

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補足-028-08 改9
提出年月日	2020年5月14日

資料8

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2020年 5月

東京電力ホールディングス株式会社

: は, 今回提出資料を示す。

## 補足説明資料目次

### I. はじめに

#### 1. 浸水防護施設の設計における考慮事項

- 1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
- 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について
- 1.3 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 1.4 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
- 1.5 津波防護施設の強度計算における津波荷重, 余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて
- 1.6 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 1.7 強度計算に用いた規格・基準について
- 1.8 アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について
- 1.9 浸水防護施設の評価における風荷重・積雪荷重の設定について

#### 2. 浸水防護施設の耐震, 強度計算に関する補足説明

- 2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明
- 2.2 海水貯留堰 (6号機設備) の耐震計算書に関する補足説明
- 2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明
- 2.4 海水貯留堰 (6号機設備) の強度計算書に関する補足説明
- 2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明
- 2.6 取水護岸 (6号機設備) の耐震計算書に関する補足説明
- 2.7 津波荷重 (突き上げ) の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 2.8 止水堰の設計に関する補足説明
- 2.9 床ドレンライン浸水防止治具を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について
- 2.10 津波監視カメラに関する補足説明
- 2.11 取水槽水位計に関する補足説明
- 2.12 加振試験の条件について
- 2.13 水密扉の設計に関する補足説明



## 2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	8
3. 耐震評価	10
3.1 評価対象断面	10
3.2 解析方法	13
3.2.1 地震応答解析手法	14
3.2.2 構造部材	15
3.2.3 耐震評価における解析ケース	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	18
3.3.2 荷重	19
3.3.3 荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	23
3.5 解析モデル及び諸元	50
3.5.1 解析モデルの設定	50
3.5.2 使用材料及び材料定数	65
3.5.3 地盤及び地盤改良体の解析用物性値	65
3.5.4 地下水位	68
3.6 評価対象部位	69
3.6.1 構造部材の健全性評価	69
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	69
3.6.3 構造物の変形性評価	69
3.7 許容限界	70
3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界	70
3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	72
3.7.3 構造物の変形性に対する許容限界	74
3.8 評価方法	75
3.8.1 構造部材の健全性評価	75
3.8.2 基礎地盤の支持性能評価	87
3.8.3 構造物の変形性評価	87
4. 評価結果	90
4.1 地震応答解析結果	90
4.2 耐震評価結果	100

4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果	100
4.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価結果	108
4.2.3 構造物の変形性に対する評価結果	111
4.3 まとめ	114

#### 参考資料

(参考資料 1) 地震時における鋼管矢板継手部の健全性について	(参考) 1-1
(参考資料 2) 鋼管矢板継手の根入れ長について	(参考) 2-1
(参考資料 3) 海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出 について	(参考) 3-1
(参考資料 4) 漏水試験及び変形試験について	(参考) 4-1
(参考資料 5) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について	(参考) 5-1

## 1. 概要

本資料は、V-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、海水貯留堰が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

海水貯留堰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、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

海水貯留堰の位置図を図 2.1-2-1 に示す。

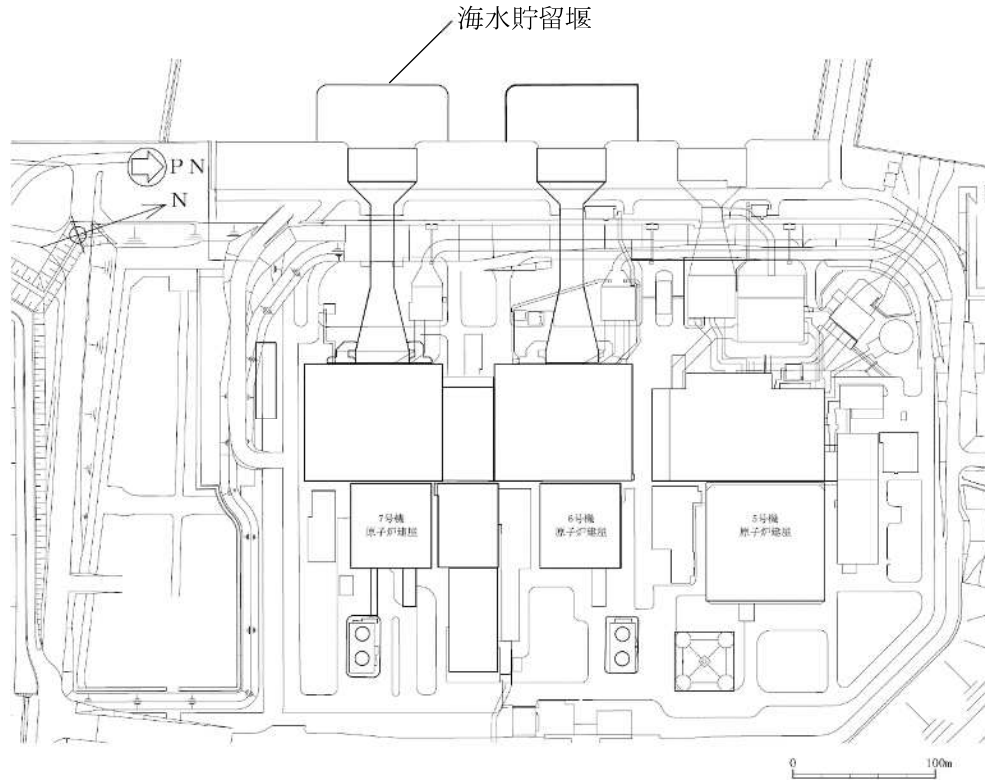


図 2.1-2-1(1) 海水貯留堰の位置図（全体平面図）

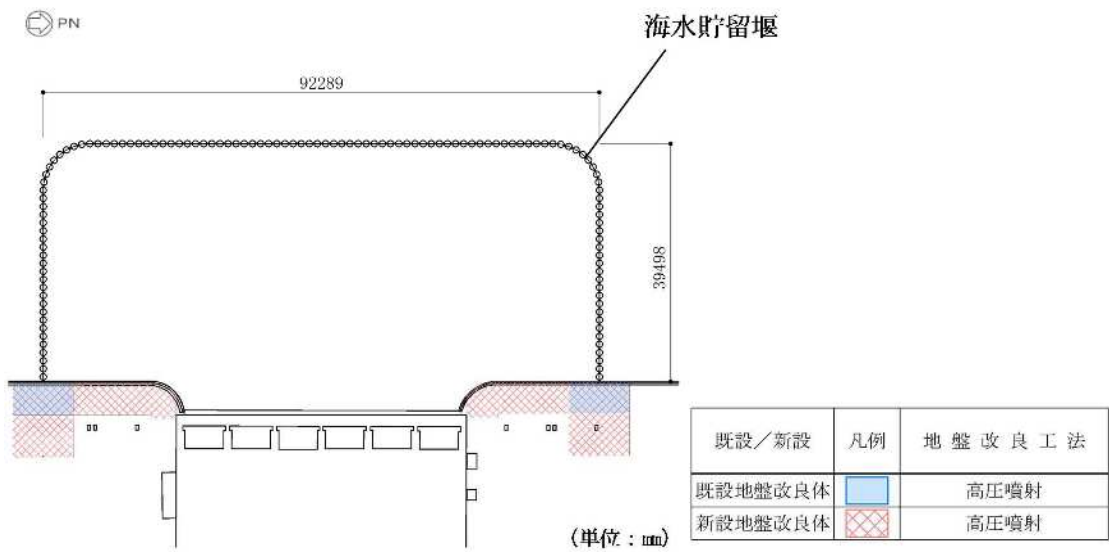


図 2.1-2-1(2) 海水貯留堰の位置図（拡大図）

## 2.2 構造概要

海水貯留堰の平面図を図 2.1-2-2，標準図を図 2.1-2-3 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，電気防食を施されている。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， $\phi 1100\text{mm}$  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.  $-5.5\text{m}$  に対して天端高さを T.M.S.L.  $-3.5\text{m}$  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  $92\text{m} \times$  約  $40\text{m}$  である。

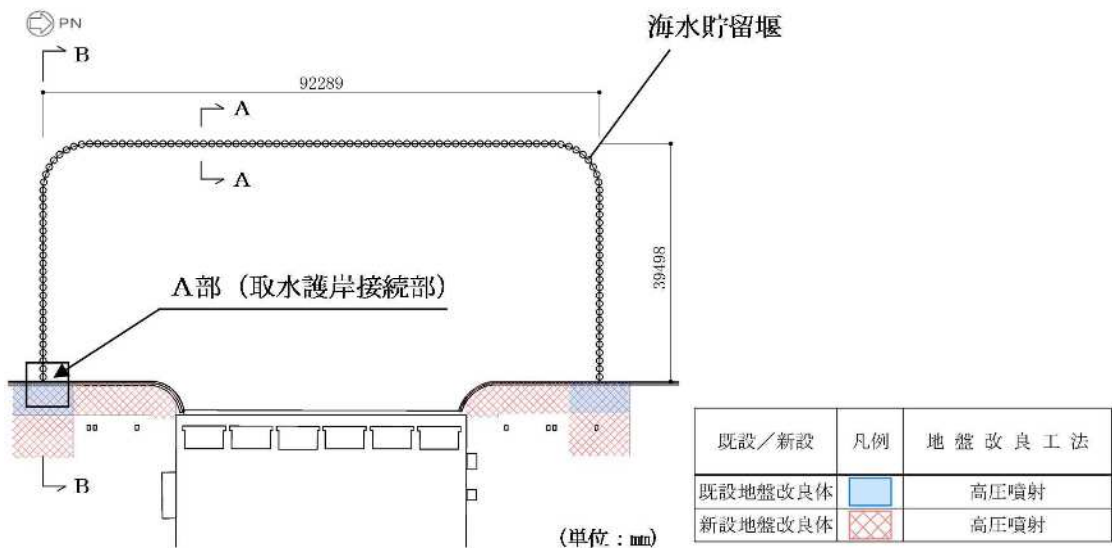


図 2.1-2-2(1) 海水貯留堰の平面図

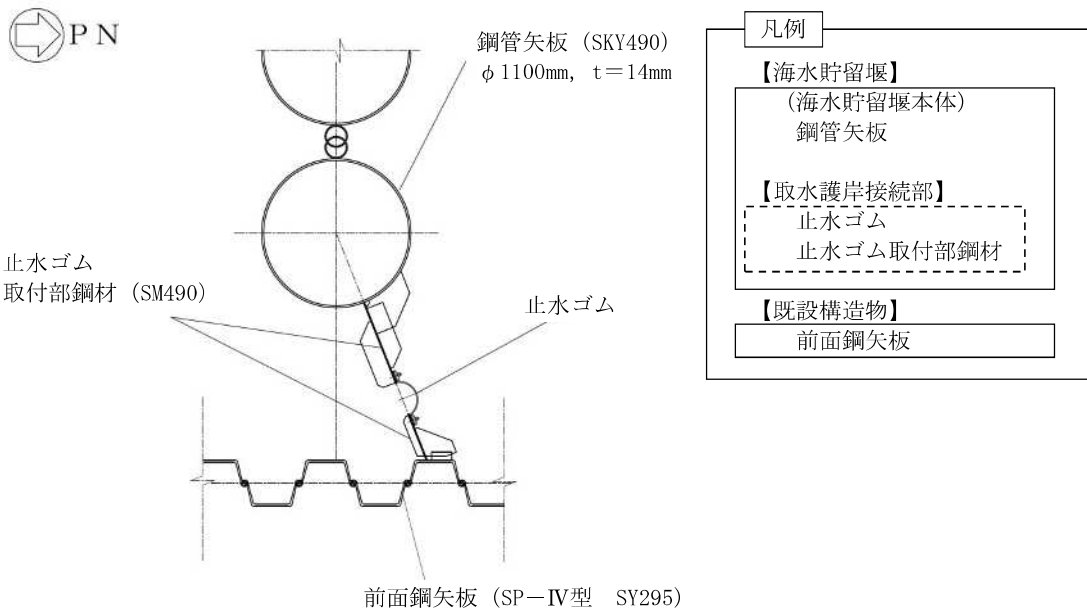
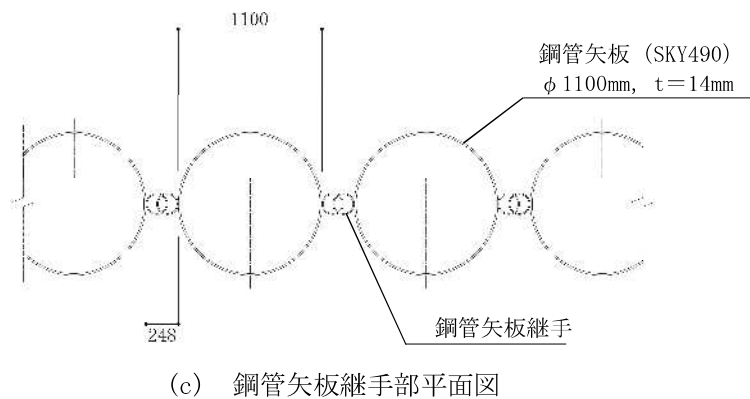
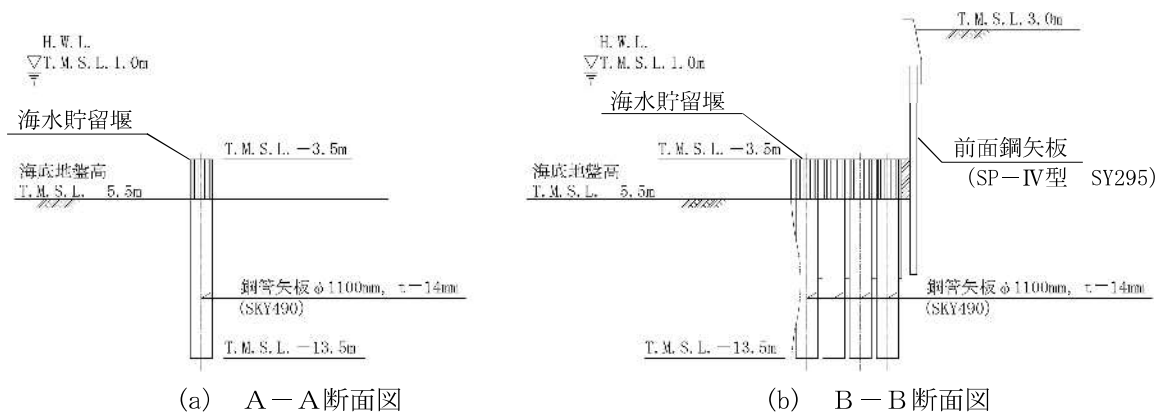


図 2.1-2-2(2) 海水貯留堰の平面図 (A部拡大)



(単位 : mm)

図 2.1-2-3 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。

海水貯留堰の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表 2.1-2-1 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、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

海水貯留堰の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を実施することで、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おいては、杭頭に発生する鉛直力が終局鉛直支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

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。

海水貯留堰の耐震評価フローを図 2.1-2-4 に示す。

ここで、海水貯留堰は、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

なお、海水貯留堰を構成する各鋼管矢板は、継手部を介して隣接鋼管矢板により鋼管矢板の軸方向に沿って拘束されており、軸方向の断面係数は、法線直角方向と比べて大きいことから、明確な強軸断面方向である。したがって、強軸断面方向の水平力により鋼管矢板に発生する曲げモーメントは比較的小さく、強軸断面方向の曲げの影響はほとんど受けないことから、KK7 補足-024-4「水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」に示すように、従来設計手法における評価対象断面以外の3次元的な応答特性が想定される箇所が無いことを確認した。



表 2.1-2-1 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
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認	終局鉛直支持力*
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

注記\*：妥当な安全余裕を考慮する。

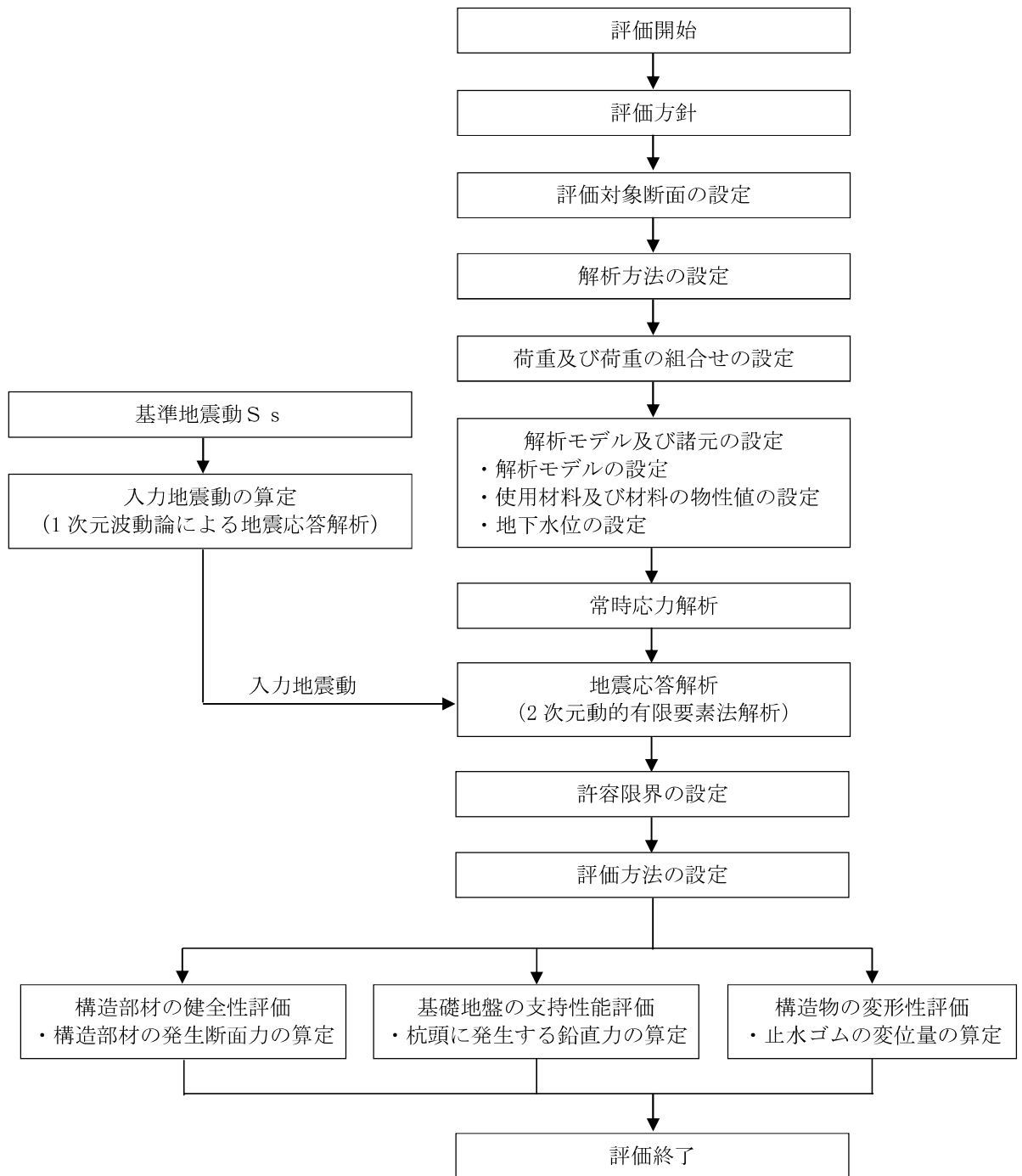


図 2.1-2-4 海水貯留堰の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。また，表 2.1-2-2 に各項目で適用する規格，基準類を示す。

- ・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)
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6-2009 (日本電気協会)
- ・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)
- ・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)
- ・鋼矢板 設計から施工まで (鋼管杭協会，平成 12 年 3 月)

表 2.1-2-2 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
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〕(2002年)	—
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〕(2002年)	・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<b>【鋼管矢板・止水ゴム取付部鋼材】</b> ・道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月) ・港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版) ・鋼矢板 設計から施工まで(平成12年3月)	・曲げに対する照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は, 発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	<b>【基礎地盤の支持性能】</b> ・道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月) ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6-2009	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 杭頭に発生する鉛直力が終局鉛直支持力を下回ることを確認*
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説(2007版) ・鋼矢板 設計から施工まで(平成12年3月)	・腐食代の設定
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	・有限要素法による1次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記\* : 妥当な安全余裕を考慮する。

### 3. 耐震評価

#### 3.1 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、西山層若しくは古安田層に直接設置される。

海水貯留堰の評価対象断面位置図を図2.1-3-1に示す。構造物の耐震設計における評価対象断面は図2.1-3-1のA-A断面及びB-B断面とする。海水貯留堰の評価対象断面図を図2.1-3-2に示す。

図2.1-3-3に古安田層基底面図を示す。図2.1-3-3より、南北方向では南に向かって古安田層の基底面が深くなり、東西方向では東に向かって古安田層の基底面は深くなる。古安田層の基底面が深いほうが地震時の応答が大きくなると考えられるため、海水貯留堰本体及び接続部に着目した評価対象断面としてA-A断面及びB-B断面を選定し、基準地震動 $S_s$ による耐震評価を実施する。

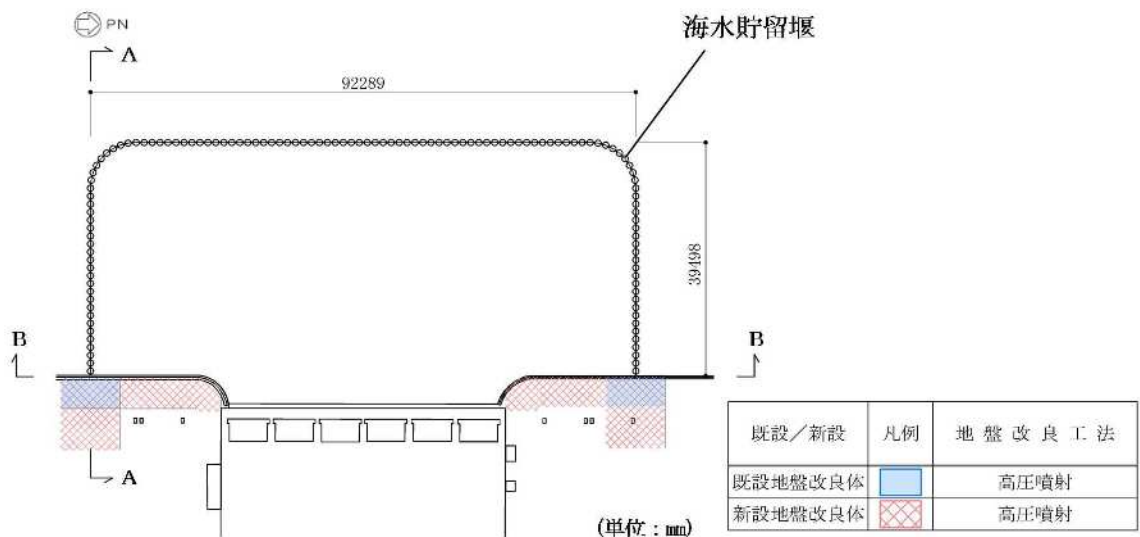


図 2.1-3-1 海水貯留堰の評価対象断面位置図

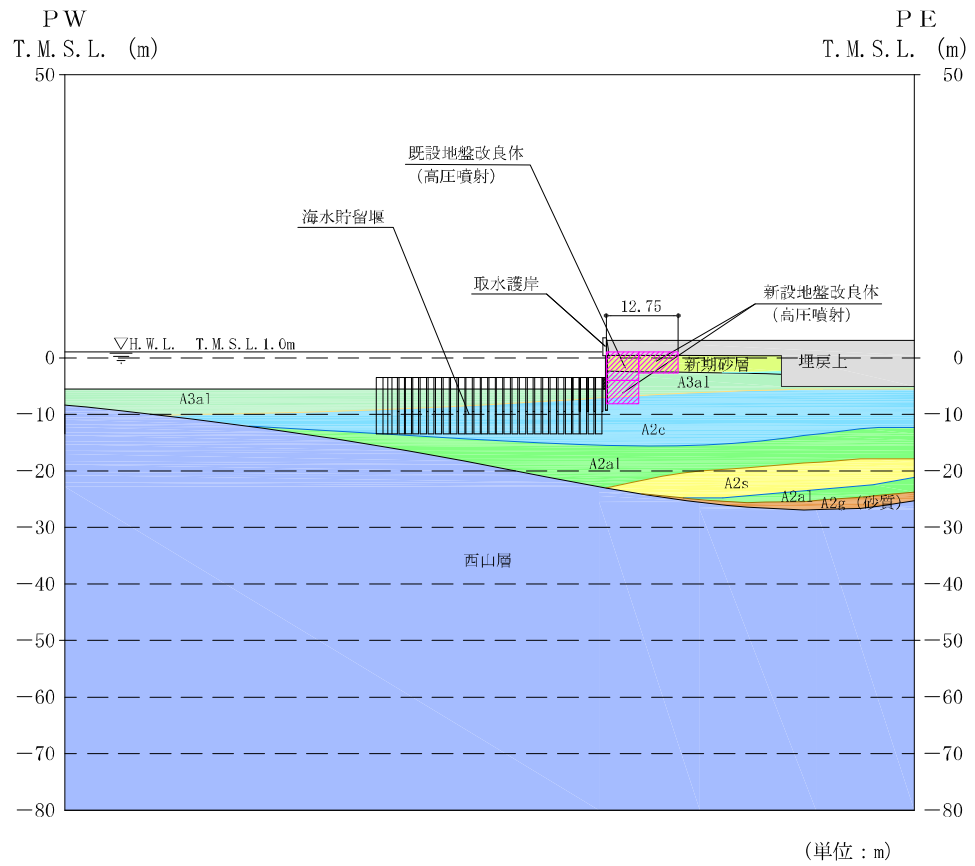
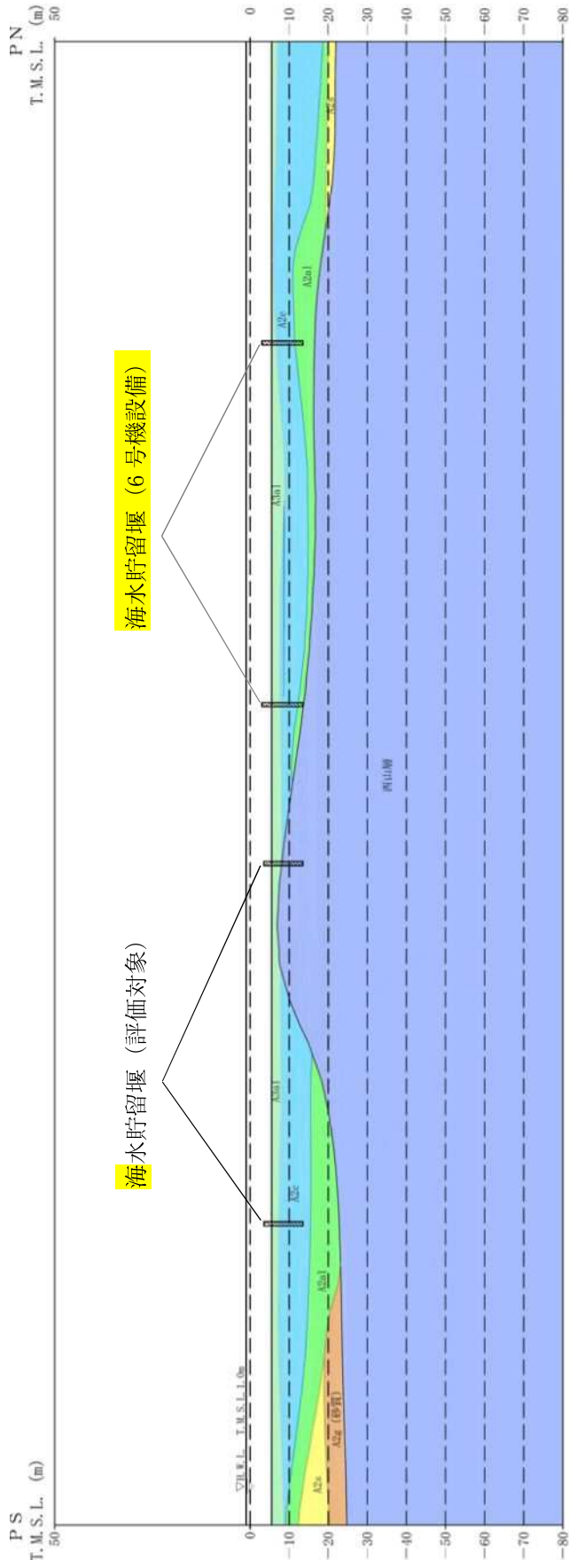


図 2.1-3-2(1) 海水貯留堰の評価対象断面図 (A-A断面)



(単位：m)

図 2.1-3-2(2) 海水貯留堰の評価対象断面図 (B-B 断面)

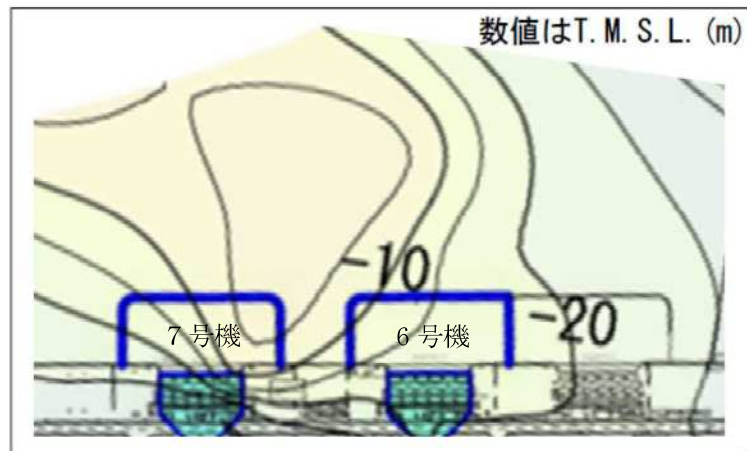


図 2.1-3-3 古安田層基底面図

### 3.2 解析方法

海水貯留堰の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver.7.4.1」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、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



### 3.2.1 地震応答解析手法

海水貯留堰の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。海水貯留堰を構成する鋼管矢板は、線形はり要素でモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP ver.7.4.1」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、別紙「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2.1-3-4に示す。

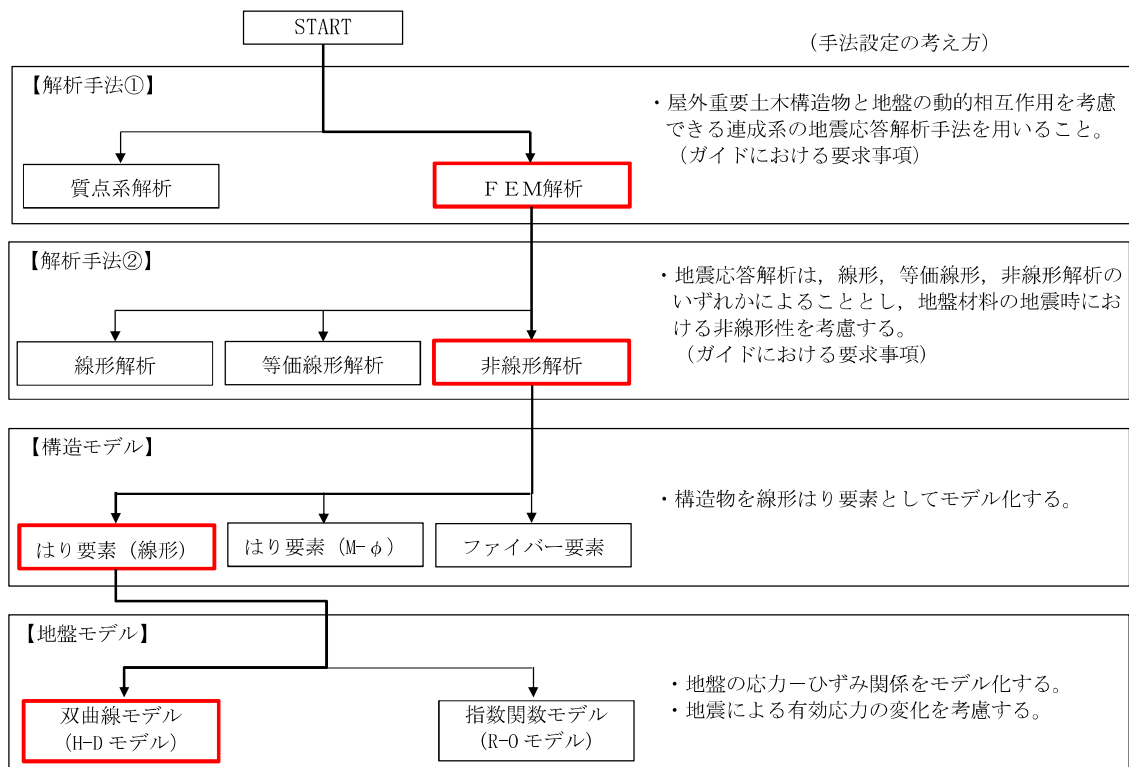


図 2.1-3-4 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

### 3.2.3 耐震評価における解析ケース

海水貯留堰の耐震評価における解析ケースを表2.1-3-1に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 $\sigma$ を用いてせん断波速度のばらつきとして設定する。地下水位以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）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 $\sigma$ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する（解析ケース②、③、⑤）。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 $\sigma$ を用いて、液状化強度特性を $(-1\sigma)$ にて設定する（解析ケース①、②、③）。

また、構造物への応答加速度に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④、⑤）。

耐震評価においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 $S_s$ に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑤の解析ケースを実施する。

最も厳しい地震動の選定は、照査値1.0に対して2倍の余裕となる照査値0.5以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

追加解析を実施する地震動の選定フローを図2.1-3-5に示す。

表 2.1-3-1 海水貯留堰の耐震評価における解析ケース

解析ケース			①	②	③	④	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	非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定			地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	
液化化強度特性の設定			液化化強度特性 (-1σ)	液化化強度特性 (-1σ)	液化化強度特性 (-1σ)	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	Ss-1	++	実施					
		-+	実施					
		+-	実施					
		--	実施					
	Ss-2			実施				
	Ss-3	++	実施					
		-+	実施					
		+-	実施					
		--	実施					
	Ss-4			実施				
	Ss-5			実施				
	Ss-6			実施				
	Ss-7			実施				
	Ss-8	++	実施					
		-+	実施					

全ての基準地震動 S s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、せん断力照査、曲げ軸力照査及び支持力照査について、各照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②～⑤より追加解析ケースを実施する。

注記\* : 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

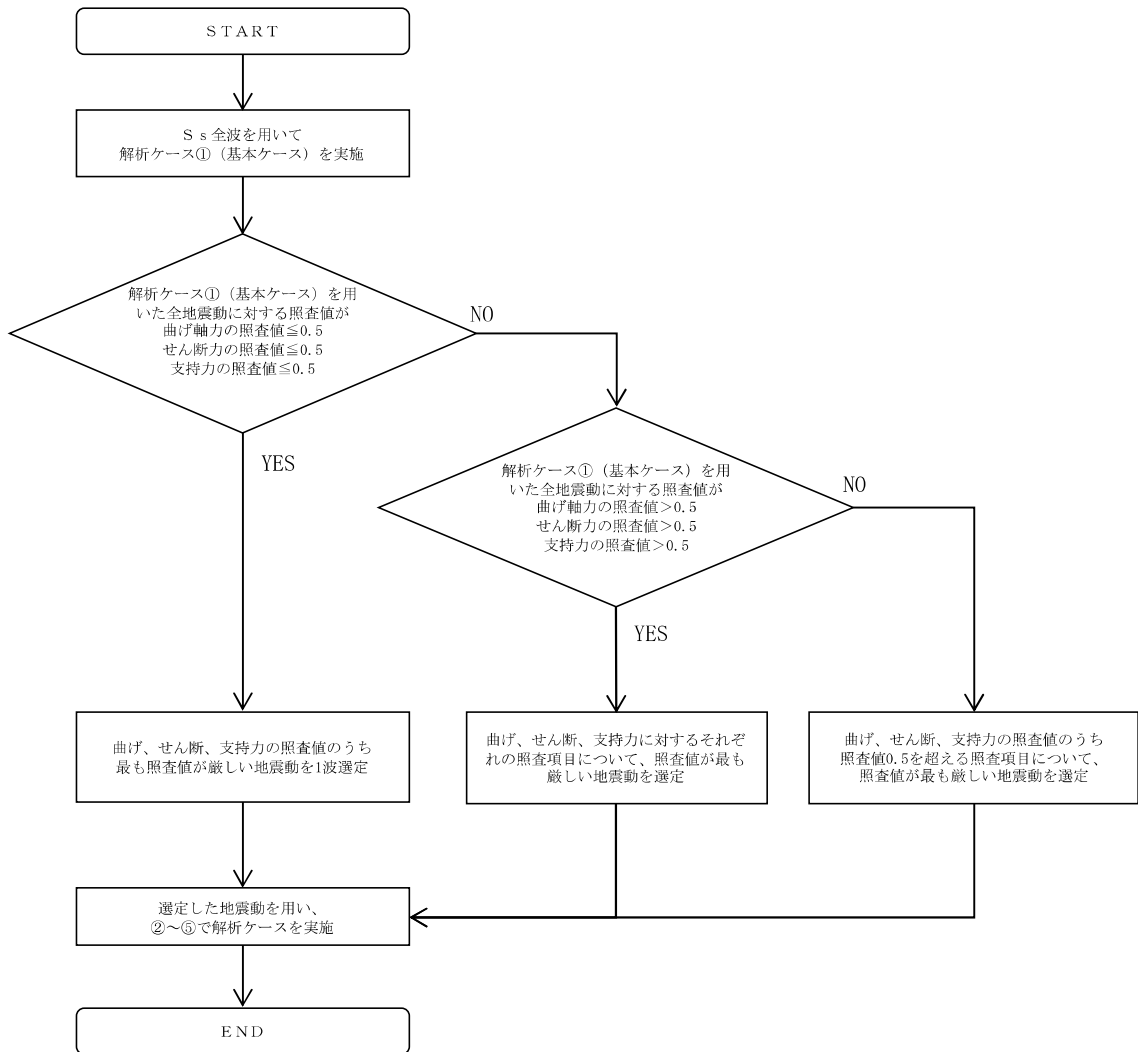


図 2.1-3-5 追加解析を実施する地震動の選定フロー

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

海水貯留堰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

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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

海中構造物であるため、積雪及び風による影響は考慮しない。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

### 3.3.2 荷重

海水貯留堰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、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重を考慮する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の耐震評価に用いる荷重の組合せを表2.1-3-2及び表2.1-3-3に、荷重作用図を図2.1-3-6及び図2.1-3-7に示す。

なお、鋼管矢板の耐震評価における荷重は、3.2「解析方法」に示すとおり2次元有効応力解析を用いた解析手法の中で、考慮されている。

表 2.1-3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 2.1-3-3 荷重の組合せ (鋼管矢板 地震時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		○ ・常時応力解析により算定
	外水圧		— ・静水圧を考慮するが、堰内外で水位差がないため鋼管矢板に荷重は載荷しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	水平地震力	○	・基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する
	鉛直地震力	○	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする

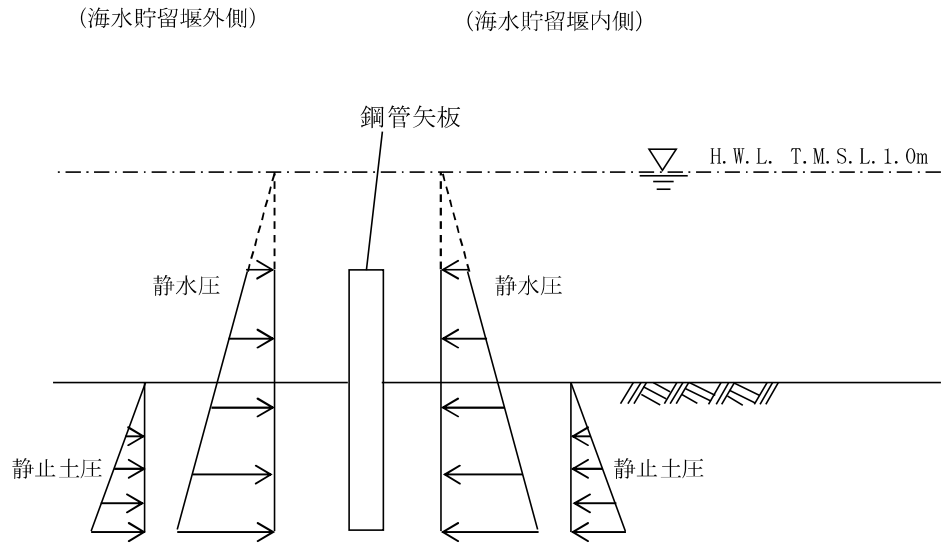


図 2. 1-3-6 荷重作用図 (鋼管矢板 常時)

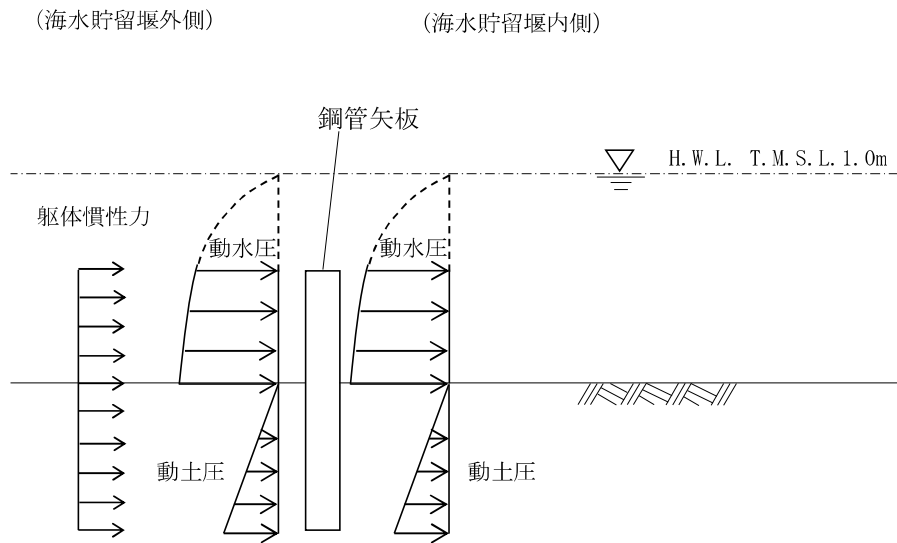


図 2. 1-3-7 荷重作用図 (鋼管矢板 地震時)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを表2.1-3-4及び表2.1-3-5に、荷重作用図を図2.1-3-8に示す。

なお、止水ゴム取付部鋼材の耐震評価における荷重は、3.2「解析方法」に示す2次元有効応力解析から得られる結果を用いて算出されており、構成部材を適切にモデル化した解析の中で、考慮されている。評価方法の詳細は、3.8「評価方法 (2) 止水ゴム取付部鋼材」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、「3.2.3 耐震評価における解析ケース」に示す解析ケース及び「3.4 入力地震動」に示す基準地震動 $S_s$ を考慮した2次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。加速度抽出断面は、動水圧及び止水ゴム作用力等の荷重作用方向と、NS方向（B-B断面）により得られる最大加速度方向が、同一の方向であることを考慮し、B-B断面を選定する。（参考資料3）に示すとおり、海水貯留堰（南側）は水平震度 $k_h=0.95$ （ $S_s-1-+$ ，解析ケース①：基本ケース），海水貯留堰（北側）は水平震度 $k_h=1.28$ （ $S_s-1--$ ，解析ケース①：基本ケース）を用いている。

表 2.1-3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + S_s$

G : 固定荷重

$S_s$  : 地震荷重



表 2.1-3-5 荷重の組合せ (止水ゴム取付部鋼材 地震時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		— ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		— ・堰内外で水位差がないため、考慮しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	水平地震力	○	・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
	鉛直地震力	—	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする
	止水ゴム作用力	○	・止水ゴムに作用する動水圧による荷重を考慮する

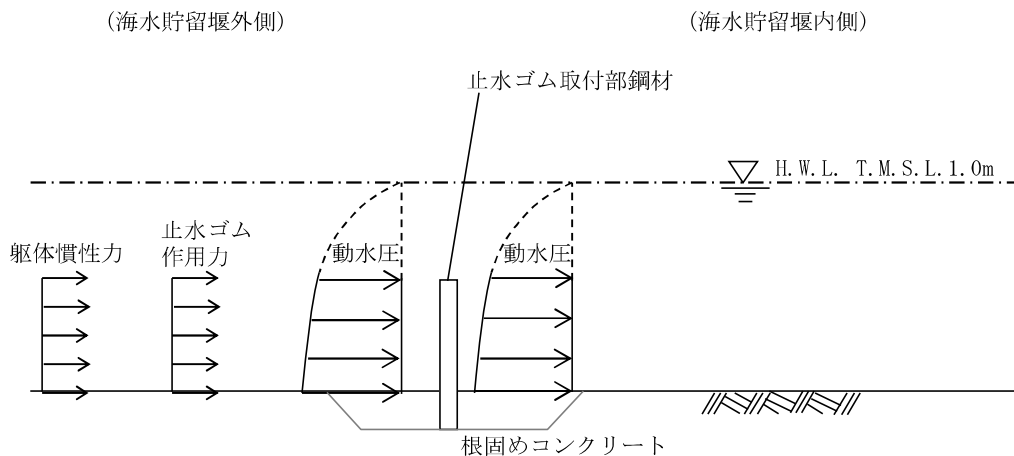


図 2.1-3-8 荷重作用図 (止水ゴム取付部鋼材 地震時)

### 3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を 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。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデル（入力地震動作成モデル）とし、原子炉建屋と同様のものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 2.1-3-9 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図 2.1-3-10 に示す。入力地震動の算定には解析コード「SLOK Ver2.0」を使用する。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。

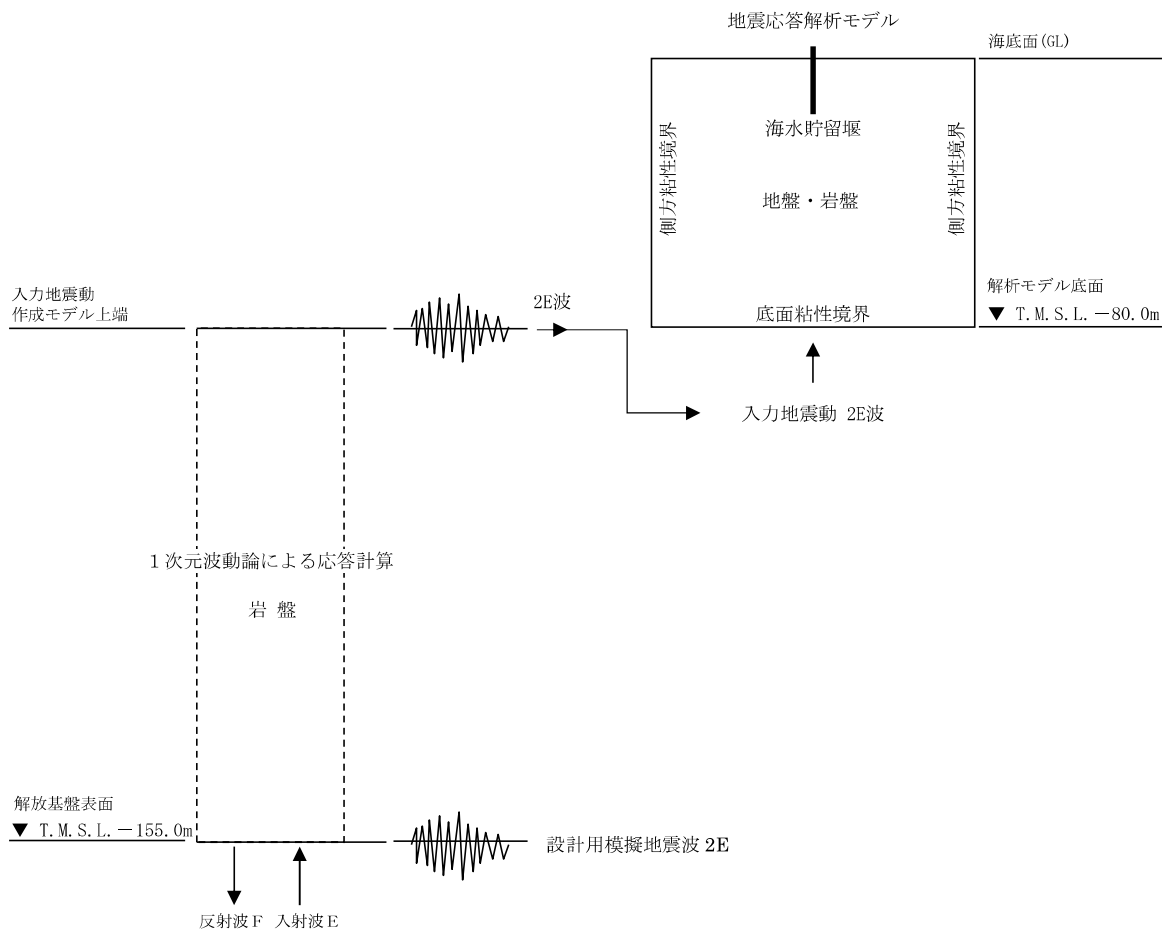
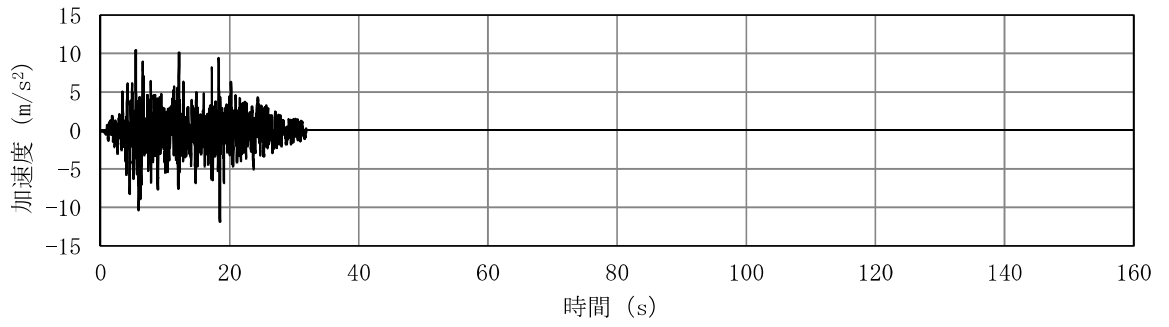
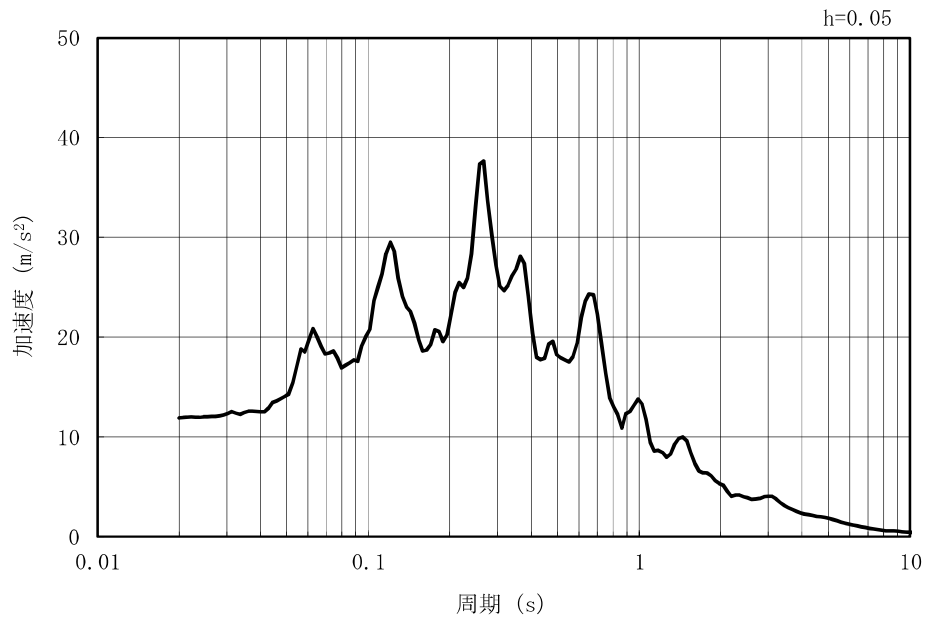


図 2.1-3-9 入力地震動算定の概念図

MAX 11.9m/s<sup>2</sup> (18.51s)



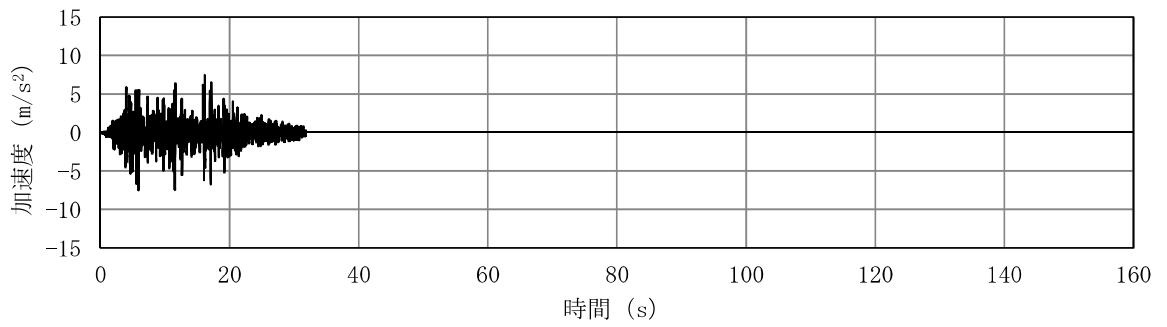
(a) 加速度時刻歴波形



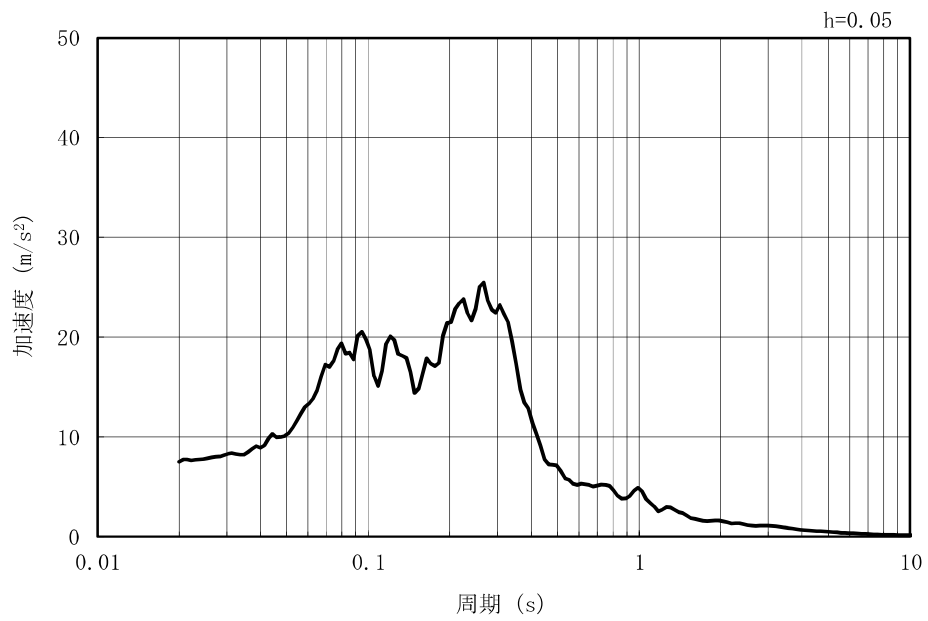
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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 : Ss-1)

MAX 7.49m/s<sup>2</sup> (5.88s)



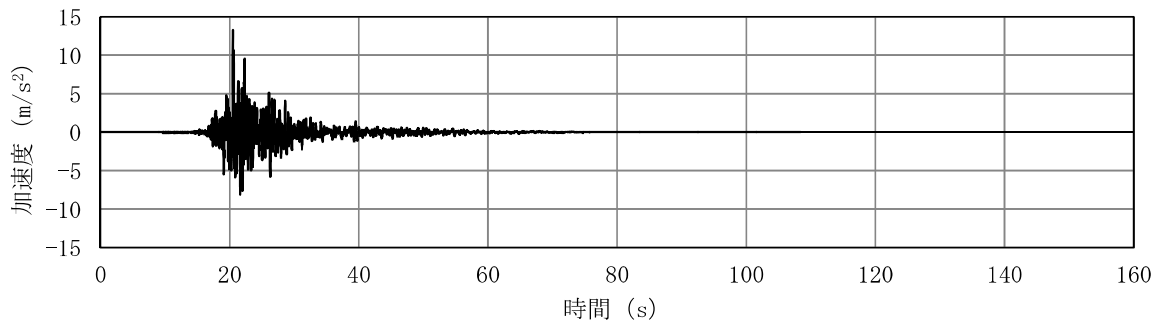
(a) 加速度時刻歴波形



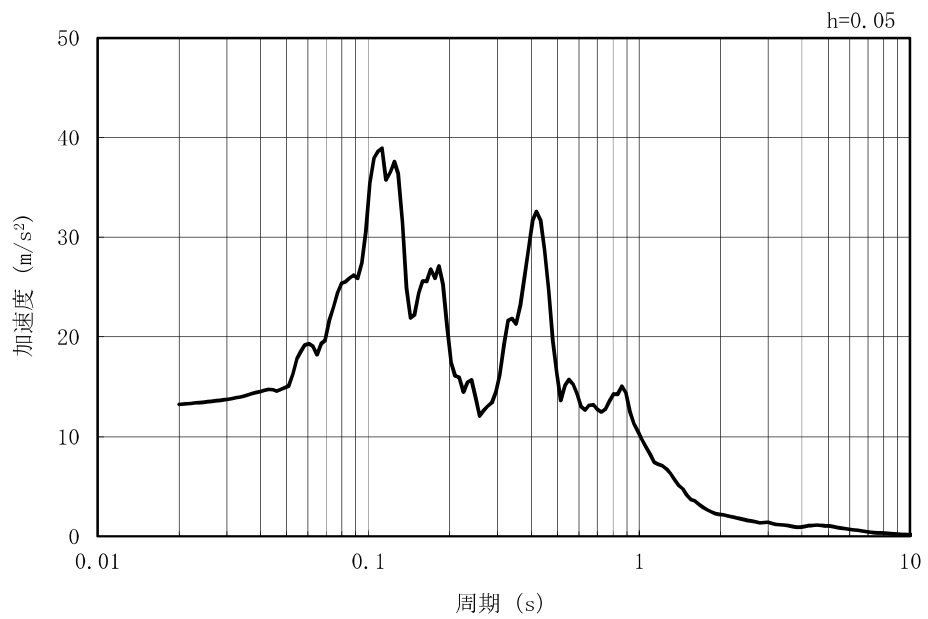
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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：Ss-1)

MAX 13.2m/s<sup>2</sup> (20.51s)



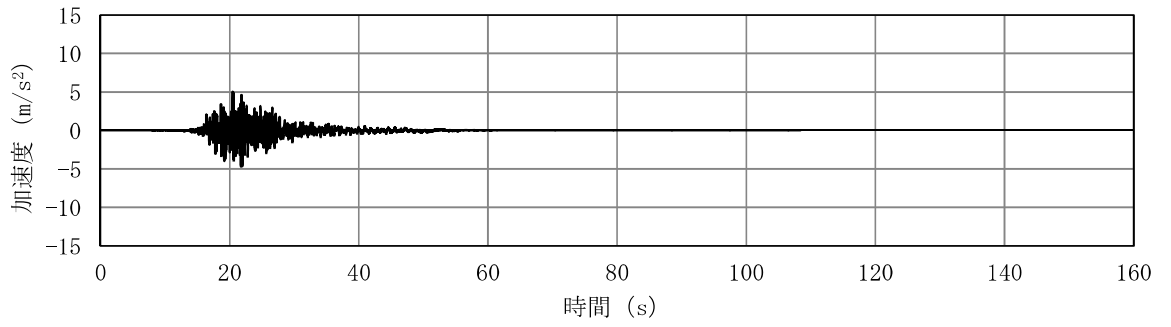
(a) 加速度時刻歴波形



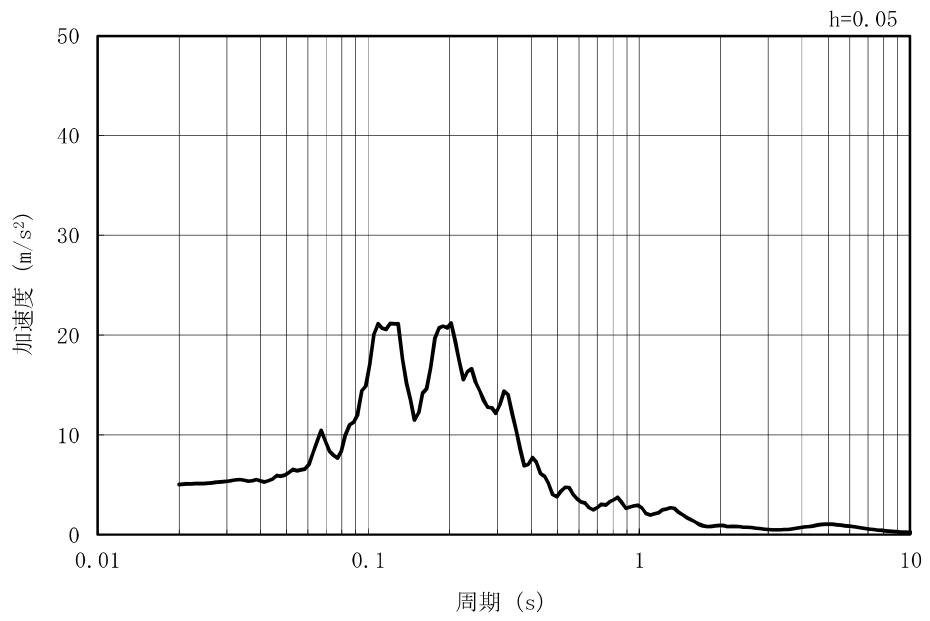
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-2EW)

MAX 5.02m/s<sup>2</sup> (20.46s)



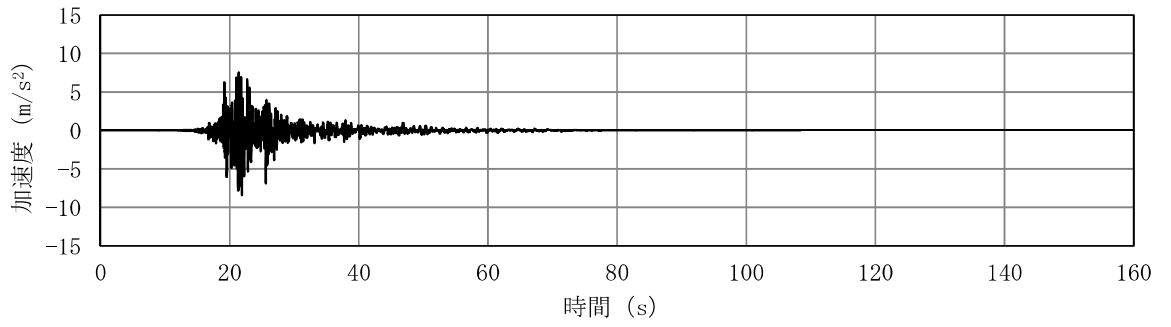
(a) 加速度時刻歴波形



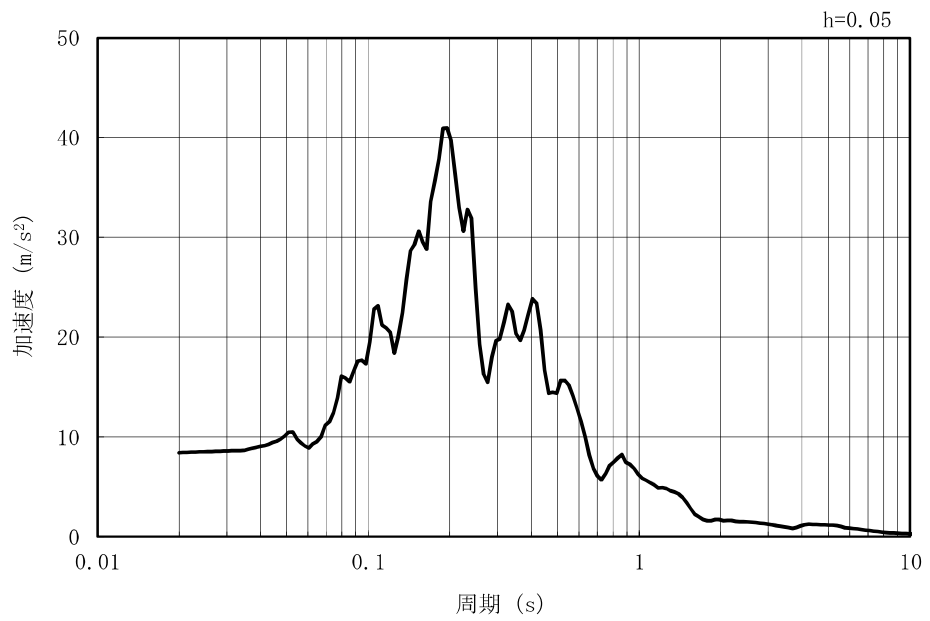
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-2EW)

MAX 8.40m/s<sup>2</sup> (21.92s)



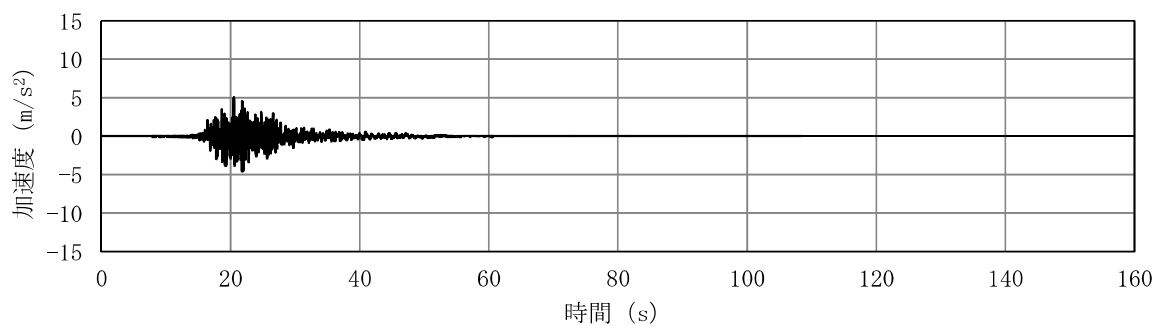
(a) 加速度時刻歴波形



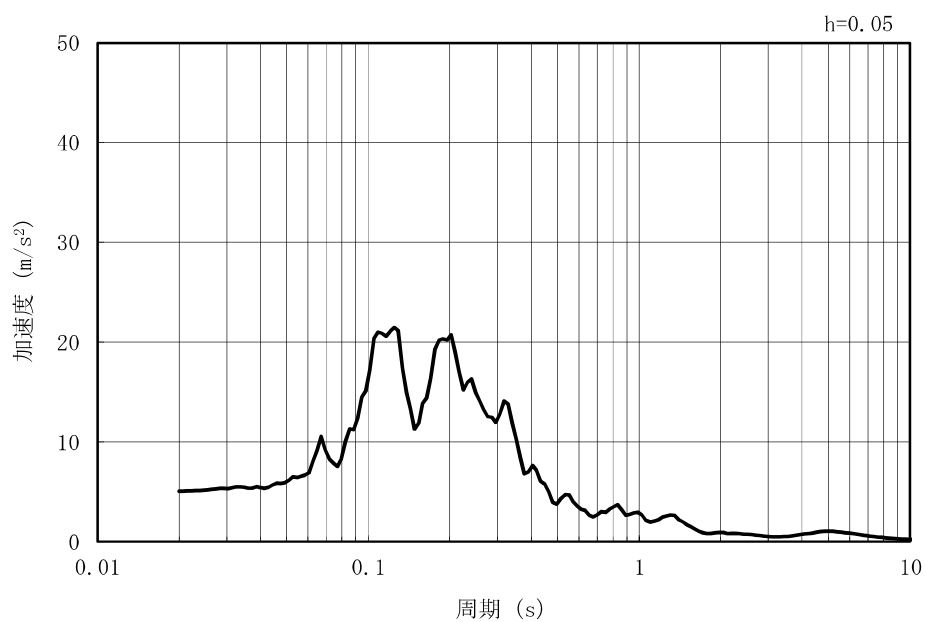
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-2NS)

MAX 5.04m/s<sup>2</sup> (20.58s)



(a) 加速度時刻歴波形

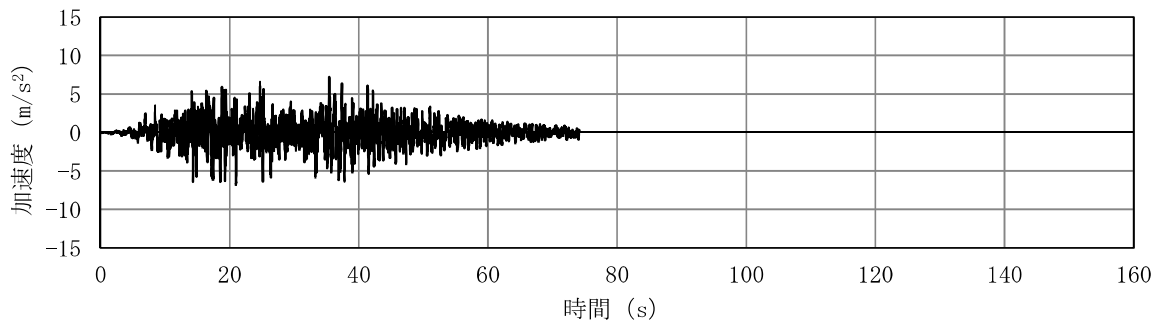


(b) 加速度応答スペクトル

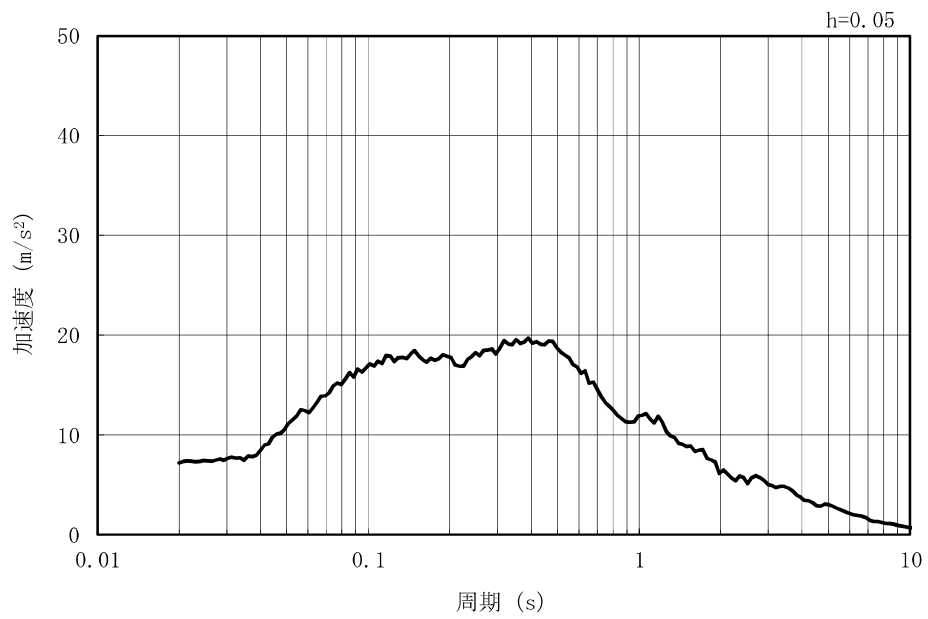
図 2.1-3-10(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-2NS)



