

## 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	49
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

参考資料

(参考資料 1) 積雪荷重の影響評価 ..... (参考) 1-1

## 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、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。

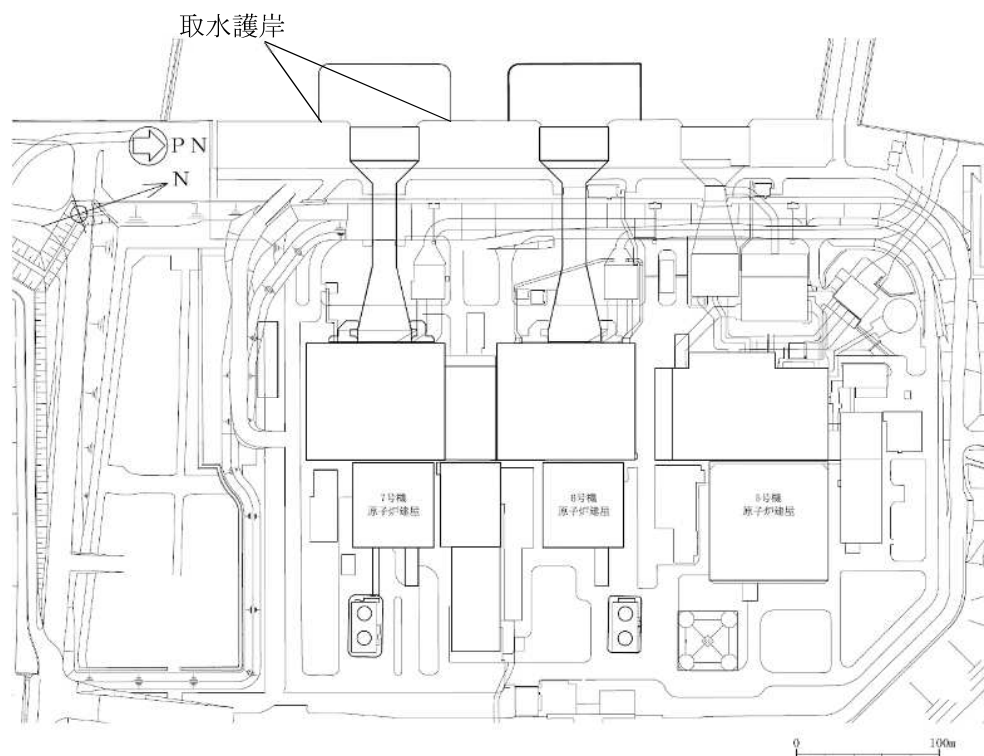


図 2.5-2-1(1) 取水護岸の位置図 (全体平面図)

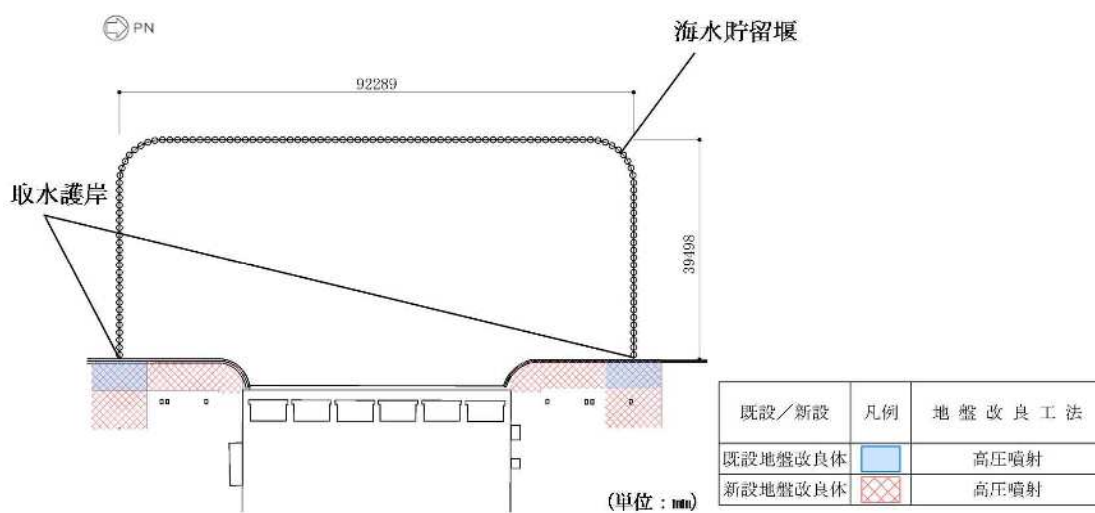


図 2.5-2-1(2) 取水護岸の位置図 (拡大図)

## 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。

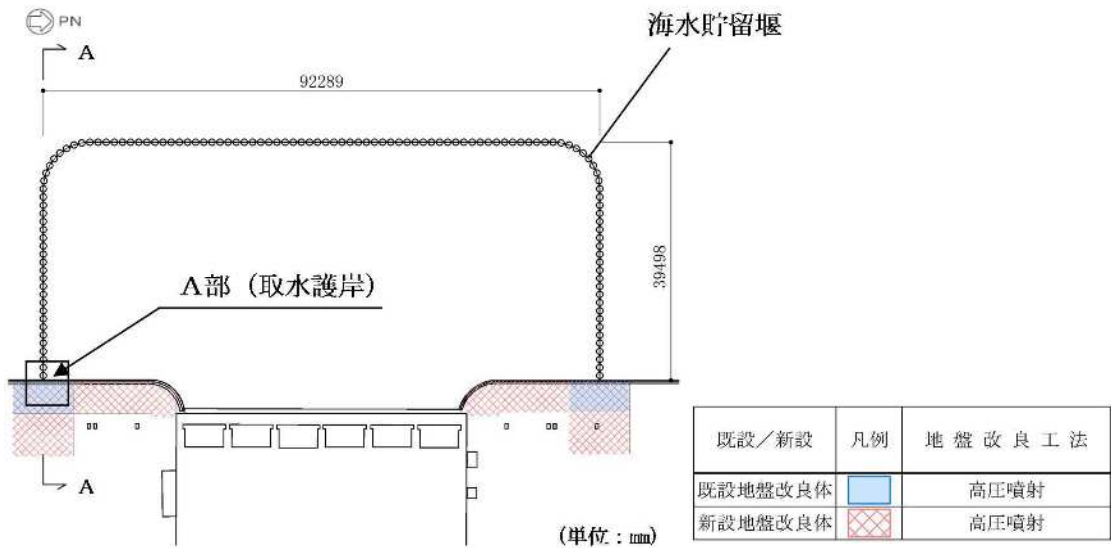


図 2.5-2-2(1) 取水護岸の平面図

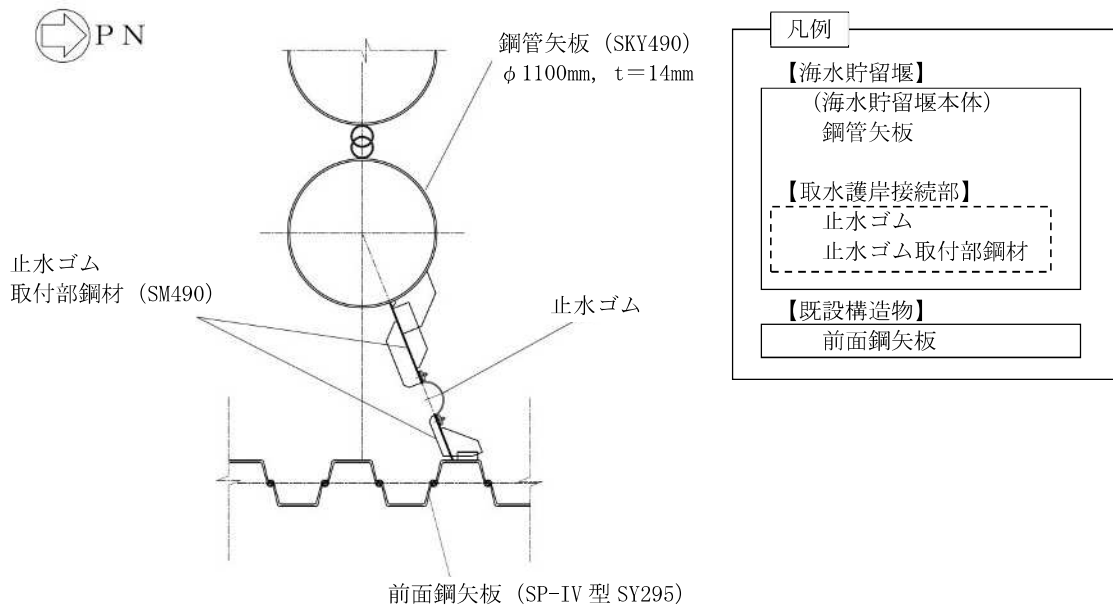


図 2.5-2-2(2) 取水護岸の平面図 (A部拡大)

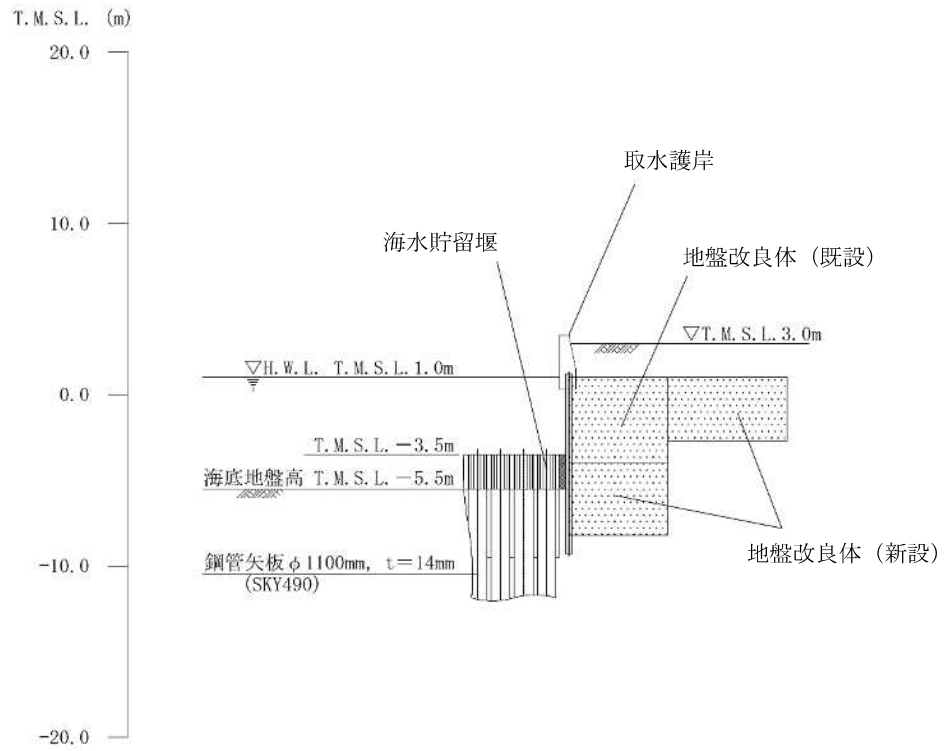


図 2.5-2-3 取水護岸の標準断面図 (A-A断面)

### 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。許容限界については、取水護岸がSクラス施設の間接支持構造物に分類されることから、全塑性モーメントによる確認が基本であるが、設計上の配慮として、降伏モーメントとする。

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	降伏モーメント
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



