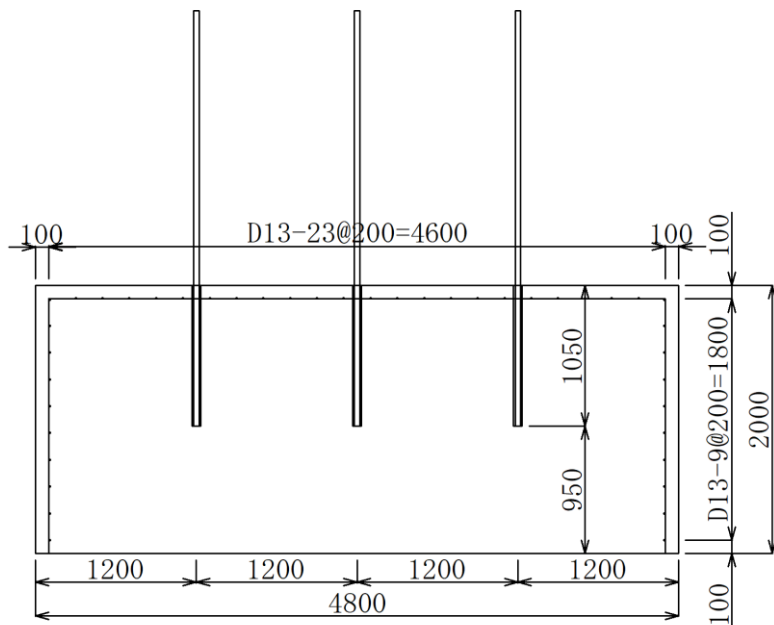


図 3.3-4(4) 実験体①の配筋図 (C-C 断面図)

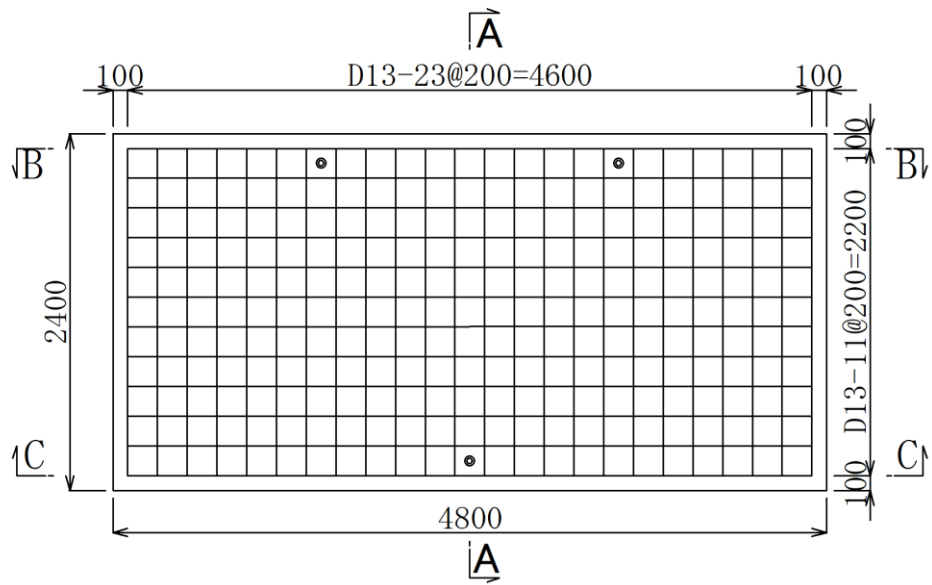


図 3.3-4(5) 実験体②の配筋図 (平面図)

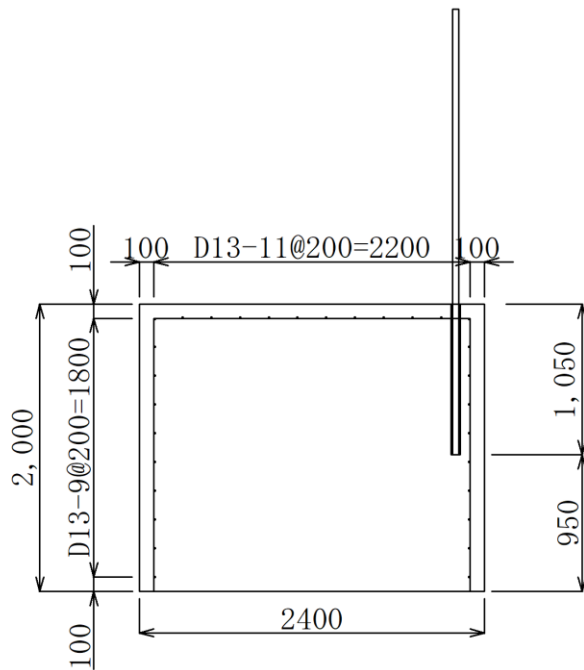


図 3.3-4(6) 実験体②の配筋図 (A-A断面図)

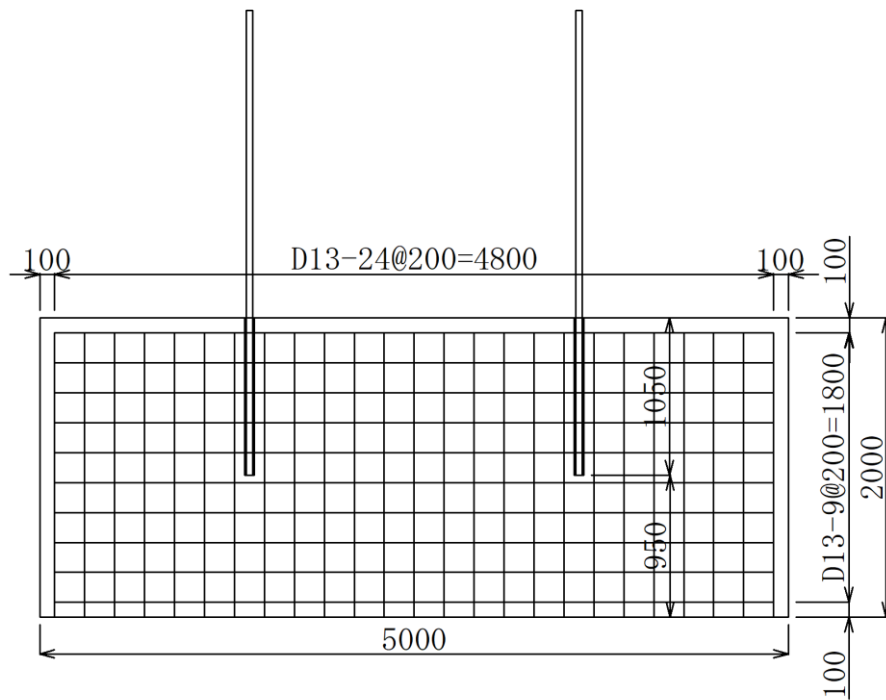


図 3.3-4(7) 実験体②の配筋図 (B-B 断面図)

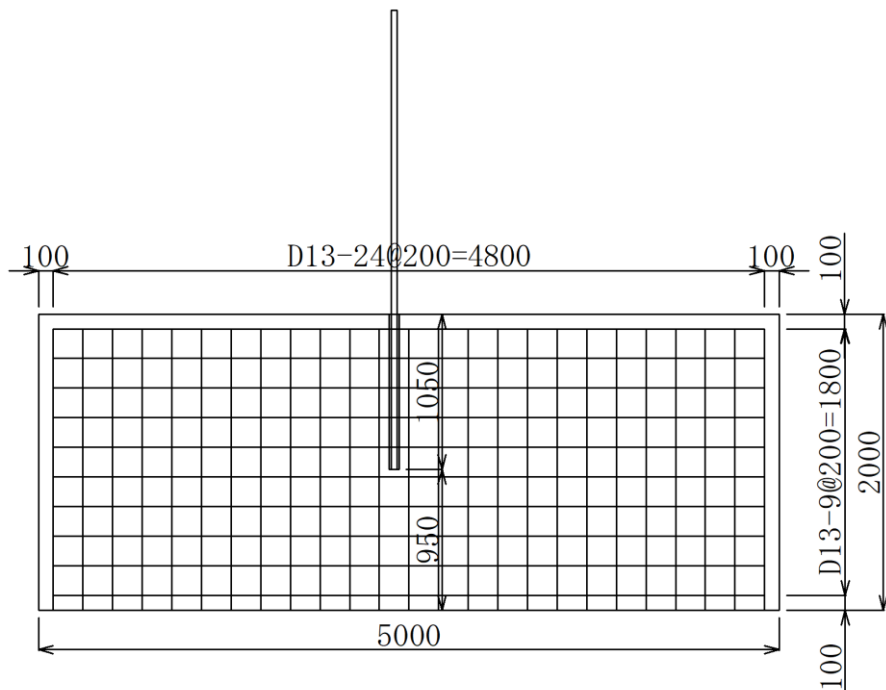


図 3.3-4(8) 実験体②の配筋図 (C-C 断面図)



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

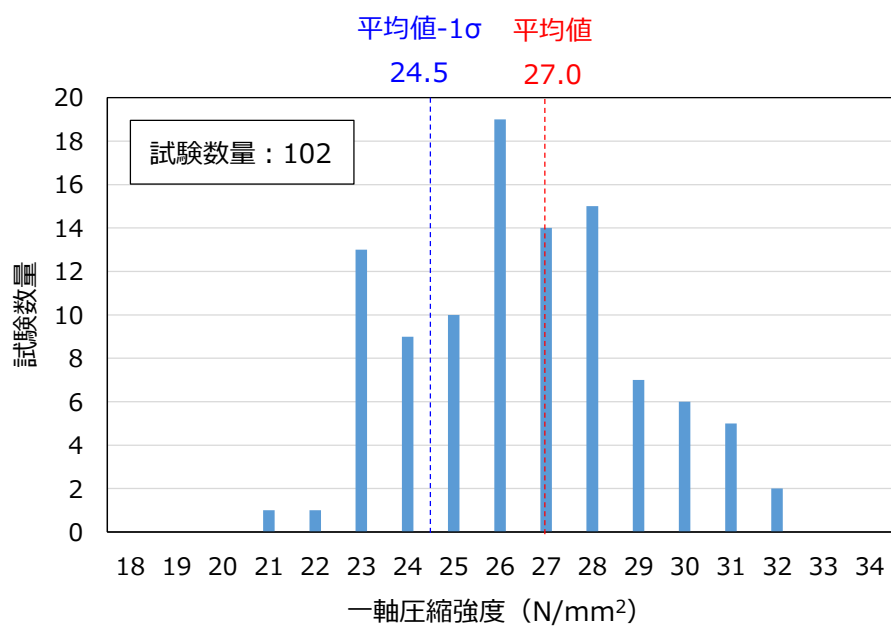
新設部分の主筋の定着部を模擬した引抜試験を行うため、実験体のコンクリート及び鉄筋は実構造物と同等の物を使用した。実構造物の重力擁壁（基部コンクリート）の設計基準強度は 18N/mm^2 であるが、一軸圧縮強度の平均値が 27.0N/mm^2 、平均値 -1σ が 24.5N/mm^2 であることを踏まえ、実構造物における主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため、実験体のコンクリート強度は実構造物と同程度である 24N/mm^2 とした。

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 55N/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 18N/mm^2	設計基準強度 24N/mm^2
	平均値 27.0N/mm^2	実験体① 24.5N/mm^2
	平均値 -1σ 24.5N/mm^2	実験体② 26.3N/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 ²
実験体①	24.5N/mm ²
実験体②	26.3N/mm ²

(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。

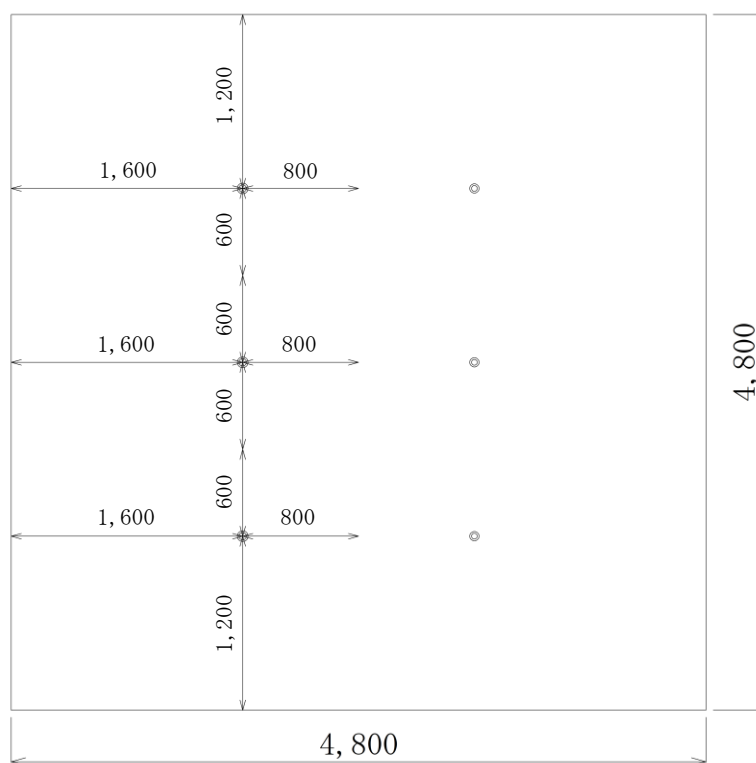


図 3.3-7(1) 実験体①（海側検討ケース）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

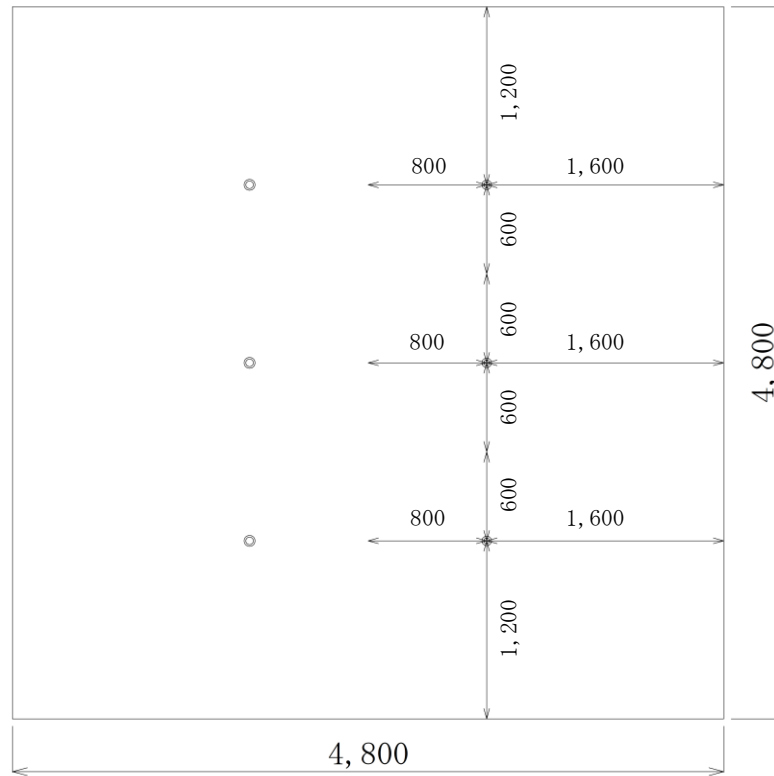


図 3.3-7(2) 実験体①（陸側検討ケース 1）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

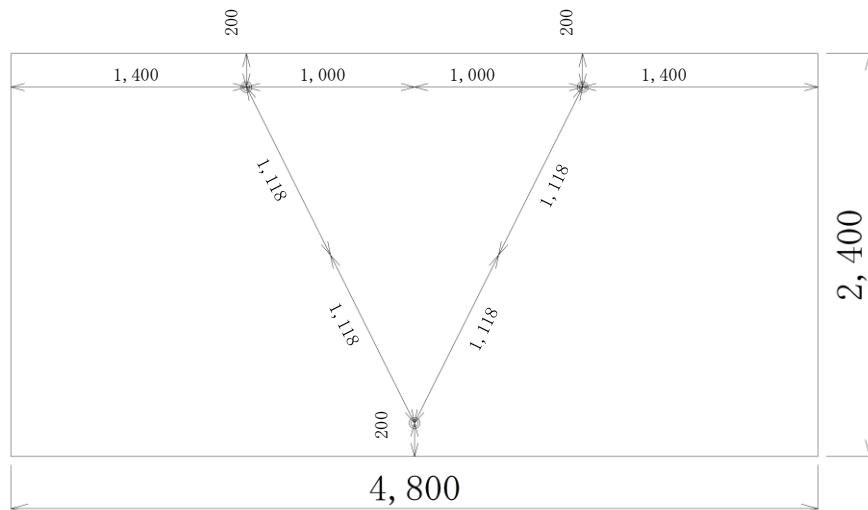


図 3.3-7(3) 実験体②（陸側検討ケース 2）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

(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。

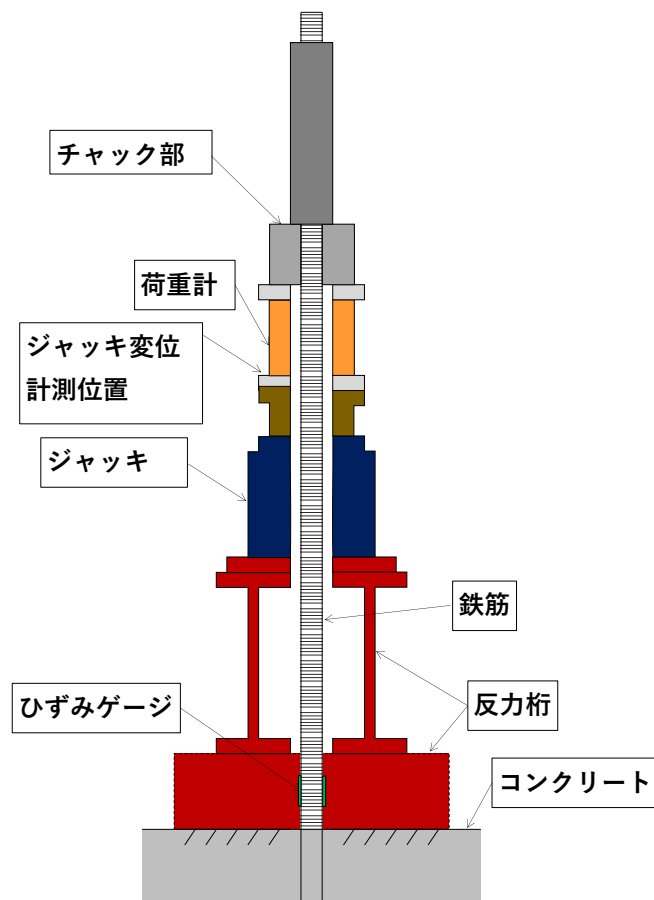


図 3.3-8 模型実験における載荷装置及び計測位置概要図



図 3.3-9 模型実験における荷重載荷装置

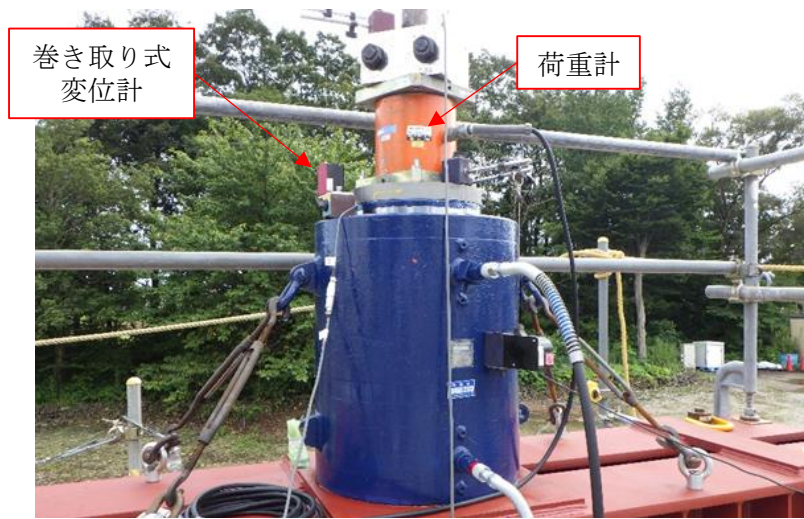


図 3.3-10 模型実験における計測機器設置状況



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。

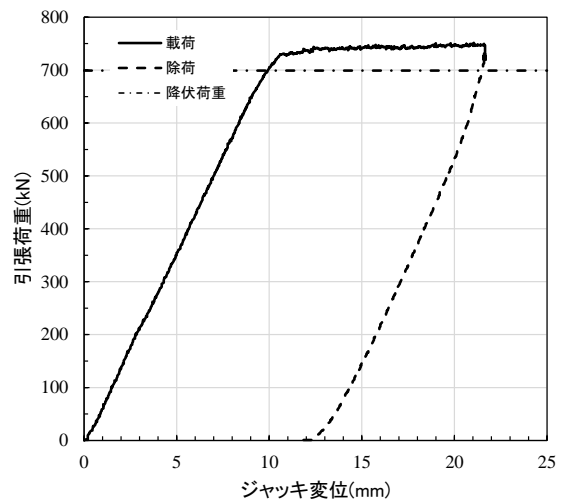
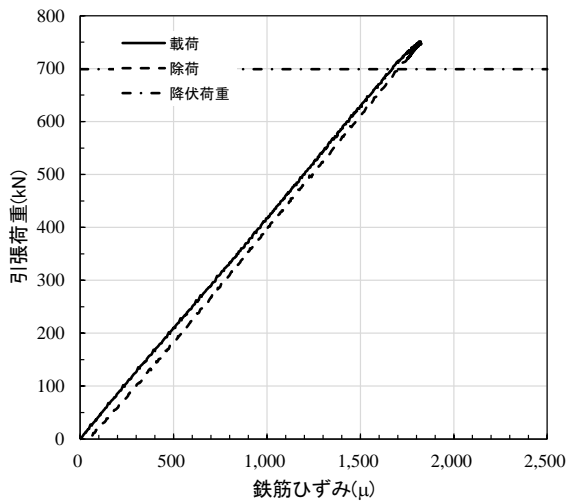


図 3.3-12 (1) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 1)

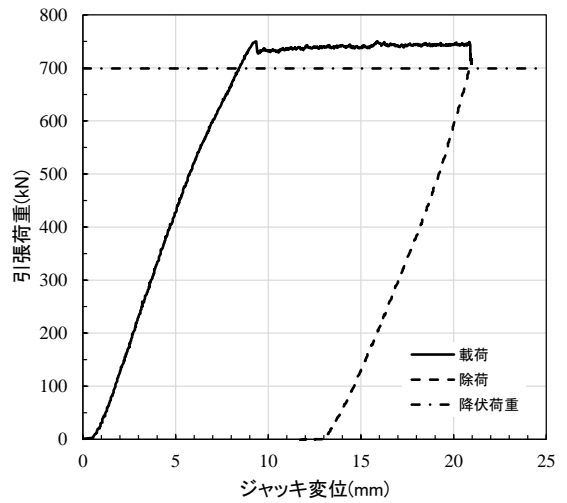
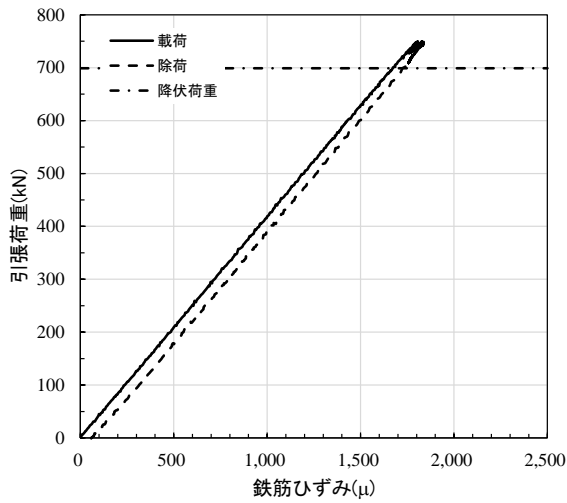


図 3.3-12 (2) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 2)

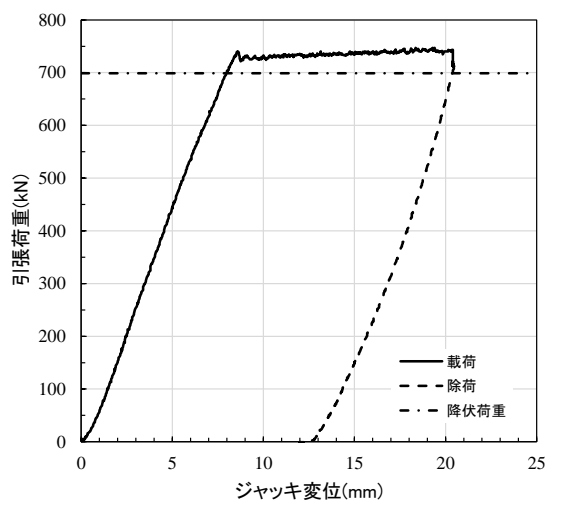
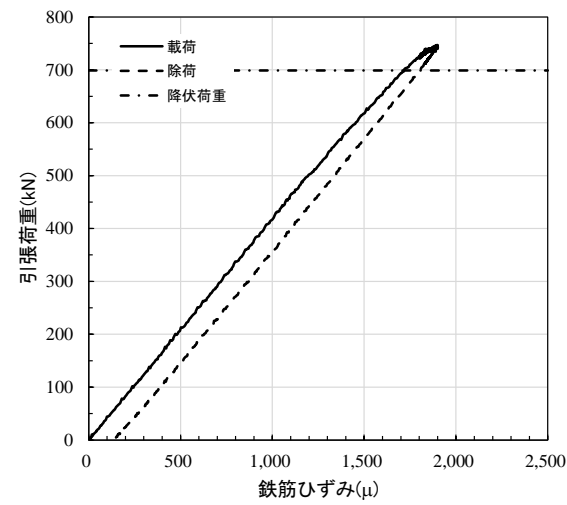
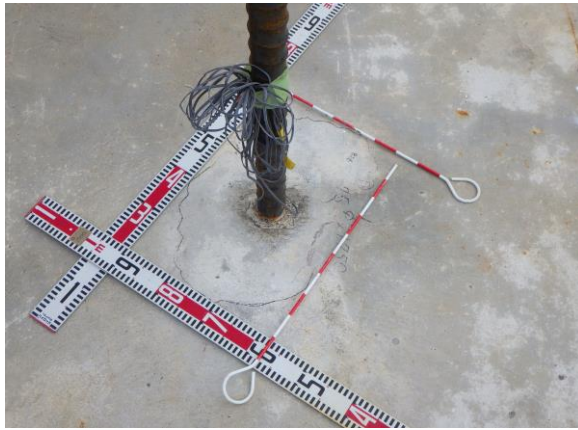


図 3.3-12 (3) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 3)



(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。

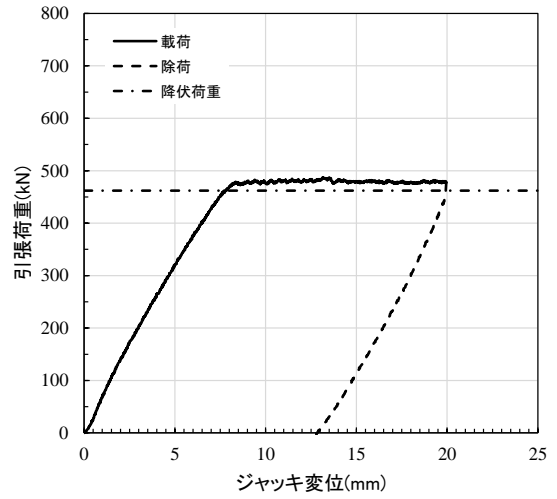
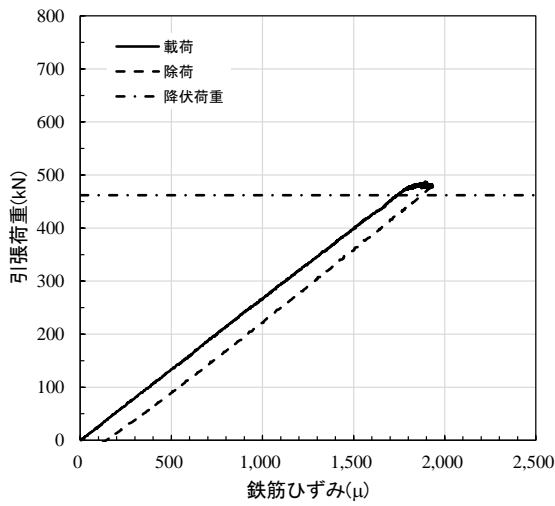


図 3.3-14 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 1)

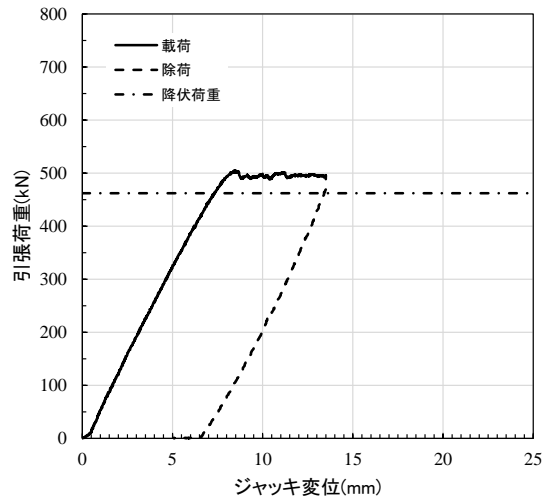
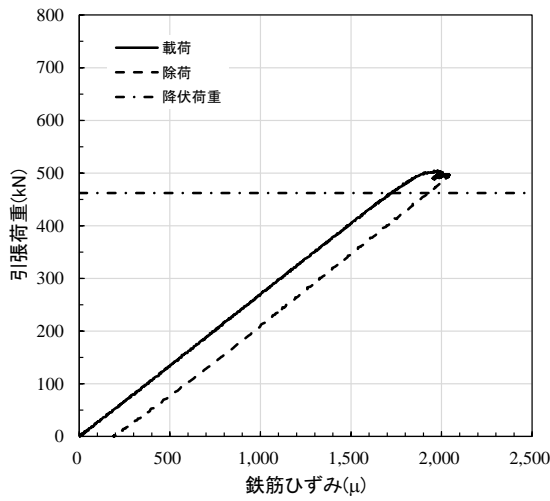


図 3.3-14 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 2)

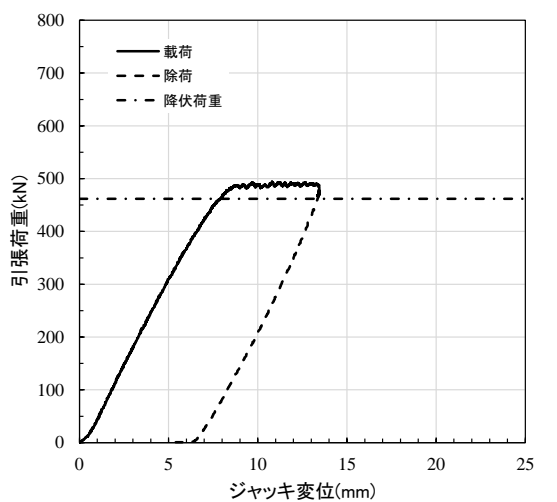
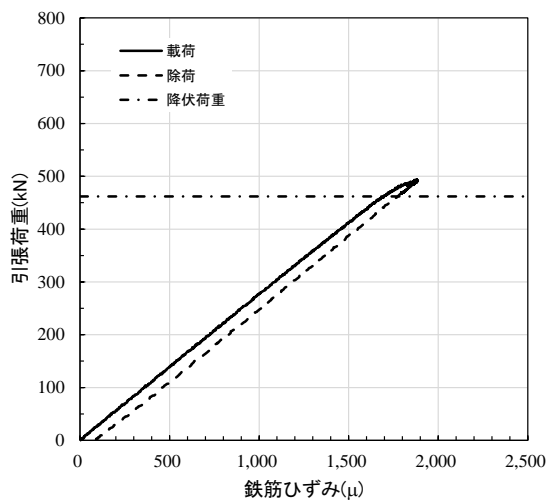
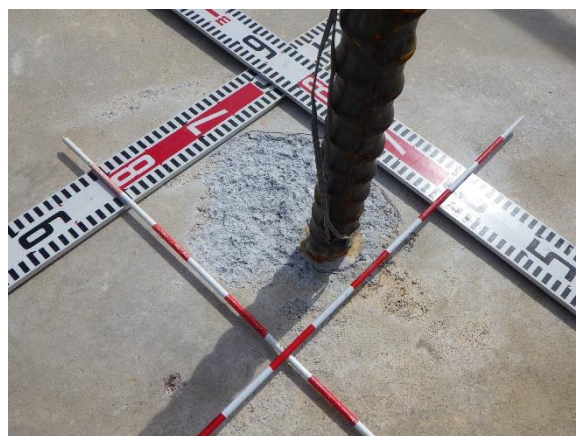


図 3.3-14 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 3)



(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。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。

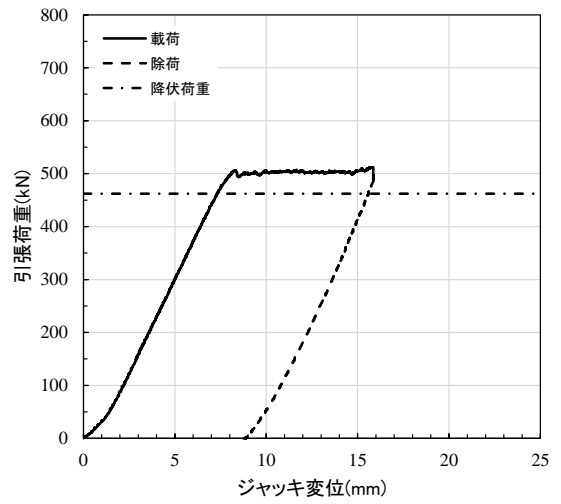
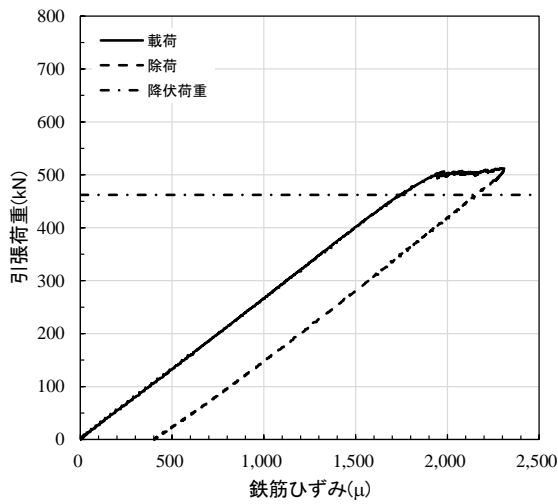


図 3.3-16 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 1)

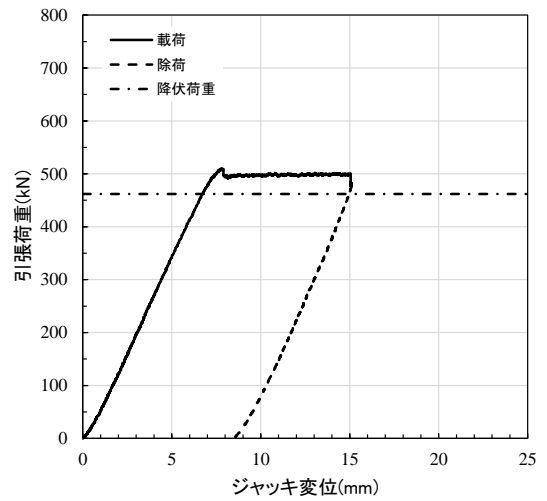
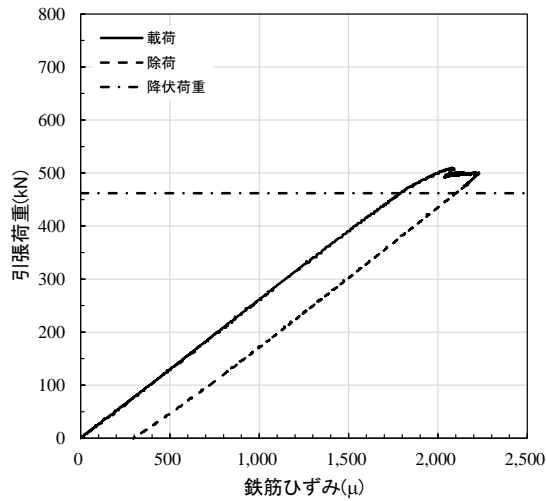


図 3.3-16 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 2)

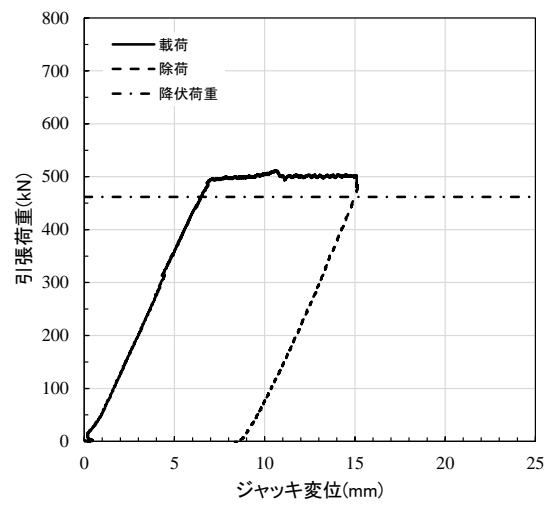
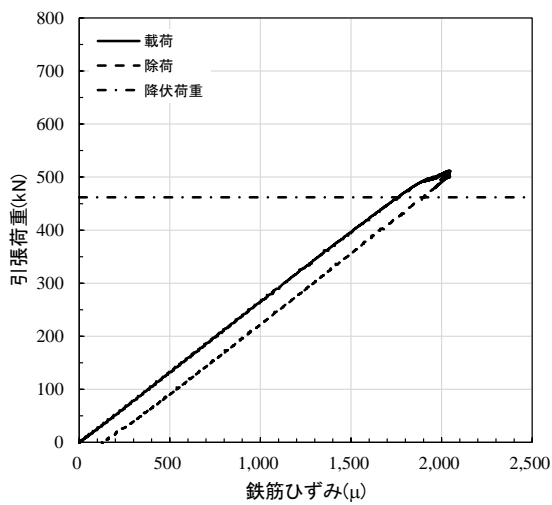
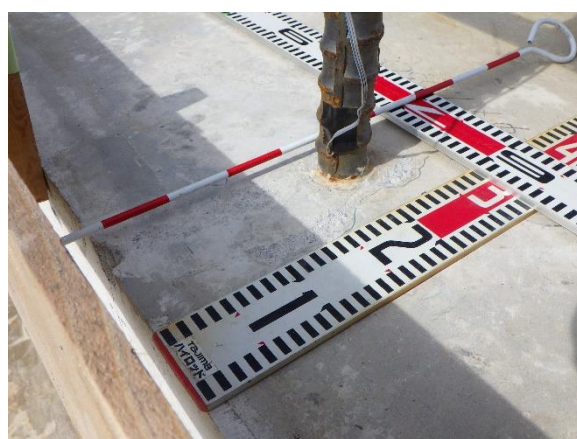


図 3.3-16 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 3)



(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。

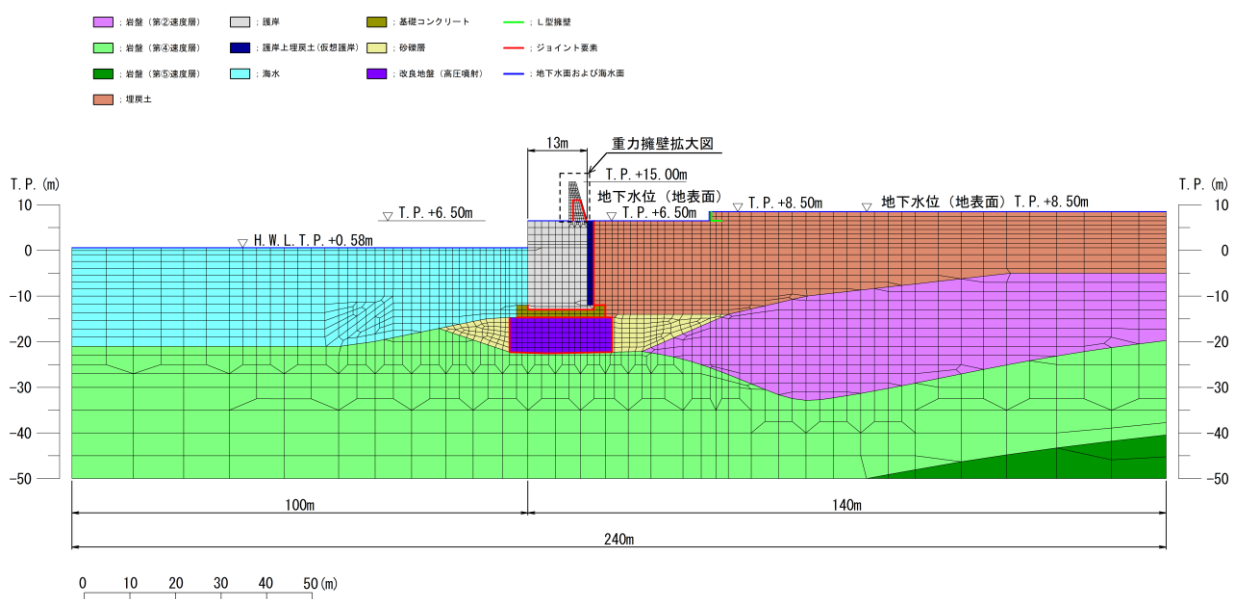
4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）

(1) 解析手法

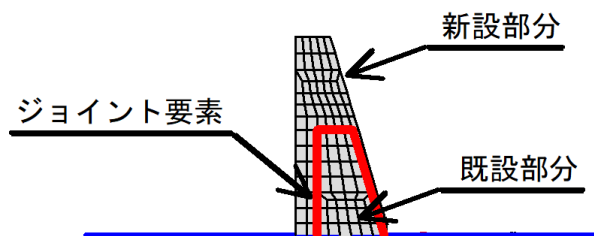
2次元有限要素法（有効応力解析）については、「3.2 解析方法」に記載している解析コード「FLIP」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(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 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 N/mm^2 から 4.36 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 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 (N/mm^2)	21.0	24.0
	ヤング係数 (N/mm^2)	2.35×10^4	2.5×10^4

表 4.2-2(1) ジョイント要素（面直方向）の設定

軸剛性 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
1.00×10^5	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 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^2 のコンクリートの引張強度 1.75 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 ²)	せん断強度 (N/mm ²)
1.00×10 ⁵	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/mm² は設計基準強度 24N/mm² 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/mm² に相当するせん断強度は 2.0 N/mm² ×21÷24=1.75N/mm² が見込まれるが，本解析においては 1.5N/mm² 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 ²) 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 ² となった。
松田ら (2003) * ²	旧コンクリート (圧縮強度 24.2N/mm ²) 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 ²) 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 ² となった。
新村ら (2009) * ³	設計基準強度 24N/mm ² 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 ² 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。

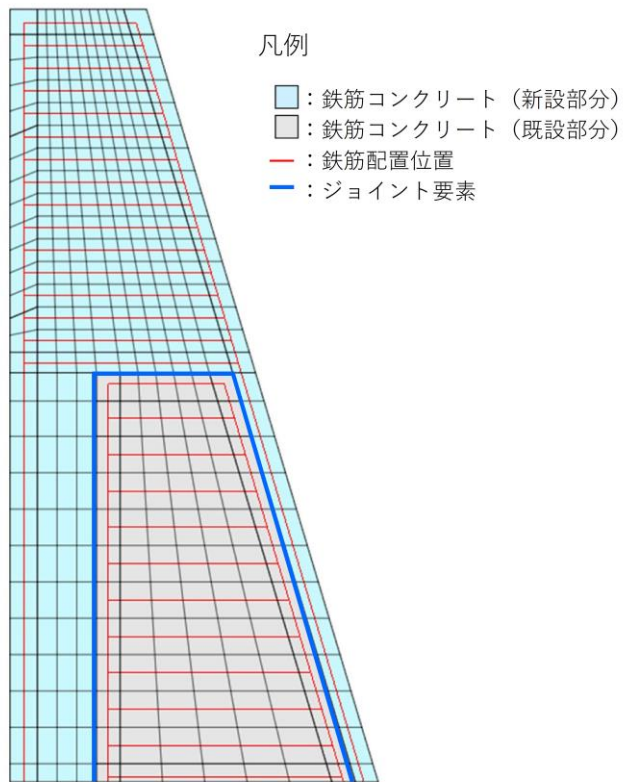


図 4.2-2 2次元材料非線形解析モデル図

(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（土木学会，2005）」及び「コンクリート標準示方書[設計編]（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 4.2-5 及び表 4.2-6 に示す。

表 4.2-5 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 ³	コンクリート標準示方書 2012
圧縮強度	新設部分 24.0N/mm ² 既設部分 21.0N/mm ²	設計基準強度
引張強度	新設部分 1.91 N/mm ² 既設部分 1.75 N/mm ²	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 4.2-6 鉄筋の材料定数

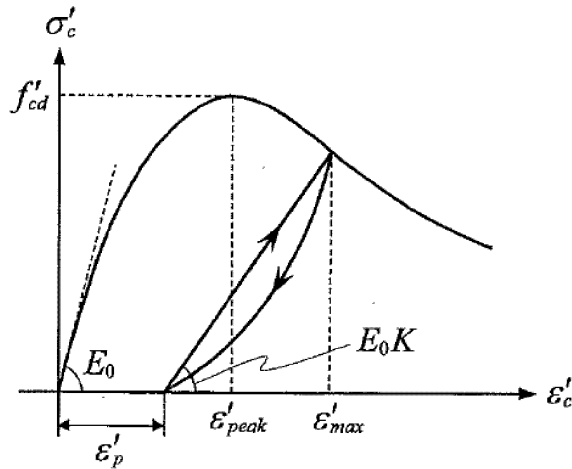
項目	設定値	諸元	
ヤング係数	2.0×10 ⁵ N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012	
降伏強度	主鉄筋	345N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012
	せん断補強筋	345N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012

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、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

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

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_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 [設計編] (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。)より引用)

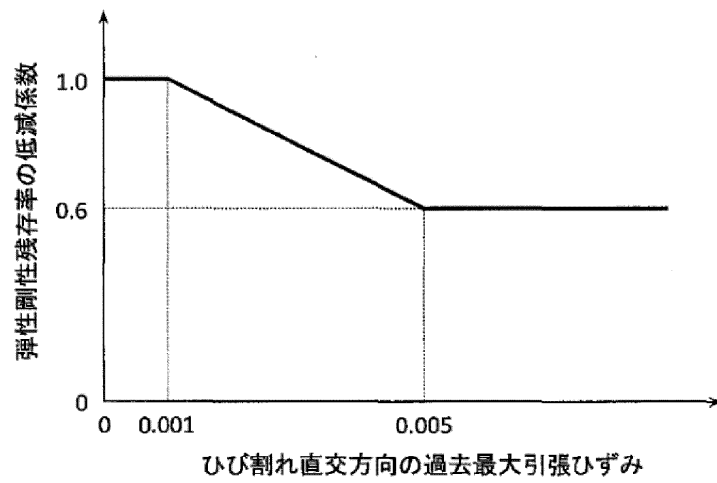
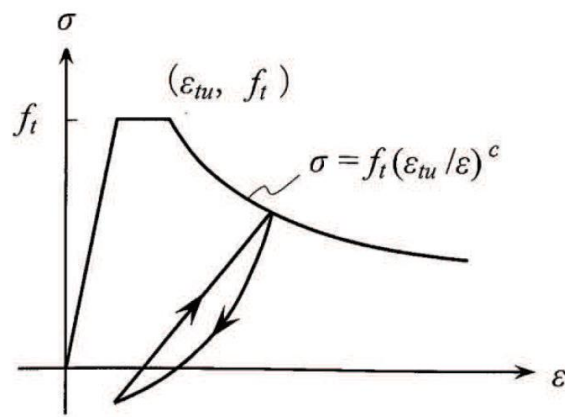


図 4.2-4 弾性剛性残存率の低減係数
 (「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

(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
- ϵ_{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）

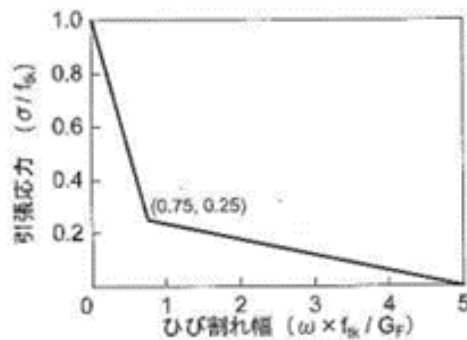
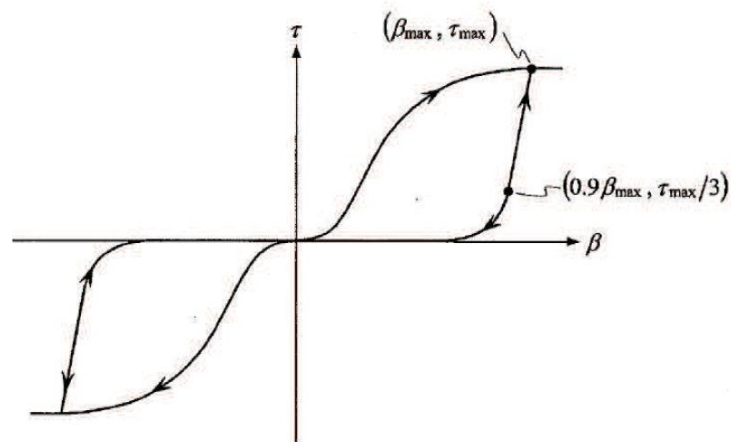


図 4.2-6 コンクリートの破壊エネルギー（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

(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 γ とひび割れ開口ひずみ ε 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、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

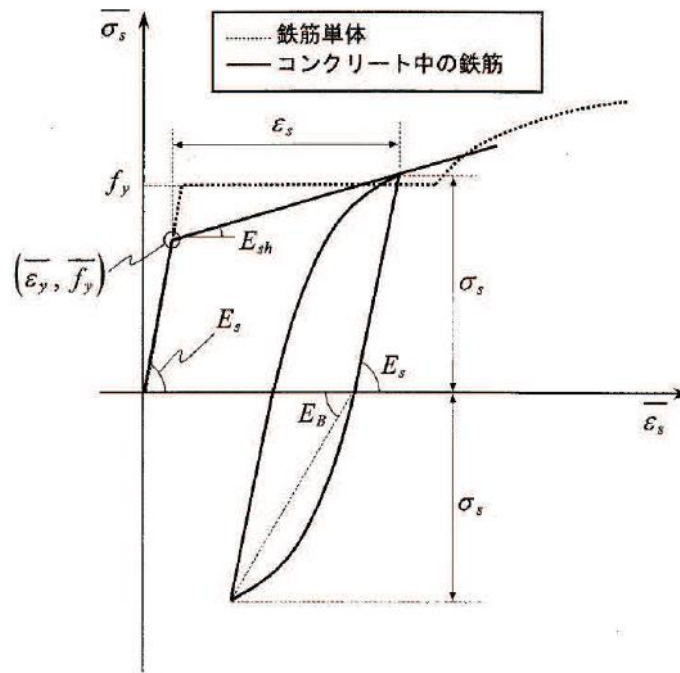
β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

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ー平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力ー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。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma_s} &= E_s \overline{\varepsilon_s} & (\overline{\varepsilon_s} \leq \overline{\varepsilon_y}) \\ &= \overline{f_y} + E_{sh} (\overline{\varepsilon_s} - \overline{\varepsilon_y}) & (\overline{\varepsilon_y} < \overline{\varepsilon_s}) \end{aligned}$$

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ー平均ひずみ関係
(「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 4.2-7 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 4.2-7(1) ジョイント要素（面直方向）の特性値

軸剛性 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1.00×10 ⁷	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/mm² のコンクリートの引張強度 1.75 N/mm² と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2-7(2) ジョイント要素（すべり方向）の特性値

せん断剛性 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
1.00×10 ⁷	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/mm² は設計基準強度 24N/mm² 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/mm² に相当するせん断強度は 2.0 N/mm² ×21÷24=1.75N/mm² が見込まれるが，本解析においては 1.5N/mm² 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 4.2-8 に示す。

表 4.2-8 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
$S_s - N1 (++)$	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4.2-9に示す。

表 4.2-9 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。

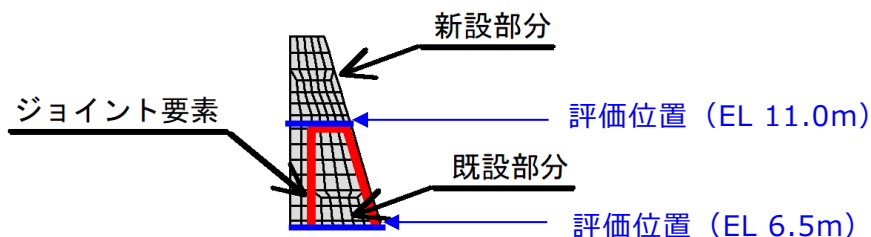


図 4.3.1-1 評価位置

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 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント M (kN·m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	5,116	1,518	3.6	13.5	0.27
S s - N 1 (++)	B	4,813	1,729	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 : 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 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント M (kN·m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	1,193	426	0.845	13.5	0.07
S s - N 1 (++)	B	1,223	613	0.816	13.5	0.07

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 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	5,116	1,518	129	294	0.44
S s - N 1 (++)	B	4,813	1,729	103	294	0.35

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 : 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 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	1,193	426	15.2	294	0.06
S s - N 1 (++)	B	1,223	613	8.3	294	0.03

表 4.3.1-1(5) 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 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	A	1,008	0.258	0.64	0.41
S s - N 1 (++)	B	1,026	0.263	0.64	0.42

表 4.3.1-1(6) 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 : 7.66 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	A	526	0.195	0.64	0.31
S s - N 1 (++)	B	557	0.206	0.64	0.33

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 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
1,372	-658	0.5	13.5	0.04

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 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
0.3	468	0.1	13.5	0.01

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 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
1,372	-658	74.0	294	0.26

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)

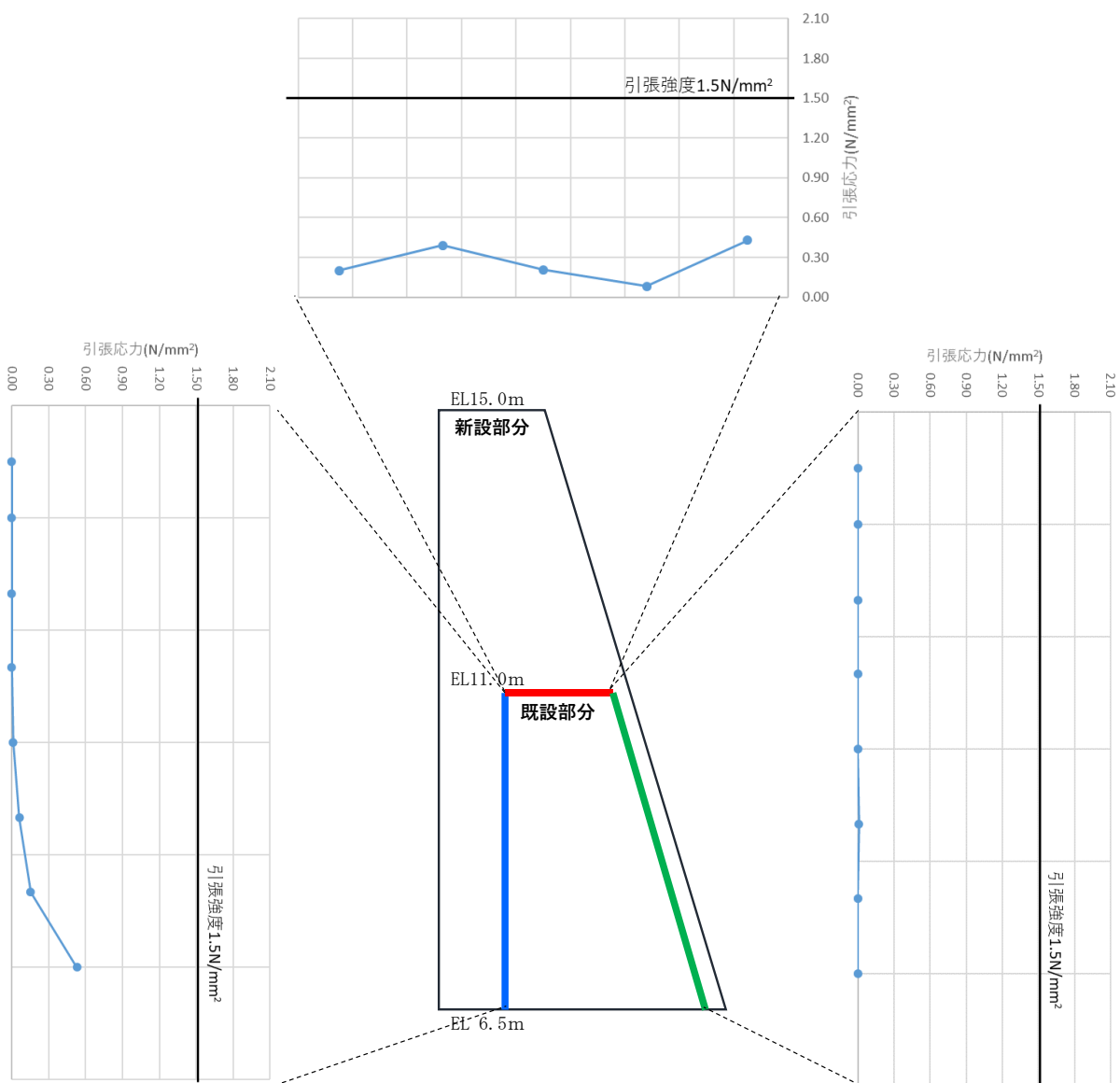
発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
0.3	468	0.0	294	0.0

表 4.3.1-1(11) 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 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
せん断力 Q (kN)			
8.35	0.003	0.64	0.01

表 4.3.1-1(12) 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 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
せん断力 Q (kN)			
309	0.114	0.64	0.18



[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)

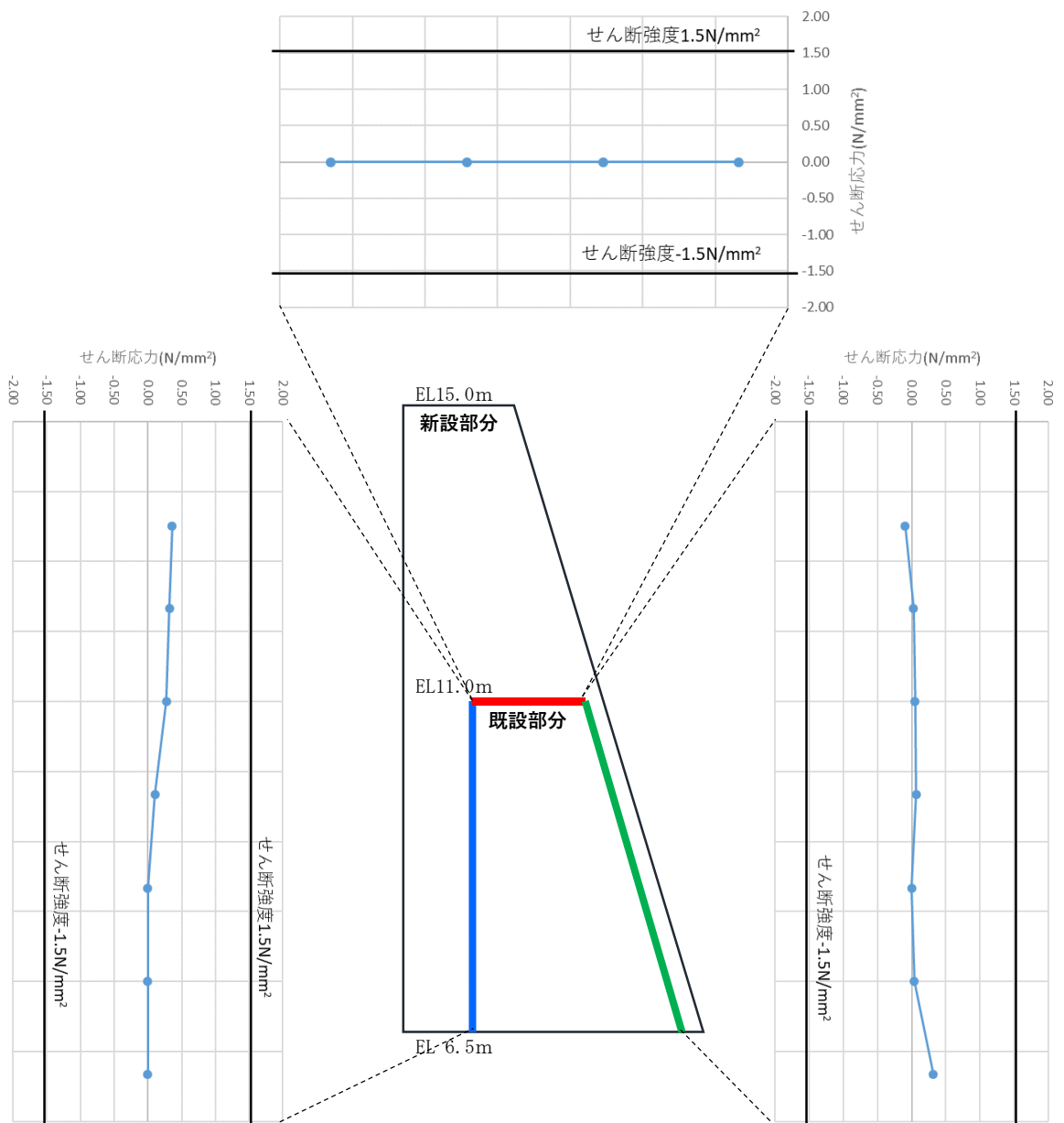
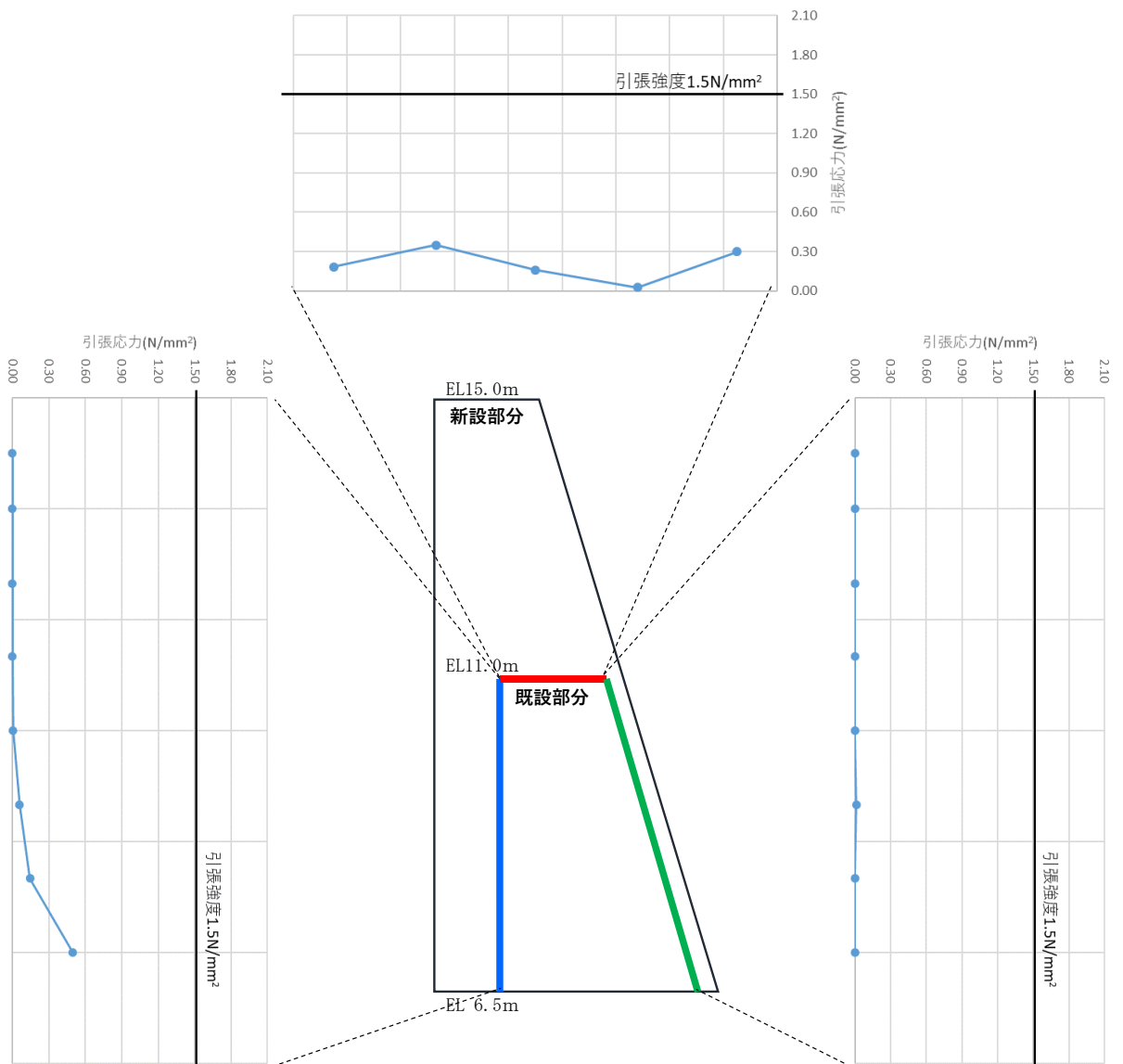


図 4.3.1-2(2) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)
(地震時 A : 24.01 秒)



[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)

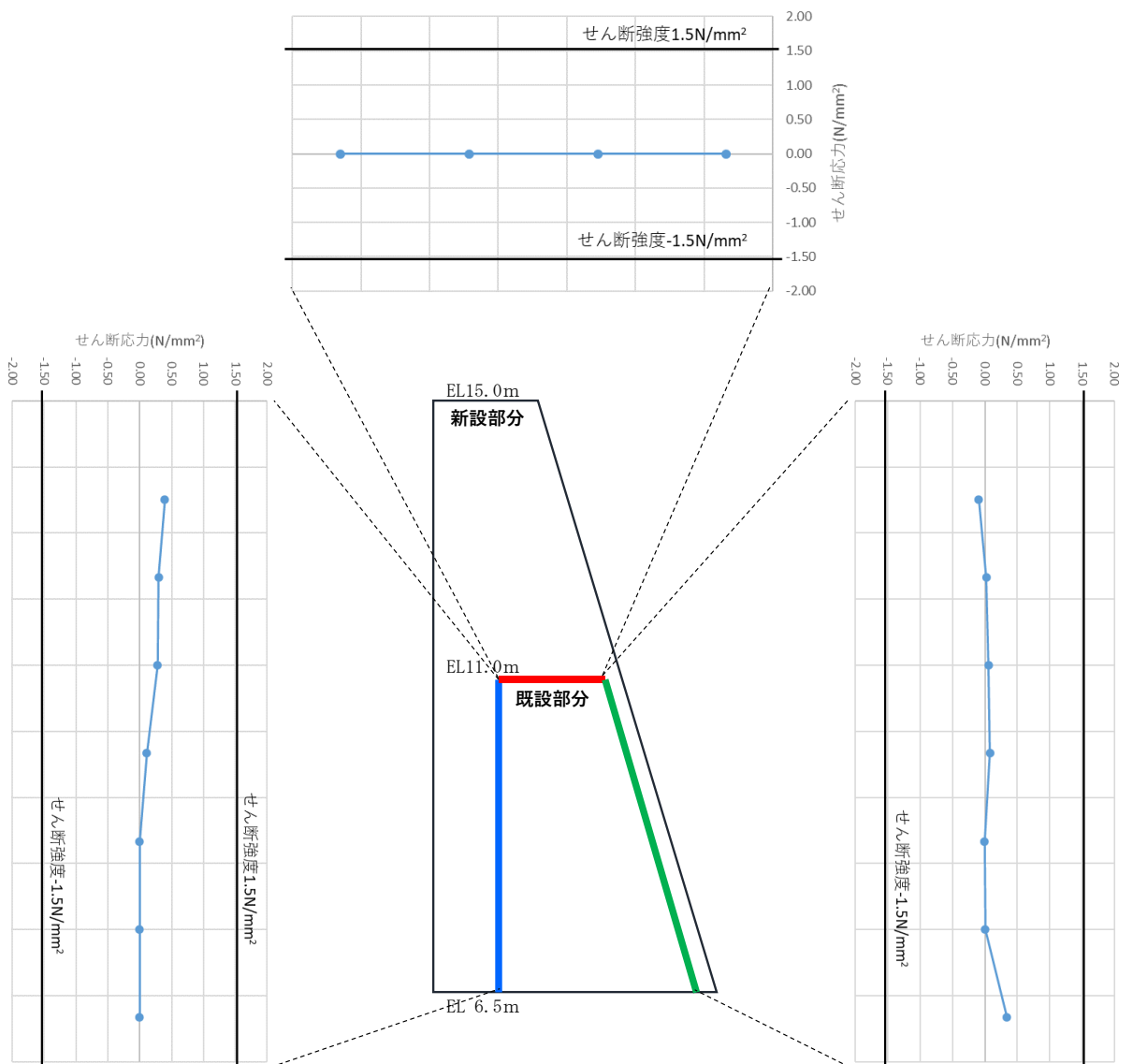
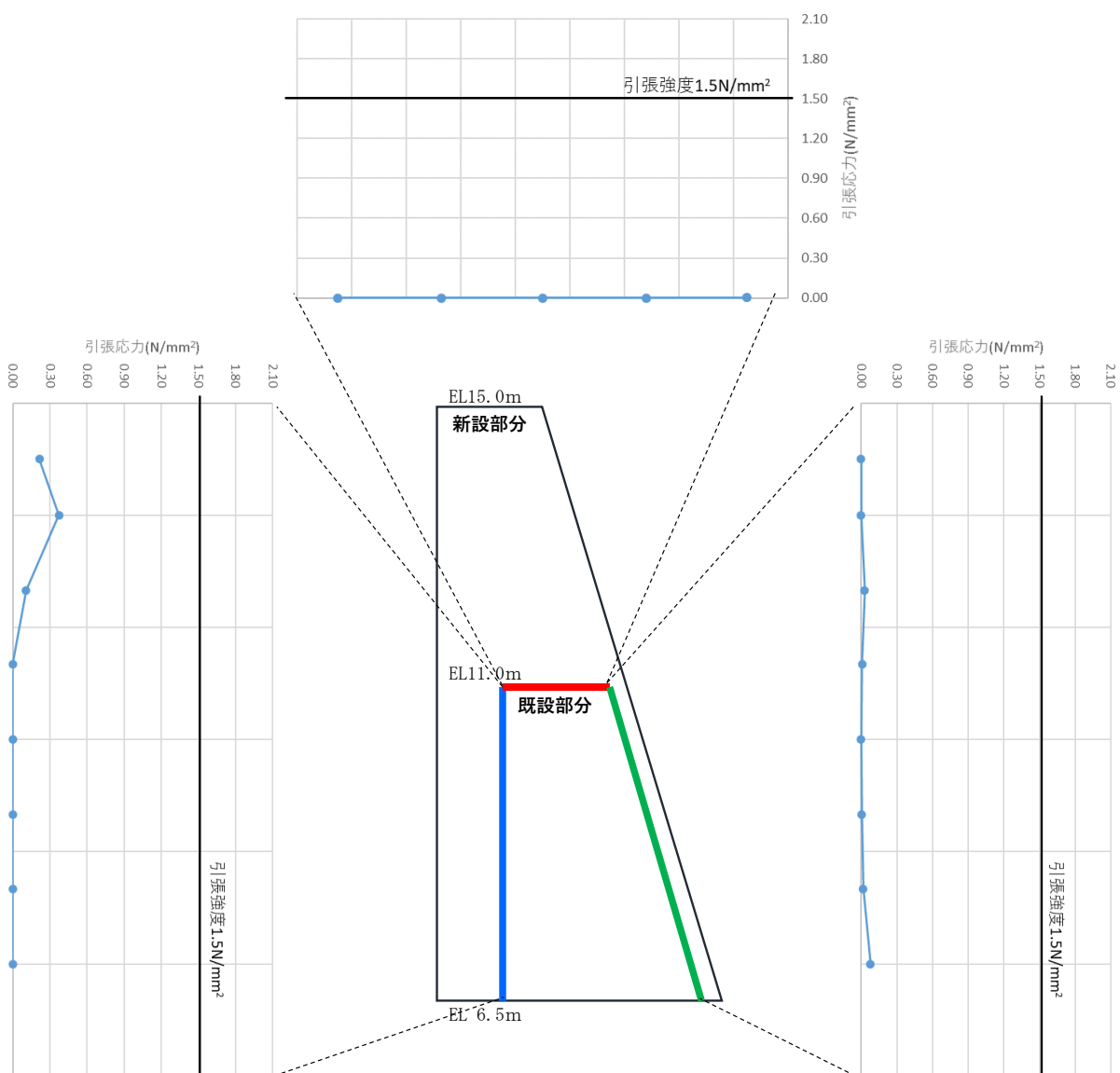
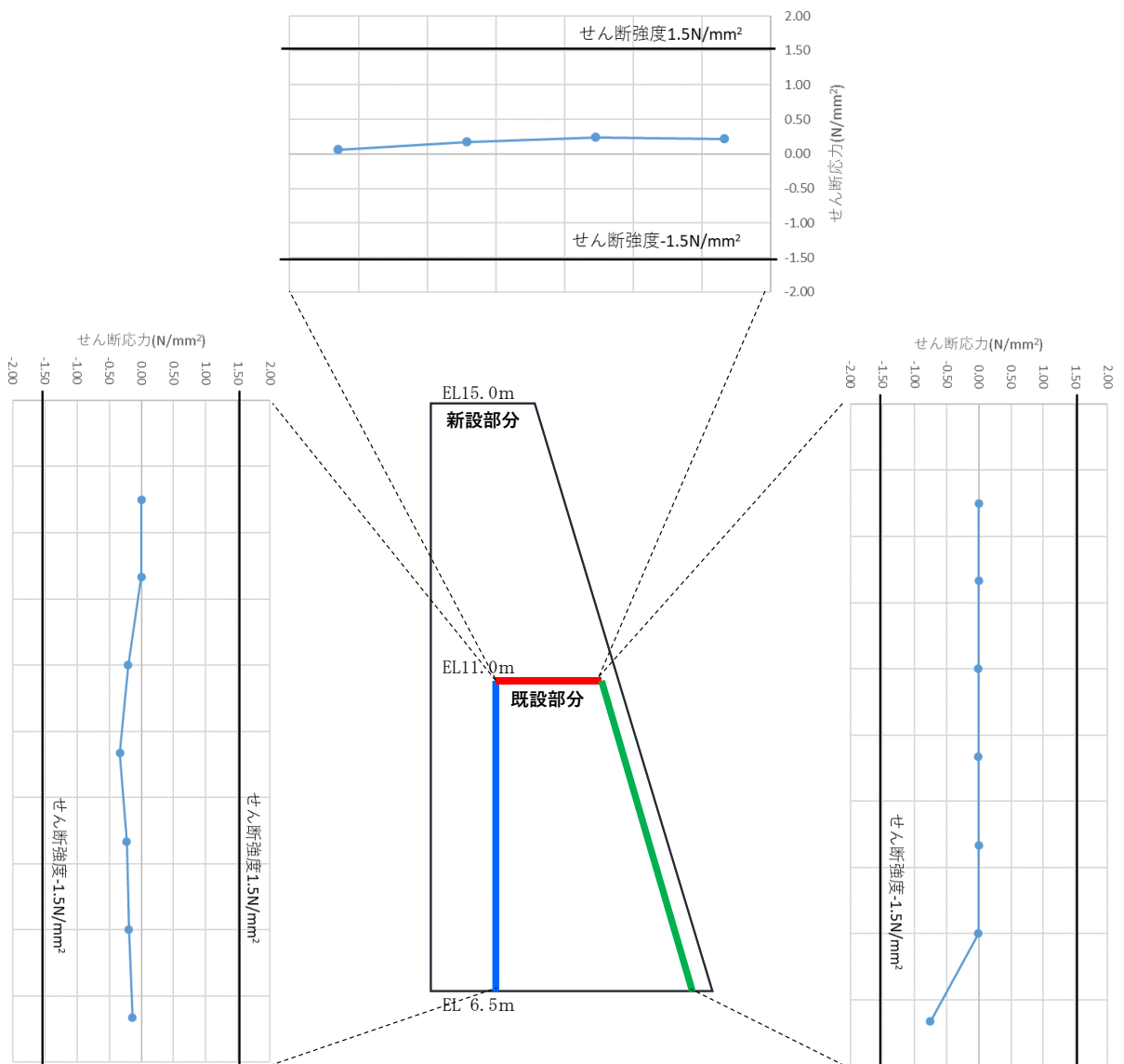


図 4.3.1-2(4) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)
(地震時 B : 8.07 秒)



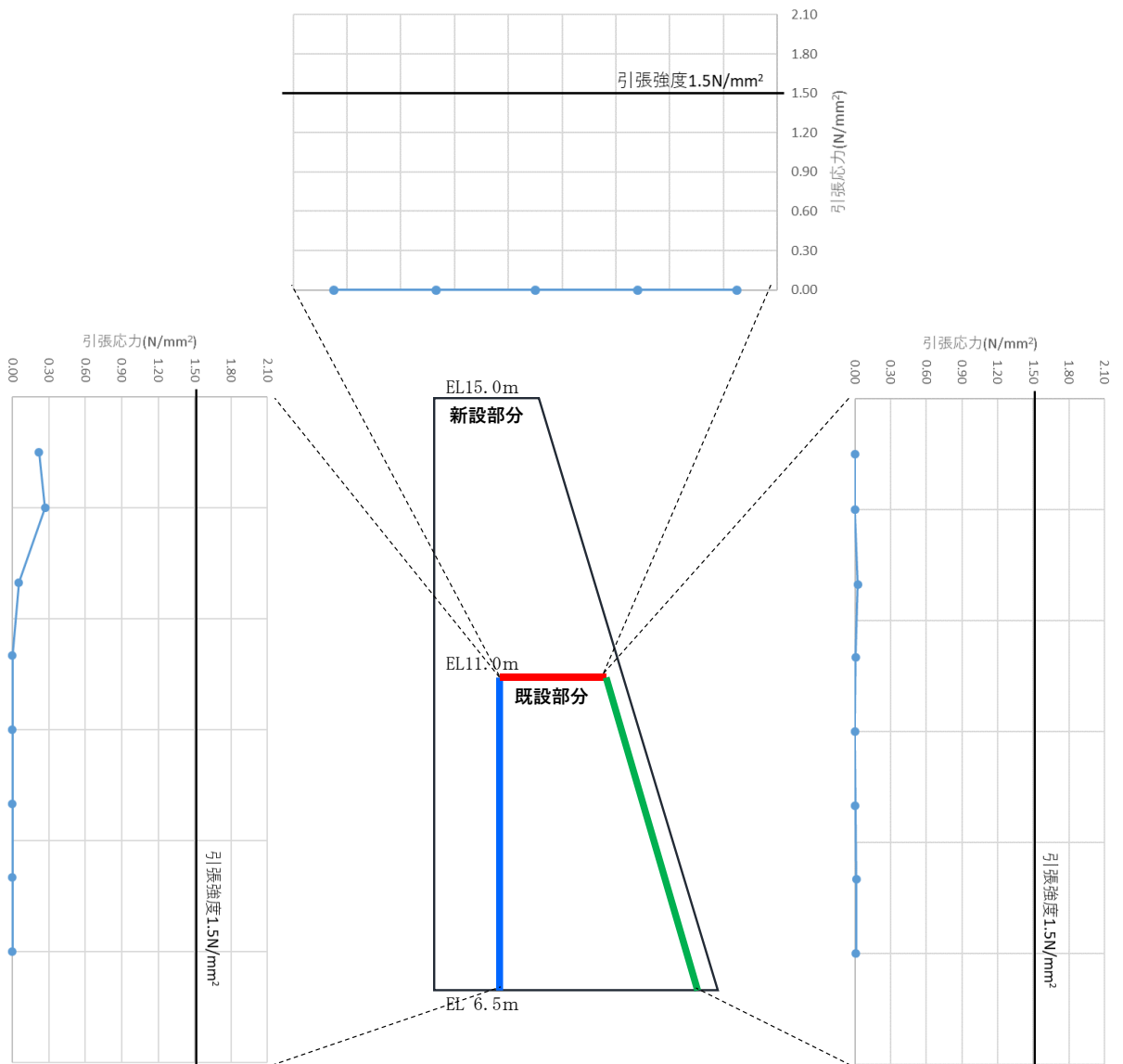
[応力は引張を正、圧縮を負とする]

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)

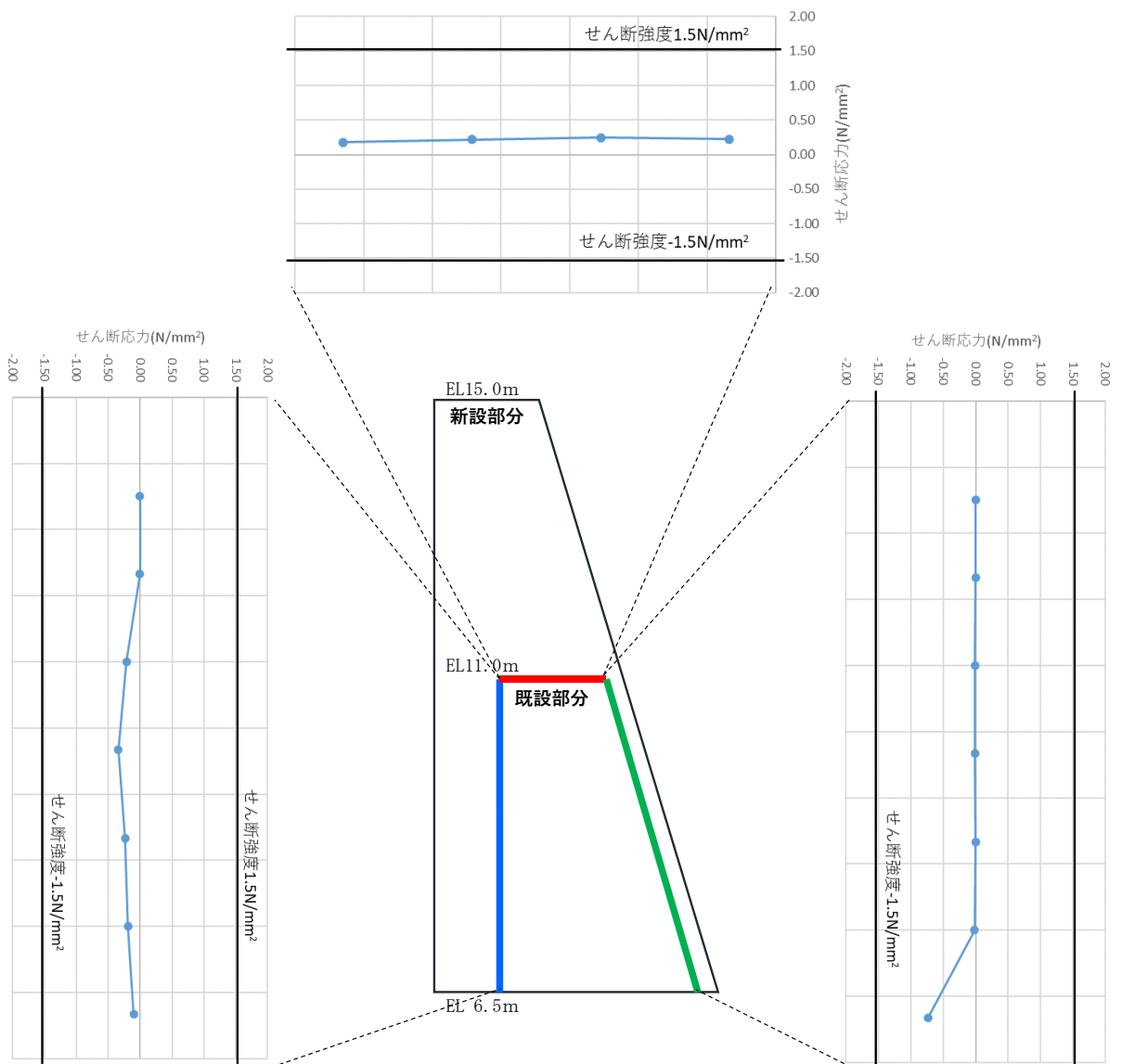
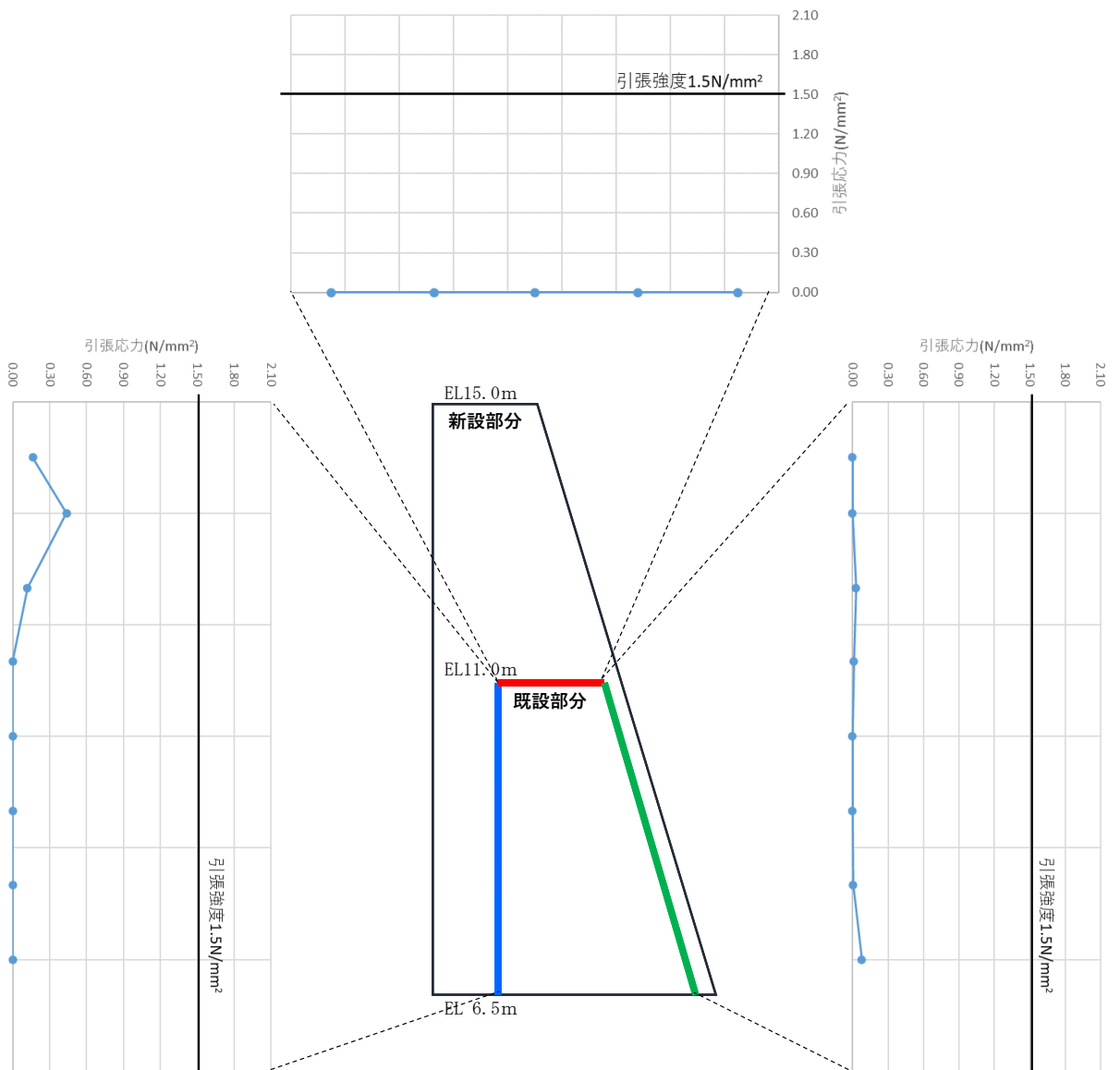


図 4.3.1-2(8) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）
 （地震時 B : 7.66 秒）



[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)

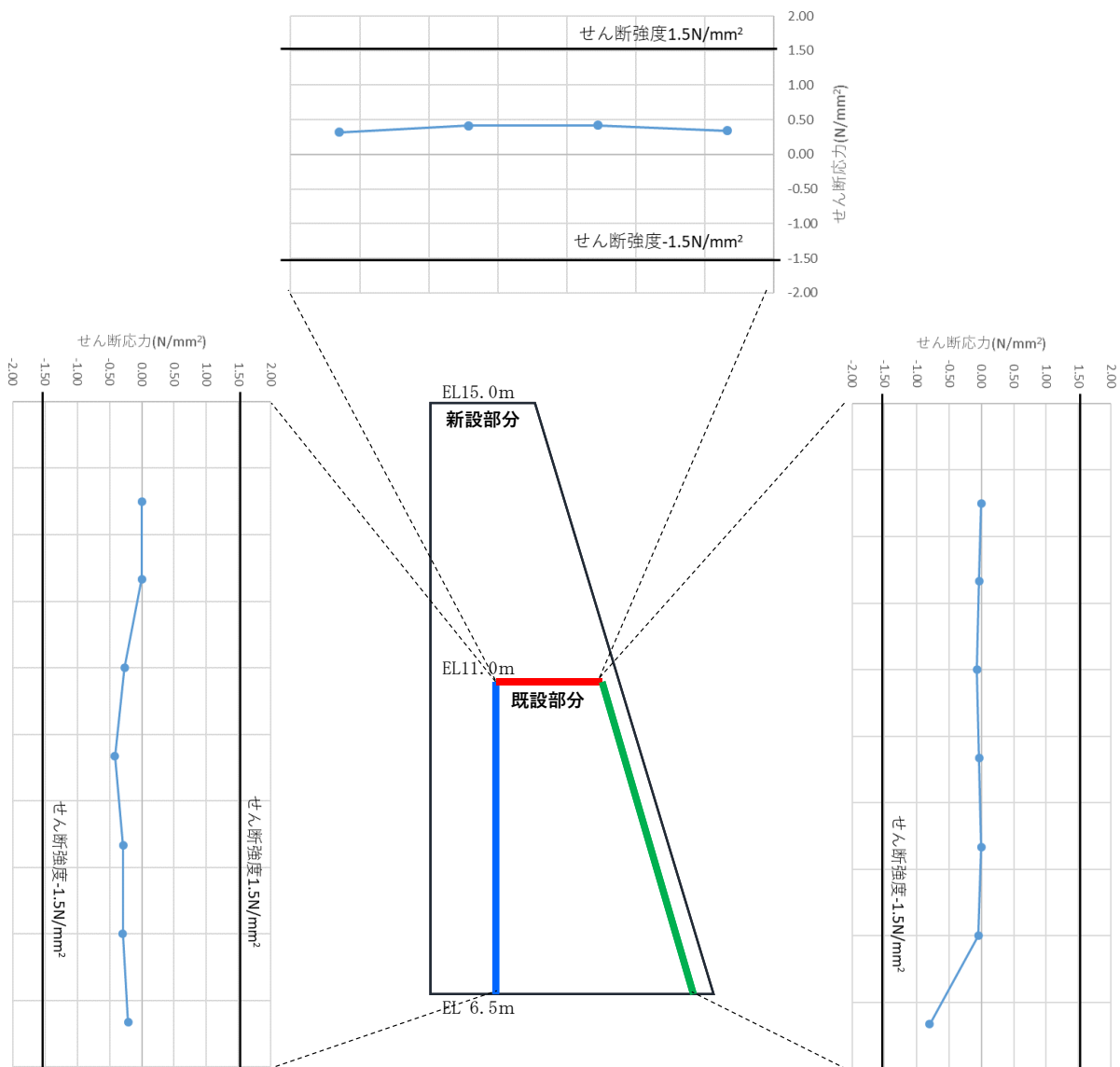


図 4.3.1-2(10) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)
(津波時)

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。

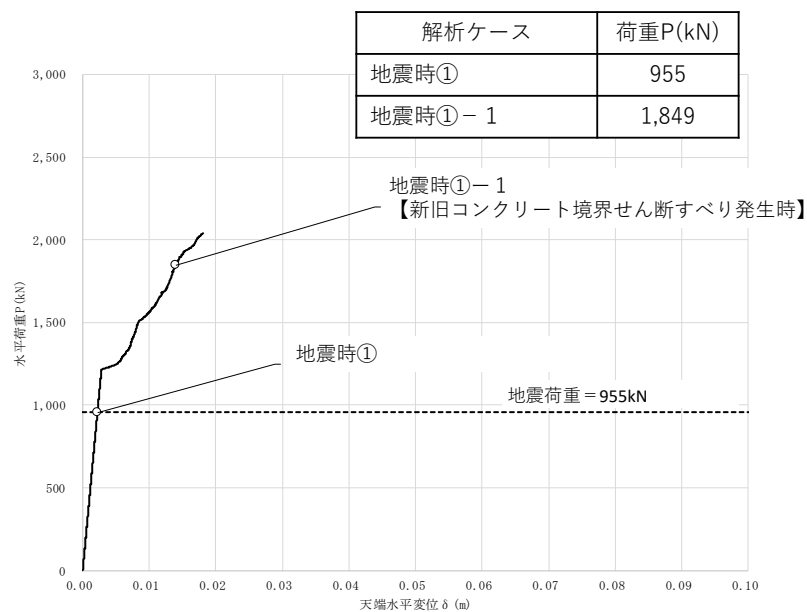


図 4.3.2-1 (1) 地震時①及び①-1における水平荷重と天端水平変位の関係

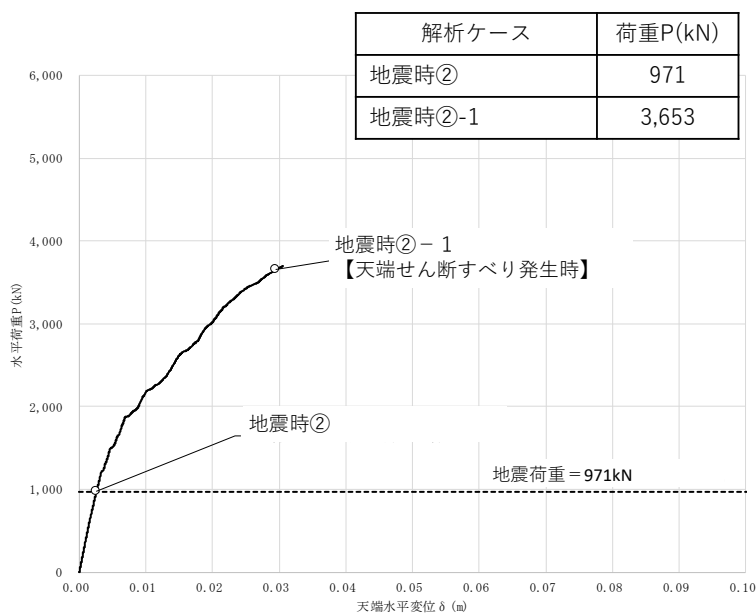


図 4.3.2-1 (2) 地震時②及び②-1における水平荷重と天端水平変位の関係

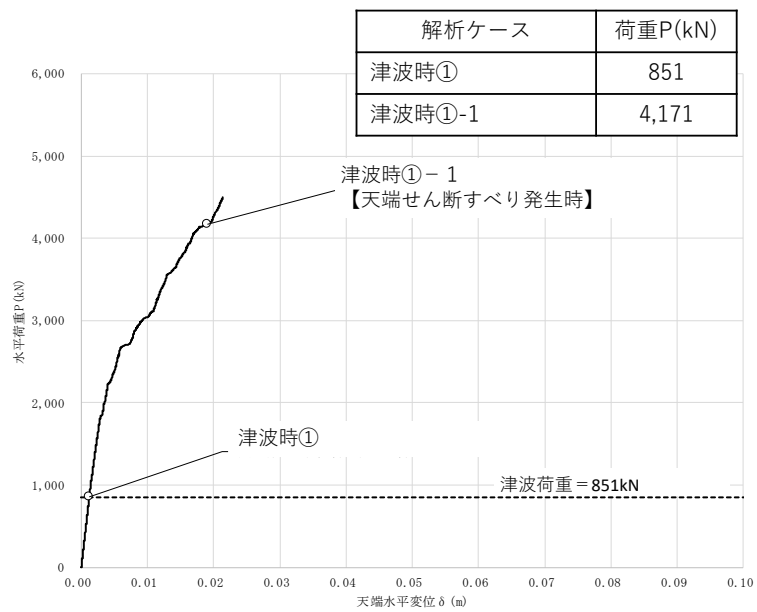


図 4.3.2-1 (3) 津波時①及び①-1における水平荷重と天端水平変位の関係

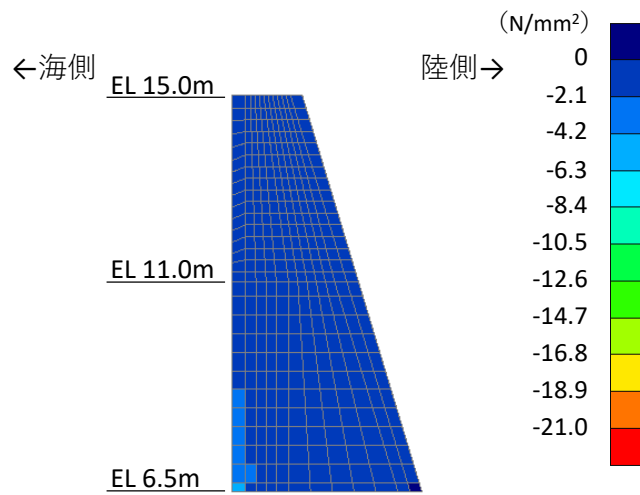
(1) 地震時①

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)

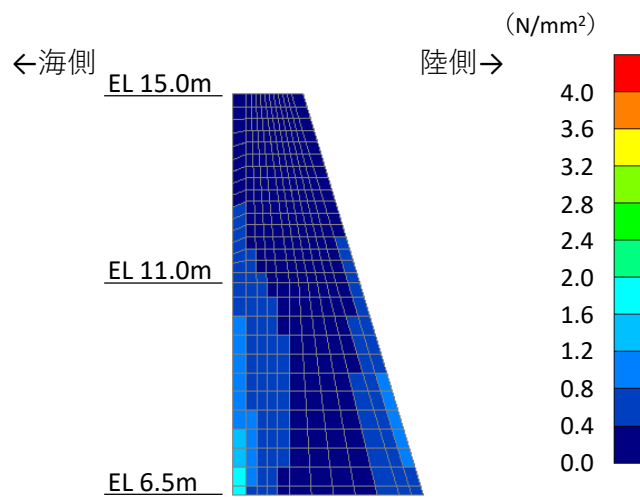
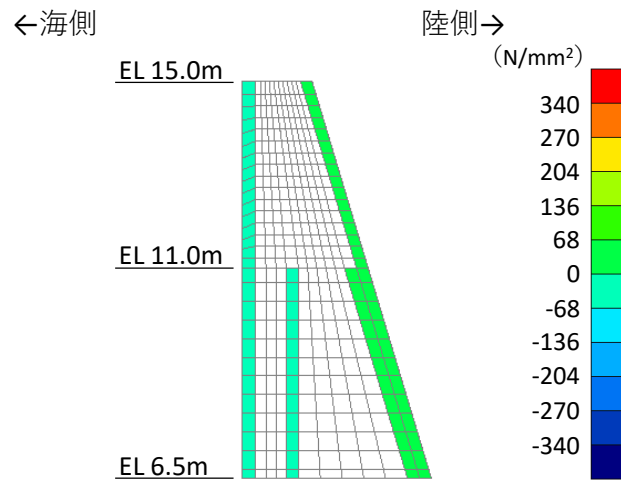


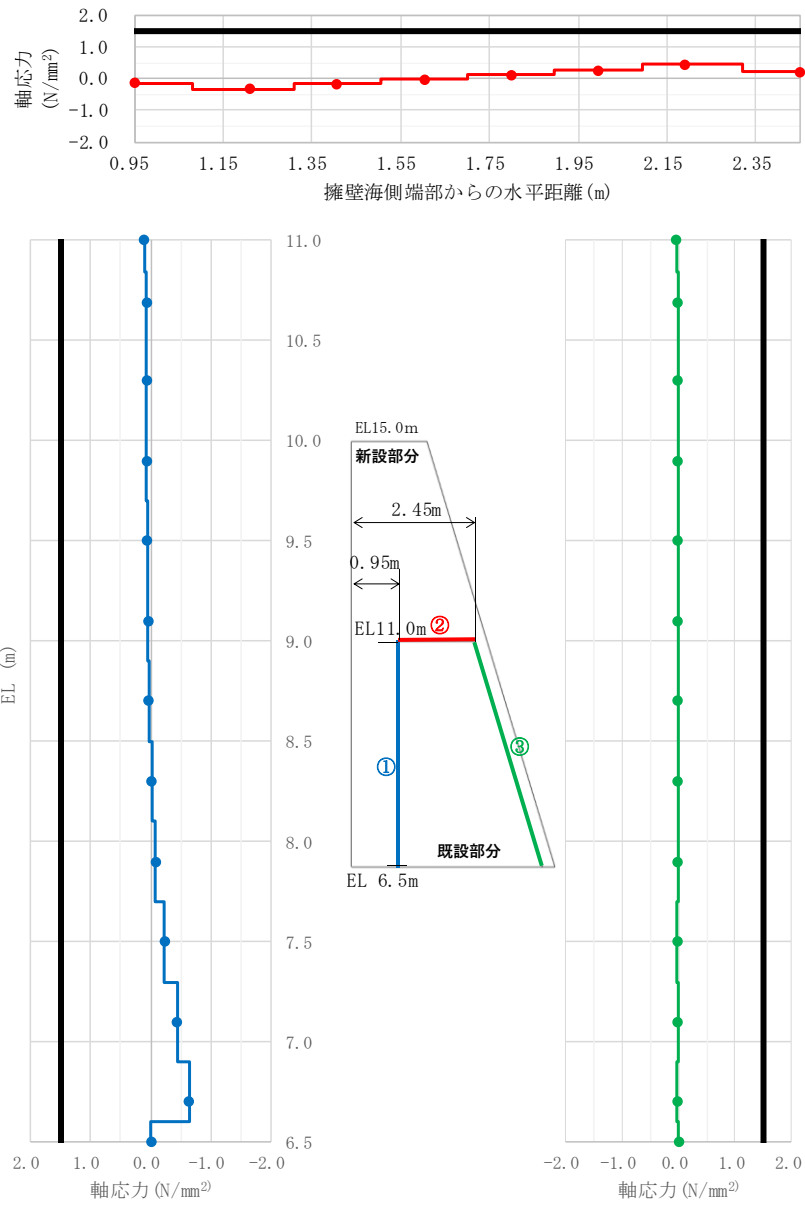
図 4.3.2-3 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

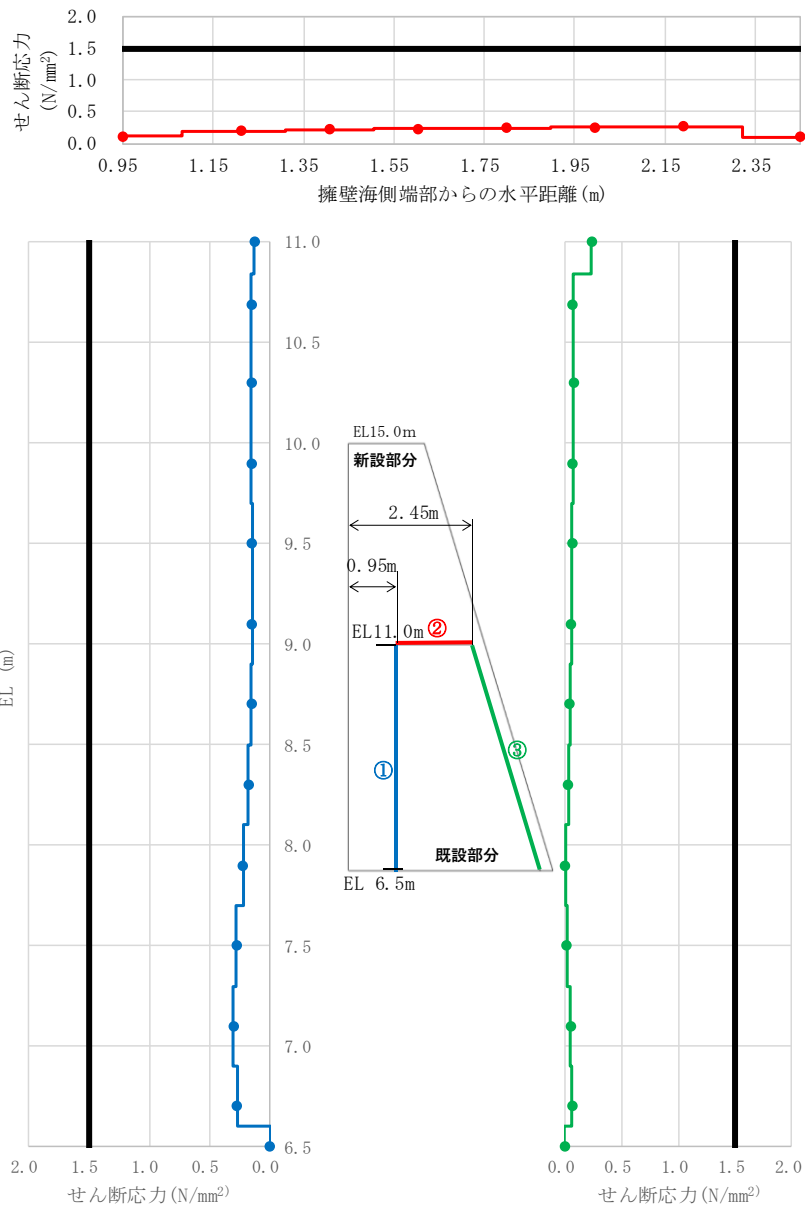
図 4.3.2-4 鉄筋の応力図

(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)

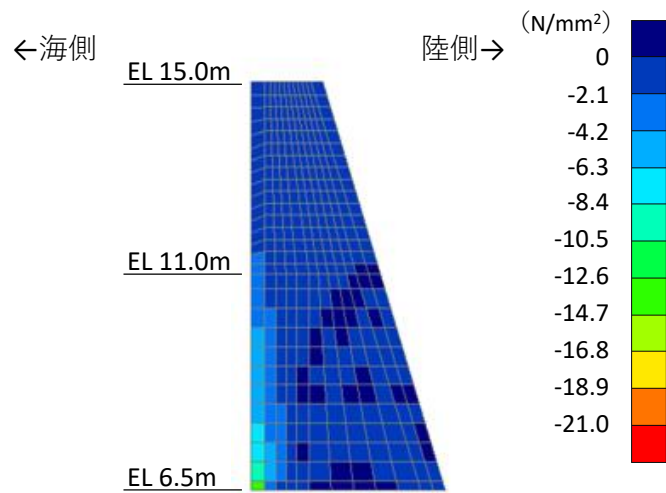
(2) 地震時①－1

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 1.5N/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)

