

東海第二発電所 審査資料	
資料番号	PD-2-10 改 11
提出年月日	平成 29 年 8 月 24 日

# 東海第二発電所

## 津波による損傷の防止

平成 29 年 8 月

日本原子力発電株式会社

本資料のうち、 は商業機密又は核物質防護上の観点から公開できません。

## 目 次

### 第1部

1. 基本方針
  - 1.1 要求事項の整理
  - 1.2 追加要求事項に対する適合性
    - (1) 位置，構造及び設備
    - (2) 安全設計方針
    - (3) 適合性説明
  - 1.3 気象等
  - 1.4 設備等
  - 1.5 手順等

### 第2部

- I. はじめに
- II. 耐津波設計方針
  1. 基本事項
    - 1.1 設計基準対象施設の津波防護対象の選定
    - 1.2 敷地及び敷地周辺における地形及び施設の配置等
    - 1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域
    - 1.4 入力津波の設定
    - 1.5 水位変動・地殻変動の評価
    - 1.6 設計または評価に用いる入力津波
  2. 設計基準対象施設の津波防護方針
    - 2.1 敷地の特性に応じた津波防護の基本方針
    - 2.2 敷地への浸水防止（外郭防護1）
      - (1) 遡上波の地上部からの到達，流入防止
      - (2) 取水路，放水路等の経路からの津波の流入防止
    - 2.3 漏水による重要な安全機能への影響防止（外郭防護2）
    - 2.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）
      - (1) 浸水防護重点化範囲の設定
      - (2) 浸水防護重点化範囲における浸水対策
    - 2.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止
      - (1) 非常用海水冷却系の取水性
      - (2) 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認
    - 2.6 津波監視設備

- 3. 施設・設備の設計方針
- 3.1 津波防護施設の設計
- 3.2 浸水防止設備の設計
- 3.3 津波監視設備
- 3.4 施設・設備の設計・評価に係る検討事項

## 添付資料

- 1 審査ガイドとの整合性（耐津波設計方針）
- 2 設計基準対象施設の津波防護対象設備とその配置について
- 3 耐津波設計における現場確認プロセスについて
- 4 津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて
- 5 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について
- 6 管路解析のモデルについて
- 7 管路解析のパラメータスタディについて
- 8 港湾内の局所的な海面の励起について
- 9 入力津波に用いる潮位条件について
- 10 津波防護対策の設備の位置付けについて
  - (17) 常用海水ポンプ停止の運用手順について
  - (18) 残留熱除去系海水ポンプの水理実験結果について
  - (19) 貯留堰設置位置及び天端高さの決定の考え方について
  - (20) 基準津波に伴う砂移動評価
  - (21) 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について
  - (22) 津波漂流物の調査要領について
  - (27) 漂流物の移動量算出の考え方
  - (23) 燃料等輸送船の係留索の耐力について
  - (24) 燃料等輸送船の喫水と津波高さの関係について
  - (15) 耐津波設計における余震荷重と津波荷重の組合せについて
  - (32) 耐津波設計において考慮する荷重の組合せについて
  - (11) 防潮堤及び貯留堰における津波荷重の設定方針について
  - (26) 基準類における衝突荷重の算定式
  - (25) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針及び液状化の検討について
  - (33) 防潮扉の設計と運用について
  - (34) 放水路ゲートの設計と運用について
  - (30) 貯留堰の構造及び仕様について
  - (31) 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について
  - (16) 貫通部止水対策箇所について
  - (29) 地震後の防波堤の津波による影響評価について
  - (12) 日立港日立港区及び常陸那珂港区の整備計画に基づく防波堤等モデル化した津波遡上解析結果について
  - (13) 防波堤の有無による敷地南側の津波高さについて
  - (14) 防潮堤設置に伴う隣接する周辺の原子炉施設への影響について

(28) 津波の流況をふまえた漂流物の取水口到達可能性評価について

注：採番されていない資料は、今後追加予定の添付資料

(11)～(34)は、今後追加される添付資料により、添付資料番号が変更になる。

東海第二発電所の防潮堤については、地下部の構造の変更，地盤改良等の実施及び敷地北側における設置ルートを変更することを現在説明させていただいております。

本資料は，上記変更及び設置ルート変更に伴う各影響については未反映であり，今後，審査資料に適時反映してまいります。

## 燃料等輸送船の係留索の耐力について

### 1. 概 要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、津波の流向及び物揚岸壁（以下「岸壁」という。）と取水口的位置関係を踏まえ、係留索の耐力について評価を実施する。

係留索については、船舶の大きさから一定の算式によって計算される数値（艀装数）に応じた仕様（強度、本数）を有するものを備えることが、日本海事協会（NK）の鋼船規則において定められている。

今回、輸送船が備えている係留索の係留力、及び流圧力について、石油会社国際海事評議会OCIMF（Oil Companies International Marine Forum）の手法を用いて算出し、耐力評価を行う。

なお、岸壁については、基準地震動  $S_s$  及び津波に対して、必要な対策工を実施し、当初の位置及び高さを確保し機能保持を行うこと（添付資料（29）参照）から、本係留索の耐力評価に影響を及ぼさない。

## 2. 評価

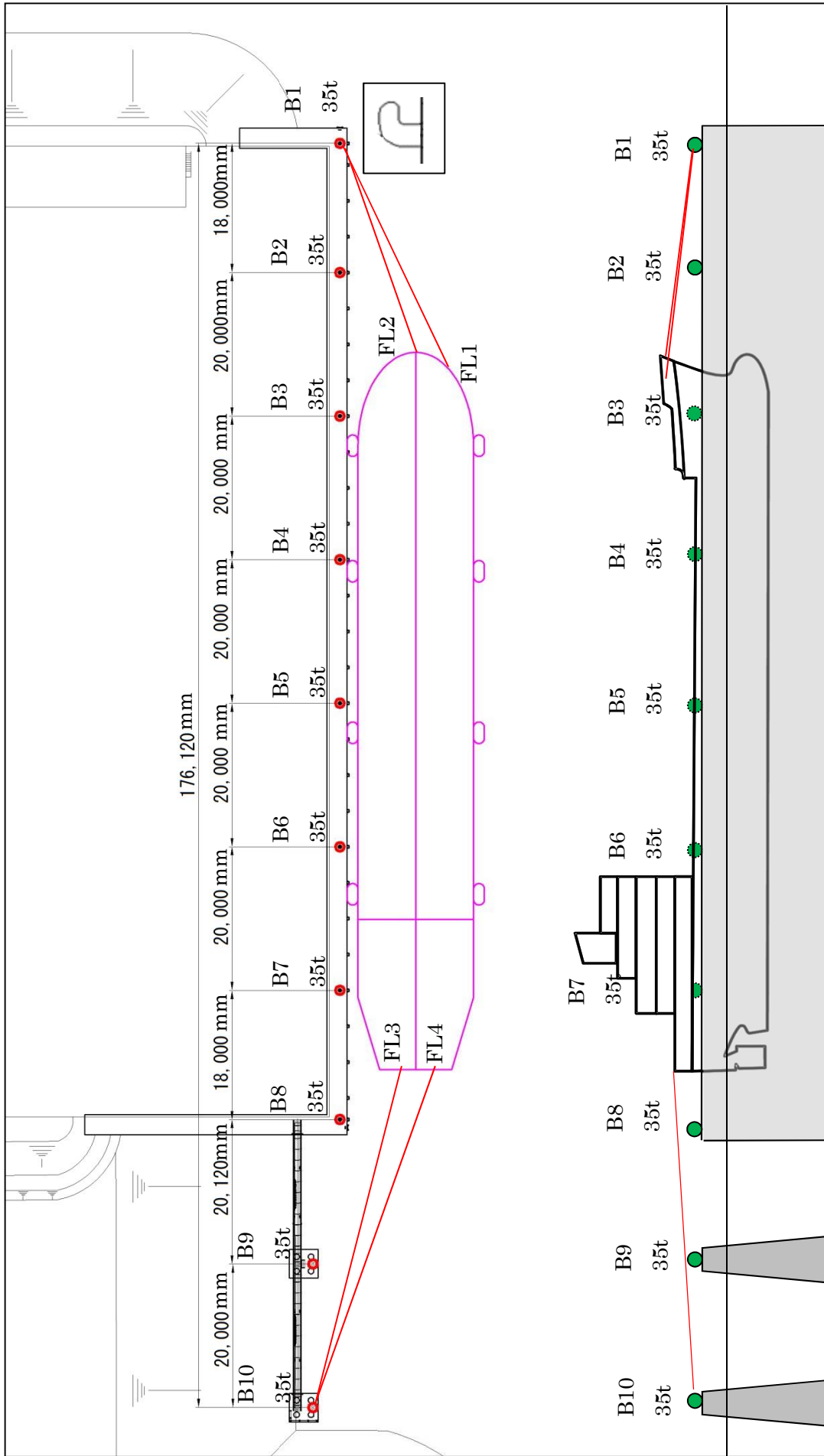
### (1) 輸送船，係留索，係留柱

輸送船，係留索，係留柱の仕様を第1表に，配置を第1図に示す。

第1表 輸送船，係留索，係留柱の仕様

項目		仕様
輸送船	総トン数	約5,000t
	載貨重量トン	約3,000t
	喫水	約5m
	全長	100.0m（垂線間長：94.4m）
	型幅	16.5m
	形状	（第1図参照）
係留索	直径	60mm（ノミナル値）
	素材種別	Polyethylene Rope Grade 1
	破断荷重	279kN（≒28.5tonf）
	係船機ブレーキ力	28.5tonf×0.7≒20.0tonf
係留柱	形状	（第1図参照）
	ビット数，位置	（第1図参照）
	係留状態	（第1図参照）
	強度	35.0tonf



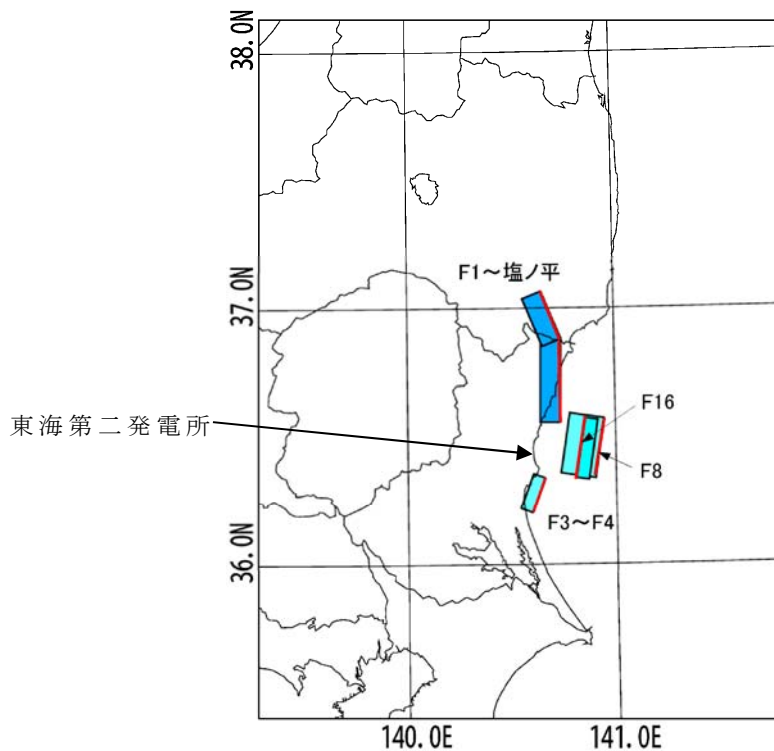


第1図 輸送船，係留索，係留柱の配置

※接岸時には通常6本以上で係留する。本評価においては，保守的に鋼船規則上の最低本数（4本）を仮定

(2) 津波条件（流向，水位，流速）

津波警報等発表時は，原則として緊急退避するが，極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し，早く襲来する可能性がある第2図に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から，評価対象津波を選定する。



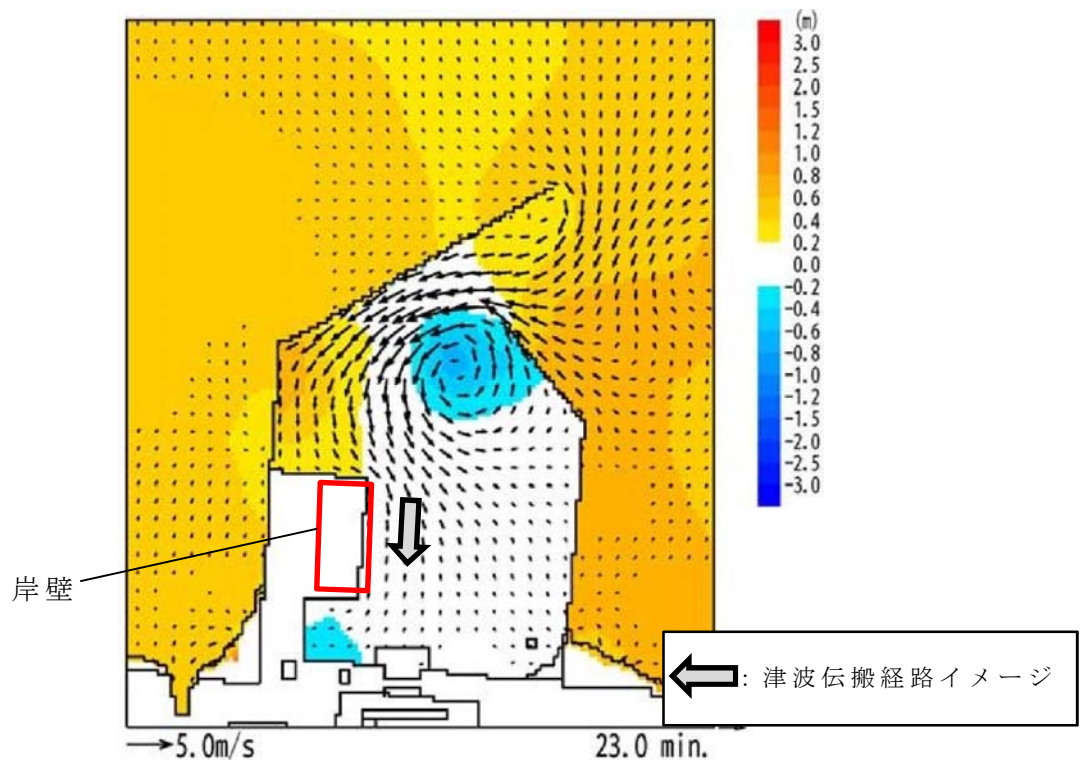
第2図 海域活断層の位置

第2表に，取水口前面位置における各海域活断層の津波高さ到達時間の関係を示す。第2表に示すとおり，F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて，早く到達するが，F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため，ここでは保守的に最高水位が最も大きいF16を波源とした津波を選定した。

