

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	7
2.4	適用規格・基準等	15
3.	強度評価	18
3.1	記号の定義	18
3.2	評価対象断面及び部位	20
3.2.1	評価対象断面	20
3.2.2	評価対象部位	40
3.3	荷重及び荷重の組合せ	41
3.3.1	荷重	41
3.3.2	荷重の組合せ	47
3.4	許容限界	49
3.4.1	重力擁壁	49
3.4.2	ケーソン	50
3.4.3	H形鋼	53
3.4.4	MMR	53
3.4.5	改良地盤⑥	53
3.4.6	止水目地	54
3.4.7	基礎地盤	54
4.	2次元有限要素法	55
4.1	評価方法	55
4.1.1	津波時	55
4.1.2	重畳時	94
4.2	評価条件	110
4.2.1	津波時	110
4.2.2	重畳時	112
4.3	評価結果	114
4.3.1	津波時	114

4.3.2	重畳時	131
5.	3次元構造解析	146
5.1	解析方法	146
5.2	入力値の設定	147
5.2.1	津波時	147
5.2.2	重畳時	151
5.3	照査時刻の設定	158
5.4	解析モデル及び諸元	160
5.4.1	構造物のモデル化	160
5.4.2	地盤ばね	166
5.4.3	使用材料及び材料の物性値	169
5.4.4	地下水位	171
5.5	評価対象部位	172
5.6	評価方法	172
5.7	評価結果	174
5.7.1	津波時	174
5.7.2	重畳時	186
	(参考資料 1) 発生応力度の平均化について	
	(参考資料 2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価	
	(参考資料 3) 重畳時の解析方法の妥当性	

1. 概要

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

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

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（波返重力擁壁）の位置図を図 2.1-1 に示す。

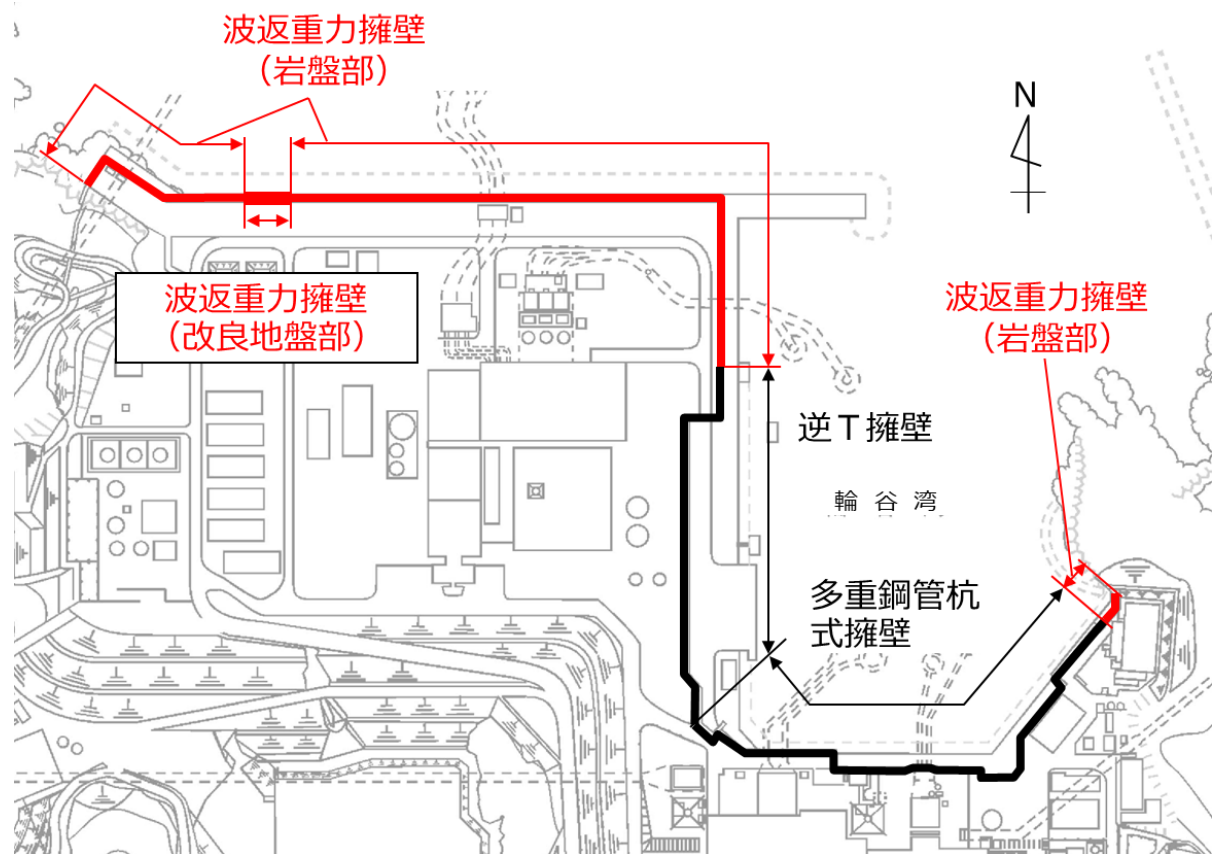


図 2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の位置図

2.2 構造概要

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

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

防波壁（波返重力擁壁）は、岩盤、又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤若しくは改良地盤に支持されており、図 2.2-1 に示すとおり波返重力擁壁（岩盤部）と波返重力擁壁（改良地盤部）に分類される。この内、波返重力擁壁（岩盤部）は、ケーソン設置部と岩盤直接支持部に分類される。

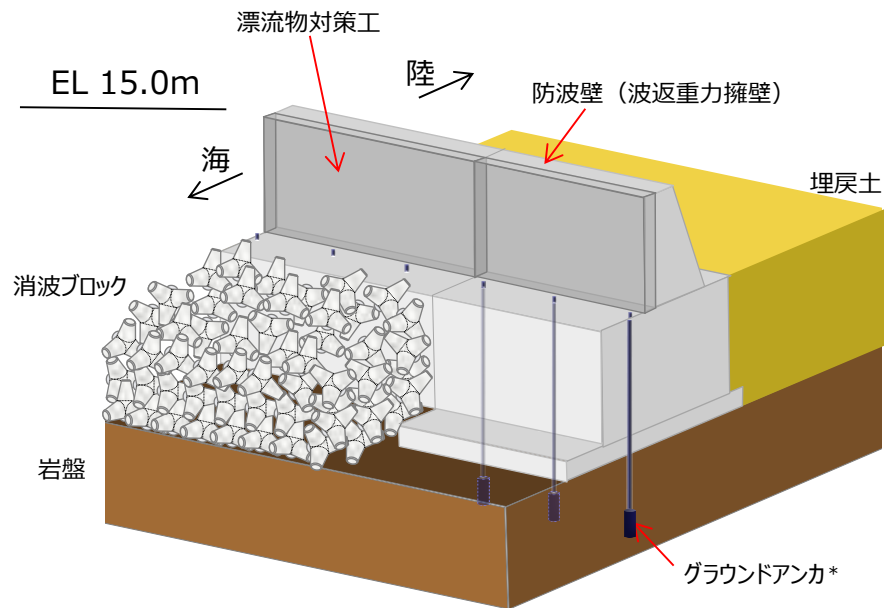
ケーソン設置部は鉄筋コンクリート造のケーソン及び重力擁壁がMMRを介して岩盤に直接支持される構造であり、岩盤直接支持部は重力擁壁が岩盤に直接支持される構造である。波返重力擁壁（改良地盤部）は、ケーソン及び重力擁壁がMMR及び改良地盤を介して岩盤に支持される構造である。

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

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

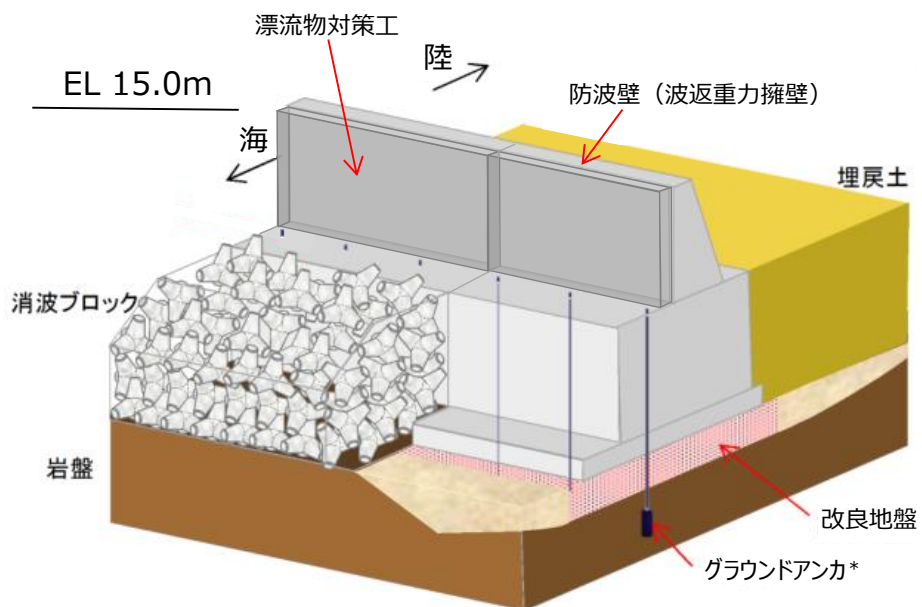
なお、構造概要図にグラウンドアンカを示しているが、その効果を期待せずに強度評価を行う。

波返重力擁壁（岩盤部）



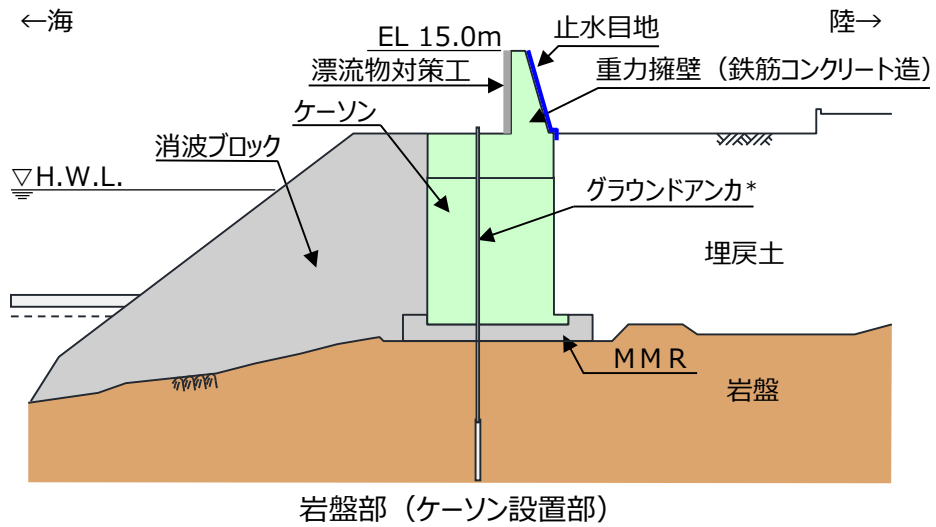
注記*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

波返重力擁壁（改良地盤部）

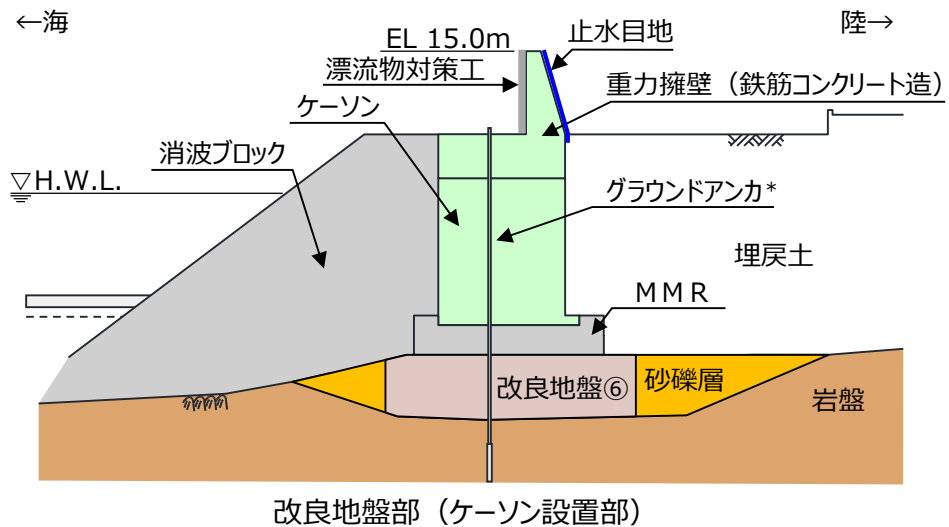
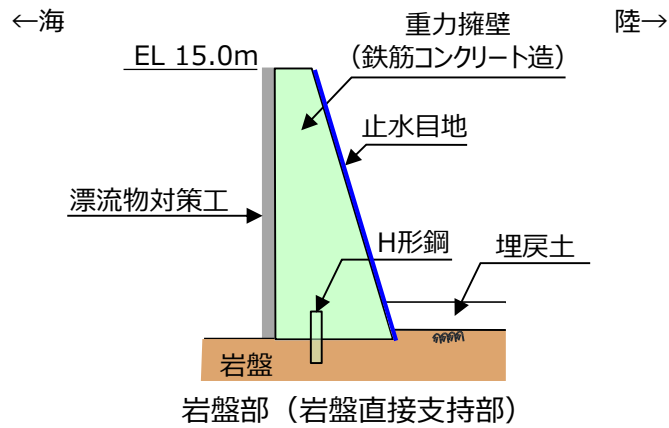


注記*：防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（鳥瞰図）



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



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

図 2.2-2 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（断面図）

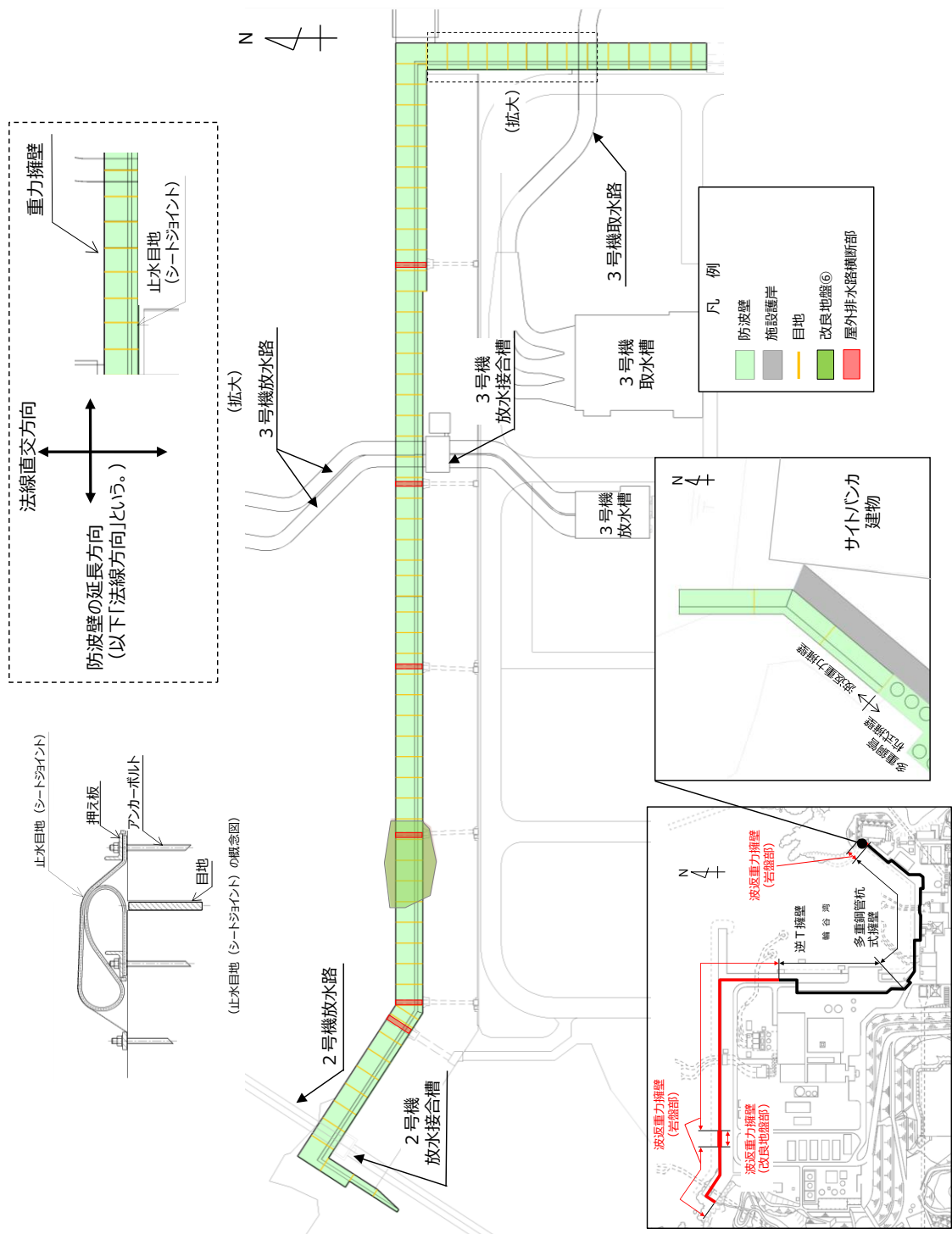


図 2.2-3 防波壁（波返重力擁壁）の止水目地の概念図及び配置位置図

2.3 評価方針

防波壁（波返重力擁壁）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

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

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

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

防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

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

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

表 2.3-1(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

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

表 2.3-2(1) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の性能目標

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

表 2.3-2(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の性能目標

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

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

表 2.3-3(1) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

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

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

*2: 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-3(2) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

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

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

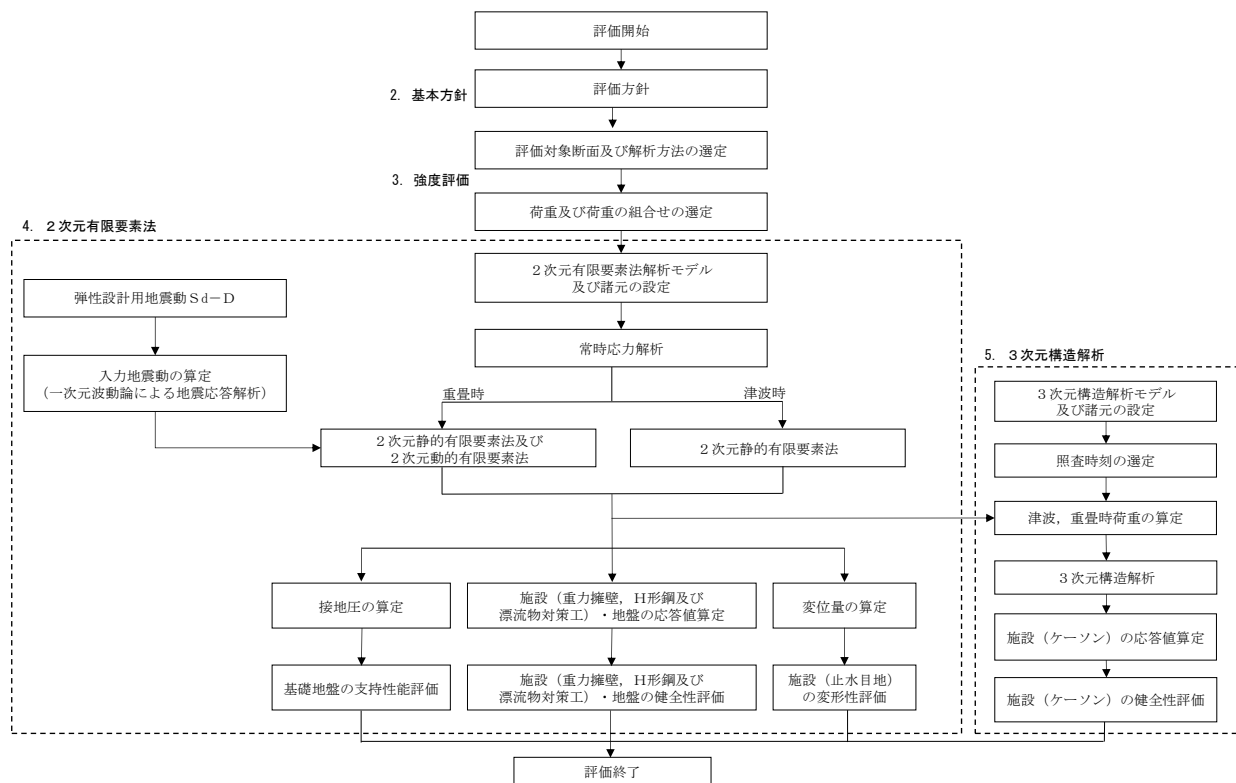


図 2.3-1 防波壁（波返重力擁壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用規格・基準等

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

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

表 2.4-1(1) 適用する規格・基準類

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

表 2.4-1(2) 適用する規格・基準類

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

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m	積載荷重（機器荷重，漂流物対策工荷重）
P t	kN/m ²	遡上津波荷重
K S d	—	余震荷重
P c	kN/m	衝突荷重
P k	kN/m ²	風荷重
P s	kN/m ²	積雪荷重
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	t/m ³	海水の密度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度（面外）
σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
τ_1	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度（面内）
f_{tk}	N/mm ²	コンクリートの引張強度
τ_{Ha}	N/mm ²	H形鋼の許容せん断応力度
δ	mm	最大変位量
δ_x	mm	x 方向（法線直交方向）の変位量
δ_y	mm	y 方向（法線方向）の変位量
δ_z	mm	z 方向（深度方向）の変位量
δ_{x1}	mm	x 方向（法線直交方向）の津波時の最大相対変位量
δ_{z1}	mm	z 方向（深度方向）の津波時の最大相対変位量
$\delta_x(T)$	mm	x 方向（法線直交方向）の重畳時の最大相対変位量
$\delta_y(T)$	mm	y 方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量
$\delta_z(T)$	mm	z 方向（深度方向）の重畳時の最大相対変位量
R_d	N/mm ²	最大接地圧
R_u	N/mm ²	極限支持力度
f'_a	N/mm ²	支圧強度

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
M	kN・m	コンクリートに発生する曲げモーメント
N	kN	コンクリートに発生する軸力
Q	kN	コンクリートに発生するせん断応力
Q _H	kN	H形鋼に発生するせん断応力
σ_c	N/mm ²	コンクリートに発生する曲げ圧縮応力度
σ_s	N/mm ²	鉄筋又はコンクリートに発生する曲げ引張応力度
τ_c	N/mm ²	コンクリートに発生するせん断応力度
τ_H	N/mm ²	H形鋼に発生するせん断応力度

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

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

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

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

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

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

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

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

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

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」については、防波壁（波返重力擁壁）のブロック延長約 7～10m の範囲においては 430～450kN/m（表 3.3.1-2 参

照)であり、おおむね同じ値となることから、評価対象断面の選定における観点に考慮していない。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果 (防波壁 (波返重力擁壁))

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

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

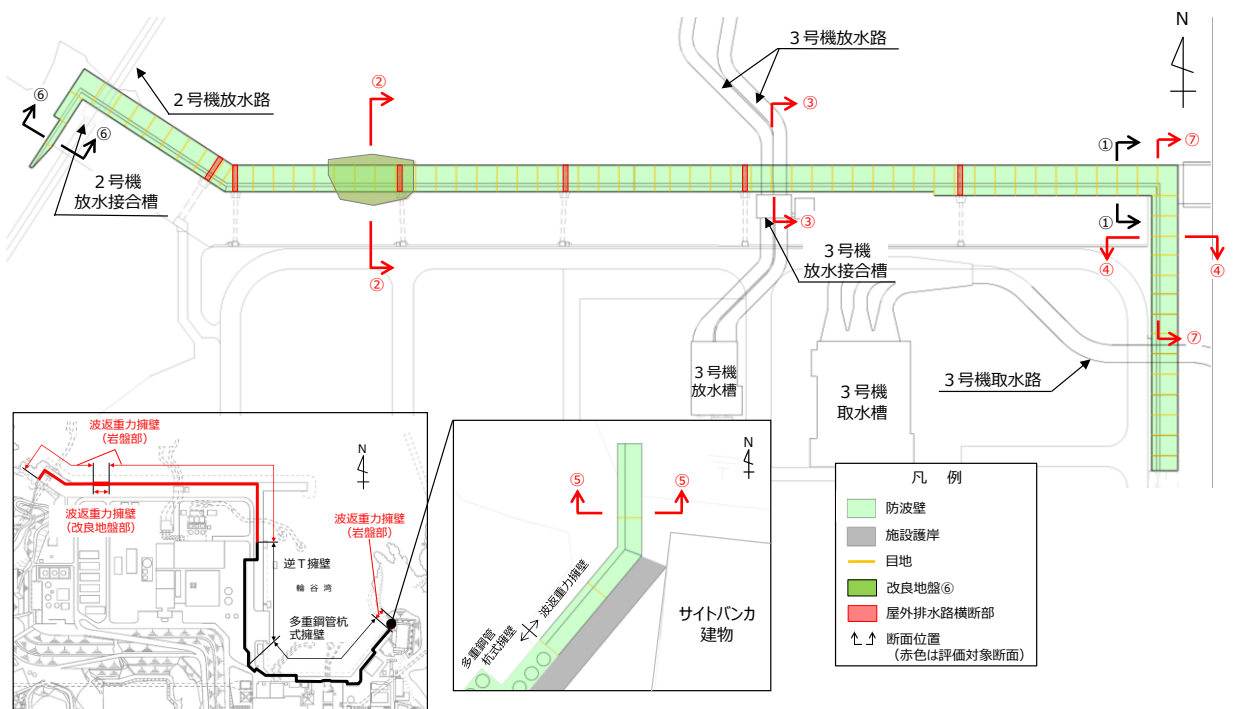


図 3.2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図

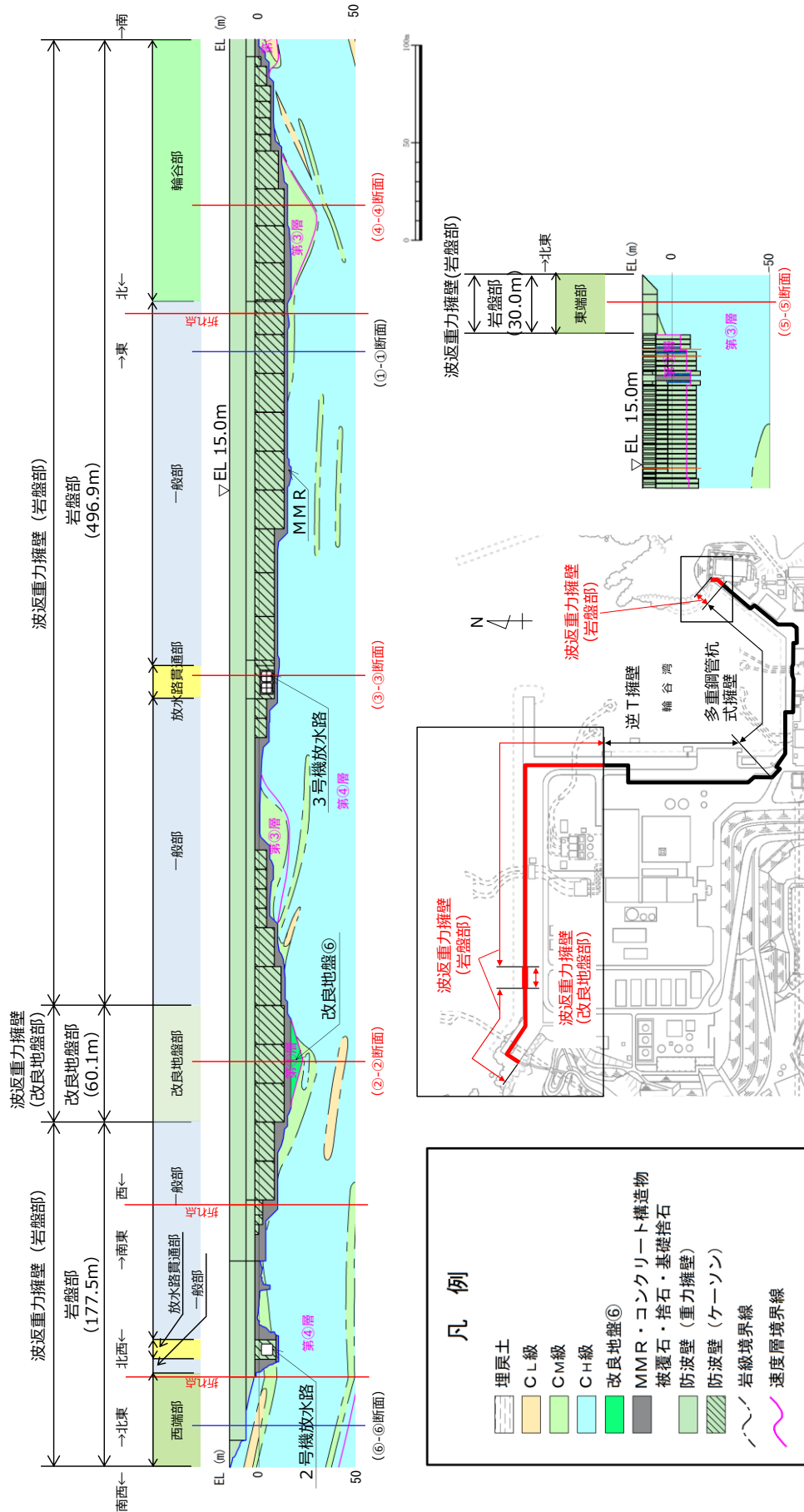


図 3.2.1-2 防波壁 (波返重力擁壁) の縦断面図

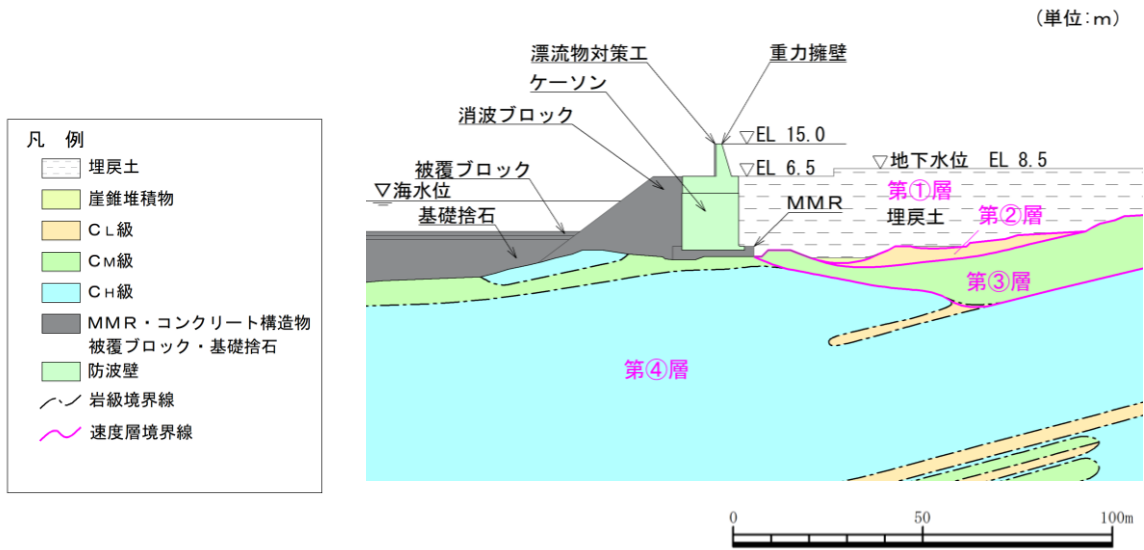


図 3.2.1-3 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（①-①断面）

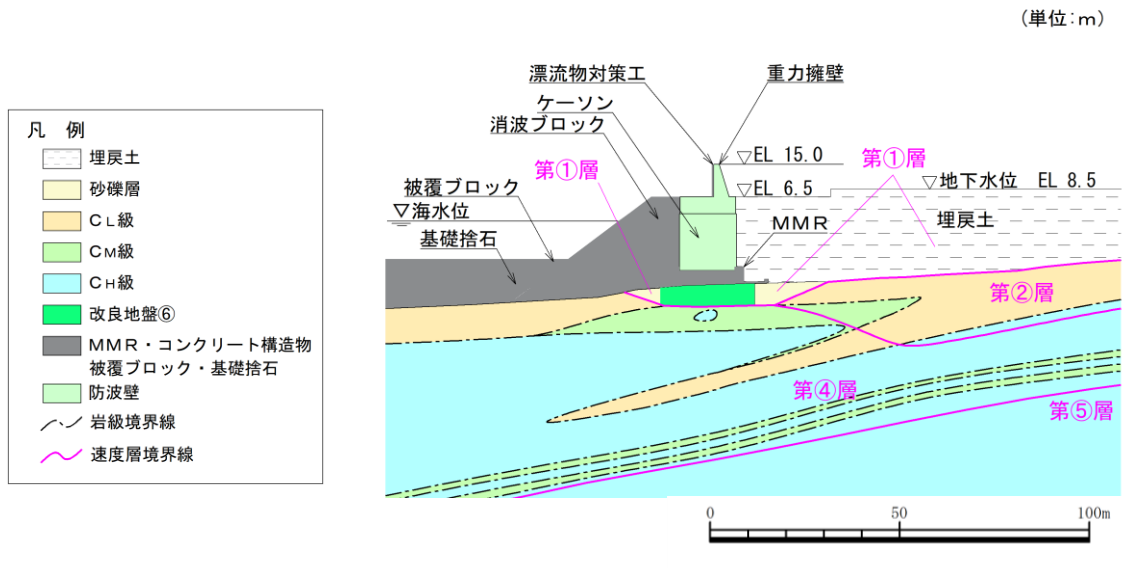


図 3.2.1-4 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（②-②断面）

(単位:m)

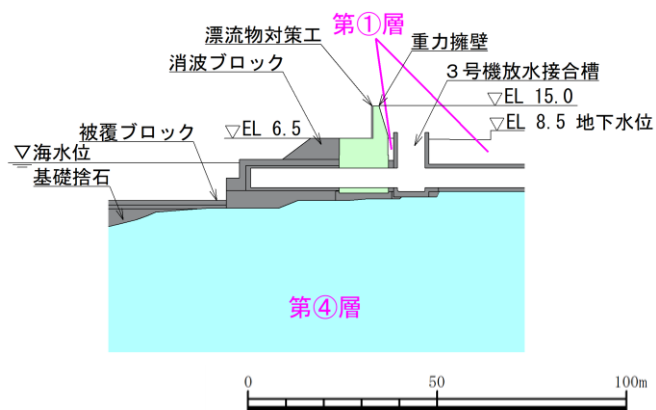
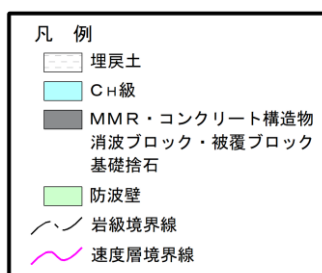


図 3.2.1-5 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（③-③断面）

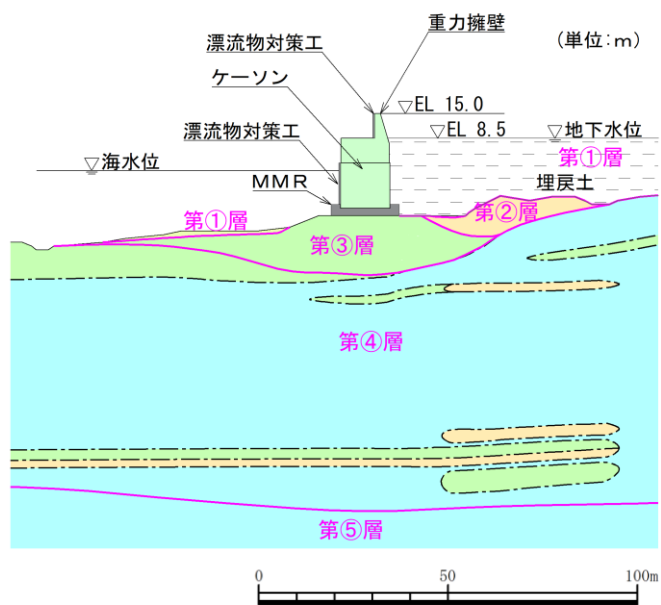
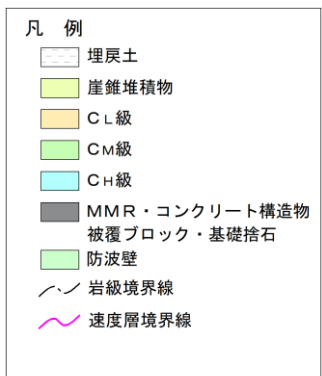


図 3.2.1-6 防波壁（波返重力擁壁）の断面面図（④-④断面）

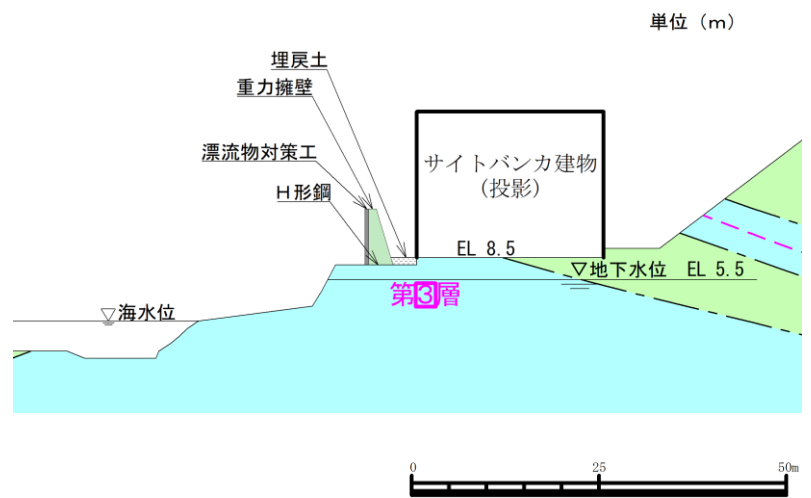


図 3.2.1-7 防波壁 (波返重力擁壁) の横断面図 (⑤-⑤断面)

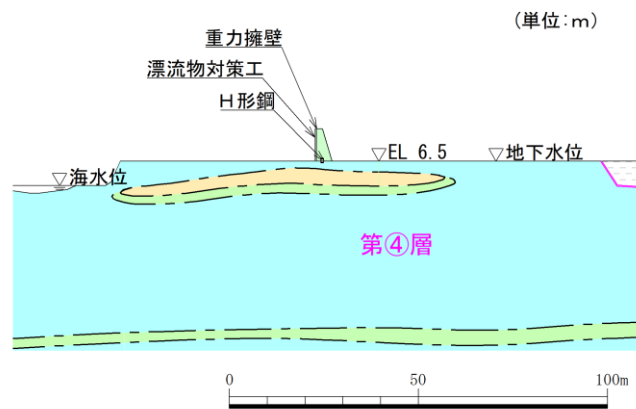
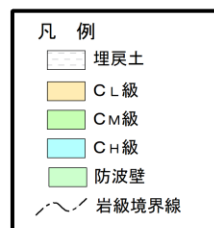
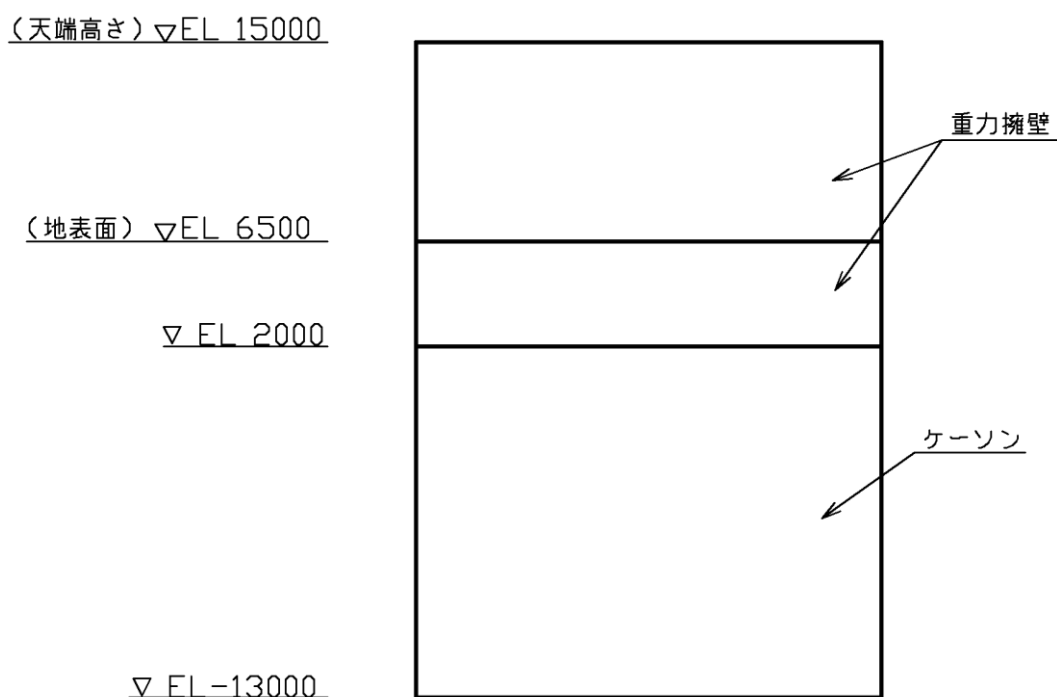
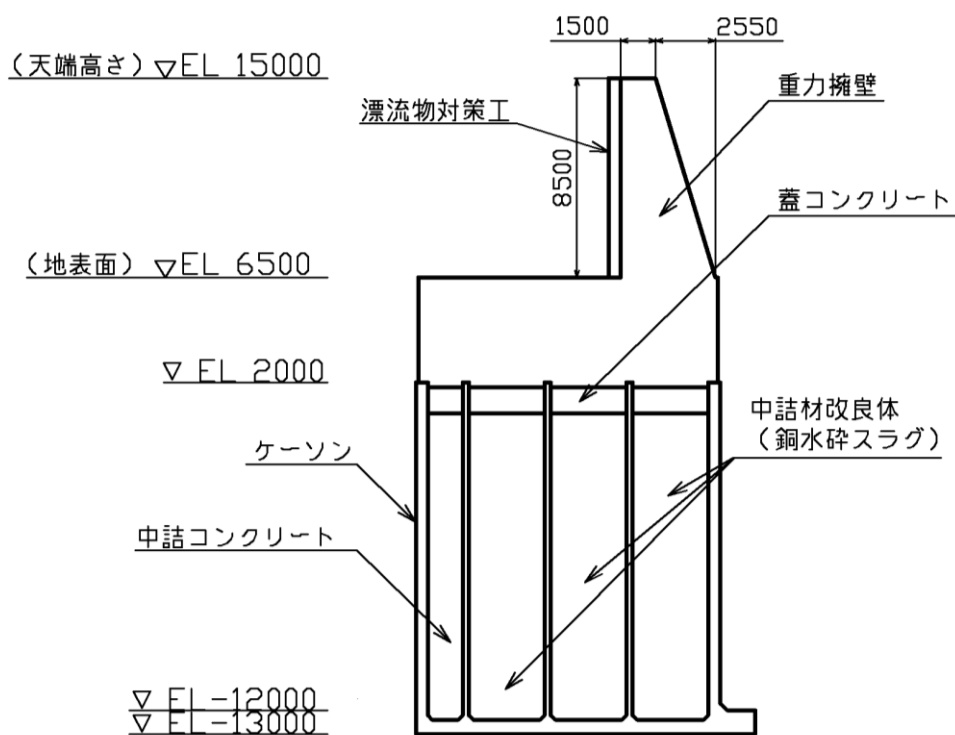


図 3.2.1-8 防波壁 (波返重力擁壁) の横断面図 (⑥-⑥断面)

(単位：mm)



(正面図)



(断面図)

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

(単位 : mm)

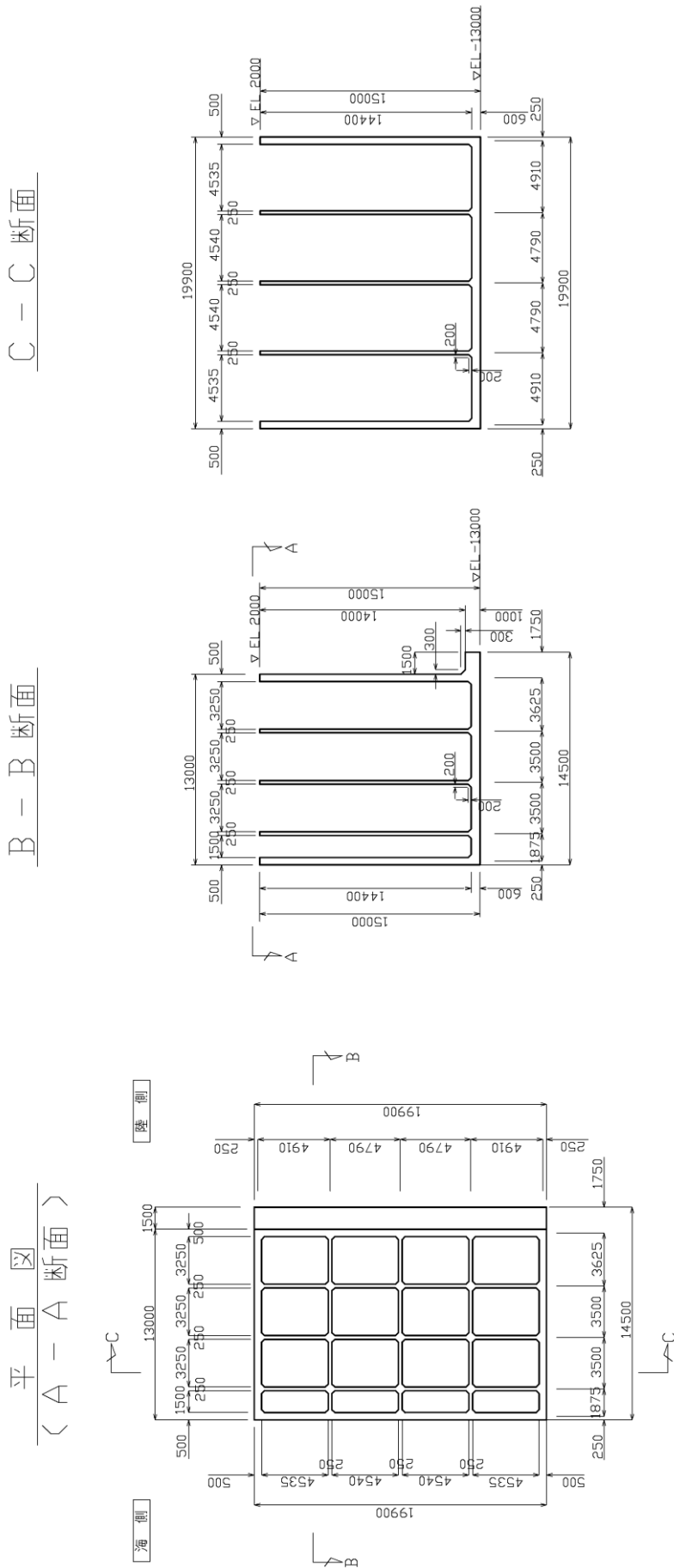


図 3.2.1-9(2) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーン構造図 (②-②断面)

(単位：mm)

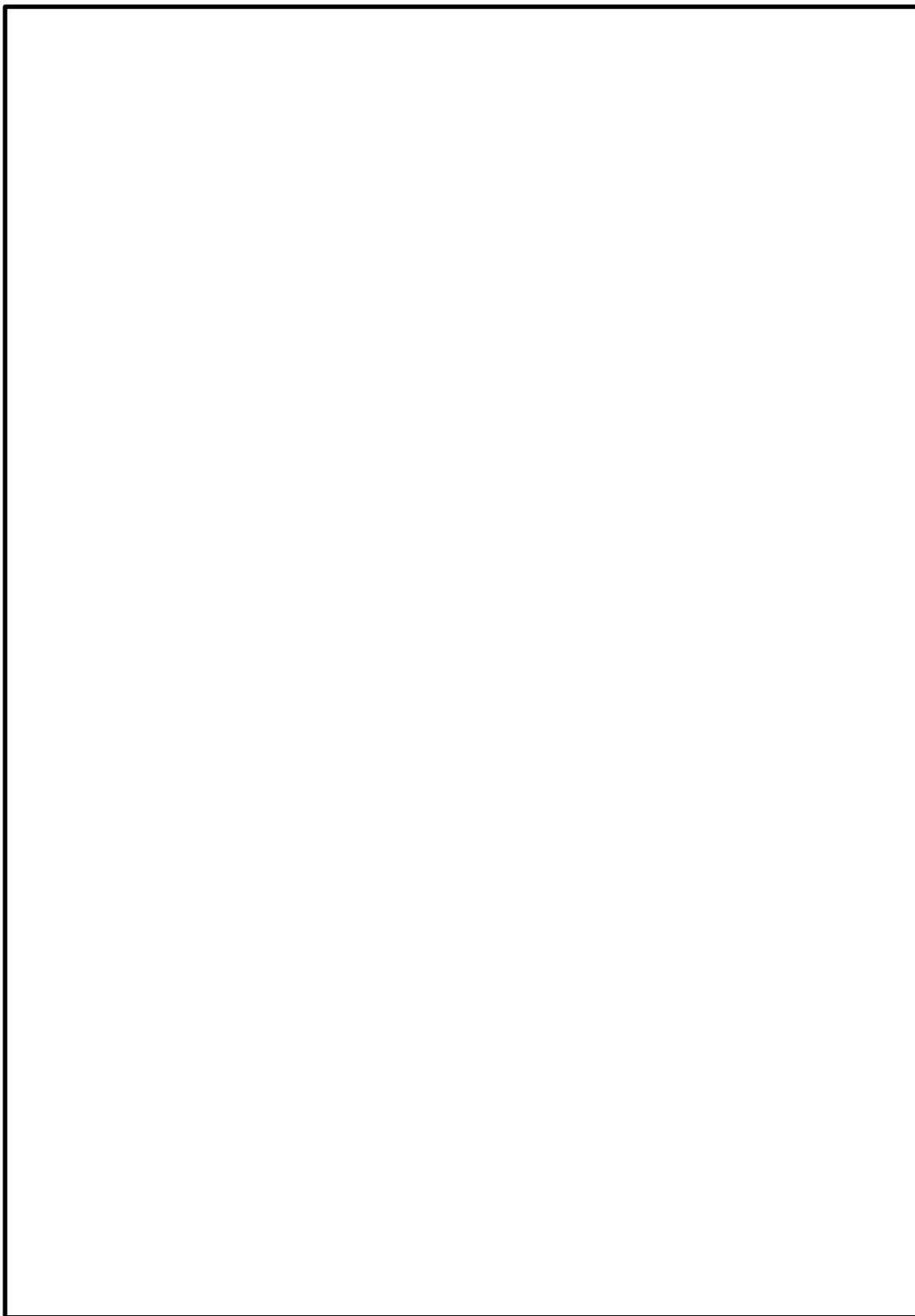


図 3.2.1-9(3) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（㊦-㊦断面）

(単位：mm)

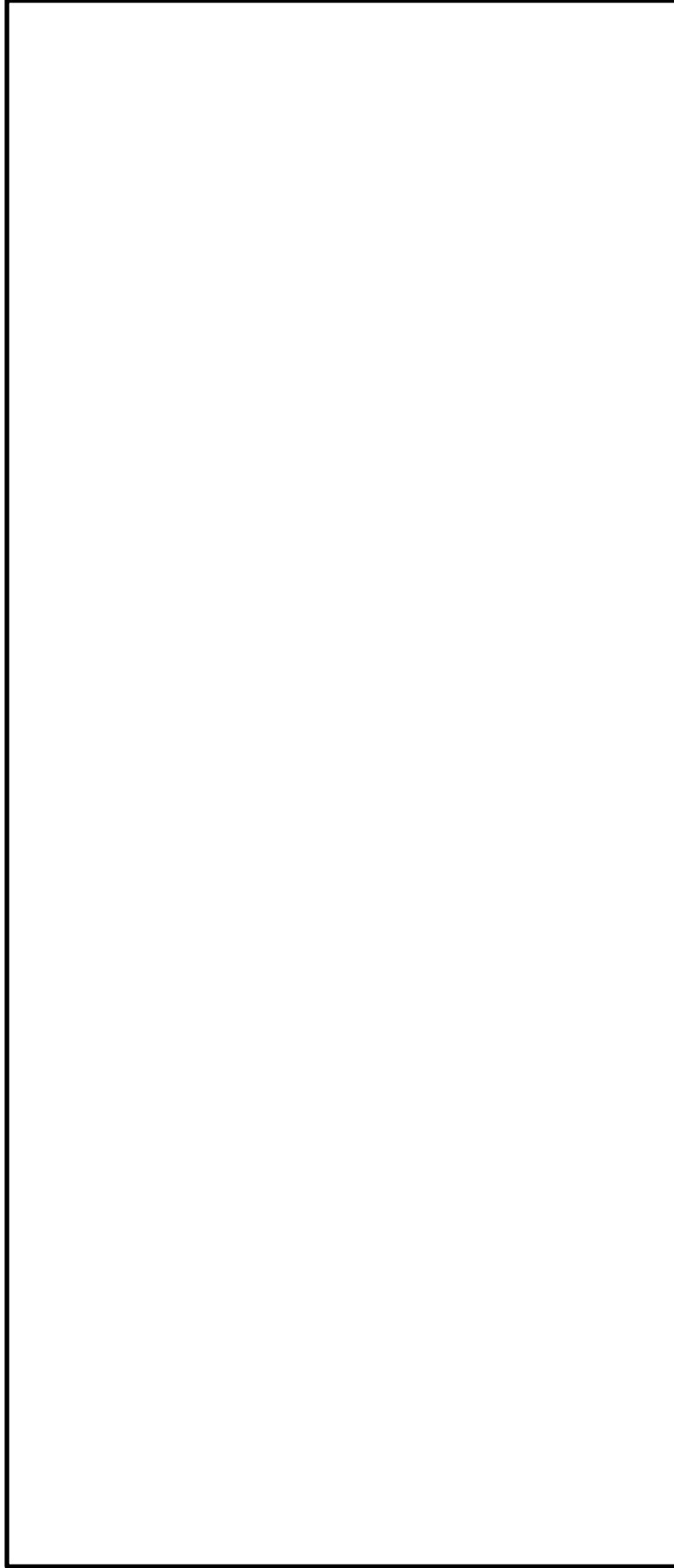
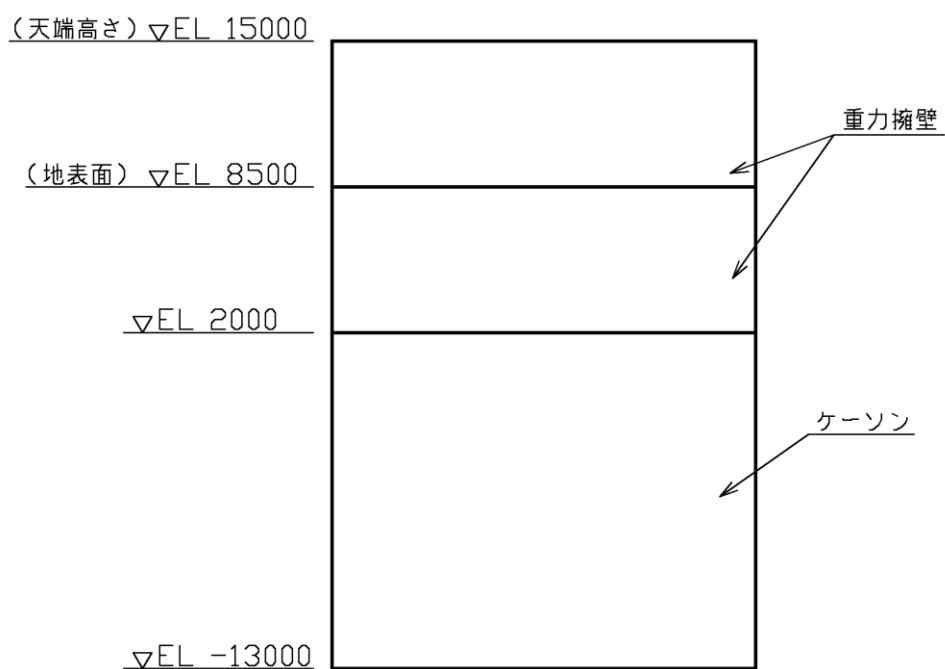
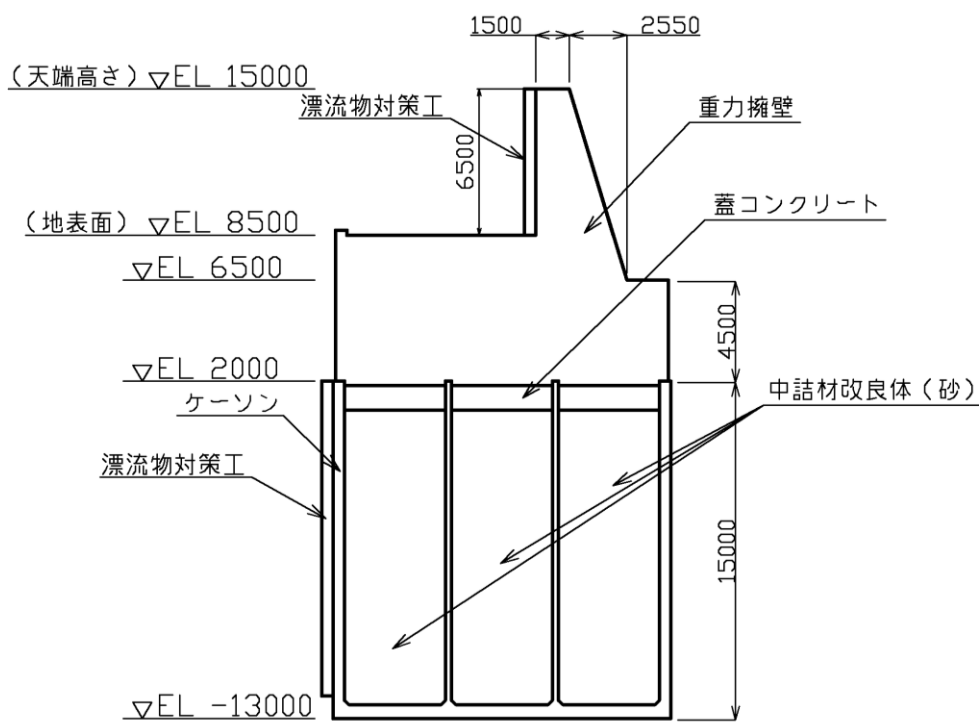


図 3.2.1-9(4) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソン構造図（㊸-㊸断面）

(単位：mm)



(正面図)



(断面図)

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

(単位 : mm)

平面図
(A-A断面図)

B-B断面図

C-C断面図

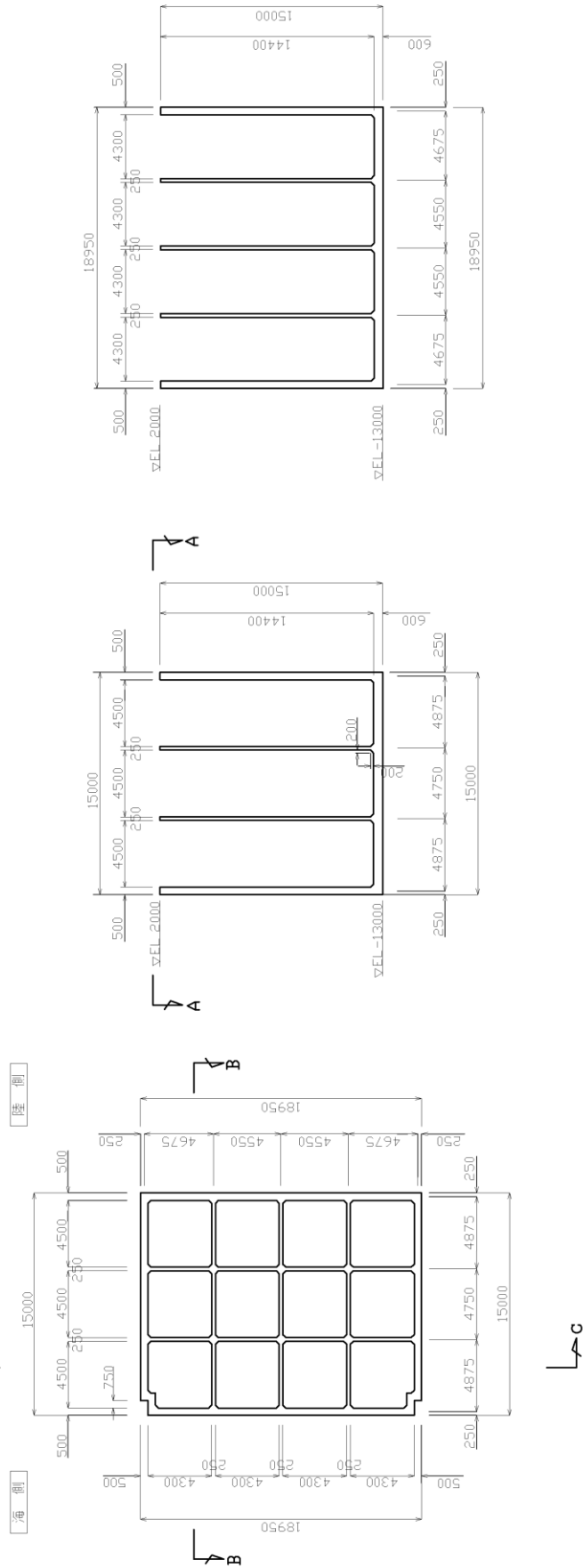
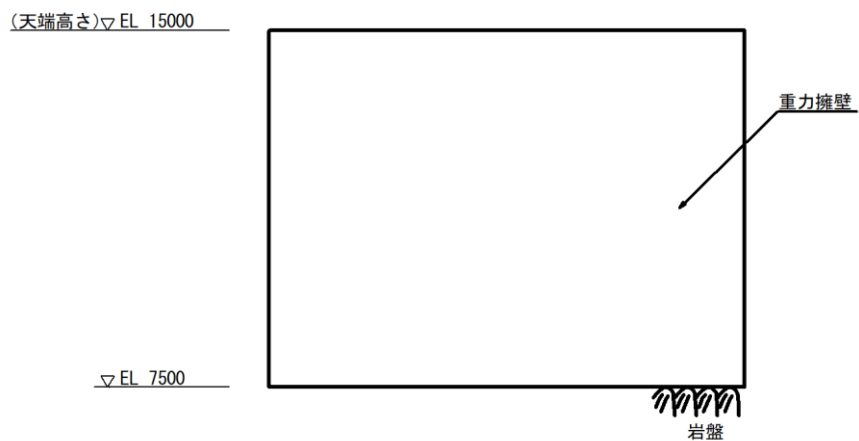
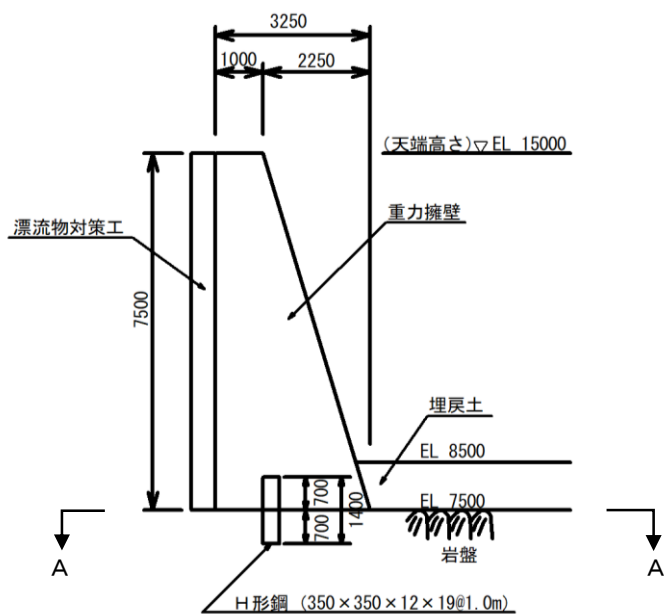


図 3.2.1-9(6) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (④-④断面)

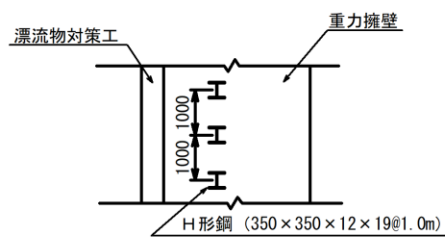
(単位：mm)



(正面図)



(断面図)



(平面図 (A-A断面))

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

(単位：mm)

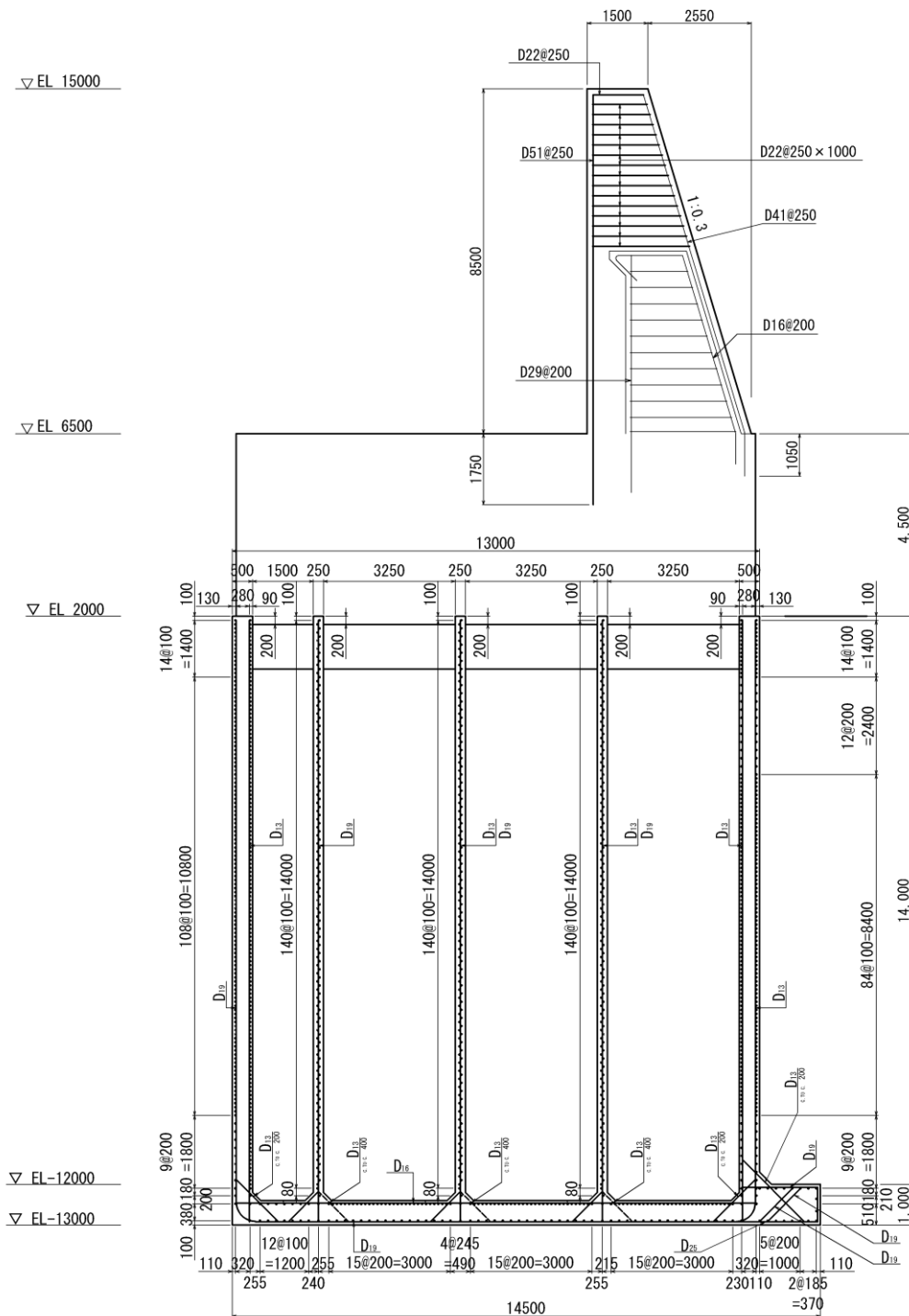


図 3.2.1-10(1) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図
(②-②断面)

(単位：mm)

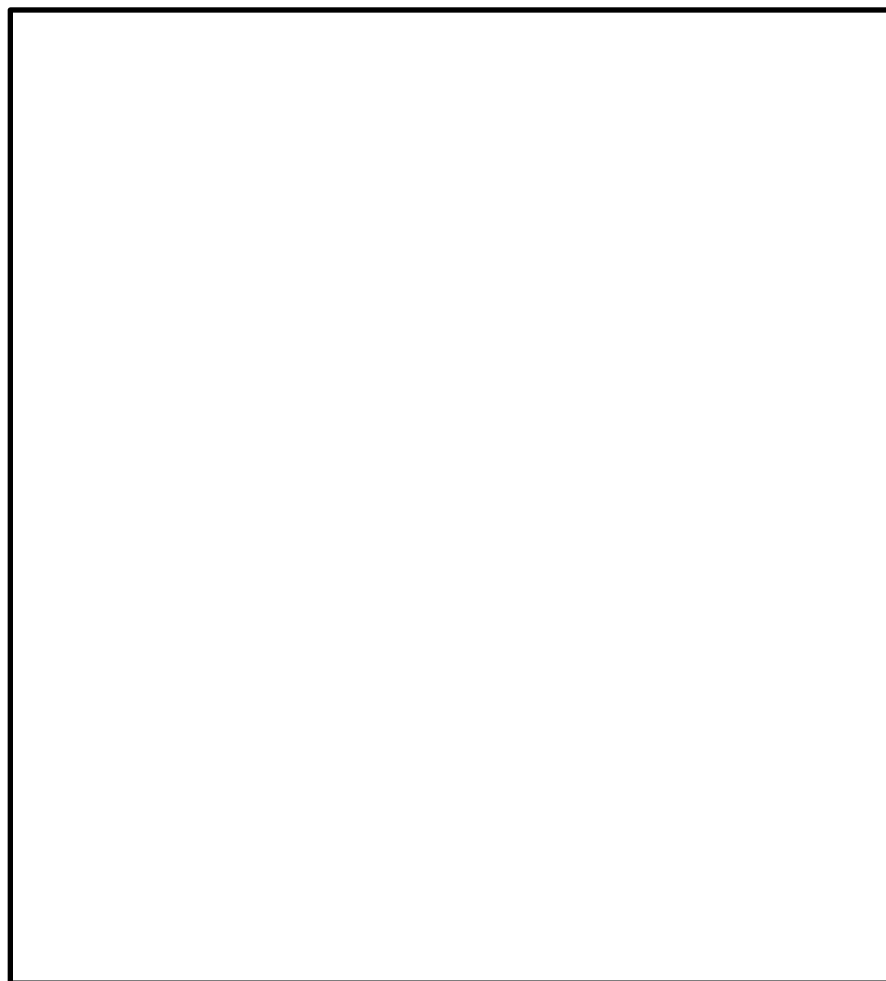


図 3.2.1-10(2) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)

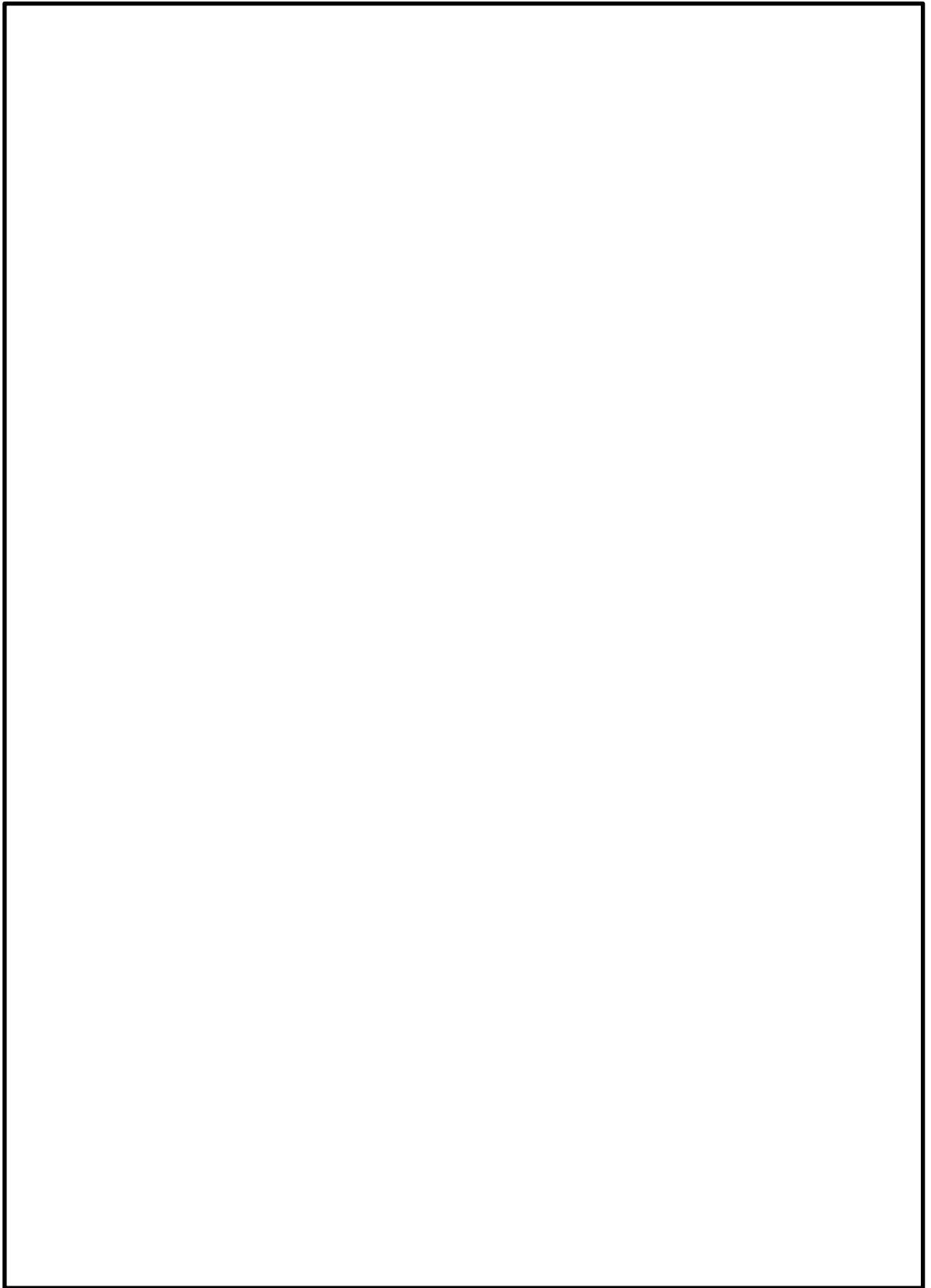


図 3.2.1-10(3) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソンの概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)

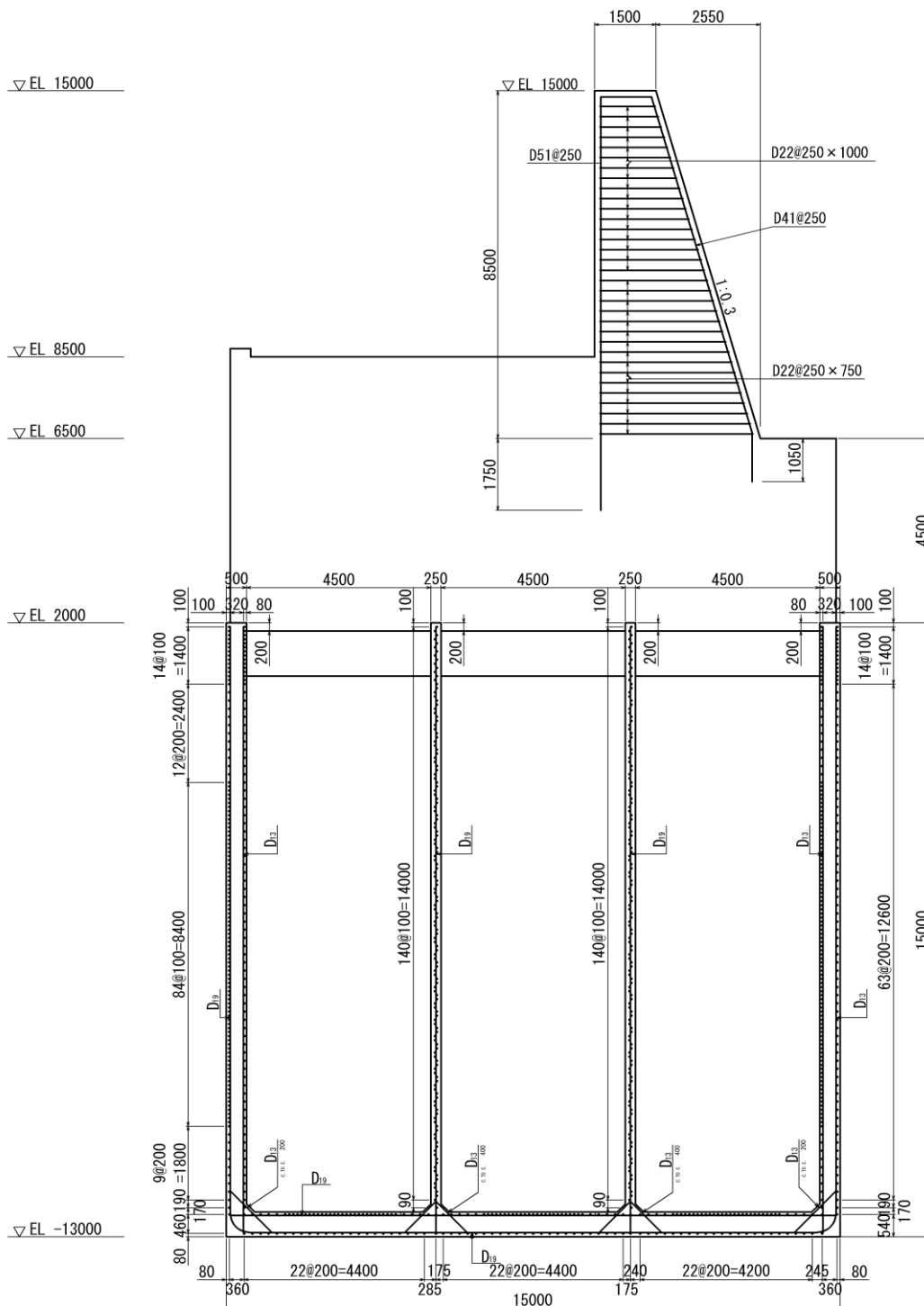


図 3.2.1-10(4) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図
(④-④断面)

(単位：mm)

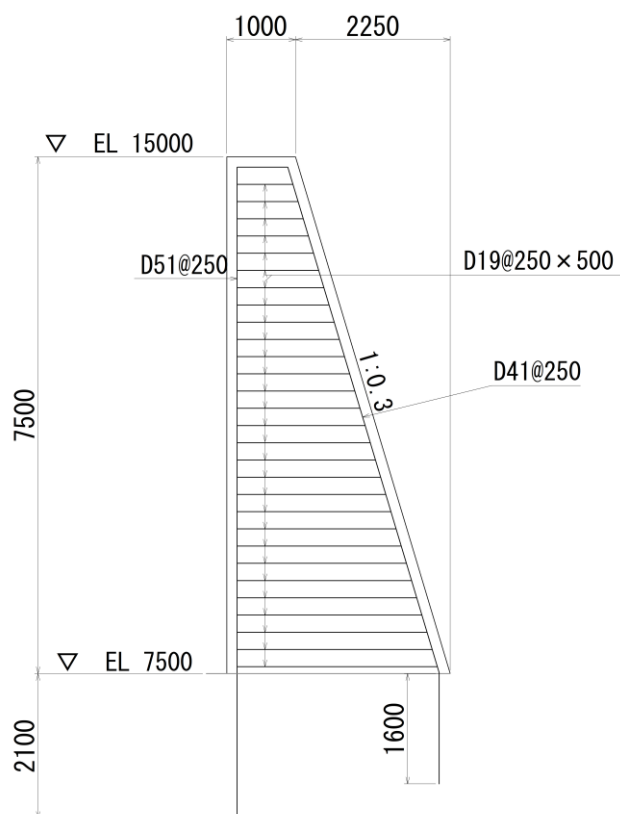
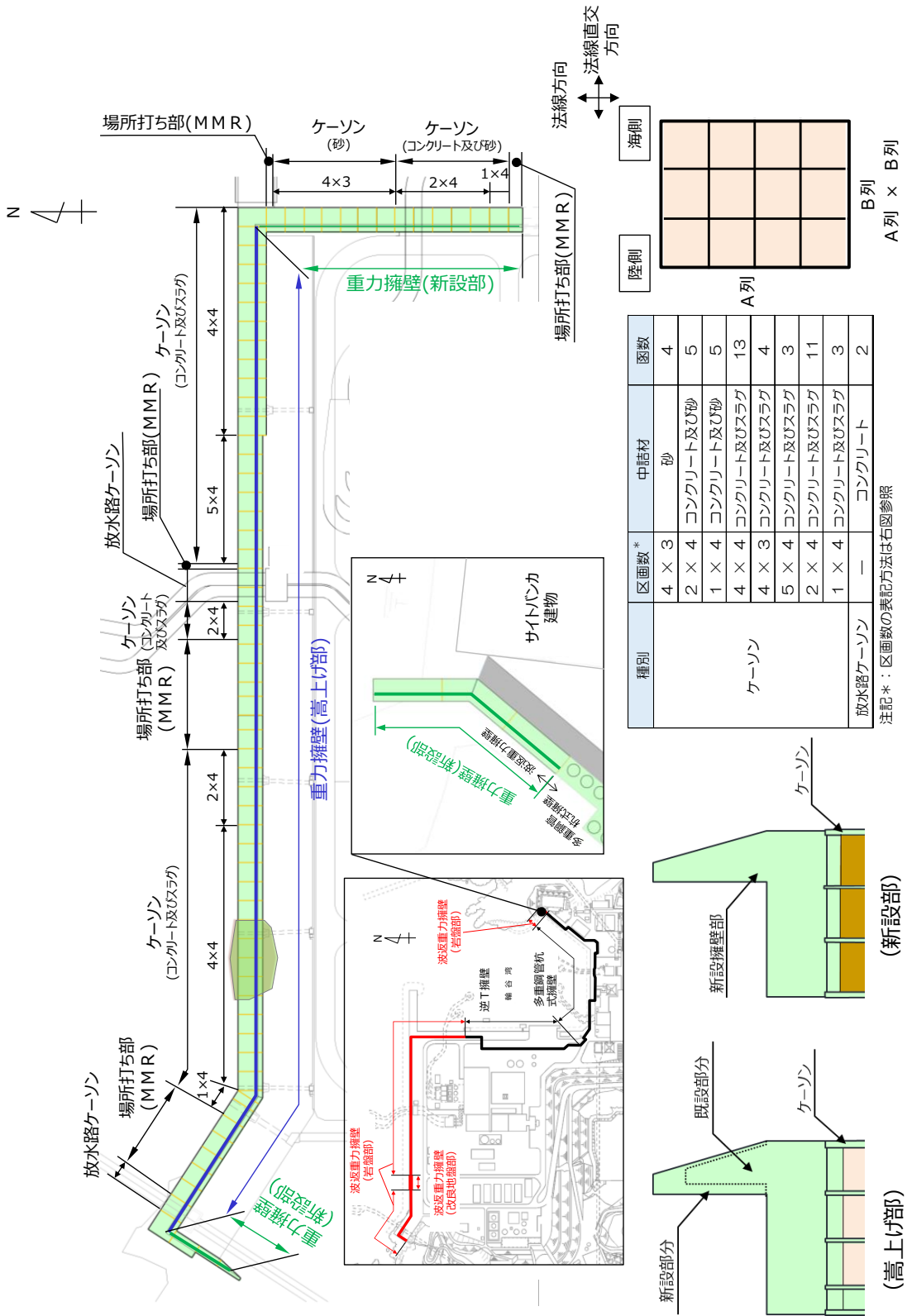


図 3.2.1-10(5) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（⑤-⑤断面）



ケーソン種別一覽及び区画数イメージ図

重力擁壁構造図

図 3.2.1-11 防波壁（波返重力擁壁）における重力擁壁の構造種別

3.2.2 評価対象部位

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

(1) 施設・地盤の健全性評価

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

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

(2) 施設の変形性評価

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

(3) 基礎地盤の支持性能評価

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

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

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

敷地高以深では「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月一部改訂）」に基づき、谷本式により、ケーソン前面における津波高さ^②を考慮し、津波高さ^③と静水面の標高の 1/2 倍を入射津波高さ^④と定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍を考慮して算定する。津波時及び重畳時の遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

(②-②断面及び③-③断面, 津波時, 敷地高以上)

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

(④-④断面, 津波時, 敷地高以上)

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

(⑤-⑤断面, 津波時, 敷地高以上)

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

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 津波時, 敷地高以深)

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

(②-②断面, ③-③断面及び④-④断面, 重畳時)

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

(3) 余震荷重 (K S d)

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

(4) 衝突荷重 (P c)

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

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重
 (「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料
 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

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

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

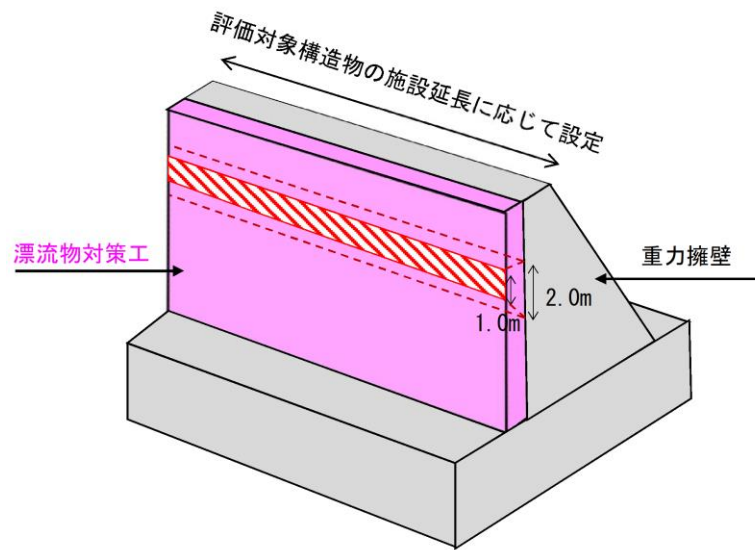


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

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

防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重を表 3.3.1-3 に，荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また，荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。なお，⑤-⑤断面については，漂流物対策工による荷重分散を考慮した衝突荷重 215kN/m²を上回る 405kN/m²を強度計算において考慮する。

- ・ ②-②断面（ブロック延長 9.99m）：4267kN(按分) ÷ 19.98m² ≒ 215kN/m²
- ・ ③-③断面（ブロック延長 7.00m）：3150kN ÷ 14.0m² ≒ 225kN/m²
- ・ ④-④断面（ブロック延長 8.97m）：3847kN(按分) ÷ 17.94m² ≒ 215kN/m²
- ・ ⑤-⑤断面（ブロック延長 10.00m）：4300kN ÷ 20m² ≒ 215kN/m²

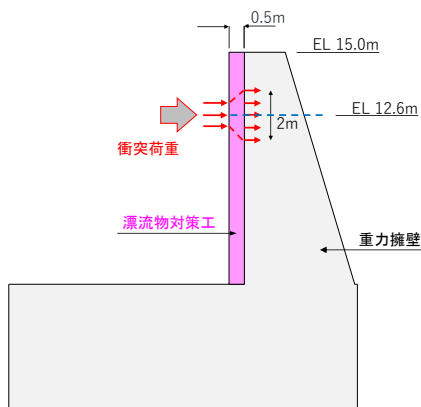


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

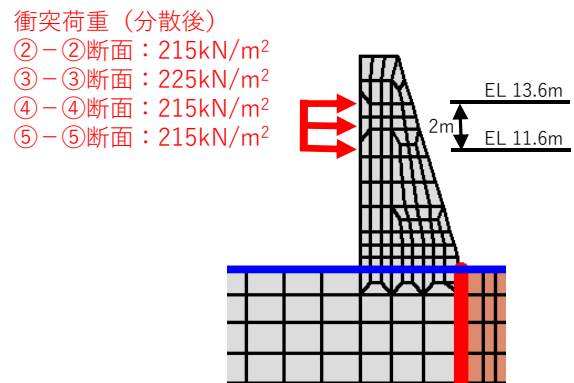


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

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

注記*：按分した衝突荷重

(5) 風荷重 (Pk)

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設計基準風速 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・同施行令」に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(6) 積雪荷重 (Ps)

積雪荷重は、発電所に最も近い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 を考慮した値を基本とし、積雪量 1 cm ごとに 20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