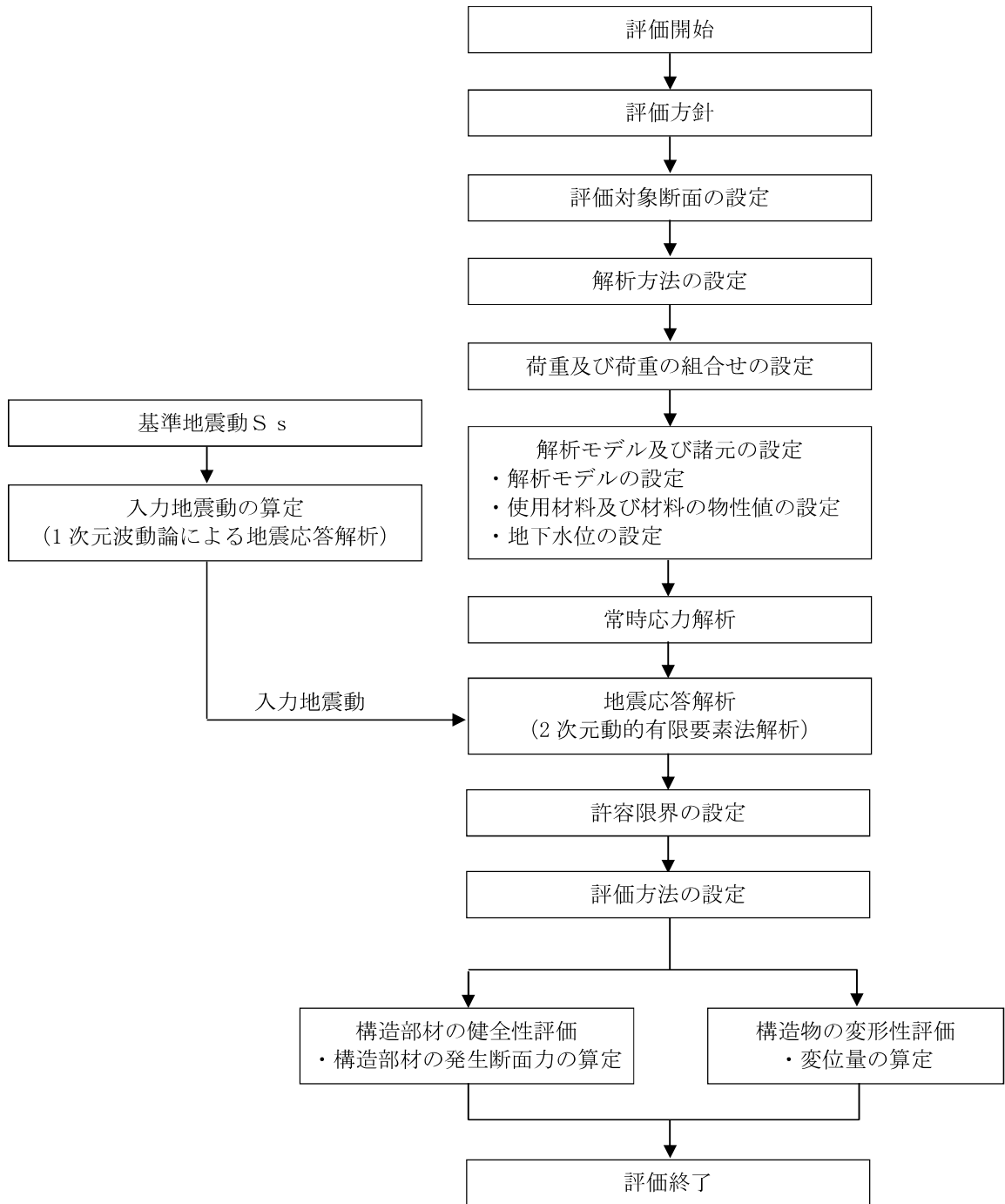


図 2.5-2-4 取水護岸の耐震評価フロー

## 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，降伏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図を図 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。

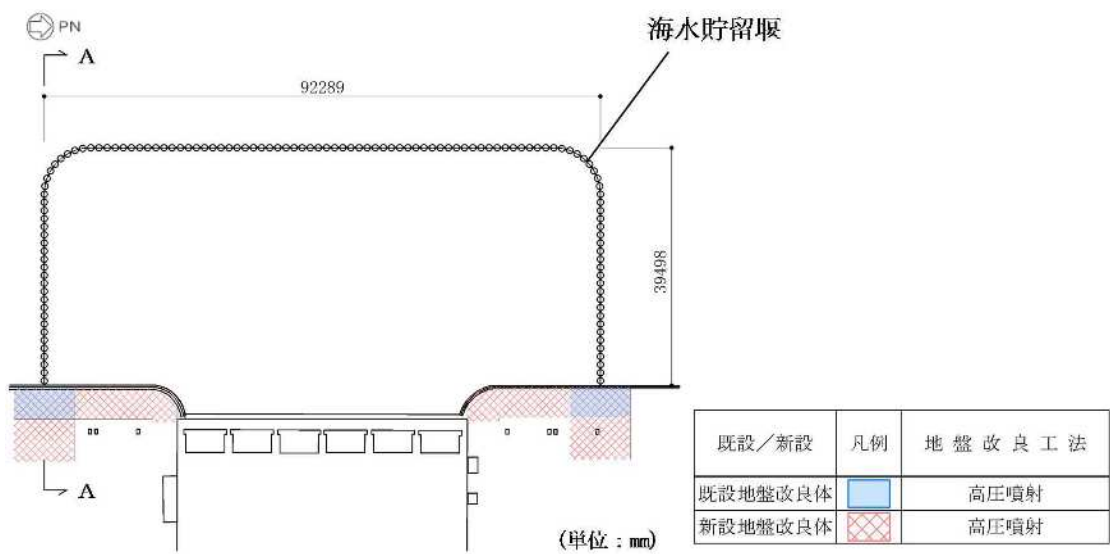


図 2.5-3-1 取水護岸の評価対象断面位置図

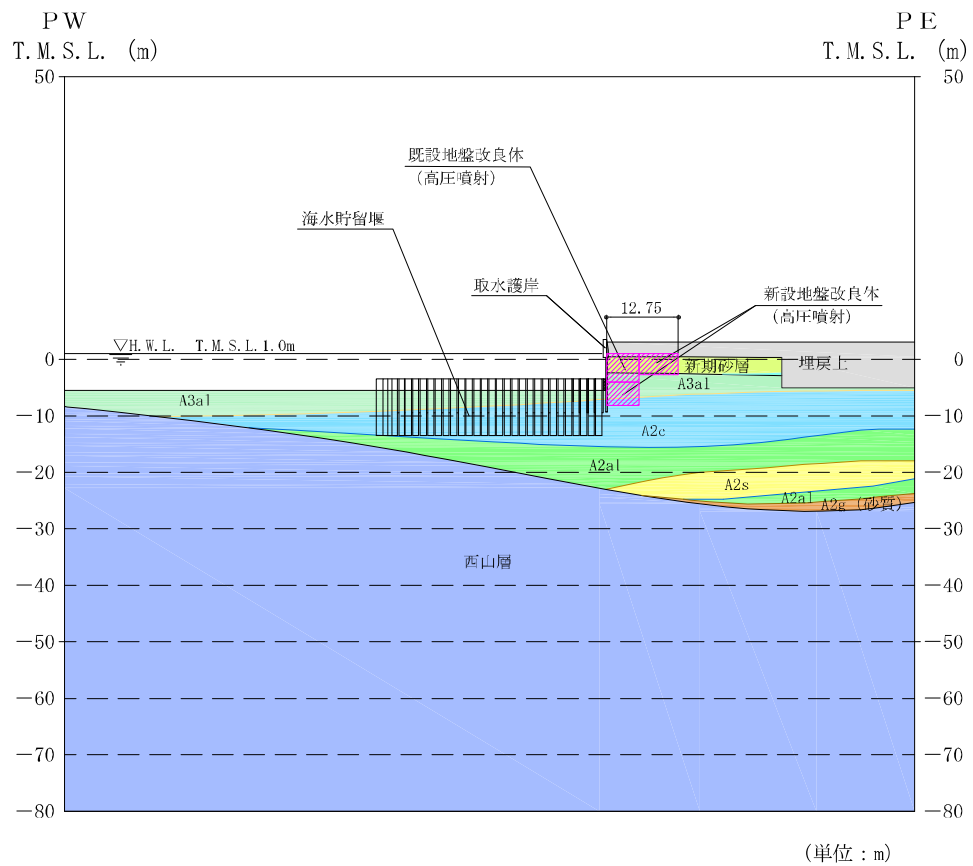


図 2.5-3-2 取水護岸の評価対象断面図 (A-A断面)

### 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。

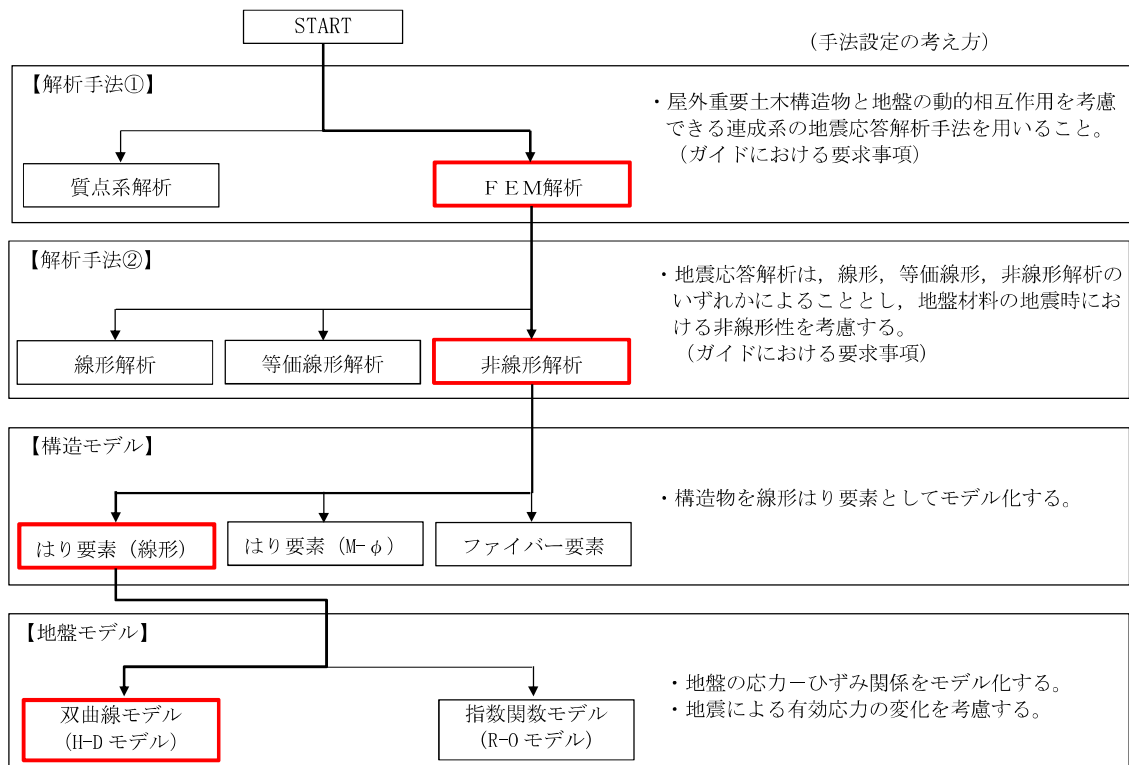


図 2.5-3-3 地震応答解析手法の選定フロー

### 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	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。			
	Ss-5		実施				
	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。



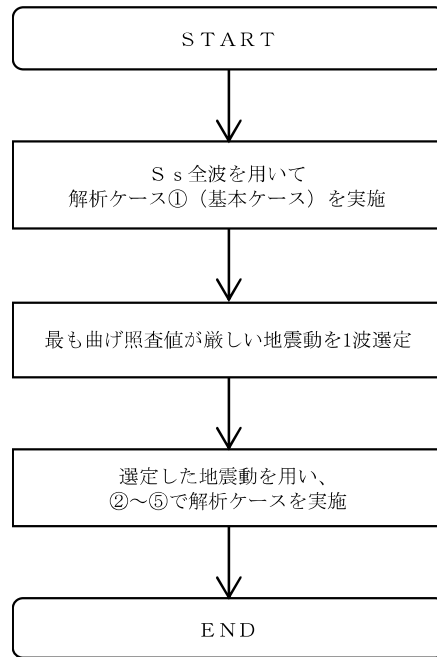


図 2.5-3-4 追加解析を実施する地震動の選定フロー

### 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。

なお、（参考資料 1）に示すとおり、取水護岸の背面は地盤改良されており、前面鋼矢板の変形抑制対策が講じられていること等を踏まえ、取水護岸部における地震時の荷重の組合せとして積雪荷重を考慮しないこととしている。

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 <sub>s</sub> )	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 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 <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	○	・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。