第2表 各海域活断層の津波高さとの到達時間の関係（取水口前面）

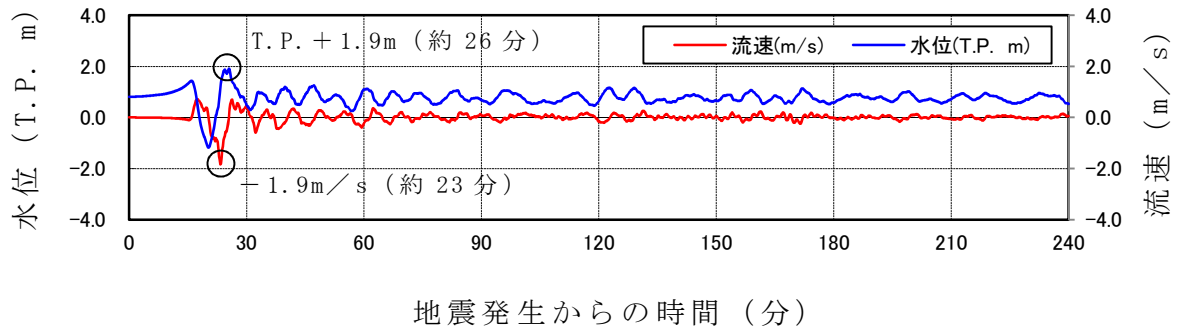
海域活断層名	最高水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32
F3～F4	+1.2	43
F8	+1.9	24
F16	+2.0	25

評価対象津波の流向は、第3図に例示するとおり岸壁に対する接線方向の成分が支配的となる。これに対して、輸送船は岸壁と平行して接岸されることから、評価は輸送船の船首及び船尾方向それぞれの流圧力に対する係留索の耐力について実施する。



第3図 評価対象津波の流向

評価対象津波の岸壁位置における水位及び接線方向成分の流速を第4図に示す。



第4図 評価対象津波の水位及び流速（岸壁）

第4図に示すとおり評価対象津波は地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さT.P. + 1.9mに達する。流速は地震発生後約23分に最大1.9m/sに達する。

緊急退避可能時間（本文 第2.5-25図参照）を考慮すると、輸送船は最大流速到達前に退避可能であるものの、今回は係留による対応を仮定し、最大流速1.9m/sで生じる流圧力に対する係留力を評価する。また、係留力の評価にあたっては、第4図に示す押し波高さT.P. + 1.9m（朔望平均満潮位（T.P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み）に上昇側潮位のばらつき（+0.18m）を考慮した最高水位T.P. + 2.1mで評価する。

(3) 係留力

係留力の計算方法を第3表に、計算結果を第4表、第5図及び第6図に示す。

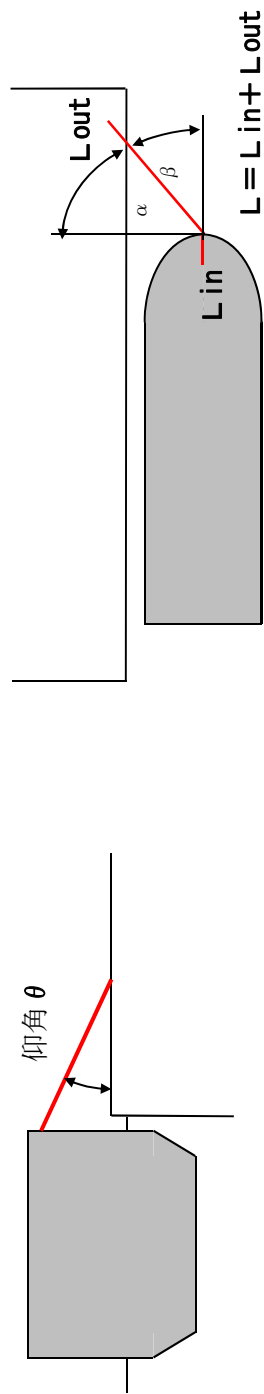
第3表 係留力の計算方法

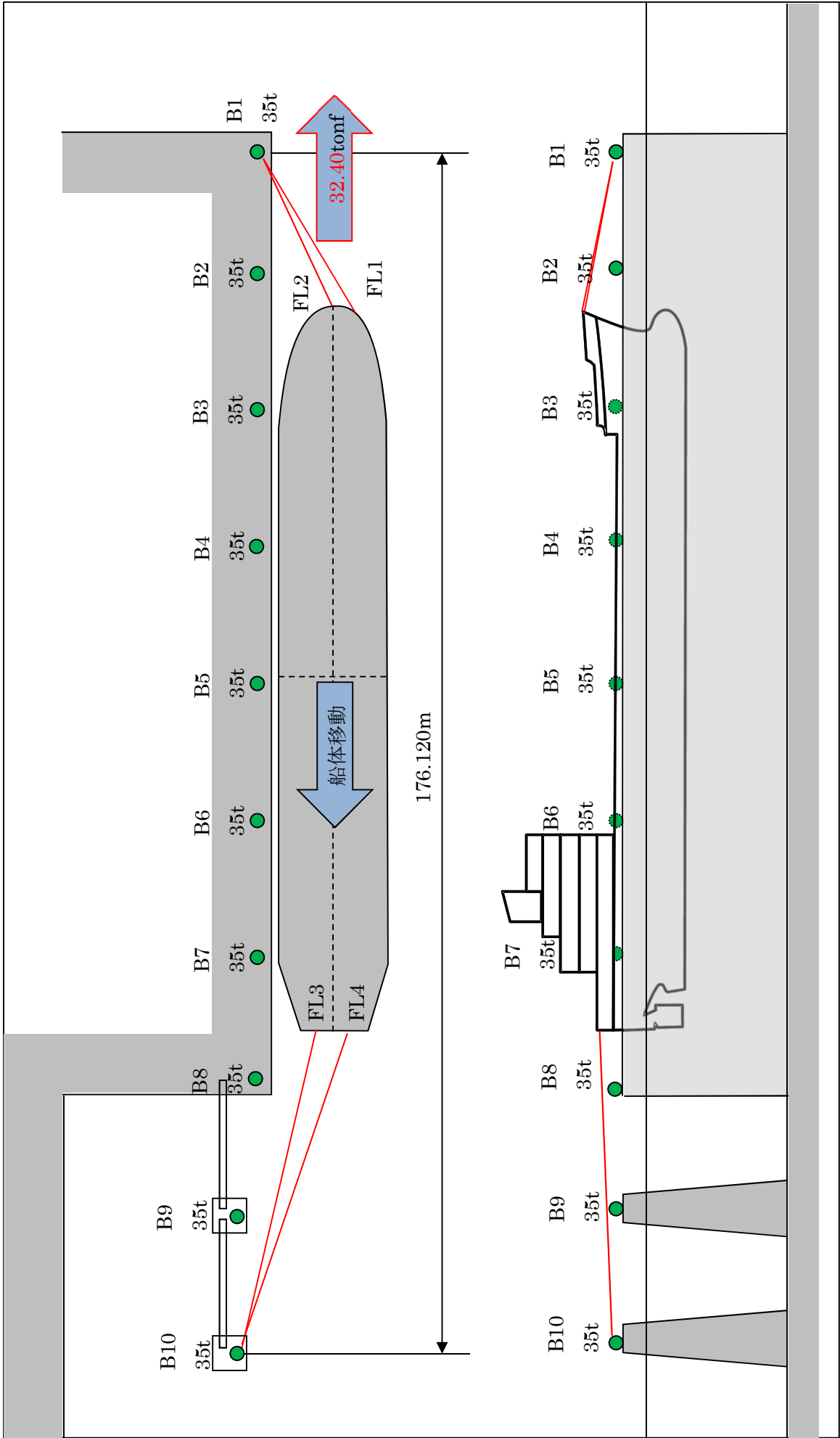
<p>【各索の係留力計算式】</p> $R_x = T \times \left( \frac{\cos^2 \beta \times \cos^2 \theta}{L} \right) \times \left( \frac{L_c}{\cos \beta_c \times \cos \theta_c} \right)$	
<p> <math>R_x</math> : 前後係留力 [tonf] (前方は添字 f , 後方は添字 a )  <math>T</math> : 係留索 1 本に掛けることができる最大張力 [tonf]  <math>\beta</math> : 係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg]  <math>\theta</math> : 係留索の仰角 [deg]  <math>L</math> : 係留索の長さ (船外 + 船内) [m]  <math>\beta_c</math> : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg]  <math>\theta_c</math> : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の仰角 [deg]  <math>L_c</math> : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の長さ (船外 + 船内) [m]            ※係留索の機能別グループ (前方係留力または後方係留力)         </p>	

(出典：係留設備に関する指針 OCIMF 刊行)

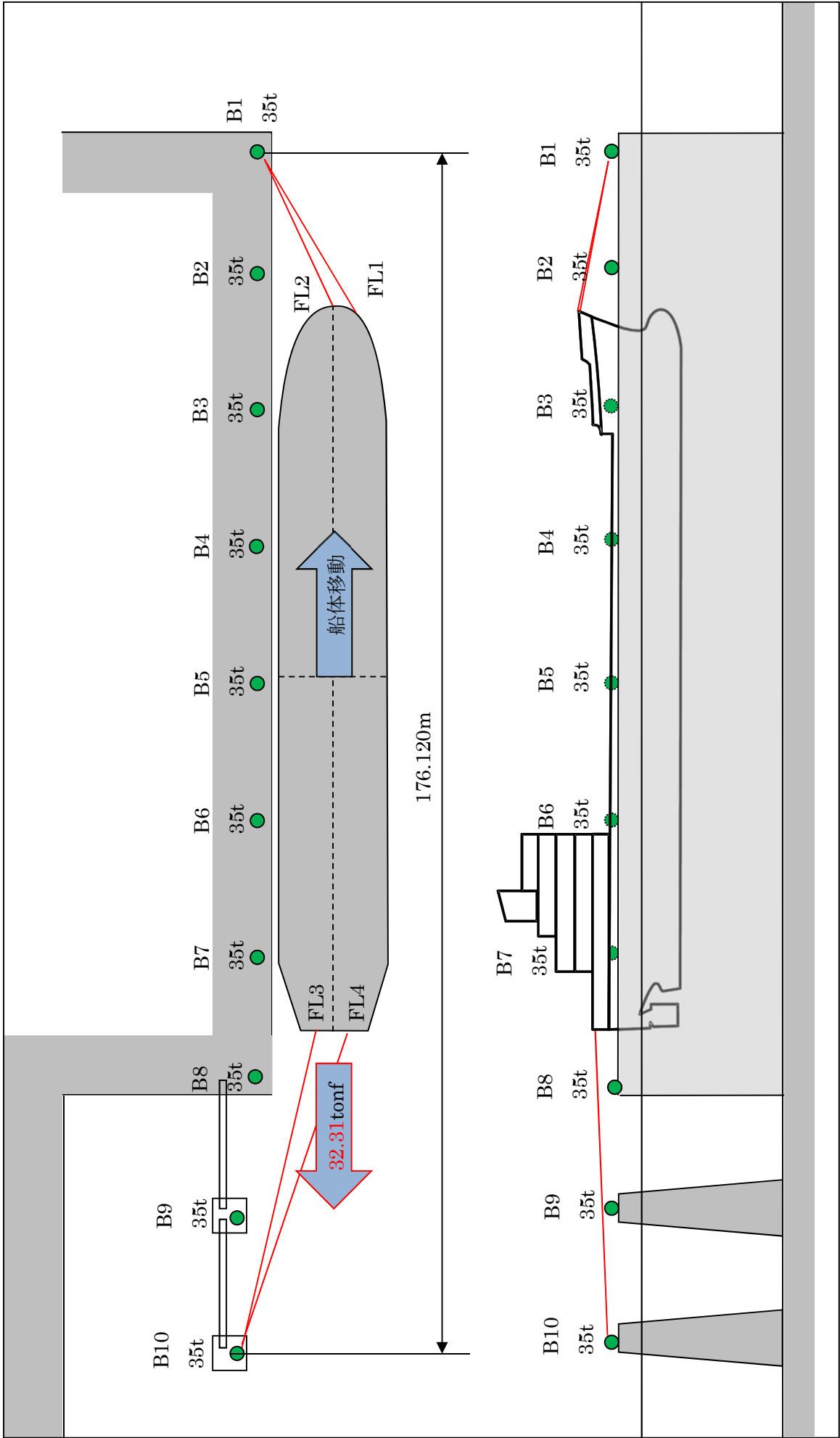
第4表 係留力 (第1図) の計算結果

フェア リーダー	係留索	係留柱	係留索長さ		係留角		索張力 T (tonf)	係留力 前後 (tonf)	Bitt Performance			
			船外 (m)	$\theta$ (deg)	$\beta$ (deg)	Bitt Load (tonf)			合計 (tonf)	係留柱強度 (tonf)		
FL1	Line1	B1	36.1	11.3	23.4	17.9	-16.14	17.93	35.00	35		
FL2	Line2	B1	31.8	12.8	17.9	17.9	-16.17	17.06				
							<b>-32.31</b>					
FL3	Line3	B10	49.1	7.9	-14.3	17.6	16.94	17.64	35.00	35		
FL4	Line4	B10	50.4	7.7	-19.4	17.6	15.46	17.36				
							<b>32.40</b>					
								前後 (+) 計				
								<b>32.40</b>				
								前後 (-) 計				
								<b>-32.31</b>				