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

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

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

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

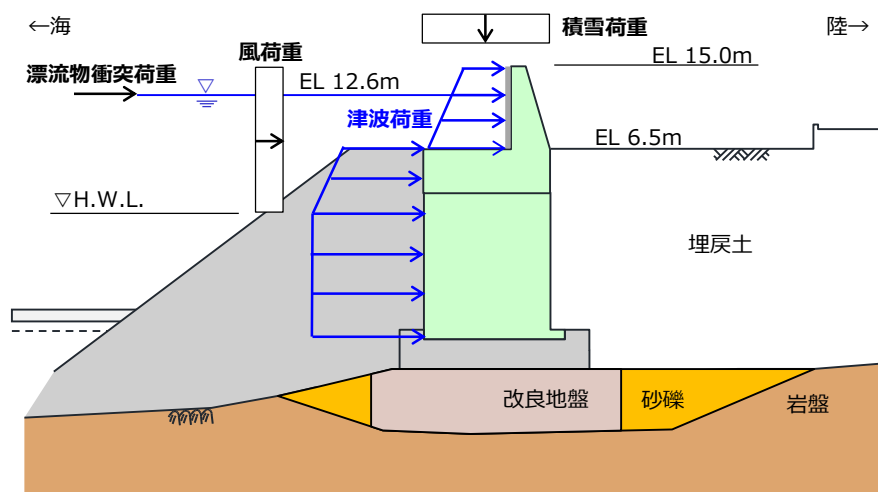


図 3.3.2-1 防波壁（波返重力擁壁）（ケーソン設置部）の荷重作用図（津波時）

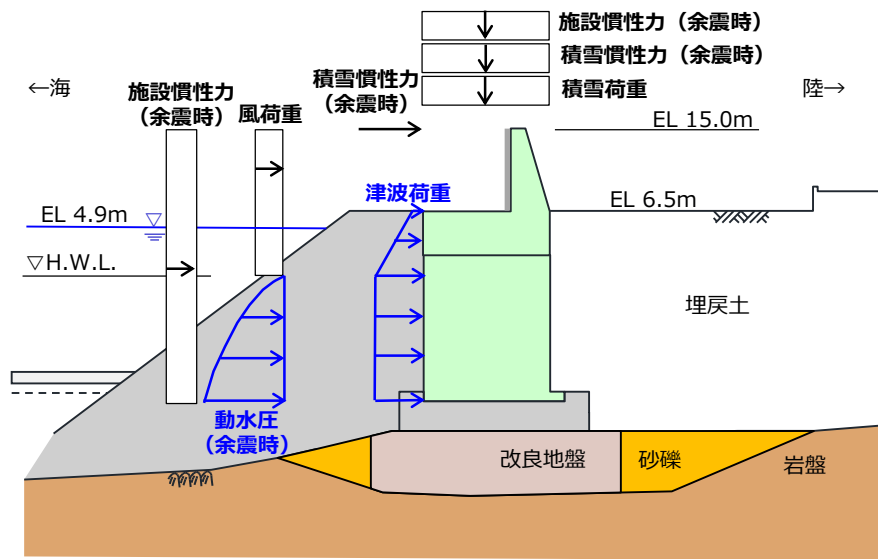
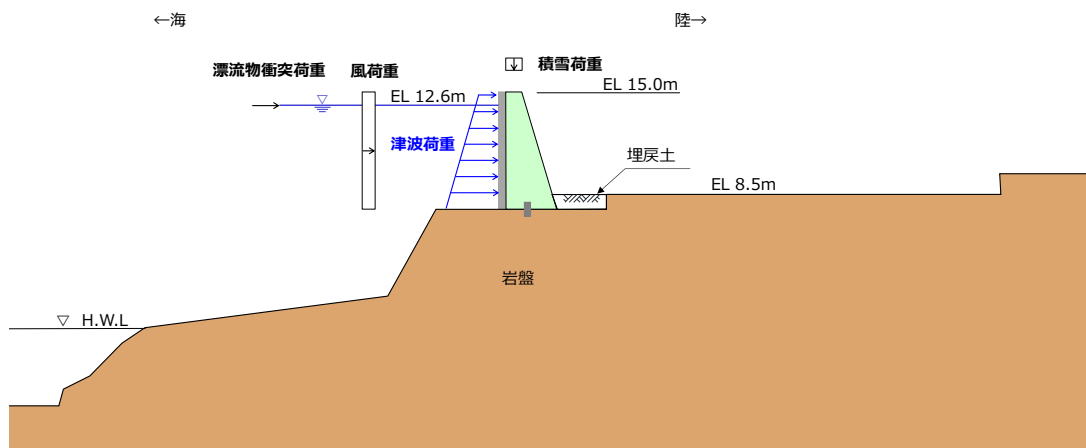


図 3.3.2-2 防波壁（波返重力擁壁）（ケーソン設置部）の荷重作用図（重畳時）



注：重畳時は敷地高 EL 8.5m を超えない。

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

3.4 許容限界

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

3.4.1 重力擁壁

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

表 3.4.1-1 重力擁壁の許容限界

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

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

*2：④－④断面及び⑤－⑤断面の評価に用いる。

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

*4：設計基準強度 21N/mm² 及び 24N/mm² の各々の許容せん断応力度を用い、評価断面の面積按分により算定

3.4.2 ケーソン

(1) ②-②断面及び④-④断面

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

せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点の許容せん断応力度（面内）を許容限界とし、（式 1）に基づき設定する。

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

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

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

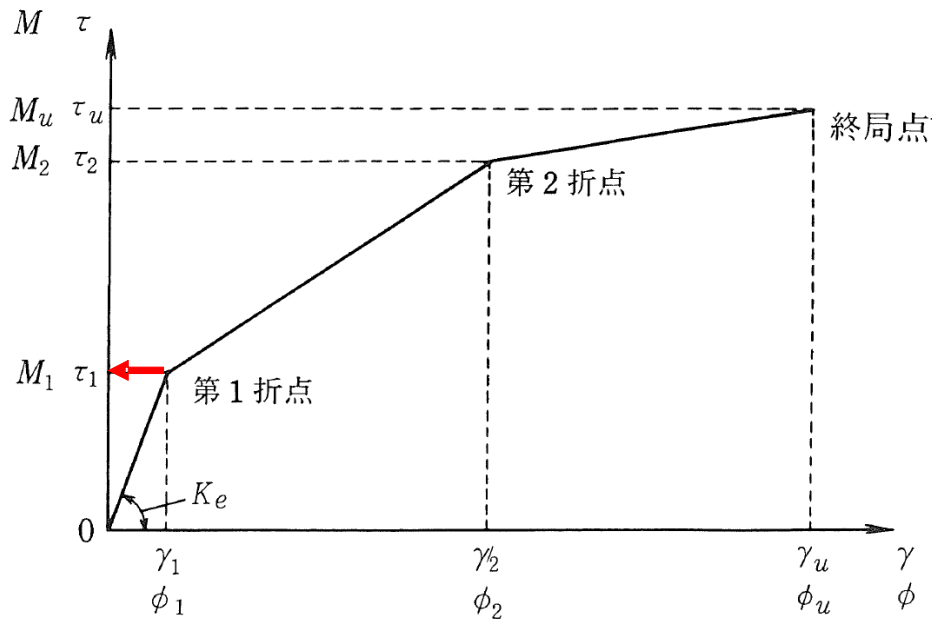


図 3.4.2-1 せん断破壊（面内）に対する許容限界
 （「J E A G 4 6 0 1 - 1987」に加筆）

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

ここに、

τ_1 : 許容せん断応力度（面内）(N/mm²)

F_c : 設計基準強度(N/mm²)

σ_v : 鉛直方向軸応力度(N/mm²)

(2) ③-③断面

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

表 3.4.2-2 放水路ケーソンの許容限界（圧縮応力度及びせん断応力度）

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
	許容せん断応力度（面外） τ_{a1}	0.45	0.67

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

表 3.4.2-3 放水路ケーソンの許容限界（引張強度）

種別	（引張）材料強度 (N/mm ²)	
コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	引張強度 f _{tk} *	1.91

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

3.4.3 H形鋼

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

表 3.4.3-1 H形鋼の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	H形鋼 (SM490)	許容せん断応力度 τ_{Ha}	105

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

3.4.4 MMR

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

表 3.4.4-1 MMRの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

3.4.5 改良地盤⑥

改良地盤⑥の許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）」を準拠し，すべり安全率とする。表3.4.5-1に改良地盤⑥の許容限界を示す。

表 3.4.5-1 改良地盤⑥の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

3.4.6 止水目地

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

表 3.4.6-1 止水目地（シートジョイント）の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1936

3.4.7 基礎地盤

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

基礎地盤の許容限界を表 3.4.7-1 に示す。

表 3.4.7-1 基礎地盤の許容限界

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

4. 2次元有限要素法

4.1 評価方法

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

4.1.1 津波時

(1) 解析方法

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

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

a. 応力解析手法

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

応力解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

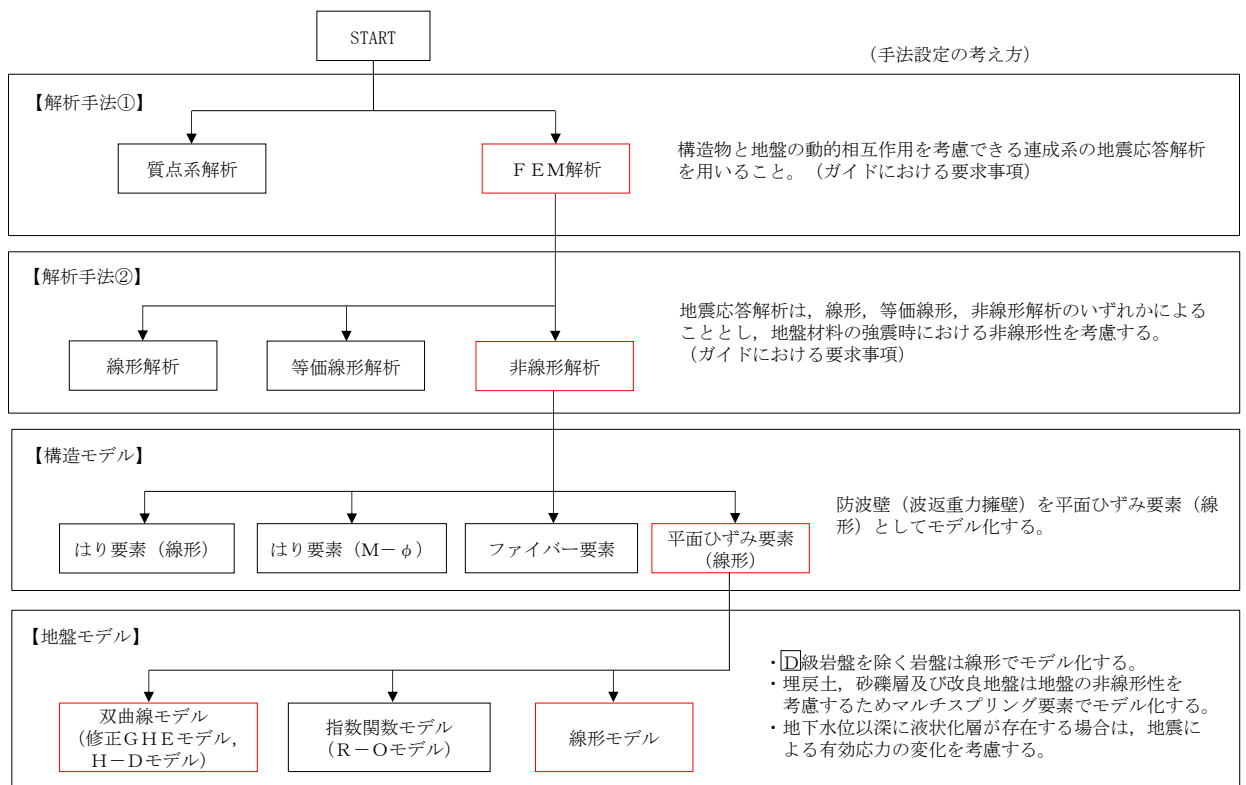


図 4.1.1-1 応力解析手法の選定フロー

b. 施設

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

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

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

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

漂流物対策工は重力擁壁、④－④断面については重力擁壁に加えケーソンに固定して設置することから、漂流物対策工設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

c. 地盤物性のばらつき

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

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

津波時評価における応力解析の解析ケースの地盤物性を表4.1.1-1に示す。

表 4.1.1-1 津波時評価における応力解析の解析ケースの地盤物性

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

d. 解析ケースの選定

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

津波時評価における応力解析の解析ケースを表 4.1.1-2 に示す。

表 4.1.1-2 津波時評価における応力解析の解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 解析モデル及び諸元

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

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

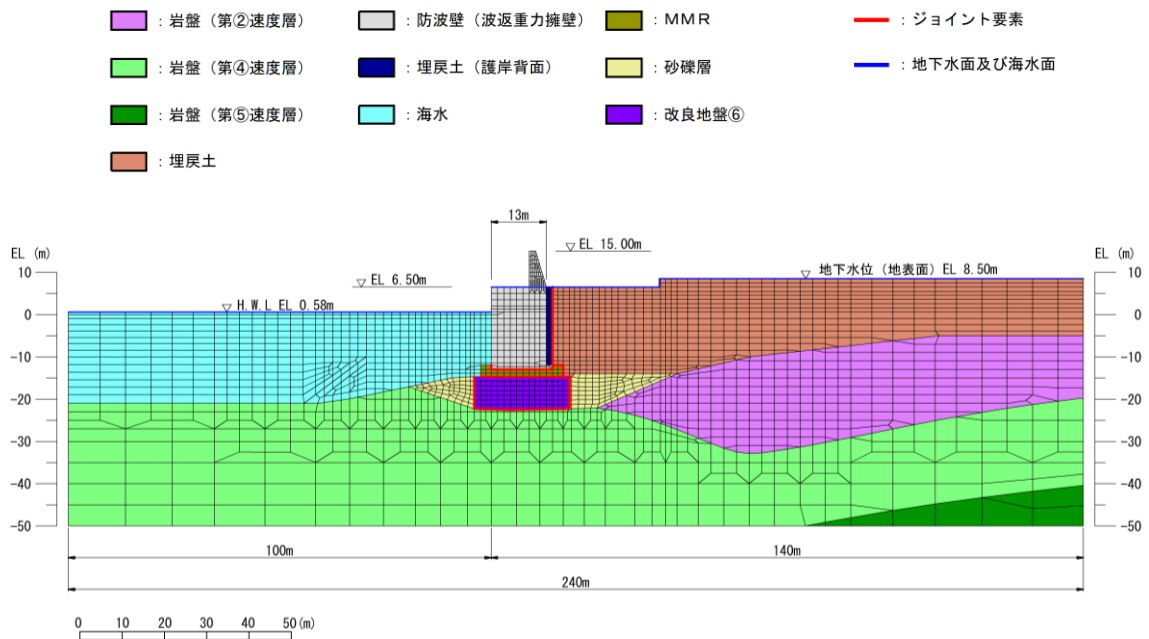


図 4.1.1-2 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (②-②断面)

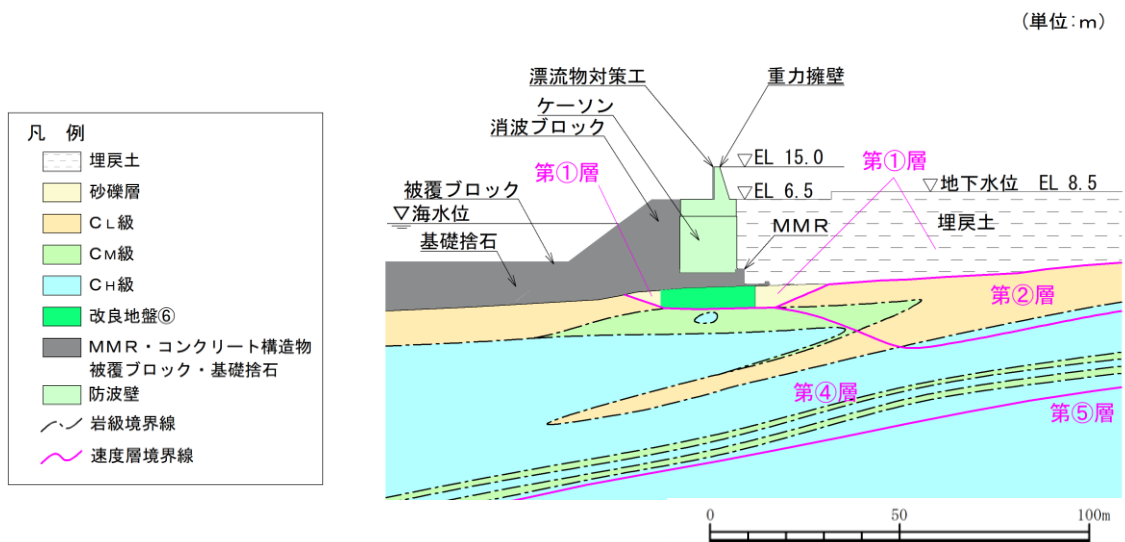


図 4.1.1-3 地質断面図 (②-②断面)

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

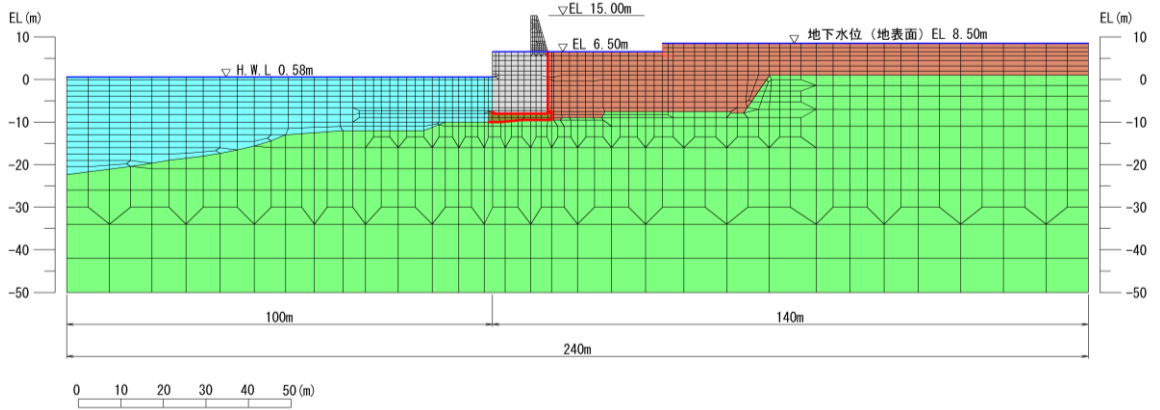


図 4.1.1-4 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (③-③断面)

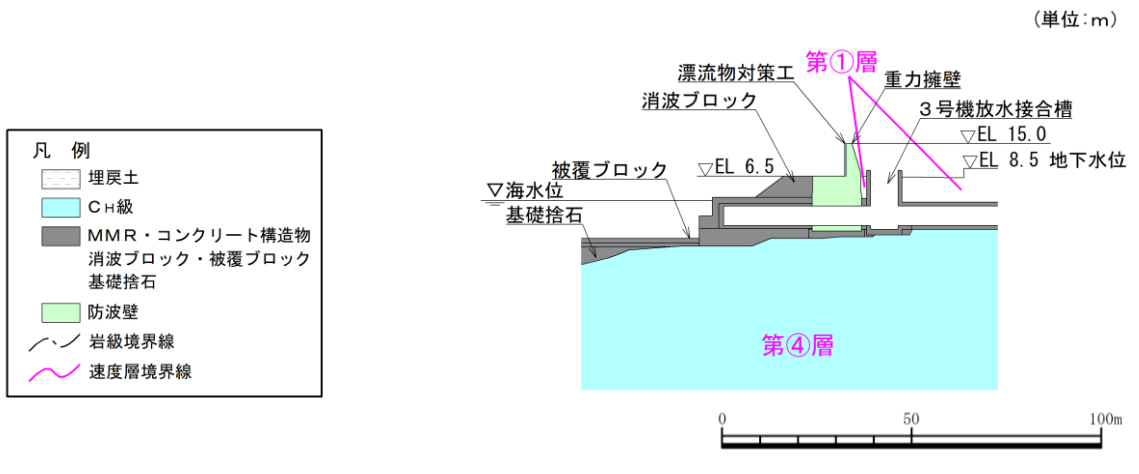


図 4.1.1-5 地質断面図 (③-③断面)

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

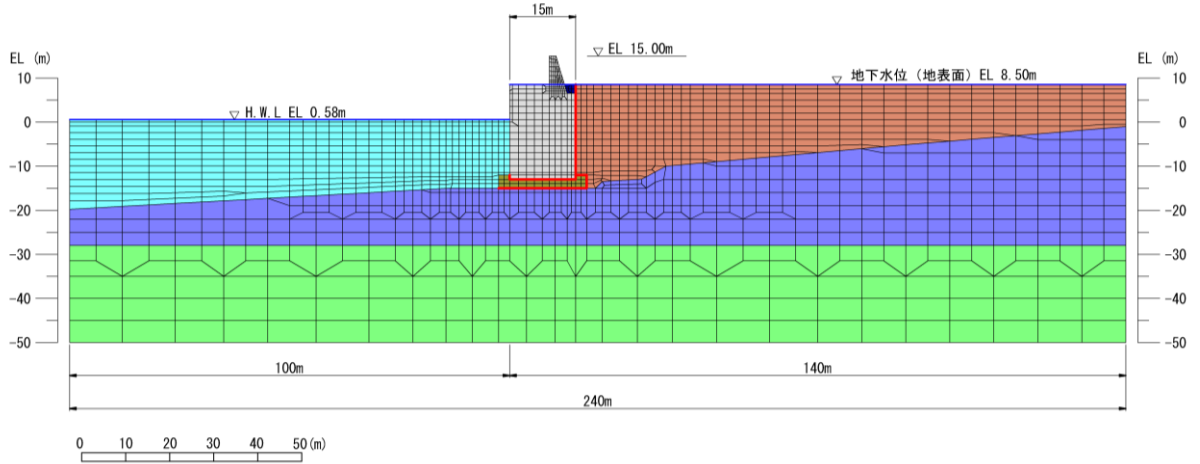


図 4.1.1-6 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (④-④断面)

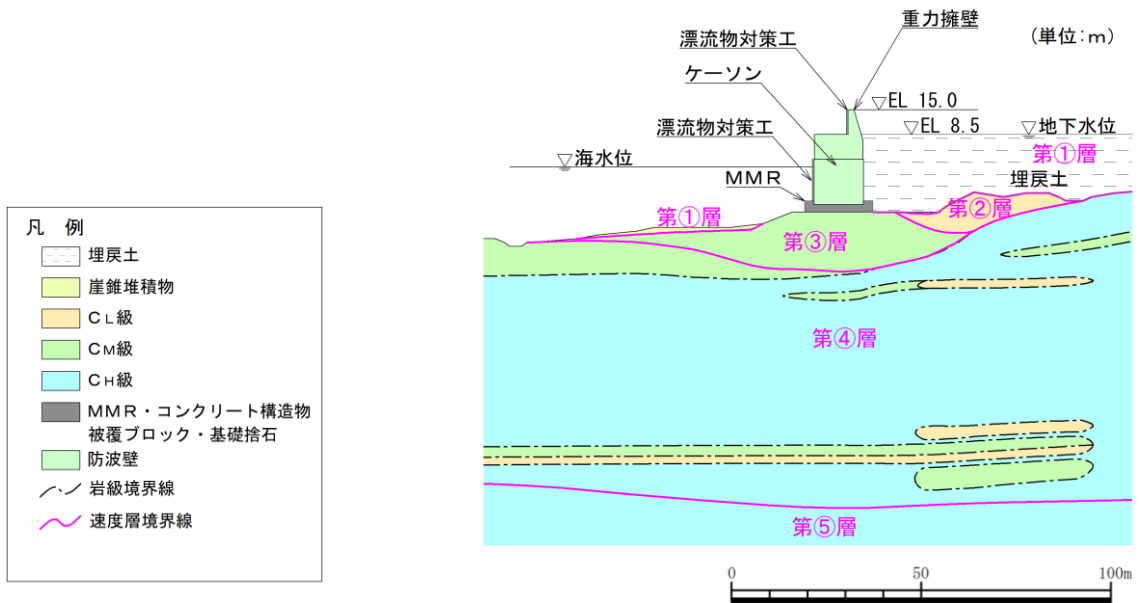


図 4.1.1-7 地質断面図 (④-④断面)

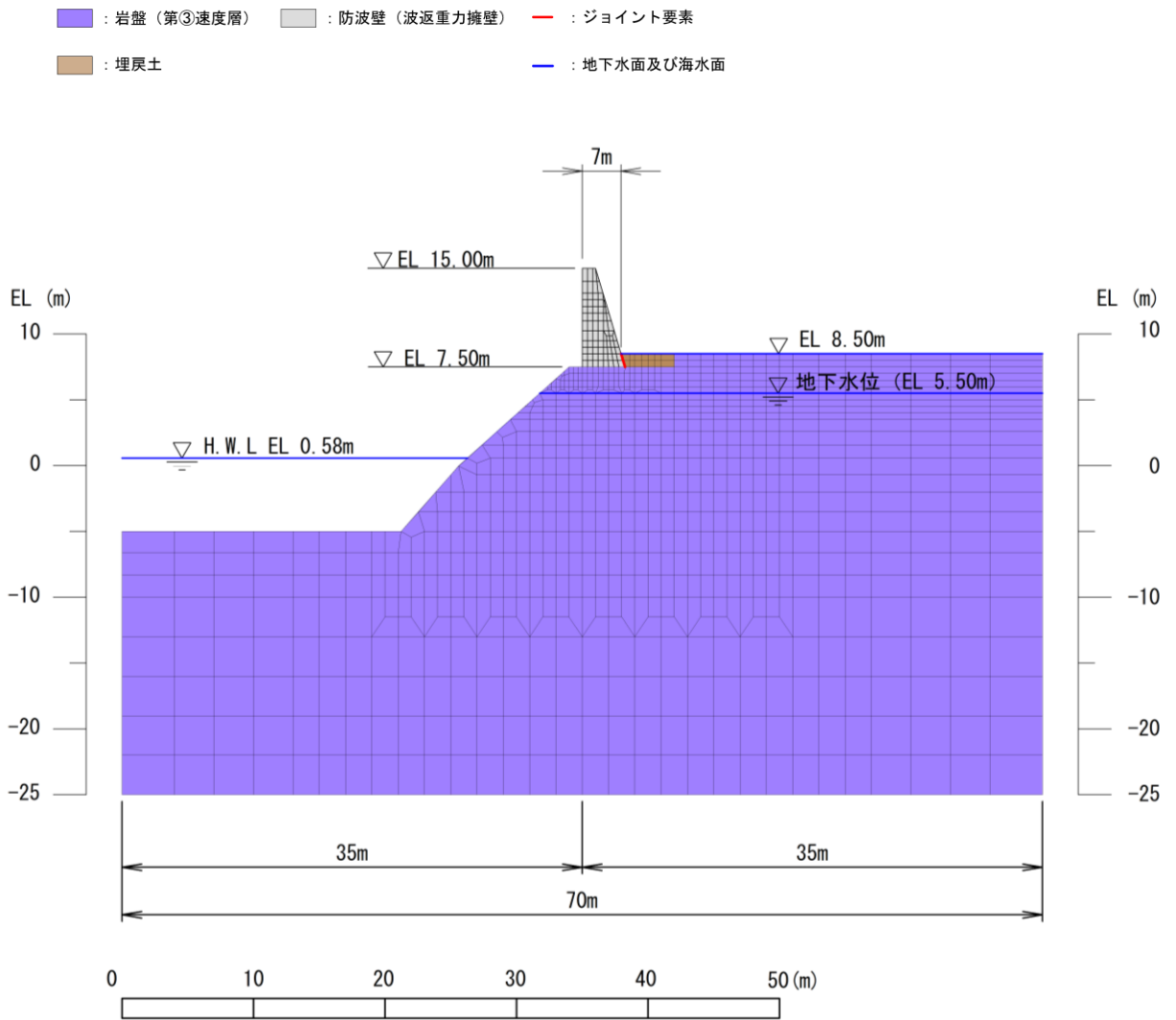


図 4.1.1-8 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (⑤-⑤断面)

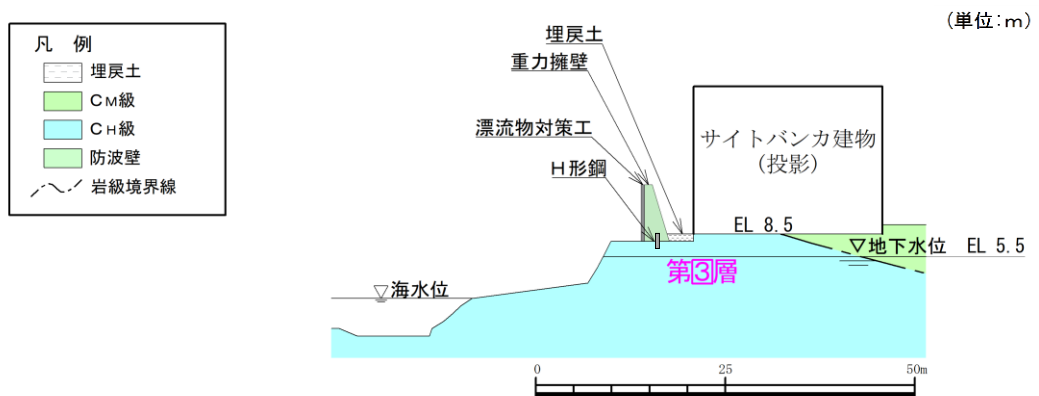


図 4.1.1-9 地質断面図 (⑤-⑤断面)

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

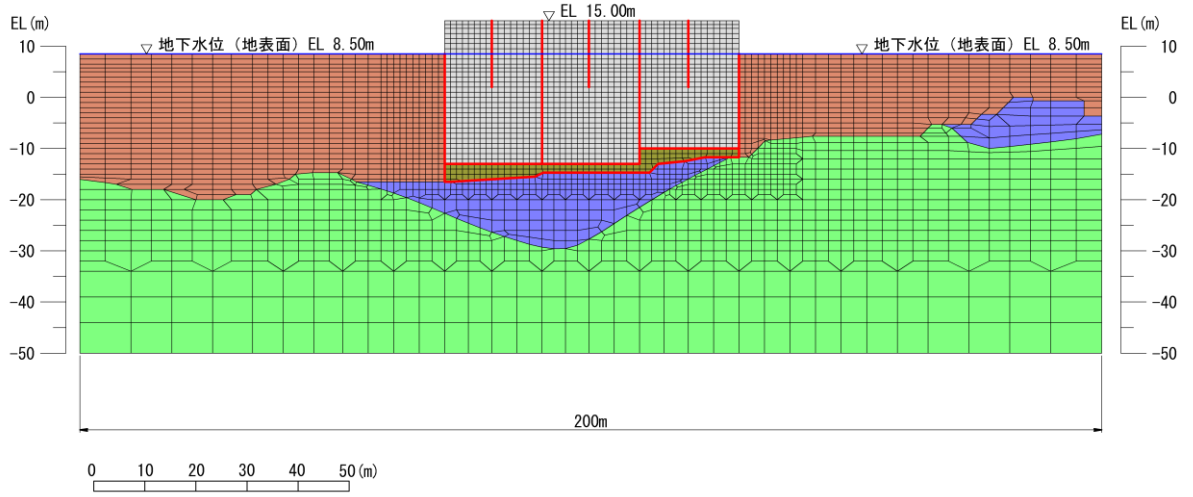


図 4.1.1-10 防波壁 (波返重力擁壁) の解析モデル (⑦-⑦断面)

a. 解析領域

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

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

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

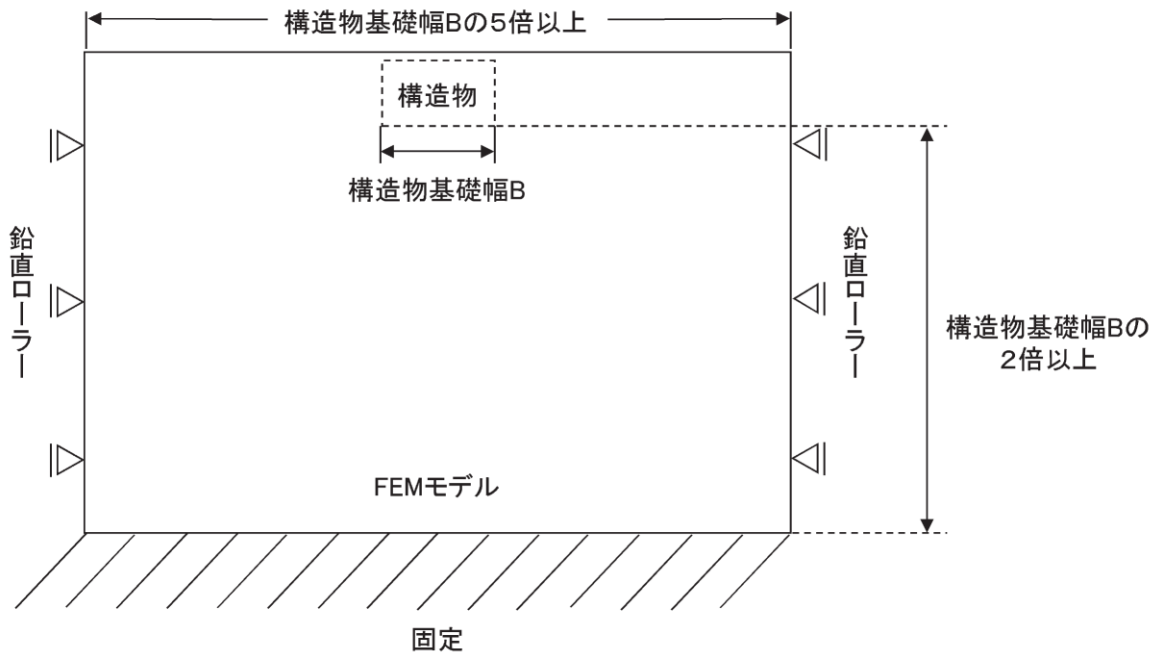


図 4.1.1-11 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 応力解析時

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

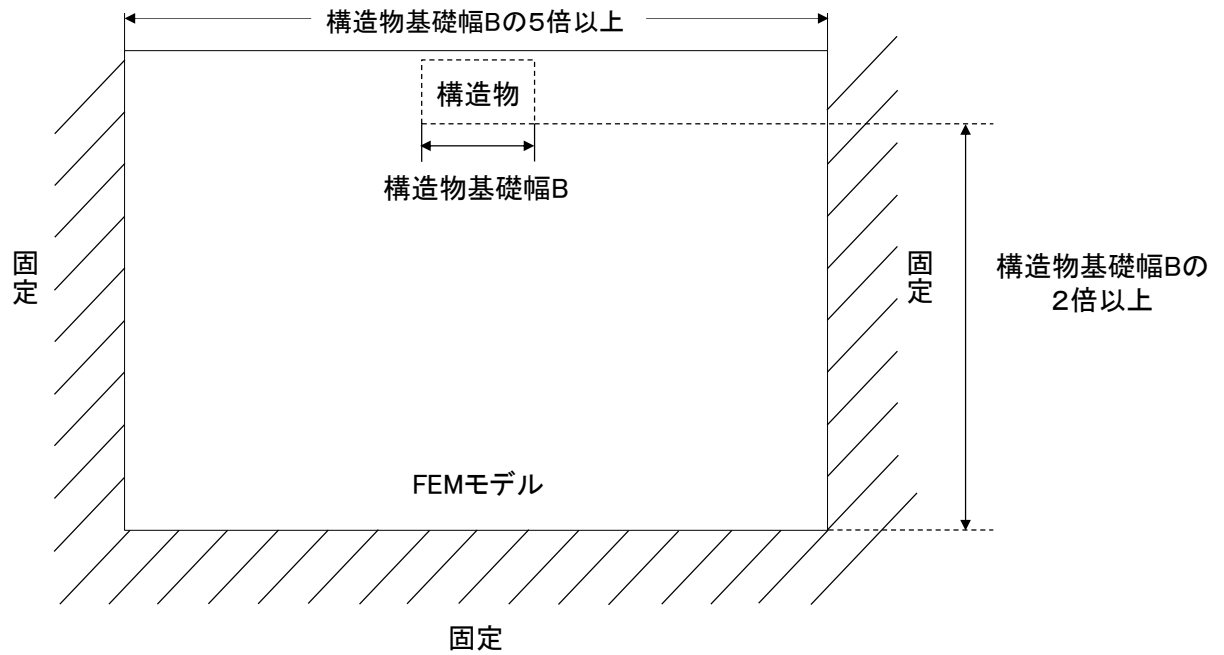


図4.1.1-12 津波時の2次元有限要素法における境界条件の概念図

c. 建造物のモデル化

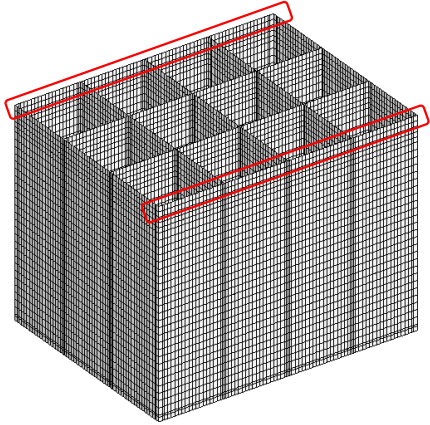
(a) 重力擁壁

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

(b) ケーソン

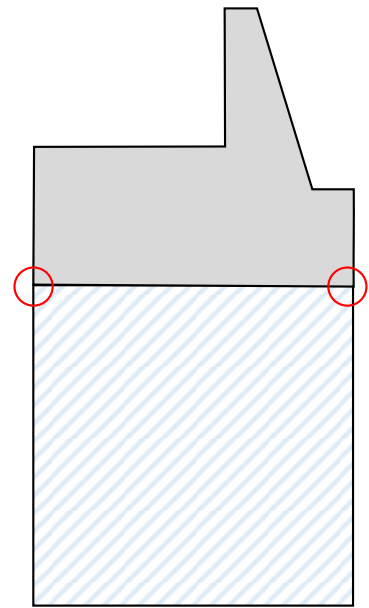
防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。ただし、ケーソンは側壁及び隔壁を有する箱型形状であることから、解析モデルの平面ひずみ要素の設定については、3次元構造解析により側壁及び隔壁の影響を考慮した等価な剛性となるように調整して設定を行う。ケーソンの等価剛性の調整手順を以下に示す。


3次元構造解析モデルのケーソンに水平荷重として単位荷重（100kN/m²）を作用させ、ケーソン上端の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。次に、地震応答解析モデルにおいて、ケーソンに同じ単位荷重を作用させ、ケーソン上端における変位が、3次元構造解析モデルで算定したケーソン上端の水平変位と等しくなるようにケーソンの弾性係数を設定する。3次元構造解析モデルと2次元有限要素法の解析モデルの水平変位比較位置を図4.1.1-13に、剛性調整方法を図4.1.1-14に、剛性調整結果を表4.1.1-3に示す。なお、単位荷重を載荷させる3次元構造解析モデル及び2次元有限要素法の解析モデルの底面の境界条件は、建造物の変位に着目するため固定境界としている。



注記*：重力擁壁を非表示

3次元構造解析モデル



：剛性調整範囲（ケーソン）

2次元有限要素法の解析モデル


：変位量着目位置

図 4.1.1-13 解析モデル水平変位比較位置図

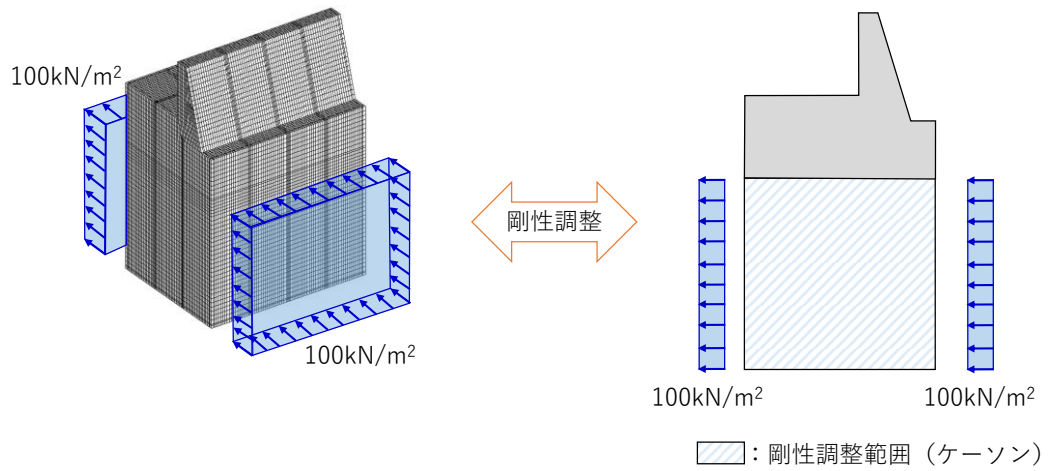


図 4.1.1-14 剛性調整方法図

表 4.1.1-3 剛性調整結果一覧

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

注記* : ③-③断面は貫通部のみ上記の剛性とする。

貫通部以外はコンクリートの剛性 (2.5×10^7 (kN/m²))
を設定する。

d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

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

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

(3) 壁体のとり方

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

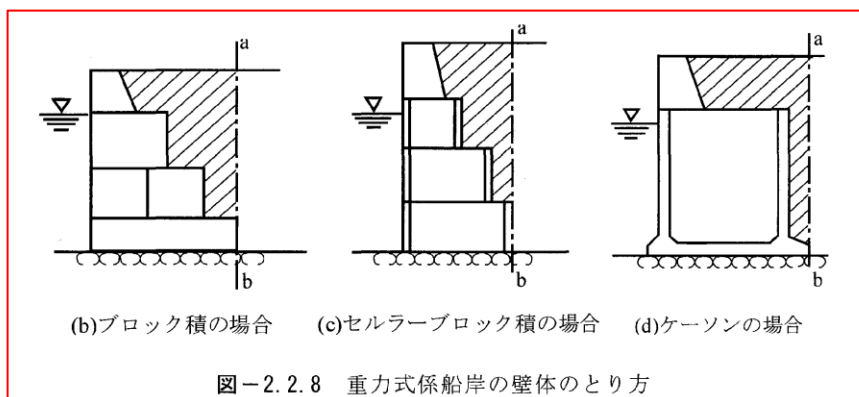


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

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

e. ジョイント要素の設定

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

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

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

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

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

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 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 4.1.1-17 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、「港湾基準」（図 4.1.1-18 及び図 4.1.1-19 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

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

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

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

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

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

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

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

よって、

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

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる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_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

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

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

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

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

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

9 摩擦係数

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

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

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

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

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

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

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

(8) セルラーブロックの性能照査

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

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_f \geq \gamma_a (dP_H + eP_w + gP_{aw} + hP_d) \quad (2.2.19)$$

ここに、

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

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

$$M_{fd} = \gamma_{M_f} M_{fi} \quad (2.2.20)$$

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

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

③ 部分係数の値

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

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

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

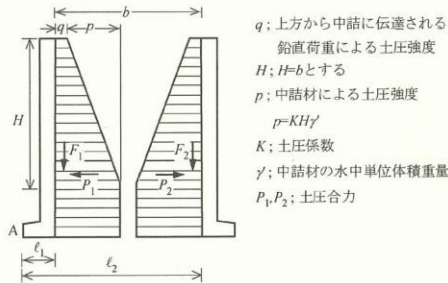


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

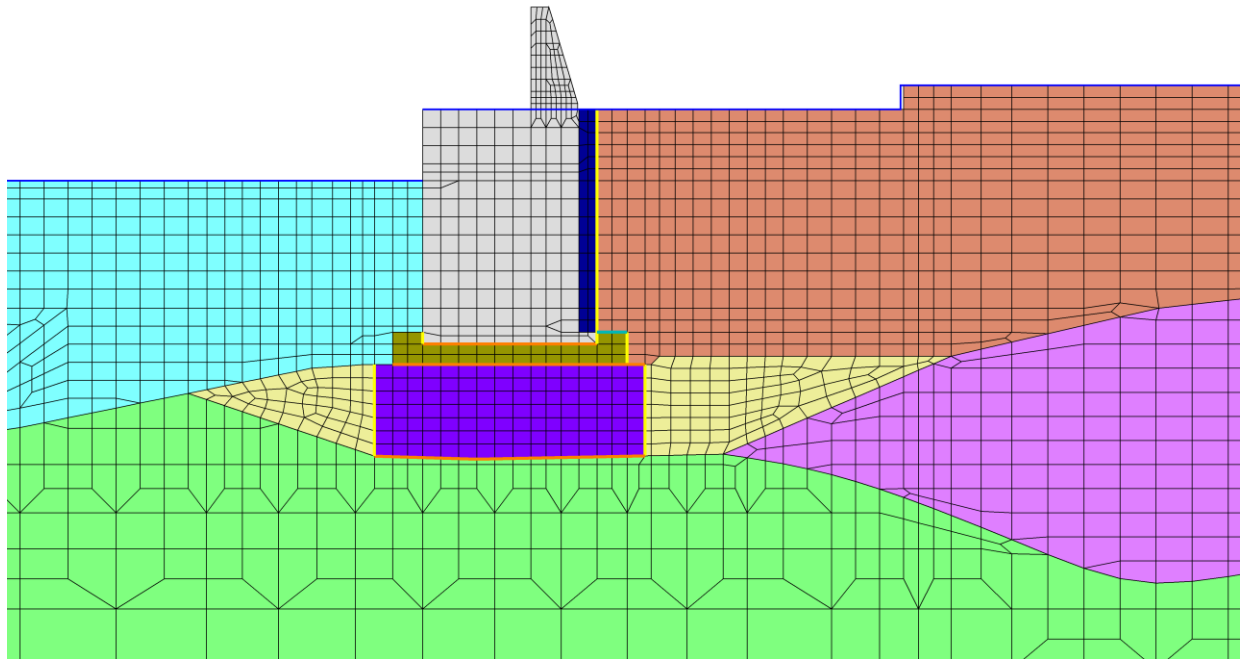
- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

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

表 4.1.1-4 ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm 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	埋戻土 (護岸背面)	0	15.00	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し, c=0, φ=15° と設定
			MMR			
			防波壁 (波返重力擁壁)			
		防波壁 (波返重力擁壁)	MMR			
	砂礫層	改良地盤⑥				
	境界 2	防波壁 (波返重力擁壁)	埋戻土	0	22.00	構造物と土の接触する埋戻土より, c=0, φ=22° と設定
	境界 3	防波壁 (波返重力擁壁)	防波壁 (波返重力擁壁)	0	0	目地部であるため, 保守的にゼロに設定
			MMR			
水平方向	境界 4	MMR	防波壁 (波返重力擁壁)	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため, 「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より, φ=tan ⁻¹ (μ) ≒ 26.57°
			改良地盤⑥			
			岩盤 (第③速度層)			
			岩盤 (第④速度層)			
		改良地盤⑥	埋戻土			
	岩盤 (第④速度層)					
	境界 5	埋戻土	MMR	0	30.96	「礫とコンクリート」の静止摩擦係数 (μ=0.60) より, φ=tan ⁻¹ (μ) ≒ 30.96°

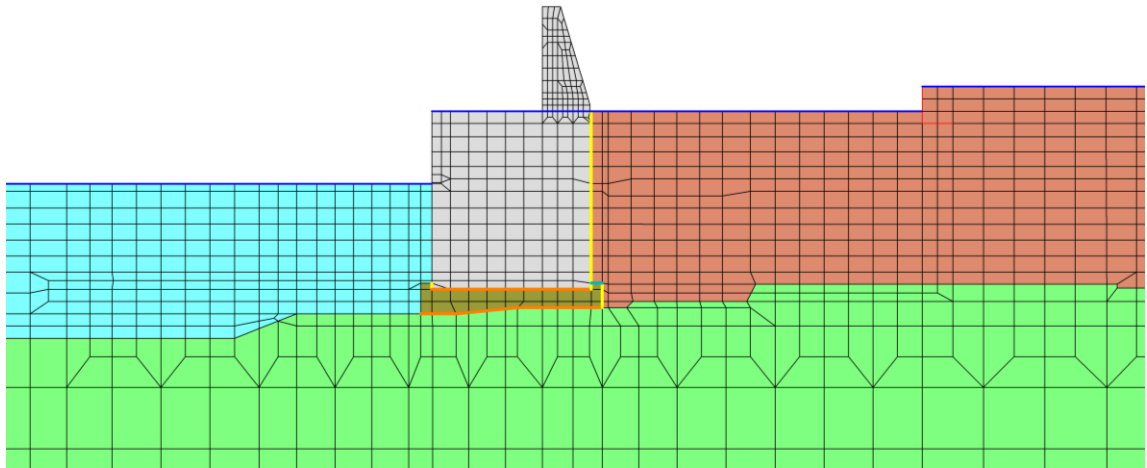
- : 岩盤 (第②速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
 - : 埋戻土 (護岸背面)
- : 海水
 - : MMR
 - : 砂礫層
 - : 改良地盤⑥
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.1-20(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図

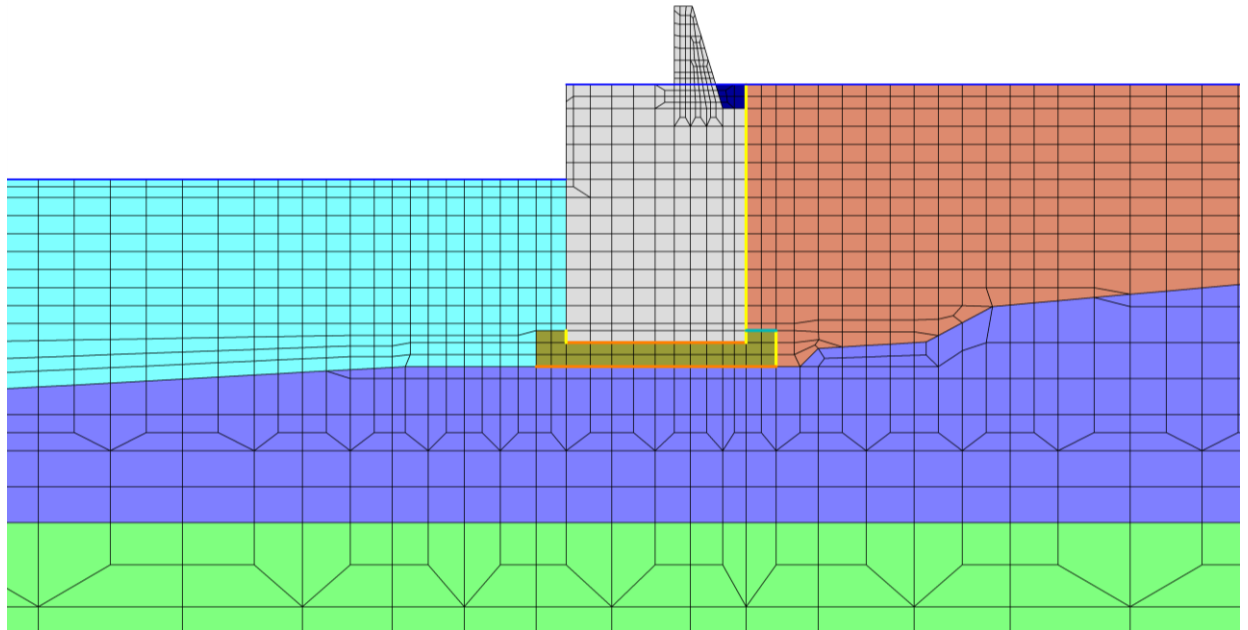
- : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : MMR
 - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 4	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 4.1.1-20(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図

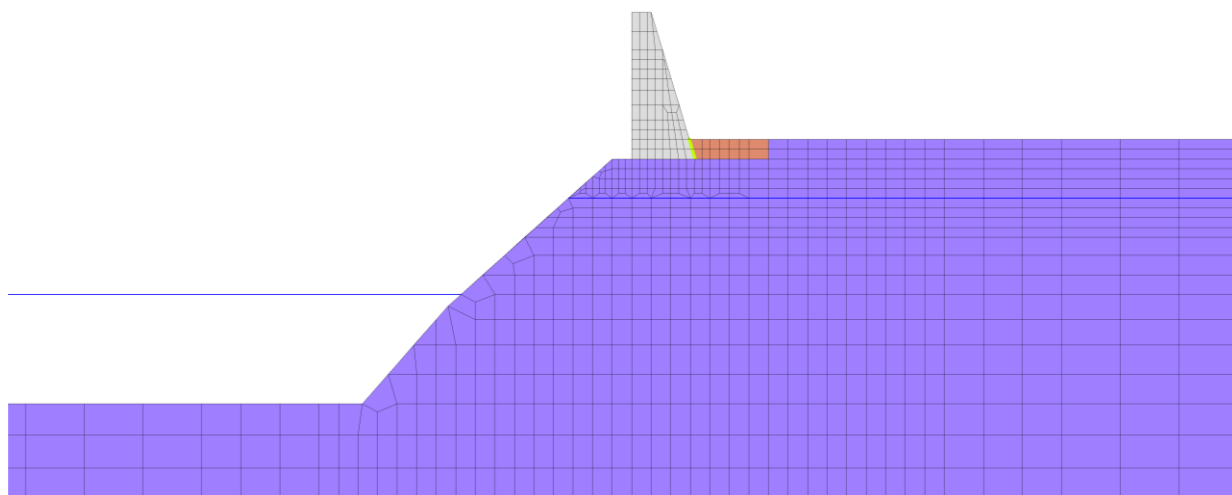
- : 岩盤 (第③速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 埋戻土 (護岸背面)
 - : MMR
 - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.1-20(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

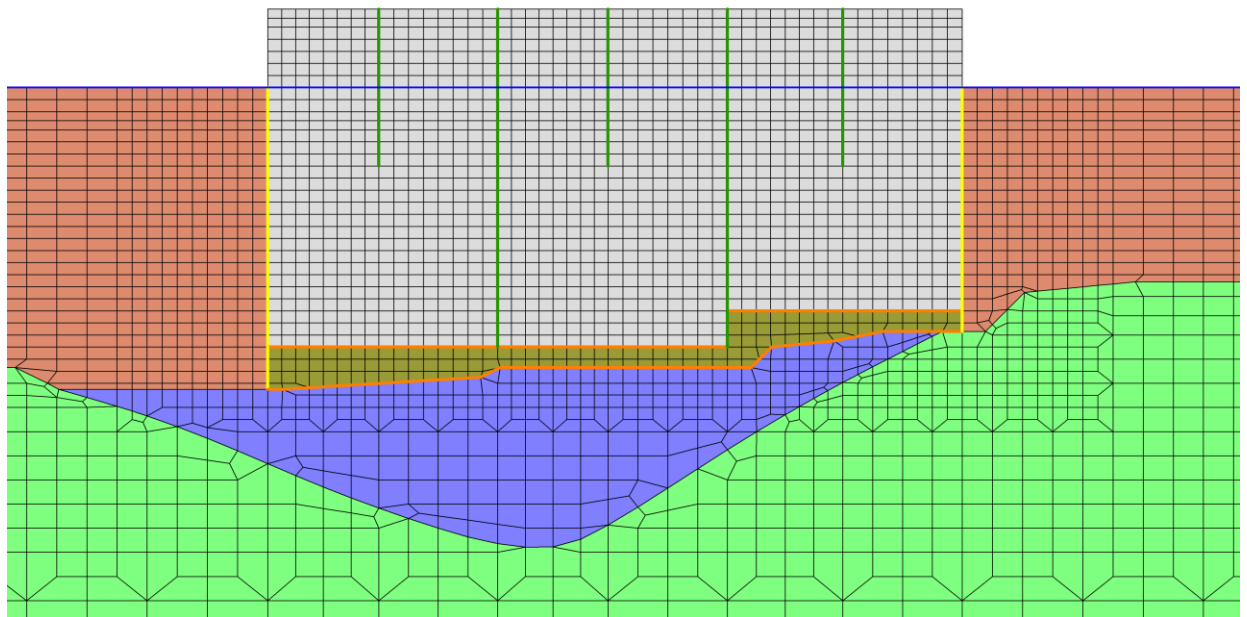
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : ジョイント要素 (境界 2)
- : 埋戻土
- : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.1-20(4) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

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



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

図 4.1.1-20(5) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

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

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.1.1-21 に示す。

表 4.1.1-5 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^2)	圧縮剛性 k_n (kN/m^2)
境界 1, 2, 4, 5	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 3	0*	1.0×10^6

注記*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

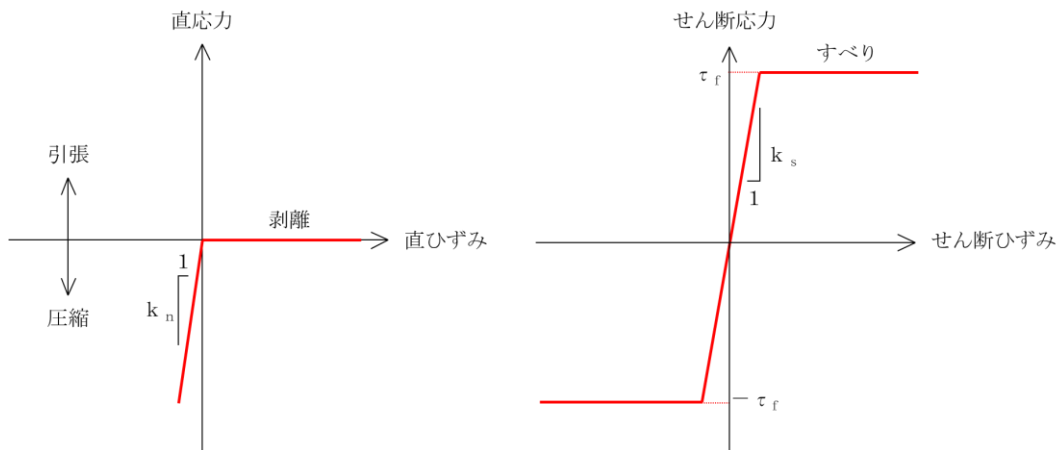


図 4.1.1-21 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

(a) 有効応力解析

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(b) 全応力解析

海水はモデル化しない。

(3) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 4.1.1-6 に、材料の物性値を表 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-6 使用材料

材料		仕様
コンクリート	重力擁壁 (基部コンクリート)	設計基準強度 18.0N/mm ²
	重力擁壁 (既設部分)	設計基準強度 21.0N/mm ²
	重力擁壁 (新設部分) ケーソン	設計基準強度 24.0N/mm ²
鉄筋		SD345
H形鋼		SM490

表 4.1.1-7 材料の物性値

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

注記*1：コンクリート標準示方書(2002)

*2：港湾基準

(4) 地盤の物性値

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

表 4.1.1-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

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

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

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

表 4.1.1-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤⑥）

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	360500
	基準平均有効拘束圧 ρ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	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)	1250
	内部摩擦角 ϕ' (°)	-

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

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

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数 2.5×10^4 N/mm² を設定

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

地盤	残留強度		引張強度 σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤⑥*	0.0	48.80	0.43
MMR	4.8	0.00	1.91

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

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

地盤	せん断強度 τ (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)
MMR	4.8	1.91

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

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

注記* : ⑤-⑤断面の岩盤の設定に用いる。

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

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

(5) 地下水位

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

表 4.1.1-14 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（波返重力擁壁） （②－②断面，③－③断面，④－④断面，⑦－⑦断面）	EL 8.5m*
防波壁（波返重力擁壁） （⑤－⑤断面）	EL 5.5m

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

(6) 評価方法

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

a. 重力擁壁

重力擁壁の評価は，曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度，曲げ引張応力度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。

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

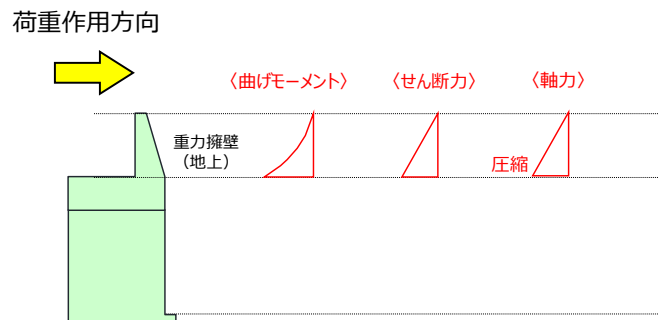


図 4.1.1-22 発生断面力イメージ図

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

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

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

ここに， σ_{yi} ：重力擁壁下端要素の垂直応力 (kN/m²)

τ_{xyi} ：重力擁壁下端要素のせん断応力 (kN/m²)

l_i ：重力擁壁下端要素の要素幅 (m)

L_i ：重力擁壁下端中心からのアーム長 (m)

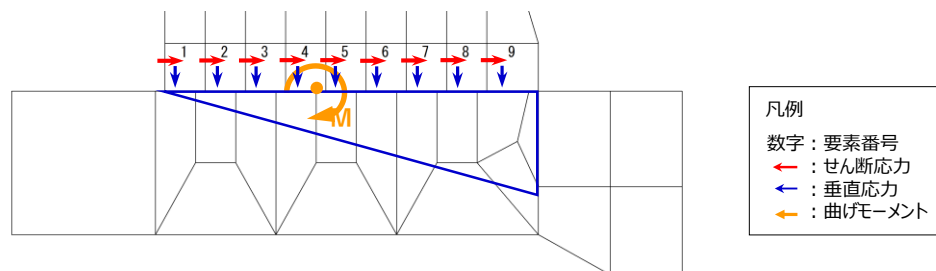


図 4.1.1-23 断面力算定の概念図 (例：②-②断面)

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

(a) 曲げ照査

コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

(b) せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

b. H形鋼

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

c. MMR

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

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

d. 改良地盤

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

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

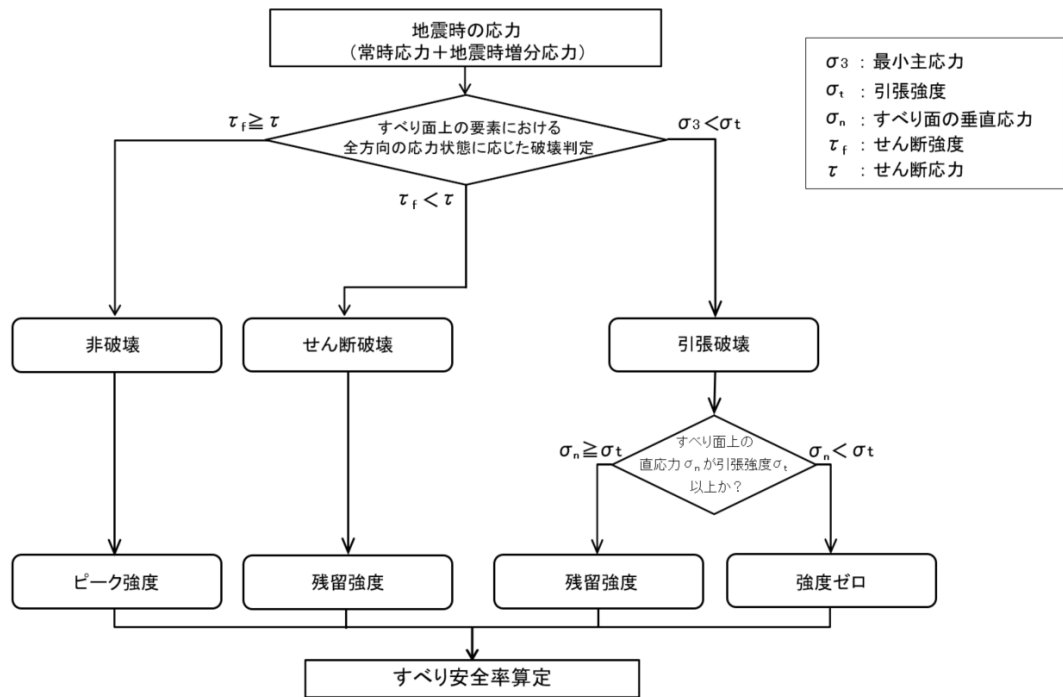


図 4.1.1-24 すべり安全率算定のフロー

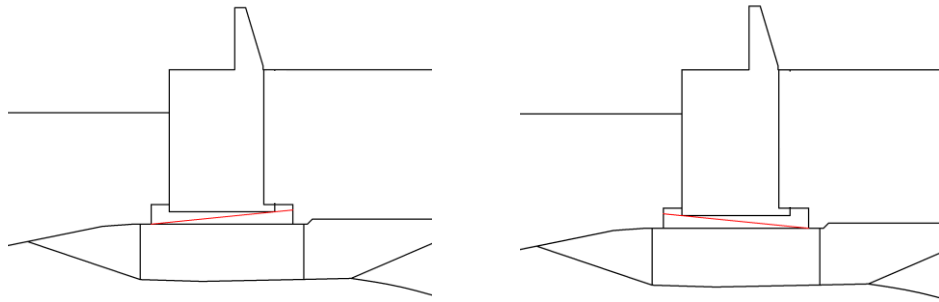


図 4.1.1-25(1) MMRの想定すべり線 (②-②断面)



図 4.1.1-25(2) MMRの想定すべり線 (③-③断面)



図 4.1.1-25(3) MMRの想定すべり線 (④-④断面)

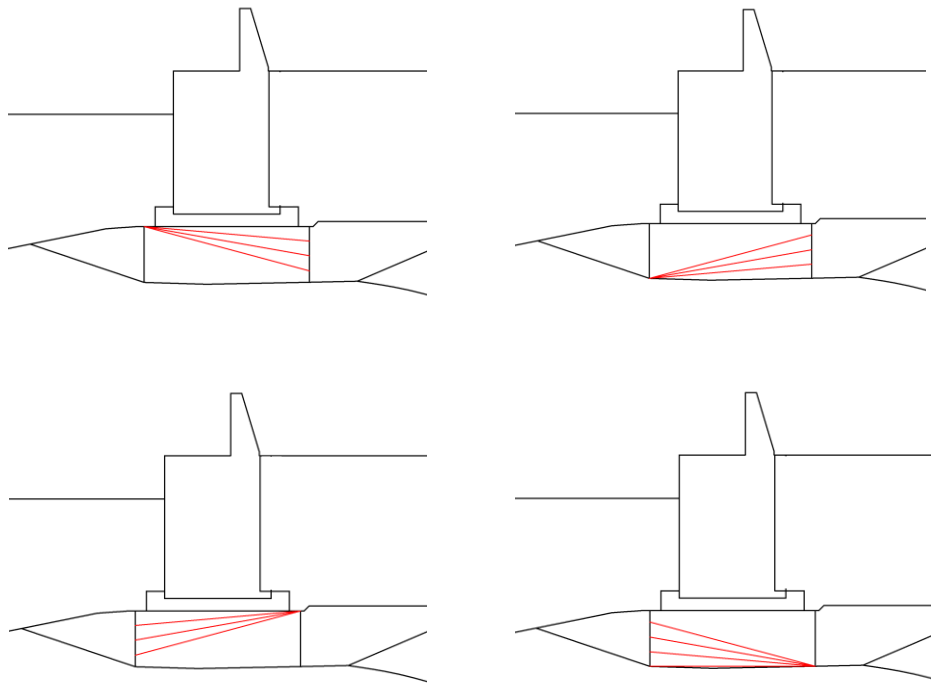


図 4.1.1-26 改良地盤⑥の想定すべり線 (②-②断面)

e. 止水目地

止水目地の津波時の変形性評価は、津波時の変位量が許容限界以下であることを確認する。

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

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

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

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

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

ここで、

δ_{x1} : x 方向（法線直交方向）の津波時の最大相対変位

δ_{z1} : z 方向（深度方向）の津波時の最大の相対変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、津波時の最大変位量とする。

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

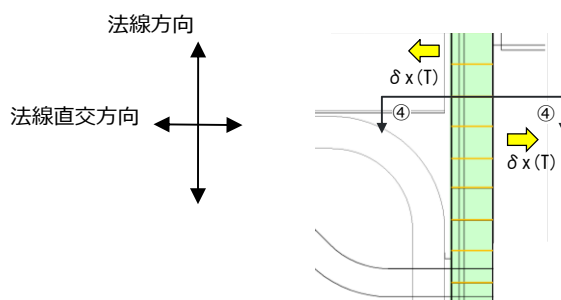


図 4.1.1-27 津波時の変位の概念図

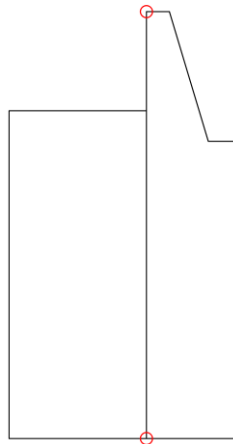


図 4.1.1-28 相対変位抽出位置

表 4.1.1-15 津波時に対する止水目地の変位量の算定方法

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

f. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、MMR、改良地盤⑥及び防波壁直下の岩盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.1.2 重畳時

(1) 解析方法

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

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

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

a. 地震応答解析手法

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

地震応答解析手法の選定フローを図4.1.2-1に示す。

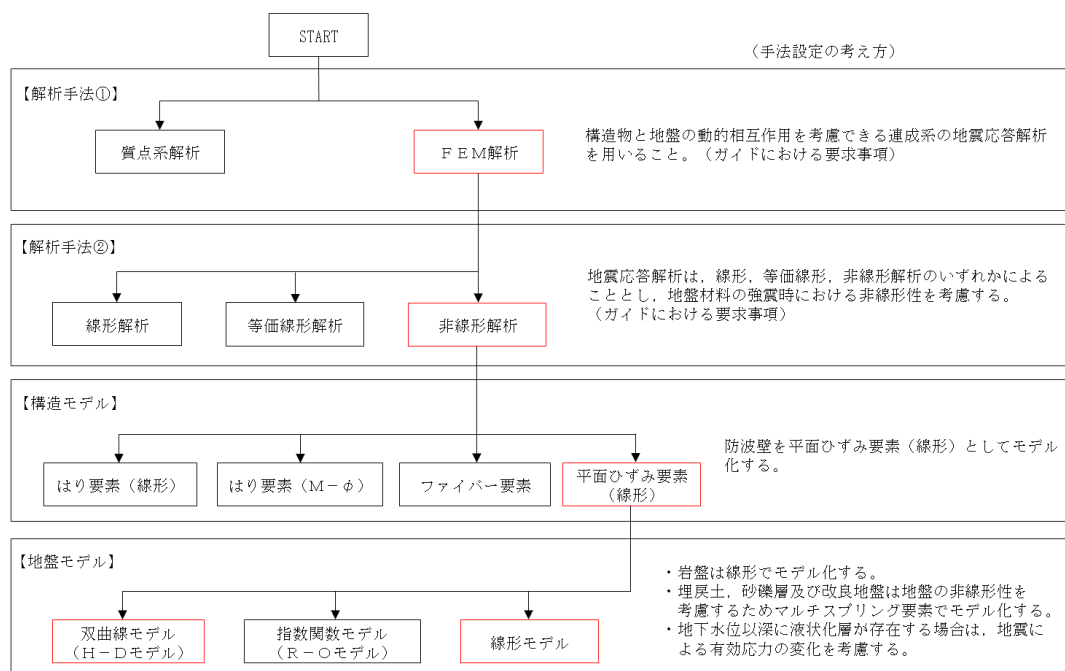


図 4.1.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

- b. 応答解析手法
津波作用時の応答解析手法については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- c. 施設
施設のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 材料物性及び地盤物性のばらつき
材料物性及び地盤物性のばらつきについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. 減衰定数
Rayleigh 減衰を考慮することとし、2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$, $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数 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。
- f. 地震応答解析の解析ケースの選定
重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。重畳時評価における地震応答解析の解析ケースを表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 重畳時評価における地震応答解析の解析ケース

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

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

g. 応力解析の解析ケースの選定

重畳時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。

重畳時評価における応力解析の解析ケースを表 4.1.2-2 に示す。

表 4.1.2-2 重畳時評価における応力解析の解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 入力地震動

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

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

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

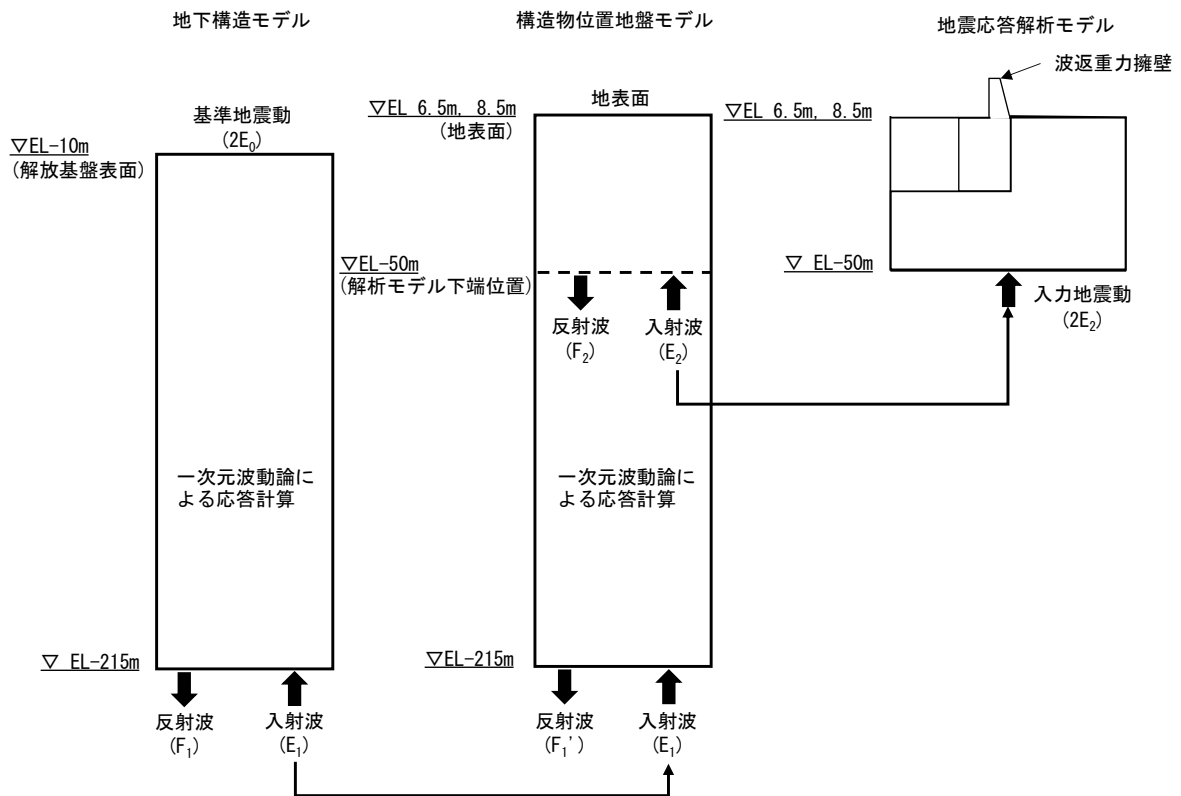
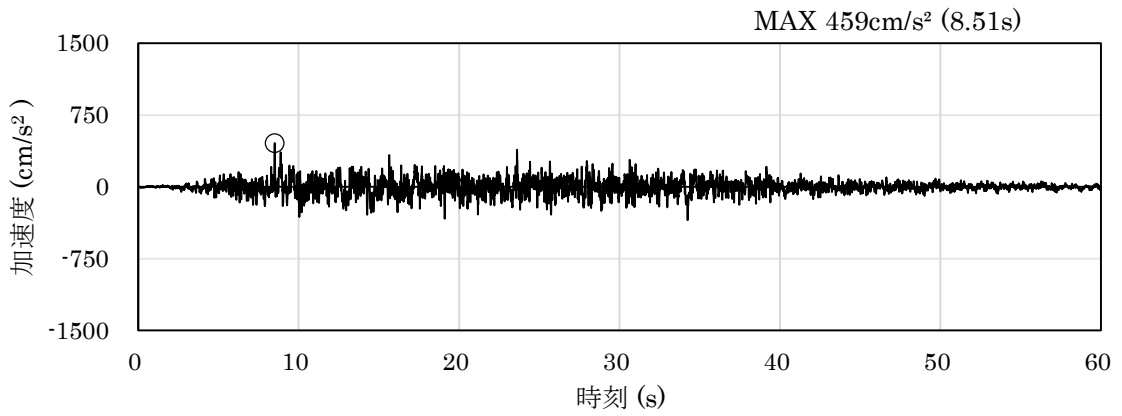
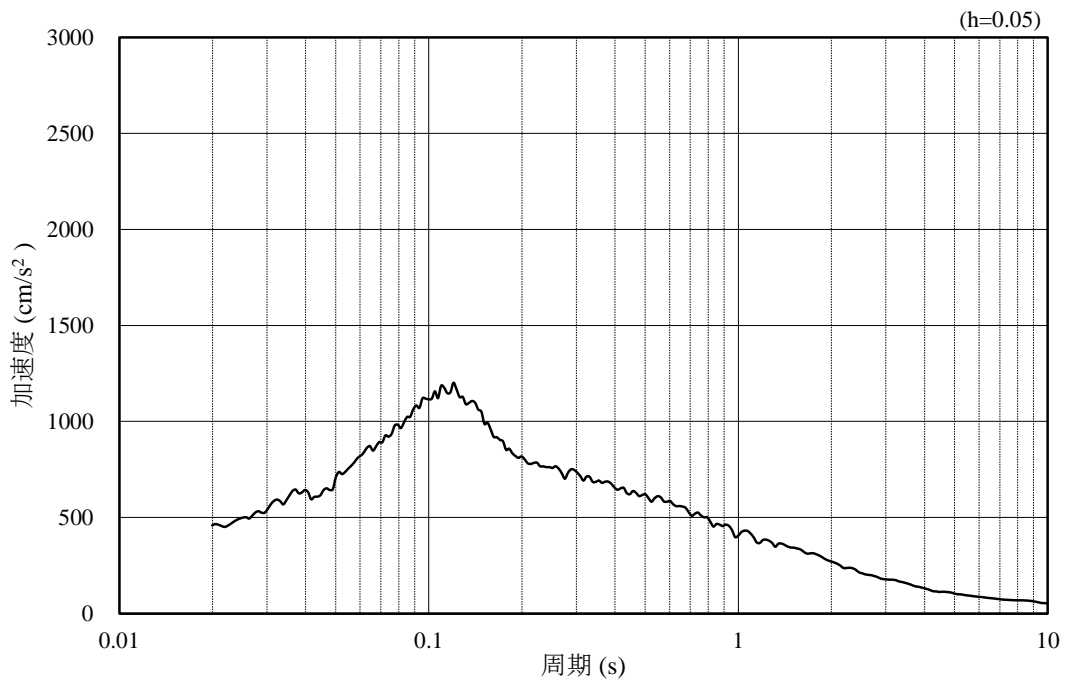


図 4.1.2-2 入力地震動算定の概念図

a. ②-②断面

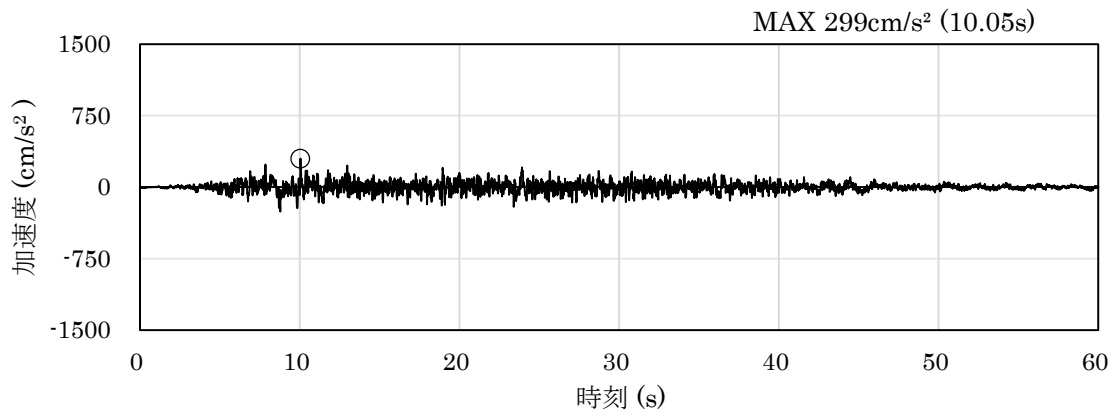


(a) 加速度時刻歴波形

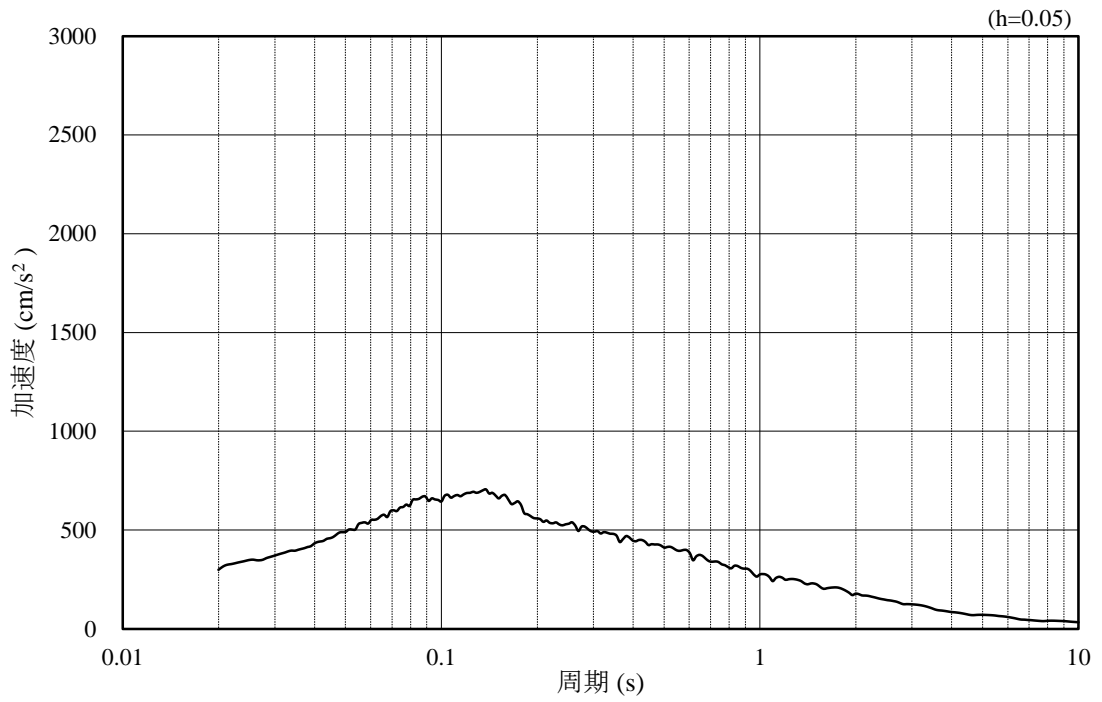


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D)



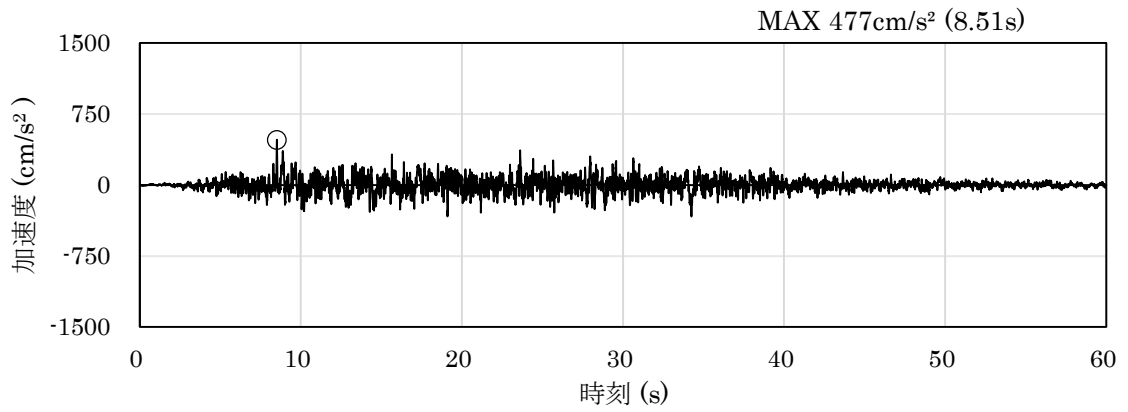
(a) 加速度時刻歴波形



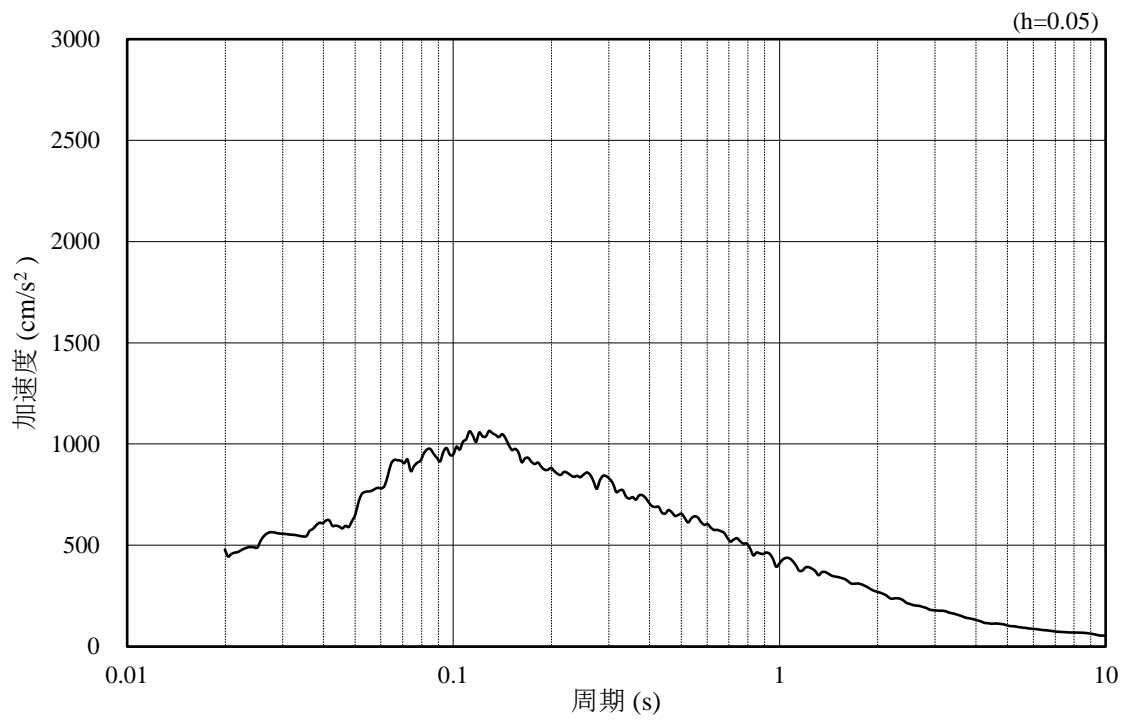
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D)

b. ③－③断面

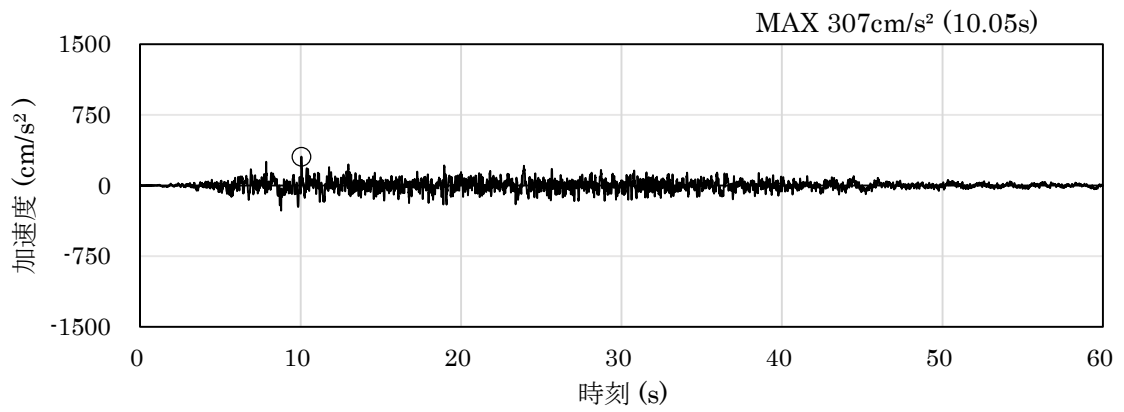


(a) 加速度時刻歴波形

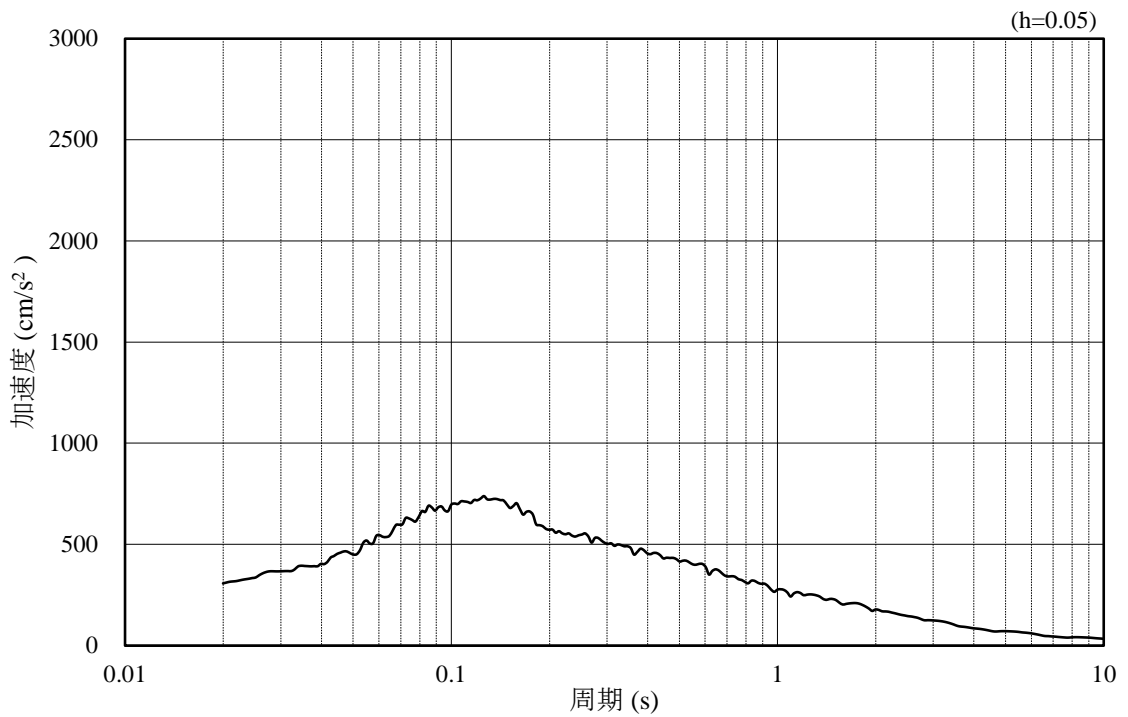


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D)