MAX 7.18m/s<sup>2</sup> (35.43s)



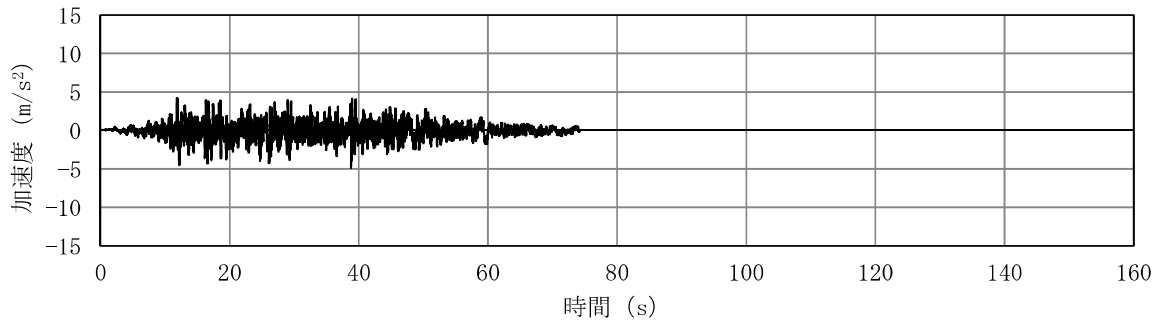
(a) 加速度時刻歴波形



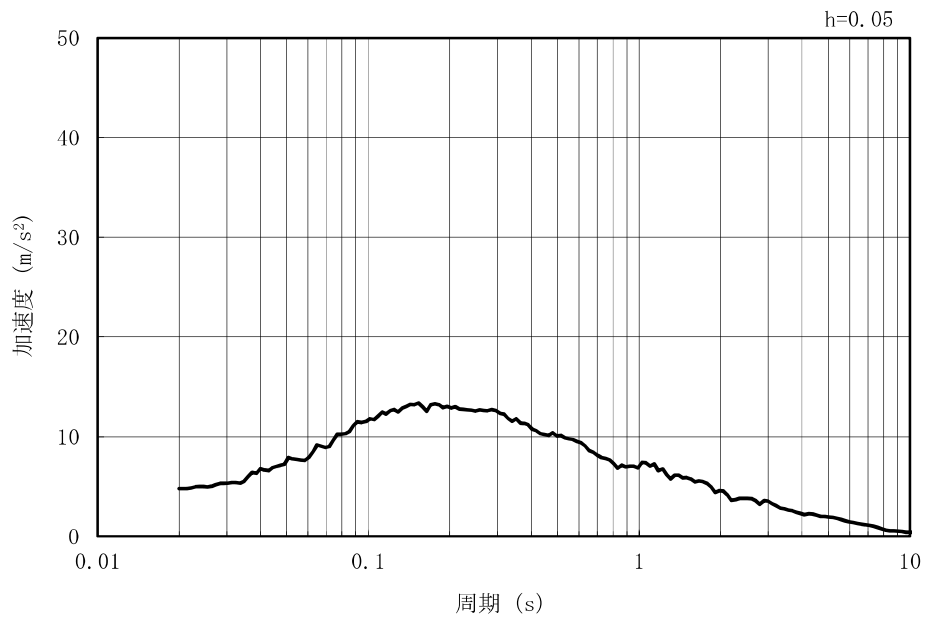
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-3)

MAX 4.78m/s<sup>2</sup> (38.80s)



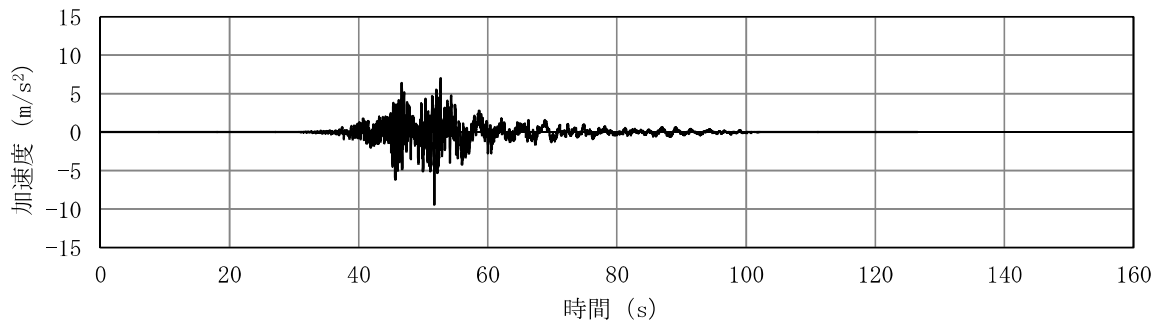
(a) 加速度時刻歴波形



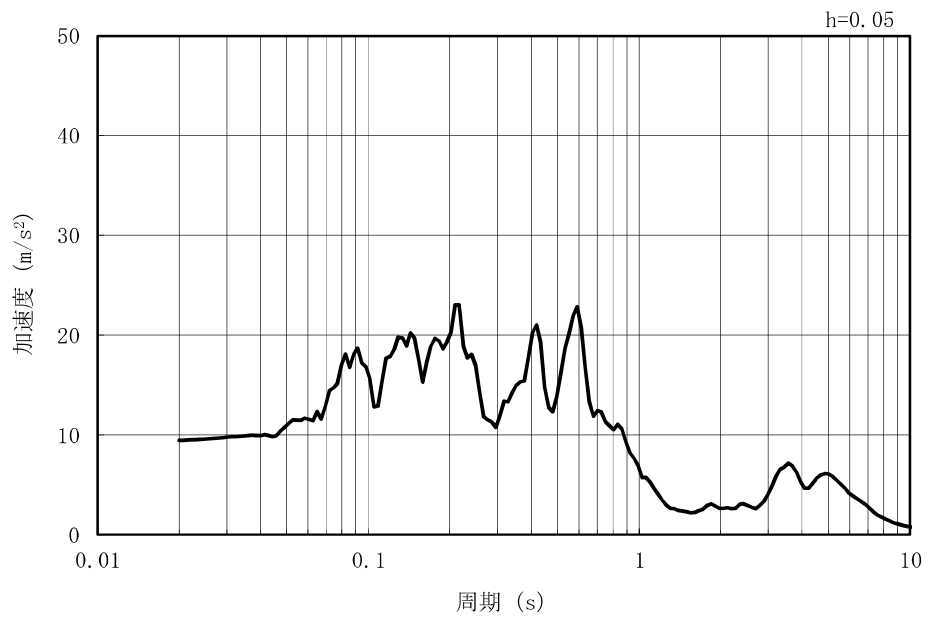
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : Ss-3)

MAX 9.42m/s<sup>2</sup> (51.71s)



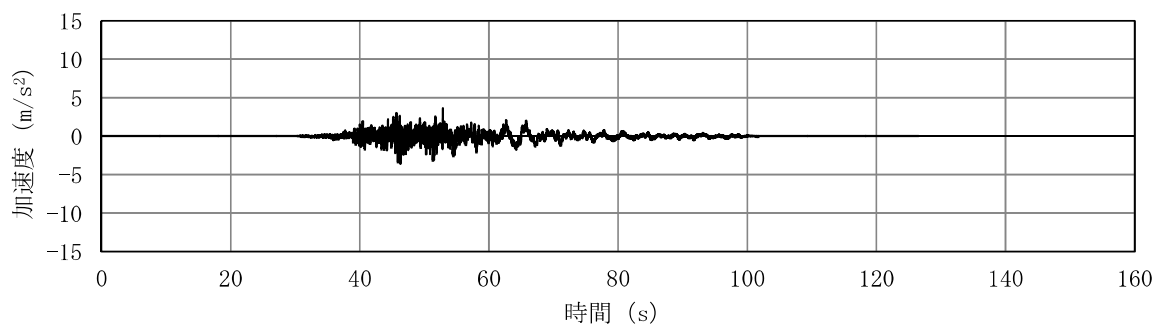
(a) 加速度時刻歴波形



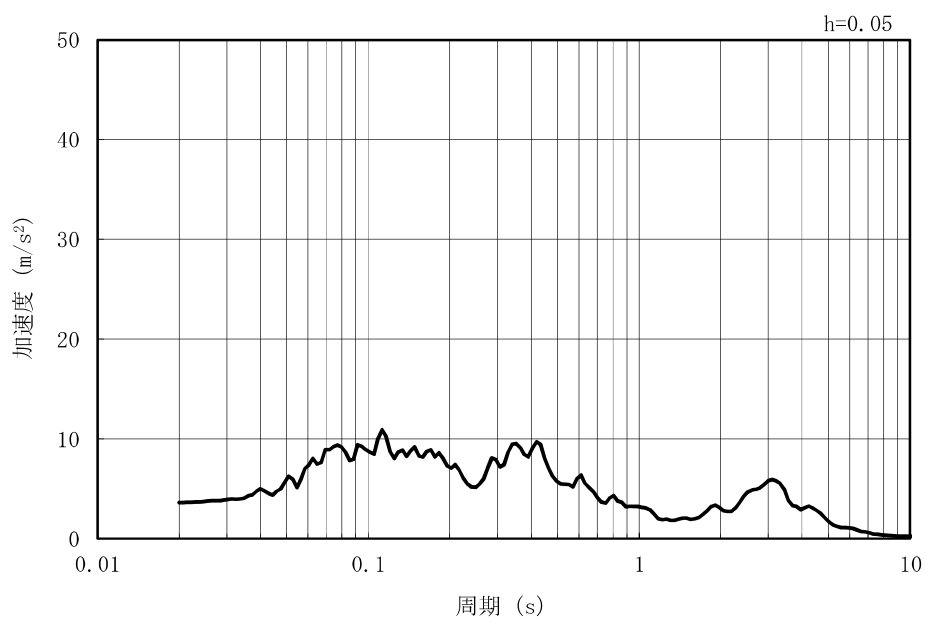
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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  
(水平方向 : Ss-4EW)

MAX 3.60m/s<sup>2</sup> (52.87s)



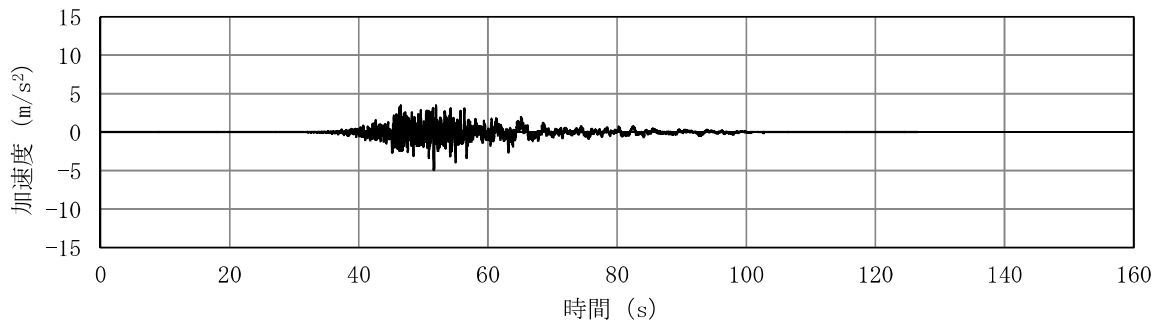
(a) 加速度時刻歴波形



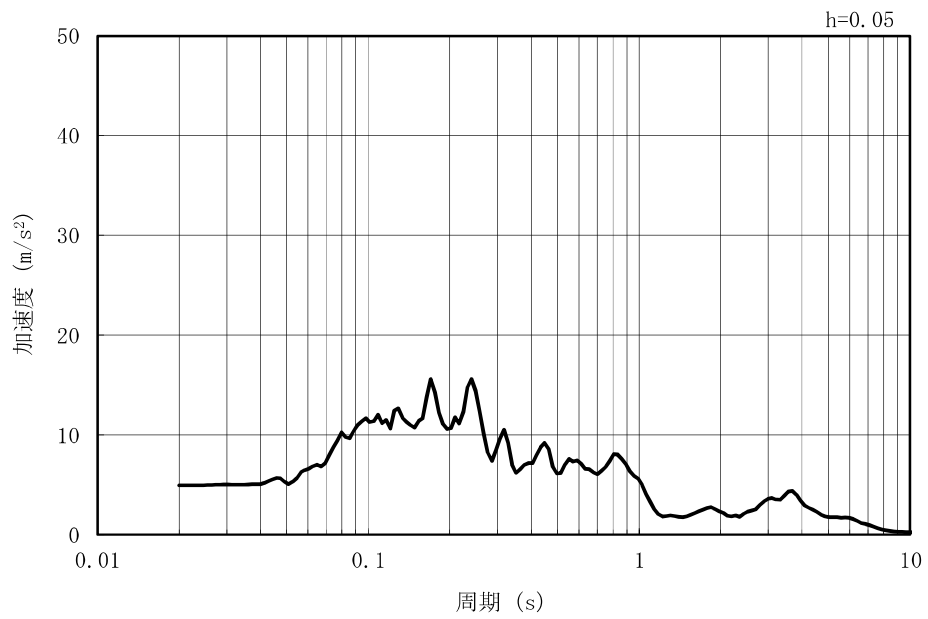
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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  
(鉛直方向：Ss-4EW)

MAX 4.92m/s<sup>2</sup> (51.62s)



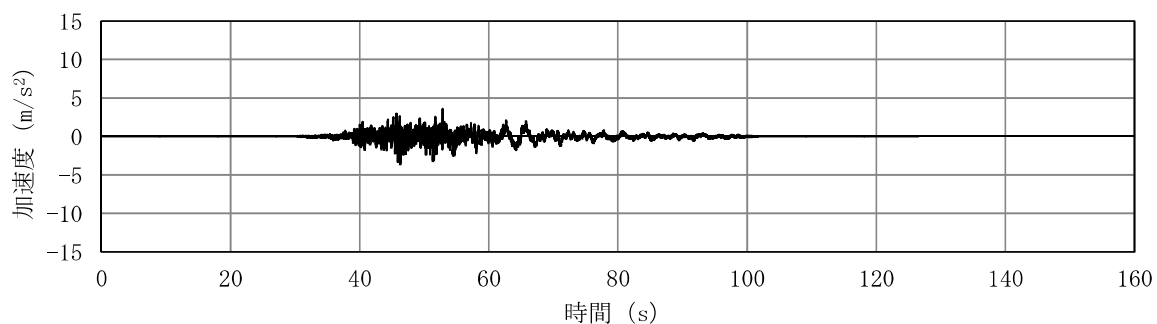
(a) 加速度時刻歴波形



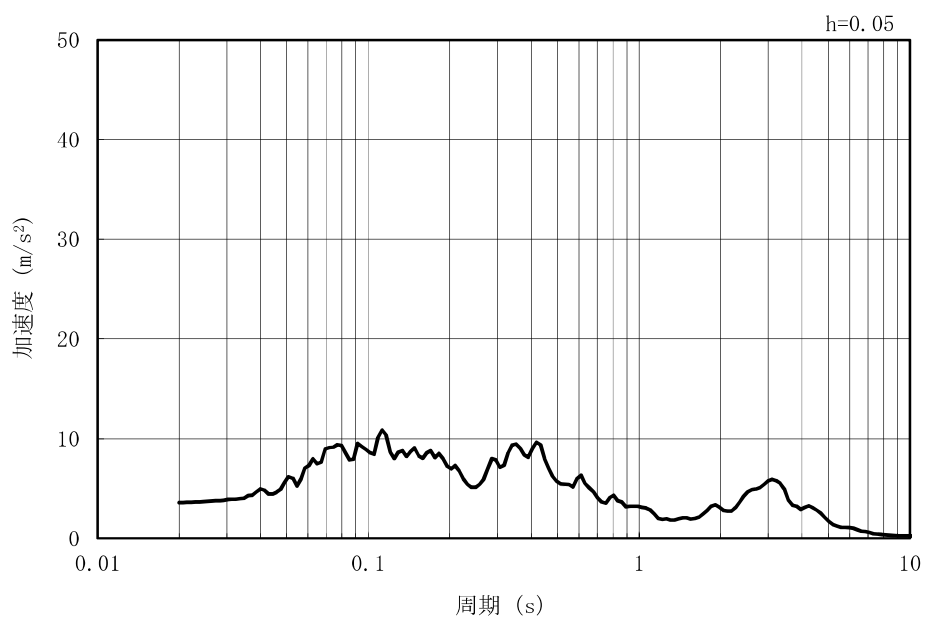
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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  
(水平方向 : Ss-4NS)

MAX 3.57m/s<sup>2</sup> (46.29s)



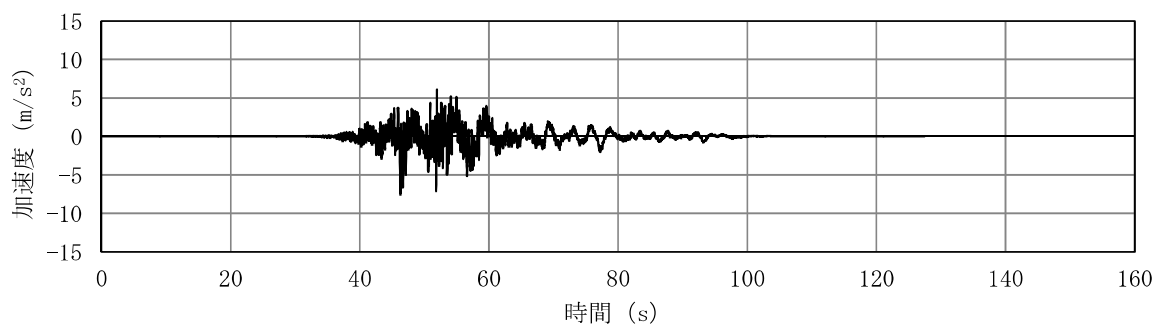
(a) 加速度時刻歴波形



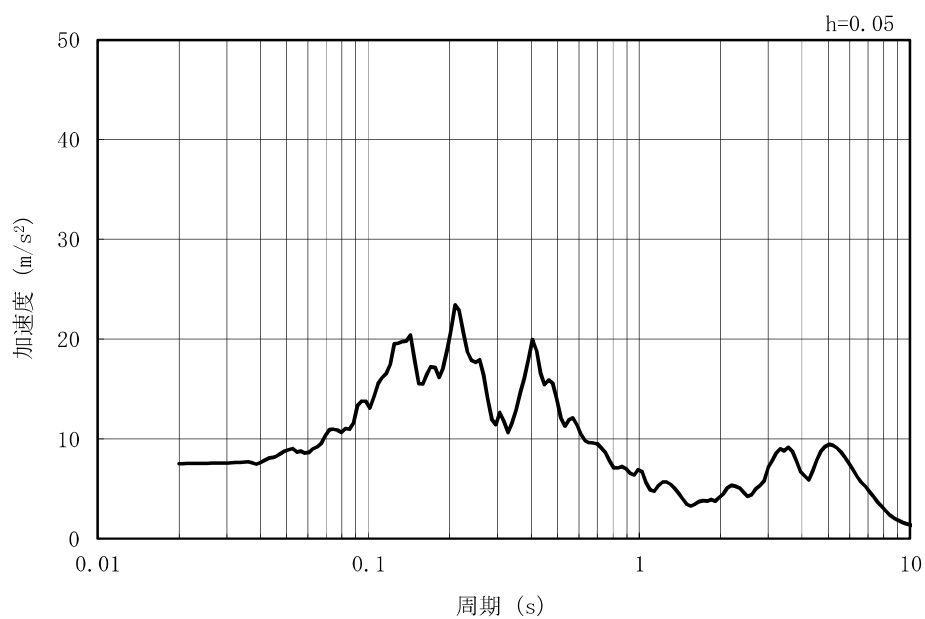
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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  
(鉛直方向：Ss-4NS)

MAX 7.51m/s<sup>2</sup> (46.29s)



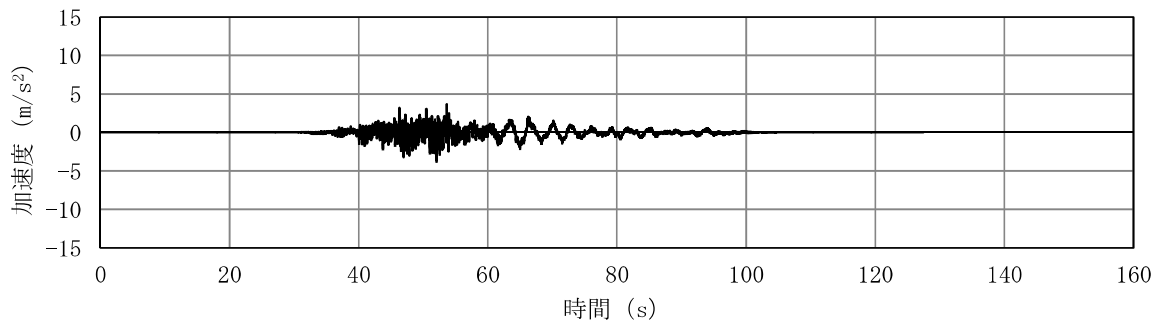
(a) 加速度時刻歴波形



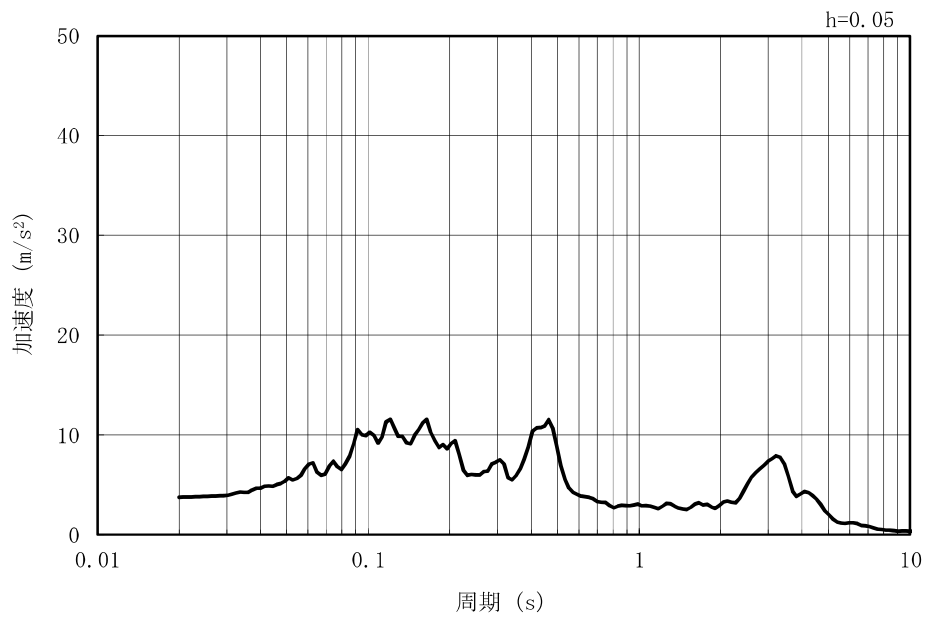
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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  
(水平方向 : Ss-5EW)

MAX 3.74m/s<sup>2</sup> (52.06s)



(a) 加速度時刻歴波形

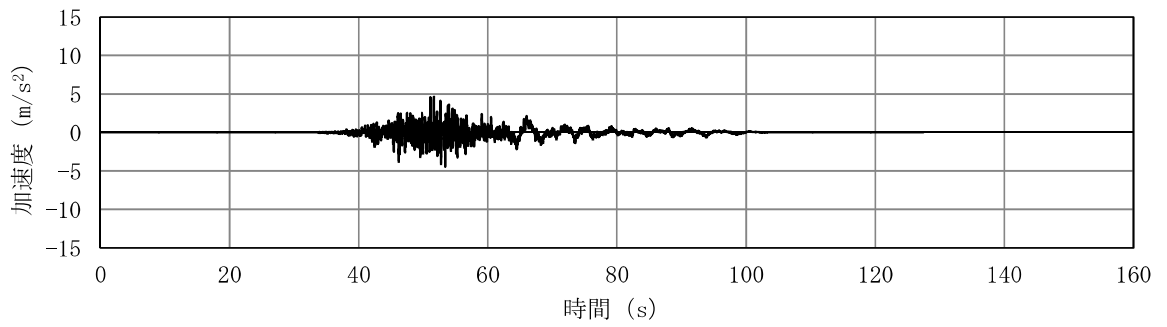


(b) 加速度応答スペクトル

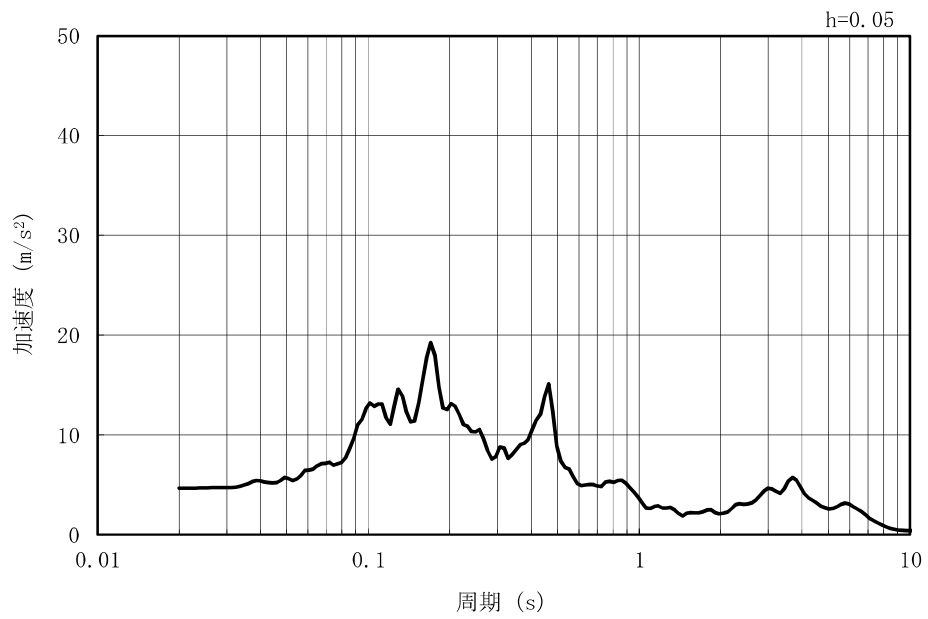
図 2.1-3-10(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-5EW)



MAX 4.64m/s<sup>2</sup> (51.64s)



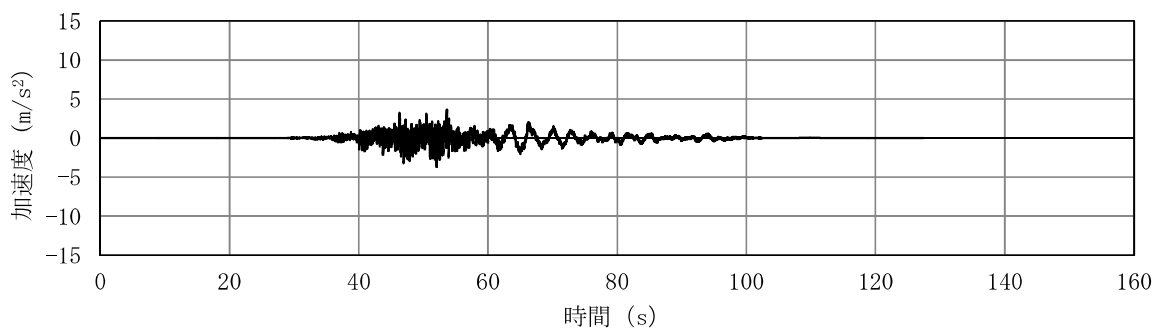
(a) 加速度時刻歴波形



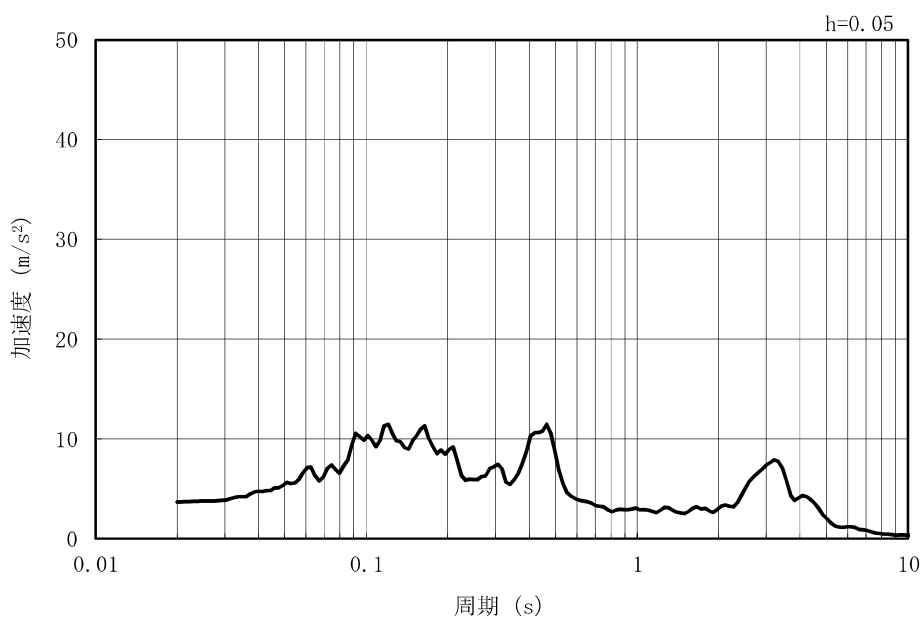
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(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  
(水平方向 : Ss-5NS)

MAX 3.68m/s<sup>2</sup> (52.06s)



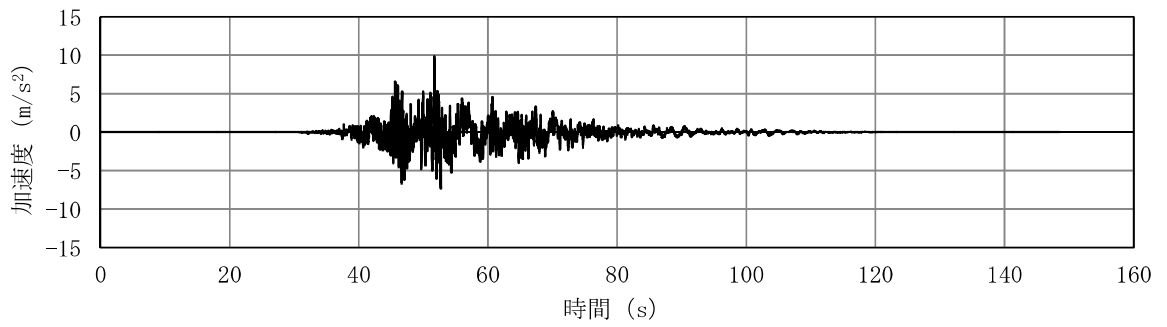
(a) 加速度時刻歴波形



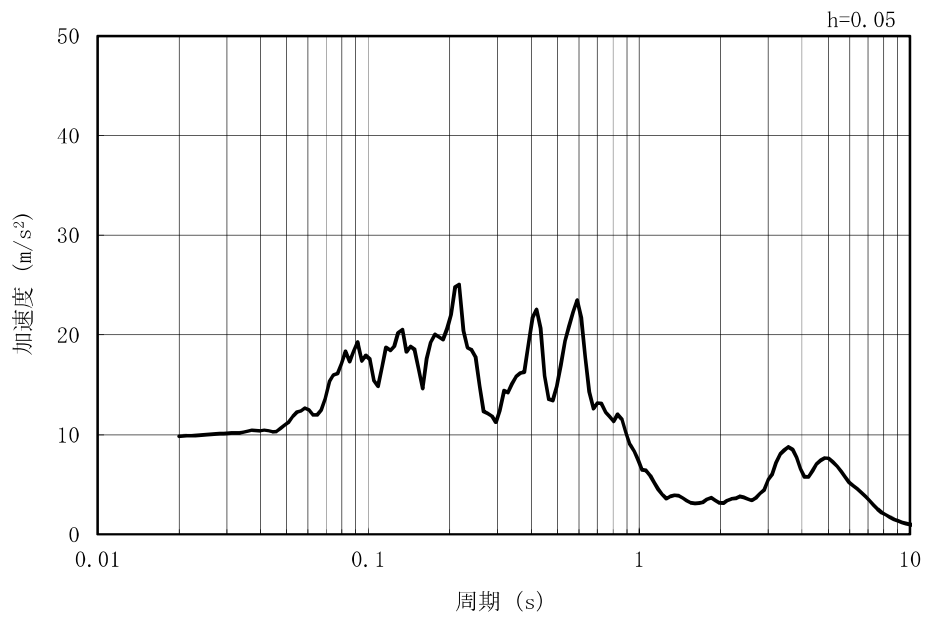
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(16) 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：Ss-5NS)

MAX 9.84m/s<sup>2</sup> (51.71s)



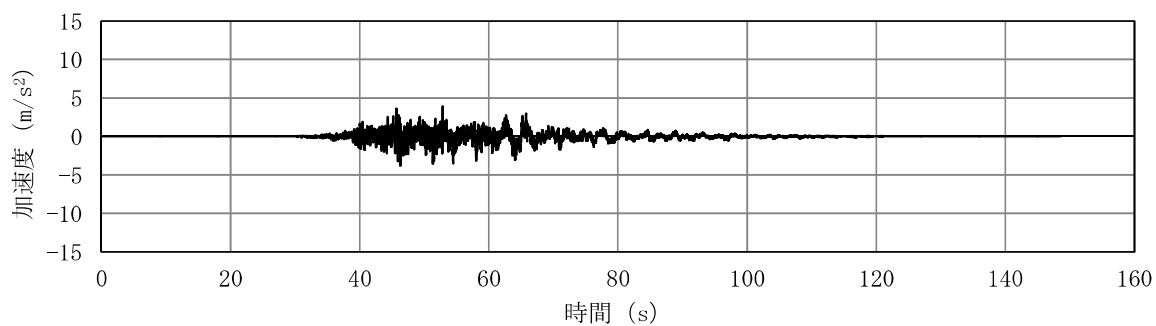
(a) 加速度時刻歴波形



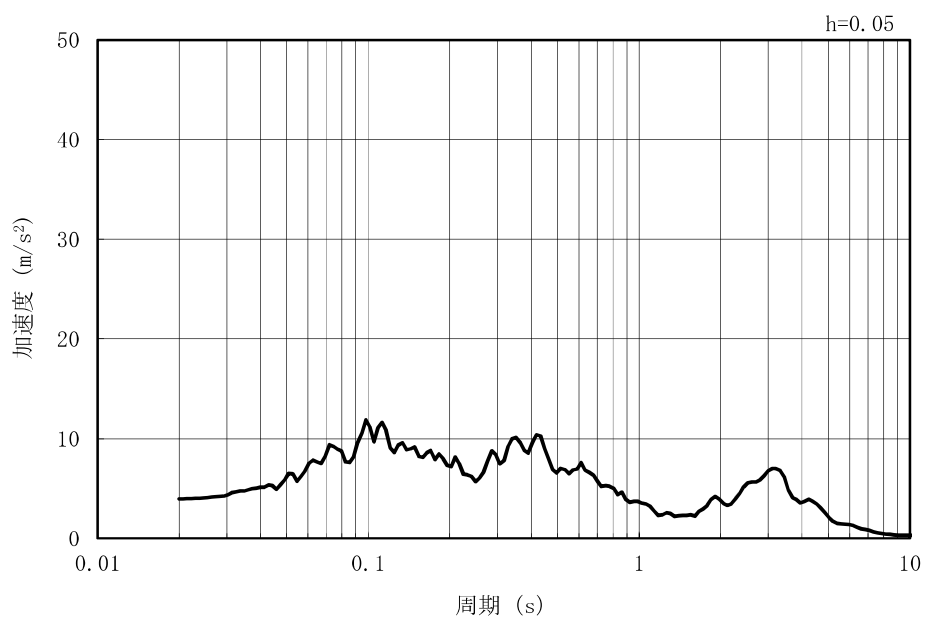
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(17) 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 : Ss-6EW)

MAX 3.95m/s<sup>2</sup> (52.87s)



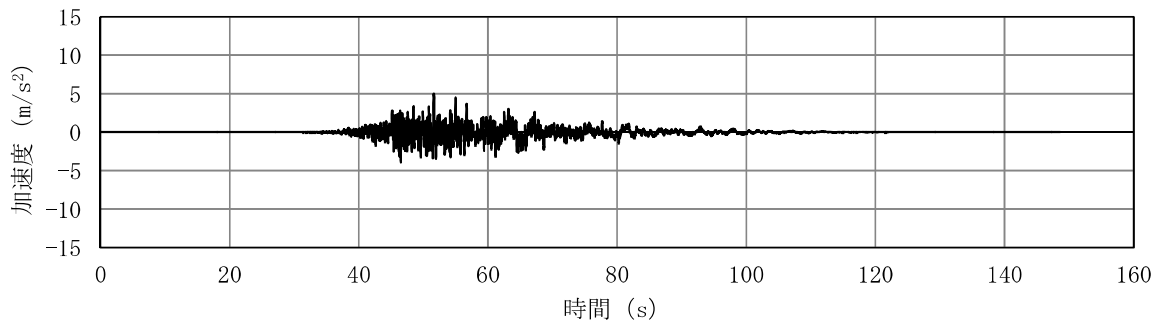
(a) 加速度時刻歴波形



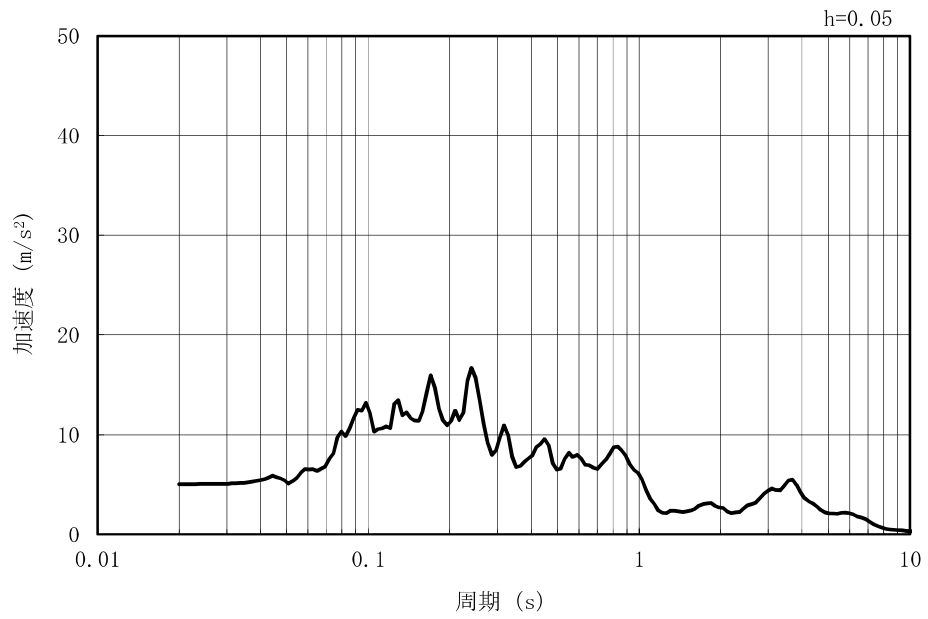
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(18) 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：Ss-6EW)

MAX 5.01m/s<sup>2</sup> (51.61s)



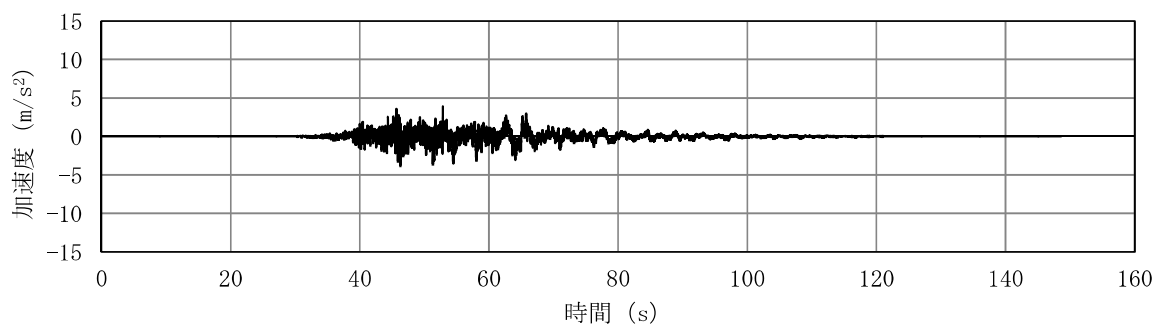
(a) 加速度時刻歴波形



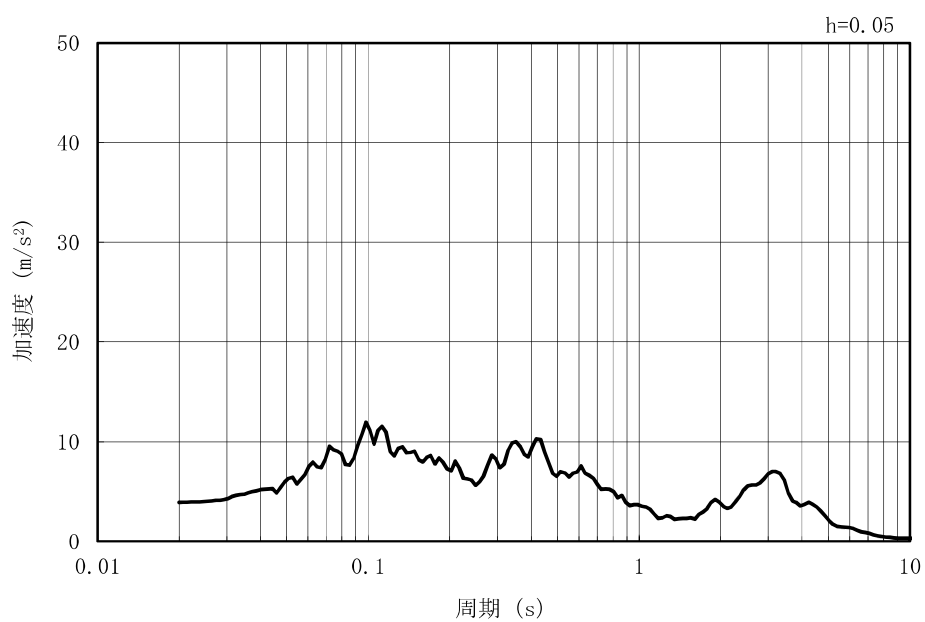
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(19) 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 : Ss-6NS)

MAX 3.89m/s<sup>2</sup> (52.87s)



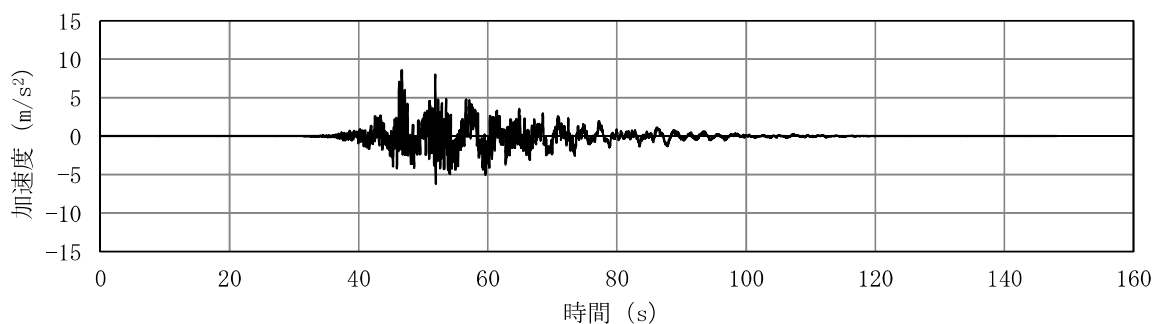
(a) 加速度時刻歴波形



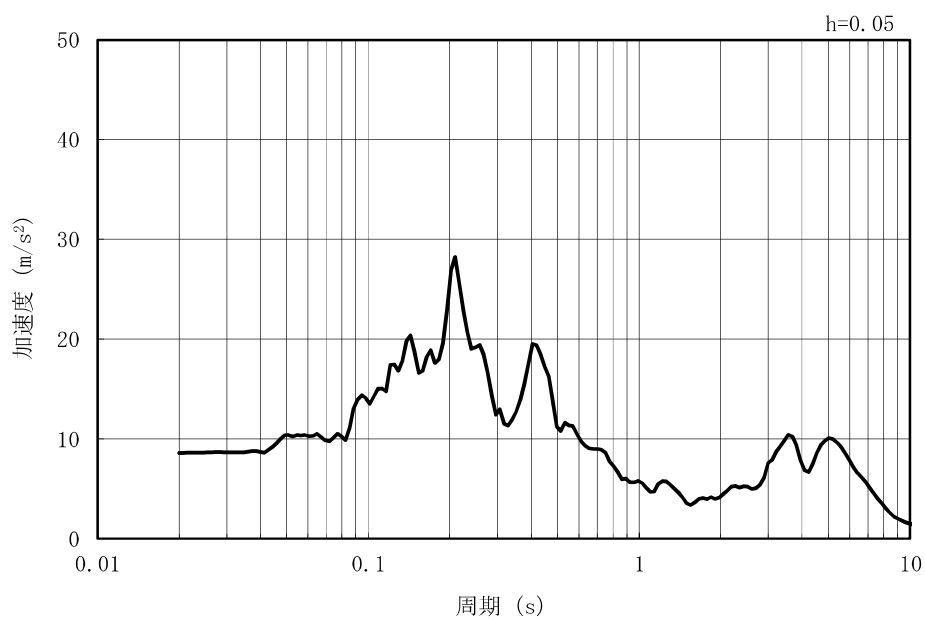
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(20) 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：Ss-6NS)

MAX 8.58m/s<sup>2</sup> (46.68s)



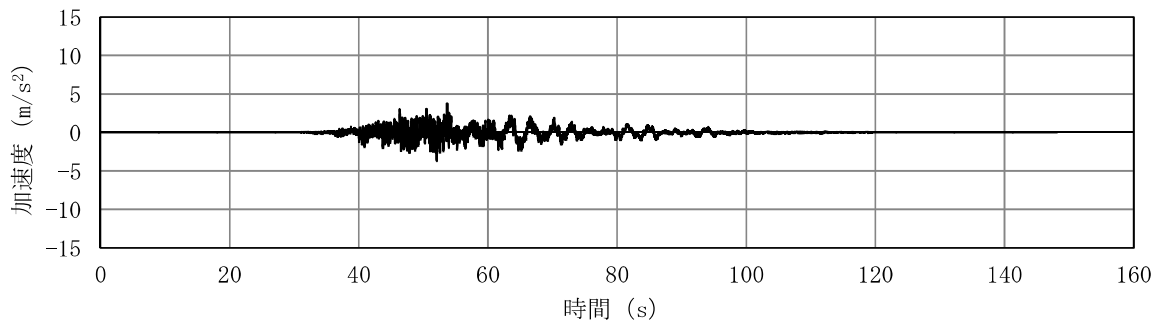
(a) 加速度時刻歴波形



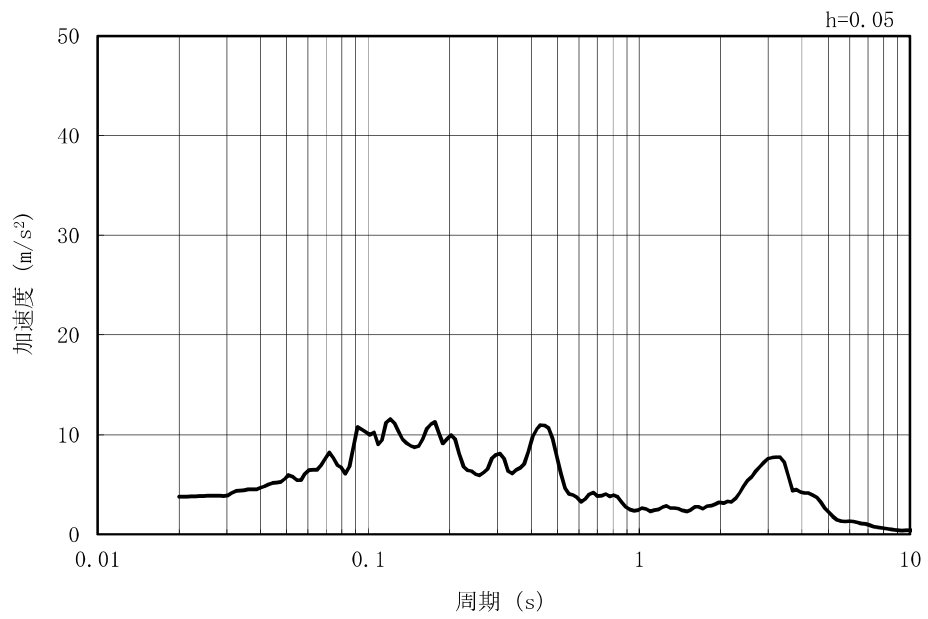
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(21) 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 : Ss-7EW)

MAX 3.76m/s<sup>2</sup> (53.65s)



(a) 加速度時刻歴波形

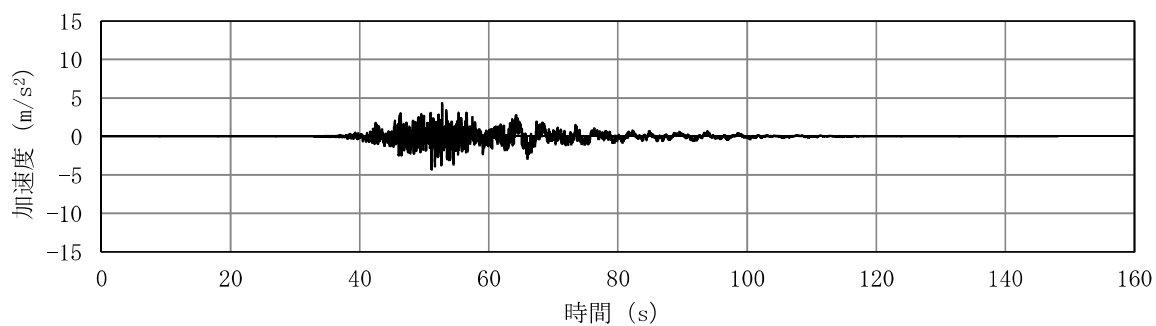


(b) 加速度応答スペクトル

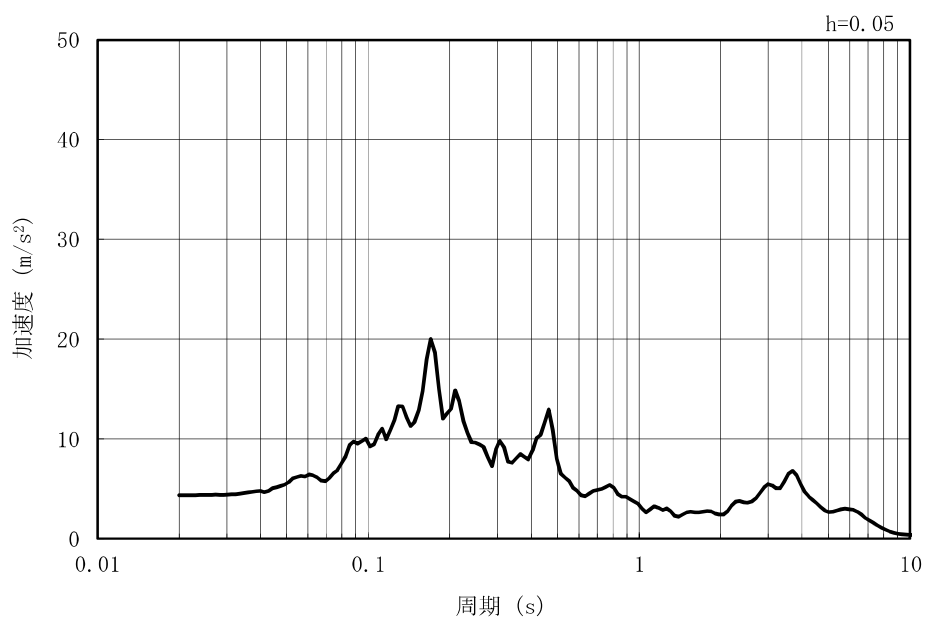
図 2.1-3-10(22) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-7EW)



MAX 4.33m/s<sup>2</sup> (52.75s)



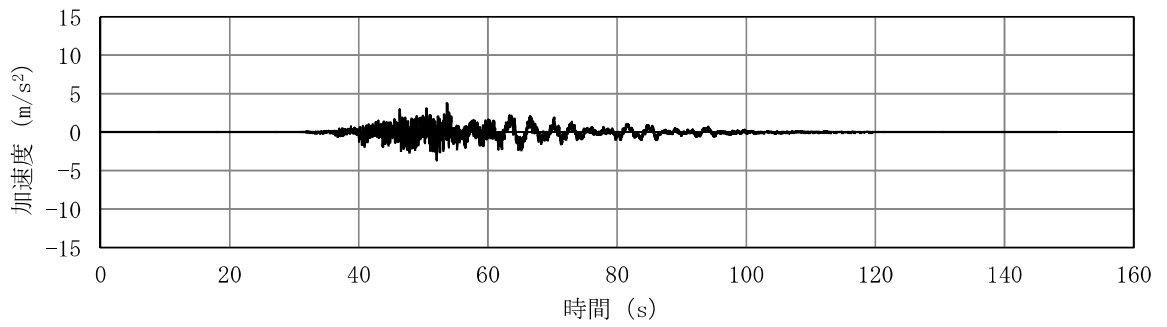
(a) 加速度時刻歴波形



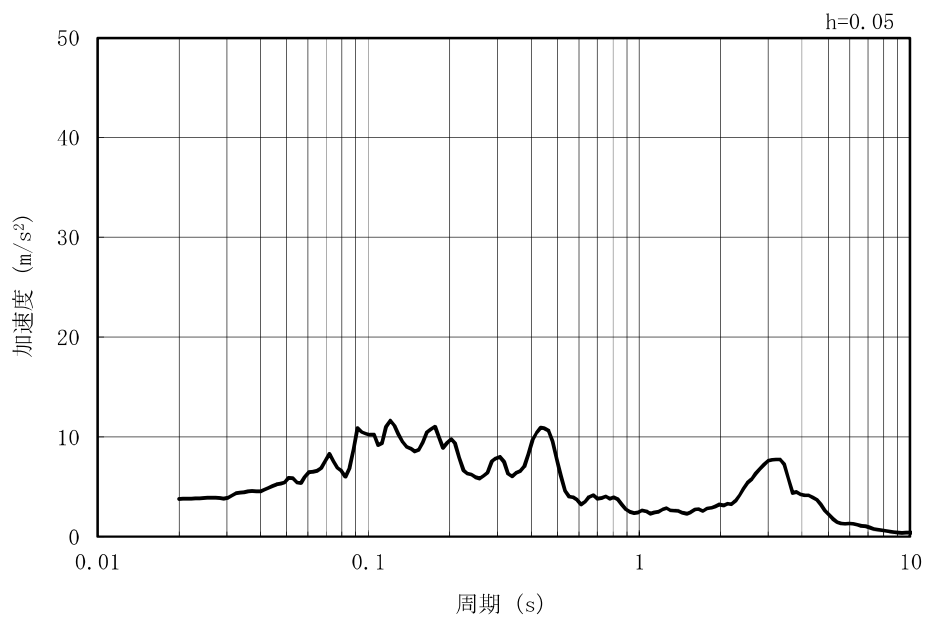
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(23) 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 : Ss-7NS)

MAX 3.77m/s<sup>2</sup> (53.65s)



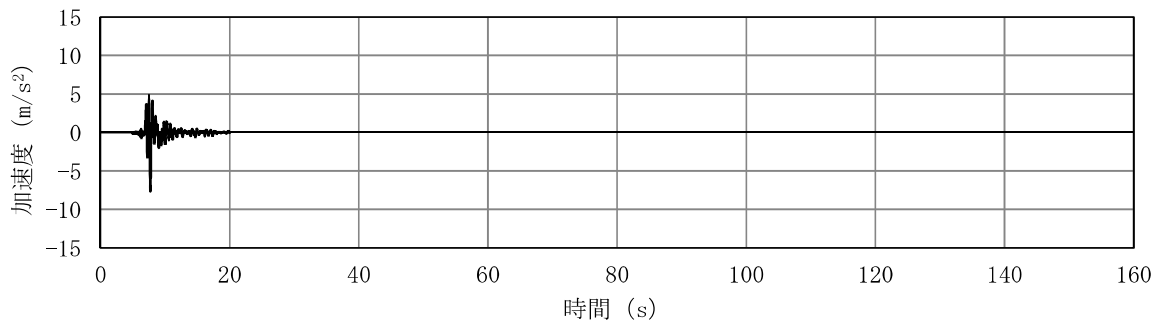
(a) 加速度時刻歴波形



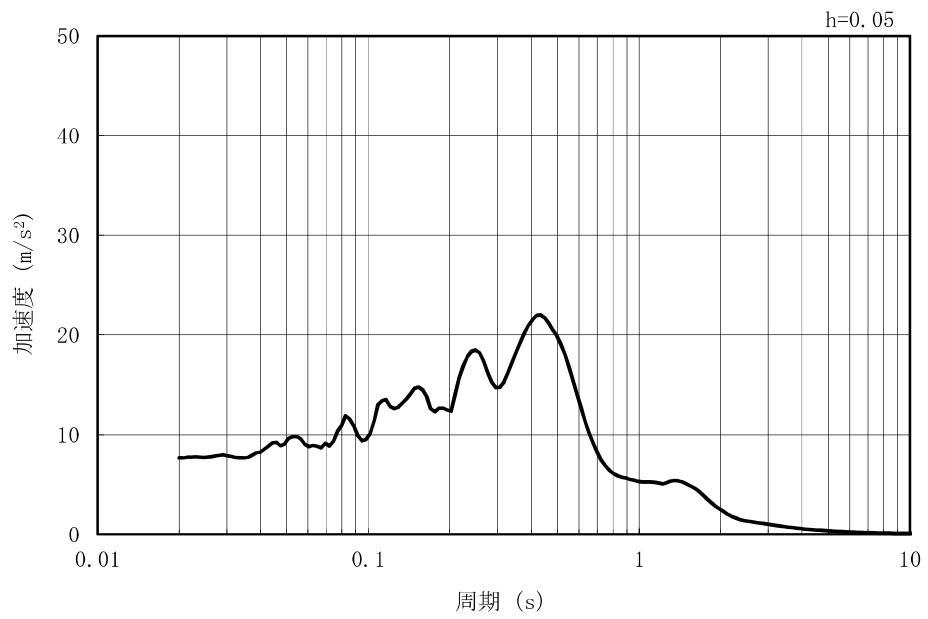
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(24) 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：Ss-7NS)

MAX 7.65m/s<sup>2</sup> (7.74s)



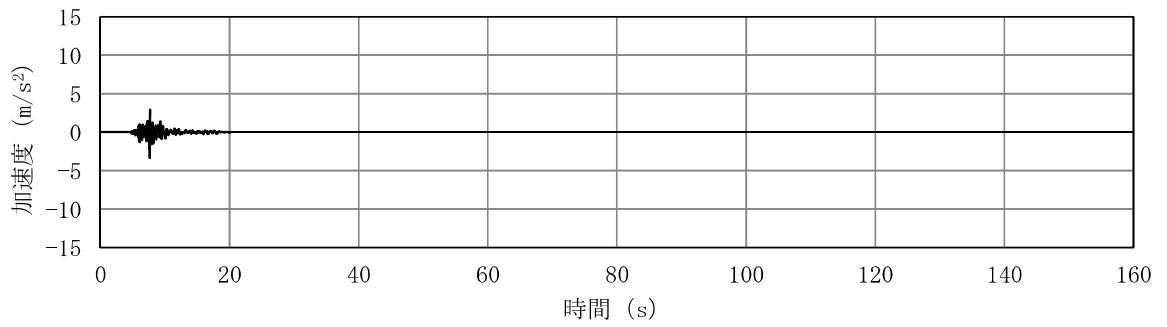
(a) 加速度時刻歴波形



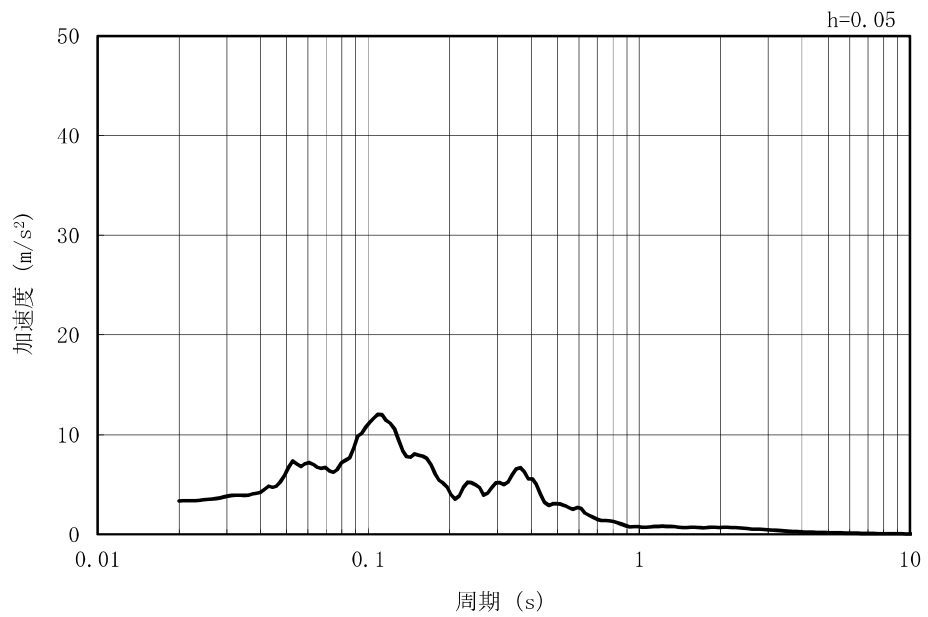
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(25) 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 : Ss-8)

MAX 3.35m/s<sup>2</sup> (7.64s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3-10(26) 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：Ss-8)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 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。具体的には、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) を参考に、図2.1-3-11のモデル範囲の考え方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幅の2倍以上とする。

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、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数20Hz及びせん断波速度 $V_s$ で算定される波長の5または4分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ 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、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

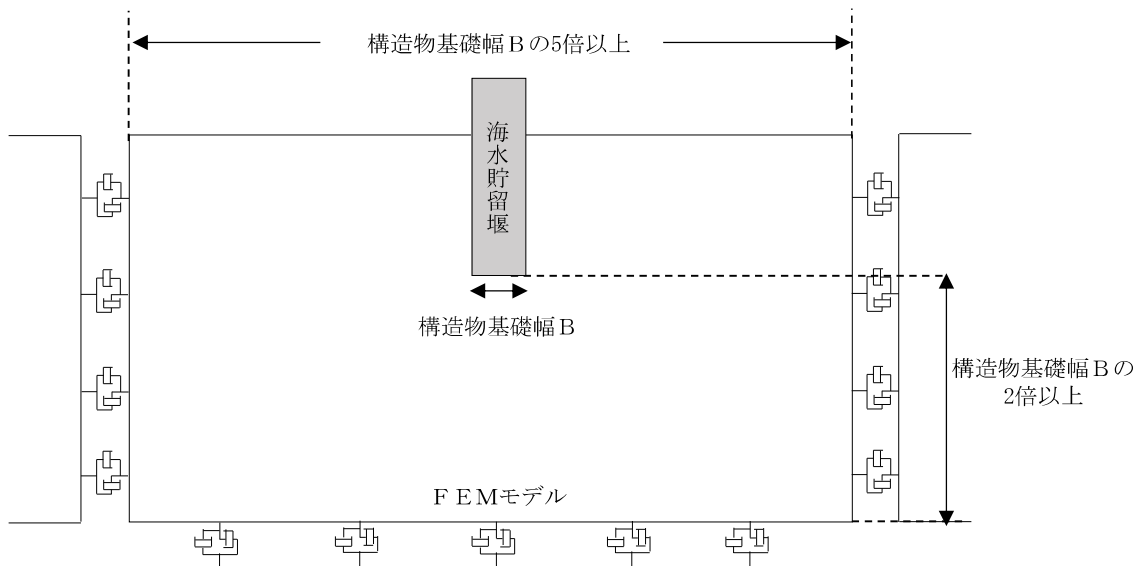


図 2.1-3-11 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、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層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤(2次元FEM)の地震応答解析までのフローを図2.1-3-12に示す。

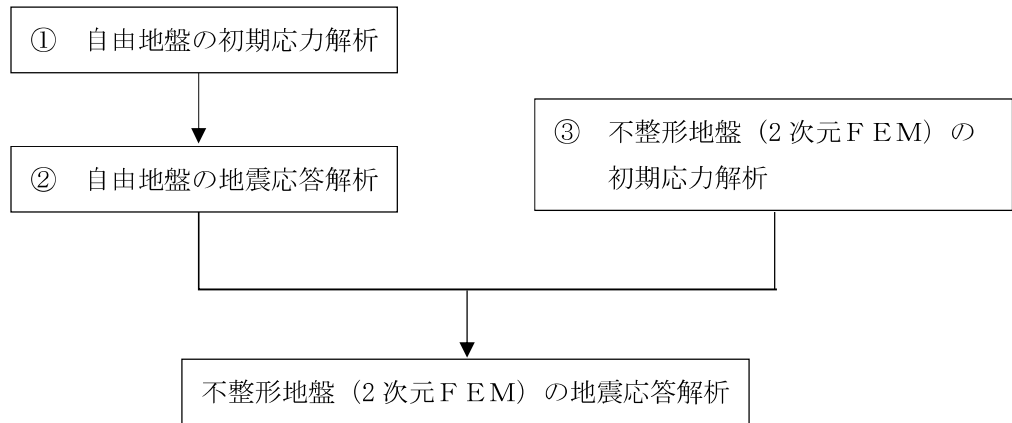


図 2.1-3-12 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、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の初期応力を算定するために行う。初期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。初期応力解析における境界条件の概念図を図 2.1-3-13 に示す。

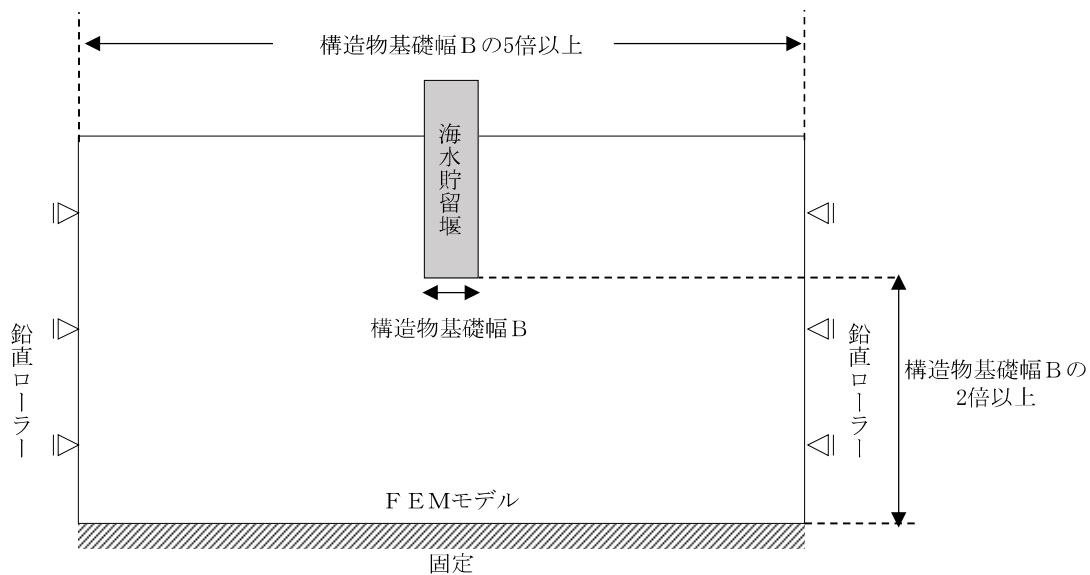


図 2.1-3-13 初期応力解析における境界条件の概念図

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。

海水貯留堰の地震応答解析モデルを図 2.1-3-14 に示す。

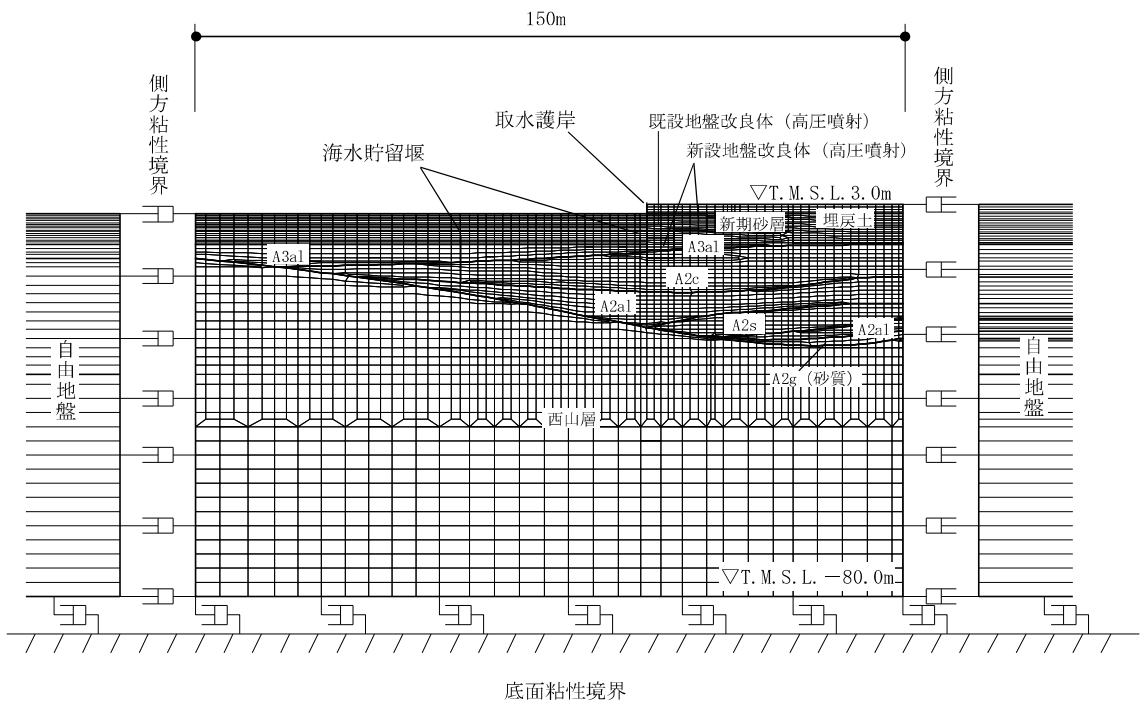


図 2.1-3-14(1) 海水貯留堰の地震応答解析モデル (A-A断面)