第5図 船尾方向への移動に対する船首方向係留力



第6図 船首方向への移動に対する船尾方向係留力



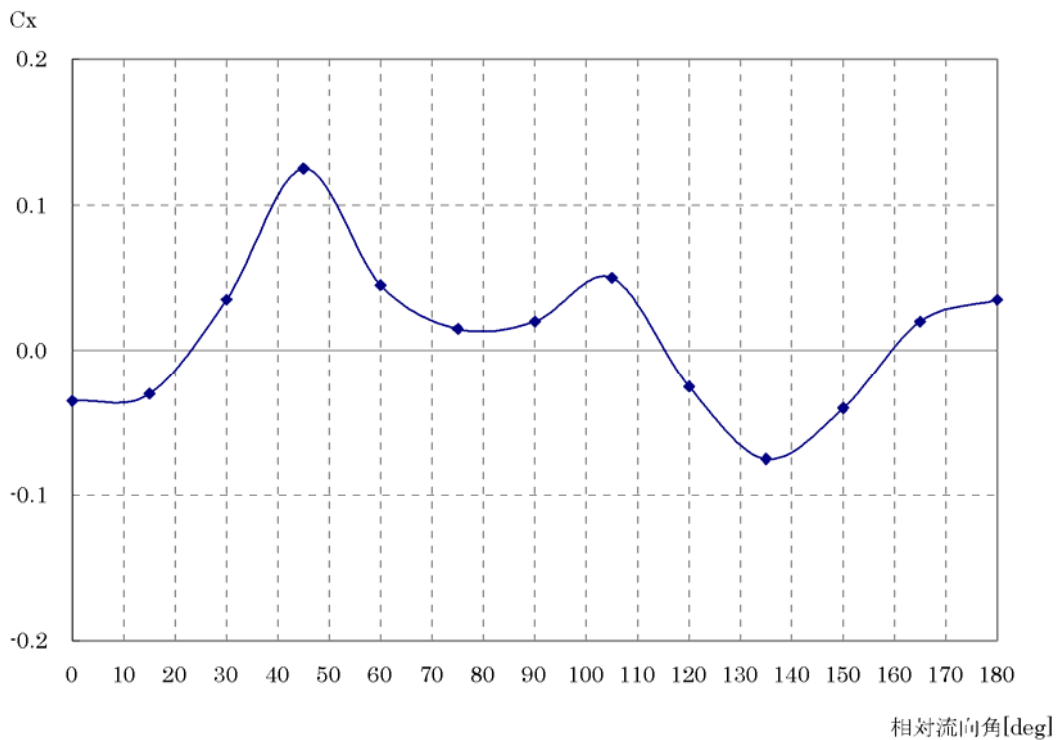
(4) 流圧力

流圧力の計算方法を第5表に示す。計算結果について、前項で求めた係留力と比較した結果を第7図に示す。

第5表 流圧力の計算方法

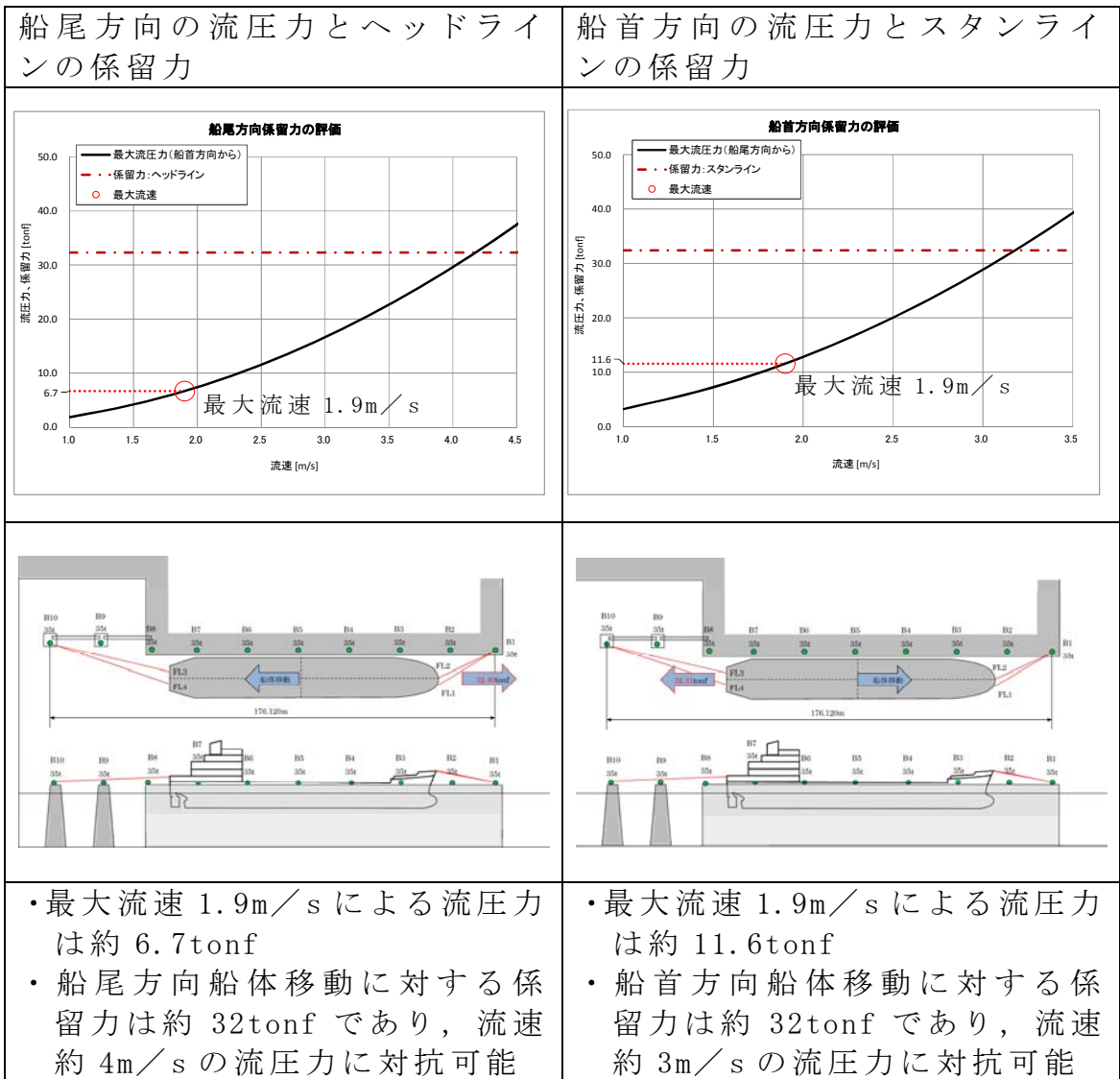
<p>【流圧力計算式】</p> $F_{x_c} = \frac{1}{2} \times C_{x_c} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p> <math>F_{x_c}</math> : 縦方向流圧力 [kgf]  <math>C_{x_c}</math> : 縦方向流圧力係数  <math>V_c</math> : 流速 [m/s]  <math>L_{PP}</math> : 垂線間長 [m]  <math>d</math> : 喫水 [m]  <math>\rho_c</math> : 水密度 [kg・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>]              (= 104.5kg・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)         </p>
--	--

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

縦方向流圧力係数 [Cx]



第7図 流圧力と係留力比較

### 3. 結 論

評価対象津波(最大流速1.9m/s:第4図参照)による流圧力に対し、係留力(約32tonf)が上回ることを確認した。

したがって、早い津波に対し、輸送船が係留によって対応すると仮定した場合においても、係留力により岸壁に留まり続けることができる。

## 貯留堰の構造及び仕様について

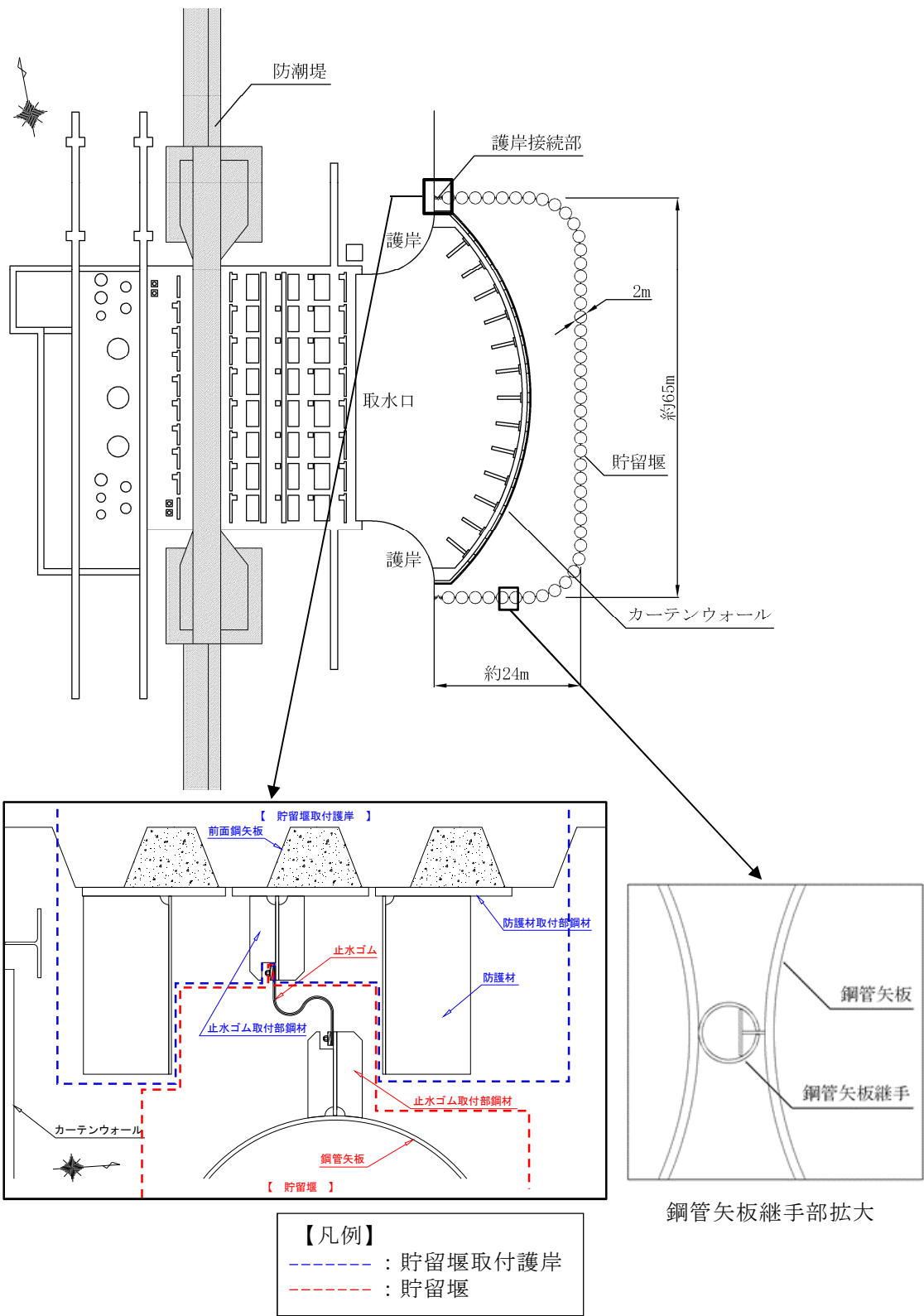
引き波による取水ピットの水位低下に対して、非常用海水ポンプの機能保持を目的として、取水口前面の海中に貯留堰を設置する。

本資料では、貯留堰の構造及び仕様について示すとともに、貯留堰に求められる海水の貯留機能を確保するため、設計において考慮している事項、施工において確認すべき事項について整理した。

## 1. 貯留堰の構造及び仕様

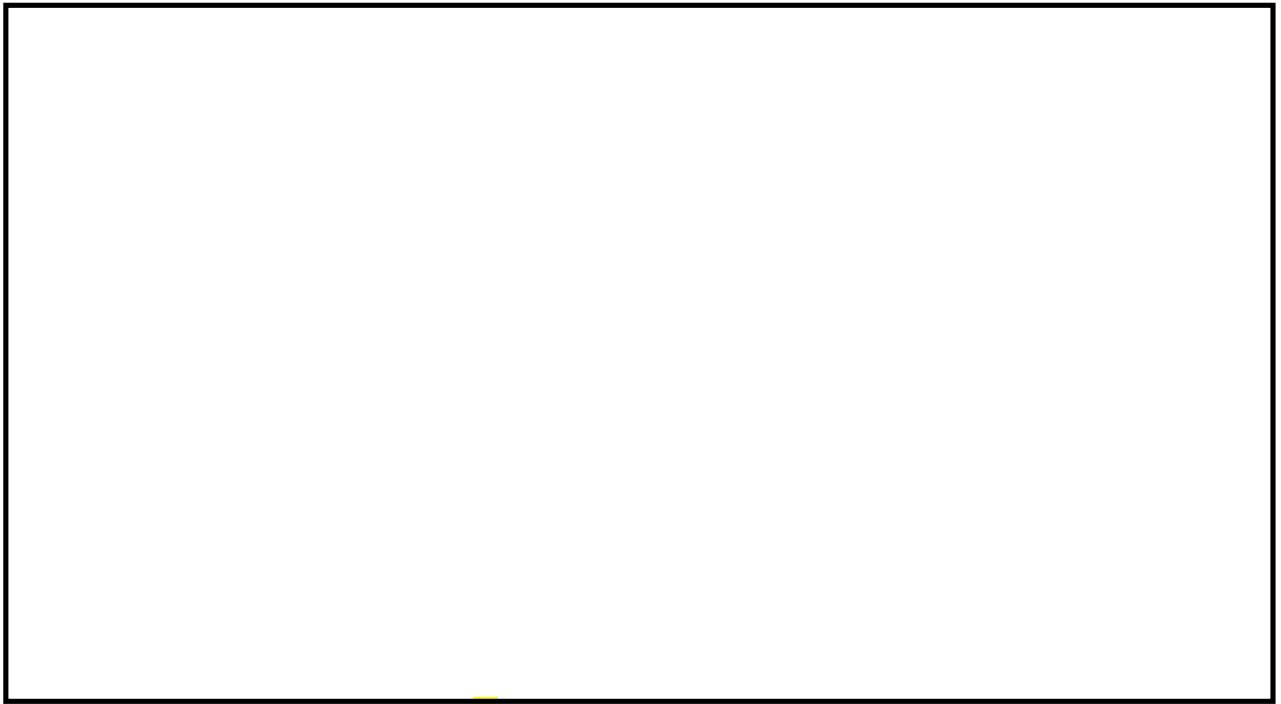
貯留堰は、鋼管矢板、鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手及び止水ゴムジョイントより構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2,000\text{mm}$ の炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベルT.P.  $-6.89\text{m}$ に対して天端高さをT.P.  $-4.9\text{m}$ としており、約2mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65m $\times$ 約24mである。第1-1図に貯留堰の全体構造、第1-1表に貯留堰の主要仕様を示す。

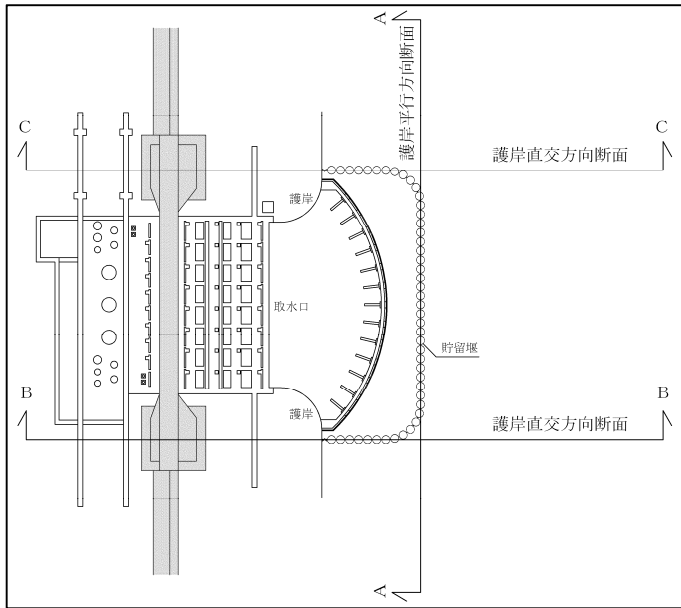


貯留堰取付護岸接続部拡大 (概略構造図)  
 (貯留堰平面図 (貯留堰～海水ポンプ室))

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (1/4)



