

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7添-3-015-2 改2
提出年月日	2020年9月1日

V-3-別添 3-1-2 海水貯留堰の強度計算書

K7 ① V-3-別添 3-1-2 R1

2020年9月

東京電力ホールディングス株式会社

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	8
3. 強度評価方法	9
3.1 記号の定義	9
3.2 評価対象断面及び部位	11
3.2.1 評価対象断面	11
3.2.2 評価対象部位	13
3.3 荷重及び荷重の組合せ	14
3.3.1 荷重	14
3.3.2 荷重の組合せ	15
3.4 許容限界	20
3.4.1 鋼管矢板	20
3.4.2 止水ゴム取付部鋼材	21
3.4.3 止水ゴム	22
3.5 評価方法	23
3.5.1 津波時	23
3.5.2 重畳時	37
4. 評価条件	44
5. 強度評価結果	56
5.1 津波時	56
5.1.1 鋼管矢板	56
5.1.2 止水ゴム取付部鋼材	57
5.1.3 止水ゴム	57
5.2 重畳時	58
5.2.1 1次元有効応力解析結果	58
5.2.2 鋼管矢板	59
5.2.3 止水ゴム取付部鋼材	64
5.2.4 止水ゴム	67

1. 概要

本資料は、V-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」に示すとおり、海水貯留堰が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

強度計算に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

ここで、余震とは、津波と組み合わせる地震のことであり、V-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」に示すとおり、 $S_d - 1$ を用いる。(以下、 $S_d - 1$ という。)

2. 基本方針

2.1 位置

海水貯留堰の位置図を図 2-1 に示す。

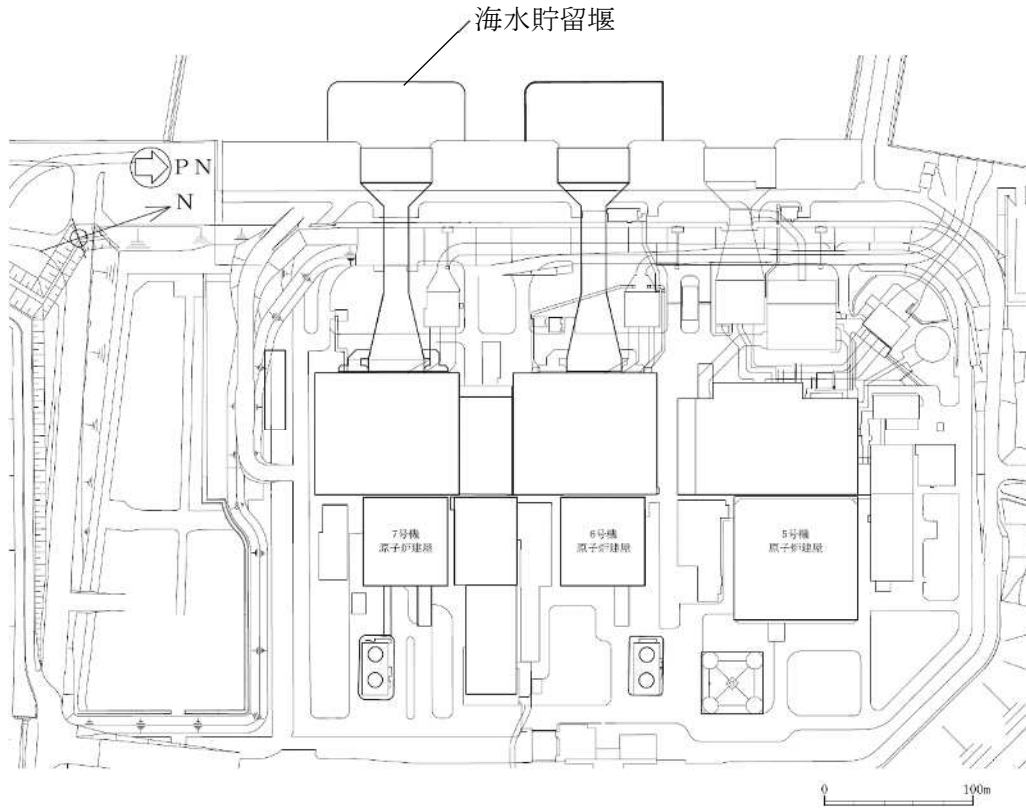


図 2-1(1) 海水貯留堰の位置図（全体平面図）

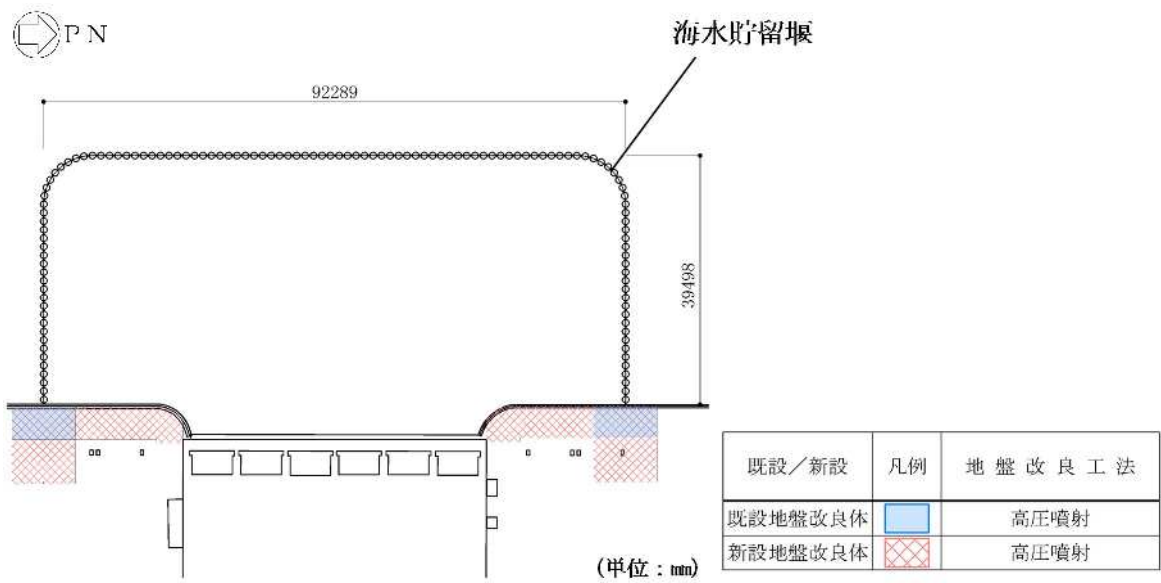


図 2-1(2) 海水貯留堰の位置図（拡大図）

2.2 構造概要

海水貯留堰の平面図を図 2-2 に、標準図を図 2-3 に示す。

海水貯留堰は、その機能及び目的から海水貯留堰本体及び取水護岸接続部に区分され、このうち海水貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、取水護岸接続部は止水ゴム及び止水ゴム取付部鋼材より構成される。また、海水貯留堰には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。取水護岸は、海水貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板より構成される。また、前面鋼矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。

鋼管矢板は、φ1100mm の炭素鋼鋼管であり、全 122 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、下端を十分な支持性能を有する古安田層もしくは西山層に支持される。天端は、原子炉補機冷却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.M.S.L. -5.5m に対して天端高さを T.M.S.L. -3.5m としており、約 2m の堰高さを有する。海水貯留堰の寸法は、約 92m×約 40m である。

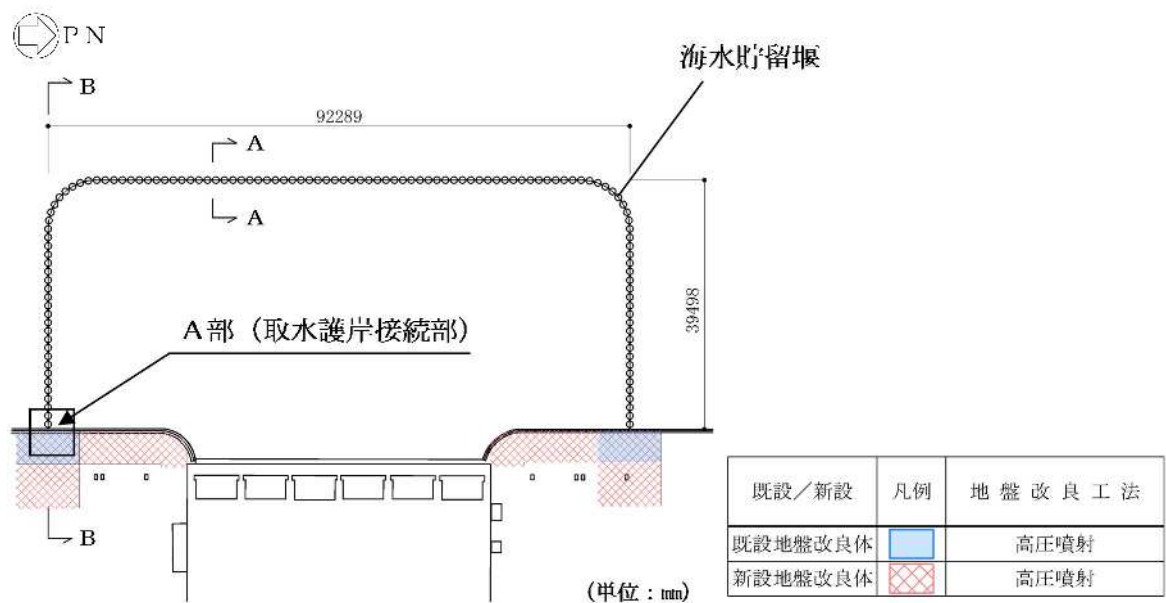


図 2-2(1) 海水貯留堰の平面図

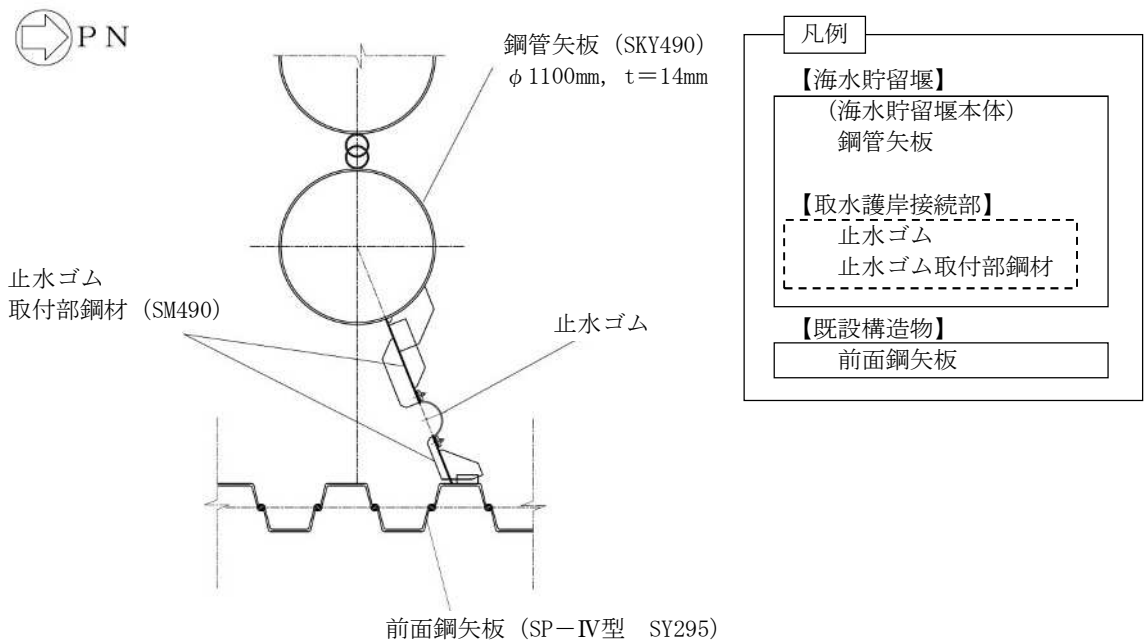
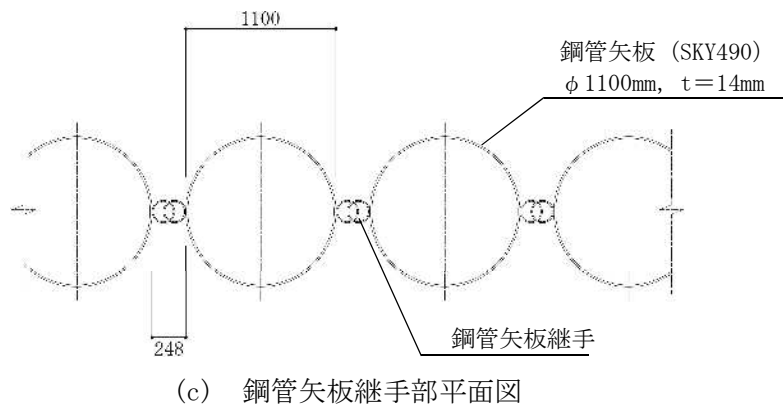
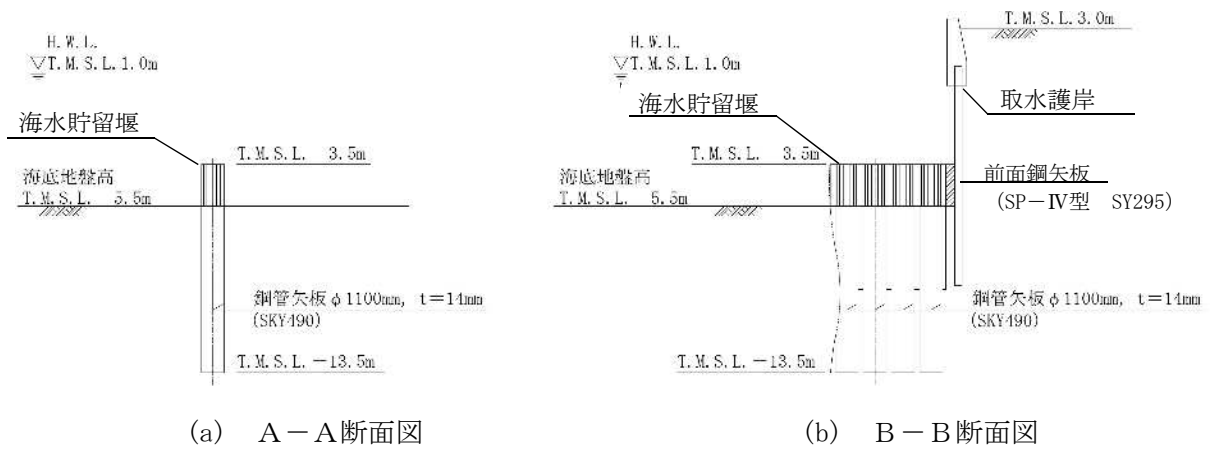