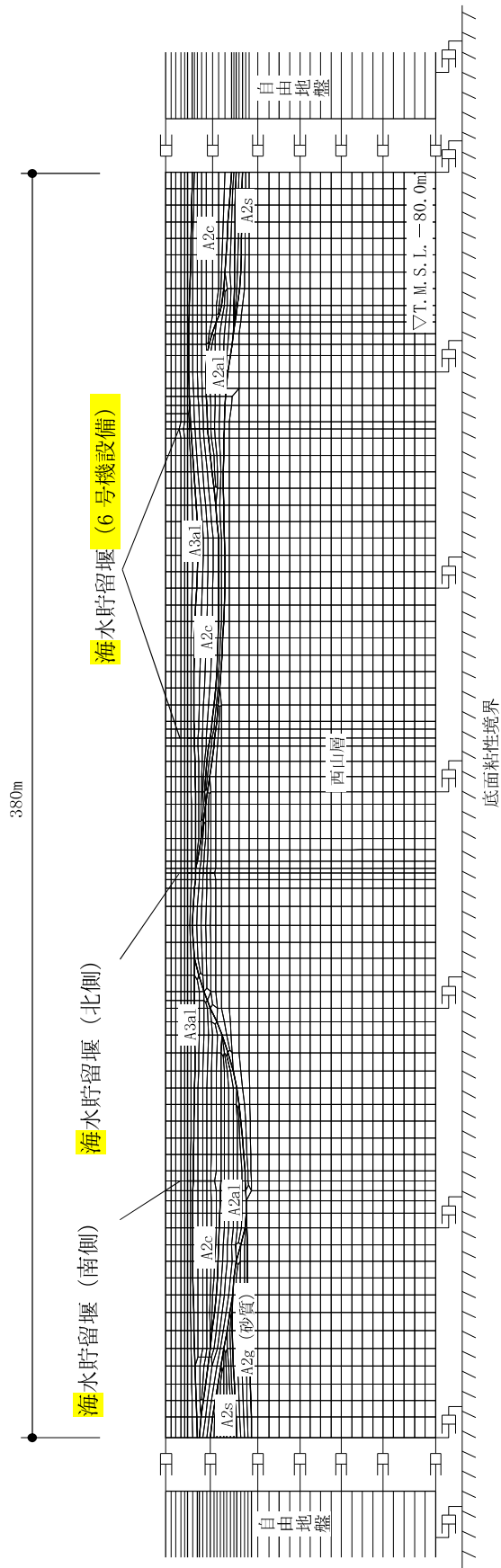


図 2.1-3-14(2) 海水貯留堰の地震応答解析モデル (B-B 断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

なお、A-A断面では2つの海水貯留堰をモデル化している。海水貯留堰（沖合側）は、奥行き方向に連続する構造物としてモデル化している。一方、海水貯留堰（護岸近傍）は、奥行き方向に1本の構造物としてモデル化している。図2.1-3-15に地震応答解析モデル（A-A断面）を、図2.1-3-16に海水貯留堰のモデル化の概要を示す。

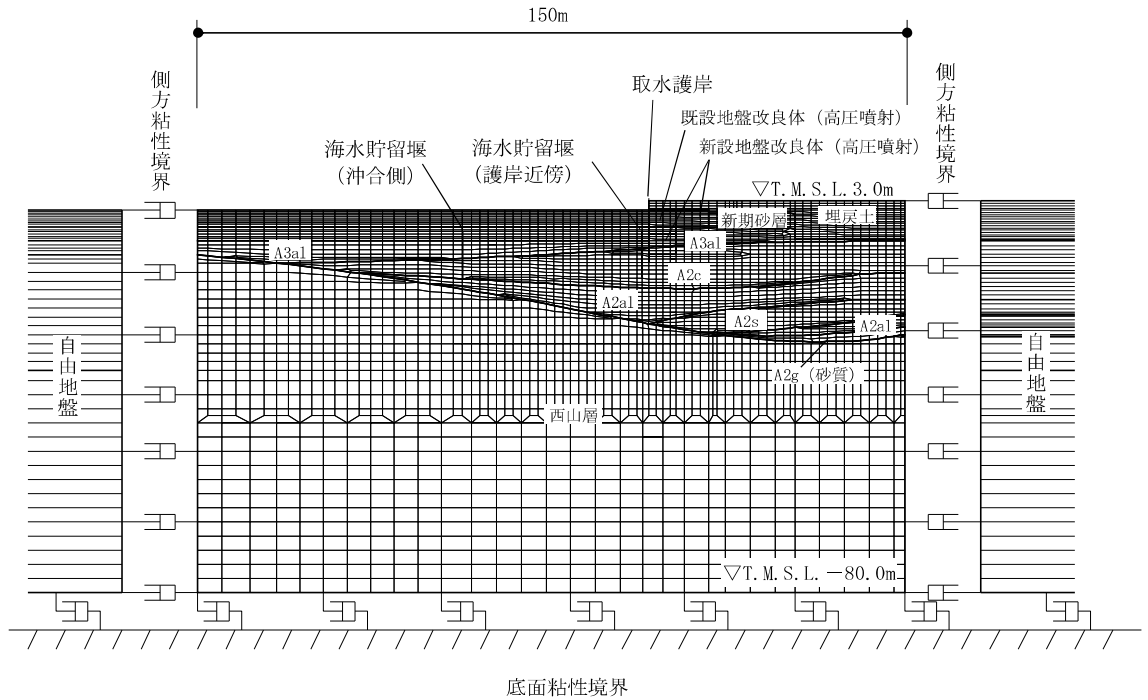


図 2.1-3-15 海水貯留堰の地震応答解析モデル（A-A断面）

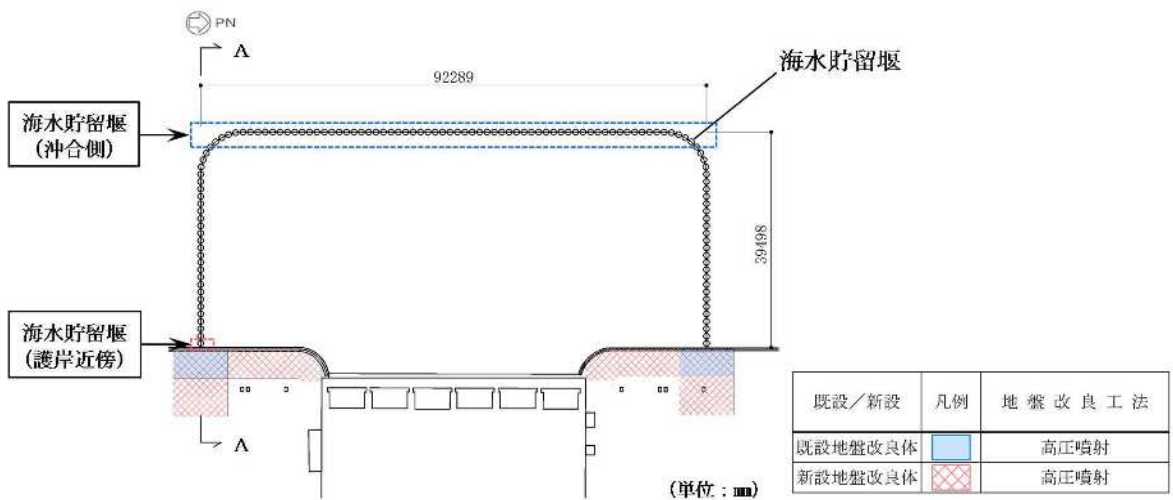


図 2.1-3-16 海水貯留堰のモデル化の概要

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) 地盤改良体のモデル化

構造物周辺の地盤改良体の効果を考慮するため、改良率及び解析奥行幅に応じた等価剛性を設定し、モデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。なお、既設地盤改良体と新設地盤改良体との接合面については、既設地盤改良体に対し新設地盤改良体をラップさせて設置し、接合させることから、ジョイント要素は設定しない。

ジョイント要素は、隣接する要素と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、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間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、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は、次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで、

$\sigma'$  : 要素間の直応力

$c_B$  : 付着力

$\phi_B$  : 摩擦角

地盤と地盤改良体の接合面におけるジョイント要素の付着力  $c_B$  と摩擦角  $\phi_B$  は、表2.1-3-6に示す通り設定する。摩擦角  $\phi_B$  は、港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会、平成19年7月）において、構造物と地盤間の壁面摩擦角を  $15^\circ \sim 20^\circ$  とする旨が記載されており、港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター、平成19年3月）において、鋼材と地盤間の摩擦角を  $15^\circ$  と設定した事例があることから、本解析における摩擦角  $\phi_B$  にも  $15^\circ$  を適用する。

地盤と地盤改良体間の付着力  $c_B$  及び摩擦角  $\phi_B$  は、表2.1-3-7の道路橋示方書における摩擦角  $\phi_B$  と付着力  $c_B$  に示す「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）」の設定を参考に、周辺地盤の粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  より設定する。

周辺地盤の粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表2.1-3-8のとおり設定する。

表 2.1-3-6 地盤と地盤改良体の接合面におけるジョイント要素の付着力  $c_B$  と摩擦角  $\phi_B$

条件	付着力 $c_B$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 $\phi_B$ (°)
地盤と構造物*1	0.0	15.0
地盤と地盤改良体*2	$c$	$\phi$

注記\*1：構造物は、鋼材とする。

\*2：地盤と地盤改良体の付着力と摩擦角は、地盤の  $c$ 、 $\phi$  を適用する。

表 2.1-3-7 道路橋示方書における摩擦力  $\phi_B$  と付着力  $c_B$

条 件	摩擦角 $\phi_B$ (摩擦係数 $\tan\phi_B$ )	付着力 $c_B$
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 $\phi$ : 支持地盤のせん断抵抗角 (°)  $c$ : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

(引用: 道路橋示方書・同解説IV (下部構造編), 社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 2.1-3-8 周辺地盤の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$

地質区分	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
埋戻土	0.0	35.9
新期砂層	0.0	34.6
A3a1 層	29.2	34.2
A2c 層	113.0	27.9

また、ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集 (上巻) (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月) に従い、表 2.1-3-9 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 2.1-3-17 に、ジョイント要素の配置を図 2.1-3-18 に示す。なお、海水貯留堰 (沖合側) は奥行き方向に連続する構造物としてモデル化するため、地盤と構造物の間にジョイント要素を設ける。また、海水貯留堰 (護岸近傍) は奥行き方向に 1 本の構造物であるため、地盤と構造物の間には杭—地盤相互作用ばねを設ける。

表 2.1-3-9 ジョイント要素のばね定数

条件	対象	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
地盤と構造物	海水貯留堰	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
	護岸前面鋼矢板	$1.0 \times 10^5$	$1.0 \times 10^6$
地盤と地盤改良体	側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

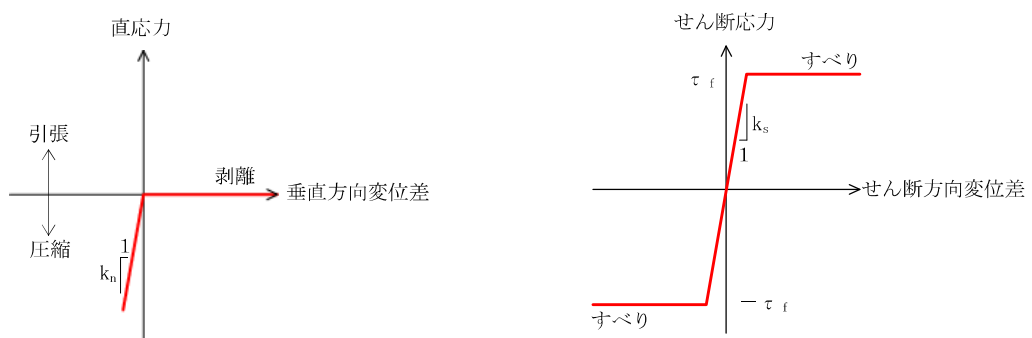


図 2.1-3-17 ジョイント要素の力学特性

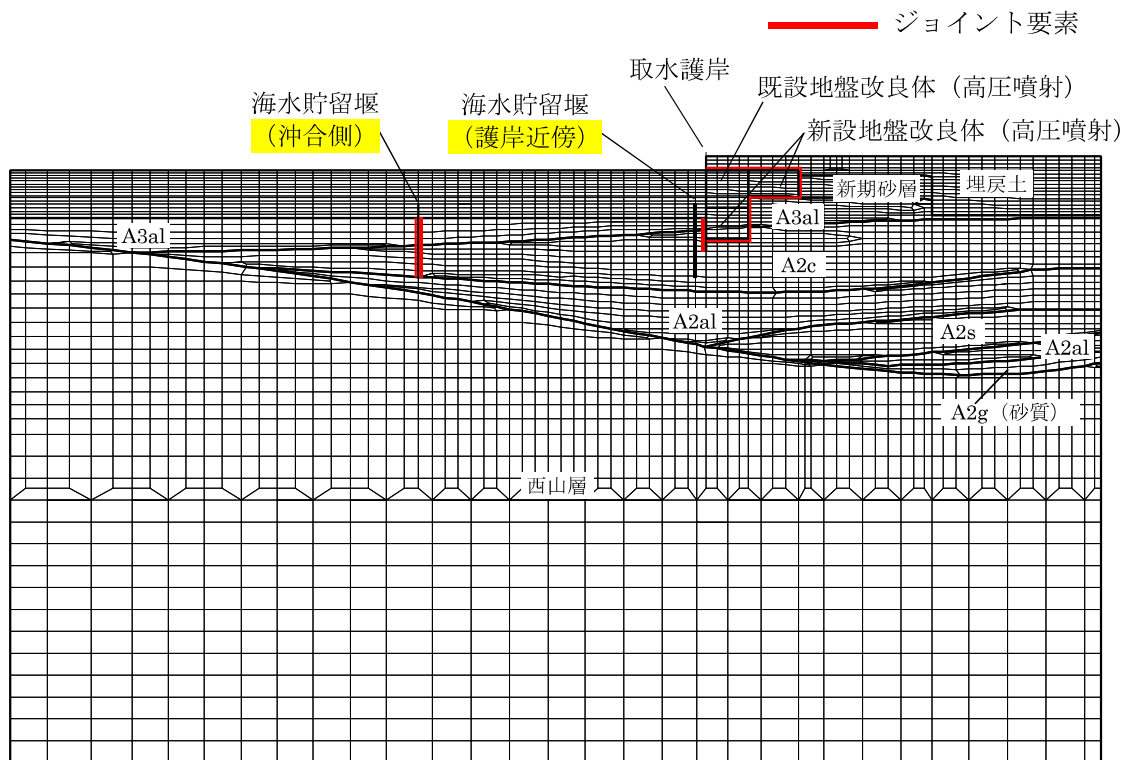


図 2.1-3-18(1) ジョイント要素の配置 (A-A断面)

ジョイント要素

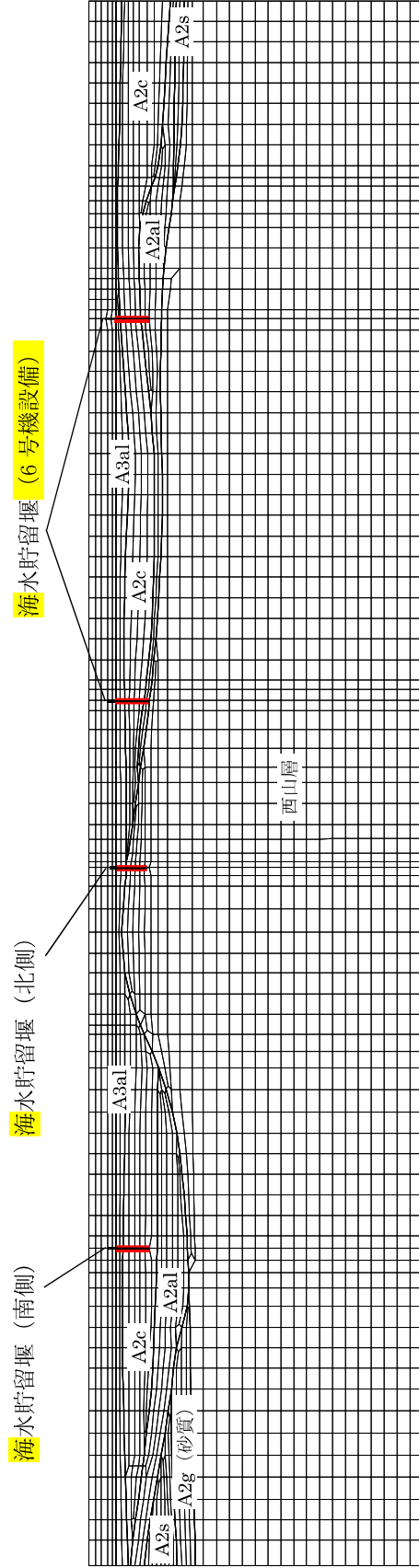


図 2.1-3-18(2) ジョイント要素の配置 (B-B断面)

(7) 杭―地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭―地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の接合面における、強震時の相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。図2.1-3-19に杭―地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は、次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで、

$\sigma'$  : 要素間の直応力

$c_B$  : 付着力

$\phi_B$  : 摩擦角

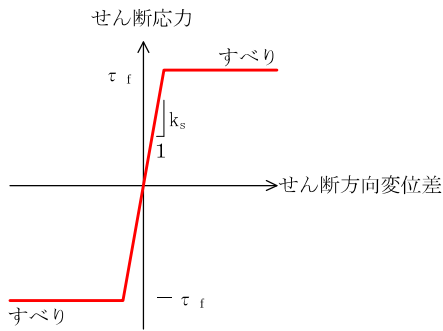
付着力  $c_B$  及び摩擦角  $\phi_B$  は、表 2.1-3-6 の地盤と構造物の条件から設定する。

杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い、表 2.1-3-10 のとおり設定する。

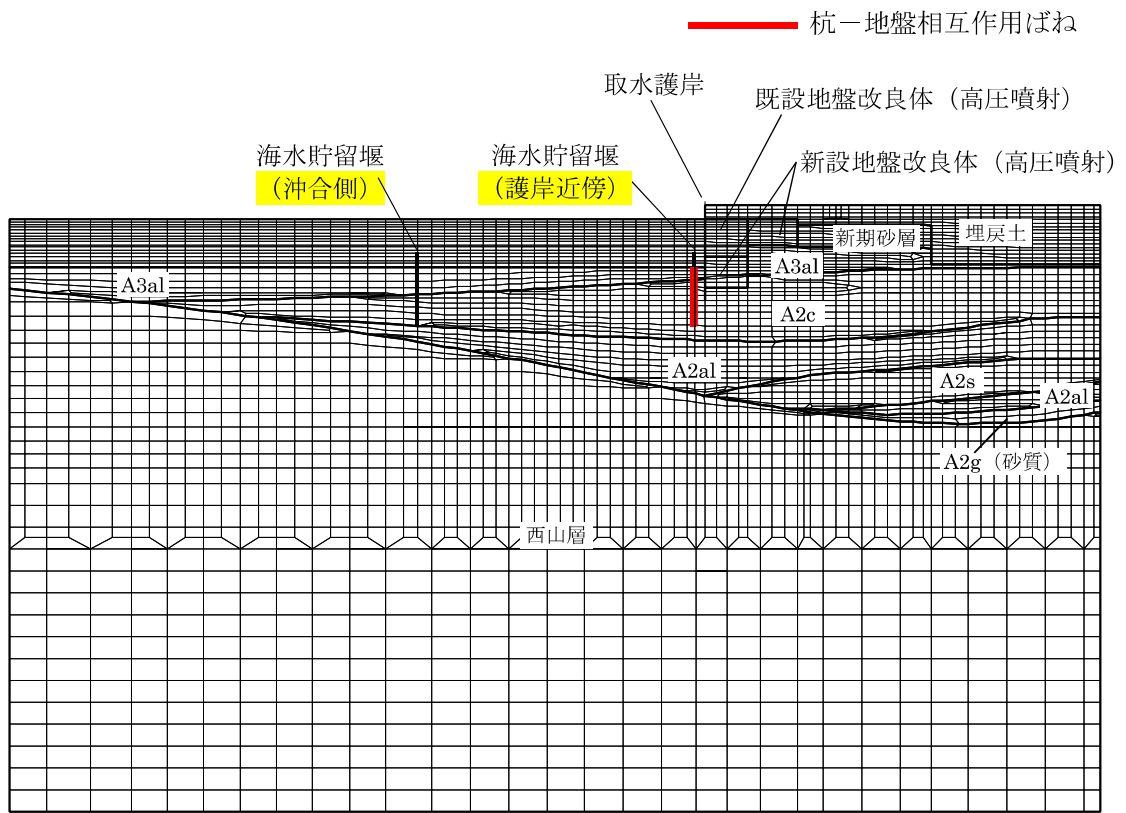
また、杭―地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定する\*。

注記\* : FLIP 研究会 14 年間の検討結果のまとめ「理論編」（FLIP コンソーシアム）





(a) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学特性



(b) 杭-地盤相互作用ばね配置図（A-A断面）

図 2.1-3-19 杭-地盤相互作用ばねの考え方

表 2.1-3-10 杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

(8) 杭先端ばねの設定

杭軸方向の荷重変位関係は、杭の鉛直載荷試験の結果等から図2.1-3-20の杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係に示すとおり、双曲線型の関係を示すことが知られている。本解析においても実現象を精緻にモデル化する観点から、杭先端と地盤間に Hirayama (1990) \*による杭先端抵抗と杭先端変位の双曲線型の関係を杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係に置き換えたばねを設けることにより、杭先端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。このばねは、圧縮側の関係を取り扱うため、杭先端と地盤間の変位差が引張り状態となった場合、剛性及び応力を零とし、剥離を考慮する。

杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係は、次式及び図2.1-3-21に示す双曲線型の式で設定される。

Hirayama (1990) では、N値が30または50程度の硬質な砂層地盤における橋梁建設時の杭の鉛直載荷試験結果に対して、当杭先端ばねを用いた荷重変位関係の再現解析を実施し、適用性を検証している。また、当杭先端ばねは「一般社団法人FLIPコンソーシアム平成25年度研究成果報告書 (FLIPコンソーシアム, 2013年)」にて、解析コードFLIPに対して適用性を確認している。報告書では、砂層に対する杭の押込み実験結果の杭先端抵抗-杭先端変位関係を、当杭先端ばねが概ね再現可能であることを確認している。また、パラメータスタディとして支持層の相対密度を変化させた解析を実施し、当杭先端ばねの適用性を検証している。検証の結果、支持層に液状化等による剛性低下が生じず、所定の支持力を発揮できる場合、当杭先端ばねは解析コードFLIPに対し適用性を有することが確認されている。

海水貯留堰については、杭の支持層は西山層もしくは A2c 層であり、地震時においても液状化が生じず、所定の杭先端支持力が期待できることから、当杭先端ばねを適用できると判断した。

注記\* : Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions (Soils and Foundations, Vol.30, No.1, pp55-64, H.Hirayama, 1990)

$$q = z_e / (a_e + b_e \cdot z_e)$$

q : 杭先端抵抗

$z_e$  : 杭先端変位

$a_e$  : 基準変位を杭先端における極限支持力で除した値 ( $=0.25D_e / q_{ult}$ )

$b_e$  : 杭先端における極限支持力の逆数 ( $=1 / q_{ult}$ )

$D_e$  : 杭径

$q_{ult}$  : 杭先端における極限支持力

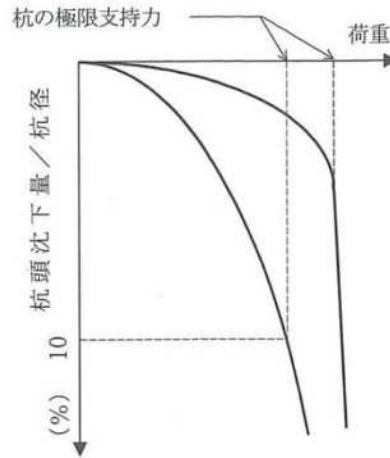


図 2.1-3-20 杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係  
(道路橋示方書より引用)

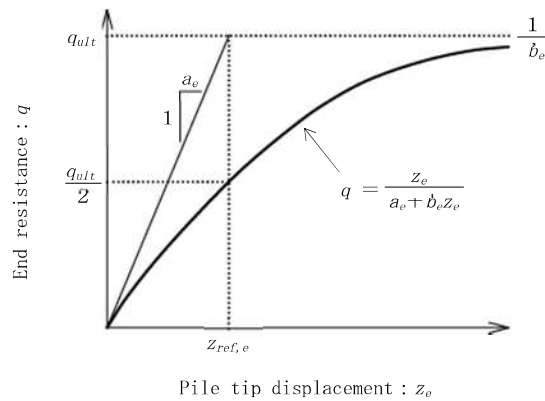


図 2.1-3-21 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama(1990))

(9) 減衰定数

減衰定数は、KK7補足-027-1「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

### 3.5.2 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる使用材料を表2.1-3-11に、材料の物性値を表2.1-3-12に示す。

表 2.1-3-11 使用材料

部位	材料	諸元
海水貯留堰本体	鋼管矢板	φ 1100mm (SKY490) , t=14mm* <sup>1</sup>
取水護岸	前面鋼矢板	前面鋼矢板 S P - IV型* <sup>2</sup> (SY295)

注記\*1：外側 1mm の腐食代を考慮する。

\*2：海側は 2mm (海底面以浅) または 0.2mm (海底面以深) , 陸側は 0.2mm の腐食代を考慮する。

表 2.1-3-12 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鋼管矢板	77.0	2.0×10 <sup>5</sup>	0.3
前面鋼矢板	77.0	2.0×10 <sup>5</sup>	0.3

### 3.5.3 地盤及び地盤改良体の解析用物性値

地盤及び地盤改良体の諸定数は、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。地盤の解析用物性値一覧を表2.1-3-13に示す。

なお、海水貯留堰の地盤改良体については、KK7 補足-024-1「地盤の支持性能について」のうち、「4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値」に示す。

また、表 2.1-3-13(4)及び(5)に示す地盤改良体の解析用物性値は、地盤改良体の改良部の物性値を示す。地盤改良体の配置に応じた未改良部(原地盤)を含めた地盤改良範囲の物性値については、改良率に応じて設定する。

表 2.1-3-13 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層			
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層	A3s層	A2g層 (砂質)	A1g層
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.90	2.02	1.91	1.91	1.91	1.91
	間隙率 $n$		0.45	0.44	0.48	0.42	0.45	0.45	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$1.04 \times 10^5$	$1.26 \times 10^5$	$1.25 \times 10^5$	$1.92 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		98.0	98.0	110.0	150.0	200.0	200.0	200.0	200.0
	ポアソン比 $\nu$		0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$		0.225	0.234	0.247	0.211	0.157	0.157	0.157	0.157
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)		35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.7	35.6	36.6	36.6	36.6	36.6
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)		32.0	31.0	33.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		$w_1$	5.50	7.90	11.00	8.00	25.00	25.00	25.00	25.00
		$p_1$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		$p_2$	1.00	0.70	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80	0.80
		$c_1$	1.69	2.13	2.41	2.00	8.75	8.75	8.75	8.75

注記\* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

表 2.1-3-13 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

物性値		地質区分	埋戻土 II	新期砂層・沖積層	古安田層					
				沖積層上部 (シルト質)	A3c層	A3a1層	A2c層	A2a1層	A2g層 (シルト質)	A1c層
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.71	1.66	1.70	1.81	1.80	1.88	1.80	1.80
	間隙率 $n$		0.58	0.61	0.57	0.52	0.52	0.48	0.52	0.52
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$7.33 \times 10^4$	$5.50 \times 10^4$	$1.09 \times 10^5$	$9.57 \times 10^4$	$1.39 \times 10^5$	$1.61 \times 10^5$	$1.39 \times 10^5$	$1.39 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		41.0	170.0	60.0	94.0	140.0	170.0	140.0	140.0
	ポアソン比 $\nu$		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$		0.152	0.136	0.114	0.162	0.110	0.147	0.110	0.110
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		7.4	82.5	99.6	29.2	113.0	82.8	113.0	113.0
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)		31.7	19.6	26.8	34.2	27.9	28.7	27.9	27.9

表 2.1-3-13(3) 地盤の解析用物性値一覧 (西山層)

パラメータ		西山層	
		T. M. S. L. -33.0m 以浅	T. M. S. L. -33.0m~-90.0m
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.73	1.69
	間隙率 $n$	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$4.16 \times 10^5$	$4.75 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.257	0.257
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1370-5.04Z*	1370-5.04Z*
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	0.0	0.0

注記\* : Zは、標高 (m) を示す。

表 2.1-3-13(4) 地盤の解析用物性値一覧 (既設地盤改良体)

種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.77
	間隙率 $n$	0.49*1
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.78 \times 10^6$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050*2
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	815

注記\*1 : 高圧噴射 (砂質土) における間隙率の工法別平均値

\*2 : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固着材を用いた深層・浅層混合処理工法— (日本建築センター, 平成 14 年 11 月)

表 2.1-3-13(5) 地盤の解析用物性値一覧 (新設地盤改良体)

種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	1.81
	間隙率 $n$	0.49	0.64
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$6.98 \times 10^5$	$6.52 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアゾン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050	0.050
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	500	500

#### 3.5.4 地下水位

地下水位は、地表面 (T. M. S. L. 3.0m) として設定する。

### 3.6 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。

#### 3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、鋼管矢板、止水ゴム取付部鋼材とする。

#### 3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、鋼管矢板を支持する基礎地盤とする。

#### 3.6.3 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価に係る評価対象部位は、止水ゴムとする。



### 3.7 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

##### (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，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.1-3-14に示す短期許容応力度とする。

表 2.1-3-14 鋼管矢板の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管矢板 φ 1100	SKY490	短期許容曲げ応力度 $\sigma_{sa}$	277
		短期許容せん断応力度 $\tau_a$	157

(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，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.1-3-15に示す短期許容応力度とする。

また，止水ゴム取付部鋼材は，鋼管矢板及び前面鋼矢板に水中溶接にて設置する。止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）に対する許容限界は，「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，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.1-3-16に示す短期許容応力度とする。ただし，「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，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から30%減じたものとする。

表 2.1-3-15 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 <sup>2</sup> )
止水ゴム 取付部鋼材	SM490	短期許容曲げ応力度 $\sigma_{sa}$	277
		短期許容せん断応力度 $\tau_a$	157

表 2.1-3-16(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 <sup>2</sup> )
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 $\sigma_{sa}$ 及び 短期許容せん断応力度 $\tau_a$ （水中溶接部）	110

表 2.1-3-16(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 <sup>2</sup> )
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 $\sigma_{sa}$ 及び 短期許容せん断応力度 $\tau_a$ （水中溶接部）	105

### 3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する鉛直力に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「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）」より設定する極限支持力に、「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6 -2009（日本電気協会）」に基づく安全率1.2を考慮した終局鉛直支持力とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表2.1-3-17に示す。

道路橋示方書による群杭としての軸方向許容押込み支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、杭先端の極限支持力を考慮せず終局鉛直支持力を算定する。

$$Q_a = \frac{1}{n} (Q_p + Q_f)$$

ここで、

$Q_a$  : 終局鉛直支持力（群杭としての軸方向許容押込み支持力（杭頭での許容荷重））（kN）

$n$  : 安全率

$Q_p$  : 群杭としての杭先端の極限支持力（kN）（保守的に考慮しない）

$Q_f$  : 群杭としての周面摩擦力（kN）

$$Q_f = U_G \sum L_i \tau_i$$

ここで、

$U_G$  : 鋼管矢板1本あたりの両側側面幅（図2.1-3-22の矢印部（=2D））（m）

$D$  : 鋼管矢板1本あたりの片側側面幅（m）

$L_i$  : 海底面から先端支持層までの各層の層厚（m）

$\tau_i$  : 各層の土の非排水せん断強度（kN/m<sup>2</sup>）

表 2.1-3-17 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	算定結果			備考
	A-A断面	B-B断面		
		南側	北側	
鋼管矢板 1 本当たりの側面幅 $U_G$ (m)	2.696	2.696	2.696	図 2.1-3-17 を参照
A3a1 層の層厚 (m)	3.671	1.643	2.378	
A2c 層の層厚 (m)	4.299	6.357	—	
西山層の層厚 (m)	—	—	5.622	
A3a1 層の非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	104	104	104	
A2c 層の非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	251	251	—	
西山層の非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	1424	
群杭としての周面摩擦力 $Q_f$ (kN)	3938	4762	22245	
群杭としての杭先端の極限支持力 $Q_p$ (kN)	0	0	0	保守的な配慮として考慮しない
安全率 $n$	1.2	1.2	1.2	
群杭としての軸方向許容押込み支持力 $Q_a$ (kN)	3280	3960	18500	終局鉛直支持力

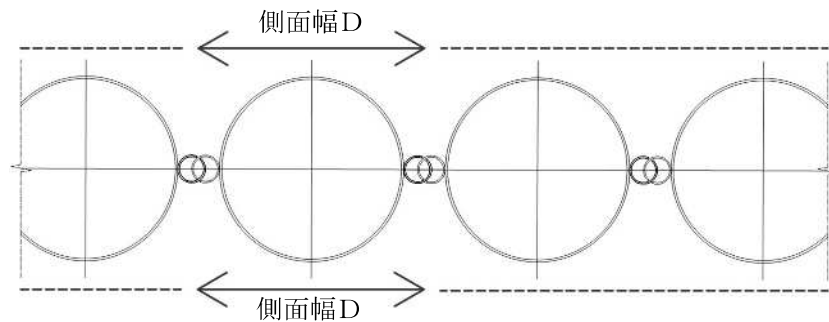


図 2.1-3-22 仮想ケーソン基礎の側面幅  $U_G$

### 3.7.3 構造物の変形性に対する許容限界

止水ゴムに対する許容限界は、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。

止水ゴムの $\delta$ 変形量の許容限界を表2.1-3-18に示す。

なお、漏水試験及び変形試験については、（参考資料4）に示す。

表 2.1-3-18 止水ゴムの変形量の許容限界

項目	許容限界	
変形量	$\delta_x$	9.5cm 以上*
	$\delta_y$	11.3cm 以上*
	$\delta_z$	12.2cm 以上*

注記\* :



### 3.8 評価方法

海水貯留堰の耐震評価は、地震応答解析により算定した全時刻歴の照査用応答値が、「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 構造部材の健全性評価

##### (1) 鋼管矢板

鋼管矢板の曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析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。

##### a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

鋼管矢板に発生する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、

$\sigma$  : 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<sup>2</sup>)

$M$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N$  : 軸力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

##### b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に発生する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、

$\tau$  : 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S$  : せん断力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断応力の分布係数 ( $\kappa = 2.0$ )

(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は、構成部材であるスキンプレートとリブプレートに加えて、発生荷重を負担する鋼矢板及び鋼管矢板との接合部とする。なお、止水ゴム取付部鋼材は、鋼矢板及び鋼管矢板と水中溶接により接合されているため、適切に設定した許容限界に対して照査する（「3.7 許容限界」参照）。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 2.1-3-19 に、海水貯留堰接続部の鳥瞰図を図 2.1-3-23 に示す。また、止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図を図 2.1-3-24、図 2.1-3-25 に、止水ゴムの仕様を表 2.1-3-20 に、止水ゴムの構造図を図 2.1-3-26 にそれぞれ示す。

止水ゴムおよび止水ゴム取付部鋼材は海底面に根入れされており、根入れ長(50cm)は海水貯留堰と取水護岸の鉛直方向の相対変位(4.1cm)に対し、十分な長さを確保している。

なお、鋼管矢板と取水護岸前面鋼矢板との間に生じる相対変位は、取水護岸接続部を構成する止水ゴムの変形性能により吸収される。止水ゴムの変形性能評価結果は、4.2.3「構造物の変形性に対する評価結果」に示す。止水ゴム取付部鋼材間の離隔は、補足2.5「取水護岸の耐震計算書に関する補足説明」において適切に確保されていることを確認している。

表 2.1-3-19 使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

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

注記\*1：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。

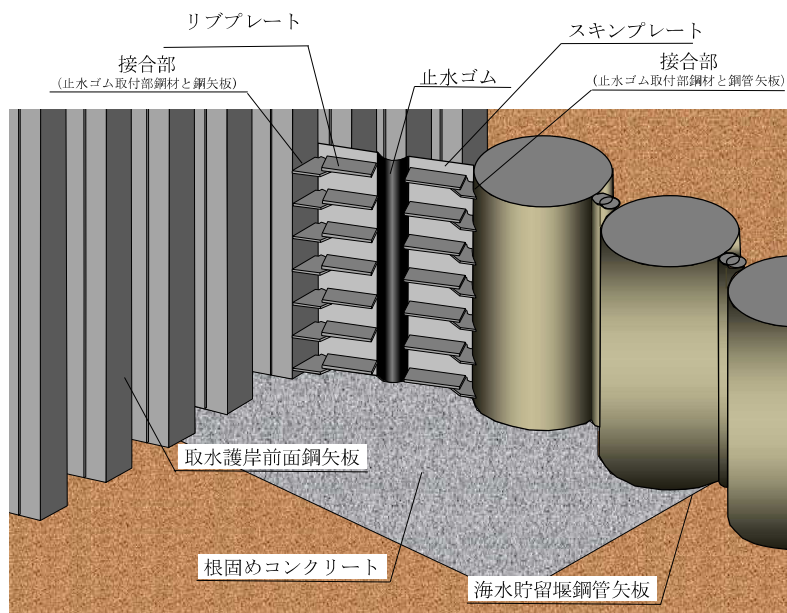
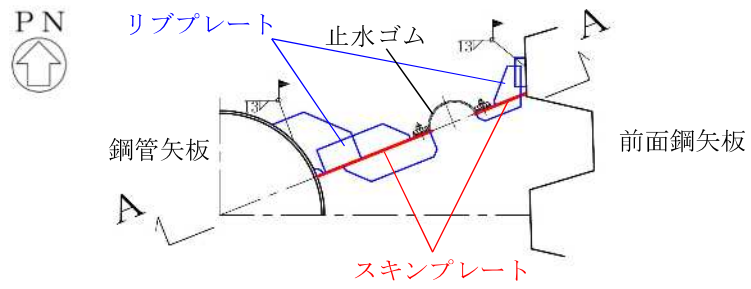
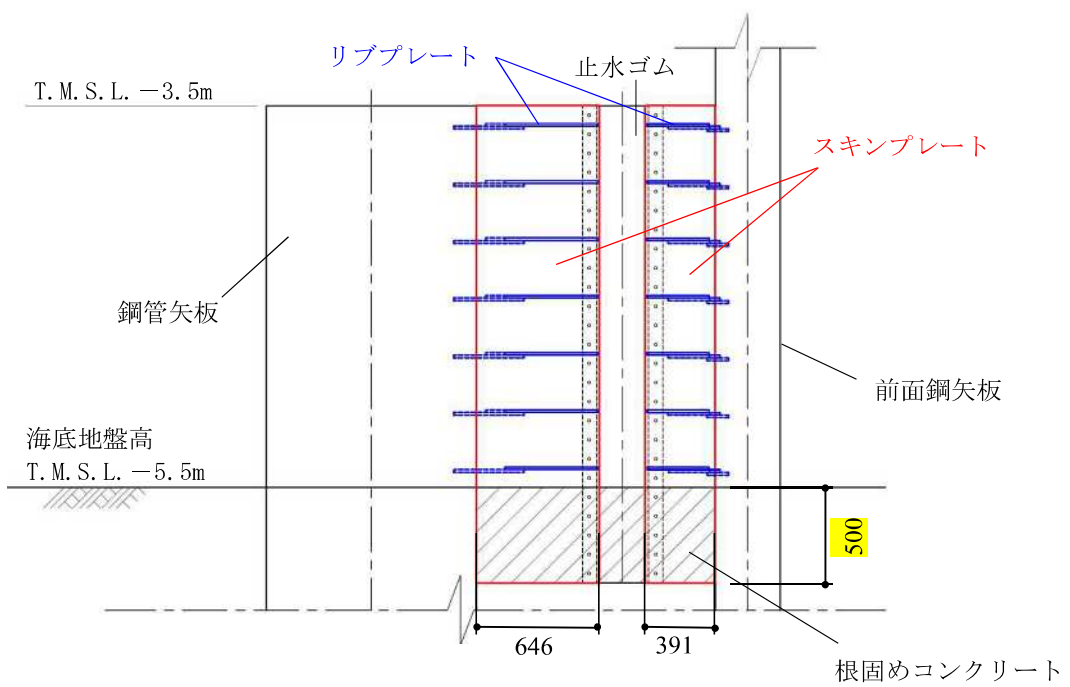


図 2.1-3-23 海水貯留堰接続部の鳥瞰図



(a) 平面図

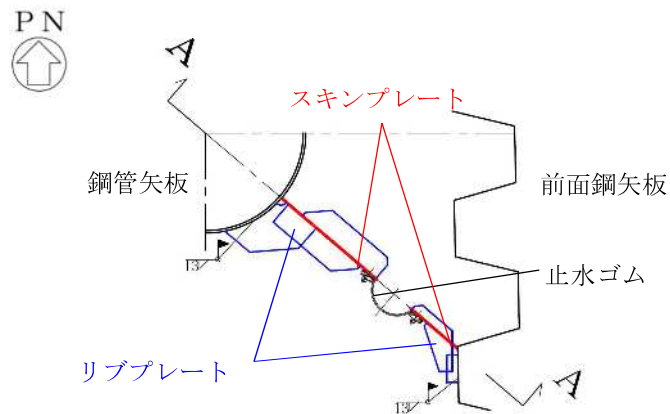


(単位: mm)

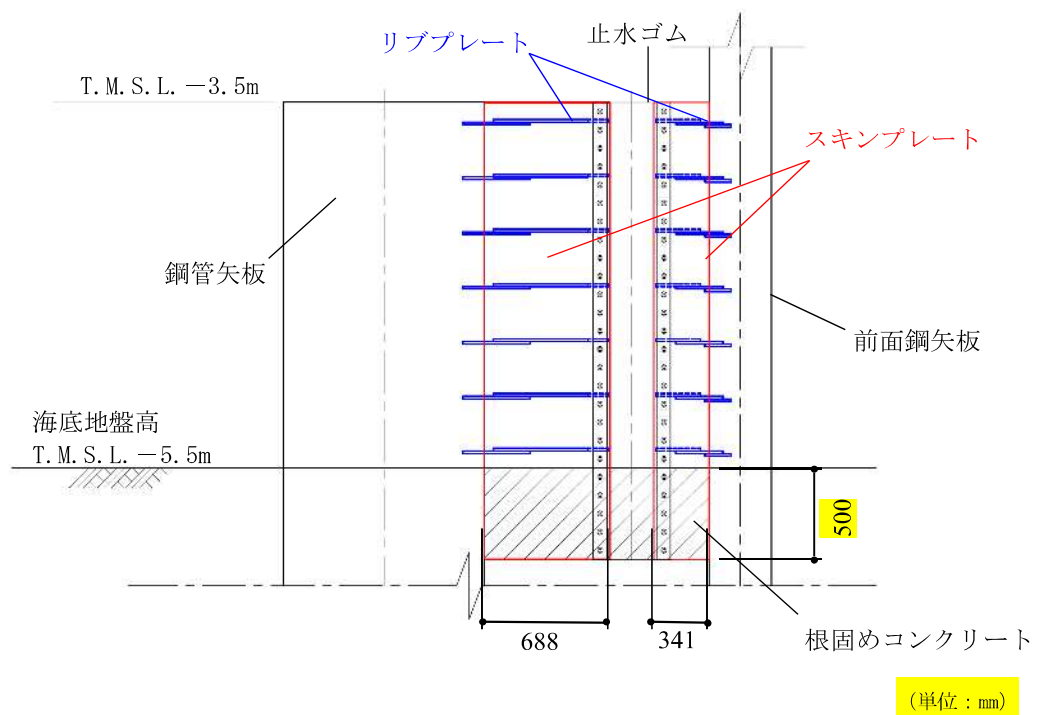
(b) A-A断面図

図 2.1-3-24 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)





(a) 平面図



(b) A-A断面図

図 2.1-3-25 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (北側)

(単位: mm)

表 2.1-3-20 止水ゴムの仕様

部位	材料	諸元
止水ゴム	クロロプレンゴム	t=10mm

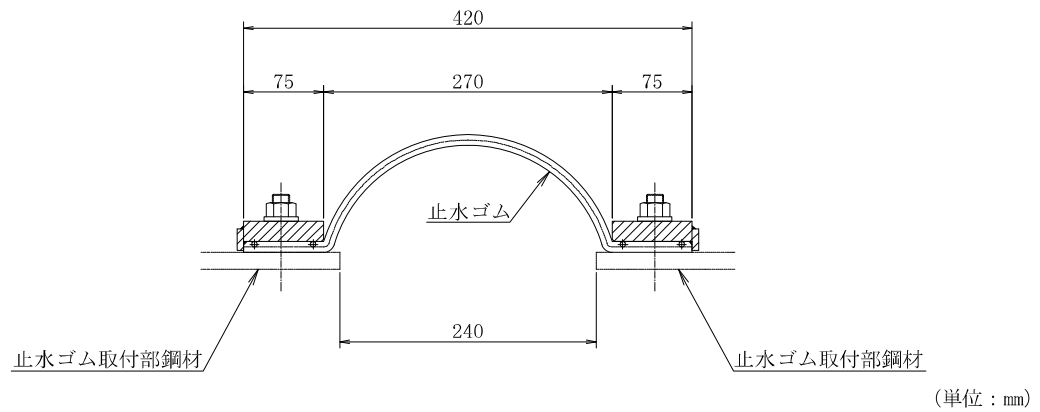


図 2.1-3-26 止水ゴムの構造図

b. 解析概要

地震時に発生する応答値は、ゴム作用力、基準地震動  $S_s$  による慣性力及び動水圧を作用させた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

解析方法は以下に示すとおりとする。また、（参考資料 5）に止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について示す。

(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

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 2.1-3-22、照査断面を図 2.1-3-23 に示す。

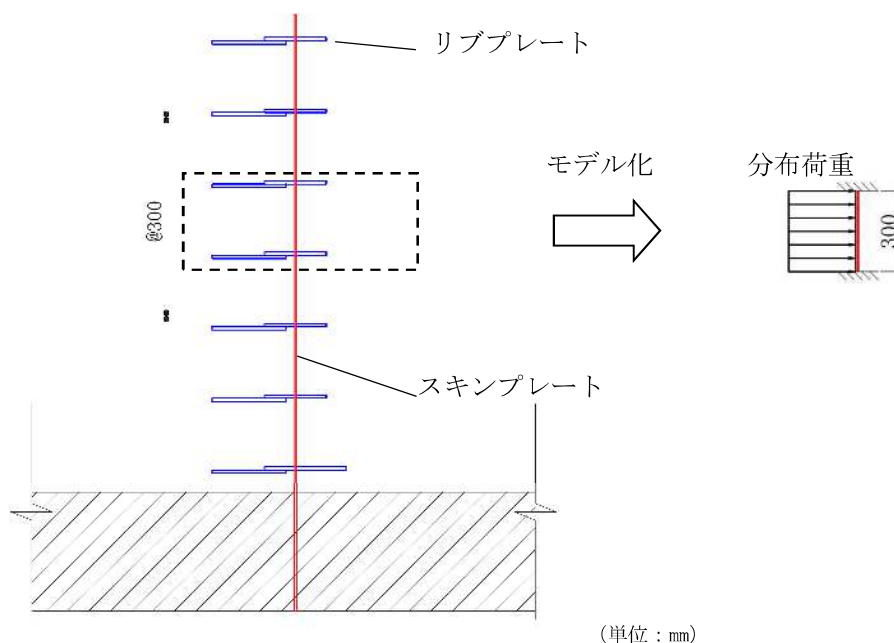


図 2.1-3-22 スキンプレート照査モデル図

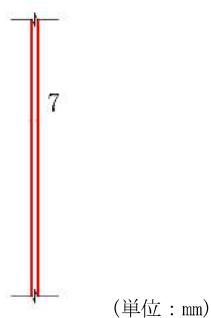


図 2.1-3-23 スキンプレート照査断面

注：照査断面は腐食代を考慮した断面を示す。

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，部材の断面性能算出式を以下に記す。

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

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

ここに，

$M_{\max}$  : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

$q$  : 分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 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を図 2.1-3-24 に示す。また、照査断面を図 2.1-3-25 に示す。

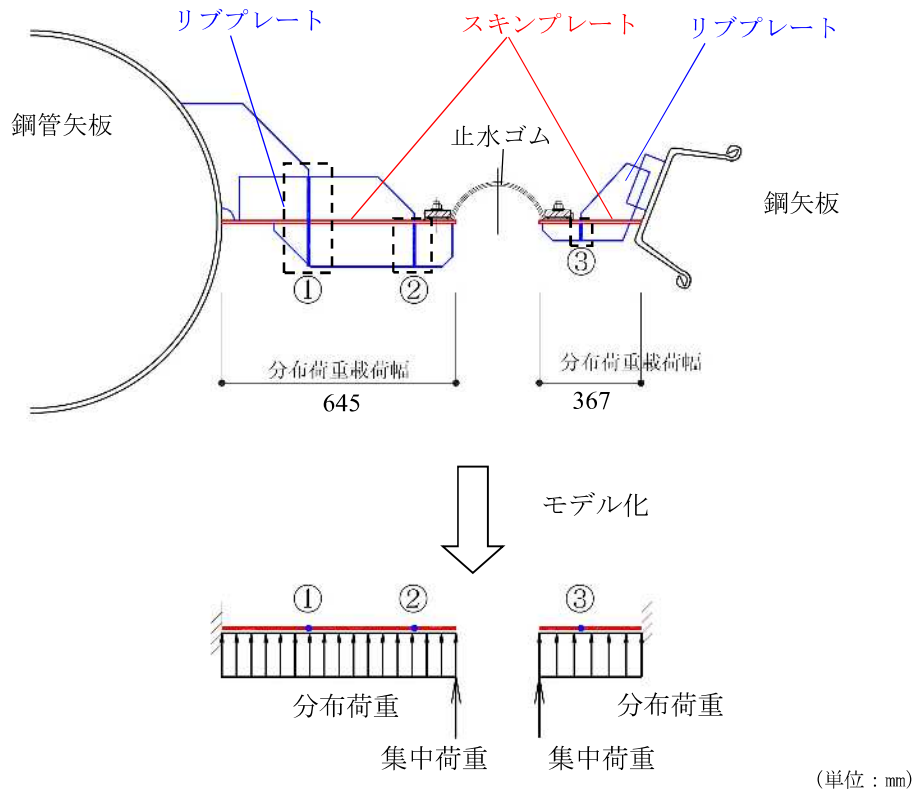


図 2.1-3-24 照査モデル図（リブプレートと鋼管矢板又は鋼矢板）

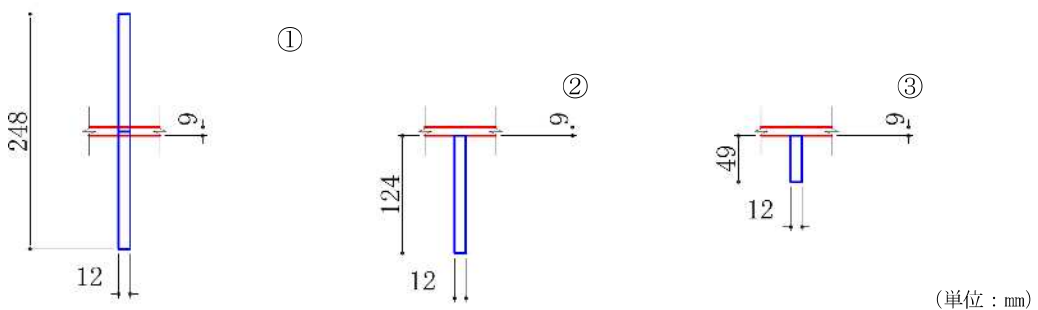


図 2.1-3-25 リブプレートの照査断面

注：照査断面寸法は腐食代を考慮

ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

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

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

ここに，

$M_{\max}$  : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

$q$  : 分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 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。当該接合部は水中溶接により接合されるが、水中溶接部の許容限界については、「3.7 許容限界」にまとめる。

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を図 2.1-3-26 に示す。また、照査断面を図 2.1-3-27 に示す。

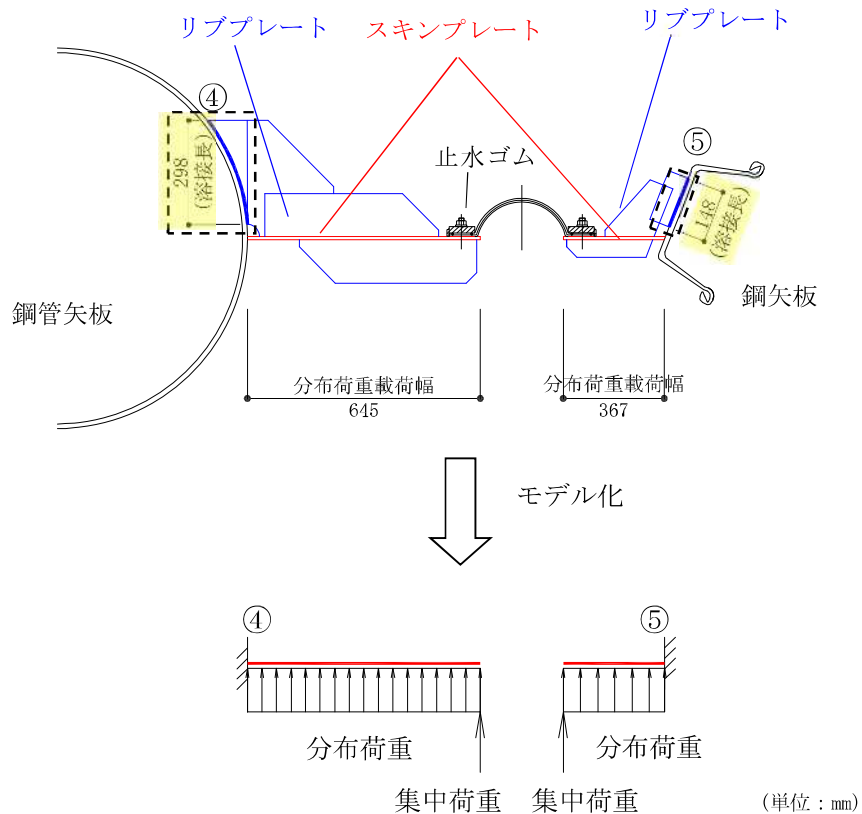


図 2.1-3-26 照査モデル図

(リブプレートと鋼管矢板又は前面鋼矢板接合部)

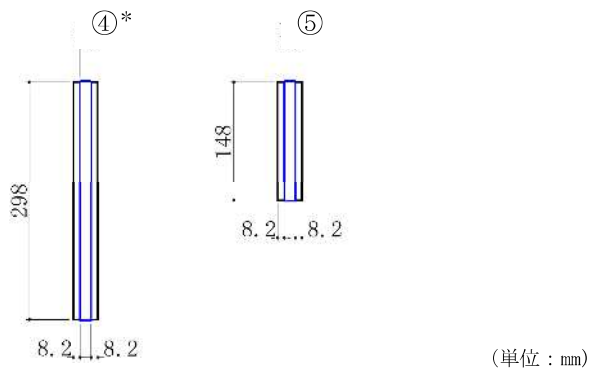


図 2.1-3-27 接合部の照査断面 (照査断面寸法 (溶接長) は腐食代を考慮)

注 : ④部は鋼管矢板の外面形状に沿って溶接しているが、保守的に溶接長さをプレート幅とし扱う。

ロ. 断面照査方法

リブプレートと取水護岸前面鋼矢板の接合部及びリブプレートと海水貯留堰鋼管矢板の接合部に発生する断面力算定式，部材の断面性能算出式を以下に記す。また，リブプレートと取水護岸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 2.1-3-28 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/m<sup>2</sup>)

$L$  : 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)

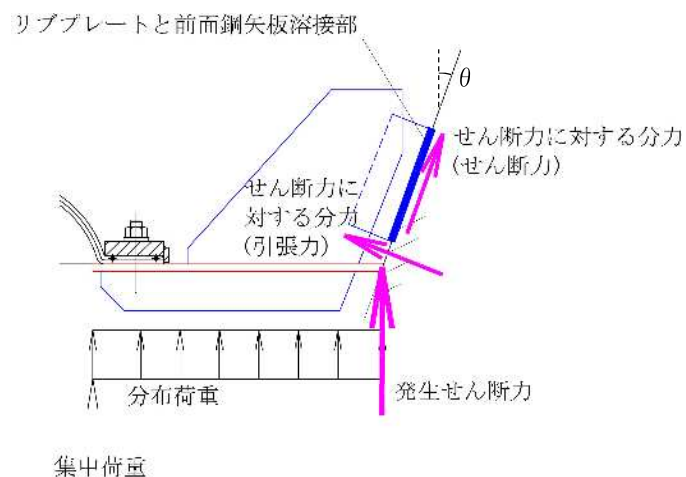


図 2.1-3-28 リブプレートと前面鋼矢板接合部におけるせん断力の補正について



d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価は、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「3.7 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、

$\sigma$  : 曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N$  : 軸力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

(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、

$\tau$  : せん断力より算定したせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S$  : せん断力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断応力の分布係数 ( $\kappa = 1.5$ )

### 3.8.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が終局鉛直支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.3 構造物の変形性評価

#### (1) 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる地震時の構造物間の相対変位は、地震時の解析ケースで求められる最大変位の最大値とする。

なお、津波時及び重畳時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、V-3-別添3-1-2「海水貯留堰の強度計算書」において実施するものとする。

#### (2) 評価方法

止水ゴムの変位量は、海水貯留堰（護岸近傍）と前面鋼矢板間の水平（ $\delta_x$ ）及び鉛直方向（ $\delta_y$ ）と、海水貯留堰下端と海水貯留堰天端間の水平方向（ $\delta_z$ ）の相対変位とする。地震応答解析モデル（A-A断面）を図2.1-3-29に、変位方向の定義を図2.1-3-30から図2.1-3-32に示す。これら3方向の変位量が許容限界以下であることを確認する。地震時における変位量の評価は、各変位方向の最大値を用いて評価する。

$\delta_x$  : X方向の水平変位 (cm)

$\delta_y$  : Y方向の鉛直変位 (cm)

$\delta_z$  : Z方向の水平変位 (cm)

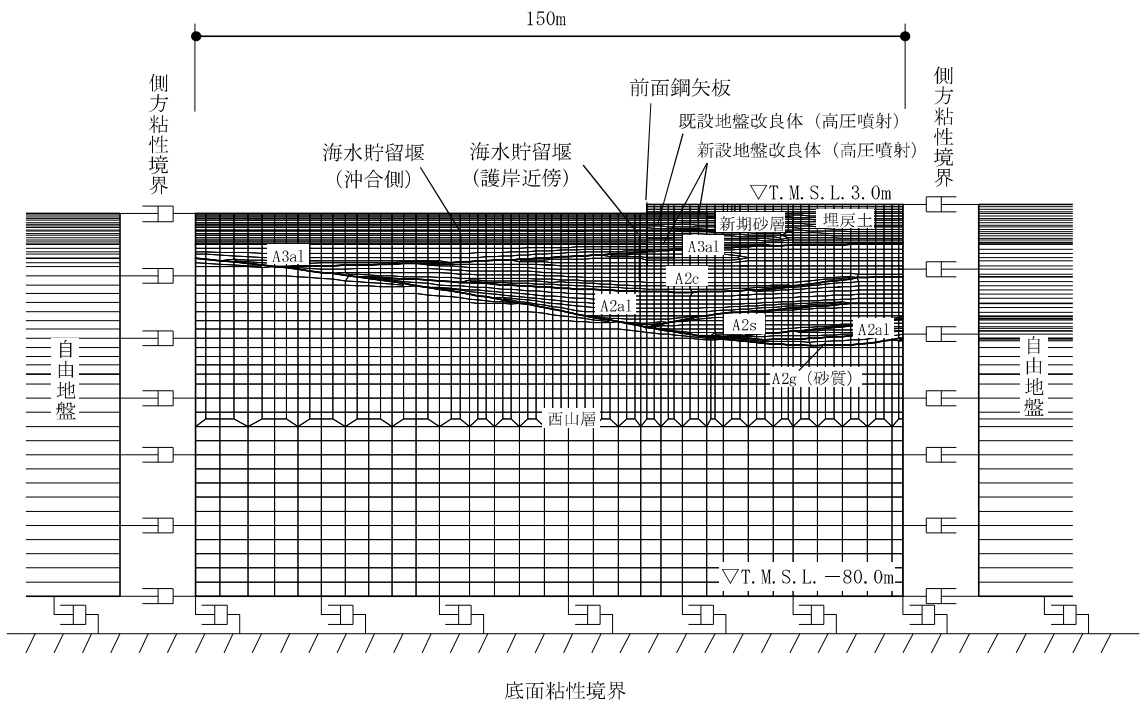


図 2.1-3-29 海水貯留堰の地震応答解析モデル (A-A 断面)

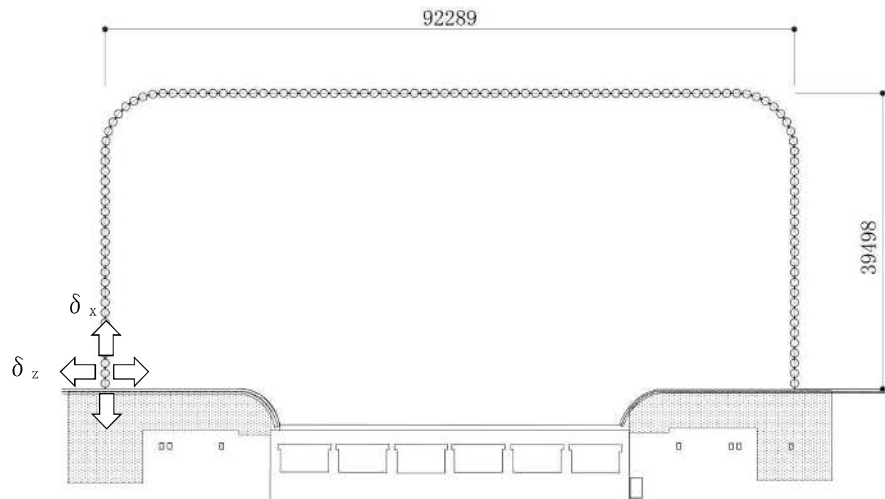


図 2.1-3-30 変位方向の定義 ( $\delta_x$ ,  $\delta_z$  平面図)

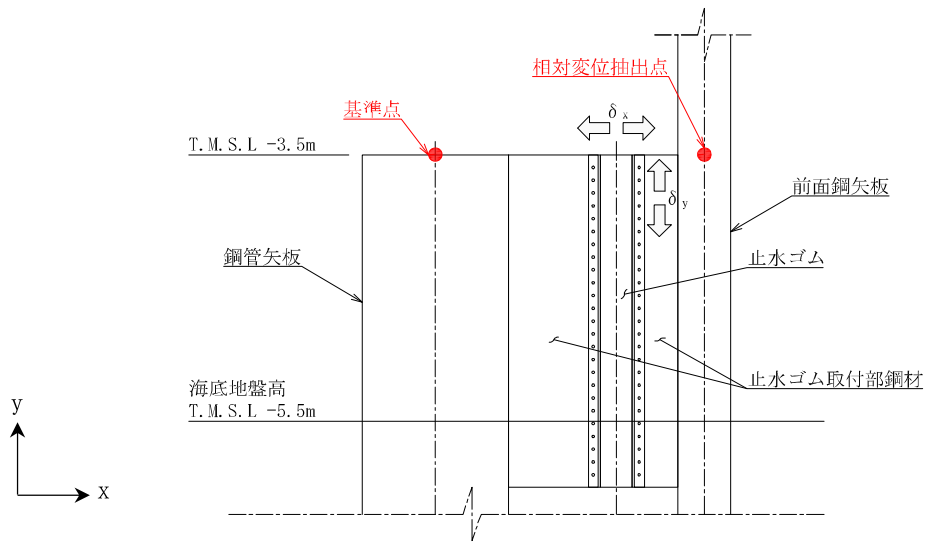


図 2.1-3-31 変位方向の定義 ( $\delta_x$ ,  $\delta_y$  断面図)

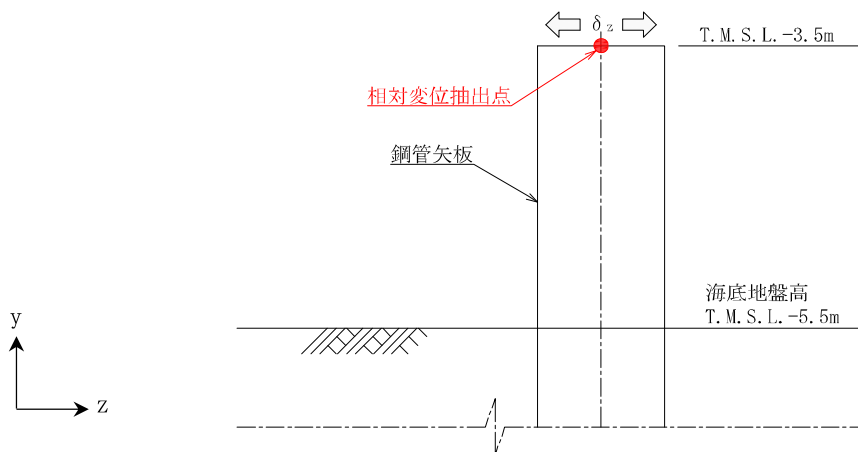


図 2.1-3-32 変位方向の定義 ( $\delta_z$  断面図)

#### 4. 評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を示す。

##### (1) 断面力分布

耐震評価においては，全ての基準地震動 $S_s$ に対し，①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また，全ての基準地震動 $S_s$ に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて，各照査値が最も厳しい地震動を用い，②～⑤の解析ケースを実施する。

表2.1-4-1から表2.1-4-6に2次元有効応力解析で実施した鋼管矢板の曲げ軸力またはせん断力に対する解析ケースと照査値を示す。

A-A断面及びB-B断面における基準地震動 $S_s$ による海水貯留堰鋼管矢板に発生する断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）照査において，解析ケースのうち鋼管矢板において最も厳しい照査値の地震時断面力を図2.1-4-1及び図2.1-4-2に示す。本図は鋼管矢板の曲げ軸力照査及びせん断力照査において全時刻歴中照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 2.1-4-1 鋼管矢板の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値 (A-A断面)

地震動		解析ケース		曲げ軸力照査				
		①	②	③	④	⑤		
Ss-1	++	0.18	0.15	0.20	0.18	0.15		
	-+	0.17						
	+-	0.18						
	--	0.18						
Ss-2		0.17						
Ss-3	++	0.13						
	-+	0.14						
	+-	0.14						
	--	0.14						
Ss-4		0.09						
Ss-5		0.11						
Ss-6		0.11						
Ss-7		0.13						
Ss-8	++	0.11						
	-+	0.12						

表 2.1-4-2 鋼管矢板のせん断力に対する解析ケースと照査値 (A-A断面)

地震動		解析ケース		せん断力照査				
		①	②	③	④	⑤		
Ss-1	++	0.06	0.06	0.08	0.06	0.06		
	-+	0.06						
	+-	0.06						
	--	0.06						
Ss-2		0.06						
Ss-3	++	0.04						
	-+	0.05						
	+-	0.04						
	--	0.05						
Ss-4		0.03						
Ss-5		0.04						
Ss-6		0.04						
Ss-7		0.04						
Ss-8	++	0.04						
	-+	0.05						

表 2.1-4-3 鋼管矢板の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（南側））

地震動		解析ケース		曲げ軸力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.07				
	-+			0.08	0.07	0.08	0.08	0.07
	+-			0.07				
	--			0.08				
Ss-2				0.07				
Ss-3	++			0.06				
	-+			0.06				
	+-			0.06				
	--			0.06				
Ss-4				0.04				
Ss-5				0.04				
Ss-6				0.04				
Ss-7				0.04				
Ss-8	++			0.06				
	-+			0.06				

表 2.1-4-4 鋼管矢板のせん断力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（南側））

地震動		解析ケース		せん断力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.04				
	-+			0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	+-			0.04				
	--			0.04				
Ss-2				0.03				
Ss-3	++			0.03				
	-+			0.04				
	+-			0.03				
	--			0.04				
Ss-4				0.02				
Ss-5				0.02				
Ss-6				0.02				
Ss-7				0.02				
Ss-8	++			0.03				
	-+			0.04				

表 2.1-4-5 鋼管矢板の曲げ軸力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（北側））

地震動		解析ケース		曲げ軸力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.19				
	-+			0.21	0.18	0.23	0.21	0.19
	+-			0.20				
	--			0.21				
Ss-2				0.18				
Ss-3	++			0.14				
	-+			0.14				
	+-			0.13				
	--			0.14				
Ss-4				0.08				
Ss-5				0.09				
Ss-6				0.09				
Ss-7				0.08				
Ss-8	++			0.12				
	-+			0.13				

表 2.1-4-6 鋼管矢板のせん断力に対する解析ケースと照査値（B-B断面（北側））

地震動		解析ケース		せん断力照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.09				
	-+			0.09	0.08	0.10	0.09	0.08
	+-			0.09				
	--			0.09				
Ss-2				0.08				
Ss-3	++			0.06				
	-+			0.06				
	+-			0.06				
	--			0.06				
Ss-4				0.04				
Ss-5				0.04				
Ss-6				0.04				
Ss-7				0.04				
Ss-8	++			0.06				
	-+			0.06				



○：最大照査値が発生する箇所

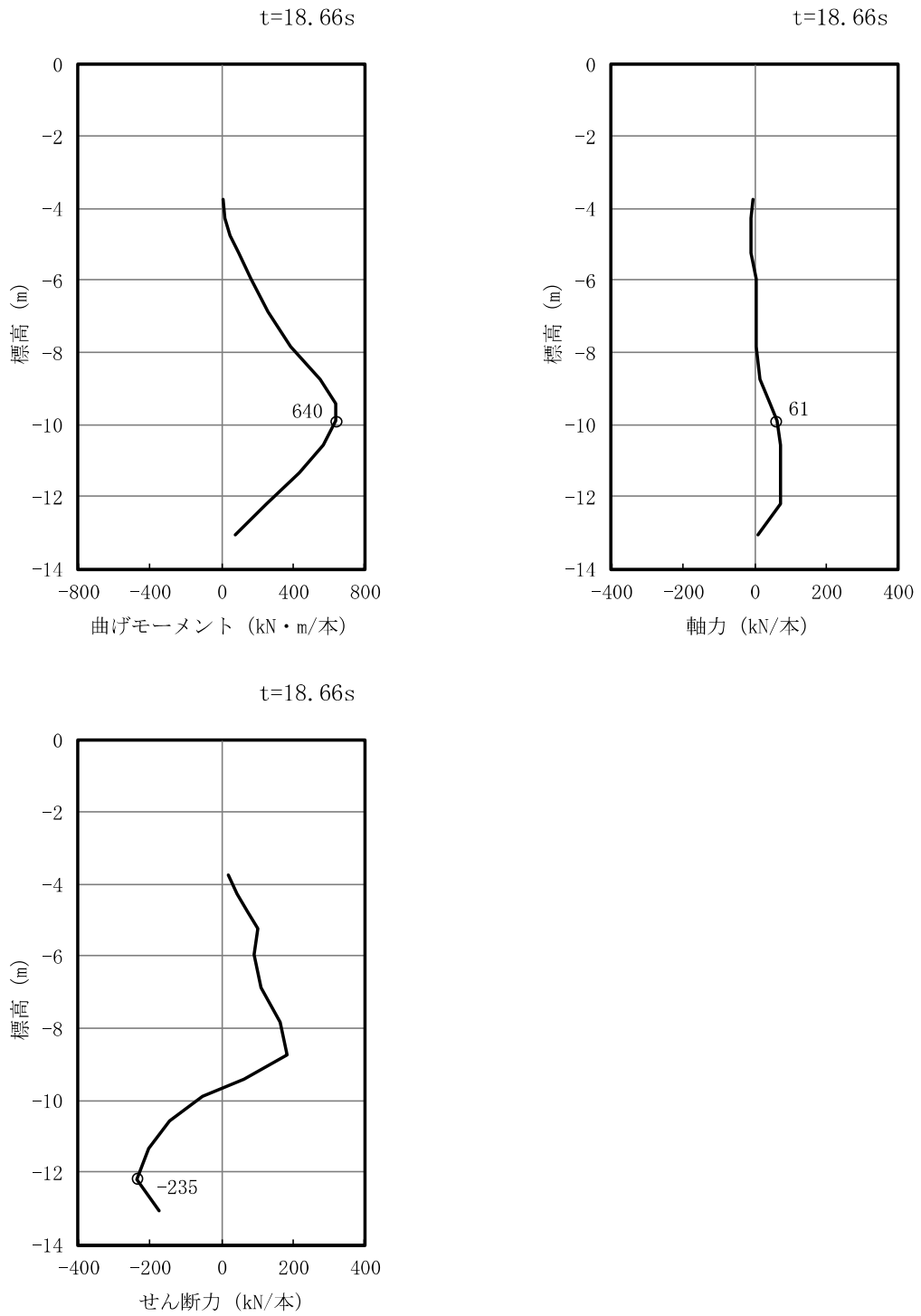


図 2.1-4-1 鋼管矢板において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 (A-A断面 Ss-1++)  
 (解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)