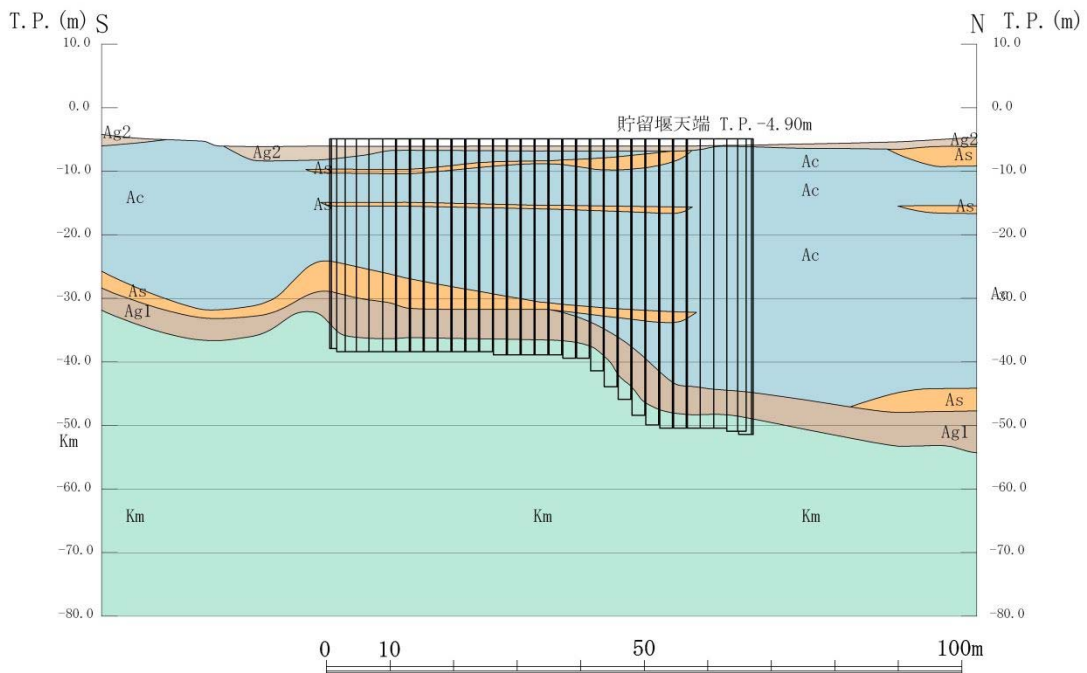
第 1-1 図 貯留堰全体構造 (2 / 4)



地質構成表

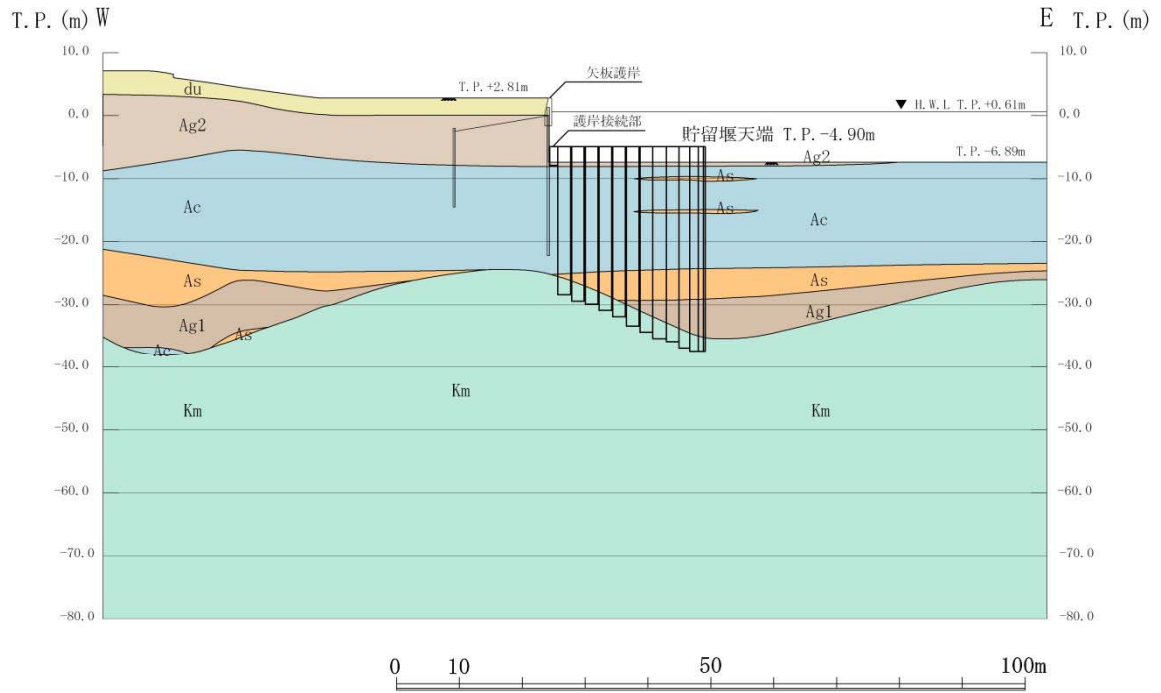
地質時代	地質区分	記号	岩相	備考	
第 新 世	砂丘層		du	砂	敷地全体に広く分布する。
	沖積低地 堆積層	久慈川 堆積層	Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。
			Ac	粘土	久慈川が侵食した凹状の 谷を埋めて分布する。
			As	砂	
	Ag1	砂礫			
四 更 新 世	低位段丘 堆積層	段丘堆積層2	D2c-3	シルト	敷地南部に埋没段丘として 分布する。
			D2s-3	砂	
			D2c-2	シルト	
			D2g-2	砂礫	
	中段段丘 堆積層	段丘堆積層1	1m	ローム	敷地の南西部に分布し、 いわゆる額田段丘面を 構成する。
		D1c-1	シルト		
		D1g-1	砂礫		
第三紀 鮮新世	久米層	Km	砂質泥岩	敷地の基盤岩である。	

断面位置図及び地質構成表

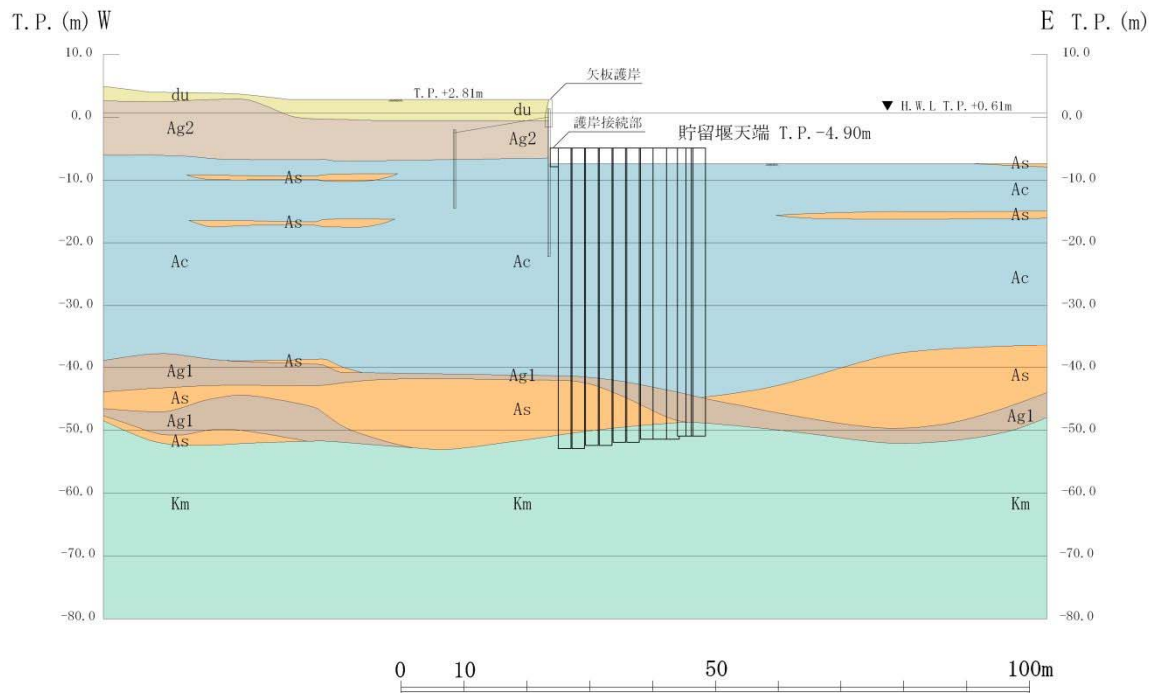


護岸平行方向断面 (A-A断面)

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (3/4)



護岸直角方向断面 (B-B断面)



護岸直角方向断面 (C-C断面)

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (4/4)

第 1-1 表 貯留堰の主要仕様

		項 目		仕 様	
鋼管矢板		材 質		SM570	
		寸 法 (mm)	外 径	2000	
		許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	255	
			圧 縮	255	
せん断	145				
鋼管矢板継手		材 質		SM400	
		型 式		P-T型	
		寸 法 (mm)	継手間隔	180	
		許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	140	
			圧 縮	140	
			せん断	80	
止水ゴム ジョイント	止水ゴム		材 質		CR・補強布
			型 式		FR特殊型
			許容引張力 (N/mm)	引 張	118.7
	止水ゴム 取付部鋼材		材 質		SM400
			許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	140
				圧 縮	140
				せん断	80

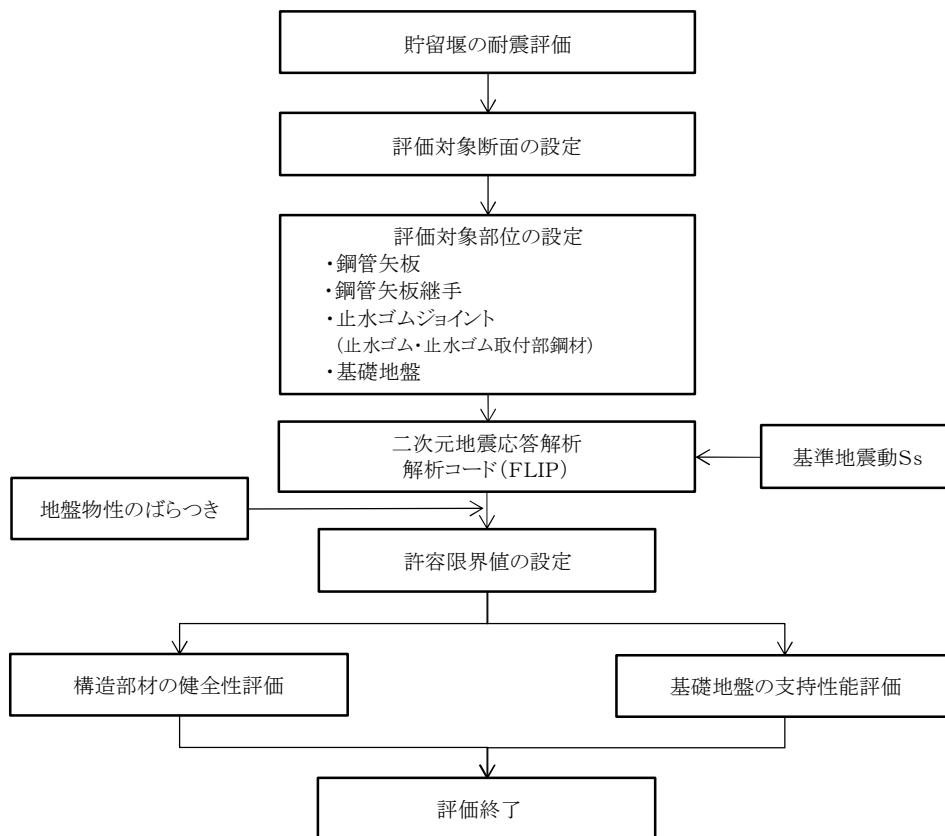


## 2. 貯留堰の貯留機能確保のための考慮・確認事項

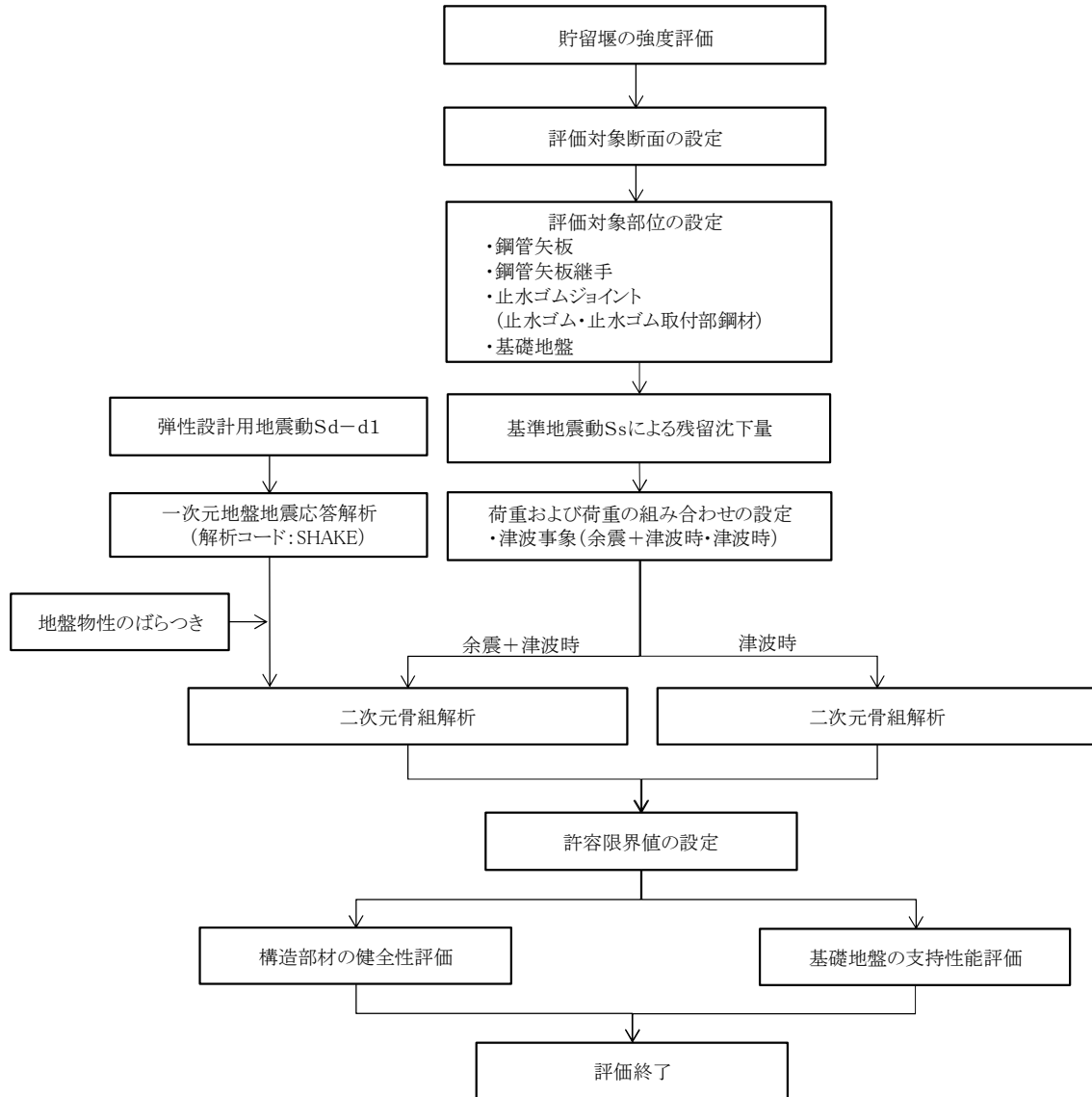
貯留堰は、津波防護施設であるため、「3.1 津波防護施設の設計」に記載のとおり、審査ガイドに基づき、常時荷重、地震荷重、津波荷重及び余震荷重を適切に組合せた条件で設計を行うとともに、漂流物の衝突及び自然現象による荷重との組合せを適切に考慮することにより、耐震・耐津波設計上の十分な裕度を確保する。