図 2-2(2) 海水貯留堰の平面図 (A部拡大)



(単位: mm)

図 2-3 海水貯留堰の標準図

2.3 評価方針

海水貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

海水貯留堰の強度評価は、V-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」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. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、海水貯留堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

海水貯留堰の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余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。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。）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。）について行う。

海水貯留堰の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-1 の海水貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価及び構造物の変形性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。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が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ついては、海水貯留堰の鋼管矢板が1列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

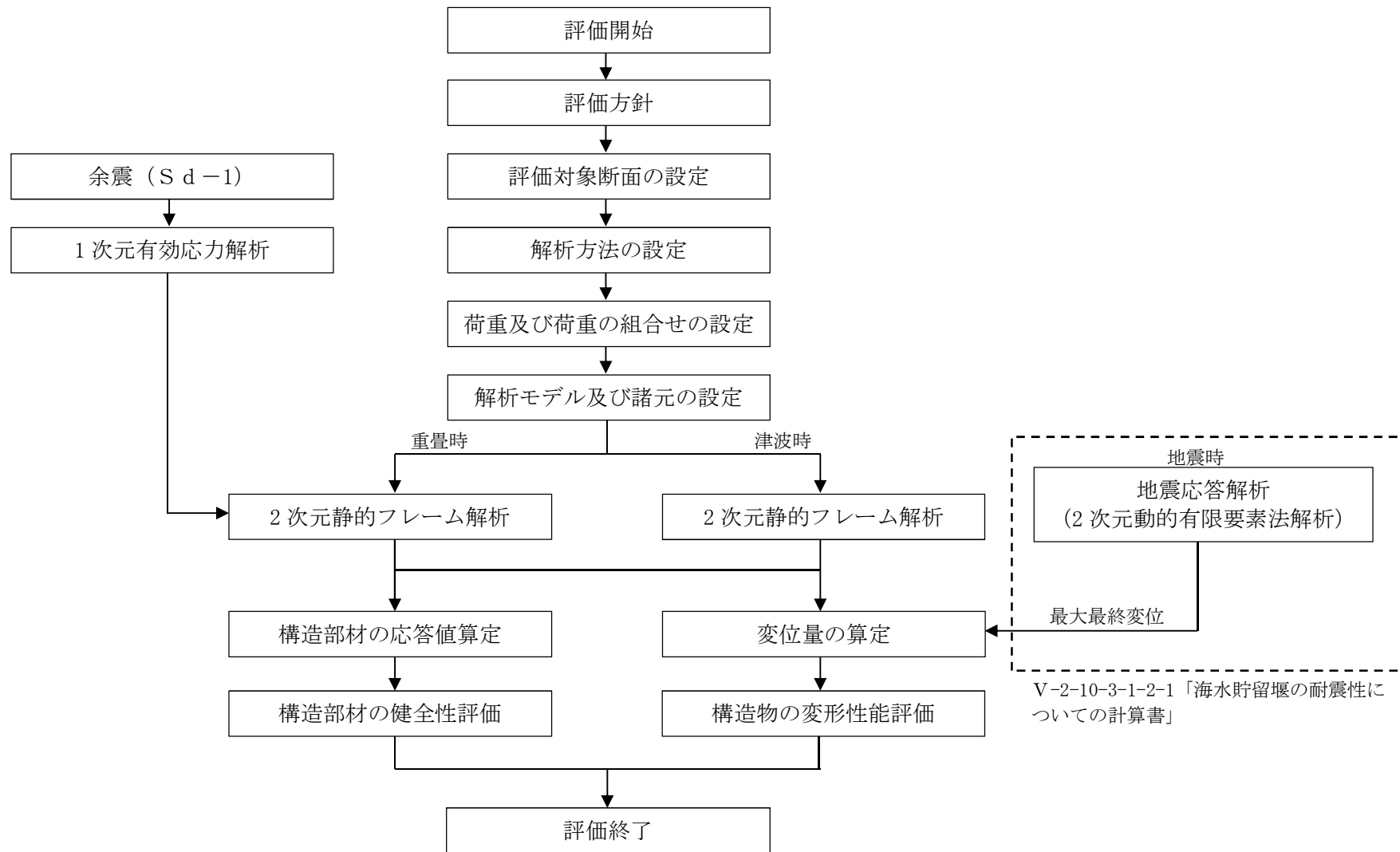
構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、2次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性を考慮した検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析から地盤ばねの剛性を考慮した2次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認するとともに、地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

海水貯留堰の強度評価フローを図 2-4 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される余震（S d-1）を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2-1 海水貯留堰の評価項目

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	鋼管矢板	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量



7

図 2-4 海水貯留堰の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 版)
- 防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局, 平成 27 年 12 月一部改訂)
- 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル (沿岸技術研究センター, 2009 年版)
- Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY , 2012)

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

海水貯留堰の強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1(1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	定義	単位
g	重力加速度	m/s^2
k_h	水平震度	—
k_v	鉛直震度	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の天端面からの津波高さ	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	m
P_c	衝突荷重	kN
P_d	動水圧	kN/m^2
P_t	遡上津波荷重	kN/m^2
P_{hy}	津波荷重 (静水圧)	kN/m^2
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	m/s
W_c	漂流物の重量	kN
y	動水圧の作用高さ	m
γ_w	海水の単位体積重量	kN/m^3
ρ	海水の密度	kg/m^3
G	固定荷重	kN
$K S_d$	余震荷重	kN
σ	曲げモーメント及び軸力による応力	N/mm^2
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	N/mm^2
M	最大曲げモーメント	$kN \cdot m$

表 3-1(2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
Z	断面係数	m ³
N	軸力	kN
A	有効断面積	m ²
τ	せん断応力	N/mm ²
τ_a	短期許容せん断応力度	N/mm ²
S	せん断力	kN
κ	せん断応力の分布係数	—

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

海水貯留堰は、取水口前面の海中に設置する鋼管矢板を連結した構造物であり、取水護岸に接続している。鋼管矢板の根入れは8mであり、海水貯留堰は西山層もしくは古安田層中の粘性土に直接設置される。

海水貯留堰の評価対象断面位置を図3-1に示す。構造物の強度計算における評価対象断面は図3-1のA-A断面（断面①）及びB-B断面（断面②）とする。また、評価対象断面図を図3-2に示す。

断面①：海水貯留堰の北側短手方向直線部の西側端部（岩盤上面標高が最も高い断面）

断面②：海水貯留堰の南側短手方向直線部の東側端部（岩盤上面標高が最も低い断面）

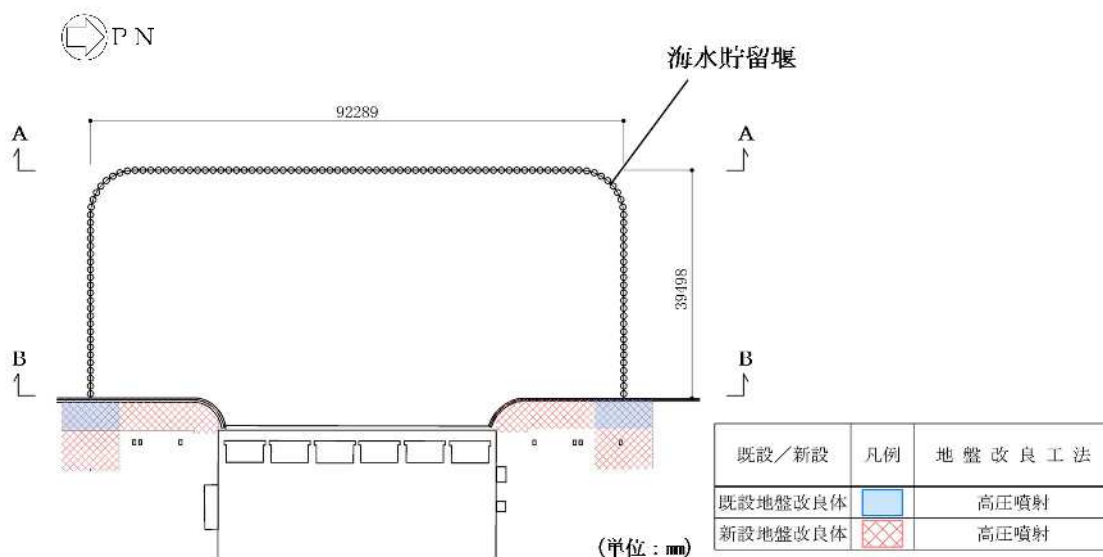
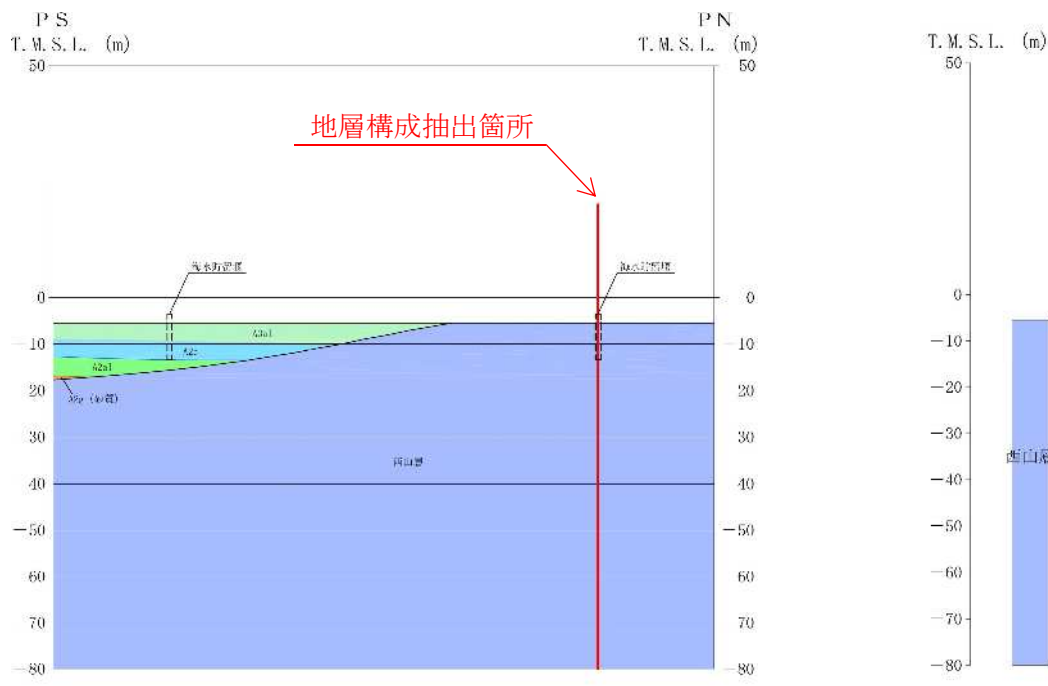