○：最大照査値が発生する箇所

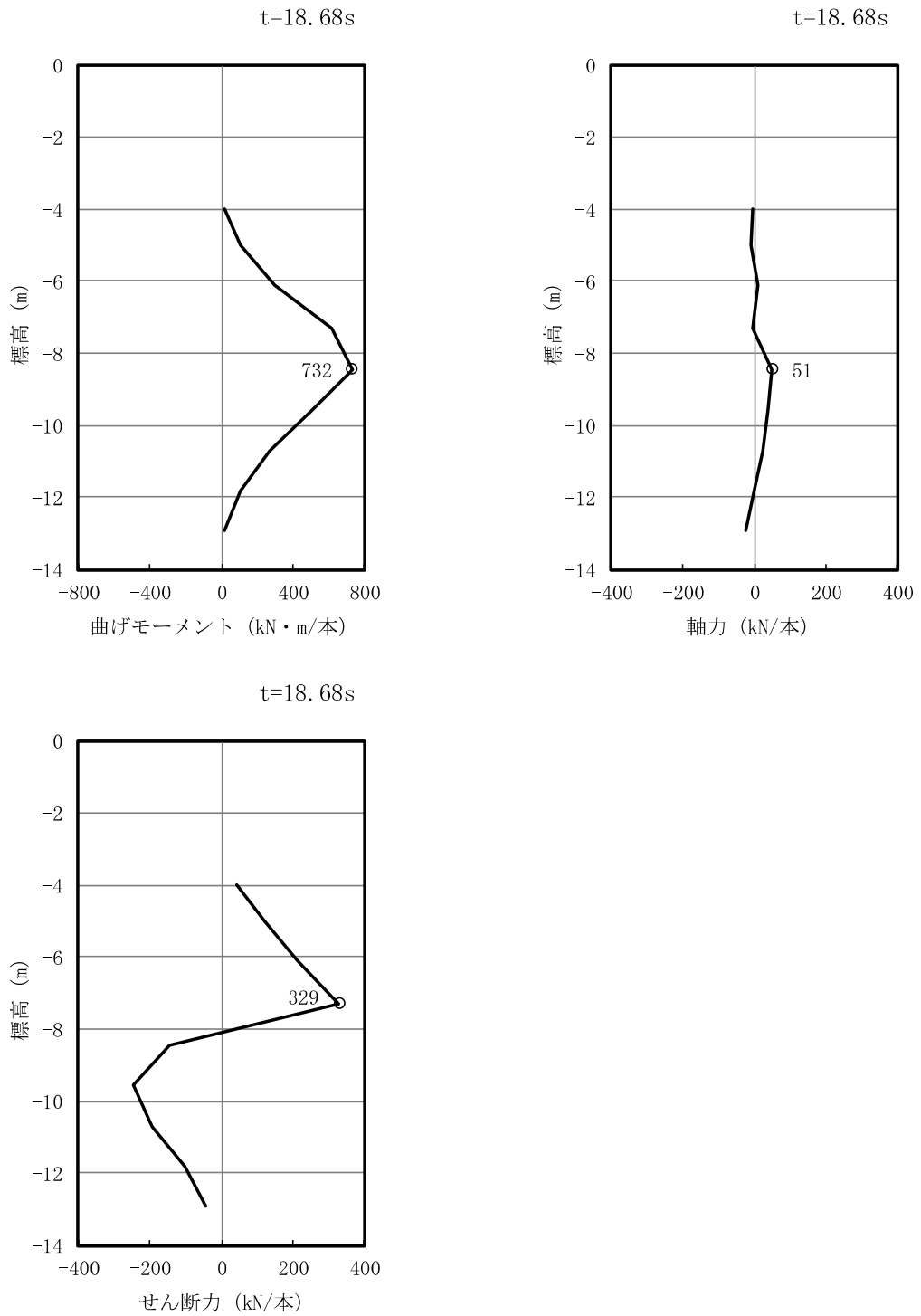


図 2.1-4-2 鋼管矢板において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 (B-B断面 海水貯留堰 (北側) Ss-1-+)  
 (解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、断面力の照査において、解析ケースのうち最も厳しい照査値となったケースの地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布を図2.1-4-3及び図2.1-4-4に示す。

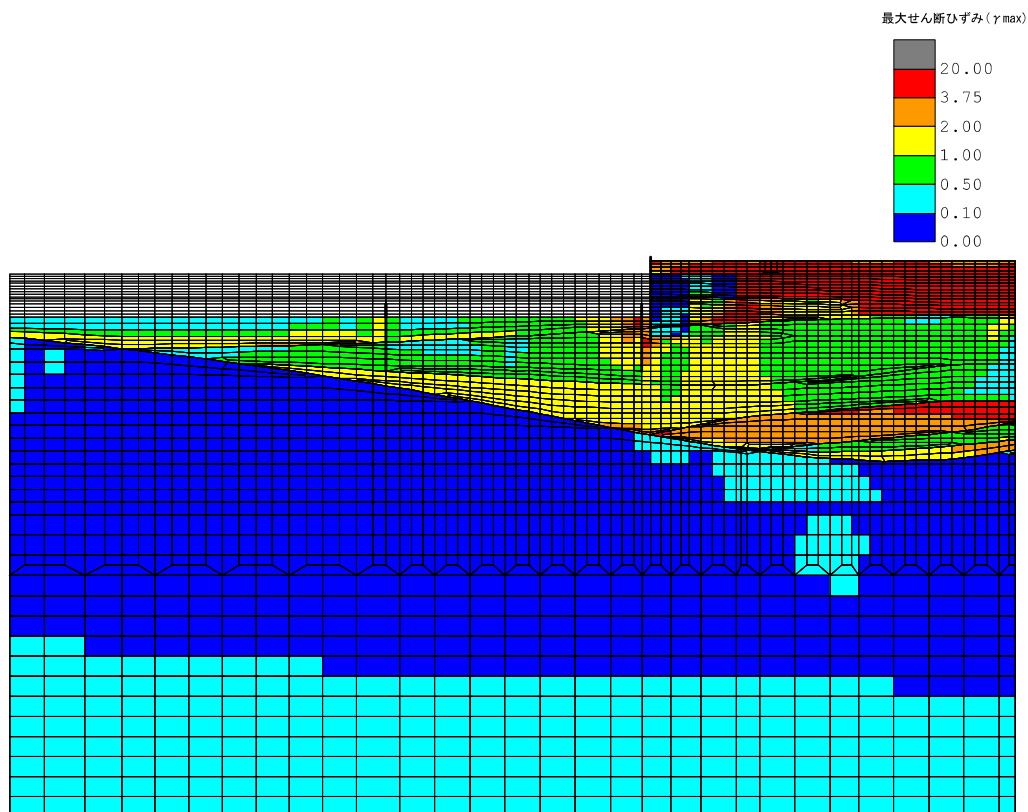


図 2.1-4-3 最大せん断ひずみ分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1++)

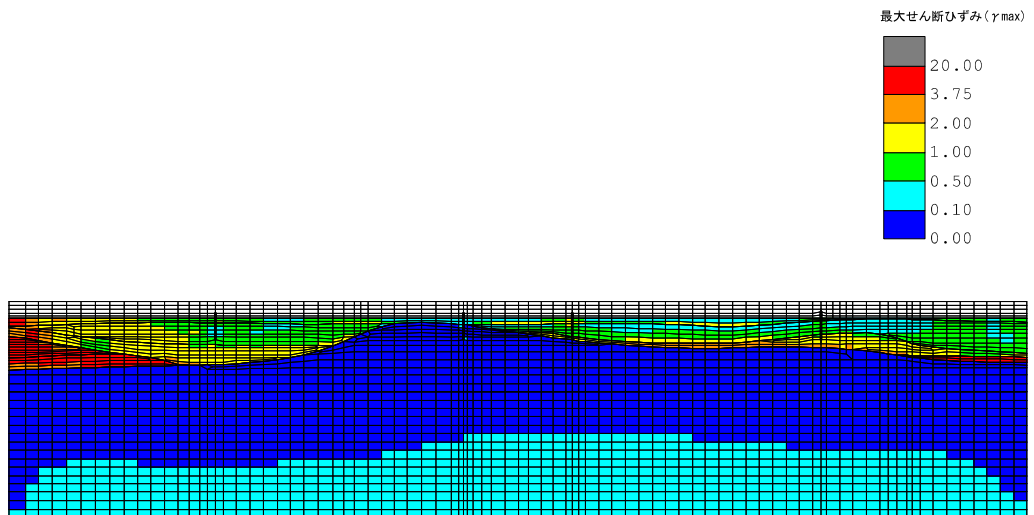


図 2.1-4-4 最大せん断ひずみ分布  
(B-B断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1-+)

(3) 最大過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、断面力の照査において、解析ケースのうち最も厳しい照査値となったケースの地震応答解析の全時刻における最大過剰間隙水圧比分布を図2.1-4-5及び図2.1-4-6に示す。

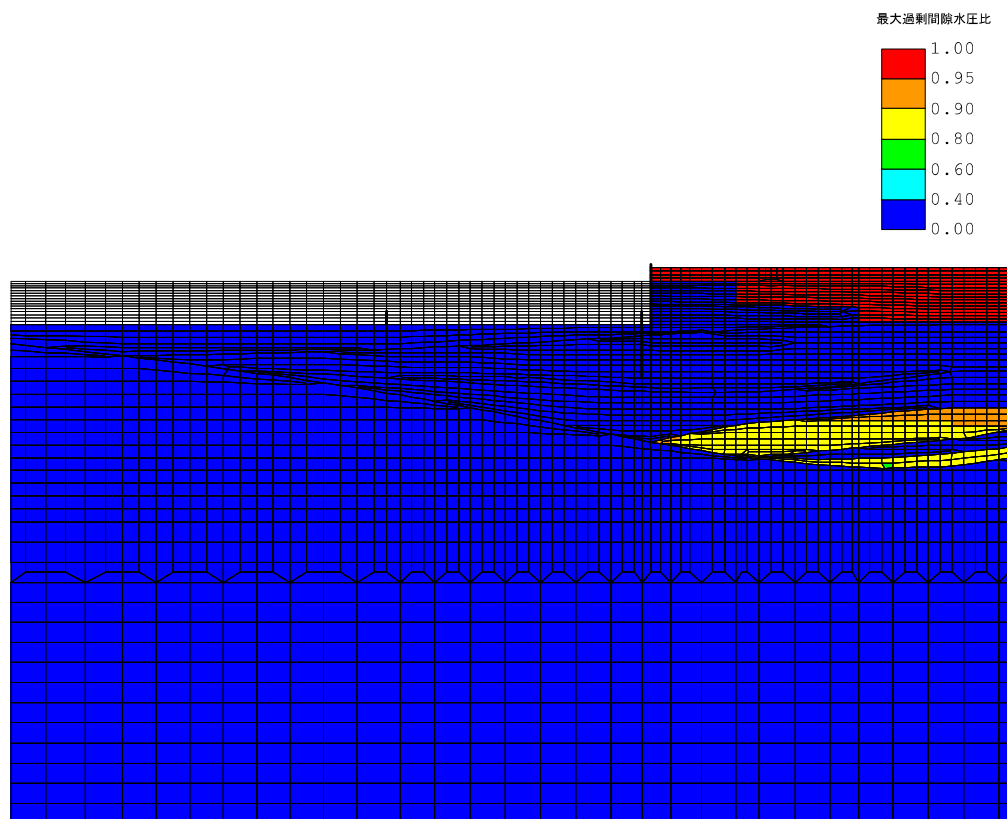


図 2.1-4-5 最大過剰間隙水圧比分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1++)

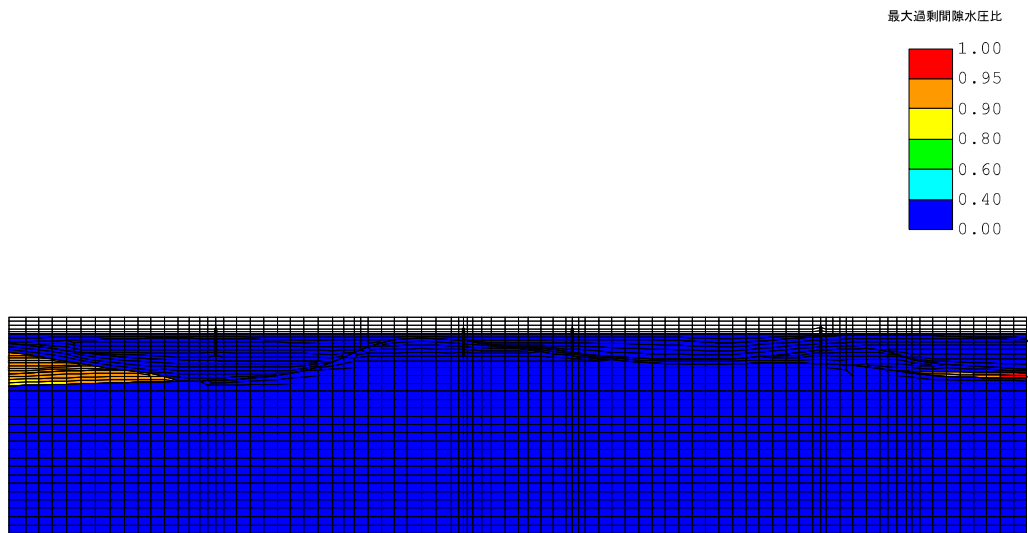


図 2.1-4-6 最大過剰間隙水圧比分布  
 (B-B断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1-+)

## 4.2 耐震評価結果

### 4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

#### (1) 鋼管矢板の評価結果

##### a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査結果を表 2.1-4-7 から表 2.1-4-9 に示す。なお、曲げ軸力は各地震動において最大となる値を示している。

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。

表 2.1-4-7 曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面 海水貯留堰鋼管矢板)

解析ケース	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①	Ss-1	++	546	75	47.6	277	0.18
		-+	524	101	46.4	277	0.17
		+-	545	76	47.6	277	0.18
		--	538	104	47.6	277	0.18
	Ss-2		505	88	44.5	277	0.17
	Ss-3	++	394	113	35.7	277	0.13
		-+	416	103	37.3	277	0.14
		+-	402	113	36.4	277	0.14
		--	414	102	37.1	277	0.14
	Ss-4		269	80	24.5	277	0.09
	Ss-5		338	25	29.0	277	0.11
	Ss-6		332	96	30.1	277	0.11
	Ss-7		392	48	34.1	277	0.13
	Ss-8	++	318	78	28.5	277	0.11
-+		368	89	33.0	277	0.12	
②	Ss-1	++	452	94	40.2	277	0.15
③		++	640	61	55.2	277	0.20
④		++	549	67	47.7	277	0.18
⑤		++	463	90	41.0	277	0.15

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-8 曲げ軸力に対する照査結果（B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板（南側））

解析ケース	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
①	Ss-1	++	216	6	18.3	277	0.07	
		-+	235	39	20.7	277	0.08	
		+ -	213	2	18.0	277	0.07	
		--	224	26	19.5	277	0.08	
	Ss-2			183	95	17.6	277	0.07
	Ss-3	++	170	96	16.5	277	0.06	
		-+	103	334	16.2	277	0.06	
		+ -	176	65	16.3	277	0.06	
		--	102	344	16.4	277	0.06	
	Ss-4			107	13	9.29	277	0.04
	Ss-5			117	5	9.95	277	0.04
	Ss-6			119	39	10.9	277	0.04
	Ss-7			82.1	111	9.41	277	0.04
	Ss-8	++	181	11	15.5	277	0.06	
-+		185	15	15.9	277	0.06		
②	Ss-1	-+	196	100	18.8	277	0.07	
③		-+	246	16	21.1	277	0.08	
④		-+	221	72	20.2	277	0.08	
⑤		-+	187	120	18.5	277	0.07	

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき（-1σ）を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：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



表 2.1-4-9 曲げ軸力に対する照査結果（B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板（北側））

解析ケース	地震動		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
①	Ss-1	++	617	29	52.6	277	0.19	
		-+	649	44	55.6	277	0.21	
		+-	626	35	53.4	277	0.20	
		--	649	42	55.5	277	0.21	
	Ss-2			562	11	47.5	277	0.18
	Ss-3	++	441	12	37.4	277	0.14	
		-+	451	9	38.2	277	0.14	
		+-	417	1	35.1	277	0.13	
		--	440	20	37.5	277	0.14	
	Ss-4			251	26	21.7	277	0.08
	Ss-5			262	21	22.5	277	0.09
	Ss-6			268	5	22.7	277	0.09
	Ss-7			250	7	21.2	277	0.08
	Ss-8	++	391	12	33.2	277	0.12	
-+		404	36	34.8	277	0.13		
②	Ss-1	-+	574	41	49.2	277	0.18	
③		-+	732	51	62.7	277	0.23	
④		-+	660	51	56.7	277	0.21	
⑤		-+	583	44	50.0	277	0.19	

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき（-1σ）を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：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

b. せん断力に対する照査

せん断力に対する照査結果を表 2.1-4-10 から表 2.1-4-12 に示す。なお、せん断応力は各地震動において最大となる値を示している。

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。

表 2.1-4-10 せん断力に対する照査結果 (A-A断面 海水貯留堰鋼管矢板)

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
①	Ss-1	++	195	9	157	0.06
		-+	179	9	157	0.06
		+-	194	9	157	0.06
		--	184	9	157	0.06
	Ss-2		167	8	157	0.06
	Ss-3	++	123	6	157	0.04
		-+	136	7	157	0.05
		+-	128	6	157	0.04
		--	134	7	157	0.05
	Ss-4		85	4	157	0.03
	Ss-5		111	6	157	0.04
	Ss-6		109	5	157	0.04
	Ss-7		131	6	157	0.04
	Ss-8	++	105	5	157	0.04
-+		135	7	157	0.05	
②	Ss-1	++	157	8	157	0.06
③		++	235	11	157	0.08
④		++	195	9	157	0.06
⑤		++	160	8	157	0.06

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：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

表 2.1-4-11 せん断力に対する照査結果 (B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板 (南側))

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
①	Ss-1	++	93	5	157	0.04
		-+	103	5	157	0.04
		+-	92	5	157	0.04
		--	99	5	157	0.04
	Ss-2		78	4	157	0.03
	Ss-3	++	87	4	157	0.03
		-+	92	5	157	0.04
		+-	83	4	157	0.03
		--	96	5	157	0.04
	Ss-4		54	3	157	0.02
	Ss-5		54	3	157	0.02
	Ss-6		57	3	157	0.02
	Ss-7		49	3	157	0.02
	Ss-8	++	83	4	157	0.03
-+		90	5	157	0.04	
②	Ss-1	-+	93	5	157	0.04
③		-+	103	5	157	0.04
④		-+	100	5	157	0.04
⑤		-+	95	5	157	0.04

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：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

表 2.1-4-12 せん断力に対する照査結果 (B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板 (北側))

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
①	Ss-1	++	270	13	157	0.09
		-+	283	13	157	0.09
		+-	277	13	157	0.09
		--	284	13	157	0.09
	Ss-2		234	11	157	0.08
	Ss-3	++	177	8	157	0.06
		-+	194	9	157	0.06
		+-	169	8	157	0.06
		--	181	9	157	0.06
	Ss-4		111	6	157	0.04
	Ss-5		112	6	157	0.04
	Ss-6		117	6	157	0.04
	Ss-7		108	5	157	0.04
	Ss-8	++	158	8	157	0.06
-+		172	8	157	0.06	
②	Ss-1	-+	242	11	157	0.08
③		-+	329	15	157	0.10
④		-+	290	14	157	0.09
⑤		-+	248	12	157	0.08

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：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

(2) 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断面照査結果を表 2.1-4-13 から表 2.1-4-18 に示す。止水ゴム取付部鋼材の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

a. スキンプレート

表 2.1-4-13 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1.13	—	23

表 2.1-4-14 断面照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
曲げモーメント	139	277	0.51
せん断力	5	157	0.04

b. リブプレート（海水貯留堰北側 検討箇所③）

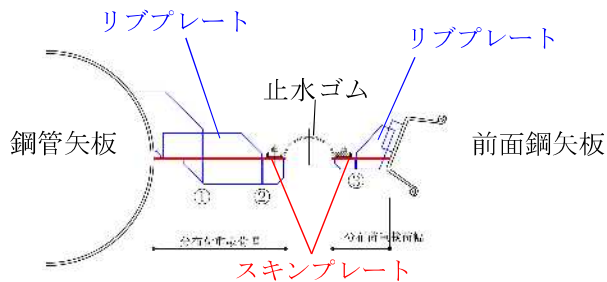
リブプレートの最大照査箇所は、海水貯留堰北側の検討箇所③である。

表 2.1-4-15 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1.06	—	12

表 2.1-4-16 断面照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
曲げモーメント	221	277	0.80
せん断力	31	157	0.20



照査位置図

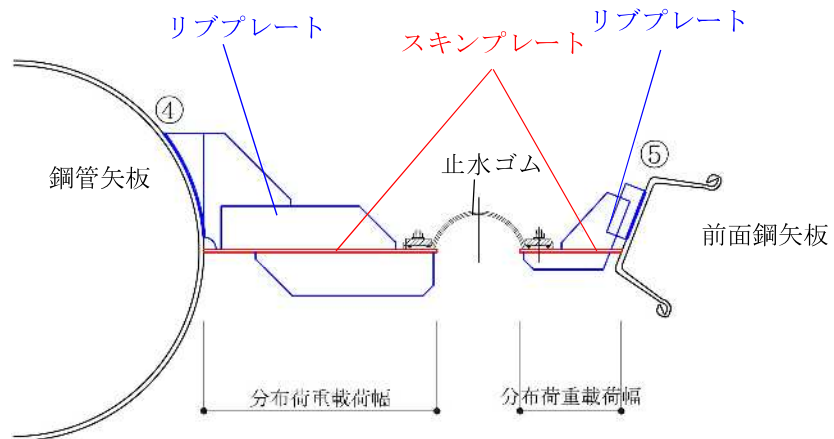
- c. リブプレートと取水護岸前面鋼矢板及び海水貯留堰鋼管矢板接合部  
接合部における最大照査箇所は、海水貯留堰北側の⑤リブプレートと取水護岸前面鋼矢板接合部である。

表 2.1-4-17 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
3.85	14	15

表 2.1-4-18 断面照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
曲げモーメント, 軸力	70.3	105	0.67
せん断力	10	105	0.10



照査位置図

#### 4.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果を表2.1-4-19から表2.1-4-21に示す。

海水貯留堰の杭頭に発生する最大鉛直力が終局鉛直支持力以下であることを確認した。

表 2.1-4-19 基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果  
(A-A断面 海水貯留堰鋼管矢板)

解析ケース	地震動	最大鉛直力 (kN)	終局鉛直支持力 (kN)	
①	Ss-1	++	20	3280
		-+	20	3280
		+-	21	3280
		--	20	3280
	Ss-2		18	3280
	Ss-3	++	17	3280
		-+	17	3280
		+-	17	3280
		--	18	3280
	Ss-4		15	3280
	Ss-5		15	3280
	Ss-6		16	3280
	Ss-7		15	3280
	Ss-8	++	14	3280
-+		14	3280	
②	Ss-1	++	20	3280
③		++	20	3280
④		++	20	3280
⑤		++	20	3280

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-20 基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果  
 (B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板(南側))

解析ケース	地震動	最大鉛直力 (kN)	終局鉛直支持力 (kN)	
①	Ss-1	++	19	3960
		-+	19	3960
		+-	20	3960
		--	19	3960
	Ss-2		16	3960
	Ss-3	++	17	3960
		-+	16	3960
		+-	17	3960
		--	17	3960
	Ss-4		14	3960
	Ss-5		15	3960
	Ss-6		14	3960
	Ss-7		14	3960
	Ss-8	++	12	3960
-+		13	3960	
②	Ss-1	-+	19	3960
③		-+	19	3960
④		-+	19	3960
⑤		-+	18	3960

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース



表 2.1-4-21 基礎地盤の支持力に対する最大鉛直力と終局鉛直支持力の比較結果

(B-B断面 海水貯留堰鋼管矢板(北側))

解析ケース	地震動	最大鉛直力 (kN)	終局鉛直支持力 (kN)	
①	Ss-1	++	19	18500
		-+	19	18500
		+-	19	18500
		--	18	18500
	Ss-2		16	18500
	Ss-3	++	16	18500
		-+	16	18500
		+-	16	18500
		--	16	18500
	Ss-4		14	18500
	Ss-5		14	18500
	Ss-6		15	18500
	Ss-7		14	18500
	Ss-8	++	13	18500
-+		13	18500	
②	Ss-1	-+	19	18500
③		-+	19	18500
④		-+	19	18500
⑤		-+	19	18500

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

#### 4.2.3 構造物の変形性に対する評価結果

止水ゴムの変形性評価に用いる地震時の構造物間の最大相対変位を表2.1-4-22及び表2.1-4-23に示す。また、止水ゴムに対する最大相対変位と許容限界の比較結果を表2.1-4-24に示す。なお、最大相対変位は絶対値である。

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 2.1-4-22 最大相対変位量 ( $\delta_x$ ,  $\delta_y$ ) (A-A断面)

解析ケース	地震動		最大相対変位 (cm)	
			$\delta_x$	$\delta_y$
①	Ss-1	++	2.0	3.0
		-+	2.2	3.4
		+ -	2.1	3.3
		--	2.1	3.4
	Ss-2		1.7	2.2
	Ss-3	++	2.5	3.6
		-+	2.5	3.9
		+ -	3.0	3.9
		--	2.3	3.6
	Ss-4		1.9	3.1
	Ss-5		2.2	3.6
	Ss-6		2.6	4.1
	Ss-7		3.6	3.7
	Ss-8	++	2.3	1.2
-+		1.7	2.7	
②	Ss-1	++	1.7	2.6
③		++	2.4	3.7
④		++	2.1	3.3
⑤		++	1.8	2.8

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-23 最大相対変位量 ( $\delta_z$ ) (B-B断面)

解析ケース	地震動		最大相対変位 (cm)	
			$\delta_z$	
			海水貯留堰南側	海水貯留堰北側
①	Ss-1	++	2.9	1.1
		-+	3.4	1.2
		+ -	2.9	1.1
		--	3.4	1.2
	Ss-2		1.5	1.0
	Ss-3	++	3.5	0.8
		-+	3.2	0.8
		+ -	3.5	0.8
		--	3.3	0.8
	Ss-4		1.2	0.5
	Ss-5		1.5	0.5
	Ss-6		1.2	0.5
	Ss-7		1.6	0.4
	Ss-8	++	2.3	0.8
		-+	2.1	0.7
②	Ss-1	-+	2.7	1.1
③		-+	4.2	1.3
④		-+	2.7	1.2
⑤		-+	2.2	1.1

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.1-4-24 止水ゴム最大相対変位と許容限界の比較結果

変位	解析ケース	地震動	最大相対変位 (cm)	許容限界* (cm)
$\delta_x$	①	Ss-7EW	3.6	9.5 以上
$\delta_y$	①	Ss-6EW	4.1	11.3 以上
$\delta_z$	③	Ss-1-+	4.2	12.2 以上

注記\* :

#### 4.3 まとめ

海水貯留堰について、基準地震動  $S_s$  に対して、構造部材の発生応力及び鉛直力、並びに変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、海水貯留堰は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して、要求機能を維持できる。

海水貯留堰の耐震計算書に関する参考資料

- (参考資料 1) 地震時の鋼管矢板継手部の健全性について
- (参考資料 2) 鋼管矢板継手の根入れ長について
- (参考資料 3) 海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出について
- (参考資料 4) 漏水試験及び変形試験について
- (参考資料 5) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について

(参考資料1) 地震時における鋼管矢板継手部の健全性について

## 1. 検討概要

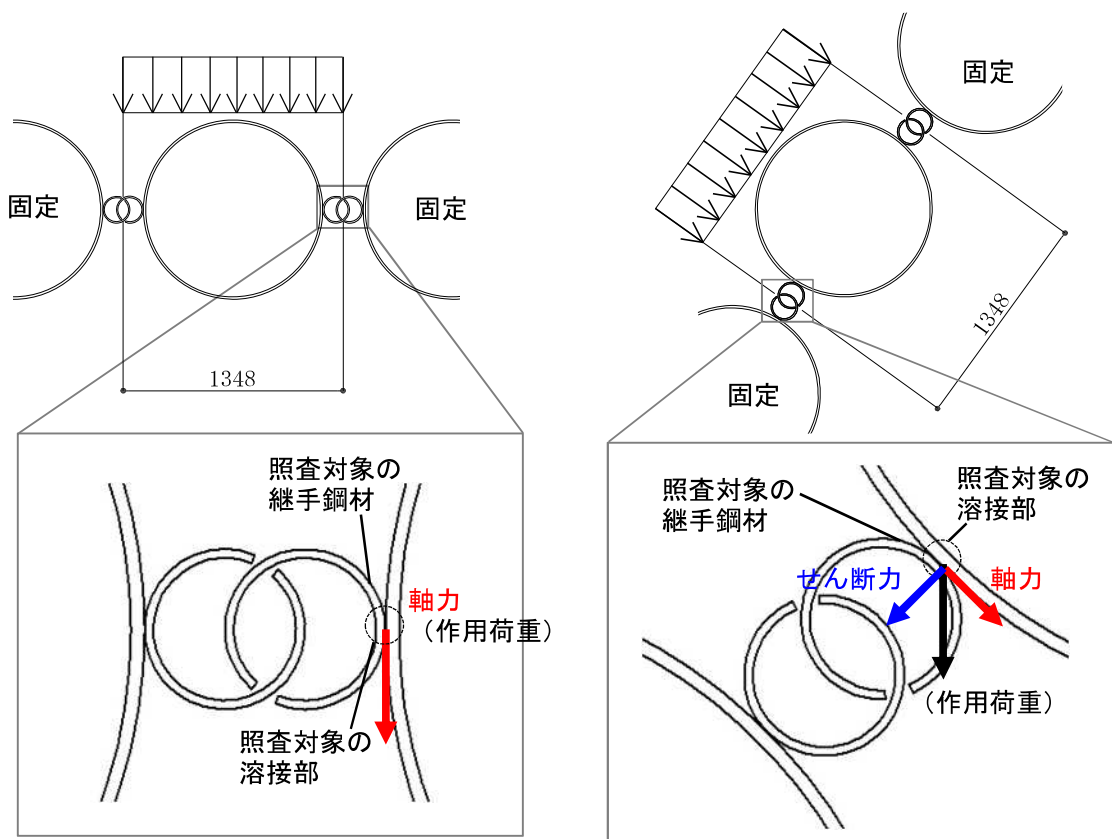
海水貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性のみならず、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、基準地震動  $S_s$  による地震力及び動土圧が作用した場合においても、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力、軸方向応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

## 2. せん断応力及び軸方向応力について

### 2.1 検討方法

継手部に対してせん断力及び軸方向力が保守的に作用するよう、荷重を作用させる鋼管の両端の鋼管が固定された条件を仮定し、継手鋼材及び溶接部に対してせん断応力度照査及び軸方向応力度照査を実施する。検討イメージを図1に示す。



(単位：mm)

図1 検討イメージ (左：直線部，右：隅角部)



## 2.2 解析ケース

海水貯留堰の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる 2 次元有効応力解析 FLIP を用いている。そこで、地震時の鋼管矢板継手部に作用する荷重は 2 次元有効応力解析 FLIP から求めることとした。水中部については、①本震時に作用する地震力（慣性力及び動水圧）を作用荷重として考慮する。慣性力及び動水圧は、（参考資料 3）に示す最大加速度を用いて算出する。土中部については、②地震時の構造物側方に作用する動土圧を作用荷重として考慮する。

解析ケース及び荷重作用図を表 1 に示す。表 1 に示す分布荷重（kN/m）は、継手を含む鋼管 1 本（幅 1.348m）あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち、最も発生せん断力及び発生軸力が大きくなる位置での荷重の合計値を用いて照査を実施する。

また、評価は  $0^{\circ}$  ～  $90^{\circ}$  までの継手の取付角度を考慮する。

表 1 解析ケース及び作用荷重

解析ケース	荷重作用図	荷重の合計値
①水中部・地震時		215.3 kN/m
②土中部・土中部		97.2 kN/m

### 2.3 せん断力及び軸力の算定

継手に生じるせん断力及び軸力の算定方法を以下に示す。なお、鋼管矢板が受ける荷重は 2 か所の継手で分担するものとする。なお、継手鋼材に作用するせん断力は、溶接部に対して軸力、継手鋼材に作用する軸力は溶接部に対して、せん断力となる。

#### (1) 継手鋼材に対するせん断力の算定方法

$$S = P_1 / 2$$

$$P_1 = P \times \cos \theta$$

ここに、

S : せん断力 (kN/m)

$P_1$  : 継手軸方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

$\theta$  : 継手の取付角度 (°)

#### (2) 継手鋼材に対する軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力）の算定方法

$$N = P_2 / 2$$

$$P_2 = P \times \sin \theta$$

ここに、

N : 軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力） (kN/m)

$P_2$  : 継手軸直角方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

$\theta$  : 継手の取付角度 (°)

(3) せん断力及び軸力の算定結果

荷重の合計値が最大となる「①水中部・地震時」の荷重に対して、各継手に生じるせん断力及び軸力を算定した。せん断力及び軸力の算定結果を表 2 に示す。隅角部の算定に用いた継手の取付角度を図 2 に示す。

表 2 せん断力及び軸力の算定結果

		作用荷重 P kN/m	作用荷重 $\theta$ °	継手軸方向 の荷重成分 P <sub>1</sub> kN/m	継手軸直角方向 の荷重成分 P <sub>2</sub> kN/m	継手鋼材 に対する せん断力 S kN/m	継手鋼材 に対する 軸力 N kN/m
直線部	継手1	215.3	0	215.3	0.0	107.7	0.0
隅角部	継手2	215.3	5	214.5	18.8	107.3	9.4
	継手3	215.3	15	208.0	55.7	104.0	27.9
	継手4	215.3	25	195.1	91.0	97.6	45.5
	継手5	215.3	35	176.4	123.5	88.2	61.8
	継手6	215.3	45	152.2	152.2	76.1	76.1
	継手7	215.3	55	123.5	176.4	61.8	88.2
	継手8	215.3	65	91.0	195.1	45.5	97.6
	継手9	215.3	75	55.7	208.0	27.9	104.0
	継手10	215.3	85	18.8	214.5	9.4	107.3
	継手11	215.3	90	0.0	215.3	0.0	107.7

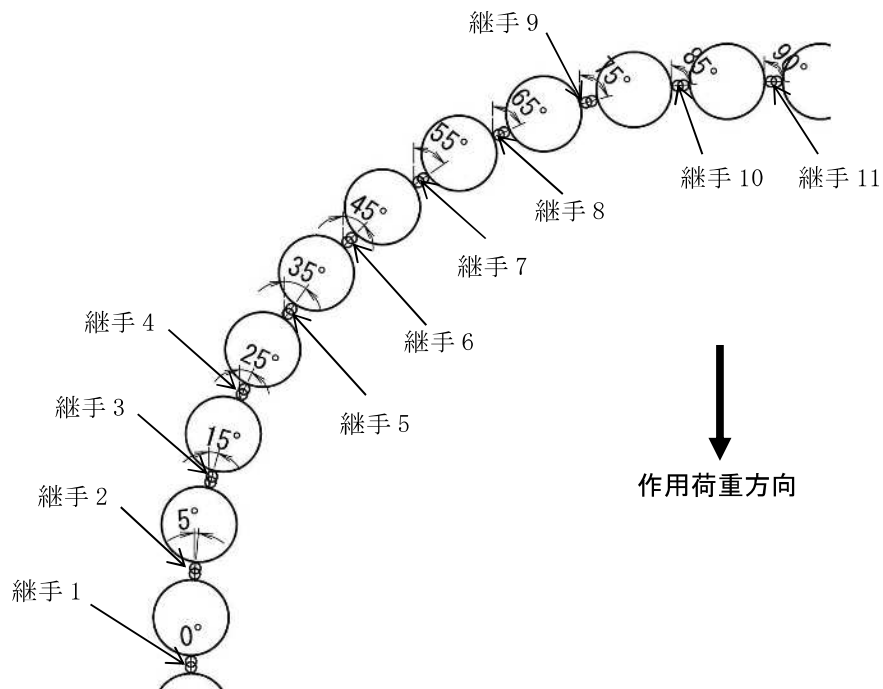


図 2 継手の取付角度（隅角部）

## 2.4 継手部の断面諸元

### (1) 断面性能

継手部の仕様を図 3 に示す。また、継手鋼材及び溶接部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。なお、海水貯留堰には海水による腐食防止のため、電気防食を施すが、「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）」に基づき、片面 1 mm<sup>\*</sup>の腐食代を考慮する。

※ 耐用年数 50 年 × 腐食速度 0.02 mm/年 = 1 mm

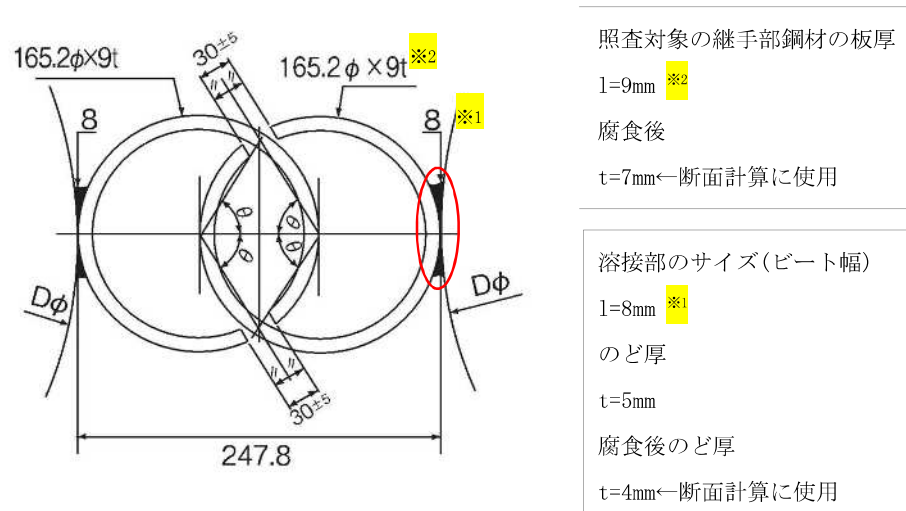


図 3 継手部の仕様

- ・ 継手鋼材の断面積 A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・ 溶接部の断面積 A<sub>y</sub>（単位高さあたり）

$$A_y = 0.004 \times 1.0 \times 2 \text{箇所} = 0.008 \text{ m}^2/\text{m}$$

### (2) 許容応力度

継手鋼材（STK400 材）の許容応力度を以下に示す。

短期許容せん断応力度  $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度（溶接部）  $\tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2$

短期許容軸方向圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$

短期許容軸方向引張応力度  $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

## 2.5 せん断応力度照査

せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお、せん断応力度の照査は、せん断力が最大となる「① 水中部・地震時」の継手鋼材：「継手 1」、溶接部：「継手 11」のケースに対して実施する。

### (1) 継手鋼材

$$\tau = S/A = 107.7 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 15.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 15.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

### (2) 溶接部

$$\tau_y = S/A = 107.7 \text{ kN/m} / 0.008 \text{ m}^2/\text{m} = 13.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 13.5 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

## 2.6 軸方向応力度照査

軸方向圧縮力については継手鋼材に作用する軸方向圧縮応力度が短期許容軸方向圧縮応力度以下となることを確認する。軸方向引張力については溶接部のせん断で受け持つため、溶接部に作用するせん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお、軸方向応力度の照査は、軸力が最大となる「① 水中部・地震時」の継手鋼材：「継手 11」、溶接部：「継手 1」のケースに対して実施する。

### (1) 継手鋼材（軸方向圧縮力）

$$\sigma = N/A = 107.7 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 15.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 15.4 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

### (2) 溶接部（軸方向引張力）

$$\tau_y = S/A = 107.7 \text{ kN/m} / 0.008 \text{ m}^2/\text{m} = 13.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 13.5 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

## 2.7 せん断力及び軸方向力の合成応力度照査

継手鋼材に作用するせん断力及び軸方向力の合成応力度は次式により照査する。継手鋼材に対するせん断力及び軸方向力の合成応力度照査結果を表3に示す。

$$(\sigma / \sigma_{t a})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

なお、溶接部に作用するせん断力及び軸方向力は、それぞれ独立してのど厚面にせん断力として作用する。したがって、溶接部に対してはせん断応力度照査及び軸方向応力度照査をそれぞれ実施\*するものとし、せん断力及び軸方向力の合成応力度照査は実施しない。

※ 「2.5 せん断応力度照査」及び「2.6 軸方向応力度照査」にて実施

表3 せん断応力及び軸方向応力の合成応力度照査（継手鋼材）

		せん断力	軸力	せん断応力度	軸応力度	合成応力度比	判定
		S	N	$\tau$ (S/A)	$\sigma$ (N/A)	$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$	
		kN/m	kN/m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		
直線部	継手1	107.7	0.0	15.4	0.0	0.02	0. K.
隅角部	継手2	107.3	9.4	15.4	1.4	0.02	0. K.
	継手3	104.0	27.9	14.9	4.0	0.02	0. K.
	継手4	97.6	45.5	14.0	6.5	0.01	0. K.
	継手5	88.2	61.8	12.6	8.9	0.01	0. K.
	継手6	76.1	76.1	10.9	10.9	0.01	0. K.
	継手7	61.8	88.2	8.9	12.6	0.01	0. K.
	継手8	45.5	97.6	6.5	14.0	0.01	0. K.
	継手9	27.9	104.0	4.0	14.9	0.01	0. K.
	継手10	9.4	107.3	1.4	15.4	0.01	0. K.
	継手11	0.0	107.7	0.0	15.4	0.01	0. K.

### 3. 曲げ応力について

曲げ応力については，継手軸方向の曲げに対して照査する。曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても，継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となる。図4に鋼管と継手部の応力分布を示す。

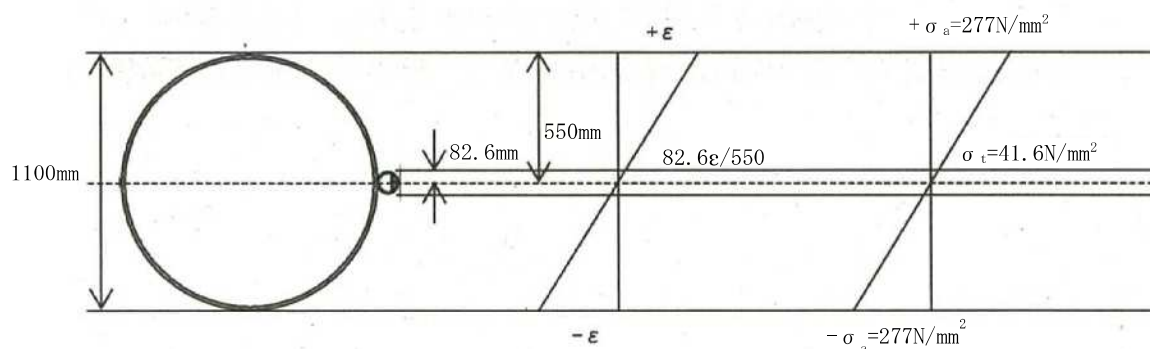


図4 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると，以下のとおりとなる。

- 鋼管外縁での応力度（SKY490の短期許容応力度）

$$\sigma_a = 277 \text{ N/mm}^2$$

- 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 277 \times 82.6 / 550 = 41.6 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (STK400の短期許容応力度)}$$

#### 4. 継手部の漏水量評価

##### 4.1 評価方針

設置変更許可申請書同様に、貯留堰の継ぎ手部における漏水量については、文献<sup>1)</sup>を参考に、海水貯留堰接続部の仕様がCase1のP-P継手であることから、図5に示す鋼管矢板継手部の遮水性能試験結果より、鋼管矢板継ぎ手部の換算透水係数を $1.0 \times 10^{-5}$  (cm/sec)と保守的に設定し評価を行う。

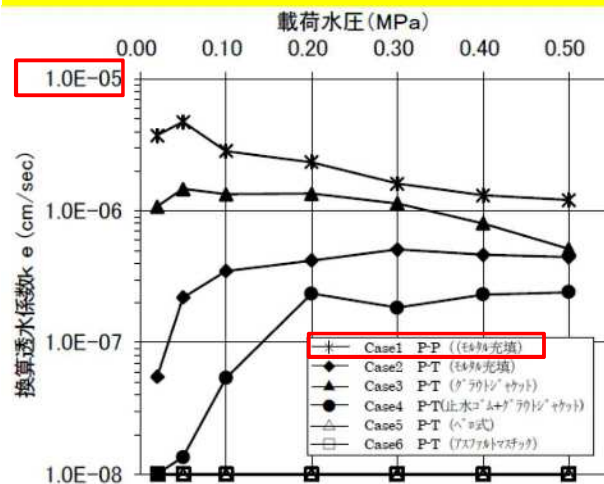
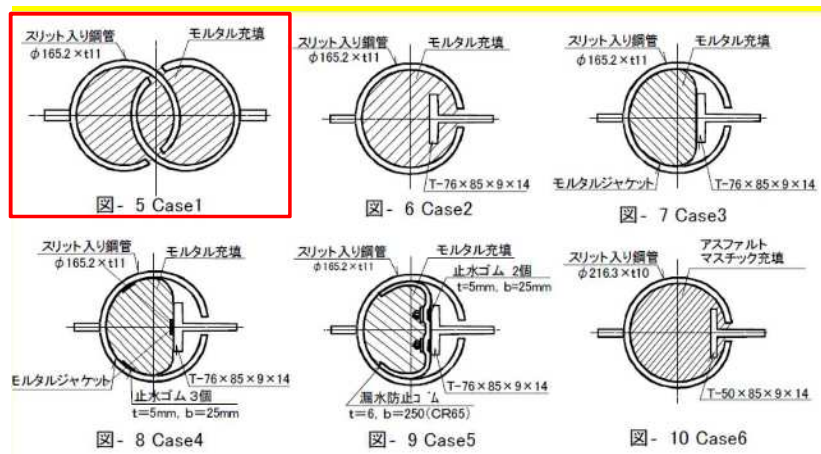


図- 11 継手遮水性能試験結果

図5 鋼管矢板継手部の遮水性能試験結果<sup>1)</sup>

参考 <sup>1)</sup> 斎藤ほか：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（平成13年10月）



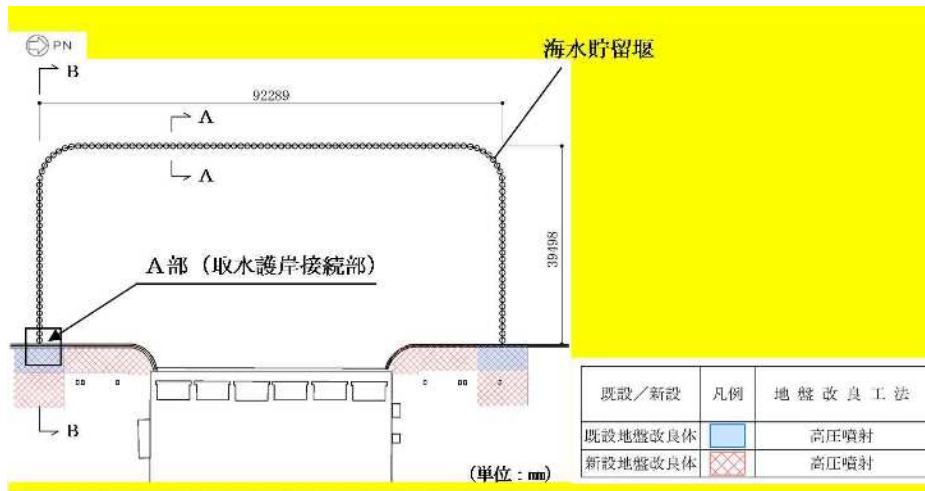
## 4.2 評価結果

海水貯留堰の構造を図6に示す。継手構造は、保守的に貯留堰全周にあると仮定して計算を行う。評価時間は、基準津波による補機取水槽内の津波高さが海水貯留堰の天端標 T. M. S. L. - 3.5m を下回る継続時間を考慮して、16分とする。

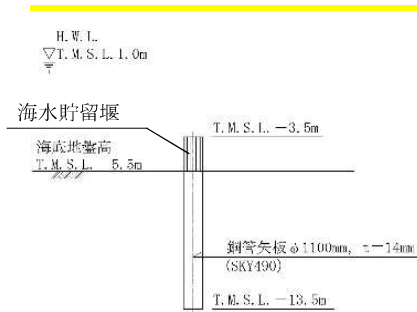
継手部における漏水量は、下記の計算結果に示すとおり、貯留量 (8000m<sup>3</sup>) に対して、十分に小さいことを確認した。

$$\text{漏水量 } Q = \text{換算透水係数 } k_e \text{ (m/sec)} \times \text{動水勾配 } i \times \text{全周 } L \text{ (m)} \times \text{高さ } H \text{ (m)} \times \text{時間 } t \text{ (sec)}$$

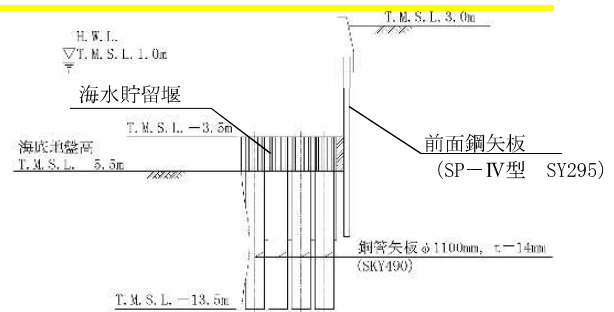
$$= (1.0 \times 10^{-5} \times 10^{-2}) \times (2/0.5) \times 171.3 \times 2 \times (16 \times 60) \approx 0.14 \text{ (m}^3\text{)}$$



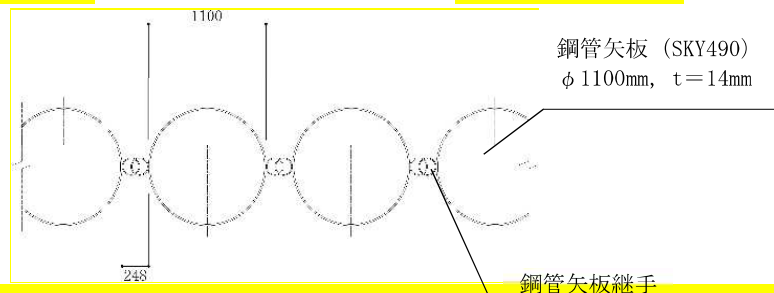
(a) 海水貯留堰の平面図



(b) A-A断面図



(c) B-B断面図



(c) 鋼管矢板継手部平面図

(単位: mm)

図6 海水貯留堰の構造概要

(参考) 1-10

## 5. まとめ

せん断応力及び軸方向応力については、両端の鋼管が完全に固定された状態で中央の1本の鋼管のみに荷重が作用し、その全ての荷重を継手部で負担した場合を仮定し、保守的に継手部の評価を行った。その結果、継手部はせん断力及び軸力に対して健全であることを確認した。

曲げ応力については、継手軸方向の曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となることを確認した。

また、鋼管矢板継手部における漏水量は貯留量に対し十分に小さいことを確認した。

したがって、海水貯留堰を構成する鋼管矢板の継手部は、基準地震動  $S_s$  による地震力及び土圧が作用した場合においても、健全性を維持し、海水貯留堰の止水性は確保されることを確認した。

(参考資料 2) 鋼管矢板継手の根入れ長について

1. 概要

海水貯留堰の遮水性を確保するために、海水貯留堰を構成する鋼管矢板の継手を海底面に根入れする必要がある。本参考資料では、鋼管矢板継手の根入れ長が遮水性を確保しているかの確認を行う。

2. 鋼管矢板の根入れ長の確認

設計海底面への鋼管矢板継手の根入れ長が遮水性を確保しているかの確認は、以下の算定式のとおりとする。

遮水性を確保するための根入れ長  $L'$  として、遮水のために必要な根入れ長  $L_1$ 、地震により生じる周辺地盤の沈下量  $L_2$  を見込んだ 1.613m を鋼管矢板継手部根入れ長  $L$  : 4.0m が上回ることを確認した。図 1 に鋼管矢板継手の根入れ長を示す。また、次項で  $L_1$  及び  $L_2$  の設定についての詳細を示す。

$$L \geq L' = 4.0\text{m} \geq 1.613\text{m} \quad \text{O.K.}$$

$$\begin{aligned} L' &= L_1 + L_2 \\ &= 1.60\text{m} + 0.013\text{m} = 1.613\text{m} \end{aligned}$$

ここで、

- $L$  : 鋼管矢板継手部根入れ長 (=4.0m)
- $L'$  : 遮水性を確保するための根入れ長 (m)
- $L_1$  : 遮水のために必要な根入れ長 (=1.60m)
- $L_2$  : 地震により生じる周辺地盤の沈下量 (=0.013m)

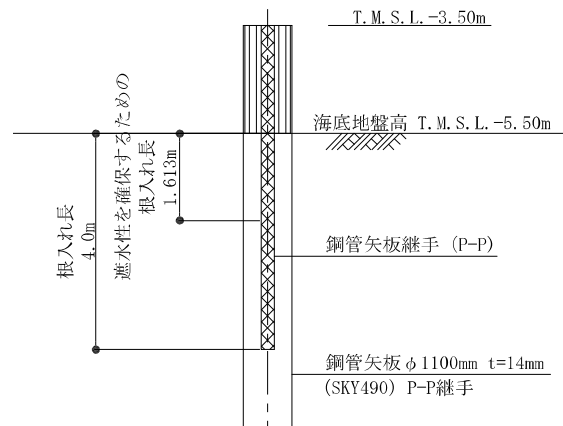


図 1 鋼管矢板継手の根入れ長の考え方

3. 遮水のために必要な根入れ長：L<sub>1</sub>

遮水のために必要な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）（財団法人 港湾空間高度化環境研究センター，2008）」を参考に設定する。本マニュアルは管理型廃棄物処分場の護岸設計を対象としており、漏水量を厳しく規定していることから、本マニュアルを参考とすることで海水貯留堰の止水性に対する機能要求を満足できる。

海水貯留堰の周辺地盤は三軸透水試験結果より、透水係数  $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$  以下の粘性土層の地盤である\*。本マニュアルによれば、海水貯留堰の鉛直遮水工の根入れ長としては、透水係数  $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$  の粘性土の場合、透水距離（層厚）を 1.6m 以上確保することとなっている。

遮水のために必要な根入れ長の設定においては、保守的な設定として、海水貯留堰が水平変位した場合に海水貯留堰片側のみが地盤と接する状態を仮定する。したがって、遮水のために必要な根入れ長は海水貯留堰の片面分のみ考慮するものとし、 $L_1 = 1.6\text{m}$  とする。図 2 に地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係を示す。

注記※ 次項「三軸透水試験結果について」参照

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）

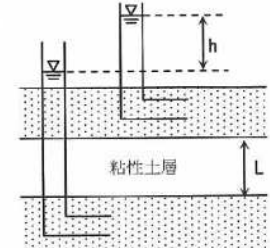


図-2.18 浸透距離と水位差

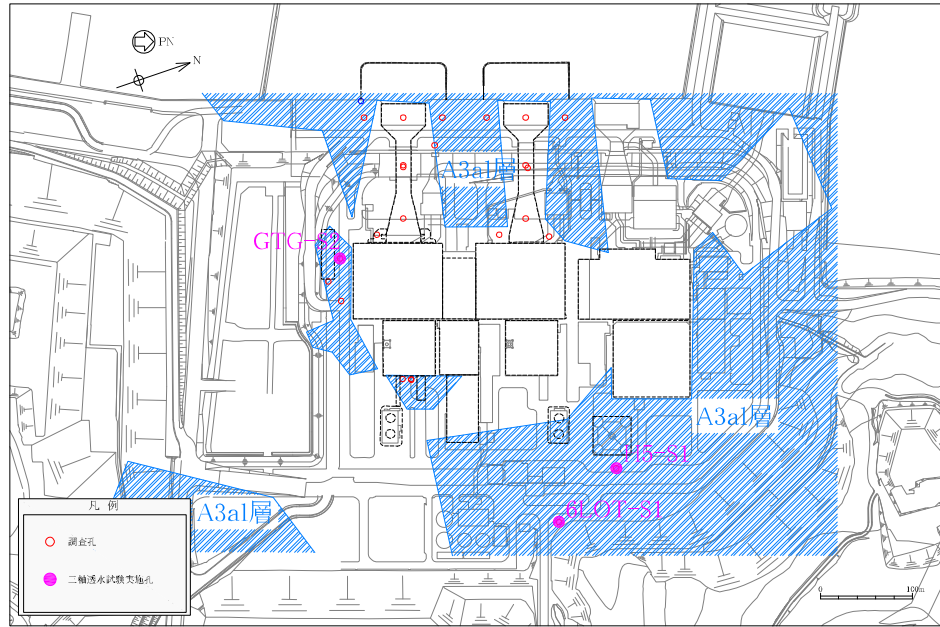
上記の式を用いて、不透水性地層（厚さ 5m 以上、透水係数  $k=1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$  以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると、透水係数が  $k=1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$  の粘性土層の場合には、計算上は層厚が 1.6m 以上となる。不透水性地層の層厚、地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第 2 編第 1 章調査参照）。

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。

図 2 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） p. 43 より抜粋）

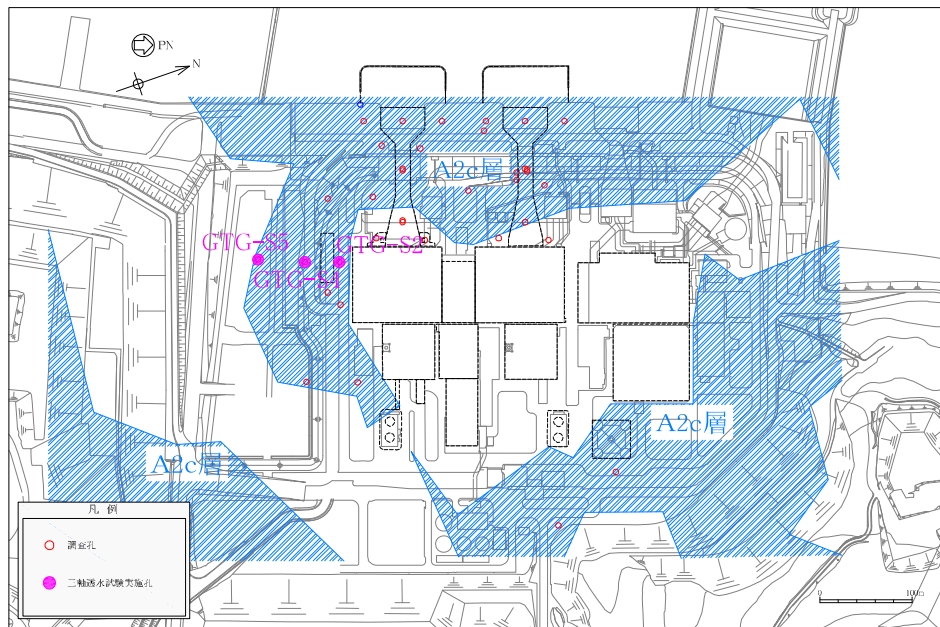
<三軸透水試験結果について>

A3a1 層および A2c 層の三軸透水試験結果を整理する。図 3 および図 4 に土質調査位置図を、図 5 から図 9 に土質調査を行った各ボーリング孔の柱状図の抜粋をそれぞれ示す。また、表 1 に三軸透水試験結果の抜粋を示す。



調査孔と各層の分布範囲 (A3a1層)

図 3 土質調査位置図 (A3a1 層)



調査孔と各層の分布範囲 (A2c層)

図 4 土質調査位置図 (A2c 層)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事
2.06	10.01	2.06		盛土・埋め戻し土	オリブ褐		0.00~2.06 盛土・埋め戻し土。 0.00~2.06 盛土・埋め戻し土。粗粒砂。礫は径5~15mm, 最大径30mm, 安山岩・砂岩・頁岩の角礫。
5				古安田層	オリブ灰		2.06~27.10 古安田層 2.06~10.20 A3a1層 2.06~3.75 中粒砂質シルト 2.92~3.75 ラミナがみられる。 3.75~5.63 細粒砂混じりシルト。3.75~3.97に暗褐色の腐植シルトを幅1.5~5cmで挟み輪状となる。 5.60~5.63に層厚3.5cmの砂礫層を挟む。礫は径2~10mmの泥岩の垂円~歪角礫主体。隙間は粗粒砂。 5.63~7.66 シルト。薄層状~薄片状の腐植混じる。 7.66~10.20 細~中粒砂混じりシルト。 7.66~7.68, 7.85~7.92, 8.58~8.62にシルト質細~中粒砂を層厚2~7cmで挟む。7.81~7.84は腐植質。 8.79~8.94, 9.51~9.85に幅0.5~3cmのレンズ状に細~中粒砂を挟む。 10.20~25.40 A2c層。 10.20~15.73 シルト。均質・塊状。 10.55~10.95に明褐色のノジュールが薄く混じり固くなる。 11.10~11.40に細~中粒砂混じる。 13.82~13.90に層厚8cm, 灰色のシルト質細粒砂を傾斜12°で挟む。ラミナがみられる。 15.73~24.71 細粒砂混じりシルト。 15.82~15.89に幅7cmオリブ色のノジュール。 17.52~17.58に細粒砂が不規則に混じる。 21.20に層厚2cm, レンズ状に灰色の細粒砂を挟む。 22.89~23.00 層厚10cmのシルト質細粒砂を挟む。 24.71~24.85 シルト質細粒砂。 24.85~25.40 細粒砂混じりシルト。 25.40~25.63 A2s層。シルト質細粒砂からなる。 25.63~27.10 A2g層。礫は径5~30mmの泥岩の垂円塊及び砂岩・頁岩・チャートの垂角~歪円塊。隙間は粗粒砂。 25.90~26.50 中粒砂。粗粒砂混じる。 26.50~27.10 砂礫。礫は径5~30mm, 最大径70mmの泥岩の垂角塊~ブロック及び径2~20mmの砂岩・頁岩・チャートの垂角~歪円塊。隙間は粗粒砂。腐植片混じる。
10				古安田層	暗オリブ灰		
15				古安田層	オリブ灰		
20				古安田層	オリブ灰		
25				古安田層	オリブ灰		
27.10	-15.03	25.04		西山層	暗緑灰		27.10~30.00 西山層。塊状の泥岩。 27.70 傾斜15°。幅2~3mmで灰色の粘土状部。 27.43, 27.80, 27.70に傾斜5°。10°のせん断割れ目。 28.36~28.41 径1~3mmの軽石を多く含む。(Np-1) 28.43 層厚1.2cm, レンズ状の灰色凝灰質細粒砂岩を傾斜17°で挟む。
30.00	-17.93	2.90		西山層	暗緑灰		

図 5 H5-S1 孔柱状図 (孔口標高: T. M. S. L. +12.07m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事	
2.00	11.27	2.00		盛土・埋め戻し土	にぶい黄褐色		0.00~2.00 盛土・埋め戻し土。 0.00~0.75 礫混じりシルト質中粒砂。主に径10mm程度の硬質礫を含む。 0.75~2.00 礫混じりシルト。主に径5mm程度の硬質及び軟質礫を含む。	
5				古安田層	暗緑灰色		2.00~28.20 古安田層。 2.00~3.84 A3c層。シルトを主体とし、細粒砂の薄層を挟む。 2.24~2.38 径10~20mm程度の礫石を含む。  3.84~10.23 A3a1層。砂質シルト。シルト及び細粒砂からなる。 3.84~4.05 砂質シルト。 4.05~4.84 シルト混じり細粒砂。ラミナがみられる。下端に腐植片を含む。 4.84~4.95 シルト。細粒砂を含む。 4.95~5.36 砂質シルト。下端に腐植片を含む。 5.36~5.51 シルト混じり細粒砂。ラミナがみられる。腐植片を含む。 5.51~5.61 細粒砂。上方細粒化がみられる。 5.61~7.84 シルト。細粒砂。腐植片を挟む。  7.84~8.00 細粒砂。シルト薄層を挟む。 8.00~8.71 シルト。腐植片を含む。  8.71~8.82 細粒砂。 8.82~9.50 シルト。  9.50~9.84 砂質シルト。 9.84~10.00 シルト。 10.00~10.23 砂質シルト。	
10					灰色		10.23~15.50 A3s層。細粒砂~粗粒砂を主体とし、砂礫及びシルトを挟む。 10.23~10.50 中粒砂。 10.50~10.73 礫質中粒砂。粗粒砂を挟む。 10.73~10.85 シルト。径2~5mm程度の礫を含む。細粒砂を挟む。 10.95~11.62 砂質シルト。 11.62~11.88 細粒砂。粗粒砂を挟む。 11.88~12.00 シルト。 12.00~12.45 礫混じり粗粒砂。径10~20mm程度のシルト偽層を含む。 12.45~12.90 砂礫。径10~20mm程度のシルト偽層及び径5~10mm程度の礫を伴う。 12.90~13.67 シルト。 13.67~13.78 砂質シルト。 13.78~14.60 シルト混じり細粒砂。 14.60~14.98 シルト。 14.98~15.60 砂質シルト。細粒砂を含む。  15.60~18.63 A2c層。シルトからなる。	
15					黄褐色		18.63~21.56 A2a1層。シルト及び砂質シルトからなる。 18.63~18.86 砂質シルト。 18.86~20.00 シルト。砂を含む。  20.00~20.32 砂質シルト。 20.32~20.98 シルト。  20.98~21.56 砂質シルト。ラミナがみられる。	
20					暗オリーブ灰色		21.56~27.40 A2s層。細粒砂。中粒砂。粗粒砂及び砂礫を主体とする。 21.56~21.63 細粒砂。 21.63~21.80 礫混じり中粒砂。径10mm程度の古期岩類の垂円~垂角礫を含む。 21.80~22.00 砂礫。径5mm程度の古期岩類の垂円~垂角礫及び径10mm程度のシルト偽層を含む。 22.00~22.69 礫混じり中粒砂。径3~25mm程度の古期岩類の垂円礫を含む。 22.69~23.00 礫混じり粗粒砂。径10~15mm程度の古期岩類の垂円~垂角礫を含む。 23.00~23.47 砂質シルト。 23.47~23.69 礫混じり細粒砂。径2~50mm程度の古期岩類の垂円~垂角礫を含む。 23.69~25.64 シルトを含む。 23.89~25.54 シルト。 25.54~25.69 砂質シルト。 25.69~26.42 シルト。 26.42~26.62 砂質シルト。 26.62~26.84 シルト。 26.84~27.00 細粒砂。細礫層を挟む。 27.00~27.40 砂質シルト。 27.40~28.20 A2g層。細粒砂及び砂礫からなる。 27.40~27.61 礫混じり細粒砂。 27.61~27.82 砂礫。径30~50mm程度のシルト偽層及び径5~30mmの古期岩類の垂円礫からなる。 27.82~28.20 礫。西山層の泥岩ブロックからなる。	
25					灰色		28.20~30.00 西山層。泥岩を主体とし、凝灰岩を挟む。 28.92~29.00 灰白色凝灰岩(細粒砂サイズ) (Nt-6上部)	
28.20	-14.93	26.20			西山層	暗緑灰色		
30.00	-16.73	1.80						

図 6 6 LOT-S1 孔柱状図 (孔口標高 : T. M. S. L. +13.27m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事					
5				盛土・埋め戻し土	にぶい黄褐		0.00~3.62 盛土・埋戻し土。 0.00~0.55 砂礫。径5~20mm程度の砕石からなる。基質は中粒砂。 0.55~3.00 礫混じり中粒砂。径5~10mm程度の粘板岩。チャートの薄層を含む。					
					灰黄褐		3.00~7.45 中粒砂。少量のシルト。径2~3mm程度の泥岩の円~亜円礫を含む。					
					黒褐		7.45~7.80 細粒砂。シルトの薄層を挟み、不明瞭なラミナがみられる。 7.80~8.35 腐植混じり細粒砂質シルト。 8.35~9.07 細粒砂。中粒砂を含む。					
9.62	2.33	9.62		明オリブ灰		9.07~9.54 シルト。細粒砂を挟む。 9.54~9.62 細粒砂。シルトを挟み、ラミナがみられる。						
10				新期砂層	褐灰	9.62~11.40 新期砂層。細粒砂及び中粒砂からなる。 9.62~10.40 細粒砂。シルトを含む。 10.40~11.40 中粒砂。径5~20mm程度の重円~円のシルト礫層を含む。						
11.40	0.55	1.78			黒褐							
15				古安田層	灰オリブ		11.40~28.79 古安田層 11.40~15.78 A3a1層。シルトを主体とし、細粒砂及び中粒砂を挟む。 11.40~11.88 シルト。細粒砂を含む。 11.88~12.00 中粒砂。 12.00~12.64 シルト。腐植片を挟む。 12.64~12.89 細粒砂。上部は不明瞭なラミナがみられる。下部は腐植片を含み、ラミナがみられる。 12.89~15.15 シルト。腐植片を含み、細粒砂の薄層を挟む。 14.60 断層。傾斜67°の正断層。変位量20mm。 14.77 断層。傾斜60°の逆断層。変位量12mm。 15.15~15.68 砂質シルト。径5mm程度のシルト礫層を含む。 15.58~15.78 細粒砂。ラミナがみられる。 15.78~27.38 A2c層。シルトを主体とし、細粒砂を挟む。 15.78~17.50 シルト。細粒砂。腐植片の薄層を挟む。 16.59 断層。傾斜90~90°の逆断層。変位量260mm。幅0.5~1mmの粘土。幅0~2cmの細片状部。 16.96 断層。傾斜12°の正断層。変位量15mm。 17.50~18.05 腐植混じりシルト。 18.05~19.61 シルト。下部に中粒砂質シルトを挟む。 18.80 断層。傾斜2°。幅1.2cmの細片状部。 18.82 断層。傾斜5°の逆断層。変位量22mm。幅1.2cmの細片状部。 19.61~20.26 腐植混じりシルト。 20.26~21.95 細粒砂。シルトを挟む。 20.62 断層。傾斜32°。 21.95~27.05 シルト。 26.45~26.58 不規則に細粒砂を含む。 27.05~27.66 細粒砂。ラミナがみられる。 27.66~27.98 礫混じりシルト。径3~10mm程度のシルト礫層。 27.98~28.79 A2s層。細粒砂を主体とし、砂質シルト、シルトを挟む。					
					オリブ灰							
					灰							
					暗緑灰							
					28.79		-16.84	17.39		西山層		28.79~31.00 西山層。泥岩を主体とし、細粒砂岩の薄層を挟む。

