

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
 - 2.2.6 防波壁通路防波扉（3号機東側）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	18
2.4 適用規格・基準等	23
3. 強度評価	25
3.1 記号の定義	25
3.2 評価対象断面	33
3.3 解析方法	35
3.3.1 応答解析手法	35
3.3.2 地盤物性のばらつき	36
3.4 荷重及び荷重の組合せ	37
3.4.1 荷重	37
3.4.2 荷重の組合せ	42
3.5 解析モデル及び諸元	44
3.5.1 解析モデル	44
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	58
3.5.3 地盤の物性値	60
3.5.4 地下水位	62
3.6 評価対象部位	63
3.6.1 施設・地盤の健全性評価	63
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	63
3.7 許容限界	64
3.7.1 防波扉	64
3.7.2 漂流物対策工	67
3.8 評価方法	69
3.8.1 防波扉	70
3.8.2 漂流物対策工	80
4. 評価条件	94
5. 評価結果	98

5.1	防波扉	98
5.1.1	防波扉（鋼製扉体）	98
5.1.2	防波扉戸当り（RC支柱）	99
5.1.3	防波扉基礎スラブ	103
5.1.4	グラウンドアンカ	108
5.1.5	改良地盤	109
5.1.6	基礎地盤	110
5.2	漂流物対策工	112
5.2.1	漂流物対策工（鋼製扉体）	112
5.2.2	漂流物対策工戸当り（RC支柱）	113
5.2.3	漂流物対策工基礎スラブ	116
5.2.4	基礎地盤	120

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対して、施設・地盤の構造健全性を保持すること及び十分な支持性能を有する地盤に設置していることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図2.1-1に示す。

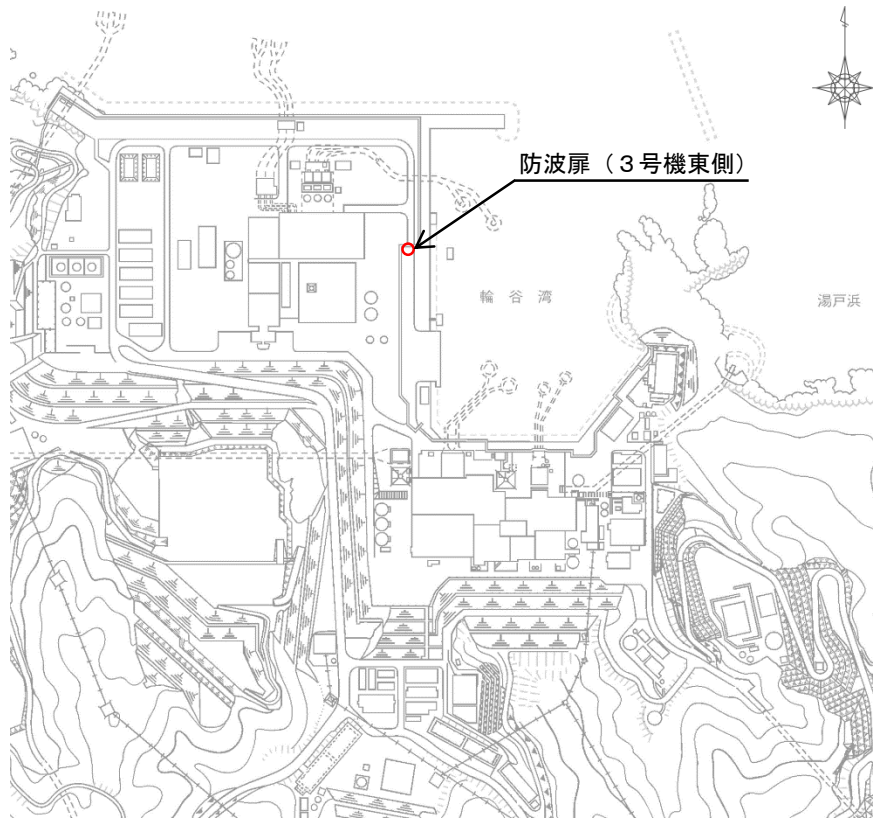


図2.1-1 防波扉（3号機東側）の位置図

2.2 構造概要

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2.2-1及び図2.2-2に示す。

防波扉（3号機東側）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。

防波扉（3号機東側）は、防波扉及び漂流物対策工から構成される。

防波扉は、改良地盤を介して岩盤に支持される直接支持構造と、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブによる上部構造から構成される。

防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの境界部には水密ゴムを設置し、止水性を確保する。また、防波扉基礎スラブにはグラウンドアンカを設置する。

防波扉（3号機東側）の構造図を図2.2-3に、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ接続部の概略配筋図を図2.2-4に、防波扉戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図2.2-5に、防波壁（逆T擁壁）のグラウンドアンカ配置図及び諸元を図2.2-6に、水密ゴムの概念図を図2.2-7に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び改良地盤を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図2.2-8に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図2.2-9に、漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図を図2.2-10に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ接続部の概略配筋図を図2.2-11に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のアンカー部付近の概略配筋図を図2.2-12に示す。

また、漂流物対策工の支承部の構造及び荷重の伝達経路については「（参考資料4）漂流物対策工の支承部の構造について」に、漂流物対策工設置による隣接構造物への影響については「（参考資料6）漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について」に示す。

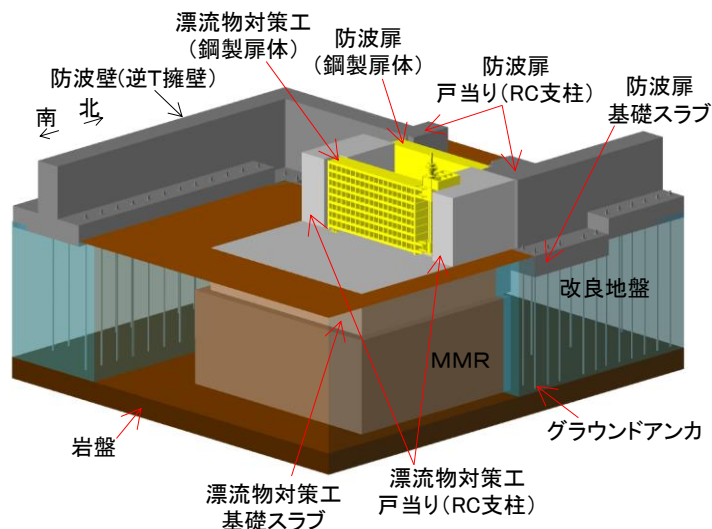
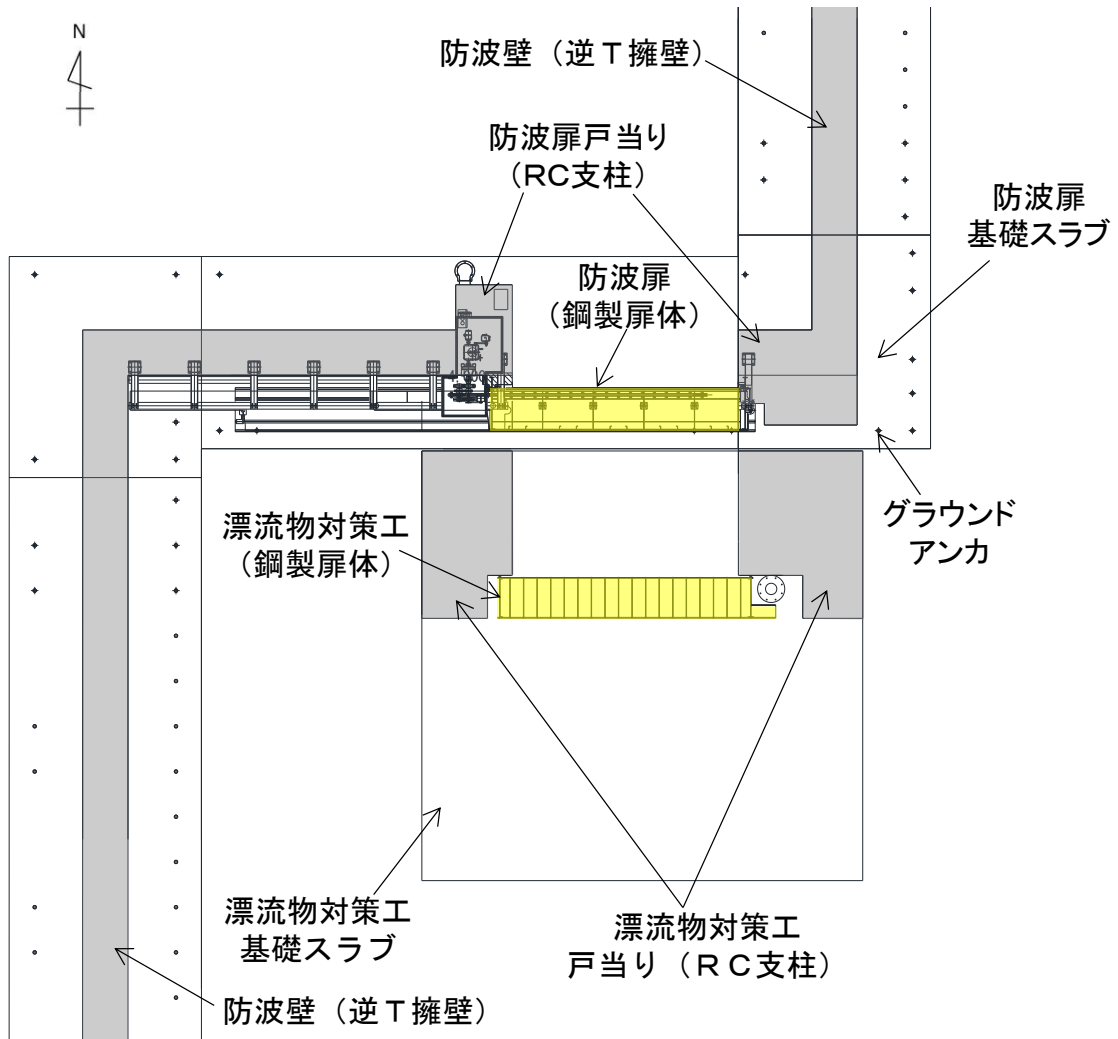


図 2.2-1(1) 防波扉（3号機東側）の構造概要図（鳥瞰図）





凡例	
	: 鋼製扉体 (天端高さEL 15.0m)
	: コンクリート構造物 (天端高さEL 15.0m)

図 2.2-1(2) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (平面図)

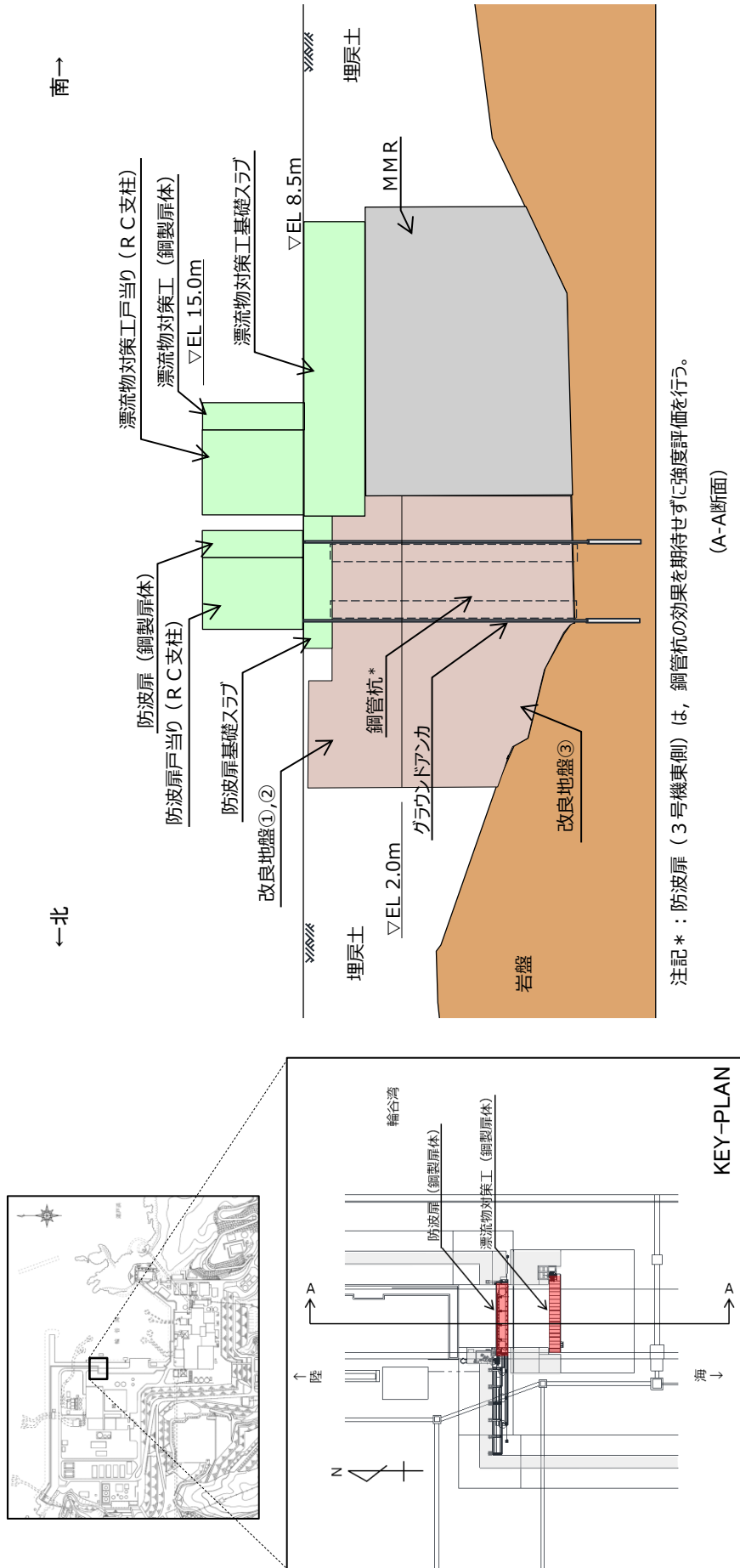
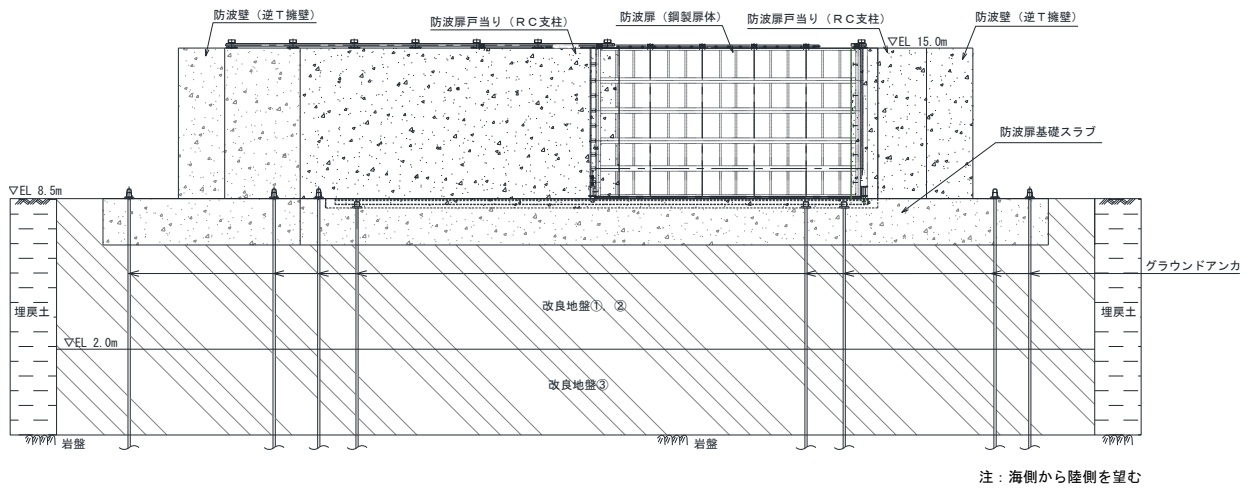
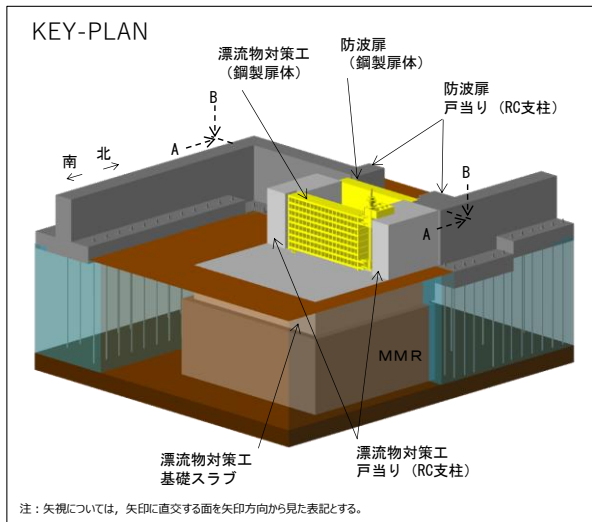
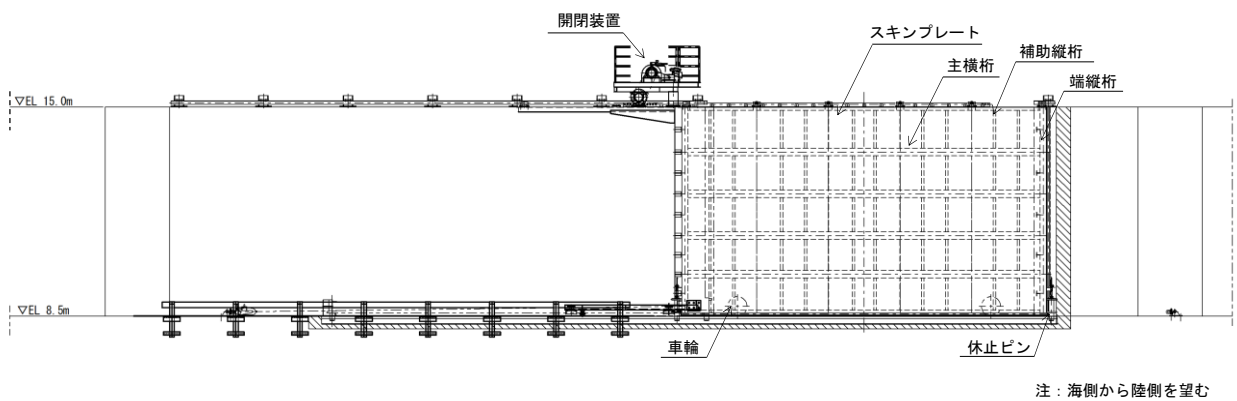


図 2.2-2 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (断面図)



(全体図)



(防波扉 (鋼製扉体) 拡大図)

図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (A-A断面)

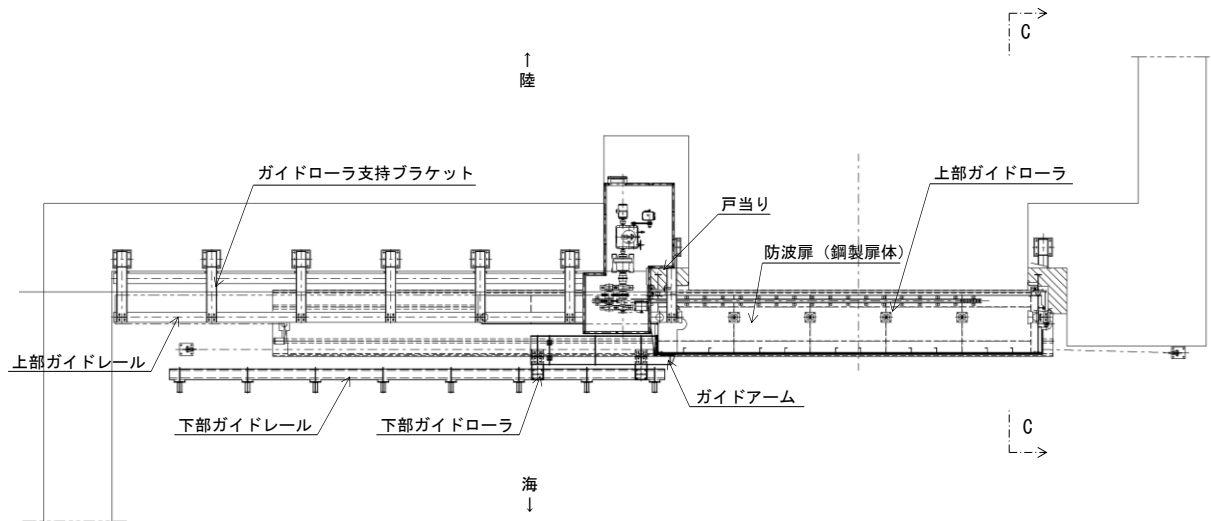


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (B-B断面)

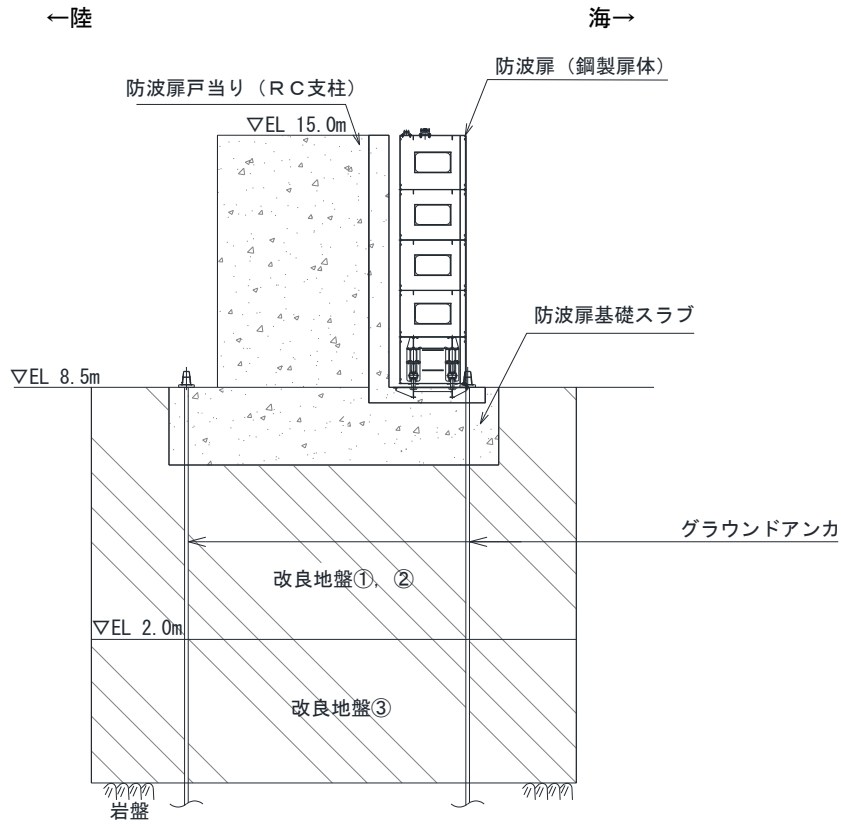


図 2.2-3(3) 防波扉の構造図 (C-C断面)

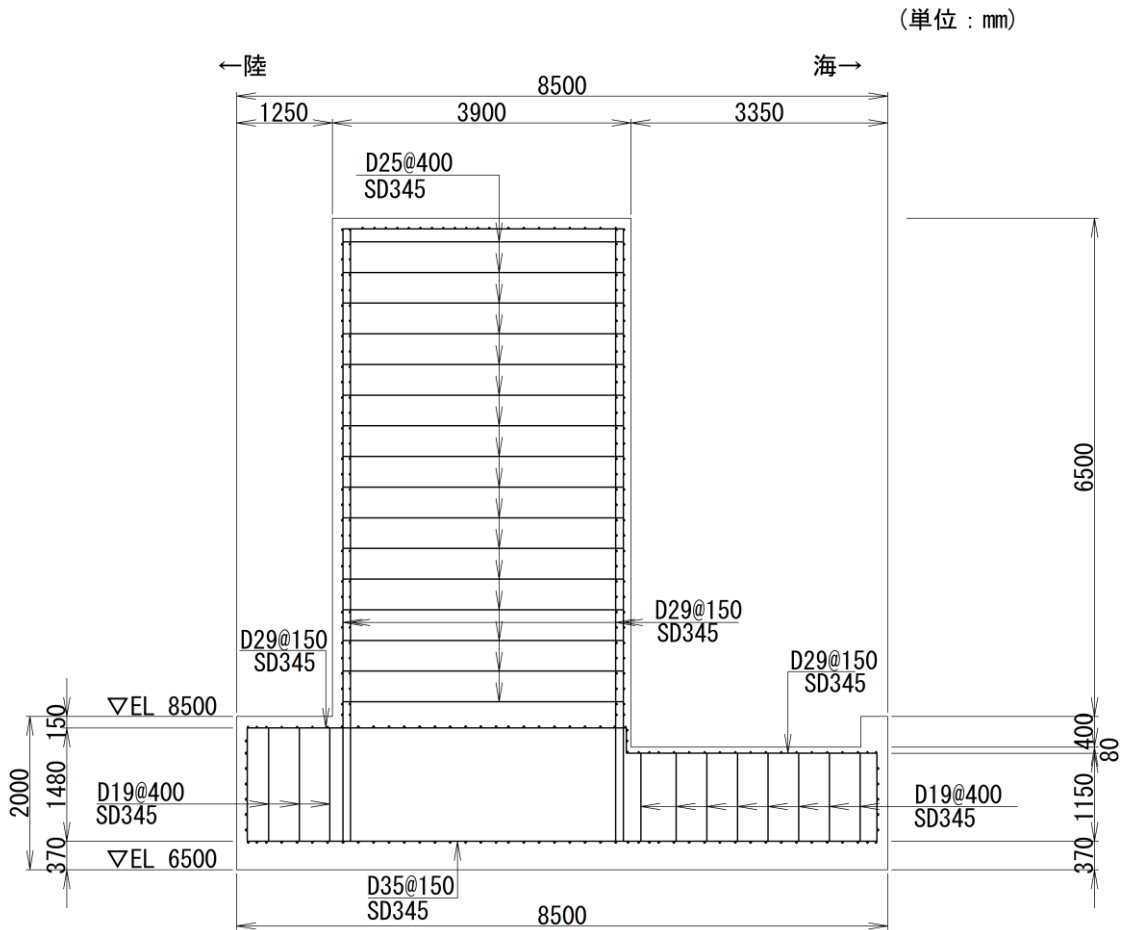
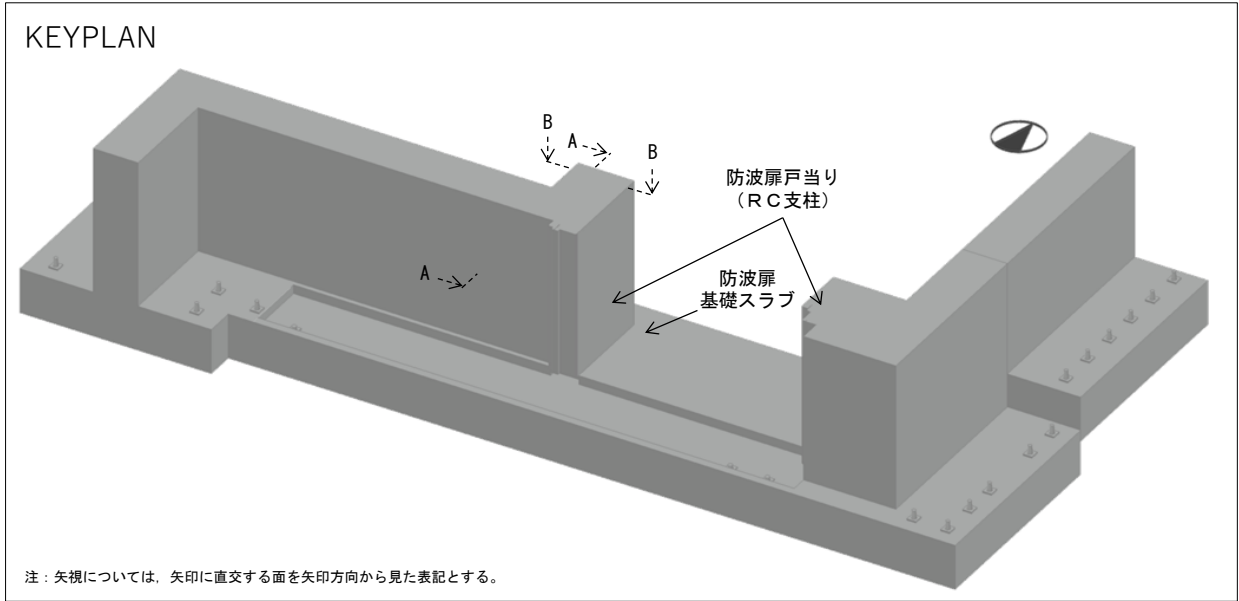


図 2.2-4 防波扉当り (RC支柱) 及び防波扉基礎スラブ接続部の概略配筋図 (A-A断面)

(単位 : mm)

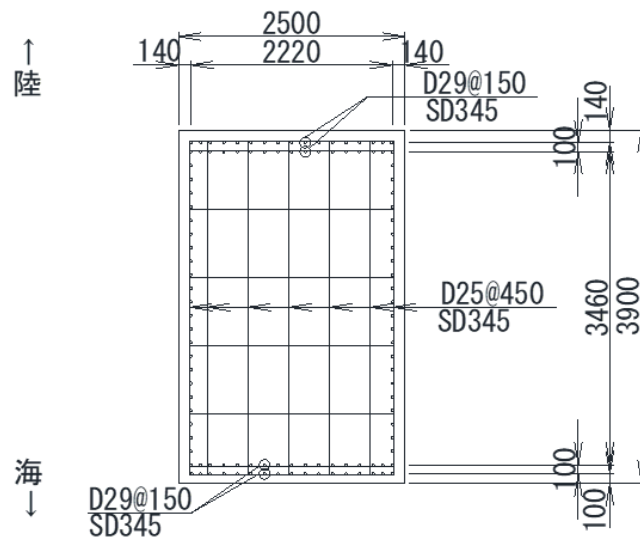
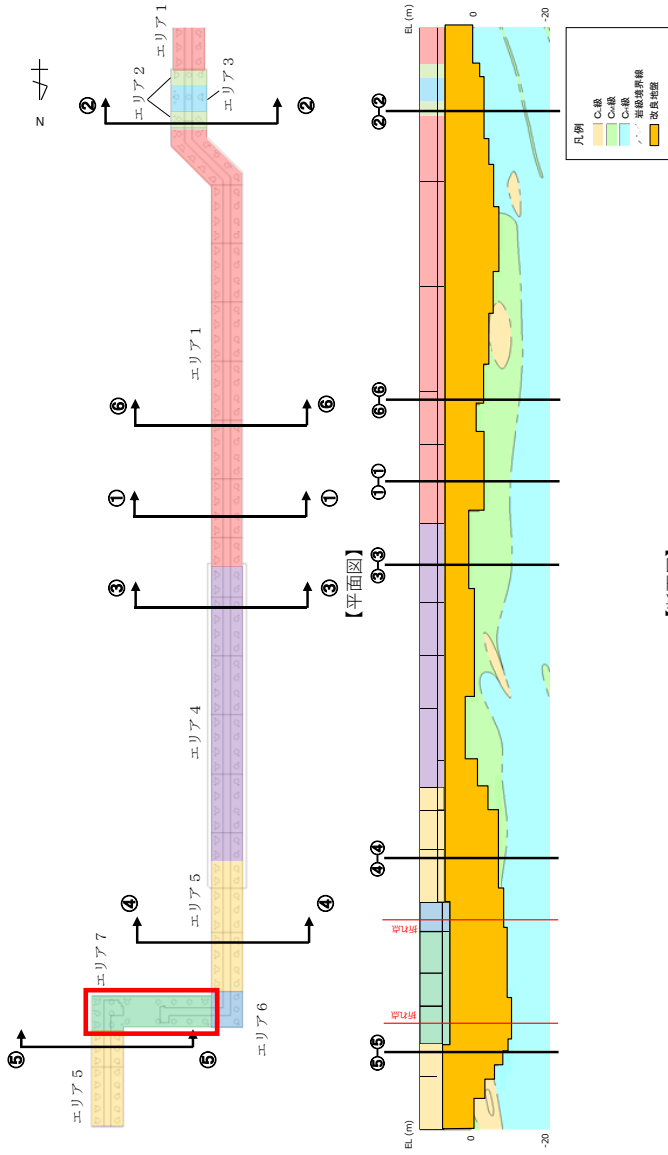


図 2.2-5 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (B-B断面)



【断面図】

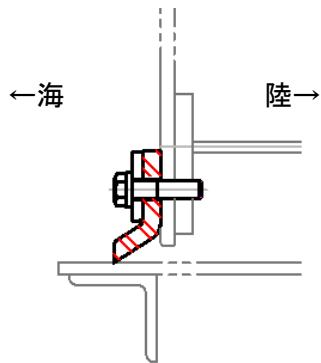
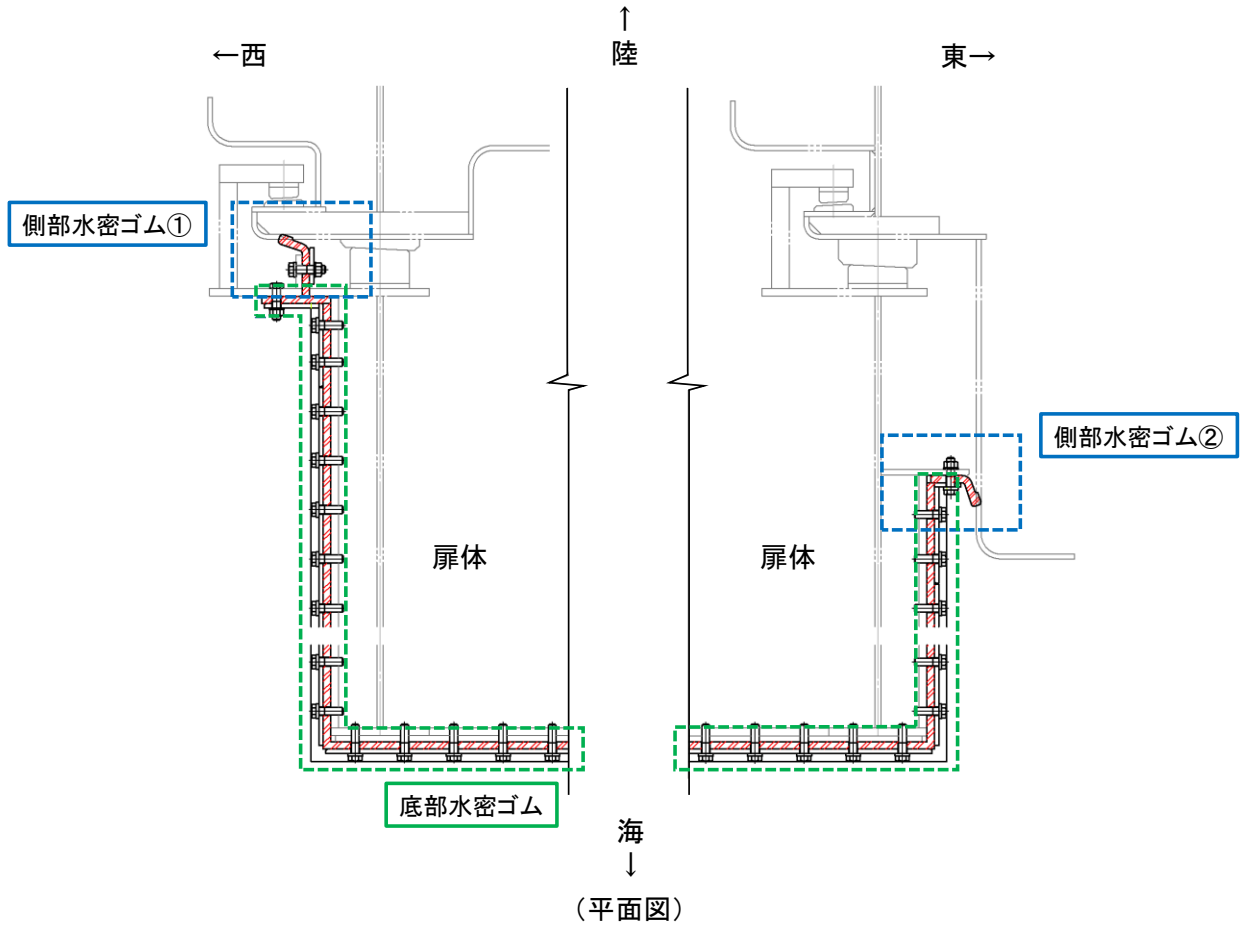
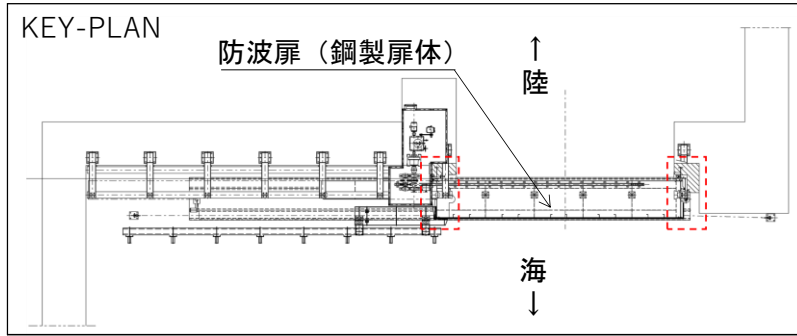
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	テンドンの 繰上引張り力 (kN)	テンドンの 見かけの風長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンド アンカ設置間隔 (mm)	設計アンカー力/ 許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

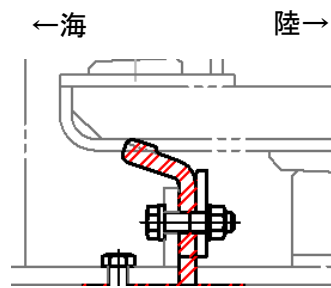
図 2.2-6(2) 逆T擁壁に設置されているグラウンドアンカの諸元

(「2.1.3 防波壁(逆T擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明」より引用。

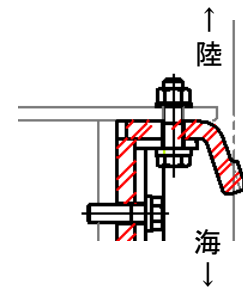
防波扉(3号機東側)の該当範囲を赤枠で加筆。)



(底部水密ゴム断面図)

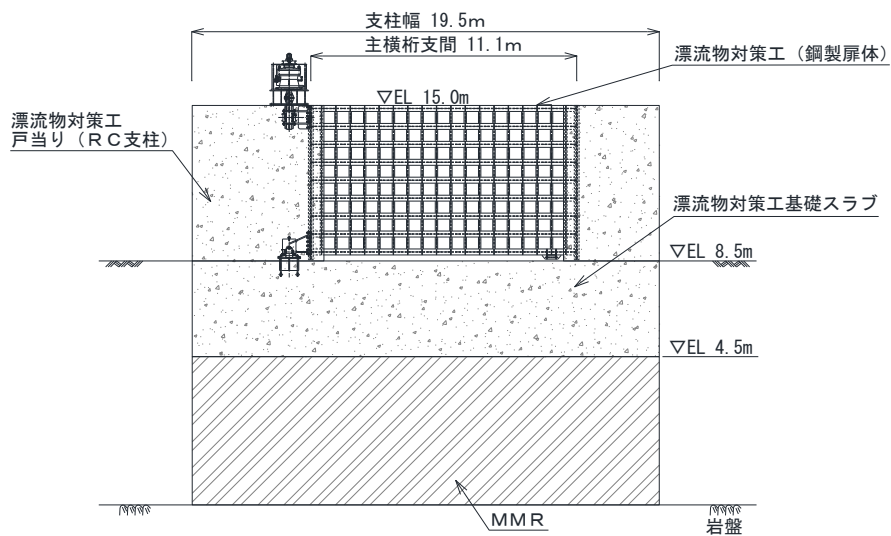
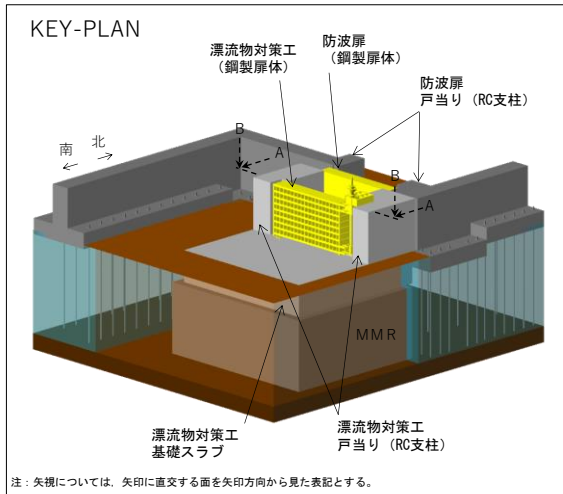


(側部水密ゴム①断面図)

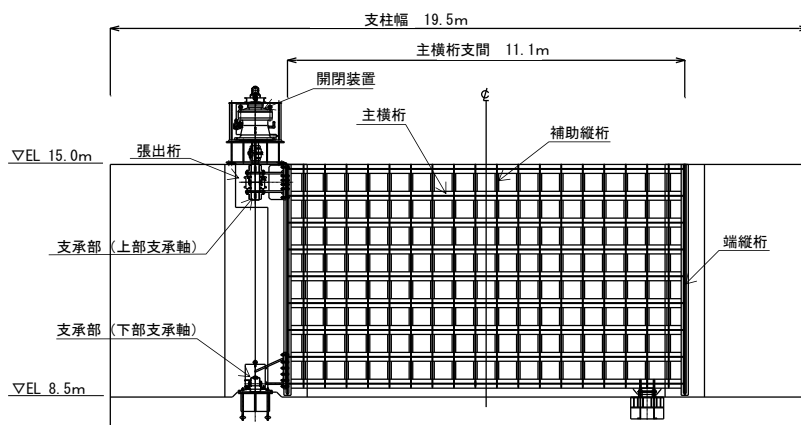


(側部水密ゴム②断面図)

図 2.2-7 水密ゴム概念図



(全体図)



(漂流物対策工 (鋼製扉体) 拡大図)

図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (A-A断面)

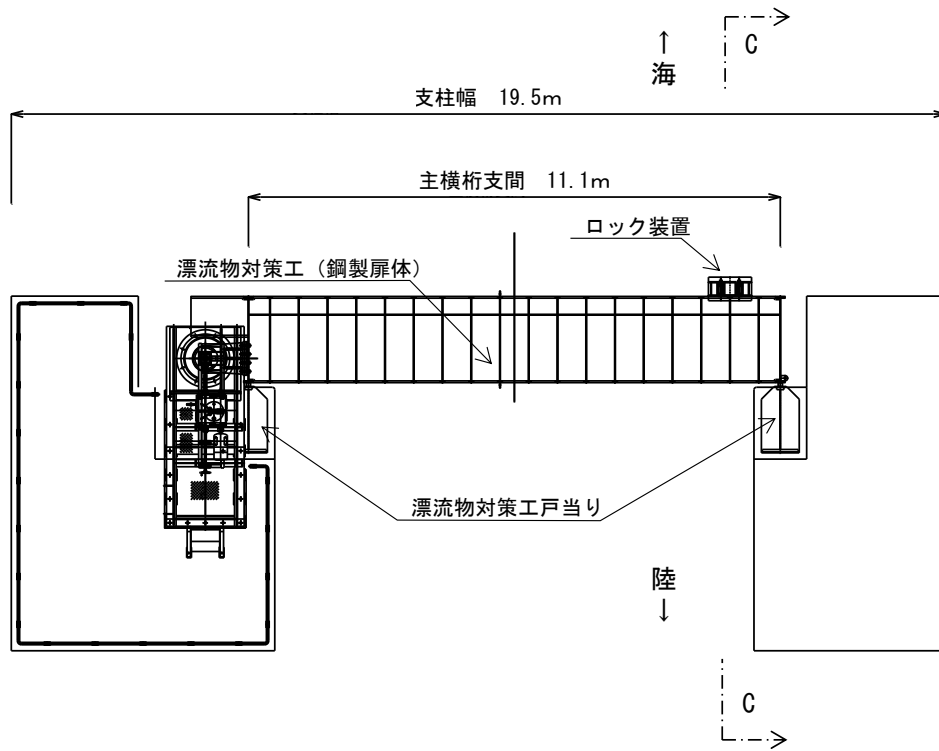


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (B-B断面)

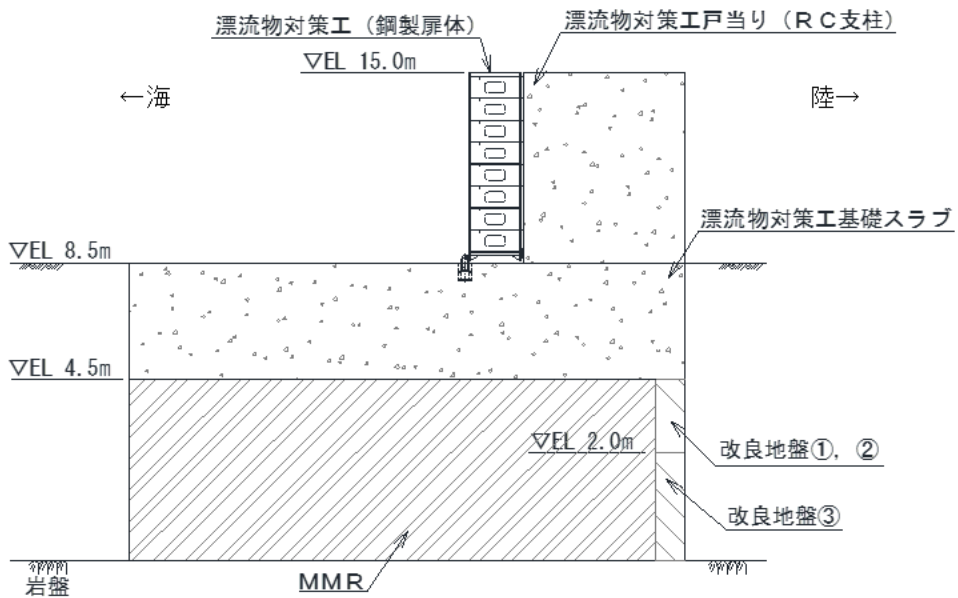
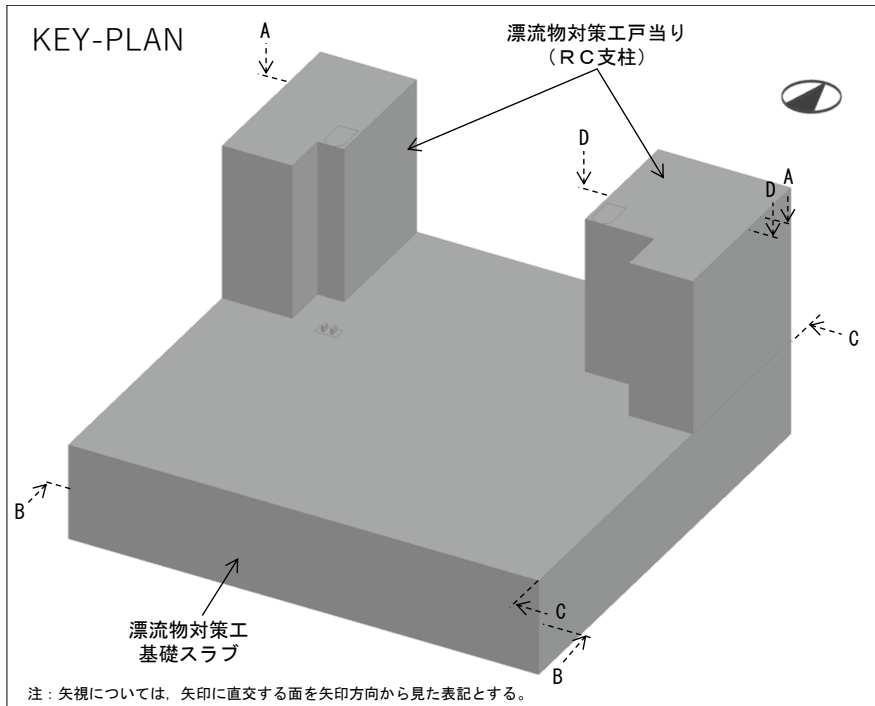


図 2.2-8(3) 漂流物対策工の構造図 (C-C断面)



(単位：mm)

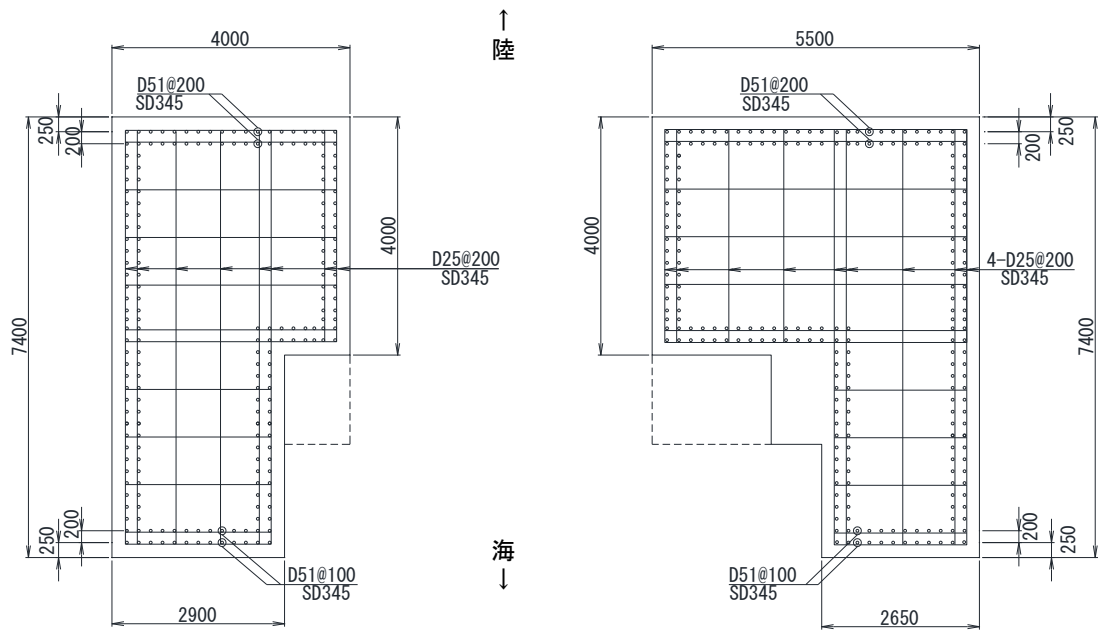


図 2.2-9 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

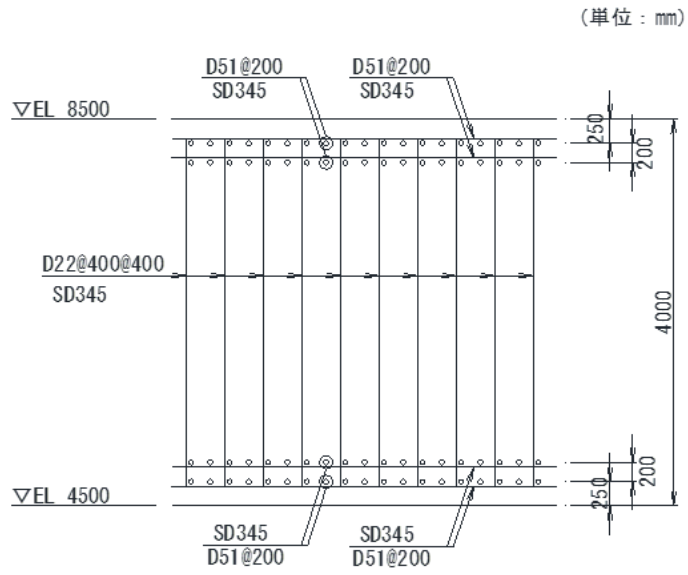


図 2.2-10 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

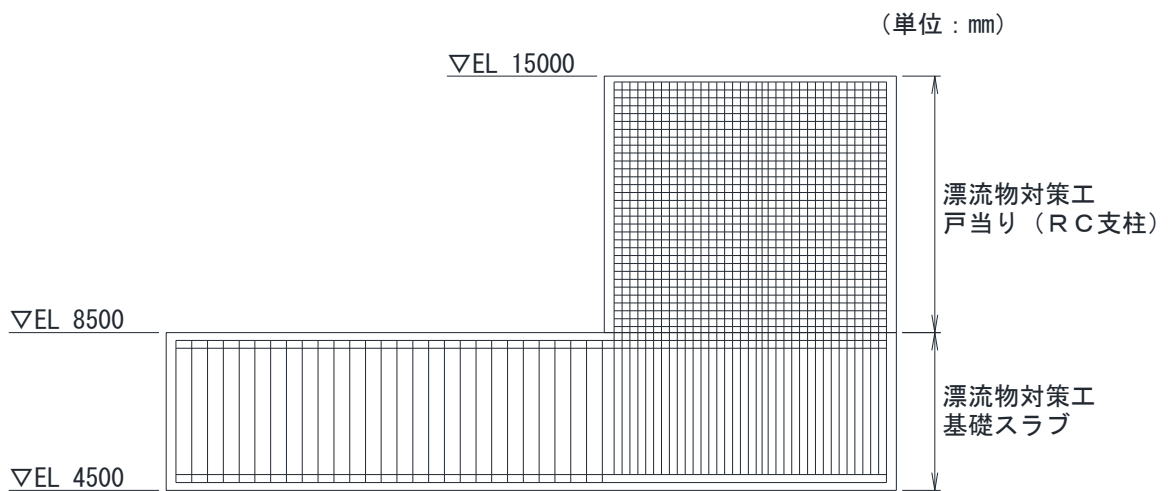
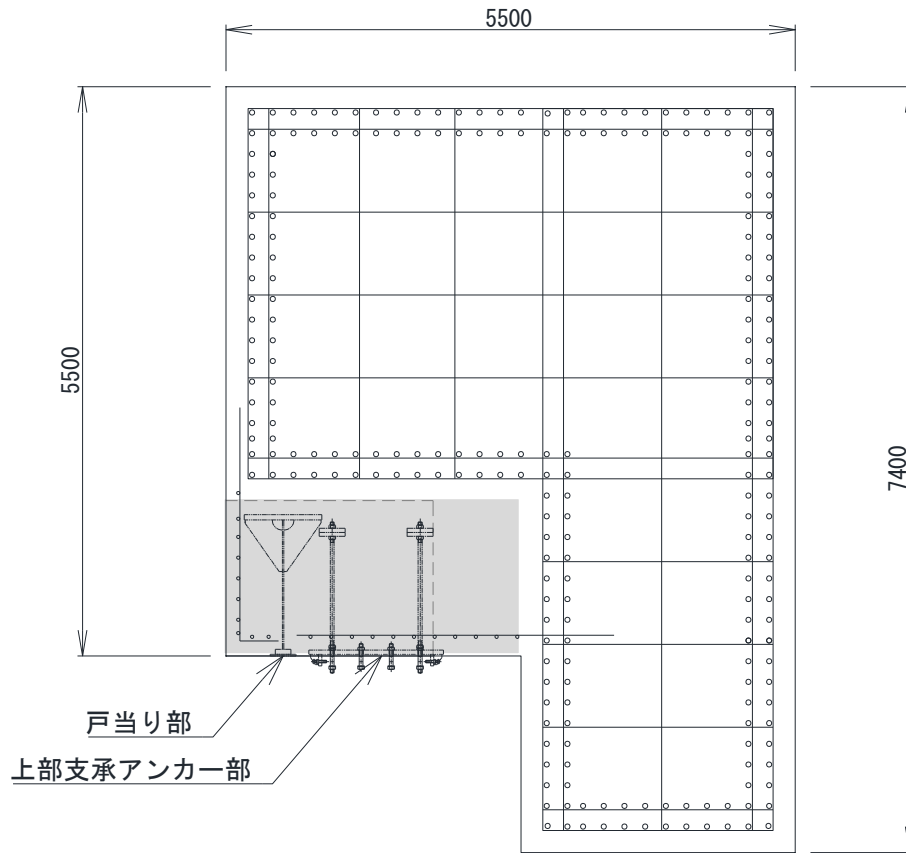


図 2.2-11 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブ
接続部の概略配筋図 (C-C 断面)

(単位 : mm)



注 : なお、戸当り部及び上部支承アンカー部には、ひび割れ補強鉄筋を配置する。
ひび割れ補強鉄筋は構造部材として期待していない。

図 2.2-12 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のアンカー一部付近の概略配筋図 (D-D断面)

2.3 評価方針

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（3号機東側）の各部位の役割及び性能目標を表2.3-1及び表2.3-2に示す。

また、防波扉（3号機東側）の強度評価は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、防波扉（3号機東側）の評価対象部位の発生応力度及びすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防波扉（3号機東側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）について行う。

なお、津波と余震に伴う荷重が作用する重畳時については、防波扉（3号機東側）前面の敷地高さ（EL 8.5m）は海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）より高いため、評価を実施しない。

防波扉（3号機東側）の強度評価は、設計基準対象施設として表2.3-3の防波扉（3号機東側）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、防波扉及び漂流物対策工は、閉状態を対象に強度評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波扉（3号機東側）の強度評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 防波扉（3号機東側）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。
	グラウンド アンカ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・漁船等の漂流物を防波扉に衝突させない。 ・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。
地盤	改良地盤 ①～③	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及びMMRを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及びMMRを鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。

表 2.3-2 防波扉（3号機東側）の各部位の性能目標

性能目標 部位		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性, 難透水性)		
施設	防波扉 (鋼製扉体)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。		
	防波扉戸当り (RC支柱)				防波扉(鋼製扉体)の支持機能を喪失して防波扉(鋼製扉体)との間から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。		
	防波扉基礎 スラブ						
	グラウンド アンカ					防波扉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 (鋼製扉体)					-	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り(RC支柱)			-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 基礎スラブ						
地盤	改良地盤 ①～③	防波扉及び漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を維持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。		
	岩盤				-		
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-		-	-	

表 2.3-3 防波扉（3号機東側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	防波扉 (鋼製扉体)	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
		防波扉戸当り (RC支柱)	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
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力、せん断応力及びグラウンドアンカによる支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		漂流物対策工 (鋼製扉体)	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
		漂流物対策工戸当り (RC支柱)	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
		漂流物対策工 基礎スラブ	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
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉 (鋼製扉体)	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
		防波扉戸当り (RC支柱)	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
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力、せん断応力及びグラウンドアンカによる支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

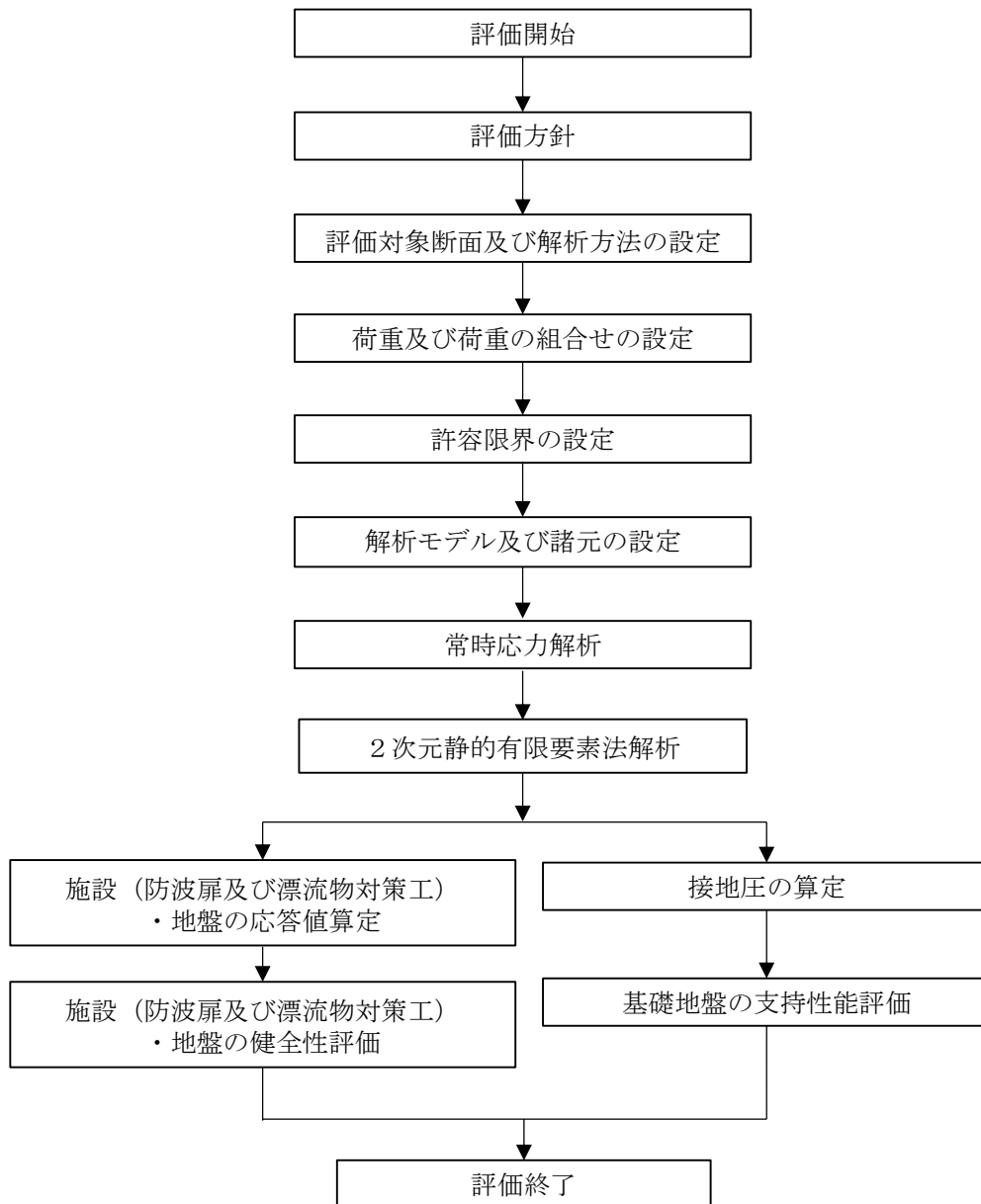


図 2.3-1 防波扉（3号機東側）の強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・機械工学便覧 ((社) 日本機械学会)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)
- ・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)
- ・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)
- ・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)
- ・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)
- ・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
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	鋼製扉体	ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会，平成 28 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
	戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会，2002 年制定)	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	グラウンドアンカ	グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 ((社) 地盤工学会，2012 年)	発生アンカー力が，許容アンカー力以下であることを確認
	改良地盤 ①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)	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接地圧以下であることを確認
応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		港湾の施設の技術上の基準・同解説 ((社) 国土交通省港湾，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 及び表 3.1-2 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製扉体)	スキンプレート	P	kN/m ²	スキンプレートに作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)
		a	mm	スキンプレートの短辺
		b	mm	スキンプレートの長辺
		k	—	スキンプレートの辺長比 (b/a)による係数
		t	mm	スキンプレートの板厚
		σ	N/mm ²	スキンプレートに生じる曲げ応力度
		σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	主横桁	W	kN/m	主横桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)
		B	m	主横桁の水密幅
		L	m	主横桁の支間長
		M	kN・m	主横桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁に生じるせん断力
		N	kN	主横桁に生じる軸力
		Z	mm ³	主横桁の断面係数
		D	m	側部水密幅
		A_w	mm ²	主横桁腹板の断面積
		A_g	mm ²	主横桁の断面積
		σ	N/mm ²	主横桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm ²	主横桁に生じるせん断応力度
		σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度		
σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度		
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度		

表 3.1-1(2) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製扉体)	補助縦桁	P	kN/m ²	補助縦桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)
		a	m	補助縦桁間隔
		b	m	主横桁間隔
		M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		Z	mm ³	補助縦桁の断面係数
		A _w	mm ²	補助縦桁腹板の断面積
		σ	N/mm ²	補助縦桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm ²	補助縦桁に生じるせん断応力度
	端縦桁	R	kN	主横桁に生じる支点反力
		A _q	mm ²	補剛材の有効断面積
		σ _c	N/mm ²	端縦桁に生じる圧縮応力度
		σ _{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
		A _w	mm ²	端縦桁腹板の有効断面積
		A _{s1}	mm ²	主横桁腹板の有効断面積
		A _{s2}	mm ²	スチフナの有効断面積
		t _w	mm	端縦桁腹板の厚さ
		t _{s1}	mm	主横桁腹板の厚さ
		t _{s2}	mm	スチフナの厚さ
		b _w	mm	端縦桁腹板の幅
		b _{s1}	mm	主横桁腹板の幅
		b _{s2}	mm	スチフナの幅
	支圧板	P	kN/m ²	支圧板に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)
		B	mm	防波扉 (鋼製扉体) の水密幅
		b	mm	支圧板の有効幅
		σ _p	N/mm ²	支圧板に生じる支圧応力度
		σ _a	N/mm ²	許容支圧応力度

表 3.1-1(3) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製 扉体)	戸当り	P	kN/m ²	防波扉（鋼製扉体）最下部に作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重）
		B	mm	防波扉（鋼製扉体）の水密幅
		b _f	mm	戸当り（底面フランジ）の幅
		t _f	mm	戸当り（底面フランジ）の厚さ
		h	mm	戸当りの埋込深さ
		L	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ
		σ	N/mm ²	戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度
		σ _p	N/mm ²	戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度
		τ	N/mm ²	戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度
		σ _{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
		σ _{cba}	N/mm ²	許容支圧応力度
		τ _{ca}	N/mm ²	許容せん断応力度

表 3.1-1(4) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
防波扉戸当り (RC支柱)	σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
	σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	防波扉戸当り (RC支柱) に生じる曲げモーメント
	N	kN	防波扉戸当り (RC支柱) に生じる軸力
	Q	kN	防波扉戸当り (RC支柱) に生じるせん断力
防波扉基礎スラブ	σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
	σ_{ba}	N/mm ²	コンクリートの短期許容支圧応力度
	σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	σ_b	N/mm ²	グラウンドアンカにより発生する支圧応力度
	T	kN	発生アンカー力
	S	mm ²	支圧板の面積
	T_a	kN	許容アンカー力
	M	kN・m	防波扉基礎スラブに生じる曲げモーメント
	N	kN	防波扉基礎スラブに生じる軸力
Q	kN	防波扉基礎スラブに生じるせん断力	
改良地盤	F_s	-	局所安全係数
基礎地盤	R_u	N/mm ²	極限支持力度
	R_d	N/mm ²	基礎地盤の最大接地圧

表 3.1-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁	M	kN・m	主横桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁に生じるせん断力
		P	kN/m	主横桁に作用する衝突荷重
		P'	kN/m	船首衝突による衝突荷重
		W	kN/m	主横桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	主横桁に作用する風荷重
		L ₁	m	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅
		a	m	主横桁の張出長さ
		L	m	主横桁の支間長
		b	m	船首衝突作用幅
		Z	mm ³	主横桁の断面係数
		A _w	mm ²	主横桁腹板の断面積
		σ	N/mm ²	主横桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm ²	主横桁に生じるせん断応力度
	σ _{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度	
	τ _a	N/mm ²	許容せん断応力度	
	張出桁	M	kN・m	張出桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	張出桁に生じるせん断力
		P	kN	張出桁に作用する衝突荷重
		W	kN/m	張出桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	張出桁に作用する風荷重
		L	m	張出長さ
		Z	mm ³	張出桁の断面係数
		A _w	mm ²	張出桁腹板の断面積
		σ	N/mm ²	張出桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm ²	張出桁に生じるせん断応力度
σ _{ca}		N/mm ²	許容曲げ応力度	
τ _a		N/mm ²	許容せん断応力度	

表 3.1-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	補助 縦桁	M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		P	kN	補助縦桁に作用する衝突荷重
		W	kN/m	補助縦桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	補助縦桁に作用する風荷重
		l	m	主横桁の間隔
		Z	mm ³	補助縦桁の断面係数
		A _w	mm ²	補助縦桁腹板の断面積
		σ	N/mm ²	補助縦桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm ²	補助縦桁に生じるせん断応力度
		σ _{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
		τ _a	N/mm ²	許容せん断応力度
	端縦桁	R	kN	端縦桁に生じる支点反力
		A _q	mm ²	補剛材の有効断面積
		σ _c	N/mm ²	端縦桁に生じる圧縮応力度
		σ _{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
		A _w	mm ²	端縦桁腹板の有効断面積
		A _{s1}	mm ²	主横桁腹板の有効断面積
		A _{s2}	mm ²	スチフナの有効断面積
		t _w	mm	端縦桁腹板の厚さ
		t _{s1}	mm	主横桁腹板の厚さ
		t _{s2}	mm	スチフナの厚さ
		b _w	mm	端縦桁腹板の長さ
b _{s1}	mm	主横桁腹板の長さ (mm)		
b _{s2}	mm	スチフナの長さ (mm)		

表 3.1-2(3) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	戸当り	W	kN/m	戸当りに作用する津波時荷重 (遡上津波荷重 + 風荷重)
		P	kN/m	戸当りに作用する衝突荷重
		C	mm	支圧板の有効幅
		L ₁	mm	漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅
		L ₂	mm	主横桁の荷重分担長さ
		L ₄	mm	衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散)
		t _w	mm	戸当り (腹板) の厚さ
		b _f	mm	戸当り (底面フランジ) の幅
		t _f	mm	戸当り (底面フランジ) の厚さ
		l ₁	mm	戸当りの埋込深さ
		l ₂	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ
		M _f	N・mm/mm	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント
		Σl	mm	せん断抵抗長さ (=l ₁ +2l ₂)
		σ _p	N/mm ²	支圧板に生じる支圧応力度
		σ _b	N/mm ²	戸当り (腹板) に生じる支圧応力度
		σ _f	N/mm ²	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度
		σ _{cb}	N/mm ²	戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度
		τ _c	N/mm ²	戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度
		σ _{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
		σ _{ba}	N/mm ²	戸当り (腹板) の許容支圧応力度
σ _{ca}	N/mm ²	戸当り (底面フランジ) の許容曲げ応力度		
σ _{cba}	N/mm ²	戸当り (コンクリート) の許容支圧応力度		
τ _{ca}	N/mm ²	戸当り (コンクリート) の許容せん断応力度		

表 3.1-2(4) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
	σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じるせん断力
漂流物対策工 基礎スラブ	σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
	σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工基礎スラブに生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じるせん断力
基礎地盤	R_u	N/mm ²	極限支持力度
	f'_a	N/mm ²	支圧強度
	R	N/mm ²	基礎地盤の最大接地圧

3.2 評価対象断面

防波扉（3号機東側）の評価対象断面は、津波荷重の作用方向を踏まえ、防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の直交方向に作用した場合の影響を評価する。防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図を図3.2-1に、縦断面図を図3.2-2に示す。

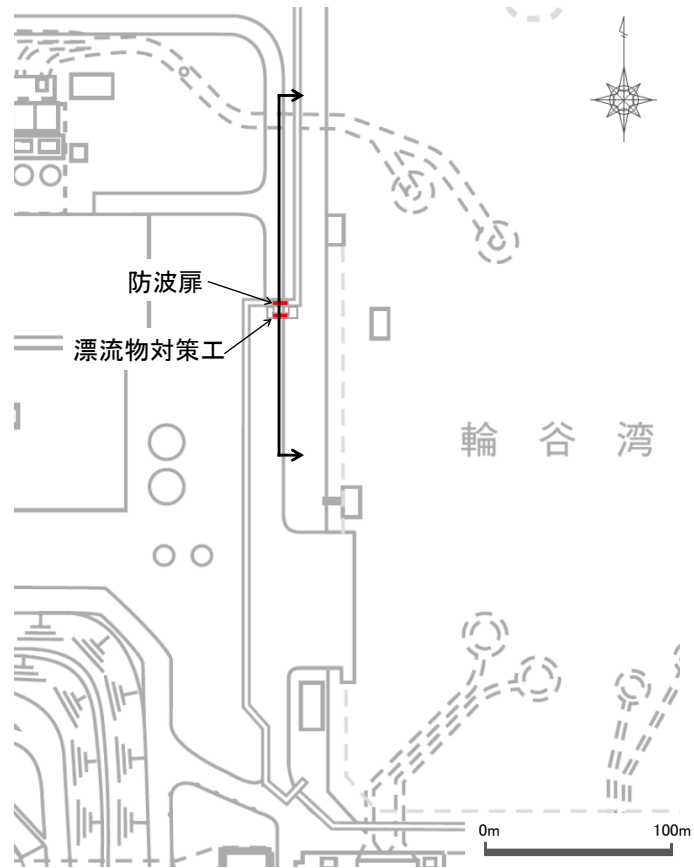


図 3.2-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図

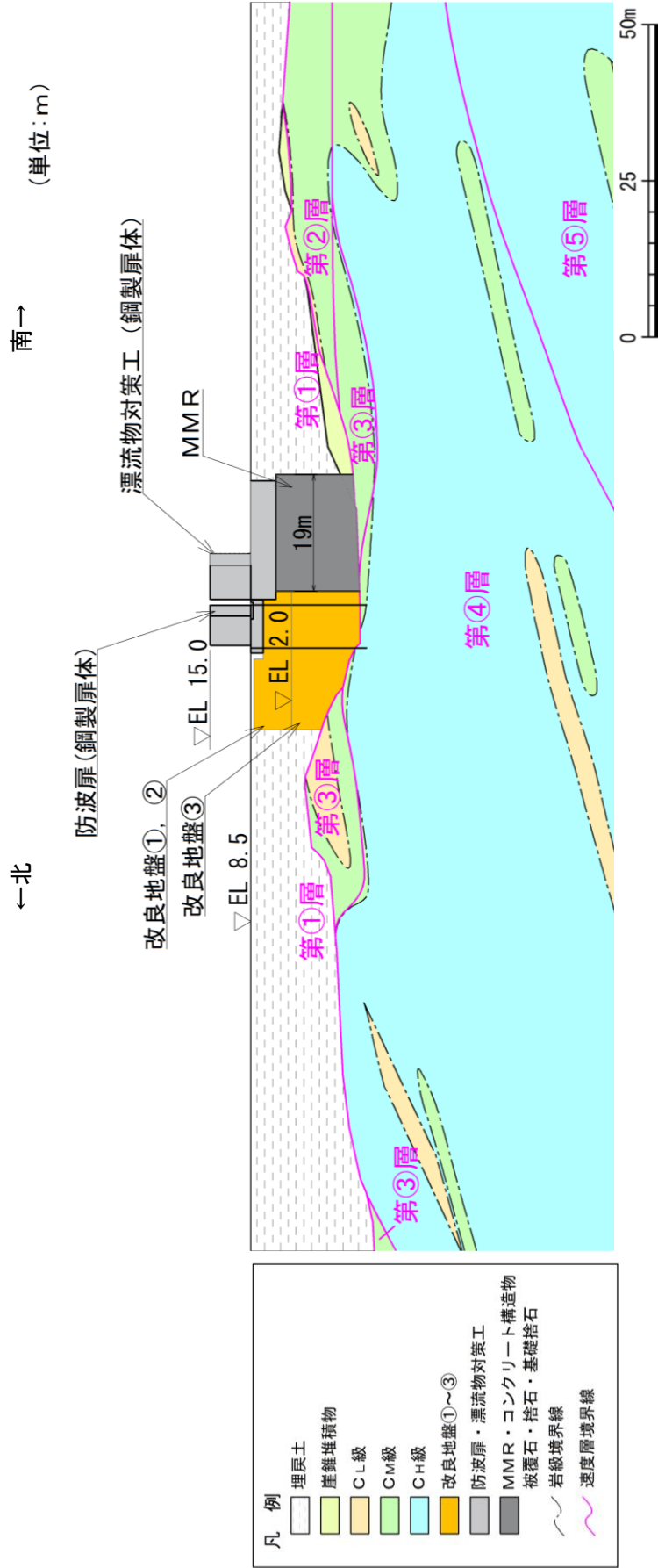


図 3.2-2 防波扉 (3号機東側) の縦断面図

3.3 解析方法

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

津波時に発生する応答値は、「3.4 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて、応力算定式又は2次元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EL 12.6mの位置に作用させる。

構造部材については、線形はり要素（ビーム要素）、非線形ばね要素及び線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

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

3.3.1 応答解析手法

防波扉（3号機東側）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の応答解析を用いる。

応答解析手法の選定フローを図3.3.1-1に示す。

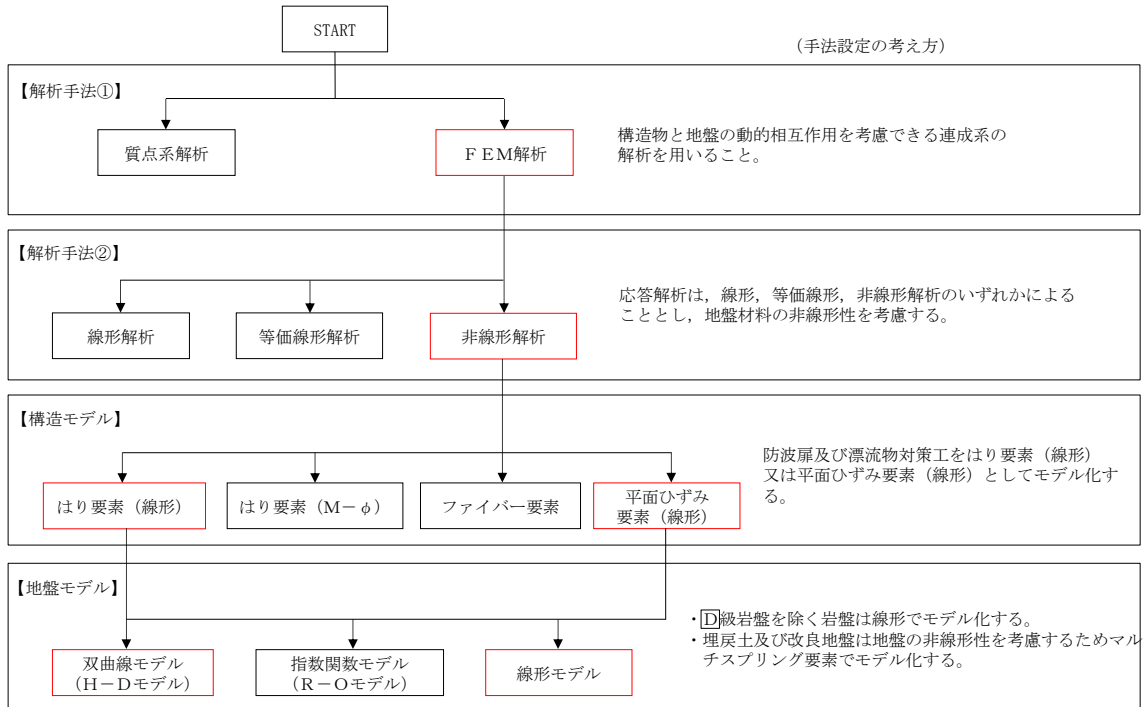


図 3.3.1-1 応答解析手法の選定フロー

3.3.2 地盤物性のばらつき

以下の理由から、地盤物性のばらつきによる耐津波解析時の照査値への影響が軽微であると考えられるため、地盤物性のばらつきを考慮しないこととする。

- ・「2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において、埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果、照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と津波による強度評価結果を比較すると、耐震評価時の照査値は強度評価時の照査値をおおむね上回っている。（津波による強度評価結果は後段に示す「5. 評価結果」参照。）

3.4 荷重及び荷重の組合せ

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

3.4.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G)

常時作用する荷重は持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び土圧を考慮する。

また、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、朝倉式により、防波壁（3号機東側）の設置高さを考慮し、津波の水位と防波扉（3号機東側）の設置高さの差分の1/2倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。

遡上津波荷重を表 3.4.1-1 に示す。

表 3.4.1-1 遡上津波荷重

防波扉及び漂流物 対策工の天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波扉及び漂流物 対策工前面の地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波扉及び漂流物 対策工前面の地盤高 での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(3) 衝突荷重 (P c)

衝突荷重については、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とすることから、漂流物対策工の強度評価において考慮する。

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

衝突荷重については、構造的特徴を踏まえて、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」の整理結果を踏まえ、「施設全体に作用する衝突荷重」、「船首衝突による衝突荷重」又は「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

a. 漂流物対策工戸当り (RC支柱) に対する衝突荷重

2次元有限要素法においては、「施設全体に作用する衝突荷重」を漂流物対策工戸当り (RC支柱) に作用させることで構造物及び地盤の強度評価を行う。図 3.4.1-1 に示すように、漂流物対策工の鋼製扉体に作用する荷重を戸当りに負担させるため、負担割合を考慮した換算率を乗じた。表 3.4.1-2 に示す評価対象構造物 20m の設計用平均荷重 (360kN/m) を上回る荷重 (491kN/m) に換算率を乗じた荷重を、戸当り (RC支柱) の EL 12.6m (津波水位) に作用させる。なお、風荷重及び遡上津波荷重についても同様の方法で換算率を乗じて設定する。

漂流物対策工における衝突荷重作用図を図 3.4.1-2 に示す。

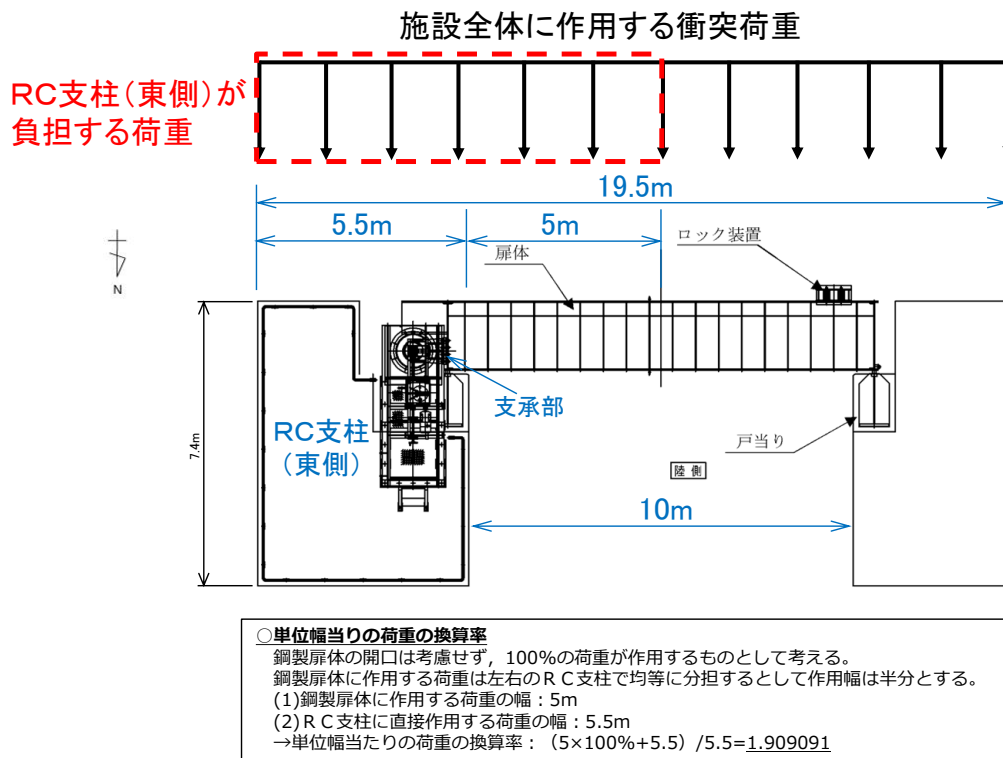


図 3.4.1-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の荷重換算率の考え方

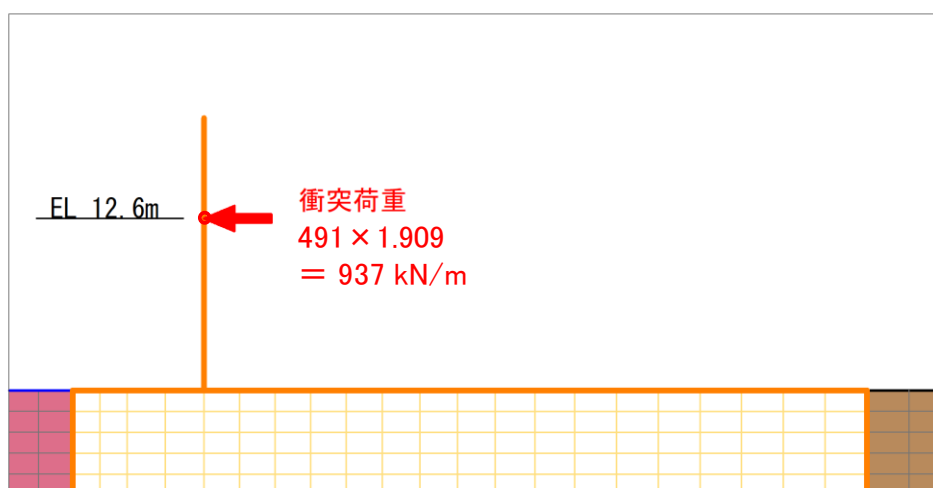


図 3.4.1-2 漂流物対策工における衝突荷重作用図

表 3.4.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重（「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.5 漂流物による衝突荷重」参照）

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

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

b. 漂流物対策工（鋼製扉体）に対する衝突荷重

漂流物対策工（鋼製扉体）の各部材については、衝突荷重の作用幅に基づき、図 3.4.1-3 に示すように、以下の衝突荷重を考慮する。

(a) 施設全体に作用する衝突荷重

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

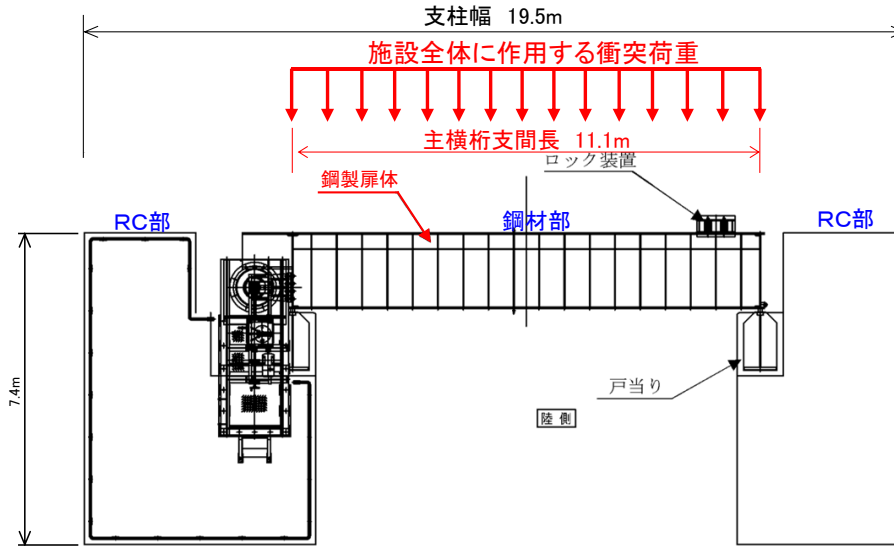
漂流物対策工はRC部と鋼材部で構成され、材料の異なる構造物が混在していることから、衝突荷重は、漂流物対策工全体ではなく、鋼材部である主横桁支間長に基づき設定する。主横桁支間長は 11.1m であることから、表 3.4.1-3 に示す評価対象構造物 11m の設計用平均荷重（430kN/m）を上回る荷重（491kN/m）を部材幅全体で強度計算において考慮する。

(b) 船首衝突による衝突荷重

鋼製扉体を構成する部材のうち主横桁については、「施設全体に作用する衝突荷重」に加えて、部材幅が船首幅を上回る鋼材であること、また、異なる材料のRC支柱で両端を支持される構造であることを踏まえ、「船首衝突による衝突荷重」として、表 3.4.1-3 に示す評価対象構造物 6m の設計用平均荷重（520kN/m）を、曲げ照査が厳しくなる位置に作用幅 6m で強度計算において考慮する。

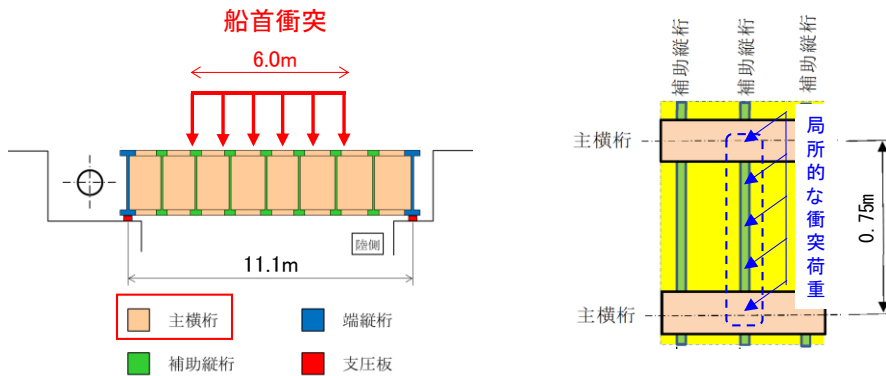
(c) 局所的な漂流物衝突荷重

部材幅が 1m 未満の部材（補助縦桁）については、部材幅のうち最も評価が厳しい作用位置に「局所的な漂流物衝突荷重」である 1200kN を強度計算において考慮する。



(平面図)

鋼製扉体に作用する衝突荷重



(平面図)

(正面図)

船首衝突を考慮する部材(主横桁)

部材幅が1m未満の部材(補助縦桁)

図 3. 4. 1-3 漂流物対策工 (鋼製扉体) の衝突荷重の载荷イメージ

表 3. 4. 1-3 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)
評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

(4) 風荷重 (P_k)

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

(5) 積雪荷重 (P_s)

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

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成 17 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号）」により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.4.2-1 に、強度評価に用いる荷重作用図を図 3.4.2-1 に示す。なお、漂流物対策工については、漂流物対策工（鋼製扉体）は格子構造であるが、安全側に漂流物対策工（鋼製扉体）の全面に荷重を作用させる。

表 3.4.2-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

P_k : 風荷重

P_s : 積雪荷重

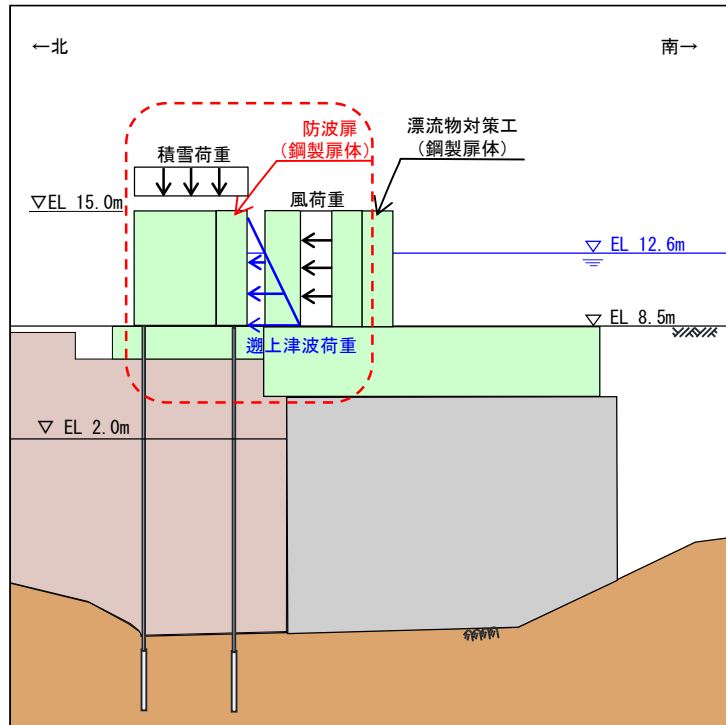


図 3.4.2-1(1) 強度評価に用いる荷重作用図 (津波時, 防波扉)

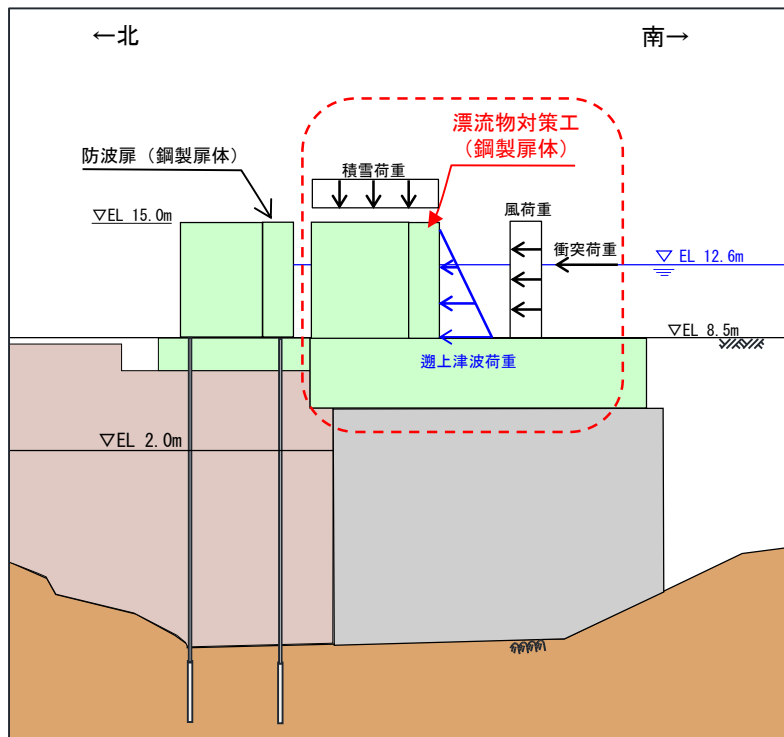


図 3.4.2-1(2) 強度評価に用いる荷重の荷重作用図 (津波時, 漂流物対策工)

3.5 解析モデル及び諸元

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

3.5.1 解析モデル

防波扉（3号機東側）の解析モデルを図3.5.1-1に示す。

(1) 解析領域

2次元有限要素法解析モデルは、「2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明」で使用した検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

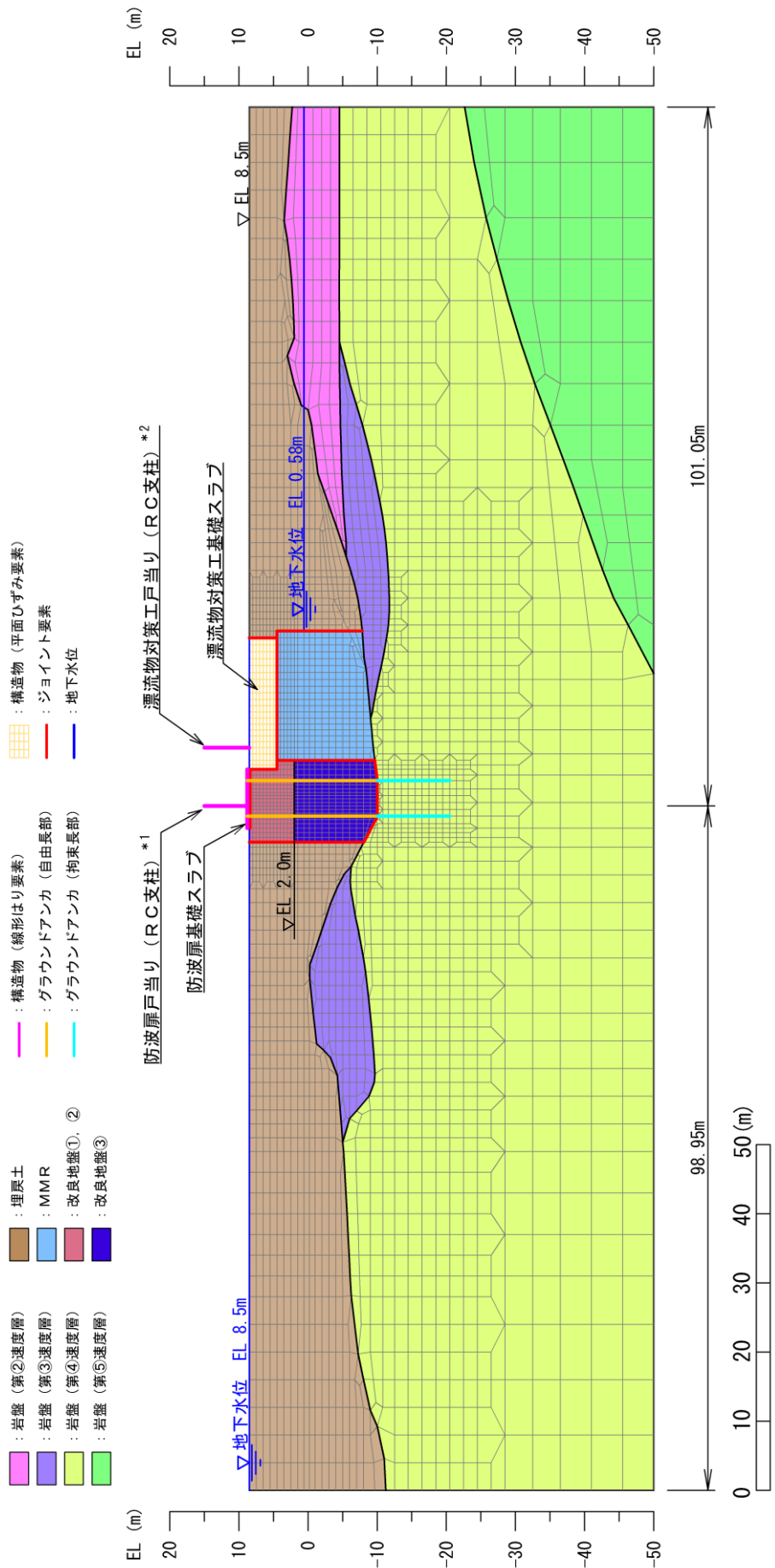
(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-2に示す。

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3.5.1-3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。



注記 *1:線形はり要素の全体の節点において、防波扉 (鋼製扉体) を付加重量として考慮する。
 *2:線形はり要素の上下端において、漂流物対策工 (鋼製扉体) を付加重量として考慮する。

図 3.5.1-1 防波扉 (3号機東側) の解析モデル (評価対象断面)

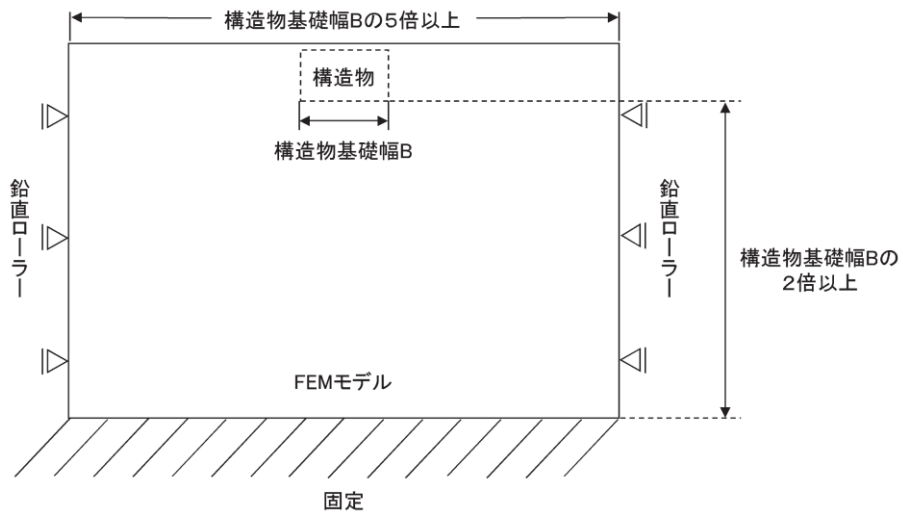


図 3.5.1-2 常時応力解析モデル概念図

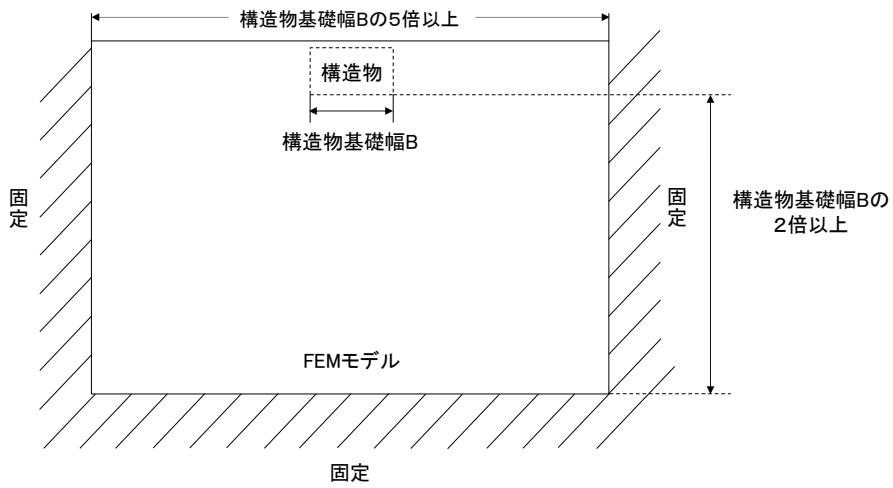


図 3.5.1-3 応力解析モデル概念図

(3) 構造物のモデル化

応答解析において、構造物については線形はり要素（ビーム要素）、非線形ばね要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお、2次元有限要素法解析モデルは単位奥行き（1m）とする。構造物のモデル化の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

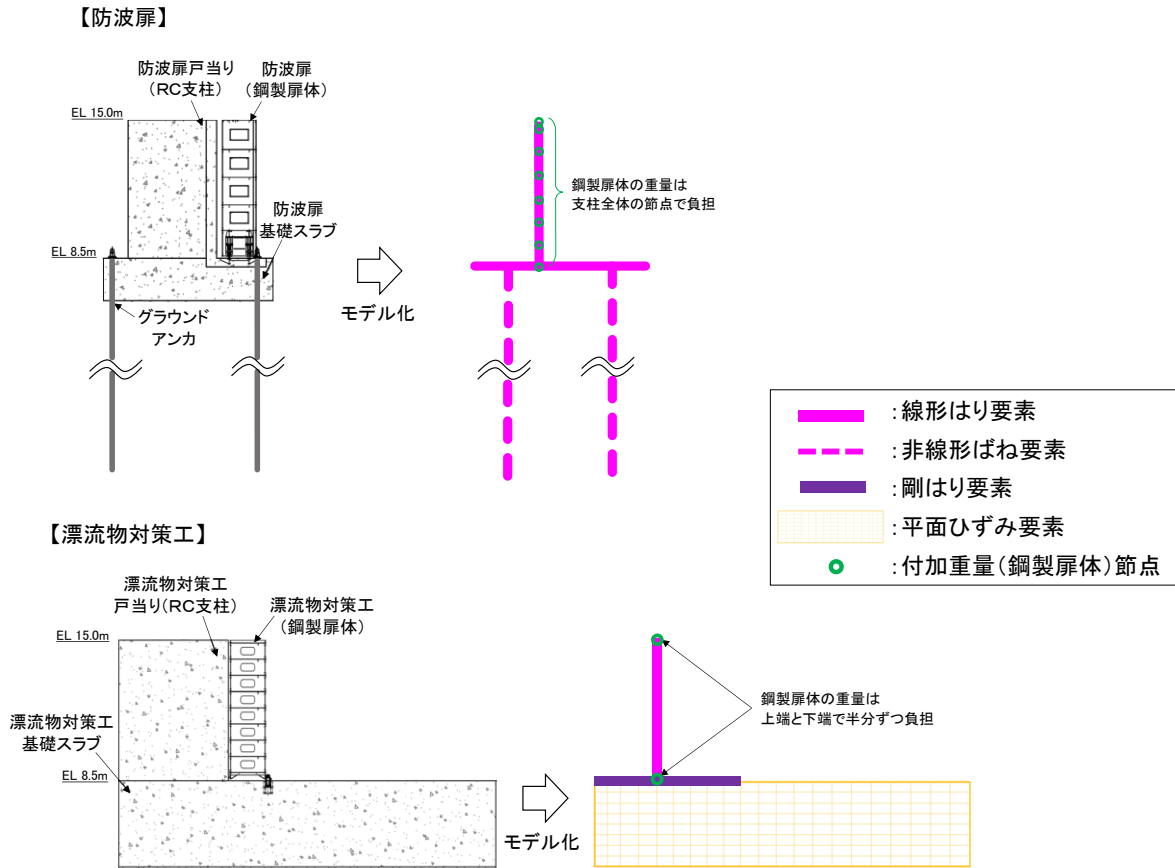


図 3.5.1-4 構造物のモデル化の概念図

a. 防波扉

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブは線形はり要素（ビーム要素）、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化する。なお、防波扉戸当り（RC支柱）は図心位置でモデル化する。防波扉（鋼製扉体）については、防波扉戸当り（RC支柱）全体の節点で負担するように付加重量を設定する。

また、防波扉基礎スラブにおいては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（図 3.5.1-5 参照）に準拠し、部材端より部材厚さの 1/4 内側から部材中心までを剛域とする（図 3.5.1-7（1）参照）。

なお、グラウンドアンカのモデル化方法及びその妥当性の検証については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において示す。

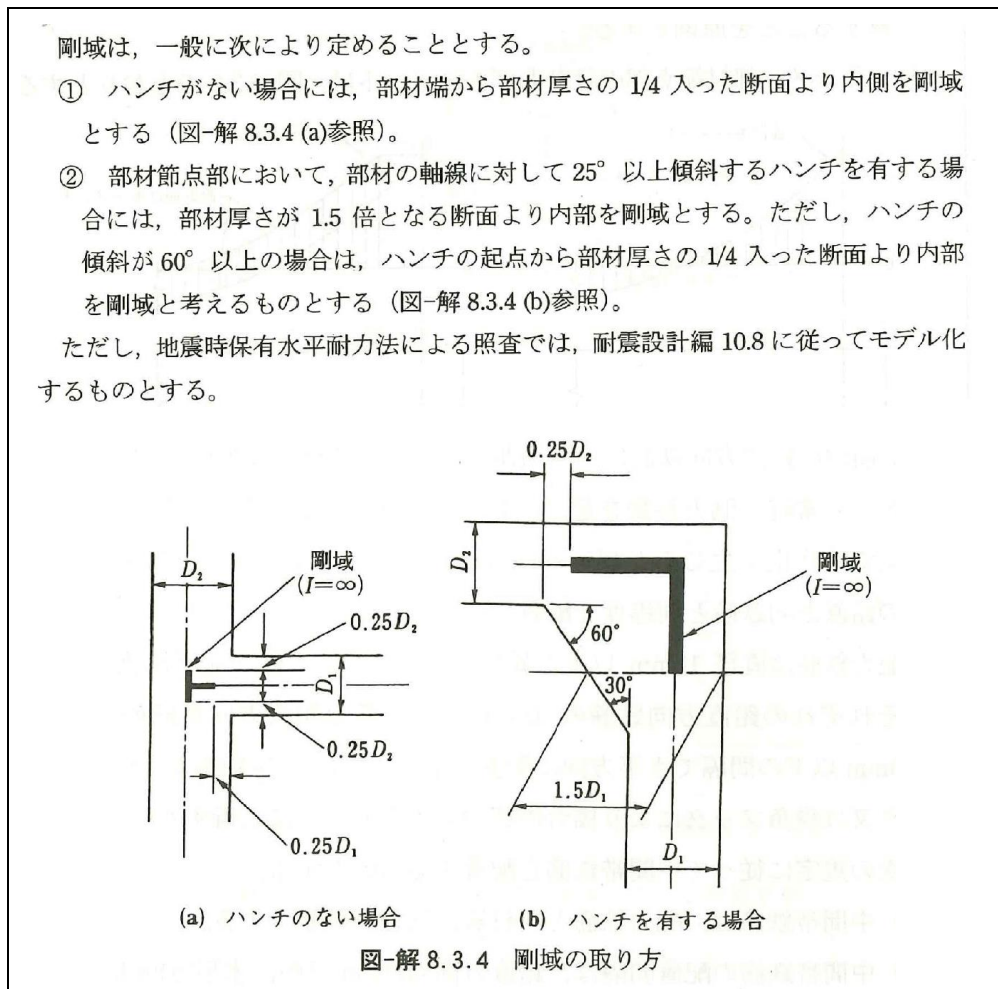


図 3.5.1-5 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。線形はり要素（ビーム要素）の断面二次モーメントについては、図 3.5.1-6 に示すように、支承部を設けている支柱（東側）の主部全体の断面二次モーメントを求め、支柱幅（5.5m）で除すことで支柱幅 1m 当たりの断面二次モーメントを算出し、その値を設定値とする。なお、戸当り部については、剛性に寄与しないものと判断し、重量のみ考慮する。（支柱照査用断面は「3.8 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、剛構造として扱うこと及び戸当り（RC支柱）に支承部で固定されることから、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の上下端の節点において付加重量として設定する。

漂流物対策工基礎スラブについては、厚さ 4m の鉄筋コンクリートを地中に設置することから、埋込み効果を適切に考慮するために平面ひずみ要素としてモデル化する。なお、漂流物対策工戸当り（RC支柱）と基礎スラブの境界部については剛はり要素でモデル化する。

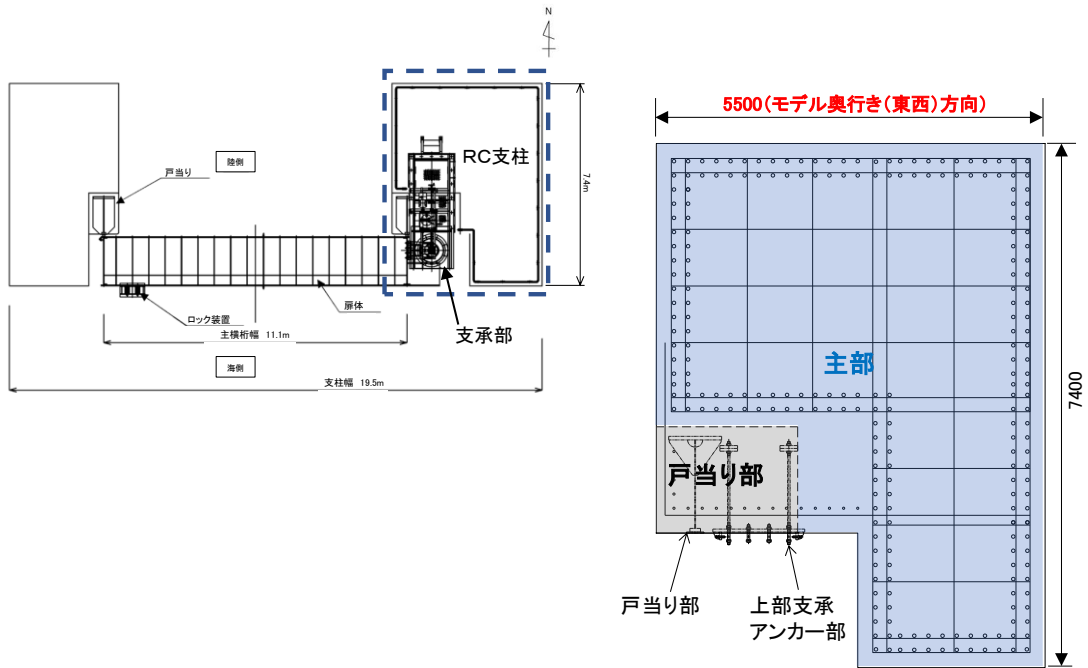


図 3.5.1-6 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ並びに漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブに対する照査実施範囲は、曲げについては道路橋示方書（図3.5.1-8），「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）」（図3.5.1-9）に基づき，図3.5.1-7に示すように，支柱と基礎スラブの接合部は照査対象外とし，部材端より外側を対象とする。

照査範囲を踏まえ，漂流物対策工のRC支柱と基礎スラブの接続部の上端は，剛梁要素でモデル化する。

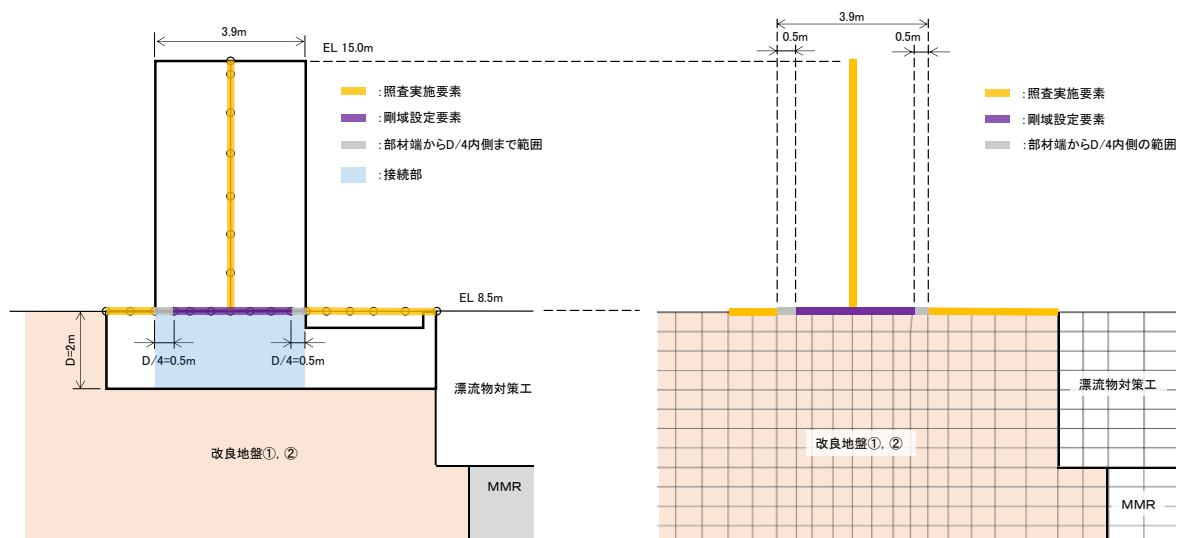


図 3.5.1-7 (1) 剛域設定の概念図及び照査範囲（防波扉）

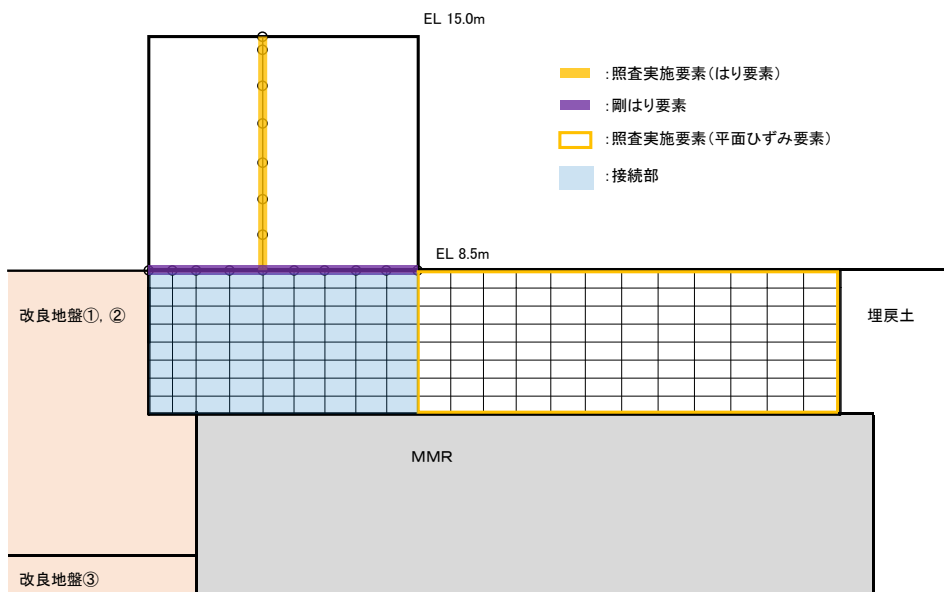


図 3.5.1-7 (2) 剛域設定の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2のとおりとする。

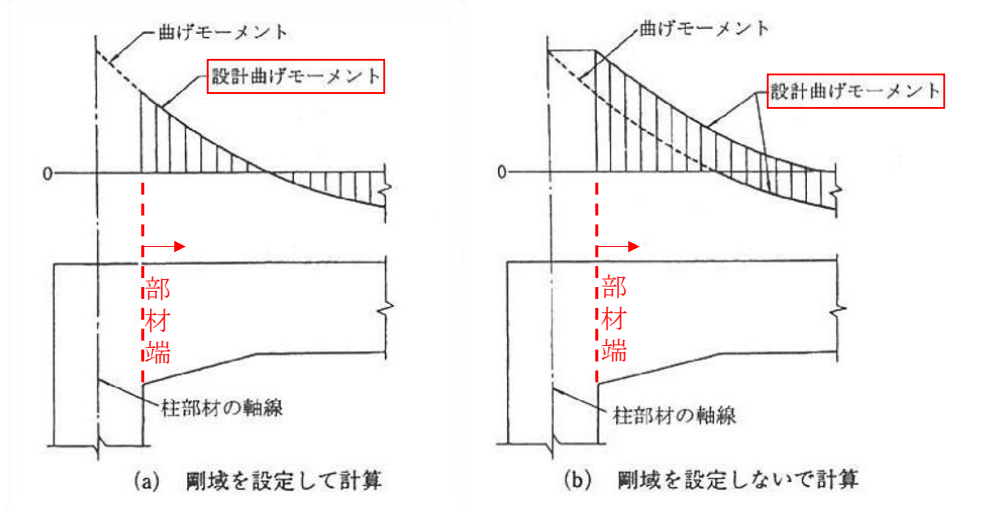


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.1-8 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（「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）」）

（5）部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

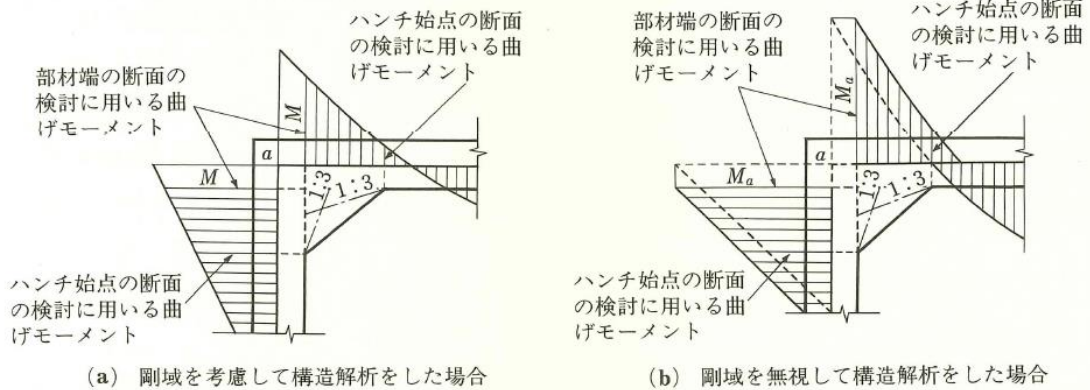


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.1-9 照査に用いる断面力の算定位置の根拠

（「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」）

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。

(5) ジョイント要素の設定

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

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

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾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 3.5.1-10 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 3.5.1-11 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、「港湾基準」（図 3.5.1-12 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-13 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

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

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

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

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

図 3.5.1-10 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（「港湾基準」抜粋）

よって、

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

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

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

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

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

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

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

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

図 3.5.1-11 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠
 （「港湾構造物設計事例集」抜粋）

9 摩擦係数

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

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

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

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

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

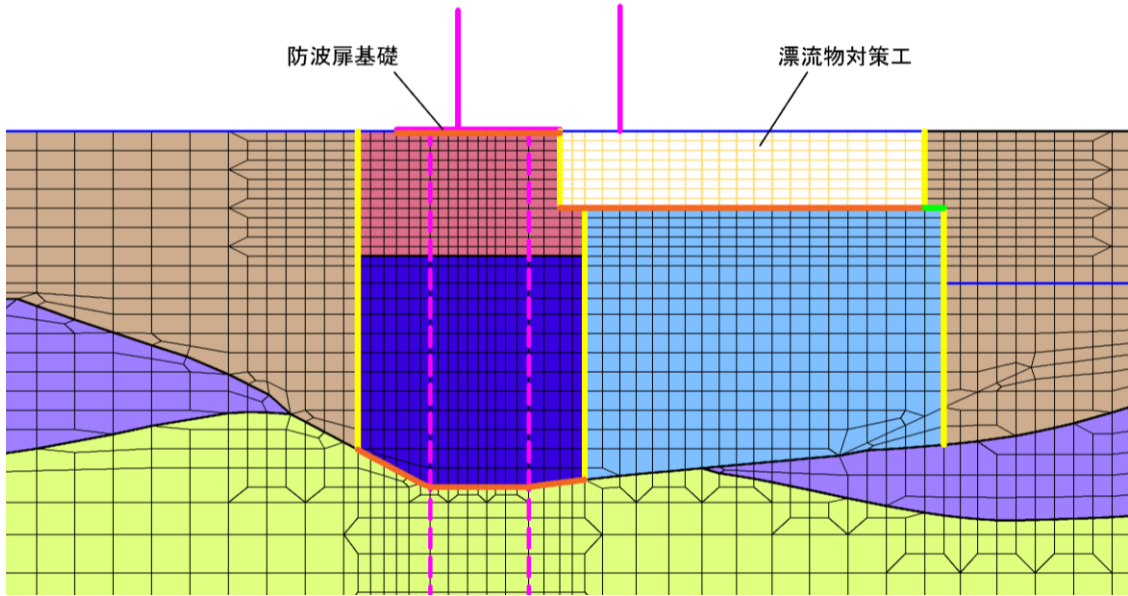
注 2) セルラーブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-12 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数
 （「港湾基準」抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15° と設定
			改良地盤③			
			MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤①②	MMR			
			漂流物対策工			
改良地盤③	MMR					
水平方向	境界 2	改良地盤①②	漂流物対策工	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57°
			防波扉基礎			
		MMR	漂流物対策工			
		岩盤	改良地盤③			
	境界 3	MMR	埋戻土	0	30.96	

- : 岩盤 (第2速度層)
- : 岩盤 (第3速度層)
- : 岩盤 (第4速度層)
- : 岩盤 (第5速度層)
- : 埋戻土
- : MMR
- : 改良地盤①②
- : 改良地盤③
- : 構造物 (線材)
- : 構造物 (グラウンドアンカ)
- : 構造物 (平面ひずみ要素)
- : 地下水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)
- : ジョイント要素 (境界3)



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

図 3.5.1-13 3号東断面におけるジョイント要素の配置図

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

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.1-14 に示す。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のばね定数

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

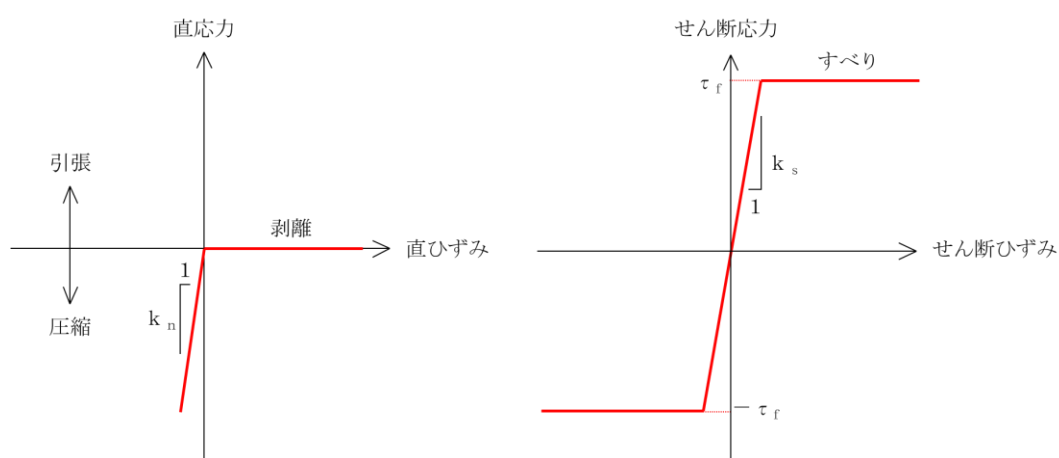


図 3.5.1-14 ジョイント要素の力学特性

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

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 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に、グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を図 3.5.2-1 に示す。

表 3.5.2-1(1) 使用材料（防波扉）

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

表 3.5.2-1(2) 使用材料（漂流物対策工）

材料		諸元
漂流物対策工戸当り（RC支柱） 漂流物対策工基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：40N/mm ²
漂流物対策工（鋼製扉体）		SBHS700, SM570

表 3.5.2-2(1) 材料の物性値（防波扉）

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

注記*：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）

表 3.5.2-2(2) 材料の物性値（漂流物対策工）

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 ⁴ *	0.2*

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説

（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

表 3.5.2-2(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏引張力 (kN)	設計アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
14777	2400	1650	112

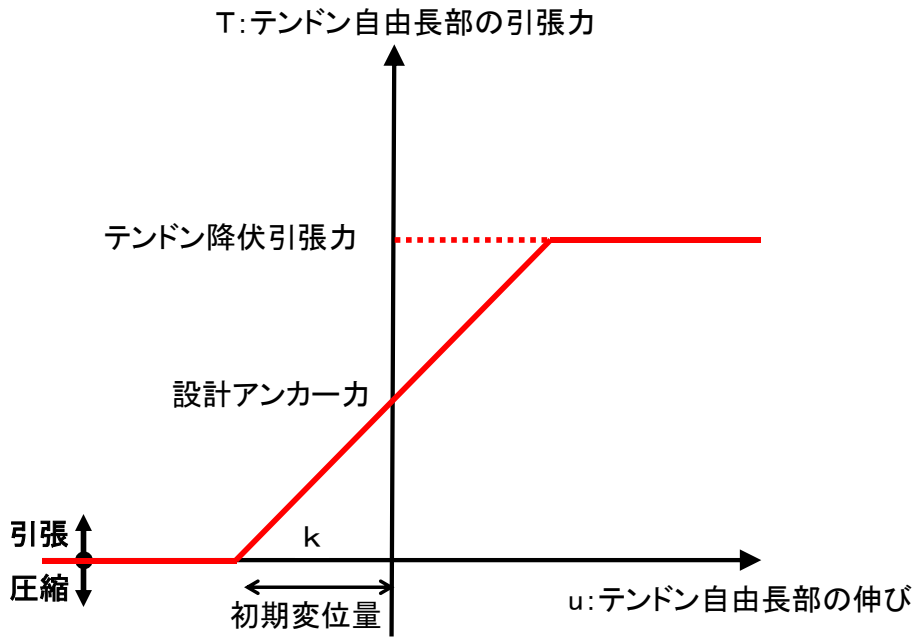


図 3.5.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-4 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

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

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 改良地盤)

対象施設		防波扉 (3号機東側)	
種別 (工法, 地盤種別)		改良地盤①, ② (薬液注入)	改良地盤③ (薬液注入)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	765800	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.00	40.54

表 3.5.3-3 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

表 3.5.3-4 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 3号機エリア)

	岩盤② 速度層	岩盤③ 速度層	岩盤④ 速度層	岩盤⑤ 速度層
P波速度 V_p (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度 V_s (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量 γ (kN/m ³)	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比 ν_d	0.42	0.39	0.36	0.34

3.5.4 地下水位

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

表 3.5.4-1 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波扉 (3号機東側)	漂流物対策工より陸側 : EL 8.5m 漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設・地盤の健全性評価

(1) 防波扉

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、グラウンドアンカ及び改良地盤①～③とする。

(2) 漂流物対策工

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブとする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

(1) 防波扉

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉を支持する基礎地盤（改良地盤及び岩盤）とする。

(2) 漂流物対策工

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤及び岩盤）とする。

3.7 許容限界

許容限界は、「3.6 評価対象部位」にて設定した評価対象部位の応力度や変形の状態を考慮し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.7.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき、表 3.7.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-1 防波扉（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
スキンプレート	SM490	許容曲げ応力度 σ_a	160	240
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 σ_a	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 σ_a	120	180
		許容せん断応力度 τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 σ_{ca}	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_a	150	225
戸当り (底面フランジ)	SM490	許容曲げ応力度 σ_a	160	240
戸当り (コンクリート)	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_a	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_a	0.40	0.60

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表3.7.1-2に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-2 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (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
許容支圧応力度 σ_{ba}		12.0	18.0
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〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」に基づき，テンドンの許容引張力 T_{as} ，テンドンの許容拘束力 T_{ab} 及びテンドンの許容引抜力 T_{ag} を表3.7.1-3のとおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力 T_{ab} を許容アンカー力 T_a として採用する。

表 3.7.1-3 グラウンドアンカの許容限界

種別	許容値 (kN)
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	2120

(4) 改良地盤

改良地盤の施設・地盤の健全性評価に用いる許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）」を準用し、表 3.7.1-4 に改良地盤の許容限界を示す。

表 3.7.1-4 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.1-5 に示す。

表 3.7.1-5 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度 R _u	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4

3.7.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，表3.7.2-1に示す短期許容応力度とする。

表3.7.2-1 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	204 ^{*1,*} 2	306
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 [*]	525
戸当り （コンクリート）	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率2.0で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」及び「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，横倒れ座屈を考慮する。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表 3.7.2-2 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.2-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	14.0
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.55	0.82
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 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年制定）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(3) 基礎地盤

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

表 3.7.2-3 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度 R_u	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
支圧強度 f'_a	MMR		18.0

3.8 評価方法

防波扉（3号機東側）の耐震評価のうち、防波扉（鋼製扉体）、漂流物対策工（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）については、構成する各部材に発生する発生応力度又は作用荷重を算定式より算出し、「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

また、グラウンドアンカ、防波扉基礎スラブ、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及び基礎地盤は、2次元有限要素法より算定した発生応力度又は発生断面力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。2次元有限要素法における応力算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.8.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

a. スキンプレート

スキンプレートは、4辺が固定された平板としてモデル化し、津波荷重が作用することでスキンプレートに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの評価イメージ図を図 3.8.1-1 に示す。

$$\sigma = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{P \times 10^{-3}}{t^2}$$

ここで、

- σ : スキンプレートに生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- k : スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数
- a : スキンプレートの短辺 (mm)
- b : スキンプレートの長辺 (mm)
- P : スキンプレートに作用する津波時荷重
(遡上津波荷重+風荷重) (kN/m²)
- t : スキンプレートの板厚 (mm)

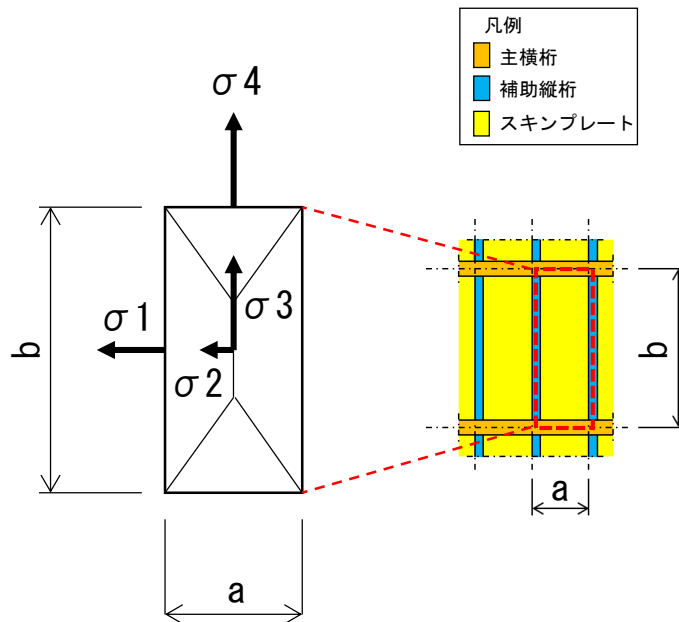


図 3.8.1-1 スキンプレートの評価イメージ図

b. 主横桁

主横桁は、戸当りとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の評価対象部を図 3.8.1-2 に、主横桁の評価イメージ図を図 3.8.1-3 に示す。

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

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

$$N = W \cdot D$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10}{Z} + \frac{N \cdot 10^3}{A_g}$$

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

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

N : 主横桁に生じる軸力 (kN)

σ : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm²)

W : 主横桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重) (kN/m)

B : 主横桁の水密幅 (m)

L : 主横桁の支間長 (m)

D : 側部水密幅 (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm³)

A_g : 主横桁の断面積 (mm²)

A_w : 主横桁腹板の断面積 (mm²)

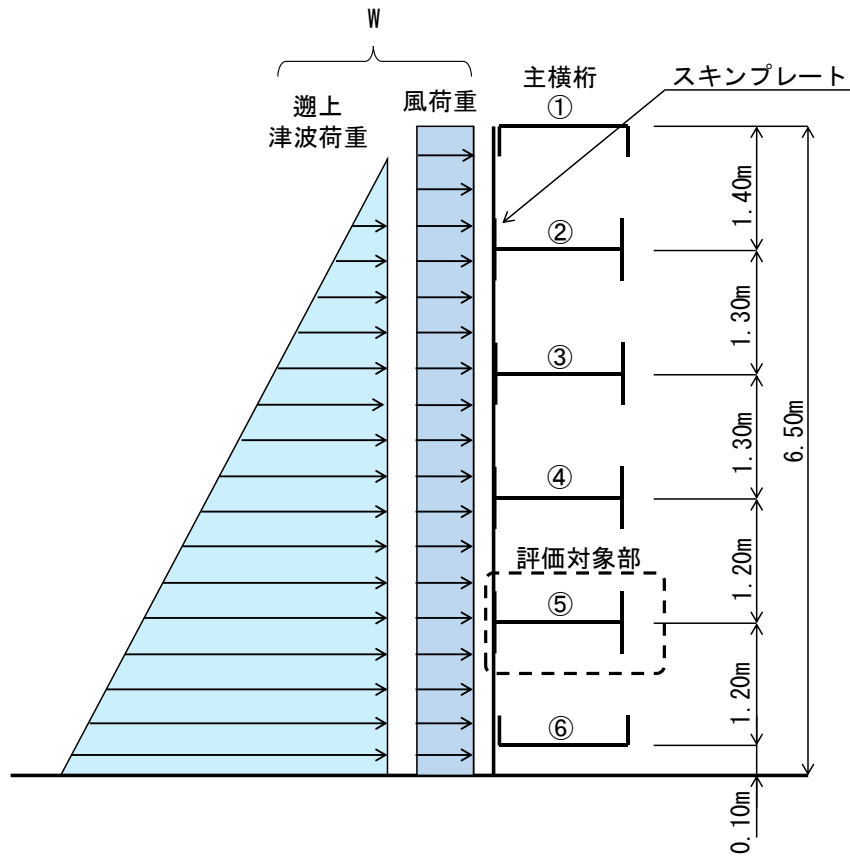


図 3.8.1-2 主横桁の評価対象部

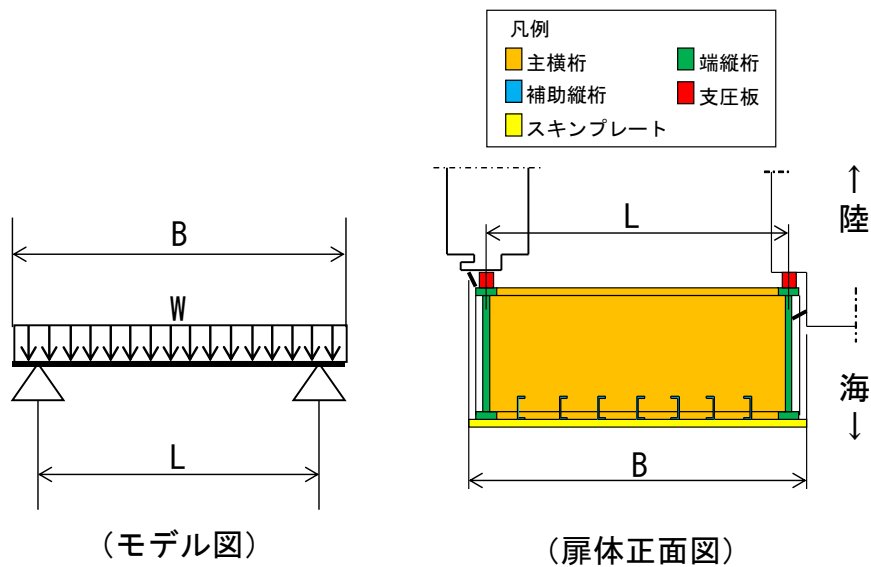


図 3.8.1-3 主横桁の評価イメージ図

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の評価イメージ図を図 3.8.1-4 に示す。

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

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

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

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

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

σ : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm²)

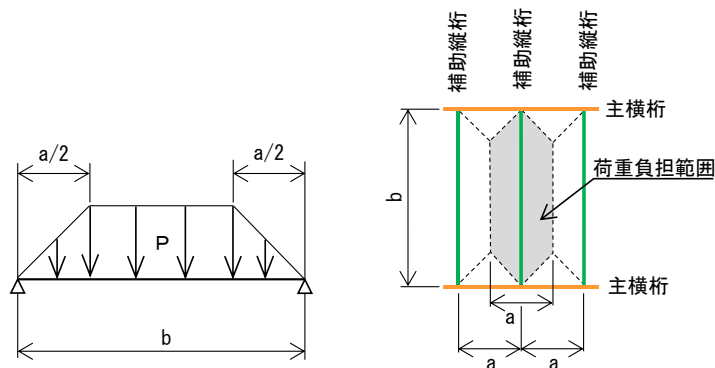
P : 補助縦桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重) (kN/m²)

a : 補助縦桁間隔 (m)

b : 主横桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_w : 補助縦桁腹板の断面積 (mm²)



(モデル図)

(正面図)

図 3.8.1-4 補助縦桁の評価イメージ図

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 3.8.1-5 に示す。

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

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

$$A_w = 2b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

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

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

ここで,

σ_c : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

R : 主横桁に生じる支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効断面積 (mm²)

A_w : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm²)

A_{s1} : 主横桁腹板の有効断面積 (mm²)

A_{s2} : スチフナの有効断面積 (mm²)

b_w : 端縦桁腹板の幅 (mm)

t_w : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

b_{s1} : 主横桁腹板の幅 (mm)

t_{s1} : 主横桁腹板の厚さ (mm)

b_{s2} : スチフナの幅 (mm)

t_{s2} : スチフナの厚さ (mm)

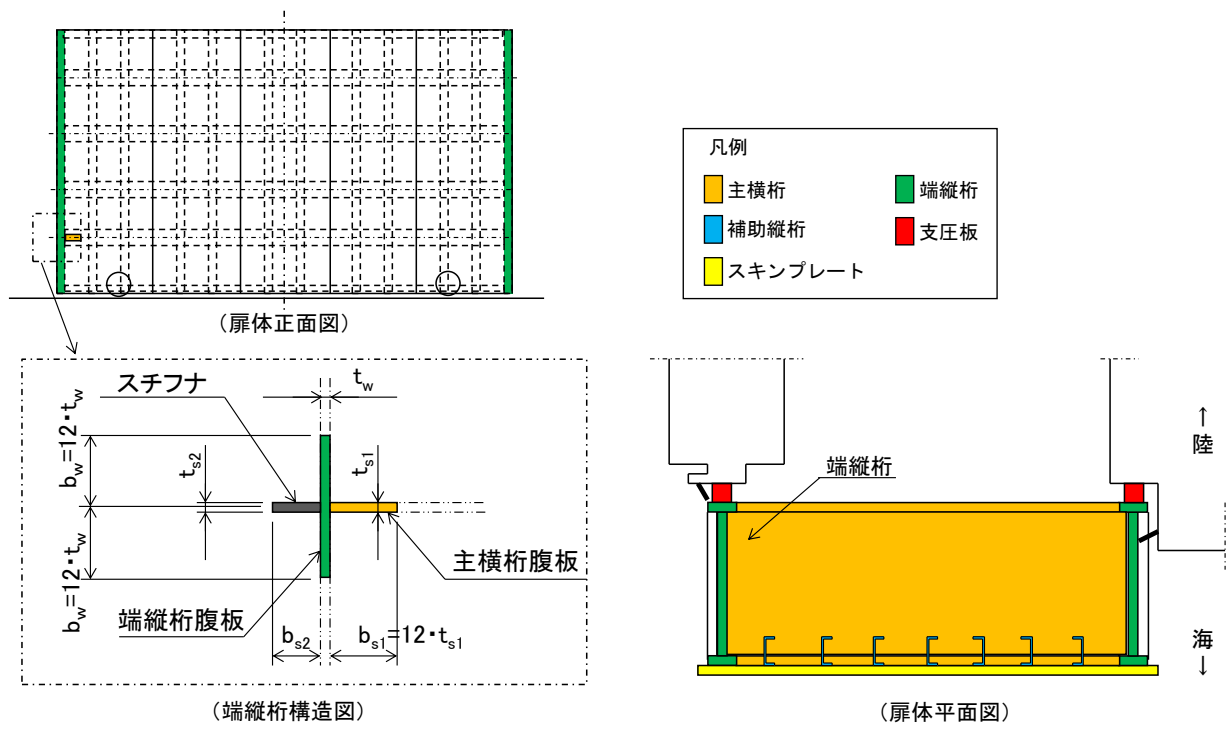


図 3.8.1-5 端縦桁の評価イメージ図

e. 支圧板

支圧板は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される津波荷重が作用することで支圧板に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の評価イメージ図を図 3.8.1-6 に示す。

$$\sigma_p = \frac{P \cdot 10^{-3} \cdot B}{2 \cdot b}$$

ここで、

σ_p : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm²)

P : 支圧板に作用する津波時荷重（遡上津波荷重+風荷重） (kN/m²)

B : 防波扉（鋼製扉体）の水密幅 (mm)

b : 支圧板の有効幅 (mm)

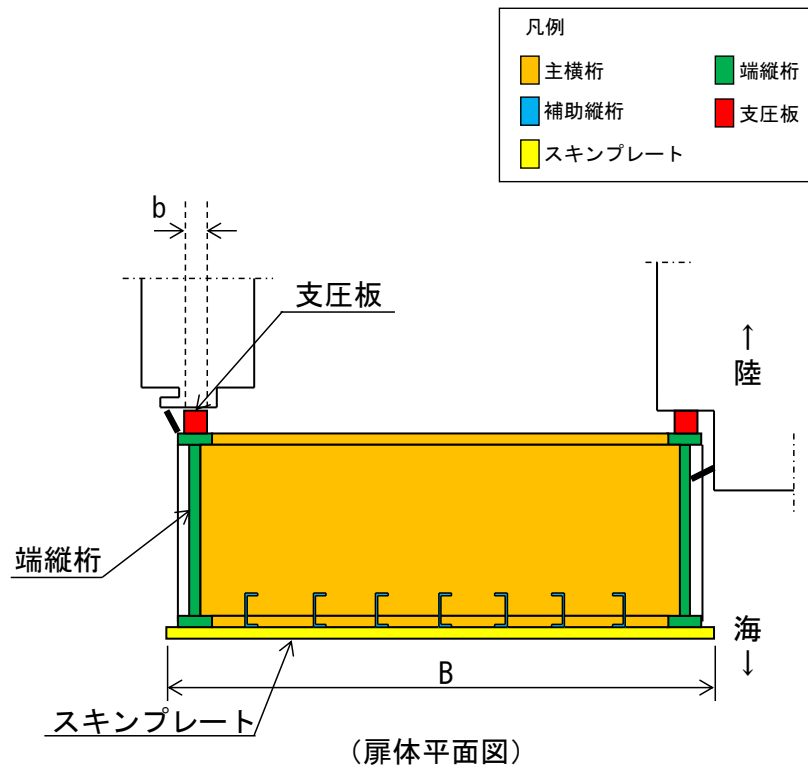


図 3.8.1-6 支圧板の評価イメージ図

f. 戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される津波荷重が作用することで戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの評価イメージ図を図 3.8.1-7 に示す。

(a) 戸当り（底面フランジ）

$$\sigma = \frac{6 \cdot \sigma_p \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2}$$

ここで、

σ : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

σ_p : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm²)

b_f : 戸当り（底面フランジ）の幅 (mm)

t_f : 戸当り（底面フランジ）の厚さ (mm)

(b) 戸当り（コンクリート）

$$\sigma_p = \frac{P \cdot B \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b_f}$$

$$\tau = \frac{\sigma_p \cdot b_f}{h + 2 \cdot L}$$

ここで、

σ_p : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm²)

τ : 戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P : 防波扉（鋼製扉体）最下部に作用する津波時荷重
(遡上津波荷重+風荷重) (kN/m²)

B : 防波扉（鋼製扉体）の水密幅 (mm)

b_f : 戸当り（底面フランジ）の幅 (mm)

h : 戸当りの埋込深さ (mm)

L : 戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ (mm)

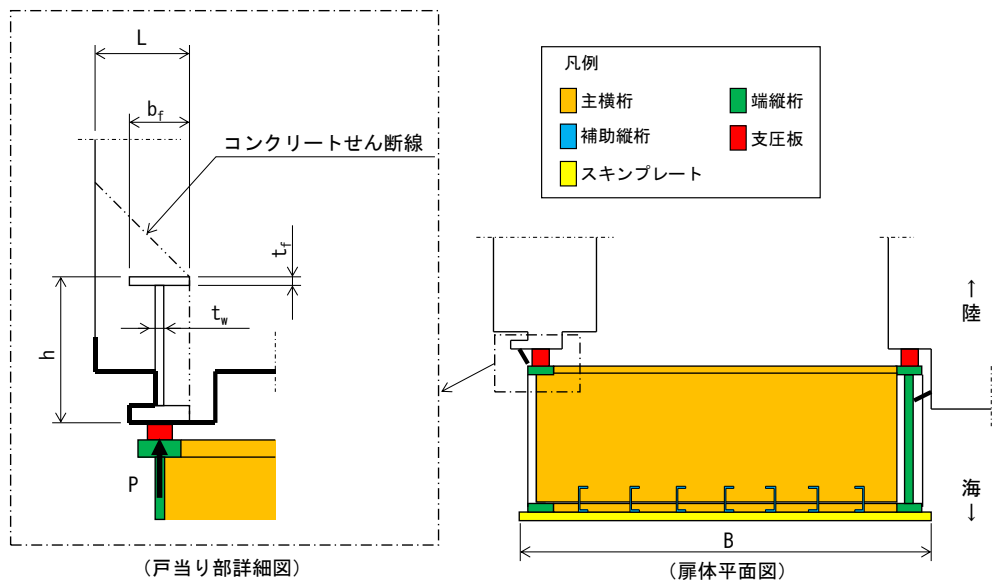


図 3.8.1-7 戸当りの評価イメージ図

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

防波扉戸当り (RC支柱) に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

(3) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、グラウンドアンカによる支圧照査として、発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_b = \frac{T}{S}$$

ここで、

σ_b : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm²)

T : 発生アンカー力 (N)

S : 支圧板の面積 (mm²)

(4) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は、算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

(5) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、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「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、改良地盤及び岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

3.8.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、図 3.8.2-1 に示すように、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の 4 種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（R C 支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（R C 支柱）間には支圧板を設けている。

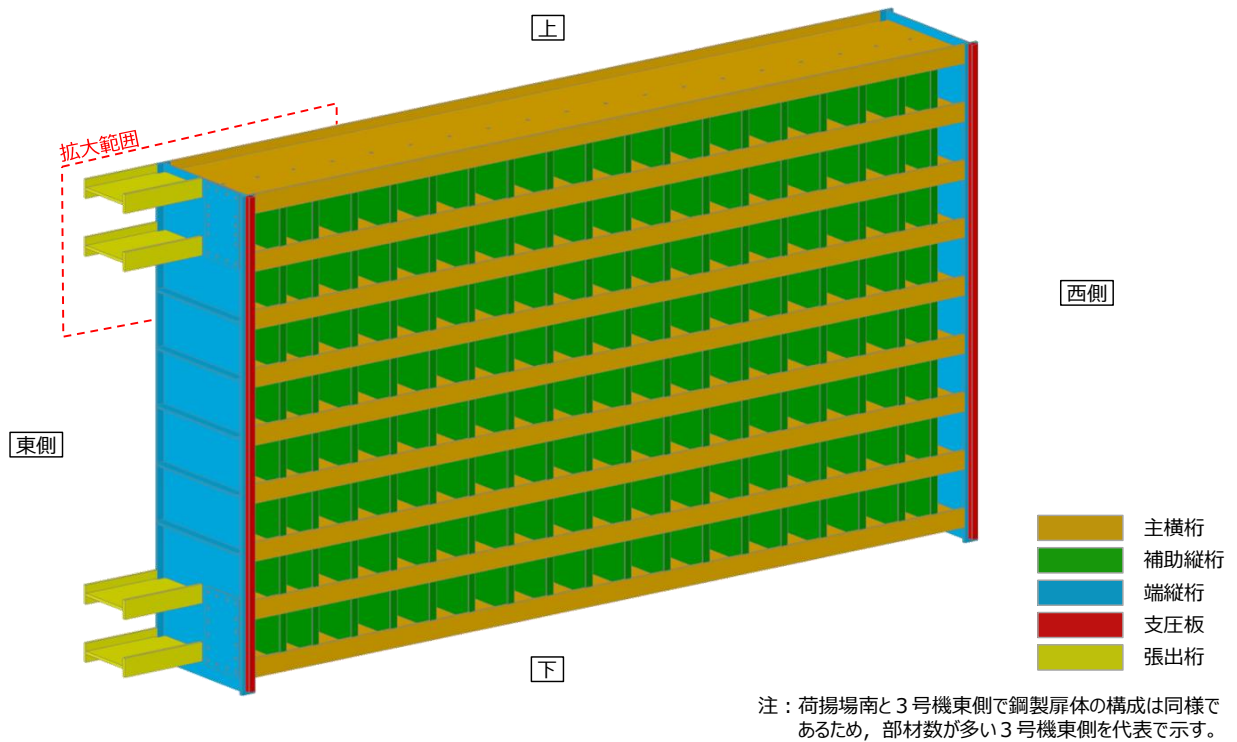


図 3.8.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

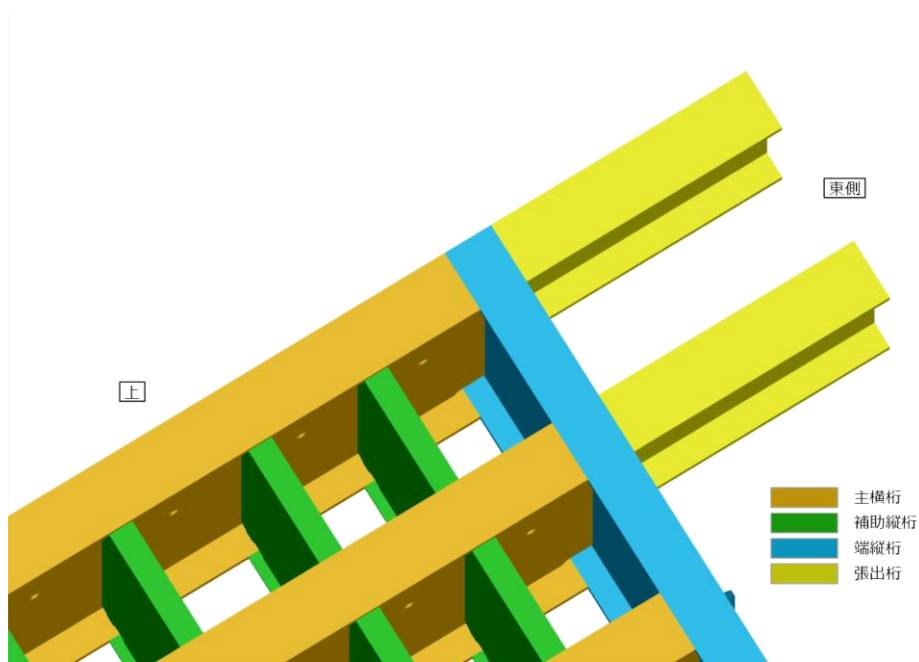


図 3.8.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

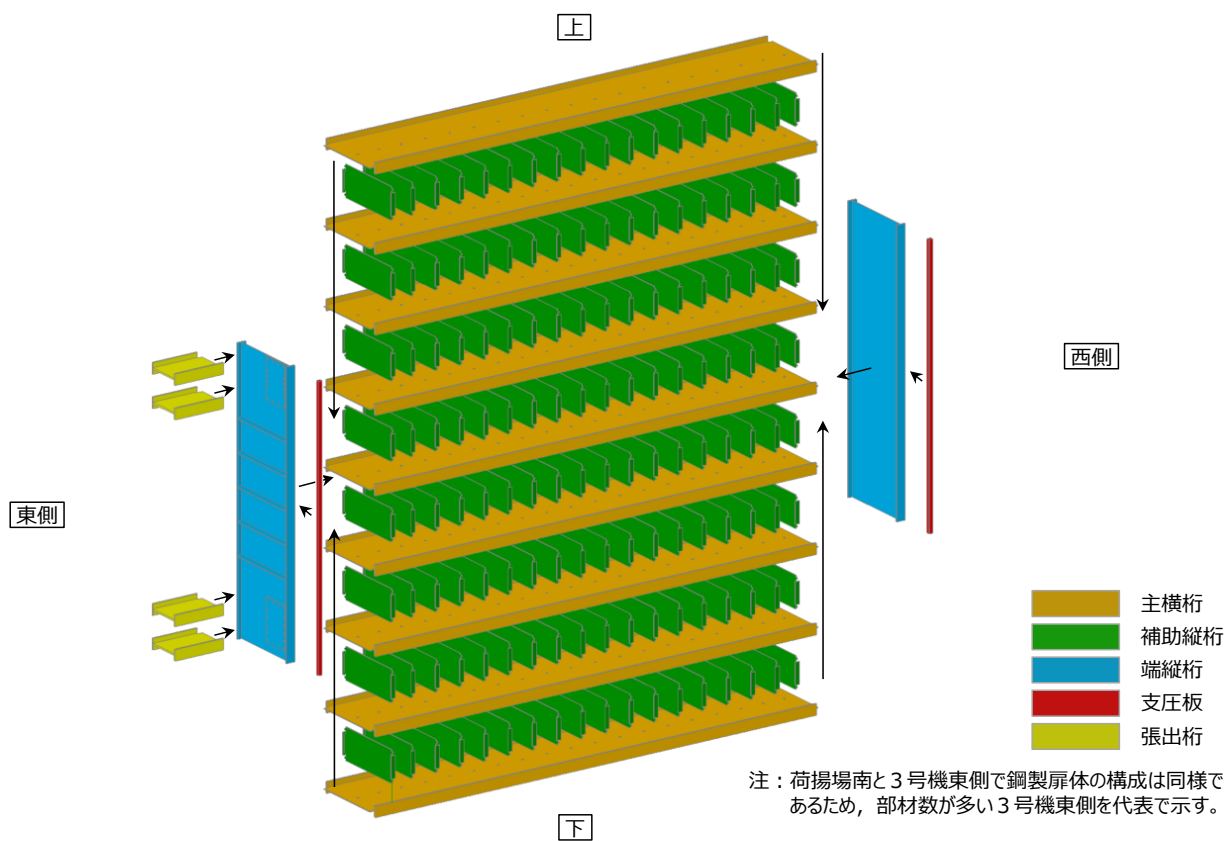


図 3.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁は、戸当りとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁に作用する衝突荷重は、「施設の延長に応じた衝突荷重」及び「船首衝突による衝突荷重」を考慮する。

主横桁の評価対象部を図 3.8.2-2 に、主横桁の評価イメージ図を図 3.8.2-3 に示す。

(a) 施設の延長に応じた衝突荷重を考慮する場合

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

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

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

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

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

σ : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm²)

W : 主横桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

P : 主横桁に作用する衝突荷重 (kN/m)

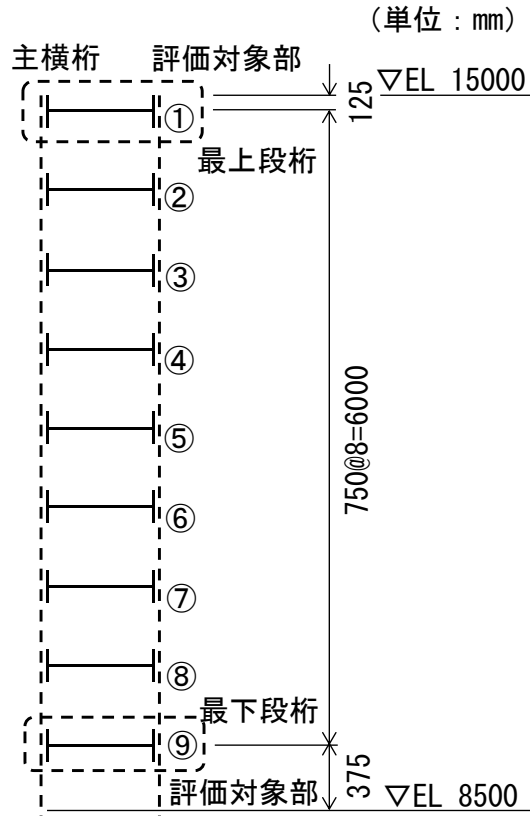
a : 主横桁の張出長さ (m)

L₁ : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm³)

A_w : 主横桁腹板の断面積 (mm²)

L : 主横桁の支間長 (m)



(扉体側面図)

図 3.8.2-2 主横桁の評価対象部

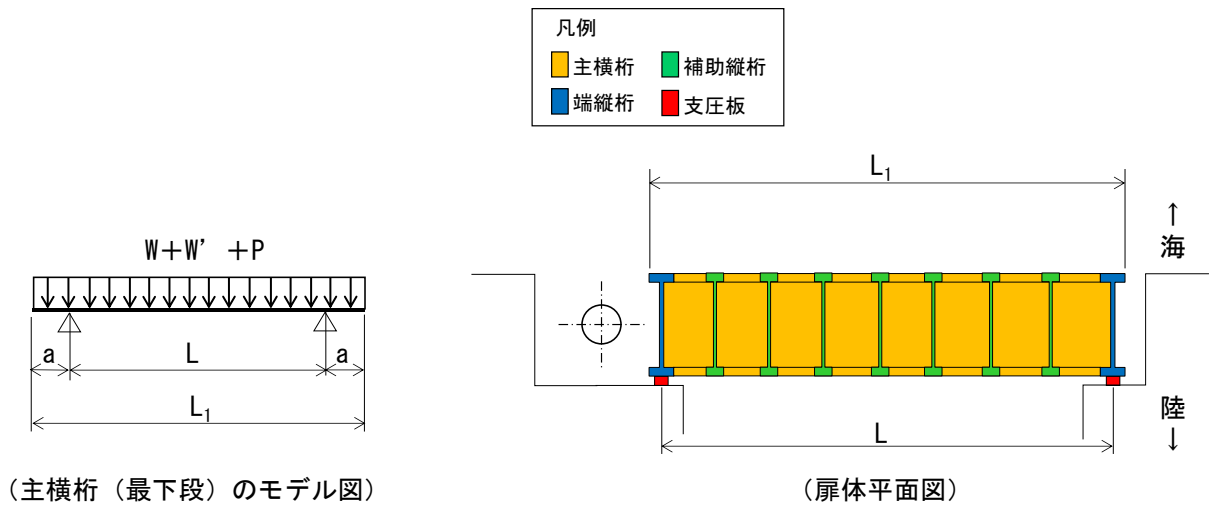


図 3.8.2-3(1) 主横桁の評価イメージ図

(b) 船首衝突による衝突荷重を考慮する場合

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

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

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

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

ここで、

- M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)
- S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)
- σ : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- W : 主横桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)
- W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)
- P' : 船首衝突による衝突荷重 (kN/m)
- L₁ : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (m)
- L : 主横桁の支間長 (m)
- a : 主横桁の張出長さ (m)
- b : 船首衝突作用幅 (m)
- Z : 主横桁の断面係数 (mm³)
- A_w : 主横桁腹板の断面積 (mm²)

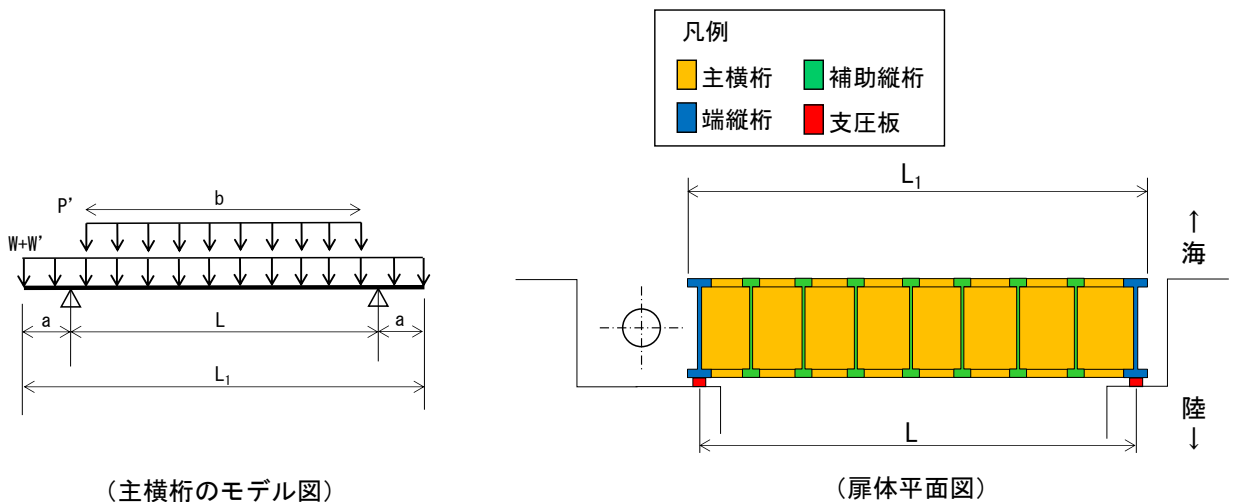


図 3.8.2-3(2) 主横桁の評価イメージ図

b. 張出桁

張出桁は、片持ちはりモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで張出桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。なお、張出桁に作用する衝突荷重は、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

張出桁の評価イメージ図を図 3.8.2-4 に示す。

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

$$S = (W + W')L + P$$

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

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

ここで、

M : 張出桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 張出桁に生じるせん断力 (kN)

σ : 張出桁に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 張出桁に生じるせん断応力度 (N/mm²)

W : 張出桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

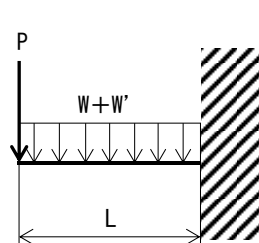
W' : 張出桁に作用する風荷重 (kN/m)

P : 張出桁に作用する衝突荷重 (kN/m)

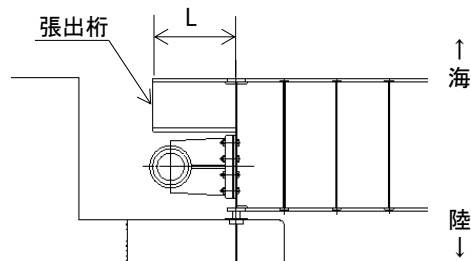
L : 張出長さ (m)

Z : 張出桁の断面係数 (mm³)

A_w : 張出桁腹板の断面積 (mm²)



(張出桁のモデル図)



(張出桁平面図)

図 3.8.2-4 張出桁の評価イメージ図

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお、補助縦桁に作用する衝突荷重は、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。
補助縦桁の評価イメージ図を図 3.8.2-5 に示す。

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

$$S = \frac{1}{2}(W + W') l + P$$

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

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

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

σ : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm²)

W : 補助縦桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

W' : 補助縦桁に作用する風荷重 (kN/m)

P : 補助縦桁に作用する衝突荷重 (kN)

l : 主横桁の間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_w : 補助縦桁腹板の断面積 (mm²)

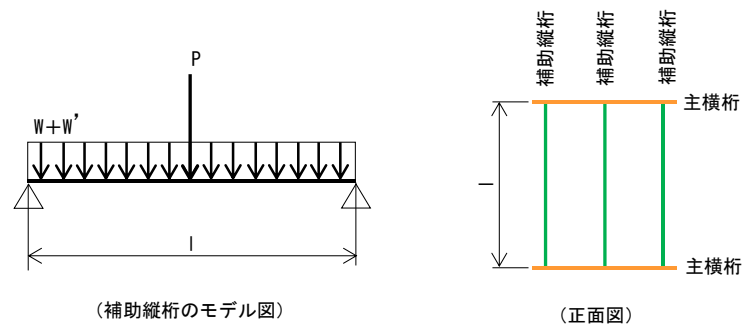


図 3.8.2-5 補助縦桁の評価イメージ図

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 3.8.2-6 に示す。

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

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

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

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

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

ここで,

σ_c : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

R : 端縦桁に生じる支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効断面積 (mm²)

A_w : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm²)

A_{s1} : 主横桁腹板の有効断面積 (mm²)

A_{s2} : スチフナの有効総断面積 (mm²)

b_w : 端縦桁腹板の長さ (mm)

t_w : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

b_{s1} : 主横桁腹板の長さ (mm)

t_{s1} : 主横桁腹板の厚さ (mm)

b_{s2} : スチフナの長さ (mm)

t_{s2} : スチフナの厚さ (mm)

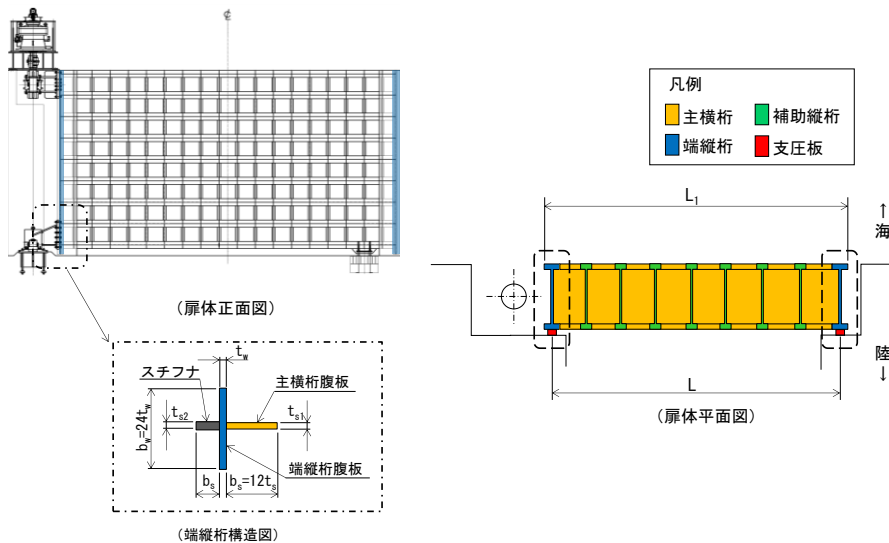


図 3.8.2-6 端縦桁の評価イメージ図

e. 支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）は，漂流物対策工（鋼製扉体）から伝達される津波荷重が作用することで支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。なお，衝突荷重は，「施設の延長に応じた衝突荷重」を考慮する。

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）の評価イメージ図を図 3.8.2-7 に示す。

(a) 支圧板

$$\sigma_p = \frac{WL_1}{2CL_2} + \frac{PL_1}{2CL_4}$$

ここで，

- σ_p : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm²)
W : 戸当りに作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重） (kN/m)
L₁ : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)
C : 支圧板の有効幅 (mm)
L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)
P : 戸当りに作用する衝突荷重 (kN/m)
L₄ : 衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45°分散） (mm)

(b) 戸当り（腹板）

$$\sigma_b = \frac{WL_1}{2t_w L_2} + \frac{PL_1}{2t_w L_4}$$

ここで，

- σ_b : 戸当り（腹板）に生じる支圧応力度 (N/mm²)
W : 戸当りに作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重） (kN/m)
L₁ : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)
t_w : 戸当り（腹板）の厚さ (mm)
L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)
P : 戸当りに作用する衝突荷重 (kN/m)
L₄ : 衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45°分散） (mm)

(c) 戸当り (底面フランジ)

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

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

ここで,

M_f : 戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント (N・mm/mm)

σ_f : 戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

σ_{cb} : 戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度 (N/mm²)

b_f : 戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

t_f : 戸当り (底面フランジ) の厚さ (mm)

(d) 戸当り (コンクリート)

$$\sigma_{cb} = \frac{WL_1}{2b_f l_2} + \frac{PL_1}{2b_f l_4}$$

$$\tau_c = \frac{WL_1}{2 \Sigma l l_2} + \frac{PL_1}{2 \Sigma l l_4}$$

ここで,

σ_{cb} : 戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度 (N/mm²)

W : 戸当り (コンクリート) に作用する津波時荷重
(遡上津波荷重+風荷重) (kN/m)

L_1 : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (mm)

b_f : 戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

L_2 : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

P : 戸当りに作用する衝突荷重 (kN/m)

L_4 : 衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45°分散) (mm)

τ_c : 戸当りに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Σl : せん断抵抗長さ (= $l_1 + 2l_2$) (mm)

l_1 : 戸当りの埋込深さ (mm)

l_2 : 戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ (mm)

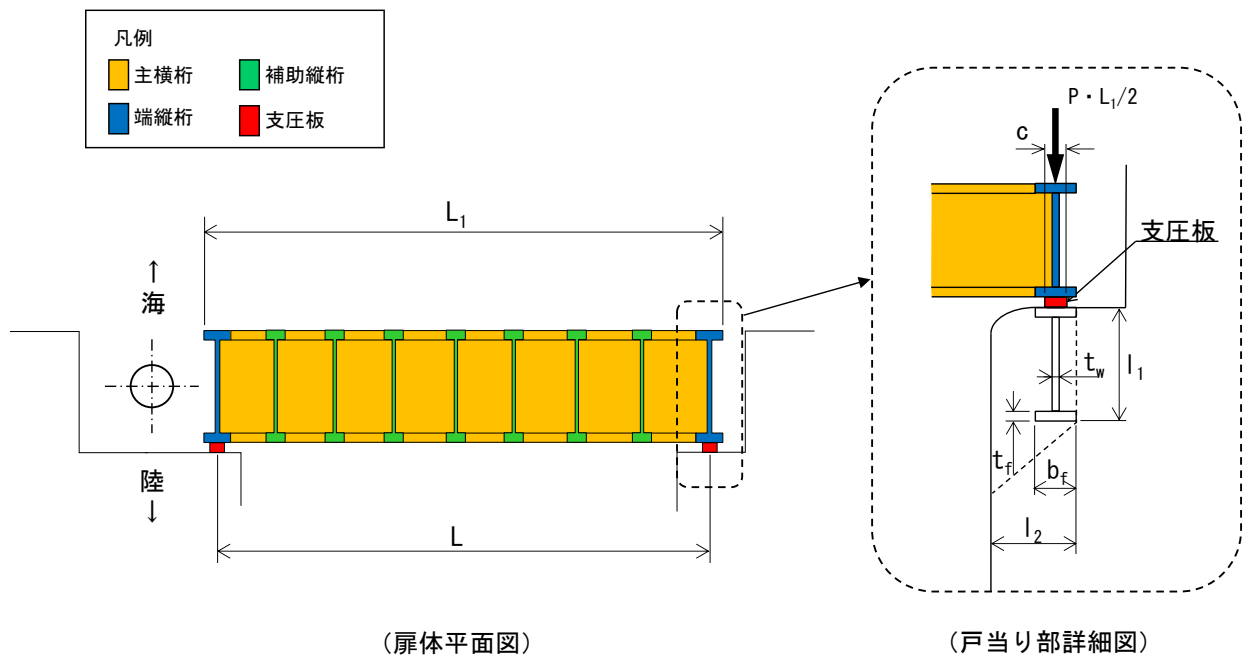
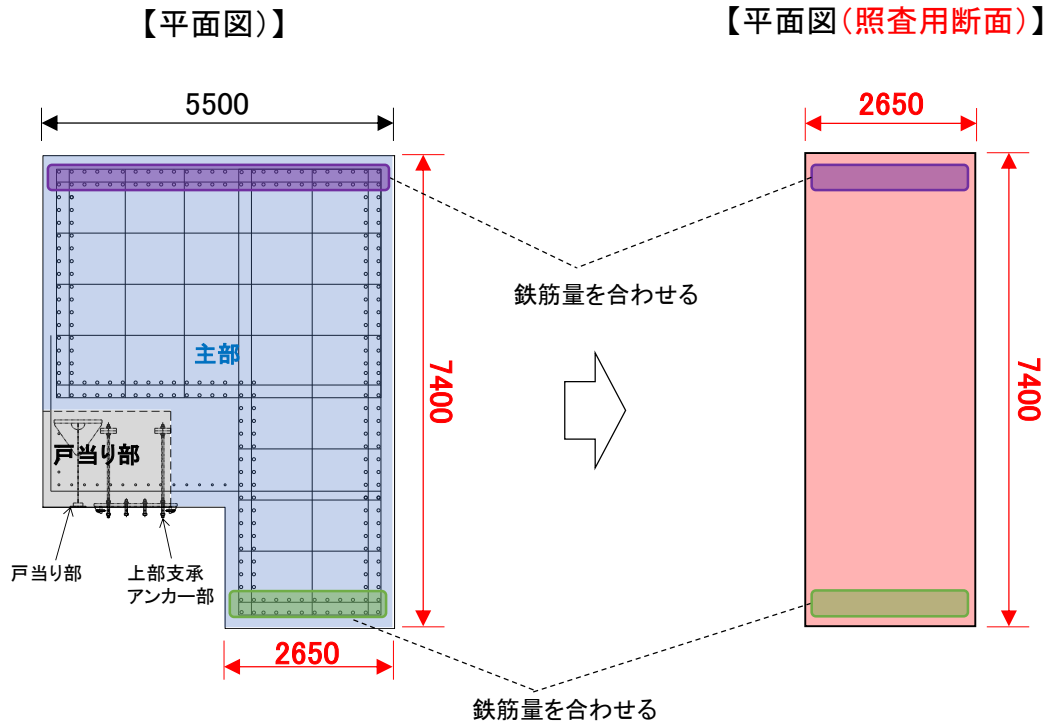


図 3.8.2-7 戸当りの評価イメージ図

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り (RC支柱) については、図 3.8.2-8 に示すように、保守的な評価となるように矩形断面を照査用断面として設定し、応力の算定を実施する。



注:2次元解析モデルの奥行き(1m)に合わせてるように換算する。

図 3.8.2-8 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の照査用断面の設定方法

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

平面ひずみ要素でモデル化している漂流物対策工基礎スラブについては、図 3.8.2-9 に示すように、鉛直方向の全要素の応力度から断面力を算定することで照査を実施する。断面力は、要素応力を断面の図心軸回りに積分することにより求める。

照査範囲は、漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの曲げ及びせん断の「3.5.1 解析モデル (3) 構造物のモデル化」において照査範囲を考慮したモデル化を行うことから、図 3.8.2-9 に示す部材端までとする。

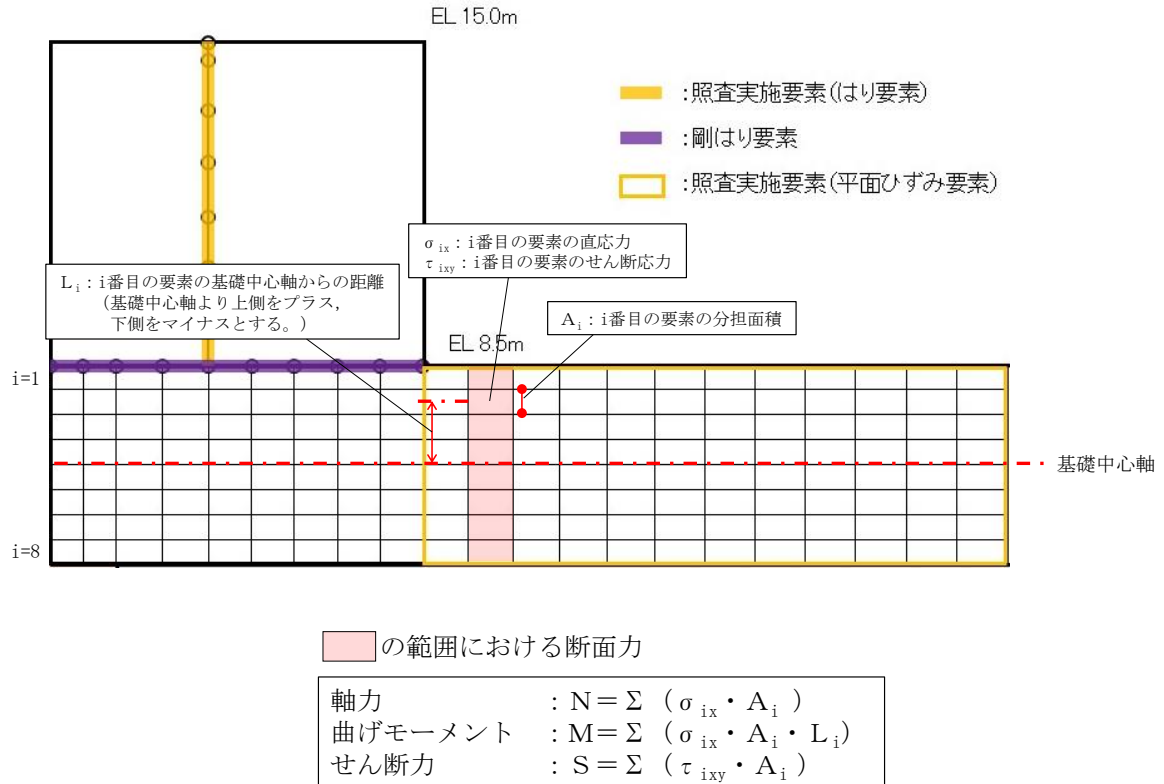


図 3.8.2-9 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、MMR、改良地盤及び岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価」に用いる評価条件を表4-1及び表4-2に示す。

表4-1(1) 防波扉の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
スキンプレート	P	スキンプレートに作用する津波時荷重（遡上津波荷重+風荷重）	56.850	kN/m ²
	a	スキンプレートの短辺	747	mm
	b	スキンプレートの長辺	1200	mm
	k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	46.8	-
	t	スキンプレートの板厚	12	mm
主横桁	W	主横桁に作用する津波時荷重（遡上津波荷重+風荷重）	60.948	kN/m
	B	主横桁の水密幅	11.600	m
	L	主横桁の支間長	11.200	m
	M	主横桁に生じる曲げモーメント	954.446	kN・m
	S	主横桁に生じるせん断力	353.498	kN
	N	主横桁に生じる軸力	109.706	kN
	Z	主横桁の断面係数	10767582	mm ³
	D	側部水密幅	1.800	m
	A _w	主横桁腹板の断面積	14382	mm ²
	A _g	主横桁の断面積	23012	mm ²
補助縦桁	P	補助縦桁に作用する津波時荷重（遡上津波荷重+風荷重）	56.850	kN/m ²
	a	補助縦桁間隔	0.747	m
	b	主横桁間隔	1.200	m
	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	6.657	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	17.549	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	114034	mm ³
	A _w	補助縦桁腹板の断面積	611	mm ²

表 4-1(2) 防波扉の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
端縦桁	R	主横桁に生じる支点反力	353.498	kN
	A _q	補剛材の有効総断面積	2938	mm ²
支圧板	P	支圧板に作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重）	63.920	kN/m ²
	B	防波扉（鋼製扉体）の水密幅	11600	mm
	b	支圧板の有効幅	100	mm
戸当り	P	防波扉（鋼製扉体）最下部に作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重）	63.920	kN/m ²
	B	防波扉（鋼製扉体）の水密幅	11600	mm
	b _f	戸当り（底面フランジ）の幅	200	mm
	t _f	戸当り（底面フランジ）の厚さ	22	mm
	h	戸当りの埋込深さ	510	mm
	L	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ	400	mm

表 4-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M	主横桁に生じる曲げモーメント	8338.1	kN・m
	S	主横桁に生じるせん断力	3005.7	kN
	P	主横桁に作用する衝突荷重	491	kN/m
	P'	船首衝突による衝突荷重	520	kN/m
	W	主横桁に作用する遡上津波荷重	49.214	kN/m
	W'	主横桁に作用する風荷重	1.354	kN/m
	L	主横桁の支間長	11.100	m
	a	主横桁の張出長さ	0.100	m
	L ₁	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅	11.300	m
	b	船首衝突作用幅	6.000	m
	Z	主横桁の断面係数	23979000	mm ³
	A _w	主横桁腹板の断面積	26300	mm ²
張出桁	M	張出桁に生じる曲げモーメント	1451.5	kN・m
	S	張出桁に生じるせん断力	1219.2	kN
	P	張出桁に作用する衝突荷重	1200	kN
	W	張出桁に作用する遡上津波荷重	15.529	kN/m
	W'	張出桁に作用する風荷重	0.451	kN/m
	L	張出長さ	1.200	m
	Z	張出桁の断面係数	10829000	mm ³
	A _w	張出桁腹板の断面積	26370	mm ²
補助縦桁	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	225.4	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	1202.4	kN
	P	補助縦桁に作用する衝突荷重	1200	kN
	W	補助縦桁に作用する遡上津波荷重	6.212	kN/m
	W'	補助縦桁に作用する風荷重	0.181	kN/m
	l	主横桁の間隔	0.750	m
	Z	補助縦桁の断面係数	10540000	mm ³
	A _w	補助縦桁腹板の断面積	26300	mm ²
端縦桁	R	端縦桁に生じる支点反力	3005.7	kN
	A _q	補剛材の有効断面積	10747	mm ²

表 4-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	W	戸当りに作用する津波時荷重（遡上津波荷重 +風荷重）	50.568	kN/m
	P	戸当りに作用する衝突荷重	491	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L ₁	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅	11300	mm
	L ₂	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	L ₄	衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45° 分散）	2175	mm
	t _w	戸当り（腹板）の厚さ	14	mm
	b _f	戸当り（底面フランジ）の幅	750	mm
	t _f	戸当り（底面フランジ）の厚さ	50	mm
	l ₁	戸当りの埋込深さ	1350	mm
	l ₂	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ	925	mm
	M _f	戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント	154700	N・m/mm
Σl	せん断抵抗長さ（=l ₁ +2l ₂ ）	3200	mm	

5. 評価結果

5.1 防波扉

5.1.1 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価結果を表 5.1.1-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）の各部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.1-1 防波扉（鋼製扉体）の主部材の照査結果

部材		発生 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
スキンプレート	曲げ応力度	103.1	240	0.43
主横桁	曲げ応力度	94.7	240	0.40
	せん断応力度	24.6	135	0.19
補助縦桁	曲げ応力度	58.4	180	0.33
	せん断応力度	28.7	105	0.28
端縦桁	圧縮応力度	120	240	0.50
支圧板	支圧応力度	3.7	225	0.02
戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	114.9	240	0.48
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.85	8.8	0.22
	せん断応力度	0.28	0.60	0.47

5.1.2 防波扉戸当り（RC支柱）

(1) 曲げ照査

防波扉戸当り（RC支柱）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断面力図を図 5.1.2-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.1.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.1.2-2 に示す。

この結果から、防波扉戸当り（RC支柱）の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した。

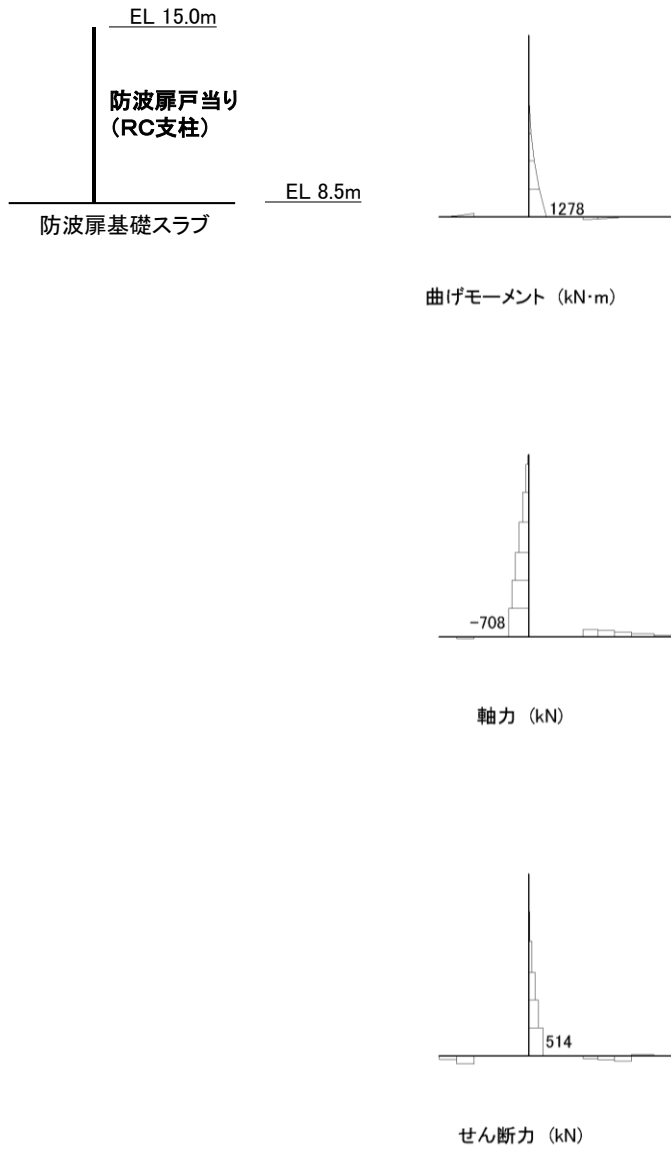


図 5.1.2-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査断面力図

表 5.1.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
1278	708	0.8	13.5	0.06

表 5.1.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
1278	708	12	294	0.04

(2) せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図を図 5.1.2-2 に，コンクリートのせん断破壊に対する照査値を表 5.1.2-3 に示す。

この結果から，漂流物対策工戸当り（RC支柱）の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した。

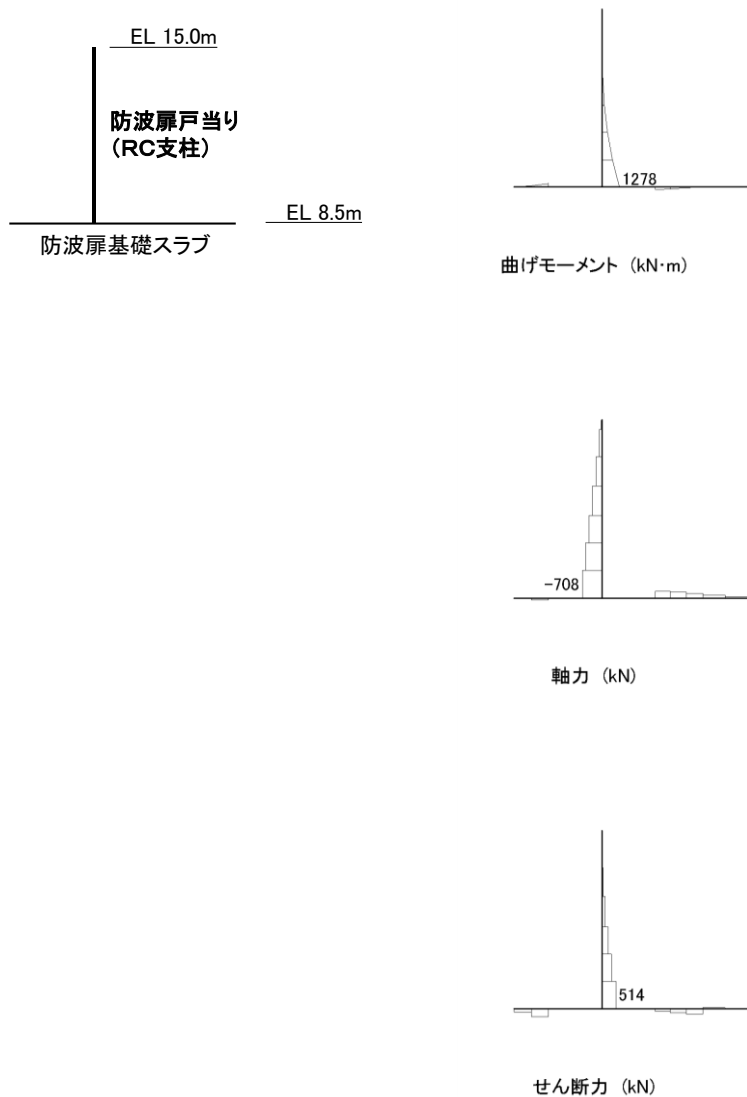


図 5.1.2-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図

表 5.1.2-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査値

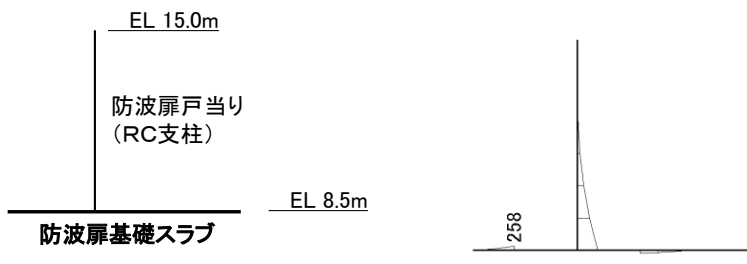
発生断面力 せん断力 Q (kN)	せん断応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{al}
514	0.16	0.67	0.24

5.1.3 防波扉基礎スラブ

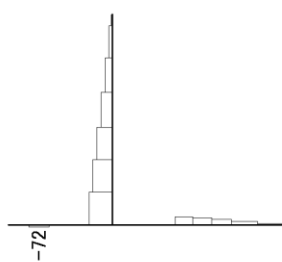
(1) 曲げ照査

防波扉基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する断面力図を図 5.1.3-1 及び図 5.1.3-2 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.1.3-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.1.3-2 に示す。

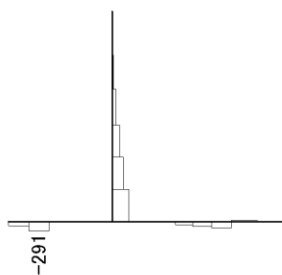
この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN·m)



軸力 (kN)

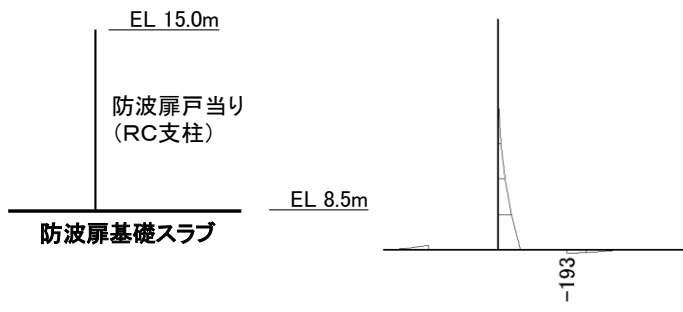


せん断力 (kN)

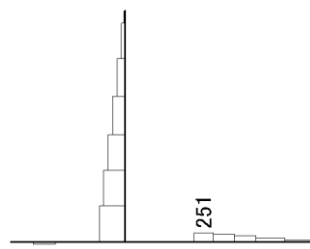
図 5.1.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査断面力図

表 5.1.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

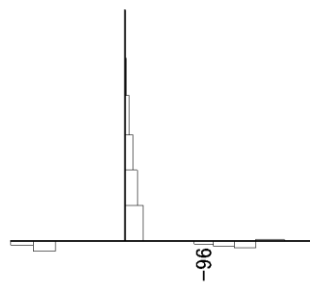
発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN·m)	軸力 N (kN)			
258	72	0.7	13.5	0.05



曲げモーメント (kN·m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.1.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査断面力図

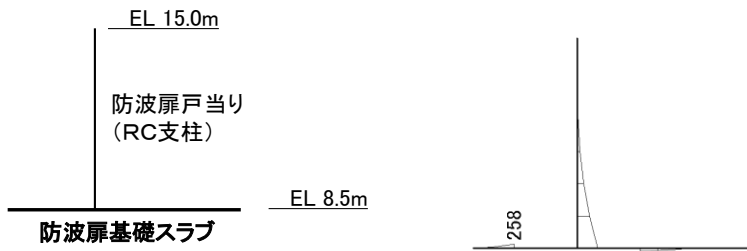
表 5.1.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
曲げモーメント M (kN·m)	軸力 N (kN)			
193	251	58	294	0.20

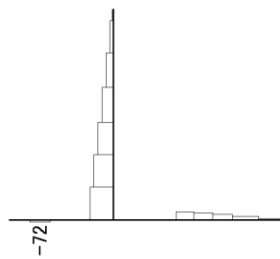
(2) せん断照査

防波扉基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図を図 5.1.3-3 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査値を表 5.1.3-3 に示す。

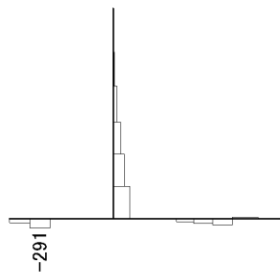
この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.1.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図

表 5.1.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査値

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)			
291	0.21	0.67	0.31

(3) グラウンドアンカによる支圧照査

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表 5.1.3-4 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.3-4 防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる
支圧に対する照査における照査値

支圧応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
11.5	18.0	0.64

5.1.4 グラウンドアンカ

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を表 5.1.4-1 に示す。

この結果から防波扉基礎スラブのグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.4-1 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する
照査における照査値

発生アンカー力 T (kN)	許容 アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
1651	2076	0.80

5.1.5 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5.1.5-1 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 5.1.5-1 に示す。

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

表 5.1.5-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

最小すべり安全率
8.23

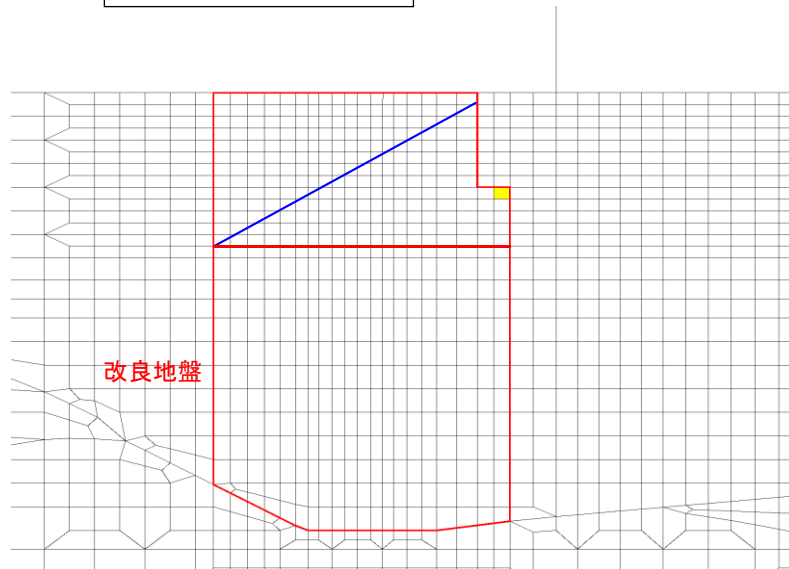
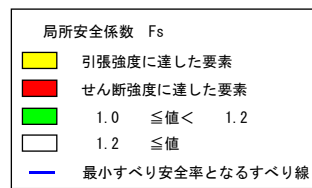


図 5.1.5-1 改良地盤の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図

5.1.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.1.6-1 に、接地圧分布図を図 5.1.6-1 に示す。

防波扉の基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.6-1(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
0.3	1.4	0.24

表 5.1.6-1(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
0.5	9.8	0.06

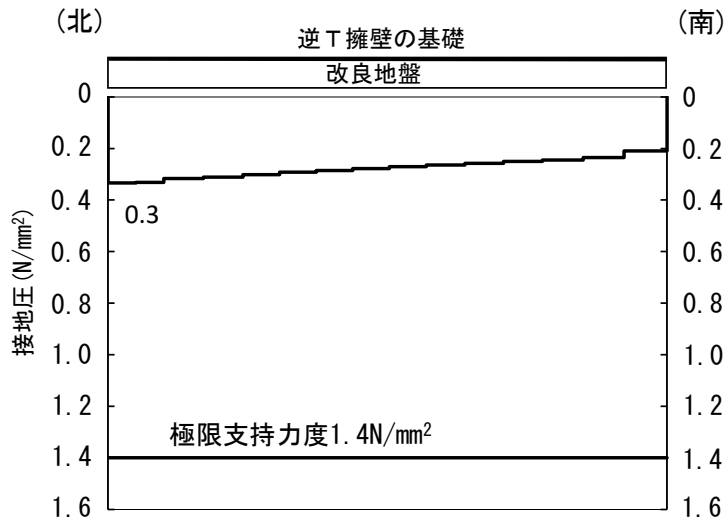


図 5.1.6-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

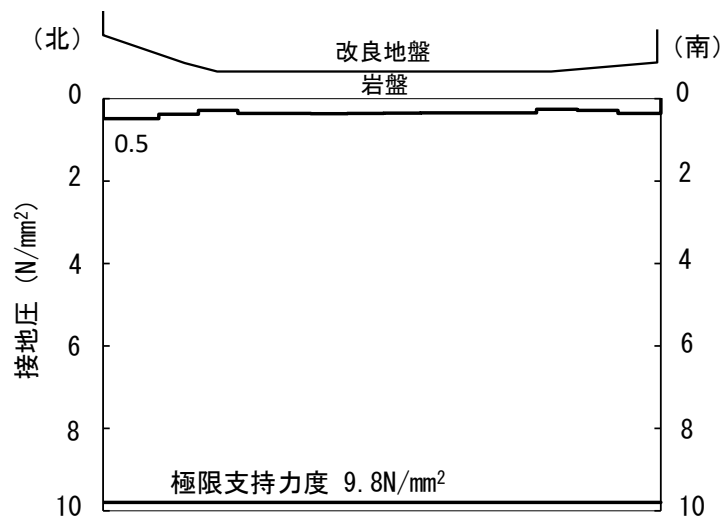


図 5.1.6-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

5.2 漂流物対策工

5.2.1 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の強度評価結果を表 5.2.1-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）の各部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2.1-1 漂流物対策工（鋼製扉体）の強度評価結果

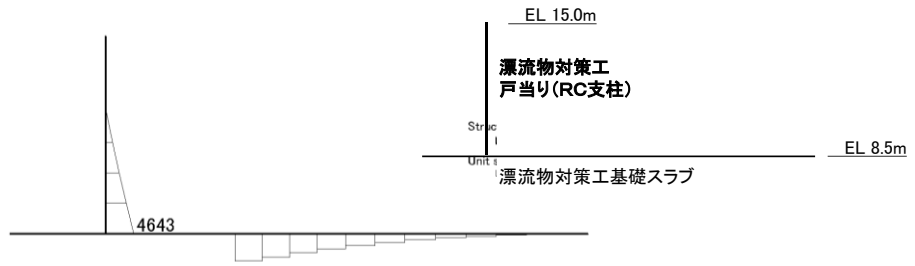
部材		発生 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値	
主横桁	施設の延長に応じた衝突荷重	曲げ応力度	348	525	0.67
		せん断応力度	114	193	0.60
	船首衝突による衝突荷重	曲げ応力度	296	525	0.57
		せん断応力度	70	193	0.37
張出桁		曲げ応力度	134	525	0.26
		せん断応力度	46	303	0.16
補助縦桁		曲げ応力度	21	306	0.07
		せん断応力度	46	193	0.24
端縦桁		圧縮応力度	280	337	0.84
支圧板		支圧応力度	21	225	0.10
戸当り（腹板）		支圧応力度	118	270	0.44
戸当り（底面フランジ）		曲げ応力度	371	525	0.71
戸当り（コンクリート）		支圧応力度	2.2	8.8	0.25
		せん断応力度	0.52	0.60	0.87

5.2.2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）

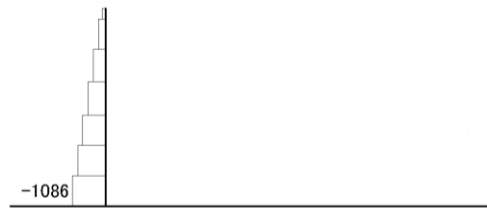
(1) 曲げ照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）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断面力を図 5.2.2-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査断面力を表 5.2.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.2.2-2 に示す。

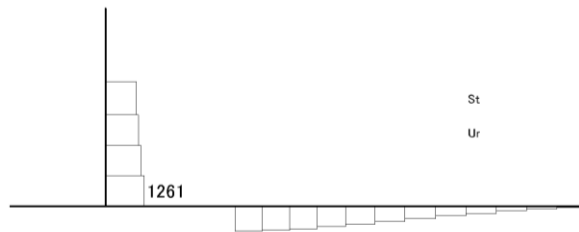
この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.2.2-1 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断面力図

表 5.2.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4643	1086	1.4	21.0	0.07

表 5.2.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4643	1086	33	294	0.12

(2) せん断照査

防波扉戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図を図5.2.2-2に、コンクリートのせん断破壊に対する照査値を表5.2.2-3に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の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した。