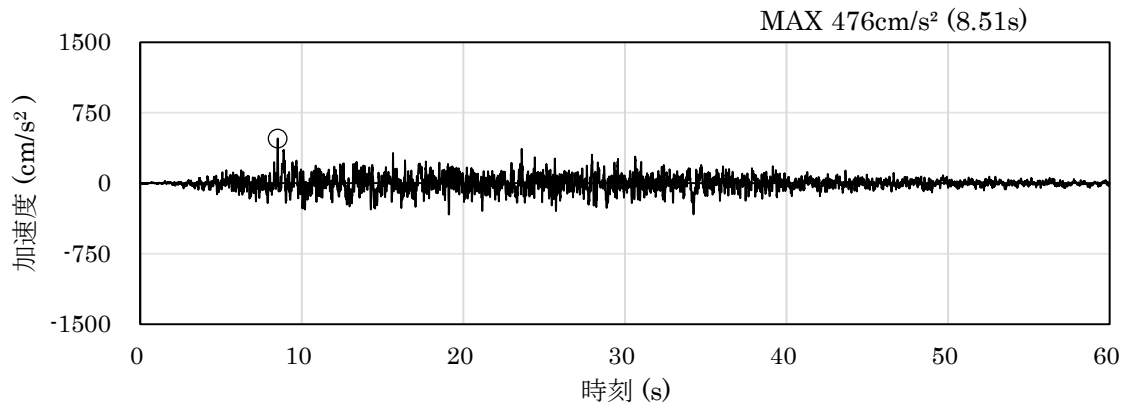
(a) 加速度時刻歴波形



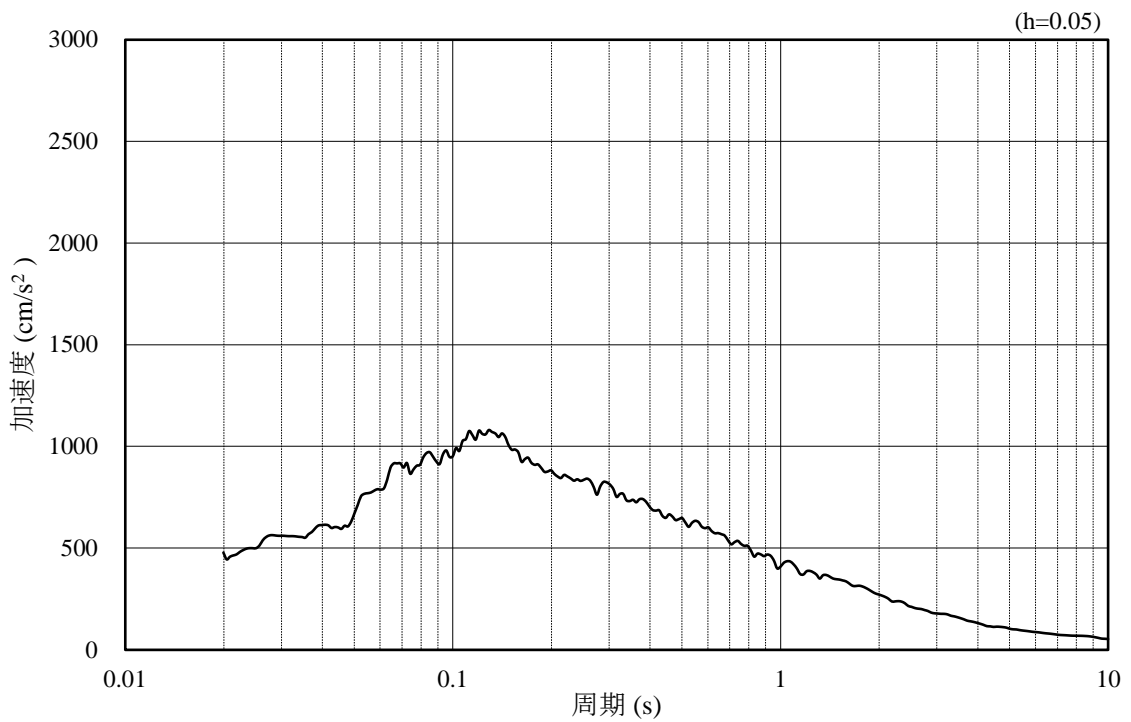
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D)

c. ④-④断面

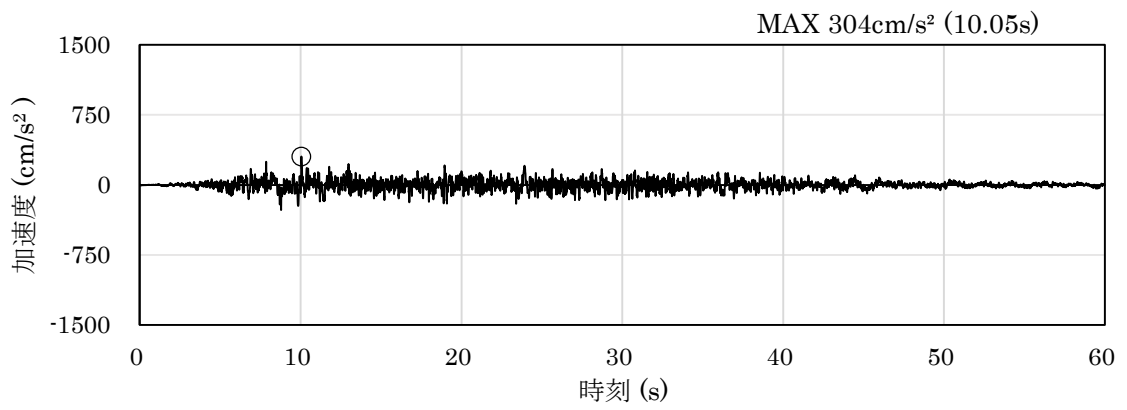


(a) 加速度時刻歴波形

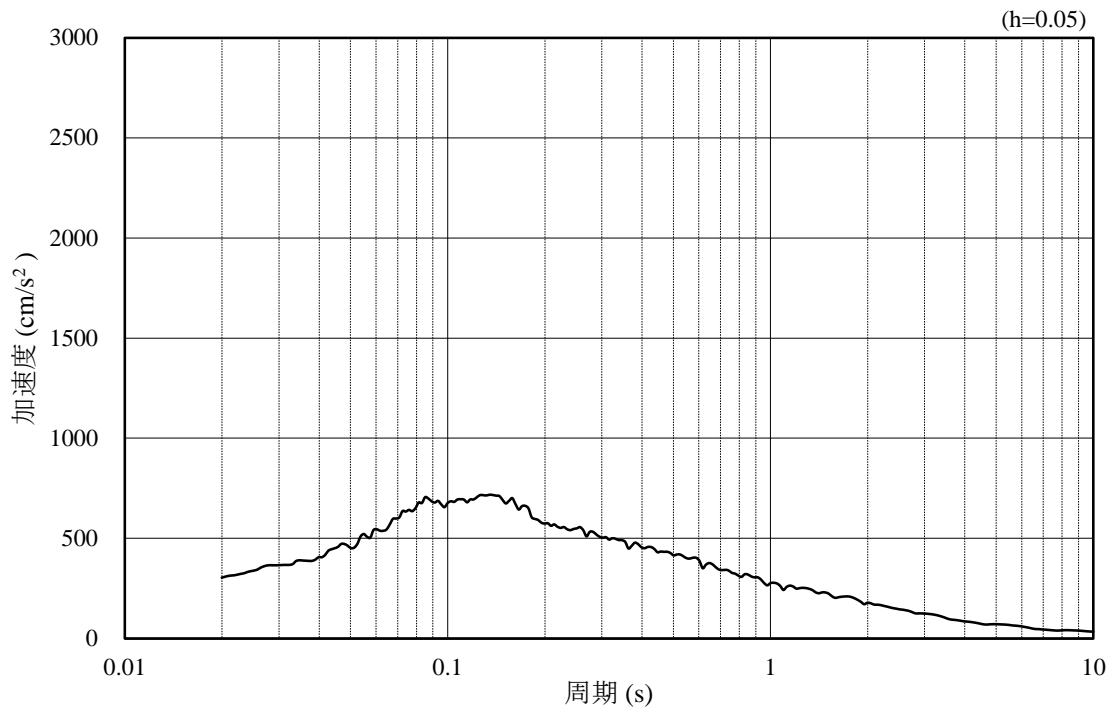


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S d - D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - D)

(3) 解析モデル及び諸元

解析モデルについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

a. 解析領域

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

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 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。

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

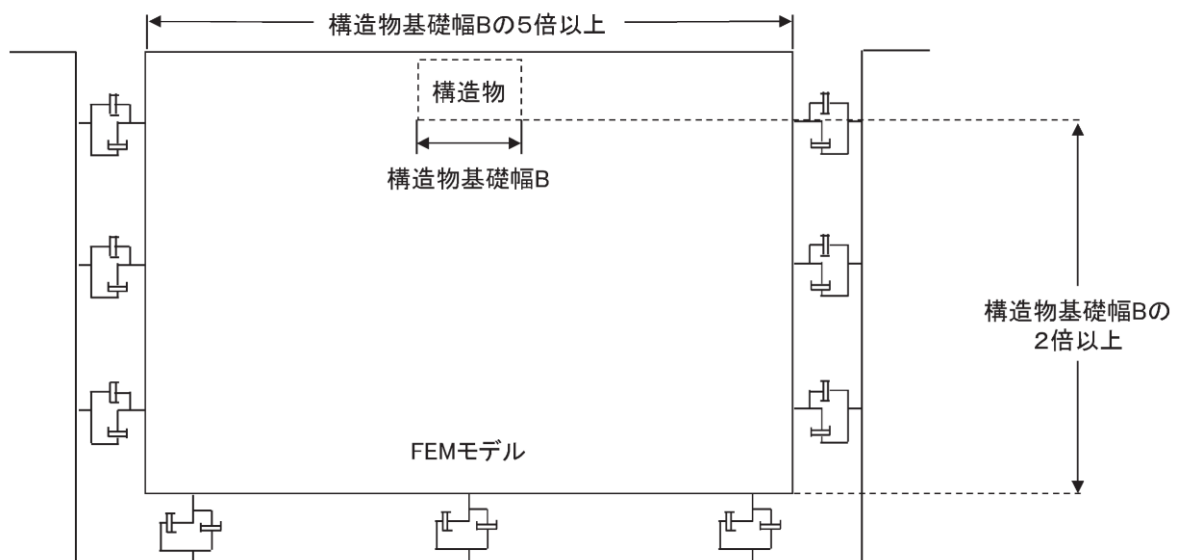


図 4.1.2-9 モデル化範囲の考え方

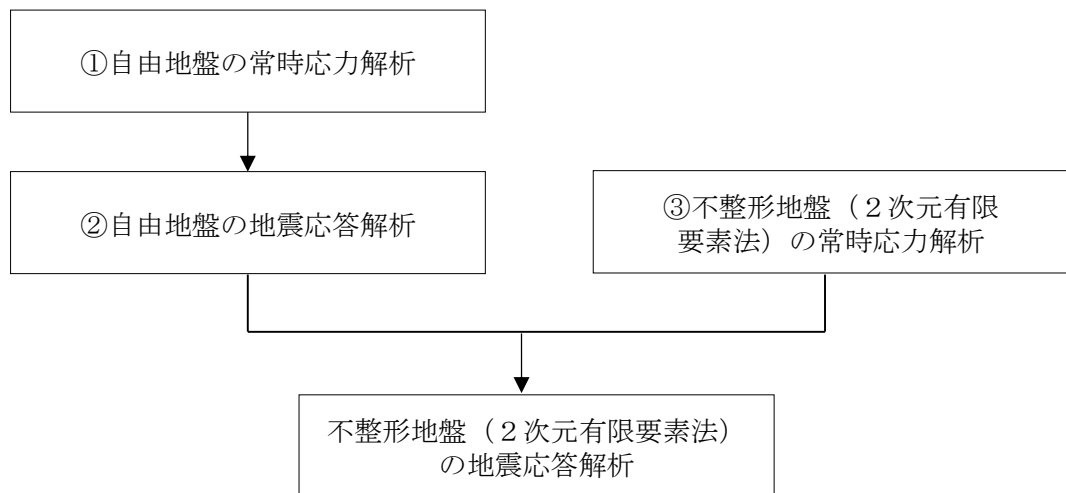


図 4.1.2-10 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

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

(b) 応力解析時

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

(c) 地震応答解析時

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

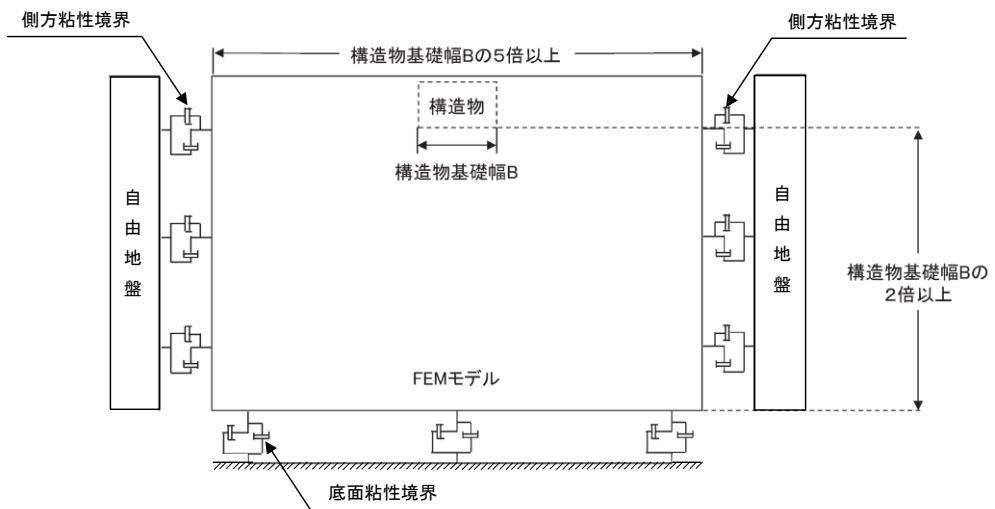


図 4.1.2-11 地震応答解析における境界条件の概念図

- c. 構造物のモデル化
構造物のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 地盤のモデル化
地盤のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. ジョイント要素の設定
ジョイント要素の設定については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- f. 海水のモデル化
海水のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- g. 使用材料及び材料の物性値
使用材料及び材料の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- h. 地盤の物性値
地盤及び改良地盤の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- i. 地下水位
設計地下水位については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(4) 評価方法

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

a. 重力擁壁

重力擁壁の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

b. MMR

MMRの照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 改良地盤

改良地盤⑥の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

d. 止水目地

止水目地の重畳時の変形性評価は，重畳時の変位量が許容限界以下であることを確認する。

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

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

止水目地の変位量の算定方法を表4.1.2-3に示す。

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

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

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

ここで，

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

$\delta_y(T)$: y方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量

$\delta_z(T)$: z方向（深度方向）の重畳時の最大相対変位量

法線直交方向，法線方向及び深度方向の変位量を用い，下式のとおり合成方向（3方向合成）の変位量を求め，重畳時の止水目地の最大変位量とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

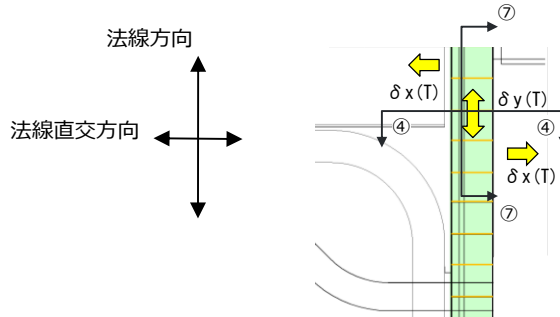


図 4.1.2-12 重畳時の変位の概念図

表 4.1.2-3 重畳時に対する止水目地の変形量の算定方法

	δ_x	δ_z	δ_y
②-②断面	②-②断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	②-②断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	⑦-⑦断面の隣接する重力擁壁の天端間の相対変位量 $\delta_y(T)$
③-③断面	③-③断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	③-③断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	④-④断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	

e. 基礎地盤

基礎地盤の照査については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

4.2 評価条件

4.2.1 津波時

「3. 強度評価」に用いる津波時の評価条件を表 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3237	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m ²
P _c	衝突荷重	430	kN/m
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4.2.1-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	1967	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m ²
P _c	衝突荷重	450	kN/m
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4.2.1-1(3) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	491	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3542	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m ²
P _c	衝突荷重	430	kN/m
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4.2.1-1(4) 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	383	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 7.5m)	77.265	kN/m ²
P _c	衝突荷重	810	kN/m
P _k	風荷重	1.764	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

4.2.2 重畳時

「3. 強度評価」に用いる重畳時の評価条件を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3237	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m ²
P k	風荷重	2.117	kN/m ²
P s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4.2.2-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	565	kN
	固定荷重 (ケーソン)	1967	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m ²
P k	風荷重	2.117	kN/m ²
P s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4.2.2-1(3) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (重力擁壁)	491	kN
	固定荷重 (ケーソン)	3542	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

4.3 評価結果

4.3.1 津波時

(1) 重力擁壁

a. 曲げ照査及びせん断照査

重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-1 及び表 4.3.1-2 に、重力擁壁のせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.1-3 に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
5200	793	3.3	13.5	0.25

表 4.3.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
5182	846	3.1	13.5	0.24

表 4.3.1-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
3113	666	2.5	13.5	0.19

表 4.3.1-1(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
4066	707	3.6	13.5	0.27

表 4.3.1-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
5200	793	123.2	294	0.42

表 4.3.1-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
5182	846	105.9	294	0.36

表 4.3.1-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
3113	666	89.2	294	0.31

表 4.3.1-2(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
4066	707	135.7	294	0.47

表 4.3.1-3(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	τ_c (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	τ_c / τ_{a1}
1232	0.41	0.64	0.64

表 4.3.1-3(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	τ_c (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	τ_c / τ_{a1}
1218	0.40	0.64	0.64

表 4.3.1-3(3) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	τ_c (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	τ_c / τ_{a1}
1060	0.37	0.67	0.56

表 4.3.1-3(4) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q (kN)	τ_c (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	τ_c / τ_{a1}
1128	0.42	0.67	0.63

(2) H形鋼

H形鋼のせん断破壊に対する照査値を表 4.3.1-4 に示す。この結果から、H形鋼に発生する応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-4 H形鋼のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度*	短期許容 応力度	照査値
せん断力 Q_H (kN)	τ_H (N/mm ²)	τ_{Ha} (N/mm ²)	τ_H/τ_{Ha}
1128	84.8	157	0.55

注記* : H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

(3) MMR

②-②断面、③-③断面及び④-④断面において、MMRのすべり安全率による評価を行った。

MMRのすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-5 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-1 に示す。

この結果から、MMRの最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-5(1) MMRのすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
70.17

表 4.3.1-5(2) MMRのすべり安全率評価結果 (③-③断面)

最小すべり安全率
100.00

表 4.3.1-5(3) MMRのすべり安全率評価結果 (④-④断面)

最小すべり安全率
60.80

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

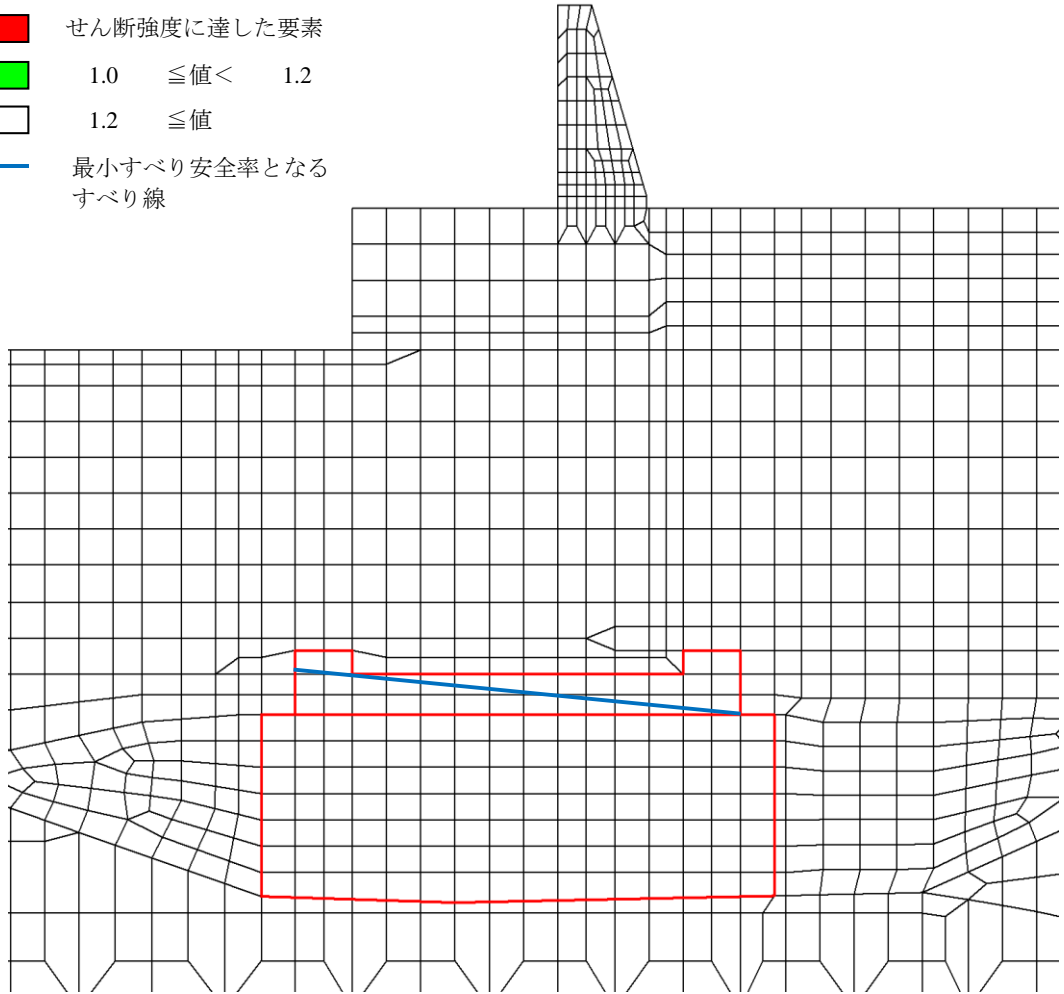


図 4.3.1-1(1) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(②-②断面)

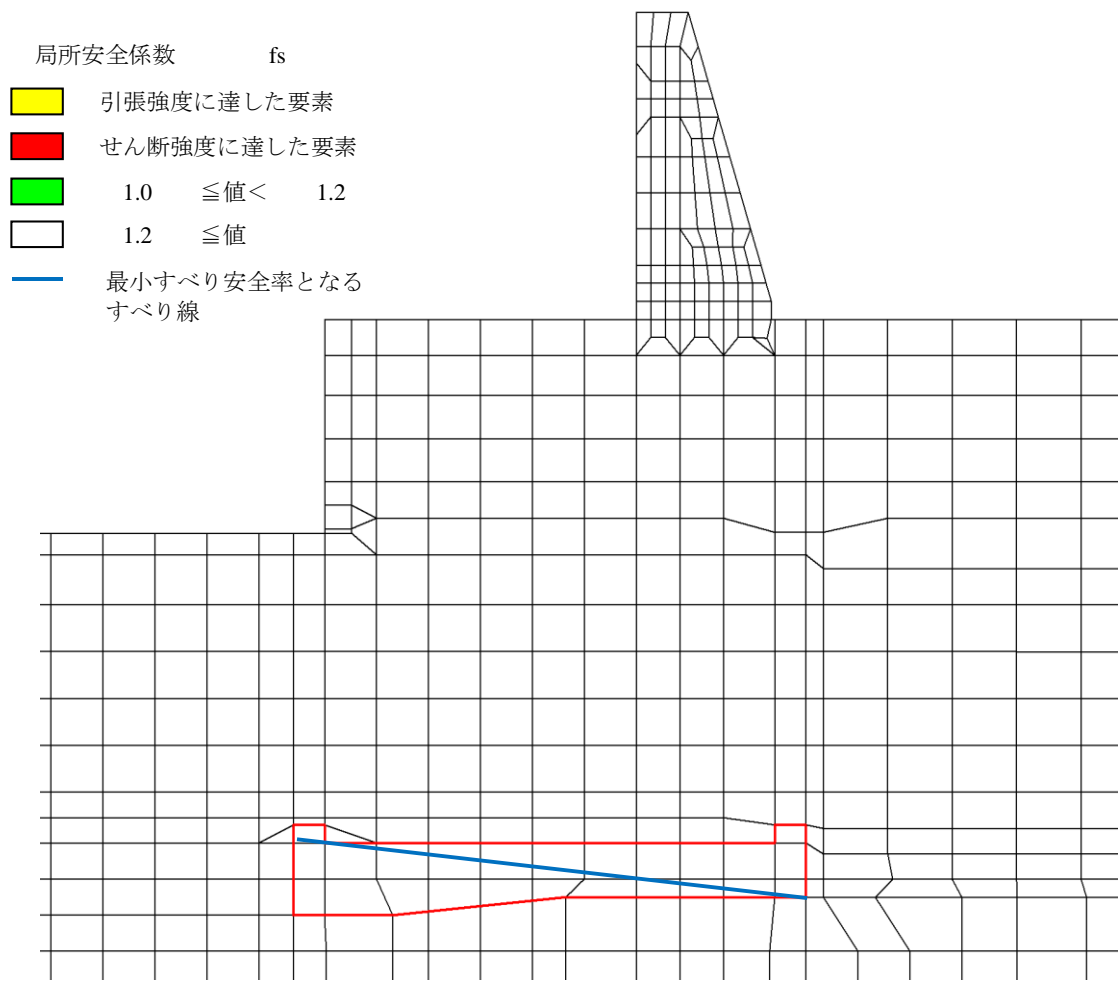


図 4.3.1-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(③-③断面)

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

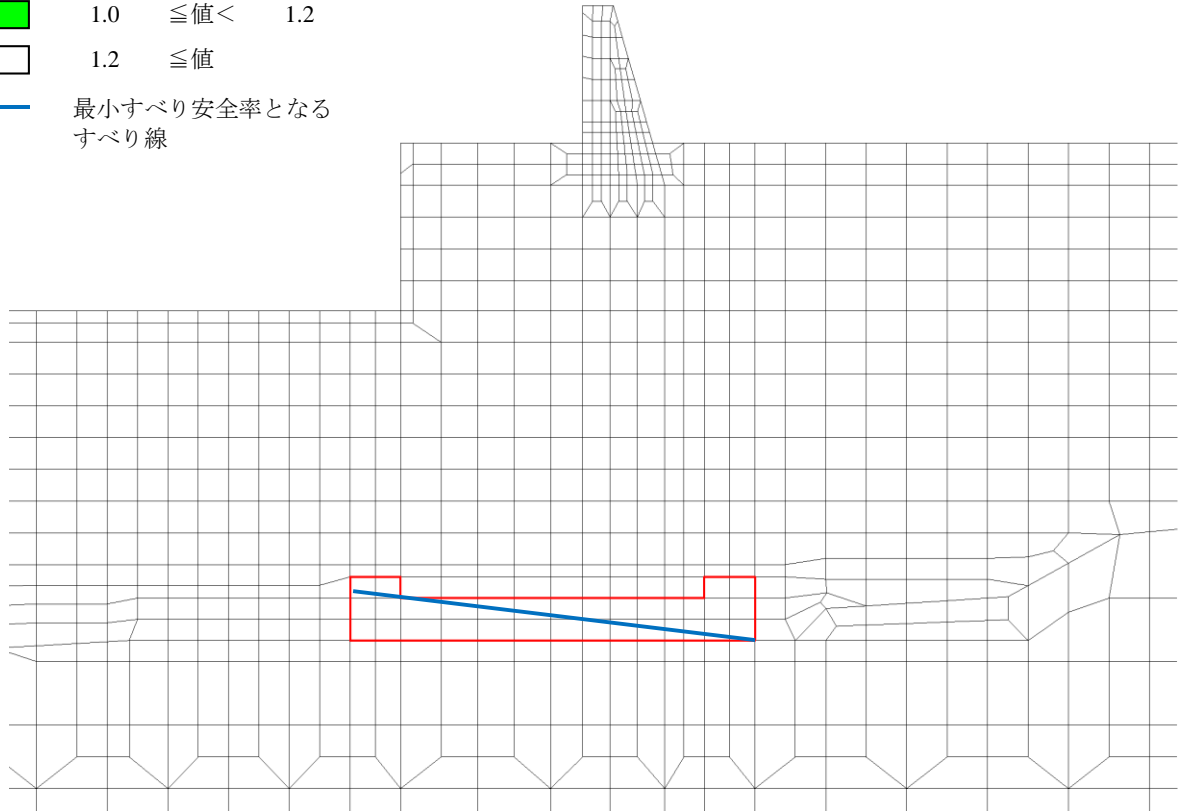


図 4.3.1-1(3) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(④-④断面)

(4) 改良地盤

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-6 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 4.3.1-2 に示す。

これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.1-6 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
25.00

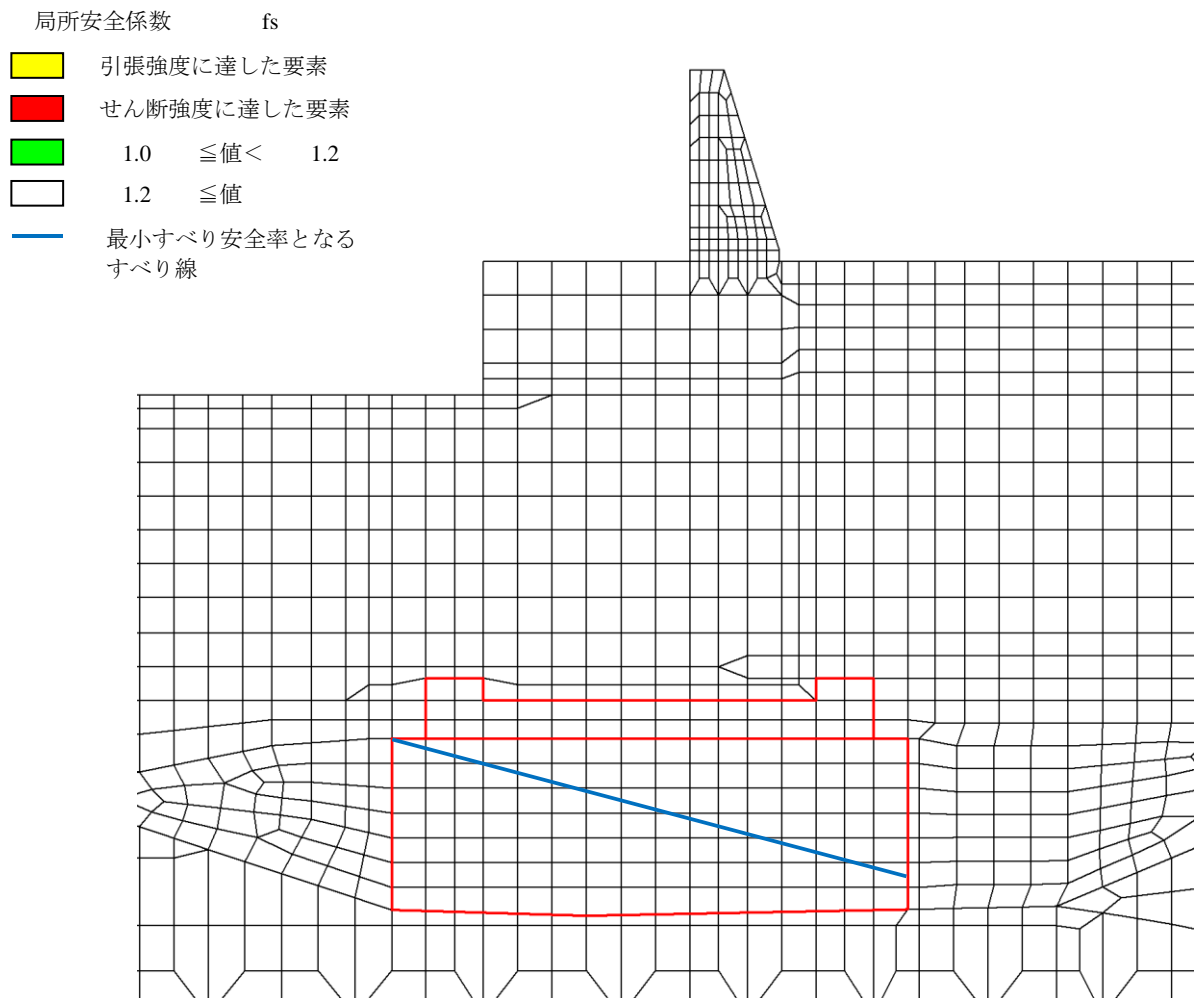


図 4.3.1-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図 (②-②断面)

(5) 止水目地

止水目地（シートジョイント）の津波時の変位量に対する照査結果を表 4.3.1-7 に示す。

止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-7(1) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果（②-②断面）

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	73	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	73	1936

表 4.3.1-7(2) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果（③-③断面）

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	213	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	213	1936

表 4.3.1-7(3) 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果（④-④断面）

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	37	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	37	1936

表 4.3.1-7(4) 止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果 (⑤-⑤断面)

方向	津波時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	5	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (2方向合成)	6	1936

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.1-8 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.1-3 に示す。

この結果から、防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-8(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
0.9	24.0	0.04

表 4.3.1-8(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
0.2	3.0	0.08

表 4.3.1-8(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
0.3	9.8	0.04

表 4.3.1-8(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
0.2	24.0	0.01

表 4.3.1-8(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
0.7	9.8	0.07

表 4.3.1-8(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
0.7	24.0	0.03

表 4.3.1-8(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
0.5	9.8	0.05

表 4.3.1-8(8) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
1.5	9.8	0.16

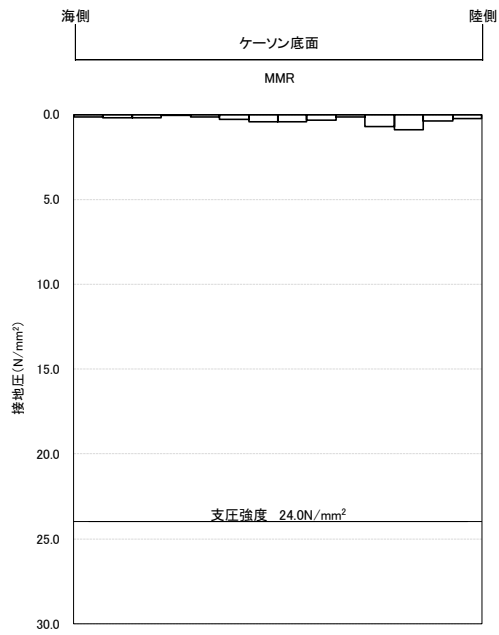


図 4.3.1-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

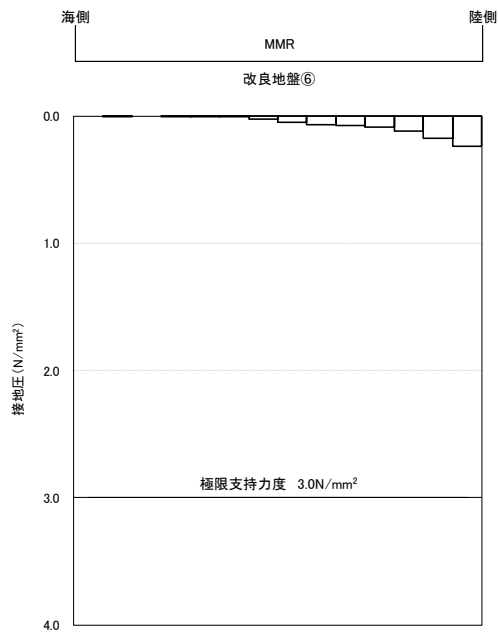


図 4.3.1-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

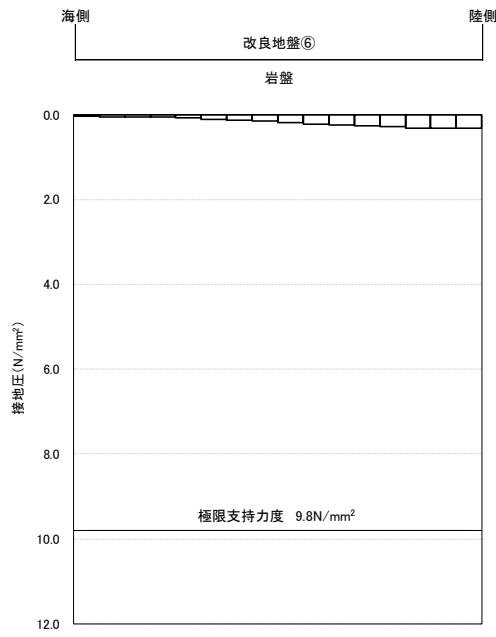


図 4.3.1-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

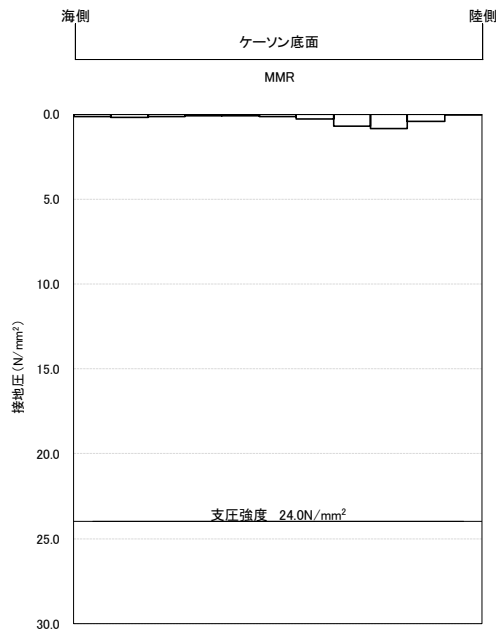


図 4.3.1-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

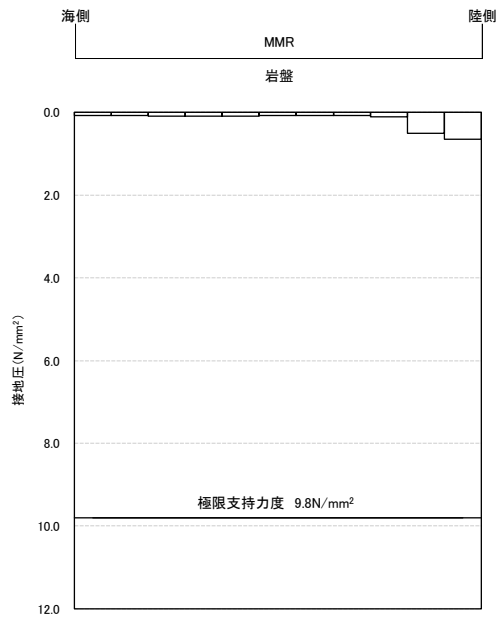


図 4.3.1-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

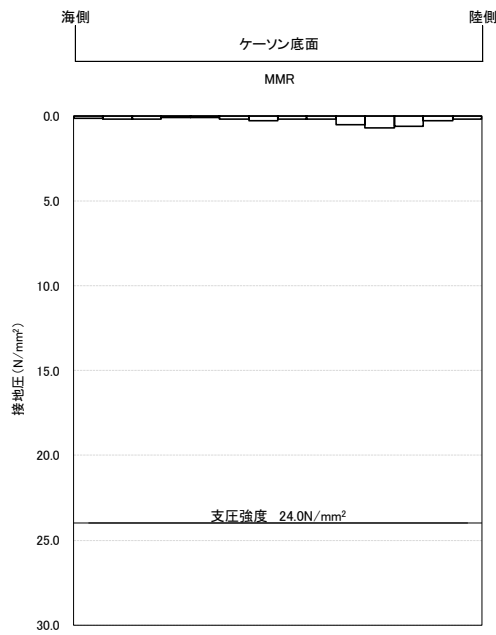


図 4.3.1-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

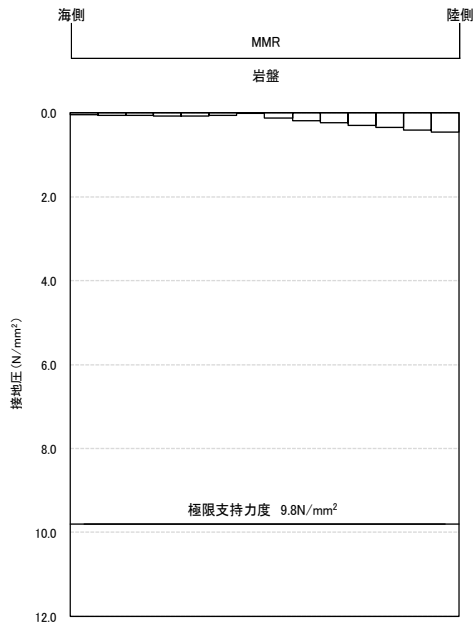


図 4.3.1-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

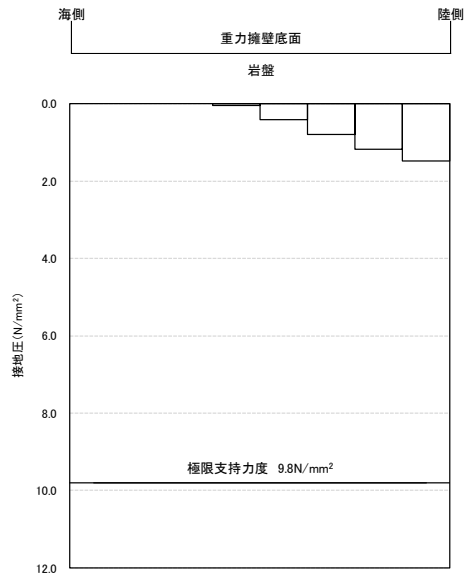


図 4.3.1-3(8) 基礎地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)

4.3.2 重畳時

(1) 重力擁壁

a. 曲げ照査及びせん断照査

重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.2-1 及び表 4.3.2-2 に、重力擁壁のせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.2-3 に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
2791	965	1.9	13.5	0.15

表 4.3.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
2848	1034	1.9	13.5	0.15

表 4.3.2-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
2495	1083	2.1	13.5	0.16

表 4.3.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
2791	965	61.8	294	0.21

表 4.3.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
2848	1034	57.3	294	0.20

表 4.3.2-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
2495	1083	62.5	294	0.22

表 4.3.2-3(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
せん断力 Q (kN)			
610	0.20	0.64	0.32

表 4.3.2-3(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
せん断力 Q (kN)			
506	0.17	0.64	0.27

表 4.3.2-3(3) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
せん断力 Q (kN)			
461	0.16	0.67	0.24

(2) MMR

②-②断面，③-③断面及び④-④断面において，MMRのすべり安全率による評価を行った。

MMRのすべり安全率による評価結果を表 4.3.2-4 に，最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 4.3.2-1 に示す。

これらの結果から，MMRの最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.2-4(1) MMRのすべり安全率評価結果 (②-②断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	34.13	15.86

表 4.3.2-4(2) MMRのすべり安全率評価結果 (③-③断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	28.08	17.07

表 4.3.2-4(3) MMRのすべり安全率評価結果 (④-④断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	35.00	13.73

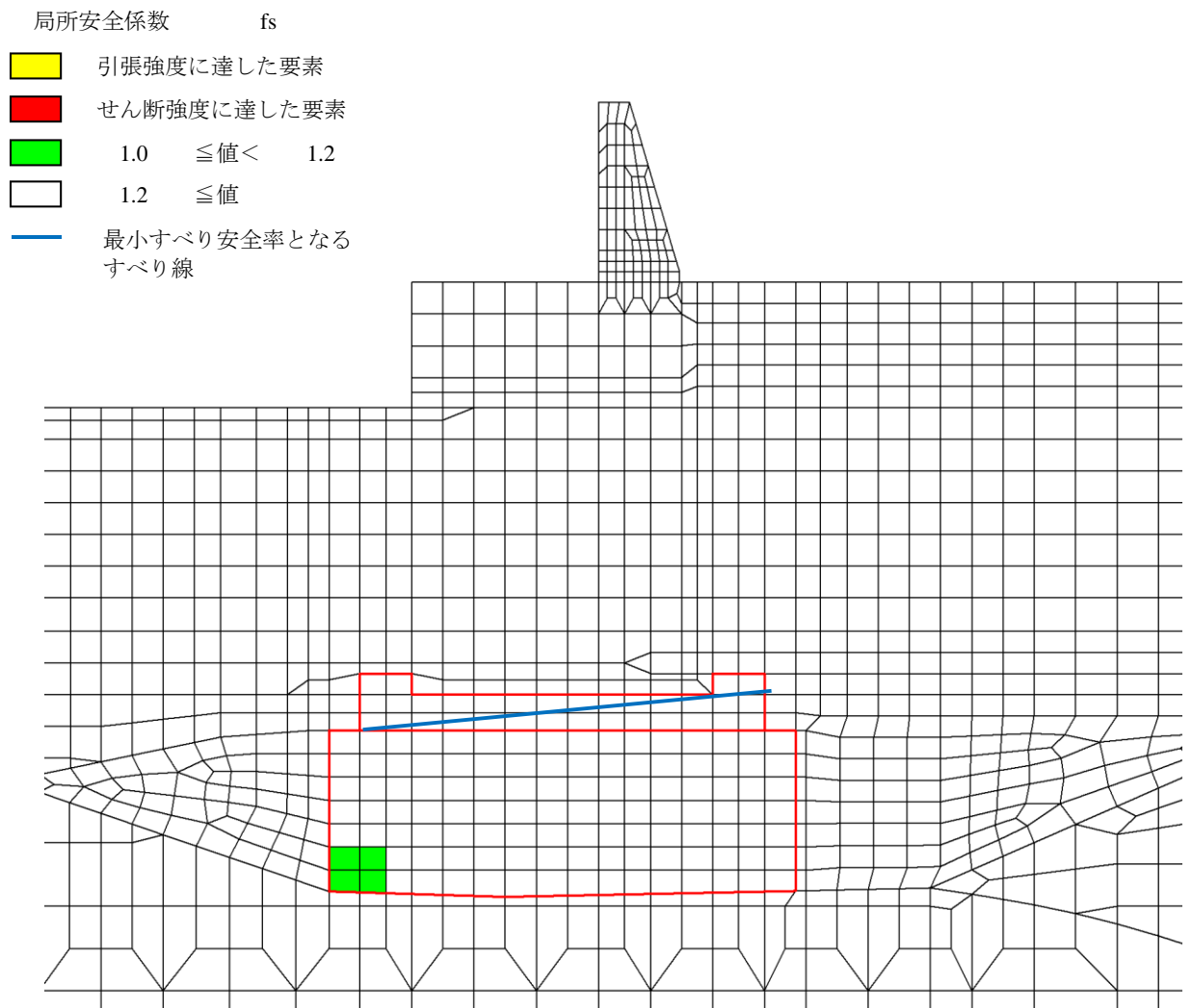


図 4.3.2-1(1) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
 (②-②断面, $S_d - D(++)$, $t = 34.13s$)

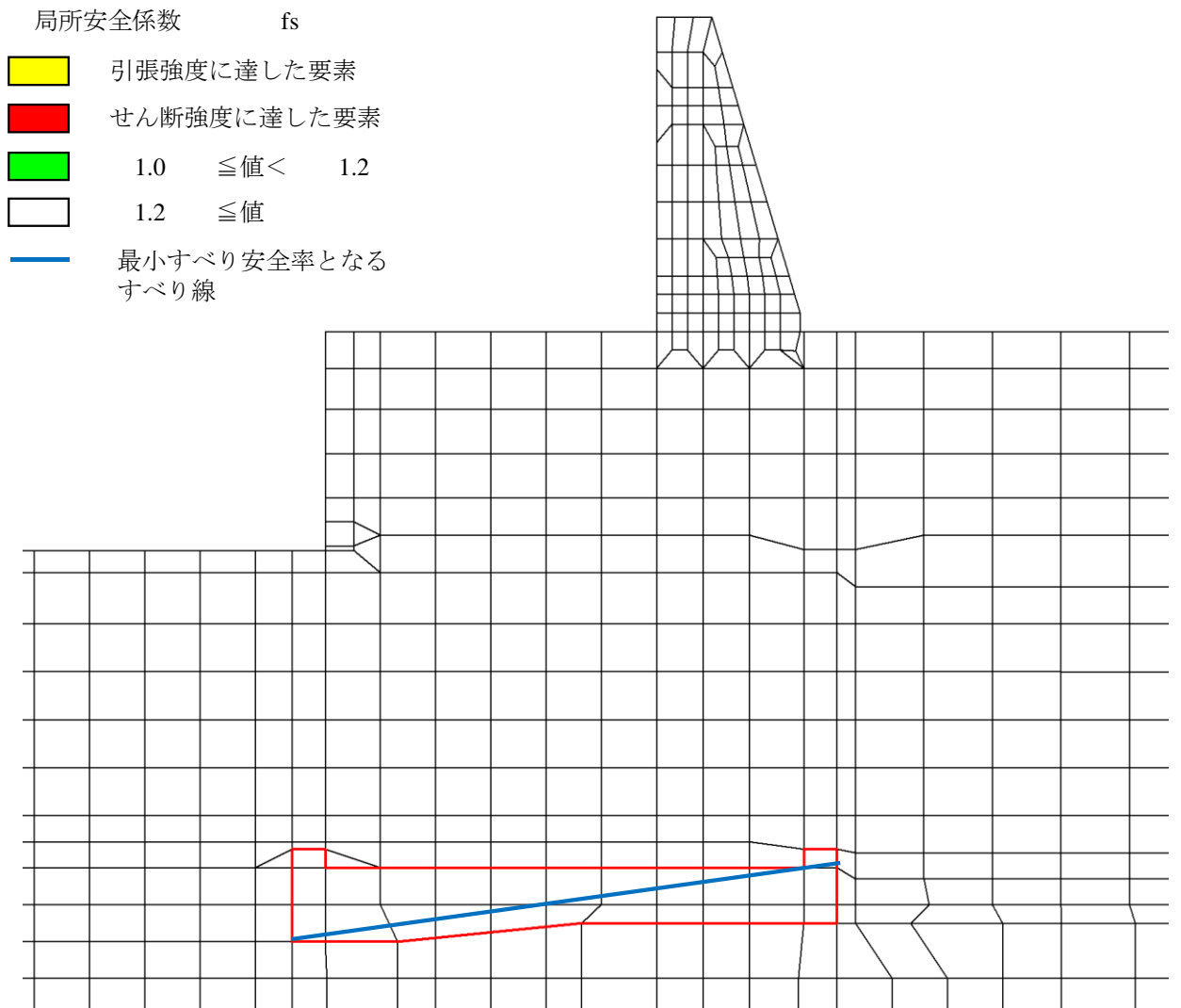


図 4.3.2-1(2) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
 (③-③断面, $S_d - D(++)$, $t = 28.08s$)

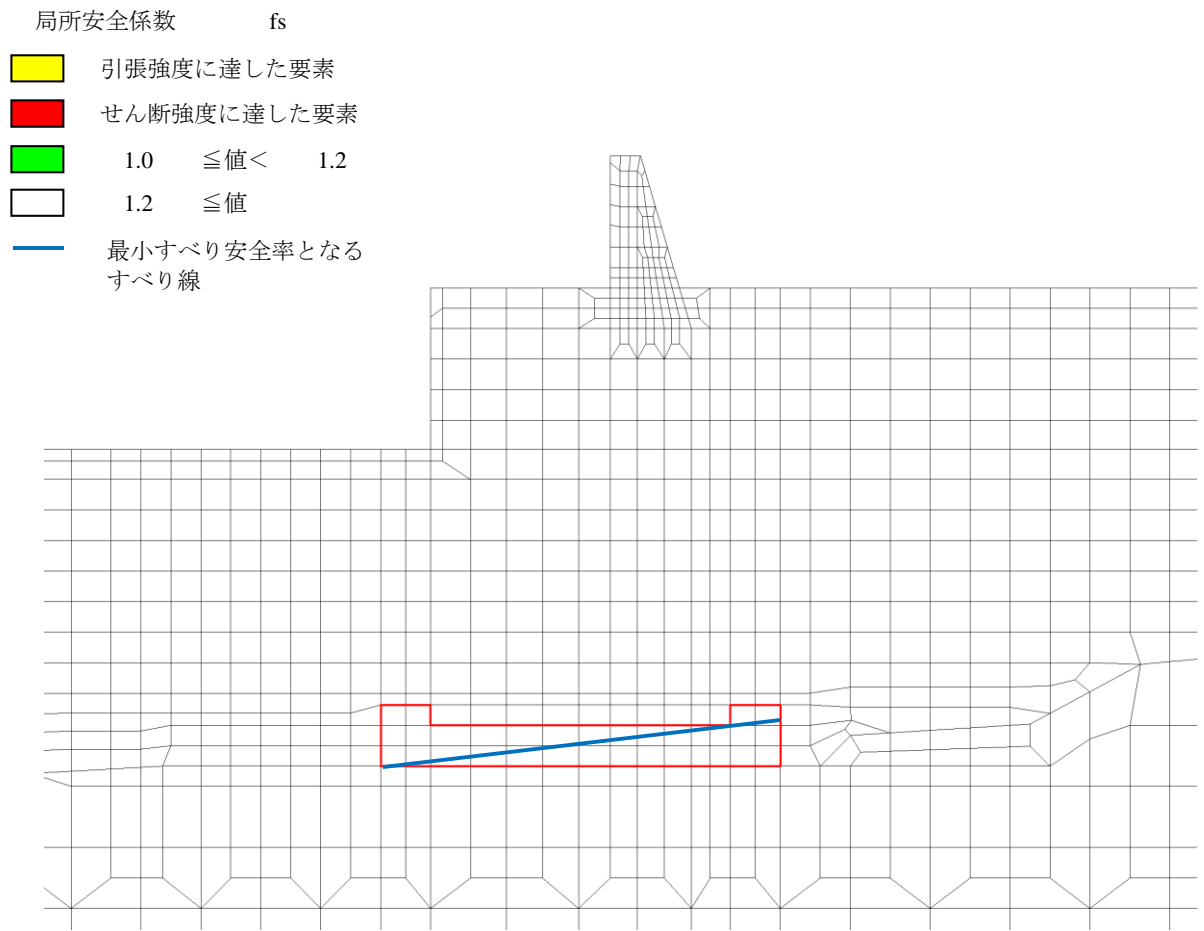


図 4.3.2-1 (3) MMR の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
 (④-④断面, $S_d - D(++)$, $t = 35.00s$)

(3) 改良地盤

a. 評価結果

②-②断面において、改良地盤⑥のすべり安全率による評価を行った。

改良地盤⑥のすべり安全率による評価結果を表 4.3.2-5 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 4.3.2-2 に示す。これらの結果から、改良地盤⑥の最小すべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3.2-5 改良地盤⑥のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	28.38	3.40

- 局所安全係数 fs
- 引張強度に達した要素
 - せん断強度に達した要素
 - 1.0 ≤ 値 < 1.2
 - 1.2 ≤ 値
 - 最小すべり安全率となるすべり線

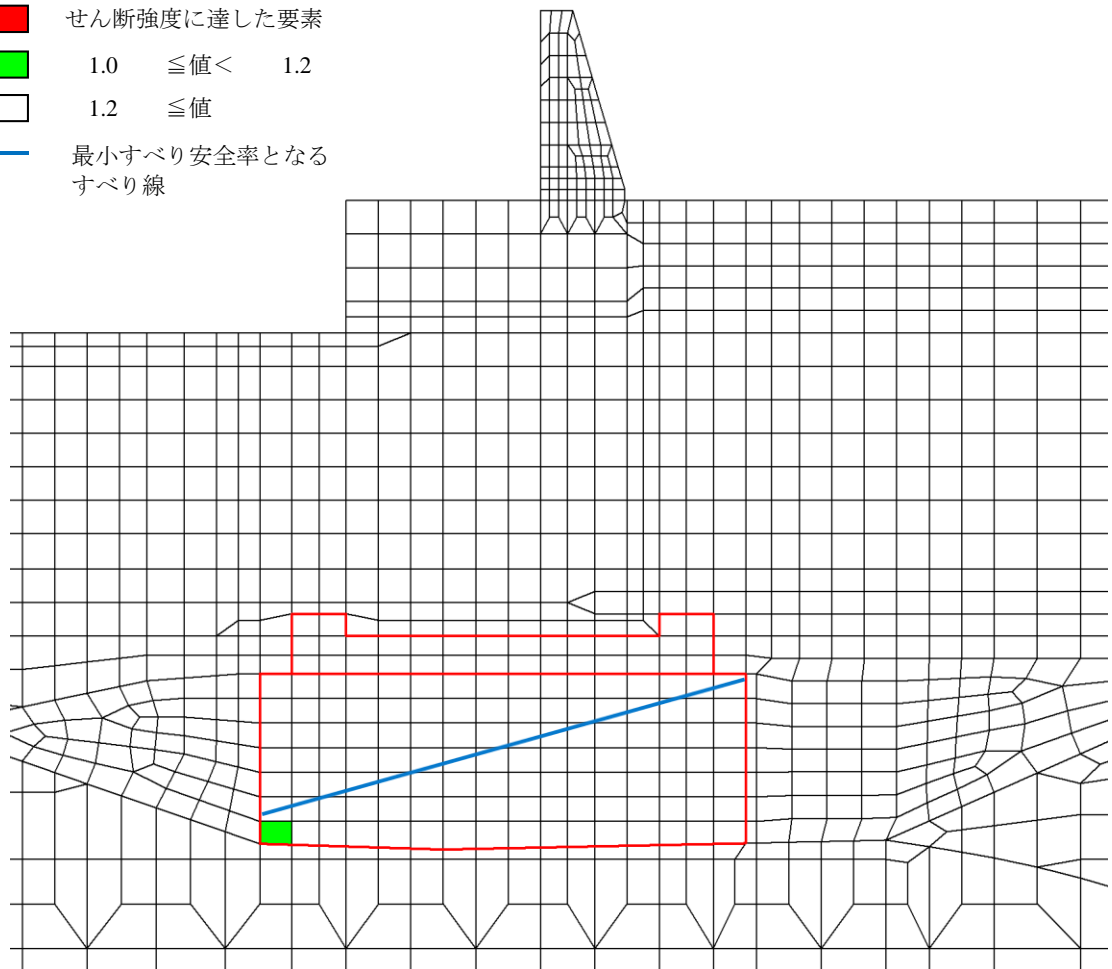


図 4.3.2-2 改良地盤⑥の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図
(②-②断面, S d - D (++) , t=28.38s)

(4) 止水目地

止水目地 (シートジョイント) の重畳時の変位量に対する照査結果を表 4.3.2-6 に示す。

止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-6(1) 止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果 (②-②断面)

方向	重畳時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	108	—
δ_y : 法線方向	58*	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	123	1936

注記* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動 S_s における
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

表 4.3.2-6(2) 止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果 (③-③断面)

方向	重畳時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	43	—
δ_y : 法線方向	58*	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	73	1936

注記* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動 S_s における
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

表 4.3.2-6(3) 止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果 (④-④断面)

方向	重畳時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 法線直交方向	134	—
δ_y : 法線方向	58*	—
δ_z : 深度方向	1	—
合成方向 (3方向合成)	146	1936

注記* : 法線方向の変位が最大となる基準地震動 S_s における
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.2-7 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.3.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.2-7(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
1.2	24.0	0.06

表 4.3.2-7(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，改良地盤⑥）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
1.5	3.0	0.49

表 4.3.2-7(3) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，岩盤）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
0.9	9.8	0.09

表 4.3.2-7(4) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，MMR）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
0.5	24.0	0.03

表 4.3.2-7(5) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面，岩盤）

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
1.1	9.8	0.11

表 4.3.2-7(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
1.5	24.0	0.07

表 4.3.2-7(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
1.3	9.8	0.14

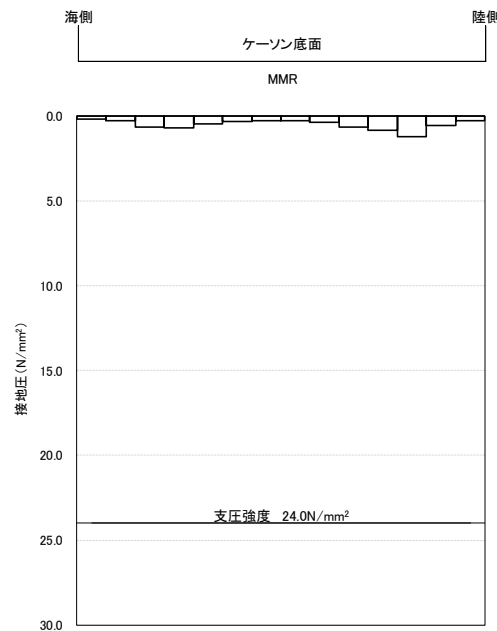


図 4.3.2-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)

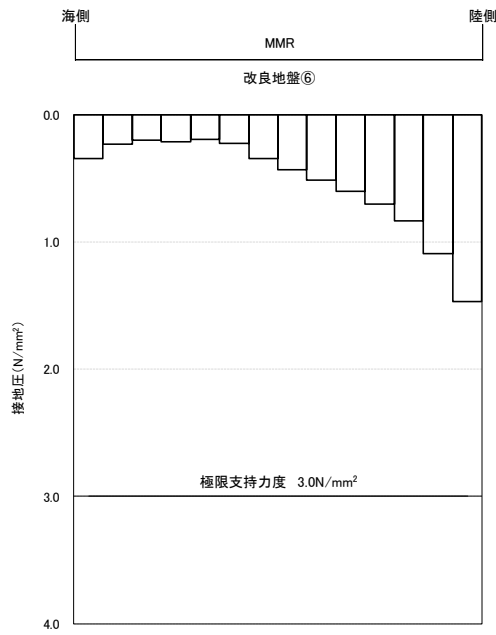


図 4.3.2-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)

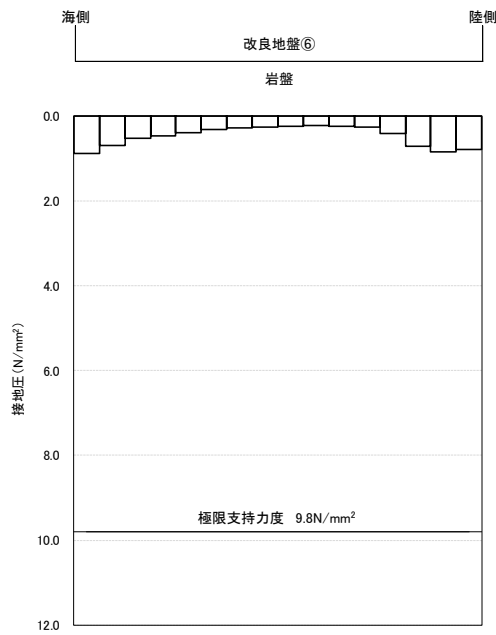


図 4.3.2-3(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)

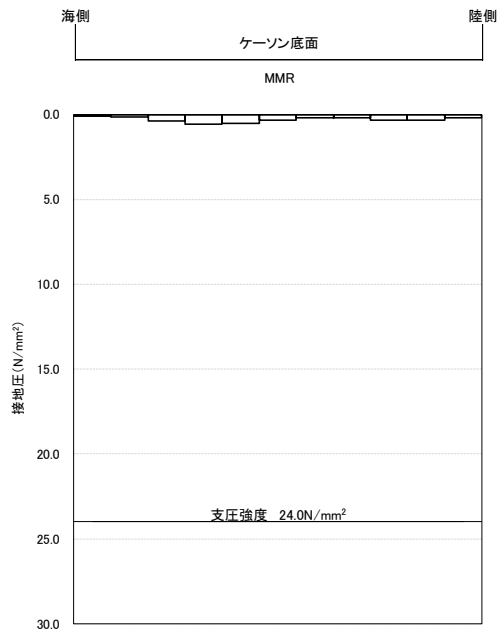


図 4.3.2-3(4) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)

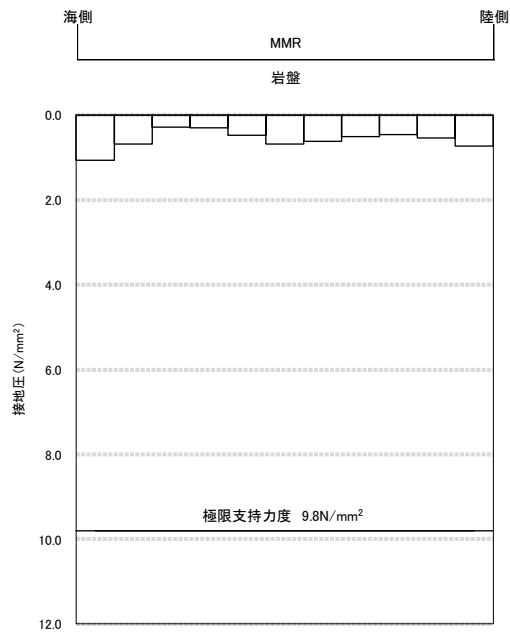


図 4.3.2-3(5) 基礎地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)

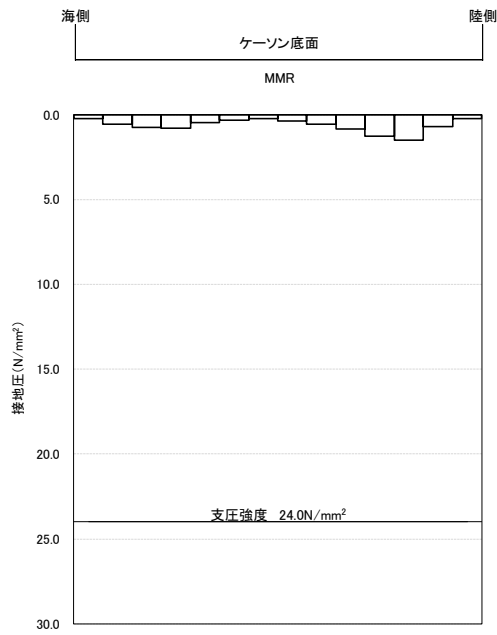


図 4.3.2-3(6) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)

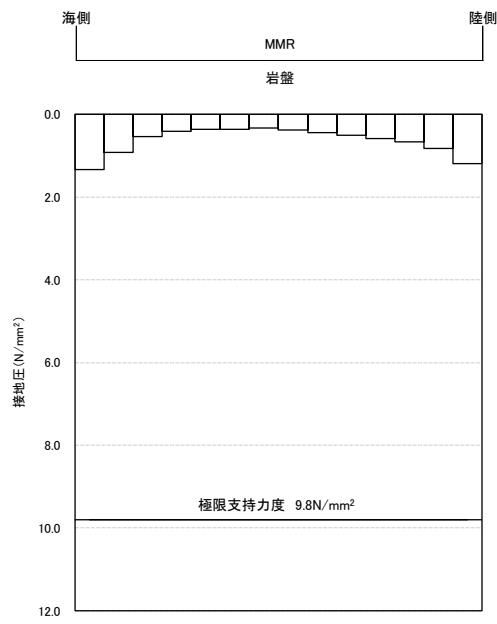


図 4.3.2-3(7) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)

5. 3次元構造解析

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンは、複数の隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により強度評価を行う。

5.1 解析方法

3次元構造解析では、常時応力解析を行い、そのうえで津波時又は重畳時における解析を行うことでケーソン及び放水路ケーソンの強度評価を実施する。具体的には、2次元有限要素法の常時応力解析における土圧や津波時又は重畳時における土圧及び慣性力、公式により算定した荷重（水圧、風荷重及び積雪荷重）を3次元構造解析モデルに入力する。重畳時の地震時応力解析においては、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を選定のうえ、当該時刻における地震時応答から荷重を設定し、強度評価を実施する。

3次元構造解析の結果、許容限界を超える場合においては、応力度の平均化を実施し、評価を行う。評価フローを図 5.1.1-1 に示す。

3次元構造解析には、解析コード「FINAS/STAR」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

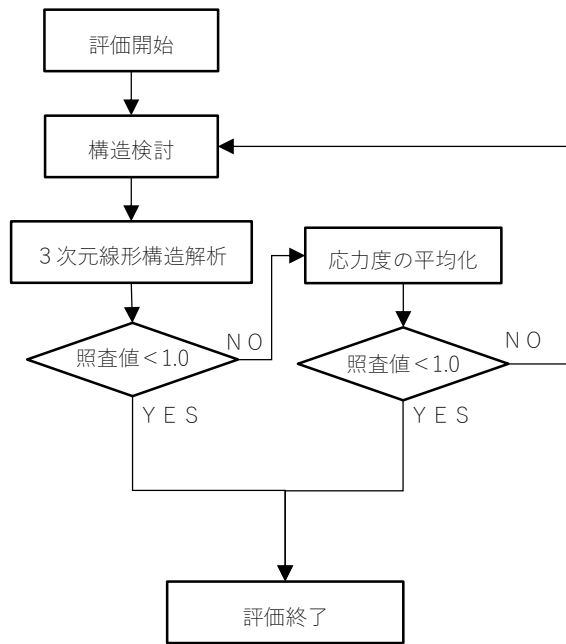


図 5.1.1-1 ケーソンの評価フロー図

5.2 入力値の設定

「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、3次元構造解析における入力値を設定する。

5.2.1 津波時

3次元構造解析における入力値の一覧を表 5.2.1-1 に、3次元構造解析への入力イメージを図 5.2.1-1 に、3次元構造解析のフローを図 5.2.1-2 に示す。

表 5.2.1-1 入力値の一覧（津波時）

入力値	算定方法	載荷位置
土圧	2次元有限要素法による常時応力解析	作用位置
水圧	公式	作用位置
風荷重・積雪荷重	公式	作用位置
衝突荷重	衝突解析*	作用位置
遡上津波荷重	公式	作用位置

注記*：衝突解析の算定の方法については、「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」に示す。

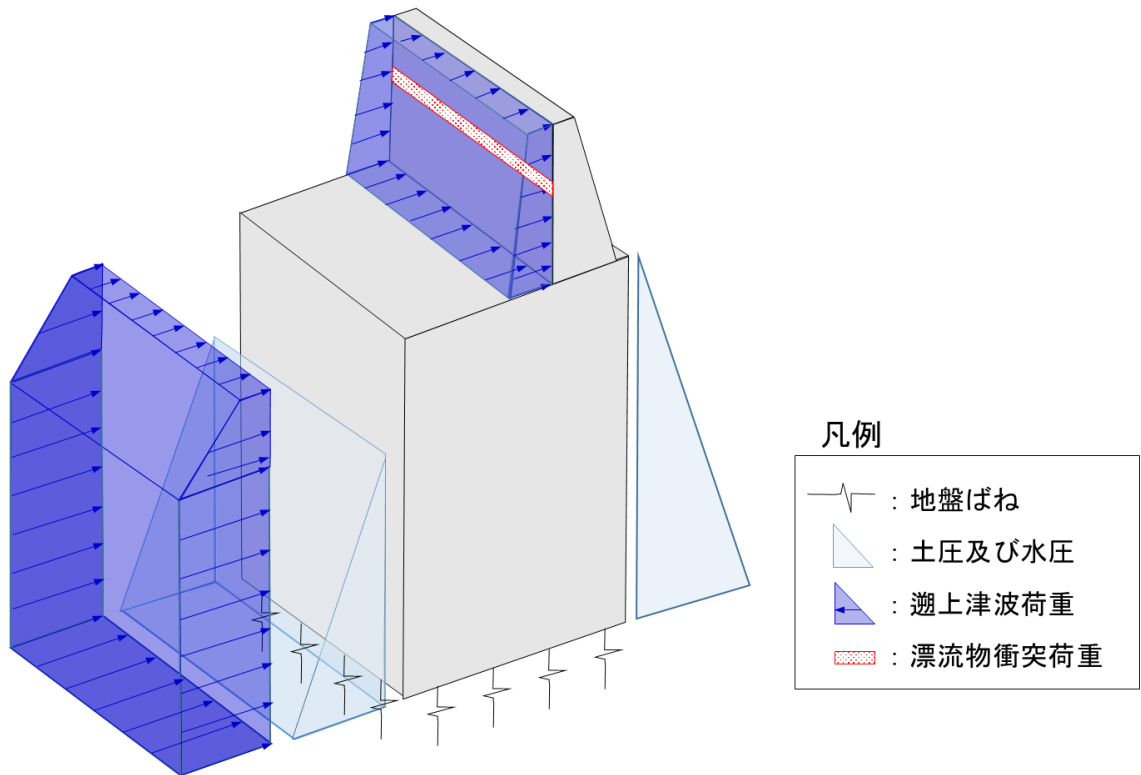


図 5.2.1-1 3次元構造解析への入力イメージ（津波時）

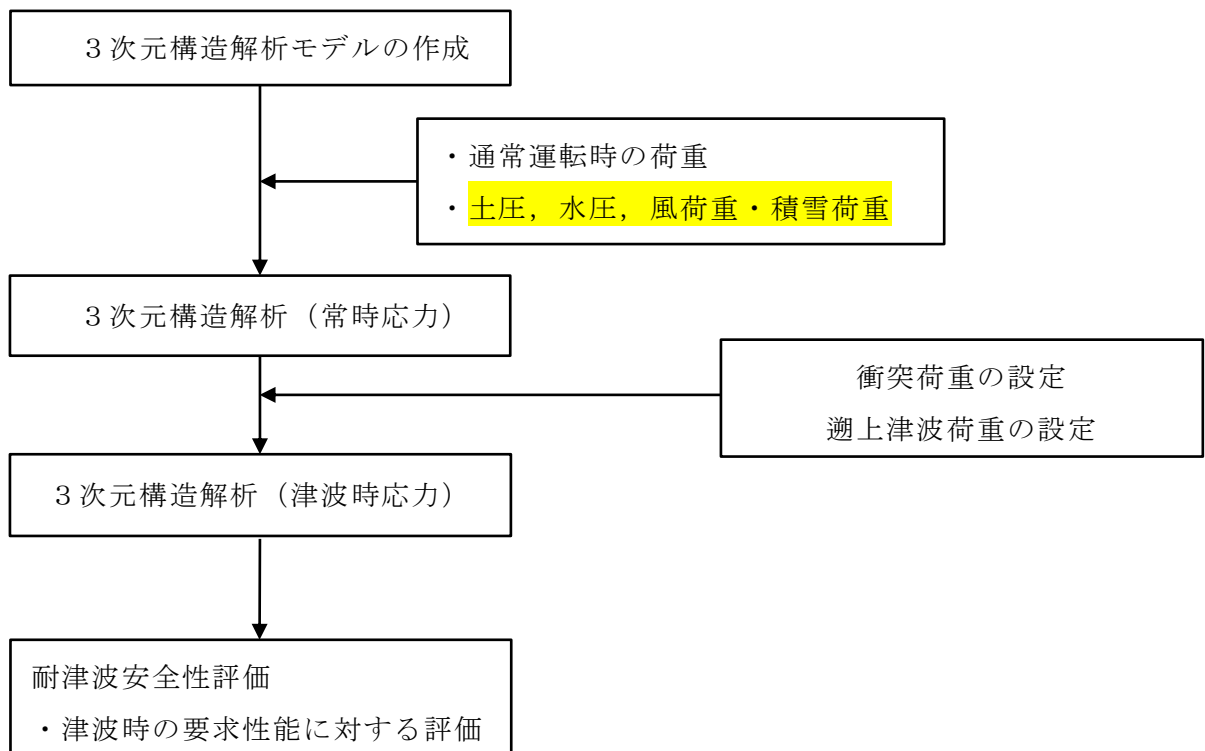


図 5.2.1-2 3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

a. 自重

重力擁壁及びケーソンの各部材については、各部材の体積にコンクリートの密度を乗じて設定し、中詰材については、体積に各中詰材の密度を乗じて設定する。

漂流物対策工は、設置位置に漂流物対策工の単位体積重量を考慮する。

b. 静止土圧及び静水圧

静止土圧及び静水圧を躯体に作用させる。静止土圧は、2次元有限要素法による常時応力解析より算出された土圧を用いる。静水圧は公式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度 1.03t/m^3 を考慮する。

(2) 津波時荷重

a. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、表 5.2.1-1 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波高さ EL 12.6m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

b. 土圧

土圧は、2次元有限要素法による応力解析より算出された土圧を用いる。

c. 衝突荷重

衝突荷重を重力擁壁に作用させる。衝突荷重は、表 3.3.1-3 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、評価対象断面の施設延長に応じて設定する。

d. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「3.3.1 荷重」を基に設定する。風荷重は重力擁壁及びケーソン側面に、積雪荷重は重力擁壁に作用させる。

5.2.2 重畳時

3次元構造解析の入力値のうち、慣性力及び土圧は「5.3 照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において、地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表5.2.2-1に、3次元構造解析への入力イメージを図5.2.2-1に、3次元構造解析のフローを図5.2.2-2に示す。

表 5.2.2-1 入力値の一覧（重畳時）

入力値		算定方法	2次元有限要素法から抽出する応答値	载荷位置
土圧		2次元有限要素法による常時応力解析	土圧	作用位置
水圧		公式	—	作用位置
風荷重・積雪荷重		公式	—	作用位置
遡上津波荷重		公式	—	作用位置
慣性力	躯体の慣性力	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	機器荷重の慣性力	地震応答解析	応答加速度	設置位置

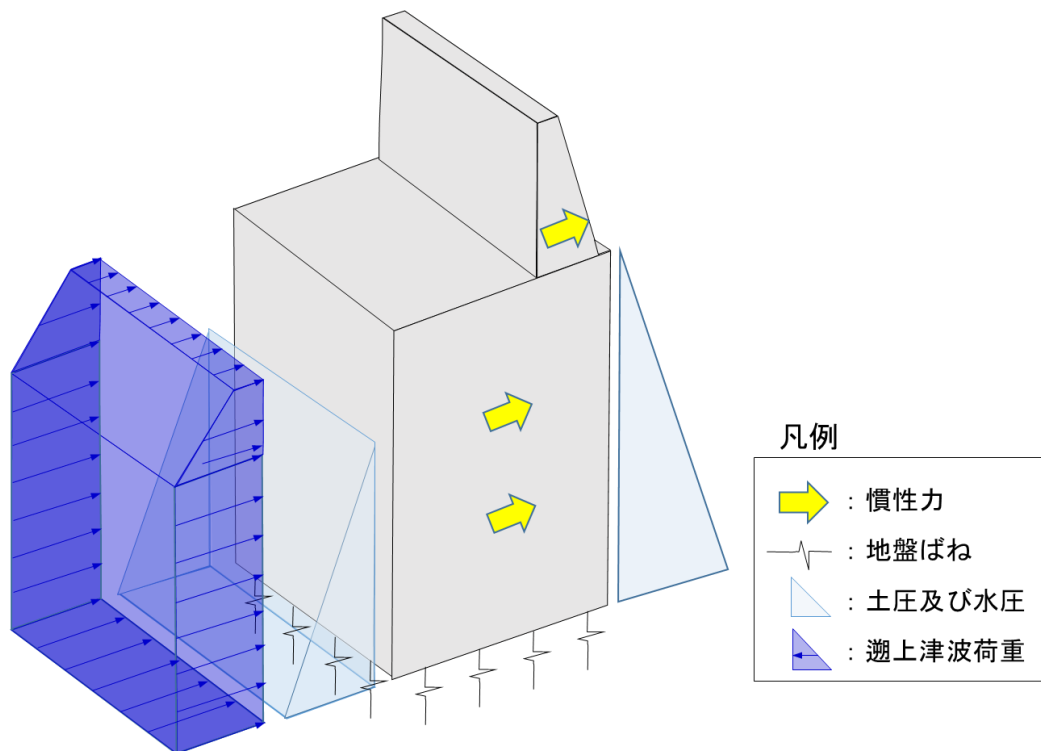


図 5.2.2-1 3次元構造解析への入力イメージ（重畳時）

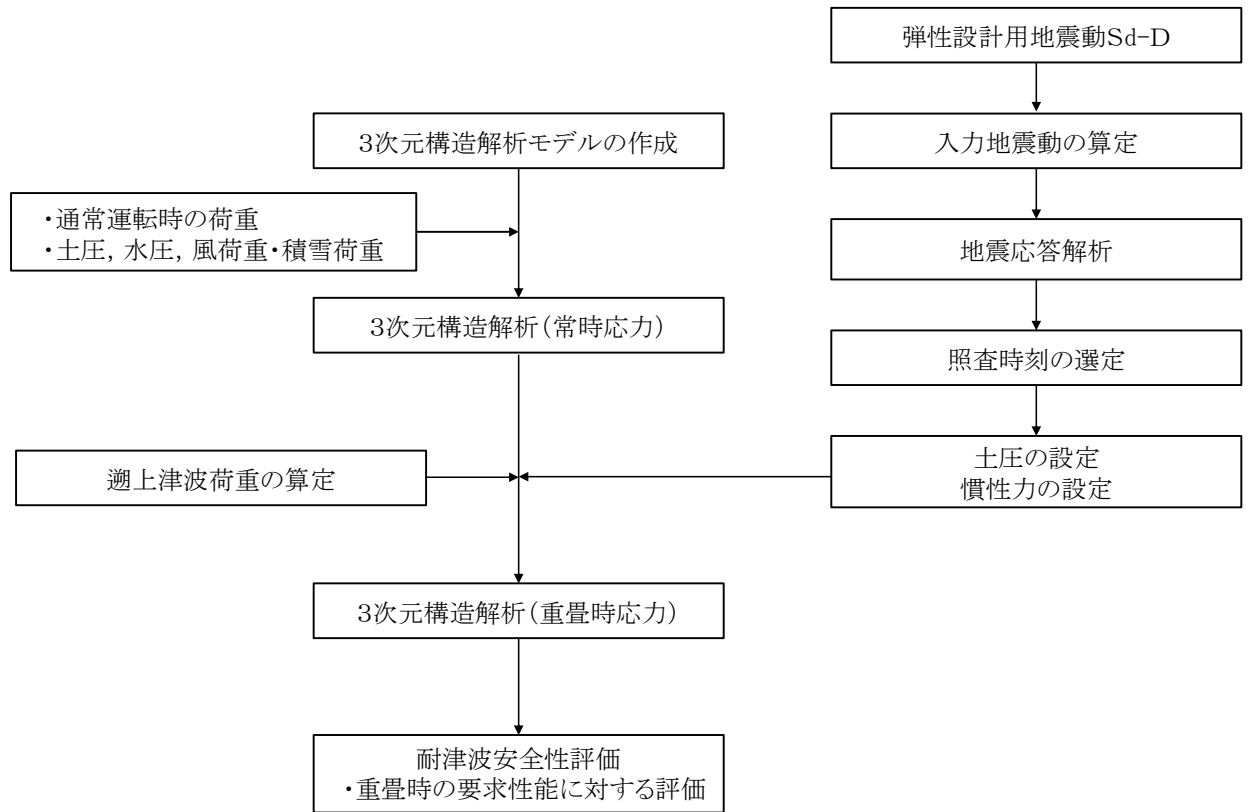


図 5.2.2-2 3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

常時荷重は「5.2.1 津波時」と同様とする。

(2) 重畳時荷重

a. 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおけるケーソン及び重力擁壁の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図5.2.2-3に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出は、抽出位置の全節点とする。

算定した慣性力は、防波壁（波返重力擁壁）の3次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とし、3次元構造解析モデルの要素の高さ位置に合わせ、全要素に入力する。

b. 動水圧

躯体に作用する動水圧は、抽出する加速度を踏まえ、Westergaardの式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度 1.03t/m^3 を考慮する。

c. 動土圧及び過剰間隙水圧

躯体に作用する動土圧及び過剰間隙水圧は、各地盤要素、各照査時刻における地震時荷重から算定する。動土圧及び過剰間隙水圧の抽出位置を図5.2.2-4に示す。

抽出した水平及び鉛直方向の動土圧及び過剰間隙水圧の抽出は、防波壁（波返重力擁壁）の3次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

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

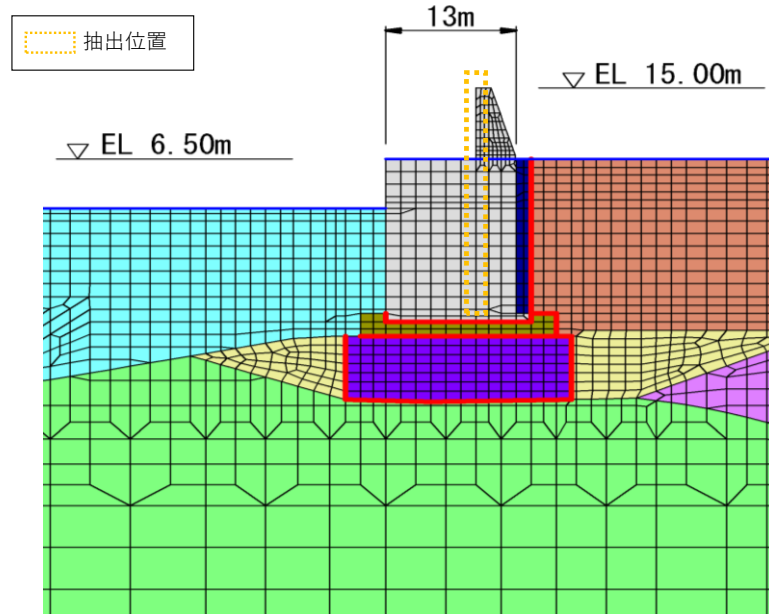


図 5. 2. 2-3(1) 応答加速度の抽出位置 (②-②断面)

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

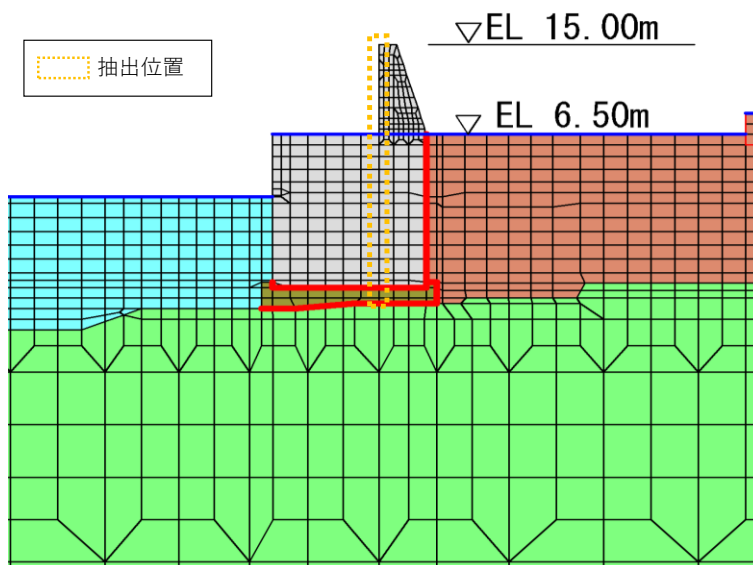


図 5. 2. 2-3(2) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

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

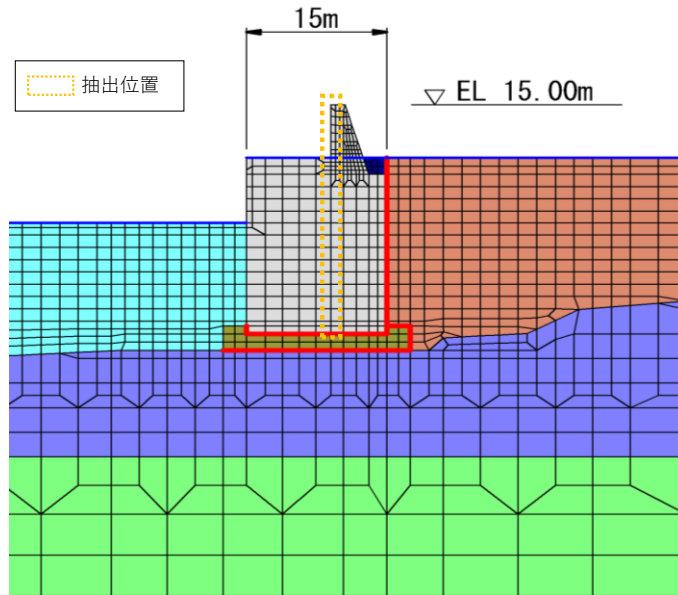


図 5. 2. 2-3(3) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)

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

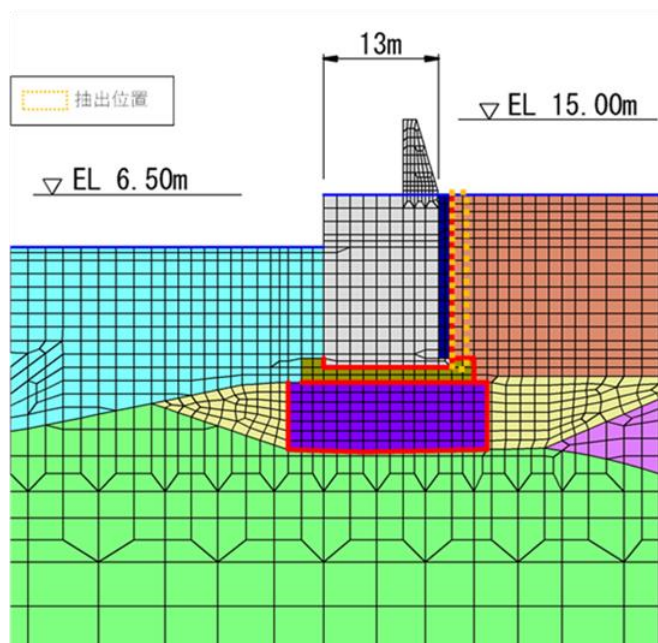


図 5. 2. 2-4(1) 地震時荷重の抽出位置 (②-②断面)