図 7 GTG-S 2孔柱状図 (孔口標高: T.M.S.L. +11.95m)



深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事	
				盛土・埋め戻し土	灰黄褐		0.00~13.83 盛土・埋戻し土。 0.00~0.24 砕石 0.24~4.63 礫混じり中粒砂。改良により硬化している。	
5			オリーブ灰				4.63~4.95 礫質シルト。径5~90mm程度の泥岩礫を含む。 4.95~5.63 シルト質細粒砂。 5.63~5.90 礫。径5~80mm程度のシルト礫を主体とする。 5.90~6.45 中粒砂。 6.45~10.35 礫質シルト。径5~50mm程度の泥岩の角礫。径2~5m程度程度の泥岩の細礫を含む。	
10			にぶい黄褐				10.35~12.15 礫混じり中粒砂。径5~60mm程度のシルト礫を含む	
13.83	1.75	13.83	灰				12.15~12.60 中粒砂。径5~10mm程度のシルト礫を含む。 12.60~13.00 シルト・中粒砂互層。シルト優勢。 13.00~13.51 シルト混じり細粒砂。 13.51~13.83 細粒砂。	
15			新期砂層	黒褐			13.83~18.26 新期砂層。中粒砂を主体とし、細粒砂及びシルトを挟む。 13.83~16.46 中粒砂。細粒砂を挟む。 16.46~17.56 細粒砂混じり礫質シルト。 17.56~18.26 細粒砂。上部に腐植片を含む。	
18.26	-2.68	4.43						18.26~33.56 古安田層 18.26~21.46 A2c層。シルト及び中粒砂からなる。 18.26~19.00 礫質シルト 19.00~19.33 中粒砂。不規則にシルトを挟む。 19.33~20.00 シルト。 20.00~21.46 礫混じりシルト。径2~25mm程度の角~垂円のシルト礫を含む。
20					古安田層	灰オリーブ		21.46~30.45 A2a1層。シルト及び中粒砂からなる。 21.46~22.96 細粒砂質シルト。細粒砂を挟む。 22.96~23.62 シルト混じり細粒砂。ラミナがみられる。 23.62~23.84 中粒砂。 23.75~23.84 径2~3mm程度のシルト礫を含む。 23.84~24.16 細粒砂。腐植混じり中粒砂を挟む。 24.16~24.34 中粒砂。 24.34~24.45 細粒砂。シルトを挟む。 24.45~24.65 腐植混じり細粒砂。下部に細礫を含む。 24.65~25.10 礫。径2~5mm程度の角~垂円のシルト礫からなる。 25.10~25.65 砂質シルト。 25.65~25.87 細粒砂。中部に砂質シルトを挟む。 25.87~26.00 シルト。 26.00~26.82 礫質シルト。粗粒砂~砂質シルトへ上方細粒化の様相がみられる。 26.82~27.65 シルト。中部に中粒砂を挟む。腐植片を挟む。 27.65~27.87 細粒砂質シルト。細粒砂。礫混じりシルトを挟む。 27.87~28.30 細粒砂。シルトの薄層を挟む。スランプ構造がみられる。 28.30~28.45 細粒混じり細粒砂。腐植片を含む。 28.45~28.86 細粒混じりシルト。径3~6mm程度の泥岩。チャートの垂円礫を含む。腐植を含む。 28.86~29.00 シルト混じり細粒砂。径10mm程度のシルト礫を含む。 29.00~29.15 シルト混じり中粒砂。礫を含む。 29.15~29.82 礫混じりシルト。径2~15mm程度の角~垂円のシルト礫を含む。細粒砂を挟む。 29.82~29.93 細粒砂。上部に径3~6mm程度のチャートの垂円礫を含む。中粒砂を挟む。 29.93~30.33 シルト。

図 8 G T G - S 4 孔柱状図 (孔口標高: T. M. S. L. +15.58m)

深度	標高	層厚	柱状図	地層名	色相	孔内水	記事
				古安田層	灰		30.20~30.35 腐植混じり中粒砂。 30.35~30.91 腐植混じりシルト。 30.91~31.20 腐植混じり中粒砂。 31.20~31.57 粗粒砂混じりシルト。 31.57~31.84 粗粒砂混じり中粒砂。 31.84~34.51 A2c層。 31.84~34.51 腐植・粗粒砂混じりシルト。
35			暗灰黄			34.51~37.30 A2c層。 34.51~34.82 腐植混じり中~粗粒砂。 34.82~35.45 シルト質中~粗粒砂。 35.45~35.77 腐植混じり・礫混じり中粒砂。 35.77~36.10 腐植・シルト混じり中粒砂。 36.10~36.30 中粒砂。 36.30~36.53 シルト。 36.53~36.70 腐植・中粒砂混じりシルト。 36.70~36.90 シルト。 36.90~37.15 シルト質中粒砂。 37.15~37.30 礫混じり中粒砂。 37.30~39.25 A1c層。 37.30~38.89 腐植混じりシルト。 38.89~39.25 シルト。 38.89~39.25 腐植混じりシルト。	
40			オリーブ黒			39.25~45.82 A1a層。 39.25~39.47 粗粒砂混じり中粒砂。 39.47~39.60 礫混じりシルト。 39.60~39.90 砂礫。 39.90~40.51 中粒砂質粗粒砂。 40.51~41.05 粗粒砂混じり中粒砂。 41.05~41.25 砂礫。 41.25~41.42 粗粒砂混じり中粒砂。 41.42~41.56 砂礫。 41.56~41.76 粗粒砂。 41.76~42.49 中粒砂。 42.49~43.42 砂礫。 43.42~43.93 中粒砂。 43.93~44.05 砂礫。 44.05~45.40 腐植混じりシルト。	
45			オリーブ灰			45.40~45.82 西山層泥岩ブロック。	
45.82	-33.76	15.82		西山層	暗オリーブ灰		45.82~48.00 西山層。 45.82~48.00 塊状泥岩。
48.00	-35.94	2.18					

図 9 G T G - S 5 孔柱状図 (孔口標高 : T. M. S. L. + 12. 06m)

表 1 三軸透水試験結果

地質	幾何平均透水係数 $k_{15}$ (cm/s)
A3a1	$1.74 \times 10^{-8}$
A2c	$1.90 \times 10^{-8}$

遮水のために必要な根入れ長の設定において、周辺地盤である A3a1 および A2c 層の透水係数は  $1 \times 10^{-6}$  cm/s 以下となる。保守的に不透水性地層と同等の粘性土層として透水係数  $1 \times 10^{-6}$  cm/s として検討する。

なお、透水係数  $k = 1 \times 10^{-6}$  cm/s、透水距離（根入れ長） $L = 4.0$  m、水位差  $h = 2.0$  m\*とした場合の浸透時間  $t$  は、 $t = L^2 / kh = 4.0^2 / (1 \times 10^{-6} \times 10^{-2} \times 2.0) = 8.0 \times 10^8$  s となる。この値は、海水貯留堰外側の海水位が海水貯留堰天端を下回る時間約 16 分と比較して十分に長い時間であり、設定した根入れ長は十分な遮水性を確保している。

注記\* 水位差  $h =$  海水貯留堰天端高 (T. M. S. L.  $-3.5$ m)  $-$  設計海底面 (T. M. S. L.  $-5.5$ m)  $= 2.0$ m

4. 地震により生じる周辺地盤の沈下量： $L_2$

海水貯留堰の周辺地盤が沈下すると根入れ長が減少するため、地震により生じる周辺地盤の沈下量を考慮する。地震により生じる周辺地盤の沈下利用 $L_2$ は、以下の算定式のとおり、 $L_2=0.013\text{m}$ とする。なお、海水貯留堰直下地盤には液状化層が存在しないため、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は発生しないものとする。

$$\begin{aligned} L_2 &= S_1 + S_2 \\ &= 0.013\text{m} + 0.00\text{m} = 0.013\text{m} \end{aligned}$$

ここで、

$L_2$  : 地震により生じる地盤の沈下量

$S_1$  : 地盤の変形による最終沈下量 (=0.013m)  
(2次元有効応力解析結果より)

$S_2$  : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (=0.00m)

4.1 地盤の変形による最終沈下量： $S_1$

2次元有効応力解析結果から得られる、海水貯留堰周辺地盤における最終沈下量の最大値(B-B断面、解析ケース①：基本ケース、 $S_s-3++$ )を用いて、地盤の変形による最終沈下量 $S_1$ を設定する。図10に示すとおり、地盤の変形による最終沈下量 $S_1$ を0.013mとする。

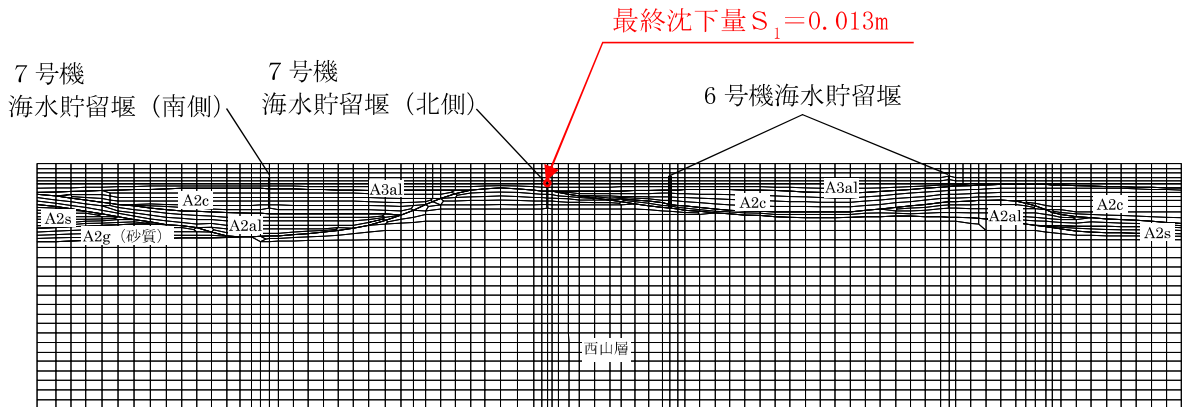


図10 地盤の変形による最終沈下量 $S_1$ の設定位置と値  
(B-B断面、解析ケース①：基本ケース、 $S_s-3++$ )

4.2 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量： $S_2$

海水貯留堰直下地盤には液状化層が存在しないため、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量は発生しないものとする。

## 5. まとめ

海水貯留堰の遮水性を確保するため、鋼管矢板継手の根入れ長が遮水性を確保しているかの確認を行った。地震時に発生する鋼管板周辺地盤の最終沈下量及び地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を考慮し、遮水性を確保するために必要な根入れ長を算出した。実際の鋼管矢板継手部の根入れ長は、遮水性の確保に必要な根入れ長を上回っていることから、鋼管矢板継手部の根入れ長は遮水性を確保していることを確認した。

(参考資料 3) 海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出について

## 1. 概要

本参考資料では、海水貯留堰接続部の耐震評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出結果を示す。海水貯留堰接続部に作用する荷重は、止水ゴム取付部鋼材の地震時慣性力、動水圧及び止水ゴムに作用する荷重である。止水ゴム取付部鋼材の耐震評価にあたり、水平震度を用いて算出される地震時慣性力及び動水圧による荷重は、止水ゴム作用力と比較して大きく支配的な荷重である。したがって、追加解析を実施する地震動は、最大水平加速度が最も大きいものに着目して選定することを基本とする。

## 2. 水平震度

止水ゴム取付部鋼材の耐震設計で、慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度  $k_h$  は、2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度  $\alpha$  より算出する。加速度抽出位置は、海水貯留堰の海中部 (T.M.S.L. -5.5~-3.5m) とする。

抽出断面は V-2-10-3-1-2-1 「海水貯留堰の耐震性についての計算書 3.1 評価対象断面」に示す断面のうち、加速度抽出断面は、動水圧及び止水ゴム作用力等の荷重作用方向と、NS 方向 (B-B 断面) により得られる最大加速度方向が、同一の方向であることを考慮し、B-B 断面を選定する。抽出する加速度は対象構造物である 7 号機海水貯留堰とし、南側及び北側の 2 箇所とする。

入力地震動は「3.4 入力地震動」に示す基準地震動  $S_s$  の計 15 波とし、解析ケースは表 1 に示すとおりとする。

各断面の加速度抽出位置における、2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度を表 2 及び表 3 に示す。

表 1 海水貯留堰接続部の耐震設計における解析ケース

解析ケース		①	②	③	④	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	非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	
液化化強度特性の設定		液化化強度特性 (-1σ)	液化化強度特性 (-1σ)	液化化強度特性 (-1σ)	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	Ss-1	++	実施				
		-+	実施				
		+-	実施				
		--	実施				
	Ss-2		実施				
	Ss-3	++	実施				
		-+	実施				
		+-	実施				
		--	実施				
	Ss-4		実施				
	Ss-5		実施	全ての基準地震動 S s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度が最も大きい地震動を用い、②～⑤より追加解析ケースを実施する。			
	Ss-6		実施				
	Ss-7		実施				
	Ss-8	++	実施				
-+		実施					

注記\* : 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。



表 2 2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度  
(B-B断面, 7号機海水貯留堰(南側))

解析ケース			①	②	③	④	⑤	最大値
			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	非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース	
地盤剛性の設定			地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	
液化化強度特性の設定			液化化強度特性(-1σ)	液化化強度特性(-1σ)	液化化強度特性(-1σ)	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用	
地震動(位相)	Ss-1	++	8.62					8.62
		-+	9.30	8.92	9.18	9.14	9.07	9.30
		+-	8.48					8.48
		--	8.84					8.84
	Ss-2		7.34					7.34
	Ss-3	++	6.69					6.69
		-+	6.54					6.54
		+-	6.59					6.59
		--	6.65					6.65
	Ss-4		5.54					5.54
	Ss-5		5.14					5.14
	Ss-6		5.73					5.73
	Ss-7		4.69					4.69
	Ss-8	++	8.20					8.20
		-+	8.09					8.09
	最大値			9.30	8.92	9.18	9.14	9.07

(単位 : m/s<sup>2</sup>)

表 3 2次元有効応力解析から抽出した最大水平加速度  
(B-B断面, 7号機海水貯留堰(北側))

解析ケース			①	②	③	④	⑤	最大値
			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	
地盤剛性の設定			地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	地盤剛性(-1σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1σ)	
液状化強度特性の設定			液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化強度特性(-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震動(位相)	Ss-1	++	11.51					11.51
		-+	11.45					11.45
		+-	11.47					11.47
		--	11.97	11.11	12.46	11.74	11.21	12.46
	Ss-2		10.58					10.58
	Ss-3	++	8.83					8.83
		-+	9.00					9.00
		+-	8.55					8.55
		--	8.88					8.88
	Ss-4		5.44					5.44
	Ss-5		5.97					5.97
	Ss-6		6.01					6.01
	Ss-7		5.87					5.87
	Ss-8	++	7.77					7.77
		-+	7.90					7.90
	最大値			11.97	11.11	12.46	11.74	11.21

(単位: m/s<sup>2</sup>)

表 2 及び表 3 より，7 号機海水貯留堰（南側）の  $S_{s-1-+}$ ，解析ケース①：基本ケースにおいて，最大加速度  $9.30\text{m/s}^2$  が発生する。また，7 号機海水貯留堰（北側）の  $S_{s-1--}$ ，解析ケース③（地盤物性のばらつき（ $-1\sigma$ ）を考慮した解析ケース）において，最大加速度  $12.46\text{m/s}^2$  が発生する。

したがって，耐震設計に用いる水平震度  $k_h$  は，表 4 に示すように算出する。

表 4 水平震度の算出

対象	最大加速度 $\alpha$ ( $\text{m/s}^2$ )	重力加速度 $g$ ( $\text{m/s}^2$ )	水平震度 $k_h$
7 号機海水貯留堰（南側）	9.30	9.80665	0.95
7 号機海水貯留堰（北側）	12.46	9.80665	1.28

### 3. 慣性力

止水ゴム取付部鋼材の地震時慣性力は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて算出する。止水ゴム取付部鋼材（南側）については水平震度  $k_h=0.95$ ，止水ゴム取付部鋼材（北側）については水平震度  $k_h=1.28$  を用いる。材料の単位体積重量は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づいて設定する。なお，地震時慣性力は検討対象である止水ゴム取付部鋼材リブプレート間隔300mm間の鋼材重量に対して算出する。荷重条件表を表5から表8に示す。

表5 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（南側）（1））

記号	定義	数値	単位	備考
$\gamma_s$	鋼の単位体積重量	77	kN/m <sup>3</sup>	
$B_{skin1}$	幅（スキンプレート1）	646	mm	
$D_{skin1}$	長さ（スキンプレート1）	300	mm	
$t_{skin1}$	板厚（スキンプレート1）	9	mm	
$n_{skin1}$	個数（スキンプレート1）	1	—	
$G_{skin1}$	重量（スキンプレート1）	0.134	kN	
$B_{skin2}$	幅（スキンプレート2）	391	mm	
$D_{skin2}$	長さ（スキンプレート2）	300	mm	
$t_{skin2}$	板厚（スキンプレート2）	9	mm	
$n_{skin2}$	個数（スキンプレート2）	1	—	
$G_{skin2}$	重量（スキンプレート2）	0.082	kN	
$B_{rib1}$	幅（リブプレート1）	476	mm	
$D_{rib1}$	長さ（リブプレート1）	125	mm	
$t_{rib1}$	板厚（リブプレート1）	14	mm	
$n_{rib1}$	個数（リブプレート1）	1	—	
$G_{rib1}$	重量（リブプレート1）	0.064	kN	
$B_{rib2}$	幅（リブプレート2）	486	mm	
$D_{rib2}$	長さ（リブプレート2）	125	mm	
$t_{rib2}$	板厚（リブプレート2）	14	mm	
$n_{rib2}$	個数（リブプレート2）	1	—	
$G_{rib2}$	重量（リブプレート2）	0.066	kN	
$B_{rib3}$	幅（リブプレート3）	323	mm	
$D_{rib3}$	長さ（リブプレート3）	50	mm	
$t_{rib3}$	板厚（リブプレート3）	14	mm	
$n_{rib3}$	個数（リブプレート3）	1	—	
$G_{rib3}$	重量（リブプレート3）	0.017	kN	

表 6 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（南側）（2））

記号	定義	数値	単位	備考
B <sub>rib4</sub>	幅（リブプレート4）	367	mm	
D <sub>rib4</sub>	長さ（リブプレート4）	335	mm	
t <sub>rib4</sub>	板厚（リブプレート4）	14	mm	
n <sub>rib4</sub>	個数（リブプレート4）	1	—	
G <sub>rib4</sub>	重量（リブプレート4）	0.132	kN	
B <sub>rib5</sub>	幅（リブプレート5）	208	mm	
D <sub>rib5</sub>	長さ（リブプレート5）	305	mm	
t <sub>rib5</sub>	板厚（リブプレート5）	14	mm	
n <sub>rib5</sub>	個数（リブプレート5）	1	—	
G <sub>rib5</sub>	重量（リブプレート5）	0.068	kN	
B <sub>rib6</sub>	幅（リブプレート6）	60	mm	
D <sub>rib6</sub>	長さ（リブプレート6）	150	mm	
t <sub>rib6</sub>	板厚（リブプレート6）	14	mm	
n <sub>rib6</sub>	個数（リブプレート6）	1	—	
G <sub>rib6</sub>	重量（リブプレート6）	0.010	kN	
G	総重量	0.573	kN	$= \Sigma G_{skin} + \Sigma G_{rib}$
A <sub>skin</sub>	面積（スキンプレート）	0.311	m <sup>2</sup>	$= \Sigma (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	1.842	kN/m <sup>2</sup>	$= G / A_{skin}$
k <sub>h</sub>	水平震度	0.95	—	
K <sub>sd</sub>	慣性力	1.7	kN/m <sup>2</sup>	$= k_h \cdot G'$

表 7 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（北側）（1））

記号	定義	数値	単位	備考
$\gamma_s$	鋼の単位体積重量	77	kN/m <sup>3</sup>	
B <sub>skin1</sub>	幅（スキンプレート1）	688	mm	
D <sub>skin1</sub>	長さ（スキンプレート1）	300	mm	
t <sub>skin1</sub>	板厚（スキンプレート1）	9	mm	
n <sub>skin1</sub>	個数（スキンプレート1）	1	—	
G <sub>skin1</sub>	重量（スキンプレート1）	0.143	kN	
B <sub>skin2</sub>	幅（スキンプレート2）	341	mm	
D <sub>skin2</sub>	長さ（スキンプレート2）	300	mm	
t <sub>skin2</sub>	板厚（スキンプレート2）	9	mm	
n <sub>skin2</sub>	個数（スキンプレート2）	1	—	
G <sub>skin2</sub>	重量（スキンプレート2）	0.071	kN	
B <sub>rib1</sub>	幅（リブプレート1）	528	mm	
D <sub>rib1</sub>	長さ（リブプレート1）	125	mm	
t <sub>rib1</sub>	板厚（リブプレート1）	14	mm	
n <sub>rib1</sub>	個数（リブプレート1）	1	—	
G <sub>rib1</sub>	重量（リブプレート1）	0.071	kN	
B <sub>rib2</sub>	幅（リブプレート2）	518	mm	
D <sub>rib2</sub>	長さ（リブプレート2）	125	mm	
t <sub>rib2</sub>	板厚（リブプレート2）	14	mm	
n <sub>rib2</sub>	個数（リブプレート2）	1	—	
G <sub>rib2</sub>	重量（リブプレート2）	0.070	kN	
B <sub>rib3</sub>	幅（リブプレート3）	249	mm	
D <sub>rib3</sub>	長さ（リブプレート3）	50	mm	
t <sub>rib3</sub>	板厚（リブプレート3）	14	mm	
n <sub>rib3</sub>	個数（リブプレート3）	1	—	
G <sub>rib3</sub>	重量（リブプレート3）	0.013	kN	

表 8 耐震評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材（北側）（2））

記号	定義	数値	単位	備考
B <sub>rib4</sub>	幅（リブプレート4）	367	mm	
D <sub>rib4</sub>	長さ（リブプレート4）	335	mm	
t <sub>rib4</sub>	板厚（リブプレート4）	14	mm	
n <sub>rib4</sub>	個数（リブプレート4）	1	—	
G <sub>rib4</sub>	重量（リブプレート4）	0.132	kN	
B <sub>rib5</sub>	幅（リブプレート5）	123	mm	
D <sub>rib5</sub>	長さ（リブプレート5）	333	mm	
t <sub>rib5</sub>	板厚（リブプレート5）	14	mm	
n <sub>rib5</sub>	個数（リブプレート5）	1	—	
G <sub>rib5</sub>	重量（リブプレート5）	0.044	kN	
B <sub>rib6</sub>	幅（リブプレート6）	60	mm	
D <sub>rib6</sub>	長さ（リブプレート6）	150	mm	
t <sub>rib6</sub>	板厚（リブプレート6）	14	mm	
n <sub>rib6</sub>	個数（リブプレート6）	1	—	
G <sub>rib6</sub>	重量（リブプレート6）	0.010	kN	
G	総重量	0.554	kN	$= \Sigma G_{skin} + \Sigma G_{rib}$
A <sub>skin</sub>	面積（スキンプレート）	0.309	m <sup>2</sup>	$= \Sigma (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	1.793	kN/m <sup>2</sup>	$= G / A_{skin}$
k <sub>h</sub>	水平震度	1.28	—	
K <sub>sd</sub>	慣性力	2.3	kN/m <sup>2</sup>	$= k_h \cdot G'$

#### 4. 動水圧

動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 版）」に基づいて算出する。止水ゴム取付部鋼材（南側）については水平震度  $k_h=0.95$ ，止水ゴム取付部鋼材（北側）については水平震度  $k_h=1.28$  を用いる。荷重条件表を表 9 および表 10 に示す。

表 9 耐震評価に用いる条件（動水圧，止水ゴム取付部鋼材（南側））

記号	定義	数値	単位	備考
$\rho$	海水の密度	1.03	g/cm <sup>3</sup>	「理科年表 2015（国立天文台，2015 版）」より平均的な値を用いた。
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>	
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>	$= \rho \cdot g$
$H$	海水貯留堰高さ	2.00	m	
$\eta$	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	4.50	m	
$h_1$	海水貯留堰外側の底面における水深	6.50	m	$= H + \eta$
$h_2$	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.50	m	$= \eta$
$h_3$	海水貯留堰内側の底面における水深	6.50	m	$= h_1$
$k_h$	水平震度	0.95	—	
$P_{d1}$	海水貯留堰外側の底面における動水圧	54.6	kN/m <sup>2</sup>	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
$P_{d3}$	海水貯留堰内側の底面における動水圧	54.6	kN/m <sup>2</sup>	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$



表 10 耐震評価に用いる条件（動水圧，止水ゴム取付部鋼材（北側））

記号	定義	数値	単位	備考
$\rho$	海水の密度	1.03	g/cm <sup>3</sup>	「理科年表 2015（国立天文台，2015 版）」より平均的な値を用いた。
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>	
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>	$= \rho \cdot g$
$H$	海水貯留堰高さ	2.00	m	
$\eta$	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	4.50	m	
$h_1$	海水貯留堰外側の底面における水深	6.50	m	$= H + \eta$
$h_2$	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.50	m	$= \eta$
$h_3$	海水貯留堰内側の底面における水深	6.50	m	$= h_1$
$k_h$	水平震度	1.28	—	
$P_{d1}$	海水貯留堰外側の底面における動水圧	73.5	kN/m <sup>2</sup>	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
$P_{d3}$	海水貯留堰内側の底面における動水圧	73.5	kN/m <sup>2</sup>	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

5. 止水ゴム作用力

止水ゴムに作用する荷重に対して、止水ゴムの荷重作用幅を考慮した値を、止水ゴム両側の止水ゴム取付部鋼材スキンプレート先端が負担するものとして考慮する。荷重条件表を表 11 および表 12 に示す。

表 11 耐震評価に用いる条件（止水ゴム作用力，止水ゴム取付部鋼材（南側））

記号	定義	数値	単位	備考
B <sub>1</sub>	止水ゴム幅	0.240	m	
B <sub>2</sub>	止水ゴム変形量	0.036	m	最大相対変位
B	止水ゴム荷重作用幅	0.276	m	= B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>
P <sub>d1</sub>	海水貯留堰外側の底面における動水圧	54.6	kN/m <sup>2</sup>	表 9 より
P <sub>d3</sub>	海水貯留堰内側の底面における動水圧	54.6	kN/m <sup>2</sup>	表 9 より
F <sub>g</sub>	止水ゴム作用力	15.1	kN/m	= B/2・(P <sub>d1</sub> +P <sub>d3</sub> )

表 12 耐震評価に用いる条件（止水ゴム作用力，止水ゴム取付部鋼材（北側））

記号	定義	数値	単位	備考
B <sub>1</sub>	止水ゴム幅	0.240	m	
B <sub>2</sub>	止水ゴム変形量	0.036	m	最大相対変位
B	止水ゴム荷重作用幅	0.276	m	= B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>
P <sub>d1</sub>	海水貯留堰外側の底面における動水圧	73.5	kN/m <sup>2</sup>	表 10 より
P <sub>d3</sub>	海水貯留堰内側の底面における動水圧	73.5	kN/m <sup>2</sup>	表 10 より
F <sub>g</sub>	止水ゴム作用力	20.3	kN/m	= B/2・(P <sub>d1</sub> +P <sub>d3</sub> )

## 6. 止水ゴム取付部鋼材の作用荷重

止水ゴム取付部鋼材に対する荷重作用図を図4に、「2. 水平震度」から「5. 止水ゴム作用力」にて算出した作用荷重を表13に示す。なお、作用荷重の算出過程は、本編「3.8.1 構造部材の健全性評価」に示す。

動水圧の慣性力は、いずれも水平震度（水平加速度）に応じて算出するものであり、止水ゴム作用力は、前述の動水圧の他に、止水ゴムの変形量（海水貯留堰（護岸近傍）と前面鋼矢板間の水平方向（ $\delta_x$ ）の相対変位）に応じた荷重作用幅を考慮して算出されるものである。

止水ゴム取付部の作用荷重は、表13のとおり、水平震度から求まる動水圧及び慣性力と、水平震度と止水ゴムの変形量から求まる止水ゴム作用力からなり、止水ゴム作用力と比べて動水圧及び慣性力が支配的な作用荷重となっている。

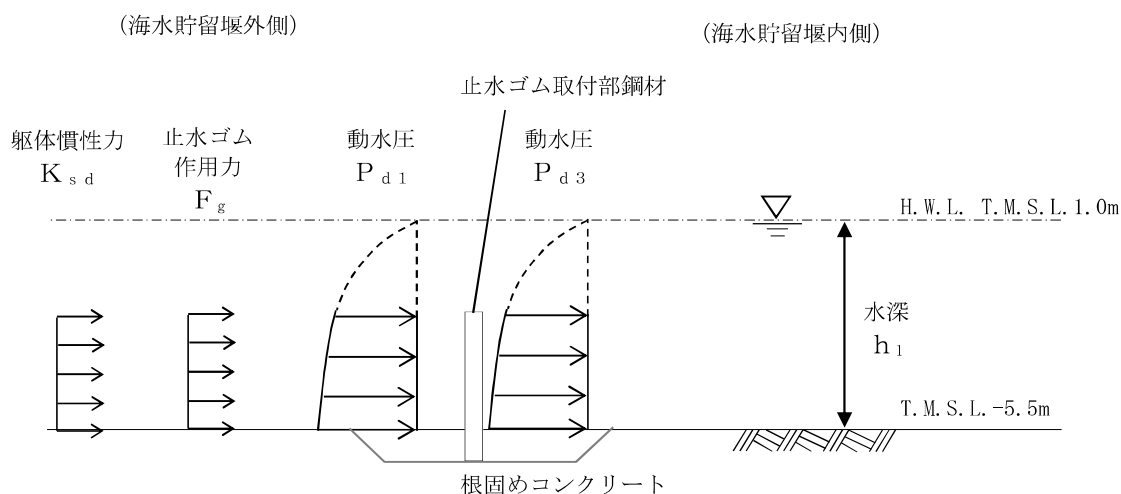


図1 荷重作用図

表13 耐震評価に用いる荷重値

検討断面	動水圧 $P_d$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	慣性力 $K_{sd}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	止水ゴム作用力 $F_g$ ( $\text{kN}$ )
南側	109.1	1.75	15.1
北側	147.1	2.30	20.3



(参考資料 4) 漏水試験及び変形試験について

1. 概要

構造境界からの有意な漏えいを生じさせないために、海水貯留堰と取水護岸の接続部に止水ゴムを設置する設計としている。

止水ゴムの設置位置図を図 1 に、止水ゴムの詳細平面図を図 2 及び図 3 に示す。また、海水貯留堰接続部の鳥瞰図を図 4 に示す。

止水ゴムは、構造物の変位に対して追随し、止水機能を維持する構造であることから、止水ゴムの仕様や形状を考慮し、止水ゴムが所要の強度を確保できる変形量に対し、止水ゴムを設置する構造物の設計水圧（津波の波圧）を上回る水圧を作用させ、止水ゴム本体及び取付け部が損傷しないこと及び有意な漏水量が生じないことを確認する性能確認試験により、変形量の許容限界を設定する。性能確認評価フローを図 5 に示す。

また、クロロプレンゴム（以下、「CRゴム」という。）を原材料として製造された止水ゴムの耐久性能についても確認する。

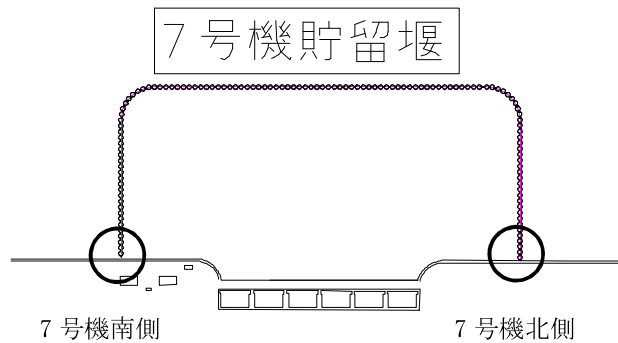


図 1 止水ゴム設置位置図

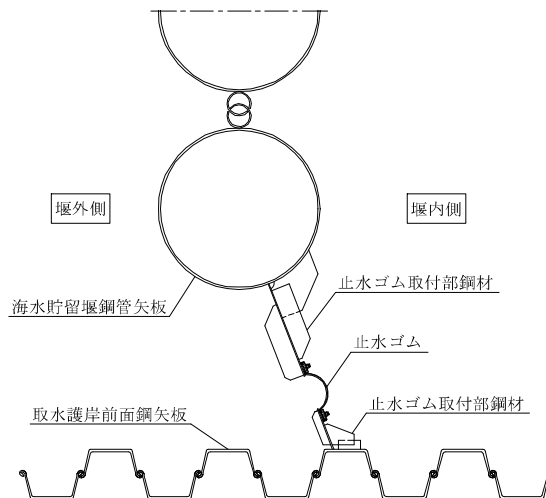


図 2 止水ゴム詳細平面図 (7号機南側)

(参考) 4-1

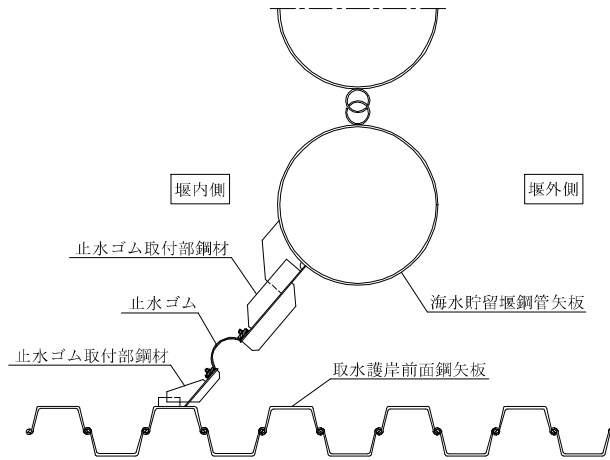


図3 止水ゴム詳細平面図 (7号機北側)

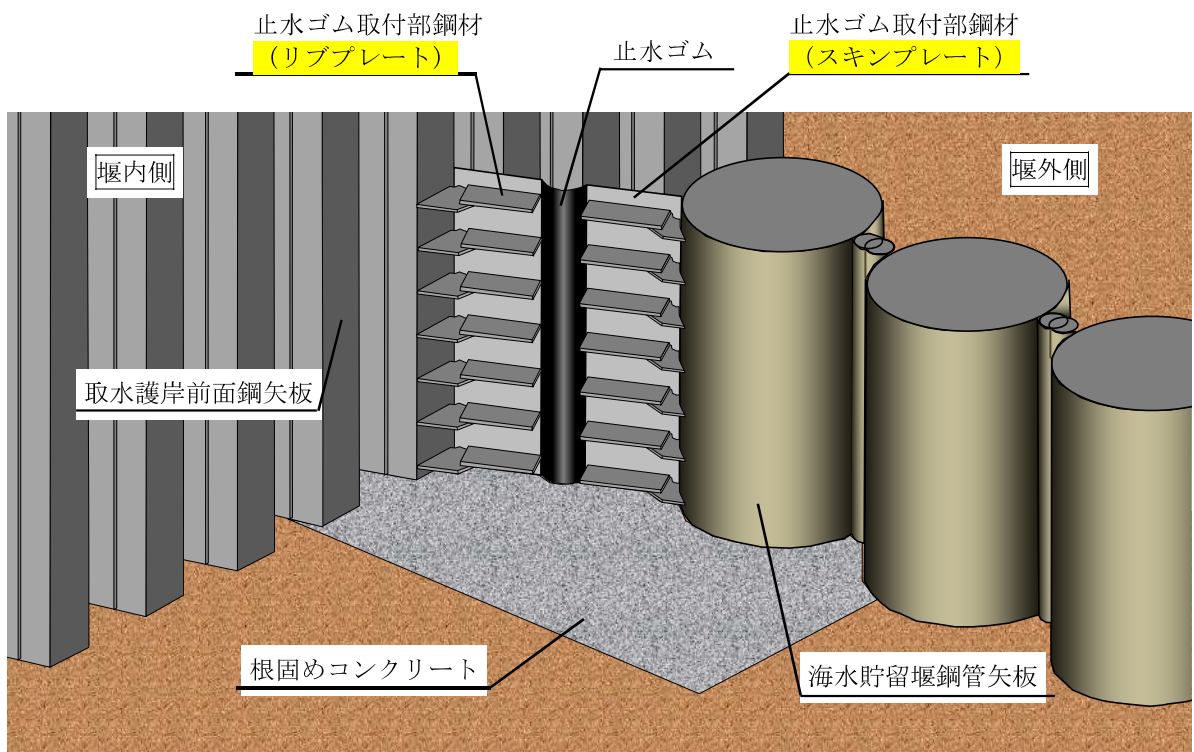


図4 海水貯留堰接続部の鳥瞰図

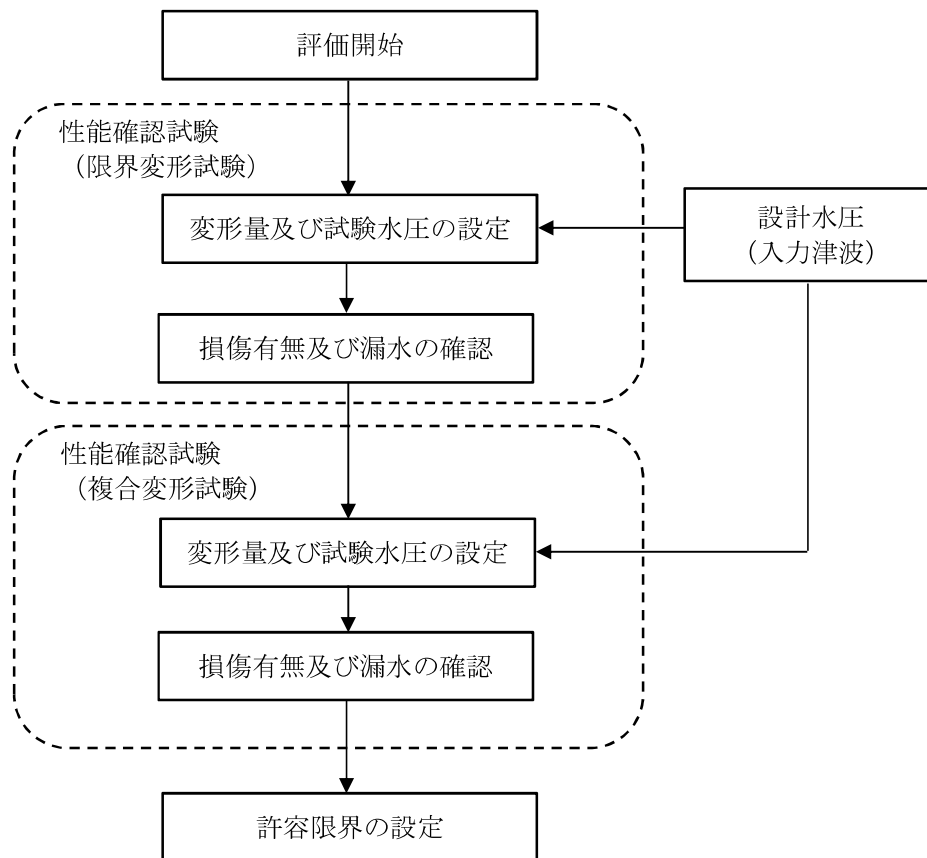


図5 性能確認評価フロー

## 2. 性能確認試験について

### (1) 試験条件

止水ゴムにおいては、地震時及び津波時・重畳時において、図6に示す3方向の変形が複合的に生じることが想定されている。実際の止水ゴムを再現した試験装置に対し、試験機により止水ゴムに強制的な変形を与えた状態で、津波の波圧に相当する荷重を作用させる（加圧することにより、止水ゴム本体及び取付け部が損傷することなく、止水機能を保持することを確認する。

止水ゴムに与える変形量は最大値として、                    である変形量を作用させた。また試験水压は「1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について」に基づき設定した。同方針では、“越流直前の津波波力”及び“越流時の静水压差”について検討しており、前者が後者を上回る結果となったことから、保守的に“越流直前の津波波力”を考慮するとしている。“越流直前の津波波力”は津波高さの3倍の高さまでの静水压荷重0.06MPaとしているが、本試験ではさらに保守的な配慮として、試験水压を0.1MPaとした。

性能確認試験は、止水ゴムに単一的な変形を与える限界変形試験、及び止水ゴムに3方向の複合的な変形を与える複合変形試験の2ケースを実施した。試験条件を表1及び表2に、性能確認試験フローを図7に示す。また使用した試験機を写真1に、試験装置を写真2に示す。実施した各試験における変形の概念図を図8及び図9に示す。

止水ゴムの着目部は、限界変形試験において面外せん断、あるいは面内せん断の単一変形を与える2箇所、複合変形試験において面外せん断、面内せん断及び伸縮の複合変形を与える1箇所とした。

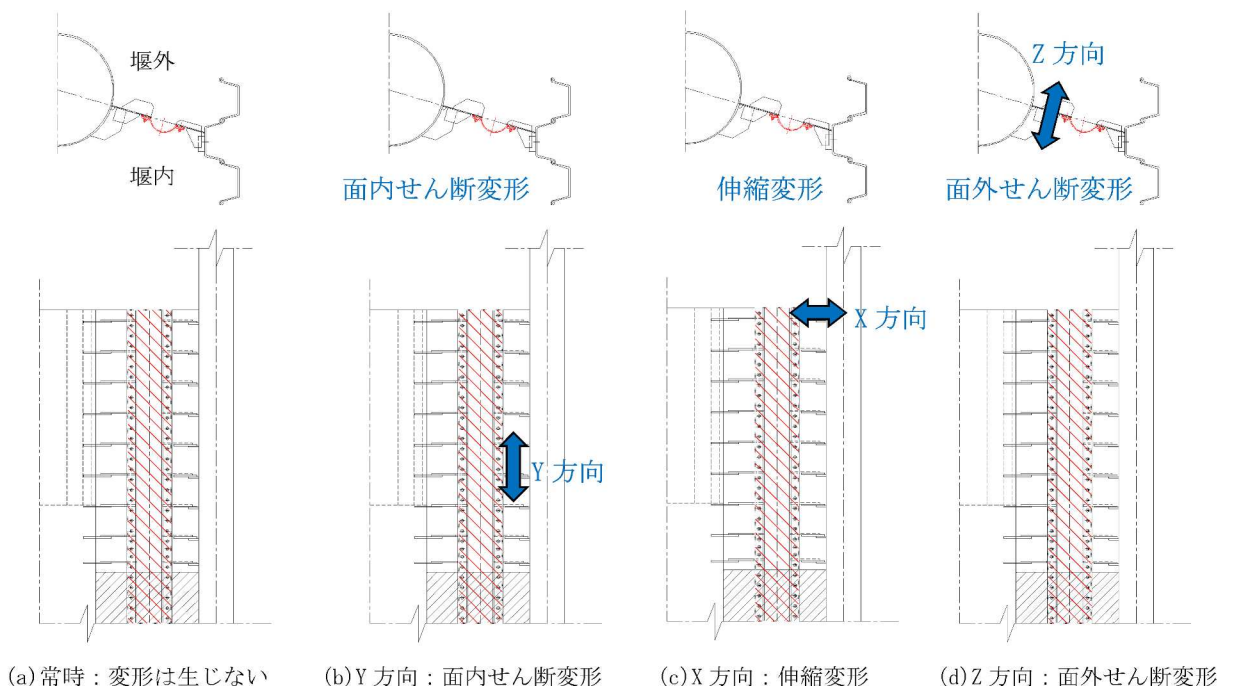


図6 止水ゴムに生じると想定される変形



表1 止水ゴムの試験条件（限界変形試験：数値は目標値）

変位ステップ No.	試験機変位量(mm)		試験体着目部変位量(mm)			試験水圧 (MPa)
	$\delta_v$ 伸縮	$\delta_h$ 面外・面内	$\delta_x$ 北側・東側 伸縮	$\delta_y$ 北側 面内	$\delta_z$ 東側 面外	
1	0	0	0	0	0	0.1
2	0	20	0	20	20	0.1
3	0	40	0	40	40	0.1
4	0	60	0	60	60	0.1
5	0	80	0	80	80	0.1
6	0	100	0	100	100	0.1
7	0	120	0	120	120	0.1
8	0	140	0	140	140	0.1
9	0	160	0	160	160	0.1
10	0	180	0	180	180	0.1
11	0	200	0	200	200	0.1
12	0	220	0	220	220	0.1
13	0	240	0	240	240	0.1
14	0	260	0	260	260	0.1
15	0	280	0	280	280	0.1
16	15	280	15	280	280	0.1
17	0	40	0	40	40	0.1
18	0	80	0	80	80	0.1

※ 伸縮変形は伸びが (+) , 縮みが (-)

※



表 2 止水ゴムの試験条件（複合変形試験：数値は目標値）

変位ステップ No.	試験機変位量 (mm)		試験体着目部変位量 (mm)			試験水圧 (MPa)
	$\delta_v$ 伸縮	$\delta_h$ 面外・面内	$\delta_x$ = $\delta_v$ 伸縮	$\delta_y$ = $\delta_h * \sin\theta$ 面内	$\delta_z$ = $\delta_h * \cos\theta$ 面外	
1	0	0	0	0	0	0.1
2	20	20	20	13	15	0.1
3	30	40	30	27	30	0.1
4	40	60	40	40	45	0.1
5	50	80	50	54	59	0.1
6	60	100	60	67	74	0.1
7	70	120	70	80	89	0.1
8	80	140	80	94	104	0.1
9	85	150	85	100	111	0.1
10	90	155	90	104	115	0.1
11	94	164	94	110	122	0.1
12	65	145	65	97	108	0.1

※ 伸縮変形は伸びが (+) , 縮みが (-)

※

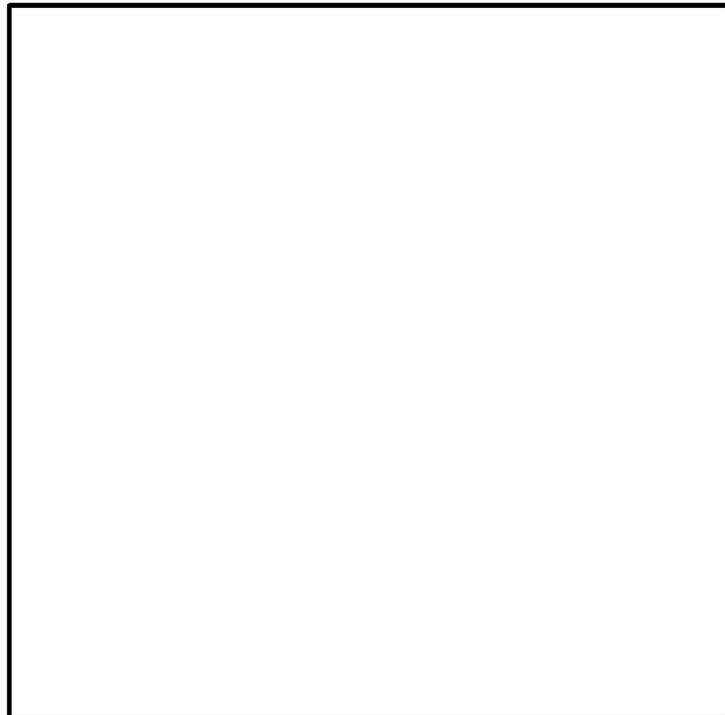
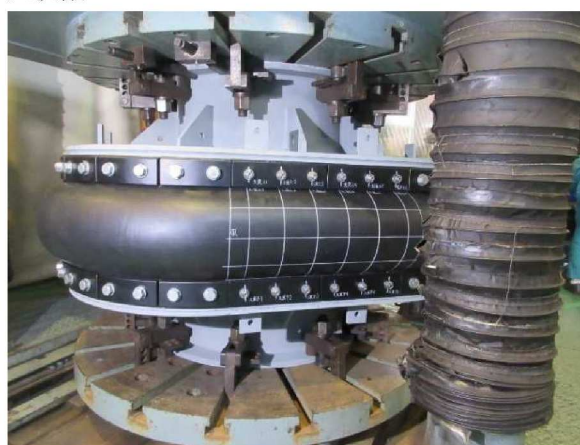
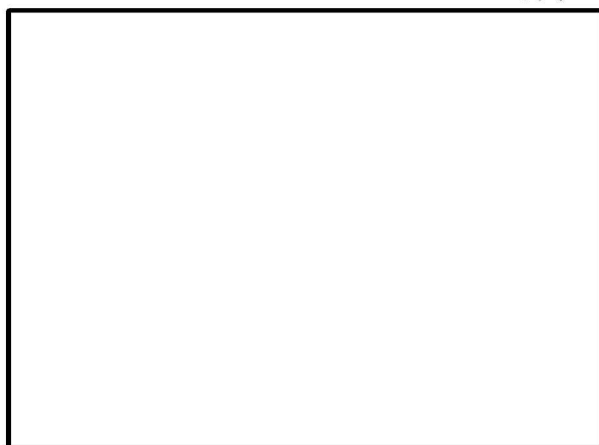


図 7 性能確認試験フロー



写真1 試験機



(a) 内水圧試験装置

(b) 試験装置及び試験体全景

写真2 試験装置

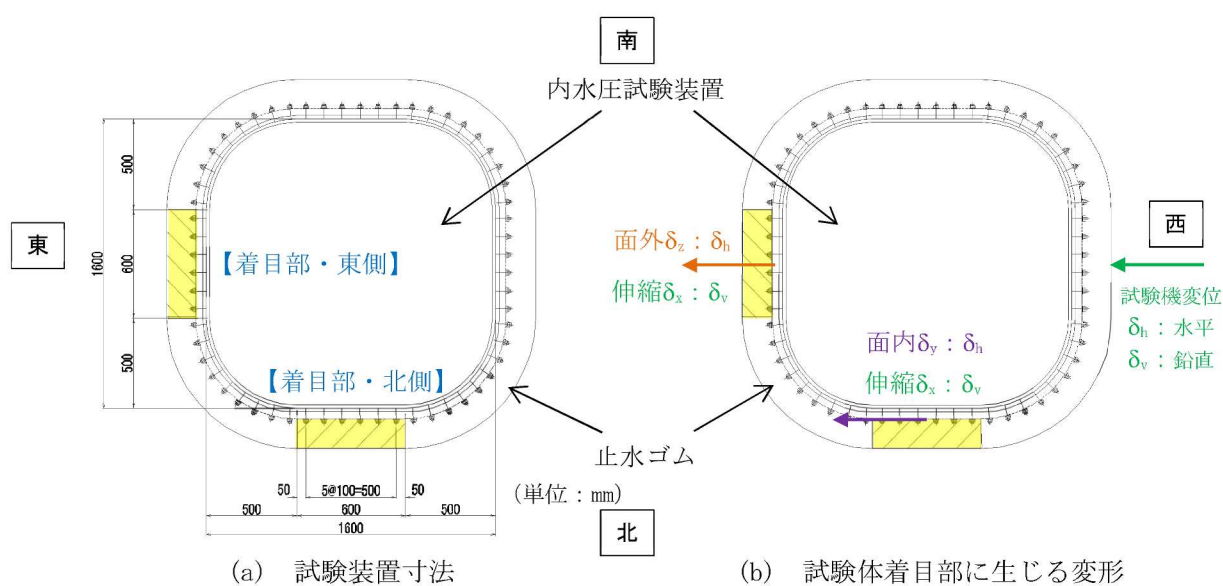
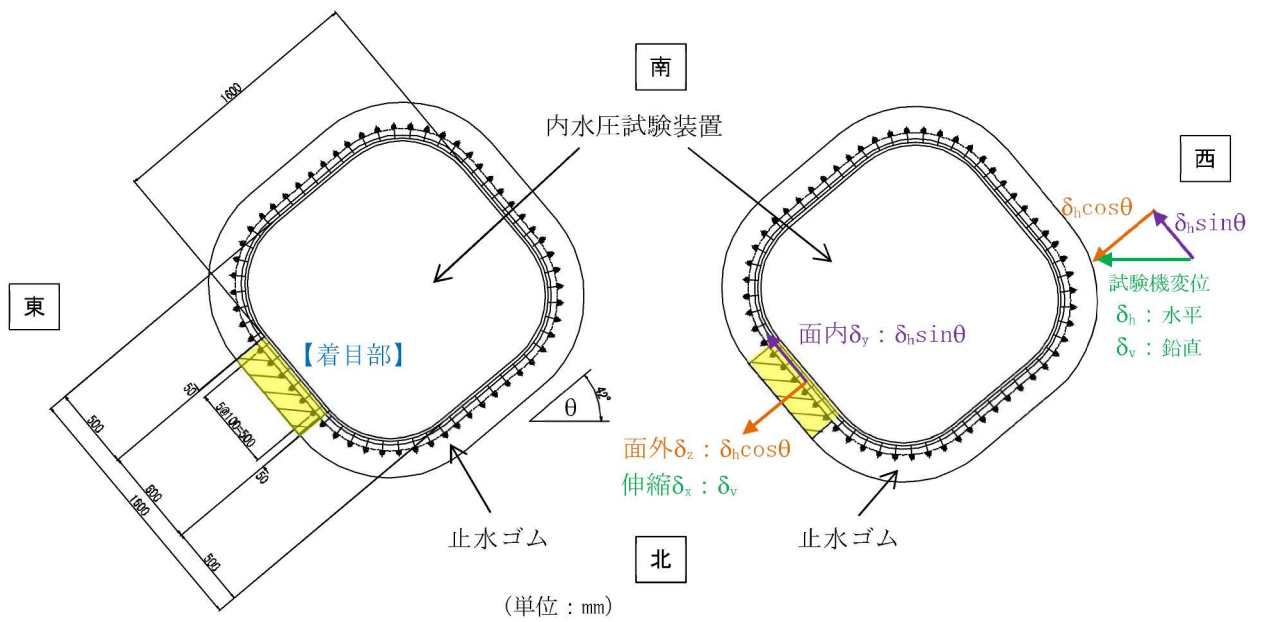


図8 変形の概念図 (限界変形試験)



(a) 試験装置寸法 (b) 試験体着目部に生じる変形

図9 変形の概念図 (複合変形試験)

試験体に与えた変形及び水圧を計測するため、計測器を設置した。試験装置下盤には変位計及び水圧配管経路に圧力計を設置した。これらより1秒間に1レコードの頻度でデータを取得し、ロガーに記録した。複合変形試験における変位計及び圧力計の設置状況を写真3及び写真4にそれぞれ示す。



写真3 変位計設置状況

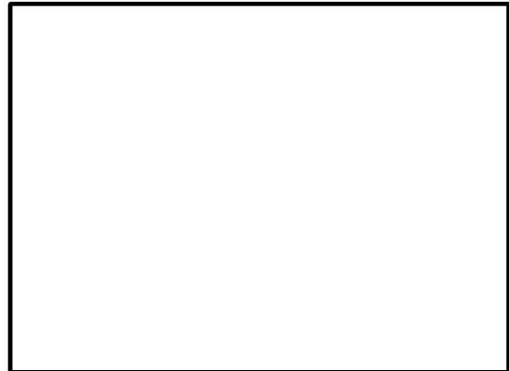


写真4 圧力計設置状況

(参考) 4-8

(2) 試験結果

(a) 限界変形試験

限界変形試験に関する性能確認試験結果を表3に示す。また試験状況を写真5～写真22に示す。

全ての変位ステップにおいて、止水ゴムの損傷やナットの緩みは認められない。また、止水ゴム試験体着目部から漏水も認められない。

表3 性能確認試験結果（限界変形試験：数値は実績値）

変位 ステップ <sup>o</sup> No.	試験機変位量 (mm)		試験体着目部変位量 (mm)			試験水圧 (MPa)	保持 時間 (min)	漏水 有無	損傷 有無
	$\delta_v$ 伸縮	$\delta_h$ 面外 ・面内	$\delta_x$ 北側 ・東側 伸縮	$\delta_y$ 北側 面内	$\delta_z$ 東側 面外				
1	1.4	0.0	1.4	0.0	0.0	0.1081	3	無	無
2	1.4	21.9	1.4	21.9	21.9	0.1058	3	無	無
3	1.3	41.5	1.3	41.5	41.5	0.1036	3	無	無
4	1.3	61.2	1.3	61.2	61.2	0.1032	3	無	無
5	1.2	81.1	1.2	81.1	81.1	0.1032	3	無	無
6	1.2	101.2	1.2	101.2	101.2	0.1028	3	無	無
7	1.5	122.4	1.5	122.4	122.4	0.1027	3	無	無
8	1.5	141.7	1.5	141.7	141.7	0.1029	3	無	無
9	1.4	163.1	1.4	163.1	163.1	0.1029	3	無	無
10	1.4	181.6	1.4	181.6	181.6	0.1030	3	無	無
11	1.3	201.6	1.3	201.6	201.6	0.1029	3	無	無
12	1.3	221.0	1.3	221.0	221.0	0.1030	3	無	無
13	1.1	242.5	1.1	242.5	242.5	0.1029	3	無	無
14	1.1	261.9	1.1	261.9	261.9	0.1028	3	無	無
15	0.8	280.6	0.8	280.6	280.6	0.1026	3	無	無
16	15.7	281.0	15.7	281.0	281.0	0.1023	3	無	無
17	2.1	41.2	2.1	41.2	41.2	0.1029	3	無	無
18	2.2	80.9	2.2	80.9	80.9	0.1030	3	無	無

※ 伸縮変形は伸びが (+) , 縮みが (-)

※



写真 5 試験状況 (変位ステップ No. 1)



写真 6 試験状況 (変位ステップ No. 2)

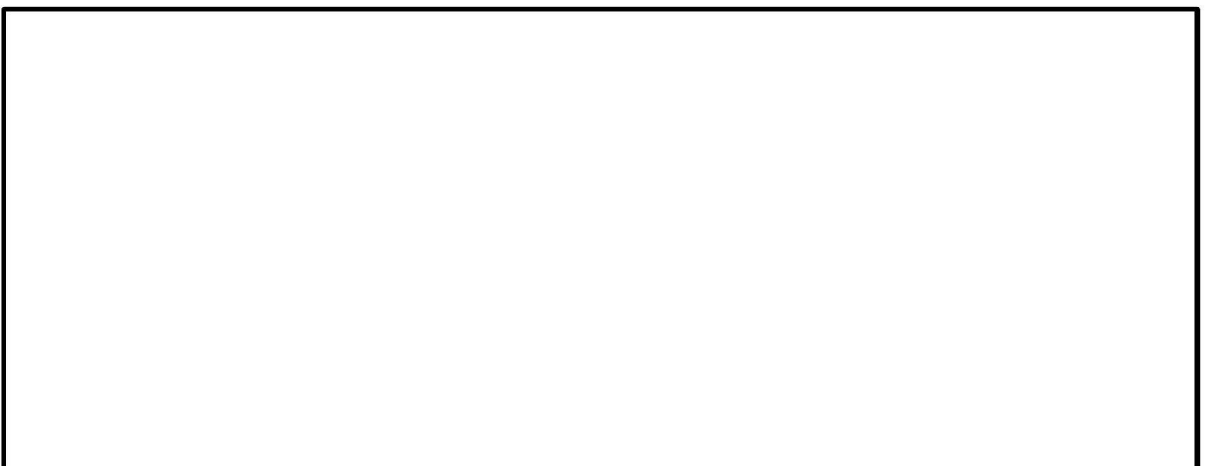


写真 7 試験状況 (変位ステップ No. 3)

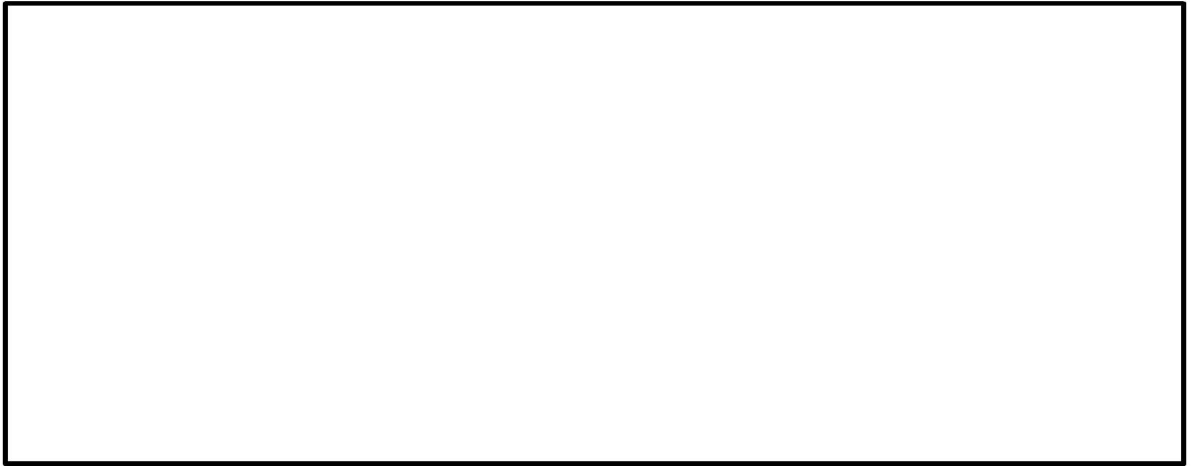


写真 8 試験状況 (変位ステップ No. 4)



写真 9 試験状況 (変位ステップ No. 5)

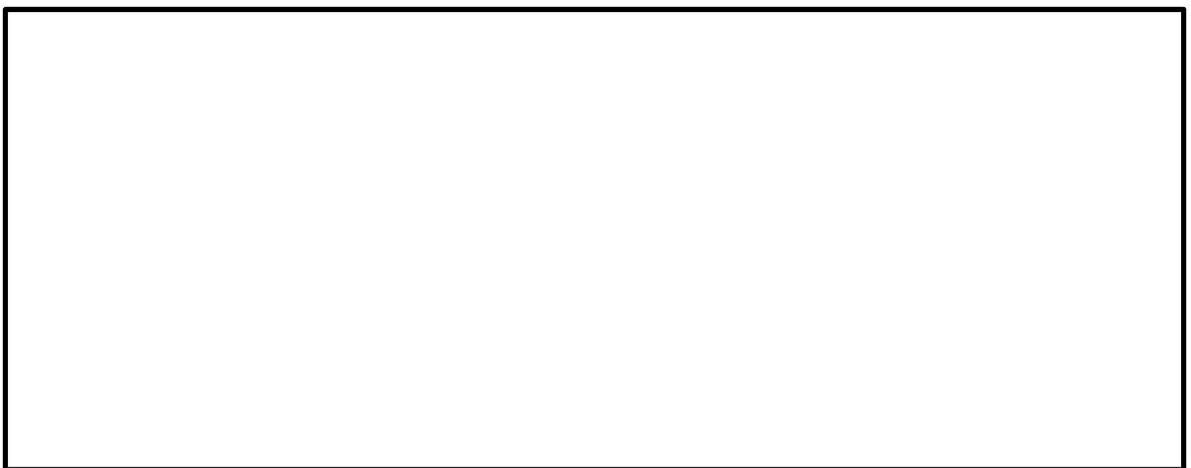


写真 10 試験状況 (変位ステップ No. 6)

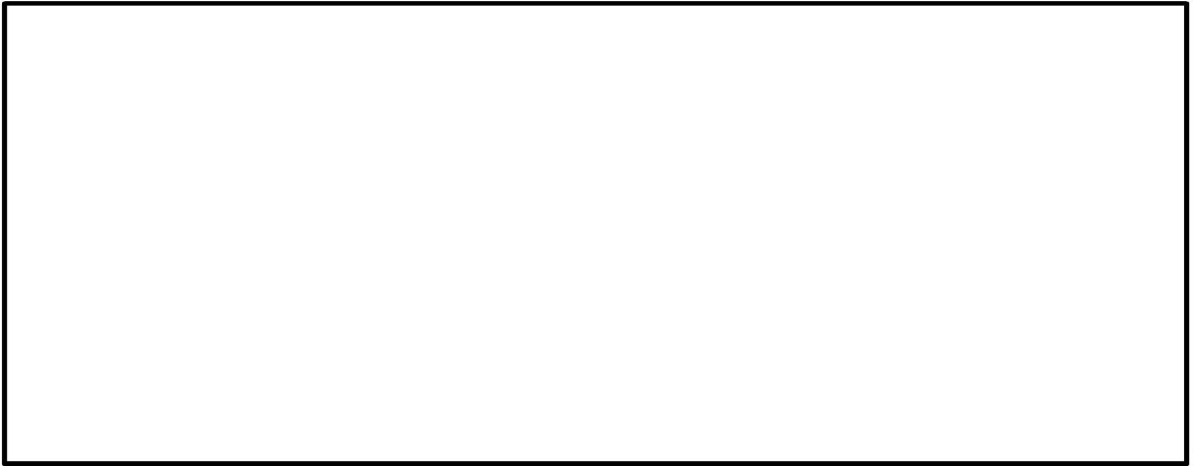


写真 11 試験状況 (変位ステップ No. 7)



写真 12 試験状況 (変位ステップ No. 8)



写真 13 試験状況 (変位ステップ No. 9)



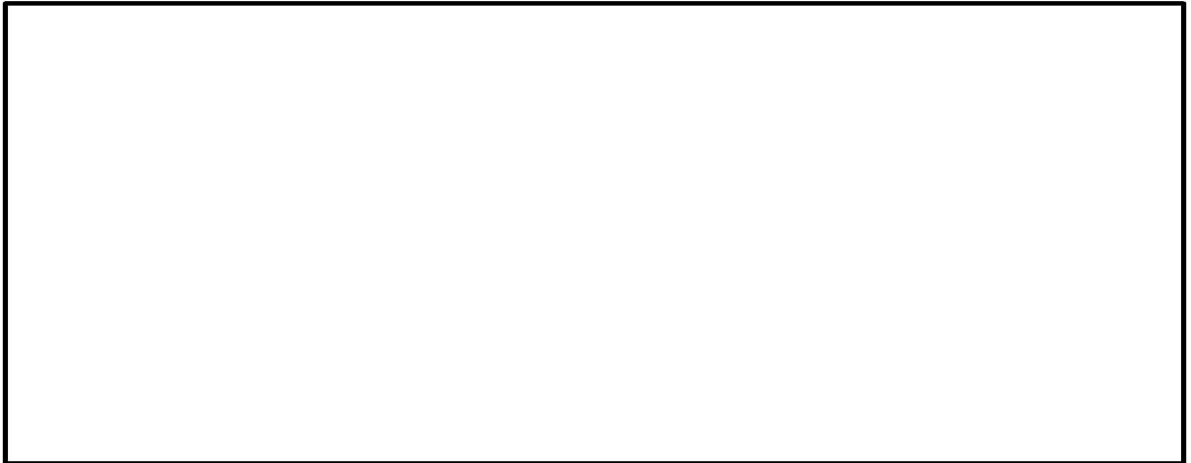


写真 14 試験状況 (変位ステップ No. 10)

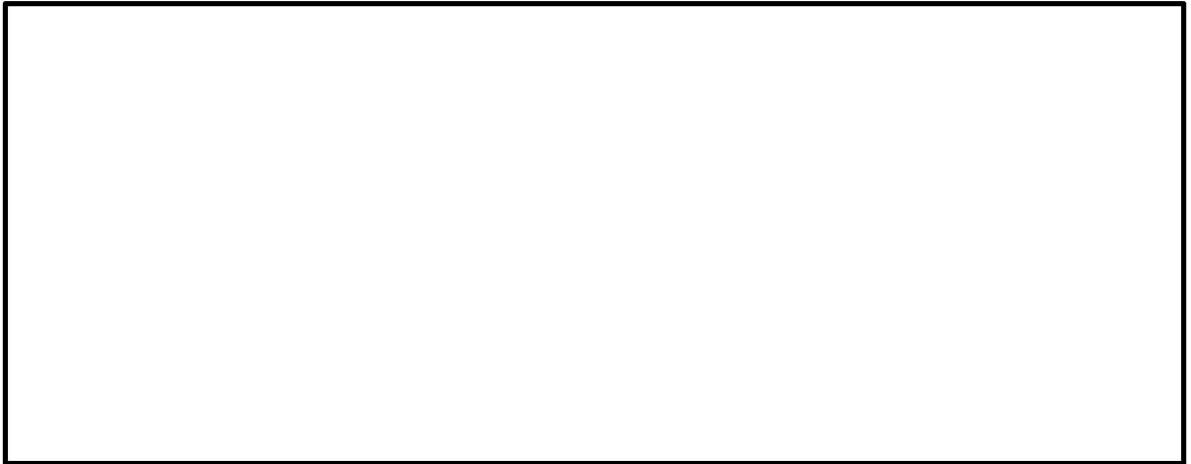


写真 15 試験状況 (変位ステップ No. 11)

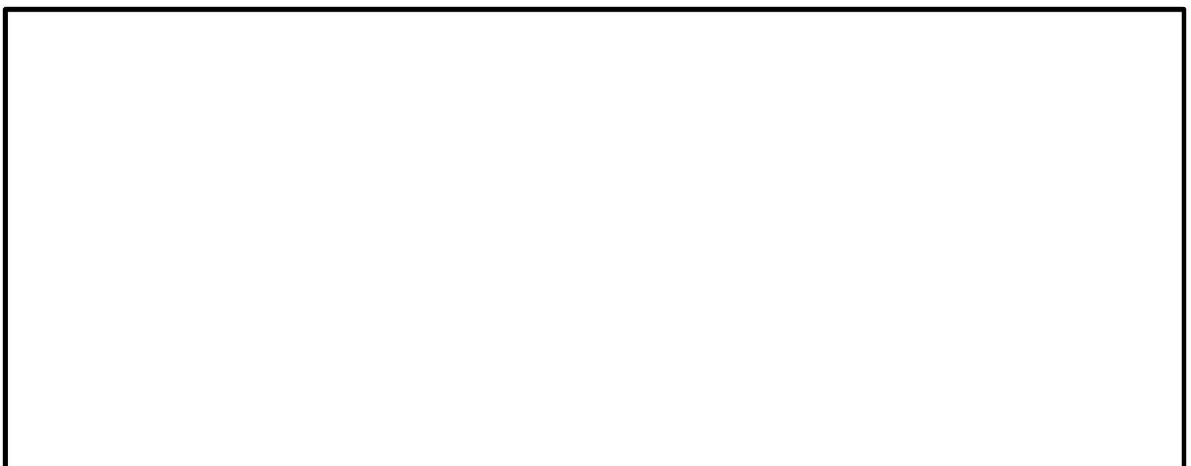


写真 16 試験状況 (変位ステップ No. 12)