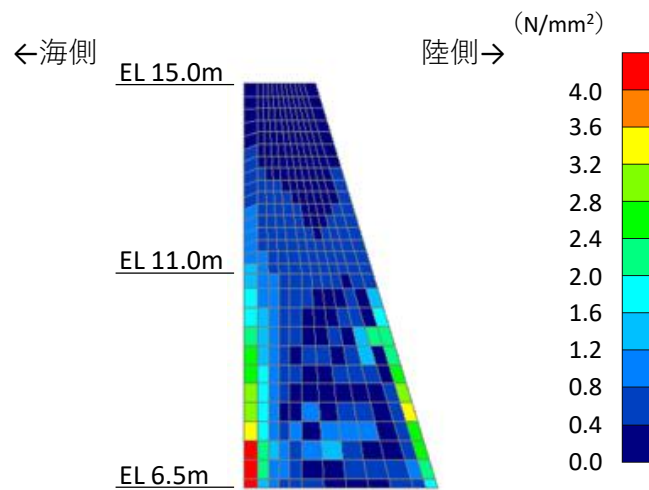
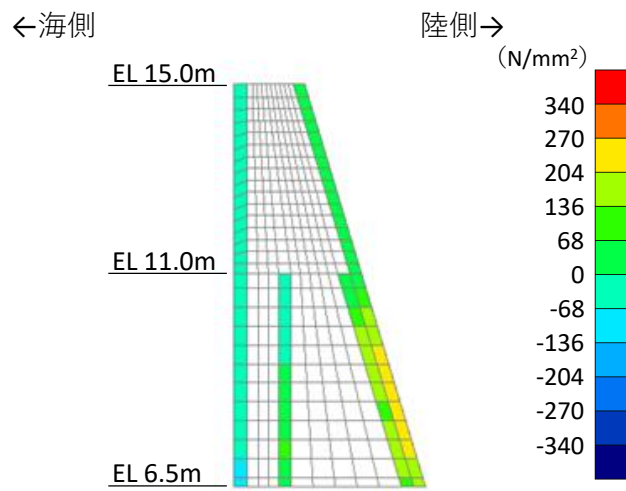


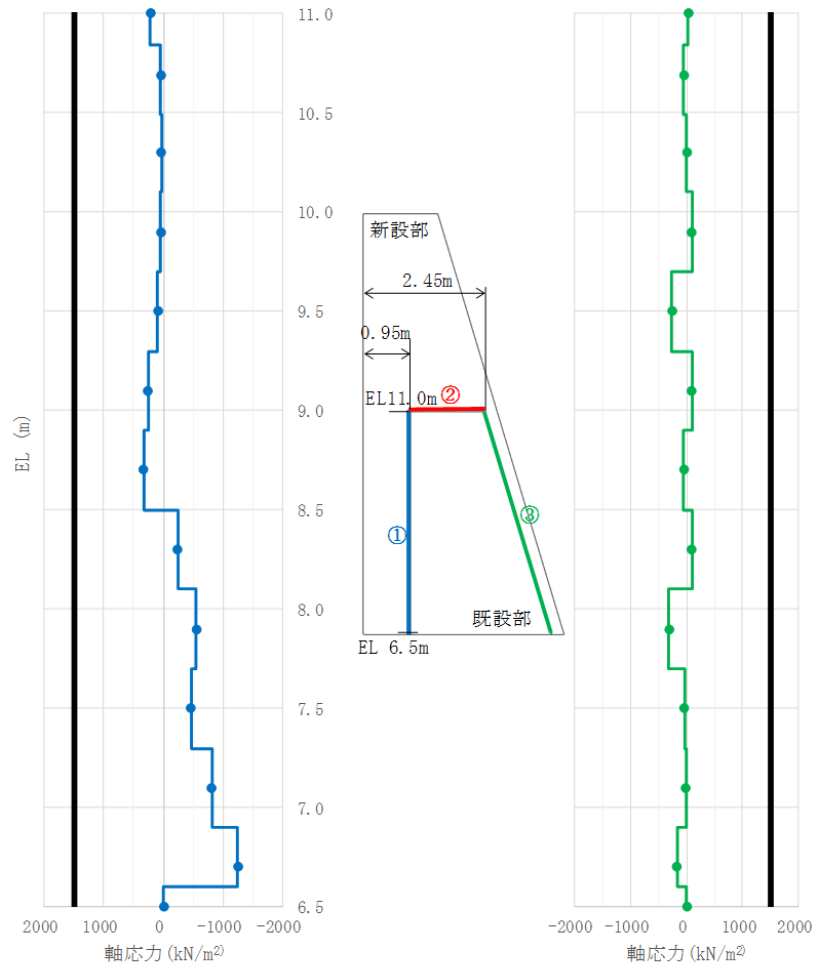
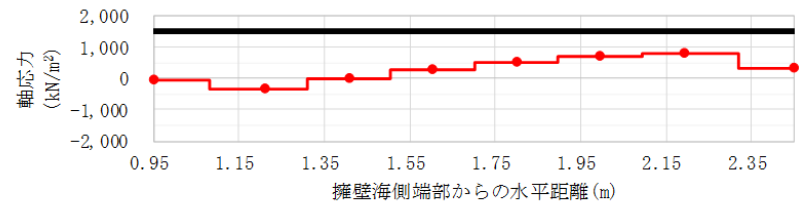
図 4.3.2-7 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



[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

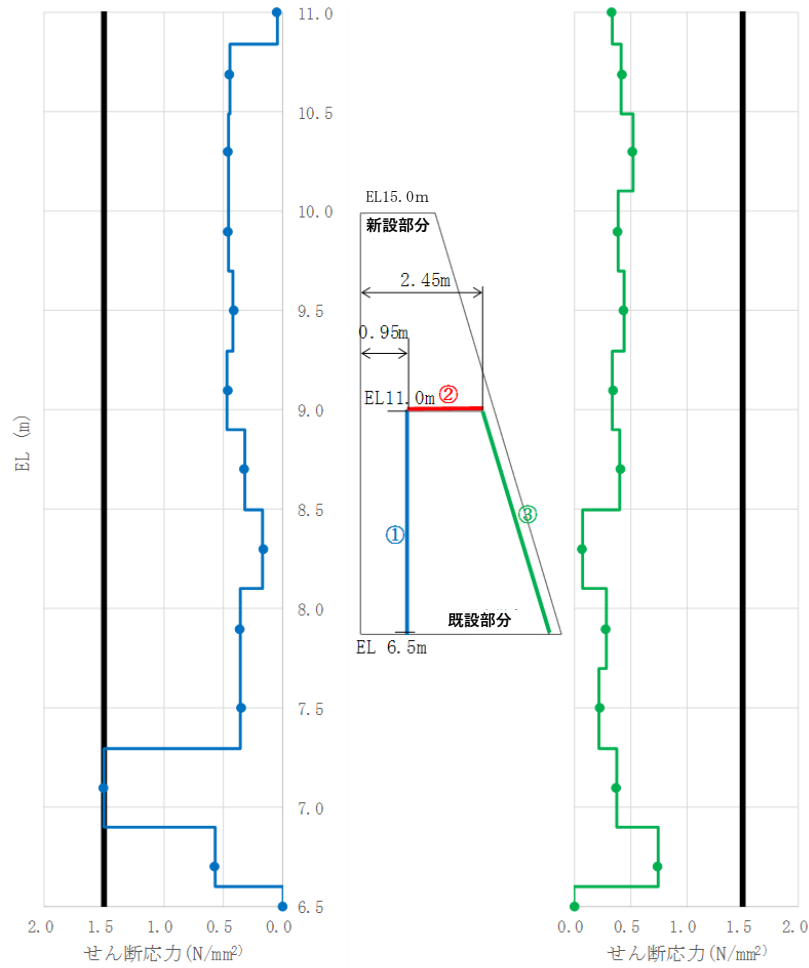
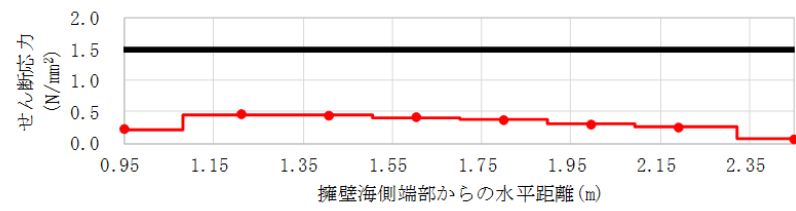
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500(kN/m²)

[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/mm²)

[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)

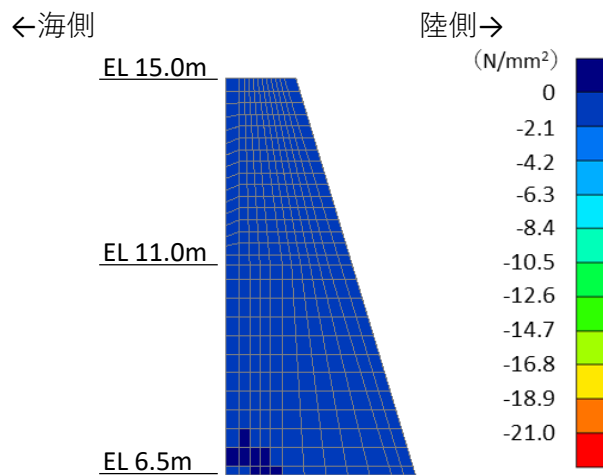
(3) 地震時②

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)

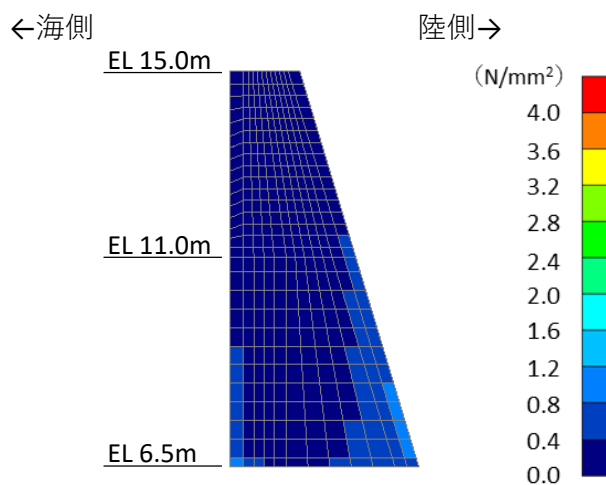
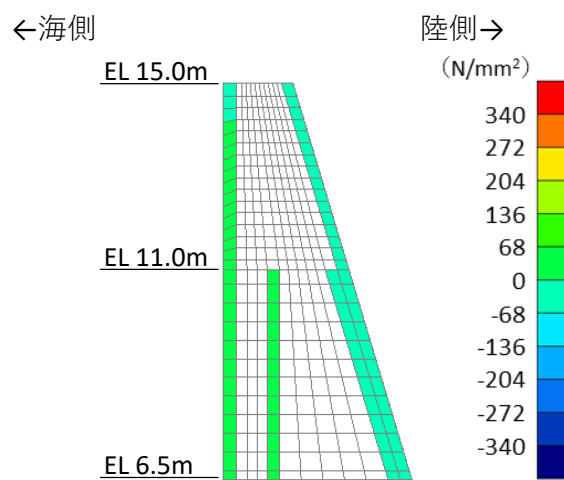


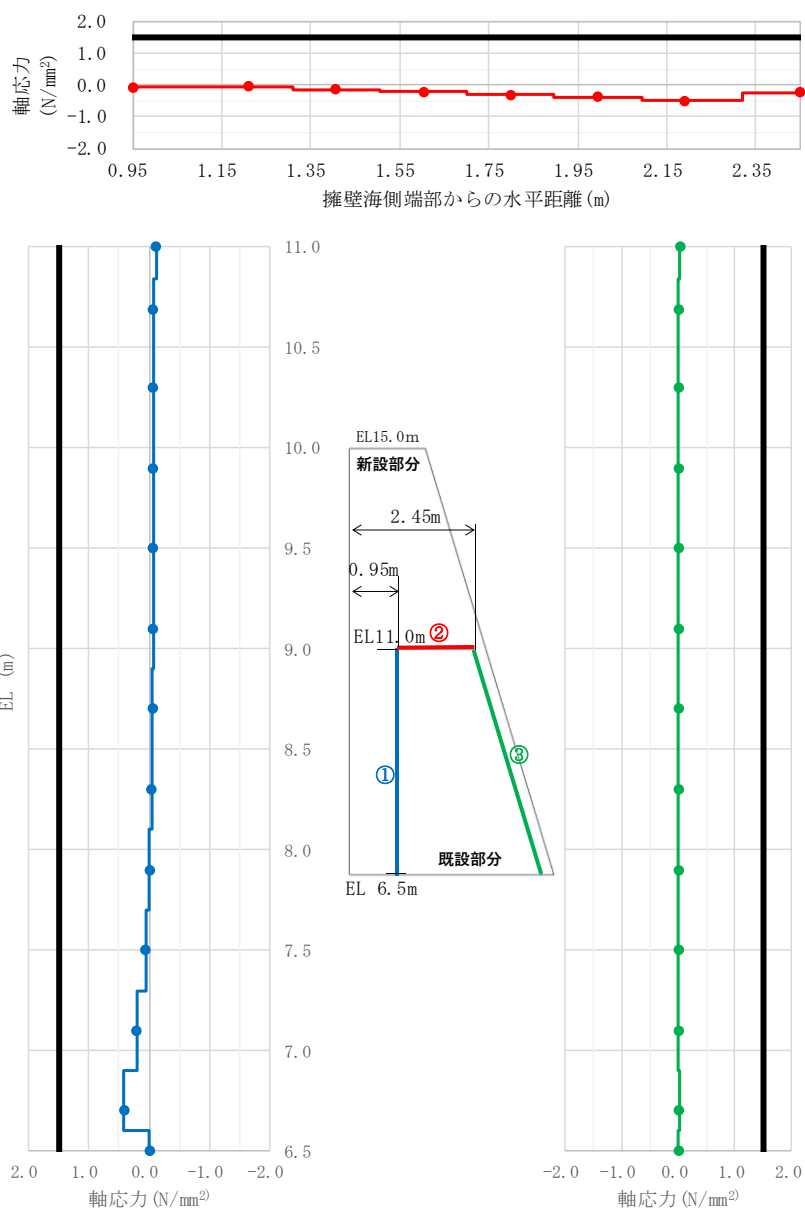
図 4.3.2-11 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

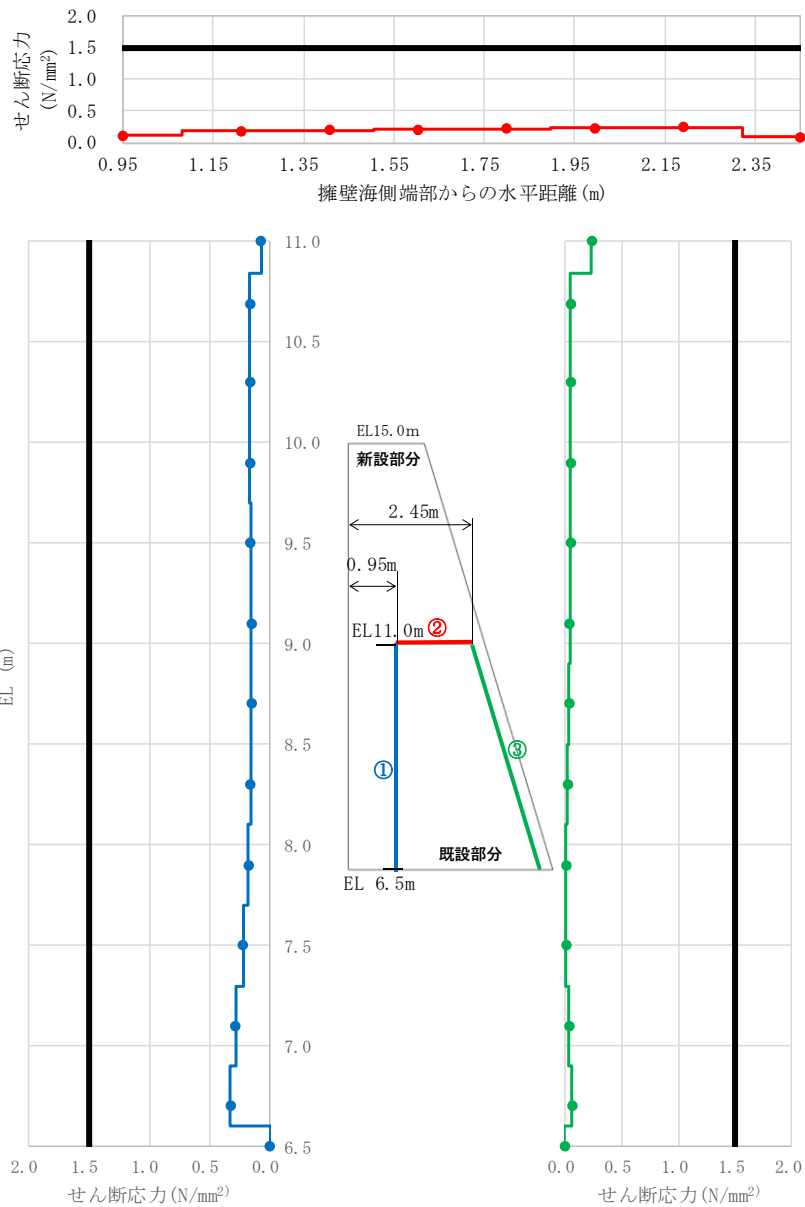
図 4.3.2-12 鉄筋の応力図

(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]

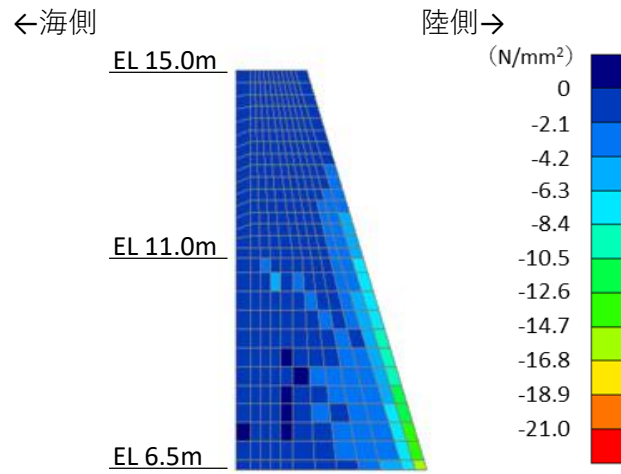
図 4.3.2-13(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)

(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 1.5N/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)

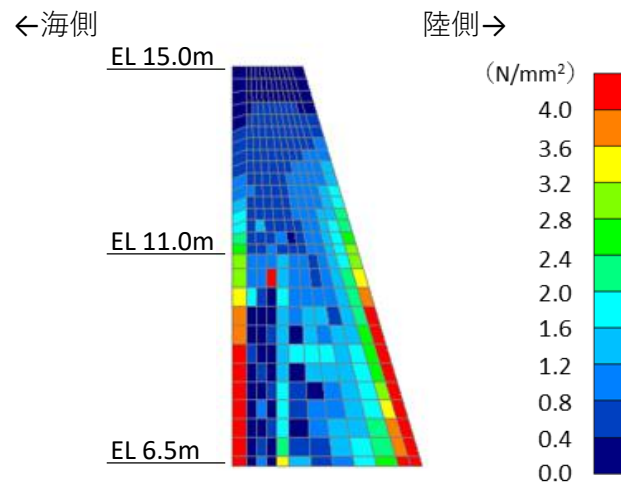
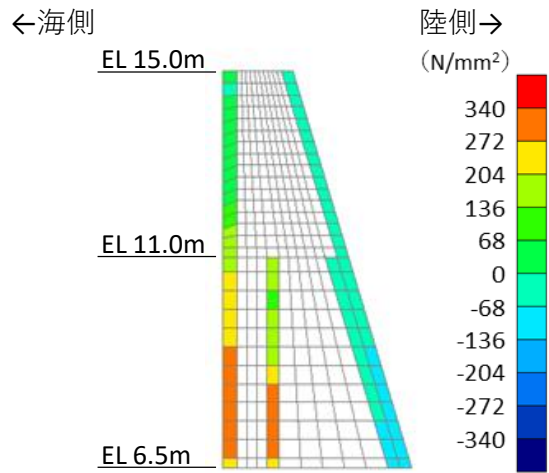


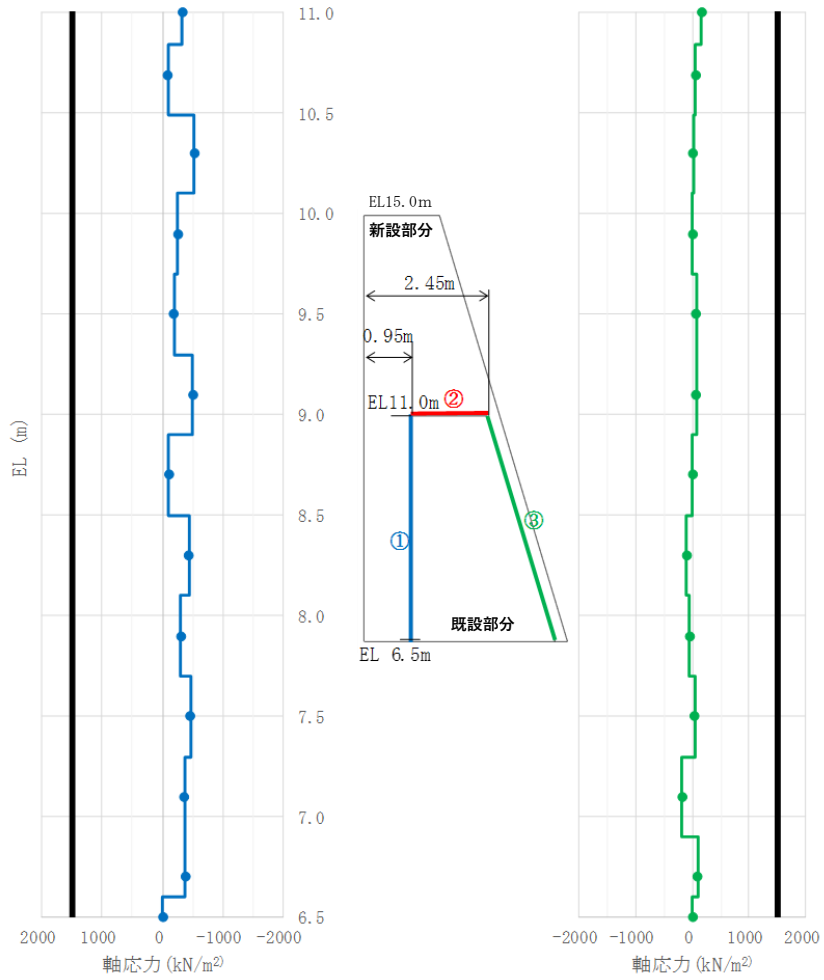
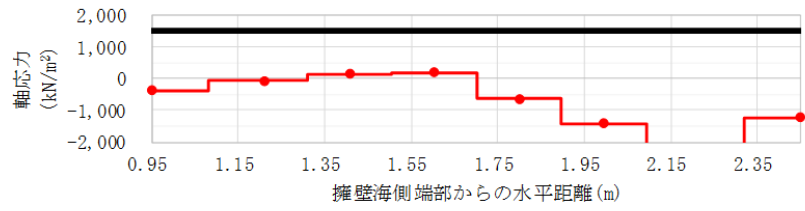
図 4.3.2-15 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



[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

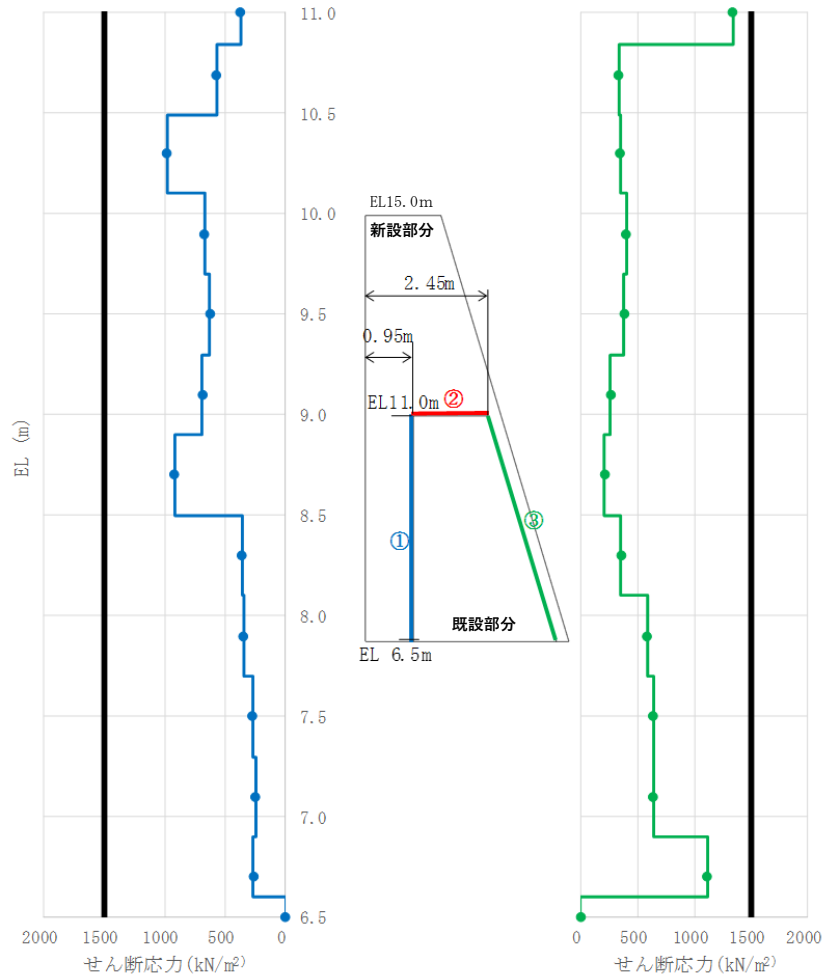
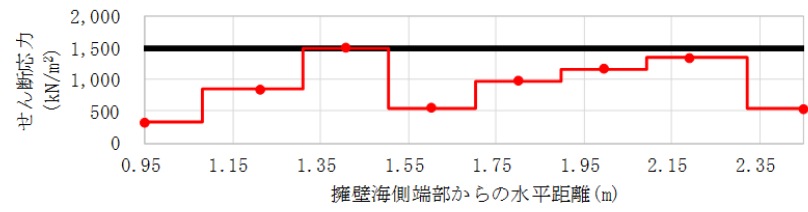
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500 (kN/m²)

[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/m²)

[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)

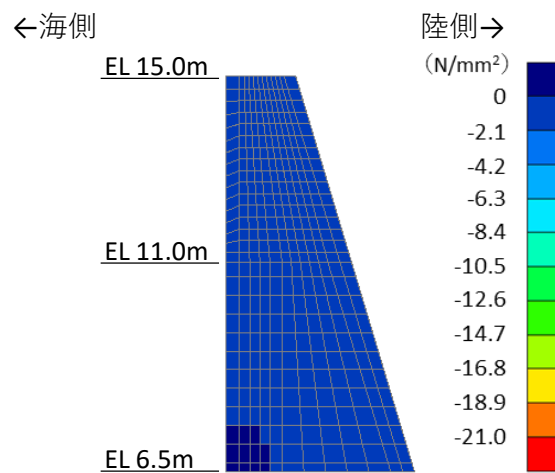
(5) 津波時①

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)

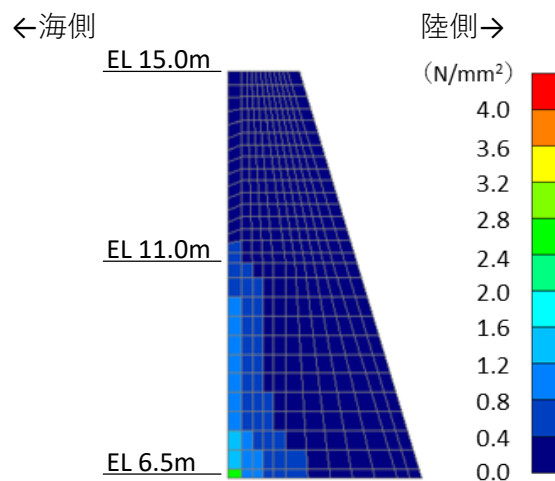
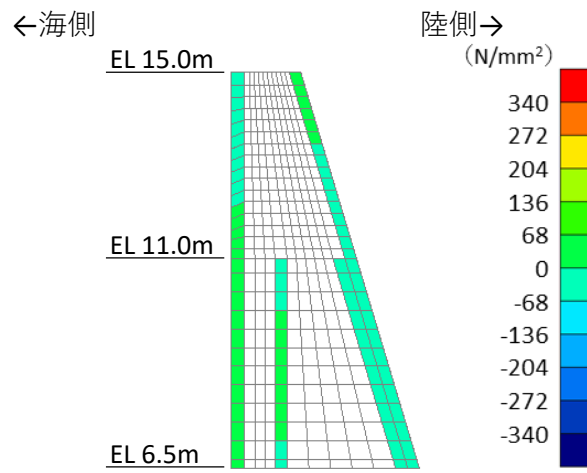
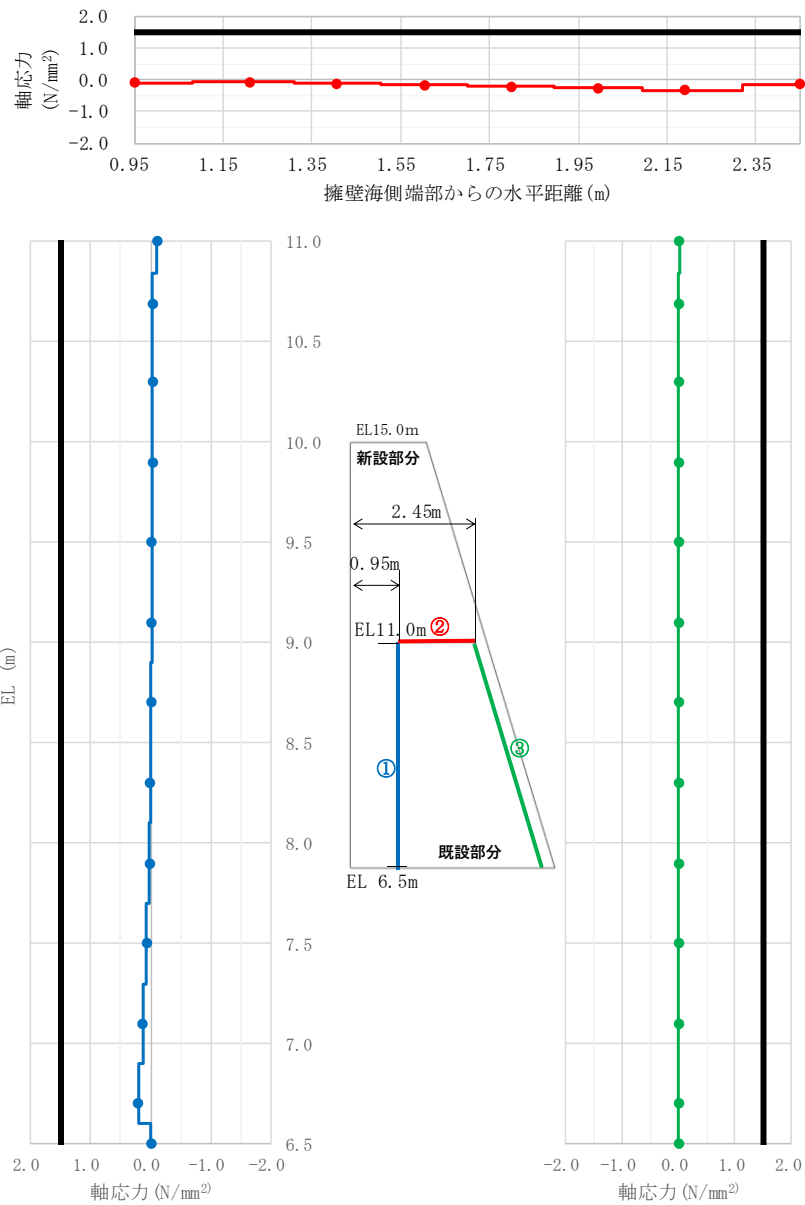


図 4.3.2-19 コンクリートの最大せん断応力図
(津波時①)



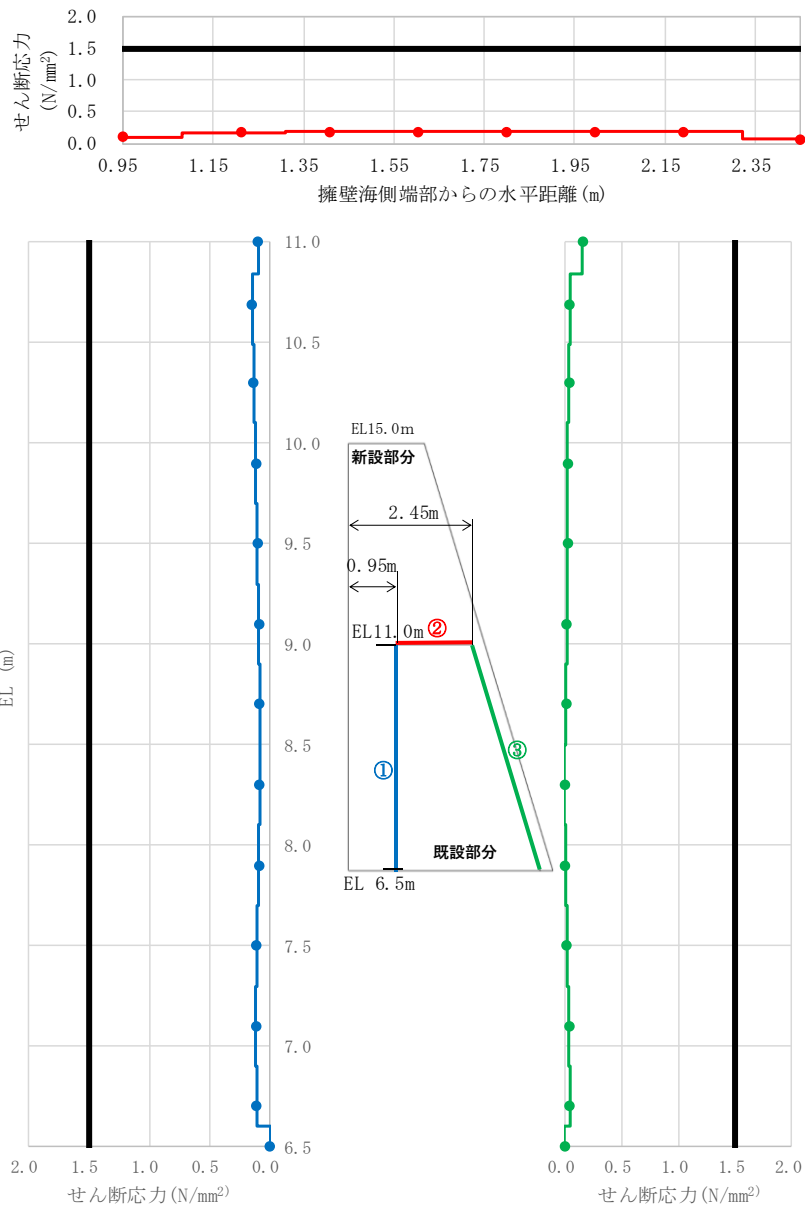
[応力は引張を正，圧縮を負とする]

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)

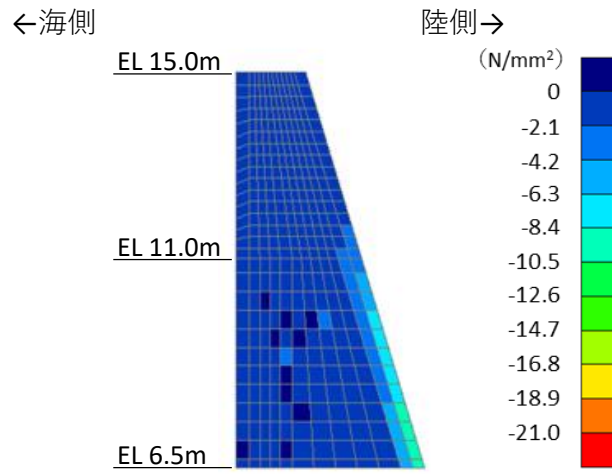
(6) 津波時①－1

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 1.5N/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)

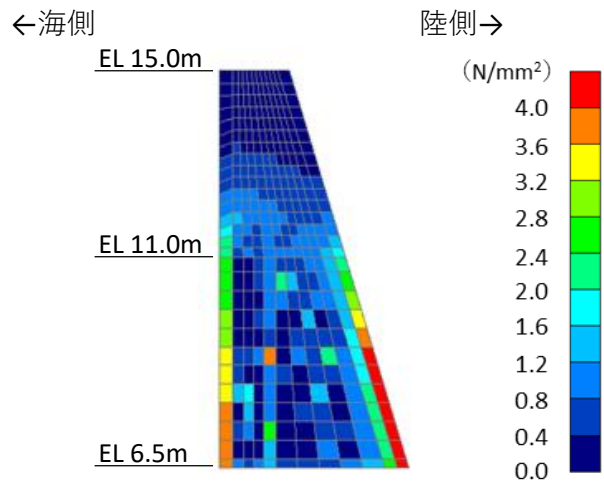
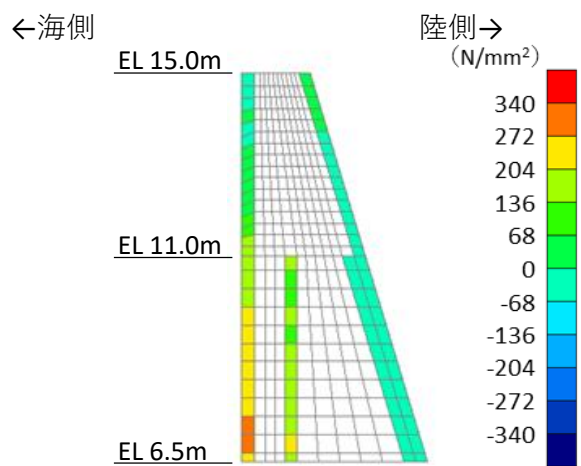


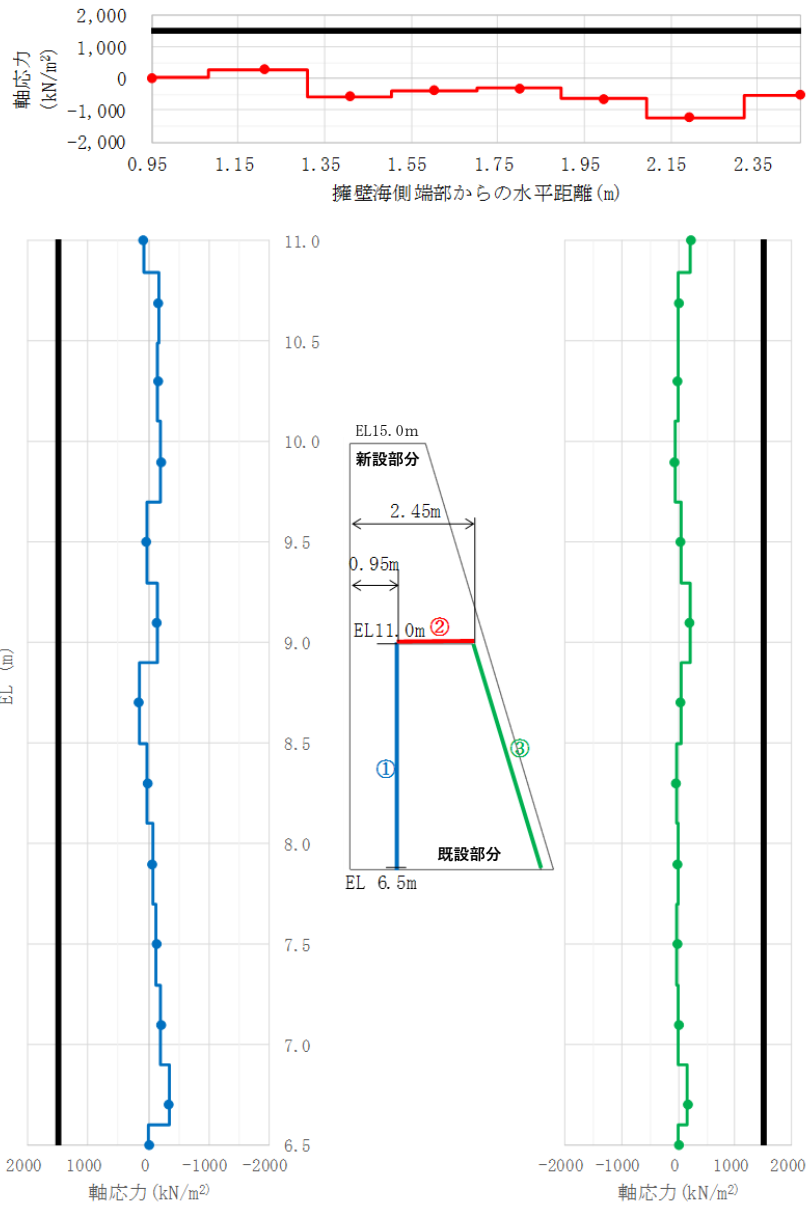
図 4.3.2-23 コンクリートの最大せん断応力図
(津波時①-1)



[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

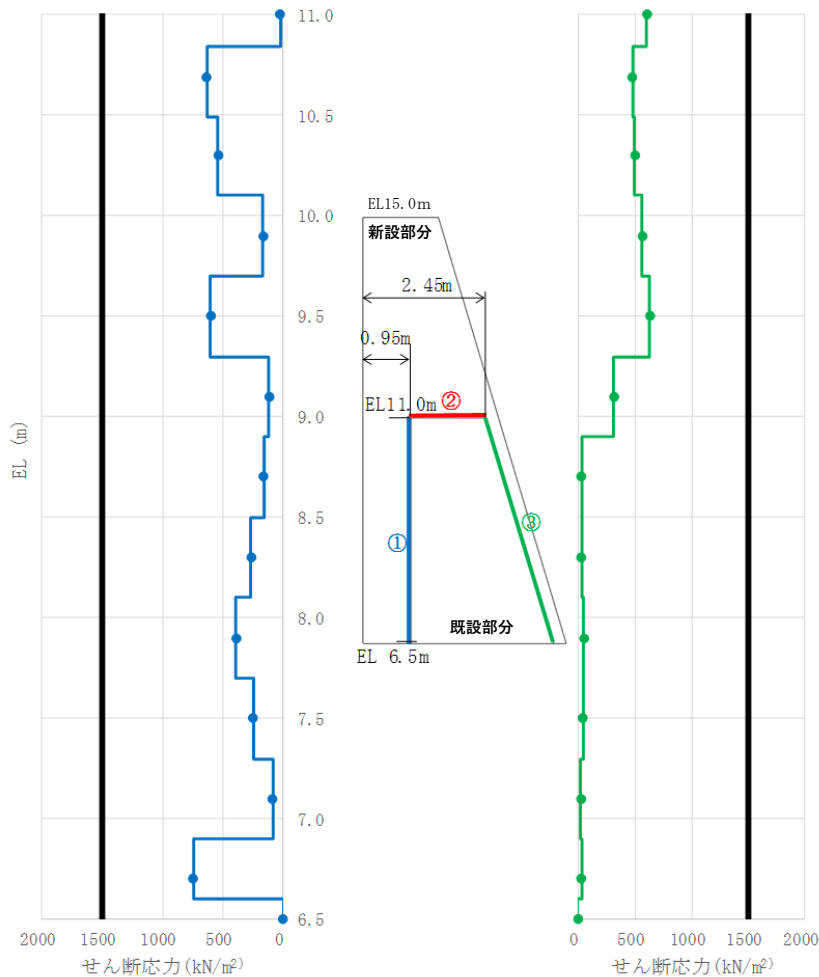
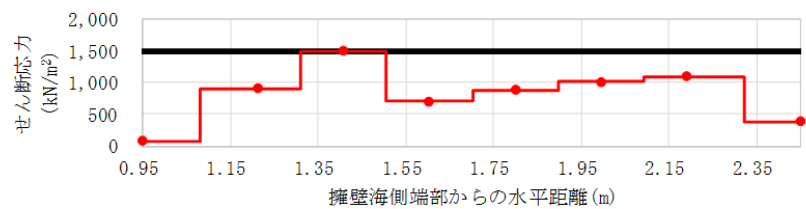
(津波時①-1)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500 (kN/m²)

[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/m²)

[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。

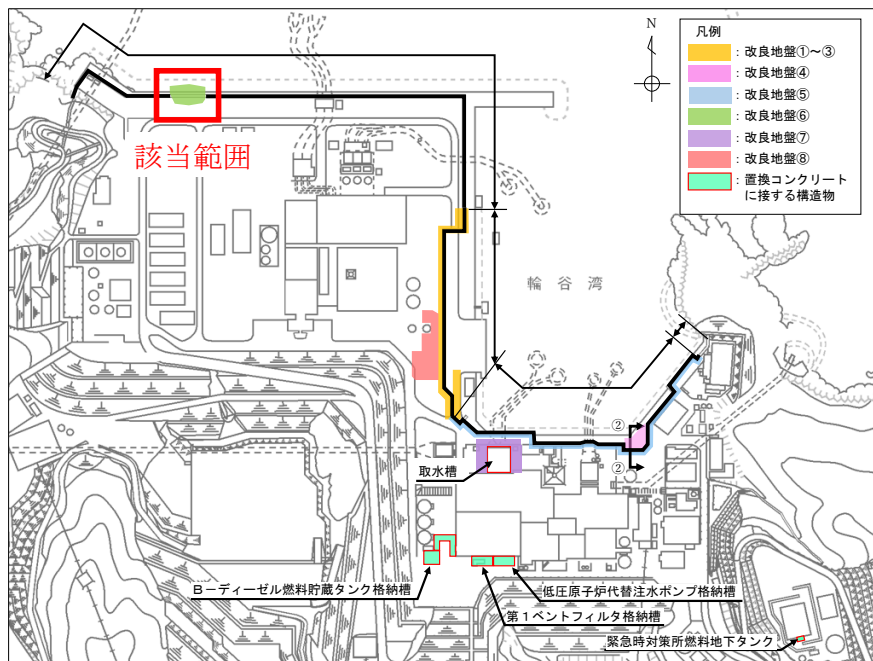


図 2-1 改良地盤⑥の平面配置図

(単位：m)

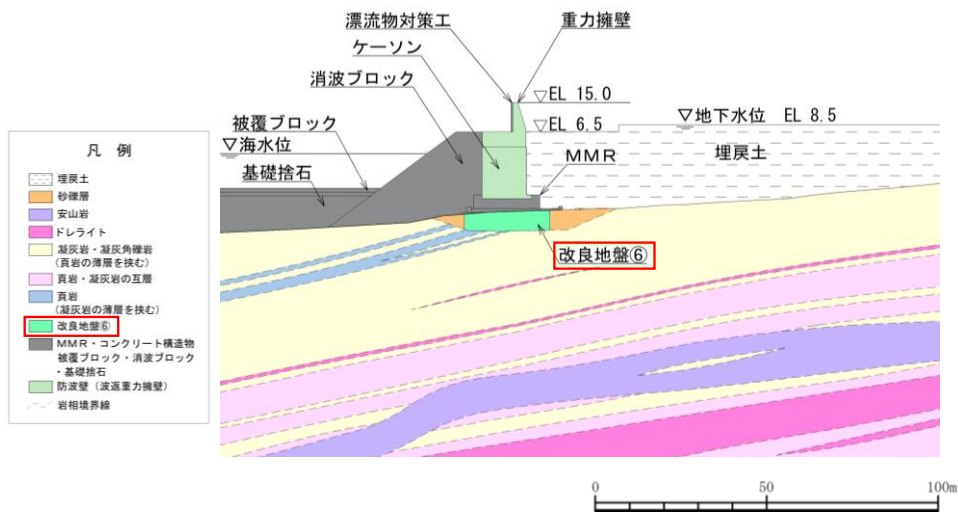


図 2-2 改良地盤⑥の配置図

(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。供試体は添付書類「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 σ_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 σ_t [kN/m ²]	平均値 [kN/m ²]
改良地盤⑥	395	436
	442	
	471	

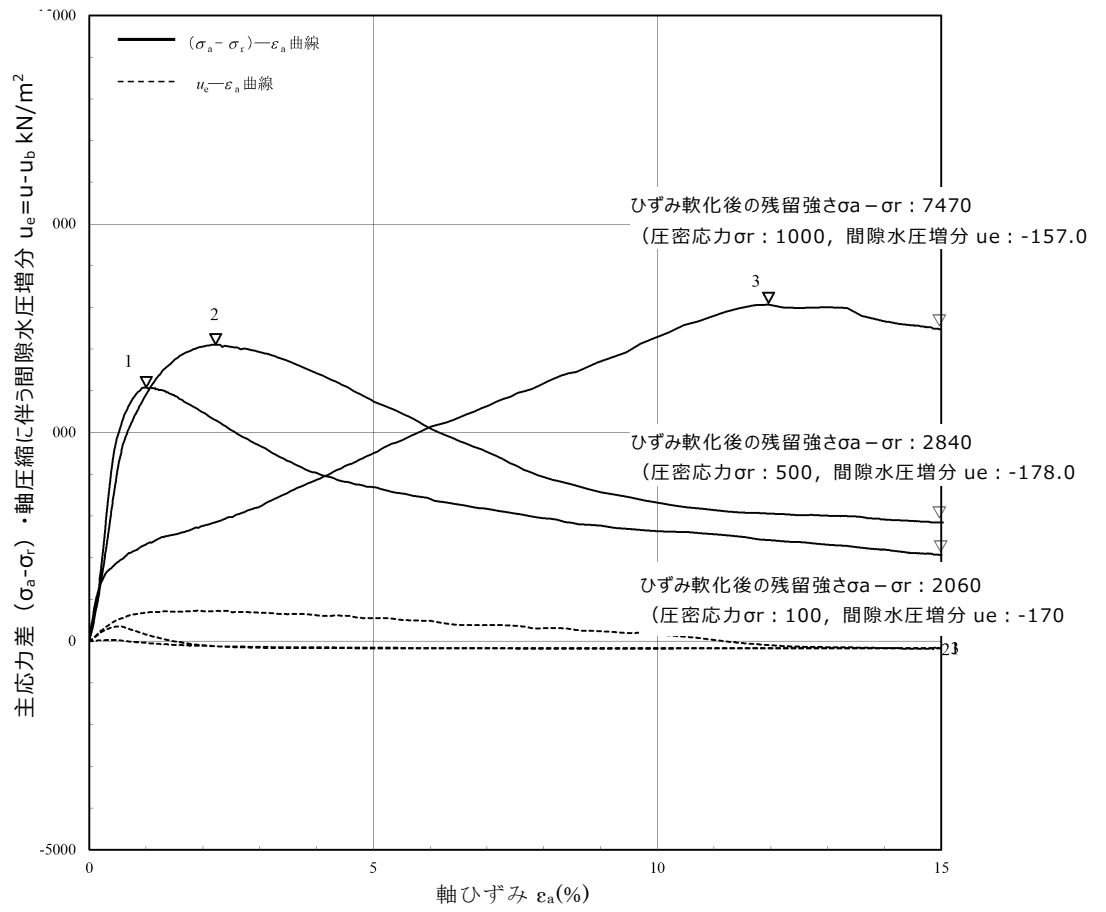


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力-軸ひずみ関係

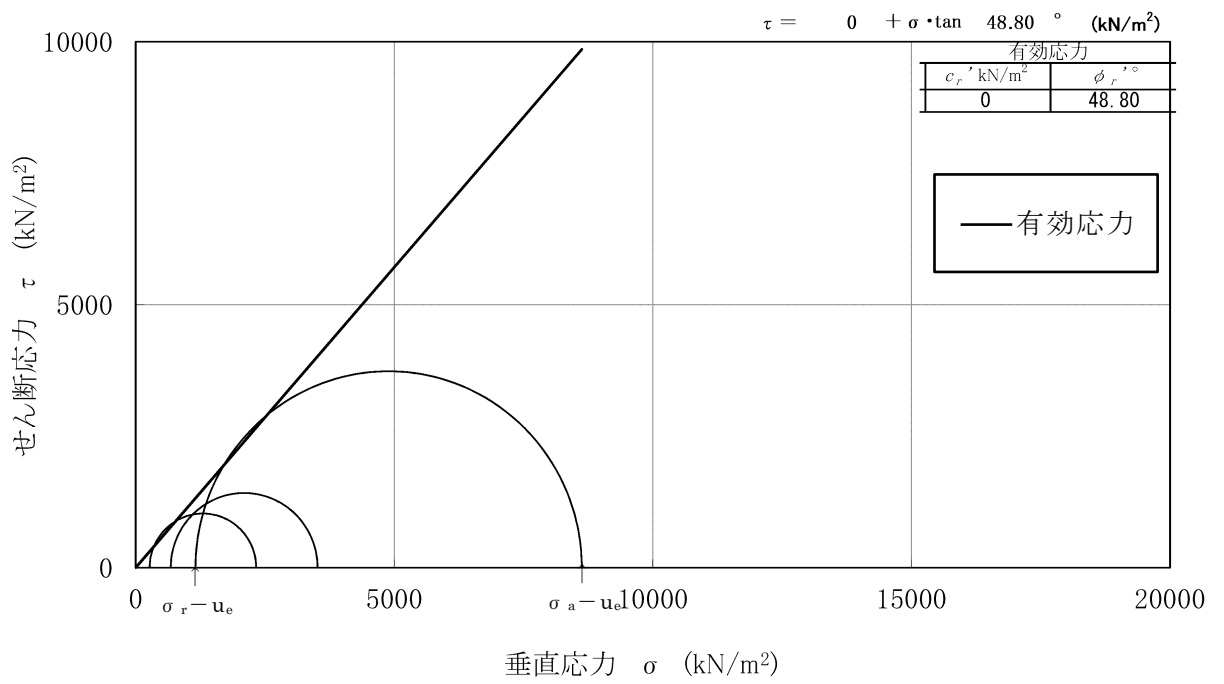


図 2.1.3-2 改良地盤⑥における三軸圧縮試験結果

(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 ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤⑥	0	48.80

b. 引張強度 σ_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 σ_t [kN/m ²]
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 ²]	0
	内部摩擦角 ϕ' [°]	48.80
引張強度	σ_t [kN/m ²]	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 ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	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。

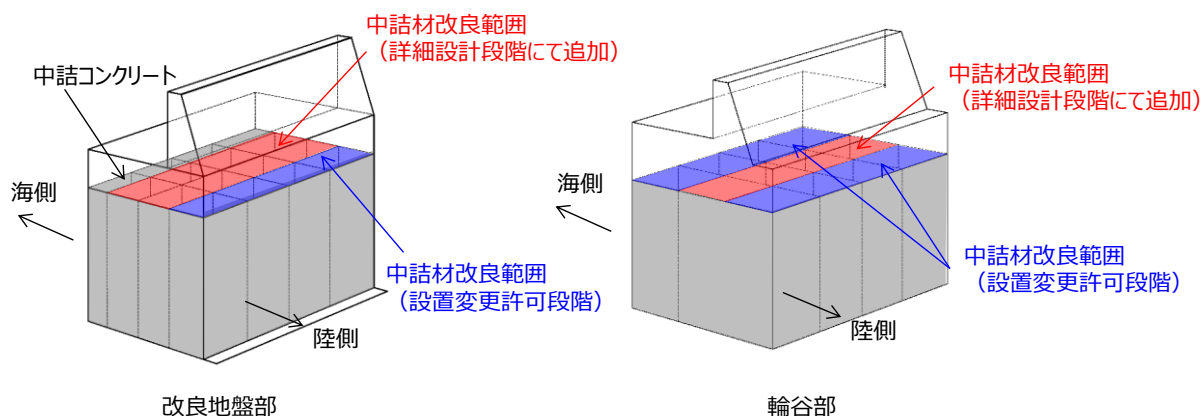


図 1-1 中詰材の改良範囲

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。

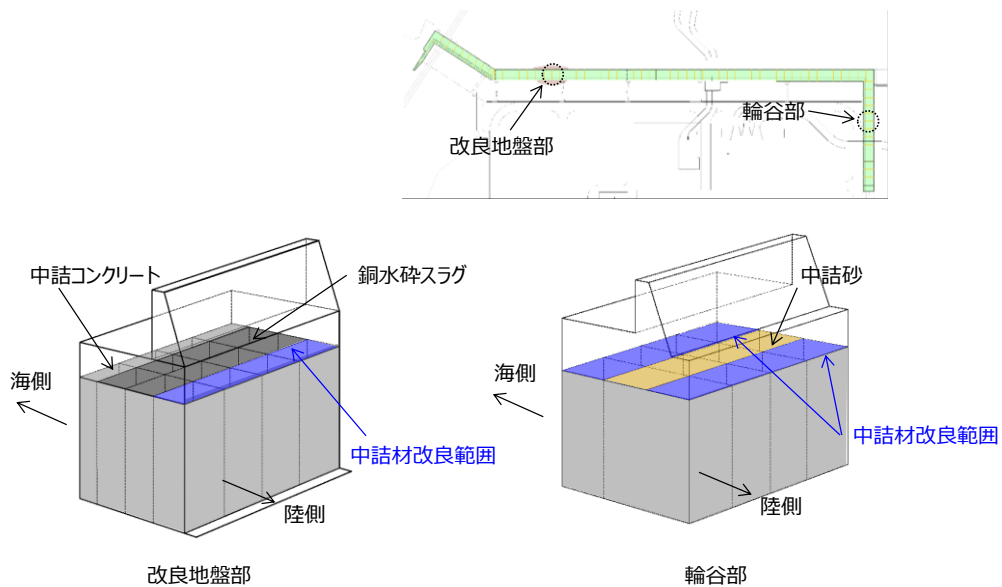


図 2-1 設置許可段階におけるケーソン中詰材改良範囲

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。

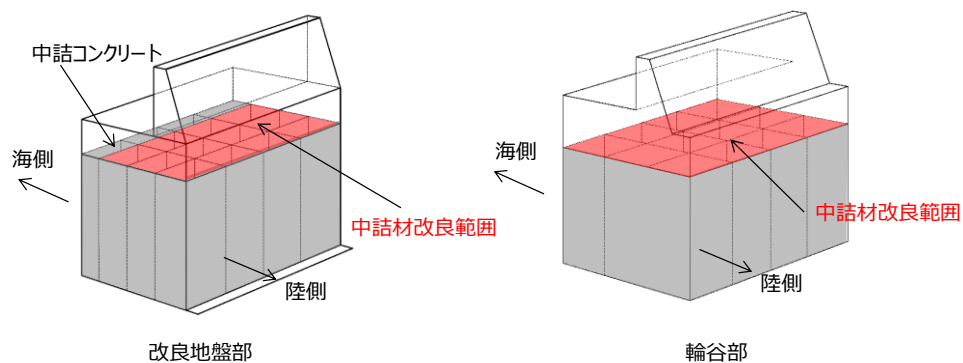


図 2-2 詳細設計段階におけるケーソン中詰材改良範囲

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。

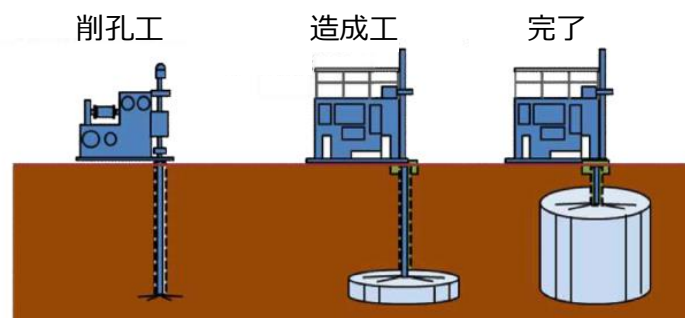


図2-3 高圧噴射攪拌工法の施工イメージ



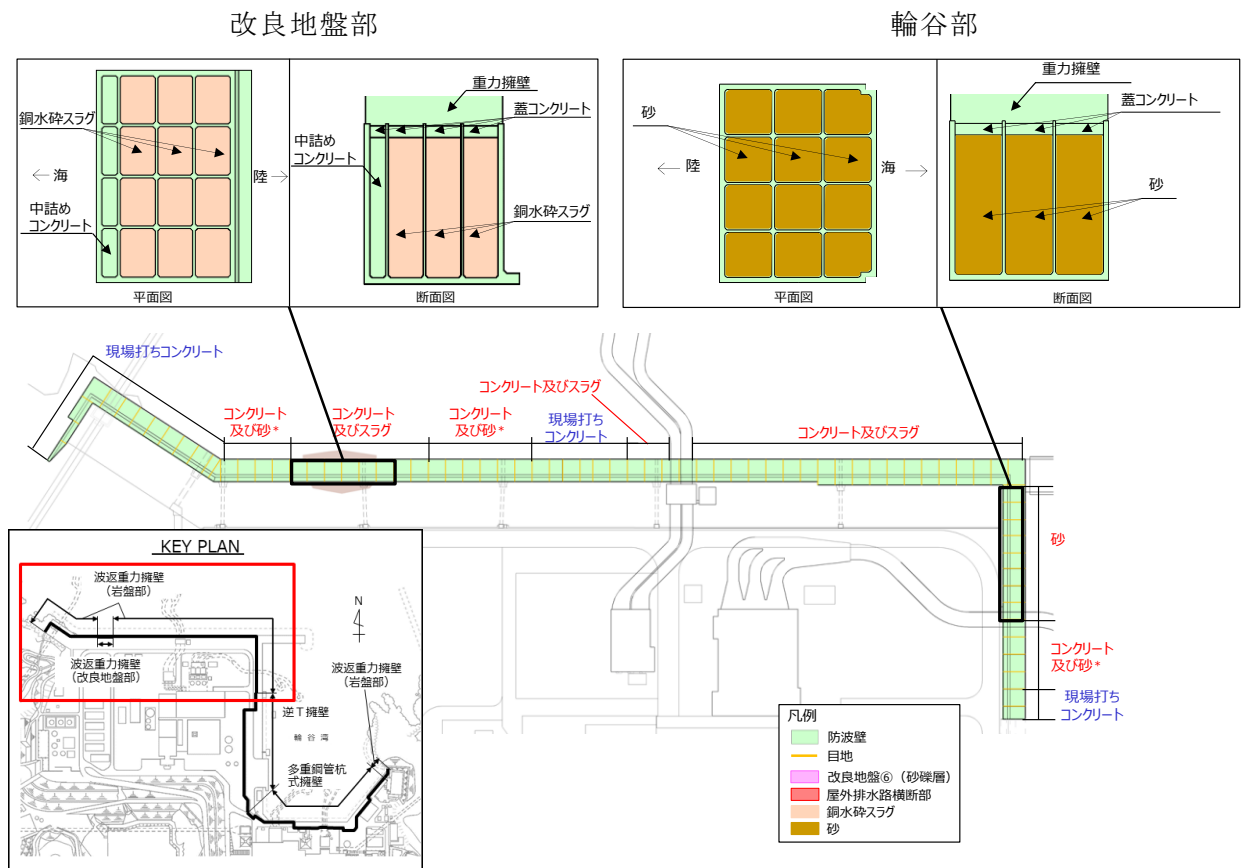
図2-4 高圧噴射攪拌工法によるケーソン中詰材改良の施工状況

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。

(1) 密度 ρ

中詰材改良体の密度 ρ は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(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/m²)

ν : ポアソン比

G : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S 波速度 (m/s)

(3) ポアソン比 ν

中詰材改良体のポアソン比 ν 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、

ν : ポアソン比

K₀ : 静止土圧係数 (=0.5)

(4) 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

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 ϕ 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

(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。

(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。

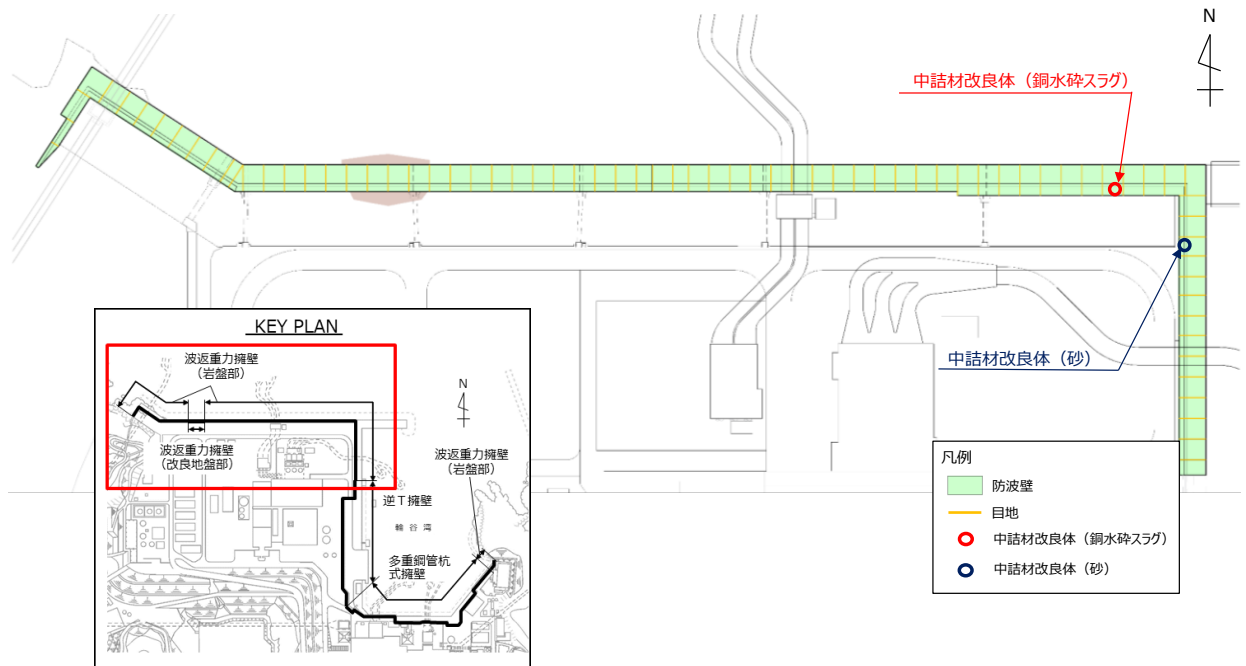


図3-2 中詰材改良体の試料採取位置

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

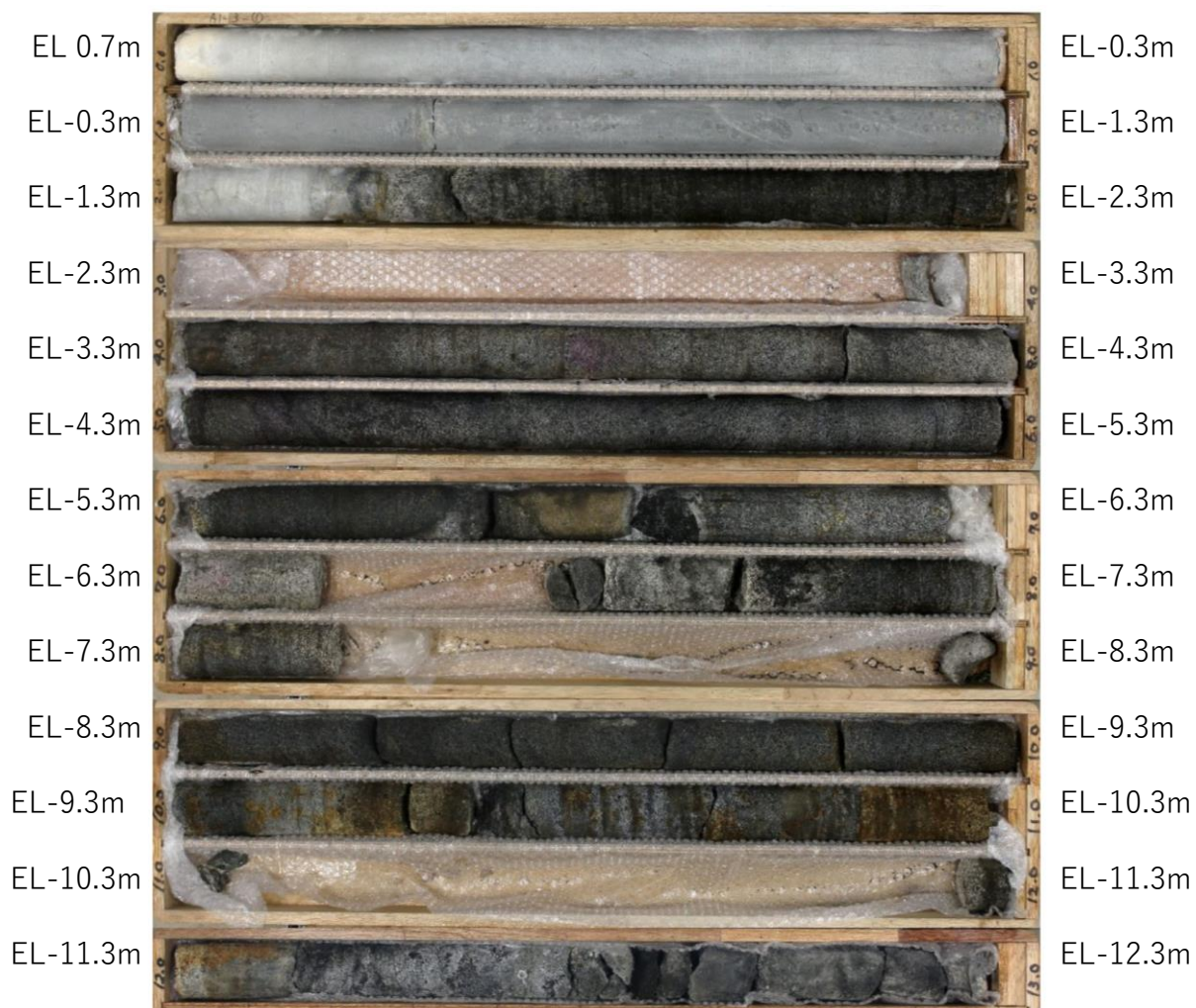


図 3-3 (1) 中詰材改良体 (銅水碎スラグ)



図 3-3 (2) 中詰材改良体 (砂)

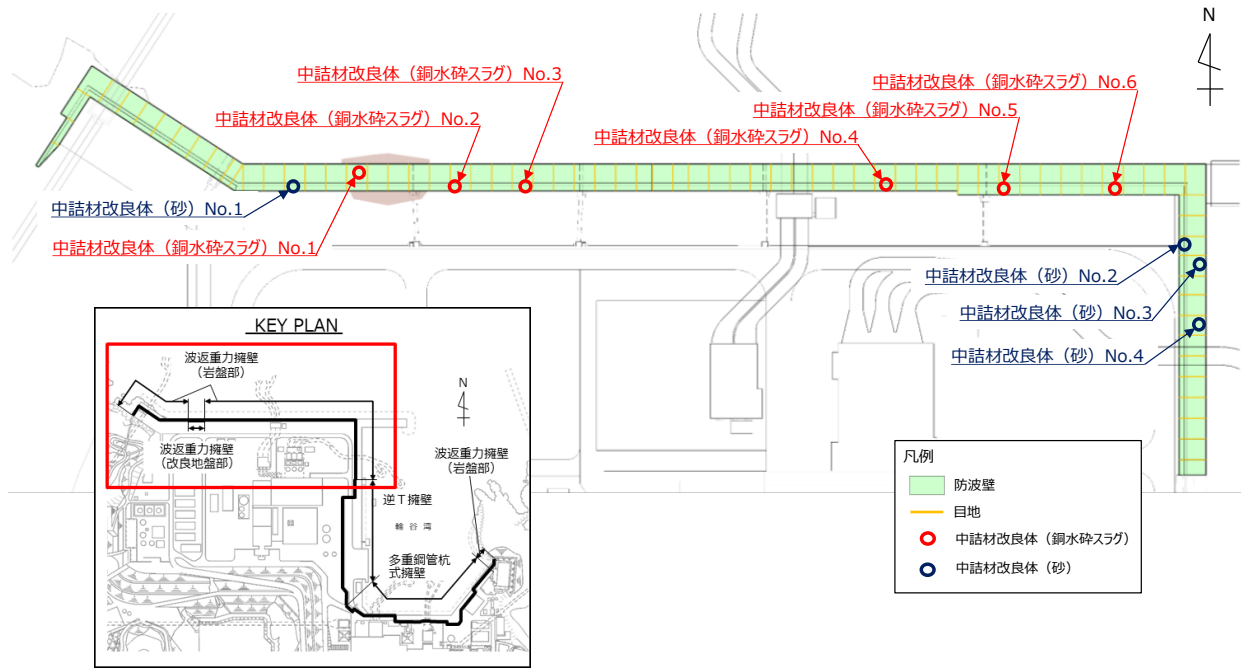


図 3-4 原位置試験位置図

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

(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))

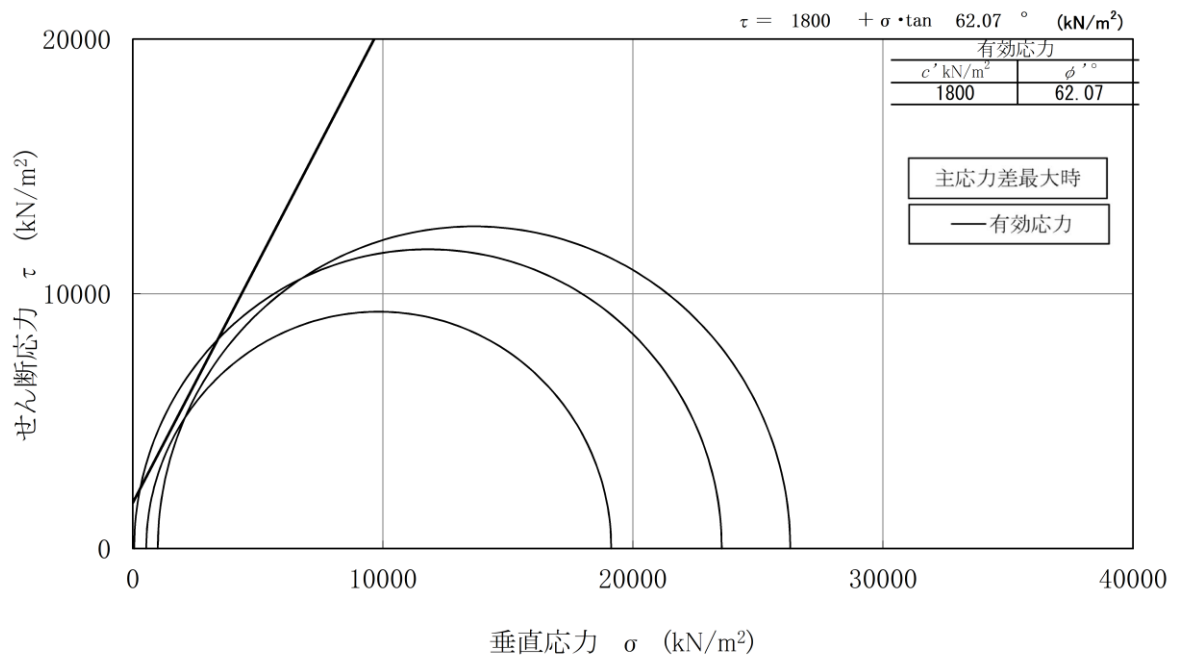
試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	2.67
	2.68
	2.67
	2.72
	2.70
	2.69
	2.78
	2.79
平均	2.71

表 3-6 密度試験結果 (中詰材改良体 (砂))

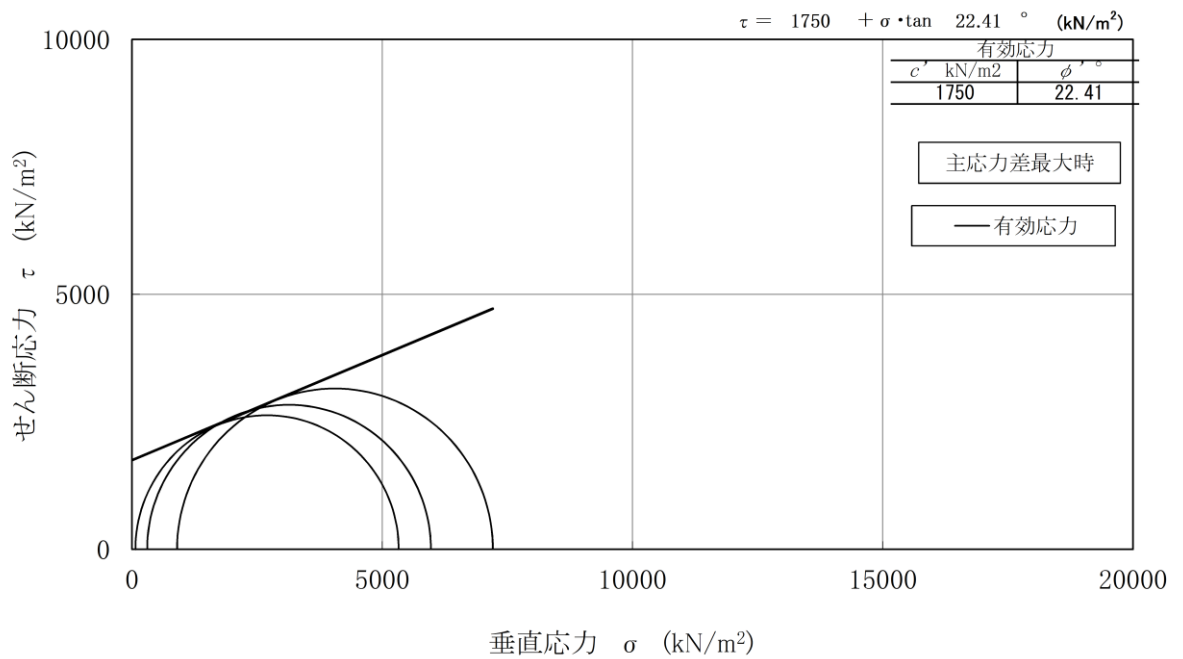
試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)
中詰材改良体 (砂)	2.01
	2.00
	1.99
平均	2.00

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	1,260	950	1,380	1,440	1,250	1,290	1,070	1,320	950	1,050
EL-0.5~ EL-1.5	1,260	950	1,380	1,440	1,250	1,290	1,070	1,320	950	1,050
EL-1.5~ EL-2.5	1,260	950	1,380	1,620	1,250	1,290	1,090	1,320	1,070	1,050
EL-2.5~ EL-3.5	1,260	1,100	1,380	1,620	1,250	1,290	1,090	1,320	1,070	1,050
EL-3.5~ EL-4.5	1,260	1,100	1,380	-	1,400	1,540	1,190	1,680	-	1,420
EL-4.5~ EL-5.5	1,260	1,100	1,380	-	1,400	1,540	1,190	1,680	-	1,420
EL-5.5~ EL-6.5	1,260	1,280	1,380	-	1,400	1,540	-	1,680	-	1,420
EL-6.5~ EL-7.5	1,260	-	1,380	-	1,400	1,540	-	1,680	-	1,420
EL-7.5~ EL-8.5	-	-	-	-	1,390	1,660	-	1,920	-	1,700

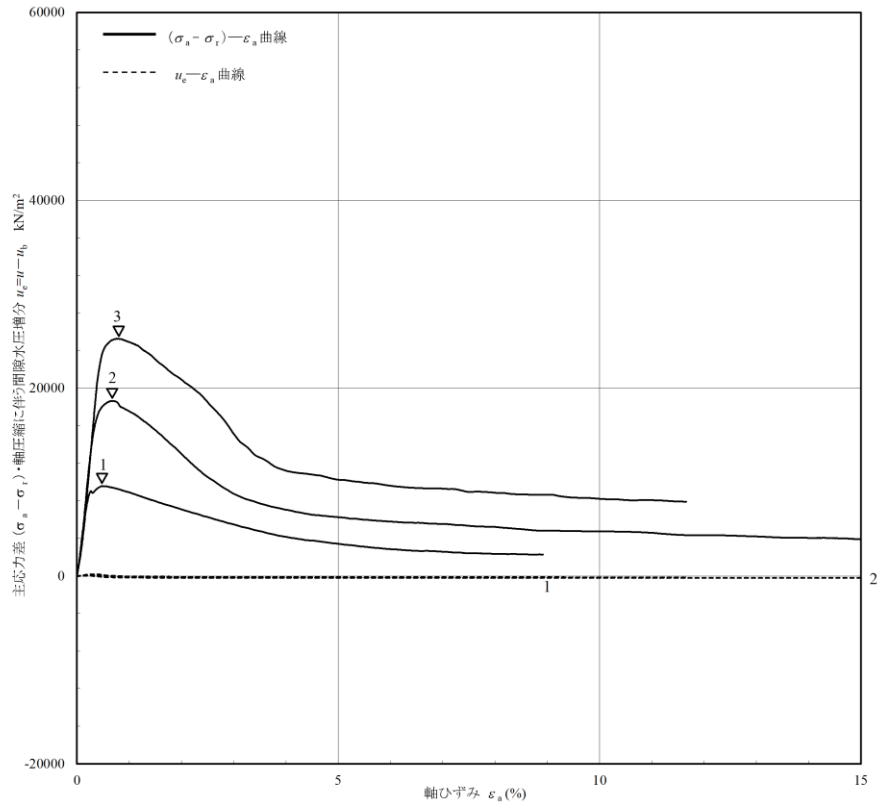


中詰材改良体（銅水砕スラグ）

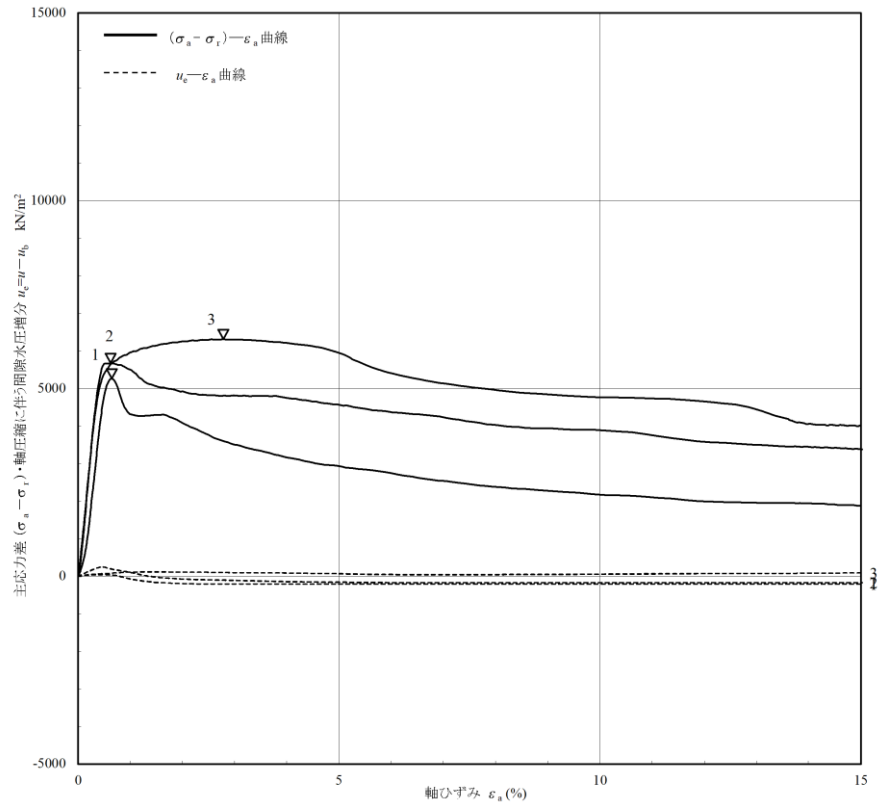


中詰材改良体（砂）

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 $(\sigma - \varepsilon)$ ）

表 3-8 一軸圧縮試験結果

測定箇所		一軸圧縮強度*		
		(kN/m ²)		
		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 3,000kN/m²

(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。

(a) 密度 ρ

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の密度 ρ 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 2.30g/cm^3 より大きな値となっている。中詰材改良体（砂）の密度 ρ 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 2.03g/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。

(b) 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（荷重平均値）		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	1,299	1,201	1,200
	下層	1,408	1,637	1,400

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 ²)	上層
	下層	1.202×10^7	1.063×10^7

(c) 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 $q_u=3,000\text{kN/m}^2$ 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径や配置等を決定し、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。

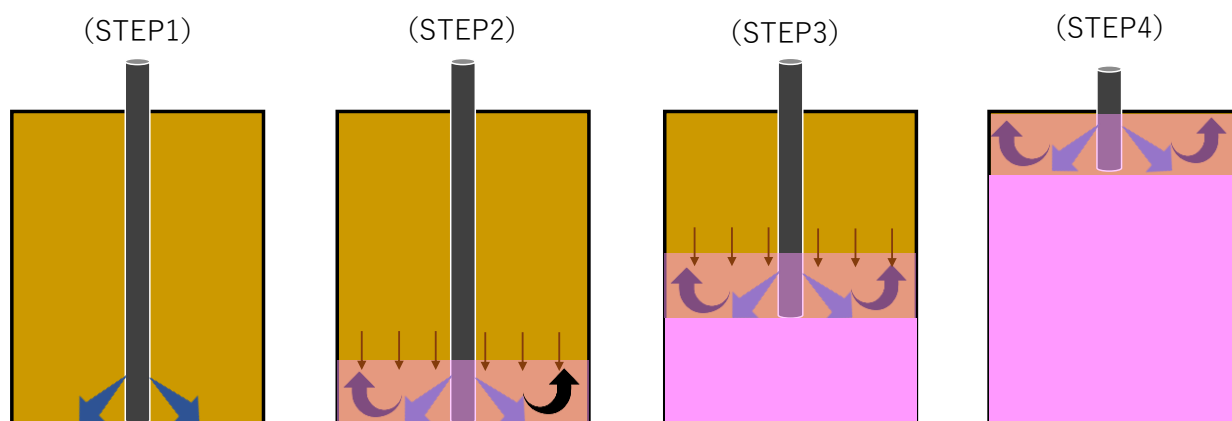


図 4-1 高圧噴射攪拌工法概念図

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 ボーリング位置	試験項目
中詰材	鉛直性		
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

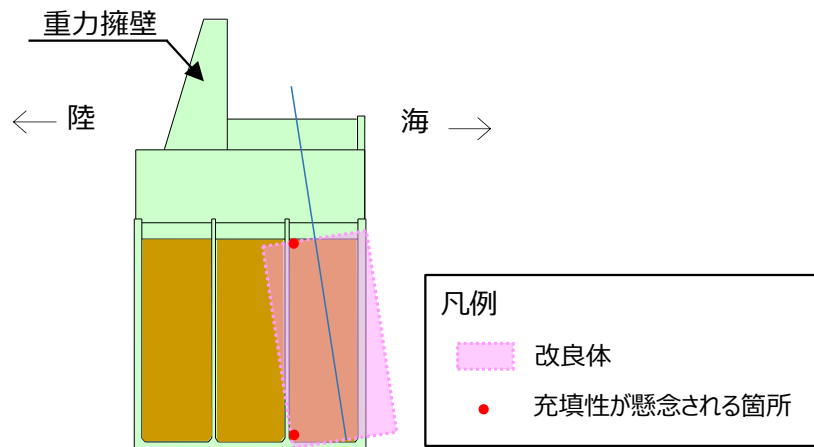


図 4-2 試験施工（斜め施工）断面イメージ図

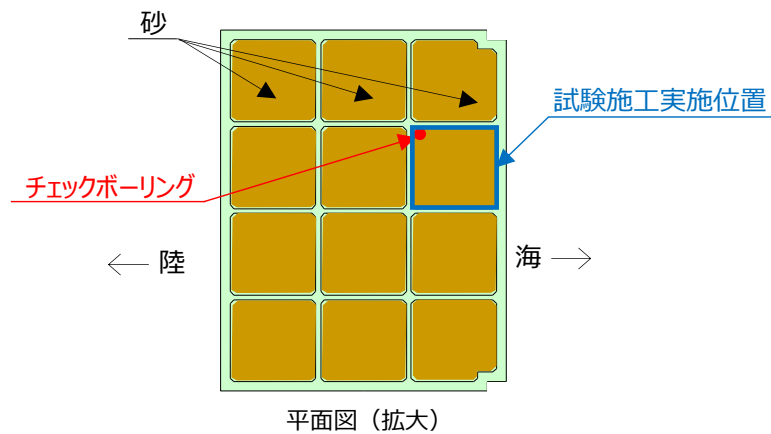


図 4-3 チェックボーリング実施位置

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。PS 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。

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 ²)	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 3,000kN/m²

(蓋コンクリート下端)

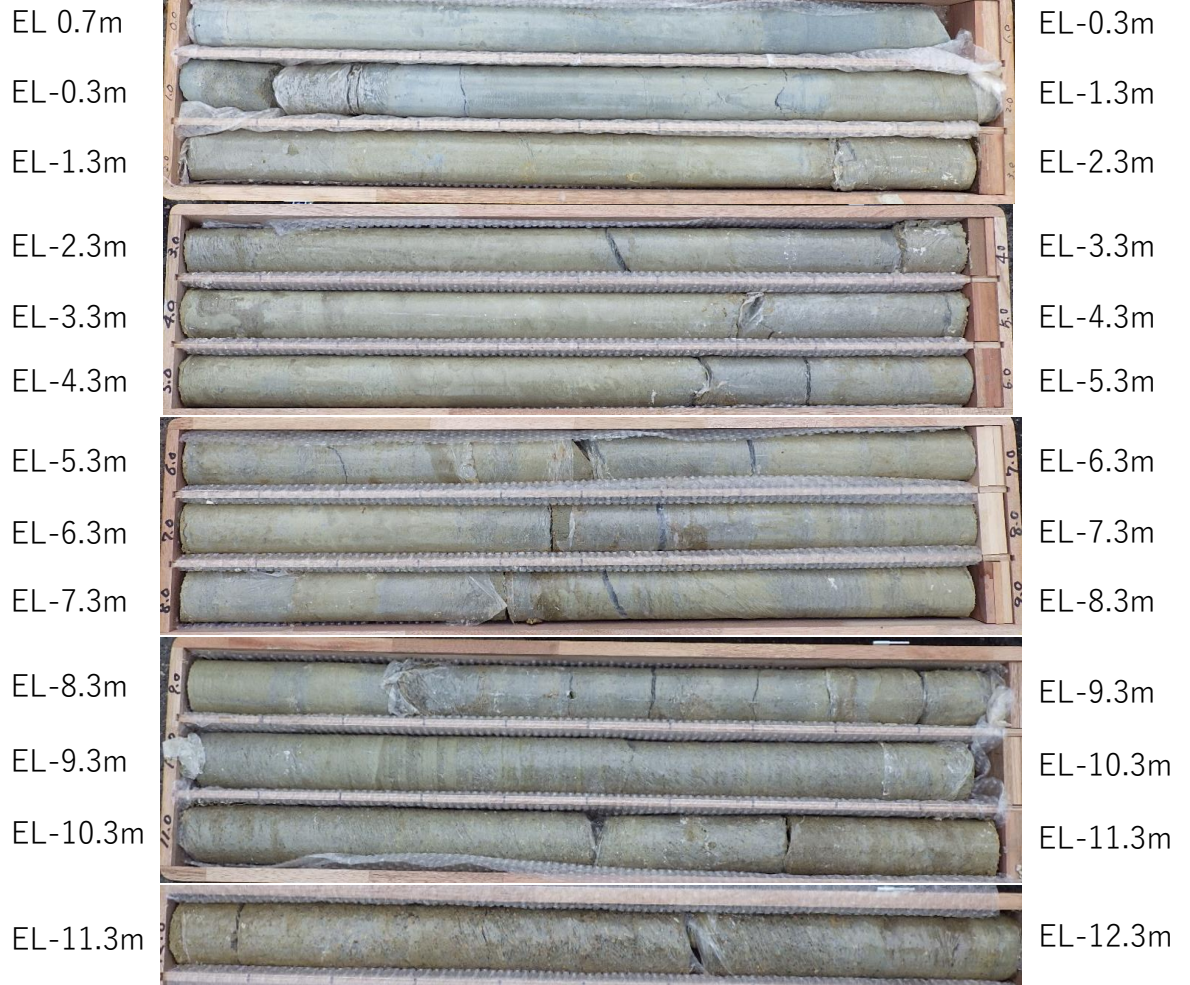


図 4-4 チェックボーリングのサンプリングコア

(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

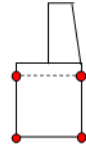
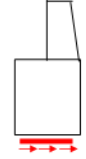
防波壁（波返重力擁壁）の施設の健全性評価については、地震応答解析及び3次元構造解析により評価することとしている。施設のうち、重力擁壁については、地震応答解析により全時刻を対象として評価を実施するが、ケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により照査時刻を選定して評価を実施する。

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版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。

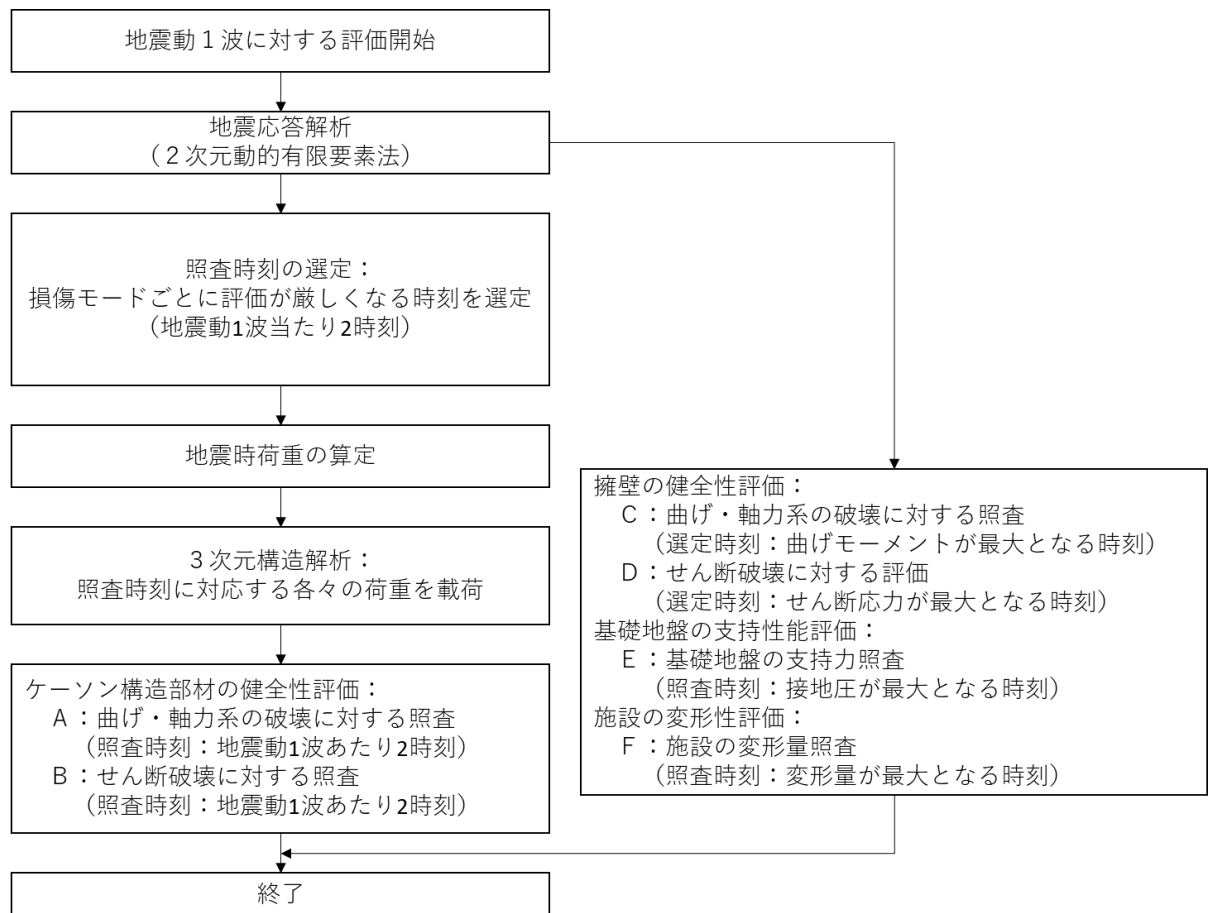


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

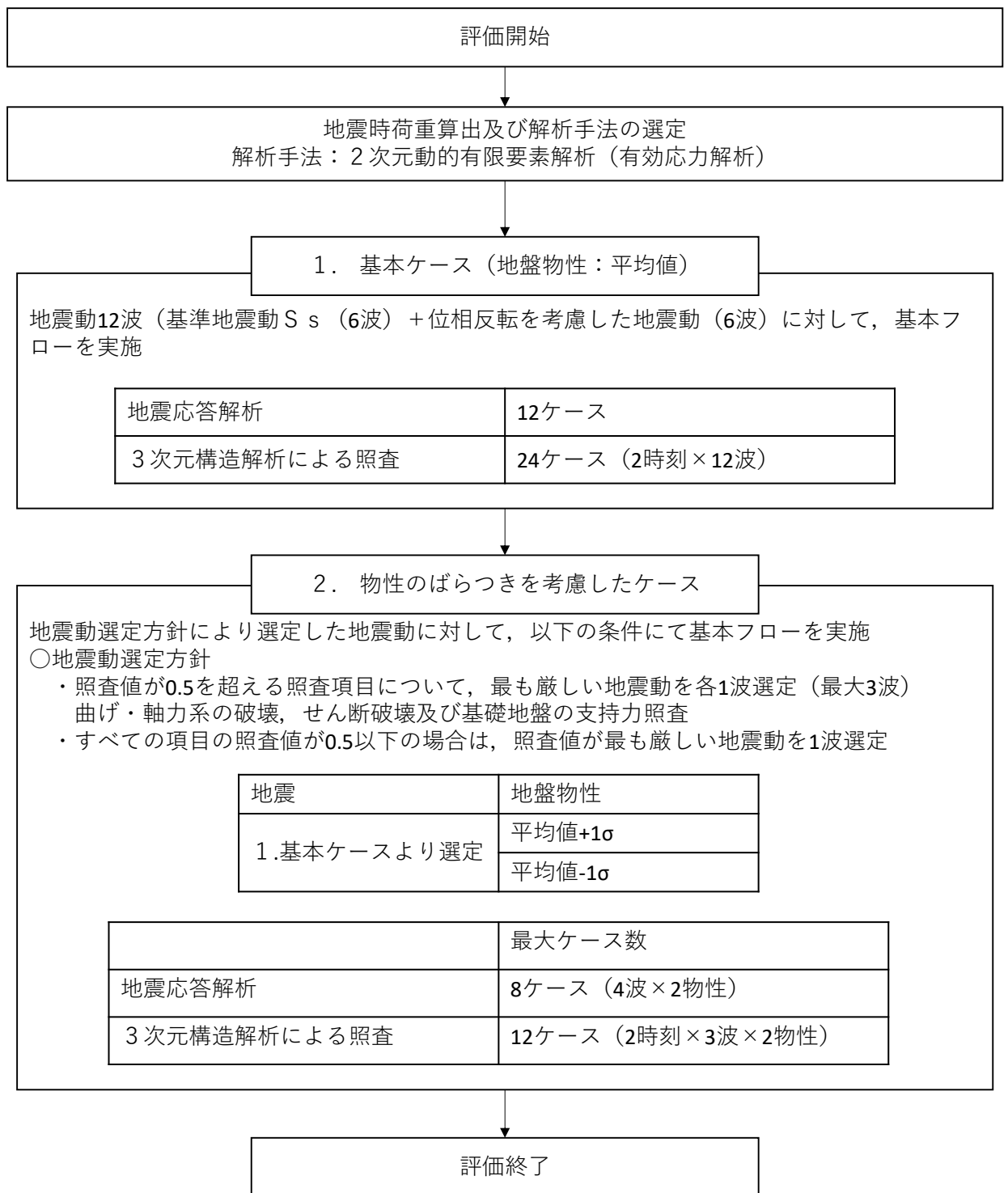
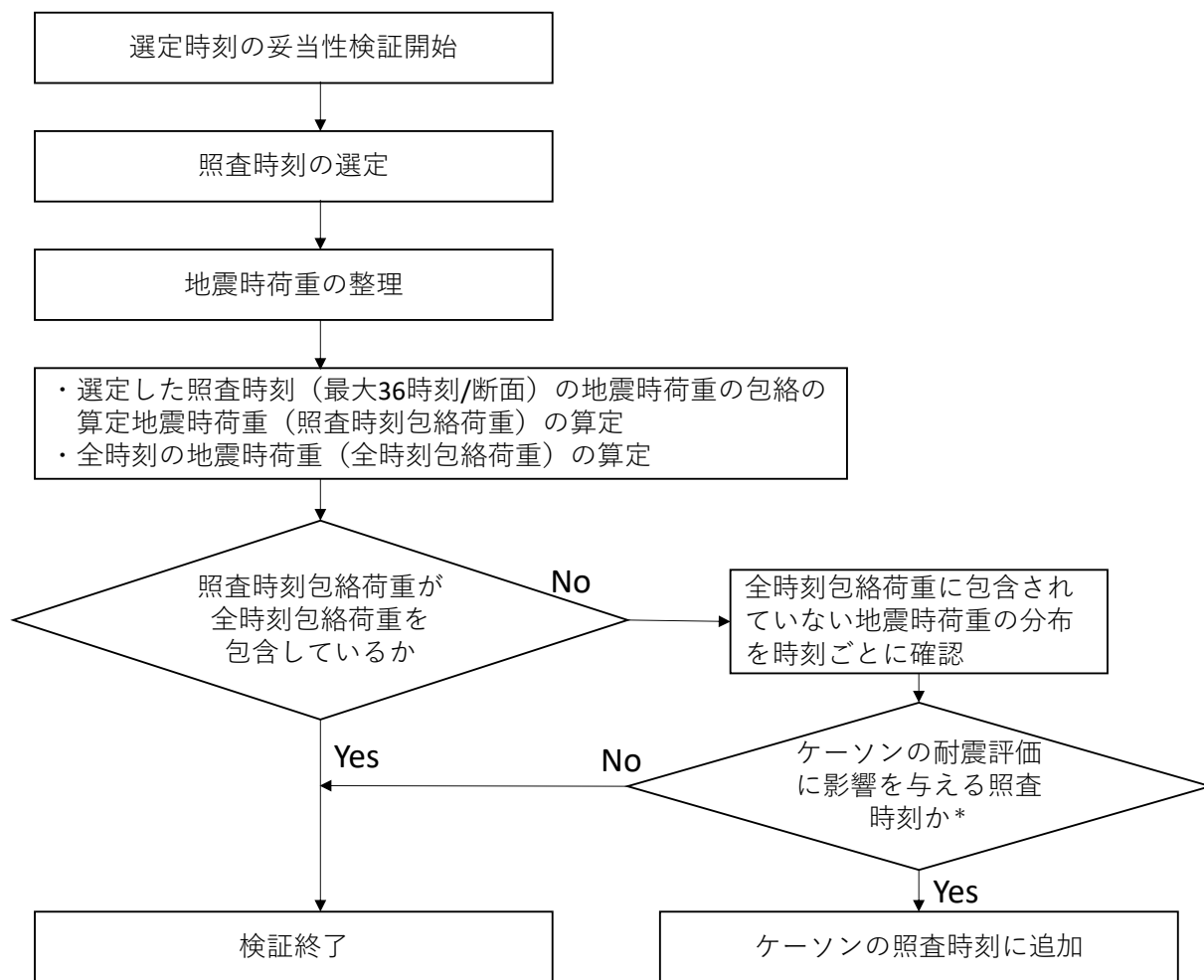


図 2-2 耐震評価フロー（ケーソンの3次元構造解析フロー）



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。

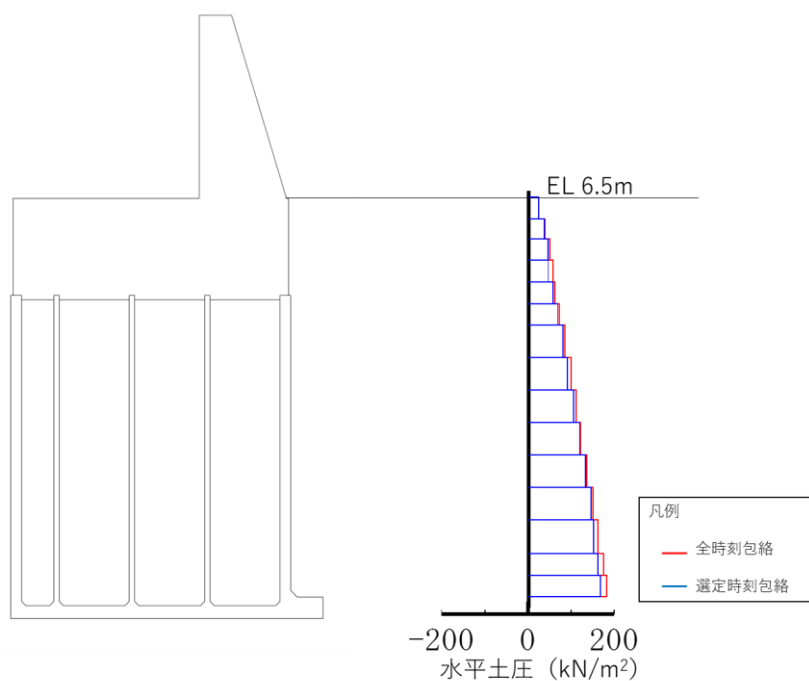


図 3-1 地震時荷重の比較（②－②断面）

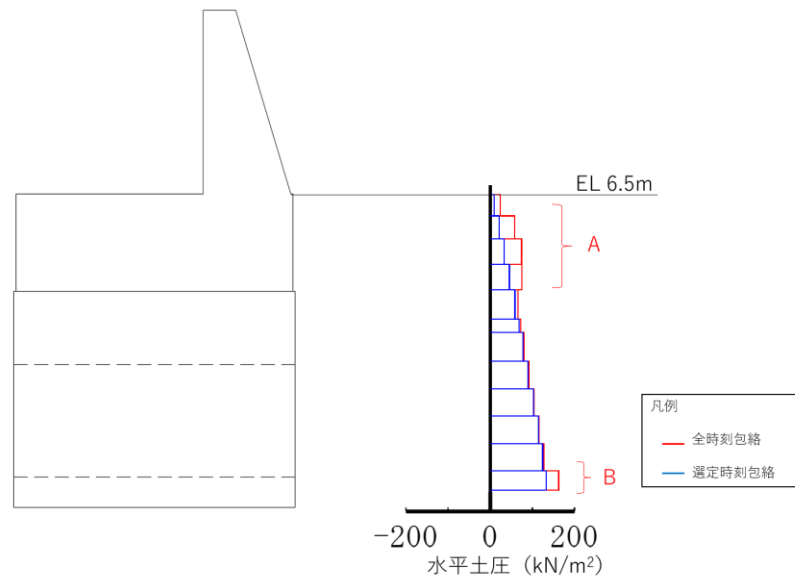


図 3-2 地震時荷重の比較 (③-③断面)

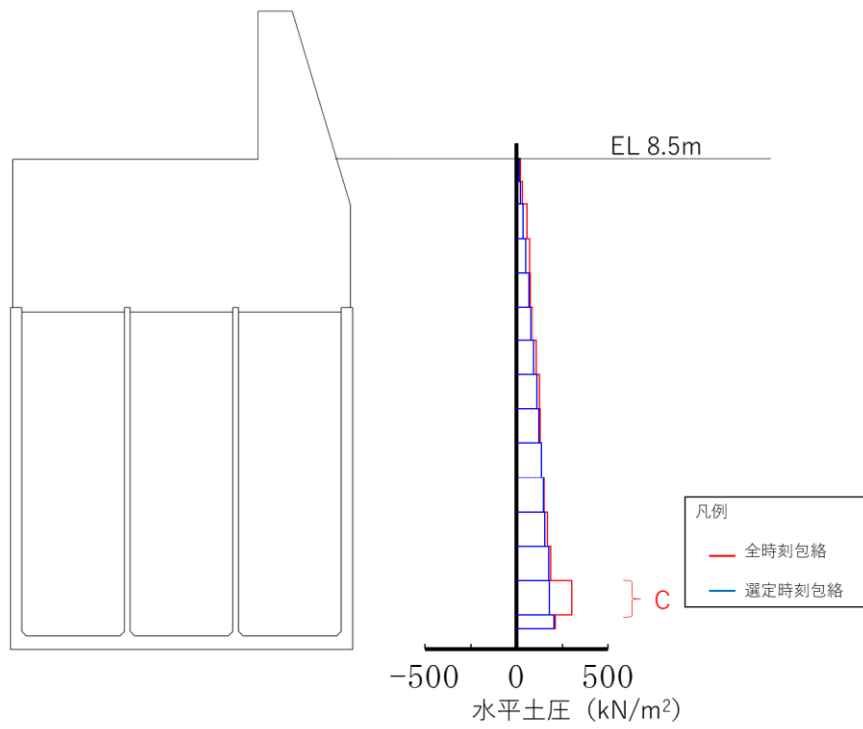


図 3-3 地震時荷重の比較 (④-④断面)