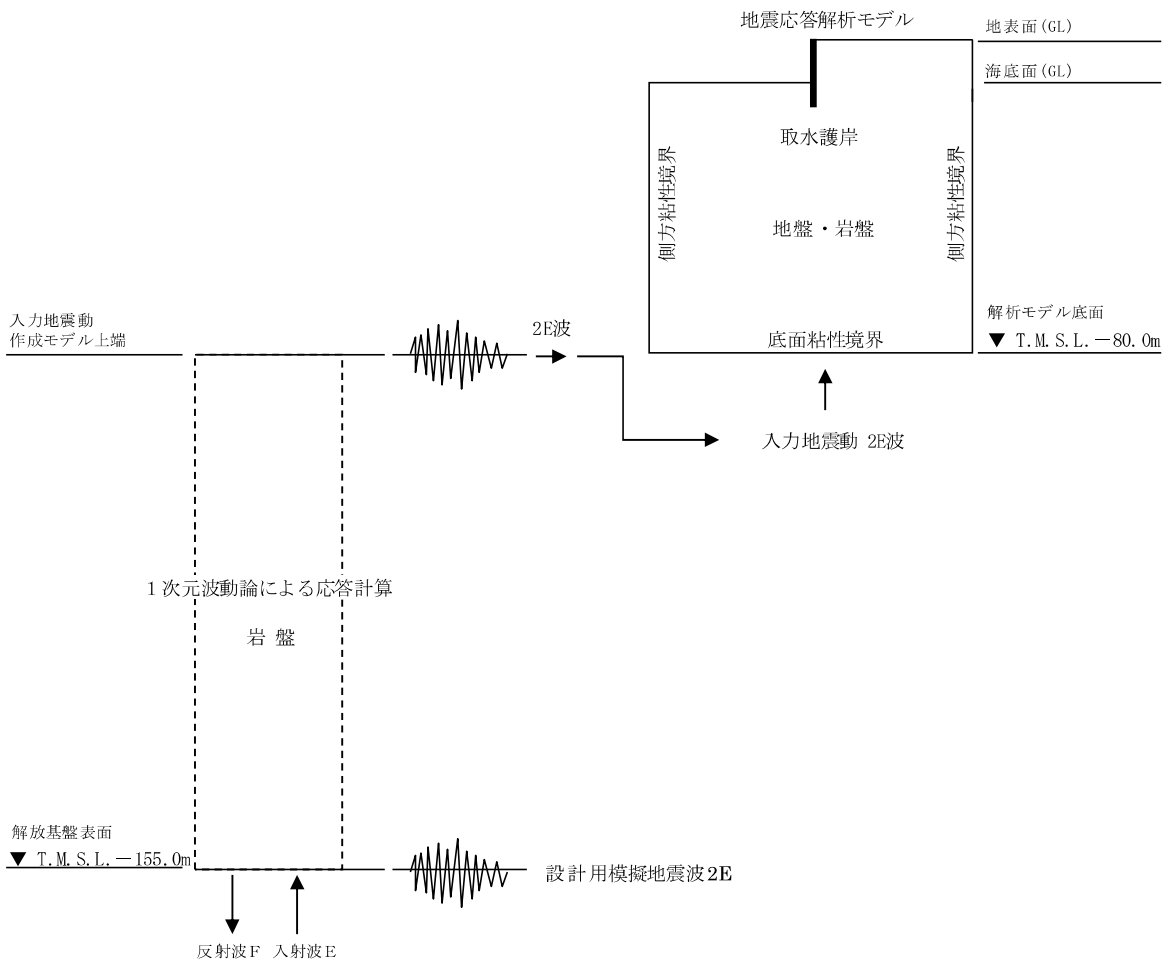
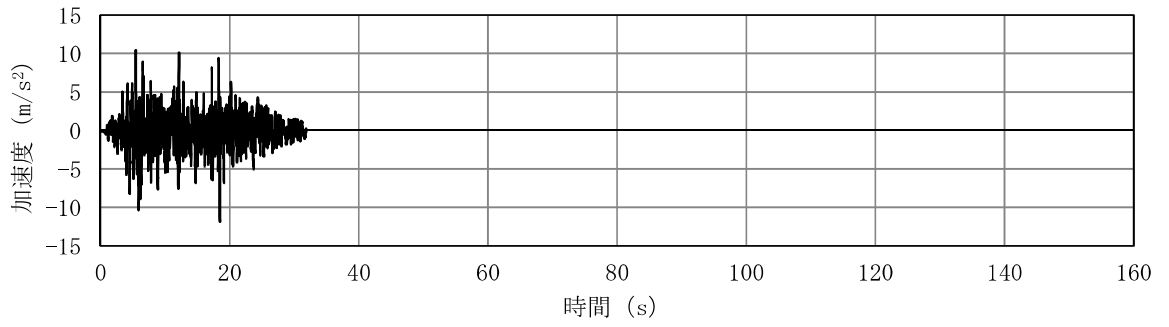
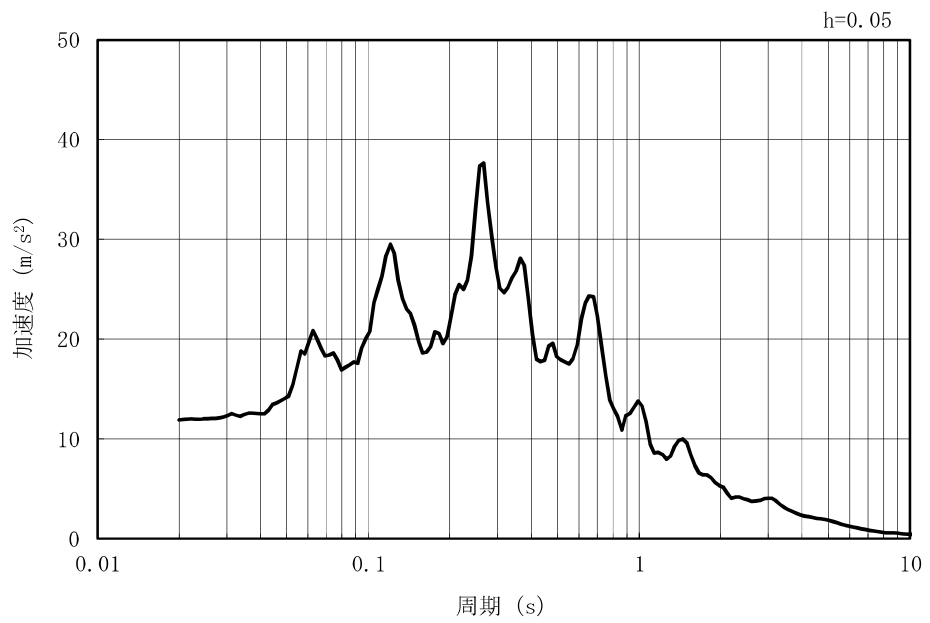


図 2.5-3-5 入力地震動算定の概念図

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



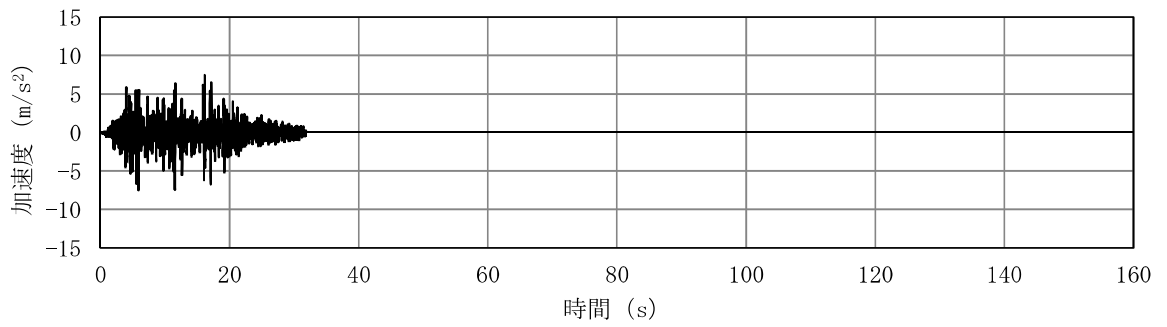
(a) 加速度時刻歴波形



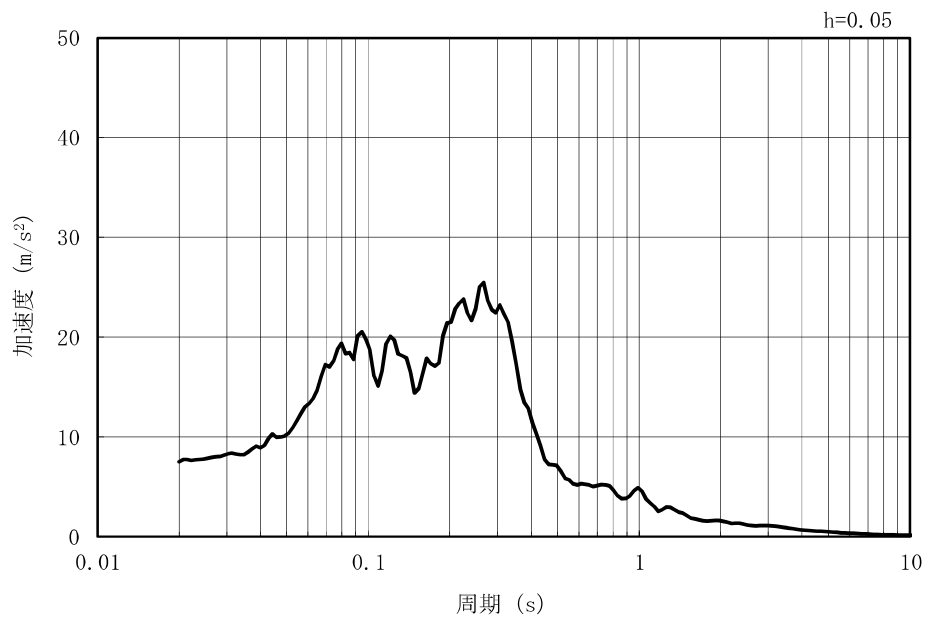
(b) 加速度応答スペクトル

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)



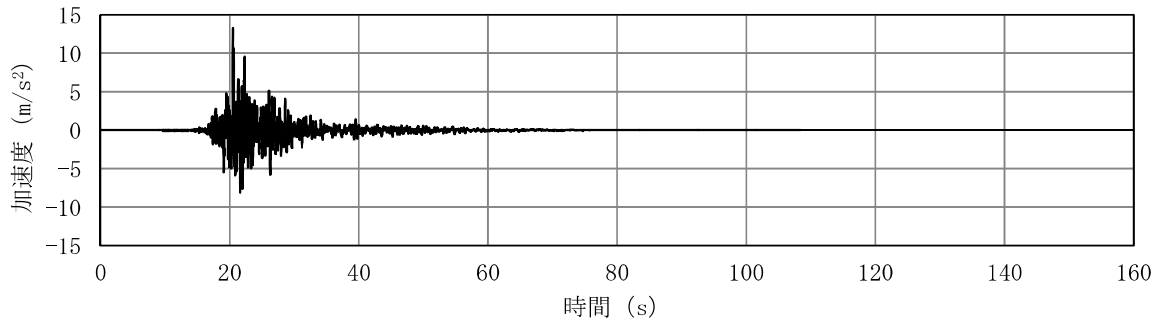
(a) 加速度時刻歴波形



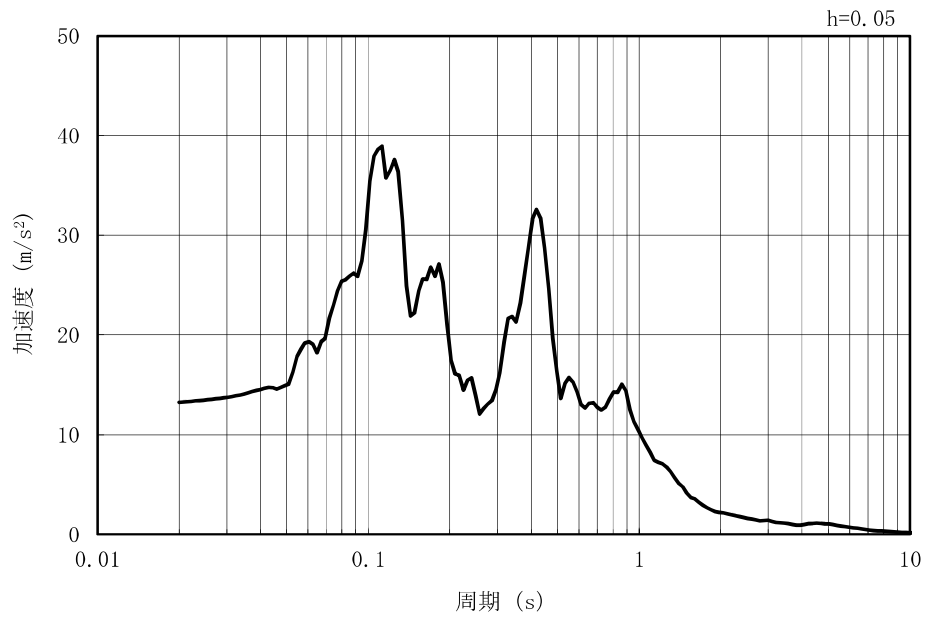
(b) 加速度応答スペクトル

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

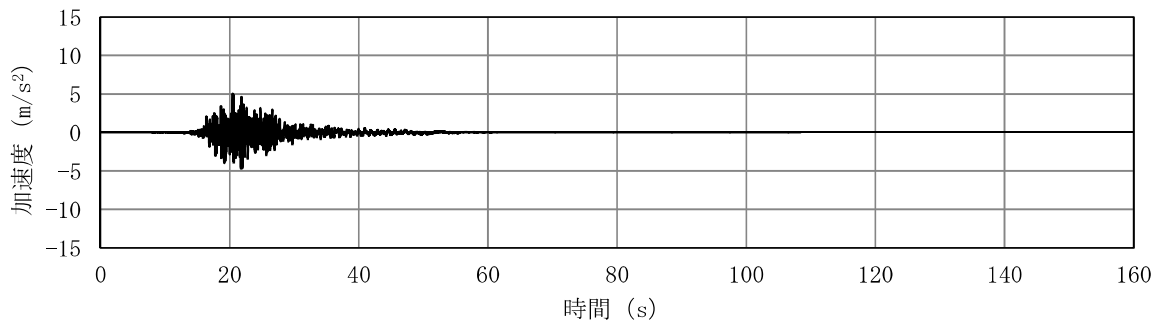


(b) 加速度応答スペクトル

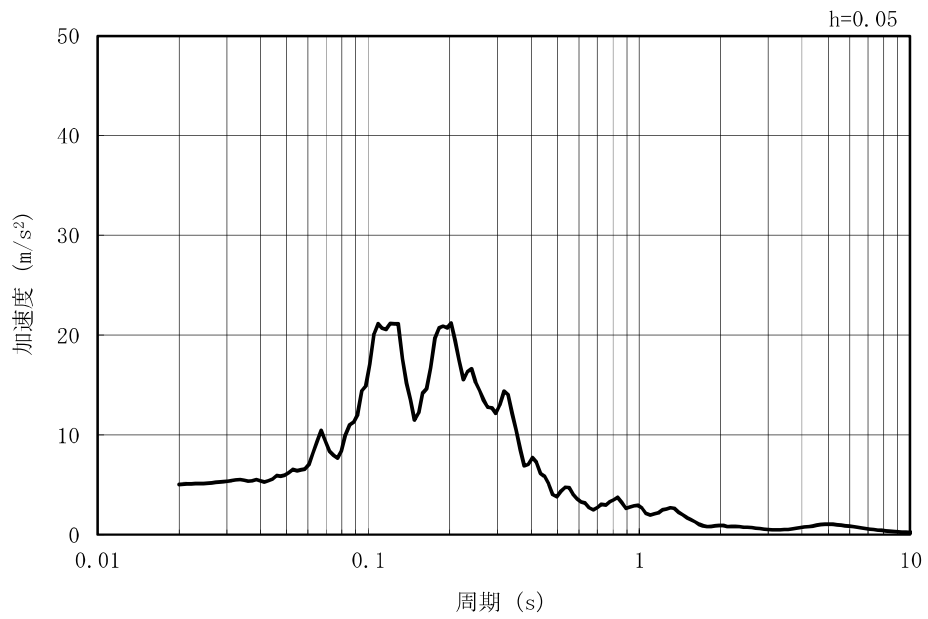
図 2.5-3-6(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-2EW)