このため、ここでは、貯留堰の海水貯留機能を確保するために漏水の防止の観点から、設計において考慮している事項及び施工において確認すべき事項について整理した。

貯留堰の検討フローを第2-1図に、部材の健全性及び支持性能の観点から照査する項目と許容限界値を第2-1表に示す。



第 2-1.1 図 貯留堰検討フロー（耐震評価）



第2-1.2図 貯留堰検討フロー（強度評価）

第 2-1 表 貯留堰の評価項目と許容限界値

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	鋼管矢板	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		鋼管矢板継手	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		止水ゴム	最大変形量が許容限界を超えないことを確認	許容変形量
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	支持力が許容限界を超えないことを確認	極限支持力以下
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		鋼管矢板継手	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		止水ゴム	発生する引張力が許容限界を超えないことを確認	許容引張力
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	支持力が許容限界を超えないことを確認	極限支持力以下

(1) 設計において考慮している事項

貯留堰の海水貯留機能を確保するため、以下に示す事項を考慮した設計としている。

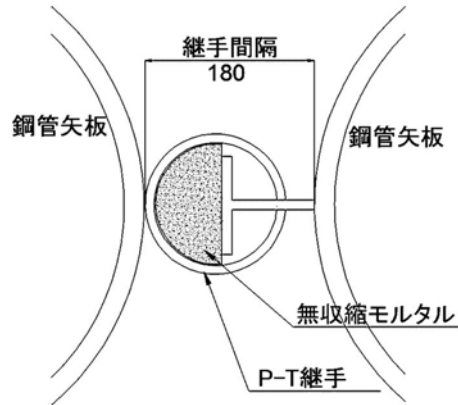
① 貯留部の鋼管矢板からの漏水防止

鋼管矢板間の止水性を確保するため、鋼管矢板同士は、鋼管矢板継手により連結する構造としている。鋼管矢板継手は、連結する片方の鋼管矢板に取り付けたP型の継手と、もう片方の鋼管矢板に取り付けたT型の継手を重ねることにより、鋼管矢板を連結する。

重ね合せ部には、袋体（モルタルジャケット、材料：ポリエステル及びナイロン）を挿入し、袋体の中に無収縮モルタルを充填することにより、重ね合せ部の止水性を確保する設計としている。本構造は、「廃棄物海面処分場施工要領（改訂版）」（（社）日本埋立浚渫協会（平成21年3月））に基づくものであり、管理型廃棄物埋立護岸等における汚染水の流出防止を目的として多くの適用実績がある。なお、上記施工要領は、斎藤等による鋼管矢板継手の遮水性能評価試験結果<sup>(1)</sup>に基づくものである。第2-2図に鋼管矢板継手の概略構造を示す。

斎藤等による遮水性能評価試験結果から、本構造の換算透水係数（ $\text{cm/s}$ ）は、 $1 \times 10^{-6}$ オーダーである。このため、換算透水係数を保守的に $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ とした上で、貯留堰において想定される漏水量を評価した結果、非常用海水ポンプの取水可能時間に相当する30分間の漏水量は約 $0.1 \text{ m}^3$ <sup>※1</sup>であり、貯留堰の貯留性能に問題となる影響はないことを確認した。

※1：添付資料 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価についてを参照

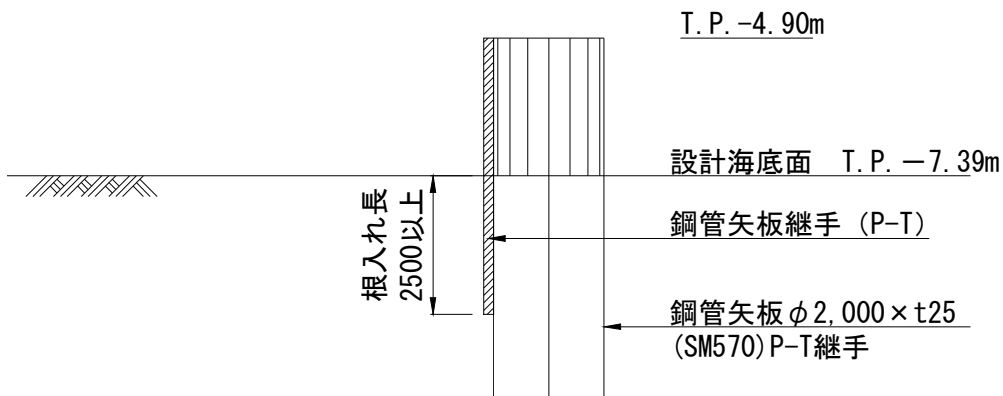


第 2-2 図 鋼管矢板継手の概略構造

② 鋼管矢板継手の根入れの考え方

鋼管矢板継手の根入れ長については、管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）<sup>(2)</sup>を参考に設定する。本マニュアルによれば、鋼管矢板の鉛直遮水工の根入れ長として、透水係数 $10^{-6}$ cm/sの粘性土層の場合、透水長1.6m以上を確保することとなっている。この1.6mに対して、地震による地盤の沈下量約21cm<sup>※2</sup>を考慮し、さらに裕度を見込んだ2.5mを設計海底面からの鋼管矢板継手の根入れ長として確保する。

※2：④止水ゴムジョイント根入れ長の設定参照



第 2-3 図 鋼管矢板継手の根入れ長

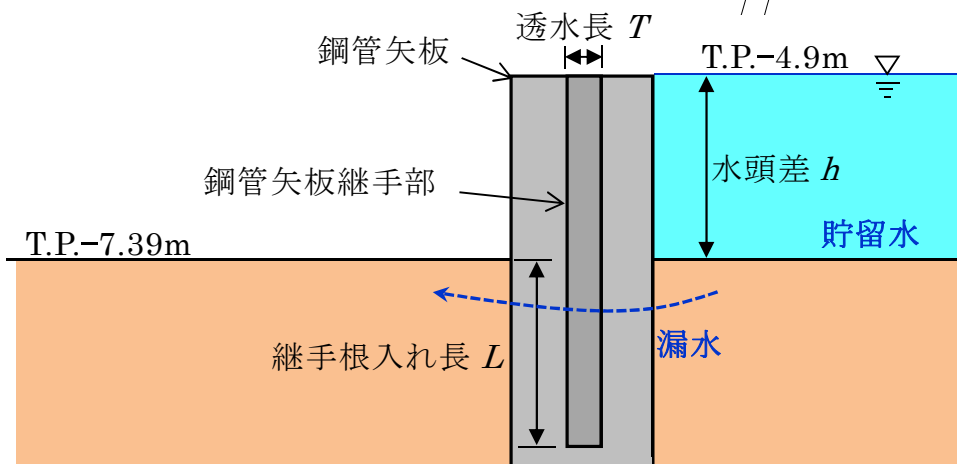
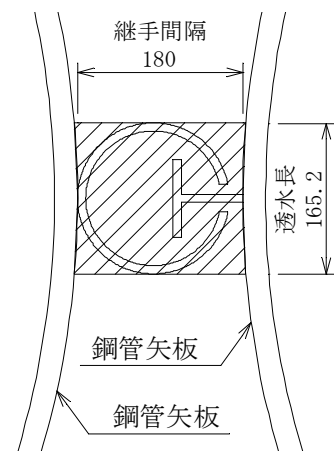
鋼管矢板継手部周辺の地盤が砂層であると想定した場合においても、以下の計算に示すように引き波時間における漏水量は5.6m<sup>3</sup>であることから、取水機能に問題はない。

全漏水流量 $Q$ は以下のように算出される。

$$\begin{aligned}
 Q &= A \times k \times i \\
 &= B \times L \times k \times h / T \\
 &= 18 \text{ cm} \times 250 \text{ cm} \times 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \times 249 \text{ cm} / 16.52 \text{ cm} \\
 &= 678 \text{ cm}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

- $Q$  : 全漏水流量(cm<sup>3</sup>/s)
- $A$  : 断面積(cm<sup>2</sup>) (=  $B \times L$ )
- $k$  : 透水係数 (=  $1 \times 10^{-2}$  cm/s)
- $i$  : 動水勾配 (=  $h / T$ )
- $B$  : 継手部の幅 (= 18 cm)
- $L$  : 継手部の根入れ長 (= 250 cm)
- $h$  : 水頭差 (= 249 cm)
- $T$  : 透水長 (= 16.52 cm)

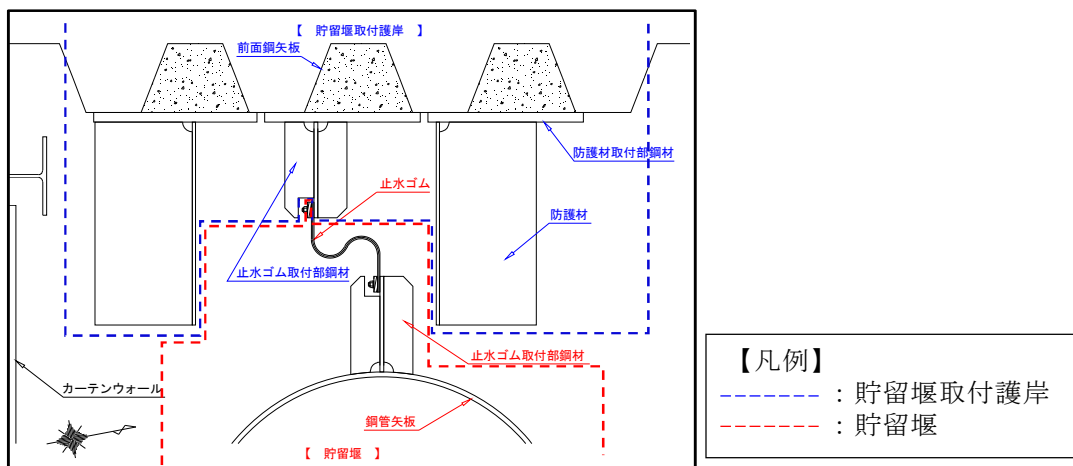


継手箇所数46箇所全域において砂層地盤と想定した場合の、引き波時間3分間における漏水量 $V$ は以下のように算出される。

$$\begin{aligned}
 V &= Q \times 3 \text{ 分} \times 60 \text{ s} \times 46 \text{ 箇所} \\
 &= 678 \text{ cm}^3/\text{s} \times 3 \text{ 分} \times 60 \text{ s} \times 46 \text{ 箇所} \\
 &= 5,613,840 \text{ cm}^3 \\
 &= 5.6 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

### ③ 護岸接続部からの漏水防止

護岸接続部においては、貯留堰と貯留堰取付護岸との取り付け部からの漏水が想定される。このため、貯留堰取付護岸と鋼管矢板との間には鋼板を介した止水ゴムジョイントを設置することで、漏水を防止する設計としている。この構造により、貯留堰と貯留堰取付護岸に相対変位が生じた場合においても、たわませて設置した止水ゴムの変形により、鋼管矢板への影響を防止する。第2-4図に貯留堰取付護岸接続部の概略構造を示す。



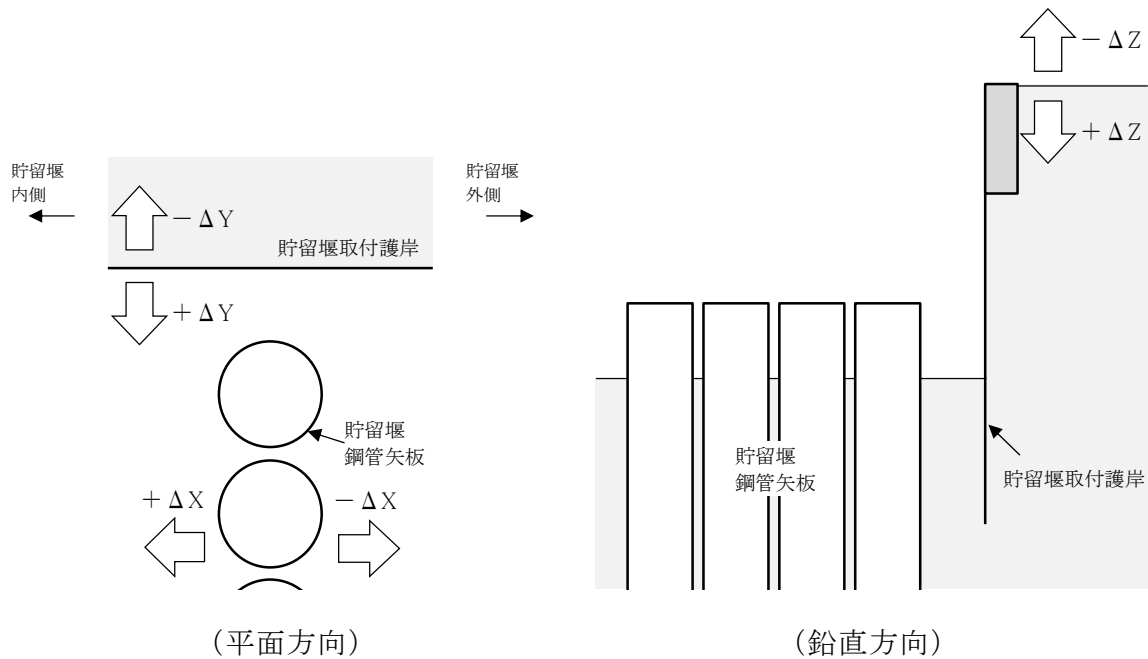
第 2-4 図 貯留堰取付護岸接続部の概略構造

貯留堰取付護岸接続部の耐震・耐津波設計においては、部材の健全性及び止水性能の観点から、津波による荷重及び地震時の相対変位にて照査を行う。考慮する相対変位として、貯留堰取付護岸法線平行方向、法線直角方向及び鉛直方向（第5図に示す $\pm \Delta X$ 、 $\pm \Delta Y$ 及び $\pm \Delta Z$ ）の3方向において、以下の2ケースを設定する。

- ・地震時：地震時の貯留堰取付護岸と貯留壁の最大相対変位を考慮
- ・重畳時：地震時残留相対変位と（余震＋津波）による最大相対変位の合計を考慮

また漂流物の衝突による止水ゴムジョイントの損傷を防ぐため、止水ゴムジョイントの内側・外側に鋼製の防護材を設置する。

第2-5図に止水ゴムジョイントと貯留堰取付護岸との相対変位の考え方を示す。



第 2-5 図 止水ゴムジョイントと貯留堰取付護岸との相対変位の考え方





## 1) 止水のために必要な根入れ長

管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル(改訂版)では、不透水性地層（厚さ5m以上、透水係数 $10^{-5}$ cm/s以下）と同等の遮水性能を確保するように、地盤の透水係数より遮水層厚は算出される（例として透水係数が $10^{-6}$ cm/sの場合は遮水層厚1.6mと記載）。圧密試験結果<sup>※3</sup>よりAc層の透水係数は $10^{-6}$ cm/s程度であるため、必要遮水距離 $L_1=1.6$ mとする。

ここで、保守側に考慮し、水平変位状態においてゴムは片面のみ地盤と接すると考え、必要遮水距離は根入れ長の片面分のみとする。

## 2) 貯留堰鋼管矢板の水平変位に伴い地中より引き抜かれる長さ

貯留堰鋼管矢板に変位が生じると接続部端部（鋼構造）もそれに追従し変位するが、地中に根入れされたゴムは、変形性能が高いため端部の鋼構造部に引かれ、地中から引き抜かれる動きが考えられる。保守側に考え、水平変位の分だけゴムが地中より引き抜けるとし、必要な根入れ長より余分に根入れを行う。ここで、NS-1断面の二次元動的解析（S<sub>s</sub>-D1++）により得られた貯留堰の最大水平変位約0.8mを $L_2$ とする。