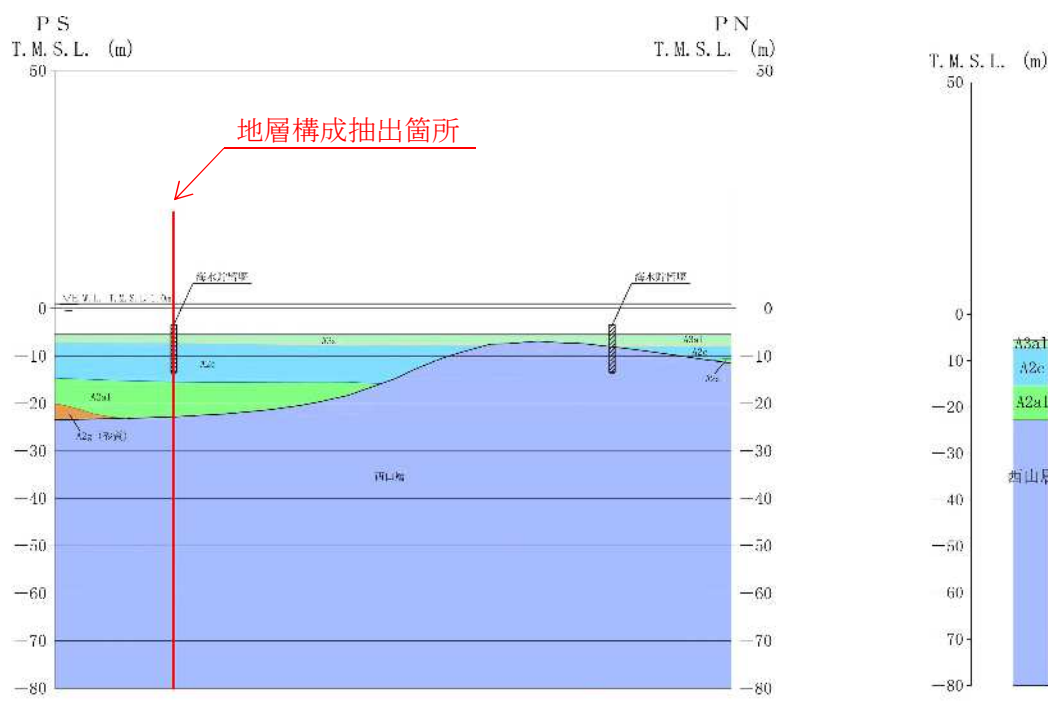
図3-1 海水貯留堰の平面図



(a) 地質断面図

(b) 地震応答解析モデル

図 3-2(1) 評価対象断面図 (A-A断面 (断面①))



(a) 地質断面図

(b) 地震応答解析モデル

図 3-2(2) 評価対象断面図 (B-B断面 (断面②))

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、海水貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

海水貯留堰の取水護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 止水ゴム

海水貯留堰の取水護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-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 4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

海水貯留堰の強度評価において、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、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重として、保守的に津波による最大荷重(越流直前の津波波力)を適用する。

(3) 津波荷重(静水圧) (P_{hy})

津波荷重(静水圧)として、津波により越流している状態で余震が発生することを想定し、津波荷重は平面2次元モデルによる津波シミュレーション解析により得られる最大内外水位差に応じた静水圧を算定し、越流時の津波波力(静水圧差)を適用する。

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3-2 に示す軽自動車の FEMA (2012) で示された算定式による衝突荷重を考慮する。

表 3-2 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	6	499

(5) 余震荷重 ($K S_d$)

余震荷重として、構造物中心位置で実施した1次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、躯体慣性力や動水圧を考慮する。

なお、動水圧については、余震 ($S_d - 1$) を入力地震動とした、1次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定した水平震度及び Westergaard の式を用いて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

海水貯留堰の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3-3 に、荷重作用図を図 3-3 から図 3-5 に示す。

なお、重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して、海水貯留堰は地盤深度方向に長尺の鋼管矢板で構成されているため、津波荷重により鋼管矢板に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから、津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

慣性力及び動水圧については、「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 b. 2次元静的フレーム解析」に示す解析ケース及び「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c. 1次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す余震 (S_d-1) を考慮した1次元有効応力解析から得られる最大加速度より、断面①は水平震度 $k_h=0.42$ (③地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)、断面②は水平震度 $k_h=0.52$ (③地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース) を用いて算出する。

表 3-3 荷重の組合せ (鋼管矢板)

区分		荷重の組合せ
津波時		$G + P_t + P_c$
重畳時	重畳時 1	$G + P_t + K S_d$
	重畳時 2	$G + P_{hy} + K S_d + P_c$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

P_c : 衝突荷重

$K S_d$: 余震荷重

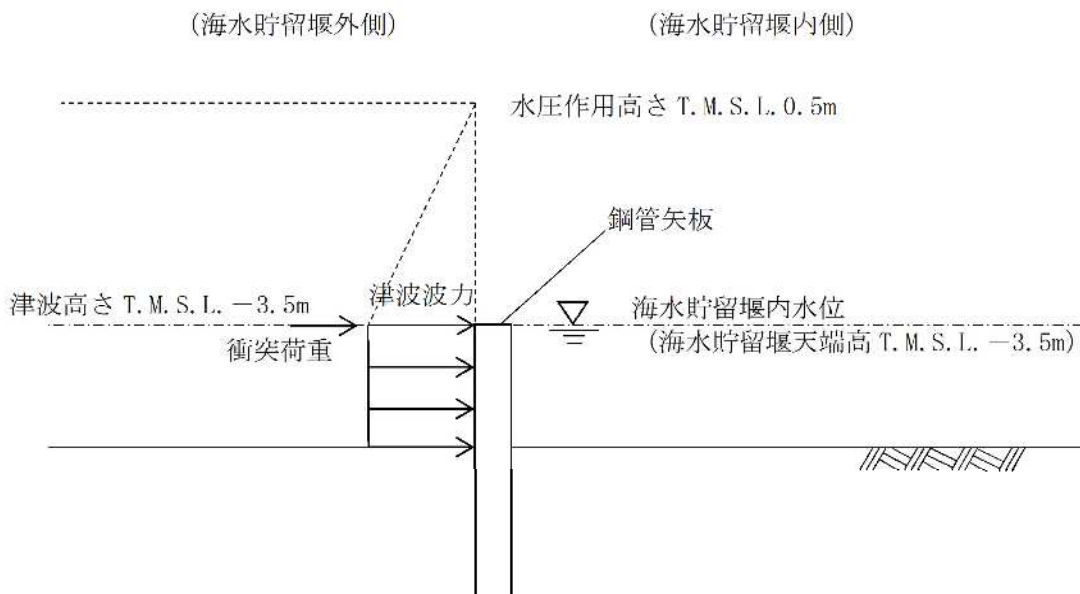


図 3-3 荷重作用図 (鋼管矢板 津波時)

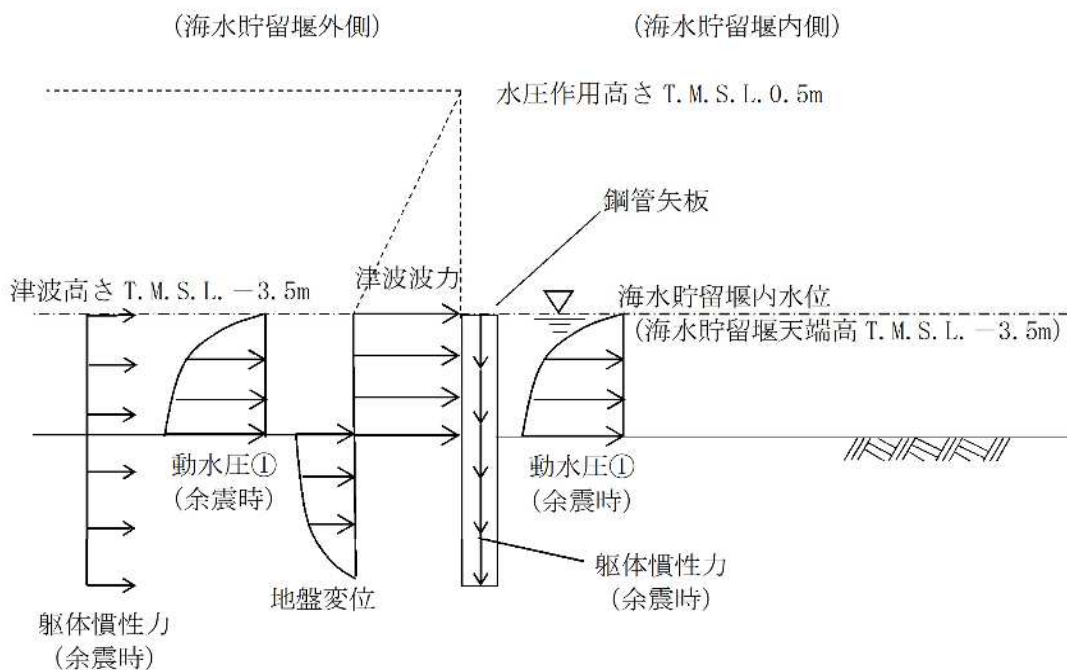


図 3-4 荷重作用図 (鋼管矢板 重疊時 1)

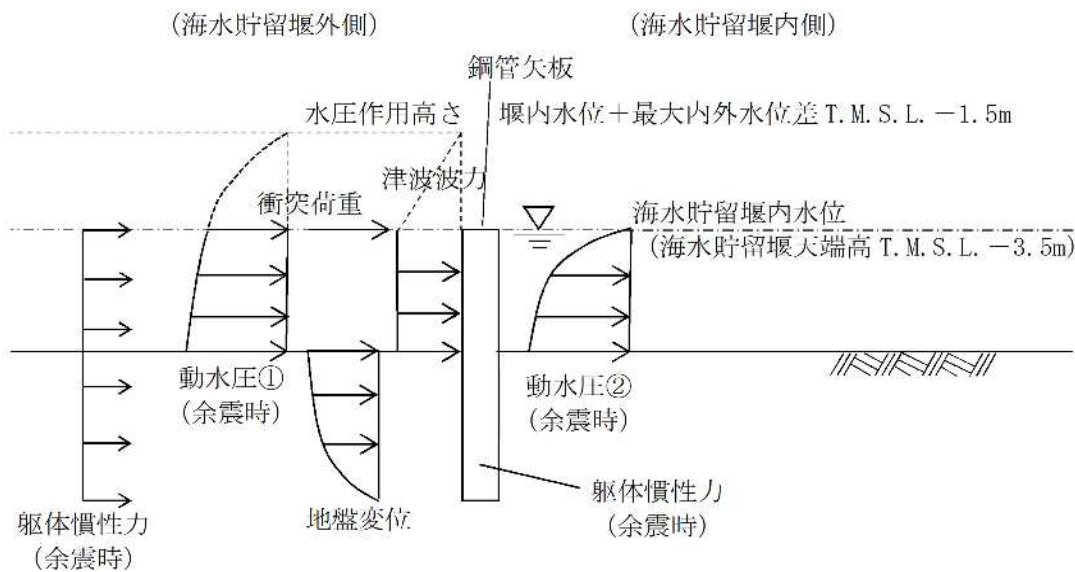


図 3-5 荷重作用図 (鋼管矢板 重畳時 2)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3-4 に、荷重作用図を図 3-6 から図 3-8 に示す。

止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するために、止水ゴム作用力を作用荷重として考慮する。

慣性力及び動水圧については、「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 b. 2次元静的フレーム解析」に示す解析ケース及び「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c. 1次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す余震 (S_d-1) を考慮した1次元有効応力解析から得られる最大加速度より算出した、断面①の水平震度 $k_h = 0.42$ と断面②の水平震度 $k_h = 0.52$ を比較して、水平震度が大きい断面② ($k_h = 0.52$) を強度評価に用いることとし、作用荷重も水平震度 $k_h = 0.52$ を用いて算出する。

表 3-4 荷重の組合せ (止水ゴム取付部鋼材)

区分		荷重の組合せ
津波時		$G + P_t$
重畳時	重畳時 1	$G + P_t + K S_d$
	重畳時 2	$G + P_{hy} + K S_d$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