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



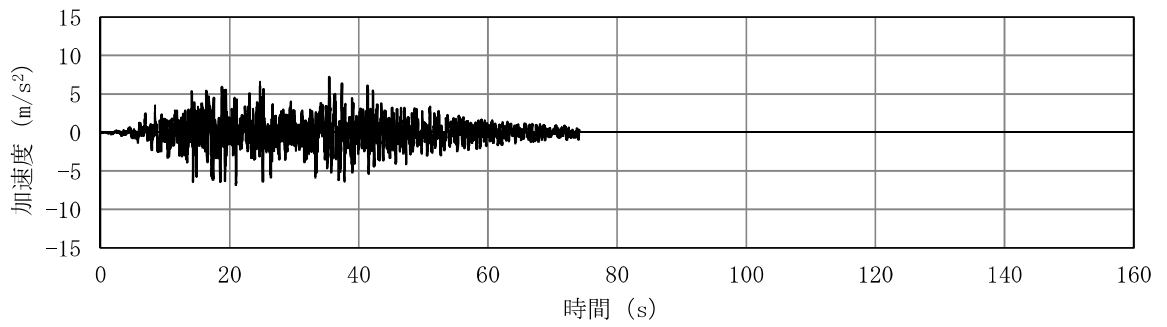
(a) 加速度時刻歴波形



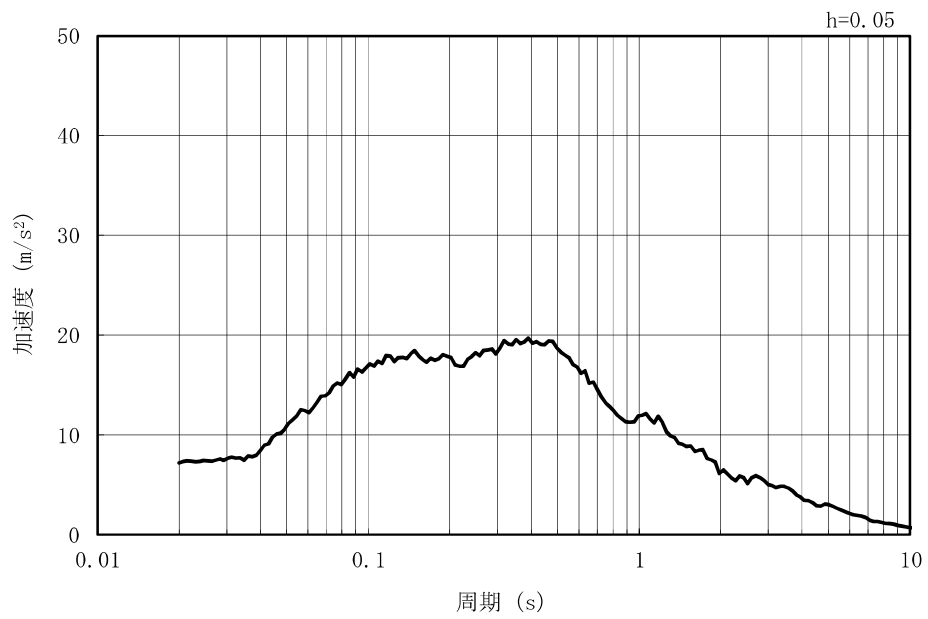
(b) 加速度応答スペクトル

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)



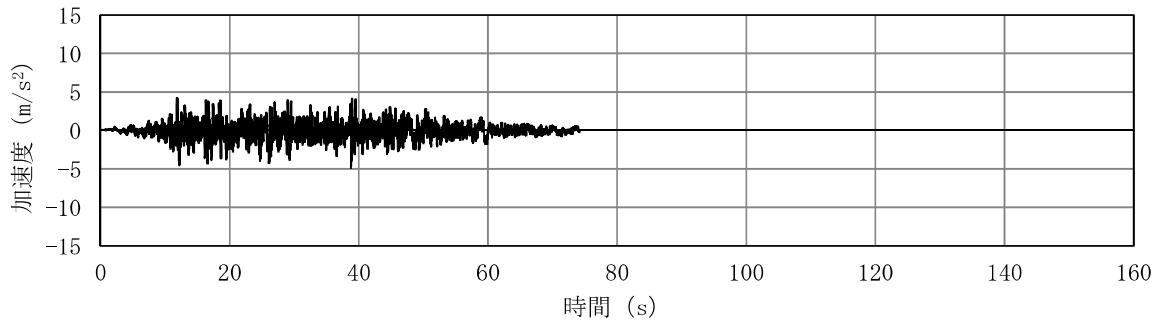
(a) 加速度時刻歴波形



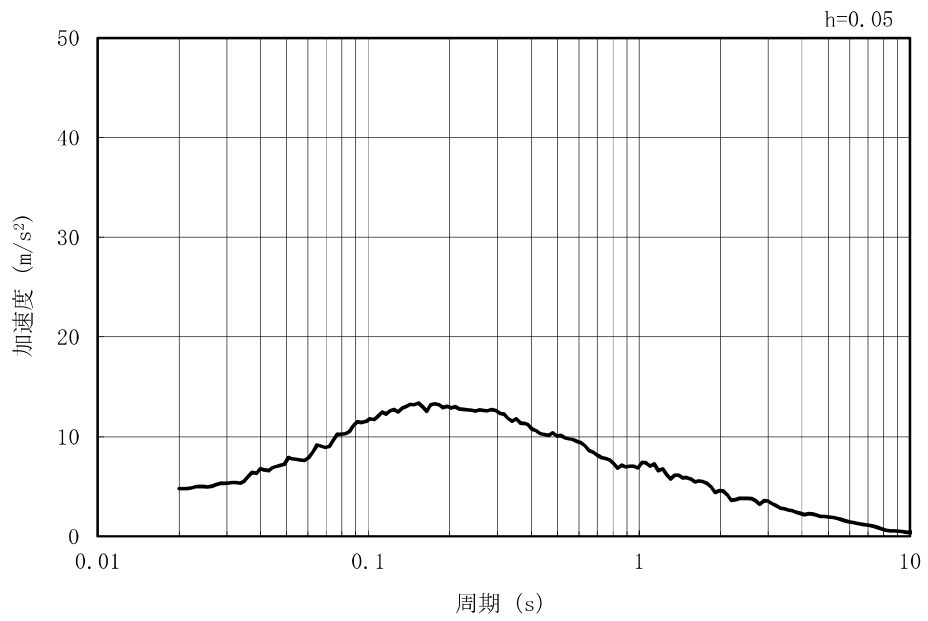
(b) 加速度応答スペクトル

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)



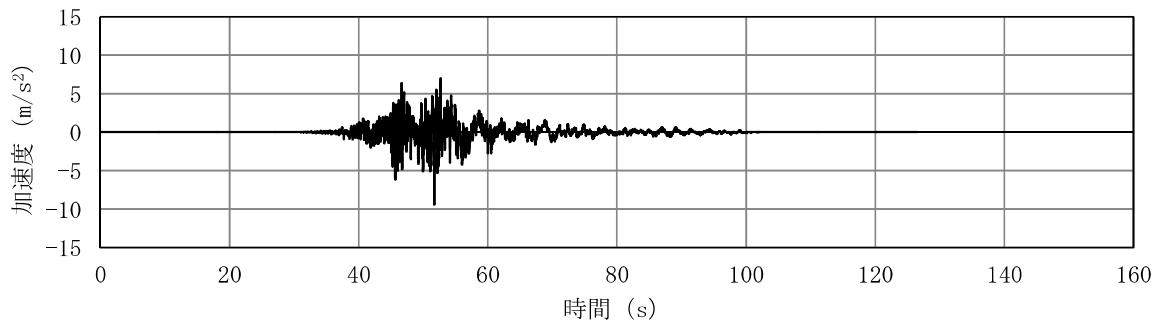
(a) 加速度時刻歴波形



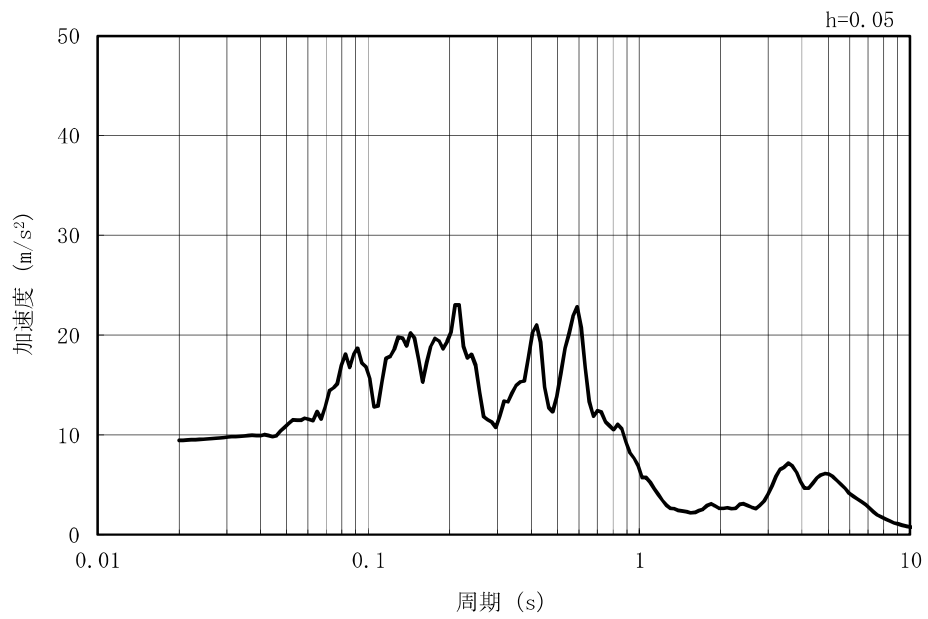
(b) 加速度応答スペクトル

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)



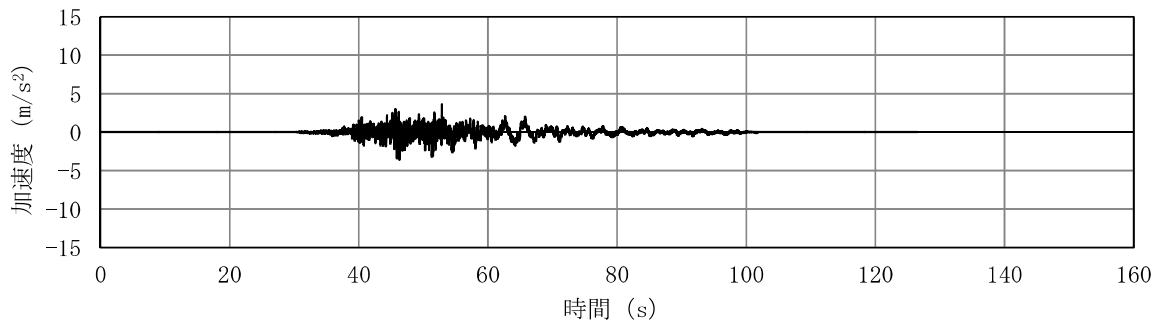
(a) 加速度時刻歴波形



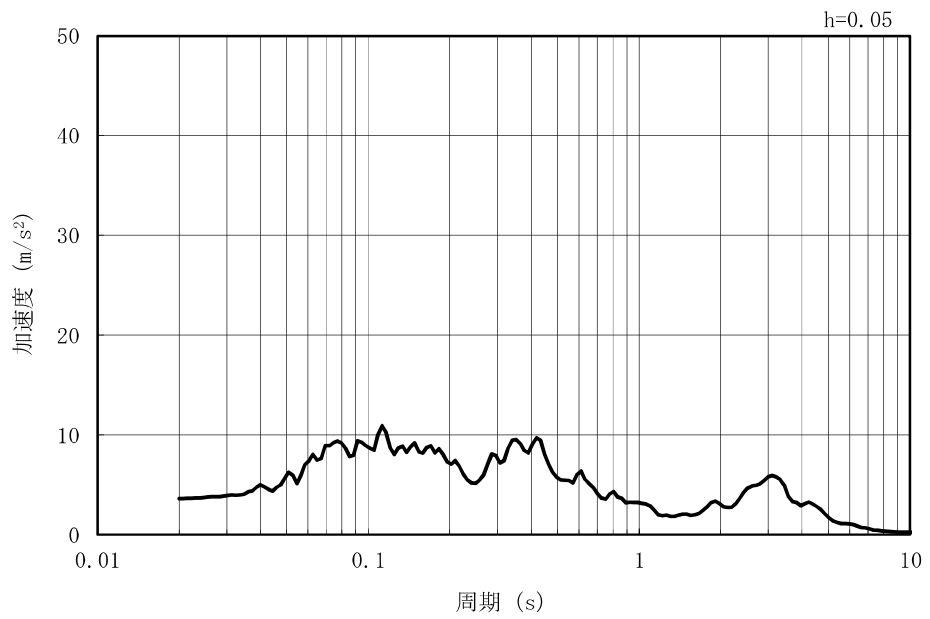
(b) 加速度応答スペクトル

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)