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

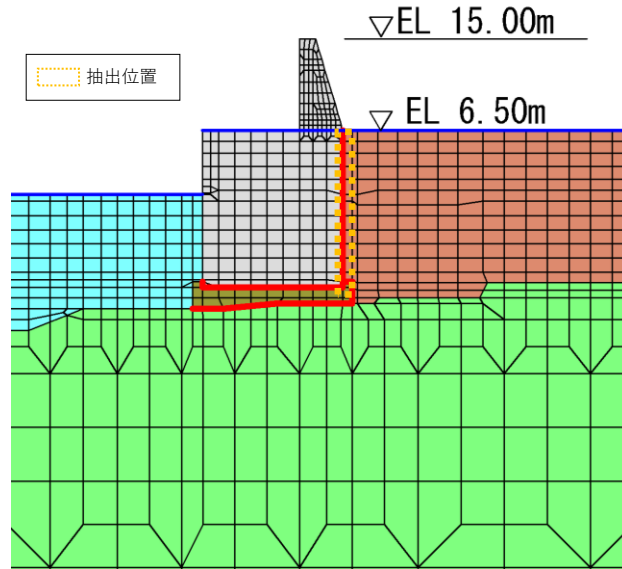


図 5. 2. 2-4(2) 地震時荷重の抽出位置 (③-③断面)

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

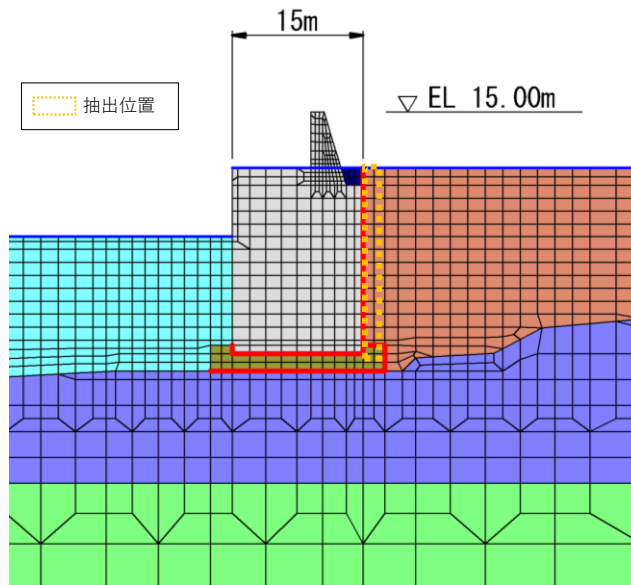


図 5. 2. 2-4(3) 地震時荷重の抽出位置 (④-④断面)

d. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、表 5.2.2-2 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重として、「海域活断層から想定される地震による津波（津波高さ EL 4.9m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

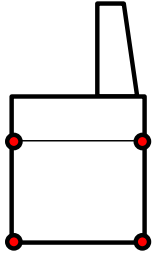

e. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「5.2.1 津波時」と同様とする。

5.3 照査時刻の設定

ケーソン及び放水路ケーソンの健全性評価のうち、重畳時においては構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から選定する。防波壁（波返重力擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.3.1-1 に、3次元構造解析を実施する照査時刻を表 5.3.1-2 に示す。

表 5.3.1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	荷重抽出時刻
時刻1	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		ケーソン頂底版間で変位が最大となる時刻
時刻2	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		総水平荷重が最大となる時刻

5.3.1 時刻1の選定理由

ケーソンは箱型構造であることから、ケーソン全体の変形に伴い、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、変形量に着目し、ケーソン全体における層間変位が最大となる時刻を選定する。

5.3.2 時刻2の選定理由

余震時により、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、重力擁壁を含めた防波壁全体に作用する水平荷重に着目し、総水平荷重が最大となる時刻を選定する。

表 5.3.1-2 3次元構造解析を実施する照査時刻

断面	地震動	時刻 (s)
②-②断面	S d - D (++)	34.41s
		23.92s
③-③断面		14.67s
		28.09s
④-④断面		13.03s
		19.01s

5.4 解析モデル及び諸元

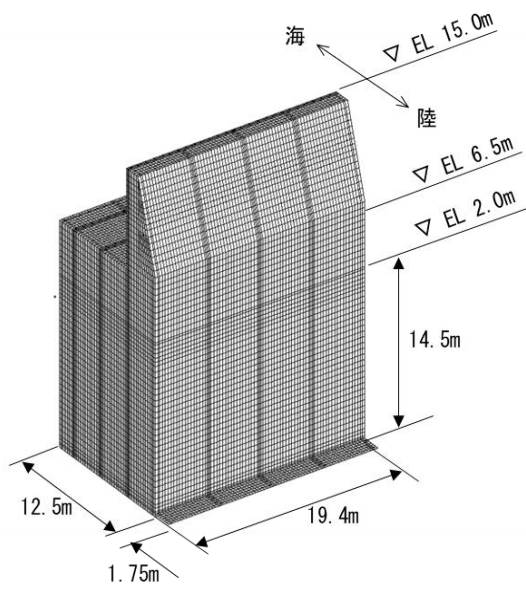
5.4.1 構造物のモデル化

(1) ②-②断面及び④-④断面

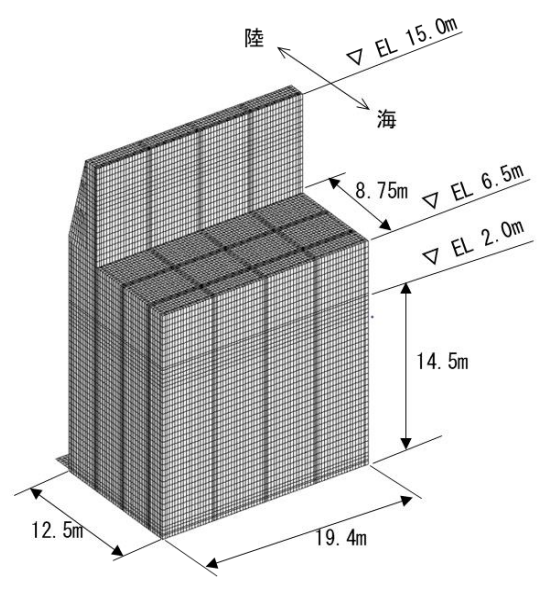
3次元構造解析モデルにおいて、ケーソンは線形シェル要素でモデル化し、重力擁壁及び中詰材（中詰コンクリート又は中詰材改良体）については線形ソリッド要素でモデル化する。なお、漂流物対策工はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。使用要素一覧を表 5.4.1-1 に、3次元構造解析モデルを図 5.4.1-1 及び図 5.4.1-2 に、境界条件を表 5.4.1-2 に示す。

表 5.4.1-1 使用要素一覧

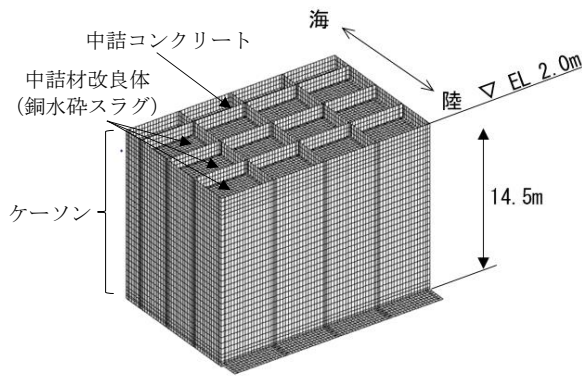
部位	使用要素
ケーソン	線形シェル要素
重力擁壁 中詰材	線形ソリッド要素
漂流物対策工	モデル化しない (重量のみ考慮)
地盤	地盤ばね



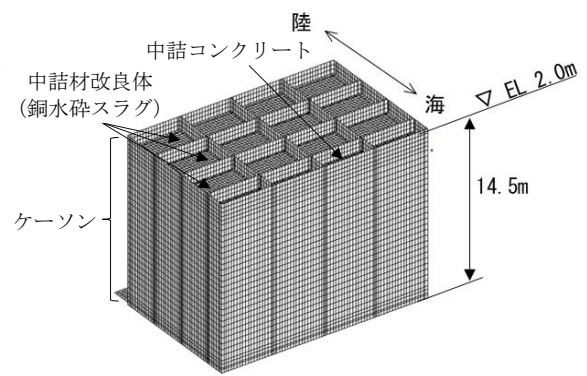
モデル全体図（陸側）



モデル全体図（海側）



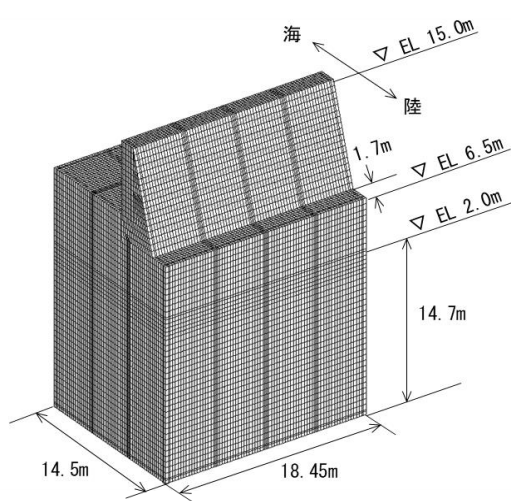
ケーソンのモデル図（陸側）*



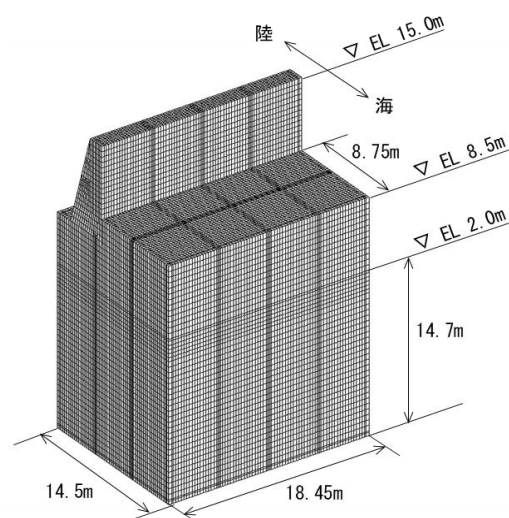
ケーソンのモデル図（海側）*

注記*：重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

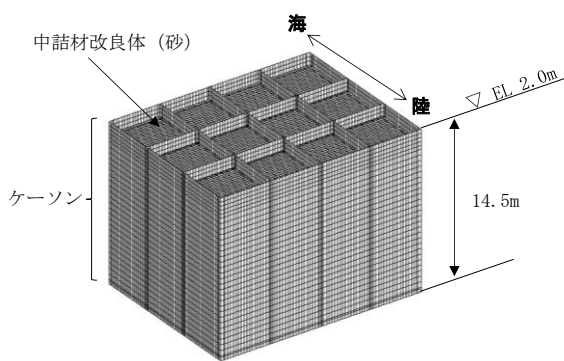
図 5. 4. 1-1 3次元構造解析モデル（②-②断面）



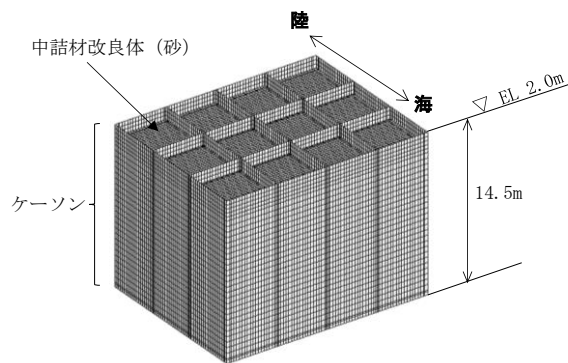
モデル全体図 (陸側)



モデル全体図 (海側)



ケーソンのモデル図 (陸側) *



ケーソンのモデル図 (海側) *

注記* : 重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

図 5.4.1-2 3次元構造解析モデル (④-④断面)

表 5.4.1-2 境界条件

部材・材料	境界条件
底版	地盤ばね
前壁	拘束なし
後壁	
側壁	拘束なし
中詰材	前壁，側壁，後壁，隔壁及び底版と節点共有
重力擁壁	各部材と節点共有

(2) ③-③断面

②-②断面及び④-④断面の壁部材の部材厚と比較し、③-③断面の部材厚が大きいことから、③-③断面については、線形ソリッド要素でモデル化する。なお、部材内にH形鋼が含まれているが、保守的にH形鋼を考慮せず、各部材を無筋コンクリートとして評価を実施する。なお、漂流物対策工はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。使用要素一覧を表5.4.1-3に、3次元構造解析モデルを図5.4.1-3に、境界条件を表5.4.1-4に示す。

表 5.4.1-3 使用要素一覧

部位	使用要素
重力擁壁 放水路ケーソン	線形ソリッド要素
漂流物対策工	モデル化しない (重量のみ考慮)
地盤	地盤ばね

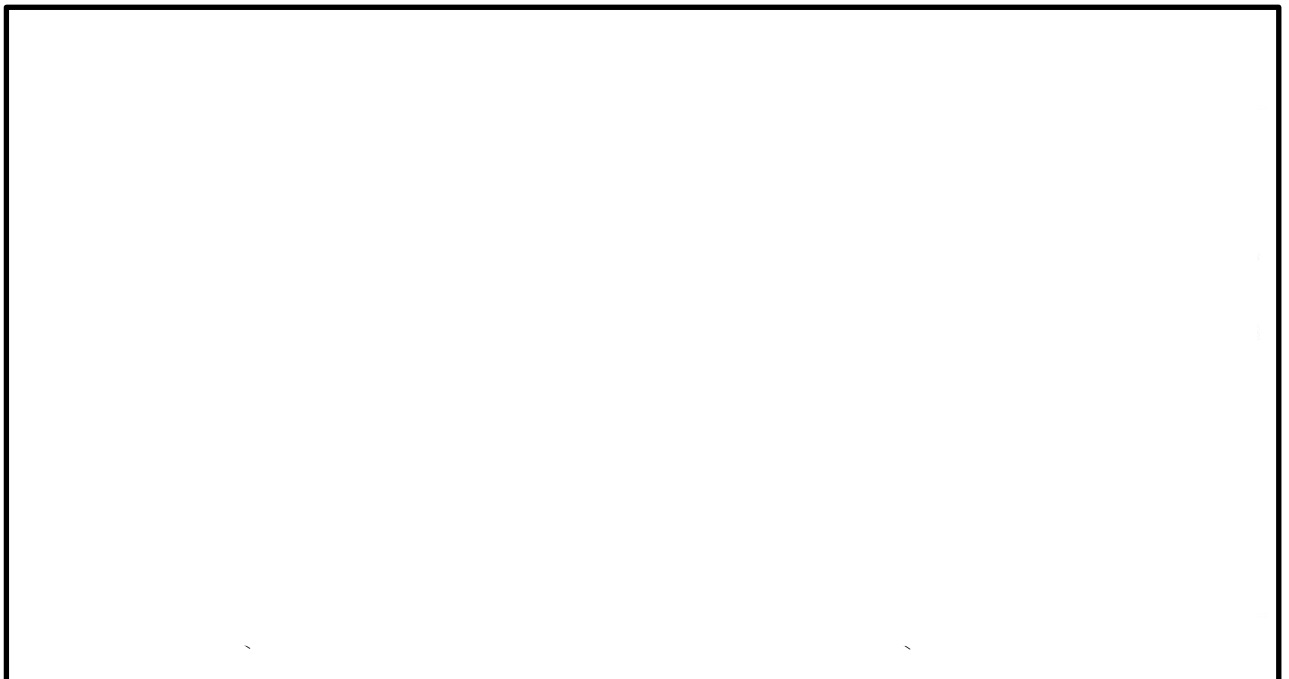


図 5.4.1-3 3次元構造解析モデル (③-③断面)

表 5.4.1-4 境界条件

部材	境界条件
底版	地盤ばね
側壁	拘束なし
隔壁	
頂版	重力擁壁と節点共有
重力擁壁	各部材と節点共有

5.4.2 地盤ばね

ケーソン底面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、ケーソンに作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定には、ケーソン直下のMMRの物性値を用いる。

ケーソン底面に設定する地盤ばねは、「道路橋示方書(平成14年)」に基づき設定し、構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。ケーソン底面に設定する地盤ばねを表5.4.2-1に示す。

放水路ケーソンにおいても、同様に設定する。

表 5.4.2-1 ケーソン底面に設定する地盤ばね

		ケーソン底面
常時	鉛直	地盤ばね
	水平	
津波時 重畳時	鉛直	地盤ばね
	水平	

(1) 鉛直方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、鉛直方向の地盤ばねを設定する。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (常時 : 4, 図 5.4.2-1 参照)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

図 5.4.2-1 変形係数 E_0 と α

(「道路橋示方書(平成 14 年)」に加筆)

b. 津波時及び重畳時

5.3.2(1)a. と同様に鉛直方向の地盤ばねを設定する。なお、地盤反力係数の推定に用いる係数 α は 8 とする。

(2) 水平方向

a. 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで、

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (常時) (kN/m³)

b. 津波時及び重畳時

5.4.2(2)a. と同様に水平方向の地盤ばねを設定する。なお、基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は地震時のものを用いる。

5.4.3 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。

(1) ケーソン及び放水路ケーソン

ケーソン及び放水路ケーソンの使用材料を表 5.4.3-1 に、材料の物性値を表 5.3.3-2 に示す。

表 5.4.3-1 使用材料

材料		諸元
コンクリート	ケーソン 放水路ケーソン	24.0N/mm ²
鉄筋		SD345

表 5.4.3-2 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
コンクリート	ケーソン 放水路ケーソン	24.0*	2.5×10 ⁴ *	0.2*

注記*：コンクリート標準示方書（2002）

(2) 重力擁壁

重力擁壁の使用材料は、「4.1.1(3) 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(3) 中詰材

a. 中詰コンクリート

中詰コンクリートの使用材料を表 5.4.3-3 に、材料の物性値を表 5.4.3-4 に示す。

表 5.4.3-3 使用材料

材料	諸元
コンクリート	18.0 N/mm ²

表 5.4.3-4 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
コンクリート	22.6*1	2.2×10 ⁴ *2	0.2*2

注記*1：港湾基準

*2：コンクリート標準示方書（2002）

b. 中詰材改良体（銅水砕スラグ）

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の物性値は、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」に示す原位置でのPS検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表 5.4.3-5 に示す。

表 5.4.3-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	EL-5.5m 以浅	22.6	8.8×10 ³	0.33
	EL-5.5m 以深		1.2×10 ⁴	

c. 中詰材改良体（砂）

中詰材改良体（砂）の物性値は、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「（参考資料3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」に示す原位置でのPS検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。材料の物性値を表5.4.3-6に示す。

表 5.4.3-6 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
中詰材改良体 (砂)	EL-5.5m 以浅	20.0	7.8×10 ³	0.33
	EL-5.5m 以深		1.1×10 ⁴	

5.4.4 地下水位

設計地下水位は、「4.1.1(5) 地下水位」を基に設定する。

5.5 評価対象部位

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

5.6 評価方法

(1) ②-②断面及び④-④断面

3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度並びにせん断力より算定されるせん断応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-1 に示す。

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

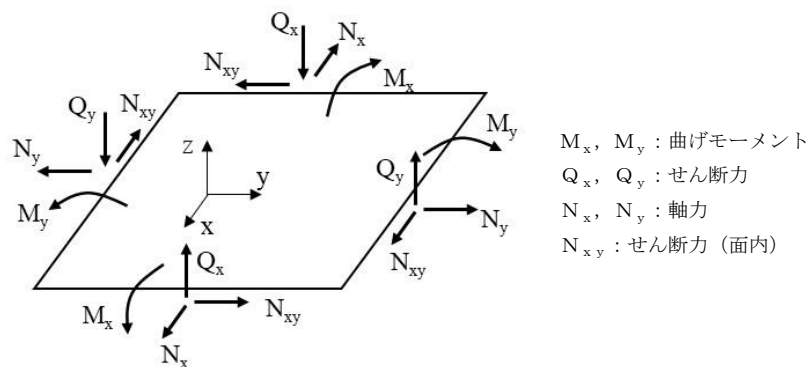


図 5.6-1 シェル要素における断面力の方向

(2) ③-③断面

3次元構造解析に基づいて算定した圧縮応力度，引張応力度及びせん断応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.6-2 に示す。

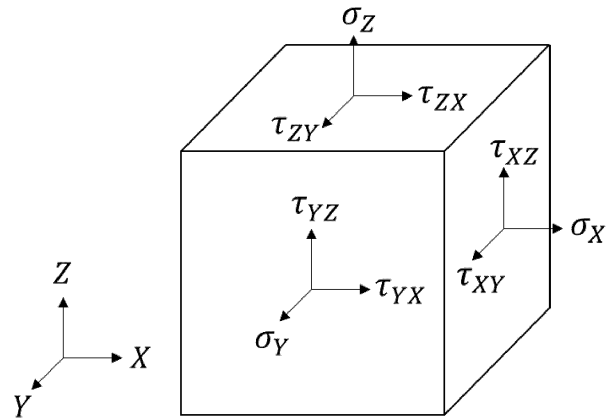


図 5.6-2 ソリッド要素における応力の方向

5.7 評価結果

5.7.1 津波時

(1) ②-②断面及び④-④断面

a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象部材位置図を図5.7.1-1に示す。

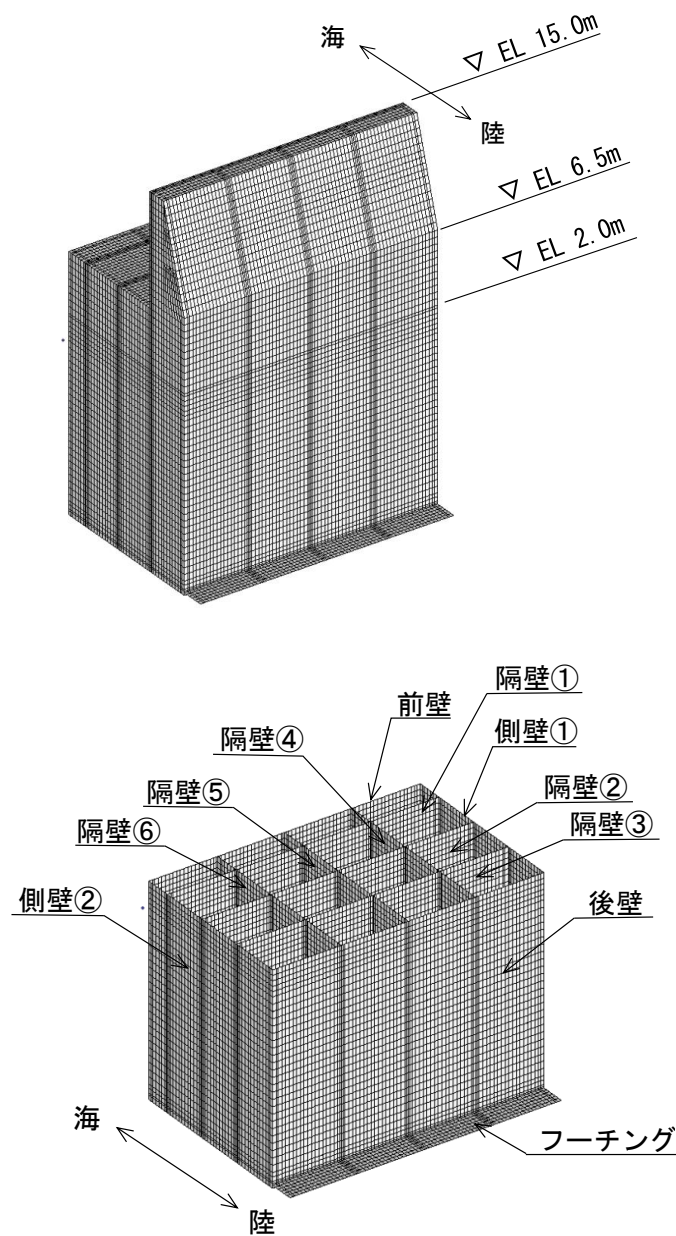


図 5.7.1-1(1) 評価対象部材位置図 (②-②断面)

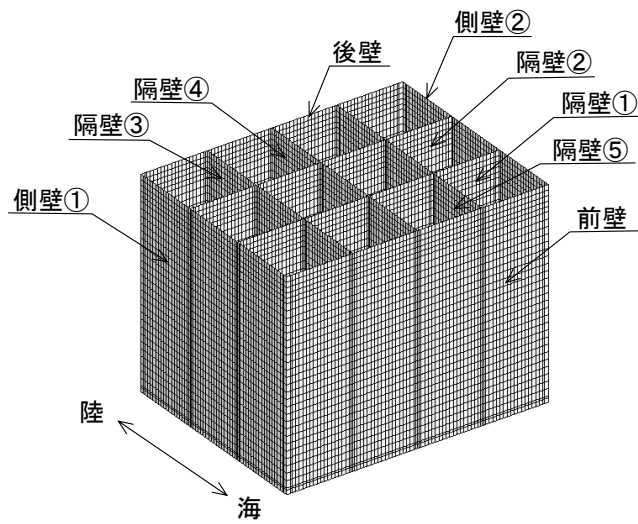
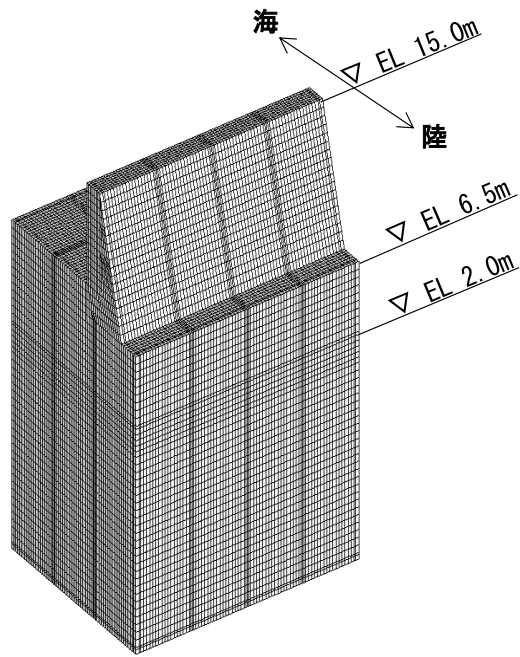


图 5.7.1-1(2) 評価対象部材位置図 (④-④断面)

b. 曲げ照査

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査結果を表 5.7.1-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.1-2 示す。

この結果から、ケーソンのコンクリート及び鉄筋における発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
底版	53	56	1.2	13.5	0.09
フーチング	37	11	0.3	13.5	0.03
前壁	4	6	0.2	13.5	0.02
後壁	2	780	1.5	13.5	0.12
側壁①	12	634	1.5	13.5	0.12
側壁②	12	634	1.5	13.5	0.12
隔壁①	1	23	0.5	13.5	0.04
隔壁②	1	8	0.6	13.5	0.05
隔壁③	0	264	0.9	13.5	0.07
隔壁④	0	365	1.3	13.5	0.10
隔壁⑤	0	371	1.3	13.5	0.10
隔壁⑥	0	365	1.3	13.5	0.10

表 5.7.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
底版	47	40	0.7	13.5	0.06
前壁	13	20	0.4	13.5	0.03
後壁	0	601	1.2	13.5	0.10
側壁①	17	453	1.3	13.5	0.10
側壁②	17	453	1.3	13.5	0.10
隔壁①	0	161	0.6	13.5	0.05
隔壁②	1	229	0.9	13.5	0.07
隔壁③	0	314	1.0	13.5	0.08
隔壁④	0	322	1.0	13.5	0.08
隔壁⑤	0	314	1.0	13.5	0.08

表 5.7.1-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
底版	53	56	85.5	294	0.30
フーチング	51	107	39.7	294	0.14
前壁	2	184	63.3	294	0.22
後壁	4	110	36.3	294	0.13
側壁①	1	169	73.5	294	0.25
側壁②	1	169	73.5	294	0.25
隔壁①	0	35	28.0	294	0.10
隔壁②	0	57	48.6	294	0.17
隔壁③	0	72	57.5	294	0.20
隔壁④	0	57	23.6	294	0.09
隔壁⑤	0	52	21.3	294	0.08
隔壁⑥	0	57	23.6	294	0.09

表 5.7.1-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
底版	47	43	46.7	294	0.16
前壁	7	93	35.9	294	0.13
後壁	6	117	41.0	294	0.14
側壁①	1	29	10.0	294	0.04
側壁②	1	29	10.0	294	0.04
隔壁①	0	63	40.7	294	0.14
隔壁②	0	75	47.1	294	0.17
隔壁③	0	4	1.1	294	0.01
隔壁④	0	1	0.3	294	0.01
隔壁⑤	0	4	1.1	294	0.01

c. せん断照査

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリートのせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートのせん断破壊に対する照査における表 5.7.1-3 及び表 5.7.1-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
底版	55	0.12	0.67	0.19
フーチング	61	0.08	0.67	0.12
前壁	10	0.02	0.67	0.04
後壁	15	0.04	0.67	0.07
側壁①	29	0.07	0.67	0.11
側壁②	29	0.07	0.67	0.11
隔壁①	3	0.03	0.67	0.05
隔壁②	7	0.06	0.67	0.10
隔壁③	3	0.03	0.67	0.04
隔壁④	3	0.02	0.67	0.04
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	3	0.02	0.67	0.04

表 5.7.1-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
底版	51	0.11	0.67	0.17
前壁	23	0.06	0.67	0.09
後壁	24	0.06	0.67	0.09
側壁①	17	0.05	0.67	0.07
側壁②	17	0.05	0.67	0.07
隔壁①	4	0.03	0.67	0.06
隔壁②	3	0.03	0.67	0.04
隔壁③	2	0.02	0.67	0.04
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	2	0.02	0.67	0.04

表 5.7.1-4(1) コンクリートせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²)	許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
	せん断力 Q (kN)			
底版	46	0.08	1.51	0.06
フーチング	140	0.14	1.51	0.10
前壁	15	0.03	1.51	0.02
後壁	173	0.35	1.99	0.18
側壁①	159	0.32	1.52	0.21
側壁②	159	0.32	1.52	0.21
隔壁①	16	0.06	1.51	0.05
隔壁②	47	0.19	1.73	0.11
隔壁③	77	0.31	1.93	0.16
隔壁④	76	0.31	1.56	0.20
隔壁⑤	78	0.31	1.57	0.20
隔壁⑥	76	0.31	1.56	0.20

表 5.7.1-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²)	許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
	せん断力 Q (kN)			
底版	68	0.11	1.51	0.08
前壁	27	0.05	1.54	0.04
後壁	96	0.19	1.89	0.11
側壁①	83	0.17	1.60	0.11
側壁②	83	0.17	1.60	0.11
隔壁①	53	0.21	1.78	0.12
隔壁②	75	0.30	1.87	0.17
隔壁③	42	0.17	1.62	0.11
隔壁④	41	0.16	1.62	0.11
隔壁⑤	42	0.17	1.62	0.11

(2) ③-③断面

a. 評価対象位置

3次元構造解析に基づく放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象部材位置図を図5.7.1-2に示す。

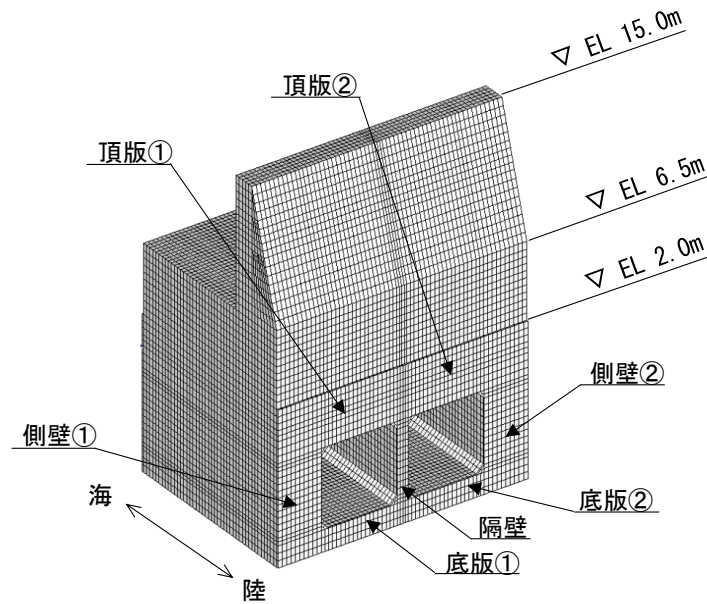


図5.7.1-2 評価対象部材位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 5.7.1-5 に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表 5.7.1-6 に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表 5.7.1-7 及び表 5.7.1-8 に示す。③-③断面の照査結果については、一部応力の平均化を実施していることから、応力の平均化に関しては、「(参考資料 1) 発生応力度の平均化について」に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	短期許容	照査値 σ_c / σ_{ca}
	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	
底版①	2.6	13.5	0.20
底版②	2.6	13.5	0.20
側壁①	4.2	13.5	0.32
側壁②	4.2	13.5	0.32
隔壁	5.6	13.5	0.42
頂版①	1.5	13.5	0.12
頂版②	1.5	13.5	0.12

表 5.7.1-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)	照査値 σ_s / f_{tk}
	引張応力度 σ_s (N/mm ²)		
底版①	0.50	1.91	0.27
底版②	0.50	1.91	0.27
側壁①	0.64	1.91	0.34
側壁②	0.64	1.91	0.34
隔壁	1.17	1.91	0.62
頂版①	0.68	1.91	0.36
頂版②	0.68	1.91	0.36

表 5.7.1-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	短期許容	照査値* τ_c/τ_{a1}
	せん断応力度* τ_c (N/mm ²)	応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	
底版①	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
底版②	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
側壁①	0.47	0.67	0.70
側壁②	0.47	0.67	0.70
隔壁	0.00 (0.93)	0.67	0.00 (1.39)
頂版①	0.65	0.67	0.98
頂版②	0.65	0.67	0.98

注記*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 5.7.1-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

評価対象部材	発生応力	許容せん断	照査値 τ_c/τ_1
	せん断応力度 τ_c (N/mm ²)	応力度 τ_1 (N/mm ²)	
底版①	0.53	1.51	0.36
底版②	0.53	1.51	0.36
側壁①	0.81	1.51	0.54
側壁②	0.81	1.51	0.54
隔壁	0.80	1.51	0.54
頂版①	0.15	1.51	0.10
頂版②	0.15	1.51	0.10

5.7.2 重畳時

(1) ②-②断面及び④-④断面

a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象部材位置図を図5.7.2-1に示す。

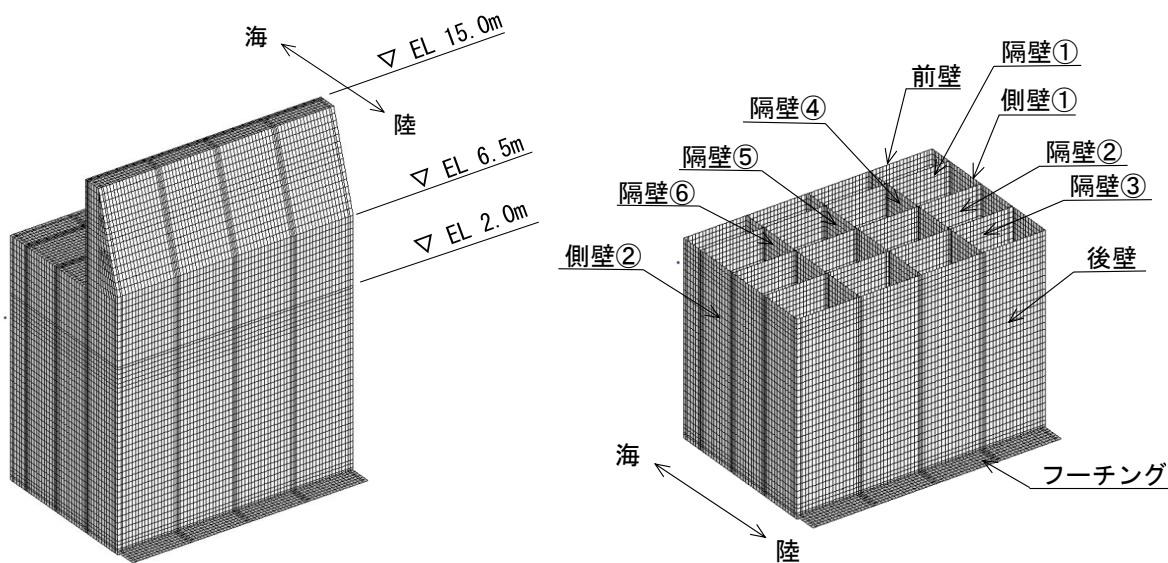


図 5.7.2-1(1) 評価対象部材位置図 (②-②断面)

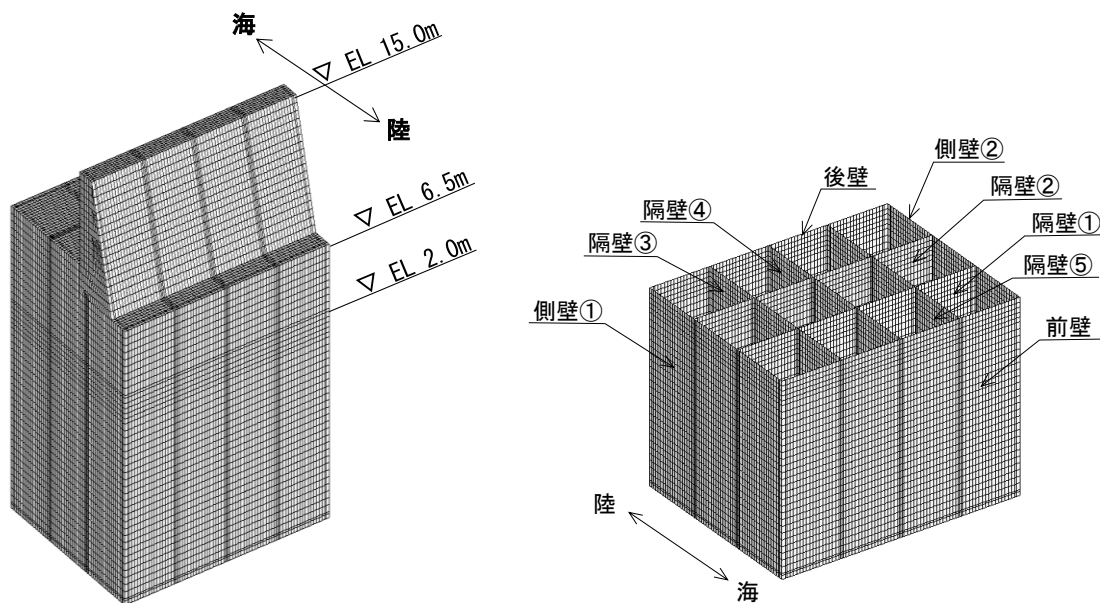


図 5.7.2-1(2) 評価対象部材位置図 (④-④断面)

b. **曲げ照査**

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する**照査における**照査結果を表 5.7.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 5.7.2-2 示す。

この結果から、ケーソンのコンクリート及び鉄筋における発生応力度が以下であることを確認した。

表 5.7.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
底版	45	48	1.0	13.5	0.08
フーチング	25	15	0.2	13.5	0.02
前壁	1	525	1.0	13.5	0.08
後壁	4	567	1.2	13.5	0.10
側壁①	15	439	1.2	13.5	0.09
側壁②	15	439	1.2	13.5	0.09
隔壁①	3	208	1.0	13.5	0.08
隔壁②	5	222	1.2	13.5	0.09
隔壁③	4	224	1.2	13.5	0.09
隔壁④	2	255	1.1	13.5	0.08
隔壁⑤	0	290	1.0	13.5	0.08
隔壁⑥	2	255	1.1	13.5	0.08

表 5.7.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
底版	73	53	1.4	13.5	0.11
前壁	8	874	2.0	13.5	0.15
後壁	28	822	2.2	13.5	0.17
側壁①	29	787	2.2	13.5	0.17
側壁②	29	787	2.2	13.5	0.17
隔壁①	6	396	1.9	13.5	0.14
隔壁②	5	381	1.8	13.5	0.14
隔壁③	2	483	1.8	13.5	0.14
隔壁④	0	483	1.6	13.5	0.12
隔壁⑤	2	483	1.8	13.5	0.14

表 5.7.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
底版	45	48	72.4	294	0.25
フーチング	3	218	36.9	294	0.13
前壁	1	78	25.5	294	0.09
後壁	5	98	33.7	294	0.12
側壁①	2	63	31.4	294	0.11
側壁②	2	63	31.4	294	0.11
隔壁①	0	38	30.6	294	0.11
隔壁②	0	57	44.8	294	0.16
隔壁③	0	63	50.3	294	0.18
隔壁④	0	13	5.6	294	0.02
隔壁⑤	0	12	5.1	294	0.02
隔壁⑥	0	13	5.6	294	0.02

表 5.7.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
底版	77	47	72.0	294	0.25
前壁	0	122	41.1	294	0.14
後壁	6	147	49.0	294	0.17
側壁①	2	50	18.1	294	0.07
側壁②	2	50	18.1	294	0.07
隔壁①	0	95	58.7	294	0.20
隔壁②	0	95	58.8	294	0.20
隔壁③	0	28	17.9	294	0.07
隔壁④	0	33	20.3	294	0.07
隔壁⑤	0	28	17.9	294	0.07

c. せん断照査

②-②断面及び④-④断面において、ケーソンのコンクリートのせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートのせん断破壊に対する照査における表 5.7.2-3 及び表 5.7.2-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
底版	46	0.10	0.67	0.16
フーチング	44	0.05	0.67	0.09
前壁	24	0.07	0.67	0.11
後壁	40	0.10	0.67	0.15
側壁①	25	0.06	0.67	0.09
側壁②	25	0.06	0.67	0.09
隔壁①	2	0.02	0.67	0.03
隔壁②	5	0.05	0.67	0.07
隔壁③	5	0.04	0.67	0.07
隔壁④	2	0.02	0.67	0.04
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	2	0.02	0.67	0.04

表 5.7.2-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
底版	77	0.17	0.67	0.26
前壁	36	0.09	0.67	0.14
後壁	37	0.09	0.67	0.14
側壁①	26	0.07	0.67	0.10
側壁②	26	0.07	0.67	0.10
隔壁①	8	0.07	0.67	0.11
隔壁②	7	0.06	0.67	0.10
隔壁③	3	0.03	0.67	0.05
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	3	0.03	0.67	0.05

表 5.7.2-4(1) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²)	許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
	せん断力 Q (kN)			
底版	122	0.20	1.51	0.14
フーチング	128	0.13	1.51	0.09
前壁	53	0.11	1.84	0.06
後壁	147	0.29	1.93	0.16
側壁①	199	0.40	1.80	0.23
側壁②	199	0.40	1.80	0.23
隔壁①	40	0.16	1.85	0.09
隔壁②	63	0.25	1.89	0.14
隔壁③	69	0.27	1.89	0.15
隔壁④	105	0.42	1.82	0.23
隔壁⑤	102	0.41	1.82	0.23
隔壁⑥	105	0.42	1.82	0.23

表 5.7.2-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
 (④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 (面内) τ_c (N/mm ²)	許容せん断 応力度 (面内) τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
	せん断力 Q (kN)			
底版	162	0.27	1.51	0.18
前壁	135	0.27	2.09	0.13
後壁	152	0.30	2.15	0.15
側壁①	251	0.50	2.00	0.26
側壁②	251	0.50	2.00	0.26
隔壁①	106	0.42	2.11	0.21
隔壁②	110	0.44	2.06	0.22
隔壁③	148	0.59	2.02	0.30
隔壁④	149	0.60	2.01	0.30
隔壁⑤	148	0.59	2.02	0.30

(2) ③-③断面

a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象部材位置図を図 5.7.2-2 に示す。

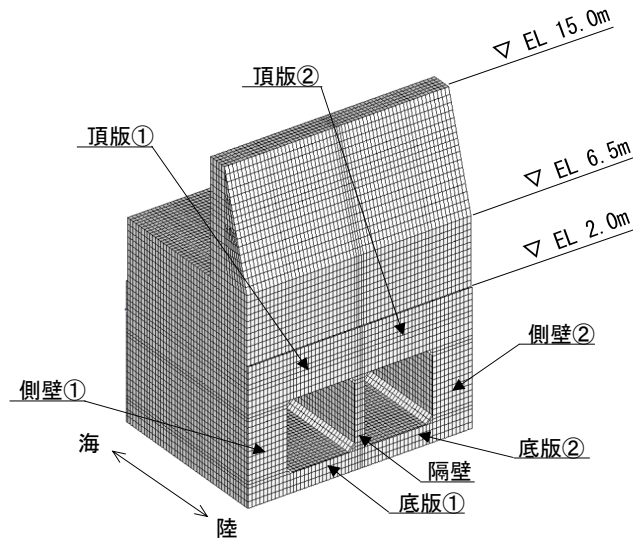


図 5.7.2-2 評価対象部材位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、ケーソンのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 5.7.2-5 に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表 5.7.2-6 に、コンクリートのせん断応力度に対する照査結果を表 5.7.2-7 及び表 5.7.2-8 に示す。③-③断面の照査結果については、一部応力の平均化を実施していることから、応力の平均化に関しては、「(参考資料 1) 発生応力度の平均化について」に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-5 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	短期許容	照査値 σ_c / σ_{ca}
	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	
底版①	2.0	13.5	0.15
底版②	2.0	13.5	0.15
側壁①	3.4	13.5	0.26
側壁②	3.4	13.5	0.26
隔壁	4.6	13.5	0.34
頂版①	1.4	13.5	0.11
頂版②	1.4	13.5	0.11

表 5.7.2-6 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)	照査値 σ_s / f_{tk}
	引張応力度 σ_s (N/mm ²)		
底版①	0.47	1.91	0.25
底版②	0.47	1.91	0.25
側壁①	0.57	1.91	0.30
側壁②	0.57	1.91	0.30
隔壁	1.13	1.91	0.60
頂版①	0.67	1.91	0.35
頂版②	0.67	1.91	0.35

表 5.7.2-7 コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	短期許容 せん断 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値* τ_c/τ_{a1}
	せん断応力度* τ_c (N/mm ²)		
底版①	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
底版②	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
側壁①	0.43	0.67	0.65
側壁②	0.43	0.67	0.65
隔壁	0.00 (0.75)	0.67	0.00 (1.12)
頂版①	0.61	0.67	0.91
頂版②	0.61	0.67	0.91

注記*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 5.7.2-8 コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値

評価対象 部材	発生応力	許容せん断 せん断 応力度 τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_1
	せん断応力度 τ_c (N/mm ²)		
底版①	0.33	1.51	0.22
底版②	0.33	1.51	0.22
側壁①	0.55	1.51	0.37
側壁②	0.55	1.51	0.37
隔壁	0.56	1.51	0.38
頂版①	0.24	1.51	0.16
頂版②	0.24	1.51	0.16

(参考資料1) 発生応力度の平均化について

1. はじめに

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

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

2. ③-③断面のモデル化方針

③-③断面の3次元構造解析モデルは、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会原子力土木委員会，2005年6月）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に準拠しモデル化を行っている。

「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

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

③-③断面の解析モデル及び評価対象部材の概念図を図2-1に示す。

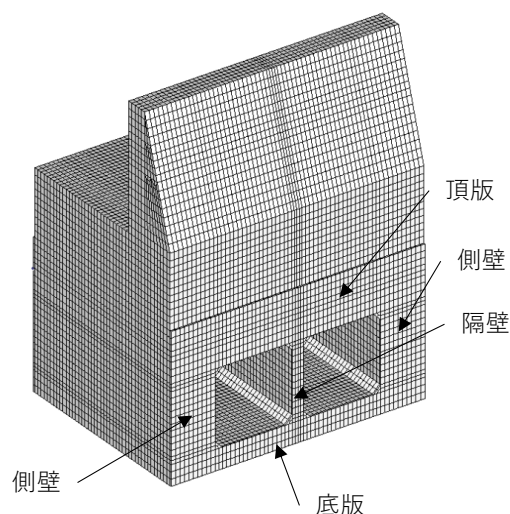


図2-1 評価対象部材位置図

3. 許容限界を超える部材

③－③断面の放水路ケーソンについて、津波時及び重畳時に対する強度評価の結果、発生する応力度が許容限界を**超える**要素が一部存在する。発生するせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 津波時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値
（③－③断面）

評価対象 部材	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
底版①	1.17	0.67	1.76
底版②	1.17	0.67	1.76
隔壁	0.93	0.67	1.39

表 3-2 重畳時におけるせん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値
（③－③断面）

評価対象 部材	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
底版①	0.87	0.67	1.31
底版②	0.87	0.67	1.31
隔壁	0.75	0.67	1.12

4. 応力度の平均化の考え方

4.1 平均化範囲及び位置

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

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

4.2 平均化の考え方

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

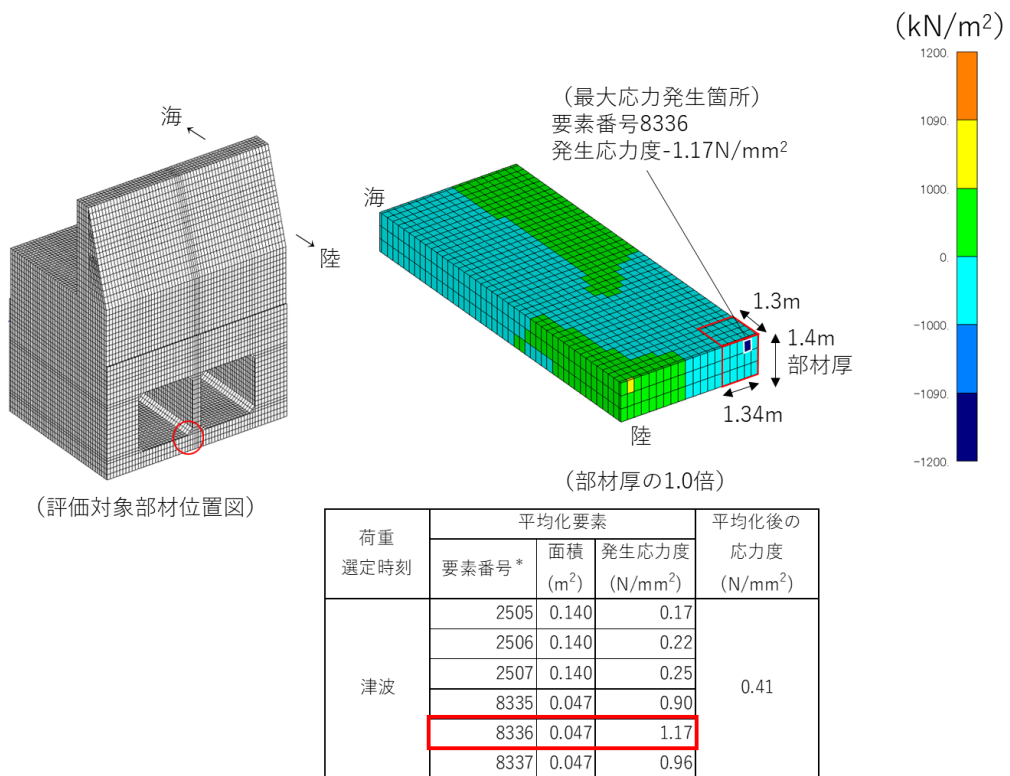


図4-1 応力度平均化の概念図（せん断応力度（面外））

5. せん断応力度（面外）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 5-1 及び表 5-2 に、平均化の概要図を図 5-1 に示す。この結果から、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 5-1 津波時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

評価対象部位	平均化要素数 (個)	発生応力度* (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値*
底版①	75	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
底版②	75	0.41 (1.17)	0.67	0.61 (1.76)
隔壁	12	0.00 (0.93)	0.67	0.00 (1.39)

注記*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 5-2 重畳時における応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

評価対象部位	平均化要素数 (個)	発生応力度* (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値*
底版①	75	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
底版②	75	0.34 (0.87)	0.67	0.51 (1.31)
隔壁	12	0.00 (0.75)	0.67	0.00 (1.12)

注記*：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

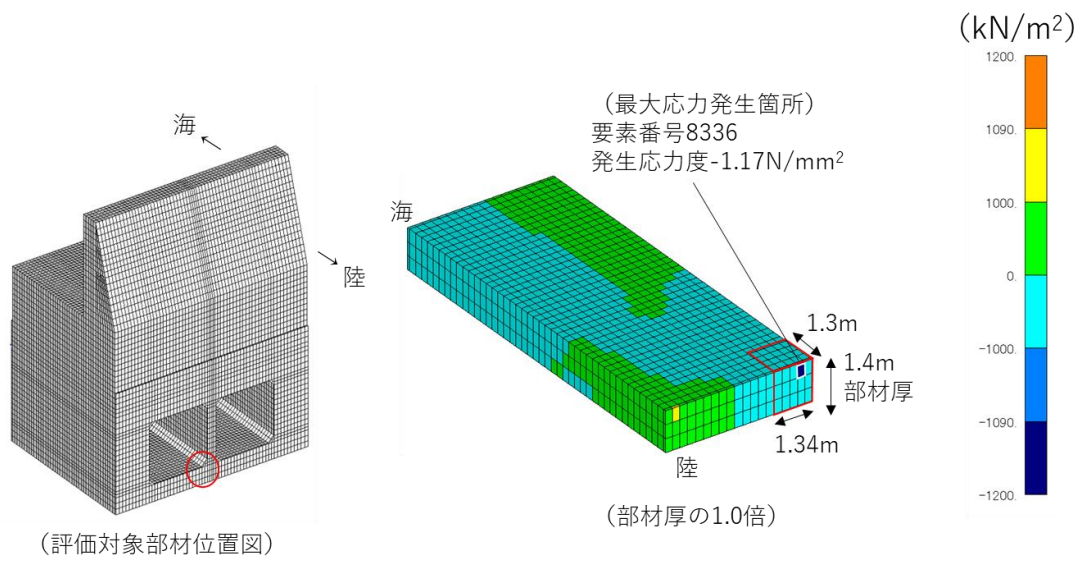


図 5-1 平均化の概要図（せん断応力度（面外），底版①）
 （底版②は底版①と分布状況が左右対称で同様であるため省略）

(参考資料 2) ケーソンの漂流物衝突における強度評価

1. 概要


防波壁（波返重力擁壁）は、津波時において、津波高さ EL 12.6m の位置に漂流物が衝突する評価を実施しているが、津波高さより低い位置で漂流物が防波壁（波返重力擁壁）に衝突することが想定されるため、ケーソンに漂流物が衝突した場合においても、発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

2. 評価内容

ケーソンの 3 次元構造解析の評価については、漂流物衝突荷重の衝突位置以外は「5. 3 次元構造解析」と同様とする。

衝突荷重は「3.3 荷重及び荷重の組合せ」と同様、「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定するが、③－③断面は厚さ 0.7m の隔壁を有しているため、「局所的な漂流物衝突荷重」も設定した。

漂流物衝突荷重の衝突位置は、ケーソンの前壁の評価結果が最も厳しくなると想定されるケーソン中央付近に作用させる。

防波壁（波返重力擁壁）に作用する衝突荷重は、④－④断面はケーソン前面に漂流物対策工を設置しているため、漂流物対策工による荷重分散を考慮し、高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重をケーソンに作用させる。②－②断面及び③－③断面はケーソン前面に漂流物対策工を設置していないため、荷重分散は考慮しない。なお、③－③断面はケーソンの幅 17m のうち開口部を除く  で荷重を負担するケース（ケース 1）と、隔壁のみに衝突するケース（ケース 2）の 2 ケース実施する。ケーソンに作用する衝突荷重作用図を図 2-1 に、評価対象構造物に対する設計用衝突荷重を表 2-1 に、衝突荷重を表 2-2 に、3 次元構造解析の荷重作用のイメージを図 2-2 に示す。

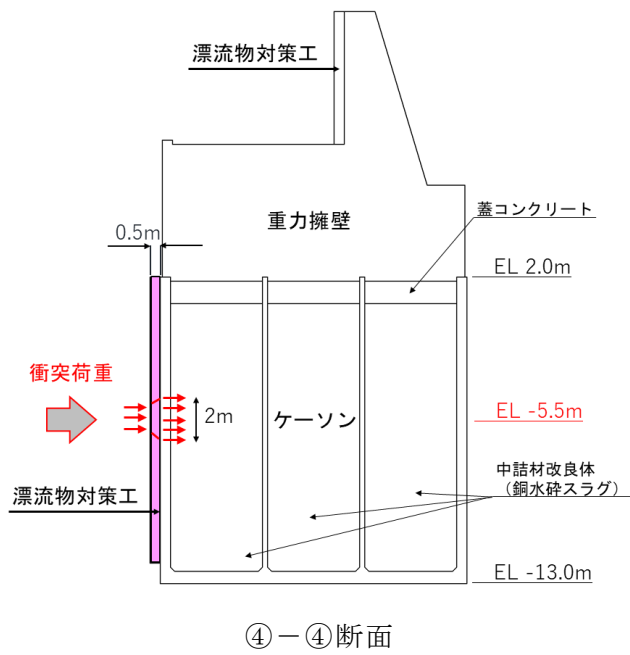
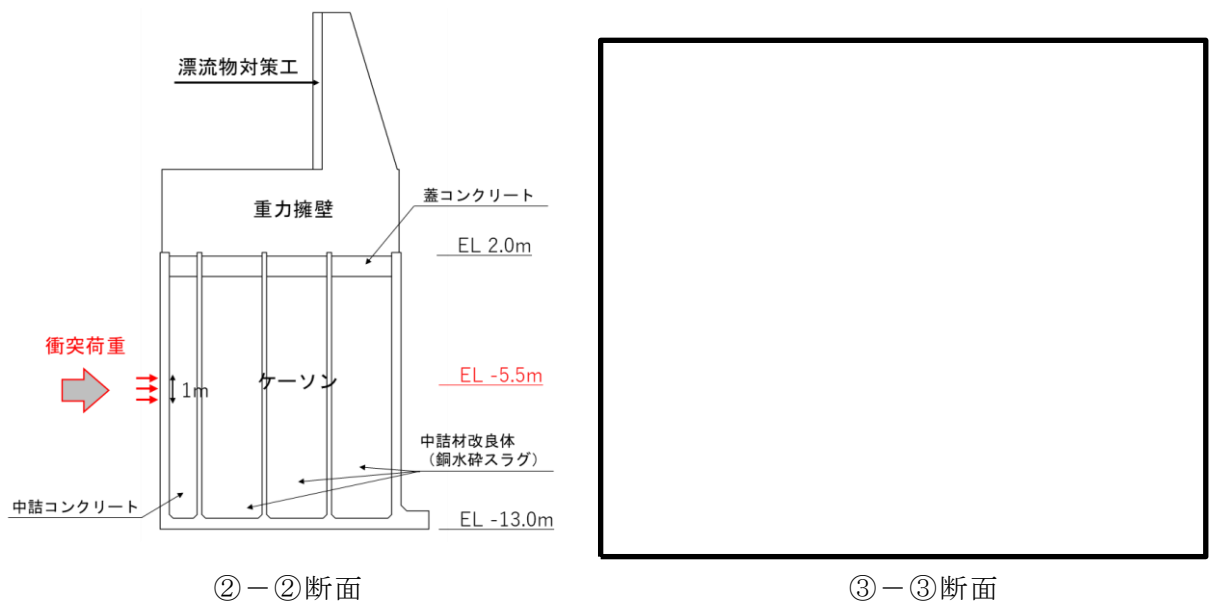


図 2-1 ケーソンに作用する衝突荷重作用図

表 2-1 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重
 (「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

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

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

表 2-2 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面 (ケース 1)	③-③断面 (ケース 2)	④-④断面
ブロック延長 (m)	19.90	17.00	0.70	18.95
衝突荷重 (kN/m ²)	360* ¹	1,030* ²	1,720* ³	185* ⁴

注記*1：按分した衝突荷重

*2：ケーソンの幅 17m のうち開口部を除く で荷重を負担した衝突荷重

≒ 1,030kN/m²)

*3：ケーソンの隔壁 0.7m で荷重を負担した衝突荷重

(1,200kN ÷ 0.7m² ≒ 1,720kN/m²)

*4：荷重分散を考慮した衝突荷重 (7,008kN(按分) ÷ 37.9m² ≒ 185kN/m²)

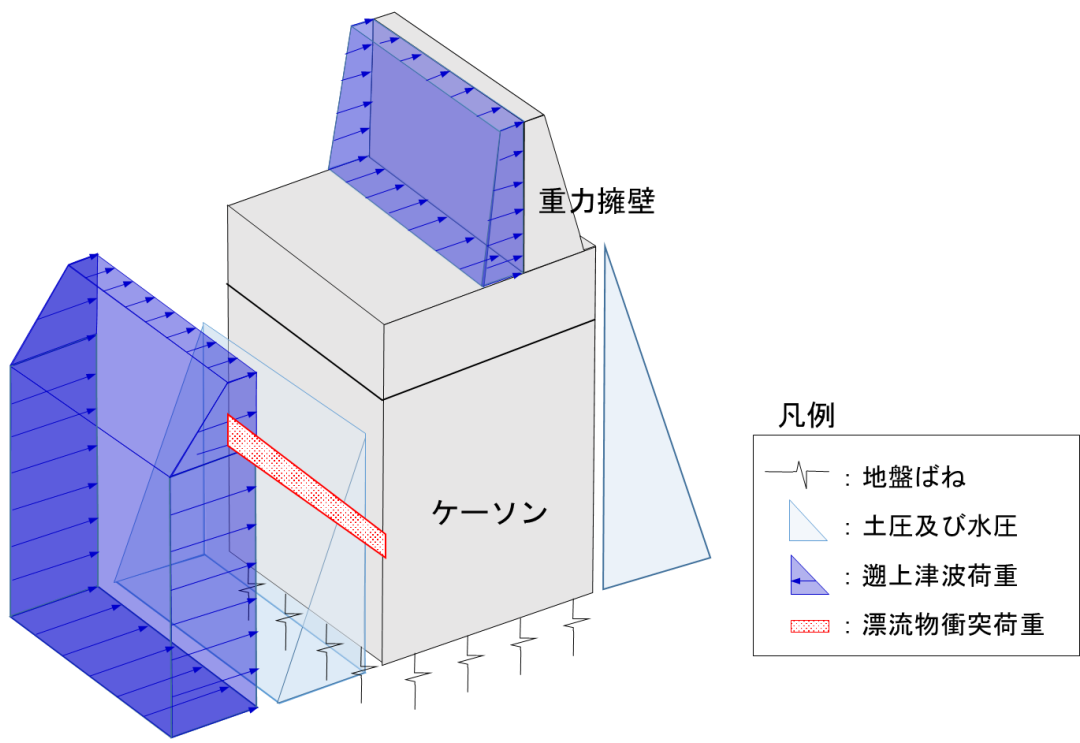


図 2-2(1) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (②-②断面及び④-④断面)

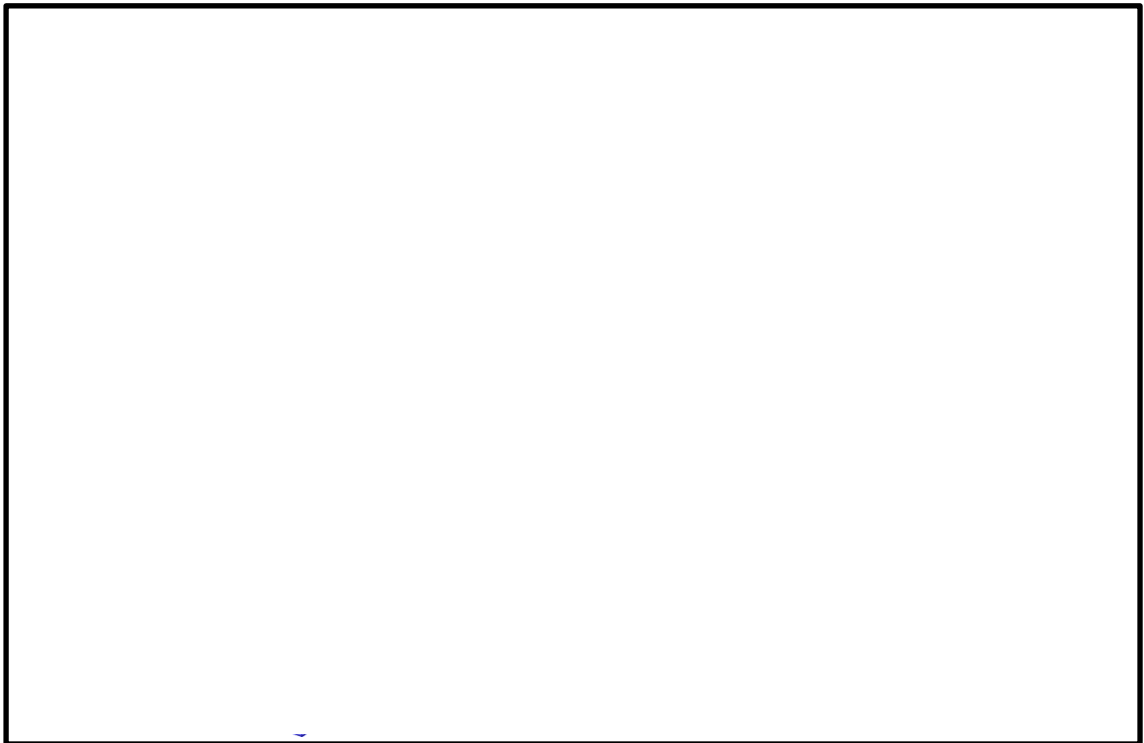


図 2-2(2) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (③-③断面: ケース1)



図 2-2(3) 3次元構造解析の荷重作用イメージ (㊸-㊸断面：ケース2)

3. 評価結果

(1) ②-②断面及び④-④断面

a. 評価対象部材

3次元構造解析におけるケーソンの評価対象部材は、前壁、後壁、側壁、隔壁、底版及びフーチングとした。評価対象部材位置図を図3-1に示す。

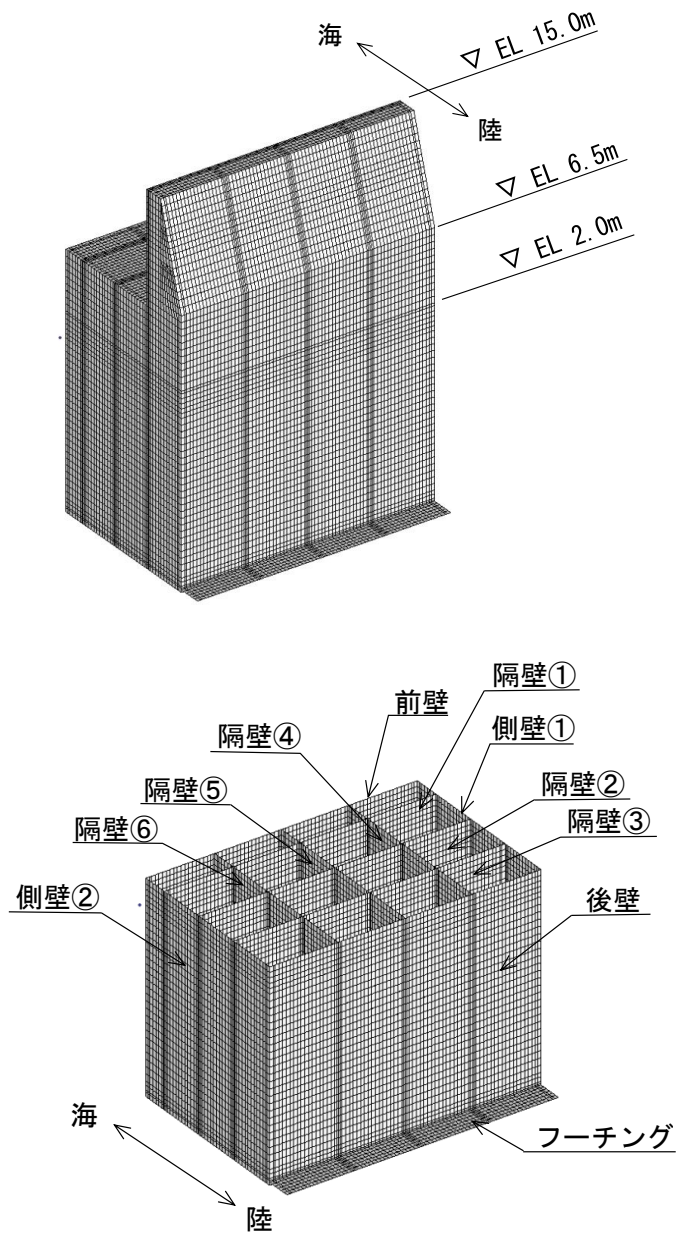


図3-1(1) 評価対象部材位置図 (②-②断面)

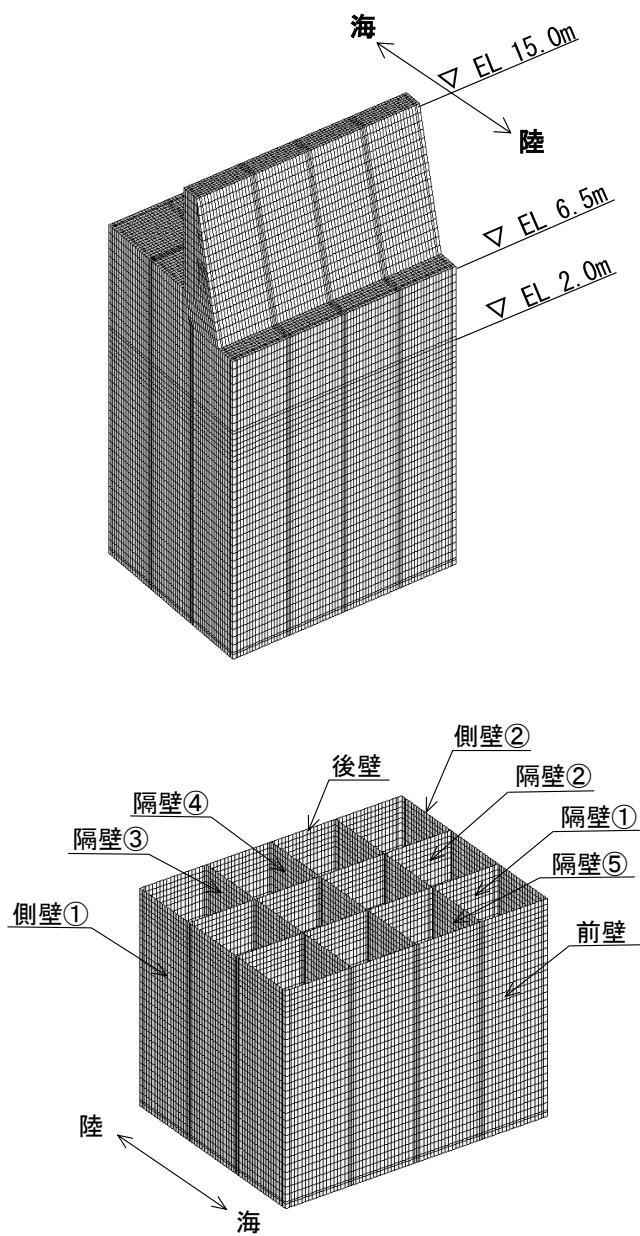


図 3-1(2) 評価対象部材位置図 (④-④断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

②－②断面及び④－④断面において、ケーソンのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行った。

コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-2 に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表 3-3 に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表 3-4 に示す。

この結果から、ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 3-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
底版	41	45	0.9	13.5	0.07
フーチング	38	78	0.2	13.5	0.02
前壁	7	3	0.3	13.5	0.03
後壁	8	462	1.1	13.5	0.09
側壁①	14	401	1.1	13.5	0.09
側壁②	14	401	1.1	13.5	0.09
隔壁①	1	27	0.6	13.5	0.05
隔壁②	1	155	0.6	13.5	0.05
隔壁③	0	227	0.8	13.5	0.06
隔壁④	0	272	1.0	13.5	0.08
隔壁⑤	0	277	1.0	13.5	0.08
隔壁⑥	0	272	1.0	13.5	0.08

表 3-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 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)			
底版	37	36	0.5	13.5	0.05
前壁	18	107	0.6	13.5	0.05
後壁	1	440	0.9	13.5	0.07
側壁①	13	336	0.9	13.5	0.07
側壁②	13	336	0.9	13.5	0.07
隔壁①	0	188	0.7	13.5	0.05
隔壁②	1	206	0.8	13.5	0.06
隔壁③	0	237	0.8	13.5	0.06
隔壁④	0	244	0.8	13.5	0.06
隔壁⑤	0	237	0.8	13.5	0.06

表 3-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
底版	41	45	67.4	294	0.23
フーチング	39	81	30.1	294	0.11
前壁	1	59	24.7	294	0.09
後壁	5	102	35.4	294	0.13
側壁①	1	44	17.9	294	0.07
側壁②	1	44	17.9	294	0.07
隔壁①	0	42	34.4	294	0.12
隔壁②	0	57	47.4	294	0.17
隔壁③	0	68	54.0	294	0.19
隔壁④	0	2	1.4	294	0.01
隔壁⑤	0	1	0.5	294	0.01
隔壁⑥	0	2	1.4	294	0.01

表 3-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

評価対象 部材	発生断面力		曲げ引張 応力度 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)			
底版	37	39	37.9	294	0.13
前壁	10	109	44.7	294	0.16
後壁	7	117	41.6	294	0.15
側壁①	7	52	0.8	294	0.01
側壁②	7	52	0.8	294	0.01
隔壁①	0	71	44.5	294	0.16
隔壁②	0	75	46.3	294	0.16
隔壁③	0	35	0.0	294	0.00
隔壁④	0	36	0.0	294	0.00
隔壁⑤	0	35	0.0	294	0.00

表 3-3(1) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
底版	43	0.10	0.67	0.15
フーチング	44	0.05	0.67	0.09
前壁	15	0.04	0.67	0.07
後壁	38	0.10	0.67	0.16
側壁①	22	0.05	0.67	0.08
側壁②	22	0.05	0.67	0.08
隔壁①	3	0.03	0.67	0.05
隔壁②	4	0.03	0.67	0.06
隔壁③	3	0.02	0.67	0.04
隔壁④	2	0.02	0.67	0.03
隔壁⑤	0	0.00	0.67	0.00
隔壁⑥	2	0.02	0.67	0.03

表 3-3(2) コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査における最大照査値
（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
底版	41	0.09	0.67	0.14
前壁	36	0.08	0.67	0.13
後壁	21	0.05	0.67	0.08
側壁①	16	0.04	0.67	0.07
側壁②	16	0.04	0.67	0.07
隔壁①	1	0.01	0.67	0.02
隔壁②	2	0.01	0.67	0.03
隔壁③	2	0.02	0.67	0.03
隔壁④	0	0.00	0.67	0.01
隔壁⑤	2	0.02	0.67	0.03

表 3-4(1) コンクリートせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
（②-②断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） τ_c (N/mm ²)	許容せん断 応力度 （面内） τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
	せん断力 Q (kN)			
底版	29	0.05	1.51	0.04
フーチング	108	0.11	1.51	0.08
前壁	11	0.02	1.51	0.02
後壁	133	0.27	1.80	0.15
側壁①	90	0.18	1.57	0.12
側壁②	90	0.18	1.57	0.12
隔壁①	21	0.08	1.63	0.06
隔壁②	50	0.20	1.77	0.12
隔壁③	68	0.27	1.88	0.15
隔壁④	42	0.17	1.62	0.11
隔壁⑤	44	0.17	1.64	0.11
隔壁⑥	42	0.17	1.62	0.11

表 3-4(2) コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査における最大照査値
（④-④断面）

評価対象 部材	発生断面力	せん断 応力度 （面内） τ_c (N/mm ²)	許容せん断 応力度 （面内） τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
	せん断力 Q (kN)			
底版	65	0.11	1.51	0.08
前壁	46	0.09	1.64	0.06
後壁	72	0.14	1.79	0.09
側壁①	49	0.10	1.81	0.06
側壁②	49	0.10	1.81	0.06
隔壁①	60	0.24	1.82	0.14
隔壁②	70	0.28	1.83	0.16
隔壁③	47	0.19	1.67	0.12
隔壁④	46	0.18	1.67	0.11
隔壁⑤	47	0.19	1.67	0.12

(2) ③-③断面

a. 評価対象部材

3次元構造解析における放水路ケーソンの照査結果を示す。評価対象部材は、頂版、底版、側壁及び隔壁とした。評価対象部材位置図を図3-2に示す。

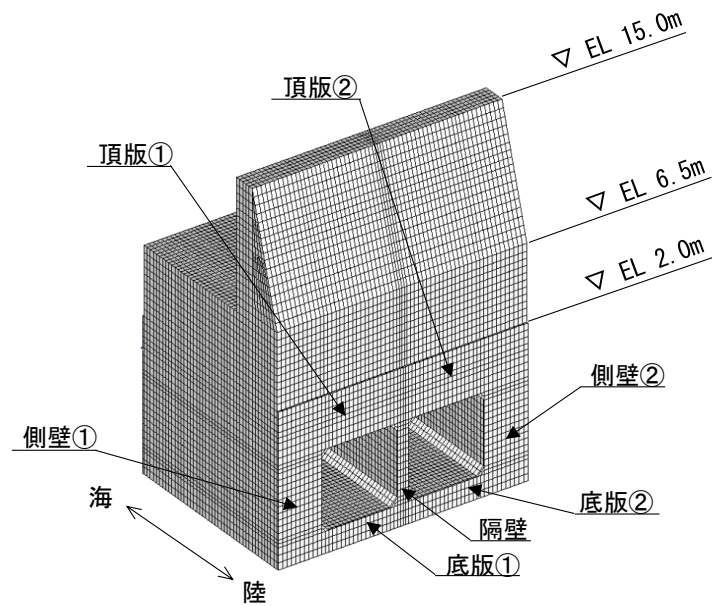


図3-2 評価対象部材位置図 (③-③断面)

b. 構造部材の健全性に対する評価結果

③-③断面において、放水路ケーソンのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査を行った。

ケース1及びケース2について、コンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表3-5に、コンクリートの引張応力度に対する照査結果を表3-6に、コンクリートのせん断破壊（面外）に対する照査結果を表3-7に、コンクリートのせん断破壊（面内）に対する照査結果を表3-8に示す。

この結果から、放水路ケーソンのコンクリートにおける発生応力度が、構造部材の健全性に対する許容限界以下であることを確認した。

表 3-5(1) コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値
(ケース 1)

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		
底版①	1.7	13.5	0.13
底版②	1.7	13.5	0.13
側壁①	2.5	13.5	0.19
側壁②	2.5	13.5	0.19
隔壁	3.4	13.5	0.26
頂版①	1.0	13.5	0.08
頂版②	1.0	13.5	0.08

表 3-5(2) コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値
(ケース 2)

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		
底版①	1.6	13.5	0.12
底版②	1.6	13.5	0.12
側壁①	2.4	13.5	0.18
側壁②	2.4	13.5	0.18
隔壁	3.2	13.5	0.24
頂版①	1.0	13.5	0.08
頂版②	1.0	13.5	0.08

表 3-6(1) コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値
(ケース 1)

評価対象部材	発生応力	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)	照査値 σ_s/f_{tk}
	引張応力度 σ_s (N/mm ²)		
底版①	0.54	1.91	0.29
底版②	0.54	1.91	0.29
側壁①	0.45	1.91	0.24
側壁②	0.45	1.91	0.24
隔壁	0.86	1.91	0.46
頂版①	0.48	1.91	0.26
頂版②	0.48	1.91	0.26

表 3-6(2) コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値
(ケース 2)

評価対象部材	発生応力	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)	照査値 σ_s/f_{tk}
	引張応力度 σ_s (N/mm ²)		
底版①	0.57	1.91	0.31
底版②	0.57	1.91	0.31
側壁①	0.35	1.91	0.19
側壁②	0.35	1.91	0.19
隔壁	0.73	1.91	0.39
頂版①	0.49	1.91	0.26
頂版②	0.49	1.91	0.26

表 3-7(1) コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値
（ケース 1）

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値* τ_c/τ_{a1}
	せん断応力度* τ_c (N/mm ²)		
底版①	0.29 (0.80)	0.67	0.43 (1.19)
底版②	0.29 (0.80)	0.67	0.43 (1.19)
側壁①	0.30	0.67	0.45
側壁②	0.30	0.67	0.45
隔壁	0.59	0.67	0.88
頂版①	0.41	0.67	0.62
頂版②	0.41	0.67	0.62

注記*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 3-7(2) コンクリートのせん断応力度（面外）に対する照査における最大照査値
（ケース 2）

評価対象部材	発生応力	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値* τ_c/τ_{a1}
	せん断応力度* τ_c (N/mm ²)		
底版①	0.28 (0.77)	0.67	0.42 (1.15)
底版②	0.28 (0.77)	0.67	0.42 (1.15)
側壁①	0.30	0.67	0.45
側壁②	0.30	0.67	0.45
隔壁	0.56	0.67	0.84
頂版①	0.42	0.67	0.63
頂版②	0.42	0.67	0.63

注記*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

表 3-8(1) コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値
（ケース 1）

評価対象部材	発生応力	許容せん断 応力度 τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_1
	せん断応力度 τ_c (N/mm ²)		
底版①	0.38	1.51	0.26
底版②	0.38	1.51	0.26
側壁①	0.42	1.51	0.28
側壁②	0.42	1.51	0.28
隔壁	0.46	1.51	0.31
頂版①	0.09	1.51	0.06
頂版②	0.09	1.51	0.06

表 3-8(2) コンクリートのせん断応力度（面内）に対する照査における最大照査値
（ケース 2）

評価対象部材	発生応力	許容せん断 応力度 τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_1
	せん断応力度 τ_c (N/mm ²)		
底版①	0.35	1.51	0.24
底版②	0.35	1.51	0.24
側壁①	0.35	1.51	0.24
側壁②	0.35	1.51	0.24
隔壁	0.50	1.51	0.34
頂版①	0.10	1.51	0.07
頂版②	0.10	1.51	0.07

(参考資料3) 重畳時の解析方法の妥当性

1. 概要

重畳時は、津波と余震が同時に防波壁（波返重力擁壁）に作用する事象である。そのため、重畳時に発生する応力値は、「4.1.2 重畳時」に示す解析方法のとおり、余震作用時と津波作用時においてそれぞれ算定し、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせたうえで、重複している常時応力解析による応力値を差し引いて算定している。（以下「基本ケース」という。）

一方で、重畳時の現象を踏まえると、津波が作用する前に余震が作用し始めていることから、津波が作用する時点で余震に伴う地盤のひずみが既に発生しており、地盤の非線形性から地盤剛性が低下していることが想定される。

そこで本資料では、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波が作用することを想定した解析（以下「ステップ解析」という。）による影響検討を実施する。

2. 評価内容

評価対象断面については、重畳時において実施している②-②断面、③-③断面及び④-④断面のうち、「4.3.2 重畳時」に示すとおり、基本ケースにおいて重力擁壁の照査値が最も大きい②-②断面を選定する。

解析方法については、解析ステップ以外は「4.1.2 重畳時」と同様とする。

解析ステップは、初めに余震作用時の地震応答解析を実施し、余震に伴う最大応力発生時の応力状態を初期状態として津波作用時の応答解析を実施する。これにより、「4.1.2 重畳時」と同様に、余震に伴う最大応力発生時に津波が同時作用するとともに、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波を作用させることができる。

3. 評価結果

照査値が最大となる重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査値を表3-1に示す。

重力擁壁のコンクリートのせん断破壊の照査（②-②断面）において、基本ケースに対してステップ解析の照査値が変わらないことを確認した。

表 3-1 重力擁壁のコンクリートのせん断破壊に対する最大照査値
(②-②断面)

解析ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
基本ケース 「4.3.2 重畳時」 にて評価済み	610	0.16	0.64	0.25
ステップ解析	604	0.16	0.64	0.25

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明

目 次

1. 概要及び評価方針	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	6
1.3 止水目地の変位量における許容限界の設定	11
2. 評価方法及び評価結果	13
2.1 止水目地（ゴムジョイント）	13
2.1.1 止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価	13
2.1.2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験	13
2.1.3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験	19
2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験	24
2.2 止水目地（シートジョイント）	27
2.2.1 止水目地（シートジョイント）の変形量評価	27
2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験	27
2.2.3 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験	34
2.2.4 止水目地（シートジョイント）の取付部の耐圧性確認	36
2.2.5 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトの耐圧性確認	41
2.2.6 止水目地（シートジョイント）の耐候性試験	43

（参考資料1）異種構造境界部，隅角部及び屈折部の相対変位量について

（参考資料2）アンカーボルトの許容限界について

1. 概要及び評価方針

1.1 概要

防波壁は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水目地を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水目地が地震時、津波時及び重畳時において構造物間の変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験等により確認する。また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを確認する。

止水目地は、防波壁の構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、止水目地（ゴムジョイント）及び止水目地（シートジョイント）を使い分ける。

止水目地は防波壁の地震応答解析による変位に応じ、防波壁（逆T擁壁）においては止水目地（ゴムジョイント）を設置し、その他の範囲においては止水目地（シートジョイント）を設置する。

止水目地の設置箇所を図 1.1-1 に、止水目地の詳細図を図 1.1-2 に、止水目地の種類ごとの設置箇所を表 1.1-1 に示す。

防波壁の構造物間に生じる相対変位量については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。

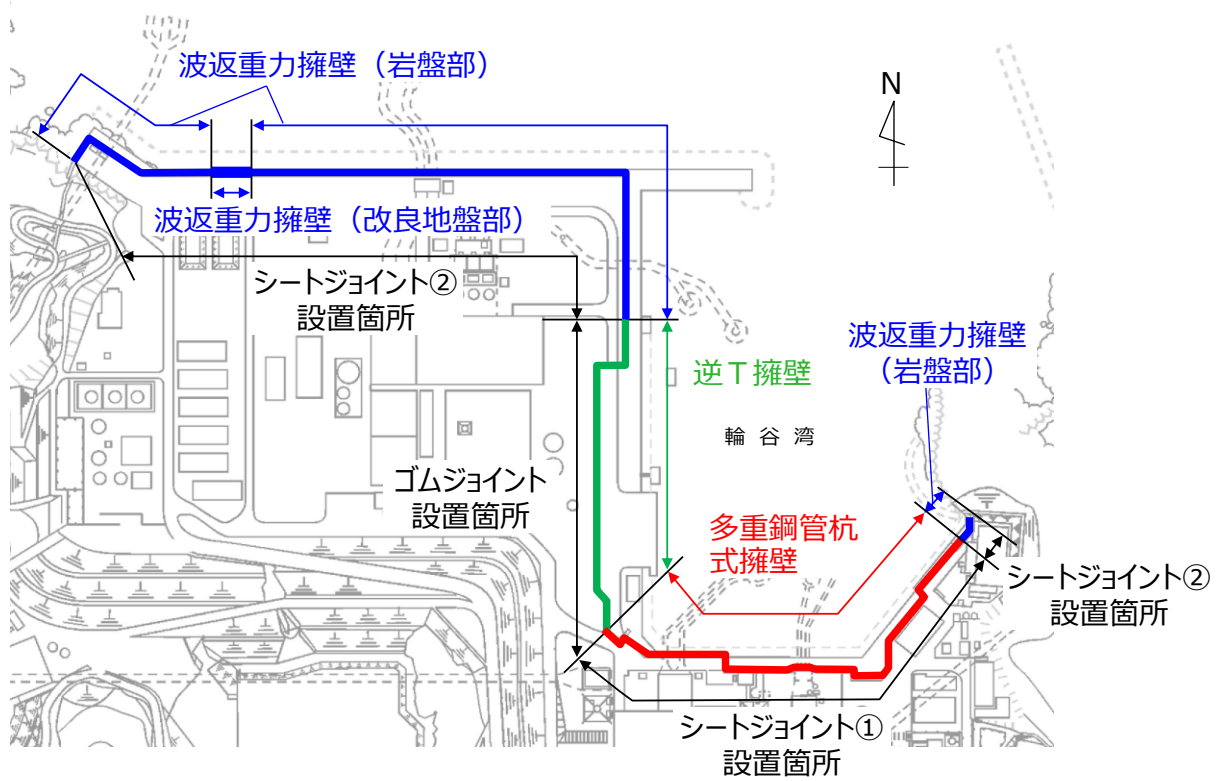


図 1.1-1(1) 止水目地設置箇所

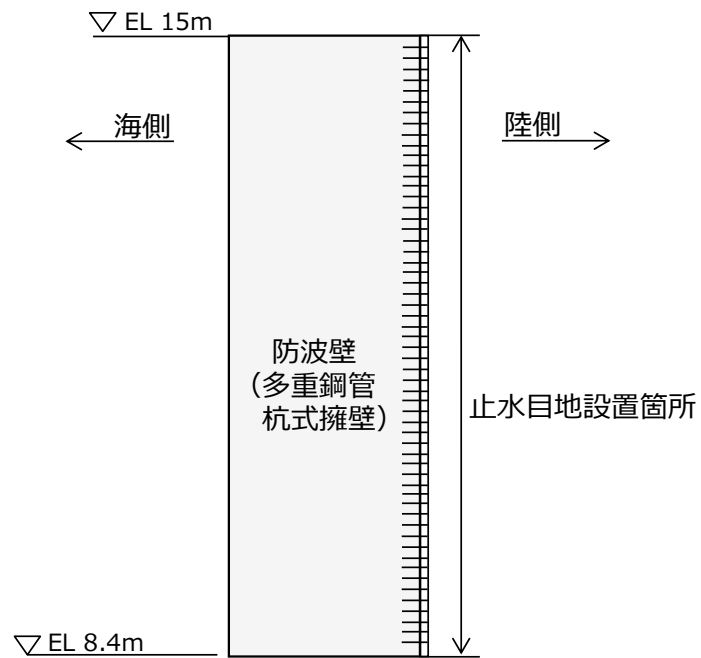


図 1.1-1(2) 止水目地設置箇所 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))