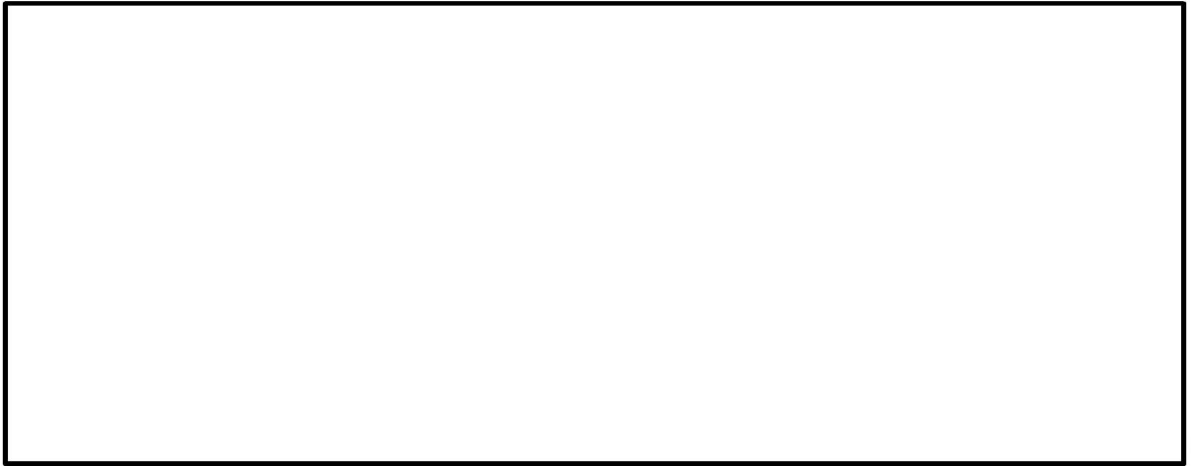


写真 17 試験状況 (変位ステップ No. 13)

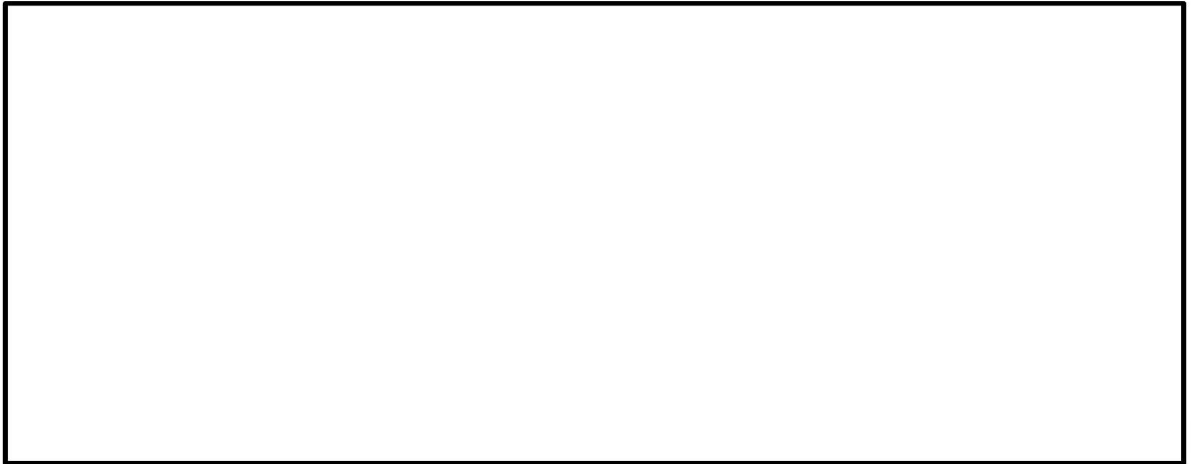


写真 18 試験状況 (変位ステップ No. 14)



写真 19 試験状況 (変位ステップ No. 15)

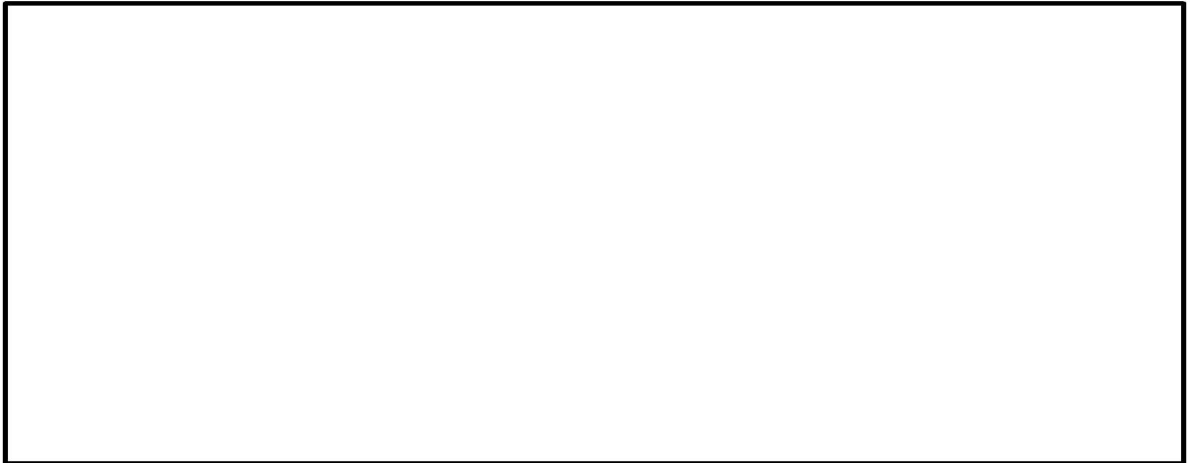


写真 20 試験状況 (変位ステップ No. 16)

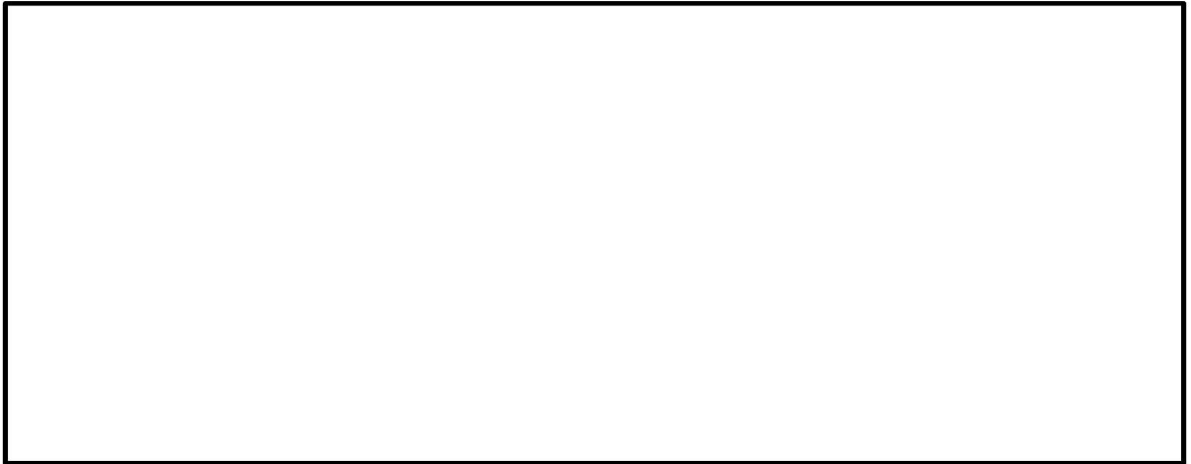


写真 21 試験状況 (変位ステップ No. 17)



写真 22 試験状況 (変位ステップ No. 18)

(b) 複合変形試験

複合変形試験に関する性能確認試験結果を表4に示す。また試験状況を写真23～写真34に示す。

全ての変位ステップにおいて、止水ゴムの損傷やナットの緩みは認められない。また、止水ゴム試験体着目部から漏水も認められない。

止水ゴム試験体に与えた変形量が最大、かつ [ ] 位ステップ No. 11 における計測時刻歴図を図10に示す。

表4 性能確認試験結果（複合変形試験：数値は実績値）

変位 ステップ No.	試験機変位量(mm)		試験体着目部変位量(mm)			試験水圧 (MPa)	保持 時間 (min)	漏水 有無	損傷 有無
	$\delta_v$ 伸縮	$\delta_h$ 面外・面内	$\delta_x$ = $\delta_v$ 伸縮	$\delta_y$ = $\delta_h \cdot \sin\theta$ 面内	$\delta_z$ = $\delta_h \cdot \cos\theta$ 面外				
1	1.3	0.0	1.3	0.1	0.4	0.1066	3	無	無
2	23.0	21.2	23.0	14.1	15.7	0.1047	3	無	無
3	33.7	41.4	33.7	27.8	30.6	0.1069	3	無	無
4	42.2	61.7	42.2	41.5	45.5	0.1063	3	無	無
5	53.3	81.0	53.3	54.4	59.5	0.1068	3	無	無
6	62.1	101.1	62.1	67.9	74.1	0.1063	3	無	無
7	71.8	122.1	71.8	81.7	88.9	0.1055	3	無	無
8	80.8	144.2	80.8	96.4	104.6	0.1051	3	無	無
9	87.0	153.9	87.0	102.8	111.4	0.1058	3	無	無
10	91.0	159.8	91.0	106.7	115.6	0.1065	3	無	無
11	95.6	170.1	95.6	113.3	122.8	0.1066	3	無	無
12	66.7	148.5	66.7	99.8	108.6	0.1070	3	無	無

※ 伸縮変形は伸びが (+) , 縮みが (-)

※ [ ]

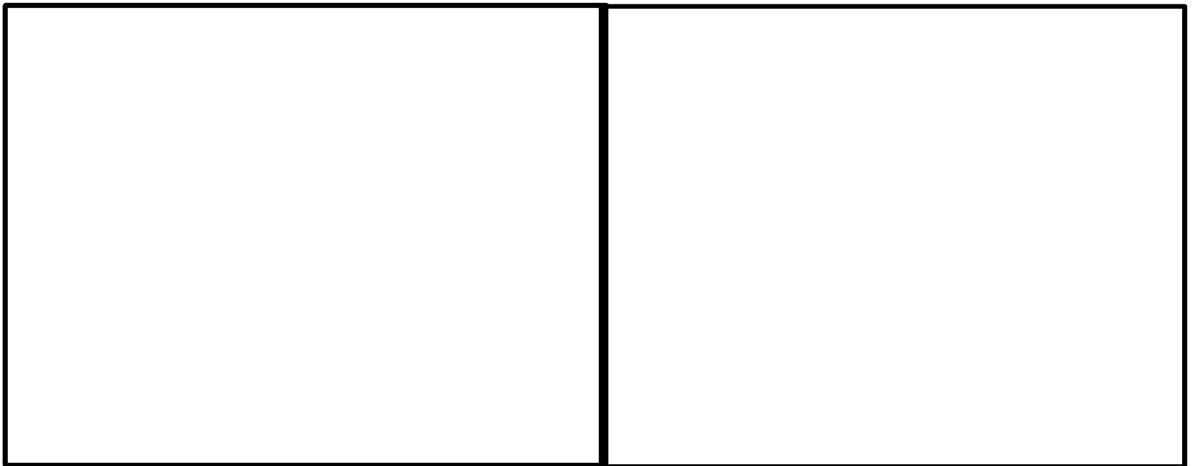


写真 23 試験状況 (変位ステップ No. 1)

写真 24 試験状況 (変位ステップ No. 2)

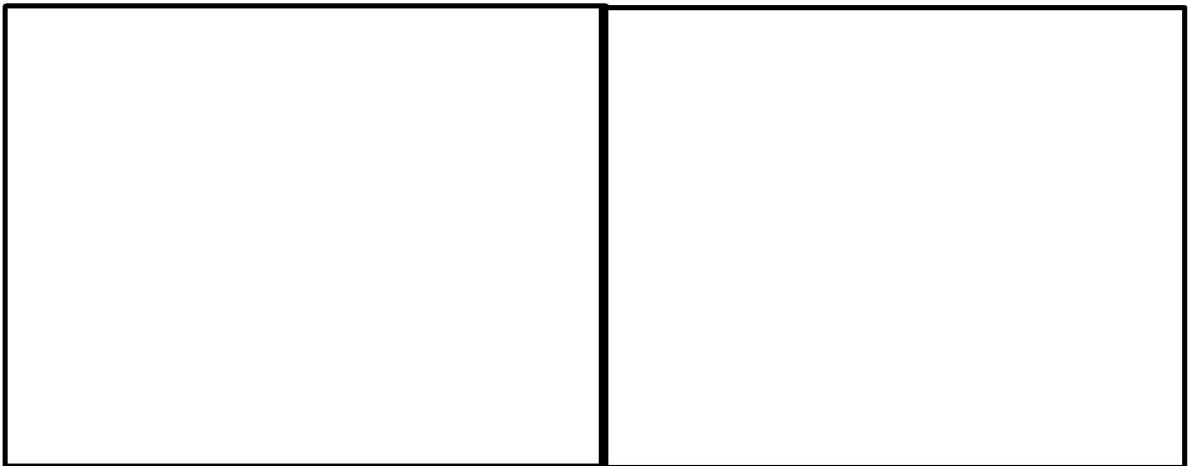


写真 25 試験状況 (変位ステップ No. 3)

写真 26 試験状況 (変位ステップ No. 4)

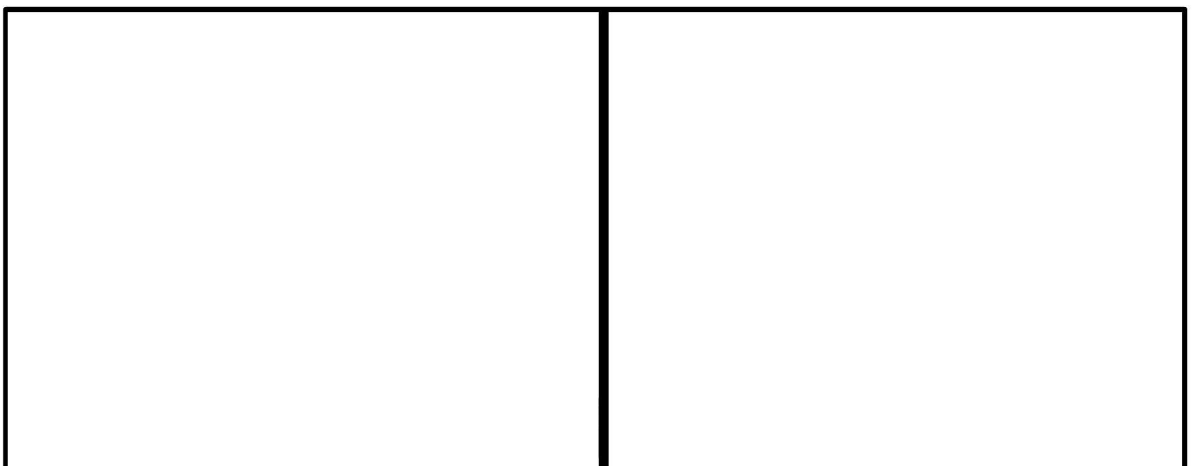


写真 27 試験状況 (変位ステップ No. 5)

写真 28 試験状況 (変位ステップ No. 6)

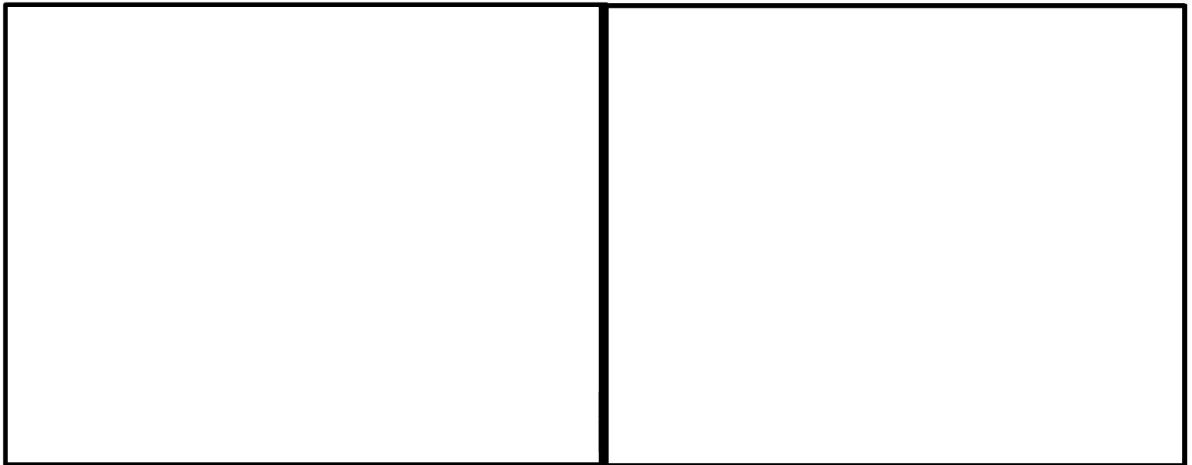


写真 29 試験状況 (変位ステップ No. 7)

写真 30 試験状況 (変位ステップ No. 8)

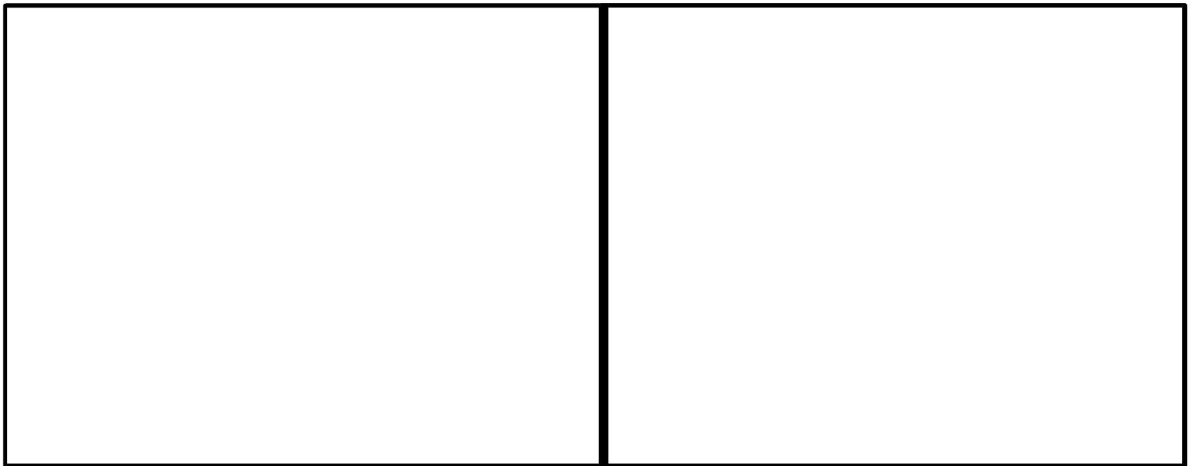


写真 31 試験状況 (変位ステップ No. 9)

写真 32 試験状況 (変位ステップ No. 10)

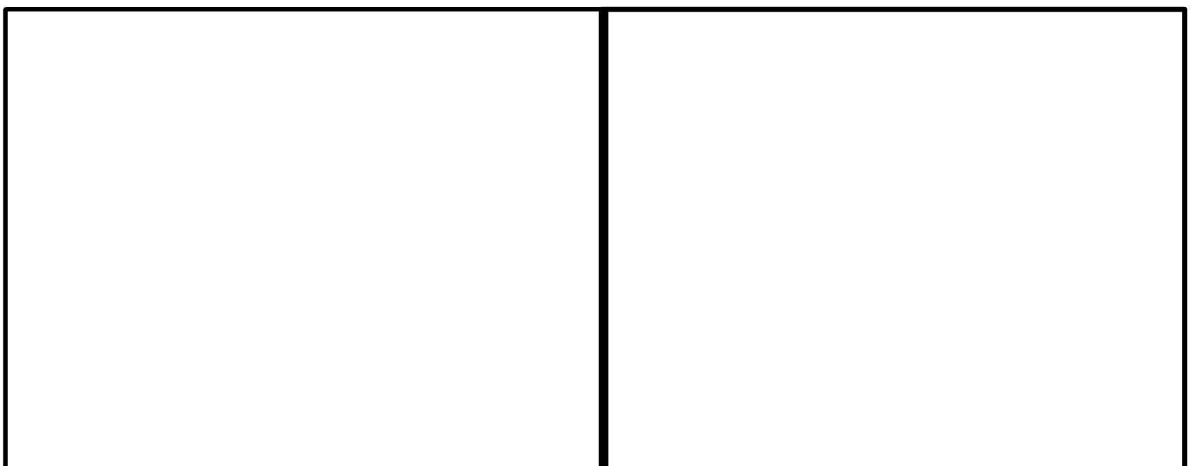


写真 33 試験状況 (変位ステップ No. 11)

写真 34 試験状況 (変位ステップ No. 12)

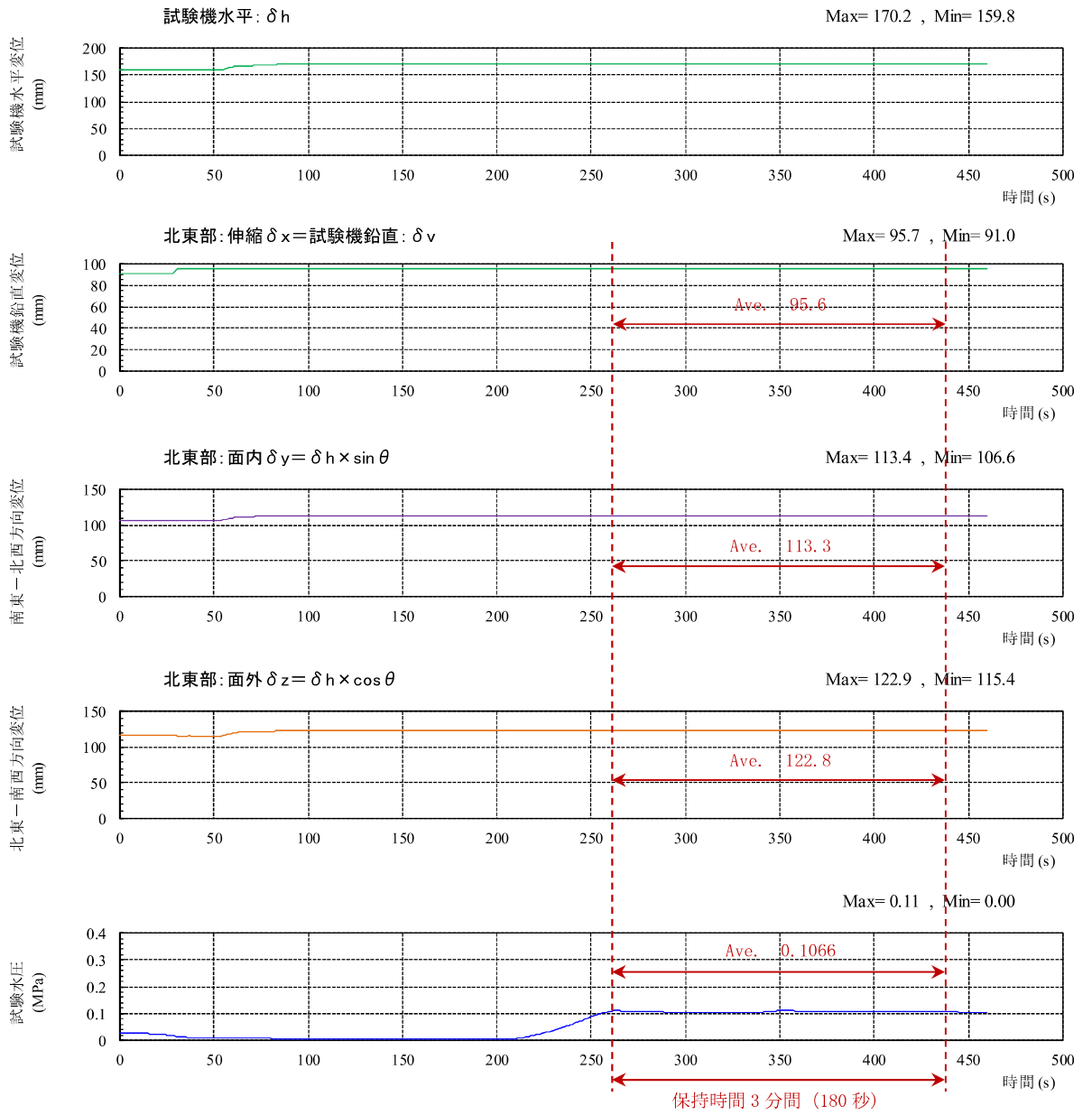


図 10 計測時刻歴図 (複合変形試験 ; 変位ステップ No. 11)

3. 変形量の許容限界の設定

止水ゴムに対する許容限界は性能確認試験結果により、損傷及び漏水が生じないことを確認した変形量とする。止水ゴムにおいては3方向の複合的な変形が生じることが現実的であるため、許容限界は複合変形試験の結果より設定した。変形量の許容限界を表5に示す。

表5 変形量の許容限界

止水ゴム 変形量の許容限界		
伸縮変形 (伸び) $\delta_x$	面内せん断変形 $\delta_y$	面外せん断変形 $\delta_z$
95mm 以上*	113mm 以上*	122mm 以上*

注記\*:



#### 4. 耐久性について

CRゴムを原材料として製造された止水ゴムの耐久性能について評価する。

##### (1) 評価項目

一般的に、ゴムの耐久性能に関する評価項目としては、耐熱性（耐熱老化性）、耐海水性、耐寒性及び耐候性が考えられる。

##### (a) 耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

##### (b) 耐海水性

海水の浸せきによって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

##### (c) 耐寒性

低温環境下にさらされ、硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお、耐寒性については、温度が上がれば機能が回復するという点で、耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

##### (d) 耐候性

屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪などの作用に抵抗する性質。

##### (2) 評価結果

##### (a) 耐熱性（耐熱老化性）

止水ゴムの伸縮部材に用いている原材料のCRゴムについて、メーカーにて熱老化試験が実施されている。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前に切断時伸び480%のゴムが、ゴム伸び残存率50%に相当する切断時伸び240%に至るまで、**気中において**加熱を与え続けた試験を実施している。ここでゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率50%となる時間を基に予測寿命が算定される。図11に熱老化試験結果を示す。

熱老化試験結果をもとに、ゴム伸び残存率が50%、60%、70%、80%、90%となる時間と温度の関係をグラフ化したものを図12に示す。図12より温度20℃、30℃、40℃におけるゴム伸び残存率と時間の値を読み取り、作成した時間ーゴム伸び残存率の推定線を図13に示す。

なお、図13には**メーカーにて調査された**実際に長期間使用されていたCRゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、**ほぼ推定線上に散布しており調和的である。**とりわけ、**海水中より劣化環境にある気中下にて（次項（b）耐海水性にて後述）約46年間屋外で使用されていたCRゴム製品のゴム伸び残存率は50%以上であることが確認されている。**

気象庁の公開データによると柏崎地点における旬平均海面水温は、**図14に示すように**通年で約7℃～**29℃**の範囲で**変化し、その平均値は約17.4℃である。**止水ゴム使用環境の海面温

度 20°C とすると、図 13 よりゴム伸び残存率 50% を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、柏崎地点における旬平均海面水温が最高水温に達するのは、年間を通して 8 月の長くても 1 ヶ月間程度であるものの、保守的に止水ゴム使用環境の海面水温を 30°C として評価しても、ゴム伸び残存率 50% を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。

長期にわたり供用された CR ゴムの耐久性について調査された事例は少ないが、宇佐美ら (1981, 1982) は約 17 年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられた CR ゴムを対象に、熱老化試験等を通じて耐用年数の推定を試みている。橋梁支承に用いられた CR ゴムは、海水中より劣化環境にある気中下で使用されていること (次項 (b) 耐海水性にて後述)、また列車の通過に起因する大きな荷重を受けている点で、貯留堰接続部に用いられた CR ゴムとは使用された条件に相違がある。このように貯留堰接続部の CR ゴムよりも厳しい条件下で使用されたにもかかわらず、ゴム伸び残存率 50% を確保できる耐用年数は 85 年以上と推定されており、CR ゴムは十分な耐久性能を有していることを示している。

貯留堰接続部の CR ゴムは伸びが生じていない状態 (ゴム伸び 0%) における可撓長は図 15 に示すように 360mm である。CR ゴムの伸びの試験値は 440% であるため、可撓長 1584mm に至るまでは止水ゴムの破断は生じない。ゴム伸び残存率 50% に至ると CR ゴムの伸びは 220% に半減し、破断が生じる可撓長は 792mm となるが、地震時において想定される止水ゴムの発生変形量の最大値 42mm を大きく上回る。経年劣化による CR ゴムの伸び率の半減を考慮しても、十分大きな変形性能を有していると考えられる。

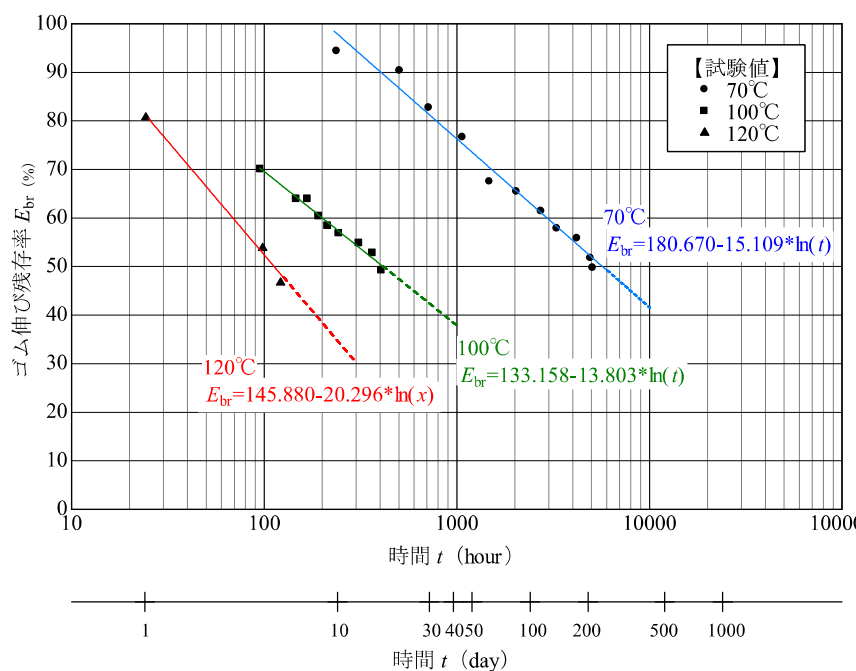


図 11 CR ゴムの熱老化試験結果

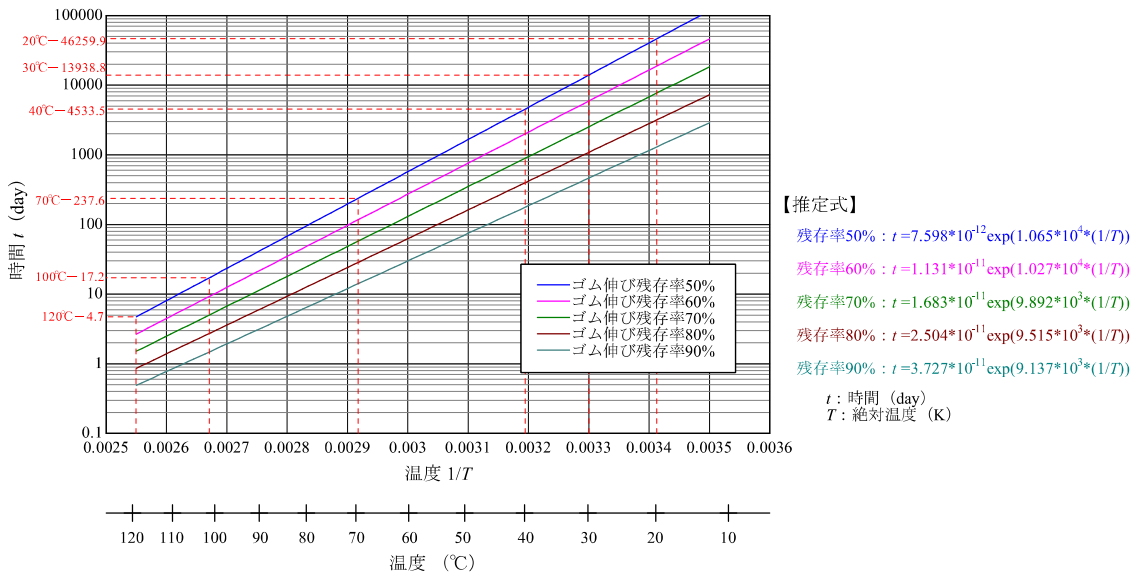


図 12 CR ゴムのゴム伸び残存率に応じた温度と時間の関係

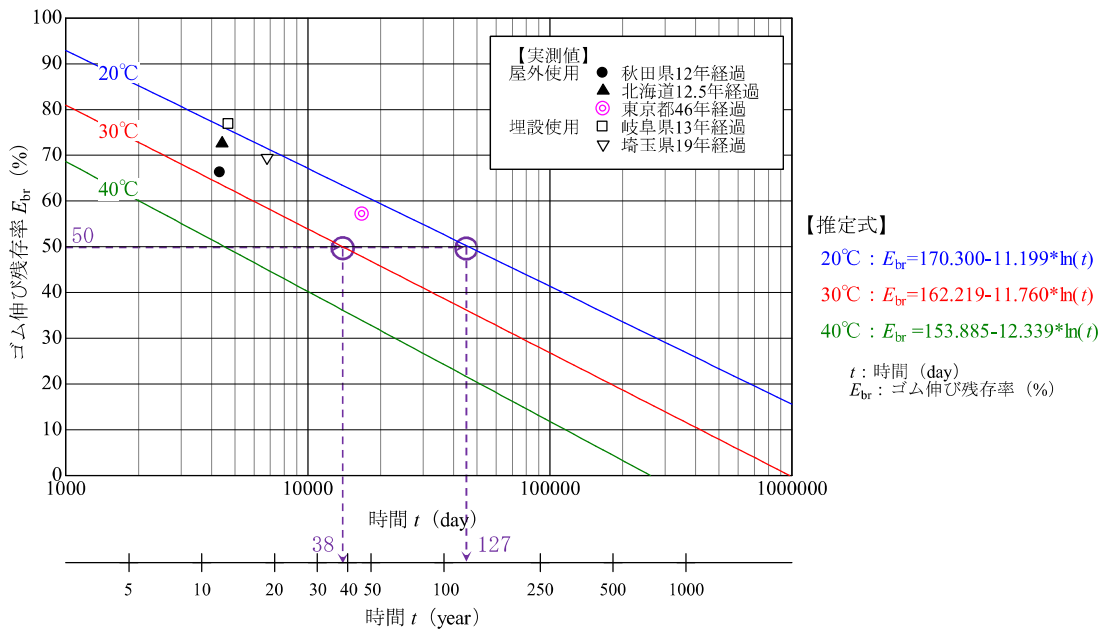


図 13 熱老化試験より推定される時間—ゴム伸び残存率の関係

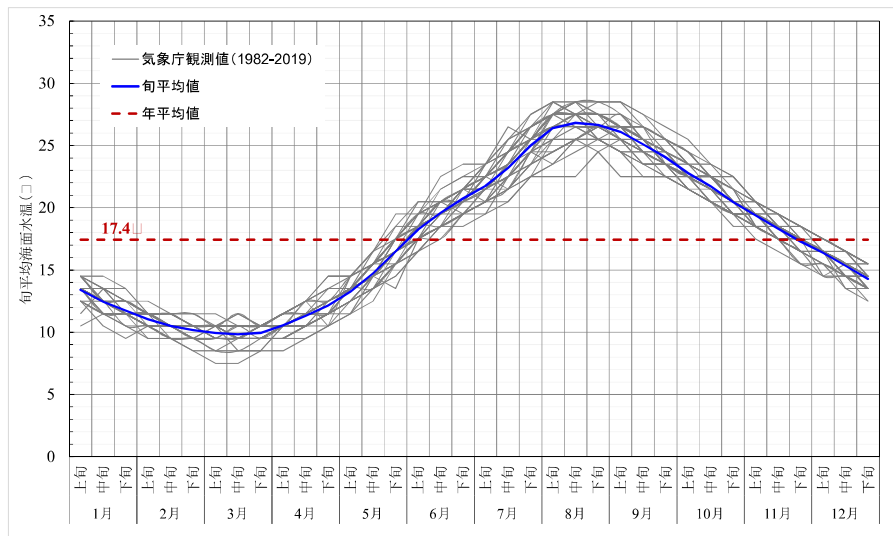


図 14 柏崎地点における旬平均海面水温（気象庁公開データを基に作図）

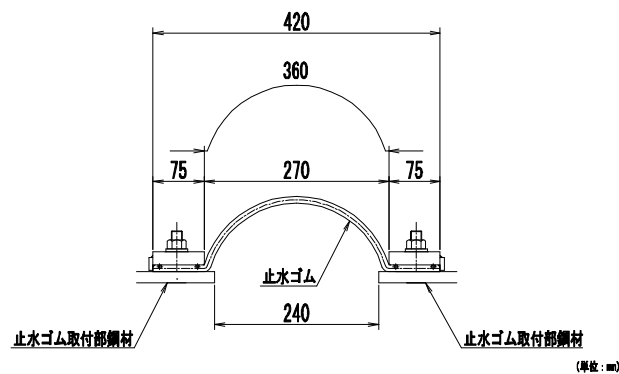


図 15 止水ゴム構造図

(b) 耐海水性

CRゴムについて、海水浸せき試験がメーカーにて実施されている。貯留堰接続部のCRゴムは常時において海水中に没しているため、海水浸せき試験は実際の環境下に近い状況における試験であるといえる。海水温度 70℃、90℃におけるCRゴムの海水浸せき試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間ーゴム伸び残存率の推定線を図 16 に示す。図 16 より、止水ゴム使用環境の海面水温を 30℃としても、保守的に評価されるゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 131 年と推定され、十分な耐海水性を有している。

なお、海水浸せき試験がCRゴムの劣化に与える影響を図 13 に示す熱老化試験結果と比較すると、熱老化試験でゴム伸び残存率が 50%になる年数が 30℃において 38 年かかるのに対し、海水浸せき試験では同じ条件で 131 年かかるため、海水浸せき試験がCRゴムの劣化に与える影響は熱老化試験に比べて小さいことを確認した。これは、海水環境下は前項 (a) で述べた気中環境下よりも劣化環境にないためだと考えられる。

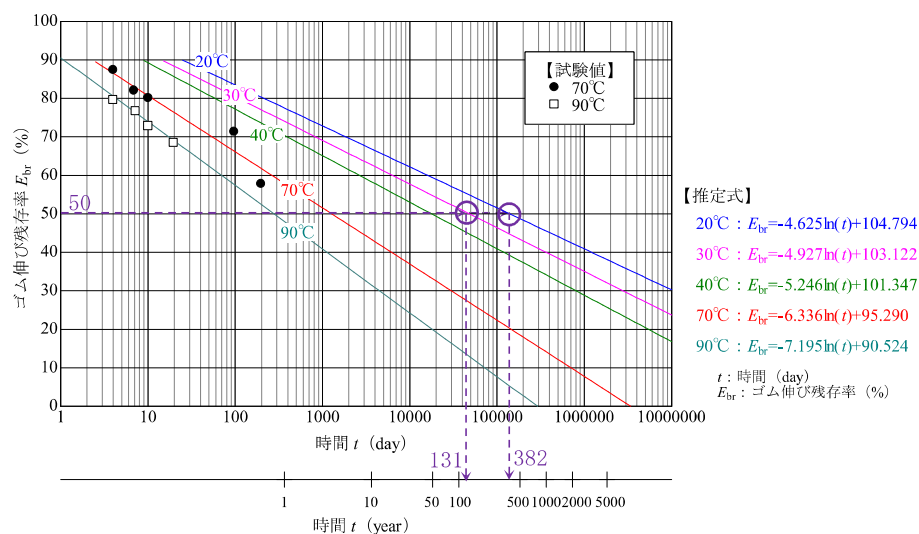


図 16 海水浸せき試験より推定される時間—ゴム伸び残存率の関係

(c) 耐寒性

図 17 に各種加硫ゴムの低温特性値を示す。一般的に、CRゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失って柔らかくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は $-40^{\circ}\text{C}$ 程度とされている。

CRゴムを対象にメーカーにて実施された低温下における引張試験について、図 18 に各試験温度におけるCRゴムの切断時伸びの結果を示す。比較のため、同図には常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってCRゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量は僅かである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

気象庁の公開データより柏崎地点における旬平均海面水温は、通年で約 $7^{\circ}\text{C}$ ～ $29^{\circ}\text{C}$ の範囲で変化し、その平均値は約 $17.4^{\circ}\text{C}$ であることを踏まえると、柏崎地点の海水中に設置されるCRゴムを原材料とする止水ゴムの使用に関して影響はほとんどないと考えられる。

各種加硫ゴムの低温特性値

ゴムの種類	カーボンブラック量 phr	低温特性値 (単位°C)				
		$T_g$	$T_b$	$T_{10}$	$T_{50}$	$T_{70}$
BR	SRF 50	-70以下	-70以下	—	—	—
NR	"	-62	-59	-59	-53	-48
SBR	"	-51	-58	-47	-41	-38
IIR	"	-61	-46	-56	-46	-42
CR (W)	"	-41	—	-38	-25	-6
CR (WRT)	"	-40	-37	-37	-28	-19
NBR (ハイカー1041)	"	-15	-20	-14	-10	-7
NBR (ハイカー1042)	"	-27	-36	—	—	—
CIIR						
(Esso Butyl HT-1066)	FEF 30	-56	-45	-45	-32	-23
CO (ハイドリン100)	FEF 30	-25	-19	-18	-12	-9
ECO (ハイドリン200)	FEF 30	-46	-40	-36	-30	-29
CSM (ハイパロン40)	FEF 40	-27	-43	-6	+6	+7
ACM (チアクリル76)	FEF 45	—	-18	-18	-8	-2
FKM (G-501)	FT 25	—	-36	-14	+9	+15
T (チオコールFA)	FEF 30	-49	—	-42	-30	-18
U (エラストサン455)	FEF 25	-32	-36	-22	-13	-7

$T_g$  : ゲーマンねじり試験より (ガラス転移温度: ゴムがガラス状に変化し、弾性を失う現象が生じる温度)

$T_b$  : ぜい化試験より (ぜい化温度: 弾性回復の日安となる温度)

$T_{10}, T_{50}, T_{70}$  : T-R試験より (ゴムを伸ばした状態でガラス転移温度以下で凍結させたのち、温度を上昇させながら自由に収縮させ、収縮率が10%, 50%, 70%となった時の温度)

出典 丹野博実; 日ゴム協誌, 46, 644 (1973)

図 17 ゴムの低温特性値

(非金属材料データブック (日本規格協会), 一部加筆)

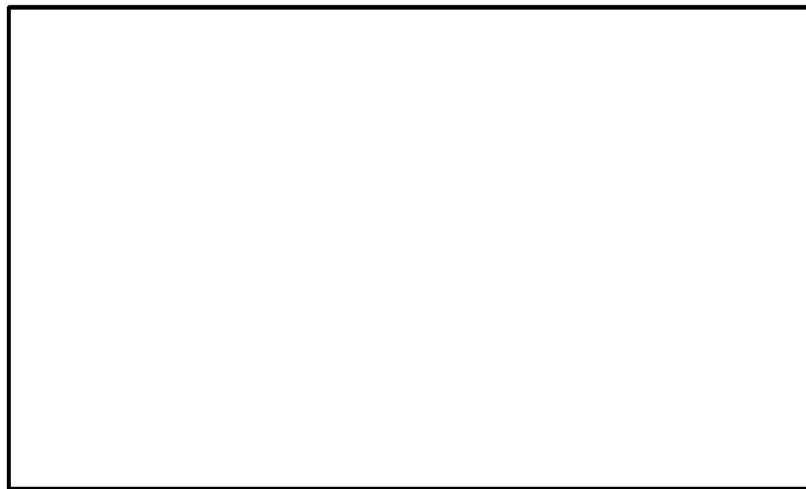


図 18 低温下におけるCRゴムの切断時伸び

(d) 耐候性

CRゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。耐候性試験は、屋外に長期曝露された状況を想定し、主に日光や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水の噴霧を与え、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 19 に示す。比較のため図 19 には、熱老化試験より得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較するとゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。

なお、止水ゴムは海水中に設置されることから、日光（紫外線）や雨雪などの影響を受けにくいと考えられ、劣化速度は耐候性試験結果よりさらに緩やかになると考えられる。

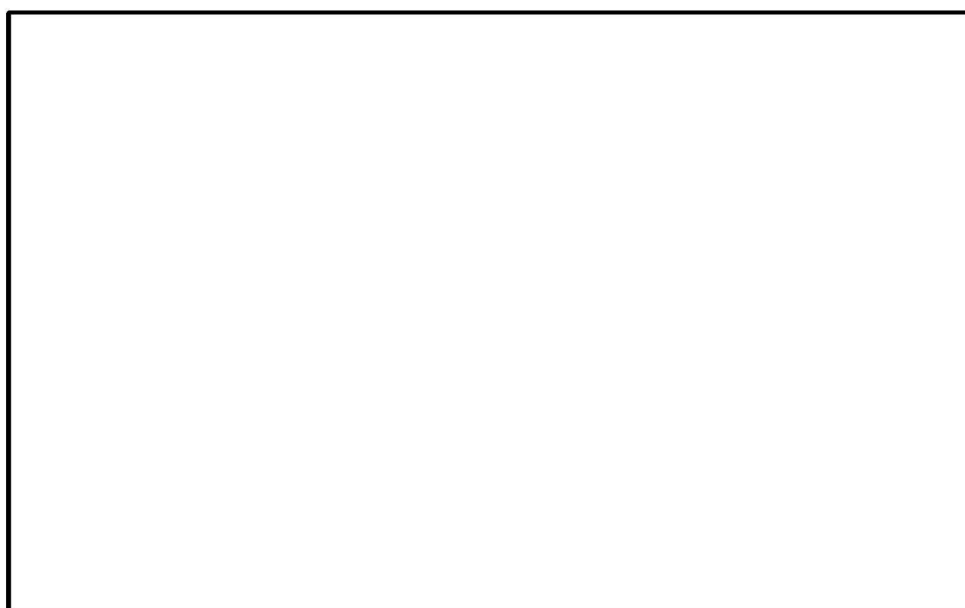


図 19 耐候性試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(3) まとめ

止水ゴムの耐久性能に関し、一般的にCRゴムの耐久性に大きな影響を与えられる耐熱性（耐熱老化性）、耐海水性、耐寒性及び耐候性について検討した。その結果、CRゴムの耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について、柏崎地点における旬平均海面水温が平均値で約 17.4℃であることを踏まえ、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、柏崎地点における旬平均海面水温は最高水温に達するのは、通年で長くても 1 か月程度であるものの、保守的に評価してもゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。また、海水中より劣化環境にある気中下において約 46 年間屋外で使用されていたCRゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

以上により、柏崎地点の海水中に設置されるCRゴムを原材料とする止水ゴムは、耐熱性（耐熱老化性）、耐海水性、耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

【参考文献】

日本規格協会（1983）：非金属材料データブック，pp. 192～193

宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1981）：ゴム支承の経年変化と静的特性，日本ゴム協会誌，55巻，3号，pp. 174-184

宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1982）：ゴム支承の経年変化と活荷重の影響，日本ゴム協会誌，55巻，12号，pp. 777-783



(参考資料 5) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について

1. 概要

止水ゴム取付部鋼材（スキンプレート及びリブプレート）に作用する分布荷重の算出例を示す。  
 海水貯留堰の平面図を図 1 に、海水貯留堰南側接続部の鳥瞰図を図 2 に、止水ゴム取付部鋼材  
 及び止水ゴムの詳細構造図を図 3 に示す。

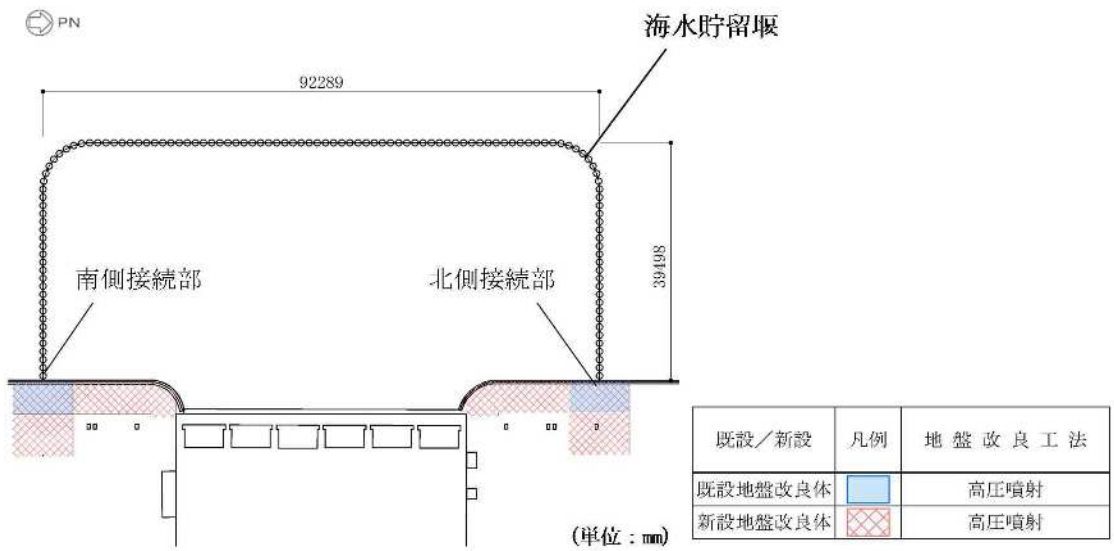


図 1 海水貯留堰の平面図

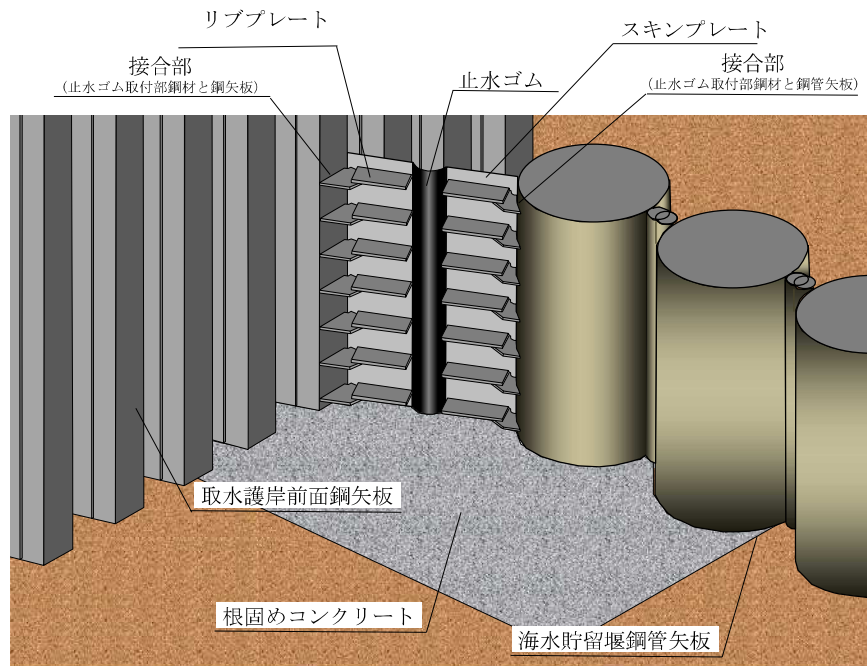
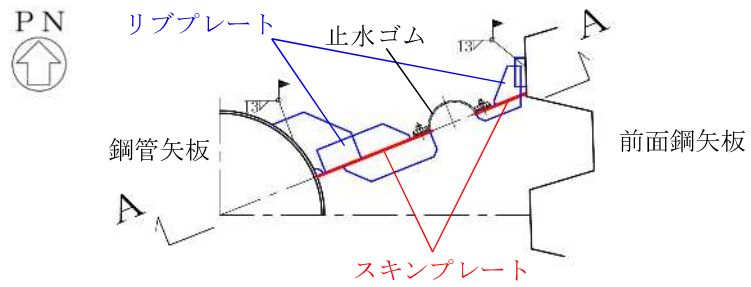
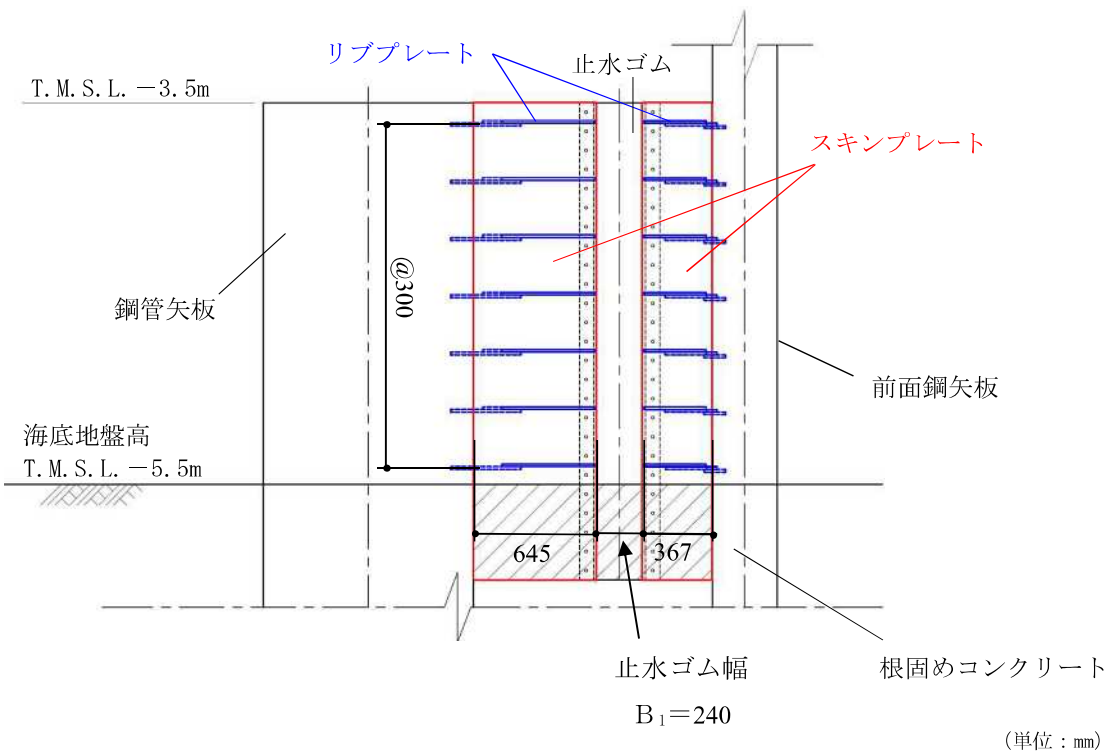


図 2 海水貯留堰南側接続部の鳥瞰図



(a) 平面図



(b) A-A断面図

図 3 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)

2. 止水ゴム取付部鋼材に作用する荷重

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重図を図3に示す。作用する分布荷重は、慣性力、動水圧、止水ゴム作用力を考慮する。

動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007版）」に基づき、2次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。動水圧の算出にあたっては、水深が最も深い箇所が最も大きくなることから、海水貯留堰底面位置にて算出された動水圧に基づき、荷重を算定する。

慣性力は、2次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。加速度抽出断面は、動水圧及び止水ゴム作用力等の荷重作用方向と、NS方向（B-B断面）により得られる最大加速度方向が、同一の方向であることを考慮し、B-B断面を選定する。（参考資料3）に示すとおり、海水貯留堰（南側）は水平震度 $k_h=0.95$ （Ss-1-+，解析ケース①：基本ケース），海水貯留堰（北側）は水平震度 $k_h=1.28$ （Ss-1--，解析ケース②：基本ケース）を用いている。

止水ゴム作用力は、2次元有効応力解析に基づき、止水ゴムの作用幅に応じた荷重と上述した動水圧を用いて算出する。

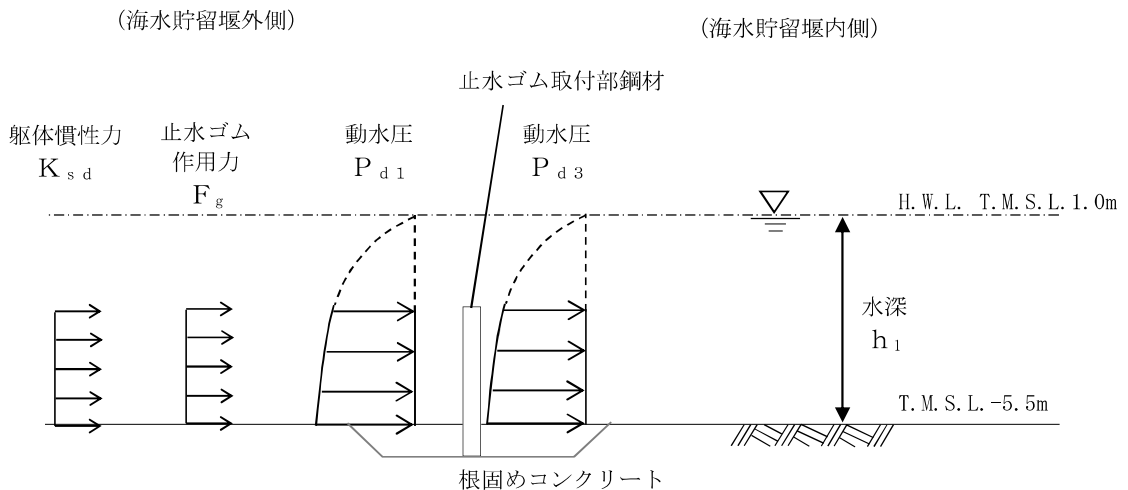


図4 荷重作用図

3. スキンプレートに作用する分布荷重の算出例

スキンプレートに作用する荷重図を図4に示す。作用する分布荷重は、慣性力、動水圧を考慮する。スキンプレートは、荷重値一覧を表1に示す。

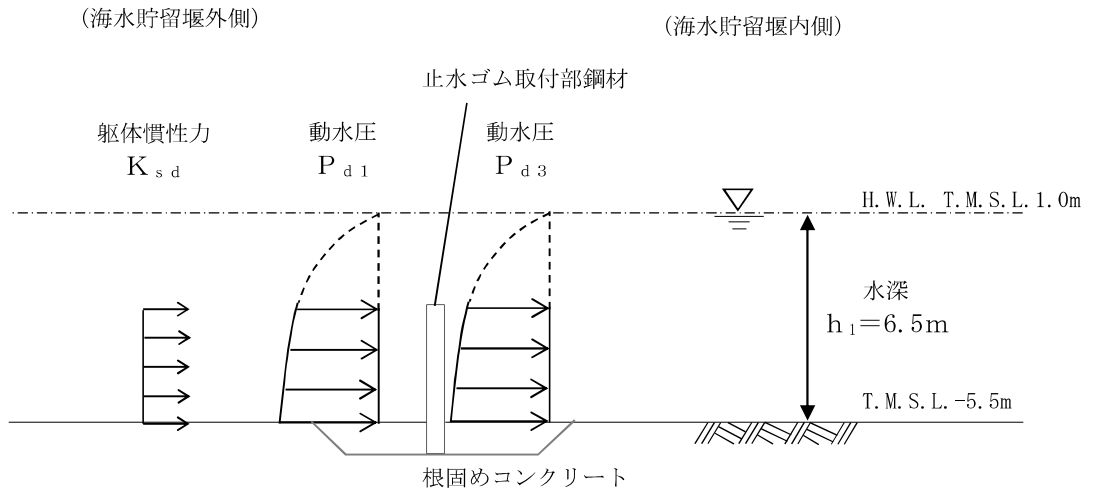


図5 荷重作用図

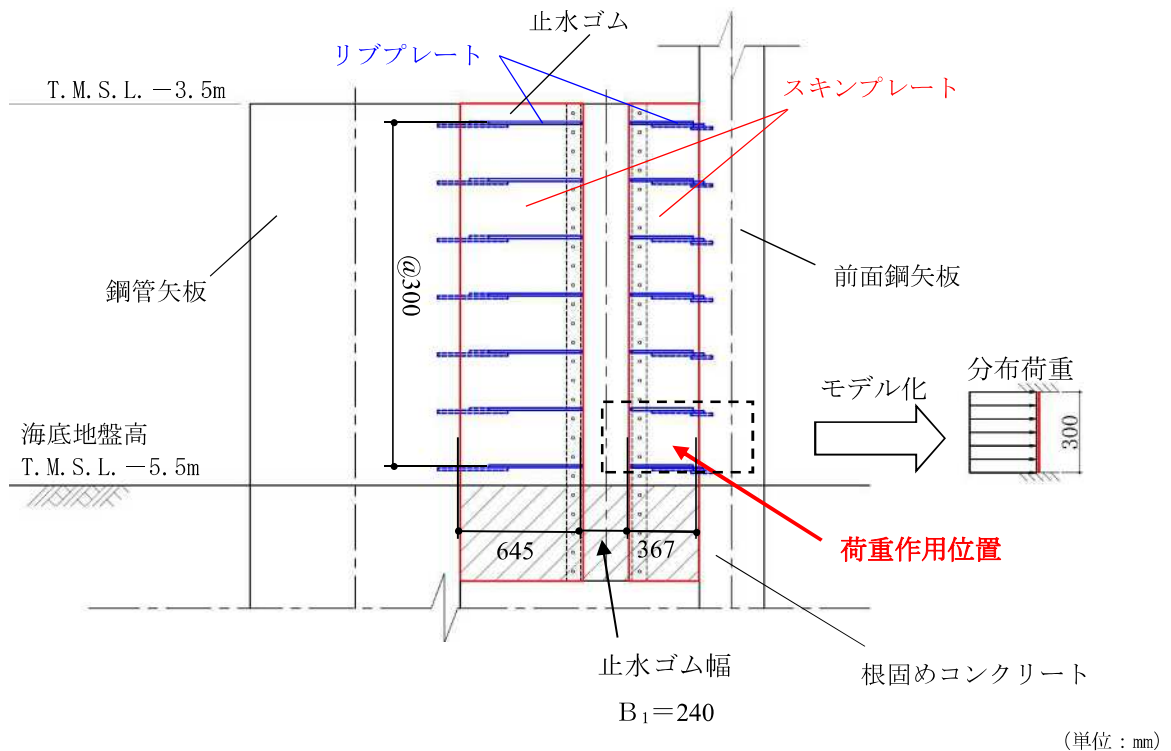


図6 スキンプレートの照査モデル (南側)

表 1 荷重値一覧

検討断面	動水圧 $P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	慣性力 $K_{sd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	スキンプレート 奥行き $l$ (m)	分布荷重 $q$ (kN/m)	分布荷重 載荷幅 $L$ ※ (m)
南側	109.1	1.75	1.0	110.9	0.3
北側	147.1	2.30	1.0	149.4	0.3

※ 分布荷重載荷幅＝リブプレート間隔 (m)

スキンプレートに作用する各荷重の算出を以下に示す。

【南側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times l = (109.144 + 1.750) \times 1.0 = 110.894 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 109.144 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$P_{d1}$  : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{d3}$  : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_h$  : 水平震度 (南側 0.95)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 0.95 \times 1.842 = 1.750 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$G'$  : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

$k_h$  : 水平震度 (0.95)

【北側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times h = (147.056 + 2.295) \times 1.0 = 149.351 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 147.056 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$P_{d1}$  : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{d3}$  : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_h$  : 水平震度 (北側 1.28)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 1.28 \times 1.793 = 2.295 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$G'$  : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

$k_h$  : 水平震度 (1.28)

4. リブプレートに作用する分布荷重の算出例

リブプレートに作用する荷重図を図7に示す。作用する分布荷重は、慣性力、動水圧、止水ゴム作用力を考慮する。荷重値一覧を表1に示す。

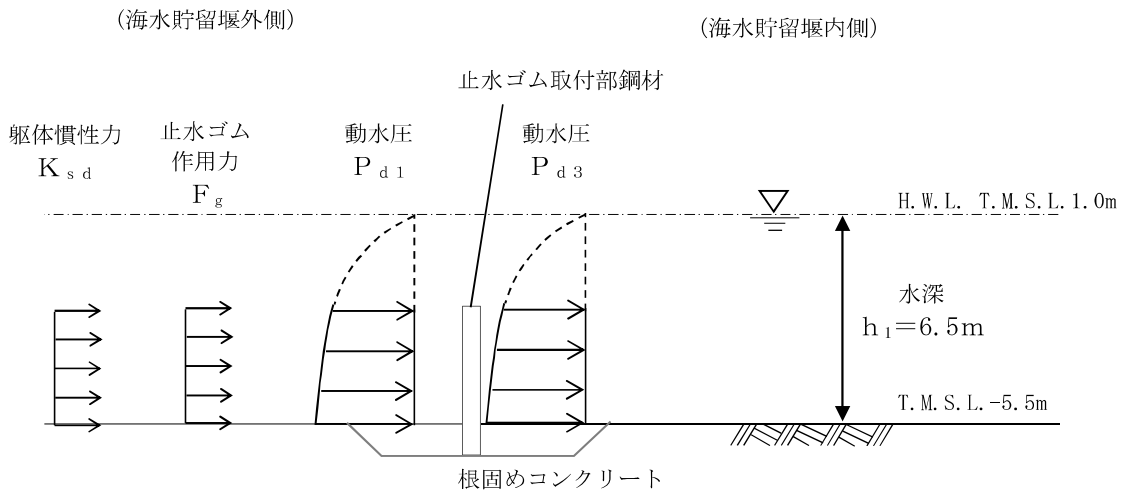
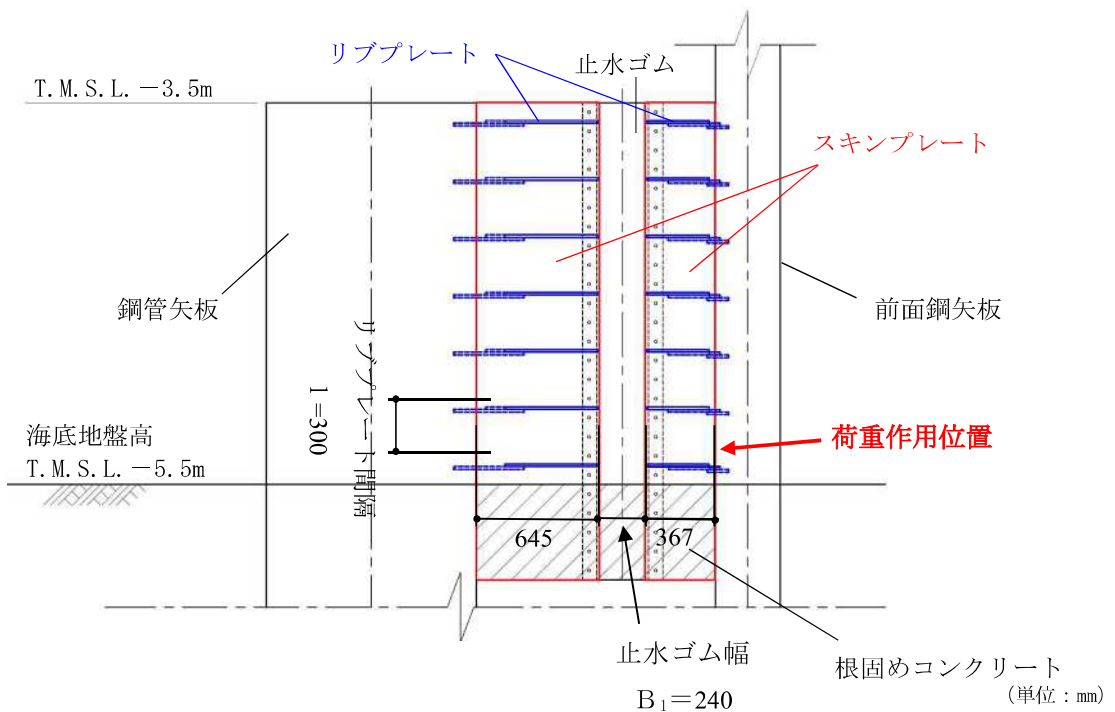


図7 荷重作用図



(b) A-A断面図

図8 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)

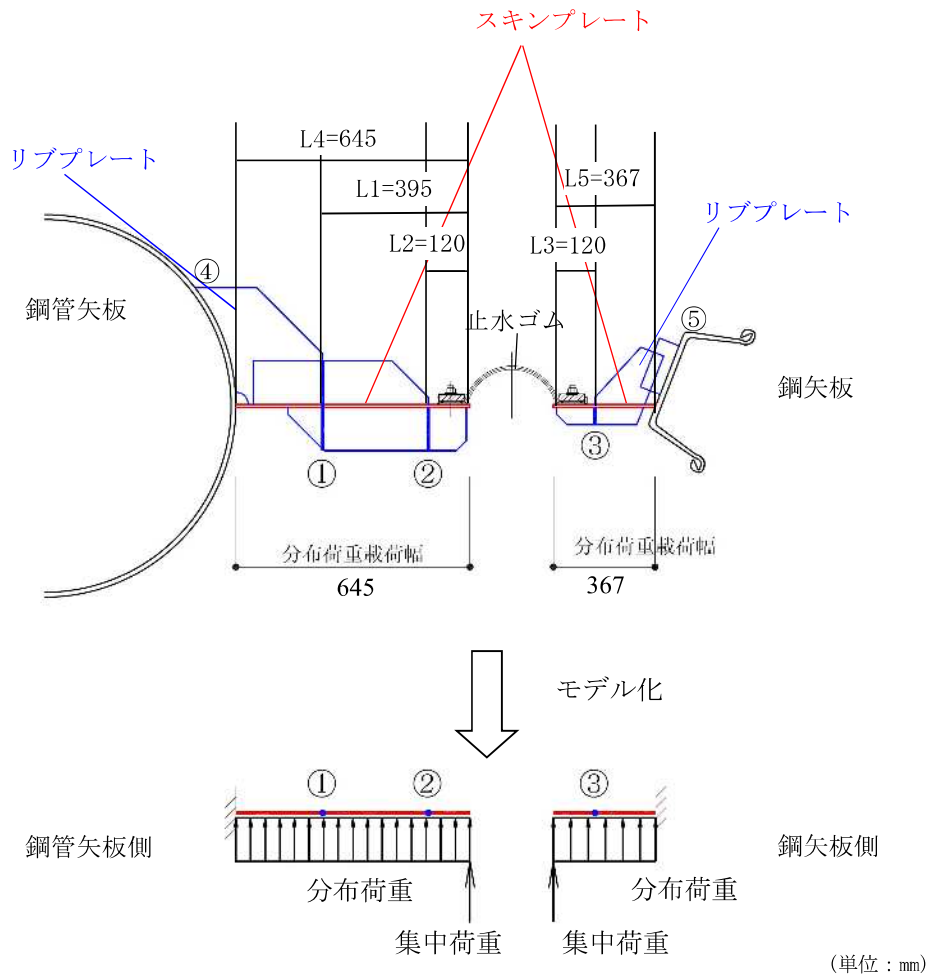


図 9 照査モデル図（リブプレートと鋼管矢板又は鋼矢板）（南側）

表 2 荷重値一覧

検討断面		動水圧 $P_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	慣性力 $K_{s,d}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	リブプレート 間隔 $l$ (m)	分布荷重 $q$ ( $\text{kN/m}$ )	分布荷重 載荷幅 $L^*$ (m)
南側	①	109.1	1.75	0.3	33.3	0.395
	②					0.120
	③					0.120
	④					0.645
	⑤					0.367
北側	①	147.1	2.30	0.3	44.8	0.440
	②					0.120
	③					0.120
	④					0.690
	⑤					0.300