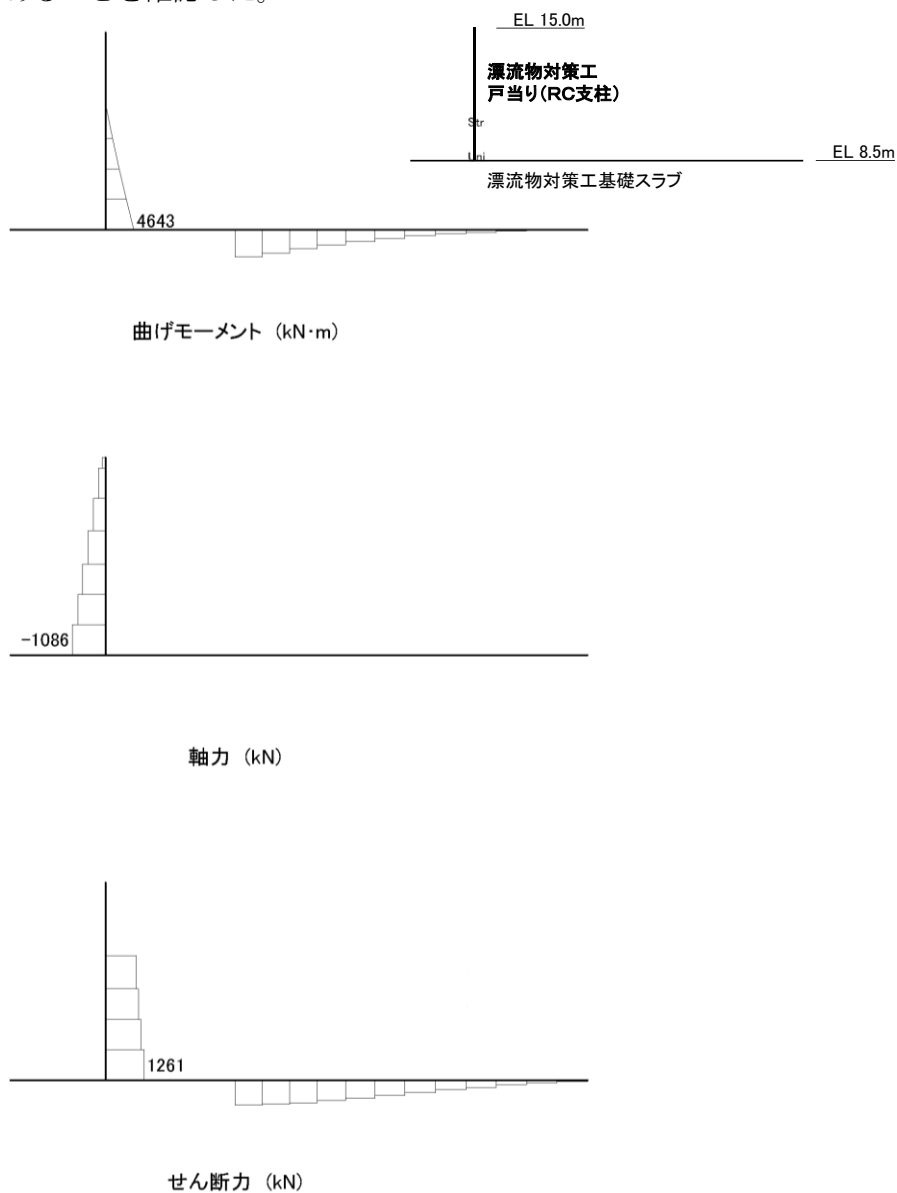


図 5.2.2-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図

表 5.2.2-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査値

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_{al} (N/mm ²)	τ_c / τ_{al}
1261	0.43	0.82	0.53

5.2.3 漂流物対策工基礎スラブ

(1) 曲げ照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する断面力を図 5.2.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.2.3-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.2.3-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの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した。

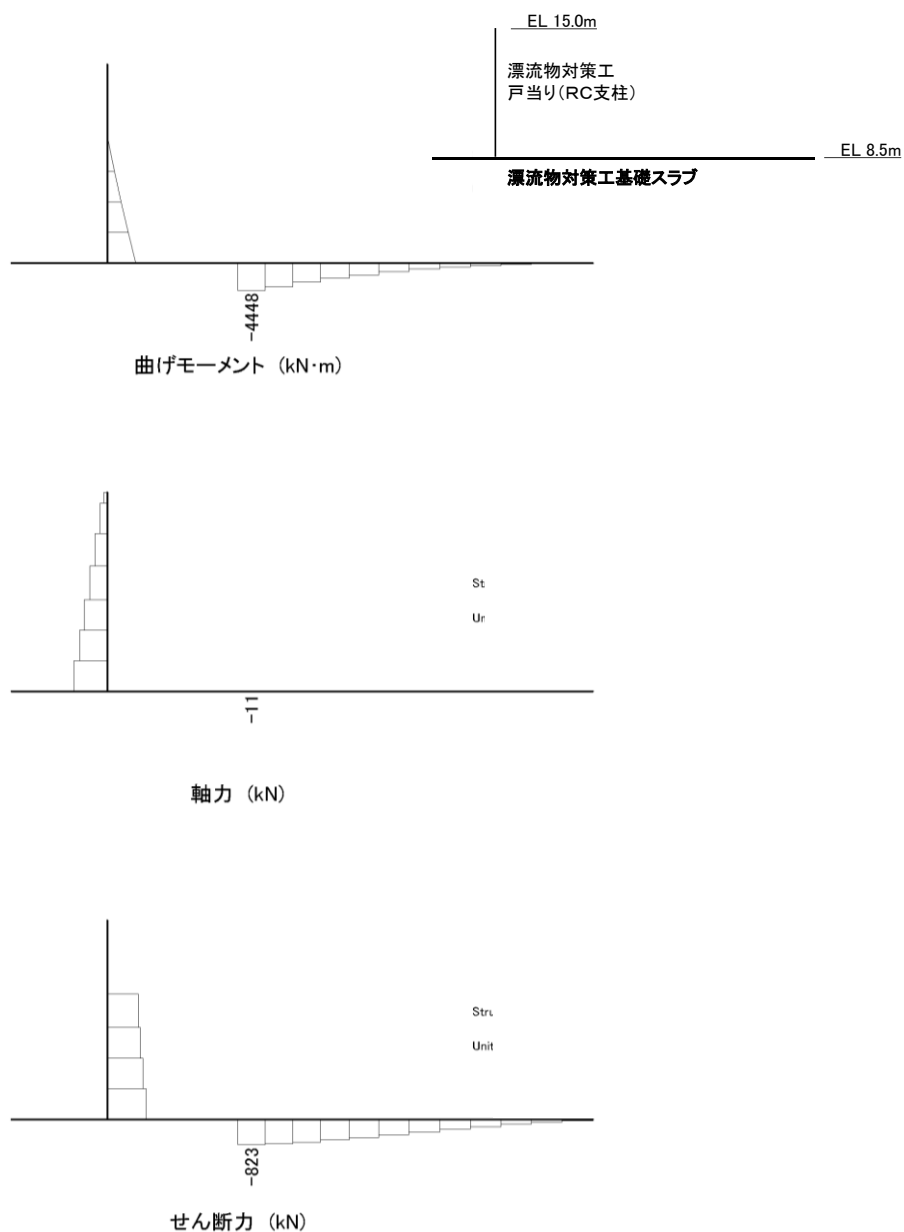


図 5.2.3-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査断面力図

表 5.2.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN·m)	軸力 N (kN)			
4448	11	1.8	21.0	0.09

表 5.2.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
曲げモーメント M (kN·m)	軸力 N (kN)			
4448	11	69	294	0.24

(2) せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図を図 5.2.3-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査値を表 5.2.3-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の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した。

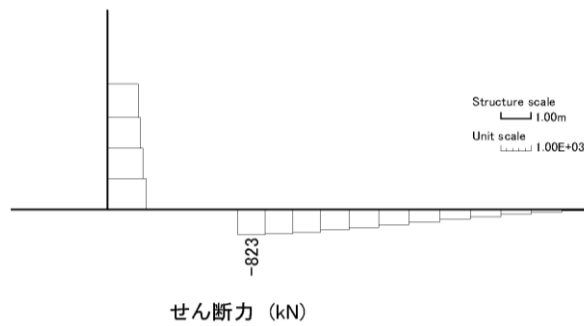
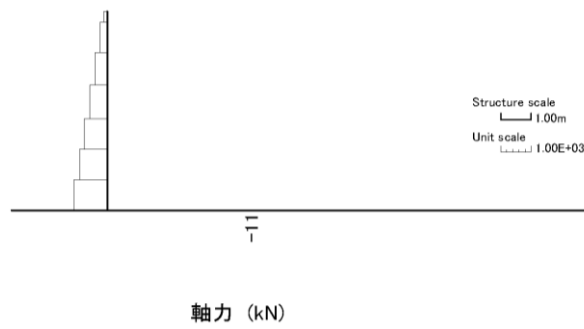
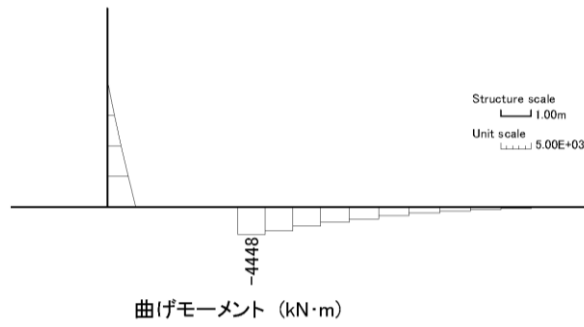


図 5.2.3-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査断面力図

表 5.2.3-3 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

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)			
823	0.26	0.82	0.32

5.2.4 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.2.4-1 に、接地圧分布を図 5.2.4-1 に示す。
漂流物対策工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 5.2.4-1(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

最大接地圧 R (N/mm ²)	支圧強度 f' _a (N/mm ²)	照査値 R/f' _a
0.6	18.0	0.04

表 5.2.4-1(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
0.3	1.4	0.21

表 5.2.4-1(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
0.7	9.8	0.08

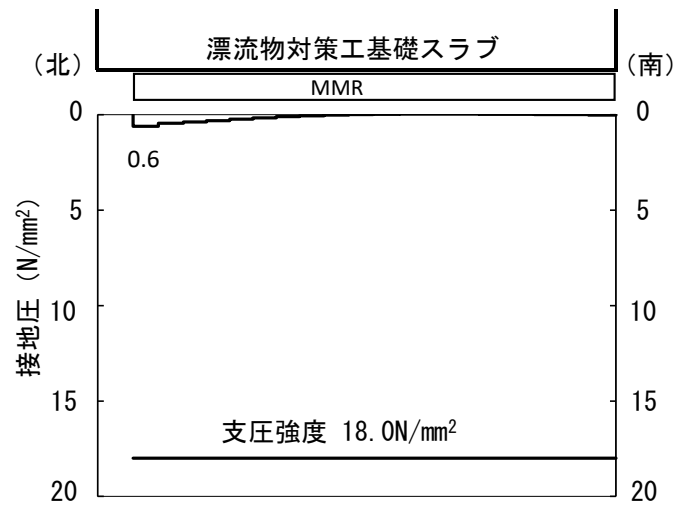


図 5.2.4-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (MMR)

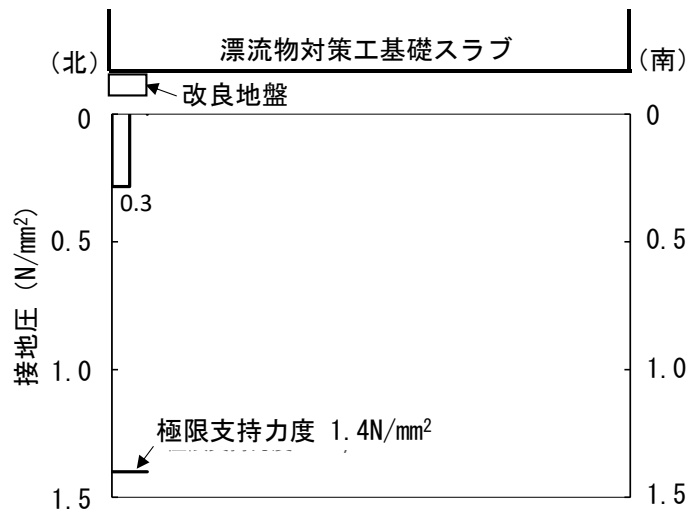


図 5.2.4-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

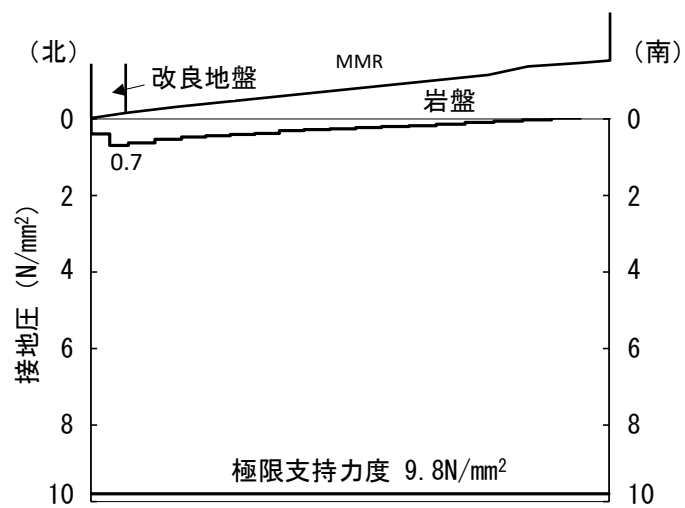


図 5. 2. 4-1 (3) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

(参考資料1) 防波壁通路防波扉（1号機北側）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）の
構造変更（小型化）について

1. 概要

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

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

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の位置図を図1-1に、構造変更（小型
化）に伴う開口部の前後比較を表1-1に、変更後の防波扉（1号機北側）及び防波扉（2
号機北側）の概要図を図1-2及び図1-3に示す。

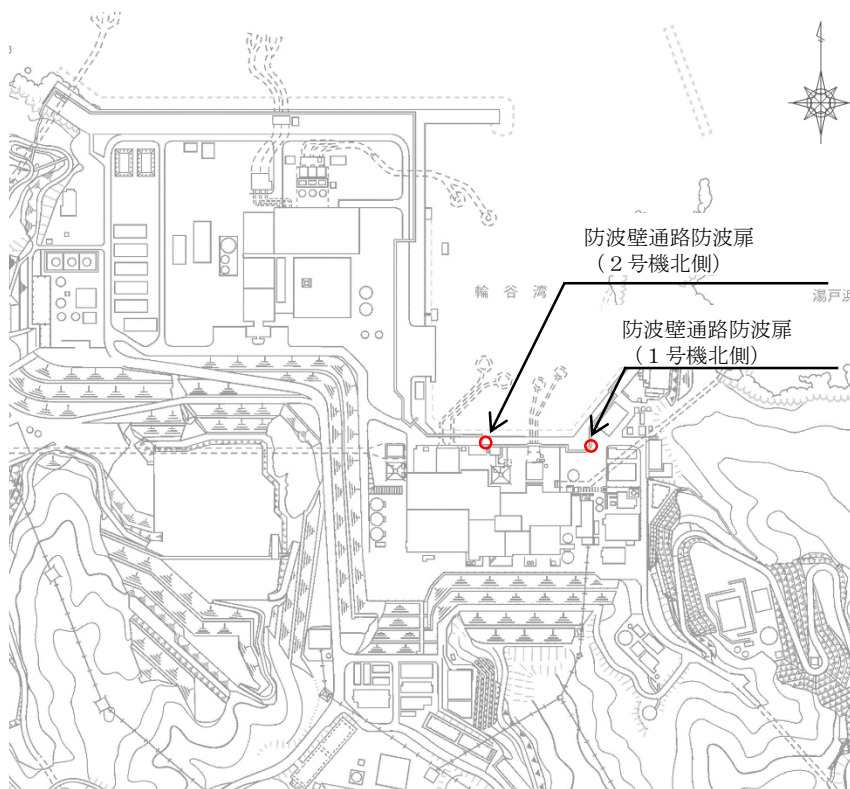


図1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の位置図

表 1-1 構造変更（小型化）に伴う開口部の前後比較

	変更前	変更後（小型化）
防波扉（1号機北側）	<p>(単位：mm)</p>	<p>(単位：mm)</p>
防波扉（2号機北側）	<p>(単位：mm)</p>	<p>(単位：mm)</p>

■：防波壁躯体開口部

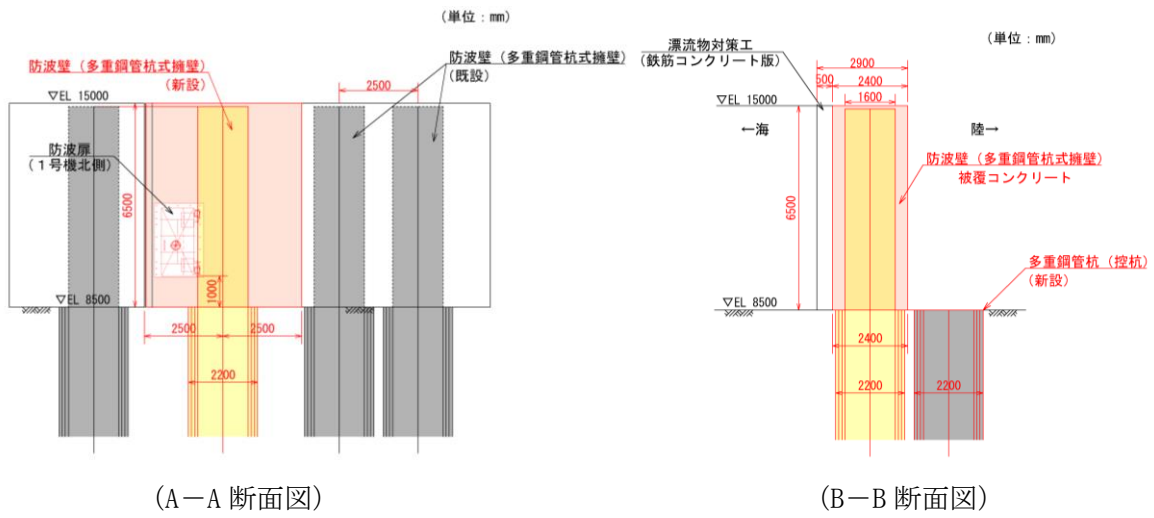
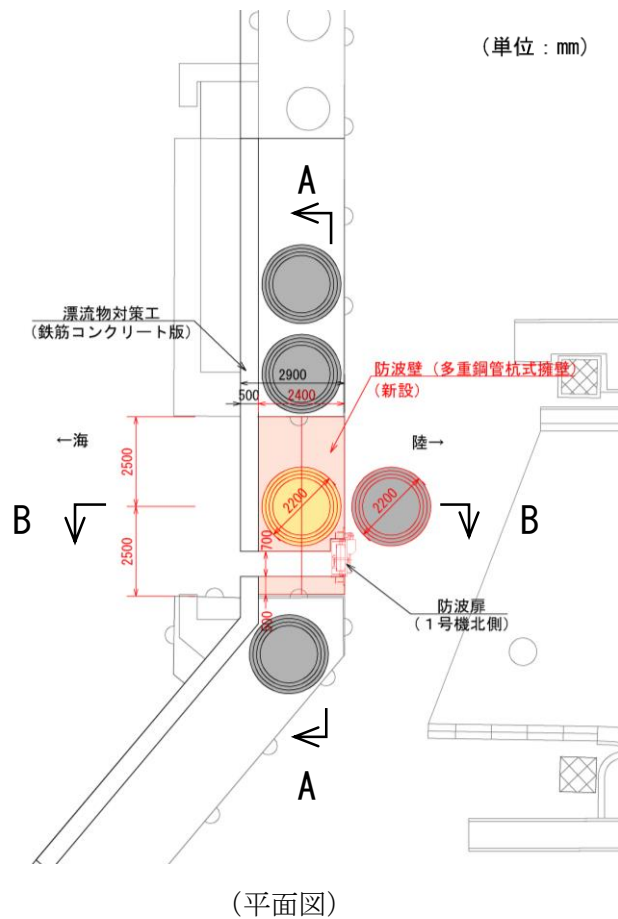


図 1-2 防波扉 (1号機北側) 概要図

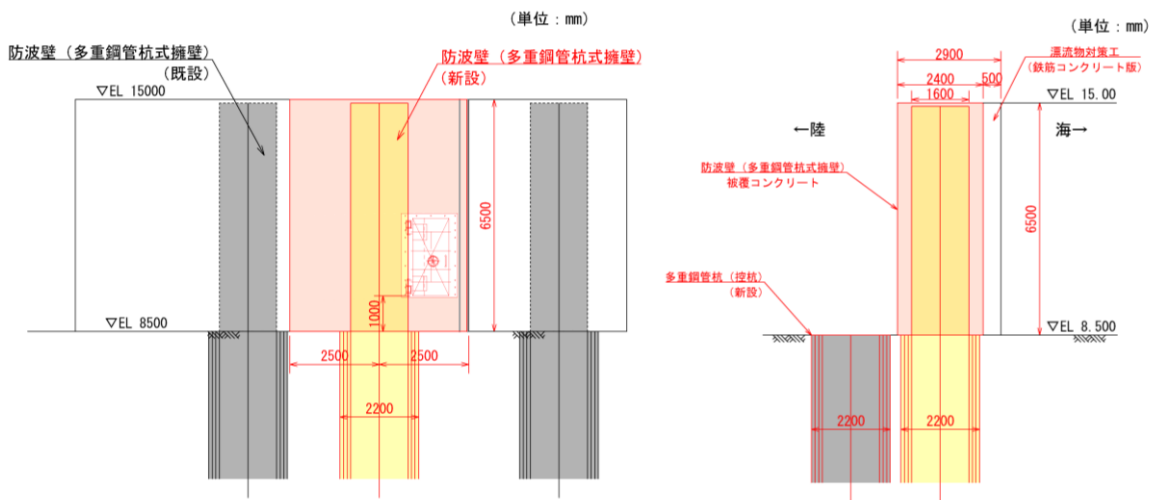
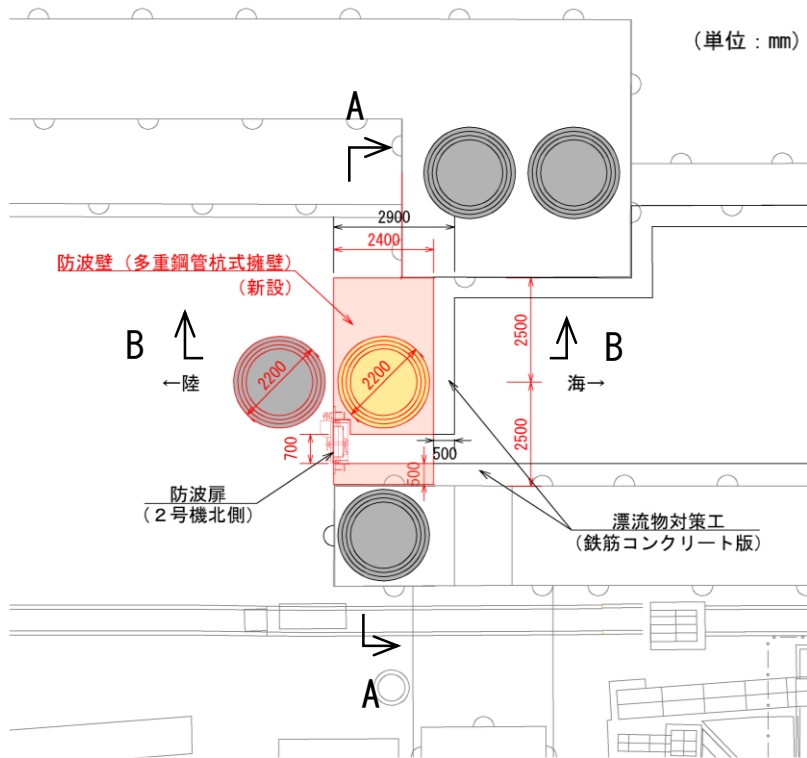


図 1-3 防波扉 (2号機北側) 概要図

2. 多重鋼管杭の追加及び防波壁通路防波扉の開口補強の考え方

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

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

開口補強に伴う配筋図を図2-2に示す。

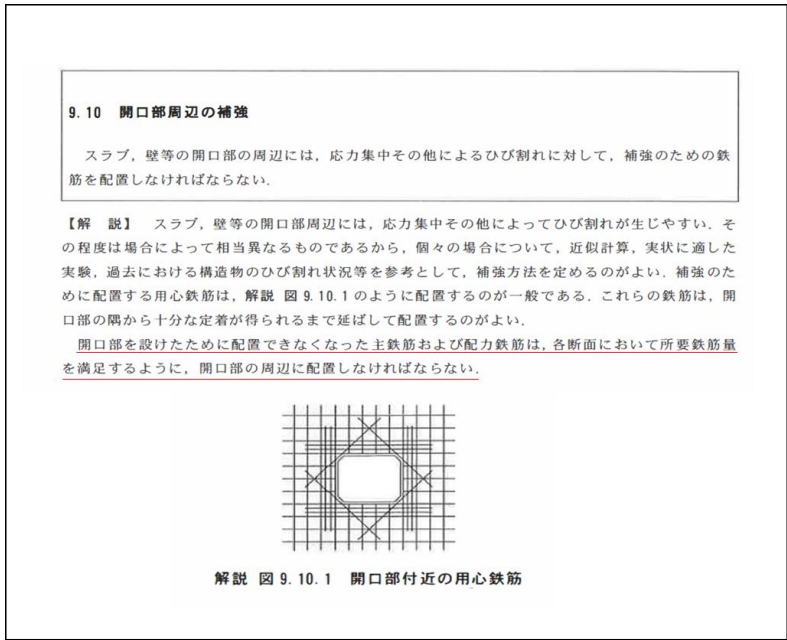


図 2-1 開口部周辺の補強（「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」より抜粋）

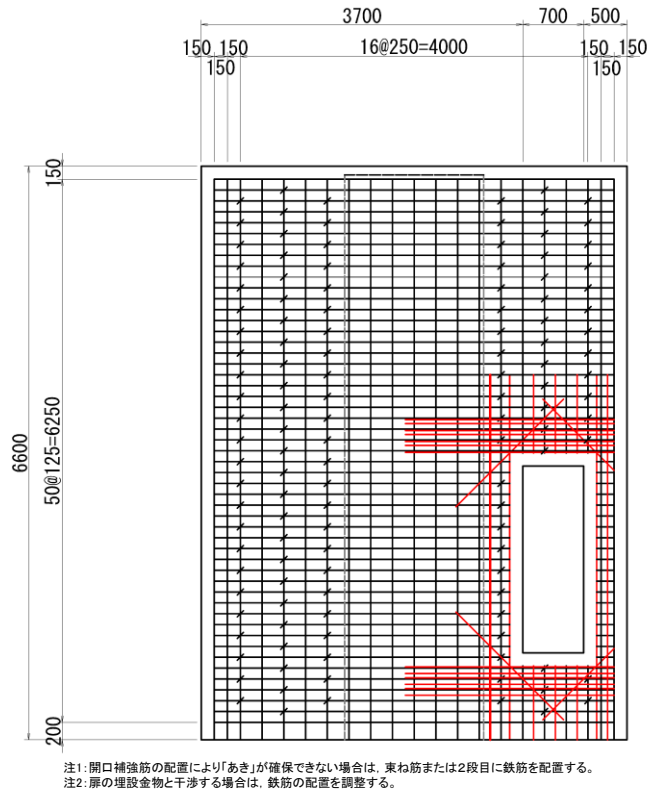


図 2-2 開口補強に伴う配筋図

(参考資料2) 防波扉(荷揚場南)の受枠(RC支柱)の波及的影響について

1. 概要

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

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

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

2. 一般事項

2.1 配置概要

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

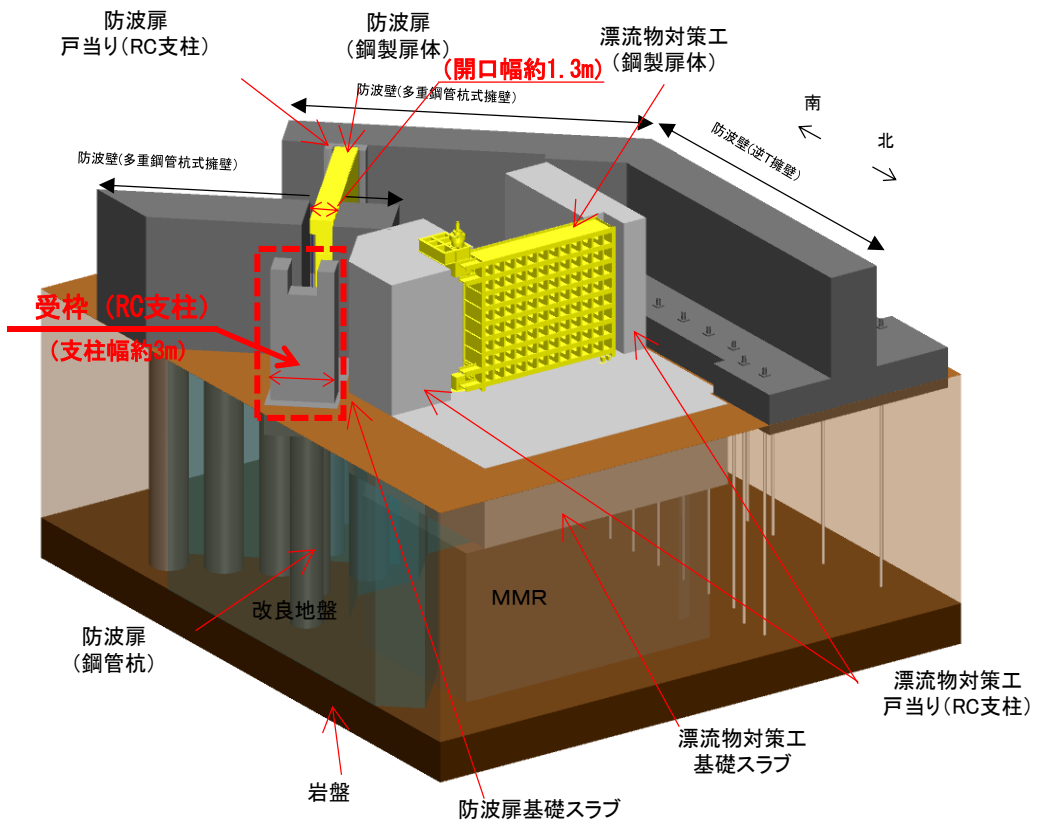
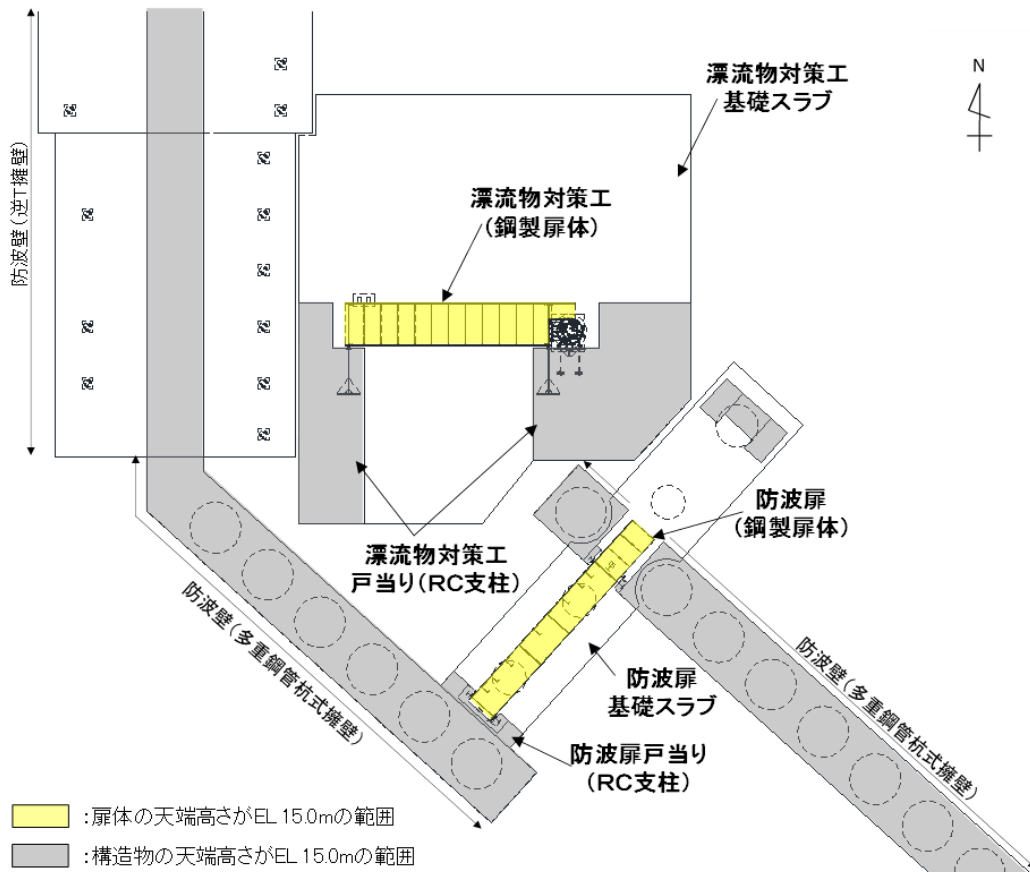


図 2-1 防波扉(荷揚場南)の受枠(RC支柱)の設置位置

(参考) 2-2

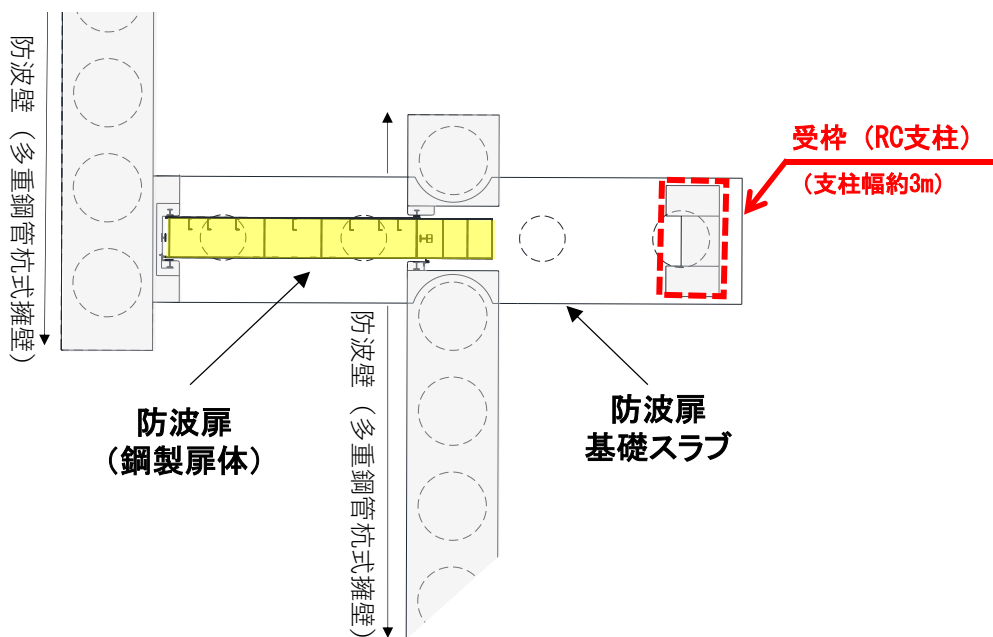
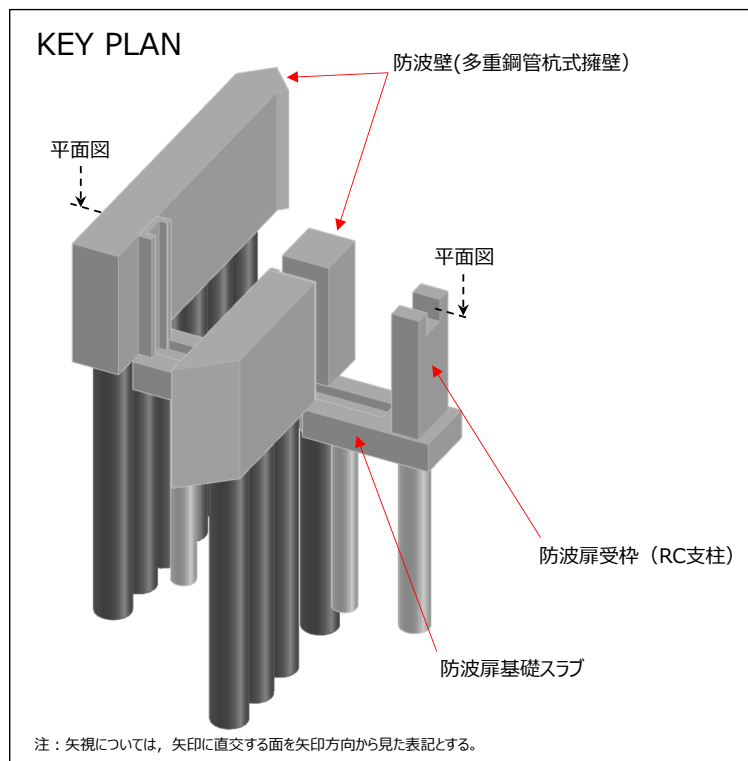
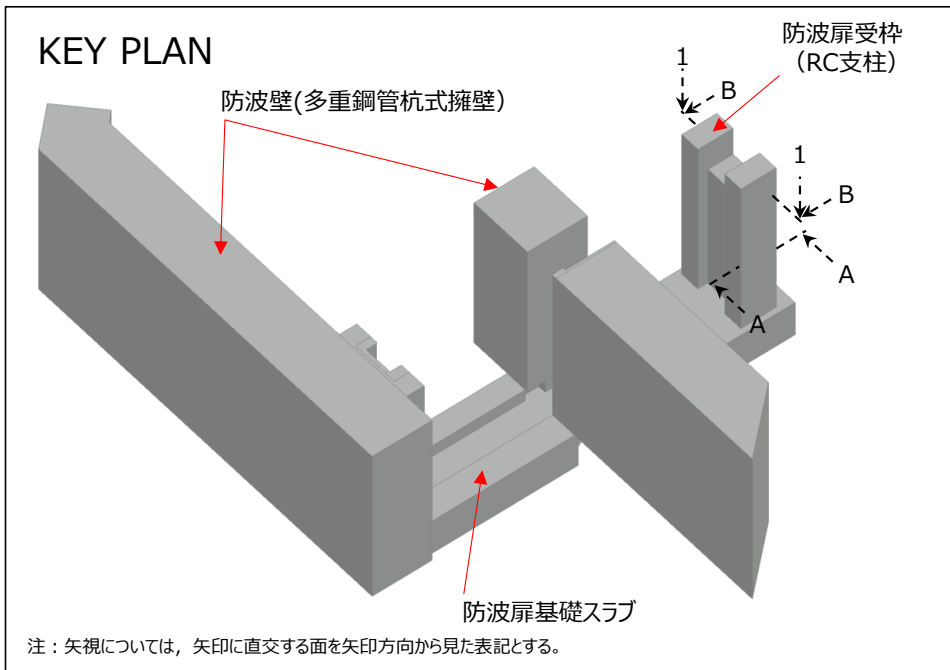


図 2-2 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) の構造概要 (平面図)



(単位：mm)

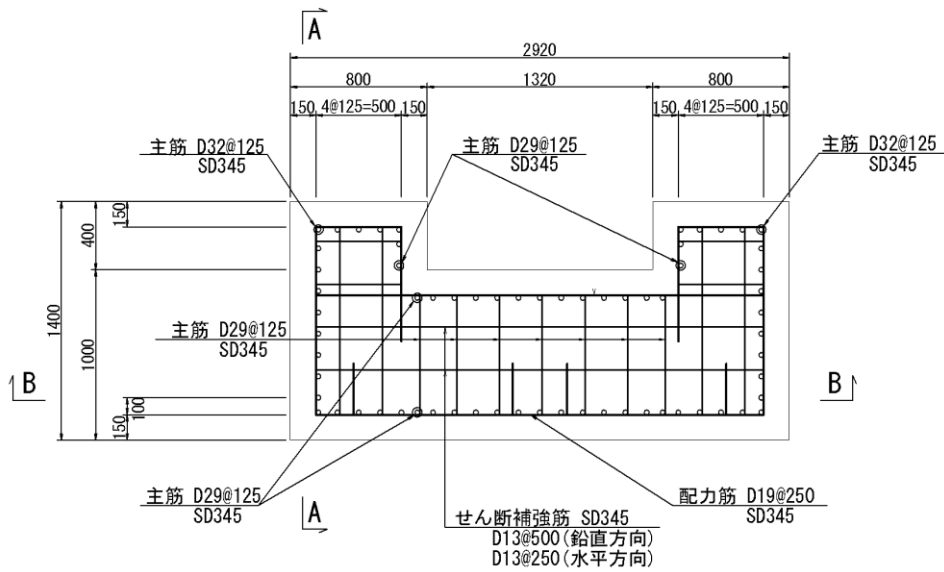


図 2-3 (1) 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC 支柱) の配筋図 (1-1 断面)

(単位：mm)

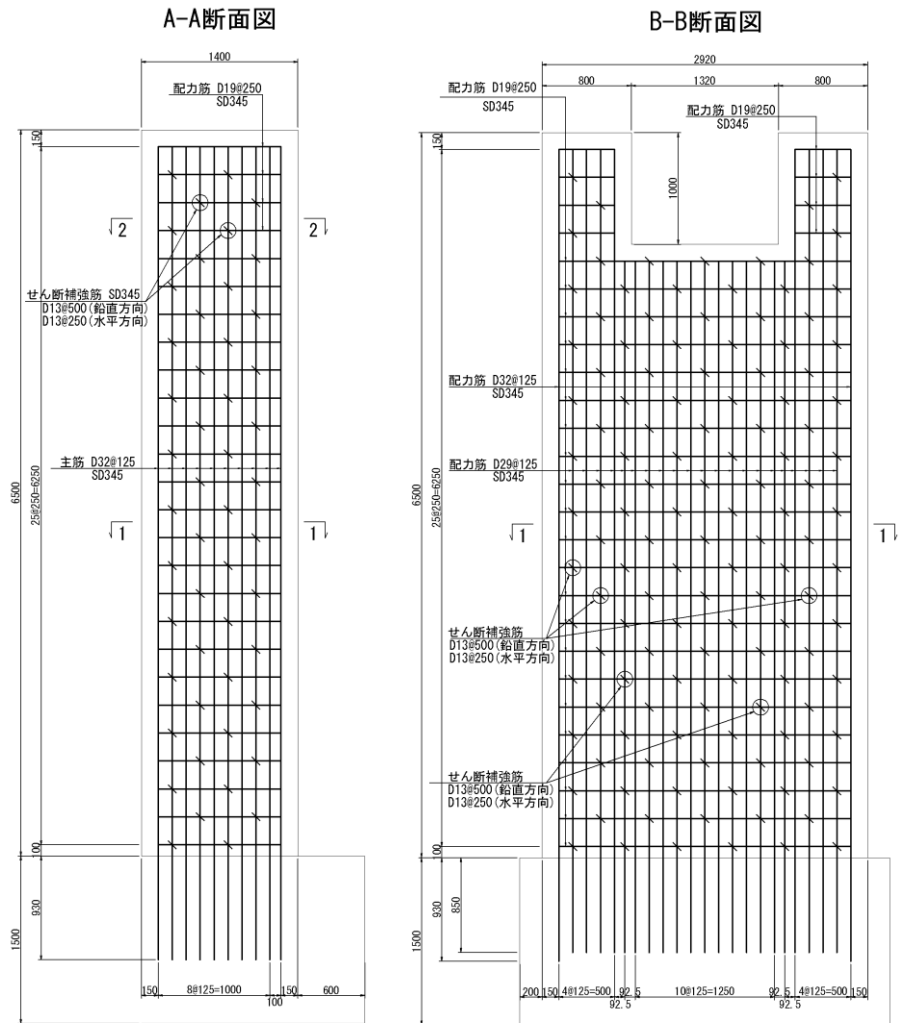


図 2-3 (2) 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC 支柱) の配筋図 (A-A 断面, B-B 断面)

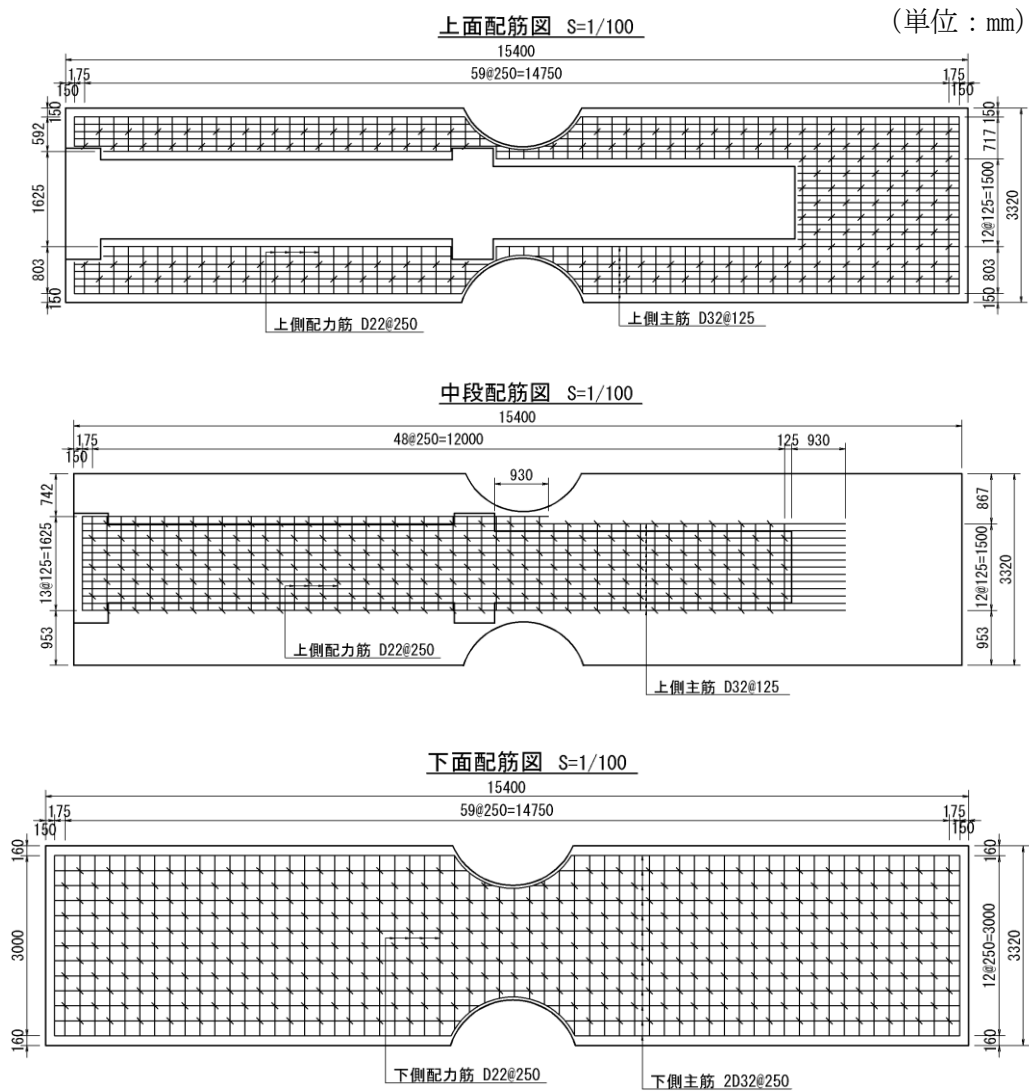
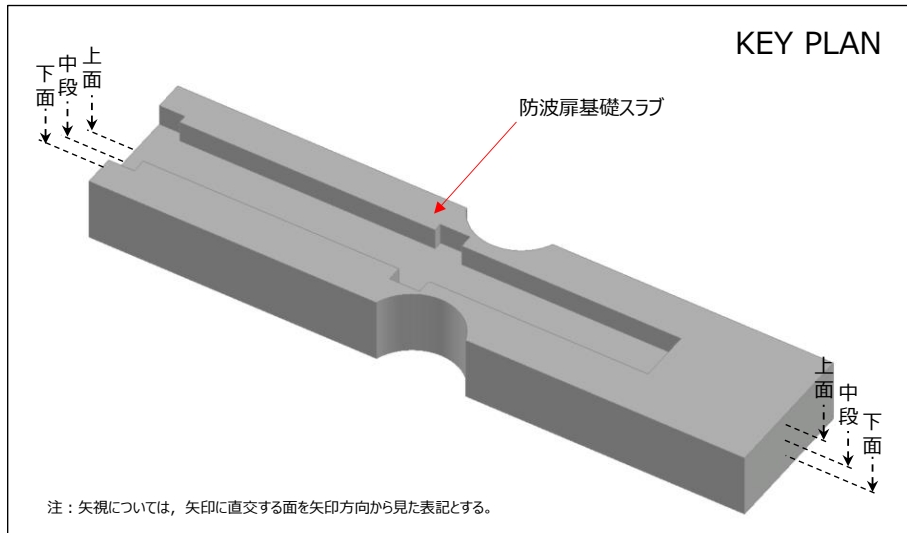
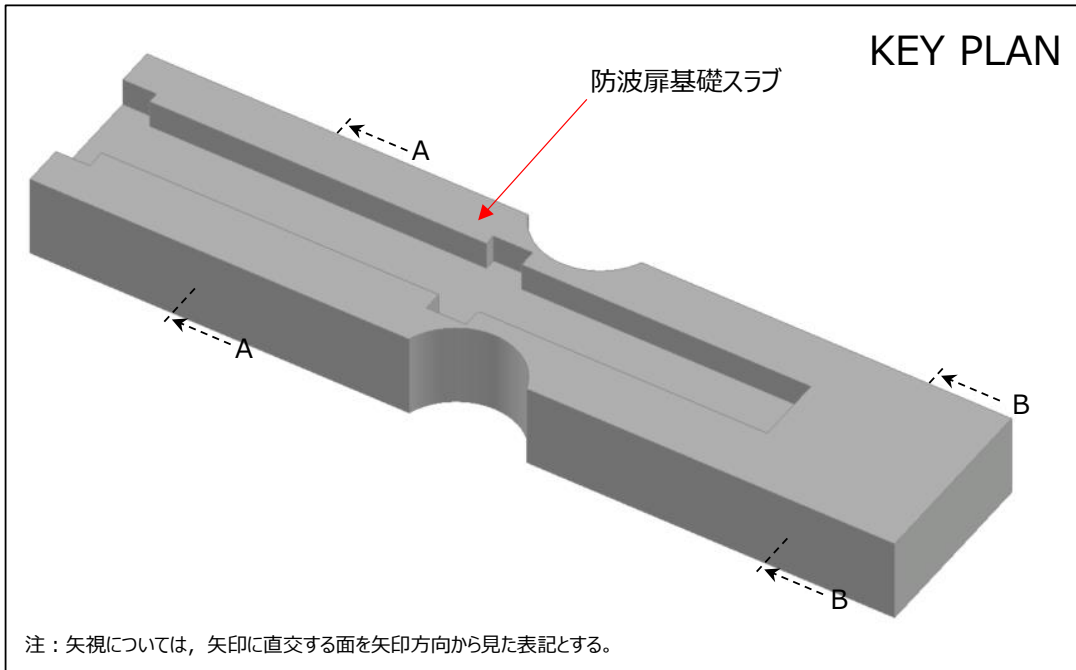
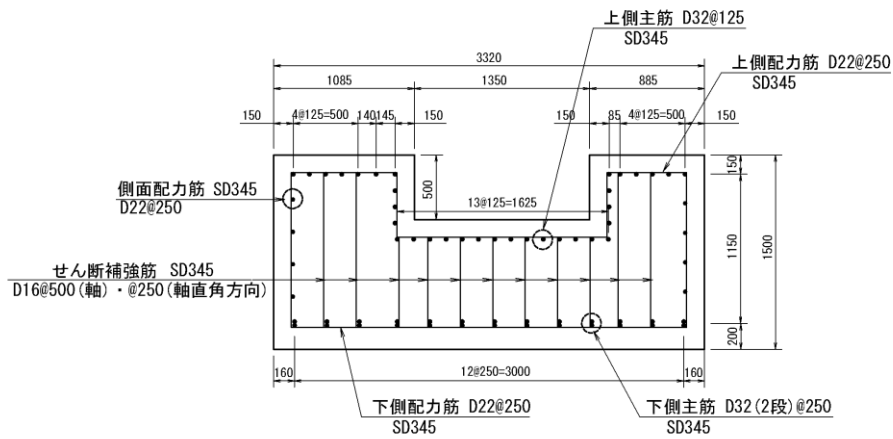


図 2-4(1) 防波扉 (荷揚場南) 基礎スラブ配筋図



(単位：mm)

A-A断面



B-B断面

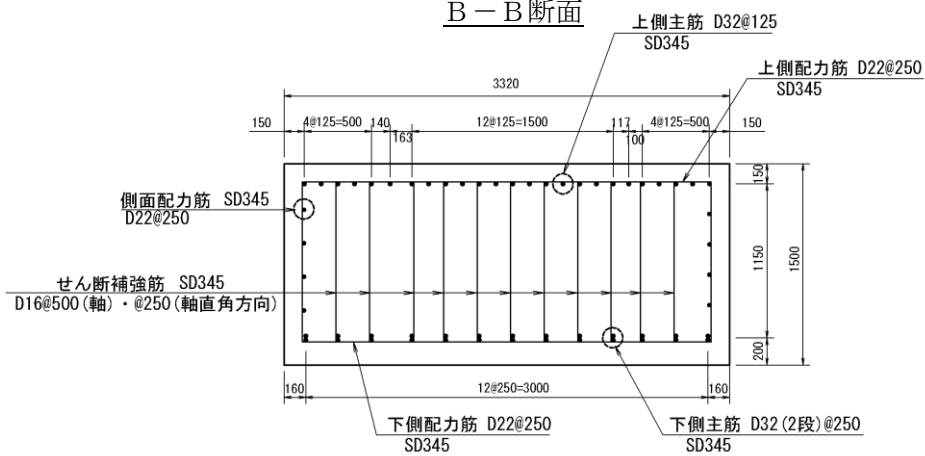


図 2-4(2) 防波扉 (荷揚場南) 基礎スラブ配筋図

3 評価方針

3.1 耐震評価方針

防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐震評価は、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、構造を踏まえ、「4.1 評価対象部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを確認する。確認結果を「5. 評価結果」にて示す。

耐震評価フローを図3-1に示す。

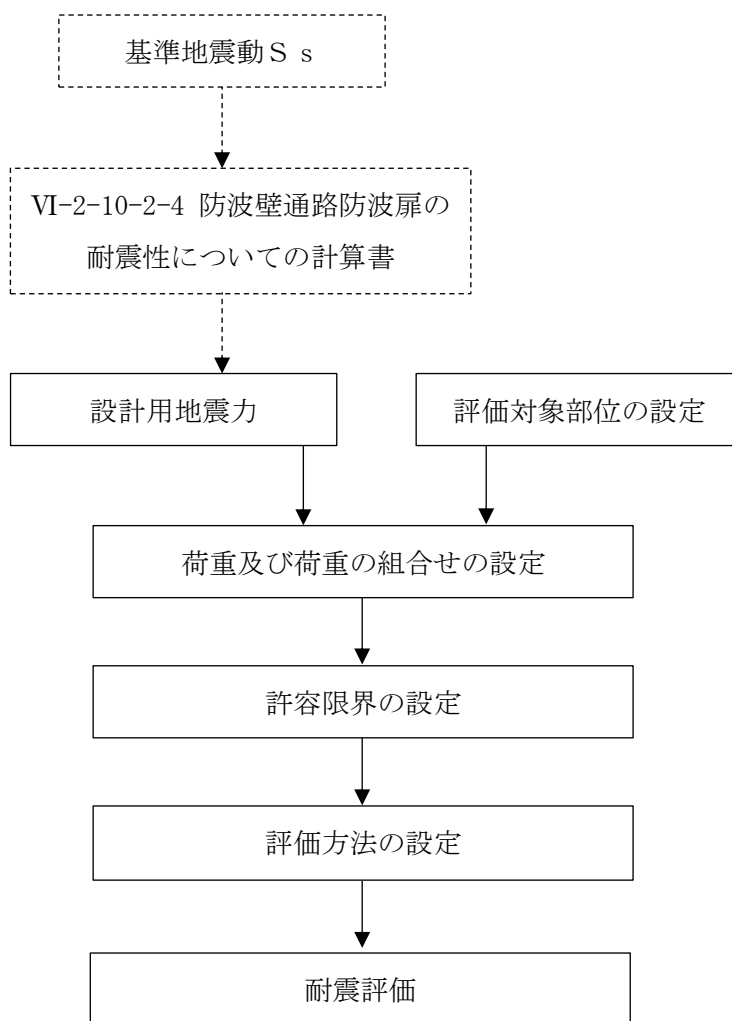


図3-1 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐震評価フロー

3.2 耐津波評価方針

防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐津波評価は、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、構造を踏まえ、「4.1 評価対象部位」にて設定する評価部位において、津波荷重等により算出した応力等が許容限界内に収まることを確認する。確認結果を「5. 評価結果」にて示す。

耐津波評価フローを図3-2に示す。

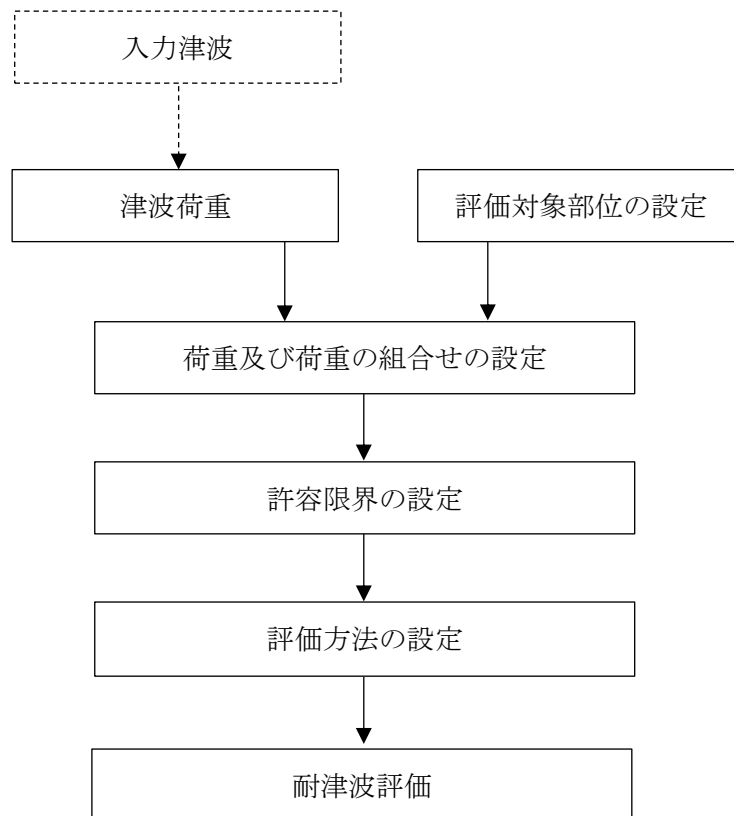


図3-2 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の耐津波評価フロー

3.3 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）

4. 評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は防波扉（荷揚場南）の受枠構造物の構造上の特徴を踏まえ選定する。

作用荷重により慣性力は、受枠（RC支柱）から防波扉基礎スラブに伝達されることから、評価対象部位を受枠（RC支柱）及び防波扉基礎スラブとする。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の自重を考慮する。

(2) 風荷重（Pk）

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

(3) 地震荷重（Ss）

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

$$S_s = G \cdot k$$

ここで、

Ss：基準地震動Ssによる地震荷重（kN）

G：固定荷重（kN）

k：設計震度（－）

なお、水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位は、水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして評価する。

(4) 遡上津波荷重（Pt）

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

4.2.2 荷重の組合せ

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

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

表 4-1 地震時の荷重の組合せ

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

- G : 固定荷重
- P_k : 風荷重
- S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

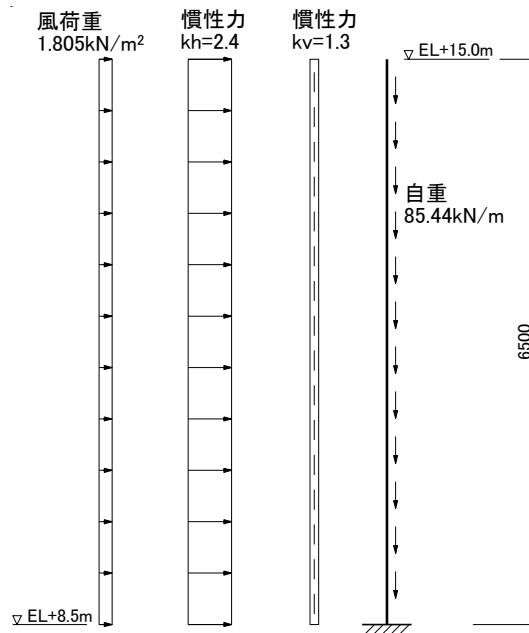


図 4-1 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC 支柱) の地震時の荷重の作用イメージ

表 4-2 津波時の荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	G + P _k + P _t

- G : 固定荷重
- P_k : 風荷重
- P_t : 遡上津波荷重

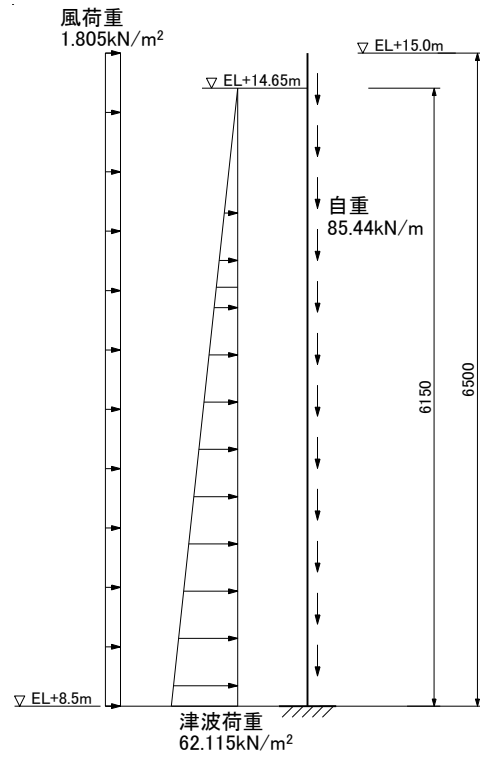


図 4-2 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の津波時の荷重の作用イメージ

4.3 解析モデル

4.3.1 解析モデル

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

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

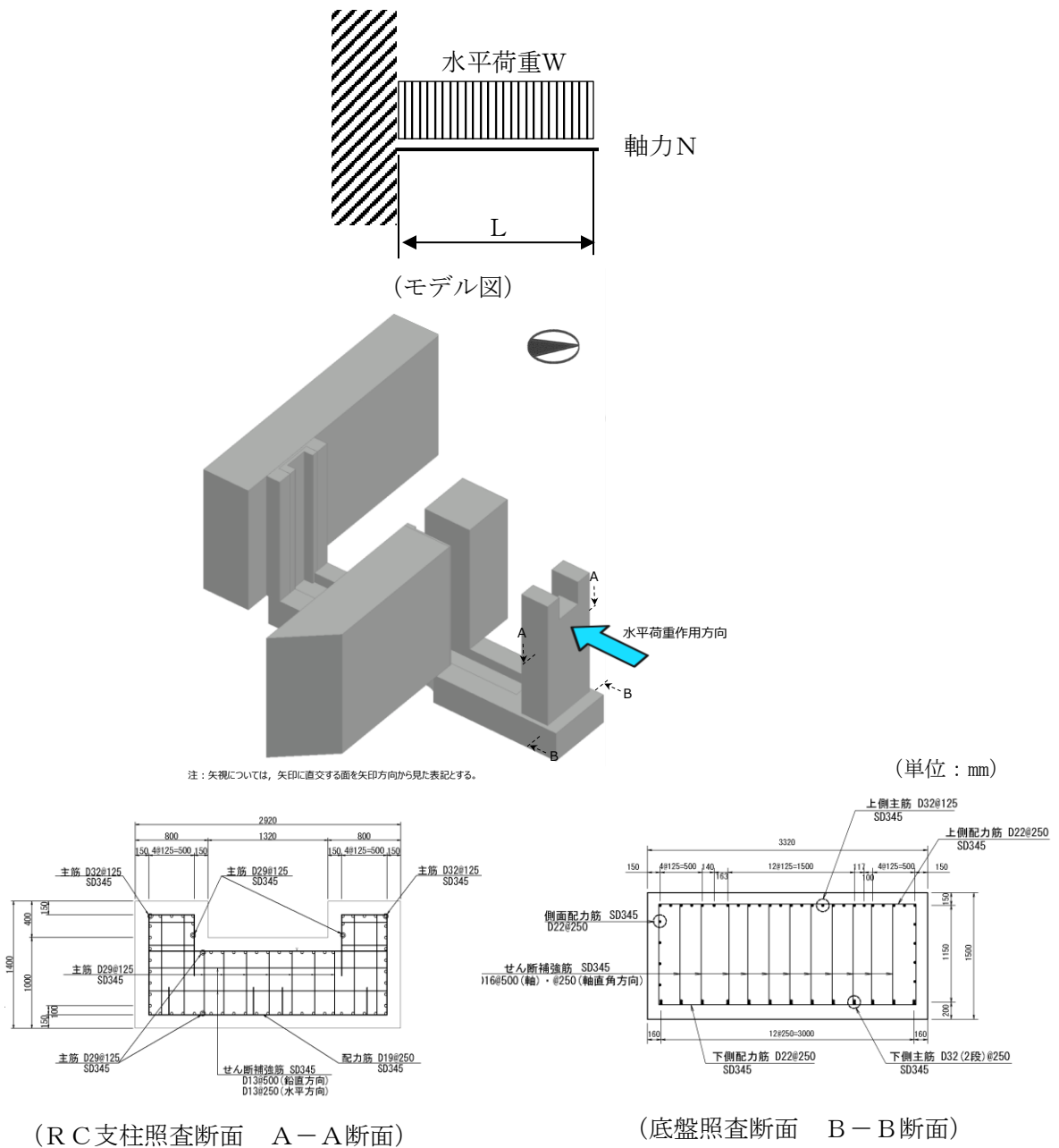


図4-3 防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の解析概要図

4.3.2 使用材料

防波扉（荷揚場南）の受枠構造物を構成するRC支柱及び防波扉基礎スラブの使用材料を表4-3に示す。

表4-3 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
RC支柱	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
	鉄筋	SD345
防波扉基礎スラブ	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
	鉄筋	SD345

4.4 許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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

表4-4 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)*
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ 圧縮応力度	9
鉄筋 (SD345)	許容曲げ 引張応力度	196	294

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

(2) せん断破壊に対する許容限界

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

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

ここで，

V_a ：許容せん断耐力

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

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

4.5 設計用地震力

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

表 4-5 設計用地震力

設置場所	設置高さ	設計震度	
		水平方向 k_H	鉛直方向 k_{UD}
防波扉（荷揚場南）	EL 8.5m	2.4	1.3

4.6 評価方法

防波壁通路防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の評価は、算定した照査用応答値が「4.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

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

5. 評価結果

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

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

表 5-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（地震時）

評価対象部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
受枠 (RC支柱)	曲げ圧縮応力度	9.2	13.5	0.69
	曲げ引張応力度	266.0	294	0.91
防波扉 基礎スラブ	曲げ圧縮応力度	5.4	13.5	0.40
	曲げ引張応力度	204.6	294	0.70

表 5-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（津波時）

評価対象部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
受枠 (RC支柱)	曲げ圧縮応力度	2.6	13.5	0.20
	曲げ引張応力度	49.4	294	0.17
防波扉 基礎スラブ	曲げ圧縮応力度	1.5	13.5	0.12
	曲げ引張応力度	57.8	294	0.20

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査値（地震時）

評価対象部位	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
受枠（RC支柱）	1367	1626	0.85

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査値（津波時）

評価対象部位	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
受枠（RC支柱）	592	1626	0.37

(参考資料 3) 防波扉 (荷揚場南) における杭頭部の耐震評価について

1. 概要

防波扉 (荷揚場南) を支持する鋼管杭は, その杭頭部を防波扉基礎スラブと剛結合する。

杭頭部の照査として, 基準地震動 S_s を用いた地震応答解析に基づき, 構造部材の健全性評価を実施する。

2. 評価方法

杭頭部の耐震評価は, 「杭基礎設計便覧 (日本道路協会, 2007 年制定)」 (以下, 「杭基礎設計便覧 2007 年」という。) に基づいて行う。「2.2.3 防波壁通路防波扉 (荷揚場南) の耐震性についての計算書に関する補足説明」における基準地震動 S_s を用いた地震応答解析に基づき, 鋼管杭 (線形はり要素) 上端の発生断面力を算定し, 防波扉基礎スラブと鋼管杭の結合部について, 押抜きせん断応力度, 支圧応力度及び仮想鉄筋コンクリート断面の応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 2-1 に杭頭部配筋図を示す。

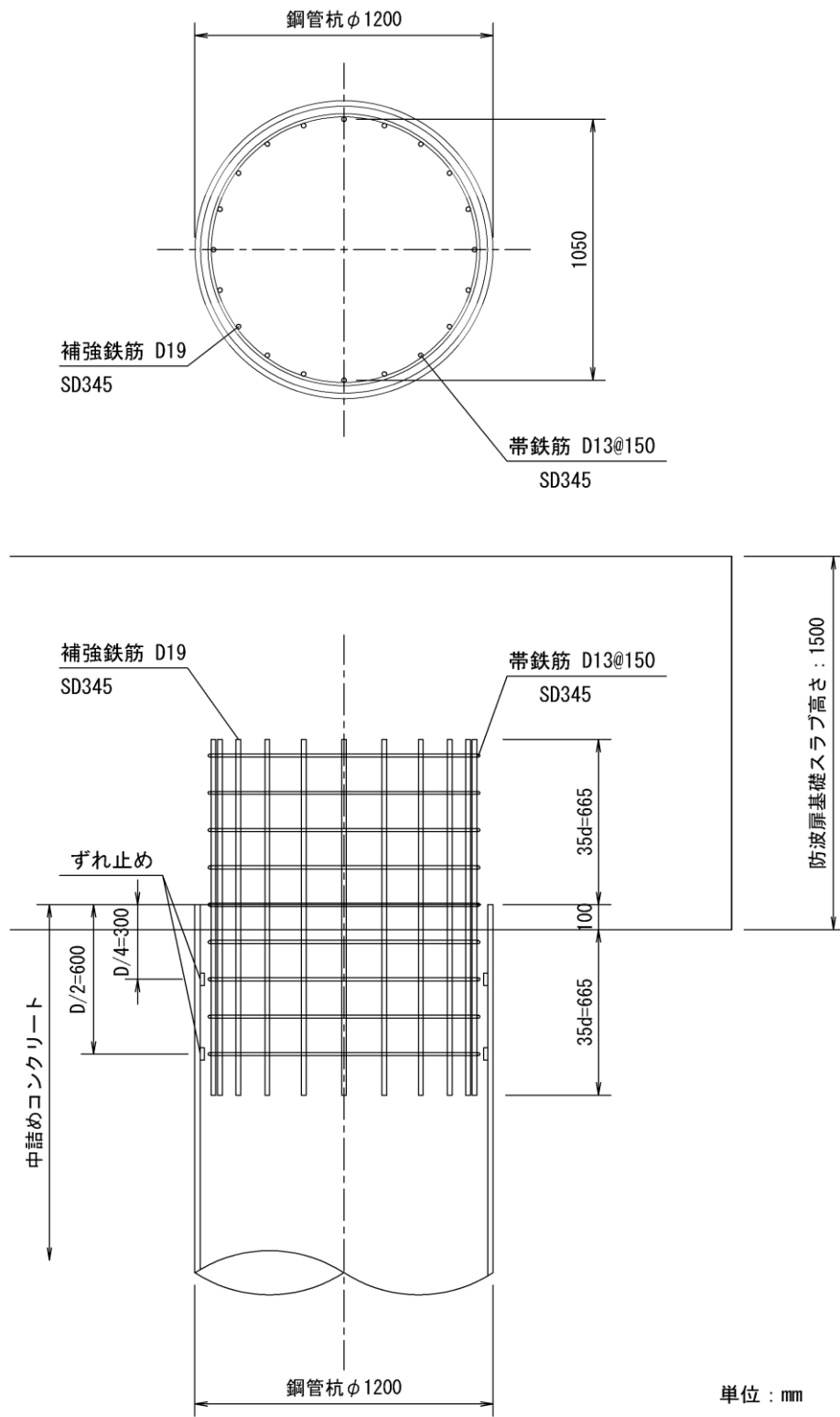


図 2-1 杭頭部配筋図

2.1 許容限界

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

表 2-1 に杭頭部の耐震評価における許容限界を示す。

表 2-1 杭頭部の耐震評価における許容限界

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

注記*1：「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」p.244より支圧応力度の算出式 $\sigma_{ba}=0.3f_{ck}$ を用いて求める。

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

2.2 断面照査

(1) 押し込み力に対する照査

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

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

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

ここで、

σ_{cv} : 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm²)

τ_v : 杭頭結合部に発生する垂直押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P : 杭頭結合部に作用する押し込み力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm) (=1198mm*)

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

注記* : 腐食代 1mm による断面の低減を考慮する。

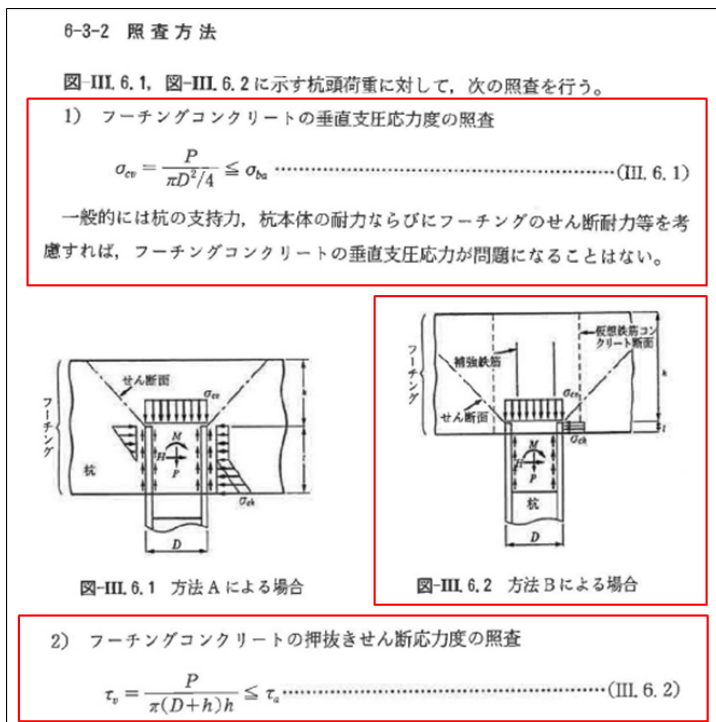


図 2-2 押し込み力に対する照査

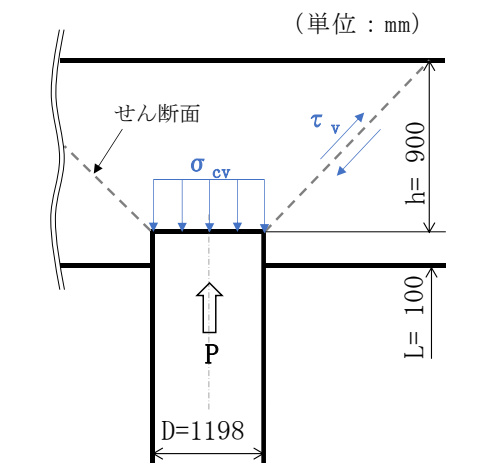


図 2-3 押し込み力に対する照査図

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

(2) 水平力に対する照査

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

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

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

ここで、

σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)

τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm) (=1198mm*)

L : 杭の埋込長 (mm) (=100mm)

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

注記* : 腐食代 1mm による断面の低減を考慮する。

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法 A の場合

$$\sigma_{ca} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots(\text{III. 6.5})$$

b. 方法 B の場合

$$\sigma_{ca} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots(\text{III. 6.6})$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6.7})$$

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

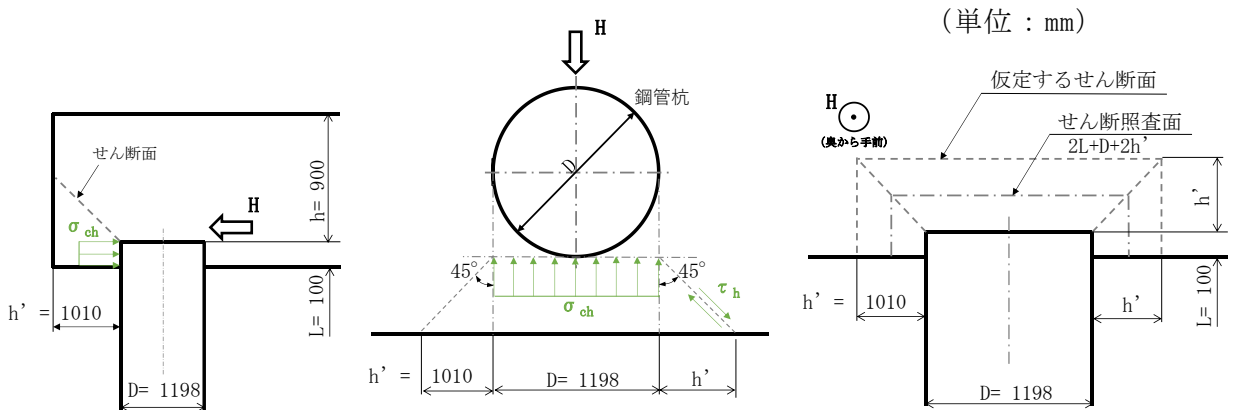


図 2-5 水平力に対する照査図

(3) 杭頭結合鉄筋に対する照査

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

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

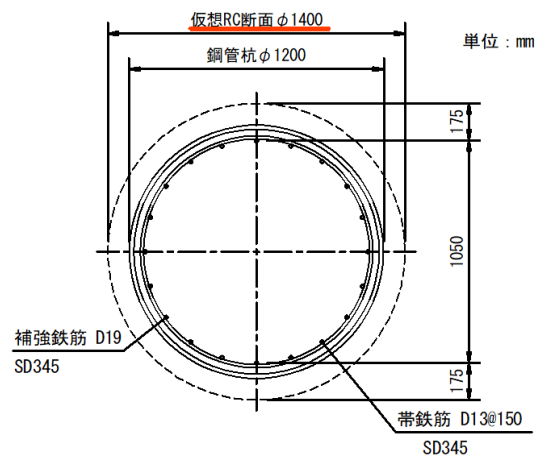


図2-6 仮想鉄筋コンクリート断面の設定方法

表2-2 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面径	杭頭部補強筋
1400mm	D19-20本

3. 評価結果

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

杭頭部の照査において、発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3-1(1) 押し込み力に対する照査における最大照査値（押抜き）

地震動	解析 ケース	発生断面力	押抜き応力度 τ_v (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値 τ_v / τ_{al}
		軸力 (kN)			
S _s -D (+-)	①	216	0.04	0.90	0.05

表 3-1(2) 押し込み力に対する照査における最大照査値（支圧）

地震動	解析 ケース	発生断面力	支圧応力度 σ_{cv} (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 $\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$
		軸力 (kN)			
S _s -D (+-)	①	216	0.19	10.8	0.02

表 3-2(1) 水平力に対する照査における最大照査値（押抜き）

地震動	解析 ケース	発生断面力	押抜き応力度 τ_h (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値 τ_h / τ_{al}
		せん断力 (kN)			
S _s -D (++)	①	133	0.04	0.90	0.05

表 3-2(2) 水平力に対する照査における最大照査値（支圧）

地震動	解析 ケース	発生断面力	支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 $\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$
		せん断力 (kN)			
S _s -D (++)	①	133	1.11	10.8	0.11

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

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (- +)	①	306	67	3.1	13.5	0.23

表 3-3(2) 杭頭結合鉄筋に対する照査における最大照査値（鉄筋）

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D (+ +)	①	290	9	127	294	0.44

(参考資料 4) 漂流物対策工 (鋼製扉体) の支承部の構造について

1. 概要

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

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

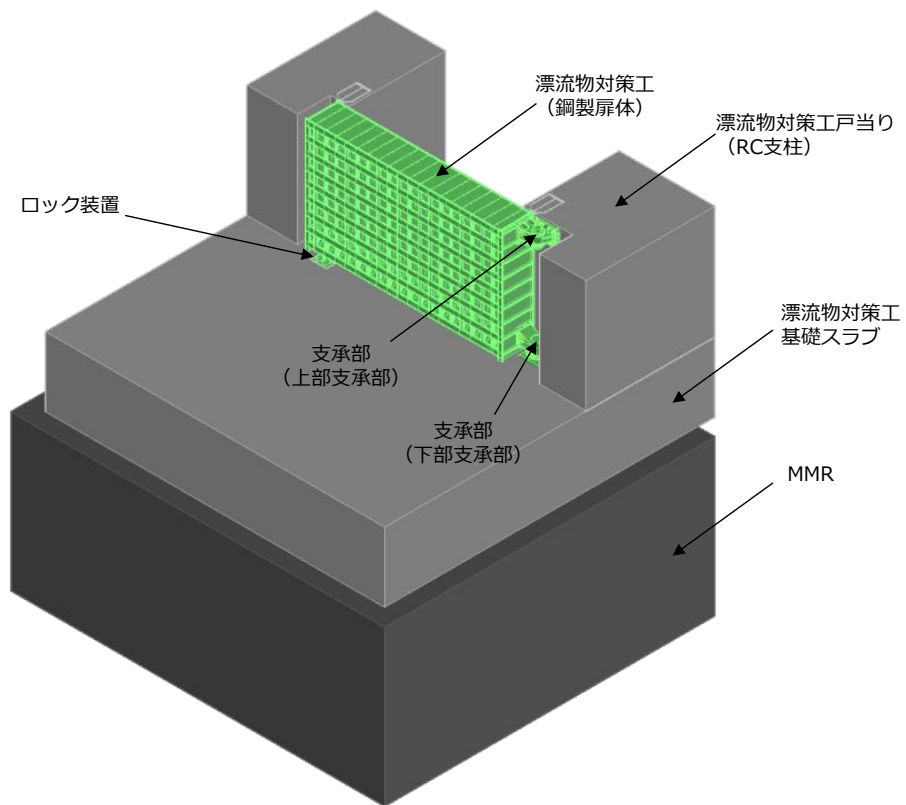
2. 支承部の構造

漂流物対策工 (鋼製扉体) は、支承部 (扉取付部) により漂流物対策工戸当り R C 支柱及び漂流物対策工基礎スラブに接合した片開き式の構造である。漂流物対策工の構造概要を図 2-1 に示す。

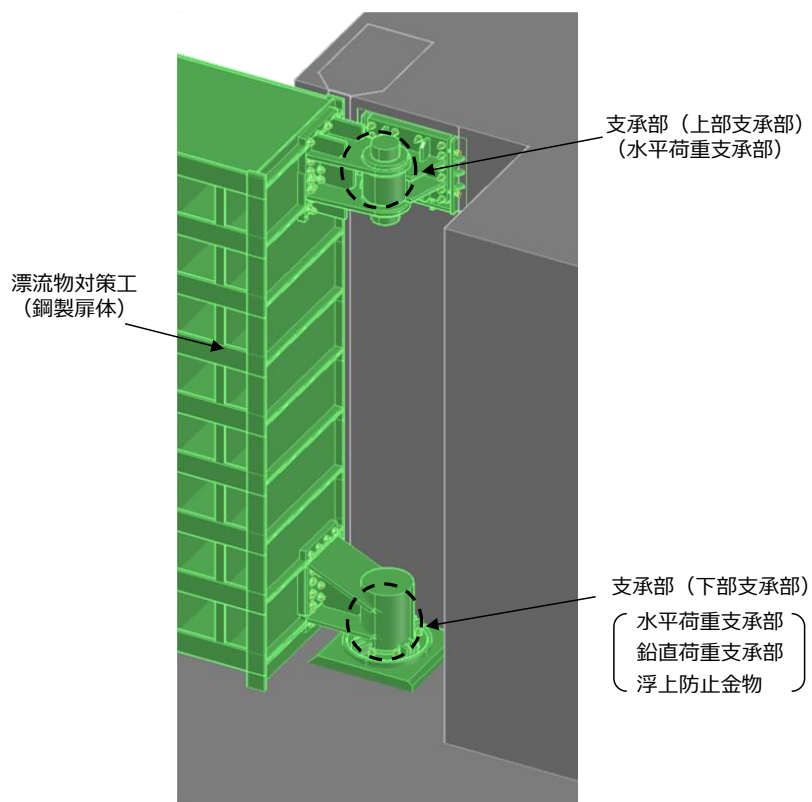
支承部は、構造が類似する「ダム・堰施設技術基準 (案) (一般社団法人ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 10 月) に示されるヒンジ式ゲートの構造等を参照し、構造全体として設計裕度を確保できる構造とするために、扉体の回転方向 (水平方向) に対して荷重を支持する水平荷重支承部と、回転直交方向 (鉛直方向) に対して荷重を支持する鉛直荷重支承部を設ける。支承部構造図を図 2-2 に示す。

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

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

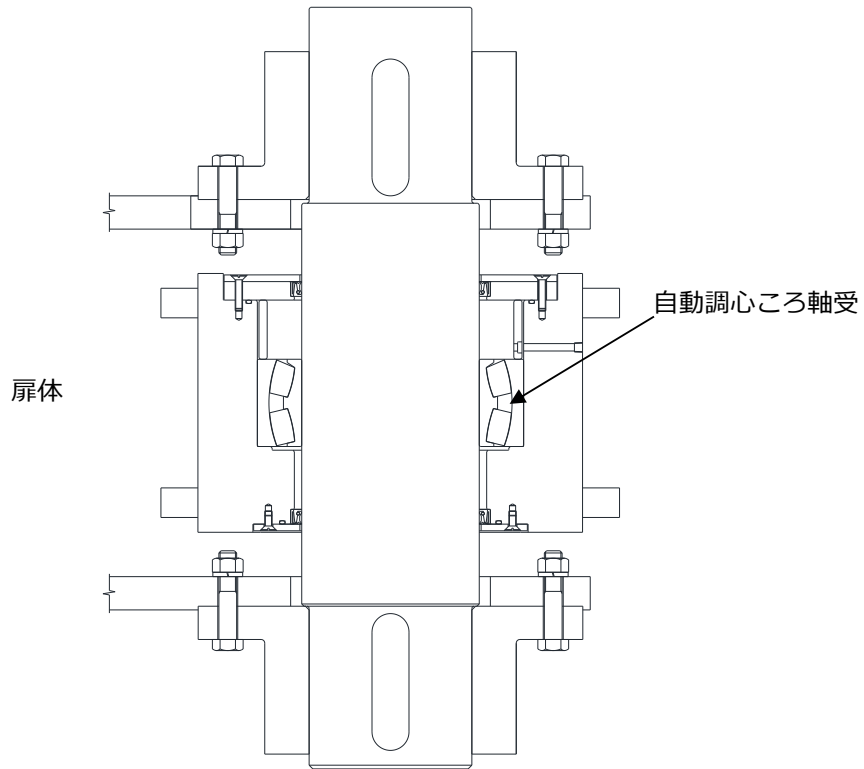


(全体図)

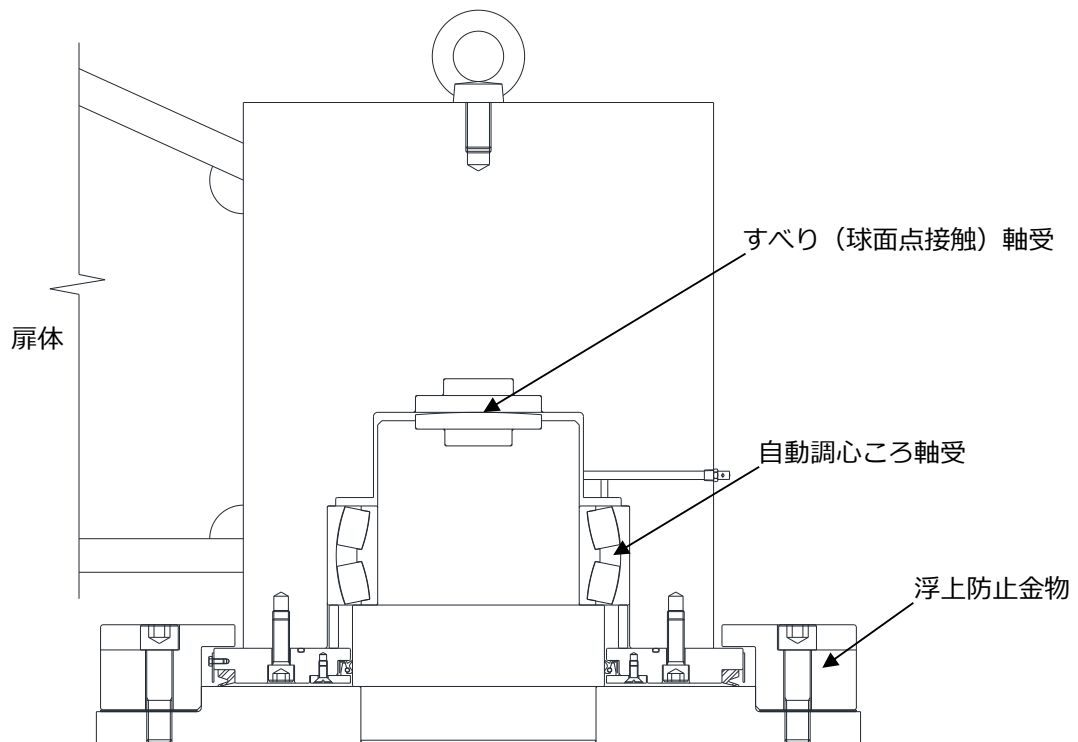


(支承部拡大図)

図 2-1 漂流物対策工の構造概要



(支承部 (上部支承部))



(支承部 (下部支承部))

図 2-2 支承部構造図

3. 荷重伝達経路

漂流物対策工（鋼製扉体）に作用する水平荷重及び鉛直荷重は，支承部等を介して漂流物対策工（鋼製扉体）から漂流物対策工戸当り（R C支柱）及び漂流物対策工基礎スラブへ伝達する。

支承部の荷重伝達経路を図 3-1 に示す。

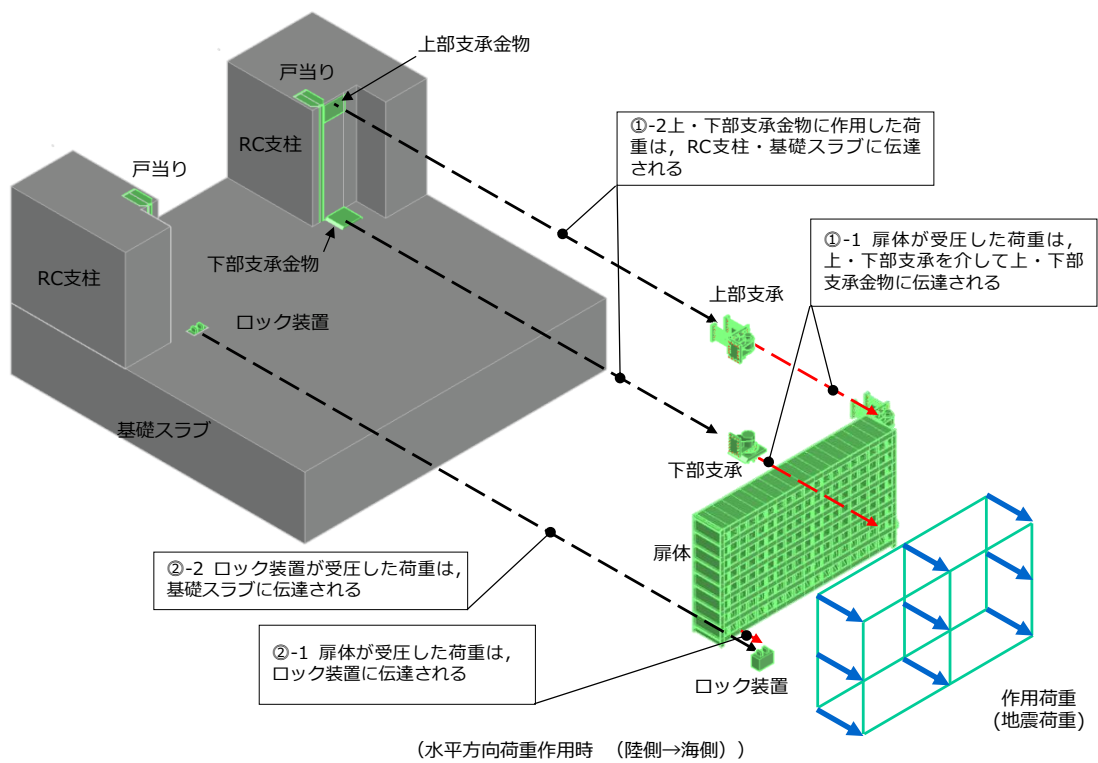
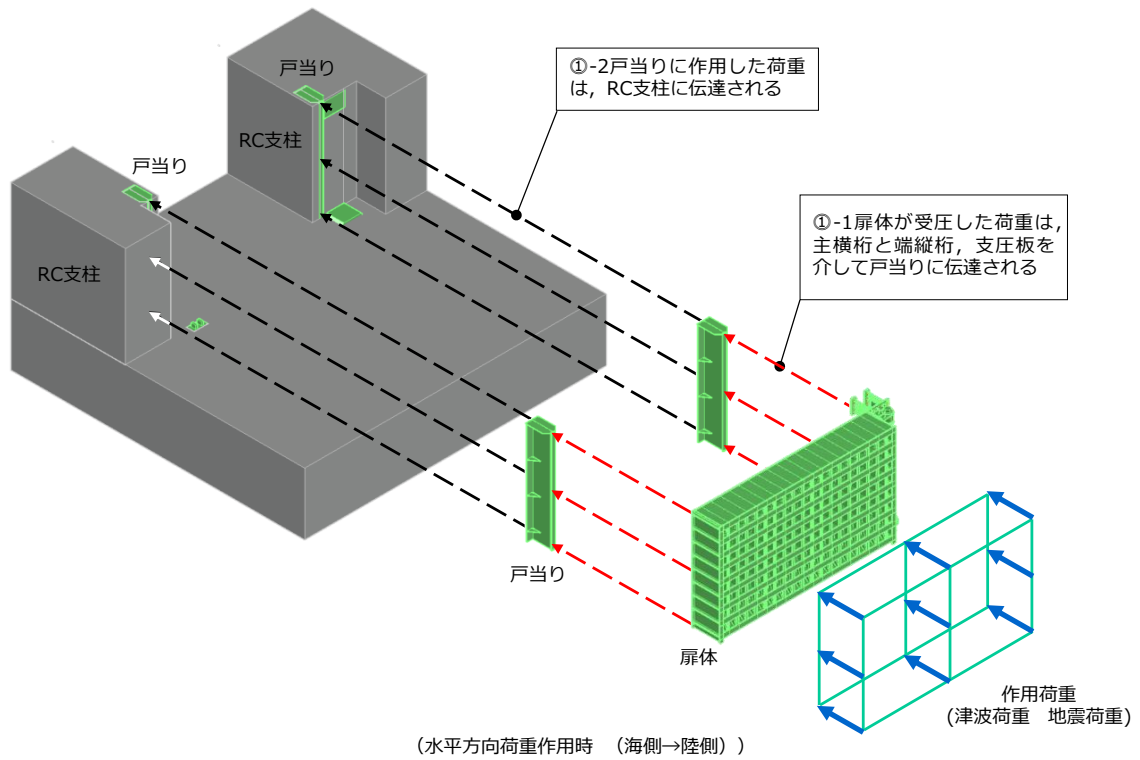


図 3-1(1) 支承部の荷重伝達経路

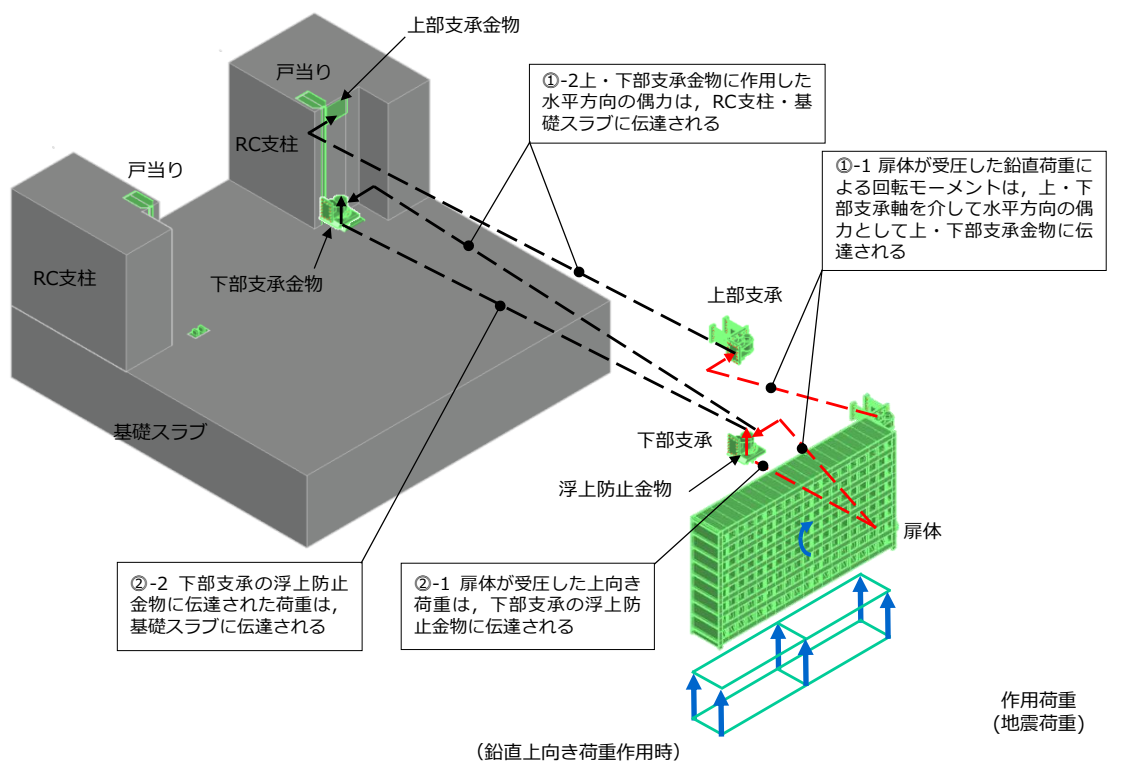
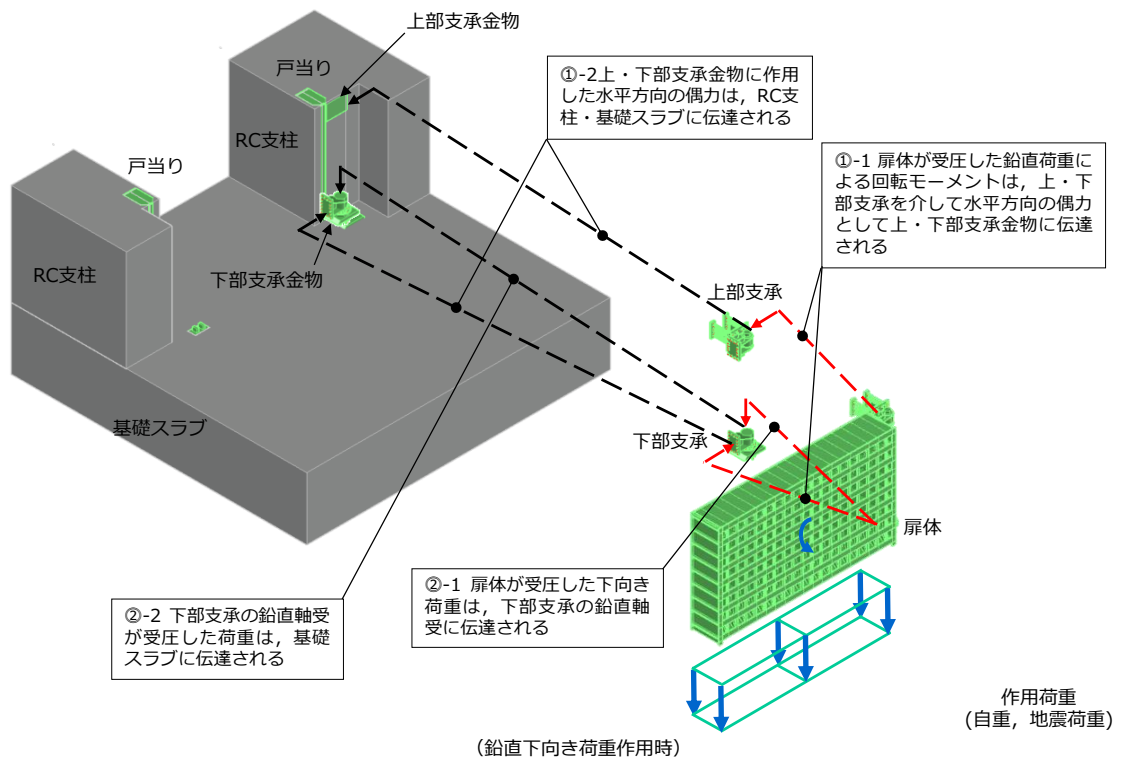


図 3-1(2) 支承部の荷重伝達経路

(参考資料5) 水密試験について

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、津波防護施設である防波壁通路防波扉が止水機能を有することを説明するものである。

説明の方針として、防波壁通路防波扉（1号機北側）（以下「防波扉（1号機北側）」という。）、防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）及び防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）に、遡上津波荷重における水圧を作用させた時の漏水量が許容漏水量以下であることを水密試験により確認する。

2. 一般事項

2.1 防波扉位置

防波扉位置図を図 2-1 に示す。

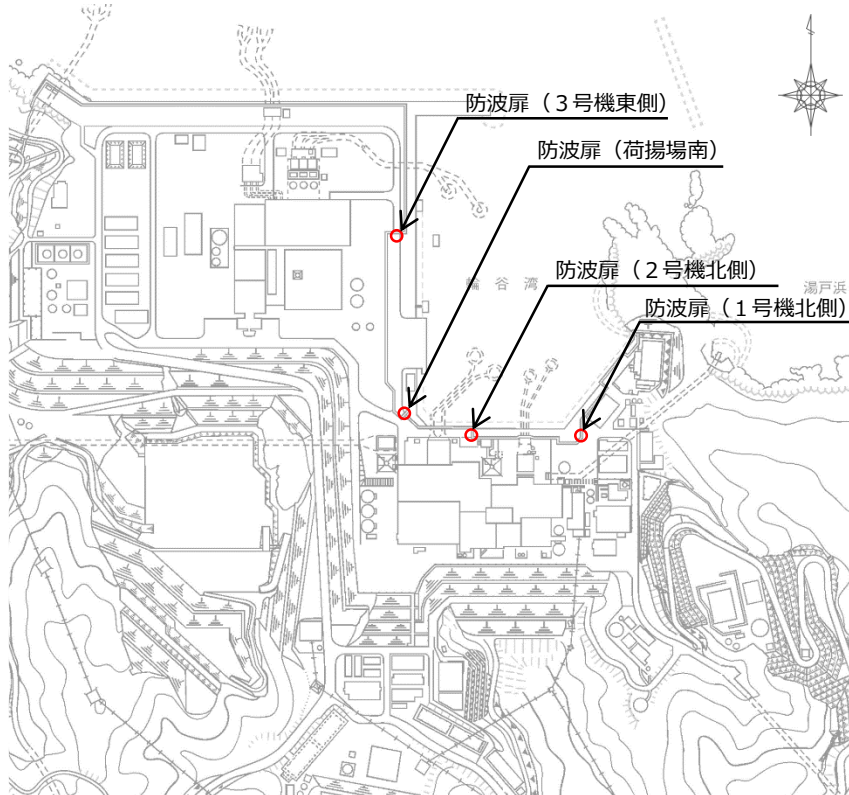


図 2-1 防波扉位置図

2.2 防波扉の止水構造一覧

防波扉の止水構造の一覧を表 2-1 に示す。

表 2-1 防波扉の止水構造一覧

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

2.3 防波扉の構造概要

各防波扉の構造概要図を図 2-2 に示す。

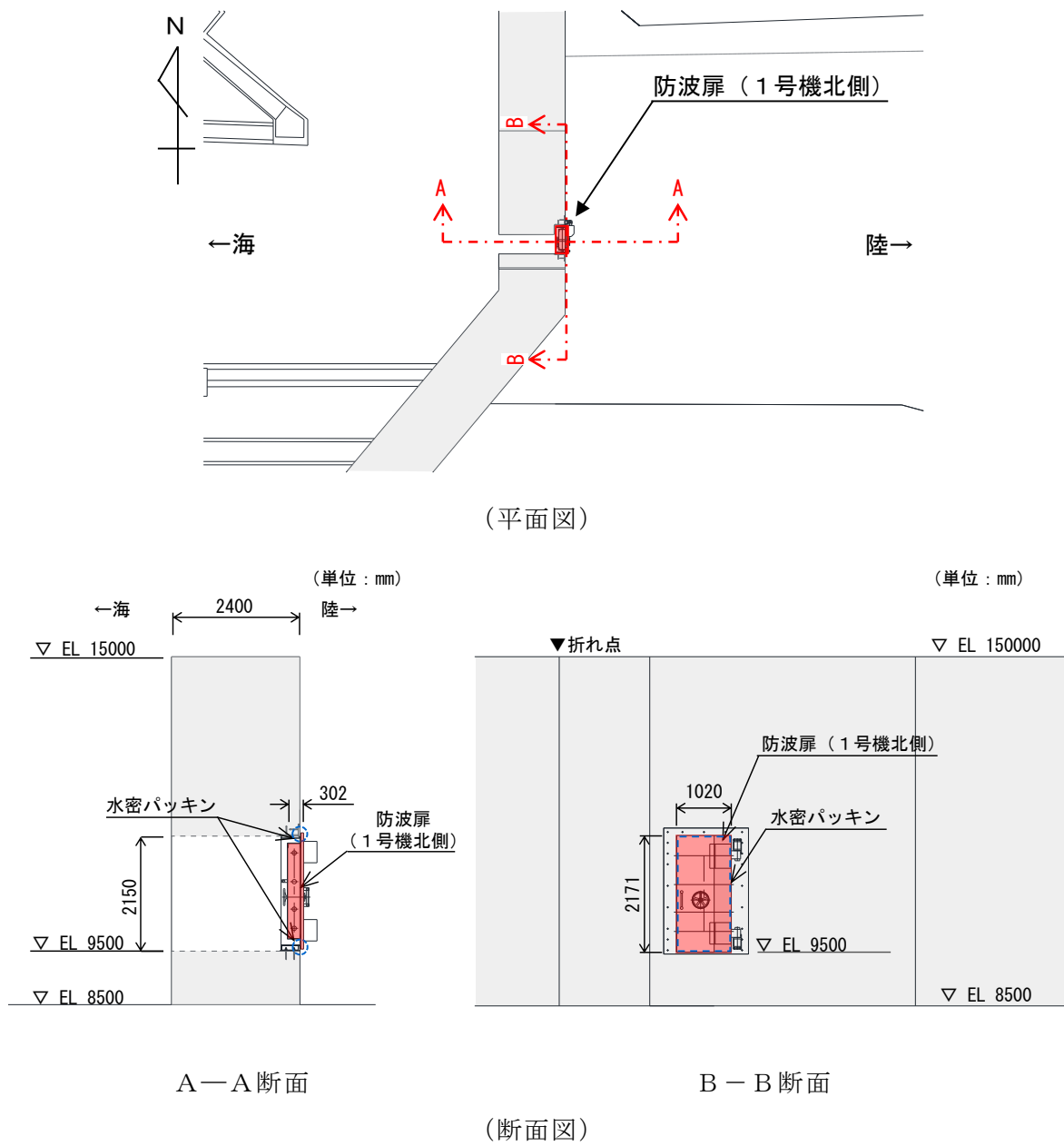
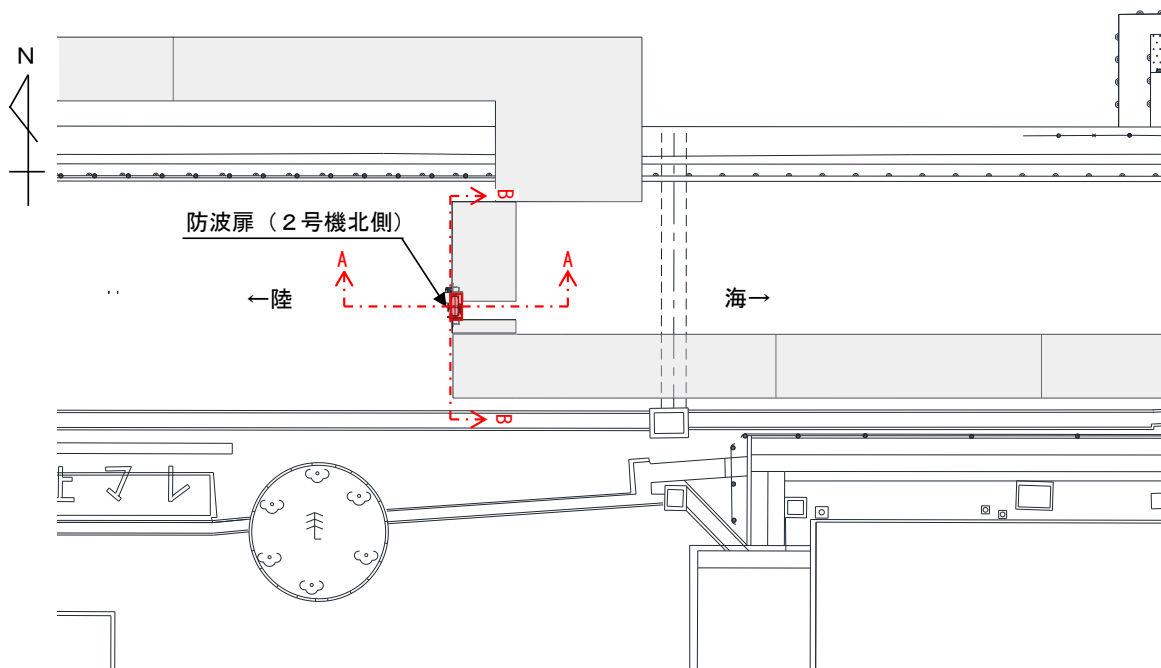
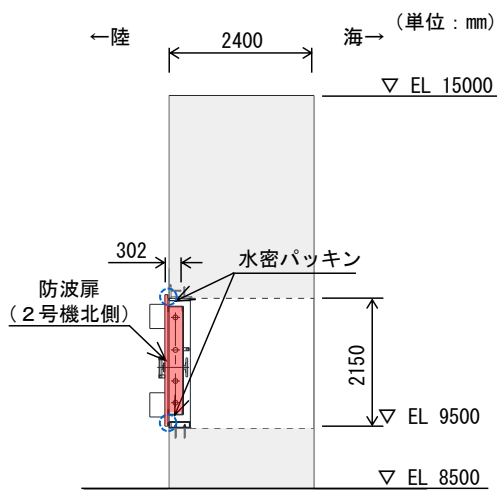


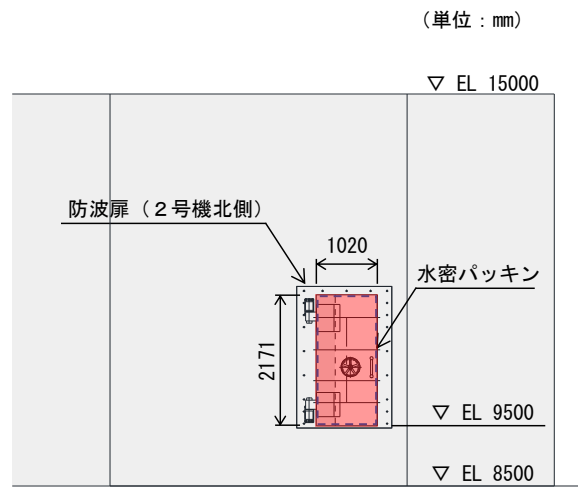
図 2-2(1) 防波扉 (1号機北側) 構造概要図



(平面図)



A-A断面



B-B断面

(断面図)

図 2-2(2) 防波扉 (2号機北側) 構造概要図

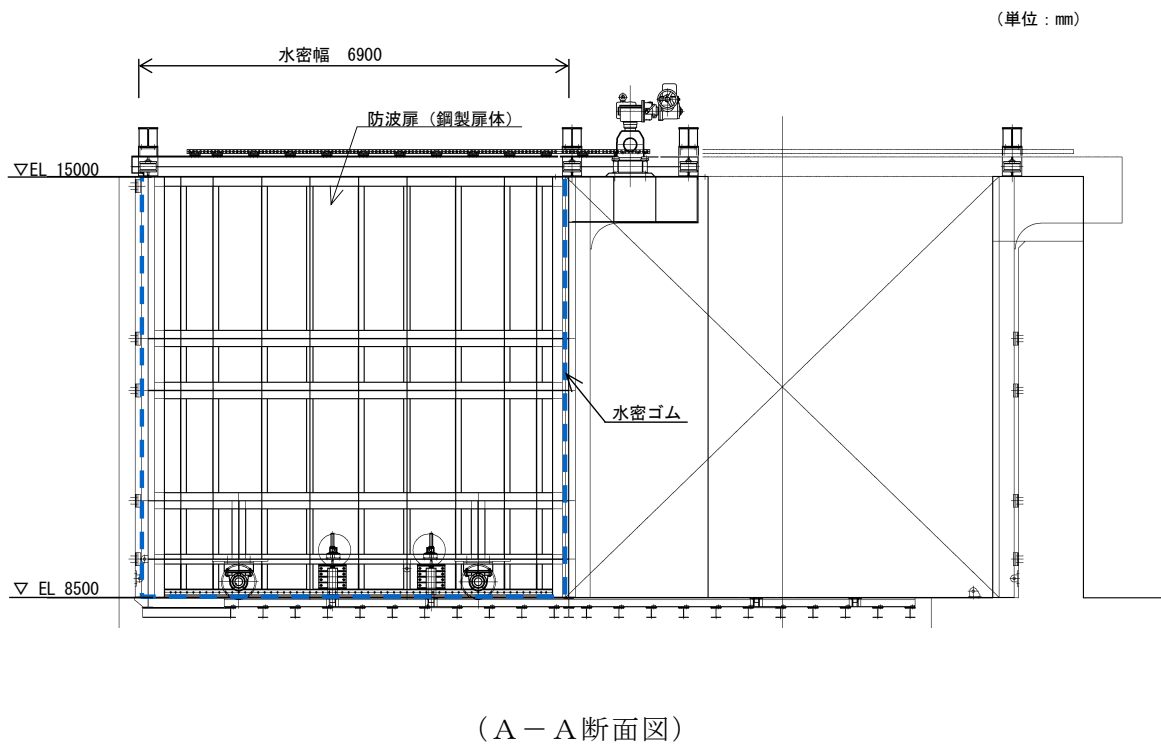
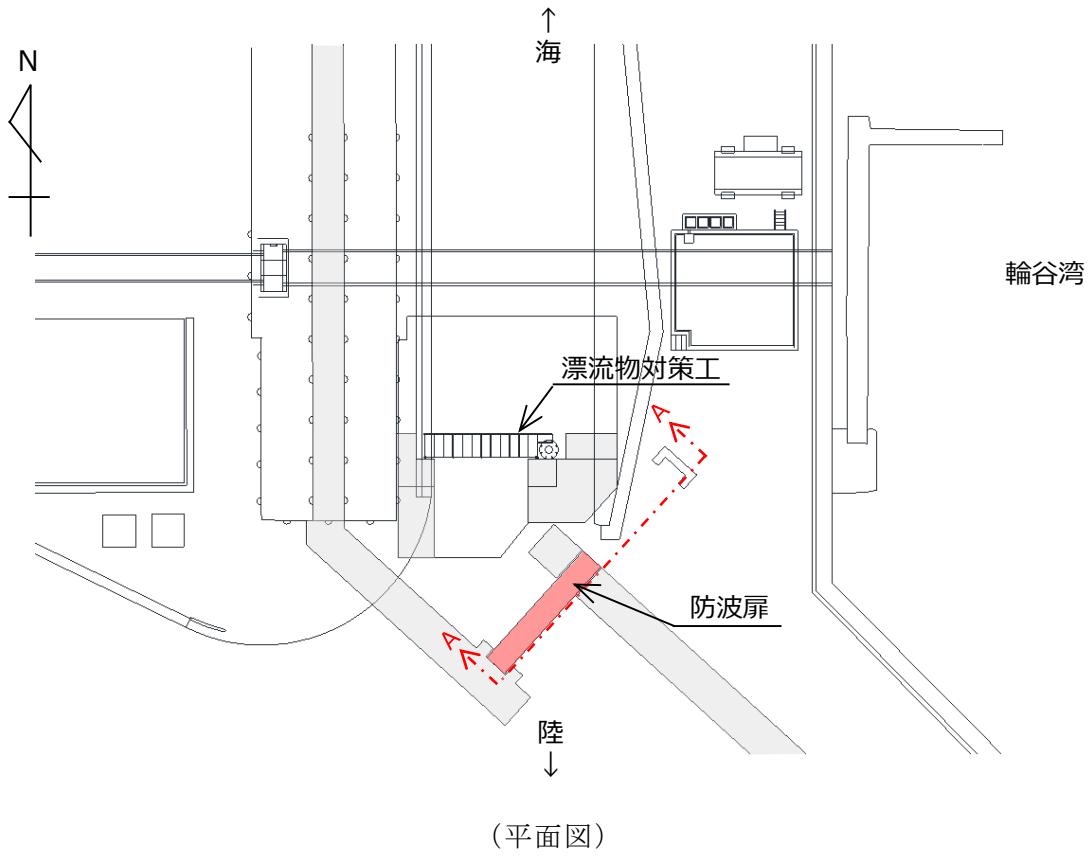
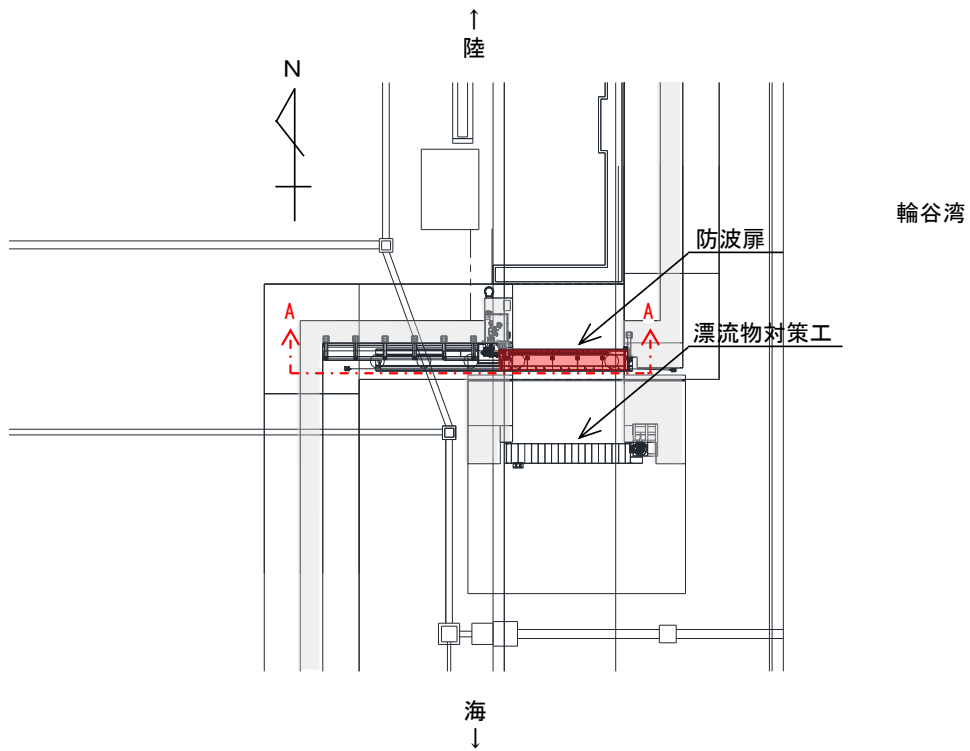
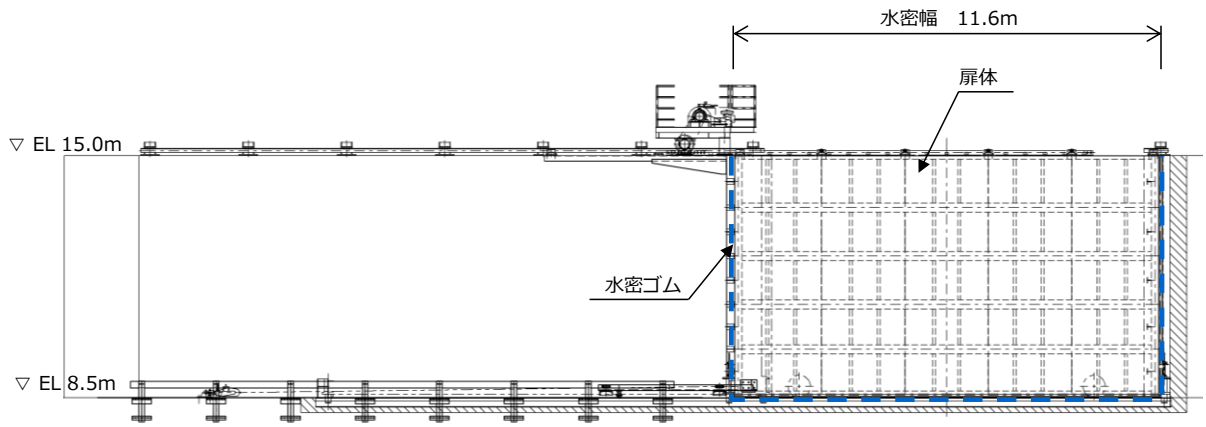


図 2-2(3) 防波扉 (荷揚場南) 構造概要図



(平面図)



(A-A断面図)

図 2-2(4) 防波扉 (3号機東側) 構造概要図

2.4 止水機構の概要

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

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

止水機構の概要を図2-3に示す。

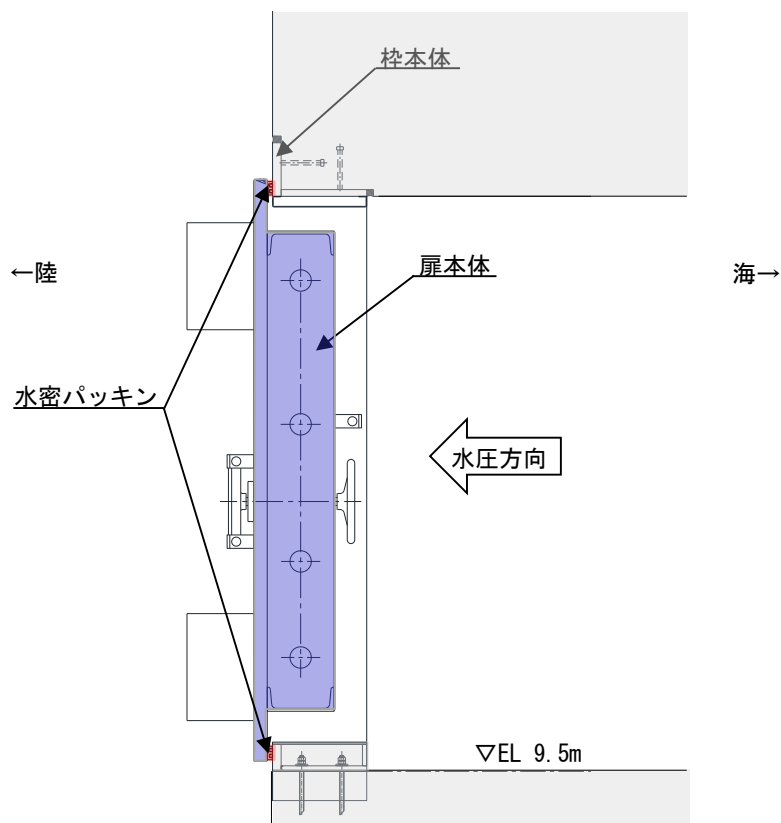


図2-3(1) 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の止水機構の概要

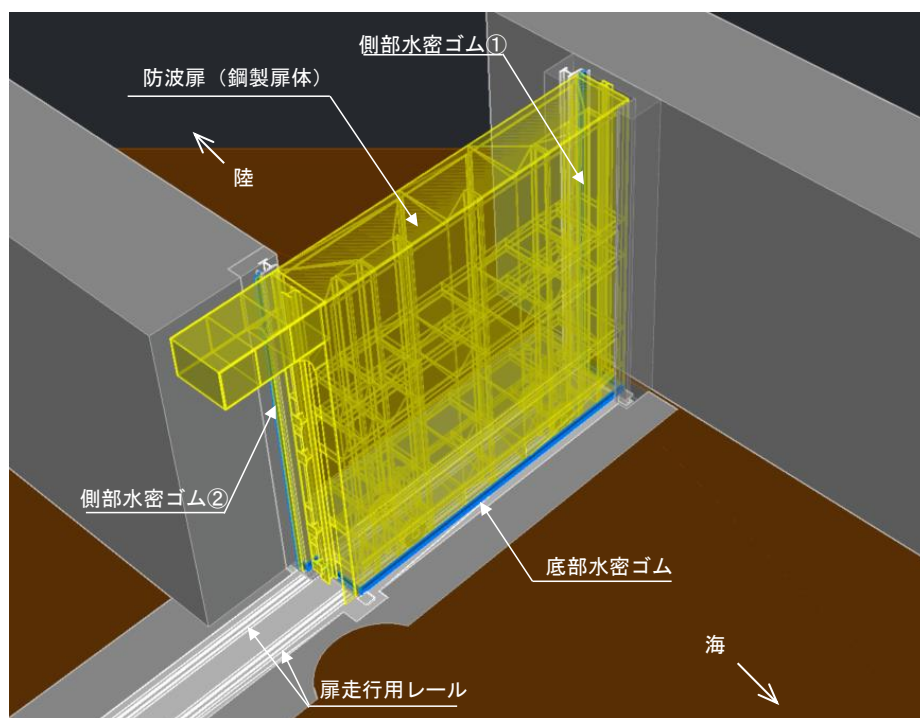
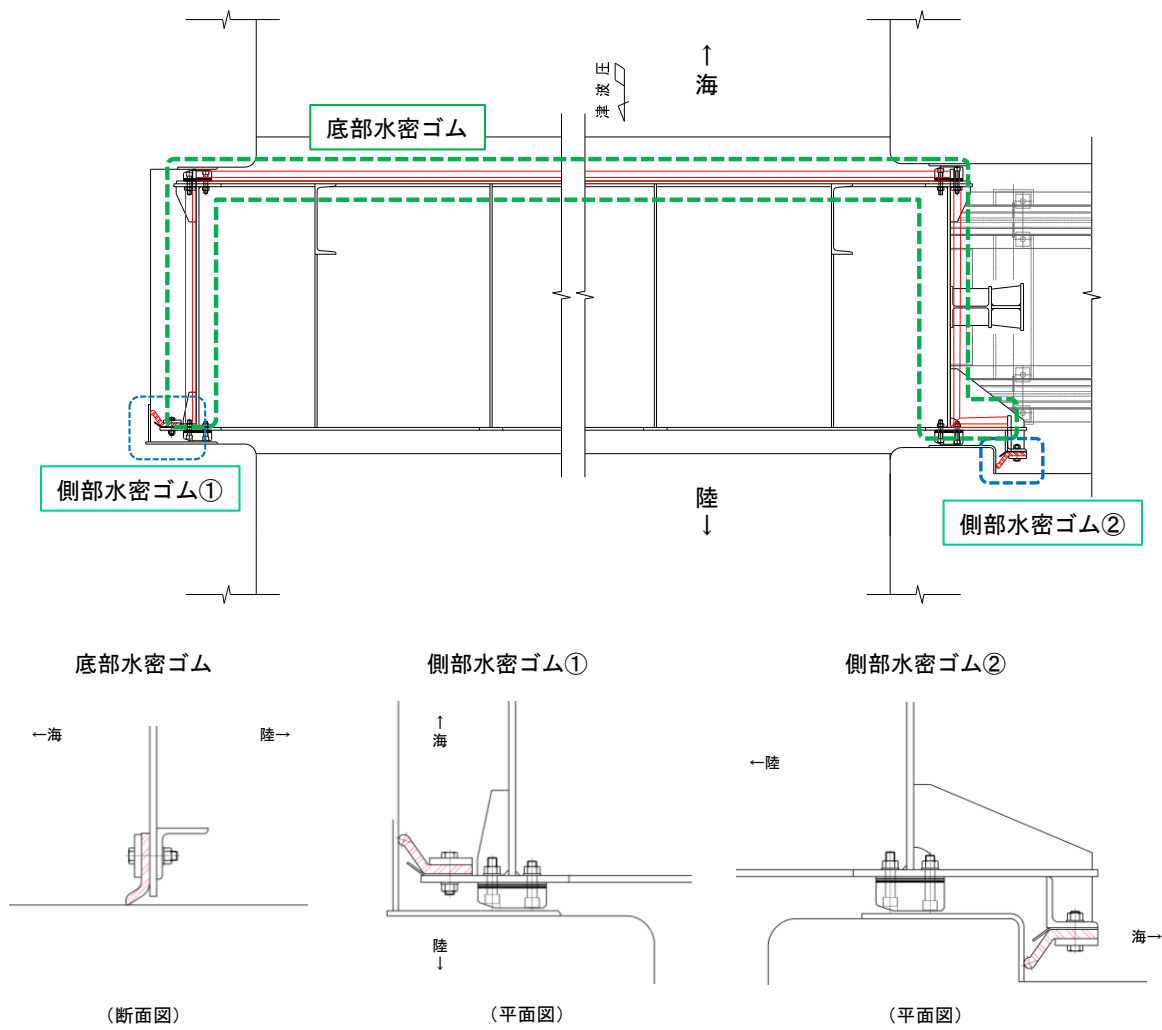


図 2-3(2) 防波扉 (荷揚場南) 止水機構の概要

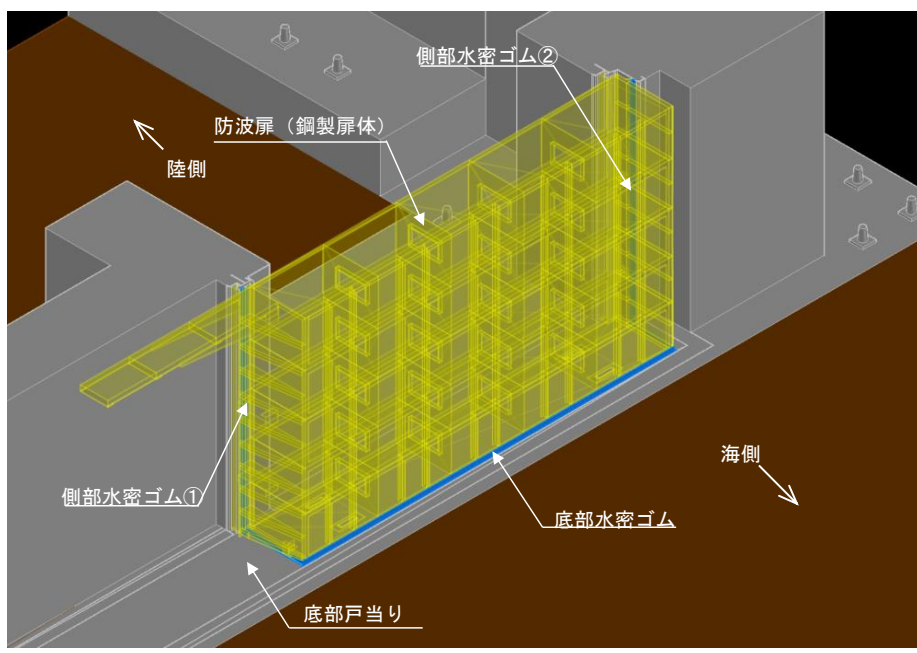
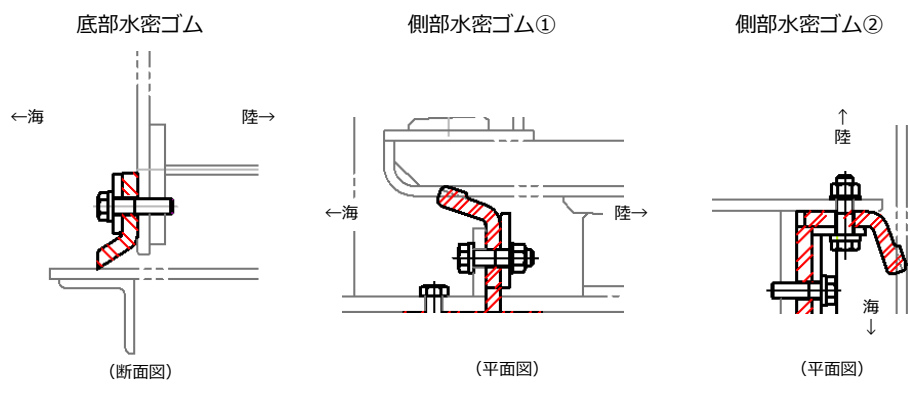
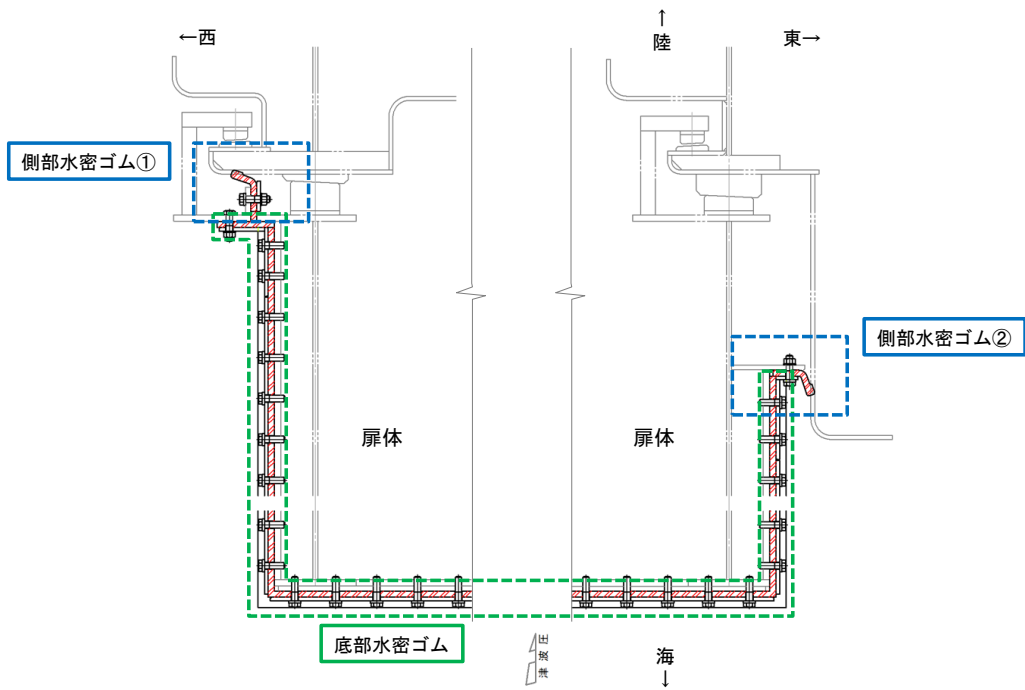


図 2-3(3) 防波扉 (3号機東側) 止水機構の概要

3. 水密試験

3.1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）

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

防波扉（1・2号機北側）については、同一の構造（水密パッキン形状、水圧方向）であり、試験水頭高さが大きい「復水器エリア水密扉」の水密試験結果（「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 2.4.3.1 水密扉の止水性について」のうち試験体③）により十分な止水機能を有すると評価する。

防波扉（1・2号機北側）と復水器エリア水密扉の仕様比較を表 3-1 に示す。

表 3-1 防波扉（1・2号機北側）と復水器エリア水密扉の仕様比較

扉名称	防波扉（1・2号機北側）	復水器エリア水密扉 （試験体③）
水密パッキン形状	扉付きダブルパッキン	
水圧方向	逆圧	
試験水頭高さ	（設計水頭高さ）5.15m	11.0m
扉寸法	W 1020mm × H 2171mm	W 1320mm × H 2136mm

3.2 防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）

3.2.1 水密試験条件

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

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

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

表3-2 水密試験条件一覧

項目	条件	備考
水密ゴム	実機寸法を再現	—
試験圧力	0.063MPa以上	遡上津波荷重における水圧（津波波圧）*1
試験時間	10分保持	—
許容漏水量	0.2ℓ/m/s以下	ダム・堰施設検査要領（案）*2

注記*1：津波波圧算定式（朝倉式）

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

ここに、

q_z ：津波波圧（kN/m²）

η ：浸水深（通過波の浸水深＝最大浸水深4.1mの1/2＝2.05）（m）

z ：当該部分の地盤面からの高さ＝0（m）（ $0 \leq z \leq a h$ ）

a ：水深係数＝3

ρg ：海水の単位体積重量＝10.1（kN/m³）

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

表3-3 試験装置の主要仕様

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

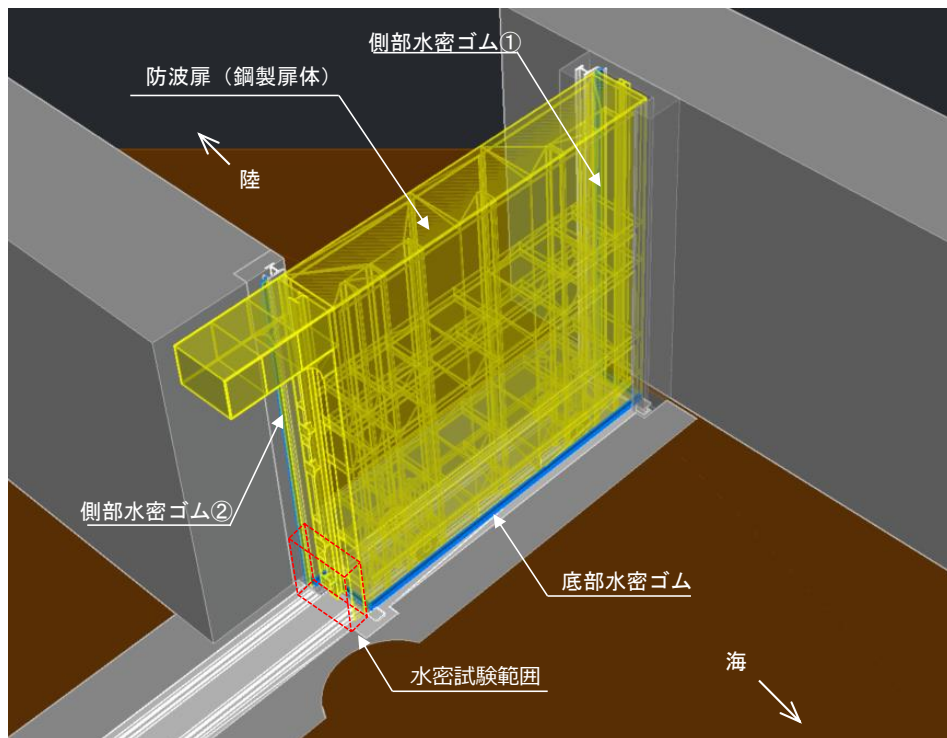
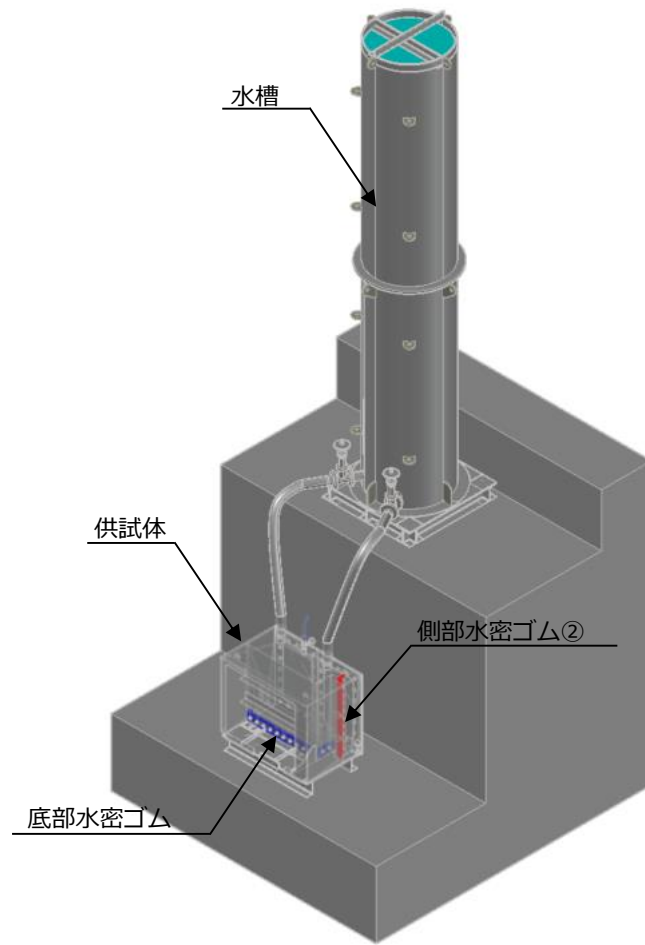


図 3-1 水密試験装置概要図

(1) 実機の漏水量算定

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

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

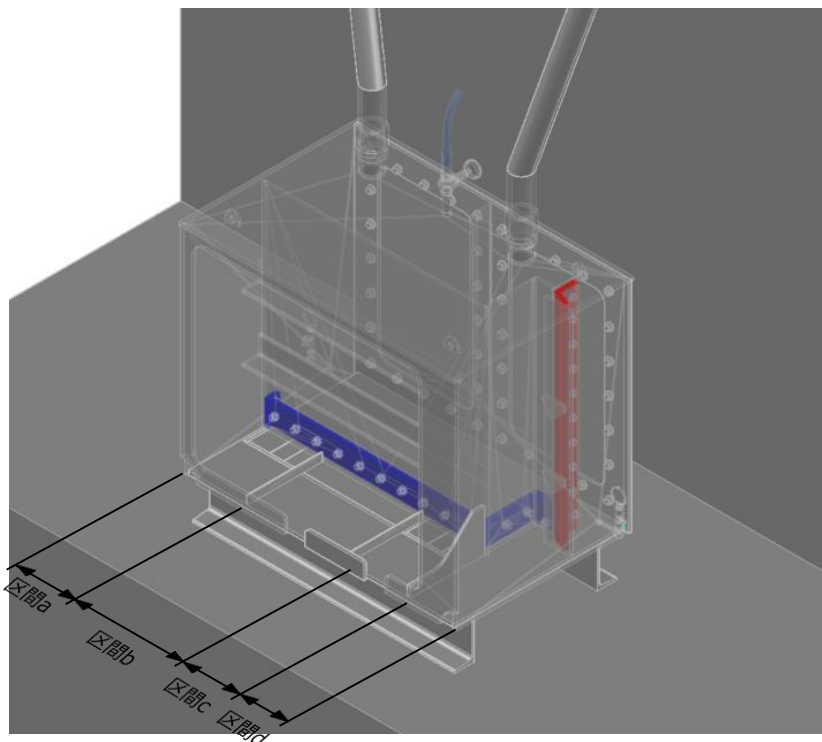


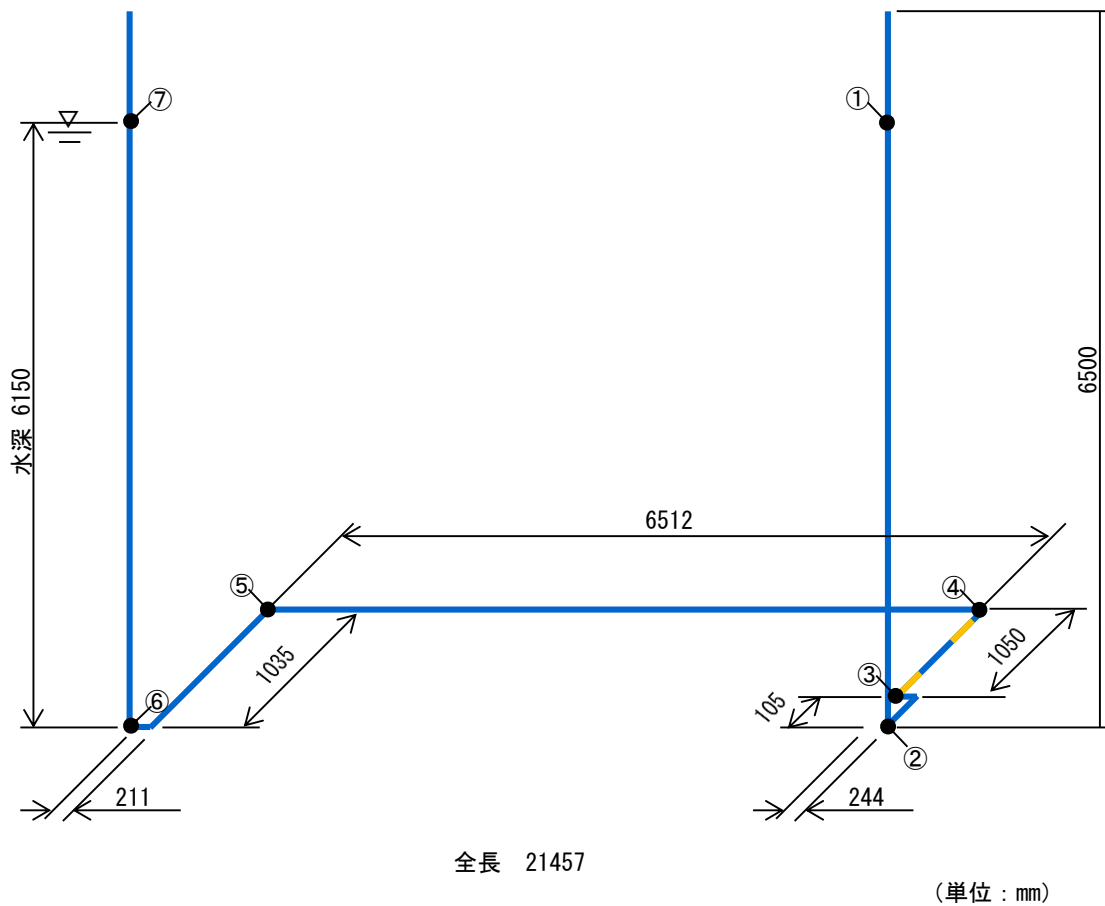
図 3-2 漏水量測定区間

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

漏水量測定箇所：4 箇所

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

{	底部水密ゴム（屈曲部） $L = 349\text{mm}$
	側部水密ゴム $L = 1000\text{mm}$



凡例	
—	: レール横断部
—	: 一般部, 側部, 屈曲部

図 3-3 実機水密ライン長

表 3-4 実機の漏水量算定表

区間	漏水量換算式
①～②	$Q_d \times 6150 / 1349$
②～③	$Q_d \times 349 / 1349$
③～④	$Q_a + Q_b + Q_c + Q_b \times 24 / 470$
④～⑤	$Q_b \times 6,512 / 470$
⑤～⑥	$Q_b \times 1,035 / 470 + Q_d \times 211 / 1349$
⑥～⑦	$Q_d \times 6,150 / 1349$

3.2.2 水密試験結果

水密試験の結果，許容漏水量以下であることを確認した。水密試験状況を図3-4に，許容漏水量と試験結果を表3-5に示す。

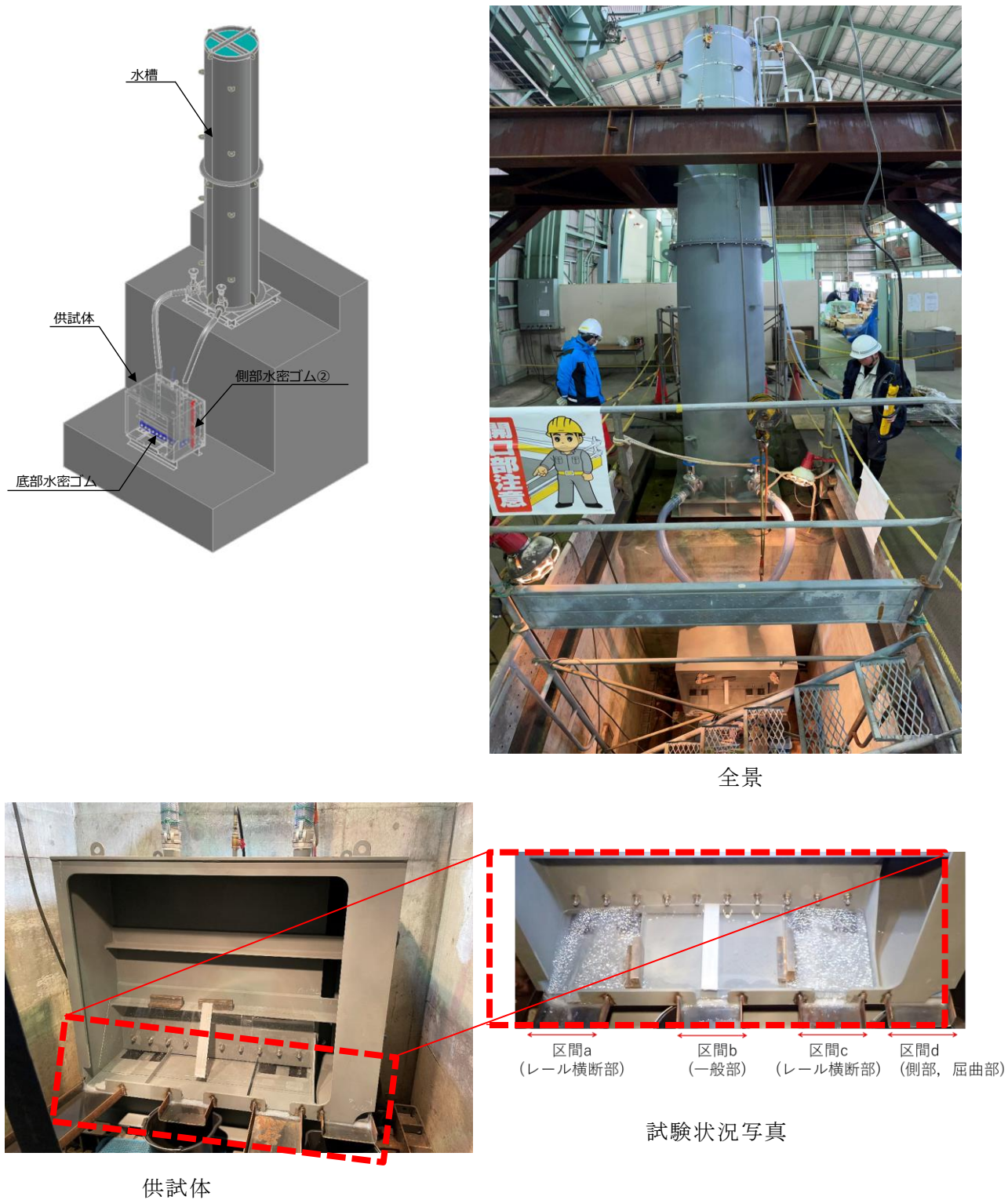


図3-4 水密試験状況

表 3-5 許容漏水量と試験結果

試験体名称	設計水深 (m)	試験圧力 (MPa)	許容 漏水量 (ℓ/m/s)	試験結果 による 漏水量 (ℓ/m/s)	結果
供試体 [防波扉 (荷揚場南)]	6.15	0.063 以上	0.2 以下	0.01	○

試験時間 10 分間当りの各区間の漏水量は、区間 a (レール横断部) :47 ℓ, 区間 b (一般部) :0.2 ℓ, 区間 c (レール横断部) :72 ℓ, 区間 d (側部, 屈曲部) :0.2 ℓであった。図 3-4 右下に試験状況写真を示す。

レール横断部から若干の漏水が確認できるものの、水密ライン長の大半を占める一般部及び側部からの漏水は僅かであることを確認した。

(参考) 基準津波来襲時の漏水量の想定

漏水量は許容限界を下回っているが、レール横断部から若干の漏水が確認されたことから、念のため、基準津波来襲時の漏水量の想定を示す。

(1) 防波扉の設置位置

水位上昇側の基準津波における輪谷湾内の最大水位上昇量分布図を図 3-5 に示す。施設護岸又は防波壁における入力津波高さは、基準津波 1 (防波堤無し) における最高水位地点での水位を一律の入力津波高さとして設定しているが、防波壁通路防波扉 (荷揚場南) 及び防波壁通路防波扉 (3 号東) の設置位置には、いずれの基準津波も到達しないことを確認している。

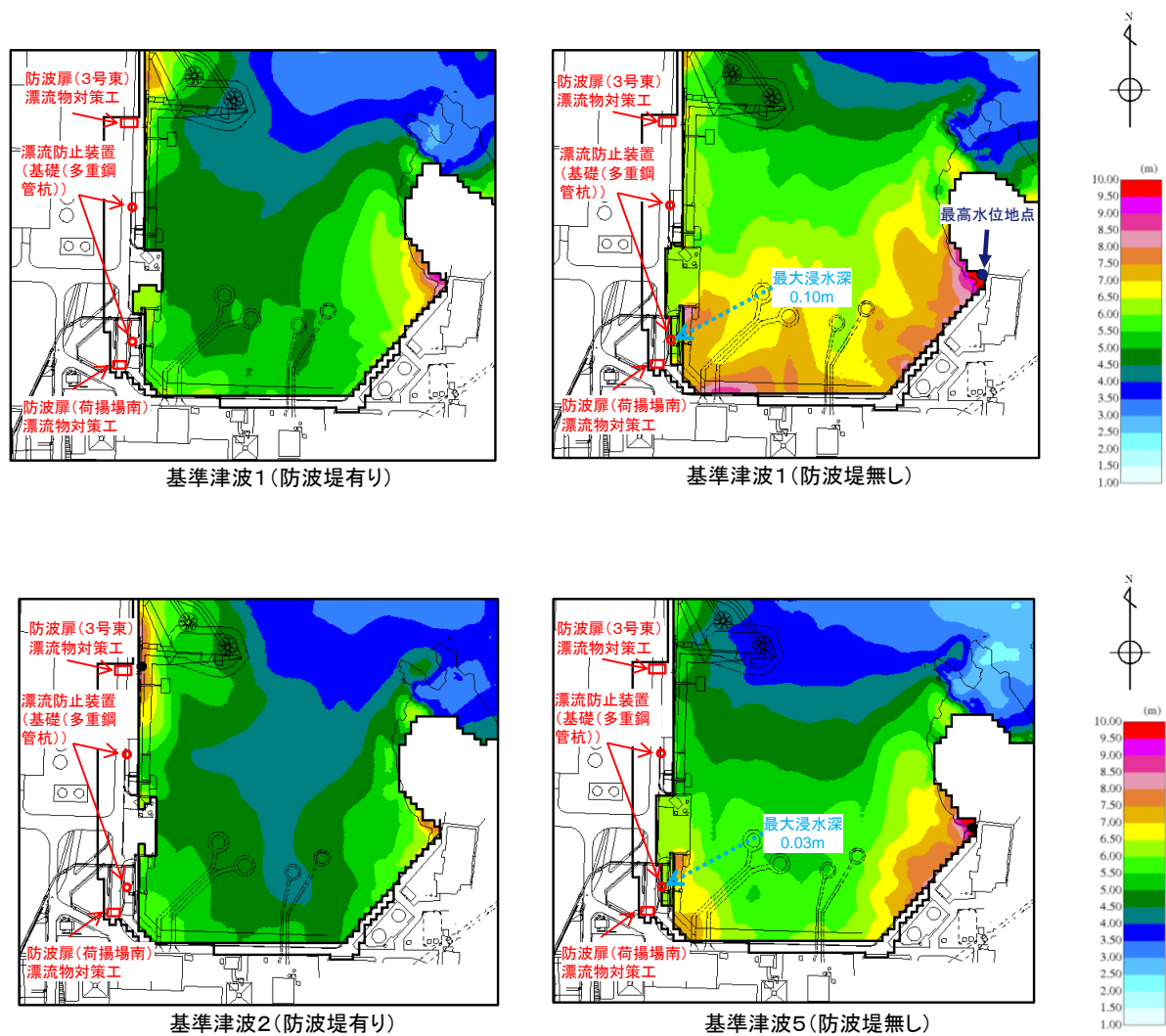


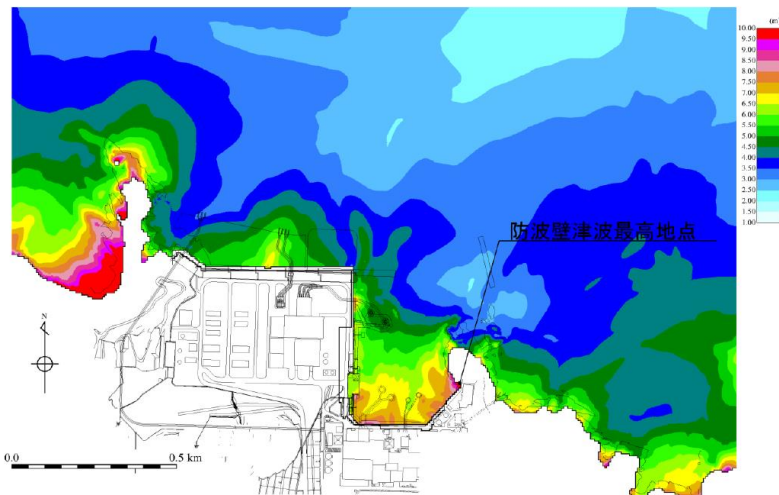
図 3-5 水位上昇側の基準津波における輪谷湾内の最大水位上昇量分布図（全時刻）
 （「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方」「(参考資料 2) 防波壁より海側へ新規設置する構造物による入力津波の設定への影響」より抜粋）

(2) 津波継続時間を考慮した漏水量

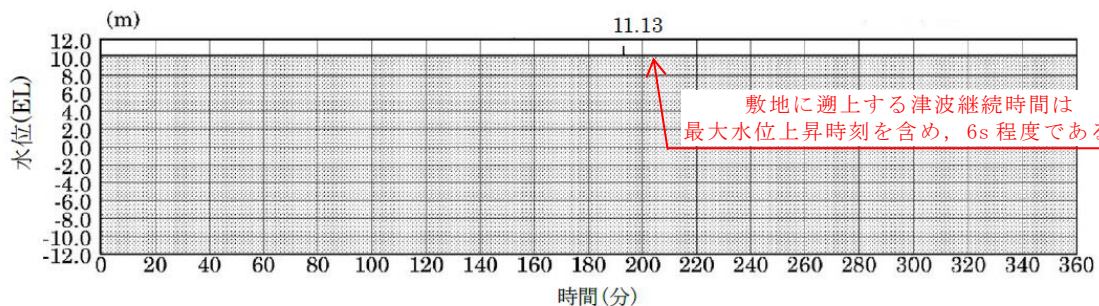
防波壁津波最高地点における津波高さの時刻歴波形を図 3-6 に示す。敷地に遡上する津波継続時間は、最大水位上昇時刻を含め 6s 程度であることから、本試験（水圧作用時間 10 分=600 秒）での漏水量の評価は実際の津波継続時間を考慮すると 1/100 程度になると考えられる。

また、表 3-2 に示す条件のうち、「ダム・堰施設検査要領（案）（同解説）（ダム・堰施設技術協会，平成 9 年度）」による許容漏水量の値は、水圧が常時作用し続ける常時湛水条件下での数値である。

これらのことから、津波継続時間を考慮した漏水量は、区間 a（レール横断部）：0.47 ℓ，区間 c（レール横断部）：0.72 ℓ 程度であり、常時湛水を考慮した許容漏水量に対して、僅かな漏水量であることを確認した。



防波壁津波最高地点 EL 11.13m+朔望平均満潮位 0.58m+潮位のばらつき 0.14m≒EL 11.9m



※最大水位上昇量 11.13m+朔望平均満潮位 0.58m+潮位のばらつき 0.14m≒EL+11.9m
施設護岸又は防波壁（入力津波 1，防波堤無し）

図 3-6 遡上域における時刻歴波形
(VI-1-1-3-2-3 「入力津波の設定」より抜粋)

(参考資料 6) 漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について

1. 概要

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

本資料では，漂流物対策工設置による地震時の相対変位の影響について確認する。

2. 漂流物対策工の配置概要

2.1 防波扉（荷揚場南）付近

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

(1) EL 8.5m（地表面）

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

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

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

(2) EL 6.5m（漂流物対策工基礎スラブ中央）

漂流物対策工基礎スラブは改良地盤と隣接しており、構造物同士の隣接はない。

(3) EL 0.5m（漂流物対策工基礎地盤のMMR 中央）

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

(4) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と防波扉基礎スラブの近接部

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

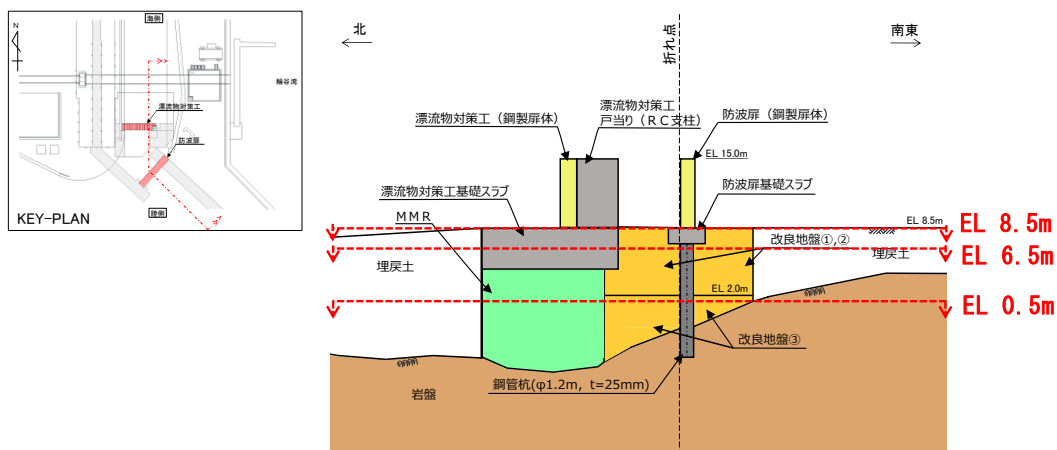


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の断面図

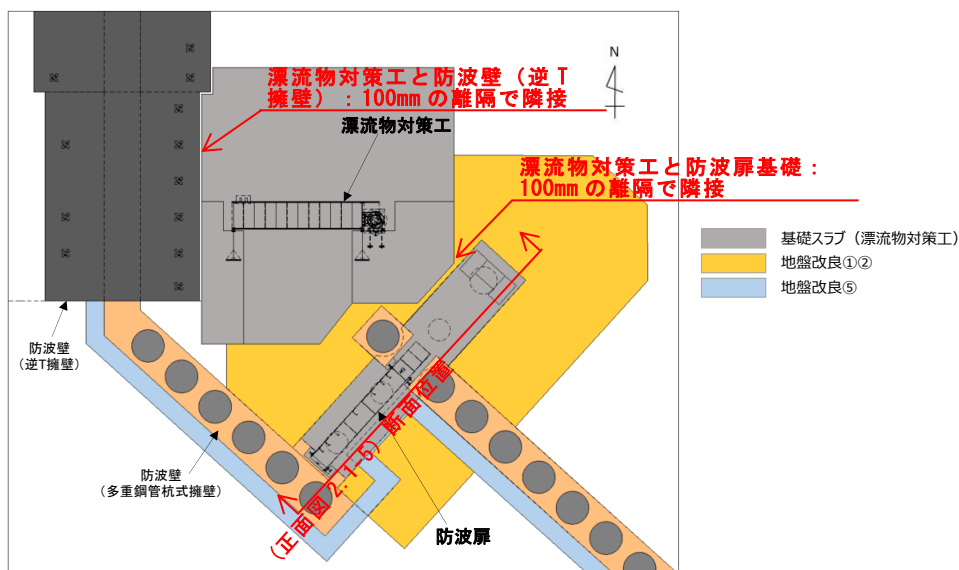


図 2.1-2 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の平面図（EL 8.5m）

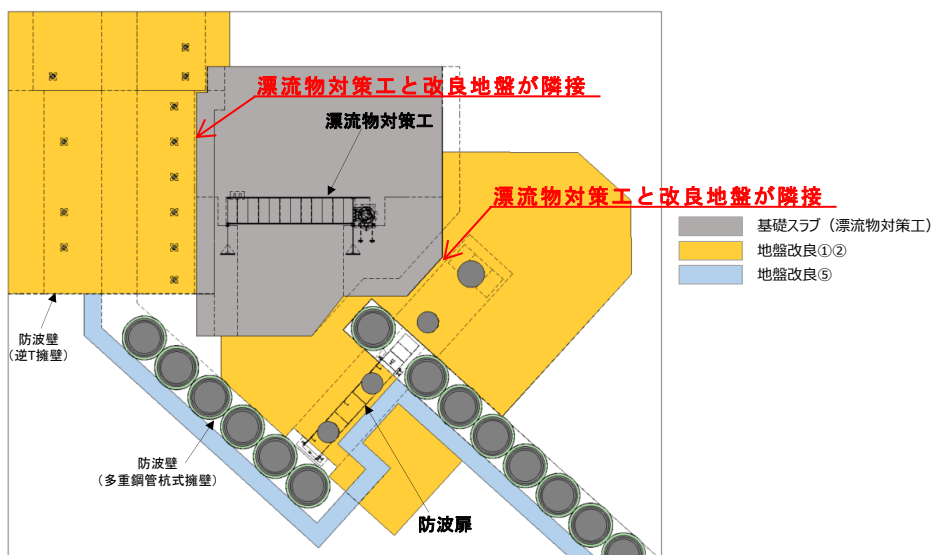


図 2.1-3 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の平面図（EL 6.5m）

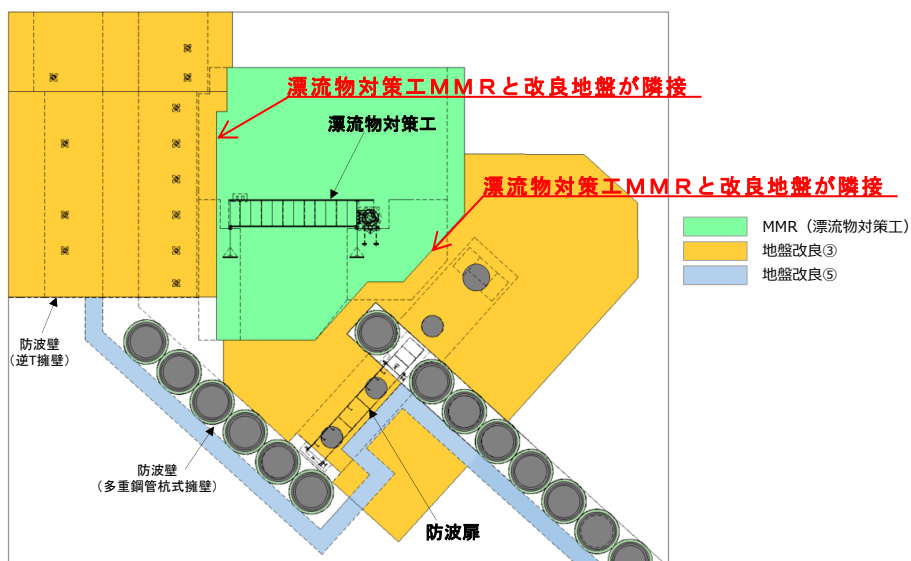


図 2.1-4 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工の平面図（EL 0.5m）

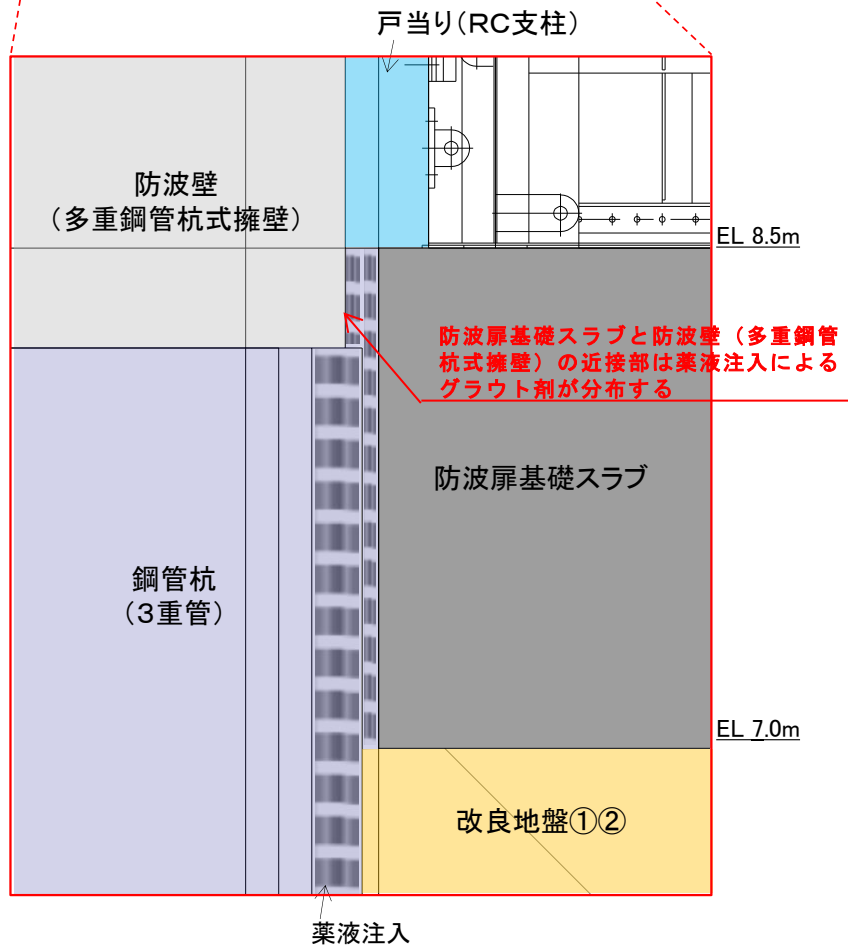
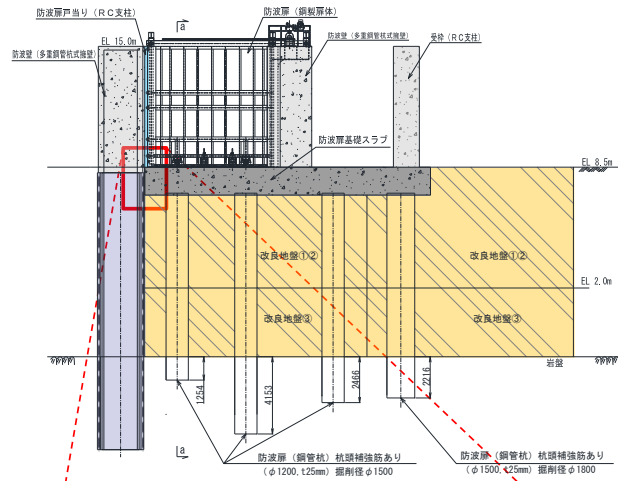


図 2.1-5 防波扉 (荷揚場南) における防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) と防波扉基礎スラブの近接部の正面図

2.2 防波扉（3号機東側）付近

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

(1) EL 8.5m（地表面）

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

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

(2) EL 6.5m（漂流物対策工基礎スラブ高さ中央）

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

(3) EL 0.5m（漂流物対策工基礎地盤MMR中）

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

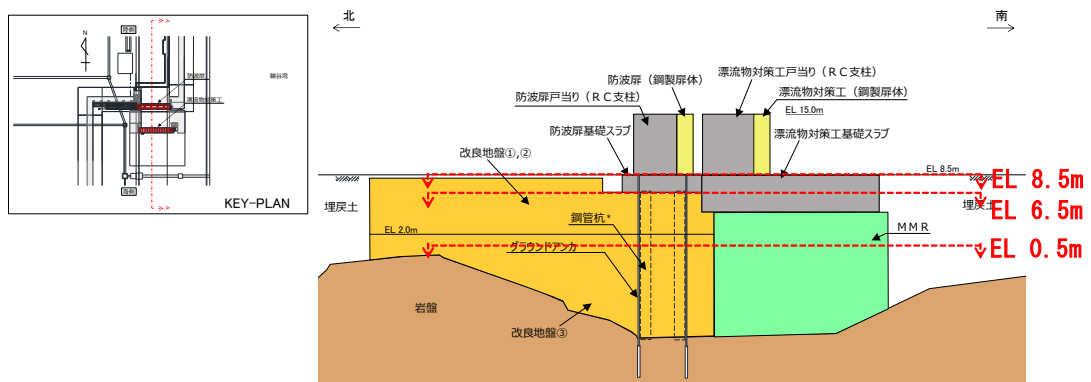


図 2.2-1 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の断面図

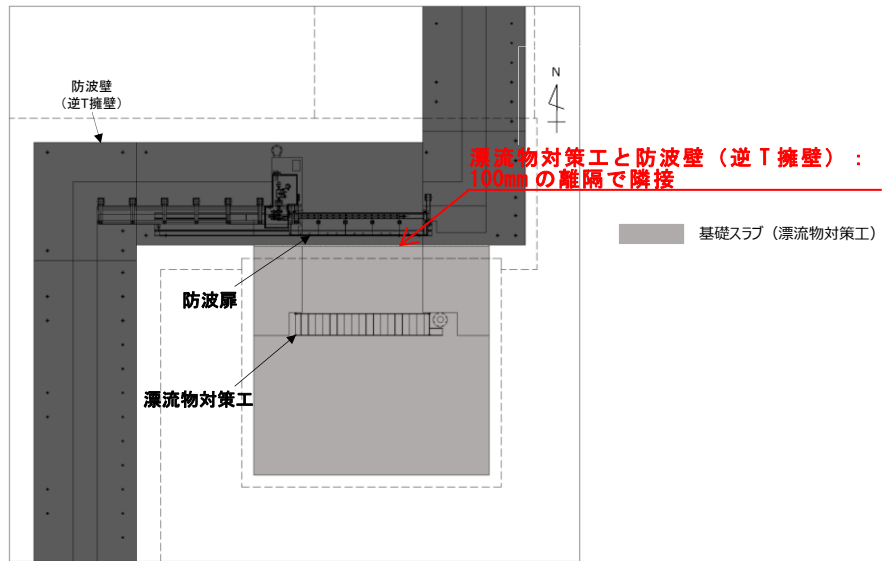


図 2.2-2 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の平面図（EL 8.5m）

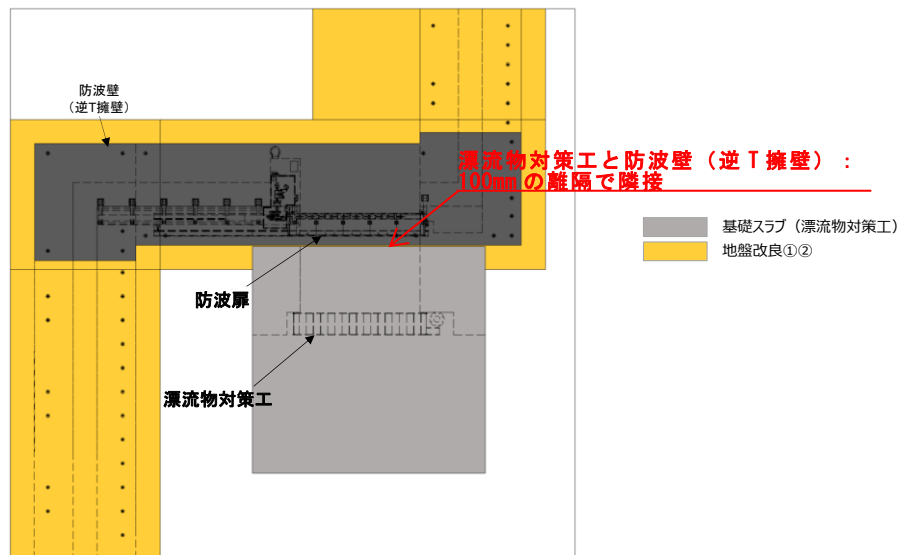


図 2.2-3 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の平面図（EL 6.5m）

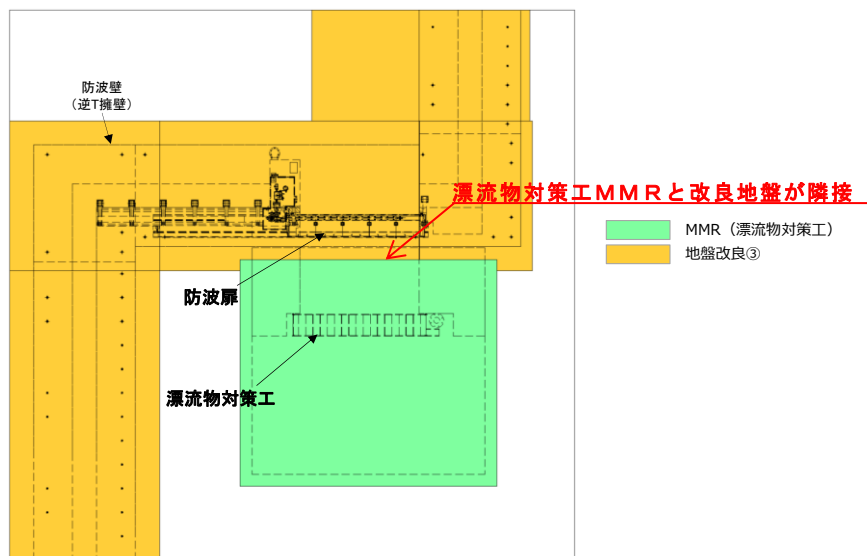


図 2.2-4 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工の平面図（EL 0.5m）

3. 地震時における構造物間の相対変位

3.1 相対変位の解析モデル

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

（「2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「4.6 解析モデル及び諸元」と同じ）。

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図 3.1-1 に示す。

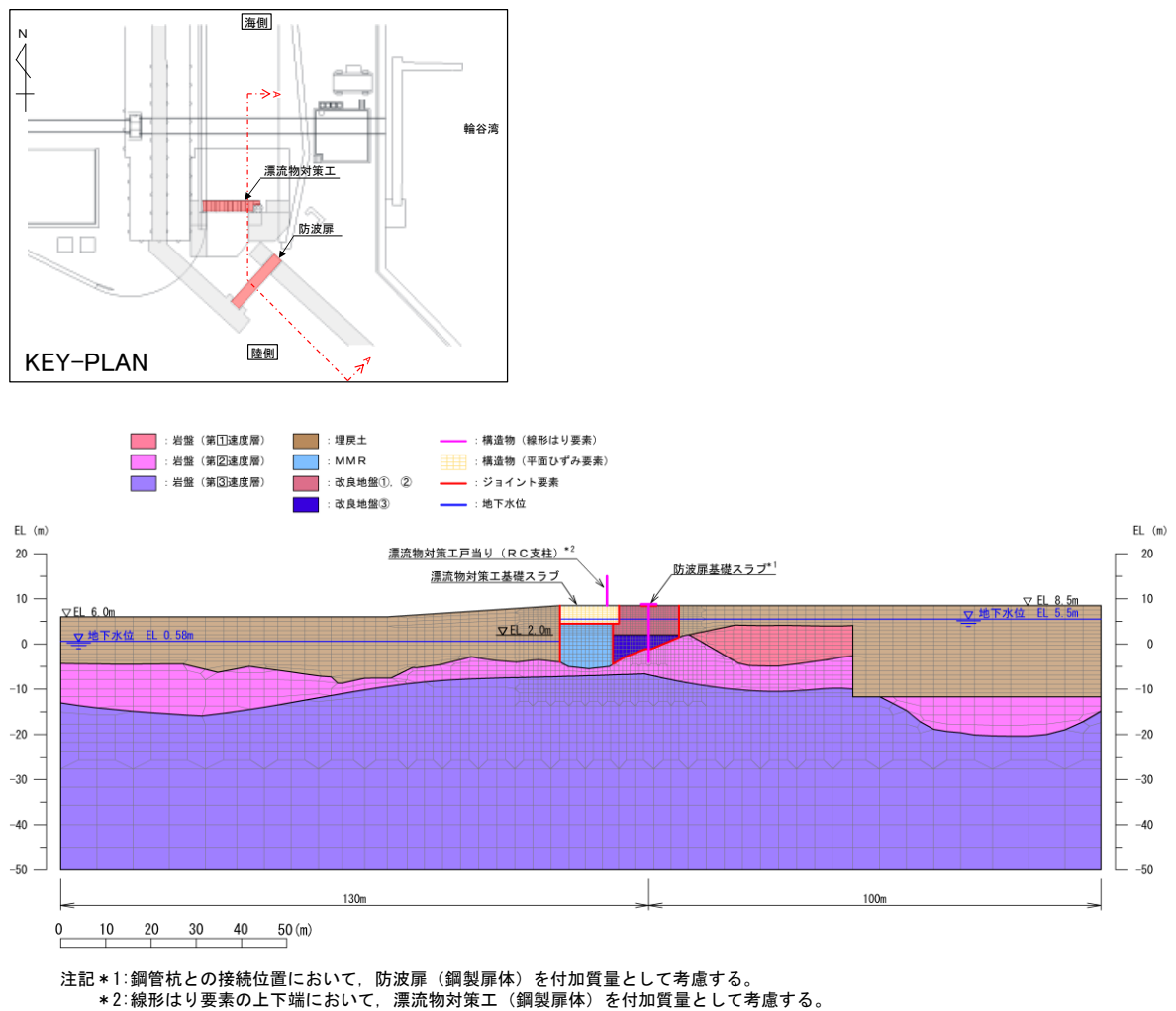


図 3.1-1 防波扉（荷揚場南）の解析モデル

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

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

【地盤状況】

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

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

解析モデルは防波扉（3号機東側）の解析モデルを用いる（「2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「4.6 解析モデル及び諸元」と同じ）。

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図3.1-3に示す。

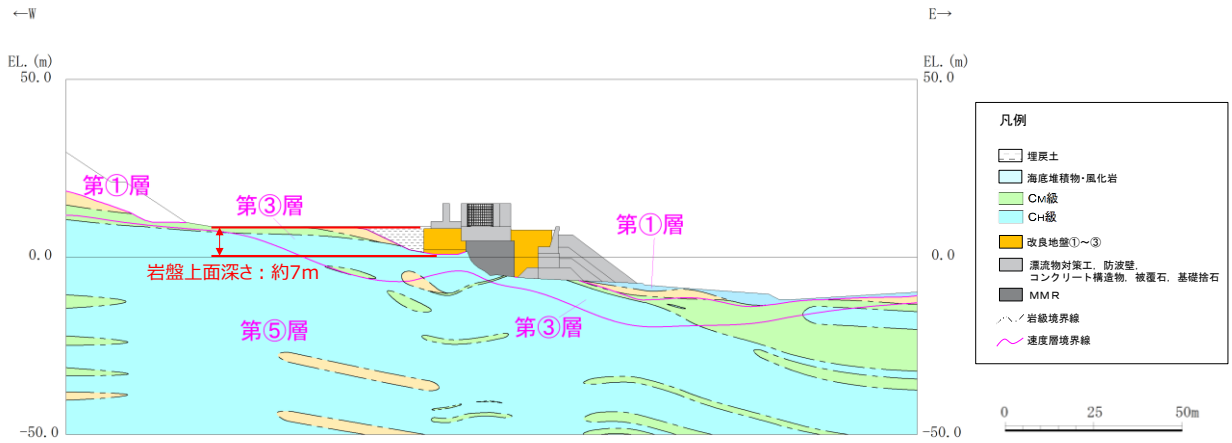
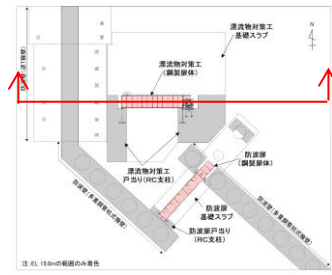


図 3.1-2(1) 防波扉（荷揚場南）における地質断面図

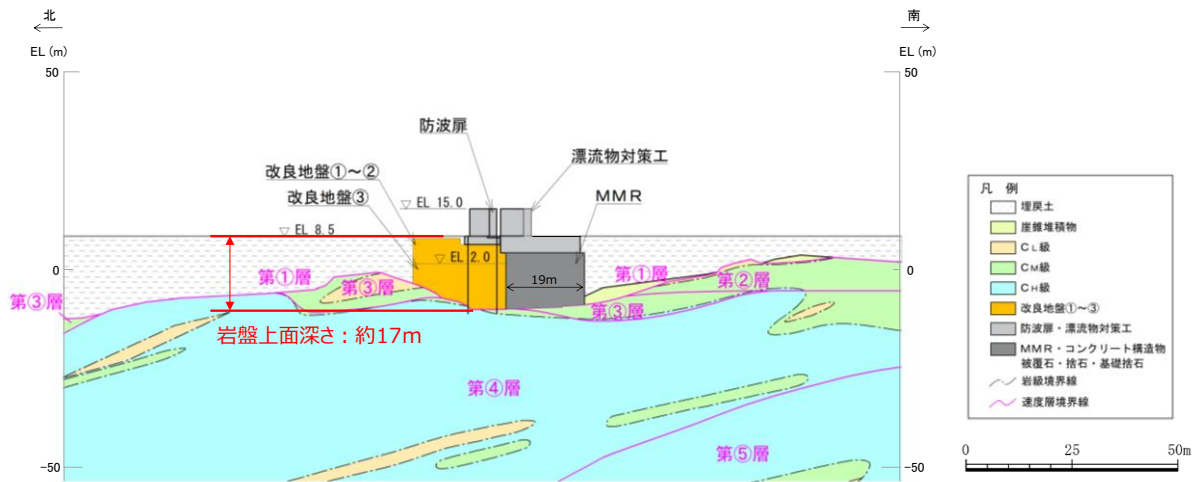
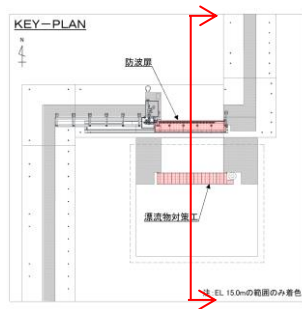
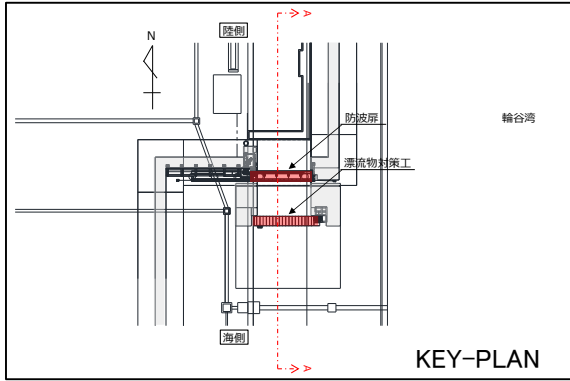
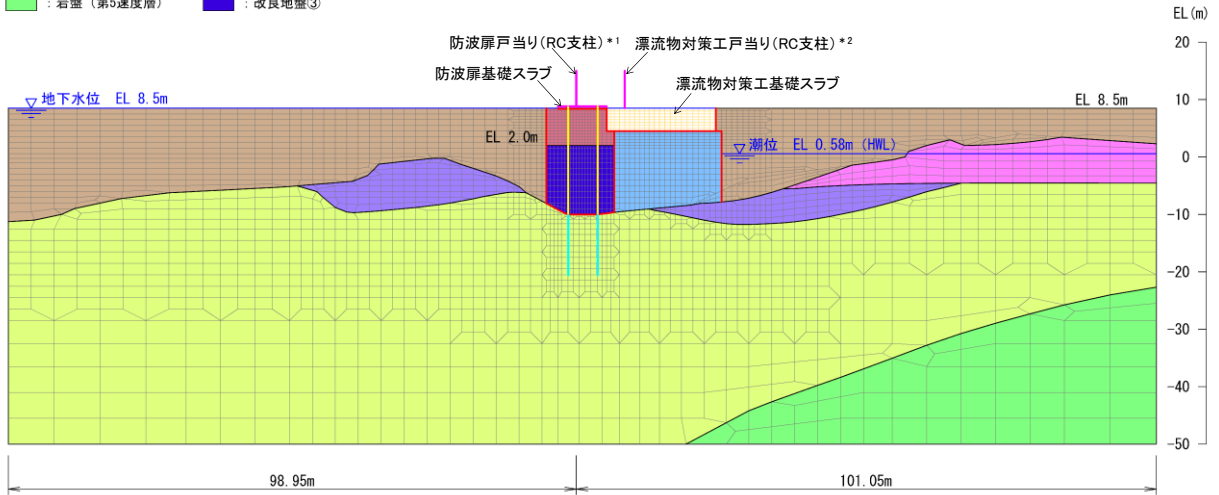


図 3.1-2(2) 防波扉（3号機東側）における地質断面図



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



注記 * 1: 線形はり要素の全体の節点において、防波扉(鋼製扉体)を付加重量として考慮する。
 * 2: 線形はり要素の上下端(上・下部支承部位置)において、漂流物対策工(鋼製扉体)を付加重量として考慮する。

図 3.1-3 防波扉 (3号機東側) の解析モデル

3.2 漂流物対策工と防波扉（荷揚場南）基礎スラブの相対変位

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

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

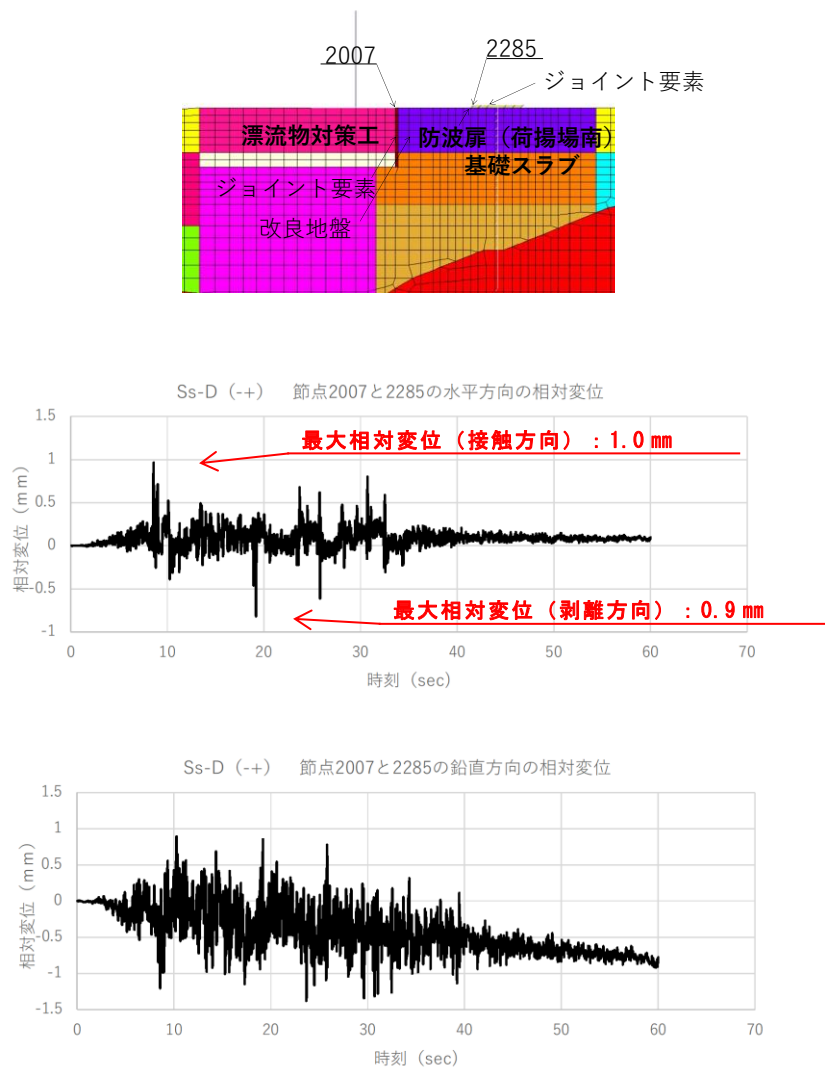


図 3.2-1 防波扉（荷揚場南）における漂流物対策工と防波扉基礎スラブの相対変位（ $S_s - D (-, +)$ ）

3.3 漂流物対策工と防波壁（逆T擁壁）の相対変位

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

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

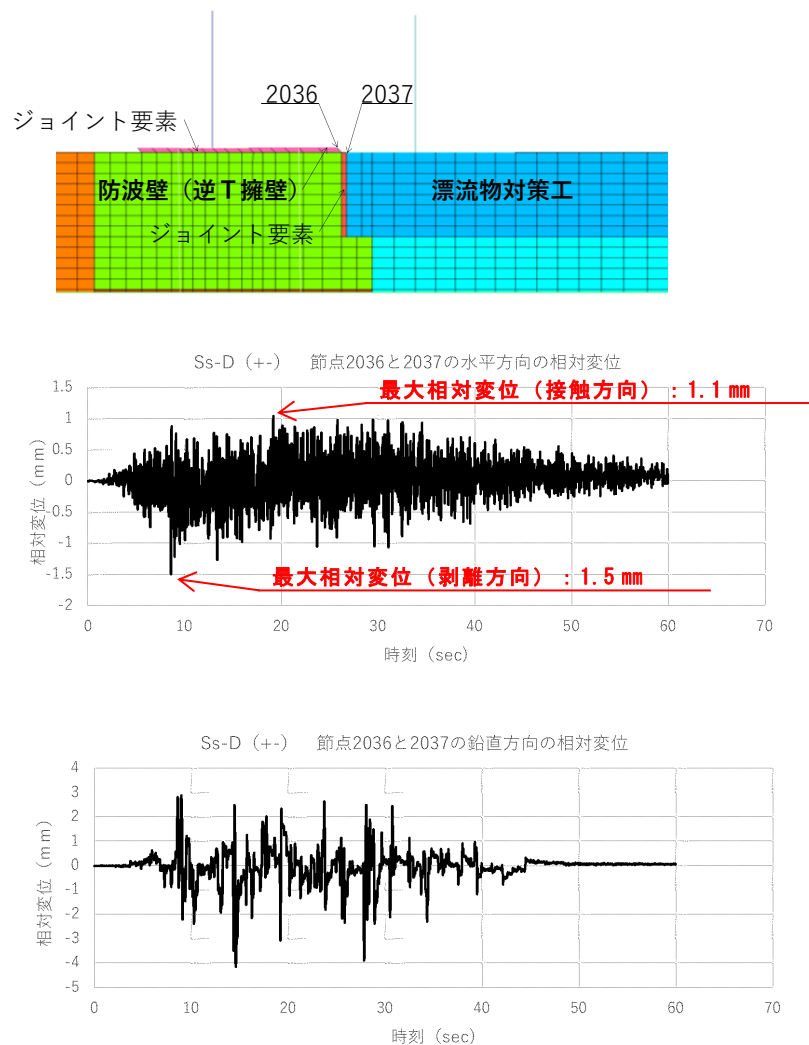


図 3.3-1 防波扉（3号機東側）における漂流物対策工と防波壁（逆T擁壁）の相対変位（ $S_s - D (+, -)$ ）

4. まとめ

以上より、漂流物対策工と防波壁における相対変位による影響がないことを確認した。

(参考資料7) 防波壁通路防波扉(荷揚場南)の開時の耐震性について

目 次

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

1. 概要

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

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（荷揚場南）の位置図を図 2.1-1 に示す。

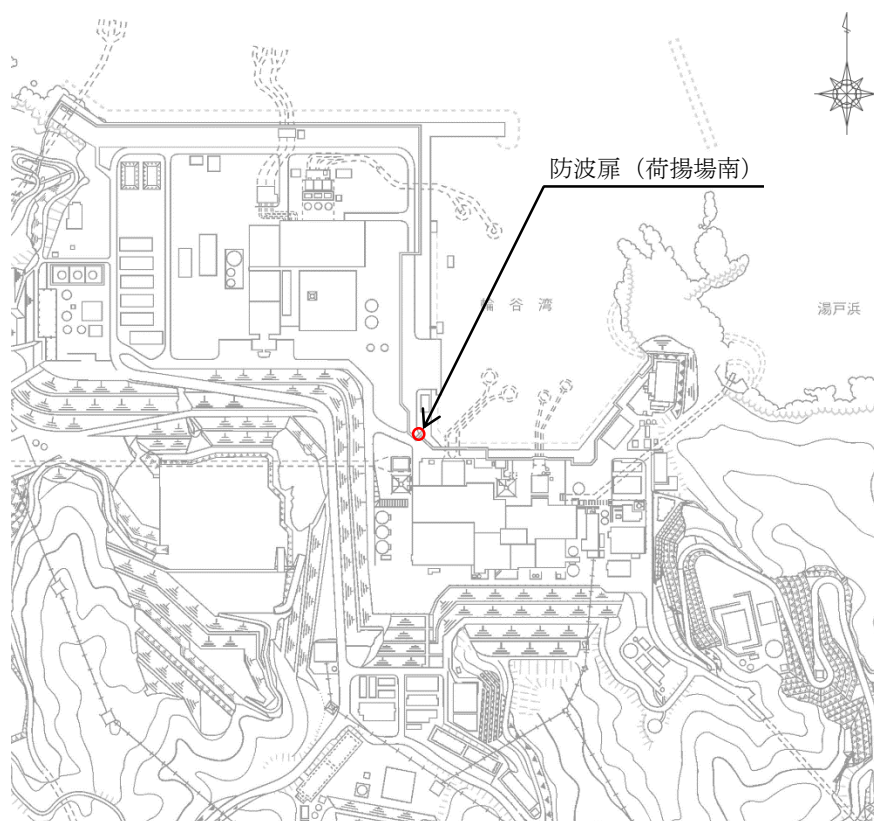


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）位置図

2.2 構造概要

防波扉（荷揚場南）の構造概要図を図 2.2-1 に、構造図を図 2.2-2 に示す。

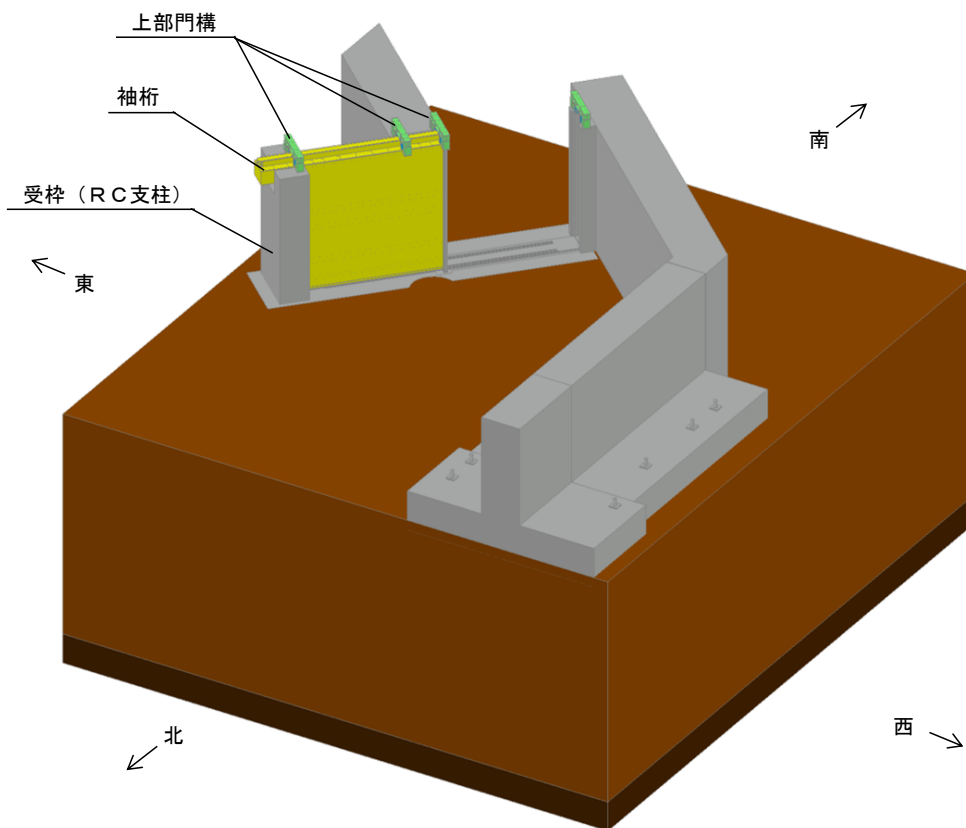


図 2.2-1 防波扉（荷揚場南）の構造概要図（扉開時を記載）

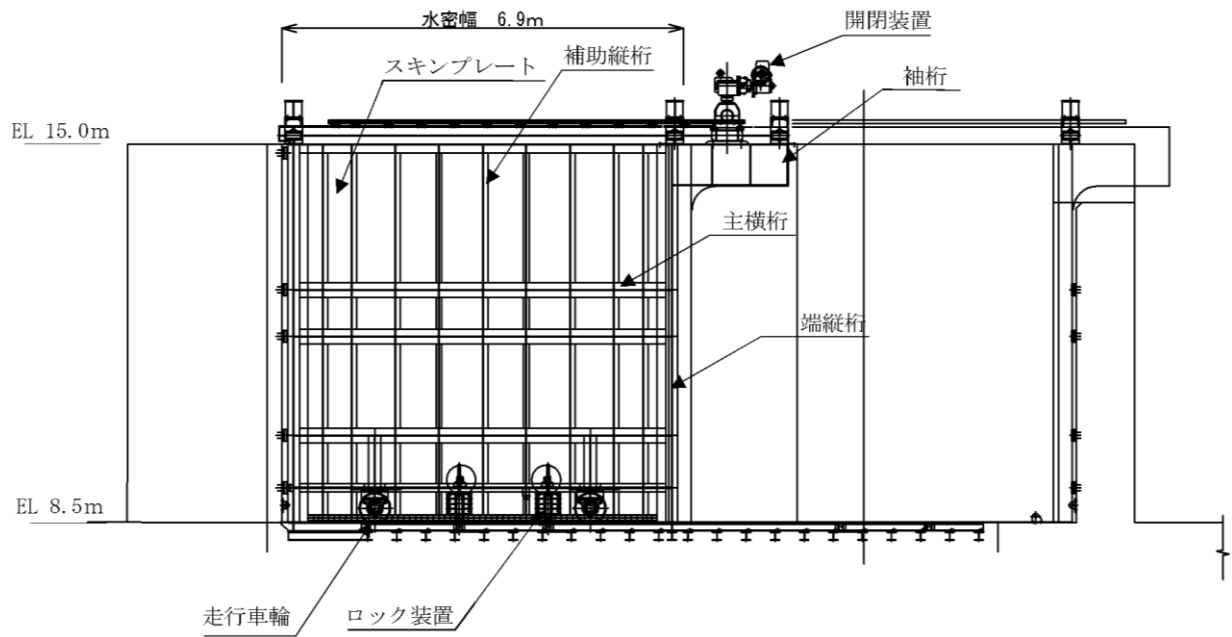


図 2.2-2(1) 防波扉（荷揚場南）の構造図
 （鋼製扉体，正面図，扉閉時を基本に記載）

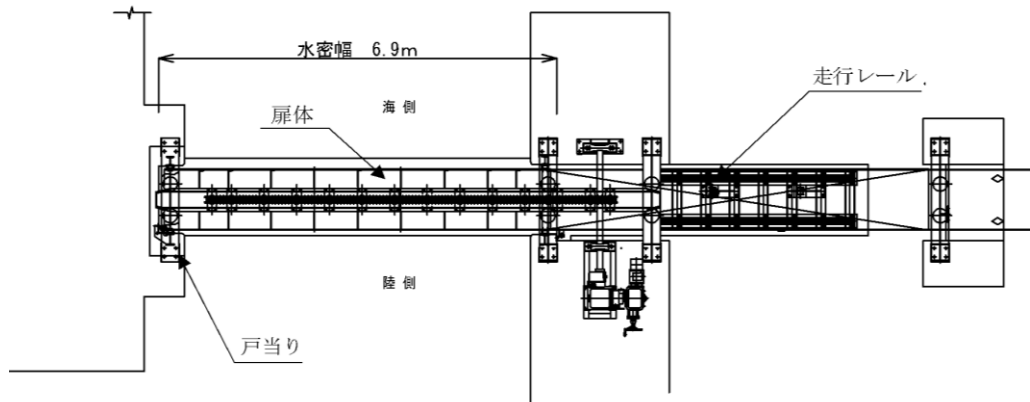


図 2.2-2(2) 防波扉（荷揚場南）の構造図
 （鋼製扉体，平面図，扉閉時を基本に記載）

2.3 評価方針

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

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

地震時鉛直荷重（上向き）は、上部門構で支持する。

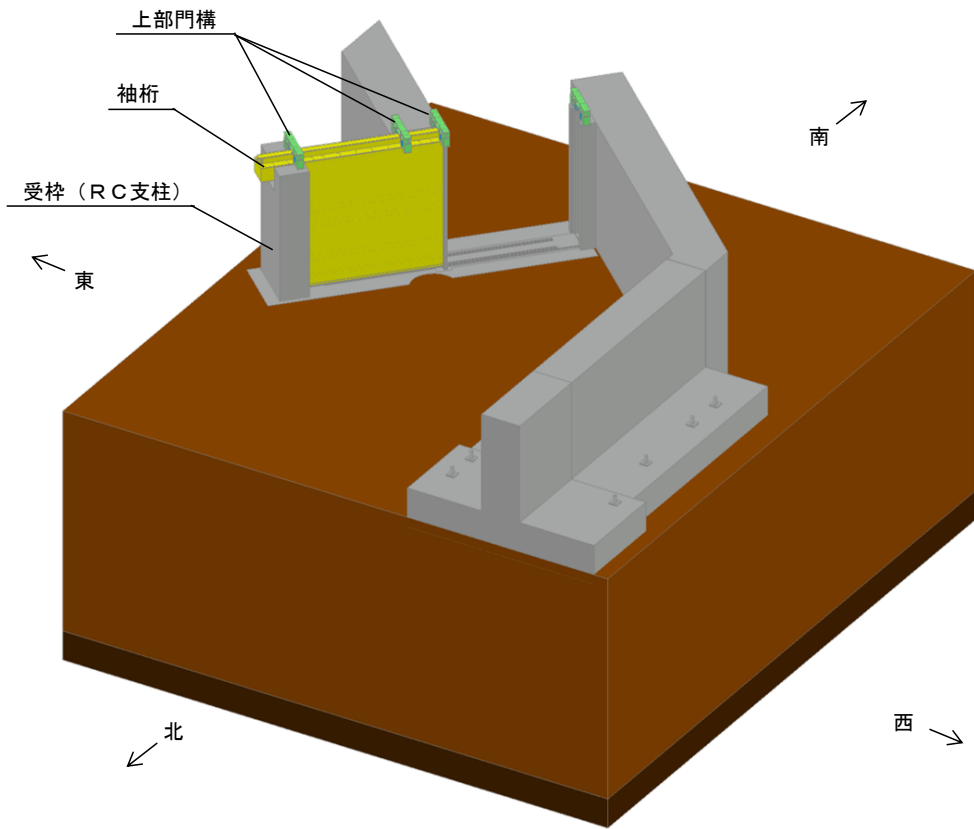
地震時鉛直荷重（下向き）は、車輪、レールで支持する。車輪、レールの評価は、閉時と同様であり、十分な強度を有していることを確認している。