※3：4) G-8孔におけるAc層の透水係数についてを参照

### 3) 地震により生じる地盤の沈下量

地震により生じる地盤の沈下量 $L_3$ は下式により算出する。

$$L_3 = S_1 + S_2 = 0.05 + 0.21 \div 0.26 \text{ m}$$

ここで、

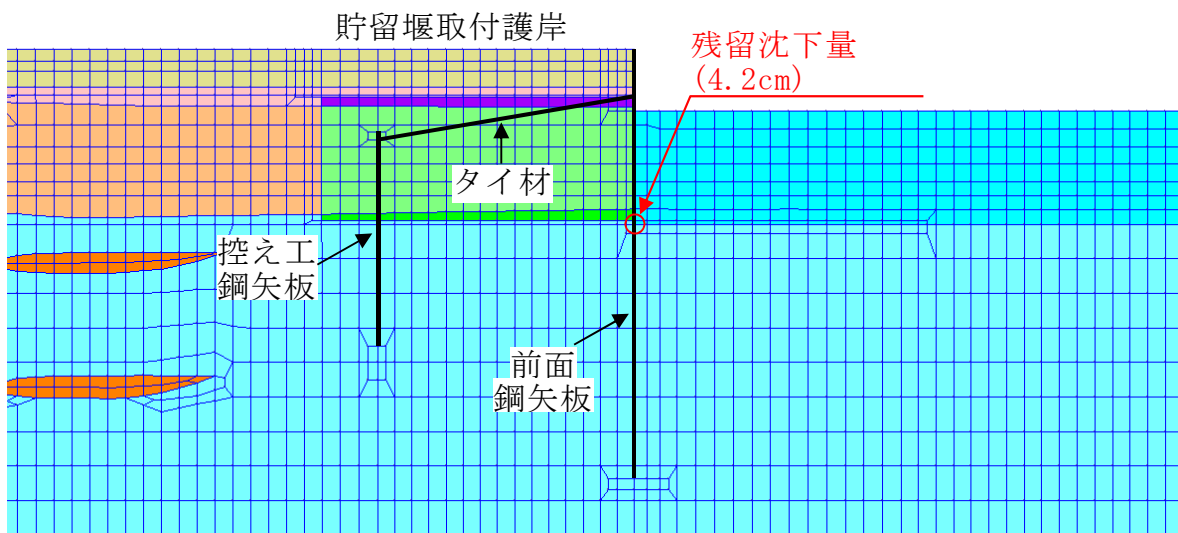
$L_3$  : 地震により生じる地盤の沈下量

$S_1$  : 地盤の変形による残留沈下量 (約5cm) (二次元動的解析結果)

$S_2$  : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (約21cm) (石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図<sup>(3)</sup>より算出)

#### a) 地盤の変形による残留沈下量 $S_1$ の設定

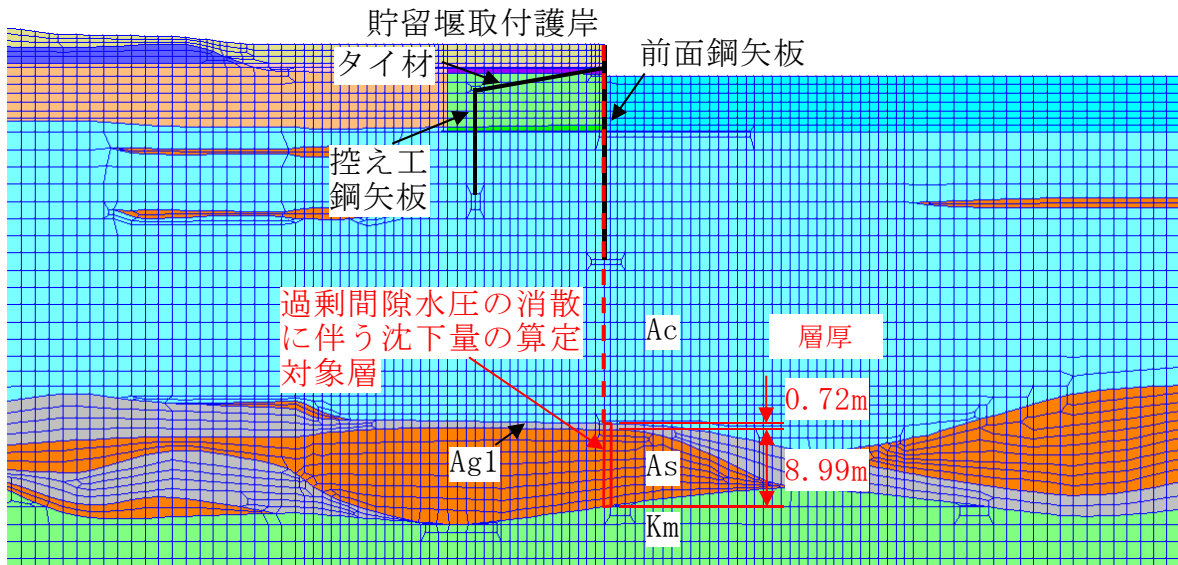
EW-1断面の二次元動的解析結果 ( $S_s - D 1 ++$ ) を用いて、地盤の変形による残留沈下量 $S_1$ を設定する。貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の海底地盤節点における残留沈下量の約5cmを $S_1$ とする。



第 2-7 図 地盤の変形による残留沈下量  $S_1$  の設定位置

b) 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 $S_2$ の設定

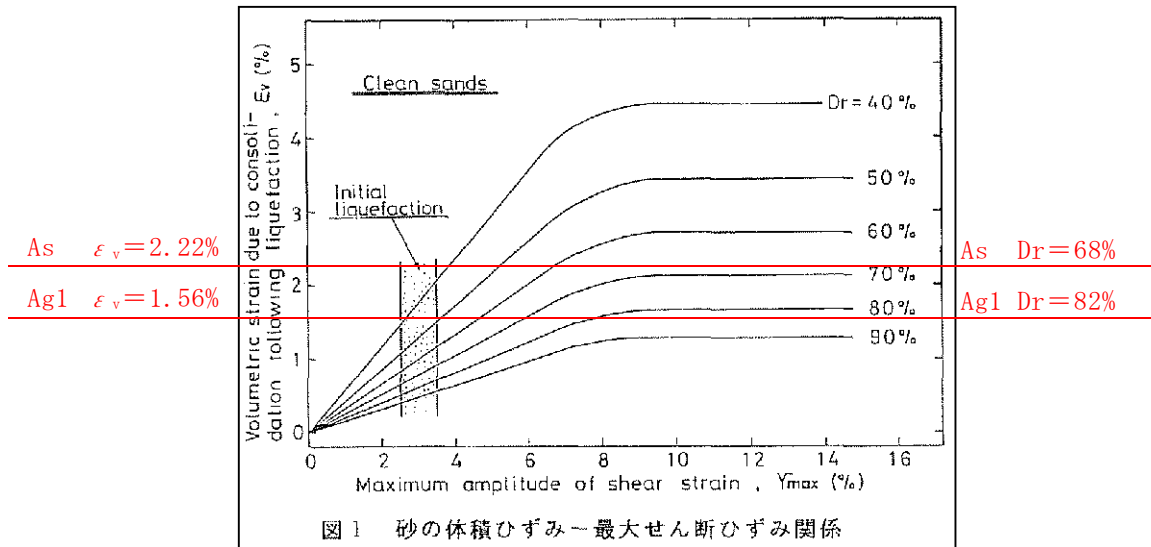
EW-1断面の土層構成から貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 $S_2$ を算定する。過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定位置を第2-8図に示す。



第 2-8 図 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  の算定位置

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定は、石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図を用いる。沈下量を保守的に算定するために、最大ひずみ $\gamma_{max}$ の値に係わらず体積ひずみ $\epsilon_v$ の上限値を用いる。なお、相対密度 $D_r$ については平均値を用いる。沈下量の算定に用いる相対密度 $D_r$ 及び体積ひずみ $\epsilon_v$ を第2-9図に示す。

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 $S_2$ は第2-2表に示す結果より、約21cmとする。

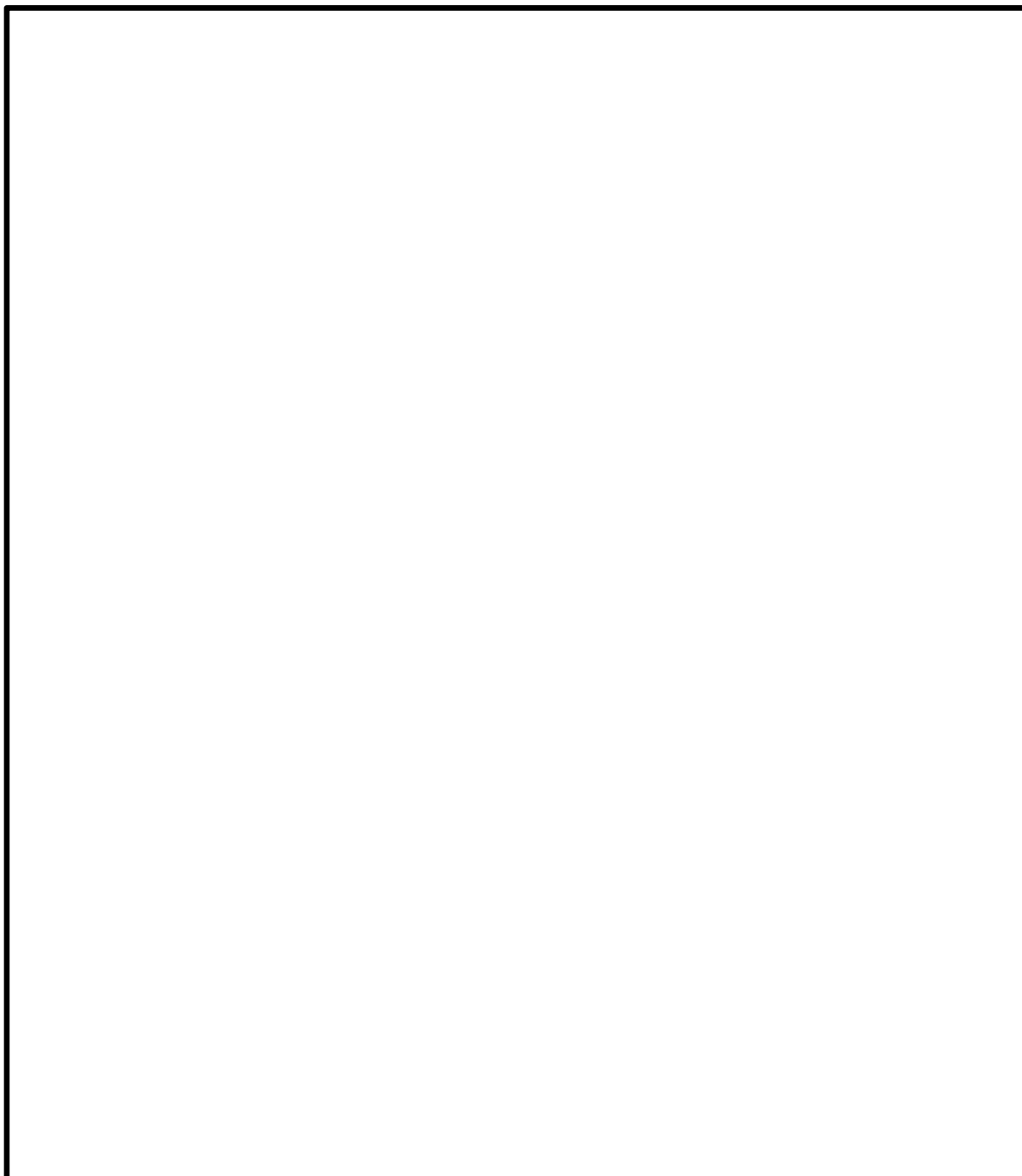


第 2-9 図 石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図

第 2-2 表 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定

土層名	層厚 $h$ (m)	相対密度 $Dr$ (%)	体積ひずみ $\epsilon_v$ (%)	過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 $S_2$ (m)
Ag1	0.72	82	1.56	0.01
As	8.99	68	2.22	0.20
合計				0.21

4) G-8孔におけるAc層の透水係数について



第 2-10 図 土質調査位置図 (G-8 孔)

標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	柱状 図	地層 名	色調	記事
						試料採取高さ (G.L.-13.54~13.59=T.P.-9.43~-9.48)
0.78	3.33	3.33		埋土	オリーブ 灰色	0.00~0.20m 碎石からなる埋土 0.20~3.33m 礫混じり砂からなる埋土
±0.00					黄褐色~ オリーブ 灰色	3.33~7.12m 砂礫 (Ag2) 7.12~9.05m 砂 (Ag2) 9.05~10.04m 砂礫 (Ag2)
	10				暗青灰色	10.04~10.64m シルト質砂 (As) 10.64~12.25m シルト質粘土 (Ac)
					暗緑灰色 ~灰褐色	12.25~12.55m 貝化石片や炭質物を含む 礫混じり砂 (As) 12.55~17.00m 粘土 (Ac) 雲母, 貝化石片を含む 含水比高い
	20			沖	暗緑灰色	17.00~22.30m 砂を主体とする (As)
						17.00~17.79m シルト質砂 17.79~20.09m 砂
						20.09~20.60m 砂質粘土 20.60~22.30m 砂
	30			積層	暗オリーブ 灰色	22.30~50.56m 粘土を主体とする (Ac)
						32.95~33.96m シルト混じり砂
						36.82~37.94m 砂
	40					39.68~40.00m シルト質砂 40.76~42.19m シルト混じり砂
						46.56~50.56m シルト
	50				灰色	50.56~53.54m 砂 (As)
					暗オリーブ 灰色	53.54~58.90m 粘土を主体とする (Ac)
	60				暗青灰色	58.90~59.75m 砂 (As) 59.75~63.81m 礫混じり砂を主体とする (Ag1)
-59.70	63.81	60.48				

第 2-11 図 G-8 孔柱状図抜粋 (孔口標高 : T. P. +4. 11)

第 2-3 表 圧密試験結果 (抜粋)

(試料採取深さ ; G. L. -13.54~-13.59 = T. P. -9.43~-9.48)

荷重 段階	平均圧密圧力 p kgf/cm <sup>2</sup>	t <sub>90</sub> min	透水係数 k cm/s
0	0.10	0.31	1.03E-06
1	0.28	0.33	8.08E-07
2	0.57	0.35	5.19E-07
3	1.13	0.38	3.79E-07

(補足説明)

Ac層の水中単位体積重量  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 16.2 - 9.8$   
 $= 6.4 \text{ kN/m}^3$ を考慮すると、0~1の荷重段階での平均圧密圧力 p  
 の  $0.1 \text{ kgf/cm}^2 (=9.8 \text{ kN/m}^2)$  は、 $9.8/6.4=1.53$ より深度1.5m相当  
 となり、止水ジョイント根入れ深さとほぼ同深度である。



## (2) 施工において確認すべき事項

(1)に記載した設計において考慮した事項は、施工において適切に管理することにより達成できる。このため、設計で考慮した事項に対して、施工において確認すべき事項について整理する。

### ① 貯留部の鋼管矢板からの漏水防止

鋼管矢板に予め設置された鋼管矢板継手内にモルタルを確実に充填するためには、鋼管矢板を精度良く打設する必要がある。このため、鋼管矢板は、位置決めされた導材に沿わせて打設する。また、鋼管矢板の打設位置、傾斜及び高さ並びに鋼管矢板継手の状態について、打設中及び打設後に測量機器等により確認する。