$K S_d$: 余震荷重

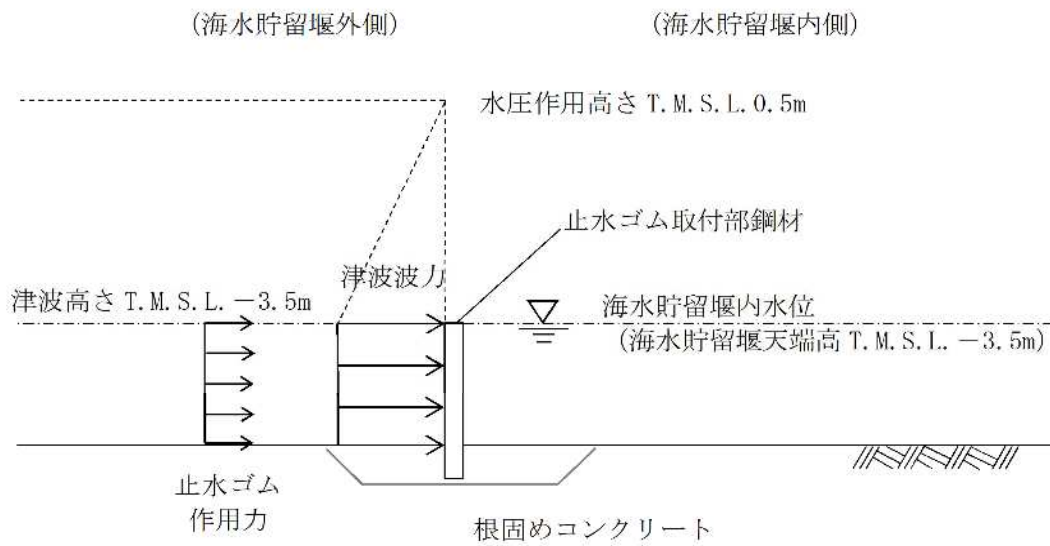


図 3-6 荷重作用図 (止水ゴム取付部鋼材 津波時)

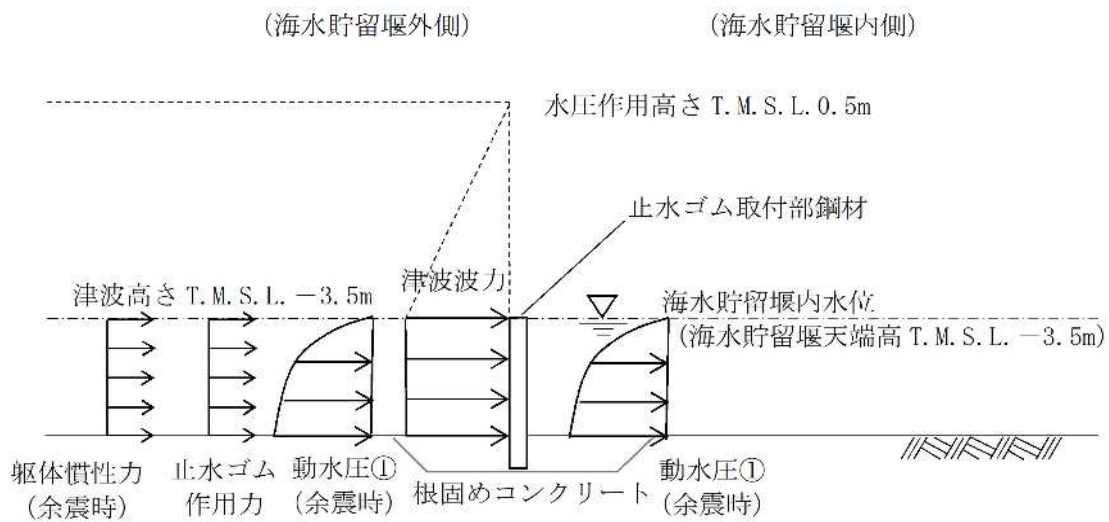


図 3-7 荷重作用図 (止水ゴム取付部鋼材 重畳時 1)

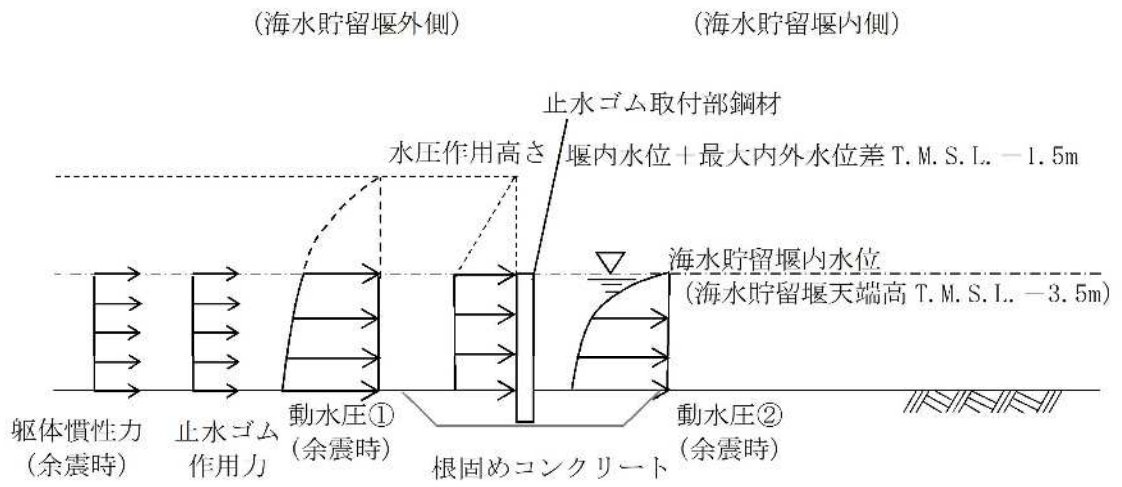


図 3-8 荷重作用図 (止水ゴム取付部鋼材 重畳時 2)

3.4 許容限界

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

3.4.1 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3-5 鋼管矢板の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 1100	SKY490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277
		短期許容せん断応力度 τ_a	157

3.4.2 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3-6に示す短期許容応力度とする。

また，止水ゴム取付部鋼材（SM490）は，鋼管矢板及び前面鋼矢板に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，平成12年3月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，表3-7に示す短期許容応力度とする。

表3-6 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277
		短期許容せん断応力度 τ_a	157

表3-7(1) 止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界（接続：鋼管矢板）

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	止水ゴム取付部鋼材（SM490） ／鋼管矢板（SKY490）	短期許容曲げ応力度 σ_{sa} 及び 短期許容せん断応力度 τ_a （水中溶接部）	110

表3-7(2) 止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界（接続：前面鋼矢板）

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	止水ゴム取付部鋼材（SM490） ／前面鋼矢板（SY295）	短期許容曲げ応力度 σ_{sa} 及び 短期許容せん断応力度 τ_a （水中溶接部）	105

3.4.3 止水ゴム

止水ゴムの変形量の許容限界を表3-8に示す。止水ゴムの変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表3-8 止水ゴムの変形量の許容限界

部位	項目	許容限界	
止水ゴム	変形量	δ_x	9.5cm以上*
		δ_y	11.3cm以上*
		δ_z	12.2cm以上*

注記* :

3.5 評価方法

評価方法は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、永久荷重に加え、基準津波による津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を海水貯留堰に作用させた2次元静的フレーム解析より算定する。

2次元静的フレーム解析には、解析コード「FREMING」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析では、海水貯留堰を構成する鋼管矢板に継手間隔を加えた長さを鋼管矢板1本あたりの分担幅とし、鋼管矢板の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性値を用いる。鋼管矢板を線形はり要素、地盤を線形ばね要素でモデル化する。津波時の検討で用いる解析モデルを図3-9に示す。

c. 解析ケース

津波時の地盤ばねは、地盤物性のばらつきを網羅的に考慮するために、地盤剛性のばらつき及び地盤の変形係数の違いの影響を考慮した6ケースについて、水平方向の地盤反力係数を算定し、地盤反力係数が小さくなるケースを決定ケースとし、地盤ばねを設定する。初期せん断弾性係数から算定した地盤ばねを地盤ばね1、静弾性係数から算定した地盤ばねを地盤ばね2とする。解析ケースを表3-9に示す。

地盤剛性のばらつきは、各地層のPS検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差 σ に基づいて設定する。

地盤ばねにおける水平方向の地盤反力係数は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に従って算出する。

(海水貯留堰外側)

(海水貯留堰内側)

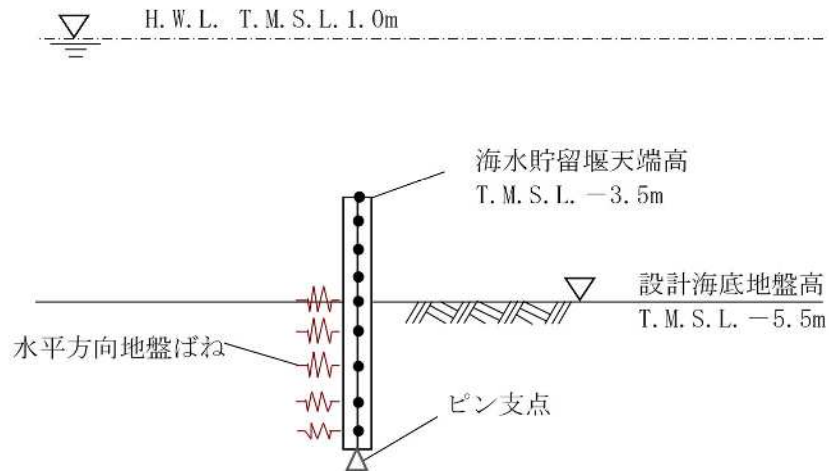


図 3-9 解析モデル

表 3-9 解析ケース (津波時)

ケース名	地盤反力係数		決定ケース	備考
	変形係数の算定方法	地盤剛性のばらつき		
地盤ばね 1	初期せん断弾性係数 G_0	平均値	地盤剛性 (-1σ)	地盤抵抗のばらつきを考慮
		$+1\sigma$		
		-1σ		
地盤ばね 2	静弾性係数 E_0	平均値	地盤剛性 (-1σ)	
		$+1\sigma$		
		-1σ		

c. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-10 に、材料の物性値を表 3-11 に示す。

表 3-10 使用材料

諸元		
海水貯留堰	鋼管矢板	φ 1100 mm, t=14 mm* (SKY490)

注記* : 外側 1 mm の腐食代を考慮する。

表 3-11 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77.0	2.00×10 ⁵	0.3

d. 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-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。

e. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定したせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合 $\kappa = 2.0$)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は、スキンプレート、リブプレート及びリブプレートと前面鋼矢板又は鋼管矢板との接合部とする。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 3-12 に、止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図を図 3-10 にそれぞれ示す。

表 3-12 使用材料

部位	材料	諸元
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t=9mm* (SM490)
	リブプレート	t=14mm* (SM490)