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

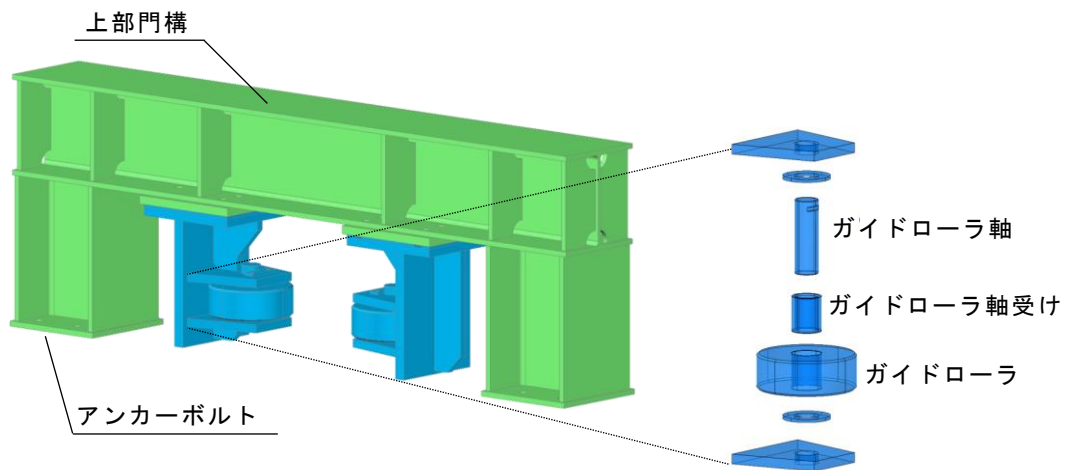
地震時水平荷重は、袖桁及び扉体からガイドローラ、上部門構を介してコンクリート（受枠（RC支柱）を含む）に伝達されることから、開時の評価対象部材は袖桁、ガイドローラ、上部門構、アンカーボルト及び受枠（RC支柱）とする。

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

防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材を図 2.3-1 に示す。



(全体図)



(詳細図)

図 2.3-1 防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材図

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いる記号

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

表 3.1-1(2) 防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いる記号

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

表 3.1-1(3) 防波扉（荷揚場南）の耐震評価に用いる記号

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

3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

3.2.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.2.2 荷重

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として、土圧及び水圧を考慮する。

(3) 風荷重（Pk）

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

(4) 積雪荷重（Ps）

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

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成 17 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号）」により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(5) 地震荷重（Ss）

基準地震動 Ss による荷重を考慮する。

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

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重 (規準地震動 S_s)

3.3 評価対象部位

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

3.4 許容限界

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉の（荷揚場南）許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」（以下，「ダム・堰施設技術基準（案）」という。）に基づき，表 3.4-1 に示す。地震時の許容応力度は，長期許容応力度に補正係数 1.5 を乗じた短期許容応力度とする。

表 3.4-1 防波扉（荷揚場南）の許容限界

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

注記*1：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容応力度を下式により算出する。

$$p_a = 9.8H_B/2v$$

ここに， H_B ：ローラのブリネル硬さ(150)

v ：安全率（線接触：1.3）

*2：許容限度は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年）による。詳細は「3.5 評価方法」に示す。

(2) 受枠（RC支柱）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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

表 3.4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)*
	許容曲げ 圧縮応力度： σ_{ca}	9.0	
コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)			13.5
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 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002年制定）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(3) 受枠（RC支柱）のせん断破壊に対する許容限界

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

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

ここで， V_a ：許容せん断耐力

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

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

3.5 評価方法

(1) 袖桁

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

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

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

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

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

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

$$M = R_A \ell_3$$

$$S = R_A$$

$$M_T = R_A \ell_2$$

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

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

τ_1 : ねじりせん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (kN・m)

Z : 断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

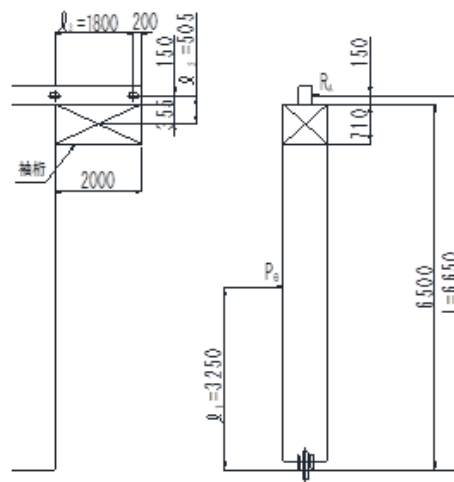
A_w : 腹板断面積 (mm²)

M_T : ねじりモーメント (kN・m)

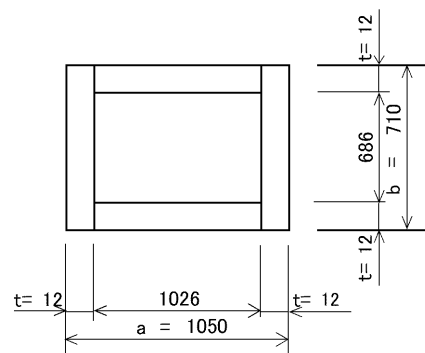
Z_p : 極断面係数 (mm³)

R_A : ガイドローラ反力 (kN)

- P_1 : 作用荷重 (kN) (地震時慣性力+風荷重)
- n : 有効ガイドローラ数
- L : 下部からガイドローラまでの距離 (m)
- ℓ_1 : 下部から荷重位置までの距離 (m)
- ℓ_2 : ガイドローラから袖桁中心までの距離 (m)
- ℓ_3 : ガイドローラ間隔 (m)



正面図 (陸側より見る) 側面図



袖桁の照査断面

図 3.5-1 袖桁の概要図

(2) ガイドローラ

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ここで、

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

C : 接触幅の1/2 (mm)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

p_r : 軸受の面圧 (N/mm²)

R_A : ガイドローラ反力 (N)

E_1 : ローラの弾性係数 (N/mm²)

E_2 : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B_0 : ローラ有効踏面板幅 (mm)

R : ローラ半径 (mm) = $D/2$

M : 軸の曲げモーメント (kN・m)

L : 軸の支持間隔 (m)

Z : 軸の断面係数 (mm³)

S : 軸のせん断力 (kN)

A_1 : 軸の断面積 (mm²)

d_1 : 軸径 (mm)
 b : 軸受け有効幅 (mm)

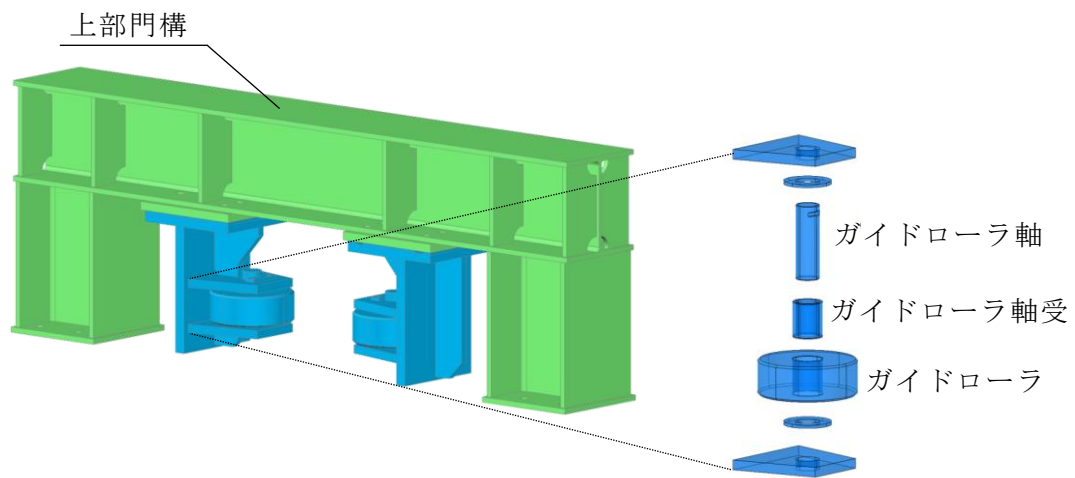
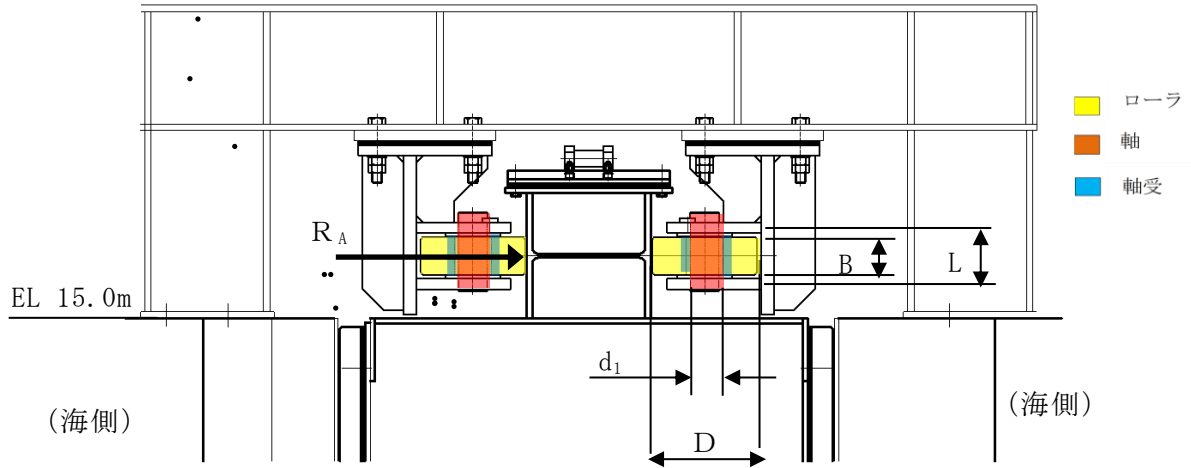


図 3.5-2 ガイドローラ，軸及び軸受の概要図

(3) 上部門構（鉛直）

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

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

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

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

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

$$\sigma_A = M_A / Z$$

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

$$\tau = S_A / A_w$$

ここに、

P_v : 地震時鉛直荷重 (kN)

M_A : 門構 A 点の曲げモーメント (kN・m)

R_1 : 門構 C 点の支点反力 (kN)

S_A : 門構 C 点のせん断力 (kN)

σ_A : 門構 A 点の曲げ応力度 (N/mm²)

σ_{AC} : A-C 桁の曲げと軸方向の合成応力度 (N/mm²)

τ : A-B 桁のせん断応力度 (N/mm²)

K_v : 鉛直震度

W_g : 扉体自重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

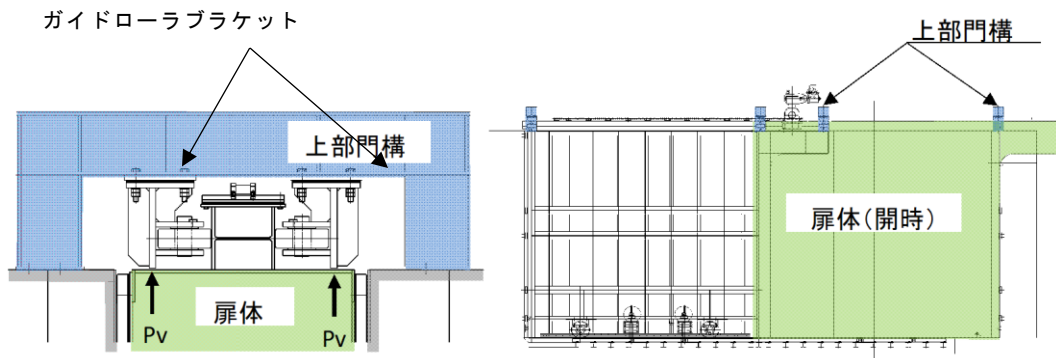
n : ガイトロープフック数

a, b, L : 門構の長さ寸法 (mm)

Z : 断面係数 (mm³)

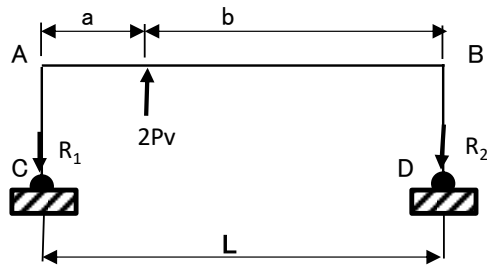
A : 門構の断面積 (mm²)

A_w : 門構のせん断断面積 (mm²)



上部門構横断面図

正面図



上部門構のモデル図

図 3.5-3 上部門構の概要図 (鉛直荷重作用時)

(4) 上部門構（水平）

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

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

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

$$R_c = P_r/2$$

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

$$N_{AB} = R_c$$

$$S_{AB} = R_1$$

$$M_A = R_c \cdot d$$

$$N_{AC} = R_1$$

$$S_{AC} = R_c$$

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

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

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

ここに、

M_E : A-B 桁 E 点の曲げモーメント (kN・m)

R_1, R_c : 門構 C 点の支点反力 (kN)

N_{AB} : A-B 桁の軸力 (圧縮) (kN)

S_{AB} : A-B 桁のせん断力 (kN)

M_A : A-C 桁 A 点の曲げモーメント (kN・m)

N_{AC} : A-C 桁の軸力 (引張) (kN)

S_{AC} : A-C 桁のせん断力 (kN)

σ_{AB} : A-B 桁の曲げと軸方向の合成応力度 (N/mm²)

σ_{AC} : A-C 桁の曲げと軸方向の合成応力度 (N/mm²)

τ_{AB} : A-B 桁のせん断応力度 (N/mm²)

τ_{AC} : A-C 桁のせん断応力度 (N/mm²)

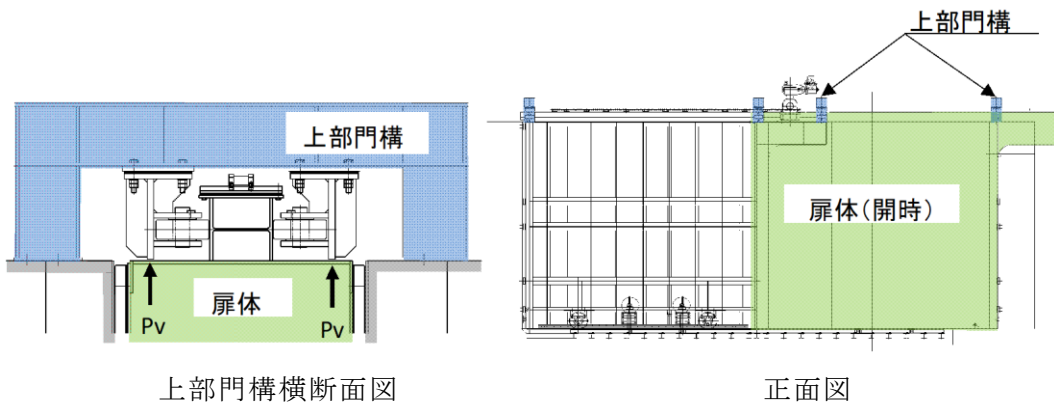
P_r : 地震時水平荷重 (kN)

c, d, L : 門構の長さ寸法 (mm)

Z : 断面係数 (mm³)

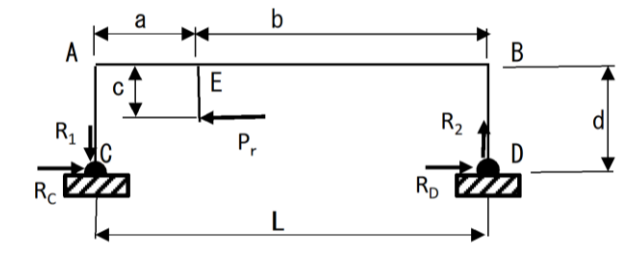
A : 門構の断面積 (mm²)

A_w : 門構のせん断断面積 (mm²)



上部門構横断面図

正面図



上部門構のモデル図

図 3.5-4 上部門構の概要図 (水平荷重作用時)

(5) 上部門構アンカーボルト

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

上部門構アンカーボルトの概要を図 3.5-5 に示す。

$$P_a = \text{MIN} [P_{a1}, P_{a3}] \geq R_1$$
$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_a \cdot A_B \cdot n / 1000$$
$$P_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_{ce} \cdot n / 1000$$
$$q_a = \text{MIN} [q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}] \geq R_c$$
$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \tau_a \cdot A_B \cdot n / 1000$$
$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot A_B \cdot n / 1000$$
$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc} \cdot n / 1000$$

ここで、

- P_a : アンカーボルトの許容引張力 (n 本) (kN)
- P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力 (n 本) (kN)
- P_{a3} : コンクリートと樹脂の付着破壊荷重 (n 本) (kN)
- q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (n 本) (kN)
- q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力 (n 本) (kN)
- q_{a2} : 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力 (n 本) (kN)
- q_{a3} : 躯体のコーン状破壊により決まる許容せん断力 (n 本) (kN)
- R_1, R_c : アンカーに作用する引張力, せん断力 (kN)
- P_a : アンカーボルトの許容引張力 (n 本) (kN)
- ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : 低減係数 (短期)
- $s \sigma_a$: アンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm²)
- A_B : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)
- n : アンカーボルト本数
- τ_a : へりあき及びアンカーピッチを考慮した付着強度 (N/mm²)
- α_n : へりあき及びアンカーピッチによる付着強度の低減係数で次式による (n=1, 2, 3), 最も小さい寸法となる 3 面まで考慮する
- $$\alpha_n = 0.5 (c_n/L_e) + 0.5$$
- ただし, $(c_n/L_e) \geq 1.0$ の場合は 1.0, $L_e \geq 10d_a$ の場合は $L_e = 10d_a$ とする
- d_a : アンカーボルト径 (mm)

L_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋め込み長さ (mm)

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

L_e : アンカーボルトの有効埋め込み長さ (mm)

τ_{bavg} : 基本平均付着強度 (N/mm²)

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

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

c_n : へりあき寸法又はアンカーピッチ a の 1/2 で $c_n = a_n/2$ ($n=1\sim3$) とし、最も小さい寸法となる 3 面まで考慮する (mm)

q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (n 本) (kN)

$s \tau_a$: アンカーボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

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

F_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm)

$$A_{qc} = 0,5 \pi c^2$$

c : へりあき寸法 (mm)

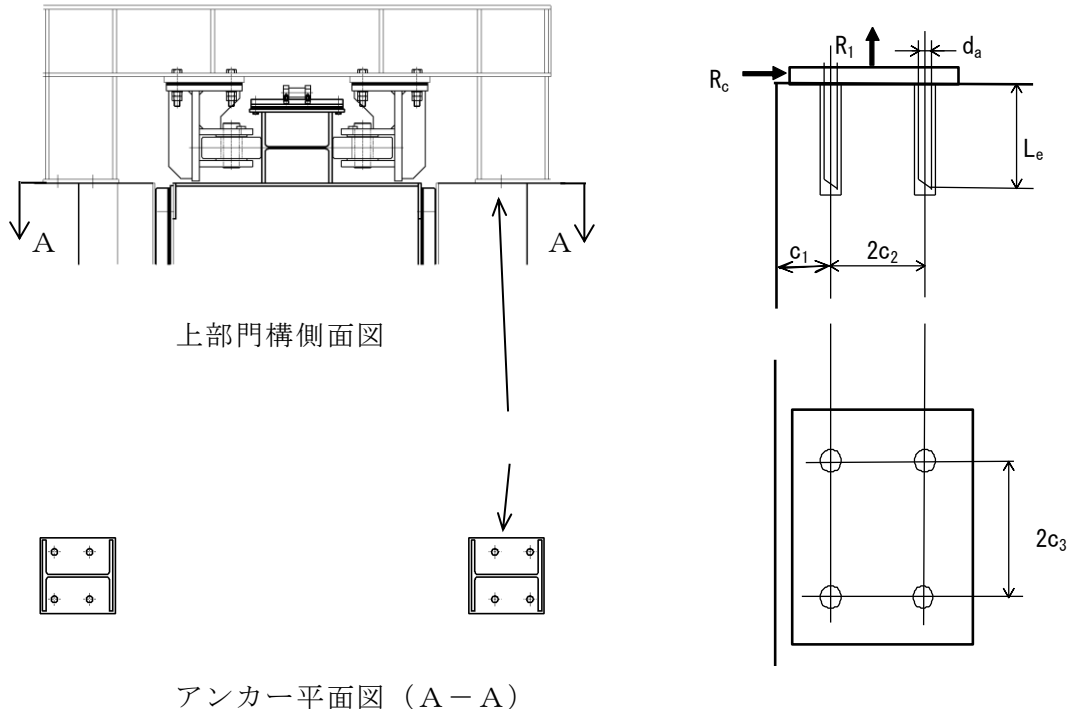


図 3.5-5 上部門構アンカーの概要図

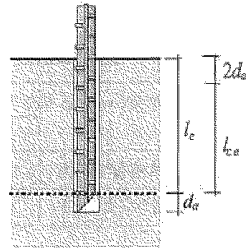


図 3.5-6 回転・打撃タイプの有効埋込み長さ l_e と算定用有効埋込み長さ l_{e0} の代表例（「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」より引用）

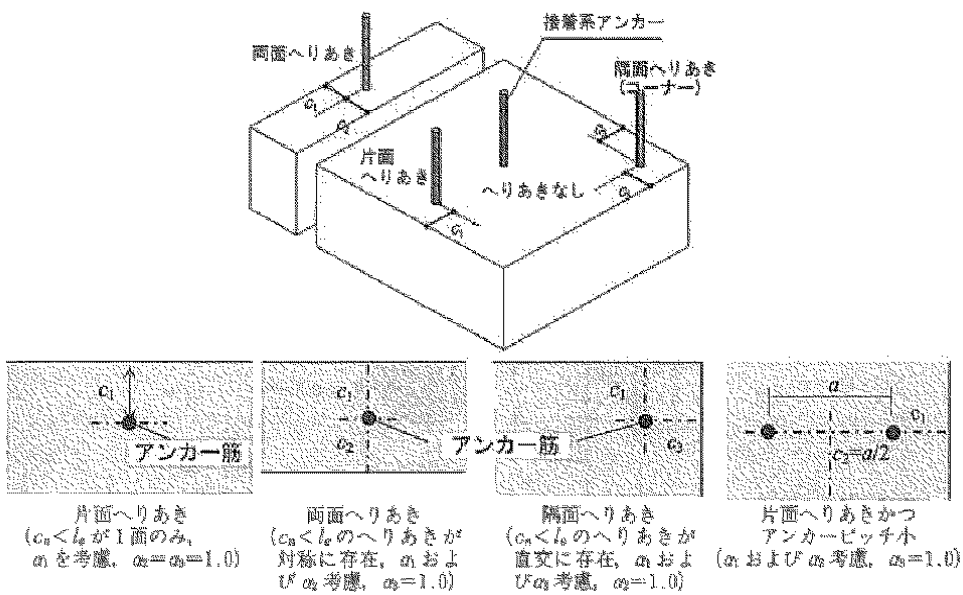


図9 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

図 3.5-7 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法（「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」より引用）

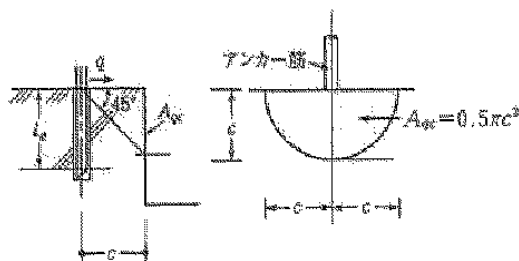


図 3.5-8 側面の有効投影面積（「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」より引用）

(5) 受枠 (RC支柱)

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

受枠 (RC支柱) のモデル図及び照査断面図を図 3.5-9 に示す。

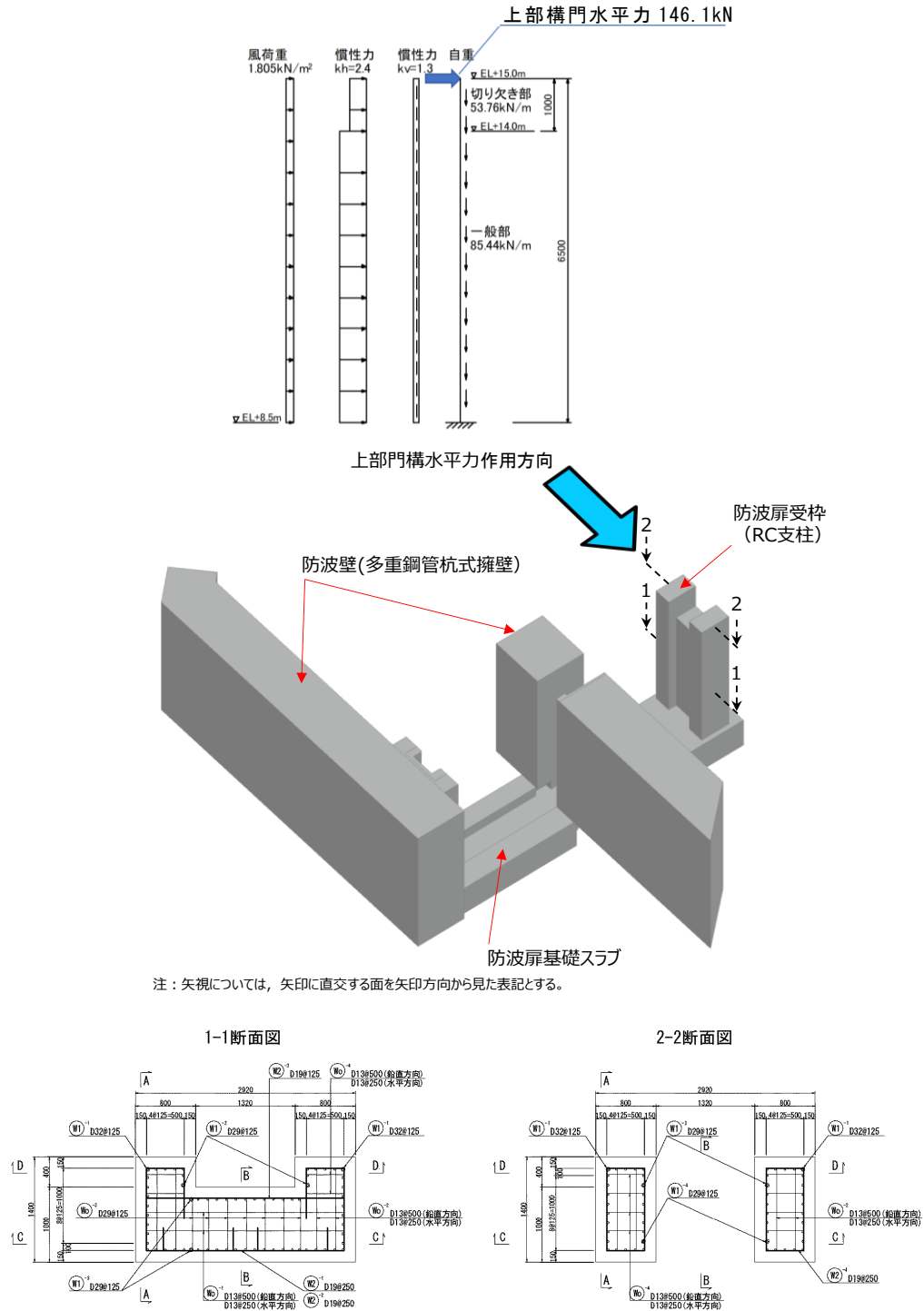


図 3.5-9 防波扉 (荷揚場南) の受枠 (RC支柱) のモデル図及び照査断面図

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1(1) 耐震評価に用いる条件 (防波扉)

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

表 4-1(2) 耐震評価に用いる条件 (防波扉)

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

表 4-1(3) 耐震評価に用いる条件 (防波扉)

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

5. 耐震評価結果

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

表 5-1(1) 防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材の照査結果

部材	材質	応力成分	発生 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
袖桁	SM490	曲げ応力度	20	240	0.09
		せん断応力度	6+4=10	135	0.08
		合成応力度	17	264	0.07
ガイドローラ	SUS304	接触応力度	702	847	0.83
ガイドローラ 軸	SUS304	曲げ応力度	98	150	0.66
		せん断応力度	25	90	0.28
ガイドローラ 軸受	高力黄銅 系合金	面圧	26	34.5	0.76
上部門構 (鉛直荷重)	SS400	曲げ応力度	6	180	0.04
		合成応力度	9	180	0.05
		せん断応力度	11	105	0.11
上部門構 (水平荷重)	SS400	合成応力度	42	180	0.24
		せん断応力度	27	105	0.26

表 5-1(2) 防波扉（荷揚場南）の開時の評価対象部材の照査結果

部材	材質	応力成分	発生 応力度 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
上部門構 アンカーボルト	ケミカル アンカー	曲げ応力度	36	182	0.20
		せん断応力度	73	107	0.69

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

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

表 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

評価対象部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
受枠 (RC支柱)	曲げ圧縮応力度	3.7	13.5	0.28
	曲げ引張応力度	126.3	294	0.43

表 5-3 せん断破壊に対する照査値

評価対象部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
受枠（RC支柱）	1424	2685	0.54

(参考資料 8) 防波壁通路防波扉 (3号機東側) の開時の耐震性について

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	4
3. 耐震評価	6
3.1 記号の定義	6
3.2 荷重及び荷重の組合せ	9
3.2.1 耐震評価上考慮する状態	9
3.2.2 荷重	9
3.2.3 荷重の組合せ	10
3.3 評価対象部位	10
3.4 許容限界	11
3.5 評価方法	12
4. 評価条件	21
5. 耐震評価結果	24

1. 概要

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

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図 2.1-1 に示す。

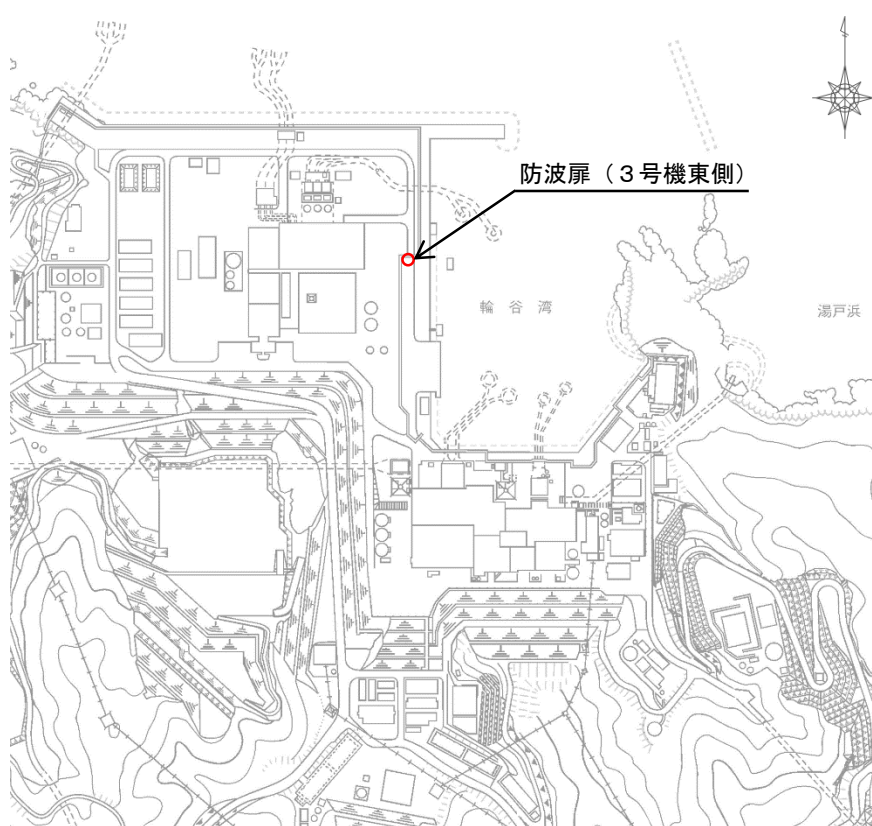
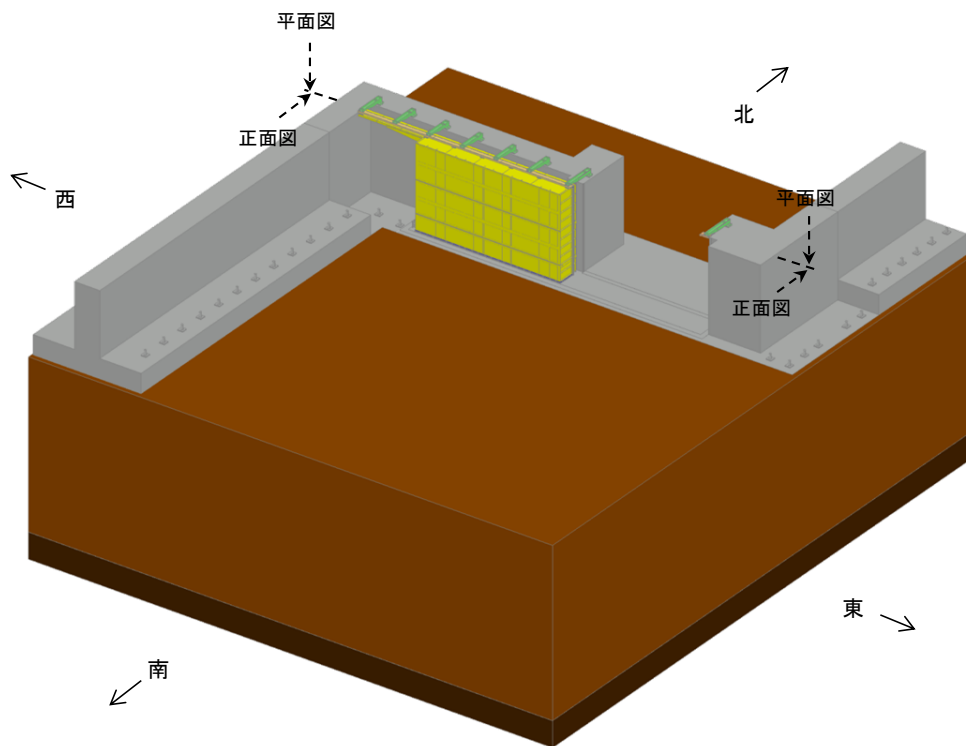


図 2.1-1 防波扉（3号機東側）位置図

2.2 構造概要

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2.2-1に、構造図を図2.2-2に示す。



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

図2.2-1 防波扉（3号機東側）の構造概要図

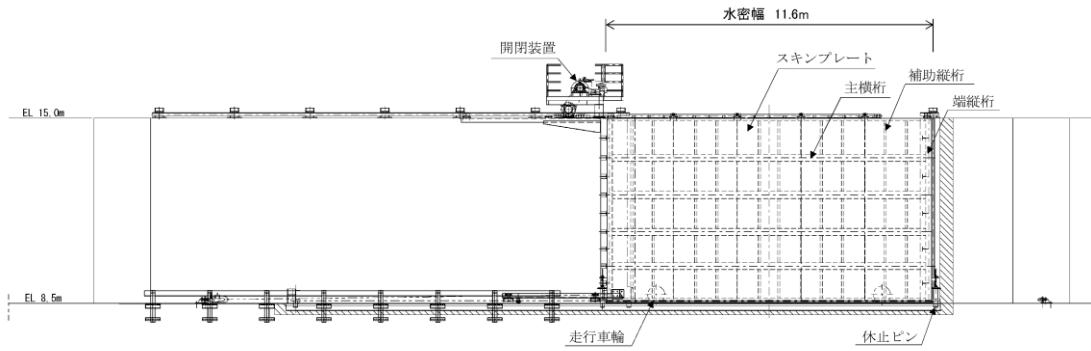


図 2.2-2(1) 防波扉（3号機東側）の構造図
 (鋼製扉体，正面図，扉閉時を基本に記載)

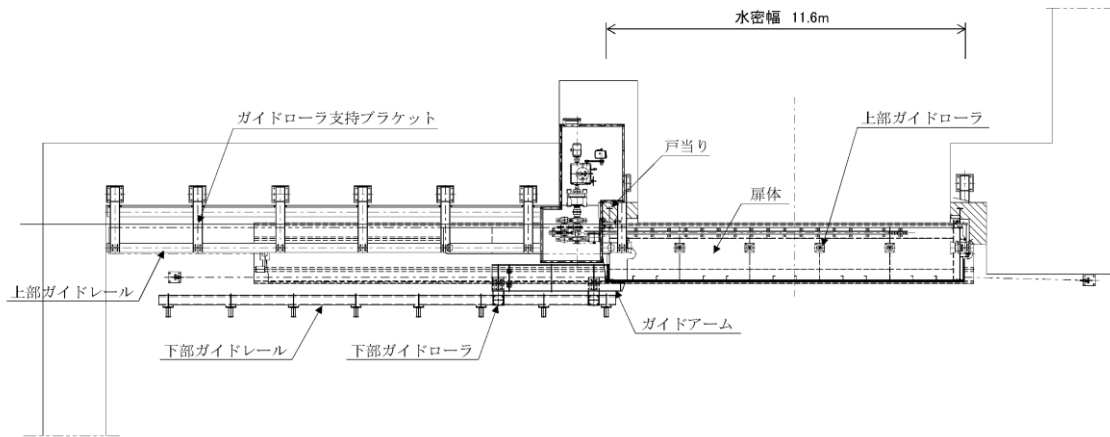


図 2.2-2(2) 防波扉（3号機東側）の構造図
 (鋼製扉体，平面図，扉閉時を基本に記載)

2.3 評価方針

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

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

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

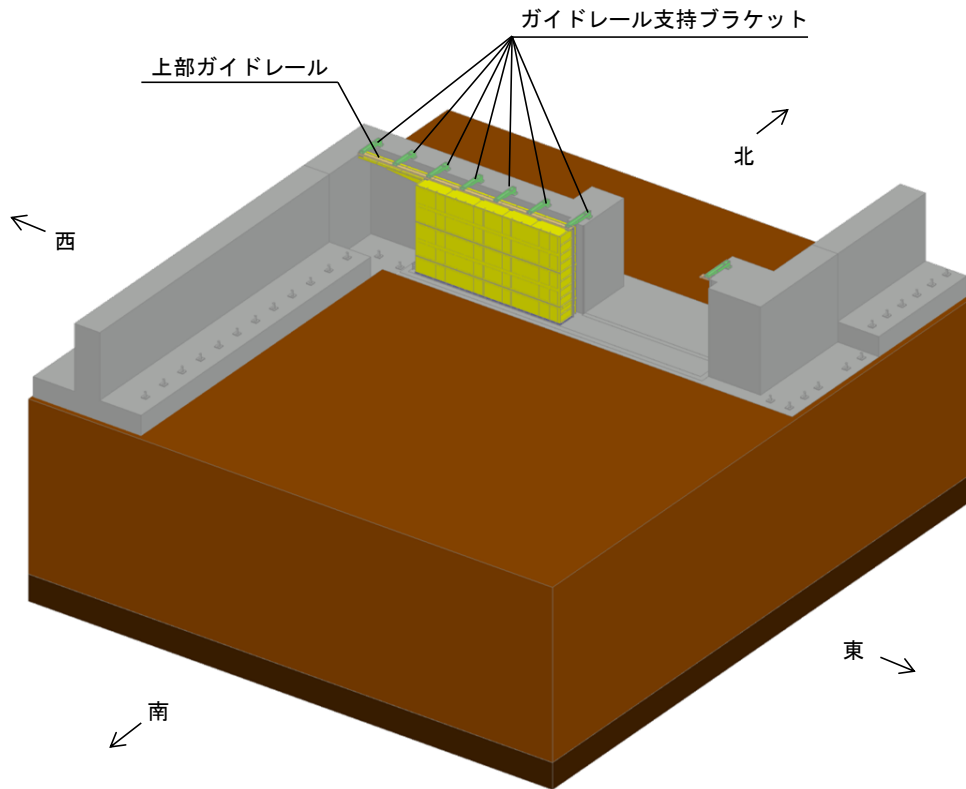
地震時鉛直荷重（下向き）は、走行車輪、車輪戸当りで支持する。走行車輪、車輪戸当りの評価は、閉時と同様であり、十分な強度を有していることを確認している。

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

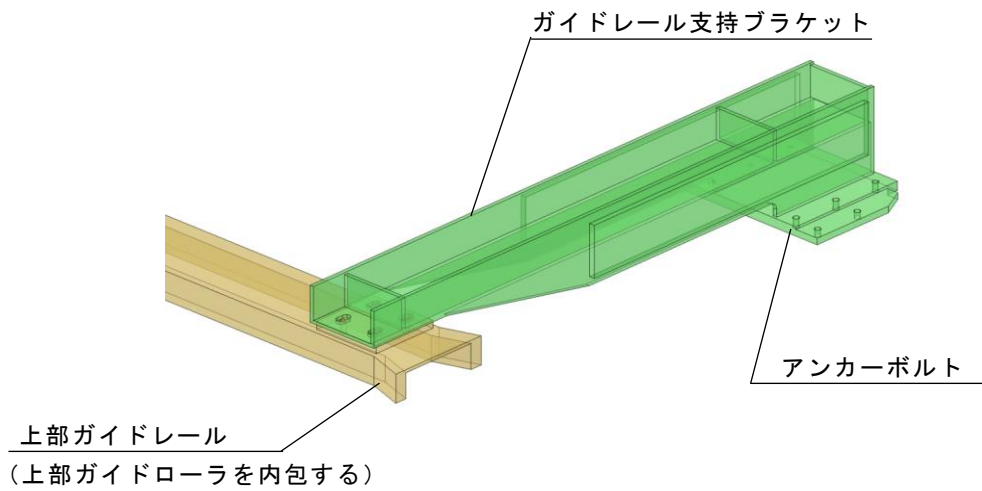
地震時水平荷重は、扉体上部の上部ガイドローラから上部ガイドレール及びガイドレール支持ブラケットを介してコンクリートに伝達されることから、開時の評価対象部材は上部ガイドローラ及び上部ガイドレールとする。

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

防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材を図2.3-1に示す。



(全体図)



(詳細図)

図 2.3-1 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材図

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる記号

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

表 3.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号

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

表 3.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号

部材	記号	単位	定義
アンカーボルト	X	mm	コンクリート圧縮範囲
	n	—	ヤング係数比
	A ₃	mm ²	アンカーボルトネジ部の有効断面積 (M20 : 4 本分, M36 : 4 本分)
	B ₁	mm	アンカーボルト支圧有効幅
	d	mm	アンカーボルト平均距離
	σ _c	N/mm ²	コンクリート支圧応力度
	M	N・mm	作用曲げモーメント
	T	N	アンカーボルト引抜力
	σ _s	N/mm ²	アンカーボルト引抜応力度
	σ _{c2}	N/mm ²	アンカーボルト埋設支圧板のコンクリート支圧応力度
A _s	mm ²	支圧板有効断面積	

3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

3.2.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.2.2 荷重

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。
また、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として、土圧及び水圧を考慮する。

(3) 風荷重（Pk）

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

(4) 積雪荷重（Ps）

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

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日松江市規則第234号）により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(5) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

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

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震時荷重

3.3 評価対象部位

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

3.4 許容限界

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，表3.4-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-1(1) 防波扉の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
上部ガイドローラ	SUS304	許容接触応力度 p_a	565 *	849
上部ガイドローラ 軸	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
上部ガイドレール	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
ガイドレール 支持ブラケット	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
アンカーボルト	SUS304	許容引張応力度 σ_a	100	150
コンクリート	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8

注記*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，許容応力度を下式により算出する。

$$p_a = 9.8H_B/2v$$

ここに， H_B ：ローラのブリネル硬さ(150)

v ：安全率（線接触：1.3）

表 3.4-1(2) 防波扉の許容限界

部材	許容荷重(kN)
上部ガイドローラ軸受	168000*

注記*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，許容応力度を下式により算出し，地震時における補正係数1.5倍を考慮する。

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

ここに， C_{cr}' ：許容荷重

C_{cr} ：基本静定格荷重

f ：安全係数(1.5)

3.5 評価方法

(1) 上部ガイドローラ

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

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

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

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

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

$$M = P \cdot L$$

$$S = P$$

$$P_1 = P$$

ここで、

P : ローラ荷重 (N)

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

E₁ : ローラの弾性係数 (N/mm²)

E₂ : ローラ踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B : ローラ有効踏面幅 (mm)

R : ローラ半径 (mm) = D/2

C : 接触幅の 1/2 (mm)

M : 軸の曲げモーメント (N・mm)

L : 軸の支持間隔 (mm)

S : 軸のせん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

Z : 軸の断面係数 (mm³)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

A₁ : 軸の断面積 (mm²)

P₁ : 軸受け荷重 (N)

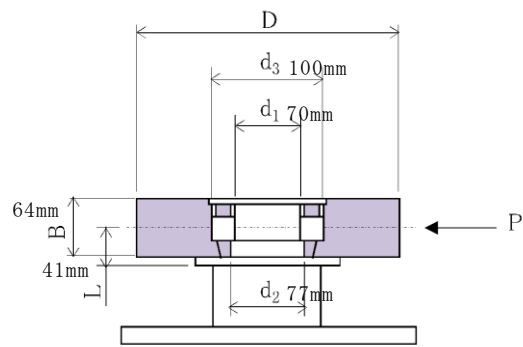


図 3.5-1 上部ガイドローラの概要図

(2) 上部ガイドレール（水平）

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

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

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

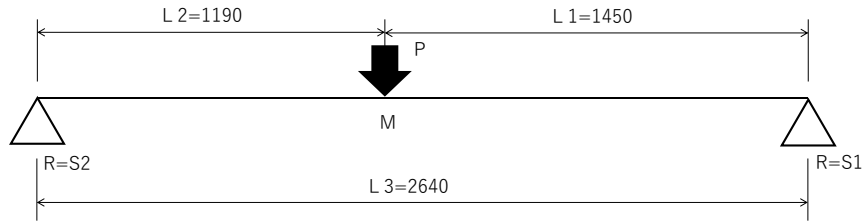
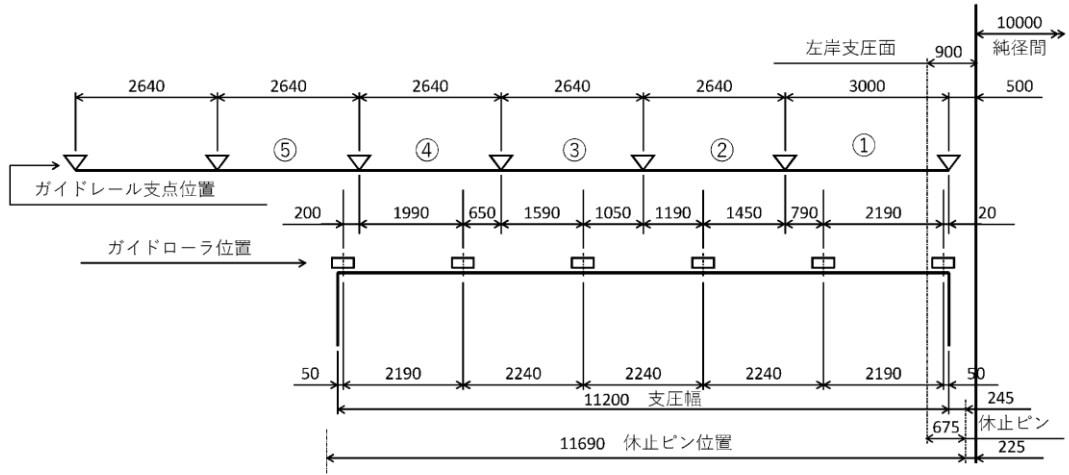
$$\sigma_e = \sqrt[3]{\frac{b}{a}} \cdot \frac{P_1}{t_2^2}$$

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

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

ここで、

- P : 作用荷重 (N)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- S : せん断力 (N)
- σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)
- Z : 断面係数 (mm³)
- σ_e : 局部曲げ応力度 (N/mm²)
- a : 局部曲げ応力算定距離 a (mm)
- b : 局部曲げ応力算定距離 b (mm)
- t_2 : 局部曲げ応力算定板厚 (mm)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- A_w : ウェブ断面積 (mm²)



上部ガイドレールのモデル図

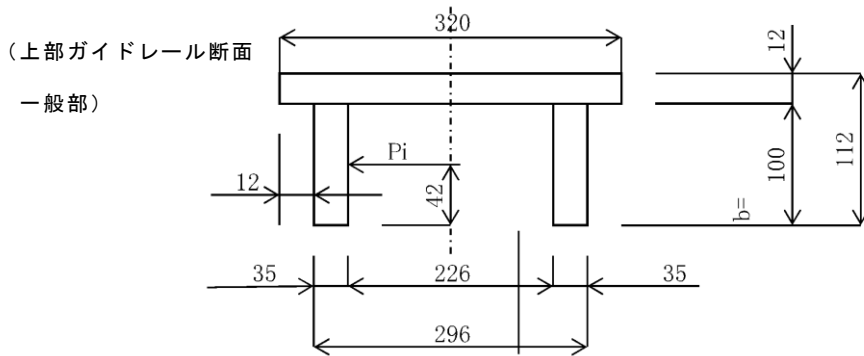


図 3.5-2(1) 上部ガイドレールの概要図

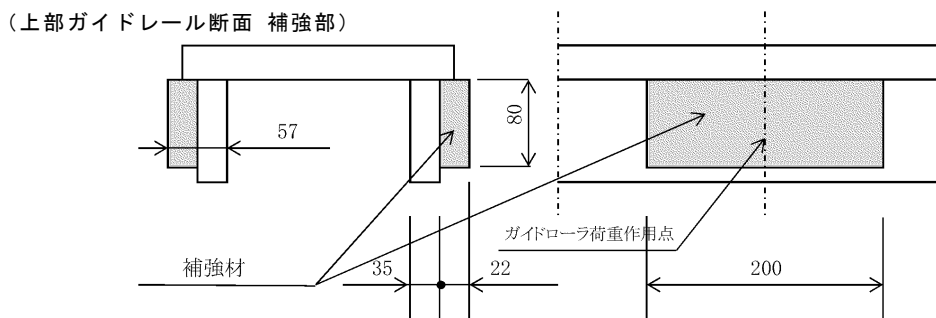


図 3.5-2(2) 上部ガイドレールの概要図

(3) 上部ガイドレール（鉛直）

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

単純梁のモデル図は曲げ応力度が最も厳しい②区間において例示する。

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

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

ここに、

P : 作用荷重(N) (鉛直方向上向荷重)

M : 曲げモーメント(N・mm)

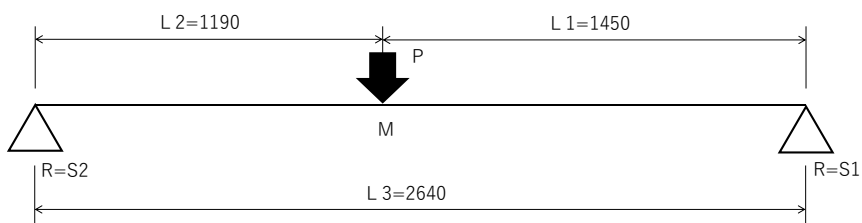
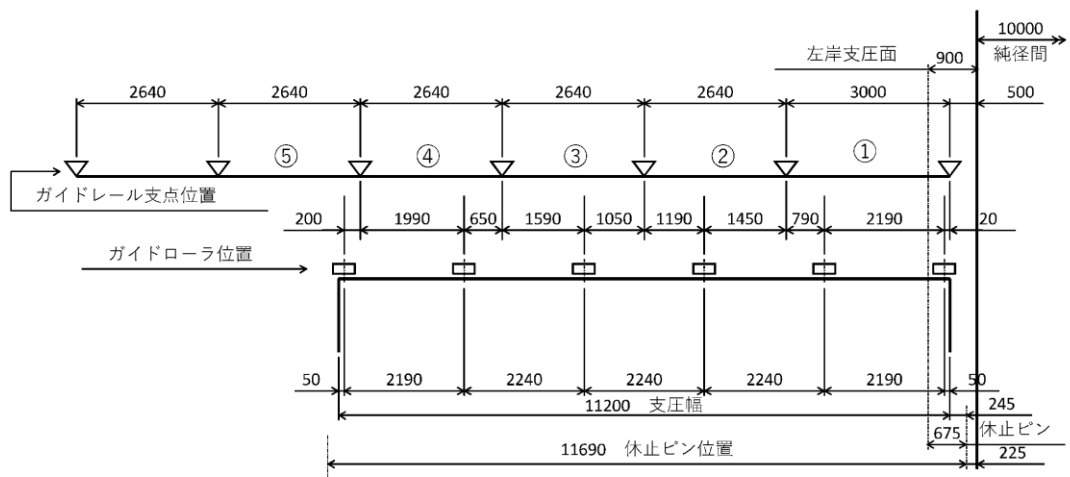
S : せん断力(N)

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

Z : 断面係数(mm³)

τ : せん断応力度(N/mm²)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)



上部ガイドレールのモデル図

(上部ガイドレール断面)

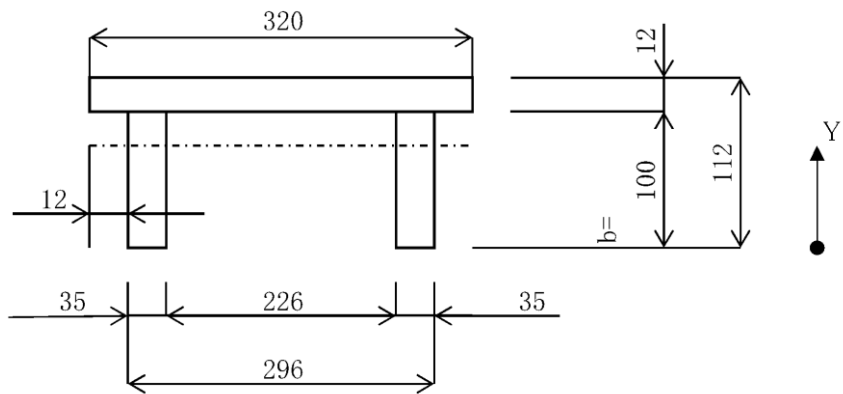


図 3.5-3 上部ガイドレールの概要図

(4) ガイドレール支持ブラケット

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

$$M_5 = P \cdot L$$

$$S_5 = P$$

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

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

ここで、

P : 作用荷重(N) (鉛直方向上向荷重)

L : 支持ブラケット長 (mm)

M : 曲げモーメント(N・mm)

S : せん断力(N)

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

Z : 断面係数(mm³)

τ : せん断応力度(N/mm²)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)

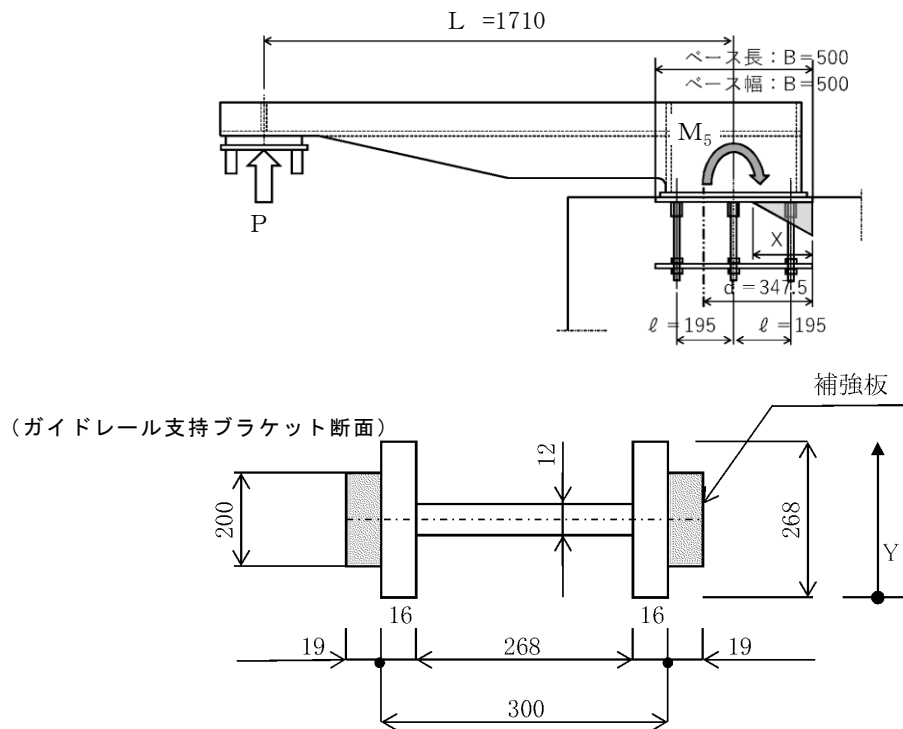


図 3.5-4 支持ブラケットの概要図

(5) アンカーボルト

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

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

アンカーボルトの概要を図 3.5-5 に示す。

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

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M_5}{B_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{X}{3} \right)}$$

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

$$\sigma_s = \frac{T}{A_0}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{T}{A_s}$$

ここで、

X : コンクリート圧縮範囲 (mm)

n : ヤング係数比

A₀ : アンカーボルトネジ部の有効断面積 (M20:8 本分) (mm²)

B₁ : アンカーボルト支圧有効幅 (mm)

d : アンカーボルト平均距離 (mm)

σ_c : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

M : 作用曲げモーメント (N・mm)

T : アンカーボルト引抜力 (N)

σ_s : アンカーボルト引抜応力度 (N/mm²)

σ_{c2} : アンカーボルト埋設支圧板のコンクリート支圧応力度 (N/mm²)

A_s : 支圧板有効断面積 (mm²)

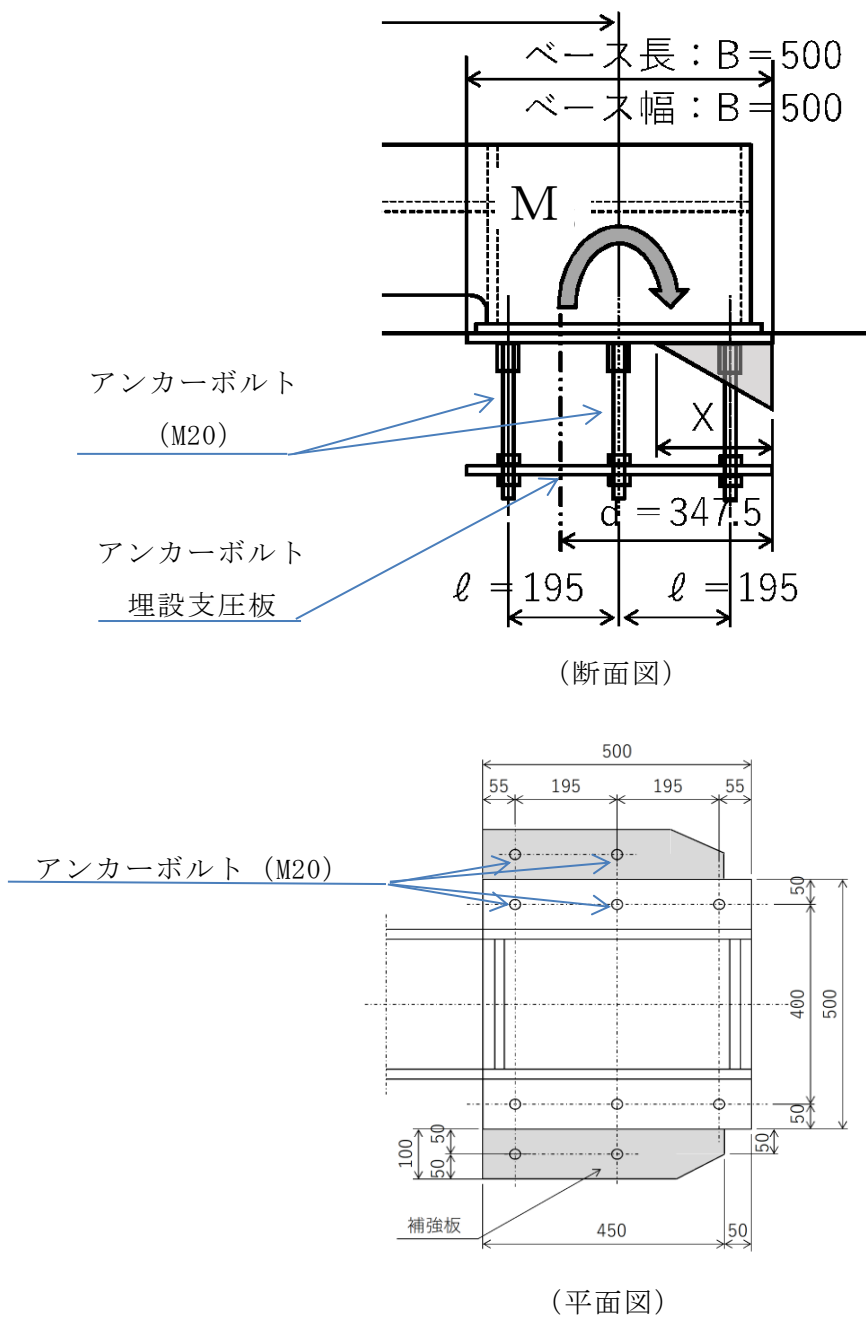


図 3.5-5 アンカーボルトの概要図

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1(1) 耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
上部 ガイド ローラ	P	ローラ荷重	79121	N
	p	ヘルツの接触応力度	615.5	N/mm ²
	E ₁	ローラの弾性係数	193000	N/mm ²
	E ₂	ローラ踏面板の弾性係数	193000	N/mm ²
	B	ローラ有効踏面幅	64	mm
	R	ローラ半径	110	mm
	C	接触幅の 1/2	1.282	mm
上部 ガイド ローラ軸	M	曲げモーメント	3243961	N・mm
	L	軸の支持間隔	41	mm
	S	軸のせん断力	79121	N
	σ	曲げ応力度	72	N/mm ²
	Z	軸の断面係数	44820	mm ³
	τ	せん断応力度	23	N/mm ²
	A ₁	軸の断面積	4657	mm ²
上部ガイ ドローラ 軸受	P ₁	軸受け荷重	79121	N

表 4-1(2) 耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
上部 ガイド レール (水平)	P	作用荷重	79121	N
	M	曲げモーメント	51713366	N・mm
	S	せん断力	99429	N
	σ_b	曲げ応力度	54.2	N/mm ²
	Z	断面係数	954340	mm ³
	σ_e	局部曲げ応力度	32.5	N/mm ²
	a	局部曲げ応力度算定距離 a	42	mm
	b	局部曲げ応力度算定距離 b	100	mm
	t ₂	局部曲げ応力度算定板厚	57	mm
	σ_g	合成応力	86.7	N/mm ²
	τ	せん断応力度	26	N/mm ²
A _w	ウェブの断面積	3840	mm ²	
上部 ガイド レール (鉛直)	P	作用荷重 (鉛直方向上向)	32203	N
	M	曲げモーメント	21048050	N・mm
	S	せん断力	40469	N
	σ	曲げ応力度	107.6	N/mm ²
	Z	断面係数	195536	mm ³
	τ	せん断応力度	6	N/mm ²
	A _w	ウェブの断面積	7000	mm ²
ガイドレール支持 ブラケット	P	作用荷重 (鉛直方向上向)	38454	N
	L	支持ブラケット長	1710	mm
	M	曲げモーメント	65755840	N・mm
	S	せん断力	38454	N
	σ	曲げ応力度	115	N/mm ²
	Z	断面係数	572404	mm ³
	τ	せん断応力度	2.4	N/mm ²
	A _w	ウェブの断面積	16176	mm ²

表 4-1(3) 耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
アンカー ボルト	X	コンクリート圧縮範囲	156.1	mm
	n	ヤング係数比	15	—
	A ₃	アンカーボルトネジ部の有効断面積 (M20 : 8本分)	2121.7	mm ²
	B ₁	アンカーボルト支圧有効幅	500	mm
	d	アンカーボルト平均距離	347.5	mm
	σ _c	コンクリート支圧応力度	5.7	N/mm ²
	M	作用曲げモーメント	65755840	N・mm
	T	アンカーボルト引抜力	222548	N
	σ _s	アンカーボルト引抜応力度	104	N/mm ²
	σ _{c2}	アンカーボルト埋設支圧板のコンクリート支圧応力度	3.0	N/mm ²
A _s	支圧板有効断面積	75000	mm ²	

5. 耐震評価結果

防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果を表5-1に示す。この結果から防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1(1) 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果

部材		発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
上部ガイドローラ	接触応力度	615	849	0.73
上部ガイドローラ軸	曲げ応力度	72	150	0.48
	せん断応力度	23	90	0.26
上部ガイドレール (鉛直)	曲げ応力度	108	150	0.72
	せん断応力度	6	90	0.07
上部ガイドレール (水平)	曲げ応力度	87	150	0.58
	せん断応力度	26	90	0.29
ガイドレール 支持ブラケット	曲げ応力度	115	150	0.77
	せん断応力度	2.4	90	0.27

表5-1(2) 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果

部材		発生荷重 (N)	許容限界 (N)	照査値
上部ガイド ローラ軸受	軸受荷重	79121	168000	0.47

表5-1(3) 防波扉（3号機東側）の開時の評価対象部材の照査結果

部材			発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
アンカー ボルト	コンクリート	支圧応力度	5.7	8.8	0.65
	アンカーボルト	引張応力度	104	150	0.70
	埋設板支圧 コンクリート	支圧応力度	3.0	8.8	0.35

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明

2.3.1 1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 位置	2
3. 流路縮小工の耐震評価	5
3.1 構造計画	5
3.2 評価方針	7
3.3 適用規格・基準等	9
3.4 記号の説明	10
3.5 評価対象部位	14
3.6 固有値解析	18
3.6.1 解析モデルの設定	18
3.6.2 固有振動数の算出方法	18
3.6.3 固有振動数の算出条件	18
3.6.4 固有振動数の算出結果	18
3.7 荷重及び荷重の組合せ	19
3.7.1 荷重	19
3.7.2 荷重の組合せ	28
3.7.3 荷重の選定	29
3.8 許容限界	30
3.8.1 使用材料	30
3.8.2 許容限界	30
3.9 評価方法及び評価条件	31
3.9.1 縮小板	32
3.9.2 固定ボルト	38
3.9.3 取水管（フランジ部）	41
3.9.4 取水管（管胴部）	48
3.10 評価結果	55
4. 1号機取水槽北側壁の耐震評価	56
4.1 概要	56
4.2 評価条件	56
4.2.1 適用規格	56
4.2.2 1号機取水槽構造概要及び補強の概要	58

4.2.3	評価対象部材の選定	68
4.2.4	評価対象断面の選定	70
4.2.5	使用材料及び材料の物性値	71
4.2.6	地盤物性値	72
4.2.7	地下水位	74
4.2.8	耐震評価フロー	75
4.3	地震応答解析	76
4.3.1	地震応答解析手法	76
4.3.2	地震応答解析モデルの設定	79
4.3.3	減衰定数	95
4.3.4	荷重及び荷重の組合せ	96
4.3.5	地震応答解析の解析ケース	103
4.4	評価内容	107
4.4.1	入力地震動の設定	107
4.4.2	許容限界の設定	122
4.5	評価結果	128
4.5.1	地震応答解析結果	128
4.5.2	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	139
4.5.3	せん断破壊に対する評価結果	140
4.5.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	141
4.6	漸拡ダクト部充填コンクリートの評価	143
4.6.1	評価概要	143
4.6.2	評価方針	143
4.6.3	評価結果	144

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波防護施設のうち1号機取水槽流路縮小工（以下「流路縮小工」という。）及びその間接支持構造物である1号機取水槽北側壁が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有することを確認するものである。

流路縮小工及び1号機取水槽北側壁に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価により行う。

2. 位置

流路縮小工は、1号機取水槽と1号機取水管の境界部に設置し、1号機取水槽北側壁に間接支持される構造とする。

流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の設置位置図を図2-1に、流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の詳細位置図を図2-2に、流路縮小工の詳細図を図2-3に示す。

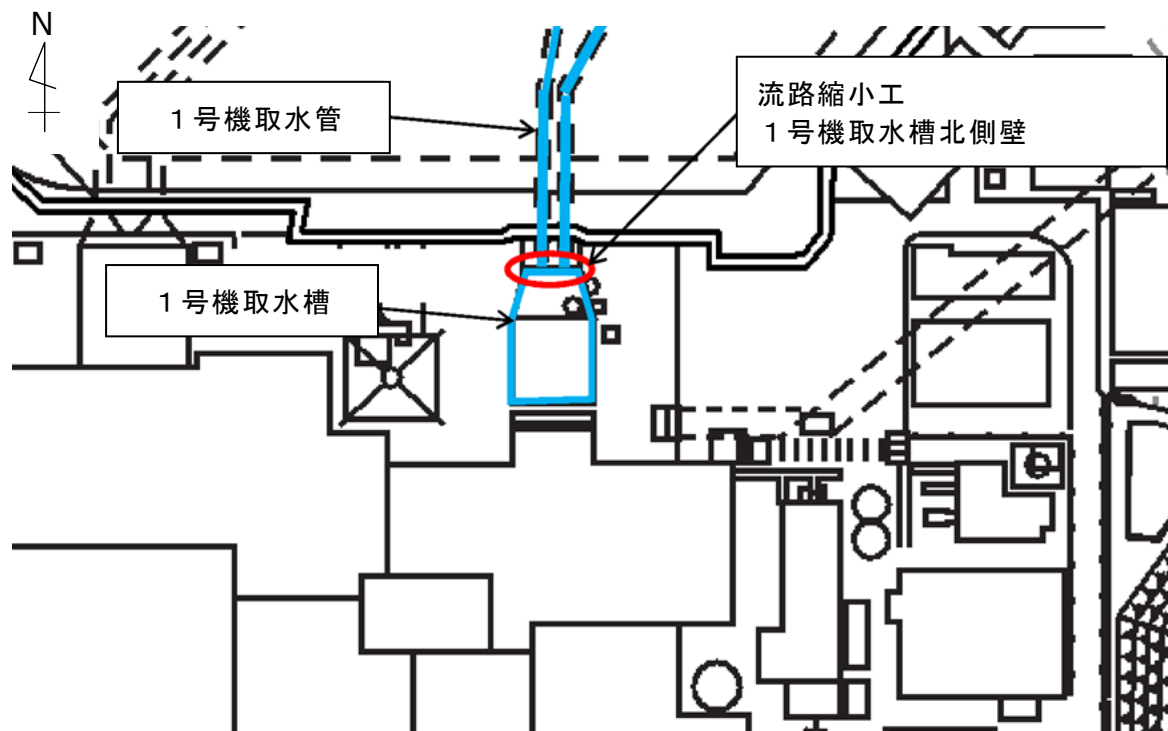


図 2-1 流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の設置位置図

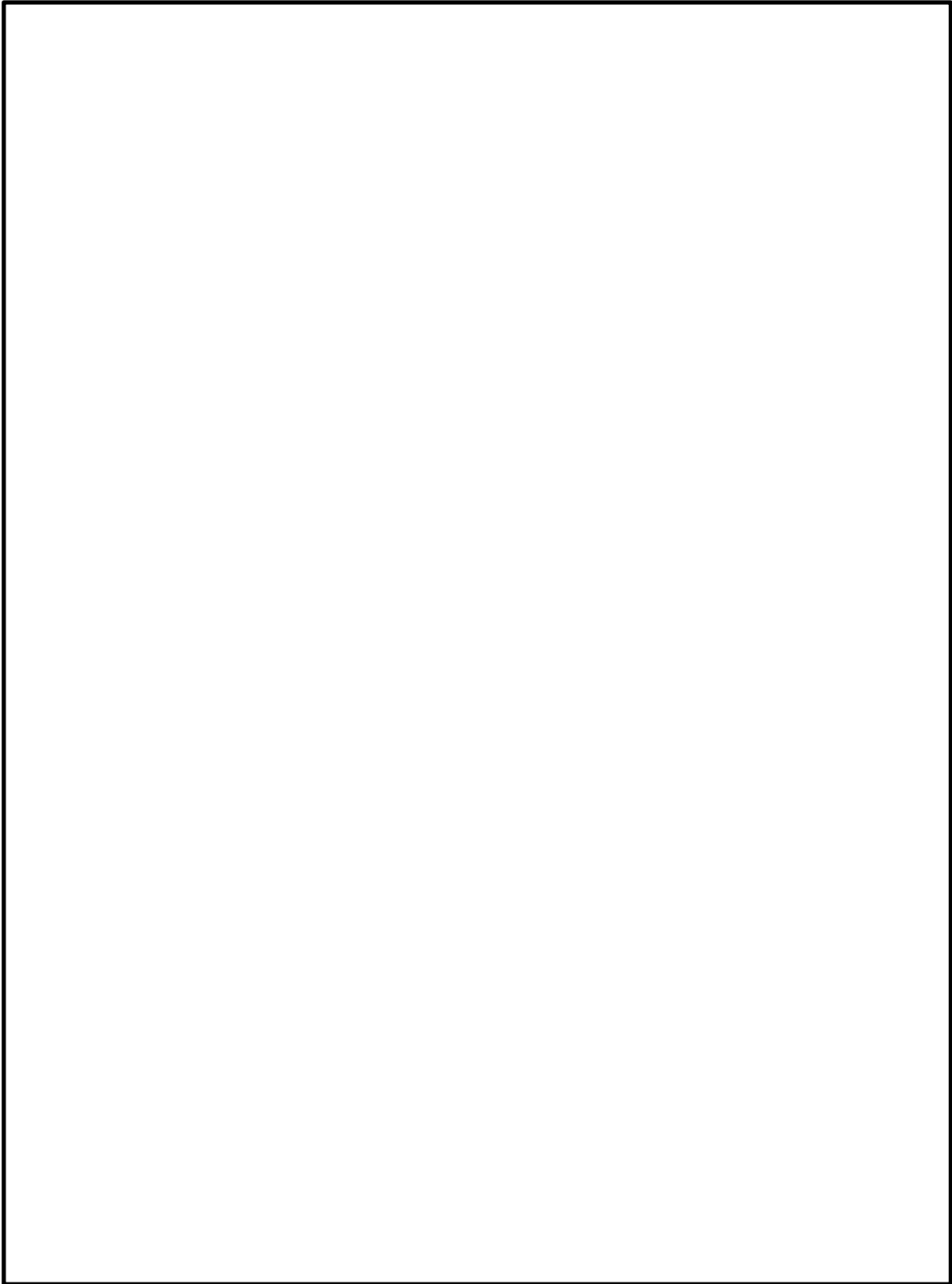
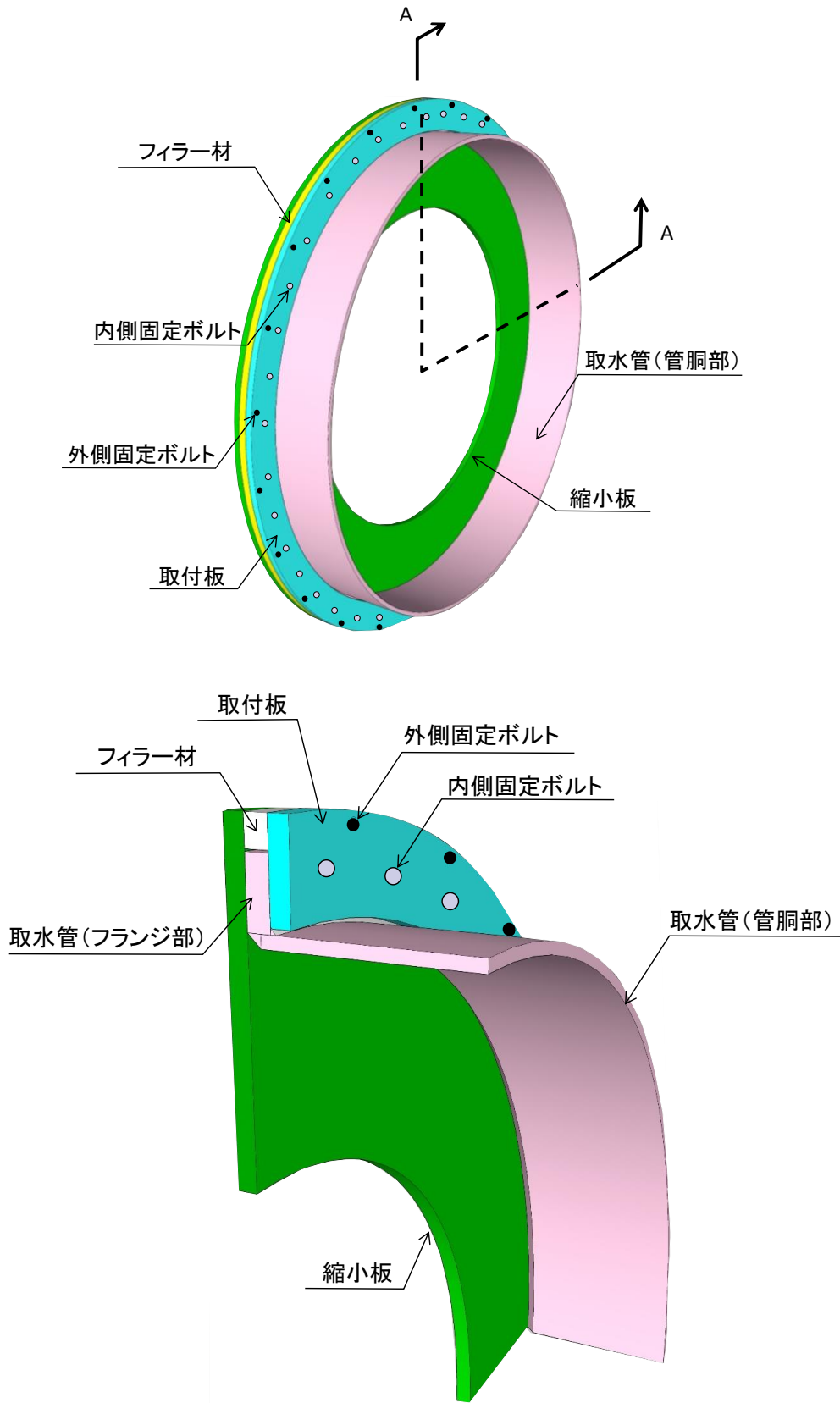


図 2-2 流路縮小工及び 1 号機取水槽北側壁の詳細位置図



(A-A断面)

図 2-3 流路縮小工の詳細図

3. 流路縮小工の耐震評価

3.1 構造計画

流路縮小工は、1号機取水管からの津波の流入を抑制し、1号機取水槽から津波が溢水することを防止するため、1号機取水管の流路を鋼製の縮小板により縮小するものである。流路縮小工は、1号機取水管の終端部のフランジ（以下「取水管（フランジ部）」という。）に、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する構造とする。よって、流路縮小工は、1号機取水管の管胴部（以下「取水管（管胴部）」という。）、取水管（フランジ部）、縮小板、取付板及び固定ボルトから構成される。なお、1号機の原子炉補機海水ポンプに必要な海水を取水するため、縮小板に直径 m の貫通部を設ける。

1号機取水槽は、設計当時からの基準地震動 S_s の増大により、1号機取水槽の耐震性を確保するため、流路縮小工と同等の開口を設けたうえで漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。これにより、流路縮小工を構成する部材については、縮小板及び取水管（管胴部）を除いて充填コンクリートに被覆される。充填コンクリートに被覆される部材については、定期的な維持管理は不要とし、充填コンクリートに被覆されない部材については、設計上の配慮として、余裕厚を有する構造とするとし、定期的に点検を行う。

流路縮小工の構造計画を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 流路縮小工の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>取水管（フランジ部）に、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する。</p>	<p>縮小板、取付板及び固定ボルトにより構成する。</p>	<p>組立図（A-A断面）</p> <p>（単位：m）</p> <p>【凡例】 ■ 流路縮小工</p> <p>正面図</p>

3.2 評価方針

流路縮小工は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

流路縮小工の耐震評価は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」の「3.1 構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「3.1 構造計画」に示す流路縮小工の構造を踏まえ、「3.5 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「3.6 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力度が許容限界内に収まることを、「3.9 評価方法及び評価条件」に示す方法にて確認する。耐震評価の確認を「3.10 評価結果」にて確認する。

流路縮小工の評価項目を表 3.2-1 に、耐震評価フローを図 3.2-1 に示す。

また、流路縮小工を構成する部材のうち取付板については、材質及び厚さが縮小板と同等であることから、取付板の評価は縮小板の評価に包含されるものとする。

なお、1号機取水槽は、設計当時からの基準地震動 S_s の増大により、1号機取水槽の耐震性を確保するため、流路縮小工と同等の開口を設けたうえで漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。これにより、流路縮小工の大部分は充填コンクリートに拘束されるため、剛構造であると考えられるが、保守的に充填コンクリートによる拘束は期待しない方針とする。1号機取水槽の耐震補強に伴うコンクリート充填範囲図を図 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 流路縮小工の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	縮小板	発生する応力(曲げ応力, せん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力(引張応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		取水管(フランジ部)	発生する応力(曲げ応力, せん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		取水管(管胴部)	発生する応力(曲げ応力, せん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

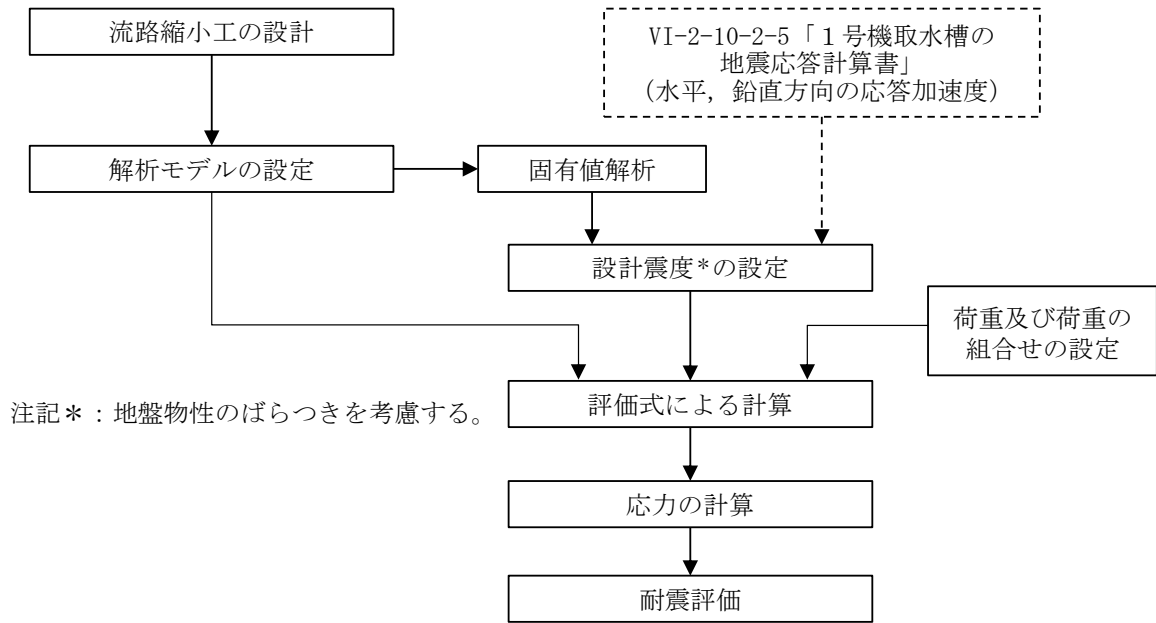


図 3.2-1 耐震評価フロー

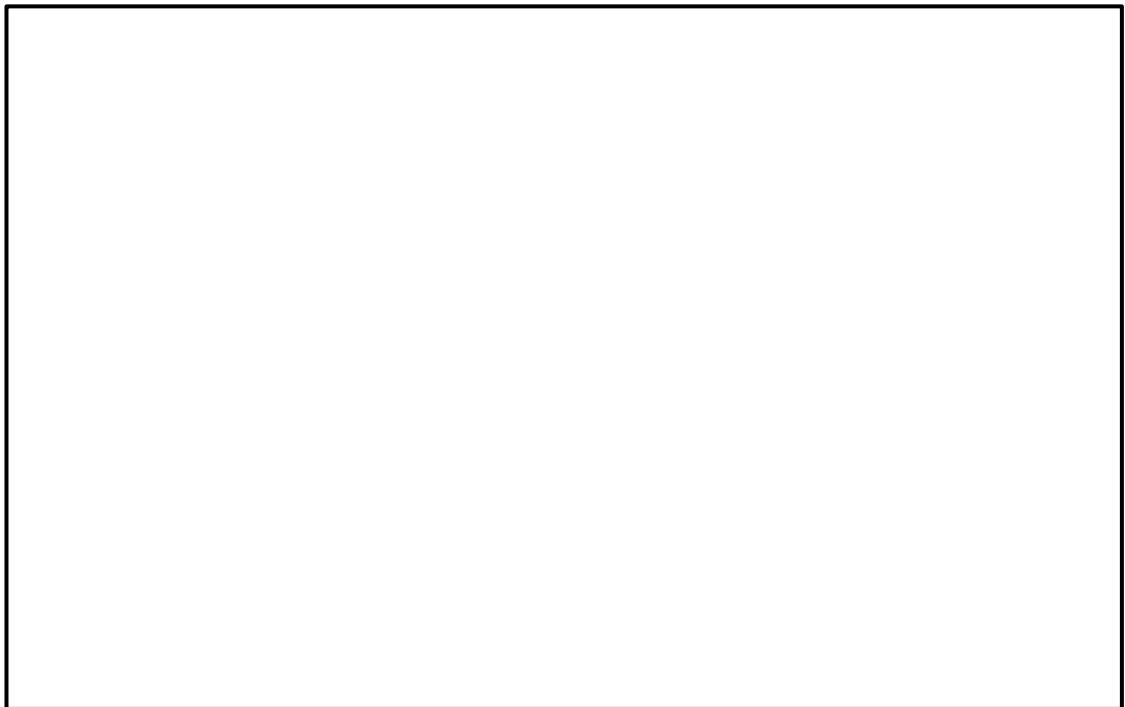


図 3.2-2 1号機取水槽の耐震補強に伴うコンクリート充填範囲図

3.3 適用規格・基準等

適用する規格・基準類を以下に示す。また、各項目で適用する規格，基準類を表

3.3-1 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)
- ・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 ((社) 土木学会, 2005 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)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005 年改訂)
- ・鋼構造許容応力度設計規準 ((社) 日本建築学会, 2019 年制定)
- ・日本産業規格 (J I S)
- ・構造力学公式集 ((社) 土木学会, 1986 年)

表 3.3-1 各項目で適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
荷重及び荷重の組合せ	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)	各構造部材に作用する動水圧の算定
許容限界	鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005 年改訂)	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
	鋼構造許容応力度設計規準 ((社) 日本建築学会, 2019 年制定)	
	J I S B 1 0 5 1 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質—強度区分を規定したボルト，小ねじ及び植込みボルト—並目ねじ及び細目ねじ	
評価方法	構造力学公式集 ((社) 土木学会, 1986 年)	流路縮小工に生じる曲げ応力度及びせん断応力度の算定
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
	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 ((社) 土木学会, 2005 年)	

3.4 記号の説明

流路縮小工の耐震評価に用いる記号を表 3.4-1~5 にそれぞれ示す。

表 3.4-1 流路縮小工の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
L	mm	はりの長さ
E	N/mm ²	ヤング係数
I	mm ⁴	断面 2 次モーメント
m	kg/mm	質量分布

表 3.4-2 流路縮小工の縮小板の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
p_0	kN/mm ²	縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重
A_{11}	mm ²	縮小板の作用面積
P	kN	縮小板に作用する地震時荷重
a_1	mm	縮小板の外半径
b_1	mm	縮小板の内半径
M_{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta 1}$	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント
ν	—	ポアソン比
r_1	mm	縮小板の中心から半径方向の距離
κ_1	—	係数
β_1	—	係数
ρ_1	—	係数
σ_1	kN/mm ²	縮小板に生じる最大曲げ応力度
Z_1	mm ³ /mm	縮小板の断面係数
t_1	mm	縮小板の板厚
τ_1	kN/mm ²	縮小板に生じる最大せん断応力度
A_{12}	mm ²	縮小板の有効せん断面積
S_1	kN	縮小板に作用するせん断力

表 3.4-3 流路縮小工の固定ボルトの耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
T	kN/本	内側固定ボルトに作用する引張力
T ₁	kN/本	縮小板に作用する荷重により内側固定ボルトに作用する引張力
T ₂	kN/本	縮小板に生じる曲げモーメントにより内側固定ボルトに作用する引張力
M	kN・mm/mm	縮小板に生じる曲げモーメント合力
σ _b	kN/mm ²	内側固定ボルトに生じる最大応力度
P	kN	内側固定ボルトに作用する地震時荷重
n	本	内側固定ボルトの本数
D ₁	mm	フランジ外径
l ₁	mm	支点間距離
M _{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント
M _{θ1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント
A	mm ²	内側固定ボルト 1 本の有効断面積

表 3.4-4 流路縮小工の取水管（フランジ部）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
P'	kN/mm	取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重
L_f	mm	取水管（フランジ部）の外周長
P	kN	取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径
M_{rf}	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta f}$	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント
a_f	mm	取水管（フランジ部）の内半径
ν	—	ポアソン比
r_f	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離
κ_f	—	係数
β_f	—	係数
ρ_f	—	係数
σ_f	kN/mm ²	取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度
Z_f	mm ³ /mm	取水管（フランジ部）の断面係数
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚
τ_f	kN/mm ²	取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度
A_3	mm ²	取水管（フランジ部）付け根の断面積
l_f	mm	取水管（フランジ部）付け根の周長
S_f	kN	取水管（フランジ部）に作用するせん断力
D_i	mm	取水管（フランジ部）の管内径
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚

表 3.4-5 流路縮小工の取水管（管胴部）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
σ_d	kN/mm ²	取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度
σ_{dv}	kN/mm ²	取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じる最大曲げ応力度
σ_{dh}	kN/mm ²	取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じる最大曲げ応力度
M_{dv}	kN・mm	取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じる曲げモーメント
M_{dh}	kN・mm	取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じる曲げモーメント
Z_d	mm ³	取水管（管胴部）の断面係数
σ_t	kN/mm ²	縮小板に作用する地震時荷重により取水管（管胴部）に生じる最大引張応力度
A_d	mm ²	取水管（管胴部）の作用面積
σ_f	kN/mm ²	取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントにより取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度
W_1	kN	取水管（管胴部）の自重（管内部の水を含む）
P_1	kN	取水管（管胴部）に作用する地震時荷重
L_d	mm	取水管（管胴部）の張り出し長さ
P_2	kN	取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重
t'_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚（余裕厚を考慮）
a_1	mm	1号機取水管の外径
b_1	mm	1号機取水管の内径
P_3	kN	縮小板に作用する地震時荷重
τ_d	kN/mm ²	取水管（管胴部）に生じる最大せん断応力度
τ_{dv}	kN/mm ²	取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じる最大せん断応力度
τ_{dh}	kN/mm ²	取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じる最大せん断応力度
S_{dv}	kN	取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じるせん断力
S_{dh}	kN	取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じるせん断力
A_5	mm ²	取水管（管胴部）の有効せん断面積
W_1	kN	取水管（管胴部）の自重（管内部の水を含む）
D_d	mm	取水管（管胴部）の管内径
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚

3.5 評価対象部位

流路縮小工の評価対象部位は、「3.1 構造計画」に設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、縮小板、固定ボルト、取水管（フランジ部）及び取水管（管胴部）とする。

なお、縮小板と取付板は固定ボルトにより強固に固定された一体構造であるとともに、縮小板と取付板は同様の材質及び厚さであることから、取付板の評価は縮小板の評価に包含されるものとする。

固定ボルトは内側固定ボルト及び外側固定ボルトにより構成され、それぞれの固定ボルトが引張力を負担するが、内側固定ボルトと外側固定ボルトの位置が半径方向で異なることから、内側固定ボルトのみにより引張力を負担するものとして、保守的に耐震評価を実施する。

評価対象部位を図 3.5-1 に示す。

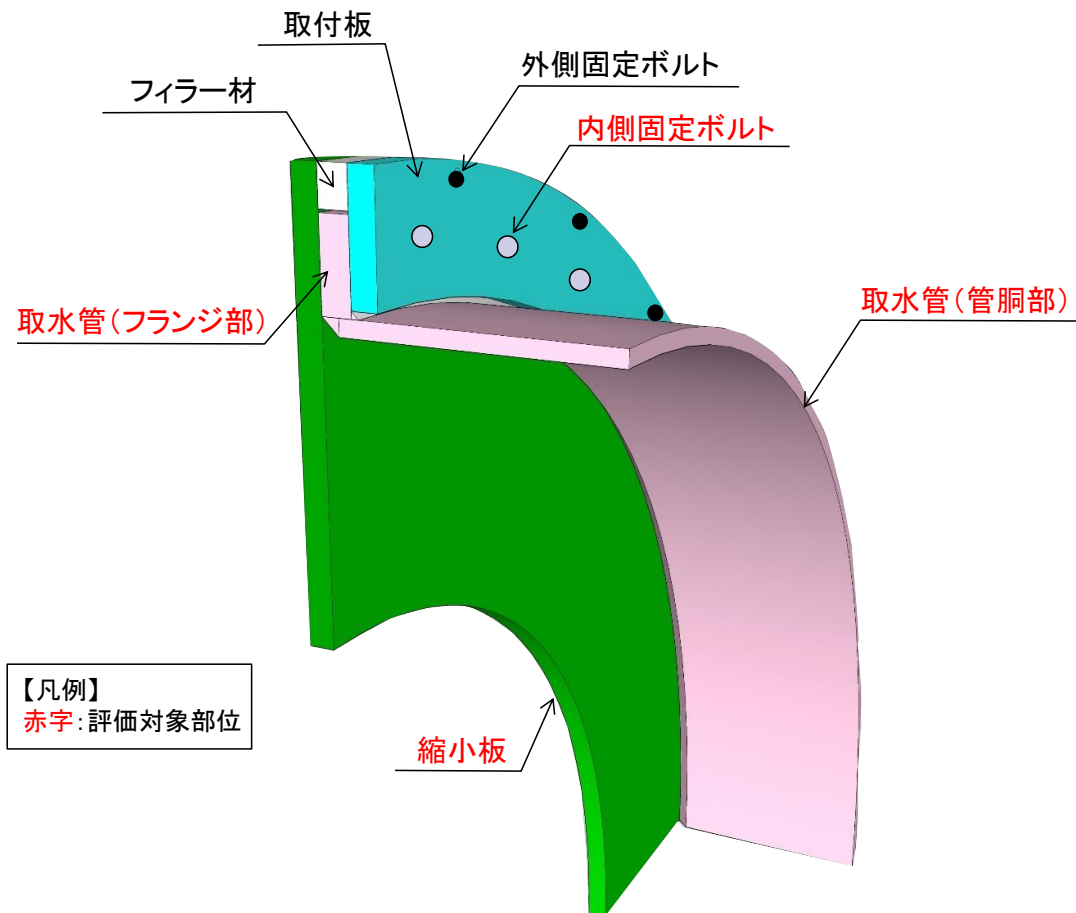


図 3.5-1 評価対象部位

縮小板の内側固定ボルトと外側固定ボルトの縁端距離は 72mm であり、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 年改訂）」に基づく最小縁端距離（ボルト径 30mm の場合 54mm 以上）を確保していることから，固定ボルトの縁端距離は妥当と判断した。また，固定ボルトにより縮小板は強固に固定されており，固定ボルトのせん断方向の変形は抑制されるため，縁端距離が構造成立性に与える影響は軽微であると考えられる。

固定ボルトの構造概要図を図 3.5-2 に示す。

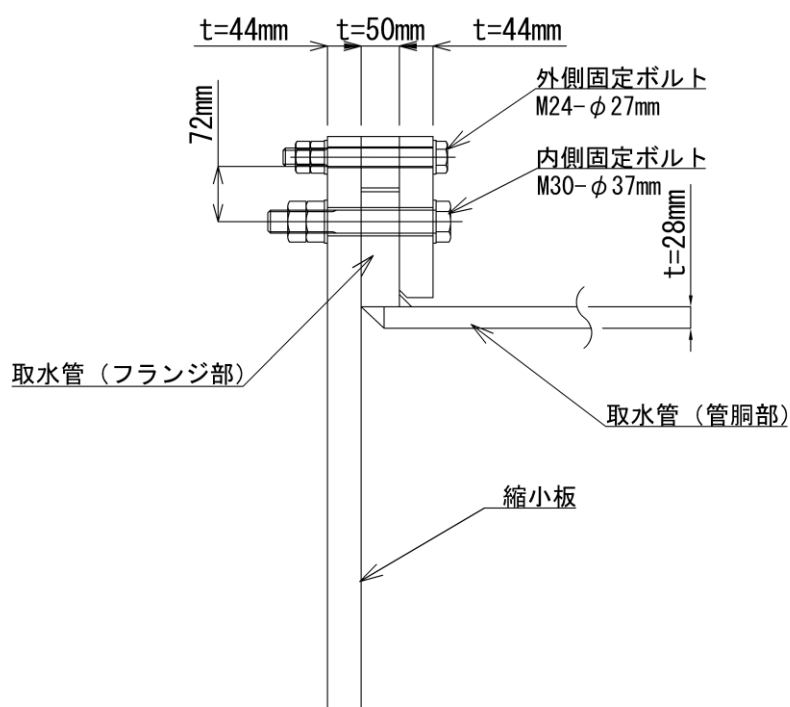


図 3.5-2 固定ボルト構造概要図

1号機取水管は複数の鋼管を継手した構造であり、流路縮小工の近傍の継手部（以下「1号機取水管継手部」という。）は固定ボルトにより固定している。1号機取水管継手部の取水管は、1号機取水槽北側壁に巻き込まれるように施工され、固定されていることから、1号機取水管継手部の固定ボルトに生じる引張力は軽微である。また、縮小板の固定ボルトについては、地震時において、縮小板に作用する動水圧が伝達されるが、1号機取水管継手部は、動水圧が作用しないため、1号機取水管継手部の固定ボルトに作用する荷重と比べて縮小板の固定ボルトに作用する荷重の方が大きくなることから縮小板の固定ボルトを代表として評価する。

1号機取水管継手部の位置図を図3.5-3に示す。

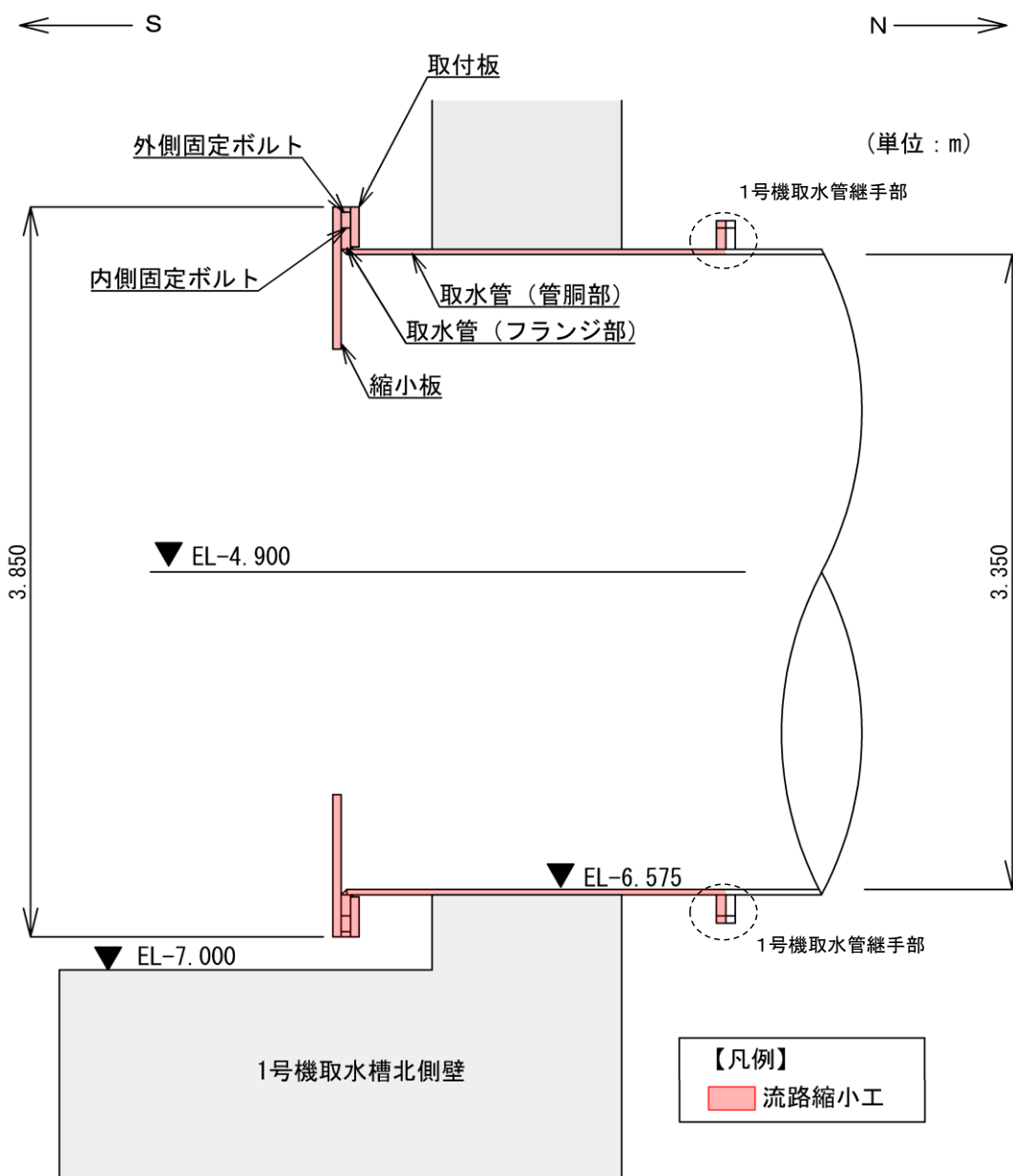


図 3.5-3 1号機取水管継手部の位置図

縮小板を設置する1号機取水管終端部は、1号機取水管継手部を介して、隣接する1号機取水管に継手している。1号機取水槽の耐震性を確保するため、流路縮小工の周囲にコンクリートを充填することにより、1号機取水管終端部の大部分は剛構造であることから、隣接する1号機取水管の管径方向の変形（土圧による内空側への変形）及び管軸方向の変形（地震動による水平及び鉛直方向の変形）が縮小板の健全性に及ぼす影響は軽微である。

1号機取水管の拘束状況図を図3.5-4に示す

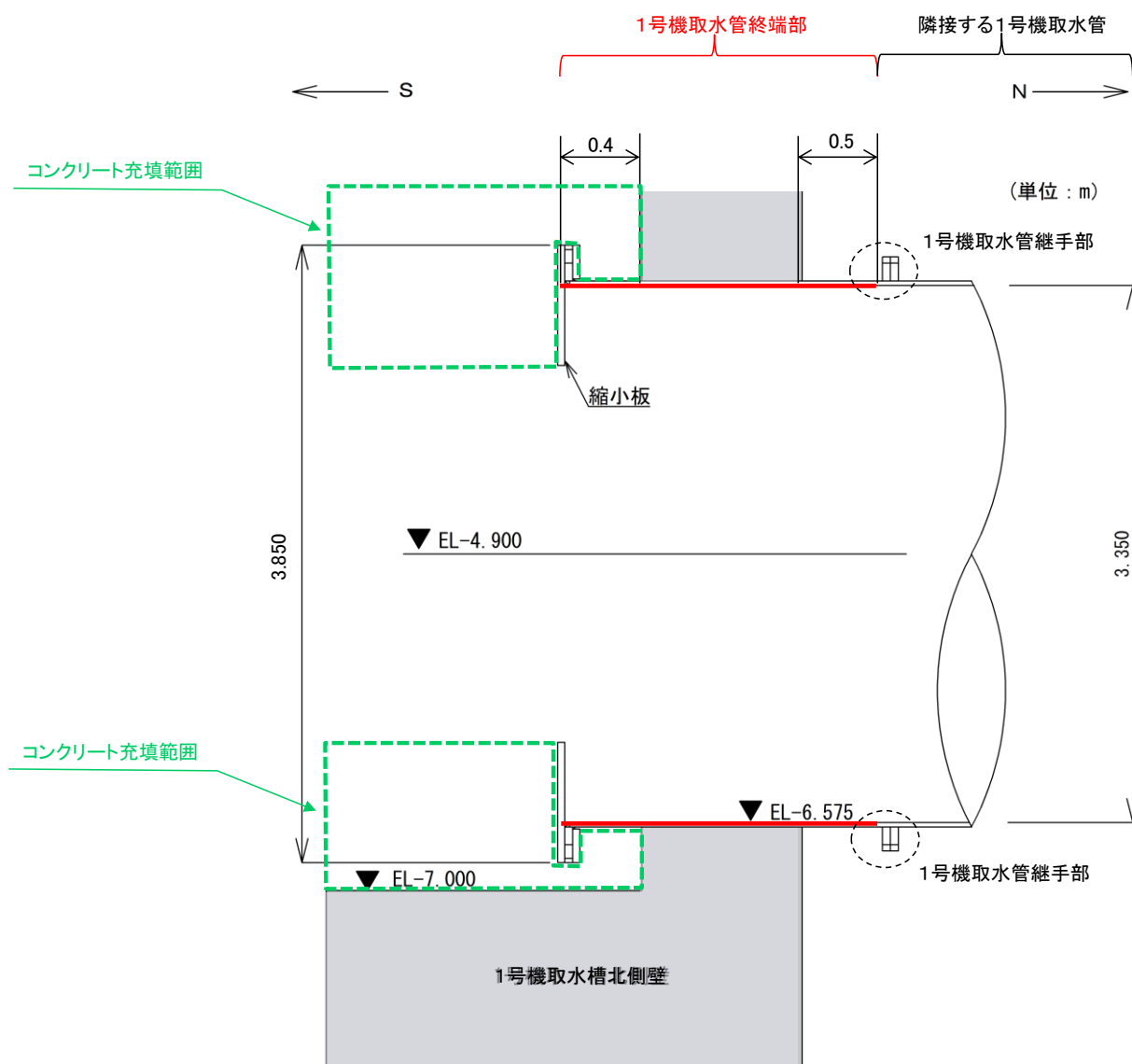


図 3.5-4 1号機取水管の拘束状況図

3.6 固有値解析

3.6.1 解析モデルの設定

流路縮小工は、取水管（フランジ部）に、鋼製の縮小板を固定ボルトにより固定する構造であることから、片持ちはりに単純化したモデルとする。図 3.6.1-1 に固有値解析モデルを示す。

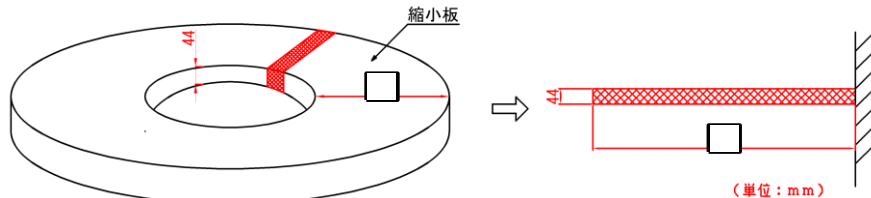


図 3.6.1-1 固有値解析モデル

3.6.2 固有振動数の算出方法

固有振動数について、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき以下の式より算出する。

$$f = \frac{1.8751^2}{L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

ここで、 f : 固有振動数 (Hz)

L : はりの長さ (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

I : 断面 2 次モーメント (mm⁴)

m : 質量分布 (kg/mm)

3.6.3 固有振動数の算出条件

固有振動数の算出条件を表 3.6.3-1 に示す。

表 3.6.3-1 固有振動数の算出条件

はりの長さ L (mm)	ヤング係数 E (N/mm ²)	断面 2 次モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
□	2.0×10^5	7099	3.4569×10^{-4}

3.6.4 固有振動数の算出結果

固有振動数の算出結果を表 3.6.4-1 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であることから、流路縮小工は剛構造である。

表 3.6.4-1 固有振動数の算出結果

固有振動数 (Hz)	400.59
------------	--------

3.7 荷重及び荷重の組合せ

3.7.1 荷重

耐震評価には、以下の荷重を用いる。なお、荷重の設定に用いる水位及び流速の詳細については、「2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響」の「(参考資料1) 1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速」に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、流路縮小工を構成する部材の自重を考慮する。

また、流路縮小工の上下流の水位差を考慮した静水圧を考慮することとし、以下の式により算定する。上下流の水位差は、2条ある1号機取水管ごとに1号機取水口と1号機取水槽の水位差を算定し、そのうち水位差が大きい値を設定する。

表 3.7.1-1 に静水圧による荷重の算定における計算条件を、図 3.7.1-1 に静水圧の荷重作用図を示す。

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、

F_h : 静水圧 (kN)

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Δh : 1号機取水口と1号機取水槽の水位差 (m)

A : 縮小板の面積 (m²)

表 3.7.1-1 静水圧による荷重

項目		単位	地震時
1号機取水槽水位	—	m	EL 0.00
1号機取水口水位	—	m	EL 0.58
1号機取水口と1号機取水槽の水位差	Δh	m	0.58
縮小板の面積	A	m ²	7.304
静水圧による荷重	F_h	kN	43

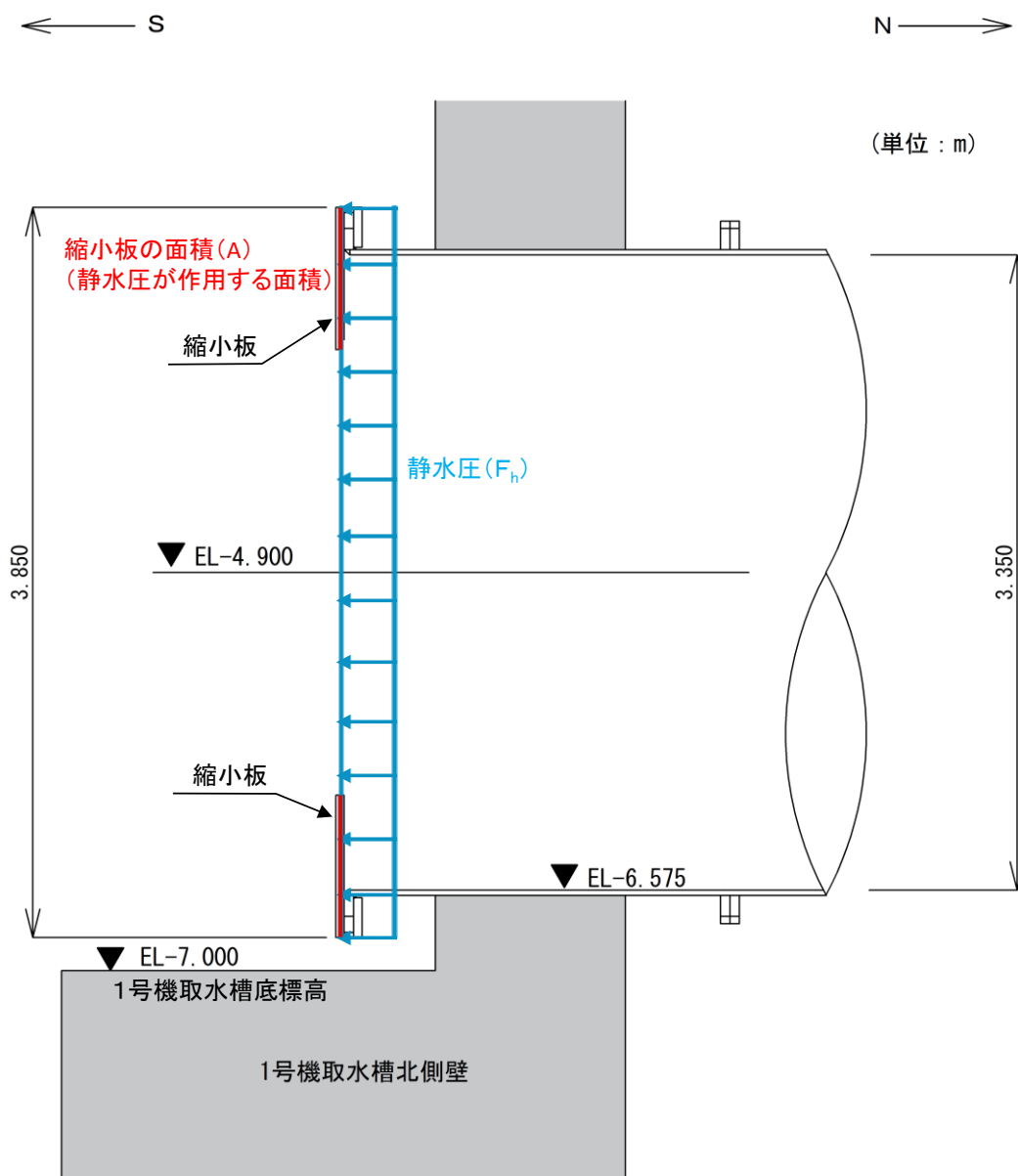


図 3.7.1-1 静水圧の荷重作用図

(2) 地震荷重 (S s)

地震荷重として、基準地震動 S s に伴う慣性力及び動水圧による荷重を考慮する。

流路縮小工の地震時の評価に用いる設計震度は、「3.6 固有値解析」から流路縮小工を剛構造として考慮した VI-2-10-2-5 「1号機取水槽の地震応答計算書」の地震応答解析結果より、流路縮小工が設置される位置から抽出した加速度より設計震度を設定する。

なお、設計震度には、地盤物性のばらつきを含めた解析ケース①～③の結果も踏まえた余裕を考慮する。

基準地震動 S s による最大加速度分布図及び加速度抽出位置を図 3.7.1-2 に、最大加速度及び設計震度を表 3.7.1-2 に示す。

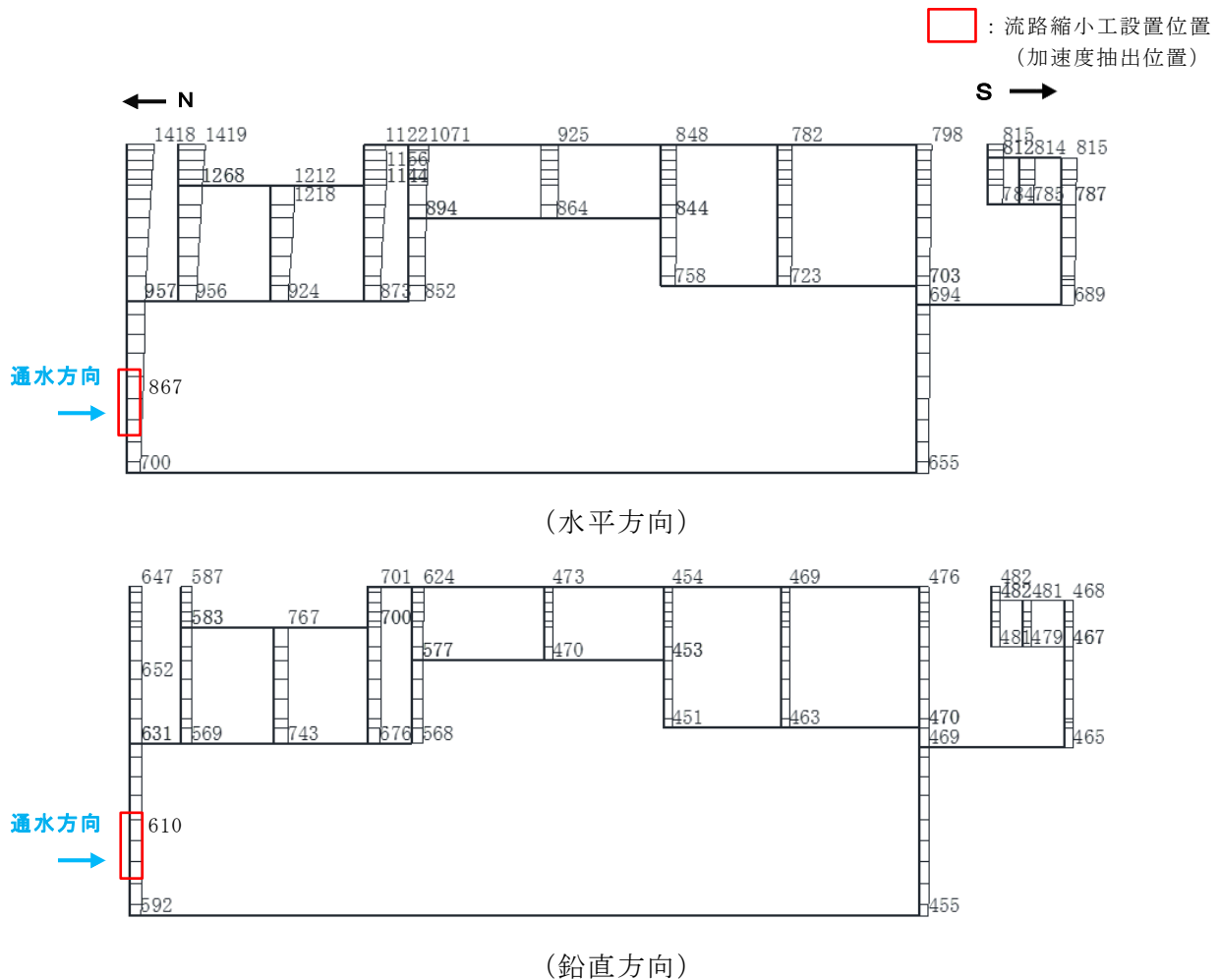


図 3.7.1-2 基準地震動 S s による最大加速度分布図及び加速度抽出位置

表 3.7.1-2 基準地震動 S s による最大加速度及び設計震度

方向	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)	設計震度
水平	S s - D	+ -	ケース①	867	1.5
鉛直	S s - D	+ +	ケース①	610	1.5

a. 慣性力

慣性力は、流路縮小工の重量に基準地震動 S_s による設計水平震度又は設計鉛直震度を乗じた次式により算出する。

なお、鉛直慣性力は取水管（管胴部）のみ考慮する。

縮小板，固定ボルト，取水管（フランジ部）及び取水管（管胴部）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表 3.7.1-3 に、慣性力の算定に用いる重量の算定範囲を図 3.7.1-3 に示す。

$$P_{ih} = W \times K_h$$

$$P_{iv} = W \times K_v$$

ここで、

P_h : 水平慣性力 (kN)

P_v : 鉛直慣性力 (kN)

W : 重量 (kN)

K_h : 基準地震動 S_s による設計水平震度

K_v : 基準地震動 S_s による設計鉛直震度

表 3.7.1-3(1) 慣性力による荷重の算定における計算条件（縮小板，固定ボルト）

項目		単位	地震時
重量	W	kN	25
設計水平震度	K_h	—	1.5
水平慣性力	P_{ih}	kN	38

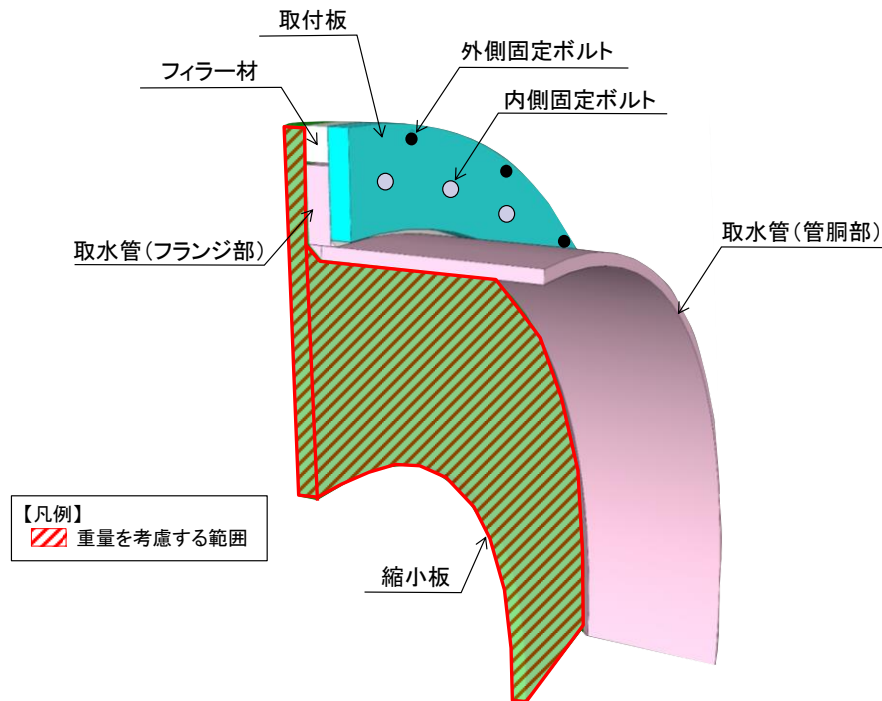


図 3.7.1-3(1) 慣性力の算定に用いる重量の算定範囲（縮小板，固定ボルト）

表 3.7.1-3(2) 慣性力による荷重の算定における計算条件
(取水管(フランジ部))

項目		単位	地震時
重量	W	kN	46
設計水平震度	K_h	—	1.5
水平慣性力	P_{ih}	kN	69

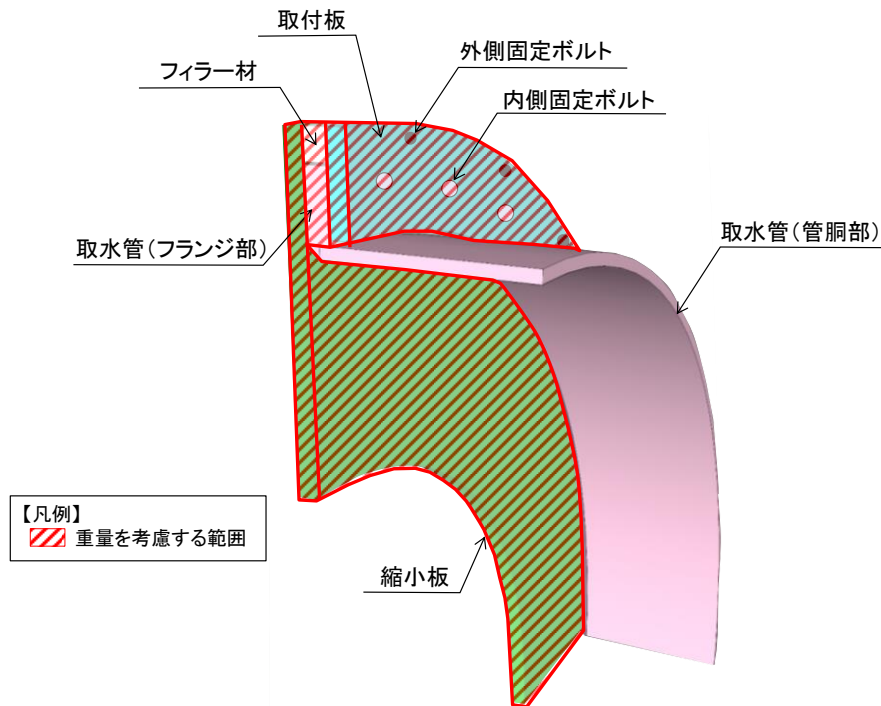


図 3.7.1-3(2) 慣性力の算定に用いる重量の算定範囲 (取水管(フランジ部))

表 3.7.1-3(3) 慣性力による荷重の算定における計算条件
(取水管(管胴部))

項目		単位	地震時
水平方向	重量	W	kN
	設計水平震度	K_h	—
	慣性力	P_{ih}	kN
鉛直方向	重量	W	kN
	設計鉛直震度	K_v	—
	慣性力	P_{iv}	kN

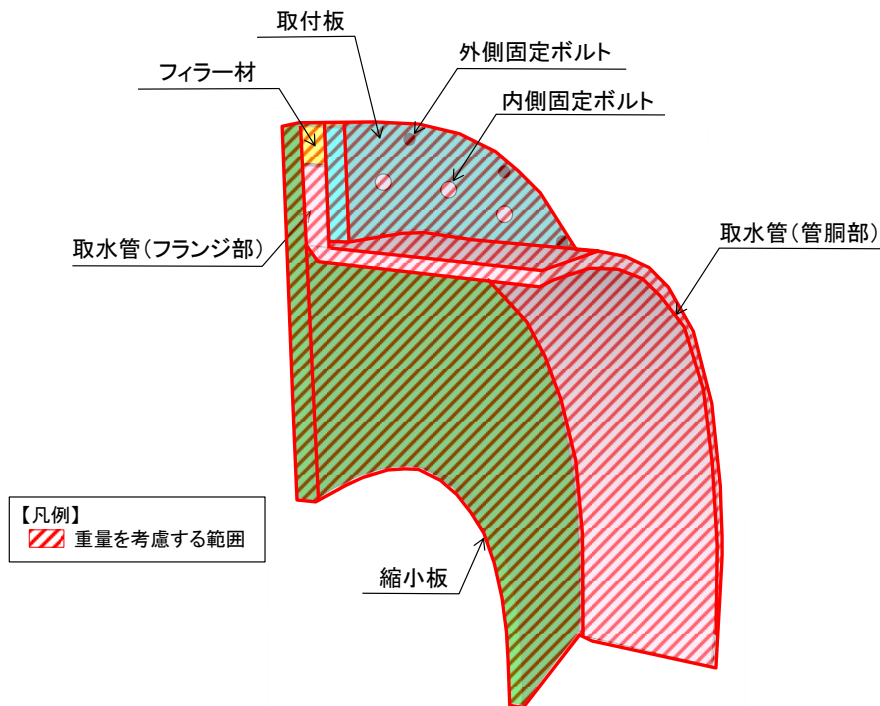


図 3.7.1-3(3) 慣性力の算定に用いる重量の算定範囲 (取水管(管胴部))

b. 動水圧

動水圧は、以下の Westergaard の式により算定する。

表 3.7.1-4 に動水圧による荷重の算定における計算条件を、図 3.7.1-4 に動水圧の荷重作用図を示す。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで、

p_{dw} : 動水圧 (kN/m²) (上流及び下流の両側に作用するため 2 倍する)

C : 補助係数 (=1.0)

K_h : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

z_{dw} : 水深 (m)

z_{dw} : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

表 3.7.1-4(1) 動水圧による荷重の算定における計算条件
(縮小板, 固定ボルト及び取水管 (フランジ部))

項目		単位	地震時
設計水平震度	K_h	—	1.5
1号機取水槽水位	—	m	EL 0.000
1号機取水槽底標高	—	m	EL-7.000
縮小板下端標高	—	m	EL-6.825
水深	Z_{dw}	m	7.000
縮小板下端水深	z_{dw}	m	6.825
動水圧	p_{dw}	kN/m^2	183.3
縮小板の面積	A	m^2	7.304
動水圧による荷重	P_{dw}	kN	1339

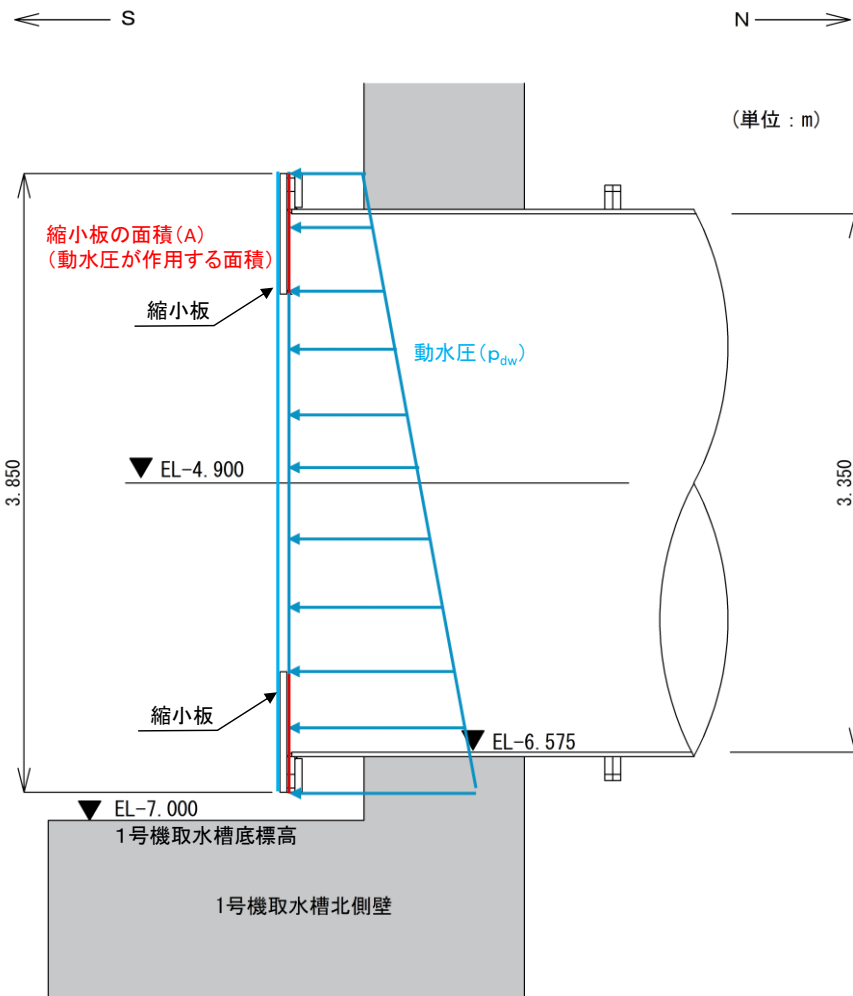


図 3.7.1-4(1) 動水圧の荷重作用図

(縮小板, 固定ボルト及び取水管 (フランジ部))

表 3.7.1-4(2) 動水圧による荷重の算定における計算条件
(取水管 (管胴部))

項目		単位	地震時
設計水平震度	K_h	—	1.5
設計鉛直震度	K_v	—	1.5
1号機取水槽水位	—	m	EL 0.000
1号機取水管底標高	—	m	EL-6.603
取水管 (管胴部) 下端標高	—	m	EL-6.603
水深	Z_{dw}	m	7.000
取水管 (管胴部) 下端水深	z_{dw}	m	6.603
動水圧	p_{dw}	kN/m^2	180.3
取水管 (管胴部) の面積	A	m^2	1.533
動水圧による鉛直及び水平荷重	P_{dw}	kN	276

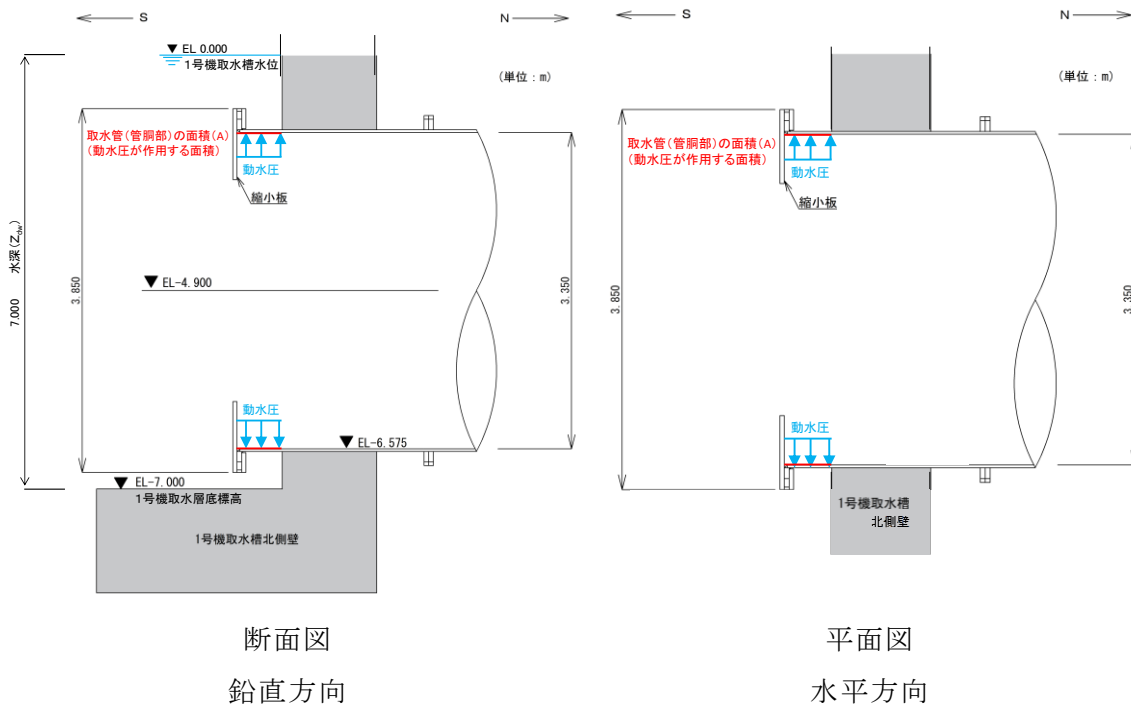


図 3.7.1-4(2) 動水圧の荷重作用図 (取水管 (管胴部))

3.7.2 荷重の組合せ

流路縮小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

3.7.2-1 に、地震時の荷重作用図を図 3.7.2-1 に示す。

$G + S_s$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

S_s : 地震荷重 (kN)

表 3.7.2-1 荷重の組合せ

種別	荷重	記号	算定方法
固定荷重	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。
	静水圧		管路解析より 1 号機取水口と 1 号機取水槽との水位差による静水圧を考慮する。
地震荷重	水平慣性力	S _s	基準地震動 S _s による躯体の慣性力を考慮する。
	鉛直慣性力		縮小板, 固定ボルト, 及び取水管 (フランジ部) は, 主たる荷重が水平方向荷重のため考慮しない。取水管 (管胴部) は基準地震動 S _s による躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		管路解析より 1 号機取水槽の水位が最大となる水位での動水圧を考慮する。

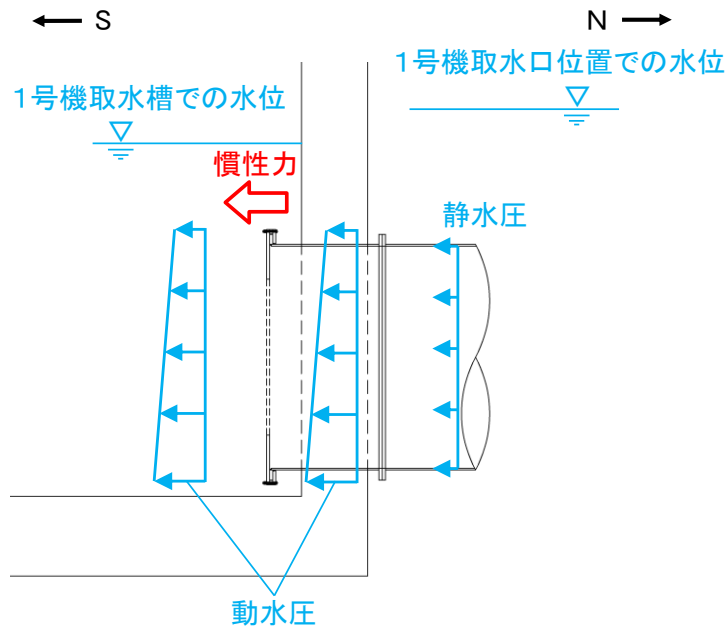


図 3.7.2-1 地震時の荷重作用図

3.7.3 荷重の選定

各構造部材における地震時の作用荷重を表 3.7.3-1 に示す。

表 3.7.3-1 地震時の作用荷重
(縮小板, 固定ボルトの作用荷重)

項 目		単位	地震時
慣性力	P_{ih}	kN	38
動水圧	P_{dw}	kN	1339
静水圧	F_h	kN	43
合計値	P	kN	1420

(取水管(フランジ部))

項 目		単位	地震時
慣性力	P_{ih}	kN	69
動水圧	P_{dw}	kN	1339
静水圧	F_h	kN	43
合計値	P	kN	1452

(取水管(管胴部))

項 目		単位	地震時	
水平 方向	慣性力	P_{ih}	kN	145
	動水圧	P_{dw}	kN	276
	合計値	P	kN	421
鉛直 方向	慣性力	P_{iv}	kN	145
	動水圧	P_{dw}	kN	276
	合計値	P	kN	421

3.8 許容限界

流路縮小工の許容限界は、「3.5 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。

3.8.1 使用材料

流路縮小工を構成する各部材の使用材料を表 3.8.1-1 に示す。

表 3.8.1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
縮小板	SS400	t = 40 (mm) *
固定ボルト	SCM435	内側 : M30, 外側 : M24
取水管 (フランジ部)	SS400	t = 46 (mm) *
取水管 (管胴部)	SS400	t = 24 (mm) *

注記* : 「2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響」の「(参考資料2) 1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象」に示すエロージョン摩耗に対する設計・施工上の配慮として、縮小板の余裕厚を4mmとして考慮し、板厚を $44 - 4 = 40$ (mm)と設定する。また、取水管(フランジ部)及び取水管(管胴部)についても、余裕厚を4mmとして考慮し、取水管(フランジ部)の板厚を $50 - 4 = 46$ (mm)、取水管(管胴部)の板厚を $28 - 4 = 24$ (mm)と設定する。

3.8.2 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。

流路縮小工を構成する各部材の許容限界のうち、縮小板、取水管(フランジ部)及び取水管(管胴部)は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(社)日本建築学会, 2005年改定)」に基づき、固定ボルトは、「鋼構造許容応力度設計規準(社)日本建築学会, 2019年制定)」及び「JIS B 1051 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質—強度区分を規定したボルト, 小ねじ及び植込みボルト—並目ねじ及び細目ねじ」に基づき設定した短期許容応力度とする。流路縮小工を構成する各部材の許容限界を表 3.8.2-1 に示す。

表 3.8.2-1 流路縮小工を構成する各部材の許容限界

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm ²)		
		曲げ	せん断	引張
縮小板	SS400	235	135	—
固定ボルト	SCM435	—	—	560
取水管 (フランジ部)	SS400	215	124	—
取水管 (管胴部)	SS400	235	135	—

3.9 評価方法及び評価条件

流路縮小工の耐震評価は、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、「3.5 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に発生する応力度が「3.8 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

3.9.1 縮小板

縮小板の管軸方向（水平方向）に対する耐震評価を実施する。外径を固定とする有孔円板に等分布荷重が作用することで縮小板に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価対象位置図を図 3.9.1-1 に、縮小板のモデル図を図 3.9.1-2 に示す。

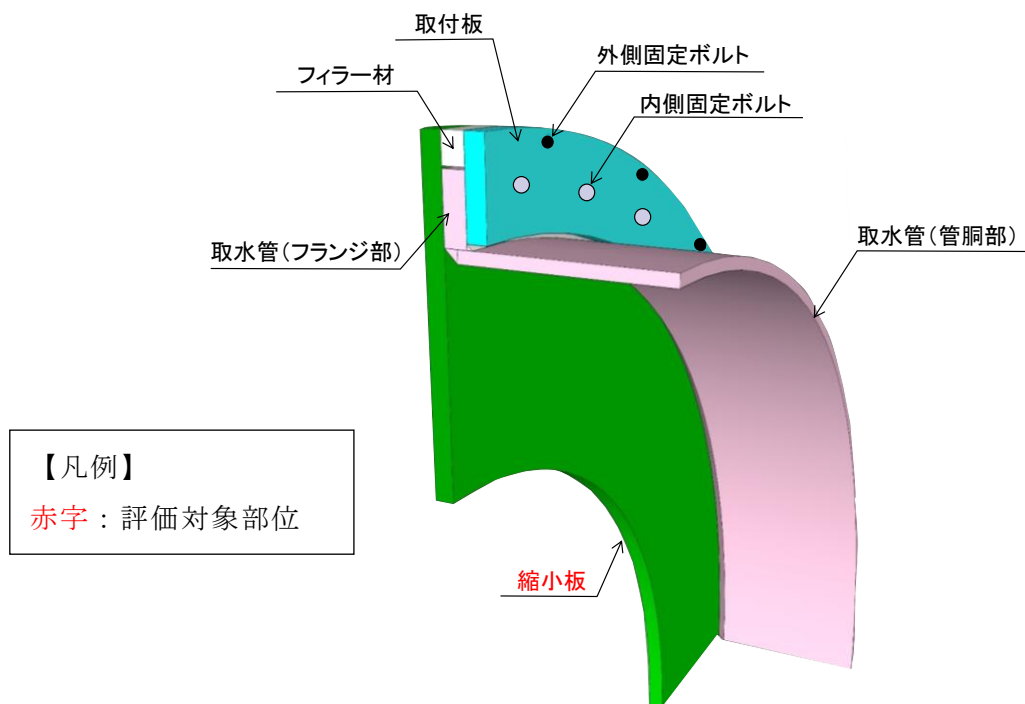


図 3.9.1-1 評価対象位置図（縮小板）

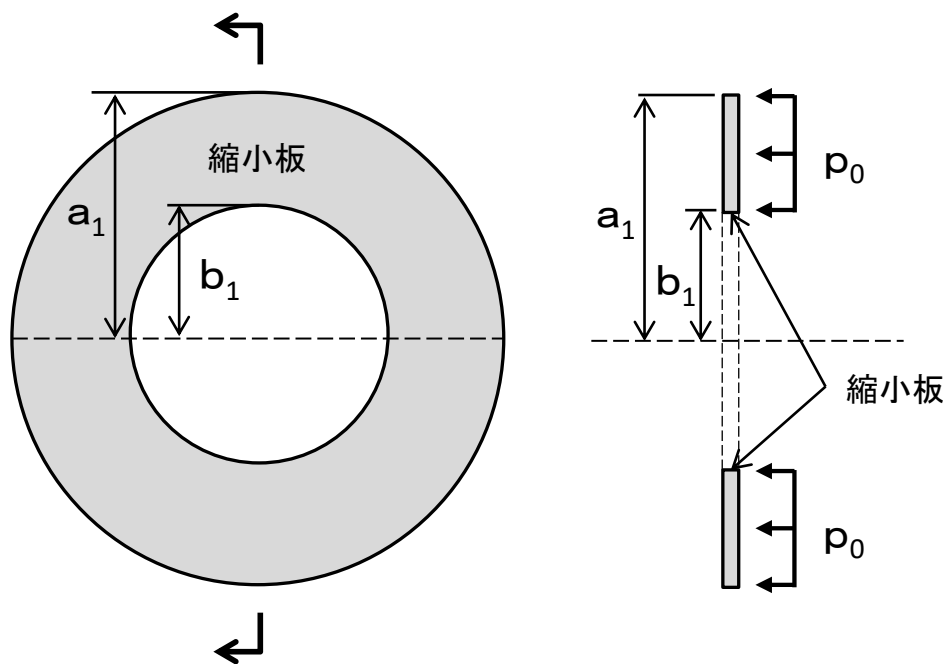


図 3.9.1-2 縮小板のモデル図

(1) 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重

縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重について、以下の式より算出する。また、縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重の計算に用いる入力値を表 3.9.1-1 に示す。

$$p_0 = \frac{P}{A_{11}}$$

$$A_{11} = (a_1^2 - b_1^2) \times \pi$$

ここで、

p_0 : 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重 (kN/mm²)

A_{11} : 縮小板の作用面積 (mm²)

P : 縮小板に作用する地震時荷重 (kN)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

b_1 : 縮小板の内半径 (mm)

表 3.9.1-1 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	kN	縮小板に作用する地震時荷重	1420
a_1	mm	縮小板の外半径	1925
b_1	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>

上記の評価式に、表 3.9.1-1 の入力値を代入すると縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} A_{11} &= (a_1^2 - b_1^2) \times \pi \\ &= (1925^2 - \text{□}^2) \times \pi \\ &= 7304203 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_0 &= \frac{P}{A_{11}} \\ &= 1420/7304203 \\ &= 0.0001944 \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

(2) 縮小板に生じる曲げモーメント

縮小板に生じる曲げモーメントについて、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。また，縮小板に生じる曲げモーメントの計算に用いる入力値を表 3.9.1-2 に示す。

$$M_{r1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3+\nu)\rho_1^2 - \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$M_{\theta 1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1+3\nu)\rho_1^2 + \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$\kappa_1 = \beta_1^2 \frac{(1-\nu)\beta_1^2 + (1+\nu)(1+4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1-\nu + (1+\nu)\beta_1^2}$$

$$\beta_1 = \frac{b_1}{a_1}$$

$$\rho_1 = \frac{r_1}{a_1}$$

ここで，

M_{r1} : 縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$: 縮小板に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

p_0 : 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重 (kN/mm²)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

ν : ポアソン比

b_1 : 縮小板の内半径 (mm)

r_1 : 縮小板の中心から半径方向の距離 (mm)

$\kappa_1, \beta_1, \rho_1$: 係数

表 3.9.1-2 縮小板に作用する曲げモーメントの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
p_0	kN/mm ²	縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重	1.944×10^{-4}
a_1	mm	縮小板の外半径	1925
b_1	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>
ν	—	ポアソン比	0.3
r_1	mm	縮小板の中心から半径方向の距離	1925

上記の評価式に，表 3.9.1-2 の入力値を代入すると縮小板に生じる曲げモーメントは以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \frac{b_1}{a_1} \\ &= \boxed{} / 1925 \\ &= 0.61039\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_1 &= \frac{r_1}{a_1} \\ &= 1925 / 1925 \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\kappa_1 &= \beta_1^2 \frac{(1-\nu)\beta_1^2 + (1+\nu)(1+4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1-\nu + (1+\nu)\beta_1^2} \\ &= 0.61039^2 \frac{(1-0.3) \times 0.61039^2 + (1+0.3)(1+4 \times 0.61039^2 \ln 0.61039)}{1-0.3 + (1+0.3) \times 0.61039^2} \\ &= 0.19013\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{r1} &= \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3+\nu)\rho_1^2 - \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right] \\ &= \frac{1.944 \times 10^{-4} \times 1,925^2}{16} \left[(1+0.3)(1-0.19013) + 4 \times 0.61039^2 \right. \\ &\quad \left. - (3+0.3) \times 1.0000^2 - \frac{(1-0.3) \times 0.19013}{1.0000^2} + 4 \times 0.61039^2 \times (1+0.3) \ln 1.0000 \right] \\ &= -40.07 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\theta 1} &= \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1+3\nu)\rho_1^2 + \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right] \\ &= \frac{1.944 \times 10^{-4} \times 1,925^2}{16} \left[(1+0.3)(1-0.19013) + 4 \times 0.3 \times 0.61039^2 \right. \\ &\quad \left. - (1+3 \times 0.3) \times 1.0000^2 + \frac{(1-0.3) \times 0.19013}{1.0000^2} + 4 \times 0.61039^2 \times (1+0.3) \ln 1.0000 \right] \\ &= -12.02 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

(3) 縮小板に生じる最大曲げ応力度

縮小板に生じる最大曲げ応力度について、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。また，縮小板に生じる最大曲げ応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.1-3 に示す。

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

ここで，

σ_1 : 縮小板に生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

M_{r1} : 縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$: 縮小板に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

Z_1 : 縮小板の断面係数 (mm³/mm)

t_1 : 縮小板の板厚 (mm)

表 3.9.1-3 縮小板に生じ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
t_1	mm	縮小板の板厚	40
M_{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント	40.07
$M_{\theta 1}$	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント	12.02

上記の評価式に，表 3.9.1-3 の入力値を代入すると縮小板に生じる最大曲げ応力度は以下のとおりとなる。

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

$$= \frac{40^2}{6}$$

$$= 266.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$= \frac{\sqrt{(40.07)^2 + (12.02)^2}}{266.7}$$

$$= 0.1569 \text{ kN/mm}^2$$

$$\approx 157 \text{ N/mm}^2$$

(4) 縮小板に生じる最大せん断応力度

縮小板に生じる最大せん断応力度について、以下の式より算出する。また、縮小板に生じる最大せん断応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.1-4 に示す。

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_{12}}$$

$$A_{12} = 2 \cdot \pi \cdot a_1 \cdot t_1$$

ここで、

τ_1 : 縮小板に生じる最大せん断応力度 (kN/mm²)

A_{12} : 縮小板の有効せん断面積 (mm²)

S_1 : 縮小板に作用するせん断力 (=P) (kN)

P : 縮小板に作用する地震時荷重 (kN)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

t_1 : 縮小板の板厚 (mm)

表 3.9.1-4 縮小板に生じ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
S_1	kN	縮小板に作用するせん断力	1420
a_1	mm	縮小板の外半径	1925
t_1	mm	縮小板の板厚	40

上記の評価式に、表 3.9.1-4 の入力値を代入すると縮小板に生じる最大せん断応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} A_{12} &= 2 \cdot \pi \cdot a_1 \cdot t_1 \\ &= 2 \times \pi \times 1925 \times 40 \\ &= 483806 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \frac{S_1}{A_{12}} \\ &= \frac{1420}{483806} \\ &= 0.00293 \text{ kN/mm}^2 \\ &\cong 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3.9.2 固定ボルト

固定ボルトの管軸方向（水平方向）に対する耐震評価を実施する。固定ボルトには、縮小板に作用する水平力により固定ボルトに作用する引張力に加え、縮小板外縁に生じる曲げモーメントに伴い固定ボルトに作用する引張力を有効断面積で除することで求めた応力度が許容応力度以下であることを確認する。

評価対象位置図を図 3.9.2-1 に、固定ボルトのモデル図を図 3.9.2-2 に示す。

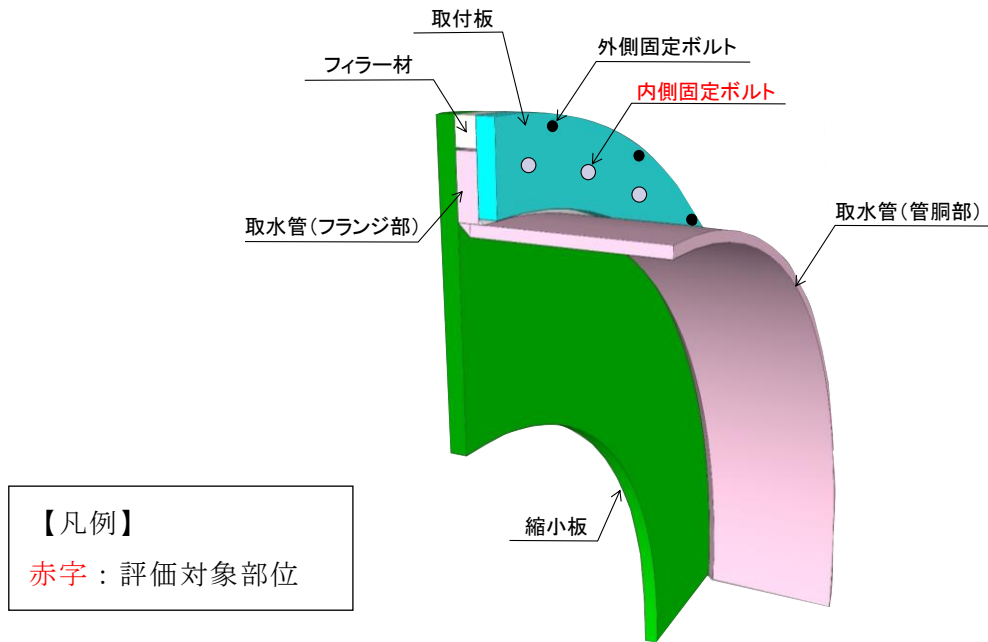


図 3.9.2-1 評価対象部位（固定ボルト）

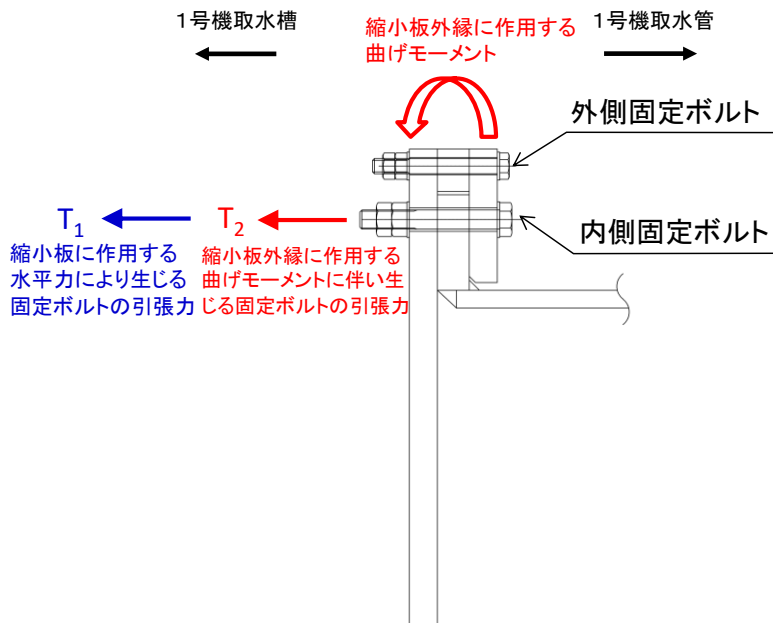


図 3.9.2-2 取水管（固定ボルト）のモデル図

(1) 固定ボルトに生じる最大応力度

固定ボルトに生じる最大応力度は、以下の式より算出する。また、固定ボルトに生じる最大応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.2-1 に示す。

なお、縮小板に生じる曲げモーメントは半径方向及び周方向の曲げモーメントの合力とした。

$$T = T_1 + T_2$$

$$T_1 = \frac{P}{n}$$

$$T_2 = M \cdot \pi \cdot D_1 \cdot \frac{1}{n \cdot l_1}$$

$$M = \sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{A}$$

ここで、

T : 内側固定ボルトに作用する引張力 (kN/本)

T_1 : 縮小板に作用する荷重により内側固定ボルトに作用する引張力 (kN/本)

T_2 : 縮小板に生じる曲げモーメントにより内側固定ボルトに作用する引張力 (kN/本)

M : 縮小板に生じる曲げモーメント合力 (kN・mm/mm)

σ_b : 内側固定ボルトに生じる最大応力度 (kN/mm²)

P : 内側固定ボルトに作用する地震時荷重 (kN)

n : 内側固定ボルトの本数 (本)

D_1 : フランジ外径 (mm)

l_1 : 支点間距離 (mm)

M_{r1} : 縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$: 縮小板に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

A : 内側固定ボルト 1 本の有効断面積 (mm²)

表 3.9.2-1 固定ボルトに生じる最大応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
D_1	mm	フランジ外径	3850
l_1	mm	支点間距離	111
M_{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント	40.07
$M_{\theta 1}$	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント	12.02
P	kN	内側固定ボルトに作用する地震時荷重	1420
n	本	内側固定ボルトの本数	40
A	mm ²	内側固定ボルト 1 本の有効断面積	561

上記の評価式に、表 3.9.2-1 の入力値を代入すると固定ボルトに生じる最大応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 T_1 &= \frac{P}{n} \\
 &= \frac{1420}{40} \\
 &= 35.50 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= \sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2} \\
 &= \sqrt{40.07^2 + 12.02^2} \\
 &= 41.83 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_2 &= M \cdot \pi \cdot D_1 \cdot \frac{1}{n \cdot l_1} \\
 &= 41.83 \times \pi \times 3850 \times \frac{1}{40 \times 111} \\
 &= 113.95 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{T}{A} \\
 &= \frac{35.50 + 113.95}{561} \\
 &= 0.2663 \text{ kN/mm}^2 \\
 &= 266 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

3.9.3 取水管（フランジ部）

取水管（フランジ部）の管軸方向（水平方向）に対する耐震評価を実施する。取水管（フランジ部）は内側固定ボルトを介して荷重が作用するものとして、内径を固定とする有孔円板に等分布荷重が作用することで取水管（フランジ部）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価対象位置図を図 3.9.3-1 に、取水管（フランジ部）のモデル図を図 3.9.3-2 に示す。

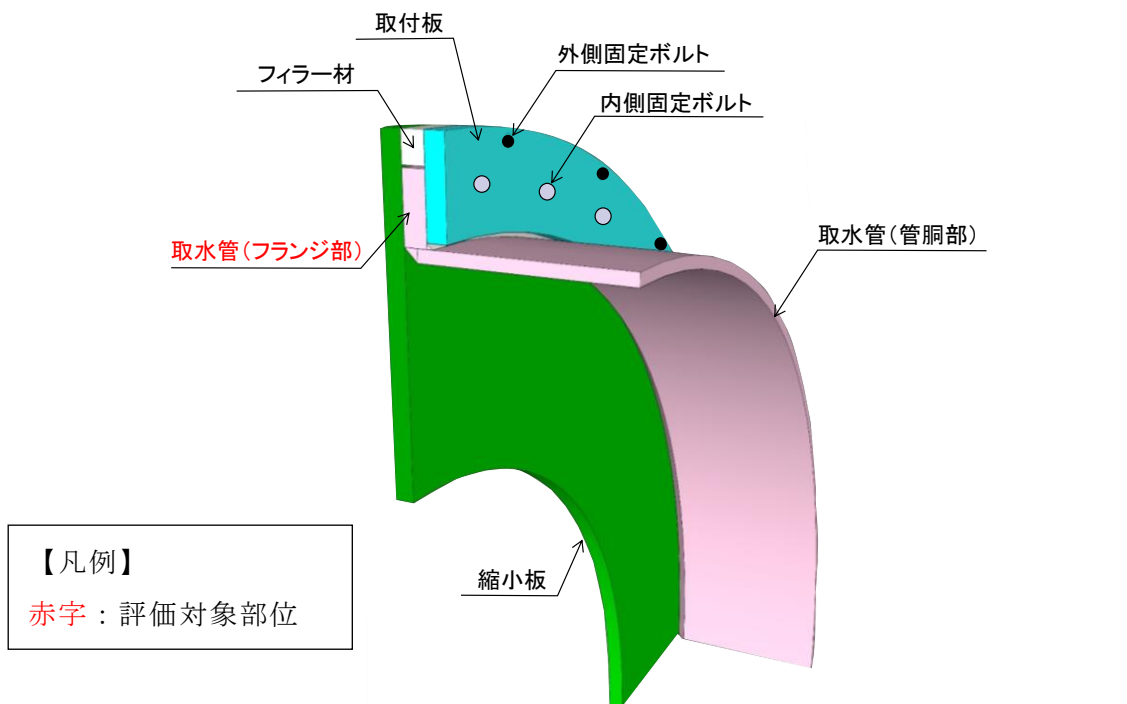


図 3.9.3-1 評価対象位置図（取水管（フランジ部））

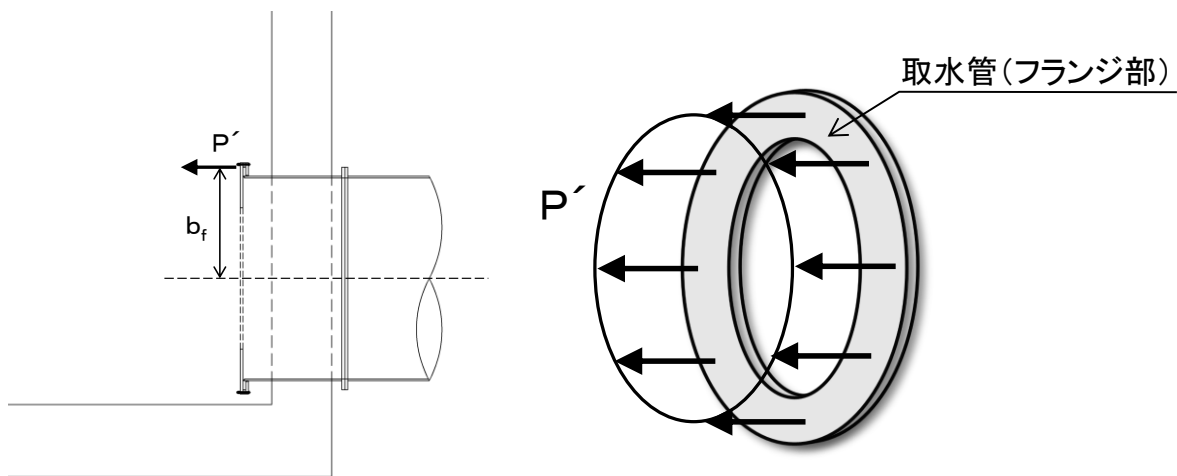


図 3.9.3-2 取水管（フランジ部）のモデル図

(1) 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重

取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重は、以下の式より算出する。また、取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重の計算に用いる入力値を表 3.9.3-1 に示す。

$$P' = \frac{P}{L_f}$$

$$L_f = 2 \cdot \pi \cdot b_f$$

ここで、

P' : 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重 (kN/mm)

L_f : 取水管（フランジ部）の外周長 (mm)

P : 取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重 (kN)

b_f : 取水管（フランジ部）の外半径 (mm)

表 3.9.3-1 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	kN	取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重	1452
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1814

上記の評価式に、表 3.9.3-1 の入力値を代入すると、取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} L_f &= 2 \times \pi \times b_f \\ &= 2 \times \pi \times 1814 \\ &= 11398 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P' &= \frac{P}{L_f} \\ &= \frac{1452}{11398} \\ &= 0.127 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

(2) 取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメント

取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントについて、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。また，取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントの計算に用いる入力値を表 3.9.3-2 に示す。

$$M_{rf} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-1 + (1+v) \kappa_f + (1-v) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1+v) \ln \rho_f \right]$$

$$M_{\theta f} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-v + (1+v) \kappa_f - (1-v) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1+v) \ln \rho_f \right]$$

$$\kappa_f = \beta_f^2 \frac{1 + (1+v) \ln \beta_f}{1 - v + (1+v) \beta_f^2}$$

$$\beta_f = \frac{b_f}{a_f}$$

$$\rho_f = \frac{r_f}{a_f}$$

ここで，

M_{rf} : 取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta f}$: 取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

P' : 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重 (kN/mm)

a_f : 取水管（フランジ部）の内半径 (mm)

v : ポアソン比

b_f : 取水管（フランジ部）の外半径 (mm)

r_f : 取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離 (mm)

$\kappa_f, \beta_f, \rho_f$: 係数

表 3.9.3-2 取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P'	kN/mm	取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重	0.127
v	—	ポアソン比	0.3
a_f	mm	取水管（フランジ部）の内半径	1675
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1814
r_f	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離	1675

上記の評価式に，表 3.9.3-2 の入力値を代入すると取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントは以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\beta_f &= \frac{b_f}{a_f} \\ &= \frac{1814}{1675} \\ &= 1.08299\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_f &= \frac{r_f}{a_f} \\ &= \frac{1675}{1675} \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\kappa_f &= \beta_f^2 \frac{1+(1+\nu) \ln \beta_f}{1-\nu+(1+\nu)\beta_f^2} \\ &= 1.08299^2 \frac{1+(1+0.3) \ln 1.08299}{1-0.3+(1+0.3) \times 1.08299^2} \\ &= 0.58184\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{rf} &= \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-1 + (1+\nu)\kappa_f + (1-\nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1+\nu) \ln \rho_f \right] \\ &= \frac{0.127 \times 1675 \times 1.08299}{2} \left[-1 + (1+0.3) \times 0.58184 + (1-0.3) \frac{0.58184}{1^2} - (1+0.3) \ln 1 \right] \\ &= 18.85 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\theta f} &= \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-\nu + (1+\nu)\kappa_f - (1-\nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1+\nu) \ln \rho_f \right] \\ &= \frac{0.127 \times 1675 \times 1.08299}{2} \left[-0.3 + (1+0.3) \times 0.58184 - (1-0.3) \frac{0.58184}{1^2} - (1+0.3) \ln 1 \right] \\ &= 5.656 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

(3) 取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度

取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度について、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき以下の式より算出する。また，取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.3-3 に示す。

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$Z_f = \frac{t_f^2}{6}$$

ここで，

σ_f : 取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度（kN/mm²）

Z_f : 取水管（フランジ部）の断面係数（mm³/mm）

M_{rf} : 取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

$M_{\theta f}$: 取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

t_f : 取水管（フランジ部）の板厚（mm）

表 3.9.3-3 取水管（フランジ部）に生じ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_{rf}	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント	18.85
$M_{\theta f}$	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント	5.66
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46

上記の評価式に，表 3.9.3-3 の入力値を代入すると取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度は以下のとおりとなる。

$$Z_f = \frac{46^2}{6}$$

$$= 352.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$= \frac{\sqrt{18.85^2 + 5.656^2}}{352.7}$$

$$= 0.0558 \text{ kN/mm}^2$$

$$\approx 56 \text{ N/mm}^2$$

(4) 取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度

取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度は、以下の式より算出する。
また、取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.3-4 に示す。

$$\tau_f = \frac{S_f}{A_3}$$

$$A_3 = t_f \cdot l_f$$

$$l_f = \pi \cdot (D_i + 2t_p)$$

ここで、

τ_f : 取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度（kN/mm²）

A_3 : 取水管（フランジ部）付け根の断面積（mm²）

l_f : 取水管（フランジ部）付け根の周長（mm）

S_f : 取水管（フランジ部）に作用するせん断力（=P）（kN）

P : 取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重（kN）

t_f : 取水管（フランジ部）の板厚（mm）

D_i : 取水管（フランジ部）の管内径（mm）

t_p : 取水管（管胴部）の管厚（mm）

表 3.9.3-4 取水管（フランジ部）に生じ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
S_f	kN	取水管（フランジ部）に作用するせん断力	1452
D_i	mm	取水管（フランジ部）の管内径	3350
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚	24
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46

上記の評価式に、表 3.9.3-4 の入力値を代入すると取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} l_f &= \pi \cdot (D_i + 2t_p) \\ &= \pi \times (3350 + 2 \times 24) \\ &= 10675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_3 &= t_f \cdot l_f \\ &= 46 \times 10675 \\ &= 491050 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_f &= \frac{S_f}{A_3} \\ &= \frac{1452}{491050} \\ &= 0.00296 \text{ kN/mm}^2 \\ &\doteq 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3.9.4 取水管（管胴部）

取水管（管胴部）には，取水管（管胴部）に生じる曲げモーメントに加え，取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントを考慮する。取水管（管胴部）の検討では，1号機取水槽北側壁を固定端とした片持ちはりとして，管軸方向（水平方向）及び管軸直交方向（鉛直方向）に対する耐震評価を実施する。

評価対象位置図を図 3.9.4-1 に，取水管（管胴部）のモデル図を図 3.9.4-2 に示す。

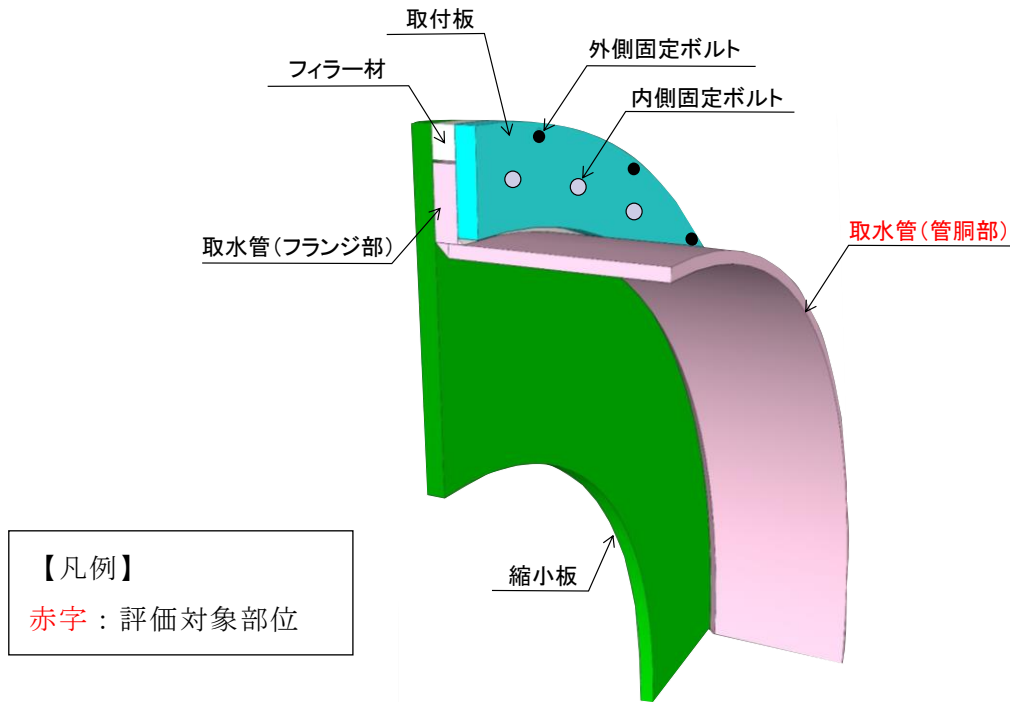


図 3.9.4-1 評価対象位置図（取水管（管胴部））

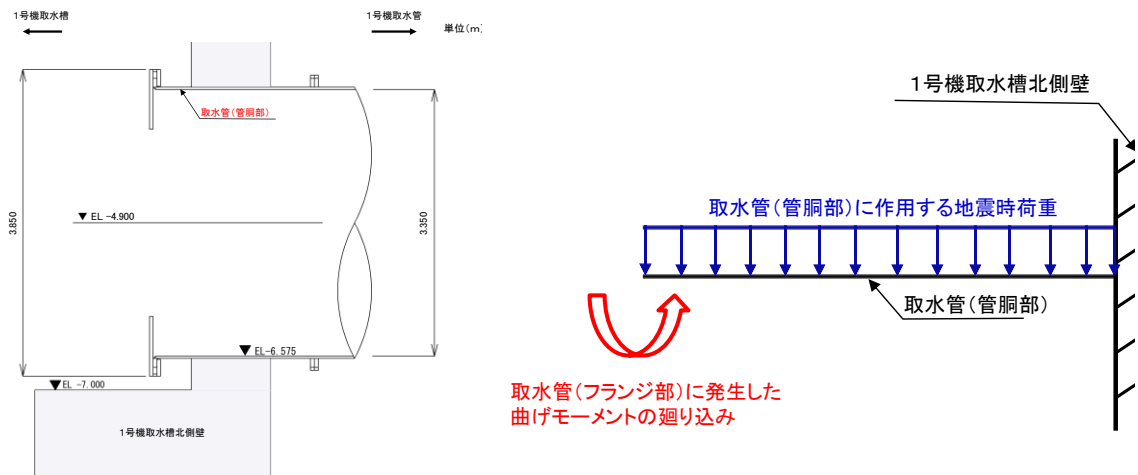


図 3.9.4-2 取水管（管胴部）のモデル図

(1) 取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度

取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度は、以下の式より算出する。また、取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.4-1 に示す。

$$\sigma_d = \sqrt{\sigma_{dh}^2 + \sigma_{dv}^2} + \sigma_t + \sigma_f$$

$$\sigma_{dv} = \frac{M_{dv}}{Z_d}$$

$$\sigma_{dh} = \frac{M_{dh}}{Z_d}$$

$$M_{dv} = \frac{(W_1 + P_1) \cdot L_d}{2} + P_2 \cdot \left(L_d + \frac{t'_f}{2}\right)$$

$$M_{dh} = \frac{P_1 \cdot L_d}{2} + P_2 \cdot \left(L_d + \frac{t'_f}{2}\right)$$

$$Z_d = \frac{\pi}{32 \cdot a_1} \cdot (a_1^4 - b_1^4)$$

$$\sigma_t = \frac{P_3}{A_d}$$

$$A_d = (a_1^2 - b_1^2) \times \frac{\pi}{4}$$

ここで、

σ_d : 取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度（kN/mm²）

σ_{dv} : 取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じる最大曲げ応力度（kN/mm²）

σ_{dh} : 取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じる最大曲げ応力度（kN/mm²）

M_{dv} : 取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じる曲げモーメント（kN・mm）

M_{dh} : 取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じる曲げモーメント（kN・mm）

Z_d : 取水管（管胴部）の断面係数（mm³）

σ_t : 縮小板に作用する地震時荷重により取水管（管胴部）に生じる最大引張応力度（kN/mm²）

A_d : 取水管（管胴部）の作用面積（mm²）

σ_f : 取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントにより取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度（kN/mm²）

- W_1 : 取水管（管胴部）の自重（管内部の水を含む）（kN）
 P_1 : 取水管（管胴部）に作用する地震時荷重（kN）
 L_d : 取水管（管胴部）の張り出し長さ（mm）
 P_2 : 取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重（kN）
 t'_f : 取水管（フランジ部）の板厚（余裕厚を考慮）（mm）
 a_1 : 1号機取水管の外径（mm）
 b_1 : 1号機取水管の内径（mm）
 P_3 : 縮小板に作用する地震時荷重（kN）

表 3.9.4-1 取水管（管胴部）に生じる曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
σ_f	N/mm ²	取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントにより取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度	205
W_1	kN	取水管（管胴部）の自重（管内部の水を含む）	9
P_1	kN	取水管（管胴部）に作用する地震時荷重	352
t'_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚（余裕厚を考慮）	50
L_d	mm	取水管（管胴部）の張り出し長さ	450
P_2	kN	取水管（フランジ部）に作用する地震時荷重	69
P_3	kN	縮小板に作用する地震時荷重（kN）	1420
a_1	mm	1号機取水管の外径	3398
b_1	mm	1号機取水管の内径	3350

上記の評価式に、表 3.9.4-1 の入力値を代入すると取水管（管胴部）に生じる最大曲げ応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 Z_d &= \frac{\pi}{32 \cdot a_1} \cdot (a_1^4 - b_1^4) \\
 &= \frac{\pi}{32 \times 3398} \times (3398^4 - 3350^4) \\
 &= 213076206.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{dv} &= \frac{(W_1 + P_1) \cdot L_d}{2} + P_2 \cdot \left(L_d + \frac{t'_f}{2}\right) \\
&= \frac{(9 + 352) \times 450}{2} + 69 \times \left(450 + \frac{50}{2}\right) \\
&= 114000 \text{ kN} \cdot \text{mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{dh} &= \frac{P_1 \cdot L_d}{2} + P_2 \cdot \left(L_d + \frac{t'_f}{2}\right) \\
&= \frac{352 \times 450}{2} + 69 \times \left(450 + \frac{50}{2}\right) \\
&= 111975 \text{ kN} \cdot \text{mm}
\end{aligned}$$

$$A_d = (a_1^2 - b_1^2) \times \frac{\pi}{4}$$

$$\begin{aligned}
A_d &= (3398^2 - 3350^2) \times \frac{\pi}{4} \\
&= 254393.6 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_t &= \frac{P_3}{A_d} \\
&= \frac{1420}{254393.6} \\
&= 0.005582 \text{ kN/mm}^2 \\
&= 5.58 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{dv} &= \frac{M_{dv}}{Z_d} \\
&= \frac{114000}{213076206.9} \\
&= 0.000535 \text{ kN/mm}^2 \\
&= 0.535 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{dh} &= \frac{M_{dh}}{Z_d} \\ &= \frac{111975}{213076206.9} \\ &= 0.000528 \text{ kN/mm}^2 \\ &= 0.526 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_d &= \sqrt{\sigma_{dh}^2 + \sigma_{dv}^2} + \sigma_t + \sigma_f \\ &= \sqrt{0.535^2 + 0.526^2} + 5.58 + 205 \\ &= 211.33 \text{ N/mm}^2 \\ &\approx 211 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 取水管（管胴部）に生じる最大せん断応力度

取水管（管胴部）に生じるせん断応力度は、以下の式より算出する。また、取水管（管胴部）に生じるせん断応力度の計算に用いる入力値を表 3.9.4-2 に示す。

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dv}^2 + \tau_{dh}^2}$$

$$\tau_{dv} = \frac{S_{dv} + W_1}{A_5}$$

$$\tau_{dh} = \frac{S_{dh}}{A_5}$$

$$S_{dv} = S_{dh} = P$$

$$A_5 = \frac{\left\{ \left(\frac{D_d}{2} + t_p \right)^2 \cdot \pi - \left(\frac{D_d}{2} \right)^2 \cdot \pi \right\}}{2}$$

ここで、

τ_d : 取水管（管胴部）に生じる最大せん断応力度（kN/mm²）

τ_{dv} : 取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じる最大せん断応力度（kN/mm²）

τ_{dh} : 取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じる最大せん断応力度（kN/mm²）

S_{dv} : 取水管（管胴部）に作用する鉛直方向の地震時荷重により生じるせん断力（kN）

S_{dh} : 取水管（管胴部）に作用する水平方向の地震時荷重により生じるせん断力（kN）

A_5 : 取水管（管胴部）の有効せん断面積（mm²）

W_1 : 取水管（管胴部）の自重（管内部の水を含む）（kN）

D_d : 取水管（管胴部）の管内径（mm）

t_p : 取水管（管胴部）の管厚（mm）

表 3.9.4-2 取水管（管胴部）に生じ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
S_{dv}, S_{dh}	kN	取水管（管胴部）に作用する地震時荷重	421
D_d	mm	取水管（管胴部）の管内径	3350
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚	24

上記の評価式に，表 3.9.4-2 の入力値を代入すると取水管（管胴部）に生じる曲げ応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 A_5 &= \frac{\left\{ \left(\frac{D_d}{2} + t_p \right)^2 \cdot \pi - \left(\frac{D_d}{2} \right)^2 \cdot \pi \right\}}{2} \\
 &= \frac{\left\{ \left(\frac{3350}{2} + 24 \right)^2 \cdot \pi - \left(\frac{3350}{2} \right)^2 \cdot \pi \right\}}{2} \\
 &= 127196.8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{dv} &= \frac{S_{dv} + W_1}{A_5} \\
 &= \frac{421 + 9}{127196.8} \\
 &= 0.00338 \text{ kN/mm}^2 \\
 &\approx 3.4 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{dv} &= \frac{S_{dv}}{A_5} \\
 &= \frac{421}{127196.8} \\
 &= 0.00331 \text{ kN/mm}^2 \\
 &\approx 3.3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_d &= \sqrt{\tau_{dv}^2 + \tau_{dh}^2} \\
 &= \sqrt{3.4^2 + 3.3^2} \\
 &= 4.74 \text{ N/mm}^2 \\
 &\approx 5 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

3.10 評価結果

流路縮小工の耐震評価結果を表 3.10-1 に示す。各部材の断面照査を行った結果、すべての部材において応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3.10-1 流路縮小工の耐震評価結果

評価対象部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
縮小板	曲げ	157	235	0.67
	せん断	3	135	0.03
固定ボルト	引張	266	560	0.48
取水管 (フランジ部)	曲げ	56	215	0.26
	せん断	3	124	0.03
取水管 (管胴部)	曲げ	211	235	0.90
	せん断	5	135	0.04

4. 1号機取水槽北側壁の耐震評価

4.1 概要

1号機取水槽において、Sクラス施設である津波防護施設に分類される流路縮小工の間接支持構造物である1号機取水槽北側壁が設計用地震力に対して、構造強度を有することを確認する。

4.2 評価条件

4.2.1 適用規格

1号機取水槽の耐震評価にあたっては、「コンクリート標準示方書〔構造的な性能照査編〕（（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。），「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。）を適用するが，鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。）及び「コンクリート標準示方書2002」を適用する。なお，鉄筋コンクリート部材のうちPHb工法適用部材のせん断破壊の許容限界については「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」，一般財団法人土木研究センター」（以下「建設技術証明書」という。）を適用する。充填コンクリートの健全性評価については「コンクリート標準示方書2002」及び「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013年制定）」（以下「コンクリート標準示方書2013」という。）を適用する。また，基礎地盤の支持性能の許容限界については，「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）」を適用する。表4.2.1-1に適用する規格，基準類を示す。

表 4.2.1-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準値	備考
使用材料及び 材料定数	コンクリート標準示方書 2002	鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E, ν)
荷重及び荷重 の組合せ	コンクリート標準示方書 2002	永久荷重，偶発荷重等の適切な組合 せを検討
許容限界	土木学会マニュアル 2005	降伏曲げモーメントを設定し，発生 曲げモーメントが降伏曲げモーメン トを下回ることを確認
	建設技術証明書	せん断破壊に対する照査は，発生せ ん断力がせん断耐力を下回ることを 確認
	コンクリート標準示方書 2002	充填コンクリートの健全性評価のう ち引張強度における局所安全係数が 1.0 を超えることを確認
	コンクリート標準示方書 2013	充填コンクリートの健全性評価のう ちせん断強度における局所安全係数 が 1.0 を超えることを確認
	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）	基礎地盤の支持性能に対する照査 は，基礎地盤に発生する応力が極限 支持力度を下回ることを確認
地震応答解析	J E A G 4 6 0 1 -1987	有限要素法による 2 次元モデル作成 等
	土木学会マニュアル 2005	構造物の要素分割等

4.2.2 1号機取水槽構造概要及び補強の概要

(1) 1号機取水槽構造概要

1号機取水槽の平面図を図4.2.2-1に、断面図を図4.2.2-2及び図4.2.2-3に示す。A-A断面及びB-B断面の地質断面図を図4.2.2-4及び図4.2.2-5に示す。

1号機取水槽は、地下2階構造となっており、上部は除じん機エリア、海水ポンプエリア、ストレーナエリアの3エリアに分かれている。漸拡ダクトエリアを含む下部は水路となっており、除じん機エリアの下部は6連のボックスカルバート構造、海水ポンプエリアの下部は3連のボックスカルバート構造となっている。

1号機取水槽の北側壁は、流路縮小工の間接支持構造物である。1号機取水槽北側壁及び流路縮小工の位置図を図4.2.2-6に示す。

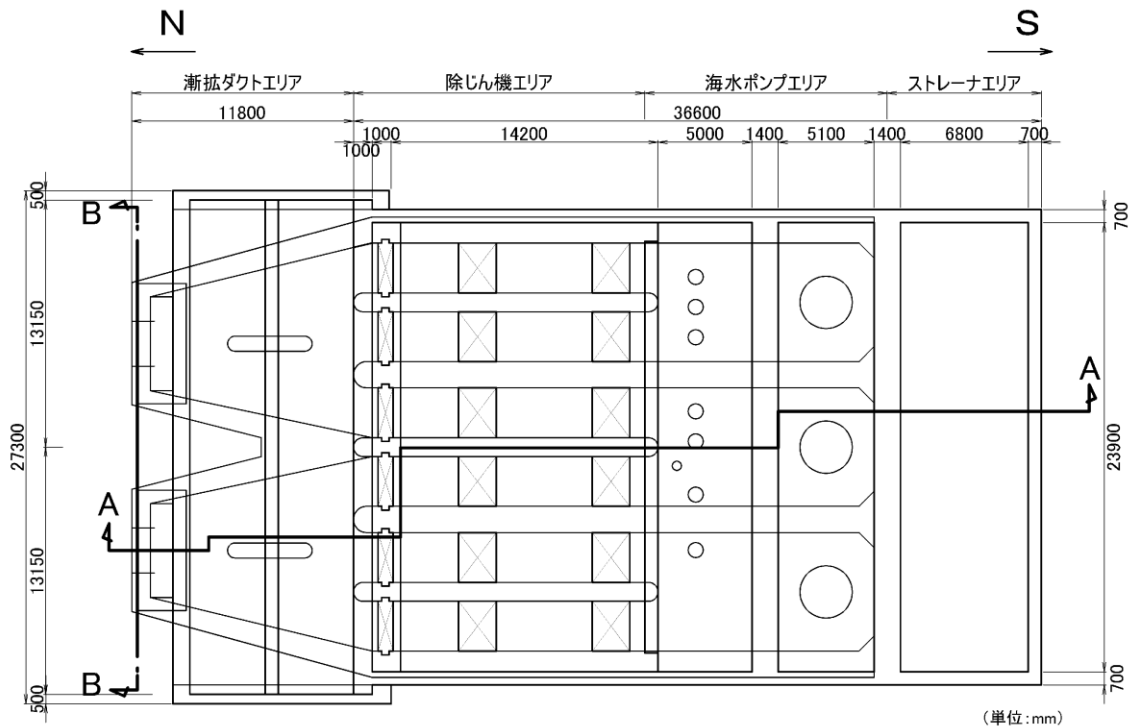


図 4.2.2-1 1号機取水槽 平面図

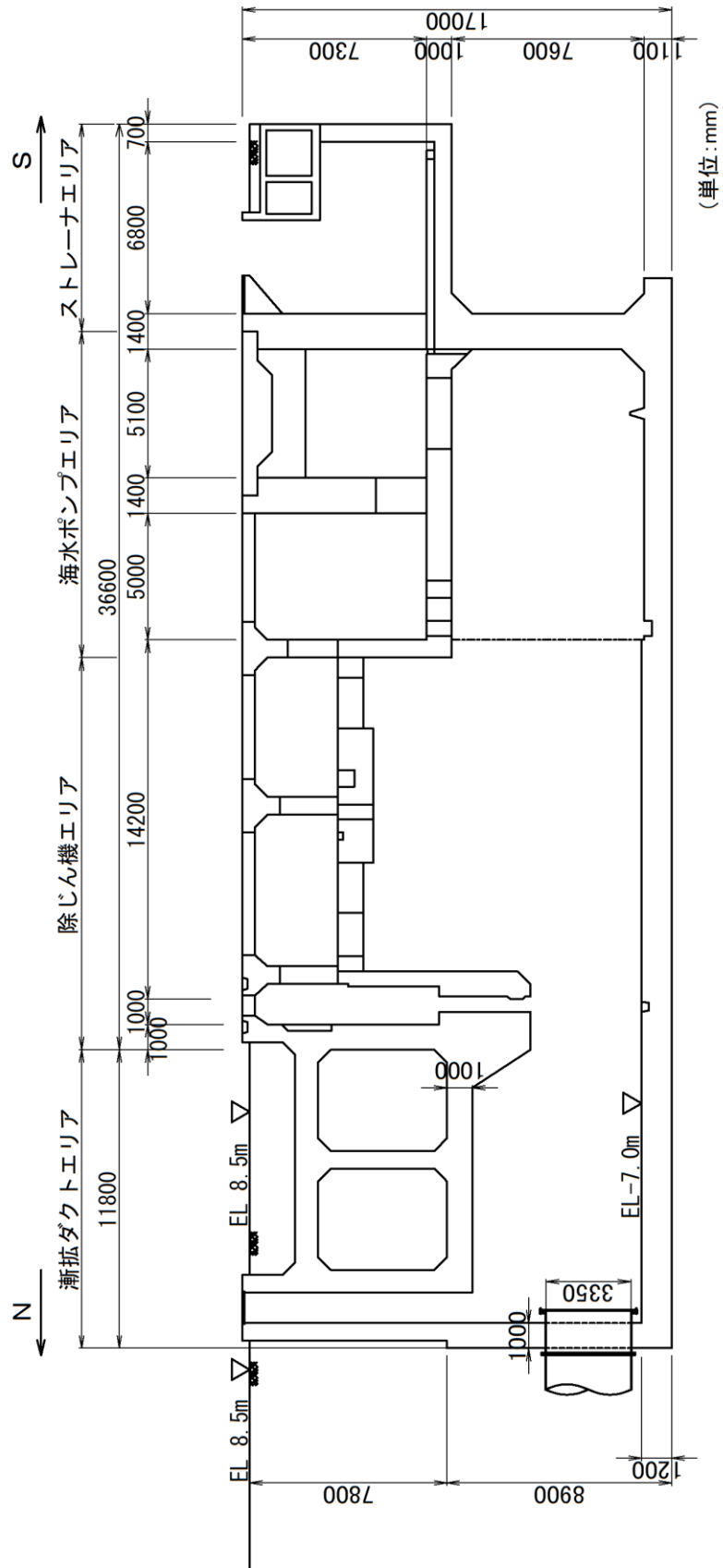
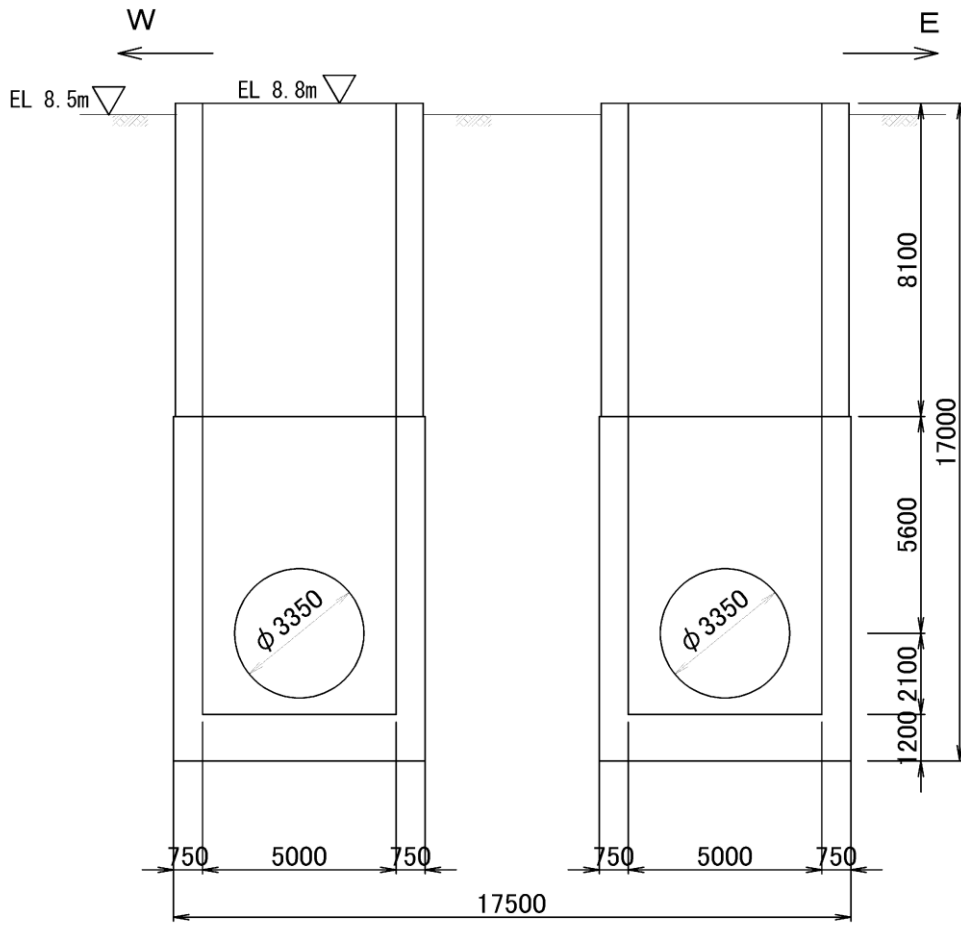
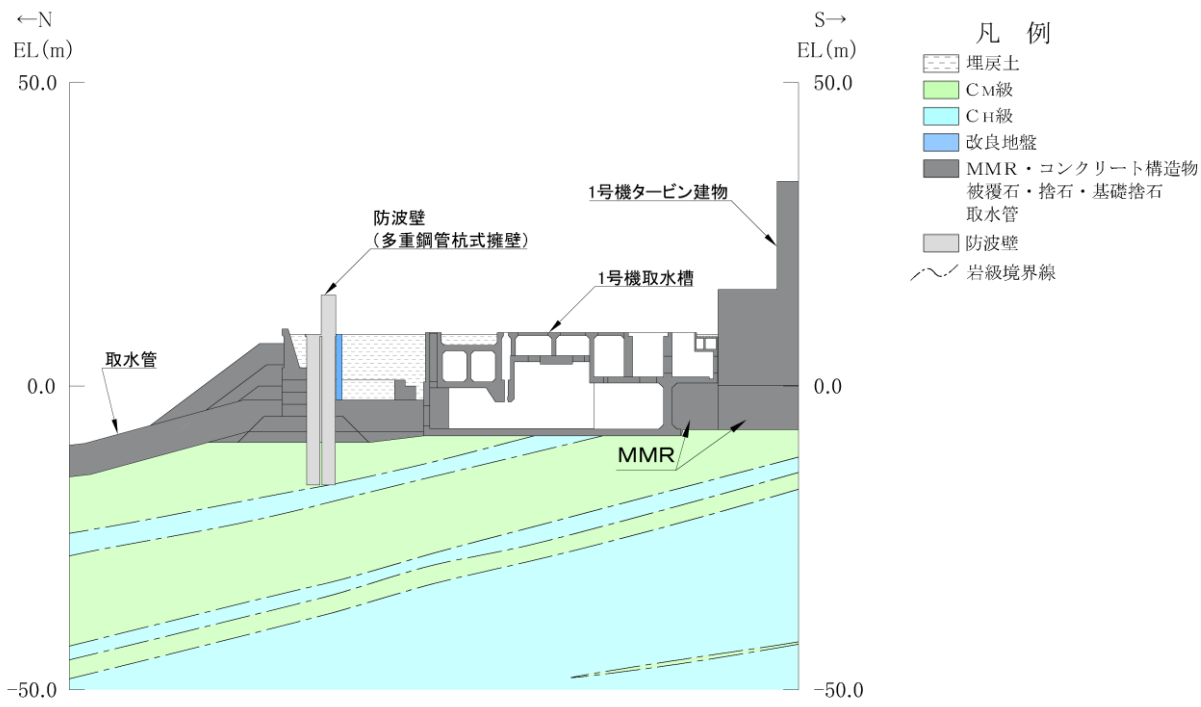


図 4.2.2-2 1号機取水槽 断面図(A-A断面)

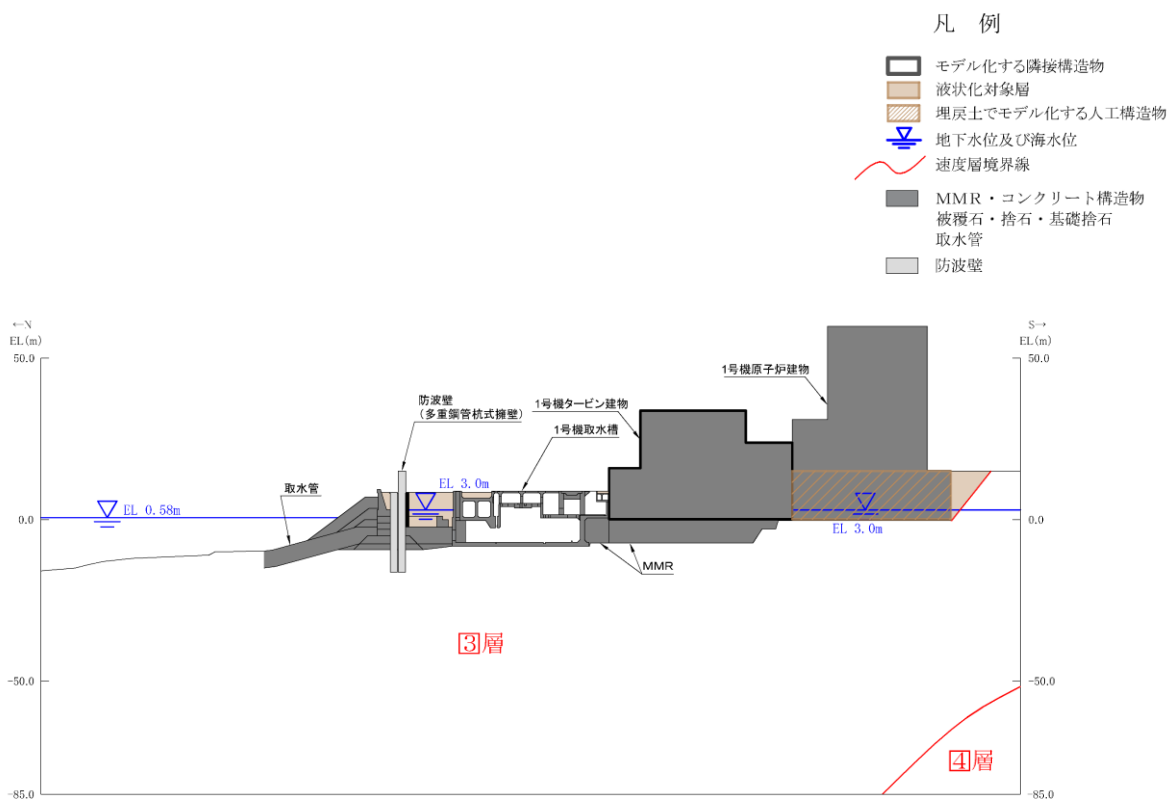


(单位: mm)

图 4.2.2-3 1号機取水槽 断面图(B-B断面)

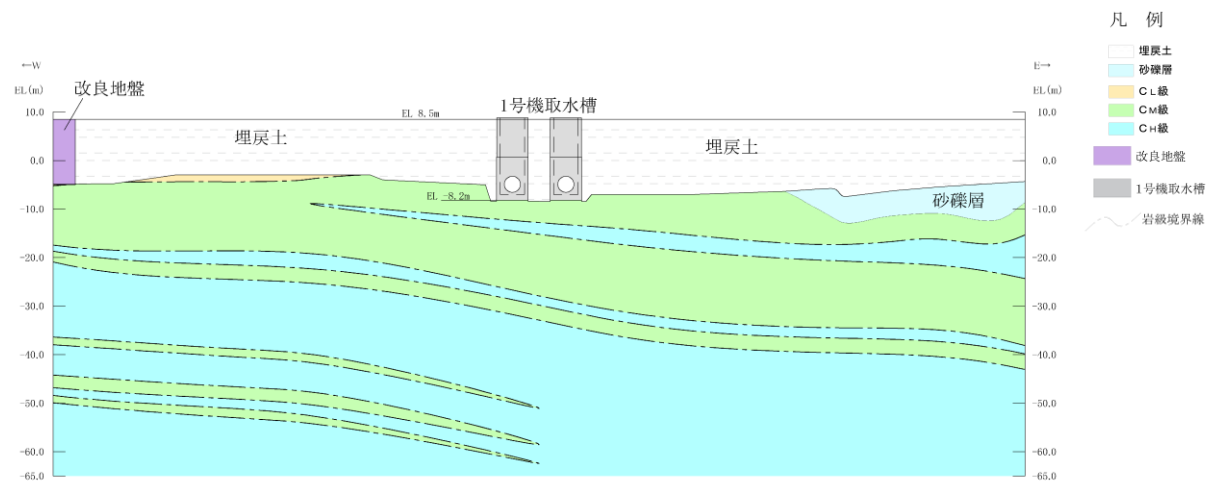


(岩級図)