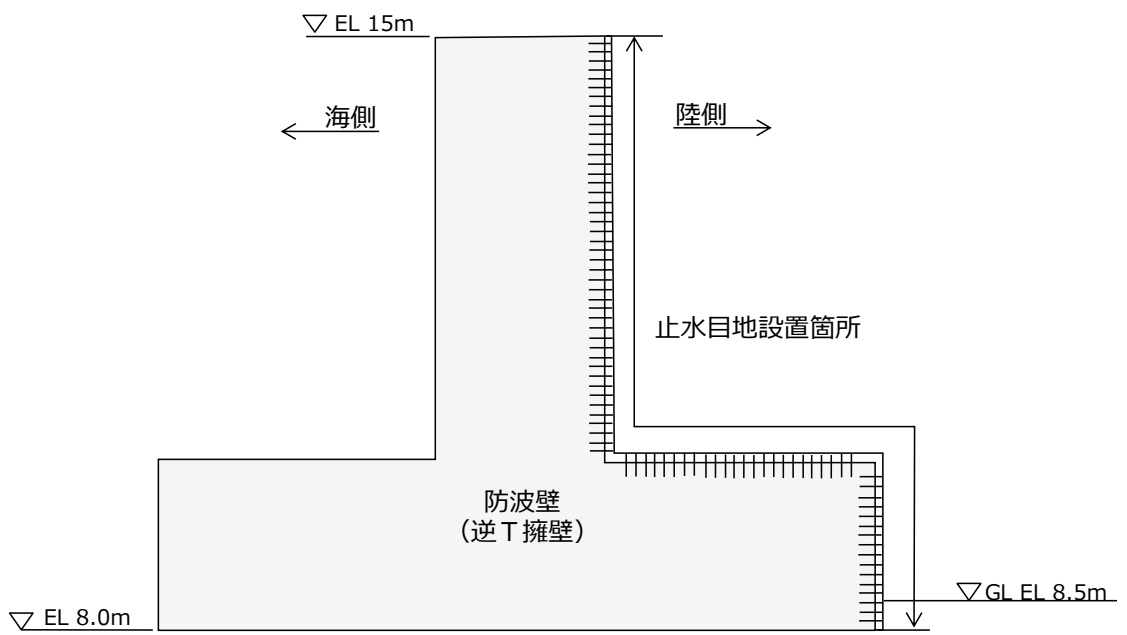


図 1.1-1(3) 止水目地設置箇所 (防波壁 (逆T擁壁))

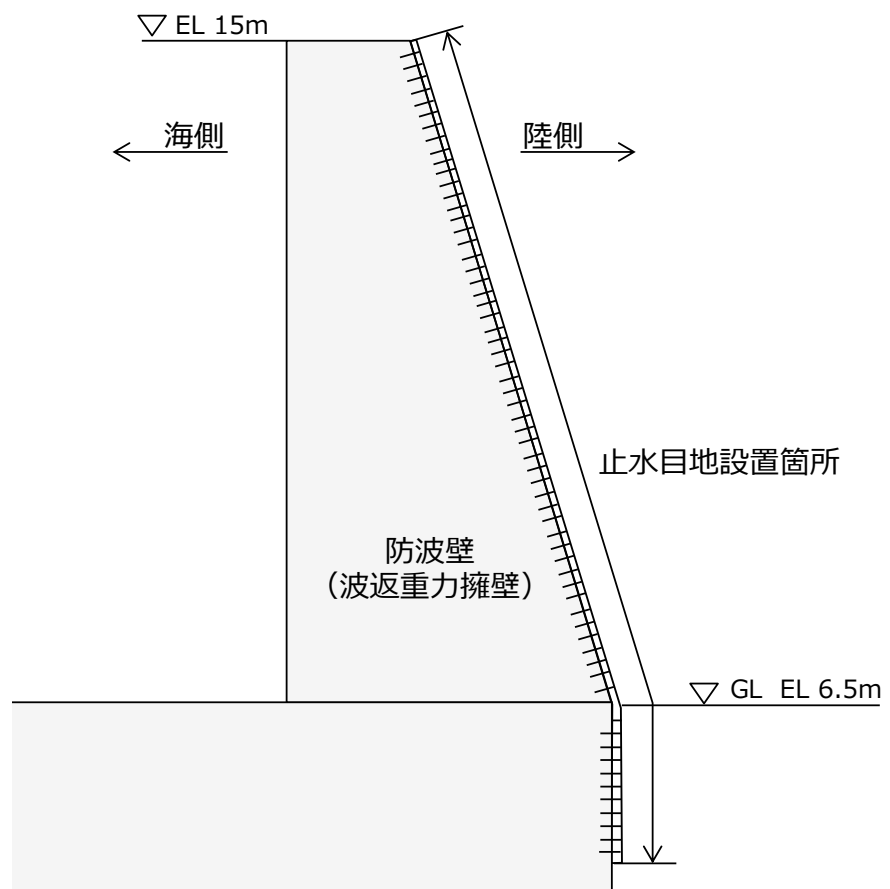


図 1.1-1(4) 止水目地設置箇所 (防波壁 (波返重力擁壁))

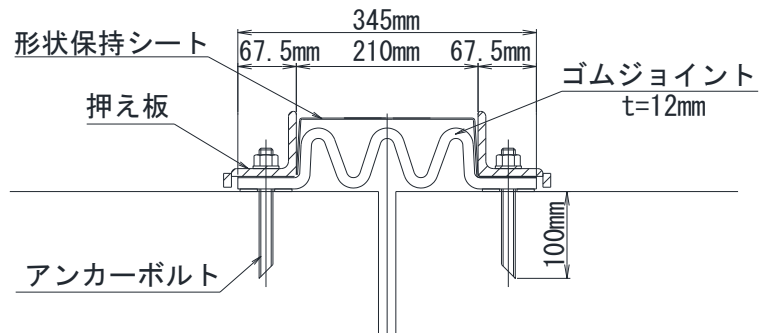


図 1.1-2(1) 止水目地 (ゴムジョイント) 詳細図

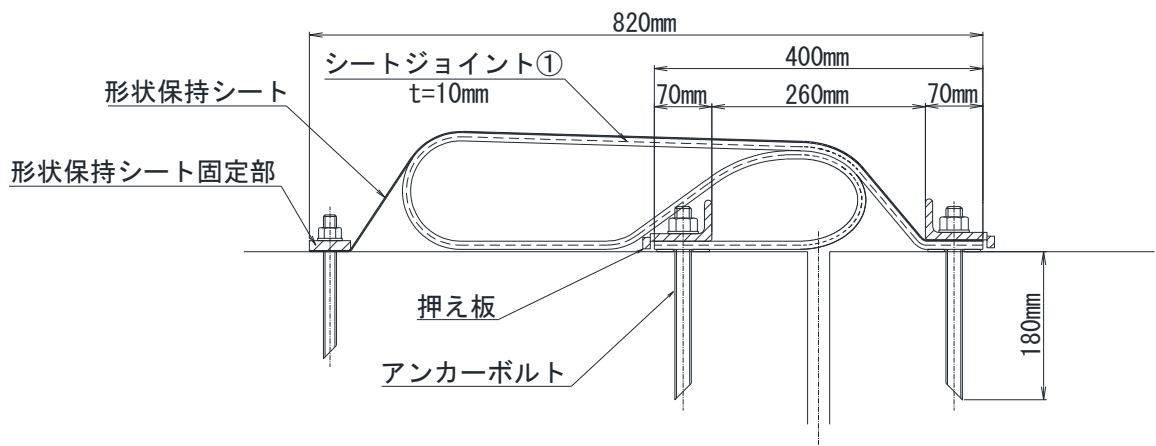


図 1.1-2(2) 止水目地 (シートジョイント①) 詳細図

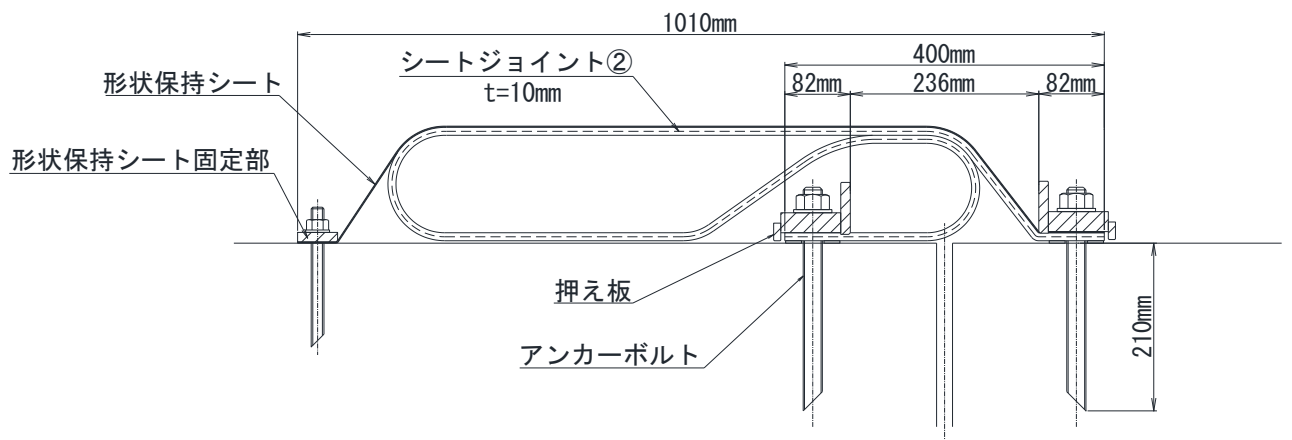


図 1.1-2(3) 止水目地 (シートジョイント②) 詳細図

表 1.1-1 止水目地設置箇所一覧

止水目地の種類	止水目地の仕様	設置箇所
ゴムジョイント	厚み：12mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（逆T擁壁）
シートジョイント①	シート全長：1720mm 厚み：10mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）
シートジョイント②	シート全長：2100mm 厚み：10mm 主材料：クロロプレンゴム	防波壁（波返重力擁壁）

1.2 評価方針

止水目地の評価方針として、地震時、津波時及び重畳時における変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。また、津波時及び重畳時における波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること、及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認する。さらに、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを確認する。

防波壁の相対変位について、止水目地の性能確認試験等においては、法線直交方向の相対変位については「ずれ」、法線方向の相対変位については「目開き」、深度方向の相対変位は「段差」として表記する。変位方向のイメージを図 1.2-1 に示す。

止水目地（ゴムジョイント）及び止水目地（シートジョイント）の評価フローを図 1.2-2 及び図 1.2-3 に、止水目地の確認項目及び評価方法を表 1.2-1 及び表 1.2-2 に示す。

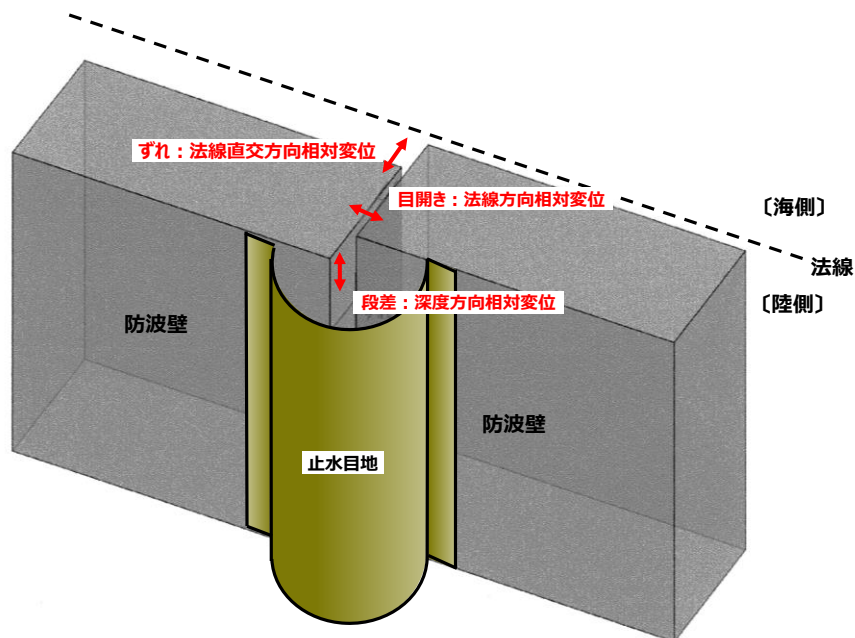


図 1.2-1 止水目地の変位方向のイメージ図

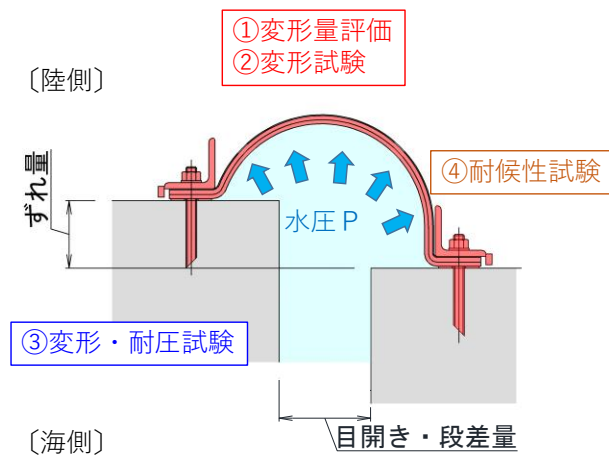
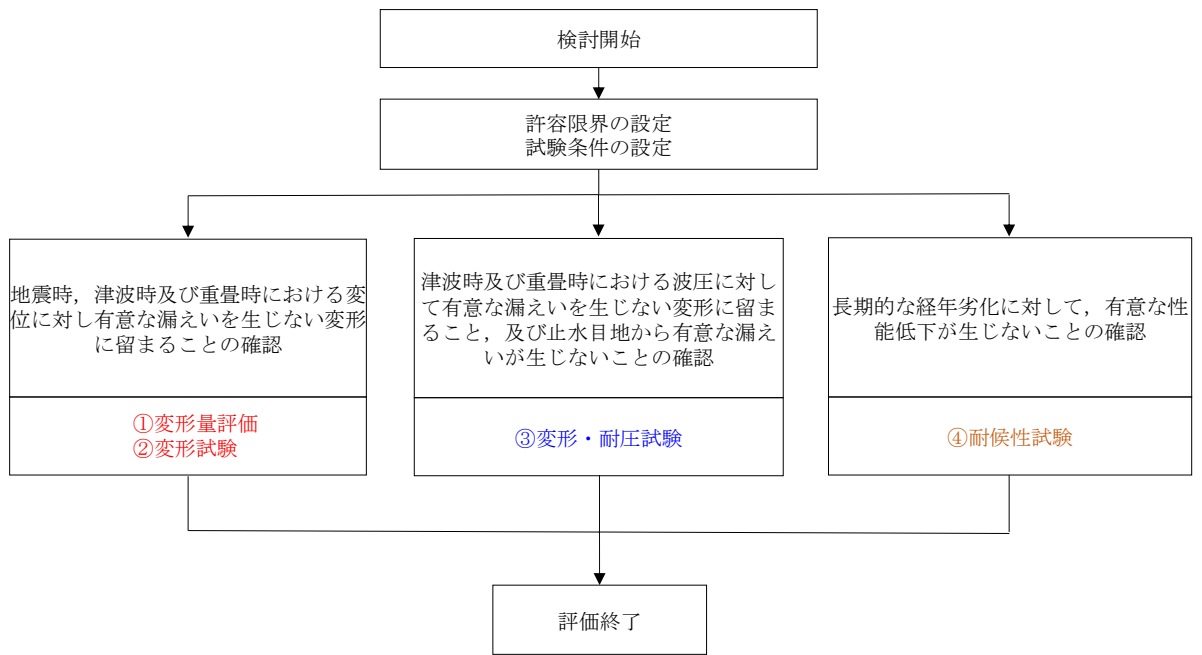


図 1.2-2 止水目地（ゴムジョイント）の評価フロー

表 1.2-1 止水目地（ゴムジョイント）の確認項目及び評価方法

確認項目	止水目地（ゴムジョイント）の評価方法		
	地震時	津波時	重畳時 ^{*2}
変形に対して有意な漏えいを生じない変形に留まることの確認	【変形量評価】 ・地震時の変形量がゴムジョイントの許容限界以下であることを確認 ^{*1} 【変形試験】 ・最大変位となる地震時の変形量を上回る変位を考慮した変形試験を実施し、破損がないことを確認	【変形量評価】 ・津波時の変形量がゴムジョイントの許容限界以下であることを確認 ^{*1}	— (検討対象外)
波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認	— (地震時は要求されないため対象外)	【変形・耐圧試験】 ・津波波圧を負荷するのと同様に、津波時の変形量を上回る変位を考慮した変形・耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 ・試験時に取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認	— (検討対象外)
経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことの確認	【耐候性試験】 ・経年劣化に対する耐候性を確認		

注記*1：「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」において確認する。

*2：止水目地（ゴムジョイント）は重畳時の津波高さEL 4.9m以上の高さに設置するため、重畳時の検討は実施しない。

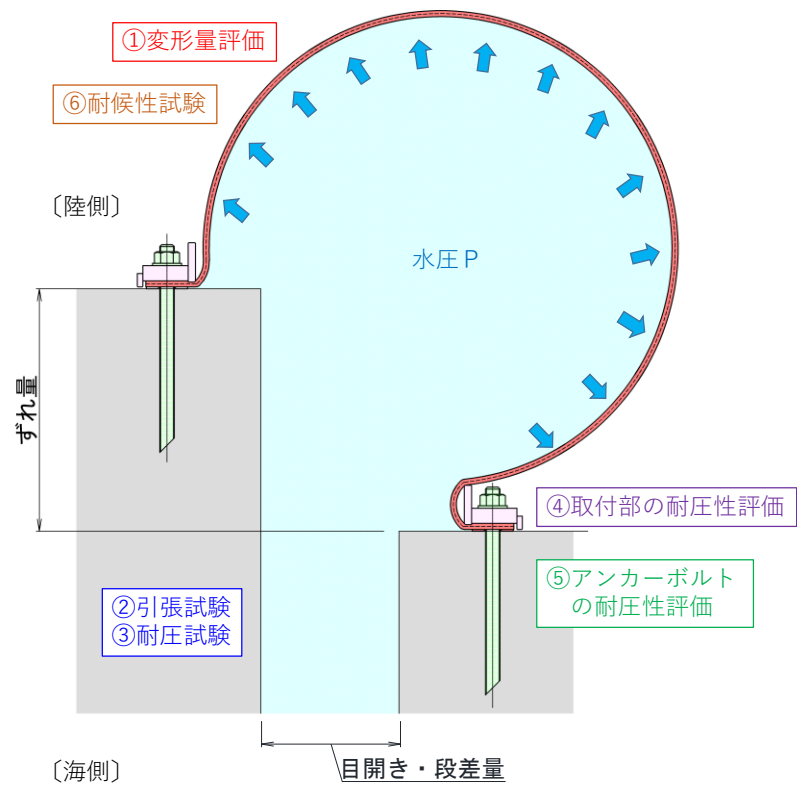
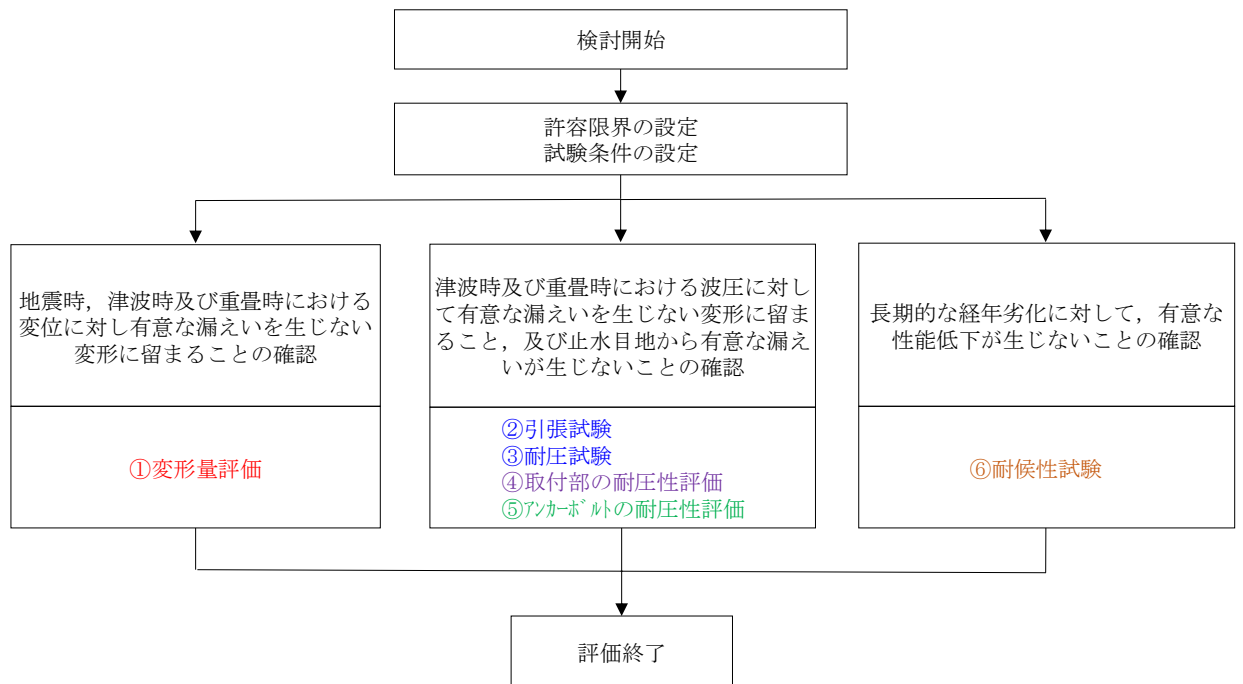


図 1.2-3 止水目地（シートジョイント）の評価フロー

表 1.2-2 止水目地（シートジョイント）の確認項目及び評価方法

確認項目	止水目地（シートジョイント）の評価方法		
	地震時	津波時	重畳時 ^{*2}
変形に対して有意な漏えいを生じない変形に留まることの確認	【変形量評価】 ・地震時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 ^{*1}	【変形量評価】 ・津波時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 ^{*1}	【変形量評価】 ・重畳時の変形量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認 ^{*1}
波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認	— （地震時は要求されないため対象外）	【引張試験】 ・シートジョイントの引張強度が、津波時の津波波圧により生じる引張応力を上回ることを確認 【耐圧試験】 ・津波波圧を上回る水圧を負荷した耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 【取付部及びアンカーボルトの耐圧性評価】 ・津波波圧に対する取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認	【引張試験】 ・シートジョイントの引張強度が、重畳時の津波波圧により生じる引張応力を上回ることを確認 【耐圧試験】 ・津波波圧を上回る水圧を負荷した耐圧試験を実施し、破損及び漏えいがないことを確認 【取付部及びアンカーボルトの耐圧性評価】 ・津波波圧による取付部及びアンカーボルトの耐圧性を確認
経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことの確認	【耐候性試験】 ・経年劣化に対する耐候性を確認		

注記*1：「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」，「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」において確認する。

*2：止水目地（シートジョイント）は重畳時の津波高さEL 4.9m以下の高さに設置する箇所があるため、重畳時の検討を実施する。

1.3 止水目地の変位量における許容限界の設定

止水目地は、地震時、津波時及び重畳時における防波壁の変位に対して有意な漏えいが生じない変形に留まる必要があるため、止水目地（ゴムジョイント）又は止水目地（シートジョイント）の長さに十分な余裕を確保する。表 1.3-1 に止水目地の変位量の許容限界、図 1.3-1 に止水目地の変位量の許容限界概念図を示す。

表 1.3-1 止水目地の変位量の許容限界

止水目地	設置箇所	許容限界
ゴムジョイント	防波壁（逆 T 擁壁）	許容変位 449mm
シートジョイント①	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	許容変位 1580mm
シートジョイント②	防波壁（波返重力擁壁）	許容変位 1936mm

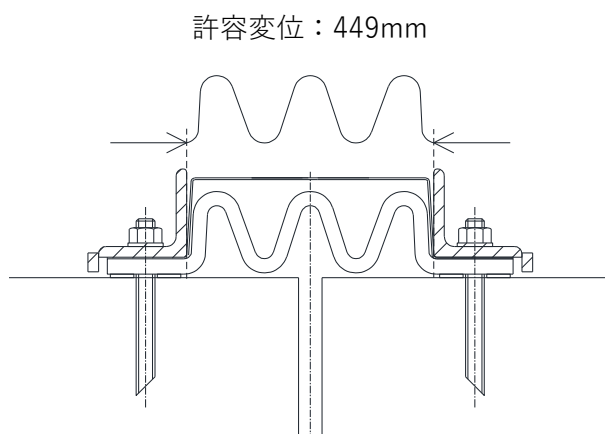


図 1.3-1(1) 止水目地（ゴムジョイント）の変位量の許容限界概念図

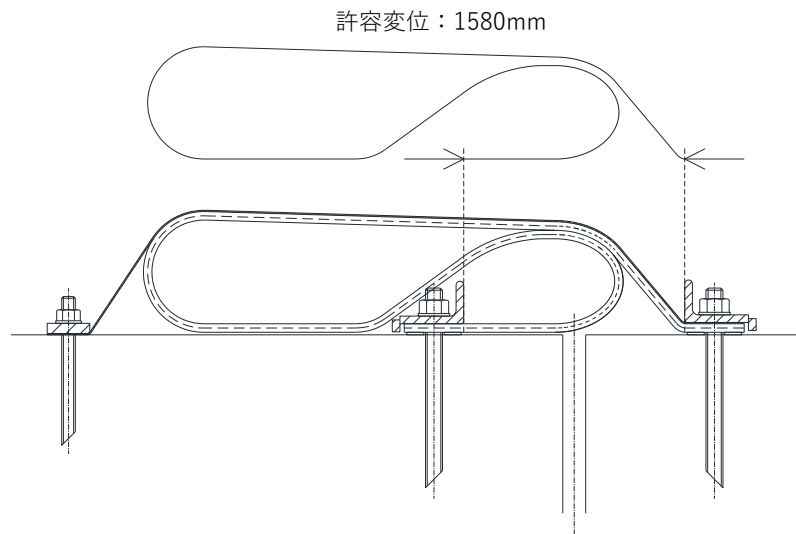


図 1.3-1(2) 止水目地（シートジョイント①）の変位量の許容限界概念図

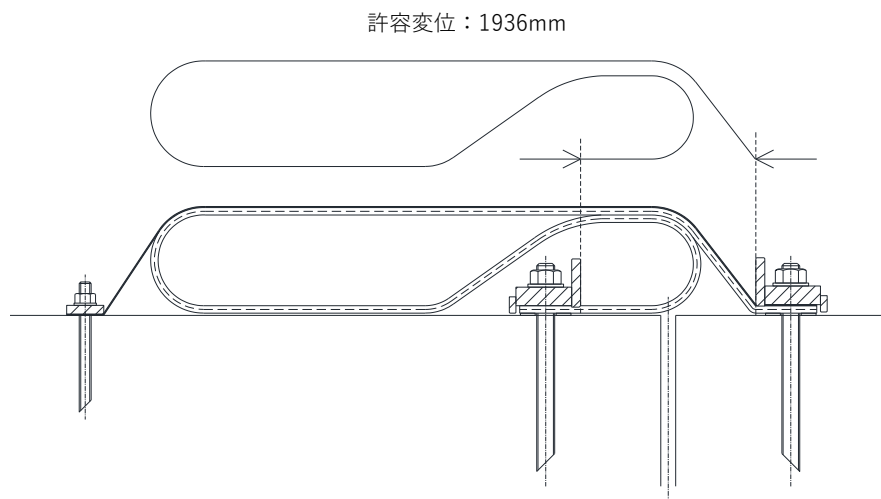


図 1.3-1(3) 止水目地（シートジョイント②）の変位量の許容限界概念図

2. 評価方法及び評価結果

2.1 止水目地（ゴムジョイント）

2.1.1 止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価

止水目地（ゴムジョイント）の変形量評価については、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所において、地震時及び津波時による構造物間の相対変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

評価結果については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明」にて地震時及び津波時の相対変位量が止水目地の変位の許容限界以下であることを確認している。

2.1.2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験

(1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験においては、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所について地震時及び津波時における変位量を上回る試験変位量を作用させて、有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験では、地震時及び津波時の構造物間の相対変位を考慮し、これらのうち最大となる地震時の相対変位量に対して行う。

止水目地（ゴムジョイント）は、図 2.1-1 に示すとおり、設置範囲において折曲り部を有するため、折曲り部を模擬した試験機（図 2.1-2）によって、止水目地に3軸方向変位（ずれ、目開き及び段差）を加えることにより、変形試験を実施する。変形試験のフローを図 2.1-3 に示す。

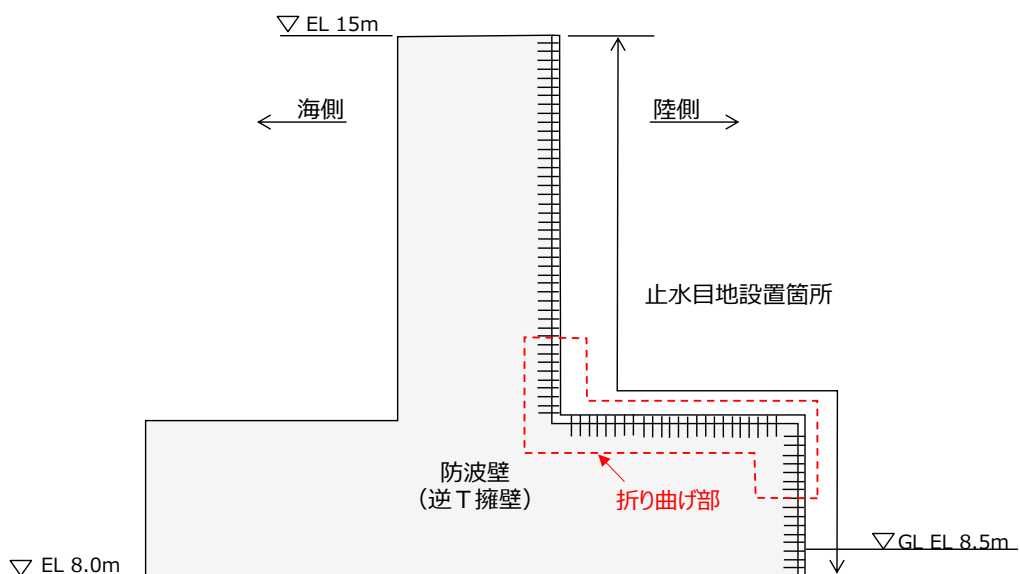
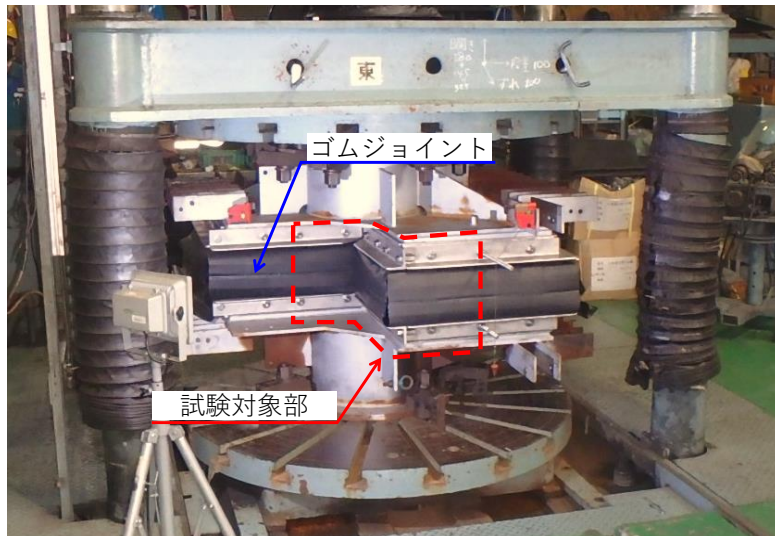
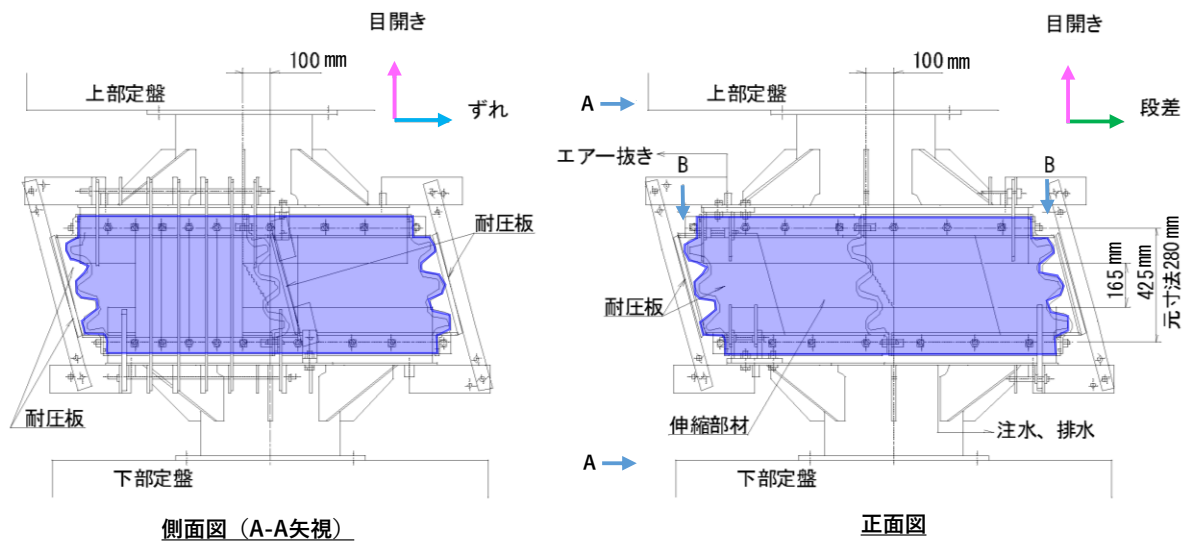
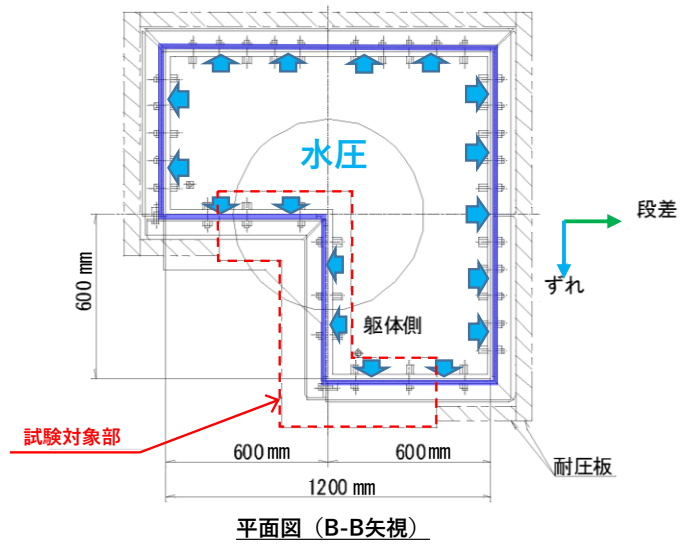


図 2.1-1 防波壁（逆T擁壁）における止水目地（ゴムジョイント）設置状況イメージ図



(試験機写真)



(試験機構造図)

図 2.1-2 止水目地 (ゴムジョイント) における試験機概要図

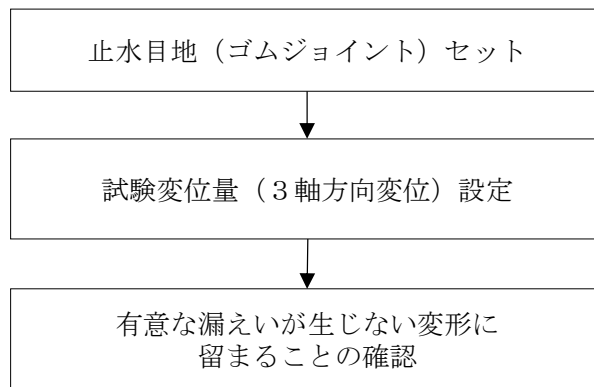


図 2.1-3 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験のフロー

(2) 試験条件

止水目地（ゴムジョイント）の変形試験については、地震時及び津波時の最大変位量を上回る試験変位量を加え、止水目地の破損がないことを確認する。なお、取付部及びアンカーボルトについても防波壁に設置する止水目地（ゴムジョイント）と同等のアンカーボルトのピッチ及び仕様で設置する。

試験変位量については、止水目地（ゴムジョイント）を設置する防波壁（逆T擁壁）における変位を参照して設定する。表 2.1-1 に、防波壁（逆T擁壁）における地震時の相対変位量及びそれを踏まえた変形試験の試験変位量を示す。

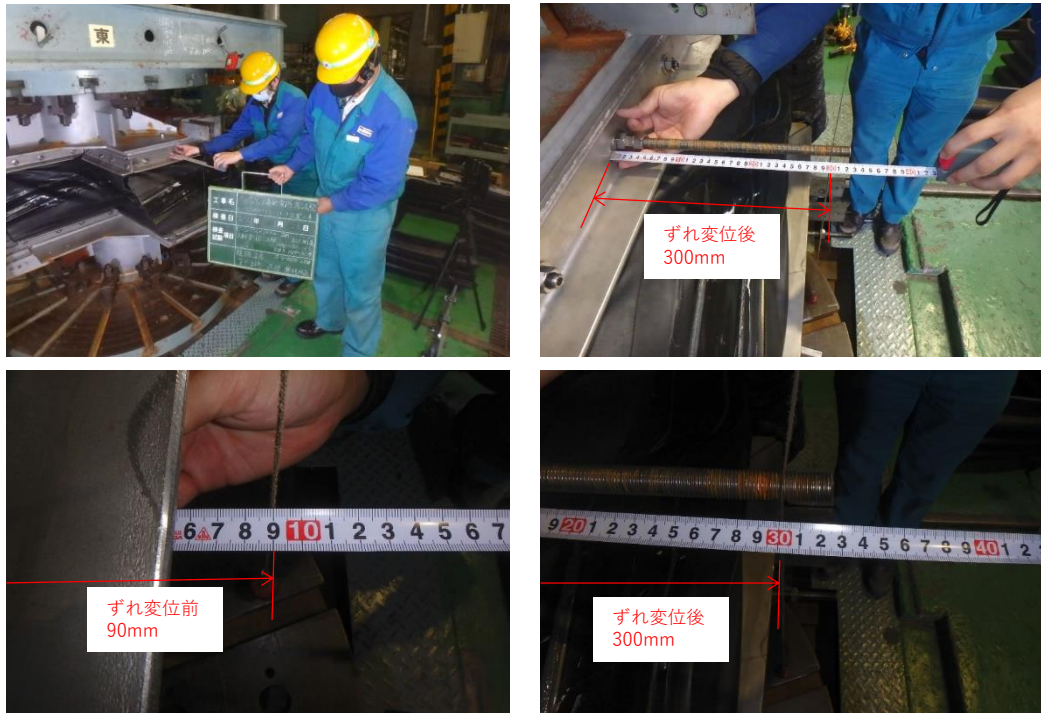
表 2.1-1 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験における試験変位量

項目	地震時の 相対変位量* (mm)	試験 変位量 (mm)
ずれ量	157	200
目開き量	3	145
段差量	28	100
合成変位量	159	267

注記*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示す。

(3) 試験結果

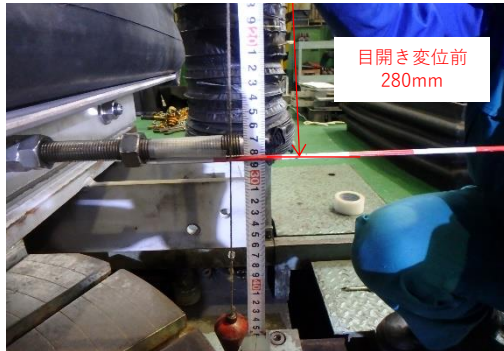
図 2.1-4～図 2.1-7 に止水目地（ゴムジョイント）の変形試験状況写真を，表 2.1-2 に止水目地（ゴムジョイント）の変形試験結果を示す。地震時の相対変位量を上回る試験条件として設定した試験変位量以上の変位に対して，止水目地（ゴムジョイント）の破損はなく，有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した。



ずれ量確認

(試験変位量 200mm，測定値 300 (変位後) - 90 (変位前) = 210mm)

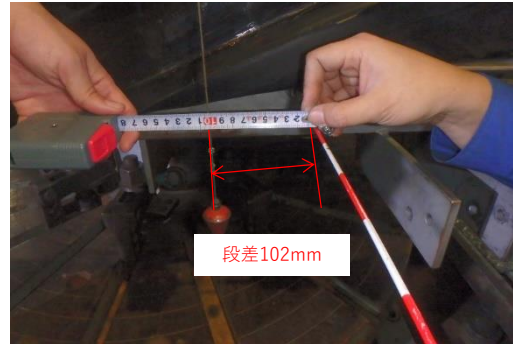
図 2.1-4 止水目地（ゴムジョイント）変形試験 3 軸方向変位確認



目開き量確認

(試験変位量 145mm, 測定値 427(変位後)-280(変位前)=147mm)

図 2.1-5 止水目地 (ゴムジョイント) 変形試験 3 軸方向変位確認



段差量確認

(試験変位量 : 100mm, 測定値 : 102mm)

図 2.1-6 止水目地 (ゴムジョイント) 変形試験 3 軸方向変位確認



図 2.1-7 止水目地（ゴムジョイント）変形試験 変位後破損無し確認

表 2.1-2 止水目地（ゴムジョイント）の変形試験結果

試験項目		試験変位量	測定値	破損
変形試験	ずれ量	mm	200	無
	目開き量	mm	145	
	段差量	mm	100	

2.1.3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験

(1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験においては、止水目地（ゴムジョイント）の設置箇所において、津波時による変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認するため、変形試験と同様の試験機を用いて、津波時における変位量を上回る試験変位量を作るとともに、津波時の最大波圧を上回る試験水压を作用させた変形・耐圧試験を実施し、止水目地（ゴムジョイント）に破損及び漏えいが生じないことを確認する。

取付部及びアンカーボルトについては、現地に設置する止水目地（ゴムジョイント）と同等のアンカーボルトのピッチ及び仕様で設置することで、本試験により止水目地（ゴムジョイント）の取付部及びアンカーボルトの耐圧性、健全性を確認する。止水ジョイント（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験のフローを図 2.1-8 に示す。

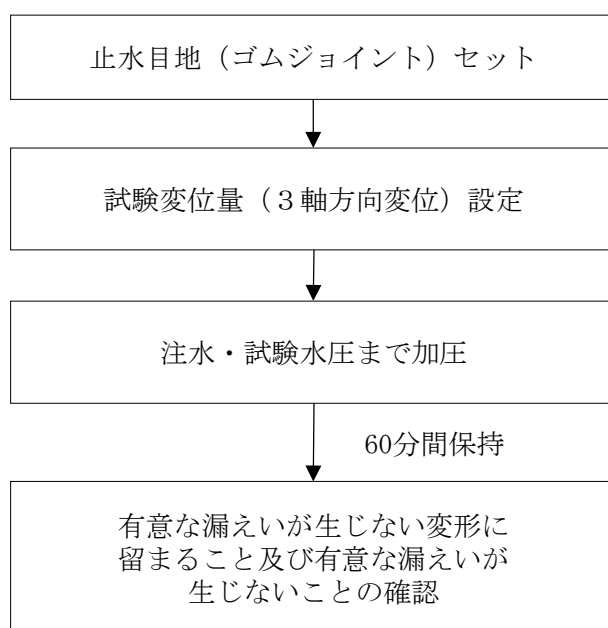


図 2.1-8 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験のフロー

(2) 試験条件

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験の条件として設定する試験水圧及び試験変位量については、津波時の最大波圧を踏まえて設定する。

a. 試験水圧

止水目地（ゴムジョイント）に考慮する津波波圧は、朝倉式により各施設の設置位置における設置地盤高さを考慮し、津波の水位と各施設の敷地高さの差分の1/2倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。津波時の最大波圧は、津波高さをEL 12.6m、地盤高さをEL 8.5mとして算定する。

変形・耐圧試験における試験水圧は、津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に設定する。

止水目地（ゴムジョイント）を設置する防波壁（逆T擁壁）における津波時の最大波圧の算定イメージを図2.1-9に、止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験水圧を表2.1-3に示す。

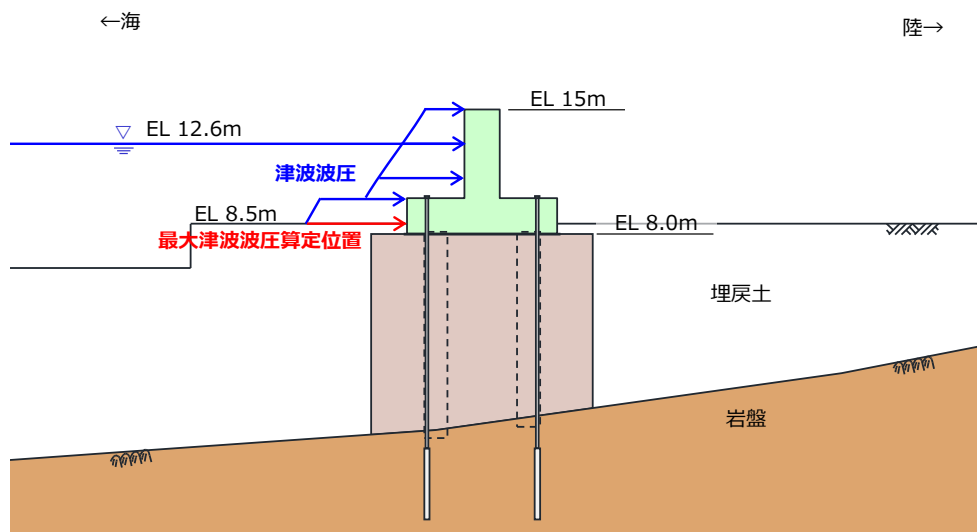


図 2.1-9 津波時の最大波圧の算定イメージ図（防波壁（逆T擁壁））

表 2.1-3 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	試験水圧 (MPa)
0.07	0.11

b. 試験変位量

止水目地（ゴムジョイント）設置箇所である防波壁（逆T擁壁）における津波時の相対変位量を踏まえた変形・耐圧試験の試験変位量を表 2.1-4 に示す。

表 2.1-4 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験変位量

項目	津波時の 相対変位量* (mm)	試験 変位量 (mm)
ずれ量	13	100
目開き量	0	145
段差量	1	100
合成変位量	13	203

注記*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。

c. 試験条件まとめ

止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験における試験条件を表 2.1-5 に示す。水圧保持時間は津波波圧の作用時間に対して保守的に 60 分とした。

表 2.1-5 止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験条件

	試験項目		試験条件
	変形・ 耐圧試験	試験水圧	MPa
水圧保持時間		分	60
ずれ量		mm	100
目開き量		mm	145
段差量		mm	100

(2) 試験結果

図 2.1-10～図 2.1-13 に止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験状況写真を、表 2.1-6 に止水目地（ゴムジョイント）の変形・耐圧試験結果を示す。

試験水圧及び試験変位量に対して、止水目地の破損はなく、漏えいが生じないことから、津波による波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認した。

また、変形・耐圧試験において漏えいが生じなかったことから、止水目地（ゴムジョイント）の取付部及びアンカーボルトについては、耐圧性及び健全性を有することを確認した。



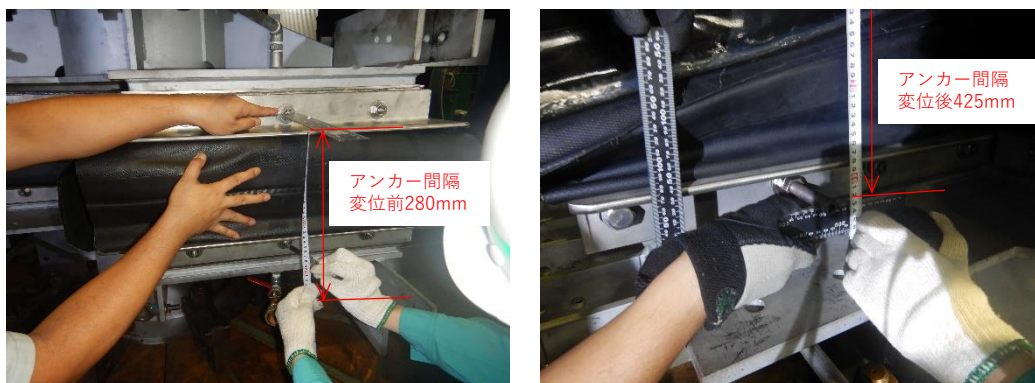
図 2.1-10 止水目地（ゴムジョイント）変形・耐圧試験 変位後状況



ずれ量・段差量確認

（ずれ量：試験変位量 100mm，測定値 101mm／段差量：試験変位量 100mm，測定値 103mm）

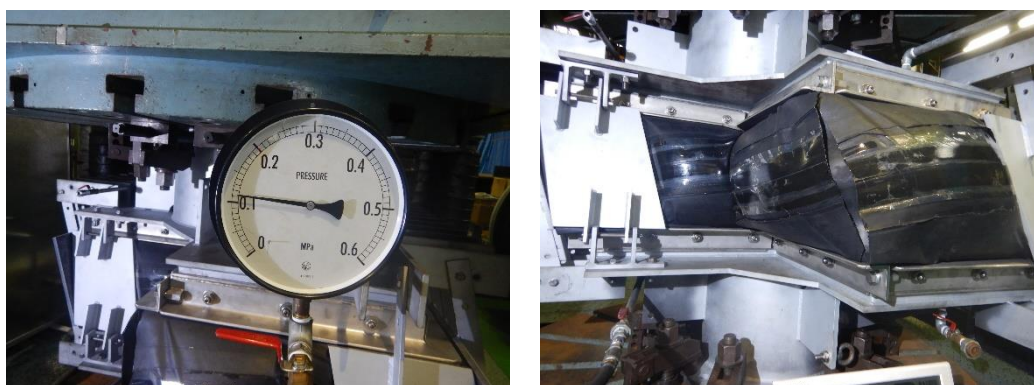
図 2.1-11 止水目地（ゴムジョイント）変形・耐圧試験 3軸方向変位確認



目開き量確認

(試験変位量 145mm, 測定値 425(変位後) - 280(変位前) = 145mm)

図 2.1-12 止水目地 (ゴムジョイント) 変形・耐圧試験 3軸方向変位確認



60分間保持後水圧確認, 漏えいなし確認

図 2.1-13 止水目地 (ゴムジョイント) 変形・耐圧試験 試験完了確認

表 2.1-6 止水目地 (ゴムジョイント) の変形・耐圧試験結果

試験項目		試験条件	測定値	試験結果		
				破損	漏えい	
引張・ 耐圧試験	水圧	MPa	0.11	0.11	無	無
	水圧保持時間	分	60	66		
	ずれ量	mm	100	101		
	目開き量	mm	145	145		
	段差量	mm	100	103		

2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験

(1) 試験概要

止水目地（ゴムジョイント）が長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、止水目地（ゴムジョイント）の主材料であるクロロプレンゴムの耐候性試験を実施する。耐候性試験においては、熱老化による伸び性能の低下を指標とし、耐候性能を確認する。耐候性試験は加熱温度 70℃、100℃、120℃ の 3 種類でゴムの伸び残存率と加熱時間の関係を測定する。

(2) 試験結果

耐候性試験の結果を図 2.1-14 に示す。耐候性試験結果をもとに、残存率が 90%、80%、70%、60%、50%となる日数と温度の関係をグラフ化したものを図 2.1-15 に示す。図 2.1-15 から、20℃、30℃、40℃における残存率と日数の関係を読み取り、図 2.1-16 に示す。露出部使用環境の平均気温を 30℃としても、初期伸び率の残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定できる。

以上より耐用年数期間においては十分な耐候性を有していることを確認した。

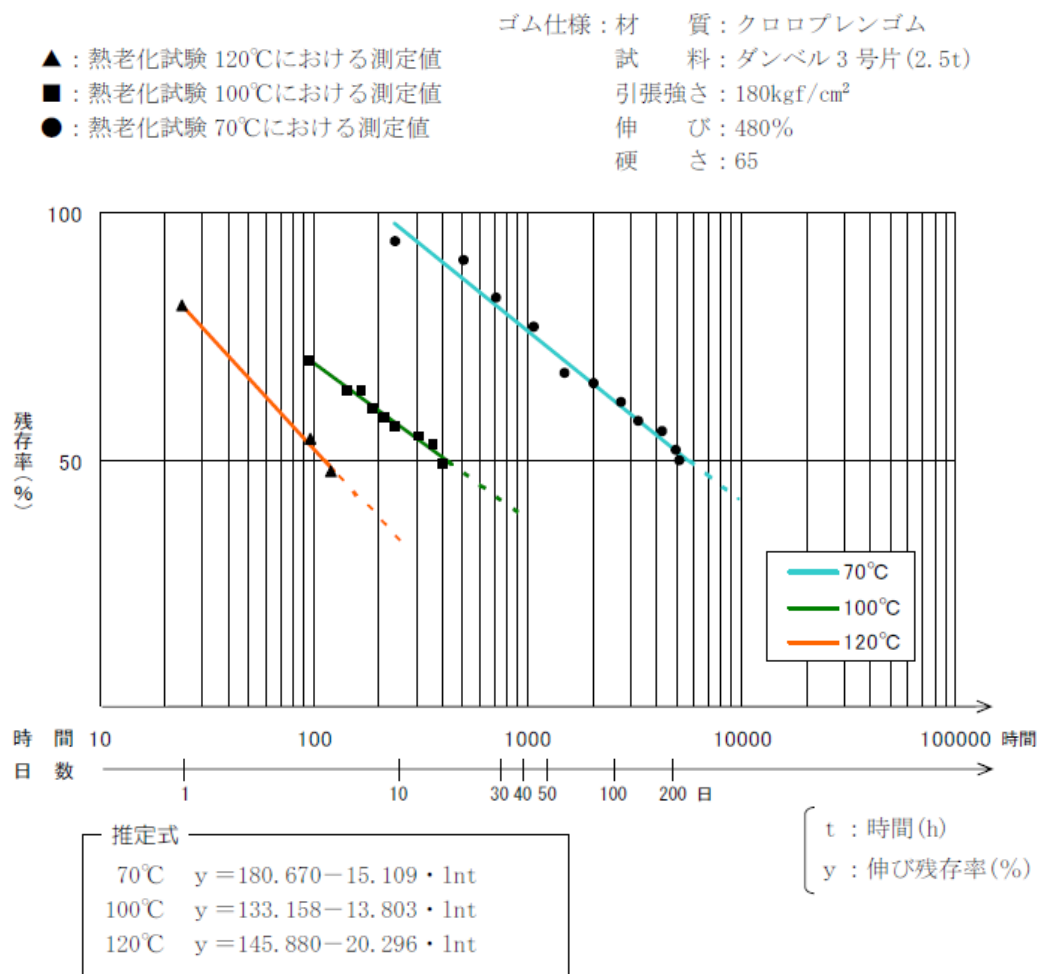


図 2.1-14 ゴム材料の耐久試験結果（ゴムの伸び残存率）

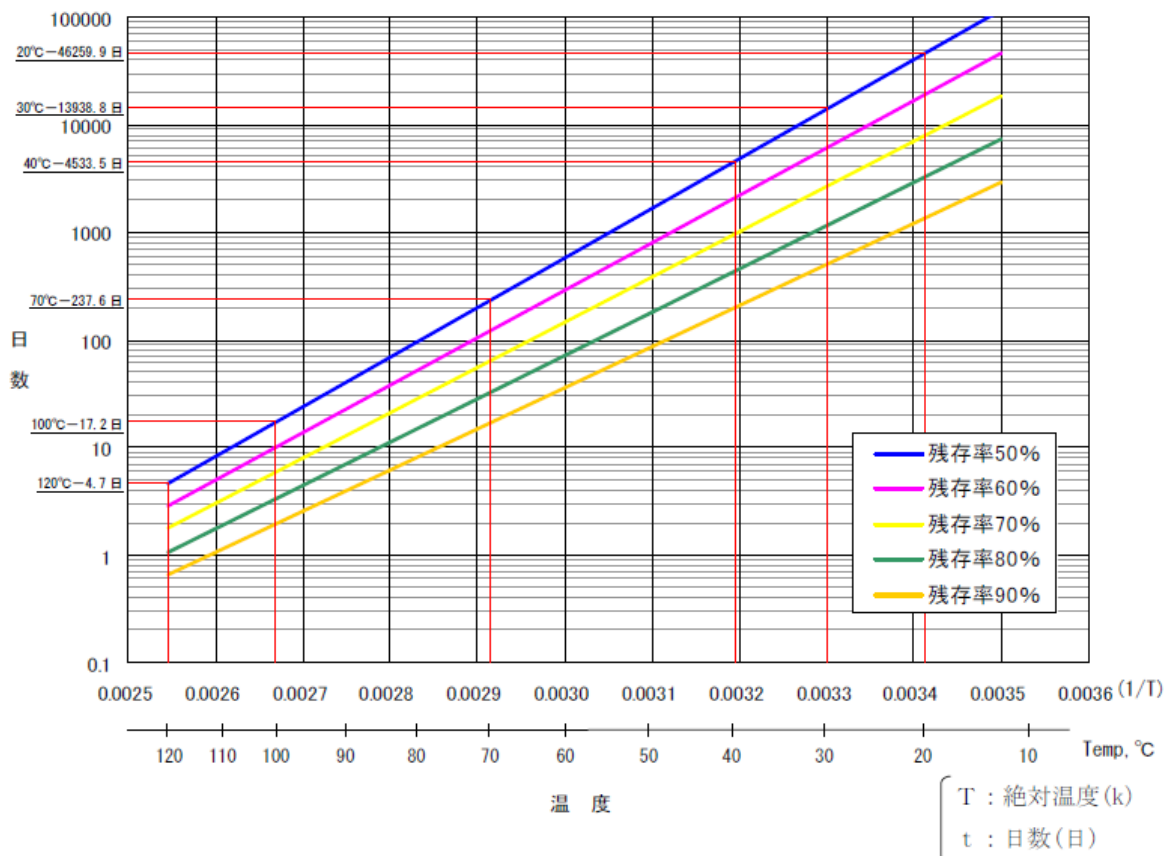
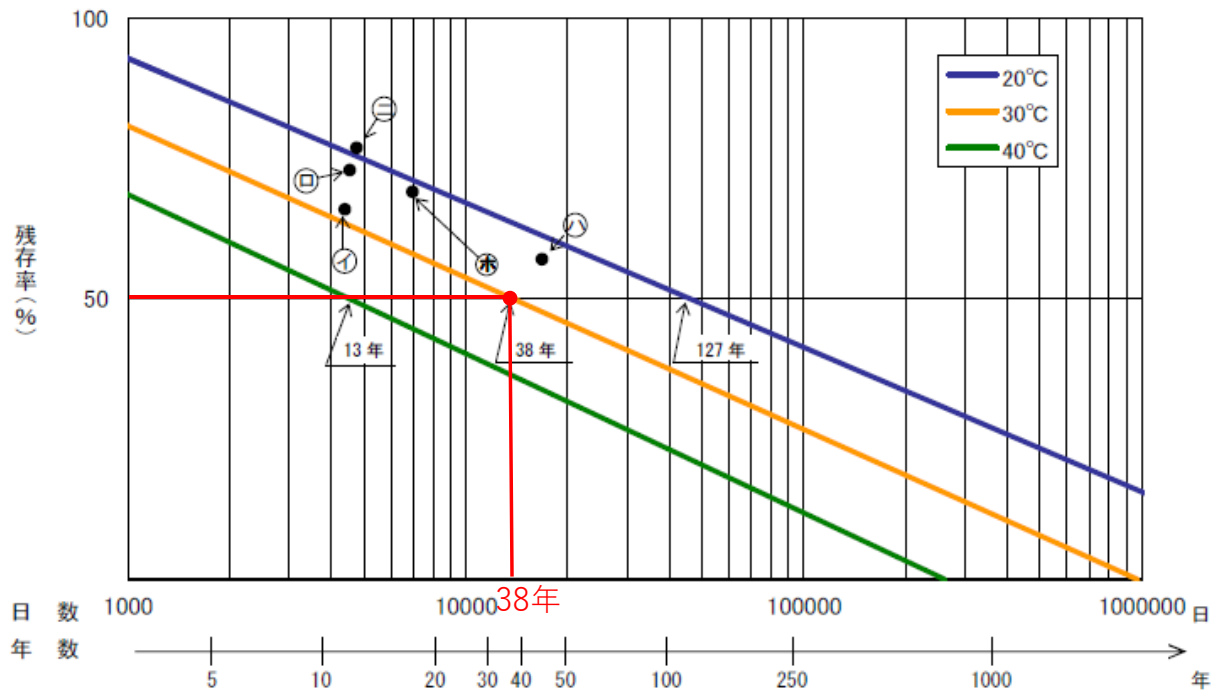


図 2.1-15 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係



推定式

20°C : $y = 170.300 - 11.199 \cdot \ln t$

30°C : $y = 162.219 - 11.760 \cdot \ln t$

40°C : $y = 153.885 - 12.339 \cdot \ln t$

t : 日数(日)

y : 伸び残存率(%)

凡例

Ⓜ : 屋外使用 (秋田県) 12年経過 Ⓚ : 屋外使用 (北海道) 12.5年経過

Ⓜ : 屋外使用 (東京都) 46年経過 Ⓚ : 埋没使用 (岐阜県) 13年経過

Ⓜ : 埋没使用 (埼玉県) 19年経過

図 2.1-16 止水目地 (ゴムジョイント) の耐候年数推定結果

2.2 止水目地（シートジョイント）

2.2.1 止水目地（シートジョイント）の変形量評価

止水目地（シートジョイント）の変形量評価については、止水目地（シートジョイント）の設置箇所において、地震時、津波時及び重畳時による構造物間の相対変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

評価結果については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明」、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」にて地震時、津波時及び重畳時の相対変位量が止水目地の変位の許容限界以下であることを確認している。

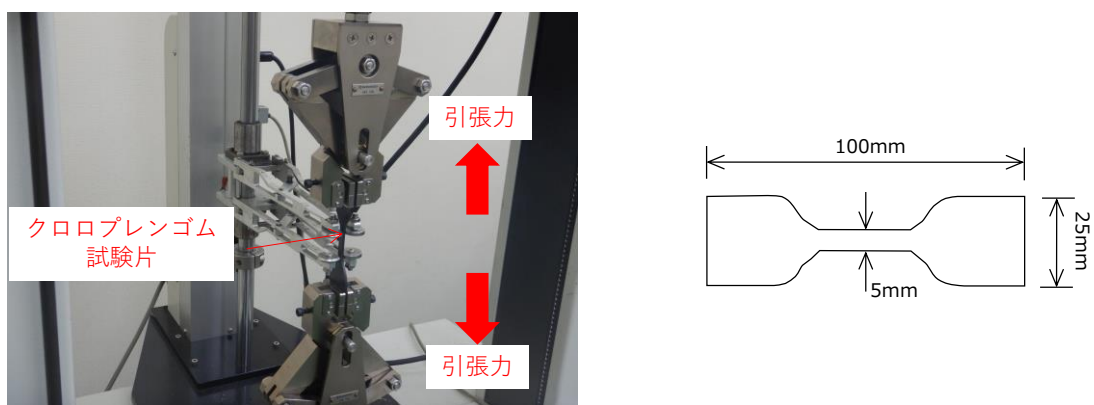
2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験

(1) 試験概要

止水目地（シートジョイント）が、津波時及び重畳時における相対変位量を上回る試験変位量が生じた状態において、津波時及び重畳時における最大波圧を上回る設計用水圧が作用した際にシートジョイントに発生する引張応力を算定し、引張試験により、算定した引張応力以上の引張強度を有することを確認する。

止水目地（シートジョイント）の引張試験は、JIS K 6251（加硫ゴム及び熱可塑性ゴム—引張特性の求め方）に準じ、止水目地（シートジョイント）に使用しているクロロプレンゴムの試験片を製作し、試験機により切断されるまで引張荷重を加え、引張強度を確認する。

図 2.2-1 にシートジョイントの引張試験概要図を示す。



(引張試験機概要図)

(ダンベル状3号形試験片寸法図)

図 2.2-1 シートジョイントの引張試験概要図

(2) 試験条件

止水目地（シートジョイント）の引張試験の条件として設定する引張応力については、以下に示す設計用水圧及び設計用変位量を踏まえて設定する。

a. 設計用水圧

止水目地（シートジョイント）に考慮する津波時の最大波圧は、止水目地（シートジョイント）の設置位置が最も低い防波壁（多重鋼管杭式擁壁）から算定する。津波時の最大波圧は、谷本式により止水目地（シートジョイント）の設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。津波高さは EL 12.6m、地盤高さは EL 2.2m として算定する。

引張応力算定に用いる設計用水圧は、津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に設定する。

防波壁に設置する止水目地における津波時の最大波圧の算定イメージを図 2.2-2 に、止水目地（シートジョイント）の引張応力算定に用いる設計用水圧を表 2.2-1 に示す。

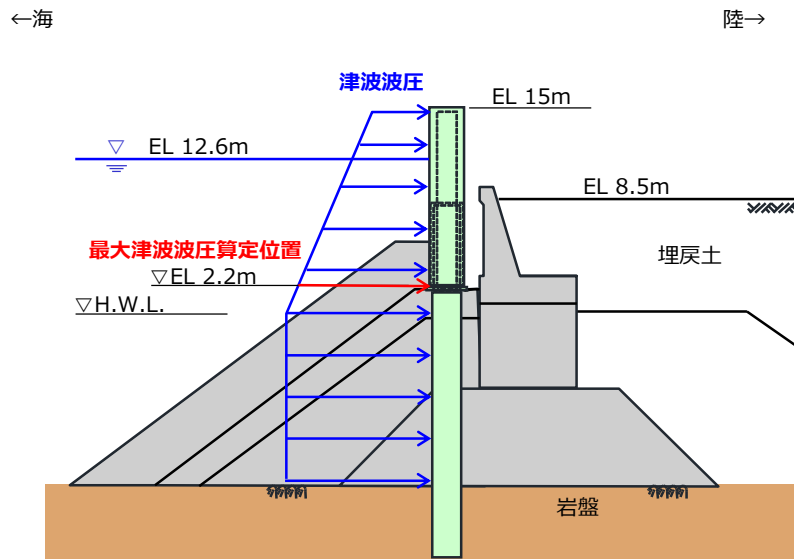


図 2.2-2 津波時の最大波圧イメージ図

表 2.2-1 止水目地（シートジョイント）の引張応力算定に用いる設計用水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	設計用水圧 (MPa)
0.13	0.17

b. 設計用変位量

引張応力算定に用いる設計用変位量は、止水目地（シートジョイント）設置箇所である防波壁における津波時及び重畳時の相対変位量を上回る値を設定する。引張応力算定に用いる設計用変位量を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-2 止水目地（シートジョイント）の引張試験における設計用変位量

項目	相対変位量*				設計用 変位量 (mm)
	多重鋼管杭式擁壁		波返重力擁壁		
防波壁種別	シートジョイント①		シートジョイント②		
止水目地 種別	シートジョイント①		シートジョイント②		
考慮する 事象	津波時 (mm)	重畳時 (mm)	津波時 (mm)	重畳時 (mm)	
ずれ量	214	327	213	134	400
目開き量	0	3	0	58	200
段差量	0	6	1	1	100
合成 変位量	214	327	213	146	459

注記*：相対変位量の算定位置及び算定結果については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」、「2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」、「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」及び「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明資料」に示す。

c. 引張応力

止水目地（シートジョイント）の引張応力については、設計用変位が生じたうえで設計用水圧が作用した状態において、止水目地（シートジョイント）が展張された状態を考慮して、「機械工学便覧（日本機械学会編，1987）」に記載される内圧を受ける薄肉円筒の円周応力の計算式により算定する。止水目地（シートジョイント）の展張形状イメージ図を図 2.2-3 に示す。

$$F=P \times R / t \quad \dots \dots \dots (1) \text{ 式}$$

ここに、

- F：止水目地（シートジョイント）に発生する引張応力（N/mm²）
- P：止水目地（シートジョイント）の設計用水圧 0.17(MPa)
- R：止水目地（シートジョイント）展張時の半径（mm）
- t：止水目地（シートジョイント）の厚み 10(mm)

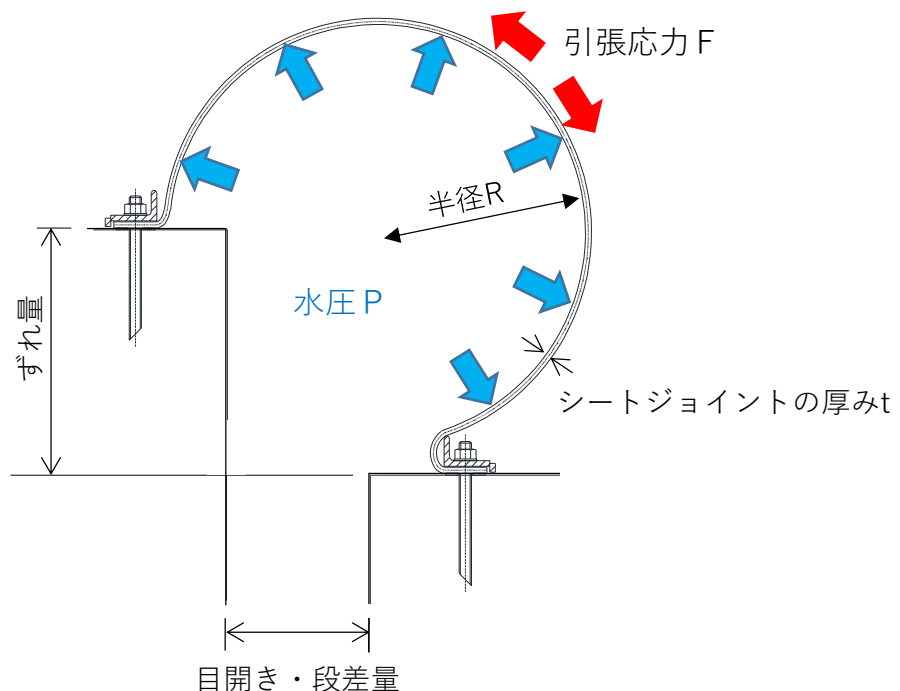


図 2.2-3 止水目地（シートジョイント）の展張形状イメージ図

表 2.2-2 に示す止水目地（シートジョイント）の設計用変位量を踏まえた止水目地（シートジョイント①）及び止水目地（シートジョイント②）の展張形状図を図 2.2-4 に示す。

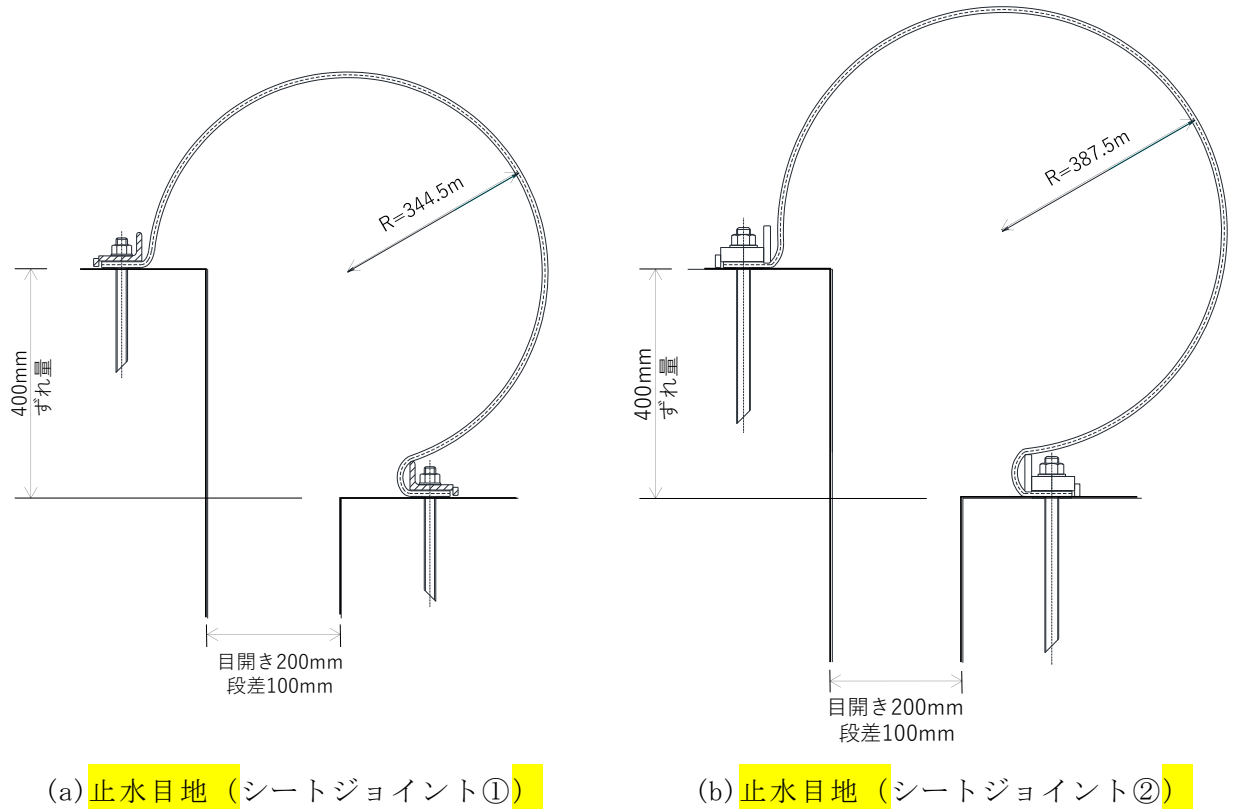


図2.2-4 止水目地（シートジョイント）の展張形状図

図 2.2-4 の R(止水目地 (シートジョイント) 展張時の半径)を踏まえ, (1)式より止水目地 (シートジョイント①) 及び止水目地 (シートジョイント②) に発生する引張応力を算定する。

(a) 止水目地 (シートジョイント①) に発生する引張応力

$$F=P \times R / t$$

$$=0.17 \times 344.5 \div 10$$

$$=5.9 \text{ (MPa)}$$

(b) 止水目地 (シートジョイント②) に発生する引張応力

$$F=P \times R / t$$

$$=0.17 \times 387.5 \div 10$$

$$=6.6 \text{ (MPa)}$$

(c) 引張試験で確認する引張強度

止水目地 (シートジョイント) に発生する引張応力は 5.9MPa, 6.6MPa となるため, 引張試験においては保守的に止水目地 (シートジョイント) の引張強度が 6.6MPa 以上であることを確認する。止水目地 (シートジョイント) の引張試験において確認する引張強度を表 2.2-3 に示す。

表 2.2-3 止水目地 (シートジョイント) の引張試験で確認する引張強度

項目	止水目地 (シートジョイント) に発生する引張応力 (MPa)	引張試験で確認する引張強度 (MPa)
止水目地 (シートジョイント①)	5.9	6.6
止水目地 (シートジョイント②)	6.6	

(2) 試験結果

図 2.2-5 に試験状況写真を，表 2.2-4 に試験結果を示す。津波時及び重畳時における最大波圧が作用した際に止水目地（シートジョイント）に発生する引張応力以上の引張強度を有することを確認した。



図 2.2-5 止水目地（シートジョイント）引張試験状況及び試験片写真

表 2.2-4 止水目地（シートジョイント）の引張試験結果

番号	引張試験で 確認する 引張強度 (MPa)	試験結果			
		引張荷重 (N)	厚み (mm)	幅 (mm)	引張強度 (MPa)
①	6.6	185.50	2.02	5.00	18.36
②		190.50	2.05	5.00	18.58
③		187.20	2.00	5.00	18.72
					18.58 (平均値)

2.2.3 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験

(1) 試験概要

止水目地（シートジョイント）を設置する防波壁において、津波時及び重畳時において、止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認するため、津波時の最大波圧を上回る試験水圧を作用させた耐圧試験を実施し、止水目地の破損及び漏えいが生じないことを確認する。

止水目地（シートジョイント）の耐圧試験は、直径 300mm の筒状に製作した止水目地（シートジョイント）を円筒状鋼管に取り付け、両端部を固定した状態で、鋼管と止水目地（シートジョイント）の間に水圧を与える。試験機概要図及び供試体断面図を図 2.2-6 に示す。

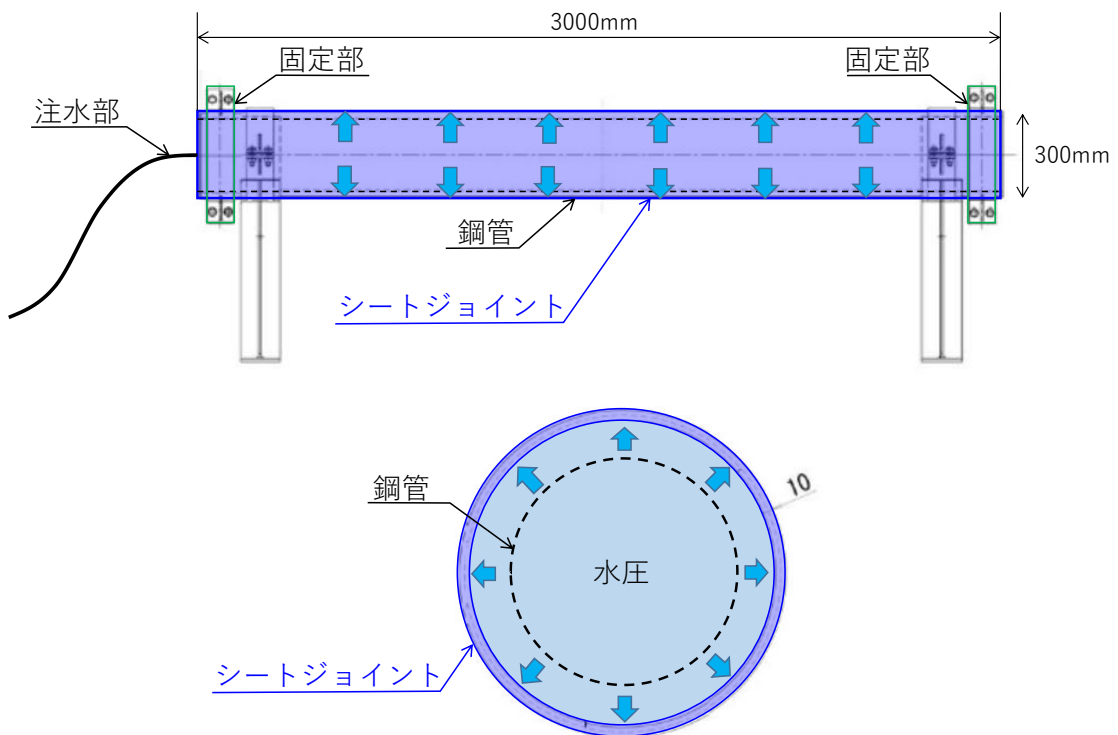


図 2.2-6 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験機概要図及び供試体断面図

(2) 試験条件

止水目地（シートジョイント）の耐圧試験においては「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で算定した津波時の最大波圧を踏まえ、保守的に試験水圧を設定した。水圧保持時間は津波波圧の作用時間に対して保守的に60分とした。シートジョイントの耐圧試験に用いる試験水圧を表2.2-5に示す。

表 2.2-5 シートジョイントの耐圧試験における試験水圧

津波時の最大波圧 (MPa)	試験水圧 (MPa)
0.13	0.70

(3) 試験結果

図2.2-7に止水目地（シートジョイント）の耐圧試験状況を、表2.2-6に止水目地（シートジョイント）の耐圧試験結果を示す。試験水圧に対して、止水目地の破損はなく、漏えいが生じないことから、止水目地から有意な漏えいが生じないことを確認した。



図 2.2-7 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験状況（加圧後状況）

表 2.2-6 止水目地（シートジョイント）の耐圧試験結果

試験項目		試験条件	測定値	試験結果		
				破損	漏えい	
耐圧試験	試験水圧	MPa	0.70	0.70	無	無
	水圧保持時間	分	60	66		

2.2.4 止水目地（シートジョイント）の取付部の耐圧性確認

止水目地（シートジョイント）は、防波壁に押え板を介してアンカーボルトで締め付けて**止水目地（シートジョイント）**を固定している。止水目地（シートジョイント）を設置する防波壁において、取付部の取付け面圧が、津波時の波圧を下回った場合、止水性が保持できなくなることが懸念される。止水目地から有意な漏えいが生じないために、取付部の取付け面圧が、津波時の最大波圧を上回ることを確認する。

取付部の耐圧性評価に用いる設計用水圧には、津波時の最大波圧を上回るものとして、「2.2.2 シートジョイントの引張試験」における設計用水圧を用いる。

(1) 止水目地（シートジョイント①）の取付部の耐圧性

止水目地（シートジョイント①）の取付部の構造図を図 2.2-8 に示す。

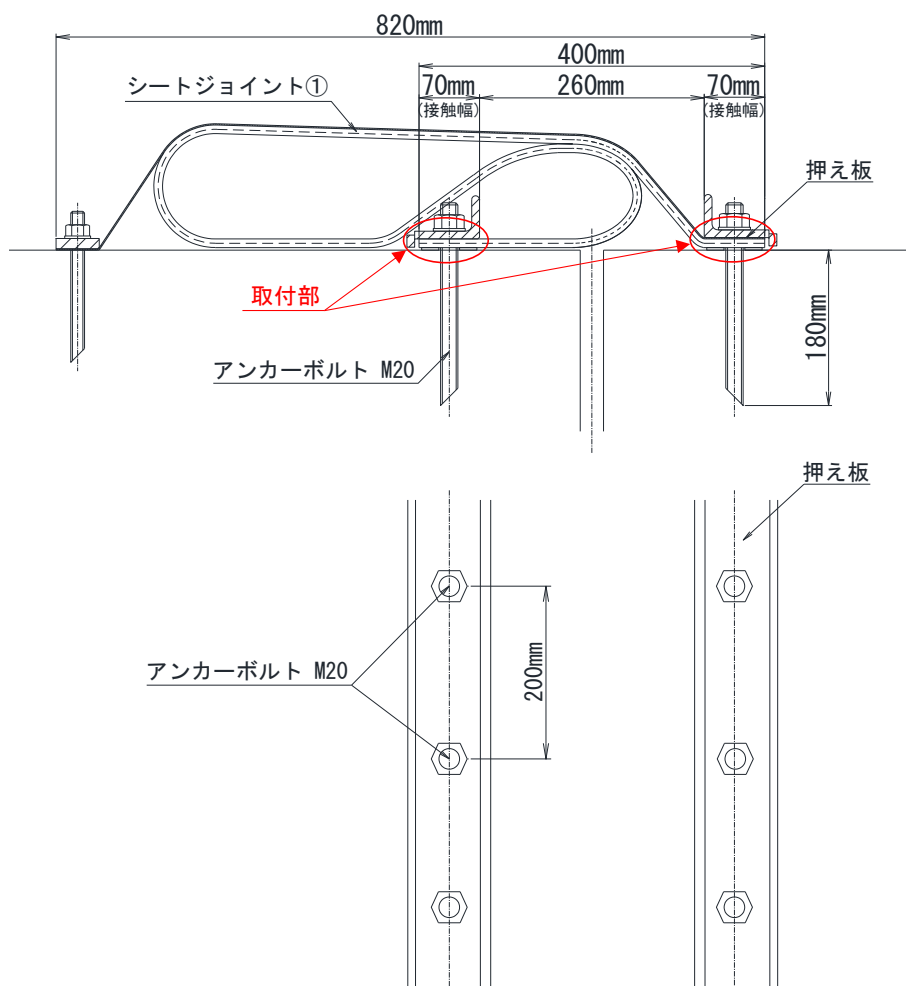


図 2.2-8 止水目地（シートジョイント①）の取付部の構造図

押え板の締め付け面圧は、締め付け後の経時による応力緩和を考慮したアンカーボルトの軸力を押え板とシートジョイントの接触面積で除して算定する。

a. アンカーボルトの軸力

アンカーボルトの軸力は、締め付けトルクを用いて下式により算定する。

$$F_f = T / (k \times d)$$

ここで、 F_f : アンカーボルトの軸力 (N)

T : 締め付けトルク 130.0(N・m)

k : トルク係数 0.3

d : アンカーボルトの呼び径 0.02(m)

アンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$F_f = 130 / (0.3 \times 0.02) = 21667 \text{ N}$$

b. 応力緩和後のアンカーボルトの軸力

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、経時により応力が23%低下するとし、下式により算定する。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

ここで、 F : 応力緩和後のアンカーボルトの軸力 (N)

F_f : アンカーボルトの軸力 21667(N)

α : 応力緩和係数 0.77 (メーカー規準)

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$F = F_f \cdot \alpha = 21667 \times 0.77 = 16683 \text{ (N)}$$

c. 取付部（押え板）の締め付け面圧

取付部（押え板）の締め付け面圧は、下式により算定する。

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

ここで、 P_0 : 取付部（押え板）の締め付け面圧 (N/mm²=MPa)

F : 応力緩和後のアンカーボルトの軸力 16883(N)

w : 押え板の接触幅 70(mm)

L : ボルトピッチ 200(mm)

取付部（押え板）の締め付け面圧は、以下のとおりである。

$$P_0 = 16883 / (70 \times 200) = 1.19 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d. 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント①）における取付部は、表 2.2-7 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-7 止水目地（シートジョイント①）の取付部の耐圧性確認結果

設計用水圧 (MPa)	取付部（押え板）の締め付け面圧 (MPa)
0.17	1.19

(2) 止水目地（シートジョイント②）の取付部の耐圧性

図 2.2-9 に止水目地（シートジョイント②）の取付部の構造図を示す。

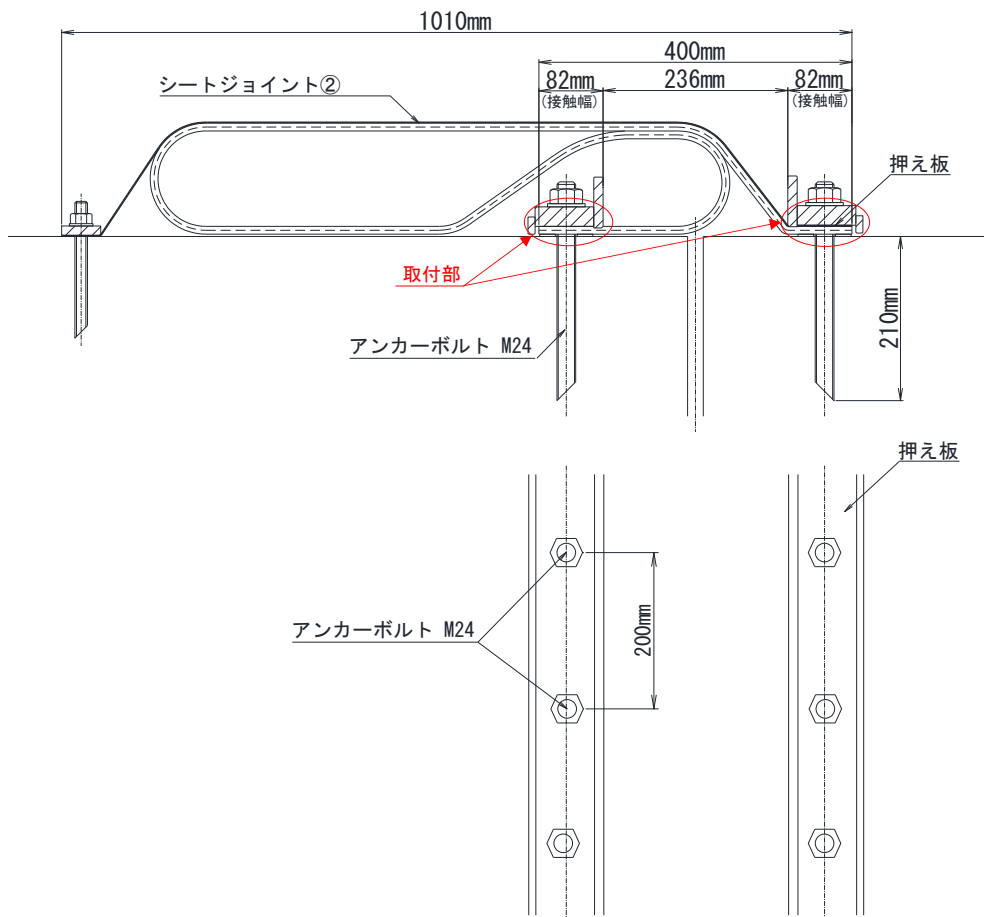


図 2.2-9 止水目地（シートジョイント②）の取付部の構造図

a. アンカーボルトの軸力

アンカーボルトの軸力は、締め付けトルクを用いて下式により算定する。

$$F_f = T / (k \times d)$$

ここで、 F_f ：アンカーボルトの軸力 (N)

T ：締め付けトルク 190.0 (N・m)

K ：トルク係数 0.3

d ：ボルトの呼び径 0.024 (m)

アンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} F_f &= 190 / (0.3 \times 0.024) \\ &= 26389 \text{ (N)} \end{aligned}$$

b. 応力緩和後のアンカーボルトの軸力

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、経時により応力が23%低下するとし、下式により算定する。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

ここで、 F ：応力緩和後のアンカーボルトの軸力 (N)

F_f ：アンカーボルトに生じる軸力 26389 (N)

α ：応力緩和係数 0.77 (メーカー規準)

応力緩和後のアンカーボルトの軸力は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} F &= F_f \cdot \alpha \\ &= 26388 \times 0.77 = 20319 \text{ (N)} \end{aligned}$$

c. 取付部（押え板）の締め付け面圧

取付部（押え板）の締め付け面圧は、下式により算定する。

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

ここで、 P_0 ：取付部（押え板）の締め付け面圧 (N/mm²=MPa)

F ：応力緩和後のボルトの軸力 20319 (N)

w ：押さえ板の接触幅 82 (mm)

L ：ボルトピッチ 200 (mm)

取付部（押え板）の締め付け面圧は、以下のとおりである。

$$P_0 = 20319 / (82 \times 200) = 1.24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d. 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント②）における取付部は，表 2.2-8 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-8 止水目地（シートジョイント②）の取付部の耐圧性確認結果

設計用水圧 (MPa)	取付部（押え板）の締め付け面圧 (MPa)
0.17	1.24

以上より，止水目地（シートジョイント①）及び止水目地（シートジョイント②）の取付部においては，押え板の締め付け面圧が津波時の最大波圧を上回る設計用水圧以上の圧力で締め付けられていることから，止水目地の取付部から有意な漏えいが生じないことを確認した。