注記*：断面照査においては海水と接する面に対して 1mm の腐食代を考慮する。

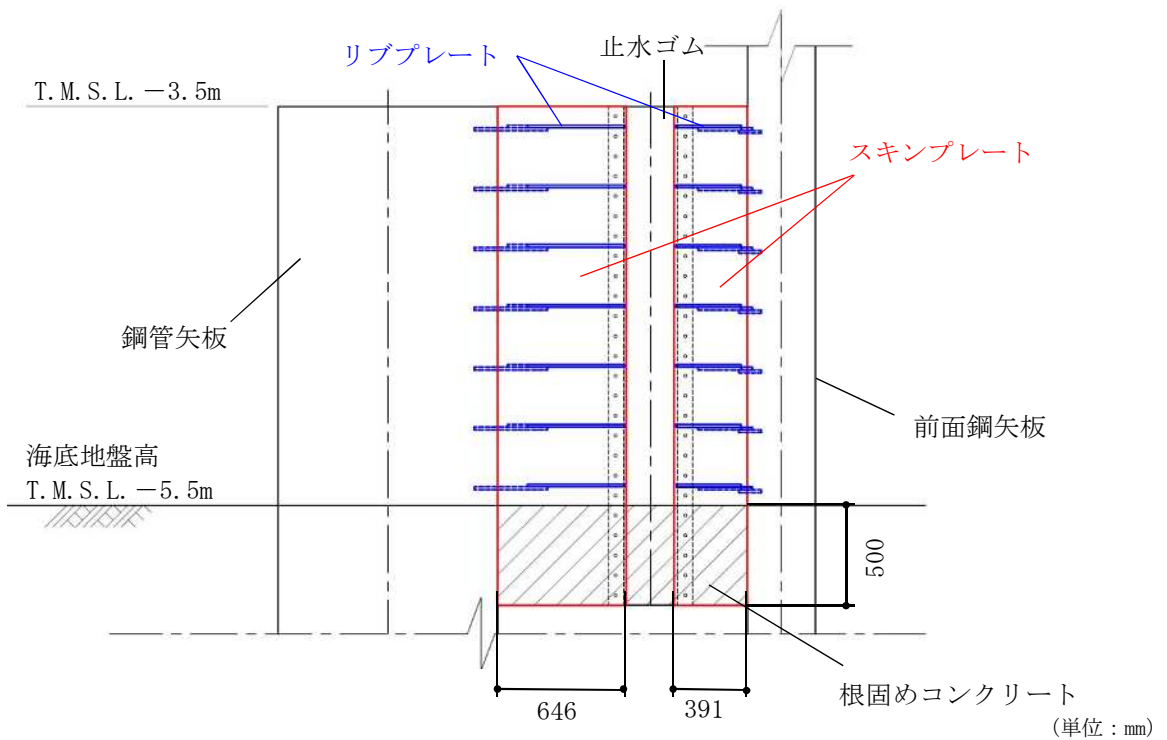
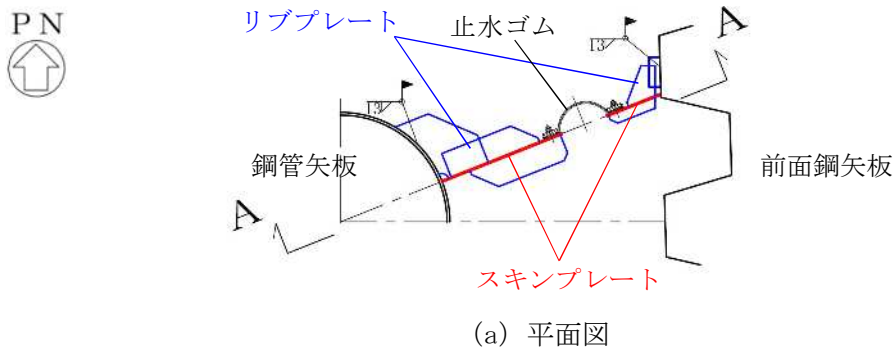
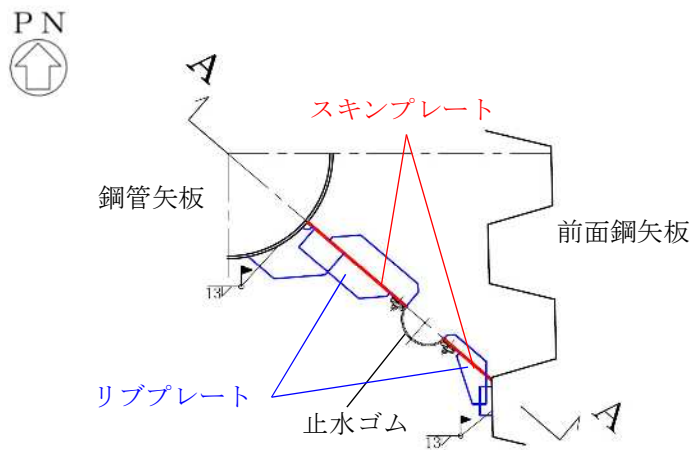
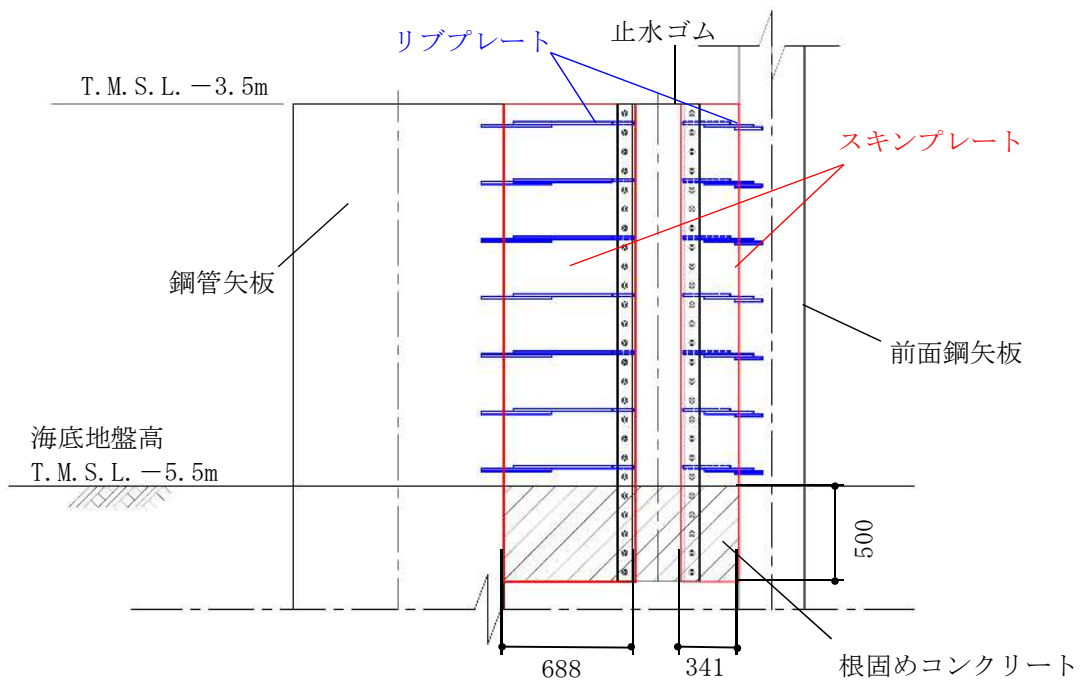


図 3-10(1) 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)



(a) 平面図



(単位：mm)

(b) A-A断面図

図 3-10 (2) 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (北側)

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は，ゴム作用力及び基準津波による津波荷重を作用させて構造物を線形はり構造として解析を行う。

c. 止水ゴム取付部鋼材の解析方法

(a) スキンプレート

スキンプレートは，取水護岸前面鋼矢板側と海水貯留堰鋼管矢板側に設置する。スキンプレートの照査については，設置間隔 300mm のリブプレートで支持された両端固定梁として行う。

イ. モデル化

スキンプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を図 3-11 に示す。また，照査断面を図 3-12 に示す。

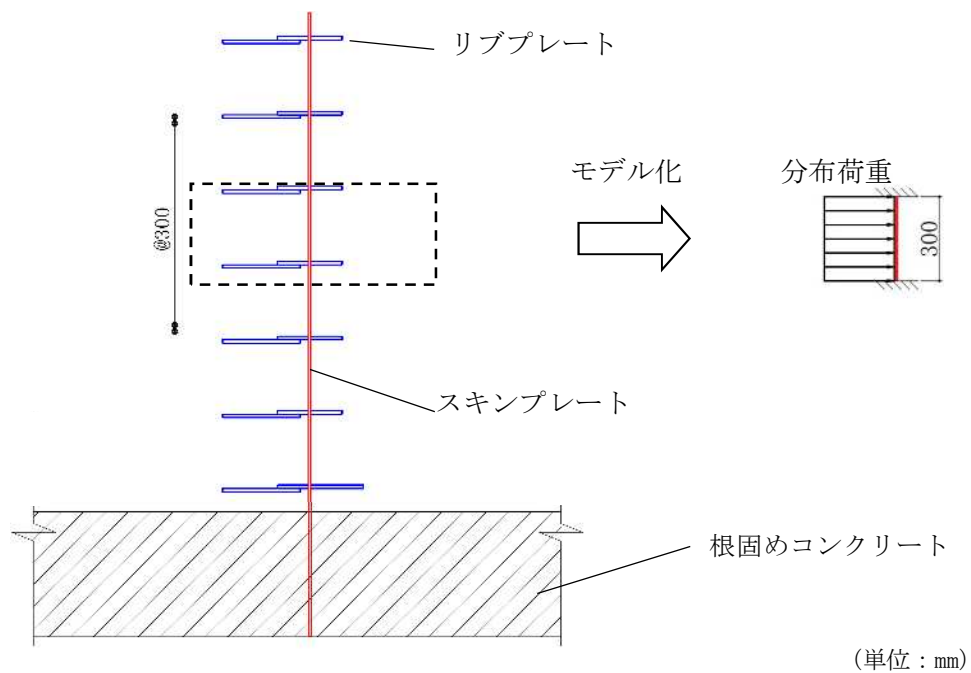
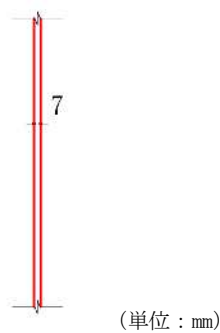


図 3-11 照査モデル図 (スキンプレート)



注：照査断面は腐食代を考慮した断面を示す。

図 3-12 照査断面 (スキンプレート)

ロ. 断面照査方法

スキンプレートに発生する断面力算出式を以下に記す。

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l \cdot L^2}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{q \cdot l \cdot L}{2}$$

ここに、

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅=リブプレート間隔 (m)

l : スキンプレート奥行き (m)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

(b) リブプレート

リブプレートは、取水護岸前面鋼矢板側と海水貯留堰鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については、止水ゴム取付部鋼材のリブプレート断面変化箇所に対して行う。

イ. モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を図 3-13 に示す。また、照査断面を図 3-14 に示す。

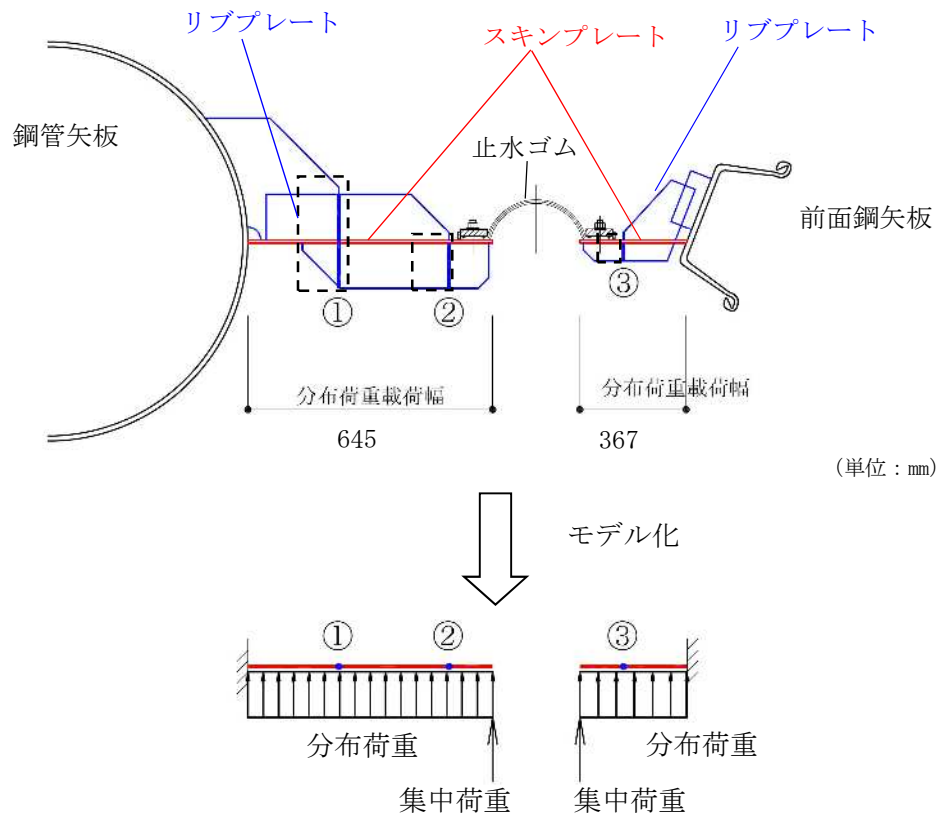
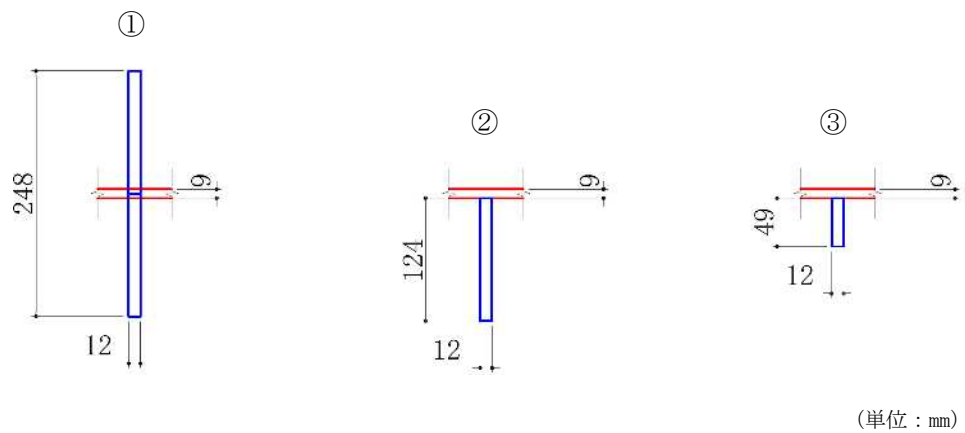