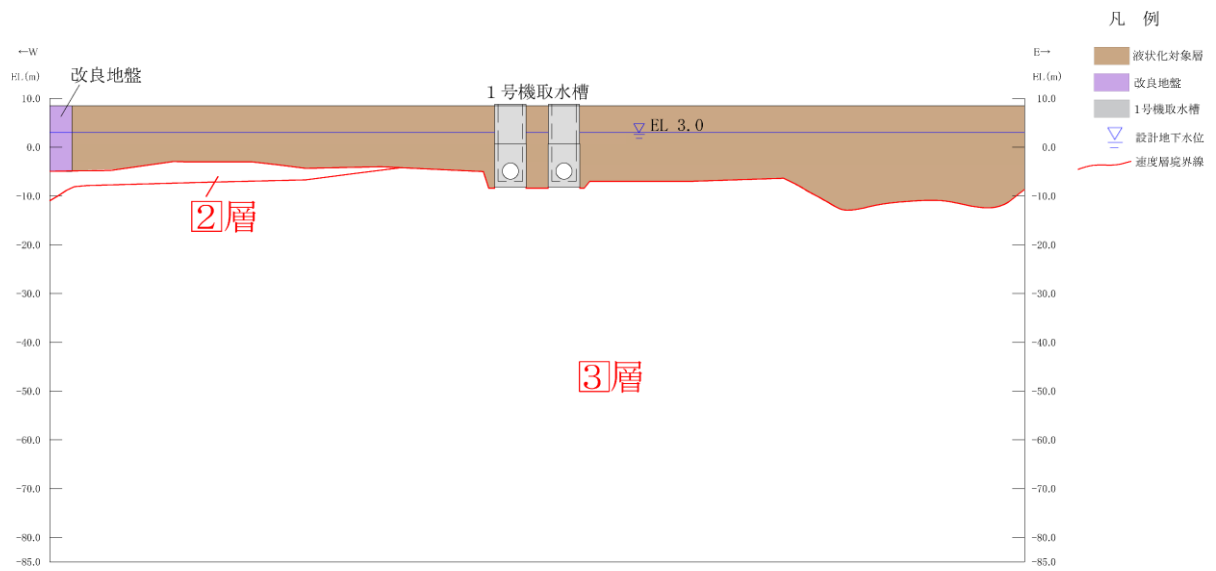


(速度層図)

図 4.2.2-4 1号機取水槽 地質断面図(A-A断面)



(岩級図)



(速度層図)

図 4.2.2-5 1号機取水槽 地質断面図(B-B断面)

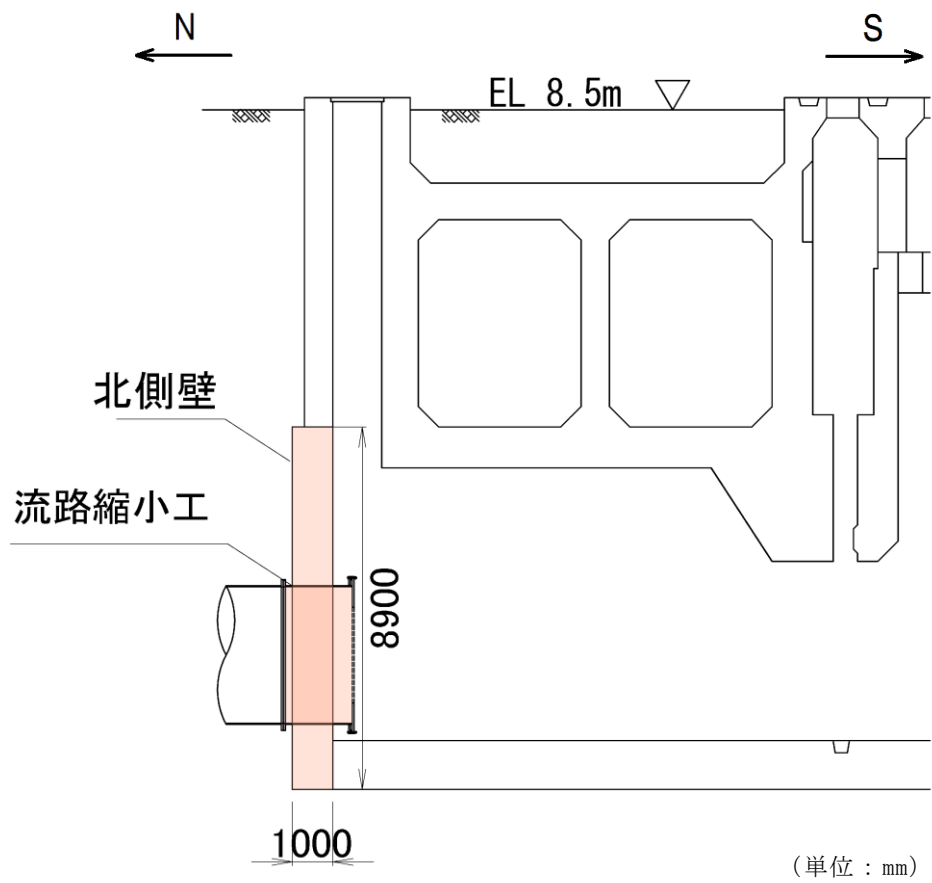


図 4.2.2-6 1号機取水槽流路縮小工及び北側壁の範囲

(2) 1号機取水槽補強概要

1号機取水槽の北側壁は、設計当時からの基準地震動 S_s の増大により、取水槽の耐震性を確保するため、PHb工法によるせん断補強を実施する。

1号機取水槽北側壁と接続する部材の補強を目的に漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。漸拡ダクト部充填コンクリートには流路縮小工の内径と同じ開口を設け、取水機能を確保する。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートの南北方向の幅については、導流壁との干渉を避けたうえで、流路縮小工の内径以上となるように決定した。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートに設置した流路縮小工の内径と同じ開口については、評価上考慮しないものの保守的に開口補強筋を設置する。

また、1号機取水槽ピット部については下部に閉塞版を設置したのちに、コンクリートを充填し、閉塞する。

補強工事の一覧表を表4.2.2-1に示す。また、補強工事の詳細図面を図4.2.2-8～図4.2.2-11に1号機取水槽北側壁配筋図を図4.2.2-12に示す。

表 4.2.2-1 補強工事一覧

部材名	部材位置* ¹	補強工事概要
北側壁	①	PHb* ²
漸拡ダクト部	②	充填コンクリート打設* ³
ピット部	③	充填コンクリート打設
ピット部（閉塞版）	④	ピット部閉塞版鉄筋コンクリート打設

注記*1：部材位置図については図4.2.2-7に示す。

*2：1号機取水槽北側壁配筋図については図4.2.2-12に示す。

*3：充填コンクリート内部には流路縮小工と同じ大きさの開口を設置

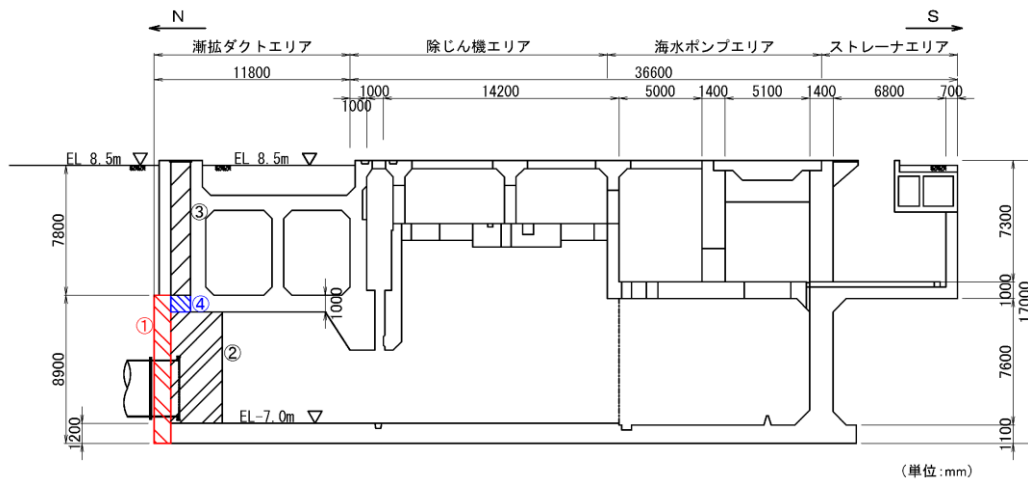


図 4.2.2-7 補強工事实施部材位置



图 4.2.2-8 補強工事実施後平面図

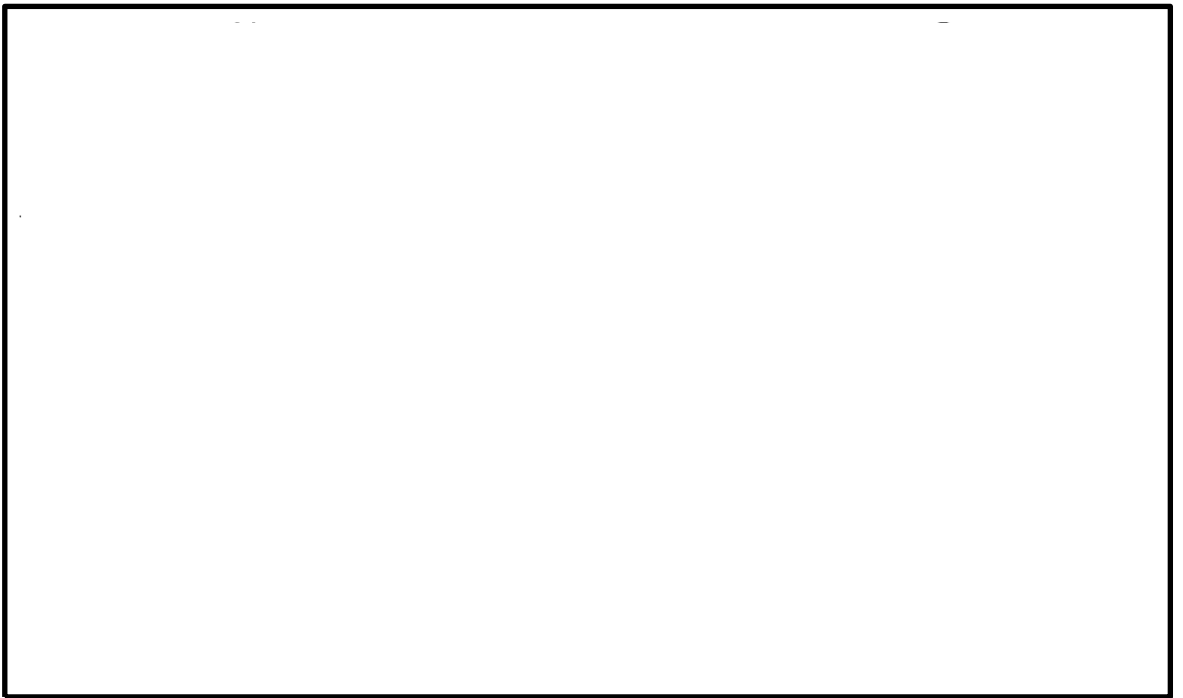


图 4.2.2-9 補強工事実施図 (A - A 断面)

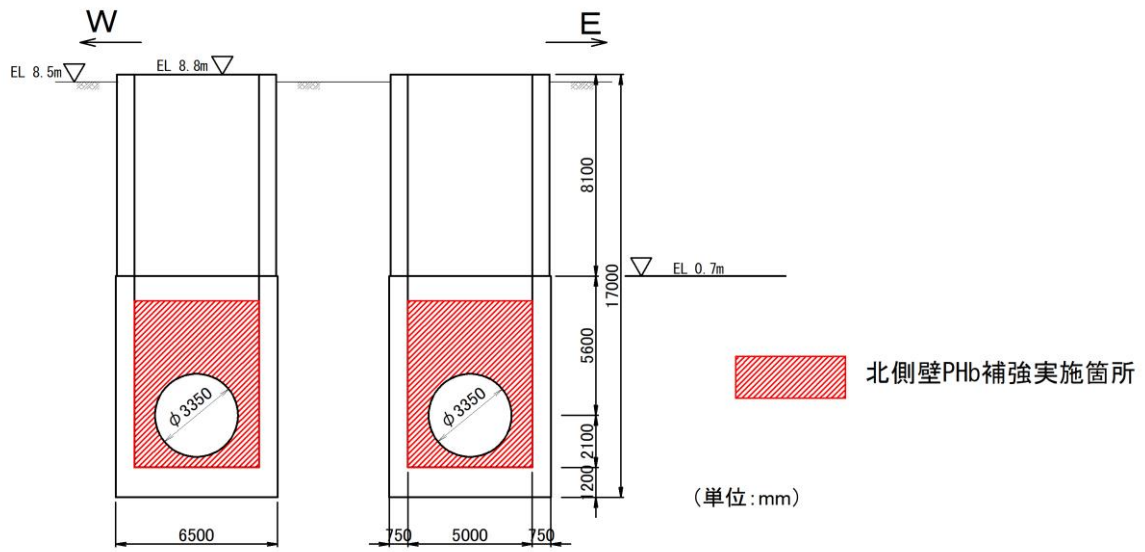


図 4.2.2-10 補強工事実施図 (B-B断面)

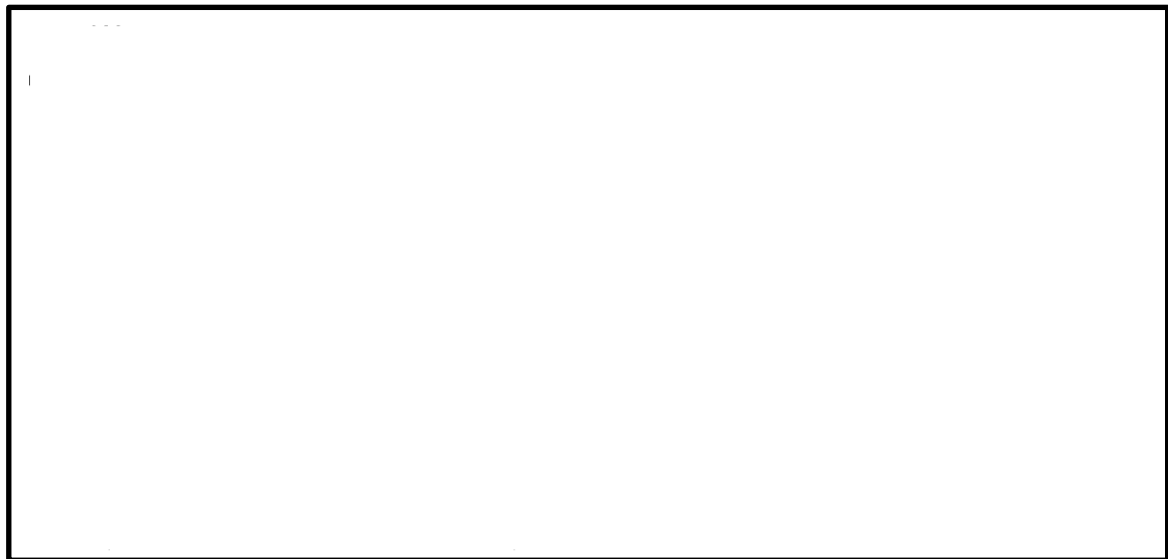
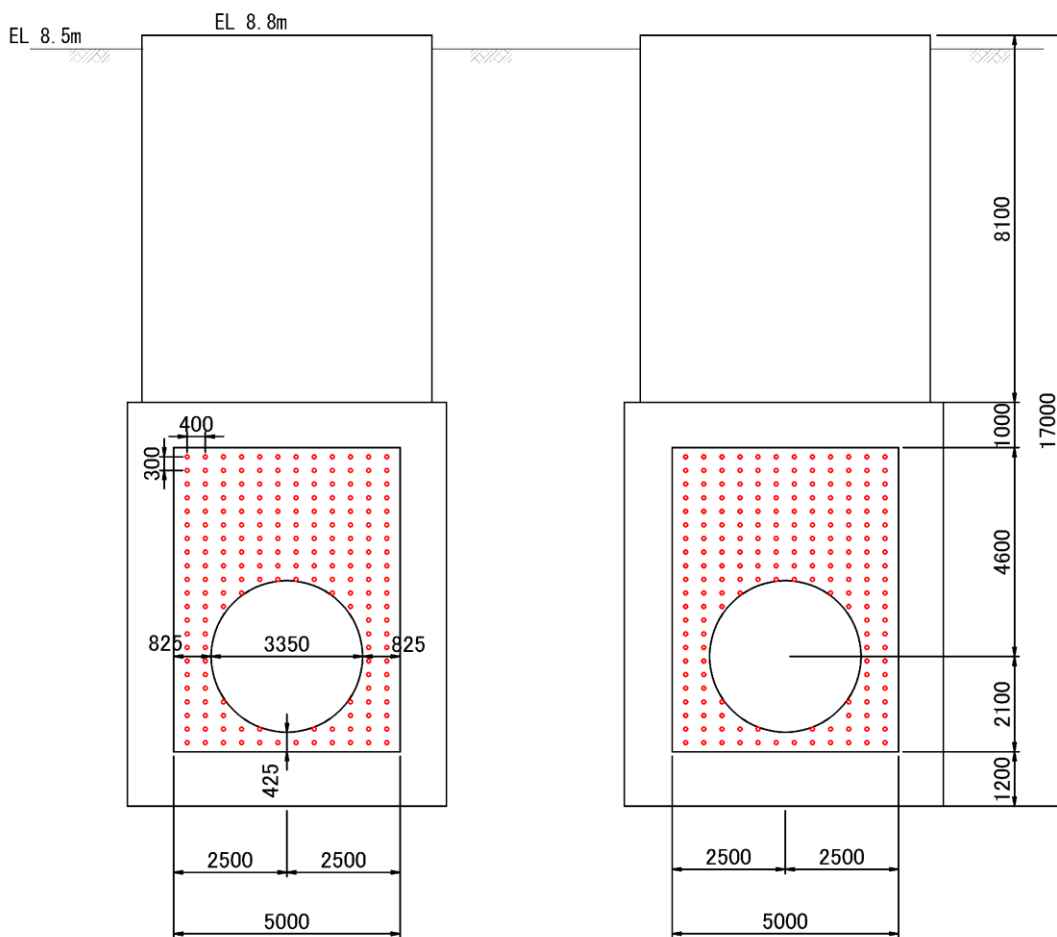
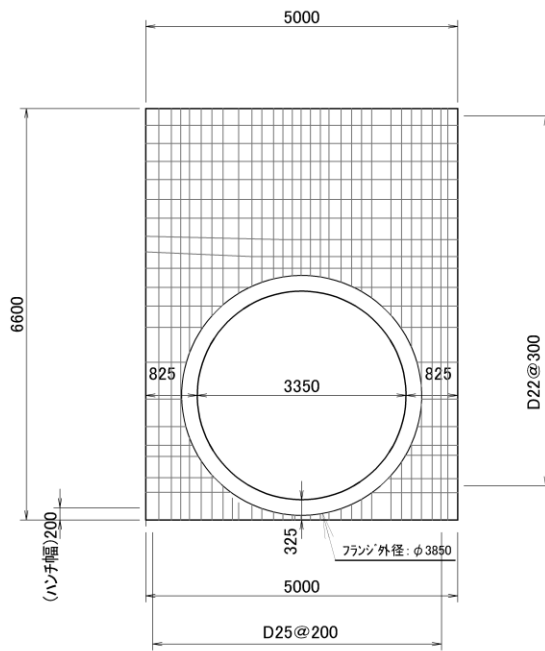


図 4.2.2-11 補強工事実施図 (C-C断面)



○ : PHb 工法 : D19@400×300, SD345 (単位 : mm)

図 4.2.2-12 1号機取水槽北側壁配筋図

4.2.3 評価対象部材の選定

1号機取水槽の耐震評価については、Sクラス施設である津波防護施設に分類される流路縮小工の間接支持構造物である1号機取水槽北側壁が設計用地震力に対して、構造強度を有することを確認する。また、1号機取水槽北側壁の耐震評価の前提としてモデル化している漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性についても確認を行う。

図4.2.3-1及び図4.2.3-2に評価対象部材を示す。

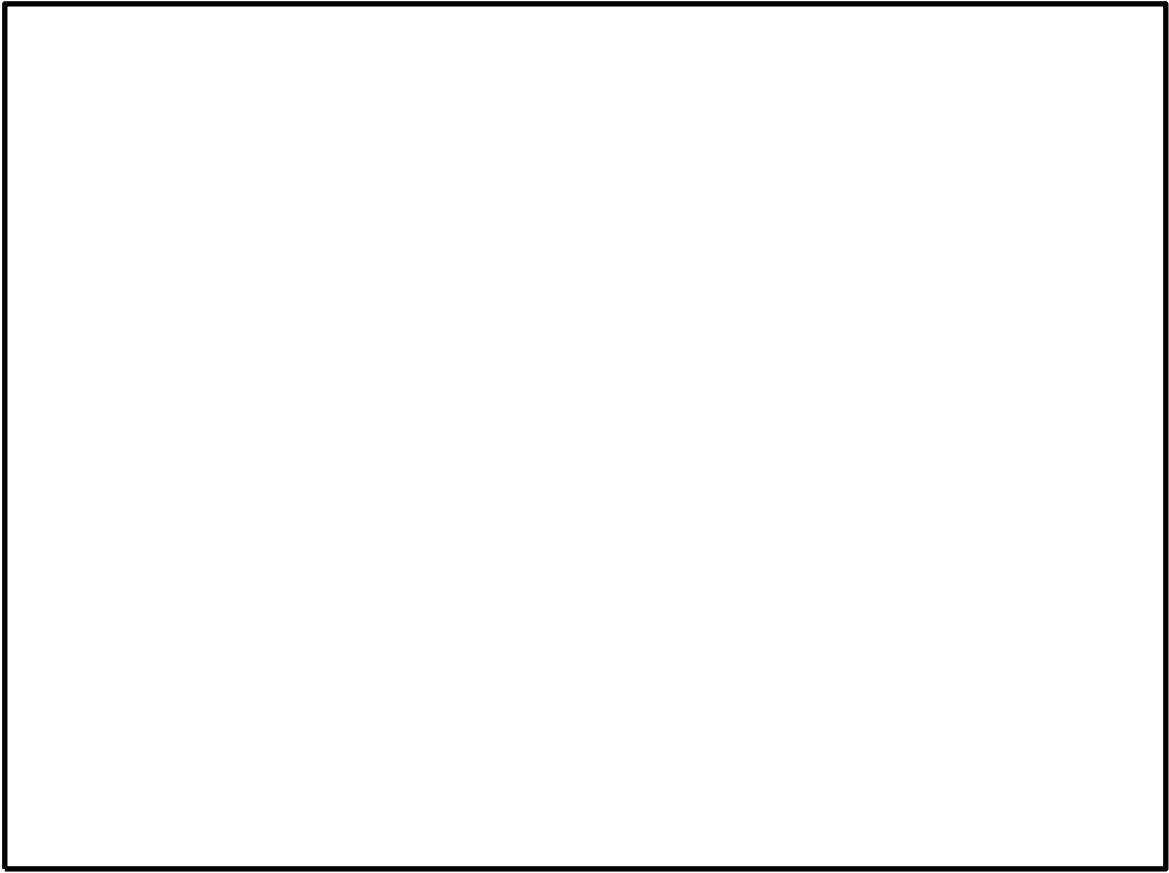


图 4.2.3-1 1号機取水槽評価対象部材平面図

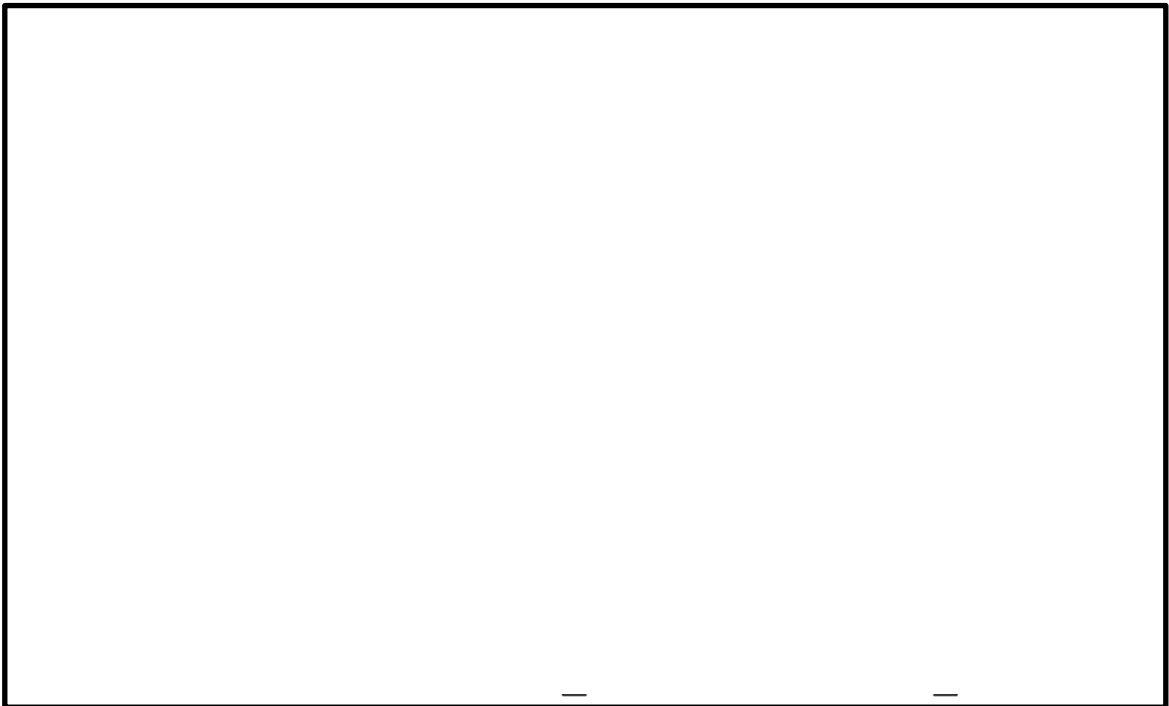


图 4.2.3-2 1号機取水槽評価対象部材断面図 (A-A断面)

4.2.4 評価対象断面の選定

1号機取水槽北側壁に対して，弱軸断面となる南北方向断面を評価対象断面として選定する。

4.2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 4.2.5-1 に、材料の物性値を表 4.2.5-2 に示す。

表 4.2.5-1 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 20.6N/mm ²
	充填コンクリート	設計基準強度 21.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
MMR		設計基準強度 18.0N/mm ²

表 4.2.5-2 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.33×10 ⁴	24.0 ^{*1}	0.2
構造物 (漸拡ダクト部充填コンクリート) ^{*3}	2.33×10 ⁴	24.0 ^{*1}	
構造物 (ピット部充填コンクリート) ^{*3}	2.33×10 ⁴	24.0 ^{*1}	
MMR	2.20×10 ⁴	22.6 ^{*2}	

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*3：ヤング係数については設計基準強度 20.6N/mm²の鉄筋コンクリート構造物と同様の値を設定し、単位体積重量については鉄筋コンクリートの重量を設定する。

4.2.6 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 4.2.6-1 及び表 4.2.6-2 に示す。

表 4.2.6-1 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層*	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 4.2.6-2 地盤の有効応力解析における解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値	
物理特性	密度 ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	163,600	
	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' (N/mm ²)	0.00	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	39.75	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005
		w_1	4.190
		P_1	0.500
		P_2	0.980
		C_1	2.016

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

4.2.7 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 4.2.7-1 に示す。

表 4.2.7-1 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
1号機取水槽	A-A断面	3.0

4.2.8 耐震評価フロー

1号機取水槽の耐震評価フローを図4.2.8-1に示す。

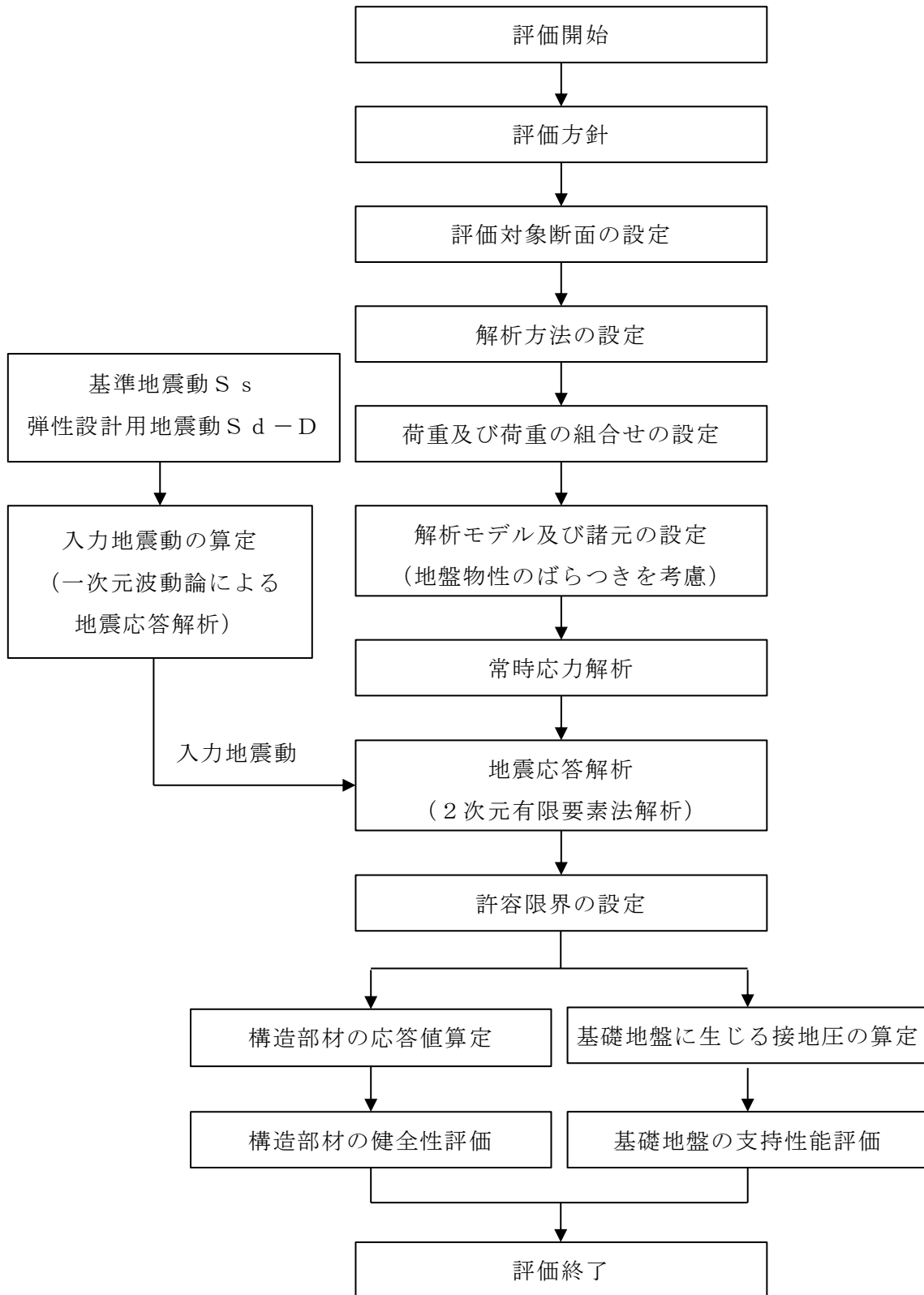


図4.2.8-1 1号機取水槽北側壁の耐震評価フロー

4.3 地震応答解析

4.3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図4.3.1-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

A-A断面は、設計地下水位以深の液状化対象層が施設と接するため解析手法のフローに基づき「⑤有効応力解析」を選定する。なお、有効応力解析に加え、液状化しない場合の影響を確認するため、全応力解析も実施する。

構造部材の非線形特性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。また地盤については平面ひずみ要素でモデル化することとし、このうち岩盤及びMMRについては、線形でモデル化する。埋戻土については、地盤の剛性及び減衰のひずみ依存性を適切に考慮できるマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（H-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

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

地震応答解析手法の選定フローを図4.3.1-2に示す。

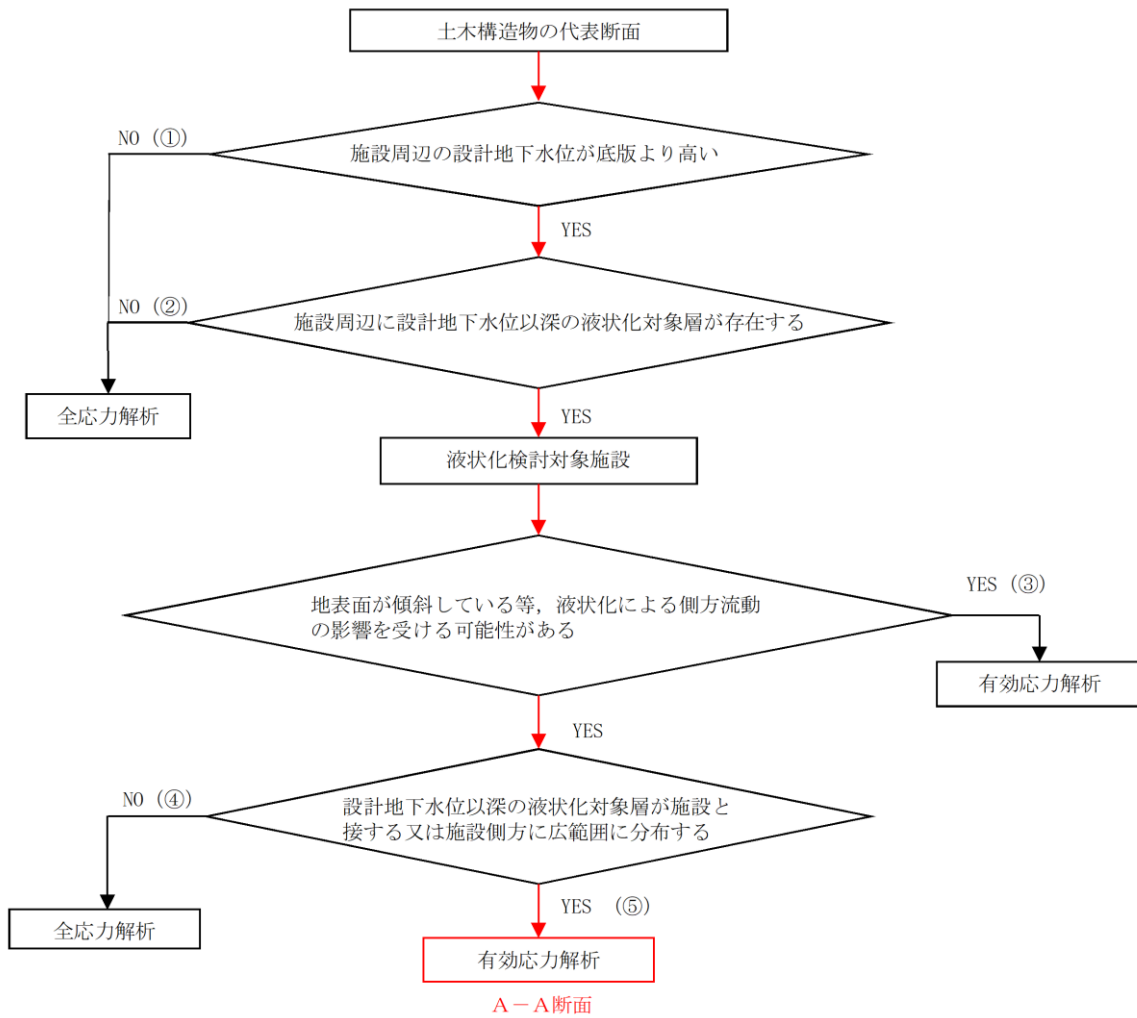


図 4.3.1-1 解析手法の選定フロー

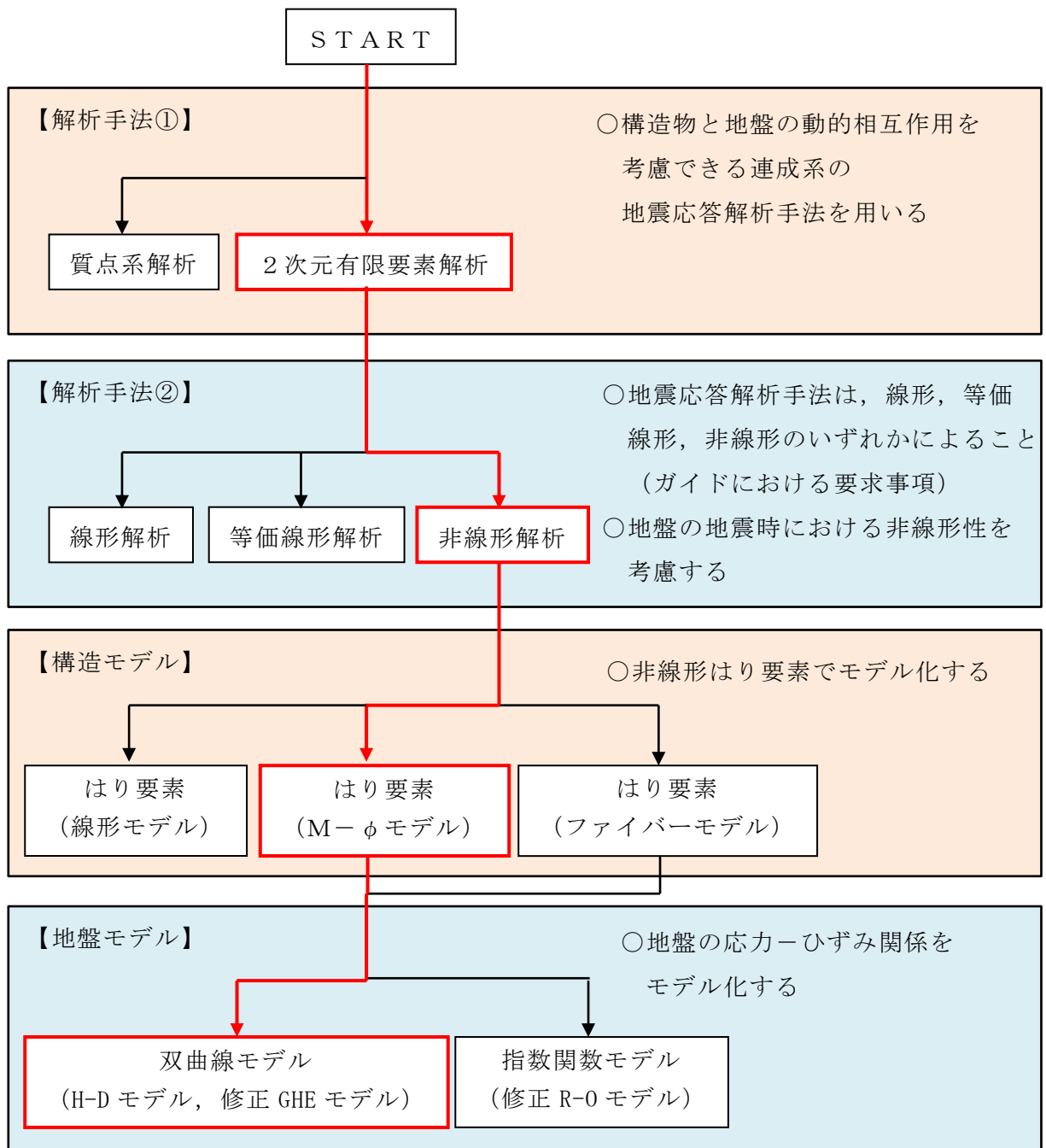


図 4.3.1-2 地震応答解析手法の選定フロー

4.3.2 地震応答解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 4.3.2-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍以上とする。

1号機取水槽の解析モデル領域については、南側に1号機タービン建物及び1号機原子炉建物が隣接しているため、上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

構造物の要素分割については、「土木学会マニュアル 2005」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度まで細分して設定する。

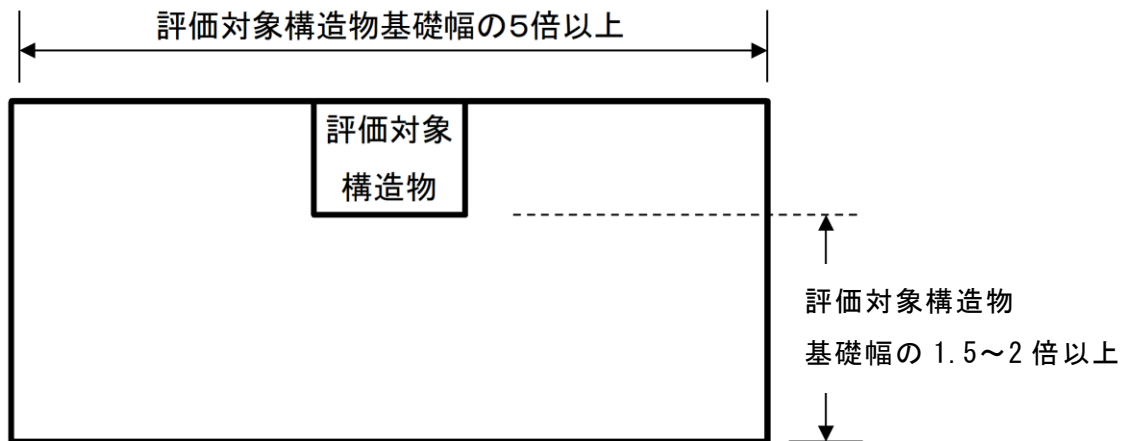


図 4.3.2-1 モデル化範囲の考え方

有効応力解析において，2次元地震応答解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図4.3.2-2に示す。

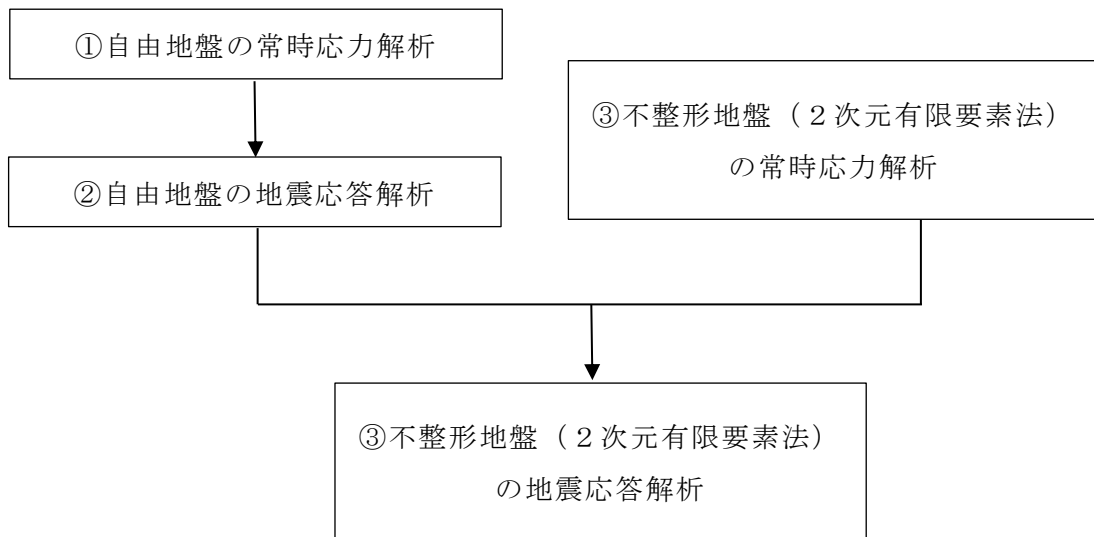


図 4.3.2-2 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（2次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー（有効応力解析）

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重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 4.3.2-3 に示す。

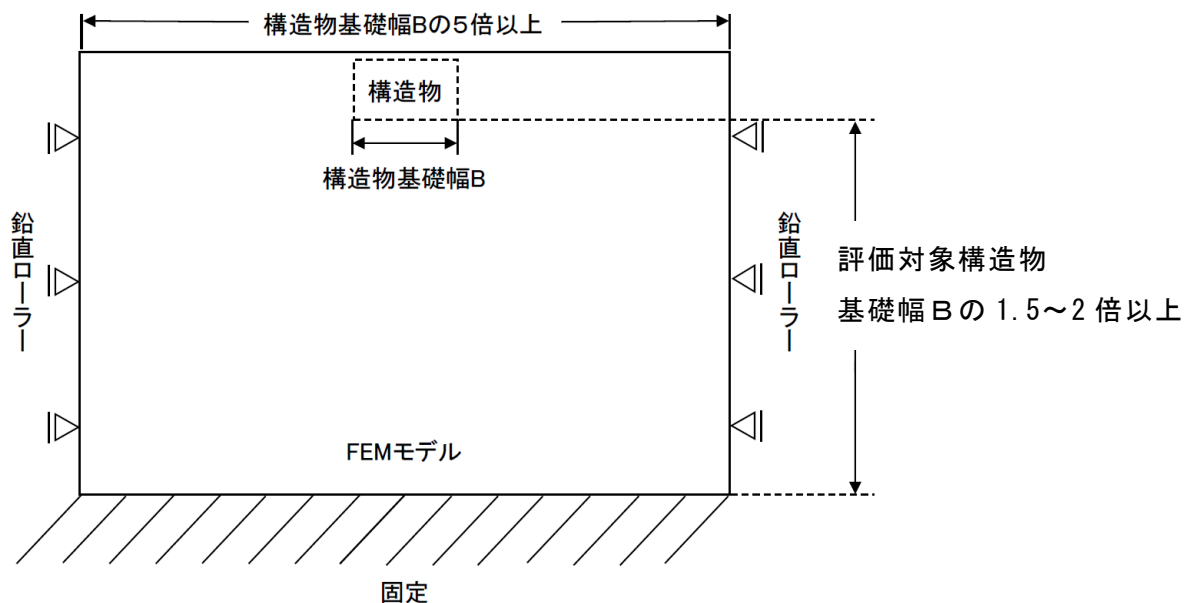


図 4.3.2-3 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

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

境界条件の概念図を図 4.3.2-4 に示す。

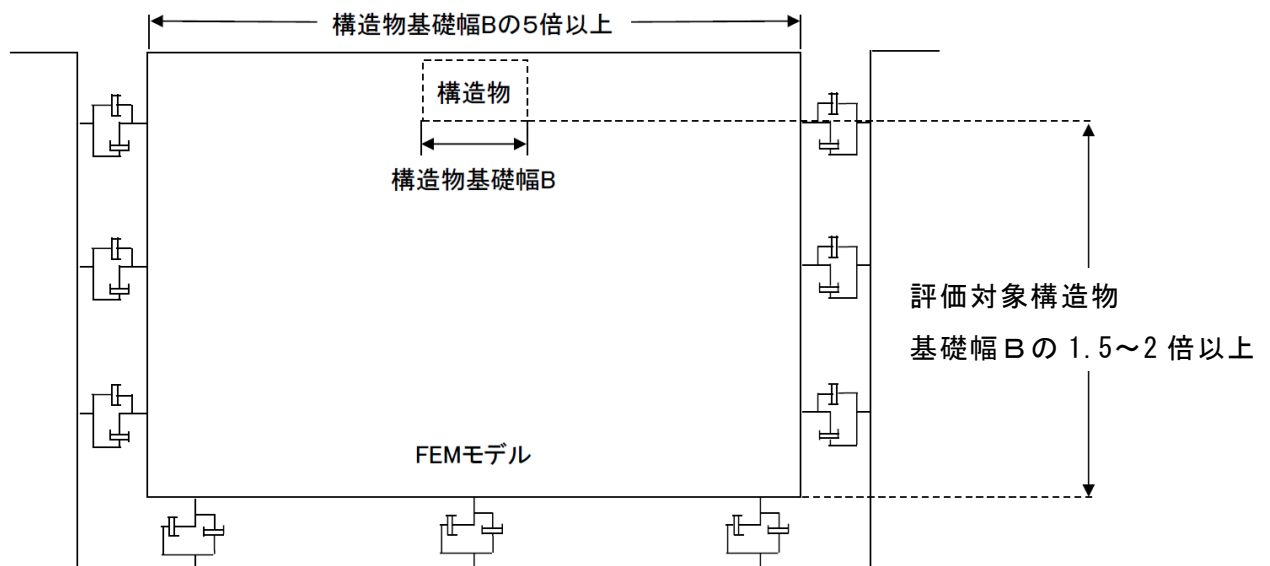


図 4.3.2-4 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

1号機取水槽北側壁等の鉄筋コンクリート部材のうち1号機取水槽北側壁は非線形はり要素，その他の部材は線形はり要素でモデル化する。また，漸拡ダクト部充填コンクリート及びピット部充填コンクリートは平面ひずみ要素でモデル化する。

なお，1号機取水槽南北断面の妻壁の中で評価対象範囲である漸拡ダクト部に位置する妻壁は，その他の屋外重要土木構造物の耐震評価の考え方と同様に保守的にモデル化しない。一方，漸拡ダクト部より南側のエリアに位置する妻壁は1号機取水槽の全体的な剛性を反映するため，平面ひずみ要素でモデル化する。

(4) 隣接構造物のモデル化

A-A断面において，1号機タービン建物及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は取水槽の隣接構造物に該当するため，1号機タービン建物及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）をモデル化する。

以下に，それぞれの構造物のモデル化方針を示す。

a. 1号機タービン建物

A-A断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる1号機タービン建物は，等価剛性として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

1号機タービン建物は，VI-2-11-2-1-2「1号機タービン建物の耐震性についての計算書」における多質点系モデル（多軸床柔多質点系モデル（水平））を基に図4.3.2-5に示す手順で有限要素モデルを作成する。まず，多質点系モデルのフロア毎に重量を，層毎に剛性を集約し，多質点系モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平，鉛直）を作成し，1次モードの固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断断面積及び断面2次モーメントを補正する。その後，図4.3.2-6に示す関係式を用いて，単軸モデルの水平剛性 K_H ，鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_θ を有限要素モデルのせん断剛性 G ，ポアソン比 ν 及びばね定数 k_s に変換し，単軸モデルと有限要素モデルが振動的に等価となるよう一致させる。なお，重量については，各節点の分担長に応じて層毎に設定する。

1号機タービン建物の有限要素モデルを図4.3.2-7に，有限要素モデルの平面ひずみ要素の物性値を表4.3.2-1に，1次モードの固有周期の調整結果を表4.3.2-2に示す。

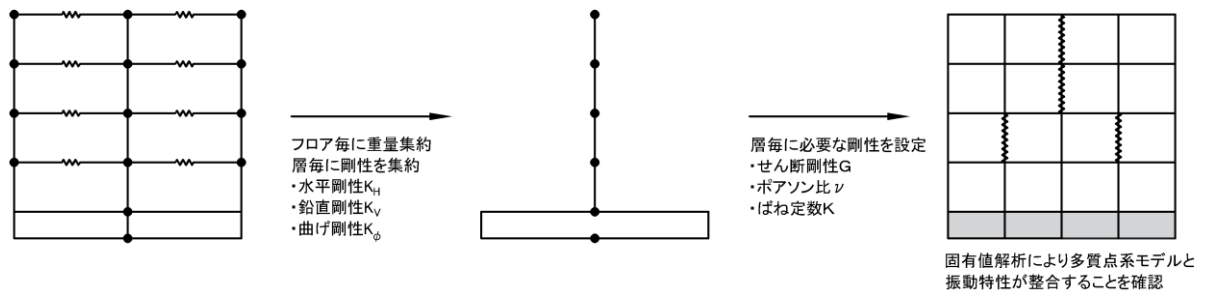
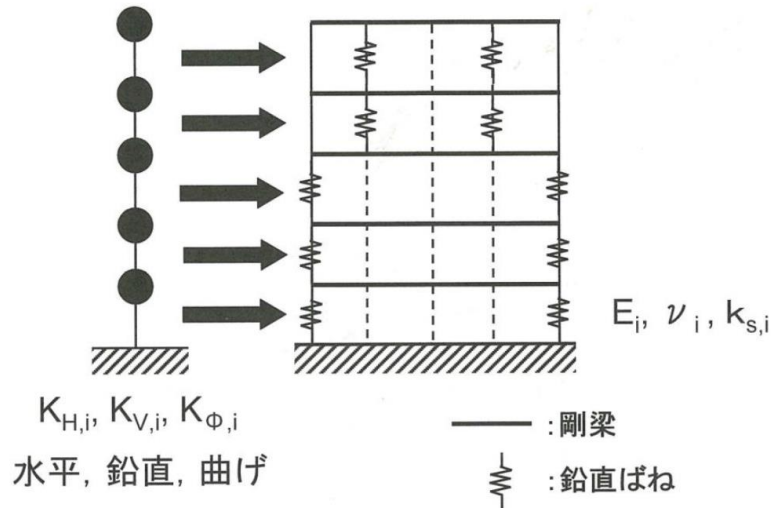


図 4.3.2-5 1号機タービン建物の有限要素モデル作成の考え方



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left(\frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

図 4.3.2-6 質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要
 (原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>
 ((社) 土木学会, 原子力土木委員会, 2009年2月) より抜粋)

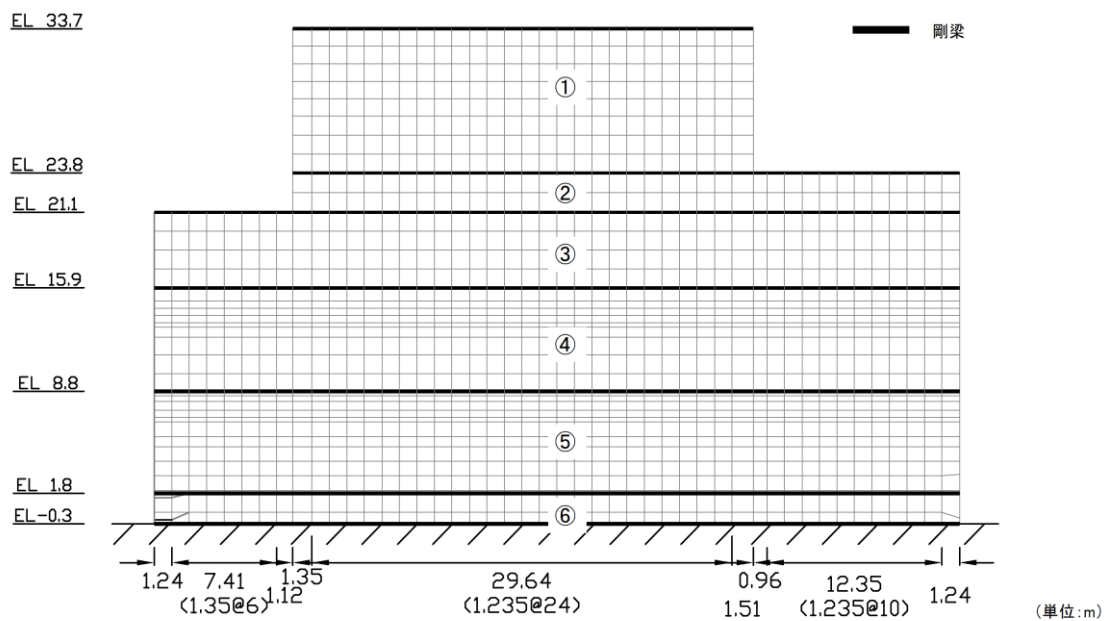


図 4.3.2-7 1号機タービン建物 有限要素モデル図

表 4.3.2-1 原子炉建物（平面ひずみ要素）の物性値

物性 番号	せん断弾性係数G (kN/m ²)	ヤング係数E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
①	7.870×10^4	2.359×10^5	0.49873
②	1.477×10^5	4.405×10^5	0.49120
③	1.436×10^5	3.367×10^5	0.17235
④	5.036×10^5	1.469×10^6	0.45850
⑤	5.398×10^5	1.571×10^6	0.45517
⑥	8.758×10^6	1.795×10^7	0.02478

表 4.3.2-2 固有周期（1次モード）の調整結果

	有限要素モデル	多質点系モデル (地盤ばねなし)
水平方向	0.1135	0.1135
鉛直方向	0.0416	0.0416

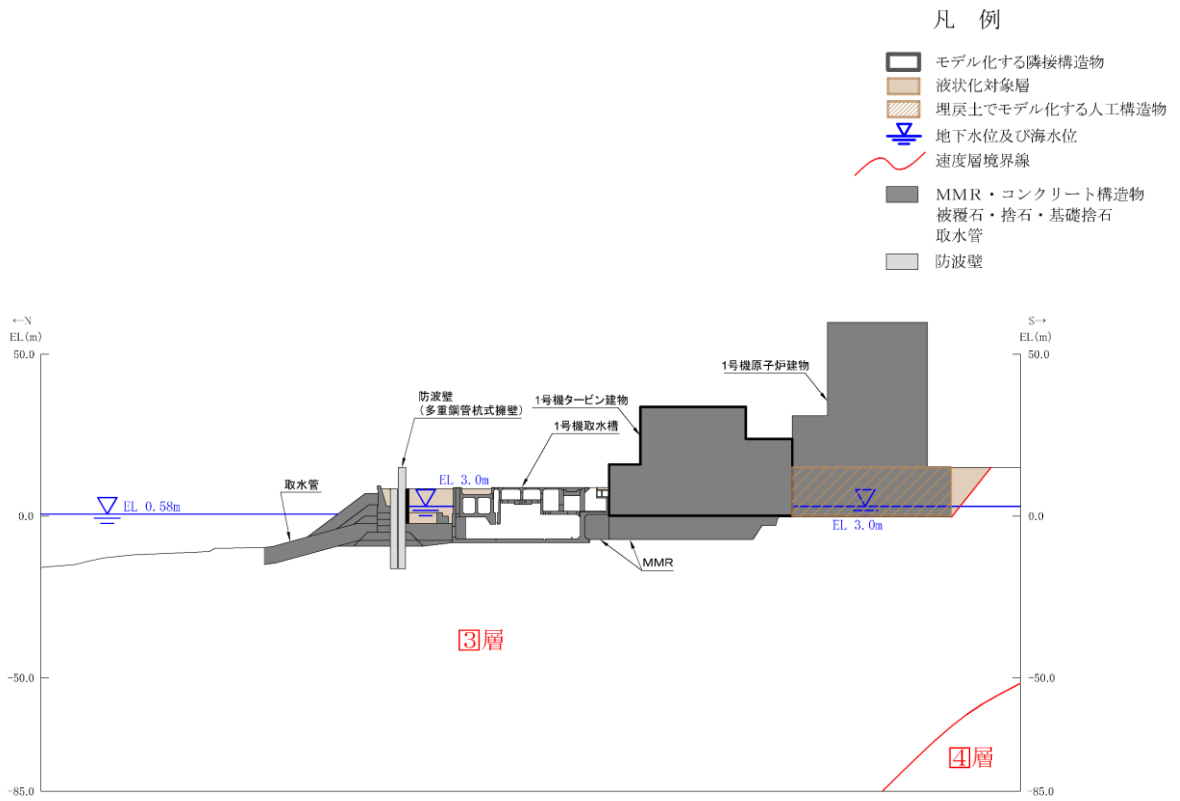
b. 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，VI-2-10-2-3-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書」に基づき，線形はり要素でモデル化する。

(5) 地盤及びMMRのモデル化

地盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また，改良地盤については評価対象構造物から離れていること及び分布が局所的であることから埋戻土としてモデル化を行う。

地盤のモデル化に用いる，地質断面図を図 4.3.2-8 に示す。












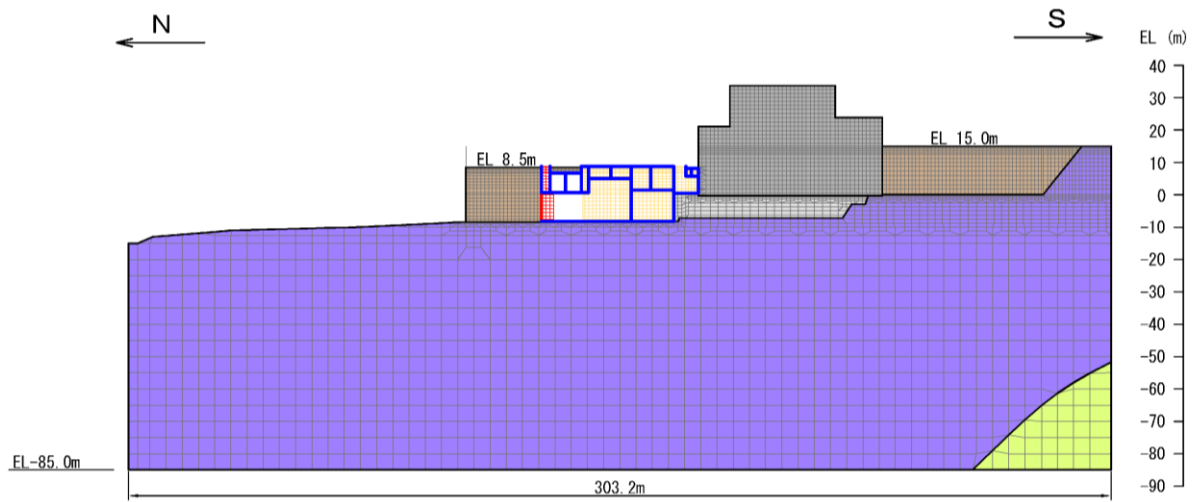
(速度層図)

図 4.3.2-8 評価対象地質断面図 (A-A断面)

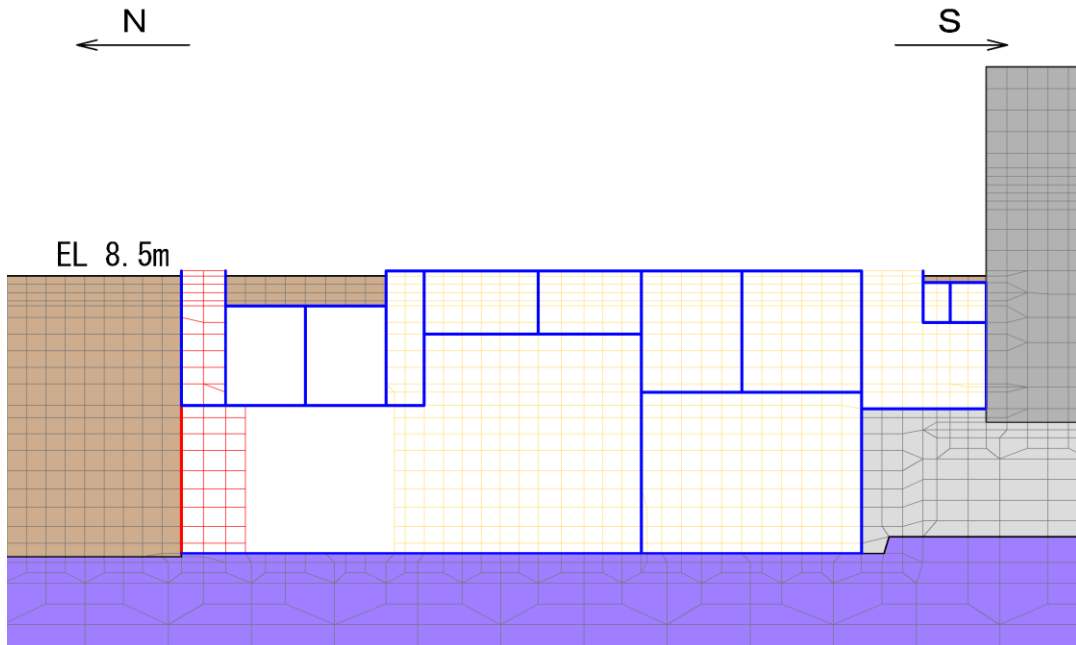
(6) 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 4.3.2-9 に示す。

- | | | | | | |
|---|-----------|---|---------------------|---|---------------------|
|  | : 岩盤 (③層) |  | : 埋戻土 |  | : 非線形はり要素
(評価対象) |
|  | : 岩盤 (④層) |  | : MMR |  | : 線形はり要素
(評価対象外) |
|  | : 隣接構造物 |  | : 構造物 (妻壁) |  | |
| | | | : 構造物
(充填コンクリート) | | |



(全体図)



(拡大図)

図 4.3.2-9 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

(7) ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度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。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 4.3.2-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 4.3.2-4 のとおり設定する。

なお、漸拡ダクト部及びピット部の充填コンクリートについては、周囲を側壁、底版等に囲まれており、側壁、底版等に目荒らしを行ったうえで、打設するため一体で挙動することから、ジョイント要素は設定しない。

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

ここに、 τ_f ：せん断強度

c ：粘着力（＝初期せん断強度 τ_0 ）

ϕ ：内部摩擦角

表 4.3.2-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.22	22
岩盤 (C _M 級)	1.23	52
MMR ($f'_{ck} = 18.0\text{N/mm}^2$)	3.58	40

表 4.3.2-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート*1	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート*1	岩盤	—*2	—*2

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2：表面を露出させて打継処理が可能である箇所については，ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素のばね定数は，「土木学会マニュアル 2005」を参考に，数値計算上，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 4.3.2-5 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 4.3.2-10 に，ジョイント要素の配置を図 4.3.2-11 に示す。

表 4.3.2-5 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

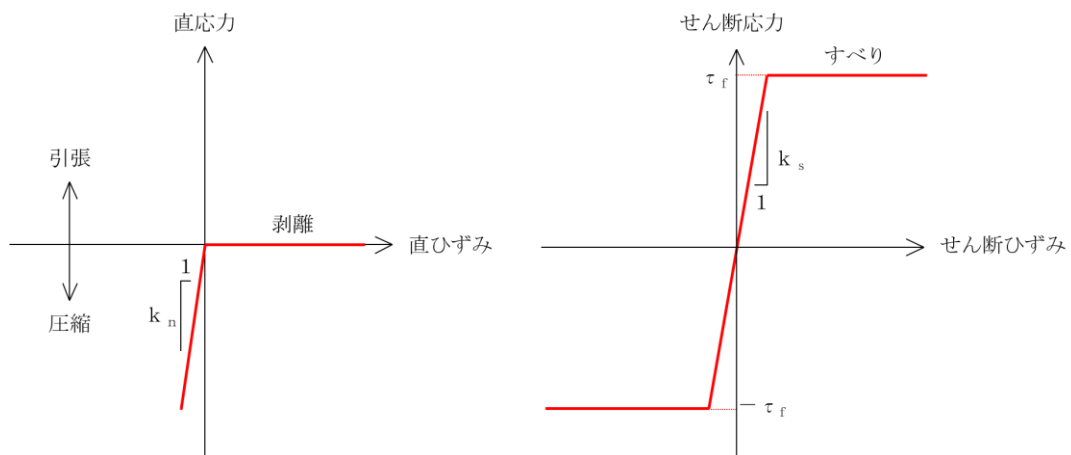
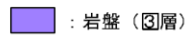
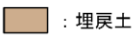
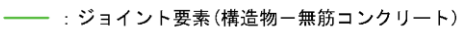
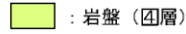
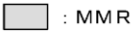
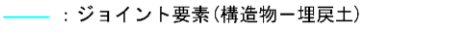
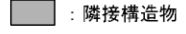
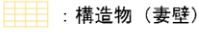
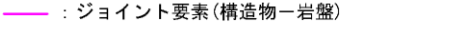

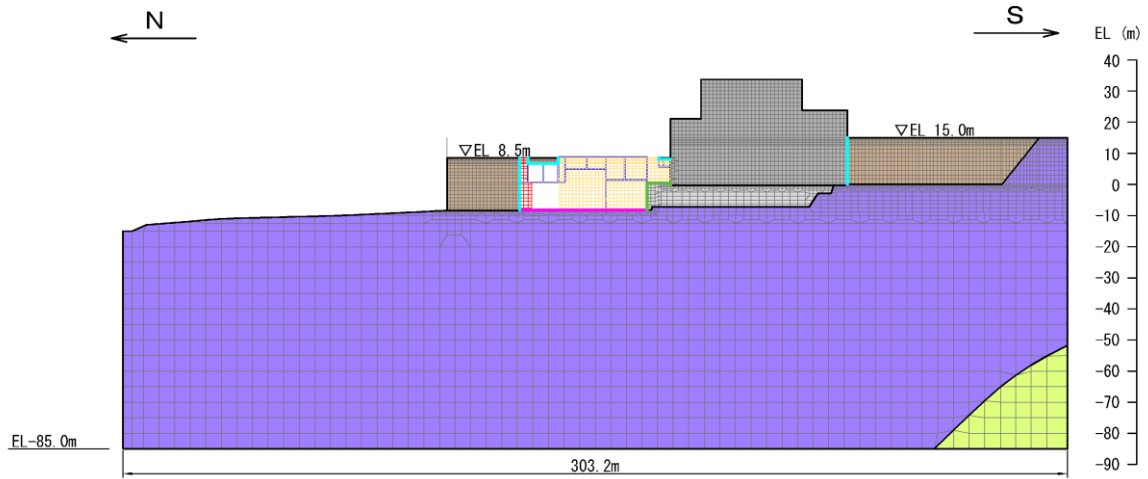
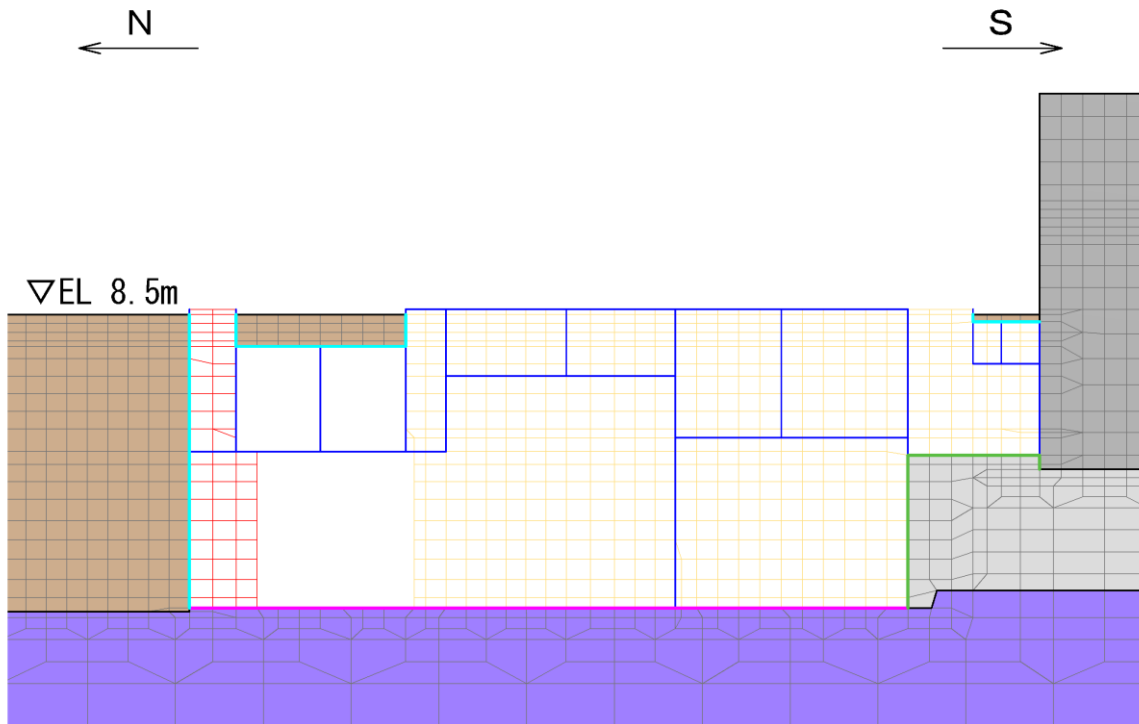


図 4.3.2-10 ジョイント要素の力学特性

- | | | |
|---|--|---|
|  : 岩盤 (③層) |  : 埋戻土 |  : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
|  : 岩盤 (④層) |  : MMR |  : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
|  : 隣接構造物 |  : 構造物 (妻壁) |  : ジョイント要素 (構造物-岩盤) |
| |  : 構造物 (充填コンクリート) | |



(全体図)



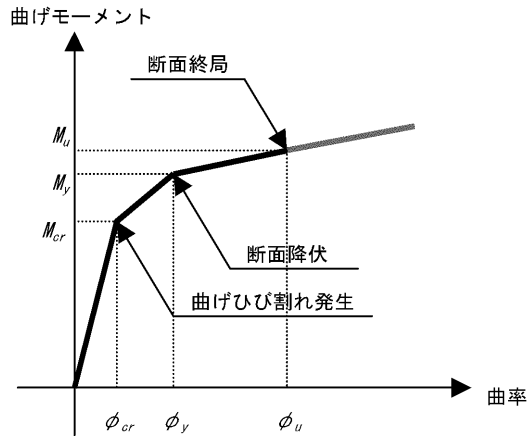
(拡大図)

図 4.3.2-11 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

(8) 材料特性の設定

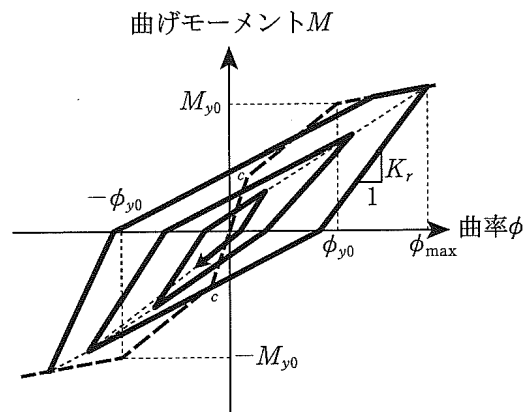
有効応力解析における鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素でモデル化することとし、図 4.3.2-12 に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、図 4.3.2-13 に示すとおり修正武田モデルを適用し、図 4.3.2-14 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また、図 4.3.2-15 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。



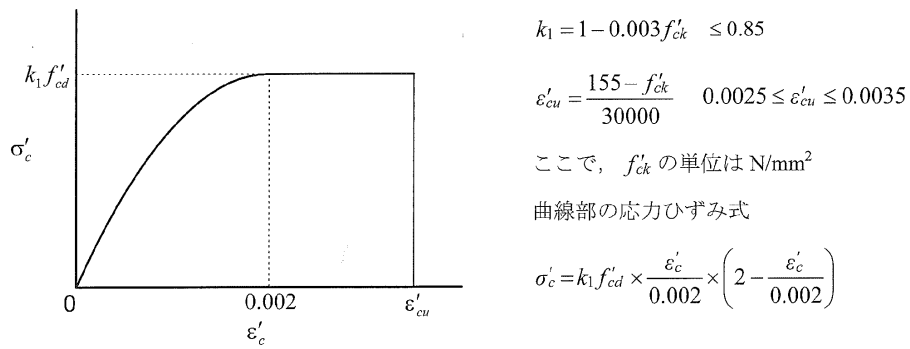
(「土木学会マニュアル 2005」より引用)

図 4.3.2-12 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係



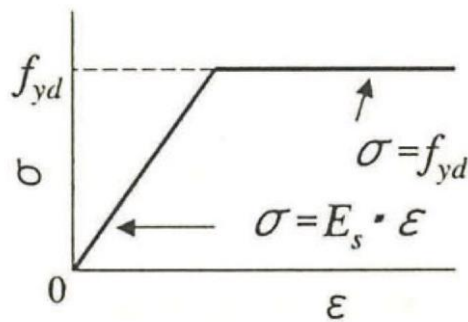
(「道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より引用)

図 4.3.2-13 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)



(「コンクリート標準示方書 2002」より引用)

図 4.3.2-14 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(「コンクリート標準示方書 2002」より引用)

図 4.3.2-15 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

4.3.3 減衰定数

有効応力解析及び全応力解析における Rayleigh 減衰は，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，地盤応答の保守的な評価が行われるよう係数 α を 0 として設定し，低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰としている。また，係数 β は，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ [理論編]」に基づき $\beta = 0.002$ と設定する。

4.3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に1号機取水槽に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表4.3.4-1に示す。

表 4.3.4-1 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 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	○ 機器・配管系の重量に基づいて設定する。
	積載 荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○ 内水位に応じた静水圧として考慮する。 海水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		土被り荷重	○ 常時応力解析により設定する。
永久上載荷重	— 地表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	
	動水圧	○	水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

(1) 機器・配管荷重

地震時に1号機取水槽に作用する機器・配管系の荷重図を図4.3.4-1に荷重一覧表を表4.3.4-2及び表4.3.4-3に示す。機器・配管荷重は、常時・地震時ともに付加質量としてモデル化する。

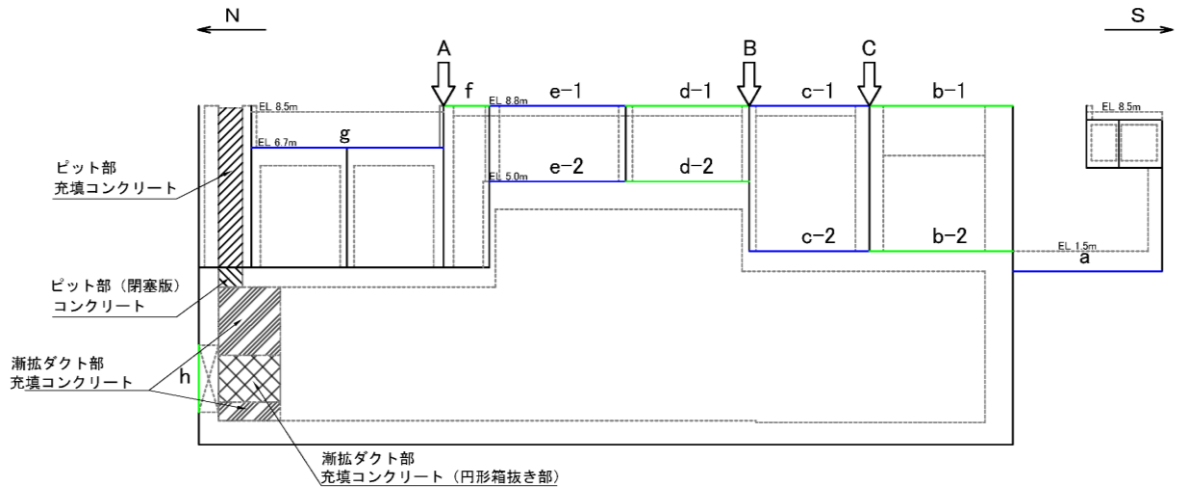


図 4.3.4-1 解析用機器・配管荷重図

表 4.3.4-2 機器配管荷重一覧 (分布荷重)

範囲	位置	機器荷重	配管荷重	浸水防止 設備	流路 縮小工	合計 (kN/m ²)
a	EL 1.500	1.29	8.90	—	—	10.19
b-1	EL 8.800	6.71	—	—	—	6.71
b-2	EL 1.500	3.71	1.50	—	—	5.21
c-1	EL 8.800	—	—	0.23	—	0.23
c-2	EL 1.500	2.79	4.50	—	—	7.29
d-1	EL 8.800	—	—	0.25	—	0.25
d-2	EL 5.000	5.49	—	—	—	5.49
e-1	EL 8.800	—	—	0.25	—	0.25
e-2	EL 5.000	5.56	—	—	—	5.56
f	EL 8.800	—	—	0.29	—	0.29
g	EL 6.700	1.59	—	—	—	1.59
h	開口部	—	—	—	5.71	5.71

表 4.3.4-3 機器配管荷重一覽 (集中荷重)

範圍	合計 (kN/m)
A	4.59
B	2.19
C	2.19

(2) 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「4.2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

(3) 内水圧

取水槽の内水圧は、EL 0.58m を内水位として設定し、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧図を図 4.3.4-2 に示す。

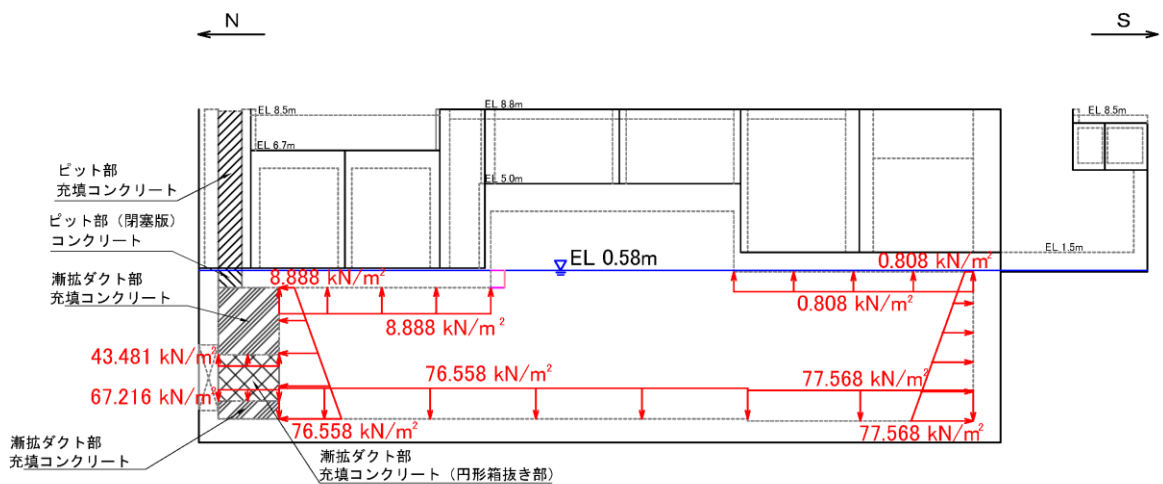


図 4.3.4-2 内水圧図

(4) 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日，松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(5) 動水圧

動水圧は Westergaard 式から算定する。動水圧の設定箇所概要図を図 4.3.4-3 に示す。ここで、漸拡ダクト部充填コンクリートの水路開口部にかかる動水圧のみ、自由液面がない状態として算定する。その他については、自由液面のある状態として算定する。

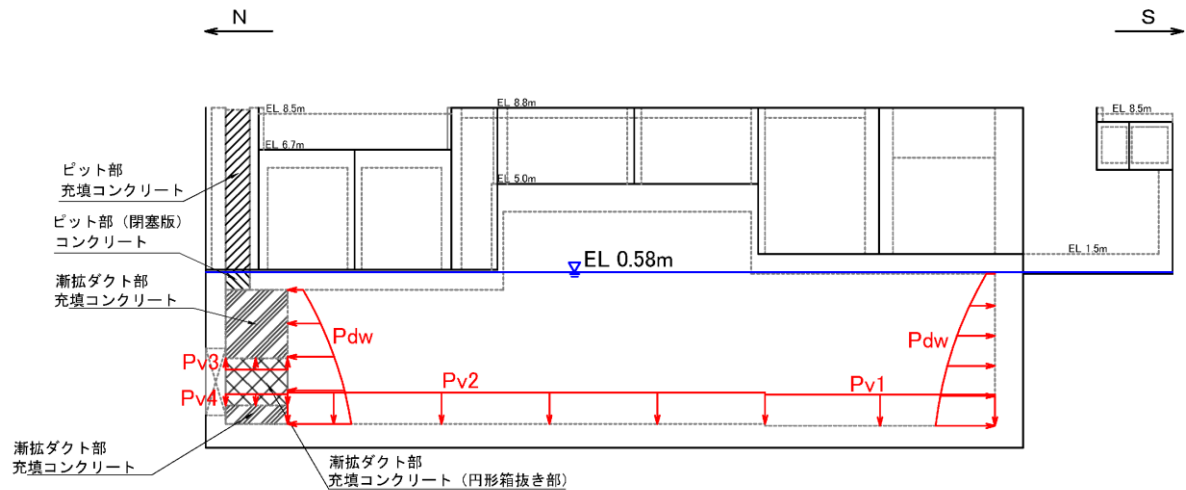


図 4.3.4-3 動水圧図

a. 水平方向の動水圧

取水槽内部の海水を固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の分布図を図 4.3.4-4 に示す。

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times k_H$$

p_w : 動水圧

c : 補正係数

$L/h < 1.5$ の場合, $c = L / (1.5 h)$

$L/h \geq 1.5$ の場合, $c = 1.0$

L : 水路幅

h : 水深

γ_w : 海水の単位体積重量

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ

k_H : 水平震度

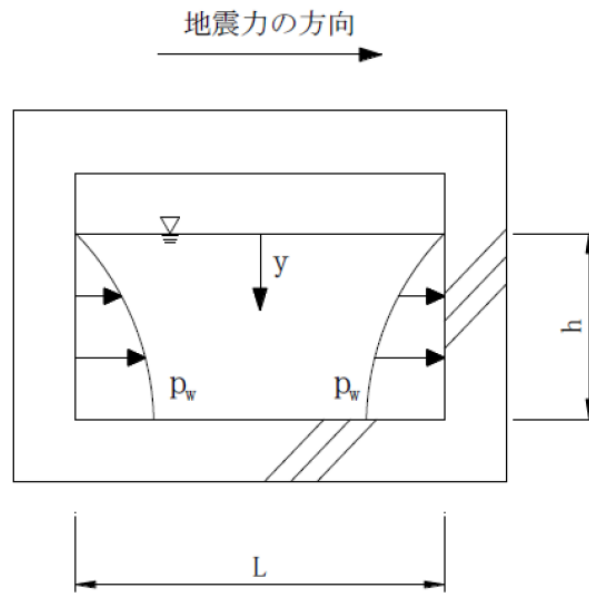


図 4.3.4-4 水平方向の動水圧分布図

b. 鉛直方向の動水圧

取水槽内部の海水を固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の分布図を図 4.3.4-5 に示す。

$$p_w = k_V \times \gamma_w \times h$$

p_w : 動水圧

k_V : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量

h : 水深

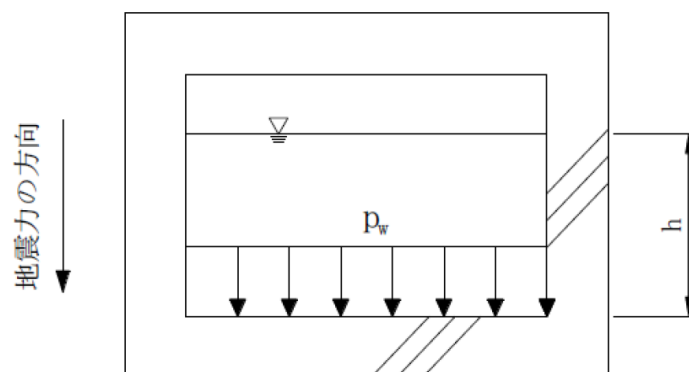


図 4.3.4-5 鉛直方向の動水圧分布図

- c. 漸拡ダクト部充填コンクリート水路開口部の動水圧
漸拡ダクト部充填コンクリート水路開口部の海水を自由液面のないものとして扱い，次式で算定する。

$$p_w = k_v \times \gamma_w \times H/2$$

p_w : 動水圧

k_v : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量

H : 水路開口部の高さ

4.3.5 地震応答解析の解析ケース

(1) 耐震評価における解析ケース

a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

A-A断面の周辺には主に埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

解析ケースについては、非液状化の条件を仮定した解析ケース（表 4.3.5-1 に示すケース④及び⑤）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 4.3.5-1 解析ケース

解析ケース	解析手法	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)	有効応力解析	平均値	平均値
ケース②	有効応力解析	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	平均値	平均値
ケース⑤	全応力解析	平均値 + 1 σ	平均値

b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価における解析ケースを表 4.3.5-2 に示す。耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全 12 波に対し、基本ケース（表 4.3.5-2 に示すケース①）を実施する。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 4.3.5-2 に示す解析ケース②～⑤を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、解析ケースを実施する。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 4.3.5-1 に示す。

表 4.3.5-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
	基本 ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮し た解析ケース	非液状化の条件を仮 定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮し て非液状化の条件を 仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値+1σ
地震動 (位相)	++*	○			
	-+*	○			
	+--*	○			
	--*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	-+*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			

基準地震動 S s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②～⑤を実施する。
すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～⑤を実施する。

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。

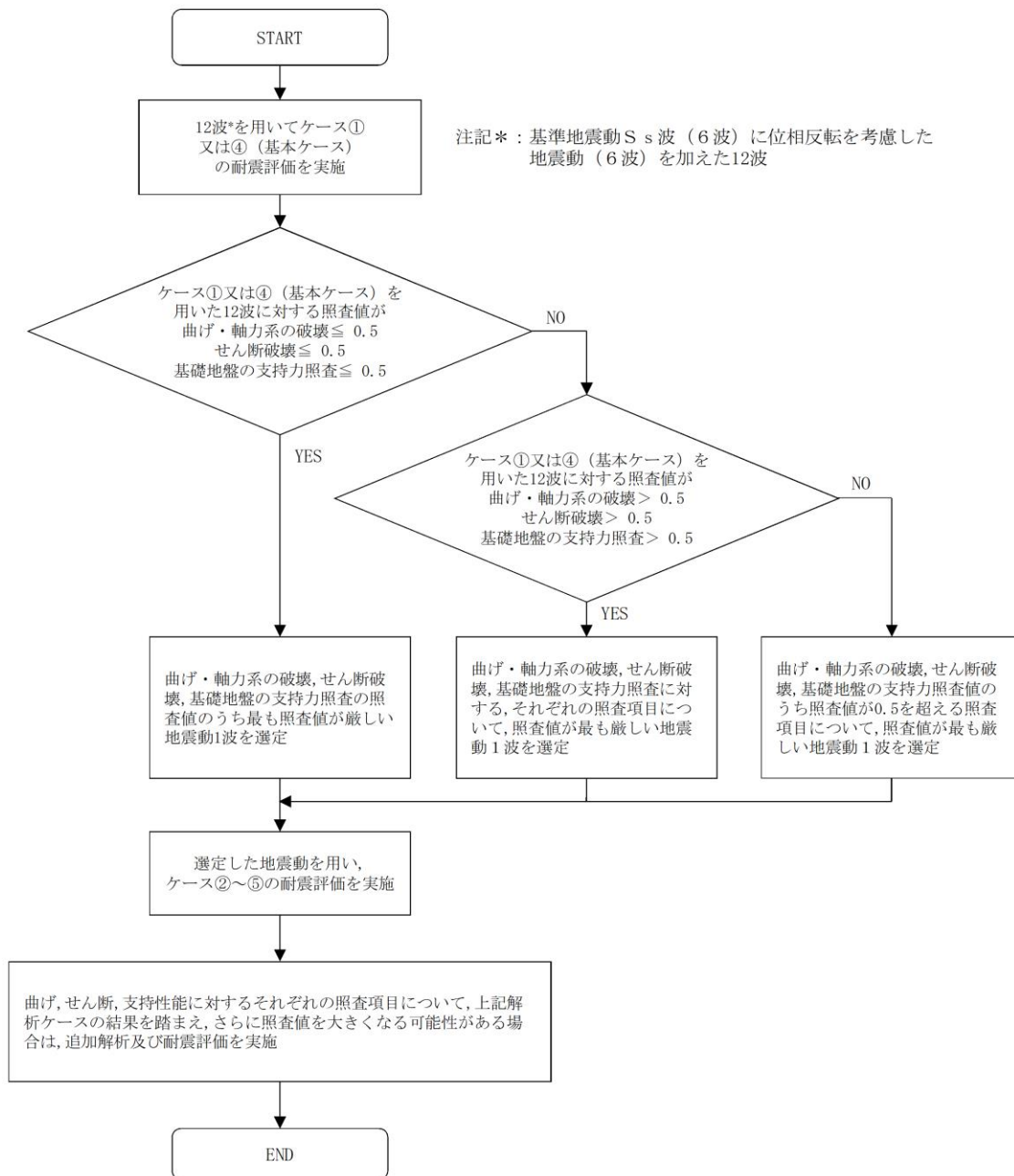


図 4.3.5-1 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(2) 流路縮小工に対する応答加速度抽出のための解析ケース

流路縮小工に対する応答加速度抽出においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。

また、津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）の強度計算のため弾性設計用地震動 S_{d-D} に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。

流路縮小工に対する応答加速度抽出における解析ケースを表 4.3.5-3 に示す。

表 4.3.5-3 応答加速度抽出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)	$S_s - D$	++*	○
		-+*	○
		+ -*	○
		--*	○
	$S_s - F 1$	++*	○
	$S_s - F 2$	++*	○
	$S_s - N 1$	++*	○
		-+*	○
	$S_s - N 2 (NS)$	++*	○
		-+*	○
	$S_s - N 2 (EW)$	++*	○
		-+*	○
	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。

4.4 評価内容

4.4.1 入力地震動の設定

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

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

図 4.4.1-1 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」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。

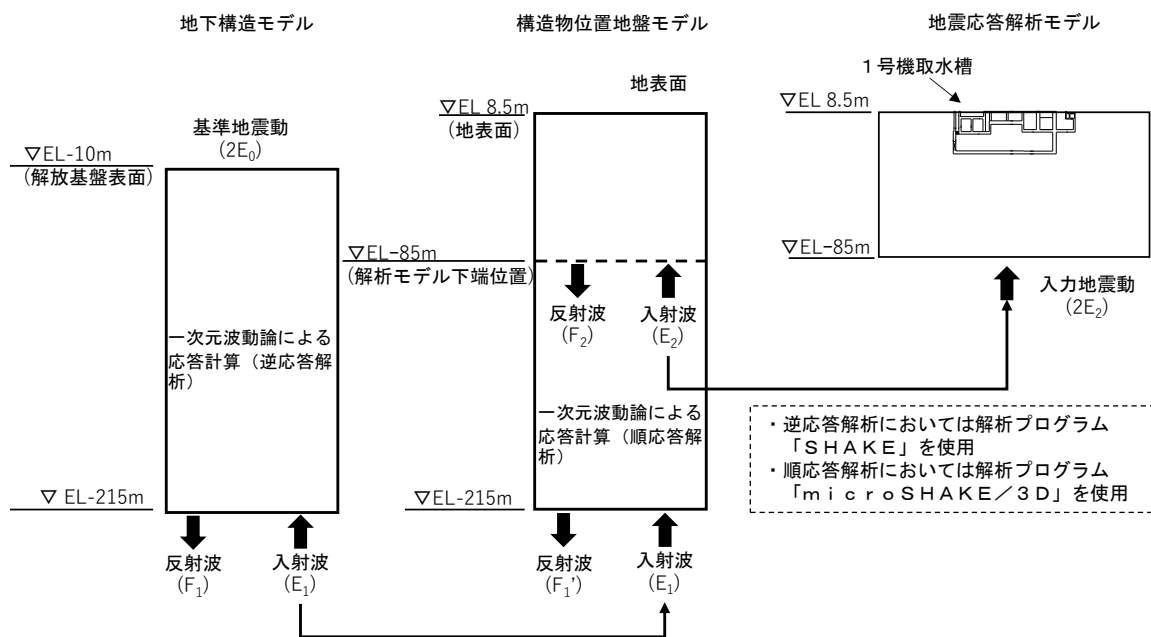
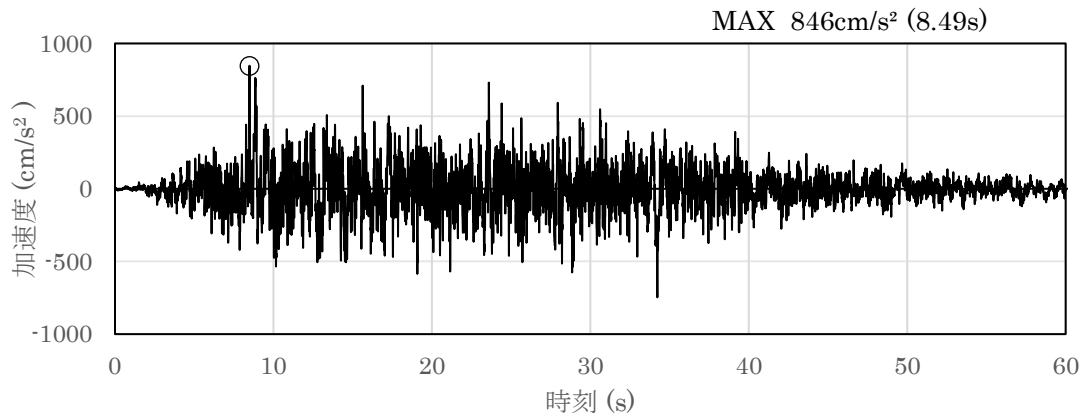
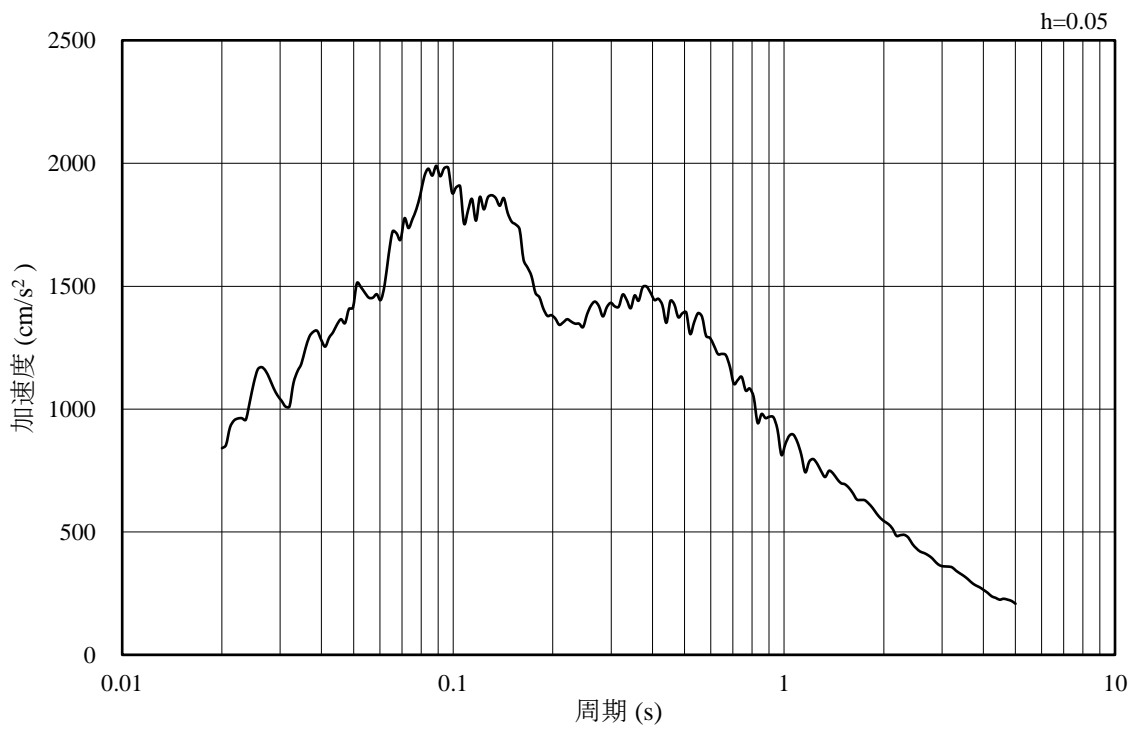


図 4.4.1-1 入力地震動算定の概念図

図 4.4.1-2～図 4.4.1-15 に A-A 断面の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。

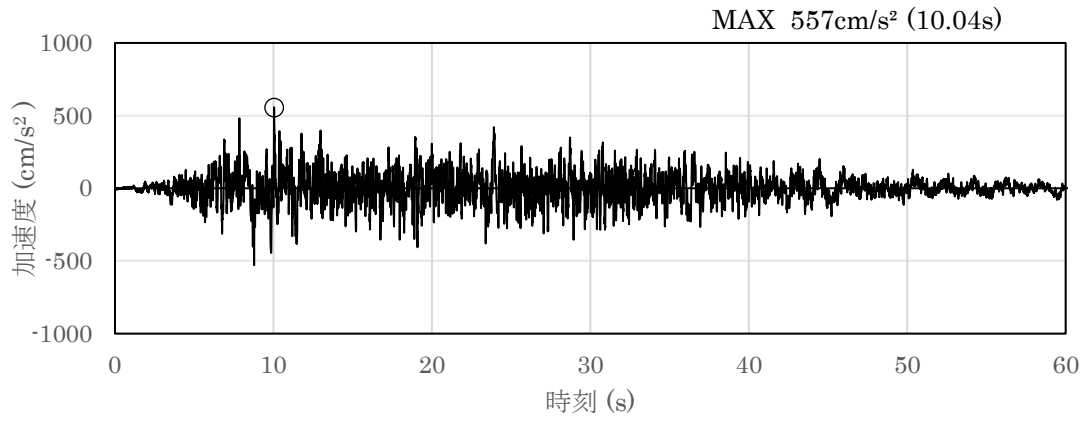


(a) 加速度時刻歴波形

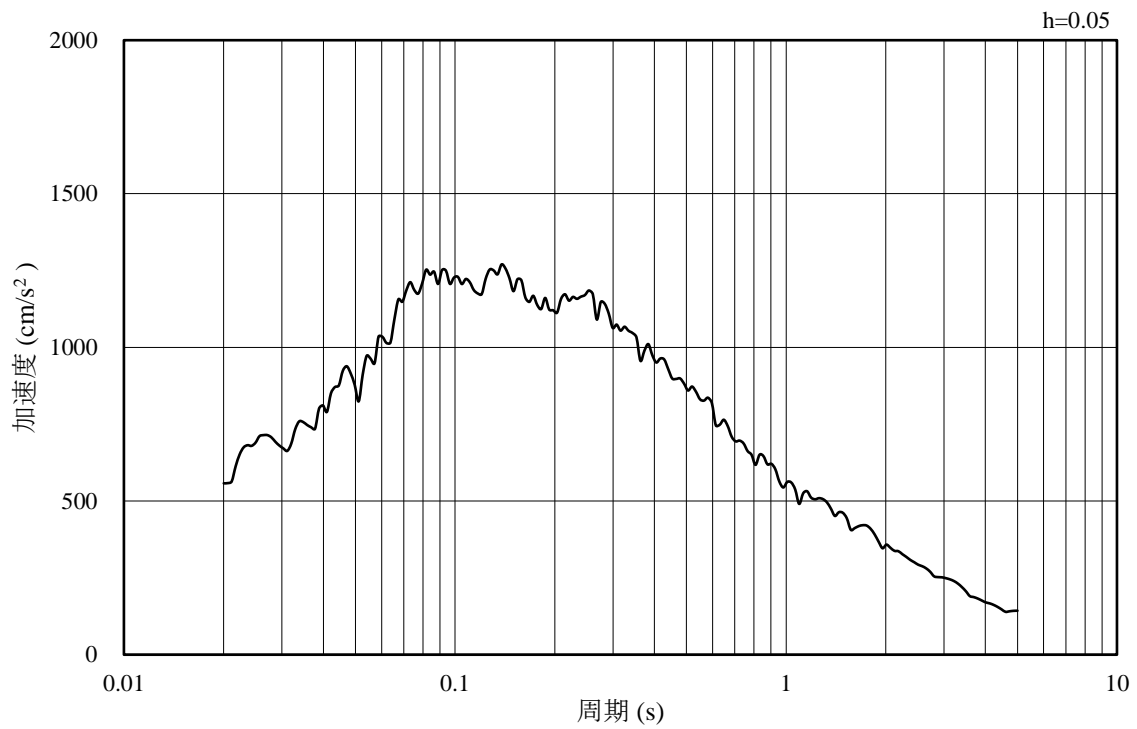


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

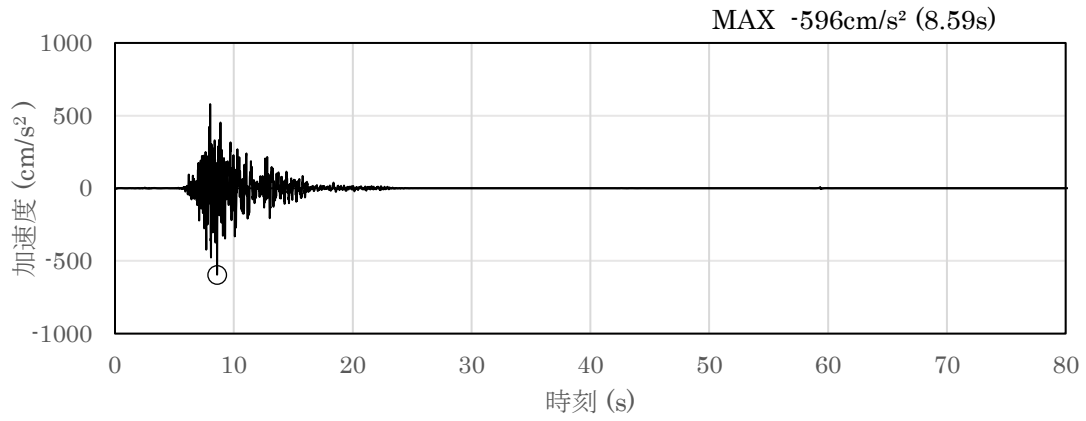


(a) 加速度時刻歴波形

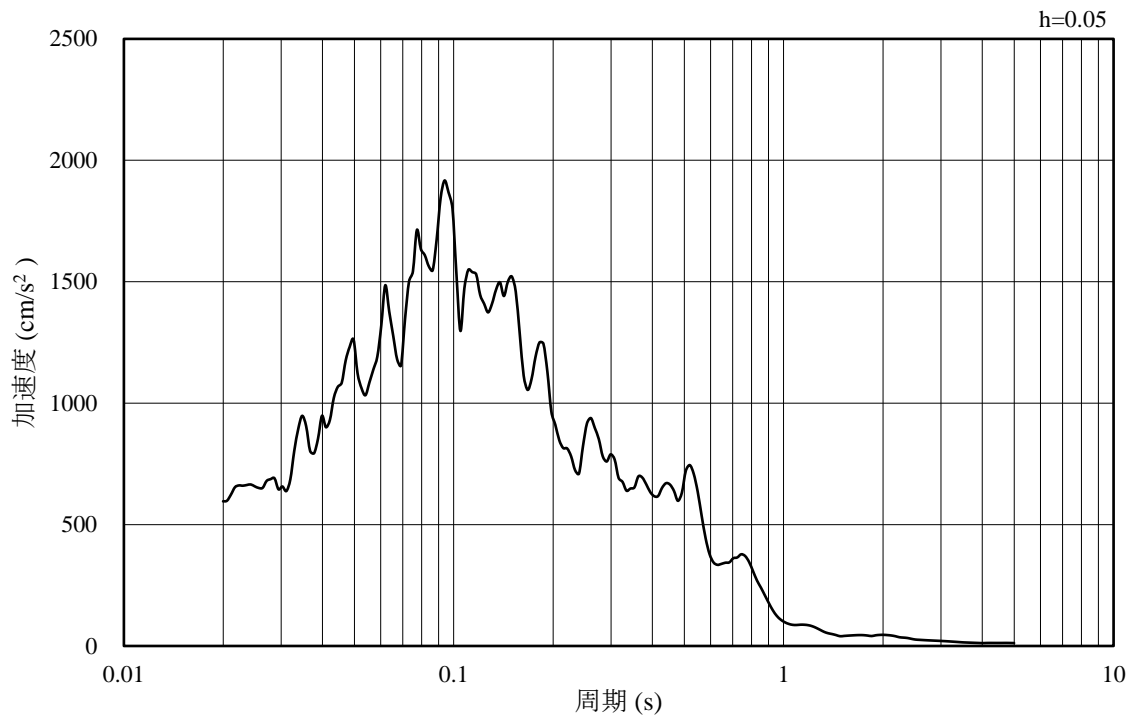


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

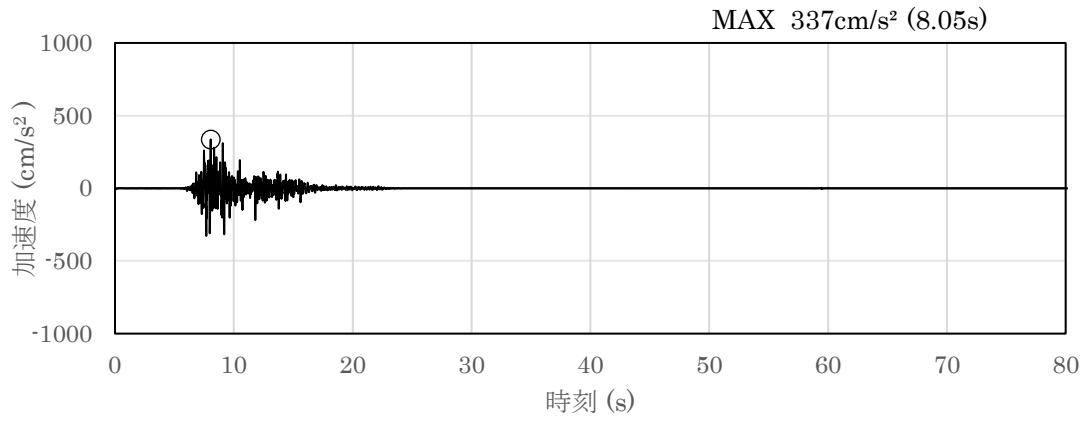


(a) 加速度時刻歴波形

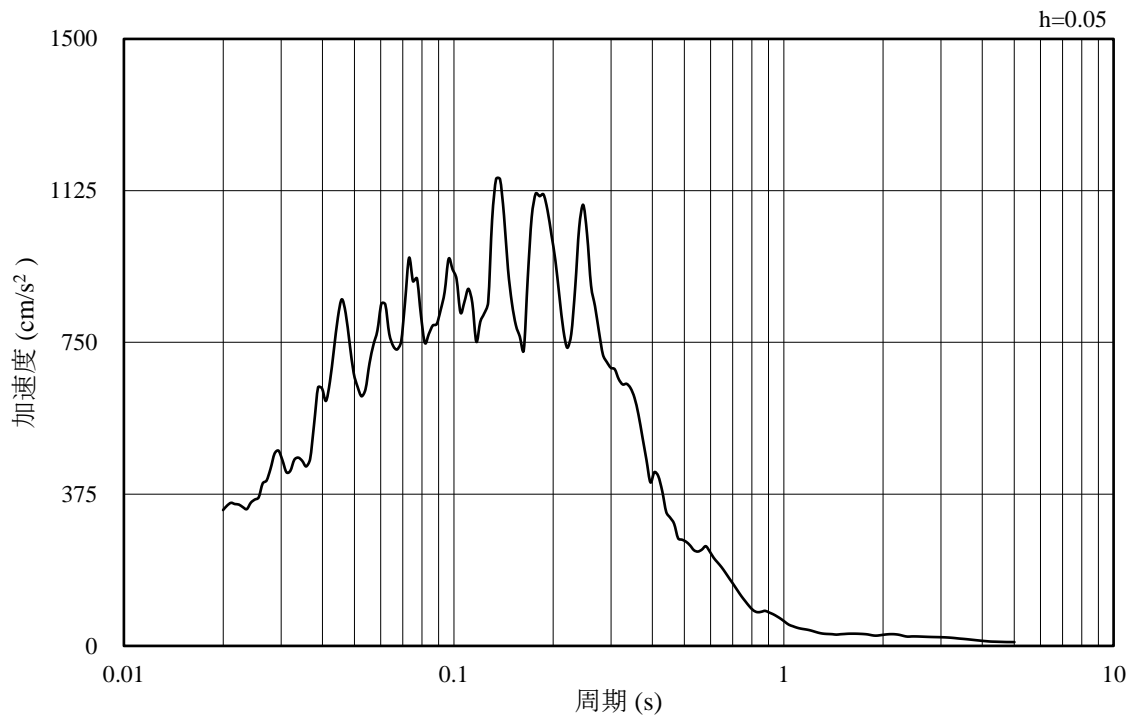


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

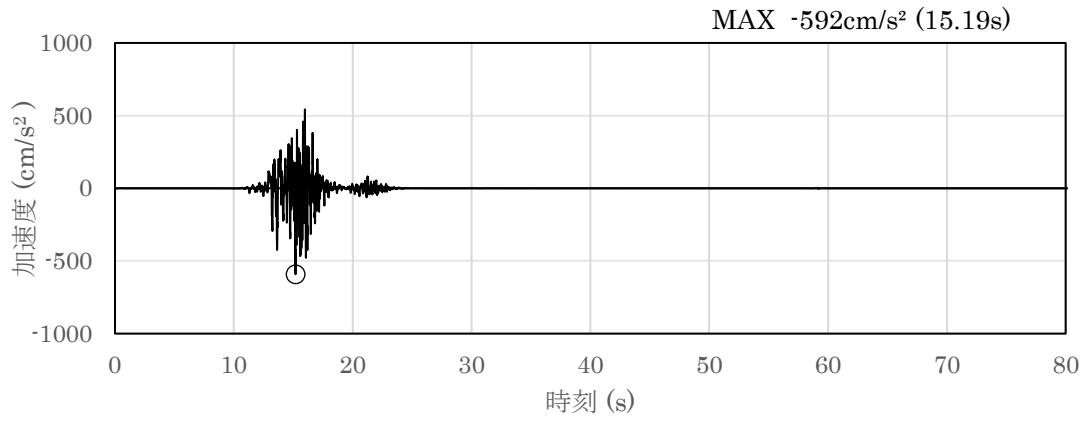


(a) 加速度時刻歴波形

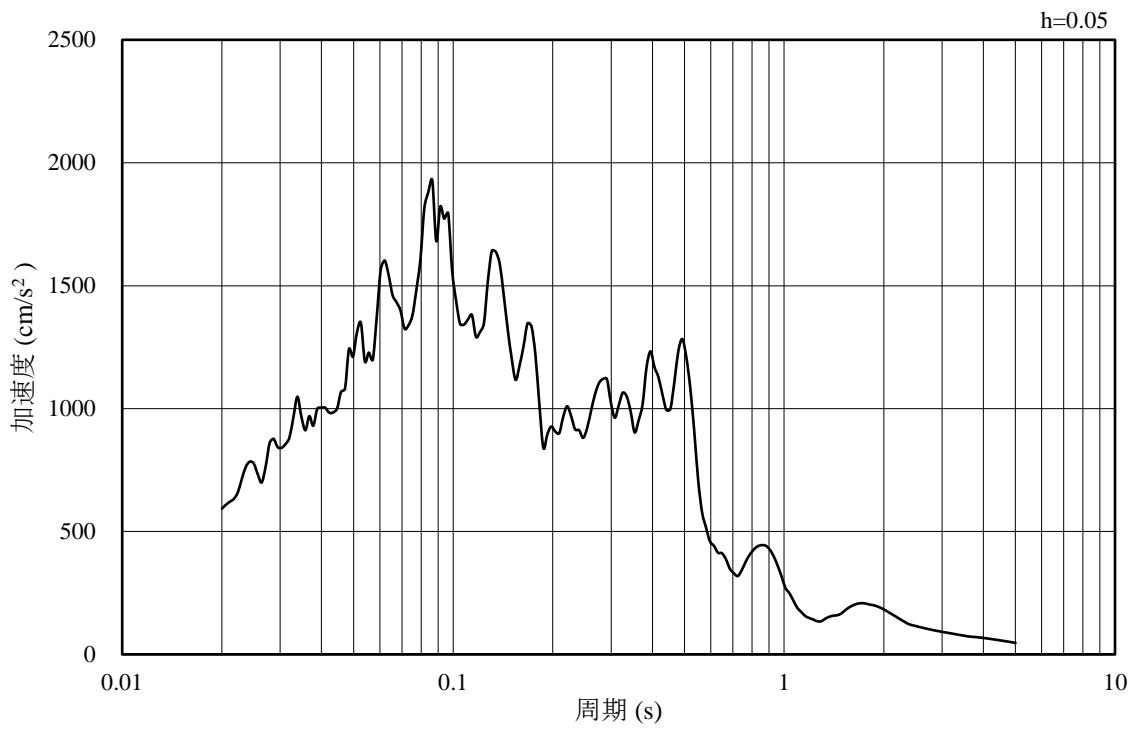


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

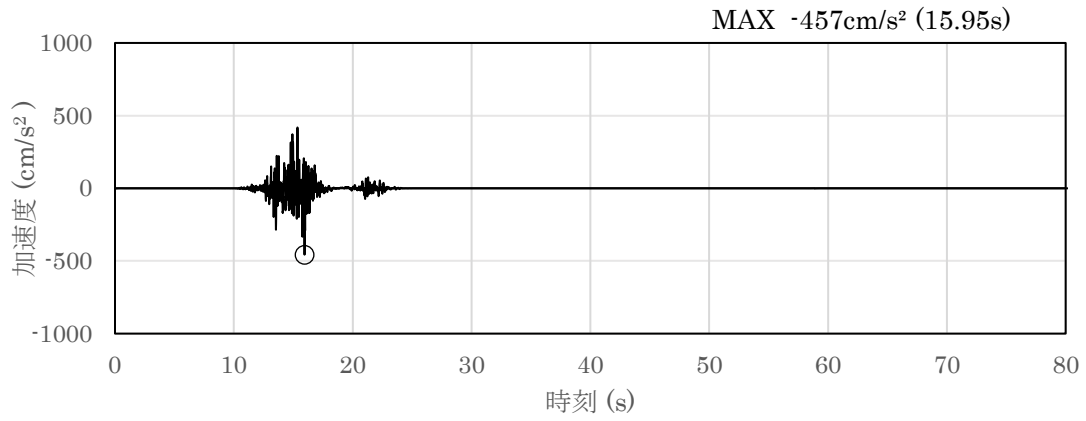


(a) 加速度時刻歴波形

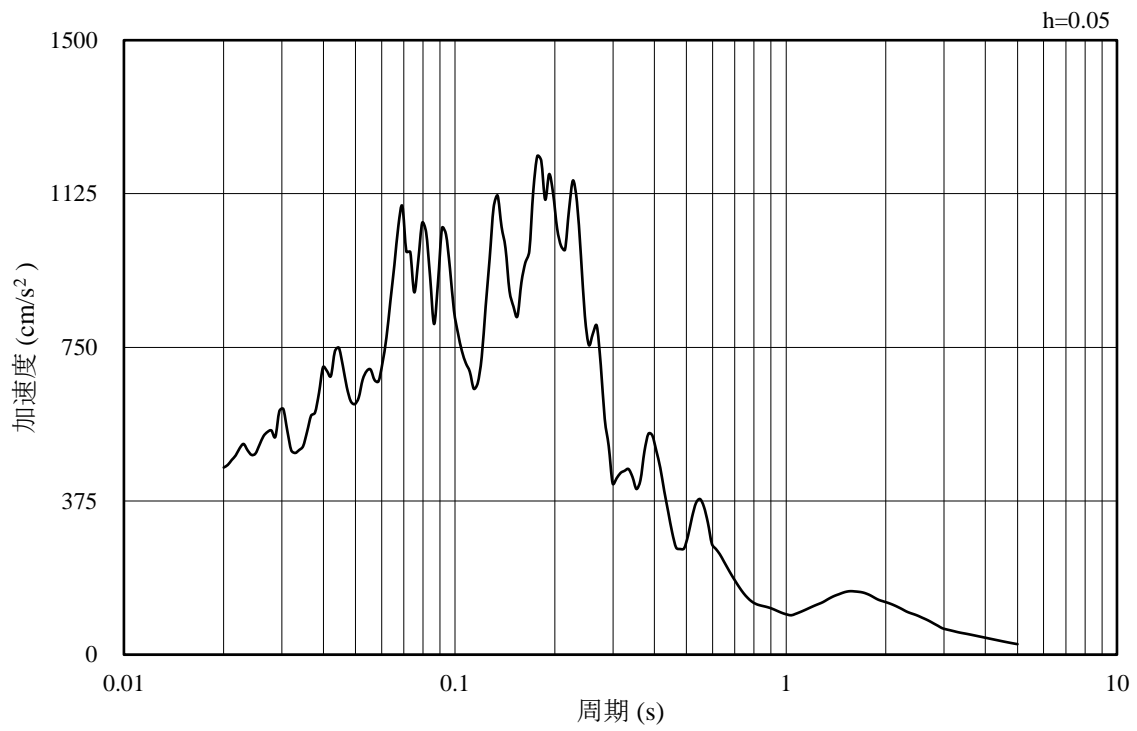


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

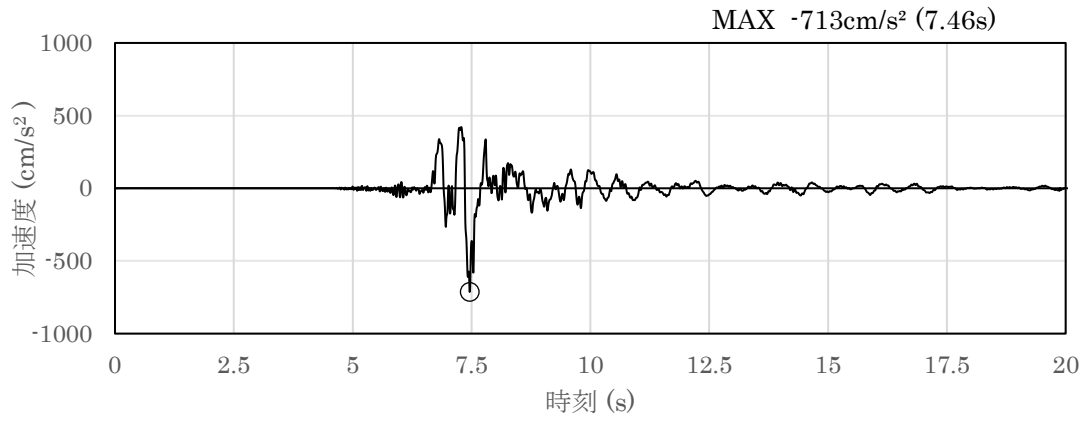


(a) 加速度時刻歴波形

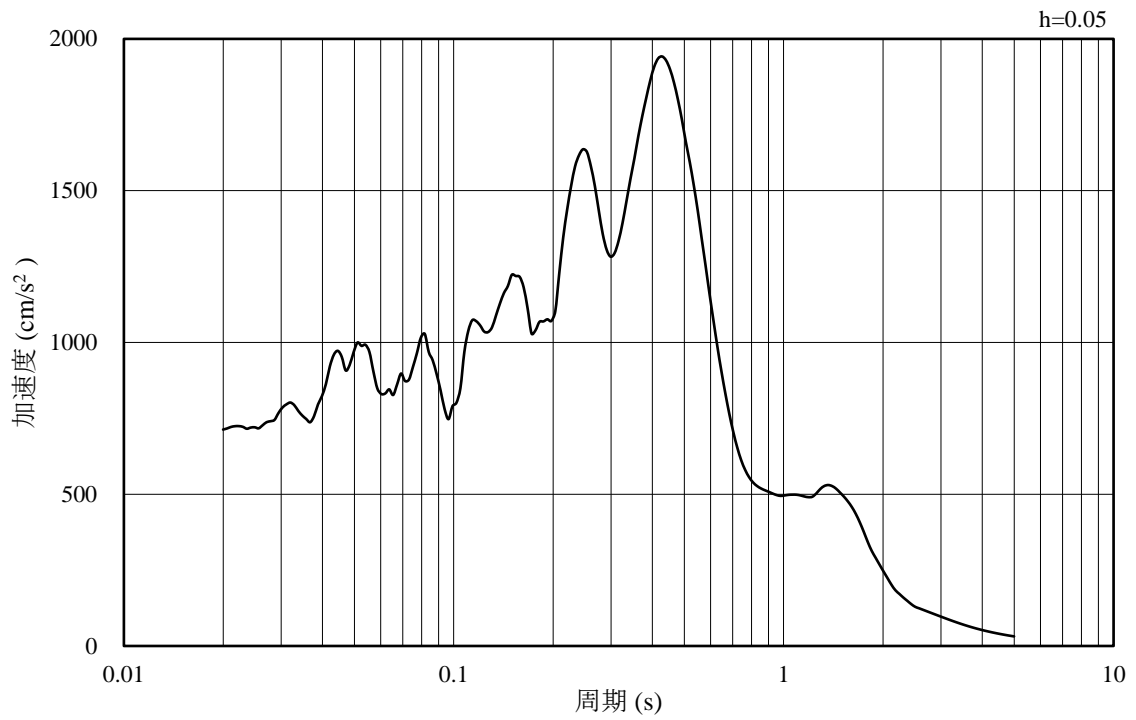


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

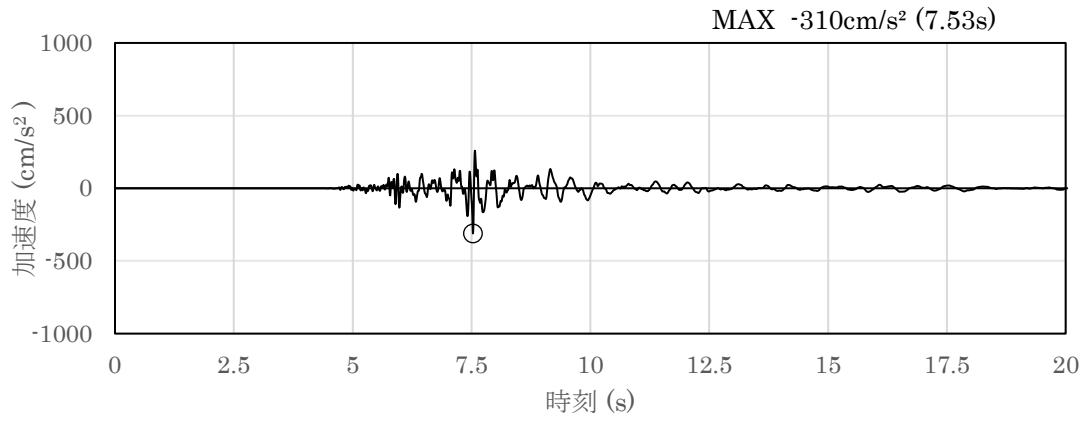


(a) 加速度時刻歴波形

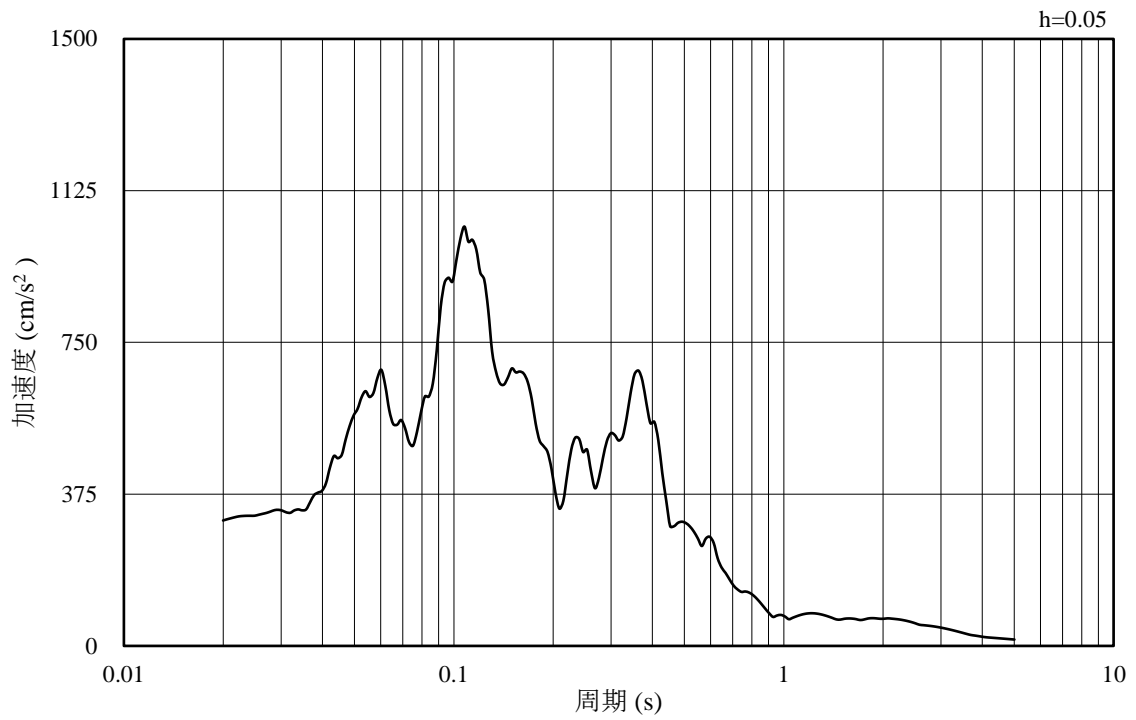


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

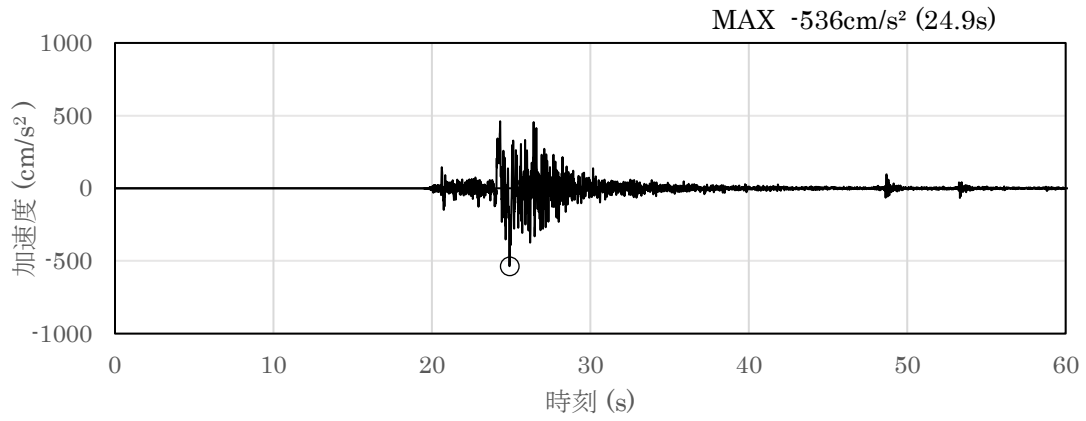


(a) 加速度時刻歴波形

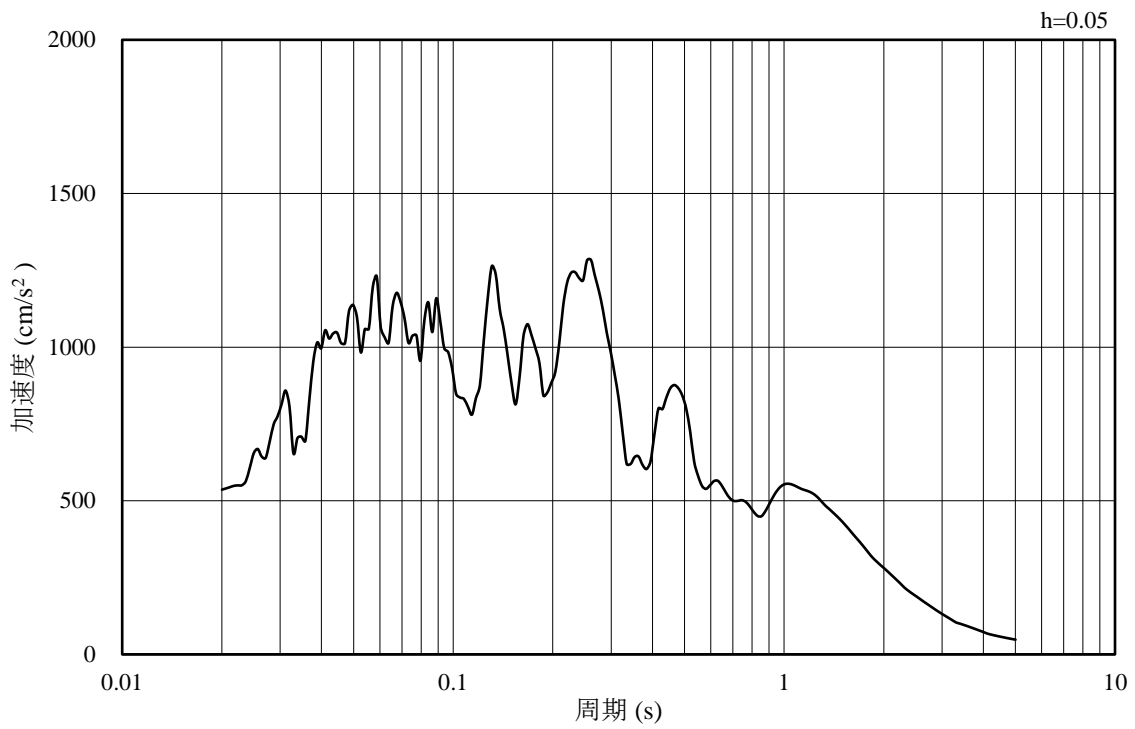


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

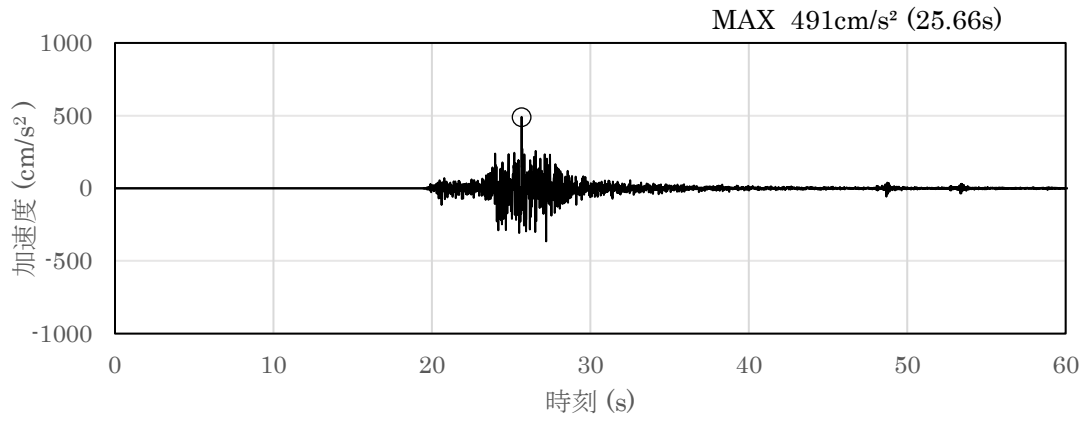


(a) 加速度時刻歴波形

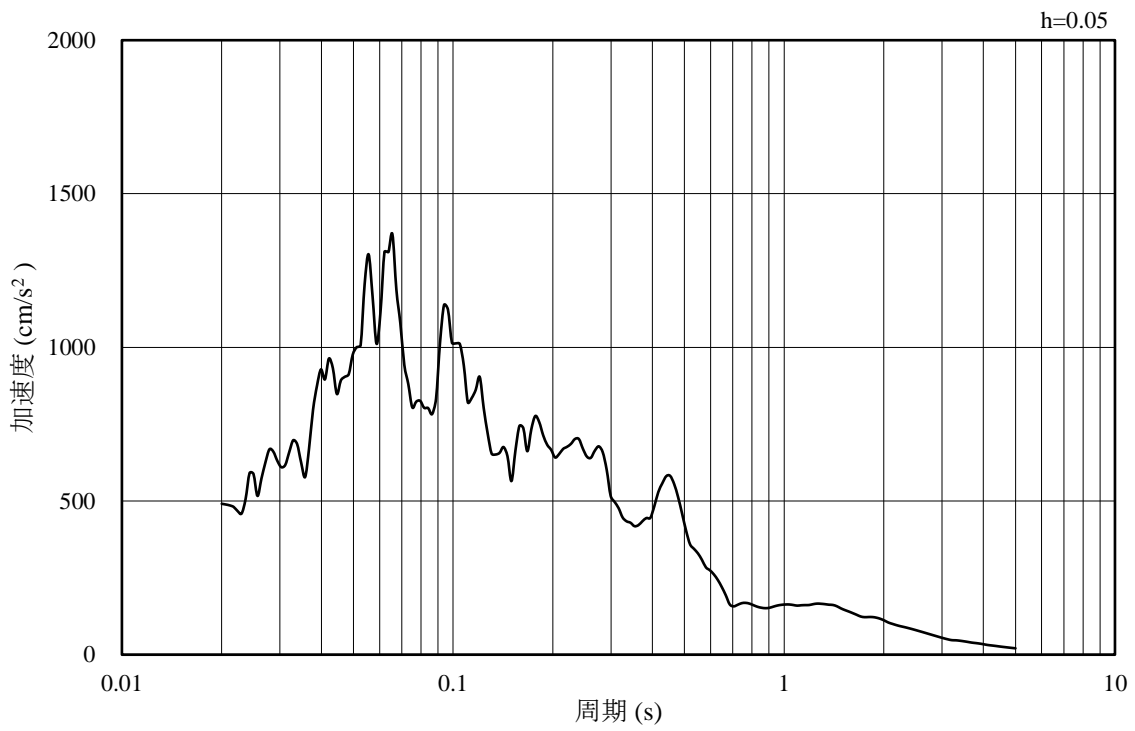


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S))

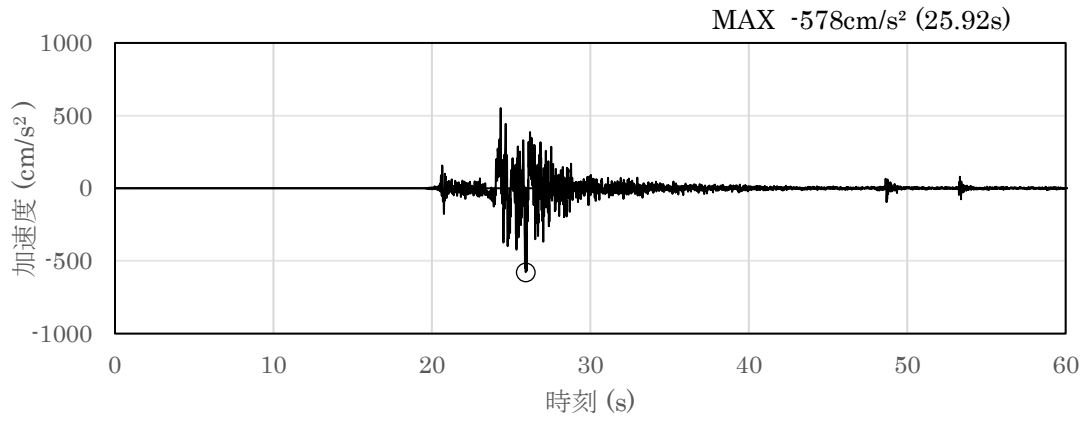


(a) 加速度時刻歴波形

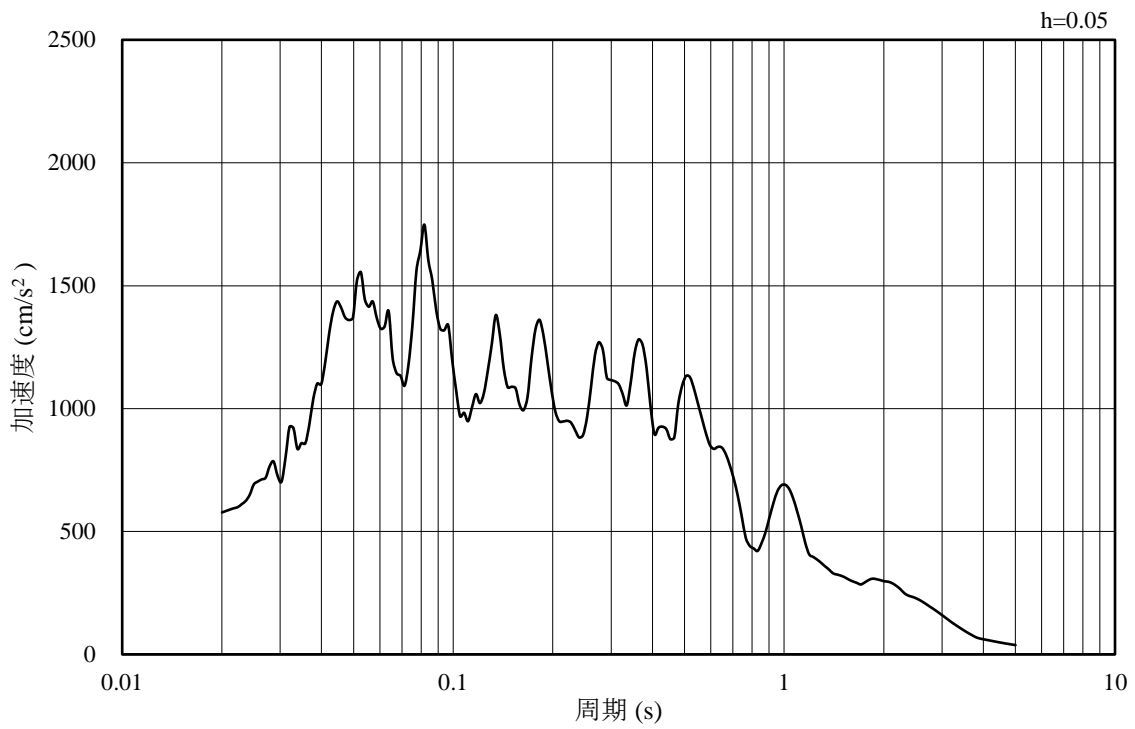


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

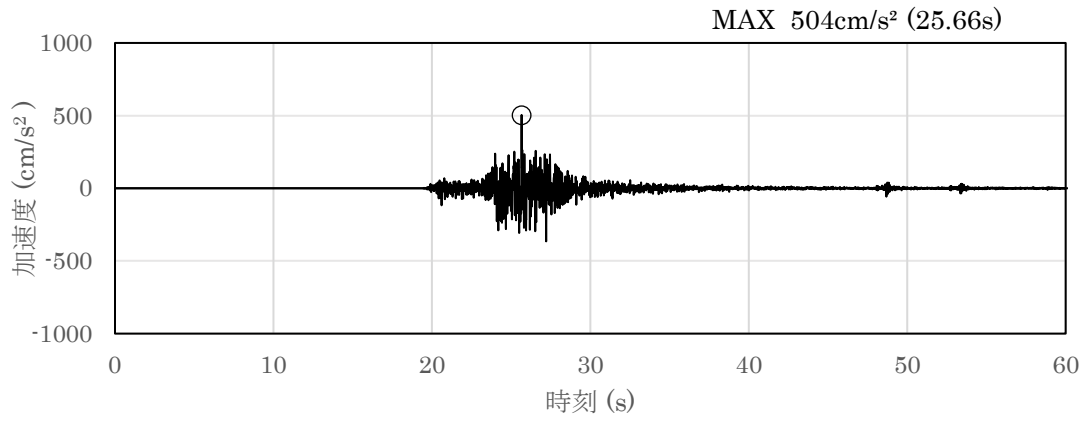


(a) 加速度時刻歴波形

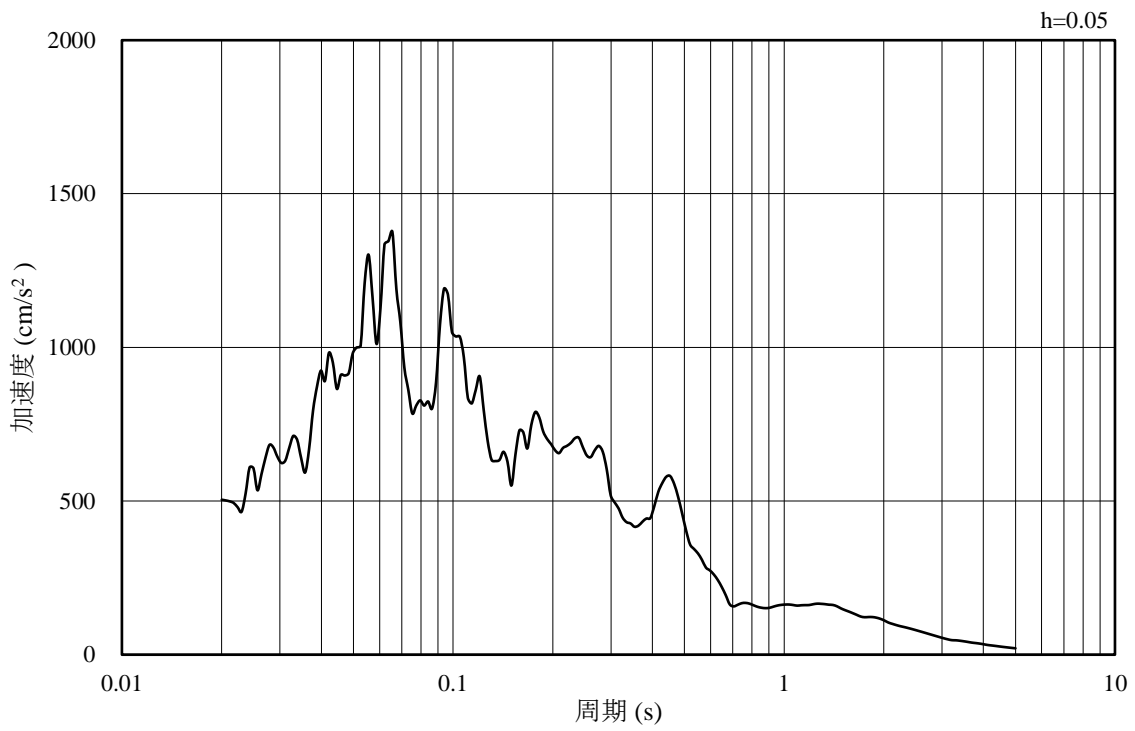


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W))

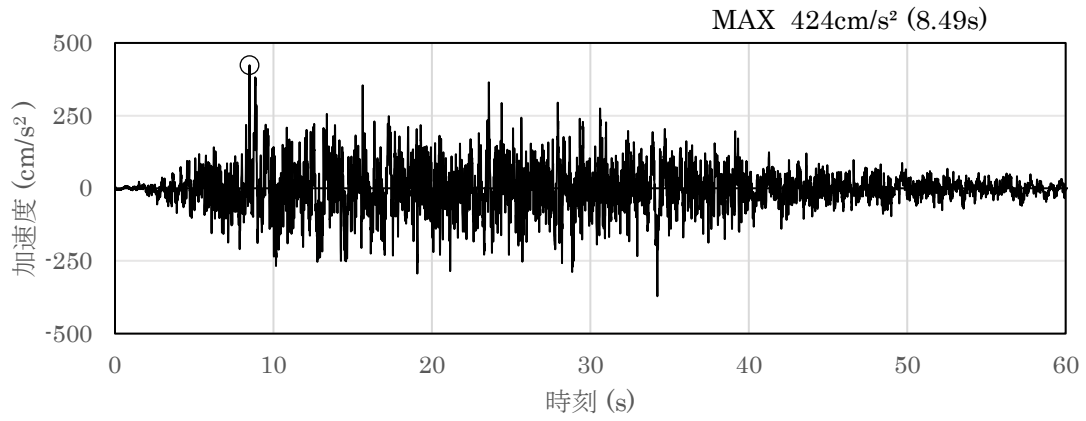


(a) 加速度時刻歴波形

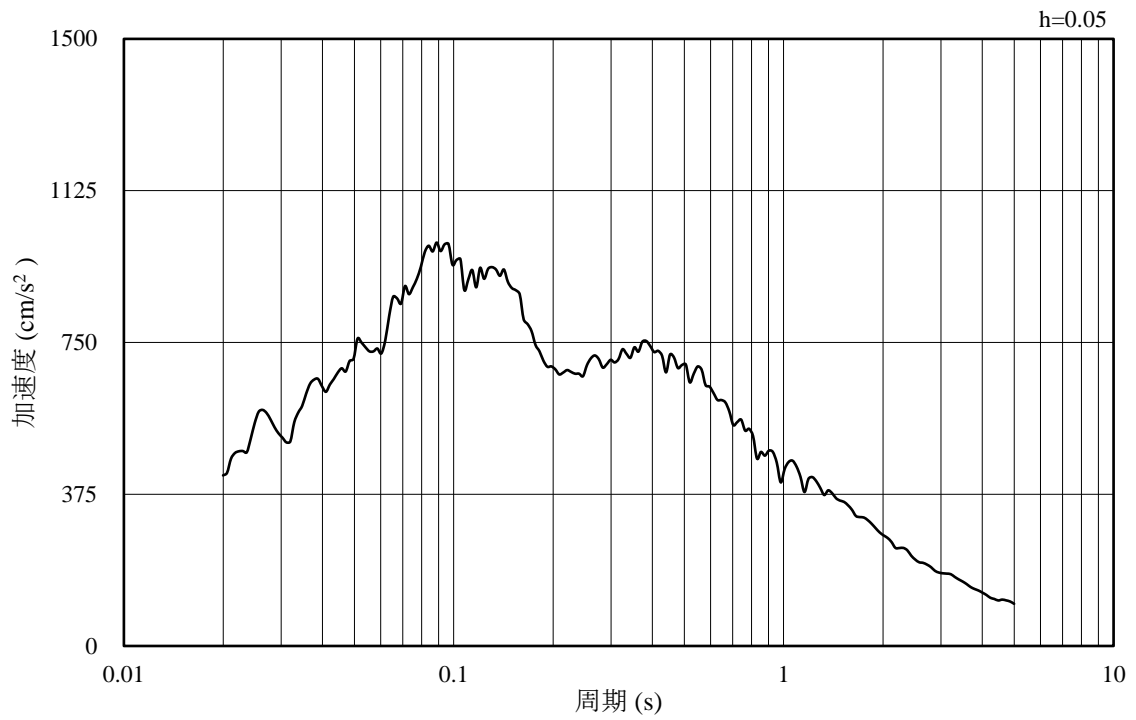


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4.1-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2 (EW))

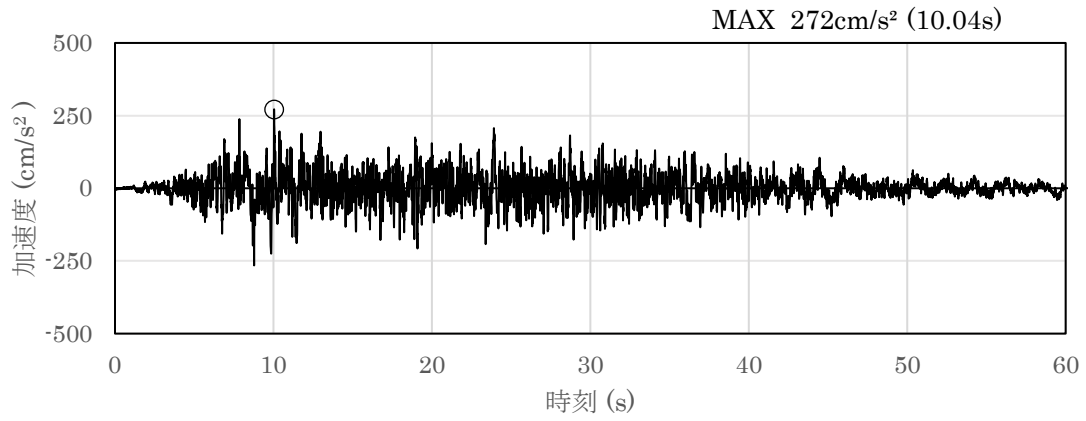


(a) 加速度時刻歴波形

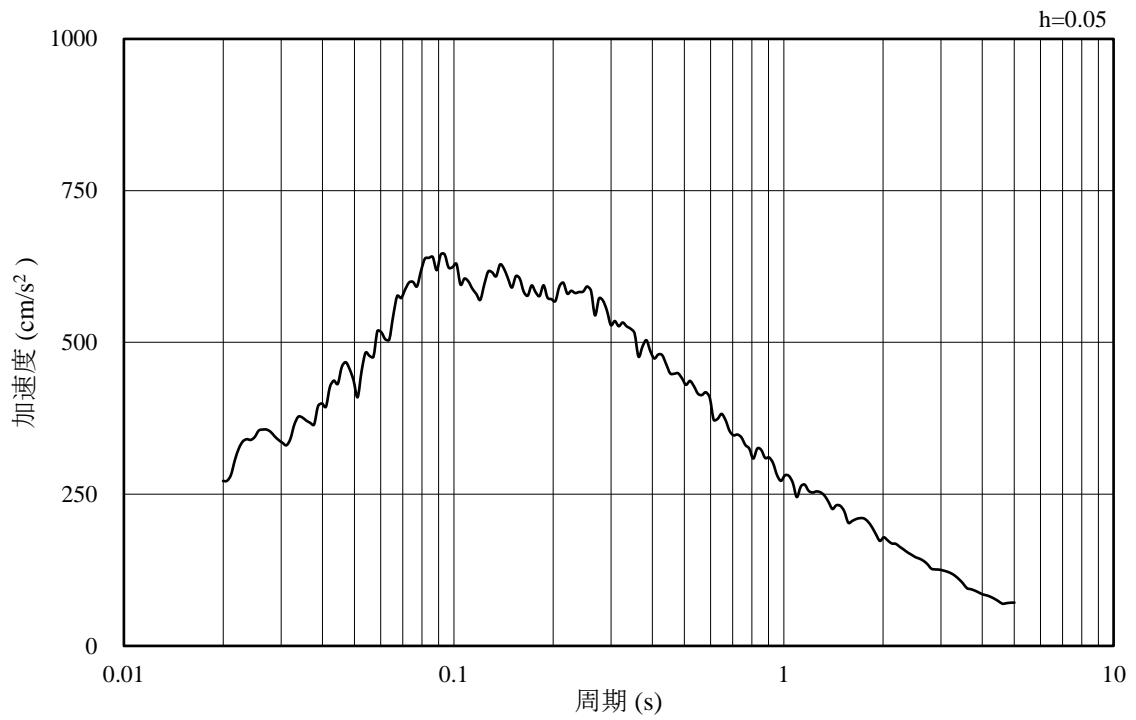


(b) 加速度応答スペクトル

図 4. 4. 1-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(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 4.4.1-15 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)

4.4.2 許容限界の設定

1号機取水槽北側壁の耐震安全性評価は、以下に示すように許容限界を設定し照査を行う。

耐震安全性評価は、限界状態設計法を用いることとし、限界状態設計法については以下に詳述する。

(1) 1号機取水槽北側壁の照査

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

1号機取水槽北側壁はSクラス施設である流路縮小工を間接支持する機能が求められることから、構造物が終局限界に至らないことを確認する。

ただし、照査対象となる1号機取水槽北側壁はPHb工法を適用する部材であり、PHb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、構造部材に発生する曲げモーメントが鉄筋降伏に相当する降伏モーメントを下回ることを確認する必要がある。

以上を踏まえ、より厳しい許容限界である降伏モーメントによる評価を実施することで、構造物が終局限界に至らないことも併せて確認する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表4.4.2-1に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査（断面力）において考慮する安全係数を表4.4.2-2に示す。

表 4.4.2-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
	構造強度を有すること (PHb 工法の適用性)	曲げモーメント

注記* : $\gamma_i \frac{M_d}{M_y} < 1.0$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

M_y : 鉄筋降伏に相当する曲げモーメント

M_d : 照査用曲げモーメント ($M_d = \gamma_a \cdot M$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.0$)

M : 発生曲げモーメント

表 4.4.2-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（断面力）
において考慮する安全係数

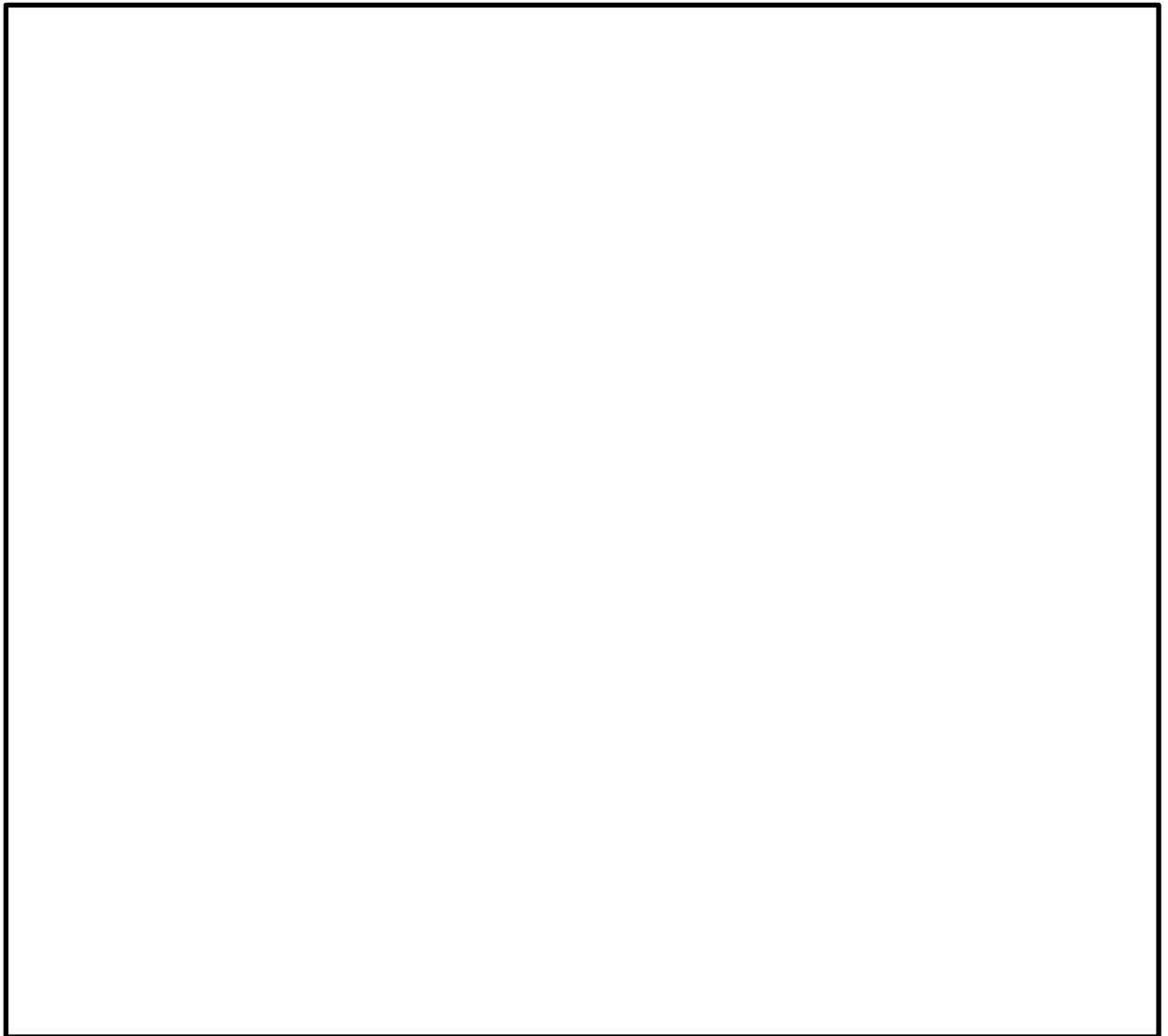
安全係数			曲げ・軸力系の破壊に対 する照査		内容
			応答値算 定	限界値算定	
材料係 数	コンクリート	$\gamma_{m c}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値 を低減
	鉄筋	$\gamma_{m s}$	1.0	1.0	—
部材係数		γ_b	—	1.15	曲げ耐力（断面降伏に 相当する曲げモーメン ト）を低減

b. せん断破壊に対する許容限界

照査対象となる1号機取水槽北側壁は、PHb工法を適用する部材であるため、照査用せん断力がPHbによりせん断補強された部材のせん断耐力を下回ることを確認する。

なお、設計上の保守的な配慮として、PHbによるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主鉄筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値は0.80程度とする。

PHbを配置した構造部材のせん断耐力については、「建設技術証明書」に示されている以下の設計式により求める。



PHb が負担するせん断耐力は，先端型定着体の定着長が 3.5D～5.5D であることから，通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。PHb が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主鉄筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 4.4.2-1 に有効率算定における概念図を示す。

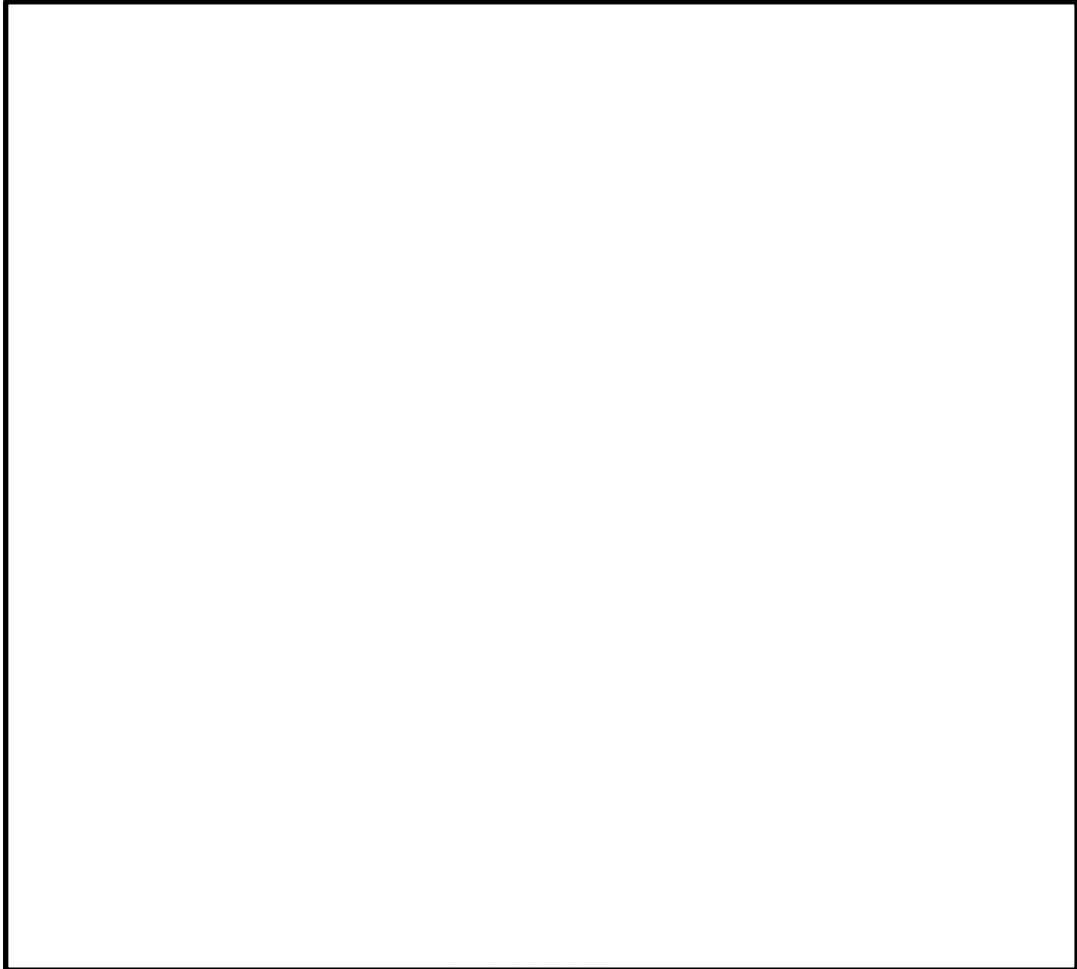


図 4.4.2-1 ポストヘッドバー (PHb) の有効率算定の概念図

また、「土木学会マニュアル 2005」におけるせん断耐力式による評価においては、表 4.4.2-3 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 4.4.2-3 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	γ_{ms}	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：「土木学会マニュアル 2005」では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$ とされている。

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば

$\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

(2) 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4.4.2-4 に示す。

表 4.4.2-4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

4.5 評価結果

4.5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として曲げ・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ている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」、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で最大照査値を示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1) 解析ケースと照査値

耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケースを実施する。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が0.5を超える照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて解析ケース②～⑤を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、解析ケース②～⑤を実施する。

解析ケース②～⑤を実施する地震動について、表4.5.1-1に示す。

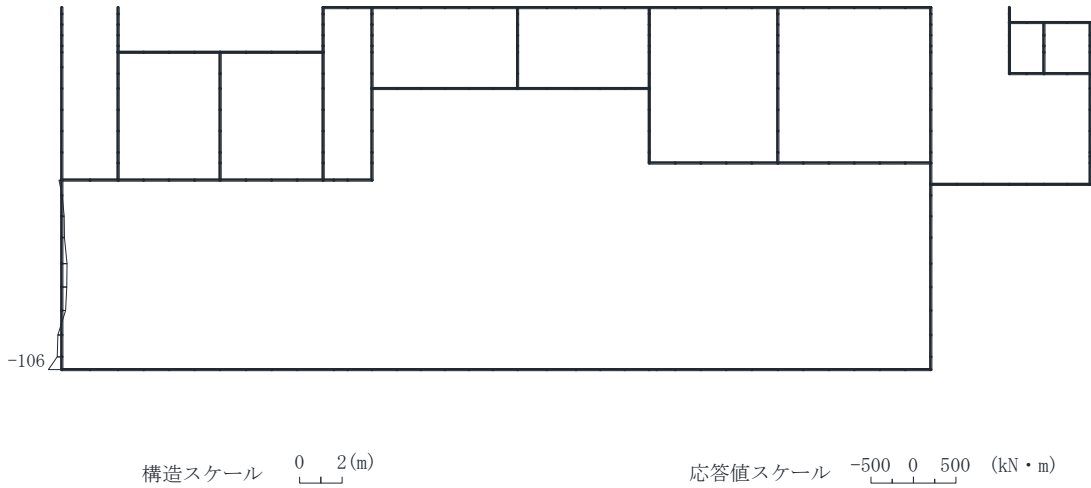
上記実施ケースの結果を踏まえ、照査値に十分な裕度を有することから、追加解析を実施しない。

表 4.5.1-1 解析ケース②～⑤を実施する地震動

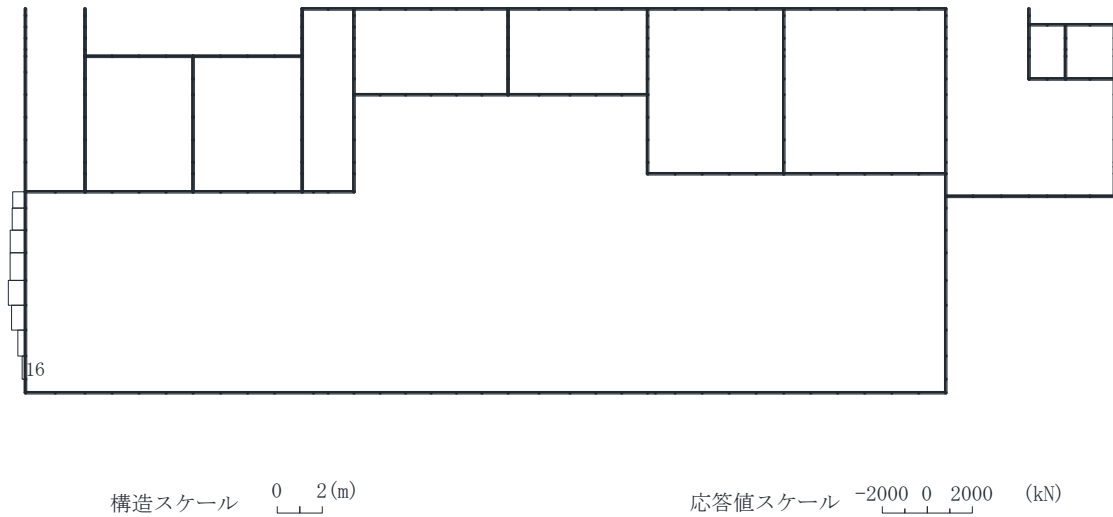
断面	解析ケース②～⑤を実施する地震動	備考
A-A断面	$S_s - D$ (++)	せん断破壊から選定

(2) 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

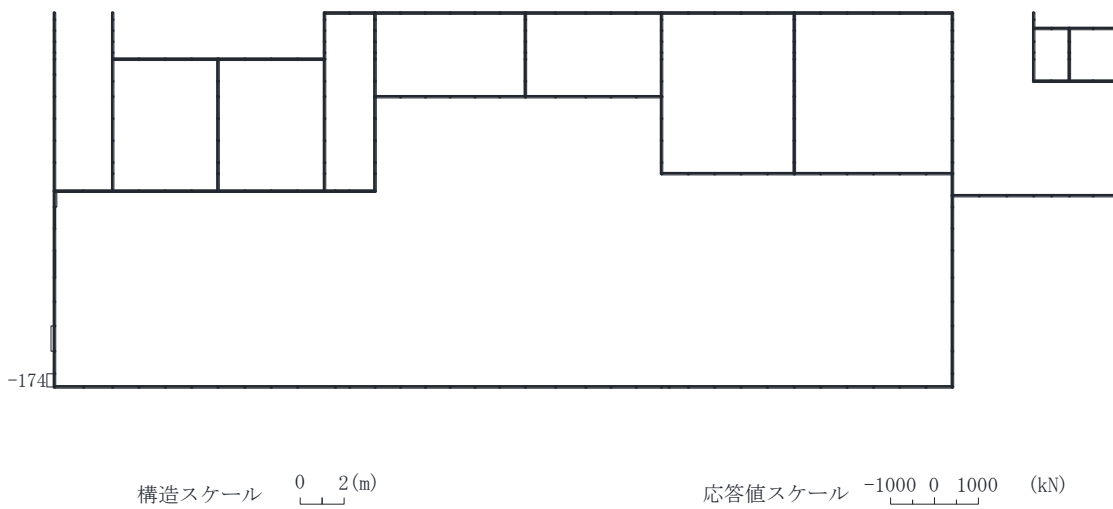
曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 4.5.1-1 に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)

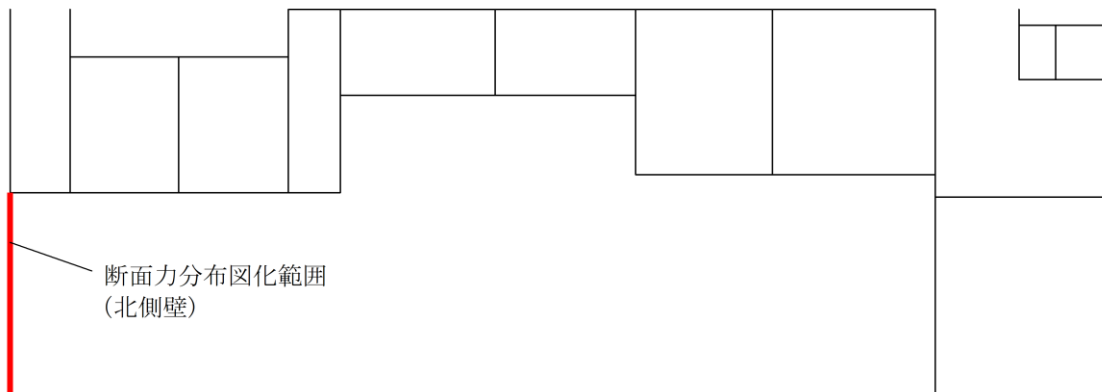


(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



(c) せん断力 (kN)

図 4.5.1-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(A-A断面, 解析ケース①, S s - D (+ -))

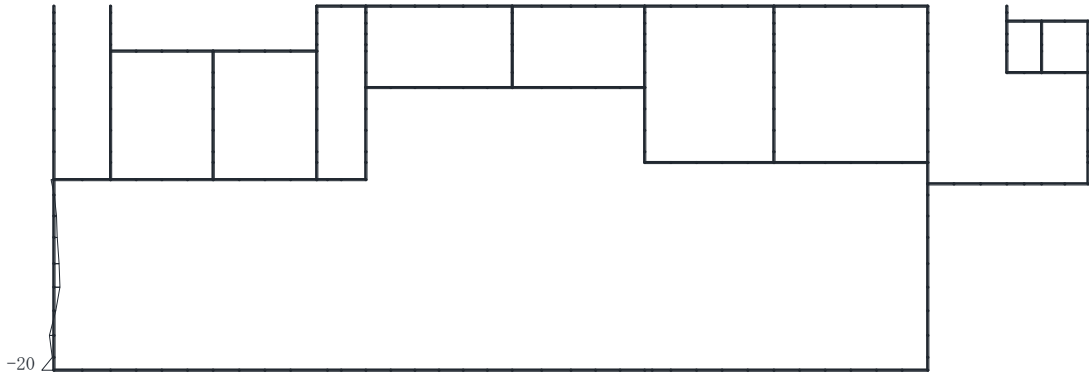


(d) 断面力分布図化範囲

図 4.5.1-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(A-A断面, 解析ケース①, S s - D (+ -))

(3) 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

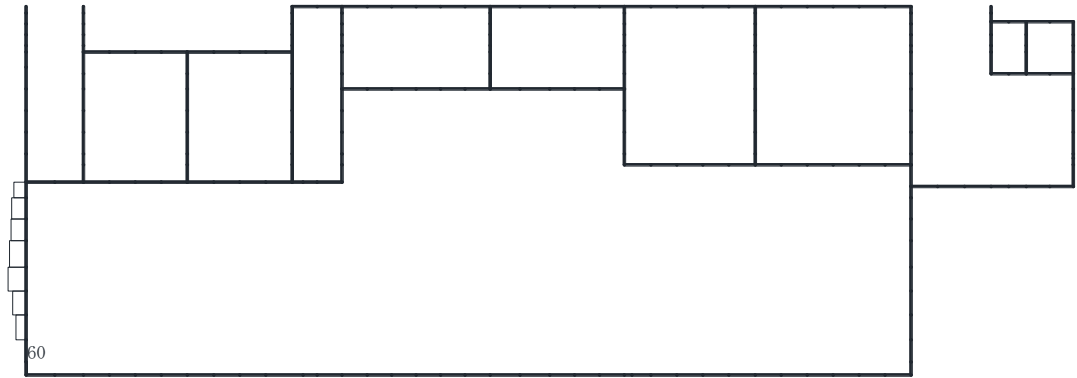
せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 4.5.1-2 に示す。



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール -500 0 500 (kN・m)

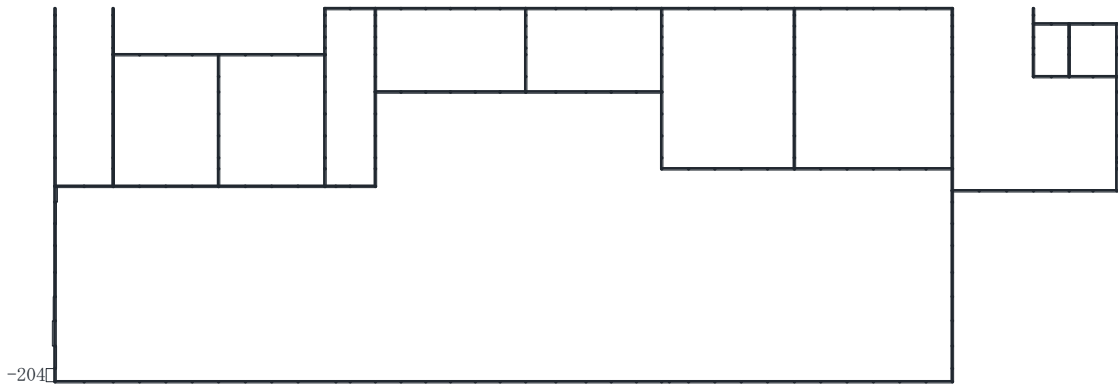
(a) 曲げモーメント (kN・m)



構造スケール 0 2(m)

応答値スケール -2000 0 2000 (kN)

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



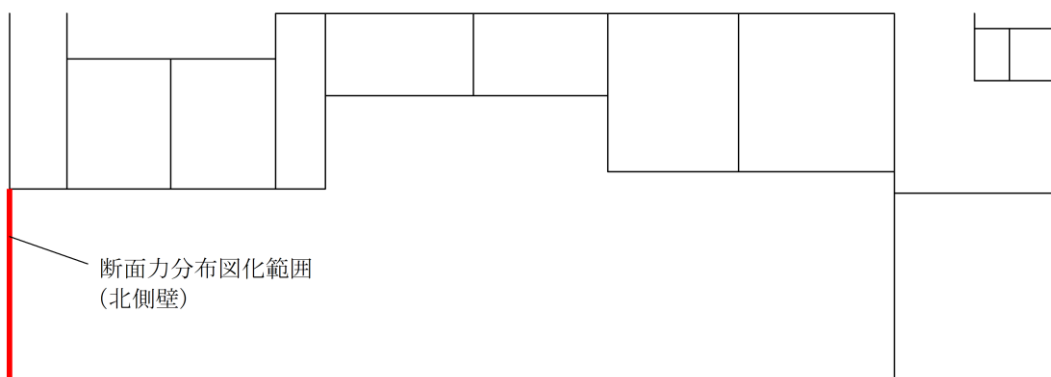
構造スケール 0 2(m)

応答値スケール -1000 0 1000 (kN)

(c) せん断力 (kN)

図 4.5.1-2 (1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図

(A-A断面, 解析ケース②, S_s-D(++))



(d) 断面力分布図化範囲

図 4.5.1-2 (2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (A-A断面, 解析ケース②, S_s-D(++))

(4) 最大せん断ひずみ分布

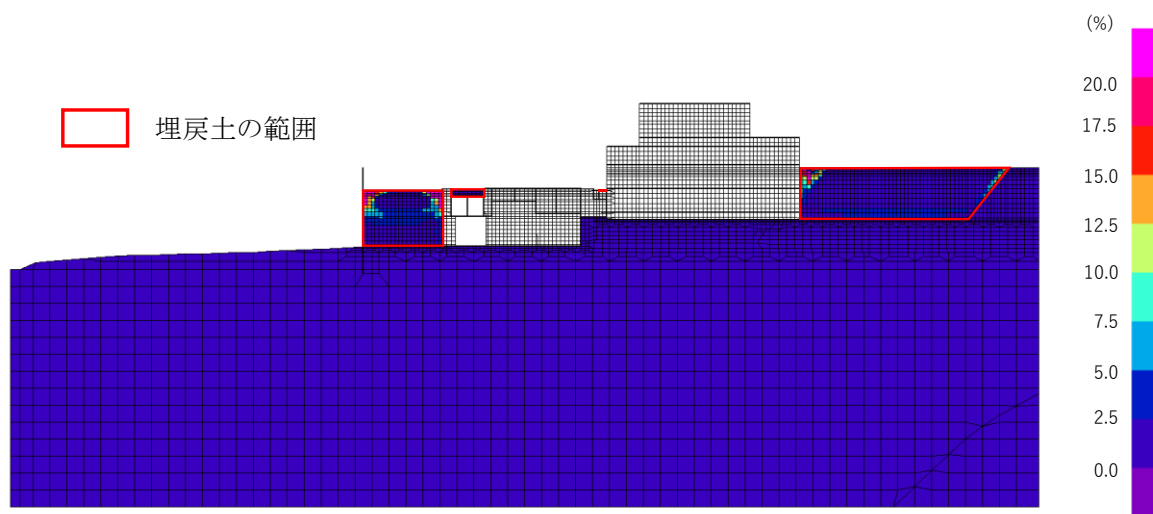
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、発生した最大せん断ひずみを確認する。

最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 4.5.1-2 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4.5.1-3 に示す。

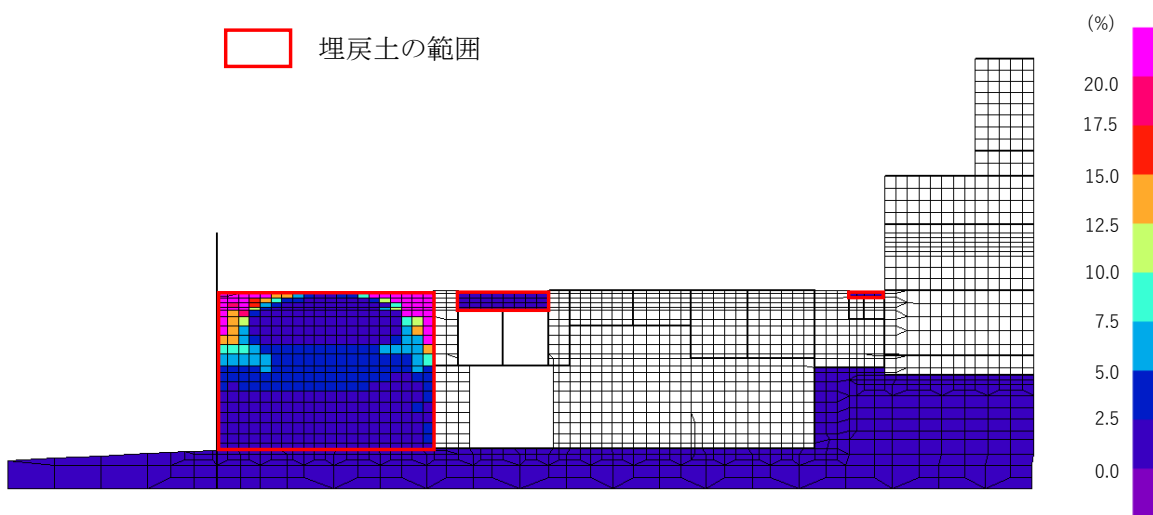
A-A断面においては、有効応力解析を実施していることから、構造物側方の埋戻土において、1%を超えるせん断ひずみが発生している。

表 4.5.1-2 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
A-A断面	解析ケース② S _s -D(++)	せん断に対する照査



(全体図)



(拡大図)

図 4.5.1-3 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面)
(解析ケース②, $S_s - D(++)$)

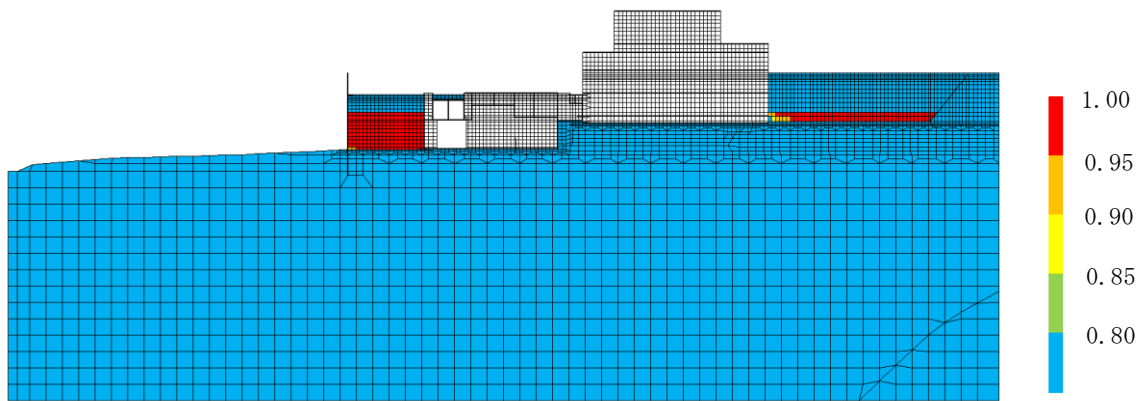
(5) 過剰間隙水圧比分布

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で最大照査値を示す結果について、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

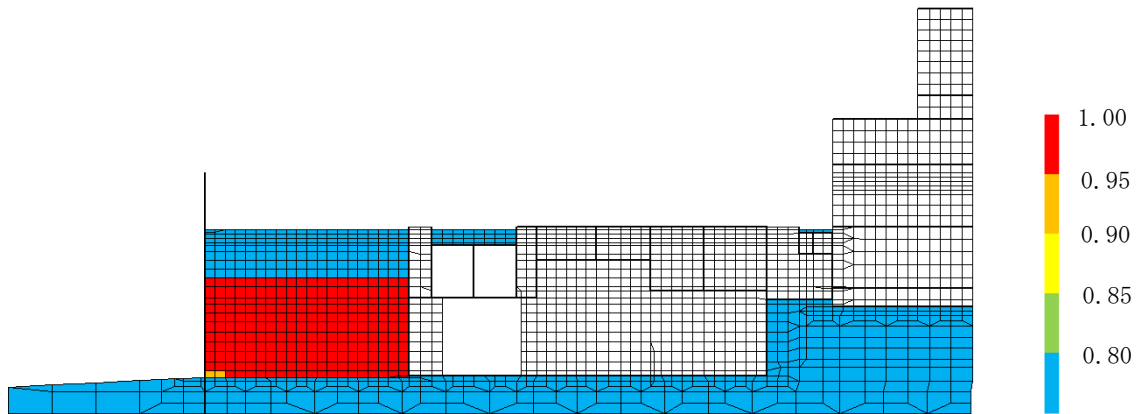
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 4.5.1-3 に、過剰間隙水圧比分布図を図 4.5.1-4 に示す。

表 4.5.1-3 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
A-A断面	解析ケース② S _s -D(++)	せん断に対する照査



(全体図)



(拡大図)

図 4.5.1-4 最大過剰間隙水圧比分布図 (A-A断面)
(解析ケース②, $S_s - D(++)$)

4.5.2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

PHb 工法の適用範囲内の確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 4.5.2-1 に示す。

照査値は、発生値を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 4.5.2-1 の全ケースにおいて、照査用モーメントが降伏モーメントを下回っていることを確認した。

表 4.5.2-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(PHb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		照査用 モーメント M_d^* (kN・ m)	軸力 (kN/m)	降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_d/M_y
①	S s - D	++	-92	23	-637	0.15
		-+	-104	-47	-661	0.16
		+-	-106	16	-639	0.17
		--	-110	-152	-697	0.16
	S s - F 1	++	-94	-49	-662	0.15
	S s - F 2	++	-86	-29	-655	0.14
	S s - N 1	++	-69	-70	-669	0.11
		-+	-74	-41	-659	0.12
	S s - N 2 (NS)	++	-105	-205	-715	0.15
		-+	-90	-27	-654	0.14
	S s - N 2 (EW)	++	-87	-51	-662	0.14
		-+	-89	-124	-687	0.13
②	S s - D	++	-92	38	-631	0.15
③	S s - D	++	-102	7	-642	0.16
④	S s - D	++	-99	7	-642	0.16
⑤	S s - D	++	-93	5	-643	0.15

注記* : 照査用モーメント = 発生モーメント $M \times$ 構造解析係数 γ_a (=1.0)

4.5.3 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表4.5.3-1に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全ケースにおいて、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。また、その際の照査値がおおむね0.8に収まっていることから、PHb工法の適用範囲内であることを確認した。

表 4.5.3-1 せん断破壊に対する評価結果

解析ケース	地震動		照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
①	S s - D	++	196	743	0.27
		-+	-228	977	0.24
		+ -	-247	997	0.25
		--	-247	983	0.26
	S s - F 1	++	-194	979	0.20
	S s - F 2	++	-196	1015	0.20
	S s - N 1	++	150	804	0.19
		-+	-180	1005	0.18
	S s - N 2 (N S)	++	-227	1014	0.23
		-+	-188	988	0.20
	S s - N 2 (E W)	++	139	731	0.20
		-+	-189	1050	0.18
②	S s - D	++	214	731	0.30
③	S s - D	++	167	731	0.23
④	S s - D	++	-191	989	0.20
⑤	S s - D	++	151	731	0.21

注記*：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a ($=1.05$)

4.5.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 4.5.4-1 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4.5.4-1 に示す。なお、最大接地圧についても漸拡ダクト部充填コンクリート打設範囲を対象としている。

同表より、基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 4.5.4-1 基礎地盤の支持性能に対する照査結果（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D	++	2.05	9.8	0.21
		-+	1.90	9.8	0.20
		+ -	2.26	9.8	0.24
		--	1.88	9.8	0.20
	S _s -F1	++	1.50	9.8	0.16
	S _s -F2	++	1.55	9.8	0.16
	S _s -N1	++	1.21	9.8	0.13
		-+	1.75	9.8	0.18
	S _s -N2 (NS)	++	1.38	9.8	0.15
		-+	1.33	9.8	0.14
S _s -N2 (EW)	++	1.40	9.8	0.15	
	-+	1.33	9.8	0.14	
②	S _s -D	++	2.08	9.8	0.22
③	S _s -D	++	2.11	9.8	0.22
④	S _s -D	++	1.96	9.8	0.20
⑤	S _s -D	++	1.93	9.8	0.20

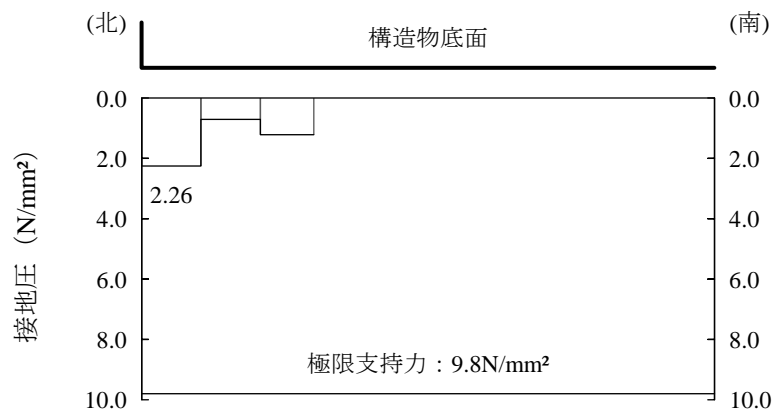


図 4.5.4-1 最大接地圧分布図 (A-A 断面)
 (解析ケース①, S_s-D (+-))

4.6 漸拡ダクト部充填コンクリートの評価

4.6.1 評価概要

流路縮小工の間接支持構造物である1号機取水槽北側壁の背面に漸拡ダクト部充填コンクリートが存在することから、1号機取水槽北側壁の評価においては漸拡ダクト部充填コンクリートが健全であることが前提となるため、漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性について確認する。

4.6.2 評価方針

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価としては、局所安全係数に対する照査を実施する。局所安全係数に対する照査は各要素において、全時刻で実施する。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートには開口補強筋を設置するが、保守的に無筋コンクリートとして評価を行う。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : 表 4.6.2-1 に示すせん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

表 4.6.2-1 漸拡ダクト部充填コンクリートの許容限界

	評価項目	算定式	許容限界
漸拡ダクト部 充填コンクリート $f'_{ck} = 20.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	4.12
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.72

4.6.3 評価結果

漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表 4.6.3-1 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 4.6.3-2 に示す。局所安全係数については全時刻における最小値を記す。

また、局所安全係数が最小となる地震動の全時刻における最大せん断応力分布図及び最大引張応力分布図を図 4.6.3-1 及び図 4.6.3-2 に示す。

表 4.6.3-1 及び表 4.6.3-2 より、すべての局所安全係数が 1.0 を上回ることから、漸拡ダクト部充填コンクリートが健全であることを確認した。

表 4.6.3-1 漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数

解析ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	1.66	4.12	2.48
		-+	1.73	4.12	2.38
		+ -	1.60	4.12	2.57
		--	1.79	4.12	2.30
	S _s -F 1	++	1.20	4.12	3.43
	S _s -F 2	++	1.46	4.12	2.82
	S _s -N 1	++	1.54	4.12	2.67
		-+	1.24	4.12	3.32
	S _s -N 2 (NS)	++	1.30	4.12	3.16
		-+	1.37	4.12	3.00
	S _s -N 2 (EW)	++	1.48	4.12	2.78
		-+	1.21	4.12	3.40
②	S _s -D	++	1.60	4.12	2.57
③	S _s -D	++	1.67	4.12	2.46
④	S _s -D	++	1.56	4.12	2.64
⑤	S _s -D	++	1.57	4.12	2.62

表 4.6.3-2 漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊に対する局所安全係数

解析ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	0.54	1.72	3.18
		-+	0.74	1.72	2.32
		+ -	0.54	1.72	3.18
		--	0.70	1.72	2.45
	S _s -F 1	++	0.29	1.72	5.93
	S _s -F 2	++	0.53	1.72	3.24
	S _s -N 1	++	0.56	1.72	3.07
		-+	0.40	1.72	4.30
	S _s -N 2 (NS)	++	0.41	1.72	4.19
		-+	0.49	1.72	3.51
	S _s -N 2 (EW)	++	0.42	1.72	4.09
		-+	0.32	1.72	5.37
②	S _s -D	++	0.55	1.72	3.12
③	S _s -D	++	0.55	1.72	3.12
④	S _s -D	++	0.48	1.72	3.58
⑤	S _s -D	++	0.47	1.72	3.65

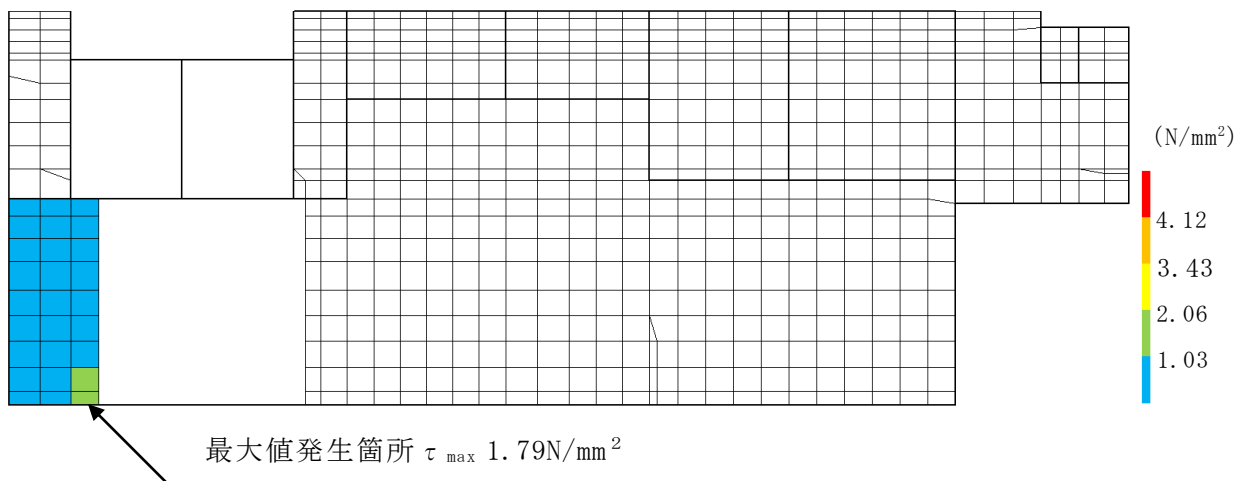


図 4.6.3-1 最大せん断応力分布図 (A-A断面) (全時刻)
(解析ケース①, S_s-D (-))

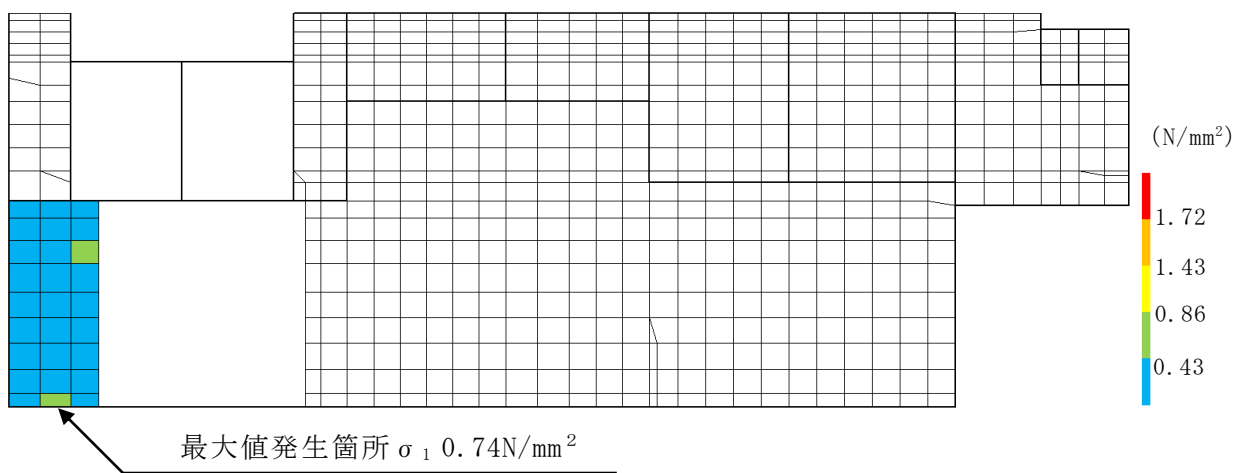


図 4.6.3-2 最大引張応力分布図 (A-A断面) (全時刻)
(解析ケース①, S_s-D (-+))

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明
 - 2.3.2 1号機取水槽流路縮小工の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 位置	2
3. 流路縮小工の強度評価	5
3.1 構造計画	5
3.2 評価方針	7
3.3 適用規格・基準等	10
3.4 記号の説明	11
3.5 評価対象部位	14
3.6 荷重及び荷重の組合せ	18
3.6.1 荷重	18
3.6.2 荷重の組合せ	28
3.6.3 荷重の選定	29
3.7 許容限界	30
3.7.1 使用材料	30
3.7.2 許容限界	30
3.8 評価方法及び評価条件	31
3.8.1 縮小板	32
3.8.2 固定ボルト	38
3.8.3 取水管（フランジ部）	41
3.9 評価結果	48

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、1号機取水槽流路縮小工（以下「流路縮小工」という。）が地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重及び余震による荷重に対し、主要な構造部材が十分な構造強度を有することを確認するものである。

2. 位置

流路縮小工は、1号機取水槽と1号機取水管の境界部に設置し、1号機取水槽北側壁に間接支持される構造とする。

流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の設置位置図を図2-1に、流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の詳細位置図を図2-2に、流路縮小工の詳細図を図2-3に示す。