2.2.5 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトの耐圧性確認

(1) 概要

止水目地（シートジョイント）は、防波壁に押え板を介してアンカーボルトで締め付けて止水目地（シートジョイント）を固定している。止水目地（シートジョイント）において、アンカーボルトの引張耐力が、津波時の波圧によって発生する引張力を下回った場合、アンカーボルトが引き抜けて止水性が保持できなくなる懸念される。そのため、アンカーボルトの引張耐力が、津波時及び重畳時における相対変位量を上回る試験変位量が生じた状態において、津波時及び重畳時における最大波圧を上回る設計用水圧によって発生する引張力以上であることを確認することにより、アンカーボルトの耐圧性を確認する。

アンカーボルトの耐圧性の確認にあたっては、「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で設定したシートジョイントの設計用水圧 0.17MPa により発生する引張力を上回ることを確認する。

アンカーボルトの引張耐力は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」（以下「各種合成構造設計指針」という。）に基づき算定する。アンカーボルトの仕様及び許容限界を表 2.2-9 に示す。

表 2.2-9 アンカーボルトの仕様及び許容限界

評価対象部位		使用材料	引張耐力* (kN/本)
アンカーボルト	止水目地 (シートジョイント①)	SUS304 (D20)	42.9
	止水目地 (シートジョイント②)	SSS304 (D24)	52.2

注記*：アンカーボルトの許容限界の設定については、「(参考資料 2) アンカーボルトの許容限界について」に示す。

(2) アンカーボルトの耐圧性

止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトに作用する引張力のイメージ図を図 2.2-10 に示す。

アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力は、「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で設定した止水目地（シートジョイント）の設計用水圧によって生じるシートジョイントに作用する引張力から算定する。

アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力は以下の (2) 式で求める。(3) 式中の R（シートジョイント展張時の半径）は「2.2.2 止水目地（シートジョイント）の引張試験」で求めたものを代入する。

$$f_a = F \times L / 2 \quad \dots \dots \dots (2) \text{ 式}$$

ここに、 f_a ：アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力 (N)

F ：シートジョイントに作用する引張力 (N/mm)

$$F = P \times R \quad \dots \dots \dots (3) \text{ 式}$$

P ：設計水圧 (0.17MPa=0.17N/mm²)

R ：シートジョイント展張時の半径 (mm)

L ：ボルトピッチ 200(mm)

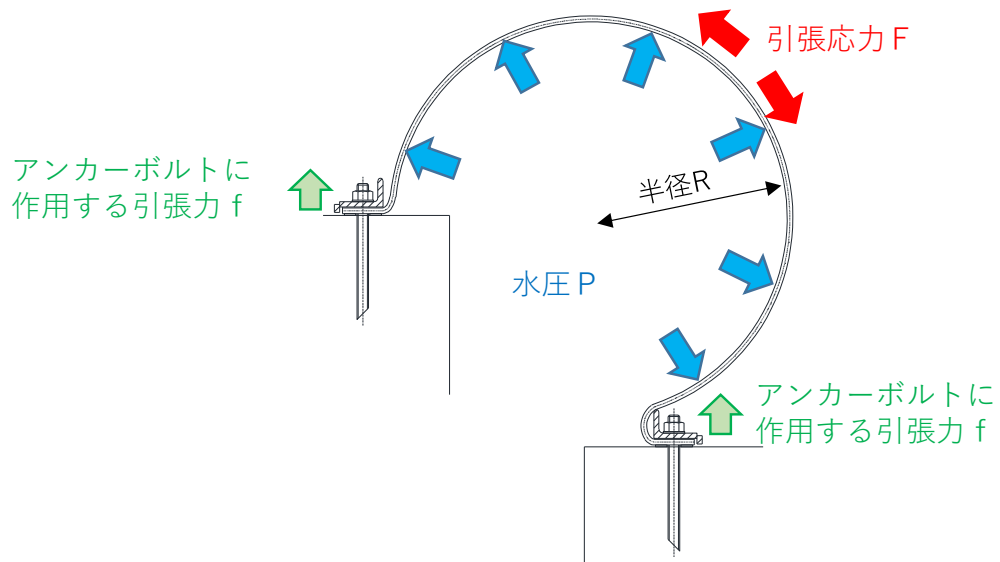


図 2.2-10 止水目地（シートジョイント）のアンカーボルトに作用する引張力のイメージ図

a. 止水目地（シートジョイント①）のアンカーボルトに作用する力

$$f = 0.17 \times 344.5 \times 200 / 2 = 5856.5\text{N} = 5.9\text{kN}$$

b. 止水目地（シートジョイント②）のアンカーボルトに作用する力

$$f = 0.17 \times 387.5 \times 200 / 2 = 6587.5\text{N} = 6.6\text{kN}$$

(3) 耐圧性確認結果

止水目地（シートジョイント）におけるアンカーボルトは、表 2.2-10 のとおり耐圧性を有することを確認した。

表 2.2-10 アンカーボルトの照査結果

評価対象	引張力 (kN)	引張耐力 (kN)	照査値
シートジョイント①	5.9	42.9	0.14
シートジョイント②	6.6	52.2	0.13

2.2.6 止水目地（シートジョイント）の耐候性試験

止水目地（シートジョイント）の主材料は止水目地（ゴムジョイント）と同様にクロロプレンゴムであり、止水目地（シートジョイント）の耐候性は「2.1.4 止水目地（ゴムジョイント）の耐候性試験」で示したとおりとなる。

(参考資料 1) 異種構造境界部、隅角部及び屈曲部の相対変位量について

1. 概要

防波壁の構造上の境界部には、地震時、津波時及び重畳時の荷重に伴う部材間の変位に追従する止水目地を設置し、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

本資料では、防波壁の異種構造境界部、隅角部及び屈曲部において地震時、津波時及び重畳時の最大変位量を設定し、それに対する相対変位量が止水目地の許容限界以下であることを確認する。

また、「2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明」では止水目地の性能確認として評価結果を示したが、その条件とした試験変位量が防波壁の異種構造部、隅角部及び屈曲部における地震時、津波時及び重畳時の最大変位量を上回っていることを確認する。

2. 設置位置

防波壁の異種構造境界部、隅角部及び屈曲部の位置図を図 2-1 に、図 2-1 中の番号に対応した一覧表を表 2-1 に示す。

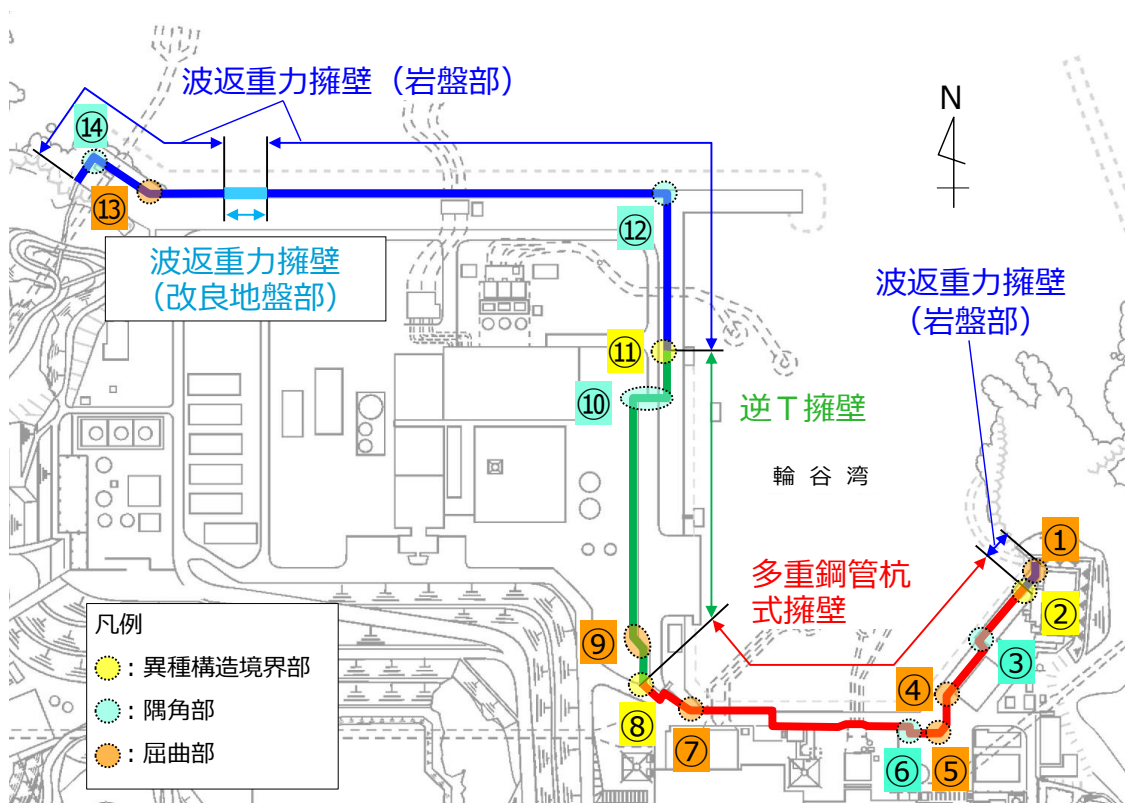


図 2-1 防波壁目地の異種構造境界部、隅角部及び屈曲部の位置図

表 2-1 防波壁目地の異種構造境界部、隅角部及び屈曲部の一覧表

番号	種別	番号	種別
①	隅角部（波返重力擁壁）	⑧	異種構造境界部（逆 T 擁壁 / 多重鋼管杭式擁壁）
②	異種構造境界部（多重鋼管杭式擁壁 / 波返重力擁壁）	⑨	屈曲部（逆 T 擁壁）
③	隅角部（多重鋼管杭式擁壁）	⑩	隅角部（逆 T 擁壁）
④	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑪	異種構造境界部（波返重力擁壁 / 逆 T 擁壁）
⑤	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑫	隅角部（波返重力擁壁）
⑥	隅角部（多重鋼管杭式擁壁）	⑬	屈曲部（波返重力擁壁）
⑦	屈曲部（多重鋼管杭式擁壁）	⑭	隅角部（波返重力擁壁）

3. 異種構造境界部，隅角部及び屈曲部の相対変位量

3.1 異種構造境界部の相対変位量

異なる構造形式の防波壁が隣接している場合は，各方向の最大変位量を足し合わせて，異種構造構造部の相対変位量を算定する。異種構造部の相対変位量算出の概念図を図3-1に示す。

x方向の相対変位量 $\delta x'$:

$$\delta x' = \delta x1(T) + \delta x2(T)$$

y方向の相対変位量 $\delta y'$:

$$\delta y' = \delta y1(T) + \delta y2(T)$$

z方向の相対変位量 $\delta z'$:

$$\delta z' = \delta z1(T) + \delta z2(T)$$

ここで

$\delta x1(T)$, $\delta x2(T)$: 各防波壁構造の x 方向（法線直交方向）の最大変位量

$\delta y1(T)$, $\delta y2(T)$: 各防波壁構造の y 方向（法線方向）の最大変位量

$\delta z1(T)$, $\delta z2(T)$: 各防波壁構造の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

合成方向変位量（3方向合成） $\delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$

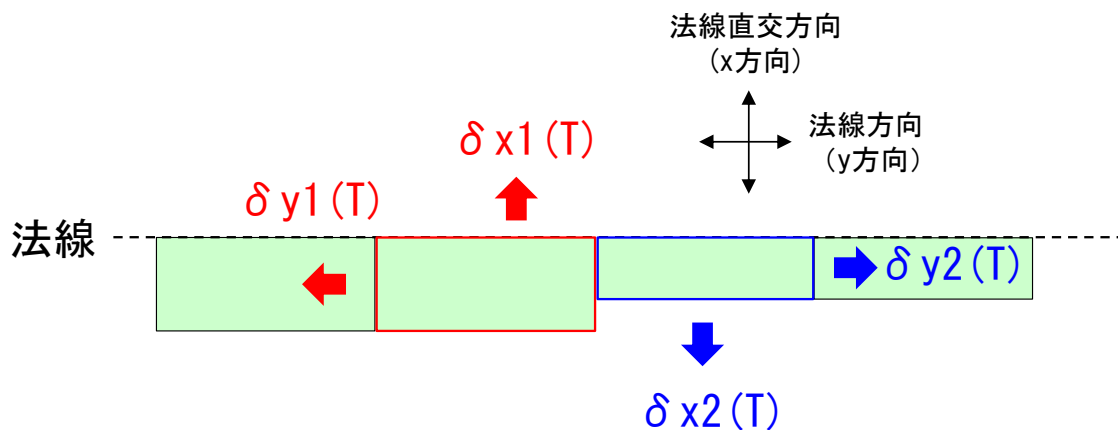


図3-1 異種構造境界部の相対変位量算出の概念図

3.2 隅角部の相対変位量

隅角部は、防波壁の法線方向が直角に曲がることから、法線方向の変位量と法線直交方向の変位量を足し合わせて、隅角部の最大相対変位量を算定する。隅角部の相対変位量算出の概念図を図 3-2 に示す。

x 方向の相対変位量 $\delta x'$:

$$\delta x' = \delta x1(T) + \delta x2(T)$$

y 方向の相対変位量 $\delta y'$:

$$\delta y' = \delta y1(T) + \delta y2(T)$$

z 方向の相対変位量 $\delta z'$:

$$\delta z' = \delta z1(T) + \delta z2(T)$$

ここで

$\delta x1(T)$, $\delta x2(T)$: 各防波壁の x 方向（法線直交方向）の最大変位量*

$\delta y1(T)$, $\delta y2(T)$: 各防波壁の y 方向（法線方向）の最大変位量*

$\delta z1(T)$, $\delta z2(T)$: 各防波壁の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

注記* : 防波壁の隅角部ではブロックが直角に並んでおり、法線に直交する防波壁の変位量は x・y の値を反転する。

$$\text{合成方向変位量（3方向合成） } \delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$$

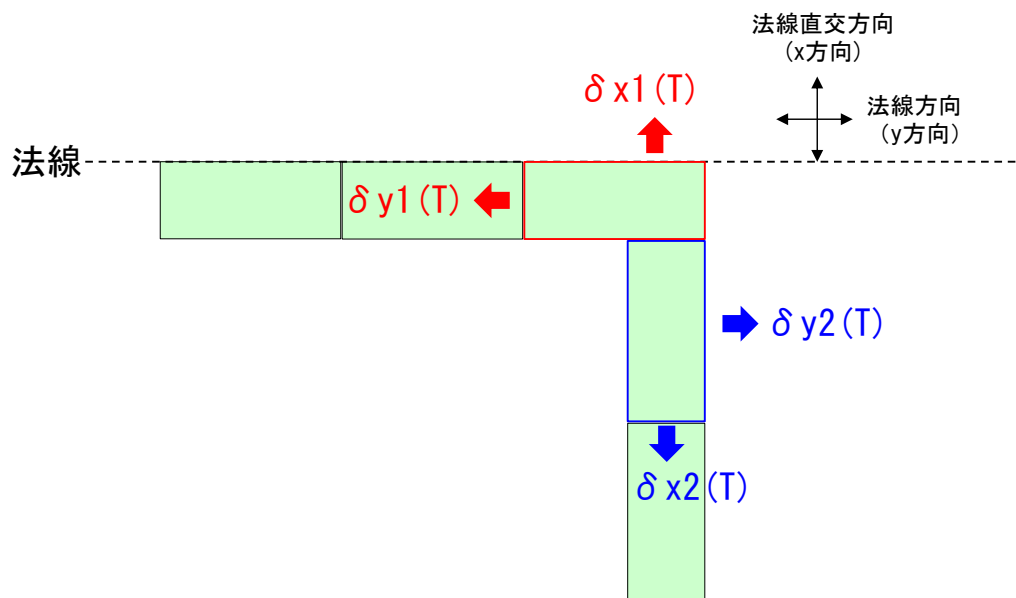


図 3-2 隅角部の相対変位量算出の概念図

3.3 屈曲部の相対変位量

屈曲部においては、角度を考慮した法線方向の変位量と法線直交方向の変位量を足し合わせて、屈曲部の最大相対変位量を算定する。屈曲部の相対変位量算出の概念図を図3-3に示す。

x方向の相対変位量 $\delta x'$:

$$\delta x' = \delta x_1(T) + \text{abs} \{ -\delta x_2(T) \times \cos \theta + \delta y_2(T) \times \sin \theta \}$$

y方向の相対変位量 $\delta y'$:

$$\delta y' = \delta y_1(T) + \text{abs} \{ \delta x_2(T) \times \sin \theta + \delta y_2(T) \times \cos \theta \}$$

z方向の相対変位量 $\delta z'$:

$$\delta z' = \delta z_1(T) + \delta z_2(T)$$

ここで

$\delta x_1(T)$, $\delta x_2(T)$: 各防波壁構造の x 方向（法線直交方向）の最大変位量

$\delta y_1(T)$, $\delta y_2(T)$: 各防波壁構造の y 方向（法線方向）の最大変位量

$\delta z_1(T)$, $\delta z_2(T)$: 各防波壁構造の z 方向（鉛直方向）の最大変位量

合成方向変位量（3方向合成） $\delta = \sqrt{\delta x'^2 + \delta y'^2 + \delta z'^2}$

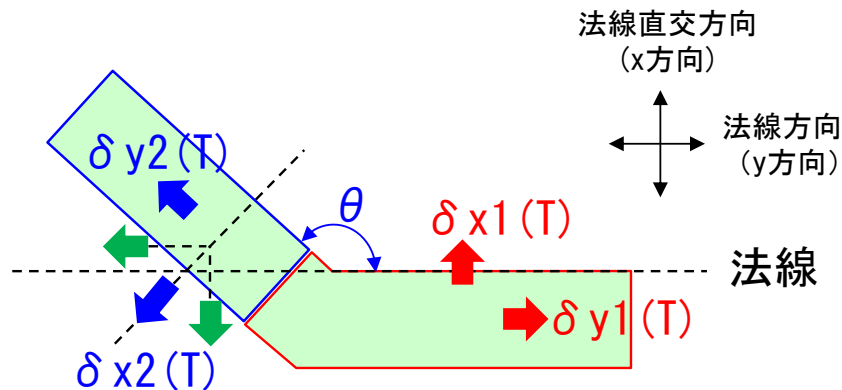


図 3-3 屈曲部の相対変位量算出の概念図

4. 評価結果

4.1 異種構造境界部

(1) 地震時

地震時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-1 に示す。地震時における異種構造部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 異種構造境界部の地震時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	794	69	99	803	1936
⑧	132	418	377	33	564	1580
⑪	—	378	62	93	394	1936

(2) 津波時

津波時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-2 に示す。津波時における異種構造境界部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であること及び止水目地（シートジョイント）の性能確認試験等に用いる設計変位量（2.2.2(2) 試験条件に記載）以下であることを確認した。

表 4-2 異種構造部の津波時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	213	0	1	213	1936
⑧	132	77	79	0	111	1580
⑪	—	113	0	1	113	1936

(3) 重畳時

重畳時における異種構造境界部の相対変位量を表 4-3 に示す。重畳時における異種構造境界部の相対変位量は、異種構造境界部に設置する止水目地（シートジョイント）の許容限界以下であること及び止水目地（シートジョイント）の性能確認試験等に用いる設計変位量（2.2.2(2) 試験条件に記載）以下であることを確認した。

表 4-3 異種構造部の重畳時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
②	—	230	61	4	238	1936
⑧	132	112	123	3	166	1580
⑪	—	67	58	1	89	1936

4.2 隅角部及び屈曲部

(1) 地震時

地震時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-4 に示す。地震時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であることを確認した。

表 4-4 隅角部及び屈曲部の地震時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
①	140	566	295	159	658	1936
③	90	505	505	38	715	1580
④	140	879	336	38	942	1580
⑤	130	553	396	38	681	1580
⑥	90	505	505	38	715	1580
⑦	138	559	350	38	660	1580
⑨	135	136	61	28	152	449
⑩	90	82	82	28	119	449
⑫	90	358	358	159	530	1936
⑬	147	582	270	159	661	1936
⑭	90	358	358	159	530	1936

(2) 津波時

津波時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-5 に示す。津波時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であること、止水目地(ゴムジョイント)の変形・耐圧試験の試験変位量(2.1.3(2)試験条件に記載)以下であること、及び止水目地(シートジョイント)の性能確認試験等に用いる設計変位量(2.2.2(2)試験条件に記載)以下であることを確認した。

表 4-5 隅角部及び屈曲部の津波時の相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	相対 変位量 (mm)	
①	140	188	68	1	200	1936
③	90	107	107	0	151	1580
④	140	189	69	0	201	1580
⑤	130	111	82	0	138	1580
⑥	90	107	107	0	151	1580
⑦	138	111	72	0	132	1580
⑨	135	10	4	0	11	449
⑩	90	7	7	1	9	449
⑫	90	107	107	1	151	1936
⑬	147	196	58	1	204	1936
⑭	90	107	107	1	151	1936

(3) 重畳時

重畳時における隅角部及び屈曲部の相対変位量を表 4-6 に示す。重畳時における隅角部及び屈曲部の相対変位量は、隅角部及び屈曲部に設置する止水目地の許容限界以下であること、止水目地(ゴムジョイント)の変形・耐圧試験の試験変位量(2.1.3(2)試験条件に記載)以下であること、及び止水目地(シートジョイント)の性能確認試験等に用いる設計変位量(2.2.2(2)試験条件に記載)以下であることを確認した。

表 4-6 隅角部及び屈曲部の重畳時の最大相対変位量

番号	角度 (°)	解析値				許容限界 (mm)
		$\delta x'$ (mm)	$\delta y'$ (mm)	$\delta z'$ (mm)	最大相対 変位量 (mm)	
①	140	156	145	1	213	1936
③	90	166	166	6	235	1580
④	140	290	110	6	311	1580
⑤	130	166	130	6	210	1580
⑥	90	166	166	6	235	1580
⑦	138	165	115	6	201	1580
⑨	135	—	—	—	—	449
⑩	90	—	—	—	—	449
⑫	90	125	125	1	177	1936
⑬	147	155	143	1	211	1936
⑭	90	125	125	1	177	1936

注記：番号⑧及び⑨は防波壁（逆T擁壁）に位置しており、重畳時の津波高さ以上の位置に設置するため、重畳時の検討は実施しない。

(参考資料 2) アンカーボルトの許容限界について

1. 許容限界の設定方法

防波壁に設置する止水目地（シートジョイント）に用いるアンカーボルトの仕様を表 1-1 に示す。

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年）」の接着系アンカーボルトの設計に基づいて設定する。

表 1-1 止水目地に用いるアンカーボルト

設置箇所		アンカーボルト仕様
止水目地	シートジョイント①	SUS304 (M20)
	シートジョイント②	SUS304 (M24)

1.1 許容引張力 p_a の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_a は、以下で算定されるアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a1} 、コーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a2} 、及びアンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a3} のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

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

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

$$A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$$

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 1-2 の値のうち、「短期荷重用」を用いる
 - $s \sigma_{pa}$: 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - s_{ca} : 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 1-3 から「カプセル方式 (有機系) - 普通コンクリート」の値を用いる (N/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 1-2 低減係数

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

表 1-3 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

2. 評価条件

アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(シートジョイント①)

記号	単位	定義	入力値
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	205
$s_c a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	245
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	66850
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	8.55
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	20
l_{ce}	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	120
l_e	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	160
α_1	—	付着強度の低減係数	0.98
α_2	—	付着強度の低減係数	0.81
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	155
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	100
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—

表 2-1(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(シートジョイント②)

記号	単位	定義	入力値
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	205
$s c a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	353
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	70901
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	7.53
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	24
l_{ce}	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	138
l_e	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	186
α_1	—	付着強度の低減係数	0.92
α_2	—	付着強度の低減係数	0.77
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	155
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	100
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—

3. 許容限界の計算

「1.1 許容引張力 p_a の算定」で表される許容限界の評価式に、表 2-1 のアンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を代入して、算定した各アンカーボルトの許容限界値を算定する。

接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a1} を以下に示す。

【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 205 \cdot 245 \\ &= 50.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 205 \cdot 353 \\ &= 72.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a2} を以下に示す。

【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 66850 \\ &= 67.6 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 70901 \\ &= 71.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力 p_{a3} を以下に示す。

【シートジョイント①】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 8.55 \cdot 3.14 \cdot 20 \cdot 120 \\ &= 42.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【シートジョイント②】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 7.53 \cdot 3.14 \cdot 24 \cdot 138 \\ &= 52.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. アンカーボルトの許容限界

「3. 許容限界の計算」で算定したアンカーボルトの許容限界値のうち最小値を止水目地の評価におけるアンカーボルトの許容限界として設定する。アンカーボルトの許容限界を表4-1に示す。

表 4-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		使用材料	許容引張力 (kN/本) 【最小値のケース】
アンカー ボルト	シートジョイント①	SUS304 (M20)	42.9 【 p_{a3} 】
	シートジョイント②	SUS304 (M24)	52.2 【 p_{a3} 】

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.1 防波壁に関する補足説明
 - 2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	17
2.4 適用規格・基準等	21
2.5 記号の説明	22
3. 評価対象部位	27
4. 耐震評価	28
4.1 耐震評価方法	28
4.2 荷重及び荷重の組合せ	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。

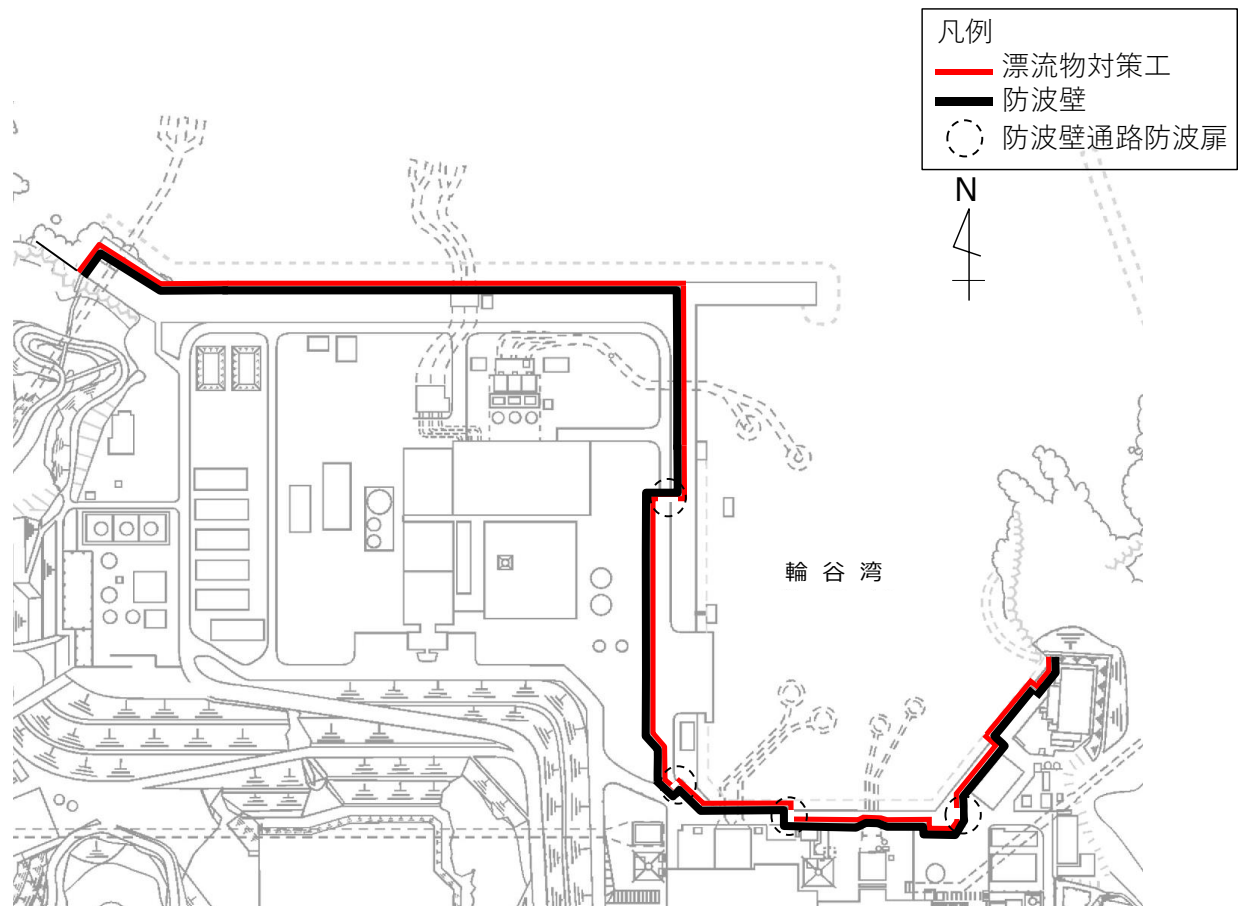


図 2.1-1 漂流物対策工の設置範囲

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。

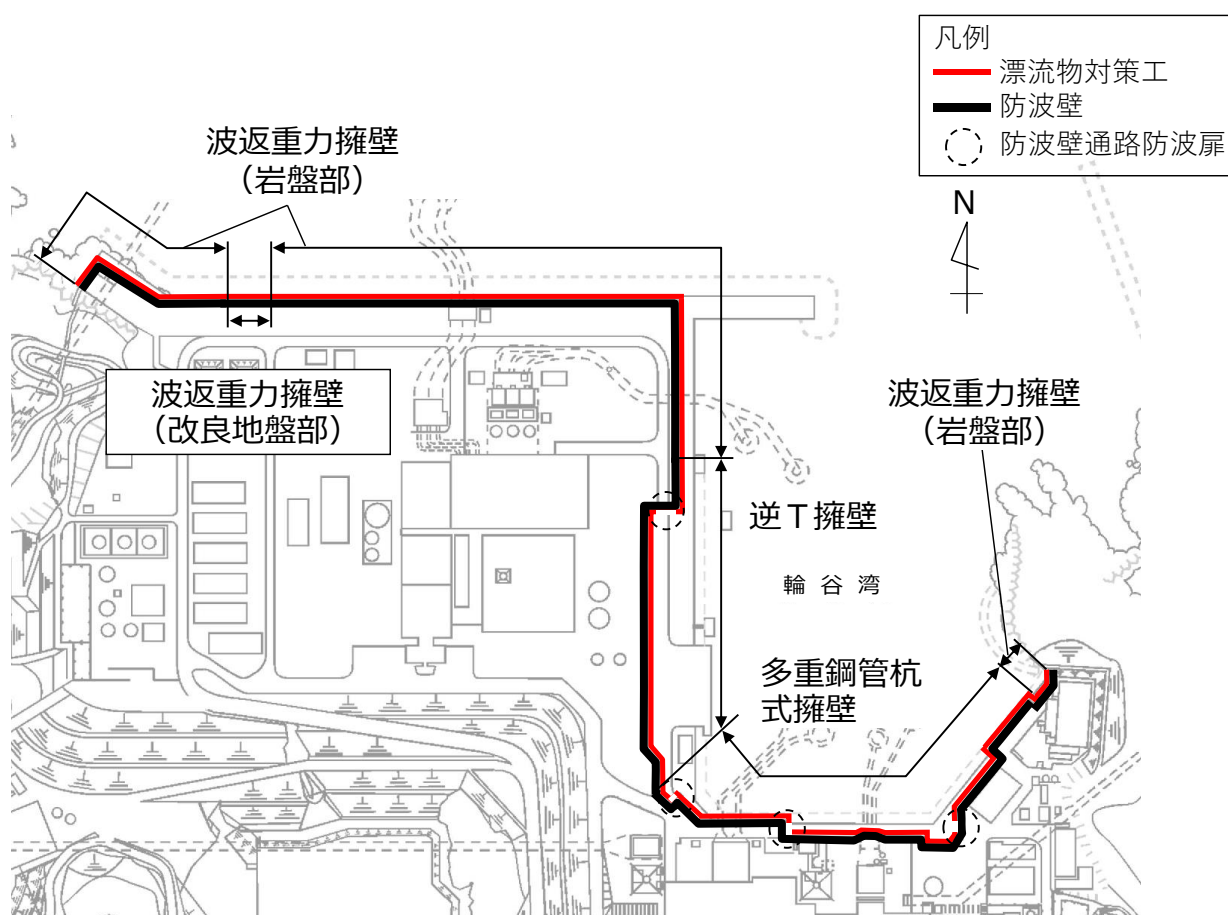


図 2.2-1 漂流物対策工の配置図

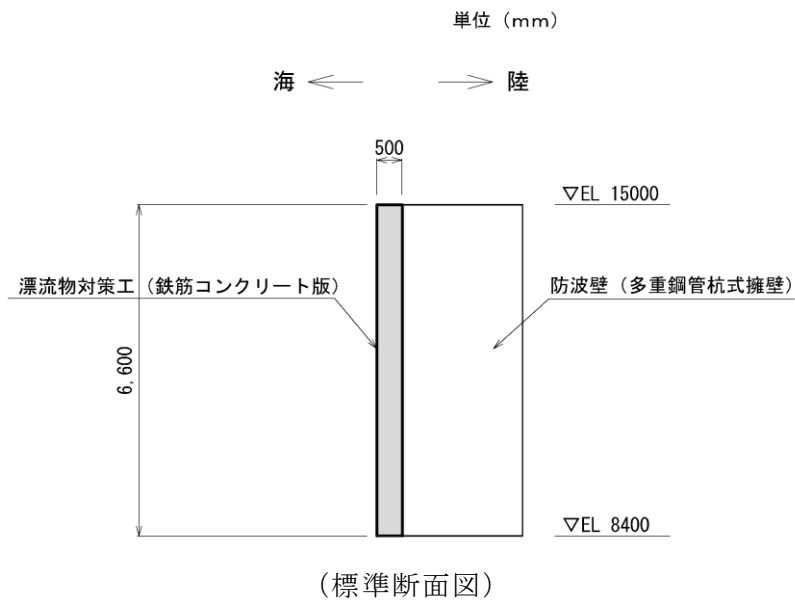
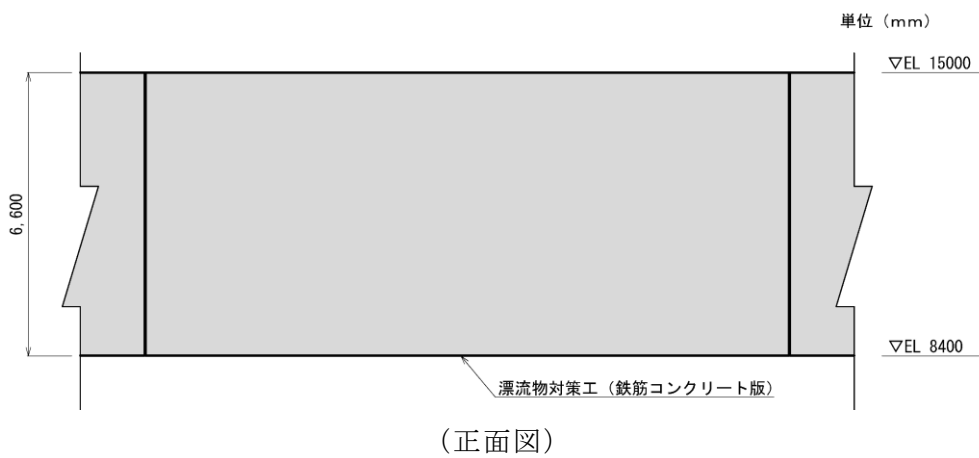
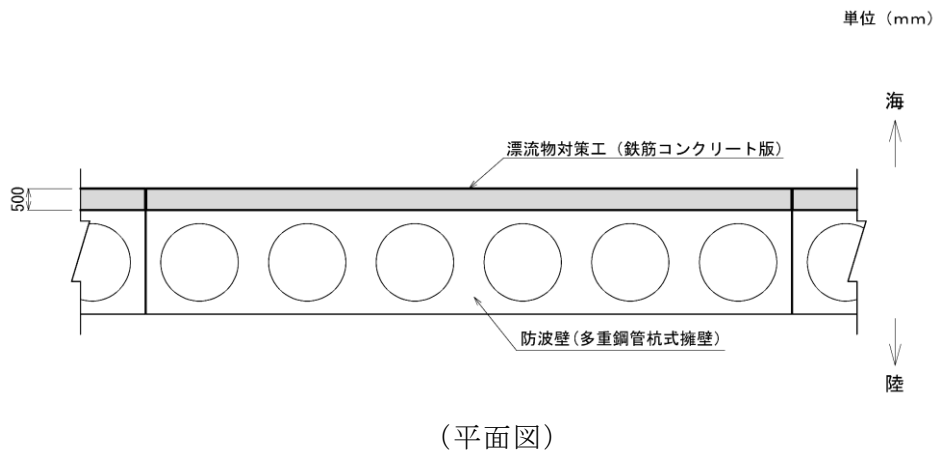
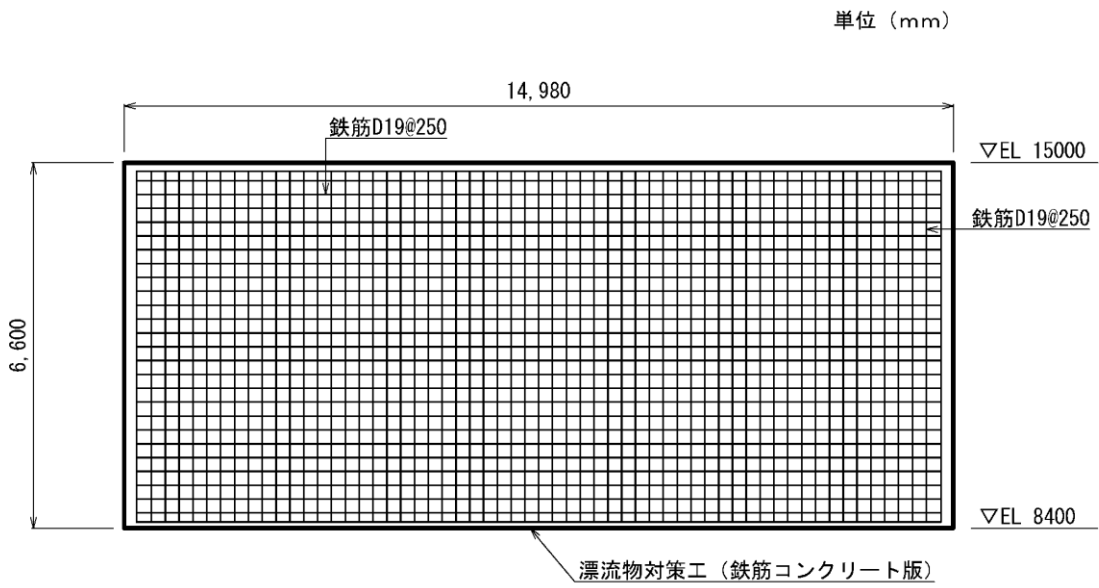
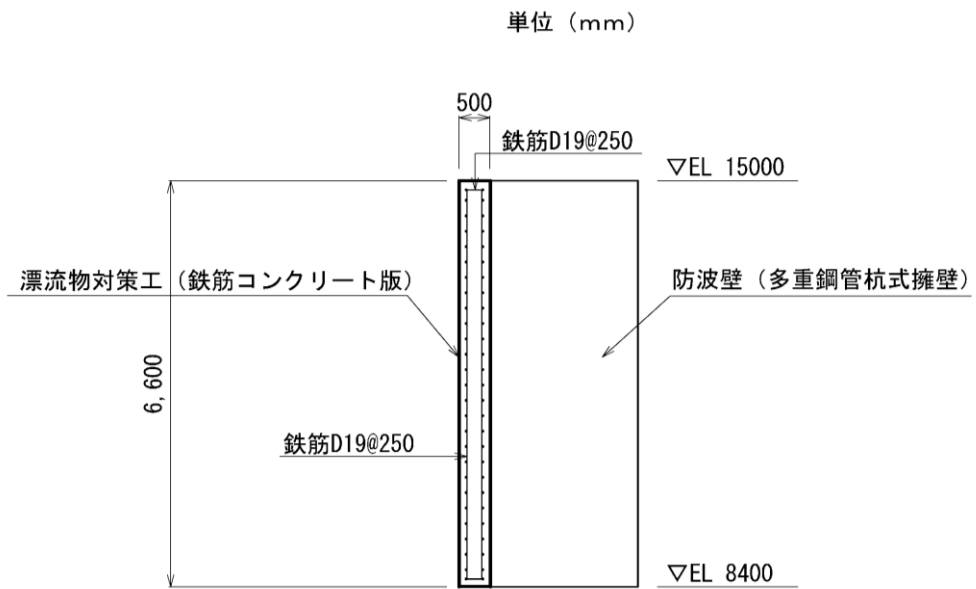


図 2.2-2(1) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図



(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) の構造概要図

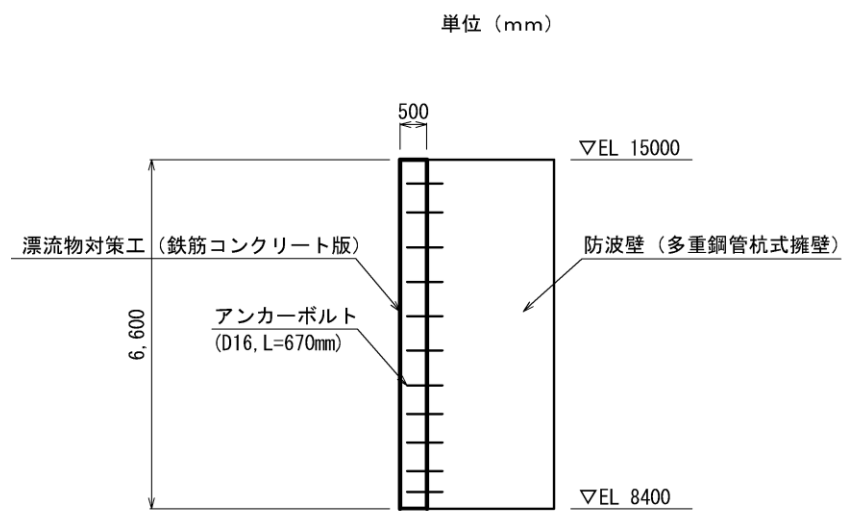
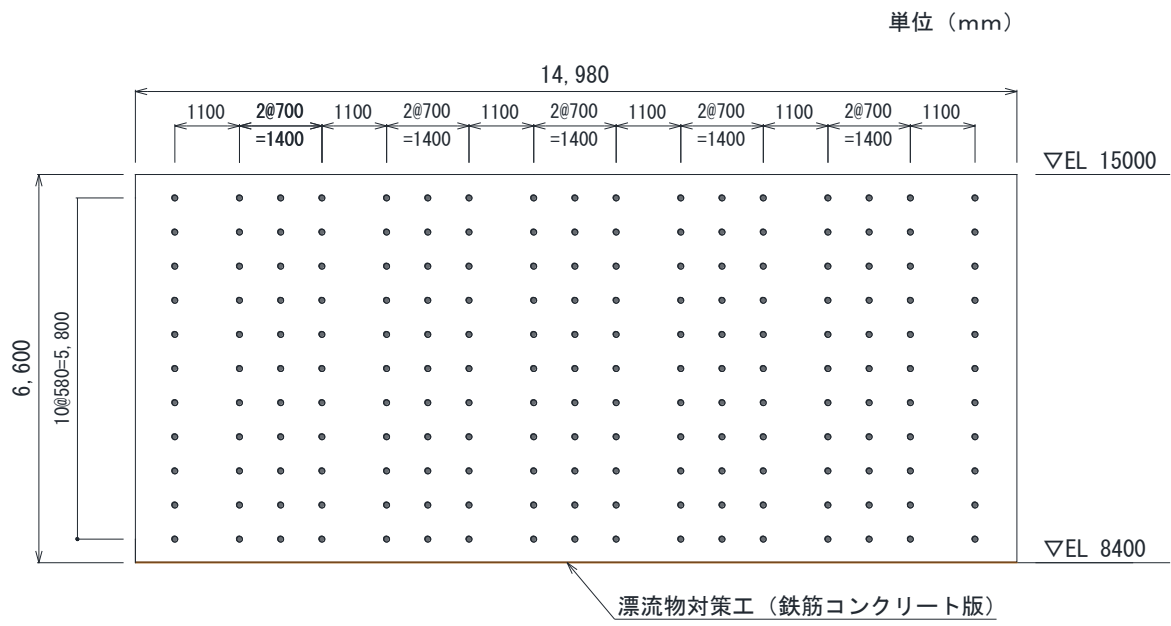
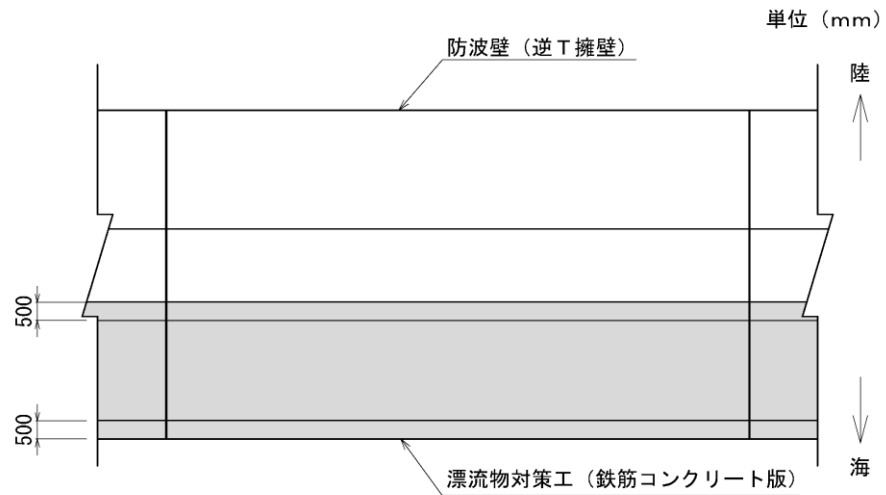
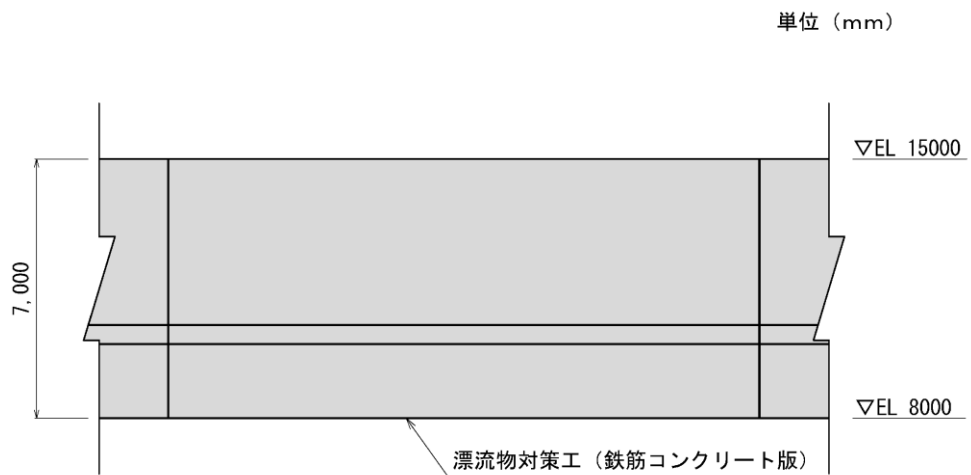


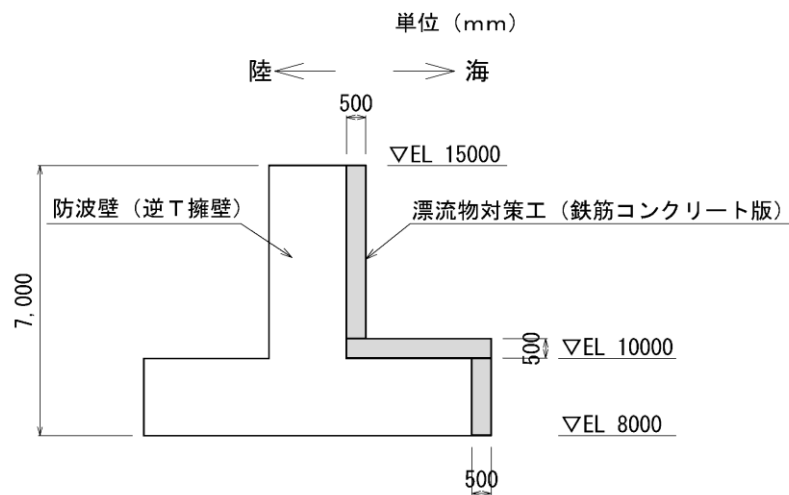
図 2.2-2(3) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図



(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) の構造概要図

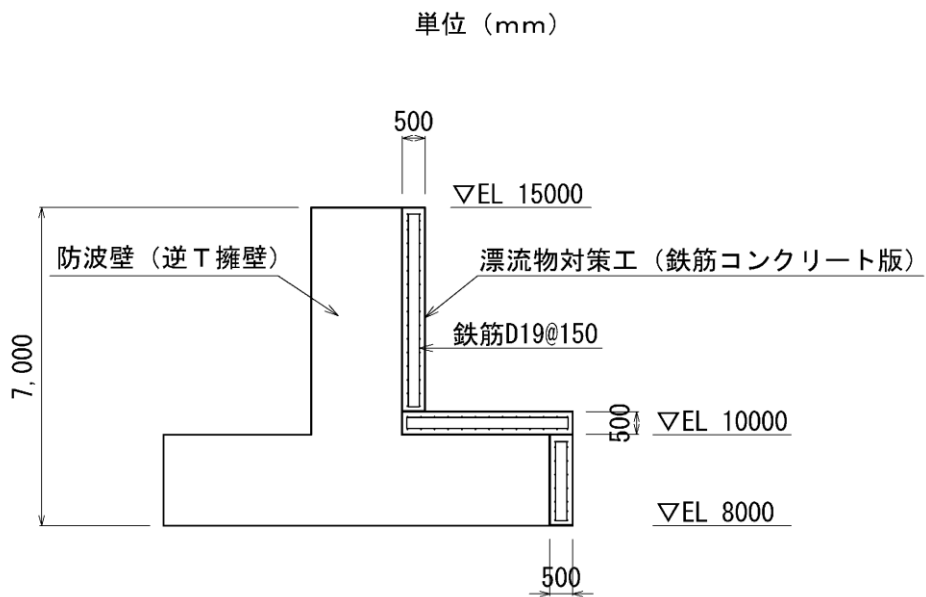
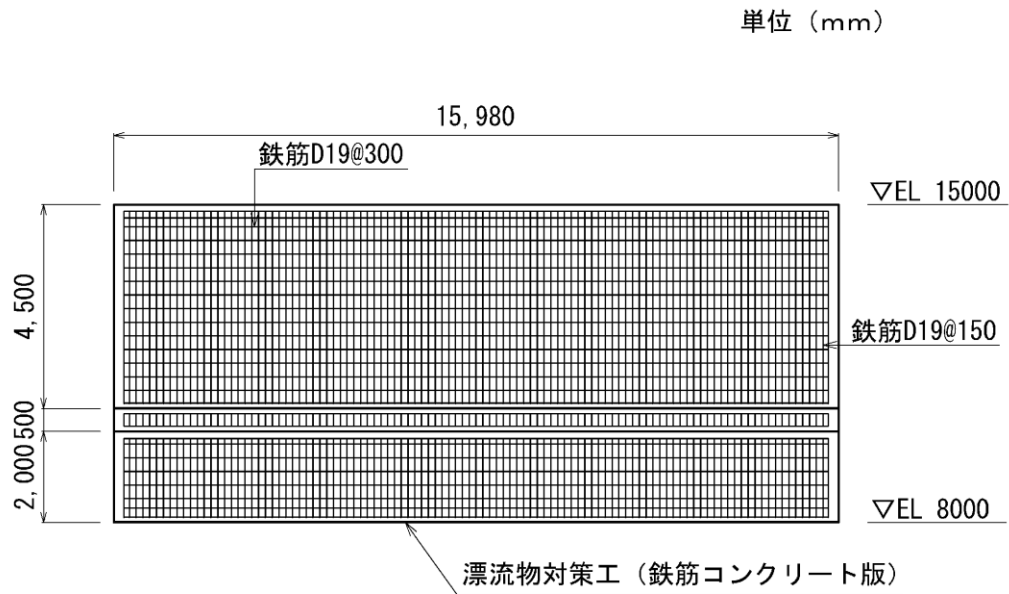
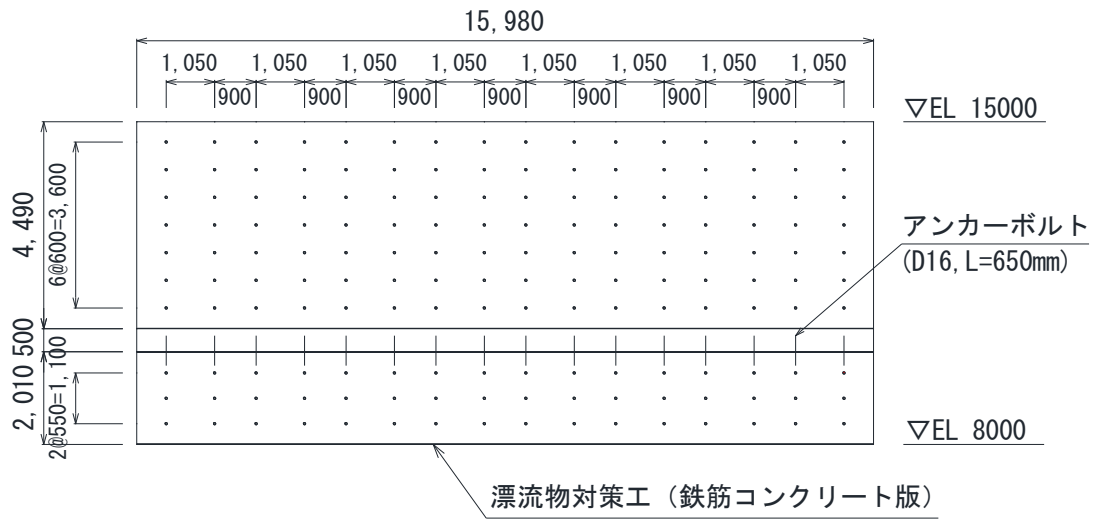


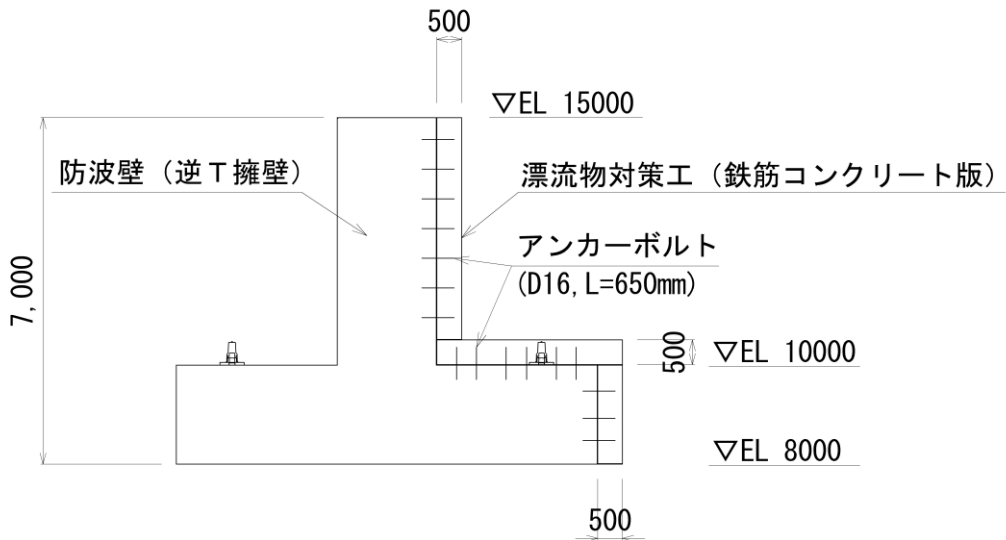
図 2.2-3(2) 防波壁 (逆T擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

単位 (mm)



(アンカーボルト配置図 (正面図))

単位 (mm)



(アンカーボルト配置図 (断面図))

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

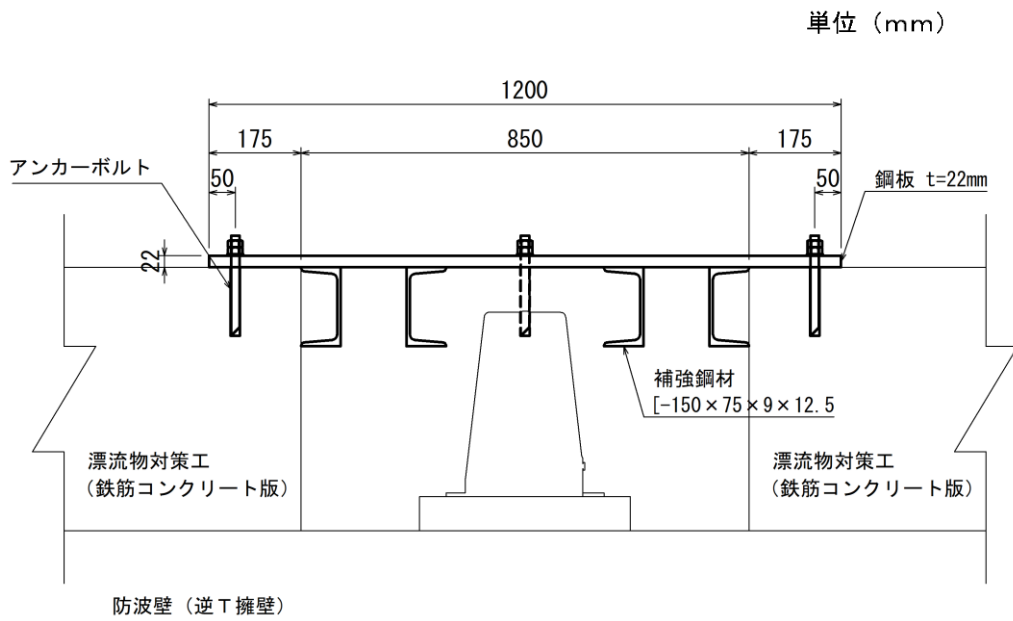
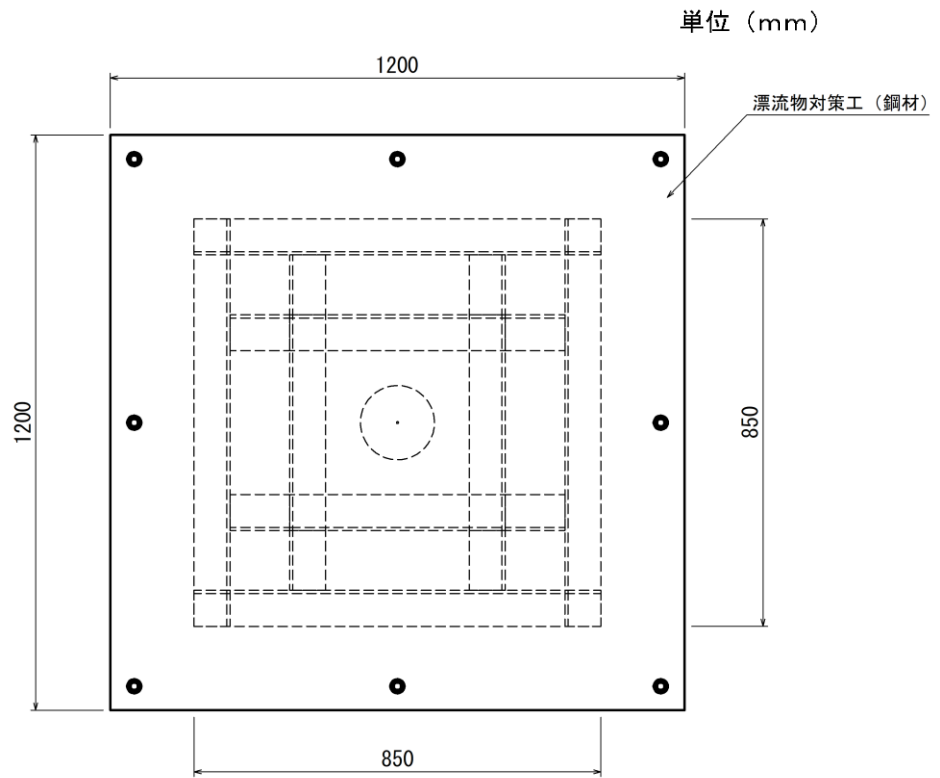
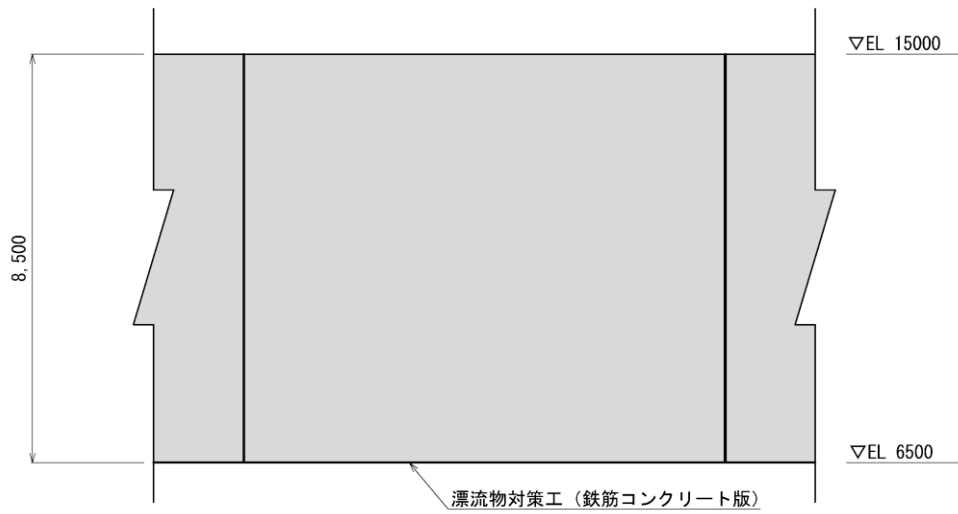
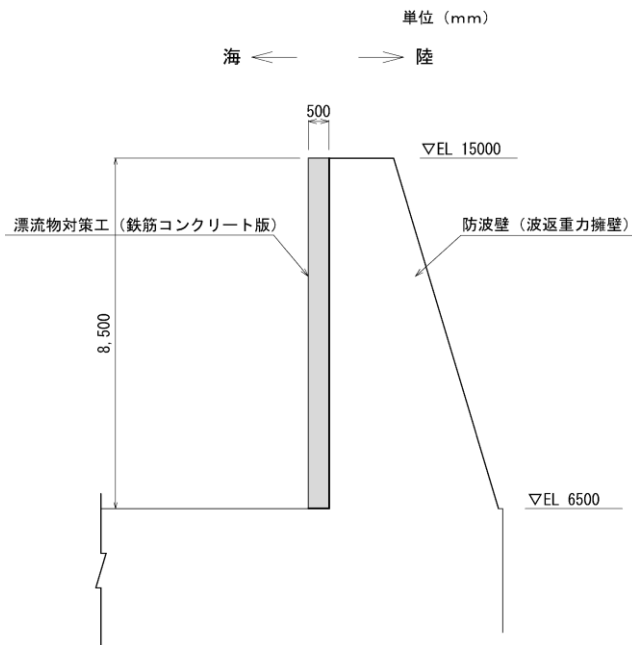


図 2.2-4 防波壁 (逆T擁壁) における漂流物対策工 (鋼材) の構造概要図

単位 (mm)

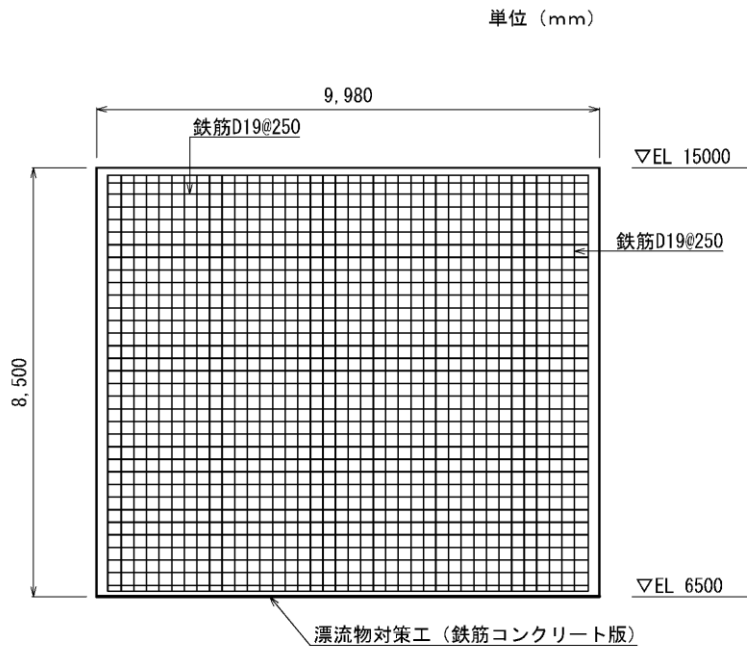


(正面図)

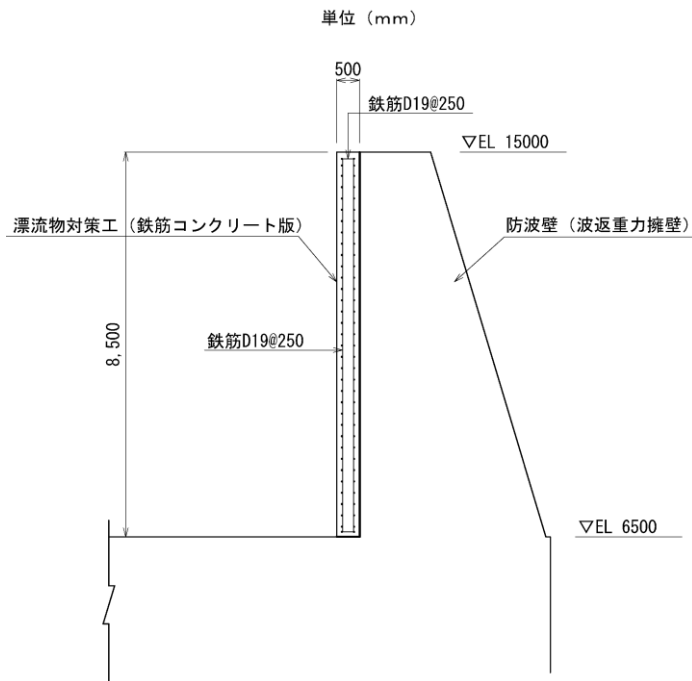


(標準断面図)

図 2.2-5(1) 防波壁 (波返重力擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

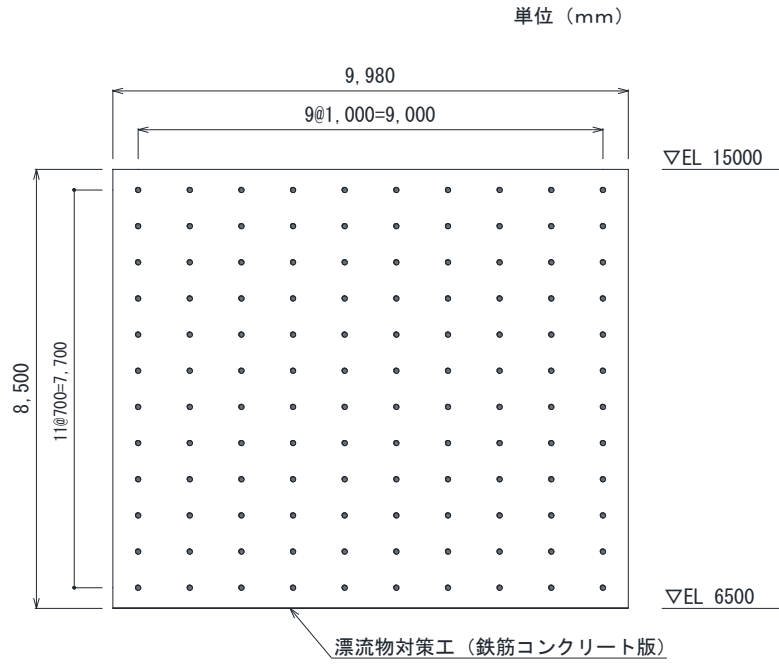


(概略配筋図 (正面図))

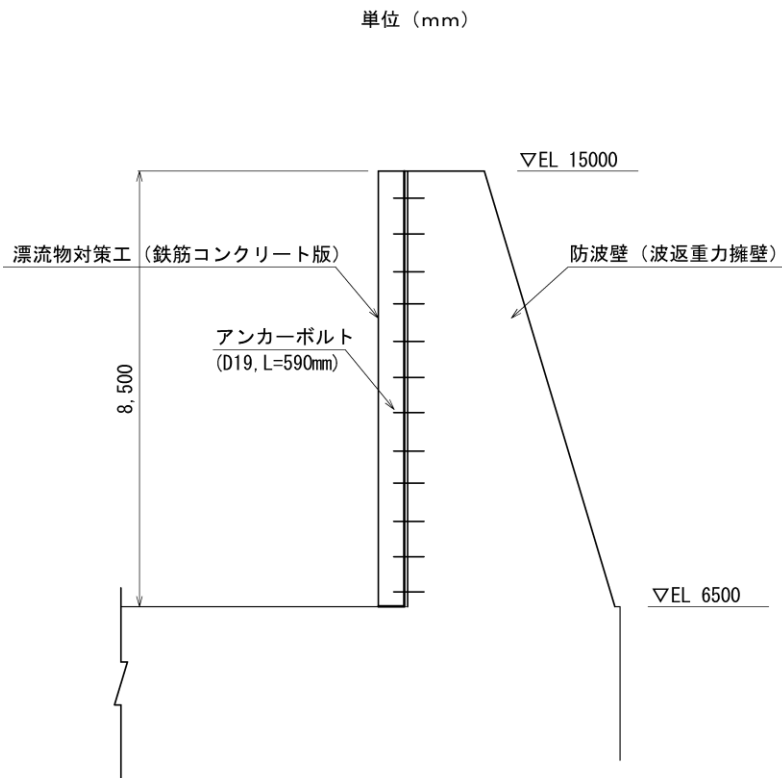


(概略配筋図 (断面図))

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



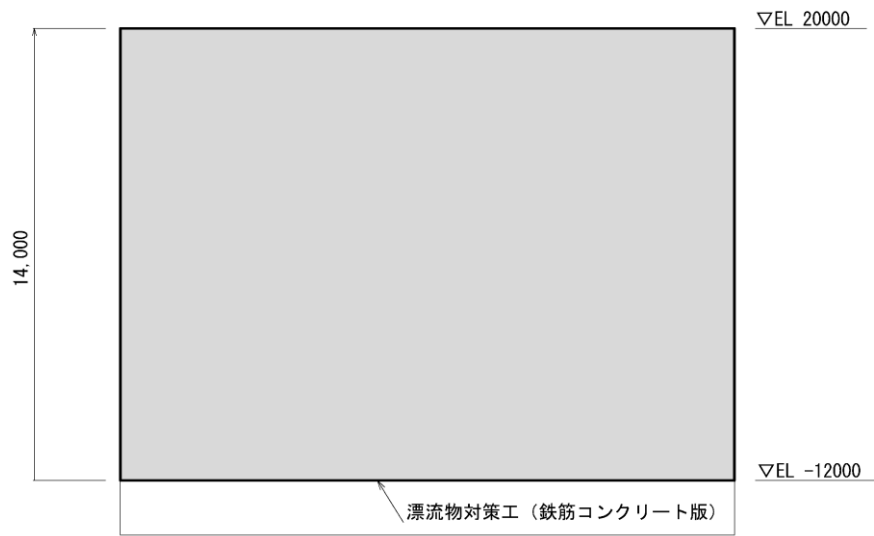
(アンカーボルト配置図 (正面図))



(アンカーボルト配置図 (断面図))

図 2.2-5(3) 防波壁 (波返重力擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

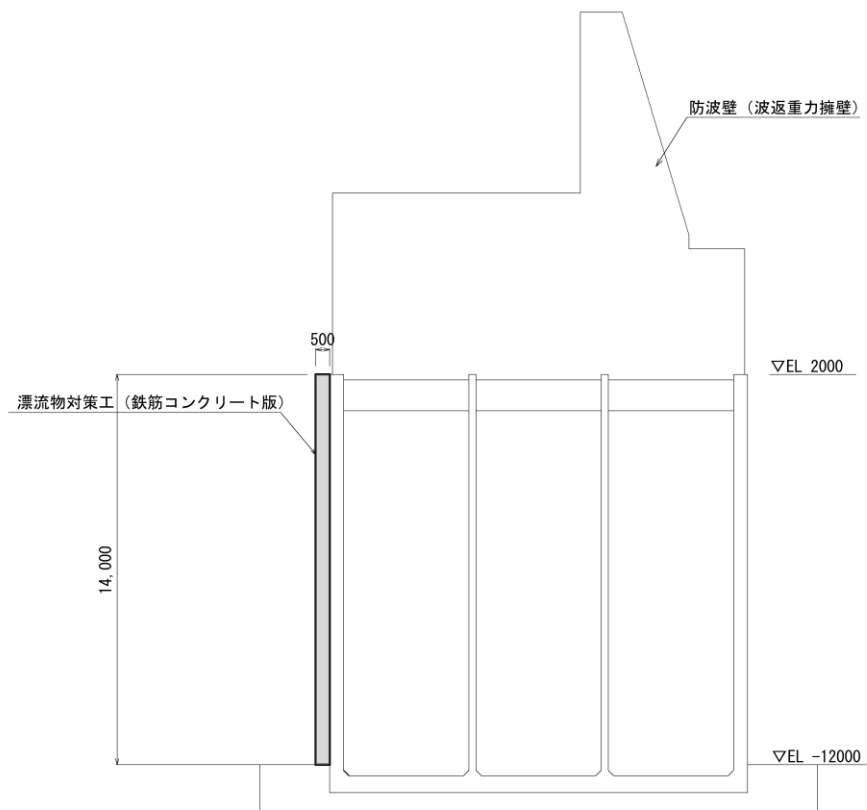
単位 (mm)



(正面図)

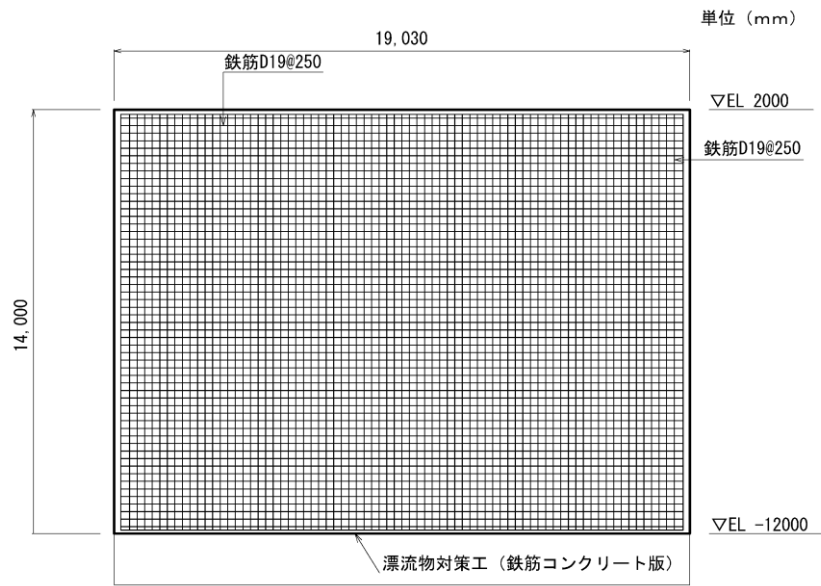
単位 (mm)

海 ← → 陸

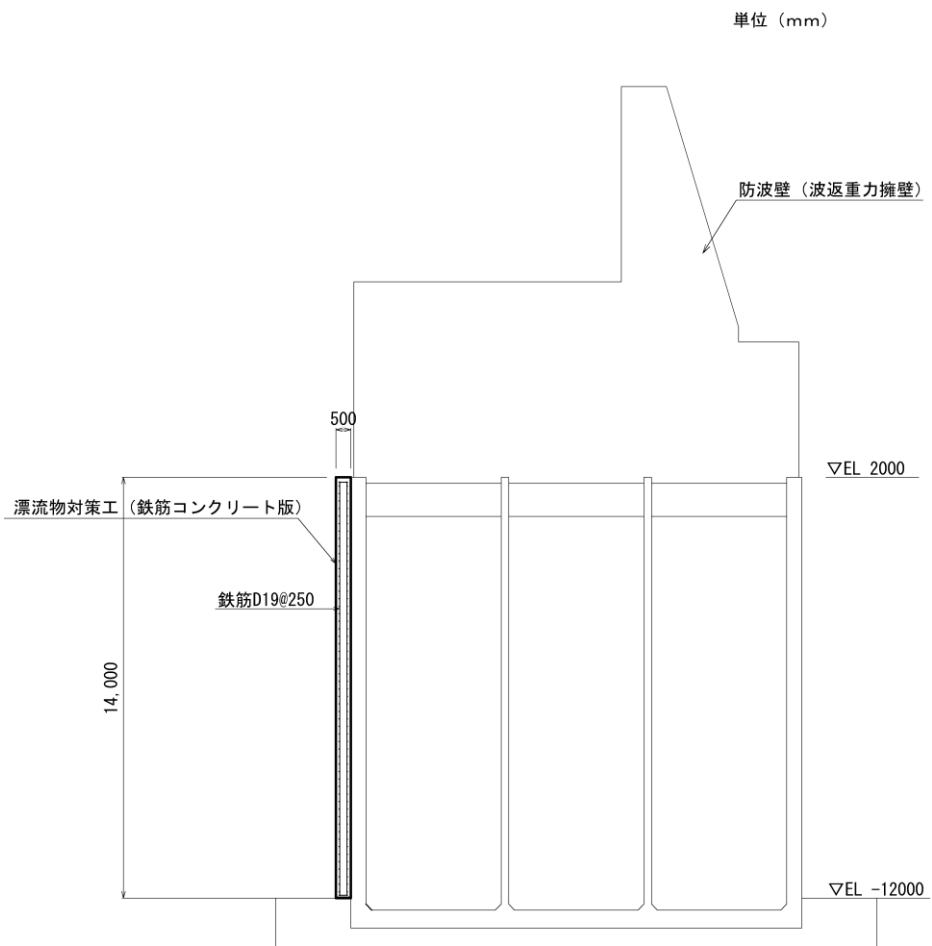


(標準断面図)

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) の構造概要図

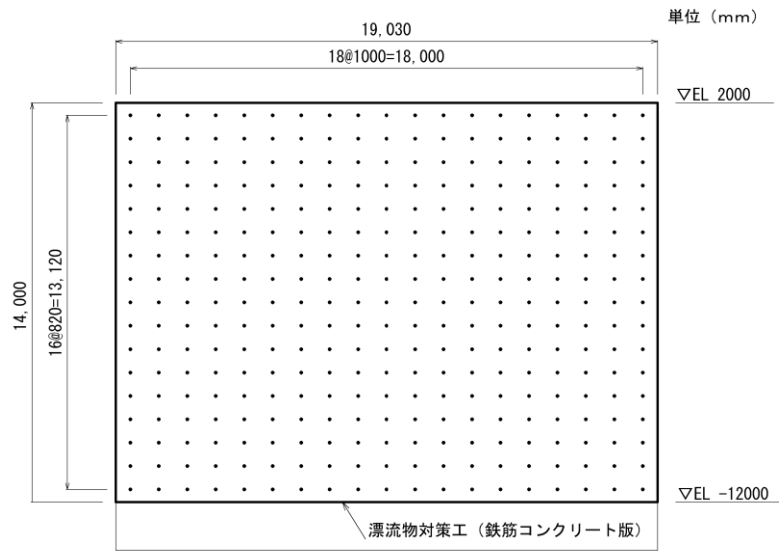


(概略配筋図 (正面図))

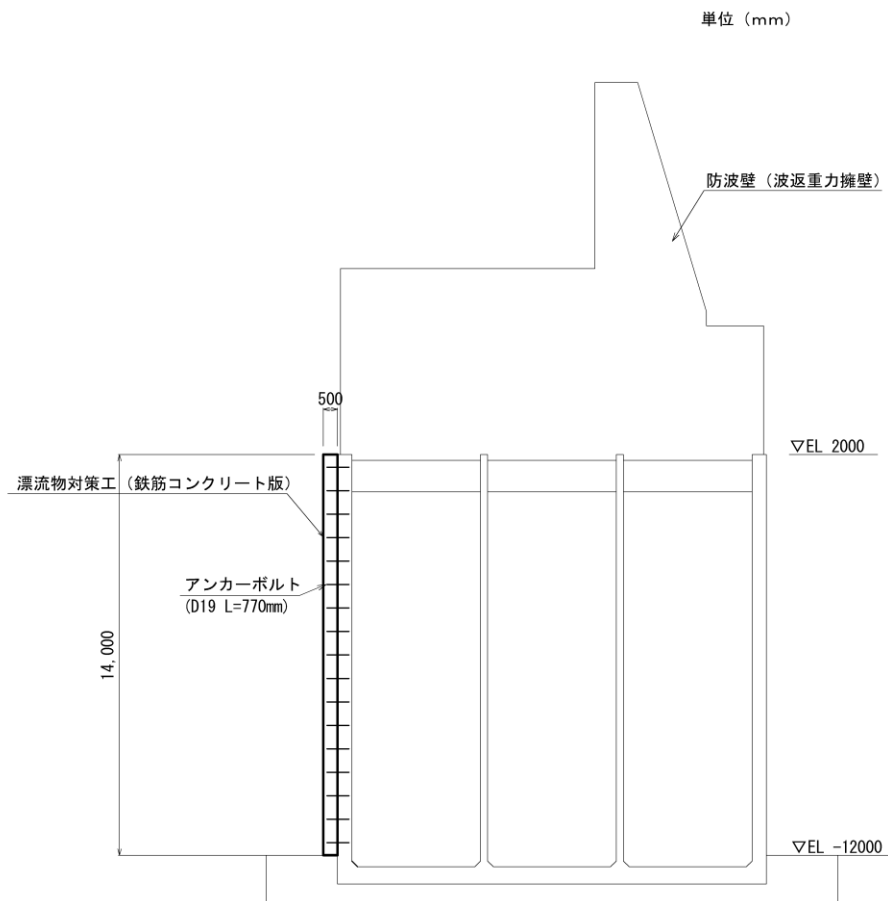


(概略配筋図 (断面図))

図 2.2-6(2) 防波壁（波返重力擁壁）ケーソンにおける漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の構造概要図



(アンカーボルト配置図 (正面図))



(アンカーボルト配置図 (断面図))

図 2.2-6(3) 防波壁 (波返重力擁壁) ケーソンにおける
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

2.3 評価方針

漂流物対策工は、津波防護施設である防波壁の一部として設置し、漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止する機能、又は漂流物をグラウンドアンカに衝突させない機能を有することから、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

漂流物対策工の各部位の役割、性能目標及び評価項目を表 2.3-1～表 2.3-4 に示す。

漂流物対策工の耐震評価は、防波壁の地震応答解析結果に基づき、地震時の慣性力により漂流物対策工が防波壁から分離しないために、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。

漂流物対策工の強度計算は、津波時及び重畳時の荷重により漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。

評価項目として、鉄筋コンクリート版、鋼材及びアンカーボルトの許容限界は短期許容応力度とする。

漂流物対策工の耐震評価フローを図 2.3-1 に、強度計算フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 漂流物対策工の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鉄筋コンクリート版	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する。
	鋼材	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁への影響を考慮する)。	・漂流物をグラウンドアンカに衝突させない。
	アンカーボルト	・鉄筋コンクリート版を支持する。 ・鋼材を固定する。	・鉄筋コンクリート版を支持する。 ・鋼材を固定する。

表 2.3-2 漂流物対策工の各部位の性能目標

部位		性能目標	
		耐震性	耐津波性
施設	鉄筋コンクリート版	—	漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
	鋼材	—	グラウンドアンカに漂流物を直接衝突させないために、鋼材がおおむね弾性状態にとどまること。
	アンカーボルト	鉄筋コンクリート版及び鋼材が防波壁から分離しないために、アンカーボルトがおおむね弾性状態にとどまること。	鉄筋コンクリート版及び鋼材が防波壁から分離しないために、アンカーボルトがおおむね弾性状態にとどまること。

表 2.3-3 漂流物対策工の評価項目（耐震評価）

評価方針	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（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

表 2.3-4 漂流物対策工の評価項目（強度計算）

評価方針	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	鉄筋コンクリート版	発生する応力（押抜きせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	鋼材	発生する応力（曲げ 応力 及びせん断 応力 ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

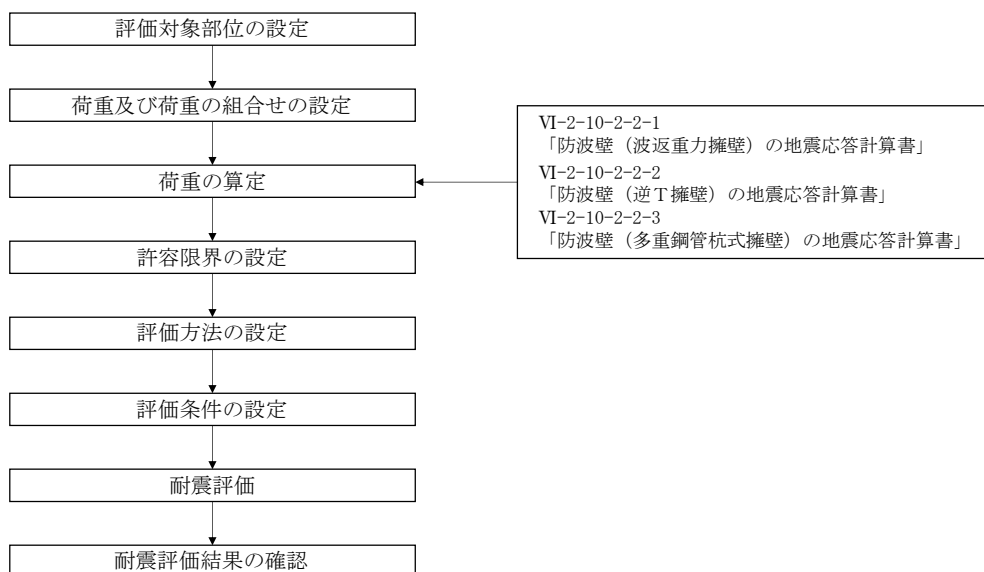


図 2.3-1 漂流物対策工の耐震評価フロー

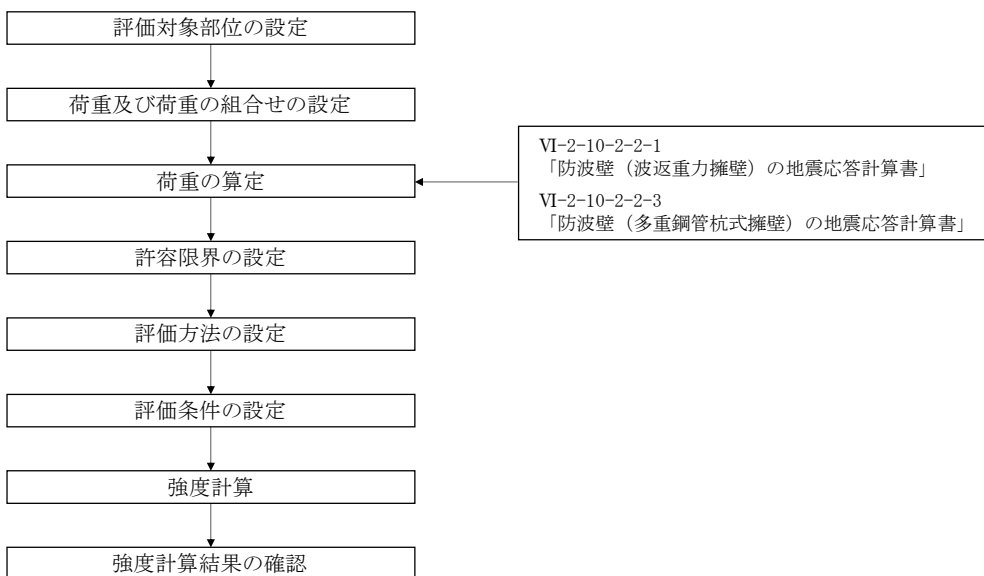


図 2.3-2 漂流物対策工の強度計算フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局, 平成27年12月 一部改訂)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 ((社) 日本電気協会)
- ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成19年3月)
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	
仕様材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定) 建築基準法・同施行令	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
許容限界	鉄筋コンクリート版	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定)	押抜きせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	鋼材	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	アンカーボルト	各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010年)	引張力照査及びせん断力照査は, 発生引張力又は発生せん断力が, 許容引き抜き力又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説((社) 国土交通省港湾局, 2007年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定	

2.5 記号の説明

漂流物対策工の耐震評価及び強度計算に用いる記号を表 2.5-1～表 2.5-6 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版，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。