図 3-13 照査モデル図 (リブプレートと鋼管矢板又は前面鋼矢板)



(単位：mm)

注：照査断面は腐食代を考慮した断面を示す。

図 3-14 照査断面 (リブプレート)

ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式を以下に記す。

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot L^2 \cdot l}{2} + P \cdot L \cdot l$$
$$S_{\text{max}} = q \cdot L \cdot l + P \cdot l$$

ここに、

- M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)
 q : 分布荷重 (kN/m²)
 L : 分布荷重載荷幅=検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)
 l : リブプレート間隔 (m)
 P : 集中荷重 (kN/m)
 S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

(c) 鋼矢板及び鋼管矢板との接合部

止水ゴム取付部鋼材では、リブプレート部材と取水護岸前面鋼矢板及び海水貯留堰鋼管矢板との接合部において発生荷重を負担している。接合部の照査は、リブプレートと前面鋼矢板及びリブプレートと鋼管矢板との接合部に対して行う。

イ. モデル化

鋼矢板及び鋼管矢板との接合部に作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を図 3-15 に示す。また、照査断面を図 3-16 に示す。

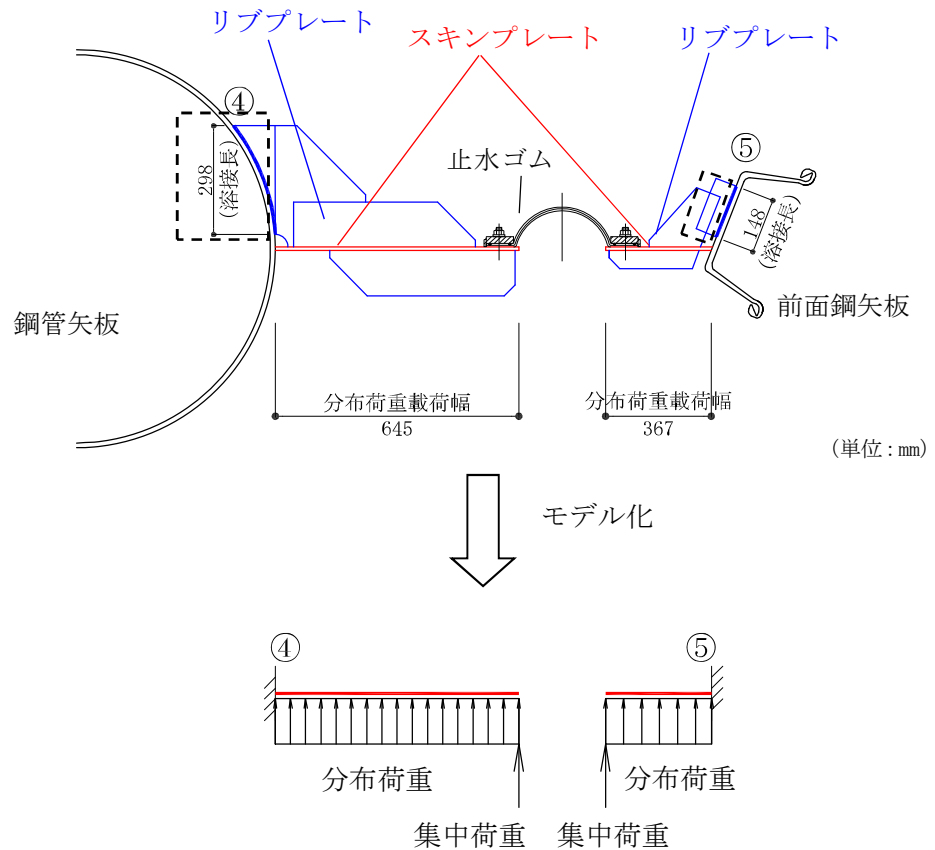
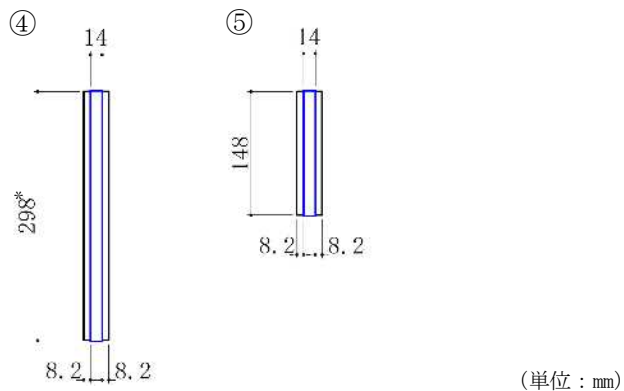


図 3-15 照査モデル図（前面鋼矢板及び鋼管矢板との接合部）



注記*：④部は鋼管矢板の外表面形状に沿って溶接しているが、保守的にプレート幅をを溶接長さとして扱う。

図 3-16 照査断面（鋼矢板及び鋼管矢板との接合部）（照査断面寸法（溶接長）は腐食代を考慮）

ロ. 断面照査方法

リブプレートと前面鋼矢板の接合部及びリブプレートと鋼管矢板の接合部に発生する断面力算定式を以下に記す。また、リブプレートと前面鋼矢板の接合部は、発生せん断力に対して角度を有していることから、図 3-17 に示すように角度補正を行う。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2 \cdot l}{2} + P \cdot L \cdot l$$

$$S_{\max} = q \cdot L \cdot l + P \cdot l$$

リブプレートと前面鋼矢板接合部

$$S = S_{\max} \cdot \cos \theta$$

$$N = S_{\max} \cdot \sin \theta$$

ここに、

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレート間隔 (m)

P : 集中荷重 (kN/m)

S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

S : 最大発生せん断力に対する分力 (せん断力) (kN)

N : 最大発生せん断力に対する分力 (引張力) (kN)

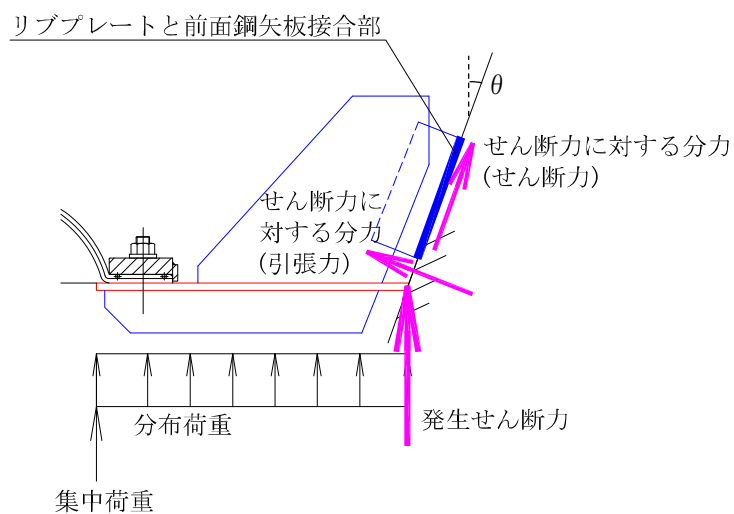


図 3-17 リブプレートと前面鋼矢板接合部におけるせん断力の補正について

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の強度評価は、曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ	: 鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm ²)
M	: 最大曲げモーメント (N・mm)
Z	: 断面係数 (mm ³)
N	: 軸力 (N)
A	: 有効断面積 (mm ²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定したせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

τ	: 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm ²)
S	: せん断力 (N)
A	: 有効断面積 (mm ²)
κ	: せん断応力の分布係数 ($\kappa = 1.5$)

(3) 止水ゴム

a. 止水ゴムの発生変形量の考え方

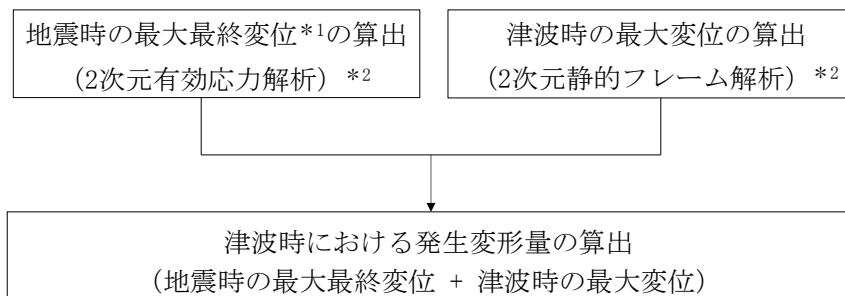
止水ゴムの変形性評価に用いる津波時の止水ゴムの発生変形量は、図 3-18 の止水ゴムの発生変形量算出フローに示すとおり、地震後に津波が襲来することを想定し、地震時における最大最終変位に、津波時の最大変位を加えることで、津波襲来時及び漂流物衝突時に発生する変位量を評価する。

(a) 地震時の最大最終変位

地震時の最大最終変位は、V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」に示す解析ケースのうち、地震時の2次元有効応力解析における各方向（ δ_x , δ_y , δ_z ）の最終時刻の変位が最大となる解析ケースの値を示す。

(b) 津波時の最大変位

津波時の止水ゴムの変位量は、津波荷重及び衝突荷重を用いた2次元静的フレーム解析で算出する。津波時の最大変位は、津波時のうち、津波時の2次元静的フレーム解析における各方向（ δ_x , δ_y , δ_z ）の変位が最大となる解析ケースの値を示す。



注記*1：最大最終変位とは、地震時の2次元有効応力解析における最終時刻の変位が最大となる解析ケースの値である。
 （参照：V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」）

*2：（ ）内は、変位の算出に用いる解析手法を示している。

図 3-18 止水ゴムの発生変形量算出フロー（津波時）

b. 評価方法

止水ゴムの変形性評価は、津波時の止水ゴムの発生変形量が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

鋼管矢板で津波荷重及び余震荷重に抵抗するため、鋼管矢板をモデル化した2次元静的フレーム解析を行い、重畳時の鋼管矢板の構造健全性を確認する。2次元静的フレーム解析で考慮する余震（Sd-1）に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。

2次元静的フレーム解析については、解析コード「FREMING」を、1次元有効応力解析については、解析コード「FLIP」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、それぞれ、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析モデルは、「3.5.1 津波時」と同様とする。

c. 解析ケース

重畳時の地盤ばねは、地盤物性のばらつきを網羅的に考慮するために、表3-13の解析ケースについて、余震（Sd-1）を用いて1次元有効応力解析を実施し、地盤剛性のばらつき及び1次元有効応力解析の着目時間の違いの影響を考慮した9ケースについて、水平方向の地盤反力係数を算定し、地盤反力係数が小さくなるケースを決定ケースとし、地盤ばねを設定する。地表面加速度が最大となる時刻の地盤剛性から設定した地盤ばねを地盤ばね3、地表面変位が最大となる時刻の地盤剛性から設定した地盤ばねを地盤ばね4、せん断ひずみが最大となる時刻の地盤剛性から設定した地盤ばねを地盤ばね5とする。

地盤剛性のばらつきは、各地層のPS検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差 σ に基づいて設定する。

地盤の変形係数は、1次元有効応力解析による地盤の応力ひずみ関係から算定する。

地盤ばねにおける水平方向の地盤反力係数は、「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に従って算出する。

表 3-13 解析ケース (重畳時)

ケース名	地盤反力係数		決定ケース	備考
	着目時刻	地盤剛性のばらつき		
地盤ばね 3	地表面加速度最大	平均値	地盤剛性 (-1σ)	地盤抵抗のばらつきを考慮
		$+1\sigma$		
		-1σ		
地盤ばね 4	地表面変位最大	平均値	地盤剛性 (-1σ)	
		$+1\sigma$		
		-1σ		
地盤ばね 5	せん断ひずみ最大	平均値	地盤剛性 (-1σ)	
		$+1\sigma$		
		-1σ		

c. 1次元有効応力解析

(a) 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

(b) 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様とする。

(c) 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針 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余震 ($S_d - 1$) を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。

図3-19に入力地震動算定の概念図を、図3-20に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SLOK」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、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。あ

(d) 減衰定数

減衰特性は、柏崎刈羽原子力発電所における新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした再現解析等を踏まえ、Rayleigh減衰として、 $\alpha = 0$ 、 $\beta = 0.005$ を設定する。