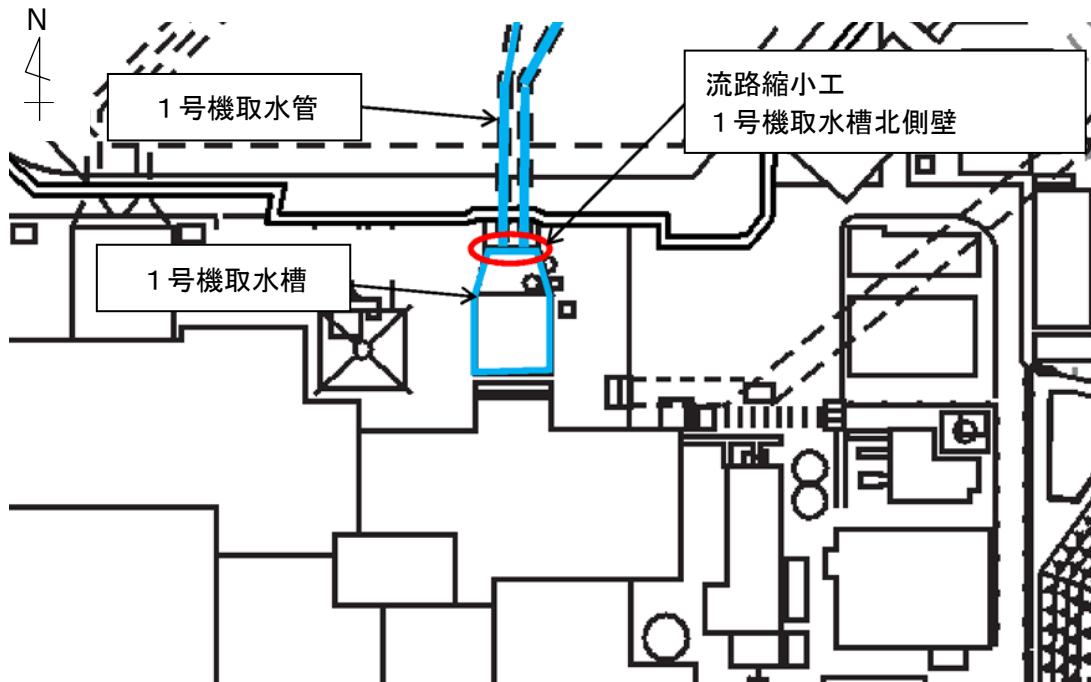


図 2-1 流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の設置位置図

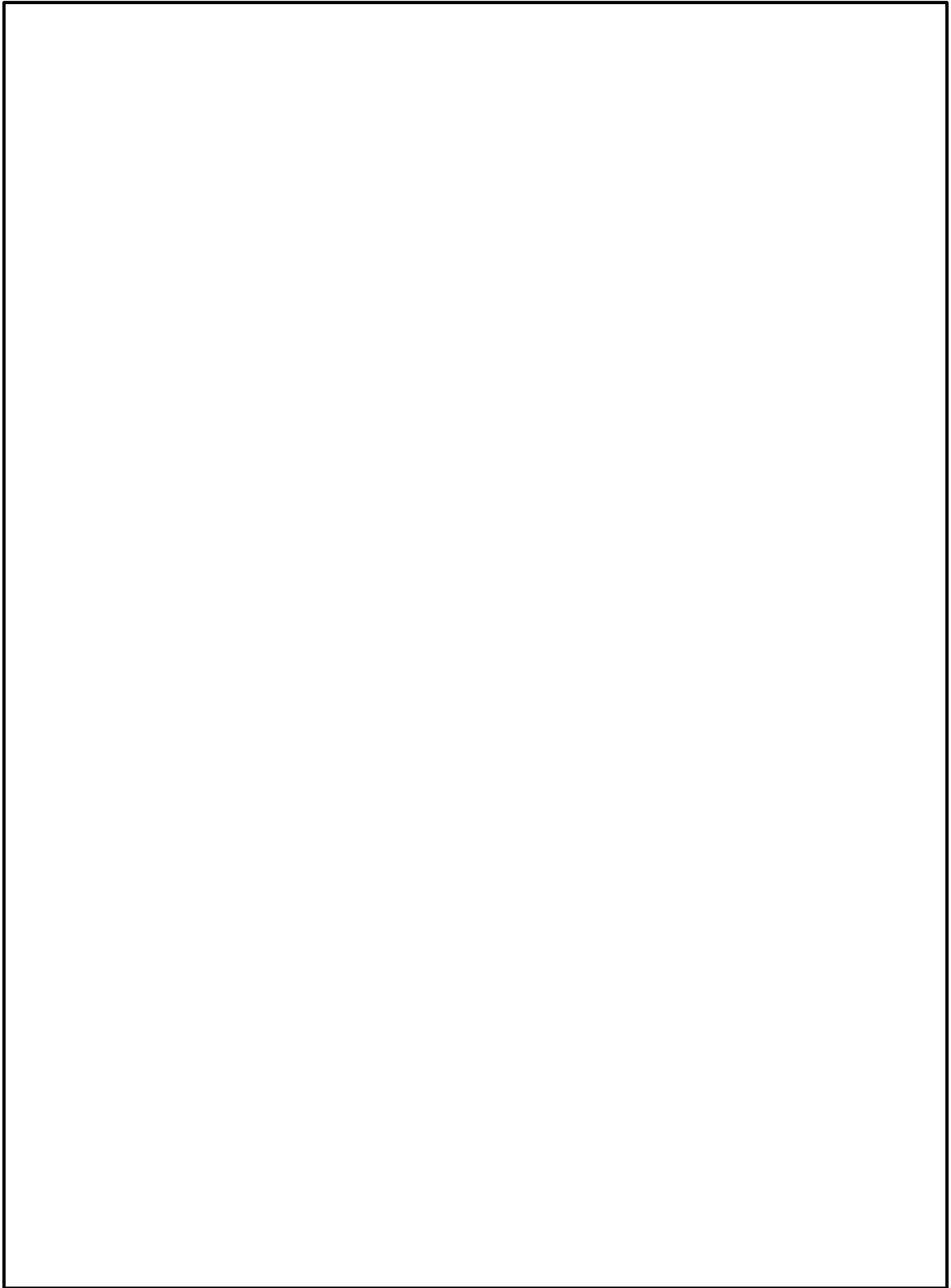


図 2-2 流路縮小工及び 1 号機取水槽北側壁の詳細位置図

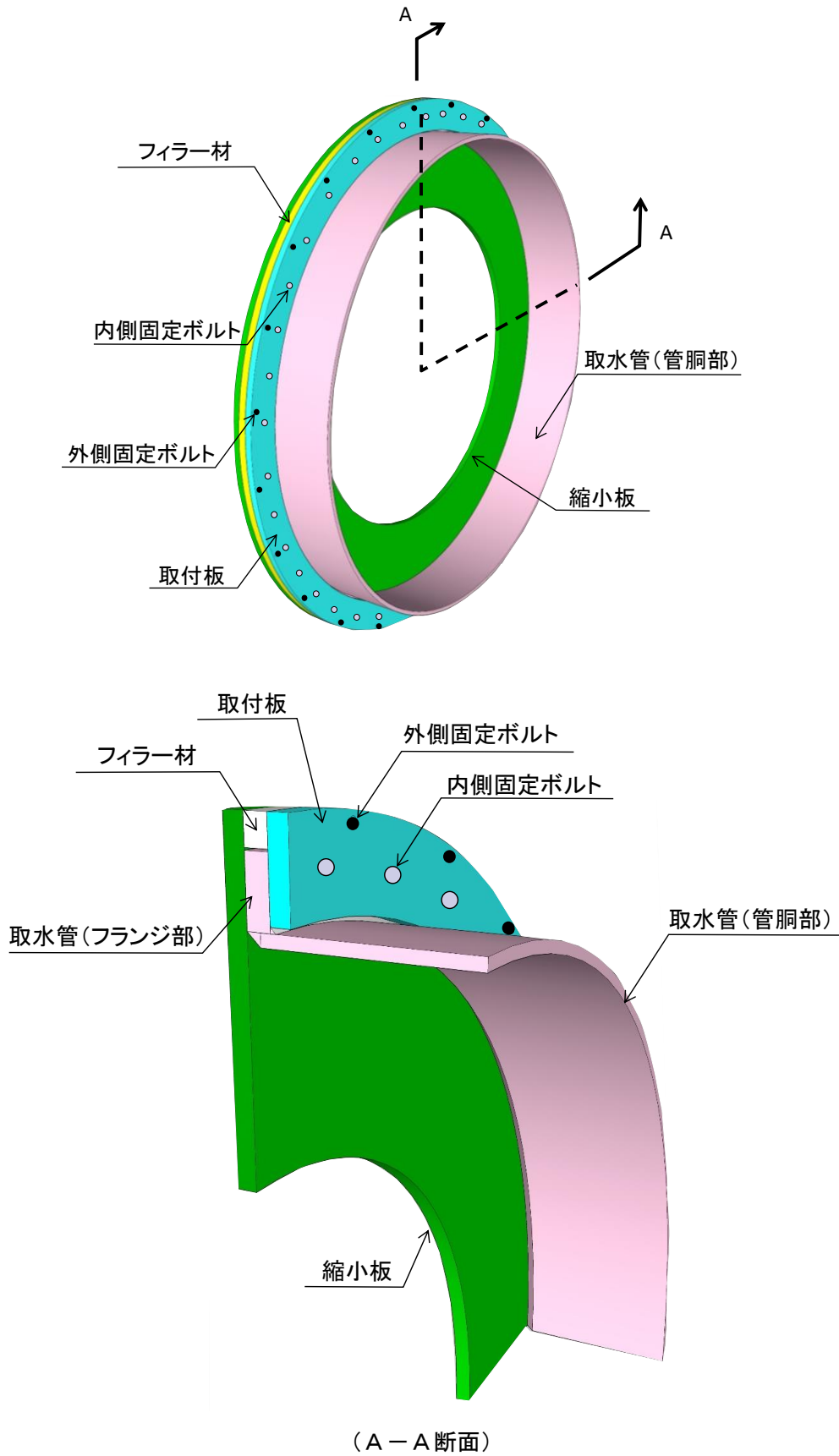


図 2-3 流路縮小工の詳細図

3. 流路縮小工の強度評価

3.1 構造計画

流路縮小工は、1号機取水管からの津波の流入を抑制し、1号機取水槽から津波が溢水することを防止するため、1号機取水管の流路を鋼製の縮小板により縮小するものである。流路縮小工は、1号機取水管の終端部のフランジ（以下「取水管（フランジ部）」という。）に、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する構造とする。よって、流路縮小工は、既設の1号機取水管の管胴部（以下「取水管（管胴部）」という。）、取水管（フランジ部）縮小板、取付板及び固定ボルトから構成される。なお、1号機の原子炉補機海水ポンプに必要な海水を取水するため、縮小板に直径 m の貫通部を設ける。

1号機取水槽は、設計当時からの基準地震動 S_s の増大により、1号機取水槽の耐震性を確保するため、流路縮小工と同等の開口を設けたうえで漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。これにより、流路縮小工を構成する部材については、縮小板及び取水管（管胴部）を除いて充填コンクリートに被覆される。充填コンクリートに被覆される部材については、定期的な維持管理は不要とし、充填コンクリートに被覆されない部材については、設計上の配慮として、余裕厚を有する構造とするとし、定期的に点検を行う。

流路縮小工の構造計画を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 流路縮小工の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>取水管（フランジ部）に、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する。</p>	<p>縮小板，取付板及び固定ボルトにより構成する。</p>	<p>組立図（A-A断面）</p> <p>単位 (m)</p> <p>▼ EL-4.900</p> <p>▼ EL-6.575</p> <p>▼ EL-7.000</p> <p>1号機取水槽北側壁</p> <p>【凡例】</p> <p>流路縮小工</p> <p>正面図</p>

3.2 評価方針

流路縮小工は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。流路縮小工の強度評価は、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」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「3.1 構造計画」に示す流路縮小工の構造を踏まえ、「3.5 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「3.8 評価方法及び評価条件」で算出した応力度が許容限界内に収まることを確認する。応力評価の確認結果を「3.9 評価結果」にて確認する。

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

津波時における津波荷重は、日本海東縁部を波源とした津波による浸水津波荷重とし、重畳時における津波荷重は、海域活断層を波源とした津波による浸水津波荷重とする。

重畳時における余震荷重は、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」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 $S_d - D$ による地震力とする。余震荷重の設定にあたっては、弾性設計用地震動 $S_d - D$ を入力して得られた1号機取水槽北側壁の応答加速度を考慮して設定した設計震度を用いる。

流路縮小工の評価項目を表 3.2-1 に、強度評価フローを図 3.2-1 に示す。

また、流路縮小工を構成する部材のうち取付板については、材質及び厚さが縮小板と同等であることから、取付板の評価は縮小板の評価に包含されるものとする。取水管(管胴部)については、重畳時において、弾性設計用地震動 $S_d - D$ による慣性力が作用するが、地震時における基準地震動 S_s による慣性力が大きいことから、「2.3.1 1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて説明する。

なお、1号機取水槽は、設計当時からの基準地震動 S_s の増大により、1号機取水槽の耐震性を確保するため、流路縮小工と同等の開口を設けたうえで漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。これにより、流路縮小工の大部分は充填コンクリートに拘束されるため、剛構造であると考えられるが、保守的に充填コンクリートによる拘束は期待しない方針とする。1号機取水槽の耐震補強に伴うコンクリート充填範囲図を図 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 流路縮小工の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	縮小板	発生する応力（曲げ応力，せん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（引張応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		取水管（フランジ部）	発生する応力（曲げ応力，せん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

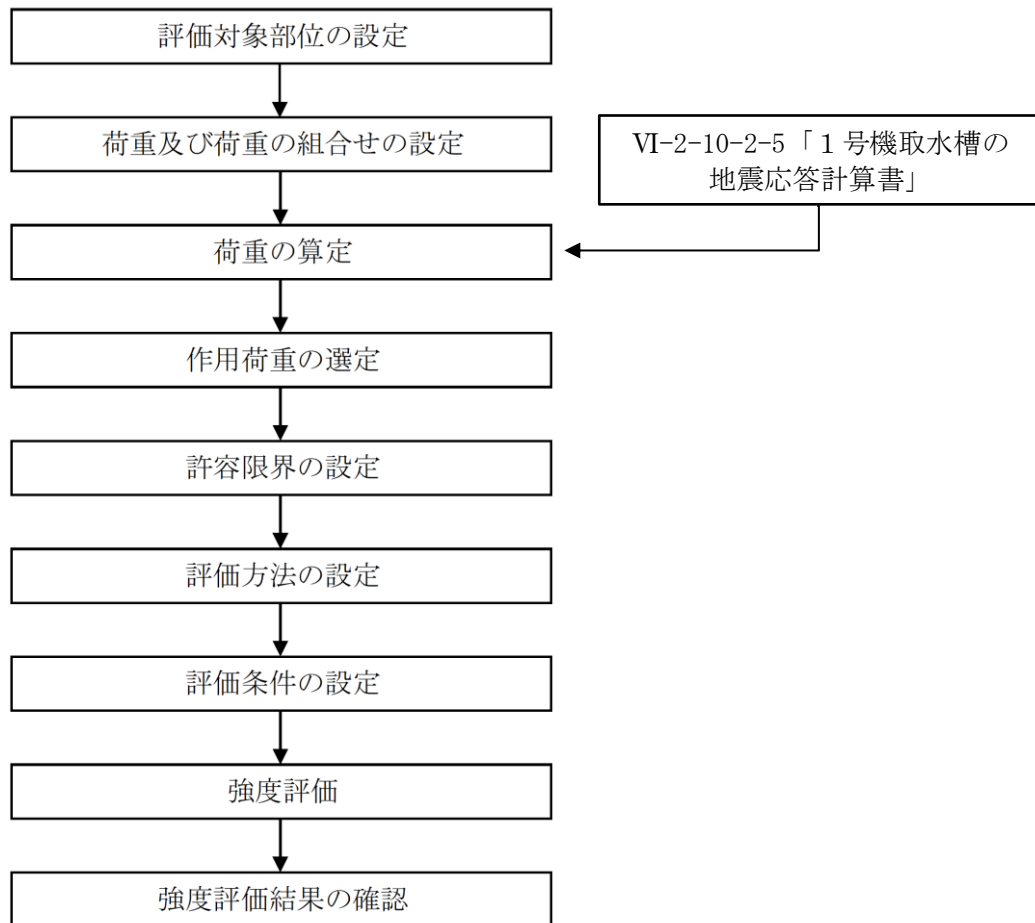


図 3.2-1 強度評価フロー

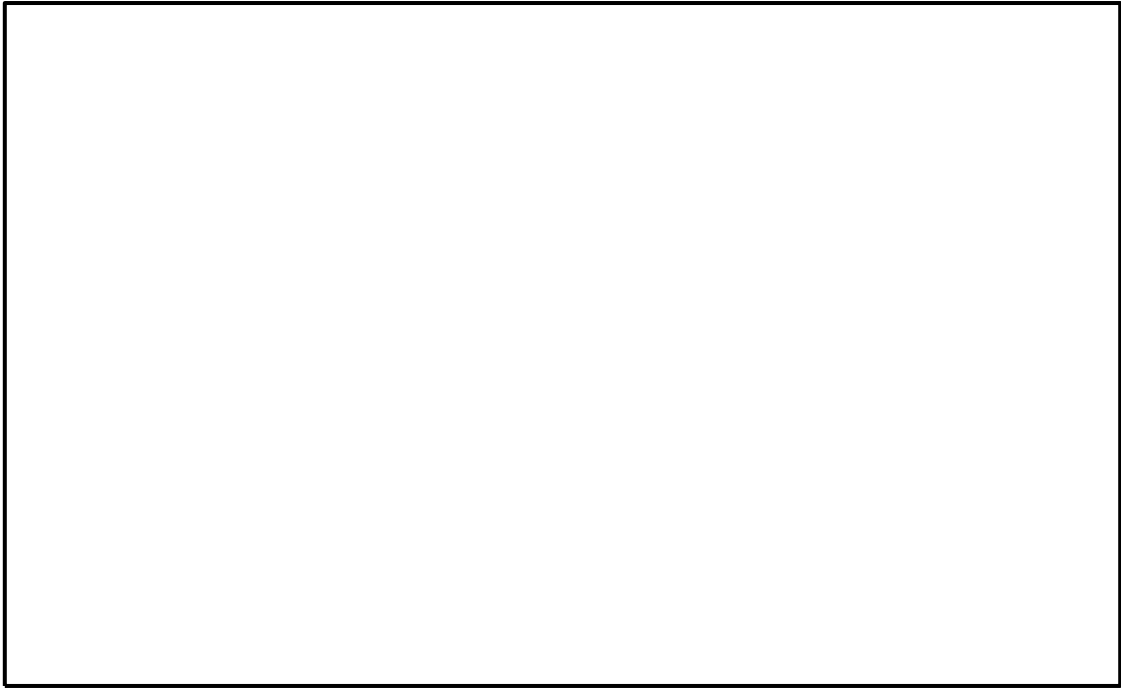


図 3.2-2 1号機取水槽の耐震補強に伴うコンクリート充填範囲図

3.3 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。また、各項目で適用する規格，基準類を表 3.3-1 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)
- ・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 ((社) 土木学会, 2005 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)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005 年改訂)
- ・鋼構造許容応力度設計規準 ((社) 日本建築学会, 2019 年制定)
- ・日本産業規格 (J I S)
- ・構造力学公式集 ((社) 土木学会, 1986 年)
- ・水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編 ((社) 水門鉄管協会, 2007 年)

表 3.3-1 各項目で適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
荷重及び荷重の組合せ	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)	流路縮小工に作用する荷重のうち抗力の算定 各構造部材に作用する動水圧の算定
	水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編 ((社) 水門鉄管協会, 2007 年)	流路縮小工に作用する荷重のうち摩擦による推力の算定
許容限界	鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005 年改訂)	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
	鋼構造許容応力度設計規準 ((社) 日本建築学会, 2019 年制定)	
	J I S B 1 0 5 1 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質—強度区分を規定したボルト, 小ねじ及び植込みボルト—並目ねじ及び細目ねじ	
評価方法	構造力学公式集 ((社) 土木学会, 1986 年)	流路縮小工に生じる曲げ応力度及びせん断応力度の算定
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
	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 ((社) 土木学会, 2005 年)	

3.4 記号の説明

流路縮小工の強度評価に用いる記号を表 3.4-1～表 3.4-3 にそれぞれ示す。

表 3.4-1 流路縮小工の縮小板の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
p_0	kN/mm^2	縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重
A_{11}	mm^2	縮小板の作用面積
P	kN	縮小板に作用する津波時荷重
a_1	mm	縮小板の外半径
b_1	mm	縮小板の内半径
M_{r1}	$\text{kN}\cdot\text{mm}/\text{mm}$	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta 1}$	$\text{kN}\cdot\text{mm}/\text{mm}$	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント
ν	—	ポアソン比
r_1	mm	縮小板の中心から半径方向の距離
κ_1	—	係数
β_1	—	係数
ρ_1	—	係数
σ_1	kN/mm^2	縮小板に生じる最大曲げ応力度
Z_1	mm^3/mm	縮小板の断面係数
t_1	mm	縮小板の板厚
τ_1	kN/mm^2	縮小板に生じる最大せん断応力度
A_{12}	mm^2	縮小板の有効せん断面積
S_1	kN	縮小板に作用するせん断力

表 3.4-2 流路縮小工の固定ボルトの強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
T	kN/本	内側固定ボルトに作用する引張力
T_1	kN/本	縮小板に作用する荷重により内側固定ボルトに作用する引張力
T_2	kN/本	縮小板に生じる曲げモーメントにより内側固定ボルトに作用する引張力
M	kN・mm/mm	縮小板に生じる曲げモーメント合力
σ_b	kN/mm ²	内側固定ボルトに生じる最大応力度
P	kN	内側固定ボルトに作用する津波時荷重
n	本	内側固定ボルトの本数
D_1	mm	フランジ外径
l_1	mm	支点間距離
M_{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta 1}$	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント
A	mm ²	内側固定ボルト 1 本の有効断面積

表 3.4-3 流路縮小工の取水管（フランジ部）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
P'	kN/mm	取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重
L_f	mm	取水管（フランジ部）の外周長
P	kN	取水管（フランジ部）に作用する津波時荷重
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径
M_{rf}	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta f}$	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント
a_f	mm	取水管（フランジ部）の内半径
ν	—	ポアソン比
r_f	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離
κ_f	—	係数
β_f	—	係数
ρ_f	—	係数
σ_f	kN/mm ²	取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度
Z_f	mm ³ /mm	取水管（フランジ部）の断面係数
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚
τ_f	kN/mm ²	取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度
A_3	mm ²	取水管（フランジ部）付け根の断面積
l_f	mm	取水管（フランジ部）付け根の周長
S_f	kN	取水管（フランジ部）に作用するせん断力
D_i	mm	取水管（フランジ部）の管内径
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚

3.5 評価対象部位

流路縮小工の評価対象部位は、「3.1 構造計画」に設定している構造を踏まえて、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、縮小板、固定ボルト、取水管（フランジ部）とする。

なお、縮小板と取付板は固定ボルトにより強固に固定された一体構造であるとともに、縮小板と取付板は同様の材質及び厚さであることから、取付板の評価は縮小板の評価に含まれるものとする。

取水管（管胴部）は、重畳時において、弾性設計用地震動 $S_d - D$ による慣性力が作用するが、地震時における基準地震動 S_s による慣性力が大きいことから、「2.3.1 1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて説明する。

固定ボルトは内側固定ボルト及び外側固定ボルトにより構成され、それぞれの固定ボルトが引張力を負担するが、内側固定ボルトと外側固定ボルトの位置が半径方向で異なることから、内側固定ボルトのみにより引張力を負担するものとして、保守的に強度計算を実施する。

評価対象部位を図 3.5-1 に示す。

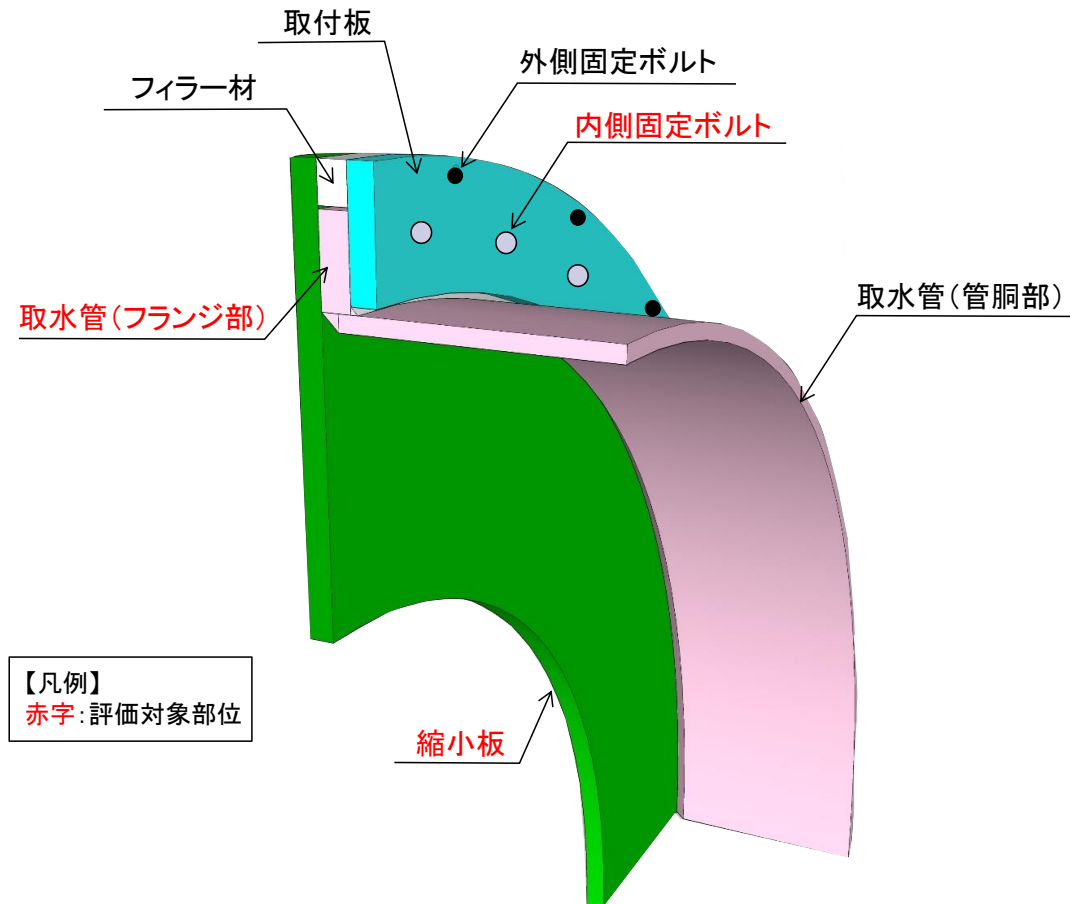


図 3.5-1 評価対象部位

縮小板の内側固定ボルトと外側固定ボルトの縁端距離は72mmであり、「鋼構造設計規
準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」に基づく最小縁端距離
（ボルト径30mmの場合54mm以上）を確保していることから，固定ボルトの縁端距離は妥
当と判断した。また，固定ボルトにより縮小板は強固に固定されており，固定ボルトのせ
ん断方向の変形は抑制されるため，縁端距離が構造成立性に与える影響は軽微であると考
えられる。

固定ボルト構造概要図を図3.5-2に示す。

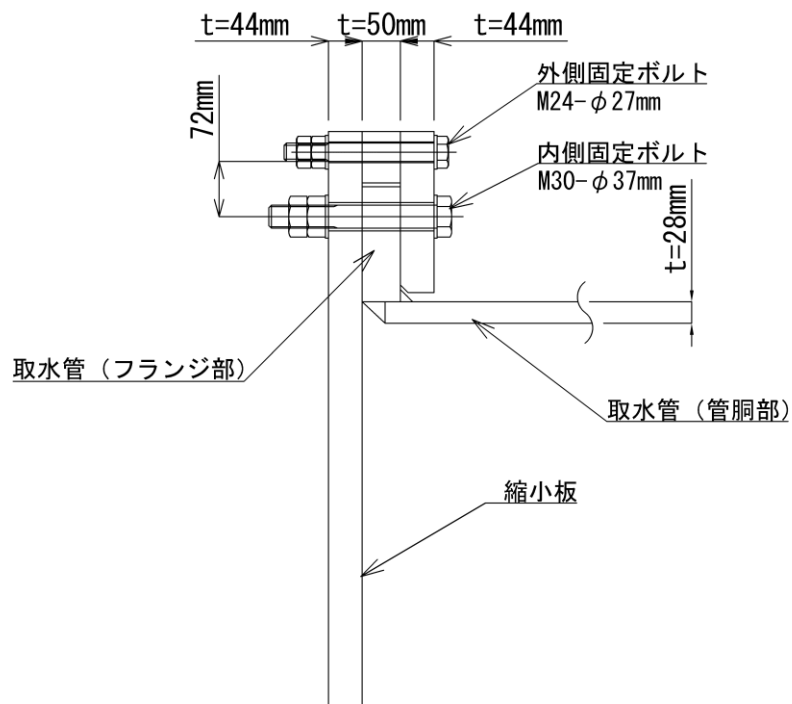


図 3.5-2 固定ボルト構造概要図

1号機取水管は複数の鋼管を継手した構造であり、流路縮小工の近傍の継手部（以下「1号機取水管継手部」という。）は固定ボルトにより固定している。1号機取水管継手部の取水管は、1号機取水槽北側壁に巻き込まれるように施工され、固定されていることから、1号機取水管継手部の固定ボルトに生じる引張力は軽微である。また、縮小板の固定ボルトについては、余震時において、縮小板に作用する動水圧が伝達されるが、1号機取水管継手部は、動水圧が作用しないため、1号機取水管継手部の固定ボルトに作用する荷重と比べて縮小板の固定ボルトに作用する荷重の方が大きくなることから縮小板の固定ボルトを代表として評価する。

1号機取水管継手部の位置図を図3.5-3に示す。

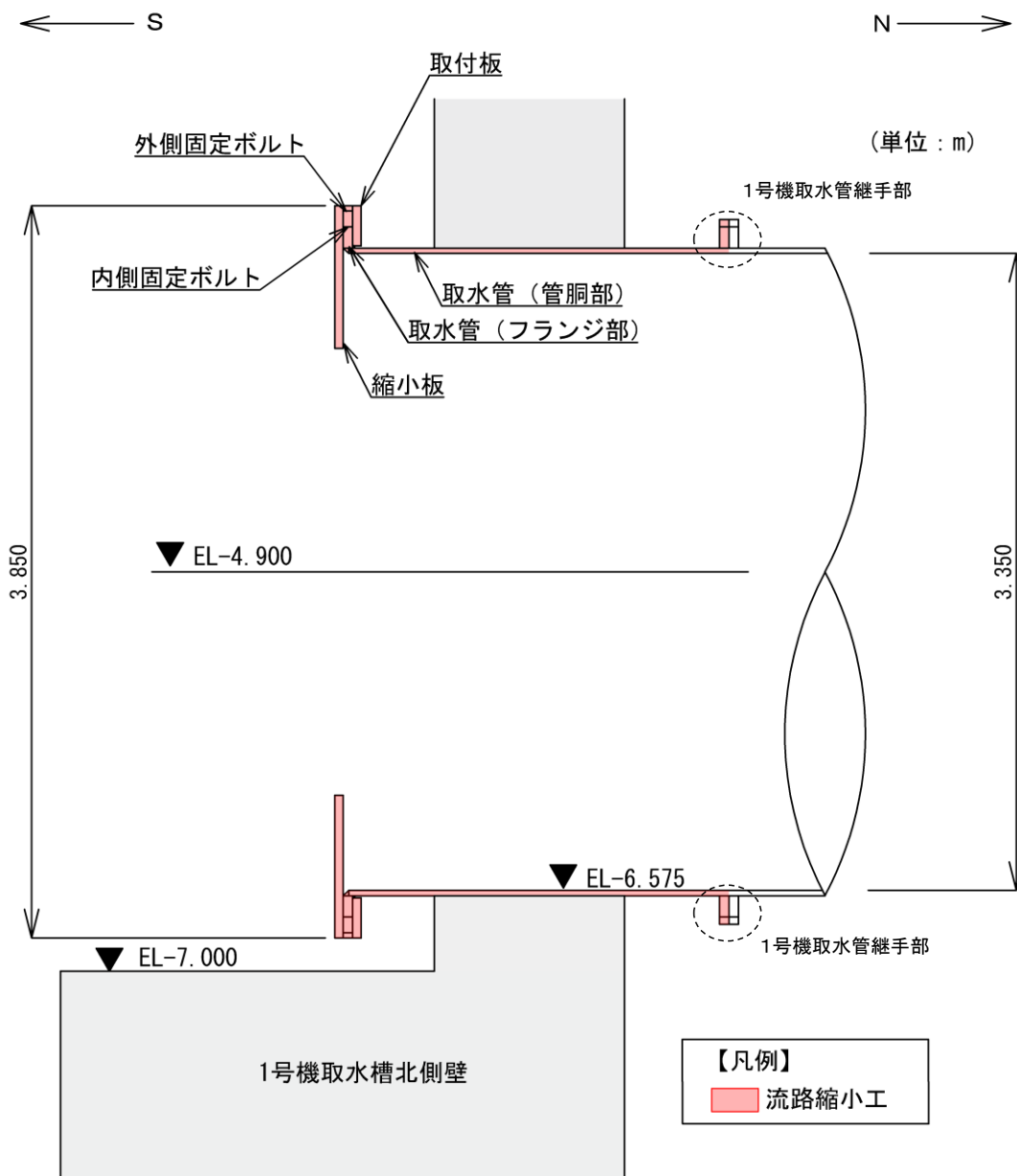


図 3.5-3 1号機取水管継手部の位置図

縮小板を設置する1号機取水管終端部は、1号機取水管継手部を介して、隣接する1号機取水管に継手している。1号機取水槽の耐震性を確保するため、流路縮小工の周囲にコンクリートを充填することにより、1号機取水管終端部の大部分は剛構造であることから、隣接する1号機取水管の管径方向の変形（土圧による内空側への変形）及び管軸方向の変形（地震動による水平及び鉛直方向の変形）が縮小板の健全性に及ぼす影響は軽微である。

1号機取水管の拘束状況図を図3.5-4に示す

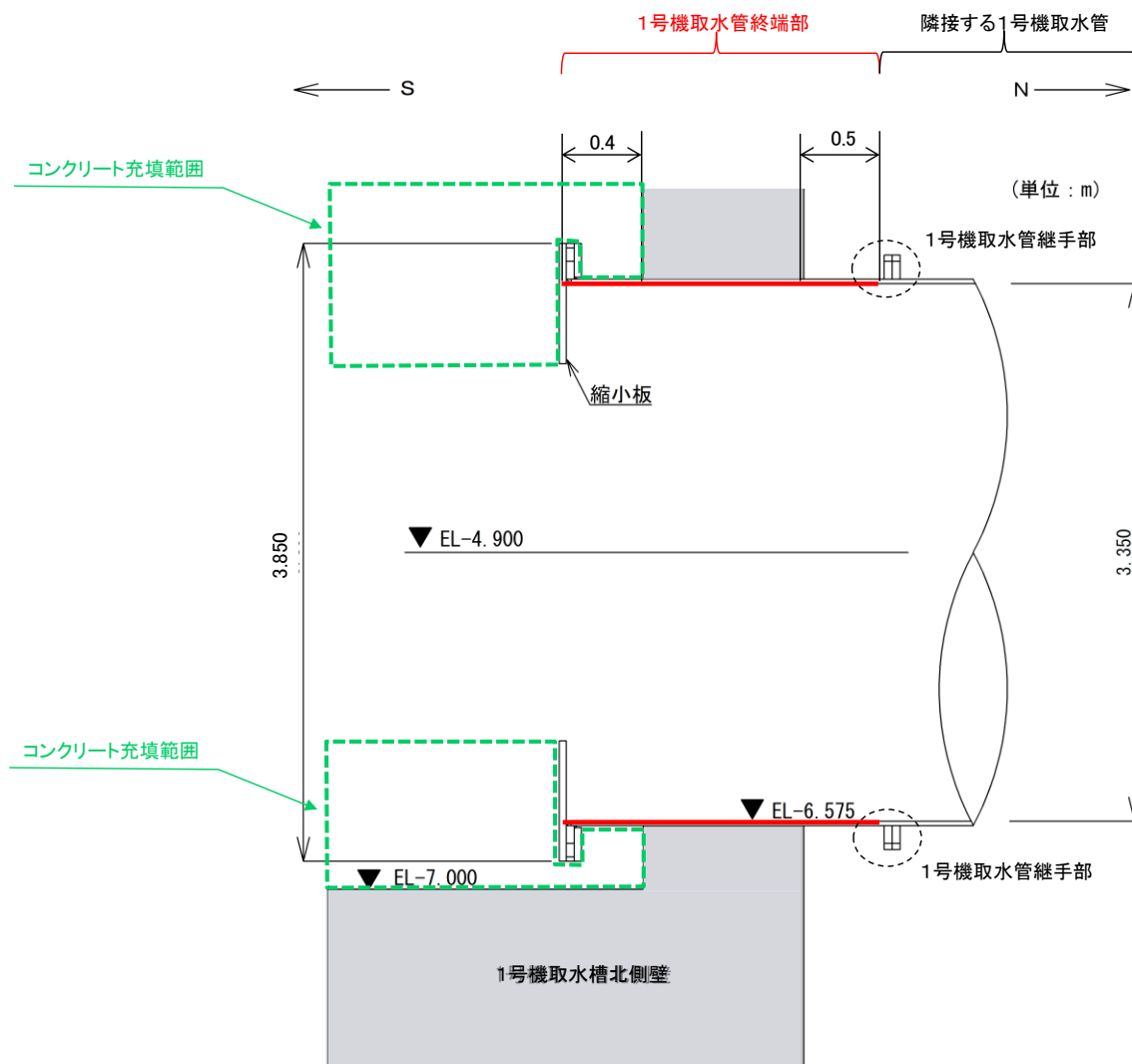


図 3.5-4 1号機取水管の拘束状況図

3.6 荷重及び荷重の組合せ

3.6.1 荷重

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。なお、荷重の設定に用いる水位及び流速の詳細については、「2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響」の「(参考資料1) 1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速」に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、流路縮小工を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 静水圧荷重 (P_h)

静水圧荷重はVI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、静水圧、抗力及び推力を考慮する。

a. 静水圧

流路縮小工の上下流の水位差を考慮した静水圧を考慮することとし、以下の式により算定する。上下流の水位差は、2条ある1号機取水管ごとに1号機取水口と1号機取水槽の水位差を算定し、そのうち水位差が大きい値を設定する。

表 3.6.1-1 に静水圧による荷重の算定における計算条件を、図 3.6.1-1 に静水圧の荷重作用図を示す。なお、津波時及び重畳時における静水圧は取水口から取水槽の方向に作用するものとする。

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、

F_h : 静水圧 (kN)

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Δh : 1号機取水口と1号機取水槽の水位差 (m)

A : 縮小板の面積 (m²)

表 3.6.1-1 静水圧による荷重

項目		単位	津波時	重疊時
1号機取水槽水位	—	m	EL-0.21	EL-0.02
1号機取水口水位	—	m	EL 8.15	EL-2.34
上下流の水位差	Δh	m	8.36	2.32
縮小板の面積	A	m ²	7.304	7.304
静水圧による荷重	F_h	kN	617	171

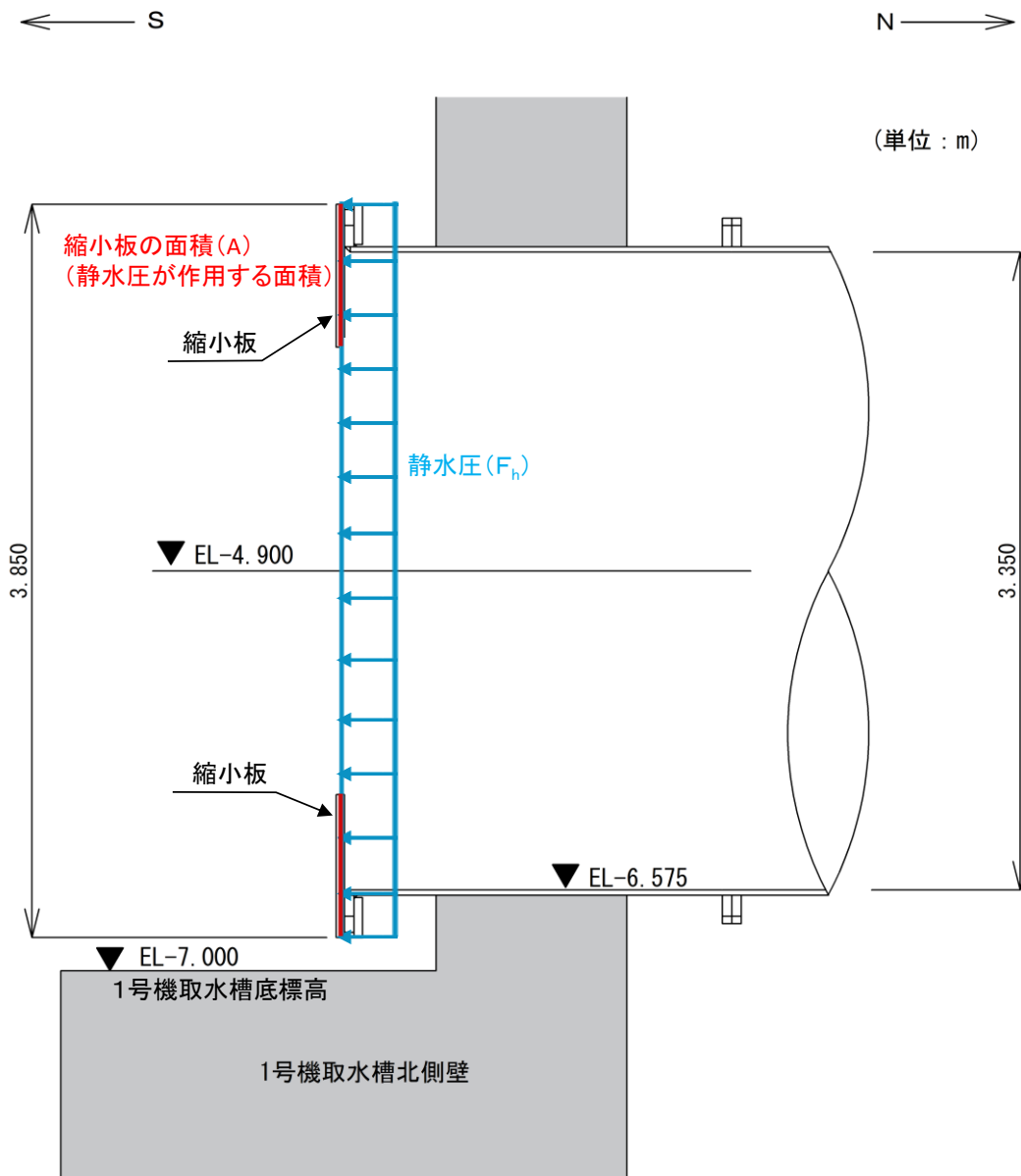


図 3.6.1-1 静水圧の荷重作用図

b. 抗力

抗力は「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）」に基づき，以下の式により算定する。

抗力係数 C_D 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）」に記載される表3.6.1-2に示すとおり，物体の形状に応じて設定するものであるが，開口を有する物体の抗力係数 C_D は記載されておらず，流路縮小工に対して，表3.6.1-2から適切な抗力係数 C_D を設定することはできない。そのため，「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」のうち「1.7 入力津波の流路縮小工による水位低減効果の考慮について」において水理模型実験を実施しており，実験結果より，流路縮小工における抗力係数 C_D は0.51であることを確認している。流路縮小工の強度評価においては，安全側に評価する観点から表3.6.1-2のうち，最大値である2.01を採用する。

表3.6.1-3に抗力による荷重の算定における計算条件を示す。

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

ここで，

F_d : 抗力 (kN)

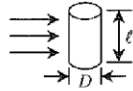
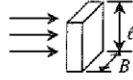

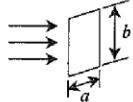
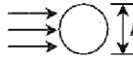
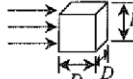
ρ_0 : 密度 (=1.03t/m³)

C_D : 抗力係数 (=2.01)

A : 縮小板の面積 (m²)

v : 流速 (m/s)

表 3.6.1-2 抗力係数

物体の形状	基準面積	抗力係数
円柱 (粗面) 	Dl	1.0 ($l > D$)
角柱 	Bl	2.0 ($l > B$)
円板 	$\frac{\pi}{4} D^2$	1.2
平板 	ab	$a/b=1$ の場合 1.12 " 2 " 1.15 " 4 " 1.19 " 10 " 1.29 " 18 " 1.40 " ∞ " 2.01
球 	$\frac{\pi}{4} D^2$	0.5~0.2
立方体 	D^2	1.3~1.6

「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）」P269より引用，一部加筆

表 3.6.1-3 抗力による荷重

項目		単位	津波時	重畳時
縮小板の面積	A	m ²	7.304	7.304
流速	v	m/s	10.0	6.0
抗力による荷重	F _d	kN	756	272

c. 摩擦による推力

摩擦による推力は「水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編（（社）水門鉄管協会，2007年）」に基づき，以下の式により算定する。

$$P_{ht} = \frac{2fQ^2}{g\pi D^3} \times L$$

ここで，

P_{ht} : 摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 ($=0.2 \cdot D^{-1/3}$)

D : 貫通部直径 (m)

L : 貫通部長さ (m)

Q : 流量 ($=v \times A'$) (m^3/s)

A' : 貫通部内空断面積 ($=\pi \times D^2/4$) (m^2)

v : 流速 (m/s)

g : 重力加速度 ($=9.80665m/s^2$)

表 3.6.1-4 に摩擦による推力による荷重の算定における計算条件を示す。なお，摩擦による推力 P_{ht} は，静水圧及び抗力と比較して十分に小さいことから考慮しない。

表 3.6.1-4 摩擦による推力

項目		単位	津波時	重畳時
流速	v	m/s	10.0	6.0
流量	Q	m^3/s	43.37	26.02
貫通部直径	D	m	2.35	
貫通部長さ	L	m	0.044	
摩擦による推力	P_{ht}	kN	0.07*	0.03*

注記* : 十分に小さい値となるため考慮しない。

(3) 余震荷重 (K S d)

余震荷重として、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S d - D に伴う慣性力及び動水圧荷重を考慮する。

流路縮小工の重畳時の評価に用いる設計震度は、VI-2-10-2-6「1号機取水槽流路縮小工の耐震性についての計算書」の固有振動数の計算結果から流路縮小工を剛構造として考慮したVI-2-10-2-5「1号機取水槽の地震応答計算書」の地震応答解析結果より、流路縮小工が設置される位置から抽出した加速度より設計震度を設定する。

なお、設計震度には、地盤物性のばらつきを含めた解析ケース①～③の結果も踏まえ、更に余裕を考慮する。

弾性設計用地震動 S d - D による最大加速度分布図及び加速度抽出位置を図 3.6.1-2 に、最大加速度及び設計水平震度を表 3.6.1-5 に示す。

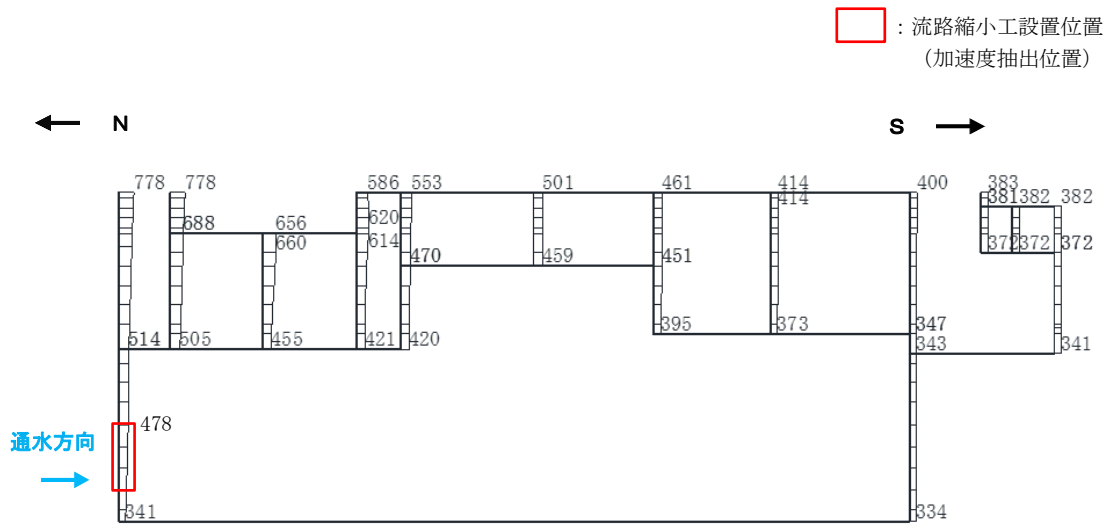


図 3.6.1-2 弾性設計用地震動 S d - D による水平方向の最大加速度分布図
及び加速度抽出位置

表 3.6.1-5 弾性設計用地震動 S d - D による水平方向の最大加速度及び設計水平震度

地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)	設計水平震度 (K _n)
S d - D	++	①	478	0.7

a. 慣性力

慣性力は、流路縮小工の重量に弾性設計用地震動 $S_d - D$ による設計水平震度を乗じた次式により算出する。

縮小板、固定ボルト、取水管(フランジ部)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表 3.6.1-6 に、慣性力の算定に用いる重量の算定範囲を図 3.6.1-3 に示す。

$$P_{ih} = W \times K_h$$

ここで、

P_{ih} : 水平慣性力 (kN)

W : 重量 (kN)

K_h : 弾性設計用地震動 $S_d - D$ による設計水平震度

表 3.6.1-6(1) 慣性力による荷重の算定における計算条件 (縮小板, 固定ボルト)

項目		単位	重畳時
重量	W	kN	25
設計水平震度	K_h	—	0.7
水平慣性力	P_{ih}	kN	18

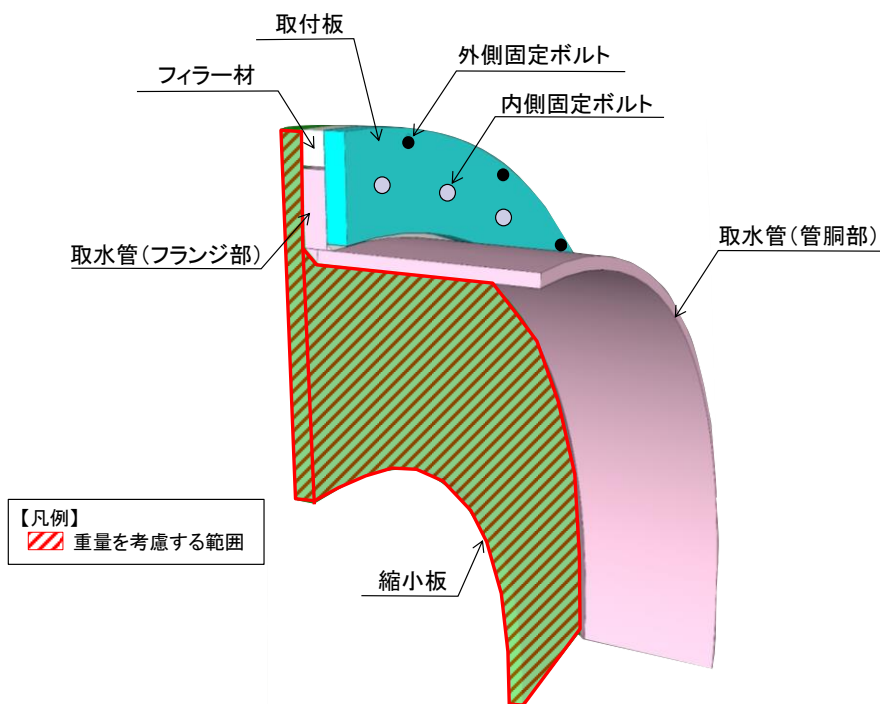


図 3.6.1-3(1) 慣性力の算定に用いる重量の算定範囲 (縮小板, 固定ボルト)

表 3.6.1-6(2) 慣性力による荷重の算定における計算条件
(取水管(フランジ部))

項目		単位	重畳時
重量	W	kN	46
設計水平震度	K_h	—	0.7
水平慣性力	P_{ih}	kN	32

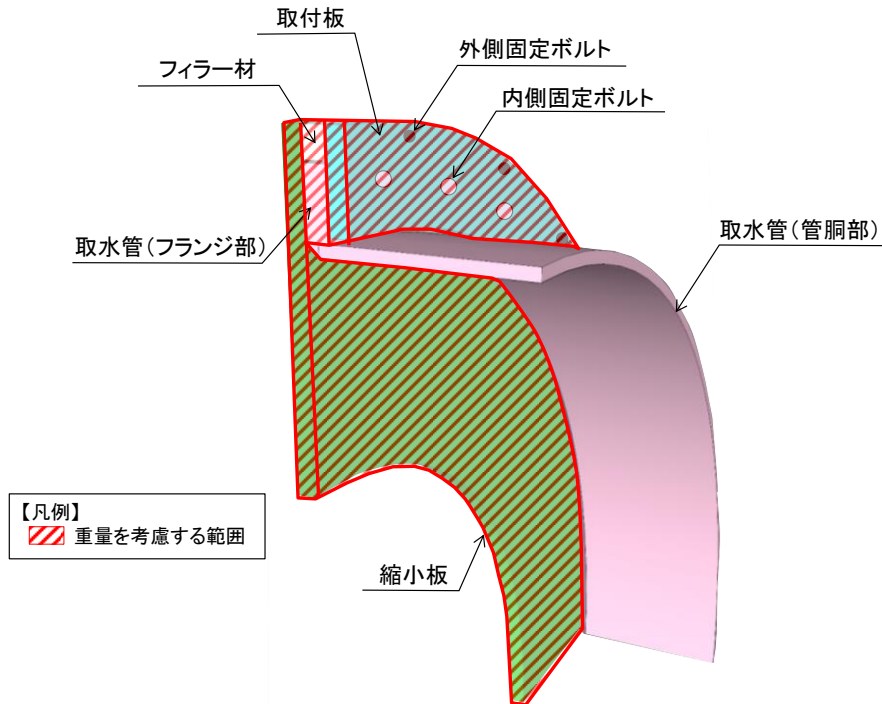


図 3.6.1-3(2) 慣性力の算定に用いる重量の算定範囲 (取水管(フランジ部))

b. 動水圧

動水圧は、以下の Westergaard の式により算定する。

表 3.6.1-7 に動水圧による荷重の算定における計算条件を、図 3.6.1-4 に動水圧の荷重作用図を示す。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで、

p_{dw} : 動水圧 (kN/m²) (上流及び下流の両側に作用するため 2 倍する)

C : 補助係数 (=1.0)

K_h : 弾性設計用地震動 S d - D による設計水平震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Z_{dw} : 水深 (m)

z_{dw} : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

表 3.6.1-7 動水圧による荷重

項目		単位	重畳時
水平設計震度	K_h	—	0.7
取水槽水位	—	m	EL 2.97
取水槽底標高	—	m	EL-7.000
縮小板下端標高	—	m	EL-6.825
水深	Z_{dw}	m	9.970
縮小板下端水深	z_{dw}	m	9.795
動水圧	p_{dw}	kN/m^2	122.3
縮小板の面積	A	m^2	7.304
動水圧による荷重	P_{dw}	kN	893

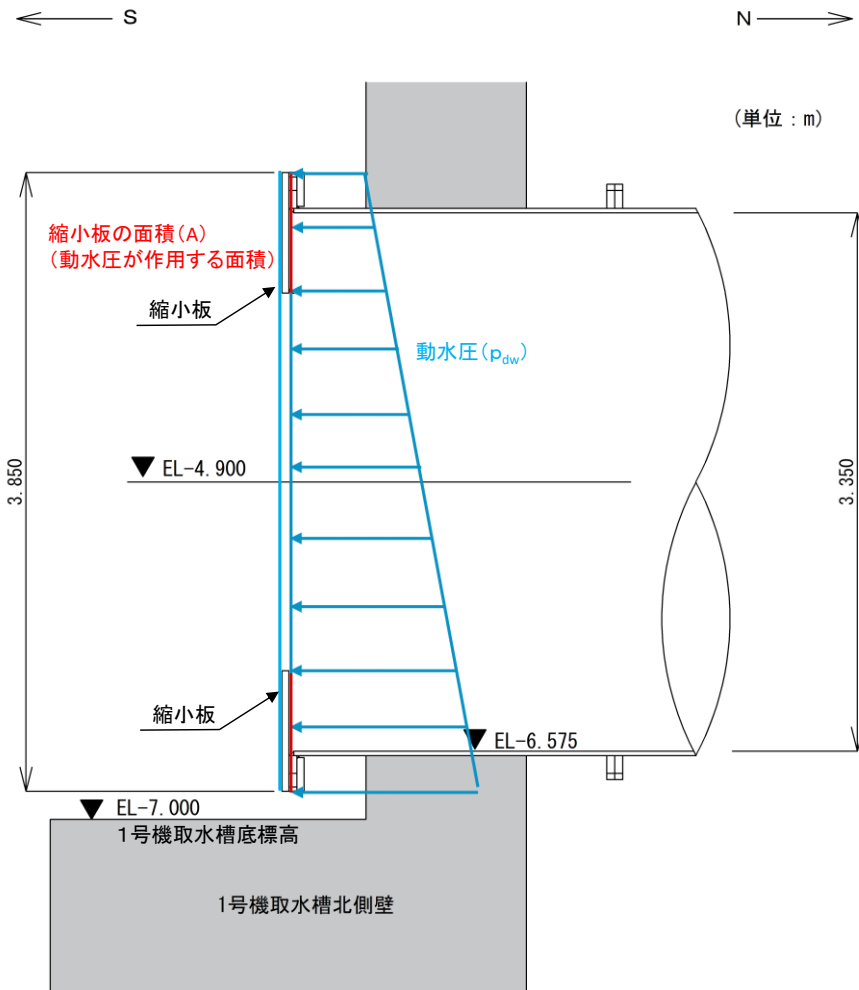


図 3.6.1-4 動水圧の荷重作用図
(縮小板, 固定ボルト及び取水管 (フランジ部))

3.6.2 荷重の組合せ

流路縮小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 3.6.2-1 に、荷重の作用図を図 3.6.2-1 に示す。

(1) 津波時

$$G + P h$$

ここで、

G : 固定荷重

P h : 静水圧荷重

(2) 重畳時

$$G + P h + K S d$$

ここで、

G : 固定荷重

P h : 静水圧荷重

K S d : 余震荷重 (弾性設計用地震動 S d - D)

表 3.6.2-1 荷重の組合せ

種別	荷重	記号	算定方法
固定荷重	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。
静水圧荷重	静水圧	P h	管路解析より 1 号機取水口と 1 号機取水槽との水位差による静水圧を考慮する。
	抗力		津波流速により縮小板に作用する荷重を考慮する。
	推力		津波流速により縮小板に作用する荷重を考慮する。
余震荷重	慣性力	K S d	弾性設計用地震動 S d - D による躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		管路解析より 1 号機取水槽の水位が最大となる水位での動水圧を考慮する。

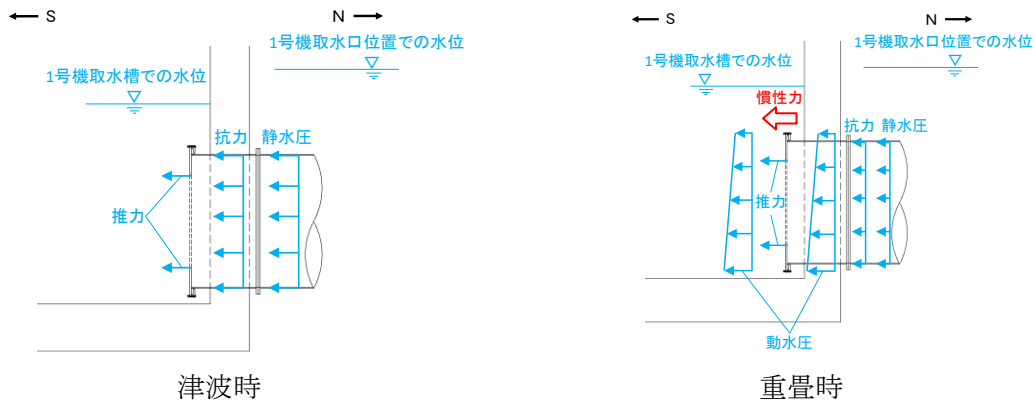


図 3.6.2-1 流路縮小工の荷重作用図

3.6.3 荷重の選定

津波時及び重畳時の作用荷重を表 3.6.3-1 に示す。表 3.6.3-1 より、津波時荷重が重畳時荷重よりも大きくなることから、強度評価に用いる荷重の組合せは、津波時を対象とする。

表 3.6.3-1(1) 縮小板及び固定ボルトの作用荷重

項 目		単位	津波時	重畳時
慣性力	P_{ih}	kN	—	18
動水圧	P_{dw}	kN	—	893
抗力	F_d	kN	756	272
静水圧	F_h	kN	617	171
摩擦による推力	P_{ht}	kN	0	0
合計値	P	kN	1373	1354

表 3.6.3-1(2) 取水管(フランジ部)の作用荷重

項 目		単位	津波時	重畳時
慣性力	P_{ih}	kN	—	32
動水圧	P_{dw}	kN	—	893
抗力	F_d	kN	756	272
静水圧	F_h	kN	617	171
摩擦による推力	P_{ht}	kN	0	0
合計値	P	kN	1373	1368

3.7 許容限界

流路縮小工の許容限界は、「3.5 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.7.1 使用材料

流路縮小工を構成する各部材の使用材料を表 3.7.1-1 に示す。

表 3.7.1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
縮小板	SS400	t=40(mm)*
固定ボルト	SCM435	M30
取水管 (フランジ部)	SS400	t=46(mm)*

注記*：「2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響」の「(参考資料2) 1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失する事象」に示すエロージョン摩耗に対する設計・施工上の配慮として、縮小板の余裕厚を4mmとして考慮し、板厚を44-4=40(mm)と設定する。また、取水管(フランジ部)についても、余裕厚を4mmとして考慮し、取水管(フランジ部)の板厚を50-4=46(mm)と設定する。

3.7.2 許容限界

許容限界は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

流路縮小工を構成する各部材の許容限界のうち、縮小板及び取水管(フランジ部)は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(社)日本建築学会,2005年改定」に基づき、固定ボルトは、「鋼構造許容応力度設計規準(社)日本建築学会,2019年制定」及び「JIS B 1051 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質—強度区分を規定したボルト,小ねじ及び植込みボルト—並目ねじ及び細目ねじ」に基づき設定した短期許容応力度とする。流路縮小工を構成する各部材の許容限界を表 3.7.2-1 の値とする。

表 3.7.2-1 流路縮小工を構成する各部材の許容限界

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm ²)		
		曲げ	せん断	引張
縮小板	SS400	235	135	—
固定ボルト	SCM435	—	—	560
取水管 (フランジ部)	SS400	215	124	—

3.8 評価方法及び評価条件

流路縮小工を構成する各部材に発生する応力を用いて算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。流路縮小工の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」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、「3.5 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度が「3.7 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

3.8.1 縮小板

縮小板の管軸方向（水平方向）に対する耐震評価を実施する。外径を固定とする有孔円板に等分布荷重が作用することで縮小板に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価対象位置図を図 3.8.1-1 に、縮小板のモデル図を図 3.8.1-2 に示す。

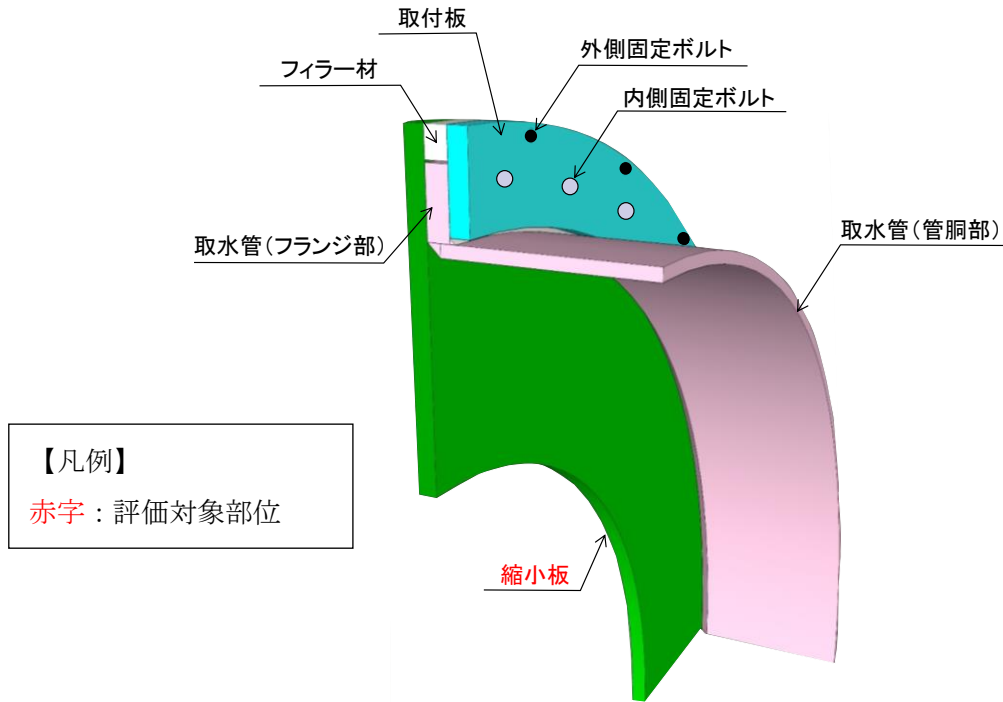


図 3.8.1-1 評価対象位置図（縮小板）

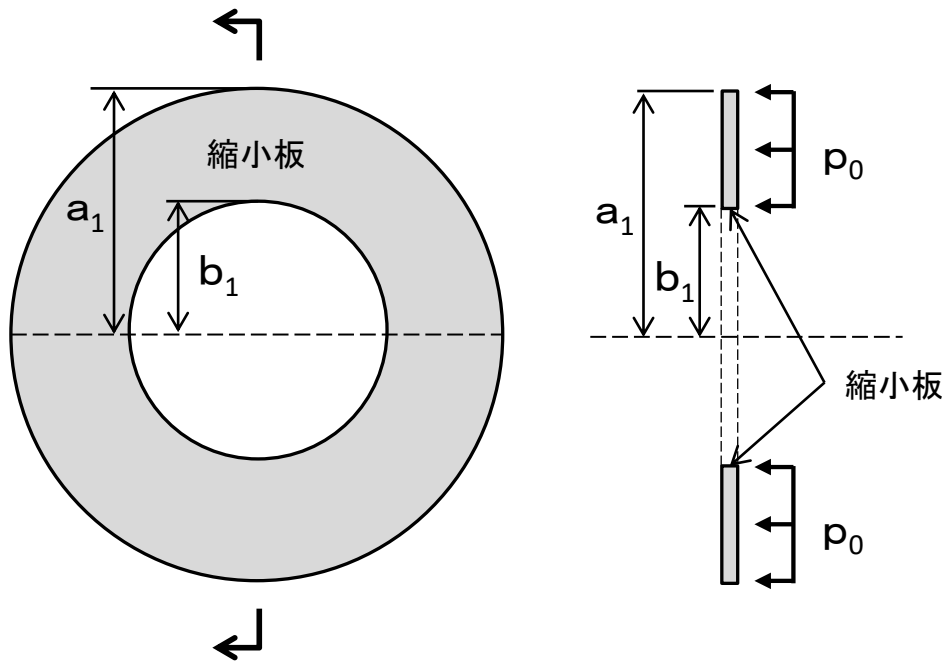


図 3.8.1-2 縮小板のモデル図

(1) 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重

縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重について、以下の式より算出する。
また、縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重の計算に用いる入力値を表 3.8.1-1 に示す。

$$p_0 = \frac{P}{A_{11}}$$

$$A_{11} = (a_1^2 - b_1^2) \times \pi$$

ここで、

p_0 : 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重 (kN/mm²)

A_{11} : 縮小板の作用面積 (mm²)

P : 縮小板に作用する津波時荷重 (kN)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

b_1 : 縮小板の内半径 (mm)

表 3.8.1-1 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	kN	縮小板に作用する津波時荷重	1373
a_1	mm	縮小板の外半径	1925
b_1	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>

上記の評価式に、表 3.8.1-1 の入力値を代入すると縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} A_{11} &= (a_1^2 - b_1^2) \times \pi \\ &= (1925^2 - \text{}^2) \times \pi \\ &= 7304203 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_0 &= \frac{P}{A_{11}} \\ &= 1373/7304203 \\ &= 0.0001880 \text{ kN/mm}^2 \\ &= 1.880 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2 \end{aligned}$$

(2) 縮小板に生じる曲げモーメント

縮小板に生じる曲げモーメントについて、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。また，縮小板に生じる曲げモーメントの計算に用いる入力値を表 3.8.1-2 に示す。

$$M_{r1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3+\nu)\rho_1^2 - \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$M_{\theta 1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1+3\nu)\rho_1^2 + \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$\kappa_1 = \beta_1^2 \frac{(1-\nu)\beta_1^2 + (1+\nu)(1+4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1-\nu + (1+\nu)\beta_1^2}$$

$$\beta_1 = \frac{b_1}{a_1}$$

$$\rho_1 = \frac{r_1}{a_1}$$

ここで，

M_{r1} : 縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$: 縮小板に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

p_0 : 縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重 (kN/mm²)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

ν : ポアソン比

b_1 : 縮小板の内半径 (mm)

r_1 : 縮小板の中心から半径方向の距離 (mm)

$\kappa_1, \beta_1, \rho_1$: 係数

表 3.8.1-2 縮小板に生じる曲げモーメントの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
p_0	kN/mm ²	縮小板に作用する単位面積あたりの等分布荷重	1.880×10^{-4}
a_1	mm	縮小板の外半径	1925
b_1	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>
ν	—	ポアソン比	0.3
r_1	mm	縮小板の中心から半径方向の距離	1925

上記の評価式に、表 3.8.1-2 の入力値を代入すると縮小板に生じる曲げモーメントは以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \frac{b_1}{a_1} \\ &= \boxed{}/1925 \\ &= 0.61039\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_1 &= \frac{r_1}{a_1} \\ &= 1925/1925 \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\kappa_1 &= \beta_1^2 \frac{(1-\nu)\beta_1^2 + (1+\nu)(1+4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1-\nu + (1+\nu)\beta_1^2} \\ &= 0.61039^2 \frac{(1-0.3) \times 0.61039^2 + (1+0.3)(1+4 \times 0.61039^2 \ln 0.61039)}{1-0.3 + (1+0.3) \times 0.61039^2} \\ &= 0.19013\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{r1} &= \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3+\nu)\rho_1^2 - \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right] \\ &= \frac{1.880 \times 10^{-4} \times 1925^2}{16} \left[(1+0.3)(1-0.19013) + 4 \times 0.61039^2 \right. \\ &\quad \left. - (3+0.3) \times 1.0000^2 - \frac{(1-0.3) \times 0.19013}{1.0000^2} + 4 \times 0.61039^2 \times (1+0.3) \ln 1.0000 \right] \\ &= -38.75 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\theta 1} &= \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1+\nu)(1-\kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1+3\nu)\rho_1^2 + \frac{(1-\nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1+\nu) \ln \rho_1 \right] \\ &= \frac{1.880 \times 10^{-4} \times 1925^2}{16} \left[(1+0.3)(1-0.19013) + 4 \times 0.3 \times 0.61039^2 \right. \\ &\quad \left. - (1+3 \times 0.3) \times 1.0000^2 + \frac{(1-0.3) \times 0.19013}{1.0000^2} + 4 \times 0.61039^2 \times (1+0.3) \ln 1.0000 \right] \\ &= -11.62 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

(3) 縮小板に生じる最大曲げ応力度

縮小板に生じる最大曲げ応力度について、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。また，縮小板に生じる最大曲げ応力度の計算に用いる入力値を表 3.8.1-3 に示す。

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

ここで，

σ_1 : 縮小板に生じる最大曲げ応力度 (kN/mm²)

Z_1 : 縮小板の断面係数 (mm³/mm)

M_{r1} : 縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta 1}$: 縮小板に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

t_1 : 縮小板の板厚 (mm)

表 3.8.1-3 縮小板に生じ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
t_1	mm	縮小板の板厚	40
M_{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント	38.75
$M_{\theta 1}$	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント	11.62

上記の評価式に，表 3.8.1-3 の入力値を代入すると縮小板に生じる最大曲げ応力度は以下のとおりとなる。

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

$$= \frac{40^2}{6}$$

$$= 266.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$= \frac{\sqrt{(38.75)^2 + (11.62)^2}}{266.7}$$

$$= 0.1517 \text{ kN/mm}^2$$

$$\approx 152 \text{ N/mm}^2$$

(4) 縮小板に生じる最大せん断応力度

縮小板に生じる最大せん断応力度について、以下の式より算出する。また、縮小板に生じる最大せん断応力度の計算に用いる入力値を表 3. 8. 1-4 に示す。

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_{12}}$$

$$A_{12} = 2 \cdot \pi \cdot a_1 \cdot t_1$$

ここで、

τ_1 : 縮小板に生じる最大せん断応力度 (kN/mm²)

A_{12} : 縮小板の有効せん断面積 (mm²)

S_1 : 縮小板に作用するせん断力 (=P) (kN)

P : 縮小板に作用する津波時荷重 (kN)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

t_1 : 縮小板の板厚 (mm)

表 3. 8. 1-4 縮小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
S_1	kN	縮小板に作用するせん断力	1373
a_1	mm	縮小板の外半径	1925
t_1	mm	縮小板の板厚	40

上記の評価式に、表 3. 9. 1-4 の入力値を代入すると縮小板に生じる最大せん断応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} A_{12} &= 2 \cdot \pi \cdot a_1 \cdot t_1 \\ &= 2 \times \pi \times 1925 \times 40 \\ &= 483806 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \frac{S_1}{A_{12}} \\ &= \frac{1373}{483806} \\ &= 0.00284 \text{ kN/mm}^2 \\ &\approx 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3.8.2 固定ボルト

固定ボルトの管軸方向(水平方向)に対する強度評価を実施する。固定ボルトには、縮小板に作用する水平力により固定ボルトに作用する引張力に加え、縮小板外縁に生じる曲げモーメントに伴い固定ボルトに作用する引張力を有効断面積で除することで求めた応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価対象位置図を図 3.8.2-1 に、固定ボルトのモデル図を図 3.8.2-2 に示す。

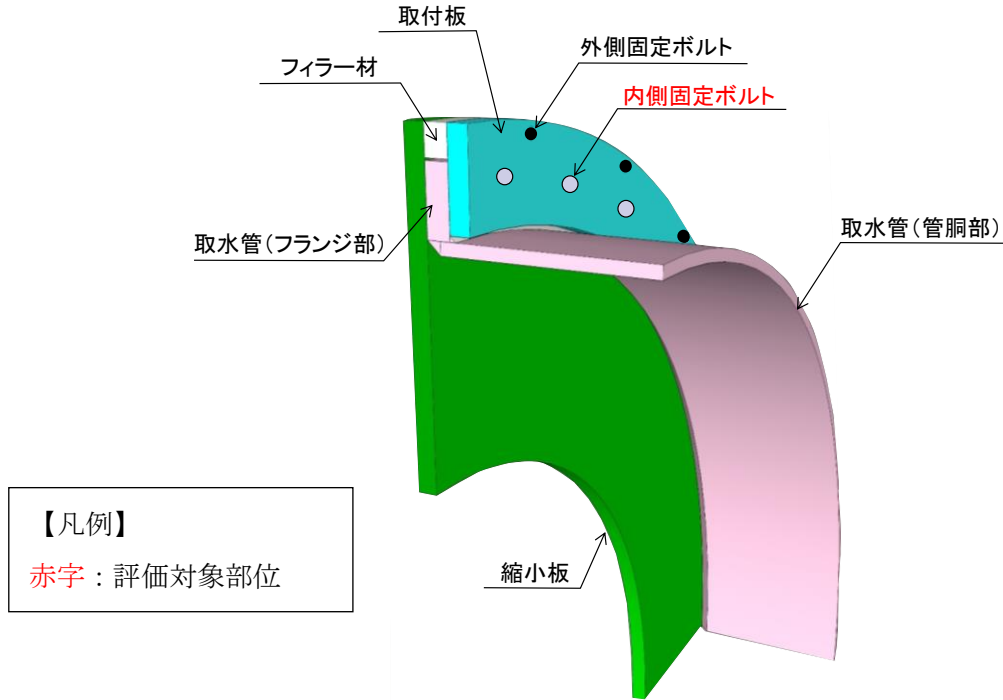


図 3.8.2-1 評価対象部位 (固定ボルト)

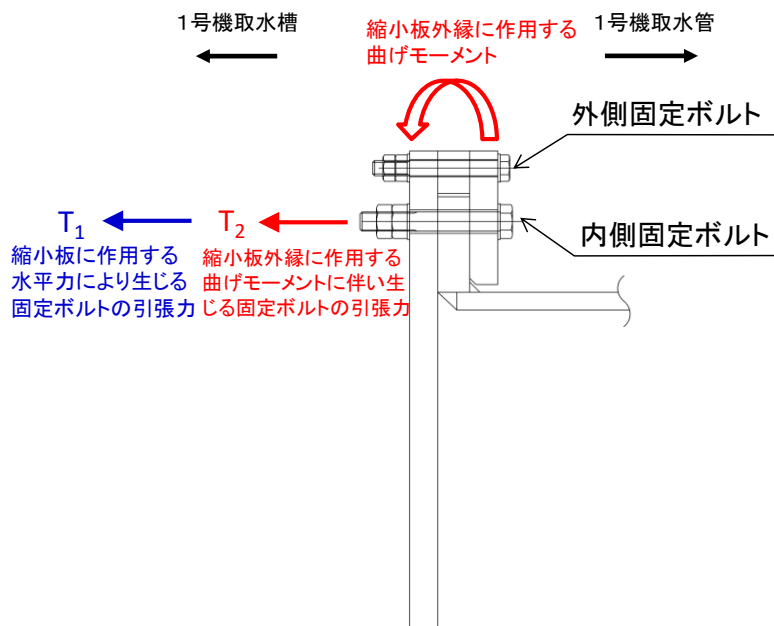


図 3.8.2-2 取水管 (固定ボルト) のモデル図

(1) 固定ボルトに生じる最大応力度

固定ボルトに生じる最大応力度は、以下の式より算出する。また、固定ボルトに生じる最大応力度の計算に用いる入力値を表 3.8.2-1 に示す。

なお、縮小板に生じる曲げモーメントは半径方向及び周方向の曲げモーメントの合力とした。

$$T = T_1 + T_2$$

$$T_1 = \frac{P}{n}$$

$$T_2 = M \cdot \pi \cdot D_1 \cdot \frac{1}{n \cdot l_1}$$

$$M = \sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta1}^2}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{A}$$

ここで、

T : 内側固定ボルトに作用する引張力 (kN/本)

T_1 : 縮小板に作用する荷重により内側固定ボルトに作用する引張力 (kN/本)

T_2 : 縮小板に生じる曲げモーメントにより内側固定ボルトに作用する引張力 (kN/本)

M : 縮小板に生じる曲げモーメント合力 (kN・mm/mm)

σ_b : 内側固定ボルトに生じる最大応力度 (kN/mm²)

P : 内側固定ボルトに作用する津波時荷重 (kN)

n : 内側固定ボルトの本数 (本)

D_1 : フランジ外径 (mm)

l_1 : 支点間距離 (mm)

M_{r1} : 縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

$M_{\theta1}$: 縮小板に生じる周方向の曲げモーメント (kN・mm/mm)

A : 内側固定ボルト 1 本の有効断面積 (mm²)

表 3.8.2-1 固定ボルトに生じる最大応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
D_1	mm	フランジ外径	3850
l_1	mm	支点間距離	111
M_{r1}	kN・mm/mm	縮小板に生じる半径方向の曲げモーメント	38.75
$M_{\theta 1}$	kN・mm/mm	縮小板に生じる周方向の曲げモーメント	11.62
P	kN	内側固定ボルトに作用する津波時荷重	1373
n	本	内側固定ボルトの本数	40
A	mm ²	内側固定ボルト 1 本の有効断面積	561

上記の評価式に、表 3.8.2-1 の入力値を代入すると固定ボルトに生じる最大応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 T_1 &= \frac{P}{n} \\
 &= \frac{1373}{40} \\
 &= 34.3 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= \sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2} \\
 &= \sqrt{(38.75)^2 + (11.62)^2} \\
 &= 40.45 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_2 &= M \cdot \pi \cdot D_1 \cdot \frac{1}{n \cdot l_1} \\
 &= 40.45 \times \pi \times 3850 \times \frac{1}{40 \times 111} \\
 &= 110.2 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{T}{A} \\
 &= \frac{34.3 + 110.2}{561} \\
 &= 0.2575 \text{ kN/mm}^2 \\
 &= 258 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

3.8.3 取水管（フランジ部）

取水管（フランジ部）の管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。取水管（フランジ部）は内側固定ボルトを介して荷重が作用するものとして、内径を固定とする有孔円板に等分布荷重が作用することで取水管（フランジ部）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価対象位置図を図 3.8.3-1 に、取水管（フランジ部）のモデル図を図 3.8.3-2 に示す。

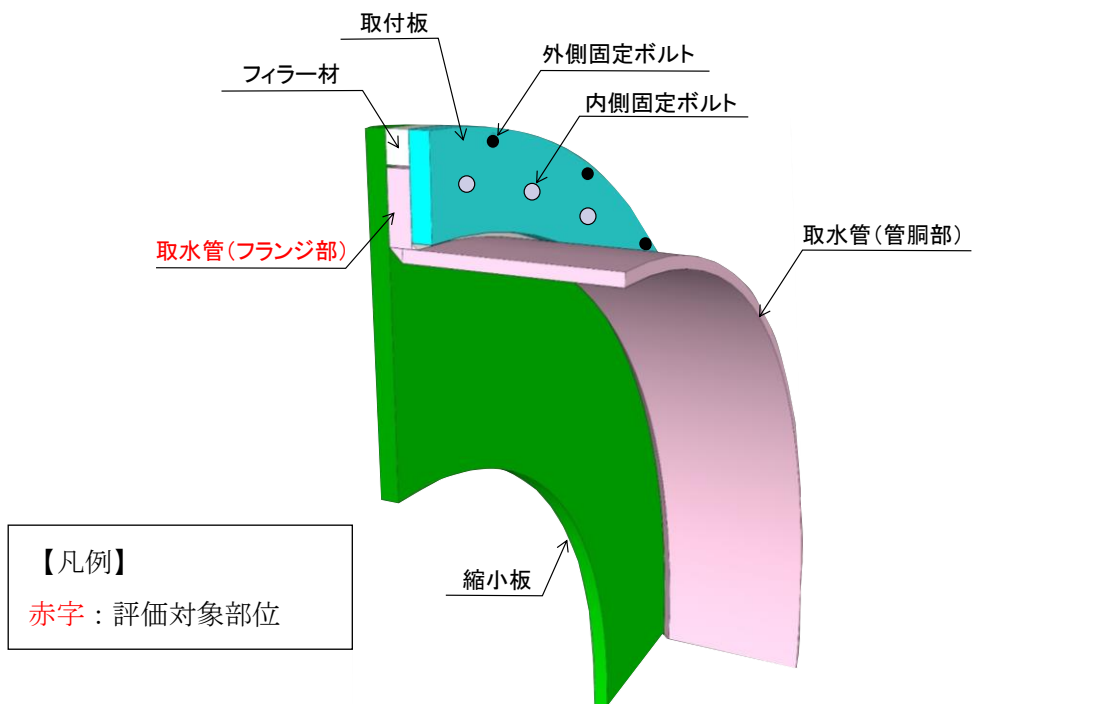


図 3.8.3-1 評価対象位置図（取水管（フランジ部））

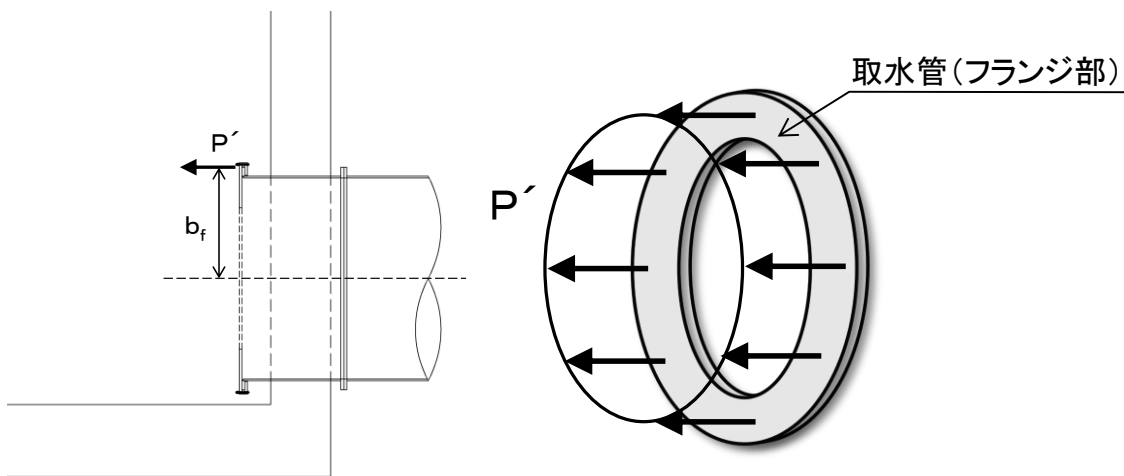


図 3.8.3-2 取水管（フランジ部）のモデル図

(1) 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重

取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重は、以下の式より算出する。また、取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重の計算に用いる入力値を表 3.8.3-1 に示す。

$$P' = \frac{P}{L_f}$$

$$L_f = 2 \cdot \pi \cdot b_f$$

ここで、

P' : 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重 (kN/mm)

L_f : 取水管（フランジ部）の外周長 (mm)

P : 取水管（フランジ部）に作用する津波時荷重 (kN)

b_f : 取水管（フランジ部）の外半径 (mm)

表 3.8.3-1 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	kN	取水管（フランジ部）に作用する津波時荷重	1373
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1814

上記の評価式に、表 3.8.3-1 の入力値を代入すると、取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} L_f &= 2 \times \pi \times b_f \\ &= 2 \times \pi \times 1814 \\ &= 11398 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P' &= \frac{P}{L_f} \\ &= \frac{1373}{11398} \\ &= 0.120 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

(2) 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント

取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントについて、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」に基づき，以下の式より算出する。また，取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメントの計算に用いる入力値を表 3.8.3-2 に示す。

$$M_{rf} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-1 + (1+v) \kappa_f + (1-v) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1+v) \ln \rho_f \right]$$

$$M_{\theta f} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-v + (1+v) \kappa_f - (1-v) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1+v) \ln \rho_f \right]$$

$$\kappa_f = \beta_f^2 \frac{1 + (1+v) \ln \beta_f}{1 - v + (1+v) \beta_f^2}$$

$$\beta_f = \frac{b_f}{a_f}$$

$$\rho_f = \frac{r_f}{a_f}$$

ここで，

M_{rf} : 取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

$M_{\theta f}$: 取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

P' : 取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重（kN/mm）

a_f : 取水管（フランジ部）の内半径（mm）

v : ポアソン比

b_f : 取水管（フランジ部）の外半径（mm）

r_f : 取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離（mm）

$\kappa_f, \beta_f, \rho_f$: 係数

表 3.8.3-2 取水管（フランジ部）に生じる曲げモーメントの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P'	kN/mm	取水管（フランジ部）に作用する単位長さあたりの等分布荷重	0.120
v	—	ポアソン比	0.3
a_f	mm	取水管（フランジ部）の内半径	1675
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1814
r_f	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離	1675

上記の評価式に、表 3.8.3-2 の入力値を代入すると取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメントは以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\beta_f &= \frac{b_f}{a_f} \\ &= \frac{1814}{1675} \\ &= 1.08299\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_f &= \frac{r_f}{a_f} \\ &= \frac{1675}{1675} \\ &= 1.0000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\kappa_f &= \beta_f^2 \frac{1 + (1 + \nu) \ln \beta_f}{1 - \nu + (1 + \nu) \beta_f^2} \\ &= 1.08299^2 \frac{1 + (1 + 0.3) \ln 1.08299}{1 - 0.3 + (1 + 0.3) \times 1.08299^2} \\ &= 0.58184\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{rf} &= \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-1 + (1 + \nu) \kappa_f + (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right] \\ &= \frac{0.120 \times 1675 \times 1.08299}{2} \left[-1 + (1 + 0.3) \times 0.58184 + (1 - 0.3) \frac{0.58184}{1^2} - (1 + 0.3) \ln 1 \right] \\ &= 17.82 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\theta f} &= \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-\nu + (1 + \nu) \kappa_f - (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{\rho_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right] \\ &= \frac{0.120 \times 1675 \times 1.08299}{2} \left[-0.3 + (1 + 0.3) \times 0.58184 - (1 - 0.3) \frac{0.58184}{1^2} - (1 + 0.3) \ln 1 \right] \\ &= 5.345 \text{ kN} \cdot \text{mm/mm}\end{aligned}$$

(3) 取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度

取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度について、「構造力学公式集（（社）土木学会，1986 年）」に基づき以下の式より算出する。また，取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度の計算に用いる入力値を表 3.8.3-3 に示す。

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$Z_f = \frac{t_f^2}{6}$$

ここで，

σ_f : 取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度（kN/mm²）

Z_f : 取水管（フランジ部）の断面係数（mm³/mm）

M_{rf} : 取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

$M_{\theta f}$: 取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント（kN・mm/mm）

t_f : 取水管（フランジ部）の板厚（mm）

表 3.8.3-3 取水管（フランジ部）に生じ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_{rf}	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる半径方向の曲げモーメント	17.82
$M_{\theta f}$	kN・mm/mm	取水管（フランジ部）に生じる周方向の曲げモーメント	5.35
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46

上記の評価式に，表 3.8.3-3 の入力値を代入すると取水管（フランジ部）に生じる最大曲げ応力度は以下のとおりとなる。

$$Z_f = \frac{46^2}{6}$$

$$= 352.7 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$= \frac{\sqrt{17.82^2 + 5.345^2}}{352.7}$$

$$= 0.0527 \text{ kN/mm}^2$$

$$\cong 53 \text{ N/mm}^2$$

(4) 取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度

取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度は、以下の式より算出する。また、取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度の計算に用いる入力値を表 3. 8. 3-4 に示す。

$$\tau_f = \frac{S_f}{A_3}$$

$$A_3 = t_f \cdot l_f$$

$$l_f = \pi \cdot (D_i + 2t_p)$$

ここで、

τ_f : 取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度（kN/mm²）

A_3 : 取水管（フランジ部）付け根の断面積（mm²）

l_f : 取水管（フランジ部）付け根の周長（mm）

S_f : 取水管（フランジ部）に作用するせん断力（=P）（kN）

P : 取水管（フランジ部）に作用する津波時荷重（kN）

t_f : 取水管（フランジ部）の板厚（mm）

D_i : 取水管（フランジ部）の管内径（mm）

t_p : 取水管（管胴部）の管厚（mm）

表 3. 8. 3-4 取水管（フランジ部）に生じ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
S_f	kN	取水管（フランジ部）に生じるせん断力	1373
D_i	mm	取水管（フランジ部）の管内径	3350
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚	24
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46

上記の評価式に、表 3. 8. 3-4 の入力値を代入すると取水管（フランジ部）に生じる最大せん断応力度は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} l_f &= \pi(D_i + 2t_p) \\ &= \pi \times (3350 + 2 \times 24) \\ &= 10675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_3 &= t_f \cdot l_f \\ &= 46 \times 10675 \\ &= 491050 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_f &= \frac{S_f}{A_3} \\ &= \frac{1373}{491050} \\ &= 0.00280 \text{ kN/mm}^2 \\ &\doteq 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3.9 評価結果

流路縮小工の強度評価結果を表 3.9-1 に示す。各部材の断面照査を行った結果、すべての部材において応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3.9-1 流路縮小工の強度評価結果（津波時）

評価対象部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
縮小板	曲げ	152	235	0.65
	せん断	3	135	0.03
固定ボルト	引張	258	560	0.46
取水管 (フランジ部)	曲げ	53	215	0.25
	せん断	3	124	0.03

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明

2.3.3 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響

目次

1.	1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響……………	1
(参考資料1)	1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速	
(参考資料2)	1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象	
(参考資料3)	1号機取水槽流路縮小工の閉塞した場合の検知性	

1. 1号機取水槽流路縮小工の設置による津波防護機能及び取水機能への影響

1号機取水槽流路縮小工は、1号機取水管のフランジに、鋼製の縮小板を取り付けた構造であり、1号機取水槽からの敷地への津波の流入を防止する設計としている。

1号機取水槽流路縮小工の設計にあたっては、図1に示すとおり、開口率の変化に伴う入力津波高さの低減効果について影響検討を実施しており、開口率を7割程度以下とすることで溢水防止対策の成立性見通しを確認したことから、保守的に開口率を5割に設定する方針としたことを踏まえ、取水管の直径 3.35m (断面積 8.81m²) に対し、縮小板貫通部の直径 m (断面積 4.34m²) を設定した。

1号機取水槽流路縮小工の設置を考慮した入力津波評価結果は、「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 1.7 入力津波の流路縮小工による水位低減効果の考慮について」において、1号機取水槽における入力津波高さは、EL 7.0m と評価しており、天端高さ EL 8.8m を上回らないことから、外郭浸水防護として敷地への津波の流入を防止できることを確認している。

また、1号機取水槽流路縮小工を設置する影響について、1号機の廃止措置中の通常時及び外部電源喪失時における1号機原子炉補機海水ポンプ運転時においても、取水機能への影響がないことを、第24回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(2021年11月11日)にて説明済みである(図2)。

コメントNo.81の回答

21

1号炉取水槽流路縮小工設置の概要とその効果 (1/2)

- 1号炉取水管端部への流路縮小工設置による入力津波高さ低減効果の成立性を以下の通り確認した。
 - 影響検討の結果、開口率を7割程度以下とすることで溢水防止対策の成立性見通しを確認したことから、保守的に開口率を5割に設定する。
 - 流路縮小工を設置することから、循環水ポンプの運転は行わない。

計算条件	
波源	基準津波1
地形変化	防波堤無し (防波堤の損傷状態を考慮)
潮位変動	+0.72m (潮位のばらつきを含む)
地殻変動	無し
貝付着	無し
循環水ポンプ状態	停止

※ 潮位については、「最終原子力発電所2号炉 津波による損傷の防止 論点7 「入力津波の設定プロセス及び結果の妥当性」(現在、審議中)の審査結果を適宜反映する。

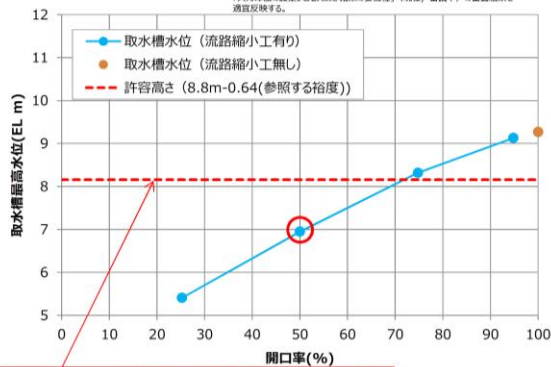
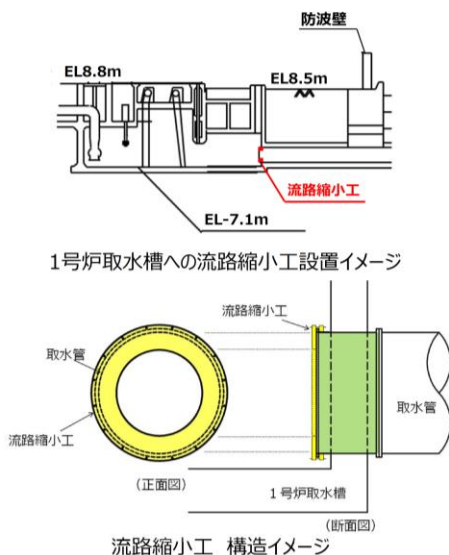


図1 1号機取水槽流路縮小工の開口率の変化に関する影響検討結果

(2020年7月14日 第876回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合(資料2-1-1)再掲)

3. 流路縮小工設置による1号炉取水機能への影響について

5

(2) 原子炉補機海水ポンプの取水性評価

- 取水管への流路縮小工設置により増加する損失水頭は無視できるレベル(0.0018m)であり、流路縮小工設置後の取水槽水位は、原子炉補機海水ポンプの取水可能水位から十分余裕があることから、取水機能への影響はない。
- なお、津波を想定した場合、引き波時に原子炉補機海水ポンプの取水可能水位以下まで水位が下がる可能性があるため、原子炉補機海水ポンプを停止する手順としているが、原子炉補機海水ポンプが停止しても、燃料プールの水温が施設運用上の基準に到達するまでの期間は約10日であり、基準津波(日本海東縁部に想定される地震による津波)の継続時間約360分(安全側の想定として、入力津波の解析時間を設定)に対し、十分余裕があることから、津波が収束し、安全を確認した後に原子炉補機海水ポンプを運転させることにより、施設運用上の基準に到達することなく取水機能を回復できることを確認している。

流路縮小工設置による1号炉取水機能への影響

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	取水口位置 における 海面水位	取水槽水位(カッ コ内は端数処理 前の値)	原子炉補機 海水ポンプの 取水可能水位
設置前	2.0 ^{※1}	16.59 ^{※2}	0.12	EL.-0.02m ^{※3}	EL.-0.03m (-0.0222m)	EL.-2.37m
設置後		8.81	0.23		EL.-0.03m (-0.0240m) ^{※4}	

- ※1 運転状況や系統切替を考慮し、流量が安全側となるよう、原子炉補機海水ポンプ(4台)運転時の流量(876m³/h×4台)、タービン補機海水ポンプ(3台)運転時の流量(1,000m³/h×3台)、除じんポンプ(2台)運転時の流量(300m³/h×2台)を設定
- ※2 貝付着代5cmを考慮
- ※3 朔望平均干潮位
- ※4 取水管の流路縮小工における局所損失(急拡, 急縮)を考慮

図2(1) 1号機の取水機能への影響確認結果

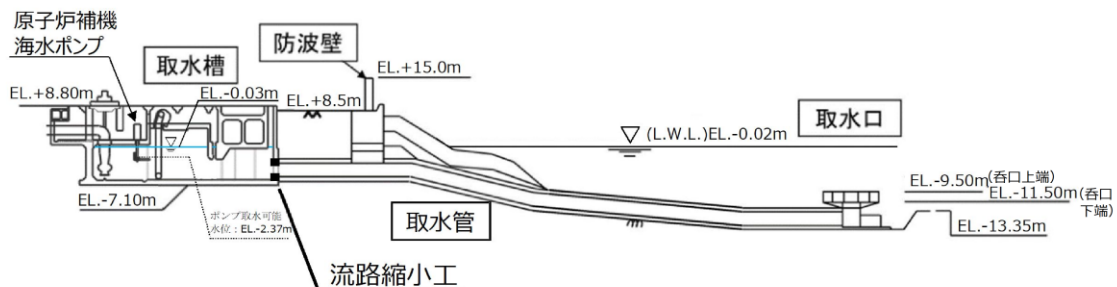
(2021年11月11日 第24回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料2-2)再掲)

3. 流路縮小工設置による1号炉取水機能への影響について

6

(3) 海水中に含まれる砂による取水機能への影響

- 島根1号炉の取水口は、海底面から取水口呑口の下端までの高さが約2mあるため、海底面の砂が取水口に到達しにくく、流路縮小工貫通部が砂で閉塞することは考えにくいことから、海水の流れに伴う砂の移動・堆積による取水機能への影響はない。
- なお、津波による浮遊砂に対する原子炉補機海水ポンプ運転への影響について、原子炉補機海水ポンプ軸受には異物逃がし溝があり、浮遊砂の影響を考慮した設計上の配慮がなされているため、運転に影響がないことを確認している。



1号炉 取水施設の断面図

図2(2) 1号機の取水機能への影響確認結果

(2021年11月11日 第24回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料2-2)再掲)

(参考資料 1) 1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速

1. 概要

1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる荷重の算定における水位及び流速については、図1-1～図1-3に示す1号機取水施設の管路解析モデルにより算定された管路解析結果より設定する。なお、1号機取水施設の管路解析モデルについては、設計の進捗により、図1-4に示すとおり1号機取水槽ピット部の閉塞及び1号機取水槽の耐震性を確保するため、1号機取水槽流路縮小工と同等の開口を設けたうえで漸拡ダクト部に充填したコンクリート考慮する。

1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる荷重のうち静水圧 F_h 及び動水圧 P_{dw} については、管路解析結果より1号機取水槽の水位等を用いて算定する。また、抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} については、管路解析結果より1号機取水槽流路縮小工の設置位置における流速を用いて算定する。

本資料では、1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速の設定について説明する。

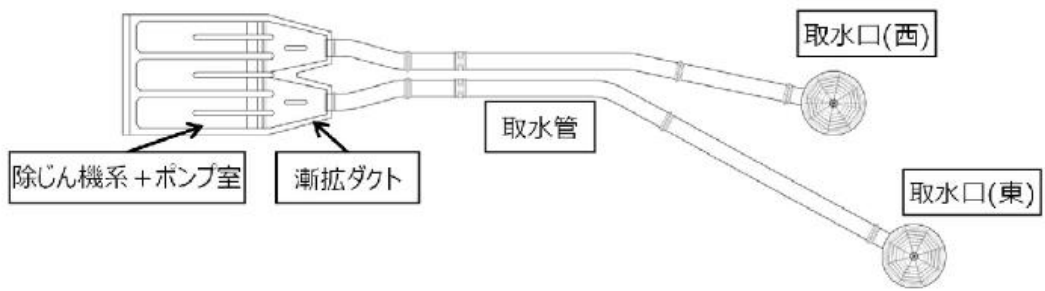


図 1-1 1号機取水施設平面図

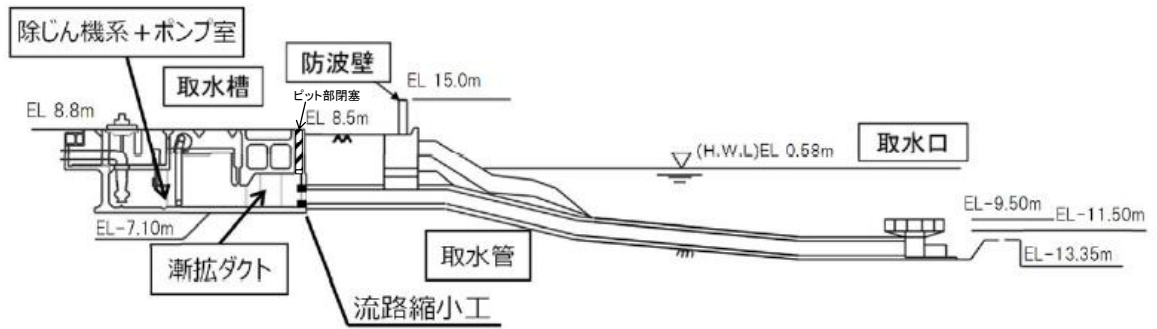


図 1-2 1号機取水施設断面図

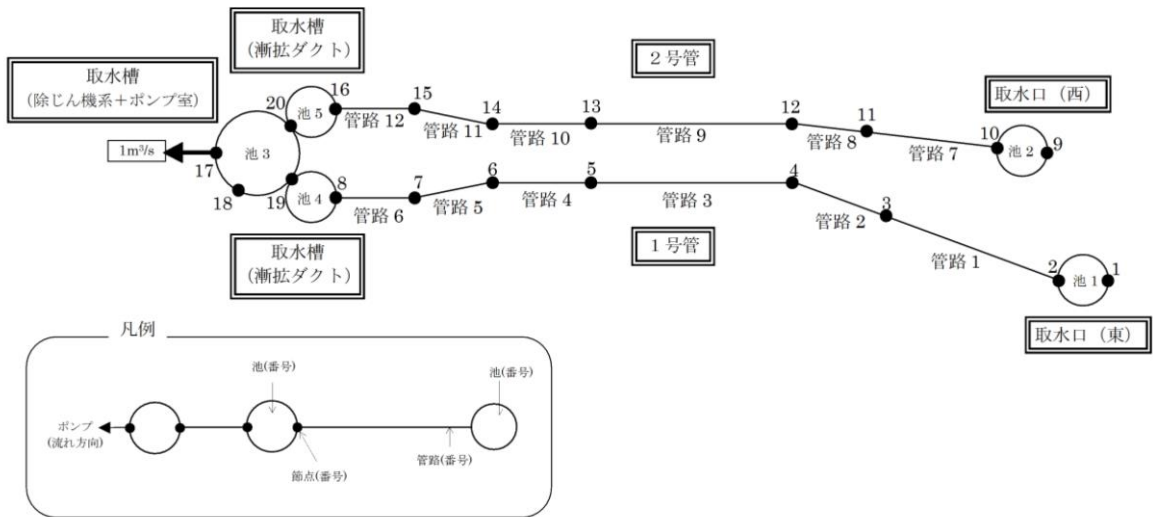
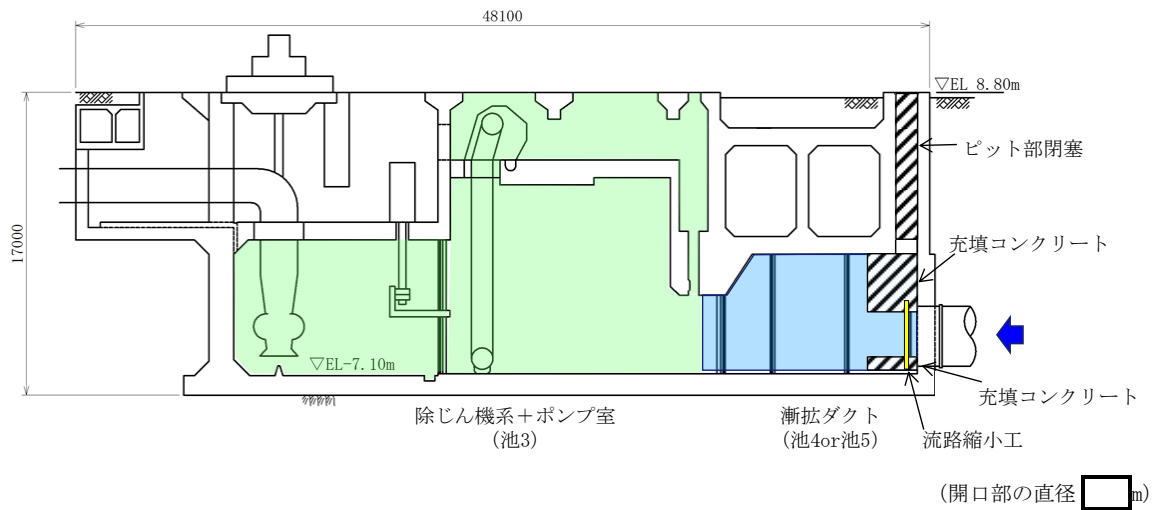


図 1-3 1号機取水施設の管路解析モデル図



注：1号機取水槽ピット部の閉塞及び1号機取水槽の耐震性を確保するため、1号機取水槽流路縮小工と同等の開口を設けたうえで漸拡ダクト部に充填したコンクリートの反映による入力津波の設定への影響はないことを確認している。

図 1-4 1号機取水槽モデル化の概念図

2. 1号機取水槽流路縮小工の強度計算に用いる水位及び流速

2.1 静水圧 F_h

静水圧 F_h の算定に用いる水位は、1号機取水槽流路縮小工に作用する静水圧 F_h が最大となるよう、管路解析モデルにおいて上流である池1又は池2と下流である池4又は池5の水位差が最大となる時刻における水位を選定する。静水圧 F_h の算定に用いる水位の抽出位置を図2.1-1に示す。なお、1号機取水槽流路縮小工を安全側に評価する観点から、流速を用いて算定する抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} と荷重の向きが同じとなるよう、上流から下流に静水圧 F_h が作用するよう、下流より上流の水位が高い時刻を選定する。

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、 F_h : 静水圧 (kN)

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Δh : 1号機取水口と1号機取水槽の水位差 (m)

A : 作用面積 (m²)

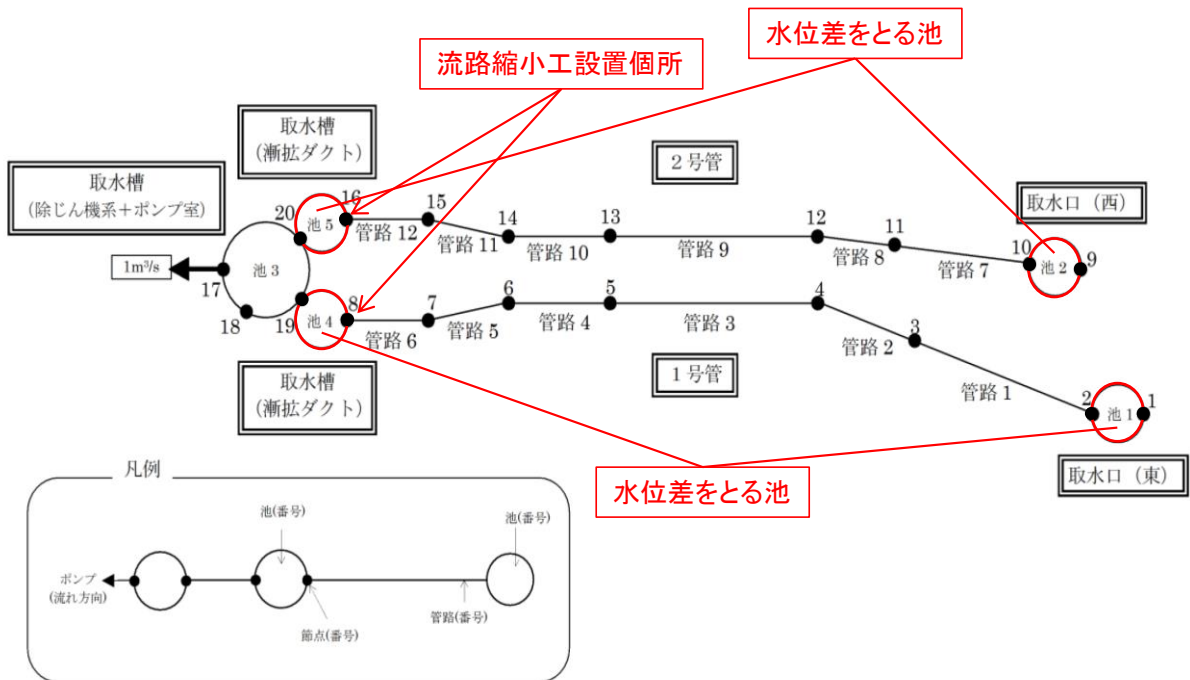


図 2.1-1 静水圧 F_h の算定に用いる水位の抽出位置

(1) 津波時

津波時(日本海東縁部を波源とした津波)における管路解析結果を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 より, ケース 1 (基準津波 1, 防波堤有り, 貝付着有り, ポンプ停止) において算定される最大水位差 $\Delta h=8.36\text{m}$ を, 津波時の静水圧 F_h の算定に用いる。

表 2.1-1 津波時 (日本海東縁部を波源とした津波) における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	池 1 の水位 (EL)	池 4 の水位 (EL)	水位差 Δh	池 2 の水位 (EL)	池 5 の水位 (EL)	水位差 Δh
日本海東縁部	1	基準津波 1	有り	有り	停止	8.15	-0.21	8.36	7.29	0.03	7.26
	2			無し		8.15	0.01	8.14	7.29	0.28	7.00
	3		無し	有り		5.17	-2.15	7.31	5.90	-1.52	7.43
	4			無し		5.17	-2.03	7.20	5.90	-1.32	7.23
	5	基準津波 2	有り	有り		3.69	-2.04	5.73	4.56	-1.36	5.92
	6			無し		3.69	-2.01	5.70	3.93	-1.88	5.81
	7	基準津波 5	無し	有り		4.61	-0.84	5.45	4.53	-1.05	5.58
	8			無し		4.61	-0.57	5.18	4.53	-0.81	5.34

(単位 : m)

(2) 重畳時

重畳時 (海域活断層を波源とした津波) における管路解析結果を表 2.1-2 に示す。

表 2.1-2 より, ケース 11 (基準津波 4, 防波堤無し, 貝付着有り, ポンプ停止) において算定される最大水位差 $\Delta h=2.32\text{m}$ を, 重畳時の静水圧 F_h の算定に用いる。

表 2.1-2 重畳時 (海域活断層を波源とした津波) における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	池 1 の水位 (EL)	池 4 の水位 (EL)	水位差 Δh	池 2 の水位 (EL)	池 5 の水位 (EL)	水位差 Δh
日本海東縁部	9	基準津波 4	有り	有り	停止	-1.95	-0.11	1.84	-1.93	-0.11	1.82
	10			無し		-1.88	-0.15	1.73	-1.78	-0.07	1.71
	11		無し	有り		-2.34	-0.02	2.32	-2.31	-0.02	2.29
	12			無し		-2.34	-0.13	2.21	-2.31	-0.13	2.18
	13	活断層 上昇側	有り	有り		-1.40	0.06	1.46	-1.26	0.19	1.45
	14			無し		-0.46	-1.94	1.48	-0.52	-2.01	1.49
	15		無し	有り		0.69	-1.16	1.85	0.51	-1.34	1.85
	16			無し		-0.09	-1.97	1.89	-0.29	-2.18	1.88

(単位 : m)

2.2 動水圧 P_{dw}

動水圧 P_{dw} の算定に用いる水位は、1号機取水槽流路縮小工にかかる動水圧 P_{dw} が最大となるよう、管路解析モデルにおいて1号機取水槽流路縮小工が設置される池4又は池5の水位が最大となる時刻における水位を選定する。動水圧 P_{dw} の算定に用いる水位の抽出位置を図2.2-1に示す。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで、

P_{dw} : 動水圧 (kN)

C : 補助係数 (=1.0)

K_h : 弾性設計用地震動 $S_d - D$ による設計水平震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Z_{dw} : 水深 (m)

z_{dw} : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

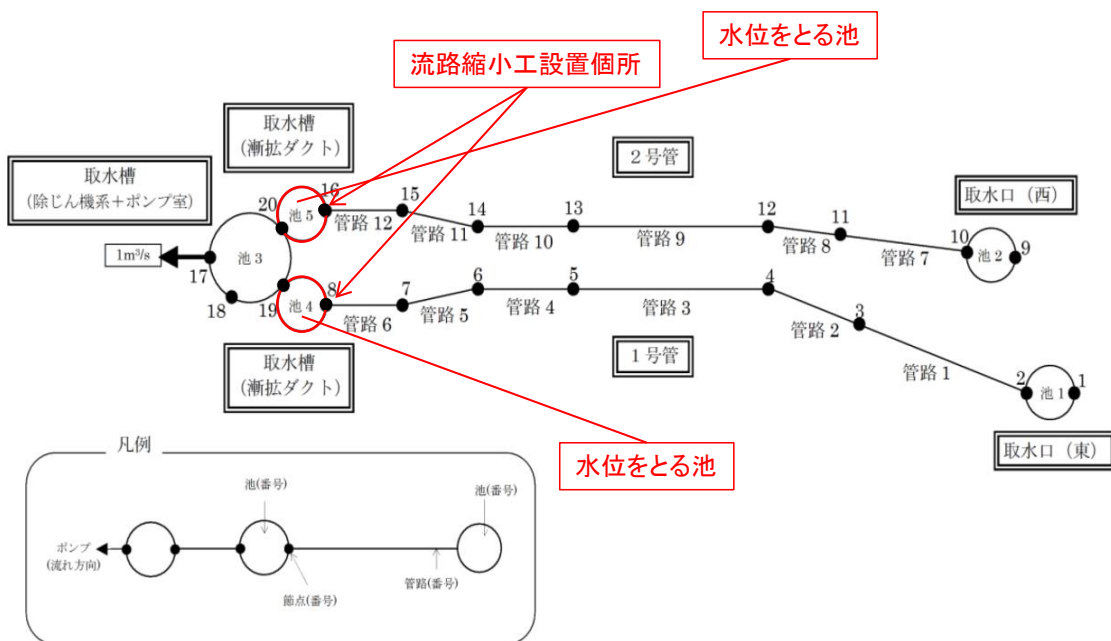


図 2.2-1 動水圧 P_{dw} の算定に用いる水位の抽出位置

(1) 重畳時

重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 より，ケース 12（基準津波 4，防波堤無し，貝付着無し，ポンプ停止）において算定される最大水位 $h=2.97\text{m}$ を，重畳時の動水圧 P_{dw} の算定に用いる。

表 2.2-1 重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ 状態	池 4 の 水位 (EL)	池 5 の 水位 (EL)
海域 活断層	9	基準津波 4	有り	有り	停止	2.89	2.89
	10			無し		2.95	2.95
	11		無し	有り		2.76	2.76
	12			無し		2.97	2.97
	13	活断層 上昇側	有り	有り		2.76	2.76
	14			無し		2.79	2.79
	15		無し	有り		2.79	2.79
	16			無し		2.95	2.95

(単位：m)

2.3 抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht}

抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} の算定に用いる流速は、1号機取水槽流路縮小工に作用する抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} が最大となるよう、管路解析モデルにおいて1号機取水槽流路縮小工が設置される節点8又は節点16の流速が最大となる時刻における流速を選定する。抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} の算定に用いる流速の抽出位置を図2.3-1に示す。

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

- ここで、 F_d : 抗力 (kN)
 ρ_0 : 密度 (=1.03t/m³)
 C_D : 抗力係数 (=2.01 保守的に最大値とする)
 A : 縮小板の面積 (m²)
 v : 流速 (m/s)

$$P_{ht} = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

- ここで、 P_{ht} : 摩擦による推力 (kN)
 f : 流水の摩擦抵抗係数 (=0.2 · D^{-1/3})
 D : 貫通部直径 (m)
 L : 貫通部長さ (m)
 Q : 流量 (=v × A') (m³/s)
 A' : 貫通部内空断面積 (=π × D²/4) (m²)
 v : 流速 (m/s)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

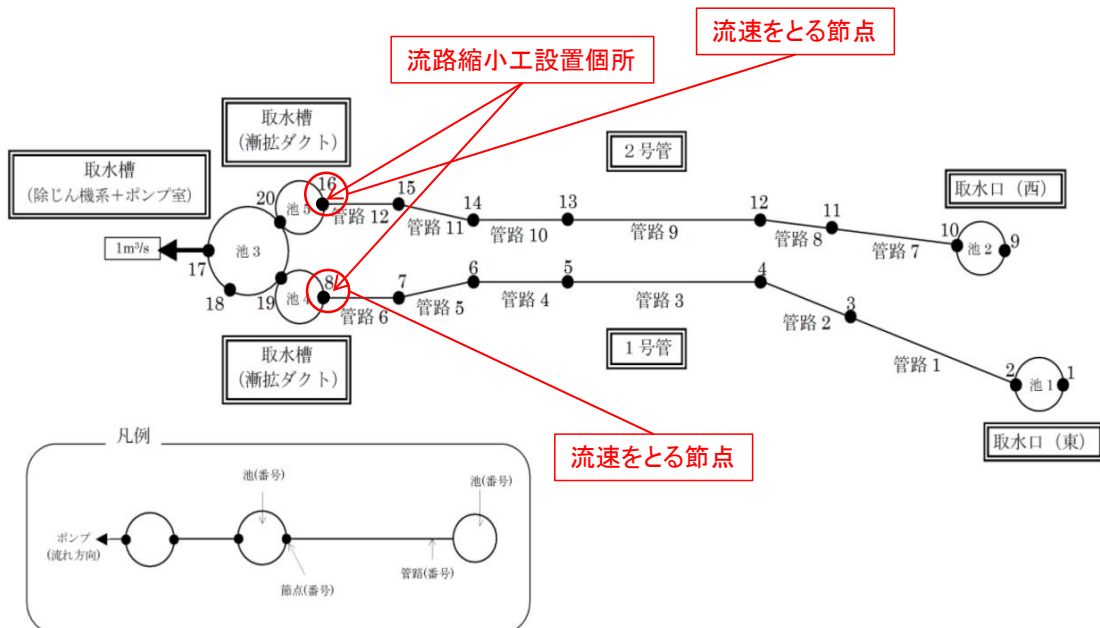


図 2.3-1 抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} の算定に用いる流速の抽出位置

(1) 津波時

津波時(日本海東縁部を波源とした津波)における管路解析結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 より, ケース 4 (基準津波 1, 防波堤無し, 貝付着無し, ポンプ停止) において算定される最大流速 9.470m/s を切り上げた流速 10.0m/s を, 津波時の抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} の算定に用いる。

表 2.3-1 津波時 (日本海東縁部を波源とした津波) における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ 状態	節点 8 の 流速	節点 16 の 流速
日本海 東縁部	1	基準津波 1	有り	有り	停止	7.958	8.321
	2			無し		8.849	9.181
	3		無し	有り		8.236	8.470
	4			無し		9.210	9.470
	5	基準津波 2	有り	有り		7.325	7.611
	6			無し		8.254	8.543
	7	基準津波 5	無し	有り		7.047	7.210
	8			無し		7.789	7.947

(単位 : m/s)

(2) 重畳時

重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果を表 2.3-2 に示す。

表 2.3-2 より、ケース 12（基準津波 4，防波堤無し，貝付着無し，ポンプ停止）において算定される最大流速 5.658m/s を切り上げた流速 6.0m/s を，重畳時の抗力 F_d 及び摩擦による推力 P_{ht} の算定に用いる。

表 2.3-2 重畳時（海域活断層を波源とした津波）における管路解析結果

波源	ケース	津波	防波堤	貝付着	ポンプ状態	節点 8 の流速	節点 16 の流速
海域活断層	9	基準津波 4	有り	有り	停止	4.458	4.647
	10			無し		4.871	5.069
	11		無し	有り		4.892	5.153
	12			無し		5.384	5.658
	13	活断層 上昇側	有り	有り		3.920	4.110
	14			無し		4.263	4.472
	15		無し	有り		4.291	4.573
	16			無し		4.702	5.010

(単位：m/s)

(参考資料 2) 1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象

1. 1号機取水槽流路縮小工における要求機能を喪失しうる事象について

1号機取水槽流路縮小工の各部位が損傷により要求機能を喪失しうる事象を抽出し、これに対する設計・施工上の配慮の整理結果を表1～表3に示す。

表1 要求機能を喪失しうる事象及びこれに対する設計・施工上の配慮
(縮小板, 固定ボルト及び取付板)

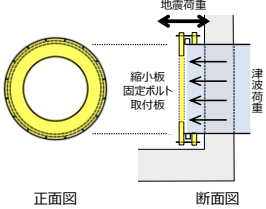
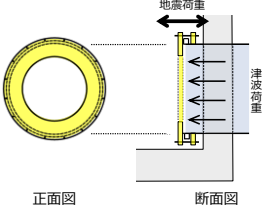
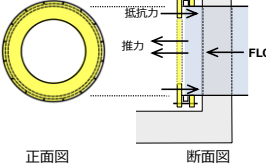
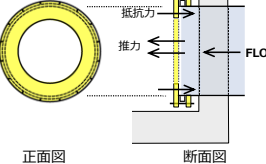
部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	評価対象
縮小板 固定ボルト 取付板	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重や津波荷重により、縮小板が曲げ破壊又はせん断破壊することで津波防護機能を喪失する。 縮小板から伝達する荷重により、取付板及び固定ボルトが破断し、津波防護機能を喪失する。  <p>正面図 断面図</p>	<ul style="list-style-type: none"> 縮小板、取付板及び固定ボルトに生じる断面力による応力度が、許容限界以下であることを確認する。  <p>正面図 断面図</p>	○
	<ul style="list-style-type: none"> 開口部における流水の摩擦により推力が生じ、縮小板が曲げ破壊又はせん断破壊することで津波防護機能を喪失する。 縮小板から伝達する荷重により、取付板及び固定ボルトが破断し、津波防護機能を喪失する。  <p>正面図 断面図</p>	<ul style="list-style-type: none"> 津波時及び重畳時の津波荷重として、流水の摩擦による推力を考慮する。  <p>正面図 断面図</p>	○

表2 要求機能を喪失しうる事象及びこれに対する設計・施工上の配慮
(取水管 (管胴部及びフランジ部))

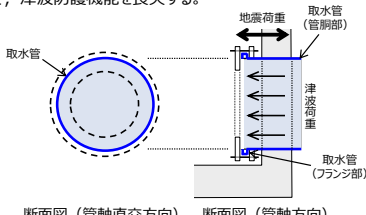
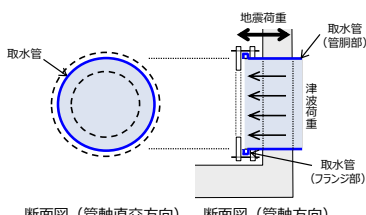
部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	評価対象
取水管 (管胴部) (フランジ部)	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重や新設の鋼製部材から伝達する津波荷重により、取水管 (管胴部) が曲げ破壊、せん断破壊又は引張破壊することで、津波防護機能を喪失する。 地震荷重や新設の鋼製部材から伝達する津波荷重により、取水管 (フランジ部) が曲げ破壊又はせん断破壊することで、津波防護機能を喪失する。  <p>断面図 (管軸直交方向) 断面図 (管軸方向)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 取水管 (管胴部、フランジ部) に生じる断面力による応力度が、許容限界以下であることを確認する。  <p>断面図 (管軸直交方向) 断面図 (管軸方向)</p>	○

表3 要求機能を喪失しうる事象及びこれに対する設計・施工上の配慮

(1号機取水槽流路縮小工全体)

設備の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	照査
1号機取水槽 流路縮小工 全体	<p>・急縮部・急拡部で発生する砂や貝を含んだ渦や流水による摩耗(エロージョン^{※1})によって形状に変化が生じ、津波防護機能を喪失する。</p> <p>正面図 断面図</p>	<p>・「建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I]」によれば、渦や流水による摩耗は経年劣化による損傷である。常時の流路縮小工による開口部の流速が0.11m/sと遅いことから、摩耗による流路縮小工の健全性への影響は小さいと判断する。</p> <p>・津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。「水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版(社)水門鉄管協会」によれば、管の摩耗による板厚の減少に対して余裕厚を確保する方法が用いられていることから、1号機流路縮小工を構成する部材のうち、鋼製部材に対して適切な余裕厚を詳細設計段階で設定する。</p>	-
1号機取水槽 流路縮小工 全体	<p>・急縮部に高速な津波が流れ込むことによる局所的な圧力降下によって、その下流は負圧となって空洞を生じ(キャビテーション)、圧力が高まる急拡部付近に移動すると、水蒸気の気泡は急激に圧潰され、壁面に損傷を与えることにより、形状に変化が生じ、流路縮小性能を喪失する(ピッチング損傷)。</p> <p>正面図 断面図</p>	<p>・「ダム・堰施設技術基準(案)平成23年版(社)ダム・堰施設技術協会」によれば、円形断面で出口面積が3~4m²未満の放流管を「小容量放流管」とし、小断面で管内流速が1.0m/sを超える場合は圧力降下を生じる可能性があるとしている。一方で、流路縮小工は円形断面で出口面積が4.33m²を確保し、管路解析の結果から津波時の流速が最大でも9.47m/sであることから、圧力降下が生じる可能性は小さく、キャビテーションによる流路縮小工の健全性への影響は小さいと判断する。</p>	-

注記* : エロージョン摩耗とは、液体粒子・固体粒子あるいは液体の流れが角度をなして物体表面に衝突することで生じる摩耗である、

(参考資料3) 1号機取水槽流路縮小工の閉塞した場合の検知性

1. 1号機取水槽流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

1号機取水槽流路縮小工の開口部は直径 m であり, 既往の取水設備の点検結果から, 海生生物の付着代は最大で約 5cm 程度である。このため, 海生生物の付着による閉塞の可能性はなく, 定期的な点検と清掃を実施することから, 1号機取水槽流路縮小工の閉塞の可能性はないと判断している。

仮に1号機取水槽流路縮小工の閉塞を仮定した場合においても, 1号機取水槽の水位が低下傾向を示すため, 「取水槽水位低」の警報が中央制御室において発報することにより検知可能であり, 保安規定に紐づくQMS文書「設備別運転要領書 別冊 警報発生時の措置」に基づき対応が可能である。

2.4 浸水防止設備に関する補足説明

目 次

- 2.4.1 屋外排水路逆止弁に関する補足説明
 - 2.4.1.1 屋外排水路逆止弁の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.4.1.2 屋外排水路逆止弁の強度計算書に関する補足説明
- 2.4.2 防水壁に関する補足説明
 - 2.4.2.1 防水壁の止水性について
 - 2.4.2.2 防水壁の設計に関する補足説明
 - 2.4.2.3 復水器エリア防水壁を貫通する配管の耐震性に関する補足説明
- 2.4.3 水密扉に関する補足説明
 - 2.4.3.1 水密扉の止水性について
 - 2.4.3.2 水密扉の設計に関する補足説明
- 2.4.4 床ドレン逆止弁に関する補足説明
 - 2.4.4.1 床ドレン逆止弁を構成する各部材の評価及び機能保持の確認方法について
 - 2.4.4.2 床ドレン逆止弁の配置について
- 2.4.5 貫通部止水処置に関する補足説明
 - 2.4.5.1 貫通部止水処置に関する漏えい試験について
- 2.4.6 堰に関する補足説明
 - 2.4.6.1 堰の止水性について
 - 2.4.6.2 堰の設計に関する補足説明
- 2.4.7 防水板に関する補足説明
 - 2.4.7.1 防水板の止水性について

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.4 浸水防止設備に関する補足説明
 - 2.4.1 屋外排水路逆止弁に関する補足説明
 - 2.4.1.1 屋外排水路逆止弁の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	14
2.3 評価方針	23
2.4 適用規格・基準等	25
2.5 記号の説明	27
3. 評価対象部位	31
4. 固有周期	33
4.1 固有周期の計算方法	33
4.1.1 閉門時	33
4.1.2 開門時	34
4.2 固有周期の計算条件	35
4.2.1 閉門時	35
4.2.2 開門時	36
4.3 固有周期の計算結果	37
4.3.1 閉門時	37
4.3.2 開門時	41
5. 構造強度評価	45
5.1 構造強度評価方法	45
5.2 荷重及び荷重の組合せ	45
5.2.1 荷重の設定	45
5.2.2 荷重の組合せ	45
5.3 許容限界	47
5.4 設計用地震力	66
5.4.1 閉門時	66
5.4.2 開門時	84
5.4.3 評価に用いる設計用地震力	88
5.5 計算方法	90

5.5.1	屋外排水路逆止弁 (①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬)	91
5.5.2	屋外排水路逆止弁 (⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫)	105
5.6	計算条件	116
5.7	応力計算	128
5.7.1	屋外排水路逆止弁①	128
5.7.2	屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥	150
5.7.3	屋外排水路逆止弁⑦	172
5.7.4	屋外排水路逆止弁⑧-1	190
5.7.5	屋外排水路逆止弁⑧-2	207
5.7.6	屋外排水路逆止弁⑨	225
5.7.7	屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫	247
5.7.8	屋外排水路逆止弁⑬	265
6.	評価結果	287
7.	集水桝の耐震評価	300
7.1	集水桝の構造概要	300
7.2	評価方針	313
7.3	適用規格・基準等	318
8.	集水桝の耐震評価方法	320
8.1	設計用地震力及び評価対象部位	320
8.1.1	集水桝 (防波壁部)	320
8.1.2	集水桝 (改良地盤部)	320
8.2	荷重及び荷重の組合せ	321
8.2.1	荷重の設定	321
8.2.2	荷重の組合せ	321
8.3	許容限界	323
8.3.1	集水桝	324
8.3.2	アンカー筋	325
8.3.3	接合鉄筋	339
8.3.4	基礎地盤の支持性能	340
8.3.5	集水桝蓋	340
8.3.6	アンカーボルト (集水桝蓋)	341
8.4	設計用地震力	342
8.5	評価方法	345
8.5.1	集水桝 (防波壁部)	345
8.5.2	集水桝 (改良地盤部)	346
8.5.3	集水桝蓋の評価	350

8.5.4	アンカーボルト（集水桝蓋）の評価	351
8.6	使用材料及び材料の物性値	352
9.	集水桝の耐震評価結果	353
9.1	集水桝の曲げ軸力評価結果	353
9.2	集水桝のせん断力評価結果	366
9.3	アンカー筋の支持性能評価結果	369
9.4	接合鉄筋の支持性能評価結果	372
9.5	基礎地盤の支持性能評価結果	373
9.6	集水桝蓋の応力評価結果	374
9.7	アンカーボルト（集水桝蓋）のせん断力評価結果	377

（参考資料1）アンカーの設計に用いる指針等の適用性について

（参考資料2）打ち増しコンクリートのアンカー筋の照査等について

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆止弁が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆止弁は、設計基準対象施設においては耐震設計上の重要度分類Sクラスに分類され、十分な支持性能を有する防波壁又は改良地盤に設置された集水柵に設置する。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆止弁が設置される集水柵は耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び支持性能評価を行う。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆止弁の設置位置図を図 2-1、設置状況一覧を表 2-1、断面図及び構造概要図を図 2-2～図 2-11 に示す。

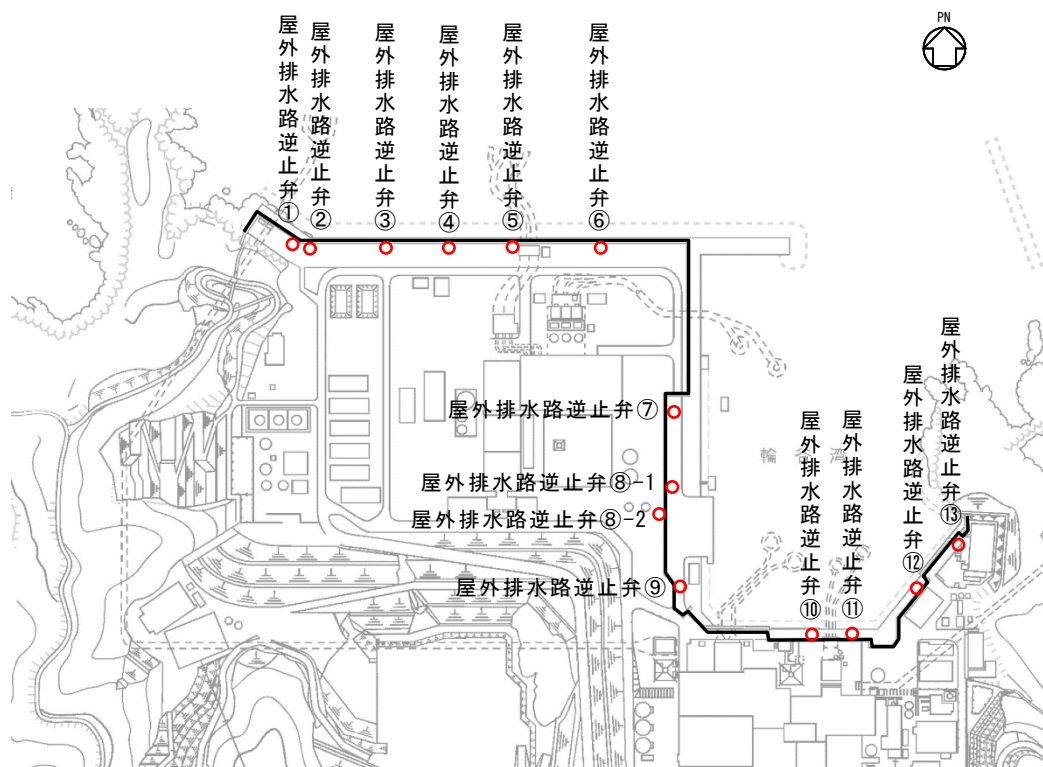


図 2-1 屋外排水路逆止弁の設置位置図

表 2-1 屋外排水路逆止弁の設置状況一覧

設備名称	構造	逆止弁の設置状況	集水榦の支持機構	
屋外排水路逆止弁①	鋼製	防波壁の敷地側の集水榦（地中）内に設置	防波壁が支持	
屋外排水路逆止弁②				
屋外排水路逆止弁③				
屋外排水路逆止弁④				
屋外排水路逆止弁⑤				
屋外排水路逆止弁⑥				
屋外排水路逆止弁⑦				
屋外排水路逆止弁⑧-1		防波壁の海側の集水榦（地中）内に設置	改良地盤が支持	
屋外排水路逆止弁⑧-2		防波壁の敷地側の集水榦（地中）内に設置		
屋外排水路逆止弁⑨			防波壁の海側の集水榦（地中）内に設置	防波壁が支持
屋外排水路逆止弁⑩				
屋外排水路逆止弁⑪				
屋外排水路逆止弁⑫				
屋外排水路逆止弁⑬	防波壁の敷地側の集水榦（地中）内に設置			

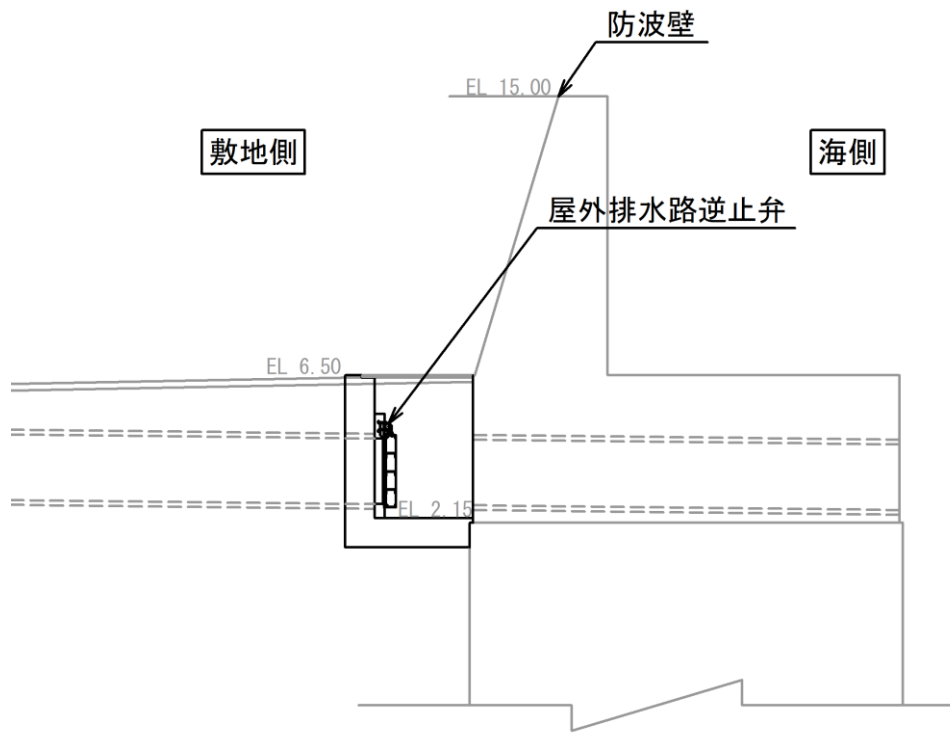


図 2-2(1) 屋外排水路逆止弁①断面図

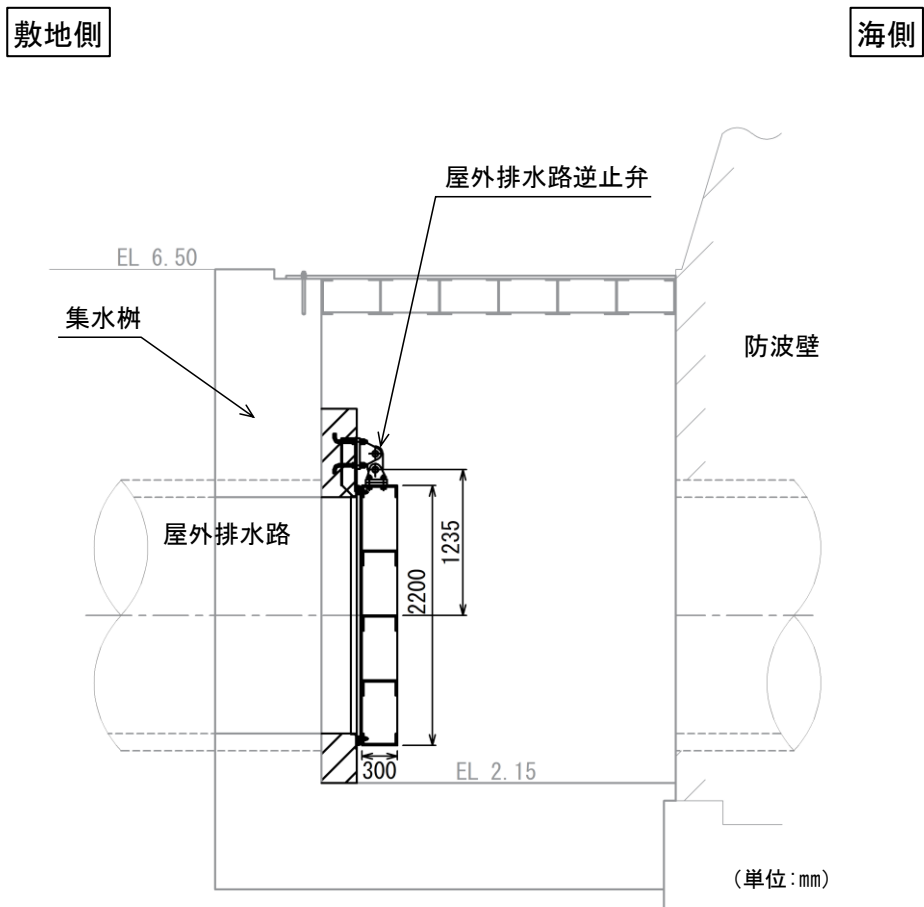


図 2-2(2) 屋外排水路逆止弁①の構造概要図
2.4.1.1-4

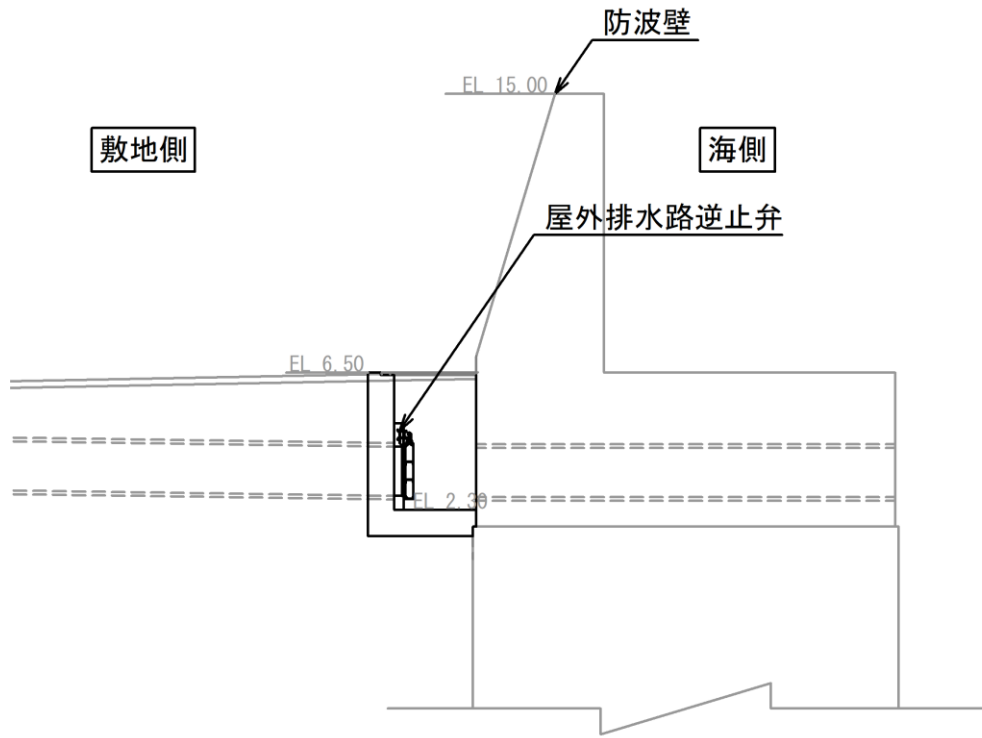


図 2-3 (1) 屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥断面図

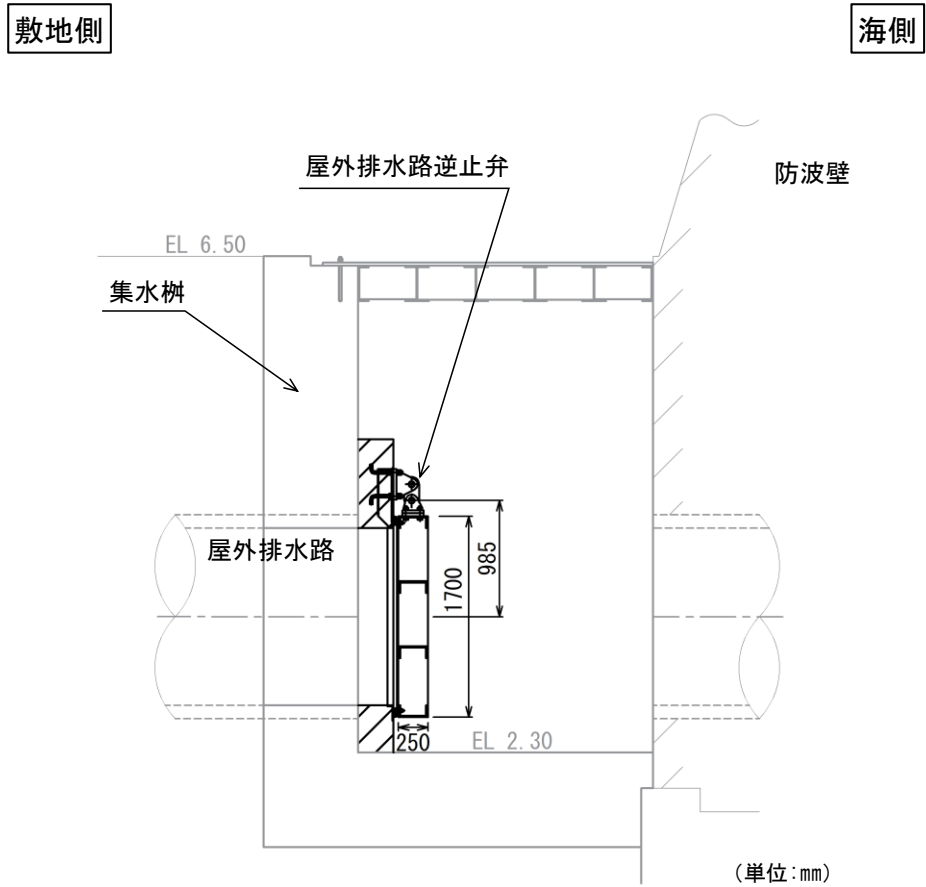


図 2-3 (2) 屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥の構造概要図
2.4.1.1-5

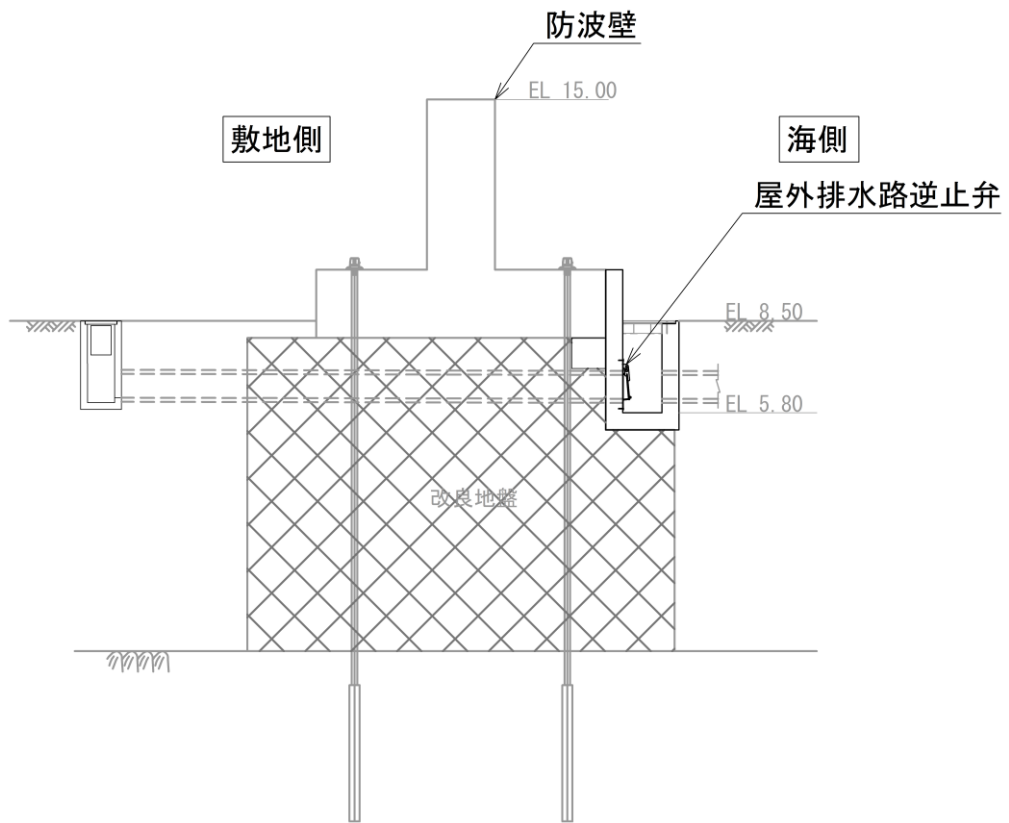
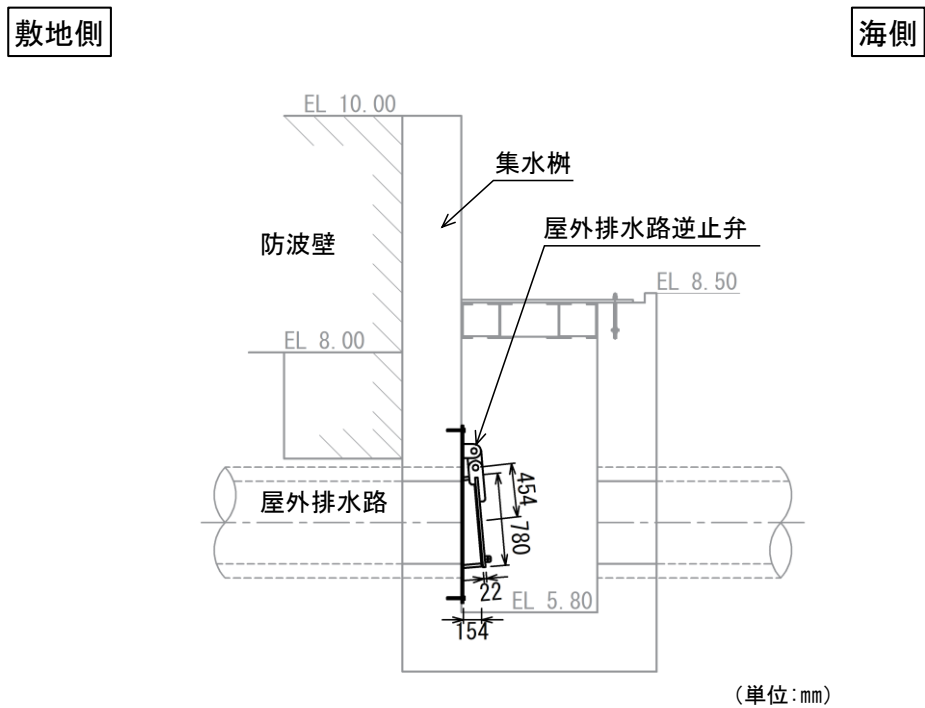


図 2-4(1) 屋外排水路逆止弁⑦断面図



(単位:mm)

注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.00 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-4 (2) 屋外排水路逆止弁⑦の構造概要図

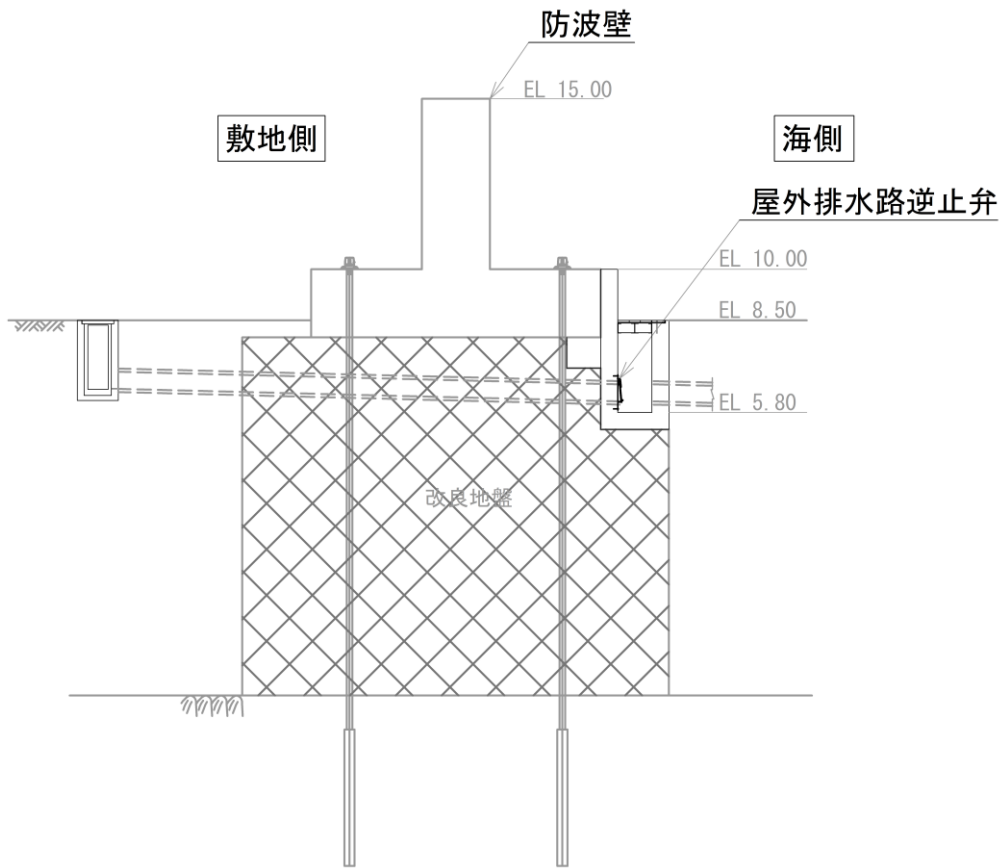
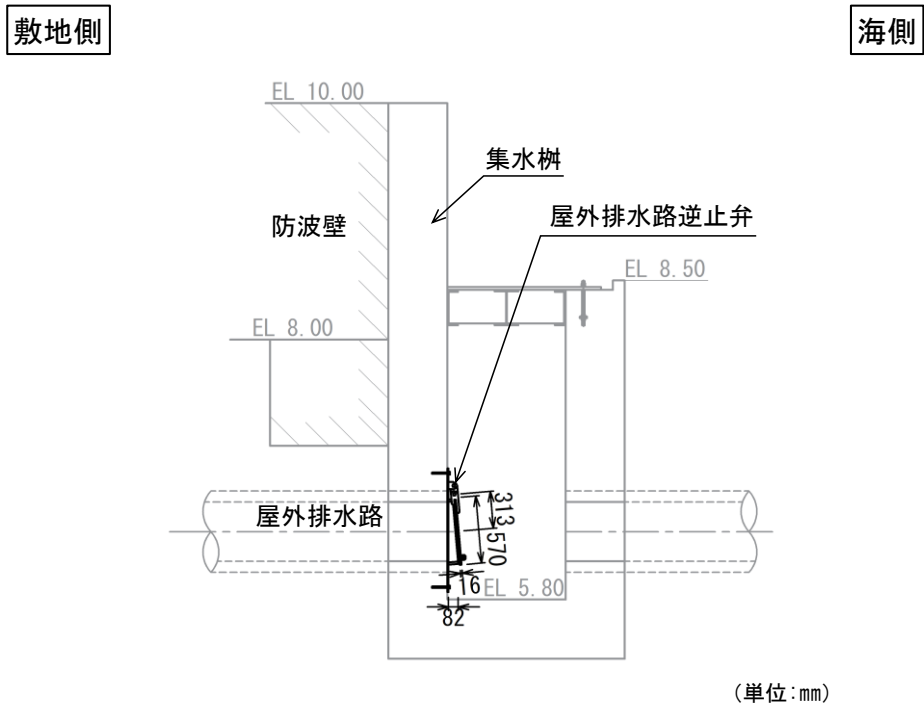


図 2-5 (1) 屋外排水路逆止弁⑧-1 断面図



(単位:mm)

注：集水榦のアンカー筋固定のため EL 8.00 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-5 (2) 屋外排水路逆止弁⑧-1 の構造概要図

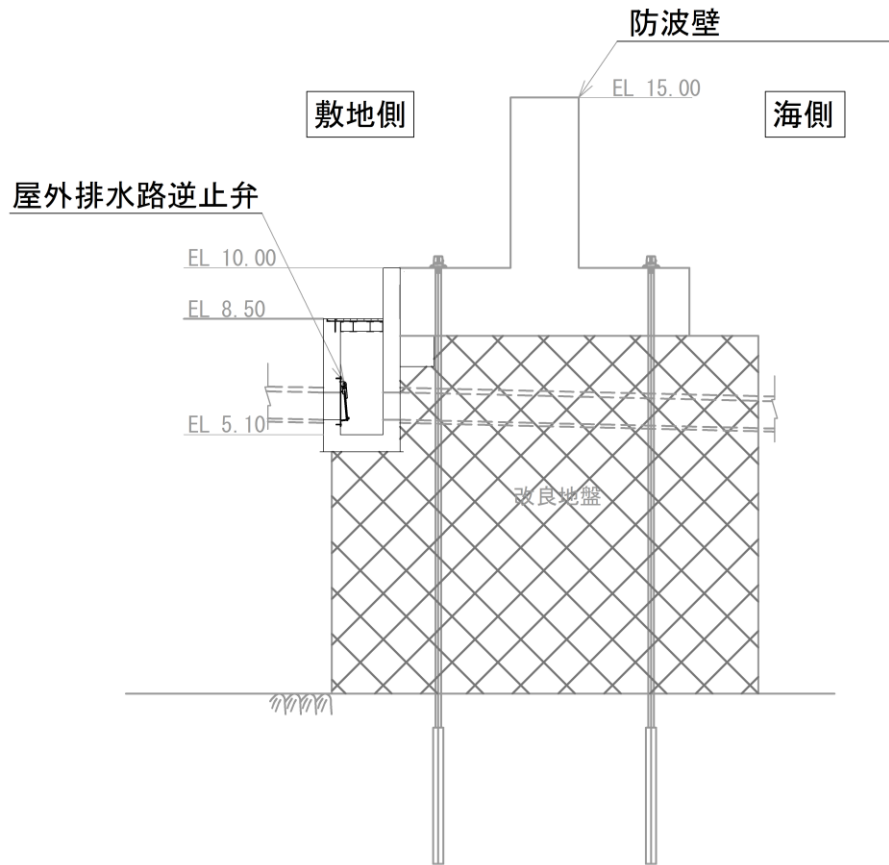
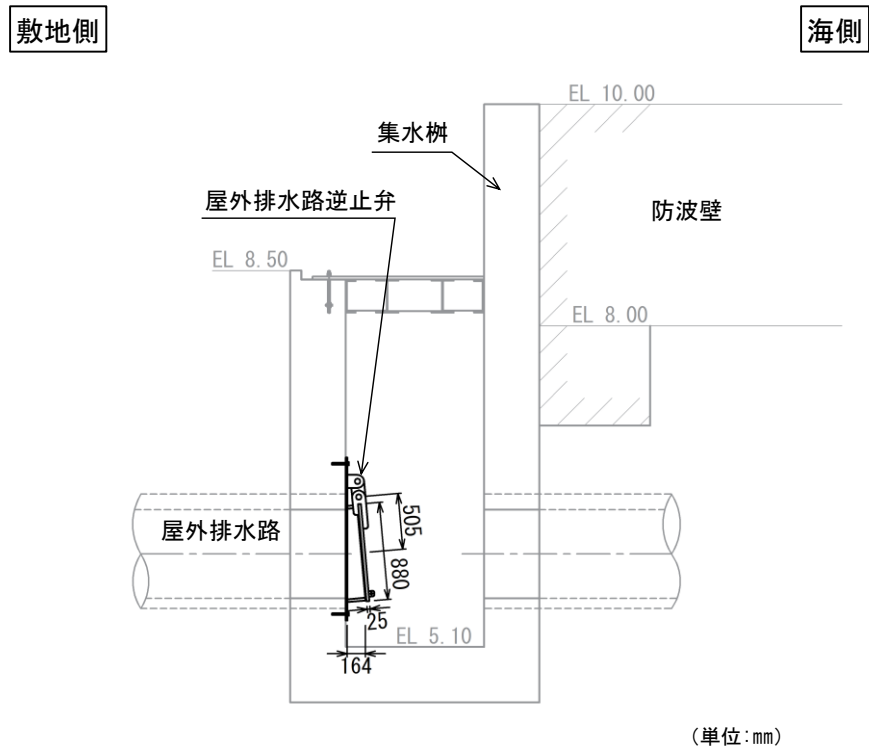


図 2-6 (1) 屋外排水路逆止弁⑧-2 断面図



(単位:mm)

注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.00 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-6 (2) 屋外排水路逆止弁⑧-2 の構造概要図
2.4.1.1-8

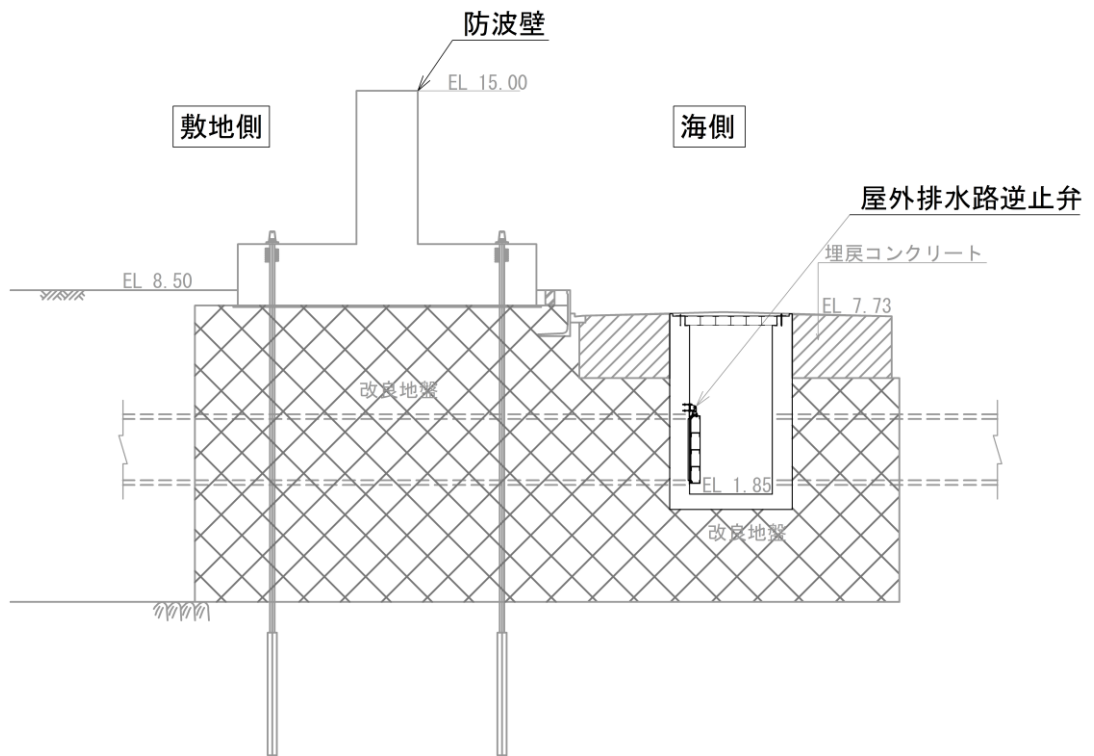


図 2-7 (1) 屋外排水路逆止弁⑨断面図

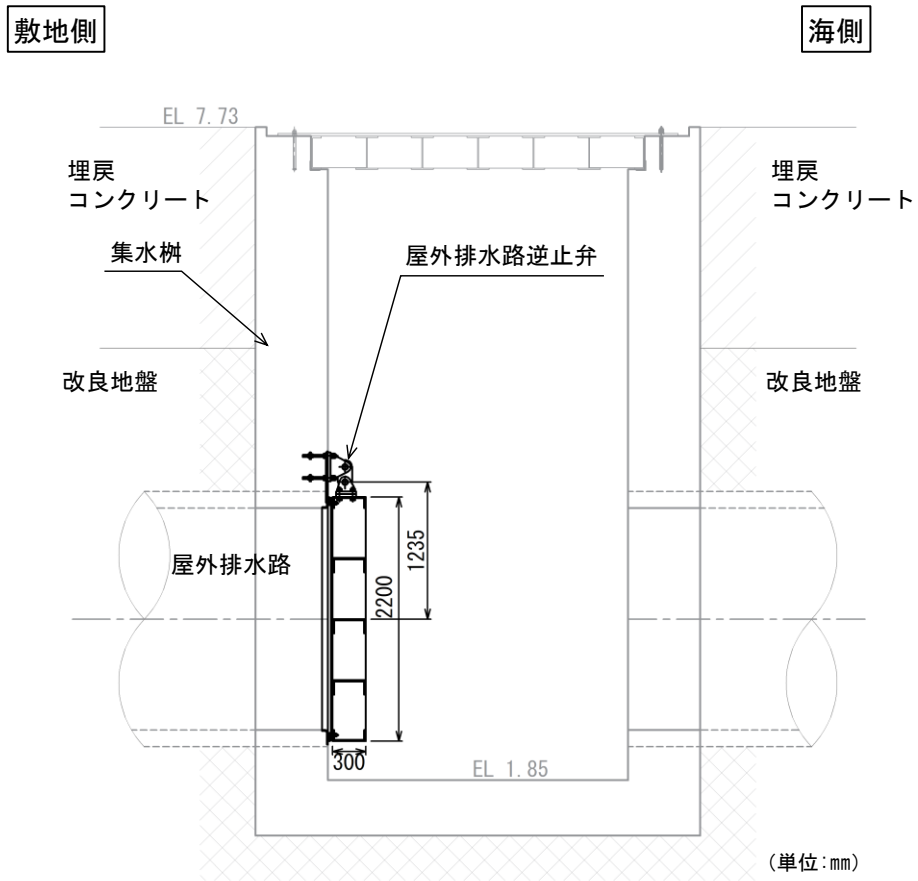


図 2-7 (2) 屋外排水路逆止弁⑨の構造概要図
2.4.1.1-9

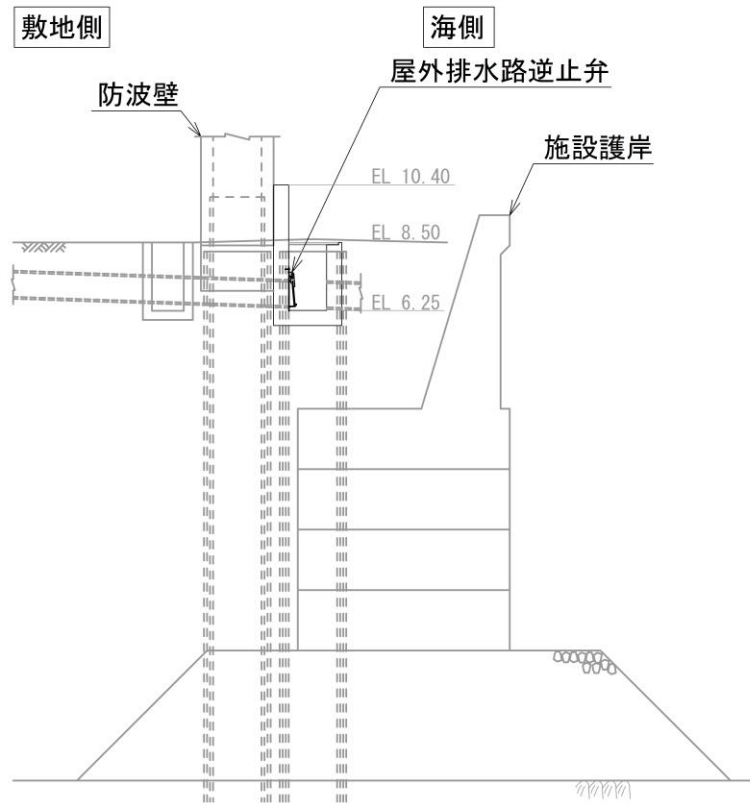
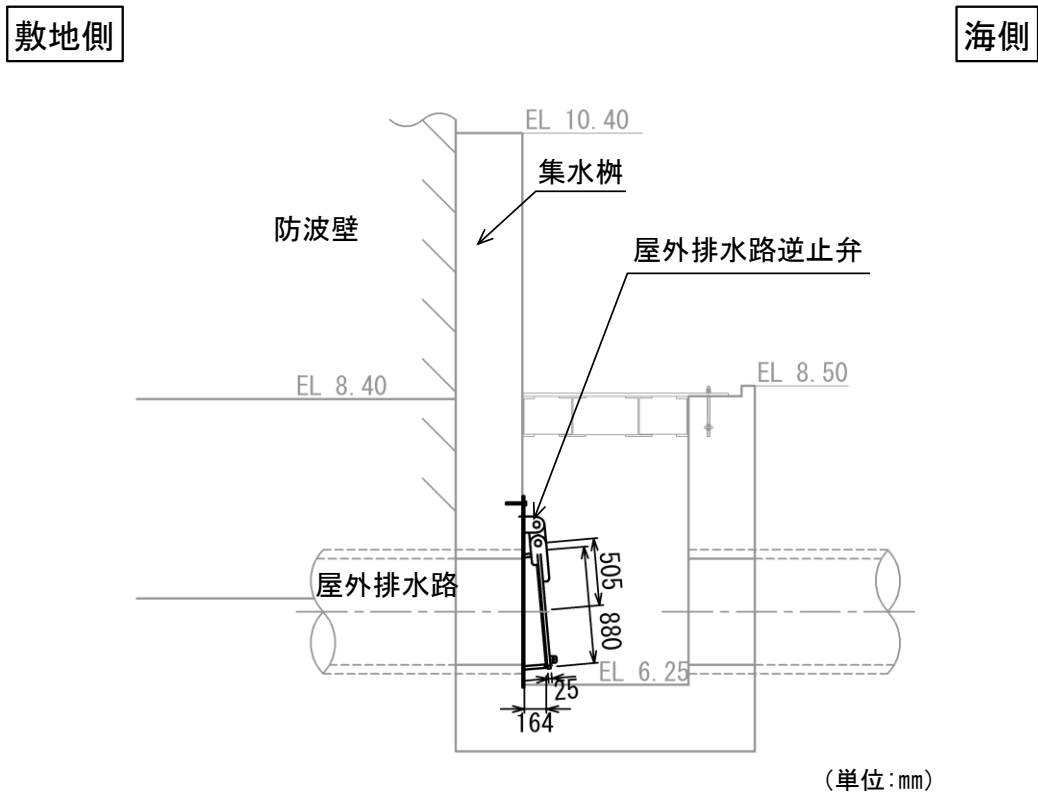


図 2-8 (1) 屋外排水路逆止弁⑩断面図



(単位:mm)

注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.40 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-8 (2) 屋外排水路逆止弁⑩の構造概要図

2.4.1.1-10

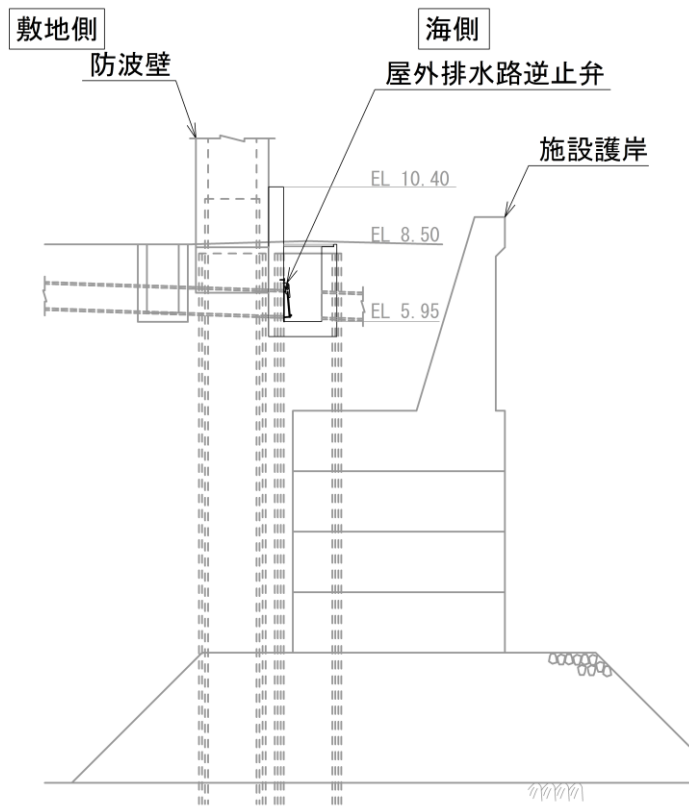
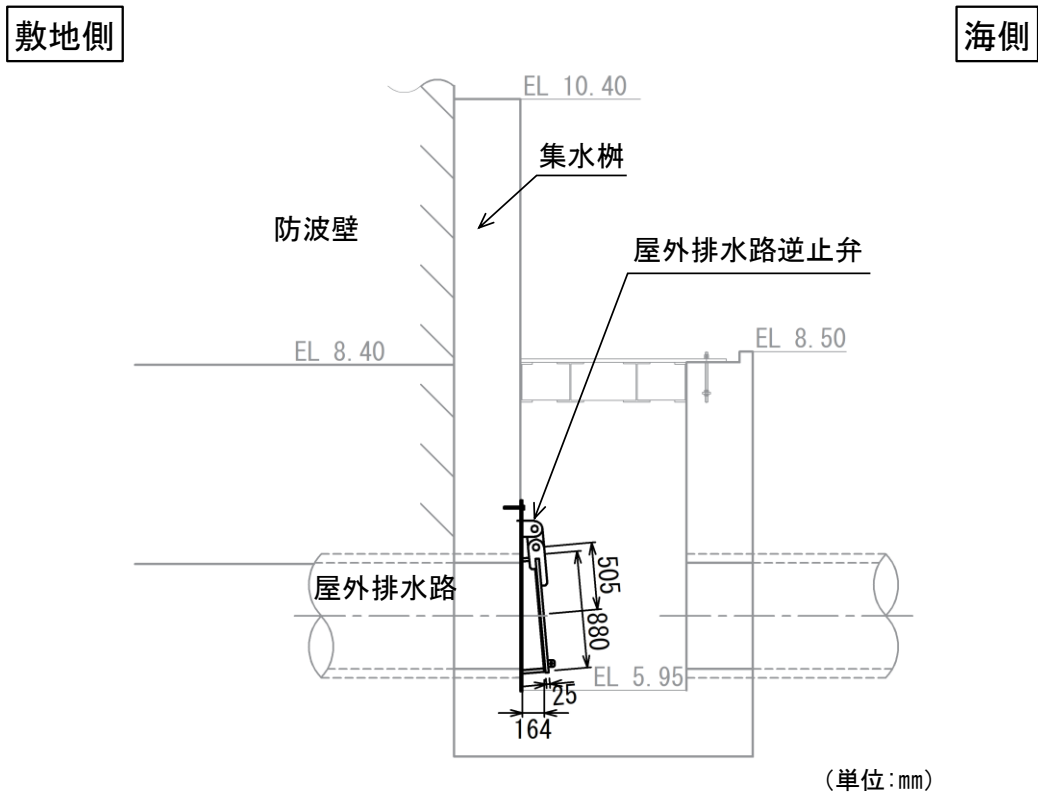


図 2-9 (1) 屋外排水路逆止弁①断面図



(単位:mm)

注：集水枒のアンカー筋固定のため EL 8.40 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-9 (2) 屋外排水路逆止弁①の構造概要図

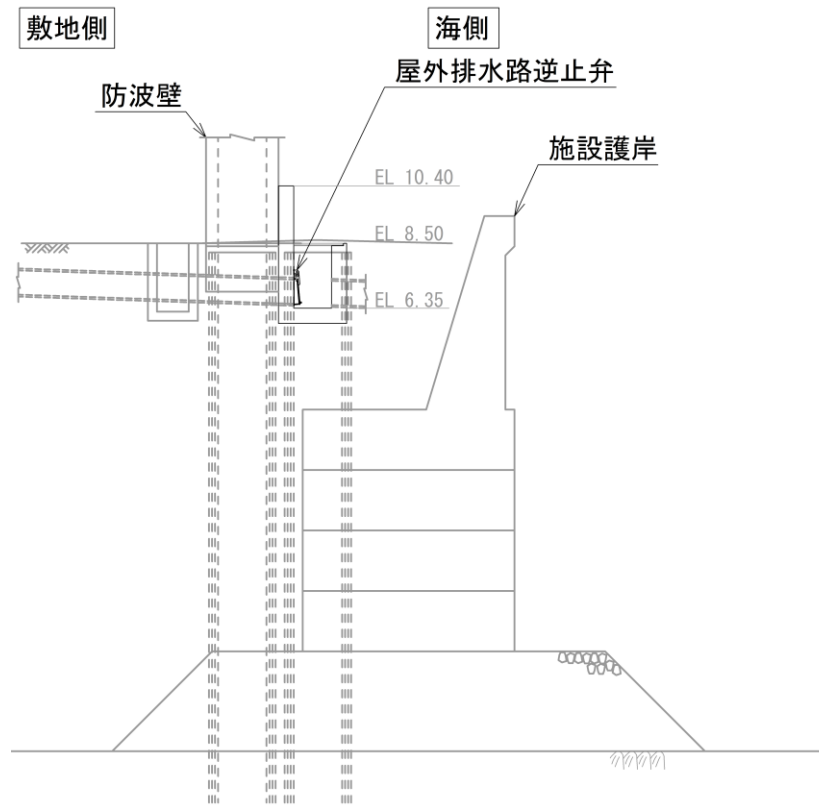
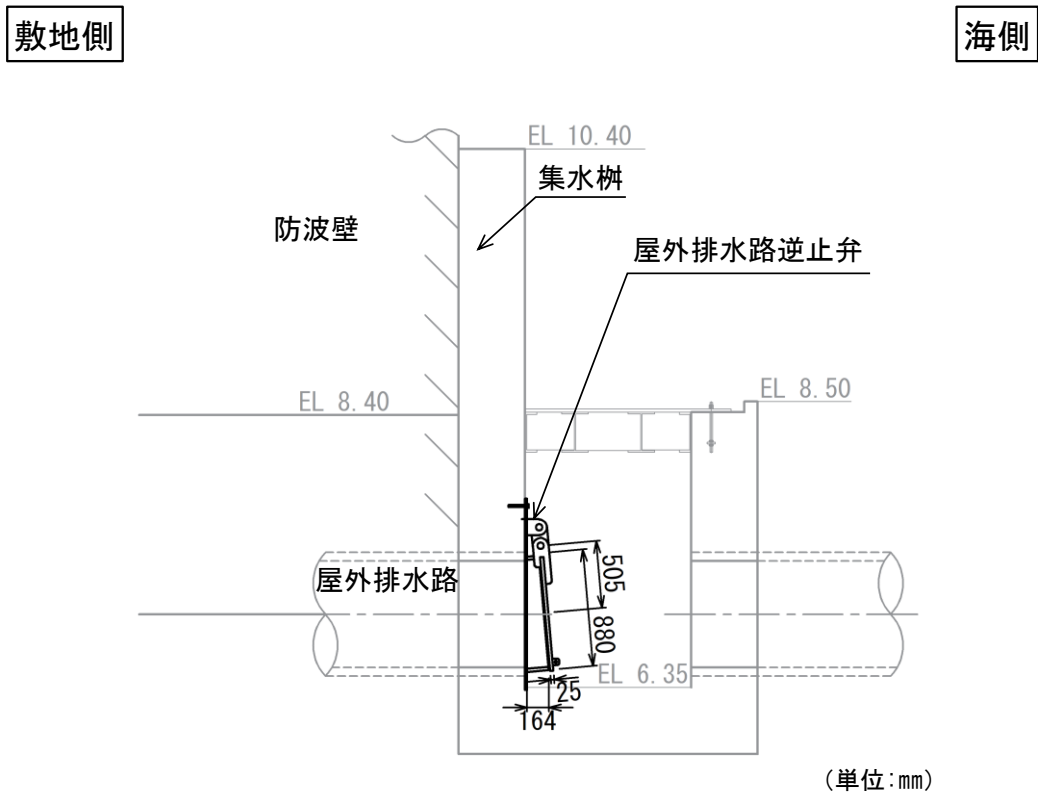


図 2-10 (1) 屋外排水路逆止弁⑫断面図



注：集水栴のアンカー筋固定のため EL 8.40 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-10 (2) 屋外排水路逆止弁⑫の構造概要図
2.4.1.1-12

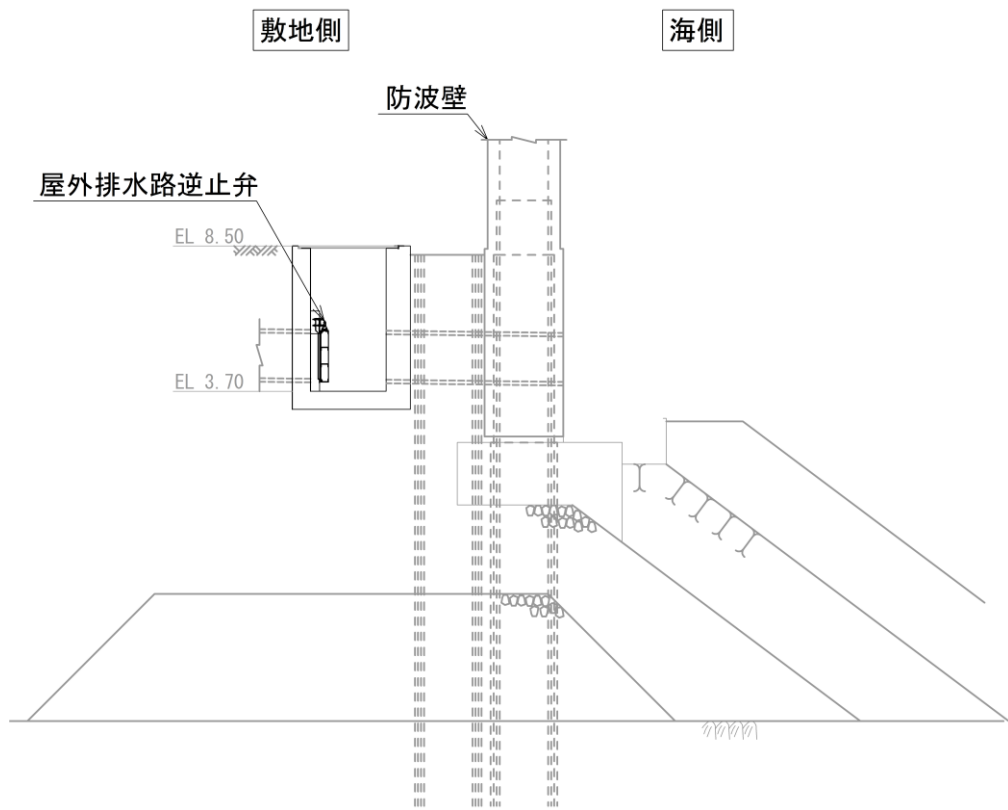
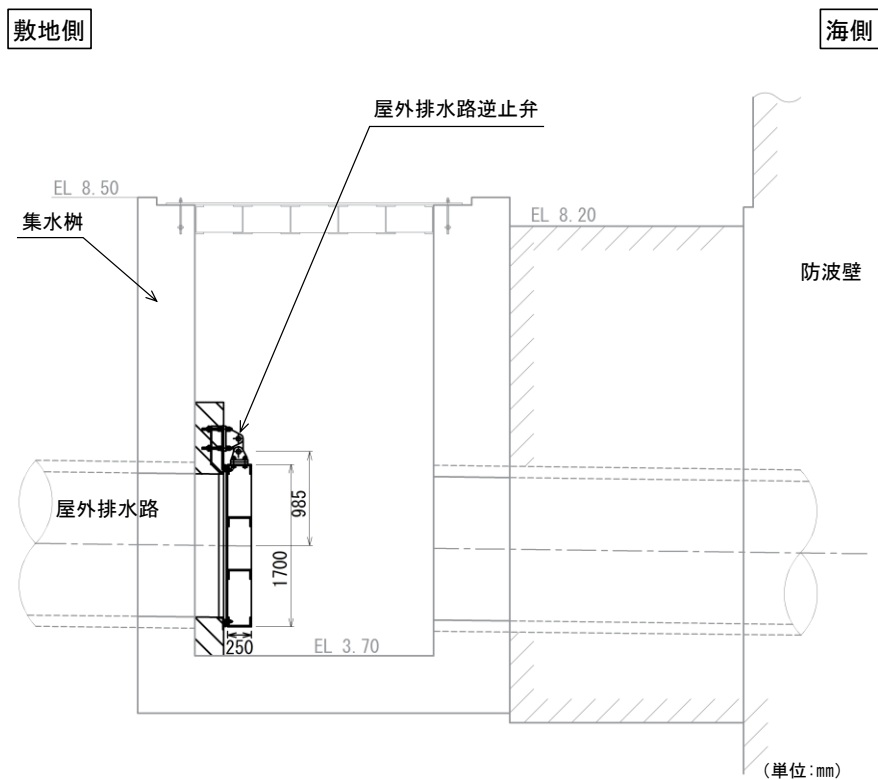


図 2-11 (1) 屋外排水路逆止弁⑬断面図



注：集水柵のアンカー筋固定のため側方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 2-11 (2) 屋外排水路逆止弁⑬の構造概要図

2.4.1.1-13

2.2 構造計画

屋外排水路逆止弁の構造は、鋼製の扉体（スキンプレート、吊り金具及び吊りピン）、固定部（吊り金具、吊りピン、戸当り、集水桝（戸当り部コンクリート）及びアンカーボルト）及びそれらを接続する吊り手で構成される。屋外排水路逆止弁は、アンカーボルトで鉄筋コンクリート造の集水桝に固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。

なお、屋外排水路逆止弁①、②、③、④、⑤、⑥、⑨及び⑬については、スキンプレートを主桁及び補助縦桁で補強する構造とする。

屋外排水路逆止弁の構造計画を表 2-2 に示す。

表 2-2(1) 構造計画 (屋外排水路逆止弁①)

構造の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレートを吊り手、吊りピン、吊り金具及びアンカーボルトを介して集水枥に固定する。なお、スキンプレートは、主桁及び補助縦桁で補強する。	スキンプレートにより構成する。	<p>正面図</p> <p>側面図 (単位:mm)</p>

表 2-2(2) 構造計画 (屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥)

構造の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレーートを吊り手, 吊りピン, 吊り金具及びアンカーボルトを介して集水枘に固定する。なお, スキンプレーートは, 主桁及び補助縦桁で補強する。	スキンプレーートにより構成する。	<p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>(単位:mm)</p>

表 2-2(3) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑦)

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレーートを吊り手、吊りピン、吊り金具及びアンカーボルトを介して集水桝に固定する。	スキンプレーートにより構成する。	<p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>(単位:mm)</p>

表 2-2(4) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑧-1)

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレート を吊り手, 吊り ピン, 吊り金具 及びアンカーボ ルトを介して集 水柵に固定す る。	スキンプレート により構成す る。	<p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>(単位:mm)</p>

表 2-2(5) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑧-2)

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレー を吊り手, 吊り ピン, 吊り金具 及びアンカーボ ルトを介して集 水柵に固定す る。	スキンプレー により構成す る。	<p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>(単位:mm)</p>

表 2-2(6) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑨)

構造の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレートを吊り手、吊りピン、吊り金具及びアンカーボルトを介して集水枡に固定する。なお、スキンプレートは、主桁及び補助縦桁で補強する。	スキンプレートにより構成する。	

表 2-2(7) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫)

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレートを吊り手, 吊りピン, 吊り金具及びアンカーボルトを介して集水枥に固定する。	スキンプレートにより構成する。	<p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>(単位: mm)</p>

表 2-2(8) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑬)

構造の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレートを吊り手, 吊りピン, 吊り金具及びアンカーボルトを介して集水柵に固定する。なお, スキンプレートは, 主桁及び補助縦桁で補強する。	スキンプレートにより構成する。	<p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>(単位:mm)</p>

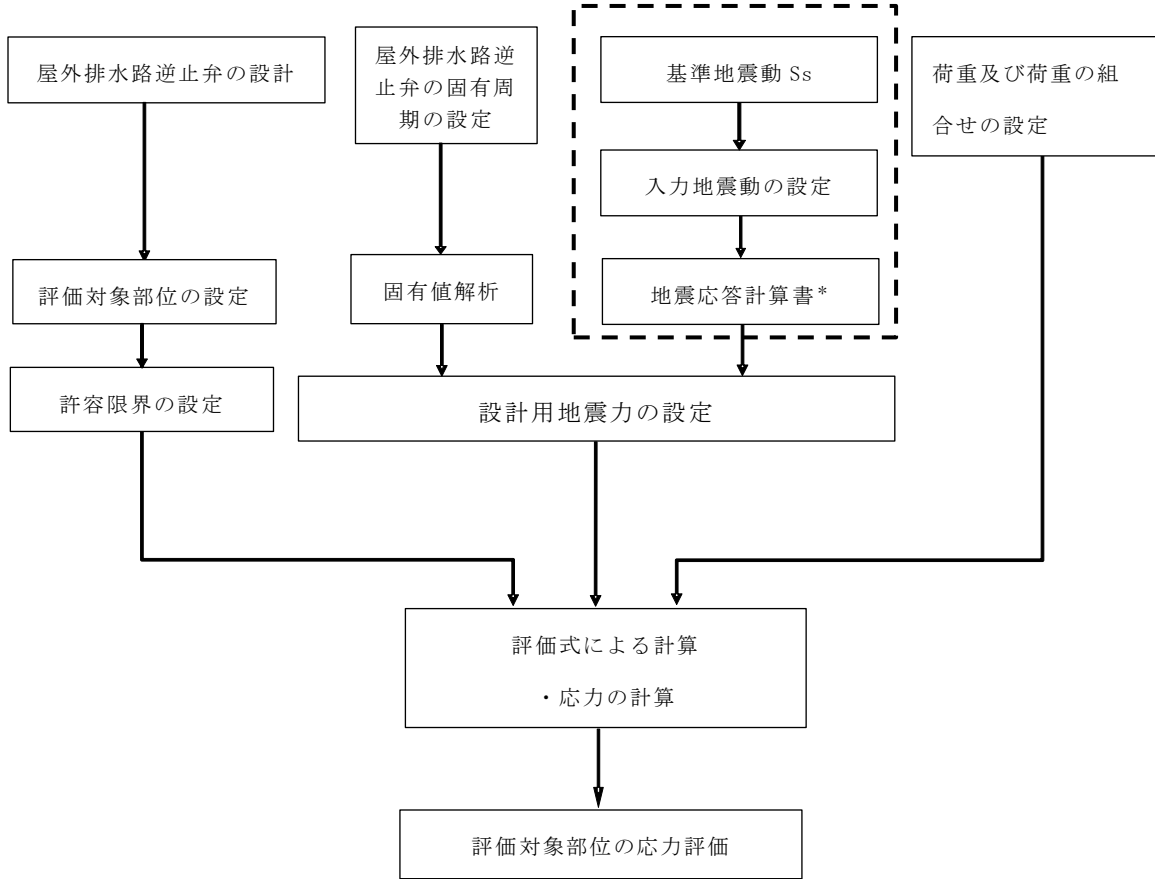
2.3 評価方針

屋外排水路逆止弁の耐震評価は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆止弁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法で確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥の耐震評価はVI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」，屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2の耐震評価はVI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」，集水桝⑩，⑪，⑫，⑬の耐震評価は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」による地震応答解析結果より作成した設計用床応答スペクトルと屋外排水路逆止弁の固有周期に基づき設計用地震力を設定する。また，屋外排水路逆止弁⑨の耐震評価は，5.4.3に示す地震応答解析結果より作成した設計用床応答スペクトルと屋外排水路逆止弁の固有周期に基づき設計用地震力を設定する。

屋外排水路逆止弁の耐震評価フローを図2-12に示す。

- 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」
- 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」



注記*：屋外排水路逆止弁⑨は1次元地震応答解析により設計用地震力を設定

図 2-12 屋外排水路逆止弁の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。規格・基準等の主な適用範囲を表 2-3 に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1
・補-1984 ((社) 日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)
- (5) 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)
- (6) 構造力学公式集 ((社) 土木学会, 1986 年)
- (7) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月)
- (8) 機械工学便覧 ((社) 日本機械学会)

表 2-3 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 日本電気協会)	—
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) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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)	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	扉体	ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年 11 月) 機械工学便覧 ((社) 日本機械学会)	
地震応答解析		構造力学公式集 ((社) 土木学会，1986 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		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

2.5 記号の説明

屋外排水路逆止弁の固有周期の計算に用いる記号を表 2-4 に、応力評価に用いる記号を表 2-5 にそれぞれ示す。

表 2-4 屋外排水路逆止弁の固有周期の計算に用いる記号

記号	単位	定義
T	s	固有周期
f	Hz	一次固有振動数
L ₁	mm	主桁の長さ（屋外排水路逆止弁①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬） 扉体の直径（屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫）
E	N/mm ²	ヤング係数
I	mm ⁴	屋外排水路逆止弁の断面二次モーメント
m	kg/mm	扉体の単位長さあたり質量
g	mm/s ²	重力加速度
L ₂	mm	振り子の長さ（回転支点から扉体重心までの距離）

表 2-5 屋外排水路逆止弁の応力評価に用いる記号 (1/3)

記号	単位	定義
σ_{max}	N/mm ²	スキンプレートの最大応力度
K _h	—	水平方向の設計用地震力
P	N/mm ²	地震時作用単位荷重
D	mm	スキンプレートの受水径
t	mm	スキンプレートの板厚
W _{g1}	N	扉体自重
σ_{Ax}	N/mm ²	吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面A水平方向)
W _{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力
a ₁	mm	ピン穴中心間の距離
a ₂	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離
Z _{Ax}	mm ³	断面係数 (断面A水平方向)
τ_{Ax}	N/mm ²	吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度 (断面A水平方向)
A _A	mm ²	断面Aの断面積
σ_{xmax}	N/mm ²	吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度 (断面A水平方向)
σ_{Ay}	N/mm ²	吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度 (断面A鉛直方向)
W _{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力
Z _{Ay}	mm ³	断面係数 (断面A鉛直方向)
K _v	—	鉛直方向の設計用地震力
τ_{Ay}	N/mm ²	吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度 (断面A鉛直方向)
σ_{ymax}	N/mm ²	吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度 (断面A鉛直方向)
τ_B	N/mm ²	吊り金具の同時加振によるせん断応力度 (断面B)
W _{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力
A _B	mm ²	断面Bの断面積
σ_{C1}	N/mm ²	吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面C水平方向)
Z _C	mm ³	断面係数 (断面C)
σ_{C2}	N/mm ²	吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度 (断面C鉛直方向)
A _C	mm ²	断面Cの断面積
σ_{Cmax}	N/mm ²	吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度 (断面C)
τ_D	N/mm ²	吊り手の同時加振によるせん断応力度 (断面D)
A _D	mm ²	断面Dの断面積

表 2-5 屋外排水路逆止弁の応力評価に用いる記号 (2/3)

記号	単位	定義
σ_E	N/mm ²	吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向)
a_3	mm	吊りピンの支点間距離
Z_E	mm ³	断面係数 (断面 E)
τ_F	N/mm ²	吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F)
A_F	mm ²	断面 F の断面積
σ	N/mm ²	戸当りの支圧応力度
P_1	N	戸当りへ作用する荷重
b_w	mm	戸当りの幅
σ_c	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
b_f	mm	コンクリート支圧幅
τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
L_1	mm	屋外排水路内径より戸当り端面までの距離
F_1	N	アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力
W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力
W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力
n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数
W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力
W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力
W_{g2}	N	戸当り自重
S_1	N	アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力
n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数
σ_s	N/mm ²	スキンプレーートの応力度
a	mm	スキンプレーートの区画の短辺
b	mm	スキンプレーートの区画の長辺
k	—	b/a による形状係数
p	N/mm ²	慣性力による作用荷重
t_s	mm	スキンプレーートの板厚
α	N/mm ²	応力の補正係数

表 2-5 屋外排水路逆止弁の応力評価に用いる記号 (3/3)

記号	単位	定義
M_G	$N \cdot mm$	主桁に作用する曲げモーメント
S_G	N	主桁に作用するせん断力
W	N/mm	主桁の分担荷重
L	mm	主桁の支点間距離
B	mm	扉体の受圧幅
σ_G	N/mm^2	主桁の曲げ応力度
Z_g	mm^3	主桁の断面係数
τ_G	N/mm^2	主桁のせん断応力度
A_g	mm^2	主桁ウェブの断面積
σ_g	N/mm^2	主桁の合成応力度
M_I	$N \cdot mm$	補助縦桁に作用する曲げモーメント
L_i	mm	主桁間隔
b_i	mm	補助縦桁間隔
S_I	N	補助縦桁に作用するせん断力
σ_{Ix}	N/mm^2	補助縦桁の曲げ応力度 (引張)
Z_{ix}	mm^3	補助縦桁の断面係数 (引張)
σ_{Iy}	N/mm^2	補助縦桁の曲げ応力度 (圧縮)
Z_{iy}	mm^3	補助縦桁の断面係数 (圧縮)
τ_I	N/mm^2	補助縦桁のせん断応力度
A_i	mm^2	補助縦桁ウェブの断面積
σ_i	N/mm^2	補助縦桁の合成応力度
σ_I	N/mm^2	補助縦桁の曲げ応力度 (引張と圧縮) の最大値
p_1	N/mm^2	扉体最下部作用荷重
b_k	mm	底面フランジ幅
τ_L	N/mm^2	底面フランジのせん断応力度
$L_{\ell 1}$	mm	コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ
$L_{\ell 2}$	mm	堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ

3. 評価対象部位

屋外排水路逆止弁①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬は, 鋼製の扉体 (スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 吊り金具及び吊りピン), 固定部 (吊り金具, 吊りピン, 戸当り, 集水枡 (戸当り部コンクリート) 及びアンカーボルト) 及びそれらを接続する吊り手で構成される。なお, 戸当りについては, 戸当り部コンクリートに埋設され, 一体化している。上記を踏まえ, 屋外排水路逆止弁①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬の耐震評価においては, スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 吊り金具, 吊り手, 吊りピン, 集水枡 (戸当り部コンクリート) 及びアンカーボルトを選定する。

屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫は, 鋼製の扉体 (スキンプレート, 吊り金具及び吊りピン), 固定部 (吊り金具, 吊りピン, 戸当り, 集水枡 (戸当り部コンクリート) 及びアンカーボルト) 及びそれらを接続する吊り手で構成されており, これら全ての部位を選定する。

屋外排水路逆止弁の評価対象部位を図 3-1 に示す。

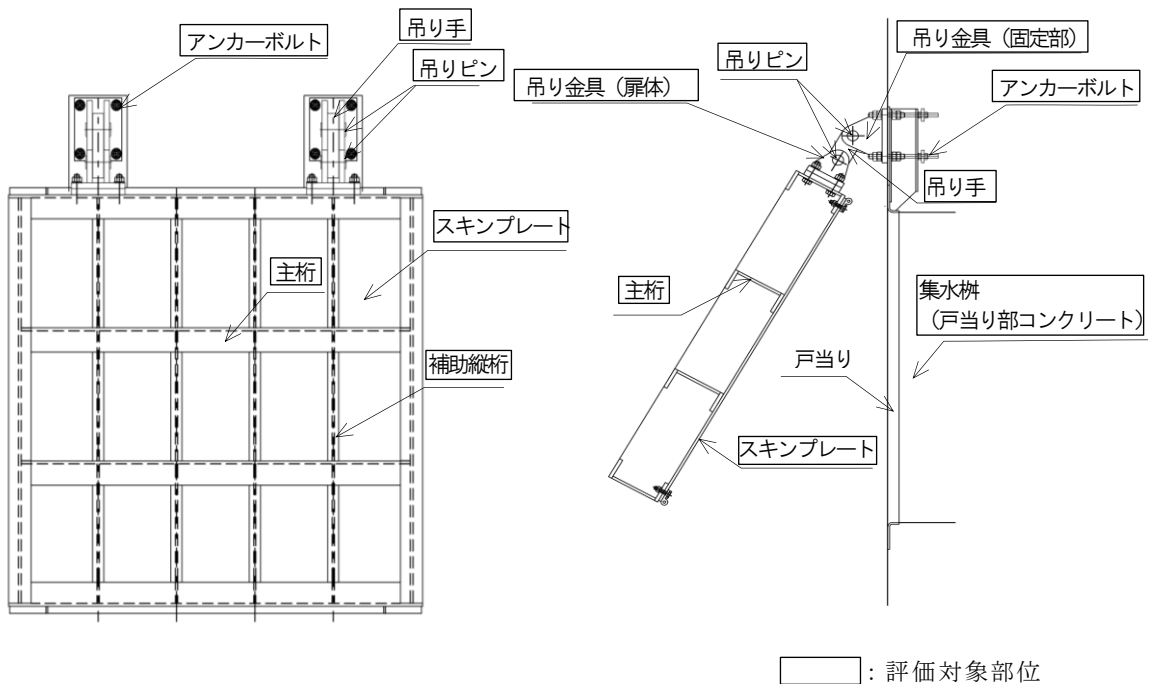


図 3-1(1) 屋外排水路逆止弁の評価対象部位 (①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬)

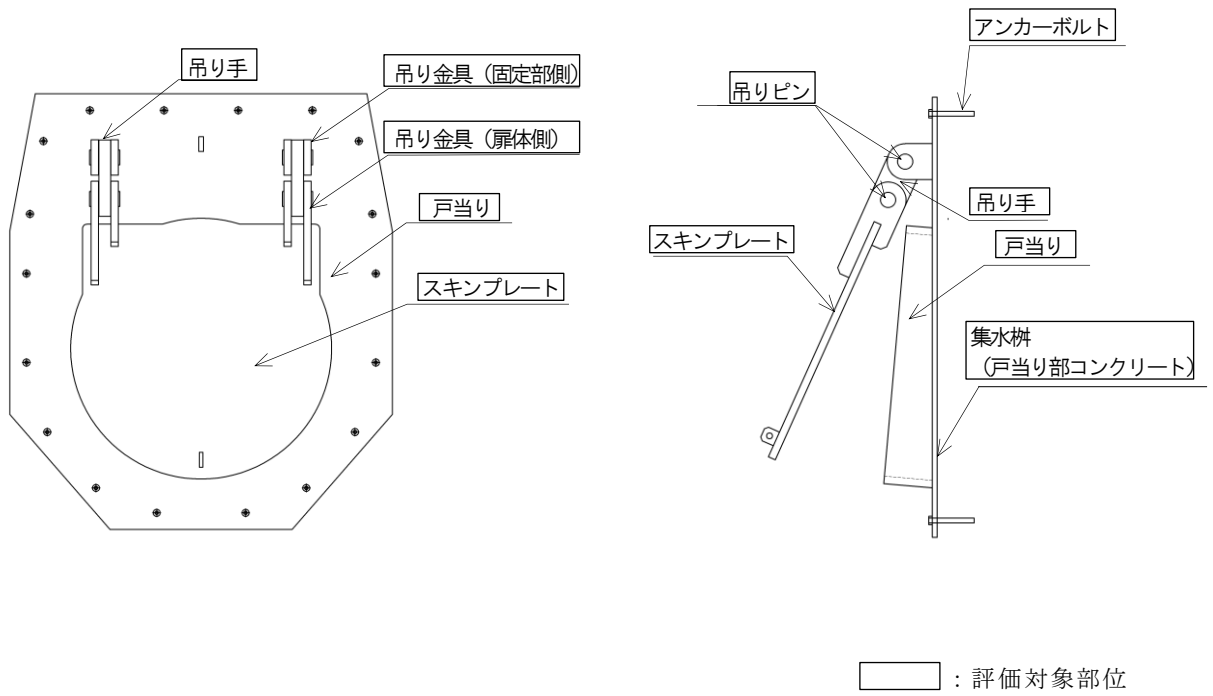


図 3-1(2) 屋外排水路逆止弁の評価対象部位 (⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫)

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆止弁は扉体及び固定部で構成されるため、固有周期の計算に用いる解析モデルは扉体及び固定部をモデル化する。固定部のモデル化については、地震力が屋外排水路逆止弁の閉方向に作用する場合（以下「閉門時」という。）には扉体は戸当りと密着した状態となることから戸当りを支点とする両端支持梁でモデル化し、地震力が屋外排水路逆止弁の開方向に作用する場合（以下「開門時」という。）には屋外排水路逆止弁が吊りピンを中心に縦断方向（水平方向）に振動することから、振り子振動としてモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、集水桝と一体の剛体として評価する。

閉門時及び開門時における固有周期の計算を以下で実施する。

4.1.1 閉門時

(1) 解析モデル（閉門時）

屋外排水路逆止弁の扉体を両端支持梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算（閉門時）

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」より，両端支持梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

T : 固有周期 (s)

f : 一次固有振動数 (Hz)