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。

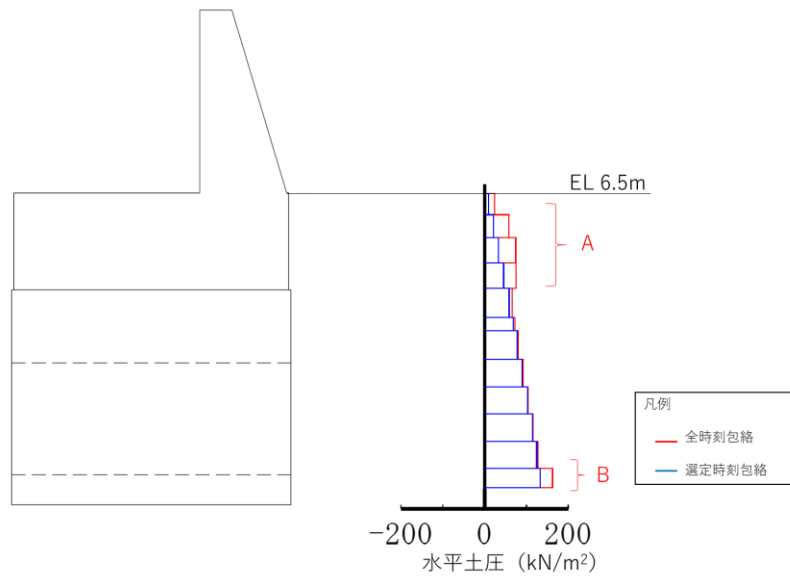
底版付近で地震時荷重が最大（ $S_s - N1 (-+)$ ，8.03 秒）となる荷重について、3次元構造解析を行った結果、表 3-1 に示すとおり工認照査時刻の最大照査値を下回ることを確認した。

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）。

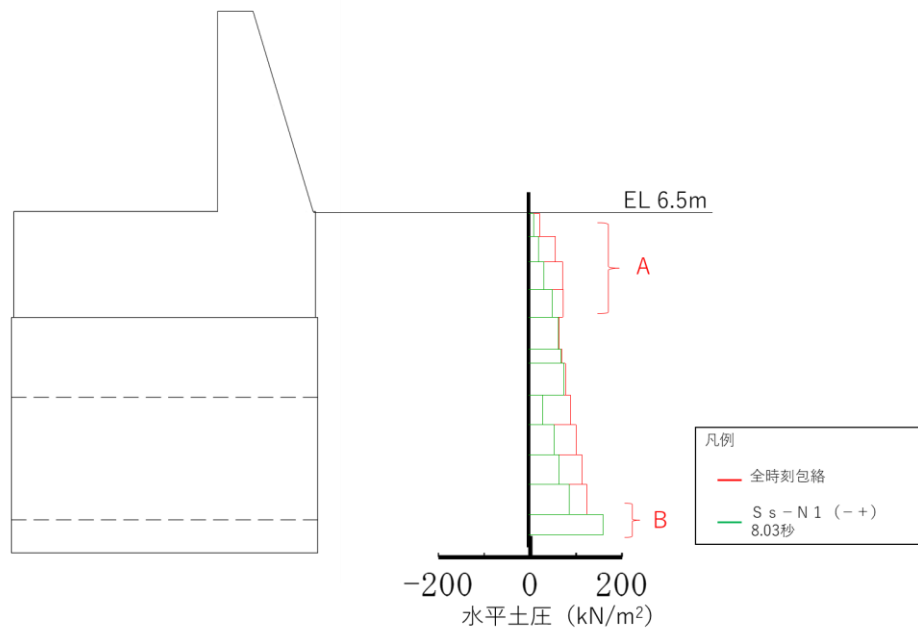
底版付近で地震時荷重が最大（ $S_s - D (-+)$ ，36.01 秒）となる荷重について、3次元構造解析を行った結果、表 3-2 に示すとおり工認照査時刻の最大照査値を下回ることを確認した。

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）

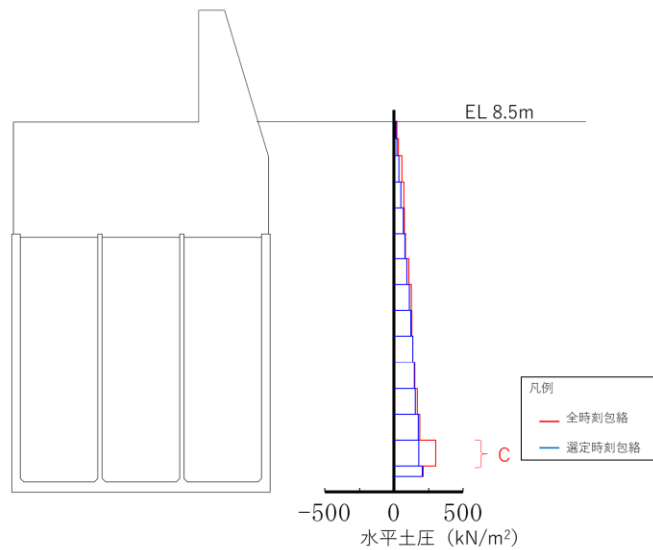
全時刻包絡と抽出地震時荷重（ $S_s - D (-+)$ ，36.01 秒）の比較（図の B 着目）



- ・ 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。

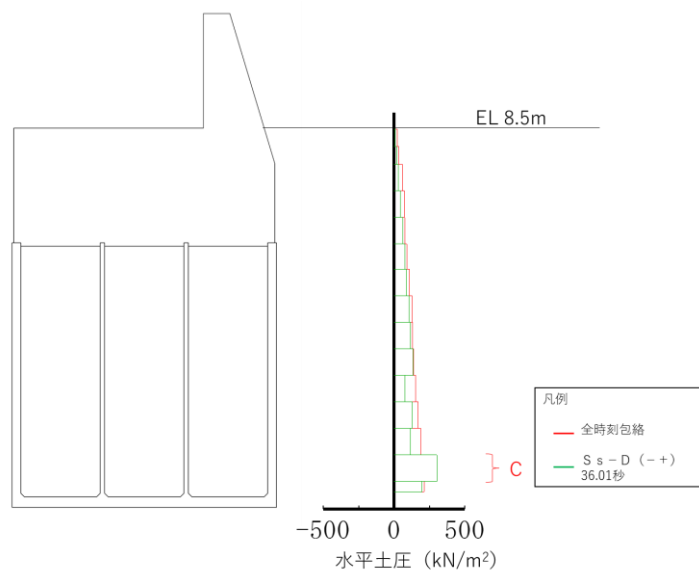
図 3-4 荷重比較図（③-③断面）（図 3-2 の B に着目）

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_s-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)

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

評価対象部材	コンクリートの 圧縮	鉄筋の引張	せん断	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 (0.29)	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、「土木学会マニュアル」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。

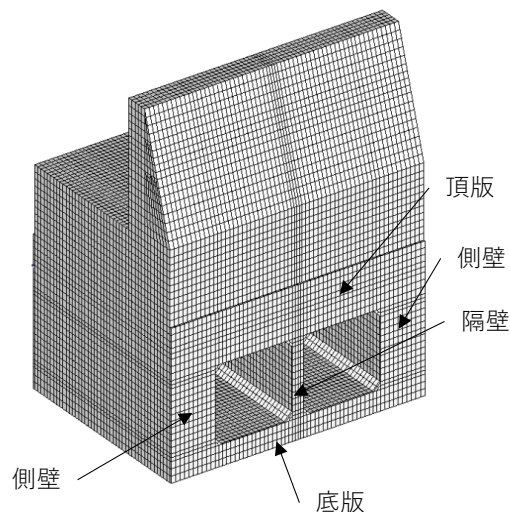


図 2-1 評価対象部材位置図

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上回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 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）

地震動	解析 ケース	評価対象 部材	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{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 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（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部材	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	許容応力度 τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_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

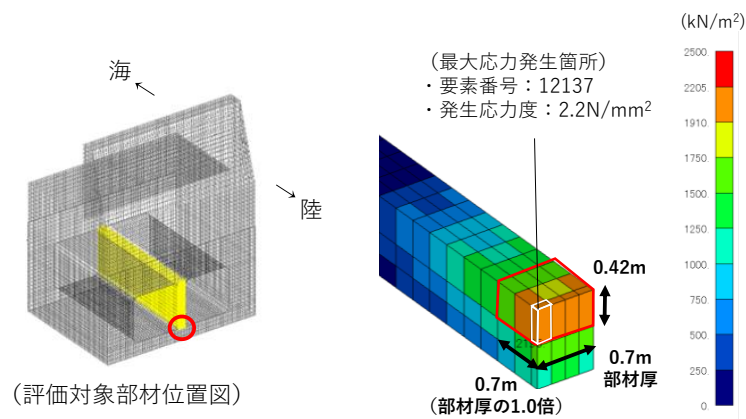
4.1 平均化範囲及び位置

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 ²)
	要素番号	面積 (m ²)	発生応力度 (N/mm ²)	
S _s -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 ²)	許容引張 応力度 (N/mm ²)	照査値*
S _s -D (++)	①	隔壁	12	1.62 (2.01)	1.91	0.85 (1.06)
S _s -N1 (-+)	①	隔壁	12	1.80 (2.19)	1.91	0.95 (1.15)
S _s -N1 (-+)	②	隔壁	12	1.79 (2.20)	1.91	0.94 (1.16)
S _s -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。

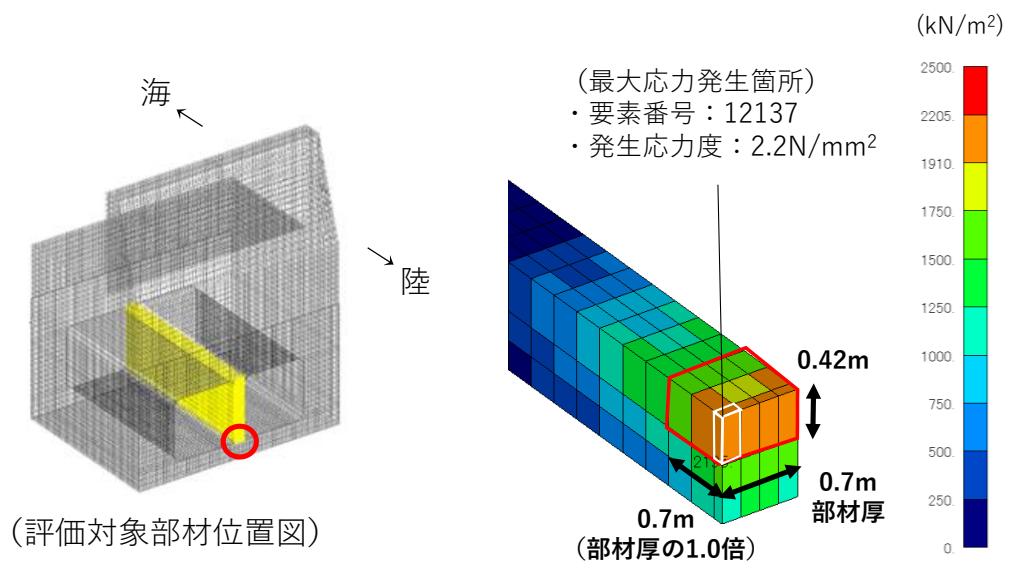


図 5-1 平均化の概要図（引張応力度，隔壁）
（S_s-N1（-+），解析ケース②）

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* (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値*
S s - N 1 (-+)	③	底版①	75	0.72 (1.91)	0.67	1.07 (2.86)
S s - N 1 (-+)	③	底版②	75	0.72 (1.91)	0.67	1.07 (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*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

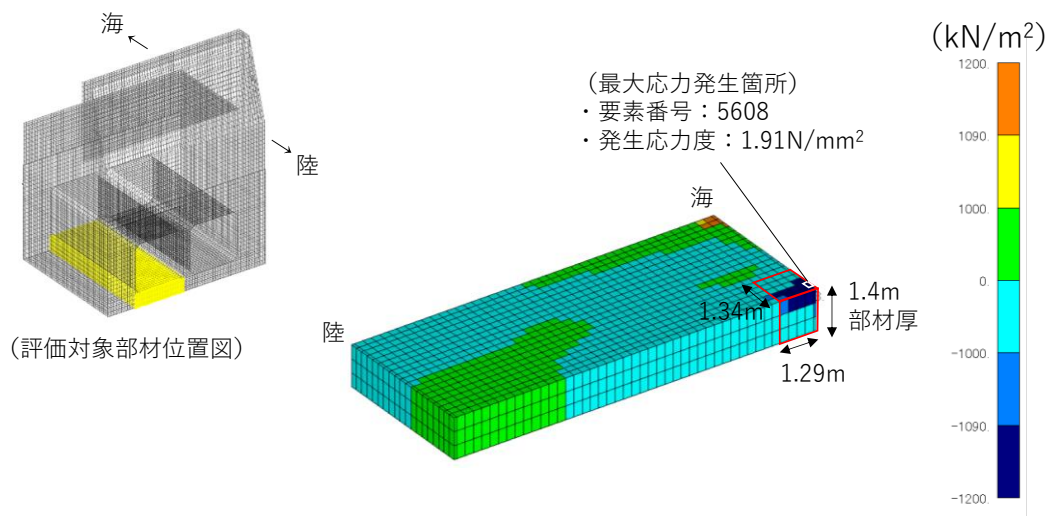


図 6-1 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 底版)
 (S s - N 1 (-+), 解析ケース③)

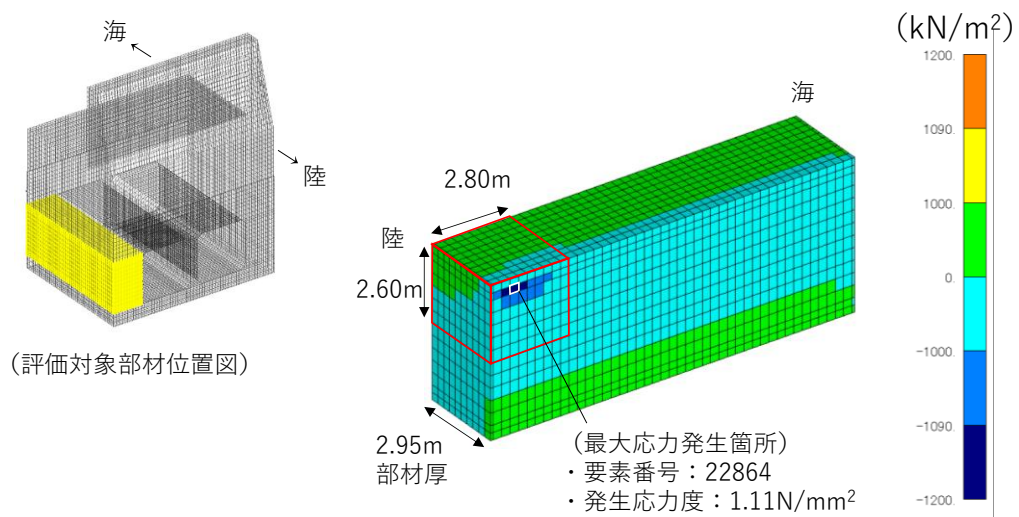


図 6-2 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 側壁)
 (S s - D (+-), 解析ケース①)

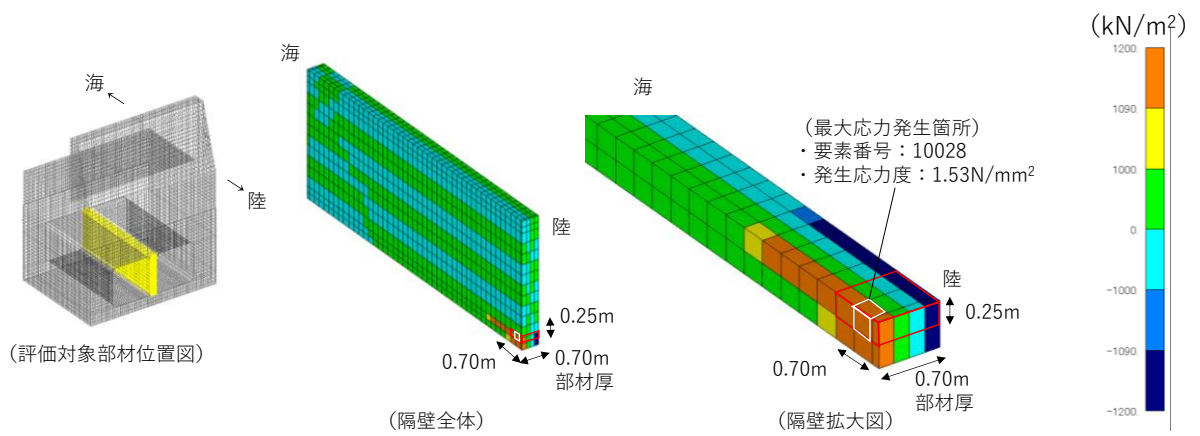


図 6-3 平均化の概要図（せん断応力度（面外），隔壁）
 （S s - N 1（-+），解析ケース③）

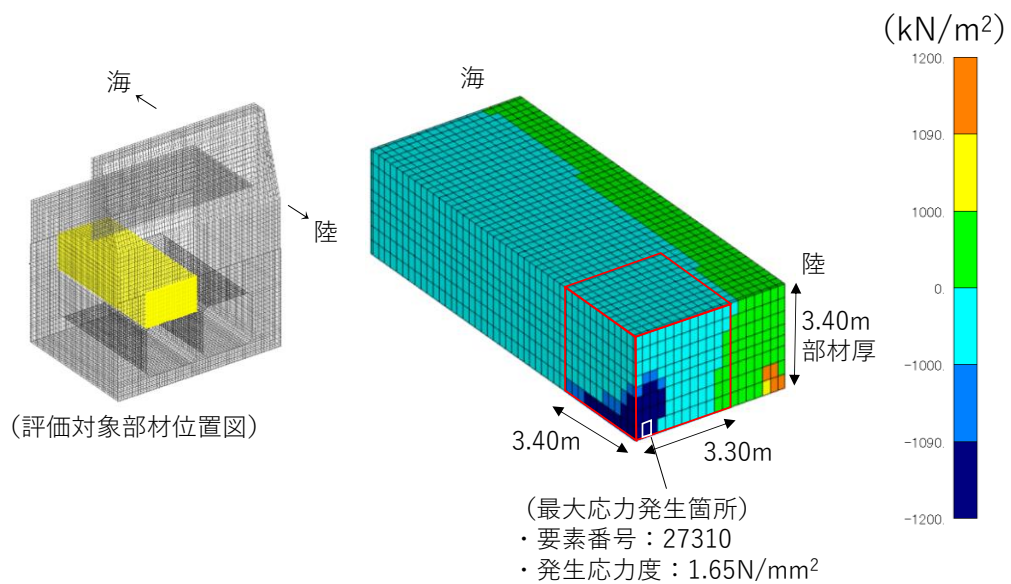


図 6-4 平均化の概要図（せん断応力度（面外），頂版）
 （S s - D（+-），解析ケース①）

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* (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値* ¹
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* ² (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。

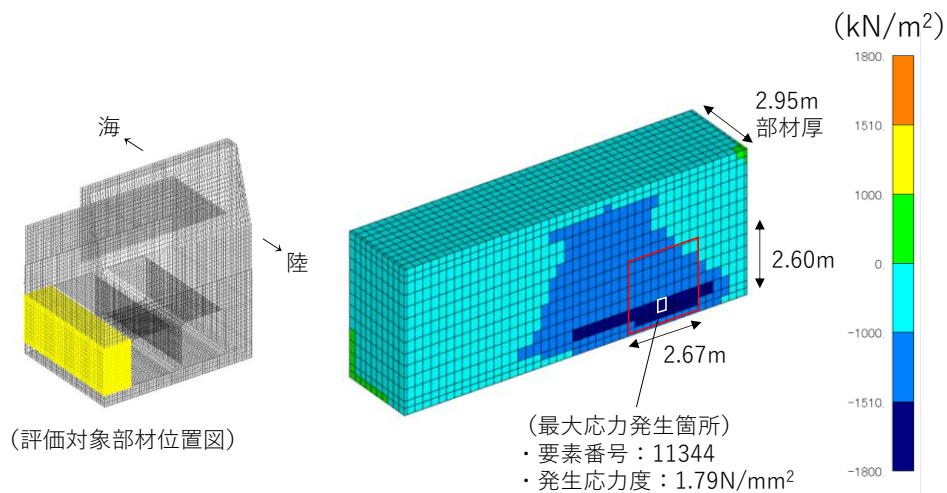


図 7-1 平均化の概要図（せん断応力度（面内），側壁）
（S s - N 1（-+），解析ケース③）

(参考資料 6) ケーソン及び重力擁壁の一体性について

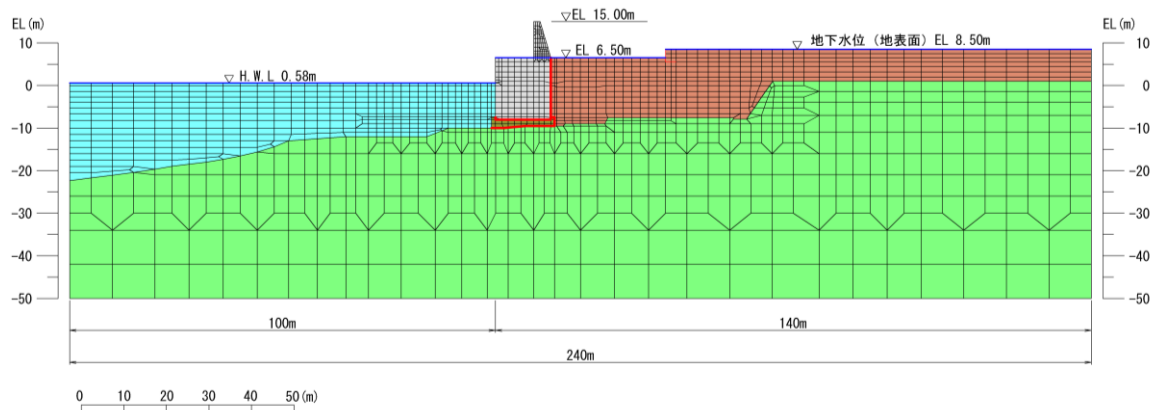
1. 概要

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。

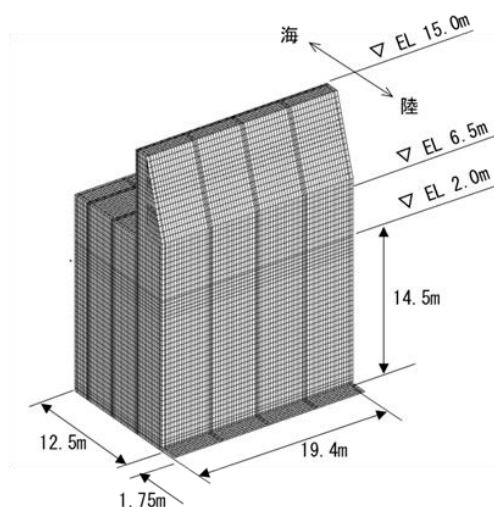
②-②断面及び④-④断面は，ケーソン内を中詰材（コンクリート，銅水砕スラグ又は砂）により中詰めし，その上部に蓋コンクリートを打設しており，蓋コンクリート天端をケーソン天端から20cm下げて打設することで，ケーソン及び重力擁壁を一体構造としている（図1-2）。

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）

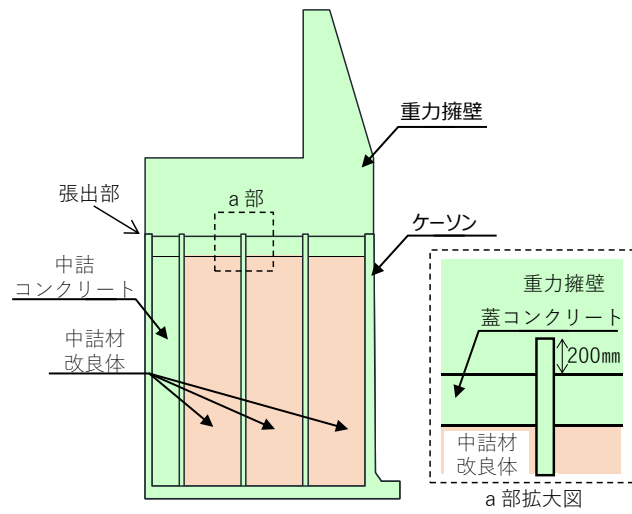


図 1-2 防波壁（波返重力擁壁）構造概要図（②-②断面）

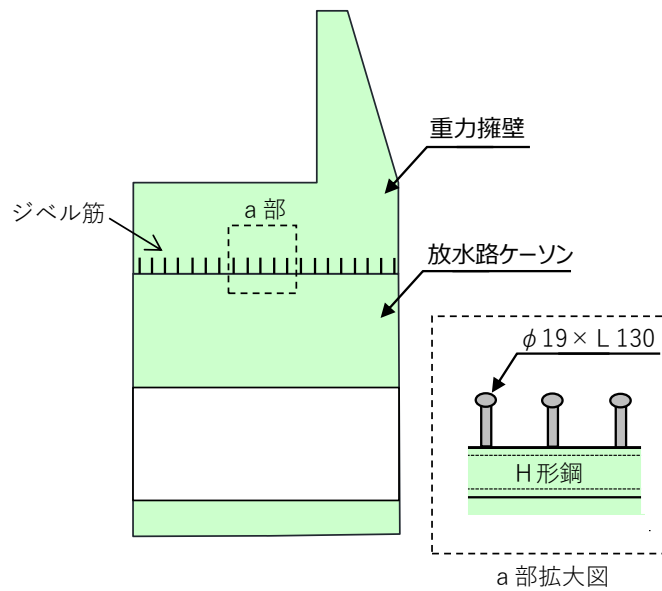


図 1-3 防波壁（波返重力擁壁）構造概要図（③-③断面）

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量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	津波時			地震時		
	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	1,888	1.25	2,360	900	430	1,330
③-③断面	1,888	1.36	2,568	900	450	1,350
④-④断面	2,397	1.31	3,140	835	431	1,266

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（平成 14 年）」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。

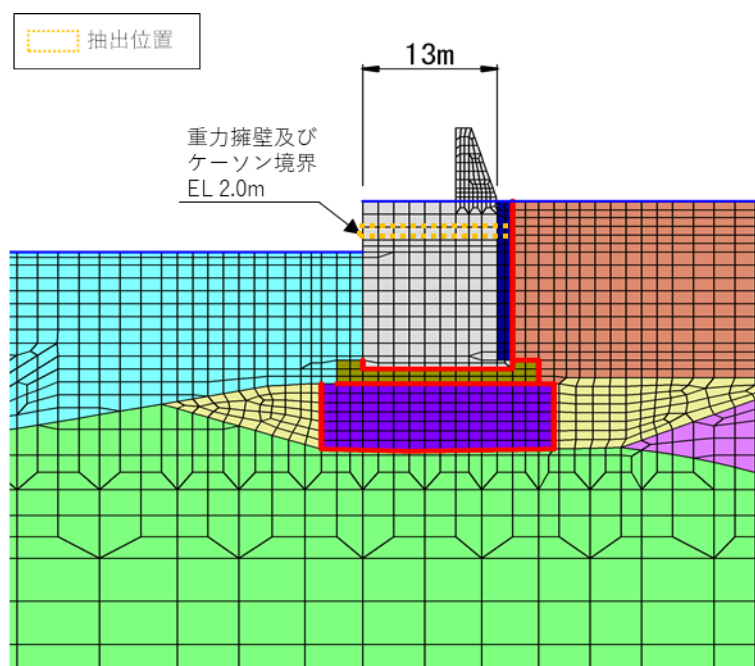


図 2-1 応力抽出位置（②-②断面）

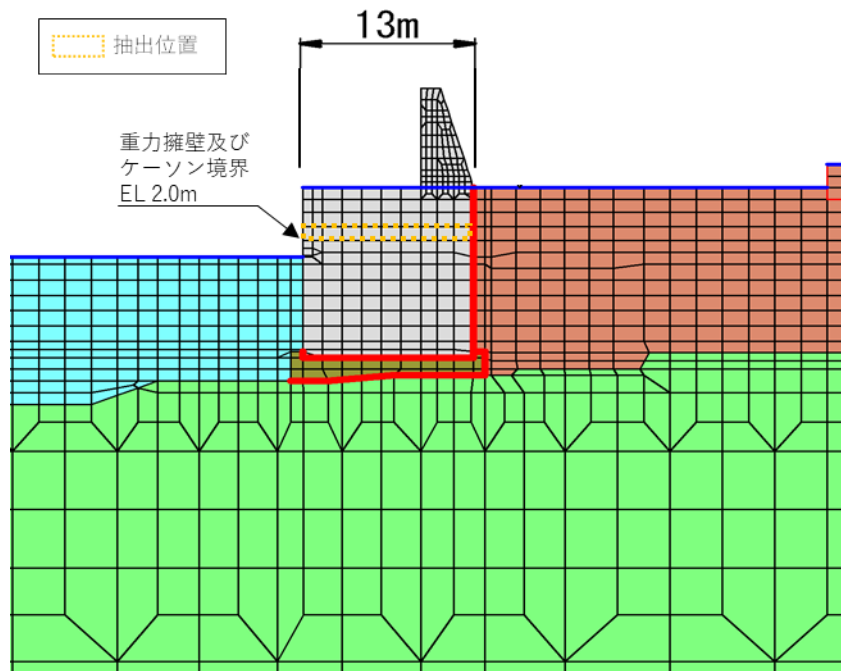


図 2-2 応力抽出位置 (③-③断面)

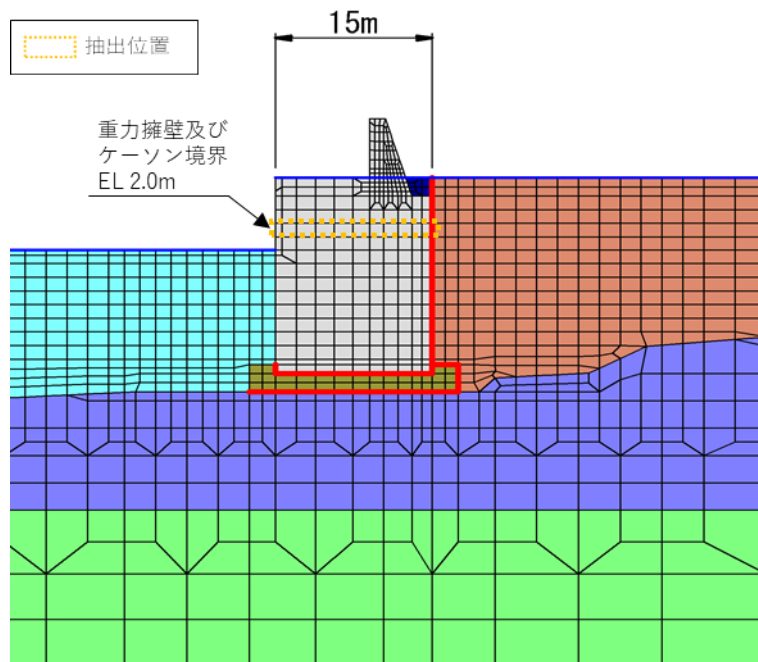


図 2-3 応力抽出位置 (④-④断面)

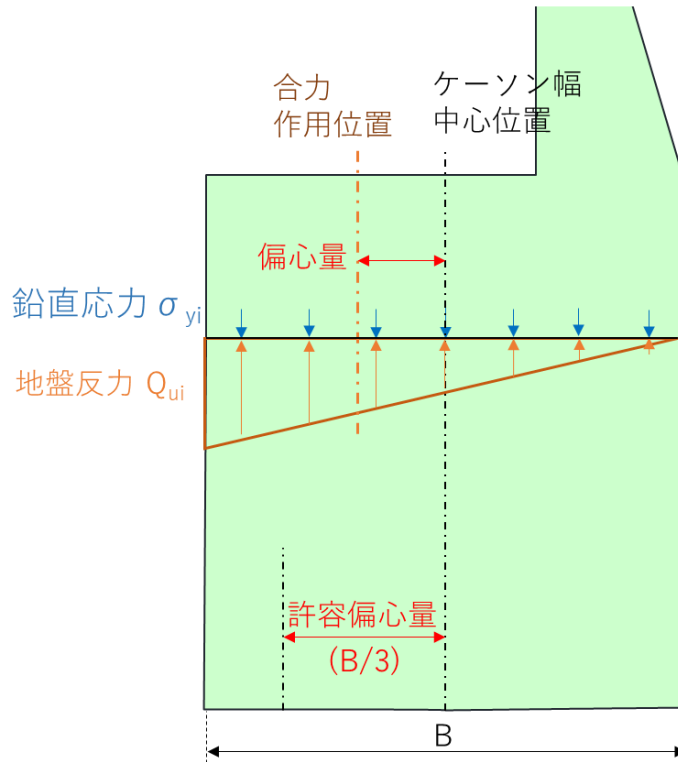


図 2-4 偏心量算定の概念図

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（2002）」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)

τ_{a1} : 「コンクリート標準示方書（2002）」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 (mm^2)

τ_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、 $120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とする。

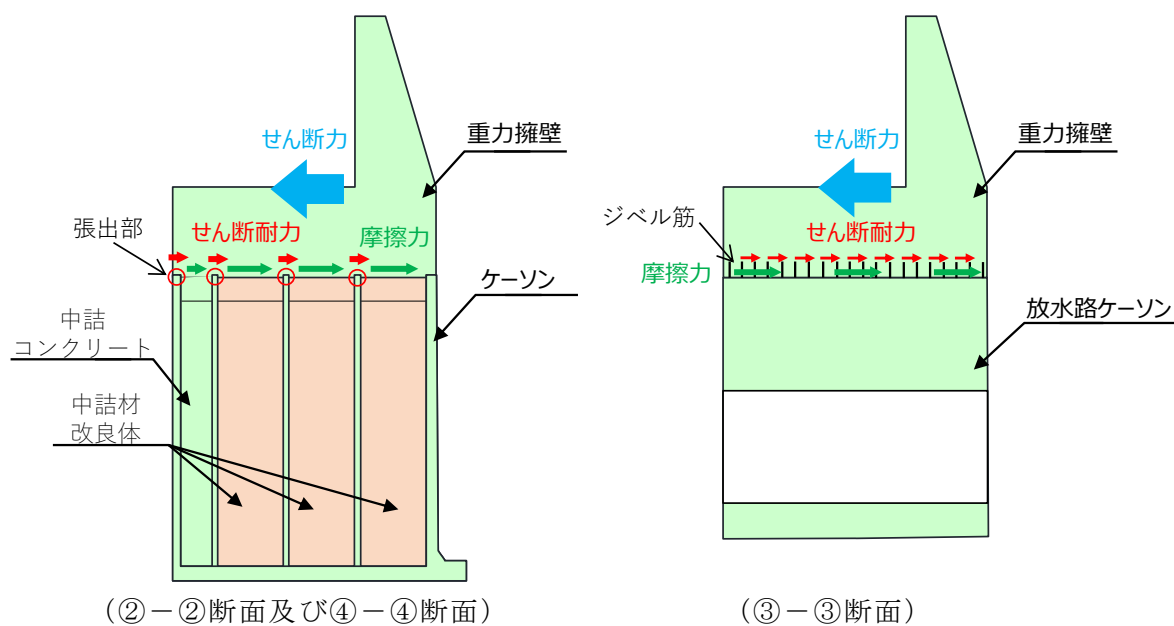


図 2-5 重力擁壁の滑動に対する検討の概念図

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 ²)	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
③-④断面	ジベル筋 (SS400)	7,205 mm ²	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*：「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。

2.3 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 2002」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（参考資料 3 参照）設計一軸圧縮強度 3.0N/mm^2 とする。

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 (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 _s -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 _s -F1	++	0.6	4.3	0.14
S _s -F2	++	0.7	4.3	0.16
S _s -N1	++	1.0	4.3	0.25
	-+	0.4	4.3	0.10
S _s -N2 (NS)	++	0.5	4.3	0.12
	-+	0.3	4.3	0.08
S _s -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 _s -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 _s -F 1	++	1.6	4.3	0.37
S _s -F 2	++	1.0	4.3	0.24
S _s -N 1	++	1.7	4.3	0.40
	-+	1.2	4.3	0.30
S _s -N 2 (NS)	++	1.5	4.3	0.34
	-+	1.2	4.3	0.27
S _s -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 _s -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 _s -F 1	++	2.4	5.0	0.48
S _s -F 2	++	2.3	5.0	0.46
S _s -N 1	++	3.4	5.0	0.68
	-+	3.4	5.0	0.68
S _s -N 2 (NS)	++	2.9	5.0	0.59
	-+	2.5	5.0	0.51
S _s -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 _s -D	++	1128	1779	0.64
	-+	941	1586	0.60
	+-	623	1410	0.45
	--	1038	1725	0.61
S _s -F1	++	623	1410	0.45
S _s -F2	++	1048	1709	0.62
S _s -N1	++	1115	1651	0.68
	-+	1034	1627	0.64
S _s -N2 (NS)	++	447	1213	0.37
	-+	902	1631	0.56
S _s -N2 (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 _s -D	++	1510	2143	0.71
	-+	785	1462	0.54
	+-	1594	2197	0.73
	--	1251	1921	0.66
S _s -F 1	++	665	1442	0.47
S _s -F 2	++	725	1447	0.51
S _s -N 1	++	1166	1873	0.63
	-+	1633	2051	0.80
S _s -N 2 (NS)	++	942	1702	0.56
	-+	806	1540	0.53
S _s -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 _s -D	++	1950	2144	0.92
	-+	1429	1761	0.82
	+-	1826	2068	0.89
	--	1506	1873	0.81
S _s -F 1	++	1551	2114	0.74
S _s -F 2	++	1039	1601	0.65
S _s -N 1	++	1286	1482	0.87
	-+	1872	1932	0.97
S _s -N 2 (NS)	++	653	1173	0.56
	-+	885	1393	0.64
S _s -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 P (N/mm ²)	支圧強度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _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 -F1	++	0.46	3.0	0.16
S _s -F2	++	0.50	3.0	0.17
S _s -N1	++	0.70	3.0	0.24
	-+	0.37	3.0	0.13
S _s -N2 (NS)	++	0.38	3.0	0.13
	-+	0.40	3.0	0.14
S _s -N2 (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 P (N/mm ²)	支圧強度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
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 P (N/mm ²)	支圧強度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _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。

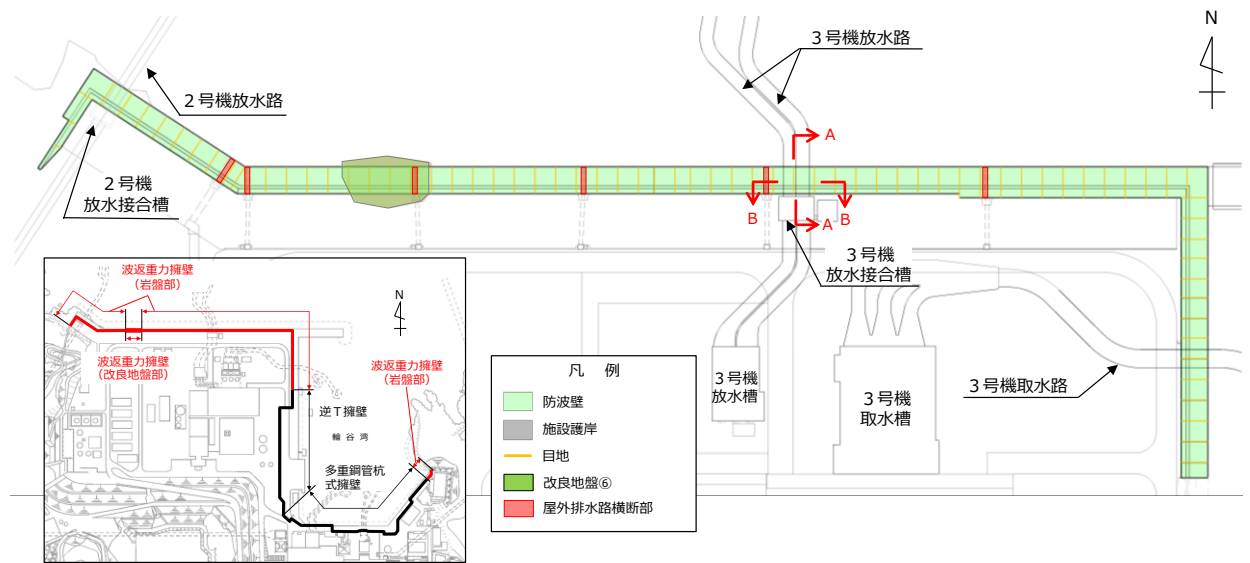
(参考資料7) 放水路ケーソンの耐震評価について

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，「TDA 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。

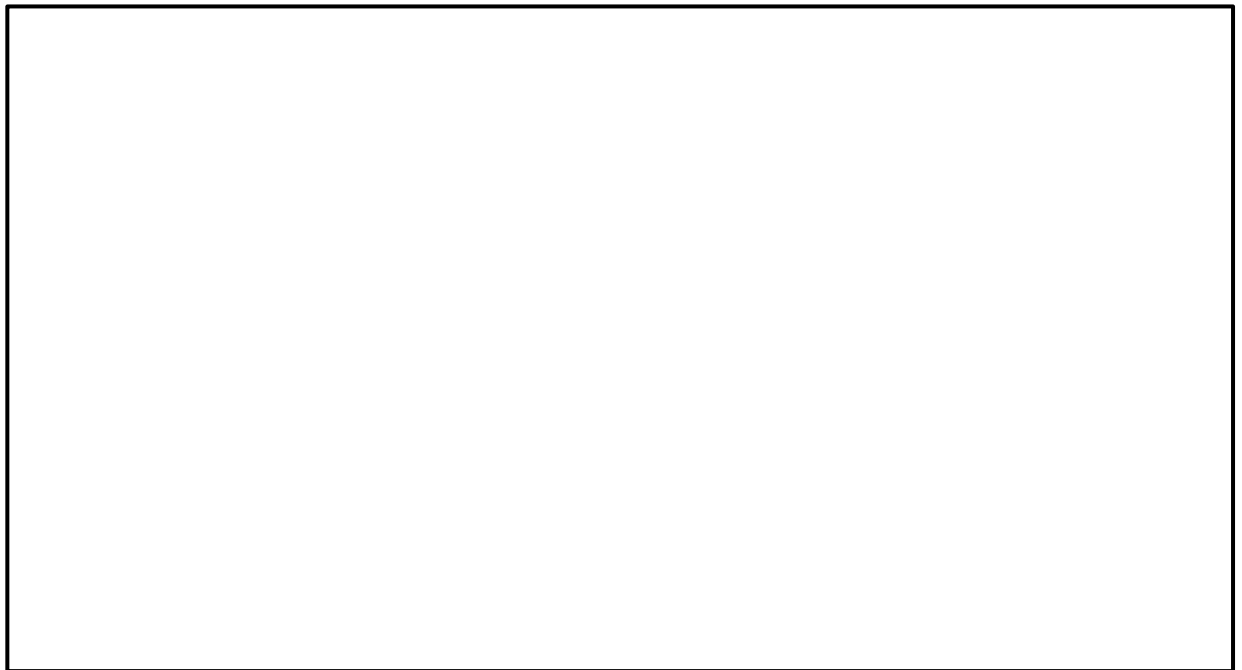


図2-1 解析モデル（B－B断面）

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 α ， β 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

α ， β : 係数

表 2-1 Rayleigh 減衰における係数 α ， β の設定結果

評価対象断面	α	β
③-③断面 (法線方向断面)	1.906	4.381×10^{-4}

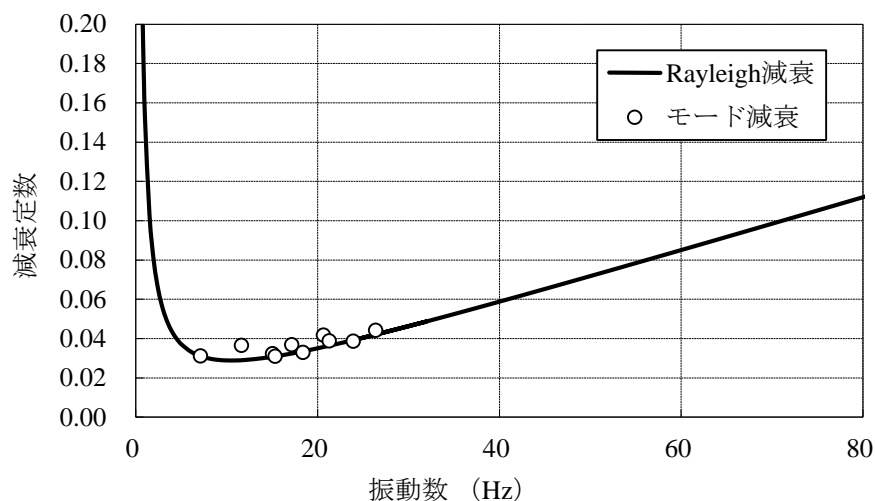
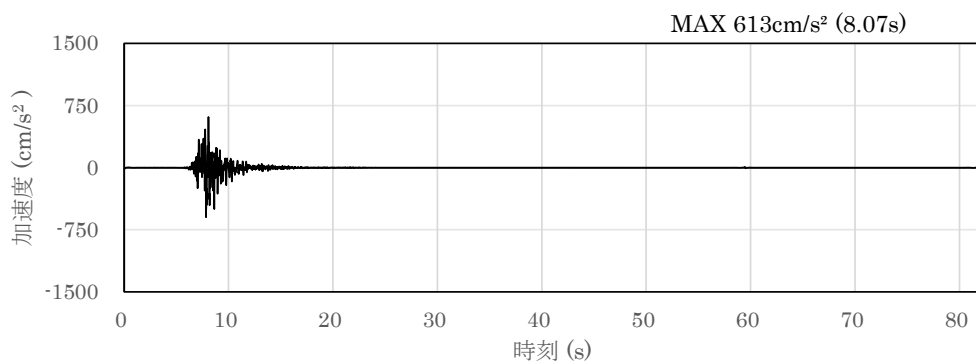


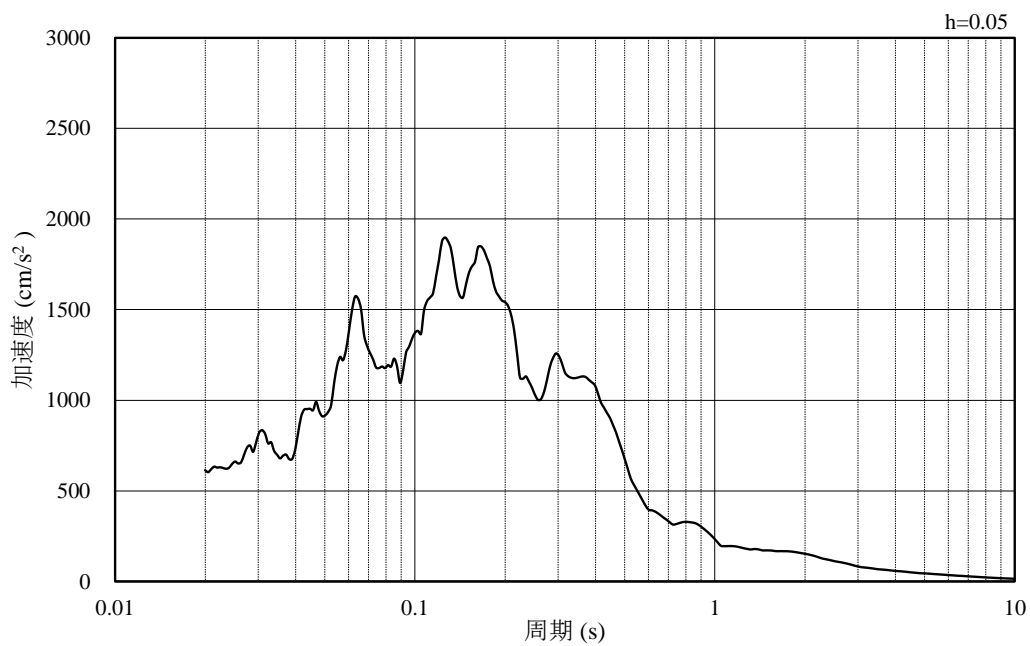
図 2-2 設定した Rayleigh 減衰

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。

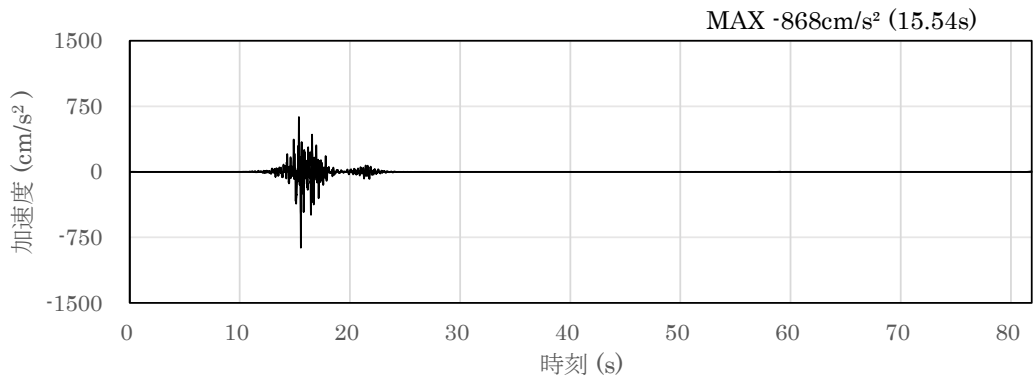


(a) 加速度時刻歴波形

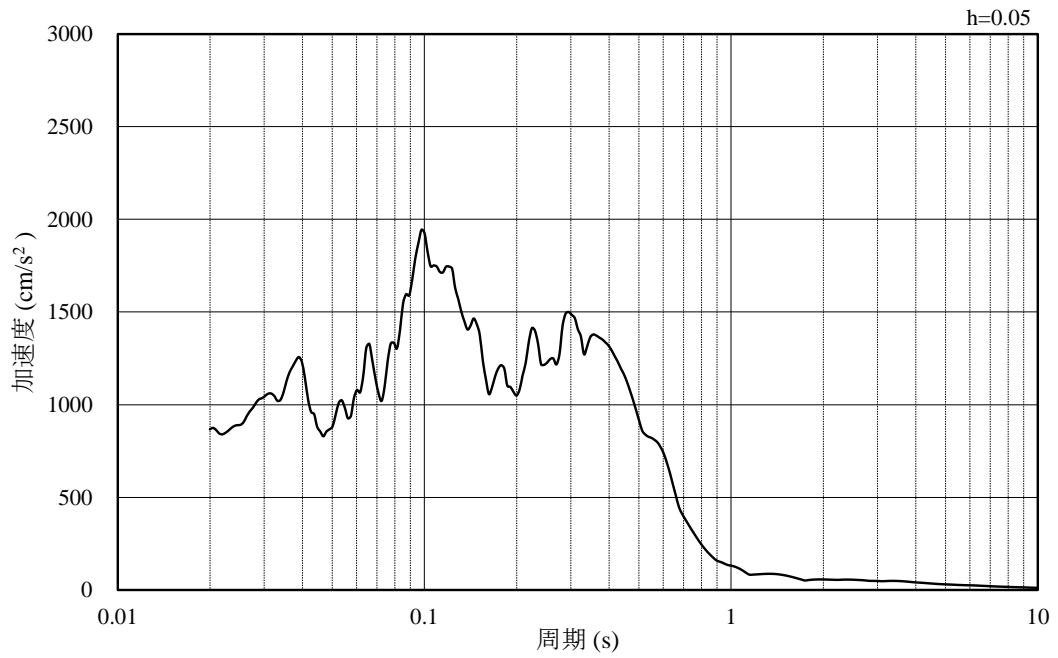


(b) 加速度応答スペクトル

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 τ_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、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 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 ²)	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、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\cong 26.57^\circ$ 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($\mu=0.60$) $\phi=\tan^{-1}(\mu)\cong 30.96^\circ$ と設定

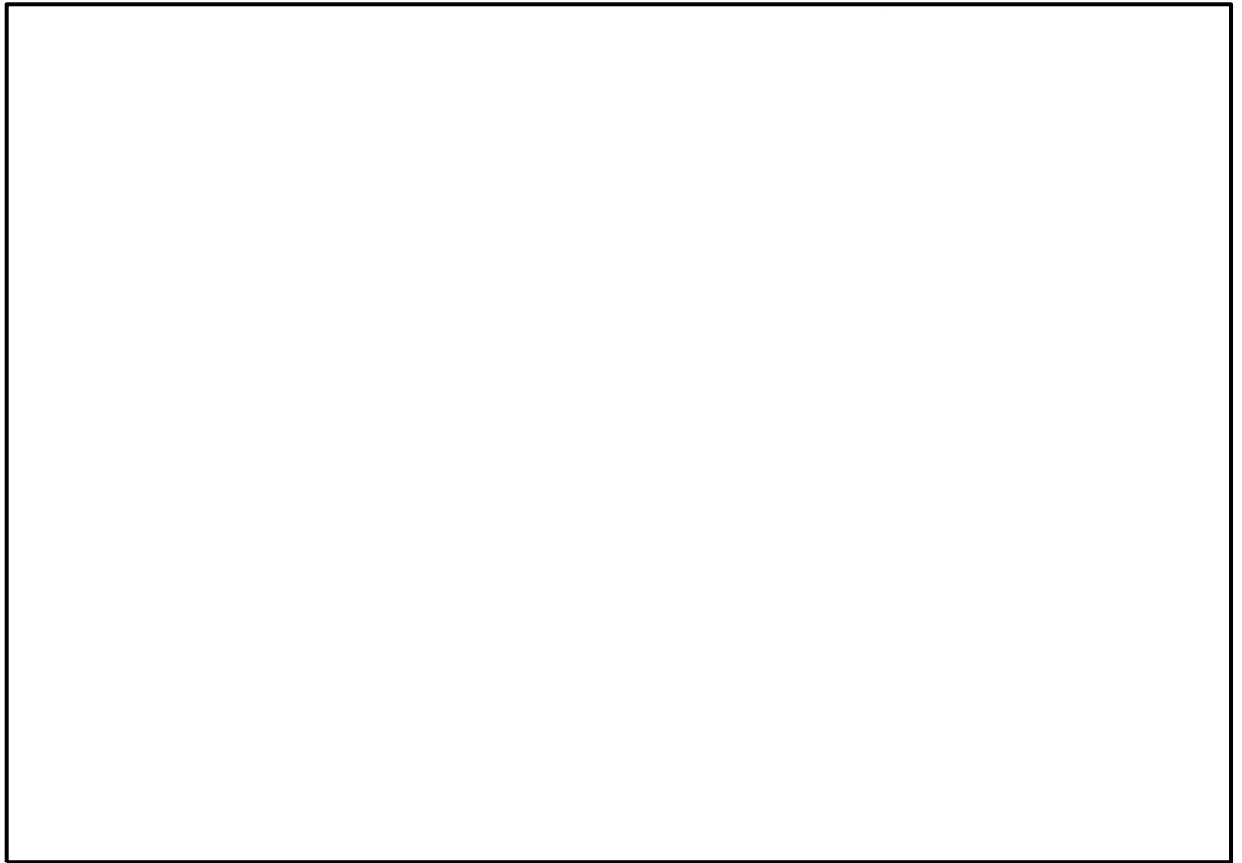


図 2-5 ジョイント要素の配置図
(B-B断面)

ジョイント要素のばね定数は、「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 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 (kN/m^2)	圧縮剛性 k_n (kN/m^2)
境界 1, 2, 3	1.0×10^7	1.0×10^7

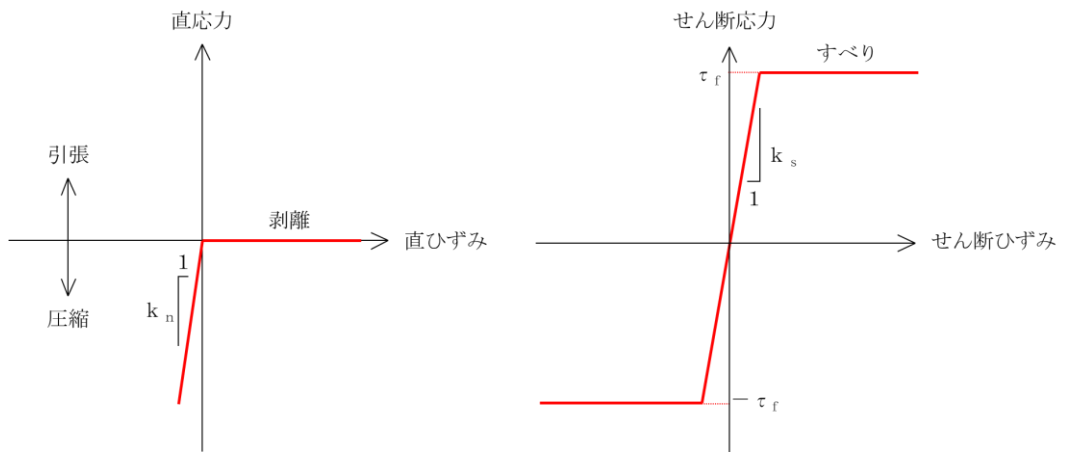


図 2-6 ジョイント要素の力学特性

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 24.0 N/mm ²
	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 24.0 N/mm ²
	MMR	設計基準強度 24.0 N/mm ²

表 2-5 材料の物性値

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

注記*1：コンクリート標準示方書(2002)

*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、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、曲げ引張応力度及び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。放水路ケーソンの許容限界を表 2-6 に示す。

a. 曲げ軸力照査

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. 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 ²) *		準拠基準
コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	コンクリート標準示方書 (2002)
	許容せん断応力度 τ_{al}	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 ²)	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部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
(放水路ケーソン)

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*	曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
①	S s - D	(++)	隔壁	3.40	13.5	追面
		(-+)	隔壁	3.70	13.5	
		(+-)	隔壁	3.30	13.5	
		(--)	隔壁	3.80	13.5	
	S s - F 1	(++)	隔壁	3.10	13.5	
	S s - F 2	(++)	隔壁	3.40	13.5	
	S s - N 1	(++)	隔壁	3.60	13.5	
		(-+)	隔壁	3.10	13.5	
	S s - N 2 (NS)	(++)	隔壁	3.10	13.5	
		(-+)	隔壁	3.10	13.5	
	S s - N 2 (EW)	(++)	隔壁	3.00	13.5	
		(-+)	隔壁	3.00	13.5	

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
(放水路ケーソン)

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*1	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}	
①	S s - D	(++)	側壁	0.65*2 (1.08)*3	0.67	追而	
		(-+)	底版	追而	0.67		
		(+-)	側壁		0.67		
		(--)	底版		0.67		
	S s - F 1	(++)	底版		追而		0.67
	S s - F 2	(++)	底版				0.67
	S s - N1	(++)	底版				0.67
		(-+)	側壁				0.67
	S s - N 2 (NS)	(++)	底版				0.67
		(-+)	底版				0.67
	S s - N 2 (EW)	(++)	底版				0.67
		(-+)	底版				0.67

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

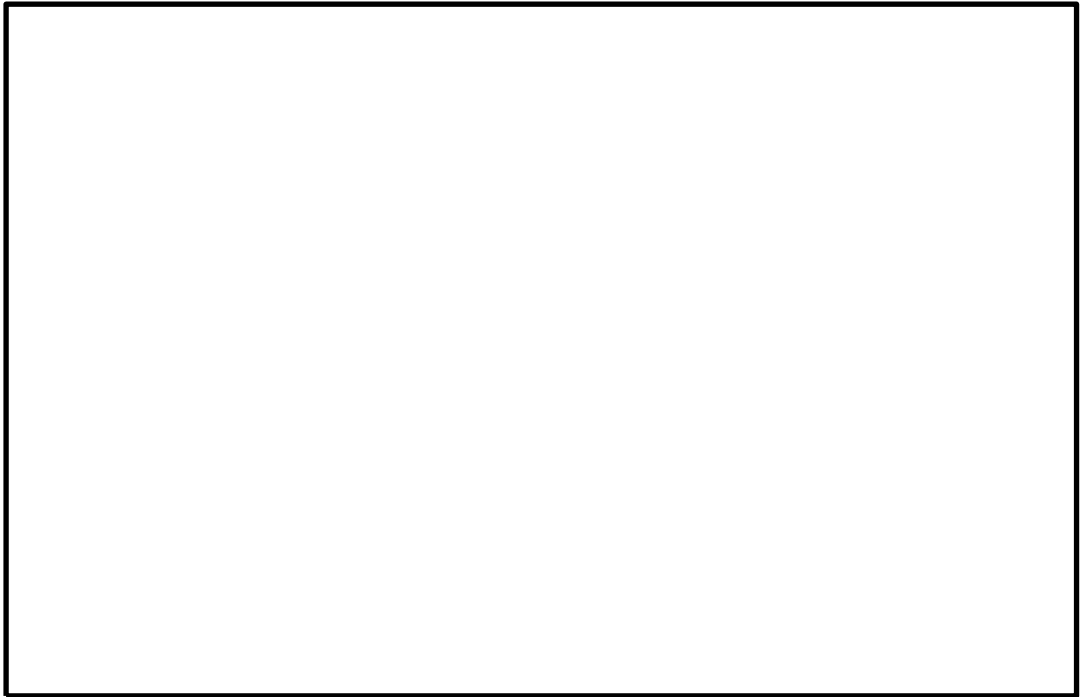


図 2-7 発生応力度の平均化を実施した範囲（せん断応力度）

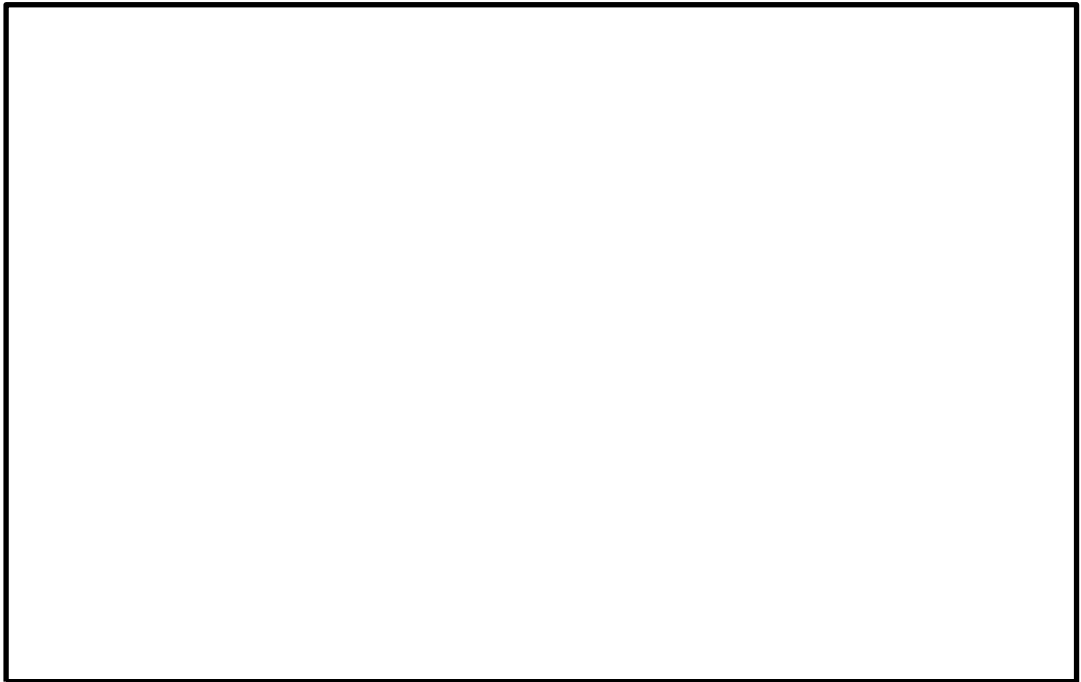


図 2-8 最大応力度分布図（S_s-D（+-）, せん断応力度）

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
(放水路ケーソン)

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*1	引張応力度 σ_s (N/mm ²)	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)	照査値 σ_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*2 (1.90)*3	1.91	0.64*2 (1.00)*3
	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

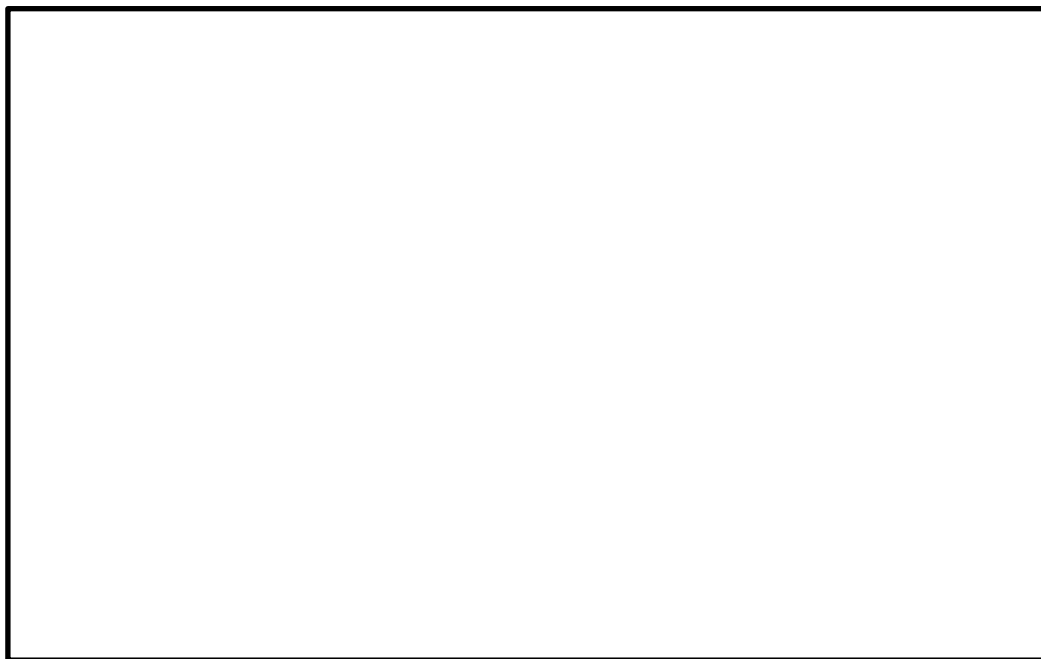


図 2-9 発生応力度の平均化を実施した範囲（引張応力度）



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。

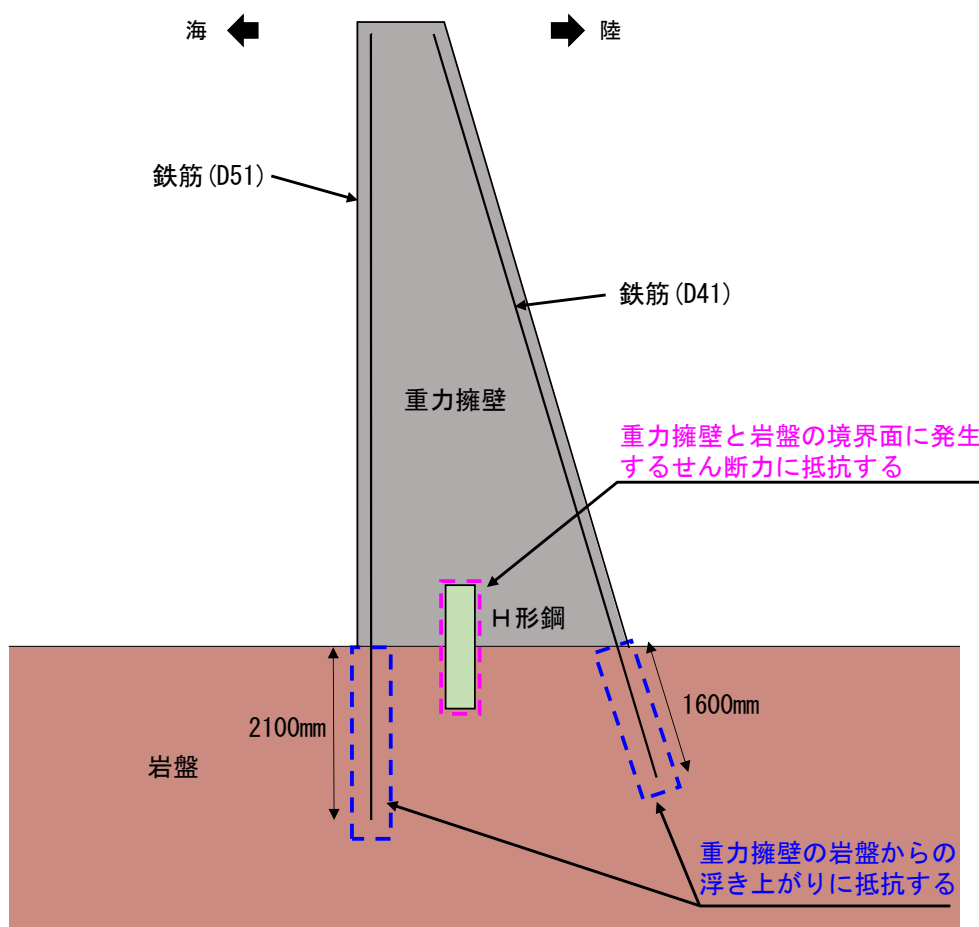


図 1-1 重力擁壁と岩盤の一体性の概念図

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、許容限界の設定に当たっては、「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、鉄筋は岩盤を削孔して建て込み、鉄筋を岩盤に定着させるために鉄筋定着部の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鉄筋がグラウトから引抜けないこと及び②グラウトが岩盤から引抜けないことを確認項目とする。鉄筋がグラウトから引抜けないために、「設計・施工基準」に基づき、鉄筋の引抜抵抗力を算定し、算定値に対して作用荷重が下回ることを確認する。また、グラウトが岩盤から引抜けないために、「設計・施工基準」に基づき、グラウトと岩盤の摩擦抵抗に対して作用荷重が下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。

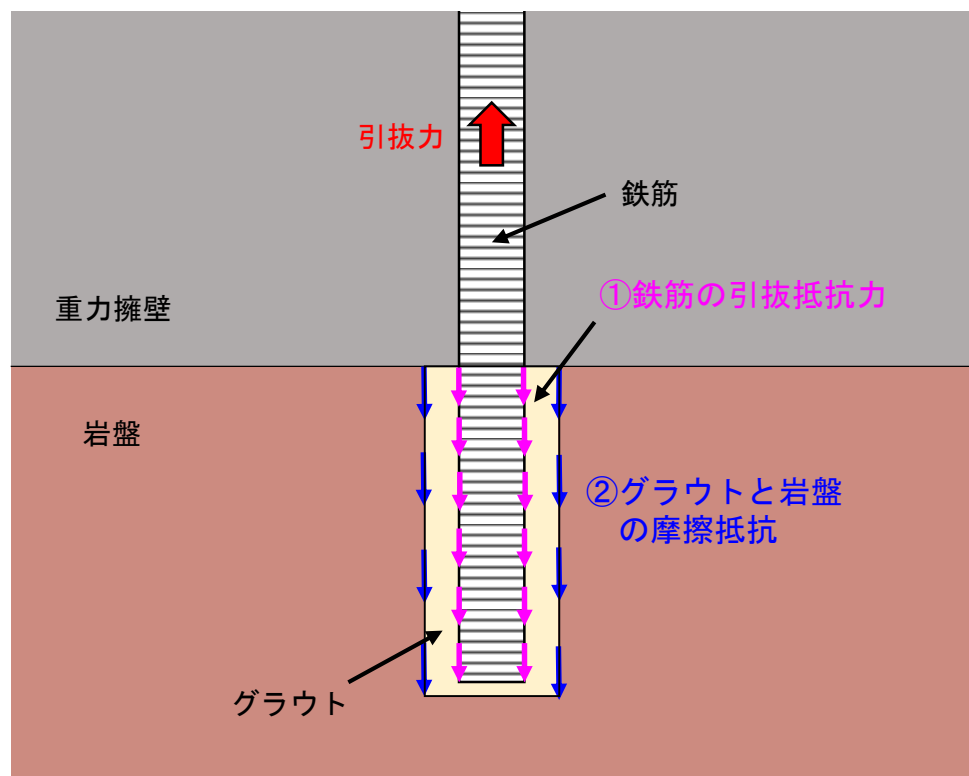


図3-1 確認項目のイメージ

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、鉄筋に作用する引抜力を算定する。なお、鉄筋に作用する引抜力は、「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、水圧及び漂流物衝突荷重とする。鉄筋に生じる最大引抜力は、「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、鉄筋に生じる最大引抜力は、海側の鉄筋において 275kN となる。

地震時及び津波時において、鉄筋に作用する最大引抜力を表 3-1 に示す。

表 3-1 鉄筋に作用する最大引抜力

荷重	検討位置 (鉄筋径)	曲げモーメント (kN・m)	最大引抜力 (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 ²

3.4 許容限界

3.4.1 鉄筋の引抜抵抗力

鉄筋の引抜抵抗力は、「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 : 鉄筋の引抜抵抗力

τ_{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抵抗力を表 3-4 に示す。

解説表-6.2 許容付着応力度¹⁰⁾ (N/mm²)

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抵抗力

検討位置 (鉄筋径)	鉄筋の引抜抵抗力 (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_H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/mm²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¹⁾⁾

地盤の種類			摩擦抵抗(MN/m ²)
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 ² ）
海側（D51）	75	235.6	2100	4.95×10 ⁵
陸側（D41）	65	204.2	1600	3.27×10 ⁵

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

4. 検討結果

鉄筋に生じる最大引抜力及び許容限界を表 4-1 に示す。

鉄筋の引抜抵抗力及びグラウトと岩盤の摩擦抵抗に対して、地震時及び津波時の作用荷重が下回ることを確認した。

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から重力擁壁の浮き上がりは発生しないこと、H形鋼における発生応力度が許容限界以下であることを踏まえると、⑤-⑤断面の重力擁壁下端の境界条件は妥当であることを確認した。

表 4-1 鉄筋に生じる最大引抜力及び許容限界

荷重	検討位置 (鉄筋径)	最大引抜力 (kN)	許容限界	
			鉄筋の引抜抵抗力 (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

- 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	36
4.2.1 荷重の組合せ	36
4.2.2 荷重の設定	38
4.2.3 荷重の算定	40
4.3 許容限界	49
4.3.1 使用材料	49
4.3.2 許容限界	50
4.4 評価方法	51
4.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	51
4.4.2 漂流物対策工（鋼材）	52
4.5 評価条件	57
4.6 応力計算	60
4.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	60
4.6.2 漂流物対策工（鋼材）	62
4.7 評価結果	69
4.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	69
4.7.2 漂流物対策工（鋼材）	70
5. 強度計算	71
5.1 強度計算方法	71
5.2 荷重及び荷重の組合せ	71

5.2.1	荷重の組合せ	71
5.2.2	荷重の設定	75
5.2.3	荷重の算定	77
5.3	許容限界	81
5.3.1	使用材料	81
5.3.2	許容限界	81
5.4	評価方法	82
5.4.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	82
5.4.2	漂流物対策工（鋼材）	83
5.5	評価条件	84
5.6	応力計算	85
5.6.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	85
5.6.2	漂流物対策工（鋼材）	87
5.7	評価結果	91
5.7.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	91
5.7.2	漂流物対策工（鋼材）	91
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基本方針」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、「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。

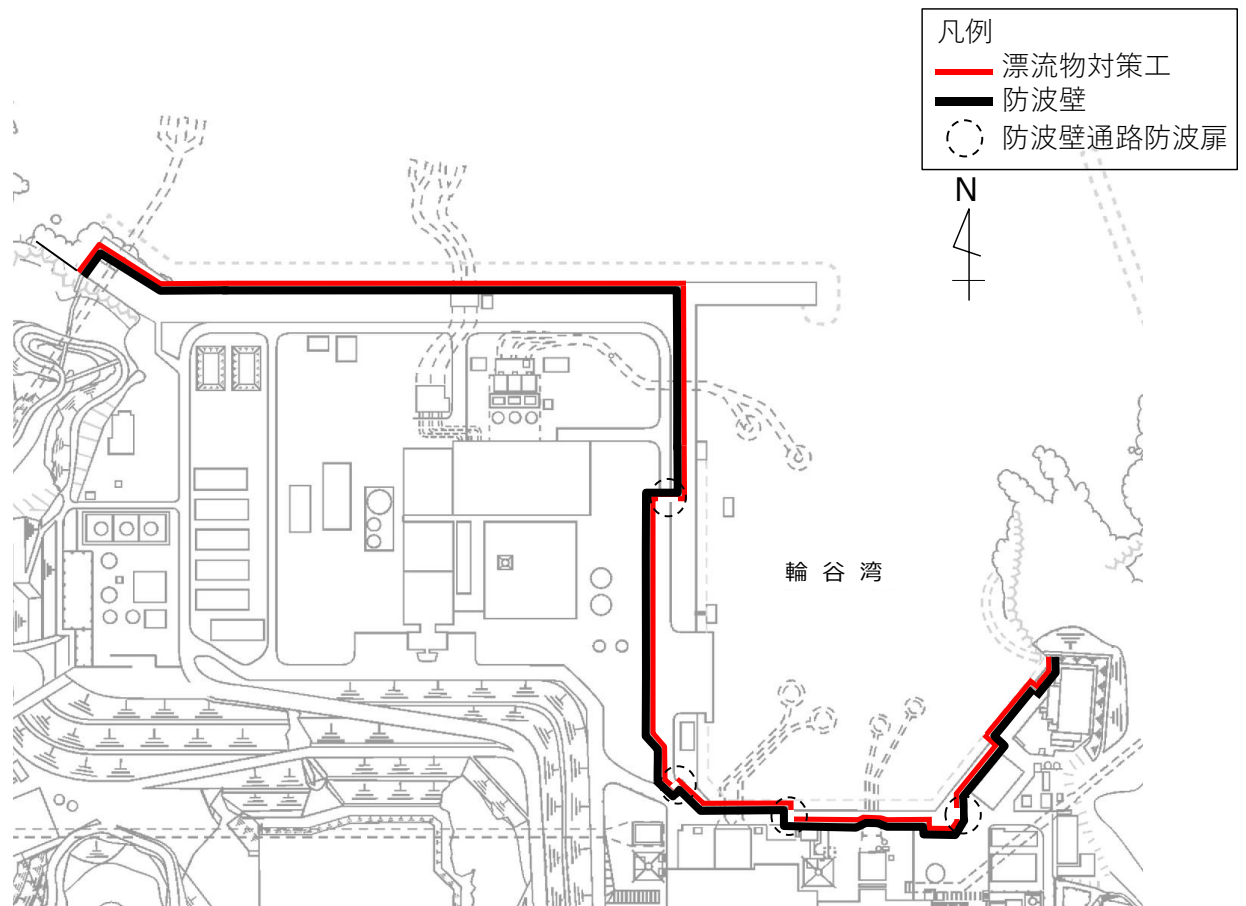


図 2.1-1 漂流物対策工の設置範囲

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。

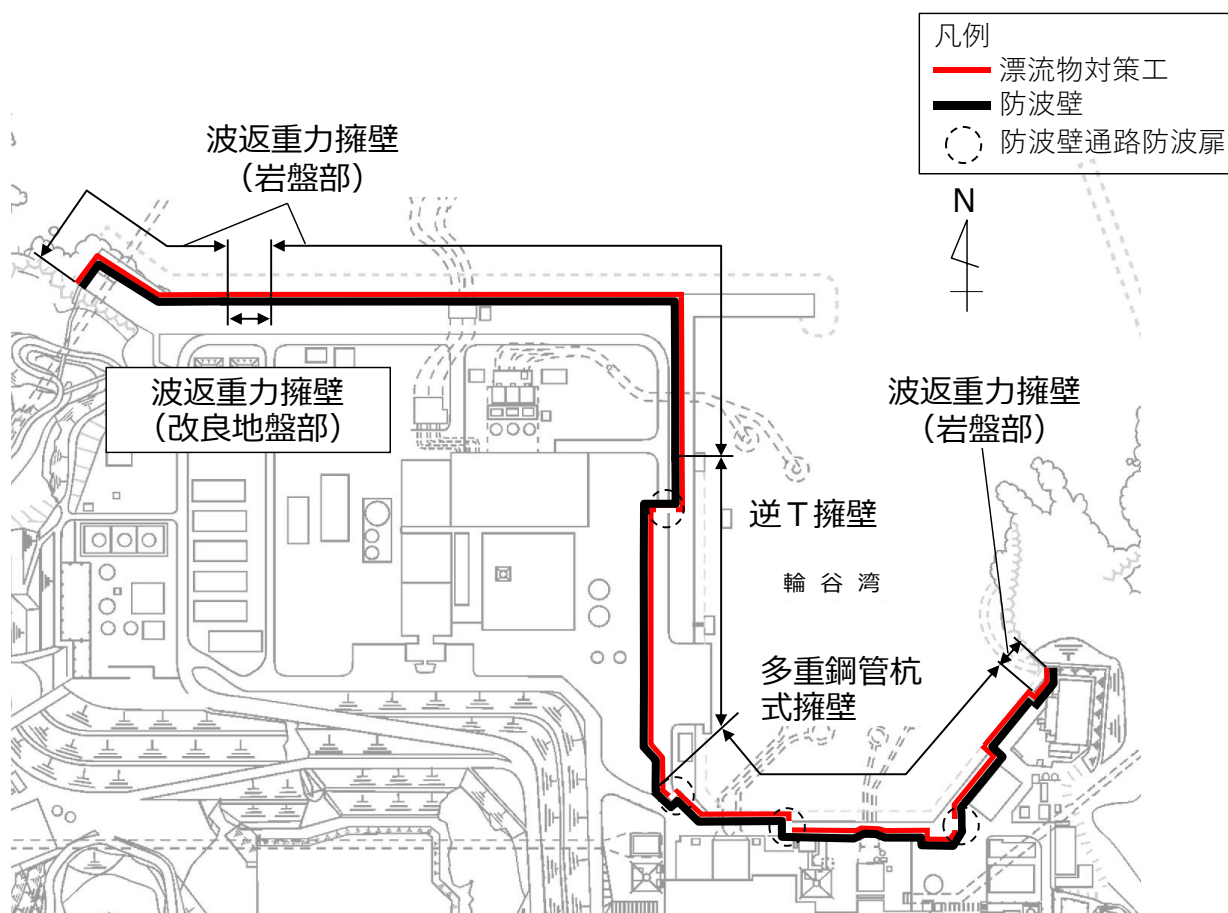


図 2.2-1 漂流物対策工の配置図

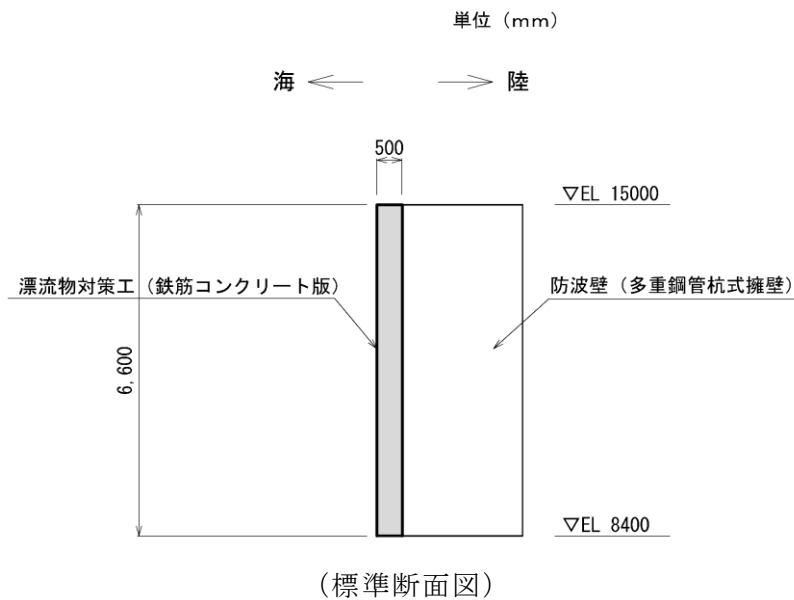
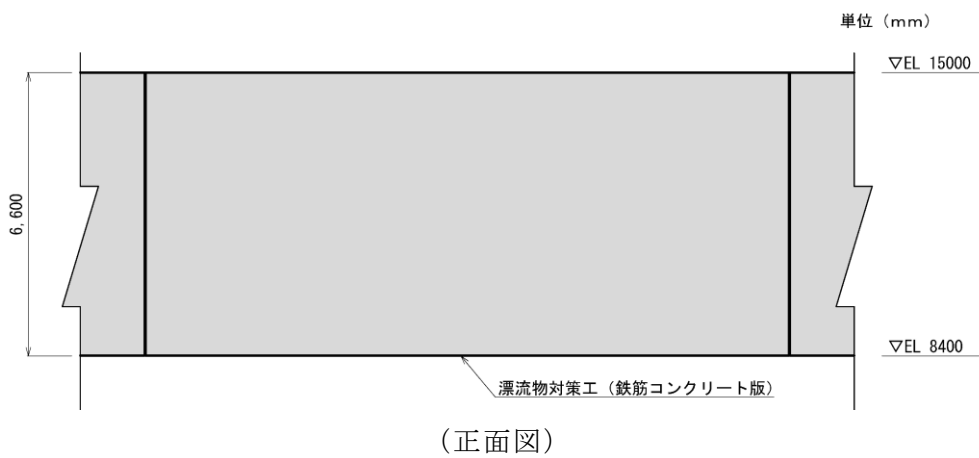
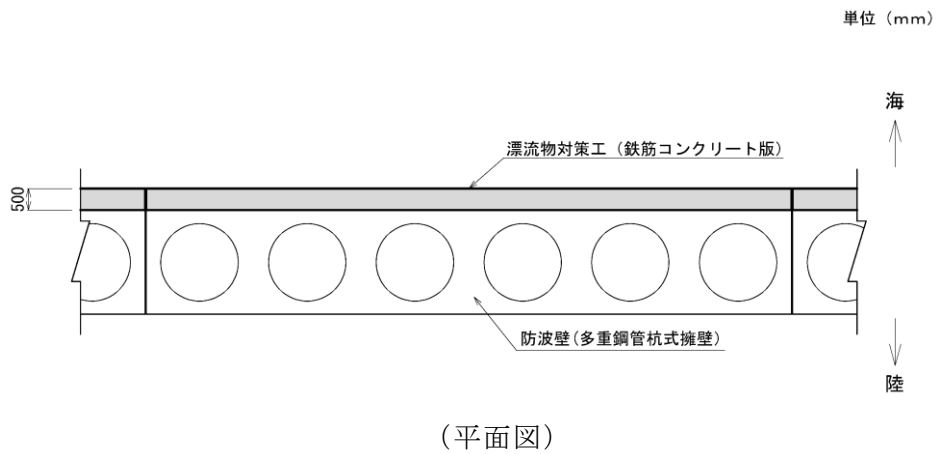
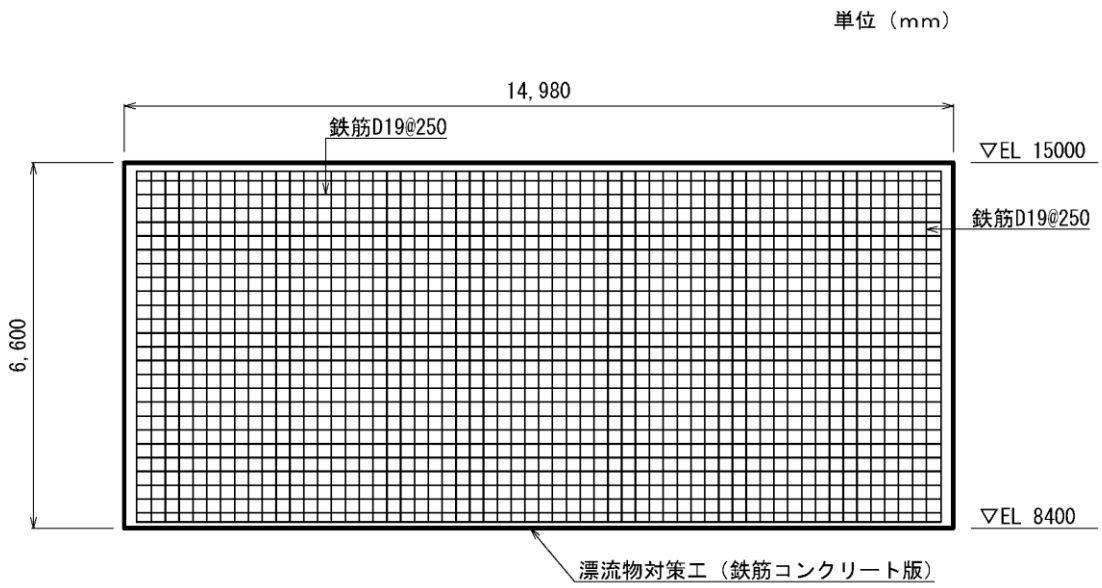
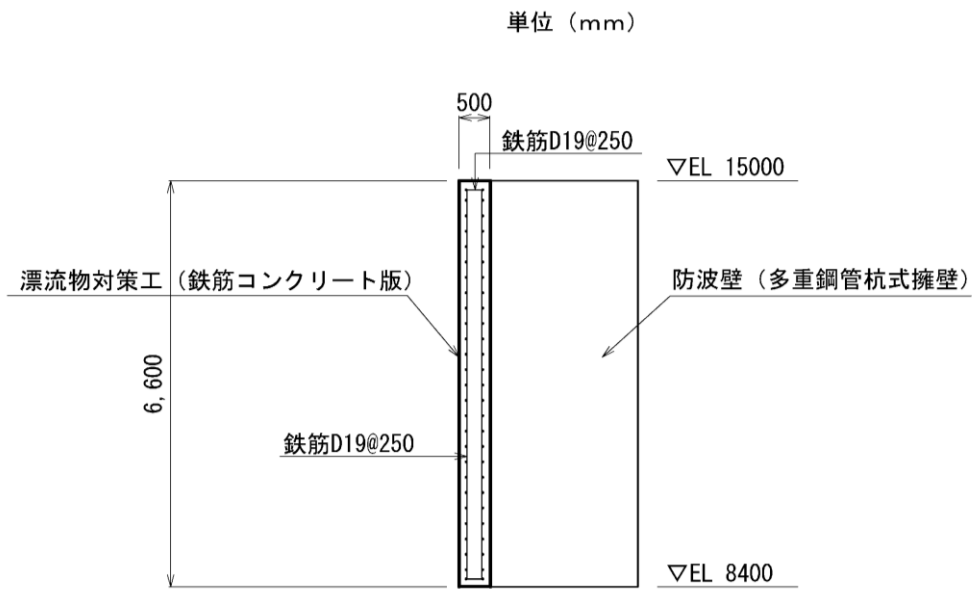


図 2.2-2(1) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要

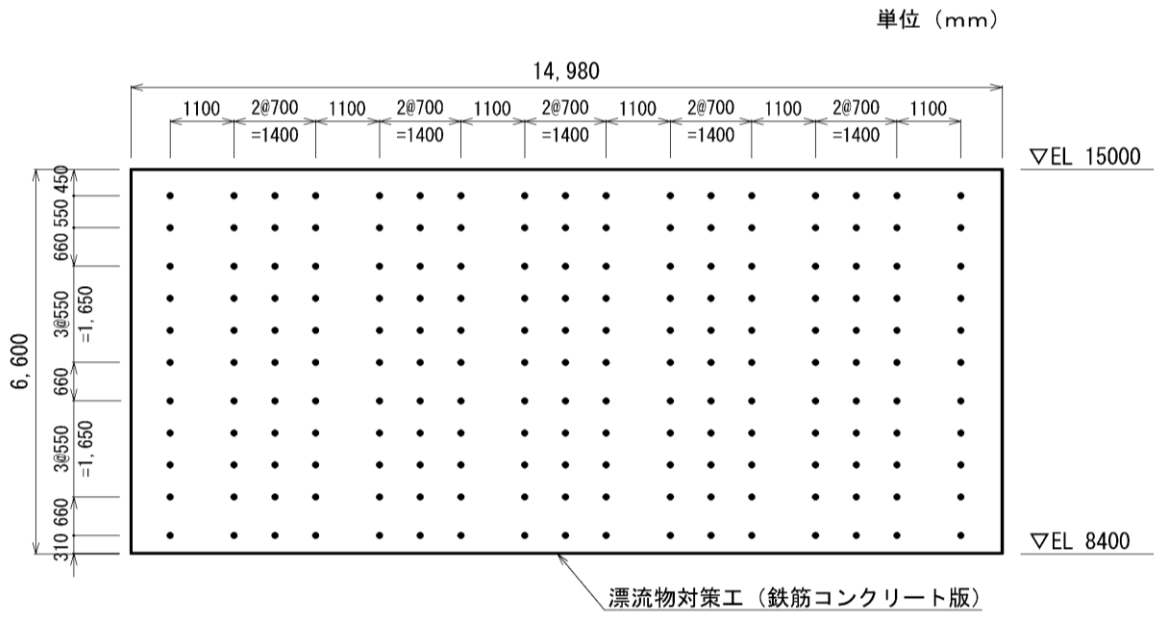


(概略配筋図 (正面図))

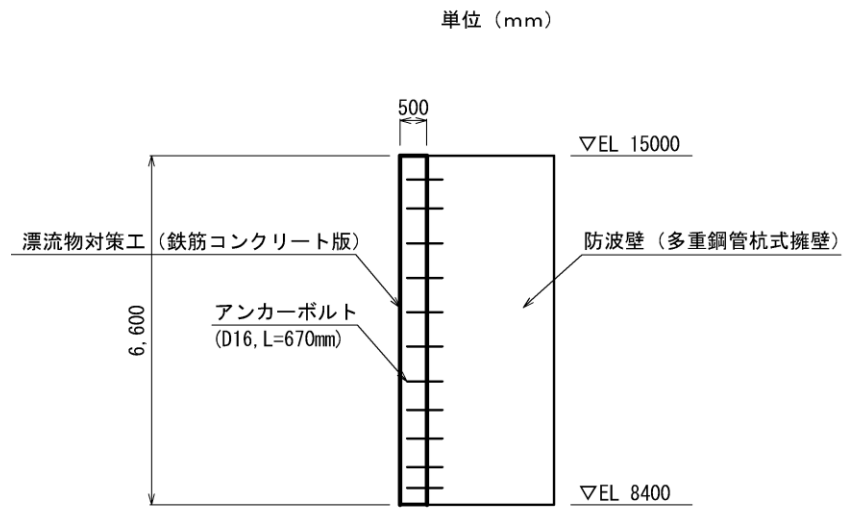


(概略配筋図 (断面図))

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

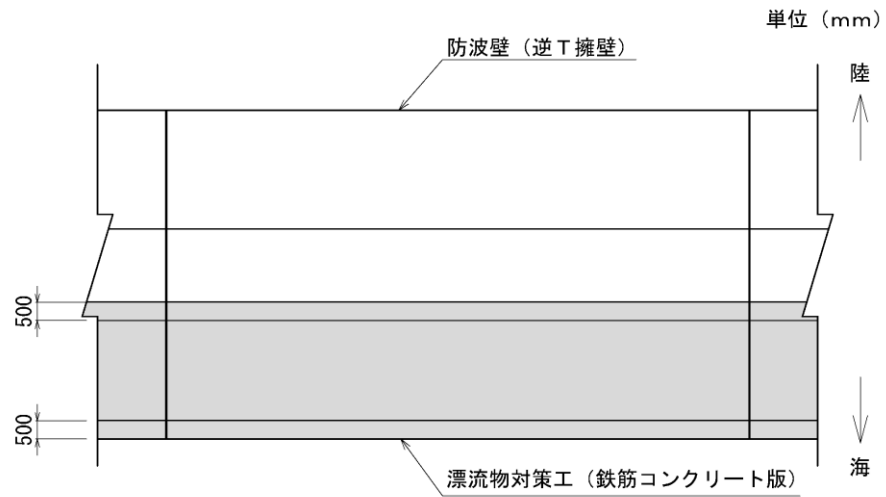


(アンカーボルト配置図 (正面図))

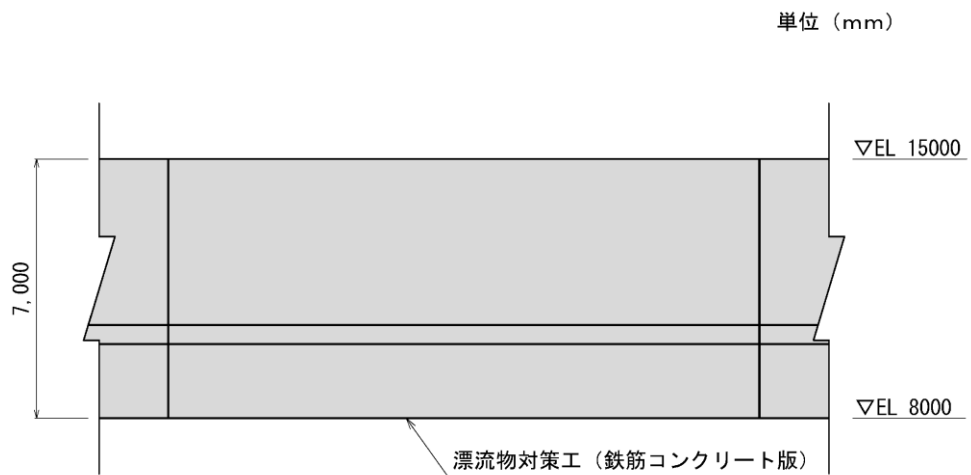


(アンカーボルト配置図 (断面図))

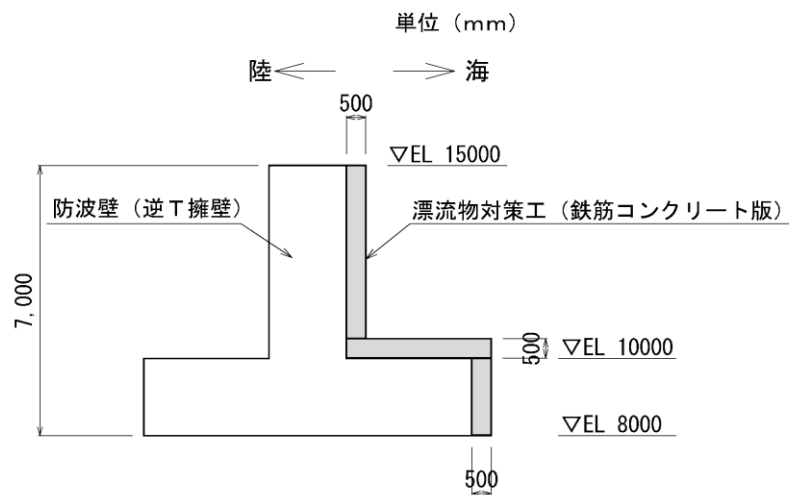
図 2.2-2(3) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要



(平面図)



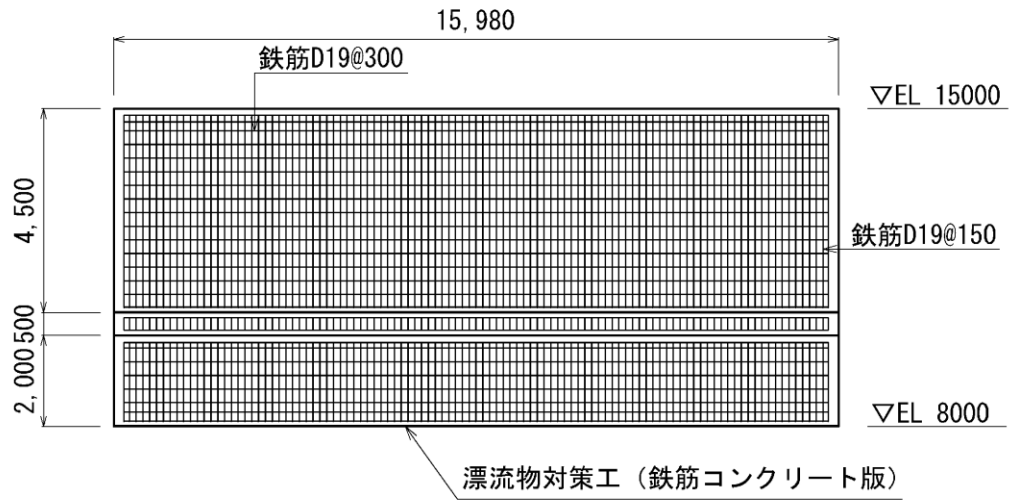
(正面図)



(標準断面図)

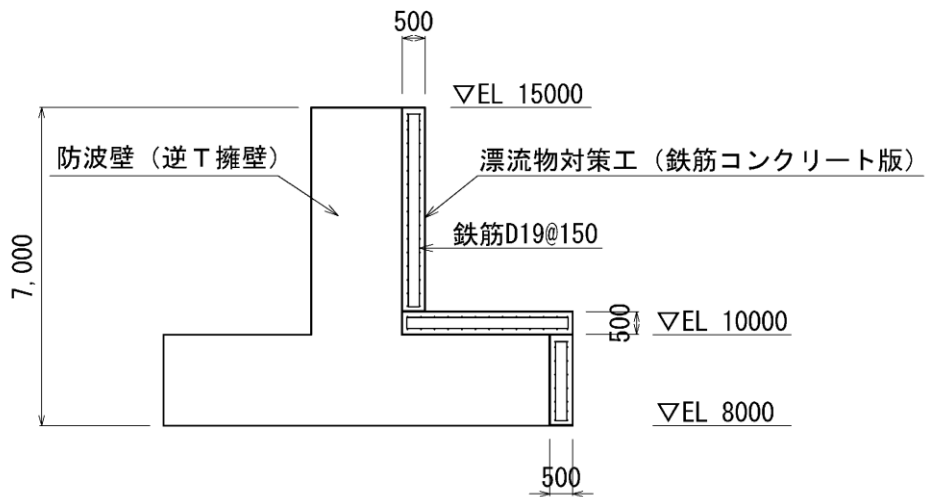
図 2.2-3(1) 防波壁 (逆T擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要

単位 (mm)



(概略配筋図 (正面図))

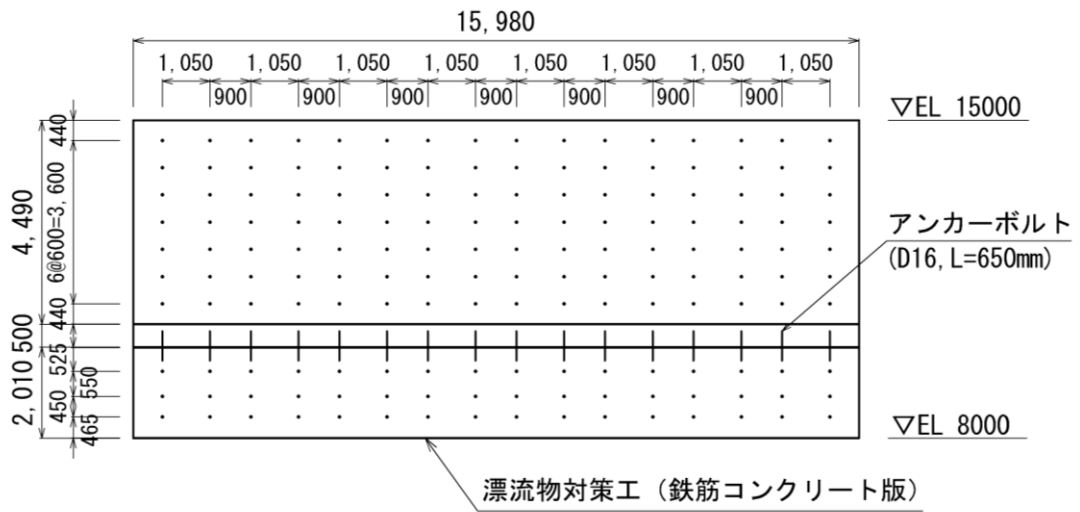
単位 (mm)



(概略配筋図 (断面図))

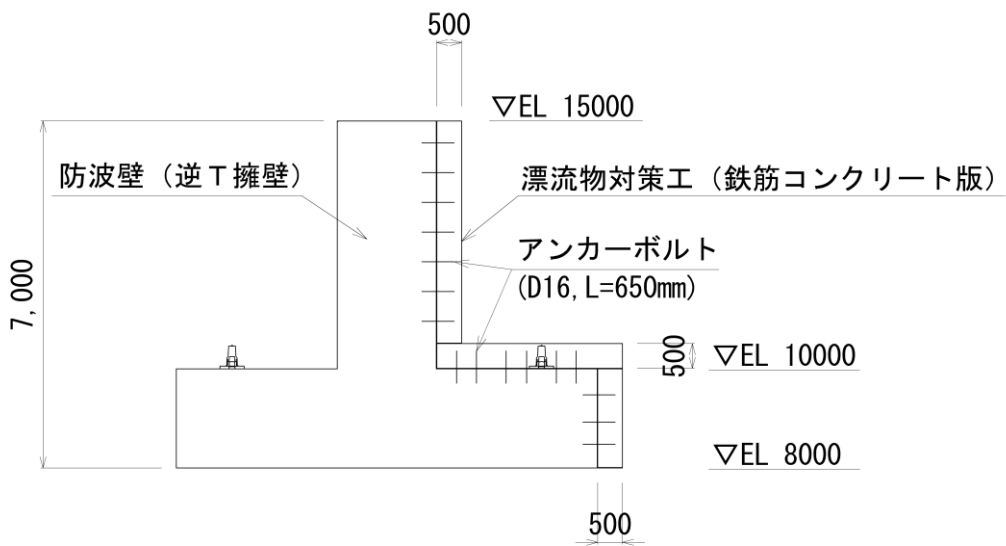
図 2.2-3(2) 防波壁 (逆T擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要