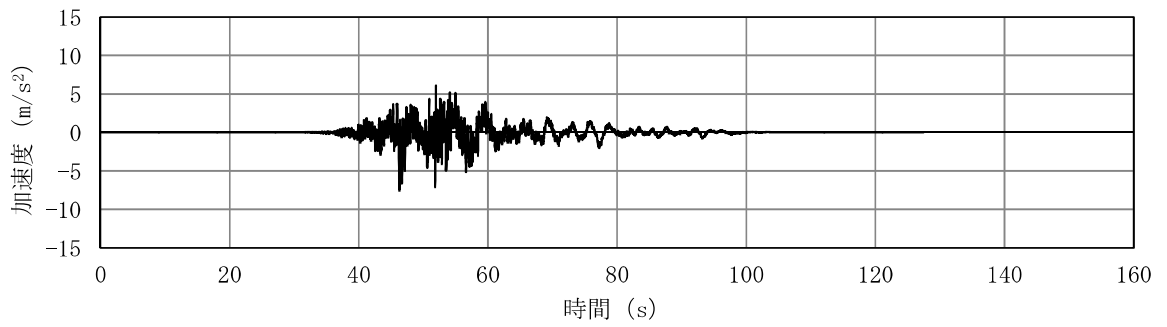
(a) 加速度時刻歴波形



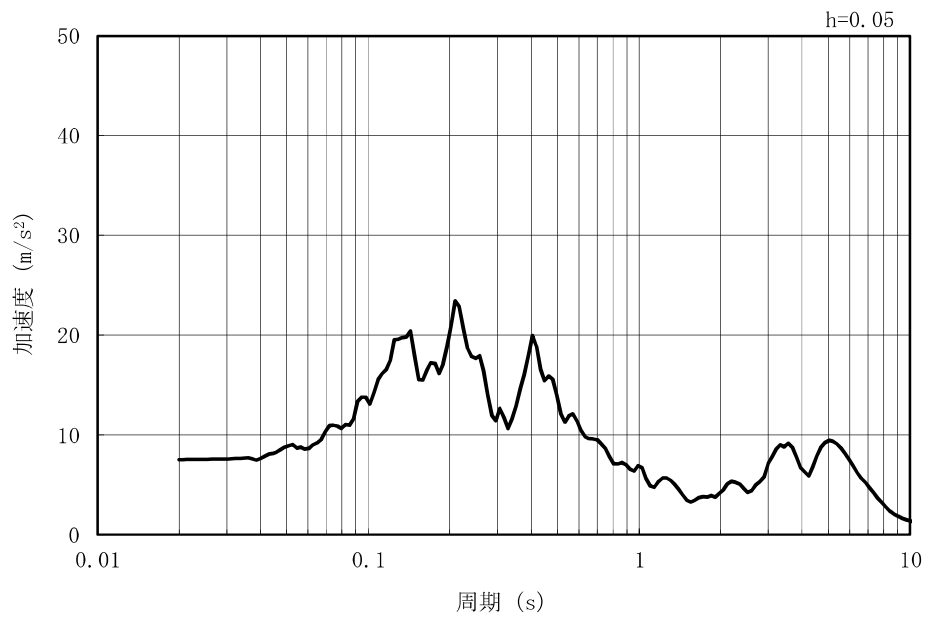
(b) 加速度応答スペクトル

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)



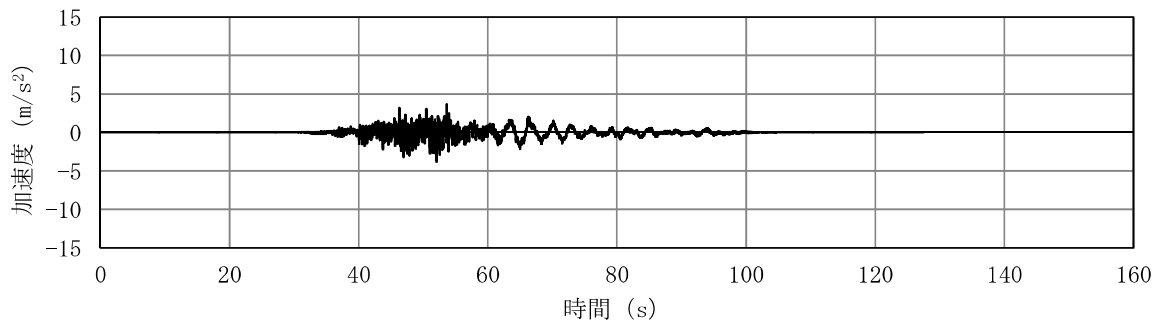
(a) 加速度時刻歴波形



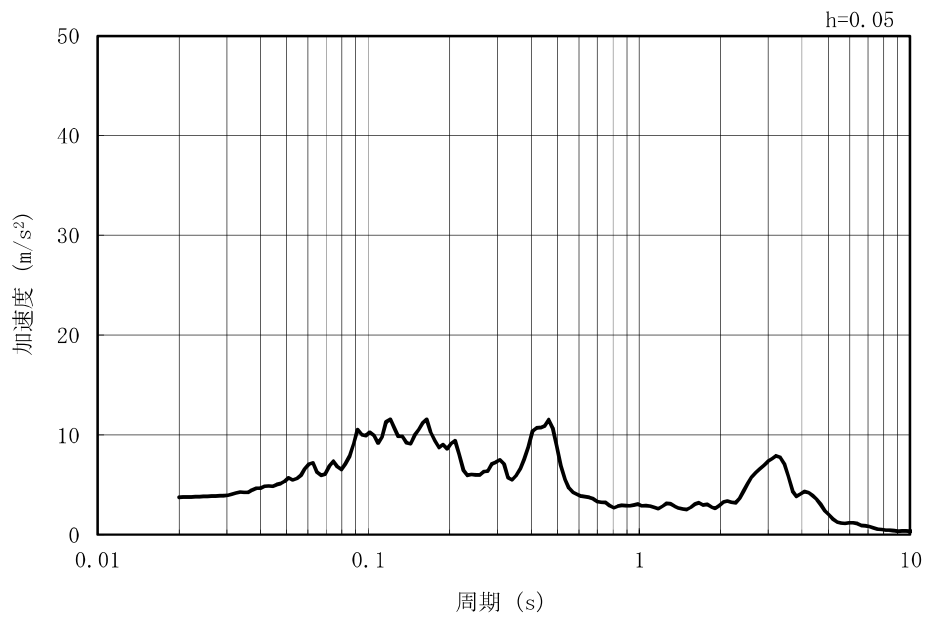
(b) 加速度応答スペクトル

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)



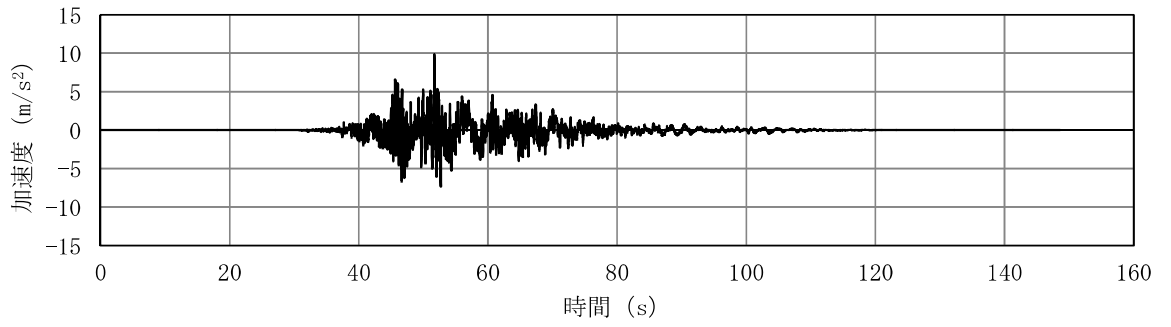
(a) 加速度時刻歴波形



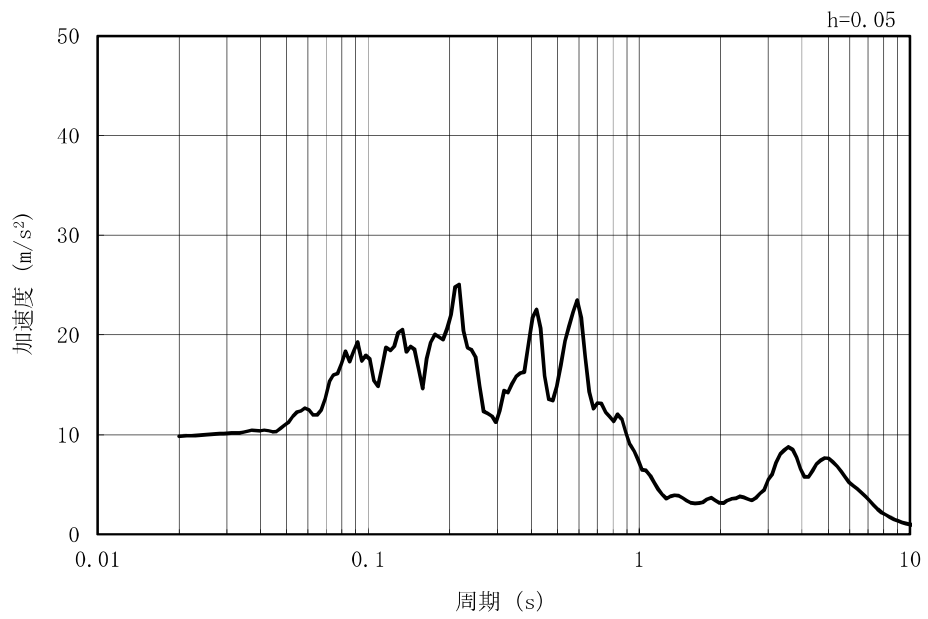
(b) 加速度応答スペクトル

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

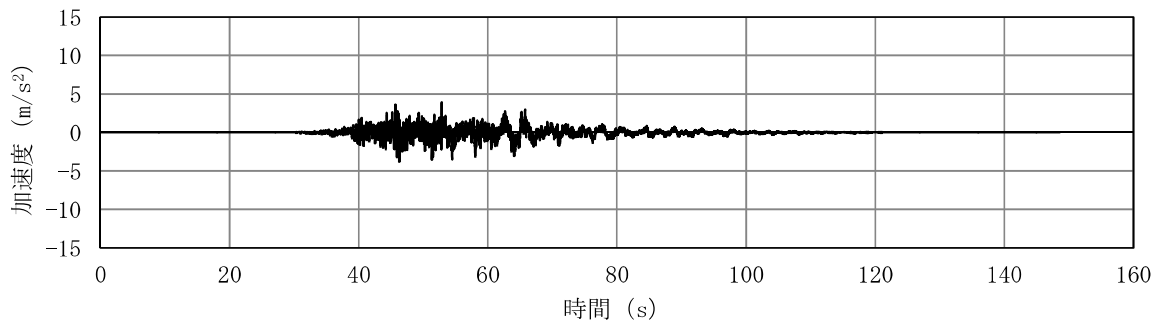


(b) 加速度応答スペクトル

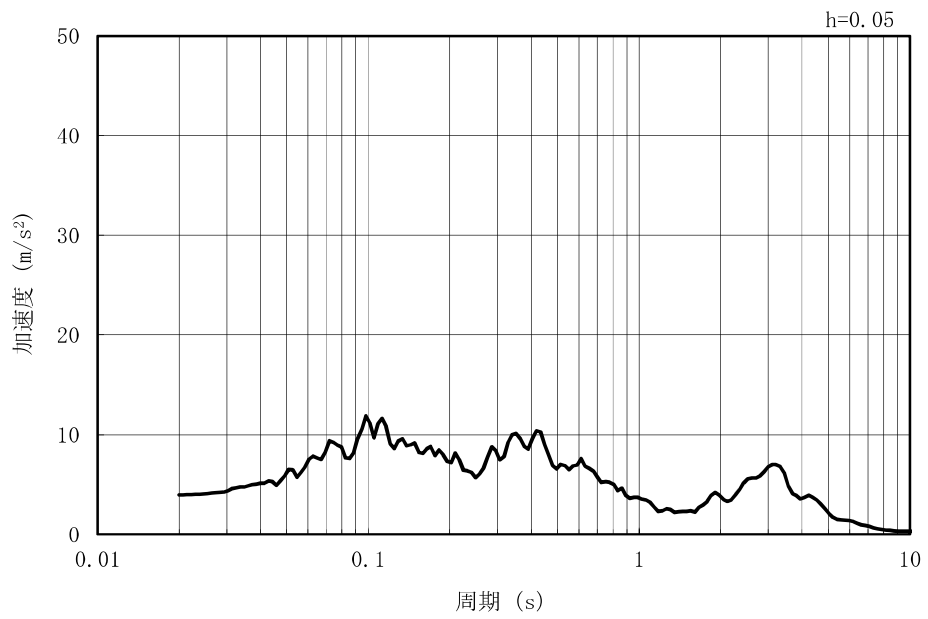
図 2.5-3-6(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : Ss-6EW)