L_1 : 主桁の長さ (扉体の直径) (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

I : 屋外排水路逆止弁の断面二次モーメント (mm⁴)

m : 扉体の単位長さあたり質量 (kg/mm)

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル（開門時）

扉体が吊りピンを回転中心とした振り子と考えてモデル化する。解析モデル図を図4-1に示す。

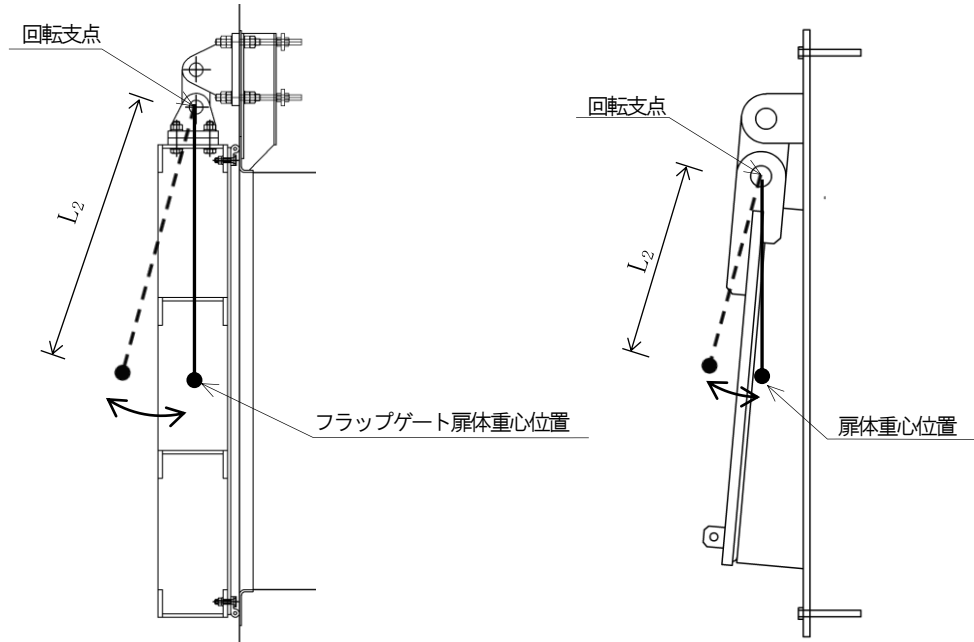


図4-1 解析モデル図（開門時）

(2) 固有周期の計算（開門時）

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。開門時の固有周期は次式により計算する。

「構造力学公式集（（社）土木学会，1986年）」より，両端支持梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

T : 固有周期 (s)

f : 一次固有振動数 (Hz)

g : 重力加速度 (mm/s^2)

L_2 : 振り子の長さ（回転支点から扉体重心までの距離） (mm)

4.2 固有周期の計算条件

4.2.1 閉門時

屋外排水路逆止弁の閉門時における固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元（閉門時）

設備名称	ヤング係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (mm ⁴)	扉体の単位長さあたり質量 m (kg/mm)	主桁の長さ (扉体の直径) L ₁ (mm)
屋外排水路逆止弁 (①)	1.93×10 ⁵	8.56×10 ⁸	0.83	2150
屋外排水路逆止弁 (②, ③, ④, ⑤, ⑥)		4.11×10 ⁸	0.72	1650
屋外排水路逆止弁 (⑦)		6.92×10 ⁵	0.17	780
屋外排水路逆止弁 (⑧-1)		1.95×10 ⁵	0.07	570
屋外排水路逆止弁 (⑧-2)		1.15×10 ⁶	0.21	880
屋外排水路逆止弁 (⑨)		8.56×10 ⁸	0.83	2150
屋外排水路逆止弁 (⑩, ⑪, ⑫)		1.15×10 ⁶	0.21	880
屋外排水路逆止弁 (⑬)		4.11×10 ⁸	0.72	1650

4.2.2 開門時

屋外排水路逆止弁の開門時における固有周期の計算に必要な諸元を表 4-2 に示す。

表 4-2 固有周期の計算に必要な諸元（開門時）

設備名称	振り子の長さ L_2 (mm)	重力加速度 g (mm/s ²)
屋外排水路逆止弁 (①)	1235	9806.65
屋外排水路逆止弁 (②, ③, ④, ⑤, ⑥)	985	
屋外排水路逆止弁 (⑦)	454	
屋外排水路逆止弁 (⑧-1)	313	
屋外排水路逆止弁 (⑧-2)	505	
屋外排水路逆止弁 (⑨)	1235	
屋外排水路逆止弁 (⑩, ⑪, ⑫)	505	
屋外排水路逆止弁 (⑬)	985	

4.3 固有周期の計算結果

4.3.1 閉門時

屋外排水路逆止弁の閉門時における固有周期について、「4.1.1 閉門時」に示す計算式に、表 4-1 に示す計算条件を代入して算定した結果を以下に示す。

(1) 屋外排水路逆止弁①

$$\begin{aligned} f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\ &= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 8.56 \times 10^8 \times 10^3) / 0.83\} / (2\pi \times 2150^2)} \\ &= 151.61 \text{ Hz} \\ T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/151.61 \\ &= 0.01 \text{ s} \end{aligned}$$

(2) 屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥

$$\begin{aligned} f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\ &= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 4.11 \times 10^8 \times 10^3) / 0.72\} / (2\pi \times 1650^2)} \\ &= 191.51 \text{ Hz} \\ T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/191.51 \\ &= 0.01 \text{ s} \end{aligned}$$

(3) 屋外排水路逆止弁⑦

$$\begin{aligned} f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\ &= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 6.92 \times 10^5 \times 10^3) / 0.17\} / (2\pi \times 780^2)} \\ &= 72.37 \text{ Hz} \\ T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/72.37 \\ &= 0.01 \text{ s} \end{aligned}$$

(4) 屋外排水路逆止弁⑧-1

$$\begin{aligned}f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\&= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 1.95 \times 10^5 \times 10^3) / 0.07\} / (2\pi \times 570^2)} \\&= 112.10 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\&= 1/112.10 \\&= 0.01 \text{ s}\end{aligned}$$

(5) 屋外排水路逆止弁⑧-2

$$\begin{aligned}f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\&= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 1.15 \times 10^6 \times 10^3) / 0.21\} / (2\pi \times 880^2)} \\&= 65.94 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\&= 1/65.94 \\&= 0.02 \text{ s}\end{aligned}$$

(6) 屋外排水路逆止弁⑨

$$\begin{aligned}f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\&= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 8.56 \times 10^8 \times 10^3) / 0.83\} / (2\pi \times 2150^2)} \\&= 151.61 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\&= 1/151.61 \\&= 0.01 \text{ s}\end{aligned}$$

(7) 屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫

$$\begin{aligned}f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\&= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 1.15 \times 10^6 \times 10^3) / 0.21\} / (2\pi \times 880^2)} \\&= 65.94 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\&= 1/65.94 \\&= 0.02 \text{ s}\end{aligned}$$

(8) 屋外排水路逆止弁⑬

$$\begin{aligned}f &= \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}} \\&= \pi^2 \times \sqrt{\{(1.93 \times 10^5 \times 4.11 \times 10^8 \times 10^3) / 0.72\} / (2\pi \times 1650^2)} \\&= 191.51 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\&= 1/191.51 \\&= 0.01 \text{ s}\end{aligned}$$

屋外排水路逆止弁の閉門時における固有周期の計算結果を表 4-3 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-3 固有周期の計算結果（閉門時）

設備名称	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (s)
屋外排水路逆止弁 (①)	151.61	0.01
屋外排水路逆止弁 (②, ③, ④, ⑤, ⑥)	191.51	0.01
屋外排水路逆止弁 (⑦)	72.37	0.01
屋外排水路逆止弁 (⑧-1)	112.10	0.01
屋外排水路逆止弁 (⑧-2)	65.94	0.02
屋外排水路逆止弁 (⑨)	151.61	0.01
屋外排水路逆止弁 (⑩, ⑪, ⑫)	65.94	0.02
屋外排水路逆止弁 (⑬)	191.51	0.01

4.3.2 開門時

屋外排水路逆止弁の開門時における固有周期について、「4.1.2 開門時」に示す計算式に、表 4-2 に示す計算条件を代入して算定した結果を以下に示す。

(1) 屋外排水路逆止弁①

$$\begin{aligned} f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2\pi \times \sqrt{(9806.65/1235)} \\ &= 0.448 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.448 \\ &= 2.23 \text{ s} \end{aligned}$$

(2) 屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥

$$\begin{aligned} f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2\pi \times \sqrt{(9806.65/985)} \\ &= 0.502 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.502 \\ &= 1.99 \text{ s} \end{aligned}$$

(3) 屋外排水路逆止弁⑦

$$\begin{aligned} f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2\pi \times \sqrt{(9806.65/454)} \\ &= 0.740 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.740 \\ &= 1.35 \text{ s} \end{aligned}$$

(4) 屋外排水路逆止弁⑧-1

$$\begin{aligned}f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2 \pi \times \sqrt{(9806.65/313)} \\ &= 0.891 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.891 \\ &= 1.12 \text{ s}\end{aligned}$$

(5) 屋外排水路逆止弁⑧-2

$$\begin{aligned}f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2 \pi \times \sqrt{(9806.65/505)} \\ &= 0.701 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.701 \\ &= 1.43 \text{ s}\end{aligned}$$

(6) 屋外排水路逆止弁⑨

$$\begin{aligned}f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2 \pi \times \sqrt{(9806.65/1235)} \\ &= 0.448 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.448 \\ &= 2.23 \text{ s}\end{aligned}$$

(7) 屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫

$$\begin{aligned}f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2 \pi \times \sqrt{(9806.65/505)} \\ &= 0.701 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.701 \\ &= 1.43 \text{ s}\end{aligned}$$

(8) 屋外排水路逆止弁⑬

$$\begin{aligned}f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}} \\ &= 1/2 \pi \times \sqrt{(9806.65/985)} \\ &= 0.502 \text{ Hz}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{1}{f} \\ &= 1/0.502 \\ &= 1.99 \text{ s}\end{aligned}$$

屋外排水路逆止弁の開門時における固有周期の計算結果を表 4-4 に示す。固有周期が、0.05s を超えたことから、開門時における屋外排水路逆止弁の耐震評価に用いる設計用地震力のうち水平方向については固有周期の計算結果を踏まえて設定する。

表 4-4 固有周期の計算結果（開門時）

設備名称	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (s)
屋外排水路逆止弁 (①)	0.448	2.23
屋外排水路逆止弁 (②, ③, ④, ⑤, ⑥)	0.502	1.99
屋外排水路逆止弁 (⑦)	0.740	1.35
屋外排水路逆止弁 (⑧-1)	0.891	1.12
屋外排水路逆止弁 (⑧-2)	0.701	1.43
屋外排水路逆止弁 (⑨)	0.448	2.23
屋外排水路逆止弁 (⑩, ⑪, ⑫)	0.701	1.43
屋外排水路逆止弁 (⑬)	0.502	1.99

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆止弁の耐震評価は、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「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 荷重の設定

屋外排水路逆止弁の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は評価しない。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 5-1(2) 荷重の組合せ (詳細)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	逆止弁自重	○	設計図書に基づいて、逆止弁の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	逆止弁に作用する機器・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		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水圧は考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発 荷重	水平地震動		○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

5.3 許容限界

屋外排水路逆止弁の各評価対象部位の許容限界は、評価対象部位毎に「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に規定される短期許容応力度を用いる。アンカーボルトの耐力は「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定した耐力を用いる。また、許容限界の設定に用いる適用規格・基準等の適用性を表5-2に示す。

屋外排水路逆止弁の許容限界を表5-3に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、評価対象部位が弾性域内に収まることを基本とする。

表5-2 屋外排水路逆止弁の許容限界の設定に用いる適用規格・基準等の適用性

設備	評価対象部位	許容限界の設定に用いる適用規格・基準等	適用可能な構造物	許容限界の適用性
屋外排水路逆止弁	スキンプレー ト，主桁，補助 縦桁，吊り金 具，吊り手，吊 りピン，集水柵 （戸当り部コン クリート）	ダム・堰施設技術基 準（案）（基準解説 編・設備計画マニ ュアル編）（（社）ダ ム・堰施設技術協 会，平成28年3月）	ダム・堰・ 水門等に設 置される水 門扉，放流 管，附属設 備等	当該評価対象部位 は，水門扉及び付属 設備等に該当するこ とから適用性あり。
	アンカーボルト （接着系アンカ ー，頭付きアン カー，L型アン カー）	各種合成構造設計指 針・同解説（（社） 日本建築学会，2010 年11月）	RC構造等 に設備機器 類等を据え 付ける際の アンカーボ ルト等	当該評価対象部位 は，鉄筋コンクリ ート製の集水柵に扉体 を据え付けるアンカ ーに該当することか ら適用性あり。（詳 細は，参考資料1に 示す。）

表 5-3(1) 屋外排水路逆止弁の許容限界
屋外排水路逆止弁 (①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬)

評価対象部位		材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
			曲げ σ_{ab}^{*1}	引張 σ_{at}^{*1}	せん断 τ_a^{*1}	圧縮 σ_{as}^{*1}
扉体	スキンプレート	SUS316L	135	-	-	-
	主桁	SUS316L	135	-	75	-
	補助縦桁*2 [屋外排水路逆止 弁 (①, ⑨)]	SUS316L	135	135	75	117.5
	補助縦桁*2 [屋外排水路逆止 弁 (②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑬)]					116.1
	吊り金具	SUS316L	135	-	75	-
	吊り手	SUS316L	135	135	75	-
	吊りピン	SUS316L	135	-	75	-
固定部	集水桝 (戸当り部 コンクリート)	コンクリート	-	-	0.6	8.8

注記*1: σ_{ab} : 短期許容曲げ応力度, σ_{at} : 短期許容引張応力度,
 τ_a : 短期許容せん断応力度, σ_{as} : 短期許容支圧応力度を示す。

*2: 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は「ダム・堰施設技術基準 (案)
(基準解説編・設備計画マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年
3 月)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を
考慮し, 以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : 90 \times 1.5 = 135 \quad (\text{N/m}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = \{90 - 0.7 \left(\frac{KL}{b} - 10 \right)\} \times 1.5 \quad (\text{N/m}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad \text{ただし, } A_w/A_c < 2 \text{ の場合, } K=2$$

ここに, L: 圧縮フランジの固定間隔(mm)

b: 圧縮フランジ幅(mm)

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

表 5-3(2) 屋外排水路逆止弁の許容限界
 屋外排水路逆止弁 (⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫)

評価対象部位		材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
			曲げ σ_{ab}^*	引張 σ_{at}^*	せん断 τ_a^*	圧縮 σ_{as}^*
扉体	スキンプレート	SUS316L	135	-	-	-
	吊り金具	SUS316L	135	-	75	-
	吊り手	SUS316L	135	135	75	-
	吊りピン	SUS316L	135	-	75	-
固定部	戸当り	SUS316L	-	-	-	202.5
	集水桝 (戸当り部 コンクリート)	コンクリート	-	-	0.6	8.8

注記* : σ_{ab} : 短期許容曲げ応力度, σ_{at} : 短期許容引張応力度,
 τ_a : 短期許容せん断応力度, σ_{as} : 短期許容支圧応力度を示す。

表 5-3(3) 屋外排水路逆止弁の許容限界

評価対象部位		材質	許容引張力 (N/本)	許容せん断力 (N/本)
固定部	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁①) *1	ABR400 (M24)	59000	27100
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥) *1	ABR400 (M24)	59000	27100
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁⑦) *2	SUS316L (M16)	24800	15300
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁⑧-1) *2	SUS316L (M12)	14000	9700
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁⑧-2) *2	SUS316L (M16)	26300	18300
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁⑨) *2	ABR400 (M24)	63400	35300
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫) *2	SUS316L (M16)	26300	18300
	アンカーボルト (屋外排水路逆止弁⑬) *2	ABR400 (M24)	63400	35300

注記*1：(参考資料1)の「5. L型アンカー試験」の結果に基づき、引張耐力及びせん断耐力を設定する。

*2：「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき、以下の計算式により算出する。

(1) 許容引張力

接着系アンカーボルト（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2，⑩，⑪，⑫）1本当たりの許容引張力は，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} ，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。

頭付きアンカーボルト（屋外排水路逆止弁⑨，⑬）1本当たりの許容引張力は，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} ，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本当たりの許容引張力 p_{a2} のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a$$

$$p_{a2} = \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_c$$

$$p_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

ここで，

- p_{a1} : 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} : 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 (kN)
- p_{a3} : 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_i : 低減係数 (短期: $\phi_1=1.0$, $\phi_2=\phi_3=2/3$)
- $_s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $_{sc} a$: 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)
 $A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$
- d_a : アンカーボルトの径 (mm)
- l_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで，
接着系アンカーボルト $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする (mm)
頭付きアンカーボルト $l_{ce} = l_e$ とする (mm)
- l_e : アンカーボルトの有効埋込み長さ (mm)
- τ_a : アンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm²)
 $\tau_a = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{bavg}$

- α_n : 付着強度の低減係数 ($n = 1, 2, 3$)
 $\alpha_n = 0.5(c_n / l_e) + 0.5$
ただし、 $(c_n / l_e) \geq 1.0$ の場合は $(c_n / l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10 d_a$ の場合は $l_e = 10 d_a$ とする。
- τ_{bavg} : アンカーボルトの基本平均付着強度で表 5-4 から注入方式の有機系の値を用いる (N/mm^2)
- 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 5-4 接着系アンカー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) 許容せん断力

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} : 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アンカーボルト1本当たりの許容せん断力 (kN)
- ϕ_i : 低減係数 (短期: $\phi_1=1.0$, $\phi_2=2/3$)
- $s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度で、規格降伏点強度 $\times 0.7$ とする (N/mm^2)
- $s_c a$: アンカーボルトの断面積 (mm^2)
- $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする (N/mm^2)
- $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $0.31\sqrt{F_c}$ とする。 (N/mm^2)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
- A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積で、 $0.5\pi c^2$ とする (mm^2)
- c : へりあき寸法 (mm)

アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を表 5-5 に示す。

表 5-5(1) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(屋外排水路逆止弁⑦)

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカーボルトの規格降伏点強度	175
$s_c a$	mm ²	アンカーボルトの断面積	150.3
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカーボルトの引張力に対する付着強度	9.05
d_a	mm	アンカーボルトの径	16
l_{ce}	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	82
l_e	mm	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	1.0
α_2	—	付着強度の低減係数	0.92
α_3	—	付着強度の低減係数	0.93
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカーボルトの基本平均付着強度	10.58
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	23.5
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	95
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	99
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカーボルトのせん断強度	122
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	380
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	24700
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	15395

表 5-5(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(屋外排水路逆止弁⑧-1)

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカーボルトの規格降伏点強度	175
sca	mm ²	アンカーボルトの断面積	80.2
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカーボルトの引張力に対する付着強度	6.45
d_a	mm	アンカーボルトの径	12
l_{ce}	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	94
l_e	mm	アンカーボルトの有効埋込み長さ	118
α_1	—	付着強度の低減係数	0.92
α_2	—	付着強度の低減係数	0.81
α_3	—	付着強度の低減係数	0.83
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカーボルトの基本平均付着強度	10.58
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	23.5
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	100
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	74
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	79
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカーボルトのせん断強度	122
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	380
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	24700
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	9803

表 5-5(3) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(屋外排水路逆止弁⑧-2)

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカーボルトの規格降伏点強度	175
sca	mm ²	アンカーボルトの断面積	150.3
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカーボルトの引張力に対する付着強度	9.63
d_a	mm	アンカーボルトの径	16
l_{ce}	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	82
l_e	mm	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	0.91
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカーボルトの基本平均付着強度	10.58
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	23.5
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	94
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	125
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカーボルトのせん断強度	122
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	380
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	24700
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

表 5-5(4) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(屋外排水路逆止弁⑨)

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカーボルトの規格降伏点強度	235
sca	mm ²	アンカーボルトの断面積	353
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	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	1.5
A_c	mm ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	63435
d_a	mm	アンカーボルトの径	24
l_{ce}	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	150
l_e	mm	アンカーボルトの有効埋込み長さ	150
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	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	393
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25722
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	35343

表 5-5(5) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫)

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカーボルトの規格降伏点強度	175
$s_c a$	mm ²	アンカーボルトの断面積	150.3
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカーボルトの引張力に対する付着強度	9.63
d_a	mm	アンカーボルトの径	16
l_{ce}	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	82
l_e	mm	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	0.91
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカーボルトの基本平均付着強度	10.58
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	23.5
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	94
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	125
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカーボルトのせん断強度	122
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	380
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	24700
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

表 5-5(6) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(屋外排水路逆止弁⑬)

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカーボルトの規格降伏点強度	235
sca	mm ²	アンカーボルトの断面積	353
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	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	1.5
A_c	mm ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	63435
d_a	mm	アンカーボルトの径	24
l_{ce}	mm	アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	150
l_e	mm	アンカーボルトの有効埋込み長さ	150
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	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	393
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25722
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	35343

(3) 許容限界の計算

「許容引張力」及び「許容せん断力」で表される許容限界の評価式に、表 5-5 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。

アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_a を以下に示す。

【屋外排水路逆止弁⑦】

アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 175 \times 150.3 \\ &= 26300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

アンカーボルトの付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 9.05 \times 3.14 \times 16 \times 82 \\ &= 24800 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑧-1】

アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 175 \times 80.2 \\ &= 14000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

アンカーボルトの付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 6.54 \times 3.14 \times 12 \times 94 \\ &= 15400 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑧-2】

アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 175 \times 150.3 \\ &= 26300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

アンカーボルトの付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 9.63 \times 3.14 \times 16 \times 82 \\ &= 26400 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑨】

アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 235 \times 353 \\ &= 82900 \text{ (N)} \end{aligned}$$

コーン状破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a2}

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_c \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 63435 \\ &= 63400 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫】

アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 175 \times 150.3 \\ &= 26300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

アンカーボルトの付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 9.63 \times 3.14 \times 16 \times 82 \\ &= 26400 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑬】

アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 235 \times 353 \\ &= 82900 \text{ (N)} \end{aligned}$$

コーン状破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a2}

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_c \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 63435 \\ &= 63400 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 q_a を以下に示す。

【屋外排水路逆止弁⑦】

アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 122 \times 150.3 \\ &= 18300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 380 \times 150.3 \\ &= 38000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 15395 \\ &= 15300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑧-1】

アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 122 \times 80.2 \\ &= 9700 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 380 \times 80.2 \\ &= 20300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 9803 \\ &= 9800 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑧-2】

アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 122 \times 150.3 \\ &= 18300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 380 \times 150.3 \\ &= 38000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 24544 \\ &= 24500 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑨】

アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 164.5 \times 353 \\ &= 58000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 393 \times 353 \\ &= 92400 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 35343 \\ &= 35300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫】

アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 122 \times 150.3 \\ &= 18300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 380 \times 150.3 \\ &= 38000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 24544 \\ &= 24500 \text{ (N)} \end{aligned}$$

【屋外排水路逆止弁⑬】

アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 164.5 \times 353 \\ &= 58000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 393 \times 353 \\ &= 92400 \text{ (N)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 35343 \\ &= 35300 \text{ (N)} \end{aligned}$$

5.4 設計用地震力

屋外排水路逆止弁の評価に用いる設計用地震力については、防波壁の地震応答解析結果等を踏まえ、「閉門時」及び「開門時」について、それぞれ比較検討し、大きい設計用地震力を設定する。

5.4.1 閉門時

「4. 固有周期」に示したとおり、閉門時において屋外排水路逆止弁は剛構造として考慮し、屋外排水路逆止弁⑨を除く屋外排水路逆止弁の設計用地震力は、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」に示す地震応答解析結果より、屋外排水路逆止弁⑨の設計用地震力は、1次元地震応答解析結果より抽出し設定する。

(1) 3号機北側エリア（屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥）

屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥を設置している集水桝は，防波壁（波返重力擁壁）に固定しており，設計用地震力の設定については，防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析の評価対象断面のうち，屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥が設置されている位置に近接した①－①断面，②－②断面及び③－③断面が抽出される。

また，防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価において，①－①断面については，岩盤上面深さが浅いことから②－②断面に代表させている。したがって，屋外排水路逆止弁の評価対象断面としても同様とする。③－③断面についてはケーソン下に放水路貫通による開口部を有した形状であり，屋外排水路逆止弁が設置されていない。

以上を踏まえ，屋外排水路逆止弁の評価対象断面として②－②断面を選定し，②－②断面の設計用地震力を統一して設定する。

設計用地震力を表 5-6 に，評価対象断面位置図を図 5-1 に，地震応答解析モデルを図 5-2 に，地質断面図を図 5-3 に示す。

表 5-6 設計用地震力（屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥）

評価対象断面	抽出位置	設計用地震力 （水平）	設計用地震力 （鉛直）
②－②断面	防波壁（敷地側）	1.01	2.01

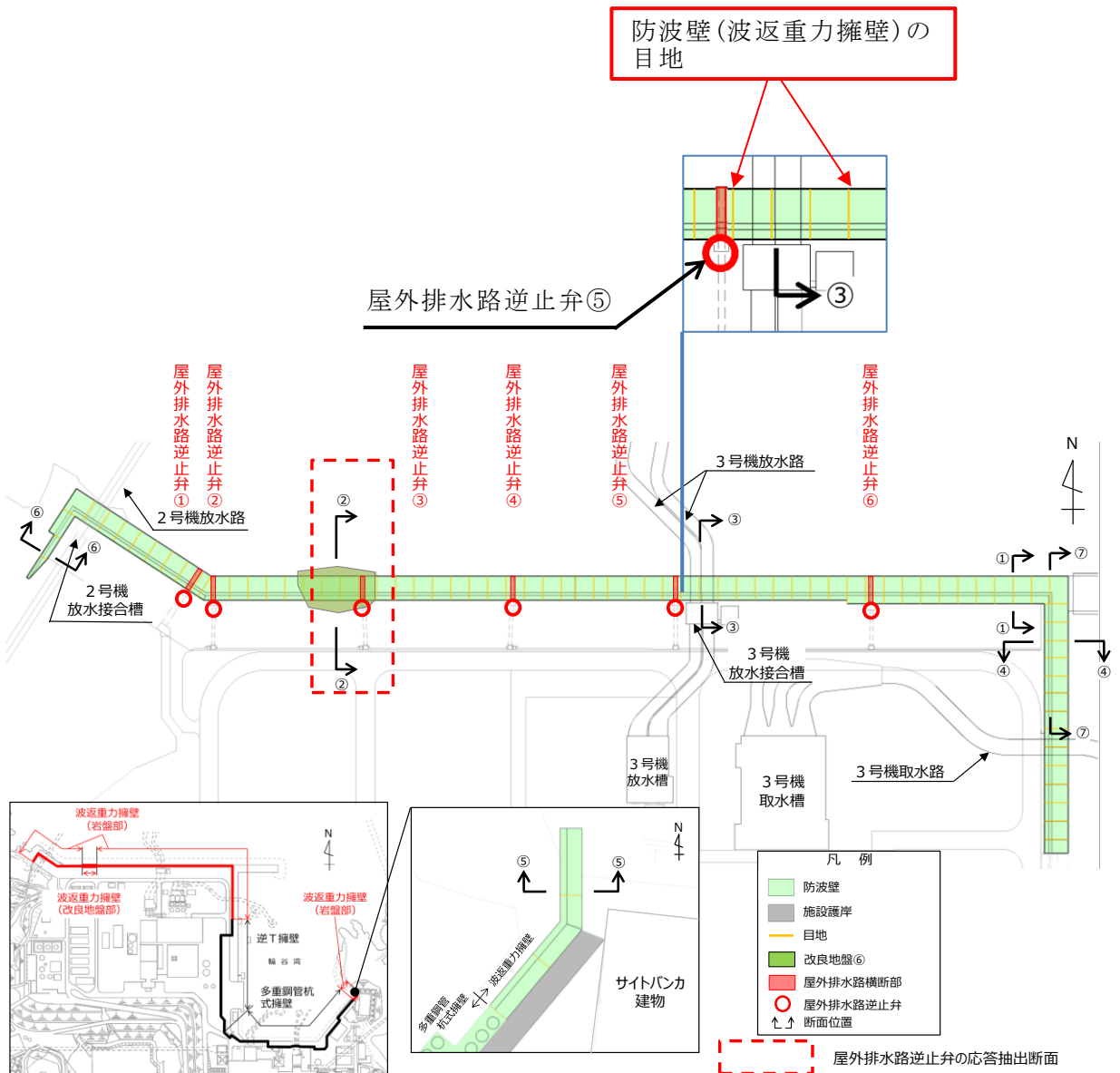


図 5-1 評価対象断面位置図 (防波壁 (波返重力擁壁))

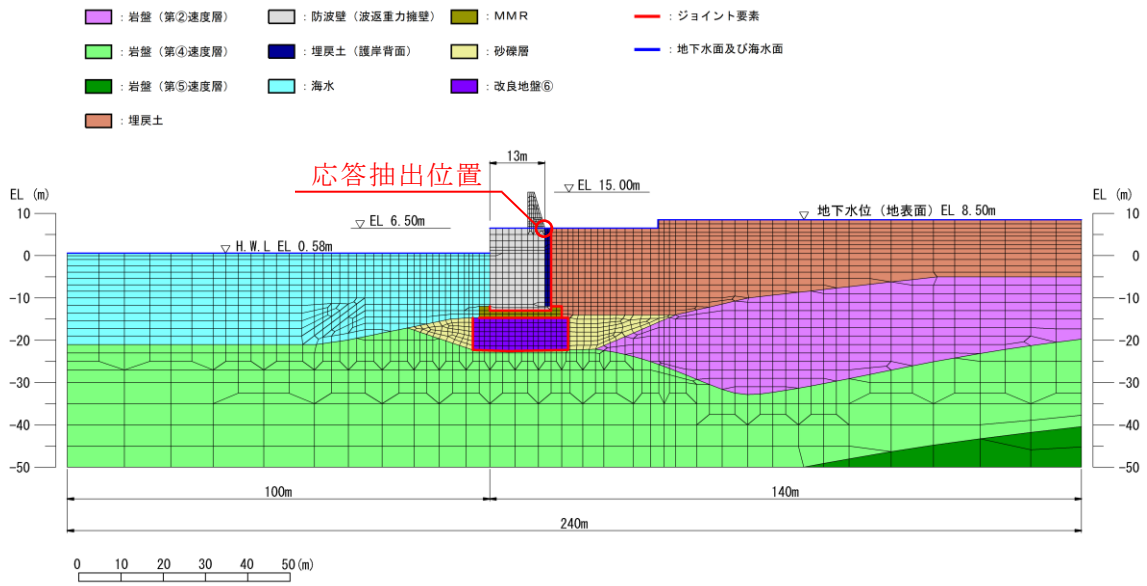


図 5-2 地震応答解析モデル（防波壁（波返重力擁壁）②-②断面）

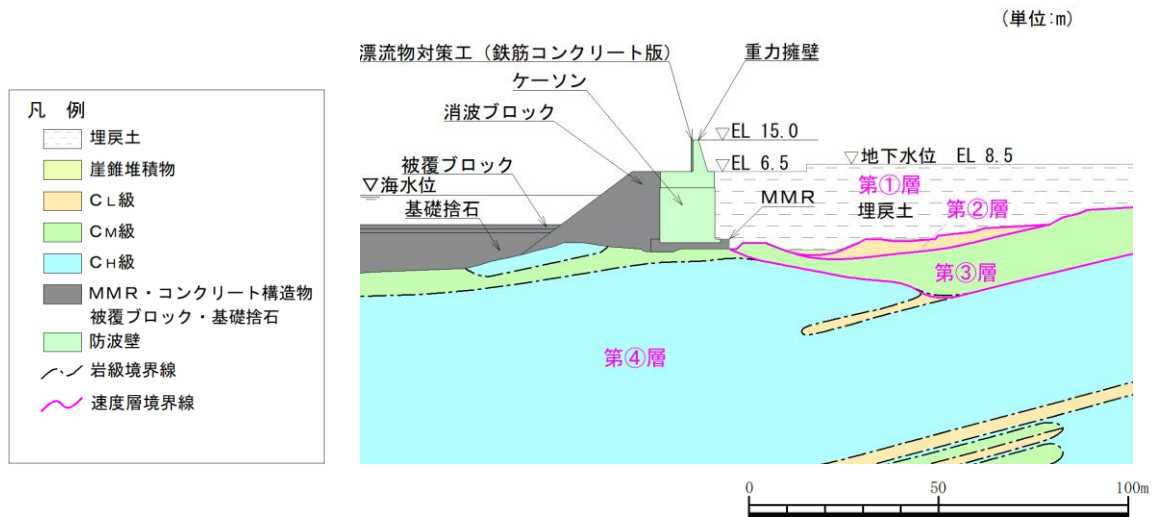


図 5-3(1) 地質断面図（防波壁（波返重力擁壁）①-①断面（参考））

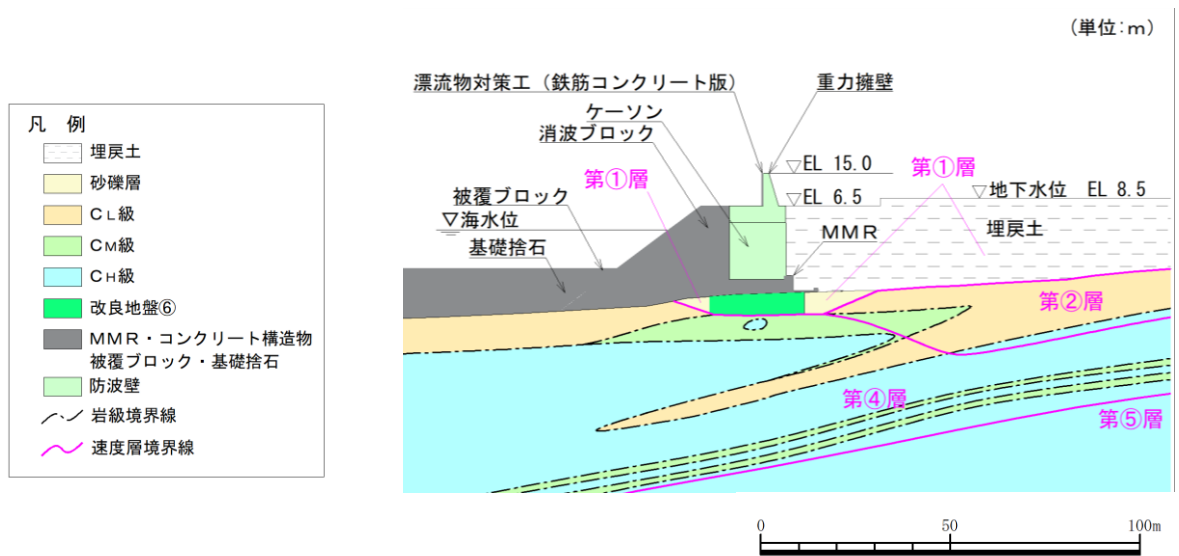


図 5-3(2) 地質断面図 (防波壁 (波返重力擁壁) ②-②断面)

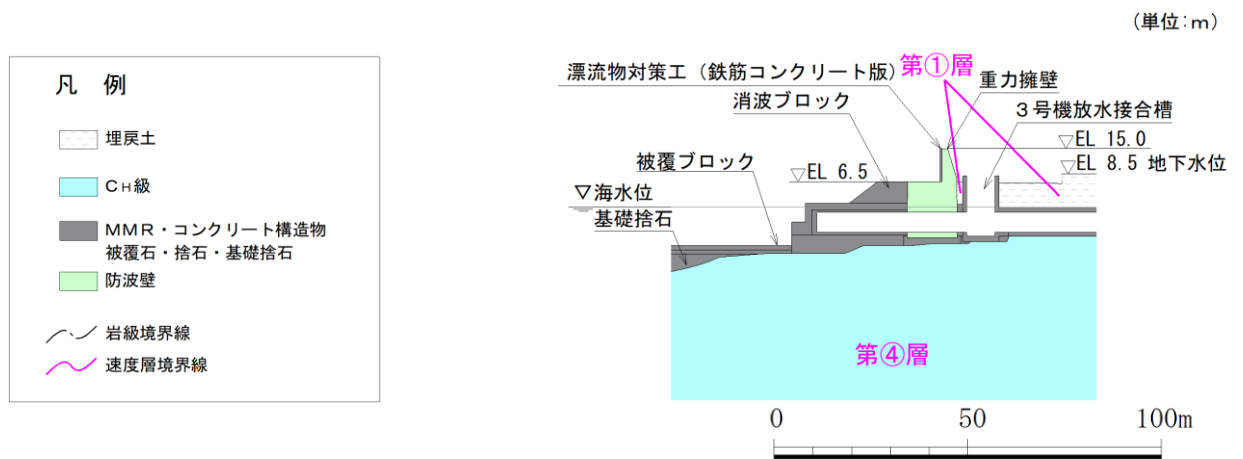


図 5-3(3) 地質断面図 (防波壁 (波返重力擁壁) ③-③断面 (参考))

(2) 3号機東側エリア（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）

屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2を設置している集水桝は，防波壁（逆T擁壁）に固定しており，設計用地震力の設定については，防波壁（逆T擁壁）の地震応答解析の評価対象断面のうち，屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2が設置されている位置に近接した①-①断面，④-④断面及び⑥-⑥断面が抽出される。

また，防波壁（逆T擁壁）の耐震評価において，⑥-⑥断面については，①-①断面と比較し，改良地盤の幅（12.6m）及び許容アンカー力に占める初期緊張力の割合（0.86）が同等であり，地表面最大加速度は⑥-⑥断面の方が小さいことから，①-①断面に代表させている。したがって，屋外排水路逆止弁の評価対象断面としても同様とする。

以上を踏まえ，屋外排水路逆止弁の評価対象断面として，①-①断面及び④-④断面を選定し，防波壁（海側及び敷地側）の地表面位置の節点の応答加速度を比較し，最も大きい応答加速度を示す④-④断面の設計用地震力を統一して設定する。

設計用地震力を表5-7に，評価対象断面位置図を図5-4に，地震応答解析モデルを図5-5に，①-①断面及び⑥-⑥断面の1次元地震応答解析による地表面位置の最大応答加速度の比較結果を表5-8及び図5-6に示す。

表5-7 設計用地震力（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）

評価対象断面	抽出位置	設計用地震力 （水平）	設計用地震力 （鉛直）
①-①断面	防波壁（海側）	0.91	0.82
	防波壁（敷地側）	0.91	0.85
④-④断面	防波壁（海側）	1.00	0.96
	防波壁（敷地側）	1.00	1.01

下線：設計用地震力を設定した断面と抽出位置

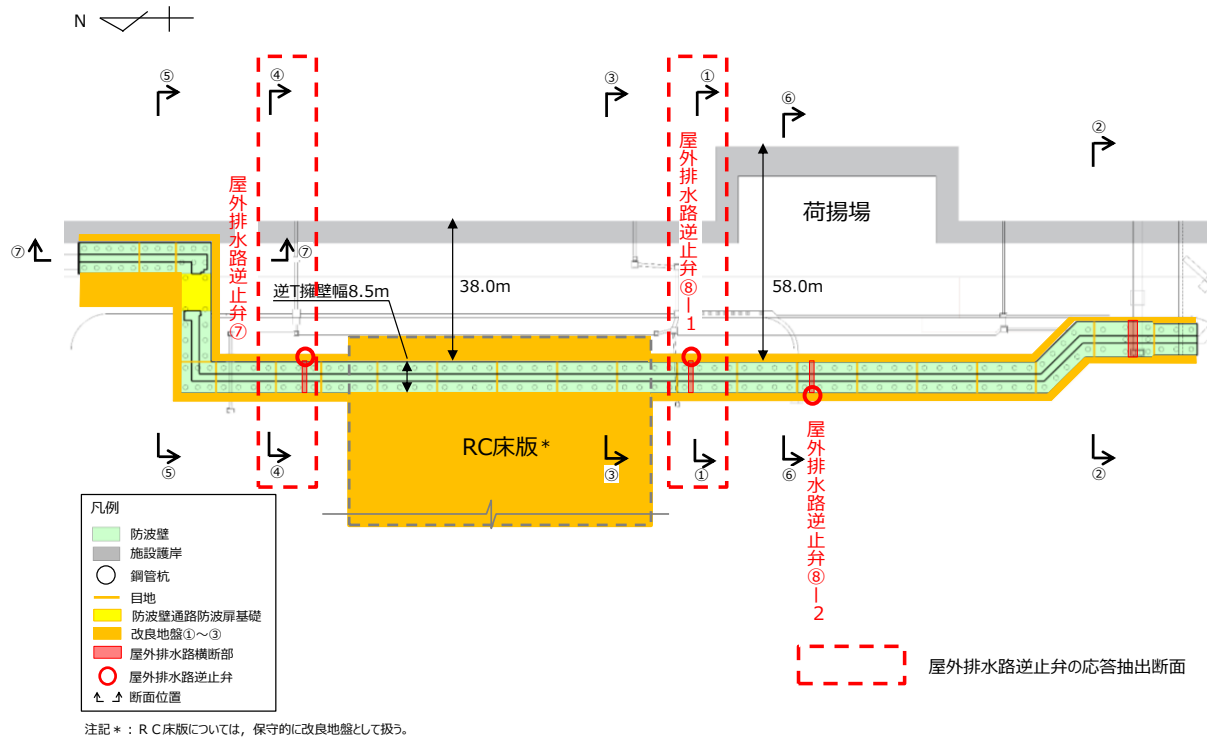


図 5-4 評価対象断面位置図 (防波壁 (逆 T 擁壁))

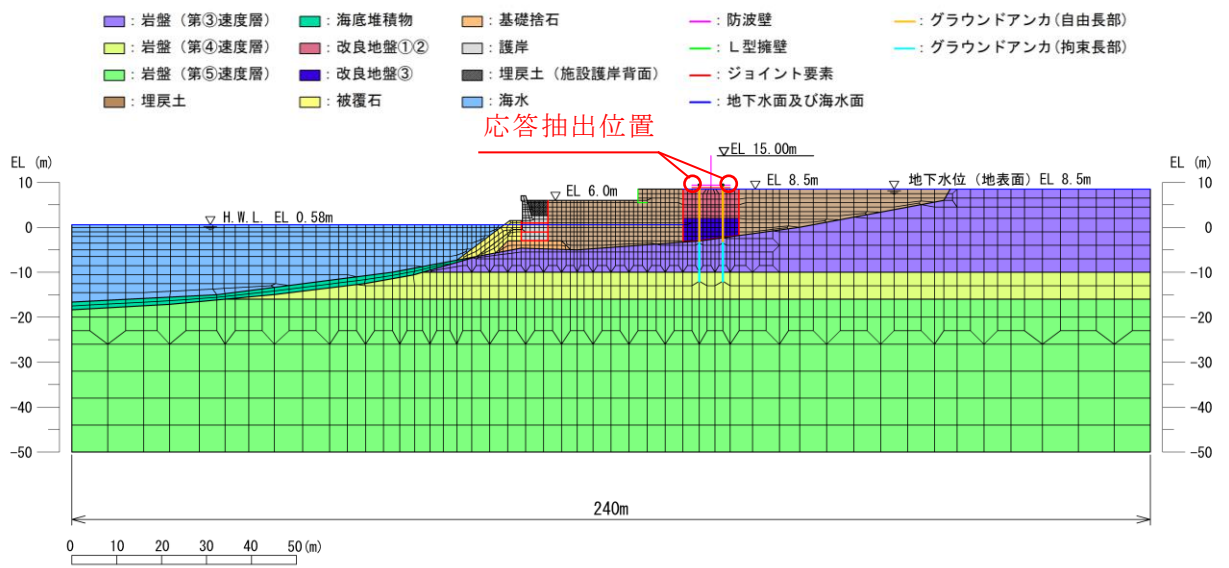


図 5-5(1) 地震応答解析モデル (防波壁 (逆 T 擁壁) ①-①断面)

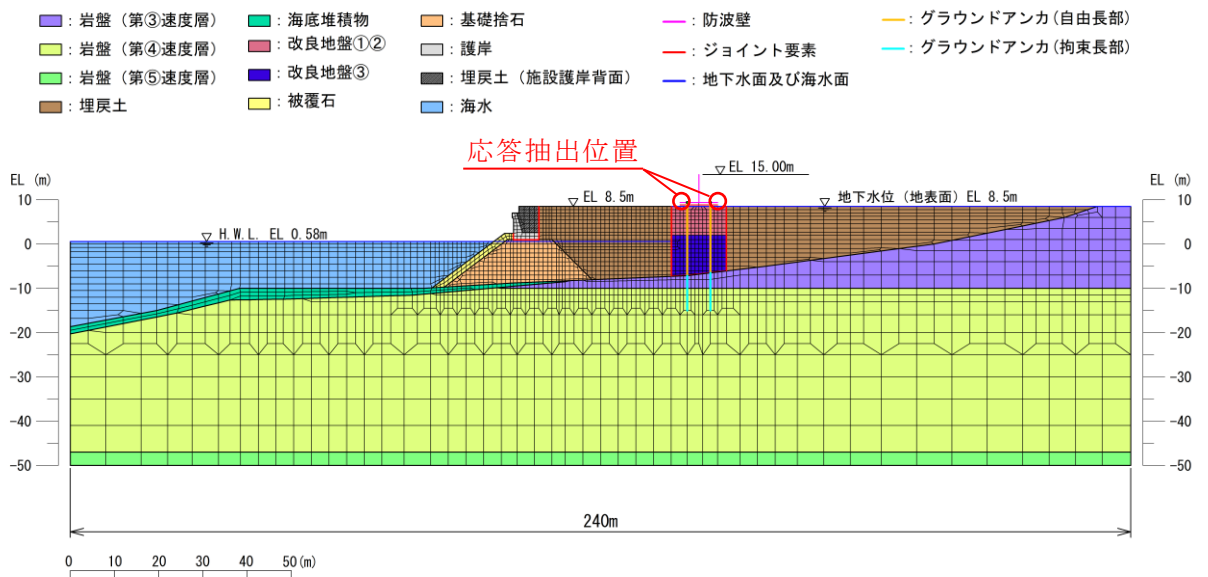


図 5-5(2) 地震応答解析モデル (防波壁 (逆 T 擁壁) ④-④断面)

表 5-8 1次元地震応答解析結果

断面	1次元地震応答解析による 地表面最大加速度 S _s -D (水平) (cm/s ²)
①-①断面	1232
⑥-⑥断面	1218

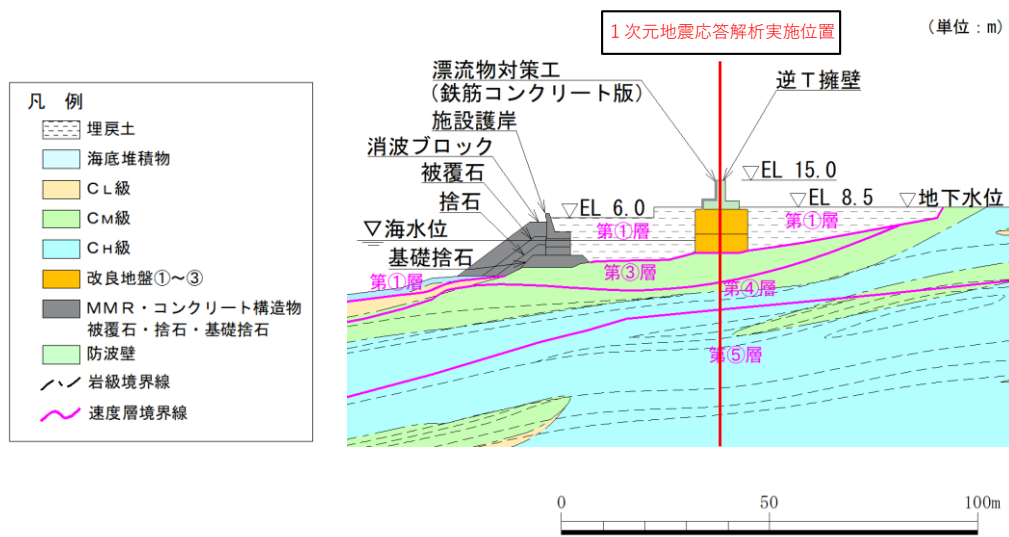


図 5-6(1) 1次元地震応答解析実施位置 (①-①断面)

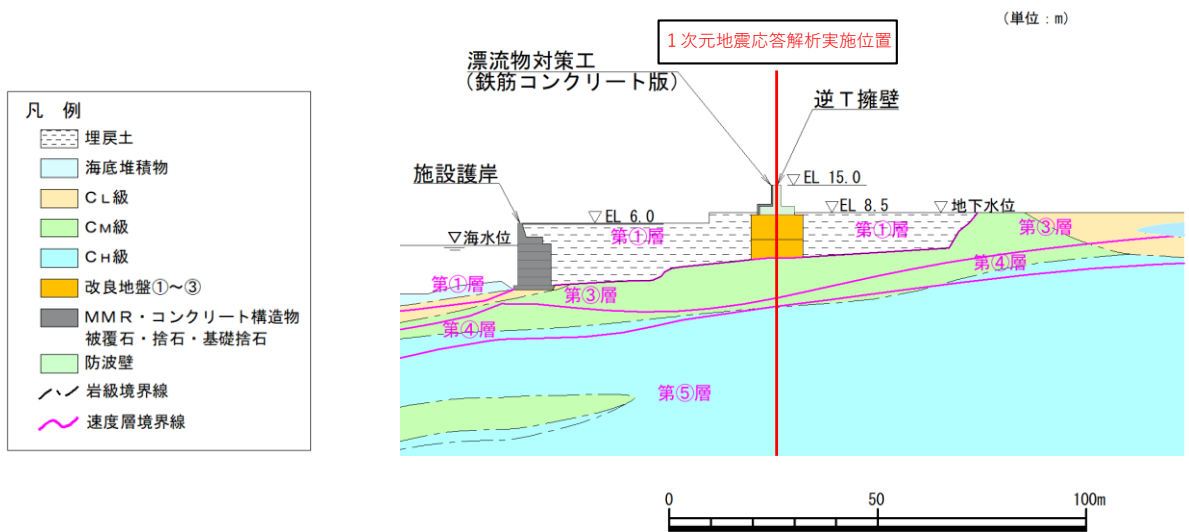


図 5-6(2) 1次元地震応答解析実施位置 (⑥-⑥断面)

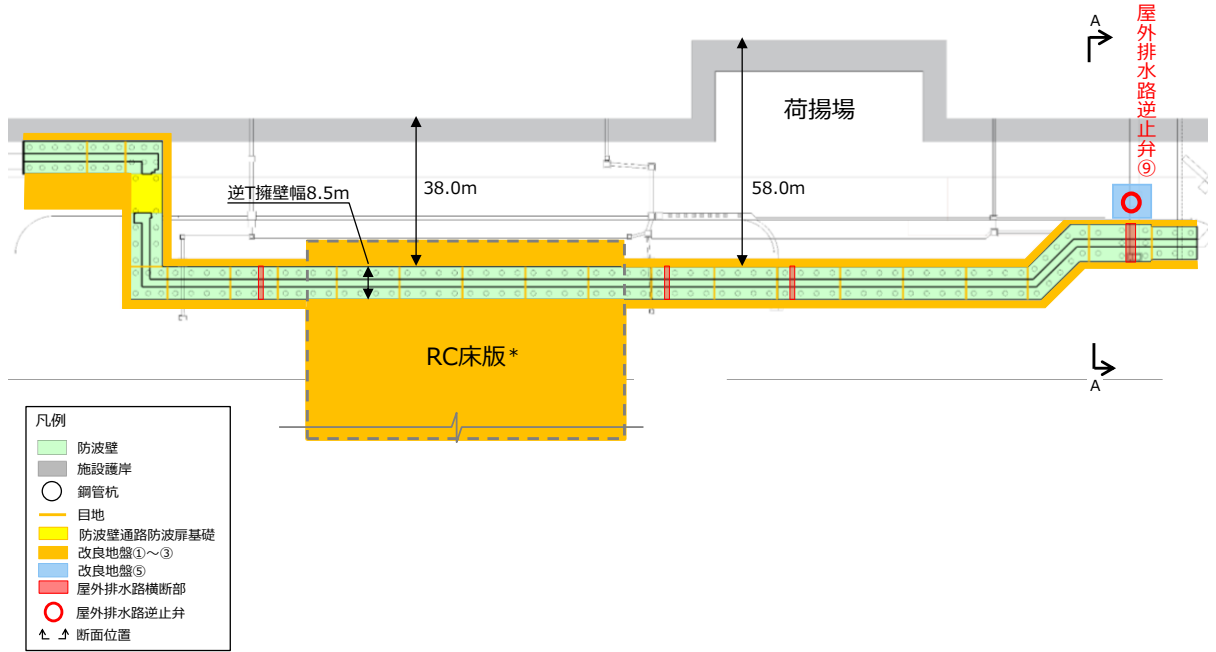
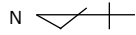
(3) 3号機東側エリア（屋外排水路逆止弁⑨）

屋外排水路逆止弁⑨を設置している集水桝は、十分な支持性能を有する改良地盤の上に設置されており、設計用地震力は、1次元地震応答解析により算定する。地震応答解析モデルは、周辺の地質構造を踏まえて設定し、地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。解析には解析コード「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。

設計用地震力を表5-9に、1次元地震応答解析実施位置を図5-7に、1次元地震応答解析用地盤モデルを図5-8に示す。

表5-9 設計用地震力（屋外排水路逆止弁⑨）

評価対象断面	抽出位置	設計用地震力 (水平)	設計用地震力 (鉛直)
A-A断面	集水桝⑨中心	1.70	1.01



注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

(断面位置図)

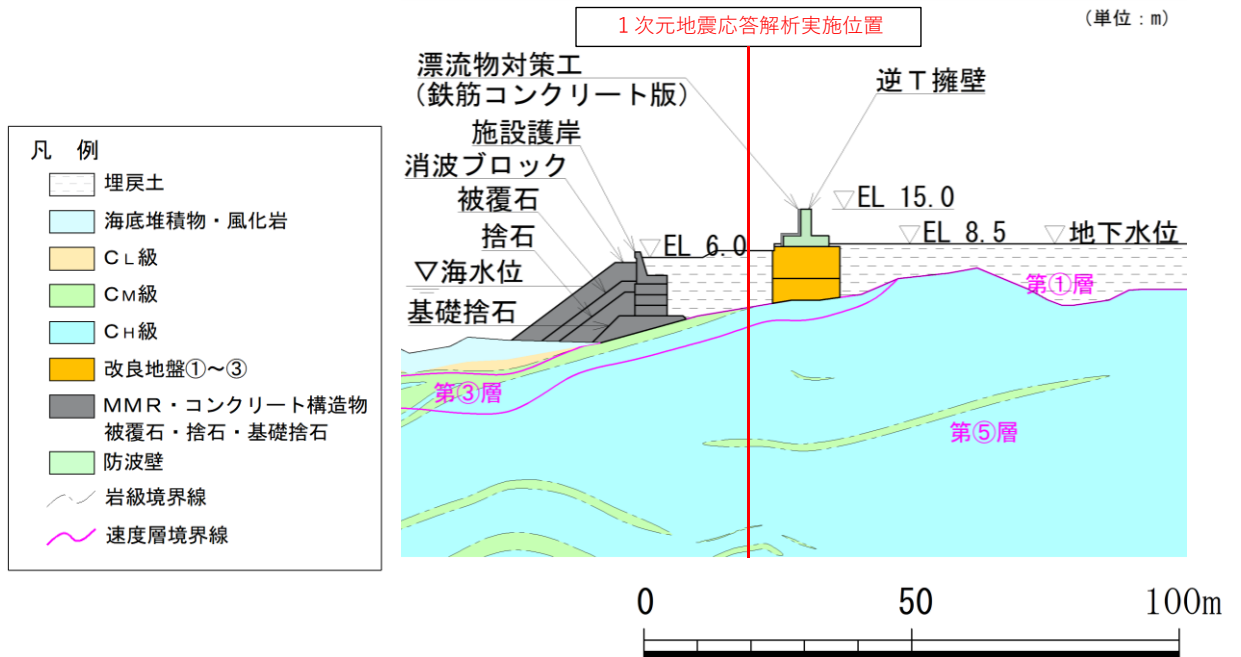


図 5-7 1次元地震応答解析実施位置 (A-A断面)

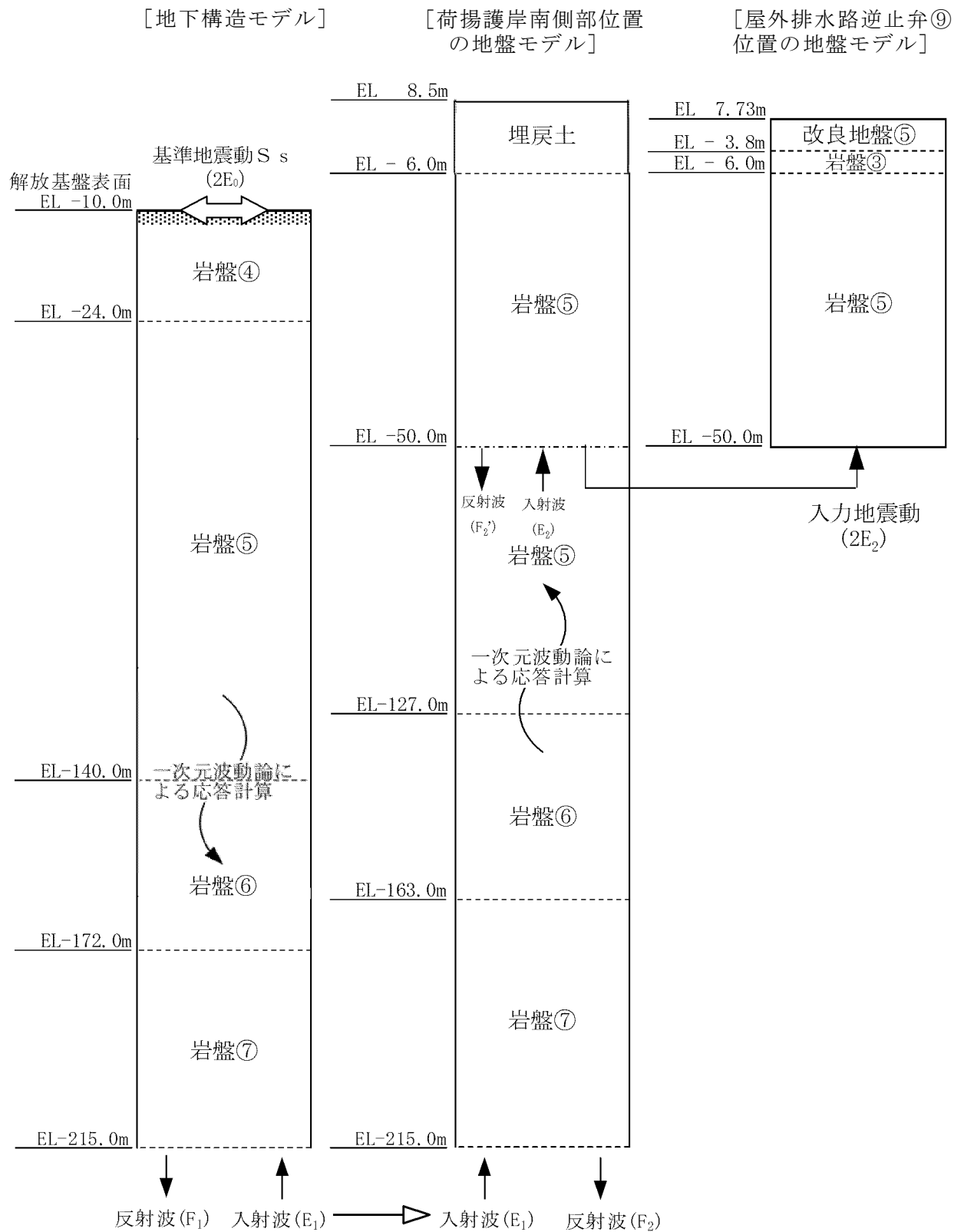


図 5-8 1次元地震応答解析用地盤モデル

(4) 1, 2号機北側エリア（屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫, ⑬）

屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫, ⑬を設置している集水桝は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に固定しており、設計用地震力の設定については、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答解析断面のうち、屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫, ⑬が設置されている位置に近接した①－①断面、②－②断面及び⑤－⑤断面が抽出される。

また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震評価において、①－①断面及び⑤－⑤断面については、岩盤上面深さが浅いことから、それぞれ②－②断面及び③－③断面に代表させている。したがって、屋外排水路逆止弁の評価対象断面としても同様とする。②－②断面は施設護岸の背面に防波壁を設置している断面、③－③断面は施設護岸の前面に防波壁を設置している断面である。

以上を踏まえ、屋外排水路逆止弁の評価対象断面として、②－②断面及び③－③断面を選定し、防波壁の地表面位置の節点の応答加速度を比較し、最も大きい応答加速度を示す評価対象断面の設計用地震力を統一して設定する。両断面の設計用地震力を比較すると鉛直は両断面とも同程度であるものの、水平では③－③断面が明らかに大きな値を示すことから③－③断面の設計用地震力を用いる。

設計用地震力を表 5-10 に、評価対象断面位置図を図 5-9 に、地震応答解析モデルを図 5-10 に、地質断面図を図 5-11 に示す。

表5-10 設計用地震力（屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫, ⑬）

評価対象断面	抽出位置	設計用地震力 (水平)	設計用地震力 (鉛直)
②－②断面	防波壁	0.86	0.67
③－③断面	防波壁	1.03	0.66

下線：設計用地震力を設定した断面と抽出位置

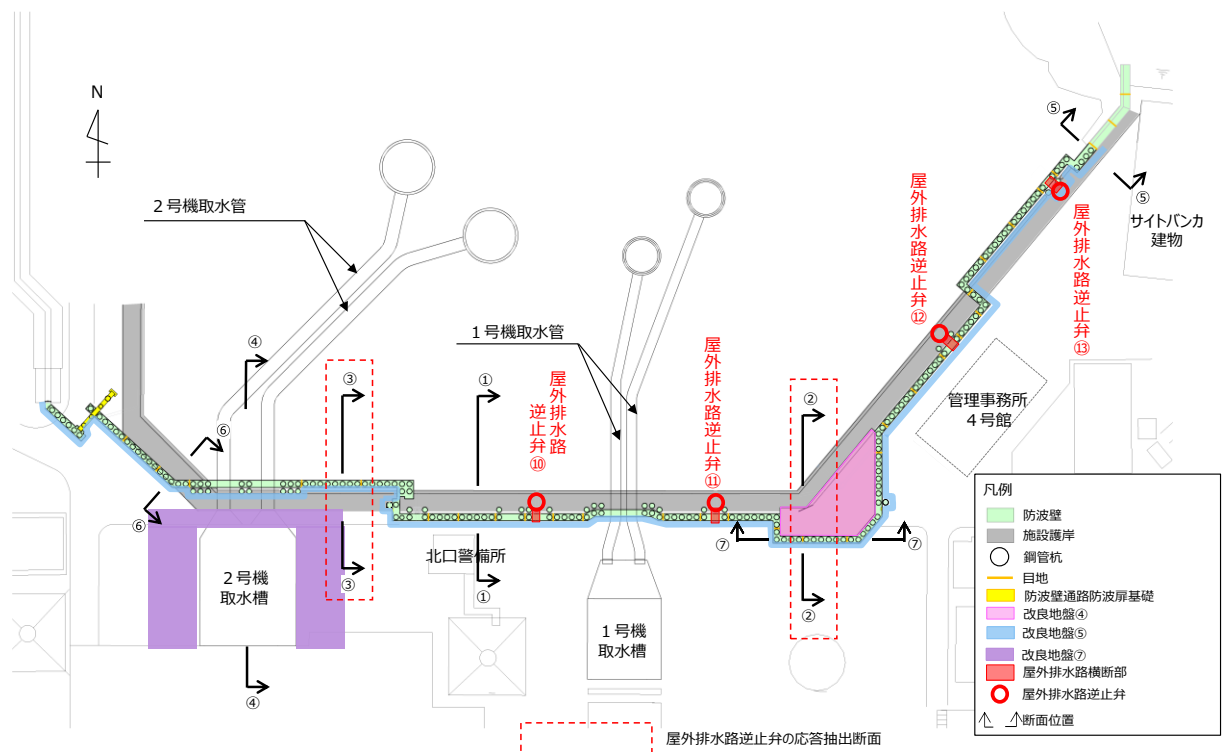


図5-9 評価対象断面位置図（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

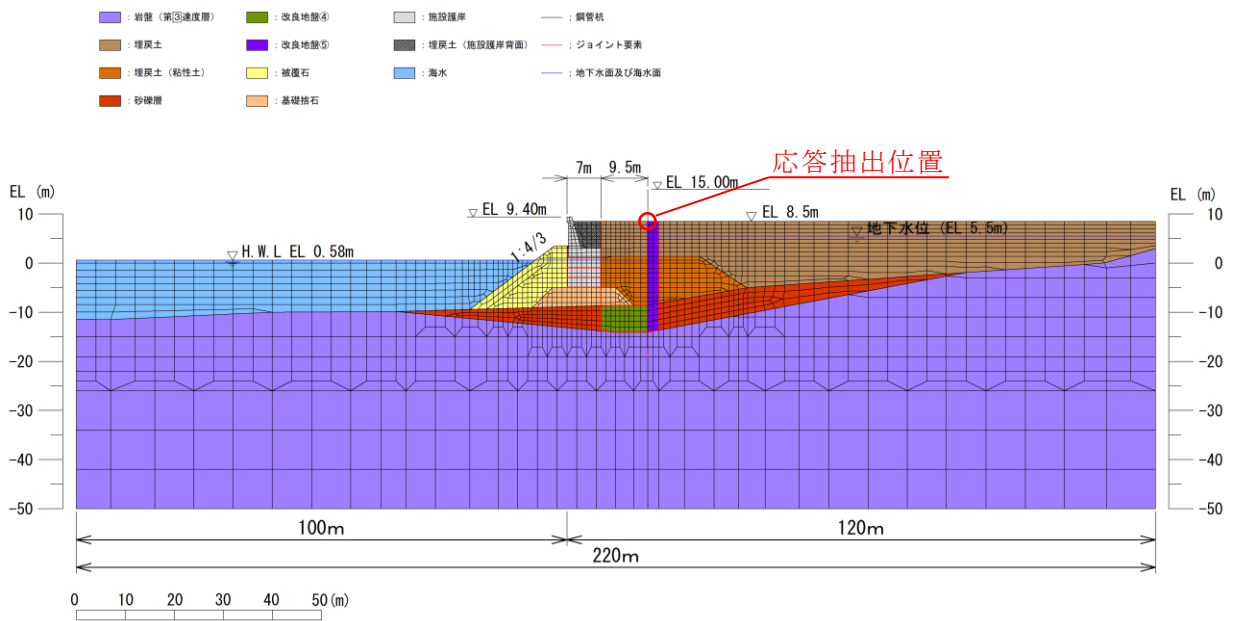


図5-10(1) 地震応答解析モデル (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ②-②断面)

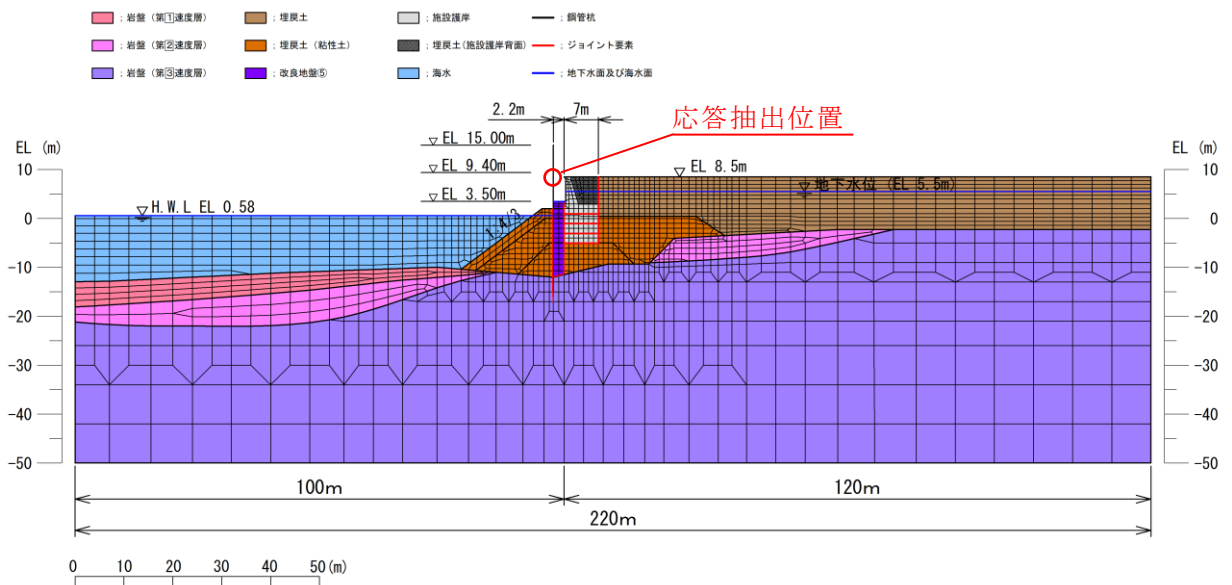


図5-10(2) 地震応答解析モデル (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ③-③断面)

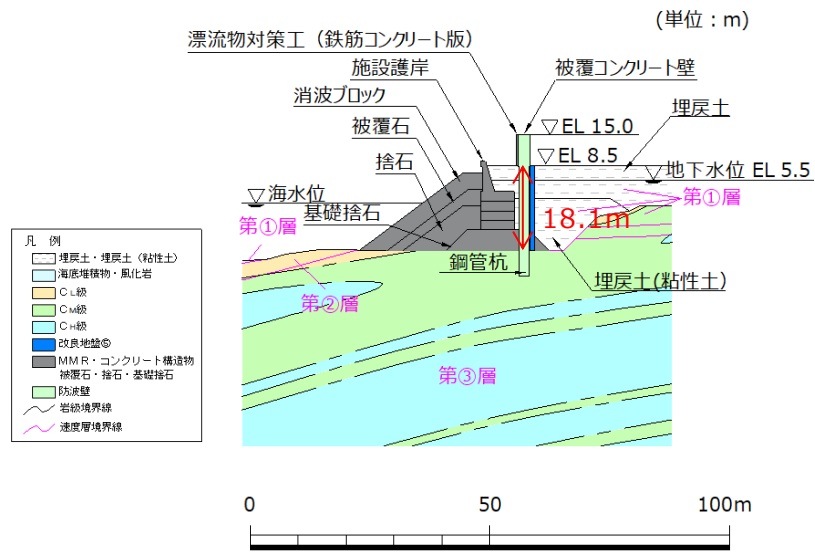


図5-11(1) 地質断面図 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ①-①断面)

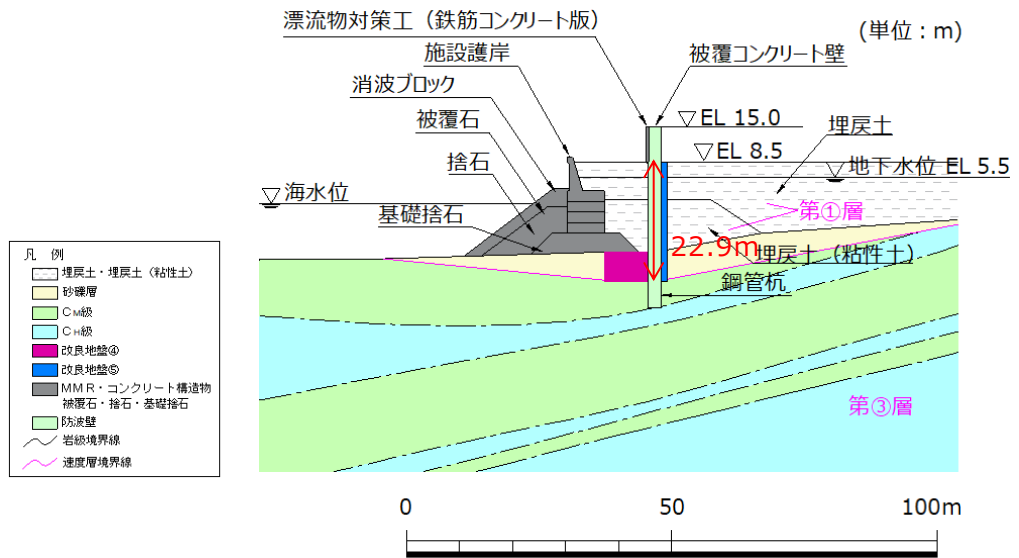


図5-11(2) 地質断面図 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ②-②断面)

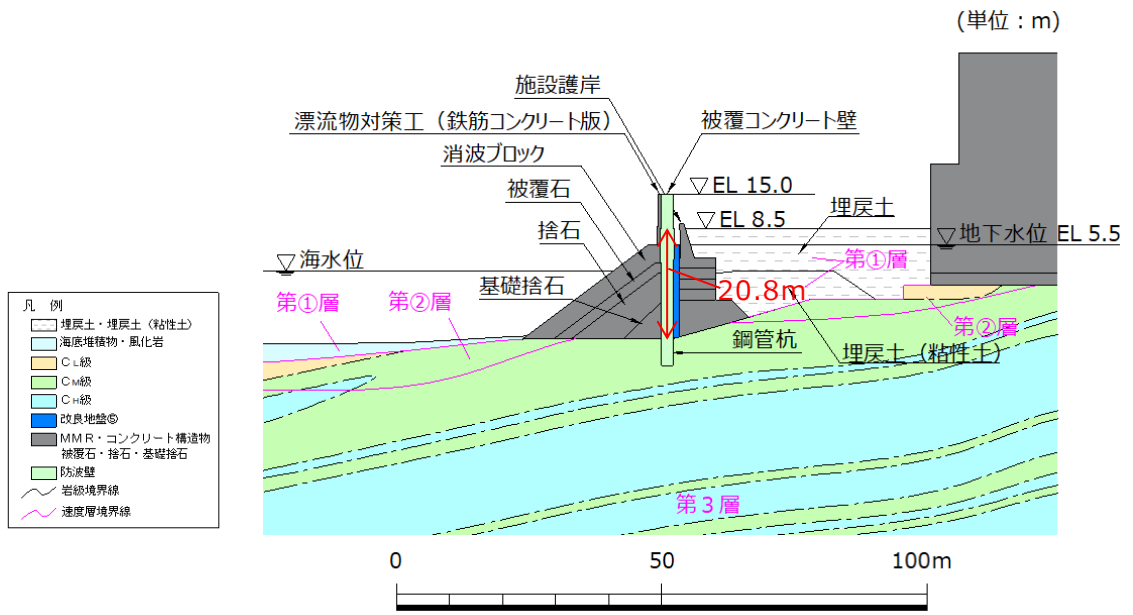


図5-11(3) 地質断面図 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ③—③断面)

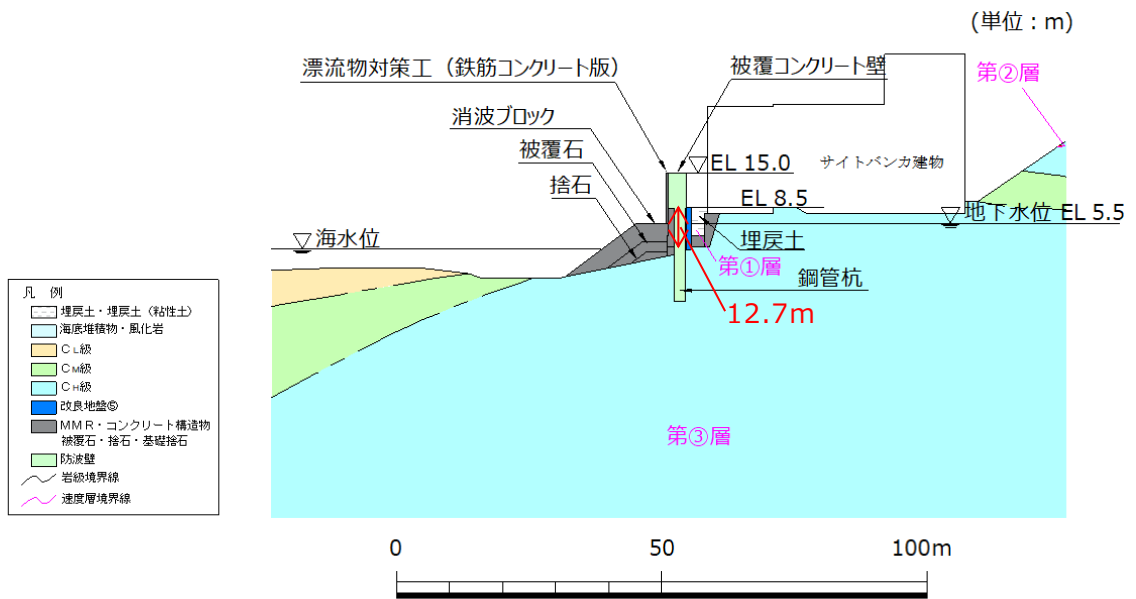


図5-11(4) 地質断面図 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ⑤—⑤断面(参考))

(5) 閉門時の設計用地震力

屋外排水路逆止弁の閉門時の評価に用いる設計用地震力を表 5-11 に示す。

表 5-11 設計用地震力 (閉門時)

設備名称	地震動	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計用地震力	
			水平方向 K _h	鉛直方向 K _v
屋外排水路逆止弁 ①	基準地震動 S _s	集水榭 EL 2.57 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.01
			鉛直方向 K _v	2.01
屋外排水路逆止弁 ②, ③, ④, ⑤, ⑥		集水榭 EL 2.70 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.01
			鉛直方向 K _v	2.01
屋外排水路逆止弁 ⑦		集水榭 EL 6.21 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.00
			鉛直方向 K _v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑧-1		集水榭 EL 6.125 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.00
			鉛直方向 K _v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑧-2		集水榭 EL 5.54 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.00
			鉛直方向 K _v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑨	集水榭 EL 2.30 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.70	
		鉛直方向 K _v	1.01	
屋外排水路逆止弁 ⑩, ⑪, ⑫	集水榭 EL 6.11~6.50 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.03	
		鉛直方向 K _v	0.66	
屋外排水路逆止弁 ⑬	集水榭 EL 4.10m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.03	
		鉛直方向 K _v	0.66	

5.4.2 開門時

開門時においては表 4-4 に示すとおり，屋外排水路逆止弁の固有周期が 0.05s を超えたことから，屋外排水路逆止弁の開門時の設計用地震力は，VI-2-10-2-2 「防波壁の地震応答計算書」の結果を踏まえ作成した防波壁（波返重力擁壁），防波壁（逆 T 擁壁）及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答解析モデル，並びに 3 号機東側エリア（屋外排水路逆止弁⑨）の地震応答解析モデルより抽出した応答加速度を用いて，VI-2-1-7 「設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき作成した設計用床応答スペクトル及び屋外排水路逆止弁の固有周期を踏まえ設計用地震力を設定する。

開門時の設計用床応答スペクトルを図 5-12 に，評価に用いる設計用地震力を表 5-12 に示す。

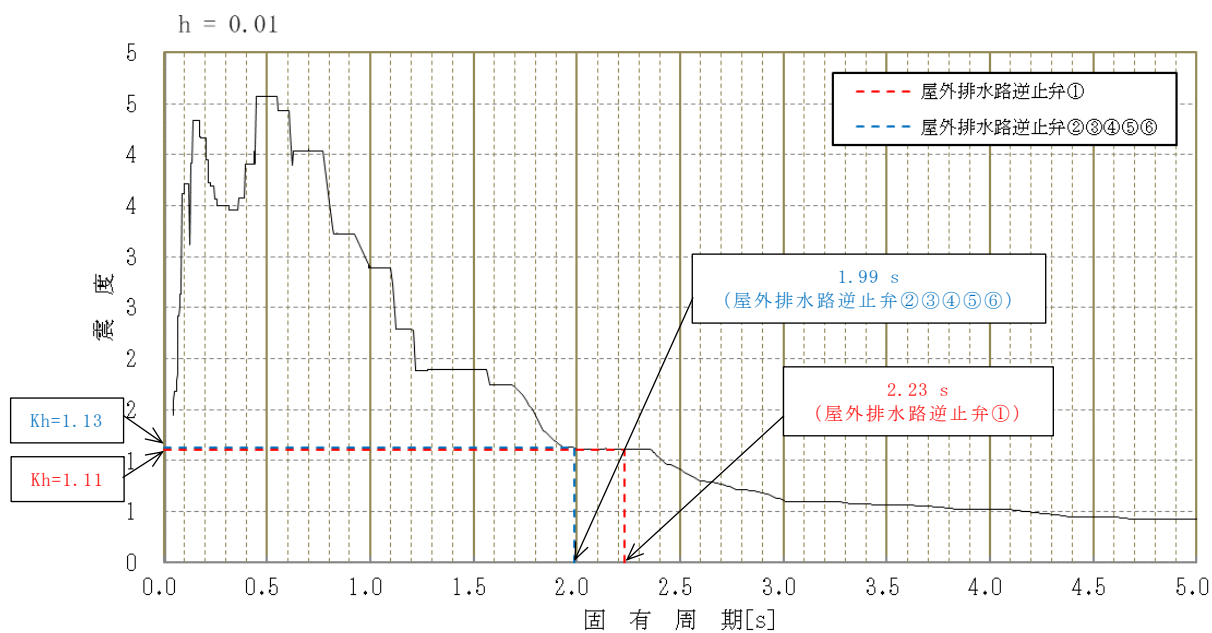


図 5-12(1) 設計用床応答スペクトル (①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥)

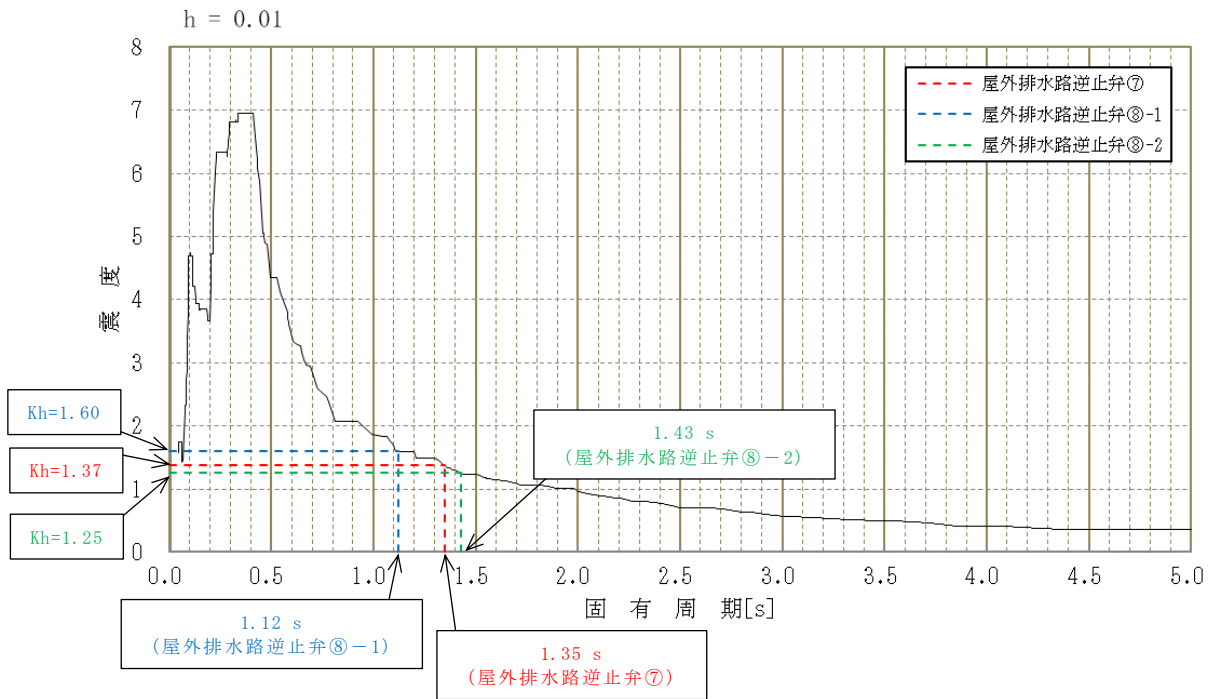


図 5-12(2) 設計用床応答スペクトル (⑦, ⑧-1, ⑧-2)

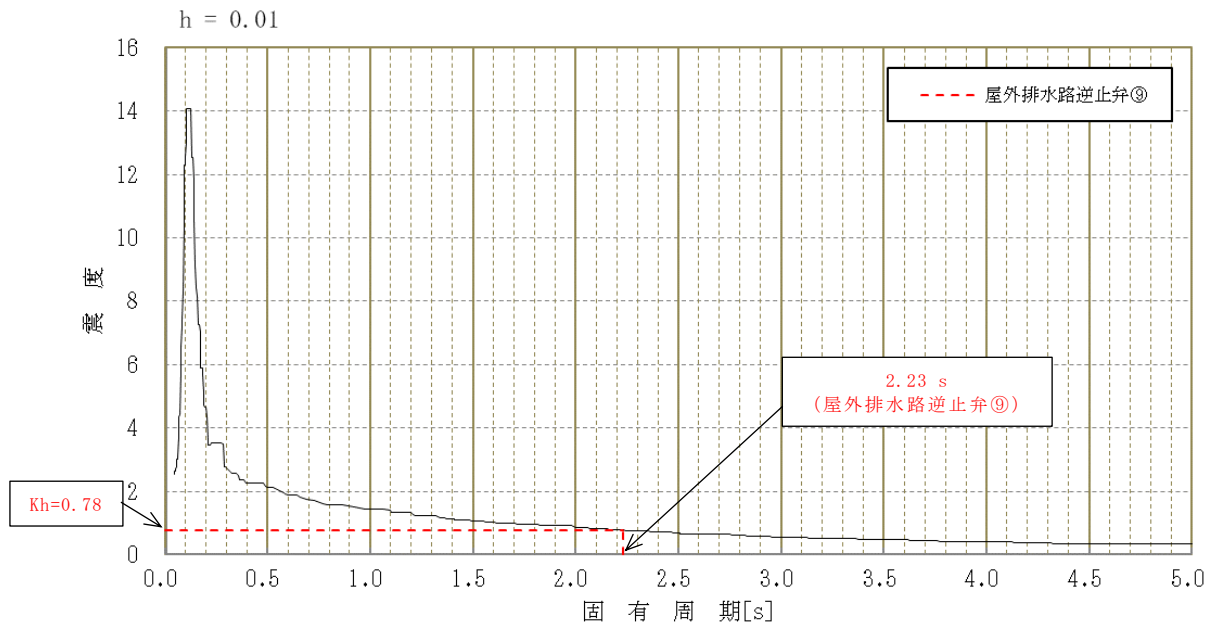


図 5-12(3) 設計用床応答スペクトル (⑨)

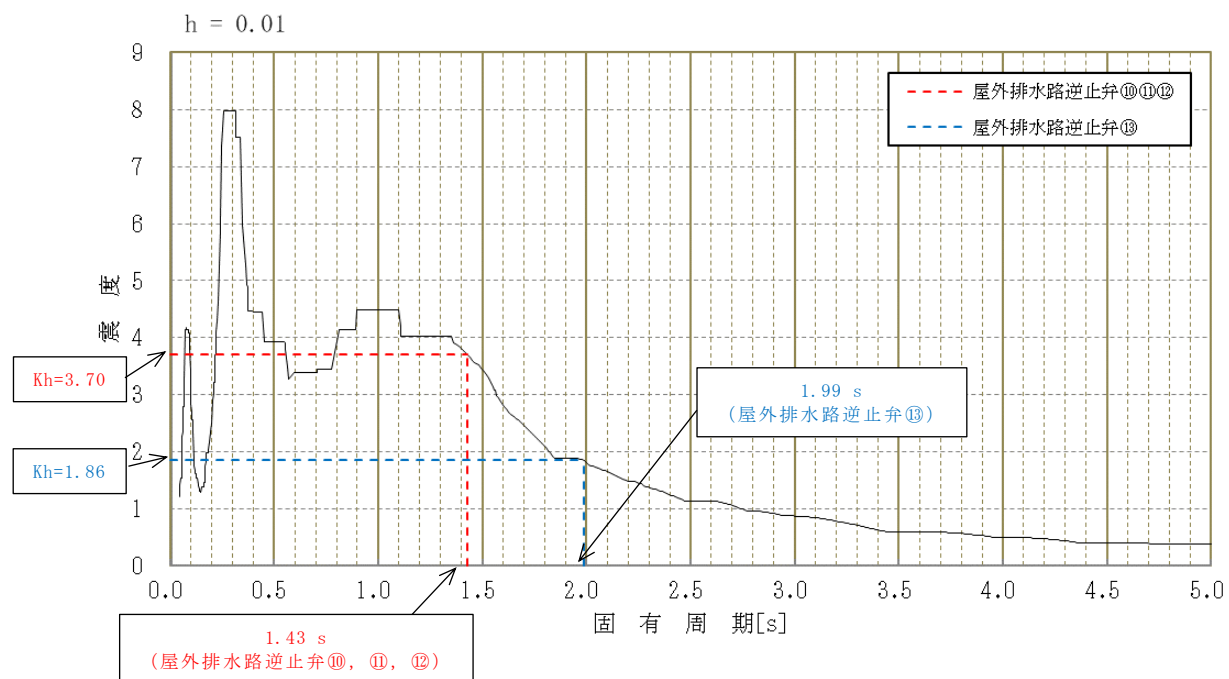


図 5-12(4) 設計用床応答スペクトル (⑩, ⑪, ⑫, ⑬)

表 5-12 設計用地震力（開門時）

設備名称	地震動	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計用地震力	
			水平方向 K h	鉛直方向 K v
屋外排水路逆止弁 ①	基準地震動 S s	集水榭 EL 2.57 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	1.11
			鉛直方向 K v	2.01
屋外排水路逆止弁 ②, ③, ④, ⑤, ⑥		集水榭 EL 2.70 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	1.13
			鉛直方向 K v	2.01
屋外排水路逆止弁 ⑦		集水榭 EL 6.21 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	1.37
			鉛直方向 K v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑧-1		集水榭 EL 6.125 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	1.60
			鉛直方向 K v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑧-2		集水榭 EL 5.54 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	1.25
			鉛直方向 K v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑨		集水榭 EL 2.30 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	0.78
			鉛直方向 K v	1.01
屋外排水路逆止弁 ⑩, ⑪, ⑫		集水榭 EL 6.11~6.50 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	3.70
	鉛直方向 K v		0.66	
屋外排水路逆止弁 ⑬	集水榭 EL 4.10m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K h	1.86	
		鉛直方向 K v	0.66	

5.4.3 評価に用いる設計用地震力

「閉門時」及び「開門時」にて設定した設計用地震力から、設計用地震力の大きい設計用地震力を応力評価に考慮する。評価に用いる設計用地震力を表 5-13 に示す。

表 5-13 評価に用いる設計用地震力

設備名称	地震動	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による 設計用地震力		
			水平方向 K _h		
屋外排水路逆止弁 ①	基準地震動 S _s	集水樹 EL 2.57 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.11	開門時
			鉛直方向 K _v	2.01	閉門時 開門時
屋外排水路逆止弁 ②, ③, ④, ⑤, ⑥		集水樹 EL 2.70 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.13	開門時
			鉛直方向 K _v	2.01	閉門時 開門時
屋外排水路逆止弁 ⑦		集水樹 EL 6.21 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.37	開門時
			鉛直方向 K _v	1.01	閉門時 開門時
屋外排水路逆止弁 ⑧-1		集水樹 EL 6.125 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.60	開門時
			鉛直方向 K _v	1.01	閉門時 開門時
屋外排水路逆止弁 ⑧-2		集水樹 EL 5.54 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.25	開門時
			鉛直方向 K _v	1.01	閉門時 開門時
屋外排水路逆止弁 ⑨	集水樹 EL 2.30 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.70	閉門時	
		鉛直方向 K _v	1.01	閉門時 開門時	
屋外排水路逆止弁 ⑩, ⑪, ⑫	集水樹 EL 6.11~6.50 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	3.70	開門時	
		鉛直方向 K _v	0.66	閉門時 開門時	
屋外排水路逆止弁 ⑬	集水樹 EL 4.10m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.86	開門時	
		鉛直方向 K _v	0.66	閉門時 開門時	

5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を同様な構造形式毎に以下にまとめる。

屋外排水路逆止弁のうち、スキンプレート、主桁、補助縦桁、集水柵（戸当り部コンクリート）については、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」又は「機械工学便覧（（社）日本機械学会）」に基づき、曲げ応力及びせん断応力を算定する。また、吊り金具（扉体，固定部），吊り手，吊りピン及びアンカーボルトについては，定式化された計算式により曲げ応力及びせん断応力又は引張力及びせん断力を算定する。

5.5.1 屋外排水路逆止弁 (①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑨, ⑬)

(1) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図を図5-13に示す。

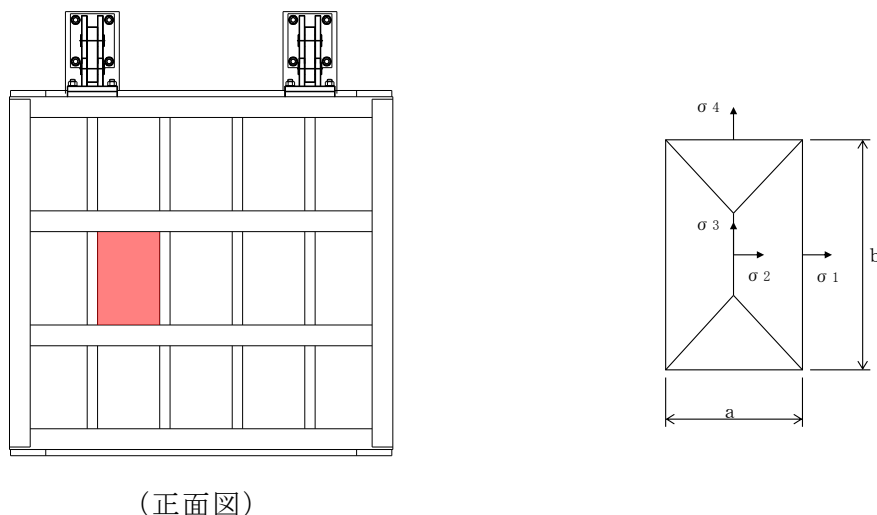


図5-13 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_s = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s^2} \cdot \alpha$$

- σ_s : スキンプレート応力度 (N/mm²)
- k : b/a による形状係数
- a : スキンプレートの区画の短辺 (mm)
- b : スキンプレートの区画の長辺 (mm)
- p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)
- t_s : スキンプレートの板厚 (mm)
- α : 応力の補正係数 (N/mm²)

(2) 主桁

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

主桁のモデル図を図 5-14 に示す。

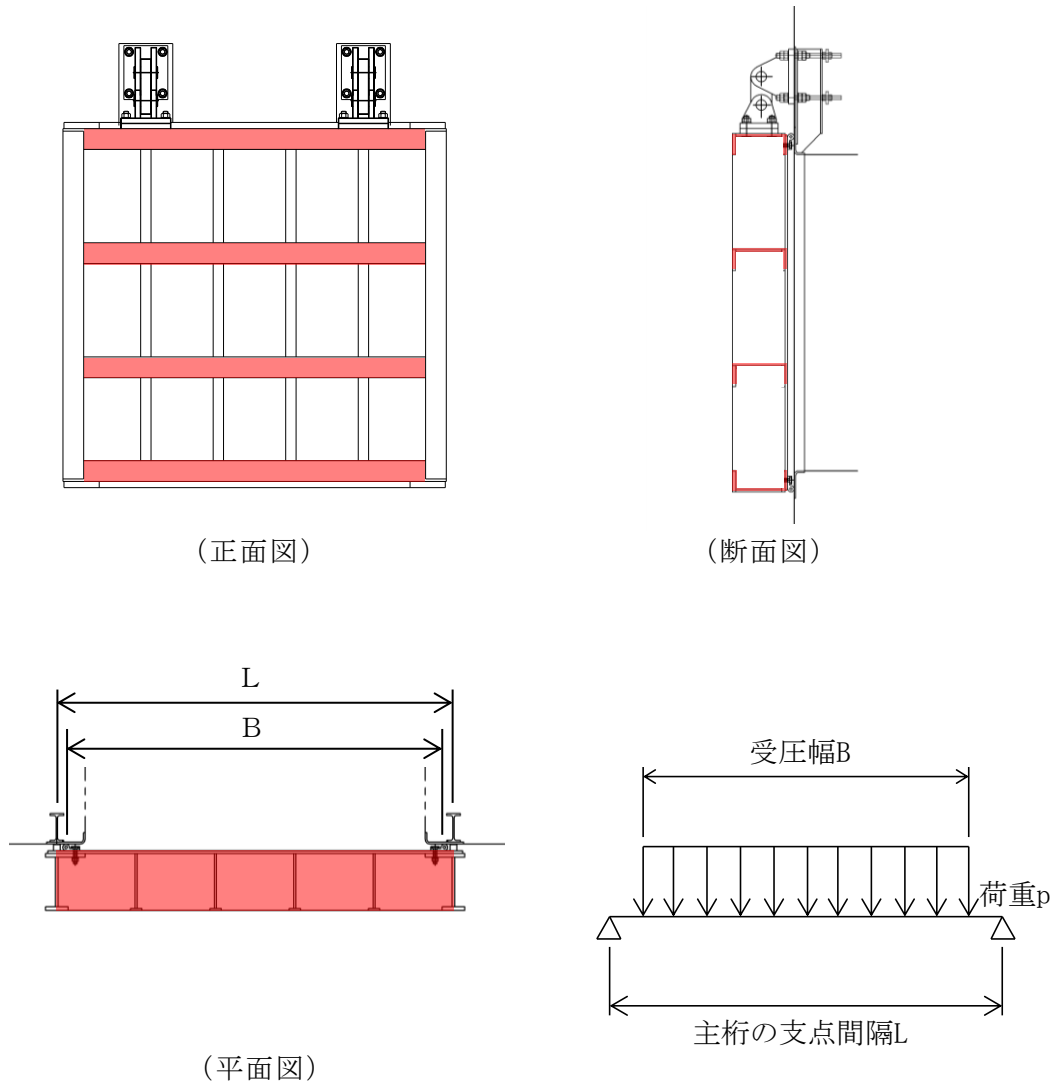


図 5-14 主桁のモデル図

主桁の最大応力度算定式を以下に示す。

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

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

$$\sigma_G = \frac{M_G}{Z_g}$$

$$\tau_G = \frac{S_G}{A_g}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2}$$

M_G : 主桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

S_G : 主桁に作用するせん断力 (N)

W : 主桁の分担荷重 (N/mm)

L : 主桁の支点間隔 (mm)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

σ_G : 主桁の曲げ応力度 (N/mm²)

Z_g : 主桁の断面係数 (mm³)

τ_G : 主桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_g : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

σ_g : 主桁の合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図を図 5-15 に示す。

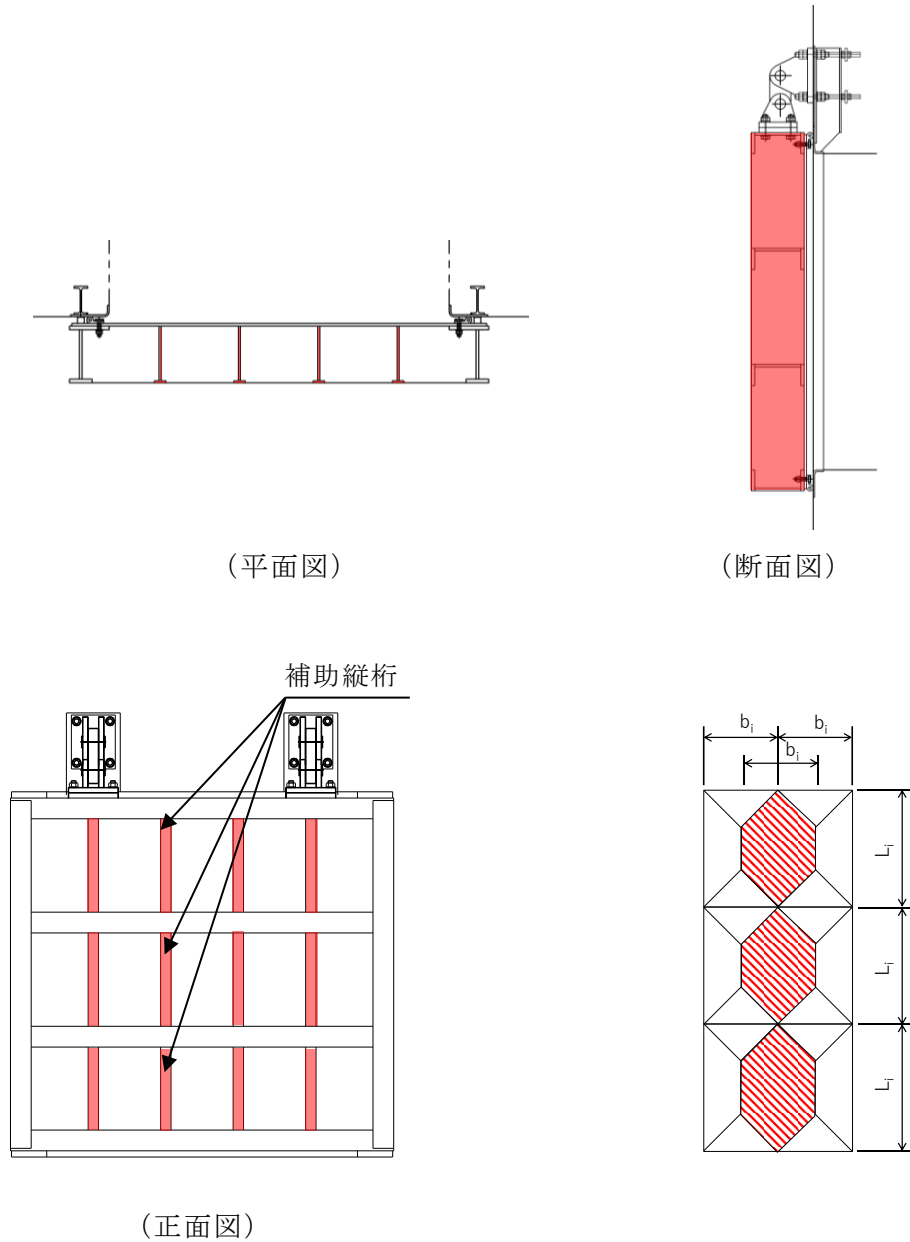


図 5-15 補助縦桁のモデル図

補助縦桁の最大応力度算定式を以下に示す。

$L_i > b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2)$$

$$S_I = \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right)$$

$L_i \leq b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot L_i^3}{12}$$

$$S_I = \frac{p \cdot L_i^2}{4}$$

$$\sigma_{ix} = \frac{M_I}{Z_{ix}}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{M_I}{Z_{iy}}$$

$$\tau_I = \frac{S_I}{A_i}$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2}$$

M_I : 補助縦桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)

L_i : 主桁間隔 (mm)

b_i : 補助縦桁間隔 (mm)

S_I : 補助縦桁に作用するせん断力 (N)

σ_{ix} : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張) (N/mm²)

Z_{ix} : 補助縦桁の断面係数 (引張) (mm³)

σ_{iy} : 補助縦桁の曲げ応力度 (圧縮) (N/mm²)

Z_{iy} : 補助縦桁の断面係数 (圧縮) (mm³)

τ_I : 補助縦桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_i : 補助縦桁ウェブ断面積 (mm²)

σ_i : 補助縦桁の合成応力度 (N/mm²)

σ_I : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張と圧縮) の最大値 (N/mm²)

(4) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）は逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため，片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊り金具（扉体，固定部）の照査位置として断面 A，断面 B で行う。

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図 5-16 に示す。

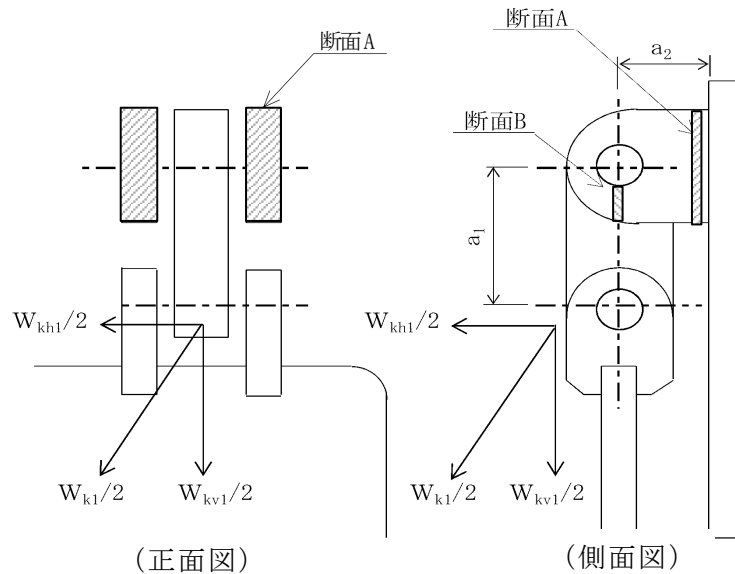


図 5-16 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

$$W_{kh1} = W_{g1} \cdot K h$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面 A 水平方向）
 (N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面 A 水平方向） (mm³)

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，主桁，補助縦桁，吊り金具（扉体，固定部），吊りピン 4 本，吊り手） (N)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

$$W_{kv1} = W_{g1} \cdot K_v$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート、主桁、補助縦桁、吊り金具（扉体、固定部）、吊りピン4本、吊り手）（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート、主桁、補助縦桁、吊り金具（扉体、固定部）、吊りピン4本、吊り手）（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート、主桁、補助縦桁、吊り金具（扉体、固定部）、吊りピン4本、吊り手）（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

(5) 吊り手

吊り手は逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊り手の照査位置として断面 C，断面 D で行う。

吊り手のモデル図を図 5-17 に示す。

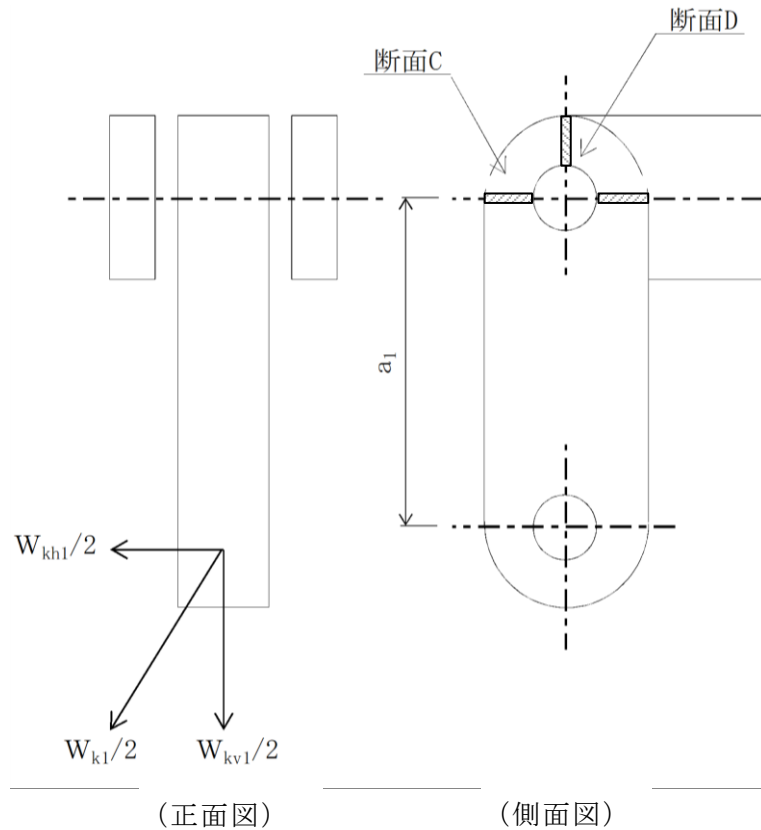


図 5-17 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{C1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C}$$

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_C : 断面係数 (断面 C) (mm^3)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（吊り金具（固定部）まで入る）（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，主桁，補助縦桁，吊り金具（扉体，固定部），吊りピン4本，吊り手）（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

(6) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-18 に示す。

吊りピンは逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊りピンの照査位置として断面 E，断面 F で行う。

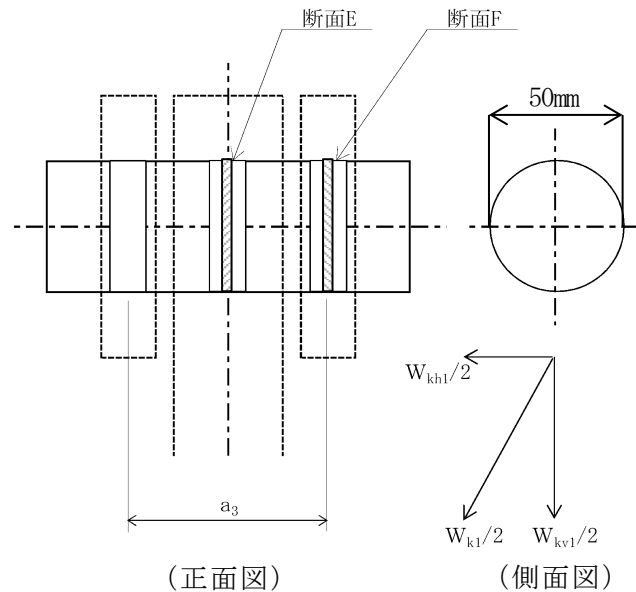


図 5-18 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (吊り金具 (固定部) まで入る) (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (断面 E) (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (吊り金具 (固定部) まで入る) (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

(7) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-19 に示す。

集水桝（戸当り部コンクリート）は、コンクリートに加わる支圧を戸当りで支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

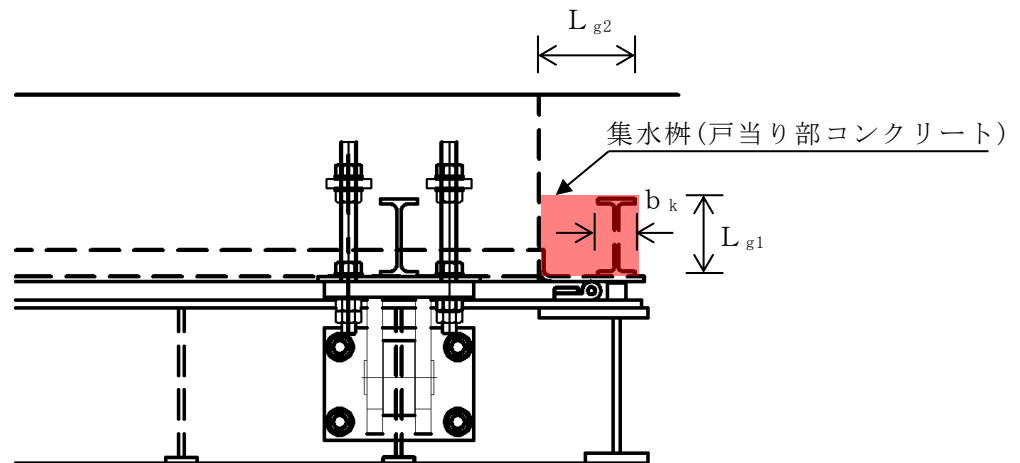


図 5-19 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{p_1 \cdot B}{2b_k}$$

$$\tau_L = \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\theta 1} + 2L_{\theta 2})}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

p_1 : 扉体最下部作用荷重 (N/mm²)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

b_k : 底面フランジ幅 (mm)

τ_L : 底面フランジのせん断応力度 (N/mm²)

$L_{\theta 1}$: コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

$L_{\theta 2}$: 堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

(8) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 吊り金具 (扉体, 固定部), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

5.5.2 屋外排水路逆止弁 (⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫)

(1) スキンプレート

スキンプレートのモデル図を図 5-20 に示す。

スキンプレートの曲げ応力は、円盤周辺単純支持等分布荷重による最大曲げ応力を考える。

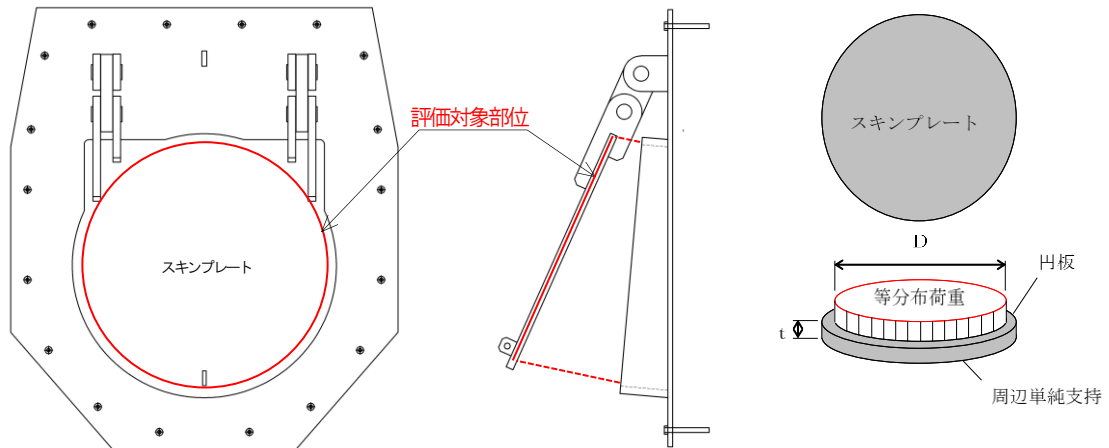


図 5-20 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_{\max} = 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t}$$

$$P = \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}$$

σ_{\max} : スキンプレートの最大応力度 (N/mm²)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

P : 地震時作用単位荷重 (N/mm²)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

(2) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）は逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため，片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊り金具（扉体，固定部）の照査位置として断面 A，断面 B で行う。

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図 5-21 に示す。

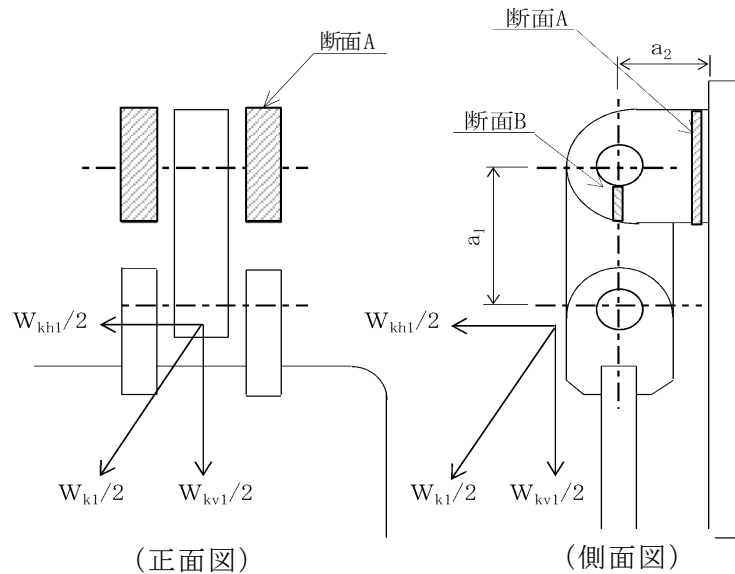


図 5-21 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

$$W_{Kh1} = W_{g1} \cdot K h$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面 A 水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

a_1 : ピン穴中心間の距離（mm）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ax} : 断面係数（断面 A 水平方向）（mm³）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン 4 本，吊り手）（N）

$K h$: 水平方向の設計用地震力

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

$$W_{Kv1} = W_{g1} \cdot K_v$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

(3) 吊り手

吊り手は逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊り手の照査位置として断面 C，断面 D で行う。

吊り手のモデル図を図 5-22 に示す。

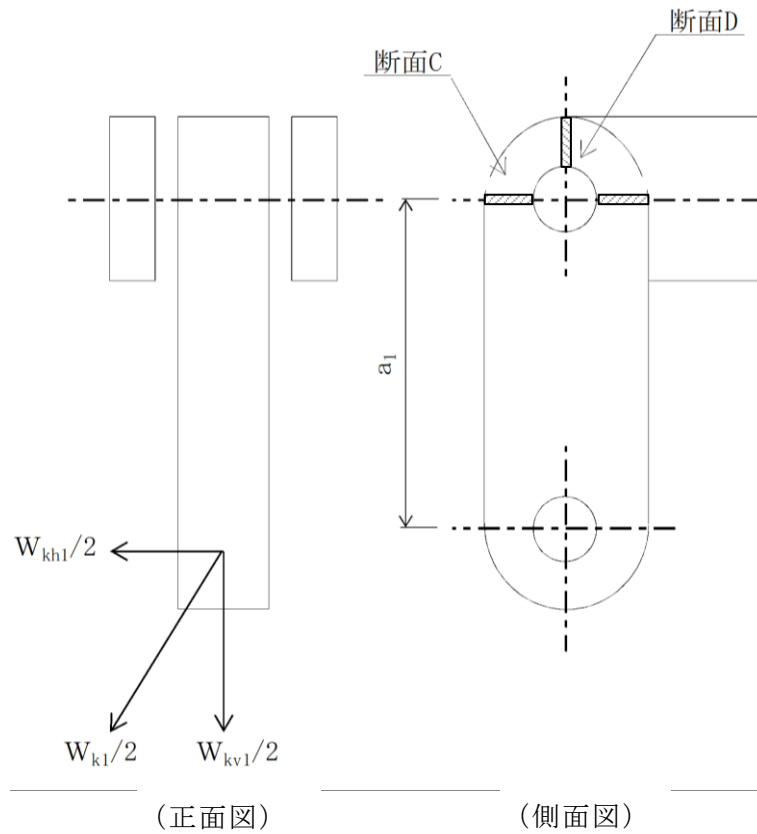


図 5-22 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{C1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C}$$

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_C : 断面係数 (断面 C) (mm³)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

(4) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-23 に示す。

吊りピンは逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊りピンの照査位置として断面 E，断面 F で行う。

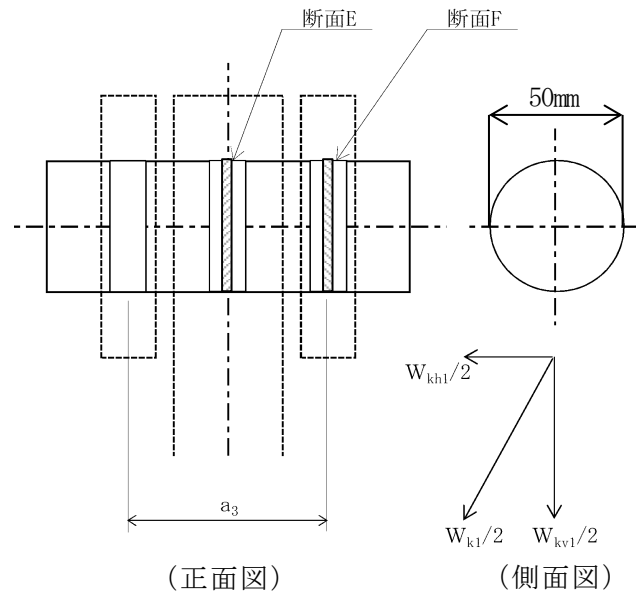


図 5-23 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (断面 E) (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

(5) 戸当り

戸当りのモデル図を図 5-24 に示す。

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

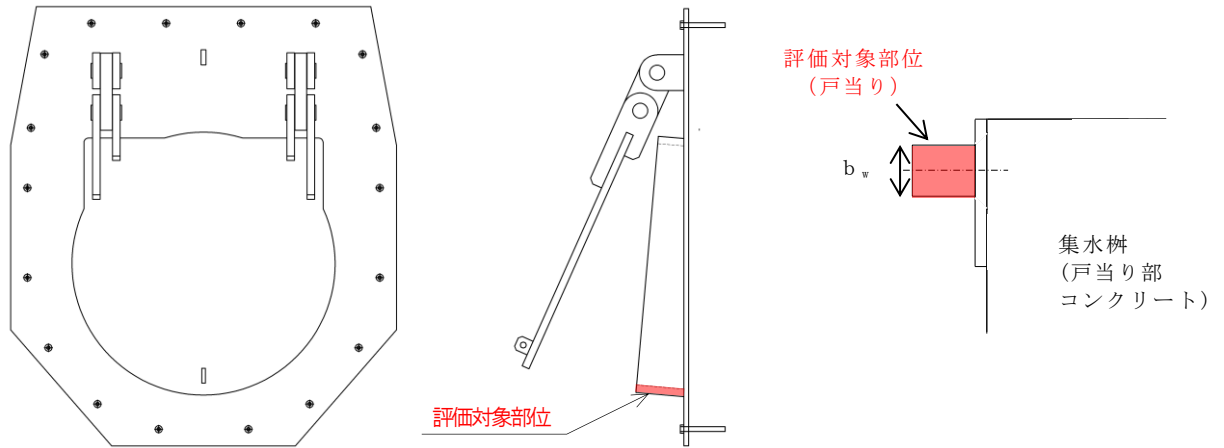


図 5-24 戸当りのモデル図

戸当りの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma = \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi}$$

$$P_1 = W_{g1} \cdot K h$$

σ : 戸当りの支圧応力度 (N/mm²)

P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)

b_w : 戸当りの幅 (mm)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

(6) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-25 に示す。

集水桝（戸当り部コンクリート）は、コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

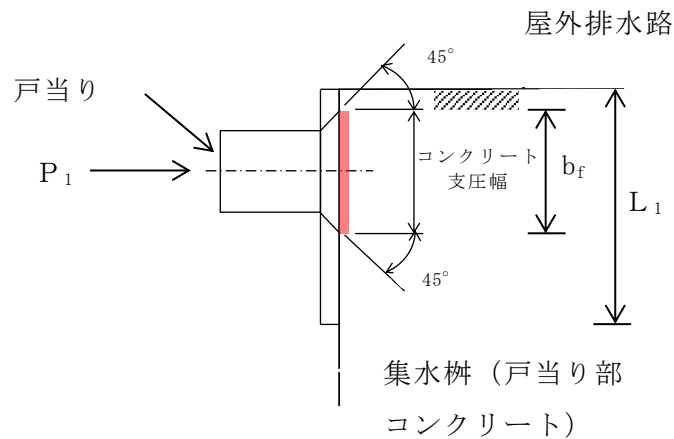


図 5-25 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi}$$

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)

b_f : コンクリート支圧幅 (mm)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

L_1 : 屋外排水路内径より戸当り端面までの距離 (mm)

(7) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

5.6 計算条件

屋外排水路逆止弁の応力評価に用いる計算条件を表5-14に示す。

表5-14(1) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁①）（1/2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.11
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	2.01
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート、主桁、補助縦桁、吊り金具（扉体、固定部）、吊りピン4本、吊り手）	18000
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	19980
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	36180
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	41330
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	57747
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	2780
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	5030
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	8020
	p	N/mm^2	慣性力による作用荷重	0.0041
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	135
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	130
	a_3	mm	吊りピンの支点間距離	87
スキンプレート	k	—	b/a による形状係数	45
	a	mm	スキンプレートの区画の短辺	375
	b	mm	スキンプレートの区画の長辺	550
	t_s	mm	スキンプレートの板厚	12
	α	N/mm^2	応力の補正係数	0.8
主桁	W	N/mm	主桁の分担荷重	2.270
	L	mm	主桁の支点間隔	2250
	B	mm	扉体の受圧幅	2200
	Z_g	mm^3	主桁の断面係数	688100
	A_g	mm^2	主桁のウェブ断面積	3216
補助縦桁	L_i	mm	主桁間隔	550
	b_i	mm	補助縦桁間隔	375
	Z_{ix}	mm^3	補助縦桁の断面係数（引張）	161976
	Z_{iy}	mm^3	補助縦桁の断面係数（圧縮）	204734
	A_i	mm^2	補助縦桁のウェブ断面積	2619

表 5-14(1) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁①）（2/2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面 A 水平方向）	416643
	A_A	mm^2	断面 A の断面積	12000
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面 A 鉛直方向）	480000
	A_B	mm^2	断面 B の断面積	600
吊り手	Z_C	mm^3	断面係数（断面 C）	41400
	A_C	mm^2	断面 C の断面積	4140
	A_D	mm^2	断面 D の断面積	2040
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面 E）	12272
	A_F	mm^2	断面 F の断面積	1963
集水枘 （戸当り 部コンク リート）	b_k	mm	底面フランジ幅	60
	$L_{\phi 1}$	mm	コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ	133
	$L_{\phi 2}$	mm	堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ	155
アンカー ボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数	8
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数	8

表 5-14(2) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）
(1/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.13
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	2.01
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート，主桁，補助縦桁，吊り金具（扉体，固定部），吊りピン4本，吊り手）	12000
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	13560
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	24120
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	27700
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	38581
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	2260
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	4020
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	6430
	p	N/mm^2	慣性力による作用荷重	0.0047
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	135
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	130
	a_3	mm	吊りピンの支点間距離	77
スキンプレート	k	—	b/a による形状係数	48
	a	mm	スキンプレートの区画の短辺	350
	b	mm	スキンプレートの区画の長辺	600
	t_s	mm	スキンプレートの板厚	12
	α	N/mm^2	応力の補正係数	0.8
主桁	W	N/mm	主桁の分担荷重	2.698
	L	mm	主桁の支点間隔	1750
	B	mm	扉体の受圧幅	1700
	Z_g	mm^3	主桁の断面係数	433900
	A_g	mm^2	主桁のウェブ断面積	2616
補助縦桁	L_i	mm	主桁間隔	600
	b_i	mm	補助縦桁間隔	350
	Z_{ix}	mm^3	補助縦桁の断面係数（引張）	114964
	Z_{iy}	mm^3	補助縦桁の断面係数（圧縮）	151107
	A_i	mm^2	補助縦桁のウェブ断面積	2169
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面A水平方向）	361020
	A_A	mm^2	断面Aの断面積	12000
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面A鉛直方向）	480000
	A_B	mm^2	断面Bの断面積	600

表 5-14(2) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）
(2/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
吊り手	Z_c	mm^3	断面係数（断面C）	28750
	A_c	mm^2	断面Cの断面積	3450
	A_D	mm^2	断面Dの断面積	1700
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面E）	12272
	A_F	mm^2	断面Fの断面積	1963
集水柵 （戸当り 部コンク リート）	b_k	mm	底面フランジ幅	60
	$L_{\theta 1}$	mm	コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ	133
	$L_{\theta 2}$	mm	堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ	155
アンカー ボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数	8
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数	8

表 5-14(3) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑦）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.37
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	1.01
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）	1300
	W_{g2}	N	戸当り自重	2280
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	1781
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	1313
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	2213
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	3162
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	3124
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	2303
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	5546
	D	mm	スキンプレートの受水径	740
	t	mm	スキンプレートの板厚	22
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	140
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	90
a_3	mm	吊りピンの支点間距離	67	
スキンプレート	P	N/mm^2	地震時作用単位荷重	0.004
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面A水平方向）	153174
	A_A	mm^2	断面Aの断面積	6000
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面A鉛直方向）	120000
	A_B	mm^2	断面Bの断面積	850
吊り手	Z_C	mm^3	断面係数（断面C）	18400
	A_C	mm^2	断面Cの断面積	2760
	A_D	mm^2	断面Dの断面積	1360
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面E）	12272
	A_F	mm^2	断面Fの断面積	1963
戸当り	P_1	N	戸当りへ作用する荷重	1781
	b_w	mm	戸当りの幅	25
集水桙 （戸当り部コンクリート）	b_f	mm	コンクリート支圧幅	57
	L_1	mm	有効径内径より戸当り端面までの距離	120
アンカーボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4

表 5-14(4) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑧-1）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.60
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	1.01
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート、吊り金具（扉体）、吊りピン4本、吊り手）	400
	W_{g2}	N	戸当り自重	770
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	640
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	404
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	757
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	1028
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	1232
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	778
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	1978
	D	mm	スキンプレートの受水径	530
	t	mm	スキンプレートの板厚	16
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	75
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	44
a_3	mm	吊りピンの支点間距離	34	
スキンプレート	P	N/mm^2	地震時作用単位荷重	0.003
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面A水平方向）	18845
	A_A	mm^2	断面Aの断面積	1440
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面A鉛直方向）	14400
	A_B	mm^2	断面Bの断面積	192
吊り手	Z_C	mm^3	断面係数（断面C）	2200
	A_C	mm^2	断面Cの断面積	660
	A_D	mm^2	断面Dの断面積	320
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面E）	1726
	A_F	mm^2	断面Fの断面積	531
戸当り	P_1	N	戸当りへ作用する荷重	640
	b_w	mm	戸当りの幅	19
集水桝 （戸当り部コンクリート）	b_f	mm	コンクリート支圧幅	37
	L_1	mm	有効径内径より戸当り端面までの距離	110
アンカーボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4

表 5-14(5) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑧-2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.25
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	1.01
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）	1800
	W_{g2}	N	戸当り自重	2700
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	2250
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	1818
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	2893
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	4261
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	3375
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	2727
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	6391
	D	mm	スキンプレートの受水径	840
	t	mm	スキンプレートの板厚	25
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	140
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	90
a_3	mm	吊りピンの支点間距離	67	
スキンプレート	P	N/mm^2	地震時作用単位荷重	0.004
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面A水平方向）	153174
	A_A	mm^2	断面Aの断面積	6000
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面A鉛直方向）	120000
	A_B	mm^2	断面Bの断面積	850
吊り手	Z_C	mm^3	断面係数（断面C）	18400
	A_C	mm^2	断面Cの断面積	2760
	A_D	mm^2	断面Dの断面積	1360
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面E）	12272
	A_F	mm^2	断面Fの断面積	1963
戸当り	P_1	N	戸当りへ作用する荷重	2250
	b_w	mm	戸当りの幅	25
集水桝 （戸当り部コンクリート）	b_f	mm	コンクリート支圧幅	57
	L_1	mm	有効径内径より戸当り端面までの距離	120
アンカーボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4

表 5-14(6) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑨）（1/2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.70
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	1.01
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート、主桁、補助縦桁、吊り金具（扉体、固定部）、吊りピン4本、吊り手）	18000
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	30600
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	18180
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	35593
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	47385
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	4250
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	2530
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	6585
	p	N/mm ²	慣性力による作用荷重	0.0063
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	135
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	130
	a_3	mm	吊りピンの支点間距離	87
スキンプレート	k	—	b/a による形状係数	45
	a	mm	スキンプレートの区画の短辺	375
	b	mm	スキンプレートの区画の長辺	550
	t_s	mm	スキンプレートの板厚	12
	α	N/mm ²	応力の補正係数	0.8
主桁	W	N/mm	主桁の分担荷重	3.477
	L	mm	主桁の支点間隔	2250
	B	mm	扉体の受圧幅	2200
	Z_g	mm ³	主桁の断面係数	688100
	A_g	mm ²	主桁のウェブ断面積	3216
補助縦桁	L_i	mm	主桁間隔	550
	b_i	mm	補助縦桁間隔	375
	Z_{ix}	mm ³	補助縦桁の断面係数（引張）	161976
	Z_{iy}	mm ³	補助縦桁の断面係数（圧縮）	204734
	A_i	mm ²	補助縦桁のウェブ断面積	2619
吊り金具	Z_{Ax}	mm ³	断面係数（断面A水平方向）	416643
	A_A	mm ²	断面Aの断面積	12000
	Z_{Ay}	mm ³	断面係数（断面A鉛直方向）	480000
	A_B	mm ²	断面Bの断面積	600

表 5-14(6) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑨）（2/2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
吊り手	Z_c	mm ³	断面係数（断面C）	41400
	A_c	mm ²	断面Cの断面積	4140
	A_D	mm ²	断面Dの断面積	2040
吊りピン	Z_E	mm ³	断面係数（断面E）	12272
	A_F	mm ²	断面Fの断面積	1963
集水桝 （戸当り 部コンク リート）	b_k	mm	底面フランジ幅	60
	$L_{\phi 1}$	mm	コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ	133
	$L_{\phi 2}$	mm	堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ	155
アンカー ボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数	8
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数	8

表 5-14(7) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	3.70
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	0.66
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート，吊り金具（扉体），吊りピン4本，吊り手）	1800
	W_{g2}	N	戸当り自重	2700
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	6660
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	1188
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	6765
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	7300
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	9990
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	1782
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	10949
	D	mm	スキンプレートの受水径	840
	t	mm	スキンプレートの板厚	25
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	140
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	90
a_3	mm	吊りピンの支点間距離	67	
スキンプレート	P	N/mm^2	地震時作用単位荷重	0.012
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面A水平方向）	153174
	A_A	mm^2	断面Aの断面積	6000
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面A鉛直方向）	120000
	A_B	mm^2	断面Bの断面積	850
吊り手	Z_C	mm^3	断面係数（断面C）	18400
	A_C	mm^2	断面Cの断面積	2760
	A_D	mm^2	断面Dの断面積	1360
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面E）	12272
	A_F	mm^2	断面Fの断面積	1963
戸当り	P_1	N	戸当りへ作用する荷重	6660
	b_w	mm	戸当りの幅	25
集水桝 （戸当り部コンクリート）	b_f	mm	コンクリート支圧幅	57
	L_1	mm	有効径内径より戸当り端面までの距離	120
アンカーボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数（保守的に最も応力が集中する吊り金具周辺のアンカーのみとする）	4

表 5-14(8) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑬）（1/2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	K_h	—	水平方向の設計用地震力	1.86
	K_v	—	鉛直方向の設計用地震力	0.66
	W_{g1}	N	扉体自重（スキンプレート、主桁、補助縦桁、吊り金具（扉体、固定部）、吊りピン4本、吊り手）	12000
	W_{kh1}	N	扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	22320
	W_{kv1}	N	扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	7920
	W_{k1}	N	扉体自重の同時加振による地震時慣性力	23700
	W_{k1}'	N	扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	29916
	W_{kh2}	N	戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力	3720
	W_{kv2}	N	戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力	1320
	W_{k2}'	N	戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力又はせん断力	4986
	p	N/mm^2	慣性力による作用荷重	0.0077
	a_1	mm	ピン穴中心間の距離	135
	a_2	mm	固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離	130
	a_3	mm	吊りピンの支点間距離	77
スキンプレート	k	—	b/a による形状係数	48
	a	mm	スキンプレートの区画の短辺	350
	b	mm	スキンプレートの区画の長辺	600
	t_s	mm	スキンプレートの板厚	12
	α	N/mm^2	応力の補正係数	0.8
主桁	W	N/mm	主桁の分担荷重	4.441
	L	mm	主桁の支点間隔	1750
	B	mm	扉体の受圧幅	1700
	Z_g	mm^3	主桁の断面係数	433900
	A_g	mm^2	主桁のウェブ断面積	2616
補助縦桁	L_i	mm	主桁間隔	600
	b_i	mm	補助縦桁間隔	350
	Z_{ix}	mm^3	補助縦桁の断面係数（引張）	114964
	Z_{iy}	mm^3	補助縦桁の断面係数（圧縮）	151107
	A_i	mm^2	補助縦桁のウェブ断面積	2169
吊り金具	Z_{Ax}	mm^3	断面係数（断面A水平方向）	361020
	A_A	mm^2	断面Aの断面積	12000
	Z_{Ay}	mm^3	断面係数（断面A鉛直方向）	480000
	A_B	mm^2	断面Bの断面積	600

表 5-14(8) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑬）（2/2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
吊り手	Z_c	mm^3	断面係数（断面C）	28750
	A_c	mm^2	断面Cの断面積	3450
	A_D	mm^2	断面Dの断面積	1700
吊りピン	Z_E	mm^3	断面係数（断面E）	12272
	A_F	mm^2	断面Fの断面積	1963
集水桝 （戸当り 部コンク リート）	b_k	mm	底面フランジ幅	60
	$L_{\phi 1}$	mm	コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ	133
	$L_{\phi 2}$	mm	堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ	155
アンカー ボルト	n_1	本	引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数	8
	n_2	本	せん断力を受け持つアンカーボルトの本数	8

5.7 応力計算

5.7.1 屋外排水路逆止弁①

(1) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図を図 5-26 に示す。

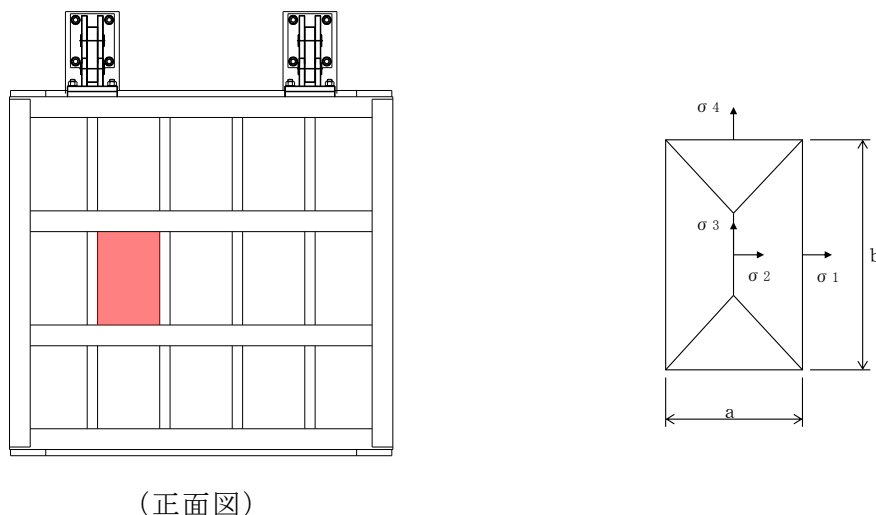


図 5-26 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_s = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha$$

- σ_s : スキンプレート応力度 (N/mm²)
- k : b/a による形状係数
- a : スキンプレートの区画の短辺 (mm)
- b : スキンプレートの区画の長辺 (mm)
- p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)
- t_s : スキンプレートの板厚 (mm)
- α : 応力の補正係数 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(1)の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha \\ &= (1/100) \times 45 \times 375^2 \times (0.0041/12^2) \times 0.8 \\ &= 1.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 主桁

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

主桁のモデル図を図 5-27 に示す。

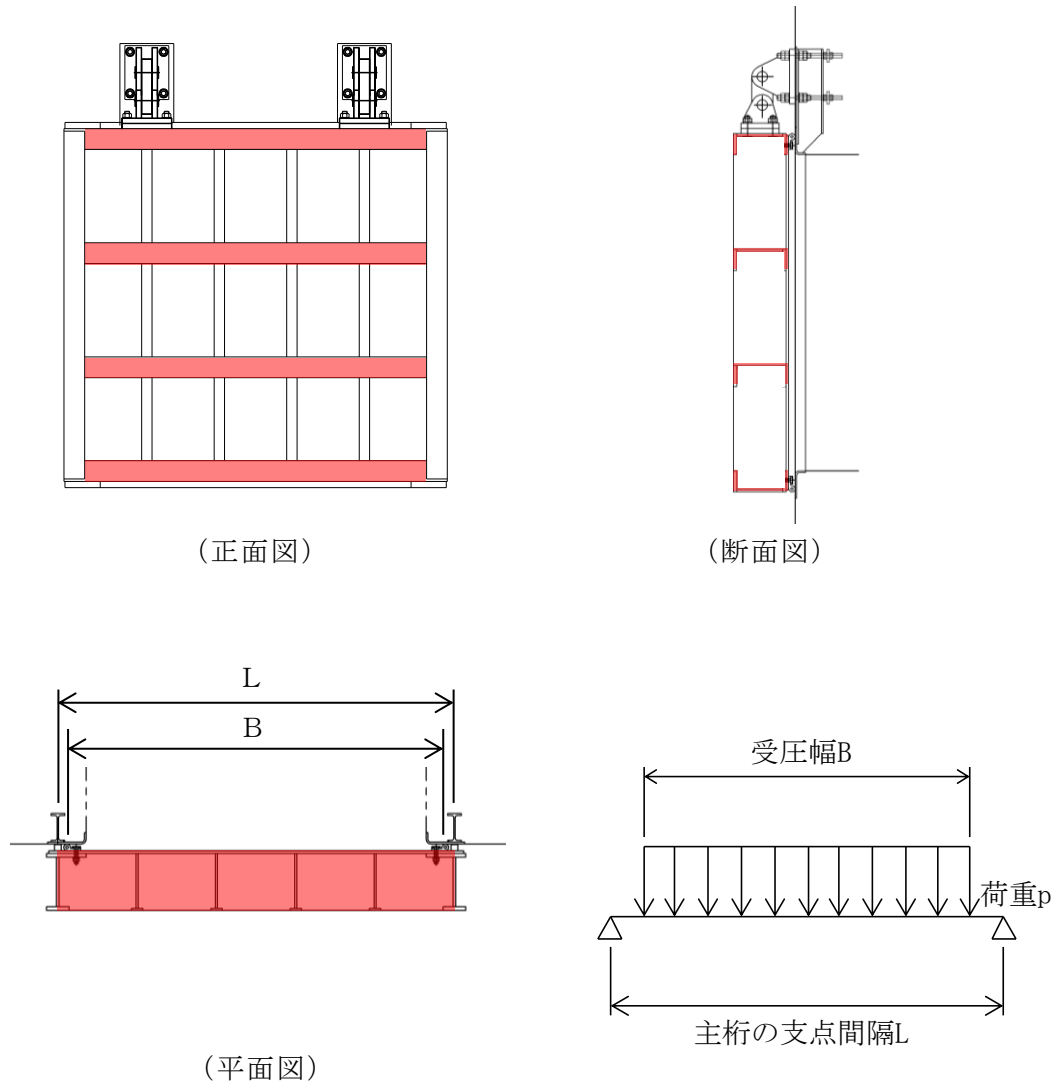


図 5-27 主桁のモデル図

主桁の最大応力度算定式を以下に示す。

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

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

$$\sigma_G = \frac{M_G}{Z_g}$$

$$\tau_G = \frac{S_G}{A_g}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2}$$

M_G : 主桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

S_G : 主桁に作用するせん断力 (N)

W : 主桁の分担荷重 (N/mm)

L : 主桁の支点間隔 (mm)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

σ_G : 主桁の曲げ応力度 (N/mm²)

Z_g : 主桁の断面係数 (mm³)

τ_G : 主桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_g : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

σ_g : 主桁の合成応力度 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(1) の計算条件を代入して、主桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}M_G &= \frac{W \cdot B \cdot (2 \cdot L - B)}{8} \\&= 2.270 \times 2200 \times (2 \times 2250 - 2200) / 8 \\&= 1436000 \text{ N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_G &= \frac{W \cdot B}{2} \\&= 2.270 \times 2200 / 2 \\&= 2497 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_G &= \frac{M_G}{Z_g} \\&= 1436000 / 688100 \\&= 2.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_G &= \frac{S_G}{A_g} \\&= 2497 / 3216 \\&= 0.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_g &= \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2} \\&= \sqrt{(2.1^2 + 3 \times 0.8^2)} \\&= 2.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図を図 5-28 に示す。

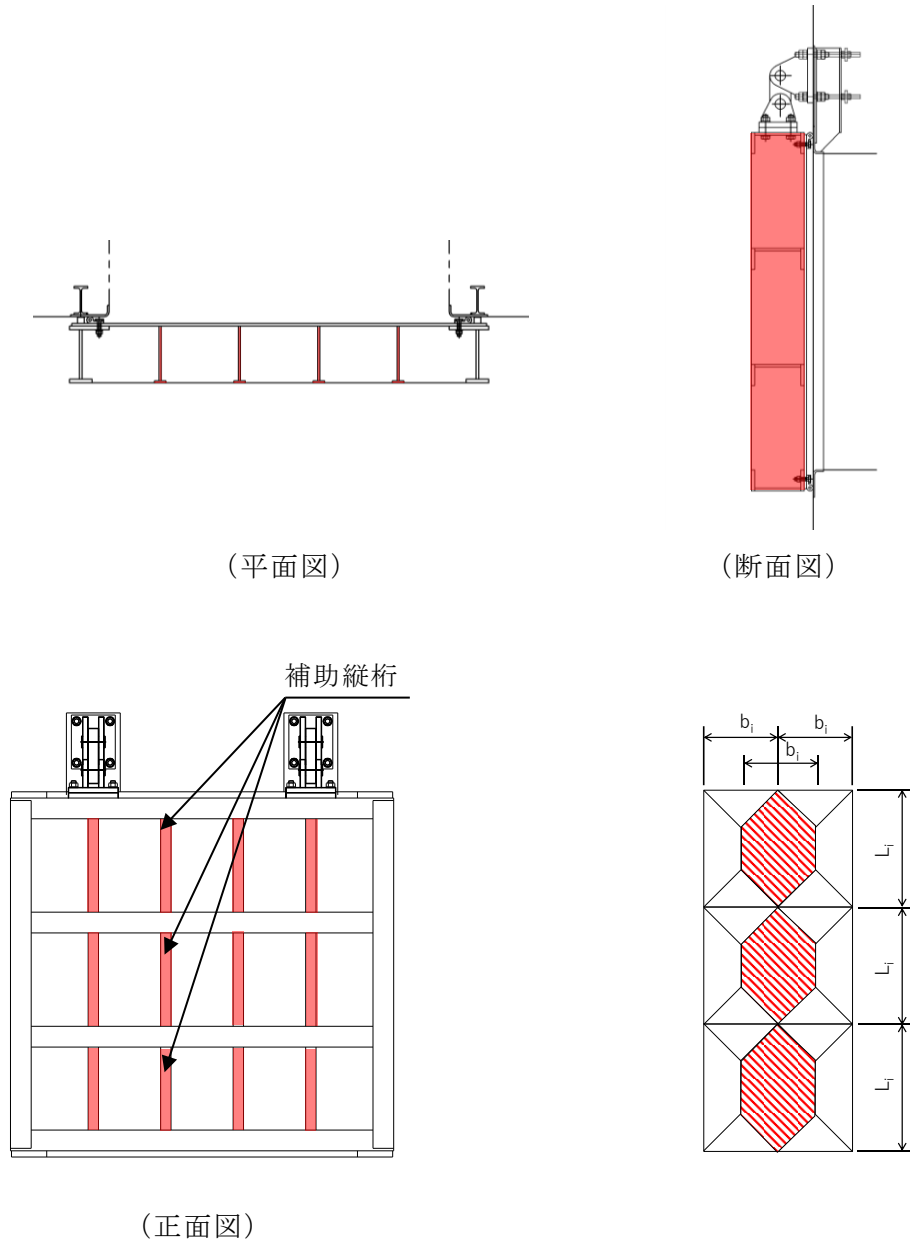


図 5-28 補助縦桁のモデル図

補助縦桁の最大応力度算定式を以下に示す。

$L_i > b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2)$$

$$S_I = \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right)$$

$L_i \leq b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot L_i^3}{12}$$

$$S_I = \frac{p \cdot L_i^2}{4}$$

$$\sigma_{ix} = \frac{M_I}{Z_{ix}}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{M_I}{Z_{iy}}$$

$$\tau_I = \frac{S_I}{A_i}$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2}$$

M_I : 補助縦桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)

L_i : 主桁間隔 (mm)

b_i : 補助縦桁間隔 (mm)

S_I : 補助縦桁に作用するせん断力 (N)

σ_{ix} : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張) (N/mm²)

Z_{ix} : 補助縦桁の断面係数 (引張) (mm³)

σ_{iy} : 補助縦桁の曲げ応力度 (圧縮) (N/mm²)

Z_{iy} : 補助縦桁の断面係数 (圧縮) (mm³)

τ_I : 補助縦桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_i : 補助縦桁ウェブ断面積 (mm²)

σ_i : 補助縦桁の合成応力度 (N/mm²)

σ_I : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張と圧縮) の最大値 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(1) の計算条件を代入して、補助縦桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$L_i > b_i$ のため

$$\begin{aligned} M_I &= \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2) \\ &= 0.0041 \times 375 \times (3 \times 550^2 - 375^2) / 24 \\ &= 49128 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_I &= \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right) \\ &= 0.0041 \times 375 \times (550 - 375/2) / 2 \\ &= 279 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ix} &= \frac{M_I}{Z_{ix}} \\ &= 49128 / 161976 \\ &= 0.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{iy} &= \frac{M_I}{Z_{iy}} \\ &= 49128 / 204734 \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_I &= \frac{S_I}{A_i} \\ &= 279 / 2169 \\ &= 0.1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sqrt{\sigma_I^2 + 3 \tau_I^2} \\ &= \sqrt{0.3^2 + 3 \times 0.1^2} \\ &= 0.35 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図5-29に示す。

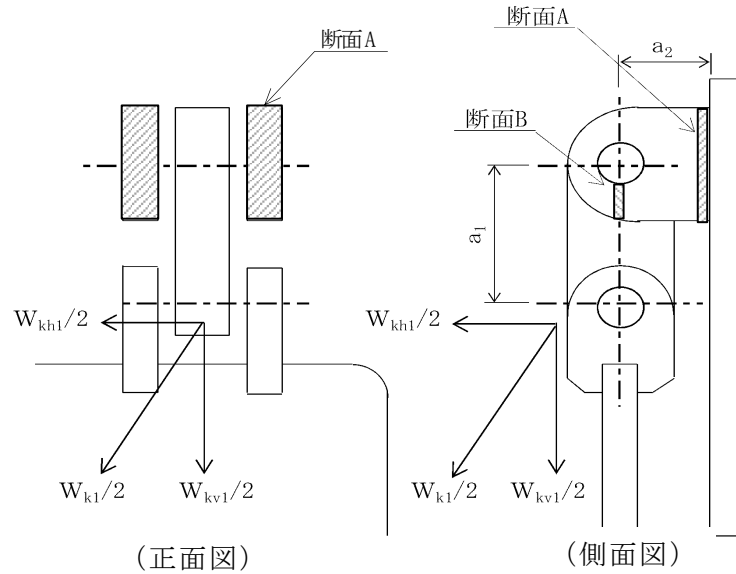


図5-29 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

$$W_{kh1} = W_{g1} \cdot K h$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
 (N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面A水平方向） (mm³)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

$$W_{kv1} = W_{g1} \cdot K_v$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(1) の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 19980 \times (135 + 130) / (2 \times 416643) \\ &= 6.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 19980 / (2 \times 12000) \\ &= 0.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{6.4^2 + 3 \times 0.8^2} \\ &= 6.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (36180 + 18000) \times 130 / (2 \times 480000) \\ &= 7.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (36180 + 18000) / (2 \times 12000) \\ &= 2.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{7.3^2 + 3 \times 2.3^2} \\ &= 8.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (41330 + 18000) / (4 \times 600) \\ &= 24.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-30 に示す。

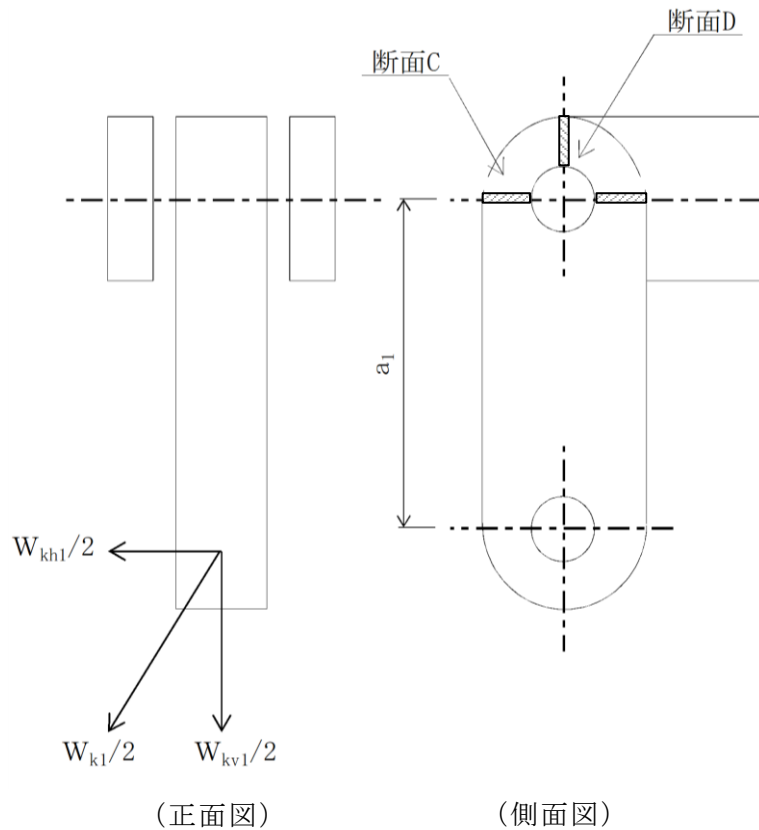


図 5-30 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm³)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(1)の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 19980 \times 135 / (2 \times 41400) \\ &= 32.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (36180 + 18000) / (2 \times 4140) \\ &= 6.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 32.6 + 6.5 \\ &= 39.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (41330 + 18000) / (2 \times 2040) \\ &= 14.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-31 に示す。

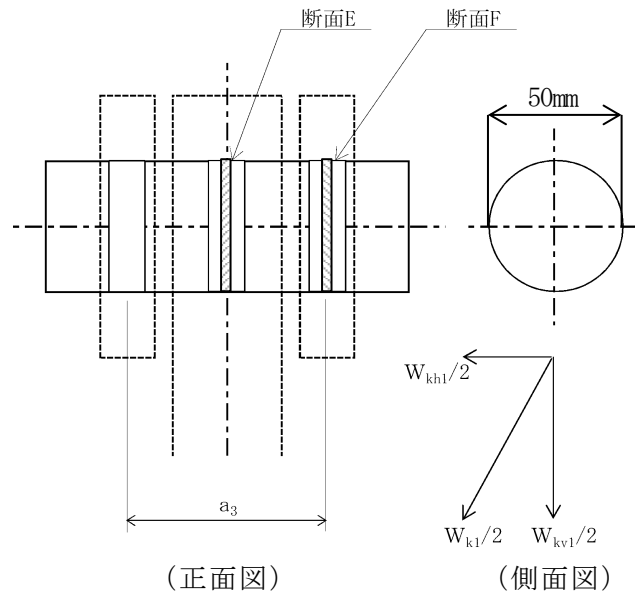


図 5-31 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(1) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (41330 + 18000) \times 87 / (4 \times 12272) \\ &= 52.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (41330 + 18000) / (4 \times 1963) \\ &= 7.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）は，コンクリートに加わる支圧を戸当りで支持するものとして，コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-32 に示す。

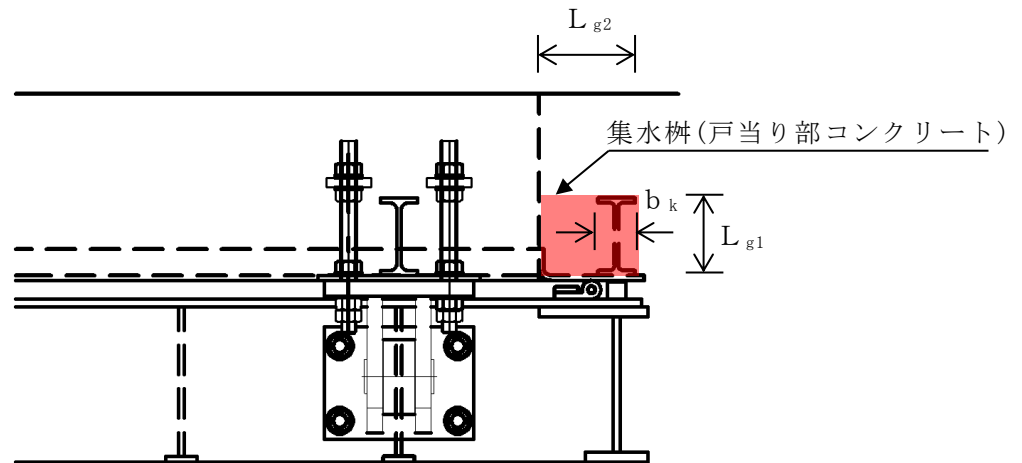


図 5-32 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{p_1 \cdot B}{2b_k}$$

$$\tau_L = \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\ell 1} + 2L_{\ell 2})}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

p_1 : 扉体最下部作用荷重 (N/mm²)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

b_k : 底面フランジ幅 (mm)

τ_L : 底面フランジのせん断応力度 (N/mm²)

$L_{\ell 1}$: コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

$L_{\ell 2}$: 堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

上記の式に表 5-14(1)の計算条件を代入して、集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{p_1 \cdot B}{2b_k} \\ &= 0.004 \times 2200 / (2 \times 60) \\ &= 0.07 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_L &= \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\theta 1} + 2L_{\theta 2})} \\ &= 0.004 \times 2200 / (2 \times (133 + 2 \times 155)) \\ &= 0.01 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(8) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(1)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (57750 + 8020) / 8 \\ &= 8200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (57750 + 8020) / 8 \\ &= 8200 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.2 屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥

(1) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図を図5-33に示す。

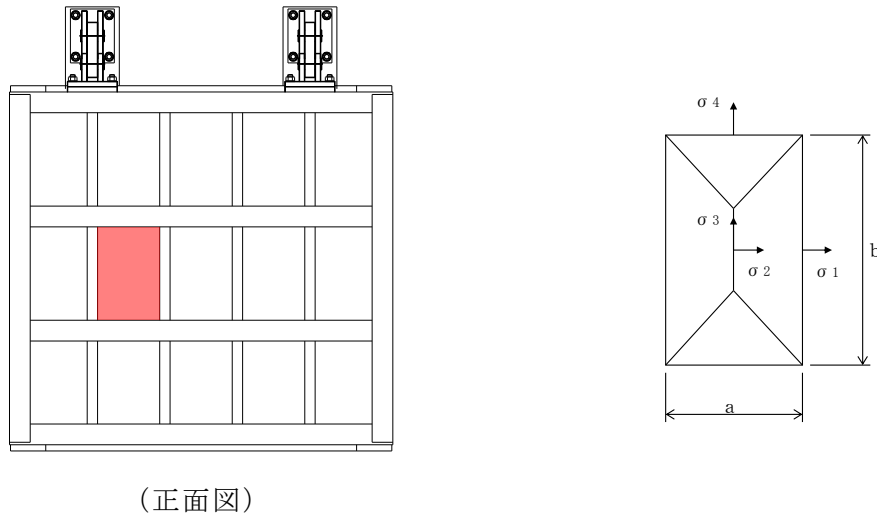


図5-33 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_s = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha$$

- σ_s : スキンプレート応力度 (N/mm²)
- k : b/a による形状係数
- a : スキンプレートの区画の短辺 (mm)
- b : スキンプレートの区画の長辺 (mm)
- p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)
- t_s : スキンプレートの板厚 (mm)
- α : 応力の補正係数 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(2) の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha \\ &= (1/100) \times 48 \times 350^2 \times (0.0047/12^2) \times 0.8 \\ &= 1.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 主桁

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

主桁のモデル図を図 5-34 に示す。

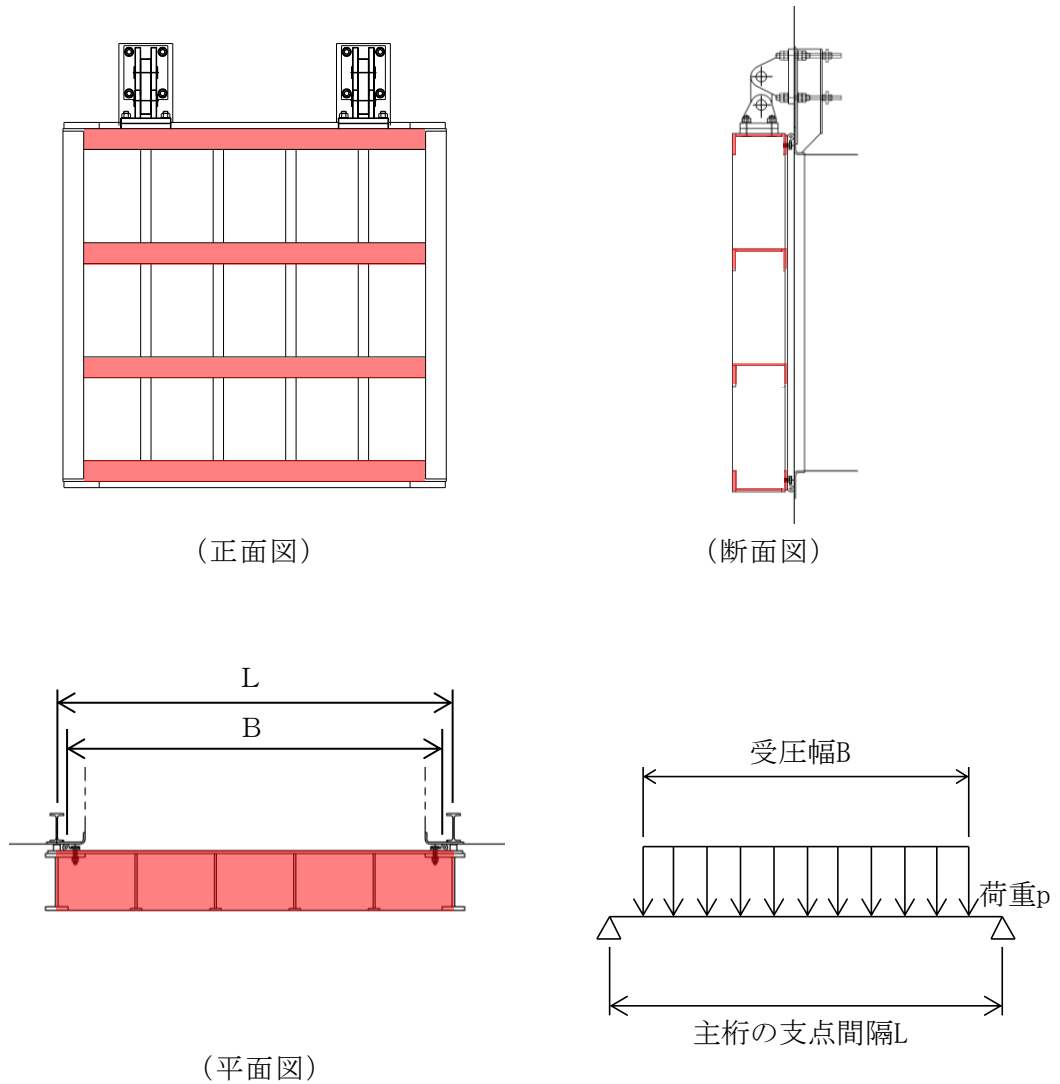


図 5-34 主桁のモデル図

主桁の最大応力度算定式を以下に示す。

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

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

$$\sigma_G = \frac{M_G}{Z_g}$$

$$\tau_G = \frac{S_G}{A_g}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2}$$

M_G : 主桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

S_G : 主桁に作用するせん断力 (N)

W : 主桁の分担荷重 (N/mm)

L : 主桁の支点間隔 (mm)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

σ_G : 主桁の曲げ応力度 (N/mm²)

Z_g : 主桁の断面係数 (mm³)

τ_G : 主桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_g : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

σ_g : 主桁の合成応力度 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(2) の計算条件を代入して、主桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} M_G &= \frac{W \cdot B \cdot (2 \cdot L - B)}{8} \\ &= 2.698 \times 1700 \times (2 \times 1750 - 1700) / 8 \\ &= 1032000 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_G &= \frac{W \cdot B}{2} \\ &= 2.698 \times 1700 / 2 \\ &= 2293 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_G &= \frac{M_G}{Z_g} \\ &= 1032000 / 433900 \\ &= 2.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_G &= \frac{S_G}{A_g} \\ &= 2293 / 2616 \\ &= 0.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2} \\ &= \sqrt{(2.4^2 + 3 \times 0.9^2)} \\ &= 2.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図を図 5-35 に示す。

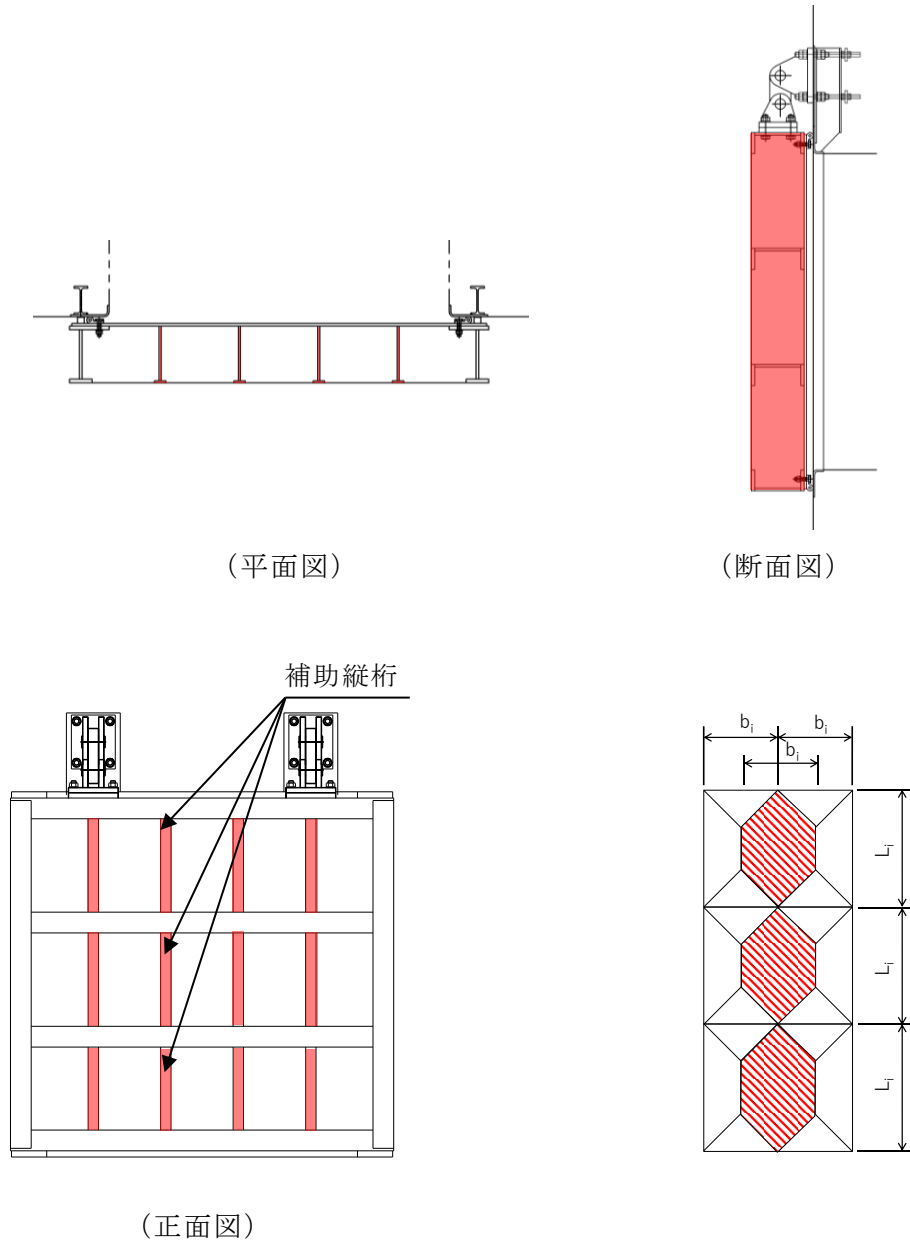


図 5-35 補助縦桁のモデル図

補助縦桁の最大応力度算定式を以下に示す。

$L_i > b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2)$$

$$S_I = \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right)$$

$L_i \leq b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot L_i^3}{12}$$

$$S_I = \frac{p \cdot L_i^2}{4}$$

$$\sigma_{Ix} = \frac{M_I}{Z_{Ix}}$$

$$\sigma_{Iy} = \frac{M_I}{Z_{Iy}}$$

$$\tau_I = \frac{S_I}{A_i}$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2}$$

M_I : 補助縦桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)

L_i : 主桁間隔 (mm)

b_i : 補助縦桁間隔 (mm)

S_I : 補助縦桁に作用するせん断力 (N)

σ_{Ix} : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張) (N/mm²)

Z_{Ix} : 補助縦桁の断面係数 (引張) (mm³)

σ_{Iy} : 補助縦桁の曲げ応力度 (圧縮) (N/mm²)

Z_{Iy} : 補助縦桁の断面係数 (圧縮) (mm³)

τ_I : 補助縦桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_i : 補助縦桁ウェブ断面積 (mm²)

σ_i : 補助縦桁の合成応力度 (N/mm²)

σ_I : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張と圧縮) の最大値 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(2) の計算条件を代入して、補助縦桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$L_i > b_i$ のため

$$\begin{aligned} M_I &= \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2) \\ &= 0.0047 \times 350 \times (3 \times 600^2 - 350^2) / 24 \\ &= 65629 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_I &= \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right) \\ &= 0.0047 \times 350 \times (600 - 350/2) / 2 \\ &= 350 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Ix} &= \frac{M_I}{Z_{Ix}} \\ &= 65629 / 114964 \\ &= 0.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Iy} &= \frac{M_I}{Z_{Iy}} \\ &= 65629 / 151107 \\ &= 0.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_I &= \frac{S_I}{A_i} \\ &= 350 / 2169 \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sqrt{\sigma_I^2 + 3 \tau_I^2} \\ &= \sqrt{0.6^2 + 3 \times 0.2^2} \\ &= 0.69 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図5-36に示す。

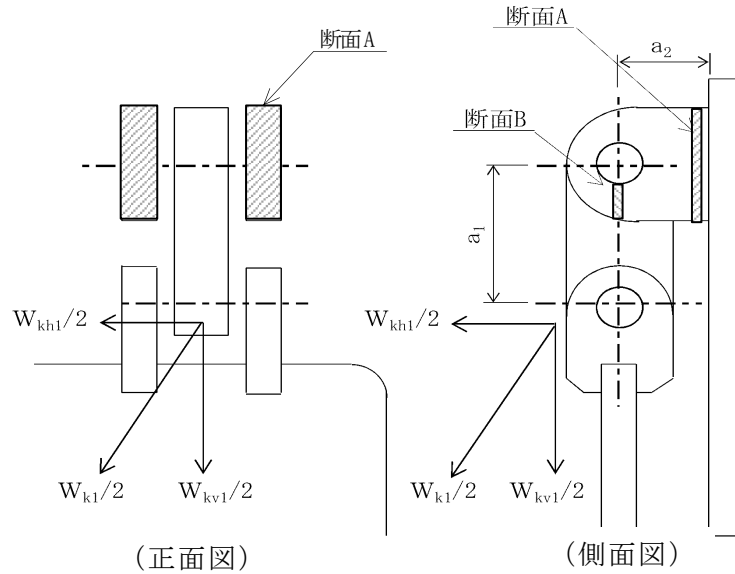


図5-36 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

$$W_{kh1} = W_{g1} \cdot K_h$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
 (N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面A水平方向） (mm³)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

K_h : 水平方向の設計用地震力

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

A_A : 断面Aの断面積 (mm²)

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

$$W_{kv1} = W_{g1} \cdot K_v$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
(N/mm²)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方法） (mm³)

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(2) の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 13560 \times (135 + 130) / (2 \times 361020) \\ &= 5.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 13560 / (2 \times 12000) \\ &= 0.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{5.0^2 + 3 \times 0.6^2} \\ &= 5.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (24120 + 12000) \times 130 / (2 \times 480000) \\ &= 4.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (24120 + 12000) / (2 \times 12000) \\ &= 1.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{4.9^2 + 3 \times 1.5^2} \\ &= 5.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (27700 + 12000) / (4 \times 600) \\ &= 16.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-37 に示す。

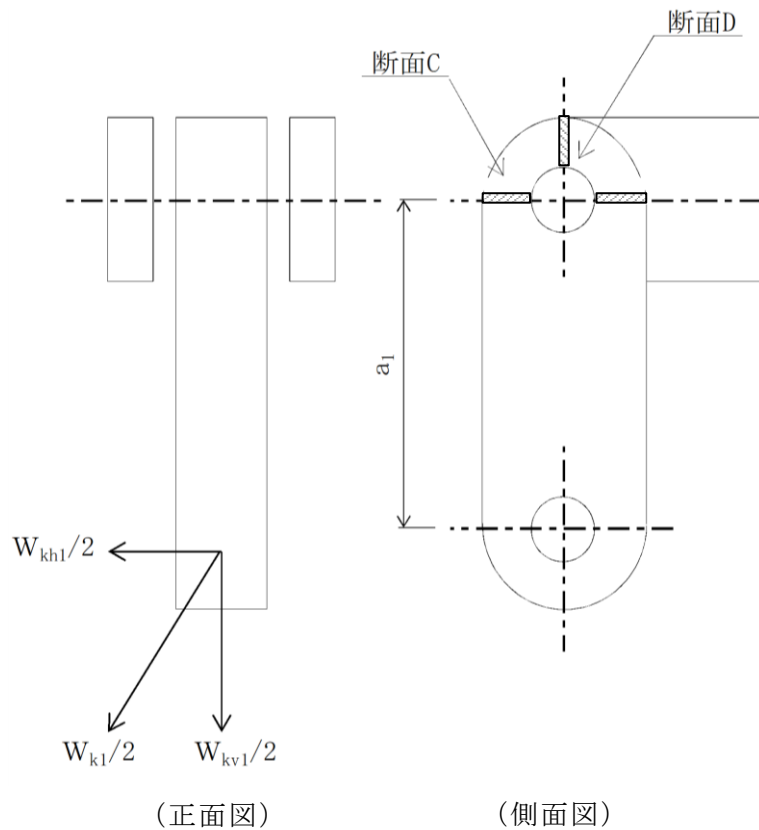


図 5-37 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm³)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(2) の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 13560 \times 135 / (2 \times 28750) \\ &= 31.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (24120 + 12000) / (2 \times 3450) \\ &= 5.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 31.8 + 5.2 \\ &= 37.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (27700 + 12000) / (2 \times 1700) \\ &= 11.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-38 に示す。

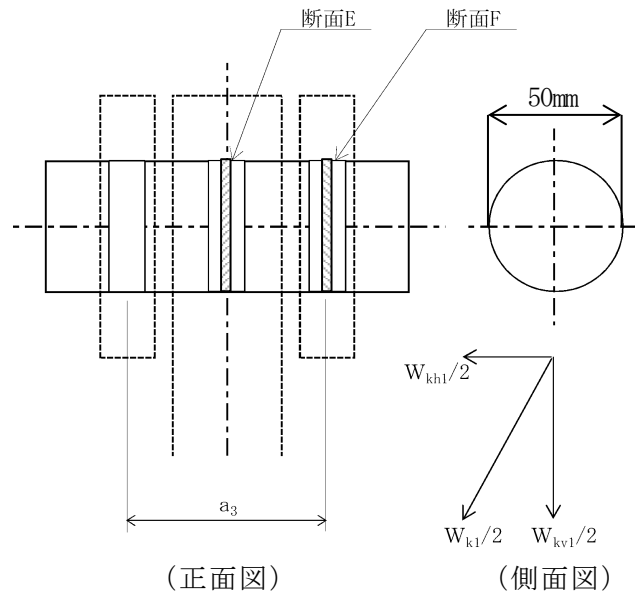


図 5-38 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(2) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (27700 + 12000) \times 77 / (4 \times 12272) \\ &= 31.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (27700 + 12000) / (4 \times 1963) \\ &= 5.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) 集水榭（戸当り部コンクリート）

集水榭（戸当り部コンクリート）は，コンクリートに加わる支圧を戸当りで支持するものとして，コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

集水榭（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-39 に示す。

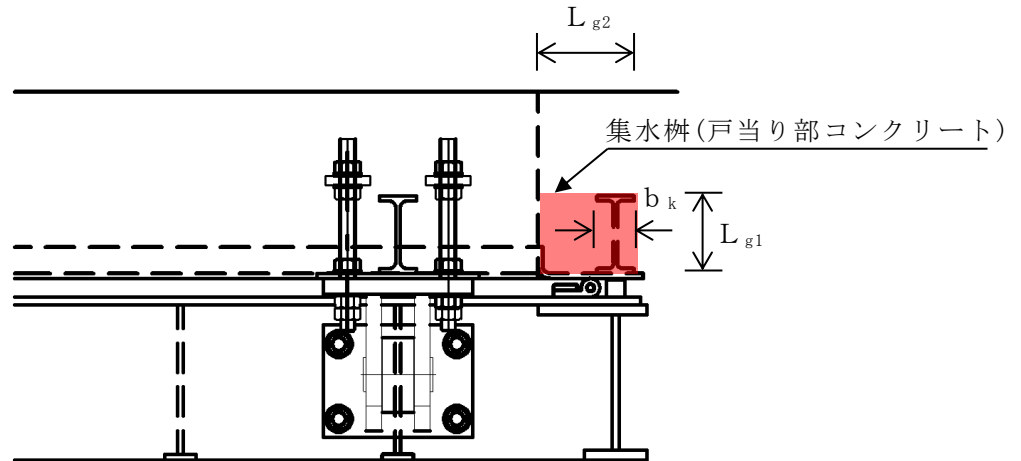


図 5-39 集水榭（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水榭（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{p_1 \cdot B}{2b_k}$$

$$\tau_L = \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\ell 1} + 2L_{\ell 2})}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

p_1 : 扉体最下部作用荷重 (N/mm²)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

b_k : 底面フランジ幅 (mm)

τ_L : 底面フランジのせん断応力度 (N/mm²)

$L_{\ell 1}$: コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

$L_{\ell 2}$: 堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

上記の式に表 5-14(2)の計算条件を代入して、集水桝（戸当りコンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{p_1 \cdot B}{2b_k} \\ &= 0.005 \times 1700 / (2 \times 60) \\ &= 0.07 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_L &= \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\theta 1} + 2L_{\theta 2})} \\ &= 0.005 \times 1700 / (2 \times (133 + 2 \times 155)) \\ &= 0.01 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(8) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(2)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (38580 + 6430) / 8 \\ &= 5600 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (38580 + 6430) / 8 \\ &= 5600 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.3 屋外排水路逆止弁⑦

(1) スキンプレート

スキンプレートの曲げ応力は円盤周辺単純支持等分布荷重による最大曲げ応力を考える。

スキンプレートのモデル図を図 5-40 に示す。

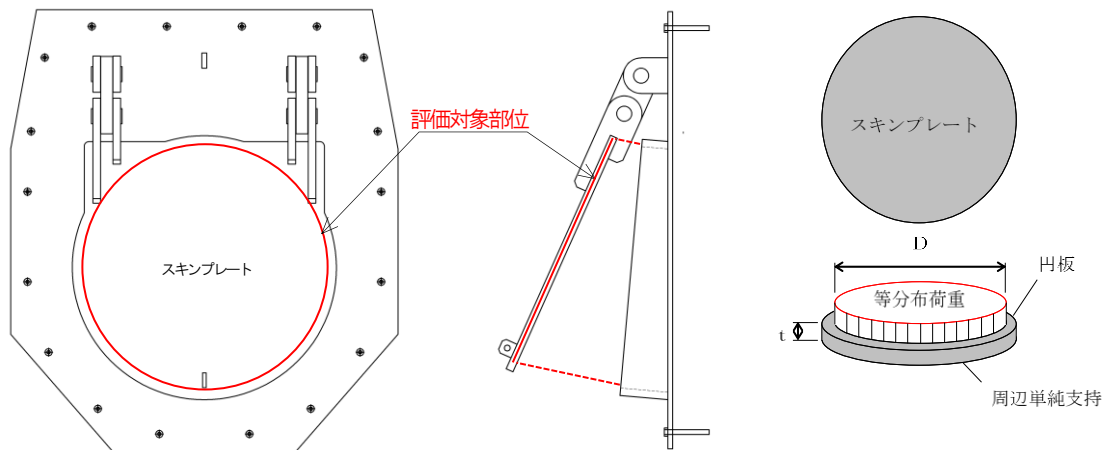


図 5-40 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_{\max} = 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t}$$

$$P = \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}$$

σ_{\max} : スキンプレートの最大応力度 (N/mm²)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

P : 地震時作用単位荷重 (N/mm²)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

上記の式に表 5-14(3)の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t} \\ &= 1.24 \times 0.004 \times (740/2)^2 / 22^2 \\ &= 1.40 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2} \\ &= 1300 \times 1.37 / (3.14 \times (740/2)^2) \\ &= 0.004 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図 5-41 に示す。

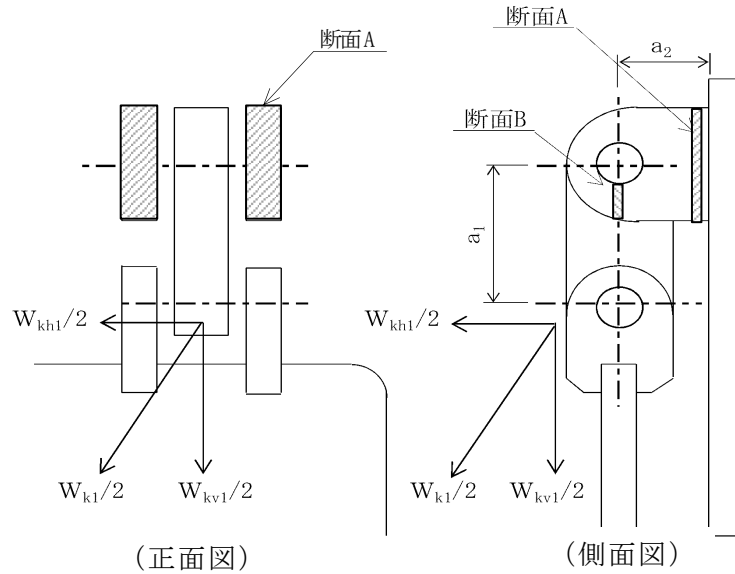


図 5-41 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面 A 水平方向）
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面 A 水平方向） (mm^3)

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(3)の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 1781 \times (140 + 90) / (2 \times 153174) \\ &= 1.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 1781 / (2 \times 6000) \\ &= 0.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{1.3^2 + 3 \times 0.1^2} \\ &= 1.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (1313 + 1300) \times 90 / (2 \times 120000) \\ &= 1.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (1313 + 1300) / (2 \times 6000) \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{1.0^2 + 3 \times 0.2^2} \\ &= 1.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (2213 + 1300) / (4 \times 850) \\ &= 1.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-42 に示す。

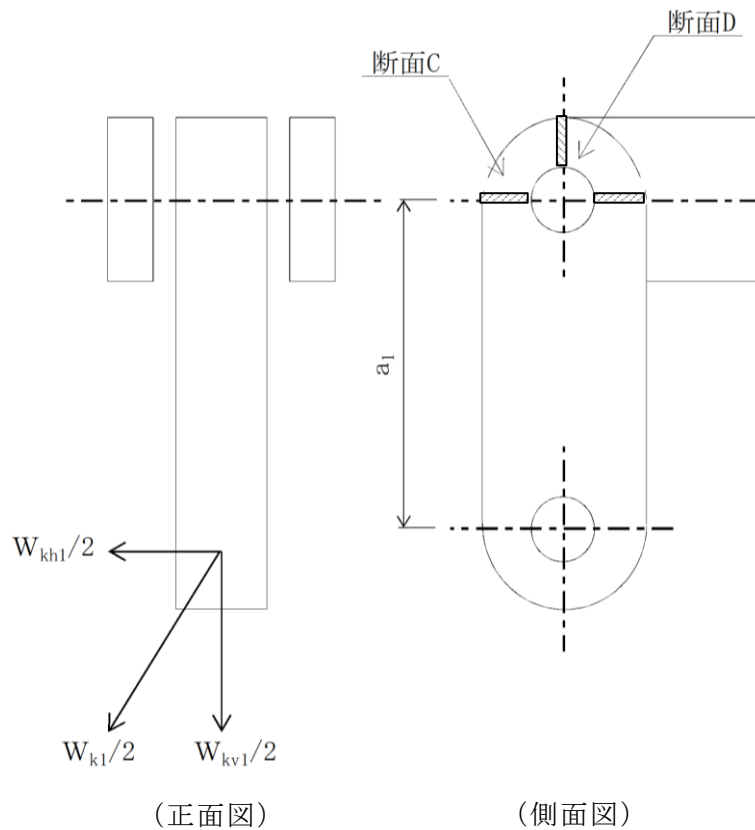


図 5-42 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm^3)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(3)の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 1781 \times 140 / (2 \times 18400) \\ &= 6.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (1313 + 1300) / (2 \times 2760) \\ &= 0.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 6.8 + 0.5 \\ &= 7.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (2213 + 1300) / (2 \times 1360) \\ &= 1.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(4) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-43 に示す。

吊りピンは逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊りピンの照査位置として断面 E，断面 F で行う。

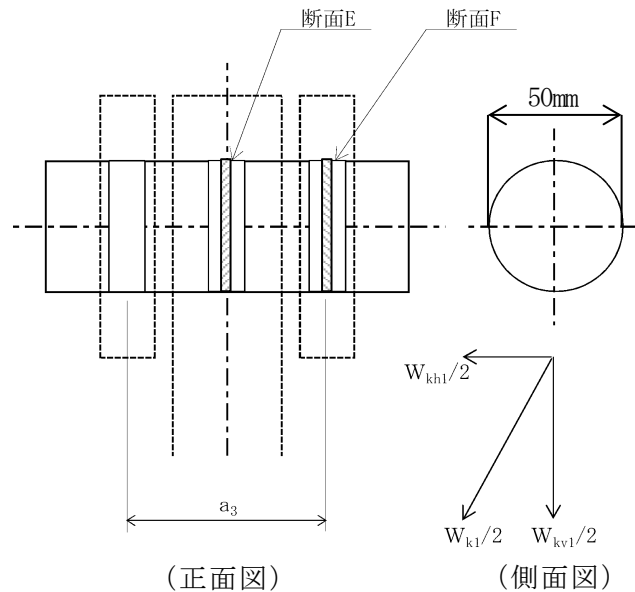


図 5-43 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(3) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (2213 + 1300) \times 67 / (4 \times 12272) \\ &= 2.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (2213 + 1300) / (4 \times 1963) \\ &= 0.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 戸当り

戸当りのモデル図を図 5-44 に示す。

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

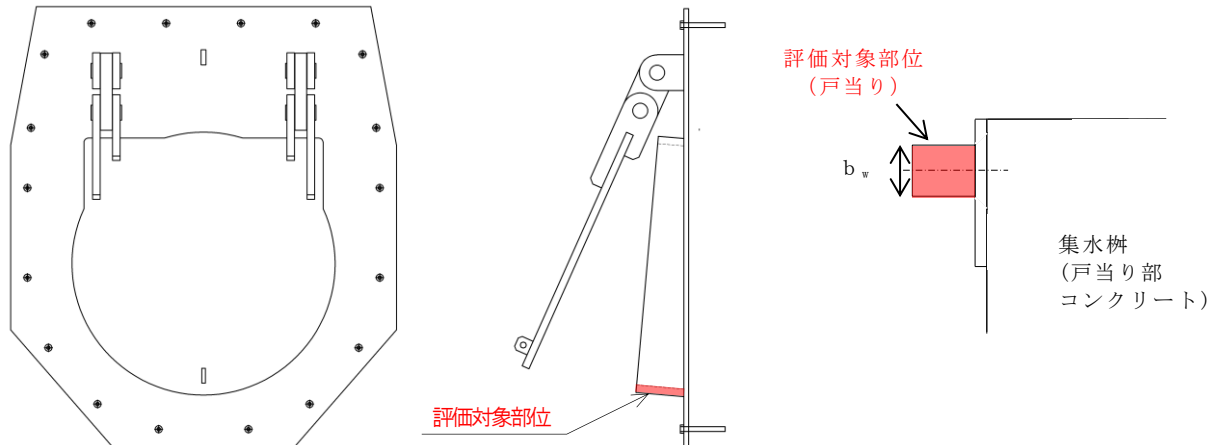


図 5-44 戸当りのモデル図

戸当りの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma = \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi}$$

$$P_1 = W_{g1} \cdot K h$$

- σ : 戸当りの支圧応力度 (N/mm²)
 P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)
 b_w : 戸当りの幅 (mm)
 D : スキンプレートの受水径 (mm)
 W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)
 $K h$: 水平方向の設計用地震力

上記の式に表 5-14(3)の計算条件を代入して、戸当りの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi} \\ &= 1781 / (25 \times 740 \times 3.14) \\ &= 0.03 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= W_{g1} \cdot K h \\ &= 1300 \times 1.37 \\ &= 1781 \text{ N}\end{aligned}$$

(6) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-45 に示す。

集水桝（戸当り部コンクリート）は、コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

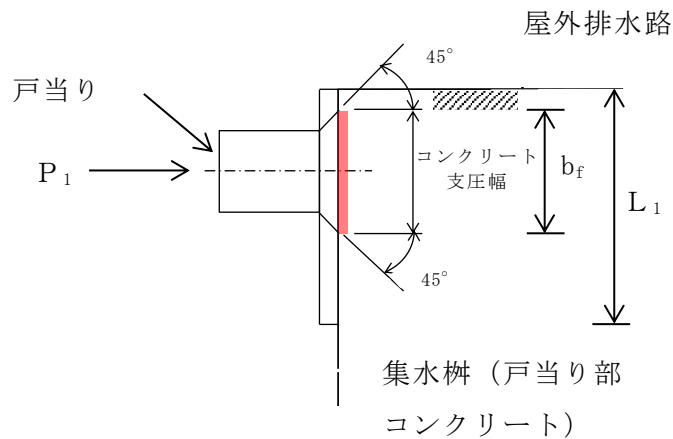


図 5-45 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi}$$

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi}$$

- σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)
- P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)
- b_f : コンクリート支圧幅 (mm)
- D : スキンプレートの受水径 (mm)
- τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)
- L_1 : 屋外排水路内径より戸当り端面までの距離 (mm)

上記の式に表 5-14(3)の計算条件を代入して、集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi} \\ &= 1781 / (57 \times 740 \times 3.14) \\ &= 0.013 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi} \\ &= 1781 / (2 \times 120 \times 740 \times 3.14) \\ &= 0.003 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(3)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (3162 + 5546) / 4 \\ &= 2177 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (3162 + 5546) / 4 \\ &= 2177 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.4 屋外排水路逆止弁⑧-1

(1) スキンプレート

スキンプレートの曲げ応力は円盤周辺単純支持等分布荷重による最大曲げ応力を考える。

スキンプレートのモデル図を図 5-46 に示す。

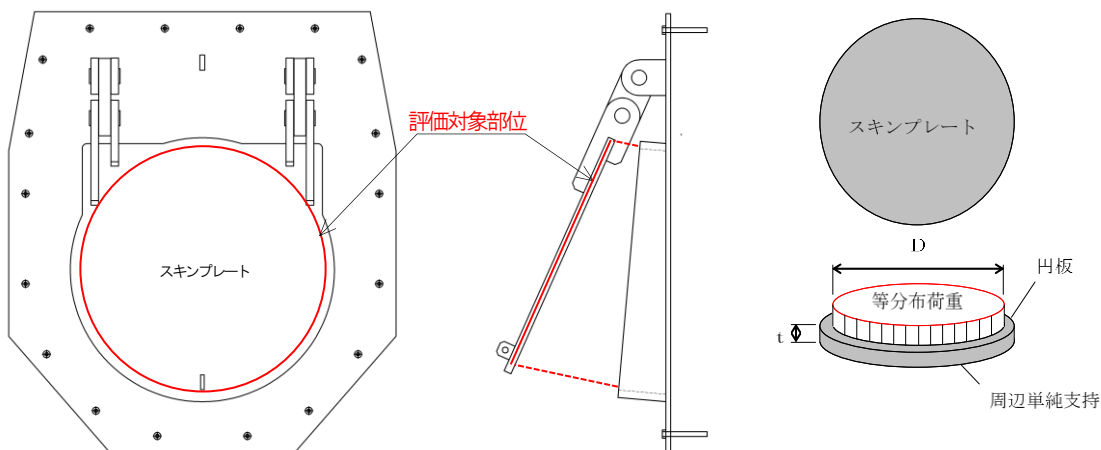


図 5-46 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_{\max} = 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t}$$

$$P = \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}$$

σ_{\max} : スキンプレートの最大応力度 (N/mm²)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

P : 地震時作用単位荷重 (N/mm²)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

上記の式に表 5-14(4) の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t} \\ &= 1.24 \times 0.003 \times (530/2)^2 / 16^2 \\ &= 1.02 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2} \\ &= 400 \times 1.60 / (3.14 \times (530/2)^2) \\ &= 0.003 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図5-47に示す。

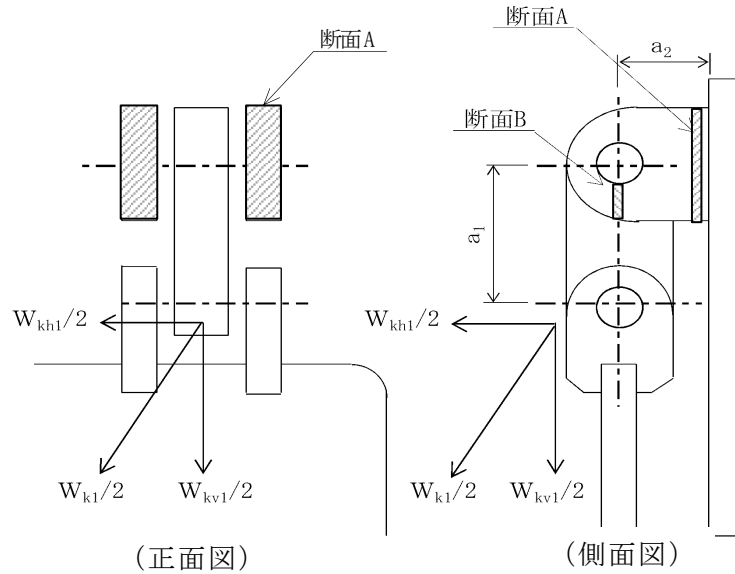


図5-47 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面A水平方向） (mm³)

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）

(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

A_A : 断面 A の断面積 (mm²)

曲げ応力とせん断応力の合成応力度 (水平方向)

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度 (断面 A 水平方向)
(N/mm²)

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 A 水平方向)
(N/mm²)

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度 (断面 A 水平方向)
(N/mm²)

曲げ応力度 (鉛直方向)

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度 (断面 A 鉛直方向)
(N/mm²)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ay} : 断面係数 (断面 A 鉛直方向) (mm³)

せん断応力度 (鉛直方向)

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度 (断面 A 鉛直方向)
(N/mm²)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_A : 断面 A の断面積 (mm²)

曲げ応力とせん断応力の合成応力度 (鉛直方向)

$$\sigma_{y\max} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

$\sigma_{y\max}$: 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度 (断面A鉛直方向)
(N/mm²)

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度 (断面A鉛直方向)
(N/mm²)

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度 (断面A鉛直方向)
(N/mm²)

(断面B)

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度 (断面B) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_B : 断面Bの断面積 (mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

上記の式に表 5-14(4)の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面A)

$$\begin{aligned} \sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 640 \times (75 + 44) / (2 \times 18845) \\ &= 2.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 640 / (2 \times 1440) \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{x\max} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{(2.0)^2 + 3 \times 0.2^2} \\ &= 2.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (404 + 400) \times 44 / (2 \times 14400) \\ &= 1.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (404 + 400) / (2 \times 1440) \\ &= 0.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{y\max} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{(1.2)^2 + 3 \times 0.3^2} \\ &= 1.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (757 + 400) / (4 \times 192) \\ &= 1.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-48 に示す。

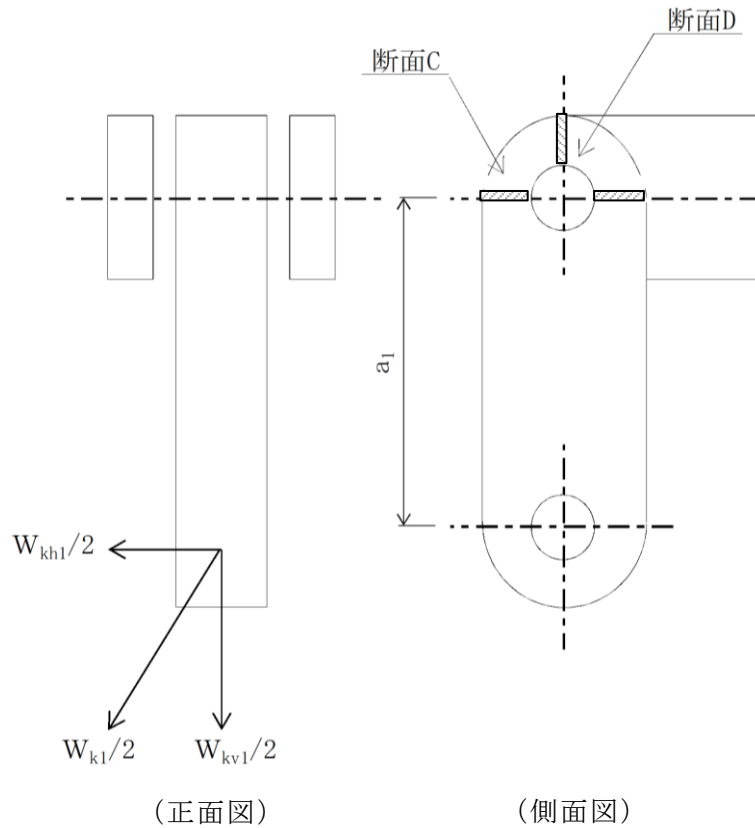


図 5-48 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm^3)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(4) の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 640 \times 75 / (2 \times 2200) \\ &= 10.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (404 + 400) / (2 \times 660) \\ &= 0.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 10.9 + 0.6 \\ &= 11.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (757 + 400) / (2 \times 320) \\ &= 1.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(4) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-49 に示す。

吊りピンは逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊りピンの照査位置として断面 E，断面 F で行う。

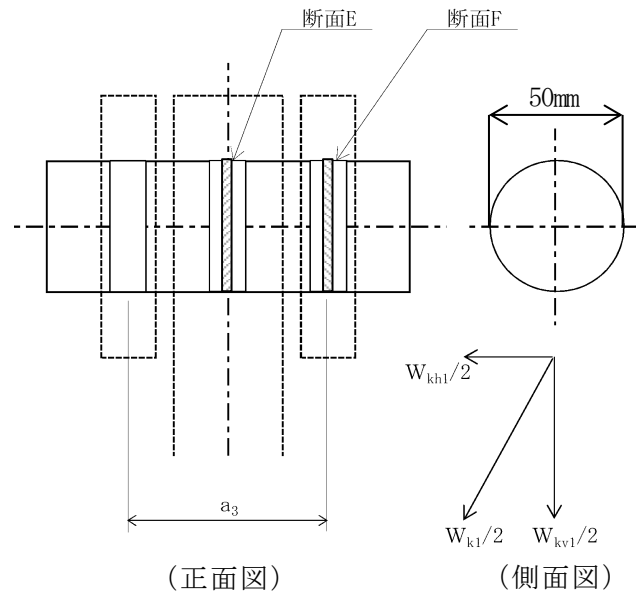


図 5-49 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(4) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (757 + 400) \times 34 / (4 \times 1726) \\ &= 2.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (757 + 400) / (4 \times 531) \\ &= 0.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 戸当り

戸当りのモデル図を図 5-50 に示す。

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

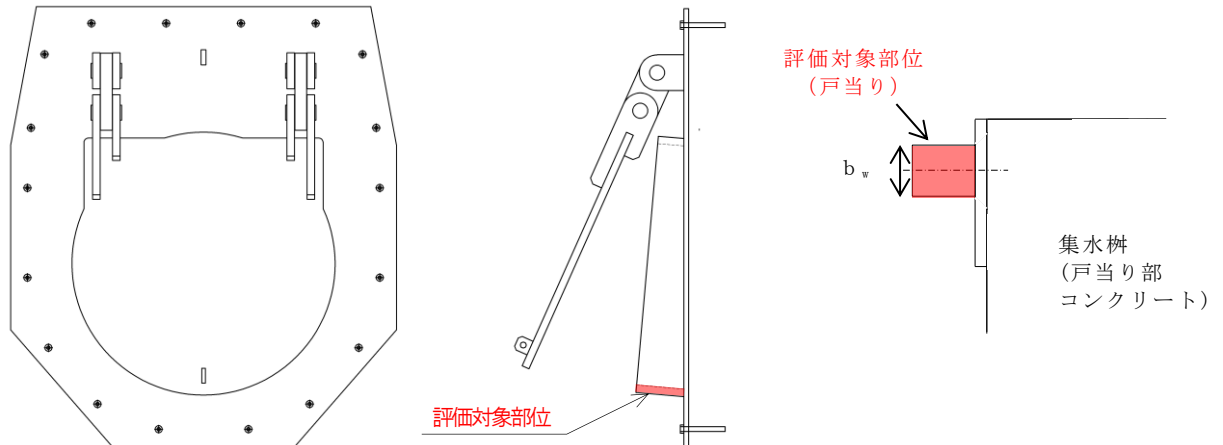


図 5-50 戸当りのモデル図

戸当りの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma = \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi}$$

$$P_1 = W_{g1} \cdot K h$$

- σ : 戸当りの支圧応力度 (N/mm²)
 P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)
 b_w : 戸当りの幅 (mm)
 D : スキンプレートの受水径 (mm)
 W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)
 $K h$: 水平方向の設計用地震力

上記の式に表 5-14(4) の計算条件を代入して、戸当りの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi} \\ &= 640 / (19 \times 530 \times 3.14) \\ &= 0.02 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= W_{g1} \cdot K h \\ &= 400 \times 1.60 \\ &= 640 \text{ N}\end{aligned}$$