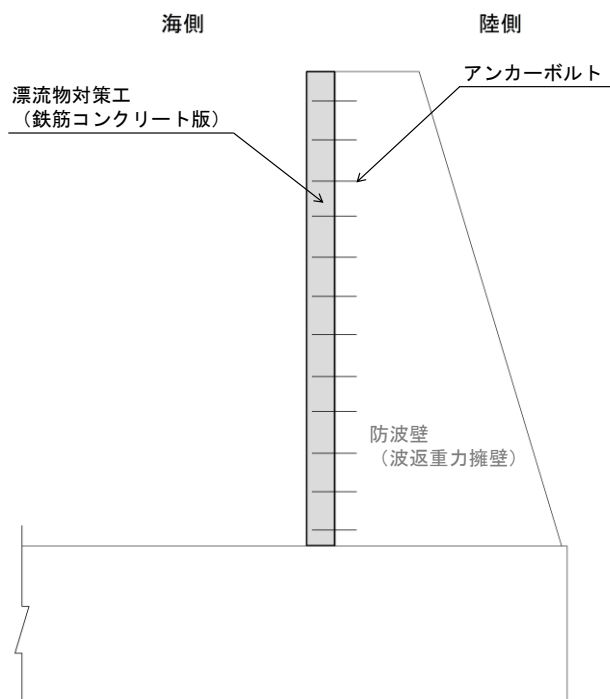


図 3-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の評価対象部位

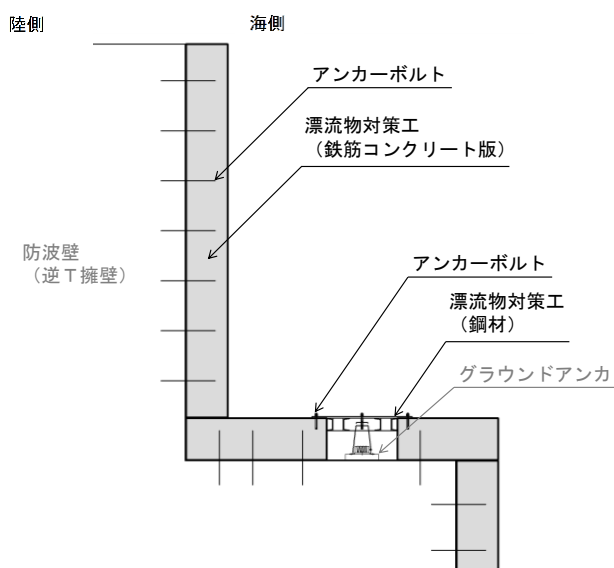


図 3-2 漂流物対策工（鋼材）の評価対象部位

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

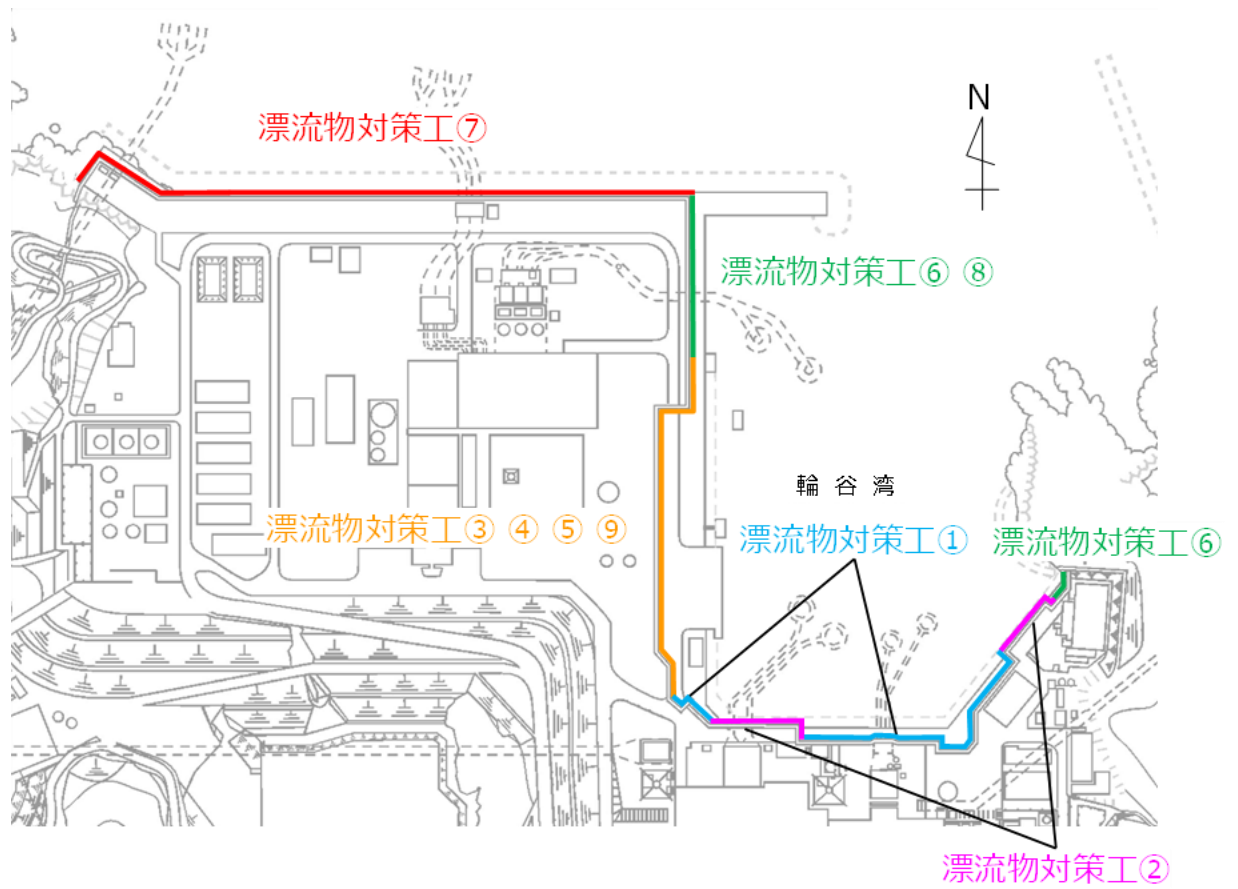


図 4.1-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

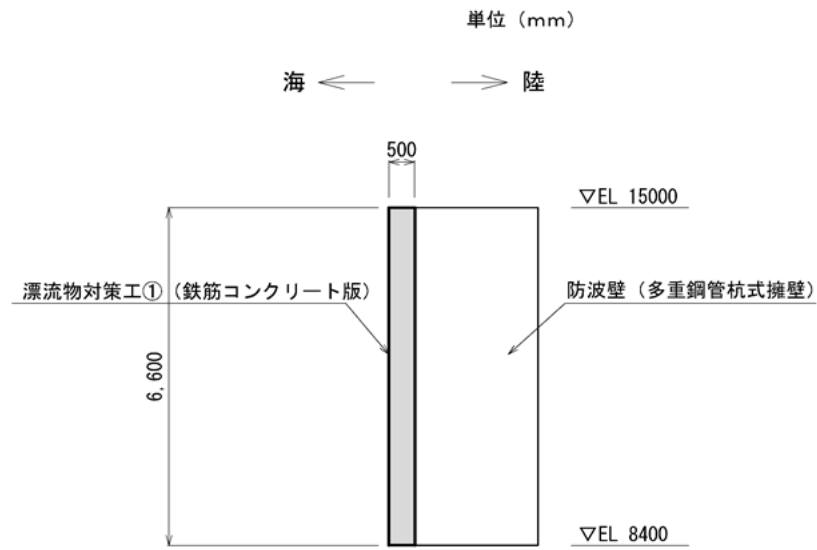


図 4.1-2(1) 漂流物対策工①の構造概要図

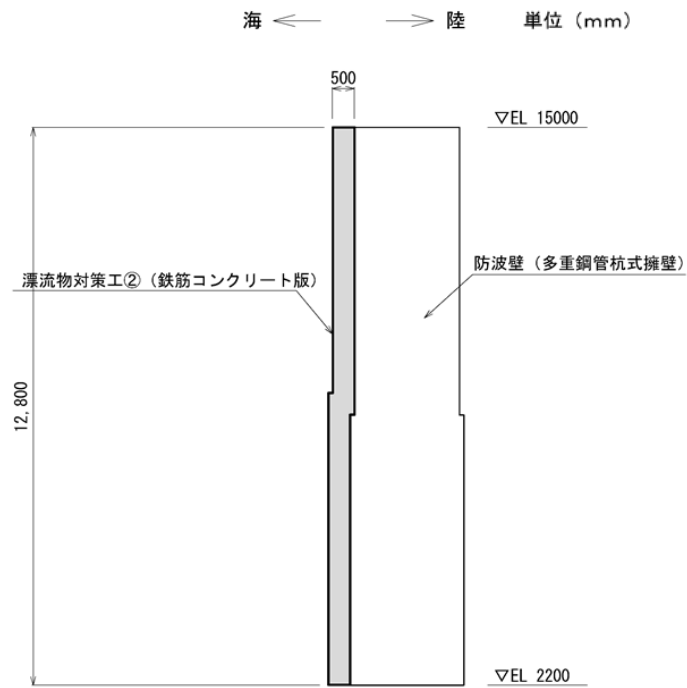


図 4.1-2(2) 漂流物対策工②の構造概要図

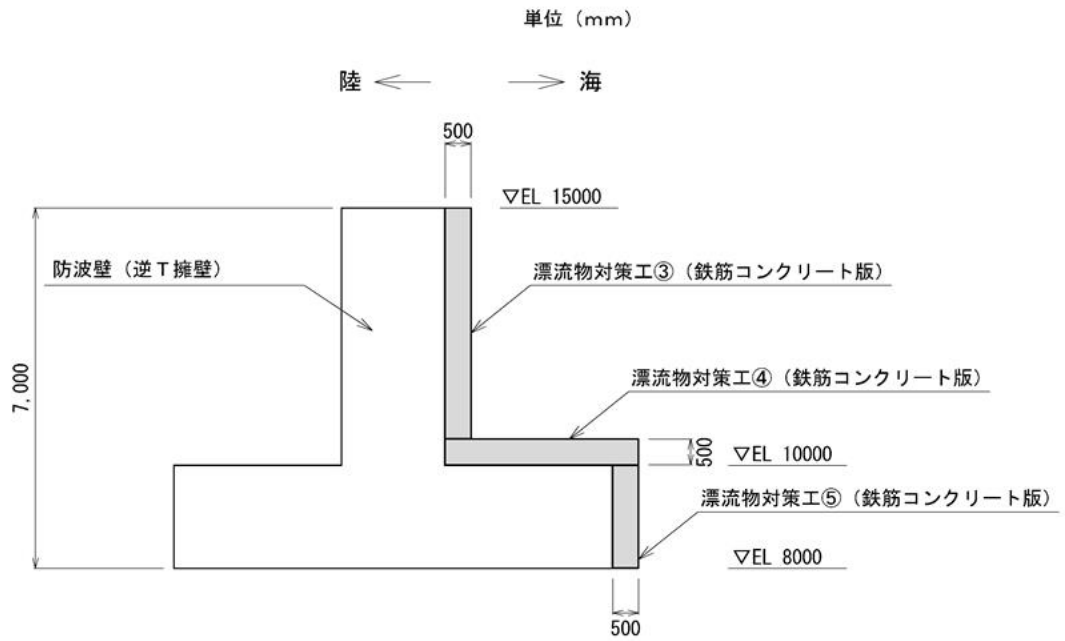


図 4.1-2(3) 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

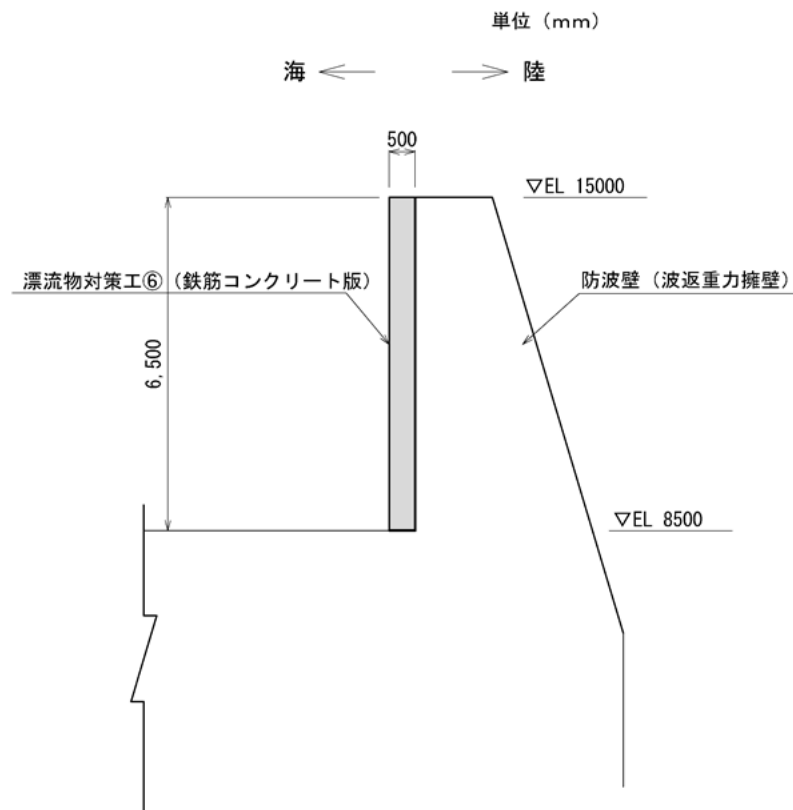


図 4.1-2(4) 漂流物対策工⑥の構造概要図

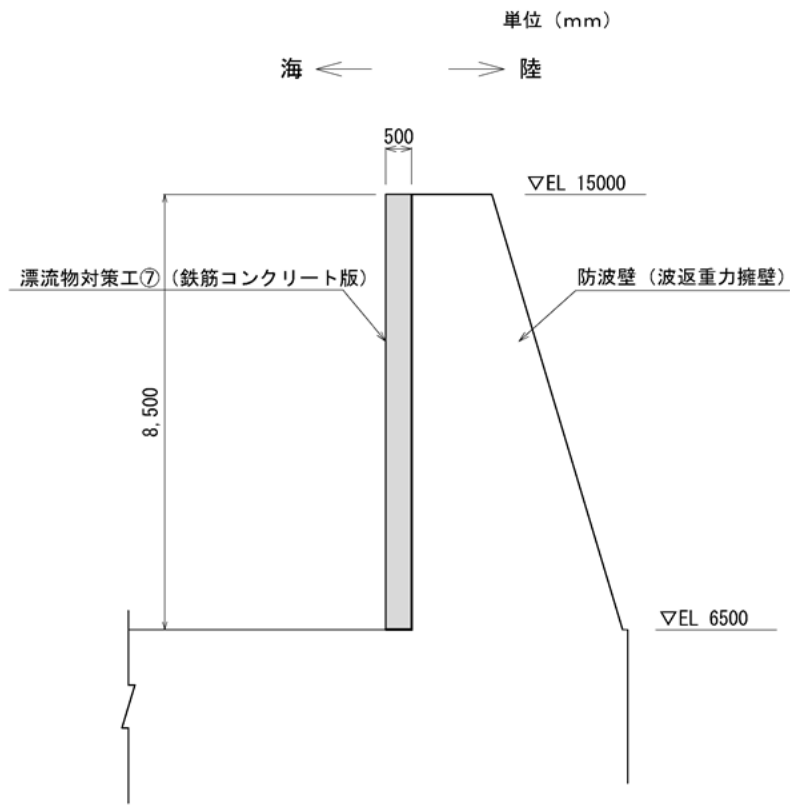


図 4.1-2(5) 漂流物対策工⑦の構造概要図

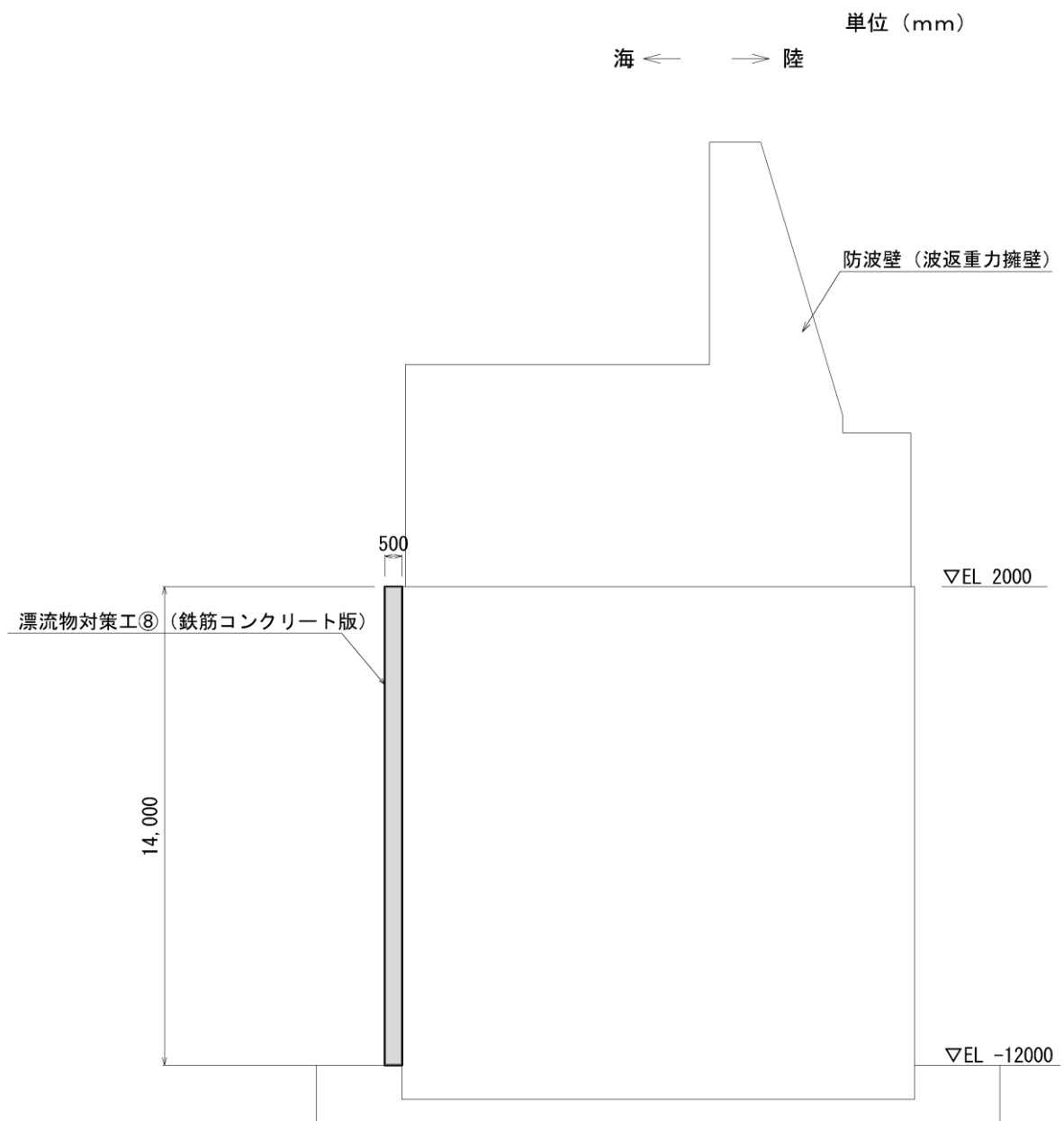


図 4.1-2(6) 漂流物対策工⑧の構造概要図

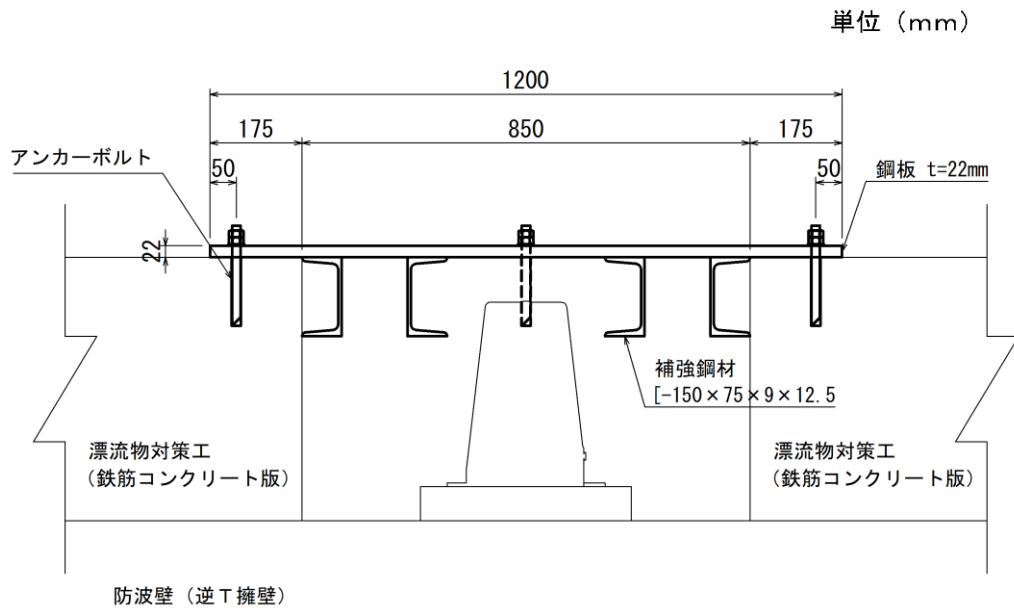


図 4.1-2(7) 漂流物対策工⑨の構造概要図

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) 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定について」に示す。

表 4.1-2 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト		評価対象
			厚さ	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。

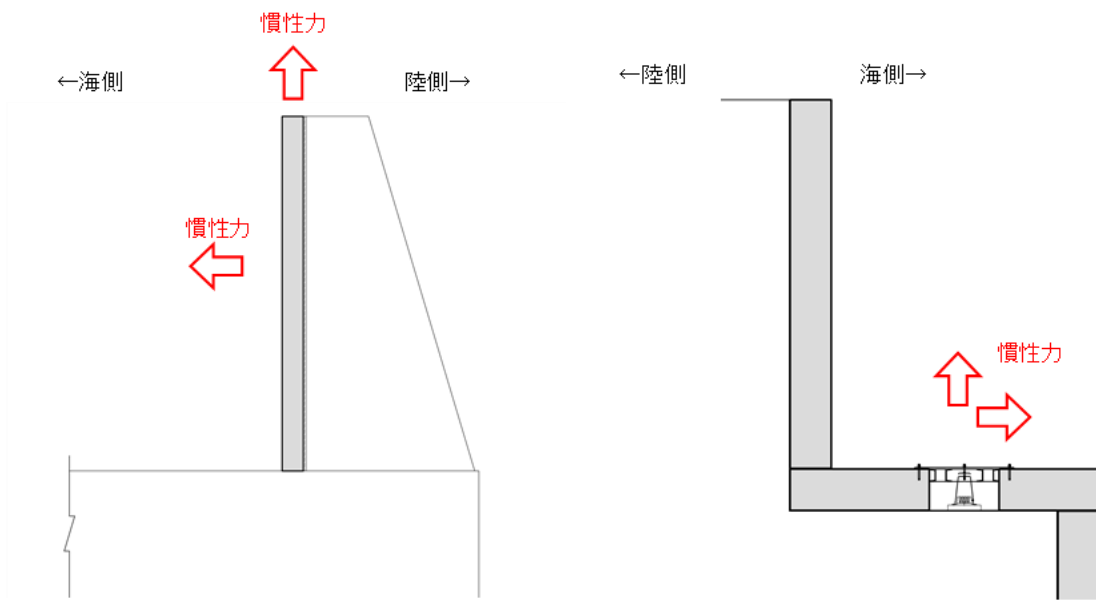
$$G + S_s$$

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})

$$P_{ss h} = W_s \times K_{sh}$$

$$P_{ss v} = W_s \times K_{sv}$$

ここで、 $P_{ss h}$ 、 $P_{ss v}$ ：水平・鉛直慣性力 (kN)

W_s ：重量 (kN)

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

地震荷重の算定に用いる震度は、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」及びVI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析結果より、漂流物対策工が設置される範囲における水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値を用いて、重力加速度 (9.80665m/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。

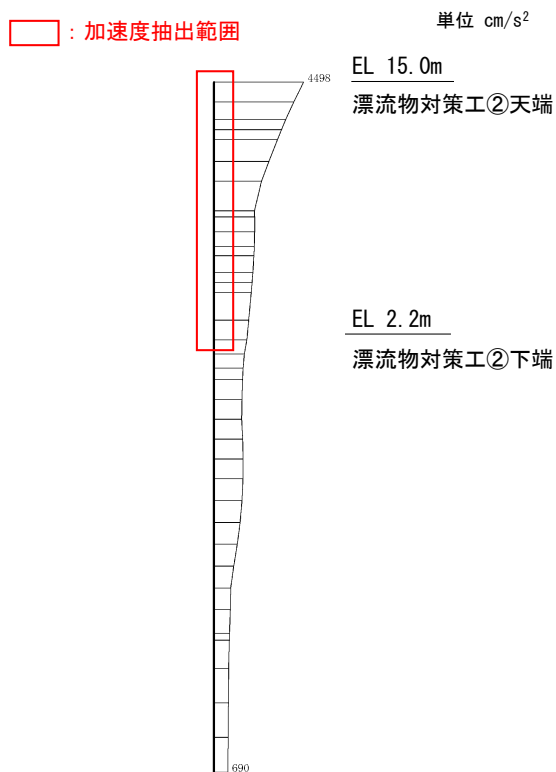


図 4.2.3-1(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（④-④断面 S s - D (-+) (解析ケース③))

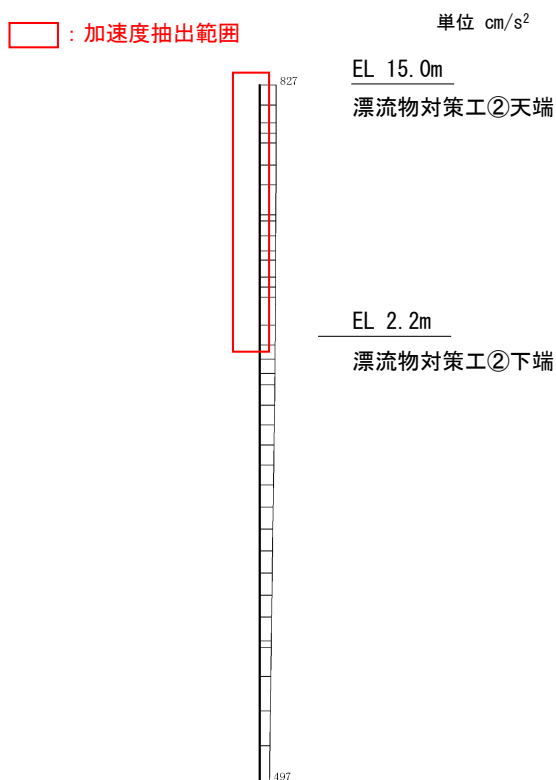


図 4.2.3-1(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（④-④断面 S s - D (一一) (解析ケース①))

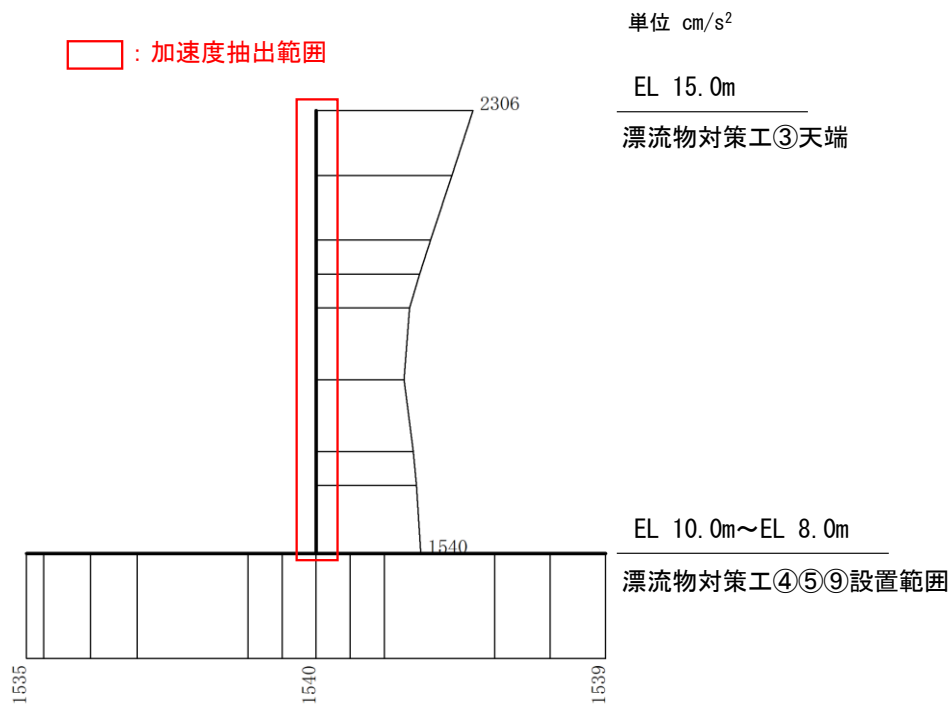


図 4.2.3-1(3) 防波壁（逆T擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

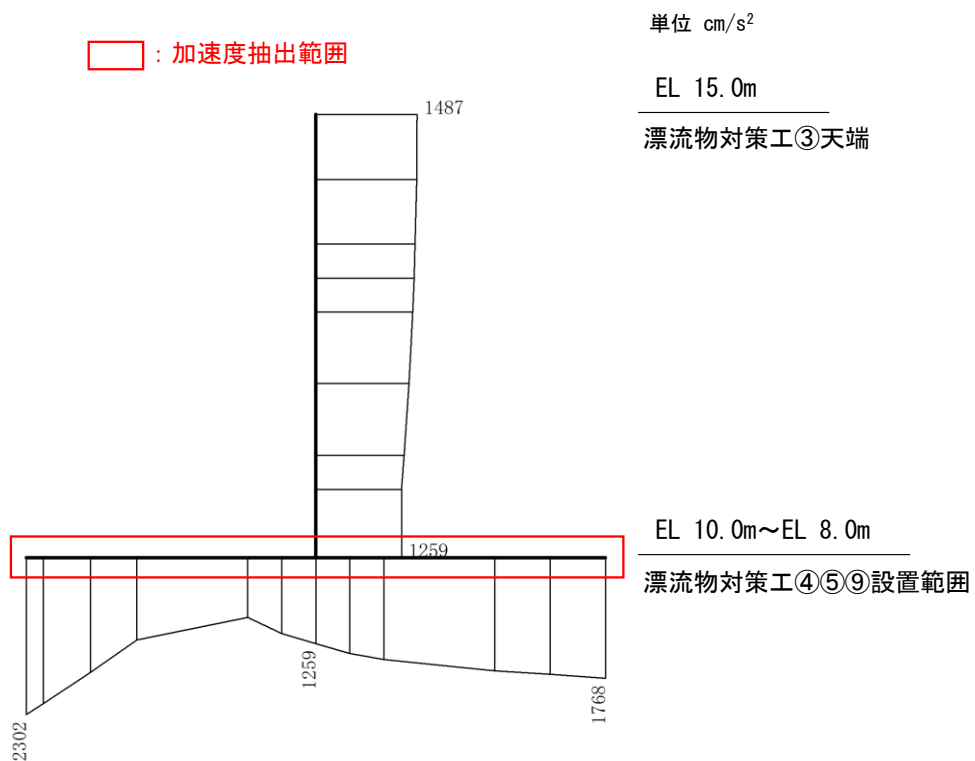


図 4.2.3-1(4) 防波壁（逆T擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース①））

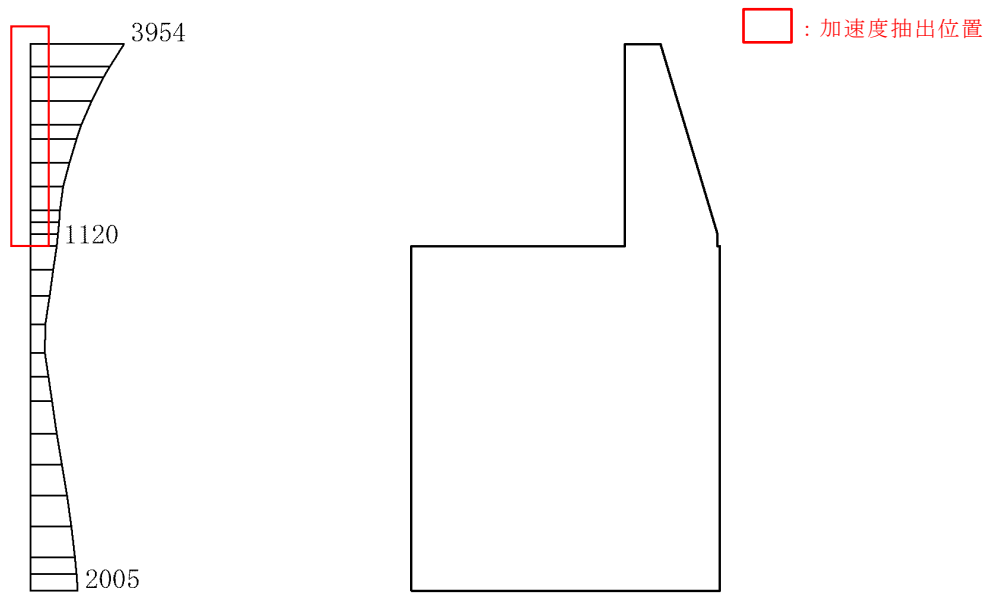


図 4.2.3-1(5) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
 (③-③断面 S s - D (- -) (解析ケース①))

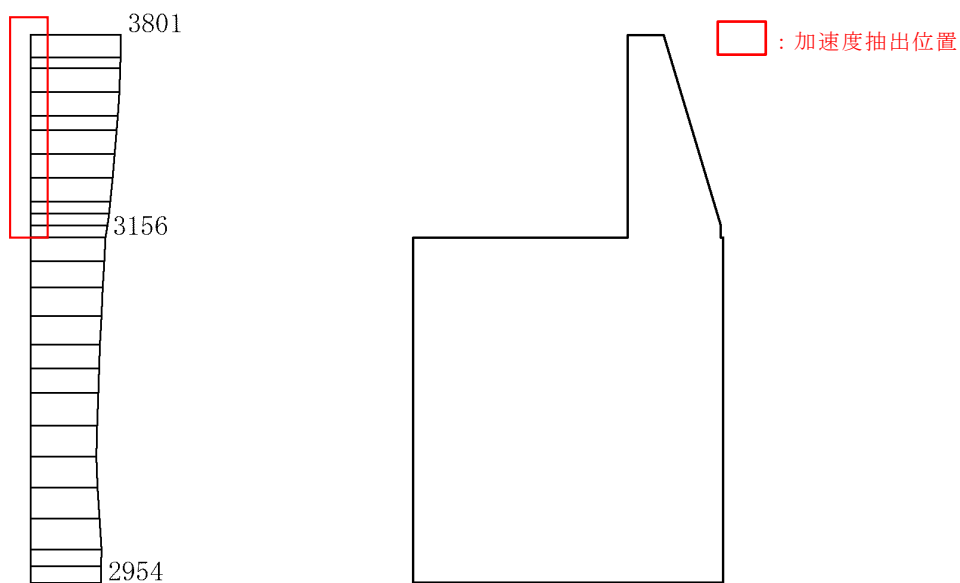


図 4.2.3-1(6) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
 (③-③断面 S s - N 1 (- +) (解析ケース①))

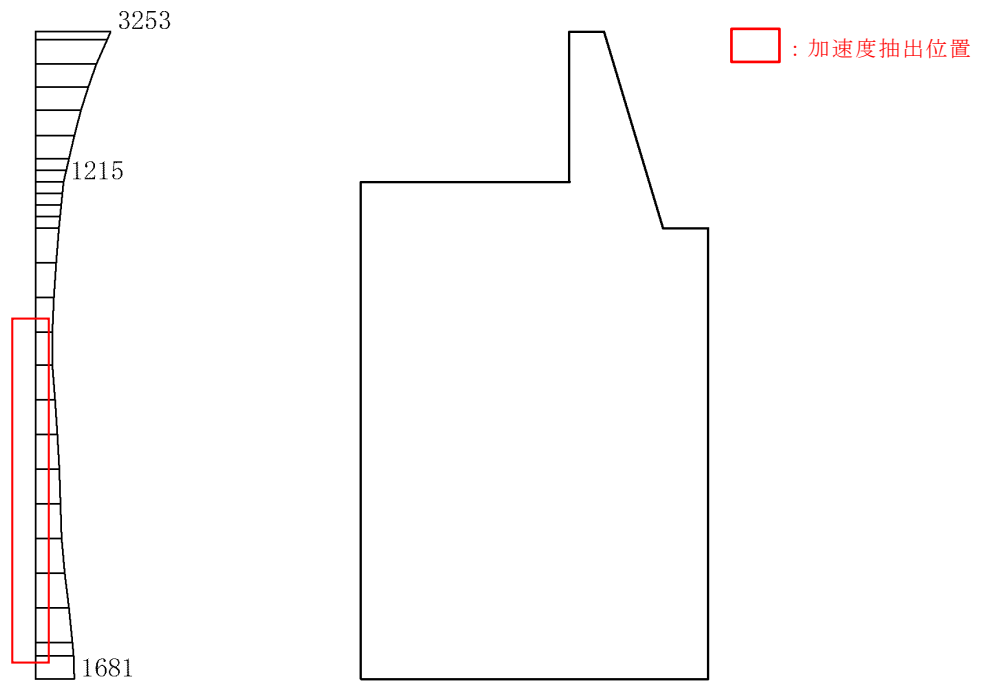


図 4.2.3-1(7) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（漂流物対策工⑧）

（④-④断面 S s - D（-+）（解析ケース②））

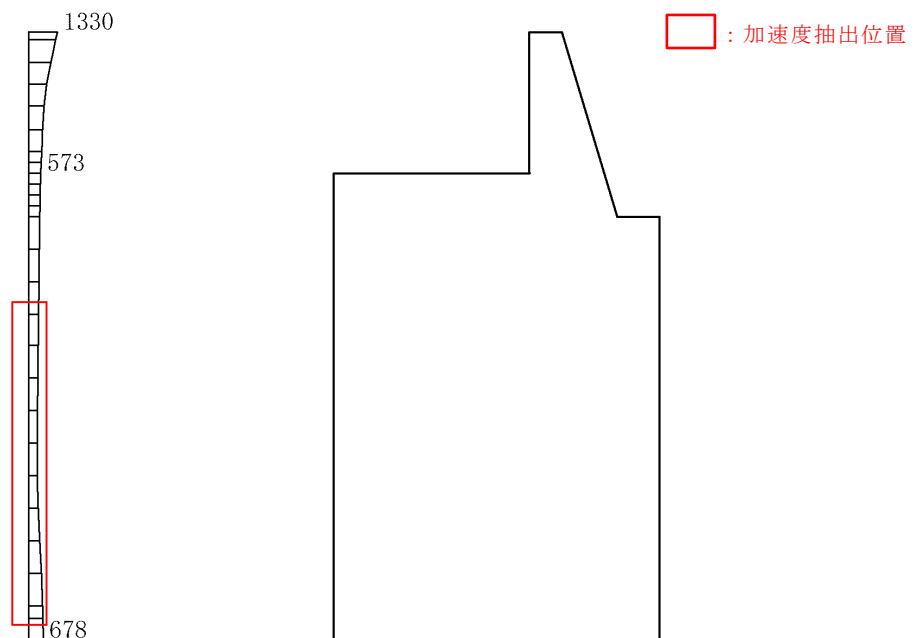


図 4.2.3-1(8) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（漂流物対策工⑧）

（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) アンカーボルトの許容限界について」に示す。

(2) 鋼材

鋼材の許容限界は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（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

地震時の慣性力により漂流物対策工が防波壁から分離しないことを確認するが、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は防波壁と鉄筋コンクリート版の間に目地材があるため、防波壁と干渉しないことから、鉄筋コンクリート版の耐震評価は実施せず、アンカーボルトのみ耐震評価を実施する。漂流物対策工（鋼材）は鉄筋コンクリート版に直接設置していることから、鋼材及びアンカーボルトの耐震評価を実施する。

漂流物対策工を構成する各部材に発生する応力が、許容限界以下であることを確認する。

4.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

アンカーボルトの引張力及びせん断力に対する耐震評価を実施する。アンカーボルトのモデル図を図 4.4.1-1 に示す。

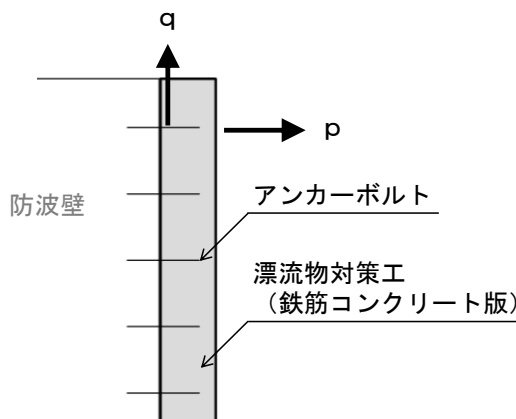


図 4.4.1-1 アンカーボルトのモデル図

(1) アンカーボルトに作用する引張力

$$p_{sc} = P_{sc} / n_{sc}$$

ここで、 p_{sc} ：アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (kN/本)

P_{sc} ：アンカーボルトに作用する引張力 (kN)

n_{sc} ：漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

(2) アンカーボルトに作用するせん断力

$$q_{sc} = Q_{sc} / n_{sc}$$

ここで、 q_{sc} ：アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (kN/本)

Q_{sc} ：アンカーボルトに作用するせん断力 (kN)

n_{sc} ：漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

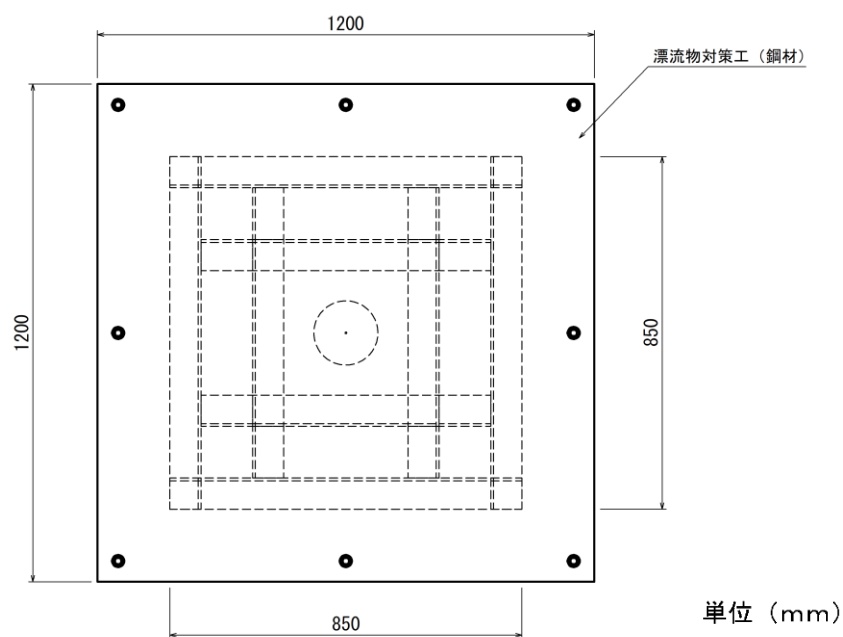
4.4.2 漂流物対策工（鋼材）

(1) 解析方法

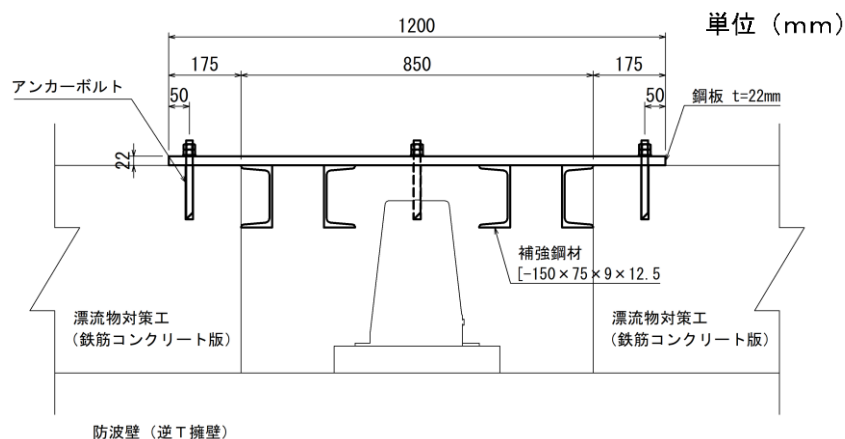
漂流物対策工（鋼材）は、図 4.4.2-1 に示すとおり、鋼板に補強鋼材を格子状に配置した複雑な構造であることから、3次元構造解析により耐震評価を行う。

3次元構造解析には、解析コード「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)

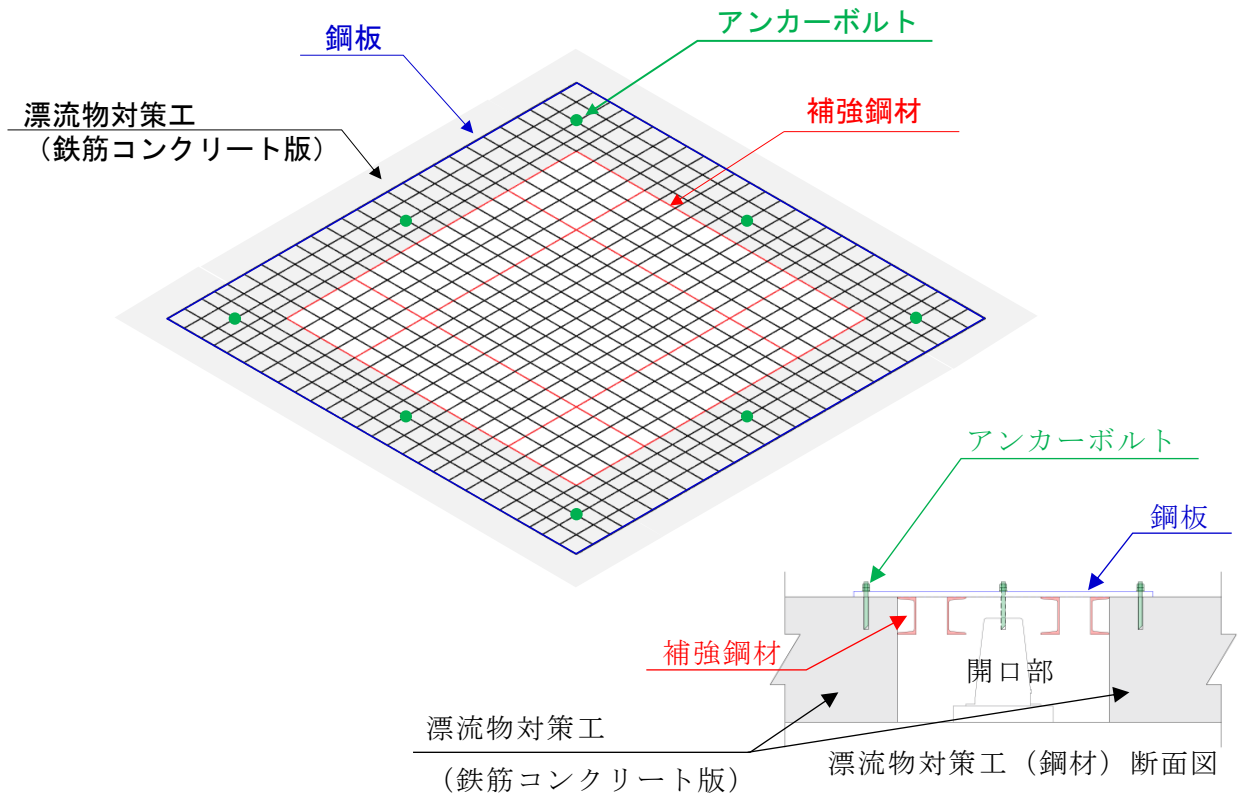
図 4.4.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造図

(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。鋼板の接触面となる漂流物対策工の鉄筋コンクリート版は、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。

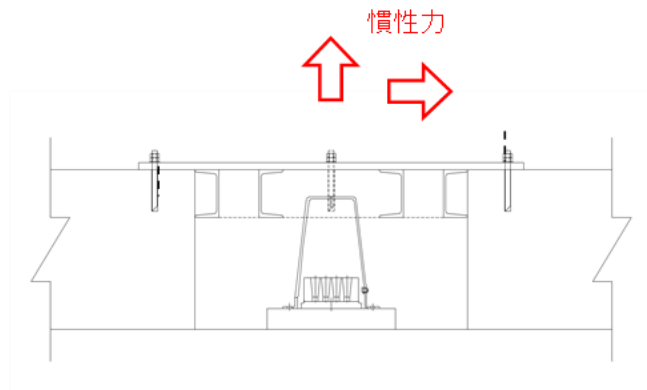


図4.4.2-3 鋼材の荷重イメージ図

躯体の慣性力は、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析モデルにおける漂流物対策工の設置位置における応答加速度から算定する。図4.2.3-1に示す加速度に裕度を考慮した設計震度を表4.4.2-3に示す。

算定した慣性力は、漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデルの各節点に水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

表4.4.2-3 最大加速度及び余震震度

名称	種別	設置箇所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) (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。

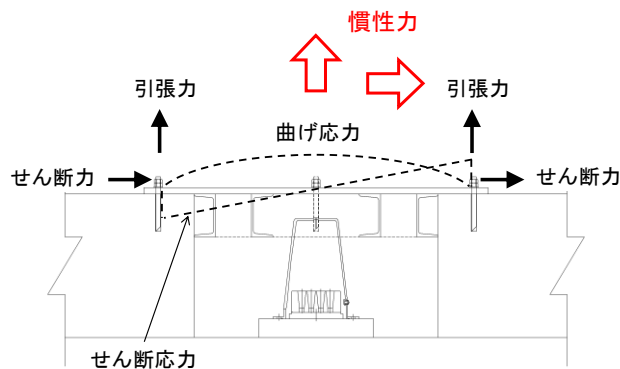


図 4.4.2-4 各部材に生じる発生応力等のイメージ図

(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

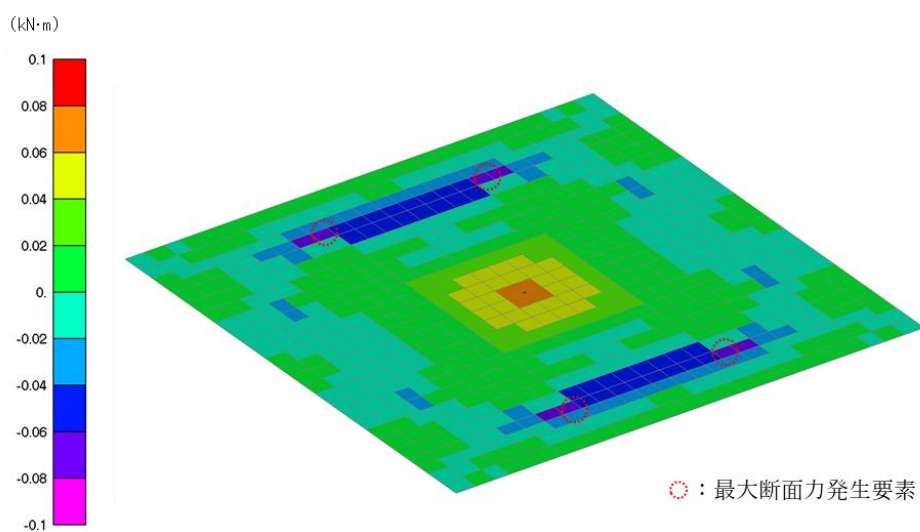
$q_{sc(n)}$	$Q_{sc(n)}$ (kN)	$n_{sc(n)}$ (本)	$Q_{sc(n)} / n_{sc(n)}$ (kN/本)
q_{sc1}	66	11	6.0
q_{sc4}	73	6	12.3
q_{sc5}	36	3	12.0
q_{sc6}	284	9	31.6
q_{sc8}	395	17	23.3

4.6.2 漂流物対策工（鋼材）

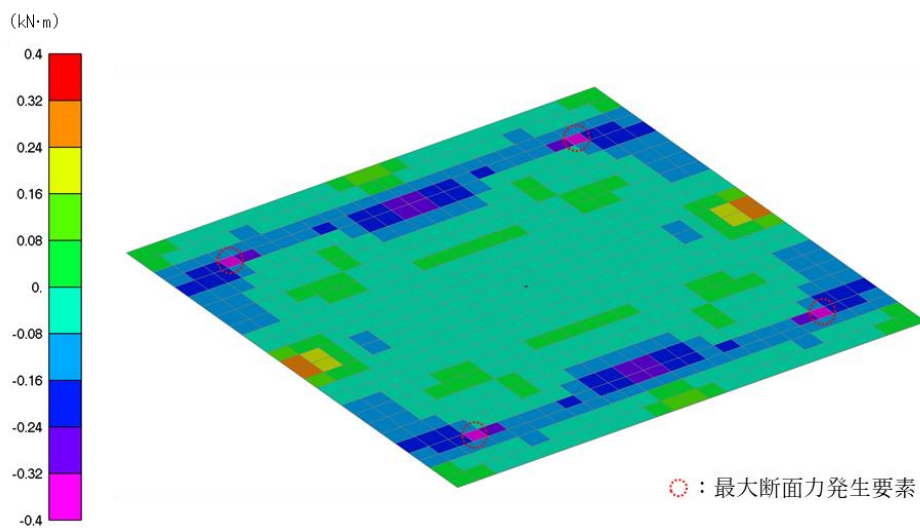
3次元構造解析の結果から、鋼板及び補強鋼材に発生している断面力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算定する。

(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。

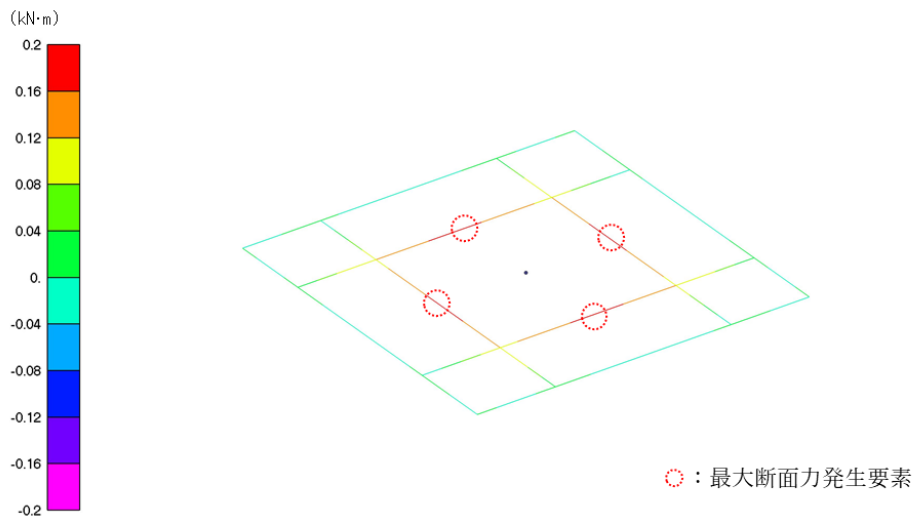


(鉛直震度 下向き)

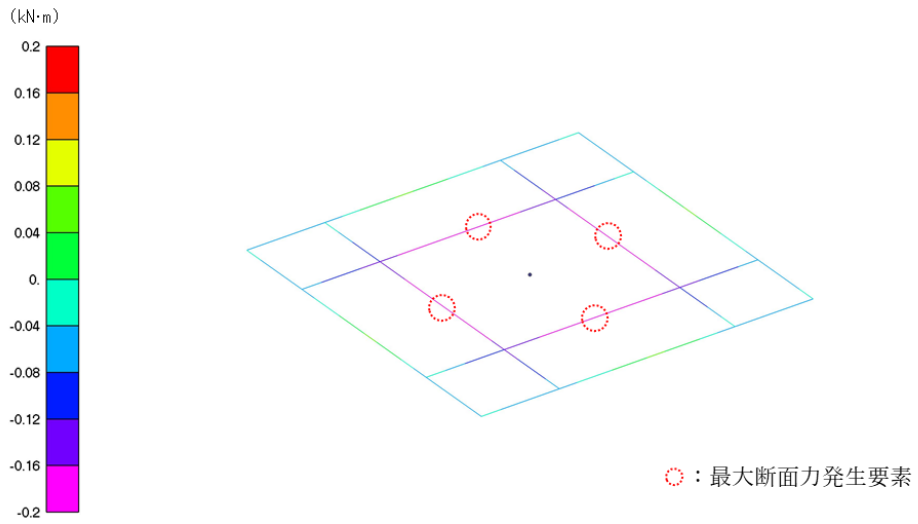


(鉛直震度 上向き)

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

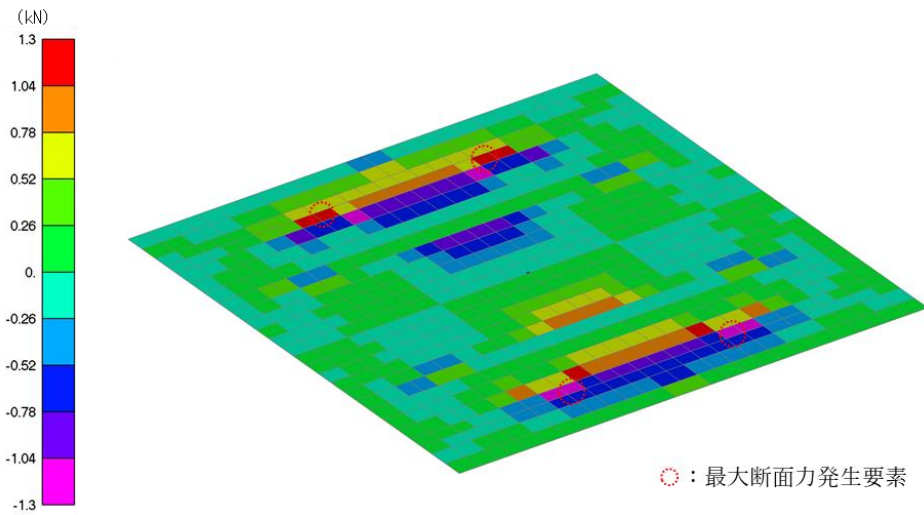
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 1} &= M_{s k 1} \times 10^6 / Z_{s k 1} \\ &= 0.359 \times 10^6 / 80.67 \times 10^3 \\ &= 4.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

b . 補強鋼材

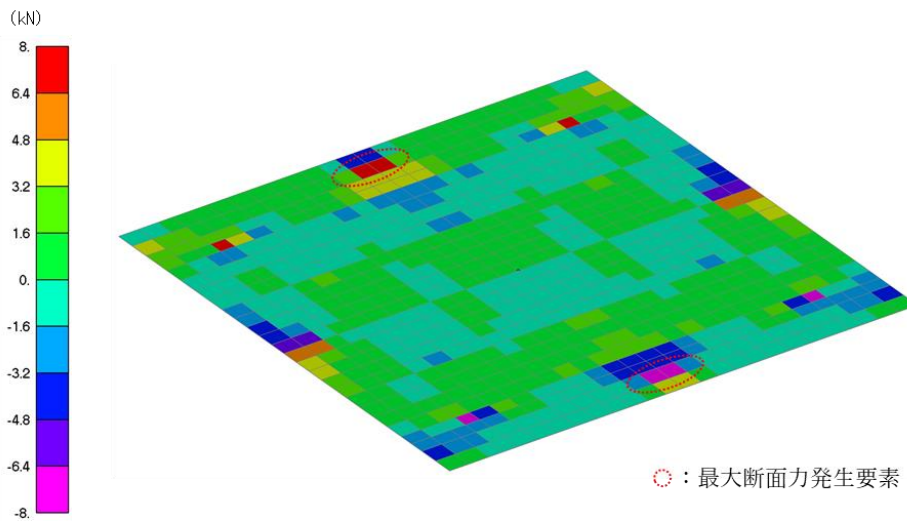
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 2} &= M_{s k 2} \times 10^6 / Z_{s k 2} \\ &= 0.198 \times 10^6 / 140 \times 10^3 \\ &= 1.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 鋼材に作用するせん断応力度

3次元構造解析における鋼板の発生せん断力のコンター図を図4.6.2-3に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図4.6.2-4に示す。鋼板及び補強鋼材において発生せん断力によりせん断応力度を算定する。

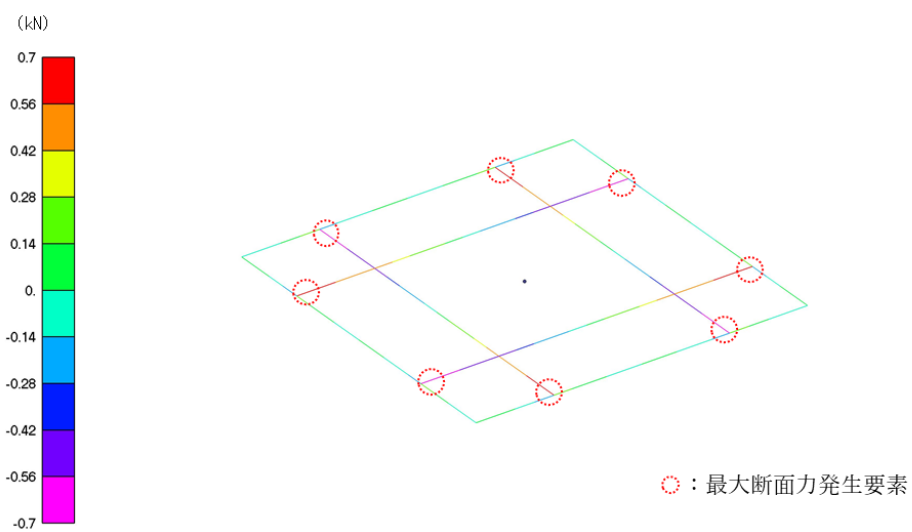


(鉛直震度 下向き)

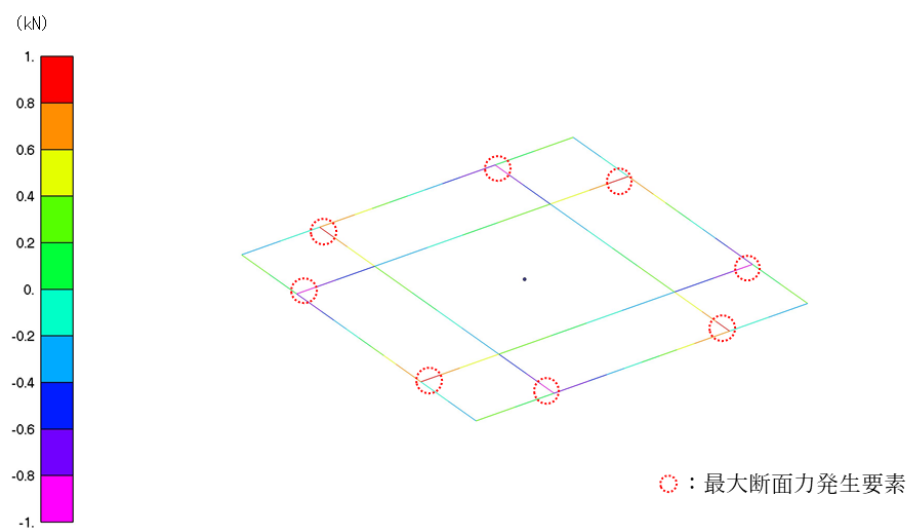


(鉛直震度 上向き)

図4.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図



(鉛直震度 下向き)



(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

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

ここで、 $\tau_{s k}$: 鋼材に作用するせん断応力度 (N/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力及びせん断力に対する耐震評価結果を表 4.7.1-1 に示す。アンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.7.1-1(1) アンカーボルトの引張力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	引張力 (a) (kN/本)	許容限界 (b) (kN/本)	照査値 (a/b)
漂流物対策工①	SD345 (D16)	18.5	42.3	0.44
漂流物対策工④	SD345 (D16)	11.2	42.3	0.27
漂流物対策工⑤	SD345 (D16)	13.1	42.3	0.31
漂流物対策工⑥	SD345 (D19)	18.6	60.2	0.31
漂流物対策工⑧	SD345 (D19)	30.7	60.2	0.52

表 4.7.1-1(2) アンカーボルトのせん断力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	せん断力 (a) (kN/本)	許容限界 (b) (kN/本)	照査値 (a/b)
漂流物対策工①	SD345 (D16)	6.0	47.9	0.13
漂流物対策工④	SD345 (D16)	12.3	47.9	0.26
漂流物対策工⑤	SD345 (D16)	12.0	47.9	0.26
漂流物対策工⑥	SD345 (D19)	31.6	69.1	0.46
漂流物対策工⑧	SD345 (D19)	23.3	69.1	0.34

4.7.2 漂流物対策工（鋼材）

漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果を表 4.7.2-1 に示す。鋼材の発生応力度及びアンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.7.2-1 漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鋼板	曲げ応力度	4.5	N/mm 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。

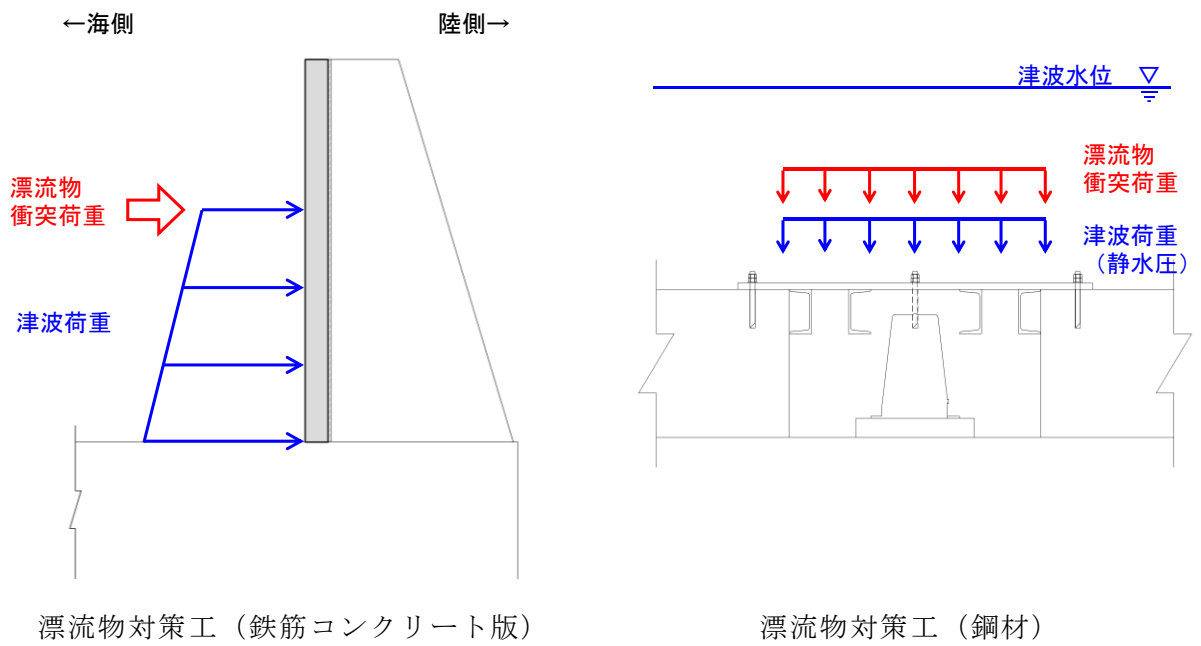
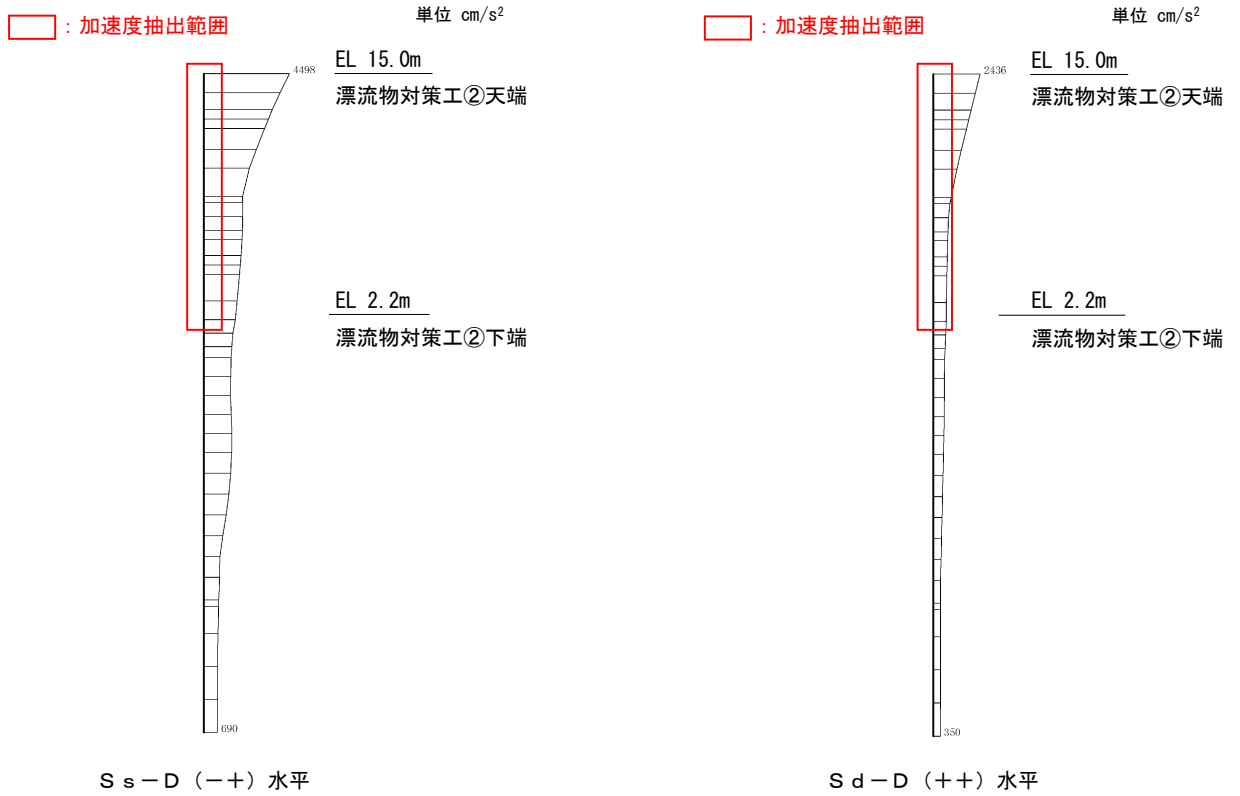
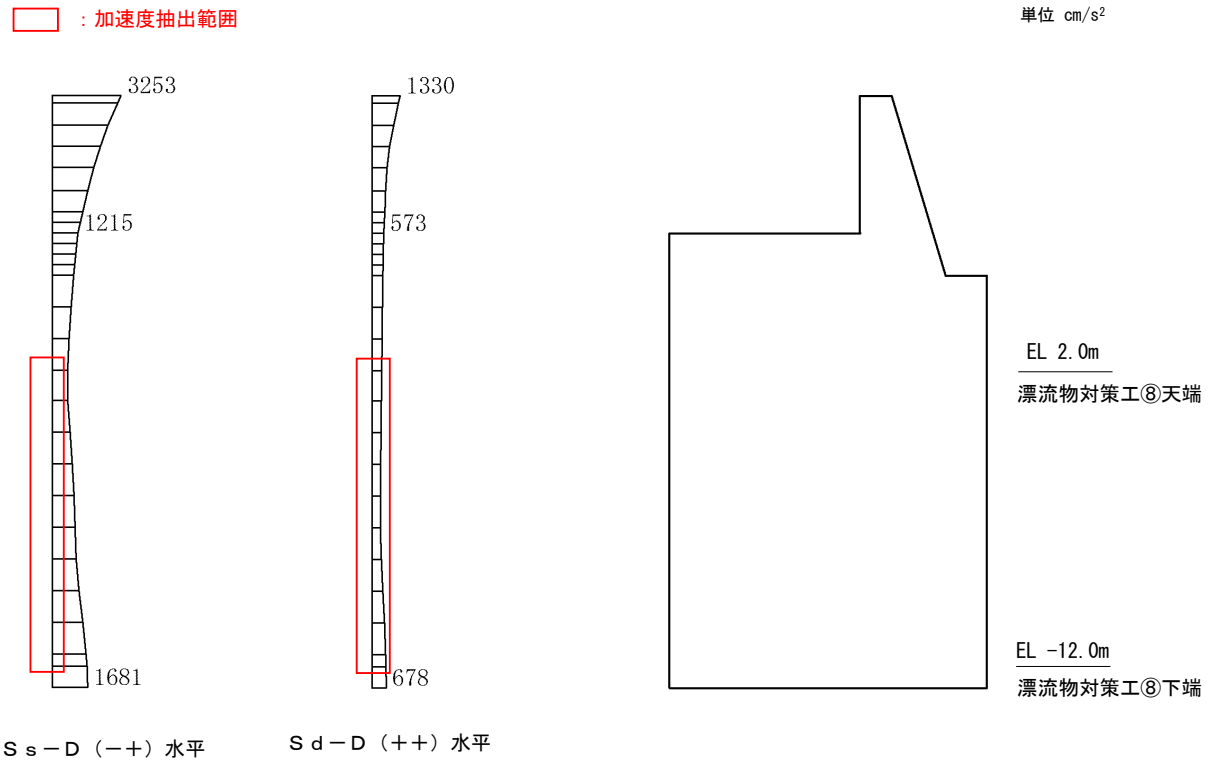


図 5.2.1-1 漂流物対策工の荷重作用図



(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。

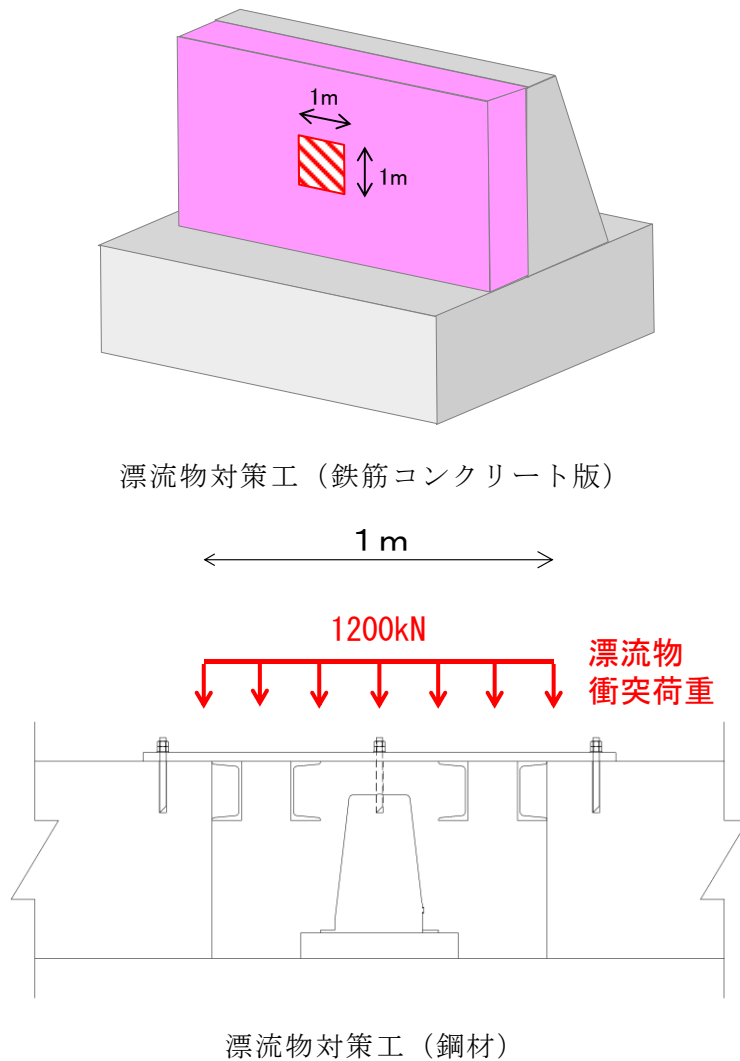


図 5.2.3-1 「局所的な漂流物衝突荷重」の作用イメージ

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。

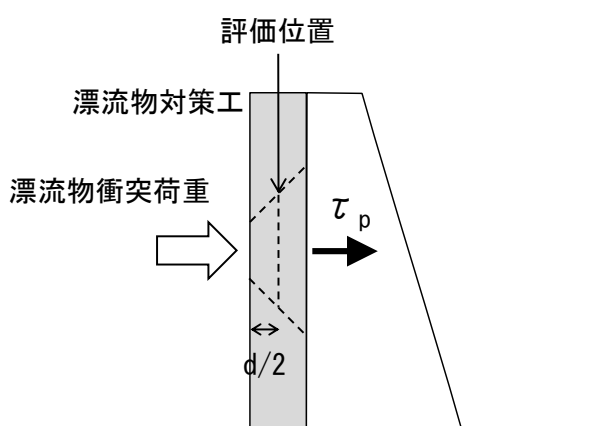


図 5.4.1-1 鉄筋コンクリート版のモデル図

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/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。

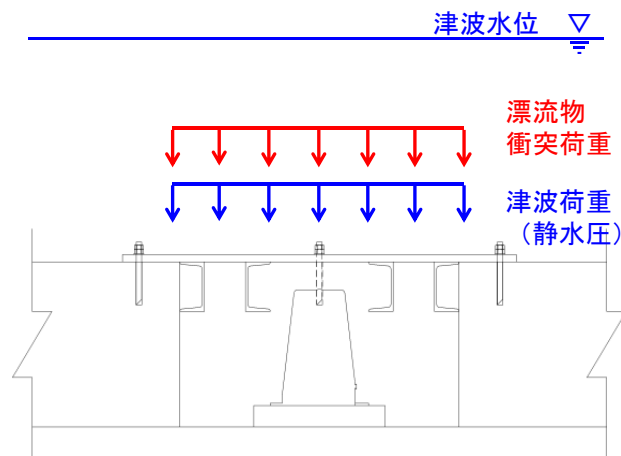


図 5.4.2-1 3次元構造解析モデルにおける荷重の作用イメージ図

(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

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

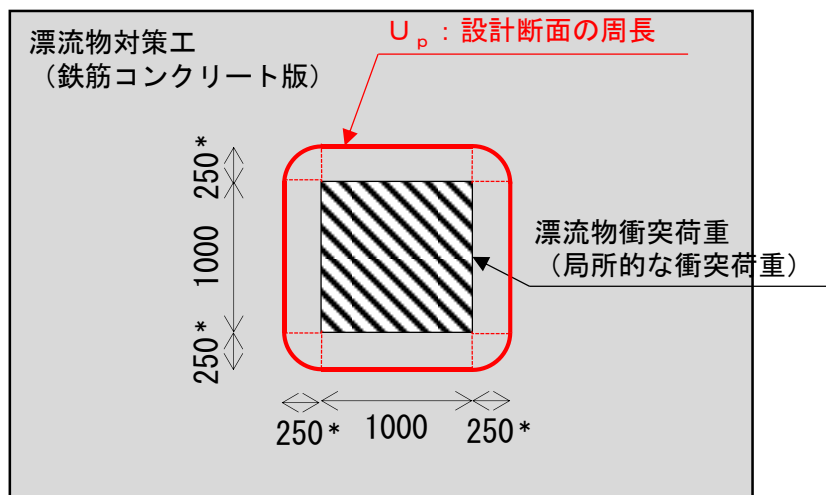
ここで、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（kN/mm²）

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。

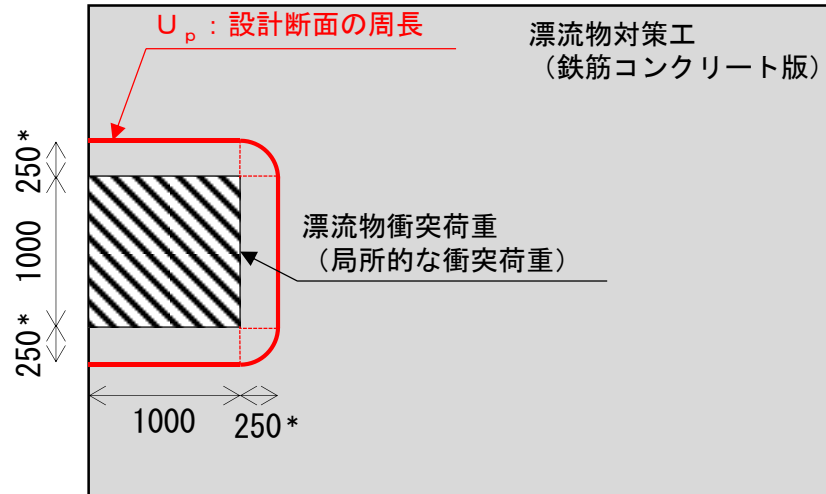
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

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

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

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

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。

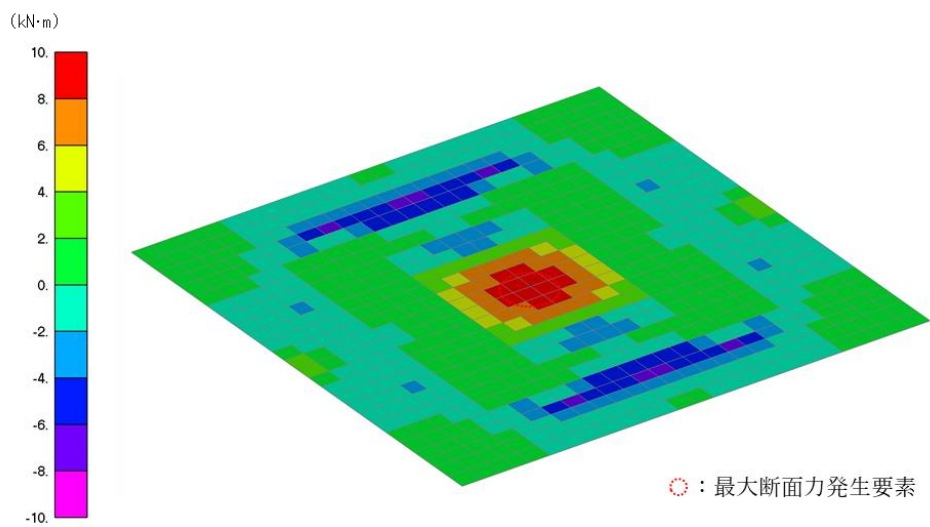


図 5.6.2-1 鋼板の発生曲げモーメントのコンター図

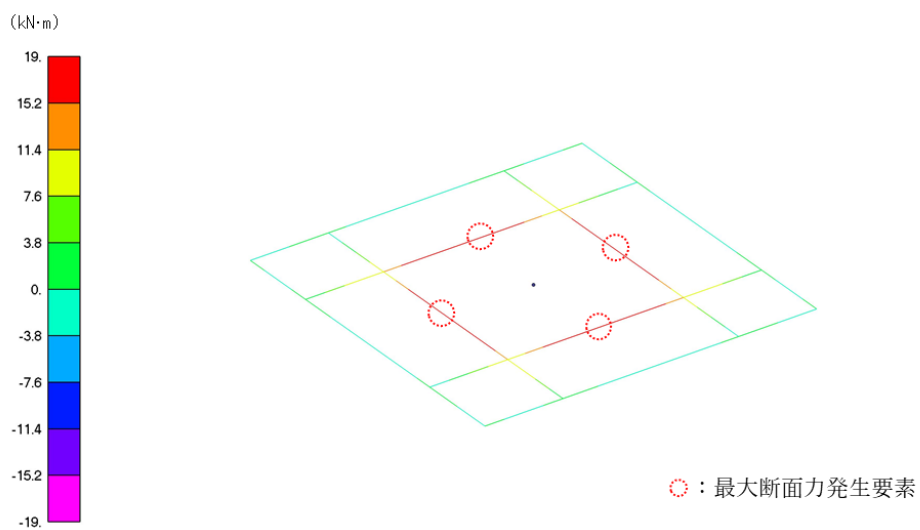


図 5.6.2-2 補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図

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

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。

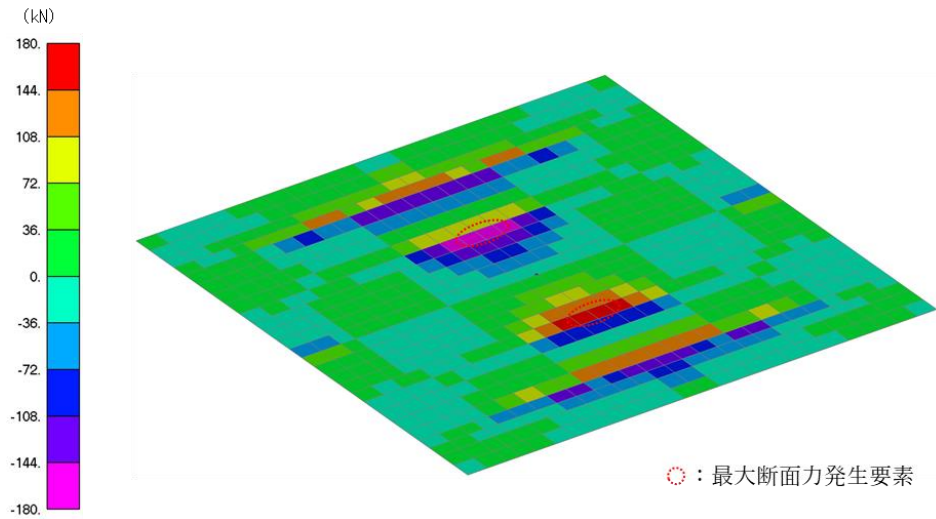


図 5.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図

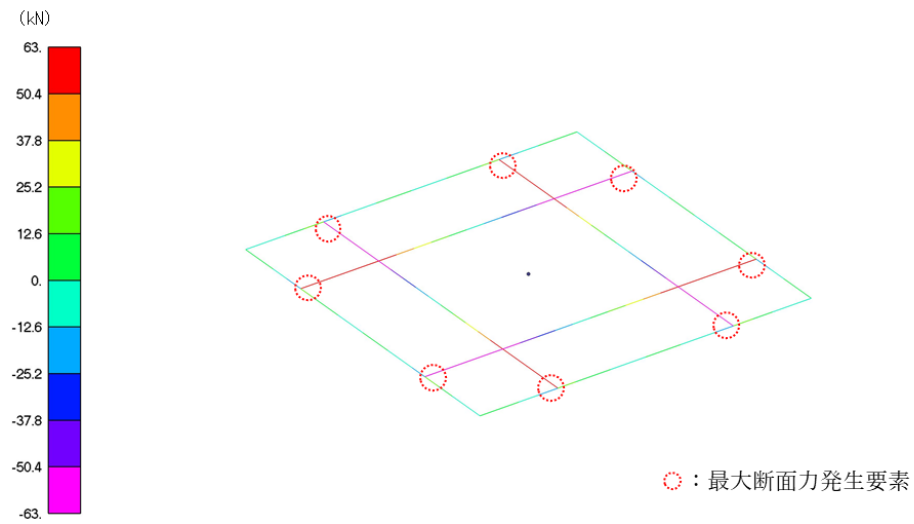


図 5.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

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

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）の強度評価結果を表 5.7.1-1 に示す。鉄筋コンクリート版の発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の構造強度計算結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鉄筋 コンクリート版	押抜き	0.48	N/mm 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）の強度評価結果を表 5.7.2-1 に示す。鋼材の発生応力度及びアンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造強度計算結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鋼板	曲げ応力度	118.5	N/mm 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