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

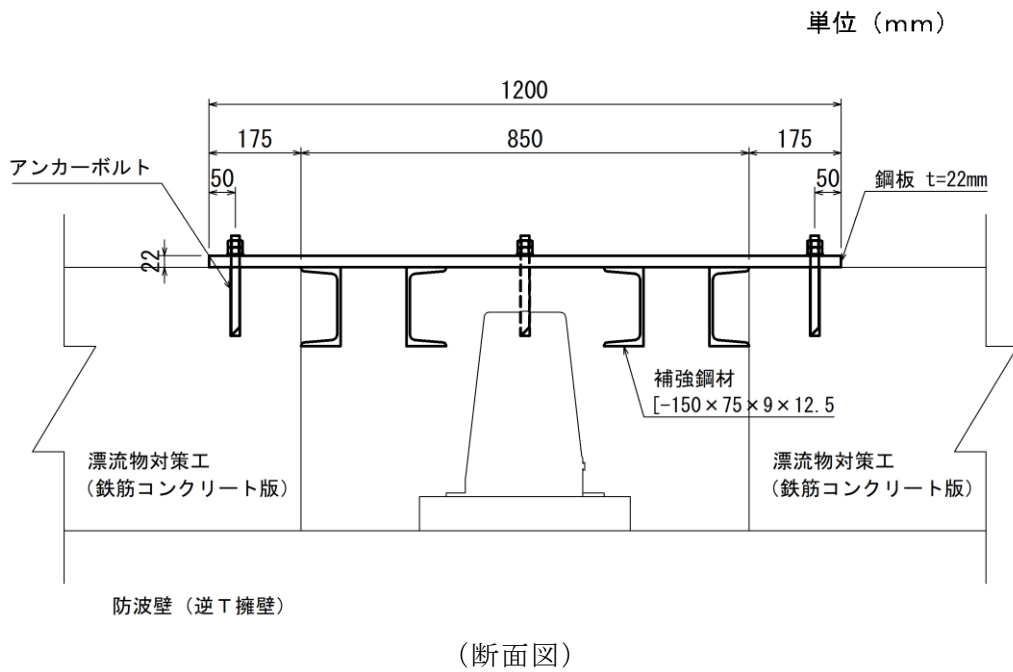
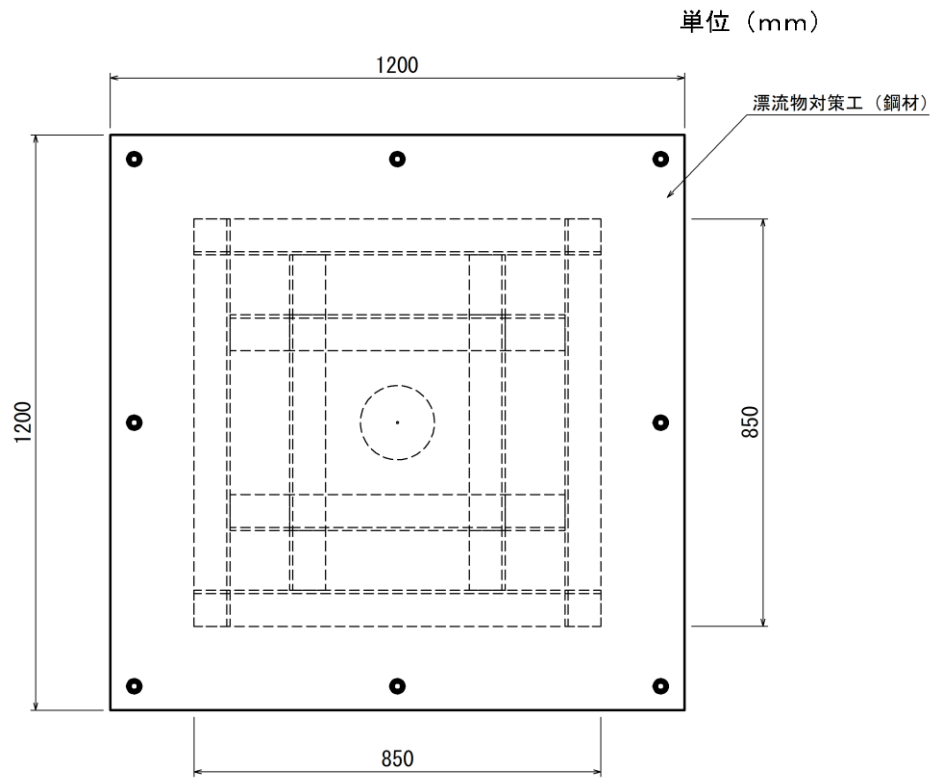
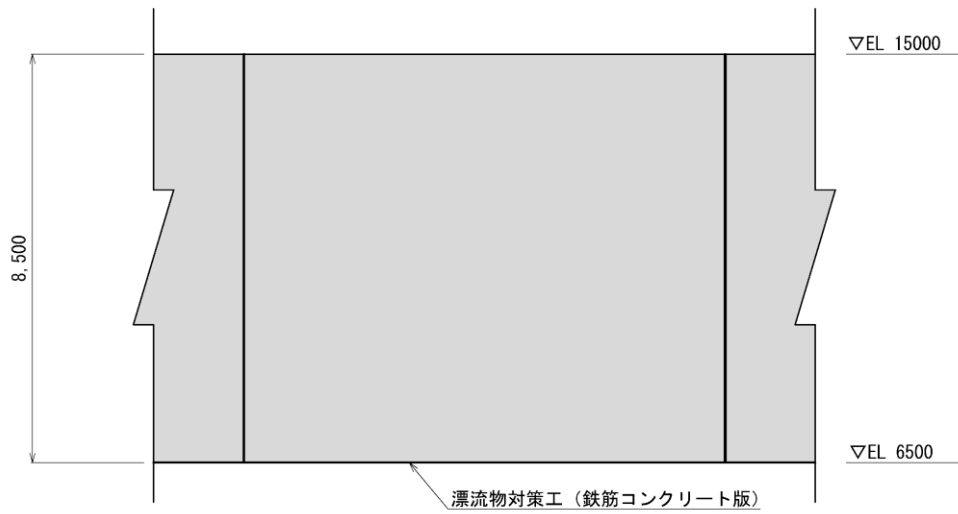
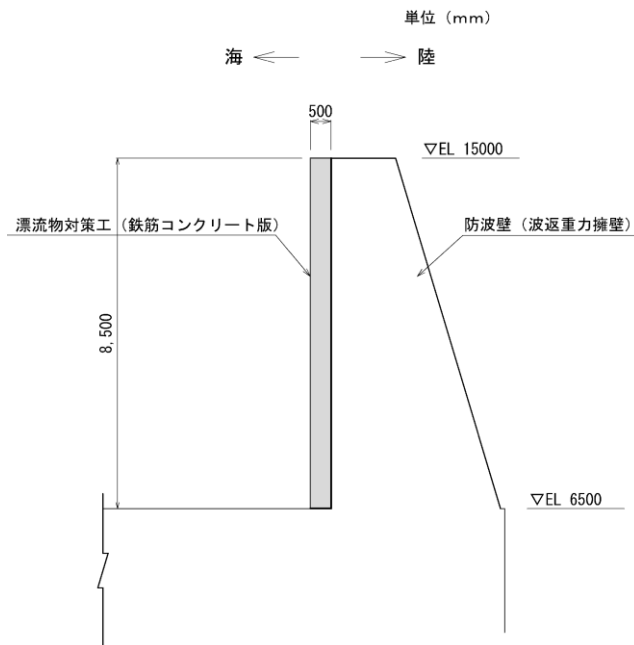


図 2.2-4 防波壁 (逆T擁壁) における漂流物対策工 (鋼材) の構造概要

単位 (mm)



(正面図)



(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

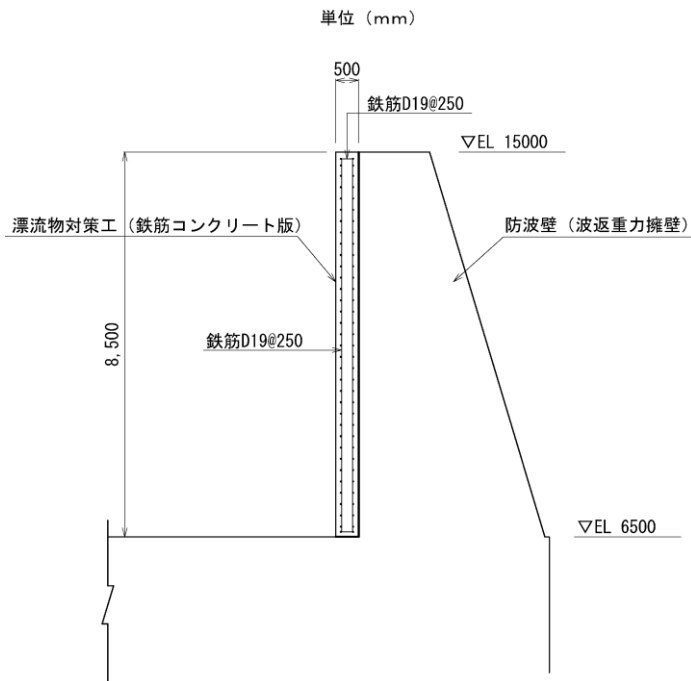
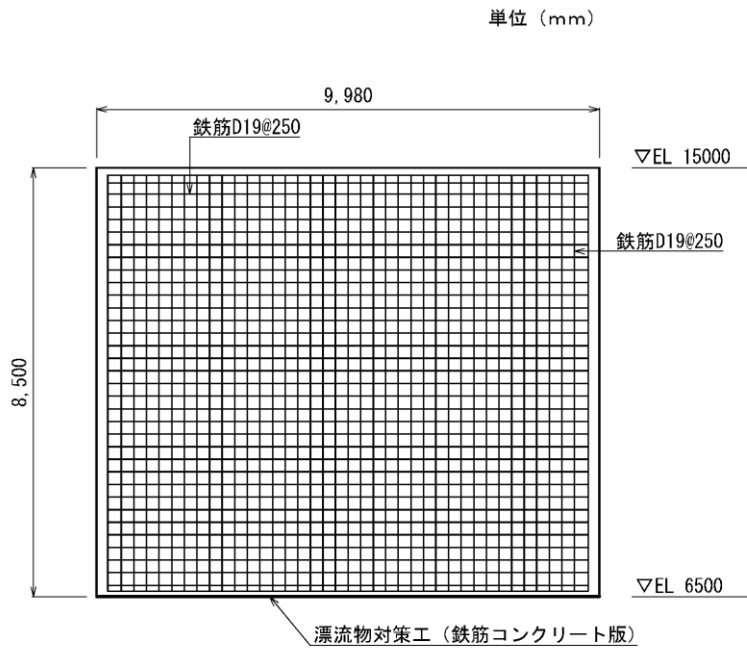
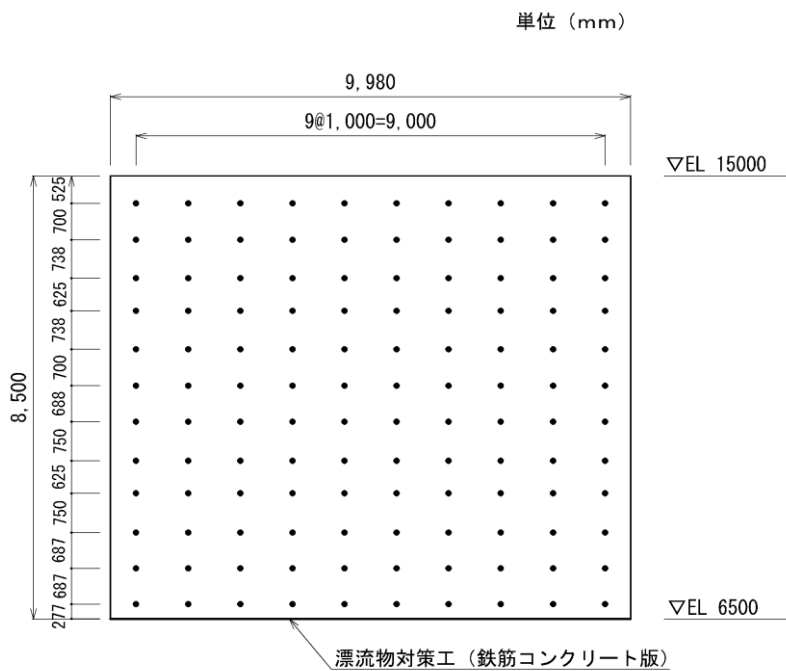
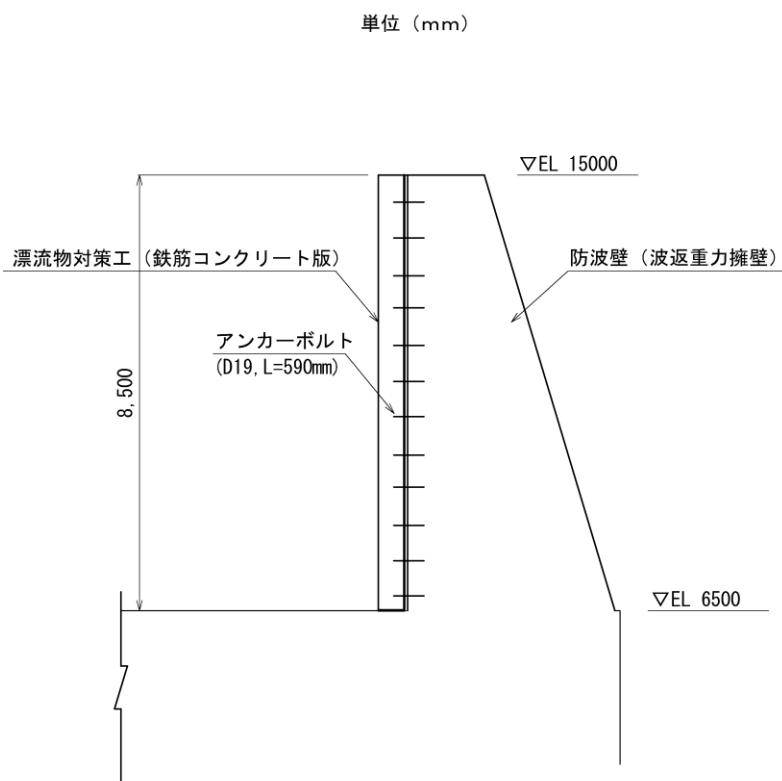


図 2.2-5(2) 防波壁 (波返重力擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要



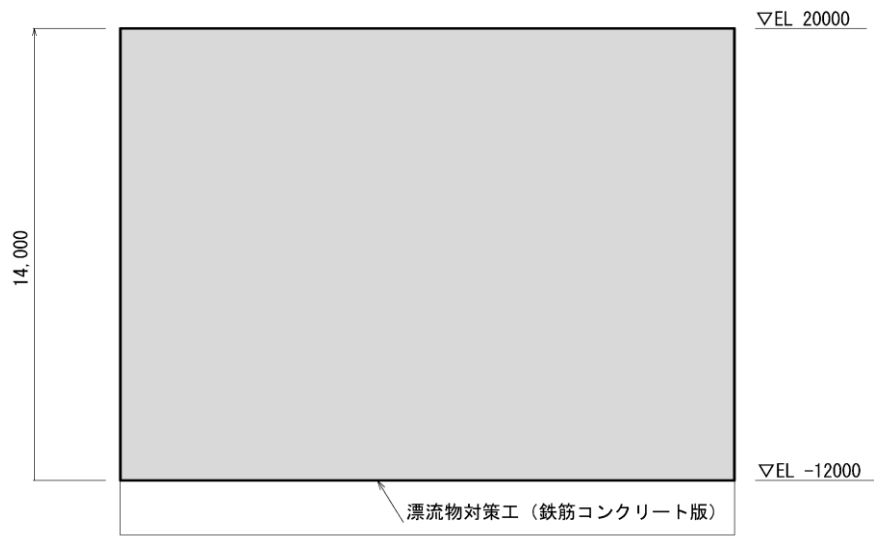
(アンカーボルト配置図 (正面図))



(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

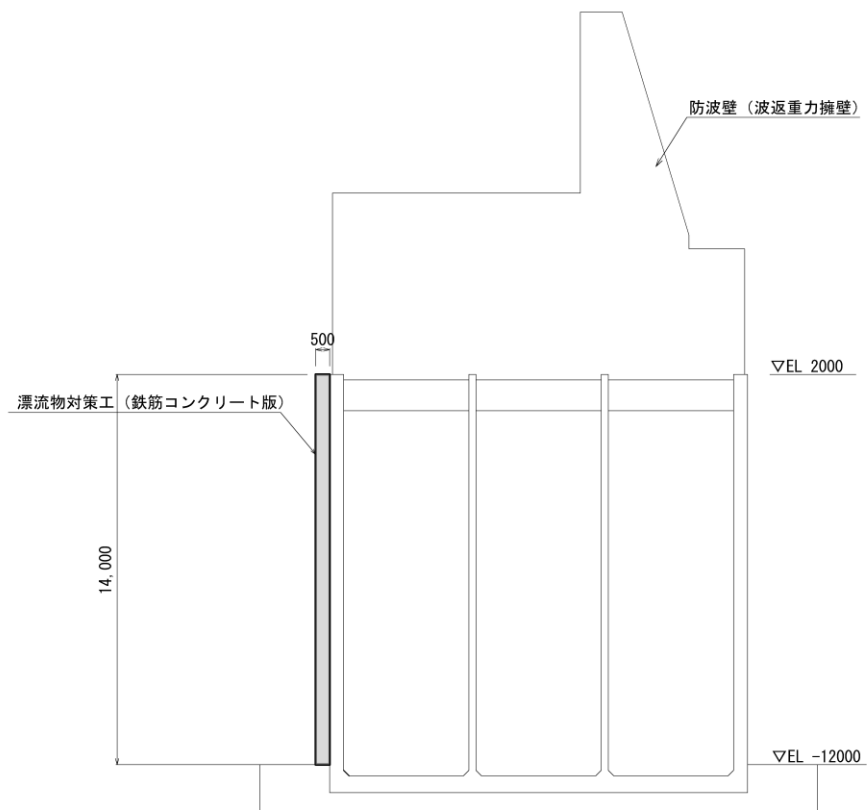
単位 (mm)



(正面図)

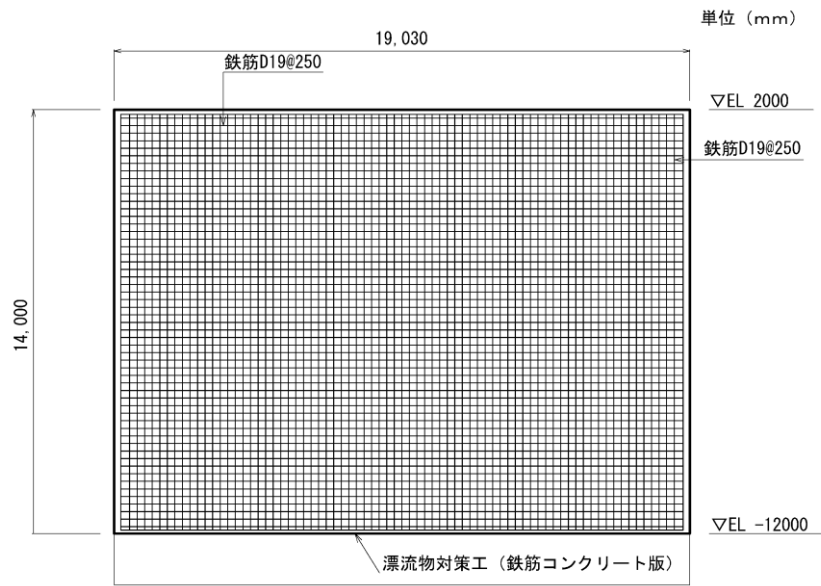
単位 (mm)

海 ← → 陸

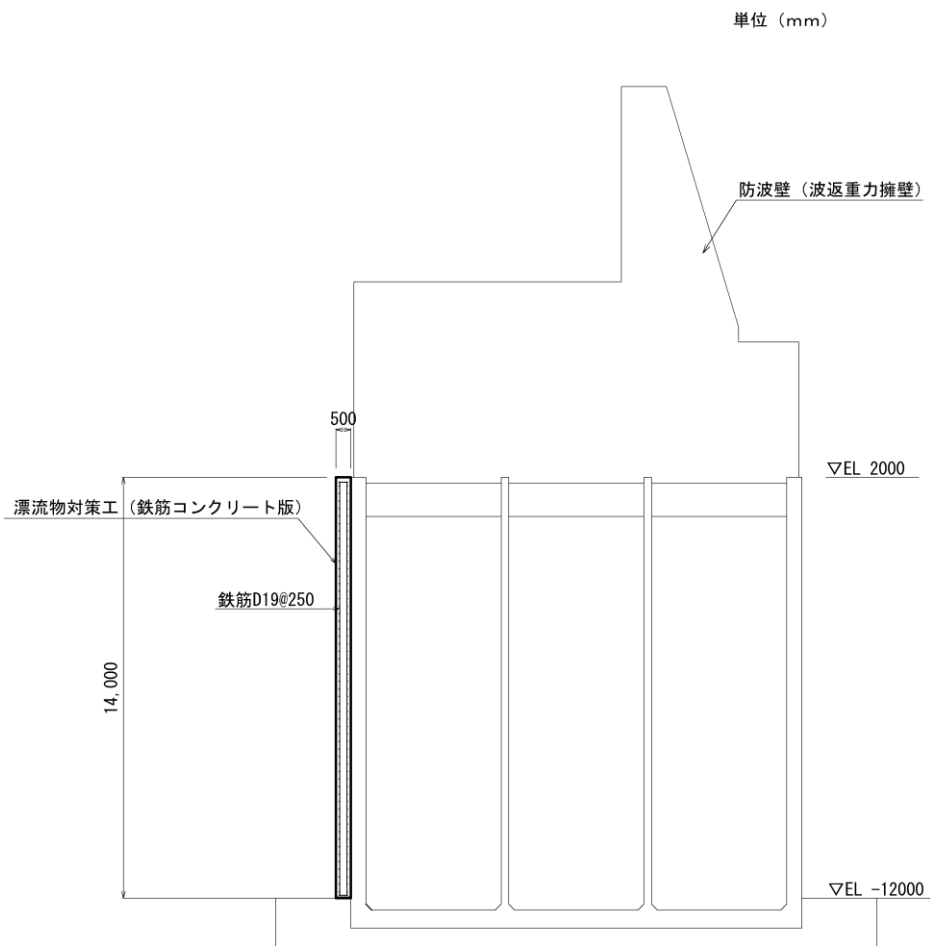


(標準断面図)

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

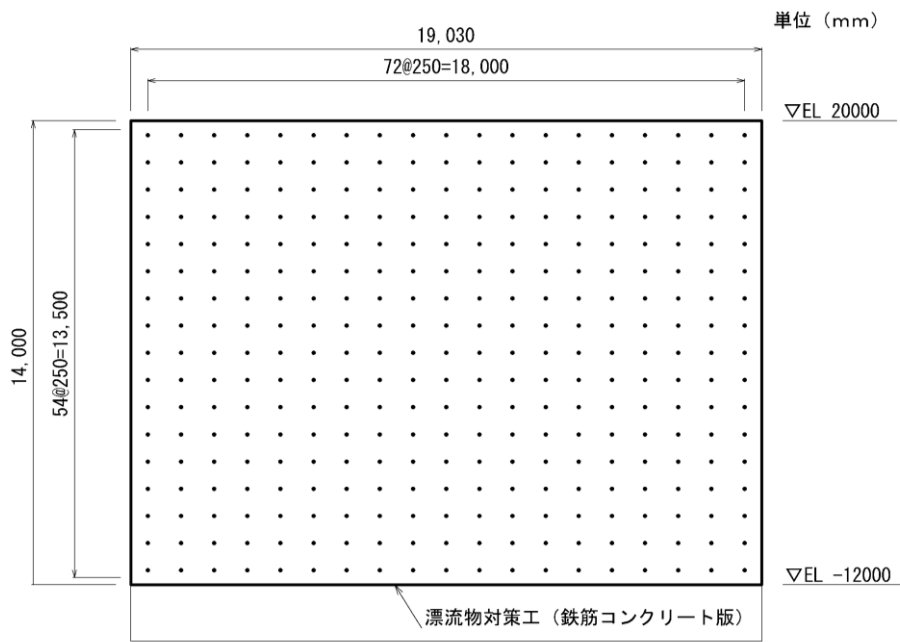


(概略配筋図 (正面図))

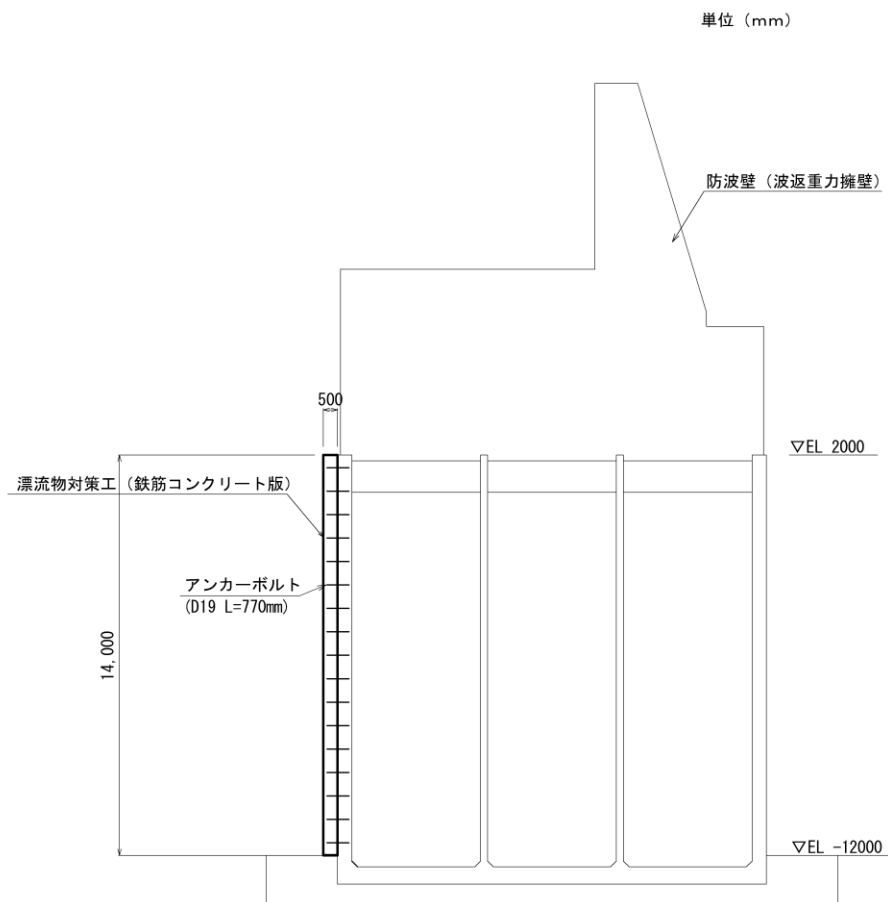


(概略配筋図 (断面図))

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



(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

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に設置し、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及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

漂流物対策工の耐震評価は、表 2.3-3 に示すとおり、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ことを確認する。

漂流物対策工の強度計算は、表 2.3-4 に示すとおり、津波時及び重畳時の荷重に対して、漂流物対策工を構成する鉄筋コンクリート版がせん断破壊又は鋼材が破断しないことを確認する。

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	<ul style="list-style-type: none"> 役割に期待しない(防波壁の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)。 	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 役割に期待しない(防波壁の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)。 	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート版を支持する。 鋼材を固定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 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せん断破壊しないこと。
	鋼材	—	漂流物衝突荷重をグラウンドアンカに伝達させないために、鋼材が破断しないこと。
	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	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	鋼材	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	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・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度*
	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

注記*：短期許容応力度を上回る応力が発生した場合、性能目標を満足するために適切な許容限界を設定する。

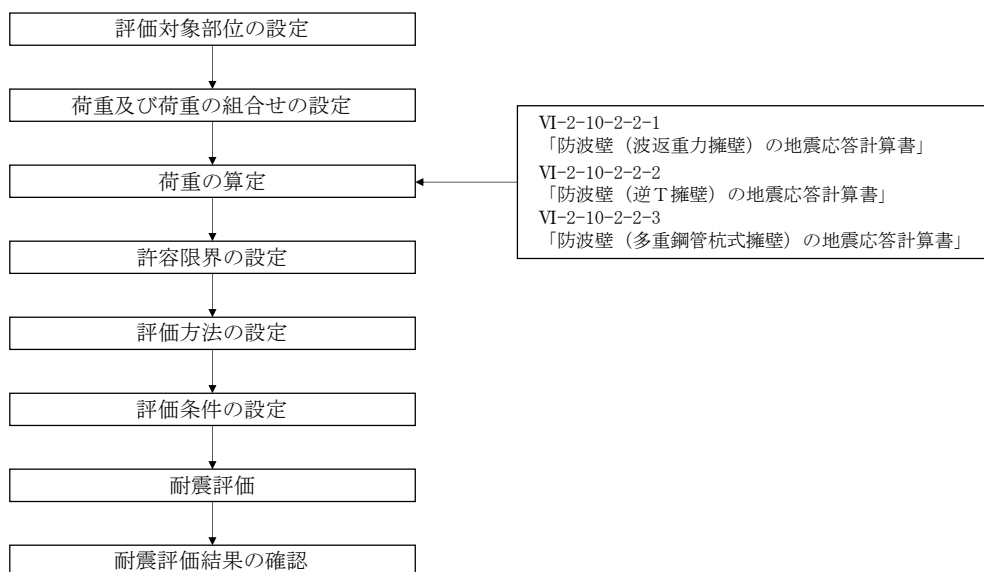


図 2.3-1 漂流物対策工の耐震評価フロー

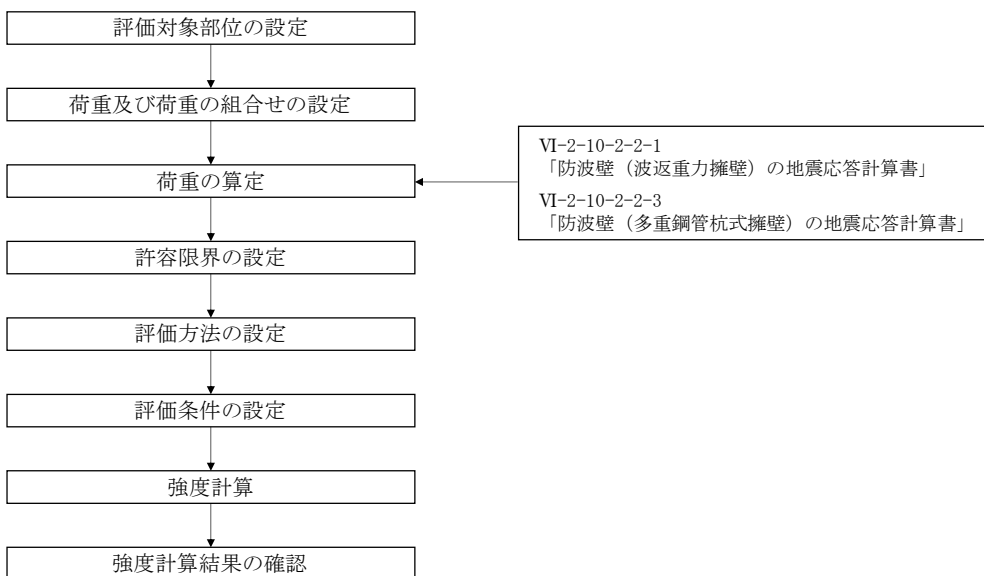


図 2.3-2 漂流物対策工の強度計算フロー

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](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)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- ・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)
- ・各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 ((社) 日本港湾協会, H19年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成19年3月)

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](土木学会, 2002年制定) 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)	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](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 (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 (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(日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説((社) 日本港湾協会, H19年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定	

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，鋼材）の荷重の計算に用いる記号
（耐震計算）

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
ρ	t/m ³	海水の密度
g	m/s ²	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，鋼材）の荷重の計算に用いる記号
（強度計算）

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_t	kN	浸水津波荷重
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
ρ	t / m ³	海水の密度
g	m / s ²	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 ²	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 ³	鋼材の断面係数
$\tau_{s k}$	N/mm ²	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 ²	鋼材の断面積
$\sigma_{s k b 1}$	N/mm ²	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 ³	鋼板の断面係数
$\sigma_{s k b 2}$	N/mm ²	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 ³	補強鋼材の断面係数
$\tau_{s k b 1}$	N/mm ²	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 ²	鋼板の断面積
$\tau_{s k 2}$	N/mm ²	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 ²	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
τ_p	kN/mm ²	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
σ_{dkb}	N/mm^2	鋼材に作用する曲げ応力度
M_{dk}	$kN \cdot m$	3次元構造解析における発生曲げモーメント
Z_{dk}	mm^3	鋼材の断面係数
τ_{dk}	N/mm^2	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^2	鋼材の断面積
σ_{dkb1}	N/mm^2	鋼板に作用する最大曲げ応力度
M_{dk1}	$kN \cdot m$	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント
Z_{dk1}	mm^3	鋼板の断面係数
σ_{dkb2}	N/mm^2	補強鋼材に作用する最大発生曲げ応力度
M_{dk2}	$kN \cdot m$	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント
Z_{dk2}	mm^3	補強鋼材の断面係数
τ_{dkb1}	N/mm^2	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^2	鋼板の断面積
τ_{dkb2}	N/mm^2	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^2	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。

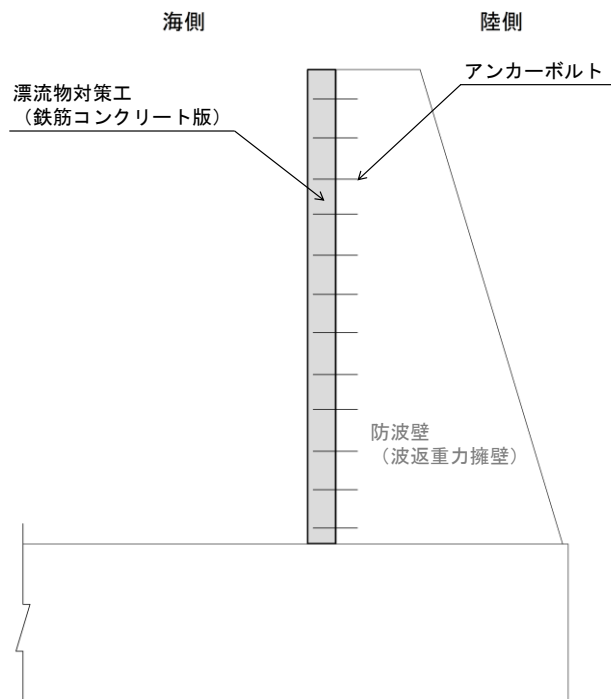


図 3-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の評価対象部位

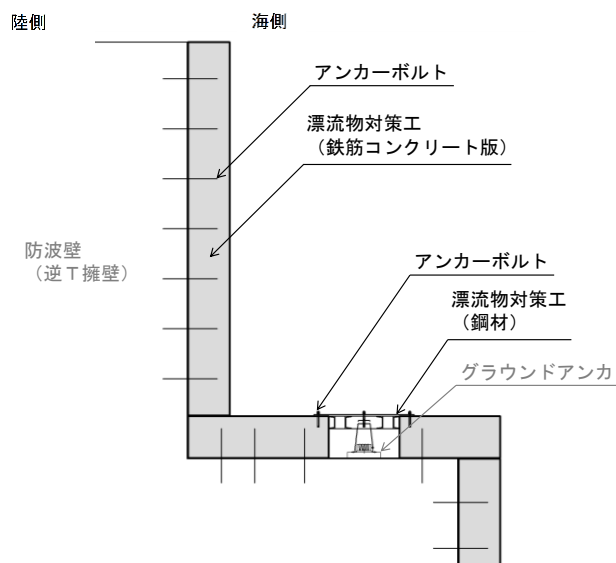


図 3-2 漂流物対策工（鋼材）の評価対象部位

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	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

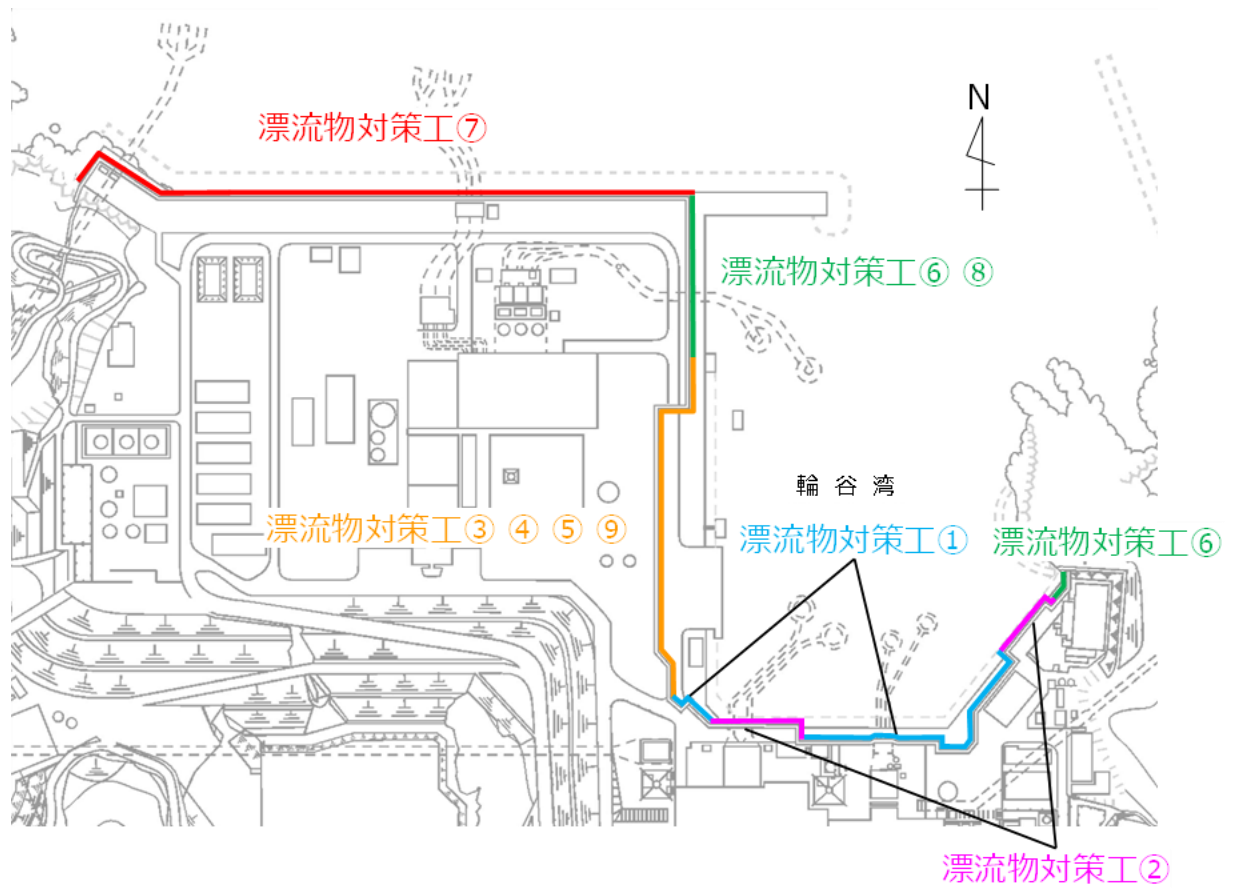


図 4.1-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

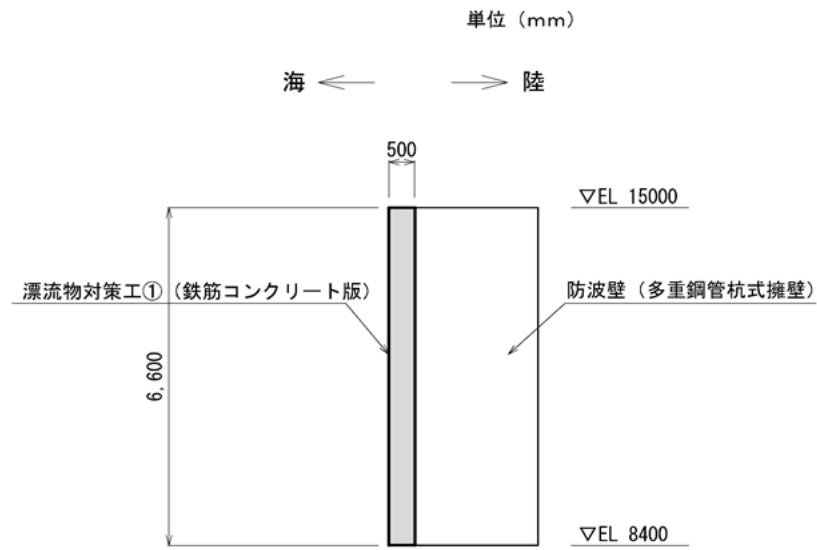


図 4.1-2(1) 漂流物対策工①の構造概要図

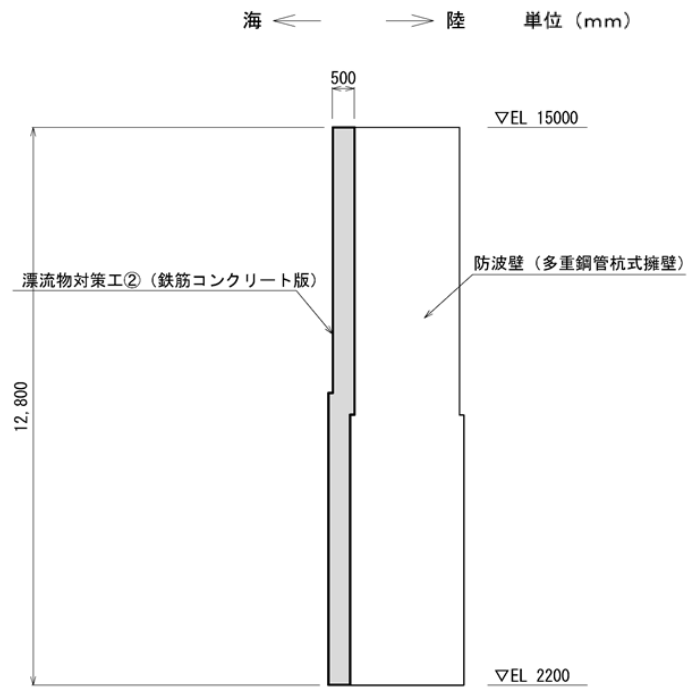


図 4.1-2(2) 漂流物対策工②の構造概要図

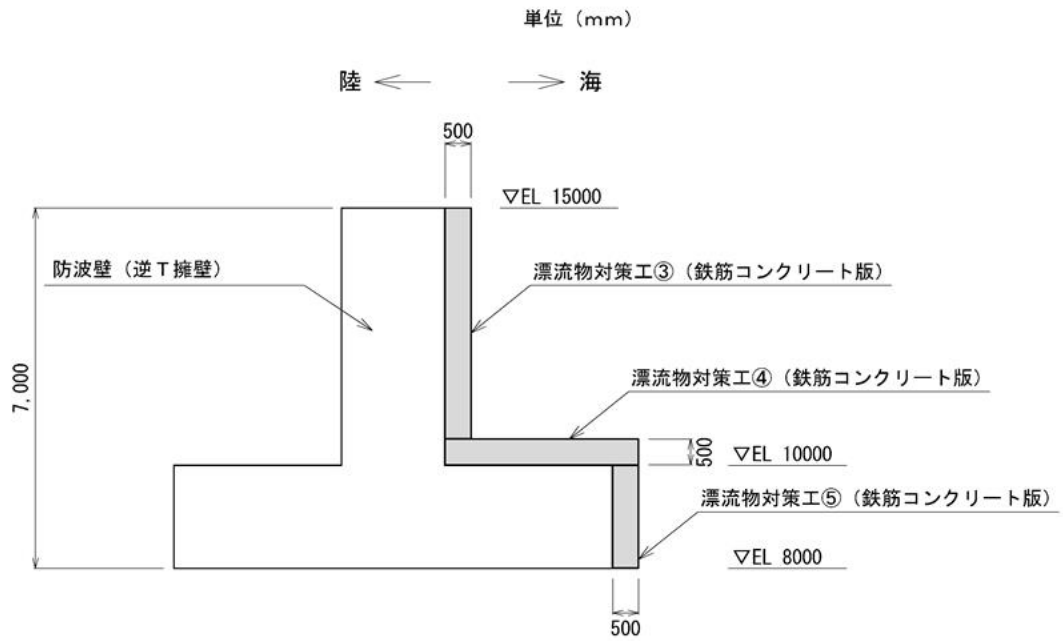


図 4.1-2(3) 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

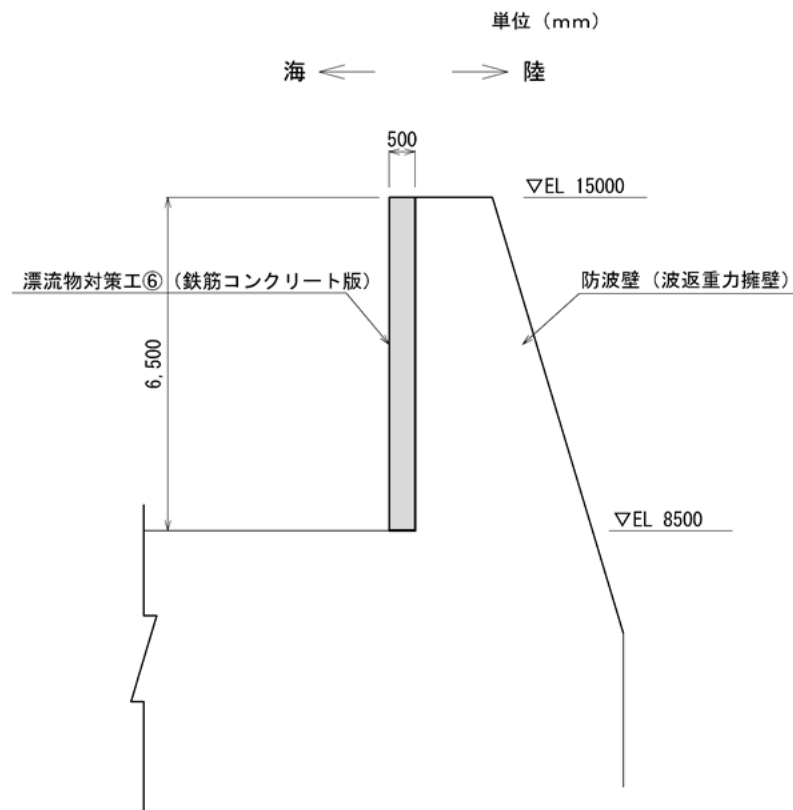


図 4.1-2(4) 漂流物対策工⑥の構造概要図

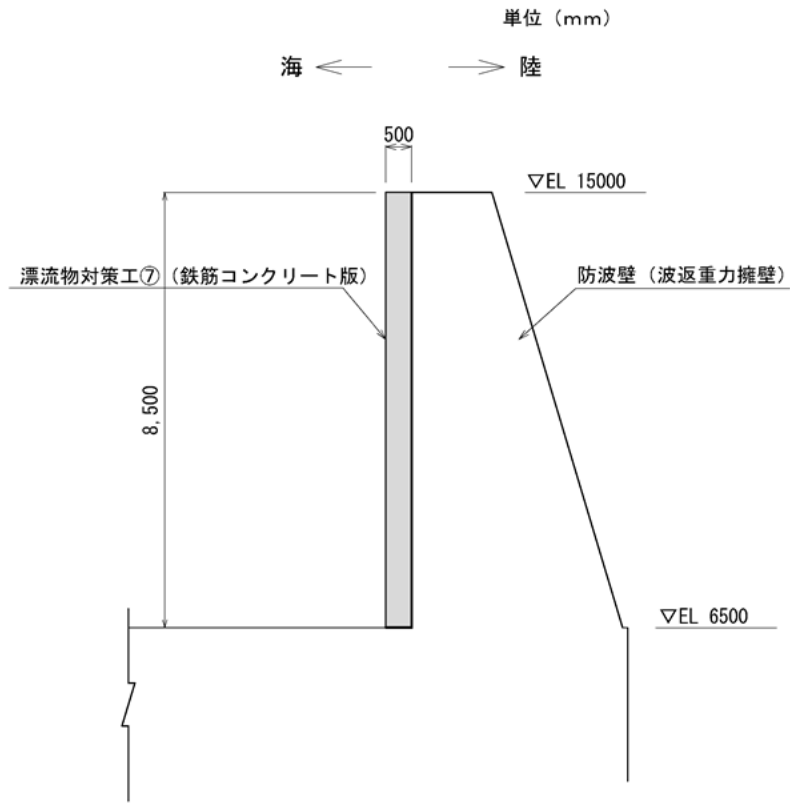


図 4.1-2(5) 漂流物対策工⑦の構造概要図

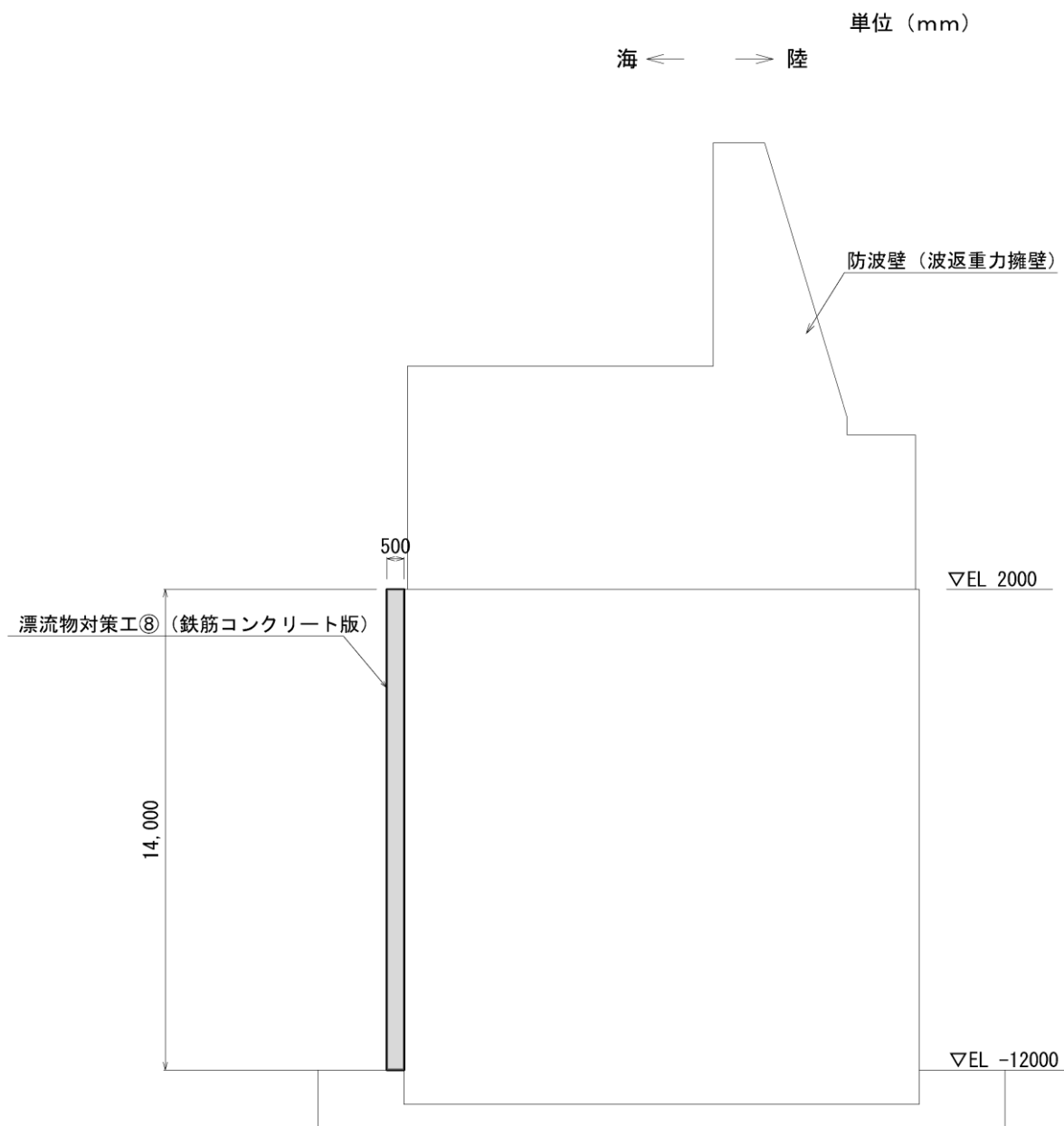


図 4.1-2(6) 漂流物対策工⑧の構造概要図

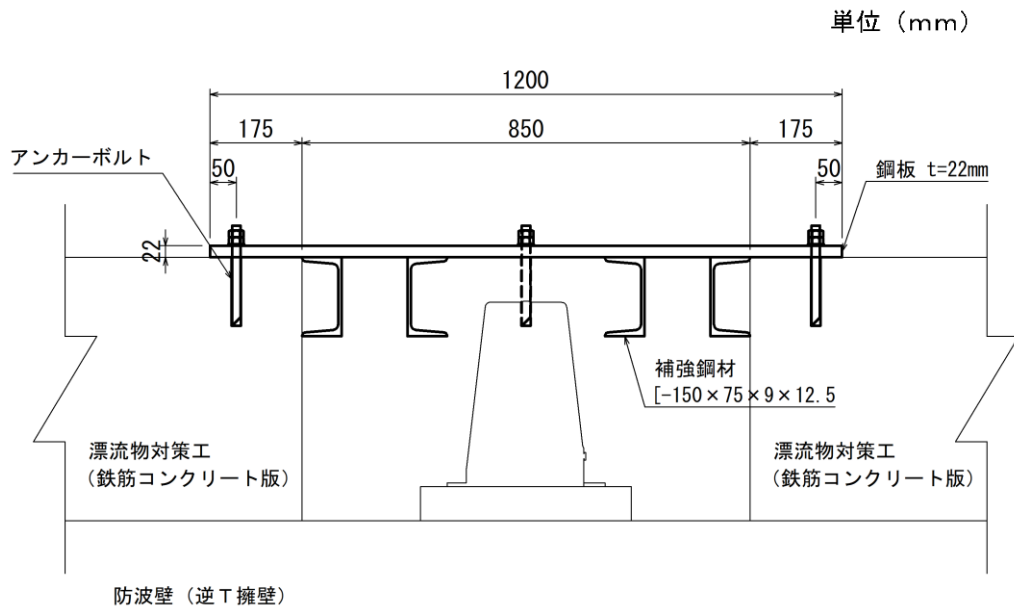


図 4.1-2(7) 漂流物対策工⑨の構造概要図

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 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	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

: 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。

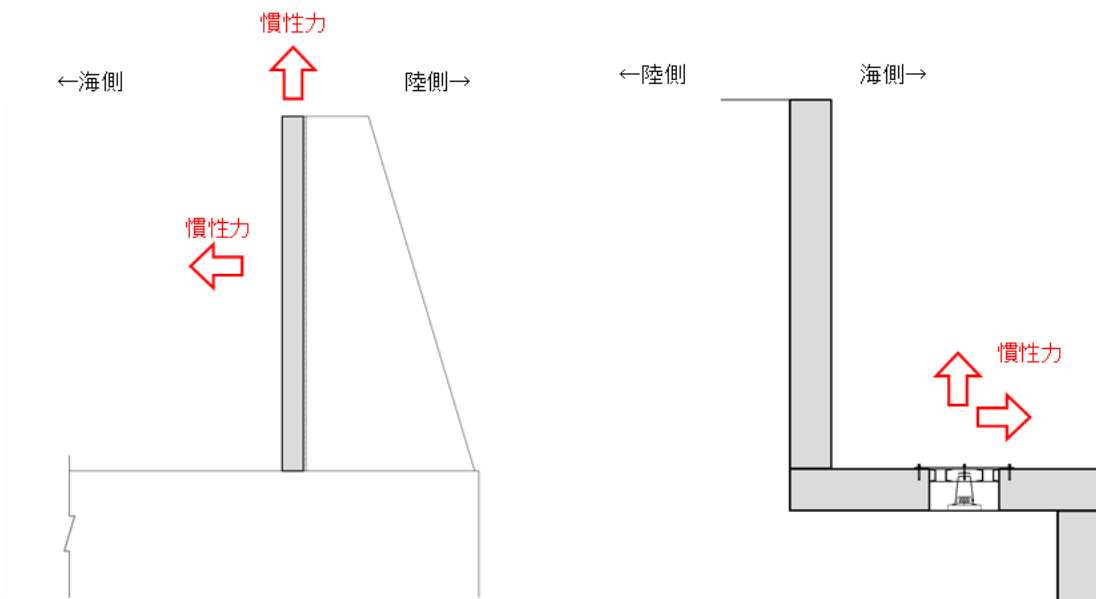
$$G + S_s$$

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_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s 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_{s s})

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_{s s h}、P_{s s v}：水平・鉛直慣性力 (kN)

W_s：重量 (kN)

K_{s h}、K_{s v}：基準地震動 S_s による水平・鉛直方向震度

b. 動水圧 (P_{s d w})

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_{s d w}：動水圧 (kN)

K_{s h}：基準地震動 S_s による水平方向震度

ρ：海水の密度 (=1.03t/m³)

g：重力加速度 (=9.80665m/s²)

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

ρ ：海水の密度 (=1.03t/m³)

g ：重力加速度 (=9.80665m/s²)

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)

ρ ：海水の密度 (=1.03t/m³)

g ：重力加速度 (=9.80665m/s²)

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})

$$P_{ssh} = W_s \times K_{sh}$$

$$P_{ssv} = W_s \times K_{sv}$$

ここで、 P_{ssh} 、 P_{ssv} ：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 (9.80665m/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。

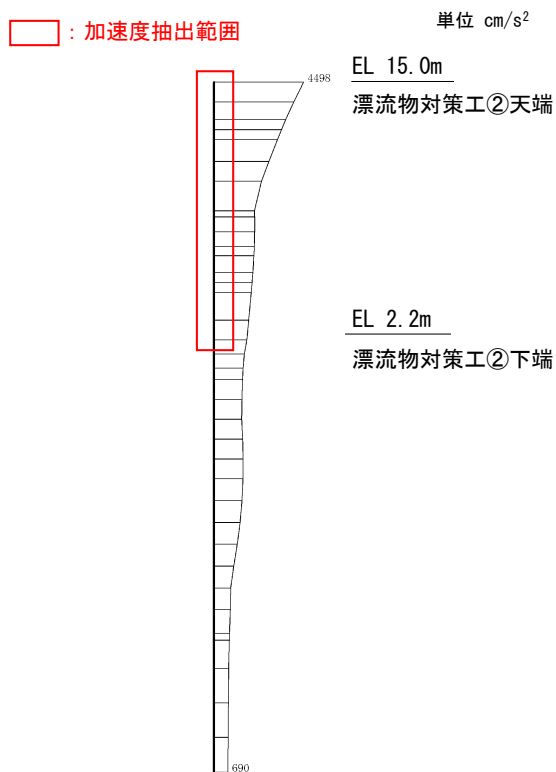


図 4.2.3-1(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（④-④断面 S s - D (-+) (解析ケース③))

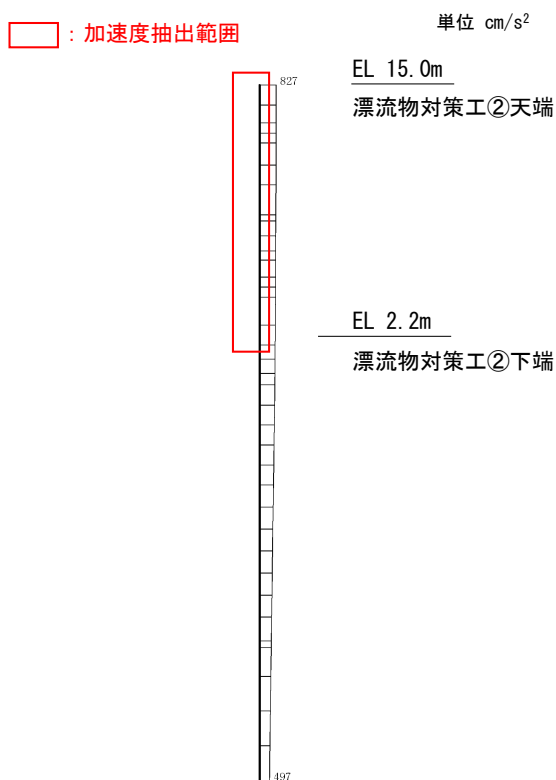


図 4.2.3-1(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（④-④断面 S s - D (一一) (解析ケース①))

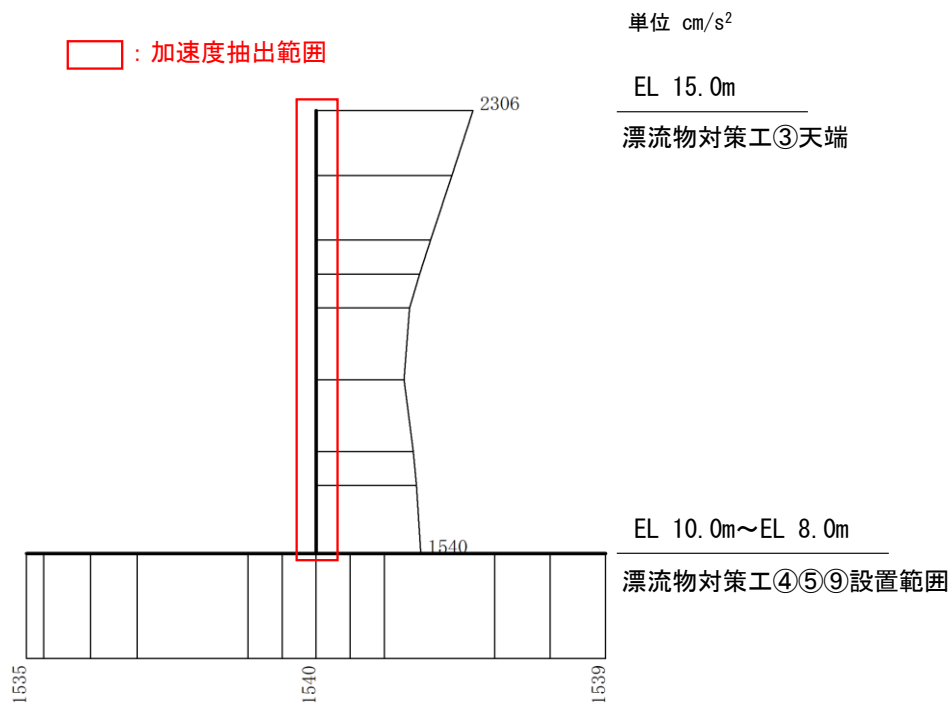


図 4.2.3-1(3) 防波壁（逆T擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

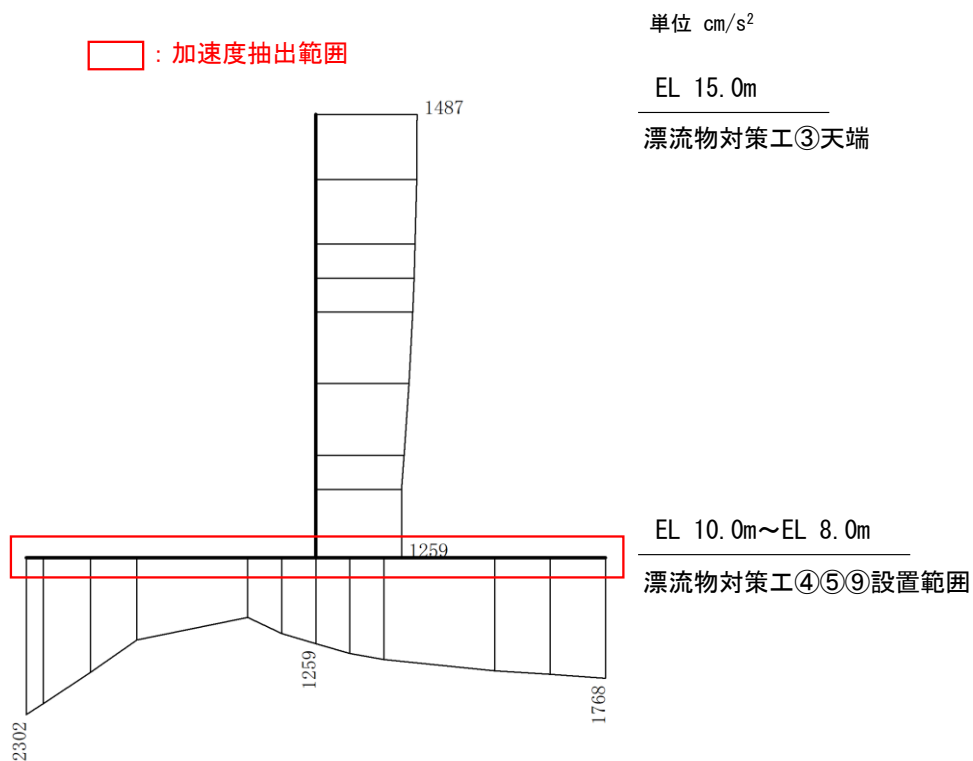


図 4.2.3-1(4) 防波壁（逆T擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース①））

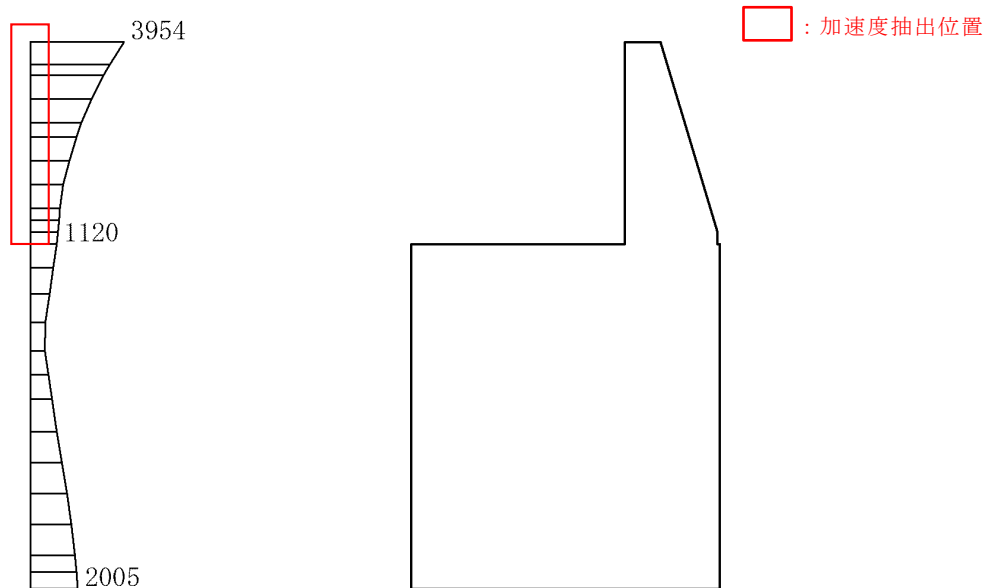


図 4.2.3-1(5) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
 (③-③断面 S s - D (- -) (解析ケース①))

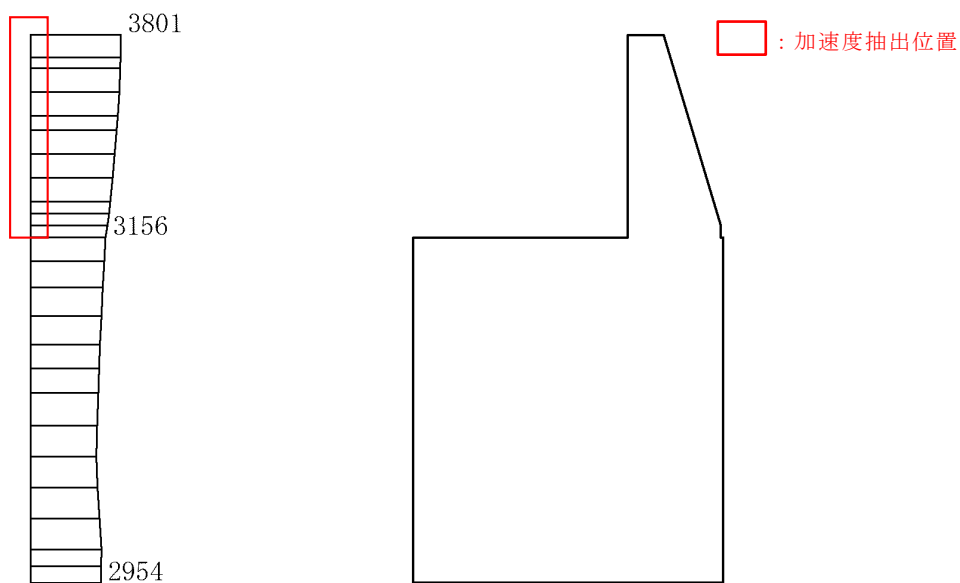


図 4.2.3-1(6) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
 (③-③断面 S s - N 1 (- +) (解析ケース①))

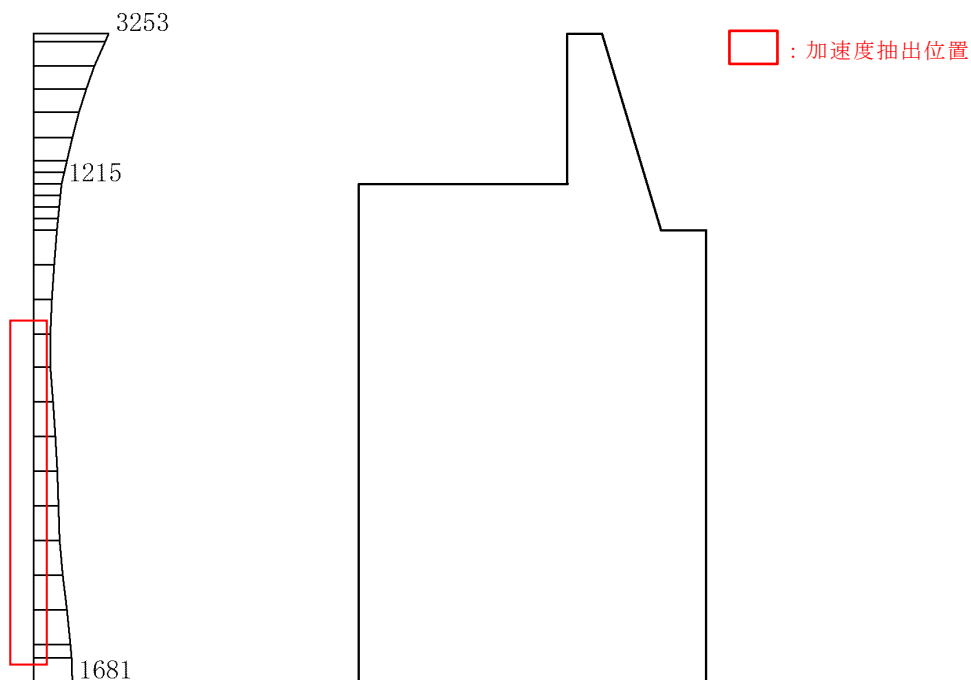


図 4.2.3-1(7) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
 （漂流物対策工⑧）
 （④-④断面 S s - D（-+）（解析ケース②））

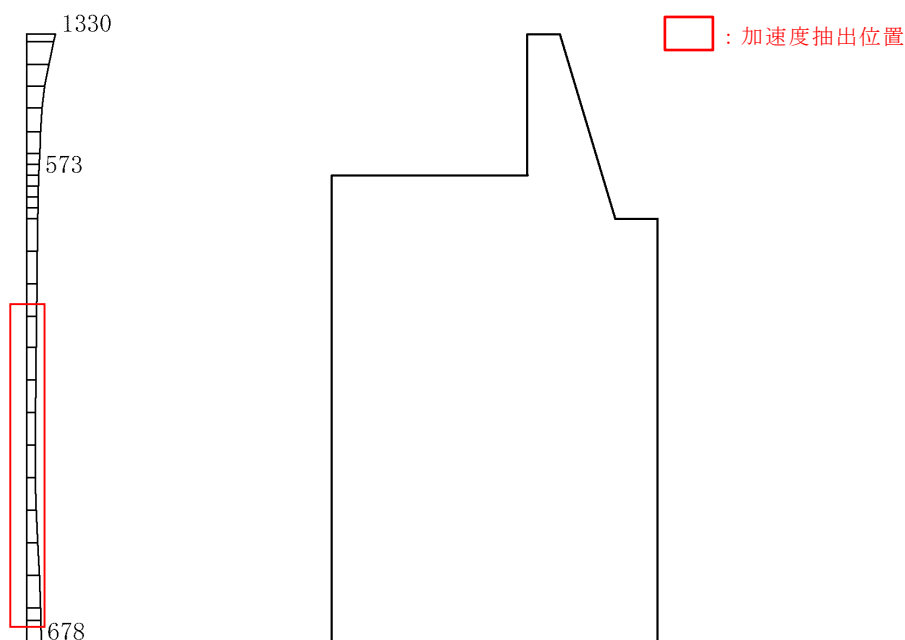


図 4.2.3-1(8) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
 （漂流物対策工⑧）
 （④-④断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

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) (cm/s^2)	(鉛直) (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

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_{d w})

$$p_{s d w} = \frac{7}{8} \times K_{s h} \times \rho \times g \times \sqrt{H \times h}$$

ここで、p_{s d w} : 動水圧 (kN)

K_{s h} : 基準地震動 S_s による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

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 による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_s : 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 _{s h}	—	1.20
海水位	—	m	EL 0.58
漂流物対策工下端	—	m	EL-12.00
水深	H _s	m	12.58
動水圧の合力	P _{s d w}	kN	1,119

(3) 静水圧 (P_{s h})

$$P_{s h} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで, P_{s h} : 静水圧 (kN)

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_s : 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 _s	m	12.58
静水圧	P _{s h}	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 ²
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 ³)
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](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（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（日本建築学会，2010年）」に基づき設定する。
詳細は，参考資料2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（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 ²)	
		曲げ	せん断
鋼材(鋼板, 補強鋼材)	SS400	210	120

4.4 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。

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。

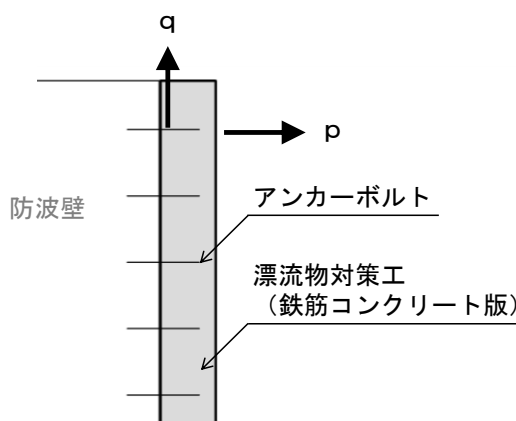


図 4.4.1-1 アンカーボルトのモデル図

(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)

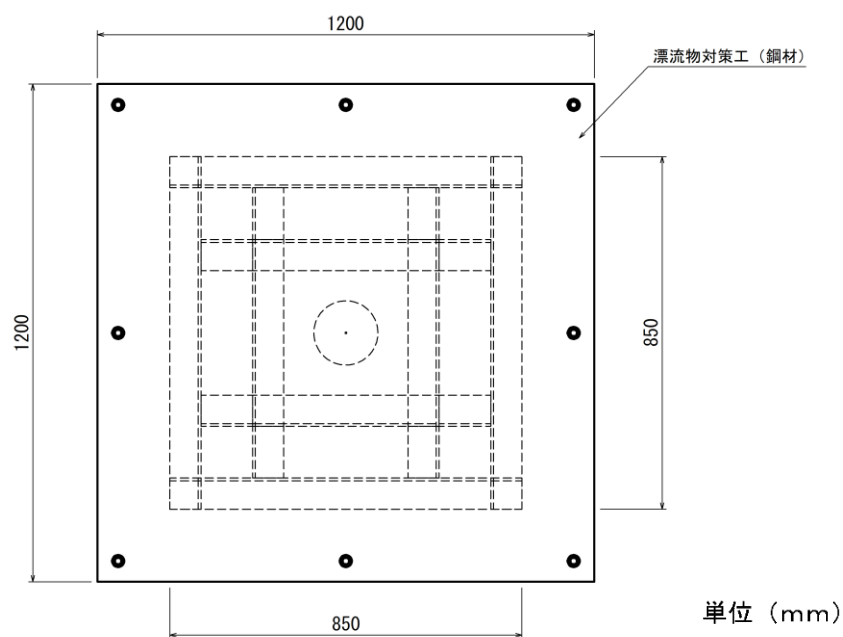
4.4.2 漂流物対策工（鋼材）

(1) 解析方法

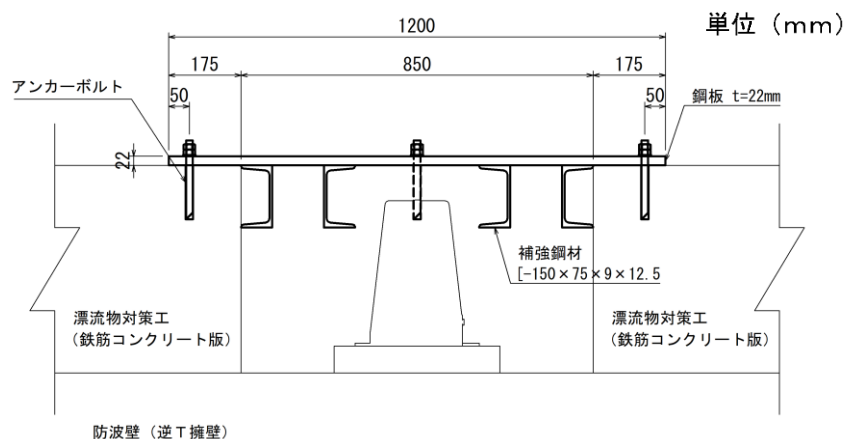
漂流物対策工（鋼材）は、図 4.4.2-1 に示すとおり、鋼板に補強鋼材を格子状に配置した複雑な構造であることから、3次元構造解析により耐震評価を行う。

3次元構造解析には、解析コード「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。



(平面図)



(断面図)

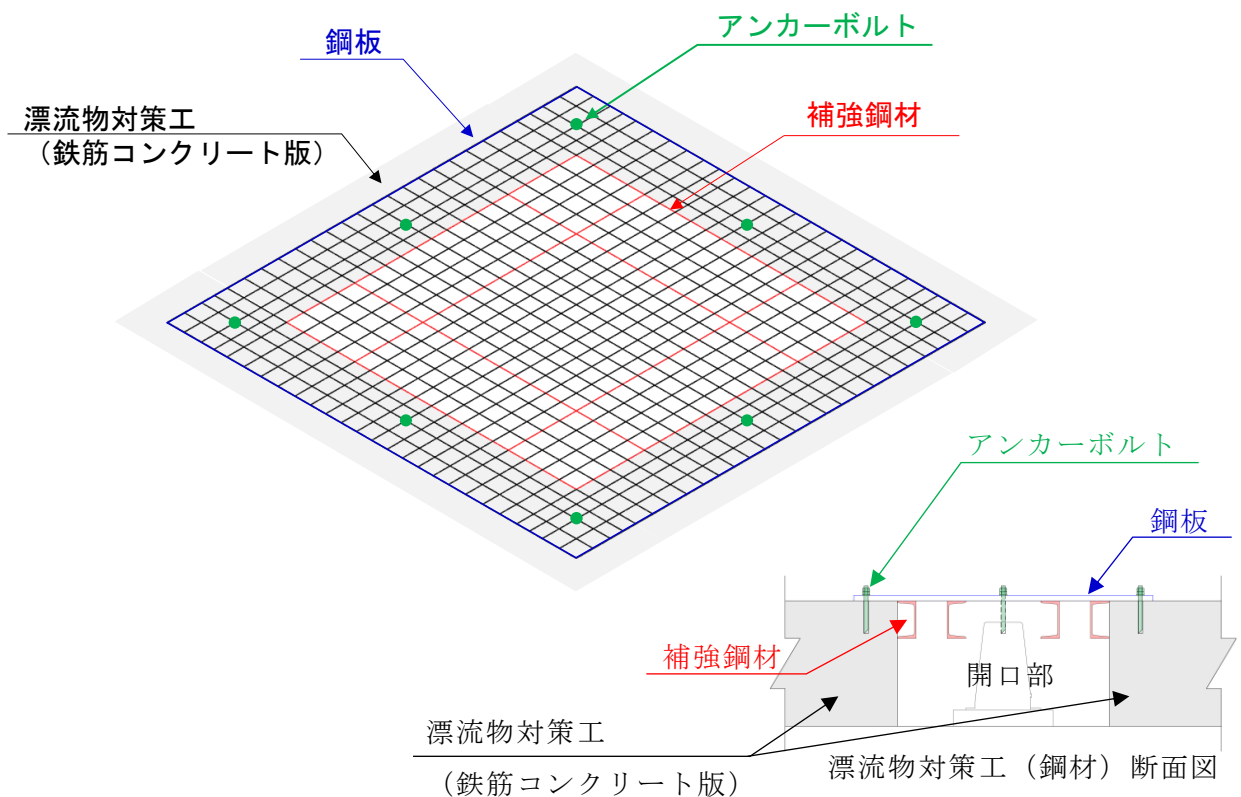
図 4.4.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造図

(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。漂流物対策工（鋼材）を設置する漂流物対策工の鉄筋コンクリート版は、バネ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：バネ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、適用基準類を基に設定する。

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*1

材料	単位体積 重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	断面積 (mm ²) *2	断面係数 (mm ³) *2	断面 2 次 モーメント (mm ⁴) *3
鋼板	77	2.00×10 ⁵	220×10 ²	80.67×10 ³	—
補強鋼材	77	2.00×10 ⁵	30.59×10 ²	140×10 ³	1,050×10 ⁴ 147×10 ⁴

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年）

*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。

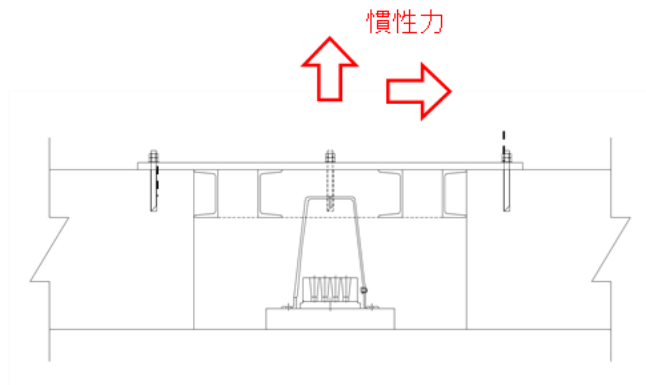


図4.4.2-3 鋼材の荷重イメージ図

躯体の慣性力は、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) (cm/s^2)	(鉛直) (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）	1,595	1,456	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。

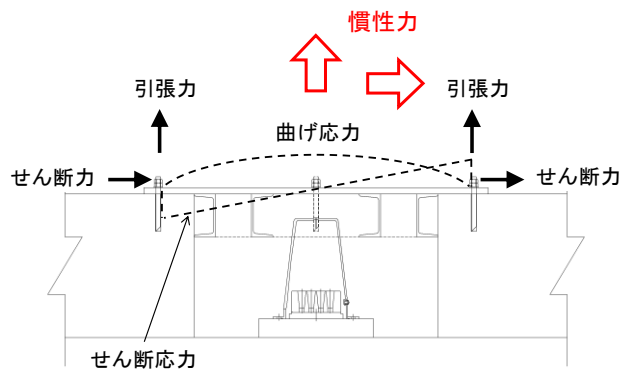


図 4.4.2-4 各部材に生じる発生応力等のイメージ図

(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/mm²）

$M_{s k}$ ：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（mm³）

(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/mm²）

$Q_{s k}$ ：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（mm²）

(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 ³	鋼板の断面係数	80.67×10^3

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 ³	補強鋼材の断面係数	140×10^3

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 ²	鋼板の断面積	220×10^2

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 ²	補強鋼材の断面積	30.59×10^2

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

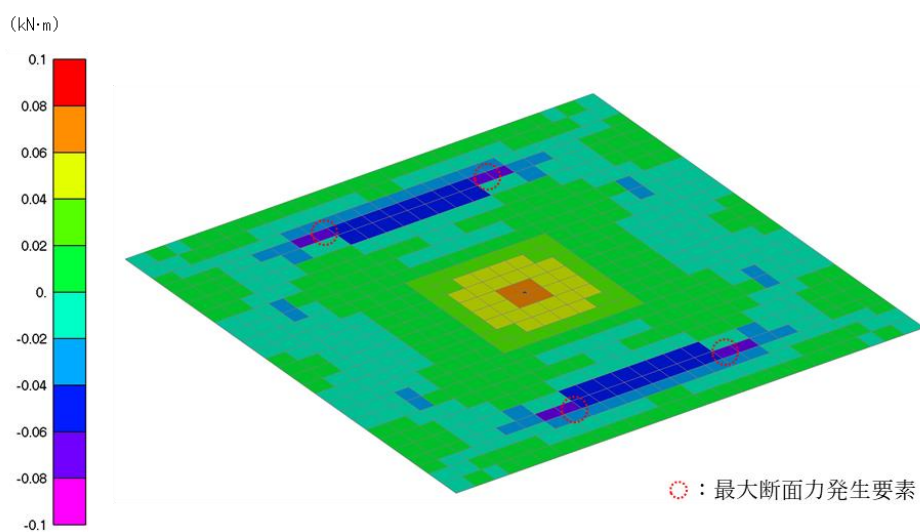
$q_{sc(n)}$	$Q_{sc(n)}$ (kN)	$n_{sc(n)}$ (本)	$Q_{sc(n)} / n_{sc(n)}$ (kN/本)
q_{sc1}	66	11	6.0
q_{sc4}	73	6	12.3
q_{sc5}	36	3	12.0
q_{sc6}	284	9	31.6
q_{sc8}	395	17	23.3

4.6.2 漂流物対策工（鋼材）

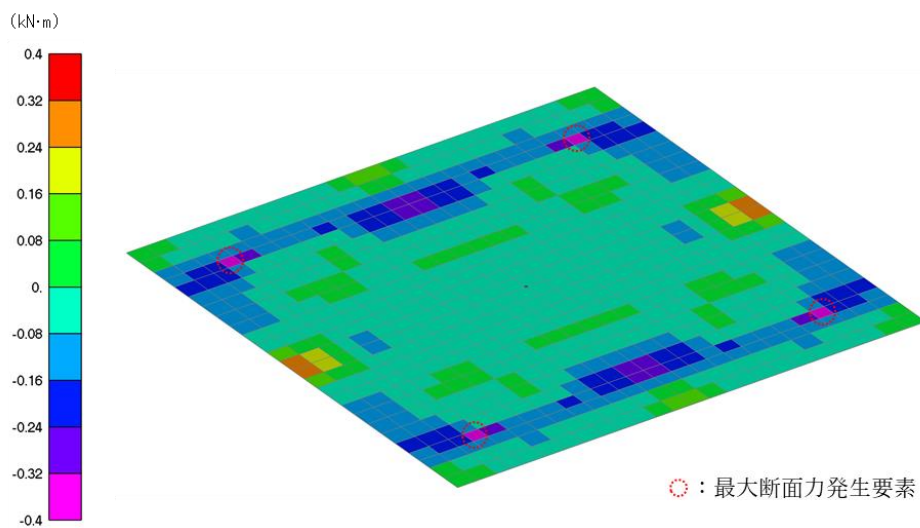
3次元構造解析の結果から、鋼板及び補強鋼材に発生している断面力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算定する。

(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。

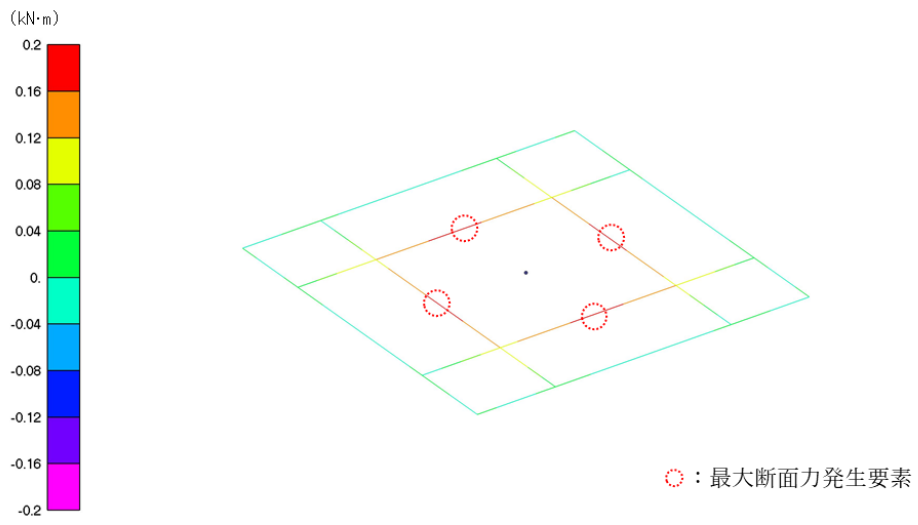


(鉛直震度 下向き)

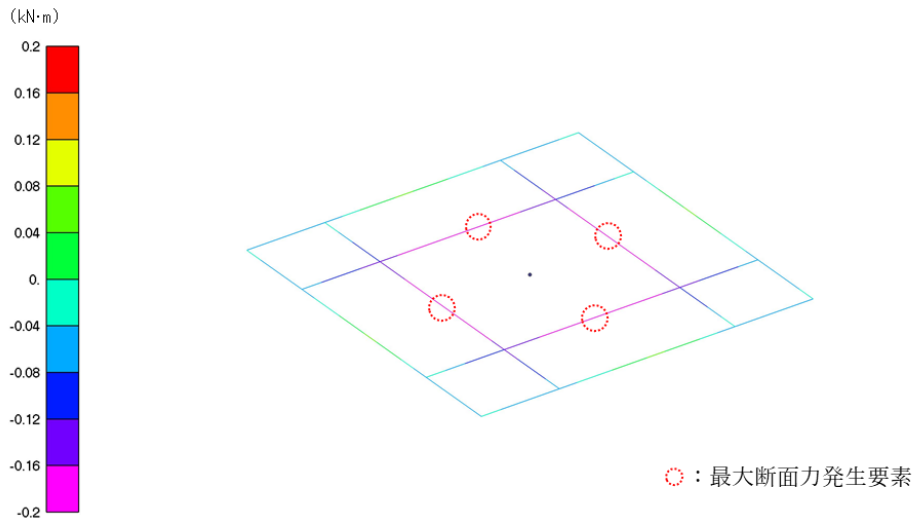


(鉛直震度 上向き)

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/mm²)

$M_{s k}$: 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 (mm³)

「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

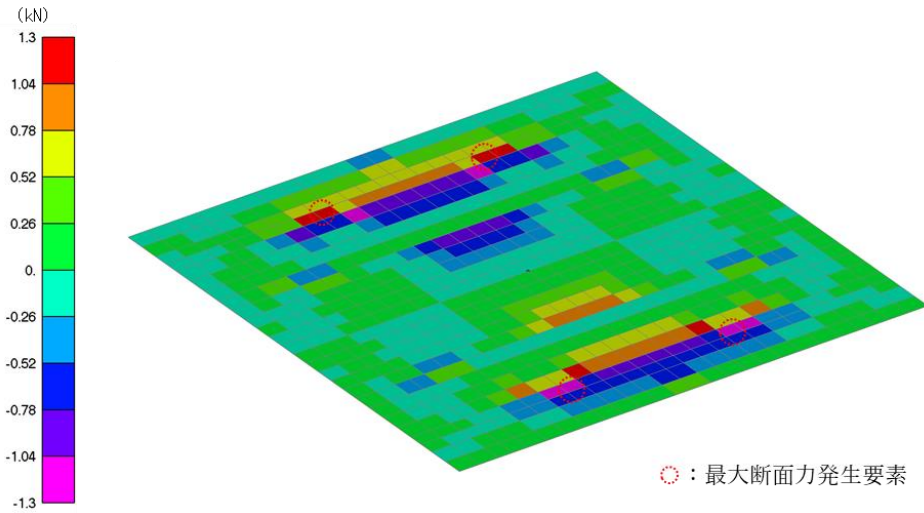
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 1} &= M_{s k 1} \times 10^6 / Z_{s k 1} \\ &= 0.359 \times 10^6 / 80.67 \times 10^3 \\ &= 4.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

b . 補強鋼材

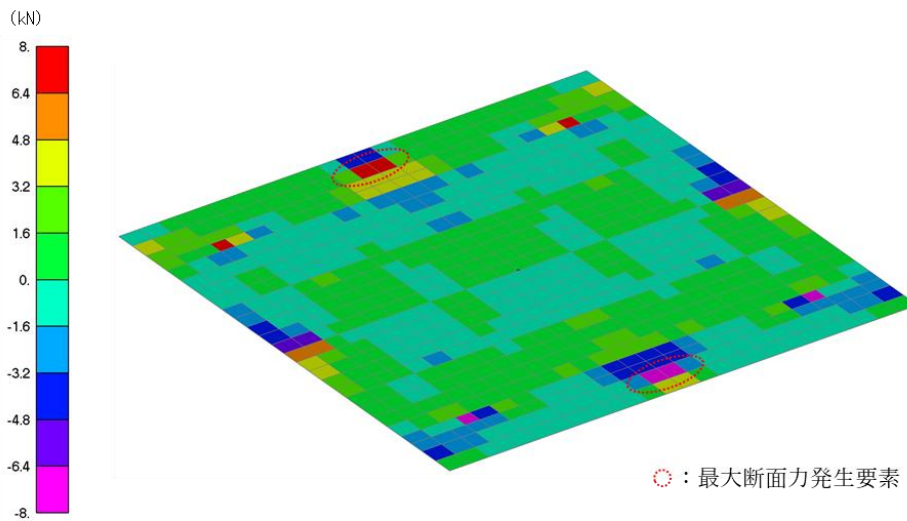
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 2} &= M_{s k 2} \times 10^6 / Z_{s k 2} \\ &= 0.198 \times 10^6 / 140 \times 10^3 \\ &= 1.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 鋼材に作用するせん断曲げ応力度

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。

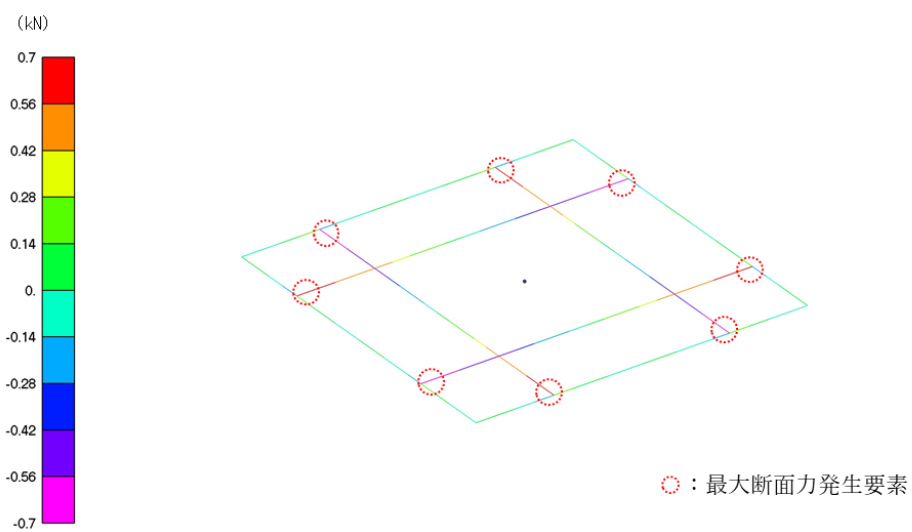


(鉛直震度 下向き)

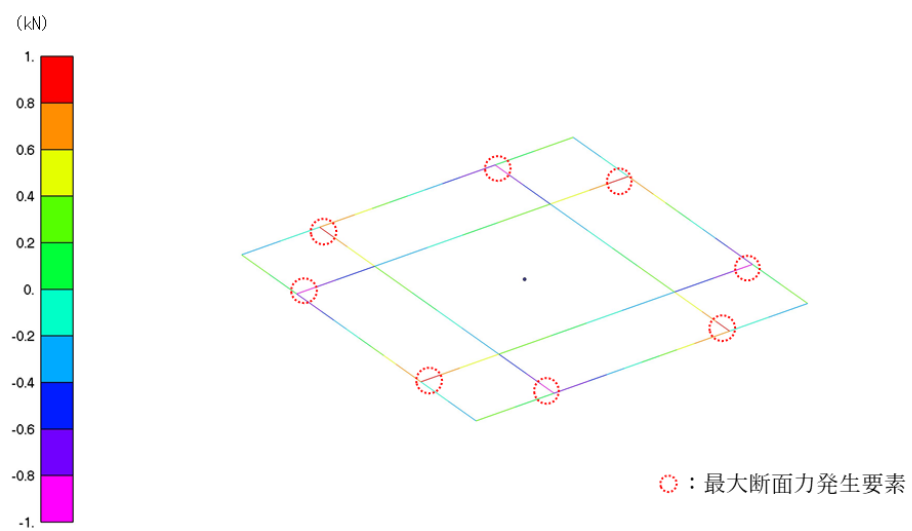


(鉛直震度 上向き)

図4.6.2-3 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/mm²)

$Q_{s k}$: 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 (mm²)

「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き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き力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	引張き力 (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	0.53

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	0.25
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 ²	210	N/mm ²	0.03
	せん断応力度	0.4	N/mm ²	120	N/mm ²	0.01
補強鋼材	曲げ応力度	1.5	N/mm ²	210	N/mm ²	0.01
	せん断応力度	0.4	N/mm ²	120	N/mm ²	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、重畳時の浸水津波荷重は、重畳時に考慮する津波高さは EL 4.9m であることから、津波時の浸水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 ：浸水津波荷重 (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 ：浸水津波荷重 (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 _{d h}		－ (○)	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 _k		○	風荷重を考慮する。	
余震荷重 K _{s d}	水平地震動		○	弾性設計用地震動 S _{s - 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 _{s - 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。)	
浸水津波荷重 P _t	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 _c				○	漂流物による衝突荷重を考慮する。

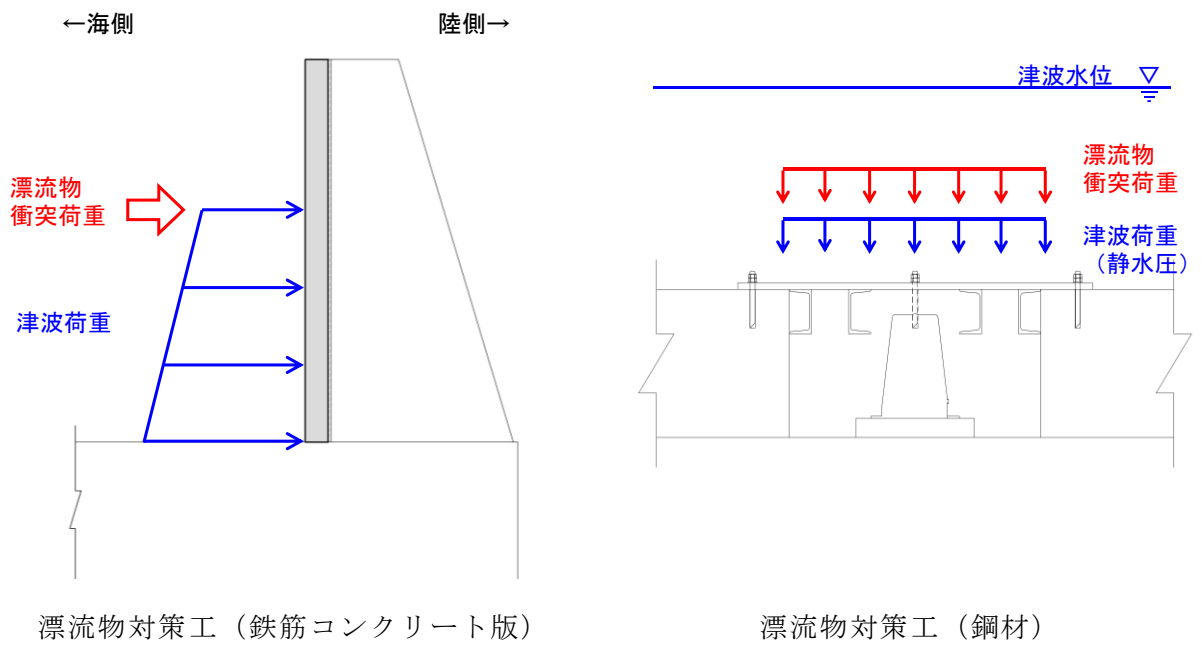
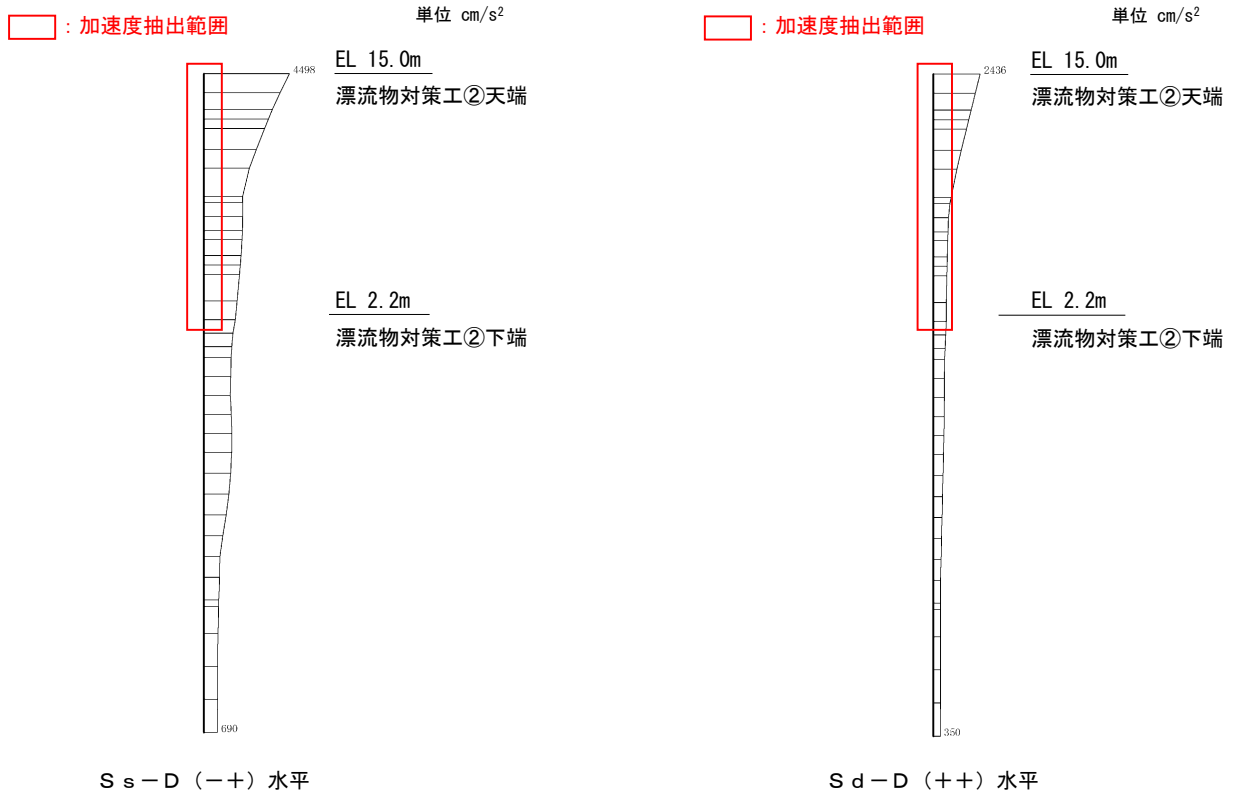
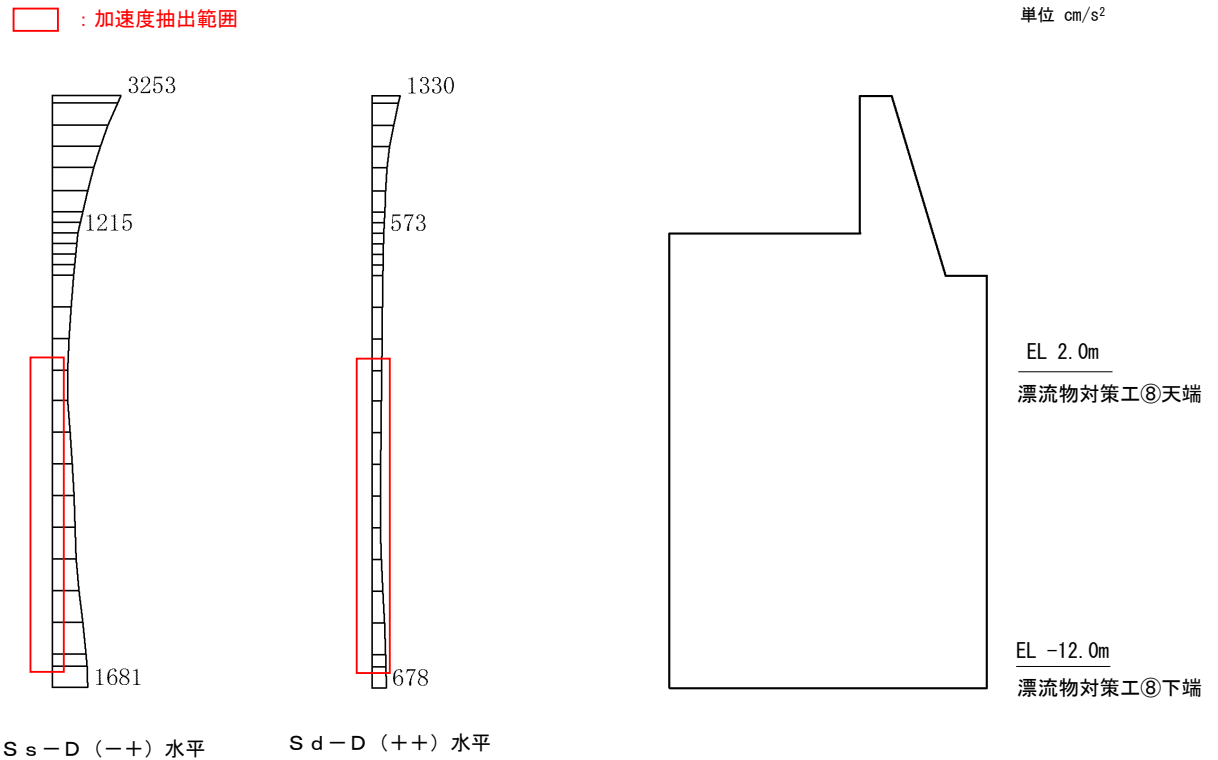


図 5.2.1-1 漂流物対策工の荷重作用図



(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) 浸水津波荷重 (P_t)

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_c)

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)

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

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) 浸水津波荷重 (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）に作用する浸水津波荷重のうち、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浸水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 ²) * ¹
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* ²
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_c)

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。

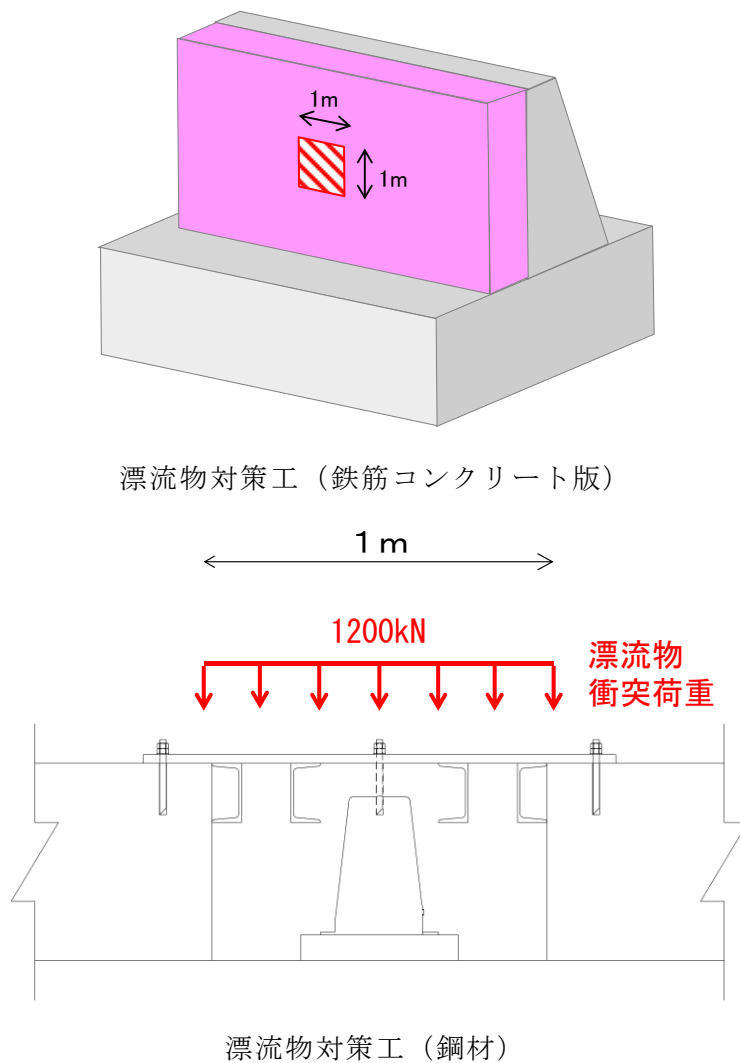


図 5.2.3-1 「局所的な漂流物衝突荷重」の作用イメージ

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 ²)
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](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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	押し抜きせん断応力度	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](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。