- d. 使用材料及び材料の物性値
 使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

- e. 地盤の物性値
 地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

- f. 評価方法
 鋼管矢板の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

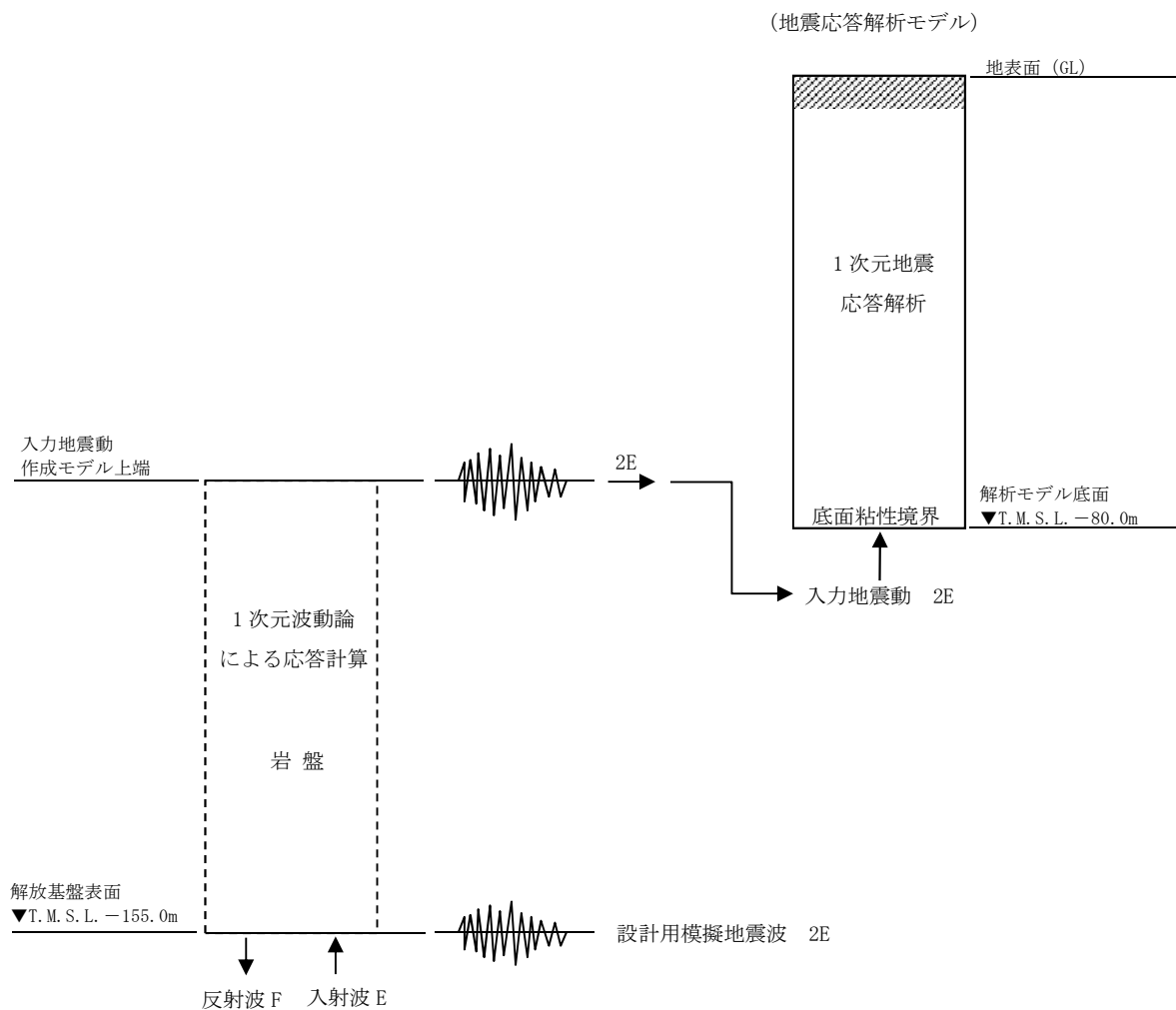
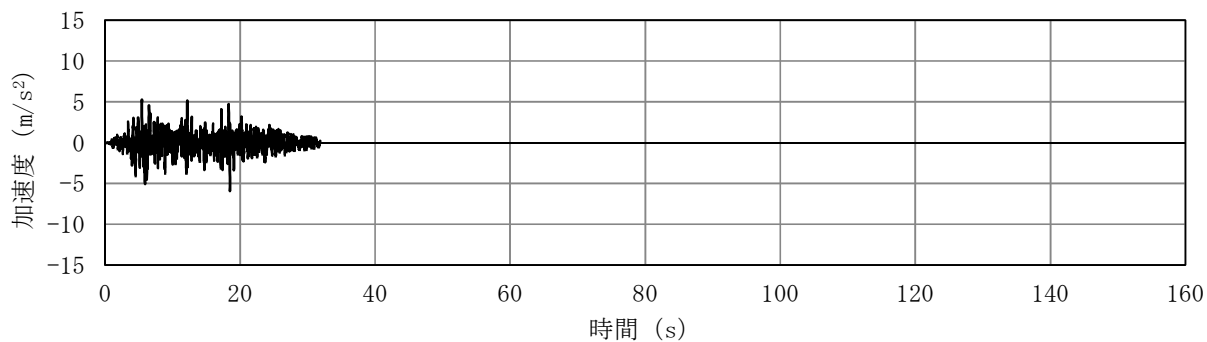
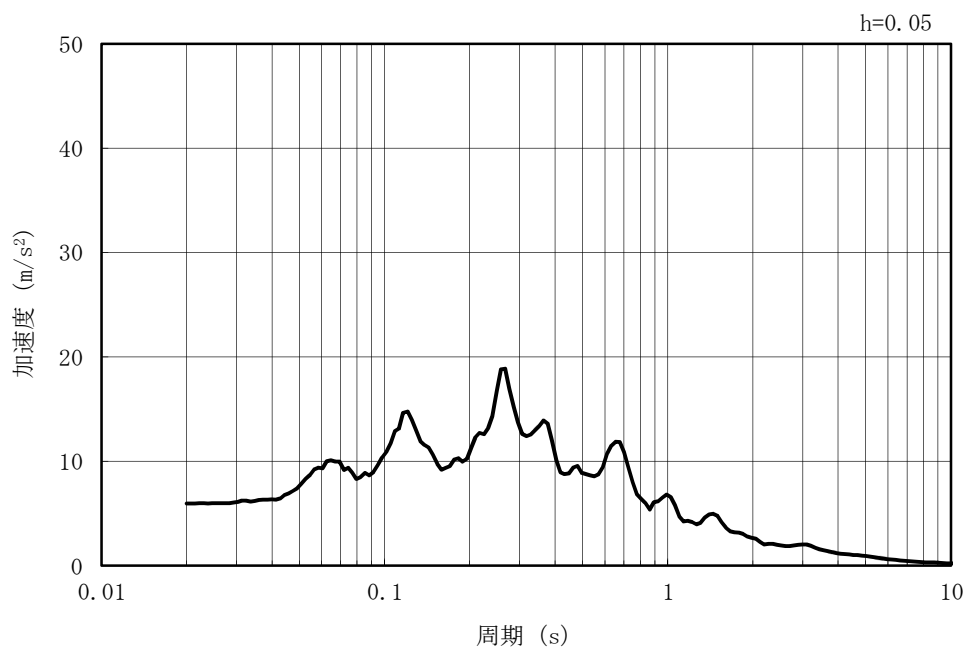


図 3-19 入力地震動算定の概念図

MAX 5.93 m/s² (18.51 s)

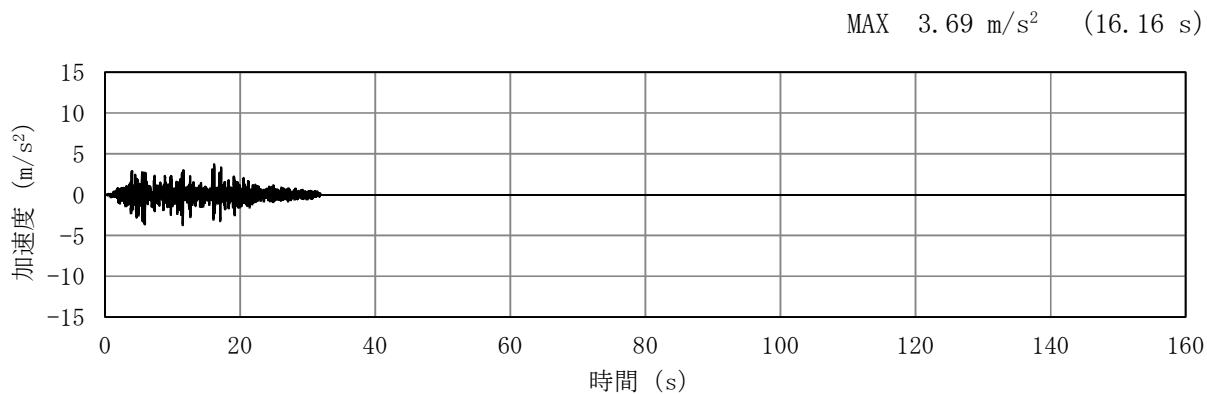


(a) 加速度時刻歴波形

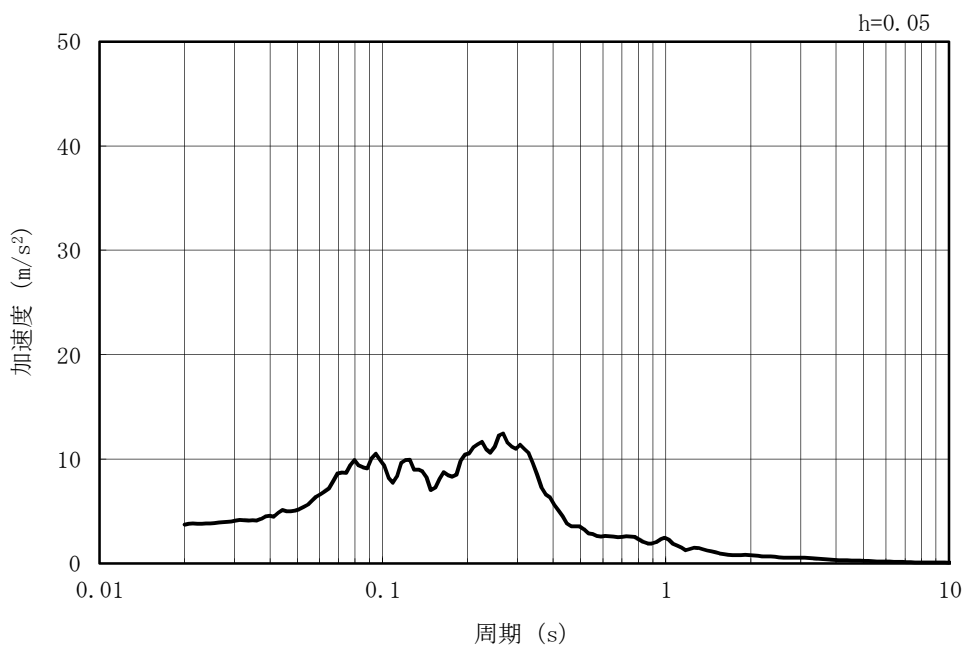


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-20(1) 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
(水平方向 : Sd-1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-20(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
(鉛直方向 : Sd-1)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、ゴム作用力、余震（S d - 1）による慣性力及び動水圧、基準津波による津波荷重を作用させた線形はり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(3) 止水ゴム

a. 止水ゴムの発生変形量の考え方

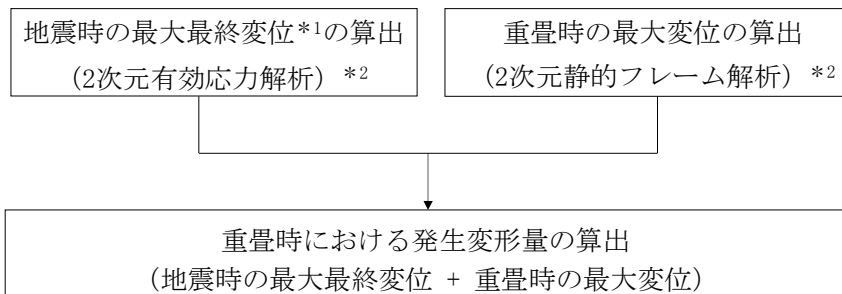
止水ゴムの変形性評価に用いる重畳時の止水ゴムの発生変形量は、図 3-21 の止水ゴムの発生変形量算出フローに示すとおり、地震後に津波が襲来することを想定し、地震時における最大最終変位に、重畳時の最大変位を加えることで、津波襲来時、余震時及び漂流物衝突時に発生する変位量を評価する。

(a) 地震時の最大最終変位

地震時の最大最終変位は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(b) 重畳時の最大変位

重畳時の止水ゴムの変位量は、津波荷重、動水圧、余震荷重及び衝突荷重を用いた 2次元静的フレーム解析で算出する。重畳時の最大変位は、重畳時 1 及び重畳時 2 のうち、2次元静的フレーム解析における各方向（ δ_x 、 δ_y 、 δ_z ）の変位が最大となる解析ケースの値を示す。