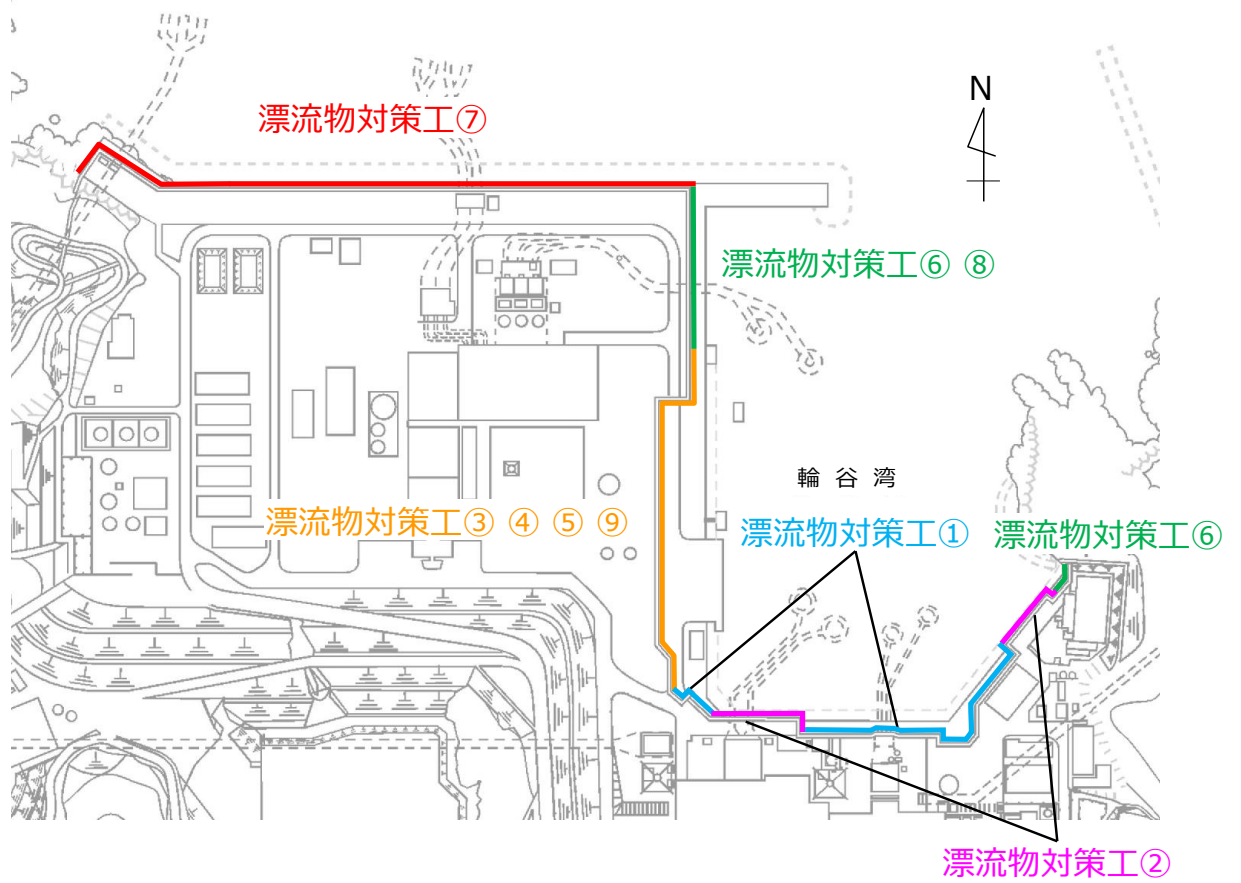


図 2-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

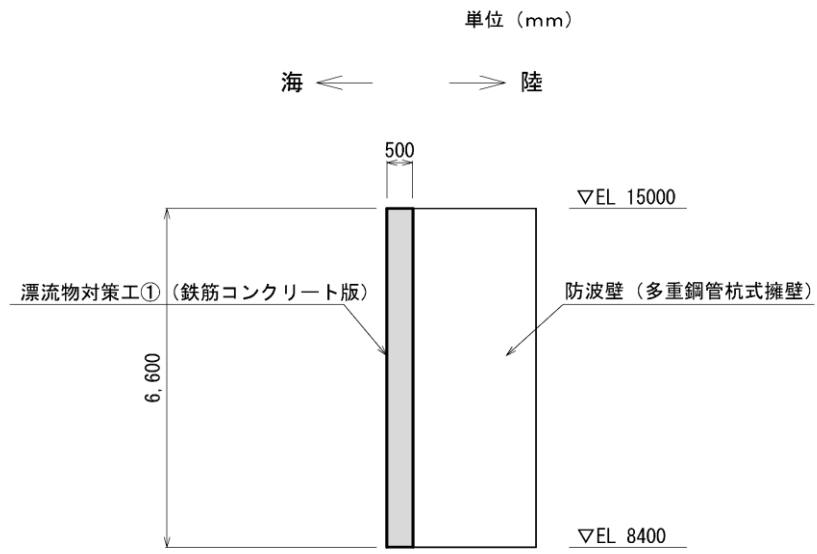


図 2-2 漂流物対策工①の構造概要図

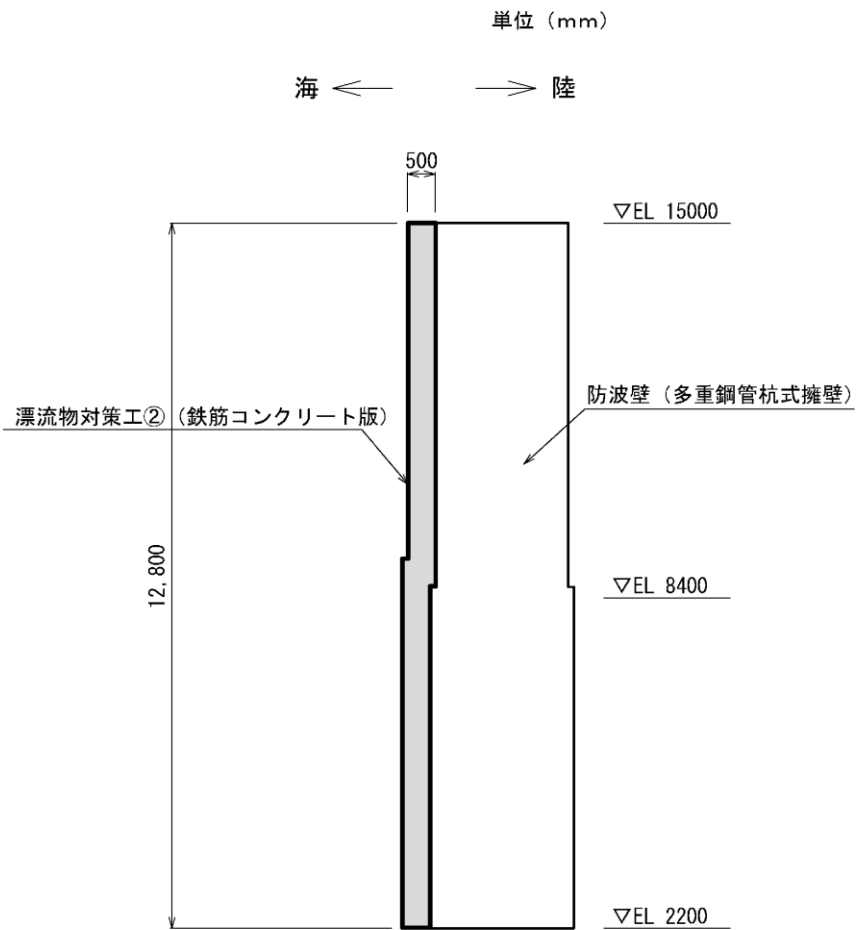


図 2-3 漂流物対策工②の構造概要図

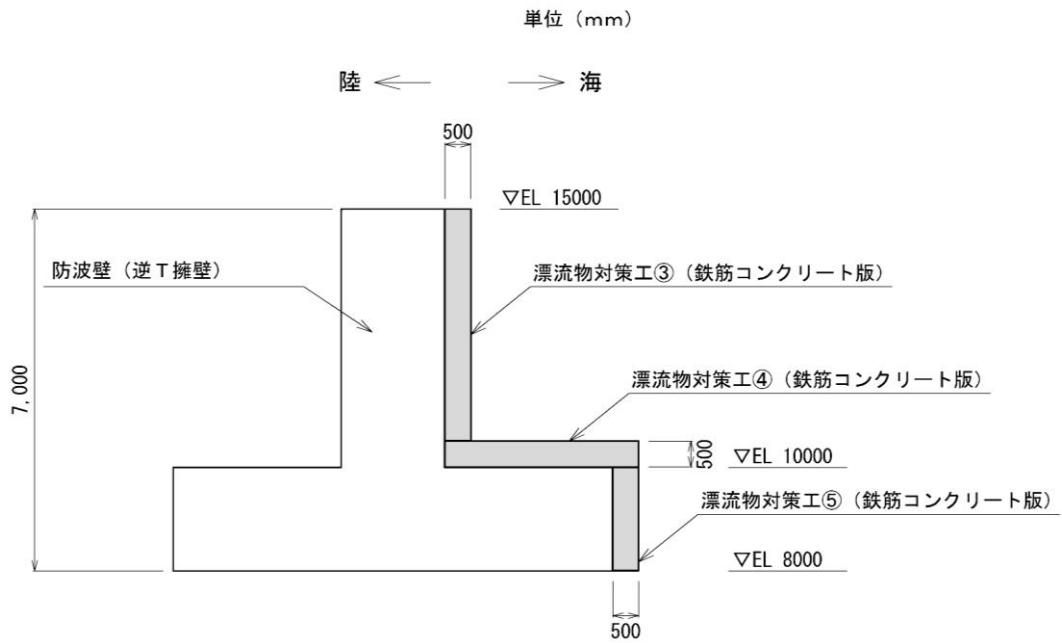


図 2-4 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

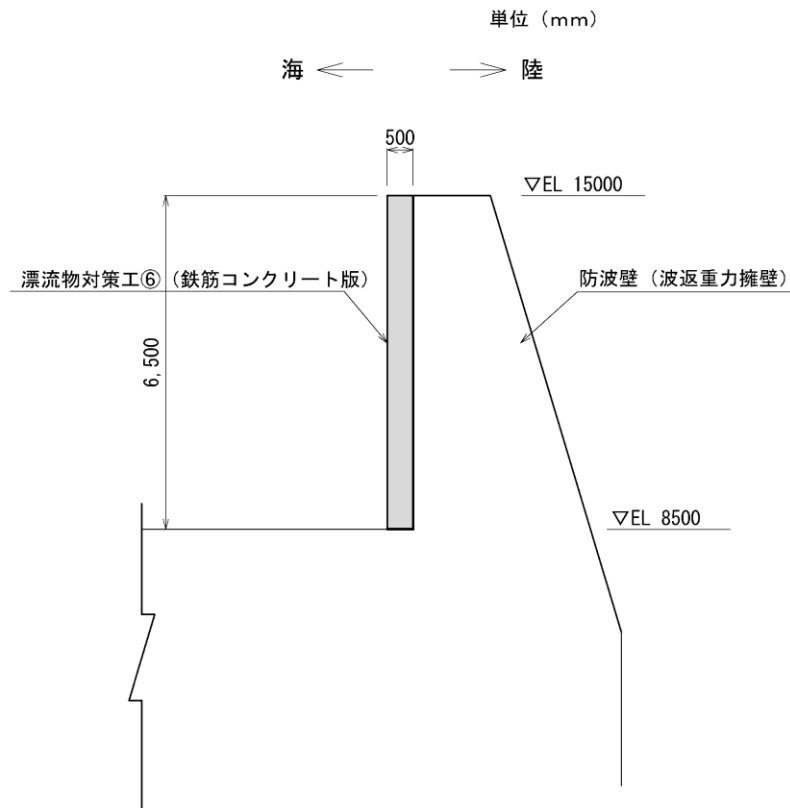


図 2-5 漂流物対策工⑥の構造概要図

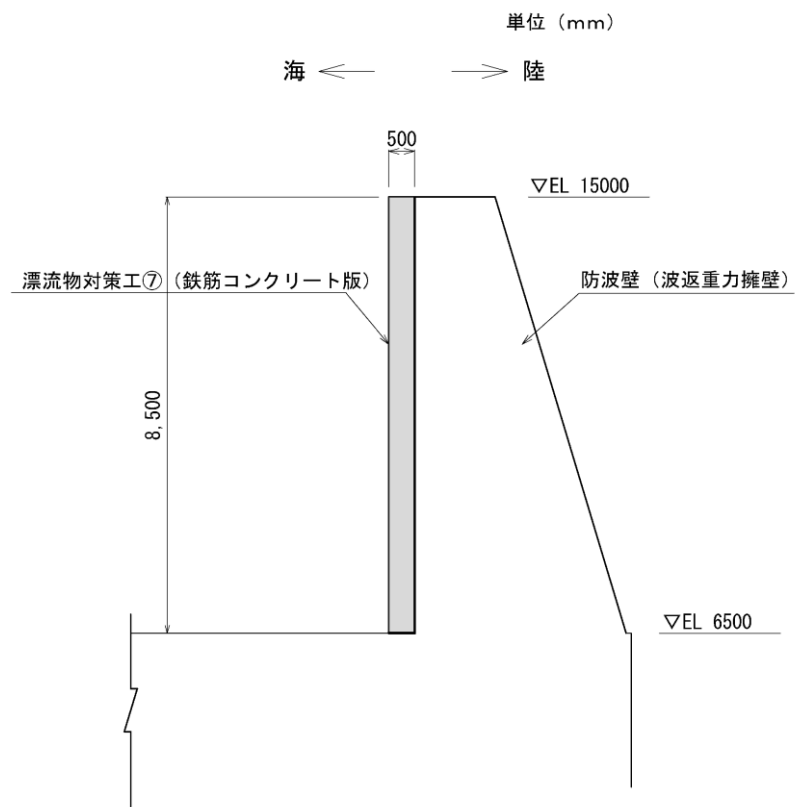


図 2-6 漂流物対策工⑦の構造概要図

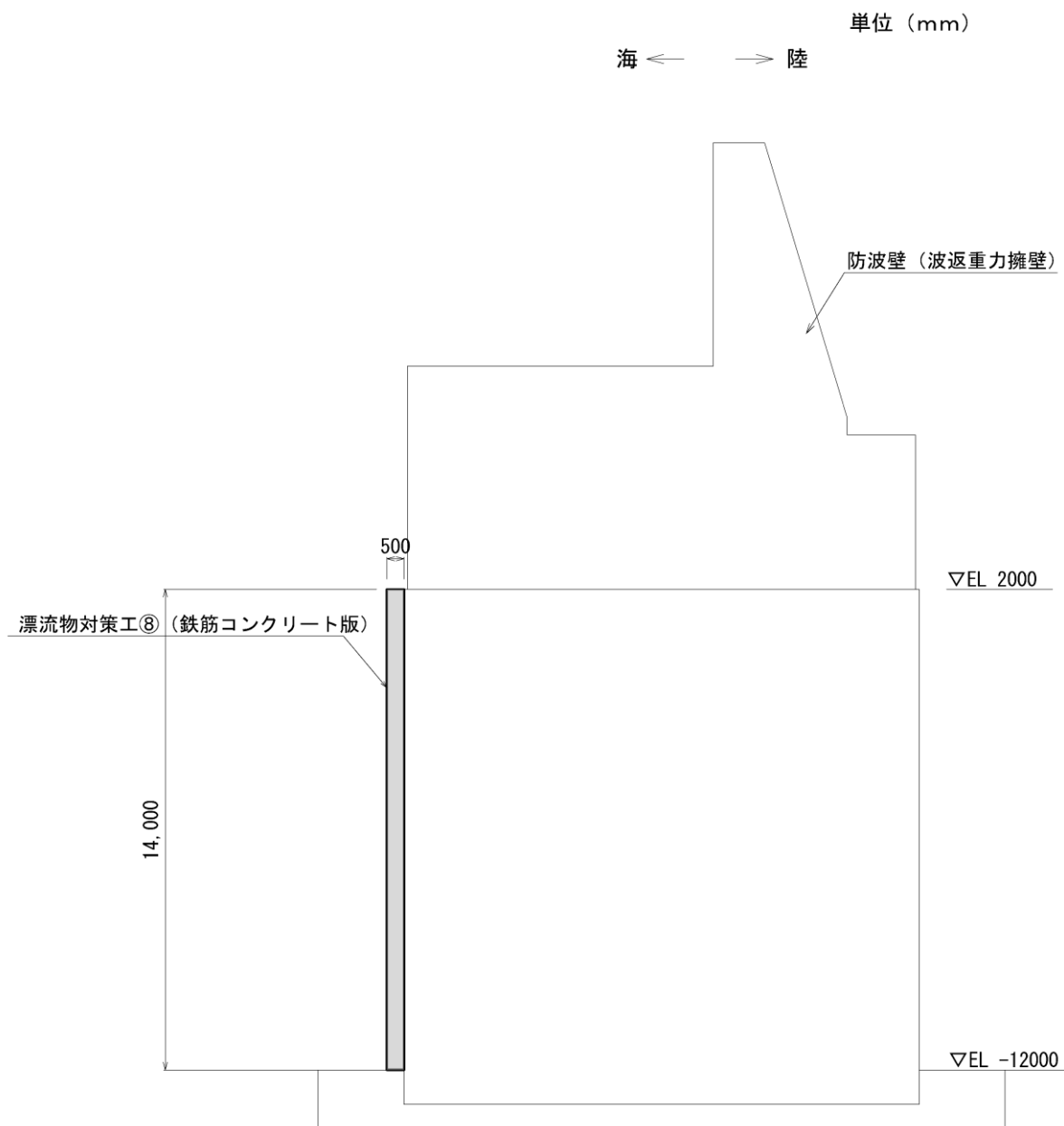


図 2-7 漂流物対策工⑧の構造概要図

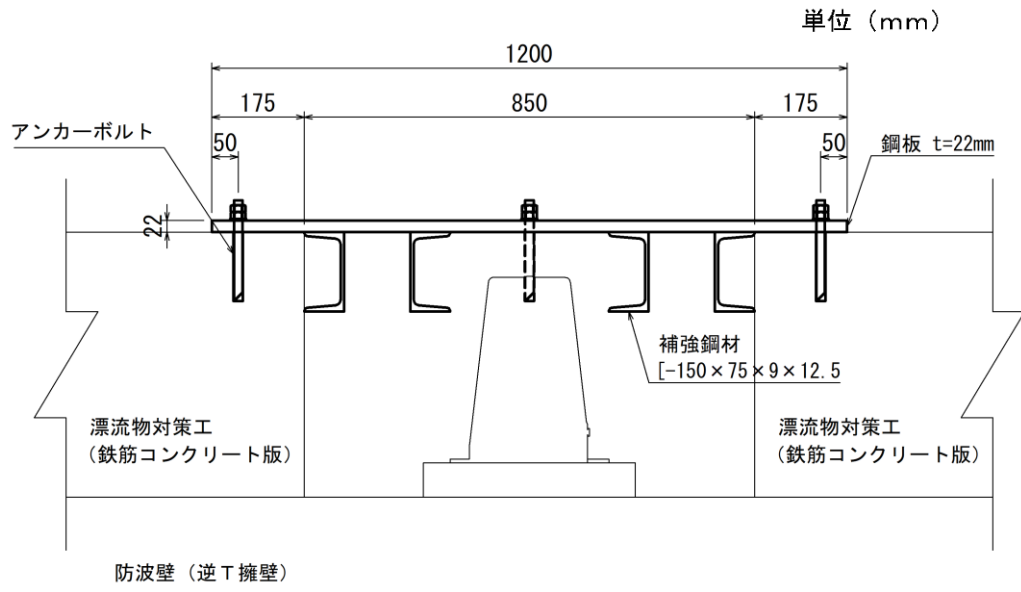


図 2-8 漂流物対策工⑨の構造概要図

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) 縦壁	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/s^2 ）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	275
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	350
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm 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	118791

表 2-1(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(防波壁 (波返重力擁壁))

記号	単位	定義	入力値
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	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	500
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm 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	410
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	500
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm 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	264051

注記* : エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるため, 「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 [改訂版] (土木学会, 2003 年)」に基づき, 付着強度を 85% に減じる。

表 2-1(4) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(漂流物対策工(鋼材))

記号	単位	定義	入力値
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
${}_sc a$	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）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 242509 \\ &= 245.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 340901 \\ &= 345.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 452286 \\ &= 457.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 46558 \\ &= 47.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力 p_{a3} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 5.35 \cdot 3.14 \cdot 15.9 \cdot 238 \\ &= 42.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 5.35 \cdot 3.14 \cdot 19.1 \cdot 282 \\ &= 60.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 4.54 \cdot 3.14 \cdot 19.1 \cdot 332 \\ &= 60.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 10.69 \cdot 3.14 \cdot 16 \cdot 82 \\ &= 29.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力 q_{a1} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）】

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

【防波壁（波返重力擁壁）】

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

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

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

【漂流物対策工（鋼材）】

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

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力 q_{a2} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 198.6 \\ &= 51.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 286.5 \\ &= 73.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 286.5 \\ &= 73.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 157.0 \\ &= 40.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 q_{a3} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆 T 擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 118791 \\ &= 120.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 192423 \\ &= 194.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 264051 \\ &= 267.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 24544 \\ &= 24.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. アンカーボルトの許容限界

「3. 許容限界の計算」で算定したアンカーボルトの許容限界値のうち最小値を，漂流物対策工の耐震評価及び強度評価におけるアンカーボルトの許容限界として設定する。

アンカーボルトの許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		材質	許容引張力 (kN/本) 【最小値のケース】	許容せん断力 (kN/本) 【最小値のケース】
アンカー ボルト	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SS400 (D16)	42.3 【 p_{a3} 】	47.9 【 q_{a1} 】
	防波壁 (逆T擁壁)	SS400 (D16)	42.3 【 p_{a3} 】	47.9 【 q_{a1} 】
	防波壁 (波返重力擁壁)	SS400 (D19)	60.2 【 p_{a3} 】	69.1 【 q_{a1} 】
	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SS400 (D19)	60.2 【 p_{a3} 】	69.1 【 q_{a1} 】
	漂流物対策工 (鋼材)	SS400 (M16)	29.3 【 p_{a3} 】	24.8 【 q_{a3} 】

(参考資料 3) 漂流物対策工の施工方法について

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、防波壁の前面に目地材及びアンカーボルトを配置し、厚さ 50cm の鉄筋コンクリート版を設置する。防波壁（波返重力擁壁）を例として、漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)の施工ステップ図を図 1 に示す。

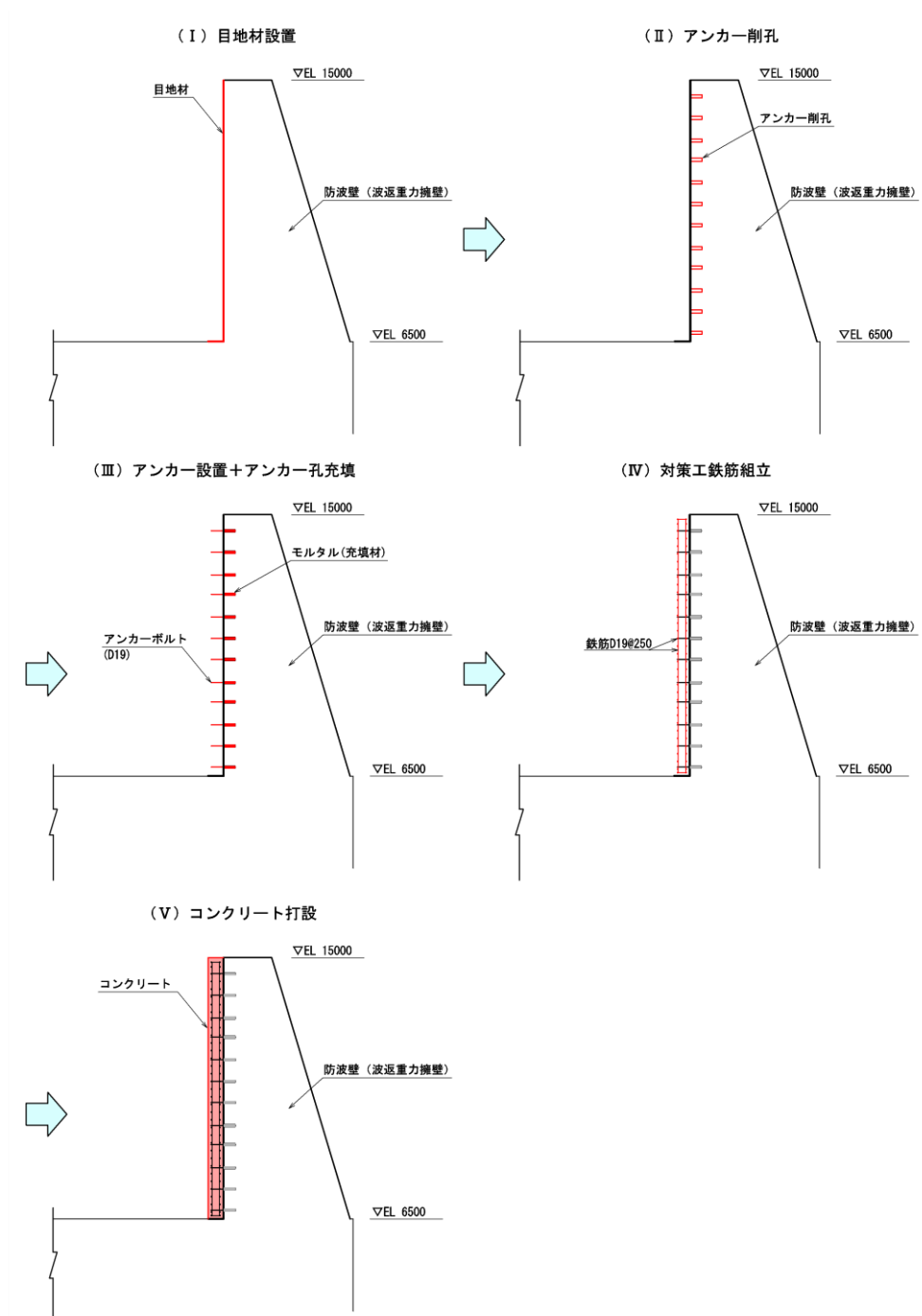


図 1 漂流物対策工の施工ステップ図
(例：防波壁（波返重力擁壁）)

(参考資料4) 漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)の最低厚さについて

1. 概要

防波壁に設置する漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)は、厚さ50cmを基本として設置するが、防波壁通路防波扉(3号機東側)周辺の漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)は、防波壁通路防波扉(3号機東側)の開閉に干渉しないように厚さを決定する。

漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)の強度計算においては、図1-2に示すとおり、漂流物衝突荷重等による押抜きせん断に対する評価を実施することから、本資料では、漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)の最低厚さについて確認する。

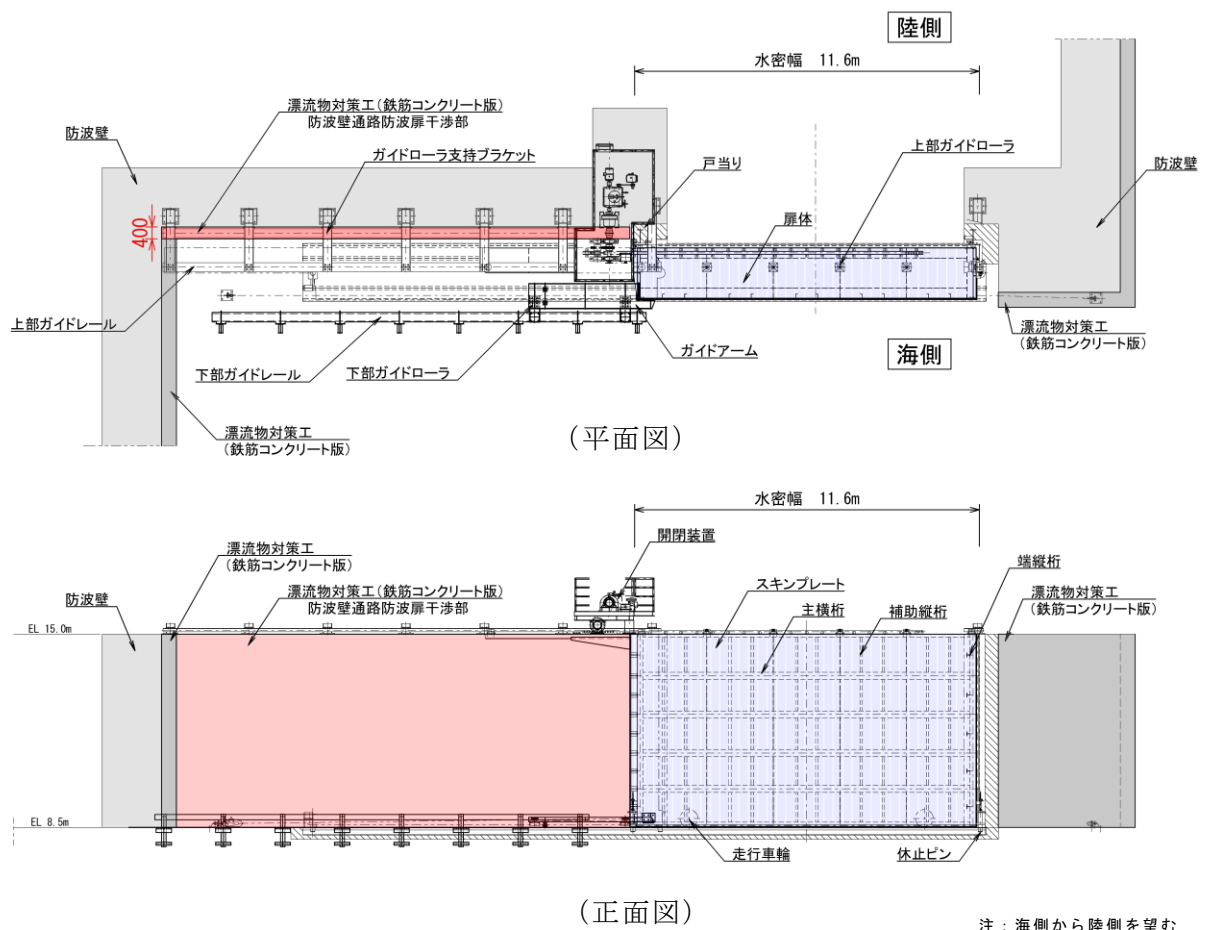


図1-1 防波壁通路防波扉(3号機東側)周辺の漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)

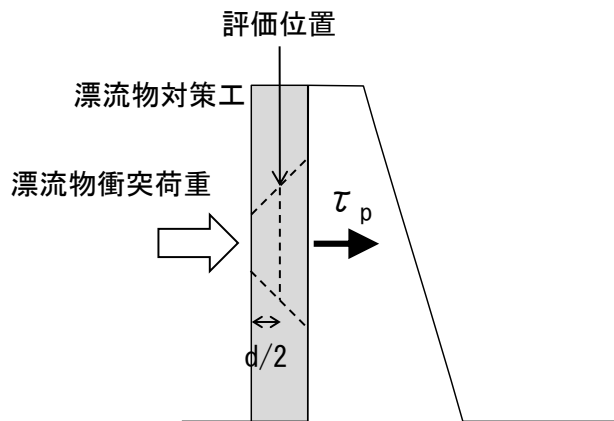


図 1-2 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力の評価イメージ

2. 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さ

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力は、以下の式により算定する。また、設計断面の周長厚さの算定イメージを図 2-1 に示す。

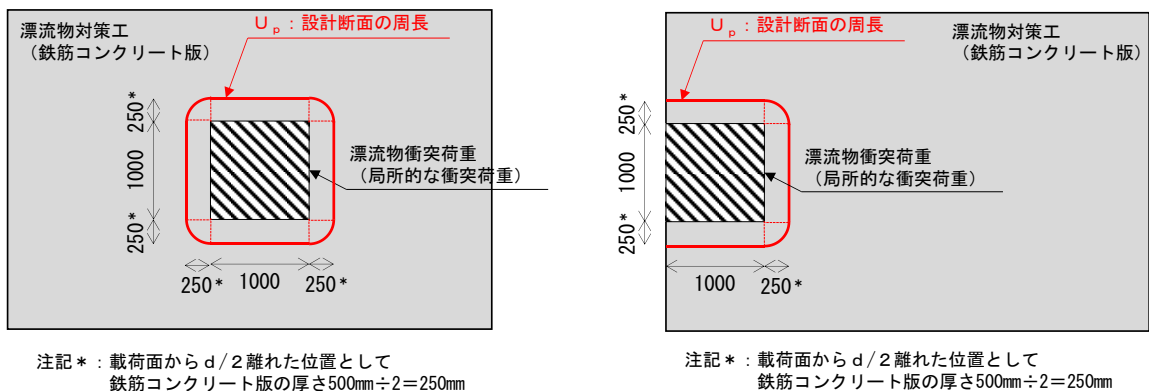
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

ここで、 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 ）



（中央に衝突した場合）

（端部に衝突した場合）

図 2-1 設計断面の周長 U_p の算定イメージ

（例：鉄筋コンクリート版の厚さが 50cm の場合）

「5.5 評価条件」に示す鉄筋コンクリート版に作用する荷重を用いて、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力を図 2-2 に示す。発生押抜きせん断力が「5.3 許容限界」に示す鉄筋コンクリート版の許容限界 $1.35\text{N}/\text{mm}^2$ を下回る最低厚さは、中央に衝突した場合には 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。

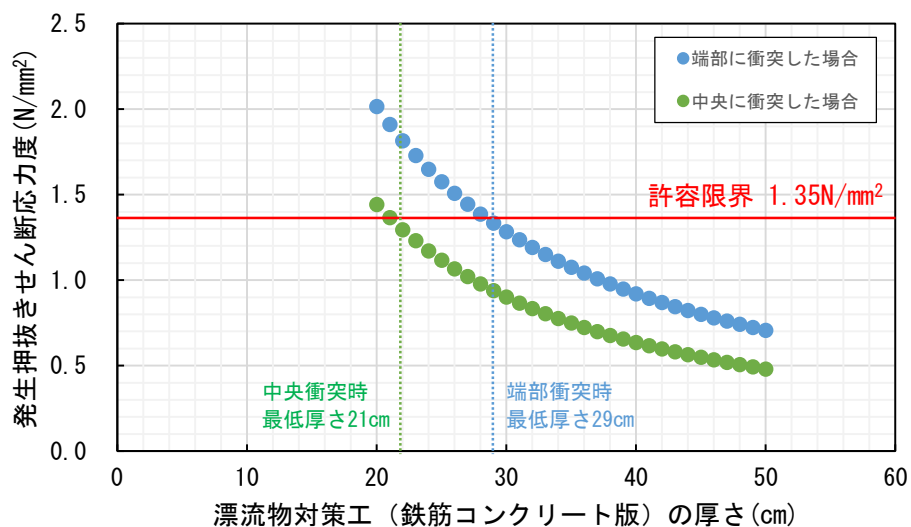


図 2-2 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力

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

目次

1. 防波壁の各部位の性能目標と許容限界	1
1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	1
1.2 防波壁（逆T擁壁）	8
1.3 防波壁（波返重力擁壁）	14
2. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	21
2.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	21
2.2 防波壁（逆T擁壁）	24
2.3 防波壁（波返重力擁壁）	27
3. 止水性に係る検討結果	30
4. 防波壁周辺の屋外施設による波及的影響について	32
4.1 2号機放水路及び3号機放水路	32
4.2 1号機取水管	36
4.3 屋外排水路	38
5. 防波壁の保守管理について	41

（参考資料1）基準適合状態維持における漂流物衝突荷重の規模について

1. 防波壁の各部位の性能目標と許容限界

1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

新規制基準への適合性において、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.1-1 に示す。

表 1.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条（設計基準対象施設の地盤）	• 施設（鋼管杭）を支持する地盤を対象とし、すべり、支持力、傾斜等に対する安定性を確認する。
第4条（地震による損傷の防止）	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで、施設の耐震安全性を確認する。
第5条（津波による損傷の防止）	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで、機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.1-1 及び表 1.1-2 に示す。なお、以下では、津波を遮断する役割を「遮水性」、材料として津波を通しにくい役割を「難透水性」とし、これらを総称して「止水性」と整理する。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の周辺地盤及び施設護岸については、設置状況に応じて解析モデルに取り込むが、防波壁の前面に位置している施設護岸については、その損傷による防波壁への影響が大きいと考えられるため、それが損傷した場合の防波壁の耐震性への影響を確認する。

埋戻土部と鋼管杭間を充填するグラウト材は難透水性の地盤ではあるが、地震により施設護岸が損傷し、杭間に直接津波波圧が作用した場合には、止水性を担保することが困難であることから、津波の地盤中からの回り込みに対し、防波壁の背後に地盤改良（改良地盤⑤）を実施する。

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

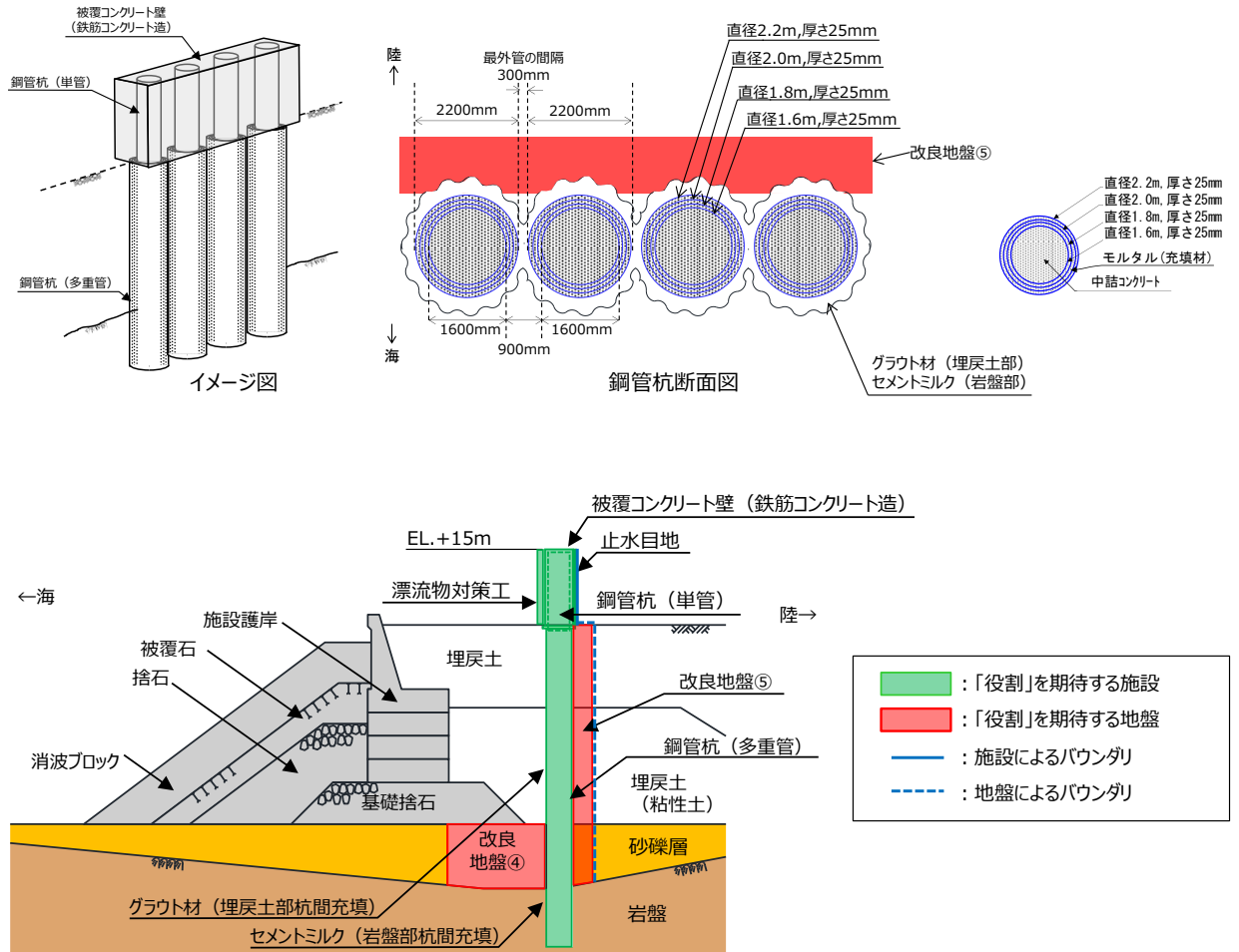


図 1.1-1 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の役割を期待する範囲

表 1.1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鋼管杭	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。
	被覆コンクリート壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変位に追従する。	・被覆コンクリート壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の局所的な損傷を防止する。
地盤	改良地盤④	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑤	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑦	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	岩盤*	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。
	埋戻土, 埋戻土(粘性土), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・防波壁(多重鋼管杭式擁壁)より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸, 基礎捨石, 捨石, 被覆石	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	グラウト材(埋戻土部と鋼管杭間に充填)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。

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

各部位の「施設」と「地盤」を区分するに当たり、改良地盤④及び改良地盤⑤の具体的な役割を表 1.1-3 のとおり整理した。

側方地盤としての鋼管杭の変形抑制を主な役割（表 1.1-3 中「○」と記載）とする改良地盤④及び難透水性の保持を役割とする改良地盤⑤については、「地盤」と区別する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目を「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

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

表 1.1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤の具体的な役割

凡 例
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
 （該当する部位を施設と区分する）
 ○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
 -：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割					『施設』と『地盤』の区分の考え方	
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	（鋼管杭の変形抑制）耐震性 （遮水性・耐津波性）耐透水性		
改良地盤④	・鋼管杭の海側に改良地盤を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持することで、遮水性を有する被覆コンクリート壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	-	-	○	○	鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の側方地盤に要求される役割と同等であること、難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。
改良地盤⑤	・役割に期待しない。	・難透水性を保持することで、遮水性を有する被覆コンクリート壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	-	-	-	○	難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。

以上を踏まえ、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.1-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.1-5 に示す。岩盤は「鋼管杭の支持」の役割を有していることから、杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土、砂礫層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また、液状化に伴う海側の埋戻土、砂礫層の変状により護岸形状が変化し、荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから、影響の程度を検討する。

表 1.1-4 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
施設	鋼管杭	—	—	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	被覆コンクリート壁			構造部材の健全性を保持するために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート壁間から優位な漏えいを生じないために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）			—	—
地盤	改良地盤④	—	—	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤④がすべり破壊しないこと。（内部安定を保持）	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤④がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤⑤	—	—	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤⑤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	岩盤*	鋼管杭を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	—	—

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

表 1.1-5 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性*1 (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	曲げ・せん断 (降伏モーメント(曲げ)及び短期許容せん断力(せん断))	
	被覆コンクリート壁			曲げ・せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)
地盤	改良地盤④	-	-	すべり安全率*3 (1.2以上)	
	改良地盤⑤			-	すべり安全率*3 (1.2以上)
	岩盤*4			支持力*5 (極限支持力度)	すべり安全率(基礎地盤)*2 (1.5以上)

注記*1：設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に流入しないことを確認する。
 *2：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
 *3：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。
 *4：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。
 *5：杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。

1.2 防波壁（逆T擁壁）

新規制基準への適合性において、防波壁（逆T擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 防波壁（逆T擁壁）における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条（設計基準対象施設の地盤）	• 施設を支持する地盤を対象とし、すべり、支持力、傾斜等に対する安定性を確認する。
第4条（地震による損傷の防止）	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで、施設の耐震安全性を確認する。
第5条（津波による損傷の防止）	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで、機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

防波壁（逆T擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.2-1 及び表 1.2-2 に示す。なお、以下では、津波を遮断する役割を「遮水性」、材料として津波を通しにくい役割を「難透水性」とし、これらを総称して「止水性」と整理する。

防波壁（逆T擁壁）の周辺地盤及び施設護岸については、設置状況に応じて解析モデルに取り込むが、防波壁の前面に位置している施設護岸については、その損傷による防波壁への影響が大きいと考えられるため、それが損傷した場合の防波壁の耐震性への影響を確認する。

防波壁（逆T擁壁）の鋼管杭については、杭先端の岩盤根入れが 0.5m 程度であることを踏まえ、改良地盤が逆T擁壁を支持するものとし、鋼管杭の役割に期待せず、解析モデルに取り込まない。なお、鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に、鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し、鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。その際には鋼管杭先端については、岩盤からのせん断抵抗に期待しないモデルとする。

また、グラウンドアンカのアンカー力により、逆T擁壁を改良地盤に、改良地盤を岩盤に押し付ける構造としているため、逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止の役割に期待する設計とする。

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

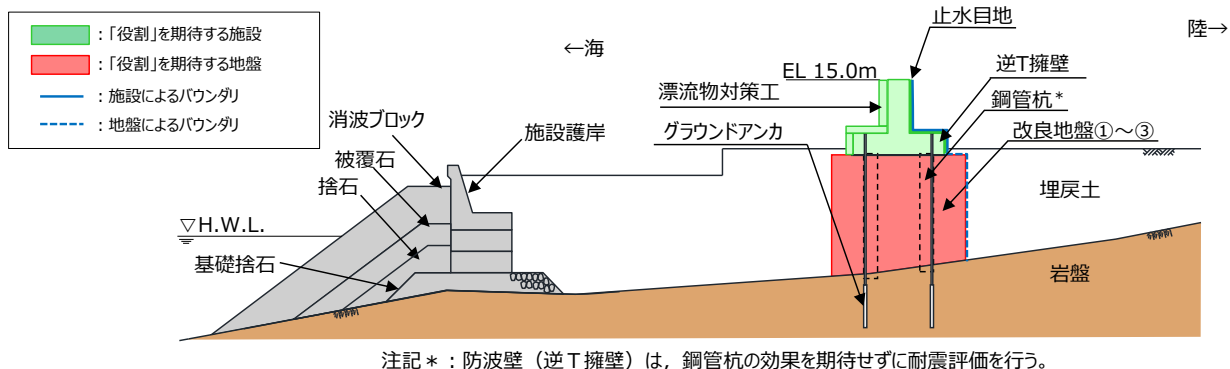


図 1.2-1 防波壁（逆T擁壁）の役割を期待する範囲

表 1.2-2 防波壁（逆T擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	逆T擁壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆T擁壁間の変位に追従する。	・逆T擁壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカ	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	・役割に期待しない（解析モデルに重量として考慮し、防波壁（逆T擁壁）への影響を考慮する）。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁（逆T擁壁）に伝達する。
	漂流物対策工（鋼材）		・漂流物をグラウンドアンカに衝突させない。
地盤	改良地盤①～③*	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。
	埋戻土	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への相互作用を考慮する）。	・防波壁（逆T擁壁）より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸，基礎捨石，被覆石，捨石	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への相互作用を考慮する）
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

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

逆T擁壁の支持を主な役割とする改良地盤について、「地盤」と区別する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

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

表 1.2-3 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の具体的な役割

凡 例	
◎	要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目 (該当する部位を施設と区分する)
○	施設の役割を維持するために設計に反映する項目
-	設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割					『施設』と『地盤』の 区分の考え方	
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性 (透水性・耐津波性)		
改良地盤 ①～③*	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁下方の埋戻土を地盤改良することで、逆T擁壁を鉛直支持するとともに、基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁下方の埋戻土を地盤改良することで、逆T擁壁を鉛直支持する。 難透水性を保持することで、遮水性を有する逆T擁壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。 	○	○	-	○	逆T擁壁の鉛直支持が主な目的であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割を持つことから『地盤』と区分する。

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

以上を踏まえ、防波壁（逆T擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.2-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.2-5 に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また、液状化に伴う海側の埋戻土の変状により護岸形状が変化し、荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから、影響の程度を検討する。

表 1.2-4 防波壁（逆T擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設	逆T擁壁	—	—	構造部材の健全性を保持するために、逆T擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために、逆T擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	グラウンドアンカ			逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。	逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）			防波壁（逆T擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して防波壁（逆T擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物対策工（鋼材）			グラウンドアンカに漂流物を直接衝突させないために、鋼材がおおむね弾性状態にとどまること。	—
地盤	改良地盤 ①～③*	逆T擁壁を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤①～③がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤	—	—	—	—

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 1.2-5 防波壁（逆T擁壁）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性*1 (第5条)
施設	逆T擁壁	-	-	曲げ・せん断・支圧*4 (短期許容応力度以下)	
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	グラウンドアンカ			引張 (設計アンカー力以下)	
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)
	漂流物対策工(鋼材)			曲げ・せん断・引張 (短期許容応力度以下)	
地盤	改良地盤①～③*2	支持力	すべり安全率（基礎地盤）*3	-	すべり安全率*5 (1.2以上)
	岩盤	(極限支持力度)	(1.5以上)	-	-

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

*2：RC床版については，保守的に改良地盤として扱う。

*3：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。

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

*5：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

1.3 防波壁（波返重力擁壁）

新規制基準への適合性において、防波壁（波返重力擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 防波壁（波返重力擁壁）における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第 3 条（設計基準対象施設の地盤）	• 施設（重力擁壁，ケーソン）を支持する地盤を対象とし，すべり，支持力，傾斜等に対する安定性を確認する。
第 4 条（地震による損傷の防止）	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで，施設の耐震安全性を確認する。
第 5 条（津波による損傷の防止）	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで，機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

防波壁（波返重力擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.3-1 及び表 1.3-2 に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を「遮水性」，材料として津波を通しにくい役割を「難透水性」とし，これらを総称して「止水性」と整理する。

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

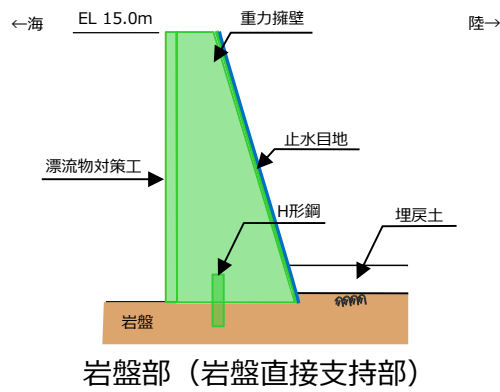
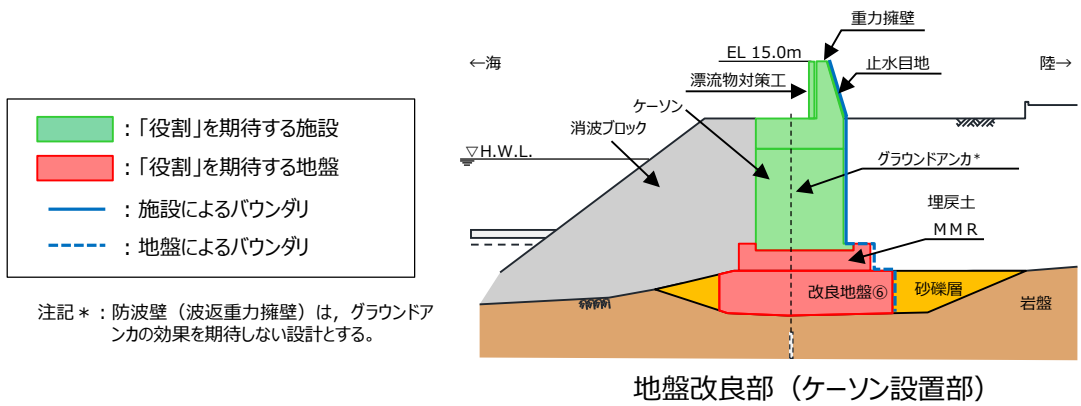


図 1.3-1 防波壁 (波返重力擁壁) の役割を期待する範囲

表 1.3-2 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割

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

各部位の「施設」と「地盤」を区分するに当たり、MMR及び改良地盤⑥の具体的な役割を表 1.3-3 のとおり整理した。

施設の支持及び難透水性の保持を主な役割（表 1.3-3 中「○」と記載）とするMMR及び改良地盤⑥について、「地盤」と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ MMR 及び改良地盤⑥の役割である鉛直支持については、ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持することから「○」とした。
- ・ MMR 及び改良地盤⑥の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保することから「○」とした。
- ・ MMR 及び改良地盤⑥の役割である耐津波性については、地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし、詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.3-3 防波壁（波返重力擁壁）のMMR及び改良地盤の具体的な役割

凡 例
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
 （該当する部位を施設と区分する）
 ○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
 -：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割						『施設』と『地盤』の 区分の考え方
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性	耐津波性 (遮水性・難透水性)	
MMR	ケーソン及び重力擁壁の下方にMMRを設置することで、防波壁を鉛直支持するとともに、基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁の下方にMMRを設置することで防波壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで、遮水性を有する重力擁壁、ケーソン、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	○	○	-	○	施設の鉛直支持が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割を持つことから、『地盤』と区分する。
改良地盤◎	ケーソン、重力擁壁及びMMRの下方の砂礫層を地盤改良することで防波壁を鉛直支持するとともに、基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁の下方の砂礫層を地盤改良することで防波壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで、遮水性を有する重力擁壁、ケーソン、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	○	○	-	○	施設の鉛直支持が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割を持つことから、『地盤』と区分する。

以上を踏まえ、防波壁（波返重力擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.3-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.3-5 に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土、砂礫層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また、液状化に伴う海側の埋戻土、砂礫層の変状により護岸形状が変化し、荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから、影響の程度を検討する。

表 1.3-4(1) 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

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

表 1.3-4(2) 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり 安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
地盤	MMR	ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するため, 十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため, 十分なすべり安全性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため, MMR 及び改良地盤⑥が破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤⑥				
	岩盤				

表 1.3-5 防波壁（波返重力擁壁）各部位の照査項目と許容限界

(上段：照査項目, 下段：許容限界)

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性*1 (透水性, 難透水性) (第5条)
施設	重力擁壁	—	—	曲げ・せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	ケーソン			曲げ・せん断 (短期許容応力度以下)	
	放水路ケーソン			曲げ・せん断 (短期許容応力度, 材料強度以下)	
				頂版, 底版, 側壁 隔壁	曲げ・せん断又はひずみ (短期許容応力度, 材料強度又は許容ひずみ以下)
	H形鋼			せん断 (短期許容応力度以下)	
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)
	MMR			支持力	すべり安全率 (基礎地盤)*2
改良地盤⑥	(極限支持力度, 支圧強度)	(1.5以上)	—		
岩盤			(1.2以上)		

注記*1：設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により, MMR 及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に流入しないことを確認する。

*2：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており, 「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。

*3：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており, 「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

2. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

2.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）について、各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮について整理した。結果を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により埋戻土-改良地盤間、埋戻土-岩盤間、改良地盤-岩盤間に曲げモーメントが集中し、曲げ破壊することで、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により埋戻土-改良地盤間、改良地盤-岩盤間に相対変形が生じ、せん断力が鋼管杭に作用し、鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、単管と多重管の境界部で鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、杭頭連結部に応力が集中することで、杭頭連結部が破損し、被覆コンクリート壁が損傷するか、位置を保持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭連結材の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁と干渉する取水路横断面において、鋼管杭のピッチが広いことから、地震又は津波荷重に対する十分な抵抗力が確保できず、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 取水路横断面では、側方の多重鋼管杭を南北方向に2列配置し、杭頭連結材を設置する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、杭前面の岩盤が破壊し、水平支持力を喪失することで、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸による荷重により鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 施設護岸を適切にモデル化した2次元動的FEM解析（有効応力）により、鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸が損傷し、仮に施設護岸がないものとした場合に、鋼管杭が露出した状態で津波が来襲し、鋼管杭間から津波が遡上する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 仮に施設護岸がないものとした場合に、鋼管杭間の止水性をより確実なものとするため、鋼管杭背面を地盤改良する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸が損傷し、施設護岸が鋼管杭の変形抑制に寄与せず鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 施設護岸を適切にモデル化した2次元動的FEM解析（有効応力）により、鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 防波壁前面の施設護岸をモデル化しないケースにおいて、防波壁の構造成立性を確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 法線方向の地震荷重に伴う隣接するブロックからの荷重により、曲げ・せん断破壊し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重については法線方向についても考慮し、被覆コンクリート壁や止水目地の変形を許容限界以下にとどめて遮水性を確保するために、鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 	○
<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し、漂流物として被覆コンクリート壁に衝突することで鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。 	—	

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.1-1(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
被覆コンクリート壁	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異による被覆コンクリート壁の法線方向のねじれを考慮し、被覆コンクリート壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、被覆コンクリート壁が損傷する、あるいは止水目地を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物荷重により、被覆コンクリート壁が損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 漂流物荷重による被覆コンクリート壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し、津波により運ばれて被覆コンクリート壁に衝突することで被覆コンクリート壁が損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。 	—

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.1-1(3) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が被覆コンクリート壁に直接作用することで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。 	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.1-1(4) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
止水目地（支持部含む）	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により、目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 異種構造形式の境界部、隅部及び屈曲部について止水目地の相対変形量を算定し、許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物が衝突することにより、目地が損傷し遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地は、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防波壁の陸側に設置する。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水目地が損傷し、遮水性を喪失する。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。 	—

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.1-1(5) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
改良地盤④	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、被覆コンクリート壁を支持できなくなることで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。 			
改良地盤⑤	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。 			

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（-）。

表 2.1-1(6) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ、杭の変形量が大きくなり、杭が被覆コンクリート壁を支持できなくなることで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（設置変更許可段階で確認済） 杭先端部の最大軸力が地盤の極限支持力度以下であることを確認する。 鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持するため、杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平抵抗力の確認を実施する。 	- ○ ○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、鋼管杭周辺岩盤がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、被覆コンクリート壁を支持できなくなることで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 			

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（-）。

2.2 防波壁（逆T擁壁）

防波壁（逆T擁壁）について、各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮について整理した。結果を表2.2-1に示す。

表2.2-1(1) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
逆T擁壁	・地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。	①, ②	・逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。	○
	・地震又は津波荷重により、杭頭接合部に応力が集中することで、杭頭接合部が破損し、逆T擁壁が損傷するか、位置を保持できなくなり、遮水性を喪失する。	①, ②		○
	・グラウンドアンカの受圧板からの反力により逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	①, ②		○
	・津波時の漂流物荷重により、逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	・被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 ・漂流物荷重による逆T擁壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。	○
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により、被覆コンクリート壁が損傷する、あるいは止水目地を支持できなくなり、遮水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—
	・地震又は津波荷重により、逆T擁壁が転倒若しくは滑動により透水性を喪失する。	①, ②	・逆T擁壁の転倒及び滑りの有無を確認する。	○
	・地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し、津波により運ばれて逆T擁壁に衝突することで逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	・数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	—
	・隣接する躯体同士からの荷重により、逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	①	・逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表2.2-1(2) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.2-1(3) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
止水目地 (支持部含む)	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により、目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 異種構造形式の境界部、隅角部及び屈曲部について止水目地の相対変形量を算定し、許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物が衝突することにより、目地が損傷し遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地は、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防波壁の陸側に設置する。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水目地が損傷し、遮水性を喪失する。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。 	—
グラウンドアンカ	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時に、テンドン、グラウトが破損することによりグラウンドアンカのアンカー力が不足し、逆T擁壁が転倒・滑動することにより遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカの発生アンカー力が設計アンカー力以下であることを確認する。 試験施工（品質保証試験）により設計アンカー力以上を確保していることを確認する。 定期点検により設計アンカー力以上のアンカー力が作用していることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時に、定着部の地盤が破壊することによりグラウンドアンカのアンカー力が不足し、逆T擁壁が転倒・滑動することにより遮水性を喪失する。 	①, ②		
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時に、定着治具が破壊することにより、グラウンドアンカのアンカー力が不足し、逆T擁壁が転倒・滑動することにより遮水性を喪失する。 	①, ②		

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 2.2-1(4) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
改良地盤①～③	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、逆T擁壁を支持できなくなることで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。 逆T擁壁からの接地圧が改良地盤の極限支持力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に逆T擁壁に伝わる荷重により改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。 			

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 2.2-1(5) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース *1	設計・施工上の配慮	照査*2
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に改良地盤底面のすべりが生じ、逆T擁壁の変形量が大きくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 (設置変更許可段階で確認済) 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に改良地盤に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。 	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

2.3 防波壁（波返重力擁壁）

防波壁（波返重力擁壁）について、各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮について整理した。結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
重力擁壁	• 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。	①, ②	• 重力擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 津波時の漂流物荷重により、重力擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	• 被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 • 漂流物荷重による重力擁壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、重力擁壁が損傷する、あるいは止水目地を支持できなくなり、遮水性を喪失する。	—	• 万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—
	• 地震荷重により、重力擁壁が滑動又は転倒し、ケーソンと重力擁壁の境界に水みちが形成されることで、遮水性を喪失する。	①, ②	• ケーソンと重力擁壁の境界において、蓋コンクリート天端をケーソン天端から20cm下げて打設することやジベル筋の打設を行い、一体構造としている。一体性については、ケーソンと重力擁壁の境界部の転倒・滑動・接地圧について確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により、重力擁壁の既設コンクリートと新設コンクリートの取合い部が損傷し、遮水性を喪失する。	①, ②	• 既設部分と新設部分との付着強度、鉄筋の引抜における破壊形態並びに境界部に起因した部材の破壊及び境界部の破壊状況を確認し、既設と新設コンクリートとの一体性について確認する。	○
	• 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し、津波により運ばれて重力擁壁に衝突することで重力擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	• 数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	—

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.3-1(2) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 2.3-1(3) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
止水目地 (支持部含む)	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により、目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 異種構造形式の境界部、隅角部及び屈曲部について止水目地の相対変形量を算定し、許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐侯性試験を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物が衝突することにより、目地が損傷し遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地は、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防波壁の陸側に設置する。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水目地が損傷し、遮水性を喪失する。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。 	—

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 2.3-1(4) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
ケーソン	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、ケーソンが曲げ及びせん断破壊し、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> ケーソンの発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物荷重により、ケーソンが損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> ケーソンの海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 漂流物荷重によるケーソンの発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。 	○
放水路ケーソン	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、ケーソンの頂版、側壁又は底版が曲げ及びせん断破壊し、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 放水路ケーソンの頂版、側壁及び底版の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、ケーソンの隔壁が曲げ及びせん断破壊し、重力擁壁を支持できなくなることで、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 放水路ケーソンの隔壁の発生応力度又はひずみが、許容応力度又は許容ひずみ以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物荷重により、放水路ケーソンが損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物荷重による放水路ケーソンの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。 	○
H形鋼	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、H形鋼のせん断破壊破壊により、重力擁壁を支持できなくなることで重力擁壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> H形鋼の発生応力度がせん断応力度以下であることを確認する。 	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 2.3-1(5) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
MMR	• 地震又は津波荷重によりMMRがすべり破壊し、ケーソン及び重力擁壁を支持できなくなることにより遮水性を喪失する。	①, ②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により、MMRがせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	②		○
	• 地震又は津波時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重によりMMRが破壊し、ケーソンを支持できなくなる。	①, ②	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が支圧強度以下であることを確認する。	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 2.3-1(6) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
改良地盤⑥	• 地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	①, ②	• 地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。	○
	• 地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			
	• 地震又は津波荷重により改良地盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防波壁の高さを維持できなくなり、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。	○
	• 地震又は津波時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重により改良地盤が破壊し、ケーソンを支持できなくなる。	①	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 2.3-1(7) 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
岩盤	• 地震時に防波壁（波返重力擁壁）底面のすべりが生じ、重力擁壁の変形量が大きくなり、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 （設置変更許可段階で確認済）	○
	• 地震時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。	①	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。	○

注記*1：①地震時，②津波時

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

3. 止水性に係る検討結果

防波壁の止水性については、被覆コンクリート壁、逆T擁壁、重力擁壁、止水目地等の施設で津波を遮断（遮水性）し、改良地盤等により地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性の保持）する。

そのうち、地盤中からの回り込みによる流入防止（難透水性の保持）について、図3-1のとおり、2次元浸透流解析により確認する。2次元浸透流解析においては、敷地への浸水経路が短く、地盤における改良地盤の割合が最も支配的となる防波壁（逆T擁壁）を対象とし、以下のとおり保守的な条件により2次元浸透流解析を実施する。

[検討条件]

- ・津波水位：保守的な水位として防波壁高さ（EL 15.0m）の津波を考慮
- ・解析手法：2次元浸透流解析（非定常解析）
- ・計算時間：津波の継続時間として計算時間を保守的に30分とする。
（基準津波1の敷地前面における周期は約4分）
- ・初期水位：EL 0.14m（港湾基準に準拠した残留水位）
- ・透水係数：透水係数は表3-1のとおり、改良地盤については、周辺の埋戻土と同一の透水係数を設定する。

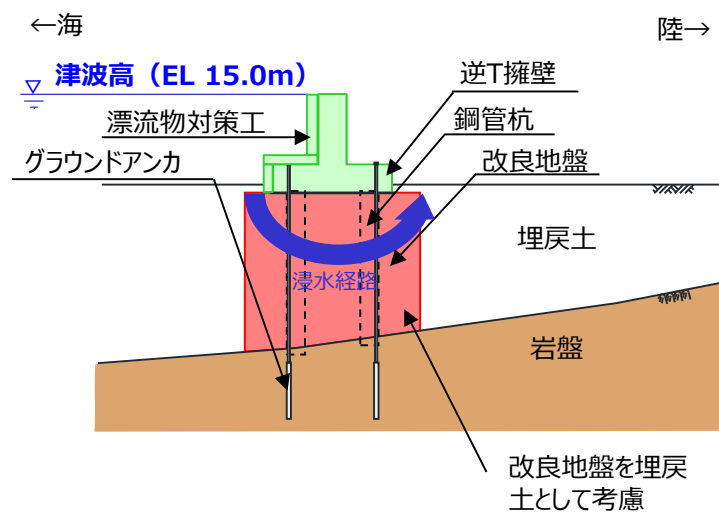


図3-1 解析条件の概要

表 3-1 透水係数

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

防波壁（逆T擁壁）の2次元浸透流解析の結果を図3-2に示す。津波来襲より30分経過後においても、防波壁より敷地側への流入は認められないことから、施設及び地盤を含む範囲について、保守的な条件により2次元浸透流解析を実施した場合においても、地盤中からの回り込みにより敷地に流入するおそれはない。

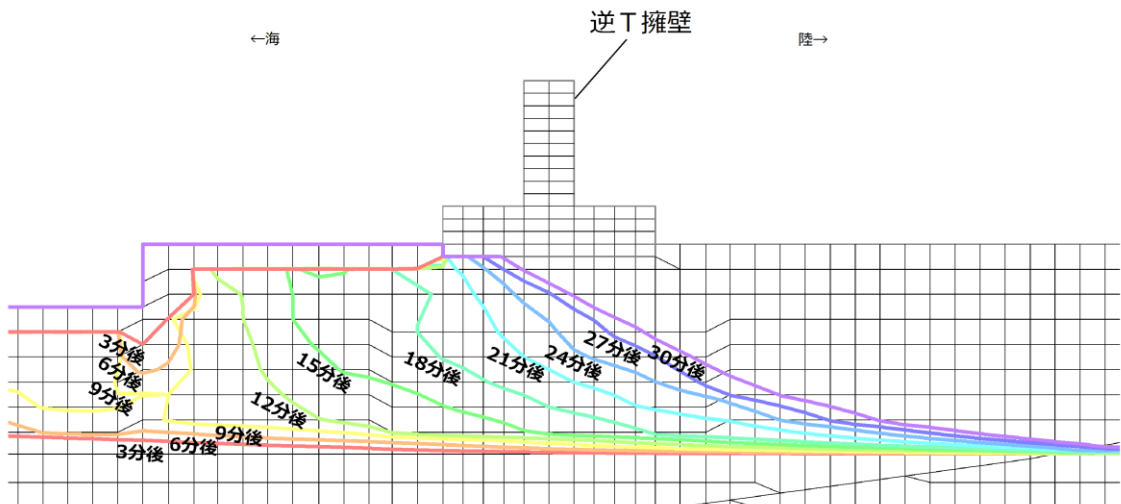


図 3-2 2次元浸透流解析結果

4. 防波壁周辺の屋外施設による波及的影響について

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

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

表4-1 防波壁に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

下位クラス施設	影響を受ける防波壁構造形式	地震に対する評価結果	備考
サイトバンカ建物 (増築部含む)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	基準地震動 S_s に対する構造健全性評価により、サイトバンカ建物が上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。	VI-2-11-2-1-4「サイトバンカ建物の耐震性についての計算書」 VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書」参照
防波壁（東端部） 周辺斜面	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	斜面高さ、勾配等から2号機南側切取斜面の安定性評価に代表させる。	補足-023-3「下位クラス施設の波及的影響の検討について 添付資料3」参照
2号機放水路	防波壁 (波返重力擁壁)	2号機放水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
3号機放水路	防波壁 (波返重力擁壁)	3号機放水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
3号機取水路	防波壁 (波返重力擁壁)	C_H 級及び C_M 級の硬質な岩盤内に設置されたトンネルであり、構造物上面から防波壁下端までの離隔が十分確保されていることから、損傷等による防波壁への影響はない。	補足-023-3「下位クラス施設の波及的影響の検討について 添付資料13」参照
1号機取水管	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	1号機取水管の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
施設護岸	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	施設護岸の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」参照
屋外排水路	防波壁 (波返重力擁壁)	屋外排水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で評価

4.1 2号機放水路及び3号機放水路

(1) 概要

2号機放水路及び3号機放水路は、放水接合槽、放水路ケーソン及び放水路により構成されており、放水路ケーソンにおいて防波壁（波返重力擁壁）を横断している。2号機放水路接合槽及び3号機放水接合槽は防波壁（波返重力擁壁）に隣接して設置されている。2号機放水路及び3号機放水路の平面図及び縦断面図を図4-1、図4-2及び図4-3に示す。

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

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

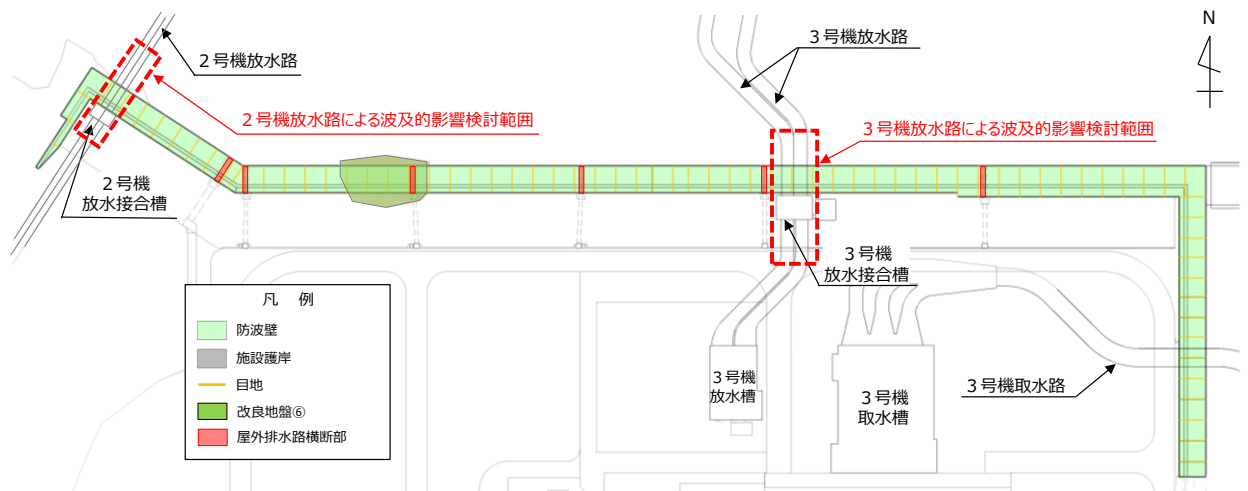


図4-1 2号機放水路及び3号機放水路の平面図

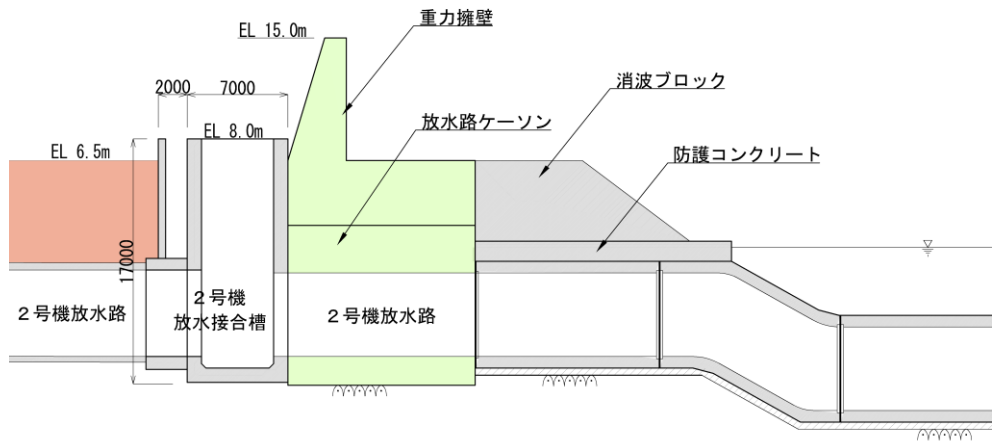
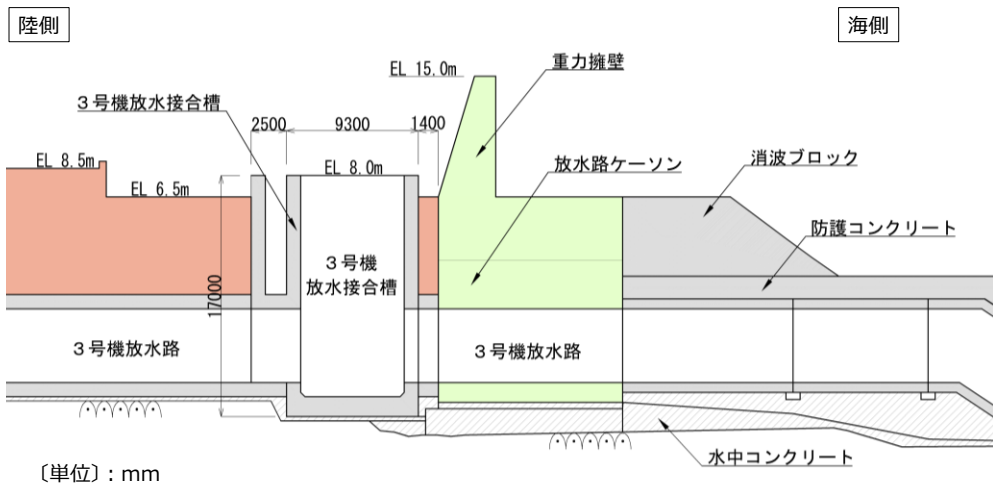


図 4-2 2号機放水路の縦断図



(単位) : mm

図 4-3 3号機放水路の縦断図

(2) 波及的影響検討

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

図4-4に防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル（放水路貫通部（③-③断面））を示す。「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示すとおり、3号機放水接合槽及び3号機放水路の損傷を考慮した耐震計算を実施し、防波壁（波返重力擁壁）が耐震性を有していることを確認している。

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

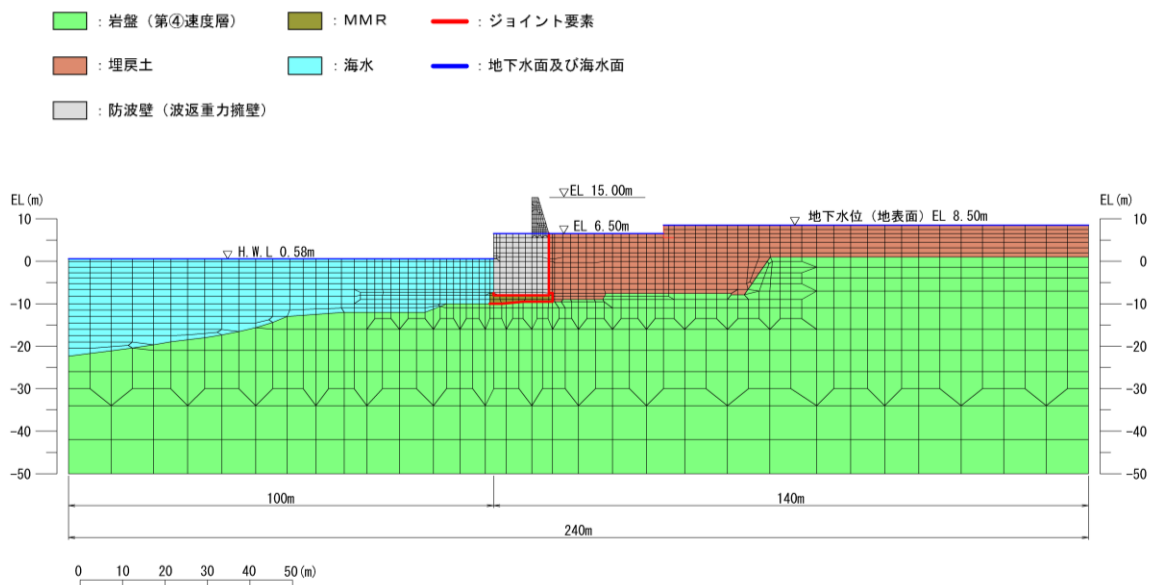


図4-4 防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル

4.2 1号機取水管

(1) 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち1号機取水管が横断する位置については、鋼管杭を標準的な設置間隔よりも大きな間隔で設置することで、図4-5及び図4-6に示すとおり、1号機取水管を横断する構造としている。

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

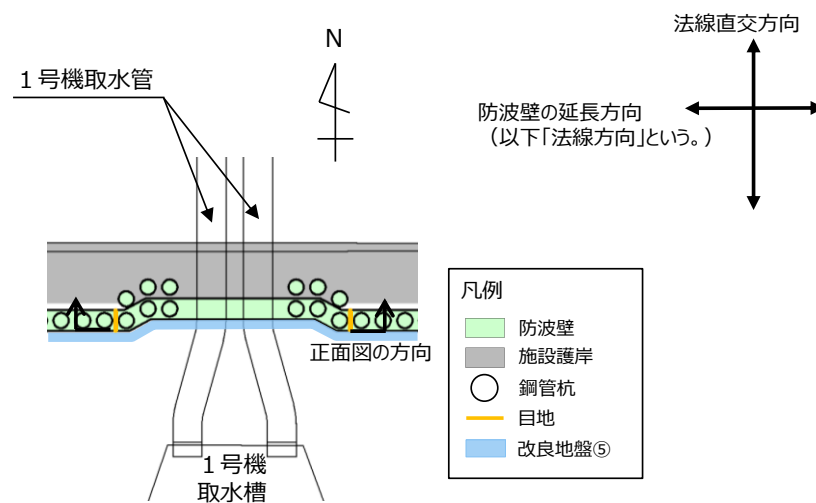


図4-5 1号機取水管横断部の平面図

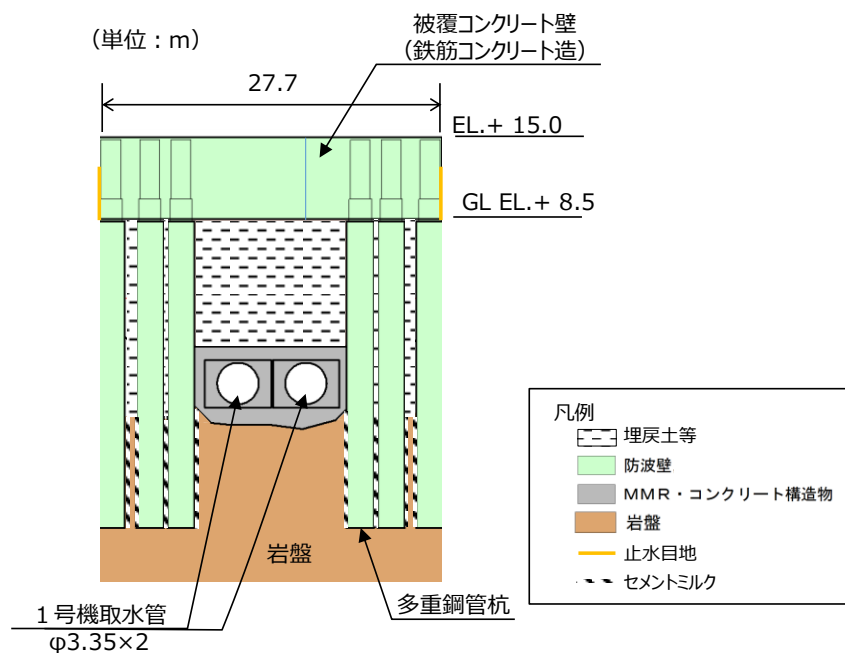


図4-6 1号機取水管横断部の正面図

(2) 波及的影響の検討

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

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

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

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

4.3 屋外排水路

(1) 概要

防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路は、図 4-12 に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）の基部コンクリート部を横断して設置していることから、防波壁（波返重力擁壁）への影響を検討する。

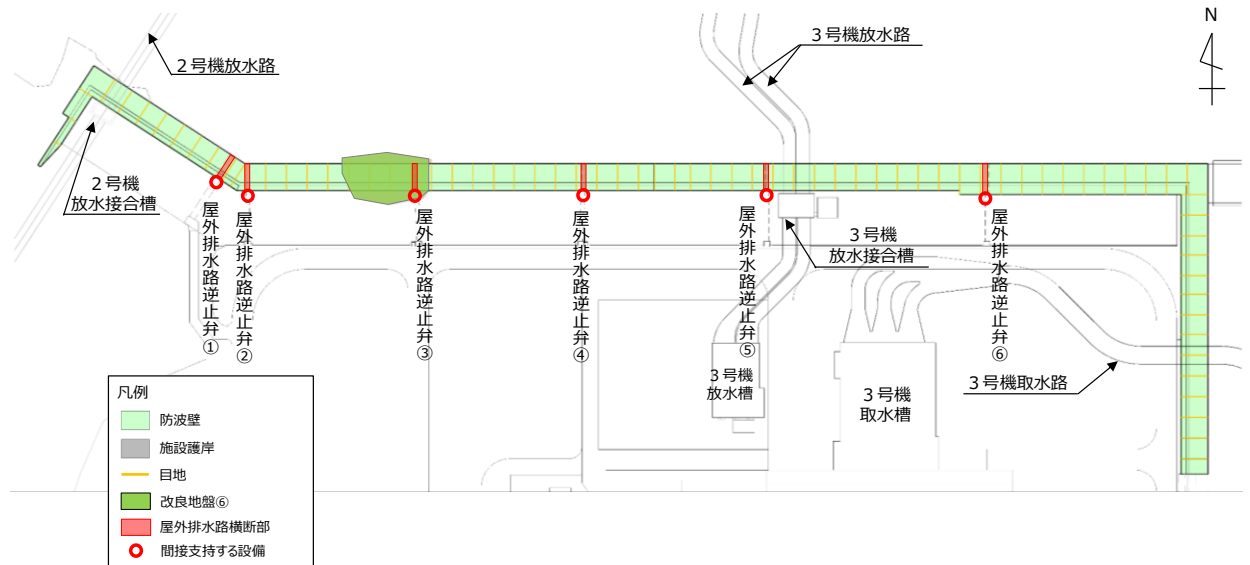


図 4-7 防波壁（波返重力擁壁）と屋外排水路の位置図

(2) 防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路の影響評価

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

「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」では3号機放水路による開口部を有する放水路ケーソンの耐震性について説明している。屋外排水路については、重力擁壁に対する屋外排水路による開口率の関係が最も大きい屋外排水路逆止弁①と接続する排水路（内径：）に代表する。それぞれのコンクリートに対して開口部による開口率を比較したものを表4-2に示す。図4-8に放水路ケーソン（3号機放水路）と重力擁壁（屋外排水路逆止弁①と接続する排水路）の平面位置図及び断面図を示す。放水路ケーソンにおける開口率は、屋外排水路逆止弁①と接続する排水路と比較して大きく、放水路ケーソンの耐震性を確認していることから、屋外排水路による開口が防波壁（波返重力擁壁）へ影響を及ぼすおそれはない。

表4-2 断面欠損率の比較

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

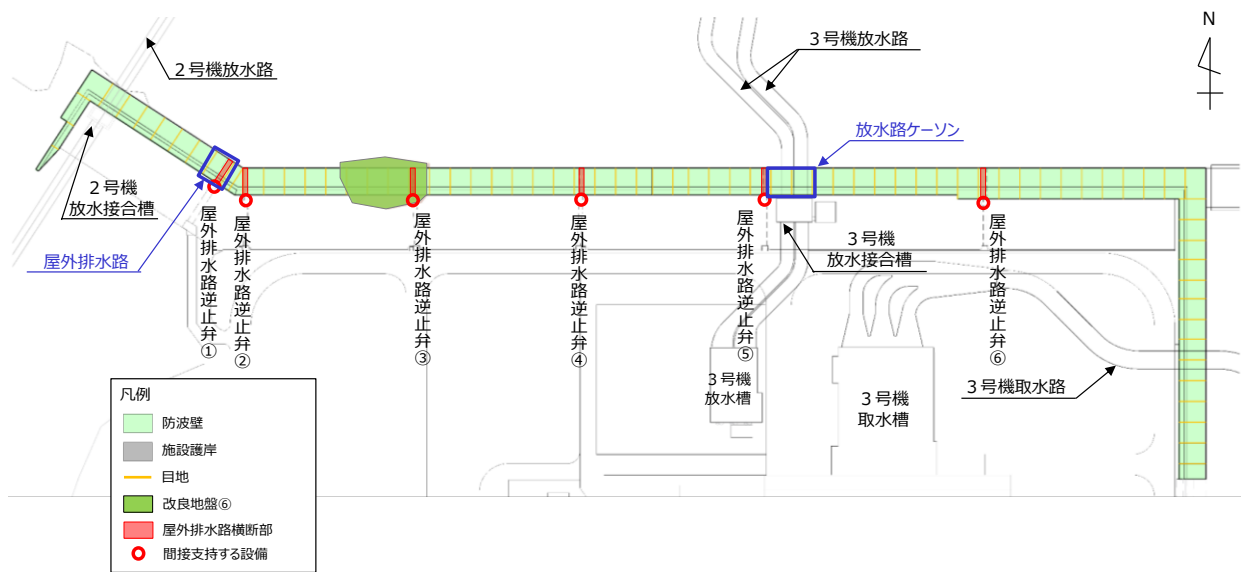


図 4-8(1) 屋外排水路逆止弁①と接続する屋外排水路と放水路ケーソンの平面位置図



図 4-8(2) 屋外排水路逆止弁①と接続する屋外排水路と放水路ケーソンの断面図

5. 防波壁の保守管理について

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

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

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

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

表 5-1 防波壁の点検内容及び点検頻度

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

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

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

(参考資料 1) 基準適合状態維持における漂流物衝突荷重の規模について

1. 概要

津波防護施設の強度評価における漂流物衝突荷重は、「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」の「4.5 漂流物による衝突荷重」により、総トン数 19 トン船舶における衝突解析から算定している。「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」の「4.2 漂流物による影響確認」では、漂流物調査範囲内の人工構造物（漁船を含む）については、基準適合状態維持の観点から、設置状況を定期的（1回/定期事業者検査）に確認することとしているため、津波防護施設である防波壁及び防波壁通路防波扉において、基準適合状態を維持可能な漂流物衝突荷重の規模の検討を行う。

2. 評価方法

2.1 検討対象構造物の選定

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

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

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

表 2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大照査値

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

注記*1：赤枠は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における最大照査値を示す。

*2：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

表 2.1-2(1) 防波壁（逆T擁壁）の最大照査値

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

注記*1：赤枠は防波壁（逆T擁壁）における最大照査値を示す。

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

表 2.1-2(2) 防波壁（逆T擁壁）の最大照査値

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

注記*：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

表 2.1-3(1) 防波壁（波返重力擁壁）の最大照査値

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

注記*1：赤枠は防波壁（波返重力擁壁）における最大照査値を示す。

*2：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 2.1-3(2) 防波壁（波返重力擁壁）の最大照査値

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

注記*：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

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

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

注記*：漂流物対策工（鋼製扉体）の中で最も厳しい照査結果の部材を示す。

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

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

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

*2：漂流物対策工（鋼製扉体）の中で最も厳しい照査結果の部材を示す。

2.2 評価方法

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

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

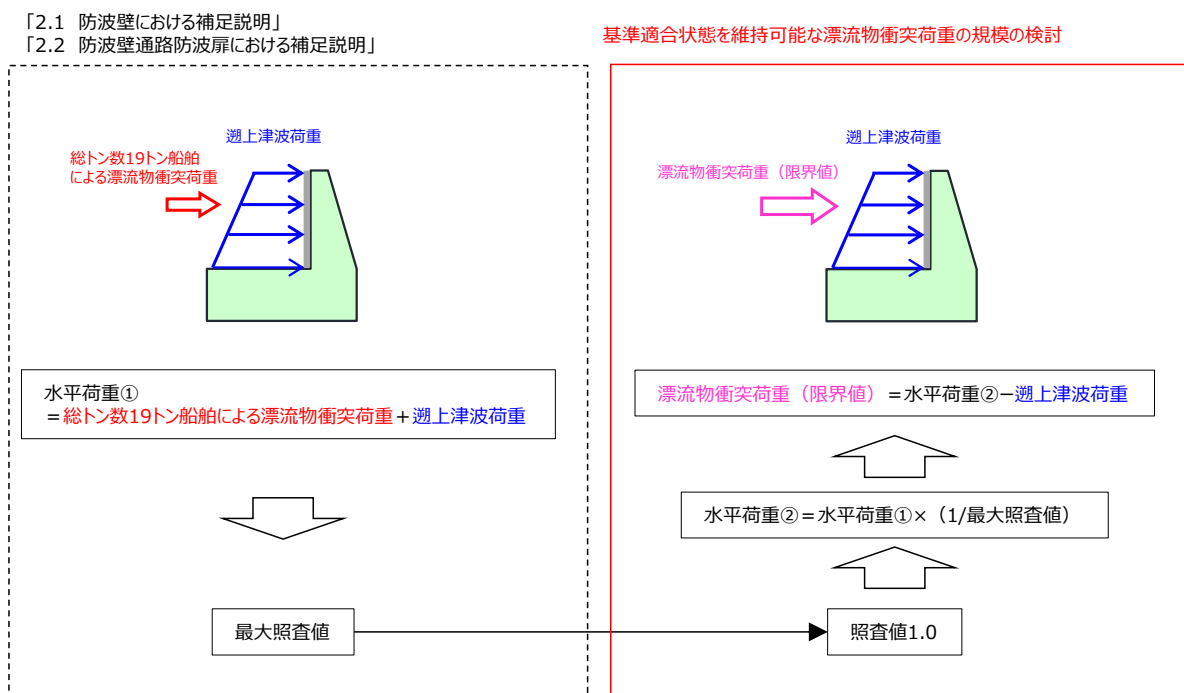
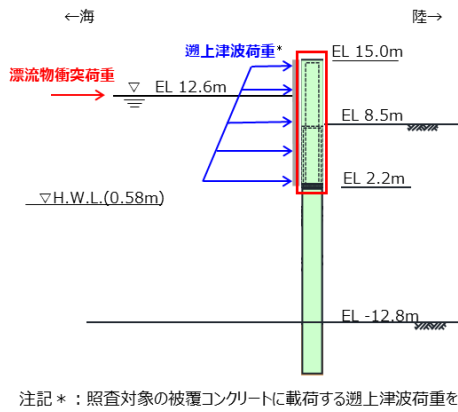
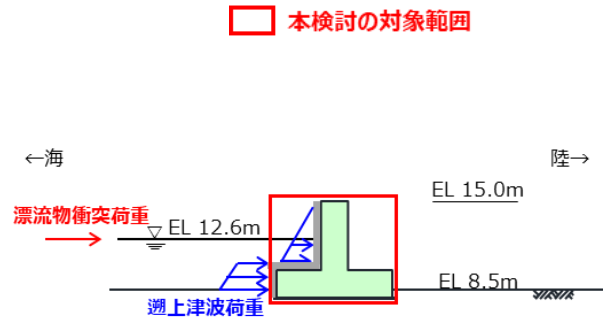


図 2.2-1 漂流物衝突荷重（限界値）の算定イメージ

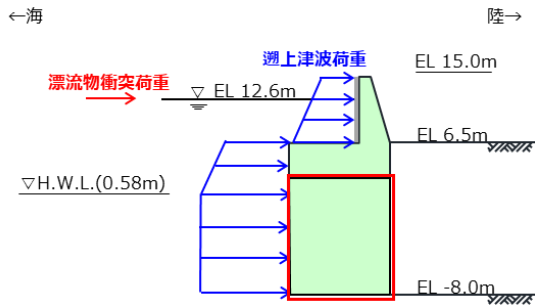


注記*：照査対象の被覆コンクリートに載荷する遡上津波荷重を考慮

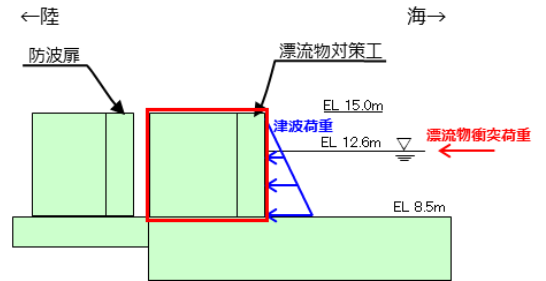
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）



防波壁（逆T擁壁）



防波壁（波返重力擁壁）



防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工

図 2.2-2 本検討で考慮する漂流物衝突荷重及び遡上津波荷重

2.3 評価結果

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

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

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

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

注記*1：ブロック延長に作用する遡上津波荷重を算定

*2：水平荷重② = 水平荷重① × (1/最大照査値) より算出

3. まとめ

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

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

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