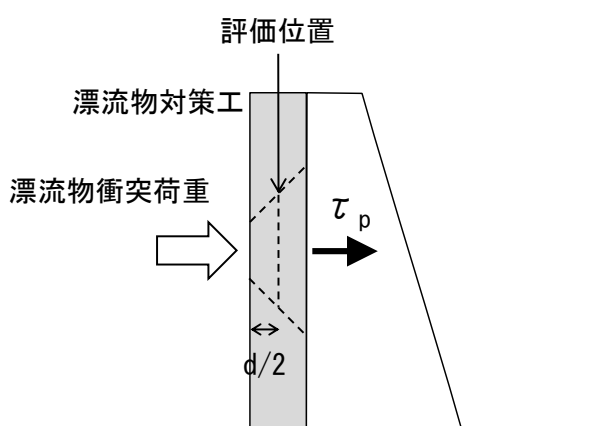


図 5.4.1-1 鉄筋コンクリート版のモデル図

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、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（ kN/mm^2 ）

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「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。

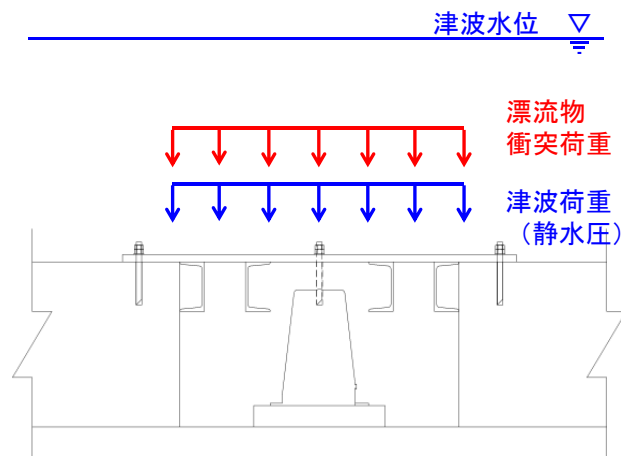


図 5.4.2-1 3次元構造解析モデルにおける荷重の作用イメージ図

(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(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 5.5.1-1(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 ³	鋼板の断面係数	80.67×10^3

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5.1-1(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 ³	補強鋼材の断面係数	140×10^3

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5.1-1(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 ²	鋼板の断面積	220×10^2

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5.1-1(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 ²	補強鋼材の断面積	30.59×10^2

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

$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

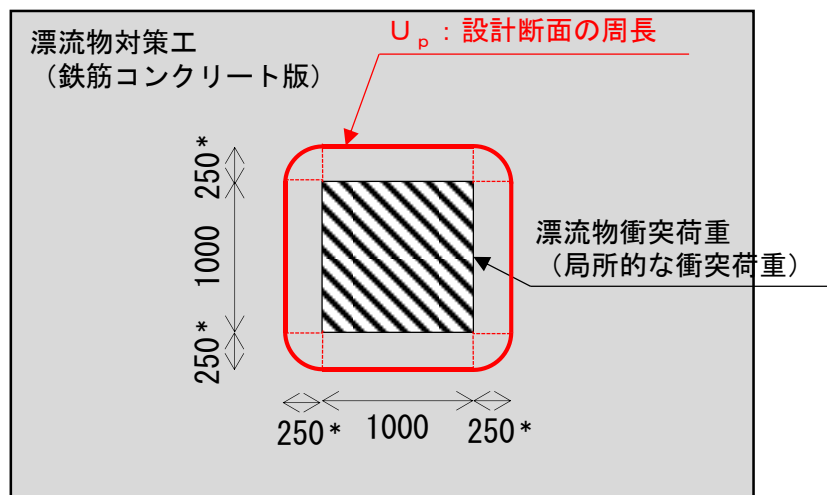
ここで、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（kN/mm²）

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（ τ_p ）は以下のとおりとなる。

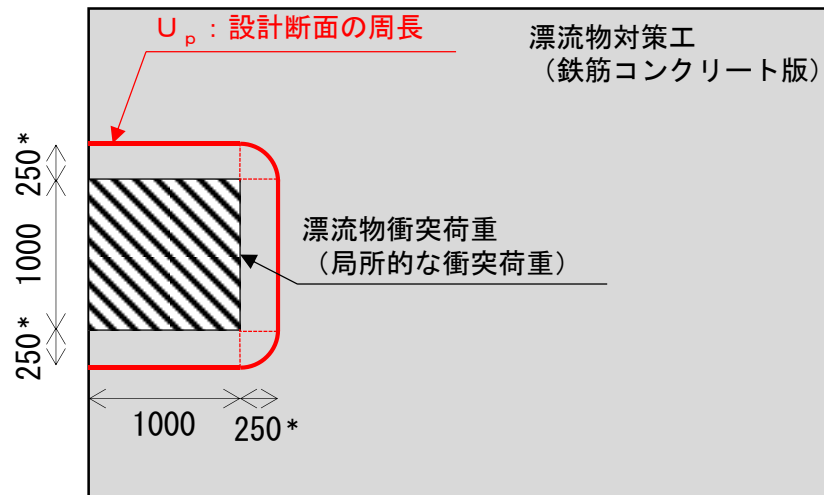
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

$$= 1,336 / 5.57 \cdot 0.5$$

$$= 479.7 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.48 \text{ N/mm}^2$$

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（ τ_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。

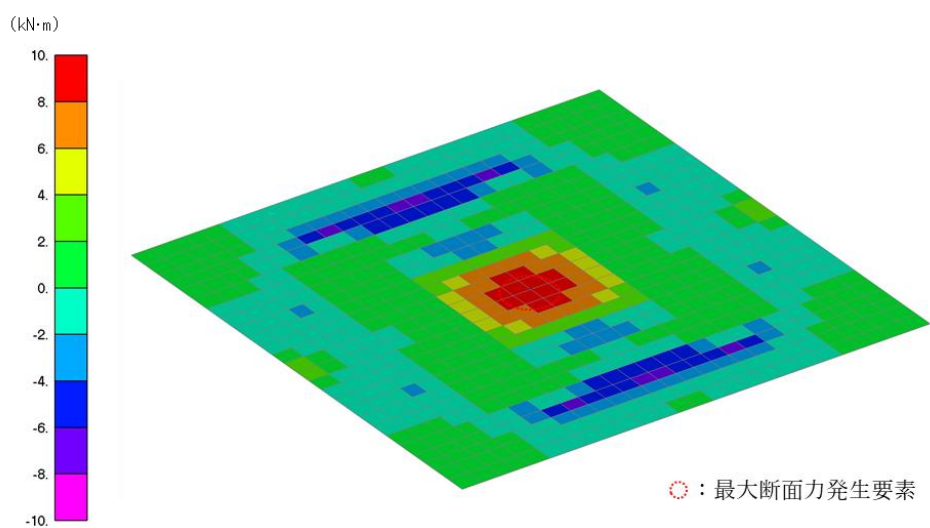


図 5.6.2-1 鋼板の発生曲げモーメントのコンター図

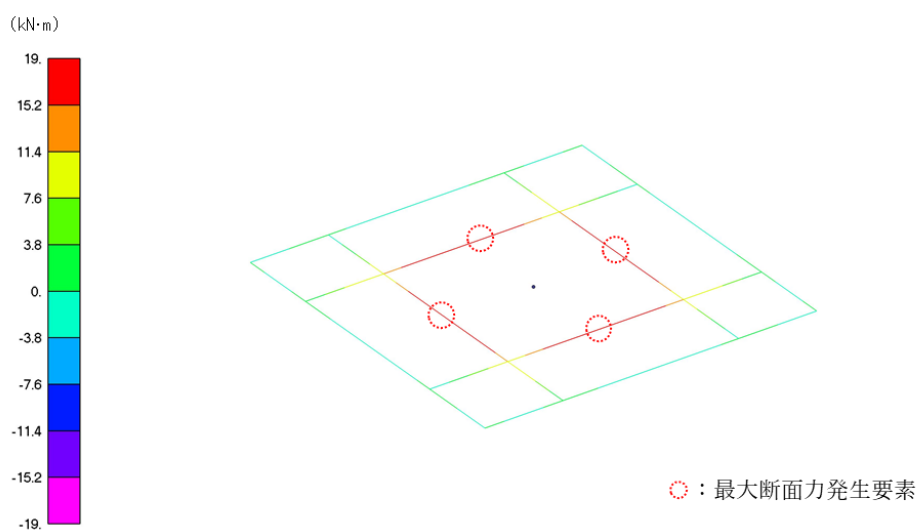


図 5.6.2-2 補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図

$$\sigma_{dkb} = M_{dk} \times 10^6 / Z_{dk}$$

ここで、 σ_{dkb} ：鋼材に作用する曲げ応力度 (N/mm²)

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 (mm³)

「5.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大曲げ応力度 (σ_{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。

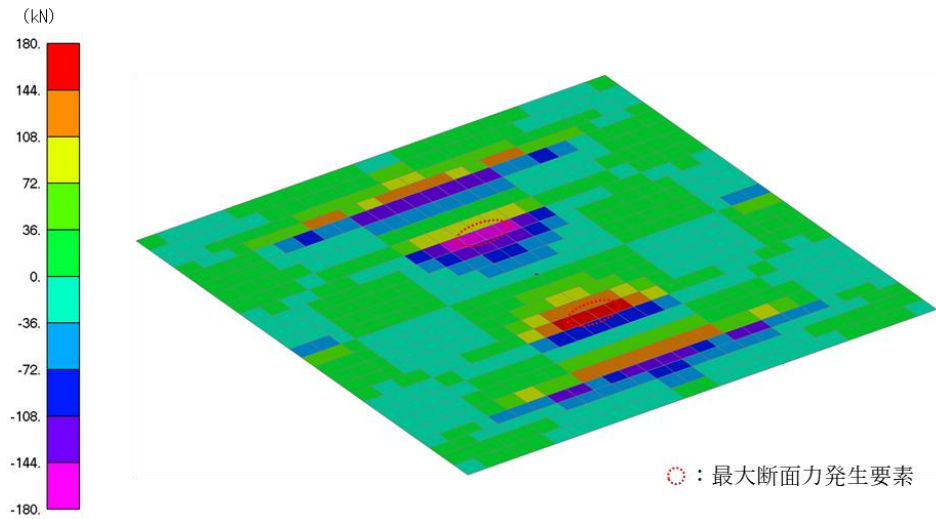


図 5.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図

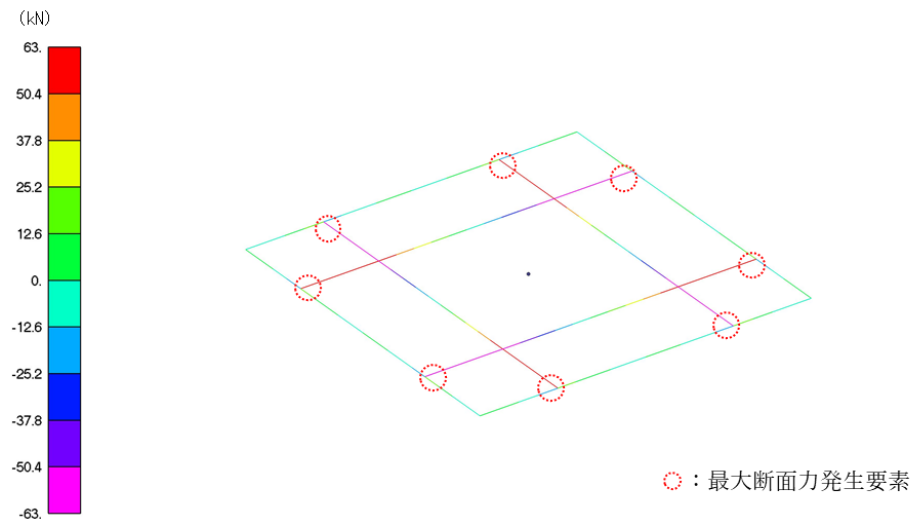


図 5.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

$$\tau_{dk} = Q_{dk} \times 10^3 / A_{dk}$$

ここで、 τ_{dk} ：鋼材に作用するせん断応力度（N/mm²）

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（mm²）

「5.5 評価条件」より、鋼材に作用するせん断応力度（ τ_{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）の耐震評価結果を表 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 ²	1.35	N/mm ²	0.36
	せん断	0.71*	N/mm ²	1.35	N/mm ²	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）の耐震評価結果を表 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 ²	210	N/mm ²	0.57
	せん断応力度	8.0	N/mm ²	120	N/mm ²	0.07
補強鋼材	曲げ応力度	132.8	N/mm ²	210	N/mm ²	0.64
	せん断応力度	20.5	N/mm ²	120	N/mm ²	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

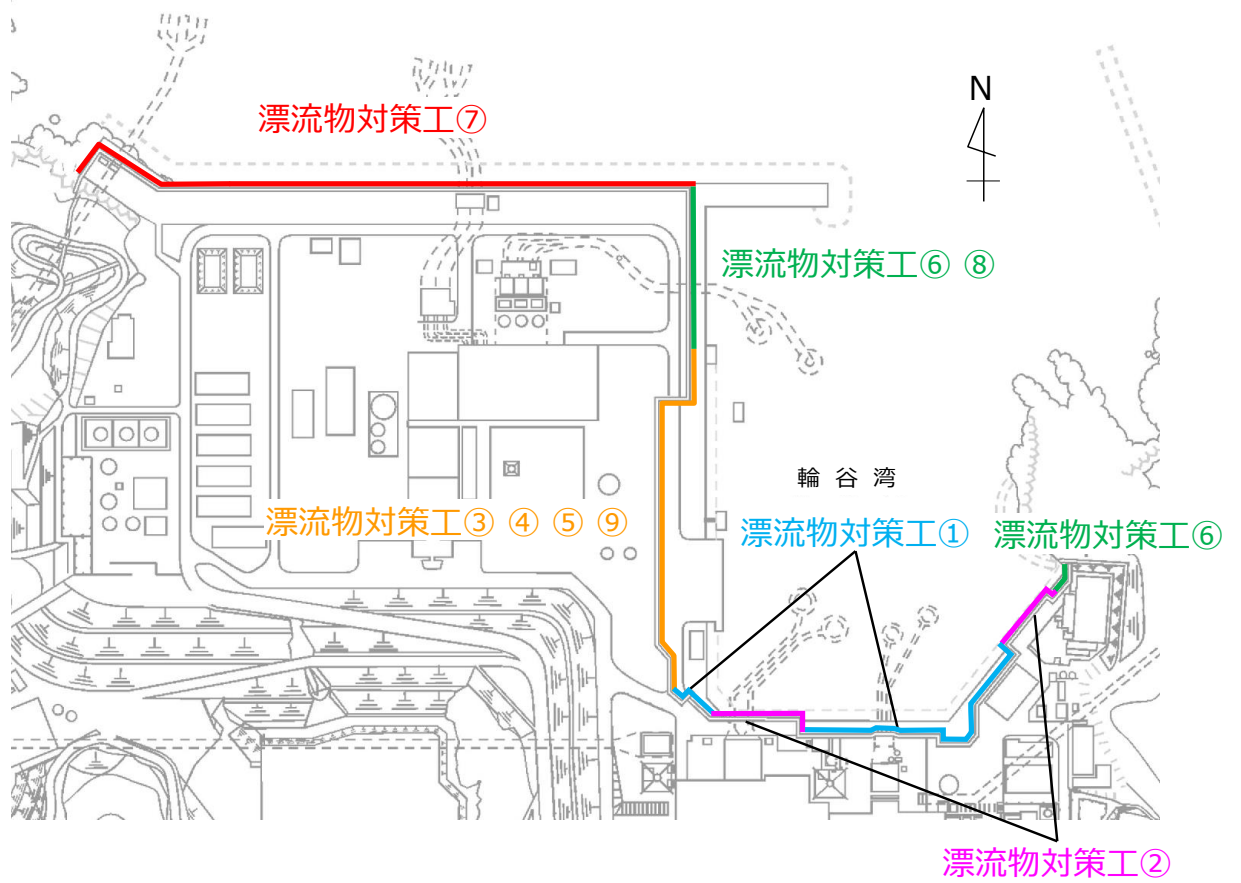


図 2-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

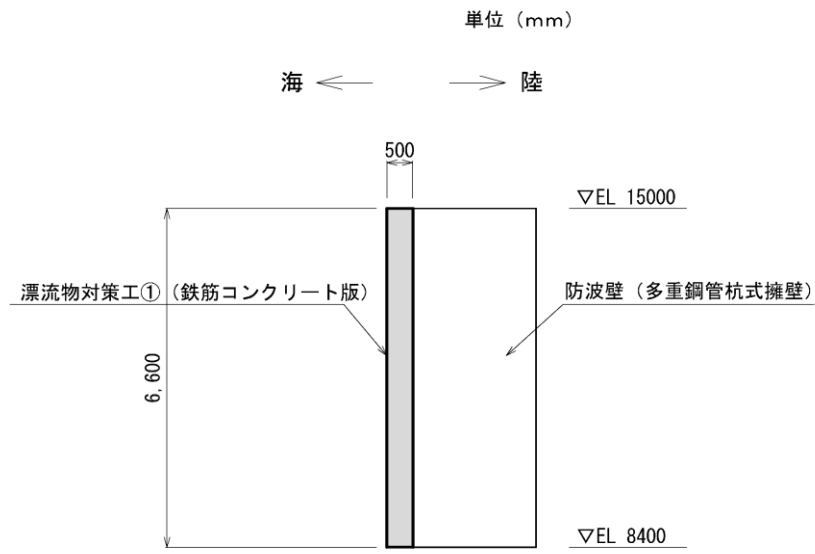


図 2-2 漂流物対策工①の構造概要図

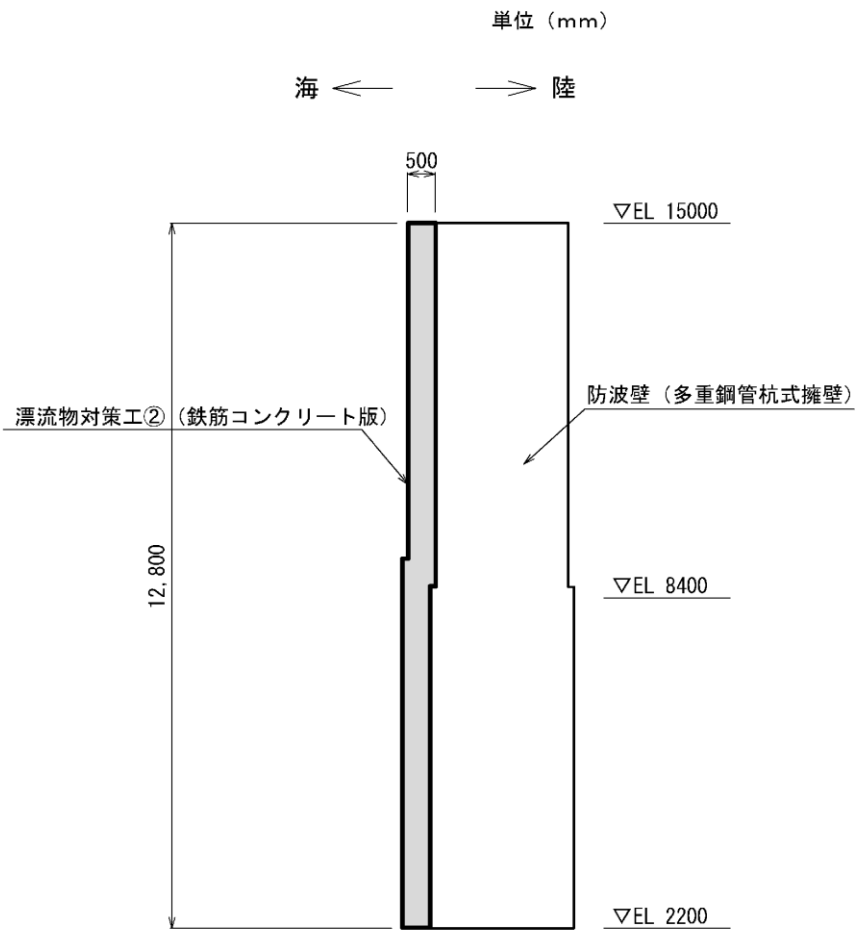


図 2-3 漂流物対策工②の構造概要図

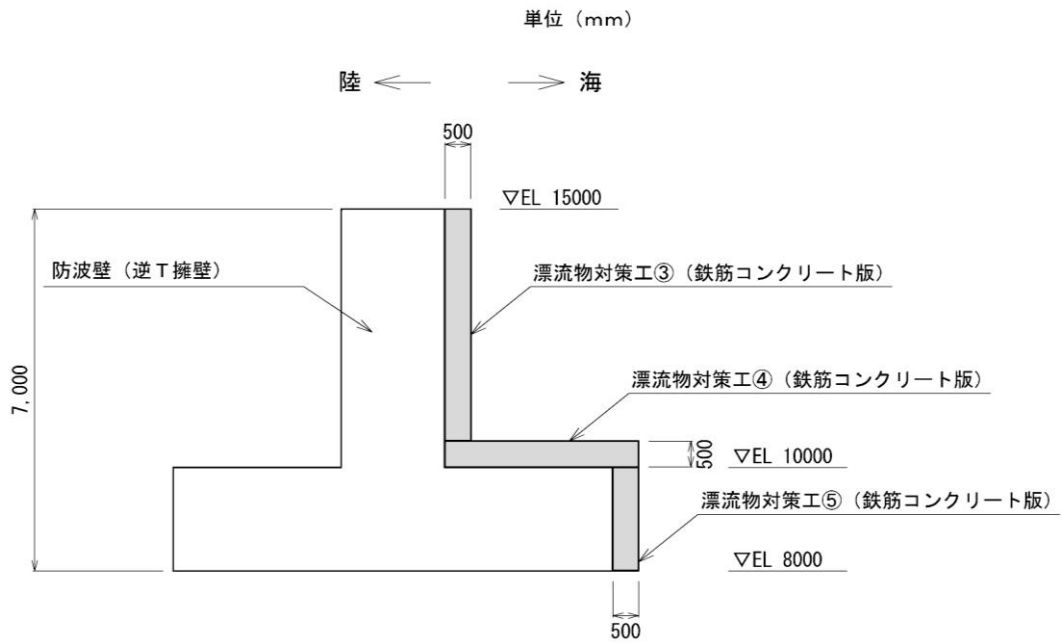


図 2-4 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

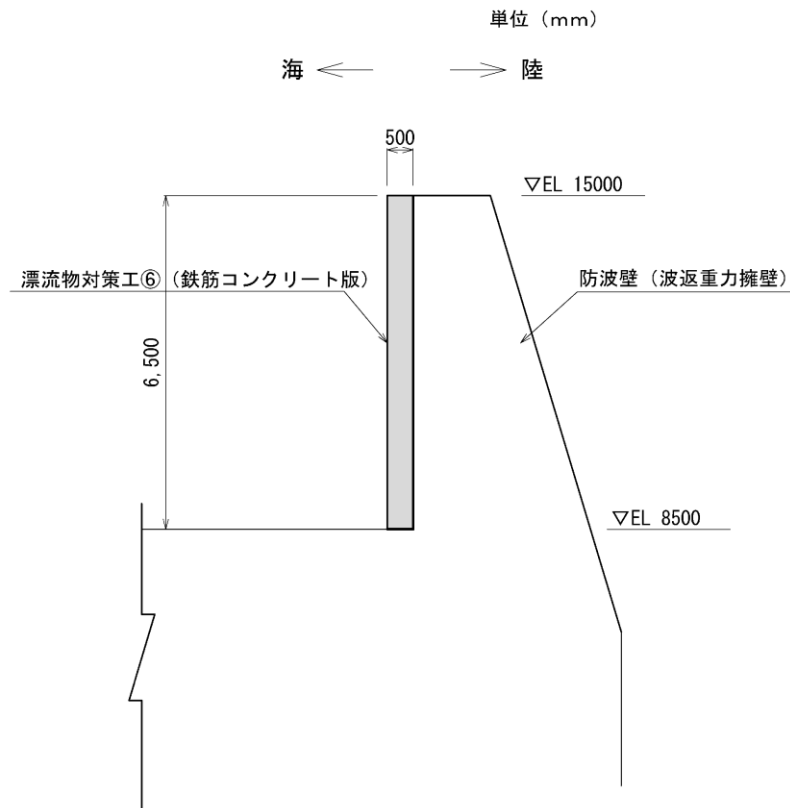


図 2-5 漂流物対策工⑥の構造概要図

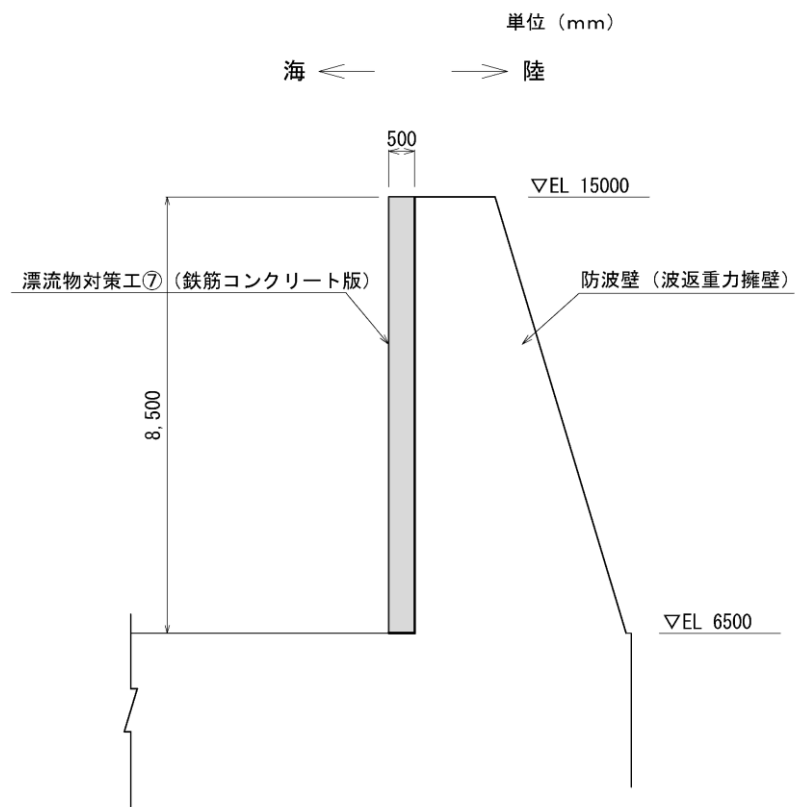


図 2-6 漂流物対策工⑦の構造概要図

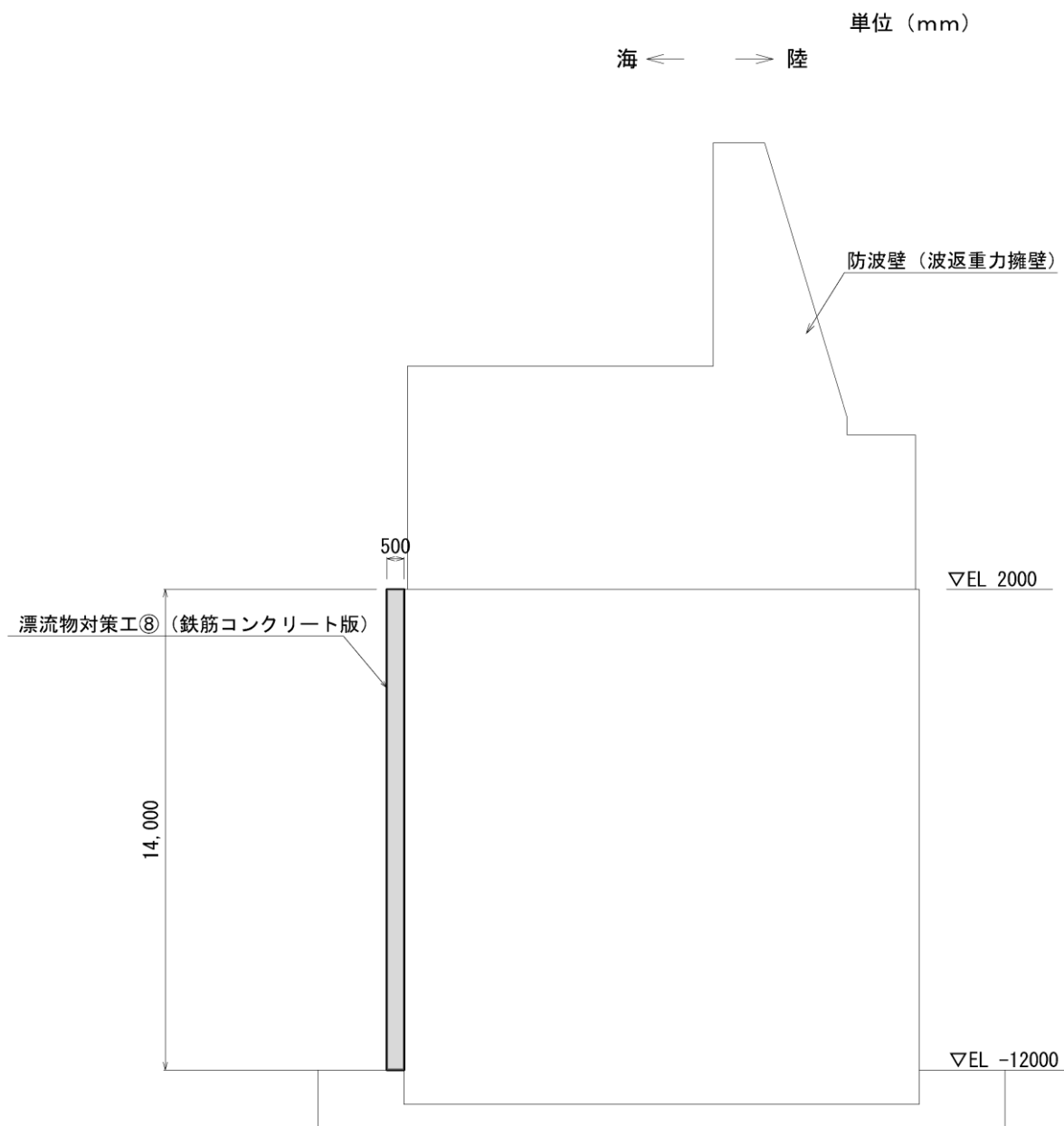


図 2-7 漂流物対策工⑧の構造概要図

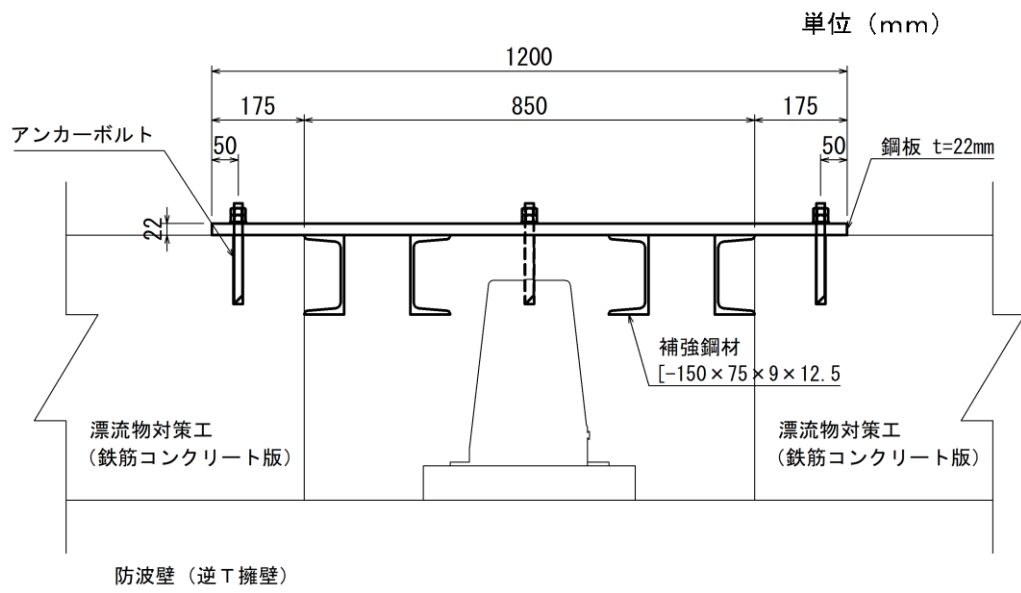


図 2-8 漂流物対策工⑨の構造概要図

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（9.80665m/s²）で除して設計震度を算定する。

$$P_{s_s} = W \times K_s$$

ここで、 P_{s_s} ：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) (cm/s ²)	(鉛直) (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	18.5	6.0
	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	13.1	12.0
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	18.6	31.6
	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)

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_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/mm²)

$s c a$: 接着系アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_t$: 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/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

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)

τ_a : 接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm²)

α_n : 付着強度の低減係数 ($n = 1, 2, 3$)

τ_{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/mm²)

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)

ϕ_1, ϕ_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/mm²)

$s c a$: 接着系アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする (N/mm²)

$c \sigma_t$: 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/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積で、 $0.5 \pi c^2$ とする (mm²)

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
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
$s_c a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	198.6
ϕ_2	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm ²	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 ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	242509
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	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
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	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 ²	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	300
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	300
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 ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	141372

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
ϕ_1	—	低減係数	1
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
${}_sc a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	286.5
ϕ_2	—	低減係数	2/3
${}_c\sigma_t$	N/mm ²	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 ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	340901
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	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
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	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 ²	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	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 ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	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
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
sca	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	286.5
ϕ_2	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm ²	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 ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	452286
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	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
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	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 ²	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	370
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	370
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 ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	215042

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
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	235
sca	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	157.0
ϕ_2	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm ²	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 ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	46558
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	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
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	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 ²	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 ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	164.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	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）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 242509 \\ &= 245 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 340901 \\ &= 345 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 452286 \\ &= 457 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 46558 \\ &= 47 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 198.6 \\ &= 47.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 286.5 \\ &= 69.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 286.5 \\ &= 69.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 164.5 \cdot 157 \\ &= 25.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 141372 \\ &= 143.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【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））】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 215042 \\ &= 217.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【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。

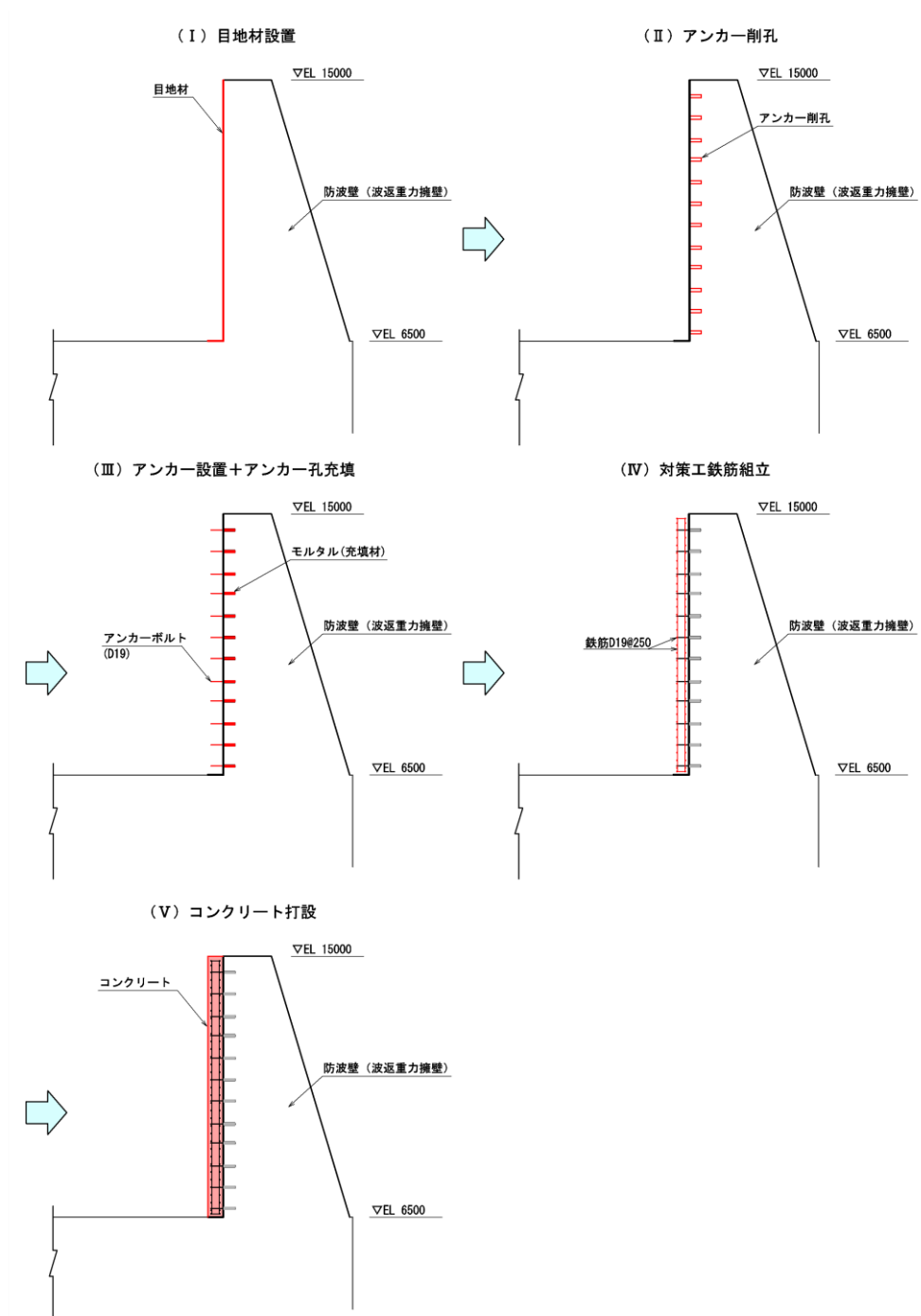


図 1 漂流物対策工の施工ステップ図
(例：防波壁（波返重力擁壁）)

(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。

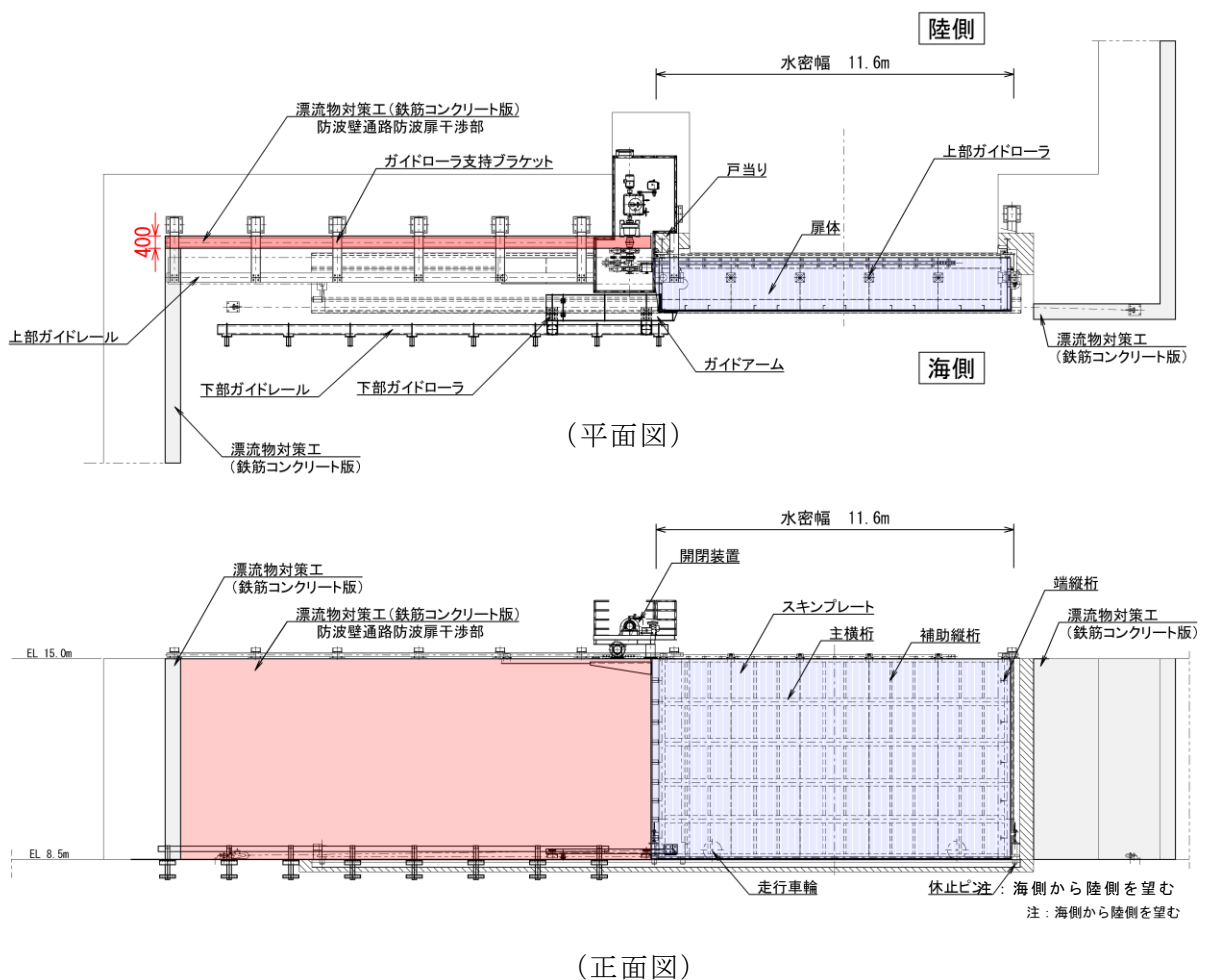


図 1-1 防波壁通路防波扉（3号機東側）周辺の漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

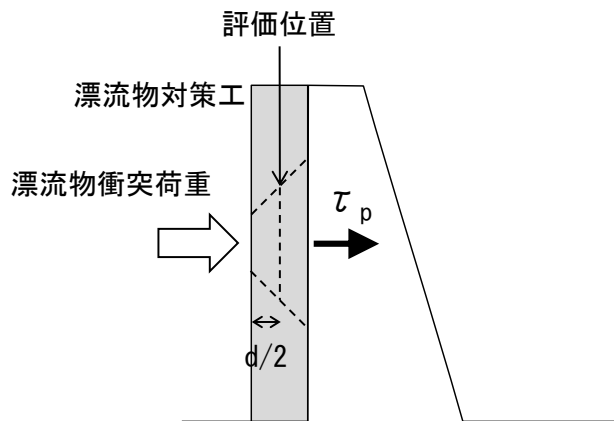


図 1-2 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力の評価イメージ

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、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（ kN/mm^2 ）

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 ）

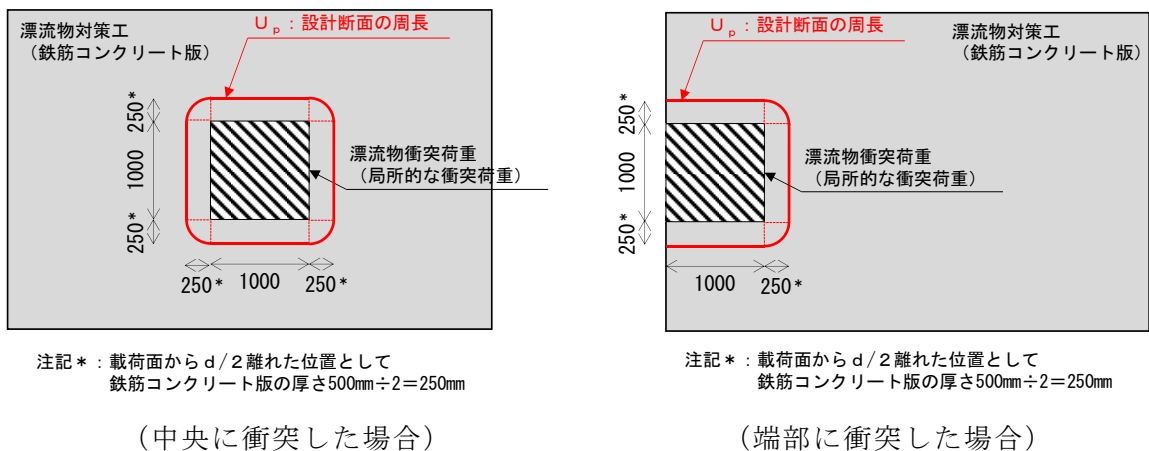


図 2-1 設計断面の周長 U_p の算定イメージ
(例：鉄筋コンクリート版の厚さが 50cm の場合)

「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 21cm 、端部に衝突した場合には 29cm 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 50cm とするが、他設備と干渉する場合は最低厚さ 29cm 以上を確保する。

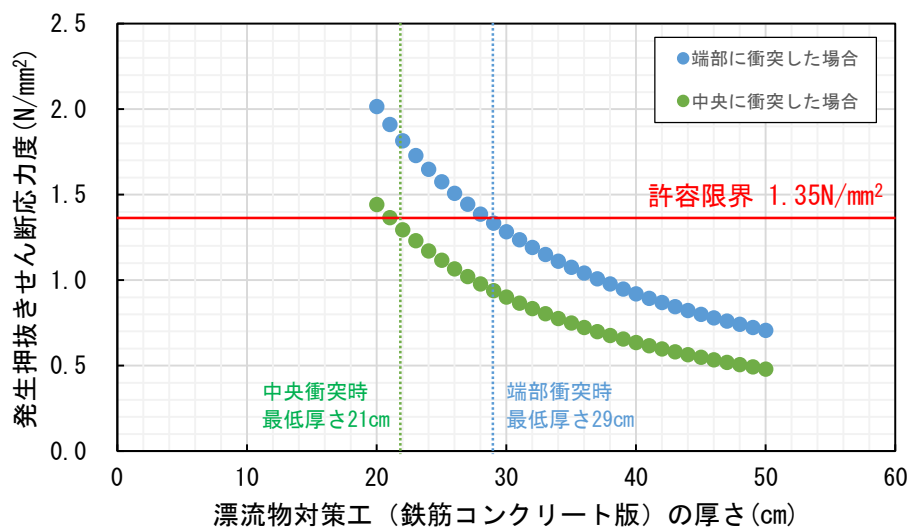


図2-2 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.1 漂流防止装置（係船柱）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.6.2 漂流防止装置（係船柱）の強度計算書に関する補足説明

2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明

（参考資料 1）漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界の設定

（参考資料 2）漂流防止装置基礎の護岸構造の詳細

（参考資料 3）杭－地盤相互作用ばねモデルの概要

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.1 漂流防止装置（係船柱）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 構成要素の構造計画	4
2.4 評価方針	7
2.5 適用規格・基準等	8
3. 耐震評価	9
3.1 記号の定義	9
3.2 評価対象部位	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ	12
3.3.1 荷重の設定	12
3.3.2 荷重の組合せ	12
3.4 許容限界	13
3.5 設計用地震力	15
3.6 評価方法	20
4. 評価条件	34
5. 評価結果	35

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能保持の設計方針に基づき、漂流防止装置（係船柱）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

漂流防止装置（係船柱）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、応力評価に基づく、構造部材の健全性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置（係船柱）及び基礎の位置を図 2.1-1 に示す。漂流防止装置（係船柱）の設置位置の詳細は「2.2 構造概要」で示す。

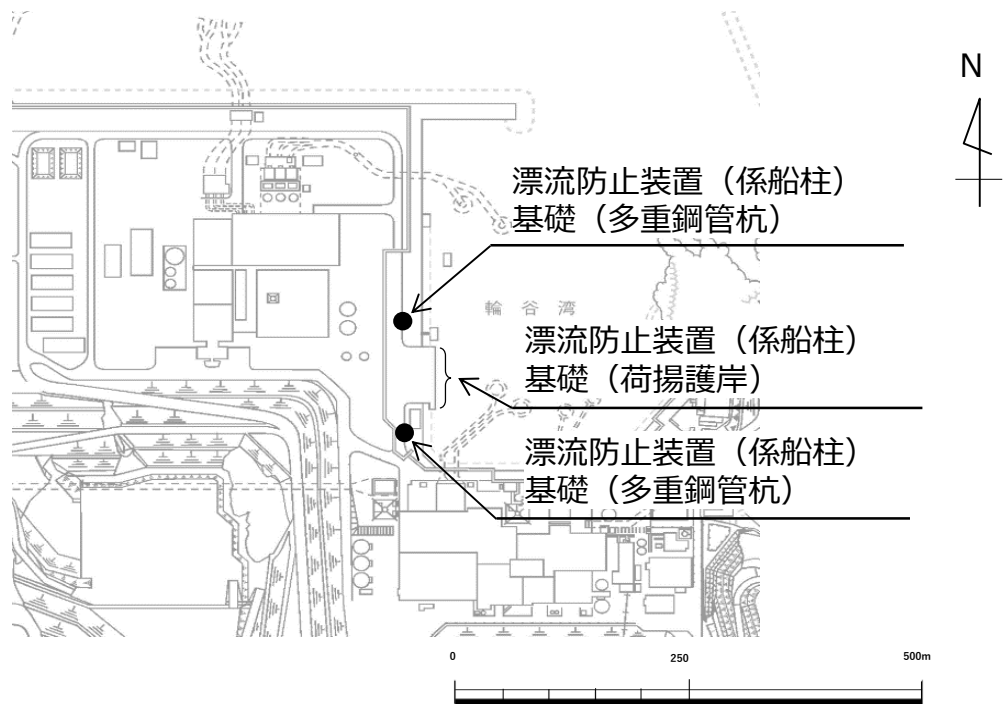


図 2.1-1 漂流防止装置位置図

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

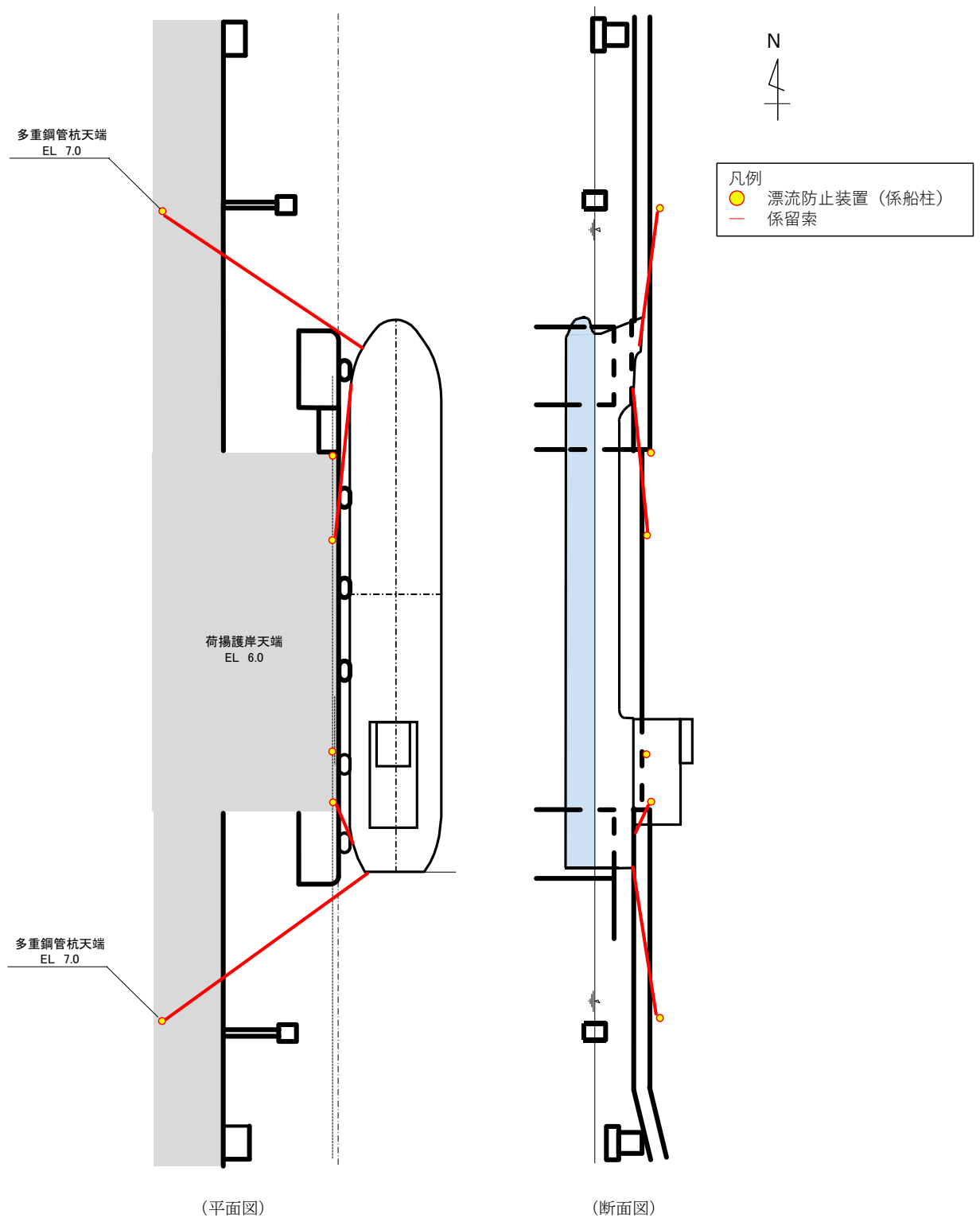


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置は、係船柱，アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

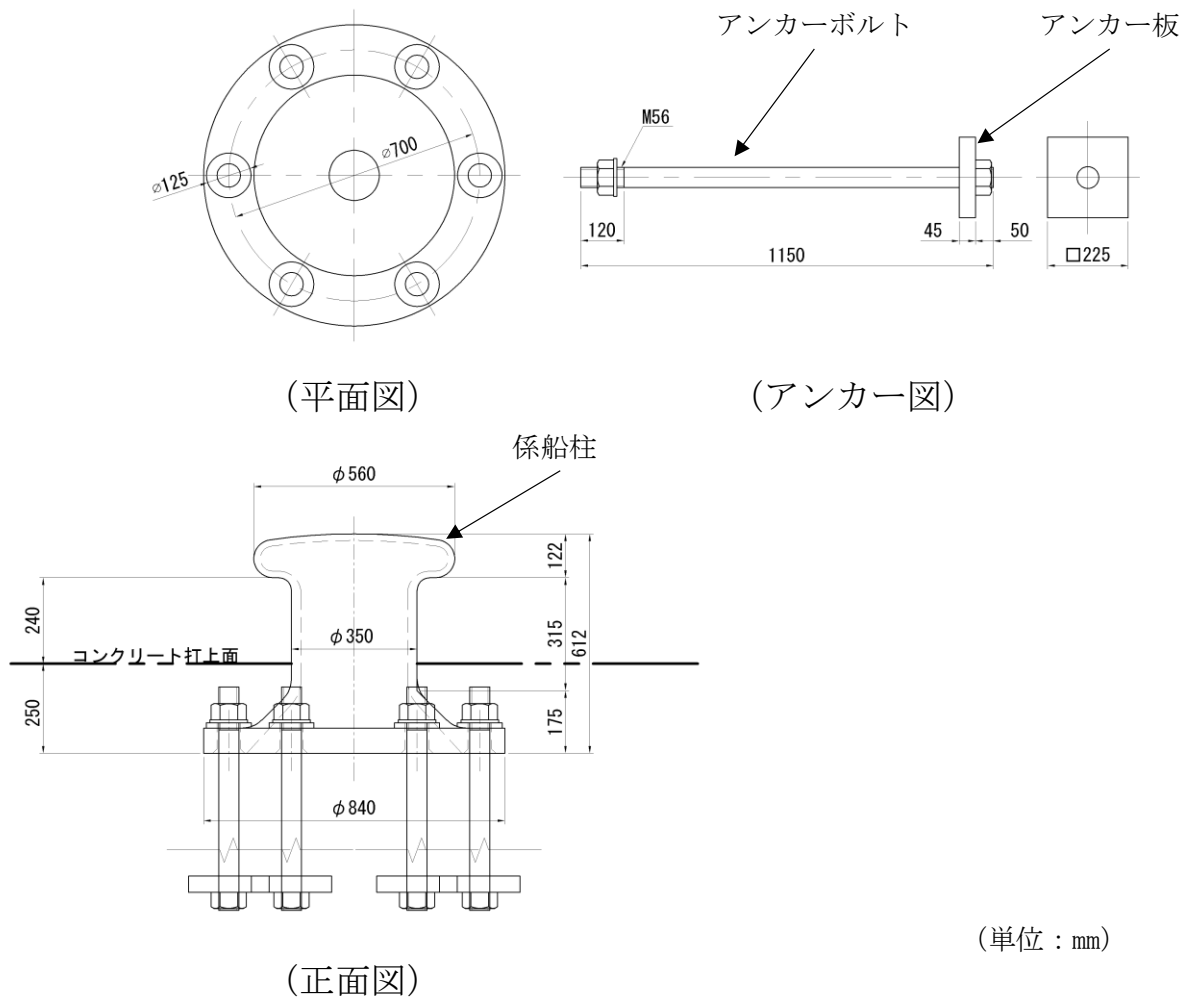
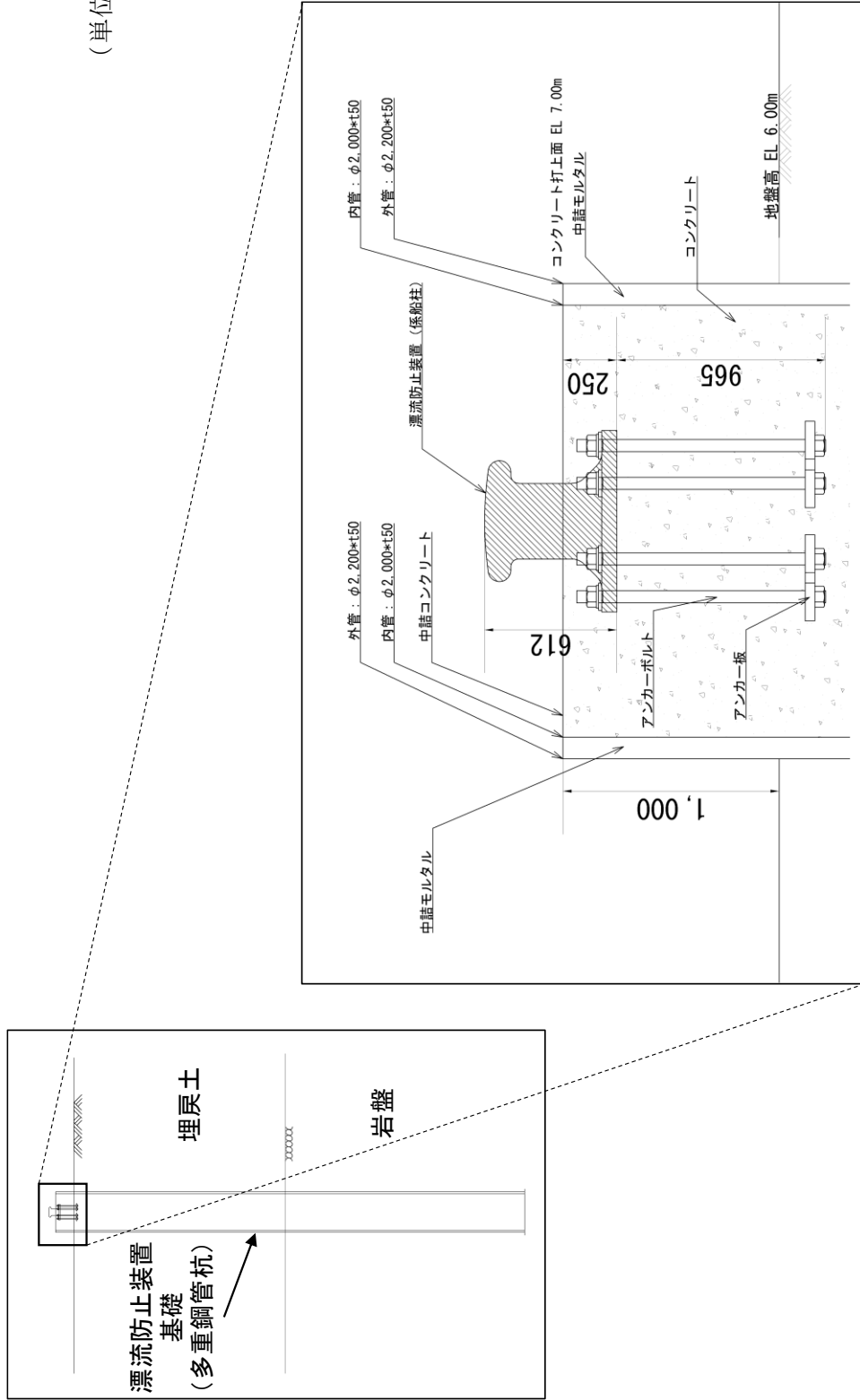


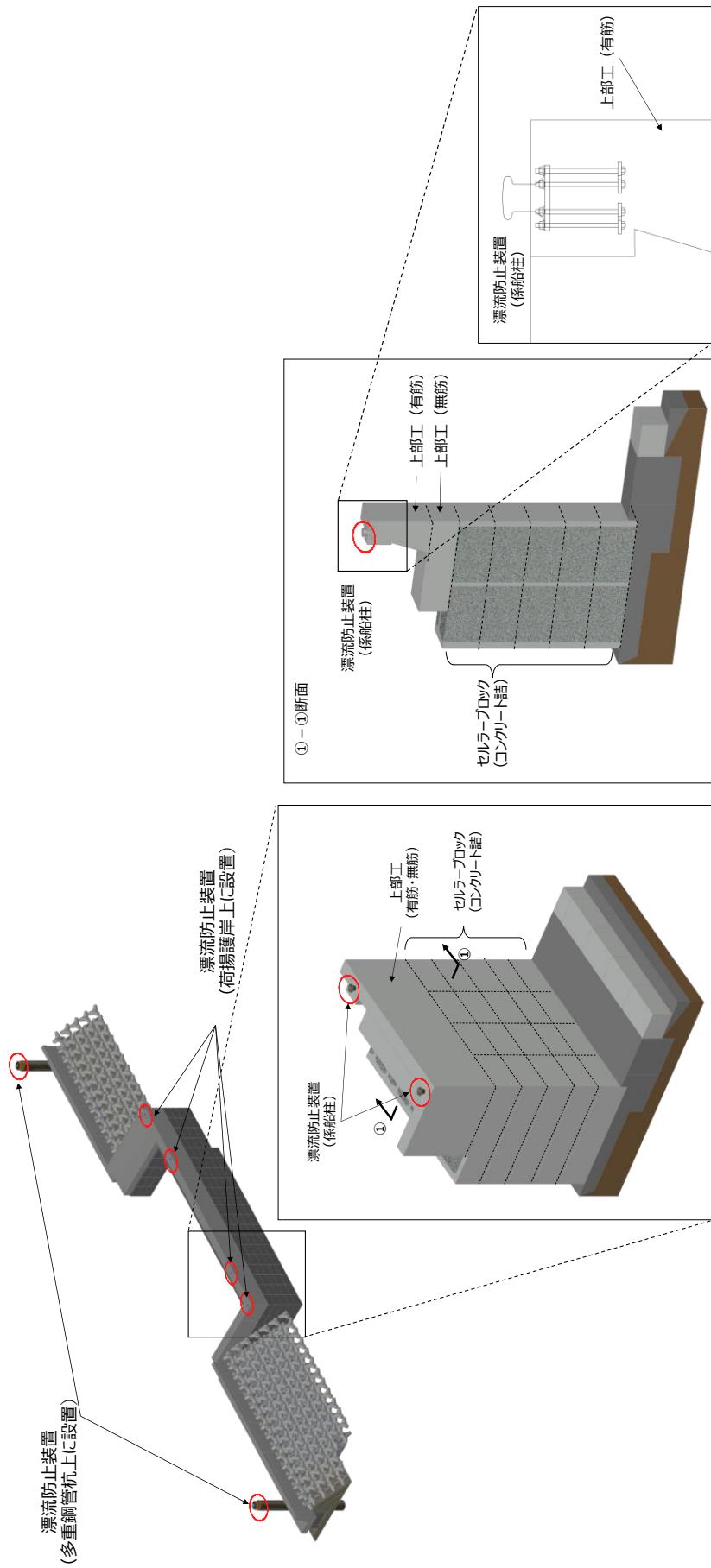
図 2.3-1(1) 漂流防止装置の構造図

(単位：mm)



漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)

2.3-1(2) 漂流防止装置の構造図



漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)

2.3-1(3) 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の耐震評価は、基準地震動 S_s による慣性力が漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.6 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の耐震評価フローを図 2.4-1 に示す。

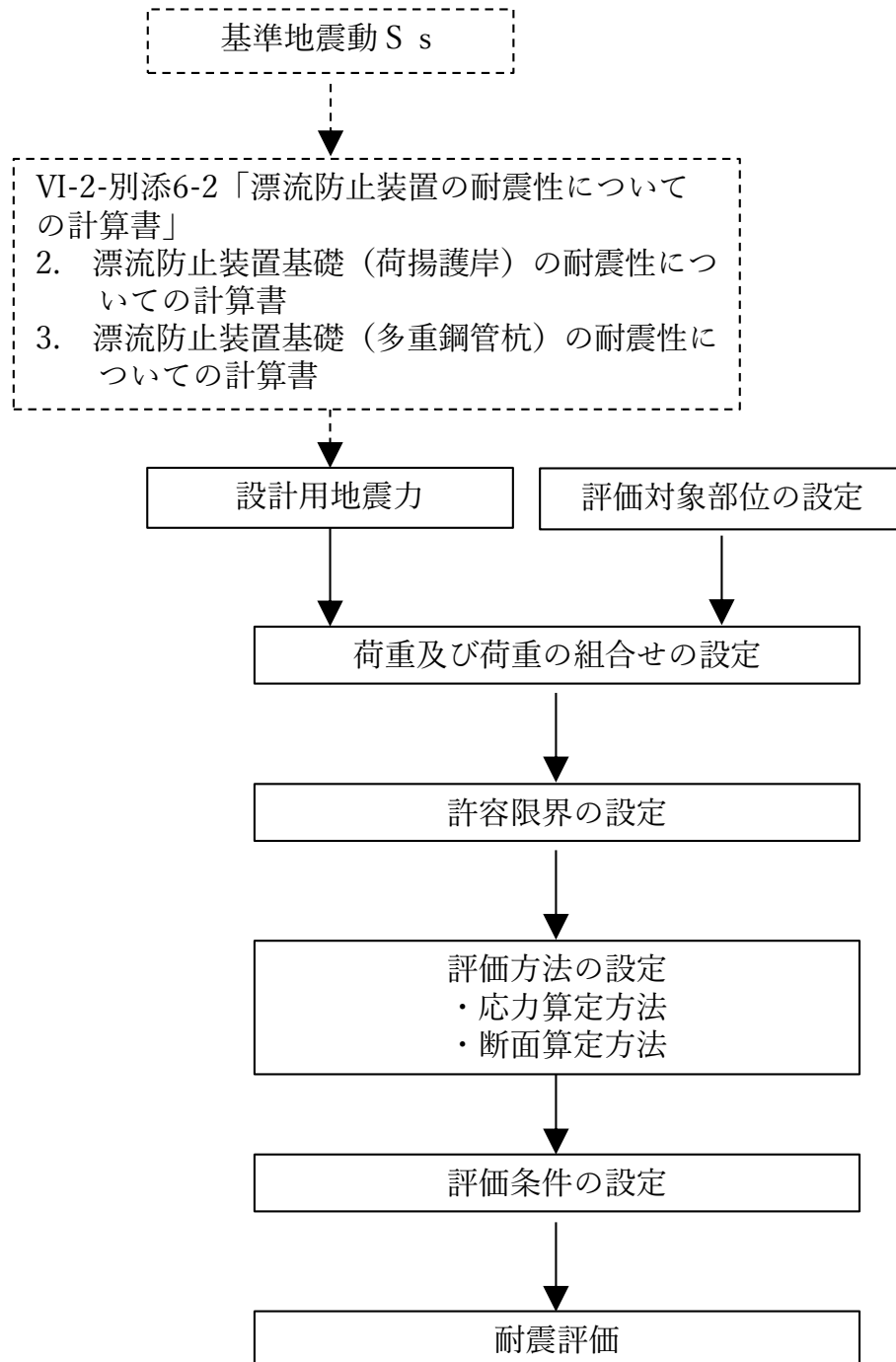


図 2.4-1 漂流防止装置（係船柱）の耐震評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO.102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970年）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
σ_s	N/mm ²	係船柱の胴部縁応力度
M_{sa}	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント
D	mm	係船柱の胴部径
Z_{sa}	mm ³	係船柱の断面係数
P_v	N	基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分
A_{sa}	mm ²	係船柱の断面積
σ_{c1}	N/mm ²	底板下面のコンクリートの支圧応力度
R_1	mm	中心軸から底板端までの距離
y	mm	中心軸と中立軸の距離
n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比
G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
σ_{c2}	N/mm ²	底板前面のコンクリートの支圧応力度
P_H	N	基準地震動 S_s による慣性力の水平成分
μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数
P_{vc}	N	コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$)
H_1	mm	底板厚さ
σ_{s2}	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度
R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離
τ_s	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度
N	本	アンカーボルトの本数
ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径
p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重
ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径
σ_{st}	N/mm ²	アンカー板の応力度

表 3.1-1(2) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
b	mm	ナット二面幅
a	mm	アンカー板幅
t	mm	アンカー板厚
σ_c	N/mm ²	アンカー板上面コンクリートの支圧応力度
τ_c	N/mm ²	アンカー板コンクリートのせん断応力度
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる基準地震動 S_s による慣性力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

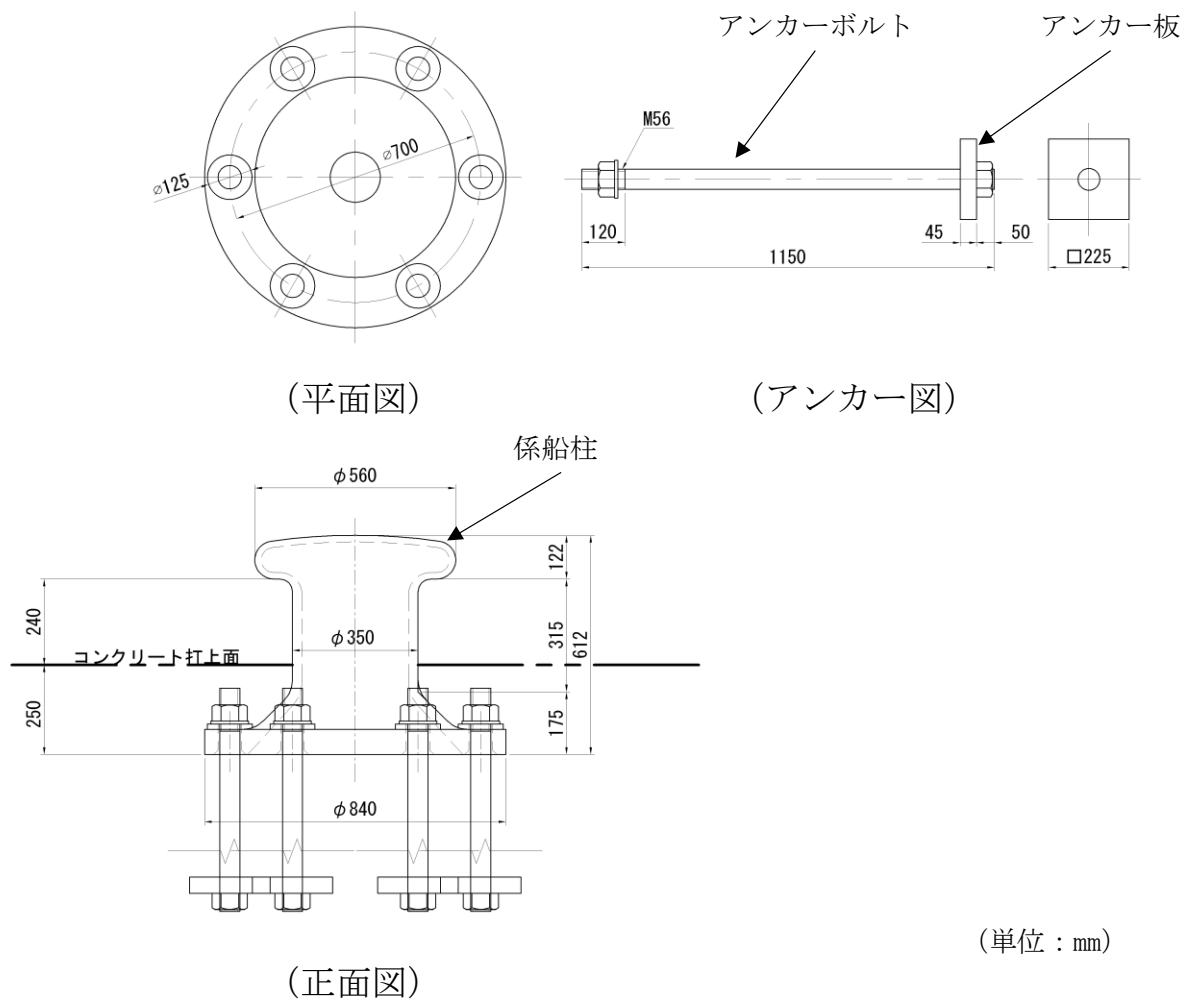


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流防止装置（係船柱）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3.5 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

ここで、

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。なお、構造として地表面から突出した部分は僅かであることから風荷重及び積雪荷重は考慮しない。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 S _s	G + S _s

G : 漂流防止装置（係船柱）の固定荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱、アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また、漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
係船柱	SC450	$\phi 350$
アンカーボルト	SS400	M56×1150
アンカー板	SS400	$\square 225 \times t45$

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鑄鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm^2)	
	曲げ・引張	せん断
SC450	205	—

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

材質		許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ・引張	せん断
SS400	$t \leq 40$	234	136
	$40 < t \leq 100$	215	124

c. コンクリート

漂流防止装置（係船柱）の周囲に打設するコンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）」に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置（係船柱）の基礎の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm ²)	
	支圧	せん断
コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ）	17.5	0.67

3.5 設計用地震力

漂流防止装置（係船柱）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-別添 6-2「漂流防止装置の耐震計算書」の「2. 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）についての耐震計算書」，「3. 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）についての耐震計算書」に示す漂流防止装置（係船柱）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した。地震応答解析モデルの断面選定の考え方は、それぞれの耐震計算書のうち「3.1 評価対象断面」に示す。

表 3.5-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）及び漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）における係船柱設置位置の最大応答加速度及び震度の値を示す。これらの震度を包絡するように、設計用地震力を設定した。

地震応答解析に用いた断面位置の平面図及び解析モデル図を図 3.5-1 及び図 3.5-2 に、荷揚護岸及び多重鋼管杭それぞれの水平・鉛直方向での最大応答加速度分布図を図 3.5-3 に示す。

表 3.5-1 (1) 設計用地震力（水平）

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	水平方向 k_H	設計用地震力 (水平)
基準地震動 S_s	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）：EL 6.0m	1.6 (1535 cm/s^2) *	2.3
	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）：EL 7.0m	2.3 (2226 cm/s^2) *	

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

表 3.5-1 (2) 設計用地震力（鉛直）

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	鉛直方向 k_{UD}	設計用地震力 (鉛直)
基準地震動 S_s	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）：EL 6.0m	1.8 (1736 cm/s^2) *	1.8
	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）：EL 7.0m	0.6 (508 cm/s^2) *	

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

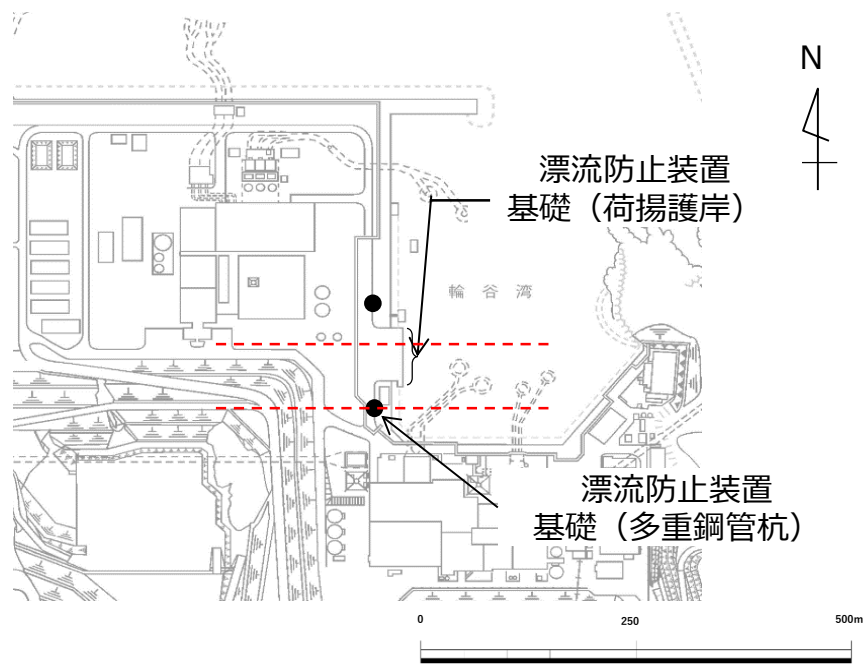


図 3.5-1 地震応答解析に用いた断面位置図

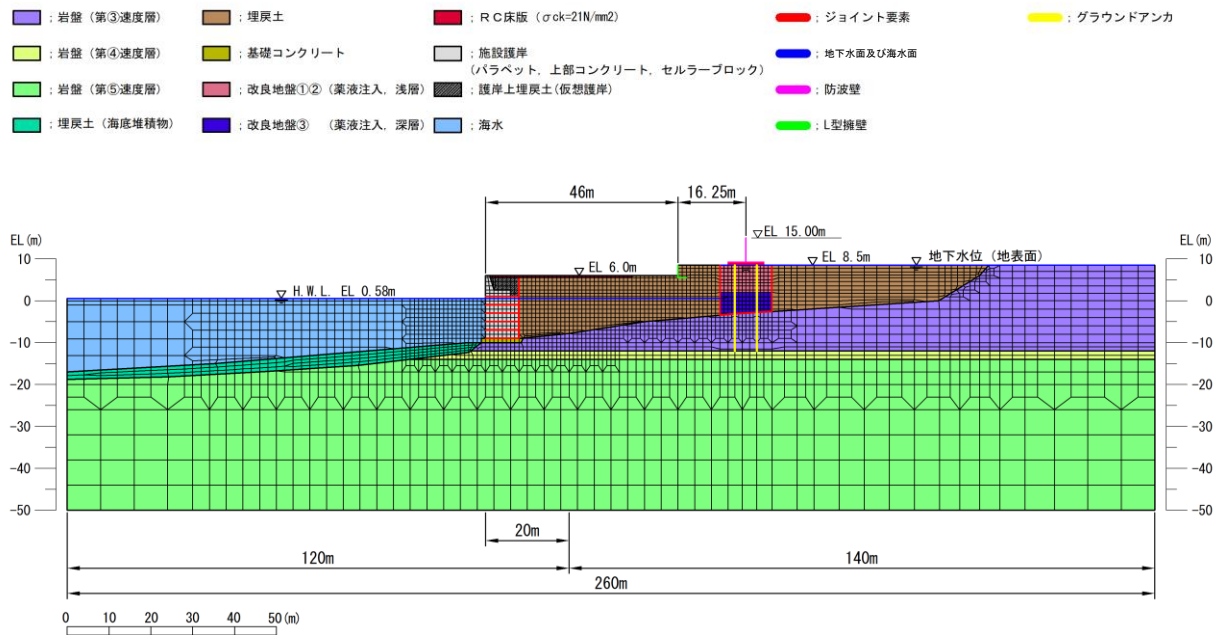


図 3.5-2(1) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (荷揚護岸))

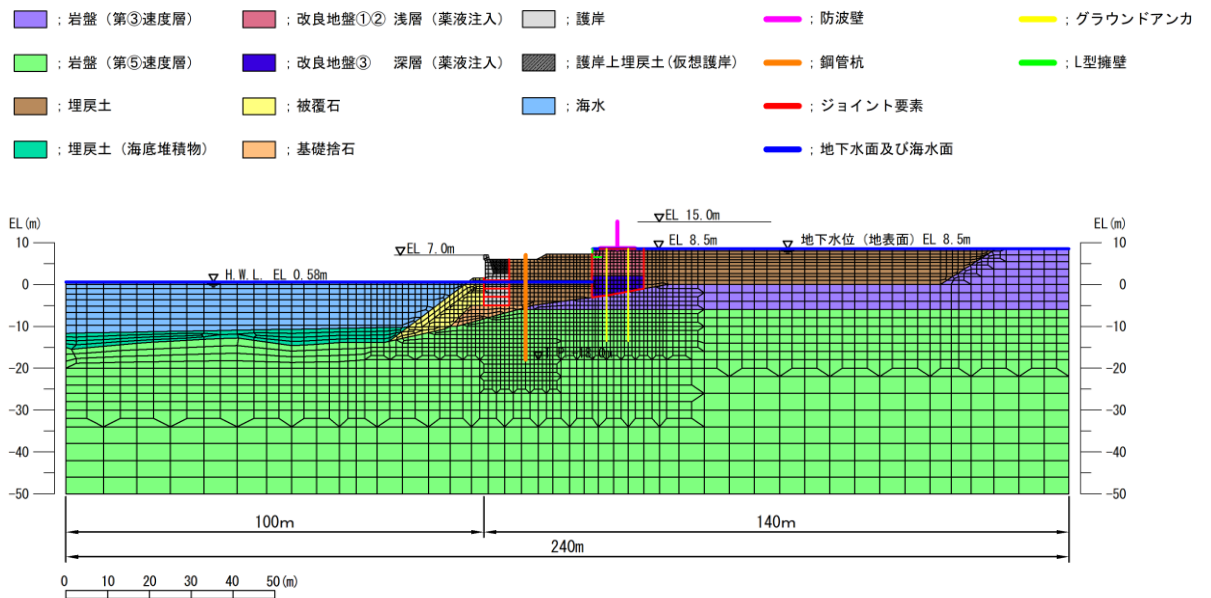
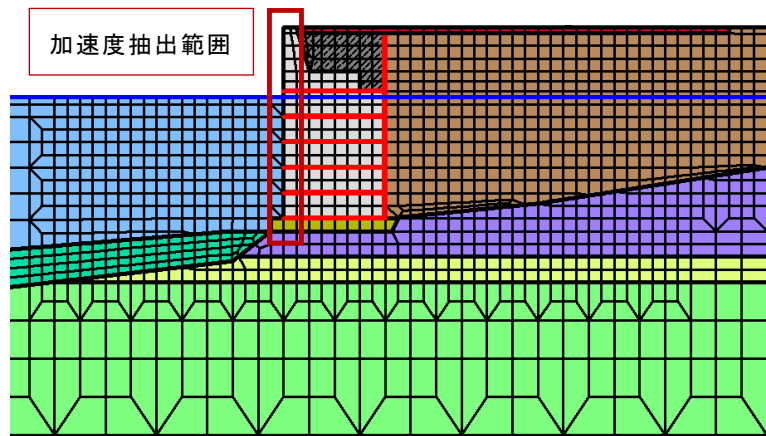
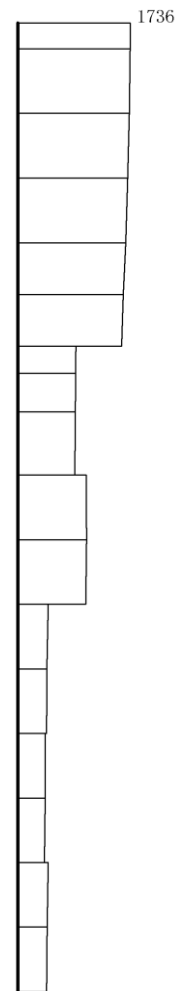
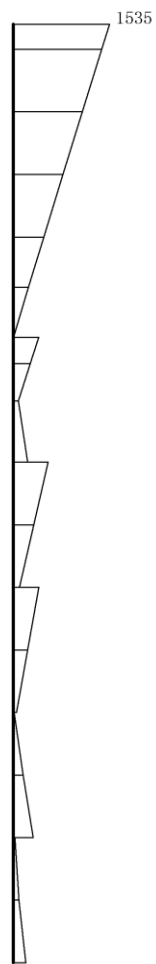


図 3.5-2(2) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭))



水平

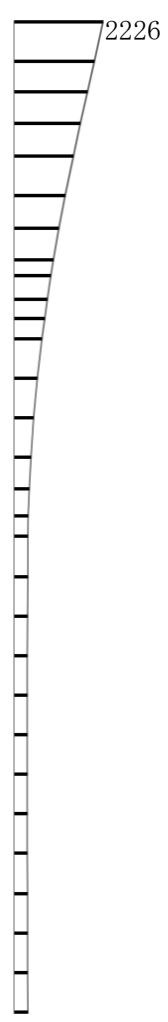
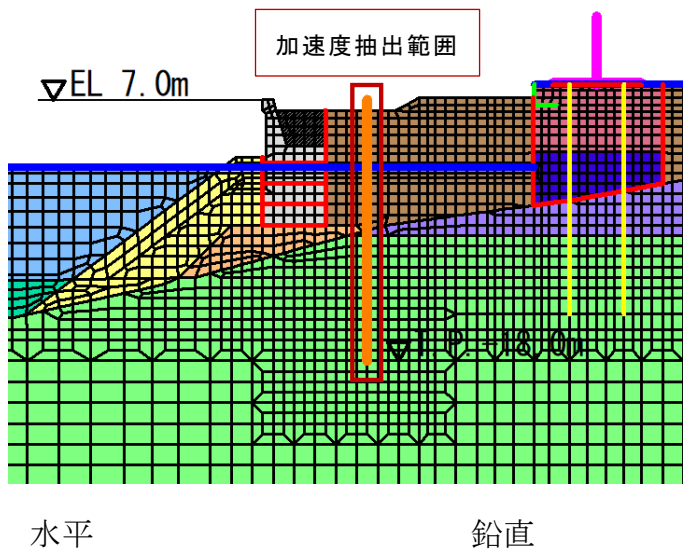
鉛直



構造スケール 0 1(m)

応答値スケール 0 1000(cm/s²)

図 3.5-3(1) 最大応答加速度分布図 (荷揚護岸法線)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール 0 2000(cm/s²)

図 3.5-3(2) 最大応答加速度分布図 (多重鋼管杭)

3.6 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.6-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，慣性力の作用点は直胴部の上端とする。

転倒モーメントのアーム長の保守性として，地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長は，コンクリート打上面より係船柱の重心位置までの距離と考えられるが，ここでは地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長より長い，直胴部長さ（0.9D）を転倒モーメントのアーム長とした。

$$\sigma_s = M_{s a} / Z_{s a} + P_v / A_{s a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

$M_{s a}$: 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s a} = P_H \cdot 0.9D)$$

$Z_{s a}$: 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

$A_{s a}$: 係船柱の断面積 (mm²)

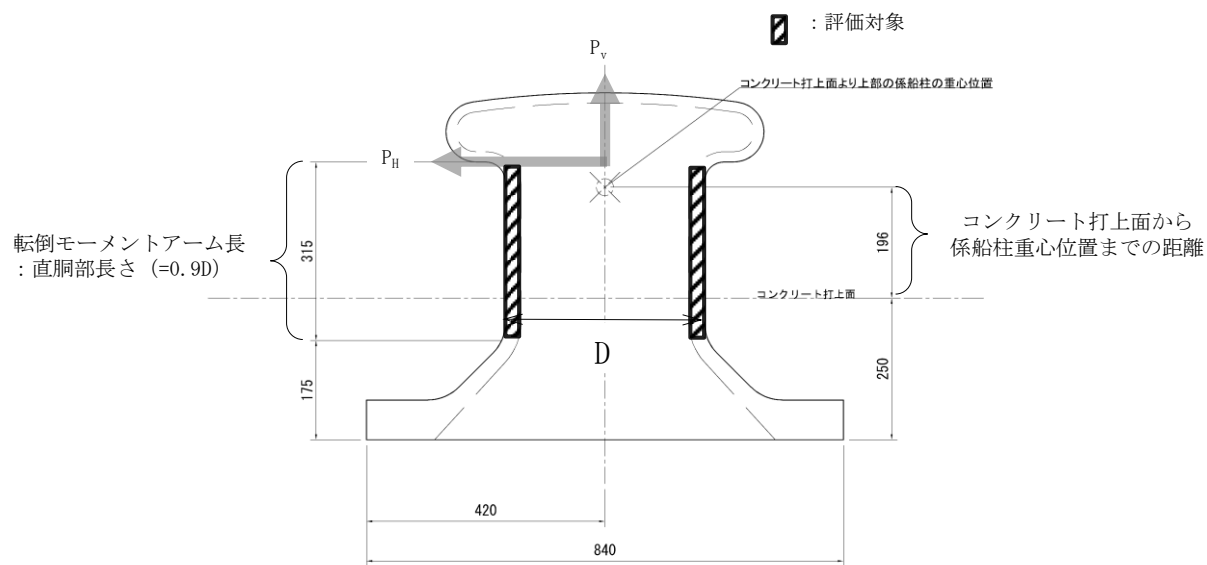


図 3.6-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.6-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

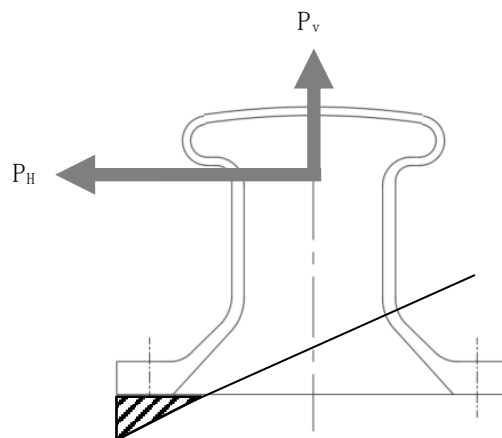


図 3.6-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

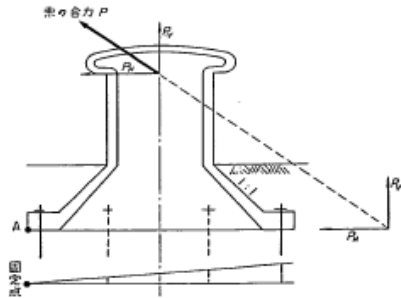


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_V により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{Vc} およびアンカボルトの全引張力 P_{Vs} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

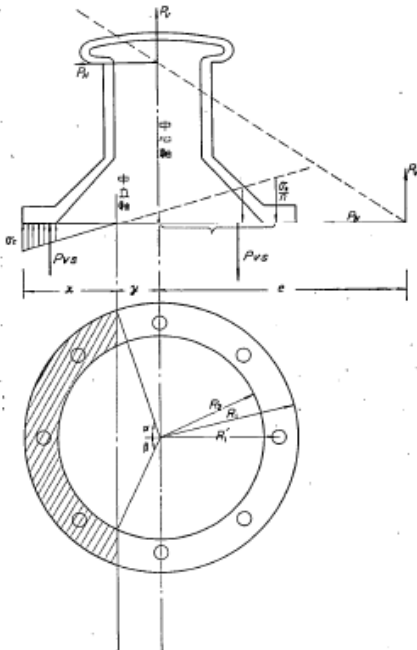


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{Vc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{Vs} = \frac{n\sigma_c}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^4}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^4}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_V = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは $M = P_V [e + y]$ (6.11)

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_V x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_V (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.6-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方 (港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し，許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

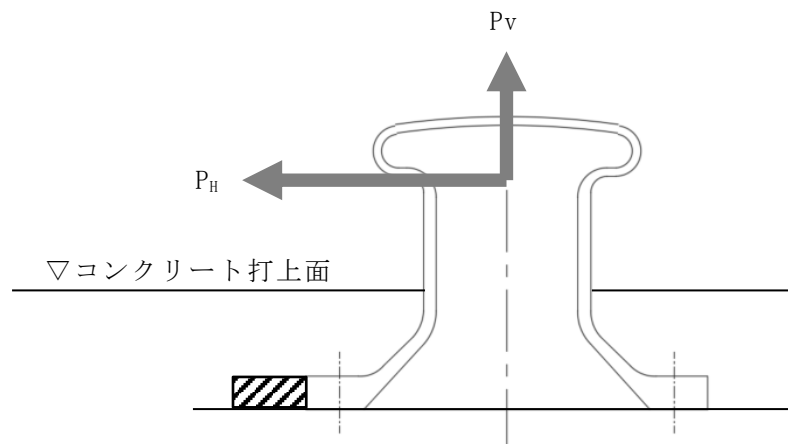


図 3.6-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3.6-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。


$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

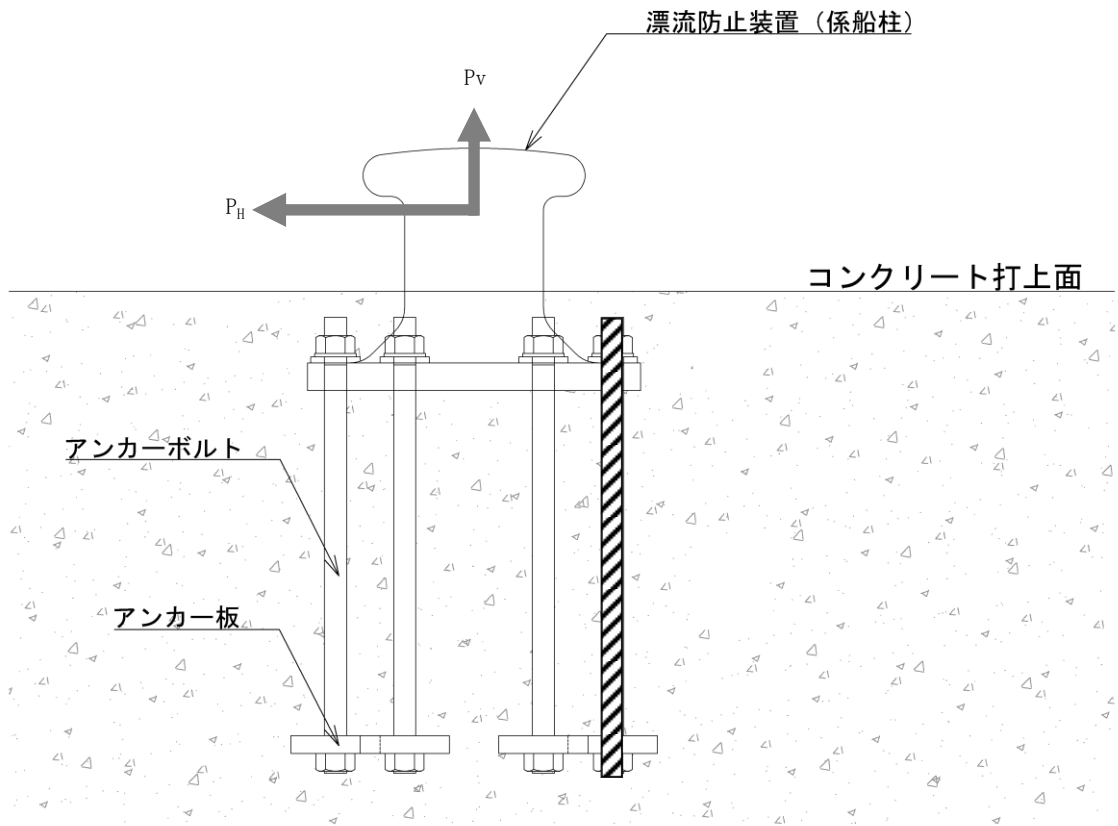


図 3.6-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3.6-6 に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図 3.6-7 に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット 2 面幅 b の比、 b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図 3.6-8 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{s_t} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{s_t} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

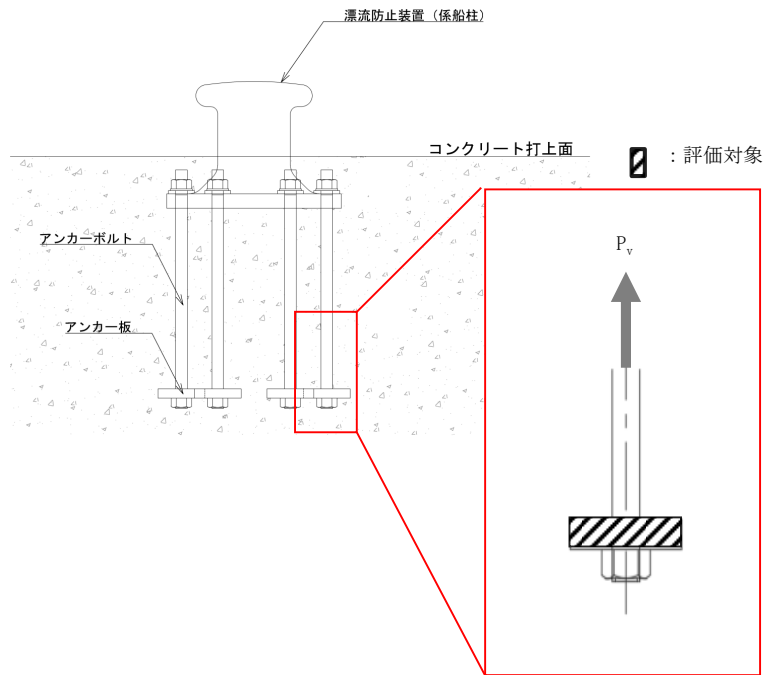


図 3.6-6 アンカー板の応力度の評価対象

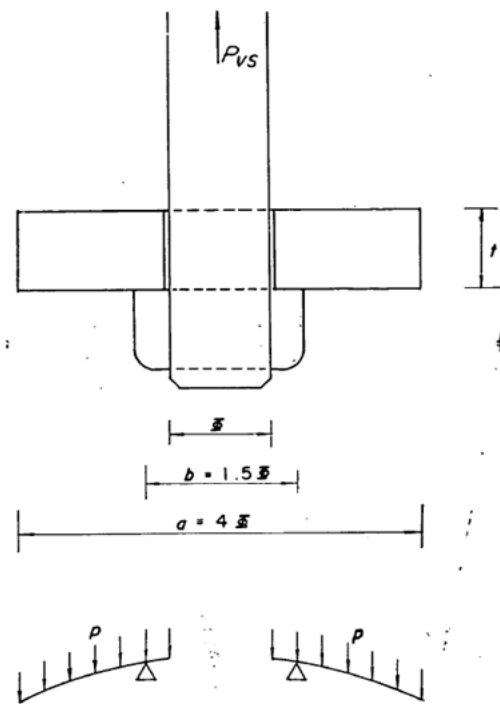
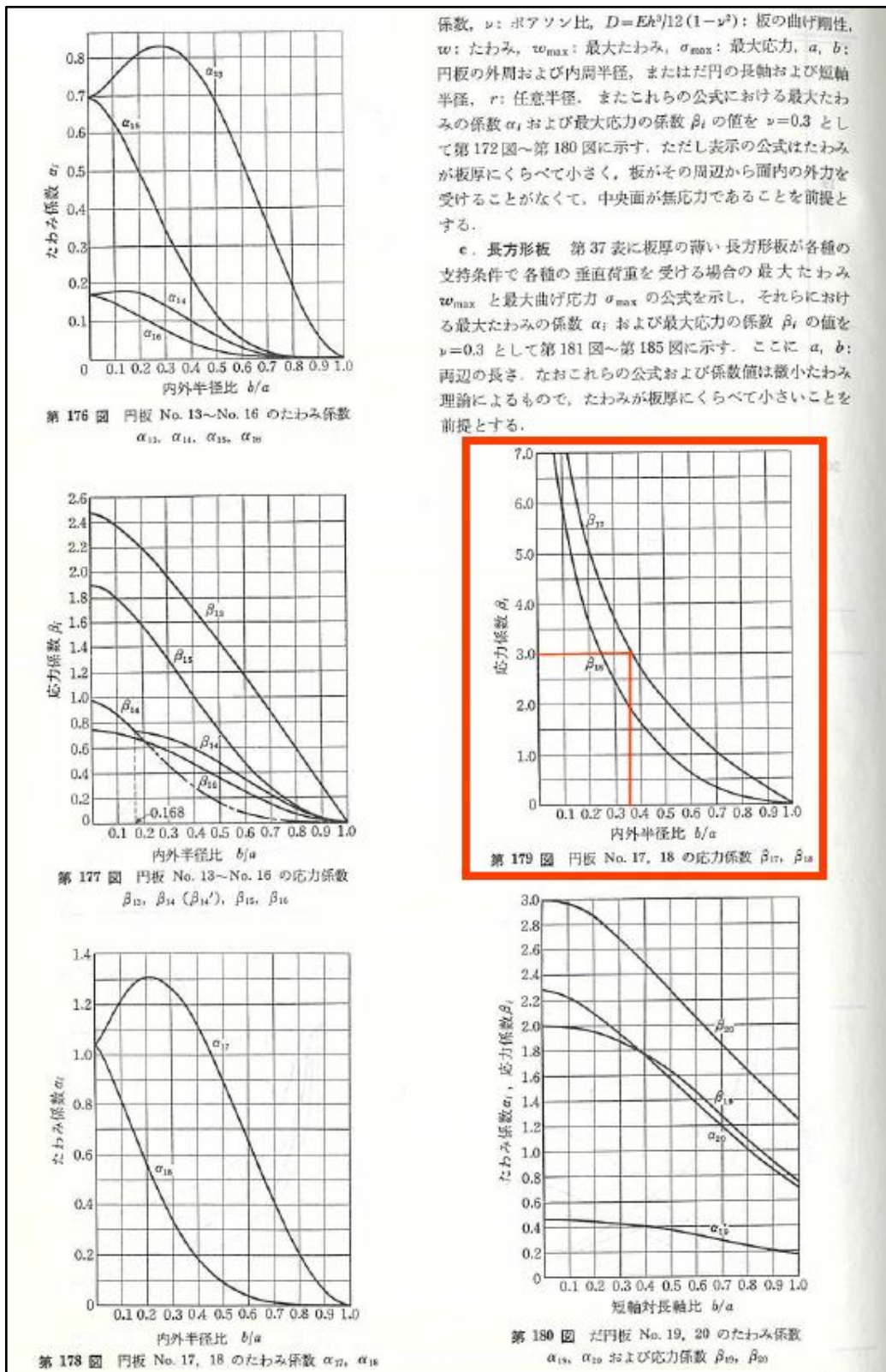


図 3.6-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

No.	荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布	たわみ w , w_{max} および応力 σ , σ_{max}
15	<p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p>
16	<p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=0} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p>
17	<p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p>	$w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$ $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_\theta)_{r=0} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p>
18	<p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形. ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p>

図 3.6-8 (1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)



係数, ν : ポアソン比, $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$: 板の曲げ剛性, w : たわみ, w_{\max} : 最大たわみ, σ_{\max} : 最大応力, a, b : 円板の外周および内周半径, または円筒の長軸および短軸半径, r : 任意半径. またこれらの公式における最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 172 図~第 180 図に示す. ただし表示の公式はたわみが板厚にくらべて小さく, 板がその周辺から面内の外力を受けることがなくて, 中央面が無応力であることを前提とする.

c. 長方形板 第 37 表に板厚の薄い長方形板が各種の支持条件で各種の垂直荷重を受ける場合の最大たわみ w_{\max} と最大曲げ応力 σ_{\max} の公式を示し, それらにおける最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 181 図~第 185 図に示す. ここに a, b : 両辺の長さ. なおこれらの公式および係数値は微小たわみ理論によるもので, たわみが板厚にくらべて小さいことを前提とする.