※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)

リブプレートに作用する分布荷重の算出を以下に示す。

【南側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times l = (109.144 + 1.750) \times 0.3 = 33.268 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 109.144 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$P_{d1}$  : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{d3}$  : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_h$  : 水平震度 (南側 0.95)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 0.95 \times 1.842 = 1.750 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$G'$  : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

$k_h$  : 水平震度 (0.95)

【北側】

$$\text{分布荷重 } q = (P_d + K_{sd}) \times h = (147.056 + 2.295) \times 0.3 = 44.805 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 147.056 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$P_{d1}$  : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{d3}$  : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_h$  : 水平震度 (北側 1.28)

$\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\text{慣性力 } K_{sd} = k_h \cdot G' = 1.28 \times 1.793 = 2.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$G'$  : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

$k_h$  : 水平震度 (1.28)



表 3 荷重値一覧

検討断面		止水ゴム作用力 F <sub>g</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	リブプレート間隔 l (m)	集中荷重 P (kN/m)	分布荷重載荷幅 L※ (m)
南側	①	15.1	0.3	4.5	0.395
	②				0.120
	③				0.120
	④				0.645
	⑤				0.367
北側	①	20.3	0.3	6.1	0.440
	②				0.120
	③				0.120
	④				0.690
	⑤				0.300

※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)

スキンプレートに作用する集中荷重の算出を以下に示す。

【南側】

$$\text{集中荷重 } P = F_g \times l = 15.062 \times 0.3 = 4.519 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{止水ゴム作用力 } F_g = B/2 \cdot (P_{d1} + P_{d3}) = 0.276/2 \times 109.144 = 15.062 \text{ (kN/m)}$$

$$B : \text{止水ゴム荷重作用幅 (} = B_1 + B_2 \text{) (m)}$$

$$B_1 : \text{止水ゴム幅 (0.24m)}$$

$$B_2 : \text{止水ゴム変形量 (0.036m)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.95 \times 10.1 \times 6.5 = 54.572$$

$$P_{d1} : \text{海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d3} : \text{海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$k_h : \text{水平震度 (南側 0.95)}$$

$$\gamma_w : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

【北側】

$$\text{集中荷重 } P = F_g \times l = 20.294 \times 0.3 = 6.088 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{止水ゴム作用力 } F_g = B/2 \cdot (P_{d1} + P_{d3}) = 0.276/2 \times 147.056 = 20.294 \text{ (kN/m)}$$

$$B : \text{止水ゴム荷重作用幅 (} = B_1 + B_2 \text{) (m)}$$

$$B_1 : \text{止水ゴム幅 (0.24m)}$$

$$B_2 : \text{止水ゴム変形量 (0.036m)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 1.28 \times 10.1 \times 6.5 = 73.528$$

$$P_{d1} : \text{海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d3} : \text{海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m}^2\text{)}$$

$$k_h : \text{水平震度 (北側 1.28)}$$

$$\gamma_w : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

## 2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	10
3.2.1 地震応答解析手法	11
3.2.2 構造部材	12
3.2.3 耐震評価における解析ケース	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	15
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	15
3.3.2 荷重	16
3.3.3 荷重の組合せ	17
3.4 入力地震動	18
3.5 解析モデル及び諸元	35
3.5.1 解析モデルの設定	35
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	48
3.5.3 地盤及び地盤改良体の解析用物性値	48
3.5.4 地下水位	51
3.6 評価対象部位	52
3.6.1 構造部材の健全性評価	52
3.6.2 構造物の変形性評価	52
3.7 許容限界	53
3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界	53
3.7.2 構造物の変形性に対する許容限界	54
3.8 評価方法	55
3.8.1 構造部材の健全性評価	55
3.8.2 構造物の変形性評価	55
4. 評価結果	56
4.1 地震応答解析結果	56
4.2 耐震評価結果	61
4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果	61
4.2.2 構造物の変形性に対する評価結果	63
4.3 まとめ	64

## 1. 概要

本資料は、V-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、取水護岸が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

取水護岸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及び構造物の変形評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

取水護岸の位置図を図 2.5-2-1 に示す。

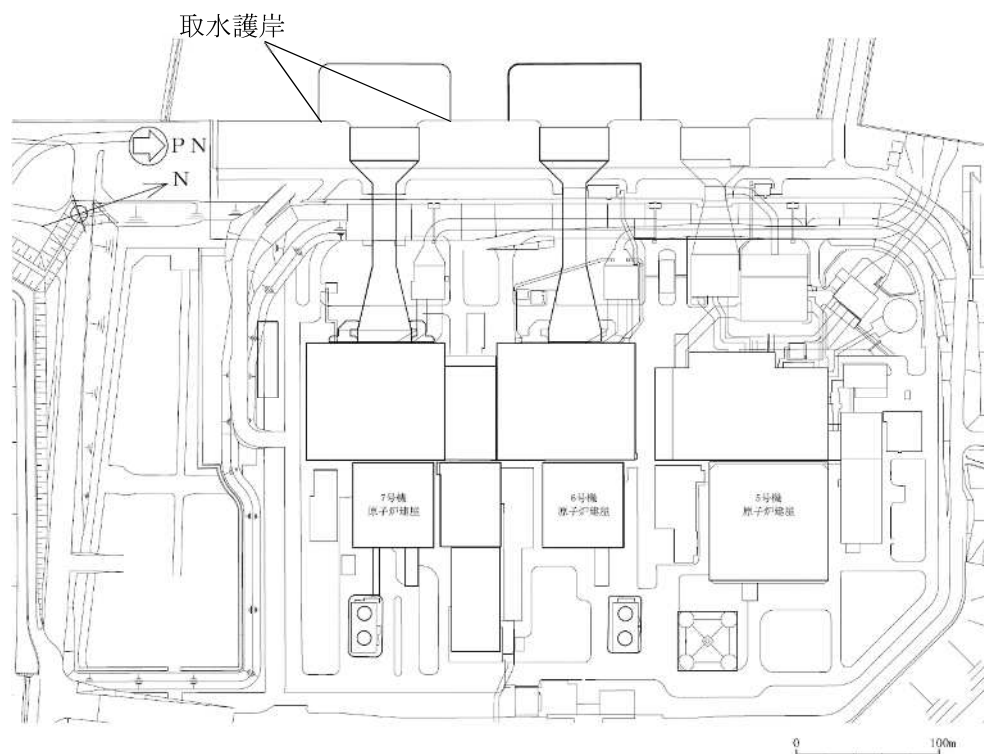


図 2.5-2-1(1) 取水護岸の位置図 (全体平面図)

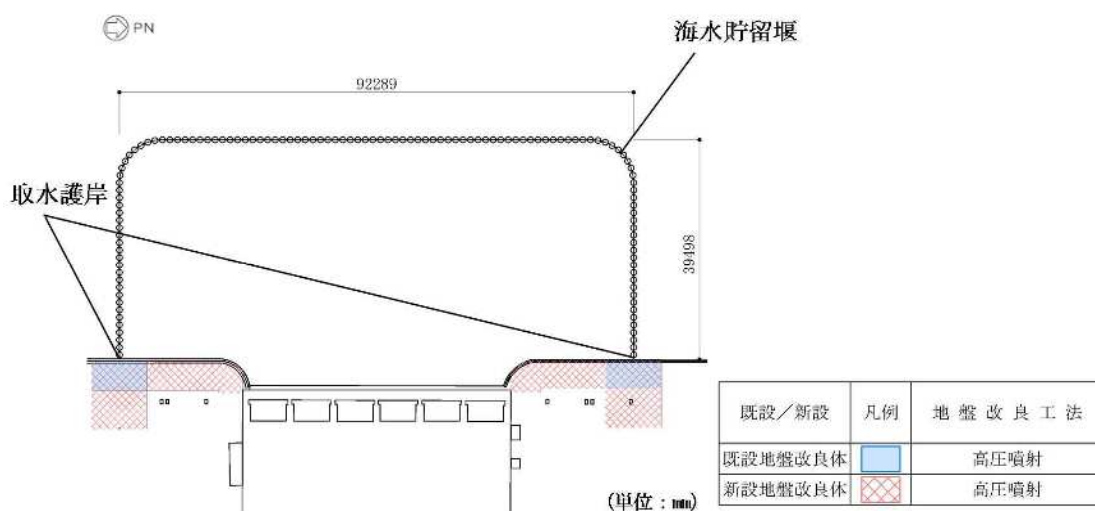


図 2.5-2-1(2) 取水護岸の位置図 (拡大図)

## 2.2 構造概要

取水護岸は、海水貯留堰の構成部材である取水護岸接続部のうち、止水ゴム取付部鋼材と接続する前面鋼矢板で構成される。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。

取水護岸の平面図を図 2.5-2-2、標準断面図を図 2.5-2-3 に示す。

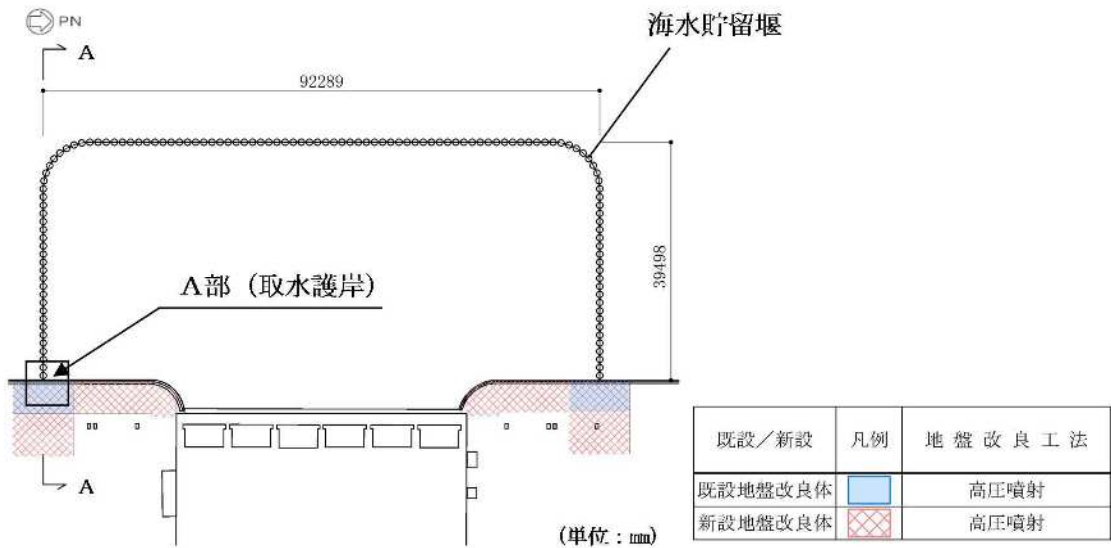


図 2.5-2-2(1) 取水護岸の平面図

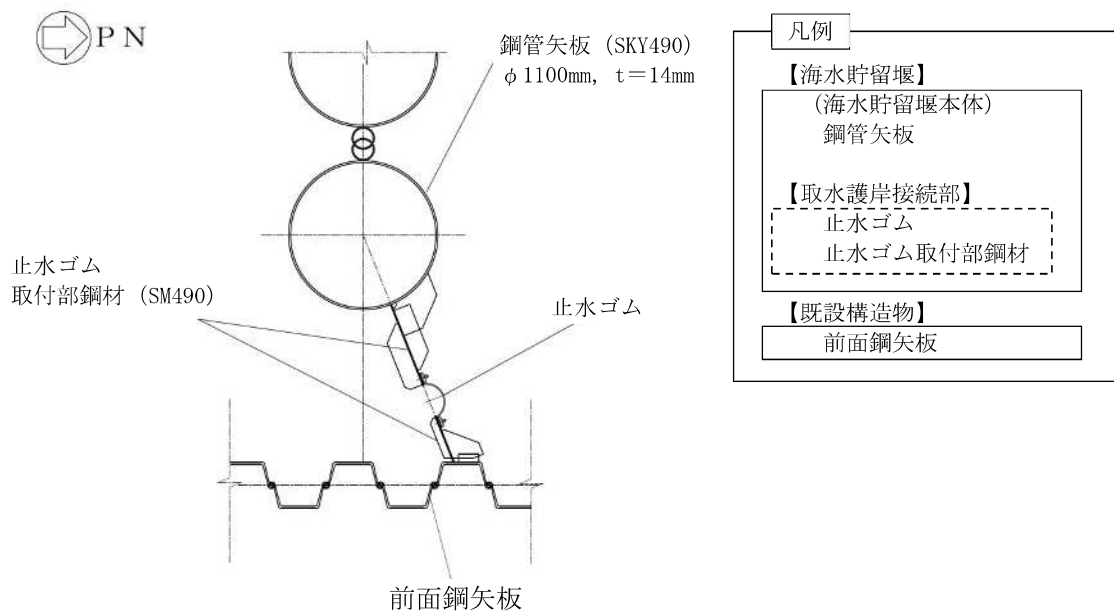


図 2.5-2-2(2) 取水護岸の平面図 (A部拡大)

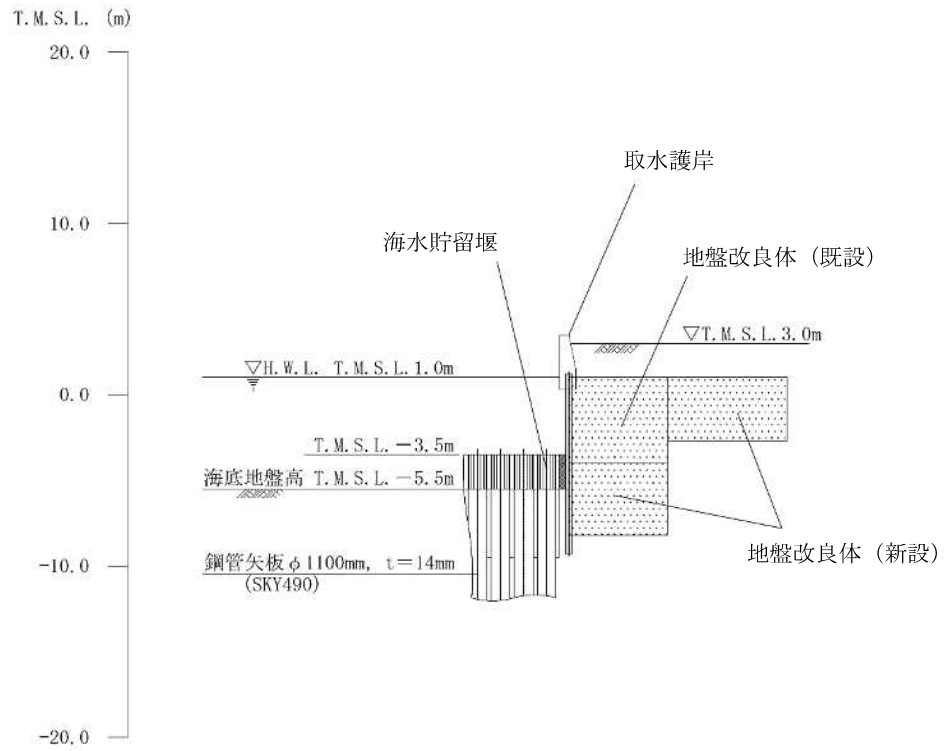


図 2.5-2-3 取水護岸の標準断面図 (A-A断面)

### 2.3 評価方針

取水護岸は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設の間接支持構造物に分類される。

取水護岸の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.5-2-1 の取水護岸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。

取水護岸の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

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で、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、前面鋼矢板に発生する曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、前面鋼矢板及び海水貯留堰の変形量を算定し、海水貯留堰との離隔が確保されることを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、海水貯留堰の変形量を考慮した止水ゴムの変形量についての照査は、V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」及びV-3-別添 3-1-2「海水貯留堰の強度計算書」において実施する。

取水護岸の耐震評価フローを図 2.5-2-4 に示す。

なお、取水護岸は、断面変化が無く直線状に設置される矢板構造物であることから、強軸断面方向の曲げの影響はほとんど受けない。したがって、KK7 補足-024-4「水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」に示すように、従来設計手法における評価対象断面以外の 3 次元的な応答特性が想定される箇所が無いことを確認した。

表 2.5-2-1 取水護岸の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	前面鋼矢板	発生応力が許容限界を超えないことを確認	全塑性モーメント
止水性を損なわないこと	構造物の変形性	前面鋼矢板	発生変形量が許容限界以下であることを確認	海水貯留堰との離隔が確保されることを確認した変形量



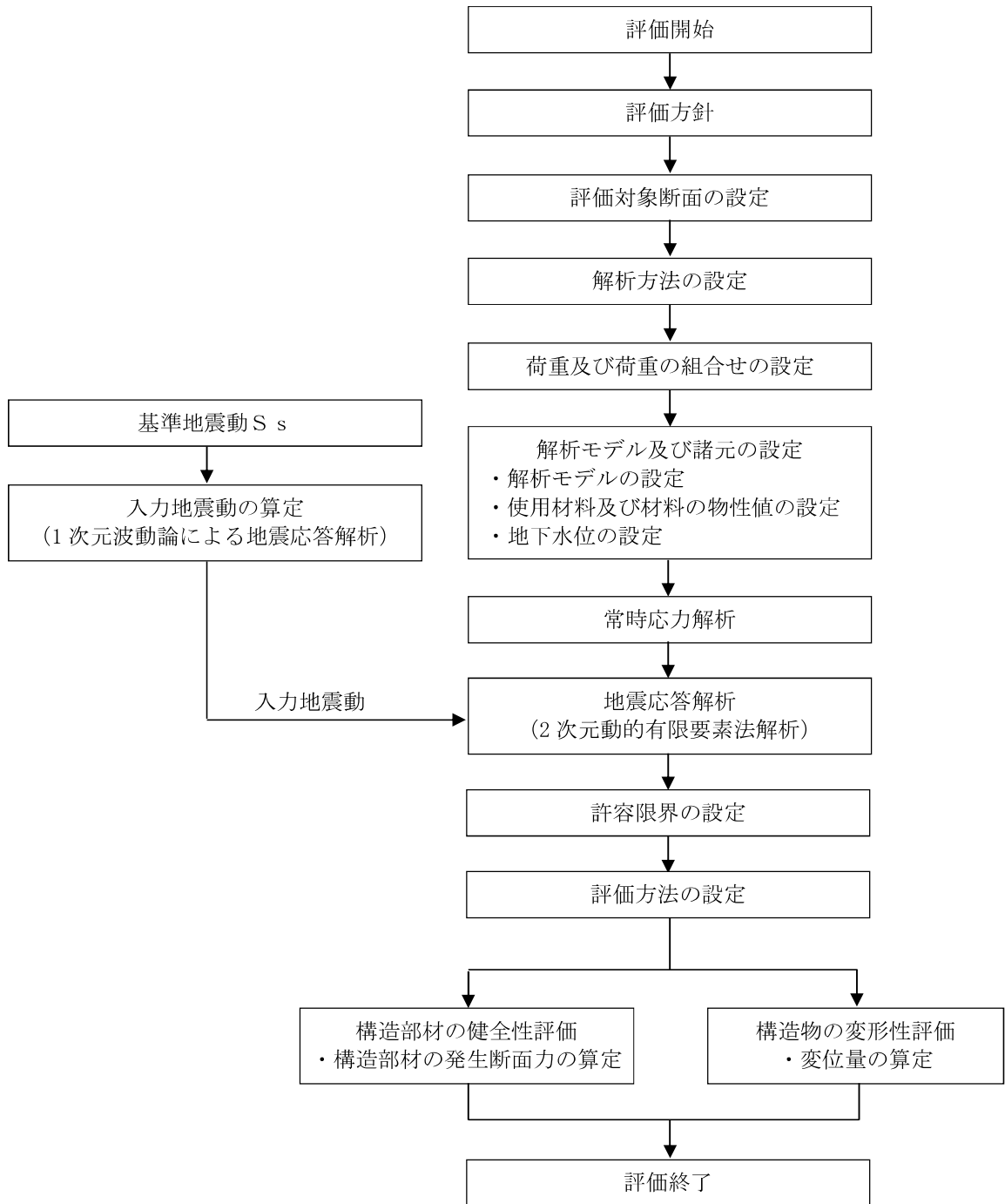


図 2.5-2-4 取水護岸の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。また，表 2.5-2-2 に各項目で適用する規格，基準類を示す。

- ・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）
- ・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）
- ・鋼矢板 Q & A（鋼管杭・鋼矢板技術協会 平成 29 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）

表 2.5-2-2 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
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〕（2002 年）	—
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〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・鋼矢板 Q & A（平成 29 年 3 月） ・鋼矢板 設計から施工まで（平成 12 年 3 月）	・発生応力が，全塑性モーメント以下であることを確認
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 版） ・鋼矢板 設計から施工まで（平成 12 年 3 月）	・腐食代の設定
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	・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

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面は、取水護岸が海水貯留堰の間接支持構造物であることから、V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」と同様とし、海水貯留堰との接続部を通る断面であるA-A断面を選定し、基準地震動 $S_s$ による耐震評価を実施する。

評価対象断面選定の詳細については 2.1「海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」に示す。

取水護岸の評価対象断面位置<sup>図</sup>を図 2.5-3-1 に示す。構造物の耐震設計における評価対象断面は図 2.5-3-1 のA-A断面とする。評価対象断面図を図 2.5-3-2 に示す。

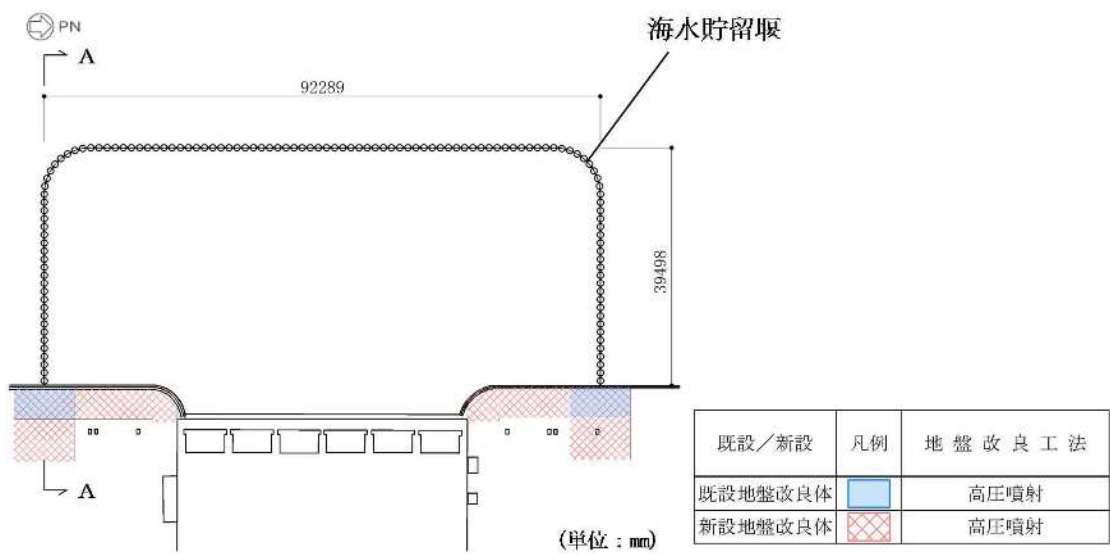


図 2.5-3-1 取水護岸の評価対象断面位置図

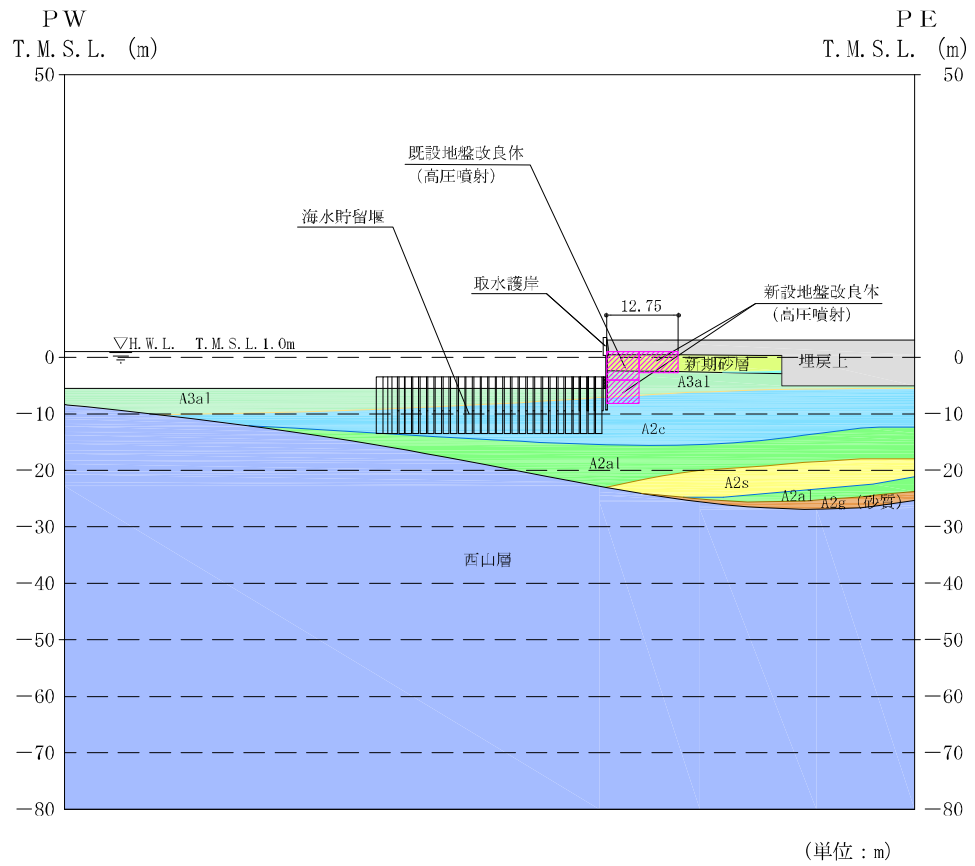


図 2.5-3-2 取水護岸の評価対象断面図 (A-A断面)

### 3.2 解析方法

海水貯留堰の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、2.3「屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver.7.4.1」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、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 3.2.1 地震応答解析手法

取水護岸の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。構造部材については、線形はり要素を用いることとする。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP ver.7.4.1」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、別紙「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2.5-3-3に示す。

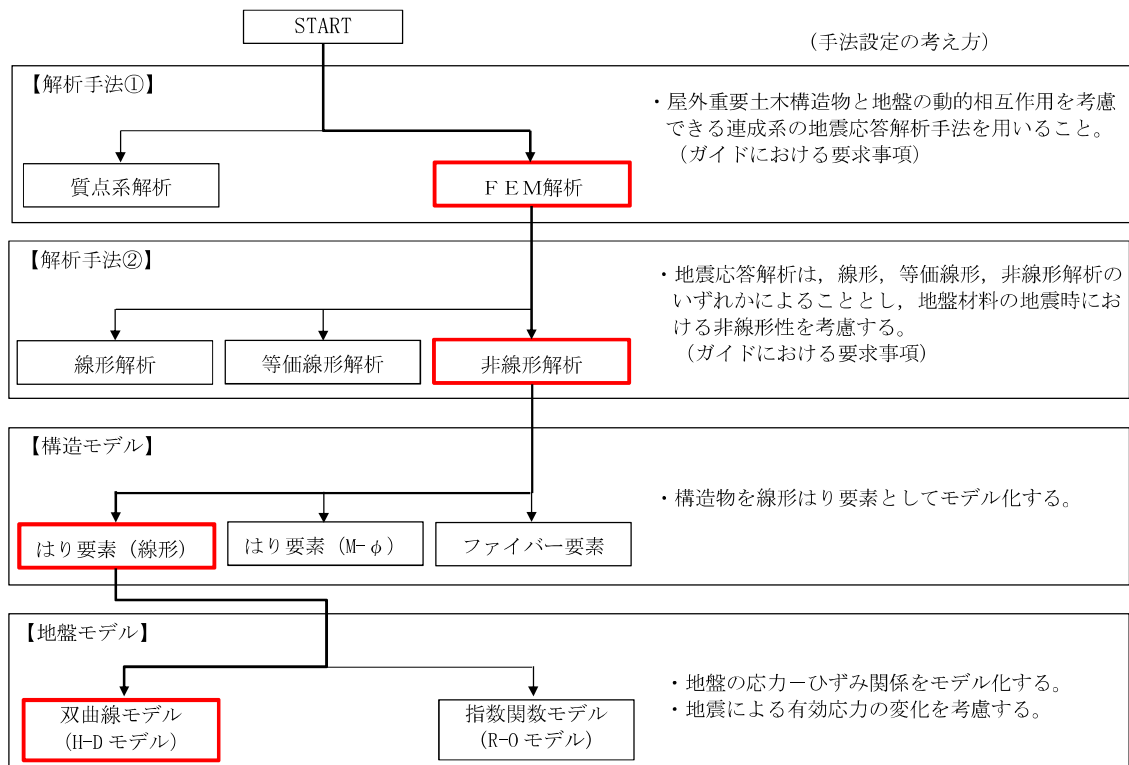


図 2.5-3-3 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

### 3.2.3 耐震評価における解析ケース

取水護岸の耐震評価における解析ケースを表2.5-3-1に示す。

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層（埋戻土及び新期砂層）のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 $\sigma$ を用いてせん断波速度のばらつきとして設定する。地下水位以深の飽和土層（沖積層及び古安田層）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 $\sigma$ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する（解析ケース②、③、⑤）。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 $\sigma$ を用いて、液状化強度特性を $(-1\sigma)$ にて設定する（解析ケース①、②、③）。

また、構造物への応答加速度に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④、⑤）。

耐震評価においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 $S_s$ に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑤の解析ケースを実施する。

最も厳しい地震動の選定は、照査値1.0に対して2倍の余裕となる照査値0.5以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

追加解析を実施する地震動の選定フローを図2.5-3-4に示す。

表 2.5-3-1 取水護岸の耐震評価における解析ケース

解析ケース			①	②	③	④	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	
地盤剛性の設定			地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	地盤剛性 (-1σ)	地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1σ)	
液状化強度特性の設定			液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化強度特性 (-1σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震動 (位相)	Ss-1	++	実施					
		-+	実施					
		+-	実施					
		--	実施					
	Ss-2			実施				
	Ss-3	++	実施					
		-+	実施					
		+-	実施					
		--	実施					
	Ss-4			実施				
	Ss-5			実施				
	Ss-6			実施				
	Ss-7			実施				
	Ss-8	++	実施					
-+		実施						

全ての基準地震動 S s に対して実施する①の解析ケース (基本ケース) において、曲げモーメントに対する照査について、照査値が最も厳しい (許容限界に対する余裕が最も小さい) 地震動を用い、②~⑤より追加解析ケースを実施する。

注記\* : 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。



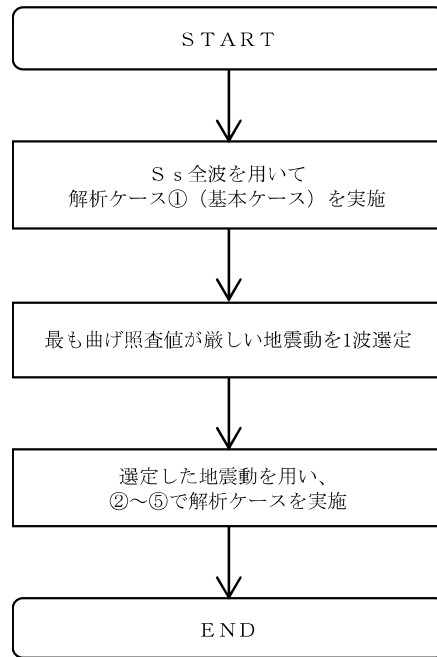


図 2.5-3-4 追加解析を実施する地震動の選定フロー

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取水護岸の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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

積雪及び風による影響は考慮しない。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

### 3.3.2 荷重

取水護岸堰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、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 ( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

取水護岸の耐震評価に用いる荷重の組合せを表2.5-3-2及び表2.5-3-3に示す。

表 2.5-3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + S_s$

G : 固定荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 2.5-3-3 荷重の組合せ (前面鋼矢板 地震時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上載荷重	— ・地盤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
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する
	外水圧		○ ・地下水位 (T. M. S. L. 3.0m) 及び海水面 (T. M. S. L. 1.0m*) に応じた静水圧として設定する。 ・地下水及び海水の密度を考慮する
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		— ・考慮しない
偶発荷重	水平地震力	○	・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
	鉛直地震力	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする

注記\* : 外水圧の水位は、朔望平均満潮位 T. M. S. L. 0.49m に対し、保守性を考慮し T. M. S. L. 1.0m とする。

### 3.4 入力地震動

取水護岸の地震応答解析における入力地震動は、図 2.5-3-5 の入力地震動算定の概念図に示すとおり、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を基に、対象構造物の地盤条件を適切に考慮したうえで、必要に応じ 2 次元 FEM 解析又は 1 次元波動論により、地震応答解析モデルの入力位置で評価した入力地震動を設定する。入力地震動の設定における地盤モデルは、原子炉建屋と同様のものを用いる。

なお、取水護岸の地震応答解析では、解析モデル底面位置を T. M. S. L. -80m とする 2 次元 FEM 解析モデルを用いることで、西山層を含む表層地盤の不陸を適切に考慮する。

図 2.5-3-6 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 ver. 2.0」を使用する。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。

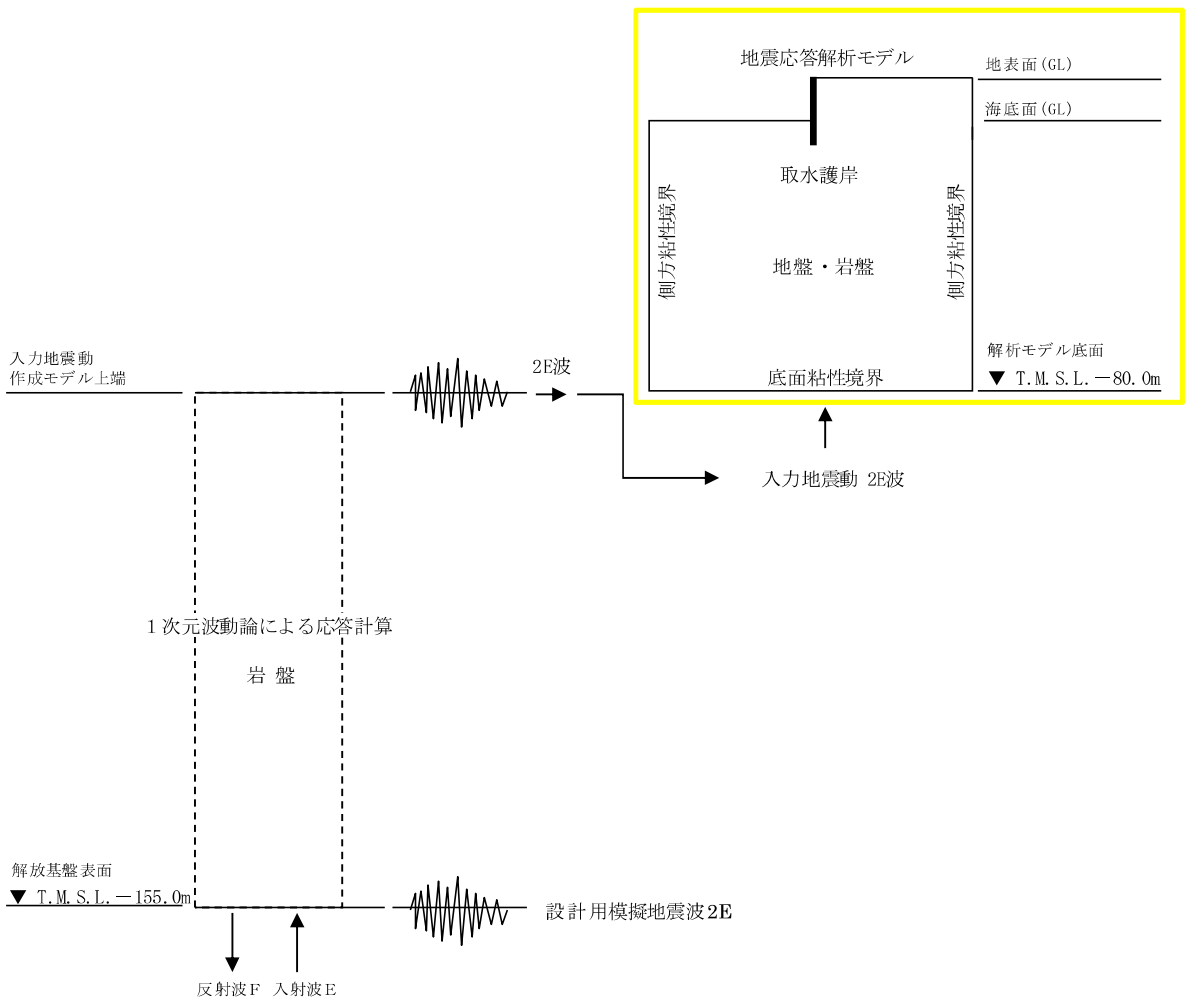
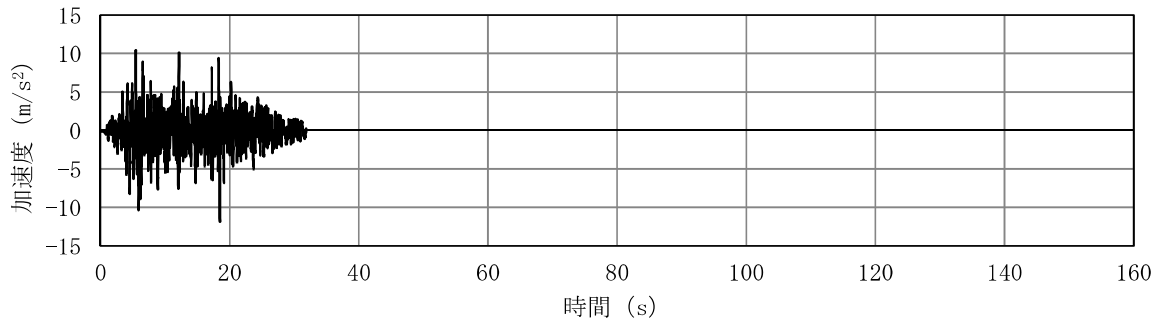
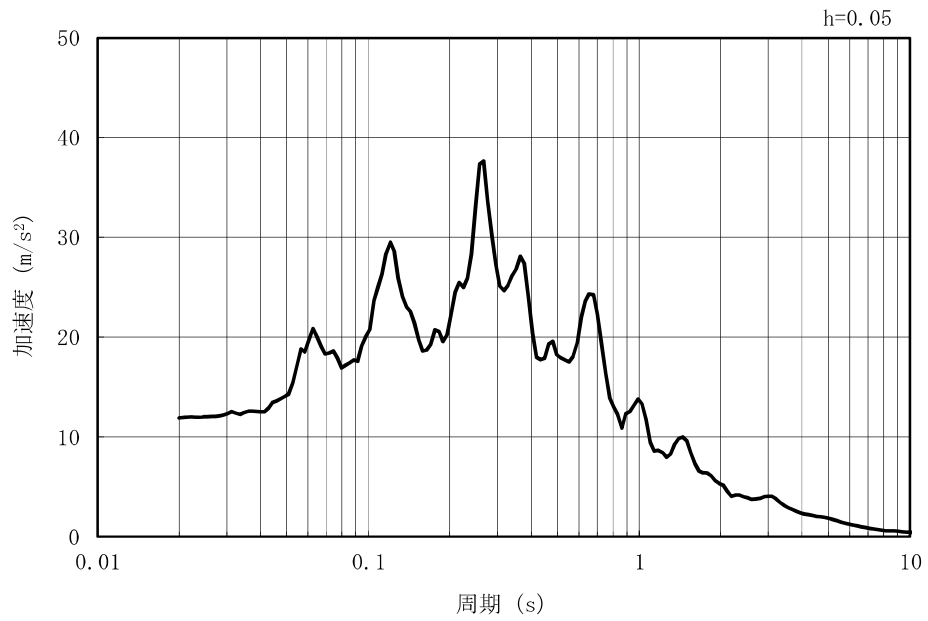


図 2.5-3-5 入力地震動算定の概念図

MAX 11.9m/s<sup>2</sup> (18.51s)



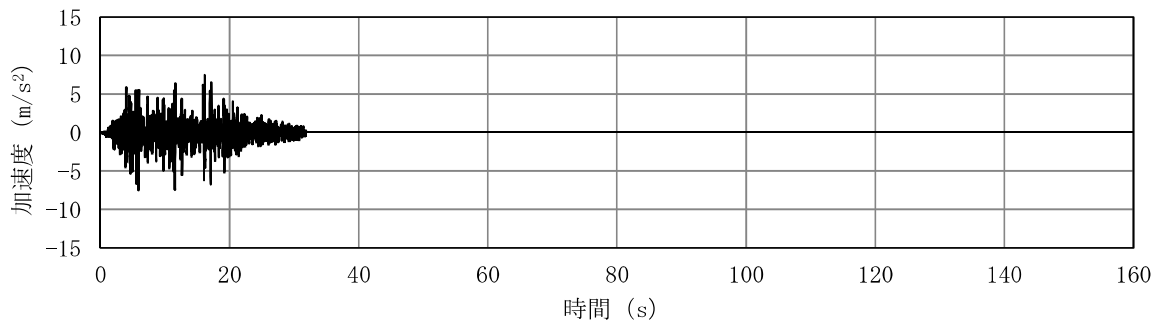
(a) 加速度時刻歴波形



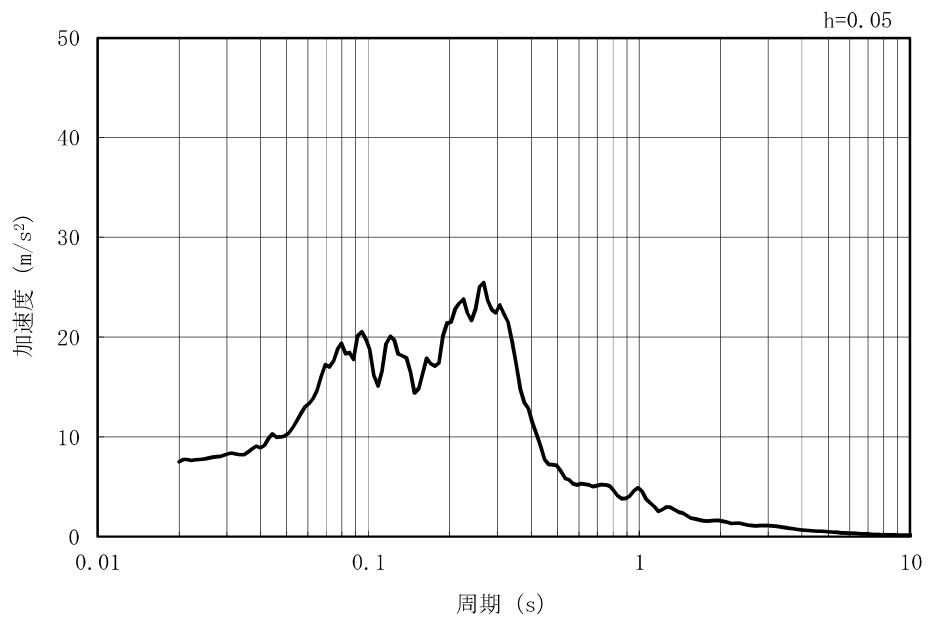
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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 : Ss-1)

MAX 7.49m/s<sup>2</sup> (5.88s)



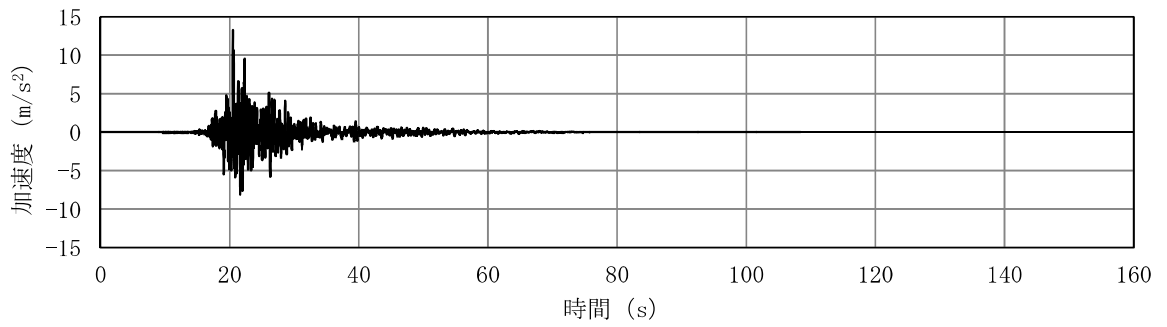
(a) 加速度時刻歴波形



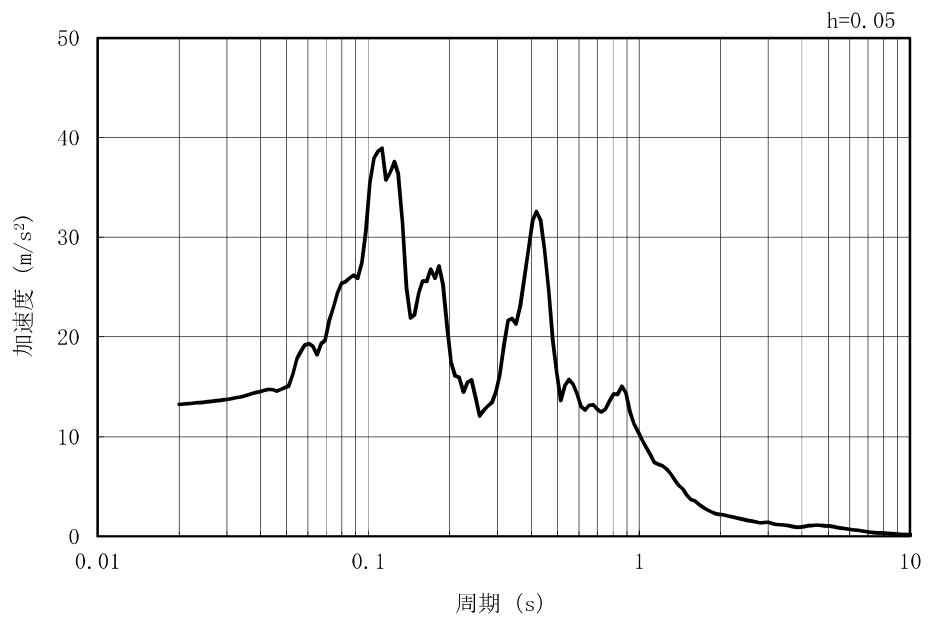
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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：Ss-1)

MAX 13.2m/s<sup>2</sup> (20.51s)



(a) 加速度時刻歴波形

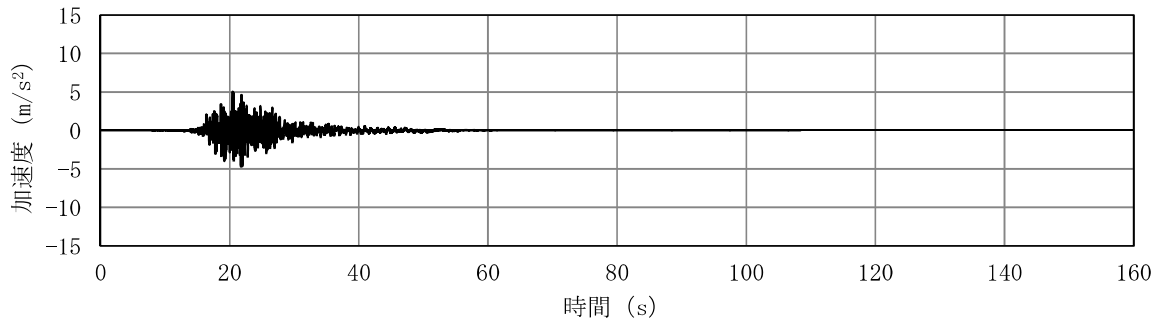


(b) 加速度応答スペクトル

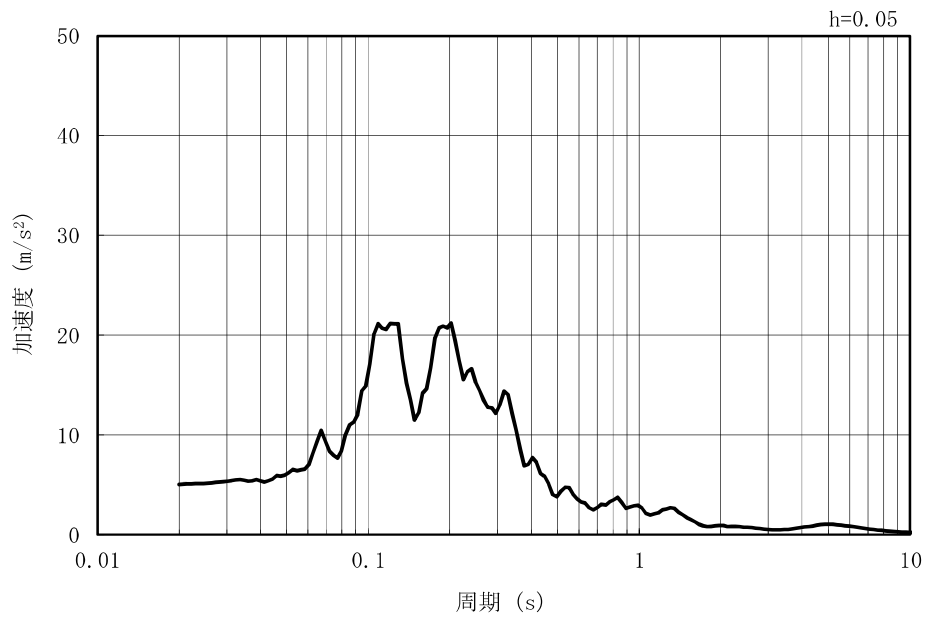
図 2.5-3-6(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-2EW)



MAX 5.02m/s<sup>2</sup> (20.46s)



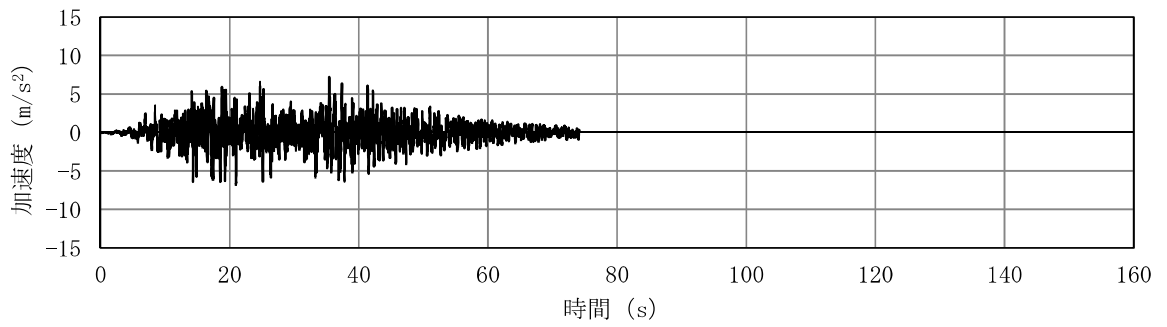
(a) 加速度時刻歴波形



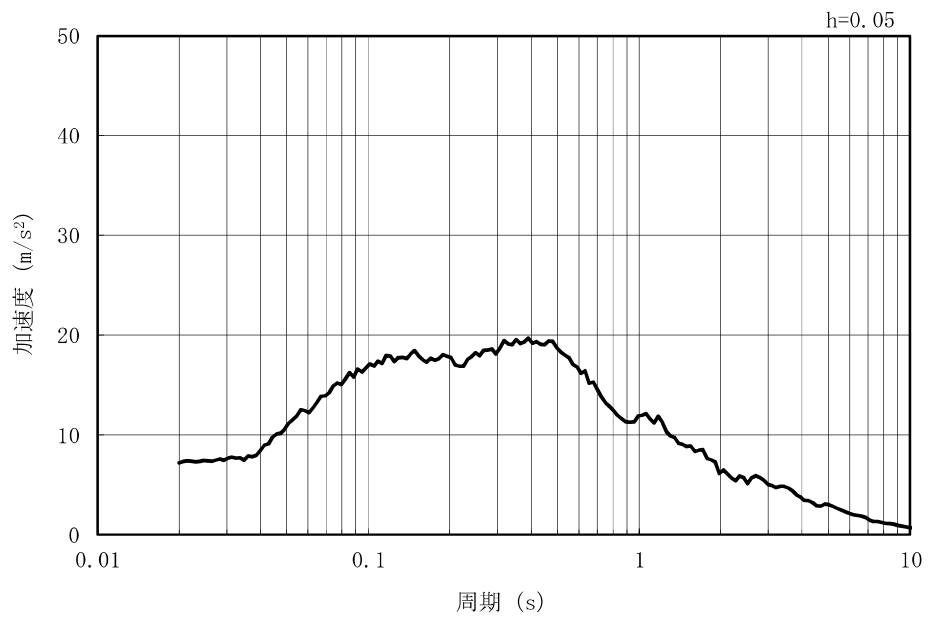
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-2EW)

MAX 7.18m/s<sup>2</sup> (35.43s)



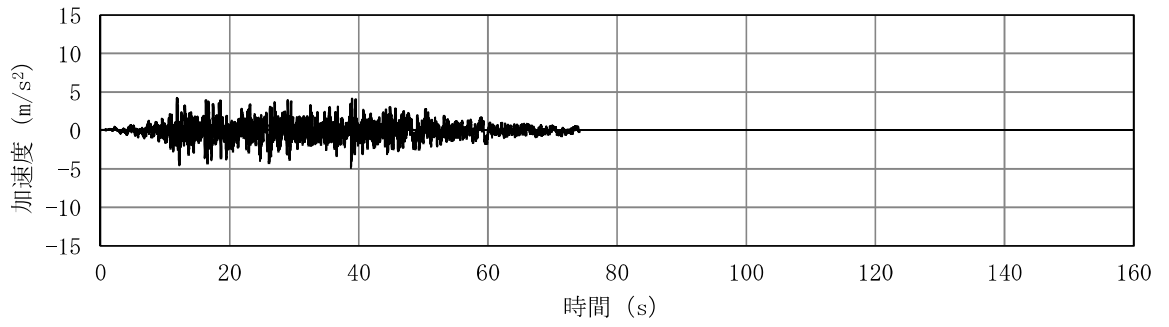
(a) 加速度時刻歴波形



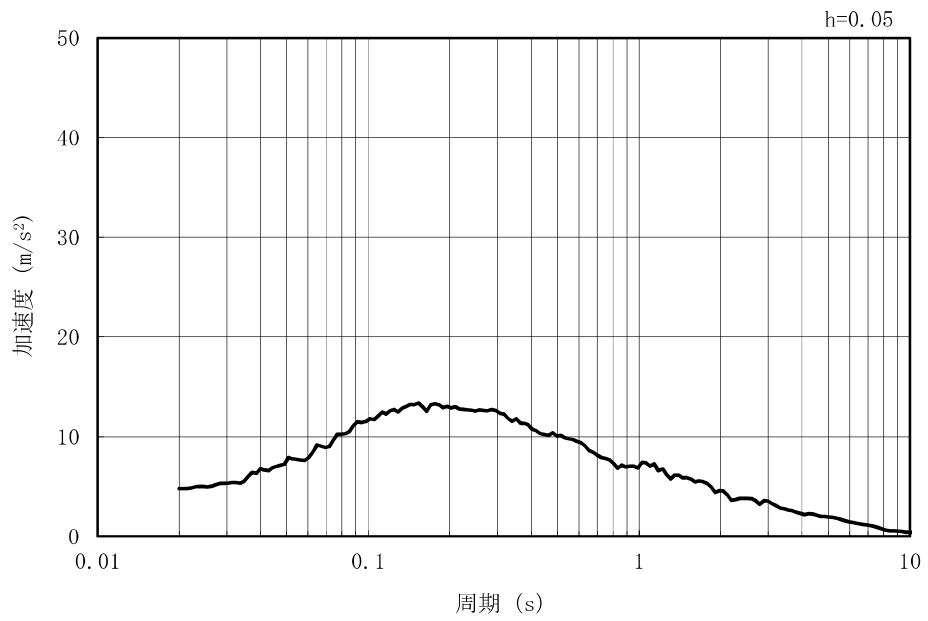
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-3)

MAX 4.78m/s<sup>2</sup> (38.80s)



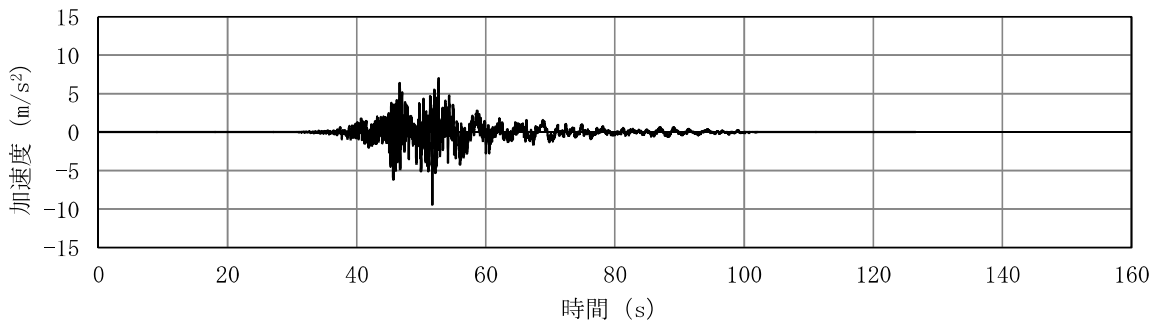
(a) 加速度時刻歴波形



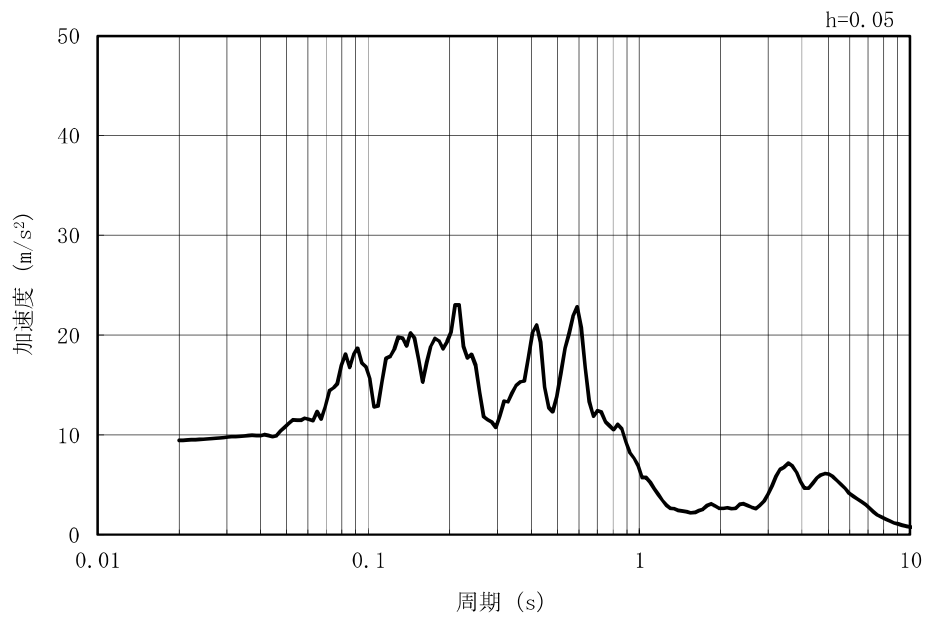
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : Ss-3)

MAX 9.42m/s<sup>2</sup> (51.71s)



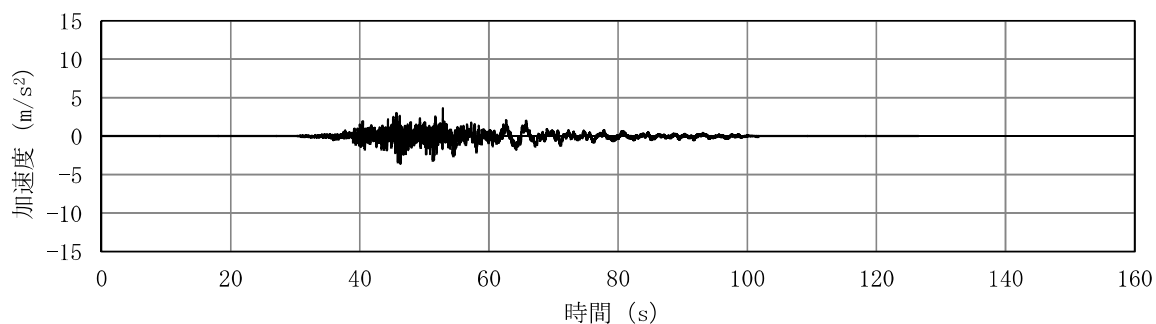
(a) 加速度時刻歴波形



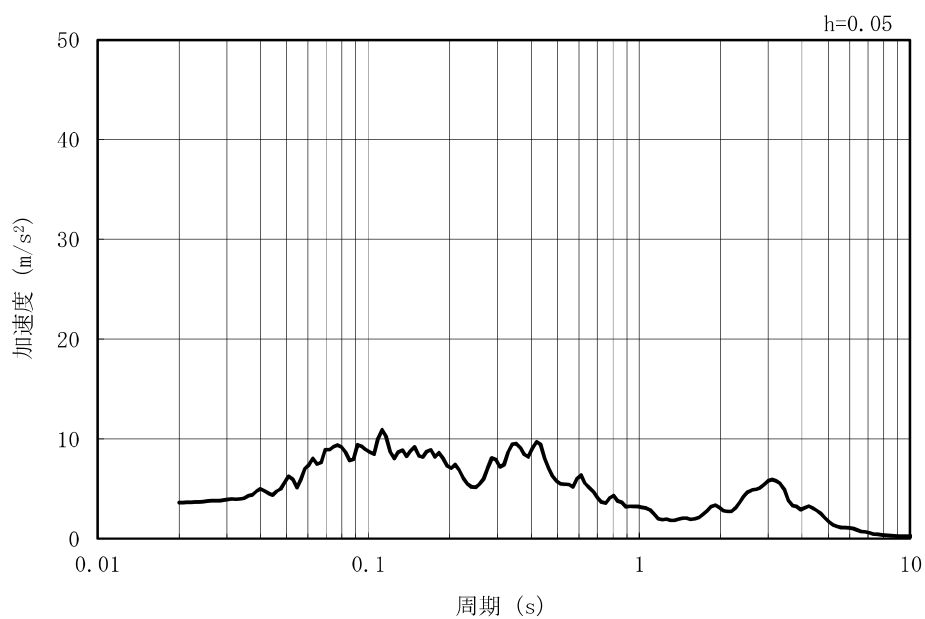
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：Ss-4EW)

MAX 3.60m/s<sup>2</sup> (52.87s)



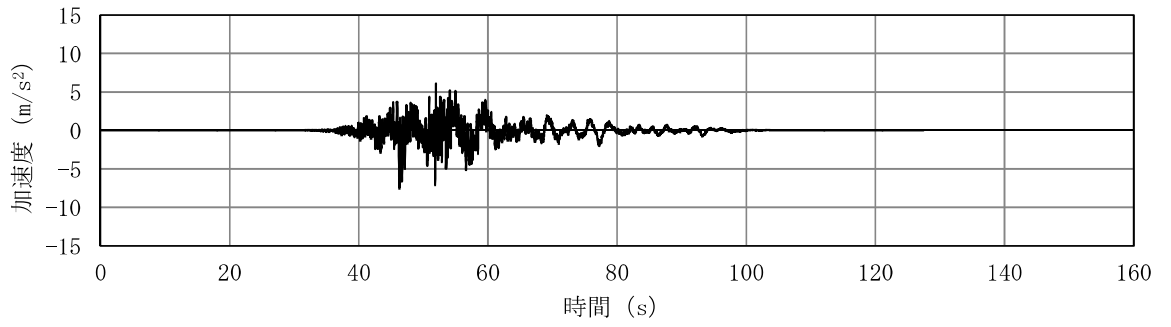
(a) 加速度時刻歴波形



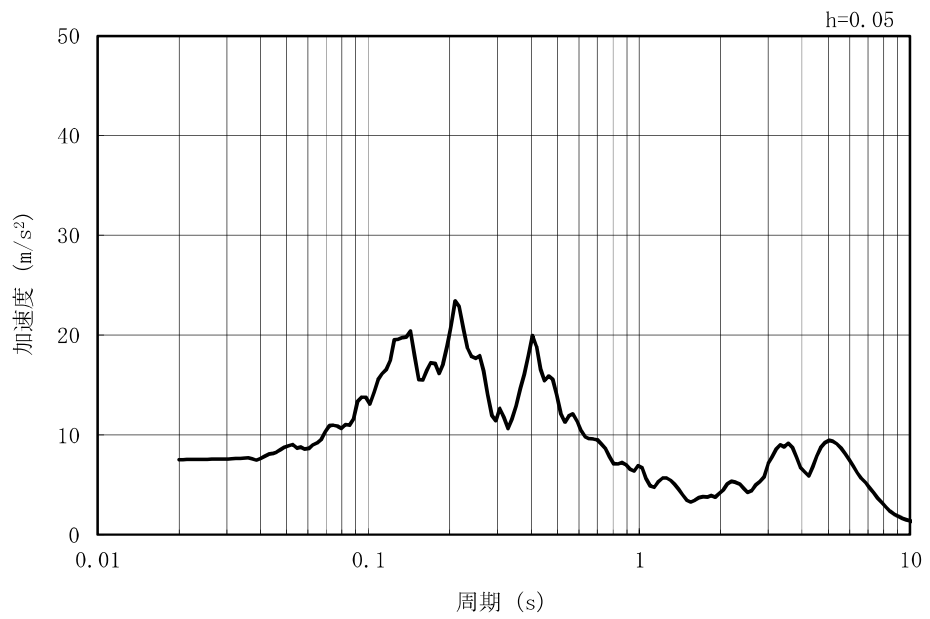
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-4EW)

MAX 7.51m/s<sup>2</sup> (46.29s)



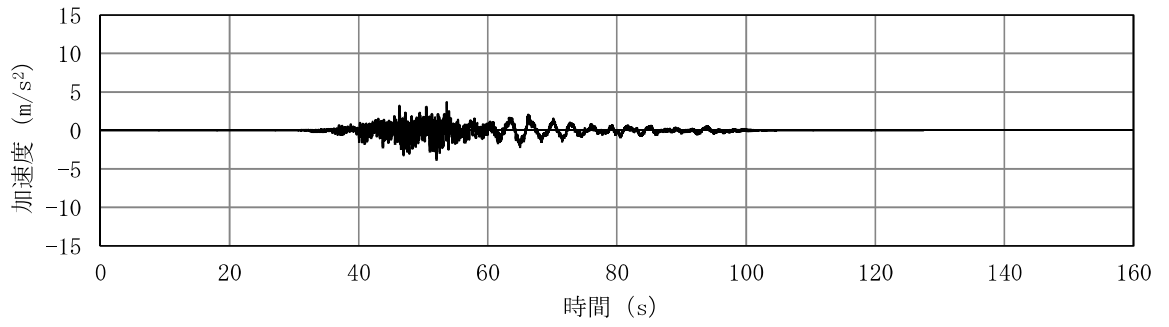
(a) 加速度時刻歴波形



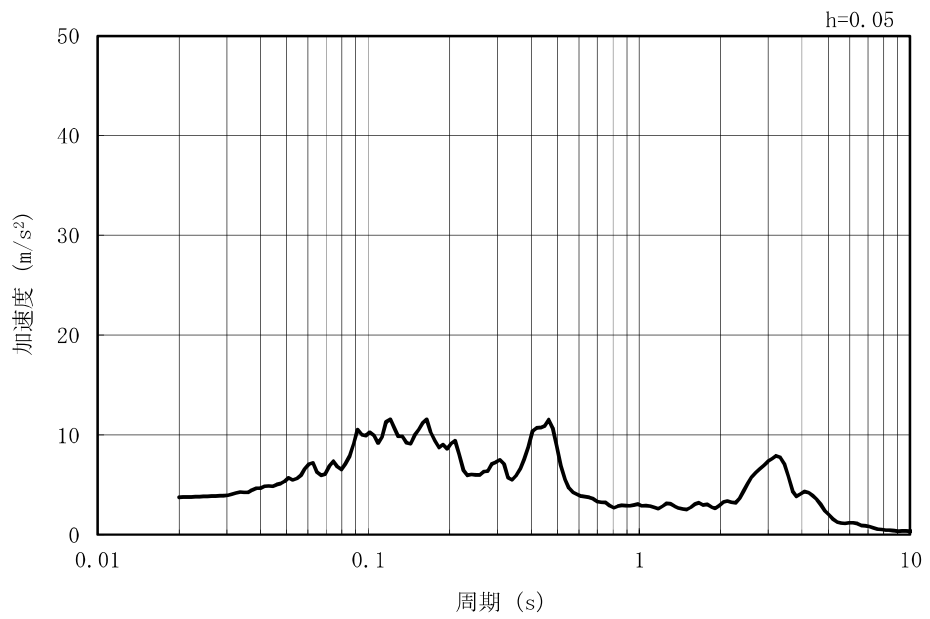
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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  
(水平方向 : Ss-5EW)

MAX 3.74m/s<sup>2</sup> (52.06s)



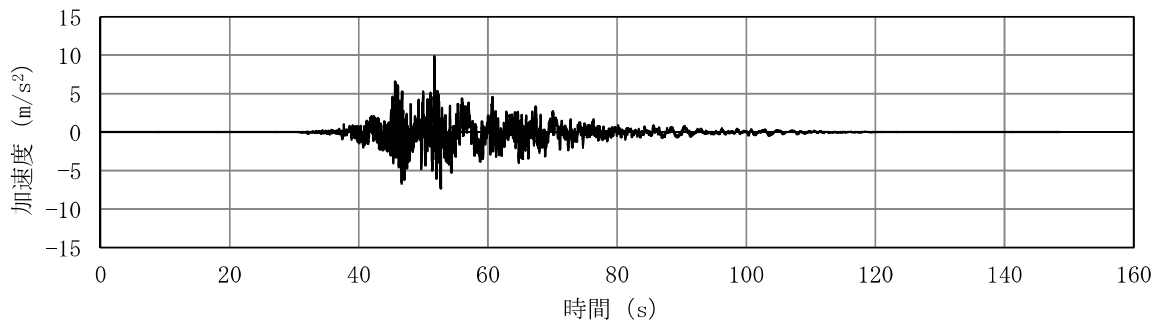
(a) 加速度時刻歴波形



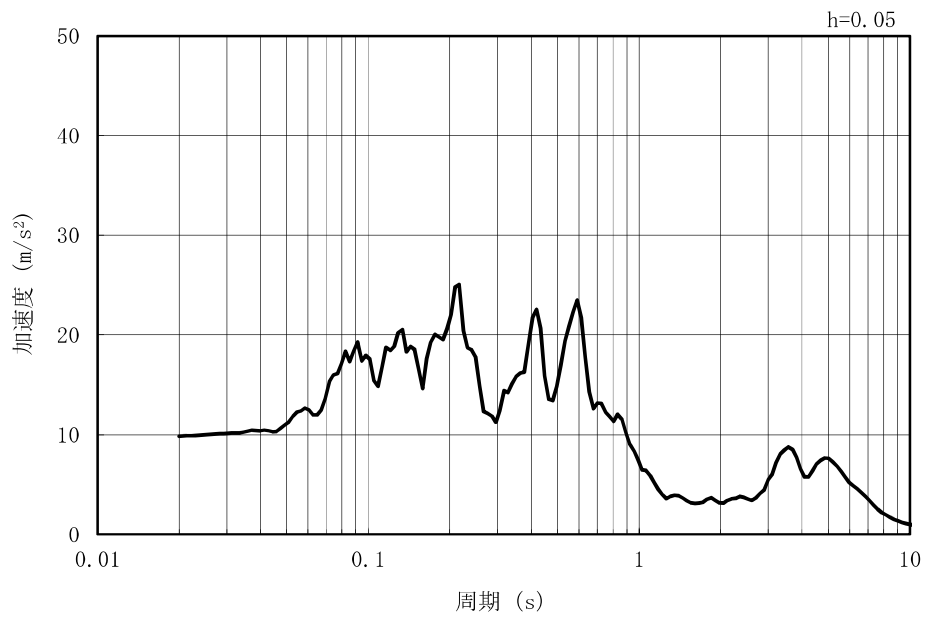
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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  
(鉛直方向：Ss-5EW)