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



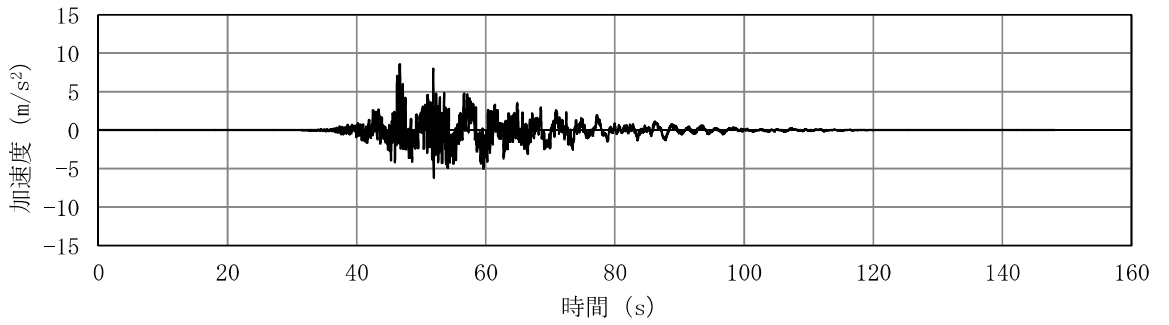
(a) 加速度時刻歴波形



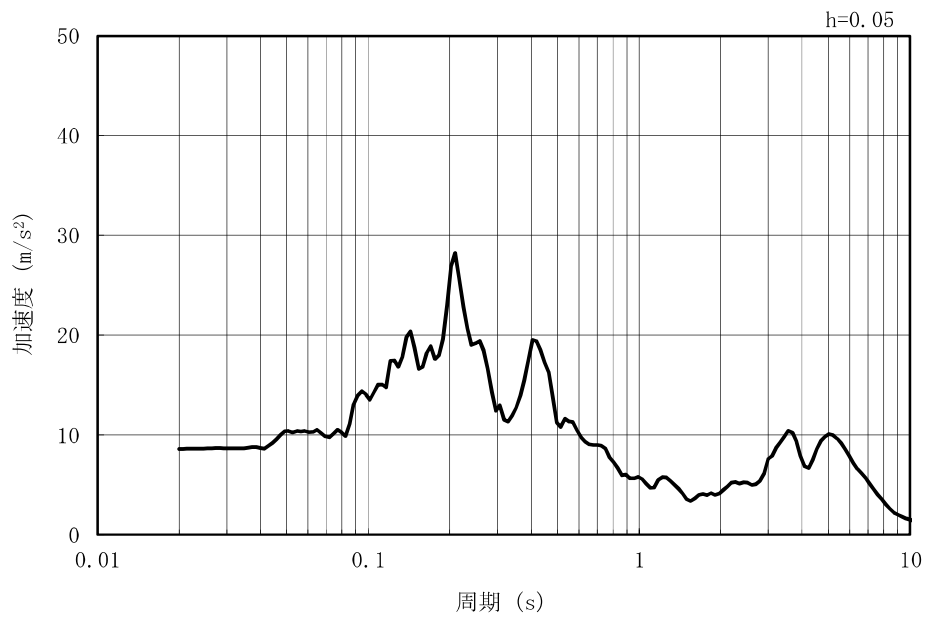
(b) 加速度応答スペクトル

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)



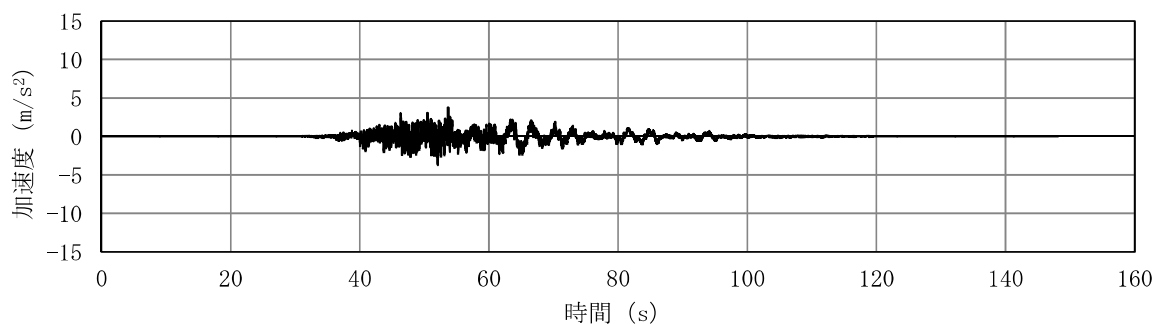
(a) 加速度時刻歴波形



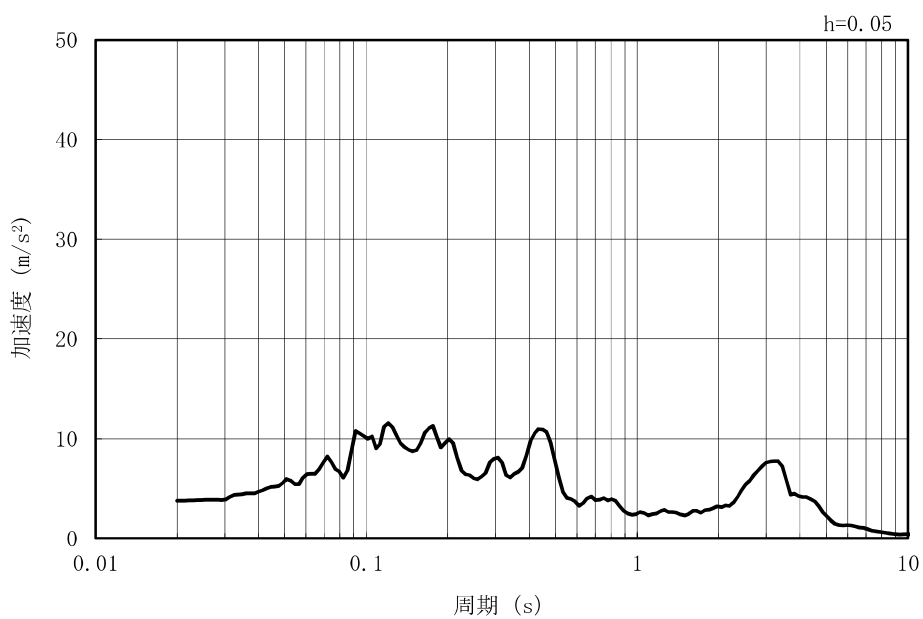
(b) 加速度応答スペクトル

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)

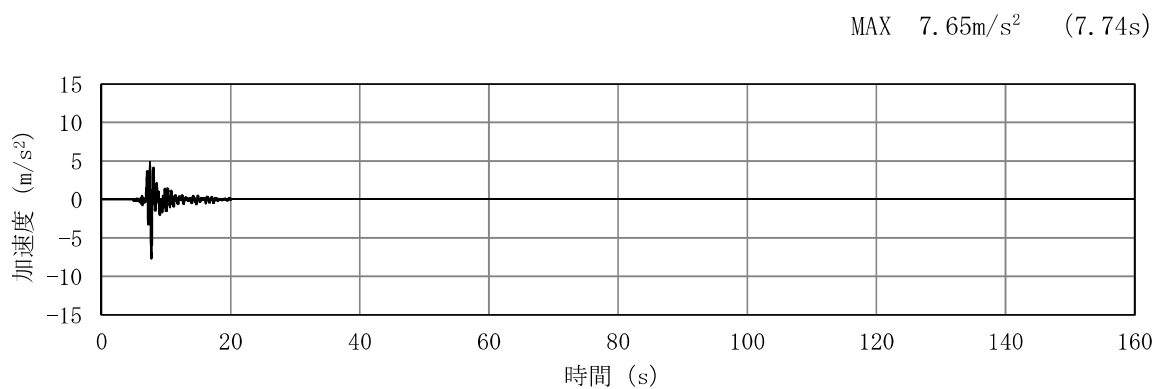


(a) 加速度時刻歴波形

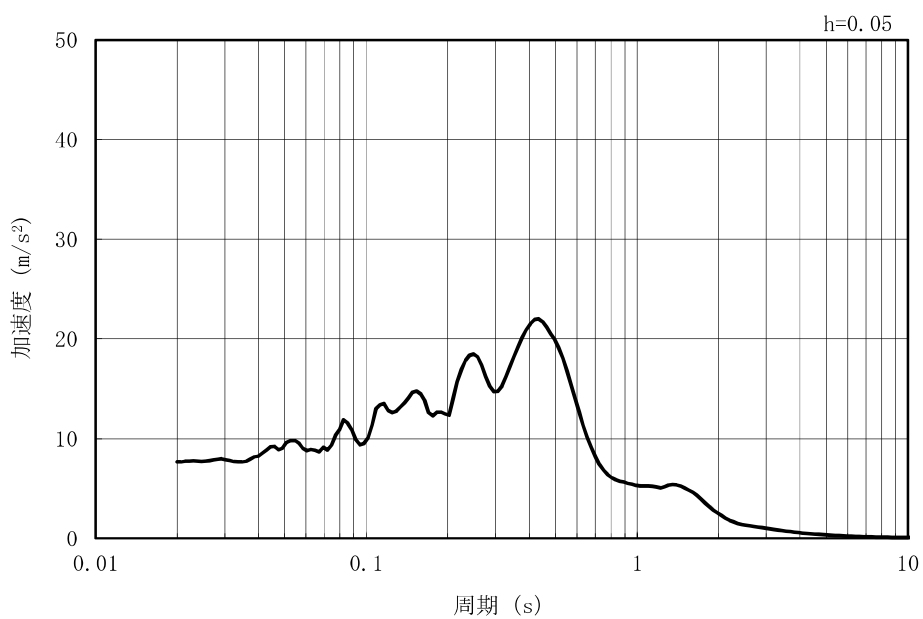


(b) 加速度応答スペクトル

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)

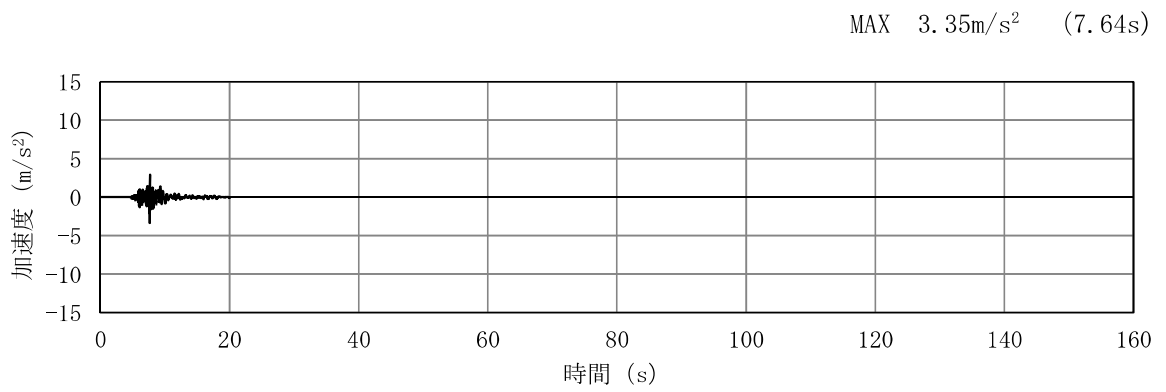


(a) 加速度時刻歴波形

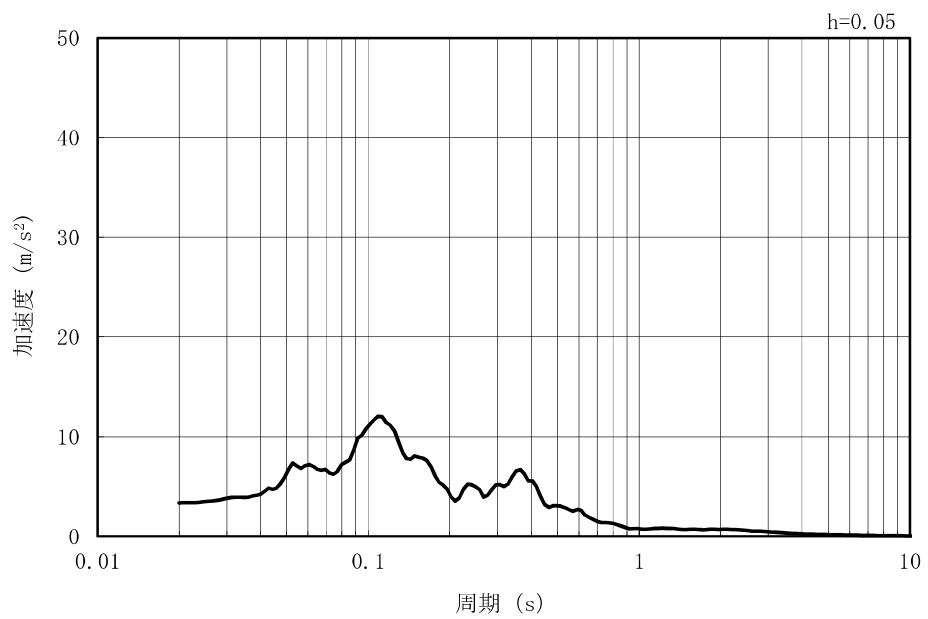


(b) 加速度応答スペクトル

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)