注記*1：最大最終変位とは、地震時の2次元有効応力解析における最終時刻の変位が最大となる解析ケースの値である。

（参照：V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」）

*2：（ ）内は、変位の算出に用いる解析手法を示している。

図 3-21 止水ゴムの発生変形量算出フロー（重畳時）

b. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

4. 評価条件

(1) 津波時

津波時において、「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1 から表 4-4 に示す。

表 4-1 強度評価に用いる条件（津波時，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	36.7	kN
$K S_d$	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-2 強度評価に用いる条件（津波時，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	36.7	kN
$K S_d$	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-3 強度評価に用いる条件（津波時，断面①，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	61.0	kN
$K S_d$	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0108	m^3
A	有効断面積	0.0403	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-4 強度評価に用いる条件（津波時，断面②，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	61.0	kN
$K S_d$	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0108	m^3
A	有効断面積	0.0403	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

(2) 重畳時

重畳時において、「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-5 から表 4-12 に示す。

表 4-5 強度評価に用いる条件（重畳時 1, 断面①, 鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.42	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	19.1	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
G	固定荷重	36.7	kN
K S _d	余震荷重（水平方向慣性力）	15.4	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0119	m ³
A	有効断面積	0.0443	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-6 強度評価に用いる条件（重畳時 1, 断面②, 鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.52	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	23.7	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
G	固定荷重	36.7	kN
K S _d	余震荷重（水平方向慣性力）	19.1	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0119	m ³
A	有効断面積	0.0443	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-7 強度評価に用いる条件（重畳時 1, 断面①, 鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.42	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	31.7	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	61.0	kN
$K S_d$	余震荷重（水平方向慣性力）	25.6	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0108	m^3
A	有効断面積	0.0403	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-8 強度評価に用いる条件（重畳時 1, 断面②, 鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.52	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	39.3	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
G	固定荷重	61.0	kN
K S _d	余震荷重（水平方向慣性力）	31.7	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0108	m ³
A	有効断面積	0.0403	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-9 強度評価に用いる条件（重畳時 2, 断面①, 鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.42	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	35.1	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	20.2	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.91	m
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
G	固定荷重	36.7	kN
K S _d	余震荷重（水平方向慣性力）	15.4	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0119	m ³
A	有効断面積	0.0443	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-10 強度評価に用いる条件（重畳時 2，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.52	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	43.5	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	20.2	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.91	m
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
G	固定荷重	36.7	kN
K S _d	余震荷重（水平方向慣性力）	19.1	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0119	m ³
A	有効断面積	0.0443	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-11 強度評価に用いる条件（重畳時 2，断面①，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.42	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	58.4	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	33.6	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.91	m
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
G	固定荷重	61.0	kN
K S _d	余震荷重（水平方向慣性力）	25.6	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0108	m ³
A	有効断面積	0.0403	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 4-12 強度評価に用いる条件（重畳時 2，断面②，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.52	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	72.3	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	33.6	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.91	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	61.0	kN
$K S_d$	余震荷重（水平方向慣性力）	31.7	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0108	m^3
A	有効断面積	0.0403	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

5. 強度評価結果

5.1 津波時

評価対象部位ごとに津波時の評価結果を示す。

5.1.1 鋼管矢板

津波時における鋼管矢板の解析結果を示す。なお、海水貯留堰の取水護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

(1) 鋼管矢板（一般部）

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。照査結果を表 5-1 に示す。

表 5-1(1) 曲げ軸力に対する照査結果（断面①）

解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	822	37	95	277	0.35
地盤ばね 2	822	37	95	277	0.35

表 5-1(2) 曲げ軸力に対する照査結果（断面②）

解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	1195	37	137	277	0.50
地盤ばね 2	1000	37	115	277	0.42

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。照査結果を表 5-2 に示す。

表 5-2(1) せん断力に対する照査結果 (断面①)

解析ケース	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	452	28	157	0.18
地盤ばね 2	452	28	157	0.18

表 5-2(2) せん断力に対する照査結果 (断面②)

解析ケース	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	452	28	157	0.18
地盤ばね 2	452	28	157	0.18

(2) 鋼管矢板 (端部)

津波時と重畳時 (重畳時 2) を比較して、重畳時 (重畳時 2) における作用外力が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.1.2 止水ゴム取付部鋼材

津波時と重畳時 (重畳時 1) を比較して、重畳時 (重畳時 1) における作用外力が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.1.3 止水ゴム

津波時と重畳時 (重畳時 2) を比較して、重畳時 (重畳時 2) における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.2 重畳時

評価対象部位ごとに重畳時の評価結果を示す。

5.2.1 1次元有効応力解析結果

1次元有効応力解析結果から地表面最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表5-3に示す。

表5-3(1) 1次元有効応力解析結果 (断面①)

解析ケース	着目項目	①	②	③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤ばね 3	地表面最大加速度 (m/s ²)	3.96	3.87	4.06
地盤ばね 4	地表面最大変位 (cm)	2.7	2.2	3.2
地盤ばね 5	最大せん断ひずみ	5.06 × 10 ⁻⁴	4.22 × 10 ⁻⁴	6.20 × 10 ⁻⁴

表5-3(2) 1次元有効応力解析結果 (断面②)

解析ケース	着目項目	①	②	③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤ばね 3	地表面最大加速度 (m/s ²)	4.43	4.35	5.04
地盤ばね 4	地表面最大変位 (cm)	4.7	3.9	6.0
地盤ばね 5	最大せん断ひずみ	3.31 × 10 ⁻³	2.53 × 10 ⁻³	4.23 × 10 ⁻³

表5-3より，断面①及び断面②における地盤ばねは，地表面加速度が最大，地表面変位が最大，せん断ひずみ最大が発生する「③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース」に基づき設定する。地盤ばねはそれぞれ，地表面加速度最大発生時刻，地表面変位最大発生時刻，せん断ひずみ最大発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性を用いて地盤ばねを設定する。

5.2.2 鋼管矢板

重畳時における鋼管矢板の解析結果を以下に示す。なお、重畳時1と重畳時2を比較して、重畳時2における作用外力が大きいため、重畳時2における鋼管矢板の評価結果を示す。海水貯留堰の取水護岸側端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

(1) 鋼管矢板（一般部）

地盤ばねの設定に用いた地盤物性を表5-4に示す。

表5-4 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

解析ケース	検討断面	地盤物性
地盤ばね3	断面①	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
	断面②	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
地盤ばね4	断面①	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
	断面②	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
地盤ばね5	断面①	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
	断面②	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。照査結果を表 5-5 に示す。

表 5-5(1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①)

解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	820	48	95	277	0.35
地盤ばね 4	820	48	95	277	0.35
地盤ばね 5	820	48	95	277	0.35

表 5-5(2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面②)

解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1258	48	145	277	0.53
地盤ばね 4	1256	48	144	277	0.52
地盤ばね 5*	—	—	—	—	—

注記*：地盤ばね 3 とは地盤ばね 5 は着目時刻がほぼ同いため、1次元有効応力解析による地盤の応力ひずみ関係から算定する地盤の変形係数が同値になるため照査を省略する。

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。照査結果を表 5-6 に示す。

表 5-6(1) せん断力に対する照査結果 (断面①)

解析ケース	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	452	28	157	0.18
地盤ばね 4	452	28	157	0.18
地盤ばね 5	452	28	157	0.18

表 5-6(2) せん断力に対する照査結果 (断面②)

解析ケース	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	461	29	157	0.19
地盤ばね 4	461	29	157	0.19
地盤ばね 5*	—	—	—	—

注記*：地盤ばね 3 とは地盤ばね 5 は着目時刻がほぼ同じため、1次元有効応力解析による地盤の応力ひずみ関係から算定する地盤の変形係数が同値になるため照査を省略する。

(2) 鋼管矢板（端部）

海水貯留堰の前面鋼矢板側端部は、止水ゴム取付部鋼材等の付属物によって作用外力が一般部と比較して大きくなる。ここでは、それらの荷重を考慮した前面鋼管矢板端部の評価結果を示す。なお、地盤ばねは及び地盤物性は、照査が最も厳しい条件とした。

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。照査結果を表 5-7 に示す。

表 5-7(1) 曲げ軸力に対する照査結果（断面①）

解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	948	80	110	277	0.40

表 5-7(2) 曲げ軸力に対する照査結果（断面②）

解析ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1488	80	172	277	0.63

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。せん断力に対する照査結果を表 5-8 に示す。

表 5-8(1) せん断力に対する照査結果 (断面①)

解析ケース	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	543	33	157	0.22

表 5-8(2) せん断力に対する照査結果 (断面②)

解析ケース	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	559	34	157	0.22

5.2.3 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の作用断面力及び照査結果を表 5-9 から表 5-14 に示す。照査に用いる断面力は、海水貯留堰の南側及び北側の止水ゴム取付部鋼材のうち、卓越する断面力を用いる。なお、重畳時 1 と重畳時 2 を比較して、重畳時 1 における作用外力が大きい
ため、重畳時 1 における止水ゴム取付部鋼材の評価結果を示す。

止水ゴム取付部鋼材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

(1) スキンプレート

表 5-9 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
0.448	—	9

表 5-10 照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
曲げモーメント	55	277	0.20
せん断力	2	157	0.02

(2) リブプレート (海水貯留堰南側 検討断面③)

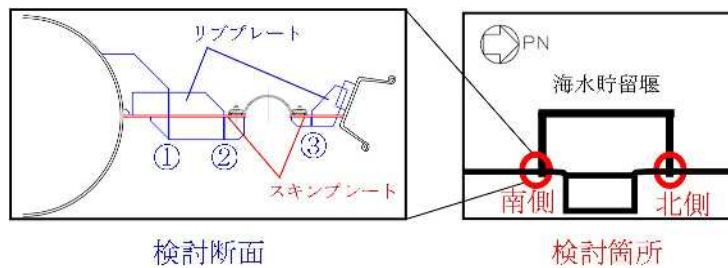
リブプレートの最大照査箇所は、海水貯留堰南側の検討断面③である。

表 5-11 作用断面力

最大照査箇所		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
検討箇所	検討断面			
南側	③	0.419	—	5

表 5-12 照査結果

評価項目	最大照査箇所		発生応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
	検討箇所	検討断面			
曲げモーメント	南側	③	88	277	0.32
せん断力	南側	③	12	157	0.08



照査対象箇所

(3) 鋼矢板及び鋼管矢板との接合部

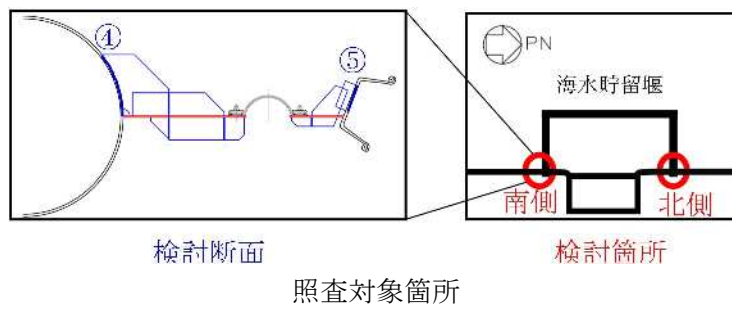
接合部における最大照査箇所は、海水貯留堰南側の検討断面⑤（リブプレートと前面鋼矢板接合部）である。

表 5-13 作用断面力

最大照査箇所		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
検討箇所	検討断面			
南側	⑤	2.09	4	9

表 5-14 照査結果

評価項目	最大照査箇所		発生応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
	検討箇所	検討断面			
曲げモーメント	南側	⑤	37	105	0.36
せん断力	南側	⑤	6	105	0.06



5.2.4 止水ゴム

本照査では、止水ゴムの発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

止水ゴムの変形性照査結果を表 5-15 に示す。各変位方向の最大最終変位は、地震時の 2 次元有効応力解析結果から算出し、 δ_x は解析ケース「①Ss-3-+」、 δ_y は解析ケース「①Ss-3-+」、 δ_z は解析ケース「④Ss-1-+」の値である。

また、各変位方向の最大変位は、2 次元静的フレーム解析結果から算出した。

以上より、止水ゴムの発生変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-15 止水ゴムの変形性照査結果

変位 方向	最大最終変位*1		最大変位*2		合計 (cm)	許容限界 (cm)
	解析ケース	変位 (cm)	解析ケース	変位 (cm)		
δ_x	①Ss-3-+	1.1	重畳時 2	0.2	1.3	9.5 以上*3
δ_y	①Ss-3-+	2.2	重畳時 2	0.0	2.2	11.3 以上*3
δ_z	④Ss-1-+	0.4	重畳時 2	4.7	5.1	12.2 以上*3

注記*1：2 次元有効応力解析から算定した値。

注記*2：2 次元静的フレーム解析から算定した値。

注記*3：