図 3.6-8 (2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.6-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.6-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

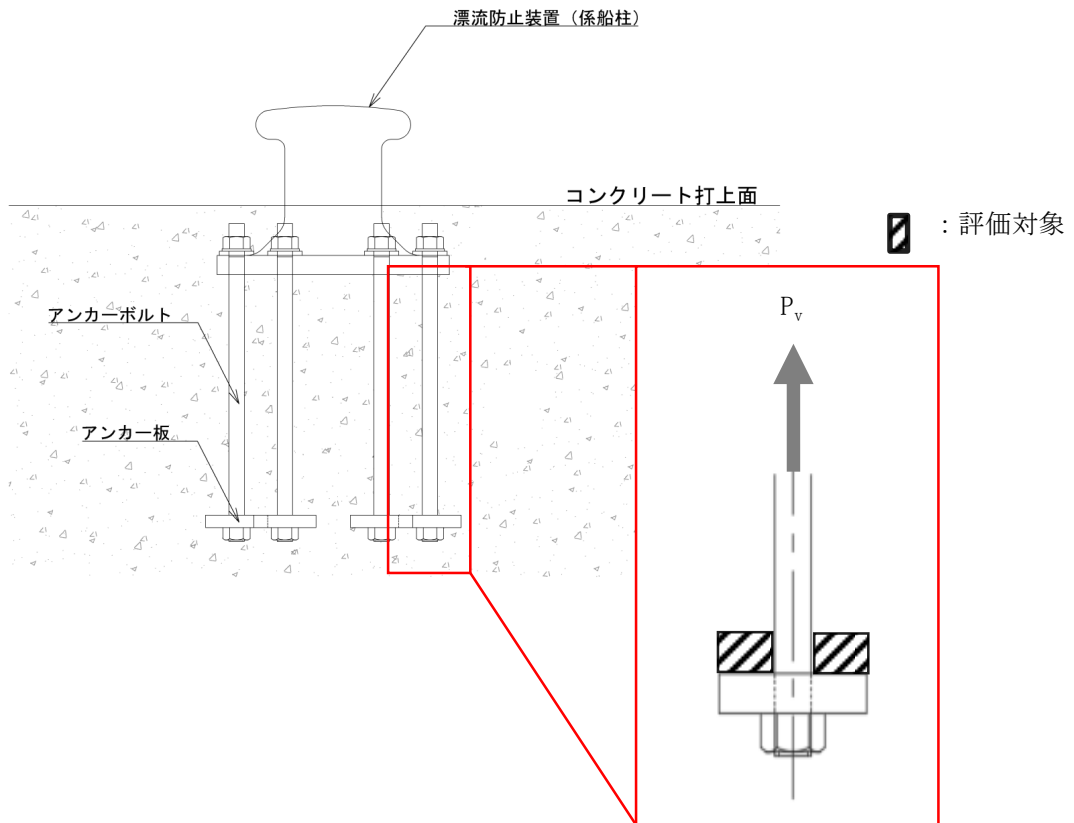


図 3.6-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

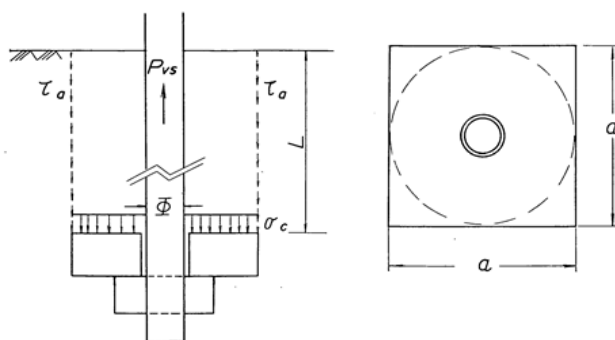


図 3.6-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.6-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

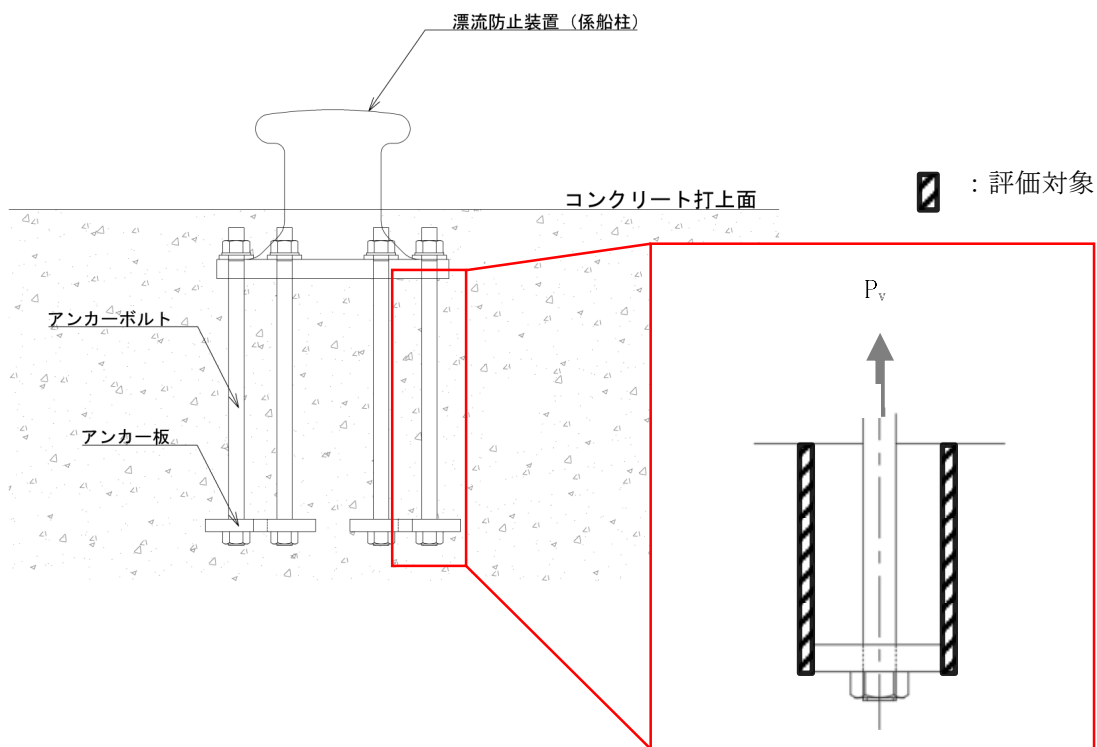


図 3.6-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
係船柱	$M_{s a}$	$N \cdot mm$	係船柱の胴部転倒モーメント	2524410
	P_v	N	基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分	6250
	D	mm	係船柱の胴部径	350
	$Z_{s a}$	mm^3	係船柱の断面係数	2055972.3
	$A_{s a}$	mm^2	係船柱の断面積	27397.8
	y	mm	中心軸と中立軸の距離	115.9
	R_1	mm	中心軸から底板端までの距離	420.0
	n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比	15
	G_c	mm^3	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	17289181.7
	G_s	mm^3	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	2108687.8
	P_H	N	基準地震動 S_s による慣性力の水平成分	8014
	μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数	0.3
	H_1	mm	底板厚さ	70
アンカーボルト	R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離	350.0
	N	本	アンカーボルトの本数	6
	ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径	50.0
	ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径	56.0
アンカー板	β	—	最大応力係数	3
	b	mm	ナット二面幅	85.0
	t	mm	アンカー板厚	45.0
	p	N/mm^2	アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重	0.17
	a	mm	アンカー板幅	225.0
	L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ	850.0

5. 評価結果

漂流防止装置の耐震評価結果を表 5-1 に示す。漂流防止装置の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5-1 漂流防止装置の照査結果

評価対象部位		発生値 (応力度)		許容限界		照査値
係船柱	胴部縁応力度	1.46	N/mm ²	205	N/mm ²	0.008
	底版下面のコンクリートの支圧応力度	0.13	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.008
	底版前面のコンクリートの支圧応力度	0.11	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.007
アンカー	引張応力度	3.05	N/mm ²	215	N/mm ²	0.015
ボルト	せん断応力度	0.68	N/mm ²	124	N/mm ²	0.006
アンカー板	アンカー板の応力度	3.17	N/mm ²	215	N/mm ²	0.015
	コンクリートの支圧応力度	0.16	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.010
	コンクリートのせん断応力度	0.01	N/mm ²	0.67	N/mm ²	0.015

- 2. 浸水防護施設に関する補足説明資料
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.2 漂流防止装置の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 構成要素の構造計画	4
2.4 評価方針	5
2.5 適用規格・基準等	6
3. 強度評価	8
3.1 記号の定義	8
3.2 評価対象部位	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1 荷重の設定	11
3.3.2 荷重の組合せ	12
3.4 許容限界	13
3.5 評価方法	15
4. 評価条件	29
5. 評価結果	30

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、漂流防止装置が燃料輸送船及びLLW輸送船（以下「燃料等輸送船」という。）の係留索の耐力（以下「係留力」という。）に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

燃料等輸送船は、来襲までに時間的余裕がある津波の場合は緊急退避するが、来襲までに時間的余裕がない津波の場合は漂流防止装置に係留することとなる。したがって、漂流防止装置が燃料等輸送船による係留力に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置の位置を図 2.1-1 に示す。

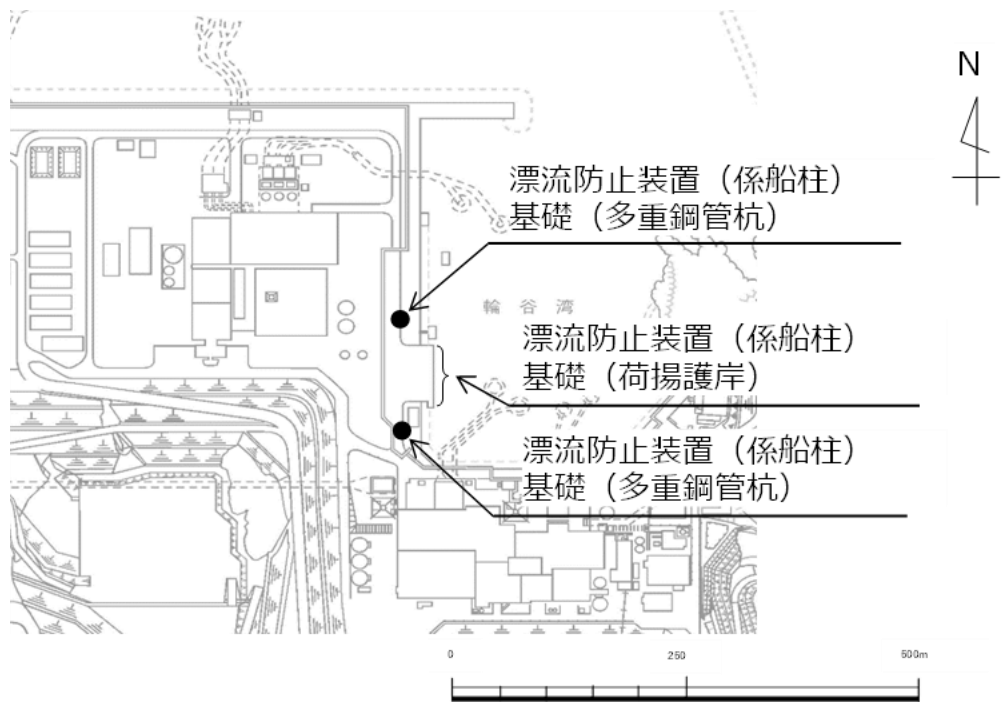


図 2.1-1 漂流防止装置位置

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

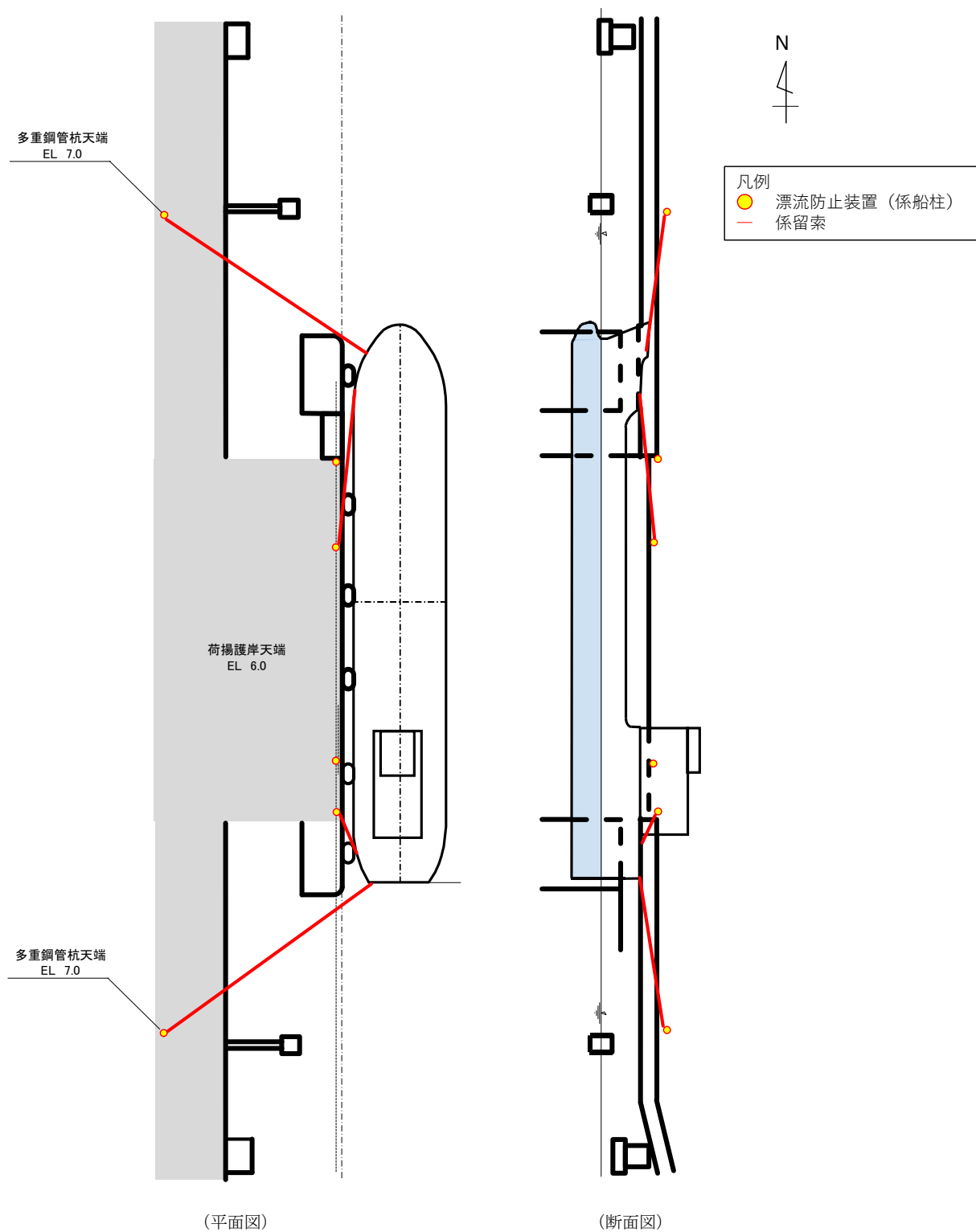


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

漂流防止装置は、係船柱、アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

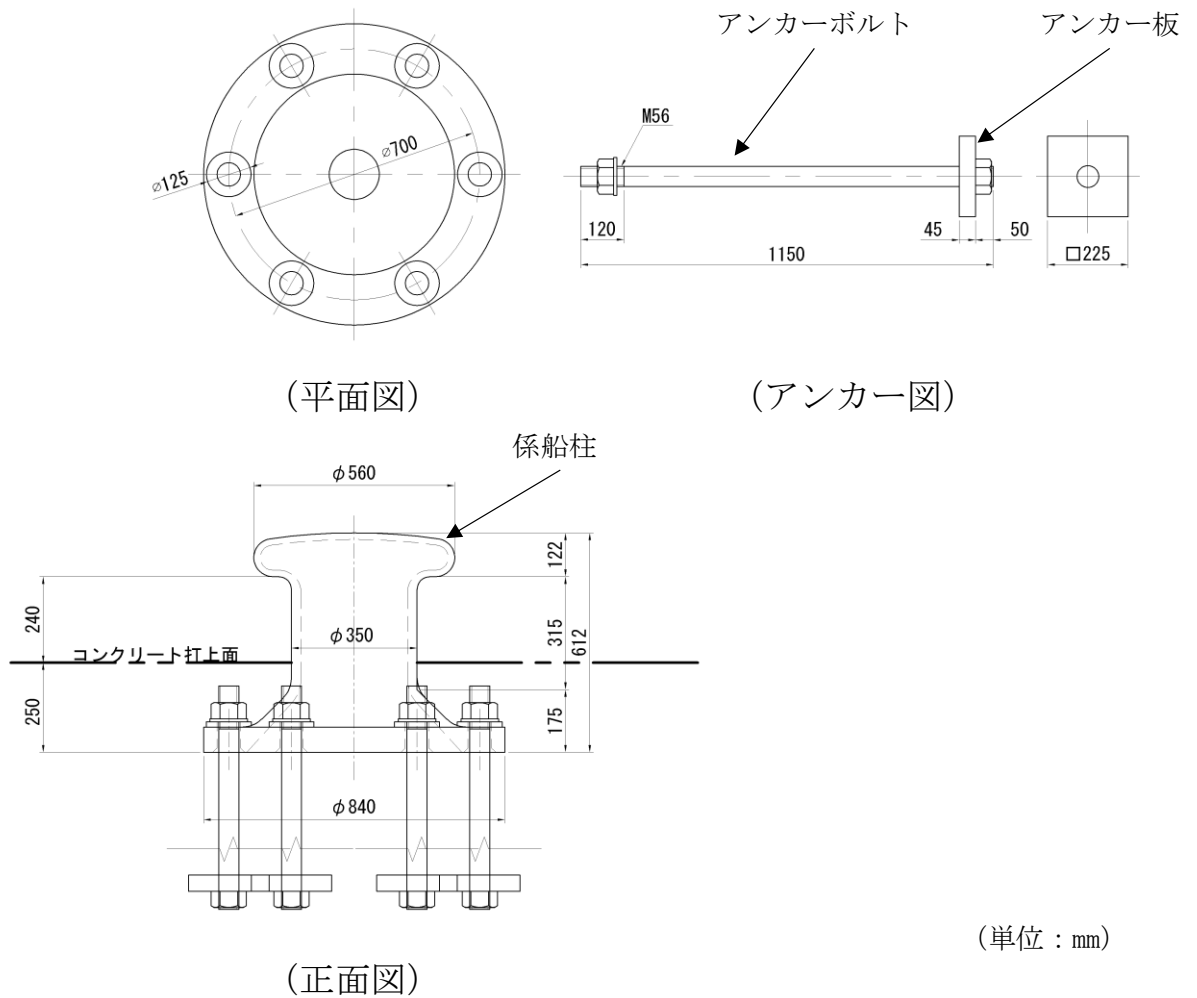


図 2.3-1 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の強度評価は、係留力が係留索を介して漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.5 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の強度評価フローを図 2.4-1 に示す。

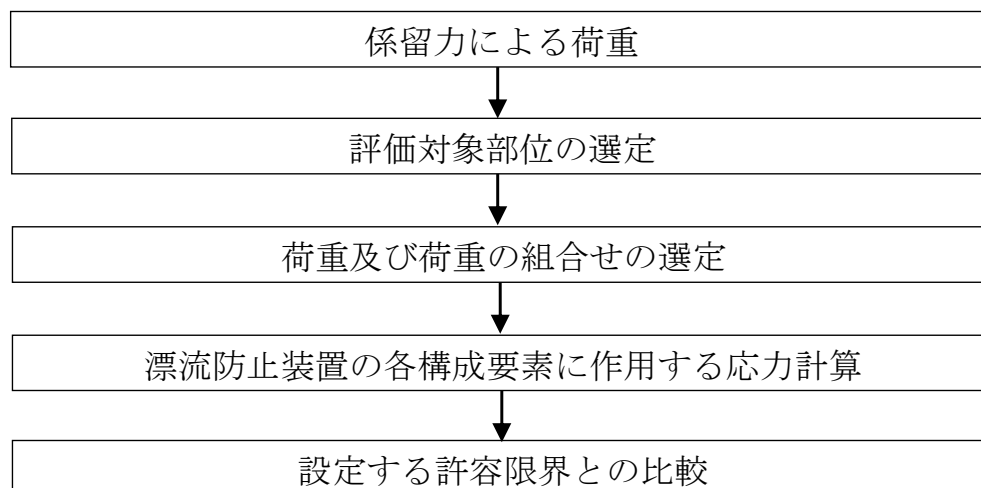


図 2.4-1 漂流防止装置の強度評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO, 102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970年）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

表 2.5—1 適用する企画，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数		・コンクリート標準示方書[構造性能照 査編]((社) 土木学会，2002 年制 定)	—
荷重及び荷重の 組合せ		・港湾構造物標準設計 (第 1 集) ((社) 日本港湾協会，1971 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる 変動荷重の適切な組合せを検 討。
許容 限界	係船柱	・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会，2005 年改訂) ・ J I S G 5 1 0 1 炭素鋼鋳鋼品	曲げ軸力照査は，発生応力度 が，許容応力度以下であるこ とを確認。
	アンカー ボルト	・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年改定)	引張・せん断力照査は，発生応 力度が，許容応力度以下であ ることを確認。
	アンカー板	・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年改定)	曲げ軸力照査は，発生応力度 が，短期許容応力度以下であ ることを確認。
	コンクリー ト	コンクリート標準示方書[構造性能照査 編]((社) 土木学会，2002 年制定)	支圧力照査，せん断力照査は， 接地圧が極限支持力度以下で あることを確認。

3. 強度評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P	N	係留力
σ_s	N/mm ²	係船柱の胴部縁応力度
M_{sa}	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント
Z_{sa}	mm ³	係船柱の断面係数
P_v	N	係留力の鉛直成分
A_{sa}	mm ²	係船柱の断面積
σ_{c1}	N/mm ²	底板下面のコンクリートの支圧応力度
R_1	mm	中心軸から底板端までの距離
y	mm	中心軸と中立軸の距離
n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比
G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
σ_{c2}	N/mm ²	底板前面のコンクリートの支圧応力度
P_H	N	係留力の水平成分
μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数
P_{vc}	N/mm ²	コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$)
H_1	mm	底板厚さ
σ_{s2}	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度
R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離
τ_s	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度
N	本	アンカーボルトの本数
ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径
p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重
ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径
σ_{st}	N/mm ²	アンカー板の応力度
b	mm	ナット二面幅

表 3.1-1 (2) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
a	mm	アンカー板幅
t	mm	アンカー板厚
τ_c	N/mm ²	アンカー板コンクリートのせん断応力度
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる係留力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

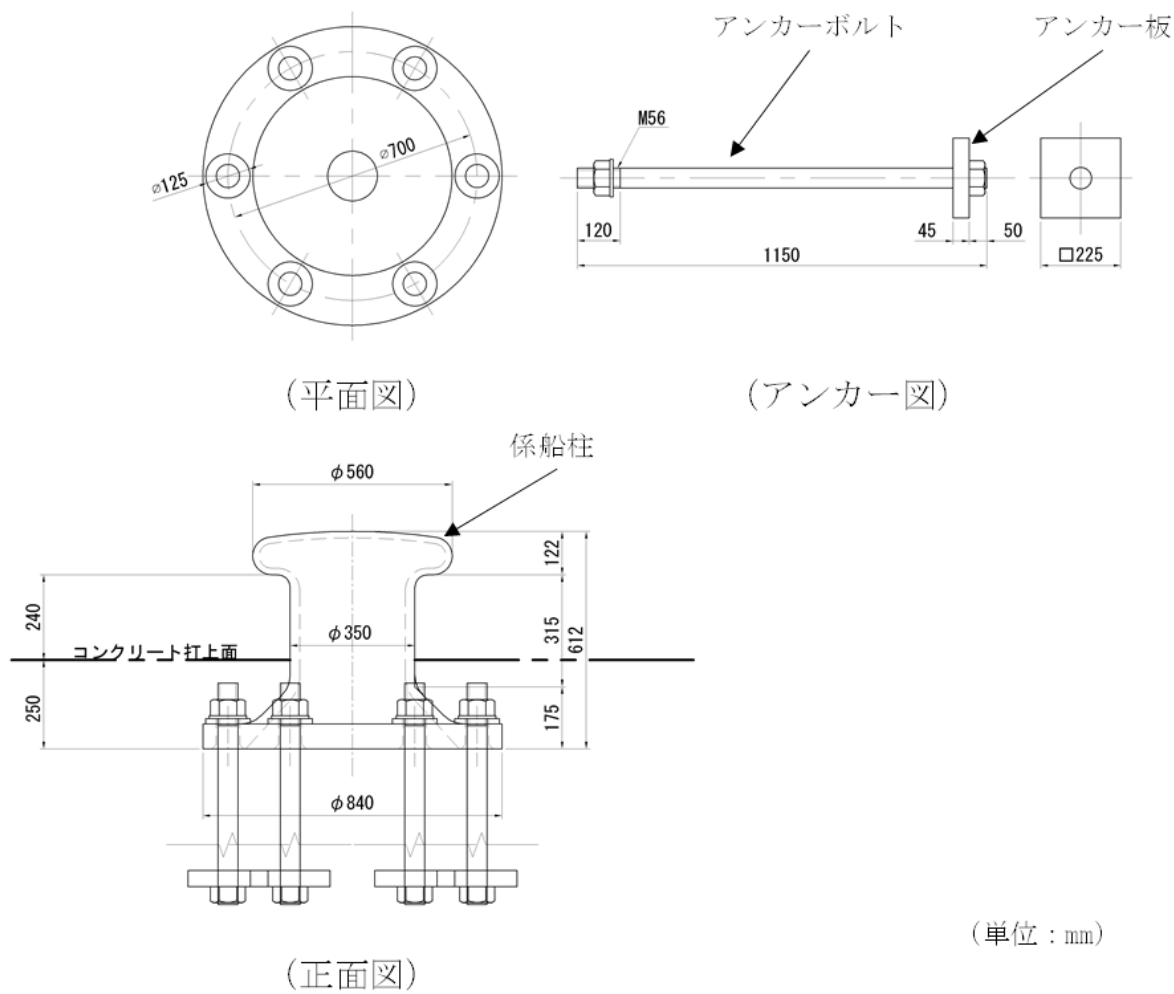


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 係留力 (P)

係留力として、海域活断層から想定される地震による津波（基準津波4）を対象とした津波条件から設定される燃料等輸送船の流圧力に対する荷重を考慮する。

係留力の作用イメージを図 3.3.1-1 に示す。

係留索を水平より上向きに θ の角度で引っ張る時、漂流防止装置にかかる力は係留力 P について水平方向に $P \cdot \cos \theta$ 、中央鉛直上方向に $P \cdot \sin \theta$ の力に分解できるが、「港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）」によると、直柱では胴部上端に係留力 P の大きさの水平力，中央鉛直方向上向きに $P/2$ の力を作用させることとされていることを用いる。

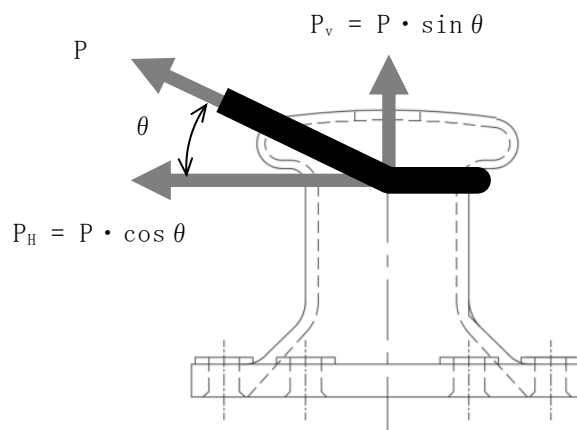


図 3.3.1-1 係留力の作用イメージ

3.3.2 荷重の組合せ

漂流防止装置の強度評価に用いる荷重としては係留力Pのみを考慮し、その構造から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

余震荷重は、余震の最大水平加速度（410cm/s²）が生じると仮定して余震荷重を算定すると、下記のとおりとなり、係留力（250000N）に対して余震荷重の割合が十分に小さくなることを確認した。

余震荷重による水平慣性力

$$F = m \cdot a = 360 \text{ kg} \times (410/100) \text{ m/s}^2 = 1476 \text{ N}$$

（m：係船柱の質量 360kg, a：水平加速度 410cm/s²）

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱、アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また、漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
係船柱	SC450	—
アンカーボルト	SS400	M56×1150
アンカー板	SS400	□225×t45

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm^2)	
	曲げ・引張	せん断
SC450	137	—

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

材質		許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ・引張	せん断
SS400	$t \leq 40$	156	90
	$40 < t \leq 100$	143	82

c. 漂流防止装置の基礎

漂流防止装置の基礎の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年）に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置の基礎の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm ²)	
	支圧	せん断
コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ）	11.7	0.45

3.5 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.5-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，係留力の作用点は直胴部の上端とし，転倒モーメントのアーム長を直胴部長さ(0.9D)とした。

$$\sigma_s = M_{s_a} / Z_{s_a} + P_v / A_{s_a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

M_{s_a} : 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s_a} = P_H \cdot 0.9D)$$

Z_{s_a} : 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

A_{s_a} : 係船柱の断面積 (mm²)

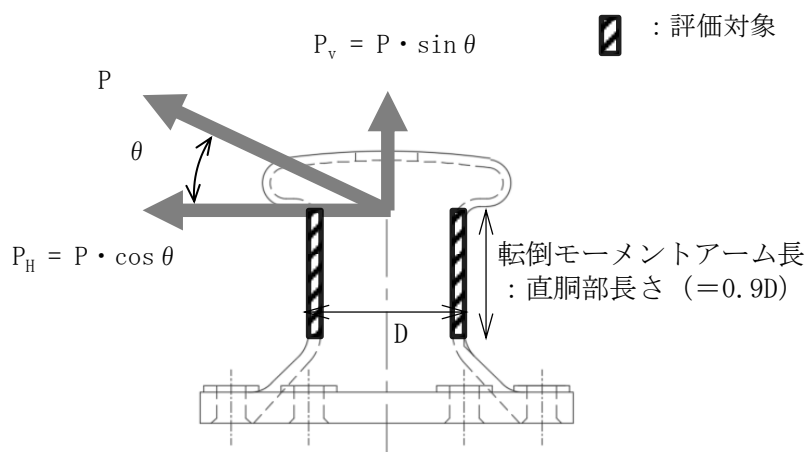


図 3.5-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.5-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.5-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

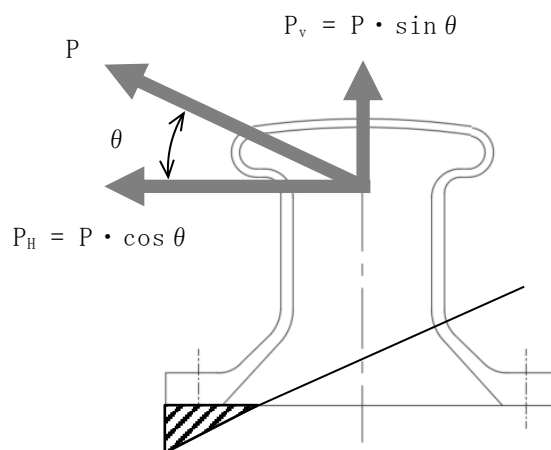


図 3.5-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

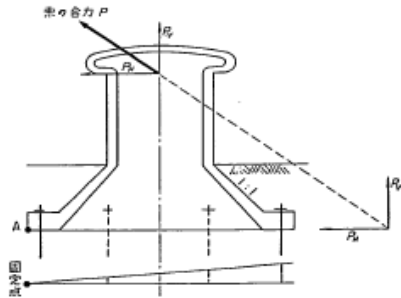


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_V により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{Vc} およびアンカボルトの全引張力 P_{Vs} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

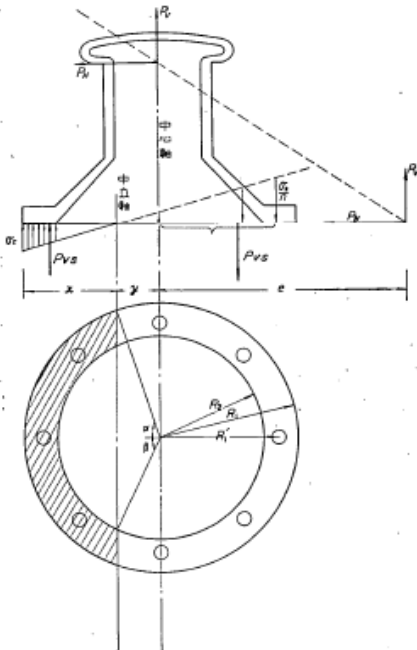


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{Vc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{Vs} = \frac{n\sigma_s}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^3}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^3}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_V = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは $M = P_V [e + y]$ (6.11)

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_V x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_V (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.5-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方 (港湾技研資料港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.5-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2 R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N/mm²)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

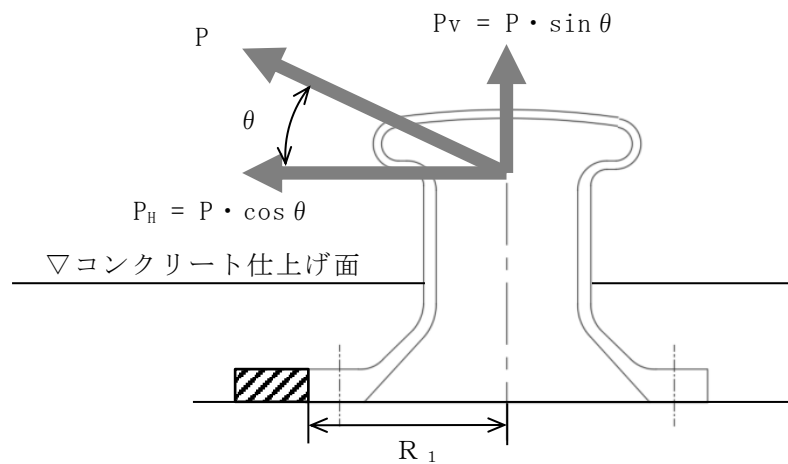


図 3.5-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3.5-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。


$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

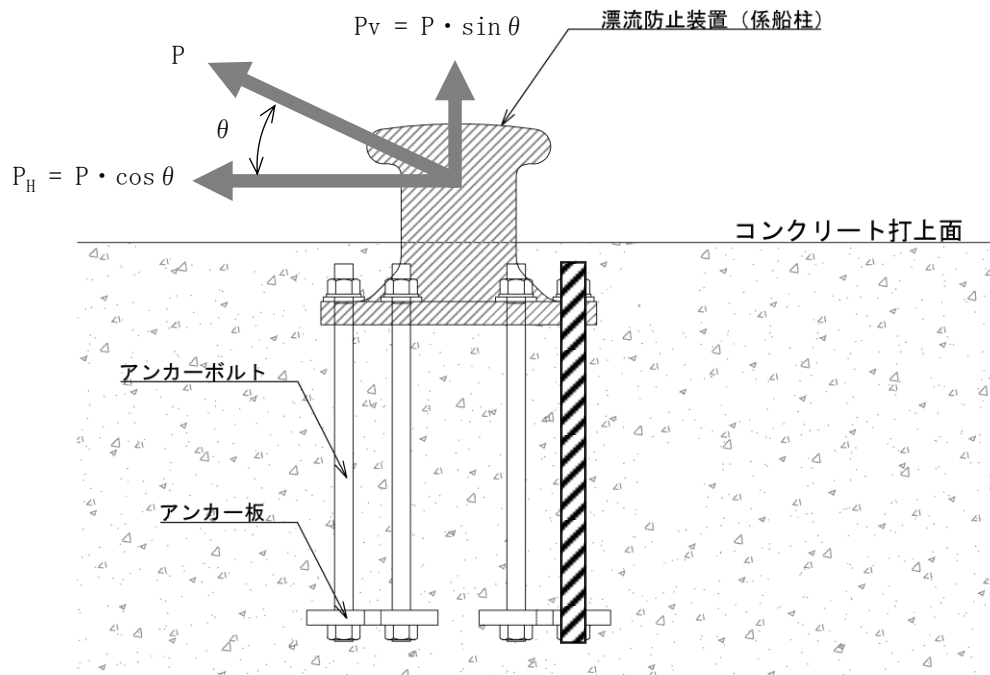


図 3.5-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト1本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3.5-6 に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図 3.5-7 に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット二面幅 b の比、 b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図 3.5-8 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{st} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{st} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

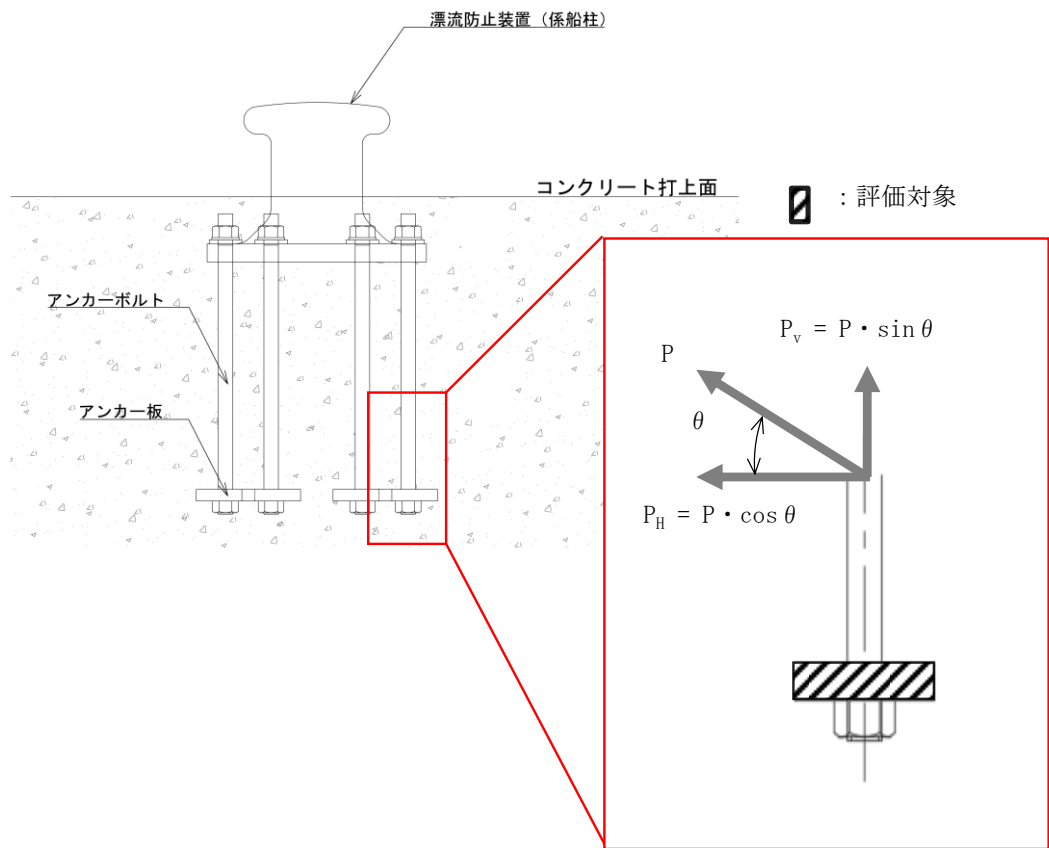


図 3.5-6 アンカー板の応力度の評価対象

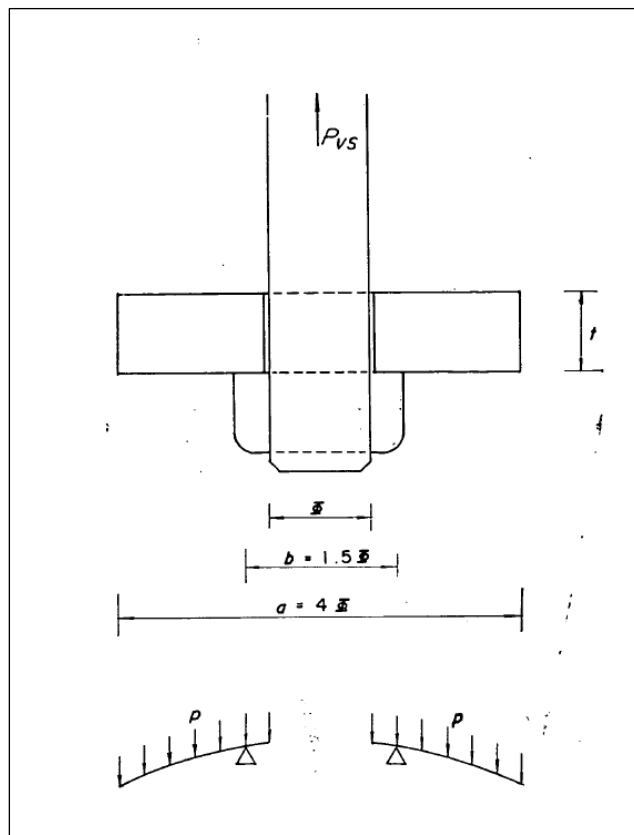


図 3.5-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

No.	荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布	たわみ w , w_{max} および応力 σ , σ_{max}
15	<p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形。ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p>
16	<p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形。ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=0} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p>
17	<p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p>	<p>$w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$</p> $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_\theta)_{r=0} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p>
18	<p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形。ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p>

図 3.5-8 (1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

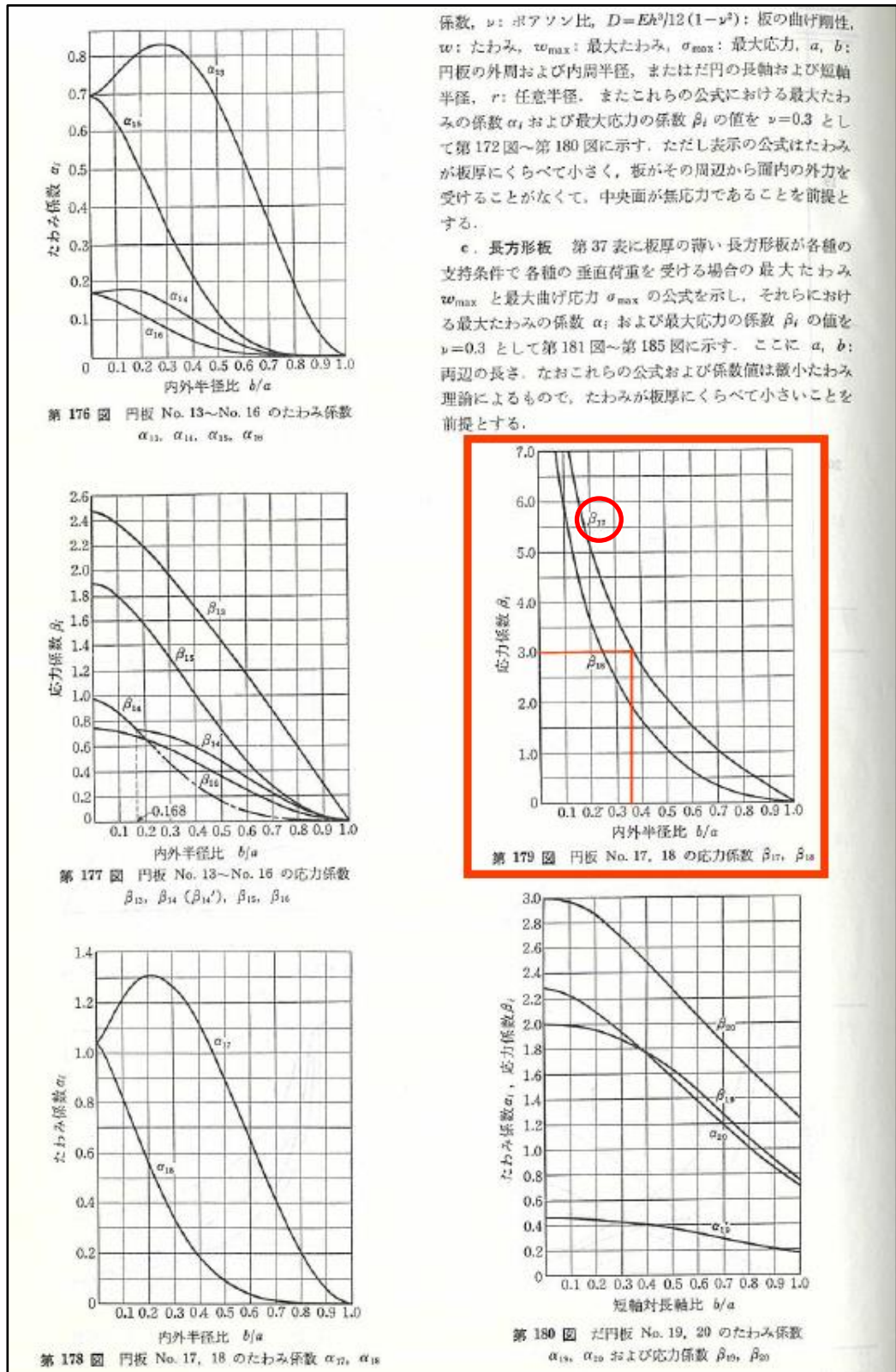


図 3.5-8 (2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.5-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.5-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

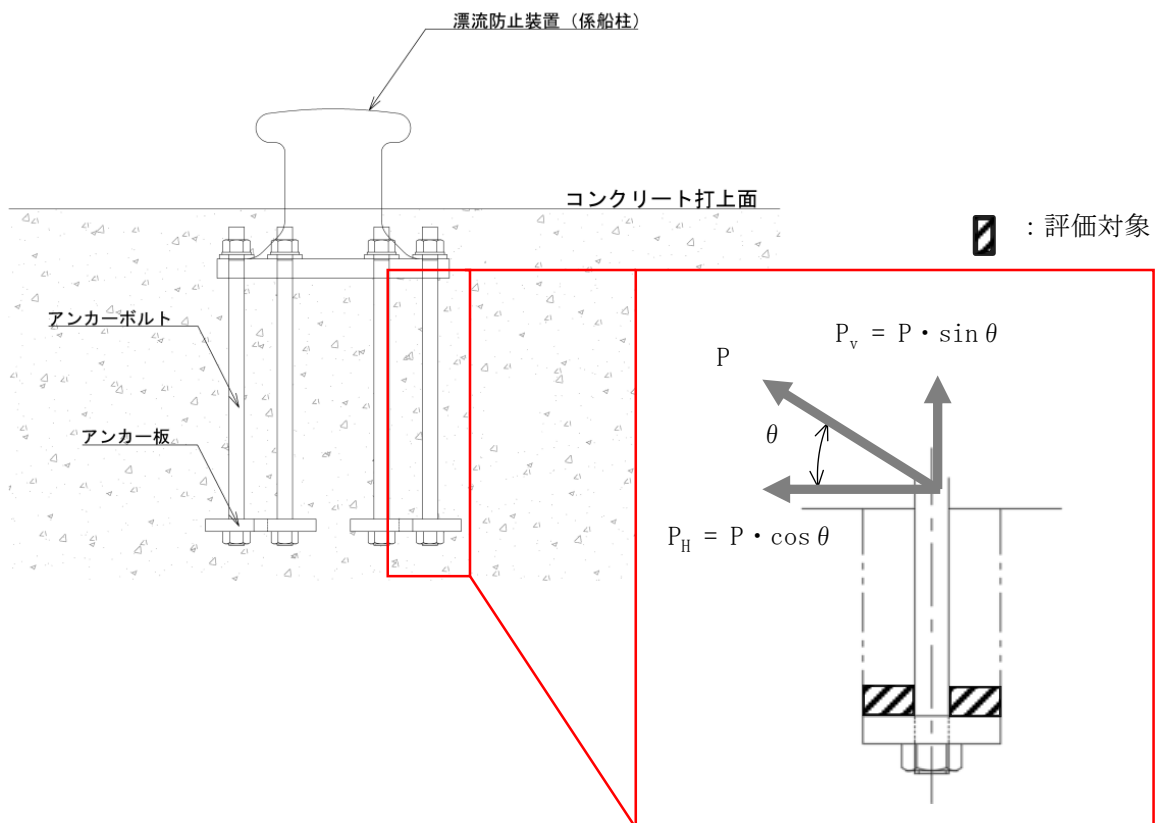


図 3.5-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

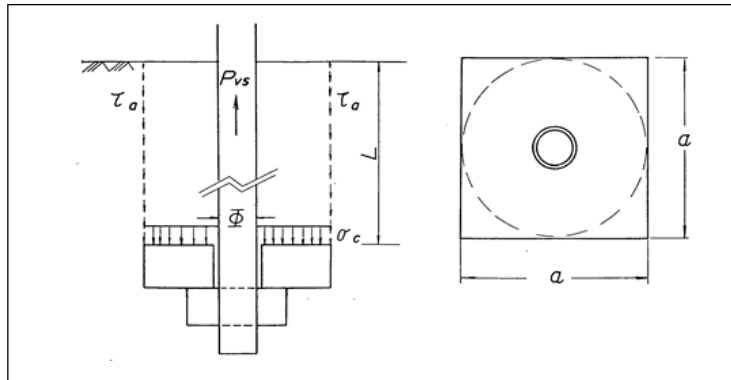


図 3.5-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No. 102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.5-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

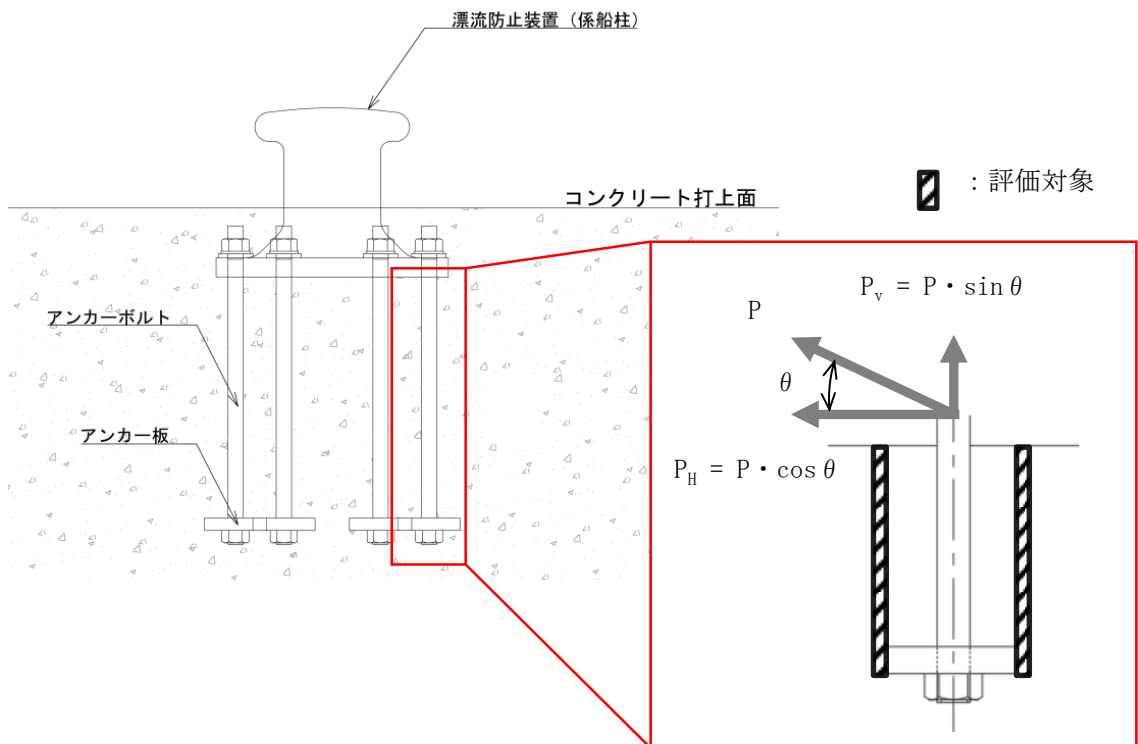


図 3.5-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 強度評価」に用いる評価条件を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 強度評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
係船柱	$M_{s a}$	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント	78750000.0
	P_v	N	係留力の鉛直成分	125000
	$Z_{s a}$	mm ³	係船柱の断面係数	2055972.3
	$A_{s a}$	mm ²	係船柱の断面積	27397.8
	y	mm	中心軸と中立軸の距離	115.9
	R_1	mm	中心軸から底板端までの距離	420.0
	n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比	15
	G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	17289181.7
	G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	2108687.8
	P_H	N	係留力の水平成分	250000
	μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数	0.3
H_1	mm	底板厚さ	70	
アンカーボルト	R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離	350.0
	N	本	アンカーボルトの本数	6
	ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径	50.0
	ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径	56.0
アンカー板	β	—	最大応力係数	3
	b	mm	ナット二面幅	85.0
	t	mm	アンカー板厚	45.0
	p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重	3.4
	a	mm	アンカー板幅	225.0
	L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ	850.0

5. 評価結果

漂流防止装置の強度評価結果を表 5.1-1 に示す。漂流防止装置の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5.1-1 漂流防止装置の照査結果

評価対象部位		発生値（応力度）		許容限界		照査値
係船柱	胴部縁応力度	42.87	N/mm ²	137	N/mm ²	0.313
	底版下面のコンクリートの支圧応力度	2.65	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.227
	底版前面のコンクリートの支圧応力度	3.36	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.288
アンカー ボルト	引張応力度	60.91	N/mm ²	143	N/mm ²	0.426
	せん断応力度	21.22	N/mm ²	82	N/mm ²	0.259
アンカー 板	アンカー板の 応力度	63.44	N/mm ²	143	N/mm ²	0.444
	コンクリートの 支圧応力度	3.14	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.269
	コンクリートの せん断応力度	0.21	N/mm ²	0.45	N/mm ²	0.467

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	11
3.2.1 施設	11
3.2.2 減衰係数	12
3.2.3 解析ケース	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	14
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	14
3.3.2 荷重	14
3.3.3 荷重の組合せ	15
3.4 入力地震動	16
3.5 解析モデル及び諸元	29
3.5.1 解析モデル	29
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	41
3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値	42
3.5.4 地下水位	44
3.6 評価対象部位	45
3.7 許容限界	45
3.8 評価方法	45
4. 耐震評価結果	46

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」、及びVI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、漂流防止装置（係船柱）を設置する漂流防止装置基礎（荷揚護岸）が設計用地震力に対して、十分な構造健全性を有することを確認するものである。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置の支持機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の位置を図 2.1-1 に示す。

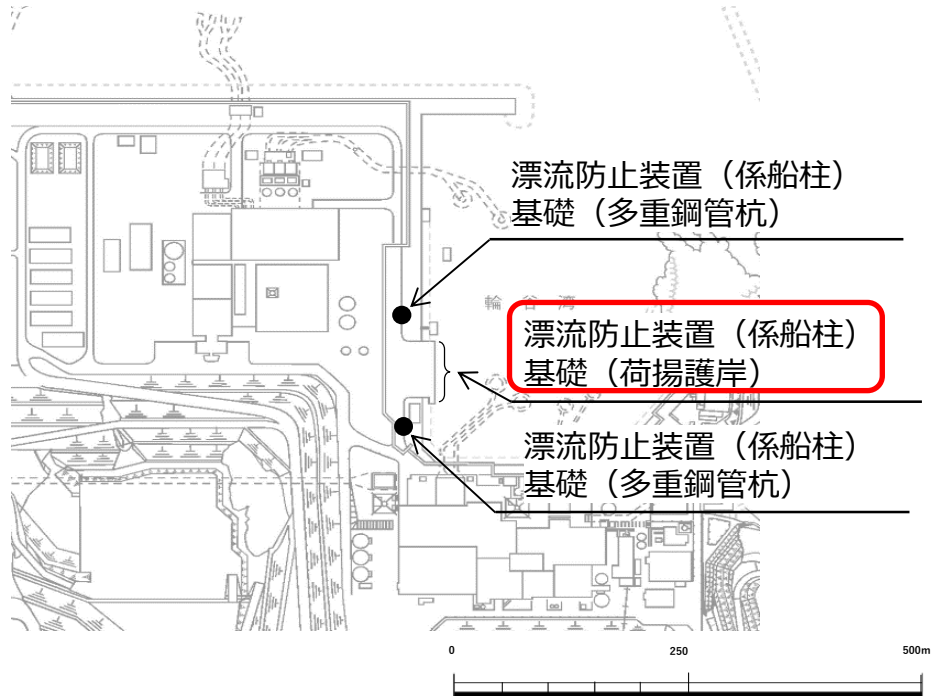


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）位置

2.2 構造概要

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図，構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は岩盤上に設置され，基礎コンクリート，セルラーブロック及び上部工からなる。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，上部に漂流防止装置（係船柱）を設置する。

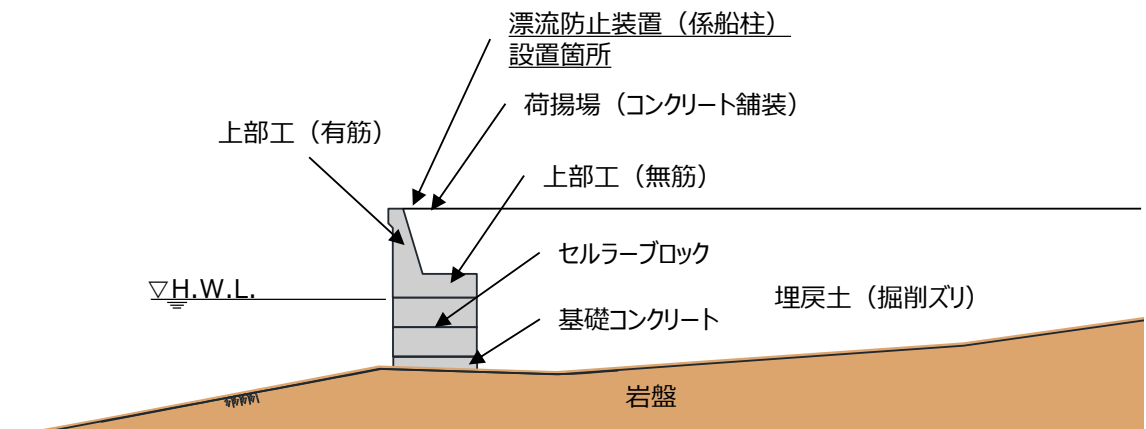
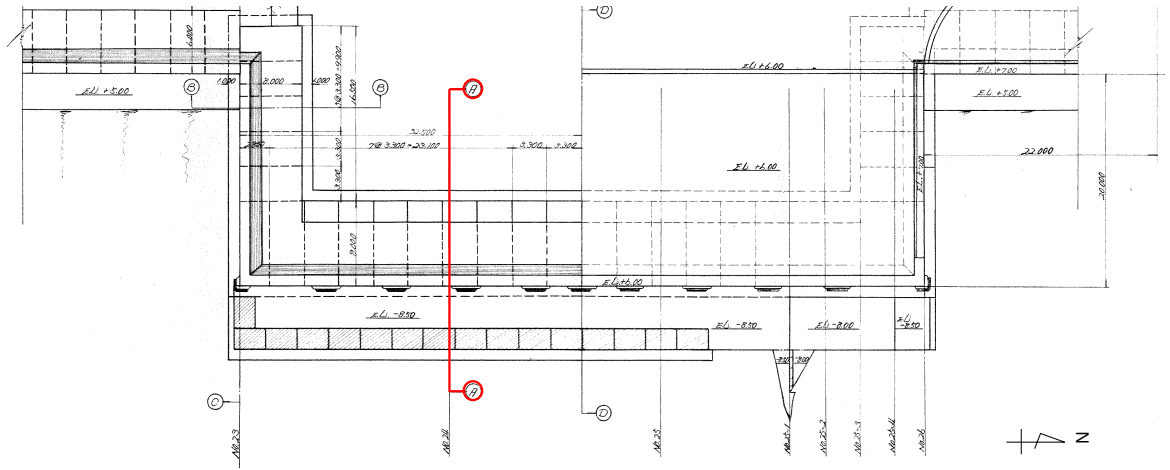
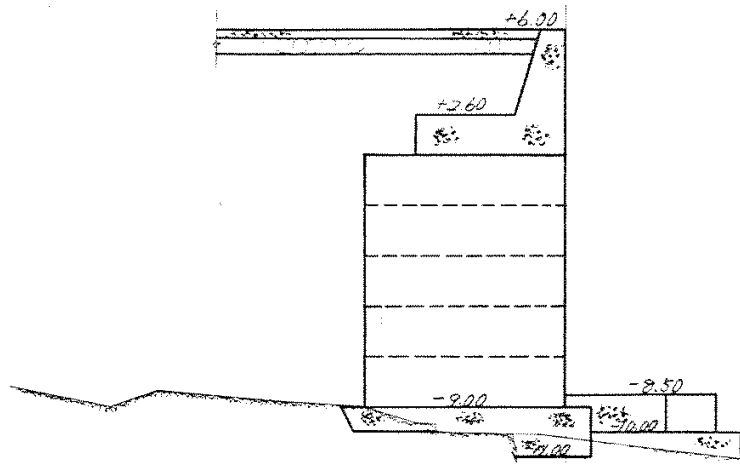


図 2.2-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図



(平面図)



(A-A断面図)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) の構造図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割

名称	地震時の役割	津波時の役割
漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の変形性能	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の残留水平変形量が許容限界を超えないことを確認	許容残留変形量

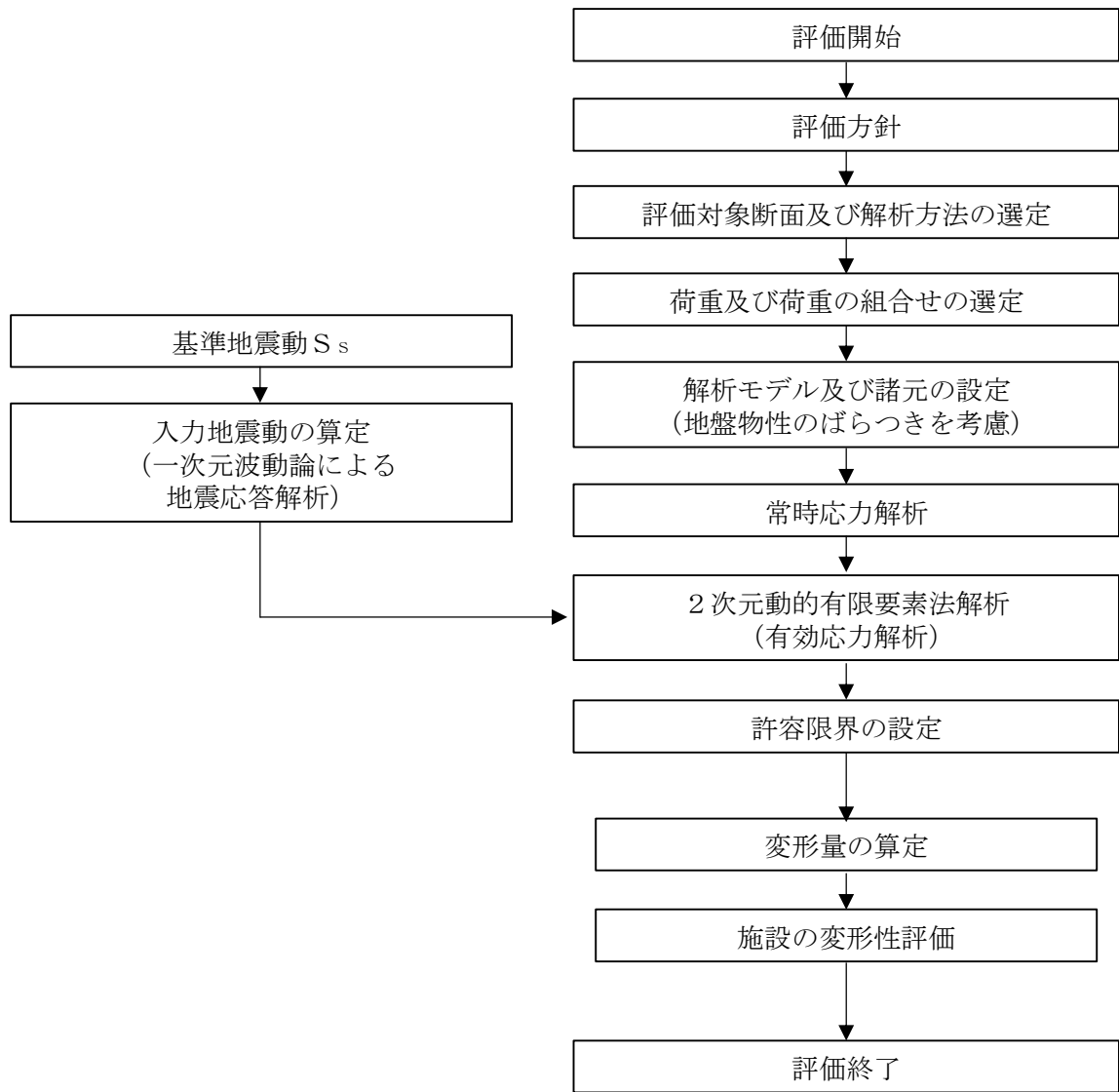


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。

図 3.1-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図を示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は荷揚護岸部において、同形状の係船柱を設置することから、構造的特徴は同一であるため、評価対象断面選定の観点として構造上の特徴を考慮しない。

また、図 3.1-2 に防波壁（逆 T 擁壁）位置における地質縦断面図を示す。荷揚護岸部はいずれも岩盤に支持されている。荷揚護岸部において、第③速度層の層厚及び岩級に若干の変化があるものの地質構造に大きな差異はない。以上のことから、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆 T 擁壁）の地震応答計算書」に示す荷揚護岸部の⑥-⑥断面を評価対象断面とする。

図 3.1-3 に⑥-⑥断面の地質横断面図を示す。

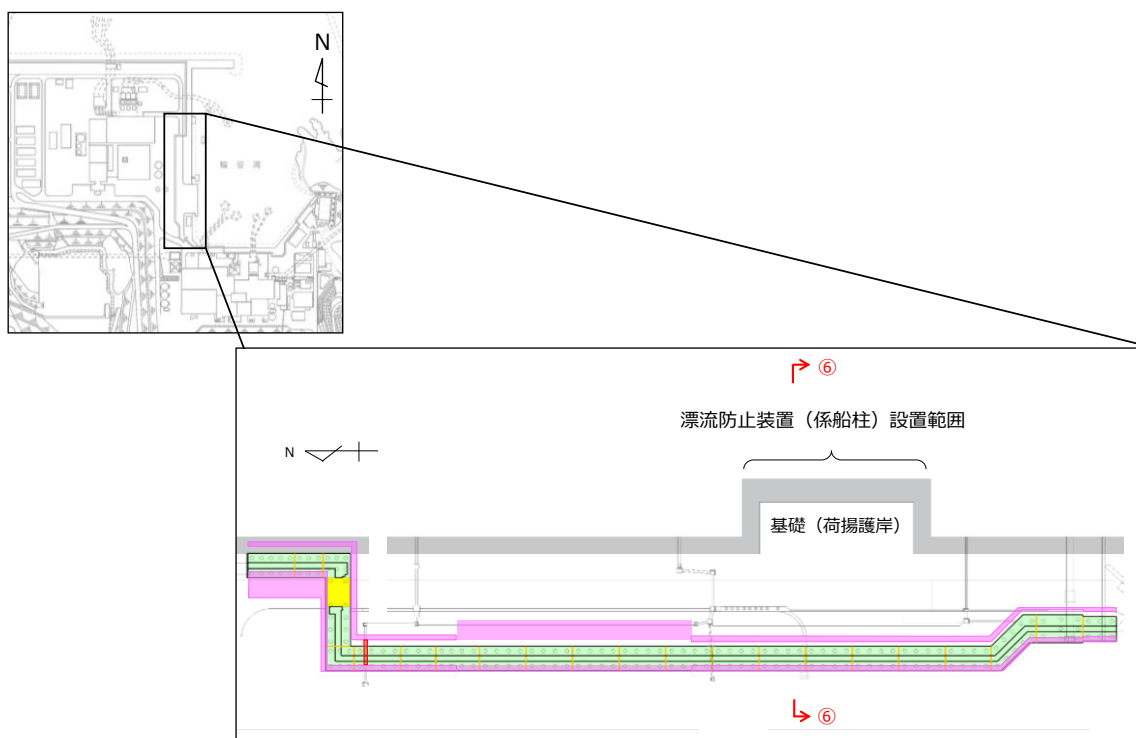


図 3.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図

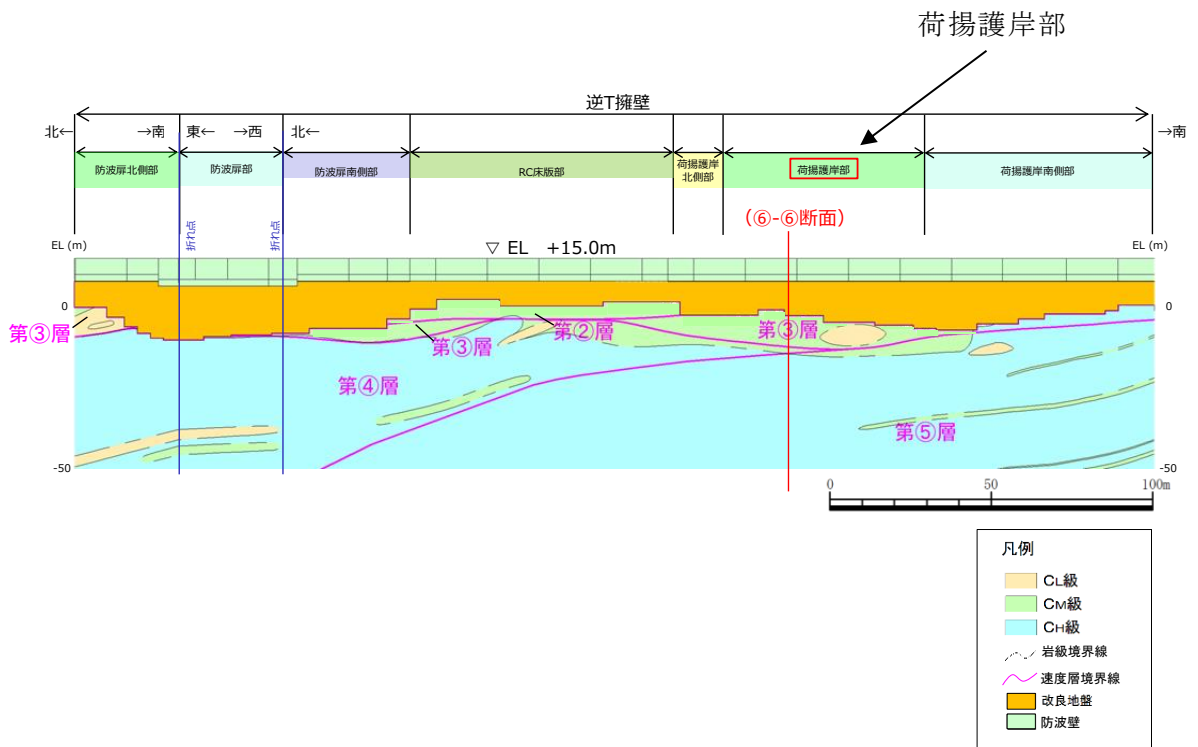


図 3.1-2(1) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩級図）

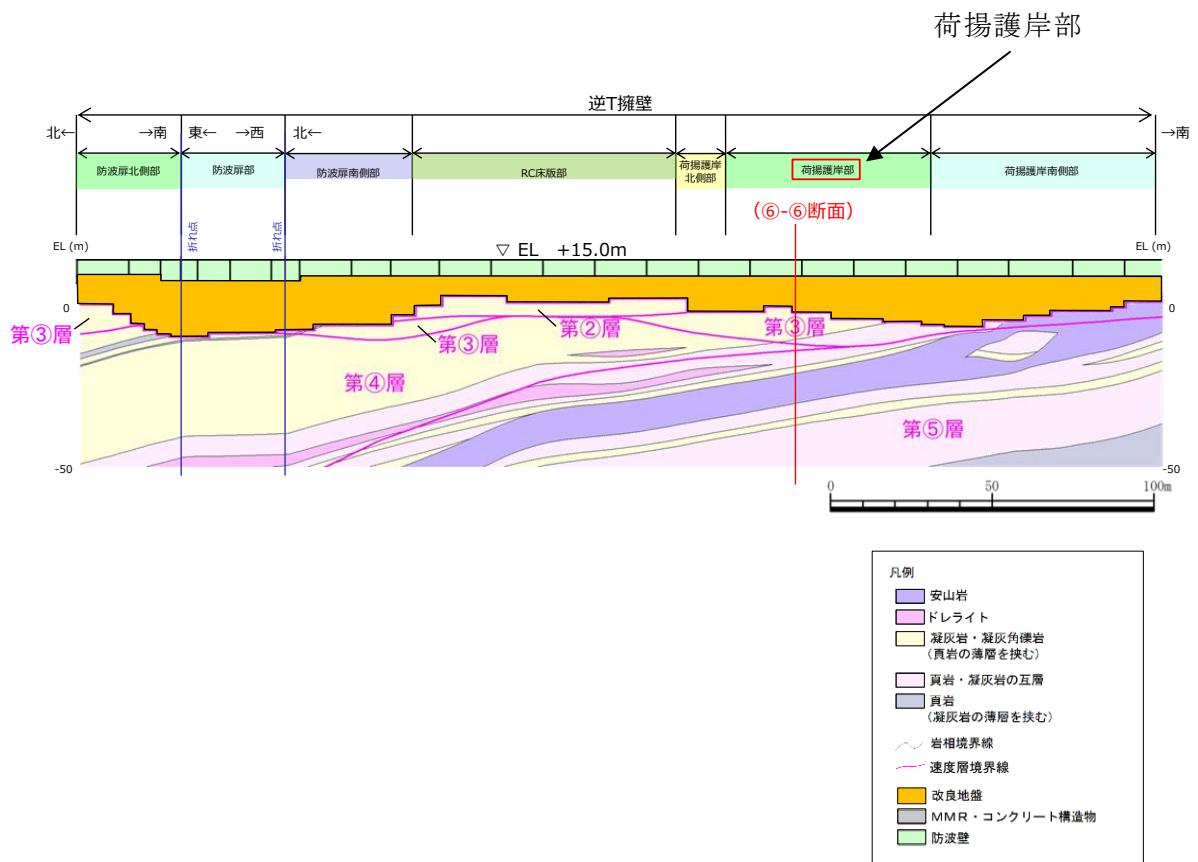


図 3.1-2(2) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩相図）

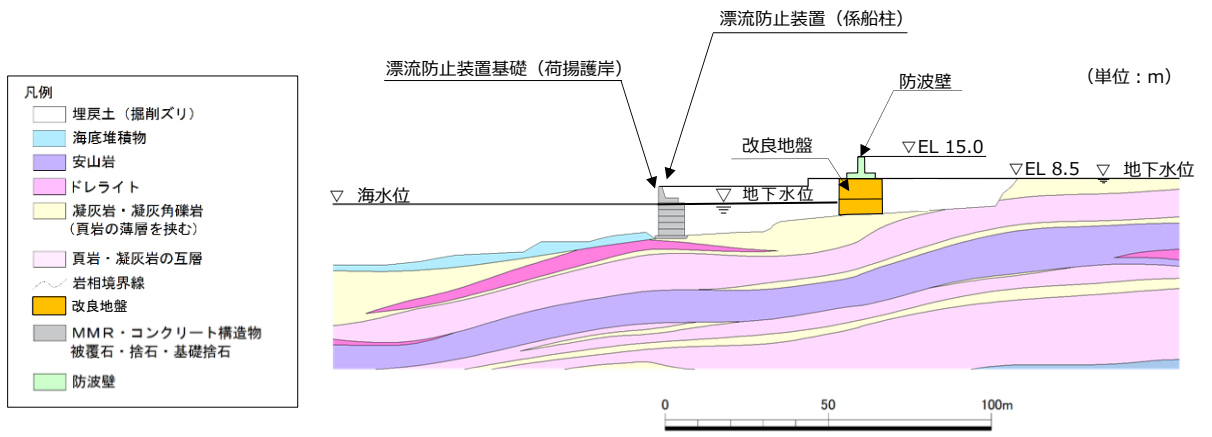


図 3.1-3 ⑥-⑥断面地質横断面図

3.2 解析方法

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

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

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

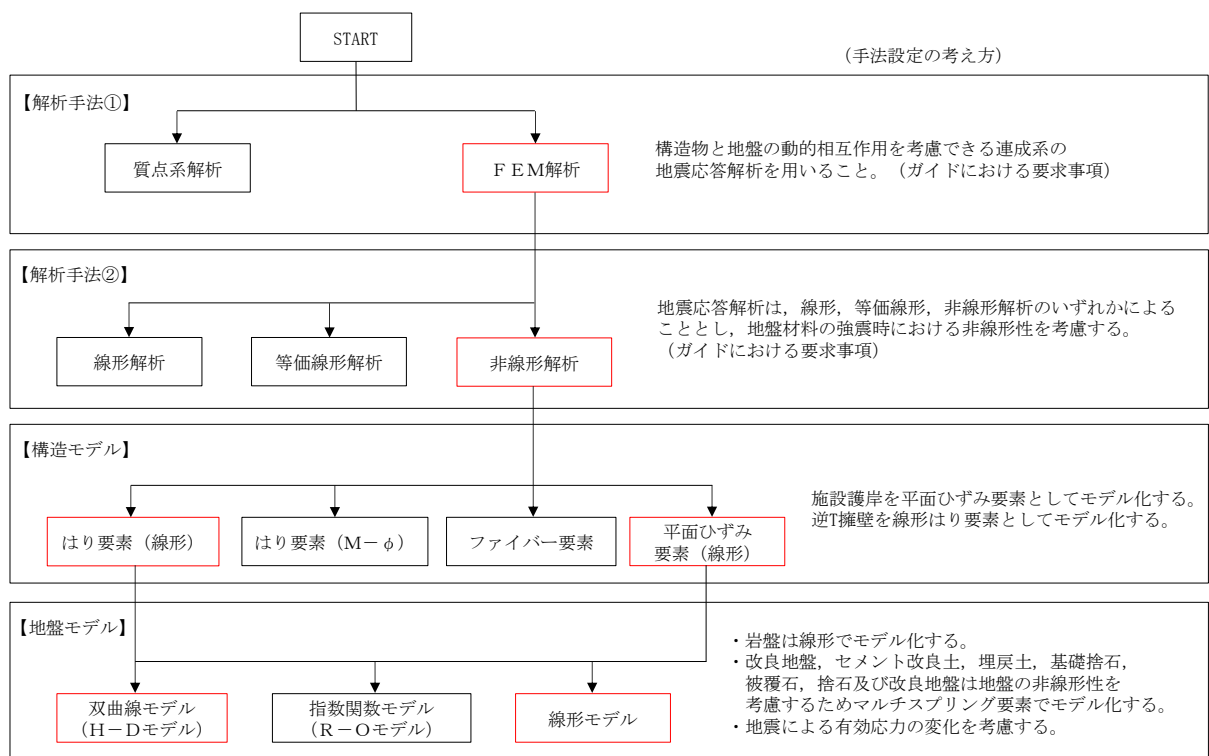


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

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

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表3.2.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

- ・ 広範囲に分布しており，動的変形特性にひずみ依存性があるため，地震時の繰返し載荷により剛性低下することから，剛性の違いが地盤応答に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し載荷により液状化し，有効応力が低下することから，剛性の違いが漂流防止装置基礎（荷揚護岸）に対する主動土圧に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

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

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において，照査値が最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表3.2.3-2に示す。

表 3.2.3-2 耐震計価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○	基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、残留変形量の照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + S_s + P_s$

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

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

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

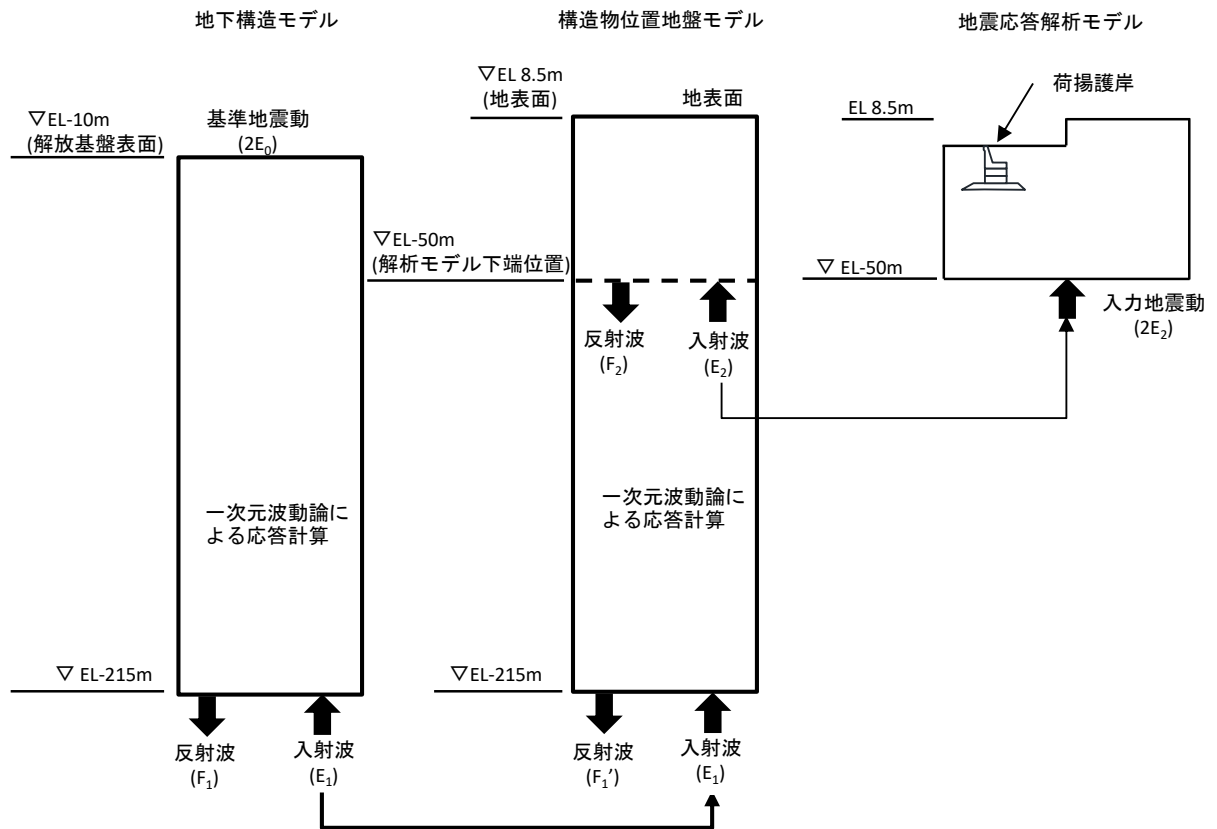
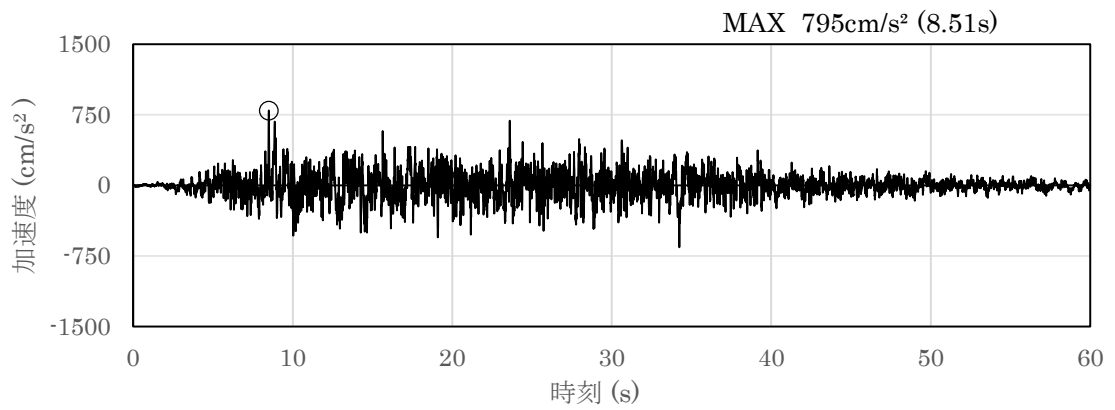
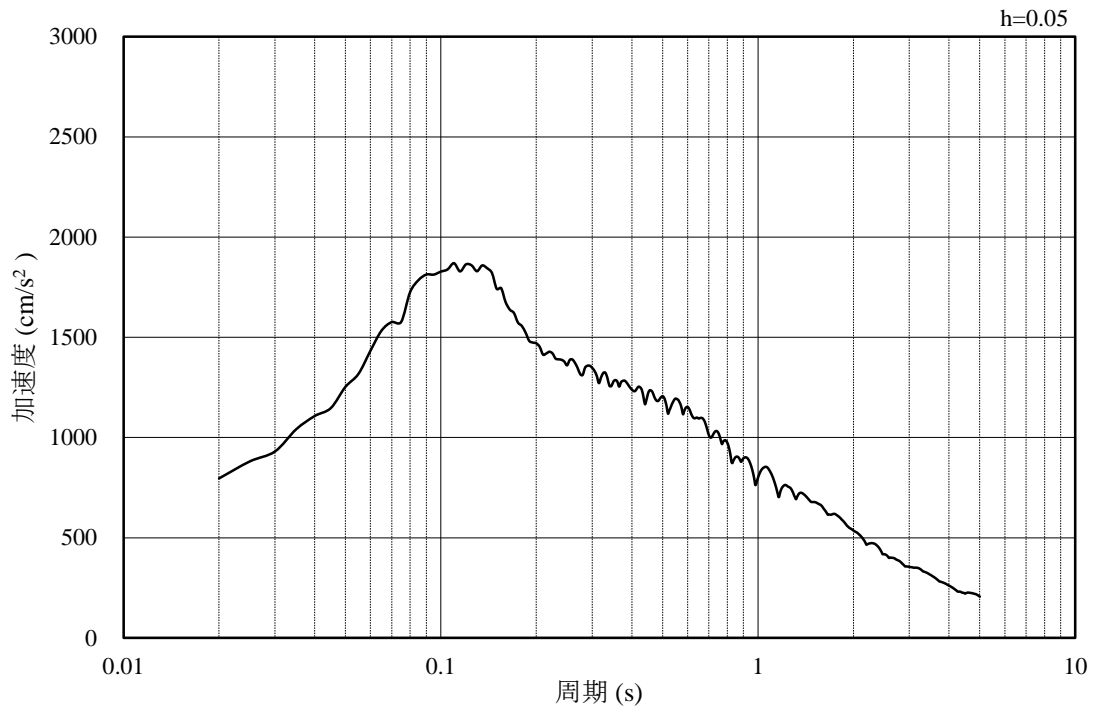


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

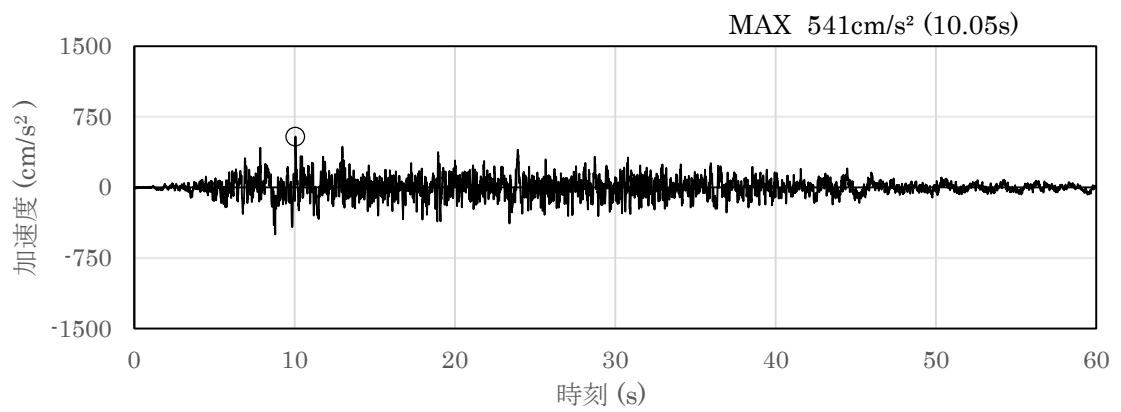


(a) 加速度時刻歴波形

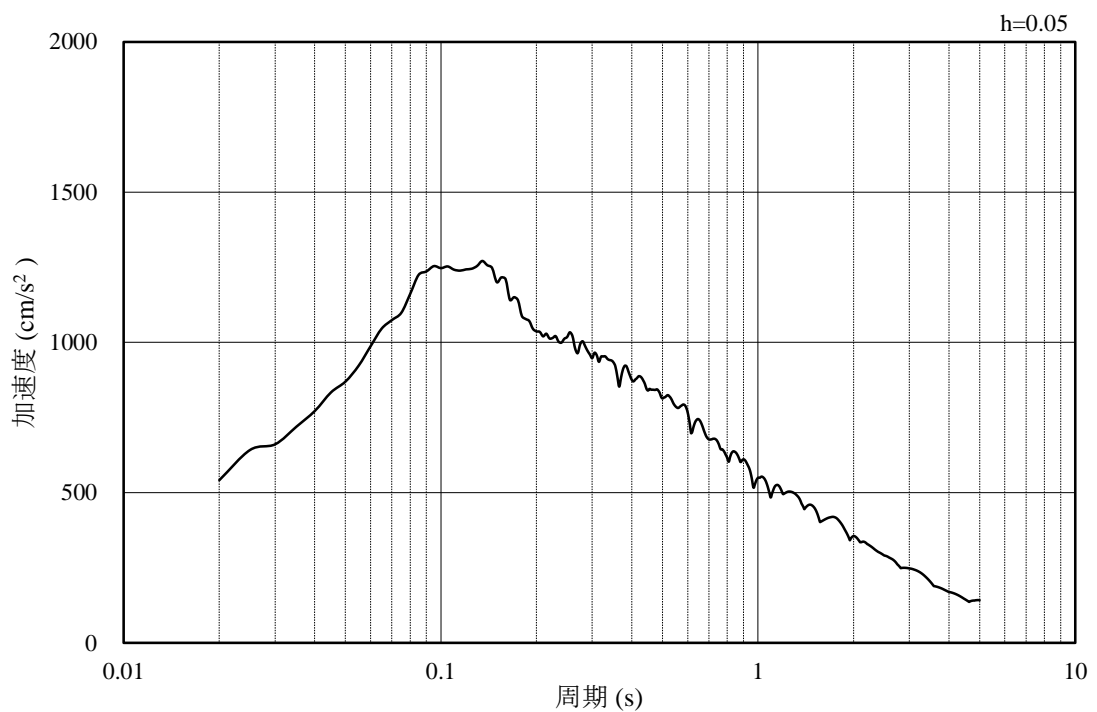


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

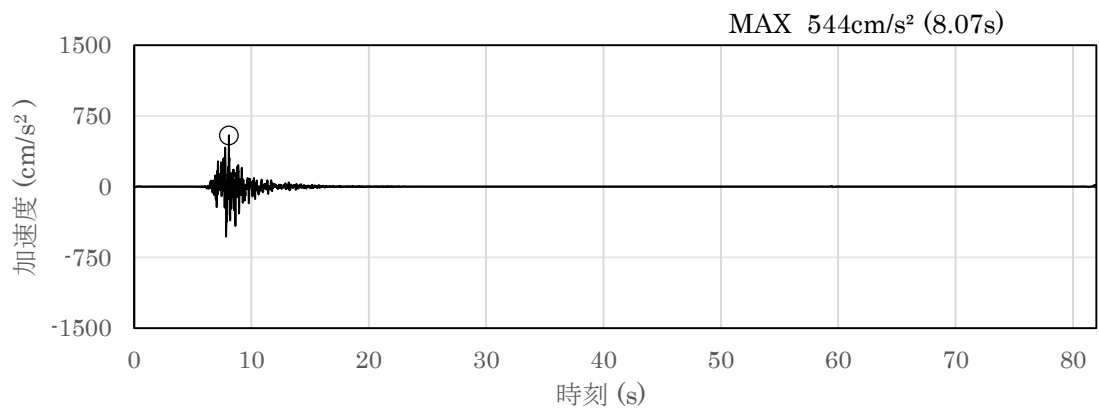


(a) 加速度時刻歴波形

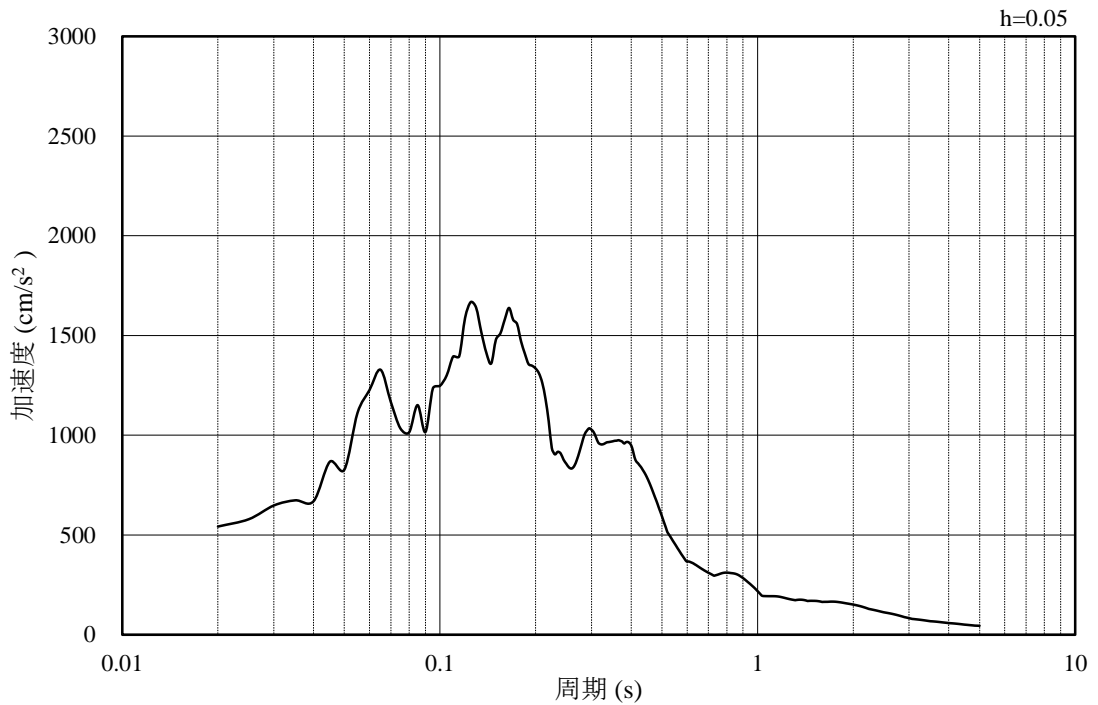


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

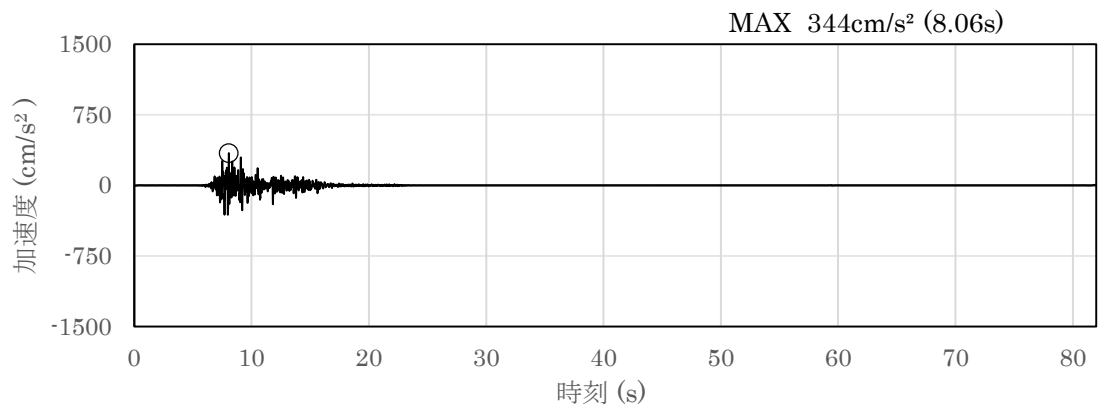


(a) 加速度時刻歴波形

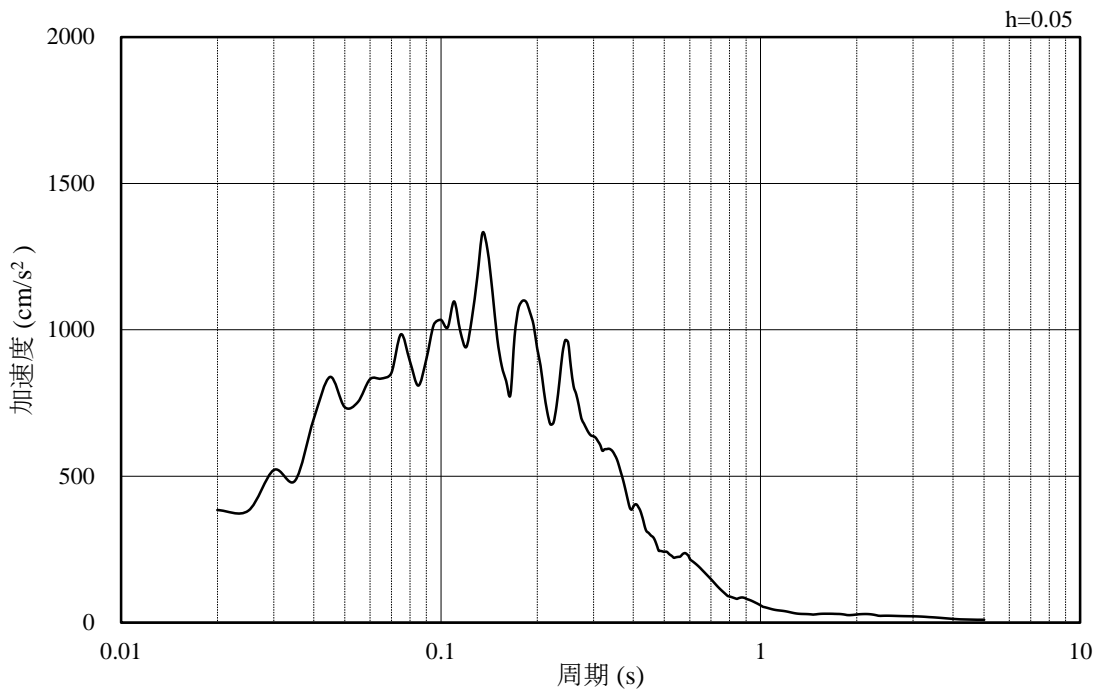


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

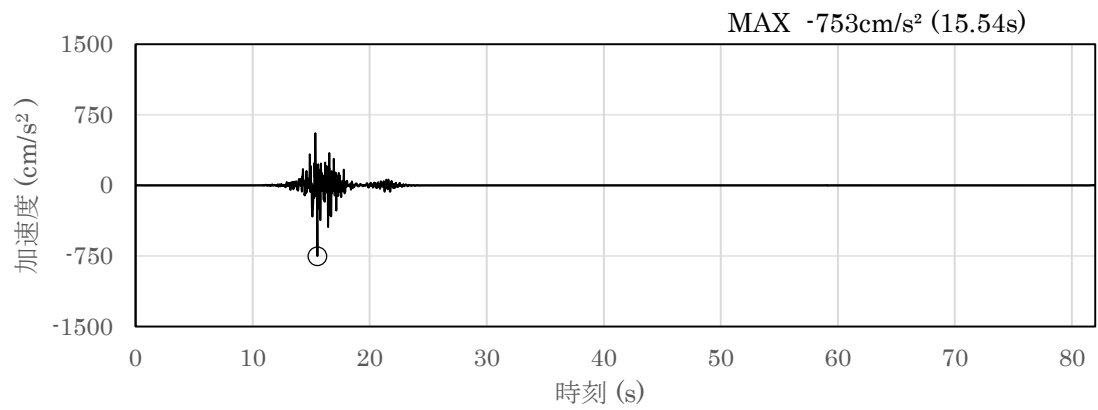


(a) 加速度時刻歴波形

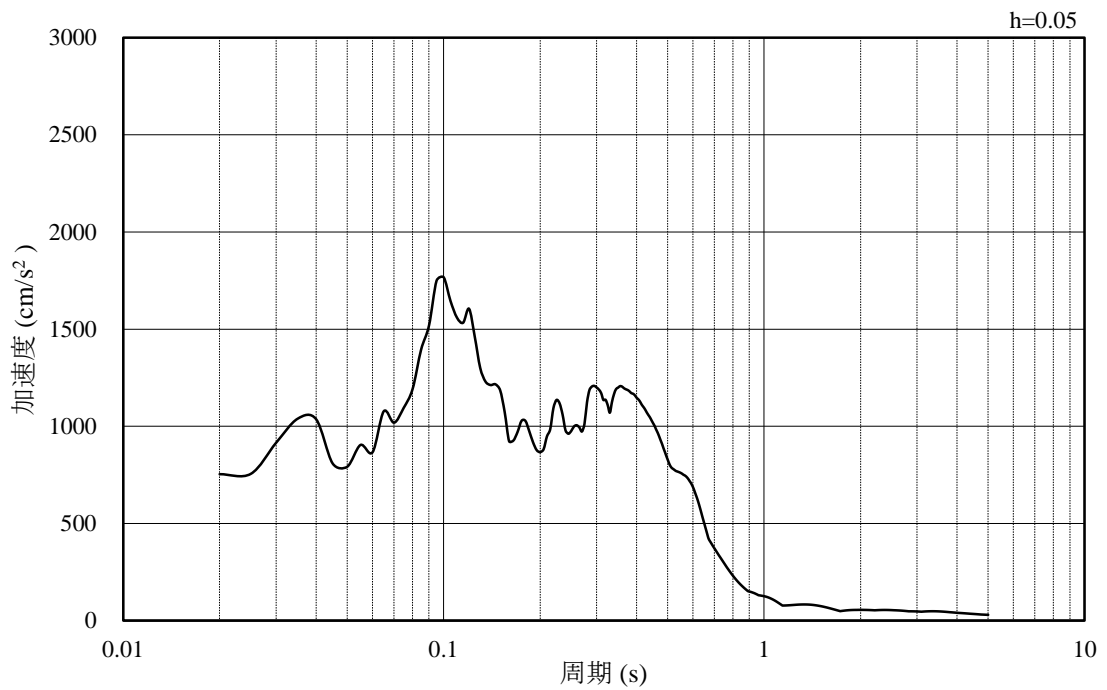


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

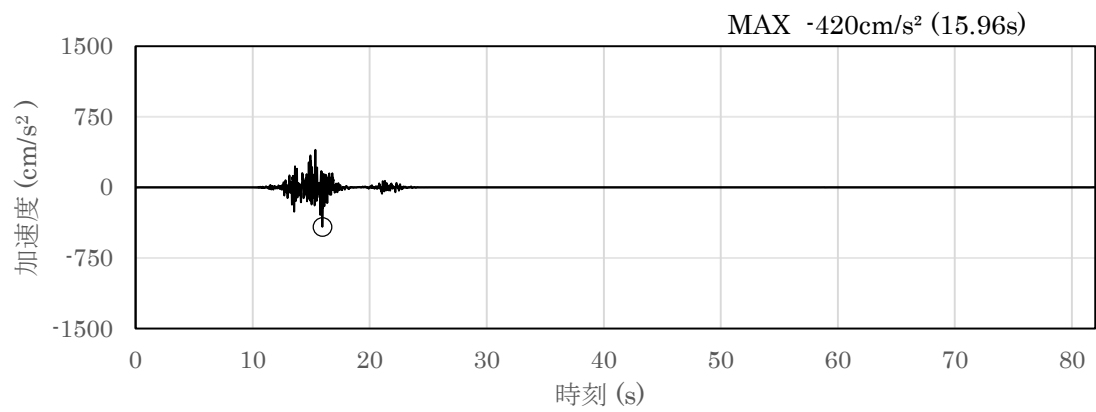


(a) 加速度時刻歴波形

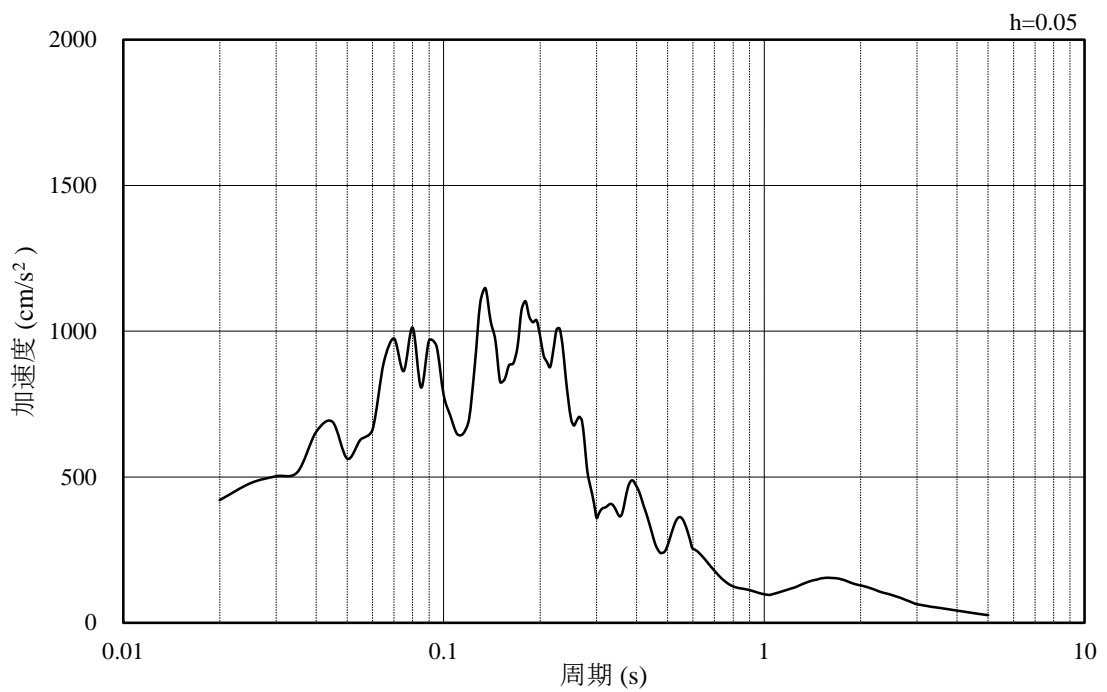


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - F 2)

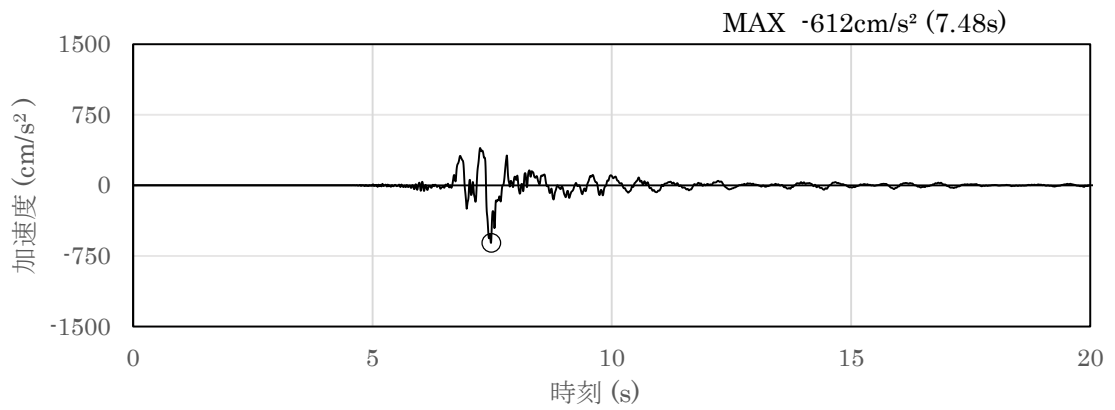


(a) 加速度時刻歴波形

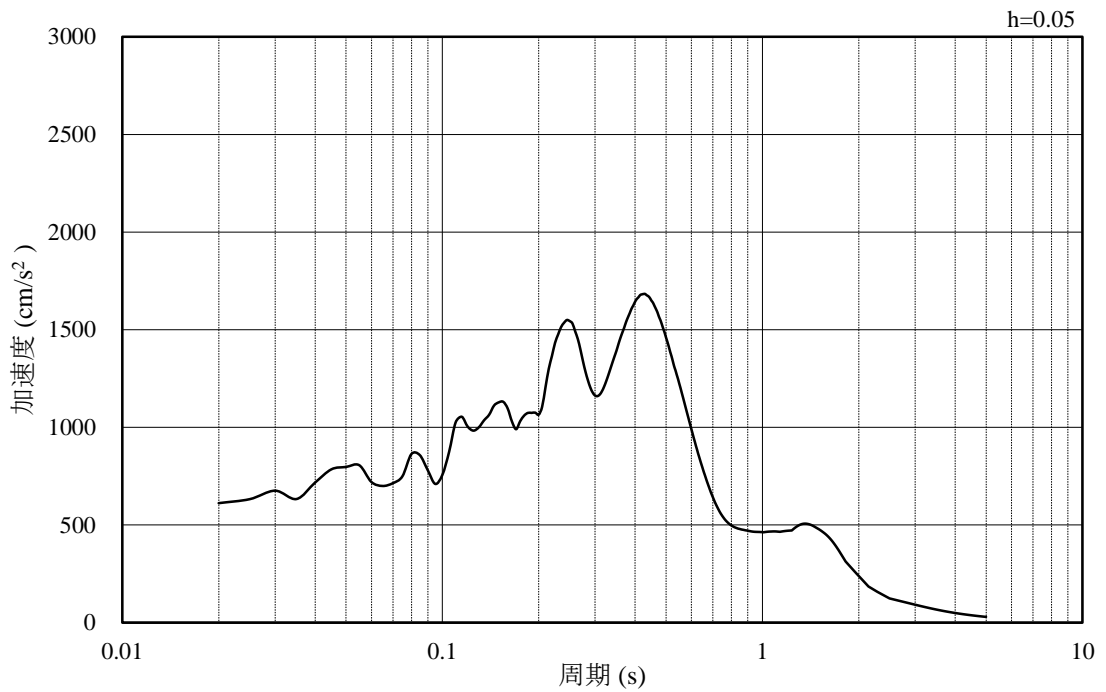


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2)