(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。

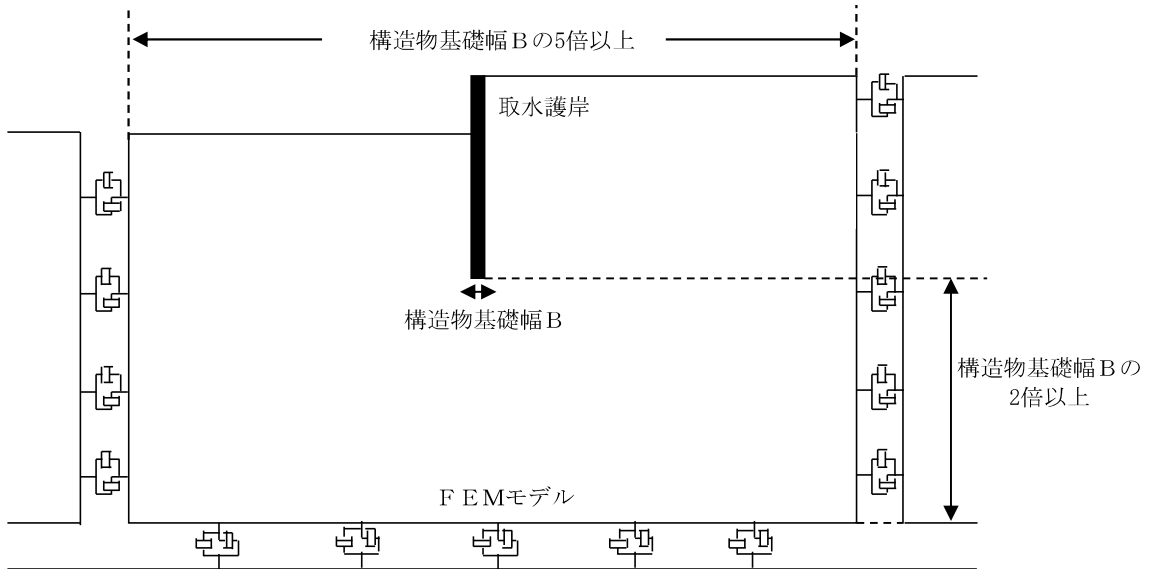


図 2.5-3-7 モデル範囲の考え方

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。

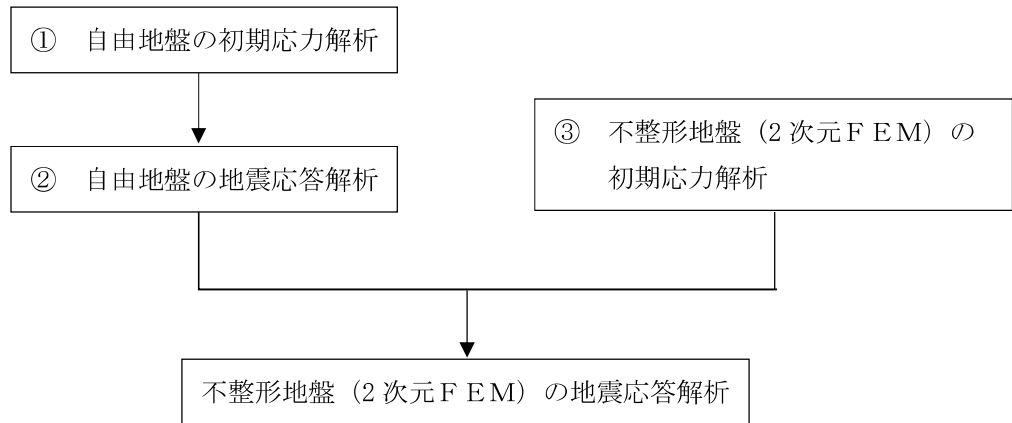


図 2.5-3-8 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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。

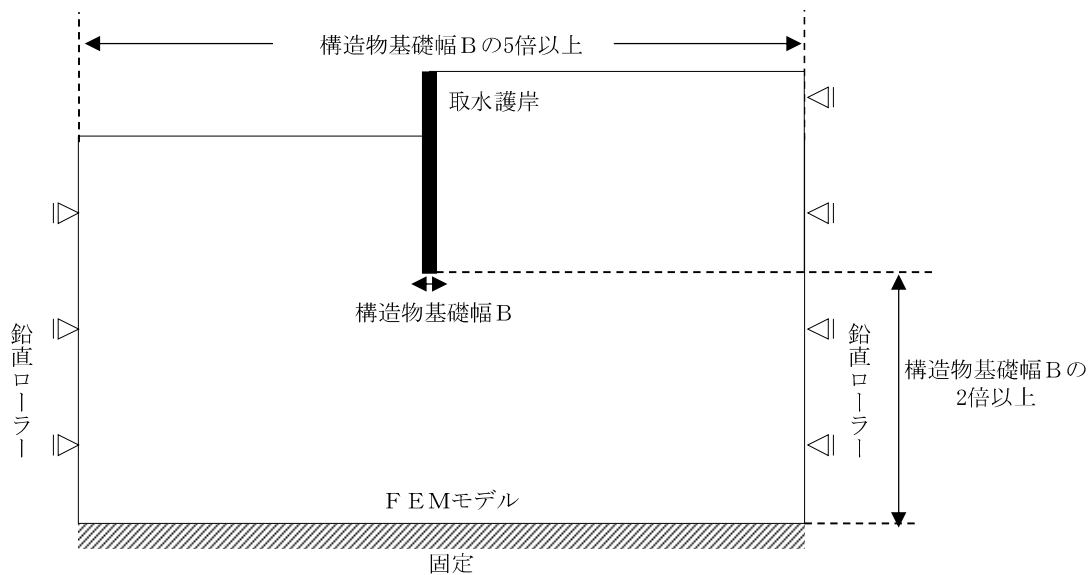


図 2.5-3-9 初期応力解析における境界条件の概念図



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。

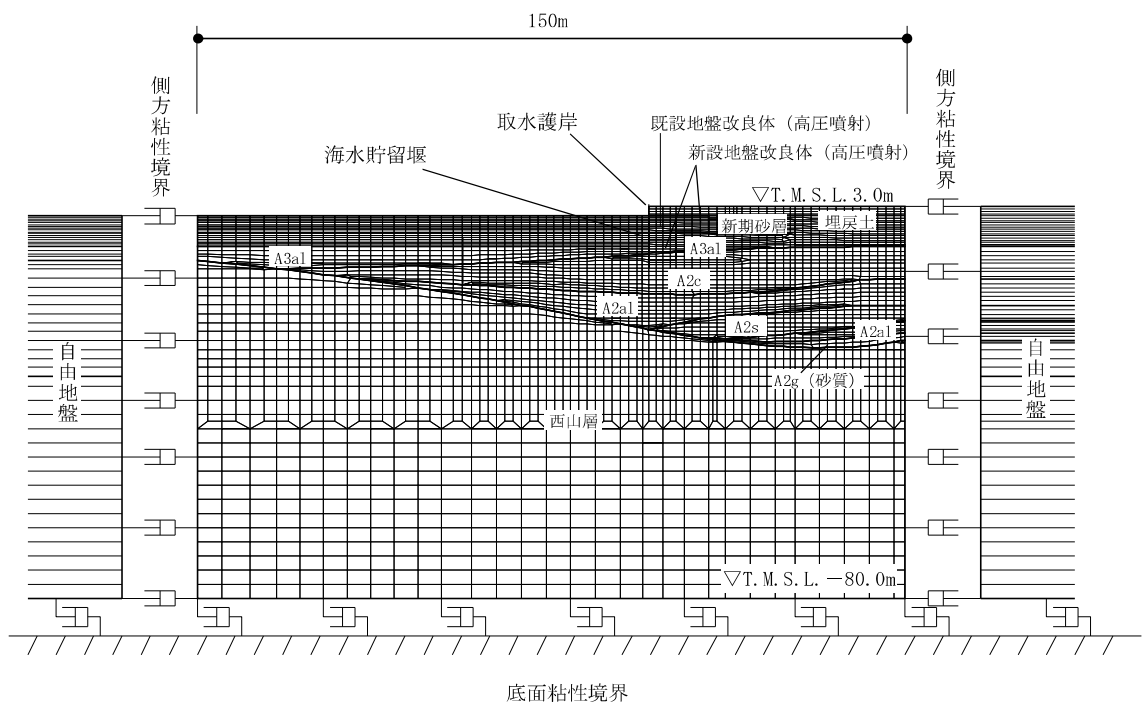


図 2.5-3-10 取水護岸の地震応答解析モデル (A-A断面)

(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。

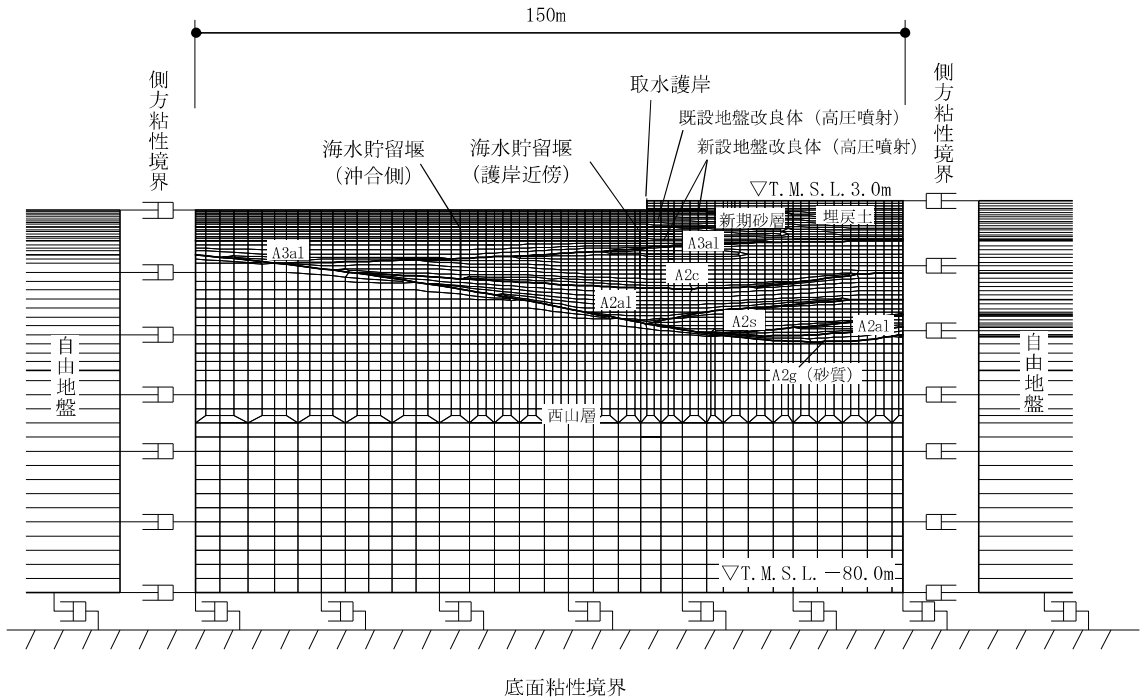


図 2.5-3-11 海水貯留堰の地震応答解析モデル (A-A断面)

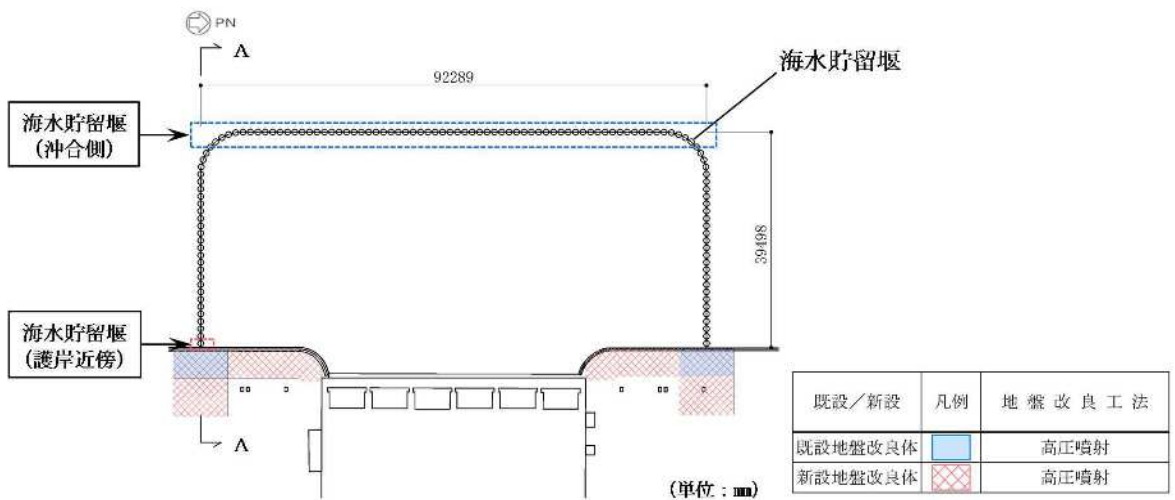


図 2.5-3-12 海水貯留堰のモデル化の概要

(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2.5-3-4に示すとおりに設定する。付着力  $c_B$  は，道路橋示方書に基づき，表2.5-3-4に示す「地盤と構造物」の条件から考慮しないものとする。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のとおりに設定する。