MAX 9.84m/s<sup>2</sup> (51.71s)



(a) 加速度時刻歴波形

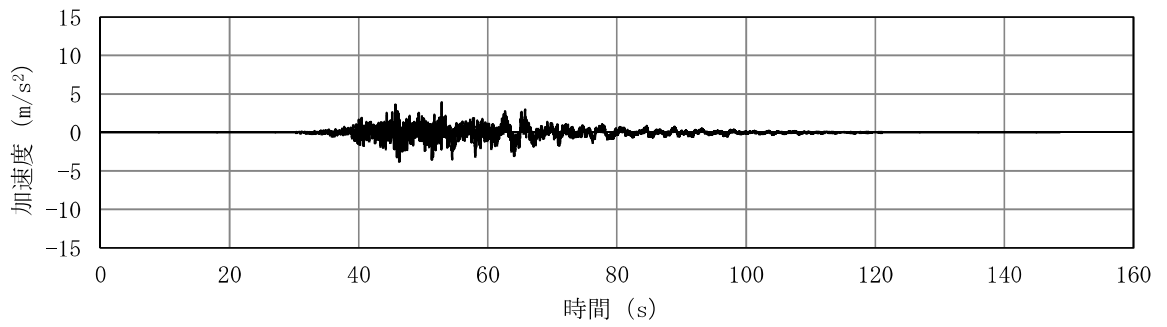


(b) 加速度応答スペクトル

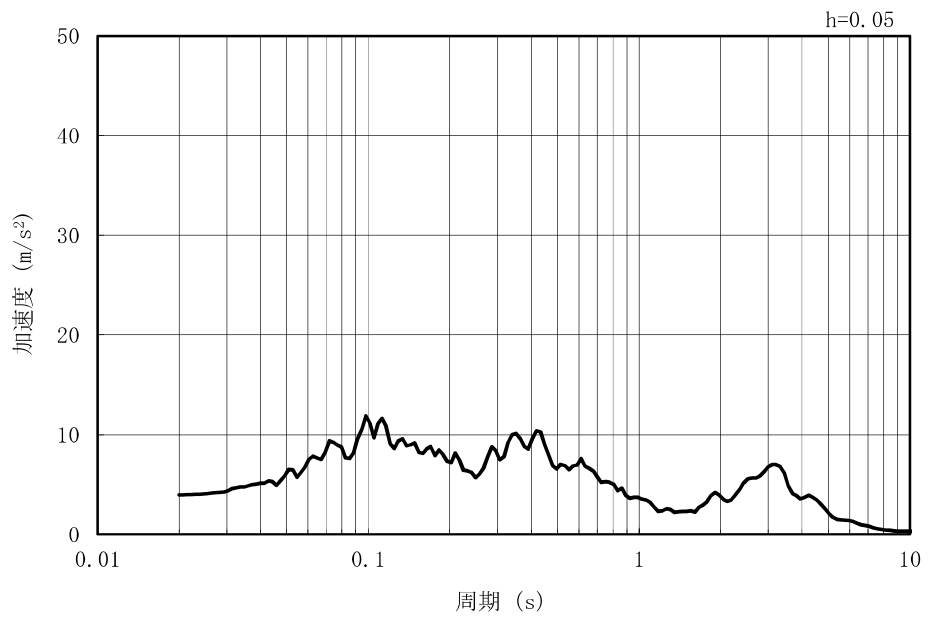
図 2.5-3-6(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-6EW)



MAX 3.95m/s<sup>2</sup> (52.87s)



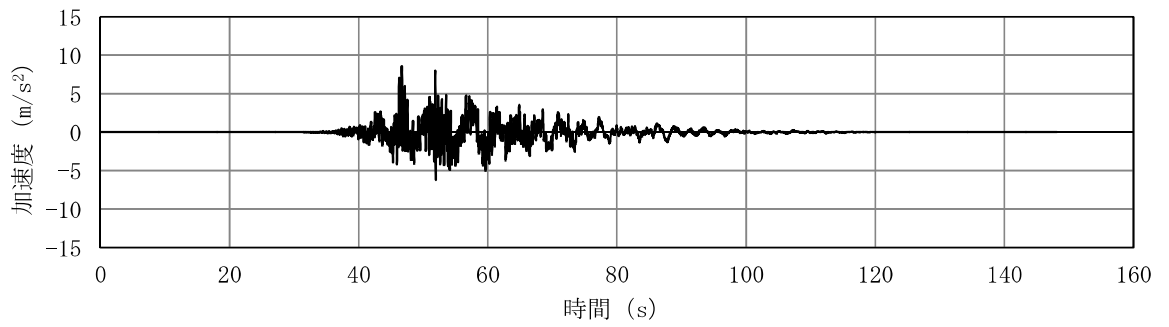
(a) 加速度時刻歴波形



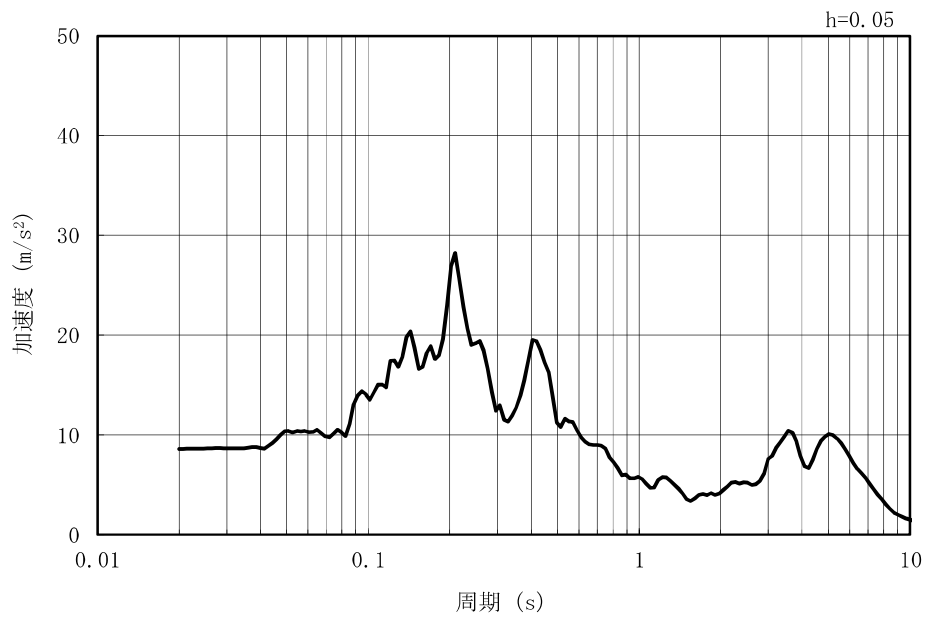
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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  
(鉛直方向：Ss-6EW)

MAX 8.58m/s<sup>2</sup> (46.68s)



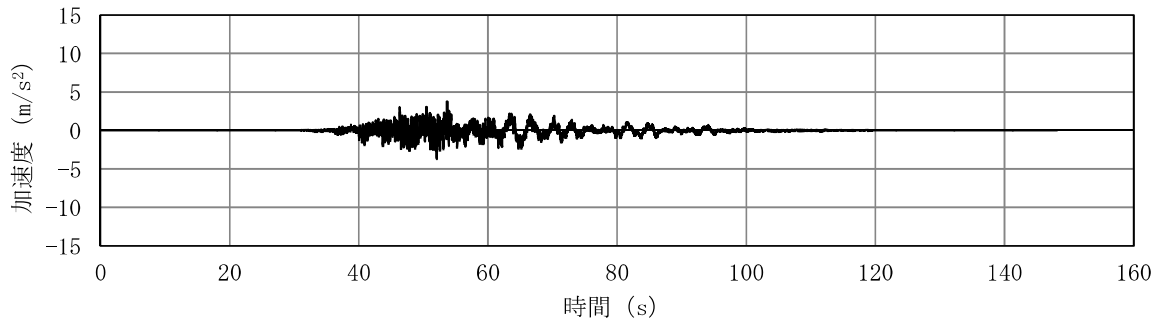
(a) 加速度時刻歴波形



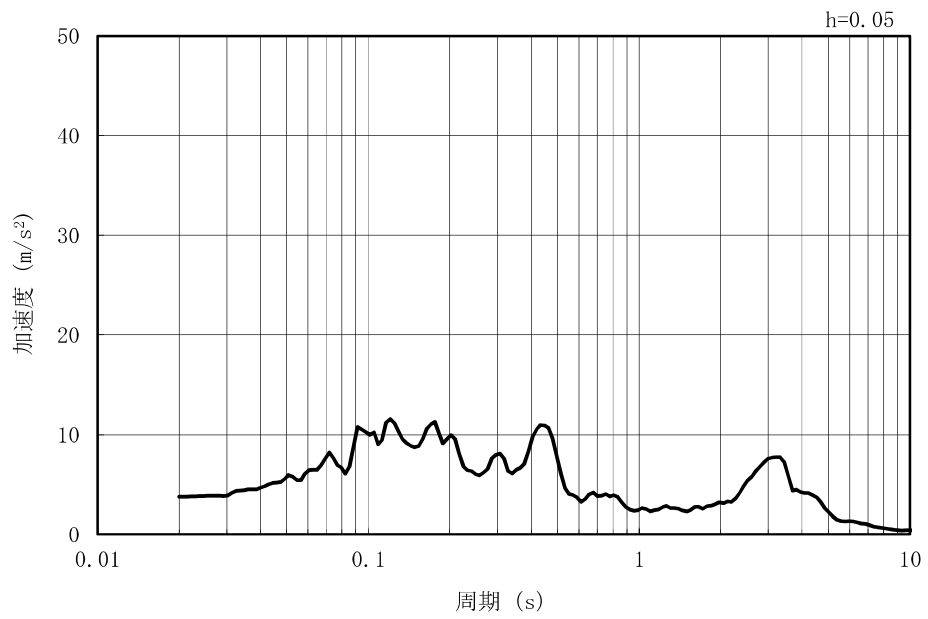
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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  
(水平方向 : Ss-7EW)

MAX 3.76m/s<sup>2</sup> (53.65s)

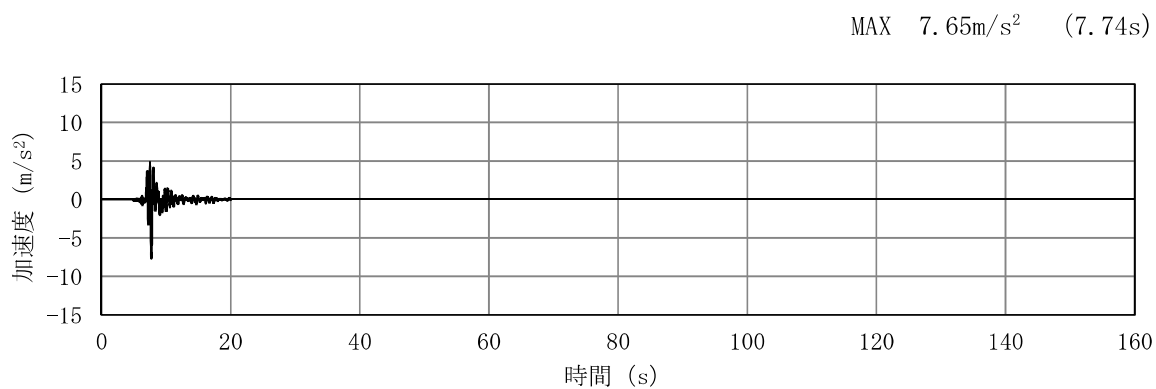


(a) 加速度時刻歴波形

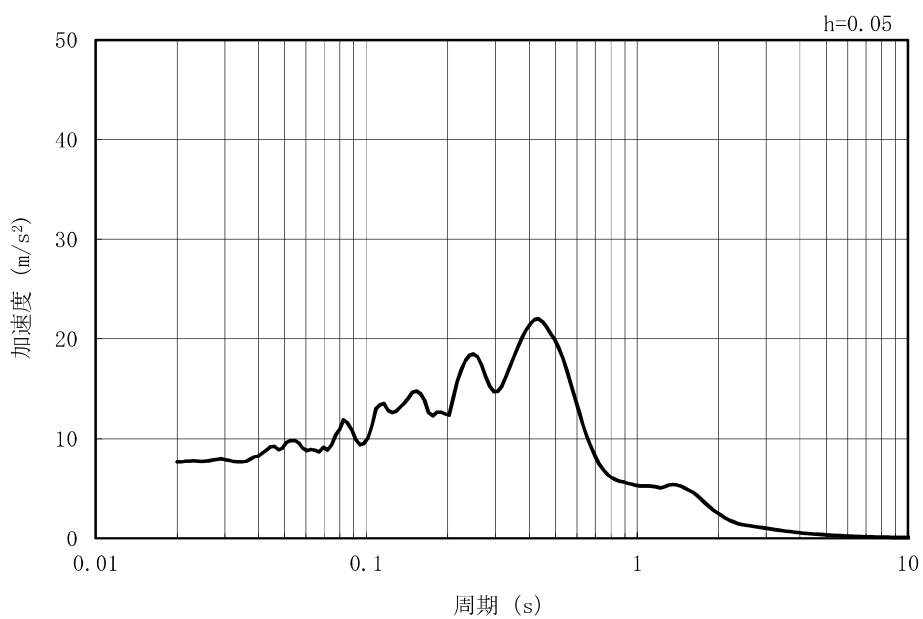


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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  
(鉛直方向：Ss-7EW)



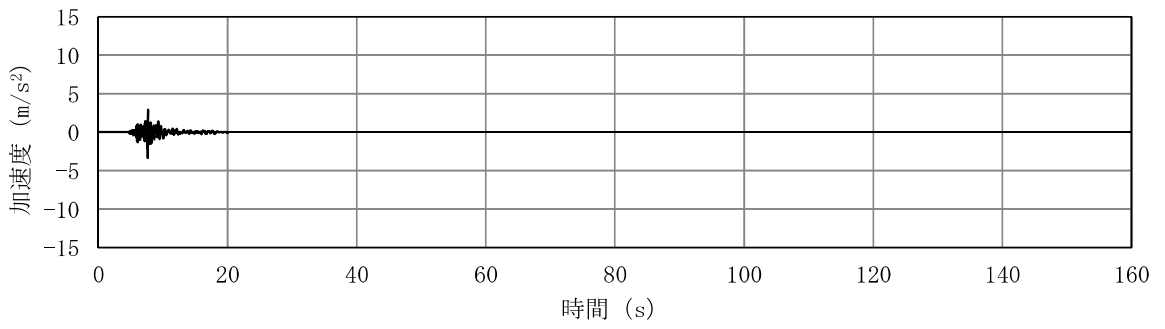
(a) 加速度時刻歴波形



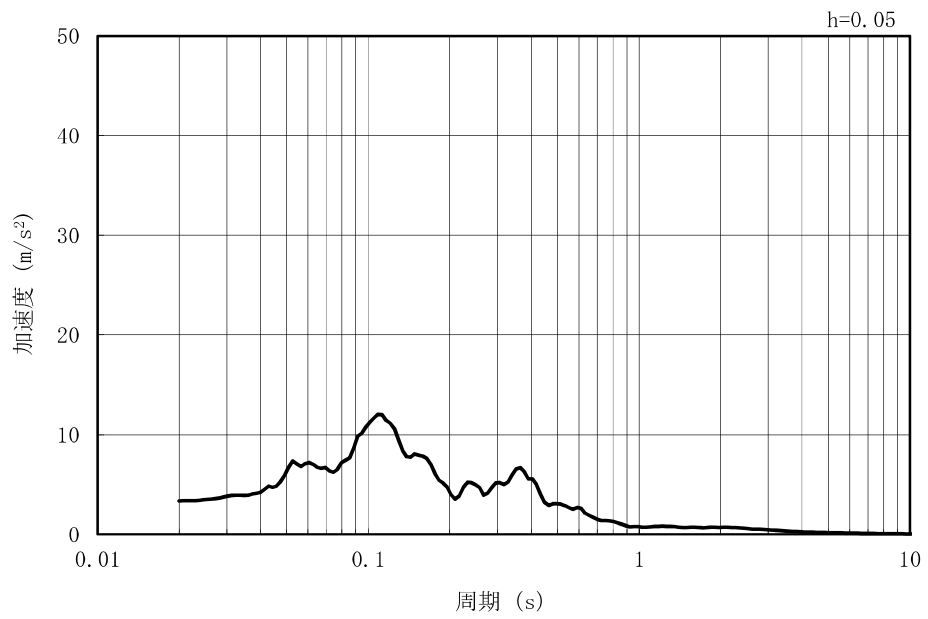
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(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  
(水平方向 : Ss-8)

MAX 3.35m/s<sup>2</sup> (7.64s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.5-3-6(16) 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：Ss-8)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 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。具体的には、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) を参考に、図2.5-3-7のモデル範囲の考え方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幅の2倍以上とする。

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、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数20Hz及びせん断波速度 $V_s$ で算定される波長の5または4分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ 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、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

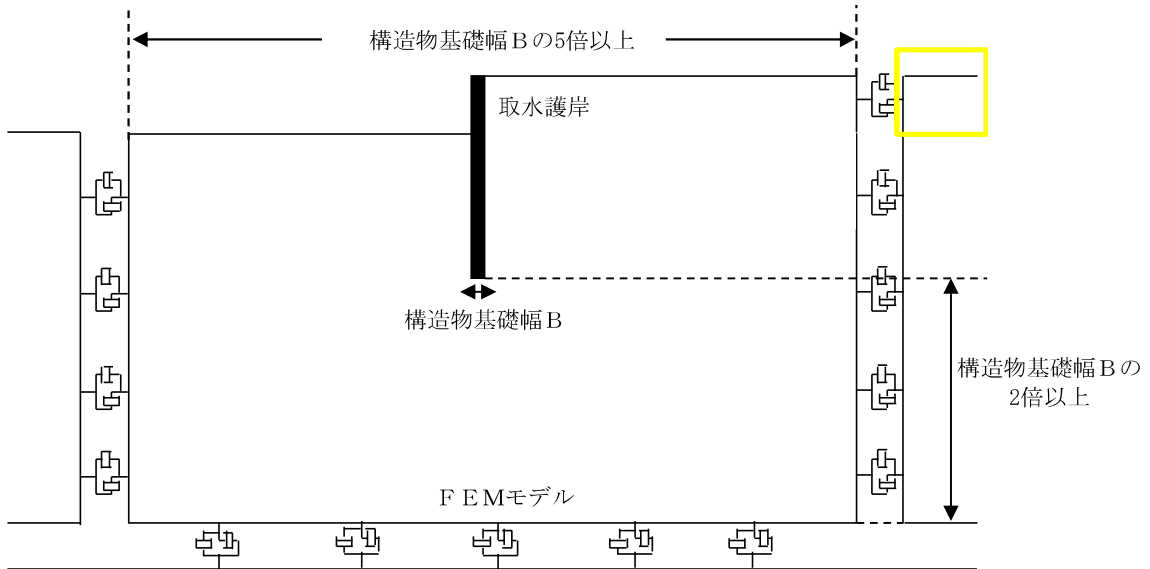


図 2.5-3-7 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、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層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフローを図2.5-3-8に示す。

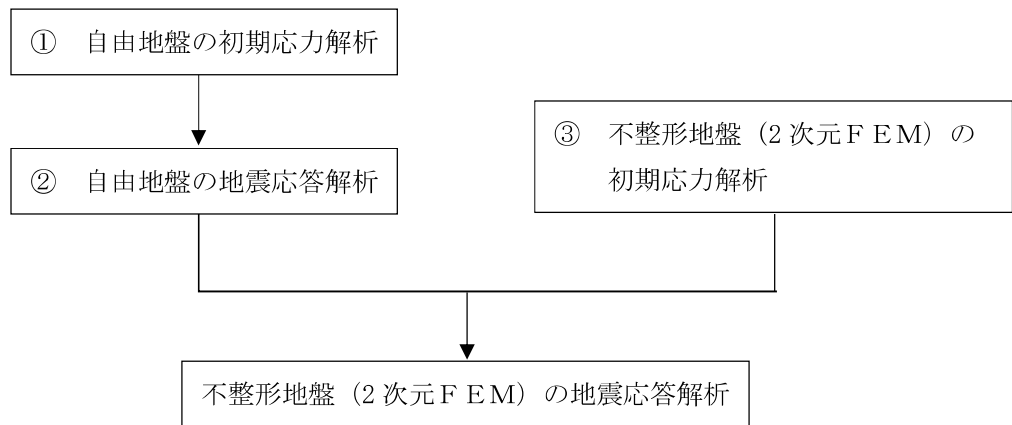


図 2.5-3-8 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、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の初期応力を算定するために行う。初期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。初期応力解析における境界条件の概念図を図 2.5-3-9 に示す。

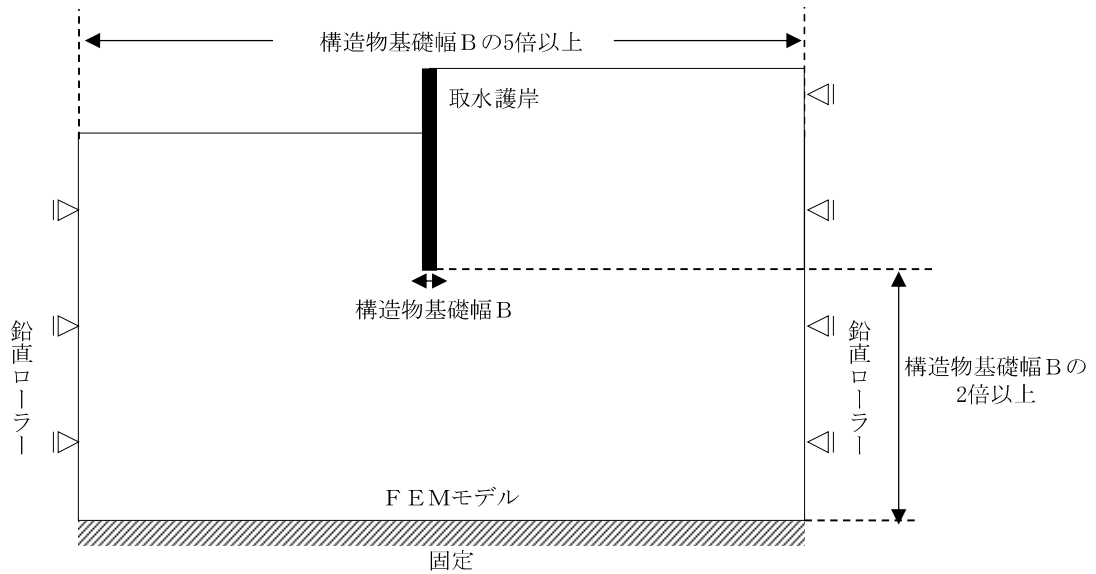


図 2.5-3-9 初期応力解析における境界条件の概念図



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。

取水護岸の地震応答解析モデルを図 2.5-3-10 に示す。

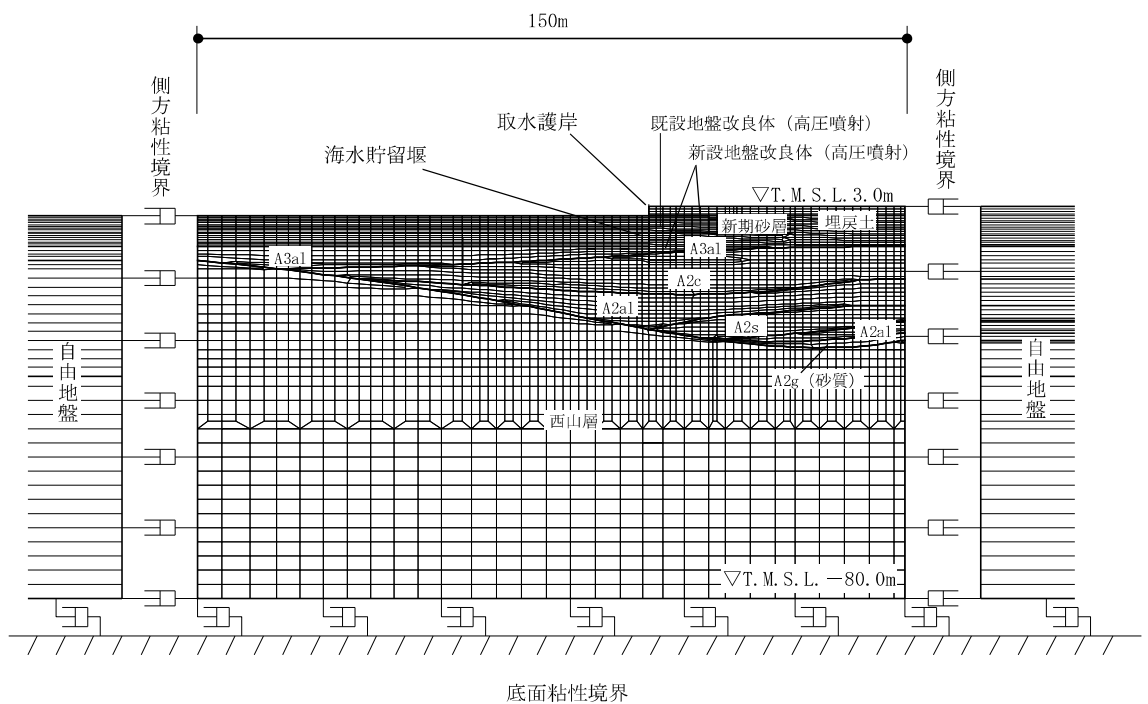


図 2.5-3-10 取水護岸の地震応答解析モデル (A-A断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

なお、A-A断面では2つの海水貯留堰をモデル化している。海水貯留堰（沖合側）は、奥行き方向に連続する構造物としてモデル化している。一方、海水貯留堰（護岸近傍）は、奥行き方向に1本の構造物としてモデル化している。図2.5-3-11に地震応答解析モデルを、図2.5-3-12に海水貯留堰のモデル化の概要を示す。

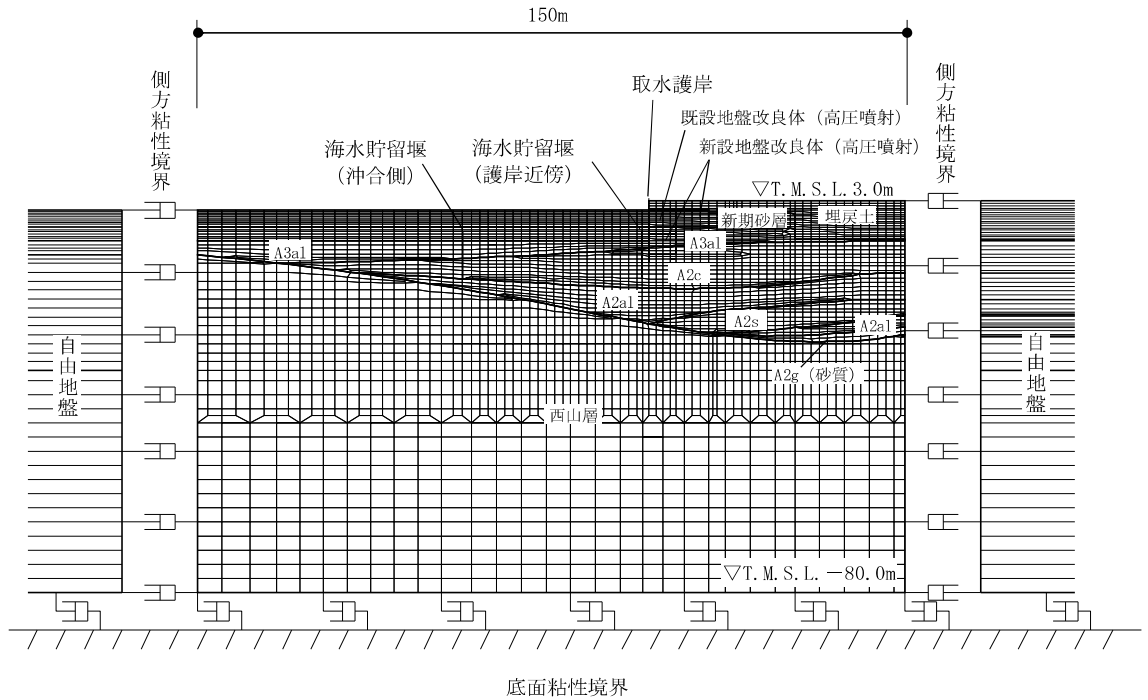


図 2.5-3-11 海水貯留堰の地震応答解析モデル (A-A断面)

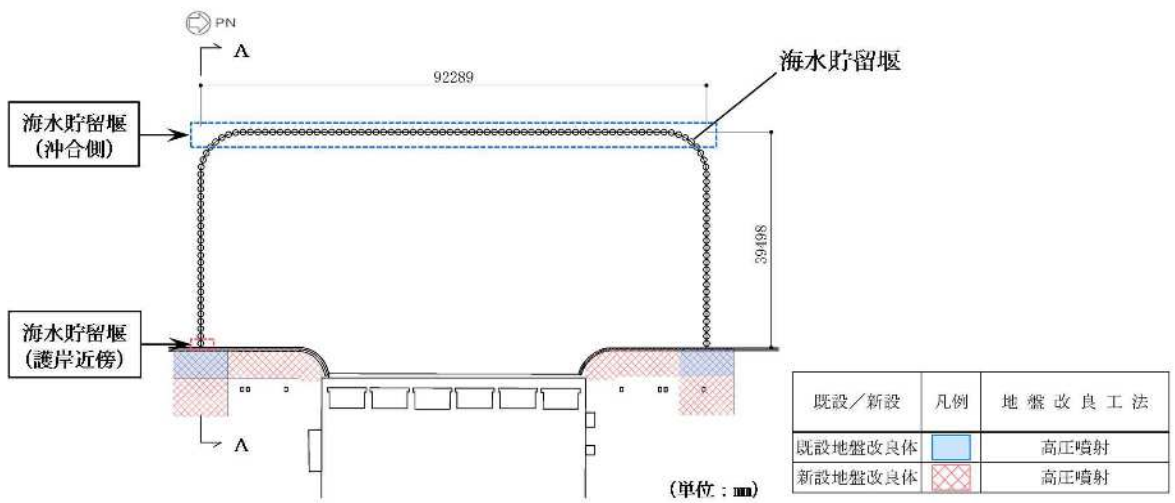


図 2.5-3-12 海水貯留堰のモデル化の概要

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) 地盤改良体のモデル化

構造物周辺の地盤改良体の効果を考慮するため、改良率及び解析奥行幅に応じた等価剛性を設定し、モデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

「地盤と構造物」，「地盤改良体と構造物」及び「地盤と地盤改良体」との接合面にジョイント要素を設けることにより，地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお，既設地盤改良体と新設地盤改良体との接合面については，既設地盤改良体に対し新設地盤改良体をラップさせて設置し，接合させることから，ジョイント要素は設定しない。

ジョイント要素は，隣接する要素と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，常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力を零とし，剥離を考慮する。せん断方向については，各要素間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，せん断剛性を零とし，すべりを考慮する。

なお，せん断強度  $\tau_f$  は，次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで，

$\sigma'$  : 要素間の直応力

$c_B$  : 付着力

$\phi_B$  : 摩擦角

地盤と構造物間の付着力  $c_B$ ，及び摩擦角  $\phi_B$  は，表2.5-3-4の地盤と地盤改良体の接合面におけるジョイント要素の付着力  $c_B$  と摩擦角  $\phi_B$  に示すとおりに設定する。摩擦角  $\phi_B$  は，港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）において，構造物と地盤間の壁面摩擦角を  $15^\circ \sim 20^\circ$  とする旨が記載されており，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成19年3月）において，鋼材と地盤間の摩擦角を  $15^\circ$  と設定した事例があることから，本解析における摩擦角  $\phi_B$  にも  $15^\circ$  を適用する。

地盤と地盤改良体間の付着力  $c_B$  及び摩擦角  $\phi_B$  は，表2.5-3-5の道路橋示方書における摩擦角  $\phi_B$  と付着力  $c_B$  に示す「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）」の設定を参考に，周辺地盤の粘着力  $c$ ，内部摩擦角  $\phi$  より設定する。

周辺地盤の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，表2.5-3-6のとおり設定する。

表 2.5-3-4 地盤と地盤改良体の接合面におけるジョイント要素の付着力  $c_B$  と摩擦角  $\phi_B$

条件	付着力 $c_B$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦角 $\phi_B$ (°)
地盤と構造物*1	0.0	15.0
地盤と地盤改良体*2	$c$	$\phi$

表 2.5-3-5 道路橋示方書における摩擦角  $\phi_B$  と付着力  $c_B$

条 件	摩擦角 $\phi_B$ (摩擦係数 $\tan\phi_B$ )	付着力 $c_B$
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\left. \begin{array}{l} \tan\phi_B = 0.6 \\ \phi_B = \phi \end{array} \right\} \text{の小さい方}$	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 $\phi$ : 支持地盤のせん断抵抗角 ( $^\circ$ )  $c$ : 支持地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

(引用: 道路橋示方書・同解説IV (下部構造編), 社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 2.5-3-6 周辺地盤の粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$

地質区分	粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )
埋戻土	0.0	35.9
新期砂層	0.0	34.6
A3a1 層	29.2	34.2
A2c 層	113.0	27.9

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集 (上巻) (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月) に従い、表 2.5-3-7 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 2.5-3-13 に、ジョイント要素の配置を図 2.5-3-14 に示す。なお、海水貯留堰 (沖合側) は奥行き方向に連続する構造物としてモデル化するため、地盤と構造物の間にジョイント要素を設ける。また、海水貯留堰 (護岸近傍) は奥行き方向に 1 本の構造物であるため、地盤と構造物の間には杭-地盤相互作用ばねを設ける。

表 2.5-3-7 ジョイント要素のばね定数

条件	対象	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
地盤と構造物	海水貯留堰	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
	護岸前面鋼矢板	$1.0 \times 10^5$	$1.0 \times 10^6$
地盤と地盤改良体	側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

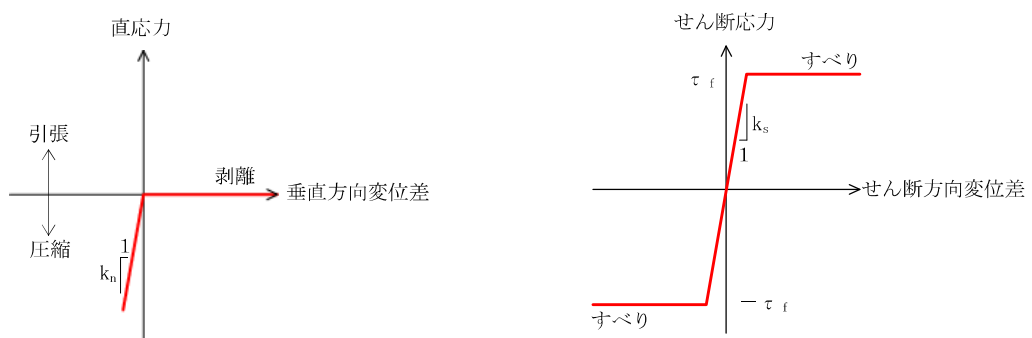


図 2.5-3-13 ジョイント要素の力学特性

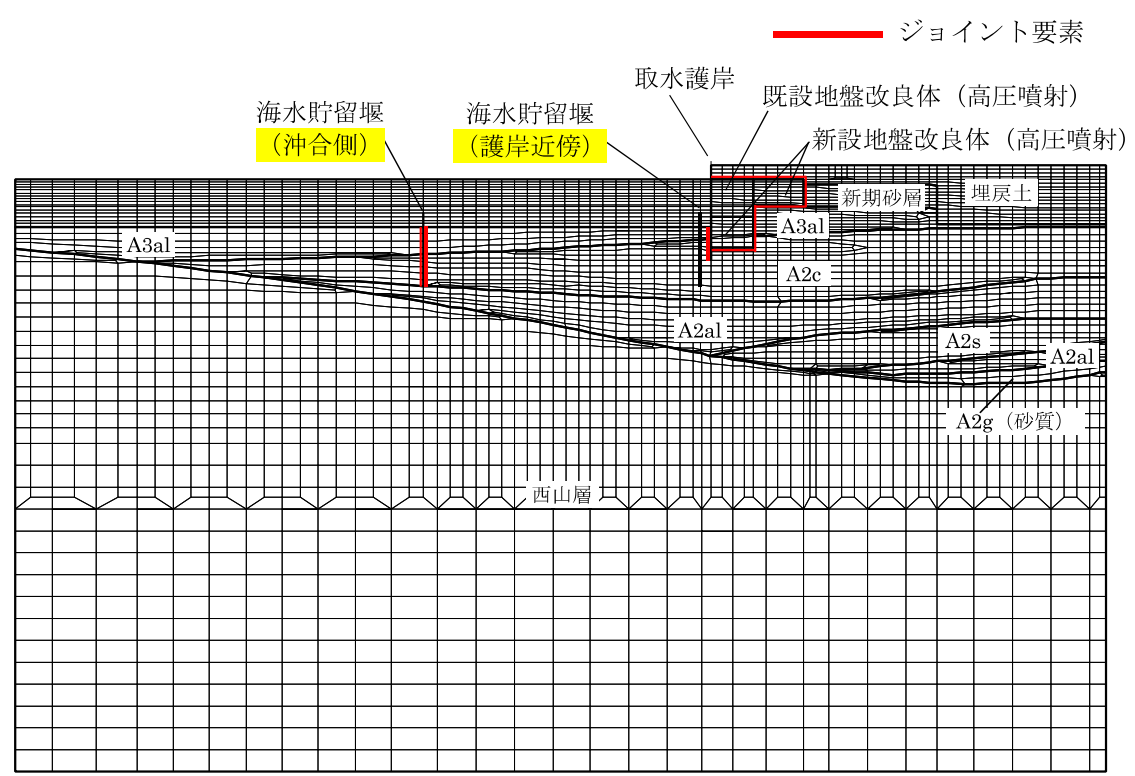


図 2.5-3-14 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

(7) 杭―地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭―地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の接合面における、強震時の相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性を零とし、すべりを考慮する。

図 2.5-3-15 に杭―地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は、次式により規定される。

$$\tau_f = c_B + \sigma' \tan \phi_B$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c_B$  : 付着力

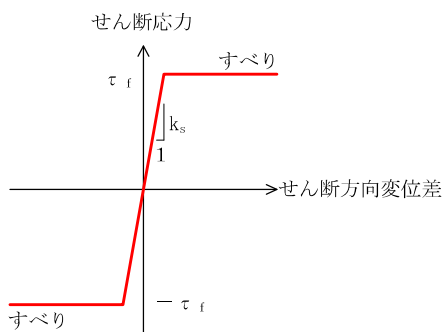
$\phi_B$  : 摩擦角

付着力  $c_B$  及び摩擦角  $\phi_B$  は、表 2.5-3-4 の地盤と構造物の条件から設定する。

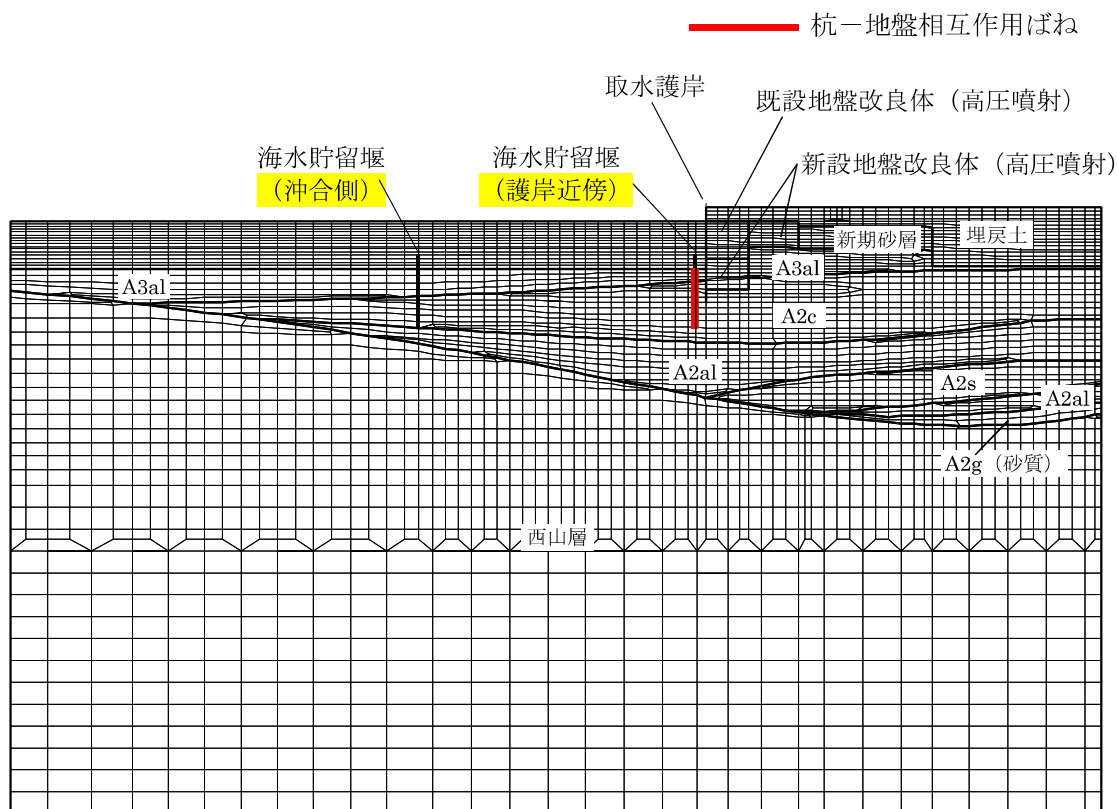
杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い、表 2.5-3-8 のとおり設定する。

また、杭―地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定する\*。

注記\* : FLIP 研究会 14 年間の検討結果のまとめ「理論編」（FLIP コンソーシアム）



(a) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学特性



(b) 杭-地盤相互作用ばね配置図（A-A断面）

図 2.5-3-15 杭-地盤相互作用ばねの考え方

表 2.5-3-8 杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$



(8) 杭先端ばねの設定

杭軸方向の荷重変位関係は、杭の鉛直載荷試験の結果等から図2.5-3-16に示すとおり、双曲線型の関係を示すことが知られている。本解析においても実現象を精緻にモデル化する観点から、杭先端と地盤間にHirayama (1990) \*による杭先端抵抗と杭先端変位の双曲線型の関係を杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係に置き換えたばねを設けることにより、杭先端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。このばねは、圧縮側の関係を取り扱うため、杭先端と地盤間の変位差が引張り状態となった場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係は、次式及び図2.5-3-17に示す双曲線型の式で設定される。

Hirayama (1990) では、N値が30または50程度の硬質な砂層地盤における橋梁建設時の杭の鉛直載荷試験結果に対して、当杭先端ばねを用いた荷重変位関係の再現解析を実施し、適用性を検証している。また、当杭先端ばねは「一般社団法人F L I P コンソーシアム平成25年度研究成果報告書 (F L I P コンソーシアム, 2013年)」にて、解析コードF L I P に対して適用性を確認している。報告書では、砂層に対する杭の押込み実験結果の杭先端抵抗-杭先端変位関係を、当杭先端ばねが概ね再現可能であることを確認している。また、パラメータスタディとして支持層の相対密度を変化させた解析を実施し、当杭先端ばねの適用性を検証している。検証の結果、支持層に液状化等による剛性低下が生じず、所定の支持力を発揮できる場合、当杭先端ばねは解析コードF L I P に対し適用性を有することが確認されている。

海水貯留堰については、杭の支持層は A2c 層であり、地震時においても液状化が生じず、所定の杭先端支持力が期待できることから、当杭先端ばねを適用できると判断した。

注記\* : Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions (Soils and Foundations, Vol.30, No.1, pp55-64, H.Hirayama, 1990)

$$q = z_e / (a_e + b_e \cdot z_e)$$

q : 杭先端抵抗

$z_e$  : 杭先端変位

$a_e$  : 基準変位を杭先端における極限支持力で除した値 ( $=0.25D_e / q_{ult}$ )

$b_e$  : 杭先端における極限支持力の逆数 ( $=1 / q_{ult}$ )

$D_e$  : 杭径

$q_{ult}$  : 杭先端における極限支持力

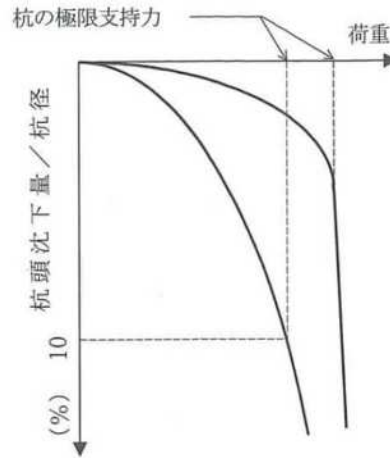


図 2.5-3-16 杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係  
(道路橋示方書より引用)

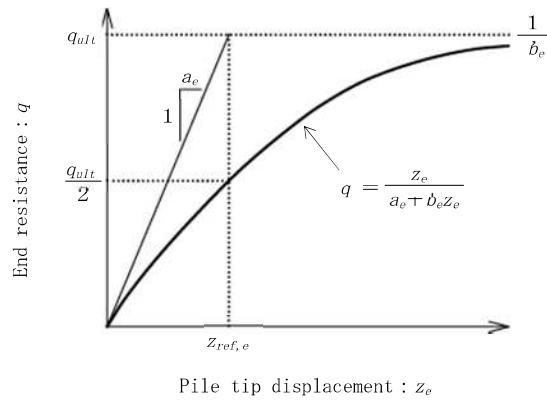


図 2.5-3-17 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama(1990))

(9) 減衰定数

減衰定数は、KK7補足-027-1「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表2.5-3-9に、材料の物性値を表2.5-3-10に示す。

表 2.5-3-9 使用材料

部位	材料	諸元
取水護岸	前面鋼矢板	S P-IV型*1 (SY295)
海水貯留堰本体	鋼管矢板	φ 1100mm (SKY490) , t=14mm*2

注記\*1：海側は2mm（海底面以浅）または0.2mm（海底面以深），陸側は0.2mmの腐食代を考慮する。

\*2：外側1mmの腐食代を考慮する。

表 2.5-3-10 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
前面鋼矢板	77.0	2.0×10 <sup>5</sup>	0.3
鋼管矢板	77.0	2.0×10 <sup>5</sup>	0.3

### 3.5.3 地盤及び地盤改良体の解析用物性値

地盤及び地盤改良体の諸定数は、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。地盤の解析用物性値一覧を表2.5-3-11に示す。

なお、海水貯留堰の地盤改良体については、KK7 補足-024-1「地盤の支持性能について」のうち、「4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値」に示す。

また、表 2.5-3-11(4)及び(5)に示す地盤改良体の解析用物性値は、地盤改良体の改良部の物性値を示す。地盤改良体の配置に応じた未改良部（原地盤）を含めた地盤改良範囲の物性値については、改良率に応じて設定する。

表 2.5-3-11 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層			
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層	A3s層	A2g層 (砂質)	A1g層
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.90	2.02	1.91	1.91	1.91	1.91
	間隙率 $n$		0.45	0.44	0.48	0.42	0.45	0.45	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$1.04 \times 10^5$	$1.26 \times 10^5$	$1.25 \times 10^5$	$1.92 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		98.0	98.0	110.0	150.0	200.0	200.0	200.0	200.0
	ポアソン比 $\nu$		0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$		0.225	0.234	0.247	0.211	0.157	0.157	0.157	0.157
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)		35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.7	35.6	36.6	36.6	36.6	36.6
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)		32.0	31.0	33.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		$w_1$	5.50	7.90	11.00	8.00	25.00	25.00	25.00	25.00
		$p_1$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		$p_2$	1.00	0.70	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80	0.80
		$c_1$	1.69	2.13	2.41	2.00	8.75	8.75	8.75	8.75

注記\* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

表 2.5-3-11 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

物性値		地質区分	埋戻土 II	新期砂層・沖積層	古安田層					
				沖積層上部 (シルト質)	A3c層	A3a1層	A2c層	A2a1層	A2g層 (シルト質)	A1c層
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.71	1.66	1.70	1.81	1.80	1.88	1.80	1.80
	間隙率 $n$		0.58	0.61	0.57	0.52	0.52	0.48	0.52	0.52
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$7.33 \times 10^4$	$5.50 \times 10^4$	$1.09 \times 10^5$	$9.57 \times 10^4$	$1.39 \times 10^5$	$1.61 \times 10^5$	$1.39 \times 10^5$	$1.39 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		41.0	170.0	60.0	94.0	140.0	170.0	140.0	140.0
	ポアソン比 $\nu$		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$		0.152	0.136	0.114	0.162	0.110	0.147	0.110	0.110
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		7.4	82.5	99.6	29.2	113.0	82.8	113.0	113.0
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)		31.7	19.6	26.8	34.2	27.9	28.7	27.9	27.9

表 2.5-3-11(3) 地盤の解析用物性値一覧 (西山層)

パラメータ		西山層	
		T. M. S. L. -33.0m 以浅	T. M. S. L. -33.0m~-90.0m
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.73	1.69
	間隙率 $n$	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$4.16 \times 10^5$	$4.75 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.257	0.257
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1370-5.04Z*	1370-5.04Z*
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	0.0	0.0

注記\* : Zは、標高 (m) を示す。

表 2.5-3-11(4) 地盤の解析用物性値一覧 (既設地盤改良体)

種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.77
	間隙率 $n$	0.49* <sup>1</sup>
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.78 \times 10^6$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050* <sup>2</sup>
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	815

注記\*1 : 高圧噴射 (砂質土) における間隙率の工法別平均値

\*2 : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法— (日本建築センター, 平成 14 年 11 月)

表 2.5-3-11(5) 地盤の解析用物性値一覧 (新設地盤改良体)

種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	1.81
	間隙率 $n$	0.49	0.64
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$6.98 \times 10^5$	$6.52 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050	0.050
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	500	500

#### 3.5.4 地下水位

地下水位は、地表面 (T. M. S. L. 3.0m) として設定する。

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は，取水護岸の構造上の特徴を踏まえ設定する。

#### 3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は，前面鋼矢板とする。

#### 3.6.2 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価に係る評価対象部位は，前面鋼矢板とする。

### 3.7 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

前面鋼矢板の許容限界は、「鋼矢板Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会 平成29年3月）」及び「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会 平成12年3月）」に基づき設定する。前面鋼矢板の許容限界を表2.5-3-12に示す。

表 2.5-3-12 前面鋼矢板の許容限界

項目	対象	許容限界 (kN・m)
全塑性モーメント $M_p$	海底面以浅	634
	海底面以深	741



### 3.7.2 構造物の変形性に対する許容限界

変形量の許容限界は、前面鋼矢板と鋼管矢板との離隔が確保されることを確認した変形量とする。鋼管矢板と前面鋼矢板の離隔は、止水ゴム取付部鋼材の離隔とした。海水貯留堰と取水護岸接続部の構造概念図を図2.5-3-18に、止水ゴムの構造図を図2.5-3-19に示す。前面鋼矢板の変形量の許容限界を表2.5-3-13に示す。

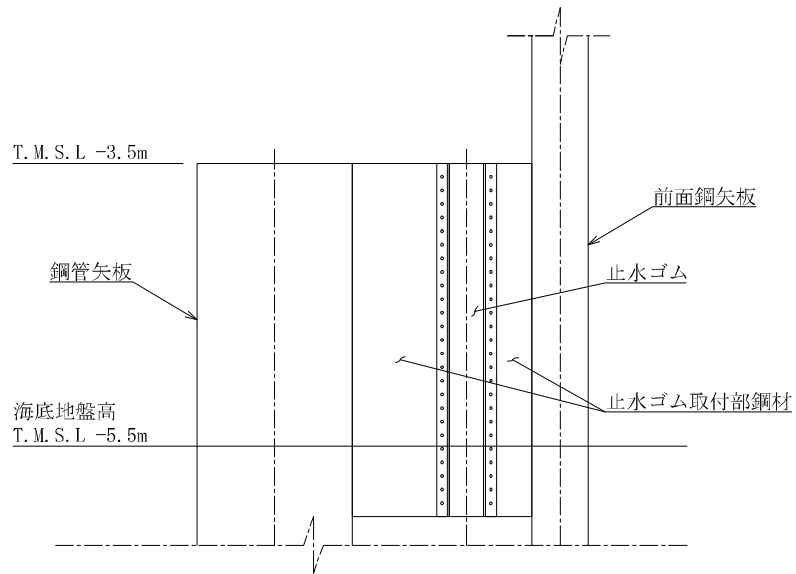


図 2.5-3-18 海水貯留堰と取水護岸接続部の構造概念図

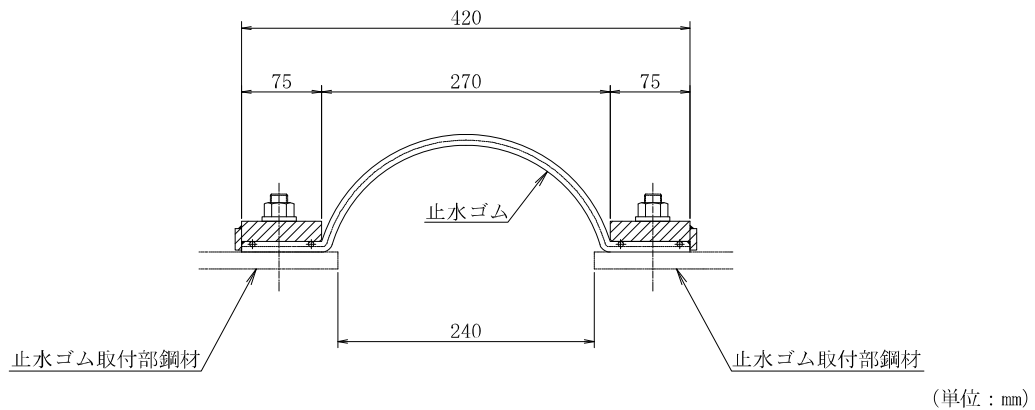


図 2.5-3-19 止水ゴムの構造図

表 2.5-3-13 前面鋼矢板の変形量の許容限界

項目	許容限界 (cm)
変形量 (鋼管矢板との離隔を確保できる相対変位量)	24.0

### 3.8 評価方法

取水護岸の耐震評価は、地震応答解析により算定した全時刻歴の照査用応答値が、「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 構造部材の健全性評価

前面鋼矢板の曲げモーメントに対する照査については、地震応答解析により算定した曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.2 構造物の変形性評価

##### (1) 相対変位の考え方

構造物の変形性評価に用いる相対変位は、地震時における相対変位の最大値とする。

##### (2) 評価方法

変位方向の定義を示した図2.5-3-20のうち、前面鋼矢板と海水貯留堰の水平方向の相対変位  $\delta_x (+)$  が許容限界以下であることを確認する。

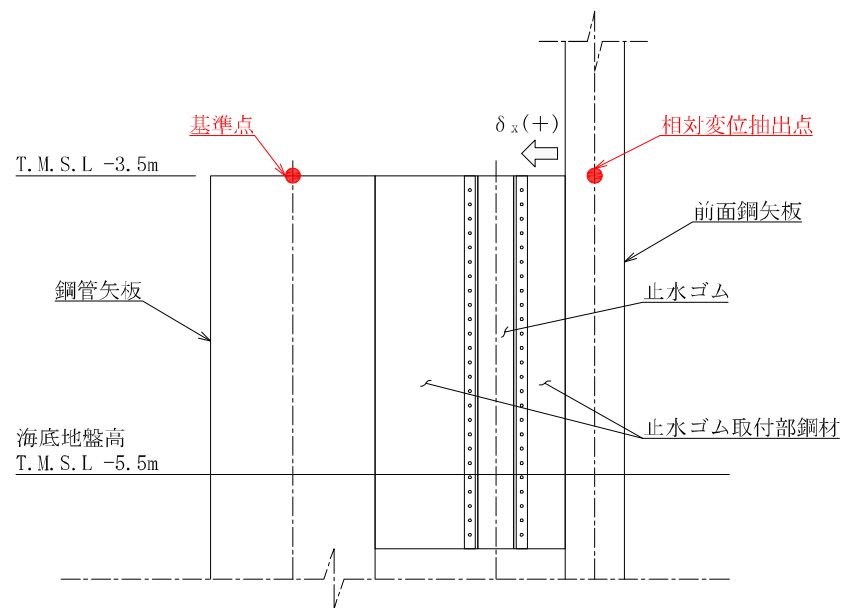


図 2.5-3-20 変位方向の定義

## 4. 評価結果

### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を示す。

#### (1) 断面力分布

耐震評価においては，全ての基準地震動 $S_s$ に対し，①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また，全ての基準地震動 $S_s$ に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて，各照査値が最も厳しい地震動を用い，②～⑤の解析ケースを実施する。

表2.5-4-1に前面鋼矢板の曲げモーメントに対する解析ケースと照査値を示す。

A-A断面における基準地震動 $S_s$ による前面鋼矢板に発生する断面力（曲げモーメント）照査において，解析ケースのうち前面鋼矢板の曲げモーメント照査において最も厳しい照査値の地震時断面力分布を図2.5-4-1に示す。本図は前面鋼矢板の曲げモーメントに対する照査において照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 2.5-4-1(1) 前面鋼矢板の曲げモーメントに対する解析ケースと照査値  
(A-A断面 海底面以浅)

地震動		解析ケース		曲げモーメント照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.08				
	-+			0.08				
	+-			0.08	0.07	0.10	0.07	0.07
	--			0.08				
Ss-2				0.07				
Ss-3	++			0.07				
	-+			0.07				
	+-			0.07				
	--			0.07				
Ss-4				0.07				
Ss-5				0.05				
Ss-6				0.08				
Ss-7				0.06				
Ss-8	++			0.07				
	-+			0.07				

表 2.5-4-1(2) 前面鋼矢板の曲げモーメントに対する解析ケースと照査値  
(A-A断面 海底面以深)

地震動		解析ケース		曲げモーメント照査				
				①	②	③	④	⑤
Ss-1	++			0.15				
	-+			0.13				
	+-			0.16	0.13	0.21	0.15	0.12
	--			0.14				
Ss-2				0.12				
Ss-3	++			0.11				
	-+			0.13				
	+-			0.11				
	--			0.12				
Ss-4				0.12				
Ss-5				0.11				
Ss-6				0.14				
Ss-7				0.14				
Ss-8	++			0.10				
	-+			0.15				

○ : 最大照査値が発生する箇所

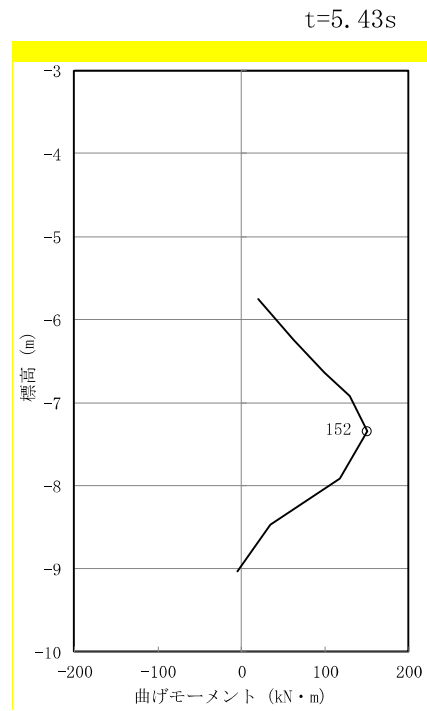
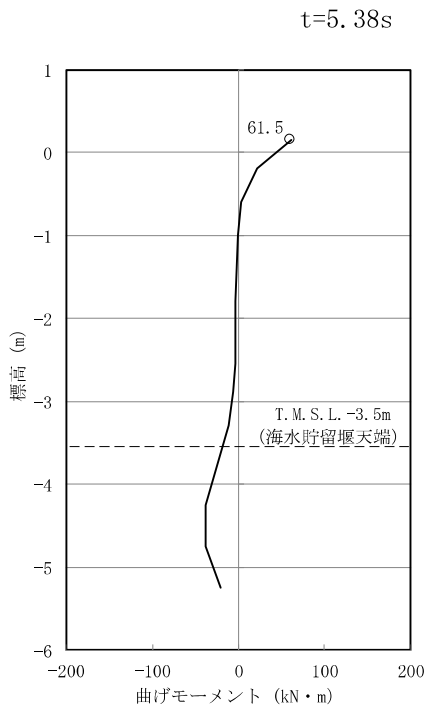


図 2.5-4-1 前面鋼矢板の曲げモーメント照査において最も厳しい照査値の地震時断面力分布  
 (A-A断面 Ss-1+-)  
 (解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、断面力の照査において、解析ケースのうち最も厳しい照査値となったケースの地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布を図2.5-4-2に示す。

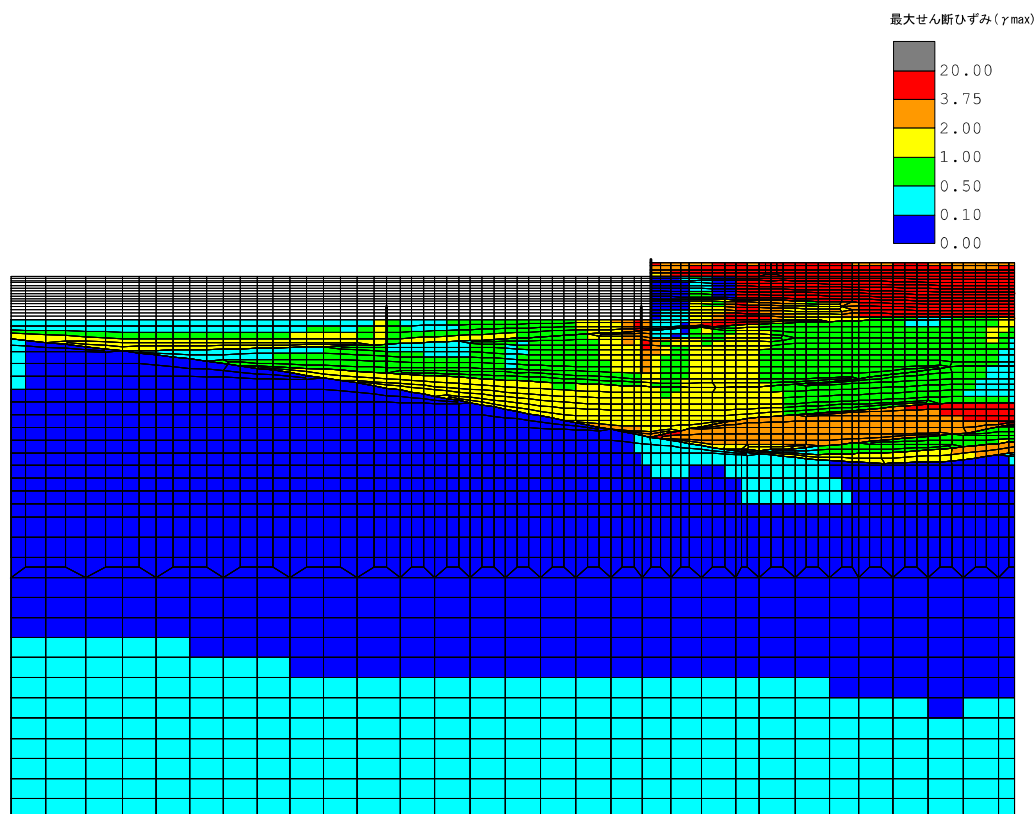


図 2.5-4-2 最大せん断ひずみ分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1+-)

(3) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、断面力の照査において、解析ケースのうち最も厳しい照査値となったケースの地震応答解析の全時刻における最大過剰間隙水圧比分布を図2.5-4-3に示す。

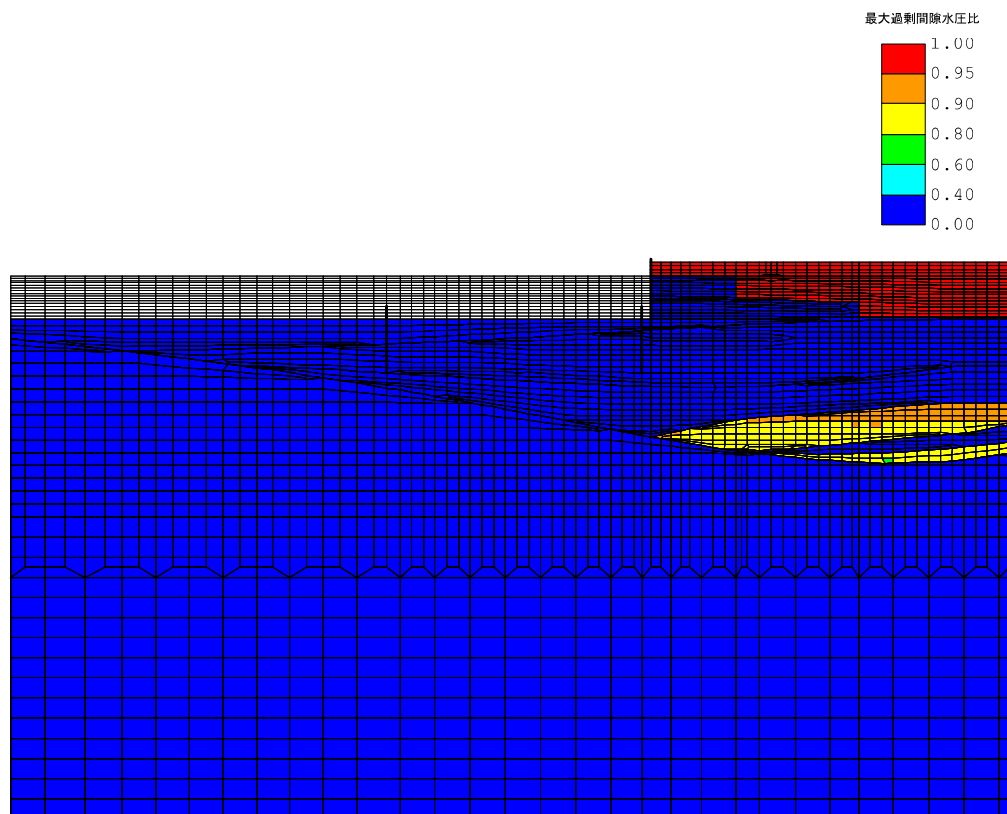


図 2.5-4-3 最大過剰間隙水圧比分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1+-)

## 4.2 耐震評価結果

### 4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

前面鋼矢板の曲げモーメントに対する照査結果を表2.5-4-2及び表2.5-4-3に示す。前面鋼矢板に発生する曲げモーメントは全塑性モーメント以下であり、照査値に大きく余裕があることを確認した。なお、曲げモーメントは各地震動において最大となる値を示している。

表 2.5-4-2 曲げモーメントに対する照査結果（前面鋼矢板 海底面以浅）

解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	全塑性モーメント (kN・m)	照査値	
①	Ss-1	++	50.0	634	0.08
		-+	44.5	634	0.08
		+ -	49.1	634	0.08
		--	45.6	634	0.08
	Ss-2		42.8	634	0.07
	Ss-3	++	39.2	634	0.07
		-+	42.0	634	0.07
		+ -	38.7	634	0.07
		--	43.2	634	0.07
	Ss-4		43.0	634	0.07
	Ss-5		27.3	634	0.05
	Ss-6		44.6	634	0.08
	Ss-7		38.0	634	0.06
	Ss-8	++	39.8	634	0.07
		-+	41.4	634	0.07
	②	Ss-1	+ -	41.4	634
③	+ -		61.5	634	0.10
④	+ -		44.2	634	0.07
⑤	+ -		41.4	634	0.07

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき（+1 $\sigma$ ）を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき（-1 $\sigma$ ）を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき（+1 $\sigma$ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース



表 2.5-4-3 曲げモーメントに対する照査結果（前面鋼矢板 海底面以深）

解析ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	全塑性 モーメント (kN・m)	照査値	
①	Ss-1	++	104	741	0.15
		-+	95.9	741	0.13
		+ -	118	741	0.16
		--	102	741	0.14
	Ss-2		88.5	741	0.12
	Ss-3	++	77.1	741	0.11
		-+	94.1	741	0.13
		+ -	78.2	741	0.11
		--	84.0	741	0.12
	Ss-4		86.0	741	0.12
	Ss-5		81.1	741	0.11
	Ss-6		103	741	0.14
	Ss-7		103	741	0.14
	Ss-8	++	73.1	741	0.10
-+		107	741	0.15	
②	Ss-1	+ -	93.2	741	0.13
③		+ -	152	741	0.21
④		+ -	105	741	0.15
⑤		+ -	87.7	741	0.12

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき（+1 $\sigma$ ）を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき（-1 $\sigma$ ）を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき（+1 $\sigma$ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

#### 4.2.2 構造物の変形性に対する評価結果

構造物の変形性評価に用いる地震時における構造物間の最大相対変位を表2.5-4-4に示す。また、前面鋼矢板と海水貯留堰との離隔に対する照査結果を表2.5-4-5に示す。

取水護岸前面鋼矢板と海水貯留堰との最大水平相対変位は許容限界以下であり、止水ゴム取付部鋼材間の離隔が確保されることを確認した。

表 2.5-4-4 地震時における構造物間の最大相対変位量

解析ケース	地震動		最大相対変位 (cm)
①	Ss-1	++	2.0
		-+	2.2
		+ -	2.1
		--	2.1
	Ss-2		1.7
	Ss-3	++	2.5
		-+	2.5
		+ -	3.0
		--	2.3
	Ss-4		1.9
	Ss-5		2.2
	Ss-6		2.6
	Ss-7		3.6
	Ss-8	++	2.3
-+		1.7	
②	Ss-1	+ -	1.8
③		+ -	2.6
④		+ -	2.0
⑤		+ -	1.8

注：解析ケースの番号は下記に対応する

- ①：基本ケース
- ②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
- ④：非液状化の条件を仮定した解析ケース
- ⑤：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2.5-4-5 前面鋼矢板と海水貯留堰との離隔に対する照査結果

解析ケース	地震動	最大水平相対変位 (cm)	許容限界値 (cm)
①	Ss-7EW	3.6	24.0

#### 4.3 まとめ

取水護岸について、基準地震動  $S_s$  による地震力に対し、構造部材に発生する曲げモーメント及び変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、取水護岸は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して、要求機能を維持できる。