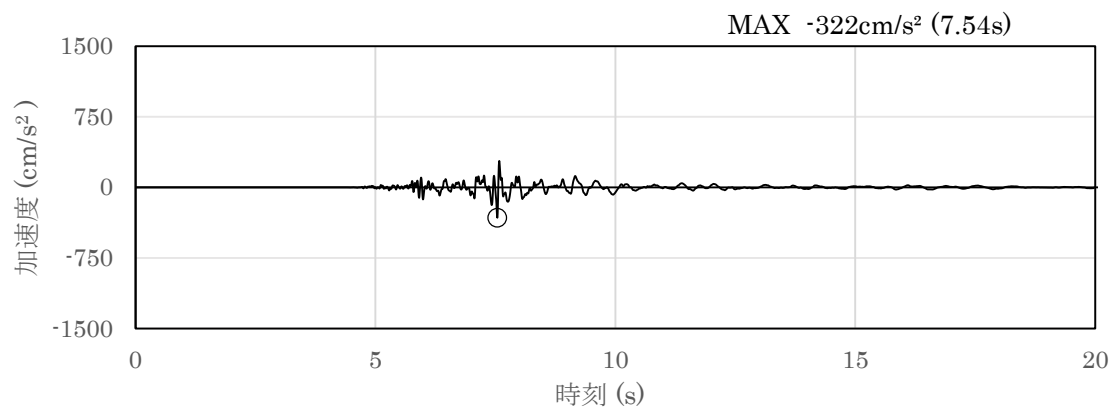


(a) 加速度時刻歴波形

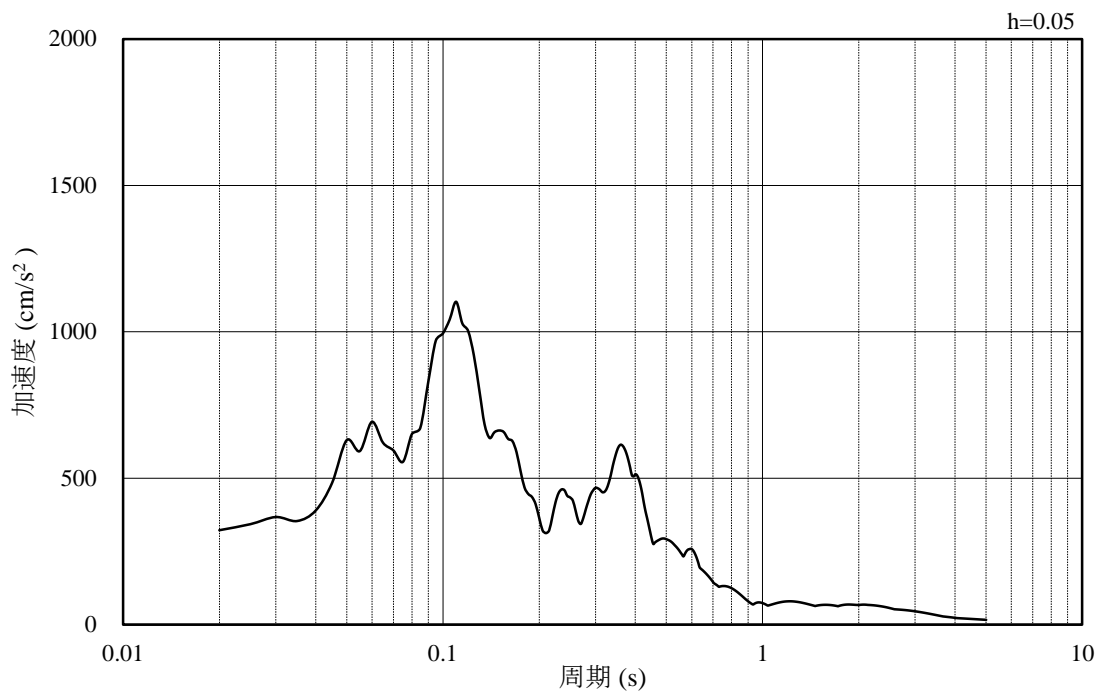


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

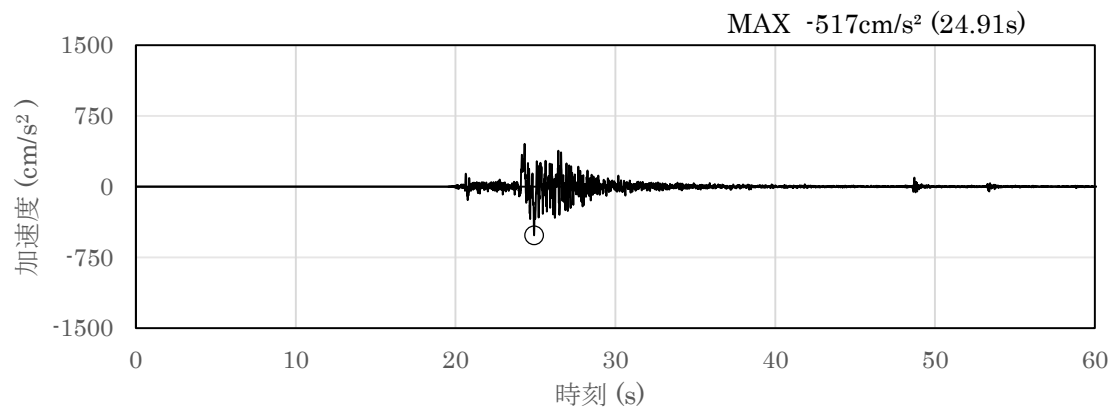


(a) 加速度時刻歴波形

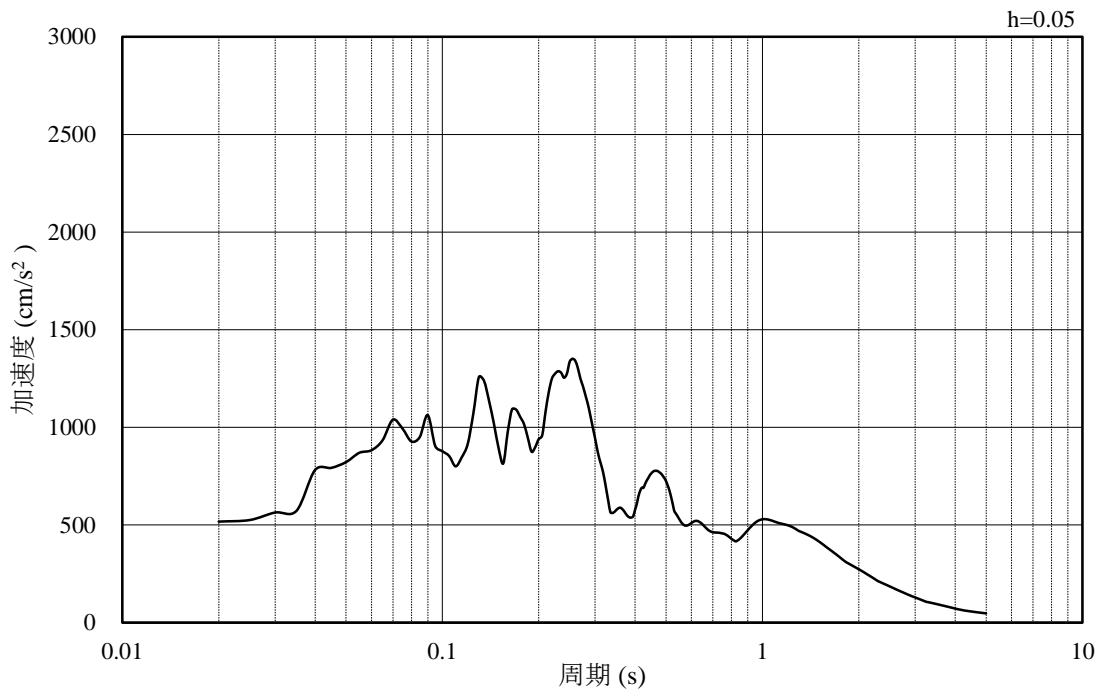


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

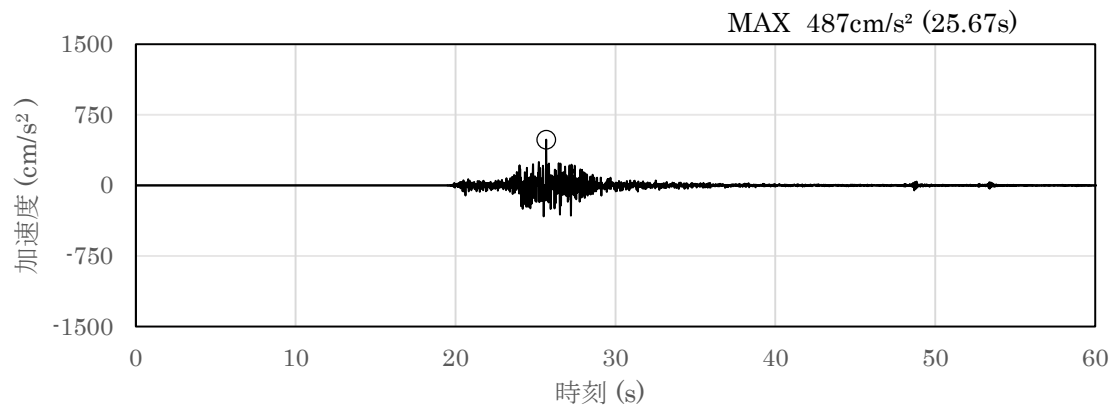


(a) 加速度時刻歴波形

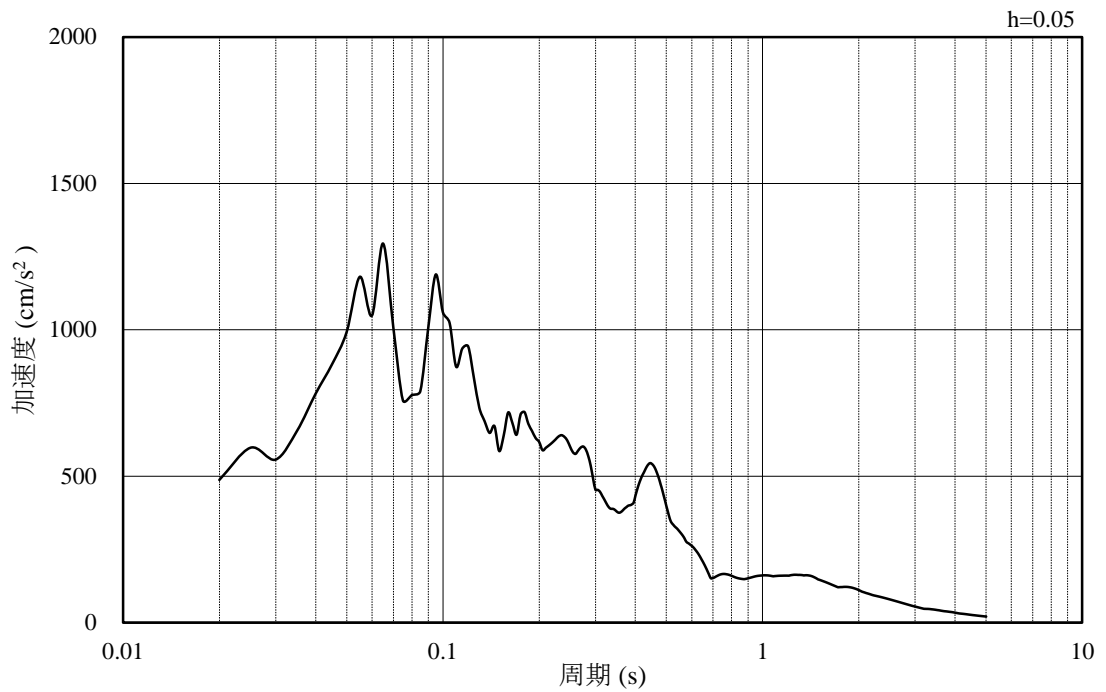


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂(NS))

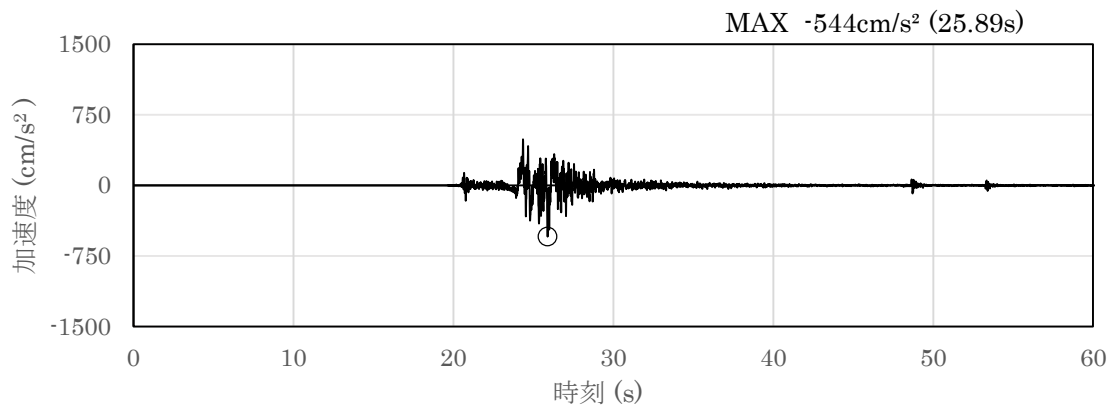


(a) 加速度時刻歴波形

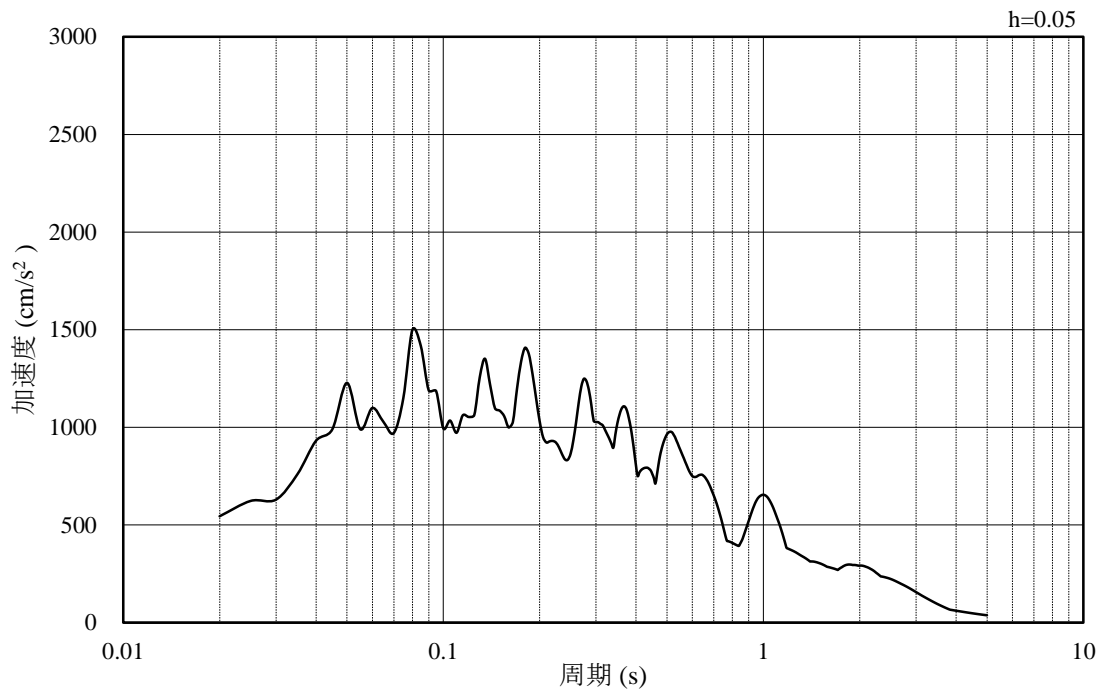


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂(NS))

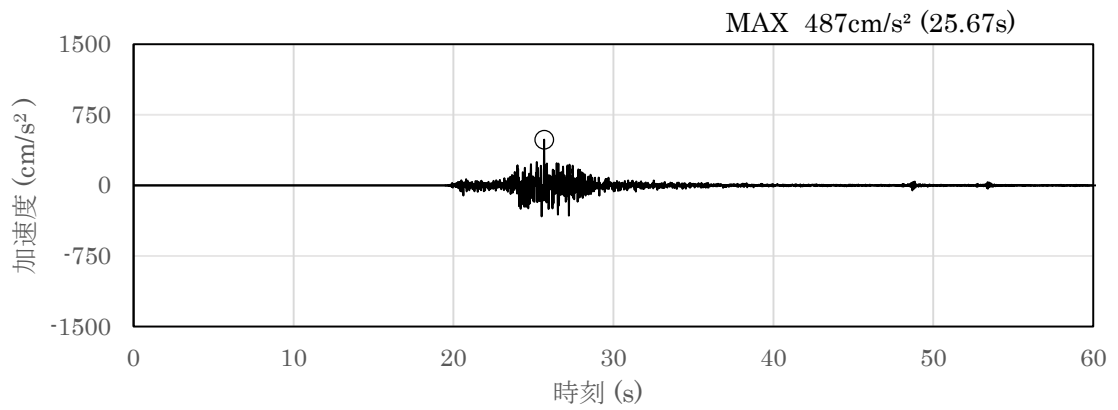


(a) 加速度時刻歴波形

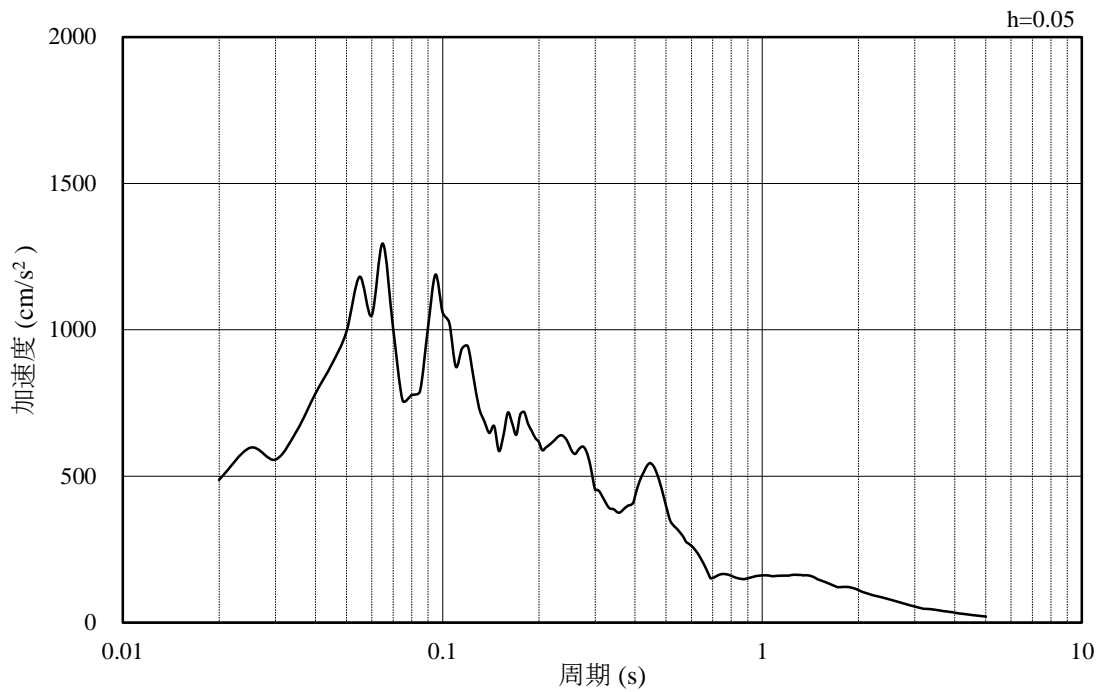


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂(EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

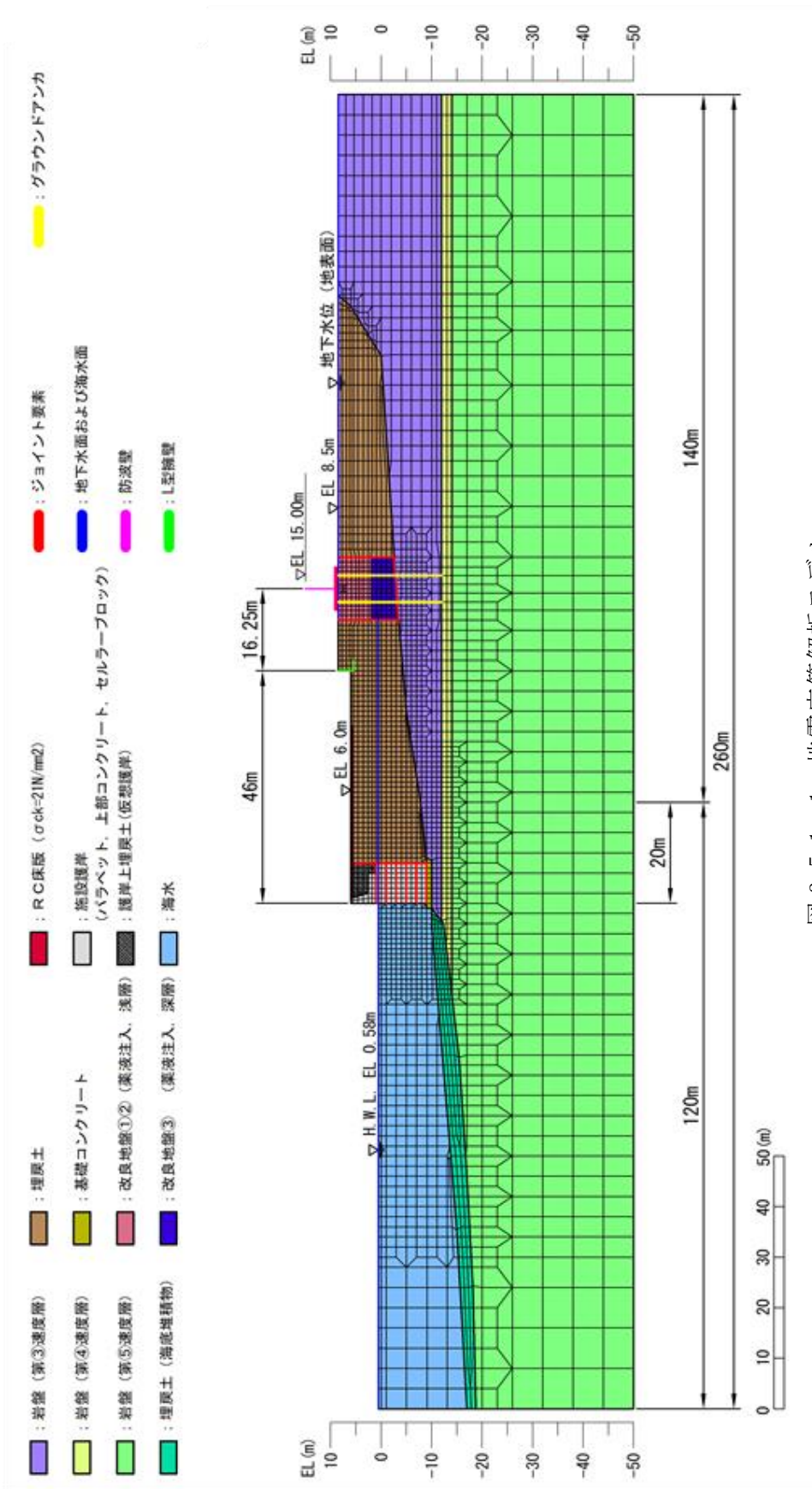


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5.1-3 に示す。

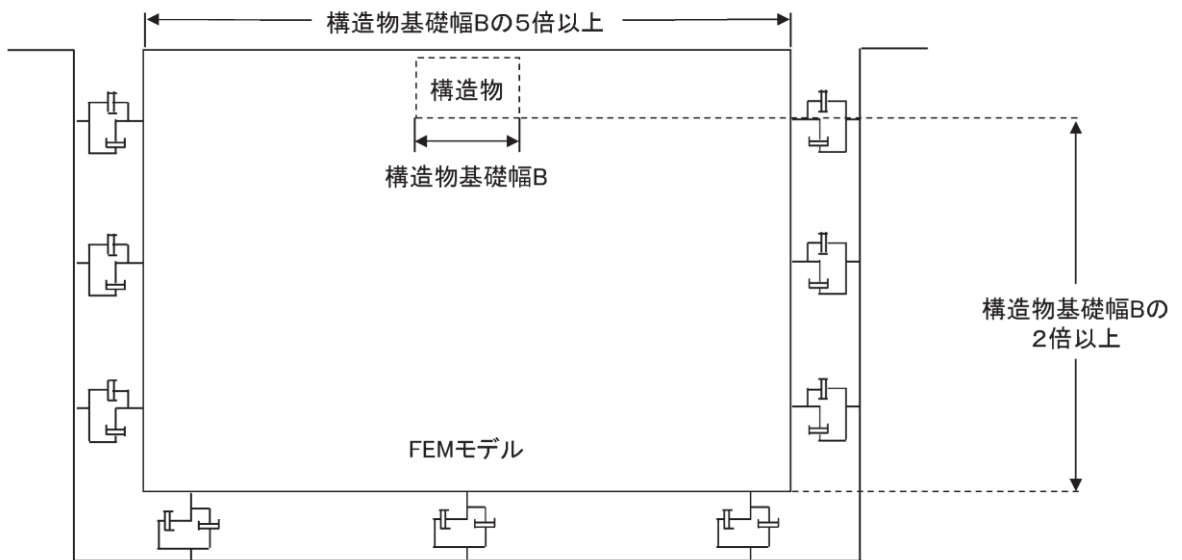


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

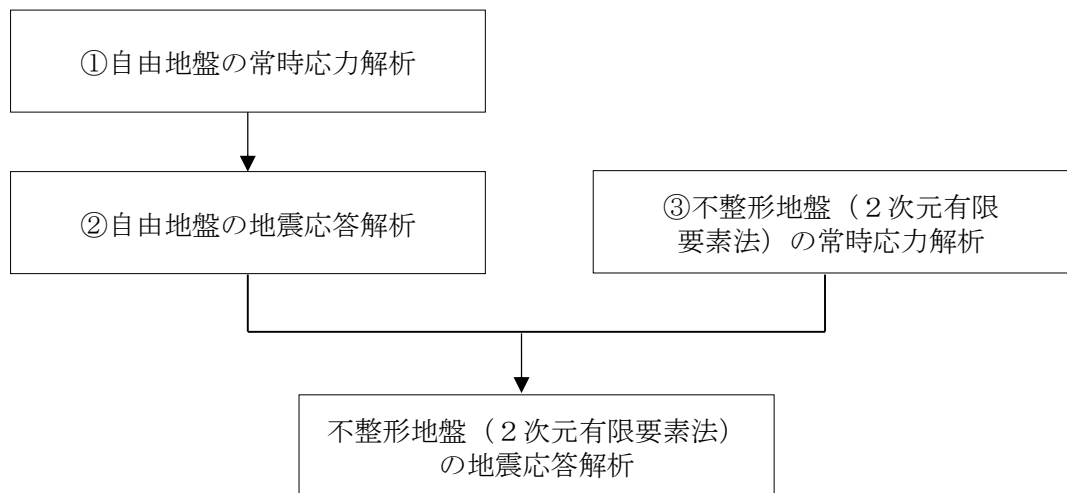


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は，地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで，常時応力解析時の境界条件は底面固定とし，側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

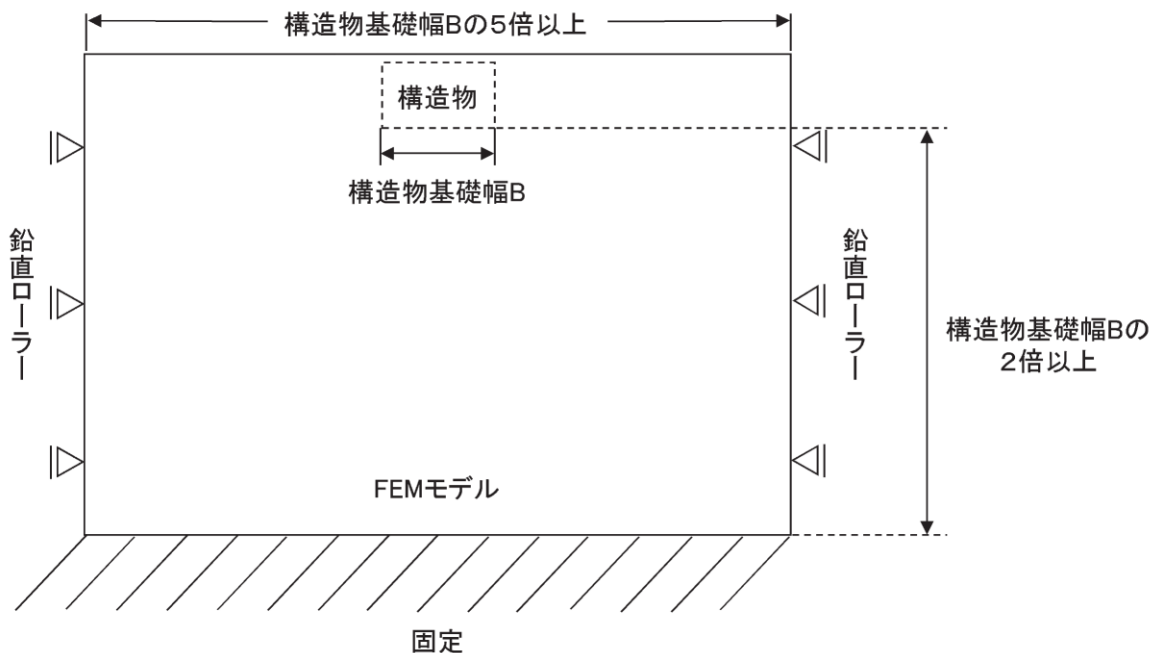


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

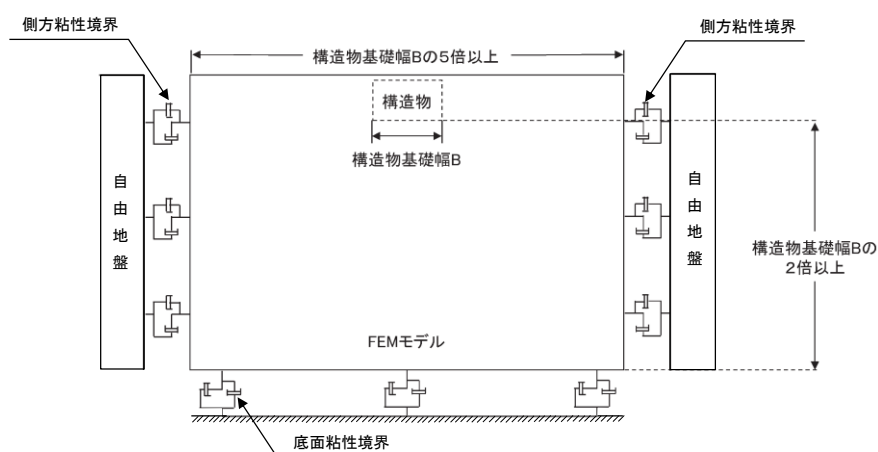


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）はコンクリート造であり、平面ひずみ要素でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は、基礎に比較し十分に重量が小さいことから考慮しない。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

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

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 3.5.1-6 参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

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

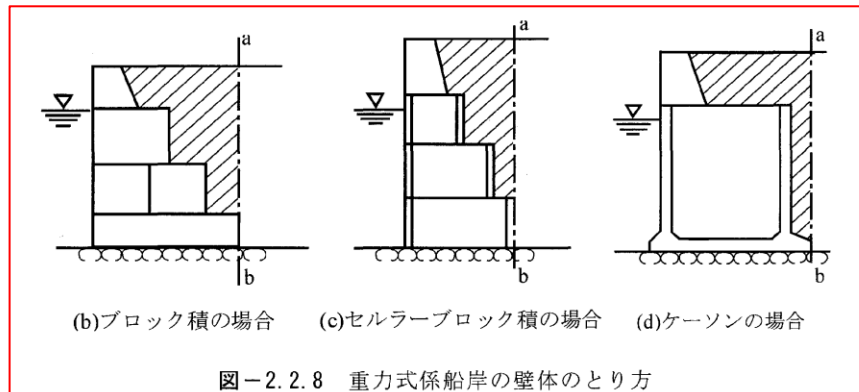


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) ジョイント要素の設定

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

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

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」

という。) (図 3.5.1-8 参照) に準拠し, 静止摩擦係数 μ から $c=0$, $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は, 港湾基準 (図 3.5.1-9 参照) に準拠し, 隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に, ジョイント要素の配置を図 3.5.1-10 に示す。

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

ここで,

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

(5) 壁面摩擦角
一般に、 $\pm 15^\circ$ 以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

図 3.5.1-7 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

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

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

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁹⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_H に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_S に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

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

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

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

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

図 3.5.1-8 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

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

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

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

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

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部 摩擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤 ①・②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。
			改良地盤③			
			施設護岸			
			埋戻土(施設護岸背面)			
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤 ①・②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		セルラーブロック (コンクリート詰)	セルラー ブロック (コンクリート詰)			
			基礎コンクリート			

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 岩盤 (第⑤速度層)
- : 埋戻土 (海底堆積物)
- : 埋戻土
- : 基礎コンクリート
- : 改良地盤①② (薬液注入, 浅層)
- : 改良地盤③ (薬液注入, 深層)
- : RC床版 ($\sigma_{ck}=21\text{N}/\text{mm}^2$)
- : 施設護岸 (ハラペット, 上部コンクリート, セルラーブロック)
- : 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- : グラウンドアンカ
- : ジョイント要素 (境界①)
- : ジョイント要素 (境界②)
- : 地下水面および海水面
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : 海水

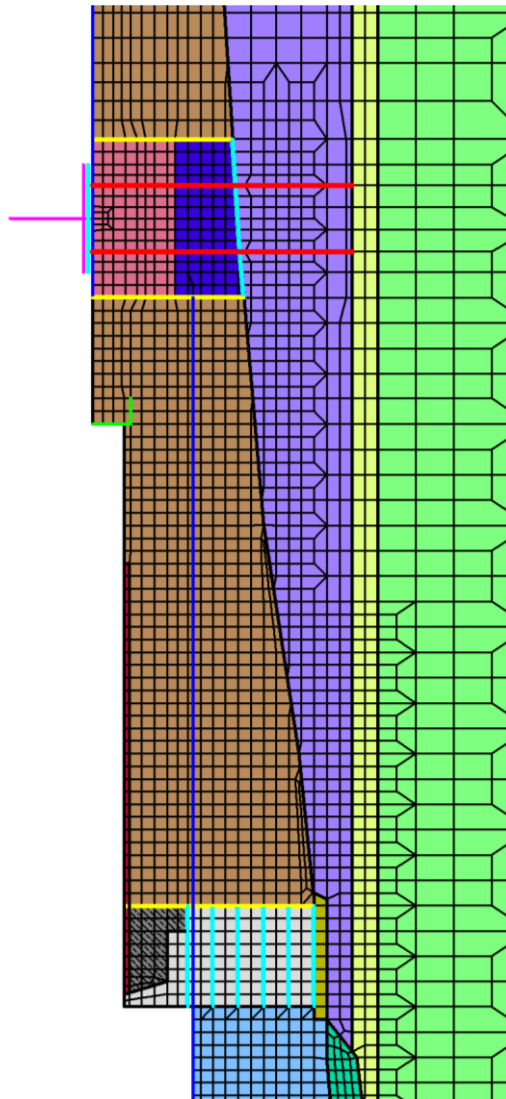


図 3.5.1-10 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.5.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.1-11 に示す。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
境界 1	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 2	0*	1.0×10^6

注記*：目地部であるため、せん断剛性を保守的にゼロに設定

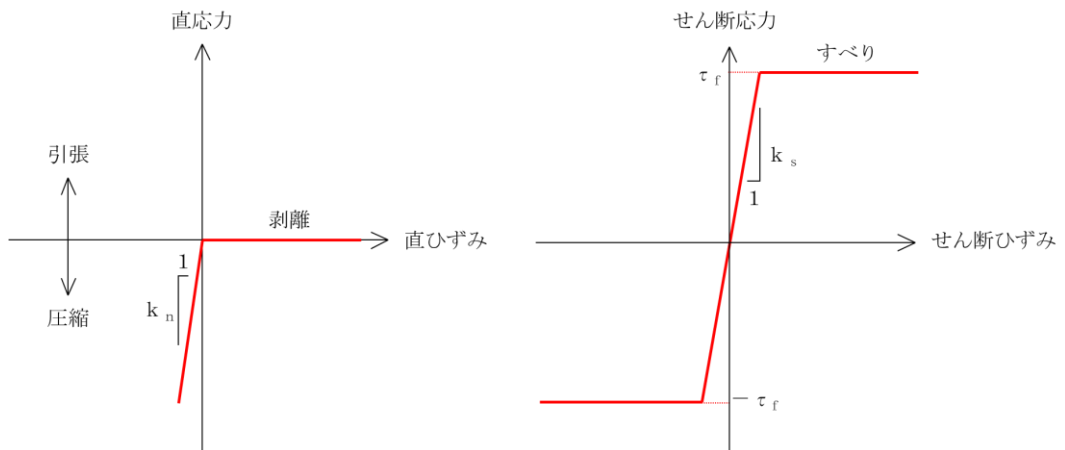


図 3.5.1-11 ジョイント要素の力学特性

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。耐震評価に用いる使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-1 及び表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

材料	部位		諸元
コンクリート	パラペット（有筋）		設計基準強度 20.6N/mm ²
	上部コンクリート（無筋）		設計基準強度 14.7N/mm ²
	セルラー ブロック	気中	設計基準強度 20.6N/mm ²
		水中	設計基準強度 20.6N/mm ²
	基礎コンクリート		設計基準強度 14.7N/mm ²

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)		ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
		飽和, 湿潤	水中		
コンクリート	パラペット（有筋）	24.0 ^{*1}	-	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	上部コンクリート （無筋）	22.6 ^{*2}	-	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} （コンクリート詰）	23.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	基礎コンクリート	22.6 ^{*2}	12.5	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)

*2：港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）

*3：セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は、港湾基準より設定する。また、剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから、護岸材料と同様の物性とする。

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

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

地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

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

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		基礎捨石及び被覆石	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04	【1.84】
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00	

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
 動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ'	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

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

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）とする。

3.7 許容限界

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の耐震強化岸壁に求められる耐震性能（0.3～1m）を許容残留変形量とし，0.3m と設定する。表 3.7-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を示す。

表 3.7-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

断面	許容残留変形量 (m)
⑥—⑥断面	0.3

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価では、地震応答解析に基づいて算定した残留変形量が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

x 方向（水平方向）及び z 方向（鉛直方向）の変位は、図 3.8-1 に示すとおり、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における地震時の相対変形量とする。

水平方向及び鉛直方向の残留変形量を用い、下式のとおり合成方向（2方向合成）の変位量を求め、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における最大変形量とする。

$$\text{最大変形量 } \delta : \delta = \sqrt{\{\delta x(T)\}^2 + \{\delta y(T)\}^2}$$

ここで、

$\delta x(T)$: x 方向の最大変形量

$\delta y(T)$: y 方向の最大変形量

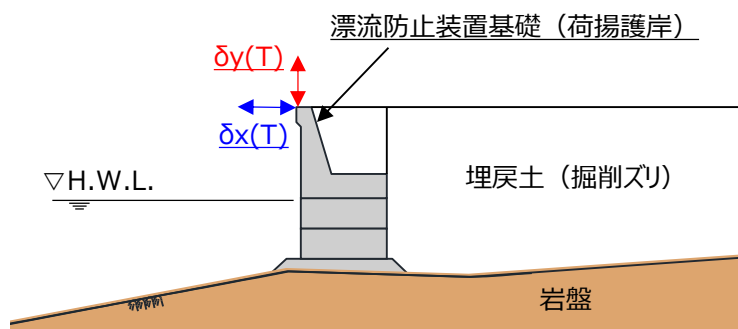


図 3.8-1 地震時の残留変形量の概念図

4. 耐震評価結果

基準地震動 S_s による地震応答解析から得られる漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量に対する評価結果を表 4-1 に、最も厳しい照査値となる解析ケースでの残留変形量図を図 4-1 に示す。

この結果から、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の変形量評価結果

解析 ケース	地震動		残留変形量	許容残留変形量	照査値
			δ (m)	δ_a (m)	δ / δ_a
①	$S_s - D$	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.04	0.3	0.14
		(+-)	0.03	0.3	0.10
		(--)	0.04	0.3	0.14
	$S_s - F 1$	(++)	0.02	0.3	0.07
	$S_s - F 2$	(++)	0.03	0.3	0.10
	$S_s - N 1$	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.03	0.3	0.10
	$S_s - N 2$ (NS)	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.03	0.3	0.10
	$S_s - N 2$ (EW)	(++)	0.03	0.3	0.10
		(-+)	0.03	0.3	0.10
②	$S_s - D$	(--)	0.04	0.3	0.14
③	$S_s - D$	(--)	0.04	0.3	0.14

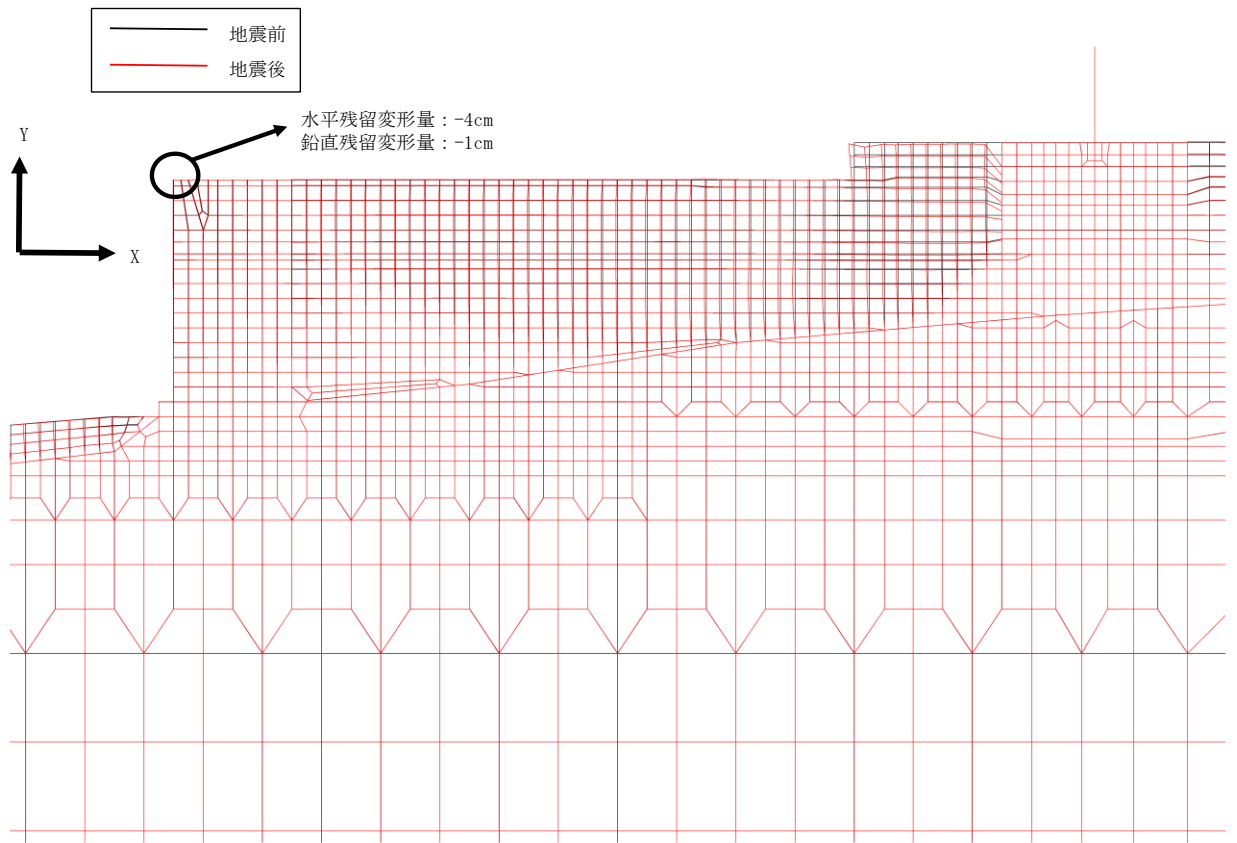


図 4-1 残留変形量図 (S s - D (—)) , 解析ケース : ③地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	10
3.2.1 施設	11
3.2.2 減衰係数	11
3.2.3 解析ケース	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ	13
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	13
3.3.2 荷重	13
3.3.3 荷重の組合せ	14
3.4 入力地震動	15
3.5 解析モデル及び諸元	28
3.5.1 解析モデル	28
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	41
3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値	42
3.5.4 地下水位	44
3.6 評価対象部位	45
3.6.1 施設の健全性評価	45
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	45
3.7 許容限界	46
3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）	46
3.7.2 基礎地盤	46
3.8 評価方法	46

4. 耐震評価結果	47
4.1 解析ケースと照査値	47
4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査	47
4.1.2 せん断破壊に対する照査	48
4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査	49
4.2 耐震評価結果	50
4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果	50
4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果	51
4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果	52

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の変形性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の位置を図 2.1-1 に示す。

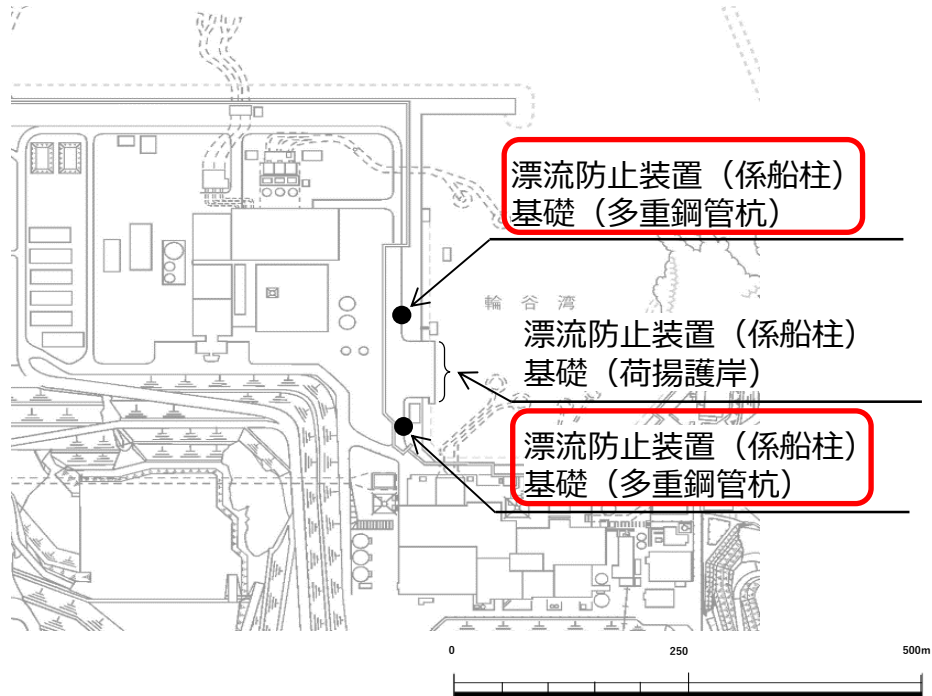
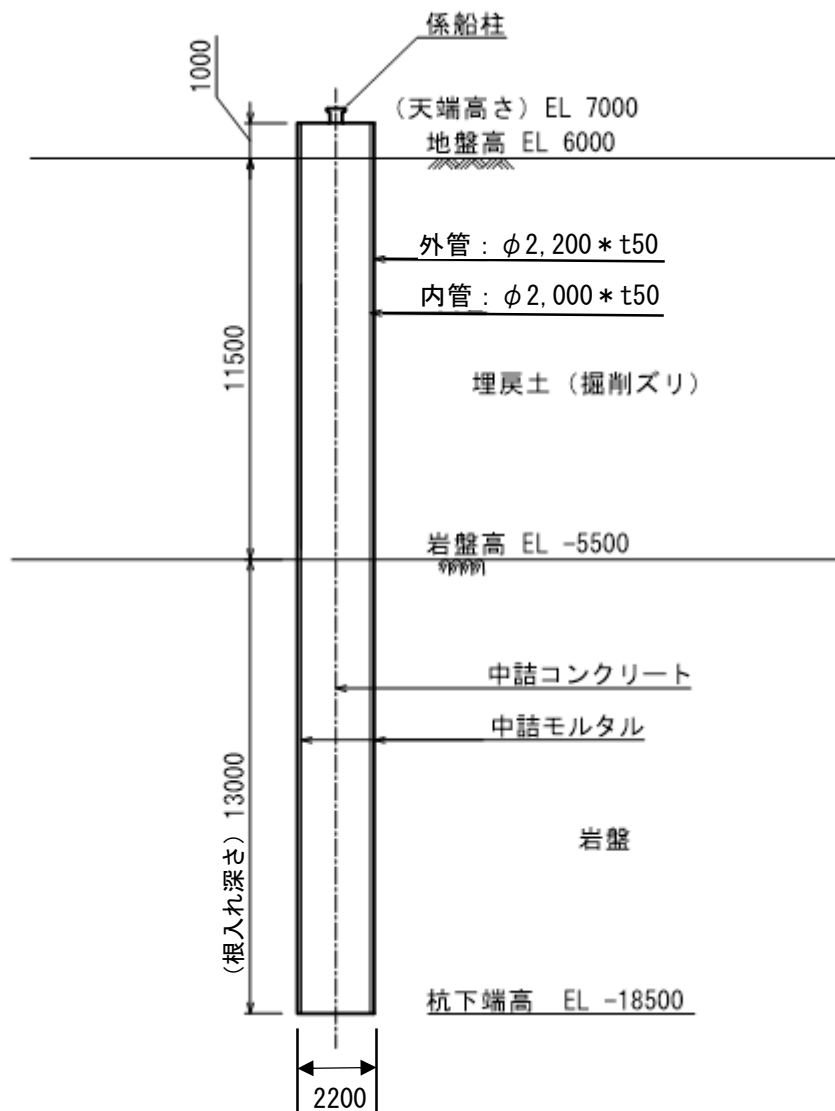


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）位置図

2.2 構造概要

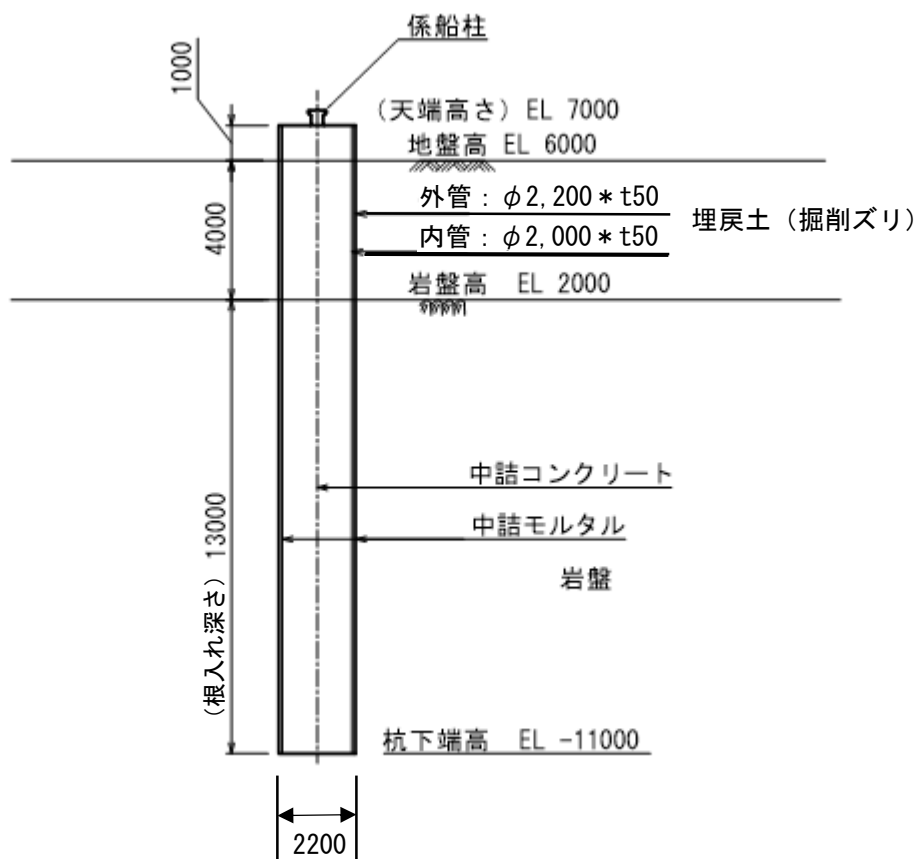
漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）の設置時の概要を図 2.2-3 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート及びモルタルで充填した多重鋼管構造とする。鋼管杭は岩盤に支持させる構造（根入れ深さ：13.0m）とし、上部に漂流防止装置として係船柱を設置する。



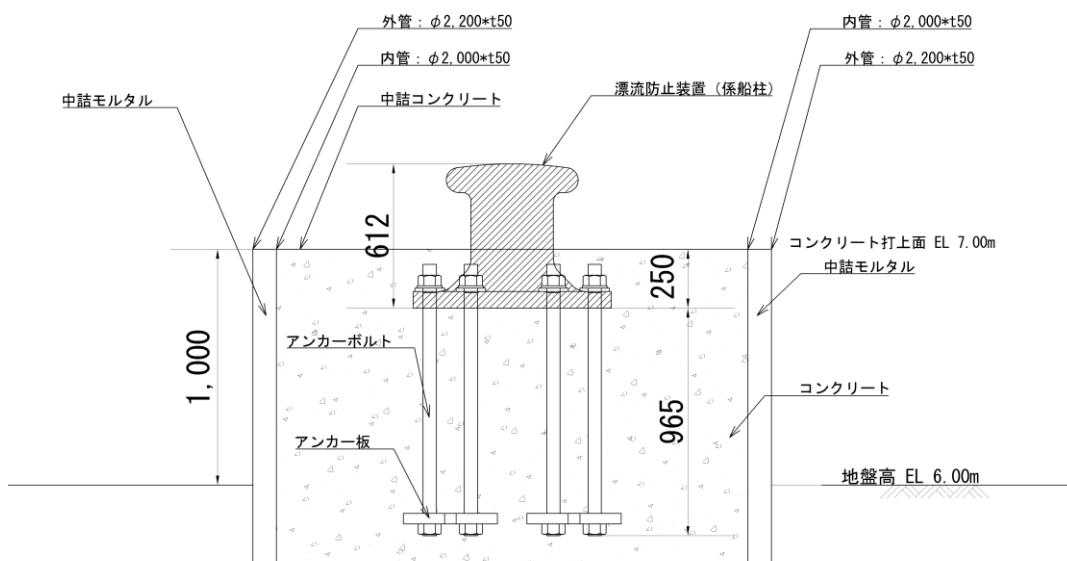
(単位：mm)

図 2.2-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（南側）



(単位：mm)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（北側）



(単位：mm)

図 2.2-3 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）設置図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の各部位の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価及び基礎地盤の支持性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。なお、施設の変形性能評価にあたっては、保守的に施設がおおむね弾性状態に留まることを確認する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の部位の役割

部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
漂流防止装置基礎 （多重鋼管杭）	・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。
岩盤	・多重鋼管杭を鉛直支持する。	・多重鋼管杭を鉛直支持する。

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の変形性能	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）	発生する応力（曲げ，軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

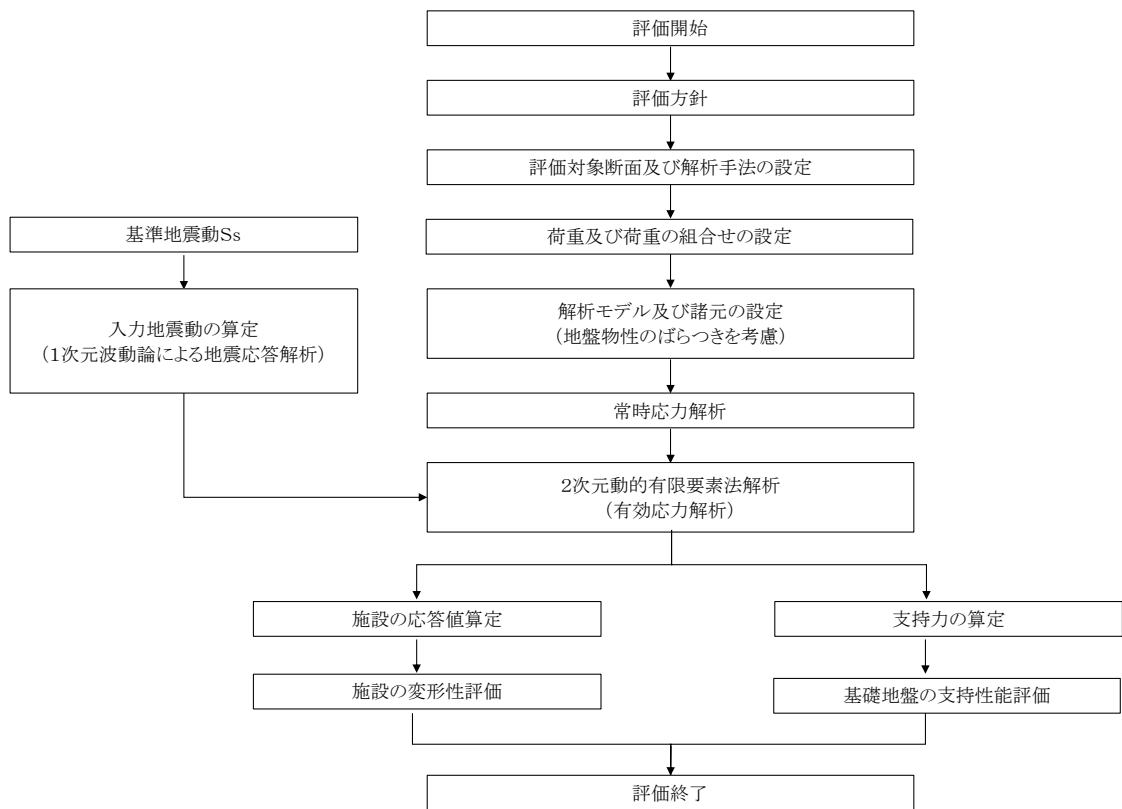


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、各横断面を図 3.1-2 及び図 3.1-3 に示す。以下の理由から、①-①断面を評価対象断面として選定する。

- ・ ②-②断面，①-①断面の多重鋼管杭及び係船柱において、岩盤の根入れ深さ等構造上の差異はない。
- ・ ①-①断面は②-②断面と比べ岩盤深さが深いため、土圧が大きくなると考えられる。

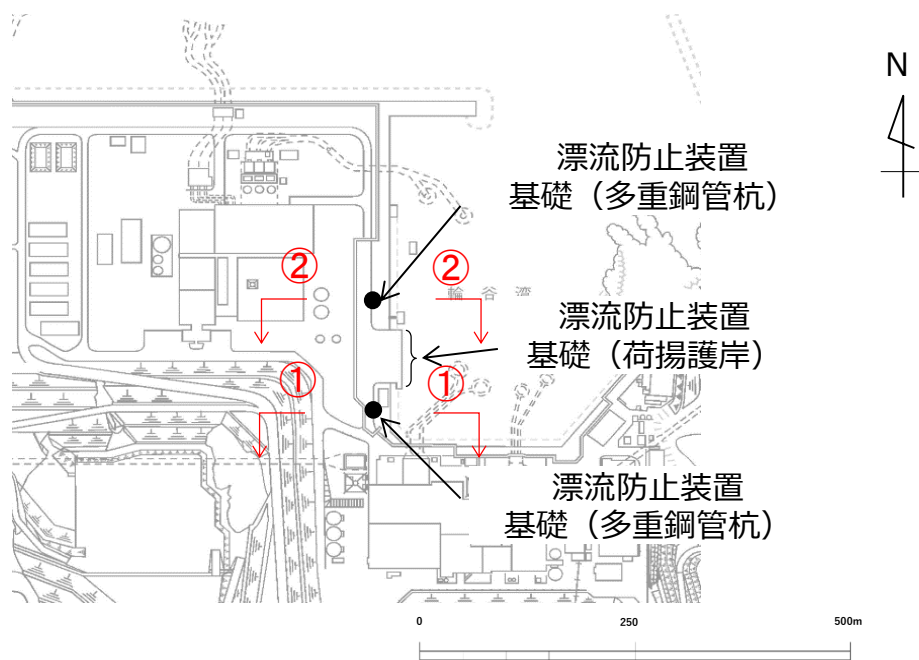


図 3.1-1 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図

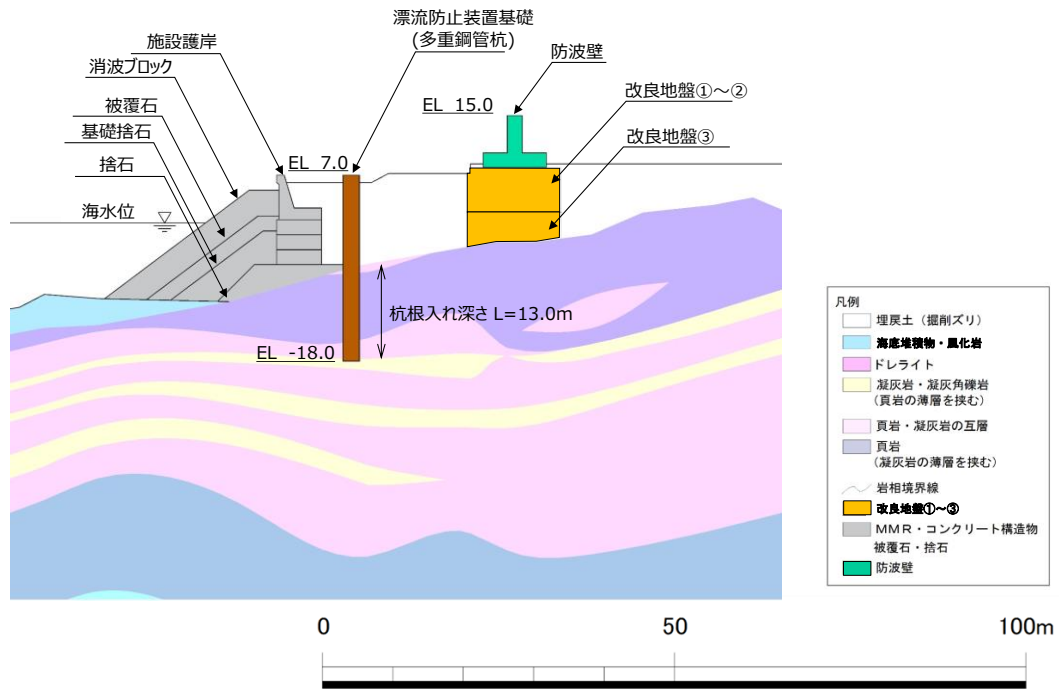


図 3.1-2 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（①-①断面）

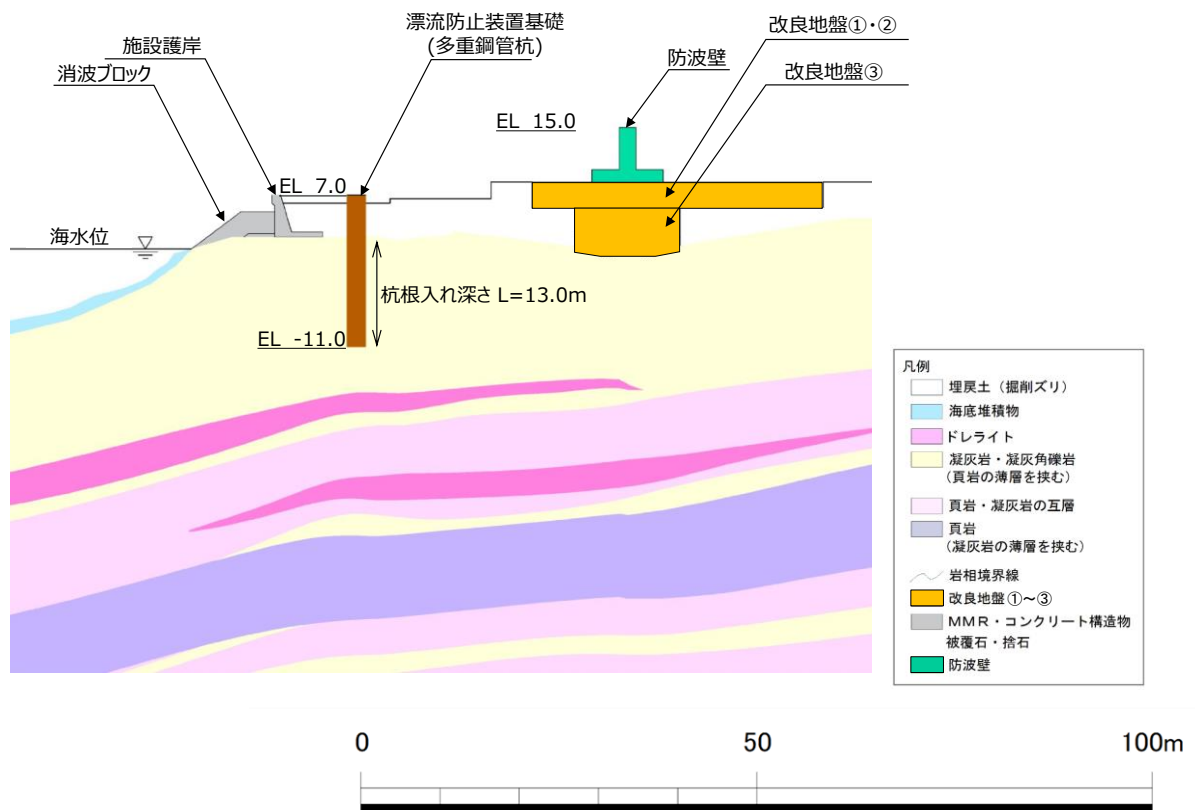


図 3.1-3 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（②-②断面）

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

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

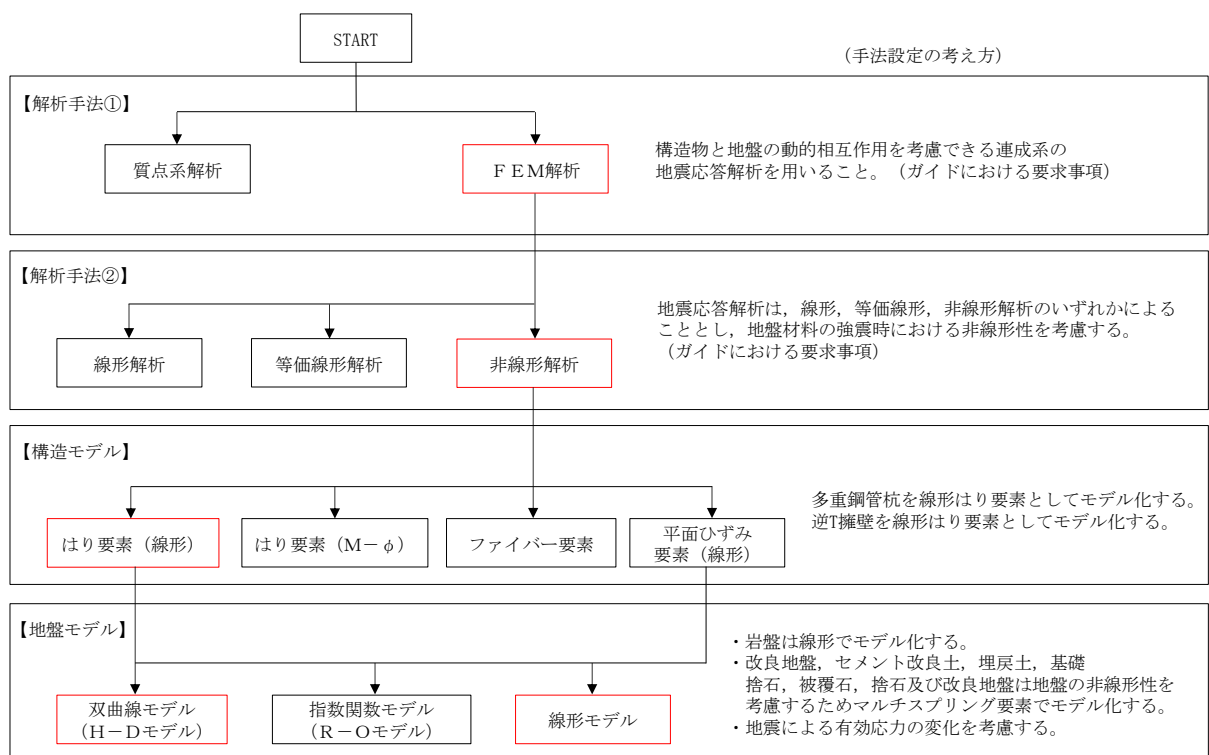


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は，線形はり要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

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

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震時の応答は周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表3.2.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

図3.1-2に示すとおり，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており，これらの地盤のせん断変形が，地震時に漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち，広範囲に分布しており，応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

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

耐震評価における解析ケースを表 3.2.3-2 に示す。耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、解析ケース②及び③を実施する。

表 3.2.3-2 耐震評価における解析ケース

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

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s + P _s

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

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

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

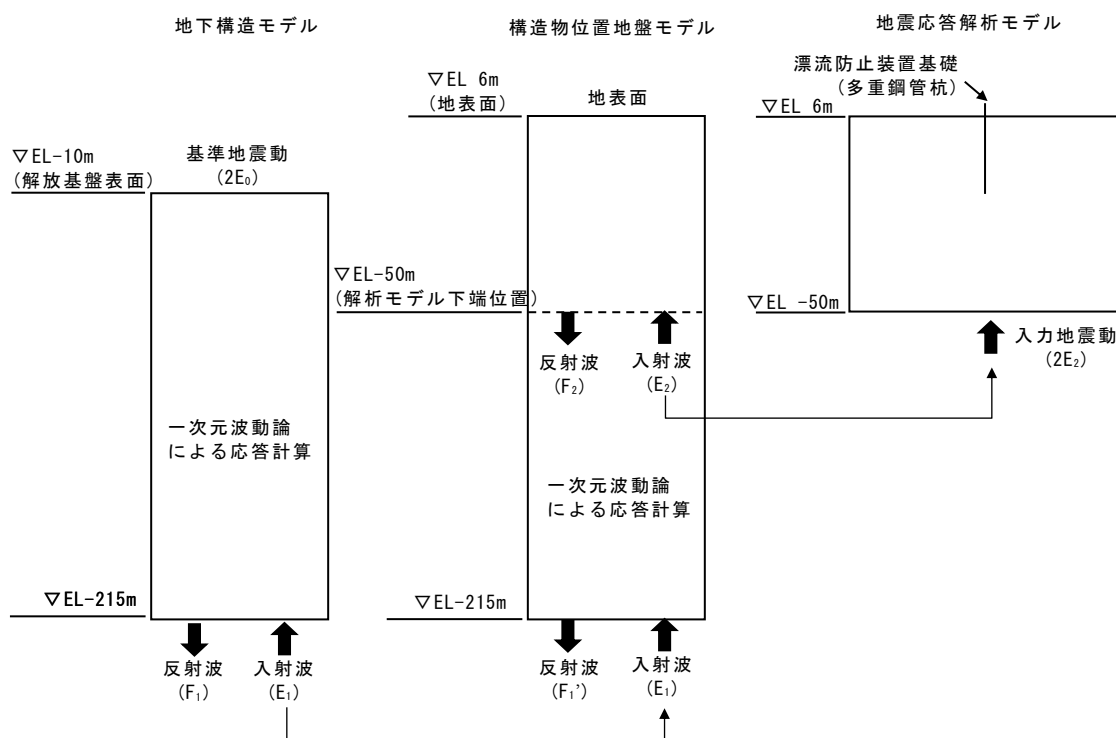
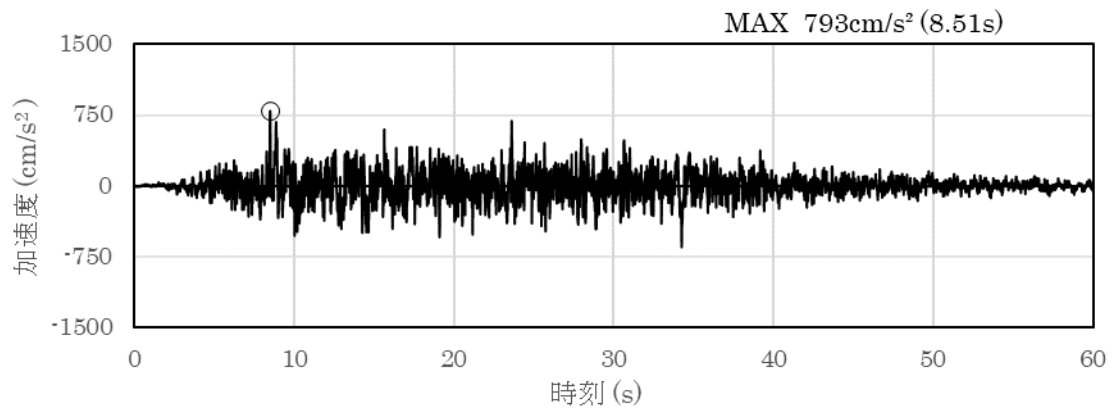
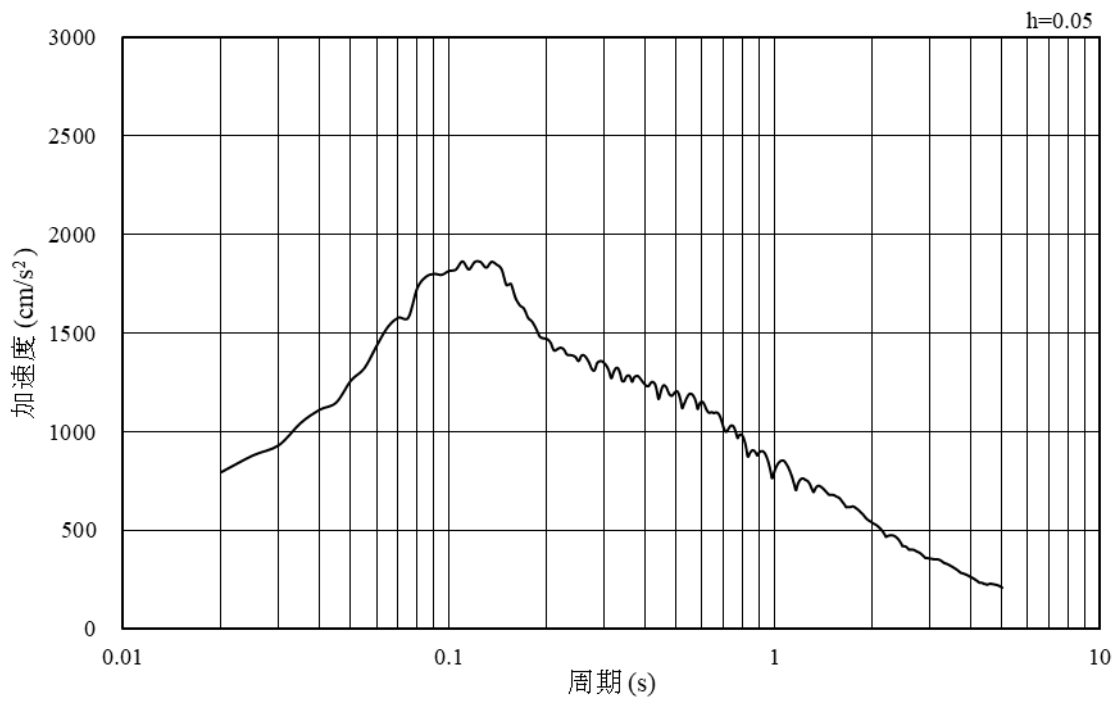


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

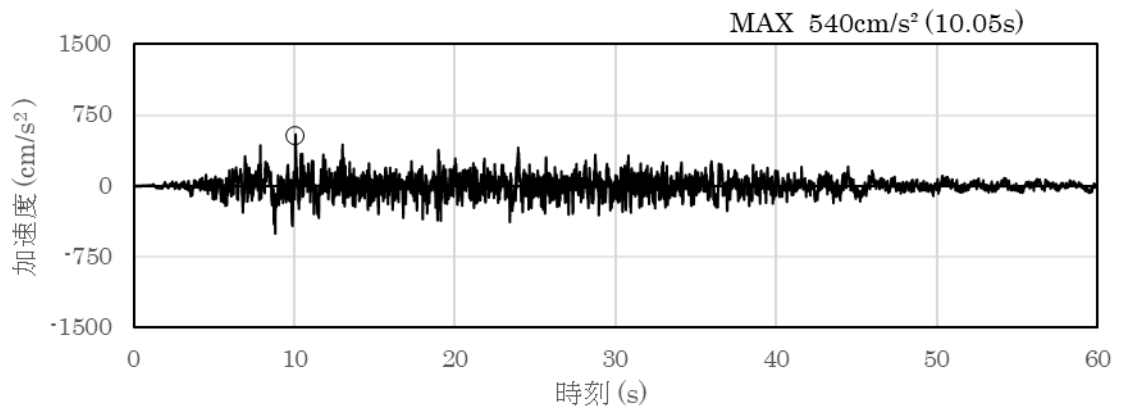


(a) 加速度時刻歴波形

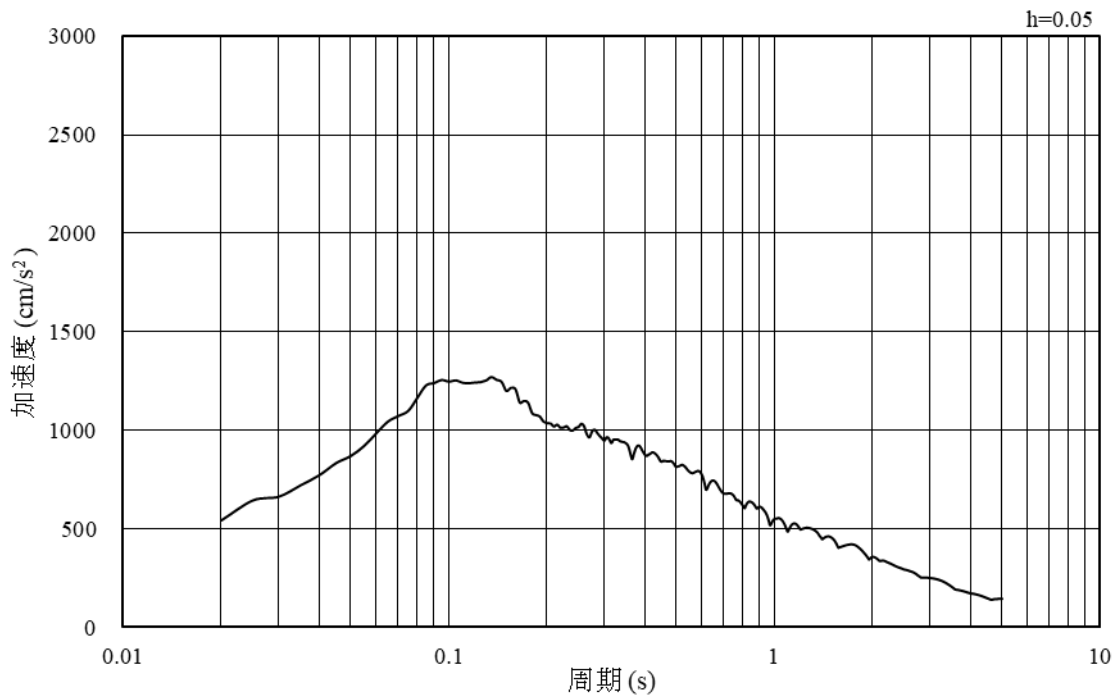


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

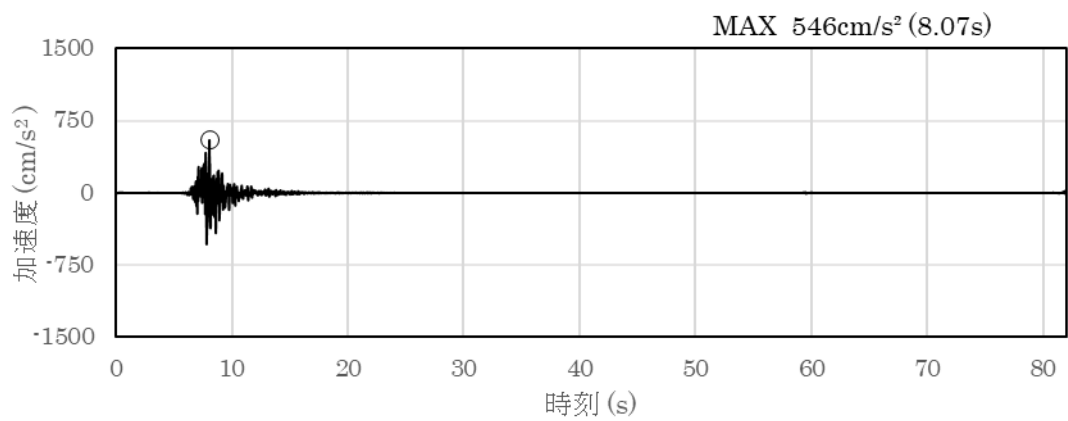


(a) 加速度時刻歴波形

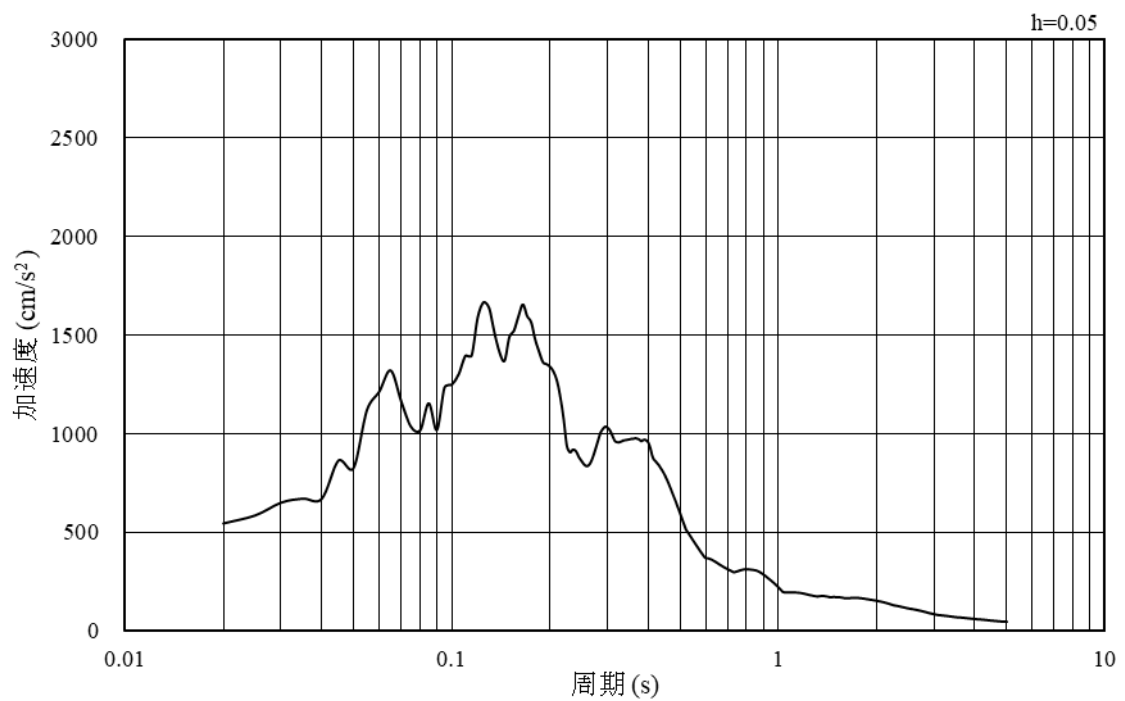


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

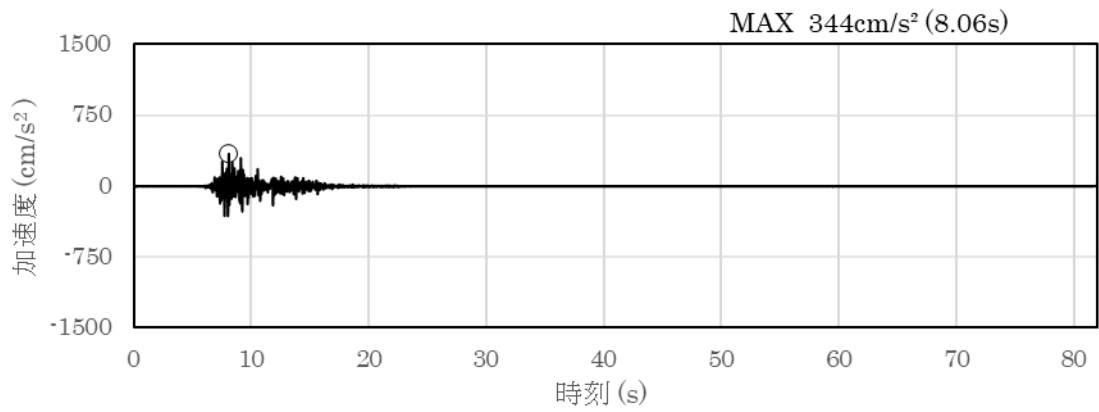


(a) 加速度時刻歴波形

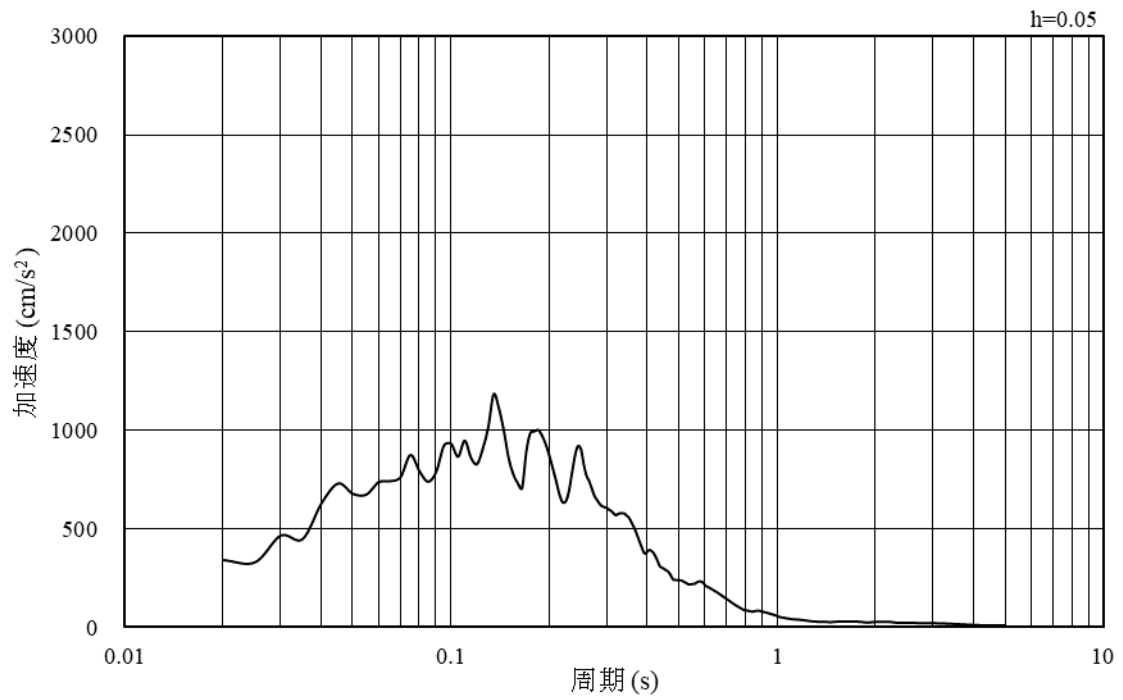


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

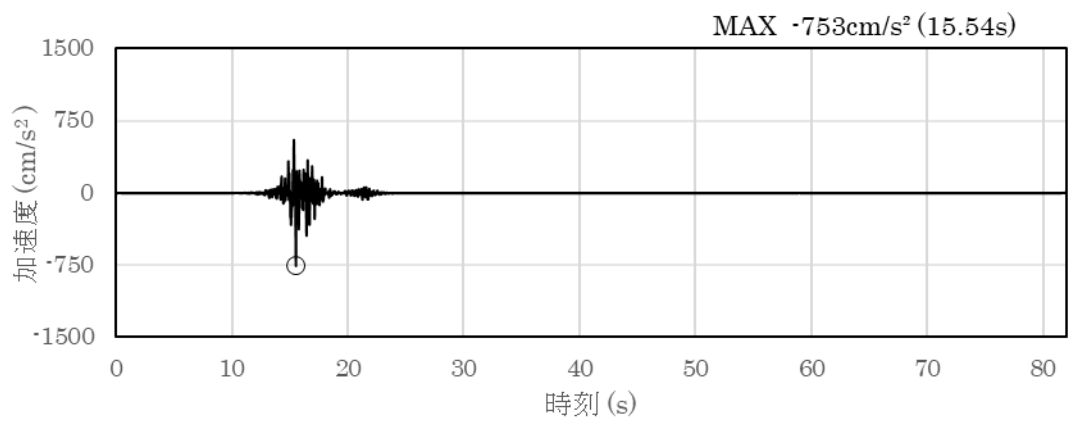


(a) 加速度時刻歴波形

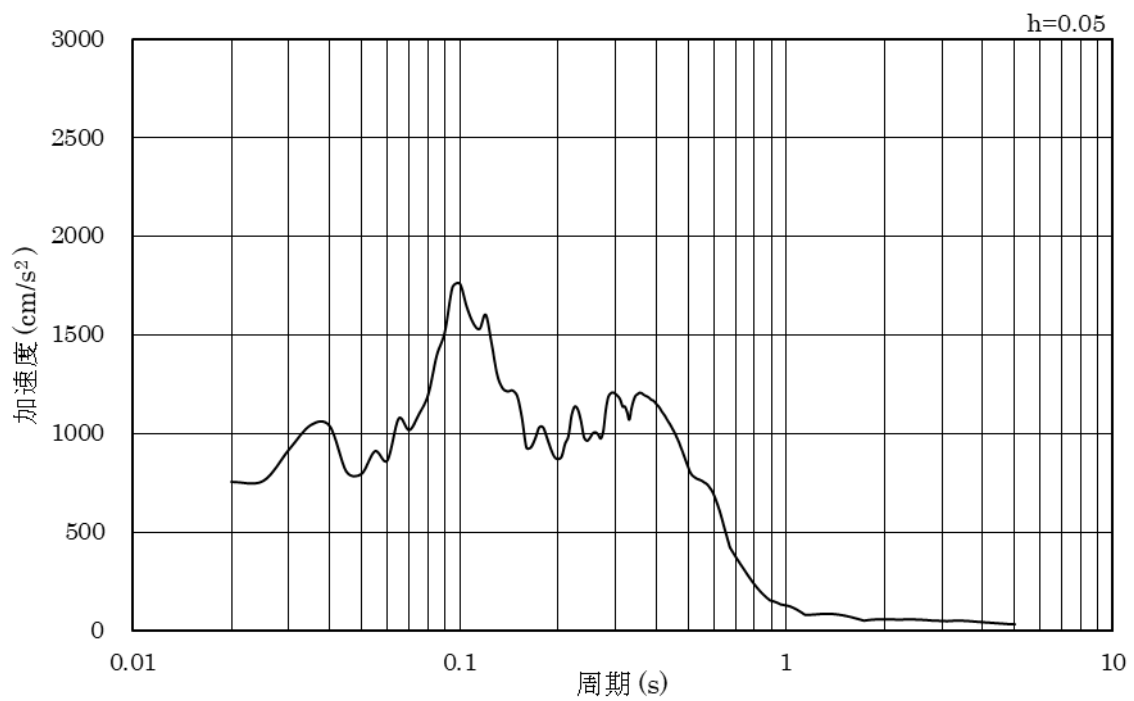


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

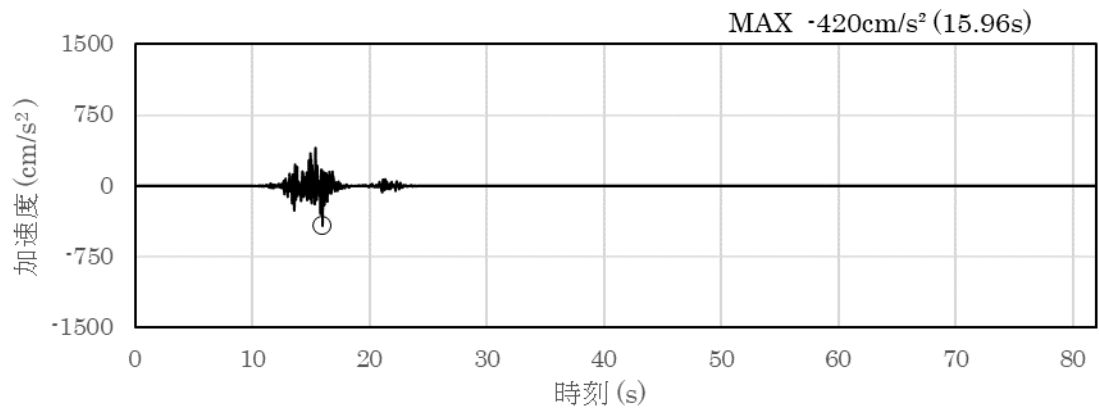


(a) 加速度時刻歴波形

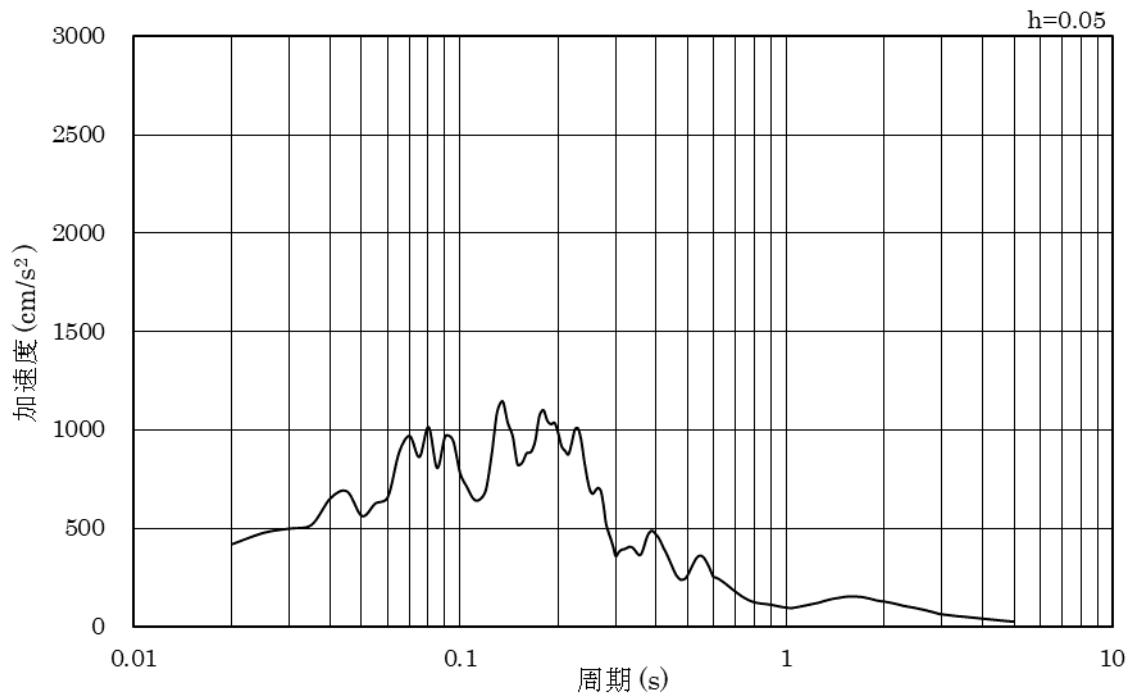


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

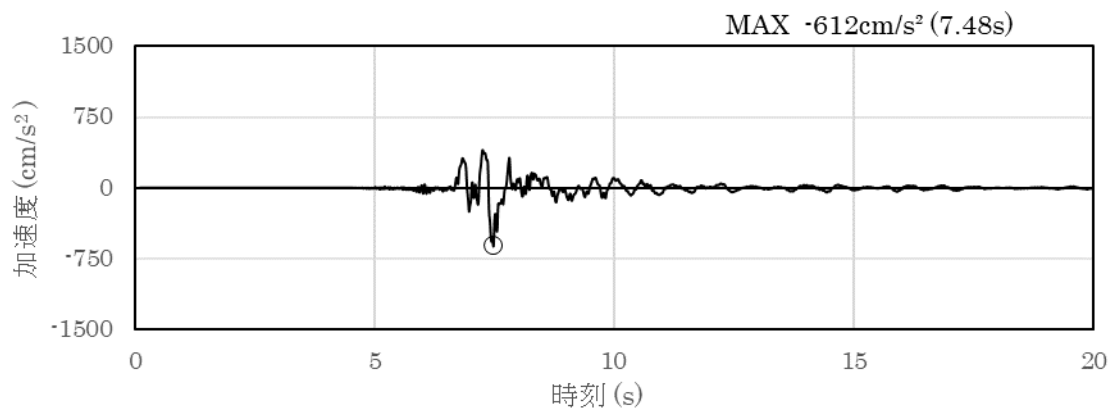


(a) 加速度時刻歴波形

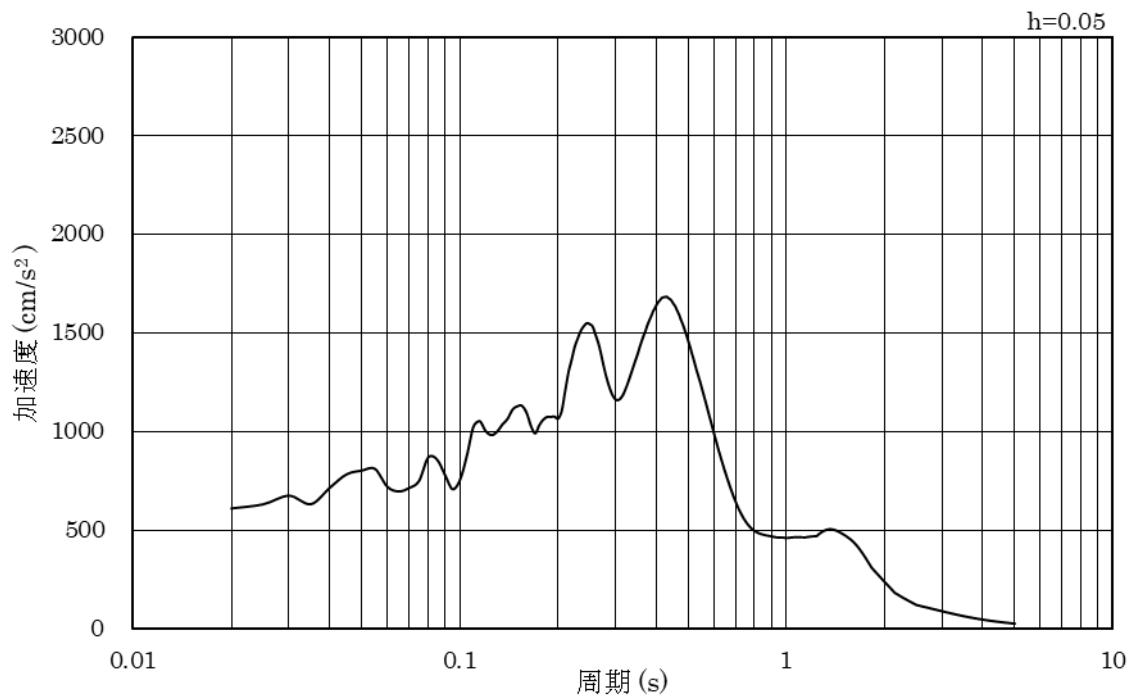


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

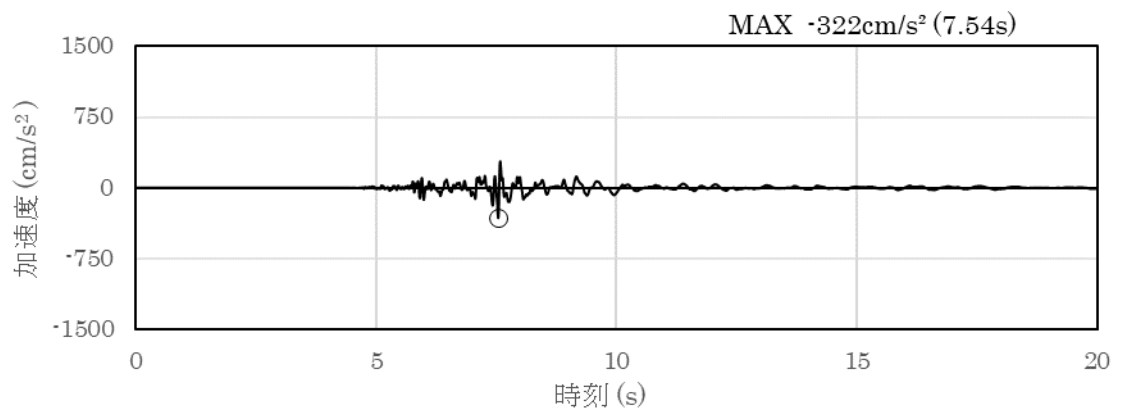


(a) 加速度時刻歴波形

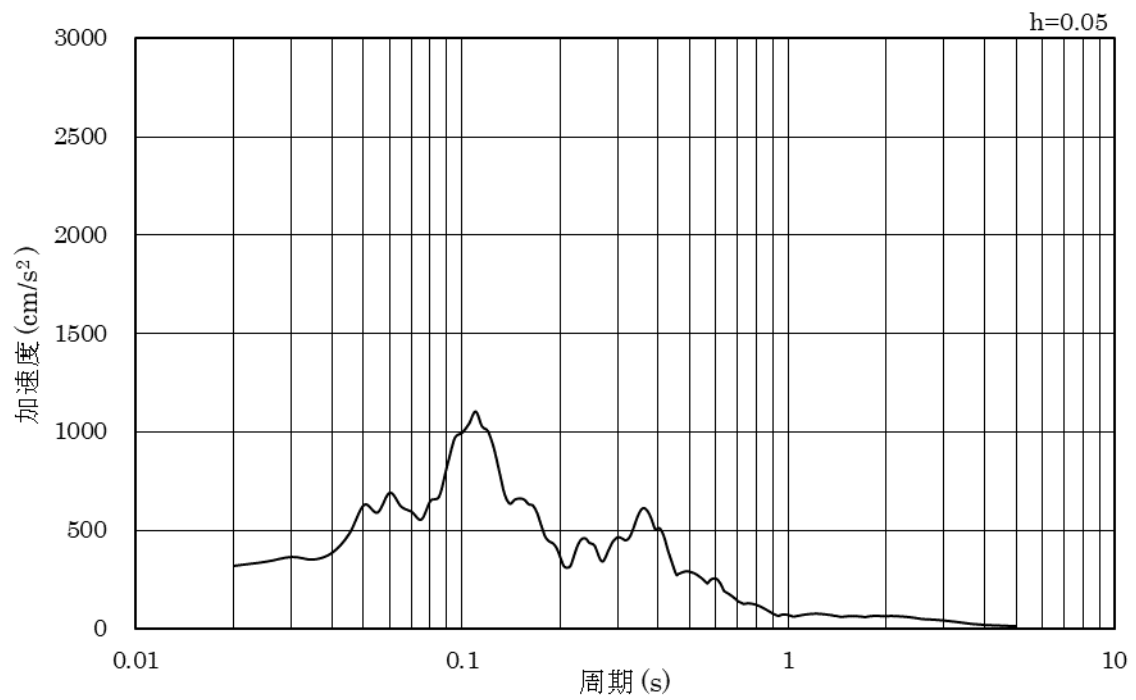


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

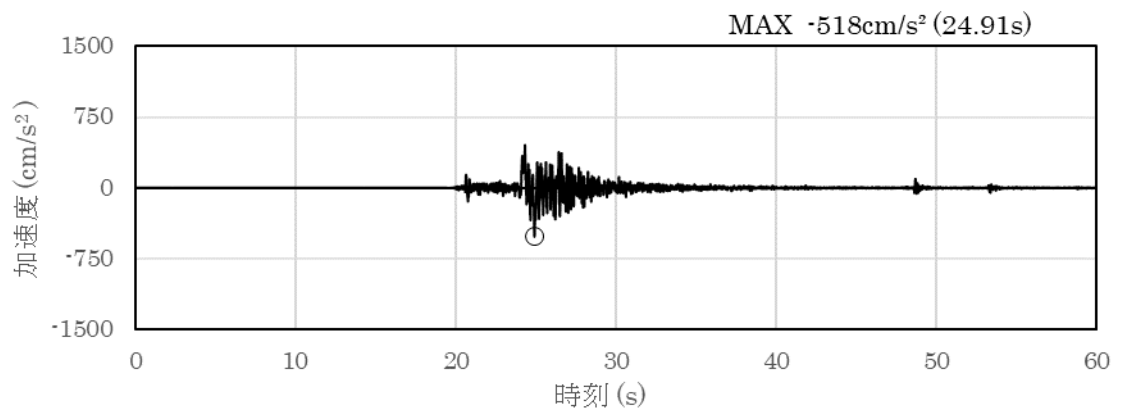


(a) 加速度時刻歴波形

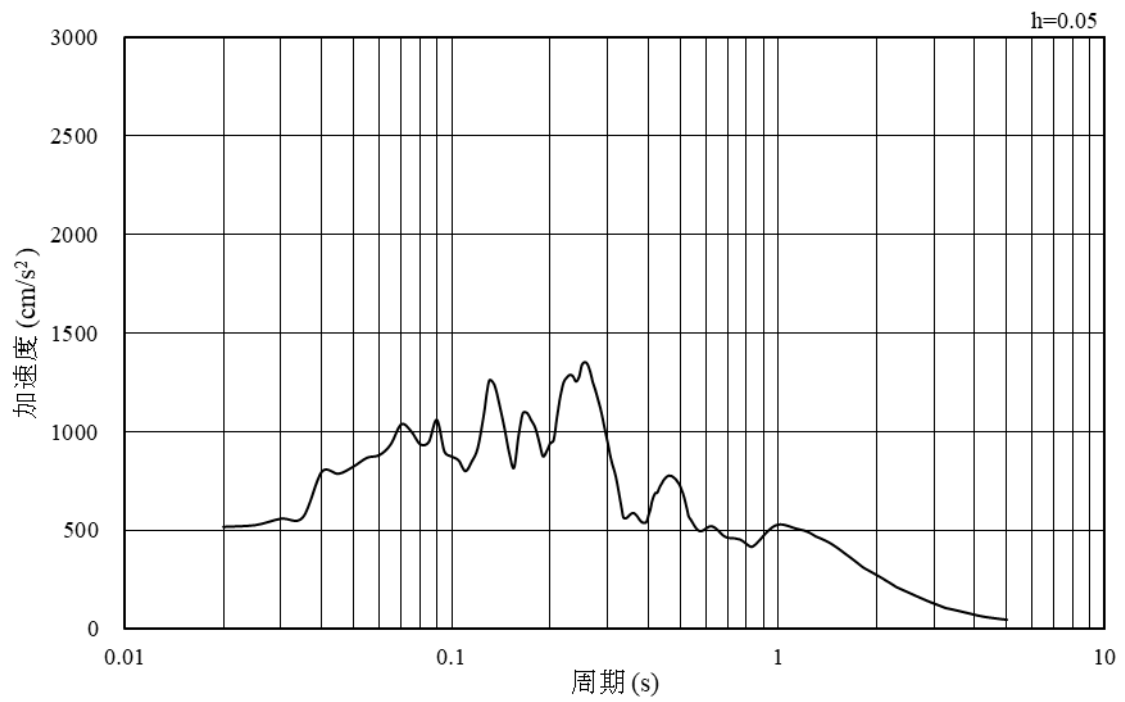


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

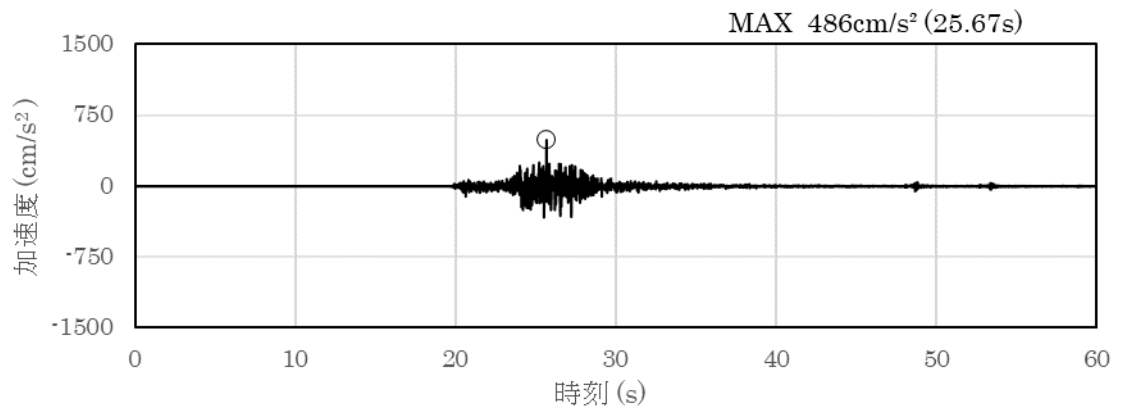


(a) 加速度時刻歴波形

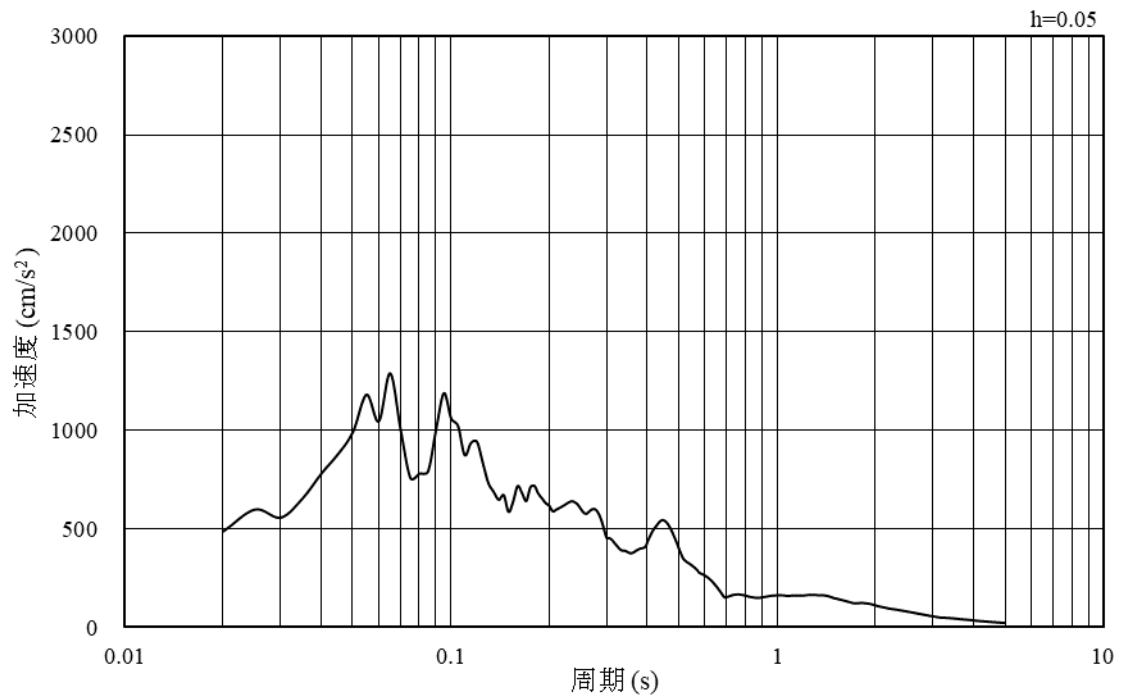


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - N₂ (N S))