(6) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-51 に示す。

集水桝（戸当り部コンクリート）は、コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

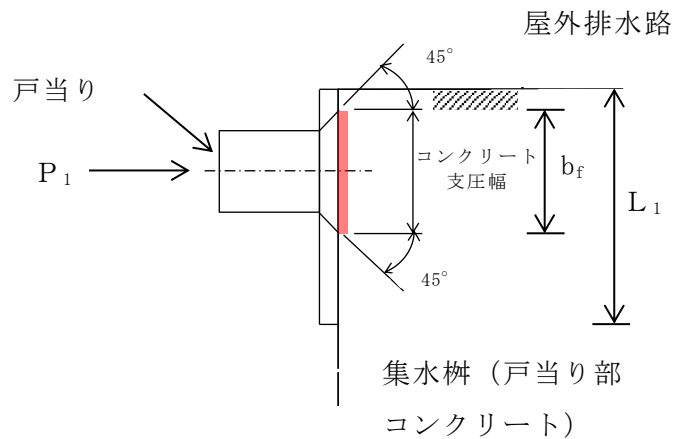


図 5-51 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi}$$

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi}$$

- σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)
- P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)
- b_f : コンクリート支圧幅 (mm)
- D : スキンプレートの受水径 (mm)
- τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)
- L_1 : 屋外排水路内径より戸当り端面までの距離 (mm)

上記の式に表 5-14(4)の計算条件を代入して、集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi} \\ &= 640 / (37 \times 530 \times 3.14) \\ &= 0.010 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi} \\ &= 640 / (2 \times 110 \times 530 \times 3.14) \\ &= 0.002 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(4) の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (1028 + 1978) / 4 \\ &= 752 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (1028 + 1978) / 4 \\ &= 752 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.5 屋外排水路逆止弁⑧-2

(1) スキンプレート

スキンプレートの曲げ応力は円盤周辺単純支持等分布荷重による最大曲げ応力を考える。

スキンプレートのモデル図を図 5-52 に示す。

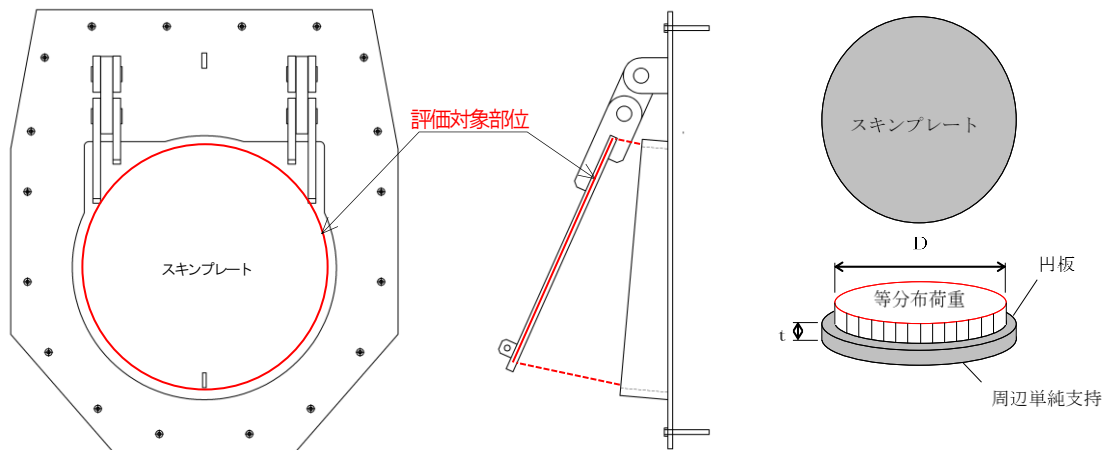


図 5-52 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_{\max} = 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t}$$

$$P = \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}$$

σ_{\max} : スキンプレートの最大応力度 (N/mm²)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

P : 地震時作用単位荷重 (N/mm²)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)

上記の式に表 5-14(5)の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t} \\ &= 1.24 \times 0.004 \times (840/2)^2 / 25^2 \\ &= 1.40 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2} \\ &= 1800 \times 1.25 / (3.14 \times (840/2)^2) \\ &= 0.004 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図 5-53 に示す。

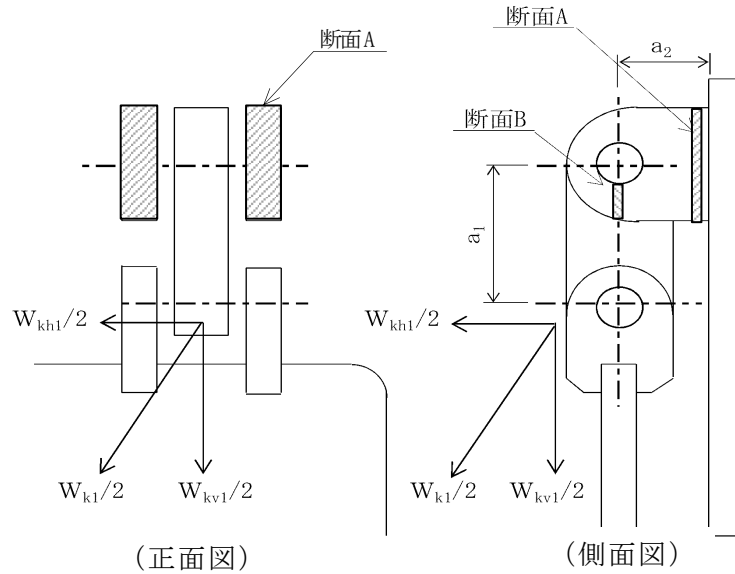


図 5-53 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面 A 水平方向）
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面 A 水平方向） (mm^3)

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(5)の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 2250 \times (140 + 90) / (2 \times 153174) \\ &= 1.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 2250 / (2 \times 6000) \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{1.7^2 + 3 \times 0.2^2} \\ &= 1.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (1818 + 1800) \times 90 / (2 \times 120000) \\ &= 1.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (1818 + 1800) / (2 \times 6000) \\ &= 0.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{1.4^2 + 3 \times 0.3^2} \\ &= 1.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (2893 + 1800) / (4 \times 850) \\ &= 1.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-54 に示す。

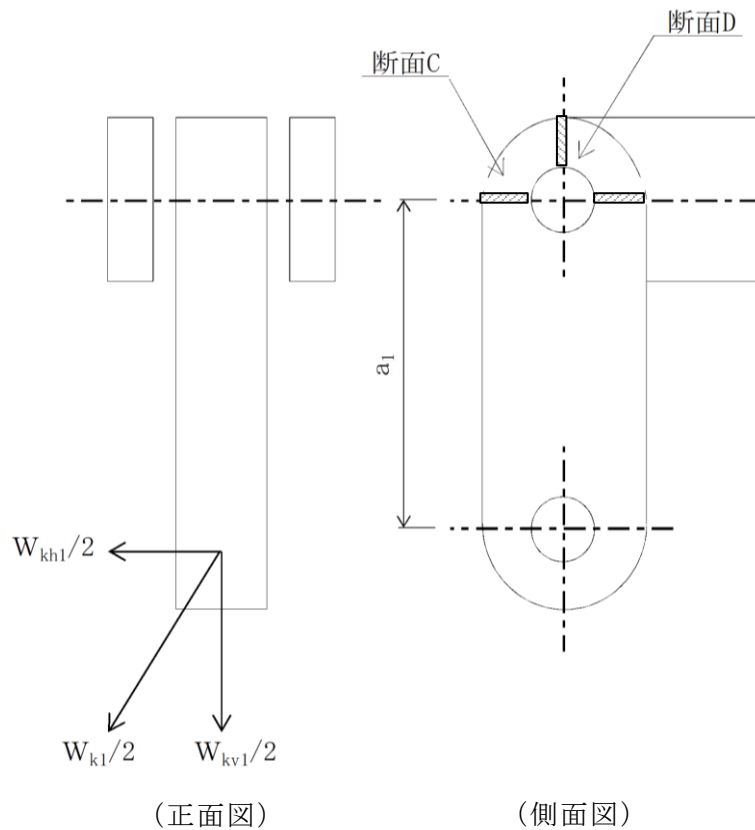


図 5-54 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (mm^3)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(5)の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 2250 \times 140 / (2 \times 18400) \\ &= 8.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (1818 + 1800) / (2 \times 2760) \\ &= 0.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 8.6 + 0.7 \\ &= 9.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (2893 + 1800) / (2 \times 1360) \\ &= 1.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(4) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-55 に示す。

吊りピンは逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊りピンの照査位置として断面 E，断面 F で行う。

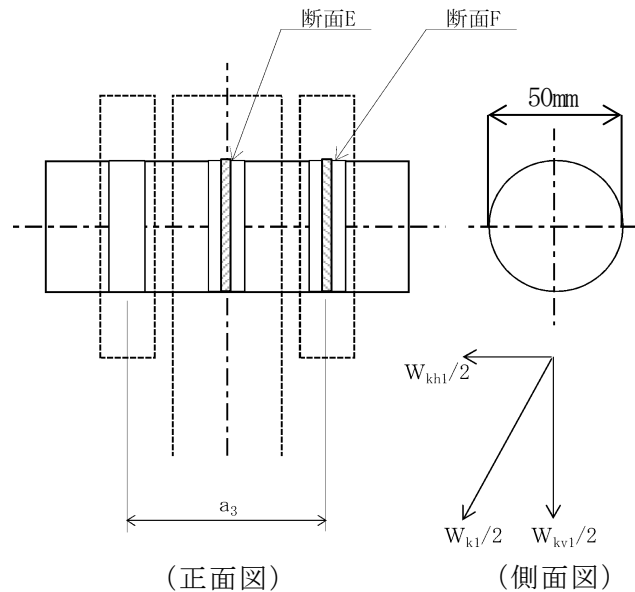


図 5-55 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(5) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (2893 + 1800) \times 67 / (4 \times 12272) \\ &= 3.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (2893 + 1800) / (4 \times 1963) \\ &= 0.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 戸当り

戸当りのモデル図を図 5-56 に示す。

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

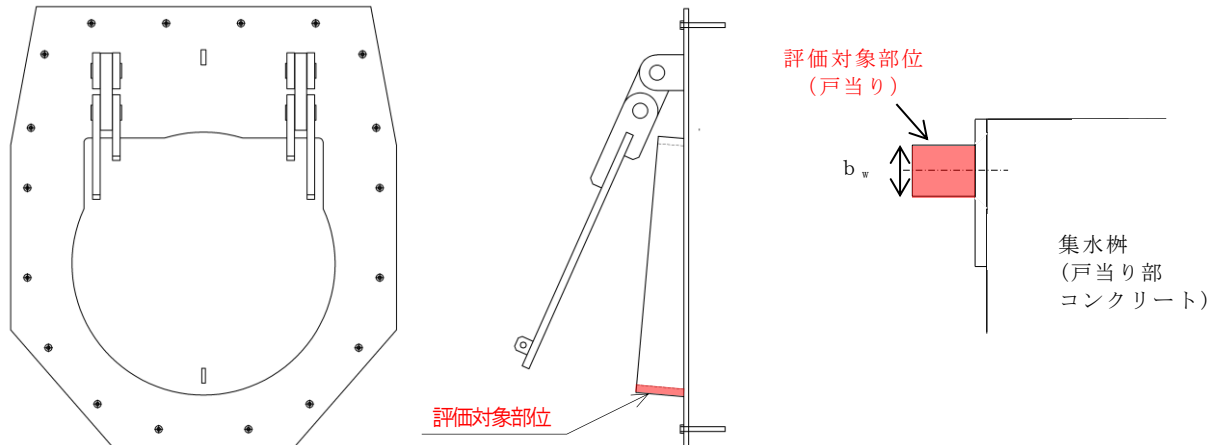


図 5-56 戸当りのモデル図

戸当りの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma = \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi}$$

$$P_1 = W_{g1} \cdot K h$$

- σ : 戸当りの支圧応力度 (N/mm²)
 P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)
 b_w : 戸当りの幅 (mm)
 D : スキンプレートの受水径 (mm)
 W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)
 $K h$: 水平方向の設計用地震力

上記の式に表 5-14(5)の計算条件を代入して、戸当りの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi} \\ &= 2250 / (25 \times 840 \times 3.14) \\ &= 0.03 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= W_{g1} \cdot K h \\ &= 1800 \times 1.25 \\ &= 2250 \text{ N}\end{aligned}$$

(6) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-57 に示す。

集水桝（戸当り部コンクリート）は、コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

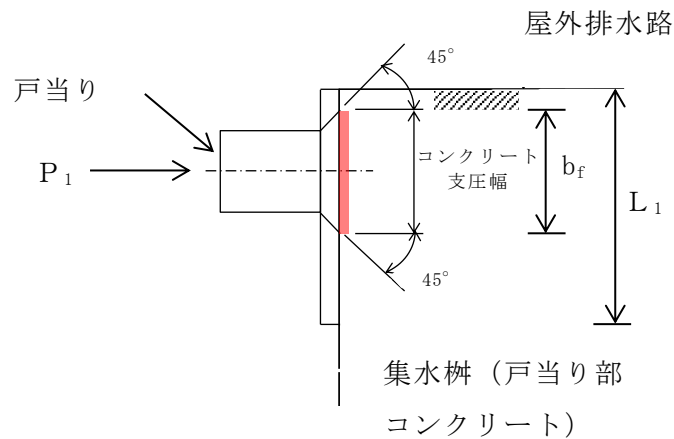


図 5-57 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi}$$

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)

b_f : コンクリート支圧幅 (mm)

D : スキンプレートの受圧径 (mm)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

L_1 : 屋外排水路内径より戸当り端面までの距離 (mm)

上記の式に表 5-14(5)の計算条件を代入して、集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi} \\ &= 2250 / (57 \times 840 \times 3.14) \\ &= 0.015 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi} \\ &= 2250 / (2 \times 120 \times 840 \times 3.14) \\ &= 0.004 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(5)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (4261 + 6391) / 4 \\ &= 2663 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (4261 + 6391) / 4 \\ &= 2663 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.6 屋外排水路逆止弁⑨

(1) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図を図 5-58 に示す。

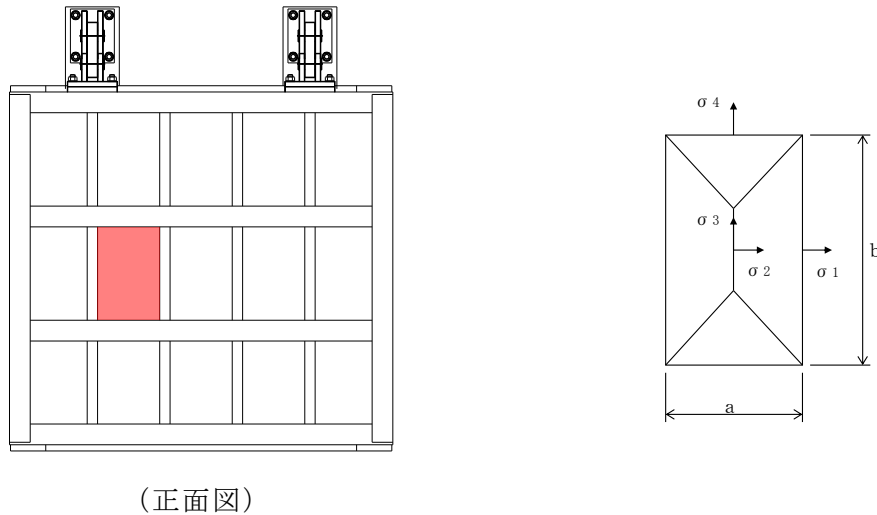


図 5-58 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_s = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha$$

- σ_s : スキンプレート応力度 (N/mm²)
- k : b/a による形状係数
- a : スキンプレートの区画の短辺 (mm)
- b : スキンプレートの区画の長辺 (mm)
- p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)
- t_s : スキンプレートの板厚 (mm)
- α : 応力の補正係数 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(6)の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha \\ &= (1/100) \times 45 \times 375^2 \times (0.0063/12^2) \times 0.8 \\ &= 2.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 主桁

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

主桁のモデル図を図 5-59 に示す。

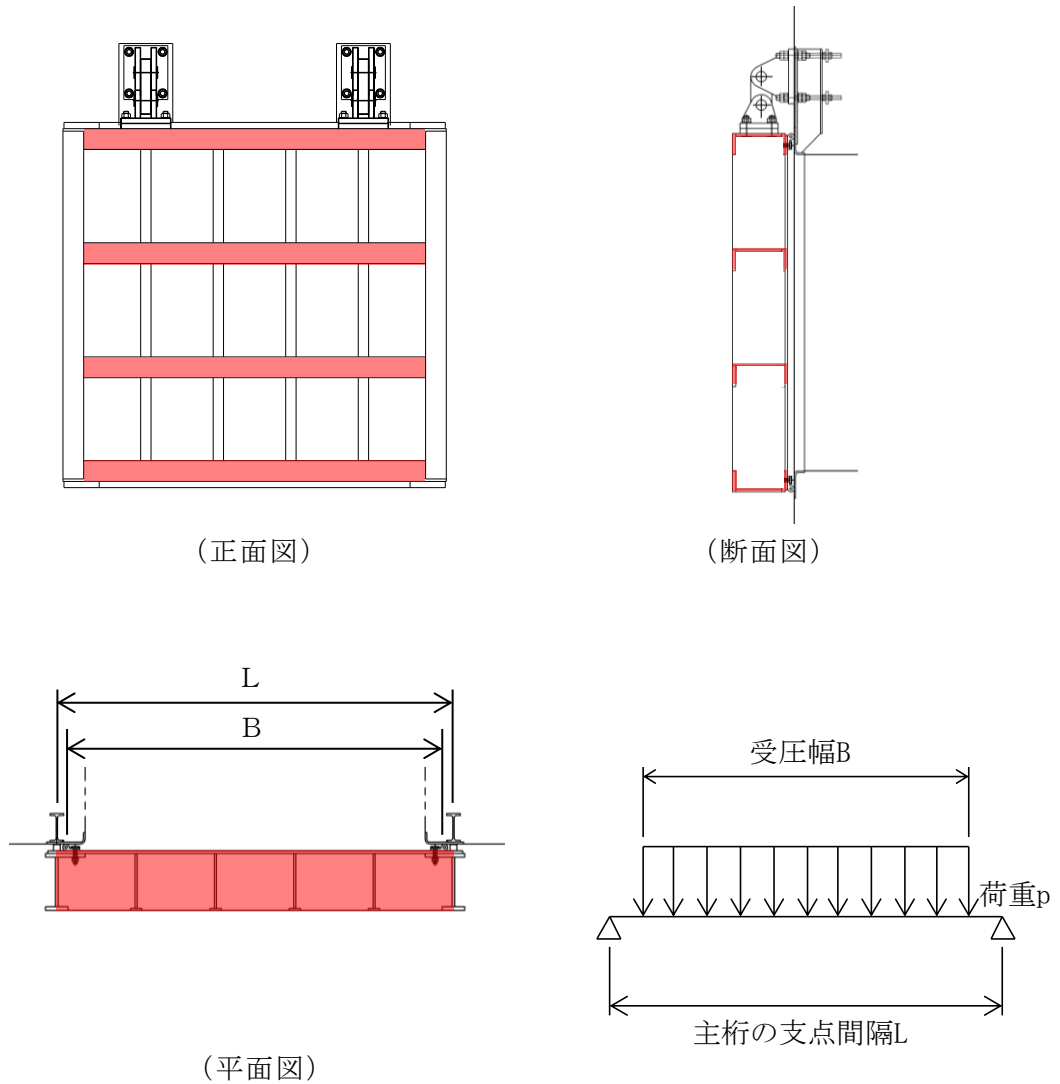


図 5-59 主桁のモデル図

主桁の最大応力度算定式を以下に示す。

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

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

$$\sigma_G = \frac{M_G}{Z_g}$$

$$\tau_G = \frac{S_G}{A_g}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2}$$

M_G : 主桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

S_G : 主桁に作用するせん断力 (N)

W : 主桁の分担荷重 (N/mm)

L : 主桁の支点間隔 (mm)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

σ_G : 主桁の曲げ応力度 (N/mm²)

Z_g : 主桁の断面係数 (mm³)

τ_G : 主桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_g : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

σ_g : 主桁の合成応力度 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(6) の計算条件を代入して、主桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}M_G &= \frac{W \cdot B \cdot (2 \cdot L - B)}{8} \\ &= 3.477 \times 2200 \times (2 \times 2250 - 2200) / 8 \\ &= 2199000 \text{ N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_G &= \frac{W \cdot B}{2} \\ &= 3.477 \times 2200 / 2 \\ &= 3825 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_G &= \frac{M_G}{Z_g} \\ &= 2199000 / 688100 \\ &= 3.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_G &= \frac{S_G}{A_g} \\ &= 3825 / 3216 \\ &= 1.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_g &= \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2} \\ &= \sqrt{3.2^2 + 3 \times 1.2^2} \\ &= 3.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図を図 5-60 に示す。

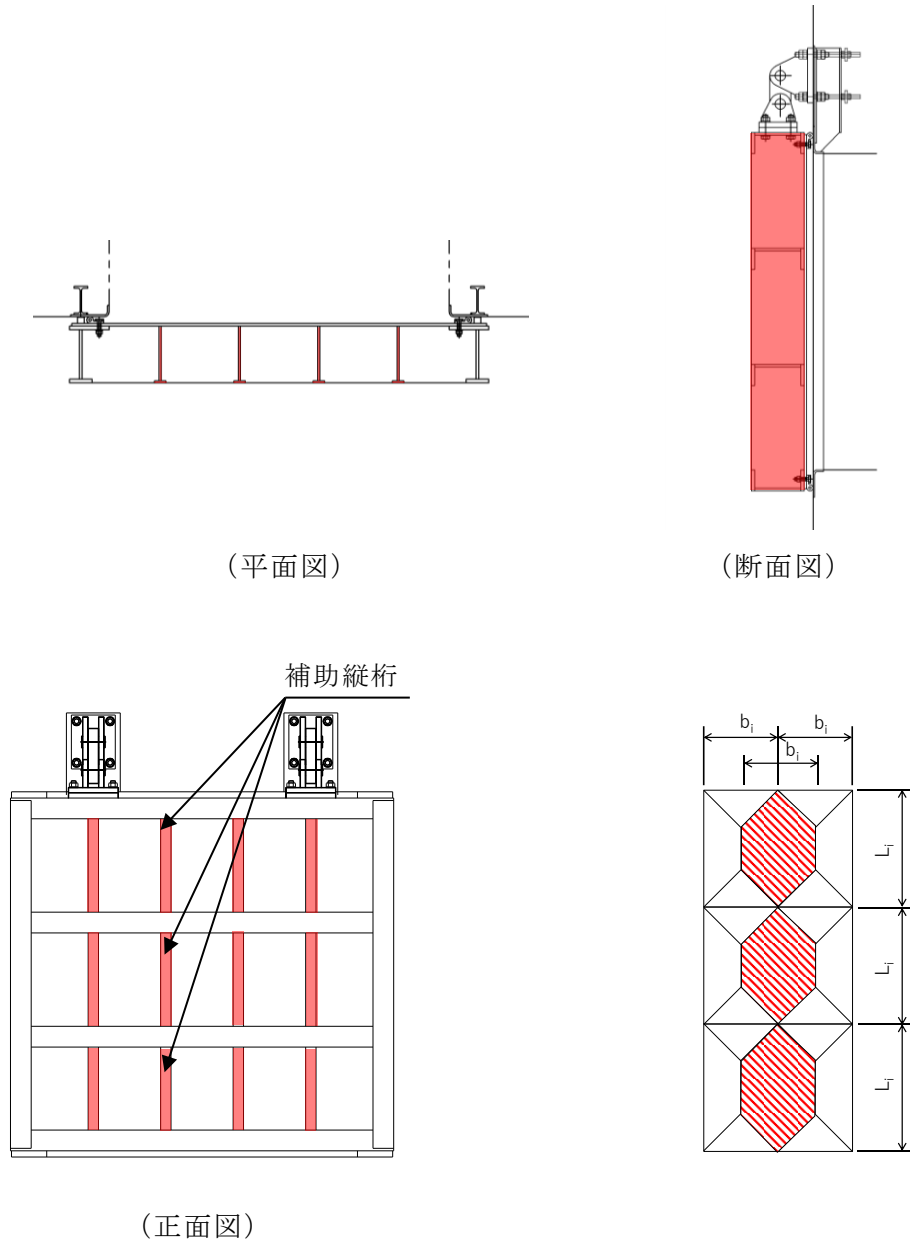


図 5-60 補助縦桁のモデル図

補助縦桁の最大応力度算定式を以下に示す。

$L_i > b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2)$$

$$S_I = \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right)$$

$L_i \leq b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot L_i^3}{12}$$

$$S_I = \frac{p \cdot L_i^2}{4}$$

$$\sigma_{ix} = \frac{M_I}{Z_{ix}}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{M_I}{Z_{iy}}$$

$$\tau_I = \frac{S_I}{A_i}$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2}$$

M_I : 補助縦桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)

L_i : 主桁間隔 (mm)

b_i : 補助縦桁間隔 (mm)

S_I : 補助縦桁に作用するせん断力 (N)

σ_{ix} : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張) (N/mm²)

Z_{ix} : 補助縦桁の断面係数 (引張) (mm³)

σ_{iy} : 補助縦桁の曲げ応力度 (圧縮) (N/mm²)

Z_{iy} : 補助縦桁の断面係数 (圧縮) (mm³)

τ_I : 補助縦桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_i : 補助縦桁ウェブ断面積 (mm²)

σ_i : 補助縦桁の合成応力度 (N/mm²)

σ_I : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張と圧縮) の最大値 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(6) の計算条件を代入して、補助縦桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$L_i > b_i$ のため

$$\begin{aligned} M_I &= \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2) \\ &= 0.0063 \times 375 \times (3 \times 550^2 - 375^2) / 24 \\ &= 75489 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_I &= \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right) \\ &= 0.0063 \times 375 \times (550 - 375/2) / 2 \\ &= 428 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ix} &= \frac{M_I}{Z_{ix}} \\ &= 75489 / 161976 \\ &= 0.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{iy} &= \frac{M_I}{Z_{iy}} \\ &= 75489 / 204734 \\ &= 0.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_I &= \frac{S_I}{A_i} \\ &= 428 / 2619 \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2} \\ &= \sqrt{0.5^2 + 3 \times 0.2^2} \\ &= 0.61 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図5-61に示す。

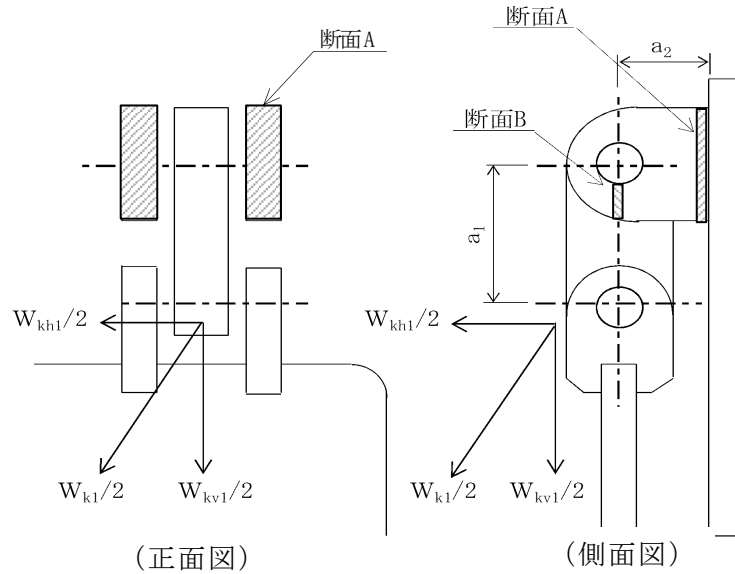


図5-61 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

$$W_{kh1} = W_{g1} \cdot K h$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面A水平方向） (mm³)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

$$W_{kv1} = W_{g1} \cdot K_v$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(6) の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 30600 \times (135 + 130) / (2 \times 416643) \\ &= 9.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 30600 / (2 \times 12000) \\ &= 1.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{9.7^2 + 3 \times 1.3^2} \\ &= 10.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (18180 + 18000) \times 130 / (2 \times 480000) \\ &= 4.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (18180 + 18000) / (2 \times 12000) \\ &= 1.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{4.9^2 + 3 \times 1.5^2} \\ &= 5.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (35593 + 18000) / (4 \times 600) \\ &= 22.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-62 に示す。

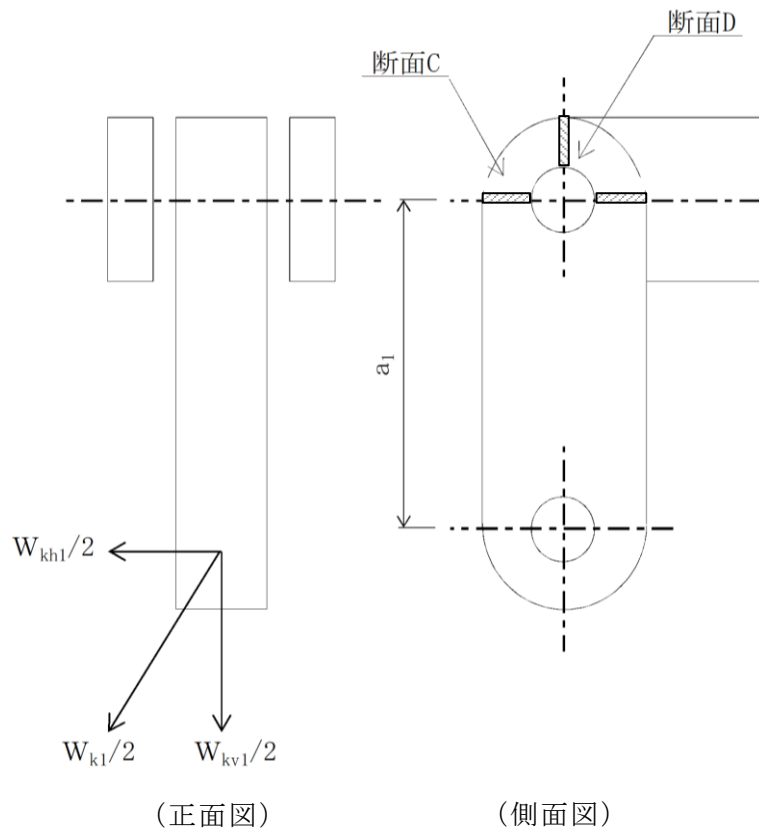


図 5-62 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm^3)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(6)の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 30600 \times 135 / (2 \times 41400) \\ &= 49.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (18180 + 18000) / (2 \times 4140) \\ &= 4.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 49.9 + 4.4 \\ &= 54.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (35593 + 18000) / (2 \times 2040) \\ &= 13.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-63 に示す。

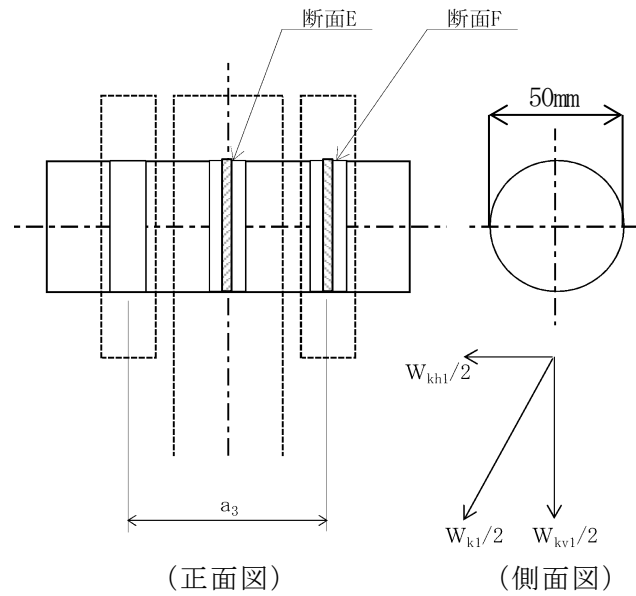


図 5-63 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(6) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (35593 + 18000) \times 87 / (4 \times 12272) \\ &= 47.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (35593 + 18000) / (4 \times 1963) \\ &= 6.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) 集水榫（戸当り部コンクリート）

集水榫（戸当り部コンクリート）は，コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして，コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

集水榫（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-64 に示す。

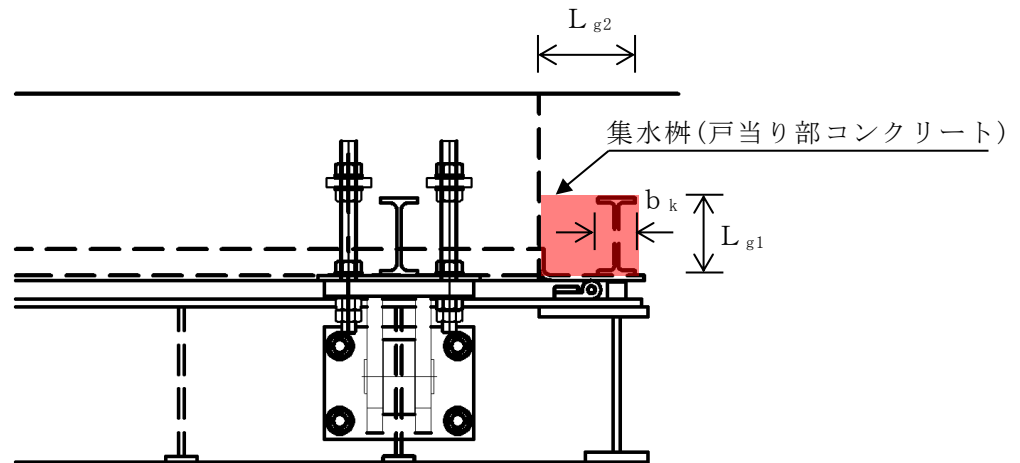


図 5-64 集水榫（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水榫（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{p_1 \cdot B}{2b_k}$$

$$\tau_L = \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\ell 1} + 2L_{\ell 2})}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

p_1 : 扉体最下部作用荷重 (N/mm²)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

b_k : 底面フランジ幅 (mm)

τ_L : 底面フランジのせん断応力度 (N/mm²)

$L_{\ell 1}$: コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

$L_{\ell 2}$: 堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

上記の式に表 5-14(6)の計算条件を代入して、集水桝（戸当りコンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{p_1 \cdot B}{2b_k} \\ &= 0.006 \times 2200 / (2 \times 60) \\ &= 0.11 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_L &= \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\varnothing 1} + 2L_{\varnothing 2})} \\ &= 0.006 \times 2200 / (2 \times (133 + 2 \times 155)) \\ &= 0.01 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(8) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(6)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (47390 + 6590) / 8 \\ &= 6748 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (47390 + 6590) / 8 \\ &= 6748 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.7 屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫

(1) スキンプレート

スキンプレートの曲げ応力は円盤周辺単純支持等分布荷重による最大曲げ応力を考える。

スキンプレートのモデル図を図 5-65 に示す。

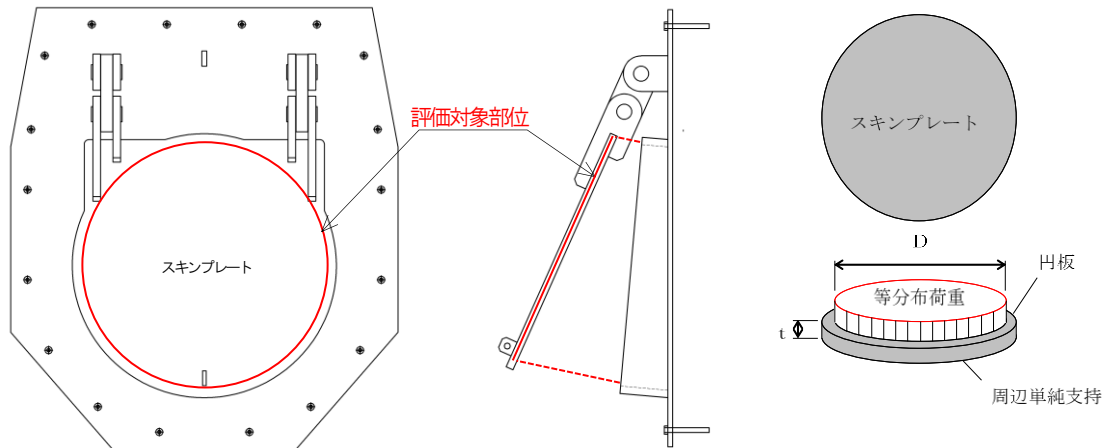


図 5-65 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_{\max} = 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t}$$

$$P = \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}$$

σ_{\max} : スキンプレートの最大応力度 (N/mm²)

P : 地震時作用単位荷重 (N/mm²)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

上記の式に表 5-14(7)の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.24 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2}{t} \\ &= 1.24 \times 0.012 \times (840/2)^2 / 25^2 \\ &= 4.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \frac{W_{g1} \cdot K h}{\pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2} \\ &= 1800 \times 3.70 / (3.14 \times (840/2)^2) \\ &= 0.012 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図 5-66 に示す。

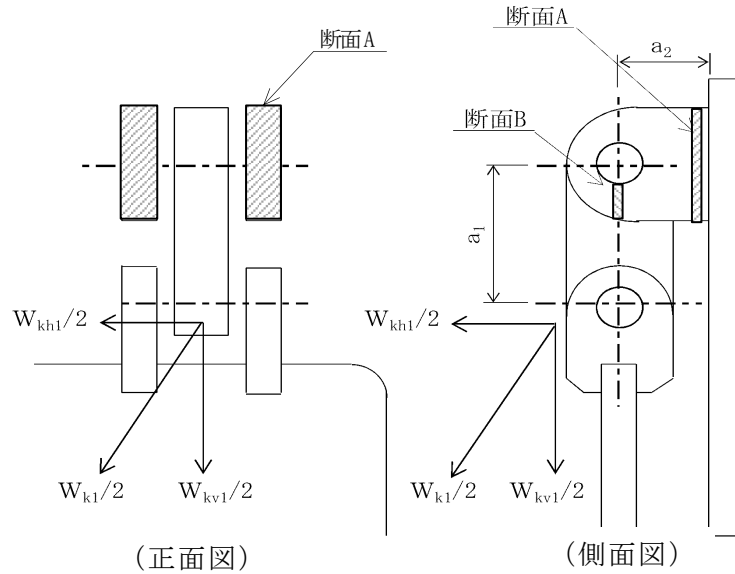


図 5-66 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面 A 水平方向）
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面 A 水平方向） (mm^3)

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

A_A : 断面Aの断面積 (mm²)

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
(N/mm²)

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
(N/mm²)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向） (mm³)

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(7) の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 6660 \times (140 + 90) / (2 \times 153174) \\ &= 5.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 6660 / (2 \times 6000) \\ &= 0.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{5.0^2 + 3 \times 0.6^2} \\ &= 5.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (1188 + 1800) \times 90 / (2 \times 120000) \\ &= 1.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (1188 + 1800) / (2 \times 6000) \\ &= 0.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{1.1^2 + 3 \times 0.2^2} \\ &= 1.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (6765 + 1800) / (4 \times 850) \\ &= 2.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-67 に示す。

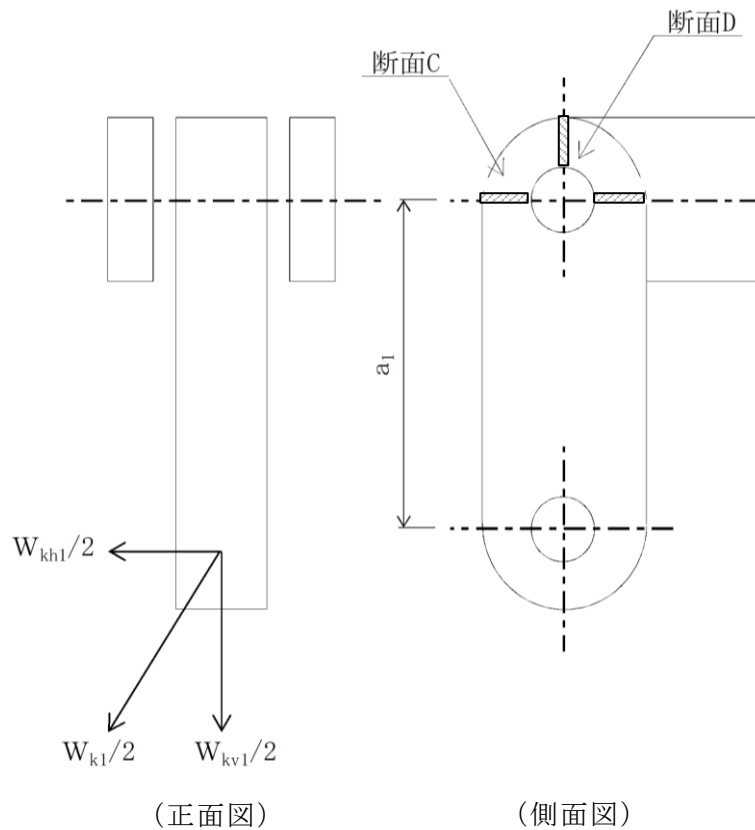


図 5-67 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm³)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(7)の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 6660 \times 140 / (2 \times 18400) \\ &= 25.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (1188 + 1800) / (2 \times 2760) \\ &= 0.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 25.3 + 0.5 \\ &= 25.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (6765 + 1800) / (2 \times 1360) \\ &= 3.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(4) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-68 に示す。

吊りピンは逆止弁 1 門あたり 2 箇所を設置されているため、片側にかかる荷重は地震時慣性力の 1/2 を考える。吊りピンの照査位置として断面 E，断面 F で行う。

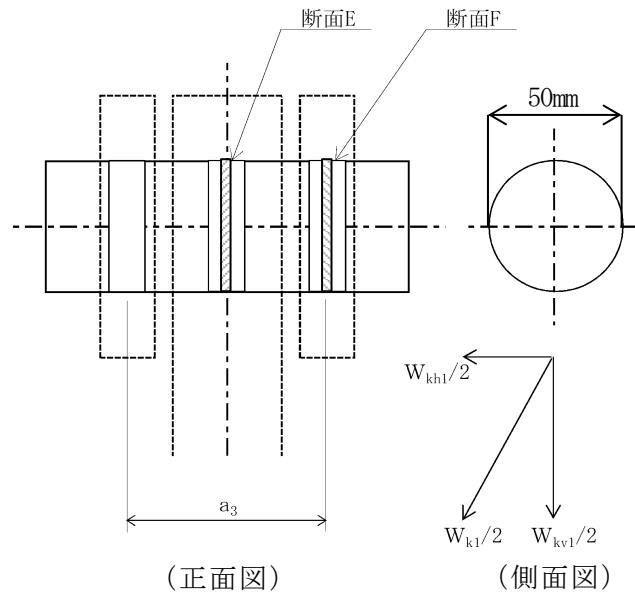


図 5-68 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(7) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (6765 + 1800) \times 67 / (4 \times 12272) \\ &= 5.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (6765 + 1800) / (4 \times 1963) \\ &= 1.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 戸当り

戸当りのモデル図を図 5-69 に示す。

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

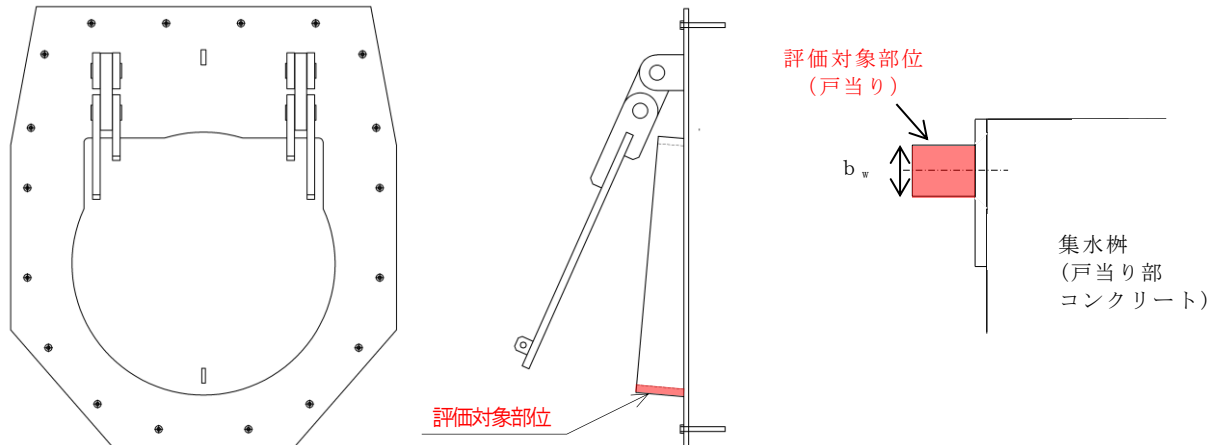


図 5-69 戸当りのモデル図

戸当りの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma = \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi}$$

$$P_1 = W_{g1} \cdot K h$$

- σ : 戸当りの支圧応力度 (N/mm²)
 P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)
 b_w : 戸当りの幅 (mm)
 D : スキンプレートの受水径 (mm)
 W_{g1} : 扉体自重 (スキンプレート, 吊り金具 (扉体), 吊りピン 4 本, 吊り手) (N)
 $K h$: 水平方向の設計用地震力

上記の式に表 5-14(7)の計算条件を代入して、戸当りの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi} \\ &= 6660 / (25 \times 840 \times 3.14) \\ &= 0.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= W_{g1} \cdot K h \\ &= 1800 \times 3.70 \\ &= 6660 \text{ N}\end{aligned}$$

(6) 集水桝（戸当り部コンクリート）

集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-70 に示す。

集水桝（戸当り部コンクリート）は、コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

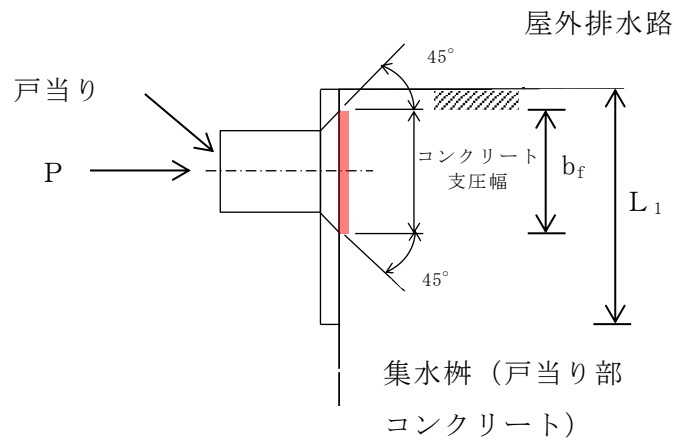


図 5-70 集水桝（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi}$$

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_1 : 戸当りへ作用する荷重 (N)

b_f : コンクリート支圧幅 (mm)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

L_1 : 屋外排水路内径より戸当り端面までの距離 (mm)

上記の式に表 5-14(7)の計算条件を代入して、集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi} \\ &= 6660 / (57 \times 840 \times 3.14) \\ &= 0.04 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi} \\ &= 6660 / (2 \times 120 \times 840 \times 3.14) \\ &= 0.01 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(7)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (7300 + 10949) / 4 \\ &= 4562 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (7300 + 10949) / 4 \\ &= 4562 \text{ N} \end{aligned}$$

5.7.8 屋外排水路逆止弁⑬

(1) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図を図5-71に示す。

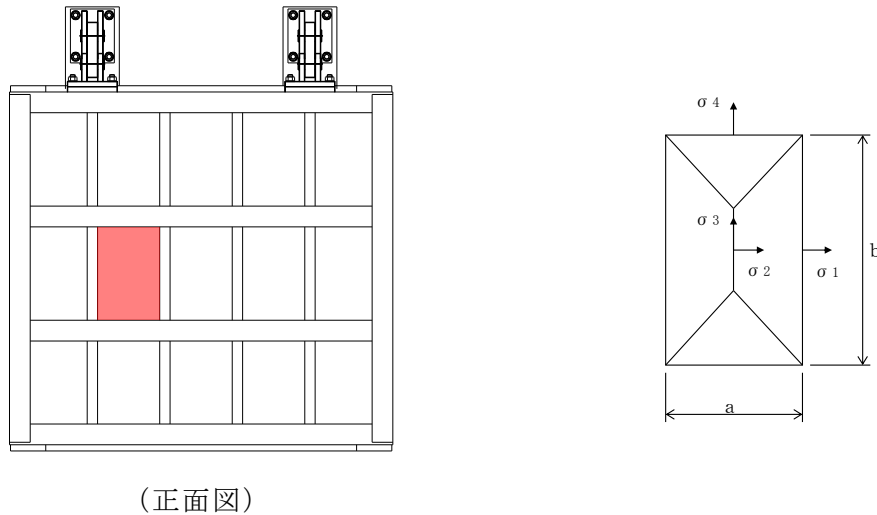


図5-71 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_s = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha$$

- σ_s : スキンプレート応力度 (N/mm²)
- k : b/a による形状係数
- a : スキンプレートの区画の短辺 (mm)
- b : スキンプレートの区画の長辺 (mm)
- p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)
- t_s : スキンプレートの板厚 (mm)
- α : 応力の補正係数 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(8)の計算条件を代入して、スキンプレートの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{p}{t_s} \cdot \alpha \\ &= (1/100) \times 48 \times 350^2 \times (0.0077/12^2) \times 0.8 \\ &= 2.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 主桁

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

主桁のモデル図を図 5-72 に示す。

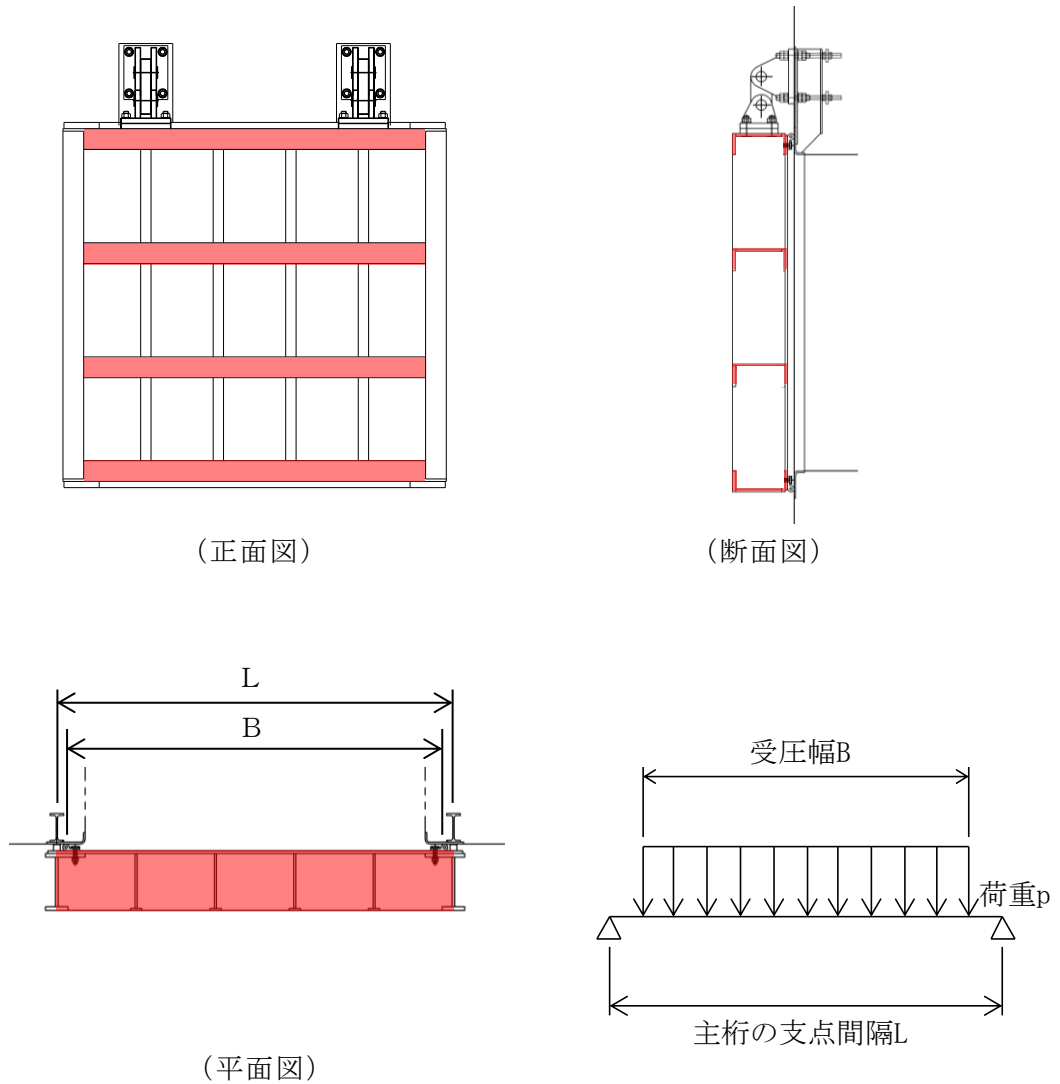


図 5-72 主桁のモデル図

主桁の最大応力度算定式を以下に示す。

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

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

$$\sigma_G = \frac{M_G}{Z_g}$$

$$\tau_G = \frac{S_G}{A_g}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2}$$

M_G : 主桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

S_G : 主桁に作用するせん断力 (N)

W : 主桁の分担荷重 (N/mm)

L : 主桁の支点間隔 (mm)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

σ_G : 主桁の曲げ応力度 (N/mm²)

Z_g : 主桁の断面係数 (mm³)

τ_G : 主桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_g : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

σ_g : 主桁の合成応力度 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(8) の計算条件を代入して、主桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}M_G &= \frac{W \cdot B \cdot (2 \cdot L - B)}{8} \\&= 4.441 \times 1700 \times (2 \times 1750 - 1700) / 8 \\&= 1699000 \text{ N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_G &= \frac{W \cdot B}{2} \\&= 4.441 \times 1700 / 2 \\&= 3775 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_G &= \frac{M_G}{Z_g} \\&= 1699000 / 433900 \\&= 3.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_G &= \frac{S_G}{A_g} \\&= 3775 / 2616 \\&= 1.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_g &= \sqrt{\sigma_G^2 + 3 \tau_G^2} \\&= \sqrt{3.9^2 + 3 \times 1.4^2} \\&= 4.6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図を図 5-73 に示す。

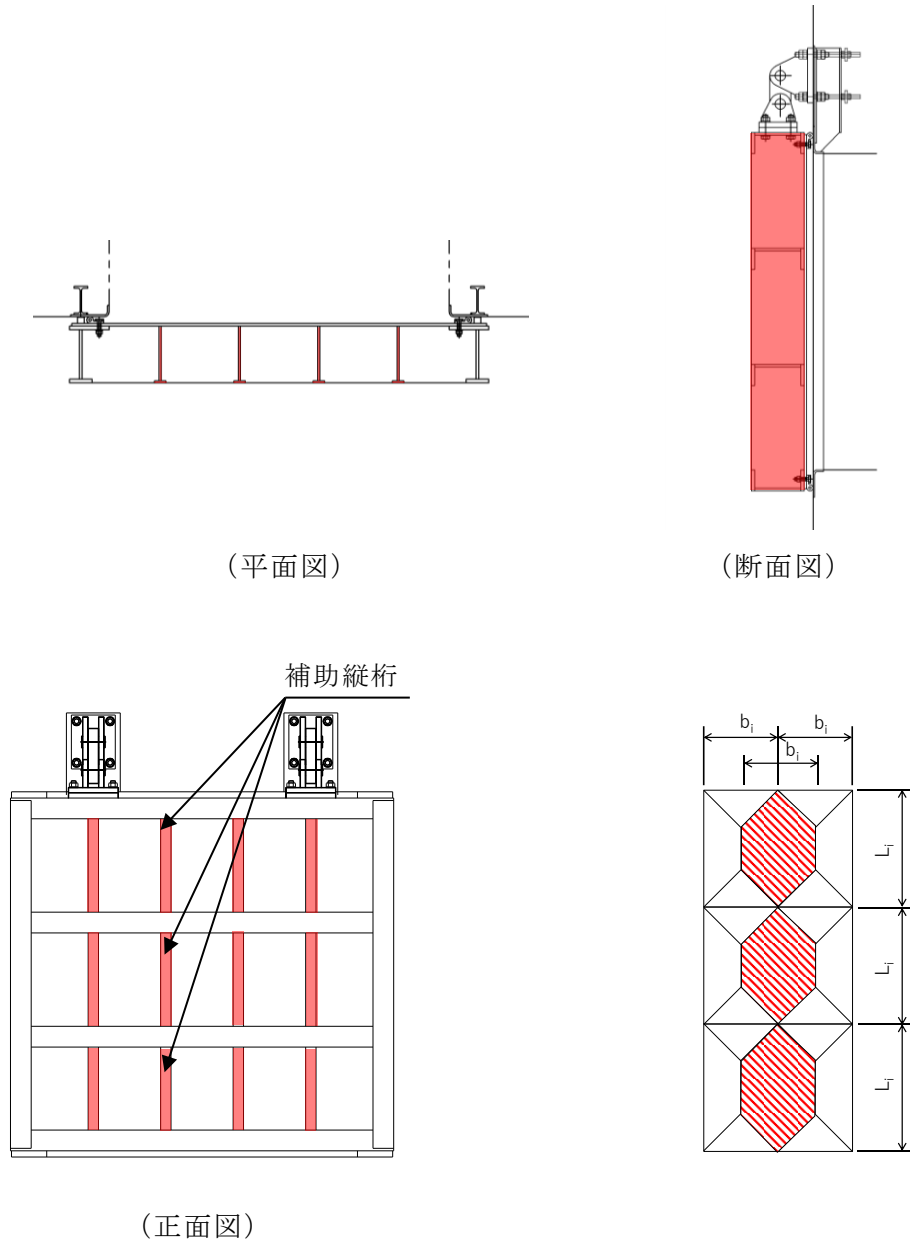


図 5-73 補助縦桁のモデル図

補助縦桁の最大応力度算定式を以下に示す。

$L_i > b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2)$$

$$S_I = \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right)$$

$L_i \leq b_i$ の場合

$$M_I = \frac{p \cdot L_i^3}{12}$$

$$S_I = \frac{p \cdot L_i^2}{4}$$

$$\sigma_{ix} = \frac{M_I}{Z_{ix}}$$

$$\sigma_{iy} = \frac{M_I}{Z_{iy}}$$

$$\tau_I = \frac{S_I}{A_i}$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_I^2 + 3\tau_I^2}$$

M_I : 補助縦桁に作用する曲げモーメント (N・mm)

p : 慣性力による作用荷重 (N/mm²)

L_i : 主桁間隔 (mm)

b_i : 補助縦桁間隔 (mm)

S_I : 補助縦桁に作用するせん断力 (N)

σ_{ix} : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張) (N/mm²)

Z_{ix} : 補助縦桁の断面係数 (引張) (mm³)

σ_{iy} : 補助縦桁の曲げ応力度 (圧縮) (N/mm²)

Z_{iy} : 補助縦桁の断面係数 (圧縮) (mm³)

τ_I : 補助縦桁のせん断応力度 (N/mm²)

A_i : 補助縦桁ウェブ断面積 (mm²)

σ_i : 補助縦桁の合成応力度 (N/mm²)

σ_I : 補助縦桁の曲げ応力度 (引張と圧縮) の最大値 (N/mm²)

上記の式に表 5-14(8) の計算条件を代入して、補助縦桁の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$L_i > b_i$ のため

$$\begin{aligned} M_I &= \frac{p \cdot b_i}{24} (3 \cdot L_i^2 - b_i^2) \\ &= 0.0077 \times 350 \times (3 \times 600^2 - 350^2) / 24 \\ &= 107519 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_I &= \frac{p \cdot b_i}{2} \left(L_i - \frac{b_i}{2} \right) \\ &= 0.0077 \times 350 \times (600 - 350/2) / 2 \\ &= 573 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ix} &= \frac{M_I}{Z_{ix}} \\ &= 107519 / 114964 \\ &= 0.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{iy} &= \frac{M_I}{Z_{iy}} \\ &= 107519 / 151107 \\ &= 0.7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_I &= \frac{S_I}{A_i} \\ &= 573 / 2169 \\ &= 0.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sqrt{\sigma_I^2 + 3 \tau_I^2} \\ &= \sqrt{0.9^2 + 3 \times 0.3^2} \\ &= 1.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 吊り金具（扉体，固定部）

吊り金具（扉体，固定部）のモデル図を図5-74に示す。

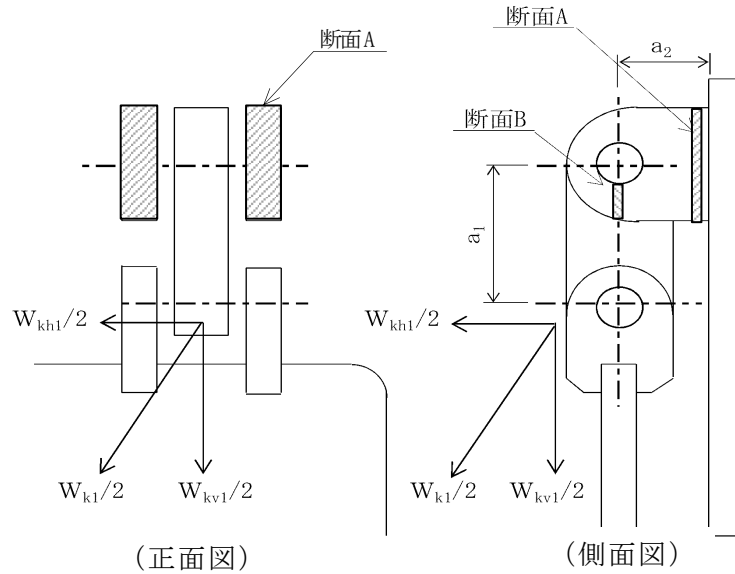


図5-74 吊り金具（扉体，固定部）のモデル図

吊り金具の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面A)

曲げ応力度（水平方向）

$$\sigma_{Ax} = \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}}$$

$$W_{kh1} = W_{g1} \cdot K h$$

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
 (N/mm²)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離 (mm)

Z_{Ax} : 断面係数（断面A水平方向） (mm³)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

$K h$: 水平方向の設計用地震力

せん断応力度（水平方向）

$$\tau_{Ax} = \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（水平方向）

$$\sigma_{xmax} = \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2}$$

σ_{xmax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

σ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

τ_{Ax} : 吊り金具の水平設計用地震力によるせん断応力度（断面A水平方向）
（N/mm²）

曲げ応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{Ay} = \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}}$$

$$W_{kv1} = W_{g1} \cdot K_v$$

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

a_2 : 固定部吊り金具のピン穴中心から戸当りまでの距離（mm）

Z_{Ay} : 断面係数（断面A鉛直方向）（mm³）

K_v : 鉛直方向の設計用地震力

せん断応力度（鉛直方向）

$$\tau_{Ay} = \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A}$$

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_A : 断面Aの断面積（mm²）

曲げ応力とせん断応力の合成応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{ymax} = \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2}$$

σ_{ymax} : 吊り金具の曲げ応力とせん断応力の合成応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

σ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力による曲げ応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

τ_{Ay} : 吊り金具の鉛直設計用地震力によるせん断応力度（断面A鉛直方向）
（N/mm²）

（断面B）

せん断応力度

$$\tau_B = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B}$$

$$W_{k1} = \sqrt{W_{kh1}^2 + W_{kv1}^2}$$

τ_B : 吊り金具の同時加振によるせん断応力度（断面B）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_B : 断面Bの断面積（mm²）

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

上記の式に表 5-14(8)の計算条件を代入して、吊り金具の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 A)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ax} &= \frac{W_{kh1} \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot Z_{Ax}} \\ &= 22320 \times (135 + 130) / (2 \times 361020) \\ &= 8.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ax} &= \frac{W_{kh1}}{2 \cdot A_A} \\ &= 22320 / (2 \times 12000) \\ &= 0.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xmax} &= \sqrt{\sigma_{Ax}^2 + 3 \times \tau_{Ax}^2} \\ &= \sqrt{8.2^2 + 3 \times 0.9^2} \\ &= 8.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ay} &= \frac{(W_{kv1} + W_{g1}) \cdot a_2}{2 \cdot Z_{Ay}} \\ &= (7920 + 12000) \times 130 / (2 \times 480000) \\ &= 2.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{Ay} &= \frac{W_{kv1} + W_{g1}}{2 \cdot A_A} \\ &= (7920 + 12000) / (2 \times 12000) \\ &= 0.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ymax} &= \sqrt{\sigma_{Ay}^2 + 3 \times \tau_{Ay}^2} \\ &= \sqrt{2.7^2 + 3 \times 0.8^2} \\ &= 3.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 B)

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_B} \\ &= (23700 + 12000) / (4 \times 600) \\ &= 14.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(5) 吊り手

吊り手のモデル図を図 5-75 に示す。

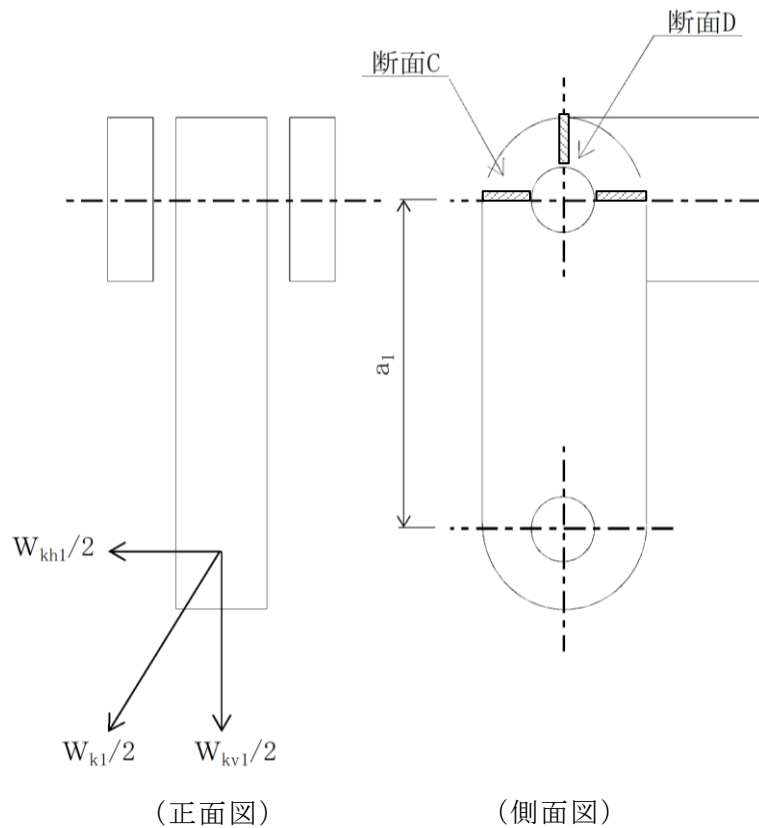


図 5-75 吊り手のモデル図

吊り手の最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 C)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_{c1} = \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_c}$$

σ_{c1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度 (断面 C 水平方向)
(N/mm^2)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

a_1 : ピン穴中心間の距離 (mm)

Z_c : 断面係数 (断面 C) (mm^3)

引張応力度（鉛直方向）

$$\sigma_{C2} = \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C}$$

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_C : 断面Cの断面積（mm²）

曲げ応力と引張応力の合成応力度

$$\sigma_{Cmax} = \sigma_{C1} + \sigma_{C2}$$

σ_{Cmax} : 吊り手の曲げ応力と引張応力の合成応力度（断面C）（N/mm²）

σ_{C1} : 吊り手の水平設計用地震力による曲げ応力度（断面C水平方向）
（N/mm²）

σ_{C2} : 吊り手の鉛直設計用地震力による引張応力度（断面C鉛直方向）
（N/mm²）

（断面D）

せん断応力度

$$\tau_D = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D}$$

τ_D : 吊り手の同時加振によるせん断応力度（断面D）（N/mm²）

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力（N）

W_{g1} : 扉体自重（N）

A_D : 断面Dの断面積（mm²）

上記の式に表 5-14(8)の計算条件を代入して、吊り手の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面C)

$$\begin{aligned}\sigma_{C1} &= \frac{W_{kh1} \cdot a_1}{2 \cdot Z_C} \\ &= 22320 \times 135 / (2 \times 28750) \\ &= 52.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{C2} &= \frac{W_{kv1} \cdot W_{g1}}{2 \cdot A_C} \\ &= (7920 + 12000) / (2 \times 3450) \\ &= 2.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Cmax} &= \sigma_{C1} + \sigma_{C2} \\ &= 52.4 + 2.9 \\ &= 55.3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面D)

$$\begin{aligned}\tau_D &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{2 \cdot A_D} \\ &= (23700 + 12000) / (2 \times 1700) \\ &= 10.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) 吊りピン

吊りピンのモデル図を図 5-76 に示す。

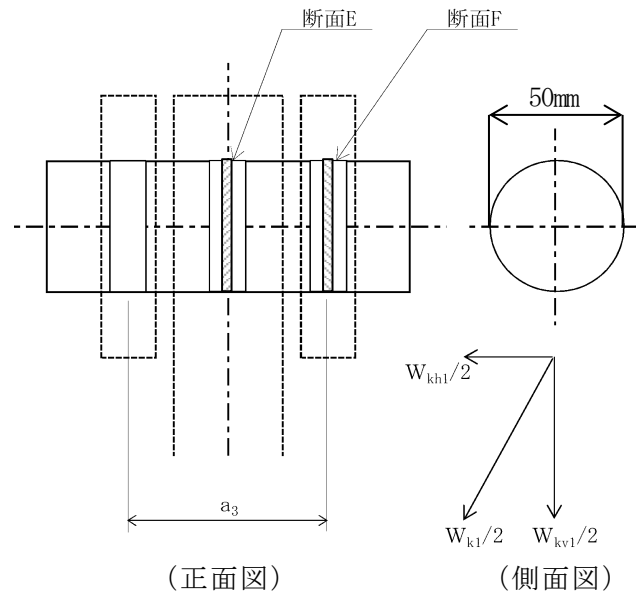


図 5-76 吊りピンのモデル図

吊りピンの最大応力度算定式を以下に示す。

(断面 E)

曲げ応力度 (水平方向)

$$\sigma_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E}$$

σ_E : 吊りピンの同時加振による曲げ応力度 (断面 E 水平方向) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

a_3 : 吊りピンの支点間距離 (mm)

Z_E : 断面係数 (mm³)

(断面 F)

せん断応力度

$$\tau_F = \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F}$$

τ_F : 吊りピンの同時加振によるせん断応力度 (断面 F) (N/mm²)

W_{k1} : 扉体自重の同時加振による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

A_F : 断面 F の断面積 (mm²)

上記の式に表 5-14(8) の計算条件を代入して、吊りピンの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

(断面 E)

$$\begin{aligned}\sigma_E &= \frac{1}{2} \cdot \frac{(W_{k1} + W_{g1}) \cdot a_3}{4 \cdot Z_E} \\ &= (1/2) \times (23700 + 12000) \times 77 / (4 \times 12272) \\ &= 28.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(断面 F)

$$\begin{aligned}\tau_F &= \frac{W_{k1} + W_{g1}}{4 \cdot A_F} \\ &= (23700 + 12000) / (4 \times 1963) \\ &= 4.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(7) 集水榫（戸当り部コンクリート）

集水榫（戸当り部コンクリート）は，コンクリートに加わる支圧を戸当り全周で支持するものとして，コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

集水榫（戸当り部コンクリート）のモデル図を図 5-77 に示す。

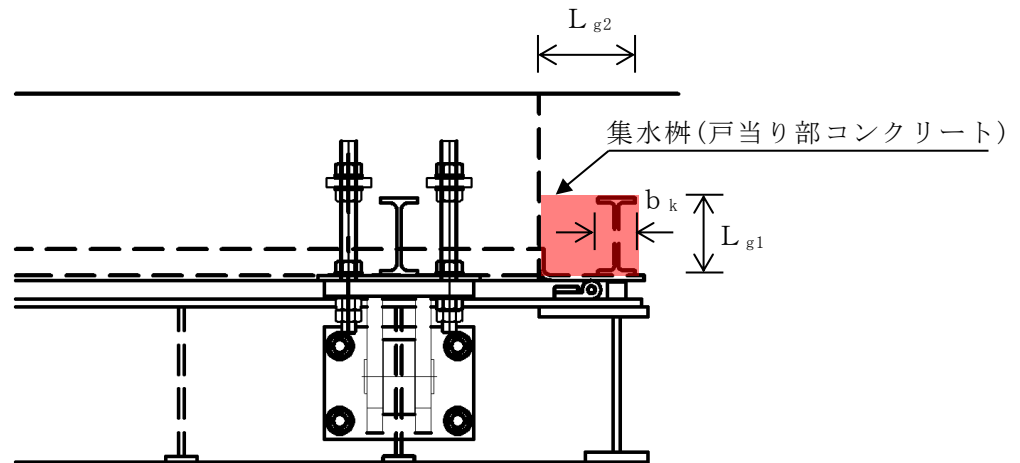


図 5-77 集水榫（戸当り部コンクリート）のモデル図

集水榫（戸当り部コンクリート）の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{p_1 \cdot B}{2b_k}$$

$$\tau_L = \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\ell 1} + 2L_{\ell 2})}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

p_1 : 扉体最下部作用荷重 (N/mm²)

B : 扉体の受圧幅 (mm)

b_k : 底面フランジ幅 (mm)

τ_L : 底面フランジのせん断応力度 (N/mm²)

$L_{\ell 1}$: コンクリート面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

$L_{\ell 2}$: 堰柱側面より底面フランジ端面までの深さ (mm)

上記の式に表 5-14(8)の計算条件を代入して、集水桝（戸当り部コンクリート）の最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{p_1 \cdot B}{2b_k} \\ &= 0.008 \times 1700 / (2 \times 60) \\ &= 0.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_L &= \frac{p_1 \cdot B}{2(L_{\theta 1} + 2L_{\theta 2})} \\ &= 0.008 \times 1700 / (2 \times (133 + 2 \times 155)) \\ &= 0.02 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(8) アンカーボルト

アンカーボルトの応力算定式を以下に示す。

アンカーボルトに作用する引抜き力

$$F_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1}$$

$$W_{k1}' = \sqrt{W_{kh1}^2 + (W_{kv1} + W_{g1})^2}$$

$$W_{k2}' = \sqrt{W_{kh2}^2 + (W_{kv2} + W_{g2})^2}$$

F_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用する引抜き力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力による引抜き力 (N)

n_1 : 引抜き力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

W_{kh1} : 扉体自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv1} : 扉体自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g1} : 扉体自重 (N)

W_{kh2} : 戸当り自重の水平設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{kv2} : 戸当り自重の鉛直設計用地震力による地震時慣性力 (N)

W_{g2} : 戸当り自重 (N)

アンカーボルトに作用するせん断力

$$S_1 = \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2}$$

S_1 : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (N)

W_{k1}' : 扉体に作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

W_{k2}' : 戸当りに作用する地震時慣性力によるせん断力 (N)

n_2 : せん断力を受け持つアンカーボルトの本数 (本)

上記の式に表 5-14(8)の計算条件を代入して、アンカーボルトの最大応力度を算定した結果を以下に示す。

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_1} \\ &= (29916 + 4986) / 8 \\ &= 4363 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{W_{k1}' + W_{k2}'}{n_2} \\ &= (29916 + 4986) / 8 \\ &= 4363 \text{ N} \end{aligned}$$

6. 評価結果

屋外排水路逆止弁の評価部位の耐震評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容限界以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁①）（1/2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.4	135.0	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	2.1	135.0	0.02
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.8	75.0	0.02
	合成応力度 (N/mm ²)	2.5	148.5	0.02
補助縦桁	曲げ応力度（引張） (N/mm ²)	0.3	135.0	0.01
	曲げ応力度（圧縮） (N/mm ²)	0.2	117.5	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.1	75.0	0.01
	合成応力度 (N/mm ²)	0.4	148.5	0.01
吊り金具 （扉体，固定部）	曲げ応力度（水平方向） 〈A断面〉 (N/mm ²)	6.4	135.0	0.05
	せん断応力度（水平方向） 〈A断面〉 (N/mm ²)	0.8	75.0	0.02
	合成応力度（水平方向） 〈A断面〉 (N/mm ²)	6.5	148.5	0.05
	曲げ応力度（鉛直方向） 〈A断面〉 (N/mm ²)	7.3	135.0	0.06
	せん断応力度（鉛直方向） 〈A断面〉 (N/mm ²)	2.3	75.0	0.04
	合成応力度（鉛直方向） 〈A断面〉 (N/mm ²)	8.3	148.5	0.06
	せん断応力度（鉛直方向） 〈B断面〉 (N/mm ²)	24.7	75.0	0.33
吊り手	曲げ応力度（水平方向） 〈C断面〉 (N/mm ²)	32.6	135.0	0.25
	引張応力度（鉛直方向） 〈C断面〉 (N/mm ²)	6.5	135.0	0.05
	合成応力度（鉛直方向） 〈C断面〉 (N/mm ²)	39.1	135.0	0.29
	せん断応力度 〈D断面〉 (N/mm ²)	14.5	75.0	0.20

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁①）（2/2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
吊りピン	曲げ応力度〈E断面〉(N/mm ²)	52.6	135.0	0.39
	せん断応力度〈F断面〉 (N/mm ²)	7.6	75.0	0.11
集水柵（戸当り部コン クリート）	支圧応力度(N/mm ²)	0.1	8.8	0.01
	せん断応力度(N/mm ²)	0.01	0.6	0.02
アンカーボルト 〈M24〉	引抜き力 (N/本)	8200	59000	0.14
	せん断力 (N/本)	8200	27100	0.31

表 6-1(2) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥）（1/2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.5	135.0	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	2.4	135.0	0.02
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.9	75.0	0.02
	合成応力度 (N/mm ²)	2.9	148.5	0.02
補助縦桁	曲げ応力度（引張） (N/mm ²)	0.6	135.0	0.01
	曲げ応力度（圧縮） (N/mm ²)	0.4	116.1	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.2	75.0	0.01
	合成応力度 (N/mm ²)	0.7	148.5	0.01
吊り金具 （扉体, 固定部）	曲げ応力度（水平方向） 〈A 断面〉 (N/mm ²)	5.0	135.0	0.04
	せん断応力度（水平方向） 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.6	75.0	0.01
	合成応力度（水平方向） 〈A 断面〉 (N/mm ²)	5.1	148.5	0.04
	曲げ応力度（鉛直方向） 〈A 断面〉 (N/mm ²)	4.9	135.0	0.04
	せん断応力度（鉛直方向） 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.5	75.0	0.02
	合成応力度（鉛直方向） 〈A 断面〉 (N/mm ²)	5.5	148.5	0.04
	せん断応力度（鉛直方向） 〈B 断面〉 (N/mm ²)	16.5	75.0	0.22
吊り手	曲げ応力度（水平方向） 〈C 断面〉 (N/mm ²)	31.8	135.0	0.24
	引張応力度（鉛直方向） 〈C 断面〉 (N/mm ²)	5.2	135.0	0.04
	合成応力度（鉛直方向） 〈C 断面〉 (N/mm ²)	37.0	135.0	0.28
	せん断応力度 〈D 断面〉 (N/mm ²)	11.7	75.0	0.16

表 6-1(2) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）（2/2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
吊りピン	曲げ応力度〈E断面〉(N/mm ²)	31.1	135.0	0.24
	せん断応力度〈F断面〉 (N/mm ²)	5.1	75.0	0.07
集水柵（戸当り部コン クリート）	支圧応力度(N/mm ²)	0.1	8.8	0.01
	せん断応力度(N/mm ²)	0.01	0.6	0.02
アンカーボルト 〈M24〉	引抜き力 (N/本)	5600	59000	0.10
	せん断力 (N/本)	5600	27100	0.21

表 6-1(3) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁⑦）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.4	135.0	0.02
吊り金具 (扉体, 固定部)	曲げ応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.3	135.0	0.01
	せん断応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.1	75.0	0.01
	合成応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.3	148.5	0.01
	曲げ応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.0	135.0	0.01
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.2	75.0	0.01
	合成応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.1	148.5	0.01
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈B 断面〉 (N/mm ²)	1.0	75.0	0.02
	吊り手	曲げ応力度 (水平方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	6.8	135.0
引張応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)		0.5	135.0	0.01
合成応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)		7.3	135.0	0.06
せん断応力度 〈D 断面〉 (N/mm ²)		1.3	75.0	0.02
吊りピン	曲げ応力度 〈E 断面〉 (N/mm ²)	2.4	135.0	0.02
	せん断応力度 〈F 断面〉 (N/mm ²)	0.4	75.0	0.01
戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.03	202.5	0.01
集水柵 (戸当り部コン クリート)	支圧応力度 (N/mm ²)	0.01	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.003	0.6	0.01
アンカーボルト 〈M16〉	引抜き力 (N/本)	2177	24800	0.09
	せん断力 (N/本)	2177	15300	0.15

表 6-1(4) 耐震評価結果 (屋外排水路逆止弁⑧-1)

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.0	135.0	0.01
吊り金具 (扉体, 固定部)	曲げ応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	2.0	135.0	0.02
	せん断応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.2	75.0	0.01
	合成応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	2.0	148.5	0.02
	曲げ応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.2	135.0	0.01
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.3	75.0	0.01
	合成応力度 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.3	148.5	0.01
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈B 断面〉 (N/mm ²)	1.5	75.0	0.02
	吊り手	曲げ応力度 (水平方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	10.9	135.0
せん断応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	0.6	135.0	0.01	
合成応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	11.5	135.0	0.09	
せん断応力度 〈D 断面〉 (N/mm ²)	1.8	75.0	0.03	
吊りピン	曲げ応力度 〈E 断面〉 (N/mm ²)	2.8	135.0	0.03
	せん断応力度 〈F 断面〉 (N/mm ²)	0.5	75.0	0.01
戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.02	202.5	0.01
集水柵(戸当り部コンク リート)	支圧応力度 (N/mm ²)	0.01	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.002	0.6	0.01
アンカーボルト 〈M12〉	引抜き力 (N)	752	14000	0.06
	せん断力 (N)	752	9700	0.08

表 6-1(5) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁⑧-2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	1.4	135.0	0.02
吊り金具 (扉体, 固定部)	曲げ応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.7	135.0	0.02
	せん断応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.2	75.0	0.01
	合成応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.7	148.5	0.02
	曲げ応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.4	135.0	0.02
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.3	75.0	0.01
	合成応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.5	148.5	0.02
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈B 断面〉 (N/mm ²)	1.4	75.0	0.02
吊り手	曲げ応力度 (水平方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	8.6	135.0	0.07
	引張応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	0.7	135.0	0.01
	合成応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	9.3	135.0	0.07
	せん断応力度 〈D 断面〉 (N/mm ²)	1.7	75.0	0.03
吊りピン	曲げ応力度 〈E 断面〉 (N/mm ²)	3.2	135.0	0.03
	せん断応力度 〈F 断面〉 (N/mm ²)	0.6	75.0	0.01
戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.03	202.5	0.01
集水柵 (戸当り部コン クリート)	支圧応力度 (N/mm ²)	0.02	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.004	0.6	0.01
アンカーボルト 〈M16〉	引抜き力 (N/本)	2663	26300	0.11
	せん断力 (N/本)	2663	18300	0.15

表 6-1(6) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁⑨）（1/2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	2.2	135.0	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	3.2	135.0	0.03
	せん断応力度 (N/mm ²)	1.2	75.0	0.02
	合成応力度 (N/mm ²)	3.8	148.5	0.03
補助縦桁	曲げ応力度（引張）(N/mm ²)	0.5	135.0	0.01
	曲げ応力度（圧縮）(N/mm ²)	0.4	117.5	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.2	75.0	0.01
	合成応力度 (N/mm ²)	0.61	148.5	0.01
吊り金具 （扉体，固定部）	曲げ応力度（水平方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	9.7	135.0	0.08
	せん断応力度（水平方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	1.3	75.0	0.02
	合成応力度（水平方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	10.0	148.5	0.07
	曲げ応力度（鉛直方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	4.9	135.0	0.04
	せん断応力度（鉛直方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	1.5	75.0	0.02
	合成応力度（鉛直方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	5.5	148.5	0.04
	せん断応力度（鉛直方向） 〈B断面〉(N/mm ²)	22.3	75.0	0.30
吊り手	曲げ応力度（水平方向） 〈C断面〉(N/mm ²)	49.9	135.0	0.37
	引張応力度（鉛直方向） 〈C断面〉(N/mm ²)	4.4	135.0	0.04
	合成応力度（鉛直方向） 〈C断面〉(N/mm ²)	54.3	135.0	0.41
	せん断応力度 〈D断面〉(N/mm ²)	13.1	75.0	0.18

表 6-1(6) 耐震評価結果 (屋外排水路逆止弁⑨) (2/2)

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
吊りピン	曲げ応力度 (E 断面) (N/mm ²)	47.5	135.0	0.36
	せん断応力度 (F 断面) (N/mm ²)	6.8	75.0	0.10
集水柵 (戸当り部コン クリート)	支圧応力度 (N/mm ²)	0.11	8.8	0.02
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.01	0.6	0.02
アンカーボルト (M24)	引抜き力 (N/本)	6750	63400	0.11
	せん断力 (N/本)	6750	35300	0.20

表 6-1(7) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	4.2	135.0	0.04
吊り金具 (扉体, 固定部)	曲げ応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	5.0	135.0	0.04
	せん断応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.6	75.0	0.01
	合成応力度 (水平方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	5.1	148.5	0.04
	曲げ応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.1	135.0	0.01
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	0.2	75.0	0.01
	合成応力度 (鉛直方向) 〈A 断面〉 (N/mm ²)	1.2	148.5	0.01
	せん断応力度 (鉛直方向) 〈B 断面〉 (N/mm ²)	2.5	75.0	0.04
吊り手	曲げ応力度 (水平方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	25.3	135.0	0.19
	引張応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	0.5	135.0	0.01
	合成応力度 (鉛直方向) 〈C 断面〉 (N/mm ²)	25.8	135.0	0.20
	せん断応力度 〈D 断面〉 (N/mm ²)	3.1	75.0	0.05
吊りピン	曲げ応力度 〈E 断面〉 (N/mm ²)	5.8	135.0	0.05
	せん断応力度 〈F 断面〉 (N/mm ²)	1.1	75.0	0.02
戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.1	202.5	0.01
集水柵 (戸当り部コン クリート)	支圧応力度 (N/mm ²)	0.04	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.01	0.6	0.02
アンカーボルト 〈M16〉	引抜き力 (N/本)	4562	26300	0.18
	せん断力 (N/本)	4562	18300	0.25

表 6-1(8) 耐震評価結果（屋外排水路逆止弁⑬）（1/2）

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	2.5	135.0	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	3.9	135.0	0.03
	せん断応力度 (N/mm ²)	1.4	75.0	0.02
	合成応力度 (N/mm ²)	4.6	148.5	0.04
補助縦桁	曲げ応力度（引張）(N/mm ²)	0.9	135.0	0.01
	曲げ応力度（圧縮）(N/mm ²)	0.7	116.1	0.01
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.3	75.0	0.01
	合成応力度 (N/mm ²)	1.0	148.5	0.01
吊り金具 （扉体，固定部）	曲げ応力度（水平方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	8.2	135.0	0.07
	せん断応力度（水平方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	0.9	75.0	0.02
	合成応力度（水平方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	8.3	148.5	0.06
	曲げ応力度（鉛直方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	2.7	135.0	0.02
	せん断応力度（鉛直方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	0.8	75.0	0.02
	合成応力度（鉛直方向） 〈A断面〉(N/mm ²)	3.0	148.5	0.03
	せん断応力度（鉛直方向） 〈B断面〉(N/mm ²)	14.9	75.0	0.20
吊り手	曲げ応力度（水平方向） 〈C断面〉(N/mm ²)	52.4	135.0	0.39
	引張応力度（鉛直方向） 〈C断面〉(N/mm ²)	2.9	135.0	0.03
	合成応力度（鉛直方向） 〈C断面〉(N/mm ²)	55.3	135.0	0.41
	せん断応力度 〈D断面〉(N/mm ²)	10.5	75.0	0.14

表 6-1(8) 耐震評価結果 (屋外排水路逆止弁⑬) (2/2)

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
吊りピン	曲げ応力度 (E 断面) (N/mm ²)	28.0	135.0	0.21
	せん断応力度 (F 断面) (N/mm ²)	4.5	75.0	0.06
集水柵 (戸当り部コン クリート)	支圧応力度 (N/mm ²)	0.1	8.8	0.02
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.02	0.6	0.04
アンカーボルト (M24)	引抜き力 (N/本)	4360	63400	0.07
	せん断力 (N/本)	4360	35300	0.13

7. 集水樹の耐震評価

7.1 集水樹の構造概要

集水樹は、底版と3面又は4面の壁からなる鉄筋コンクリート構造物であり、支持形式の違いにより、防波壁（波返重力擁壁）、防波壁（逆T擁壁）及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）にアンカー筋により固定するもの（以下「集水樹（防波壁部）」という。）と十分な支持性能を有する改良地盤に設置するもの（以下「集水樹（改良地盤部）」という。）に区分される。

集水樹に要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、構造部材の支持性能評価（集水樹（防波壁部）が対象）及び基礎地盤の支持性能評価（集水樹（改良地盤部）が対象）を行う。

集水樹の位置図を図7-1に、構造図を図7-2に、蓋の材料一覧を表7-1に示す。

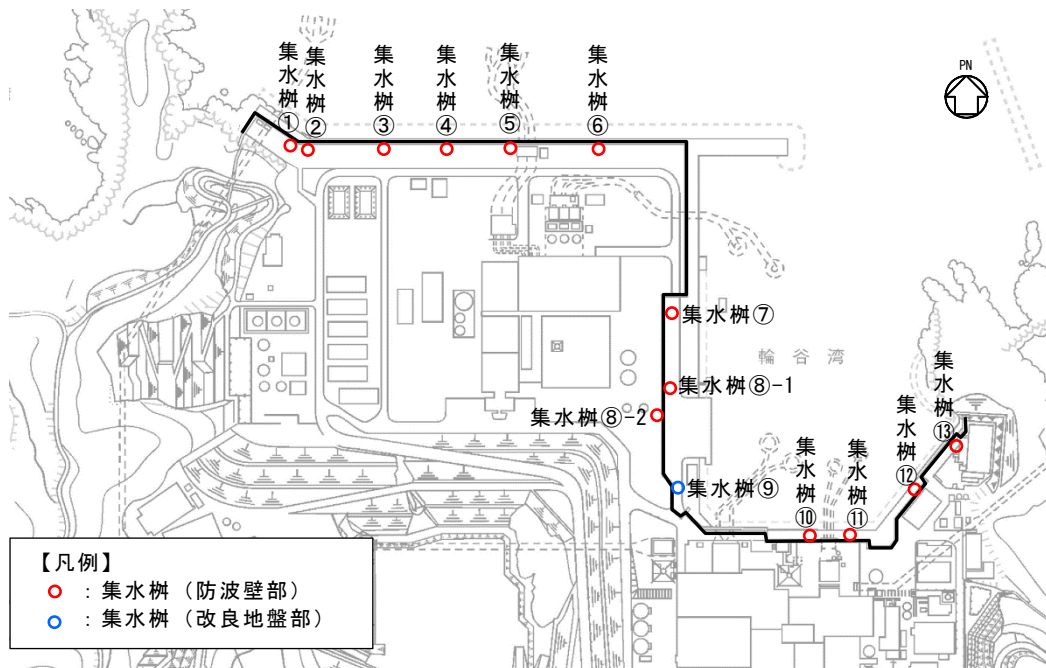
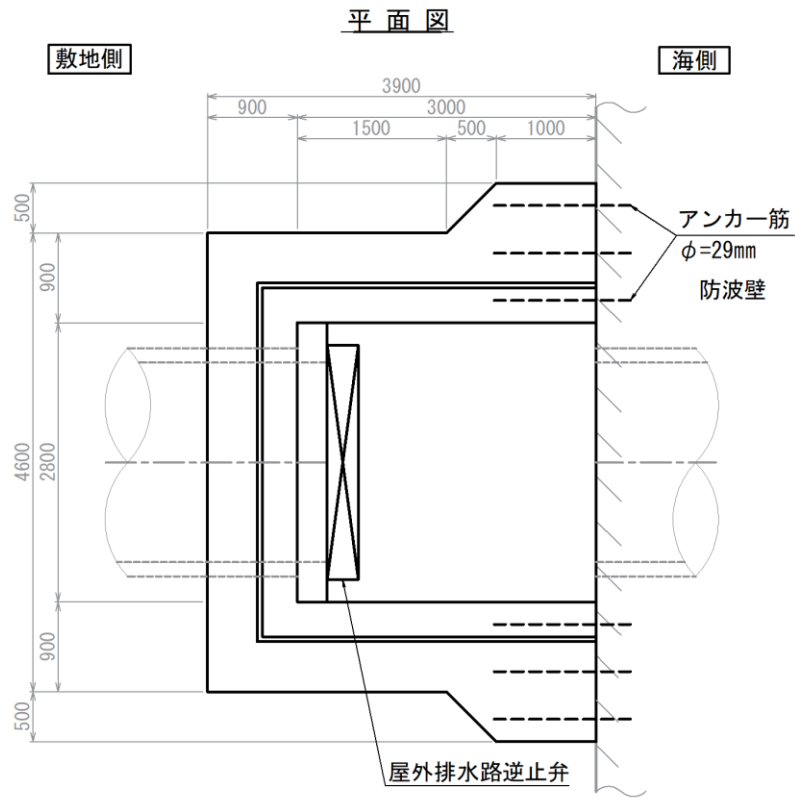
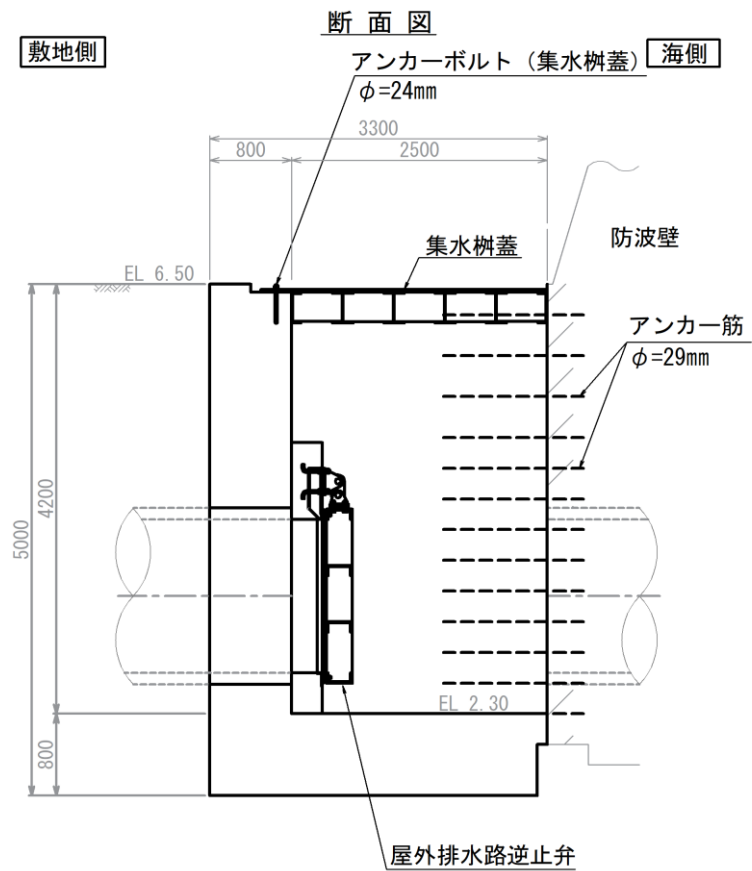
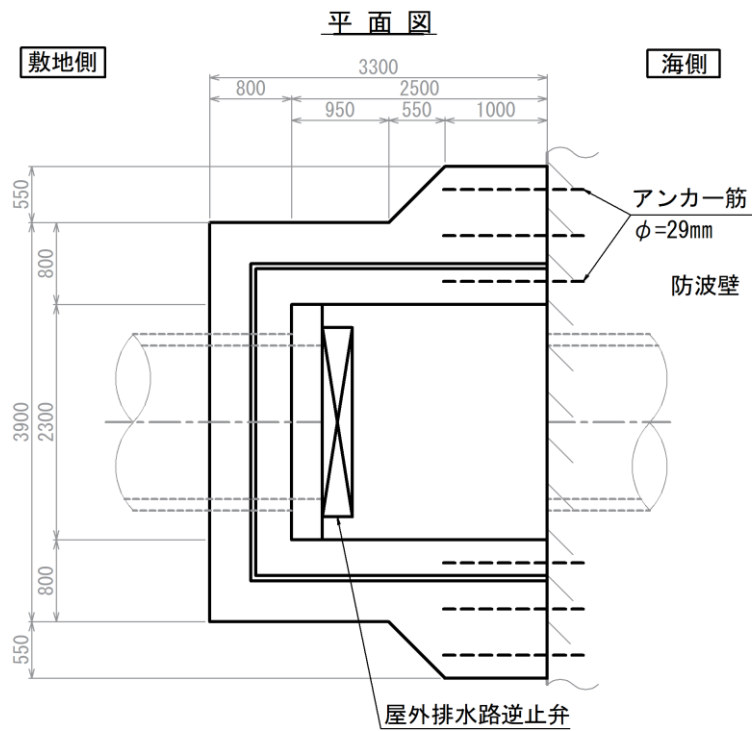


図7-1 集水樹位置図



(単位:mm)

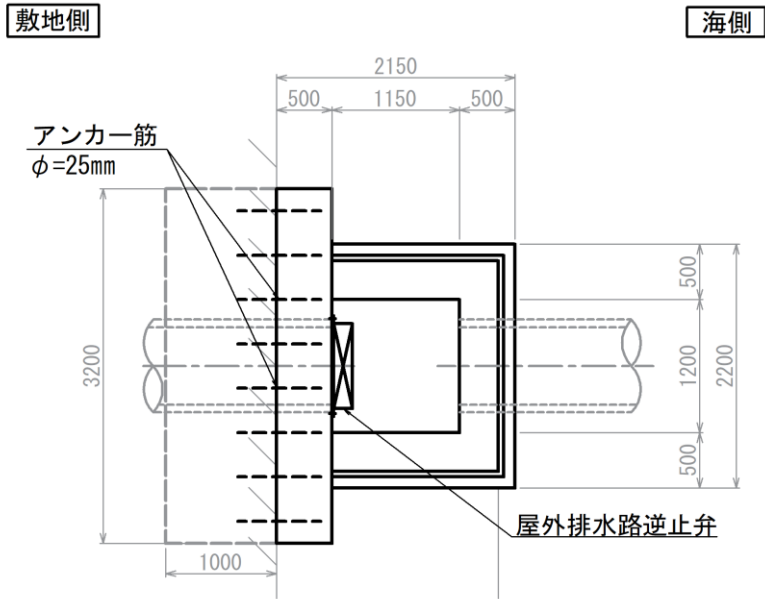
図 7-2(1) 集水樹 (防波壁部, 屋外排水路逆止弁①) 構造図
2.4.1.1-301



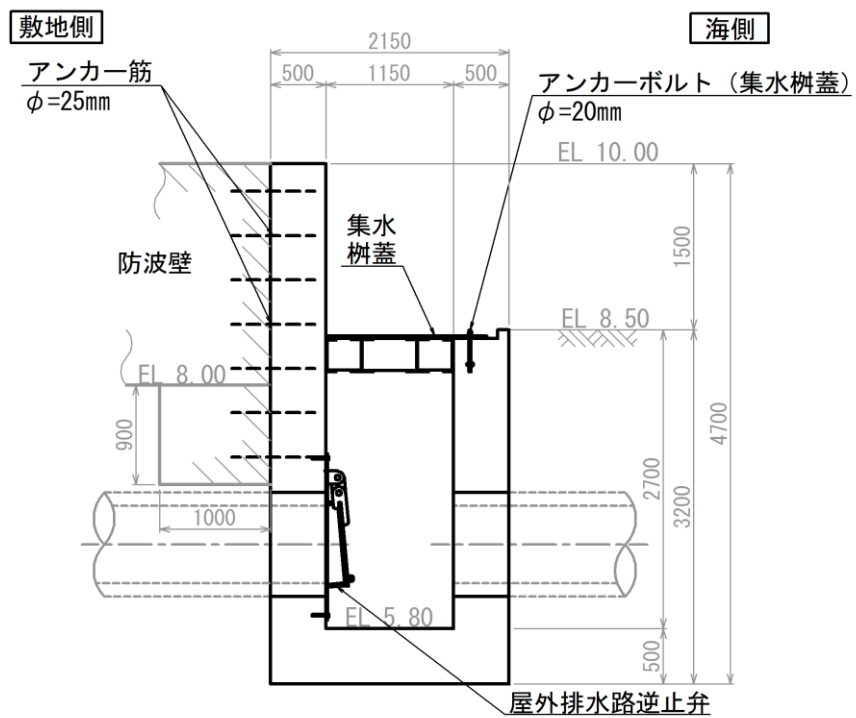
(単位: mm)

図 7-2(2) 集水榭 (防波壁部, 屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥) 構造図
2.4.1.1-302

平面図



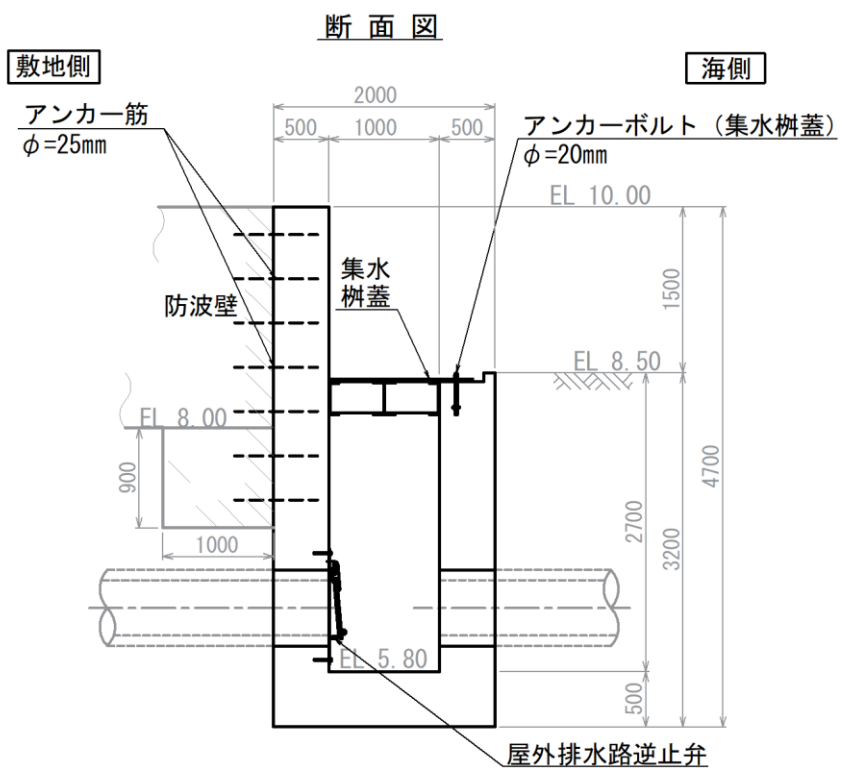
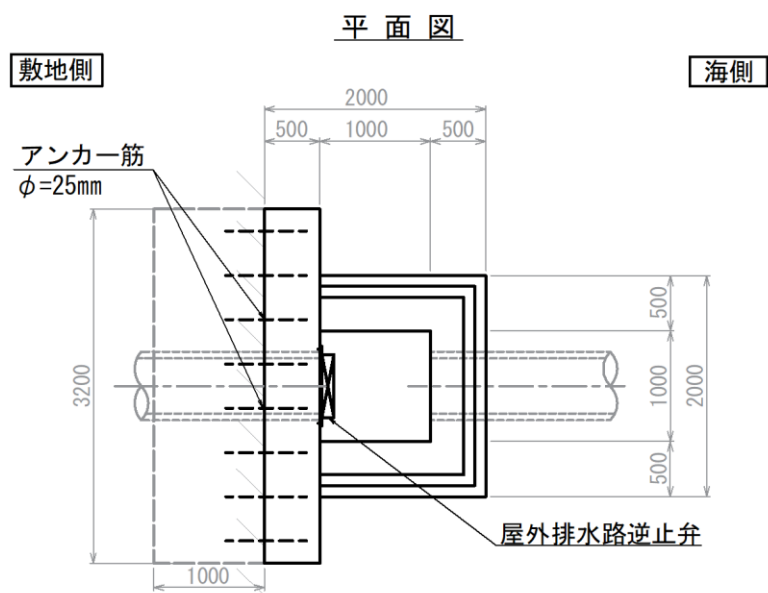
断面図



(単位:mm)

注：集水桝のアンカー筋固定のため EL 8.00 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

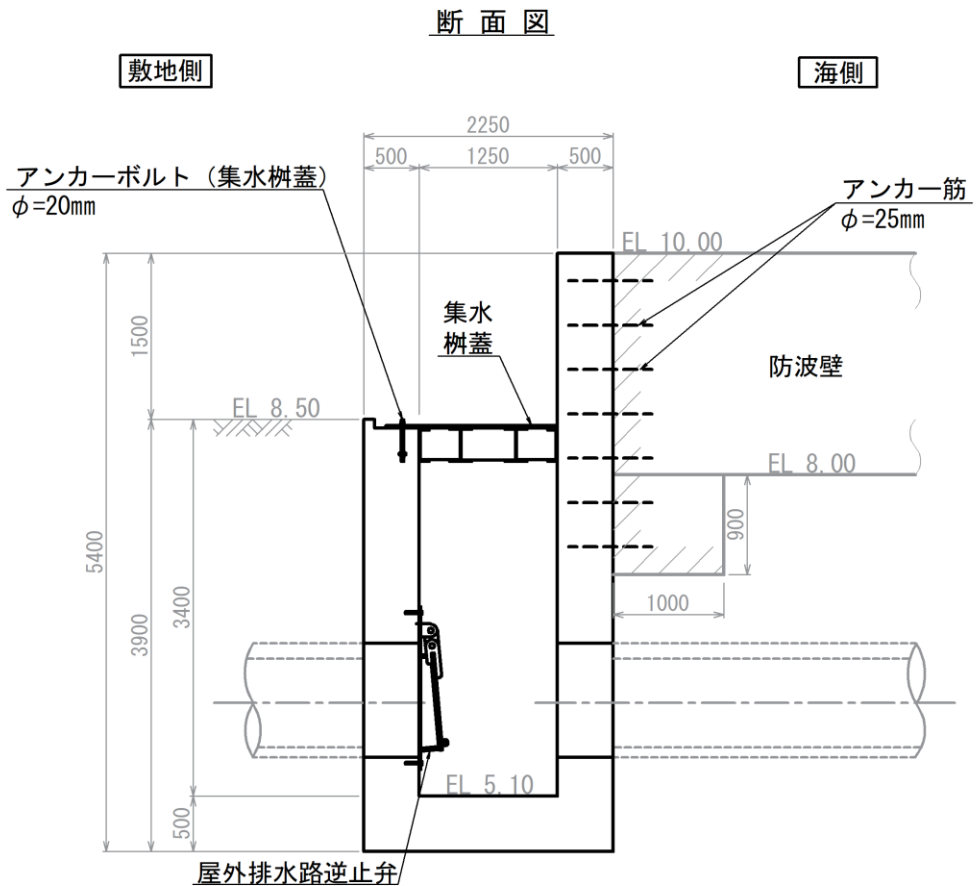
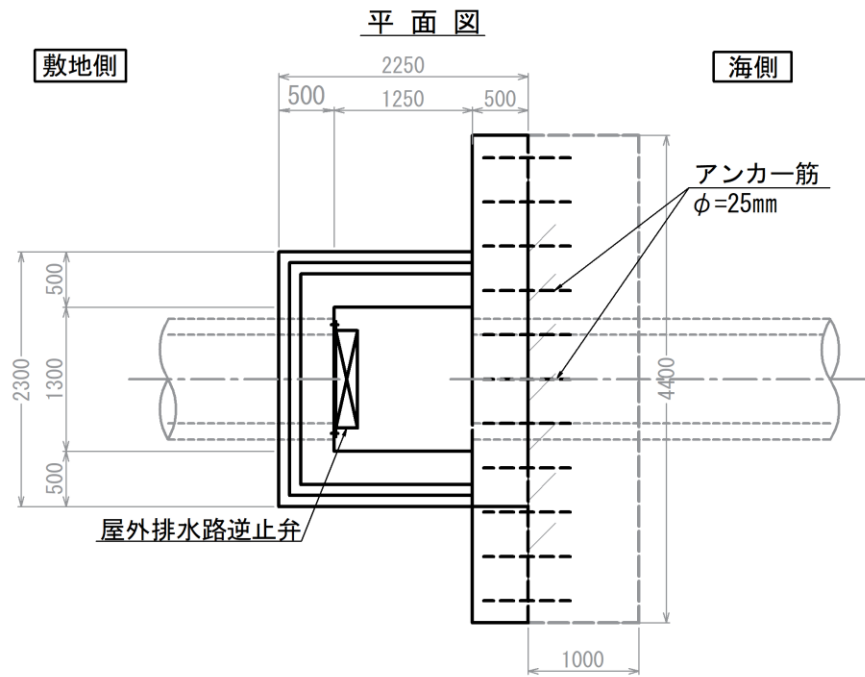
図 7-2(3) 集水桝 (防波壁部, 屋外排水路逆止弁⑦) 構造図



(単位:mm)

注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.00 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

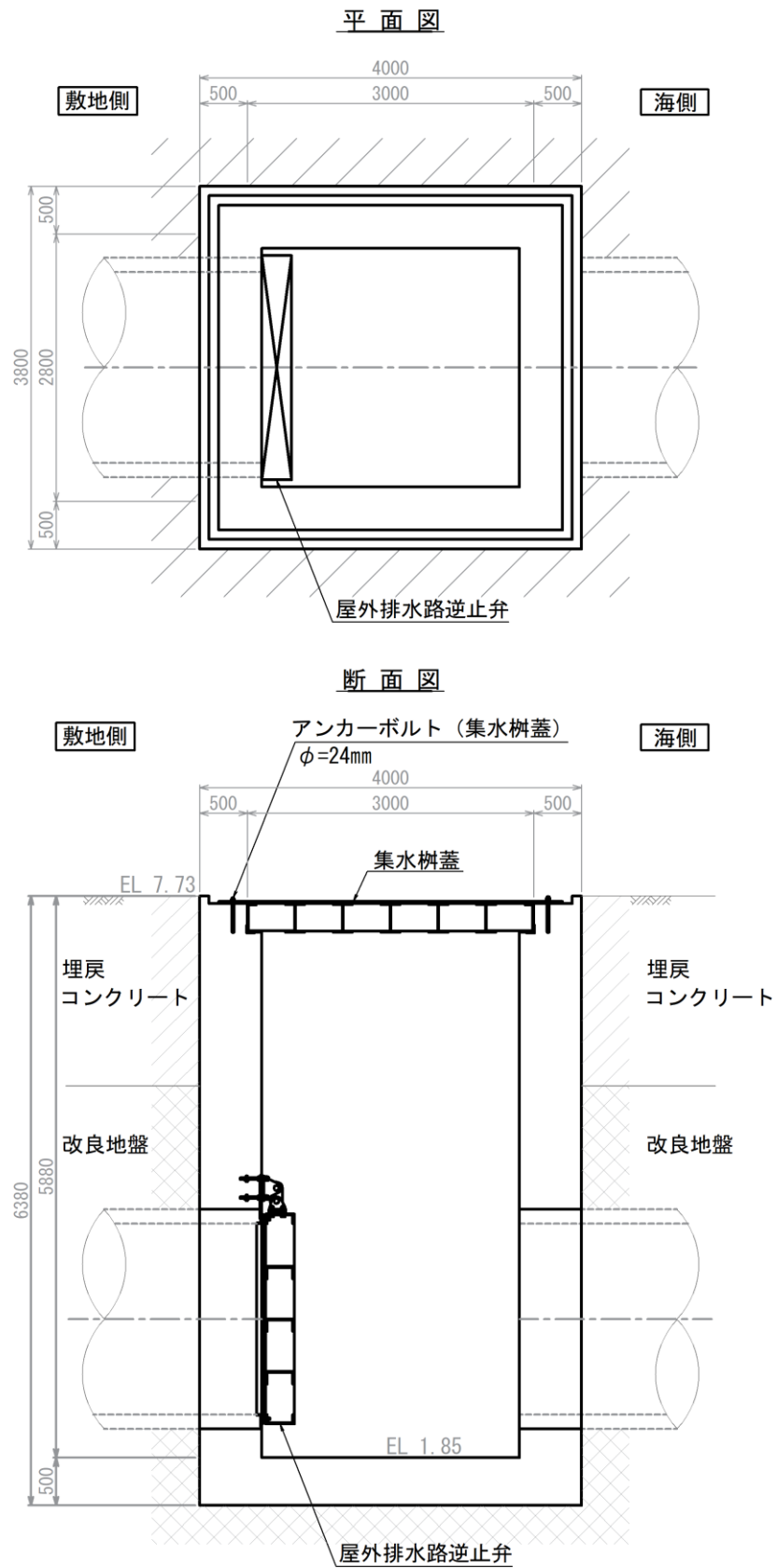
図 7-2(4) 集水柵(防波壁部, 屋外排水路逆止弁⑧-1)構造図



(単位:mm)

注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.00 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

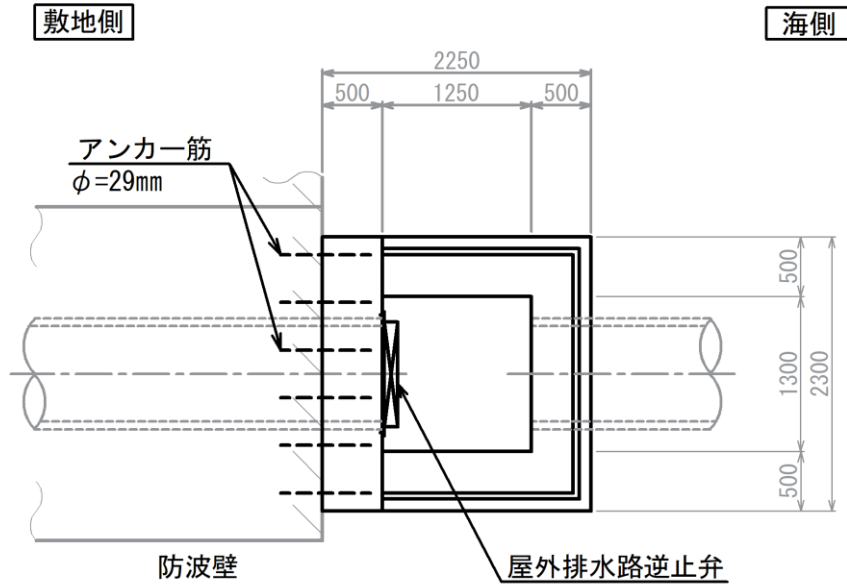
図 7-2(5) 集水柵(防波壁部, 屋外排水路逆止弁⑧-2)構造図



(単位:mm)

図 7-2 (6) 集水樹(改良地盤部, 屋外排水路逆止弁⑨)構造図

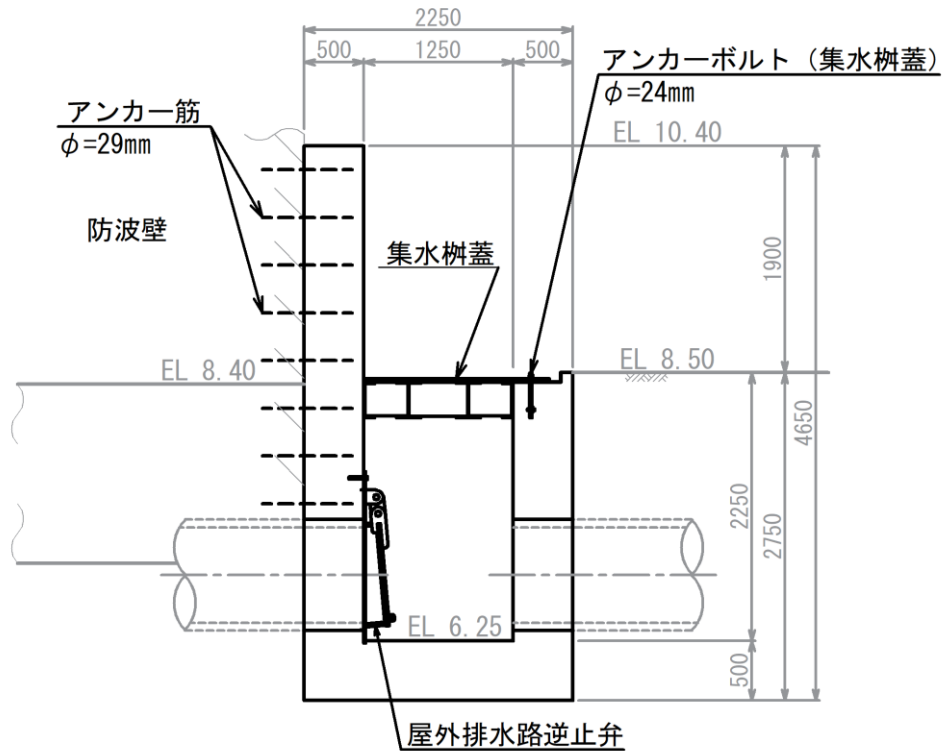
平面図



敷地側

断面図

海側

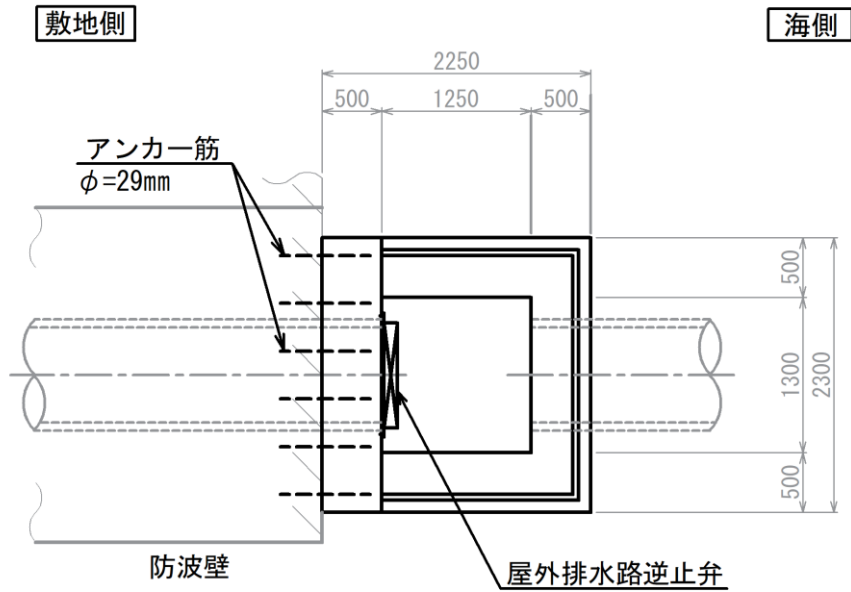


(単位:mm)

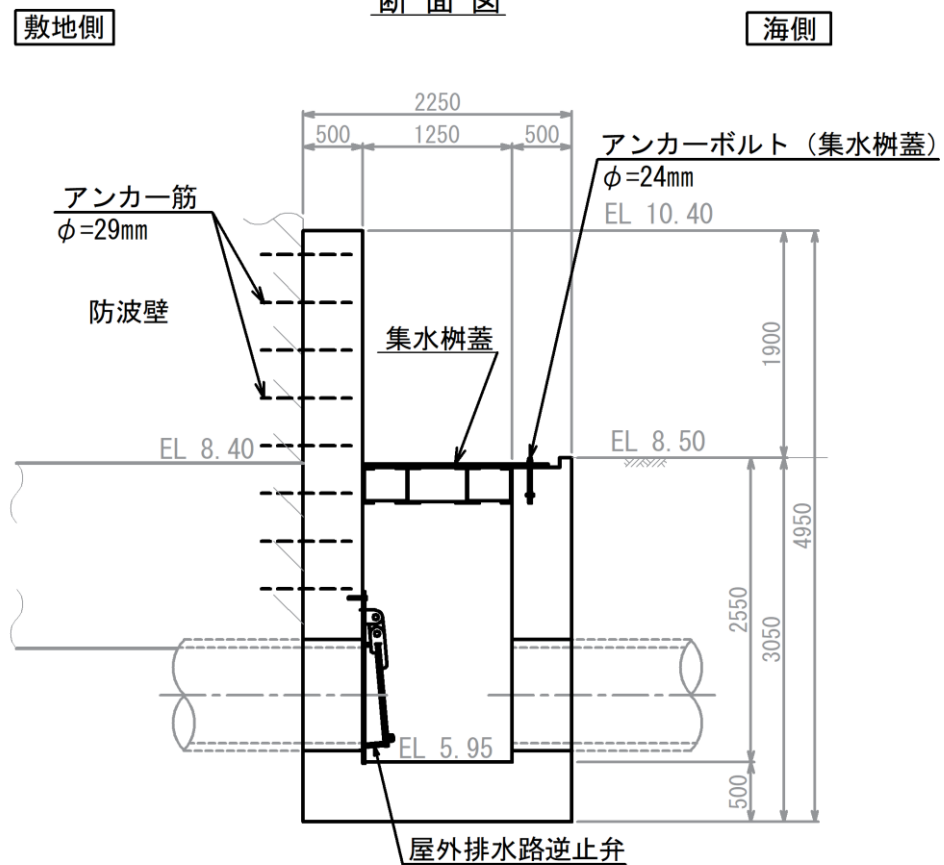
注：集水樹のアンカー筋固定のため EL 8.40 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 7-2(7) 集水樹(防波壁部, 屋外排水路逆止弁⑩)構造図

平面図



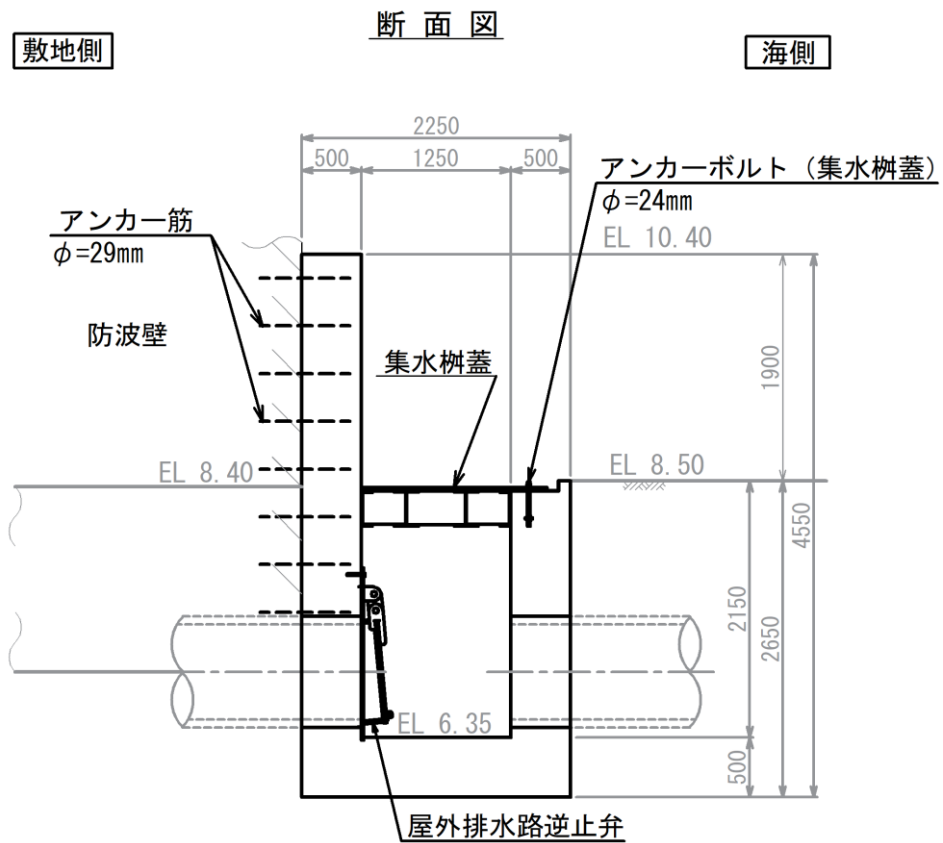
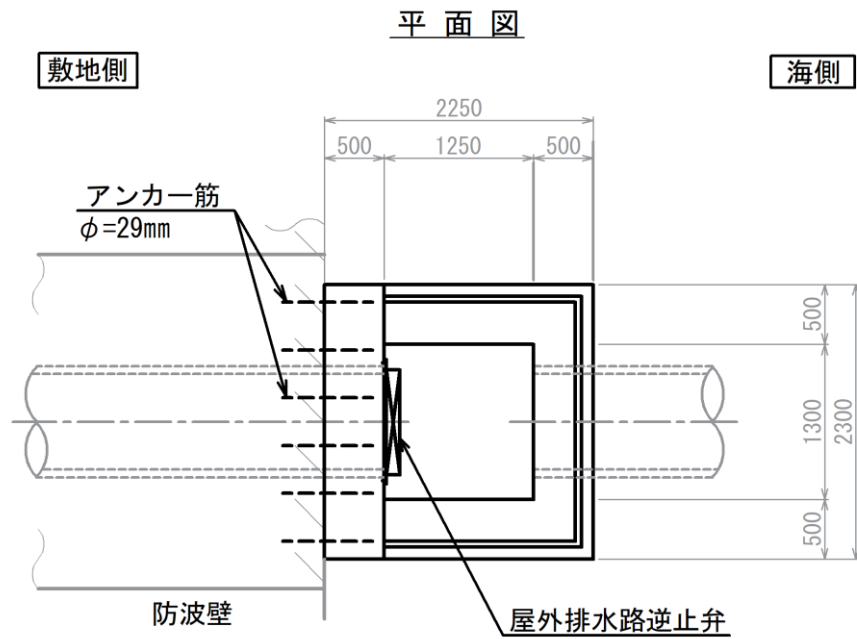
断面図



(単位:mm)

注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.40 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 7-2(8) 集水柵(防波壁部, 屋外排水路逆止弁①)構造図

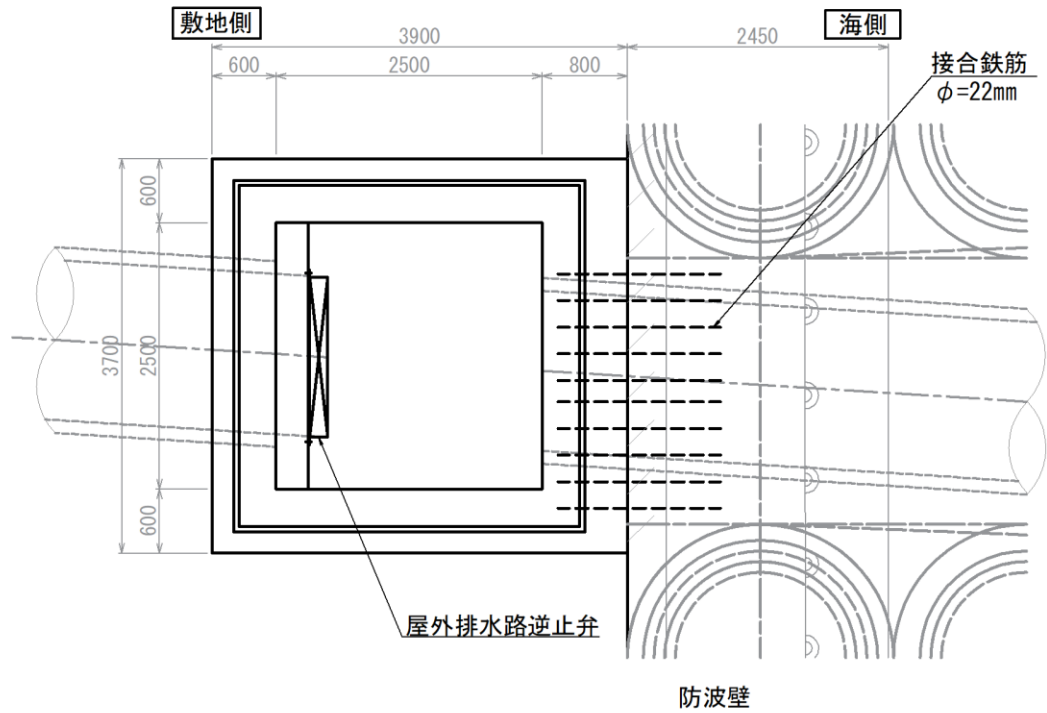


(単位:mm)

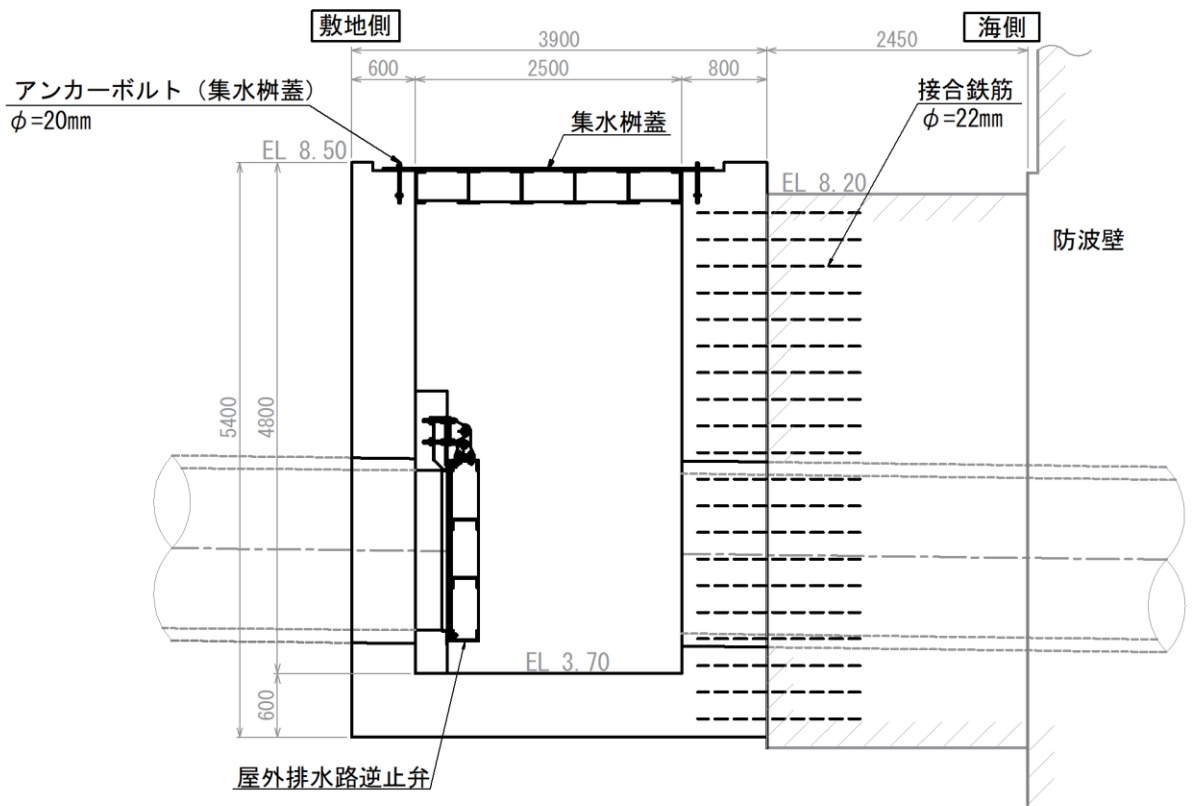
注：集水柵のアンカー筋固定のため EL 8.40 より下方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 7-2(9) 集水柵(防波壁部, 屋外排水路逆止弁②)構造図

平面図



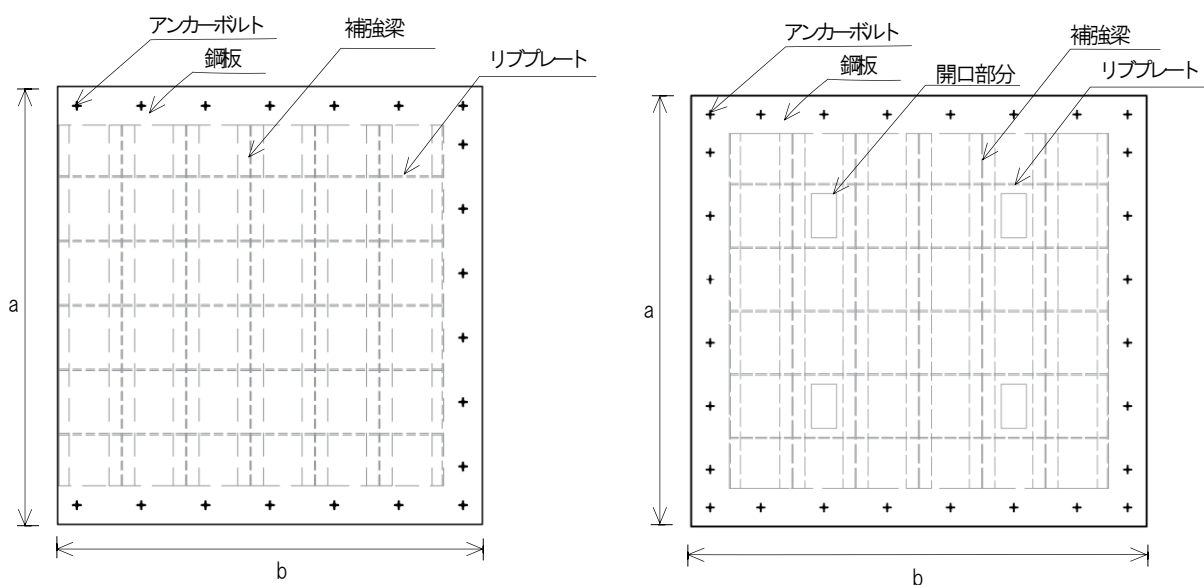
断面図



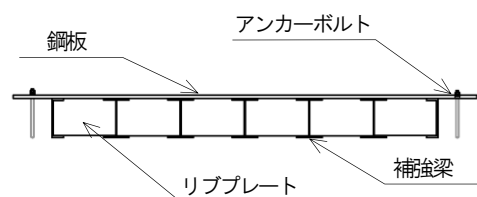
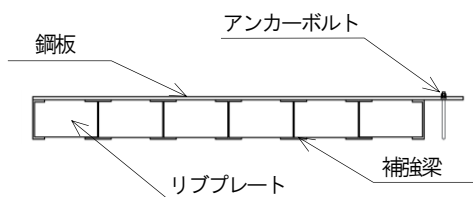
(単位:mm)

注：集水枳のアンカー筋固定のため側方に防波壁の躯体コンクリートを打ち増し

図 7-2(10) 集水枳(防波壁部, 屋外排水路逆止弁⑬)構造図



平面図



側面図

【a (mm) × b (mm) , 補強梁本数】

- 3400 × 3300, 7本 : ①
- 3100 × 3100, 6本 : ⑬
- 2900 × 2800, 6本 : ②, ③, ④, ⑤, ⑥
- 1900 × 1550, 4本 : ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫
- 1800 × 1450, 4本 : ⑦
- 1600 × 1300, 3本 : ⑧-1

【a (mm) × b (mm) , 補強梁本数】

- 3400 × 3600, 7本 : ⑨

図 7-2(11) 集水桝蓋 構造図

表 7-1 集水桝蓋材料

設置名称	材料	a (mm)	b (mm)	補強梁 (本)	リブプレート (本)
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	SS400	3400	3300	7	5
集水桝（屋外排水路 逆止弁②，③，④， ⑤，⑥）	SS400	2900	2800	6	4
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	SS400	1800	1450	4	2
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	SS400	1600	1300	3	1
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	SS400	1900	1550	4	2
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑨）	SS400	3400	3600	7	5
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩，⑪，⑫）	SS400	1900	1550	4	2
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑬）	SS400	3100	3100	6	4

7.2 評価方針

集水桝の耐震評価は、「8. 集水桝の耐震評価方法」に示す方法により評価し、「9. 集水桝の耐震評価結果」から、集水桝の評価対象部位の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

集水桝の耐震評価においては、その構造を踏まえ、地震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 集水桝（防波壁部）

集水桝の耐震評価は、屋外排水路逆止弁と同様に、集水桝①，②，③，④，⑤，⑥の耐震評価については、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」により得られた地震荷重に対して、集水桝⑦，⑧-1，⑧-2の耐震評価については、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」により得られた地震荷重に対して、集水桝⑩，⑪，⑫，⑬の耐震評価については、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」により得られた地震荷重に対して、設計基準対象施設の評価として、表7-2の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び集水桝の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び集水桝の支持性能評価を実施することで、集水桝が構造強度を有すること及び屋外排水路逆止弁を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材のうち集水桝（底版，側壁）及び集水桝蓋の健全性評価については、発生する応力が許容限界以下であることを確認する。また、アンカーボルト（集水桝蓋）については、発生するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

集水桝の支持性能評価については、集水桝が防波壁とアンカー筋又は接合鉄筋により固定することから、防波壁とのアンカー筋又は接合鉄筋に発生する引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

なお、集水桝の固定のため、防波壁の躯体にコンクリートを打ち増ししている箇所があるが、打ち増しコンクリートのアンカー筋の照査等については、参考資料2に示す。

集水桝（防波壁部）の耐震評価フローを図7-3に示す。

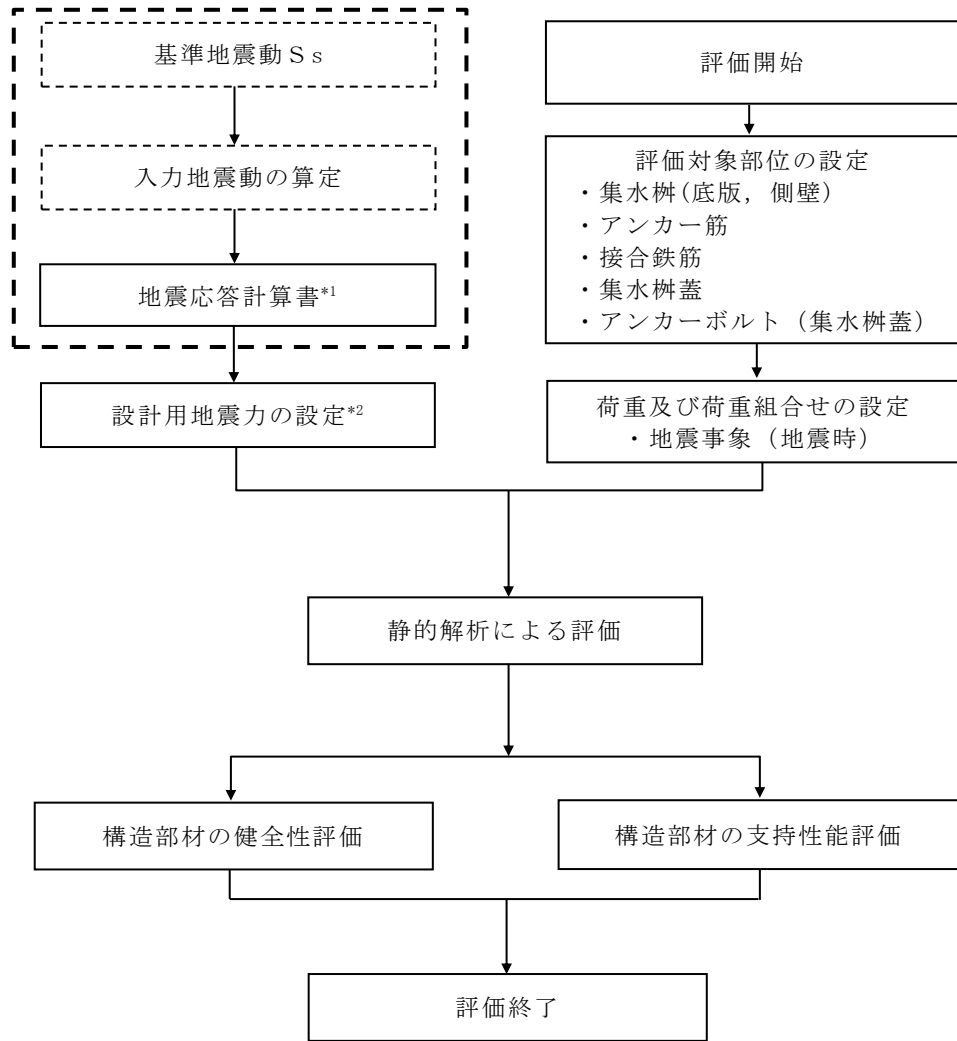
表 7-2(1) 集水桝（防波壁部）の評価項目
 (集水桝①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩, ⑪, ⑫)

評価方針	評価項目	評価対象部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	集水桝 (底版, 側壁)	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度
		集水桝蓋		
		アンカーボルト (集水桝蓋)	発生するせん断力が許容限界を下回ることを確認	許容せん断力
止水性を損わないこと	構造部材の支持性能	アンカー筋	発生する引張力及びせん断力が許容限界を下回ることを確認	許容引張力及び許容せん断力

表 7-2(2) 集水桝（防波壁部）の評価項目 (集水桝⑬)

評価方針	評価項目	評価対象部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	集水桝 (底版, 側壁)	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度
		集水桝蓋		
		アンカーボルト (集水桝蓋)	発生するせん断力が許容限界を下回ることを確認	許容せん断力
止水性を損わないこと	構造部材の支持性能	接合鉄筋	発生する引張応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度

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」
 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」



注記*1：地震応答解析は、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」の結果を用いる。
 *2：地震応答解析にて算出された最大加速度による設計用地震力を設定する。

図 7-3 集水柵（防波壁部）の耐震評価フロー

(2) 集水桝（改良地盤部）

集水桝（改良地盤部）の耐震評価は地震応答解析により得られた地震荷重に対して、設計基準対象施設の評価として、表 7-3 及び図 7-4 に示すとおり構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価においては、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき応力解析による評価を行うことで、地震時の構造強度の確認を行う。

基準地震動 S_s を対象とした地震応答解析により集水桝位置での変位を抽出するとともに、フレーム解析に用いる地盤ばね設定のため等価剛性を算出する。

次に、集水桝を線形はり要素にてモデル化し、応答変位法によるフレーム解析を実施する。地震荷重から算定した断面力に基づき発生応力を算出し、許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認する。

集水桝（改良地盤部）の耐震評価フローを図 7-4 に示す。

表 7-3 集水桝（改良地盤部）の評価項目
(集水桝⑨)

評価方針	評価項目	評価対象部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	集水桝 (底版, 側壁)	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度
		集水桝蓋		
		アンカーボルト (集水桝蓋)	発生するせん断力が許容限界を下回ることを確認	許容せん断力
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

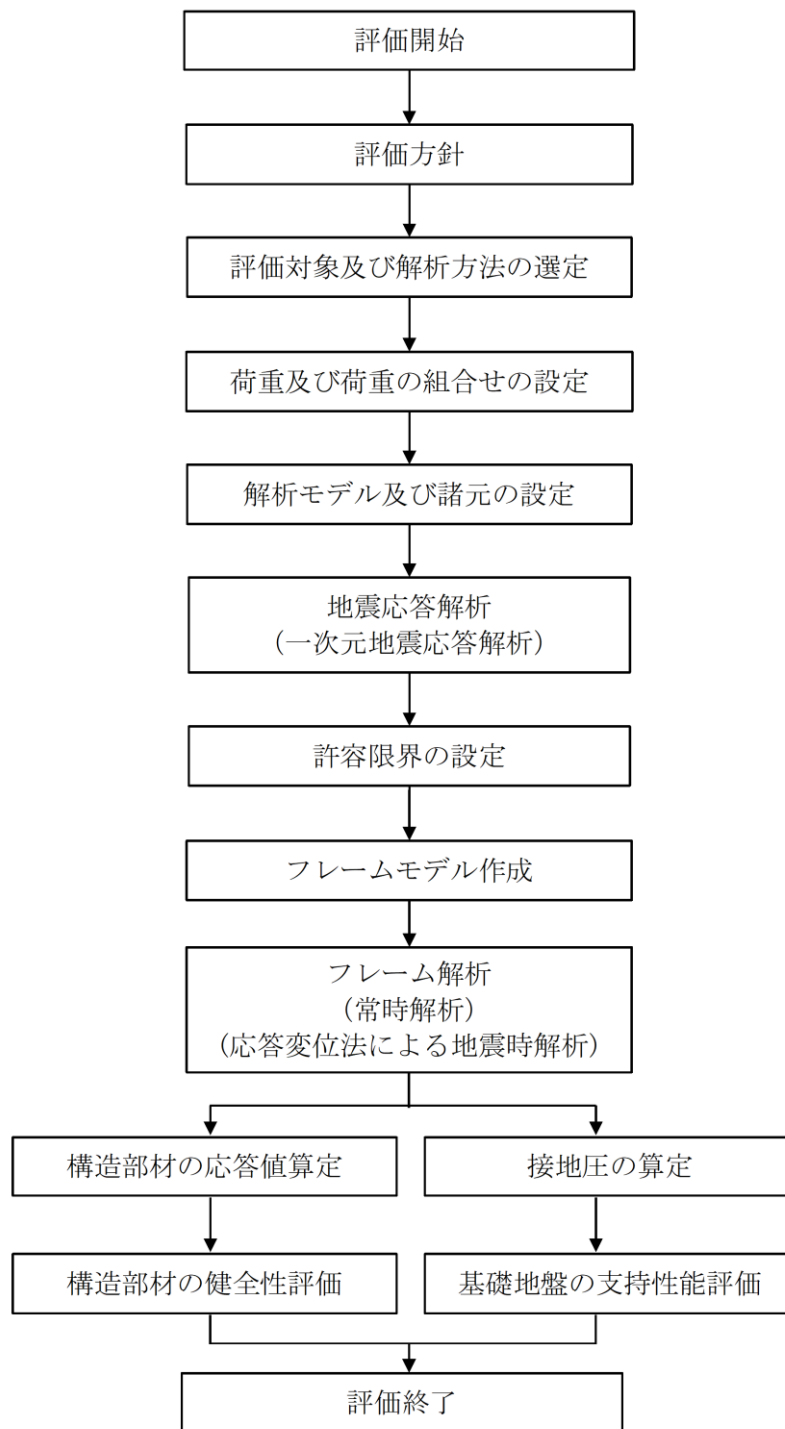


図 7-4 集水柵（改良地盤部）の耐震評価フロー
（集水柵⑨）

7.3 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。規格・基準等の主な適用範囲を表 7-4 に示す。

- (1) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- (2) 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 日本電気協会)
- (4) 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)
- (5) 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 ((社) 土木学会原子力土木委員会, 2005 年 6 月)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月)

表 7-4 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類	原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 日本電気協会)	-
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・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 ((社) 日本道路協会, 平成 24 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) 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 ((社) 土木学会原子力土木委員会, 2005 年 6 月)	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	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) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((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

8. 集水桝の耐震評価方法

8.1 設計用地震力及び評価対象部位

8.1.1 集水桝（防波壁部）

(1) 設計用地震力

集水桝（防波壁部）の設計用地震力は「5.4 設計用地震力」に示す地震力とする。

(2) 評価対象部位

構造部材の健全性評価対象部位は、集水桝の底版と側壁、集水桝蓋及び集水桝と集水桝蓋を接合するアンカーボルトとする。集水桝の支持性能の評価対象部位は、集水桝を防波壁に固定するアンカー筋及び接合鉄筋とする。

8.1.2 集水桝（改良地盤部）

(1) 設計用地震力

集水桝（改良地盤部）の設計用地震力は「5.4 設計用地震力」に示す地震力とする。

(2) 評価対象部位

構造部材の健全性評価対象部位は、集水桝の底版と側壁、集水桝蓋及び集水桝と集水桝蓋を接合するアンカーボルトとする。基礎地盤の評価対象地盤は、集水桝（改良地盤部）を支持する改良地盤とする。

8.2 荷重及び荷重の組合せ

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

8.2.1 荷重の設定

集水桝の耐震評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆止弁及び蓋の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

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

(4) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

8.2.2 荷重の組合せ

集水桝における荷重の組合せを表8-1に示す。

表 8-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	$G + P + P_s + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

表 8-1(2) 荷重の組合せ (詳細)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	屋外排水路逆止弁及び集水柵蓋の荷重を考慮する。
		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。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水圧は考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.7kN/m ²) を集水柵蓋に対して考慮する。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発 荷重	水平地震動		○	基準地震動 S _s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。
	地震時土圧		○	基準地震動 S _s による地震応答解析により設定する。

8.3 許容限界

許容限界の設定に用いる適用規格・基準等の適用性を表 8-2 に示す。

表 8-2 集水桝の許容限界の設定に用いる適用規格・基準等の適用性

設備	評価対象部位	許容限界の設定に用いる適用規格・基準等	適用可能な構造物	許容限界の適用性
集水桝	集水桝 (底版, 側壁)	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)	一般のコンクリート構造物等	当該評価対象部位は, 一般のコンクリート構造物であることから適用性あり。
	集水桝蓋	道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)	鋼製の上部構造	当該評価対象部位は, 集水桝上の鋼製の上部構造であることから適用性あり。
	アンカーボルト (集水桝蓋)	各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月)	R C 構造等に設備機器類等を据え付ける際のアンカーボルト等	当該評価対象部位は, 鉄筋コンクリート製の集水桝に扉体を据え付けるアンカーに該当することから適用性あり。(詳細は, 参考資料 1 に示す。)
	アンカー筋	メーカー評価式による評価及び各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月)	R C 構造等に設備機器類等を据え付ける際のアンカーボルト等	当該評価対象部位は, 鉄筋コンクリート製の集水桝に扉体を据え付けるアンカーに該当することから適用性あり。(詳細は, 参考資料 1 に示す。)
	接合鉄筋	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)	一般のコンクリート構造物等	当該評価対象部位は, 一般のコンクリート構造物の鉄筋に該当することから適用性あり。

8.3.1 集水桝

集水桝（底版，側壁）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）」に基づき，表8-3に示す短期許容応力度とする。

表8-3 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=24$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5*
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.675*
鉄筋 (SD345)	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2}	294*

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

8.3.2 アンカー筋

集水桝のアンカー筋の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」及びアンカーメーカーにて実施した試験を踏まえた耐力評価式に基づき，表8-4に示す許容引張力及び許容せん断力とする。

アンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について参考資料1に示す。

表8-4 アンカー筋の許容限界

設備名称	アンカー径	許容引張力 (kN/本)	許容せん断力 (kN/本)	評価式
集水桝（屋外排水路逆止弁①）	D29	88.80	155.10	アンカーメーカー式
集水桝（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）		91.80	155.10	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑦）	D25	105.40	98.10	各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-1）		105.40	98.10	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-2）		105.40	98.10	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑩）	D29	108.80	95.50	アンカーメーカー式
集水桝（屋外排水路逆止弁⑪）		108.80	95.50	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑫）		108.80	95.50	

(1) 許容限界の算定方法

(a) 許容引張力

イ 集水桙（屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥，⑩，⑪，⑫）

アンカー筋 1 本当たりの許容引張力は，以下のアンカーメーカ式で算定されるアンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 p_{a4} ，コンクリートの破壊により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 p_{a5} ，及び付着破壊により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 p_{a6} のうち小さい値とする。

$$p_{a4} = \phi_4 \times_s \sigma_y \times_{sc} a$$

$$p_{a5} = \phi_5 \times 0.75 \times P_U$$

$$p_{a6} = \phi_6 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d_a \times L$$

ここで，

p_{a4} : アンカー筋の降伏により決まる許容引張力 (N)

p_{a5} : コンクリートの破壊により決まる許容引張力 (N)

p_{a6} : 接着系アンカーの付着破壊により決まる許容引張力 (N)

ϕ_i : 低減係数（短期： $\phi_4=1.0$ ， $\phi_5=\phi_6=0.6$ ）

$_s \sigma_y$: アンカー筋の規格降伏強度 (N/mm²)

$_{sc} a$: アンカー筋の軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値 (mm²)

P_U : 最大引張強度 (N)

$$P_U = 0.31 \times \sqrt{F_c} \times A_c$$

A_c : 有効水平投影面積 (mm²)

$$A_c = \pi \times L_c \times (L_c + d)$$

L_c : コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ (mm)

$$L_c = 180 + 0.6 \times (L - 180)$$

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

0.75 : 各種アンカーボルト設計指針 (建築学会) のメカニカルアンカーボルトに準拠 (施工係数)

τ_B : 単位面積あたりの平均付着強度 (N/mm²)。 $\tau_B = \alpha_2 \times \sqrt{F_c/21}$

α_2 : 付着強度係数 $\alpha_2 = 12$ (乾孔)

L : 埋込み長 (mm)

d_a : アンカー筋の径 (mm)

ロ 集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）

アンカー筋 1 本当たりの許容引張力は，以下の「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」で算定されるアンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 p_{a1} ，及びアンカー筋の付着力により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 p_{a3} のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_y \times s c a$$

$$p_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

ここで，

p_{a1} : アンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 (kN)

p_{a3} : アンカー筋の付着力により決まる場合のアンカー筋 1 本当たりの許容引張力 (kN)

ϕ_i : 低減係数 (短期: $\phi_1=1.0$, $\phi_2=\phi_3=2/3$)

$s \sigma_y$: アンカー筋の規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: アンカー筋の断面積 (mm²)

d_a : アンカー筋の径 (mm)

l_{ce} : アンカー筋の強度算定用埋込み長さで，
 $l_{ce} = l_e - 2 d_a$ とする (mm)

l_e : アンカー筋の有効埋込み長さ (mm)

τ_a : アンカー筋の引張力に対する付着強度 (N/mm²)

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

α_n : 付着強度の低減係数 ($n=1, 2, 3$)

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

ただし， $(c_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は $(c_n/l_e) = 1.0$ ， $l_e \geq 10$

d_a の場合は $l_e = 10 d_a$ とする

τ_{bavg} : アンカー筋の基本平均付着強度で表 8-5 から注入方式の有機系の値を用いる (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

c_n : へりあき寸法，又は，アンカー筋ピッチ a の 1/2 で

$c_n = a_n/2$ ($n=1\sim3$) とする (mm)

表 8-5 接着系アンカー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	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

(b) 許容せん断力

イ 集水桝（屋外排水路逆止弁①，②，③，④，⑤，⑥，⑩，⑪，⑫）

アンカー筋 1 本当たりの許容せん断力 q_a は，埋込み短・長，埋込み位置（へりあきの有無），それぞれのケースに合わせて計算する。

一般に埋込み長が十分 ($L \geq 7d$)，かつ，へりあき寸法が十分に確保されている場合はボルトの軸部の破断で決まり，ボルトのせん断強度により算出する。

アンカーボルトの埋込み長が短い ($L < 7d$) 場合はアンカーボルトがコンクリートに押し付けられることによるコンクリートの支圧破壊の算定を行う。

さらに，アンカーボルトも埋込み位置として，へりあき寸法が十分に確保されていない場合は，有効水平投影面積 (A_{c1}) を用いてコンクリートの破壊についての算定を行う。

埋込み長が 7 d 以上 $q_{a4} = \phi_4 \times 0.7 \times_s \sigma_y \times_{sc} a$

埋込み長が 7 d より短い $q_{a4} = \phi_5 \times 0.4 \times_{sc} a \times \sqrt{(E_c \times F_c)}$

へりあき寸法 < 埋込み長 $q_{a5} = \phi_6 \times 0.23 \times \sqrt{(F_c)} \times A_{c1}$

ここで，

q_{a4} : 許容せん断力 (N)

q_{a5} : コンクリート破壊（へりあき寸法小）による場合の許容せん断力 (N)

ϕ_i : 低減係数（短期： $\phi_4=1.0$ ， $\phi_5=\phi_6=0.6$ ）

$_s \sigma_y$: アンカー筋の規格降伏強度 (N/mm²)

$_{sc} a$: アンカー筋のせん断を受ける部分の断面積 (mm²)

ただし，ねじ部がせん断を受ける場合は，有効断面積 (mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²) $E_c=2.1 \times 10^4$

A_{c1} : 有効投影面積 (mm²) $A_{c1}=1/2 \times \pi \times a^2$

a : へりあき長 (mm)

ロ 集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）

アンカー筋 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筋のせん断強度により決まる場合のアンカー筋 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筋 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筋 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} : アンカー筋のせん断強度により決まる場合のアンカー筋 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アンカー筋 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アンカー筋 1 本当たりの許容せん断力 (kN)
- ϕ_i : 低減係数 (短期: $\phi_1=1.0$, $\phi_2=2/3$)
- $s \sigma_{qa}$: 接着系アンカー筋のせん断強度で，規格降伏点強度 $\times 0.7$ とする (N/mm²)
- $s_c a$: アンカー筋の断面積 (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

アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値を表 8-6 に示す。

表 8-6(1) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水柵 (屋外排水路逆止弁①))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_4	—	低減係数	1
${}_s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏強度	345
${}_{sc}a$	mm ²	アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値	642.4
ϕ_5	—	低減係数	0.6
ϕ_6	—	低減係数	0.6
P_U	N	最大引張強度	197374
A_c	mm ²	有効水平投影面積	129964
L_c	mm	コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ	348
τ_B	N/mm ²	単位面積あたりの平均付着強度	12.83
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
α_2	—	付着強度係数	12
L	mm	埋込み長	348
d_a	mm	アンカー筋の径	29

表 8-6(2) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水桝 (屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_4	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏強度	345
sca	mm ²	アンカー筋の軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値	642.4
ϕ_5	—	低減係数	0.6
ϕ_6	—	低減係数	0.6
P_u	N	最大引張強度	204018
A_c	mm ²	有効水平投影面積	134339
L_c	mm	コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ	348
τ_B	N/mm ²	単位面積あたりの平均付着強度	12.83
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
α_2	—	付着強度係数	12
L	mm	埋込み長	348
d_a	mm	アンカー筋の径	29

表 8-6(3) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水桝 (屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-1, ⑧-2))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏点強度	345
sca	mm ²	アンカー筋の断面積	506.7
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカー筋の引張力に対する付着強度	6.1
d_a	mm	アンカー筋の径	25
l_{ce}	mm	アンカー筋の強度算定用埋込み長さ	330
l_e	mm	アンカー筋の有効埋込み長さ	355
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	0.9
α_3	—	付着強度の低減係数	0.9
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカー筋の基本平均付着強度	7.48
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, アンカー筋ピッチ a の 1/2	250
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカー筋ピッチ a の 1/2	200
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカー筋ピッチ a の 1/2	200
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカー筋のせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	385
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	24683
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	98175

表 8-6(4) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水桝 (屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_4	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏強度	345
sca	mm ²	アンカー筋の軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値	642.4
ϕ_5	—	低減係数	0.6
ϕ_6	—	低減係数	0.6
P_u	N	最大引張強度	241986
A_c	mm ²	有効水平投影面積	159339
L_c	mm	コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ	348
τ_B	N/mm ²	単位面積あたりの平均付着強度	12.83
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
α_2	—	付着強度係数	12
L	mm	埋込み長	348
d_a	mm	アンカー筋の径	29
A_{c1}	mm ²	有効投影面積	141372
a	mm	へりあき長	300

(3) 許容限界の計算

「(1) 許容引張力」及び「(2) 許容せん断力」で表される許容限界の評価式に、表 8-6 のアンカー筋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筋の許容限界値を算定する。

アンカー筋 1 本当たりの許容引張力 p_a を以下に示す。

【集水桝（屋外排水路逆止弁①）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a4}

$$\begin{aligned} p_{a4} &= \phi_4 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 345 \times 642.4 \\ &= 221.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

コンクリートの破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a5}

$$\begin{aligned} p_{a5} &= \phi_5 \times 0.75 \times P_U \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 197374 \\ &= 88.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

AR ケミカルセッターの付着破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a6}

$$\begin{aligned} p_{a6} &= \phi_6 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d_a \times L \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 12.83 \times 3.141592 \times 29 \times 348 \\ &= 183.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a4}

$$\begin{aligned} p_{a4} &= \phi_4 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 345 \times 642.4 \\ &= 221.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

コンクリートの破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a5}

$$\begin{aligned} p_{a5} &= \phi_5 \times 0.75 \times P_U \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 204018 \\ &= 91.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

AR ケミカルセッターの付着破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a6}

$$\begin{aligned} p_{a6} &= \phi_6 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d_a \times L \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 12.83 \times 3.141592 \times 29 \times 348 \\ &= 183.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 345 \times 506.7 \\ &= 174.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

アンカー筋の付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 6.1 \times 3.141592 \times 25 \times 330 \\ &= 105.30 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a4}

$$\begin{aligned} p_{a4} &= \phi_4 \times \sigma_y \times s_c \times a \\ &= 1 \times 345 \times 642.4 \\ &= 221.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

コンクリートの破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a5}

$$\begin{aligned} p_{a5} &= \phi_5 \times 0.75 \times P_U \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 241986 \\ &= 108.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

AR ケミカルセッターの付着破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a6}

$$\begin{aligned} p_{a6} &= \phi_6 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d_a \times L \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 12.83 \times 3.141592 \times 29 \times 348 \\ &= 183.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

アンカー筋 1 本当たりの許容せん断力 q_a を以下に示す。

【集水桝（屋外排水路逆止弁①）】

アンカー筋の埋込み長が 7d 以上から、アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a4}

$$\begin{aligned} q_{a4} &= \phi_4 \times 0.7 \times \sigma_y \times s_c a \\ &= 1 \times 0.7 \times 345 \times 642.4 \\ &= 155.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）】

アンカー筋の埋込み長が 7d 以上から、アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a4}

$$\begin{aligned} q_{a4} &= \phi_4 \times 0.7 \times \sigma_y \times s_c a \\ &= 1 \times 0.7 \times 345 \times 642.4 \\ &= 155.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）】

アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_c a \\ &= 1 \times 241.5 \times 506.7 \\ &= 122.30 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times \sigma_c \times s_c a \\ &= (2/3) \times 385 \times 506.7 \\ &= 130.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 98175 \\ &= 98.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）】

アンカー筋の埋込み長が 7d 以上から，アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a4}

$$\begin{aligned} q_{a4} &= \phi_4 \times 0.7 \times \sigma_y \times s_c a \\ &= 1 \times 0.7 \times 345 \times 642.4 \\ &= 155.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

コンクリート破壊（へりあき寸法小）により決まる場合の許容せん断力 q_{a5}

$$\begin{aligned} q_{a5} &= \phi_6 \times 0.23 \times \sqrt{F_c} \times A_{c1} \\ &= 0.6 \times 0.23 \times \sqrt{24} \times 141372 \\ &= 95.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

8.3.3 接合鉄筋

集水桝の接合鉄筋の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表8-7に示す引張耐力とする。

表 8-7 接合鉄筋の許容限界

設備名称	鉄筋径	引張耐力 (N/mm ²)	適用規格
集水桝（屋外排水路 逆止弁 ^⑬ ）	D22	294.0	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）

8.3.4 基礎地盤の支持性能

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、「地盤の支持性能について（参考資料 20）改良地盤の強度特性について」に基づき、改良地盤の極限支持力度とする。

改良地盤の許容限界を表 8-8 に示す。

表 8-8 基礎地盤の許容限界

設備名称	評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
集水柵 (屋外排水路逆止弁⑨)	極限支持力度	改良地盤⑤	2.5

8.3.5 集水柵蓋

集水柵に設置する集水柵蓋の許容限界は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，表 8-9 に示す曲げ応力度及びせん断応力度とする。

表 8-9 集水柵蓋（鋼板）の許容限界

設備名称	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
集水柵（屋外排水路逆止弁①）	210	120
集水柵（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑦）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑧-1）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑧-2）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑨）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑩）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑪）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑫）		
集水柵（屋外排水路逆止弁⑬）		

8.3.6 アンカーボルト（集水桝蓋）

集水桝と桝蓋を接合するアンカーボルト（集水桝蓋）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11月）」に基づき，表8-10に示す許容せん断力とする。

表8-10 アンカーボルト（集水桝蓋）の許容限界

設備名称	許容せん断力 (kN/本)
集水桝（屋外排水路逆止弁①）	35.34
集水桝（屋外排水路逆止弁②，③，④，⑤，⑥）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑦）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-1）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-2）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑨）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑩）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑪）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑫）	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑬）	

8.4 設計用地震力

(1) 集水桝（防波壁部）

集水桝（防波壁部）の設計用地震力は、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」における地表面の最大応答加速度に基づき設定する。

集水桝（防波壁部）の評価に用いる設計用地震力を表8-11に示す。

表8-11 設計用地震力（集水桝（防波壁部））

設備名称	地震動	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計用地震力	
			水平方向 K _h	鉛直方向 K _v
屋外排水路逆止弁 ①	基準地震動 S _s	集水桝 EL 2.57 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.01
			鉛直方向 K _v	2.01
集水桝 EL 2.70 m (屋外排水路底面高さ)		水平方向 K _h	1.01	
		鉛直方向 K _v	2.01	
集水桝 EL 6.21 m (屋外排水路底面高さ)		水平方向 K _h	1.00	
		鉛直方向 K _v	1.01	
集水桝 EL 6.125 m (屋外排水路底面高さ)		水平方向 K _h	1.00	
		鉛直方向 K _v	1.01	
集水桝 EL 5.54 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.00		
	鉛直方向 K _v	1.01		
集水桝 EL 6.11~6.50 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.03		
	鉛直方向 K _v	0.66		
集水桝 EL 4.10 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.03		
	鉛直方向 K _v	0.66		

(2) 集水桝（改良地盤部）

集水桝（改良地盤部）側壁の評価に使用する設計用地震力は，1次元地震応答解析により得られた水平変位を用いて，応答変位法により設定する。地震応答解析結果より得られた各解析ケースにおける最大変位分布を図8-1に示す。なお，最大変位となる地震動により応答変位法に使用する水平変位を設定する。

集水桝（改良地盤部）底版，基礎地盤の支持性能，集水桝蓋及びアンカーボルト（集水桝蓋）の評価に使用する設計用地震力は，1次元地震応答解析における集水桝位置の応答加速度に基づき設定する。集水桝（改良地盤部）の評価に用いる設計用地震力を表8-12に示す。

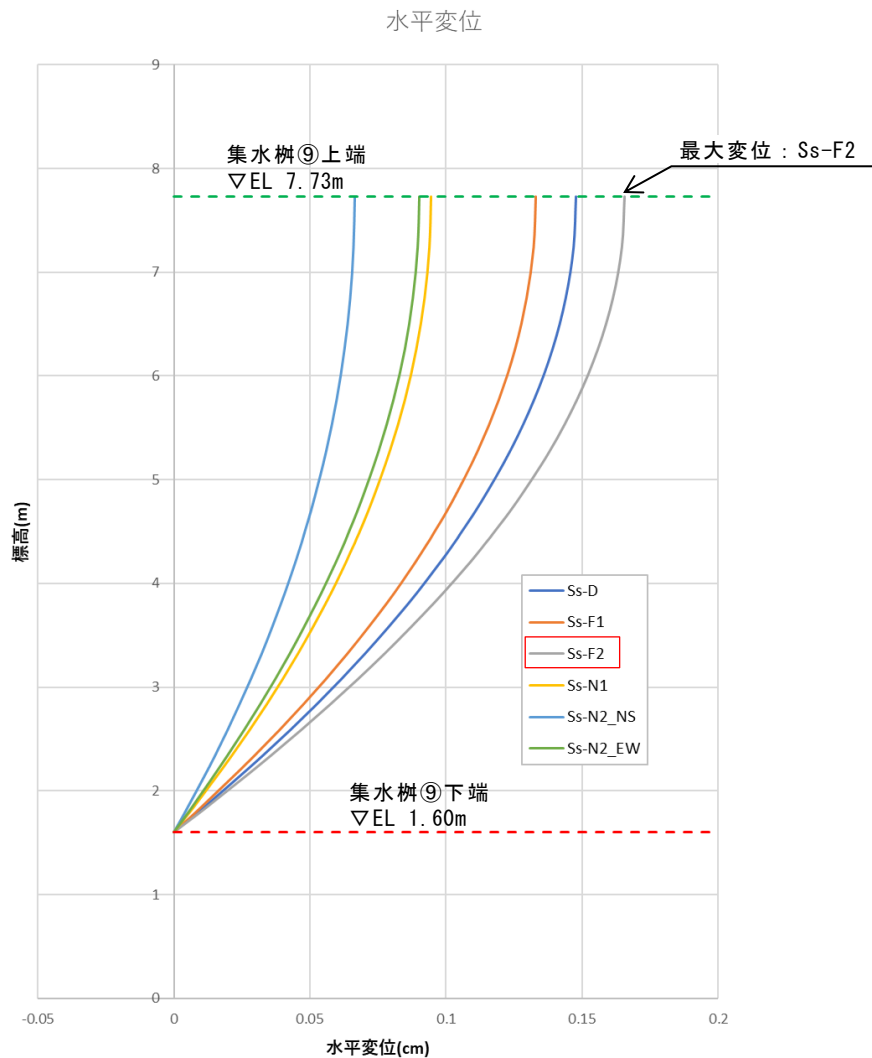


図8-1 地震応答解析結果（最大変位発生時刻の水平変位分布）

表 8-12 設計用地震力（集水桝（改良地盤部））

設備名称	地震動	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計用地震力	
屋外排水路逆止弁 ⑨	基準地震動 S _s	集水桝 EL 2.30 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _h	1.70
			鉛直方向 K _v	1.01

8.5 評価方法

8.5.1 集水桝（防波壁部）

(1) 底版の評価

集水桝の底版については、法線方向及び法線直交方向の側壁との結合部を固定端とする四辺固定スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。底版に生じる曲げモーメント及びせん断力によって底版のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。四辺固定版モデル概要図を図 8-2 に示す。

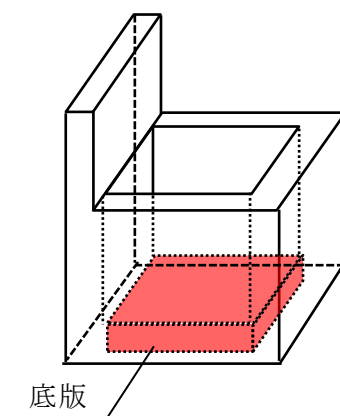


図 8-2 四辺固定版モデル概要図

(2) 側壁の評価

集水桝の側壁については、底版及び法線直交方向の側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一边自由スラブとして曲げモーメント及びせん断力を算出し、鉄筋コンクリートの構造健全性を確認する。側壁に生じる曲げモーメント及びせん断力によって側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。三辺固定版モデルの概要図を図 8-3 に示す。

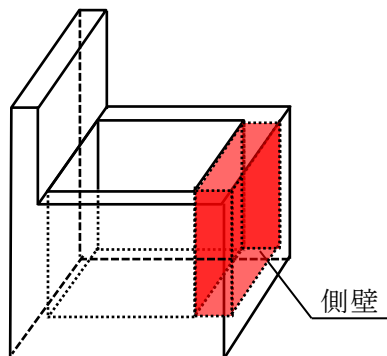


図 8-3 三辺固定版モデル概要図

(3) アンカー筋の評価

アンカー筋の支持性能評価においては、集水桝に働く作用力及びその方向と支点との関係によりアンカー筋に作用する引張力及びせん断力を算出し、許容限界以下であることを確認する。アンカー筋引張力モデル概要図を図 8-4 に示す。

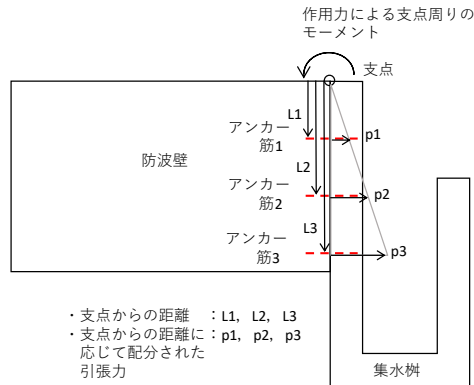


図 8-4 アンカー筋引張力モデル概要図

(4) 接合鉄筋の評価

接合鉄筋の支持性能評価においては、接合鉄筋に働く引張応力を算出し、鉄筋の健全性を確認する。接合部に働く曲げモーメントによる接合鉄筋の引張応力を算出し許容限界以下であることを確認する。

8.5.2 集水桝（改良地盤部）

(1) 底版の評価

集水桝の底版については、法線方向及び法線直交方向の側壁との結合部を固定端とする四辺固定スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。底版に生じる曲げモーメント及びせん断力によって底版のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。四辺固定版モデル概要図を図 8-5 に示す。

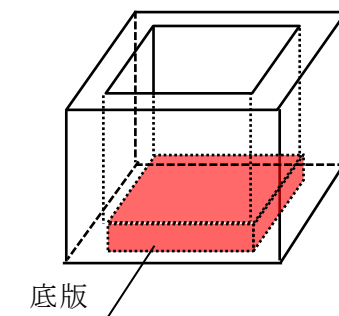


図 8-5 四辺固定版モデル概要図

(2) 側壁の評価

側壁を線形はり要素でモデル化し、1次元地震応答解析を踏まえて設定した荷重を作用させ、フレーム解析を実施する。

フレーム解析に用いる地盤ばねは、地震応答解析結果から算出した等価剛性を踏まえて設定し、モデルに作用させる荷重のうち、地震時増分応力については、応答変位法により算出する。フレーム解析に使用した地盤ばね定数を表8-13に、フレーム解析モデルを図8-6に示す。なお、集水桝⑨近傍に施工している埋戻コンクリートは、保守的に改良地盤⑤でモデル化する。

解析には解析コード「UC-win/F RAME (面内)」及び「UC-win/R C断面計算」を使用する。

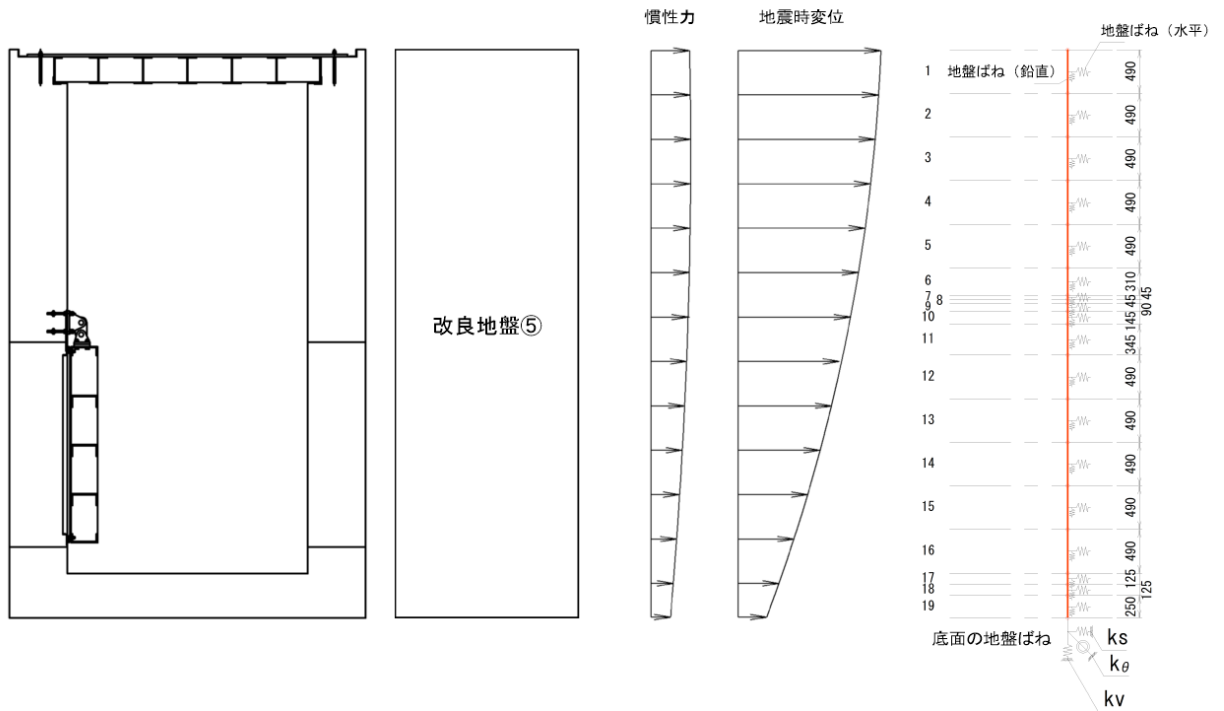
表8-13 フレーム解析に使用した地盤ばね定数
(KH: 地盤ばね定数 (水平), K_{HS} : 地盤ばね定数 (鉛直))

変位 算出点	深度 (T. P. m)	層厚 (m)	G (kN/m ²)	E (kN/m ²)	E/0.3 (kN/m ²)	kh (kN/m ³)	KH (kN/m ²)	K_{HS} (kN/m ²)
1	7.730	0.490	388,190	1,032,600	3,442,000	414,200	1,656,800	497,000
2	7.240	0.490	384,430	1,022,600	3,408,700	410,200	1,640,800	492,200
3	6.750	0.490	380,940	1,013,300	3,377,700	406,400	1,625,600	487,700
4	6.260	0.490	378,420	1,006,600	3,355,300	403,700	1,614,800	484,400
5	5.770	0.490	373,580	993,700	3,312,300	398,600	1,594,400	478,300
6	5.280	0.490	369,800	983,700	3,279,000	394,600	1,578,400	473,500
7	4.790	0.310	367,260	976,900	3,256,300	391,800	1,567,200	470,200
8	4.480	0.045	366,260	974,200	3,247,300	390,700	1,562,800	468,800
9	4.435	0.045	366,020	973,600	3,245,300	390,500	1,562,000	468,600
10	4.390	0.090	365,660	972,600	3,242,000	390,100	1,560,400	468,100
11	4.300	0.145	365,050	971,000	3,236,700	389,500	1,558,000	467,400
12	4.155	0.345	363,880	967,900	3,226,300	388,200	1,552,800	465,800
13	3.810	0.490	362,090	963,100	3,210,300	386,300	1,545,200	463,600
14	3.320	0.490	360,290	958,400	3,194,700	384,400	1,537,600	461,300
15	2.830	0.490	358,750	954,300	3,181,000	382,800	1,531,200	459,400
16	2.340	0.490	357,440	950,800	3,169,300	381,400	1,525,600	457,700
17	1.850	0.125	356,330	947,800	3,159,300	380,200	1,520,800	456,200
18	1.725	0.125	355,570	945,800	3,152,700	379,400	1,517,600	455,300
19	1.600	0.250	354,490	942,900	3,143,000	378,200	1,512,800	453,800
20	1.350	0.000	—	—	—	—	—	—

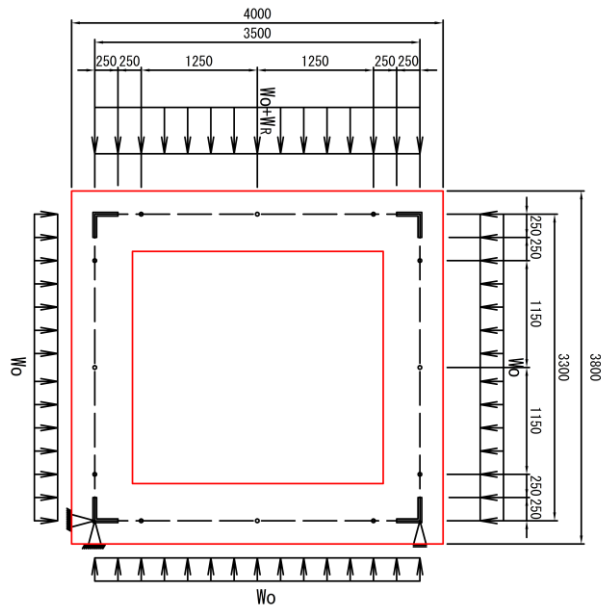
<集水桝構造>

<地盤モデル>

<フレーム計算 梁モデル>



(鉛直方向)



(水平方向)

(単位: mm)

図 8-6 集水桝 (改良地盤部) のフレーム解析モデル
(集水桝⑨)

(3) 基礎地盤の支持性能の評価

基礎地盤の支持性能評価においては、集水柵底版に作用する鉛直方向の合力を底版面積で除すことにより接地圧を算出し、基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認する。

8.5.3 集水桝蓋の評価

集水桝蓋の構造部材の健全性評価においては、集水桝蓋（鋼板）の補強梁間を単純支持梁モデルにより、作用する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する。集水桝蓋（鋼板）のモデル概要図を図 8-7 に示す。

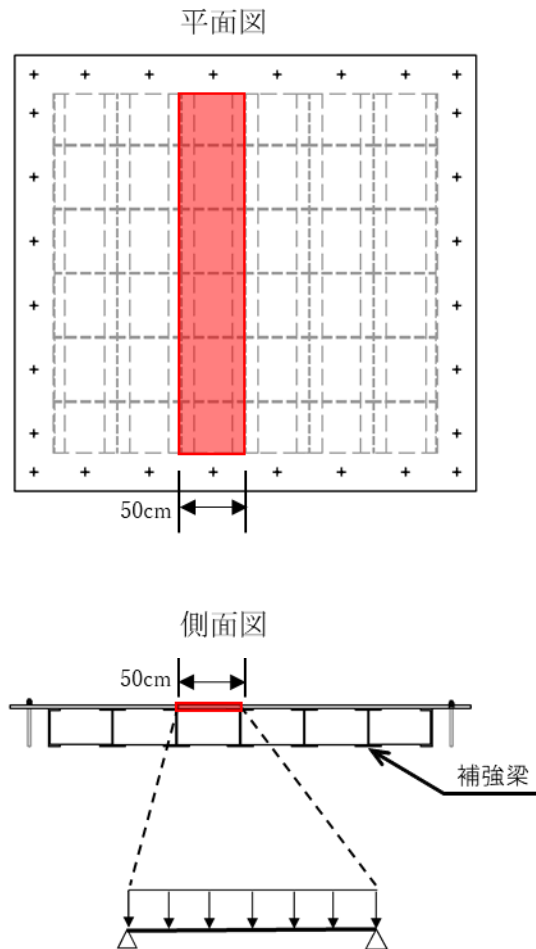


図 8-7 集水桝蓋（鋼板）のモデル概要図

8.5.4 アンカーボルト（集水桝蓋）の評価

アンカーボルト（集水桝蓋）の構造部材の健全性評価においては、集水桝蓋に支配的な水平方向の慣性力に対し、蓋を固定するアンカーボルトに作用するせん断力を算定し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトのモデル概要図を図 8-8 に示す。

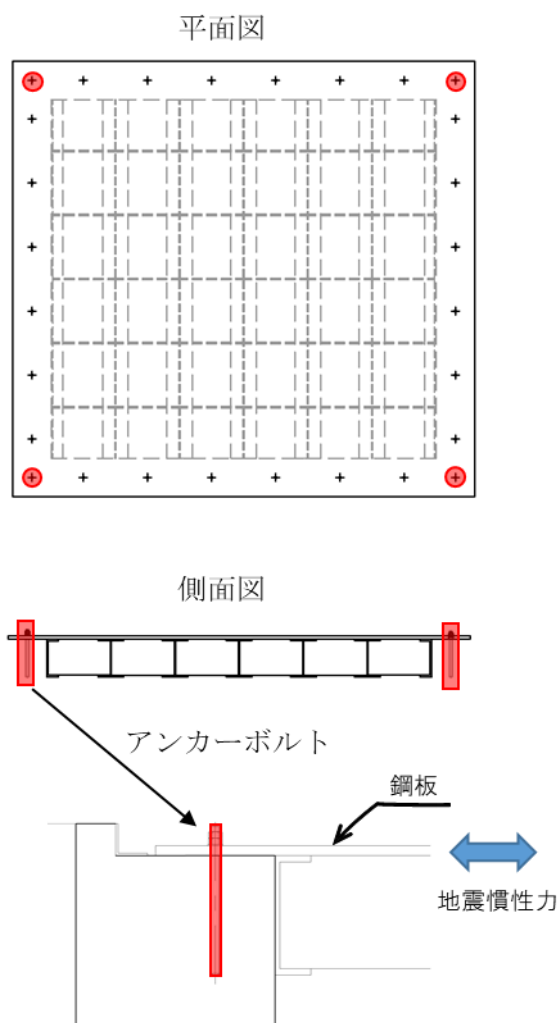


図 8-8 アンカーボルトのモデル概要図

8.6 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-14 に、材料の物性値を表 8-15 に示す。

表 8-14 使用材料

諸元		
集水桝	鉄筋	SD345 (D13)
		SD345 (D16)
		SD345 (D19)
		SD345 (D22)
		SD345 (D25)
		SD345 (D29)
		SD345 (D32)
		SD345 (D35)
	コンクリート	設計基準強度 24 N/mm ²
	アンカー筋	SD345 (D25)
SD345 (D29)		
SD345 (D22)		
集水桝蓋	鋼板	SS400 (PL25)
	アンカーボルト	ABR400 (M20)
		SS400 (M24)

表 8-15 材料の物性値

材料	設計 基準強度 (N/mm ²)	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	24.5	2.50 × 10 ⁴	0.2

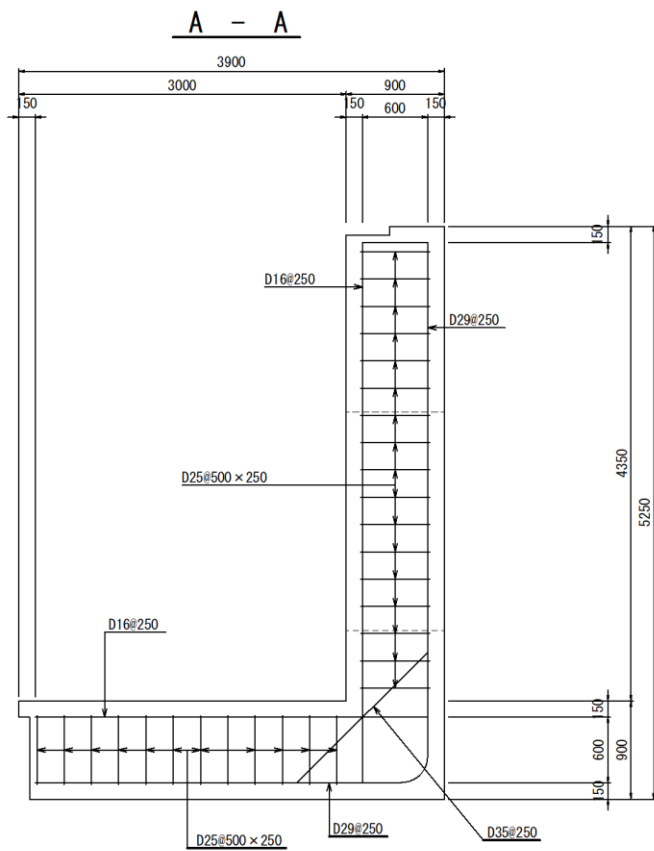
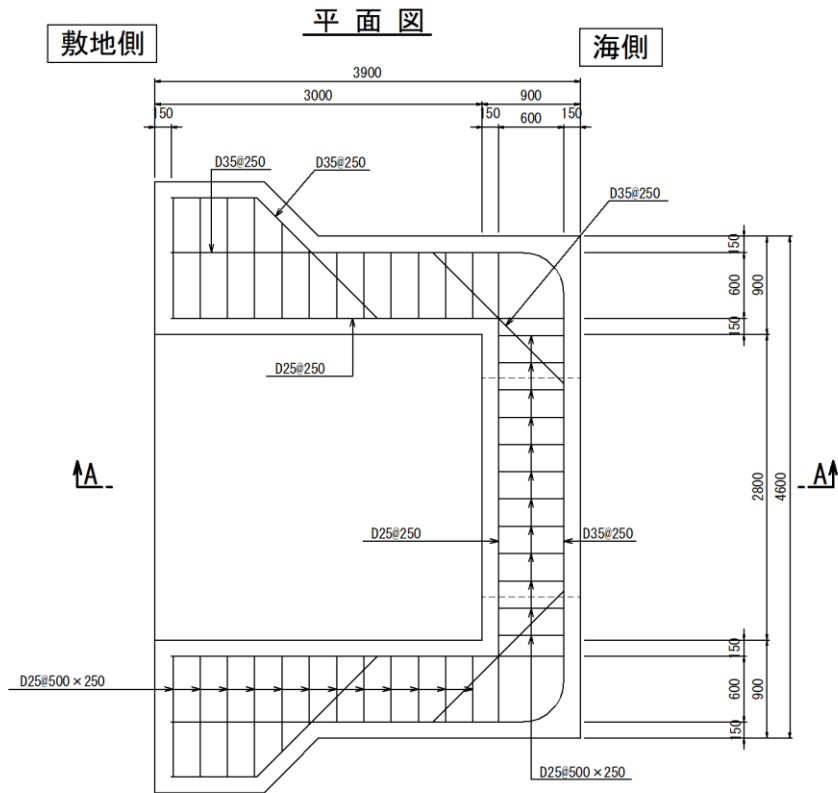
9. 集水桝の耐震評価結果

9.1 集水桝の曲げ軸力評価結果

集水桝の概略配筋図を図9-1に、曲げ軸力に対する照査結果を表9-1に示す。

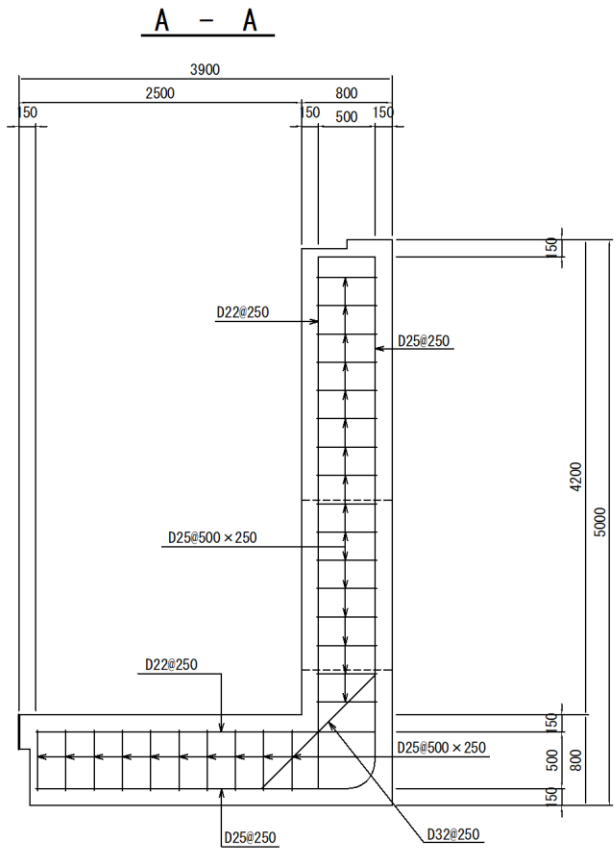
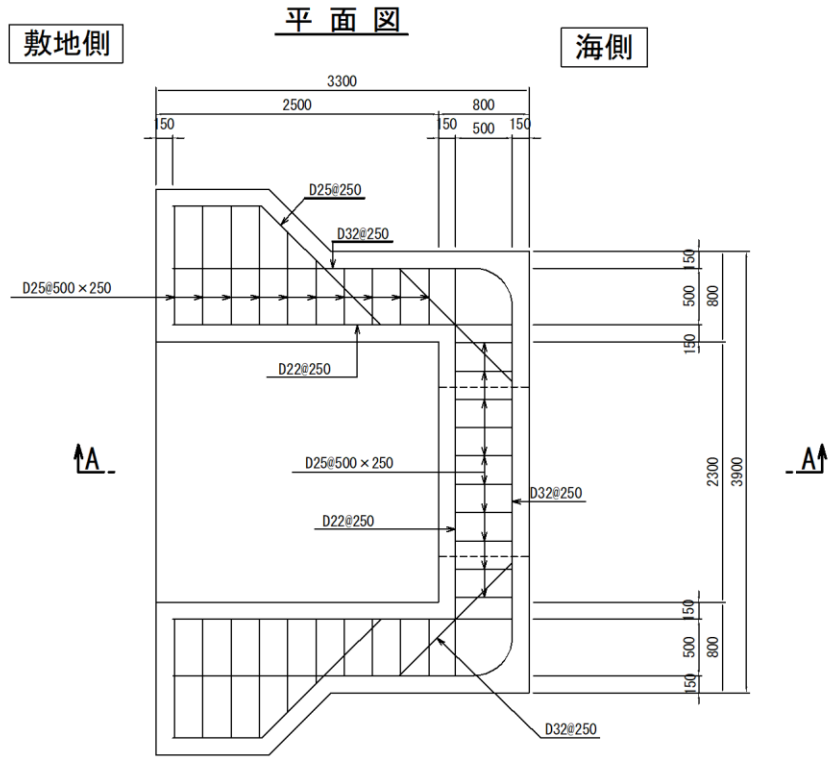
集水桝（底版，側壁）のコンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は各部材において最大となる値を示している。

また，集水桝の一部で側壁と比較して底版で発生する曲げモーメントが大きいものがみられるが，これは，曲げモーメントの計算に用いる設計用地震力（水平または鉛直）の違い，及び側壁と底版をそれぞれ三辺固定版及び四辺固定版として個別に曲げモーメントを算定したことによるものである。なお，集水桝は，底版と側壁が一体となった構造物であることから，底版と側壁の連成するフレームモデルでは，四辺固定版とした場合に比べて端部に発生する曲げモーメントは底版で小さくなるため，四辺固定版とする評価は保守的と考える。



(単位:mm)

図 9-1(1) 概略配筋図 (集水榭 (屋外排水路逆止弁①))



(単位:mm)

図 9-1(2) 概略配筋図 (集水桝 (屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥))

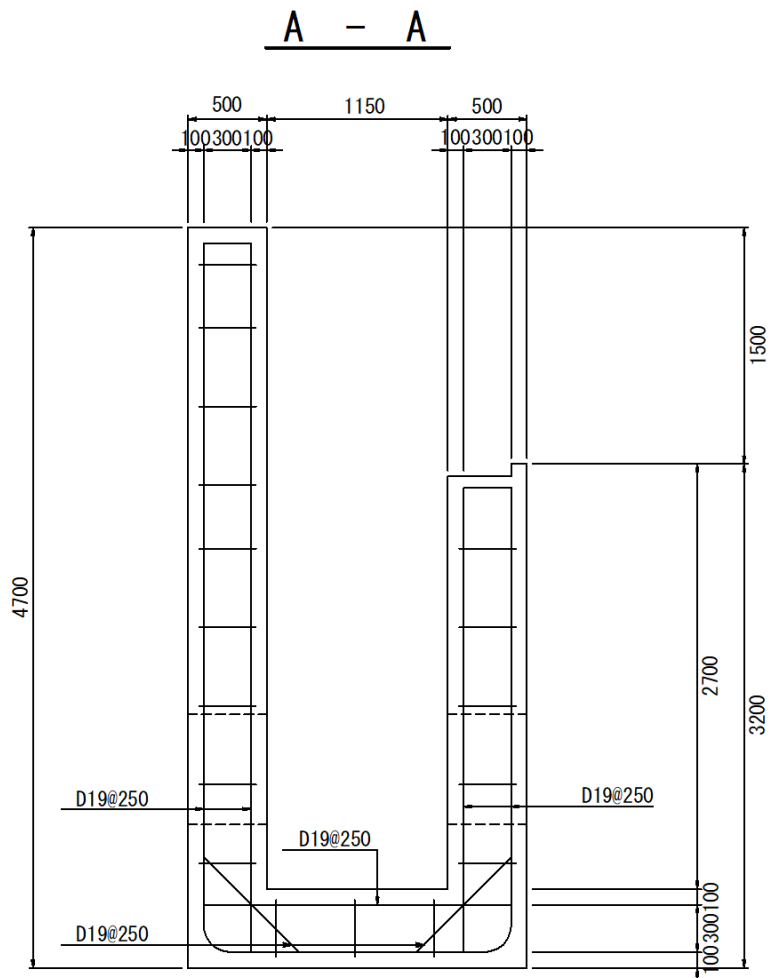
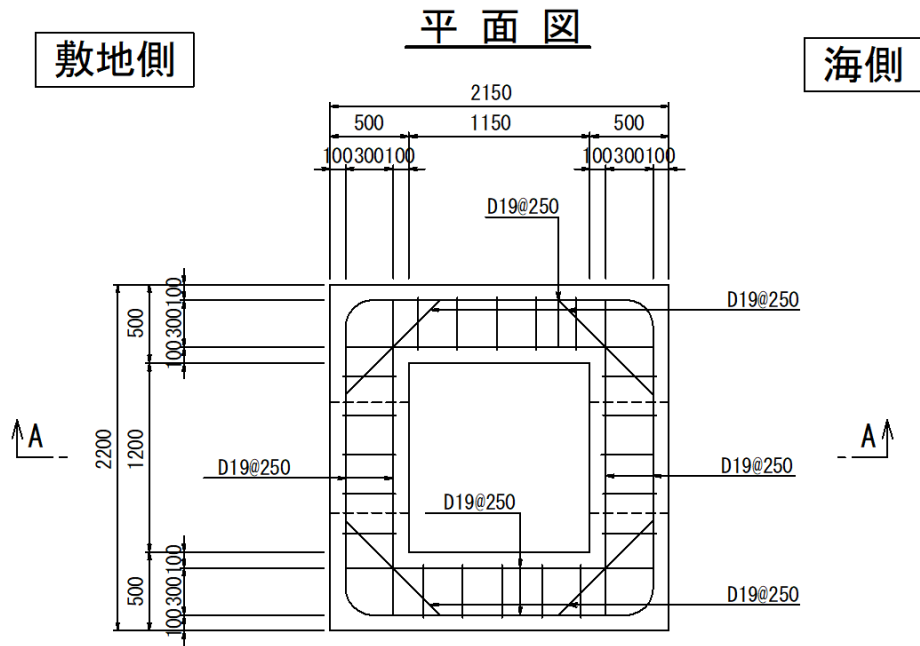
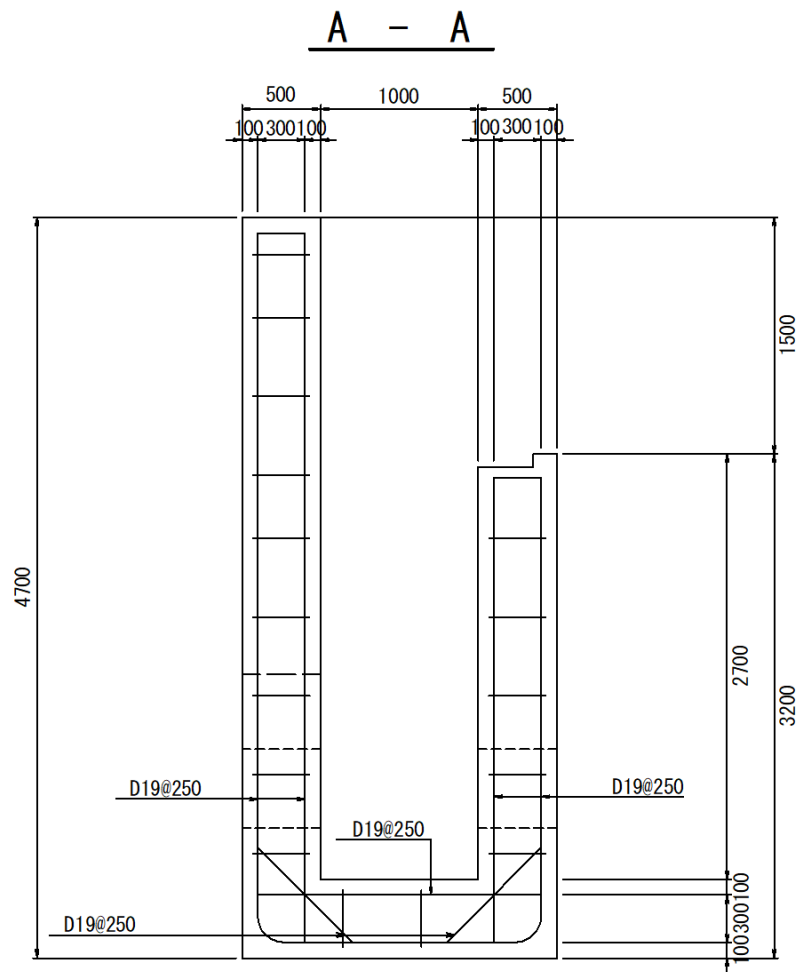
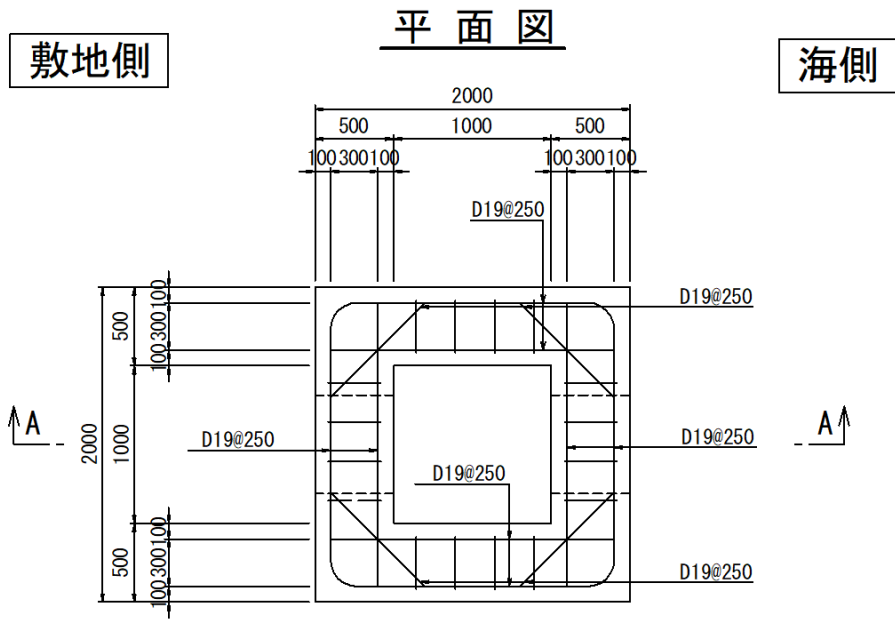