鋼管矢板継手へのモルタルの充填に当たっては、継手内の土砂の排土が必要であるため、所定の深度までの排土が完了していることを確認する管理を行う。

その後、継手からのモルタルの漏出防止のため、モルタルを充填する全深度に対して、袋体（モルタルジャケット）を挿入し、継手内にモルタルを打設し打ち上げる。袋体の挿入状況及びモルタルの充填状況については、潜水土にて確認するとともに、規定数量のモルタルが充填されたことを流量計等により確認する。

### ② 貯留堰取付護岸と鋼管矢板の接続部の施工管理

貯留堰取付護岸と止水ゴムジョイントの接続のため、貯留堰取付護岸に鋼板を溶接にて接続する。溶接は水中溶接にて施工する計画であり、溶接部については、母材の表面状態の確認等を行い溶接の品質管理を実施すると共に貯留堰取付護岸の板厚検査等を実施し、構造強度の担保を

行う。

(3) 貯留堰の海水貯留機能に係る事項の整理

上述(1)及び(2)を踏まえ、貯留堰の海水貯留機能喪失に至る事象として、漏水に対する設計における考慮事項及び施工における確認事項を整理した。第2-4表に貯留堰の漏水に対する対応事項を示す。

第 2-4 表 貯留堰の漏水に対する対応事項

部位	想定事象	想定事象に対する対応事項	
		設計	施工
貯留部	鋼管矢板及び鋼管矢板継手からの漏水	鋼管矢板継手内への無収縮モルタルの充填	計測機器等による鋼管矢板の設置状態の確認(位置、傾斜、高さ、状態等) 鋼管矢板継手内の排土状況の確認
貯留堰取付護岸	貯留堰取付護岸と鋼管矢板接続部からの漏水	貯留堰取付護岸と鋼管矢板との間に止水ゴムジョイントの設置	貯留堰取付護岸の構造の確認(板厚)及び水中溶接の品質管理

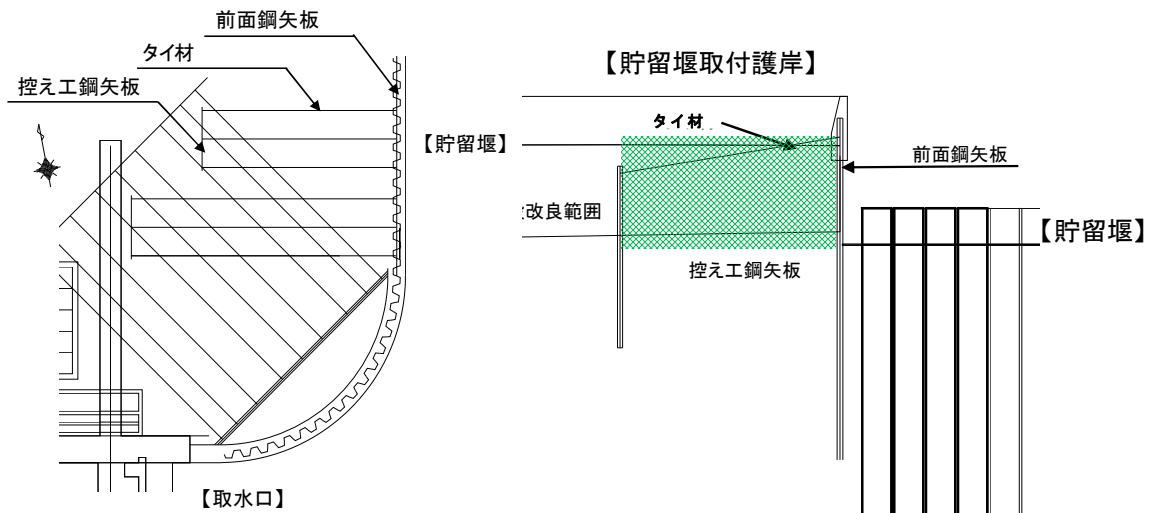
### 3. 貯留堰への波及的影響の検討方針について（貯留堰取付護岸）

取水口から貯留堰までの間に構築している貯留堰取付護岸に関して、貯留堰に波及的影響を及ぼさないように耐震評価を行う。

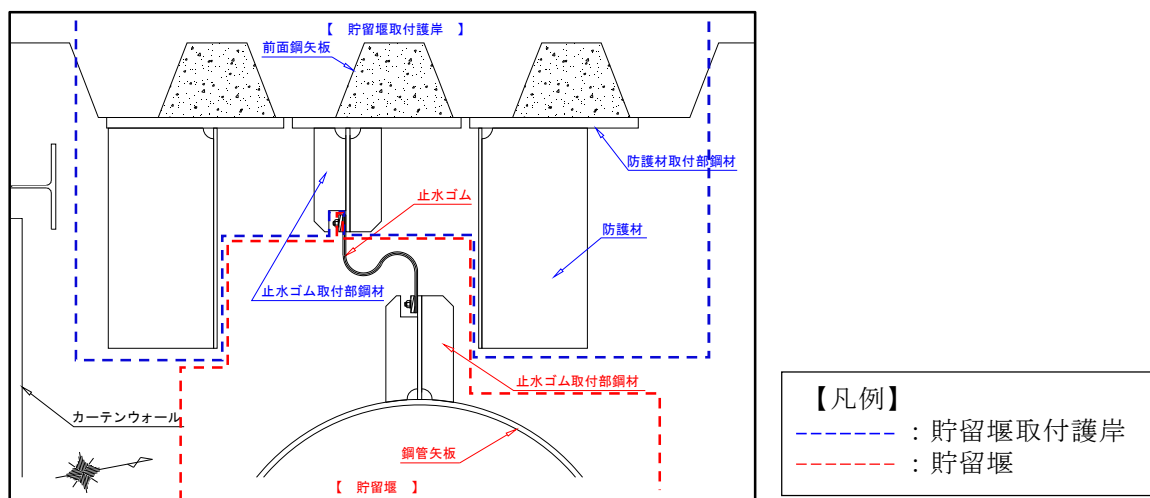
#### (1) 構造と仕様

貯留堰取付護岸は、既設構造物である前面鋼矢板、控え工鋼矢板及びタイロッドと、新設構造物である護岸接続部の一部で構成されている。

第3-1図に貯留堰取付護岸構造図、第3-2図に貯留堰取付護岸接続部構造図、第3-1表に貯留堰取付護岸の主要仕様を示す。



第 3-1 図 貯留堰取付護岸構造図



第 3-2 図 貯留堰取付護岸接続部構造図

第 3-1 表 貯留堰取付護岸の主要仕様

	項 目		仕様
前面鋼矢板 (既設)	材 質		SY295
	型 式		V 型
	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	295
		圧 縮	295
控え工鋼矢板 (既設)	材 質		SY295
	型 式		IV型
	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	295
		圧 縮	295
タイ材 (既設)	材 料		タイブル
	型 式		F130T
	間 隔 (mm)		1600
	降伏強度 (kN/本)	引 張	1092
防護材 (新設)	材 質		SM400
	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	140
		圧 縮	140
		せん断	80
防護材 取付部鋼材 (新設)	材 質		SM570
	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	255
		圧 縮	255
		せん断	145
止水ゴム 取付部鋼材 (新設)	材 質		SM400
	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	140
		圧 縮	140
		せん断	80

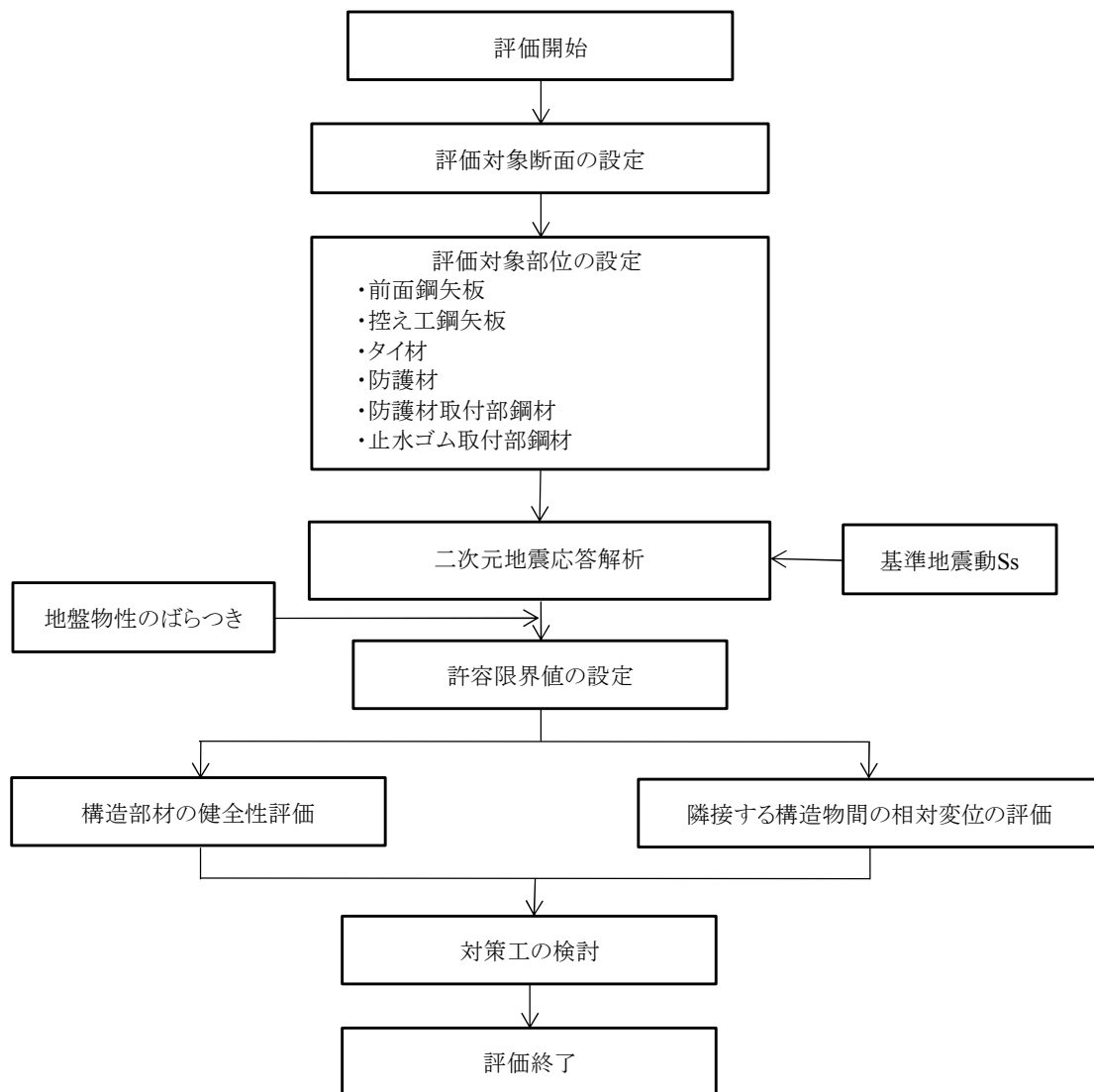
(2) 検討方法

貯留堰取付護岸の貯留堰への波及的影響の検討は、既設構造物である前

面鋼矢板，控え工鋼矢板及びタイロッドと，新設構造物である防護材等の部材照査による構造部材の健全性，並びに前面鋼矢板と貯留堰との相対変位を確認することで評価とする。

なお，既設構造物の評価において健全性及び相対変位が許容限界を満足しない場合には，対策工を検討する。

構造検討フローを第3-3図に，第3-2表に照査する項目と許容限界値を第4-3表に示す。



第 3-3 図 構造検討フロー（耐震評価）

第 3-2 表 貯留堰取付護岸の評価項目と許容限界値

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生応力が許容限界を超えないことを確認	降伏応力度
			変形量が許容限界を超えないことを確認	許容変形量
		控え工鋼矢板 (既設)	発生応力が許容限界を超えないことを確認	降伏応力度
		タイ材 (既設)	発生応力が許容限界を超えないことを確認	降伏応力度
		防護材 (新設)	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材 (新設)	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材 (新設)	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
	隣接する構造物間の相対変位	前面鋼矢板 (既設) および隣接する貯留堰	前面鋼矢板 (既設) と貯留堰との最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	貯留堰と貯留堰取付護岸との離隔距離

#### 4. 参考文献

(1) 斎藤等：鋼管矢板継手の遮水性能評価試験，土木学会第56回年次学術講演会，2001

(2) 財団法人 港湾空間高度化環境研究センター：管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版），2008

#### 5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は、基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

##### (1) 粘性土層について

わが国の港湾は沖積地に位置することが多いため、海面処分場は、粘性土を主たる成分とした沖積層上に整備される場合が多い。この場合には、海面処分場の底面において不透水性地層に相当する粘性土層の存在を確認するものとする。

上記の粘性土層と同等の遮水能力を有する地層とは、一般的に同等の浸透時間となる地層と考えられる。

浸透時間は、一般に次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h}$$

ここに

- $t$ ：浸透時間
- $L$ ：浸透距離（層厚）
- $k$ ：透水係数
- $h$ ：層の水位差（図-2.18 参照）

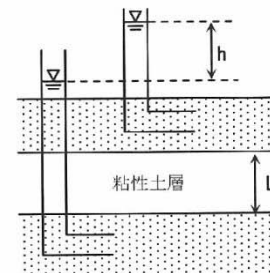


図-2.18 浸透距離と水位差

上記の式を用いて、不透水性地層（厚さ 5m以上、透水係数  $k=1 \times 10^{-5}$  cm/s 以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると、**透水係数が  $k=1 \times 10^{-6}$  cm/s** の粘性土層の場合には、計算上は**層厚が 1.6m以上**となる。不透水性地層の層厚、地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第2編第1章調査参照）。

層厚の決定に際しては、土層の不均一性を考慮して、余裕を見込むことが望ましい。

#### 第 4-1 図 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）抜粋 p. 43）

(3) 石原等：地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測，第26回土質工学研究発表会，1991



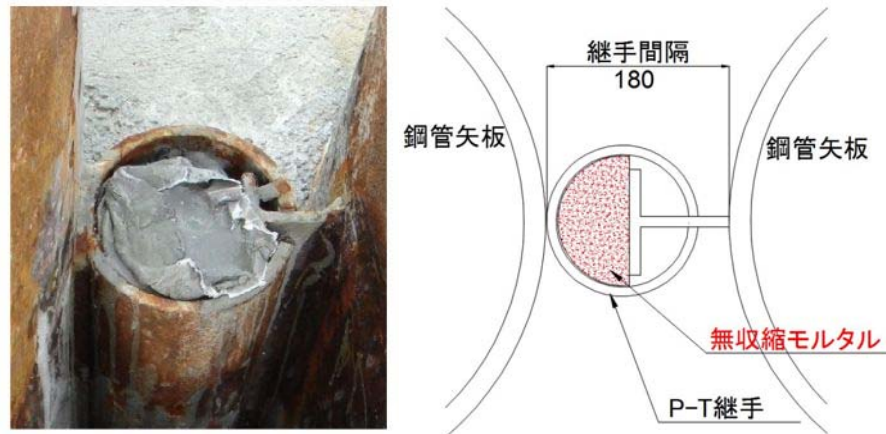


貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について

1. 漏水量の評価方針

貯留堰は、鋼管矢板連続壁として止水機能を確保している。鋼管矢板連続壁は、鋼管同士を継手により連結した構造であり、鋼管矢板継手部（P-T継手）へのモルタル充填を行う。