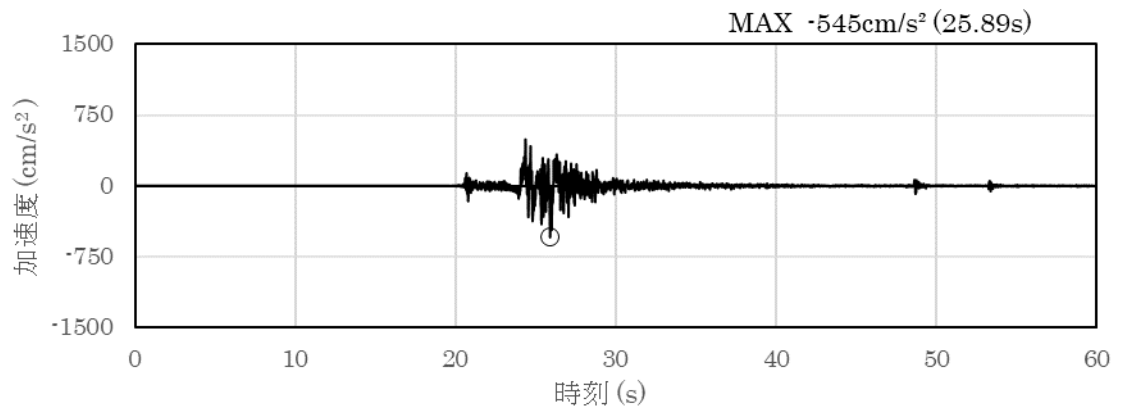


(a) 加速度時刻歴波形

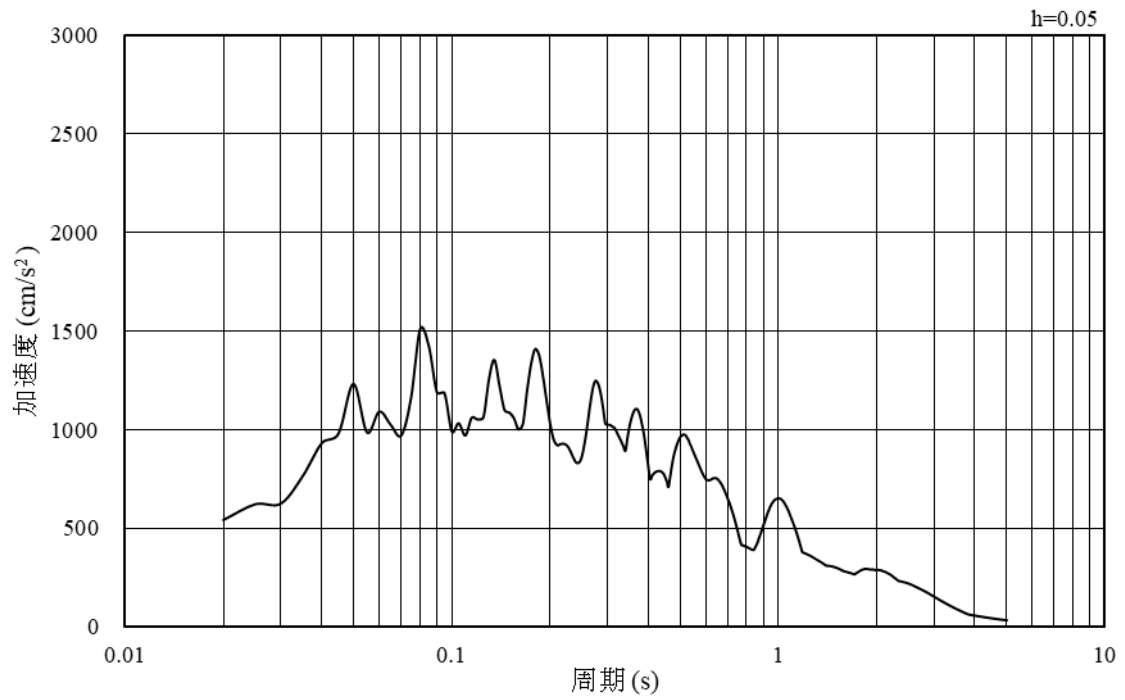


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分 : $S_s - N^2(N S)$)

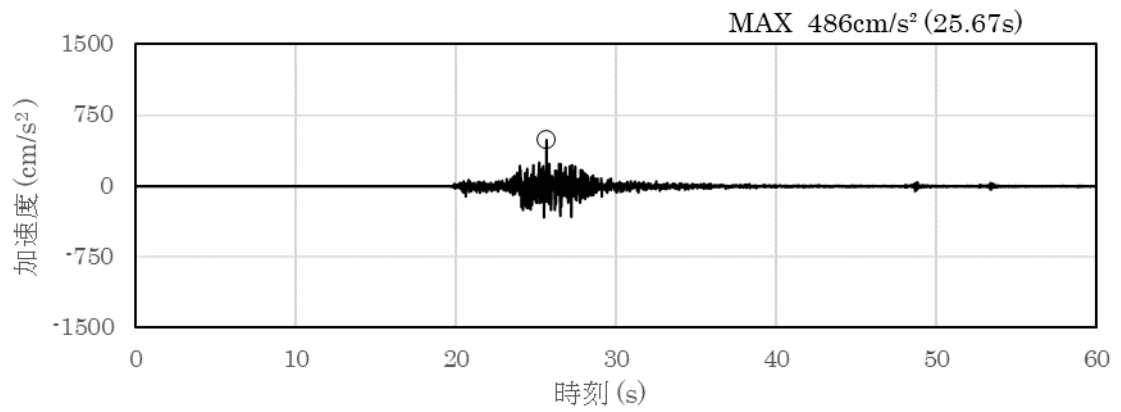


(a) 加速度時刻歴波形

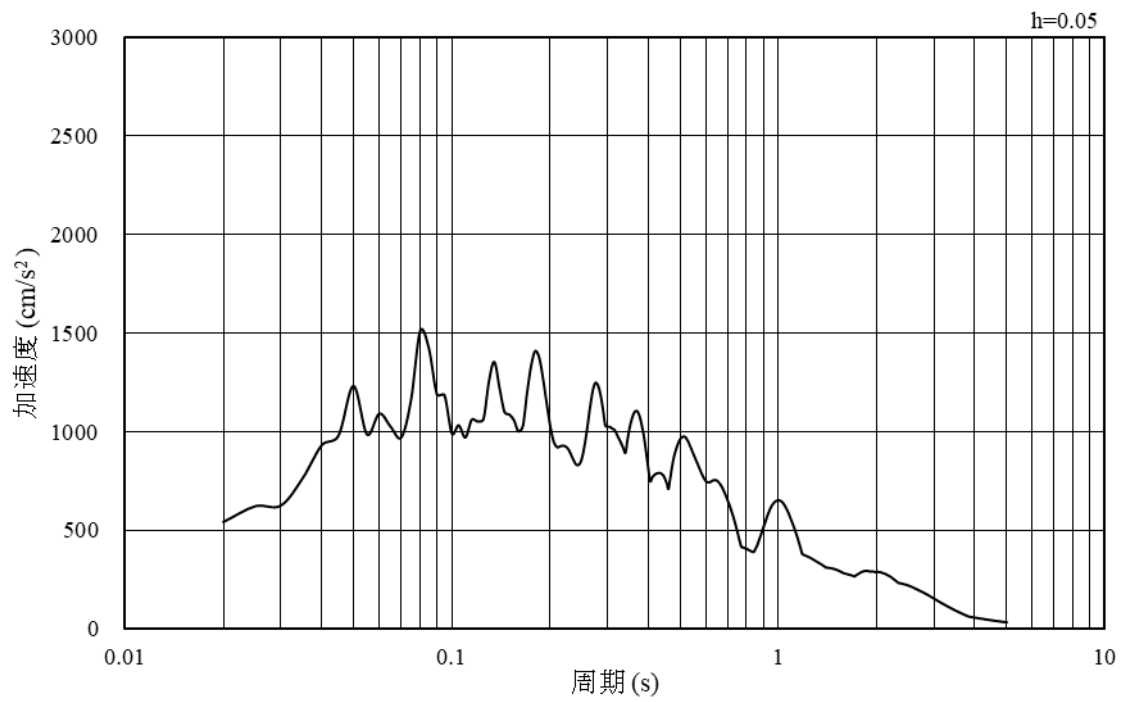


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s - N₂(E-W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

評価対象断面（①－①断面）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

- ; 岩盤 (第③速度層)
- ; 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- ; 改良地盤② 浅層 (薬液注入)
- ; 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- ; 埋戻土
- ; 埋戻土 (海底堆積物)
- ; 岩盤 (第⑤速度層)
- ; 深層 (薬液注入)
- ; 埋戻土
- ; 埋戻土 (海底堆積物)
- ; 被覆石
- ; 基礎捨石
- ; 海水
- ; 地下水
- ; ジョイント要素
- ; 地下水および海水面
- ; 防波壁
- ; 護岸
- ; 鋼管杭
- ; 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- ; L型擁壁

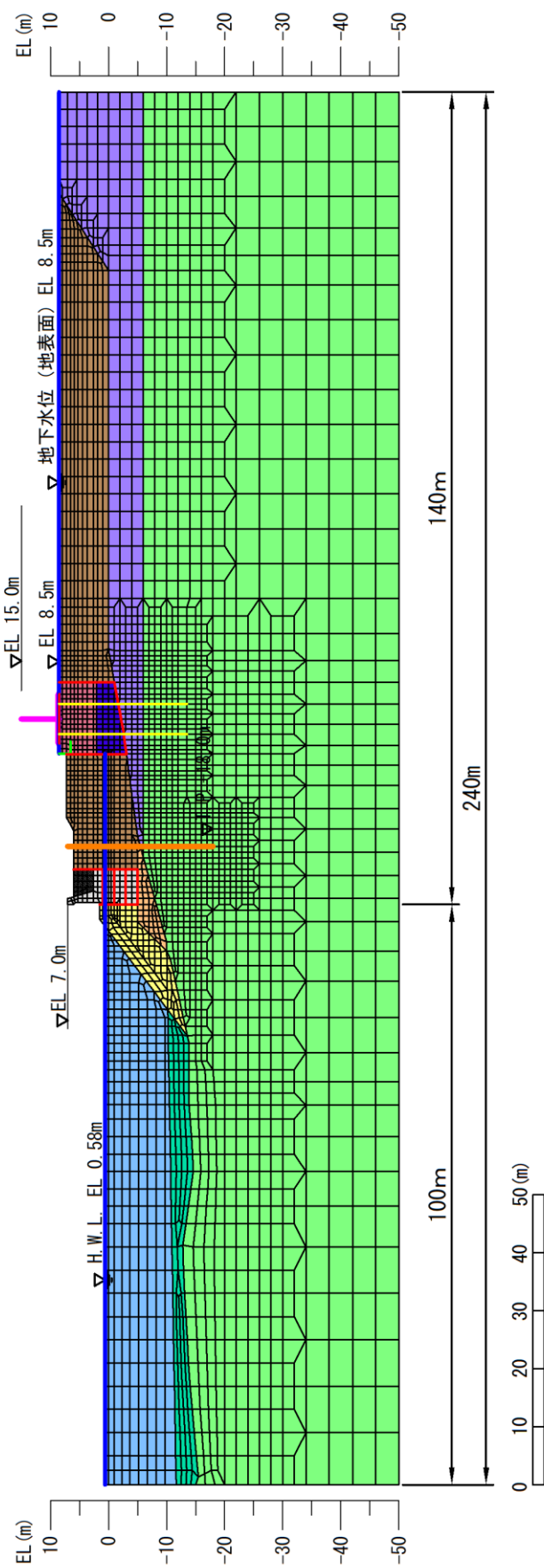


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル (①-①断面)

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5.1-3 に示す。

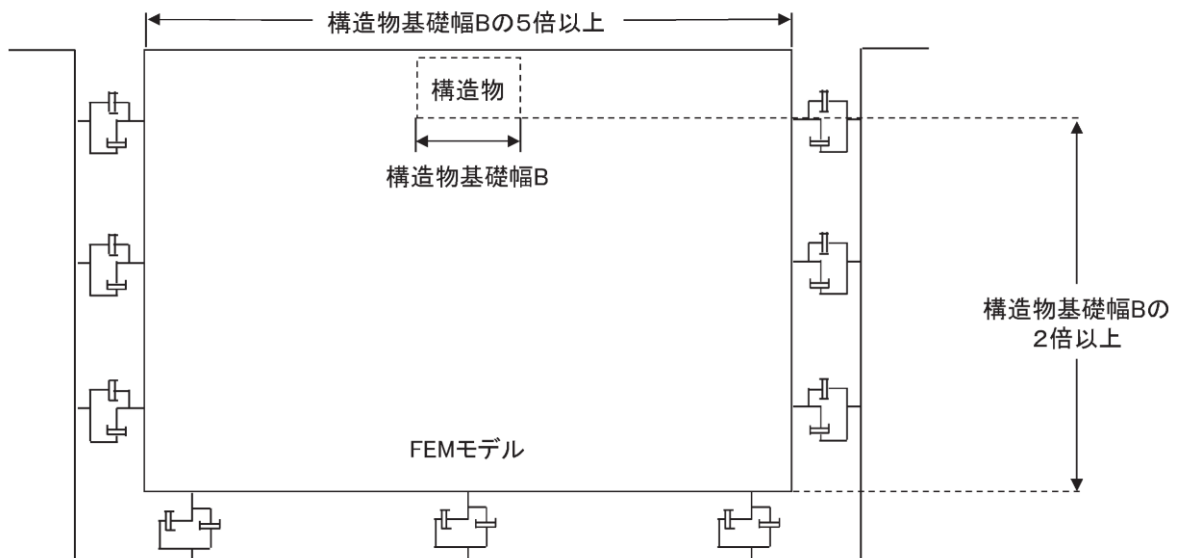


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

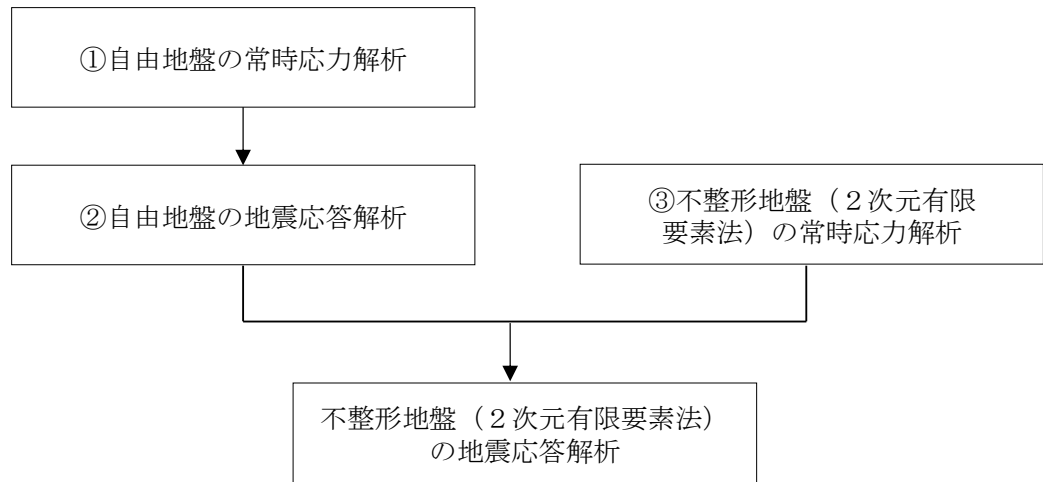


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は，地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで，常時応力解析時の境界条件は底面固定とし，側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

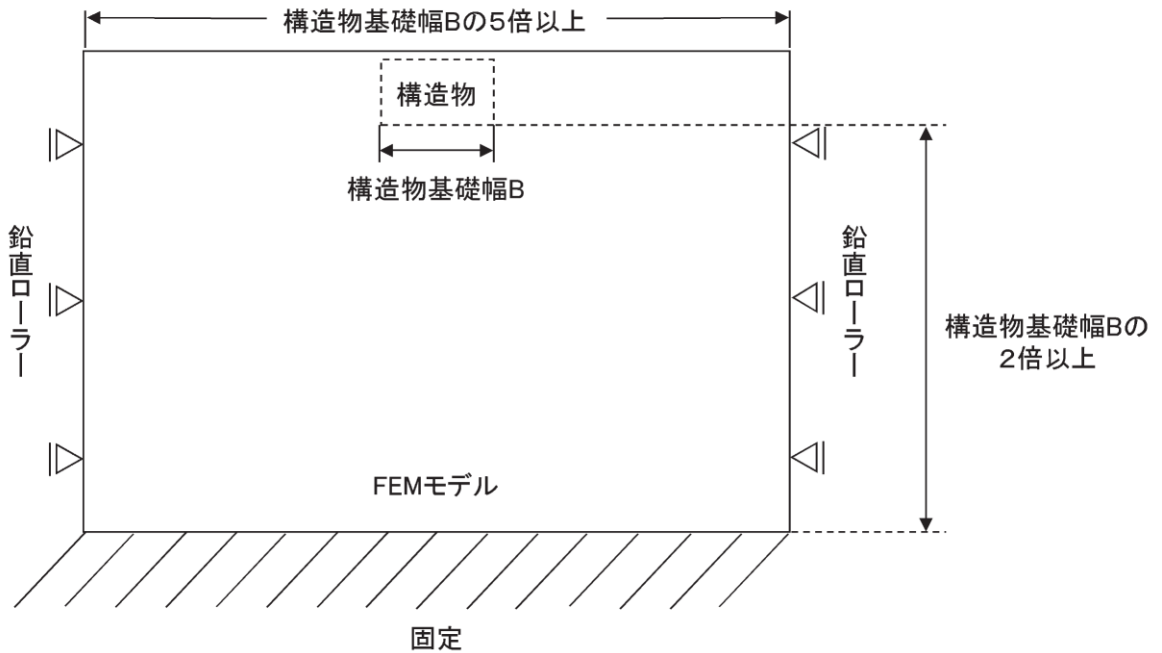


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

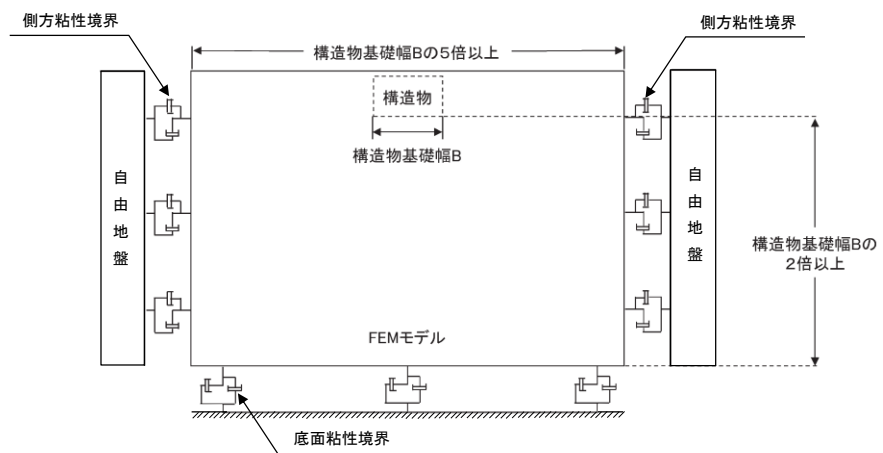


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は多重鋼管杭上端に付加重量として考慮する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

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

施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」とする。）（図3.5.1-6参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

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

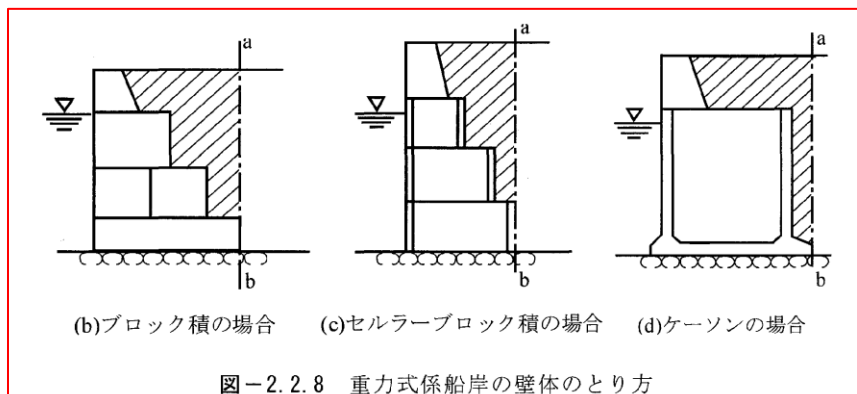


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) ジョイント要素の設定

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

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

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 3.5.1-8 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 3.5.1-9 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-11 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

図 3.5.1-7 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

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

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁸⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

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

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

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

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

図 3.5.1-8 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

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

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

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

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

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

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

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦 角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①, ②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し, c=0, φ=15°と設定。
			改良地盤③			
			施設護岸			
		被覆石	施設護岸			
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤①, ②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため, 「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		既設護岸上部工	セルラーブロック上段 (コンクリート詰め)			
		セルラーブロック上段 (コンクリート詰め)	セルラーブロック中段 (栗石詰め)			
	境界 3	セルラーブロック中段 (栗石詰め)	セルラーブロック下段 (栗石詰め)	0	30.96	セルラーブロック (栗石詰め) の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96
	境界 4	セルラーブロック下段 (栗石詰め)	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロックと基礎捨石の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数 μ=0.80 の平均値 (μ=0.70) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99

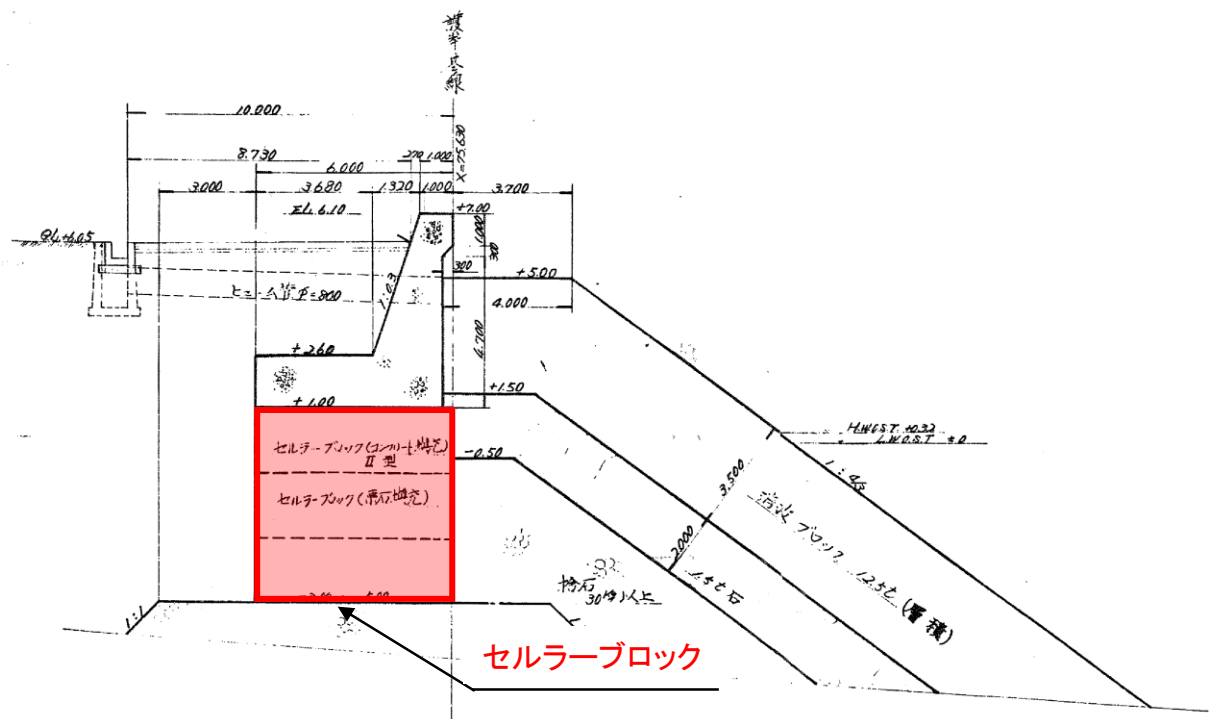


図 3.5.1-10 施設護岸断面図 (①-①断面)

- | | | | | | |
|-----------------|----------------------|-------------------|--------------|----------------|-------------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | ■ : 護岸 | ■ : 防波壁 | ■ : 鋼管杭 | ■ : ジョイント要素 (境界1) |
| ■ : 岩盤 (第⑤速度層) | ■ : 改良地盤③ 深層 (薬液注入) | ■ : 護岸上埋戻土 (仮想護岸) | ■ : L型擁壁 | ■ : 杭一地盤相互作用ばね | ■ : ジョイント要素 (境界2) |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 被覆石 | ■ : 海水 | ■ : グラウンドアンカ | | ■ : ジョイント要素 (境界3) |
| ■ : 埋戻土 (海底堆積物) | ■ : 基礎捨石 | ■ : 地下水面および海水面 | | | ■ : ジョイント要素 (境界4) |

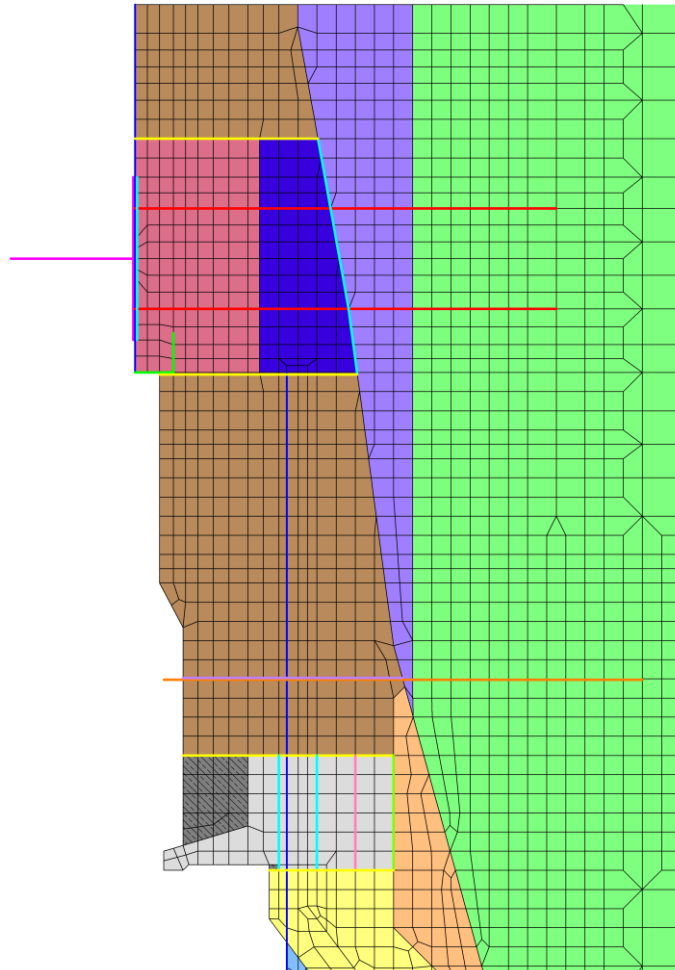


図 3.5.1-11 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

(6) 杭—地盤相互作用ばねの設定

杭と埋戻土が接している部分においては、側方境界部に杭—地盤相互作用ばねを設けることにより、杭と地盤（埋戻土）の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

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

杭と岩盤が接している部分においては、杭と地盤（岩盤）の各節点を水平方向に拘束し、杭の先端部は杭と地盤（岩盤）の節点を水平及び鉛直方向に拘束する設定とする。

図 3.5.1-12 に①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図を示す。

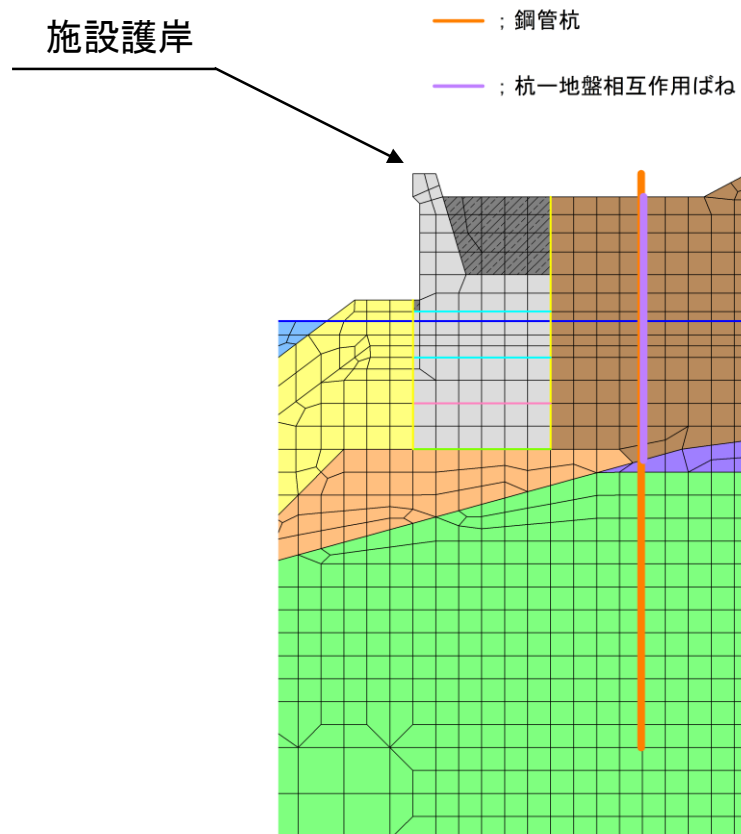


図 3.5.1-12 ①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

材料		諸元
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	外管：φ 2200 * t50, 内管：φ 2000 * t50, L=25.0m 中詰コンクリート

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	77.0*	2.0 × 10 ⁵ *	0.3*

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

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

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

地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

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

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

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

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭を支持する多重鋼管杭直下の基礎地盤とする。

3.7 許容限界

3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，降伏基準点より算定される降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表 3.7.1-1 に鋼管杭の許容限界を示す。

表 3.7.1-1 鋼管杭の許容限界

断面	鋼種	降伏曲げモーメント (kN・m)	短期許容せん断 応力度 (N/mm ²)
①—①断面	SM570	134667	210

3.7.2 基礎地盤

基礎地盤に発生する軸力に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.2-1 に示す。

表 3.7.2-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 解析ケースと照査値

4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査

表 4.1.1-1 に多重鋼管杭における曲げ・軸力系破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

地震動 \ 解析ケース		鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.58		
	(-+)	0.57		
	(+-)	0.58		
	(--)	0.52		
S _s -F1	(++)	0.36		
S _s -F2	(++)	0.39		
S _s -N1	(++)	0.51		
	(-+)	0.64	0.64	0.64
S _s -N2 (NS)	(++)	0.51		
	(-+)	0.46		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.47		
	(-+)	0.44		

0.64 : 曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査

4.1.2 せん断破壊に対する照査

表 4.1.2-1 に多重鋼管杭におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

地震動 解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.23		
	(-+)	0.22		
	(+-)	0.23		
	(--)	0.20		
S _s -F1	(++)	0.14		
S _s -F2	(++)	0.16		
S _s -N1	(++)	0.20		
	(-+)	0.25	0.25	0.25
S _s -N2 (NS)	(++)	0.20		
	(-+)	0.18		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.18		
	(-+)	0.17		

4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.3-1 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.3-1 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		
	(+-)	0.12		
	(--)	0.12		
S _s -F1	(++)	0.11		
S _s -F2	(++)	0.12		
S _s -N1	(++)	0.10		
	(-+)	0.10	0.10	0.10
S _s -N2 (NS)	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		

4.2 耐震評価結果

4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果

多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 4.2.1-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.2.1-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント M_y (kN・m)	照査値 M/M_y
		曲げ モーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)		
S _s -N1 (-+)	②	85630	2733	134667	0.64

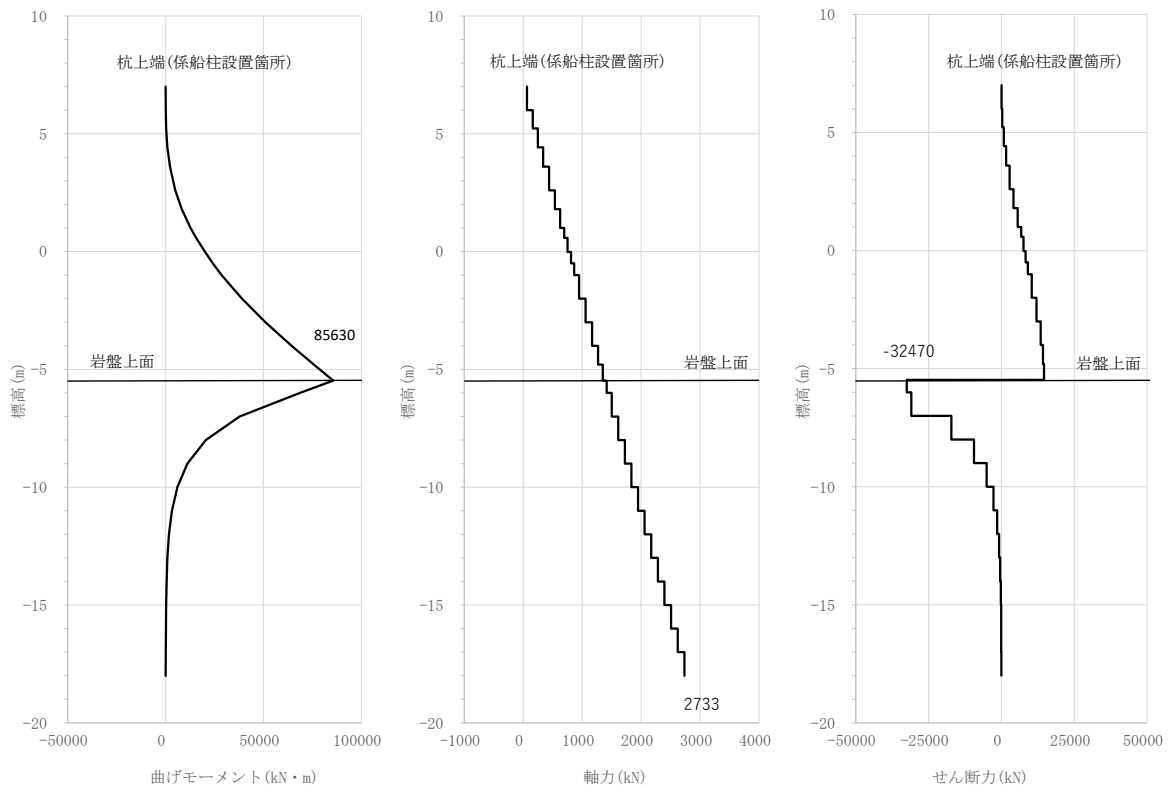


図 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), $t=7.68s$)

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

4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果

鋼管杭のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.2-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.2-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -N1 (-+)	①	32310	51	210	0.25

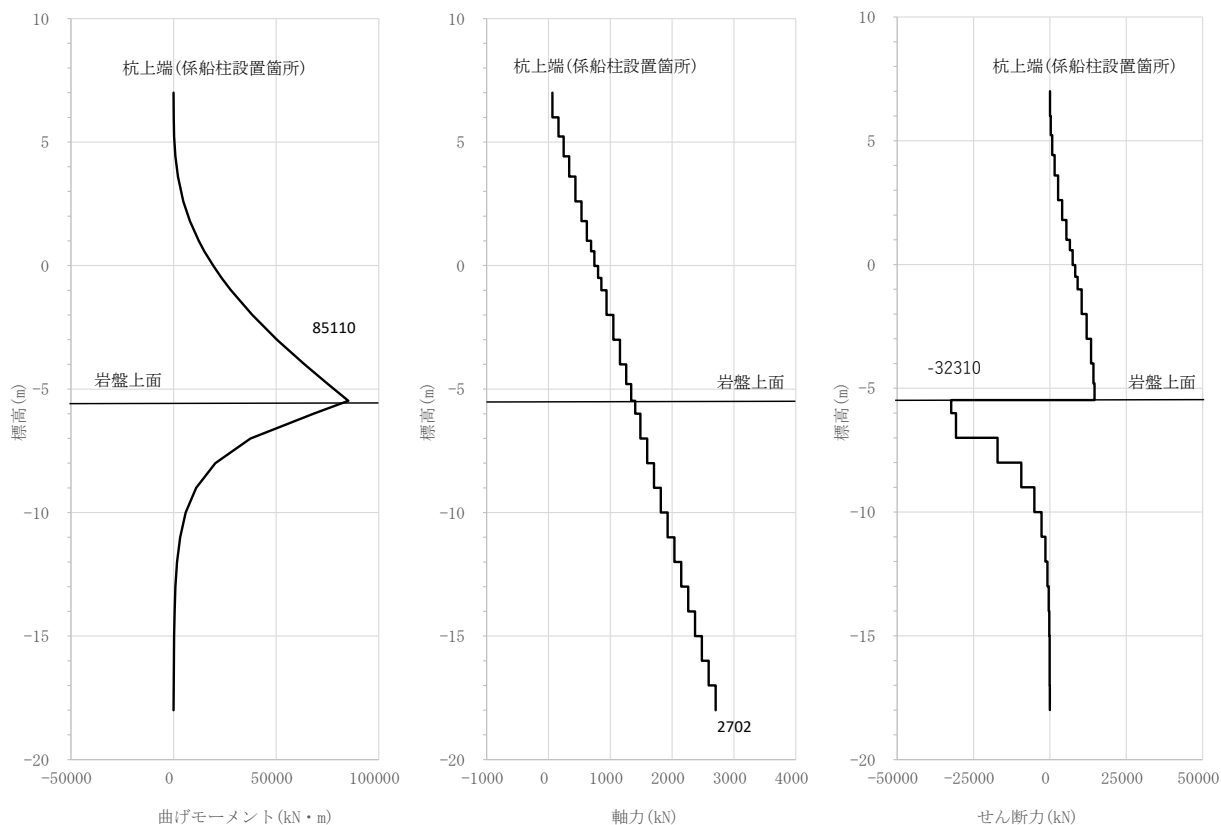


図 4.2.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.69s)

解析ケース①: 地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2.3-1 に、支持地盤の軸力分布図を図 4.2.3-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭直下の基礎地盤に生じる軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.3-1 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	軸応力度 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
		杭先端軸力 (kN)			
S _s -D (++)	①	4425	1.2	9.8	0.12

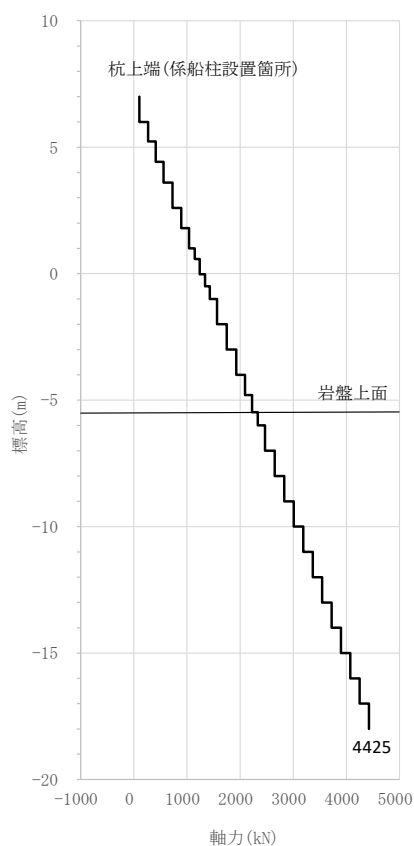


図 4.2.3-1 支持地盤の軸力分布図 (①-①断面)

(S_s-D (++))

解析ケース①：地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

(参考資料 1) 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界の設定

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）について、基準地震動 S_s による地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う際の許容限界の設定を説明するものである。

2. 許容限界の設定

許容限界の設定にあたっては、「発電所における使用条件から要求される許容限界」、「供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安」を比較し、保守的な許容限界を用いる。

2.1 発電所における使用条件から要求される許容限界

発電所の荷揚護岸に停泊する燃料等輸送船、貨物船等の船舶については日本海東縁部に想定される地震による津波が来襲する場合は、緊急退避に必要な時間が確保できるため、漂流することはない。一方、海域活断層から想定される地震による津波が来襲する場合は、緊急退避が困難であるため、荷揚護岸に係留することにより漂流させない設計とする。

海域活断層から想定される地震による津波（基準津波 4）の取水口における最低水位 EL -4.3m に対して、喫水高さは 3m~5m であることから、仮に燃料等輸送船が取水口上部に漂流した場合、取水口（上端 EL -9.0m）に到達する可能性がある。

したがって、発電所における使用条件から要求される許容限界として、係留する船舶に係留時に許容される最大移動可能距離約 75m（荷揚護岸と取水口との水平離隔距離）が許容限界となる（図 2.1-1 参照）。

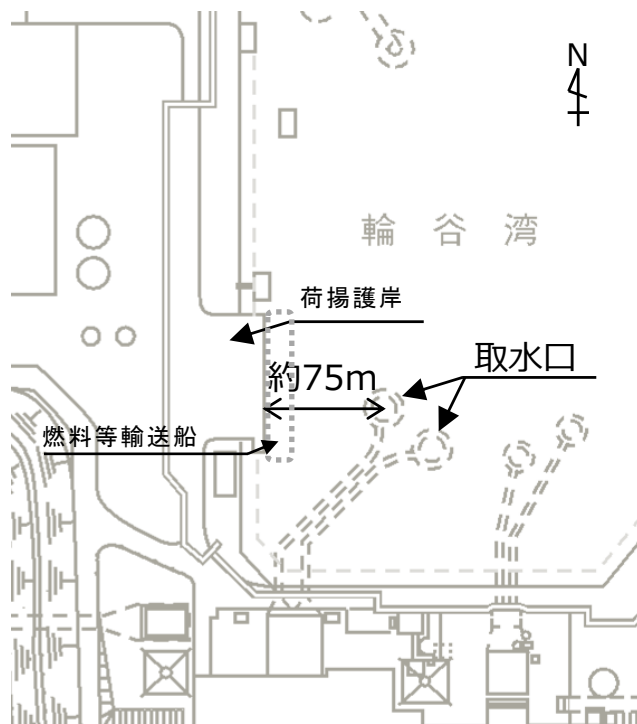


図 2.1-1 係留する船舶・荷揚護岸と取水口の離隔距離

2.2 供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 11 年 4 月）」（以下「港湾基準」という。）において，港湾施設の地震被災後の供用状況がまとめられている。

整理の観点としては，供用可能又は供用制限の有無，重力式又は矢板式による構造形式の差異，前面水深-7.5mを基準とした規模の差異に着目し，岸壁の変形量の目安を表 2.2-1 のとおりとしている。

島根原子力発電所の荷揚護岸は，セルラーブロック式による重力式係船岸であり，護岸前面の水深は約 10m であることから，表 2.2-1 の「重量式係船岸」，「-7.5m以上の岸壁」に区分される。この区分においては，被災変形量が 30cm 以内であれば，使用制限が行われずに供用可能とされている。

供用制限を行う場合，被災変形量が 30 cm から 100 cm の場合においても供用可能であることが示されているが，ここでは保守的に使用制限を行わずに供用可能である状態を採用する。

したがって，供用の観点からの岸壁の変形量から要求される許容限界として，構造規模が類似した岸壁の被災事例から変形量 30 cm を許容限界とする。

なお，「新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書=第 1 部構造物の許容変形量の考え方（運輸省港湾局研究協議会，昭和 62 年 3 月）」では，表 2.2-1 の根拠となった調査データの記載がある（図 2.2-1）。

表 2.2-1 供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安
（港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 11 年 4 月）から抜粋）

構造形式	被災変形量：最大はらみ出し量又は最大エプロン沈下量			
	重力式係船岸		矢板式係船岸	
岸壁水深	-7.5m以上	-7.5m未満	-7.5m以上	-7.5m未満
供用可能	0～30cm	0～20cm	0～30cm	0～20cm
供用制限	30～100cm	20～50cm	30～50cm	20～30cm

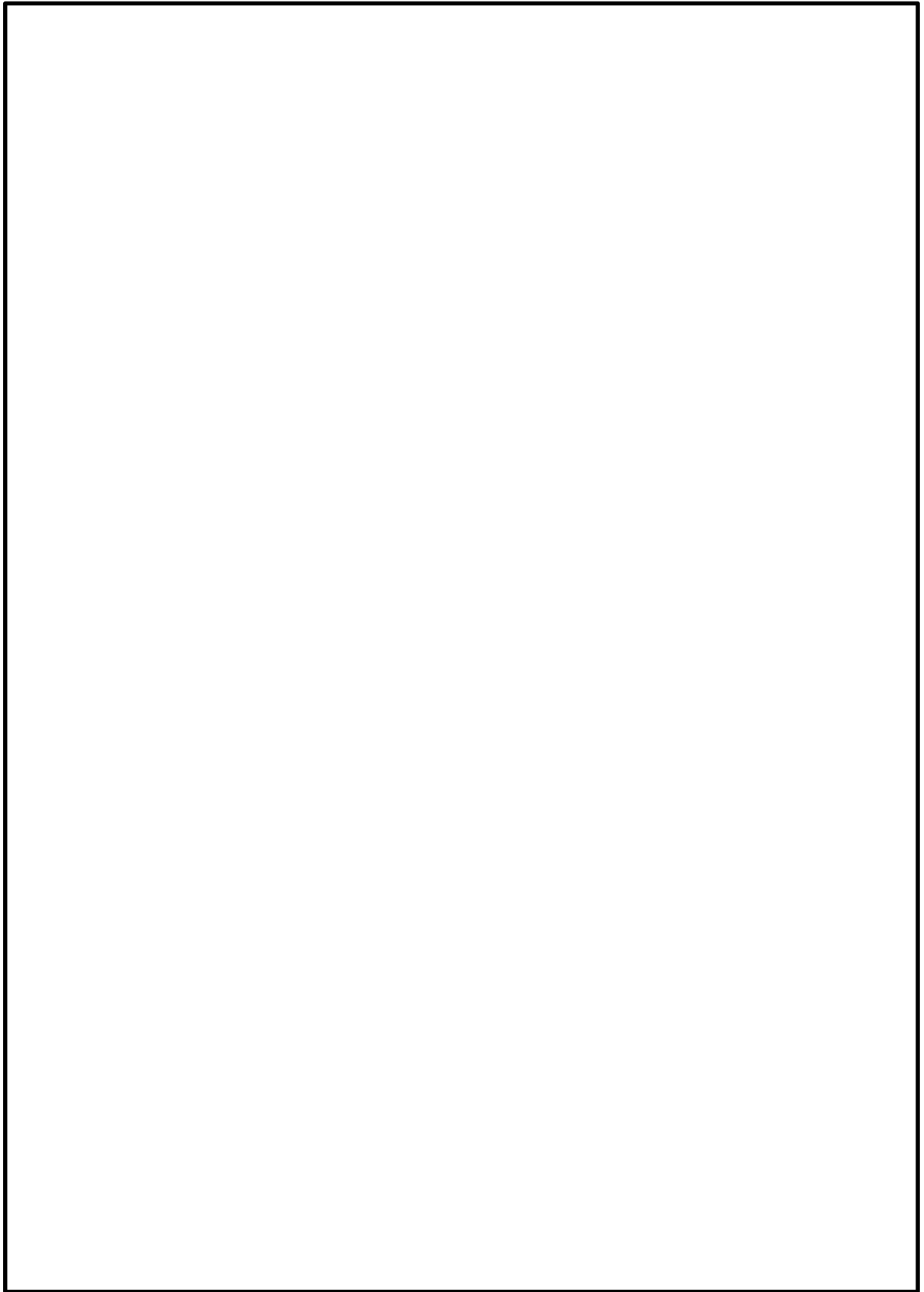


図 2.2-1(1) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第 1 部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

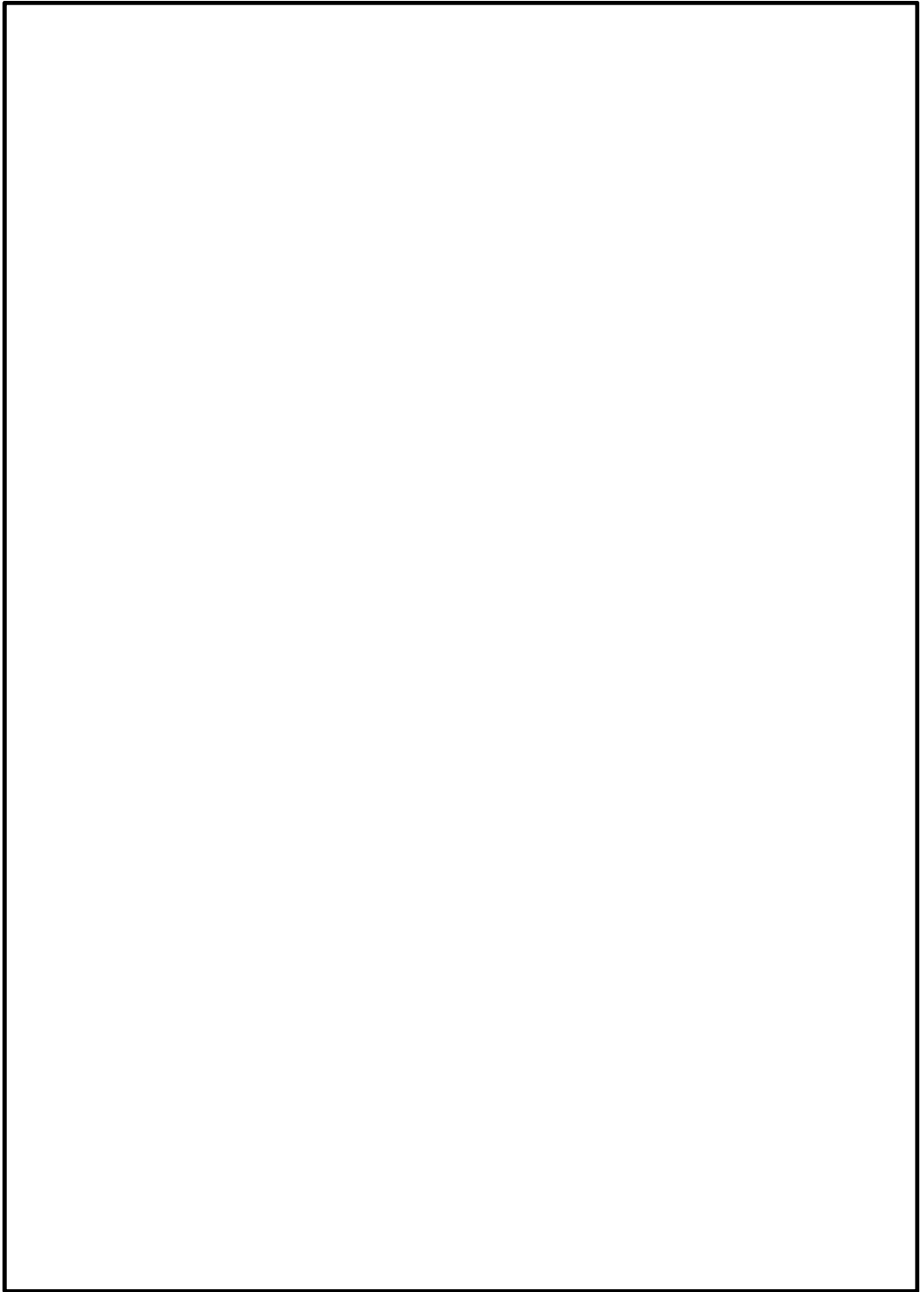


図 2.2-1(2) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
＝第 1 部 構造物の許容変形量の考え方＝（抜粋）

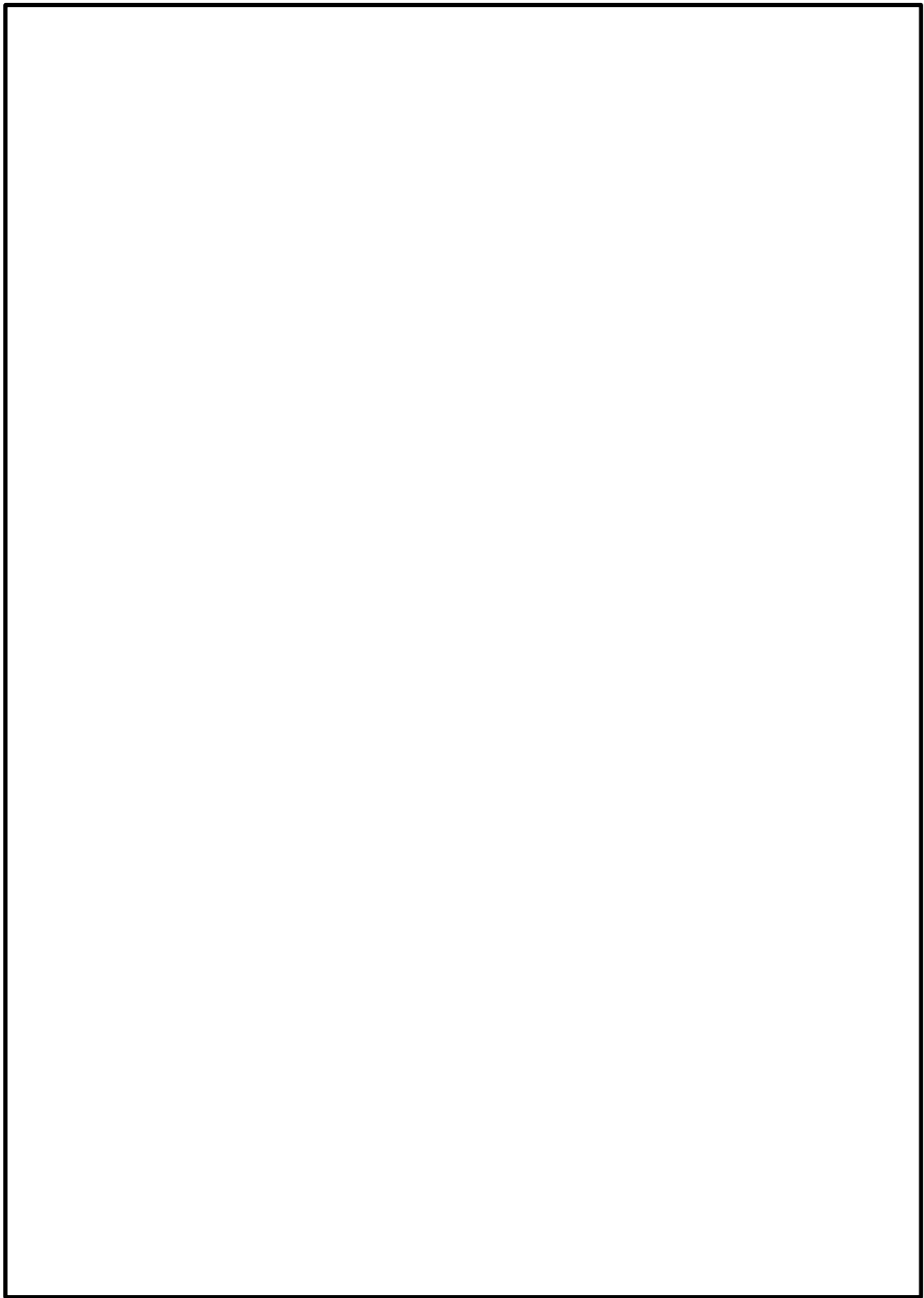


図 2.2-1(3) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
= 第 1 部 構造物の許容変形量の考え方 = (抜粋)

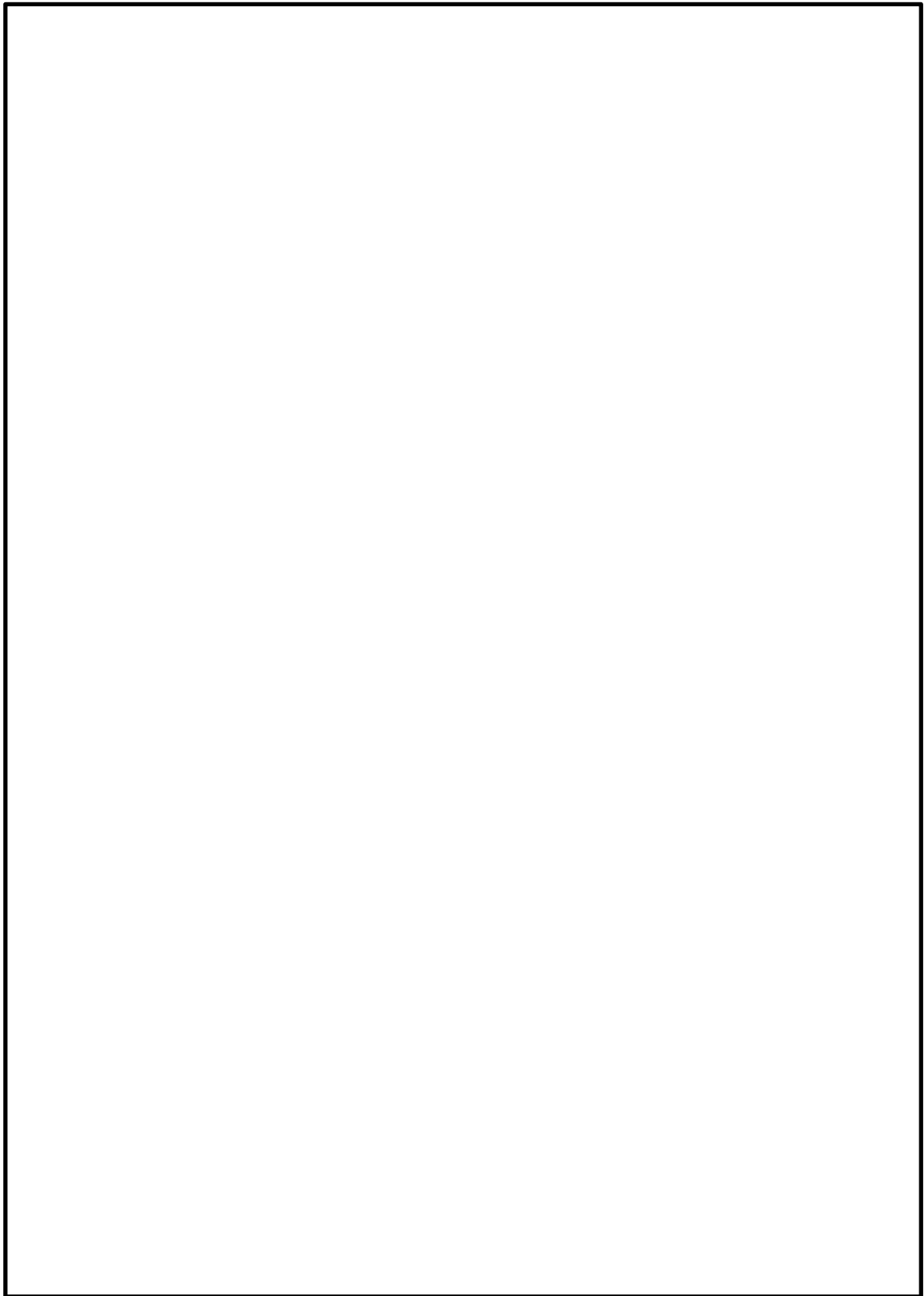


図 2.2-1(4) 新耐震設計手法開発ワーキンググループ報告書
＝第 1 部 構造物の許容変形量の考え方＝（抜粋）

3. まとめ

許容限界の設定にあたっては、表 3-1 に示すとおり、「発電所における使用条件から要求される許容限界」、「供用の観点から許容される岸壁の変形量の目安」を比較し、保守的な許容限界を用いることとし、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を残留変形量 0.3m とする。

表 3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

項目	許容限界	許容限界
発電所における使用条件	水平離隔距離 約 75 (m)	許容残留変形量 0.3 (m)
供用の観点から許容される 岸壁の変形量の目安	変形量 0.3 (m)	

(参考資料 2) 漂流防止装置基礎の護岸構造の詳細

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸，多重鋼管杭）の位置する護岸の構造，使用材料及び解析上のモデル化の詳細を説明するものである。

2. 護岸の構造概要

漂流防止装置基礎の位置図を図 2-1 に示す，漂流防止装置基礎は，荷揚護岸部，多重鋼管杭部ともに，海側に護岸を有する。護岸の構造を図 2-2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，セルラーブロック式による重力式護岸である。セルラーブロックは 5 段積みであり，中詰材は全てコンクリートである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の海側の護岸は，セルラーブロック式による重力式護岸である。セルラーブロックは 3 段積みであり，中詰材はコンクリート及び栗石である。

各護岸の詳細は「3. 護岸の使用材料，材料の物性値及びジョイント要素の設定」に示す。

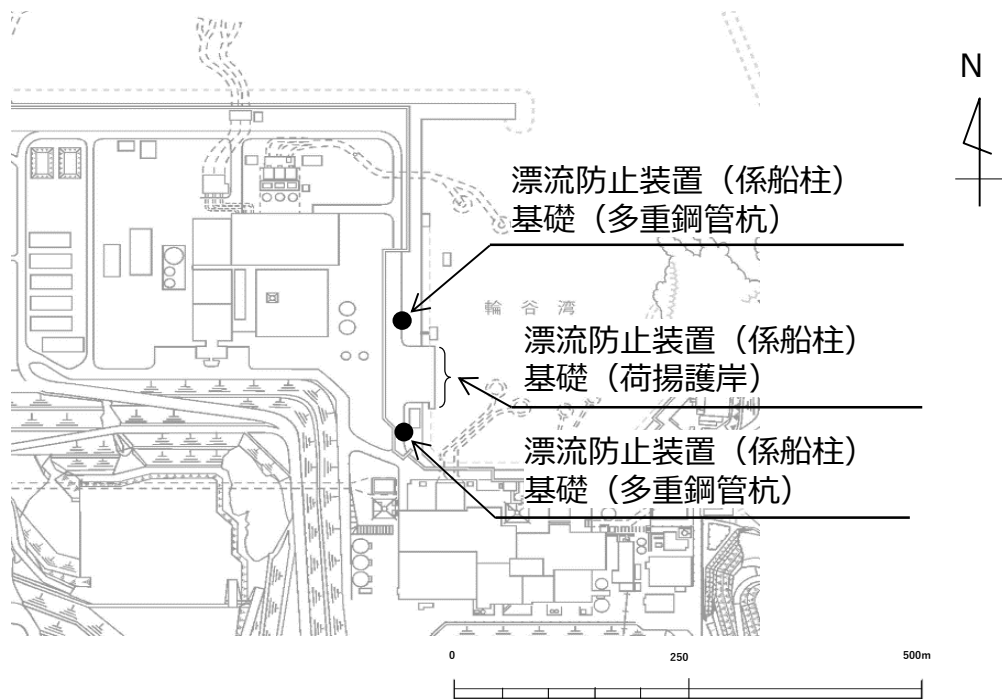
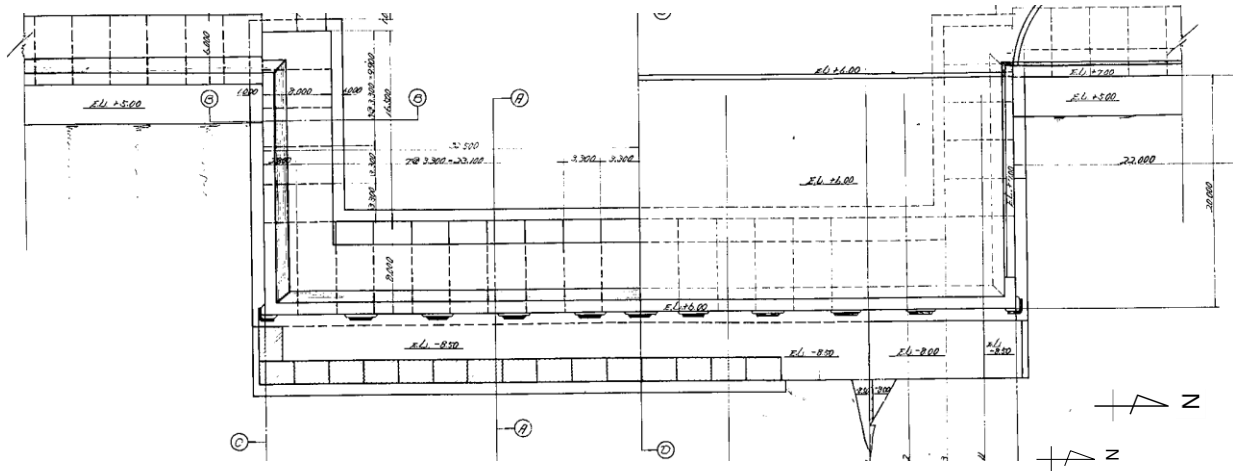
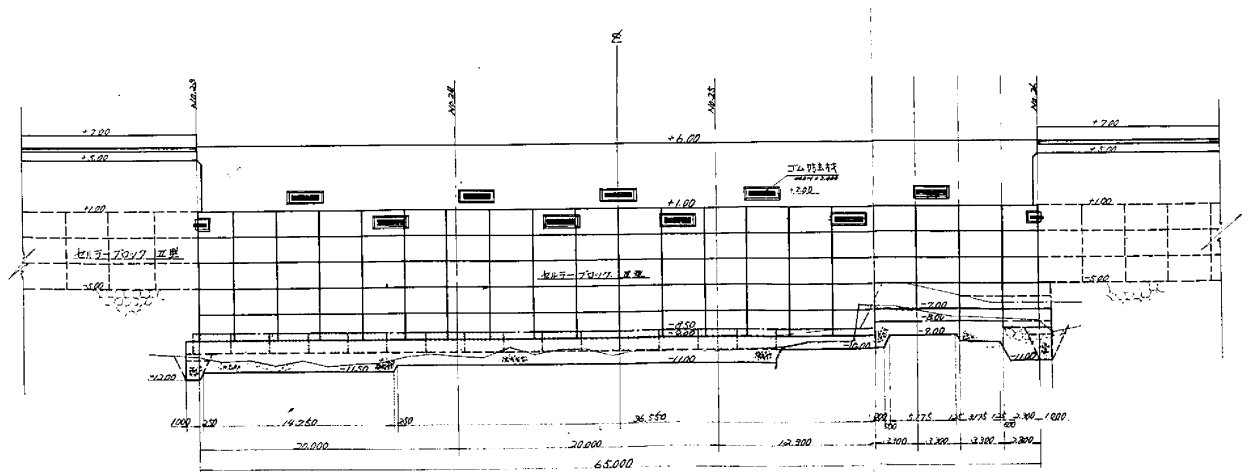


図 2-1 漂流防止装置基礎位置図



(平面図)



(正面図)

図 2-2(1) 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) 構造図

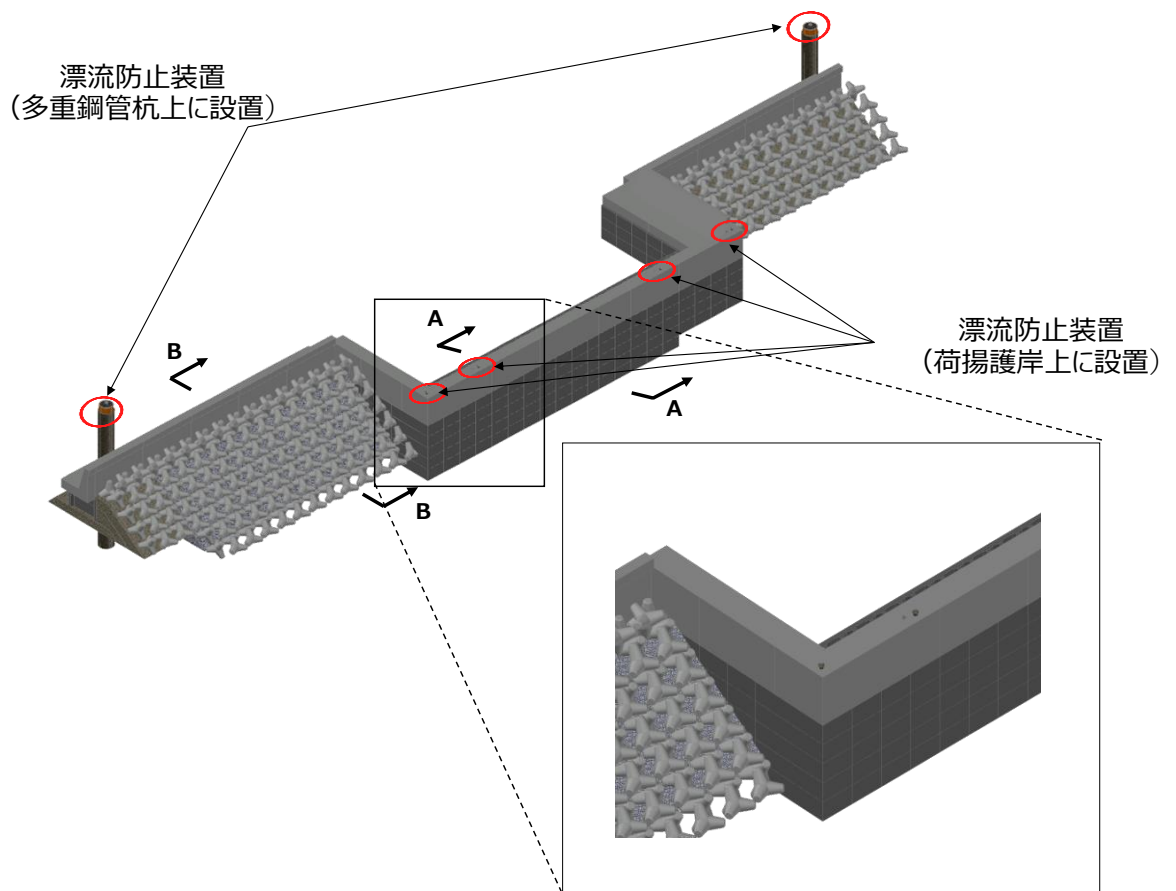
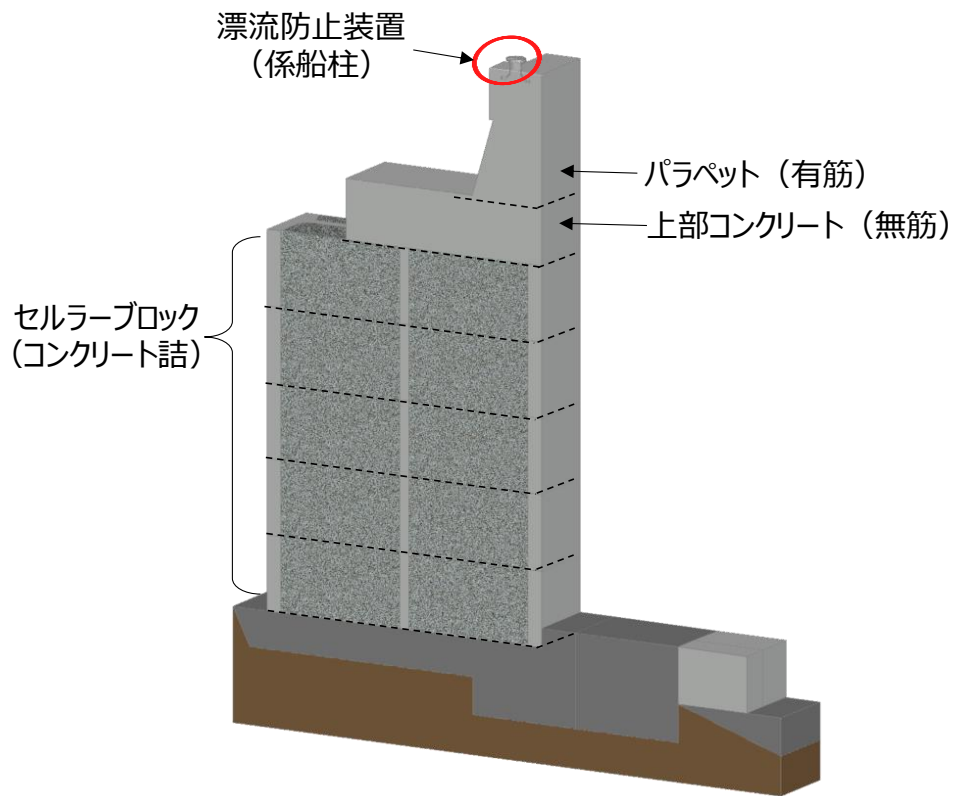
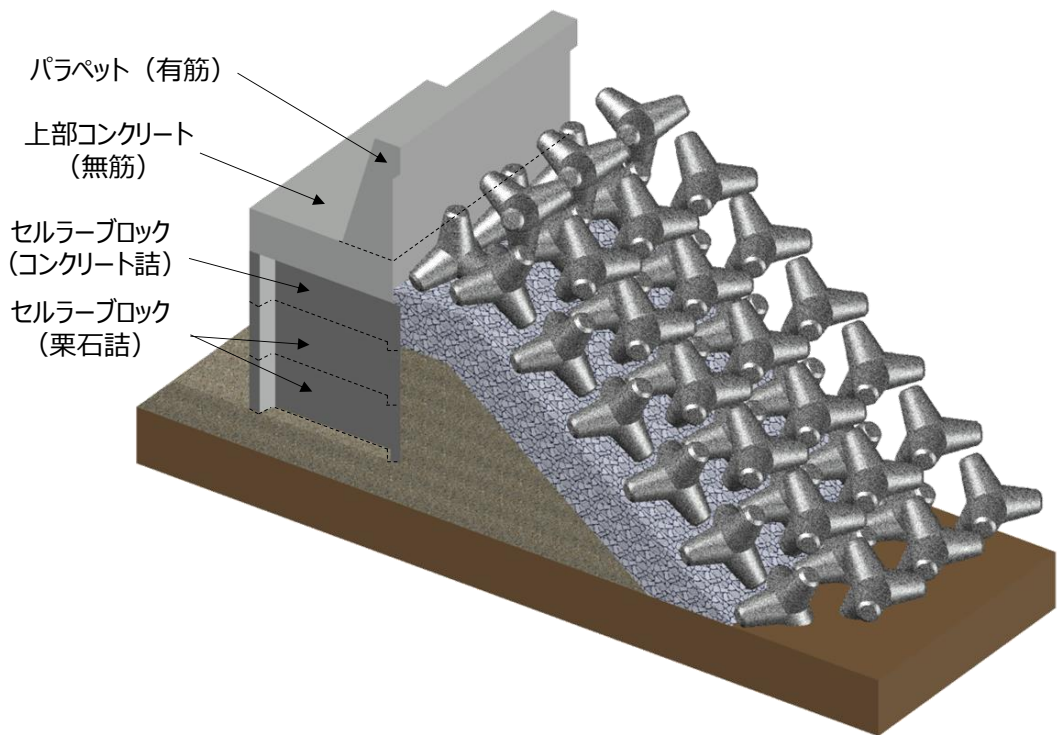


図 2-2(2) 漂流防止装置設置位置鳥観図



荷揚護岸部断面 (A-A断面)



多重鋼管杭設置部護岸断面 (B-B断面)

図 2-2(3) 漂流防止装置基礎の護岸の構造図

3. 護岸の使用材料，材料の物性値及びジョイント要素の設定

護岸部の使用材料を表 3-1 に，材料の物性値を表 3-2 に示す。材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量は，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルと漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルにおいて，ブロックの寸法及び中詰材が異なることから，図 3-1 に詳細を示す。

また，これらの使用材料を踏まえたジョイント要素の設定を表 3-3 及び表 3-4 に示す。

表 3-1 使用材料

材料	部位		諸元
コンクリート	パラペット（有筋）		設計基準強度 20.6N/mm ²
	上部コンクリート（無筋）		設計基準強度 14.7N/mm ²
	セルラー ブロック	気中	設計基準強度 20.6N/mm ²
		水中	設計基準強度 20.6N/mm ²
	基礎コンクリート		設計基準強度 14.7N/mm ²

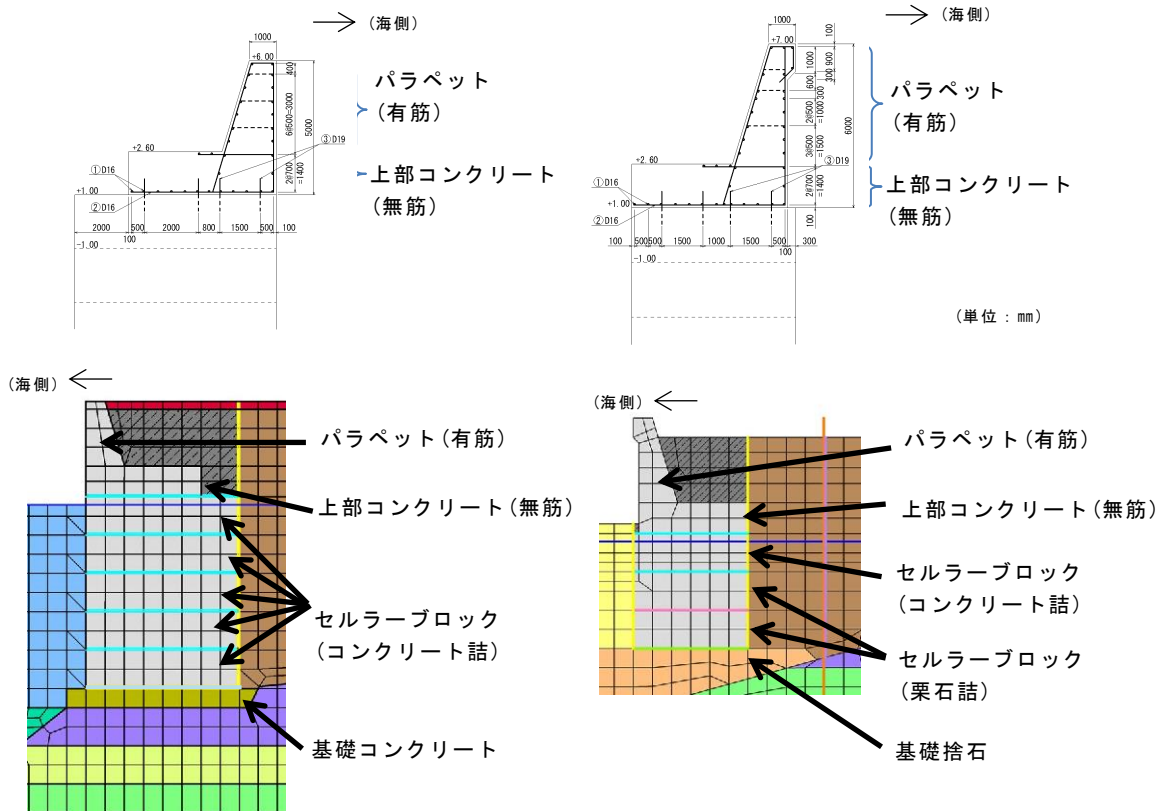
表 3-2 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)		ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
		飽和, 湿潤	水中		
コンクリート	パラペット (有筋)	24.0 ^{*1}	-	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	上部コンクリート (無筋)	22.6 ^{*2}	-	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} (コンクリート詰)	23.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} (栗石詰)	22.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	基礎コンクリート	22.6 ^{*2}	12.5	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}

注記*1: コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)

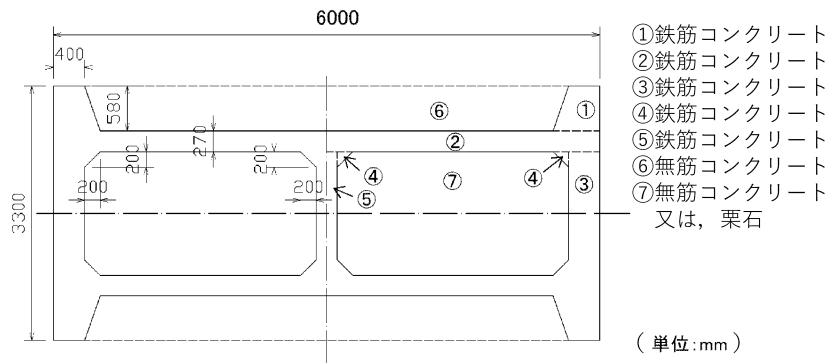
*2: 港湾の施設の技術上の基準・同解説((社) 日本港湾協会, H19年版)

*3: セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は, 港湾基準より設定する。また, 剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから, 護岸材料と同様の物性とする。



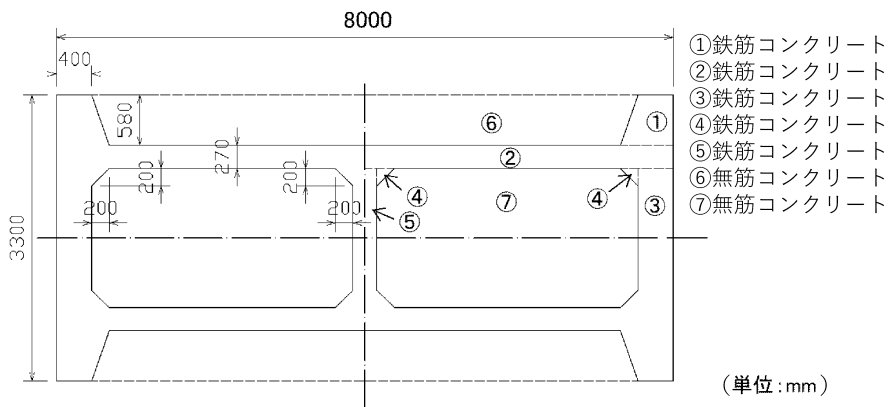
【漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)
解析モデルのうち護岸部抜粋】

【漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)
解析モデルのうち護岸部抜粋】



【単位体積重量】	(単位: kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
栗石	20.0

図 3-1(1) 材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量
(漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) 解析モデル)

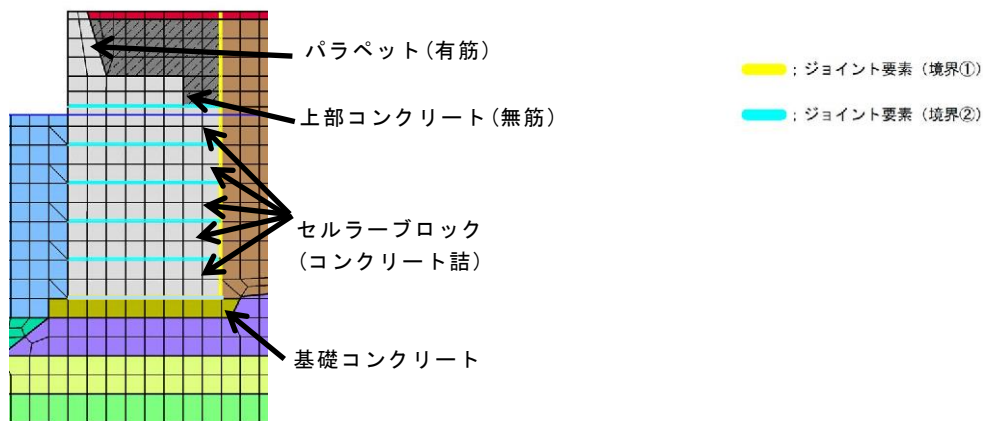


【単位体積重量】	(単位: kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
栗石	20.0

図 3-1(2) 材料の物性値のうちセルラーブロックの単位体積重量
(漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) 解析モデル)

表 3-3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルのうち護岸における
ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

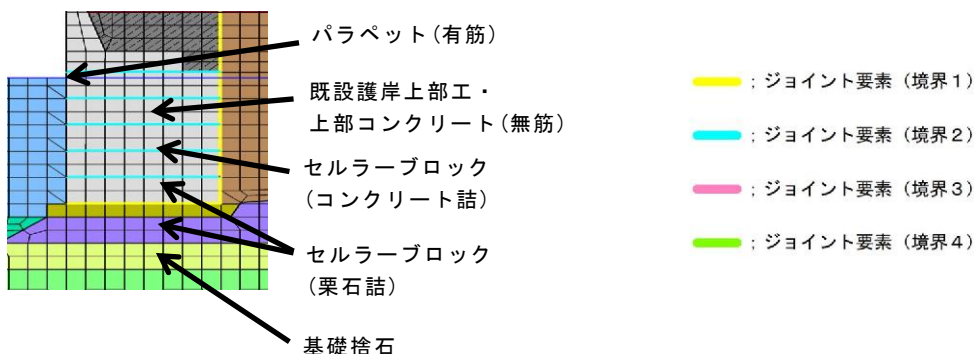
		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部 摩擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	施設護岸	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。
水平方向	境界 2	セルラーブロック (コンクリート詰)	セルラー ブロック (コンクリ ート詰)	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
			基礎コンク リート			



【漂流防止装置基礎（荷揚護岸）解析モデルのうち護岸部抜粋】

表 3-4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルのうち護岸における
ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦 角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	施設護岸	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。
		被覆石	施設護岸			
水平方向	境界 2	既設護岸上部工・ 上部コンクリート（無筋）	セルラーブロック上段 （コンクリート詰）	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数（μ=0.50）より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		セルラーブロック上段 （コンクリート詰）	セルラーブロック中段 （栗石詰）			
	境界 3	セルラーブロック中段 （栗石詰）	セルラーブロック下段 （栗石詰め）	0	30.96	セルラーブロック（栗石詰め）の境界（図 3.5.1-10 参照）であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96
	境界 4	セルラーブロック下段 （栗石詰）	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロックと基礎捨石の境界（図 3.5.1-10 参照）であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数 μ=0.80 の平均値（μ=0.70）より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99



【漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析モデルのうち護岸部抜粋】

(参考資料 3) 杭-地盤相互作用ばねモデルの概要

1. 概要

本資料は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析モデル（FLIP）において設定されている杭-地盤相互作用ばね要素について、その概要を説明するものである。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の解析対象断面位置図を図1-1に、地震応答解析モデルのうち杭-地盤相互作用ばねのモデル化位置を図1-2及び図1-3に示す。

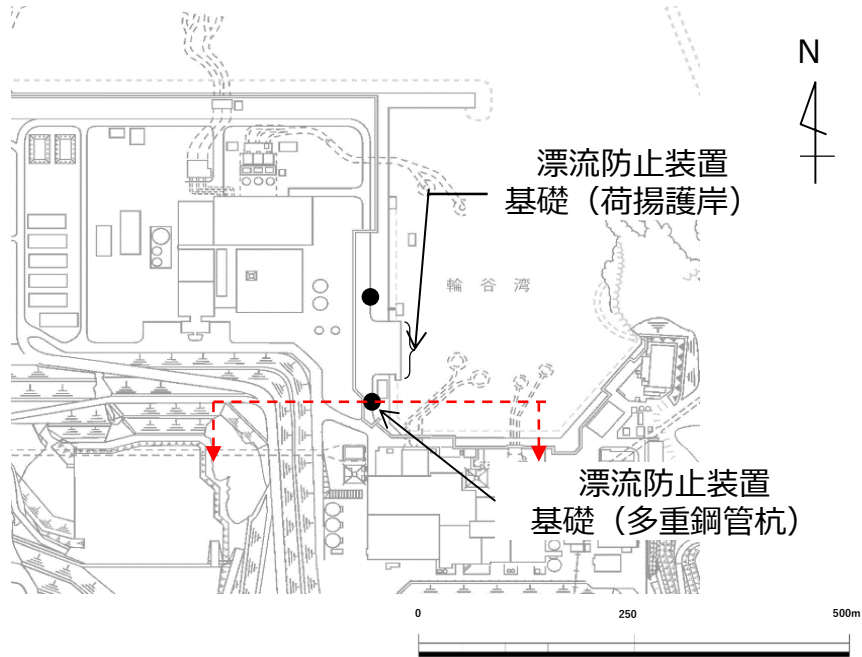


図1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）解析断面位置

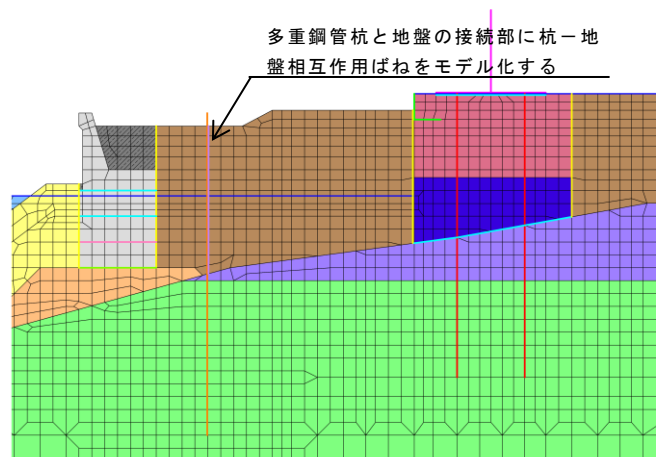
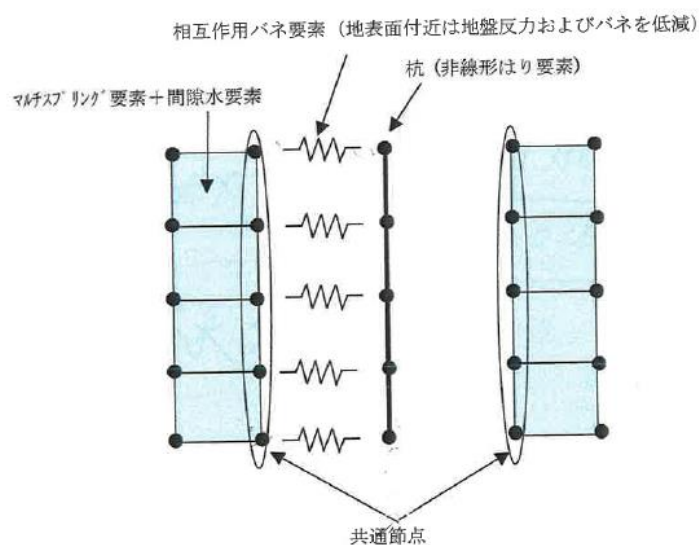


図1-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）地震応答解析モデル



※『杭基礎のモデル化方法の検討 平成 14 年度成果報告書 p.8-5 第 2 期 FLIP 研究会』より抜粋

図 1-3 地盤のすり抜け効果を考慮する杭-地盤相互作用バネのモデル化

2. 杭-地盤相互作用ばねモデルの概要

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、単杭として設計するため、杭を土がすり抜ける現象を考慮する。2次元有効応力解析による地震応答解析において、杭間を土がすり抜ける3次元的现象を考慮できる手法として、杭-地盤相互作用ばねが提案されており、本解析では、この杭-地盤相互作用ばねを採用している。

FLIPにおける杭-地盤相互作用ばねのモデル化は、「FLIP研究会 14年間の検討成果のまとめ」によると、以下のとおりとされている。（図 2-1 文献抜粋）

(e) 杭－地盤相互作用ばねの実現方法

杭基礎構造物－地盤系の耐震解析を2次元一体解析として行うには、これまで述べて来た杭－地盤相互作用ばねの特性を持つばね要素（以下、杭－地盤相互作用ばね要素）により、杭モデルと2次元地盤モデルを接続する。まず、奥行き方向幅が杭間隔に等しい2次元地盤モデルと奥行き方向に等間隔に配置された杭群中の杭1本分のモデルを用意する。地盤要素にはマルチスプリング要素を適用し、杭は線形または非線形のばね要素でモデル化する。杭節点と対応する2次元地盤モデルの地盤節点の水平方向並進自由度を、図4-11-19に示すように、杭－地盤相互作用ばね要素により接続する。

このような2次元一体解析のモデルにおいて、杭－地盤相互作用ばね要素は以下に示すように動作する。

- ① 杭の循環境界に対する相対変位 u を算定する。なお、循環境界変位として、一体解析モデルを構成する地盤モデルの対応する節点変位を参照する。
- ② 相対変位 u から、次式を用いて、対応するせん断ひずみ γ を評価する。

$$\gamma = u / (D \times \beta_p) \quad (4-11-11)$$

なお、 β_p は、土質、不飽和・飽和などの土の状態、杭間隔、荷重レベル（荷重片振幅／破綻荷重＝せん断応力片振幅／初期せん断強度）、および、液状化フロントパラメータ S_0 に応じて、図4-11-18から定める。

- ③ 杭近傍の土要素を参照して、その変形特性を決めるパラメータと土の状態（主に、有効拘束圧と液状化フロントパラメータ S_0 ）に基づいて、砂の構成則と同様のせん断応力－せん断ひずみ関係を設定し、せん断ひずみ γ を与えてせん断応力 τ を算定する。
- ④ せん断応力 τ から、次式を用いて、ばね力 F を評価する。

$$F = (L \times D \times \alpha_p) \times \tau \quad (4-11-12)$$

なお、 α_p は、杭間隔に応じて、図4-11-9を参照して評価する。

上記②において、液状化を考慮する場合に、ひずみ－変位変換係数 β_p の値を決めるには、近傍土要素の液状化フロントパラメータ S_0 の値を参照する必要がある。ある S_0 の値に対しては、 β_p は概ね一定値を取るので、定数とするか、過去に経験した最大の荷重レベルを適用することが考えられる。図4-11-20は、杭間隔 $5D$ の場合の飽和砂 ($N_{65}=10$, $\sigma_{m0}'=98\text{kPa}$, $S_0=1.0, 0.5, 0.05, 0.005$) を対象とした水平断面モデルによる繰り返し載荷解析で得られた荷重片振幅－最大相対変位関係と過剰間隙水圧モデルに基づいて設定したせん断応力 τ －せん断ひずみ γ 関係から設定した荷重－変位関係を比較したものである。過剰間隙水圧モデルに基づき設定した関係では、荷重 $=12.6 \times \tau$ 、変位 $=1.5 \times \gamma$ ($S_0=1.0, 0.5$)、または、変位 $=1.63 \times \gamma$ ($S_0=0.05, 0.005$) とした。ひずみ－変位変換係数 β_p は荷重レベルに依存して変化する量だが、このように、荷重レベルによらない定数と置いても、全体系の解析結果をよく説明するので、このような取扱いでもよい。

図2-1(1) 杭－地盤相互作用モデルの参考文献

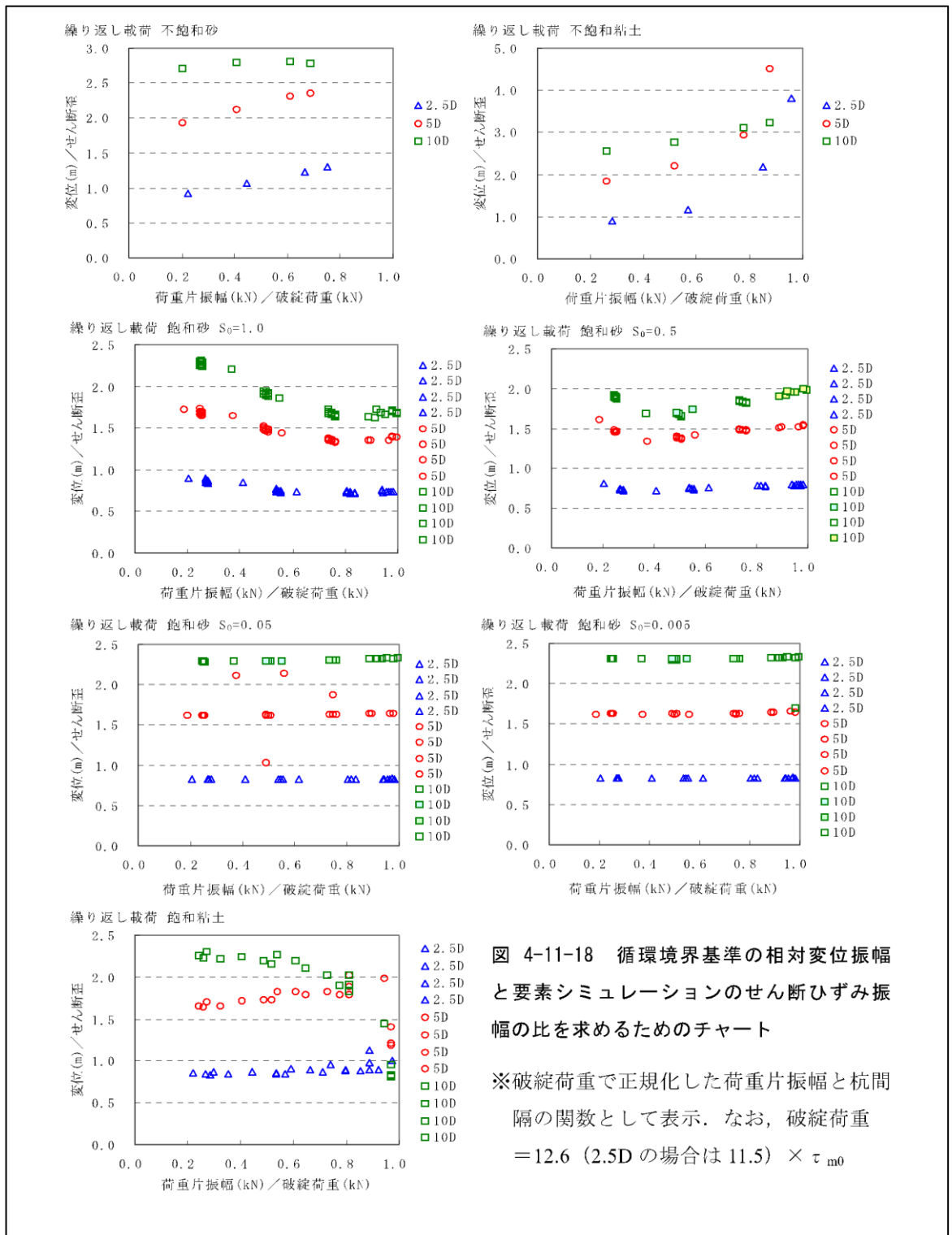


図 4-11-18 循環境界基準の相対変位振幅と要素シミュレーションのせん断ひずみ振幅の比を求めるためのチャート

※破綻荷重で正規化した荷重片振幅と杭間隔の関数として表示. なお, 破綻荷重 = 12.6 (2.5D の場合は 11.5) $\times \tau_{m0}$

図 2-1(2) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

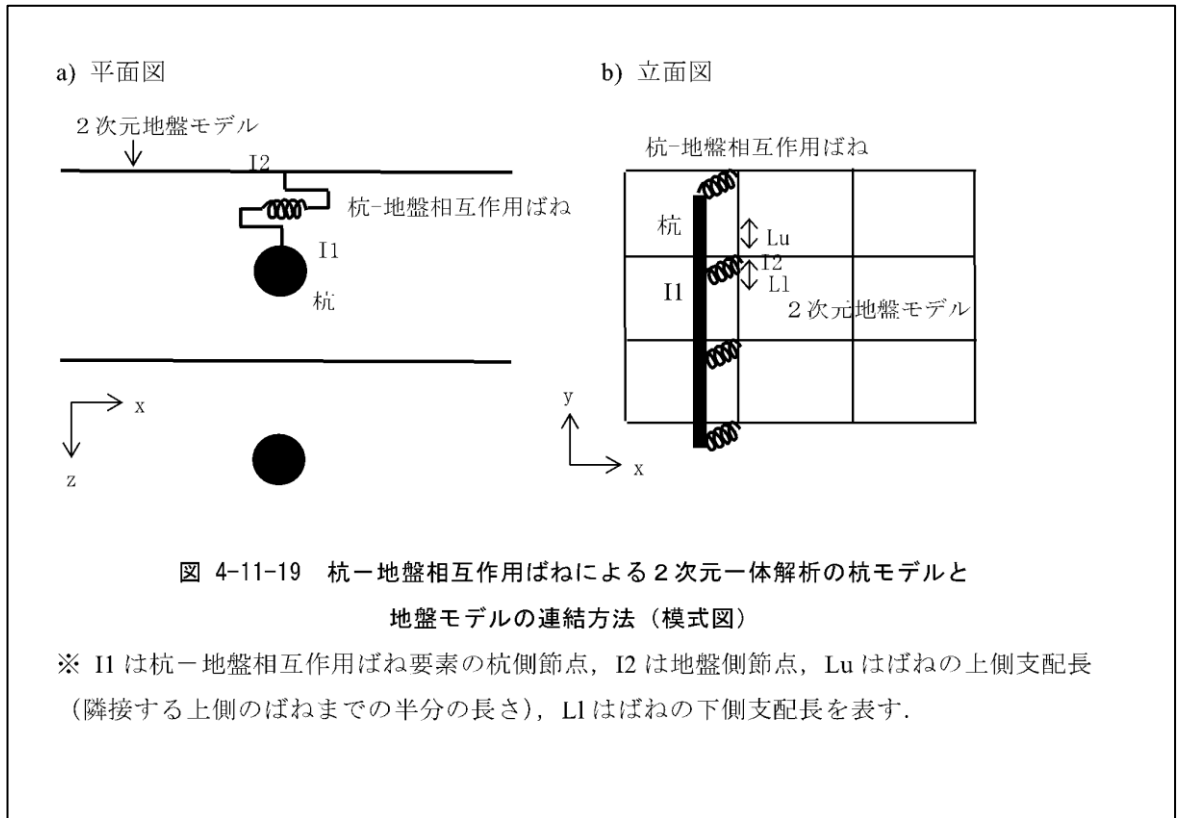


図 2-1(3) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献

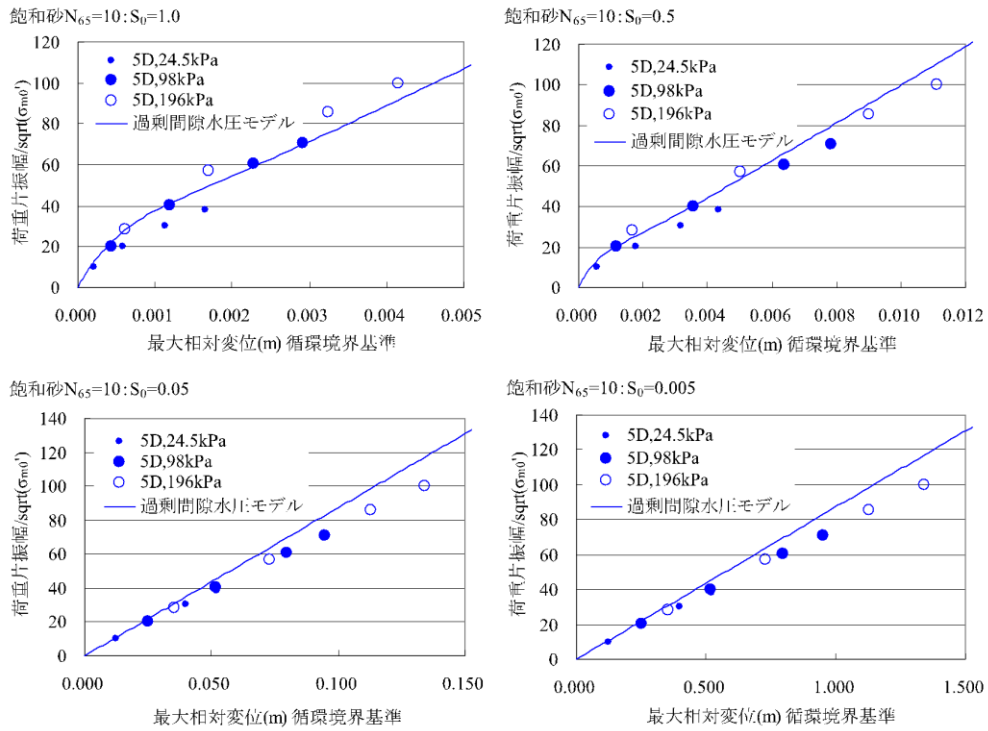


図 4-11-20 飽和砂 (5D, $N_{65}=10$, $\sigma'_{m0}=98\text{kPa}$, $S_0=1.0, 0.5, 0.05, 0.005$) :

荷重片振幅—最大相対変位の関係と過剰間隙水圧モデル他に基づいて求めた関係の比較

- ※1 過剰間隙水圧モデルによる曲線は、 τ と S_0 からせん断強度 τ_f と初期せん断剛性 G_0 を求めて、双曲線関係に基づくせん断応力 τ —せん断ひずみ γ 関係を設定し、それを荷重—変位関係に置き換えたもの。置き換えは、荷重= $12.6 \times \tau$ 、変位= 1.5 (または 1.63) $\times \gamma$ とした。
- ※2 全体系で解いた解が、大きな荷重では、過剰間隙水圧モデルによる曲線の下側に来るのは、荷重ステップ間隔の増大による精度低下によるものと思われる。また、変位—ひずみ変換係数は、荷重片振幅に依存する量だが、このように定数と置いても、全体系の解析結果をよく説明する。

図 2-1(4) 杭—地盤相互作用モデルの参考文献

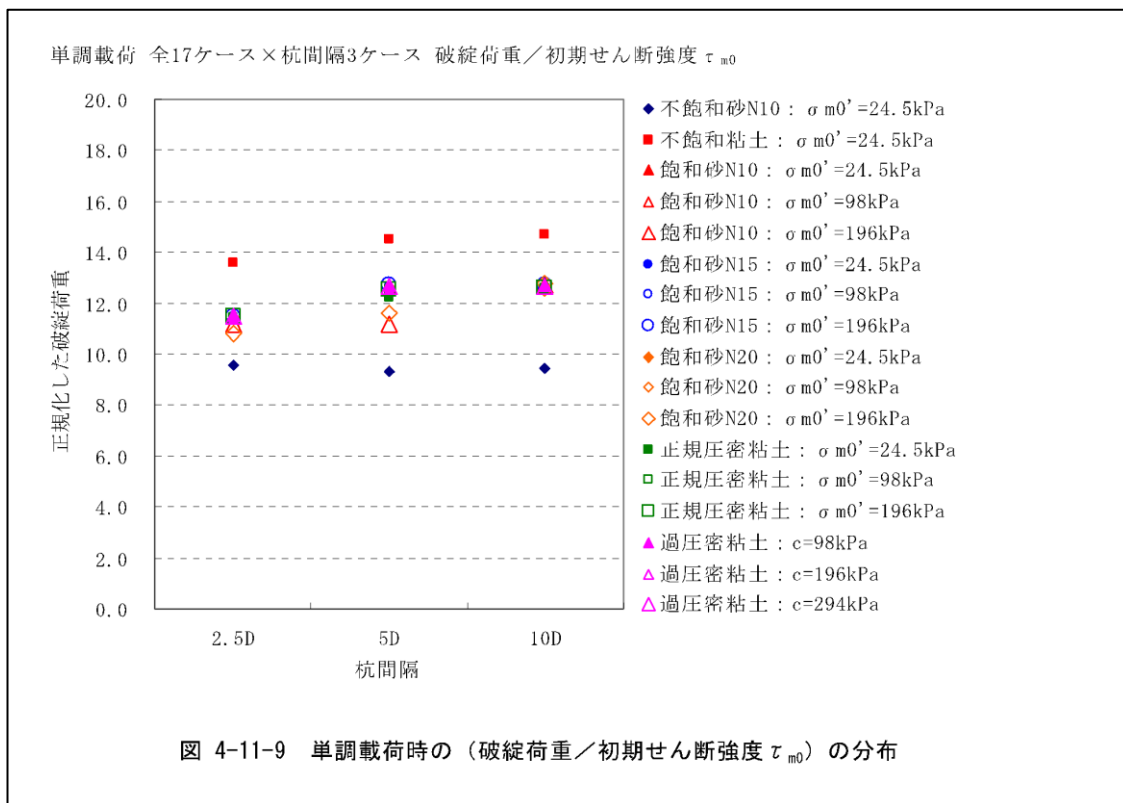


図 2-1(5) 杭-地盤相互作用モデルの参考文献