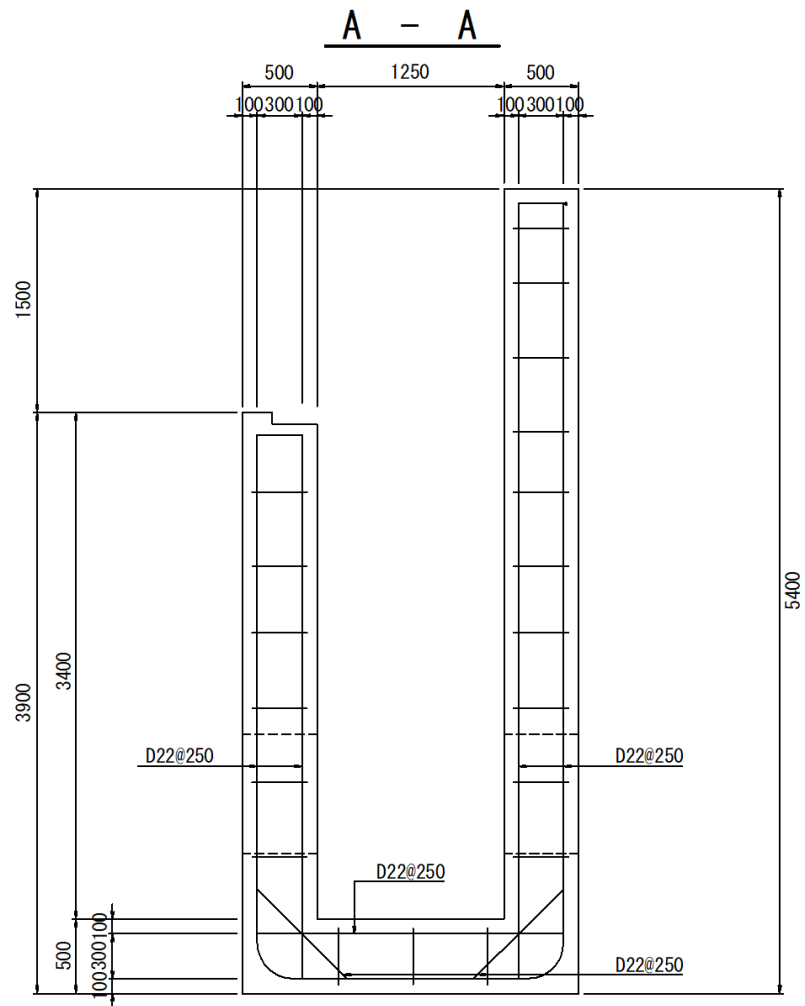
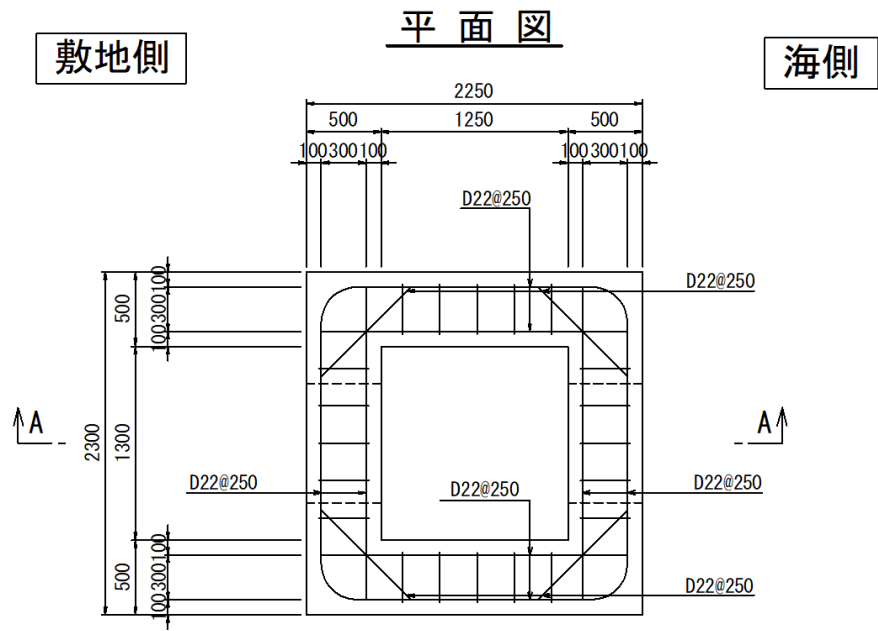
图 9-1(3) 概略配筋图 (集水榭 (屋外排水路逆止弁⑦))
2. 4. 1. 1-356

(单位: mm)



(单位: mm)

图 9-1(4) 概略配筋图 (集水榭 (屋外排水路逆止弁⑧-1))



(単位: mm)

図 9-1(5) 概略配筋図 (集水柵 (屋外排水路逆止弁⑧-2))
2. 4. 1. 1-358

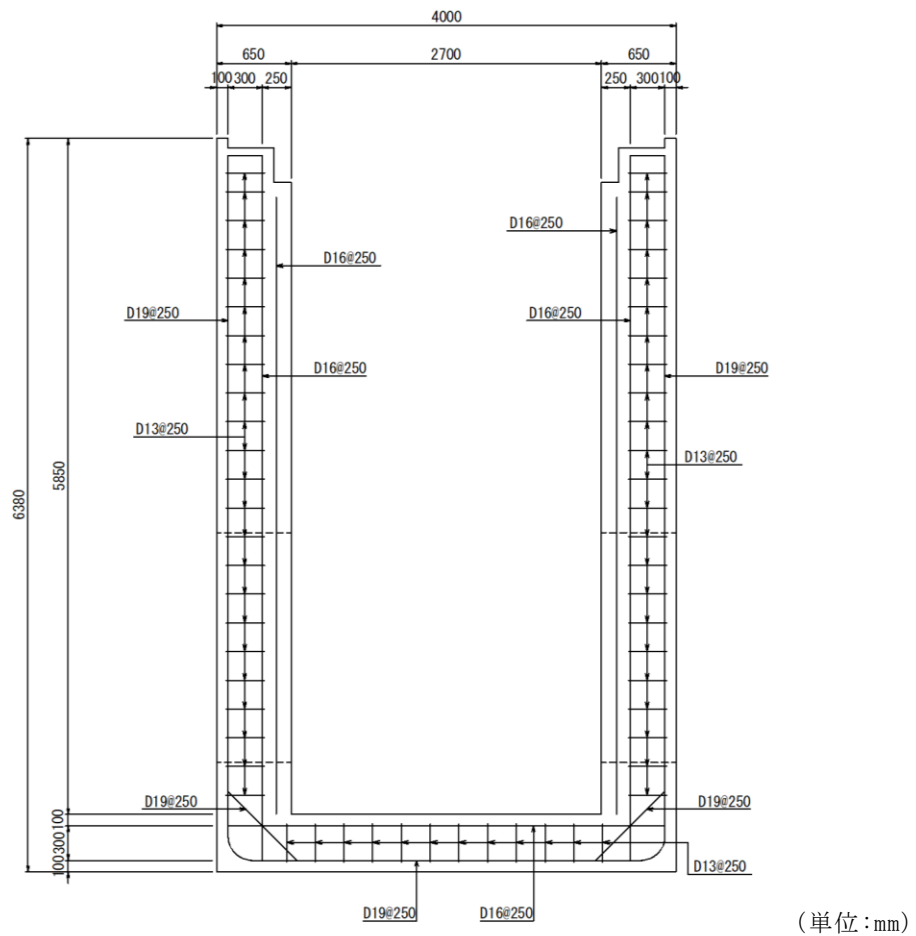
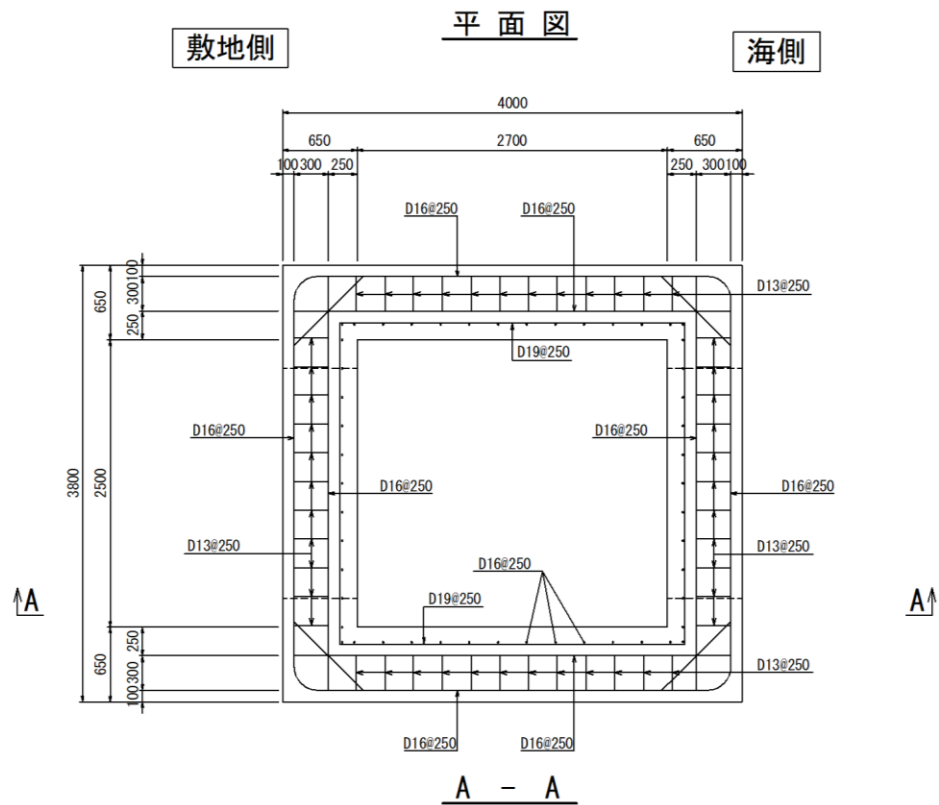
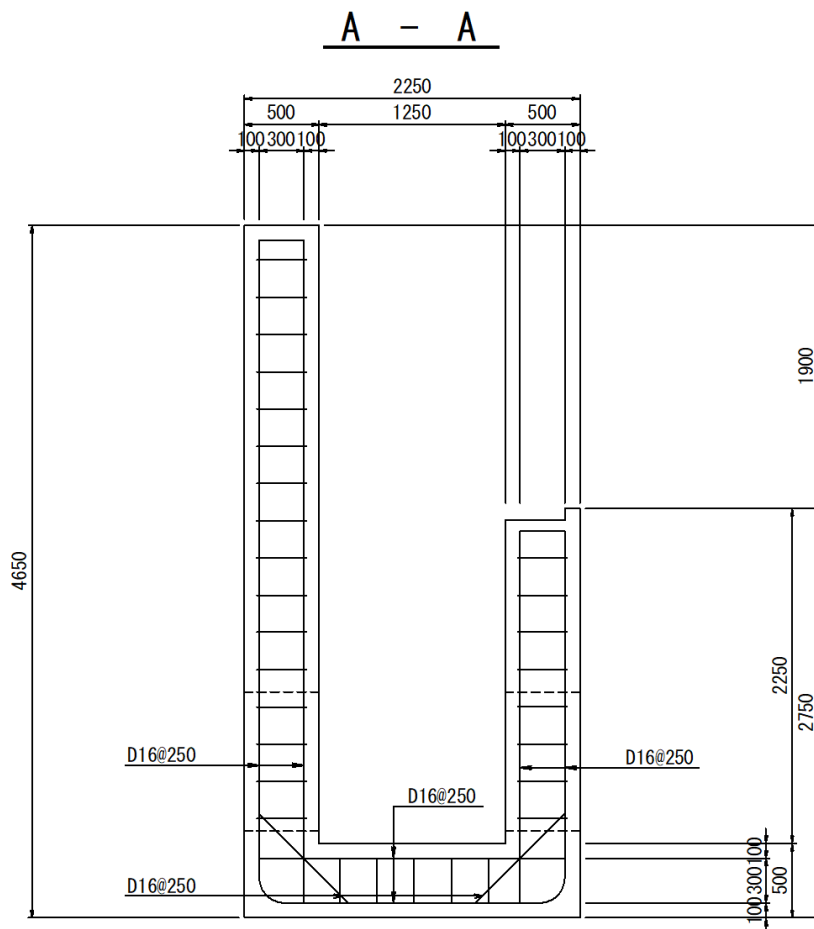
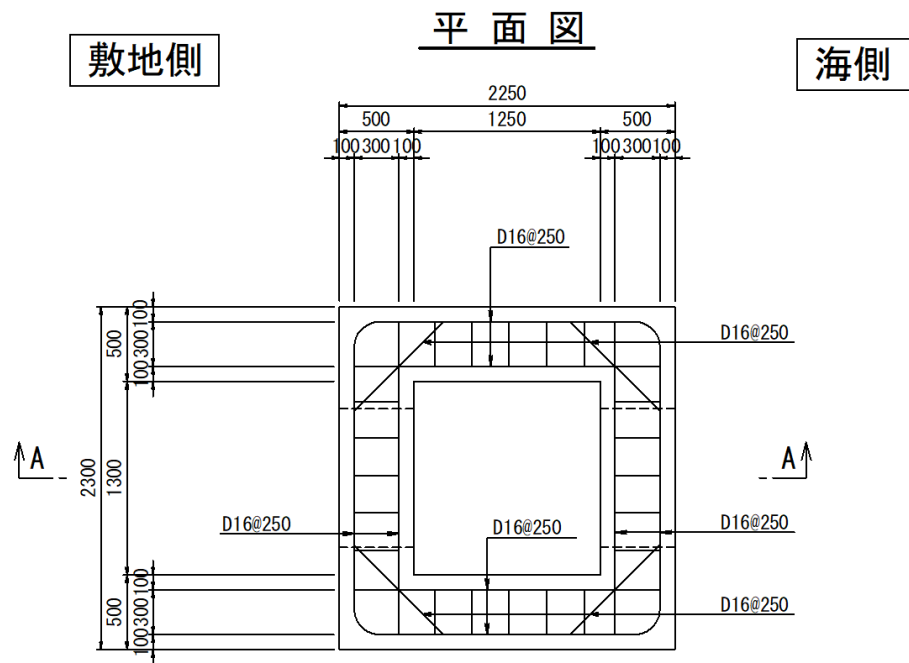
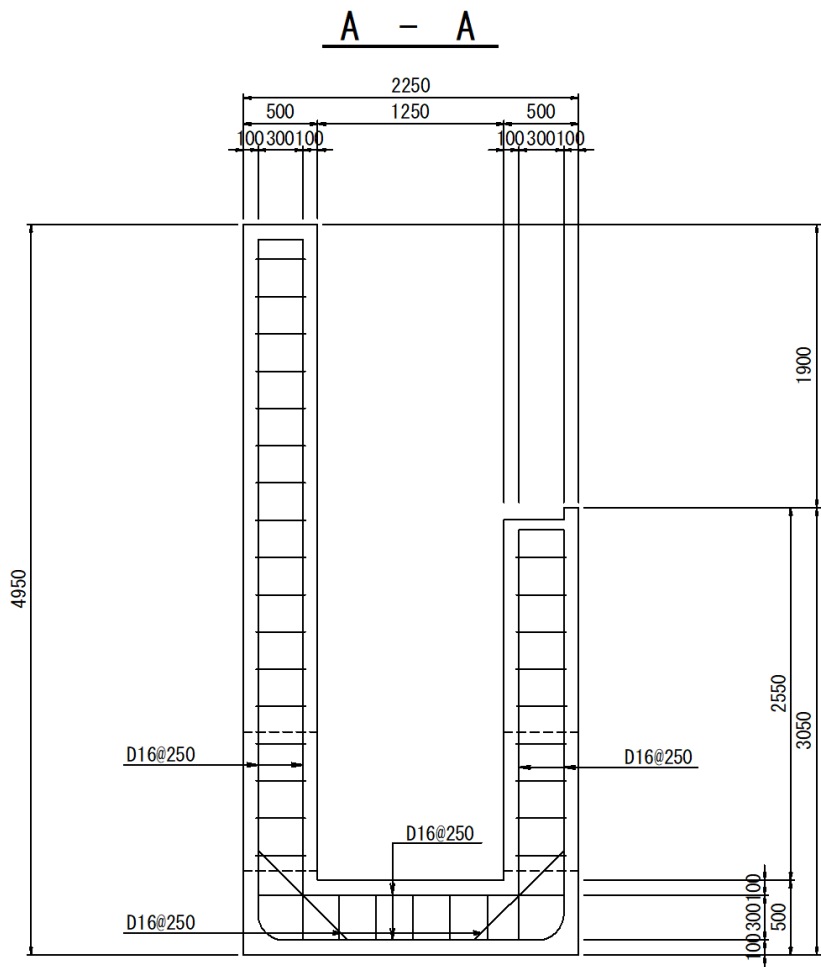
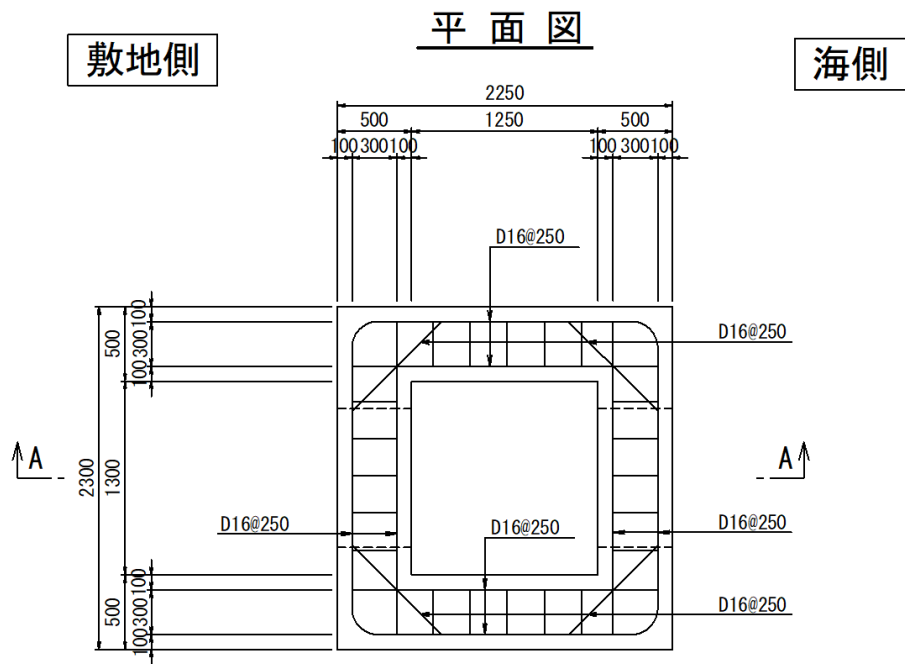


図 9-1(6) 概略配筋図 (集水桝 (屋外排水路逆止弁⑨))
2. 4. 1. 1-359



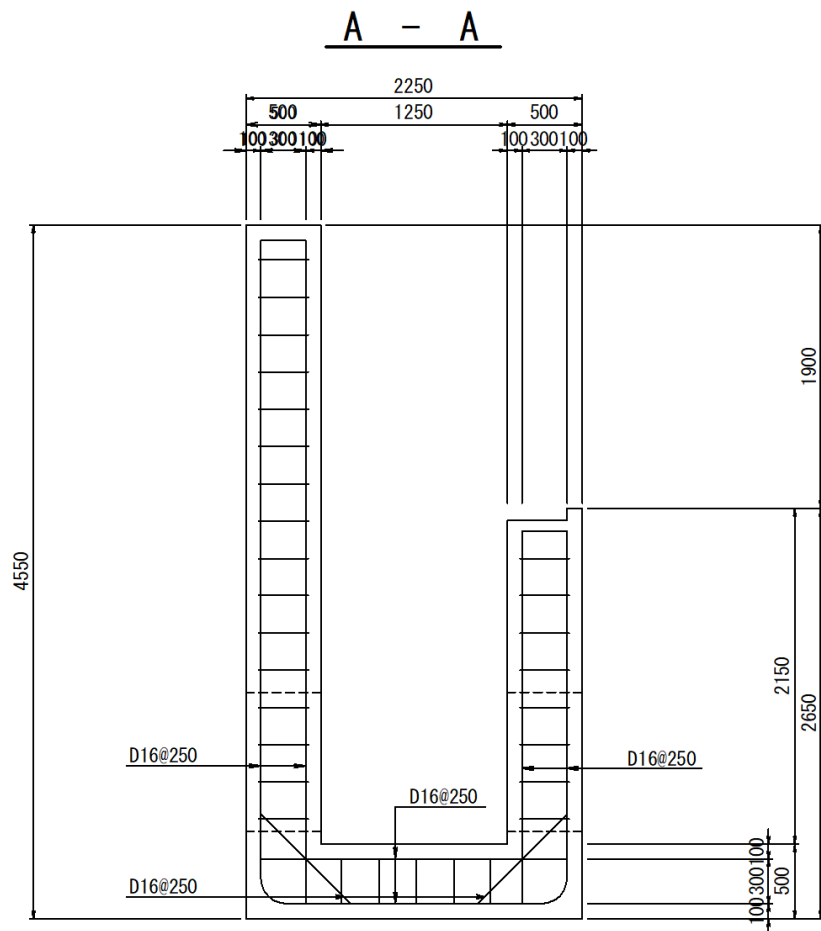
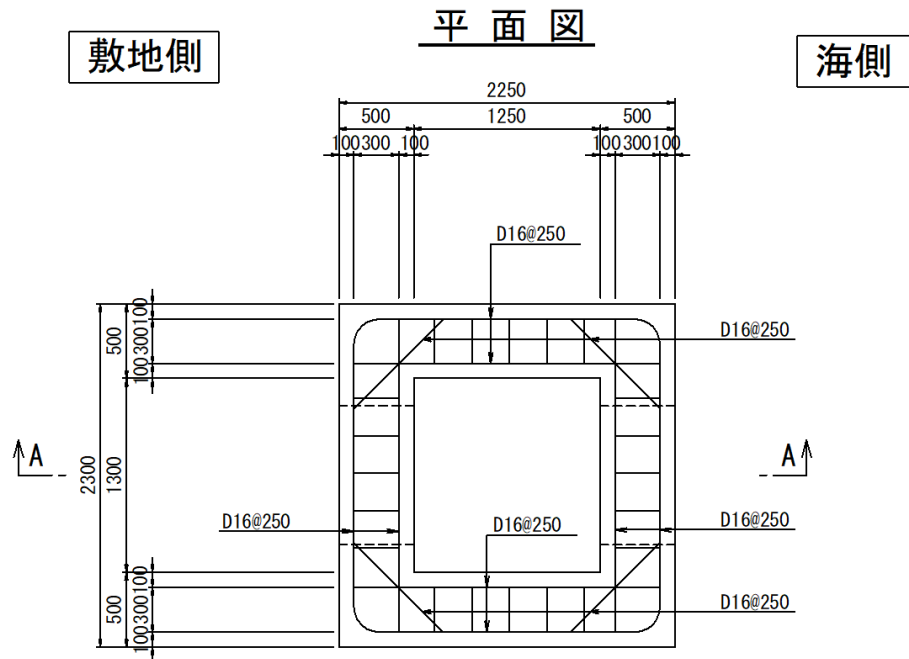
(単位: mm)

図 9-1(7) 概略配筋図 (集水桝 (屋外排水路逆止弁⑩))
2. 4. 1. 1-360



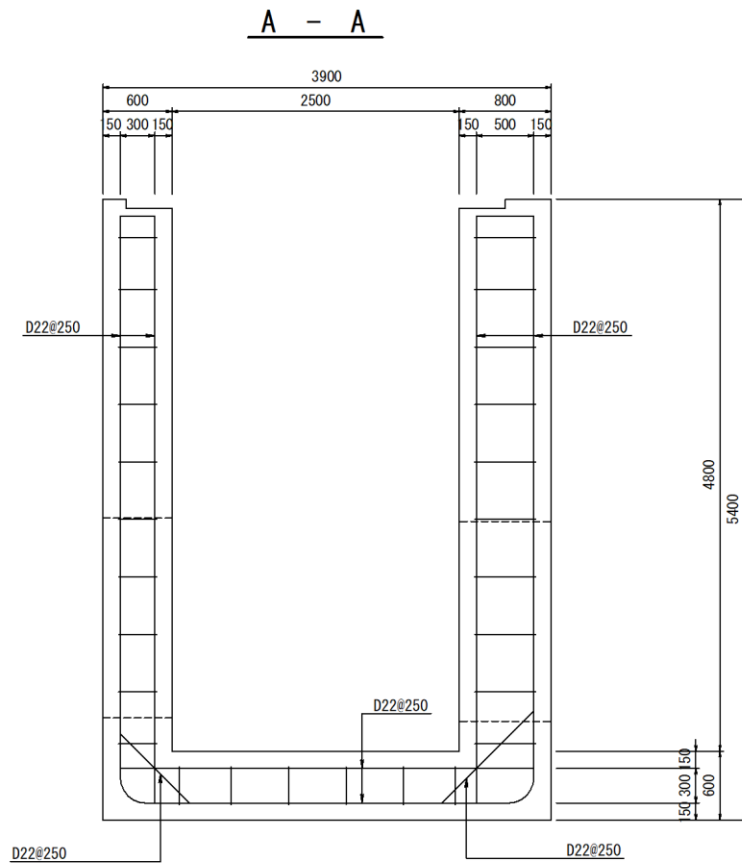
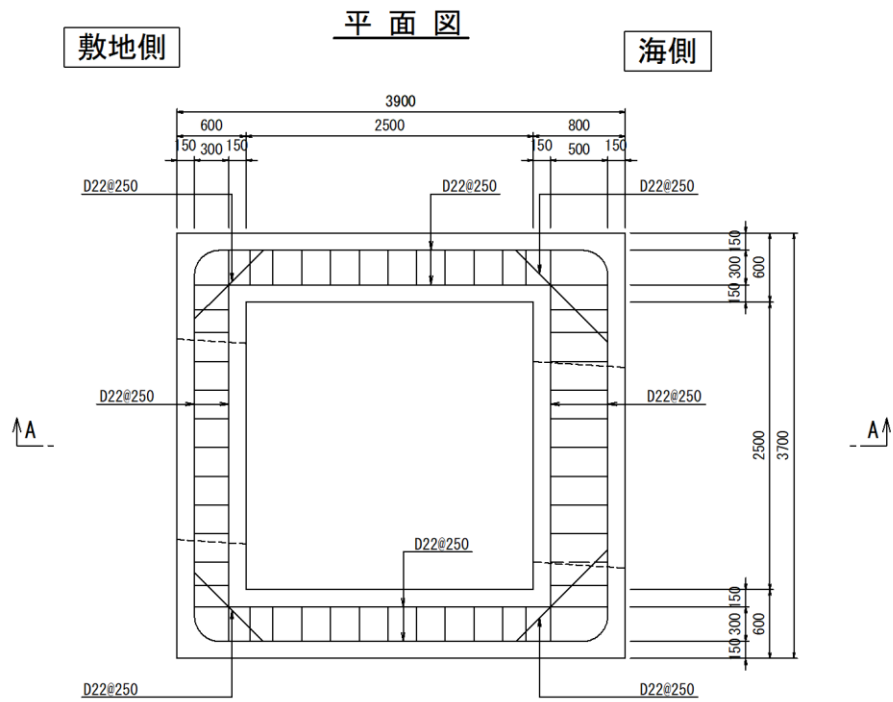
(单位: mm)

图 9-1(8) 概略配筋图 (集水榭 (屋外排水路逆止弁①))
2. 4. 1. 1-361



(単位:mm)

図 9-1(9) 概略配筋図 (集水榭 (屋外排水路逆止弁⑫))
2. 4. 1. 1-362



(単位: mm)

図 9-1(10) 概略配筋図 (集水柵 (屋外排水路逆止弁⑬))

表 9-1(1) 曲げ軸力に対する照査結果 (底版)

設備名称	底版寸法 (mm)	曲げ モーメント* (kN・m)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ 圧縮	曲げ 引張		
集水桝 (屋外排水路 逆止弁①)	4600×3900	312.24 153.74	4.47	272.88	13.5	294	0.34	0.93
集水桝 (屋外排水路 逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥)	3900×3300	223.36	4.90	240.69	13.5	294	0.37	0.82
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑦)	2200×2150	19.89	4.85	44.17	13.5	294	0.36	0.16
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑧-1)	2000×2000	19.38	1.04	46.19	13.5	294	0.08	0.16
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑧-2)	2300×2250	30.47	1.46	54.40	13.5	294	0.11	0.19
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑨)	3800×4000	117.79	6.34	280.68	13.5	294	0.47	0.96
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑩)	2300×2250	16.61	1.03	56.32	13.5	294	0.08	0.20
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑪)	2300×2250	17.97	1.12	60.96	13.5	294	0.09	0.21
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑫)	2300×2250	16.15	1.01	54.78	13.5	294	0.08	0.19
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑬)	3700×3900	71.10	2.82	112.29	13.5	294	0.21	0.39

注記* : 集水桝 (屋外排水路逆止弁①) については, 上段は曲げ圧縮応力算定時の曲げモーメント, 下段は曲げ引張応力算定時の曲げモーメントを示す。なお, その他の集水桝については, 曲げ圧縮応力及び曲げ引張応力算定時の曲げモーメントは同値となる。

表 9-1(2) 曲げ軸力に対する照査結果 (側壁)

設備名称	側壁寸法 (mm)	曲げ モーメント* (kN・m)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ 圧縮	曲げ 引張		
集水榦 (屋外排水路 逆止弁①)	5250×4600	74.46 34.07	1.07	60.48	13.5	294	0.08	0.21
集水榦 (屋外排水路 逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥)	5000×3900	51.93	1.03	43.20	13.5	294	0.08	0.15
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑦)	3200×2200	39.38	2.12	93.85	13.5	294	0.16	0.32
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑧-1)	3200×2000	31.78	1.71	75.73	13.5	294	0.13	0.26
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑧-2)	3900×2300	45.79	2.20	81.77	13.5	294	0.17	0.28
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑨)	6380×4000	171.56	5.76	212.20	13.5	294	0.43	0.73
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑩)	2750×2300	27.14	1.69	92.06	13.5	294	0.13	0.32
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑪)	3050×2300	27.32	1.70	92.66	13.5	294	0.13	0.32
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑫)	2650×2300	27.10	1.69	91.90	13.5	294	0.13	0.32
集水榦 (屋外排水路 逆止弁⑬)	5400×3700	102.55	4.07	161.96	13.5	294	0.31	0.56

注記* : 集水榦 (屋外排水路逆止弁①) については, 上段は曲げ圧縮応力算定時の曲げモーメント, 下段は曲げ引張応力算定時の曲げモーメントを示す。なお, その他の集水榦については, 曲げ圧縮応力及び曲げ引張応力算定時の曲げモーメントは同値となる。

9.2 集水桝のせん断力評価結果

集水桝のせん断力に対する照査結果を表 9-2 に示す。

集水桝（底版，側壁）に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 9-2(1) せん断力に対する照査結果（底版）

設備名称	設計基準強度 (N/mm ²)	せん断補強筋	発生せん断 応力度* (N/mm ²)	許容限界* (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	24	SD345	59.70	294	0.21
集水桝（屋外排水路 逆止弁②，③，④， ⑤，⑥）	24	SD345	57.97	294	0.20
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	24	SD345	0.25	0.675	0.38
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	24	SD345	0.28	0.675	0.42
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	24	SD345	0.36	0.675	0.54
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑨）	24	SD345	246.85	294	0.84
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩）	24	SD345	0.20	0.675	0.30
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑪）	24	SD345	0.22	0.675	0.33
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑫）	24	SD345	0.19	0.675	0.29
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑬）	24	SD345	0.43	0.675	0.64

注記*：集水桝（屋外排水路逆止弁①～⑥，⑨）については，せん断補強筋で負担する発生せん断応力度及びそれに対する許容限界を示す。なお，その他の集水桝については，コンクリートで評価する。

表 9-2(2) せん断力に対する照査結果 (側壁)

設備名称	設計基準強度 (N/mm ²)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
集水桝 (屋外排水路 逆止弁①)	24	0.17	0.675	0.26
集水桝 (屋外排水路 逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥)	24	0.16	0.675	0.24
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑦)	24	0.35	0.675	0.52
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑧-1)	24	0.32	0.675	0.48
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑧-2)	24	0.39	0.675	0.58
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑨)	24	239.19	294	0.82
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑩)	24	0.24	0.675	0.36
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑪)	24	0.24	0.675	0.36
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑫)	24	0.24	0.675	0.36
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑬)	24	0.46	0.675	0.69

9.3 アンカー筋の支持性能評価結果

集水桝のアンカー筋に作用する引張力及びせん断力について、アンカー筋の許容引張力及び許容せん断力に対する照査結果を表 9-3 に示す。照査を行った結果、作用力が許容限界以下であることを確認した。

表 9-3(1) アンカー筋の引張力に対する照査結果

設備名称	作用 引張力 (kN/本)	許容限界 (kN/本)	照査値
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	71.28	88.80	0.81
集水桝（屋外排水路逆 止弁②，③，④， ⑤，⑥）	53.73	91.80	0.59
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	64.46	105.40	0.62
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	59.59	105.40	0.57
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	69.12	105.40	0.66
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩）	40.22	108.80	0.37
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑪）	44.35	108.80	0.41
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑫）	38.99	108.80	0.36

表 9-3(2) アンカー筋のせん断力に対する照査結果

設備名称	作用 せん断力 (kN/本)	許容限界 (kN/本)	照査値
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	88.56	155.10	0.58
集水桝（屋外排水路 逆止弁②，③，④， ⑤，⑥）	65.63	155.10	0.43
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	33.29	98.10	0.34
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	32.02	98.10	0.33
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	33.01	98.10	0.34
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩）	23.15	95.50	0.25
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑪）	25.29	95.50	0.27
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑫）	23.41	95.50	0.25

9.4 接合鉄筋の支持性能評価結果

集水桝の接合鉄筋の引張応力について、接合鉄筋の短期許容応力度に対する照査結果を表 9-4 に示す。照査を行った結果、引張応力が許容限界以下であることを確認した。

表 9-4 接合鉄筋の引張応力に対する照査結果

設備名称	評価部位	引張応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	引張応力 照査値
			引張	
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑬)	接合鉄筋 (D22)	220.72	294	0.76

9.5 基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 9-5 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 9-5 基礎地盤の支持性能に対する照査結果

設備名称	解析ケース	最大接地圧 (N/mm ²)	極限支持力度 (N/mm ²)	支持力照査値
集水樹 (屋外排水路 逆止弁⑨)	S s - N 2 (E W)	0.19	2.5	0.08

9.6 集水桝蓋の応力評価結果

集水桝蓋の曲げ応力度及びせん断応力度に対する照査結果を表 9-6 に示す。照査を行った結果、許容限界以下であることを確認した。

表 9-6(1) 集水桝蓋の曲げ応力に対する照査結果

設備名称	評価部位	曲げ応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	集水桝蓋 (t=25mm)	4.80	210	0.03
集水桝（屋外排水路 逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥）	集水桝蓋 (t=25mm)	4.80	210	0.03
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	集水桝蓋 (t=25mm)	3.30	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	集水桝蓋 (t=25mm)	3.30	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	集水桝蓋 (t=25mm)	3.30	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑨）	集水桝蓋 (t=25mm)	3.50	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩）	集水桝蓋 (t=25mm)	2.60	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑪）	集水桝蓋 (t=25mm)	2.60	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑫）	集水桝蓋 (t=25mm)	2.60	210	0.02
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑬）	集水桝蓋 (t=25mm)	2.60	210	0.02

表 9-6(2) 集水桝蓋のせん断応力に対する照査結果

設備名称	評価部位	せん断応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.86	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.71	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.25	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.21	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.27	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑨）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.54	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.22	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑪）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.22	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑫）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.22	120	0.01
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑬）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.42	120	0.01

9.7 アンカーボルト（集水桝蓋）のせん断力評価結果

集水桝蓋のアンカーボルトの許容せん断力に対する照査結果を表 9-7 に示す。照査を行った結果、作用力が許容限界以下であることを確認した。

表 9-7 アンカーボルト（集水桝蓋）のせん断力に対する照査結果

設備名称	評価部位	発生せん断力 (kN/本)	許容限界 (kN/本)	照査値
集水桝（屋外排水路 逆止弁①）	アンカーボルト （集水桝蓋）	6.91	35.34	0.20
集水桝（屋外排水路 逆止弁②，③，④， ⑤，⑥）	アンカーボルト （集水桝蓋）	4.93	35.34	0.14
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑦）	アンカーボルト （集水桝蓋）	3.06	35.34	0.09
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-1）	アンカーボルト （集水桝蓋）	2.26	35.34	0.07
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑧-2）	アンカーボルト （集水桝蓋）	3.42	35.34	0.10
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑨）	アンカーボルト （集水桝蓋）	5.96	35.34	0.17
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑩）	アンカーボルト （集水桝蓋）	3.53	35.34	0.10
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑪）	アンカーボルト （集水桝蓋）	3.53	35.34	0.10
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑫）	アンカーボルト （集水桝蓋）	3.53	35.34	0.10
集水桝（屋外排水路 逆止弁⑬）	アンカーボルト （集水桝蓋）	4.63	35.34	0.14

(参考資料 1) アンカーの設計に用いる指針等の適用性について

1. 概要

浸水防止設備である屋外排水路逆止弁及び集水柵の設計において、屋外排水路逆止弁等の固定のためにアンカーを使用していることから、その許容限界の設定に用いる指針の適用範囲の確認、メーカー評価式の適用性等について検討する。図 1-1 に検討フローを示す。

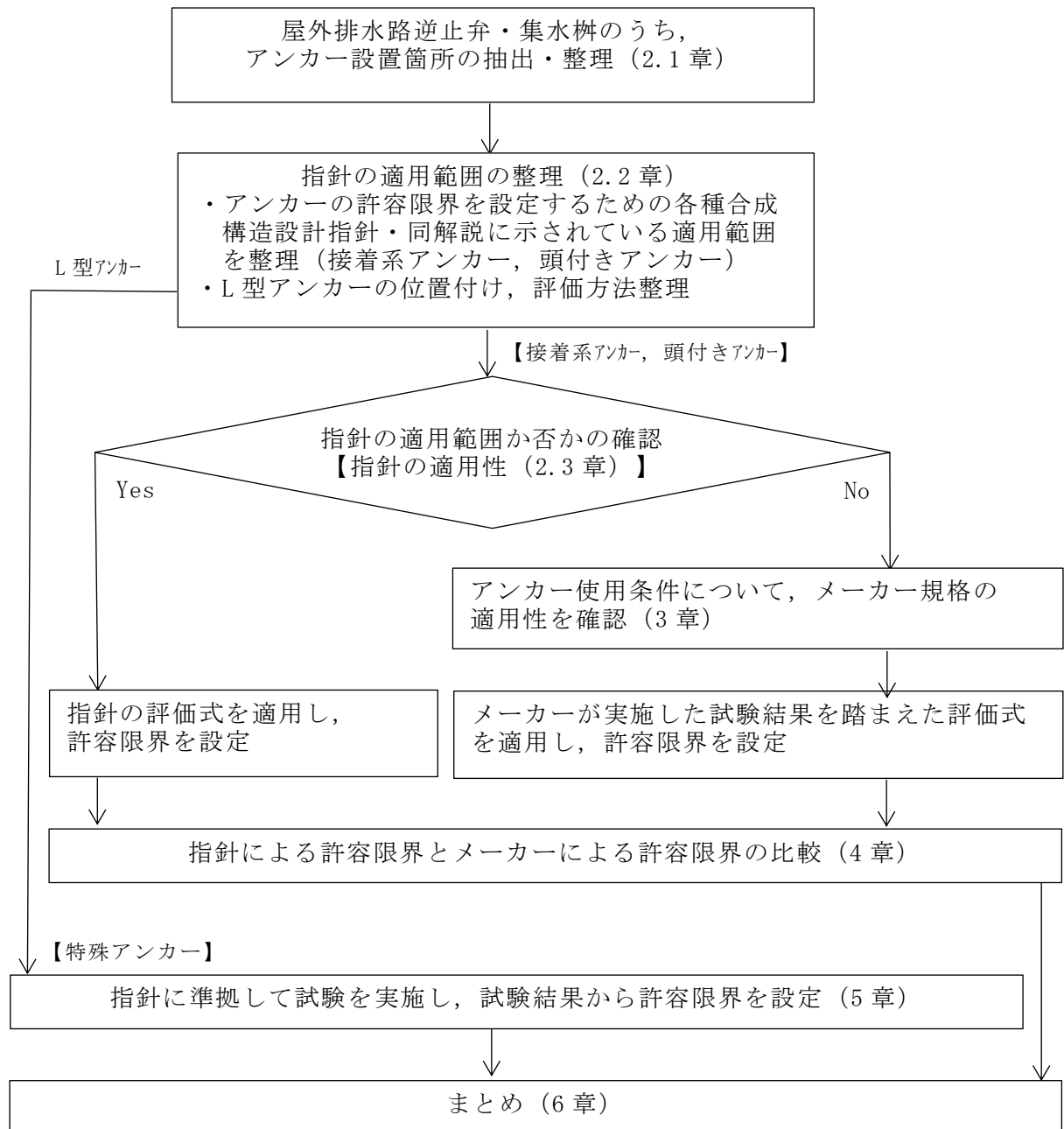


図 1-1 アンカーの許容限界設定に係る適用性検討フロー

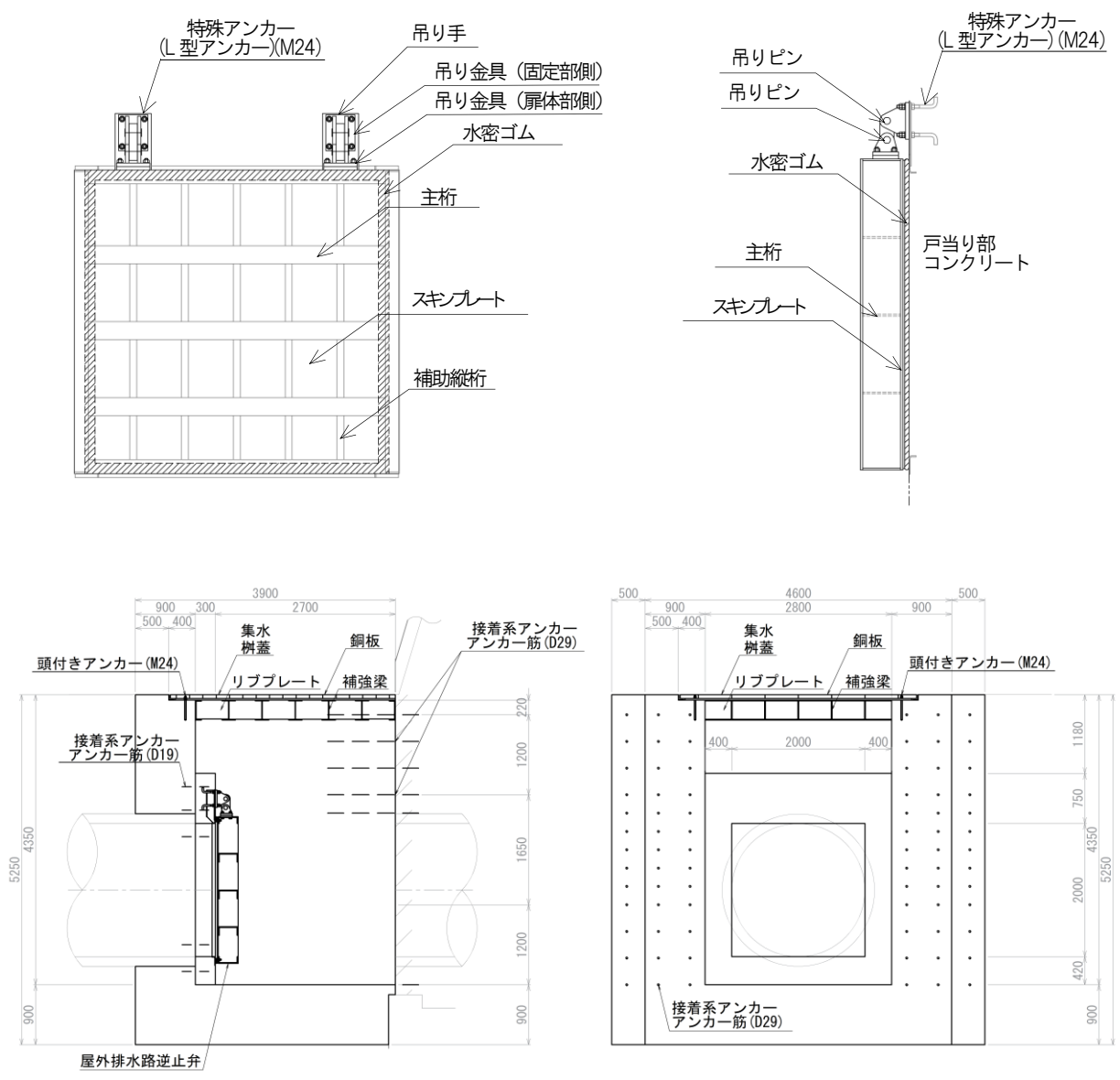
2. 検討内容

2.1 アンカー設置箇所の抽出及び整理

屋外排水路逆止弁及び集水柵におけるアンカーの設置箇所と種類等について、表 2-1 及び図 2-1 のとおり整理した。

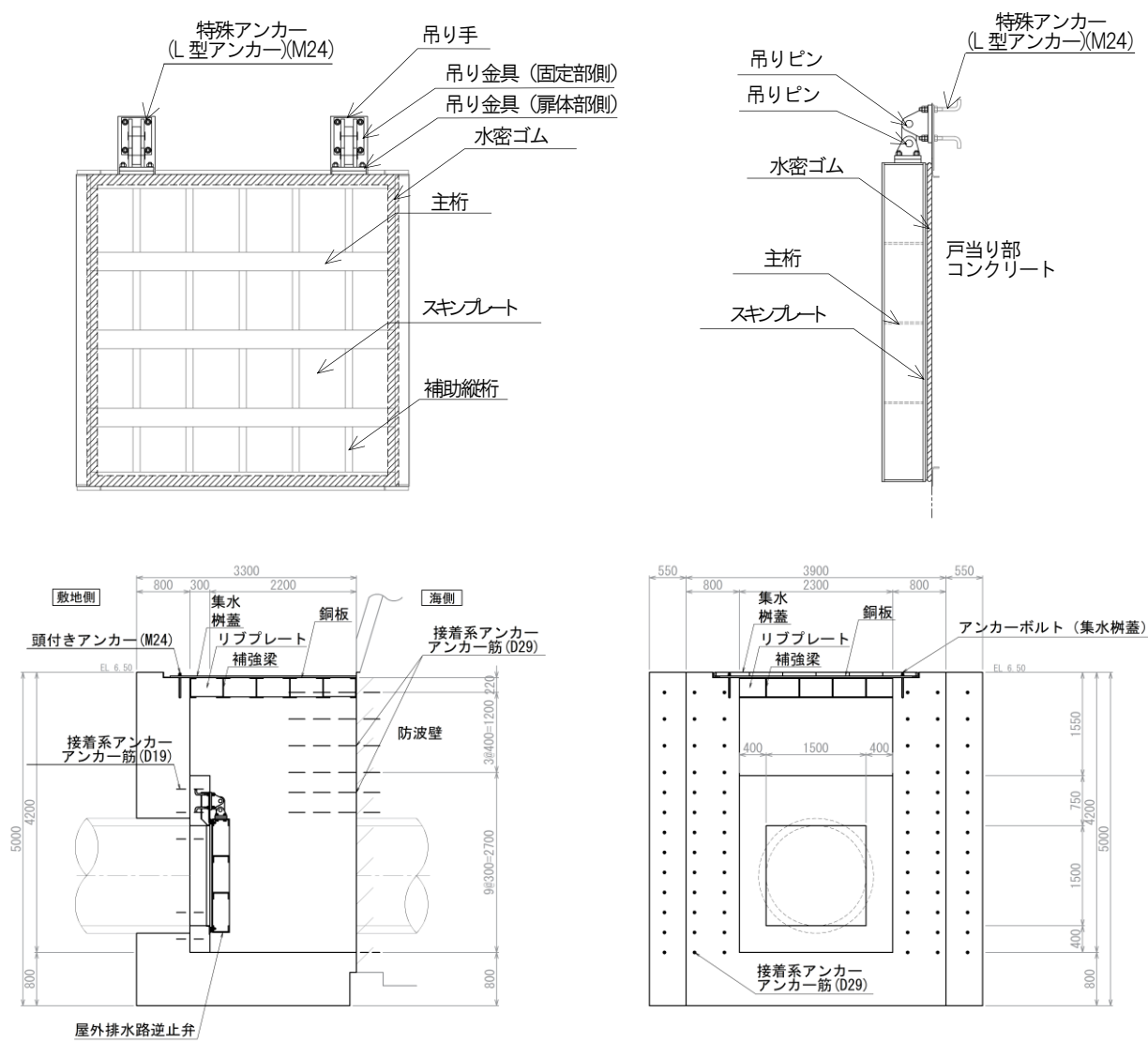
表 2-1 アンカー設置箇所と種類

設備名称	逆止弁の戸当り部 又は集水柵への 固定部	戸当り部の 集水柵への 固定部	集水柵の 防波壁への 固定部	集水柵蓋の 固定部
屋外排水路逆止弁①	特殊アンカー (L型アンカー) (M24)	接着系 アンカー (アンカー筋) (D19)	接着系 アンカー (アンカー筋) (D29)	頭付き アンカー (M24)
屋外排水路逆止弁②				
屋外排水路逆止弁③				
屋外排水路逆止弁④				
屋外排水路逆止弁⑤				
屋外排水路逆止弁⑥				
屋外排水路逆止弁⑦	接着系 アンカー (M16)	—	接着系 アンカー (アンカー 筋) (D25)	頭付き アンカー (M20)
屋外排水路逆止弁⑧-1	接着系 アンカー (M12)			
屋外排水路逆止弁⑧-2	接着系 アンカー (M16)			
屋外排水路逆止弁⑨	頭付き アンカー (M24)	—	—	頭付き アンカー (M24)
屋外排水路逆止弁⑩	接着系 アンカー (M16)	—	接着系 アンカー (アンカー筋) (D29)	
屋外排水路逆止弁⑪				
屋外排水路逆止弁⑫				
屋外排水路逆止弁⑬	頭付き アンカー (M24)	接着系 アンカー (アンカー筋) (D22)	—	頭付き アンカー (M20)



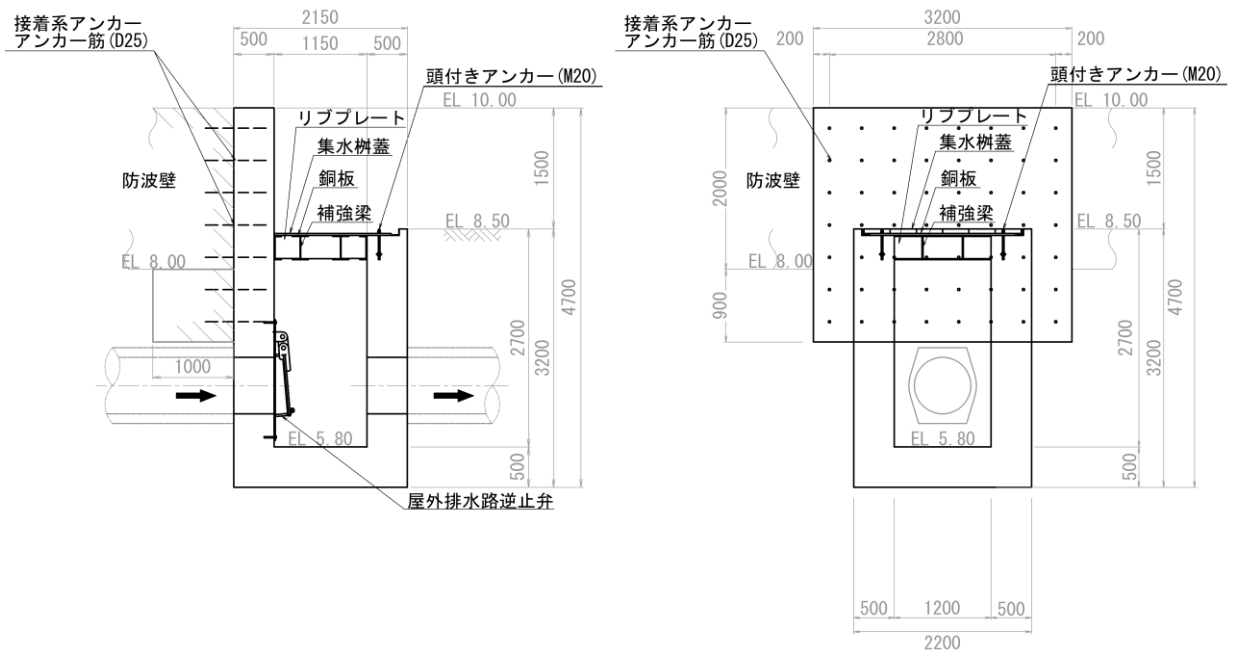
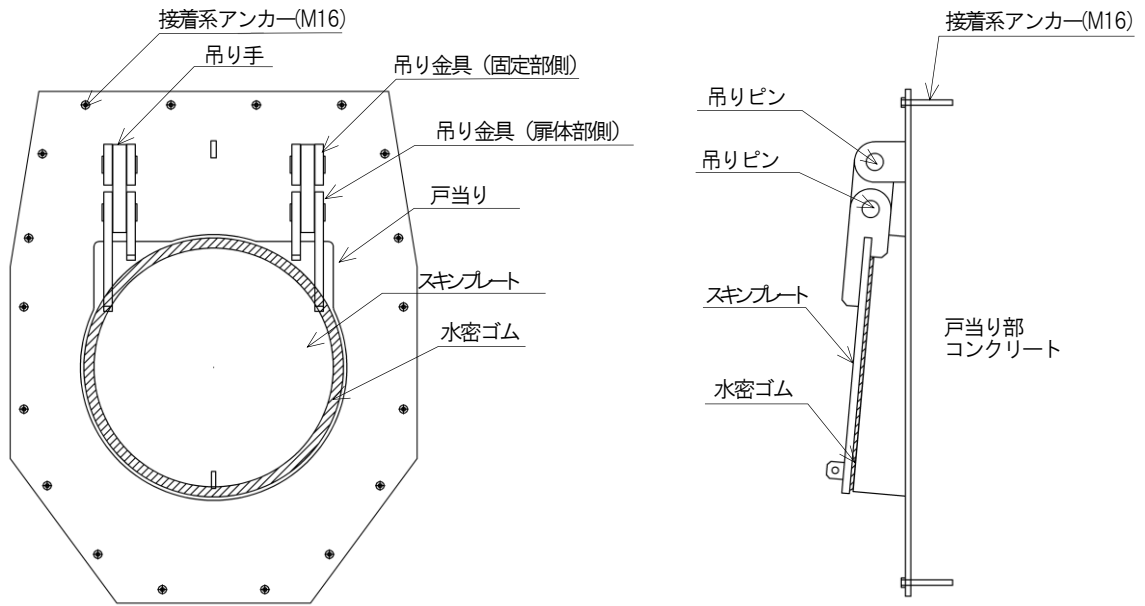
単位 (mm)

図 2-1(1) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁①)



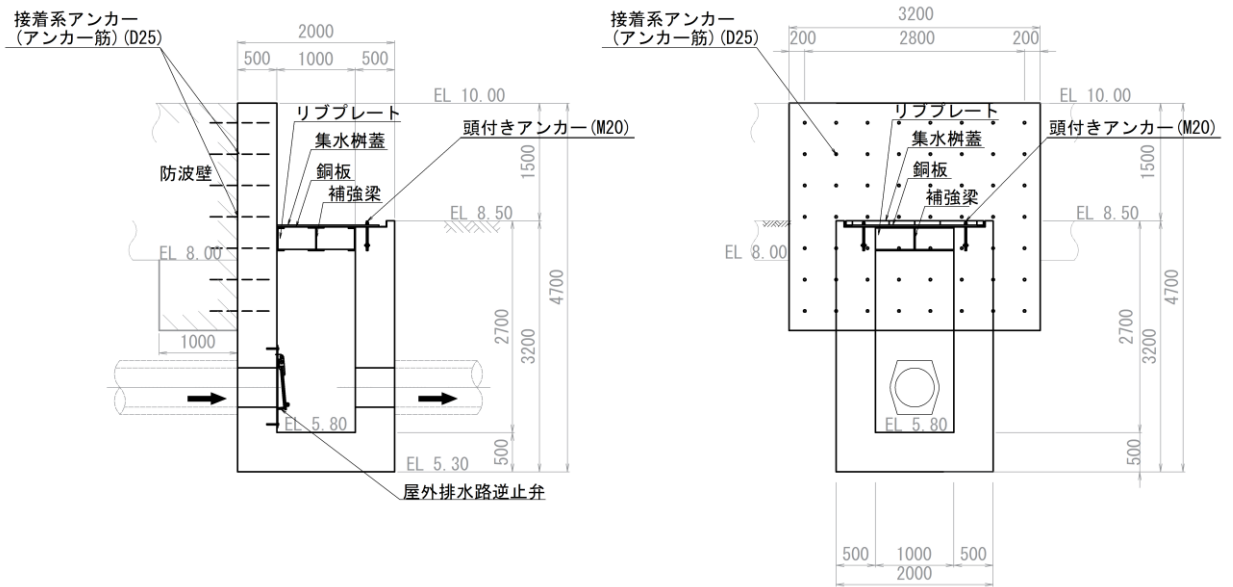
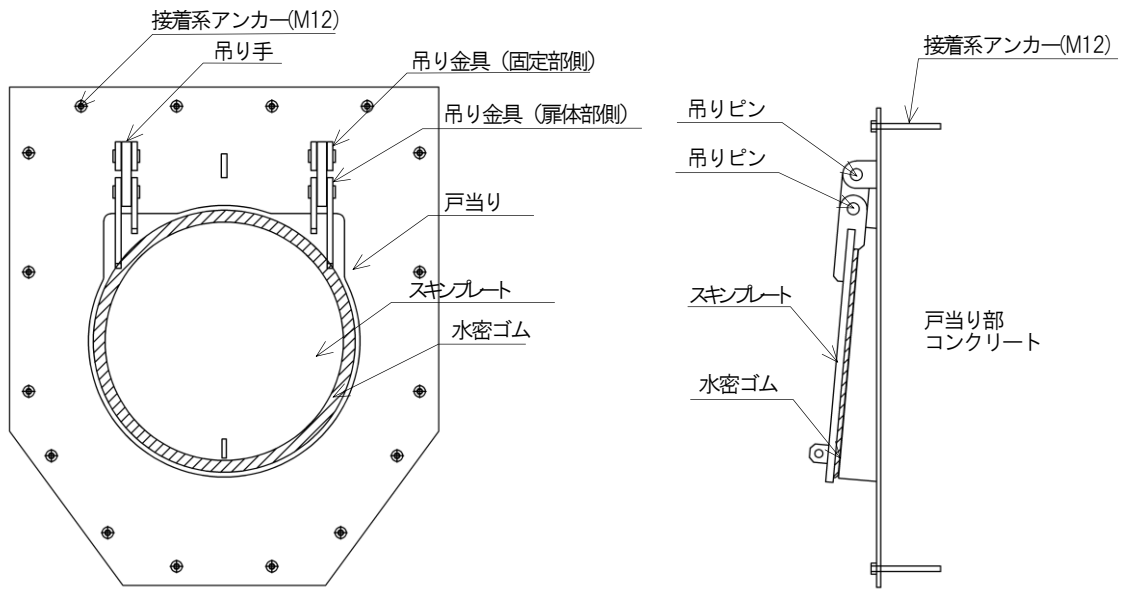
単位 (mm)

図 2-1(2) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁②, ③, ④, ⑤, ⑥)



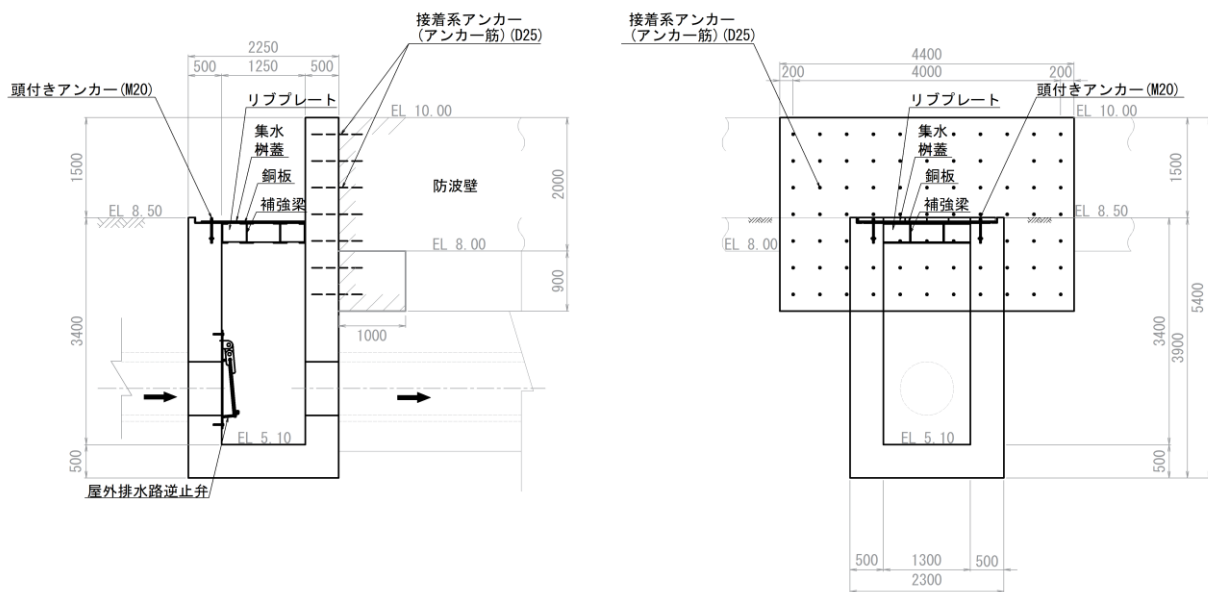
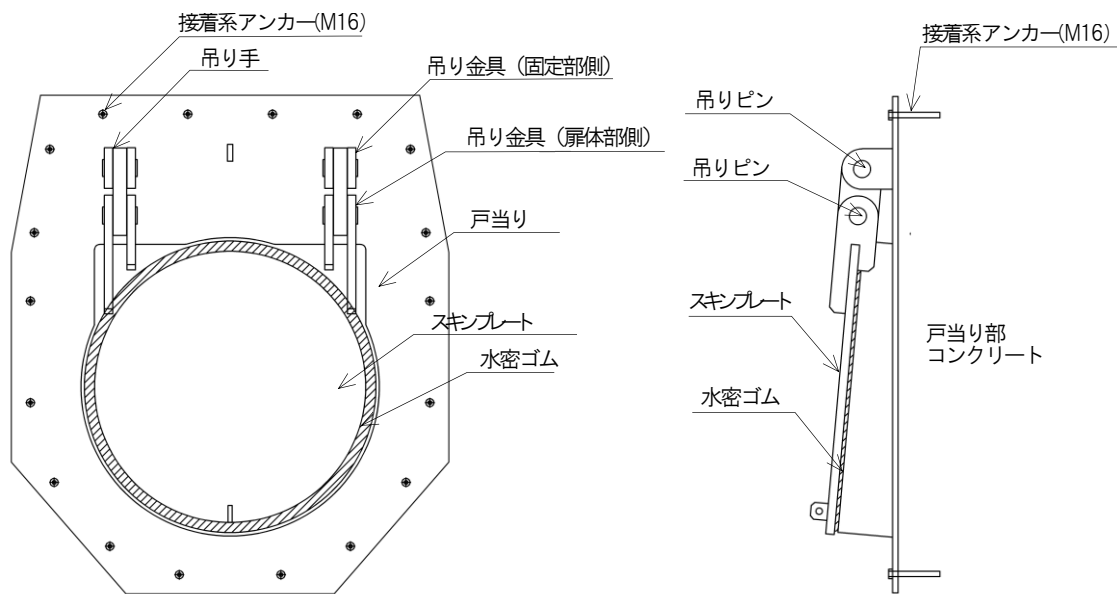
単位 (mm)

図 2-1(3) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁⑦)



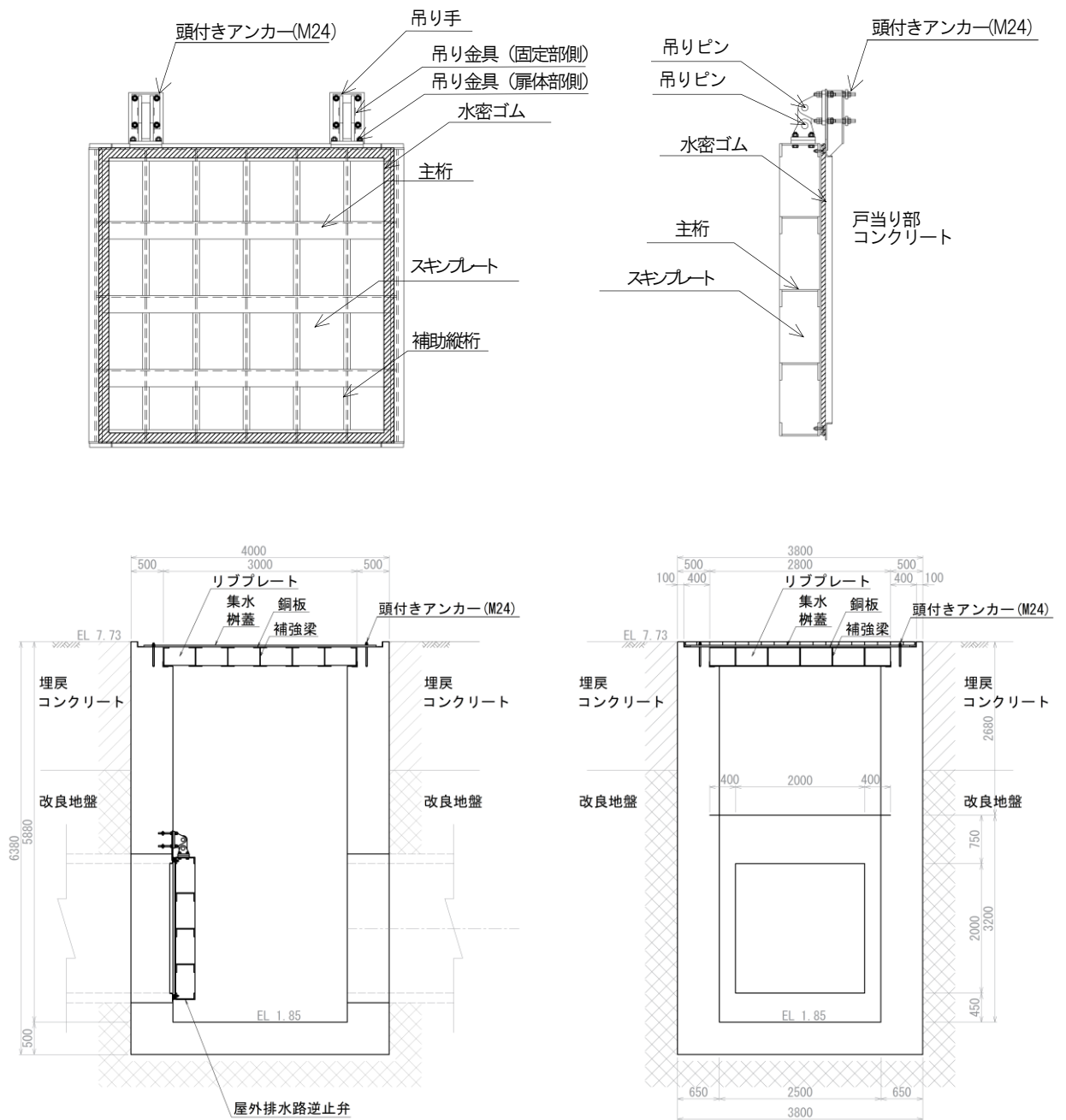
単位 (mm)

図 2-1(4) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁⑧-1)



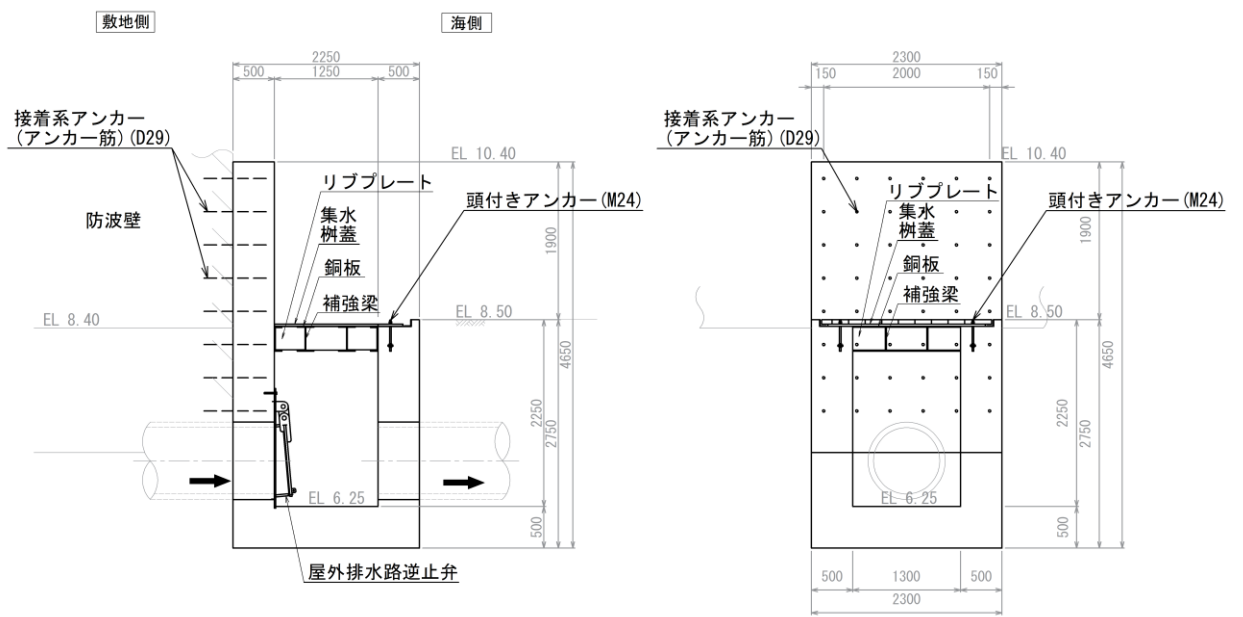
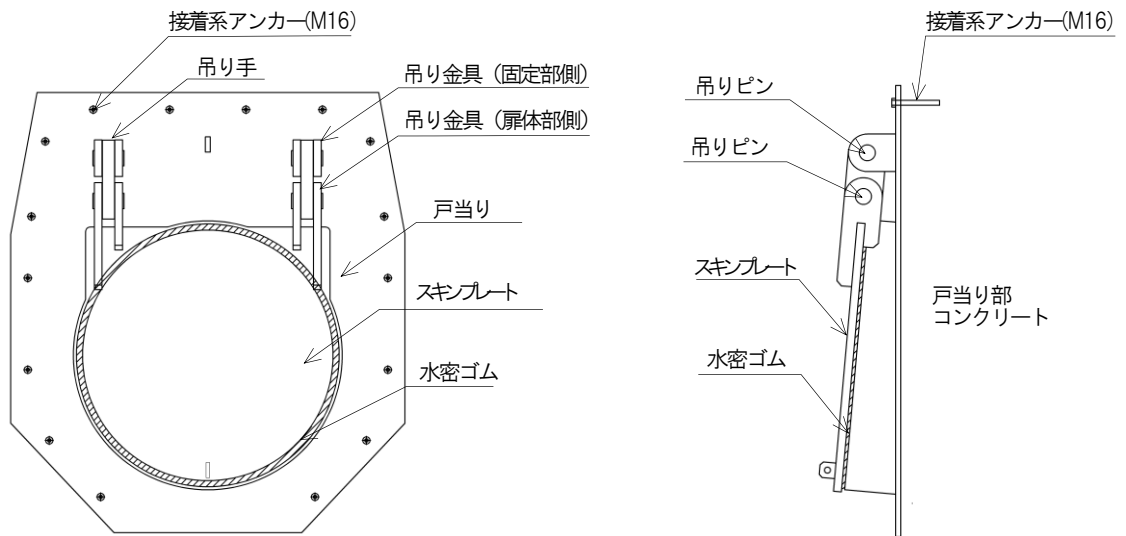
単位 (mm)

図 2-1(5) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁⑧-2)



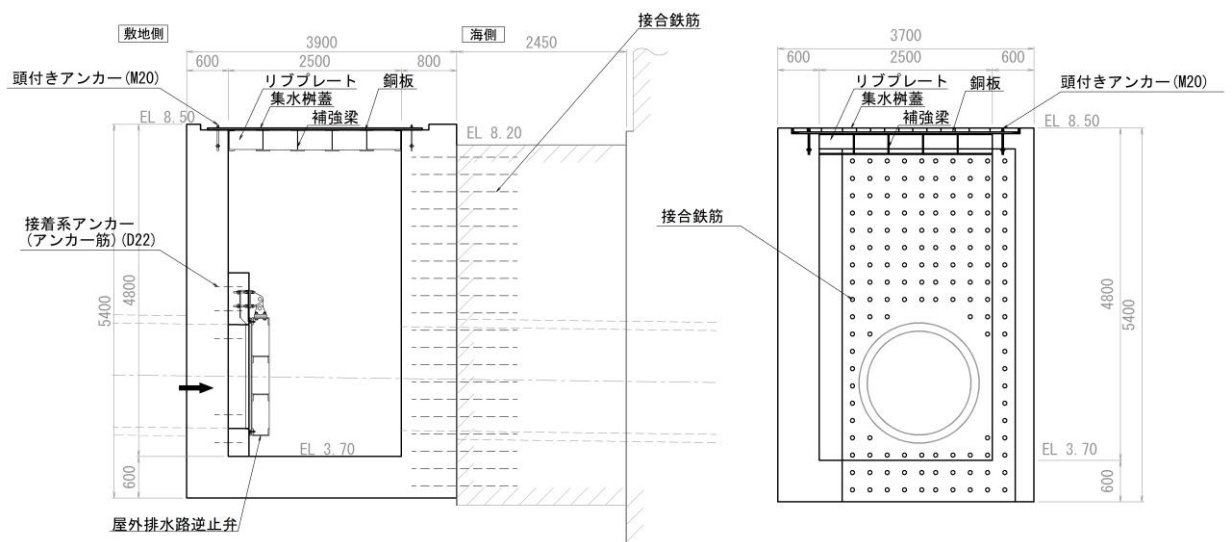
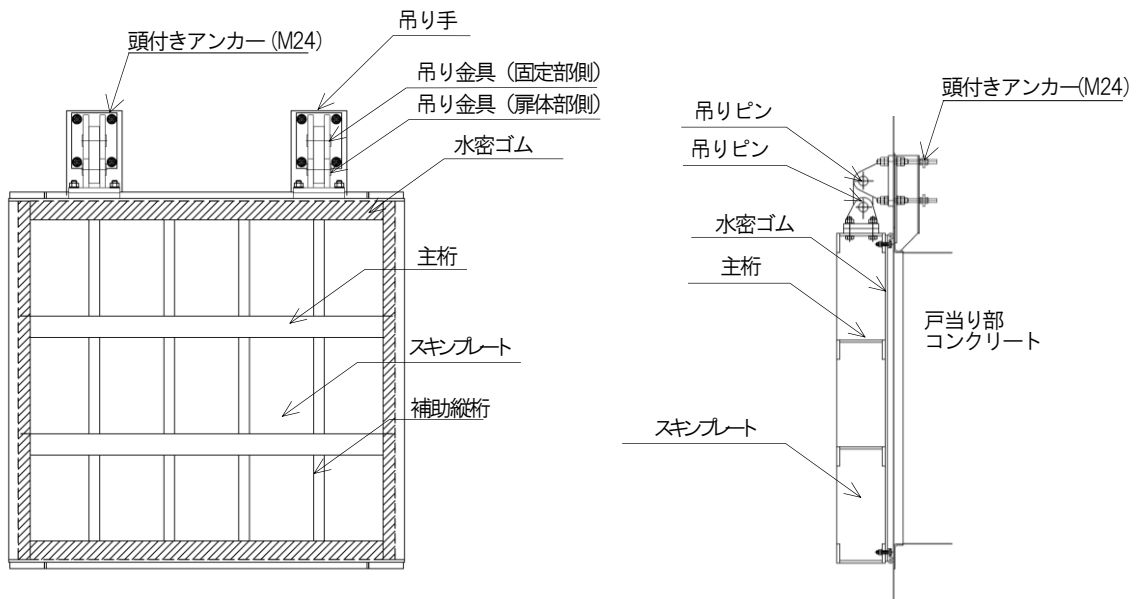
単位 (mm)

図 2-1(6) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁⑨)



単位 (mm)

図 2-1(7) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫)



単位 (mm)

図 2-1 (8) アンカー設置箇所 (屋外排水路逆止弁⑬)

2.2 指針に示されている適用範囲の整理

アンカーの許容限界を設定するための適用する指針として、審査実績のある「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」を選定する。当該指針における材料等に関する主な適用範囲について表2-2のとおり整理する。

表2-2 指針等の主な適用範囲

指針	アンカーの種類	材料			設計	
		接着材	アンカー径	母材	設計法	定着長さ
「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」	接着系アンカー ・カプセル方式 ・注入方式	規格値を満足するもの	呼び径 9mm 以上 25mm 以下の鋼棒とする。	コンクリート	許容応力度法	7d 以上
	頭付きアンカー	—	呼び径 9mm 以上 25mm 以下の鋼棒とする。	コンクリート	許容応力度法	4d 以上
	特殊アンカー* (L型アンカー)	—	個別に対応する			

注記*：L型アンカーについて特殊な形状をした定着部をもつものであることから

「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」の特殊アンカーとして整理する。

2.3 指針の適用性

指針等の適用範囲を踏まえた、各アンカーについての適用性の確認結果を表 2-3 に示す。結果、屋外排水路逆止弁の集水柵を防波壁に固定するアンカー筋(D29)については適用範囲外であることから、メーカーが実施した試験に基づく評価式により耐力を設定する。また、屋外排水路逆止弁の戸当り部の固定で使用している L 型アンカーについては、特殊アンカーとして個別の試験により耐力を設定する。

表 2-3 (1) 指針への適用性 (逆止弁の集水柵への固定部⑦, ⑧-1, ⑧-2, ⑩~⑫)

評価項目		アンカーの設置状況		適用性	
アンカーの種類		接着系アンカー		○	
材料	接着剤	有機系注入方式		○	
	アンカー筋の径	M12	M16	○	○
	母材	鉄筋コンクリート		○	
設計	設計法	許容応力度法		○	
	定着長長さ (代表)	130mm (10d)	130mm (8d)	○	○
判定				○	

表 2-3 (2) 指針への適用性 (逆止弁の戸当り部への固定部⑨, ⑬)

評価項目		アンカーの設置状況		適用性	
アンカーの種類		頭付きアンカー		○	
材料	接着剤	-		-	
	アンカー筋の径	M24		○	
	母材	鉄筋コンクリート		○	
設計	設計法	許容応力度法		○	
	定着長長さ (代表)	150mm (6d)		○	
判定				○	

表 2-3 (3) 指針への適用性 (戸当り部の集水桝への固定部①~⑥, ⑬)

評価項目		アンカーの設置状況		適用性	
アンカーの種類		接着系アンカー		○	
材料	接着剤	有機系注入方式		○	
	アンカー筋の径	D19	D22	○	○
	母材	鉄筋コンクリート		○	
設計	設計法	許容応力度法		○	
	定着長長さ (代表)	200mm (10d)	200mm (9d)	○	○
判定				○	

表 2-3 (4) 指針への適用性 (集水桝の防波壁への固定部①~⑥, ⑩~⑫)

評価項目		アンカーの設置状況		適用性	
アンカーの種類		接着系アンカー		○	
材料	接着剤	有機系注入方式		○	
	アンカー筋の径	D29		×	
	母材	鉄筋コンクリート		○	
設計	設計法	許容応力度法		○	
	定着長長さ (代表)	348mm (12d)		○	
判定				×	

表 2-3 (5) 指針への適用性 (集水桝の防波壁への固定部⑦, ⑧-1, ⑧-2)

評価項目		アンカーの設置状況		適用性	
アンカーの種類		接着系アンカー		○	
材料	接着剤	有機系注入方式		○	
	アンカー筋の径	D25		○	
	母材	鉄筋コンクリート		○	
設計	設計法	許容応力度法		○	
	定着長長さ (代表)	380mm (15d)		○	
判定				○	

表 2-3 (6) 指針への適用性 (集水桝蓋の固定部①~⑬)

評価項目		アンカーの設置状況		適用性	
アンカーの種類		頭付きアンカー		○	
材料	接着剤	-		-	
	アンカー筋の径	M20	M24	○	○
	母材	鉄筋コンクリート		○	
設計	設計法	許容応力度法		○	
	定着長長さ (代表)	226mm (11d)	210 (8d)	○	○
判定				○	

3. メーカー規格の適用性確認

「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」の適用範囲外となる集水柵を防波壁に固定するアンカー筋（D29）について，メーカー規格の適用性確認を実施する。

3.1 メーカー規格の適用性確認

アンカー定着材についてのメーカー規格に規定されている事項を表3-1に，屋外排水路逆止弁で使用するアンカー定着材の使用目的及び使用環境並びに材料を表3-2に示す。

当該アンカー定着材の使用目的及び使用環境は，本規格の使用目的及び想定している使用環境の範囲内であることから，メーカー規格は適用できることを確認した。

表3-1 メーカー規格に規定されている事項

製品名称	使用目的及び使用環境	材料	規格に基づく試験
AR ケミカルセッター EA-500	土木及び建築工事におけるアンカーの定着材として使用することを目的とする。使用環境は屋外又は屋内における，気中を対象に使用する。	エポキシアクリレート樹脂	性能試験（アンカー定着材の強度試験により許容限界値の評価式を設定）を実施

表3-2 屋外排水路逆止弁での使用目的及び使用環境並びに材料

製品名称	使用目的及び使用環境	材料
AR ケミカルセッター EA-500	地震力及び津波に伴う波力の作用時において，集水柵と防波壁との定着を確保するために使用することを目的とする。使用環境として屋外（気中）において使用する。	エポキシアクリレート樹脂

3.2 定着材の適切性の確認

定着材に使用されている材料は，[JIS K 6850 引張せん断強さ]，[JIS K 7111 衝撃強さ]，[JIS K 7112 比重]，[JIS K 7161 引張強さ]，[JIS K 7171 曲げ強さ]，[JIS K 7181 圧縮強さ]，[JIS K 7215 硬度]に基づいた試験を実施しており，強度を確保する上で適切な材料であることを確認した。

3.3 定着材の使用条件の適用性確認

定着材の使用条件について、メーカーが示す適用範囲等の確認結果について表 3-3 に示す。集水桝を防波壁に固定するアンカー筋（D29）は、このメーカーが示す使用条件の適用範囲内であることから適用できることを確認した。

表 3-3 定着材の使用条件の適用性

項目	メーカー 適用範囲等	アンカーの設置状況	適用範囲への 適用性
メーカー	旭化成株式会社	旭化成株式会社	○
製品名称	AR ケミカルセッター EA-500	AR ケミカルセッター EA-500	○
アンカーの種類	有機系注入方式	有機系注入方式	○
材料	接着剤	エポキシアクリレート樹脂	○
	アンカー筋	D6～D51	○
	母材	コンクリート	○
設計	設計法	許容応力度法	○
	定着長	4d～20d	○
判定			○

3.4 メーカーによる引張・せん断耐力の評価式について

定着材は「あと施工アンカー標準試験法・同解説（日本建築あと施工アンカー協会）」に規定されている性能試験を実施した上で、アンカー強度の許容限界の設定を実施している。

屋外排水路逆止弁のアンカー設計のうち、集水桝を防波壁に固定するアンカー筋（D29）は設計においては、許容引張力は式(1)、許容せん断力は式(2)により許容限界を設定する。これ以外のアンカー設計については、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」により許容限界を設定する。

許容引張荷重

$$\left. \begin{aligned} P_a &= \min(P_{a1}, P_{a2}, P_{a3}) \\ P_{a1} &= d_1 \times s \sigma y \times sca \\ P_{a2} &= d_2 \times 0.75 \times P_U \\ P_{a3} &= d_3 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d \times L \end{aligned} \right\} (1)$$

P_{a1} : ボルトの降伏により決まる許容引張荷重 (N)

P_{a2} : コンクリートの破壊により決まる許容引張荷重 (N)

P_{a3} : AR ケミカルセッターの付着破壊により決まる許容引張荷重 (N)

d_i : 低減係数 (短期 : $d_1=1.0$, $d_2=d_3=0.6$)

$s \sigma y$: アンカーボルトの降伏強度 (N/mm²)

sca : アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値 (mm²)

P_U : 最大引張強度 (N)

$$P_U = 0.31 \times \sqrt{F_c} \times A_c$$

A_c : 有効水平投影面積 (mm²)

$$A_c = \pi \times L_c \times (L_c + d)$$

L_c : コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ (mm)

$$L_c = 180 + 0.6 \times (L - 180)$$

F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

0.75 : 各種アンカーボルト設計指針(建築学会)のメカニカルアンカーボルトに準拠(施工係数)

τ_B : 単位面積あたりの平均付着強度 (N/mm²) $\tau_B = \alpha_2 \times \sqrt{F_c/21}$

α_2 : 付着強度係数 $\alpha_2 = 12$ (乾孔)

L : 埋込み長 (mm)

d : アンカー径 (mm)

許容せん断荷重

$$\left. \begin{array}{ll} \text{埋込み長が } 7d \text{ 以上} & Q_{a1} = ds_1 \times 0.7 \times s \sigma y \times sca \\ \text{埋込み長が } 7d \text{ より短い} & Q_{a1} = ds_2 \times 0.4 \times sca \times \sqrt{Ec \times Fc} \\ \text{へりあき寸法} < \text{埋込み長} & Q_{a2} = ds_3 \times 0.23 \times \sqrt{Fc} \times Ac_1 \end{array} \right\} (2)$$

Q_{a1} : 許容せん断荷重 (N)

Q_{a2} : コンクリート破壊 (へりあき寸法小) による場合の許容せん断力 (N)

ds_1 : 低減係数 (短期 : $ds_1 = 1.0$, $ds_2 = ds_3 = 0.6$)

$s \sigma y$: アンカーボルトの降伏荷重 (N/mm^2)

sca : アンカーボルトのせん断を受ける部分の断面積 (mm^2)

ただし, ねじ部がせん断を受ける場合は, 有効断面積 (mm^2)

Fc : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)

Ec : コンクリートのヤング係数 $2.1 \times 10^4 (N/mm^2)$

Ac_1 : 有効投影面積 (mm^2) $A_{qc} = 1/2 \times \pi \times a^2$

a : へりあき長 (mm)

4. 指針による許容限界とアンカーメーカーによる許容限界の比較

メーカーが財団法人建材試験センターに委託した性能試験の結果と合わせ、メーカー評価式及び「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」による計算結果を整理することで、計算式の連続性を確認するとともにメーカー評価式の適用性を示す。

4.1 性能試験の概要

メーカーによる当該アンカーに関する性能試験は、「あと施工アンカー標準試験法・同解説（日本建築あと施工アンカー協会）」にアンカー径や長さを変えて2回（平成9年度及び平成18年度）実施されている。性能試験概要を表4-1に示す。

表4-1 メーカーによる性能試験概要

実施年度	対象
平成9年度	<ul style="list-style-type: none">・ 異形棒鋼 D10, D13, D16, D19, D22, D25, D32, D38・ 定着長：60mm～220mm・ 呼び強度：21・ 引き抜き：各3本，せん断：各2本
平成18年度	<ul style="list-style-type: none">・ 異形棒鋼 D10, D13, D16, D19, D22, D25・ 定着長：80mm～200mm・ 呼び強度：21・ 引き抜き：各5本，せん断：各5本

4.1.1 試験方法

(1) 引張試験

試験方法を図4-1に示す。試験は、反力台上に取り付けたセンターホール型ロードセル及びオイルジャッキを用いてアンカー筋に引張荷重を加え、最大荷重を求めている。また、変位計（精度0.01mm）を用いて変位を測定し、荷重-変位曲線を求めている。

(2) せん断試験

試験方法を図4-2に示す。試験は、反力台上に取り付けたセンターホール型ロードセル及びオイルジャッキを用いてアンカー筋にせん断荷重を加え、最大荷重を求めている。また、変位計（精度0.01mm）を用いて変位を測定し、荷重-変位曲線を求めている。

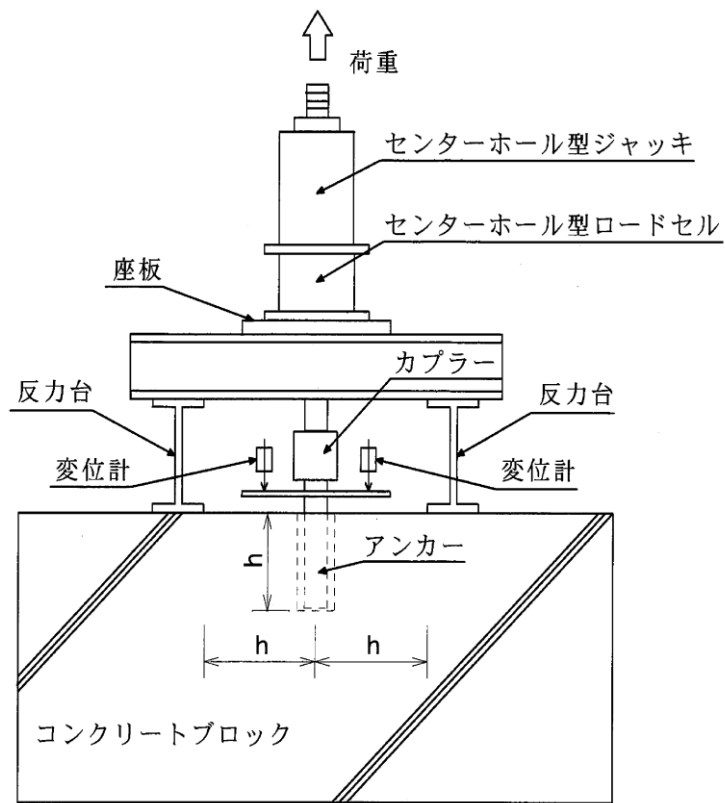


図 4-1 引張試験方法

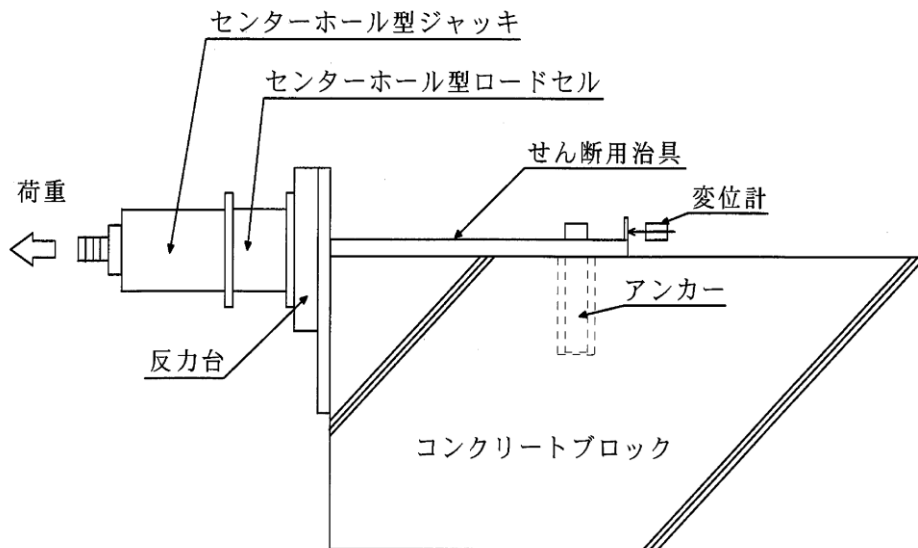


図 4-2 せん断試験方法

4.1.2 試験体（アンカーサイズ）

試験体は、コンクリートブロックに接着系アンカーを用いてアンカー筋を定着したものである。使用した接着系アンカー、アンカー筋及びコンクリート等の名称、商品名、施工条件及び数量等を整理した試験体概要を表 4-2 に示す。

表 4-2 (1) 試験体概要（平成 9 年度）

名称	商品名	アンカー筋		施工条件		コンクリート	数量
		異形棒鋼	記号	穿孔径 mm	定着長 mm		
樹脂注入型アンカー	AR ケミカルセッター IS	D10	SD295A	d12	60	材齢： 28 日 呼び強度：21	引張： 各 3 本 せん断： 各 2 本
		D13	SD345	d16	70		
		D16		d20	100		
		D19		d24	120		
		D22		d28	130		
		D25		d32	150		
		D32		d40	180		
		D38		d48	220		

表 4-2 (2) 試験体概要（平成 18 年度）

名称	商品名	アンカー筋		施工条件		コンクリート	数量
		異形棒鋼	記号	穿孔径 mm	定着長 mm		
樹脂注入型アンカー	AR ケミカルセッター IS-SYSTEM EA-500	D10	SD345	d12	80	呼び強度：21	引張： 各 5 本 せん断： 各 5 本
		D13		d16	100		
		D16		d20	130		
		D19		d24	160		
		D22		d28	180		
		D25		d32	200		

4.1.3 性能試験結果

メーカーが実施した引張及びせん断に関する試験結果を表 4-3 に示す。

表 4-3 (1) 性能試験結果 (平成 9 年度)

呼び名	試験結果*	
	引張 ($\times 10^3\text{N}$) n=3	せん断 ($\times 10^3\text{N}$) n=2
D10	25.5~27.8 (26.7)	20.7~27.5 (24.1)
D13	32.3~41.6 (37.3)	42.9~45.3 (44.1)
D16	59.6~64.1 (61.2)	83.1~86.3 (84.7)
D19	82.2~94.1 (89.2)	124~127 (126)
D22	101~116 (107)	156~171 (164)
D25	88.5~135 (114)	200~207 (204)
D32	220~230 (226)	333~359 (346)
D38	296~363 (328)	485~521 (503)

注記* : () 内は平均値を表す。

表 4-3 (2) 性能試験結果 (平成 18 年度)

呼び名	試験結果*	
	引張 ($\times 10^3\text{N}$) n=5	せん断 ($\times 10^3\text{N}$) n=5
D10	34.9~37.6 (36.1)	26.9~32.0 (29.6)
D13	54.0~60.0 (57.2)	55.4~58.4 (57.6)
D16	88.7~110 (102)	84.5~89.5 (86.2)
D19	115~151 (135)	136~146 (138)
D22	126~210 (150)	170~183 (176)
D25	184~235 (201)	201~251 (230)

注記* : () 内は平均値を表す。

4.2 連続性・適用性の確認

屋外排水路逆止弁のアンカー設計においては、アンカー筋の径の違いにより、異なる指針等を適用するため、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」に記載されている許容応力の評価式及びメーカー評価式による引張及びせん断耐力，また，メーカーが実施した性能試験の結果を呼び径毎に比較し，両評価式の連続性を確認した。

両評価式による計算については，メーカーによる性能試験が実施された条件を基に，表4-4に示すアンカーの種類において，メーカー評価式と「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」による引張及びせん断耐力の数値を算出した。

表4-4 耐力評価式の対象

指針等	AR ケミカルセッター総合技術資料	各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月） 第4編 各種アンカーボルト設計指針・解説
種類	・ 注入型アンカー ・ EA シリーズ	・ 接着系アンカーボルト

両評価式による引張・せん断耐力及び試験結果の比較を表4-5及び図4-3に示す。計算値は，メーカーが実施した呼び径毎の性能試験の結果を基に算出しており，比較結果は次のとおりである。

- ①両評価式の引張・せん断耐力は，呼び径の増加とともに増加する。両評価式を比較した場合，算出される耐力に大きな差はないものの，引張耐力では「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」で算出した耐力が小さい値となり，せん断耐力ではメーカー評価式で算出した耐力が小さい値となった。
- ②「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」の適用範囲外（D25を超える範囲）となる，屋外排水路逆止弁で採用しているアンカー筋D29について，適用可能と仮定した場合（図4-3に示す△）においても①と同じ傾向になる。

以上により，両評価式により算出される耐力は，性能試験の結果に比べ十分保守的な耐力を算出する評価式であること，また，どちらか一方の評価式が保守的と言える関係にあるものではないことから，屋外排水路逆止弁で採用している「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」の適用範囲外となるアンカー筋（D29）の耐力の算出については，メーカー評価式が適用可能と判断する。

表 4-5 (1) 評価式による耐力と試験結果の比較 (平成 9 年度)

呼び径	引張 ($\times 10^3 \text{N}$)					せん断 ($\times 10^3 \text{N}$)				
	各種合成	比較	メーカー	比較	試験結果	メーカー	比較	各種合成	比較	試験結果
D10	5.9	<	8.4	<	26.7	11.4	<	15.8	<	24.1
D13	8.4		11.7		37.3	20.2		28.0		44.1
D16	16.0		23.3		61.2	31.7		44.0		84.7
D19	22.8		33.5		89.2	45.7		63.4		125.5
D22	27.7		39.7		107.3	61.7		85.7		163.5
D25	36.7		52.7		113.8	80.8		112.2		203.5
D32	—	—	76.6		226.3	126.6	—	—	346.0	
D38	—	—	99.1		328.0	181.7	—	—	503.0	

表 4-5 (2) 評価式による耐力と試験結果の比較 (平成 18 年度)

呼び径	引張 ($\times 10^3 \text{N}$)					せん断 ($\times 10^3 \text{N}$)				
	各種合成	比較	メーカー	比較	試験結果	メーカー	比較	各種合成	比較	試験結果
D10	8.8	<	13.6	<	36.1	11.4	<	15.8	<	29.6
D13	14.1		22.1		57.2	20.2		28.0		57.6
D16	23.0		35.3		102.0	31.7		44.0		86.2
D19	34.0		51.6		135.0	45.7		63.4		139.0
D22	43.9		67.2		150.0	61.7		85.7		176.0
D25	55.0		83.7		201.0	80.8		112.2		230.0

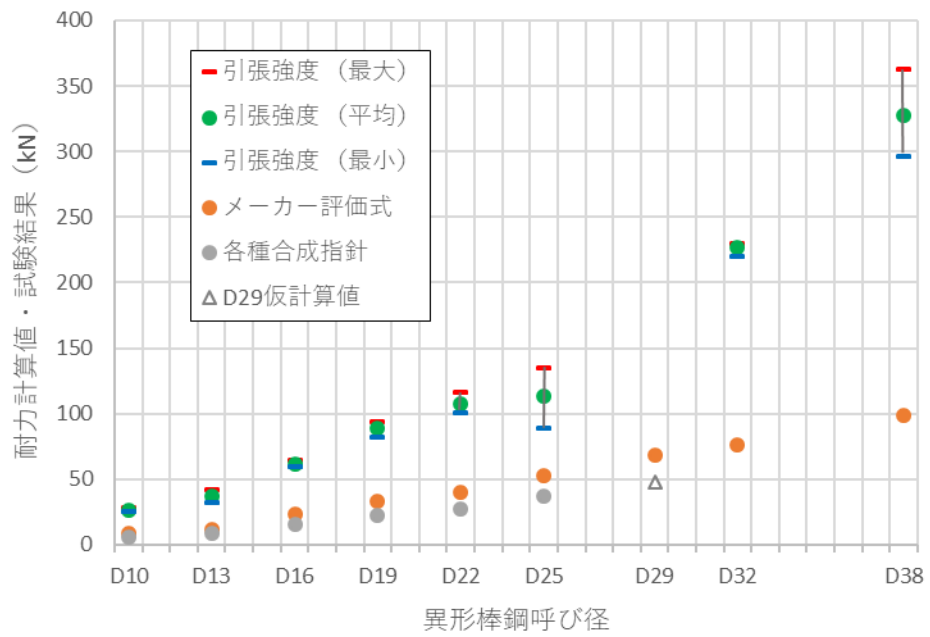


図 4-3 (1) 評価式による耐力と試験結果の比較 (引張, 平成 9 年度)

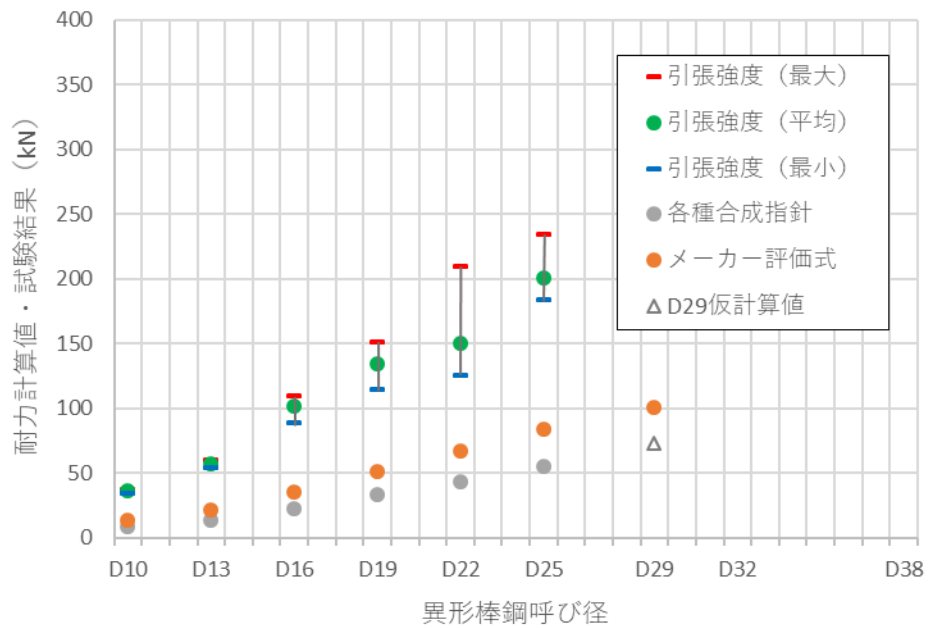


図 4-3 (2) 評価式による耐力と試験結果の比較 (引張, 平成 18 年度)

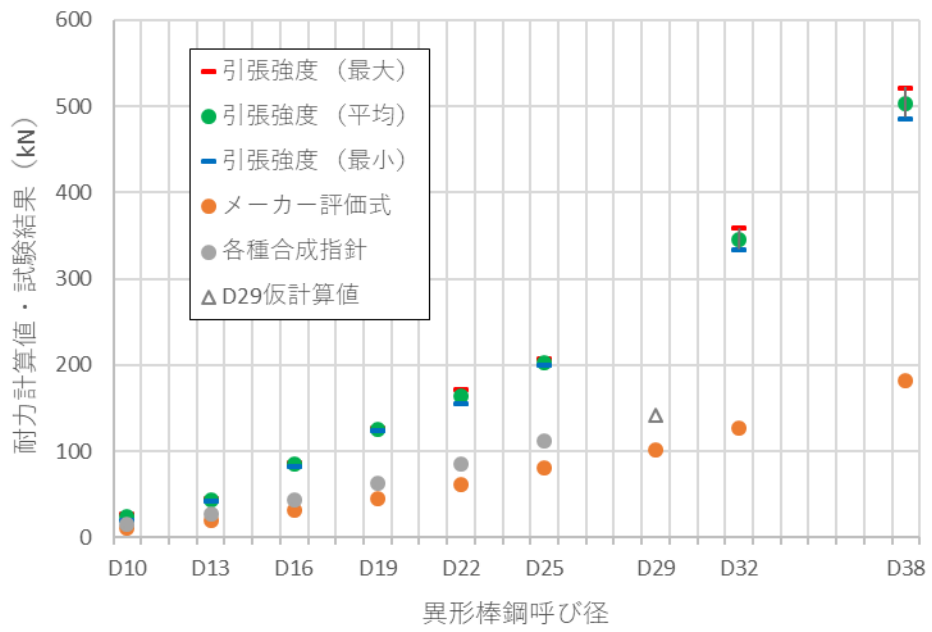


図 4-3 (3) 評価式による耐力と試験結果の比較 (せん断, 平成 9 年度)

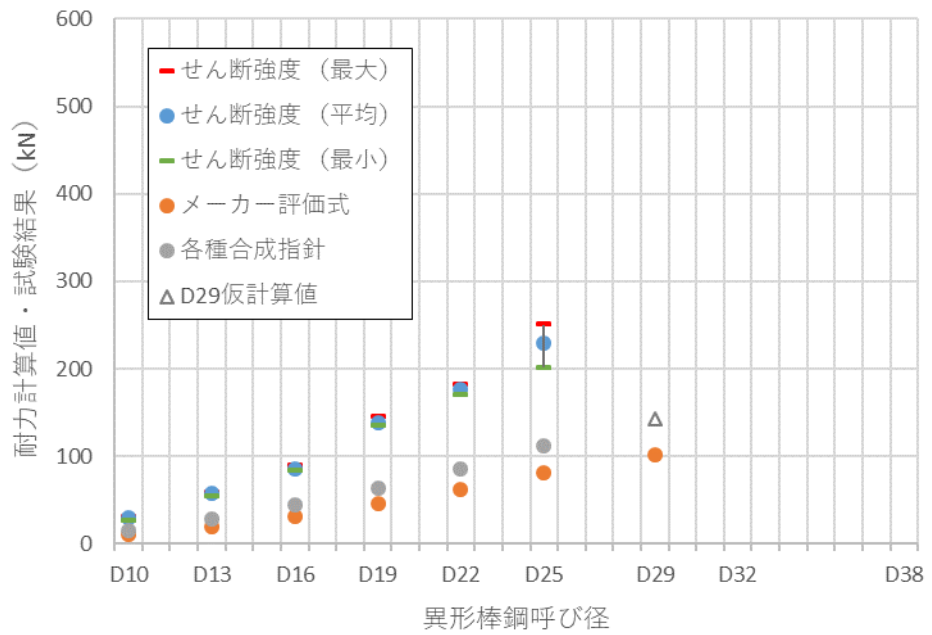


図 4-3 (4) 評価式による耐力と試験結果の比較 (せん断, 平成 18 年度)

5. L型アンカー試験

5.1 概要

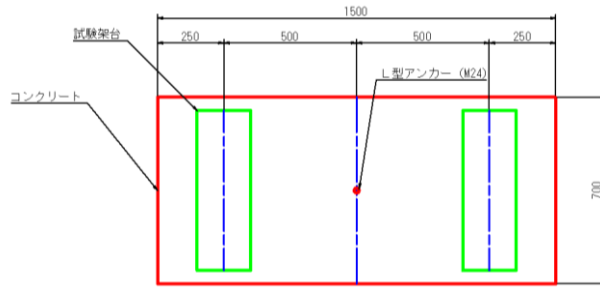
屋外排水路逆止弁を集水桝に固定する特殊アンカー（L型アンカー）は、個別の試験により耐力を設定するため、母材引張試験、埋設引張試験及び埋設せん断試験を実施した。

5.2 試験方法

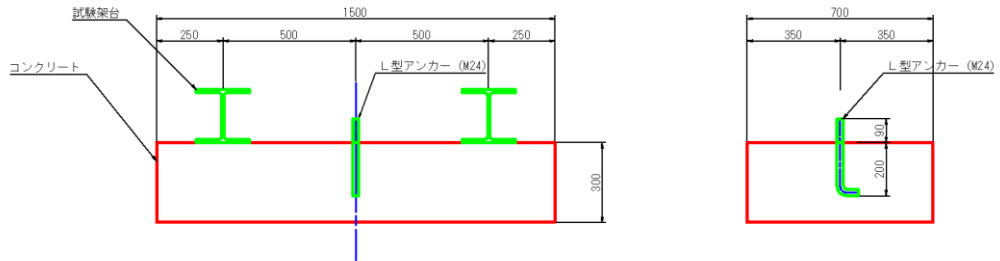
5.2.1 試験体

L型アンカー（M24, SUS316L）は、アンカーが固定される戸当り部コンクリート（厚さ 300mm）に、定着長 200mm で設置している。試験体の作成については、実機に合わせ、コンクリートの呼び強度、定着長及びコンクリート厚さ等を考慮し、埋設引張試験用 5 試験体、埋設せん断試験用 6 試験体を作成した。また、両試験に先行し、母材引張試験（3 本）を実施した。

埋設引張試験及び埋設せん断試験の試験体構造図を図 5-1 に示す。



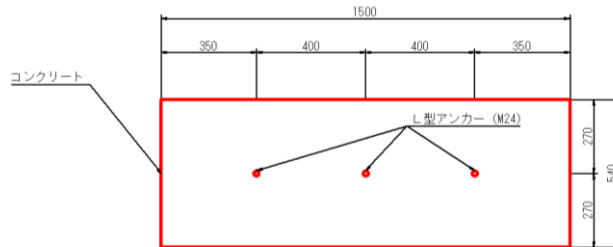
(平面図)



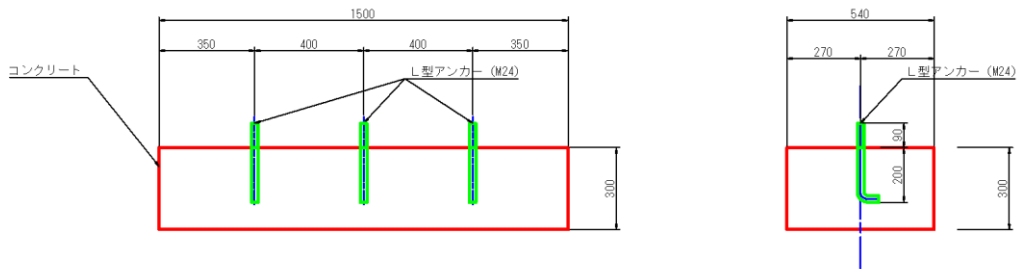
(断面図)

単位 (mm)

図 5-1 (1) 埋設引張試験の試験体構造図



(平面図)



(断面図)

単位 (mm)

図 5-1 (2) 埋設せん断試験の試験体構造図

5.2.2 試験方法

埋設引張試験及び埋設せん断試験は、「あと施工アンカー標準試験方法・同解説（日本建築あと施工アンカー協会）」に基づいた試験方法である「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）7章 あと施工アンカーの試験方法（土木学会）」に準拠して実施した。

(1) 母材引張試験

試験写真を図5-2に示す。写真に示すように、L型アンカーの両端部を試験機に固定して引張荷重を加え、最大荷重を求めた。また、変位計（精度0.01mm）を用いて変位を測定し、応力－ひずみ曲線を求めた。

(2) 埋設引張試験

試験写真を図5-3に示す。写真に示すように、反力台上に取り付けたセンターホール型ロードセル及びオイルジャッキを用いてL型アンカーに引張荷重を加え、最大荷重を求めた。また、変位計（精度0.01mm）を用いて変位を測定し、荷重－変位曲線を求めた。

(3) 埋設せん断試験

試験写真を図5-4に示す。写真に示すように、反力台上に取り付けたセンターホール型ロードセル及びオイルジャッキを用いてL型アンカーにせん断荷重を加え、最大荷重を求めた。また、変位計（精度0.01mm）を用いて変位を測定し、荷重－変位曲線を求めた。



図 5-2 母材引張試験 (写真)



図 5-3 埋設引張試験 (写真)

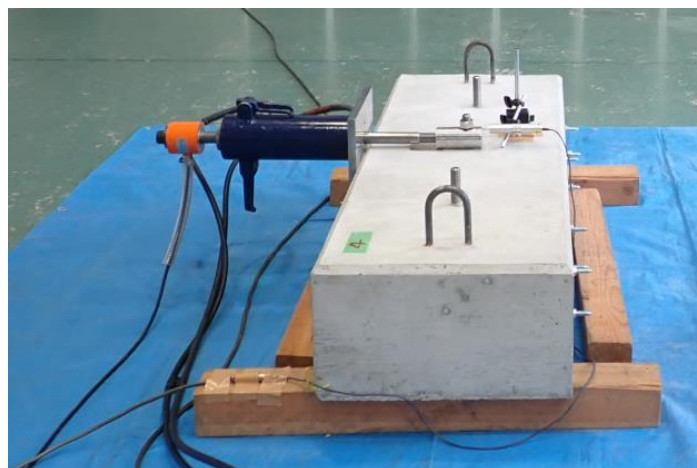


図 5-4 埋設せん断試験 (写真)

5.3 試験結果及び許容限界の設定

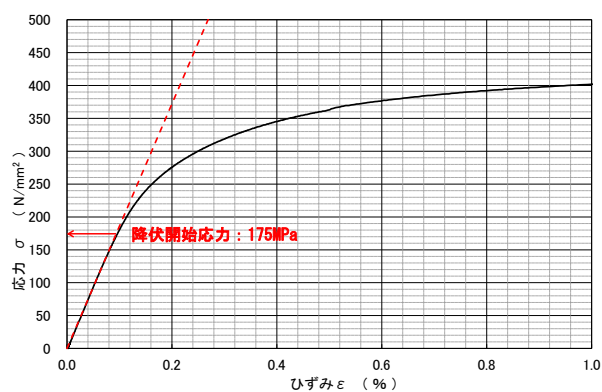
(1) 母材引張試験

母材引張試験により得られた耐力設定値を表 5-1 に、応力-ひずみ曲線を図 5-5 に示す。母材の降伏強度として、59.0kNを確認した。

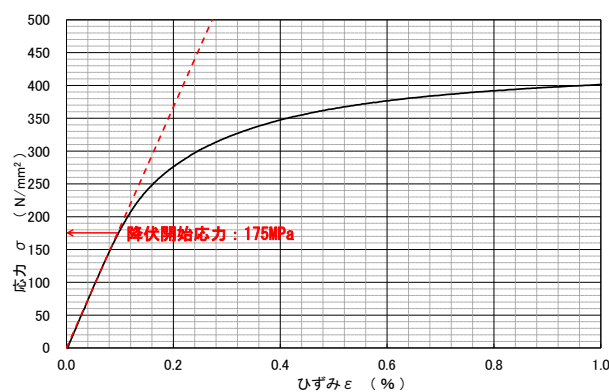
表 5-1 耐力設定値 (母材引張試験)

試験回数	母材の降伏開始応力 (N/mm ²)	母材の降伏強度 (N) *
1 回目	175.0	59.0×10^3
2 回目	175.0	59.0×10^3
3 回目	175.0	59.0×10^3
最小値		59.0×10^3

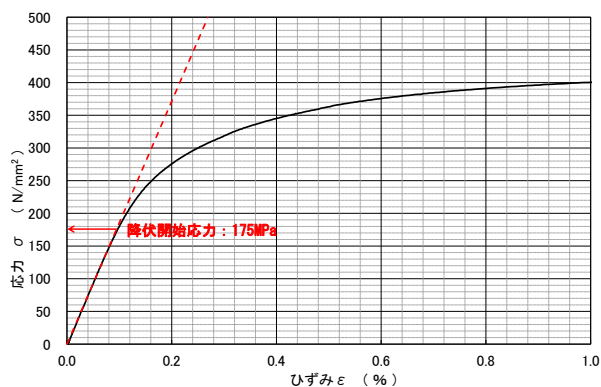
注記* : 母材の降伏強度 = 母材の降伏開始応力 × L 型アンカー M24 断面積 (338.23mm²)



(1 回目)



(2 回目)



(3 回目)

図 5-5 応力-ひずみ曲線図(母材引張試験)

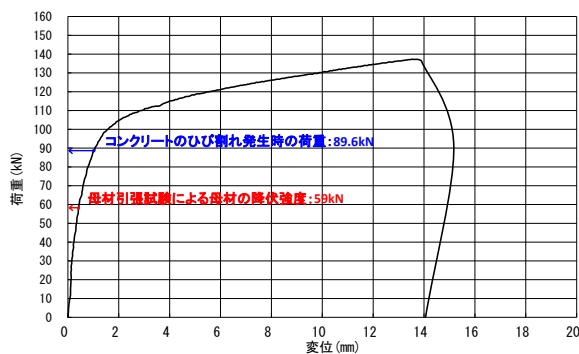
(2) 埋設引張試験及び引張耐力の設定

埋設引張試験により得られた耐力設定値を表 5-2 に、荷重－変位曲線を図 5-6 に示す。埋設引張試験の結果、いずれのケースにおいても、コンクリートのひび割れ発生時の荷重は、母材の引張試験による降伏強度を上回る結果となった。

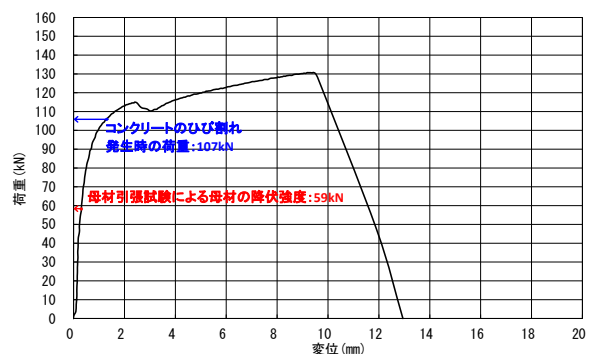
よって、引張耐力としては、母材引張試験による降伏強度の最小値である 59.0kN を設定する。

表 5-2 耐力設定値（埋設引張試験）

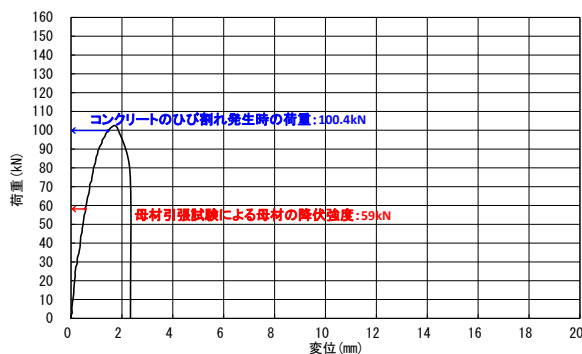
試験回数	コンクリートのひび割れ発生時の荷重 (N)	母材引張試験による母材の降伏強度 (N)
1 回目	89.6×10^3	59.0×10^3
2 回目	107.0×10^3	
3 回目	100.4×10^3	
最小値	59.0×10^3 (引張耐力)	



(1 回目)



(2 回目)



(3 回目)



(参考) コンクリートのひび割れ状況

図 5-6 荷重－変位曲線図(埋設引張試験)

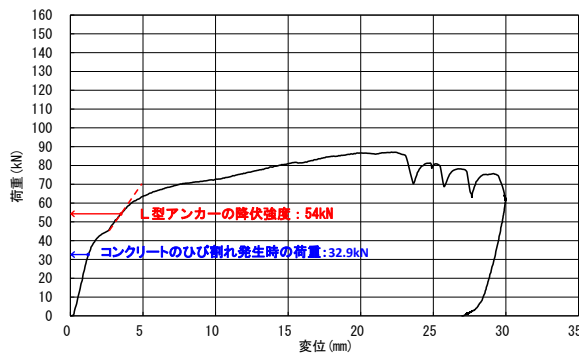
(3) 埋設せん断試験及びせん断耐力の設定

埋設せん断試験により得られた耐力設定値を表 5-3 に、荷重-変位曲線を図 5-7 に示す。埋設せん断試験の結果、いずれのケースにおいても、せん断方向の荷重に伴い、L型アンカーの根本部分のコンクリートのひび割れが発生し、変位が増加することで、荷重-変位曲線の折れ点となり、その後、再び線形状態となり、母材であるL型アンカーが降伏に至る結果となった。

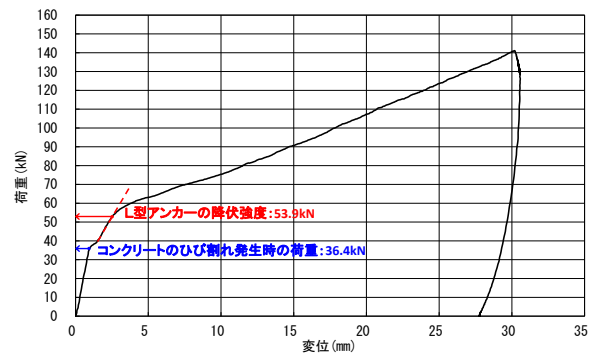
よって、せん断耐力としては、埋設せん断試験の試験体による不確かさを考慮して、コンクリートのひび割れ発生時の荷重の最小値である 27.1kN を設定する。

表 5-3 耐力設定値（埋設せん断試験）

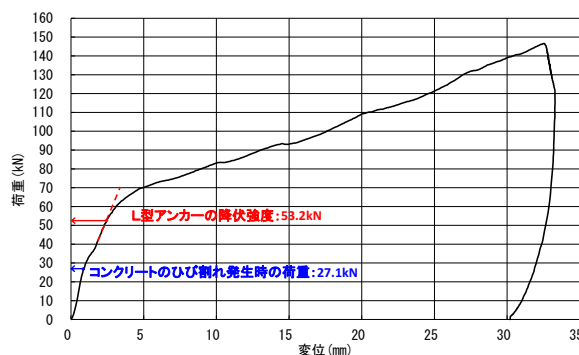
試験回数	コンクリートのひび割れ発生時の荷重 (N)	L型アンカーの降伏強度 (N)
1 回目	32.9×10^3	54.0×10^3
2 回目	36.4×10^3	53.9×10^3
3 回目	27.1×10^3	53.2×10^3
最小値	27.1×10^3 （せん断耐力）	



(1 回目)



(2 回目)



(3 回目)



(参考) コンクリートのひび割れ状況

図 5-7 荷重-変位曲線図(埋設せん断試験)

6. まとめ

アンカーの設計に用いる指針等の適用性の検討結果を表 6-1 に示す。審査実績のある「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年 11 月）」を基本として適用するが，適用範囲外となるアンカー筋（D29）については，適用性を確認したメーカー評価式により許容限界を設定する。

また，特殊アンカー（L 型アンカー）については，「5. L 型アンカー試験」に示す試験結果に基づき表 6-2 のとおり，引張及びせん断に関する許容限界を設定する。

表 6-1 指針等の適用性の検討結果（屋外排水路逆止弁）

■：各種合成構造設計指針・同解説，■：メーカー評価式

設備名称	逆止弁の戸当り部又は集水桝への固定部	戸当部の集水桝への固定部	集水桝の防波壁への固定部	集水桝蓋の固定部
屋外排水路逆止弁①	特殊アンカー（L 型アンカー） (M24)	接着系アンカー（アンカー筋） (D19)	接着系アンカー（アンカー筋） (D29)	頭付きアンカー (M24)
屋外排水路逆止弁②				
屋外排水路逆止弁③				
屋外排水路逆止弁④				
屋外排水路逆止弁⑤				
屋外排水路逆止弁⑥				
屋外排水路逆止弁⑦	接着系アンカー (M16)	—	接着系アンカー（アンカー筋） (D25)	頭付きアンカー (M20)
屋外排水路逆止弁⑧-1	接着系アンカー (M12)			
屋外排水路逆止弁⑧-2	接着系アンカー (M16)			
屋外排水路逆止弁⑨	頭付きアンカー (M24)	—	—	頭付きアンカー (M24)
屋外排水路逆止弁⑩	接着系アンカー (M16)	—	接着系アンカー（アンカー筋） (D29)	
屋外排水路逆止弁⑪				
屋外排水路逆止弁⑫				
屋外排水路逆止弁⑬	頭付きアンカー (M24)	接着系アンカー（アンカー筋） (D22)	—	頭付きアンカー (M20)

表 6-2 L型アンカーの引張及びせん断に関する許容限界

設備名称	逆止弁の 集水桝への 固定部	引張耐力 (N/本)	せん断耐力 (N/本)
屋外排水路逆止弁 ①～⑥	特殊アンカー (L型アンカー) (M24)	59.0×10^3	27.1×10^3

(参考資料 2) 打ち増しコンクリートのアンカー筋の照査等について

1. 概要

本資料は、屋外排水路逆止弁を設置する集水桝を防波壁に固定するため、防波壁の躯体に打ち増ししているコンクリートのアンカー筋の照査及び一体性を確保するための施工段階での配慮について説明する。

打ち増しコンクリートの設置位置（計 7 箇所）を図 1-1 に、打ち増しコンクリートの設置状況一覧を表 1-1 示す。

なお、アンカー筋の照査においては、打ち増しコンクリートのアンカー筋に引張力が作用する地震時を対象とする。

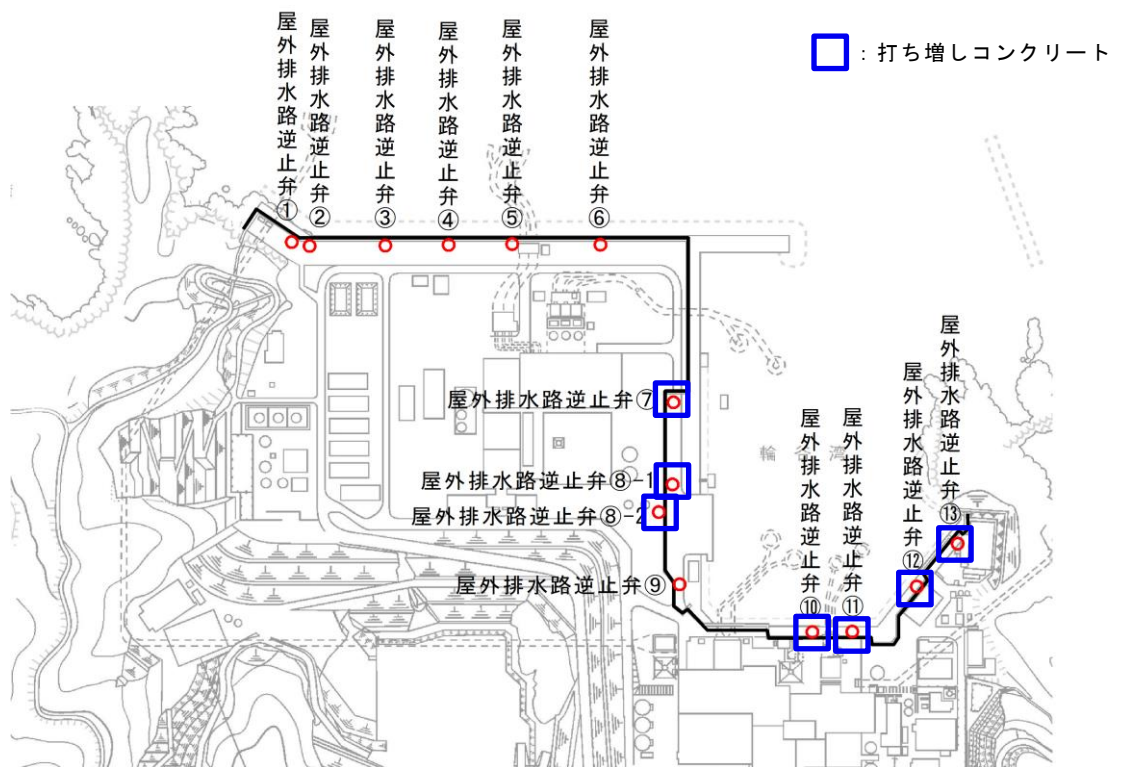


図 1-1 打ち増しコンクリートの設置位置

表 1-1 屋外排水路逆止弁及び打ち増しコンクリートの設置状況一覧

設備名称	構造	逆止弁の 設置状況	集水桝の 支持機構	打ち増しコン クリート設置		
屋外排水路逆止弁①	鋼製	防波壁の敷地側の 集水桝（地中）内 に設置	防波壁が支持	—*		
屋外排水路逆止弁②				—*		
屋外排水路逆止弁③				—*		
屋外排水路逆止弁④				—*		
屋外排水路逆止弁⑤				—*		
屋外排水路逆止弁⑥				—*		
屋外排水路逆止弁⑦		防波壁の海側の集 水桝（地中）内に 設置	改良地盤が 支持	○		
屋外排水路逆止弁⑧-1		○				
屋外排水路逆止弁⑧-2		防波壁の敷地側の 集水桝（地中）内 に設置)		○		
屋外排水路逆止弁⑨		鋼製	防波壁の海側の集 水桝（地中）内に 設置	改良地盤が 支持	—	
屋外排水路逆止弁⑩					防波壁が支持	○
屋外排水路逆止弁⑪						○
屋外排水路逆止弁⑫						○
屋外排水路逆止弁⑬	防波壁の敷地側の 集水桝（地中）内 に設置)					○

注記*：屋外排水路逆止弁①～⑥の集水桝は、防波壁に直接固定

2. 打ち増しコンクリートの構造

屋外排水路逆止弁及び打ち増しコンクリートの構造形式を表 2-1 に、集水桝毎の打ち増しコンクリートの構造図を図 2-1 に示す。

表 2-1 屋外排水路逆止弁及び打ち増しコンクリートの構造形式

設備名称	屋外排水路逆止弁		打ち増し コンクリート寸法 (mm)
	扉体 形状	扉体寸法 (mm)	
屋外排水路逆止弁⑦	丸形	φ 780	1000×3200×900
屋外排水路逆止弁⑧-1		φ 570	
屋外排水路逆止弁⑧-2		φ 880	1000×4400×900
屋外排水路逆止弁⑩	丸形	φ 880	2400×2800×1500
屋外排水路逆止弁⑪			
屋外排水路逆止弁⑫			
屋外排水路逆止弁⑬	角型	1700×1850	2450×5000×5200

断面図

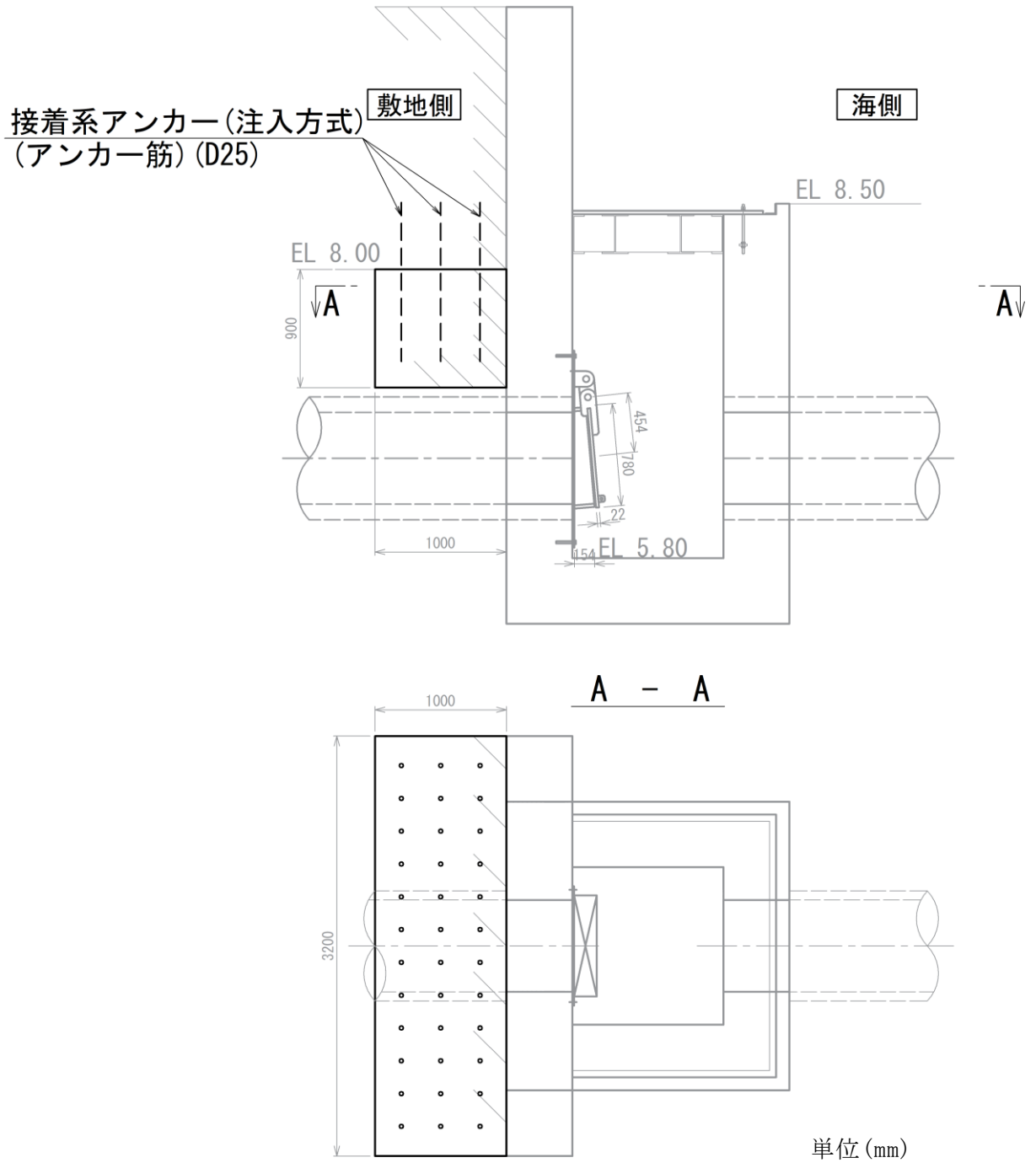
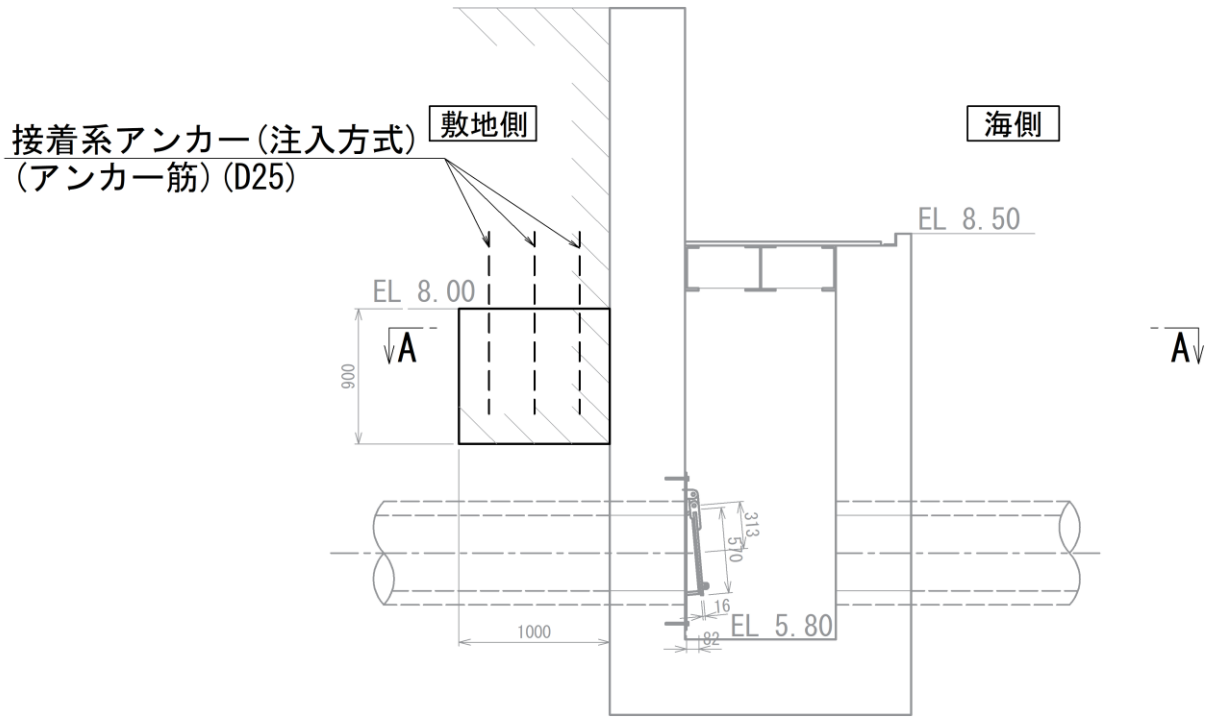
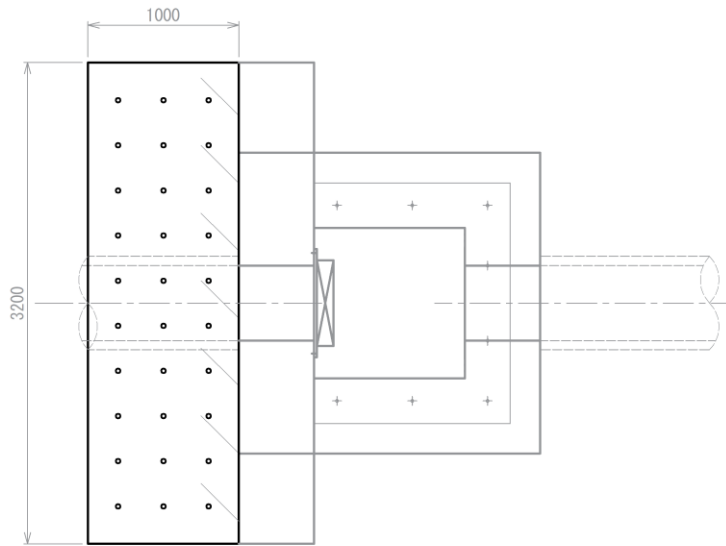


図 2-1 (1) 屋外排水路逆止弁⑦集水桝構造図

断面図



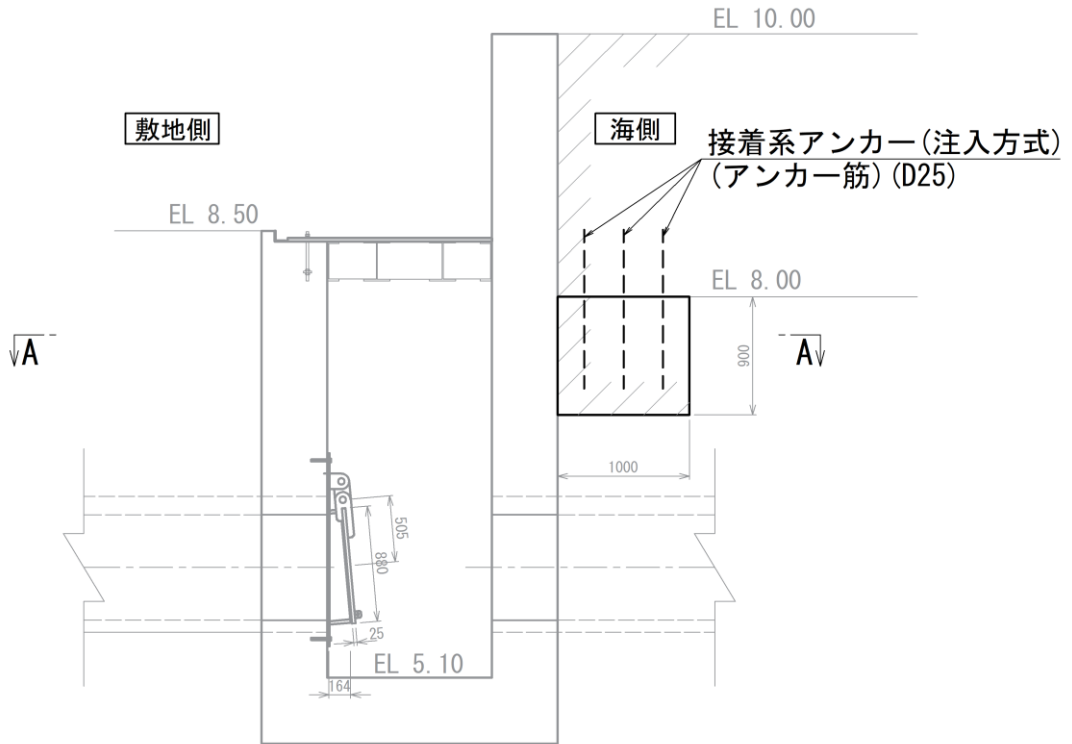
A - A



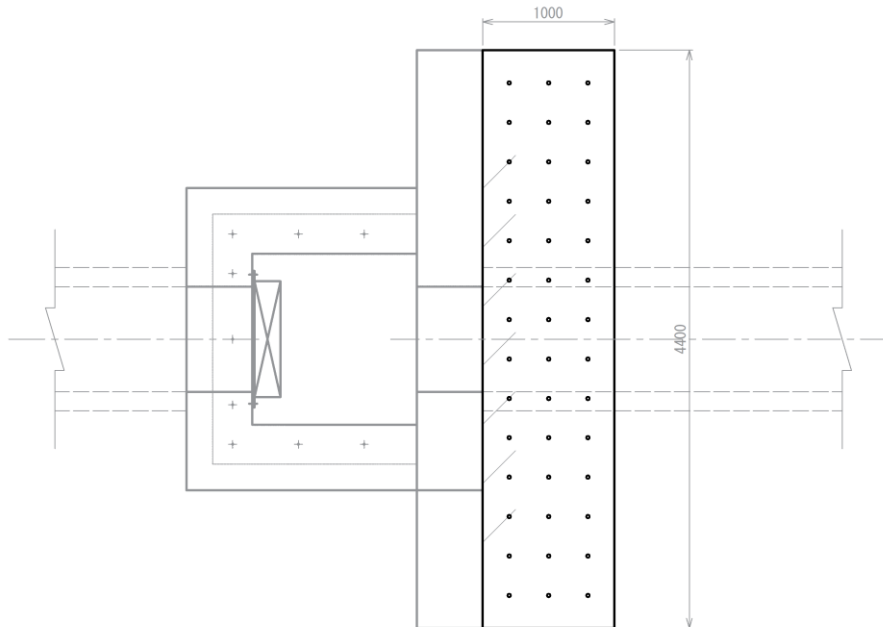
単位 (mm)

図 2-1 (2) 屋外排水路逆止弁⑧-1 集水桝構造図

断面図



A - A



単位 (mm)

図 2-1 (3) 屋外排水路逆止弁⑧-2 集水柵構造図

(参考) 2-6

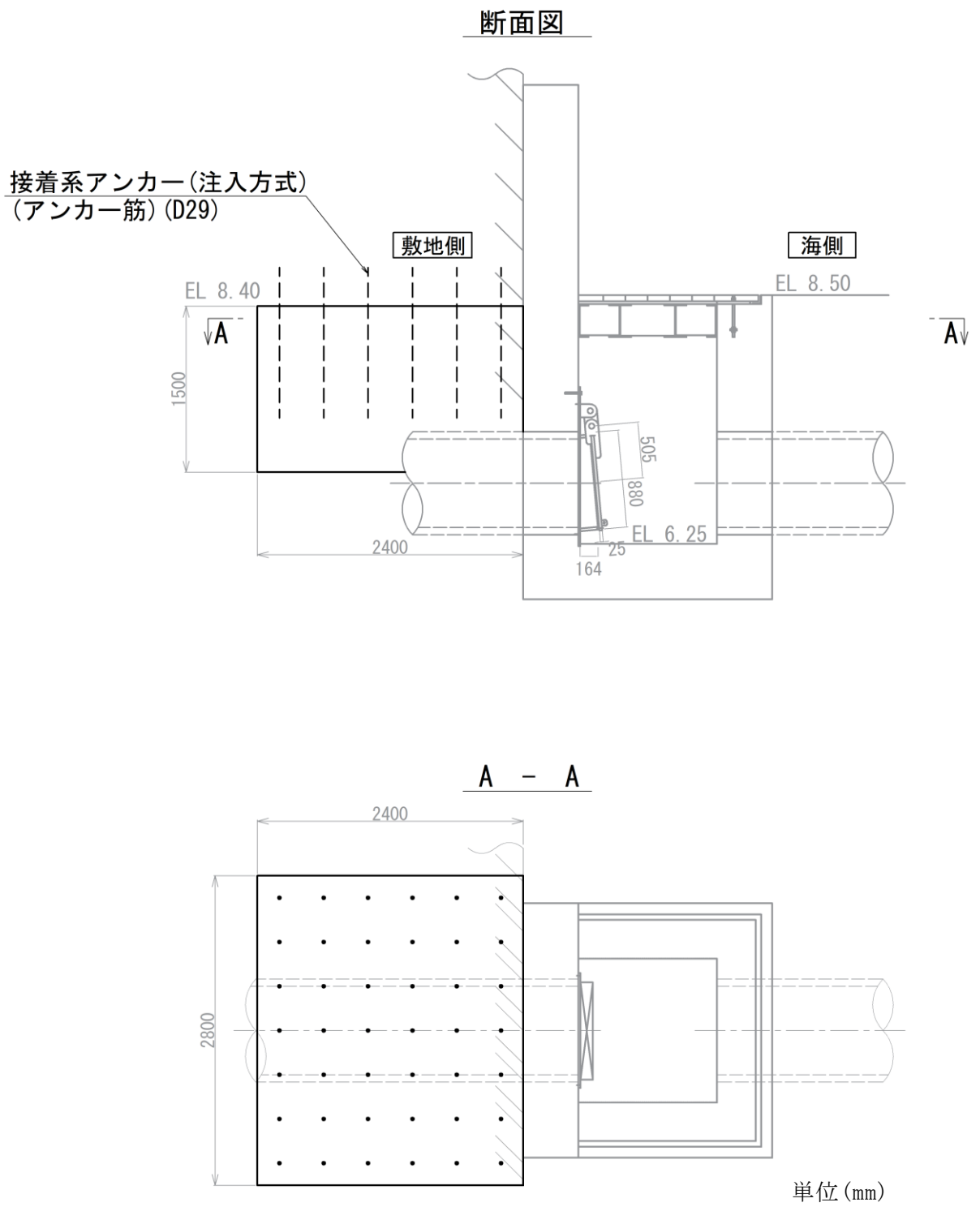
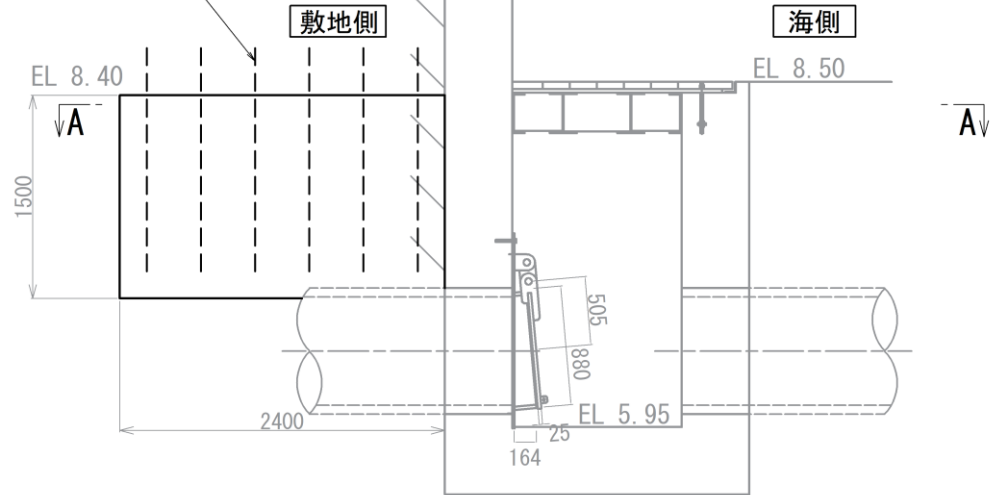


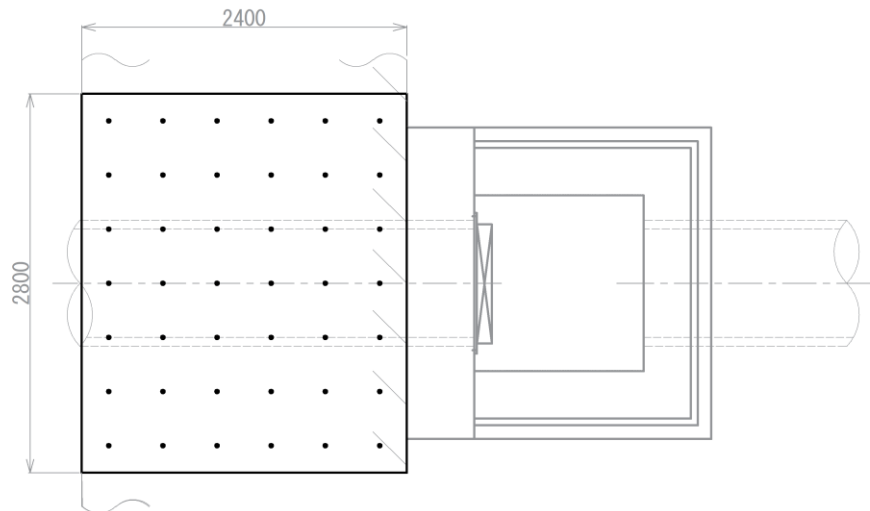
図 2-1 (4) 屋外排水路逆止弁⑩集水柵構造図

断面図

接着系アンカー(注入方式)
(アンカー筋) (D29)



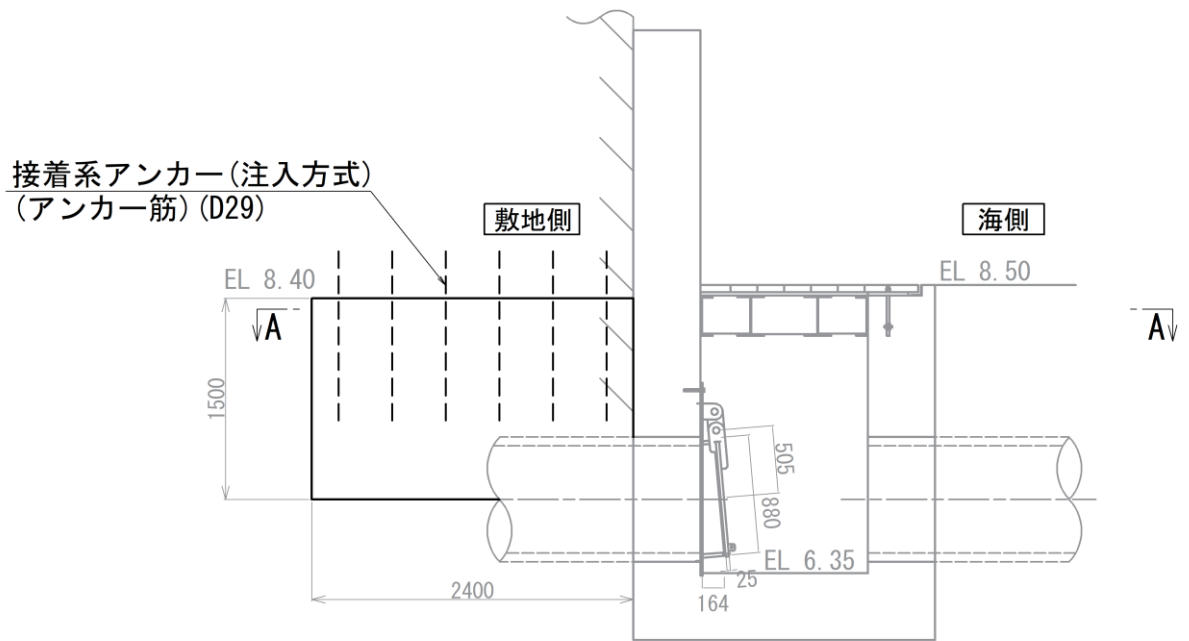
A - A



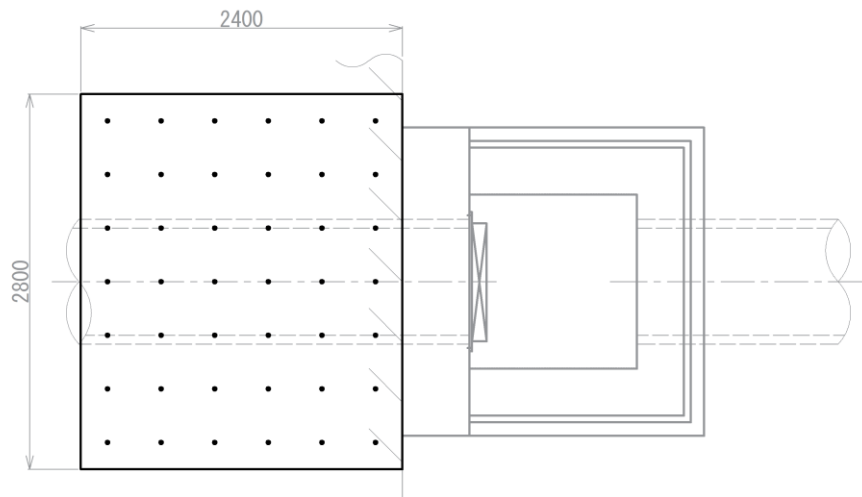
単位 (mm)

図 2-1 (5) 屋外排水路逆止弁①集水桝構造図

断面図

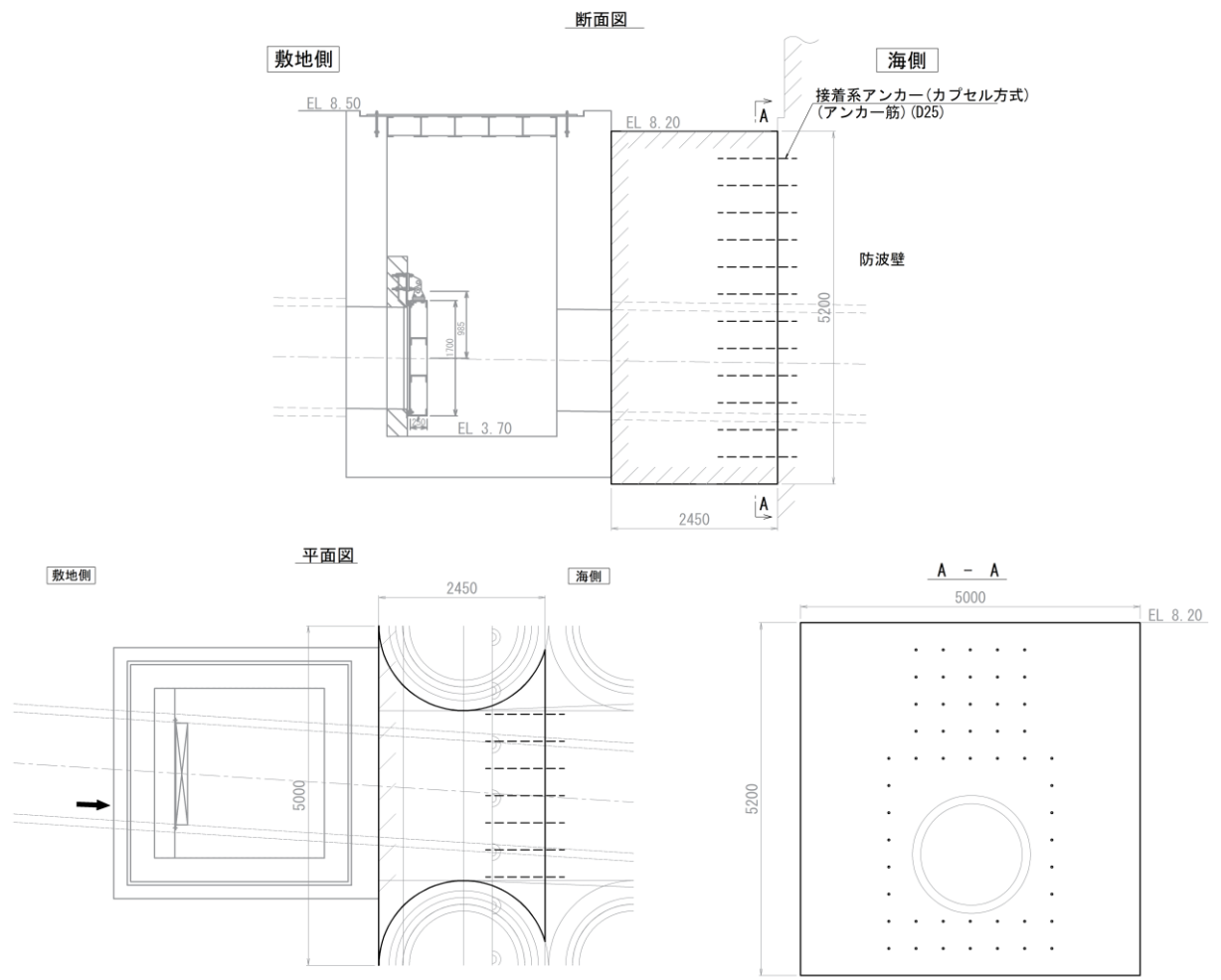


A - A



単位 (mm)

図 2-1 (6) 屋外排水路逆止弁⑫集水柵構造図



単位 (mm)

図 2-1 (7) 屋外排水路逆止弁⑬集水桝構造図 (断面図)

3. アンカー筋の評価方針

3.1 評価項目

打ち増しコンクリートは防波壁にアンカー筋で固定しており、構造部材の健全性評価として、表 3-1 に示すとおり、アンカー筋に発生する引張力及びせん断力が許容限界を下回ることを確認する。

表 3-1 アンカー筋の評価項目

評価方針	評価項目	評価対象部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	アンカー筋	発生する引張力及びせん断力が許容限界を下回ることを確認	引張耐力及びせん断耐力

3.2 使用材料

打ち増しコンクリートを防波壁に固定するアンカー筋の使用材料を表 3-2 に示す。

表 3-2 アンカー筋の使用材料

諸 元		
打ち増し コンクリート	アンカー筋	SD345 (D25)
		SD345 (D29)

3.3 許容限界

打ち増しコンクリートのアンカー筋の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）」，又はアンカーメーカーにて実施した試験を踏まえた耐力評価式に基づく引張耐力及びせん断耐力とする。

打ち増しコンクリートを防波壁に固定するアンカー筋の許容限界を表 3-3 に示す。

表 3-3 アンカー筋の許容限界

設備名称	アンカー径	引張耐力 (kN/本)	せん断耐力 (kN/本)	評価式
集水桝（屋外排水路逆止弁⑦）	D25	108.07	62.83	各種合成構造 設計指針・同 解説（日本建 築学会，2010 年11月）
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-1）		108.07	62.83	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-2）		108.07	62.83	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑩）	D29	108.89	42.47	アンカー メーカー式
集水桝（屋外排水路逆止弁⑪）		108.89	42.47	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑫）		108.89	42.47	
集水桝（屋外排水路逆止弁⑬）	D25	104.77	122.36	各種合成構造 設計指針・同 解説（日本建 築学会，2010 年11月）

3.3.1 許容引張力

(1) 集水桷（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2，⑬）

アンカー筋 1 本当りの許容引張力は，以下で算定されるアンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 p_{a1} ，及びアンカー筋の付着力により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 p_{a3} のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_y \times s_c a$$

$$p_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

ここで，

p_{a1} : アンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 (kN)

p_{a3} : アンカー筋の付着力により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 (kN)

ϕ_i : 低減係数 (短期: $\phi_1=1.0$, $\phi_2=\phi_3=2/3$)

$s \sigma_y$: アンカー筋の規格降伏点強度 (N/mm²)

$s_c a$: アンカー筋の断面積 (mm²)

d_a : アンカー筋の径 (mm)

l_{ce} : アンカー筋の強度算定用埋込み長さで，
 $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする (mm)

l_e : アンカー筋の有効埋込み長さ (mm)

τ_a : アンカー筋の引張力に対する付着強度 (N/mm²)

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

α_n : 付着強度の低減係数 ($n=1, 2, 3$)

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

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

τ_{bavg} : アンカー筋の基本平均付着強度で表 3-4 から注入方式の有機系の値を用いる (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

c_n : へりあき寸法，又は，アンカー筋ピッチ a の 1/2 で $c_n = a_n/2$ ($n=1\sim 3$) とする (mm)

表 3-4 接着系アンカー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) 集水桝（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）

アンカー筋 1 本当りの許容引張力は，以下で算定されるアンカー筋の降伏により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 p_{a4} ，コンクリートの破壊により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 p_{a5} ，及び AR ケミカルセッターの付着破壊により決まる場合のアンカー筋 1 本当りの許容引張力 p_{a6} のうち小さい値とする。

$$p_{a4} = \phi_4 \times s \sigma_y \times s c a$$

$$p_{a5} = \phi_5 \times 0.75 \times P_U$$

$$p_{a6} = \phi_6 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d \times L$$

ここで，

p_{a4} : アンカー筋の降伏により決まる許容引張荷重 (N)

p_{a5} : コンクリートの破壊により決まる許容引張荷重 (N)

p_{a6} : AR ケミカルセッターの付着破壊により決まる許容引張荷重 (N)

ϕ_i : 低減係数 (短期: $\phi_4 = 1.0$, $\phi_5 = \phi_6 = 0.6$)

$s \sigma_y$: アンカー筋の降伏強度 (N/mm²)

$s c a$: アンカー筋の軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値 (mm²)

P_U : 最大引張強度 (N)

$$P_U = 0.31 \times \sqrt{F_c} \times A_c$$

A_c : 有効水平投影面積 (mm²)

$$A_c = \pi \times L_c \times (L_c + d)$$

L_c : コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ (mm)

$$L_c = 180 + 0.6 \times (L - 180)$$

F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

0.75 : 各種アンカーボルト設計指針 (建築学会) のメカニカルアンカーボルトに準拠 (施工係数)

τ_B : 単位面積あたりの平均付着強度 (N/mm²) $\tau_B = \alpha_2 \times \sqrt{F_c / 21}$

α : 付着強度係数 $\alpha = 12$ (乾孔)

L : 埋込み長 (mm)

d : アンカー筋径 (mm)

3.3.2 許容せん断力

(1) 集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2，⑬）

アンカー筋 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筋のせん断強度により決まる場合のアンカー筋 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筋 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筋 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。

$$q_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc}$$

ここで，

q_{a1} : アンカー筋のせん断強度により決まる場合のアンカー筋 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アンカー筋 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アンカー筋 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

ϕ_i : 低減係数 (短期: $\phi_1=1.0$, $\phi_2=2/3$)

$_s \sigma_{qa}$: 接着系アンカー筋のせん断強度で，規格降伏点強度 $\times 0.7$ とする (N/mm^2)

$_{sc} a$: アンカー筋の断面積 (mm^2)

$_c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で， $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする (N/mm^2)

$_c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で， $0.31\sqrt{F_c}$ とする (N/mm^2)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

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

c : へりあき寸法 (mm)

(2) 集水桝（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）

アンカー筋 1 本当たりの許容せん断力 q_a は，埋込み長，埋込み位置（へりあきの有無），それぞれのケースに合わせて計算する。

一般に埋込み長が十分 ($L \geq 7d$)，かつ，へりあき寸法が十分に確保されている場合はボルトの軸部の破断で決まり，ボルトのせん断強度により算出する。

アンカーボルトの埋込み長が短い ($L < 7d$) 場合はアンカーボルトがコンクリートに押し付けられることによるコンクリートの支圧破壊の算定を行う。

さらに，アンカーボルトも埋込み位置として，へりあき寸法が十分に確保されていない場合は，有効水平投影面積 (A_{c1}) を用いてコンクリートの破壊についての算定を行う。

$$\text{埋込み長が } 7d \text{ 以上} \quad q_{a4} = \phi_4 \times 0.7 \times_s \sigma_y \times_s c_a$$

$$\text{埋込み長が } 7d \text{ より短い} \quad q_{a4} = \phi_5 \times 0.4 \times_s c_a \times \sqrt{(E_c \times F_c)}$$

$$\text{へりあき寸法} < \text{埋込み長} \quad q_{a5} = \phi_6 \times 0.23 \times \sqrt{(F_c)} \times A_{c1}$$

ここで，

q_{a4} : 許容せん断荷重 (N)

q_{a5} : コンクリート破壊（へりあき寸法小）による場合の許容せん断力 (N)

ϕ_i : 低減係数（短期： $\phi_4=1.0$ ， $\phi_5=\phi_6=0.6$ ）

$_s \sigma_y$: アンカーボルトの降伏荷重 (N/mm²)

$_s c_a$: アンカーボルトのせん断を受ける部分の断面積 (mm²)

ただし，ねじ部がせん断を受ける場合は，有効断面積 (mm²)

F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 2.1×10^4 (N/mm²)

A_{c1} : 有効投影面積 (mm²) $A_{qc} = 1/2 \times \pi \times a^2$

a : へりあき長 (mm)

3.4 評価条件

アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値を表 3-5 に示す。

表 3-5(1) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水桝 (屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-1, ⑧-2))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
${}_s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏点強度	345
${}_{sc}a$	mm ²	アンカー筋の断面積	506.7
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカー筋の引張力に対する付着強度	4.3
d_a	mm	アンカー筋の径	25
l_{ce}	mm	アンカー筋の強度算定用埋込み長さ	480
l_e	mm	アンカー筋の有効埋込み長さ	505
α_1	—	付着強度の低減係数	0.9
α_2	—	付着強度の低減係数	0.8
α_3	—	付着強度の低減係数	0.8
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカー筋の基本平均付着強度	7.48
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, アンカー筋ピッチ a の 1/2	200
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカー筋ピッチ a の 1/2	150
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカー筋ピッチ a の 1/2	150
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカー筋のせん断強度	241.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	393
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25722
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	62832

表 3-5(2) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水桝 (屋外排水路逆止弁⑩, ⑪, ⑫))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_4	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏強度	345
sca	mm ²	アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値	642.4
ϕ_5	—	低減係数	0.6
ϕ_6	—	低減係数	0.6
P_u	N	最大引張強度	241986
A_c	mm ²	有効水平投影面積	159339
L_c	mm	コンクリートのコーン状破壊を想定した場合のコーン頂点深さ	348
τ_B	N/mm ²	単位面積あたりの平均付着強度	12.83
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
α	—	付着強度係数	12
L	mm	埋込み長	348
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	29
A_{c1}	mm ²	有効投影面積	62832
a	mm	へりあき長	200

表 3-5(3) アンカー筋の許容限界の評価に用いる入力値
(集水桝 (屋外排水路逆止弁⑬))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_y$	N/mm ²	アンカー筋の規格降伏点強度	345
sca	mm ²	アンカー筋の断面積	506.7
ϕ_2	—	低減係数	2/3
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	アンカー筋の引張力に対する付着強度	8.7
d_a	mm	アンカー筋の径	25
l_{ce}	mm	アンカー筋の強度算定用埋込み長さ	230
l_e	mm	アンカー筋の有効埋込み長さ	255
α_1	—	付着強度の低減係数	1.0
α_2	—	付着強度の低減係数	0.9
α_3	—	付着強度の低減係数	0.9
τ_{bavg}	N/mm ²	アンカー筋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, アンカー筋ピッチ a の 1/2	400
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカー筋ピッチ a の 1/2	200
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカー筋ピッチ a の 1/2	200
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカー筋のせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	393
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25722
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	251327

3.5 許容限界の計算

「3.3.1 許容引張力」及び「3.3.2 許容せん断力」で表される許容限界の評価式に、表3-5のアンカー筋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筋の許容限界値を算定する。

(1) 許容引張力

アンカー筋1本当たりの許容引張力 p_a を以下に示す。

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 345 \times 506.7 \\ &= 174.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

アンカー筋の付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 4.3 \times 3.14 \times 25 \times 480 \\ &= 108.07 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a4}

$$\begin{aligned} p_{a4} &= \phi_4 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 345 \times 642.4 \\ &= 221.62 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

コンクリートの破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a5}

$$\begin{aligned} p_{a5} &= \phi_5 \times 0.75 \times P_U \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 241986 \\ &= 108.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ARケミカルセッターの付着破壊により決まる場合の許容引張力 p_{a6}

$$\begin{aligned} p_{a6} &= \phi_6 \times 0.75 \times \tau_B \times \pi \times d_a \times L \\ &= 0.6 \times 0.75 \times 12.83 \times 3.14 \times 29 \times 348 \\ &= 183.04 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑬）】

アンカー筋の降伏により決まる場合の許容引張力 p_{a1}

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 345 \times 506.7 \\ &= 174.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

アンカー筋の付着力により決まる場合の許容引張力 p_{a3}

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce} \\ &= (2/3) \times 8.7 \times 3.14 \times 25 \times 230 \\ &= 104.77 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) 許容せん断力

アンカー筋 1 本当たりの許容せん断力 q_a を以下に示す。

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2）】

アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 241.5 \times 506.7 \\ &= 122.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 393 \times 506.7 \\ &= 132.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 62832 \\ &= 62.83 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫）】

アンカー筋の埋込み長が 7d 以上から，アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a4}

$$\begin{aligned} q_{a4} &= \phi_4 \times 0.7 \times_s \sigma_y \times_{sc} a \\ &= 1 \times 0.7 \times 345 \times 642.4 \\ &= 155.14 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

コンクリート破壊（へりあき寸法小）により決まる場合の許容せん断力 q_{a5}

$$\begin{aligned} q_{a5} &= \phi_6 \times 0.23 \times \sqrt{F_c} \times A_{c1} \\ &= 0.6 \times 0.23 \times \sqrt{24} \times 62832 \\ &= 42.47 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【集水桝（屋外排水路逆止弁⑬）】

アンカー筋のせん断強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a1}

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= 1 \times 241.5 \times 506.7 \\ &= 122.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力 q_{a2}

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \times_c \sigma_{qa} \times_{sc} a \\ &= (2/3) \times 393 \times 506.7 \\ &= 132.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力 q_{a3}

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \times_c \sigma_t \times A_{qc} \\ &= (2/3) \times 1.5 \times 251327 \\ &= 251.32 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. 計算方法

4.1 計算方法の概要

防波壁の躯体コンクリートを打ち増す接合部に設置するアンカー筋の設置概要を表4-1に示す。また、防波壁、打ち増しコンクリート及び集水柵との位置関係を図4-1に示す。なお、位置関係は、打ち増しコンクリートの大きさ及びアンカー筋本数から代表3箇所を示す。

屋外排水路逆止弁⑦、⑧-1、⑧-2、⑩、⑪、及び⑫は防波壁躯体コンクリートの下方に、屋外排水路逆止弁⑬は防波壁躯体コンクリートの側方の周囲を鋼管杭で挟まれた内側に、コンクリートを打ち増しする。

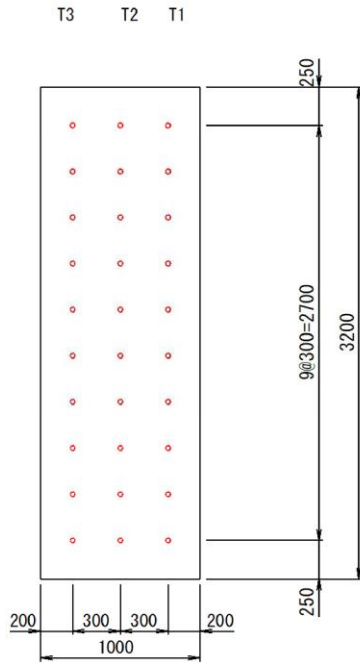
アンカー筋に作用する引張力に対する評価では、屋外排水路逆止弁⑦、⑧-1、⑧-2、⑩、⑪及び⑫については、打ち増しコンクリートが防波壁にぶら下がる構造であることから、接合部に支点を持つ回転を考慮する。一方、屋外排水路逆止弁⑬については、アンカー筋が設置される接合部は周囲の鋼管杭に拘束されているため、水平方向の慣性力のみ考慮する。

アンカー筋に作用するせん断力に対する評価では、屋外排水路逆止弁⑦、⑧-1、⑧-2、⑩、⑪、⑫及び⑬について、打ち増しコンクリート及び集水柵によるアンカー筋に直交する方向の慣性力を考慮する。

表 4-1 アンカー筋の設置概要

	アンカー筋の向き	アンカー筋本数 (本)
屋外排水路逆止弁 ⑦、⑧-1、⑧-2	上下方向	10本×3列 14本×3列
屋外排水路逆止弁 ⑩、⑪、⑫	上下方向	7本×6列
屋外排水路逆止弁 ⑬	水平方向	全51本

平面図



断面図

敷地側

海側

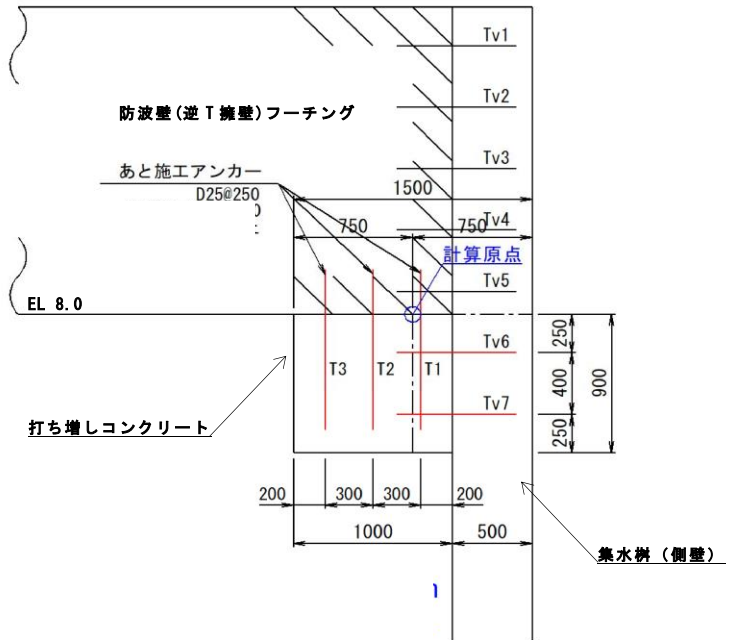
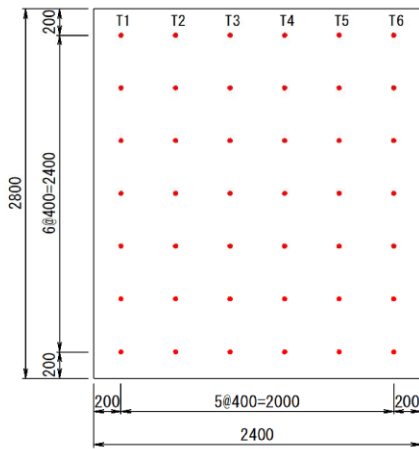


図 4-1(1) 防波壁，打ち増しコンクリート及び集水溝との位置関係 (㉗)

平面図



断面図

敷地側

海側

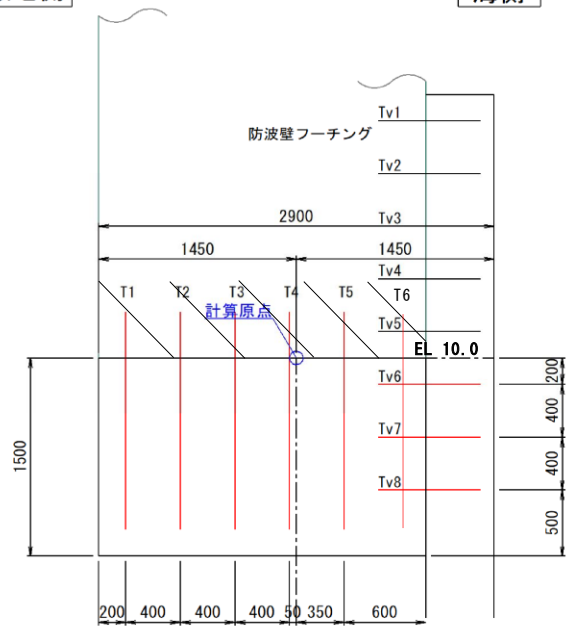


図 4-1(2) 防波壁，打ち増しコンクリート及び集水溝との位置関係 (㉘)

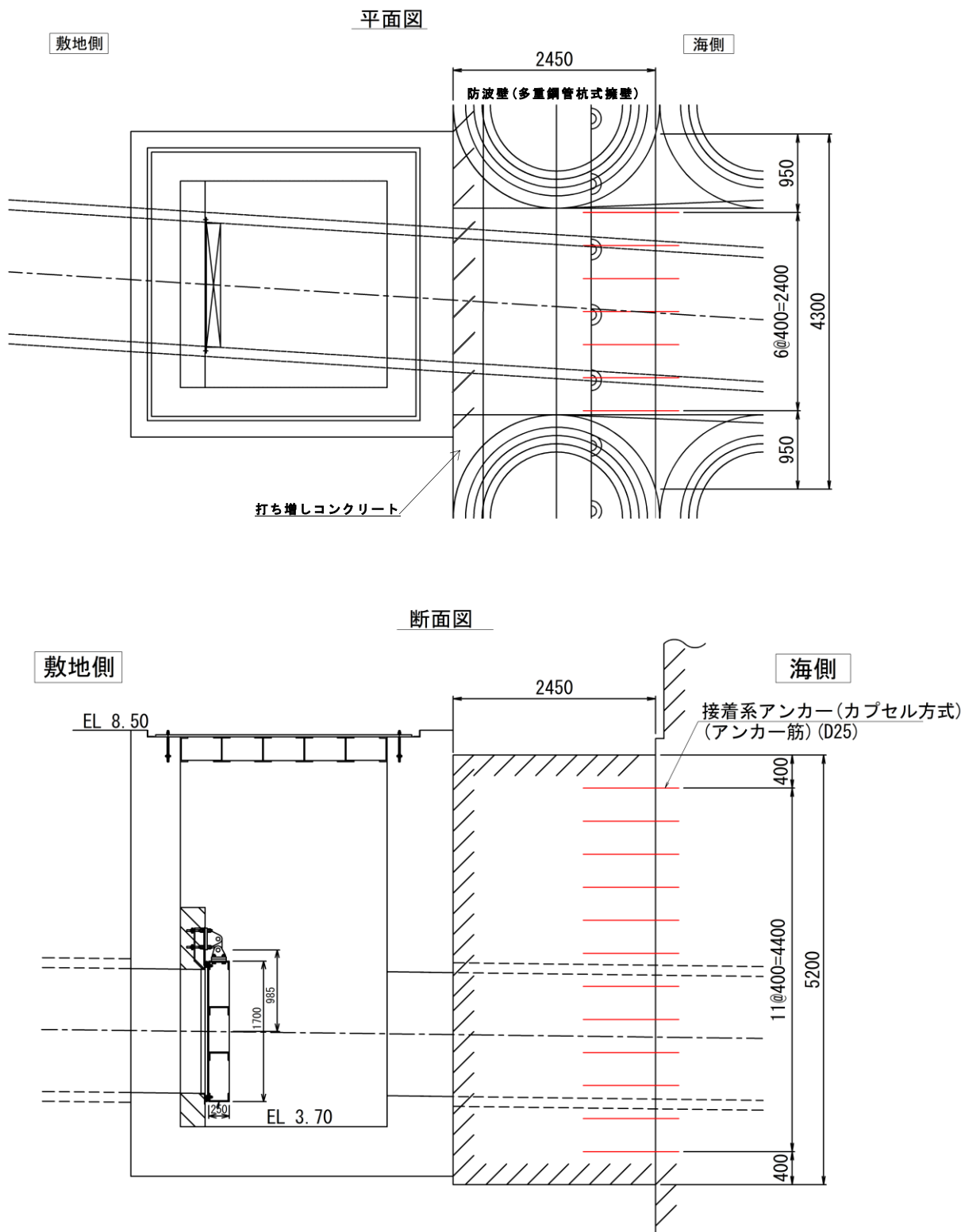


図 4-1(3) 防波壁，打ち増しコンクリート及び集水柵との位置関係 (13)

4.2 作用荷重

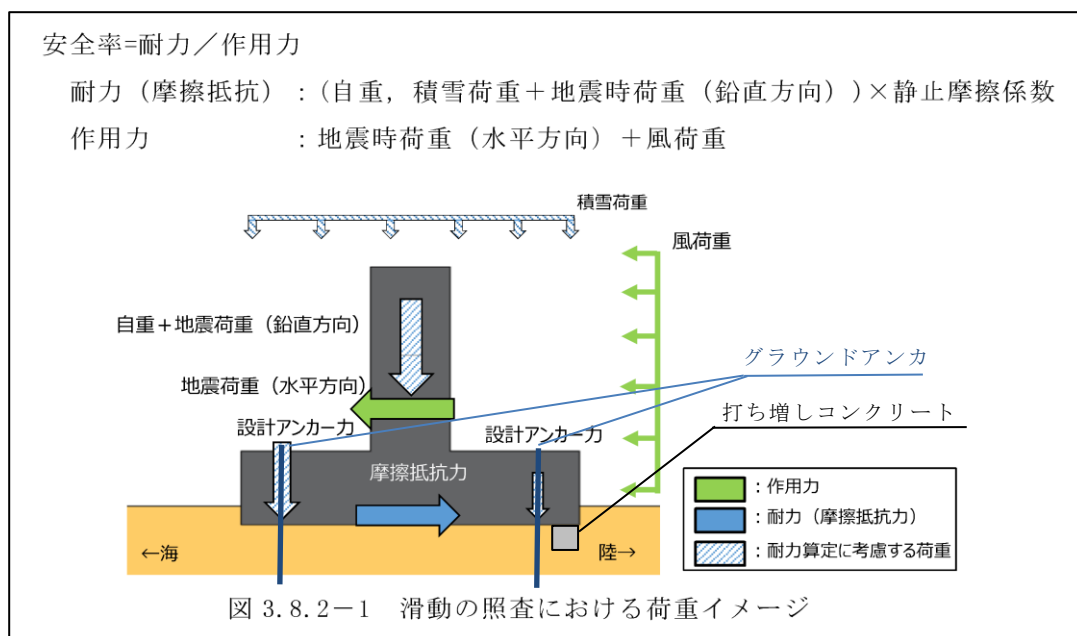
4.2.1 作用荷重の考え方

(1) アンカー筋の設計における前提条件

防波壁の滑動に対する評価については、「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示すとおり、防波壁と改良地盤間の摩擦抵抗力及びグラウンドアンカのせん断力により安全率 1.0 以上の照査結果が得られている。

したがって、防波壁に設置する打ち増しコンクリート及び集水柵のアンカー筋の設計においては、地震時に防波壁と改良地盤は一体となって挙動する条件として作用荷重を検討する。

防波壁の滑動評価における荷重イメージを図 4-2 に示す。



「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」より一部加筆

図 4-2 防波壁の滑動評価における荷重イメージ

(2) 集水桝及び打ち増しコンクリートの損傷モードの選定

防波壁の地震時の挙動（海側→陸側及び陸側→海側）による集水桝及び打ち増しコンクリートの損傷モードの考え方を表 4-2 に示す。

防波壁が海側から陸側に挙動する際は，集水桝及び打ち増しコンクリートは防波壁から剥がされる方向に慣性力が働く。（表 4-2 上図参照）

また，防波壁が陸側から海側に挙動する際は，集水桝及び打ち増しコンクリートは防波壁の下に潜り込む方向に慣性力が働く。（表 4-2 下図参照）

上記の状態において，損傷モードの選定としては，防波壁が海側から陸側に挙動する方向（集水桝が防波壁から剥がされる方向）が，集水桝の海側の地盤が埋戻土であるため，改良地盤と比較した場合，慣性力に対して集水桝の変位を抑制する力が弱く，防波壁と集水桝及び打ち増しコンクリートが離れやすい状態となる。

したがって，集水桝及び打ち増しコンクリートのアンカー筋の設計においては，防波壁が海側から陸側に挙動する際の引張及びせん断による破壊を損傷モードとして選定した。

表 4-2 防波壁の挙動を踏まえた損傷モードの考え方 (例：屋外排水路逆止弁⑦)

損傷モード	防波壁の挙動	作用荷重の考え方
集水枅及び打ちコンクリートと壁を接合するアンカー筋の損傷 (引張, せん断)	海→陸 (設計)	
	陸→海	

4.2.2 作用荷重の設定方法

(1) 集水桝と防波壁を接合する水平アンカー筋の作用荷重

設計に考慮する作用荷重の考え方を図 4-3 に示す。

損傷モードである防波壁が海側から陸側に挙動する際、集水桝には慣性力の作用に伴い集水桝側壁に埋戻土の土圧が作用する。

この時、集水桝の慣性力と埋戻土の土圧はお互い打ち消し合うが、作用荷重の設定としては、保守的に慣性力と同じ方向に埋戻土の土圧を作用させる。なお、集水桝の海側の埋戻土による土圧は考慮しない。

また、集水桝に作用する慣性力及び土圧については、荷重の作用方向に係わらず、基準地震動 S_s における時刻歴の最大値を保守的に設定する。基準地震動 S_s の土圧分布の比較を図 4-4 に示す。

打ち増しコンクリートに作用する水平アンカー筋の作用荷重としては、集水桝に作用する慣性力及び土圧から、水平アンカー筋（図 4-3 の Tv1~Tv7）を通して防波壁及び打ち増しコンクリートに引張力として作用することから、水平アンカー筋（図 4-3 の Tv6, Tv7）の引張力を考慮する。

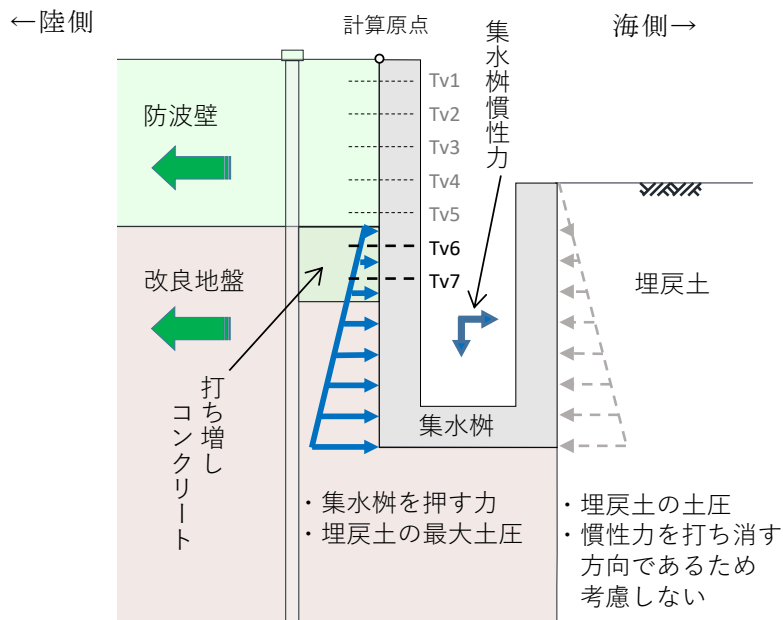


図 4-3 設計に考慮する作用荷重の考え方

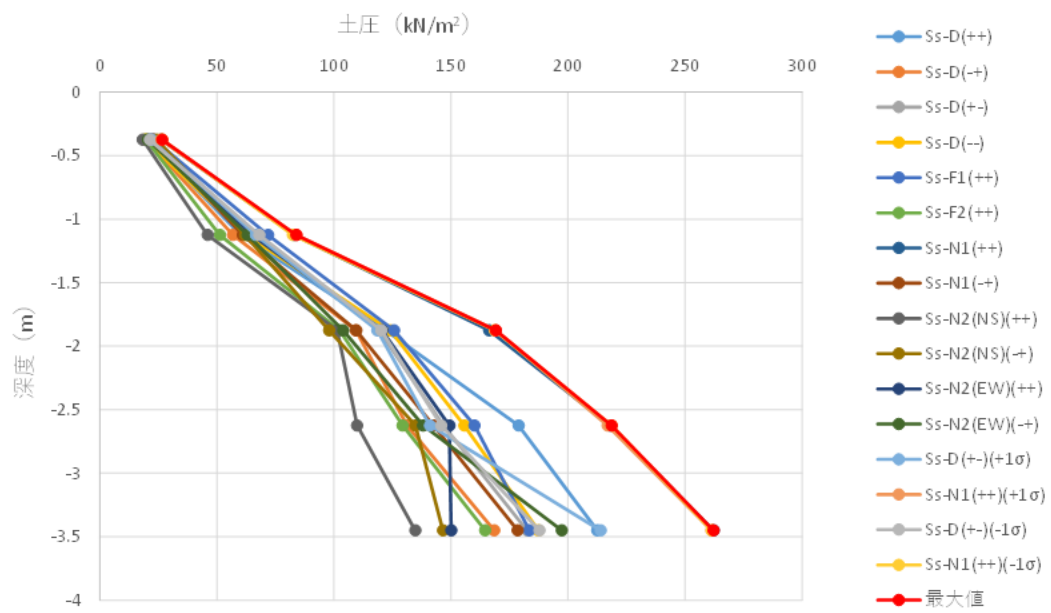


図 4-4 基準地震動 Ss の土圧分布の比較

(2) 防波壁と打ち増しコンクリートを接合する鉛直アンカー筋の作用荷重

鉛直アンカー筋に作用する作用モーメントは、自重に設計震度を掛けた慣性力及び集水桝の強度評価から得られた集水桝との接合部にあるアンカー筋の引張力によるモーメントの合計が、防波壁と打ち増しコンクリート間のアンカー筋に計算原点からの距離に応じて配分される。図4-5(1)に打ち増しコンクリートが防波壁にぶら下がる構造での接合面の作用モーメント合計の計算概要を示す。作用せん断力、作用モーメント力の計算式の概要を図4-5(2)に示す。

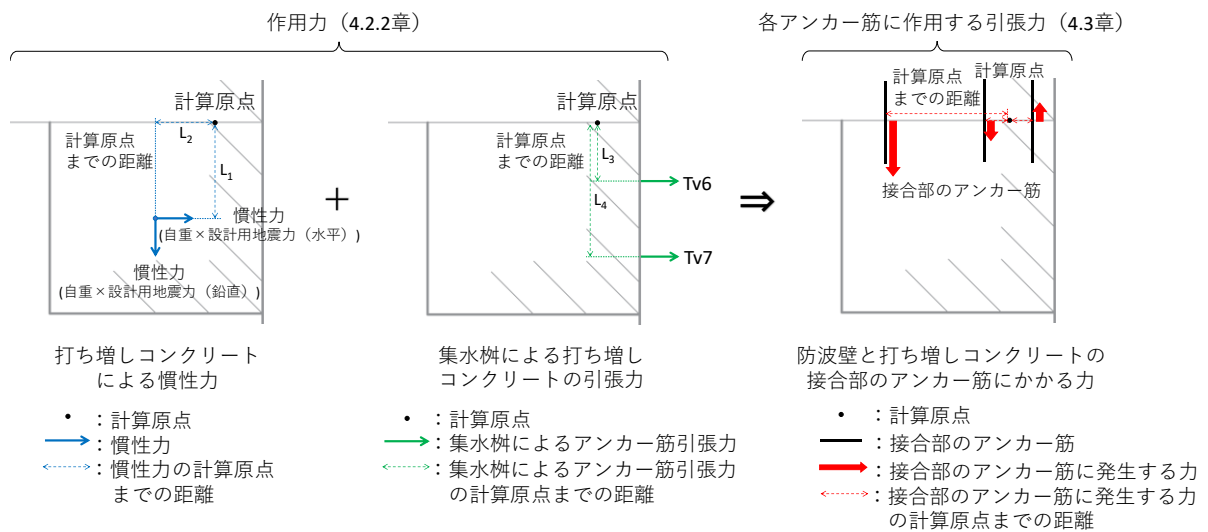


図4-5(1) 作用力の計算概要 (屋外排水路逆止弁⑦のイメージ)

$$\begin{aligned}
 \text{作用モーメント} &= \left[\begin{array}{c} \text{慣性力} \\ \text{(自重} \times \text{設計用地震力 (水平))} \end{array} \right] \times \left[\begin{array}{c} \text{計算原点まで} \\ \text{の距離: } L_1 \end{array} \right] \\
 &+ \left[\begin{array}{c} \text{慣性力} \\ \text{(自重} \times \text{設計用地震力 (鉛直))} \end{array} \right] \times \left[\begin{array}{c} \text{計算原点まで} \\ \text{の距離: } L_2 \end{array} \right] \\
 &+ \left[\begin{array}{c} \text{集水桝によるアンカー筋引張力: } Tv6 \end{array} \right] \times \left[\begin{array}{c} \text{計算原点まで} \\ \text{の距離: } L_3 \end{array} \right] \\
 &+ \left[\begin{array}{c} \text{集水桝によるアンカー筋引張力: } Tv7 \end{array} \right] \times \left[\begin{array}{c} \text{計算原点まで} \\ \text{の距離: } L_4 \end{array} \right] \\
 \\
 \text{作用せん断力} &= \left[\begin{array}{c} \text{慣性力} \\ \text{(自重} \times \text{設計用地震力 (水平))} \end{array} \right] \\
 &+ \left[\begin{array}{c} \text{集水桝によるアンカー筋引張力: } Tv6 \end{array} \right] \\
 &+ \left[\begin{array}{c} \text{集水桝によるアンカー筋引張力: } Tv7 \end{array} \right]
 \end{aligned}$$

図4-5(2) 作用モーメント力、作用せん断力の計算式の概念図 (屋外排水路逆止弁⑦のイメージ)

4.2.3 作用荷重の算定結果

作用荷重の計算に用いる打ち増しコンクリートの自重，集水桝と接続するアンカー筋の引張力，これらから算出される作用モーメント合計及び作用せん断力を表4-3に，慣性力の計算に用いる設計用地震力を表4-4に示す。

表4-3 打ち増しコンクリートの作用荷重

設備名称	打ち増しコンクリート		集水桝アンカー		作用モーメント合計 (kN・m)	作用せん断力 (kN)
	自重 (kN)	計算原点までの距離 (m) 上段：水平方向 下段：鉛直方向	引張力* ¹ (kN)	計算原点までの水平距離* ¹ (m)		
屋外排水路 逆止弁⑦	70.56	0.25	54.729 (Tv6)	0.25 (Tv6)	494.91	1024.06
		0.45	64.458 (Tv7)	0.65 (Tv7)		
屋外排水路 逆止弁⑧-1	70.56	0.25	50.594 (Tv6)	0.25 (Tv6)	461.32	952.02
		0.45	59.589 (Tv7)	0.65 (Tv7)		
屋外排水路 逆止弁⑧-2	97.02	0.25	58.687 (Tv6)	0.25 (Tv6)	724.73	1502.90
		0.45	69.120 (Tv7)	0.65 (Tv7)		
屋外排水路 逆止弁⑩	246.96	0.25	25.922 (Tv6)	0.20 (Tv6)	615.27	805.80
		0.75	30.635 (Tv7) 35.343 (Tv8)	0.60 (Tv7) 1.00 (Tv8)		
屋外排水路 逆止弁⑪	246.96	0.25	31.009 (Tv6) 36.648 (Tv7)	0.20 (Tv6) 0.60 (Tv7)	684.64	914.03
		0.75	42.286 (Tv8)	1.00 (Tv8)		
屋外排水路 逆止弁⑫	246.96	0.25	27.304 (Tv6) 32.269 (Tv7)	0.20 (Tv6) 0.60 (Tv7)	559.64	760.74
		0.75	37.233 (Tv8)	1.00 (Tv8)		
屋外排水路 逆止弁⑬	1980.28* ²	—	2039.67	—	—	3287.27

注記*1：「8.5.1 (3) アンカー筋の評価」を参照

*2：集水桝自重を含む自重

表4-4 設計用地震力

評価対象断面	設計用地震力 (水平)	設計用地震力 (鉛直)	備考
屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2	1.00*	0.05	水平最大発生時刻 の鉛直地震力
屋外排水路逆止弁⑩，⑪，⑫	1.03*	0.15	
屋外排水路逆止弁⑬	0.40	0.66*	鉛直最大発生時刻 の水平地震力

注記*：「8.4 設計用地震力」を参照

4.3 アンカー1本当りに作用する引張力

4.3.1 引張力の算定プロセス（屋外排水路逆止弁⑦，⑧-1，⑧-2，⑩，⑪，⑫）

作用モーメント合計は計算原点からの距離に比例して各アンカー筋に配分される。配分されたアンカー筋に作用する引張力は、以下の式で計算する。作用モーメント合計の配分計算結果を表4-5に示す。

最も陸側に設置されるアンカー筋に配分される引張力が最も大きくなることから、当該アンカー筋を対象に設計を行い、海側のアンカー筋は同様の仕様とする。

$$P = \frac{M}{\sum(n \cdot L_i^2)} L$$

- P : アンカー1本当たりの引抜き力 (kN)
M : 全アンカーの引抜き方向に作用するモーメント (kN・m)
n : 1列にカウントするアンカーの本数 (本)
L : 計算原点からの距離 (m)
 $\sum(n \cdot L_i^2)$: 全アンカーの二次モーメントの総和 (m²)

<式の考え方>

打ち増しコンクリートが3列のアンカー筋で防波壁に固定される屋外排水路逆止弁⑦を例に説明する。

全アンカーの引張方向に作用するモーメントが、各々のアンカーが負担するモーメントの合計に等しくなることから、以下の式となる。

$$M = L_1 n P_1 + L_2 n P_2 + L_3 n P_3$$

また、アンカーの引張力は計算原点からの距離に比例するため、アンカー1本当たりの引張力 (P) を導出する。

$$P_1 : P_2 : P_3 = L_1 : L_2 : L_3 \quad \text{より,}$$

$$P_2 = \frac{L_2}{L_1} P_1, \quad P_3 = \frac{L_3}{L_1} P_1$$

全アンカーの引張方向に作用するモーメントは、

$$M = L_1 n \frac{L_1}{L_1} P_1 + L_2 n \frac{L_2}{L_1} P_1 + L_3 n \frac{L_3}{L_1} P_1 = \sum(n \cdot L_i^2) \cdot P_1$$

上記の式から、アンカー1本当たりの引張力（ P_1 ）は、

$$P_1 = \frac{M}{\sum(n \cdot L_i^2)} L_1$$

<計算例>

屋外排水路逆止弁⑦について、計算原点から最も離れた位置にある T3 について計算例を以下に示す。

$$P_3 = \frac{M}{\sum(n \cdot L_i^2)} L_3$$

$$= \frac{494.88}{10 \cdot (-0.05)^2 + 10 \cdot 0.25^2 + 10 \cdot 0.55^2} \times 0.55 = 74.06 \text{ (kN/本)}$$

表 4-5 作用モーメント合計の配分計算結果

設備名称	作用モーメント合計 (kN・m) M	奥行方向 のアンカー 一筋本数 n	作用モーメントが最大となるアンカー筋 列	計算原点からの距離 (m)	アンカー1本あたりの作用引張力 (kN/本)
屋外排水路 逆止弁⑦	494.91	10	3列目	0.55	74.07
屋外排水路 逆止弁⑧-1	461.32	10	3列目	0.55	69.04
屋外排水路 逆止弁⑧-2	724.73	14	3列目	0.55	77.47
屋外排水路 逆止弁⑩	615.27	7	6列目	1.25	34.60
屋外排水路 逆止弁⑪	684.64	7	6列目	1.25	38.51
屋外排水路 逆止弁⑫	559.64	7	6列目	1.25	31.47

4.3.2 引張力の算定プロセス（屋外排水路逆止弁⑬）

集水桝（屋外排水路逆止弁⑬）のアンカー筋に作用する引張力の算定式を以下に、応力評価に用いる計算条件を表 4-6 に示す。

$$P = \frac{T_v}{n}$$

P : アンカー1 本当りの引抜き力 (kN)

T_v : アンカー最大合成反力 (kN)

n : アンカーの本数 (本)

表 4-6 応力評価に用いる計算条件（集水桝（屋外排水路逆止弁⑬））

記号	単位	定義	数値
T_v	kN	アンカー最大合成反力	2039.67
n	本	アンカーの本数	51

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{T_v}{n} \\
 &= \frac{2039.67}{51} \\
 &= 40.00
 \end{aligned}$$

4.4 アンカー1本当りに作用するせん断力

4.4.1 アンカー筋に作用するせん断力の算定式

アンカー筋に作用するせん断力の算定式を以下に示す。

$$S = \frac{\sum S}{n}$$

S : アンカー1本当たりのせん断力 (kN)

$\sum S$: せん断合力 (kN)

n : アンカーの本数 (本)

4.4.2 作用力算定結果

アンカー1本当たりのせん断力の計算結果を表4-7に示す。

表4-7 アンカー1本当たりのせん断力の計算結果

設備名称	作用せん断力 (kN)	全アンカー筋 本数 (本)	アンカー1本 当たりのせん 断力 (kN)
屋外排水路逆止弁⑦	1024.06	30	34.14
屋外排水路逆止弁⑧-1	952.02	30	31.74
屋外排水路逆止弁⑧-2	1502.90	42	35.79
屋外排水路逆止弁⑩	805.80	42	19.19
屋外排水路逆止弁⑪	914.03	42	21.77
屋外排水路逆止弁⑫	760.74	42	18.12
屋外排水路逆止弁⑬	3287.27	51	64.46

5. 評価結果

アンカー筋の評価結果を表 5-1 に示す。

発生値が許容限界以下であることから十分な構造安全性を有していることを確認した。以上の確認により，防波壁と打ち増しコンクリートの一体性が確保されていることを確認した。

表 5-1(1) アンカー筋の引張力に対する照査結果

設備名称	作用引張力 (kN/本)	許容限界 (kN/本)	照査値
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑦)	74.07	108.07	0.69
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑧-1)	69.04	108.07	0.64
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑧-2)	77.47	108.07	0.72
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑩)	34.60	108.89	0.32
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑪)	38.50	108.89	0.36
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑫)	31.47	108.89	0.29
集水榦 (屋外排水路逆止弁⑬)	40.00	104.77	0.39

表 5-1(2) アンカー筋のせん断力に対する照査結果

設備名称	作用せん断力 (kN/本)	許容限界 (kN/本)	照査値
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑦)	34.14	62.83	0.55
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑧-1)	31.74	62.83	0.51
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑧-2)	35.79	62.83	0.57
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑩)	19.19	42.47	0.46
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑪)	21.77	42.47	0.52
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑫)	18.12	42.47	0.43
集水桝 (屋外排水路逆止弁⑬)	64.46	122.36	0.53

6. 施行段階における防波壁と打ち増しコンクリートの一体性への配慮

防波壁の躯体コンクリートへの打ち増し箇所については、打ち増しコンクリートとの付着力を高めるため、コンクリート打設前に目荒らし処理を実施しており、一体性を確保している。

7. まとめ

防波壁の躯体コンクリートと打ち増しコンクリートは、アンカー筋の照査結果及び施工段階の配慮により、一体性が確保されることを確認した。