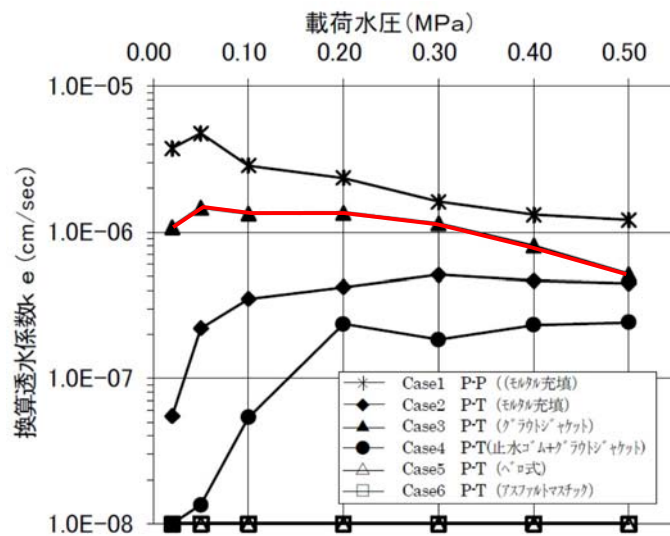
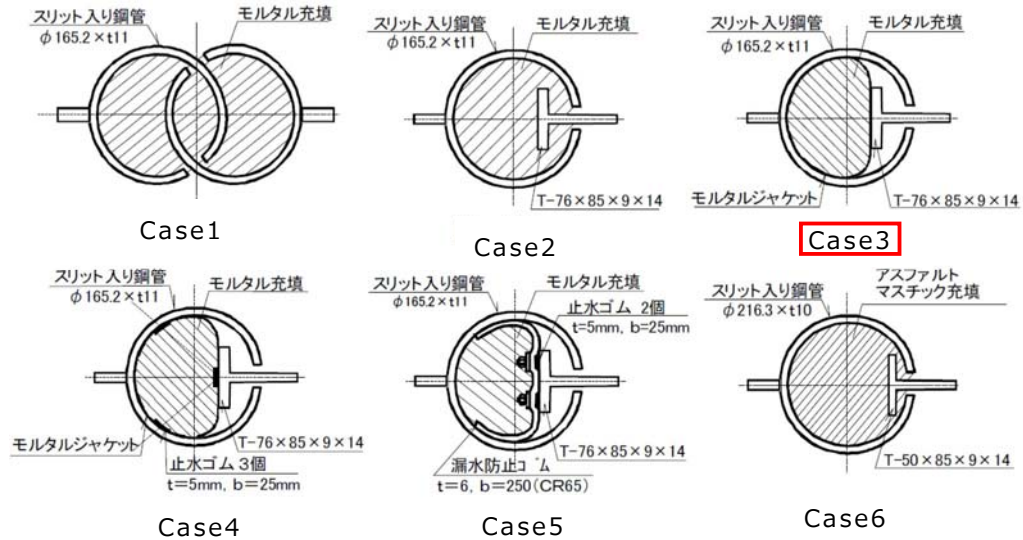
継手部にモルタルを充填した状態（事例写真および構造概要）を第1図に示す。



第1図 モルタルによる継手部止水処理図

斎藤等の「鋼管矢板継手の遮水性能評価試験」（土木学会第56回年次学術講演会，2001）で報告された，継手部にモルタルを充填した場合の止水性能の結果を第2図に示す。継手部へのモルタル充填には，施工性を考慮して袋体（モルタルジャケット）を用いる計画であり，上記試験結果では継手部（P-T継手部）の換算透水係数は $1 \times 10^{-6}$ オーダー（Case3）であることから，本検討の止水性能の評価に用いる換算透水係数は，保守的に $1 \times 10^{-5}$ とする。

なお、齋藤等の評価における止水性能の換算透水係数は、鋼管矢板外縁で降伏点を超える程度の変形状態を載荷試験により再現し、載荷後の変形した継手部に対して耐水試験を実施した結果から得られたものである。



第 2 図 鋼管矢板継手部止水処理形状および止水性能評価試験結果

(齋藤等:鋼管矢板継手の遮水性能評価試験, 土木学会第 56 回  
年次学術講演会, 2001)

## 2. 漏水量の評価結果

換算透水係数  $ke = 1 \times 10^{-5}(\text{cm/s})$  を用い、また貯留堰内の水位が貯留堰天端高さを下回る時間を保守的に 30 分と仮定し、漏水量を算定した。

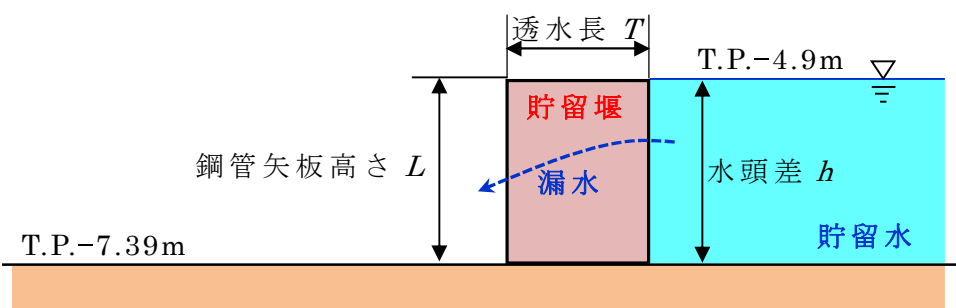
$$\begin{aligned} Q &= n \times q \\ &= n \times A \times ke \times i \\ &= n \times B \times L \times ke \times h / T \end{aligned}$$

ここに、

- $Q$  : 全漏水流量 ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
- $n$  : 継手箇所数 (鋼管矢板打設本数 47 本、継手箇所数は 46 箇所として計算)
- $q$  : 継手 1 箇所あたりの漏水流量 ( $\text{cm/s}$ )
- $A$  : 断面積 ( $\text{cm}^2$ ) ( $= B \times L$ )
- $B$  : 換算透水係数算出時に用いた鋼管矢板の幅 ( $= 1.0 \text{ m}$ ) <sup>※1</sup>
- $L$  : 鋼管矢板高さ (= 水頭差  $h$ ) ( $= 249 \text{ cm}$ ) <sup>※2</sup>
- $ke$  : 換算透水係数 ( $= 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ )
- $i$  : 動水勾配
- $h$  : 水頭差 (= 鋼管矢板高さ  $L$ ) ( $= 249 \text{ cm}$ ) <sup>※2</sup>
- $T$  : 換算透水係数算出時に用いた透水長 ( $= 50 \text{ cm}$ ) <sup>※1</sup>

※1 斎藤らは鋼管矢板継手 6 種類に対し、鋼管矢板の縁ひずみが材料降伏点以上になるように曲げ載荷した後、試験体を取り出し遮水試験を行った。段階的に水圧を載荷した遮水試験結果から、ダルシー則を参考に換算透水厚さを 50cm とし、継手部の換算透水係数を求めている。

※2 水頭差  $h$  は時間とともに変化する値であるが、保守的に海域の水量がないものとして算定した。



$$\begin{aligned} Q &= n \times B \times L \times ke \times h / T \\ &= 46 \times 100 \text{ cm} \times 249 \text{ cm} \times 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s} \times 249 \text{ cm} / 50 \text{ cm} \\ &= 57 \text{ cm}^3/\text{s} \end{aligned}$$

取水可能継続時間を 30 分（1,800 s）とした場合，漏水量  $V$  は以下のとおり。

$$\begin{aligned} V &= Q \times 1,800 \text{ s} \\ &= 57 \text{ cm}^3/\text{s} \times 1,800 \text{ s} \\ &= 102,600 \text{ cm}^3 \\ &= 0.10 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

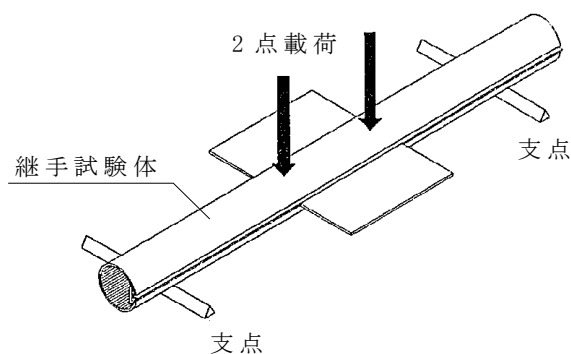
以上の算定結果より，30 分間での貯留堰からの漏水量は約  $0.10\text{m}^3$  であることから，貯留堰の貯留性能に問題となる影響はないことを確認した。

### 3. 斎藤等による遮水性能評価試験およびその適用性について

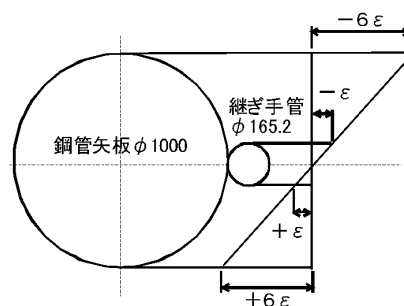
#### (1) 斎藤等による遮水性能評価試験の要約

「斎藤等：鋼管矢板継手の遮水性能評価試験，土木学会第 56 回年次学術講演会，2001」について以下に要約を示す。

(a) 曲げ試験：充填材を充填した継手試験体に対して 2 点载荷の曲げ試験を行った。試験は，継手試験体の縁端ひずみが所定のひずみに達するまで载荷した。所定のひずみとは， $\phi 1000$  の鋼管矢板の縁端ひずみが降伏点ひずみを超えるときに継手管に発生するひずみである。

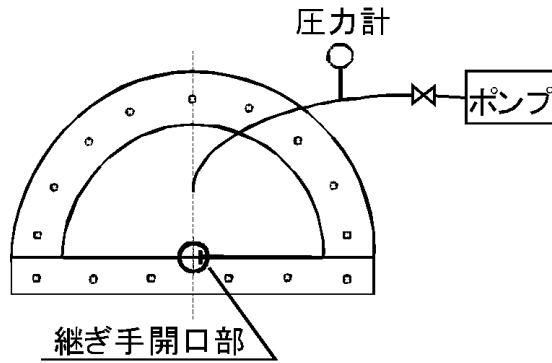


第 3 図 曲げ試験



第 4 図 継手管の縁端ひずみ

(b) 遮水試験：曲げ試験後の試験体より载荷点部分を切り出し，耐水圧試験器を用いて遮水性能を評価した。载荷水圧は， $0.02\text{MPa}$ ， $0.05\text{MPa}$ ， $0.10\text{MPa}$ ， $0.20\text{MPa}$ ， $0.30\text{MPa}$ ， $0.40\text{MPa}$ ， $0.50\text{MPa}$  の順に段階的に载荷した。各载荷圧力の保持時間を 1 時間とし，1 時間あたりの漏水量  $Q$  を測定した。



第 5 図 遮水試験

(c) 換算透水係数算出：鋼管矢板継手を 50cm 厚の均一な透水層と  
考え、ダルシーの法則に準じて換算透水係数を以下の式により  
求めた。

$$Q = A \cdot k_e \cdot i = A \cdot k_e \cdot \Delta h / T$$

ここに、

$Q$  : 実験によって得られた単位時間の漏水量

$A$  : 鋼管矢板の断面積

$k_e$  : 換算透水係数

$i$  : 動水勾配

$\Delta h$  : 水頭差

$T$  : 換算透水層厚さ (= 50cm)

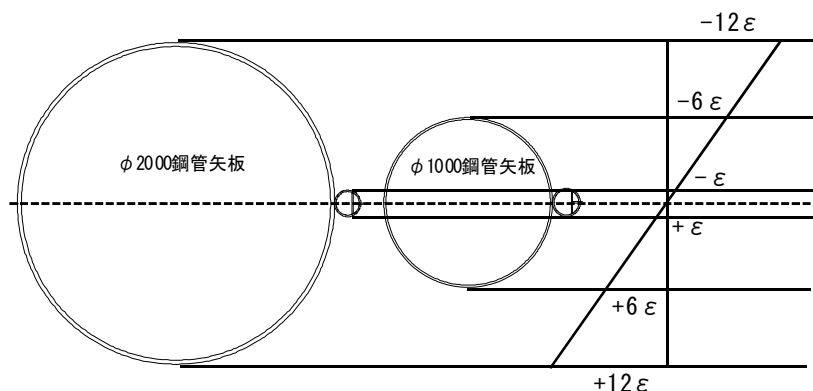
(d) 遮水性能試験結果：遮水性能試験結果を第 6 図に示す。継手  
部にモルタルジャケットを用いてモルタルを充填した場合の継  
手部 (P-T 継手部) の換算透水係数は  $1 \times 10^{-6}$  オーダー (Case3)  
であった。



## (2) 遮水性能評価試験の適用性

貯留堰継手部の漏水量評価に用いた換算透水係数は、上記 3.(1) に示した斎藤等による止水性能評価試験から得られた値である。この試験は、鋼管矢板外縁で降伏点ひずみを超えるとときに継手に生じる変形状態を載荷試験により再現し、載荷後の変形した継手部について漏水量を測定し、鋼管矢板継手の換算透水係数を求めたものである。この遮水性能評価試験は貯留堰の設計で想定している曲げ状態を再現しているため、遮水性能試験で求めた透水係数は今回の貯留堰の設計に適用可能と判断できる。

鋼管矢板に曲げが発生したときに、鋼管矢板本体のひずみと継手鋼管のひずみとは第 7 図に示すとおり比例関係にある。継手鋼管の大きさは鋼管矢板本体の径によらず一定であり、継手鋼管のひずみの大きさは、鋼管矢板本体外縁のひずみの大きさと鋼管矢板本体の径の大きさによって決まる。鋼管矢板本体の外縁ひずみが大きければ継手鋼管のひずみが大きくなり、鋼管矢板本体の径の大きさが大きくなれば継手鋼管のひずみは相対的に小さくなる（第 7 図）。



第 7 図 鋼管矢板本体と継手鋼管のひずみ関係



遮水性能試験がφ1000の鋼管矢板を想定して実施しているのに対し、貯留堰ではφ2000の鋼管矢板を用いる計画である。第7図に示すように、φ1000の鋼管矢板においては鋼管矢板本体の外縁ひずみの約1/6が継手鋼管のひずみとなるのに対し、φ2000の鋼管矢板においては、鋼管矢板本体の外縁ひずみの約1/12が継手鋼管のひずみとなる。したがって、貯留堰の継手鋼管のひずみは試験で想定しているひずみに対して小さくなることから、継手からの漏水量評価は保守側の評価結果となっている。

さらに、引用した遮水性能試験は、鋼管矢板本体外縁の降伏ひずみ状態に対する継手における透水係数を求めているのに対し、貯留堰の設計が許容応力度以内の構造強度を有している。したがって、貯留堰の設計における鋼管矢板本体の外縁ひずみは試験の想定状態よりかなり小さいことから、継手からの漏水量評価はさらに保守側の評価結果となっている。

以上より、継手からの漏水量評価は十分な保守性をもって評価している。