表 2.5-3-4 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* <sup>1</sup>	0.0	15.0
地盤と地盤改良体* <sup>2</sup>	$c$	$\phi$

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 2.5-3-5 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	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

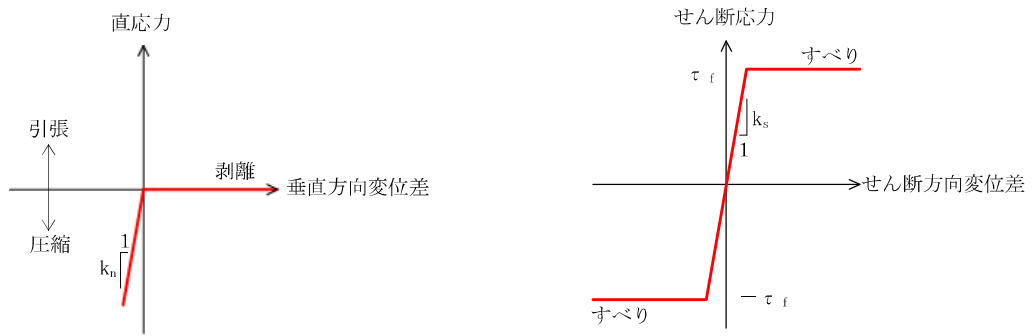


図 2.5-3-13 ジョイント要素の力学特性

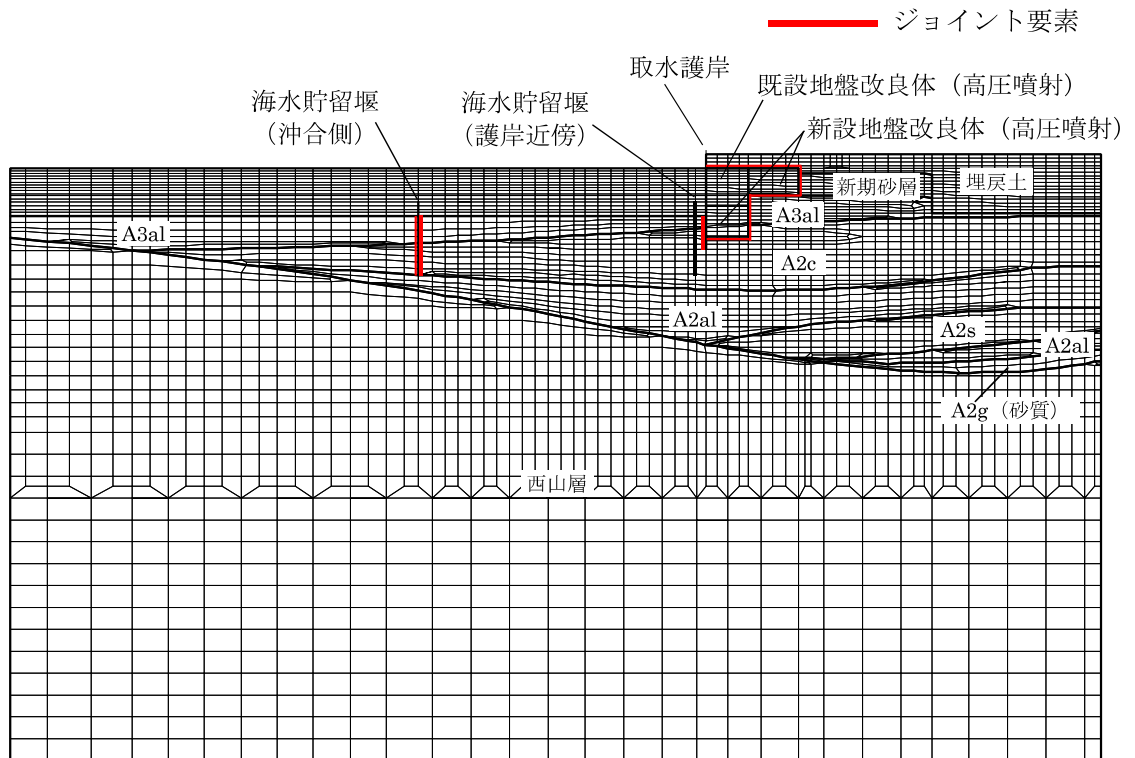


図 2.5-3-14 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

(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

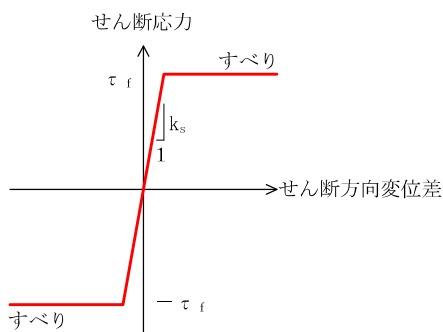
$\phi_B$  : 摩擦角

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。

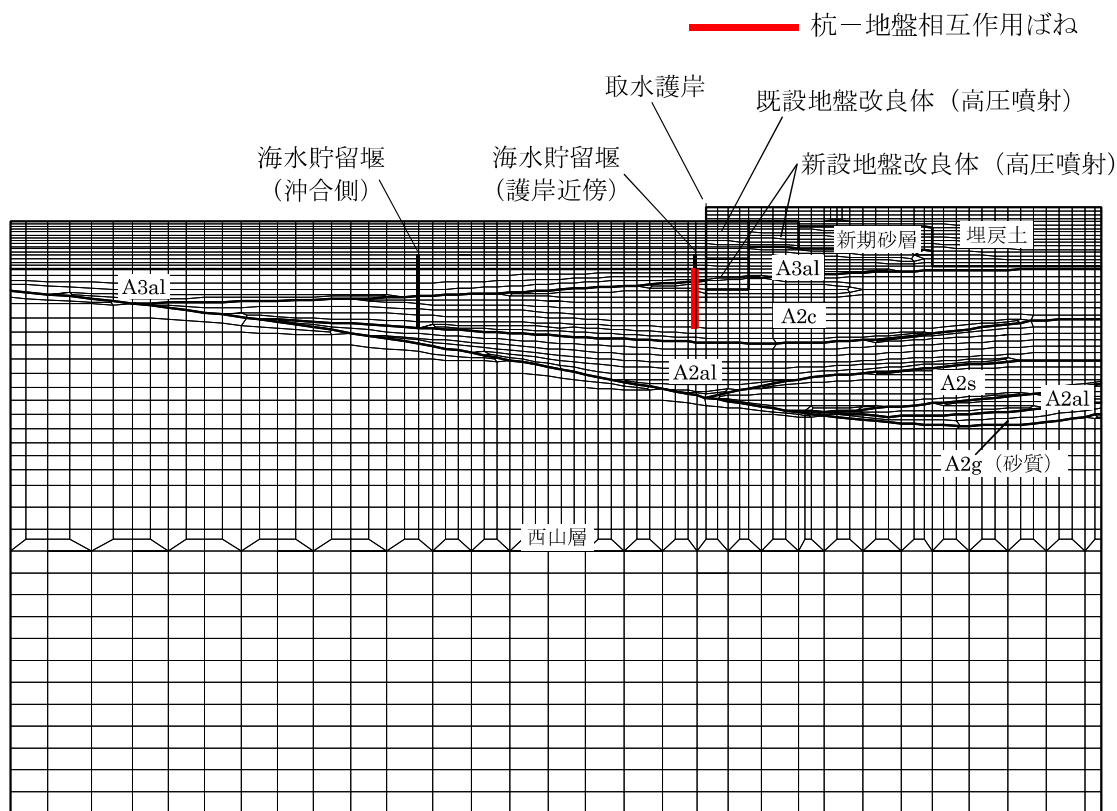
杭―地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い，表 2.5-3-8 のとおり設定する。

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 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
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し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層及びA3a1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

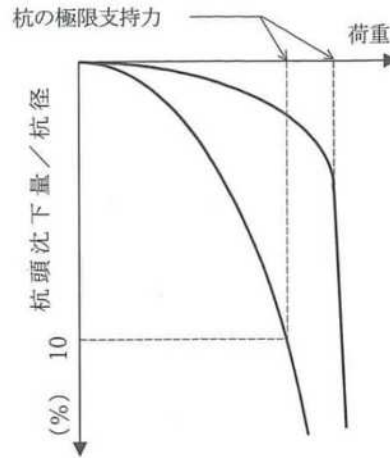


図 2.5-3-16 杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係  
(道路橋示方書より引用)

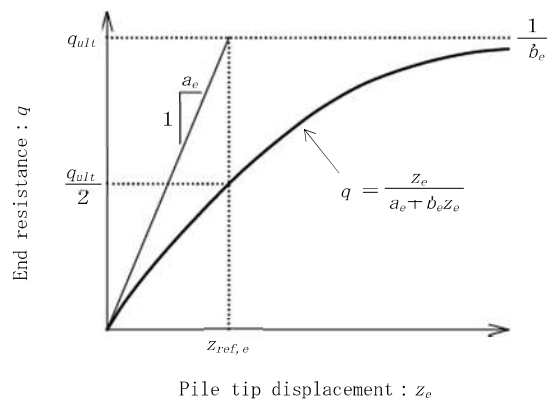


図 2.5-3-17 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama(1990))

(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

材料	諸元	腐食代	
		海側（海底面以浅）	2.0mm <sup>*1</sup>
前面鋼矢板	S P-IV型 (SY295), t=15.5mm	海側（海底面以深）	0.2mm <sup>*1</sup>
		陸側	0.2mm <sup>*1</sup>
		1.0mm <sup>*2</sup>	
鋼管矢板	φ 1100mm (SKY490), t=14mm	1.0mm <sup>*2</sup>	

注記\*1：腐食代の算出過程は下記のとおりとする。

海側（海底面以浅） :  $0.2 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 1.72\text{mm} \doteq 2.0\text{mm}$

海側（海底面以深） :  $0.02 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 0.172\text{mm} \doteq 0.2\text{mm}$

陸側 :  $0.02 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 0.172\text{mm} \doteq 0.2\text{mm}$

ここで、

運用期間：86年（取水護岸の竣工（1984年）からの経過年数と海水貯留堰の運用期間50年の合計）

腐食速度：0.2mm/年（海側（海底面以浅））

0.02mm/年（海側（海底面以深）、陸側）

（「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）」）

防食率：90%（「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）」，電気

防食実施のため）

\*2：腐食代の算出過程は下記のとおりとする。なお、海底面以深の鋼管矢板の腐食代は、保守的に海底面

以浅と同値とした。

$0.2 \text{ (mm/年)} \times 50 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 1.0\text{mm}$

ここで、

運用期間：50年（海水貯留堰の運用期間50年）

腐食速度：0.2mm/年（「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）」）

防食率：90%（「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）」，電気

防食実施のため）

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	$2.0 \times 10^5$	0.3
鋼管矢板	77.0	$2.0 \times 10^5$	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 $\sigma_{ms}'$ (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 $\phi_D$ (°)		32.0	31.0	33.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	$S_l$	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		$w_l$	5.50	7.90	11.00	8.00	25.00	25.00	25.00	25.00
		$p_l$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		$p_e$	1.00	0.70	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80	0.80
$c_l$		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)		高密度噴射 (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：高密度噴射（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)		高密度噴射 (砂質土)	高密度噴射 (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)
降伏モーメント $M_y$	海底面以浅	555
	海底面以深	649



### 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、取水護岸と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とする。取水護岸と海水貯留堰の離隔は、止水ゴム取付部鋼材の離隔とした。海水貯留堰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。

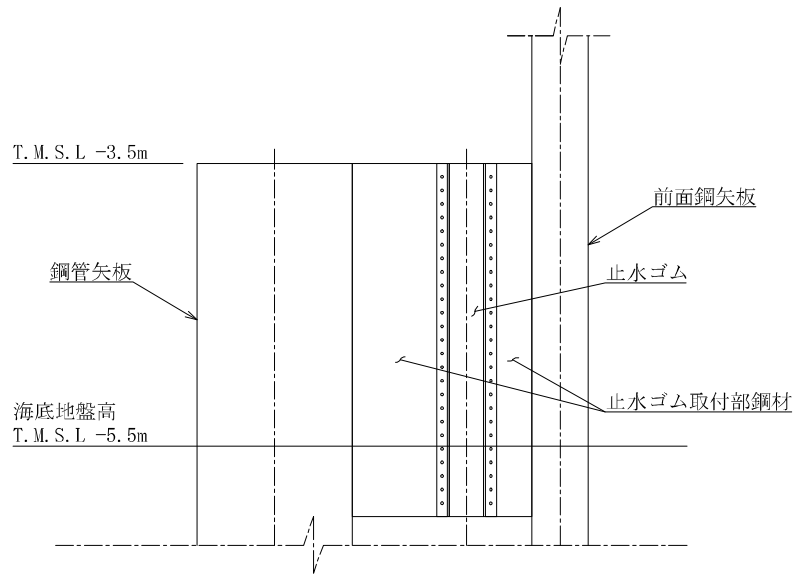


図 2.5-3-18 海水貯留堰接続部の構造概念図

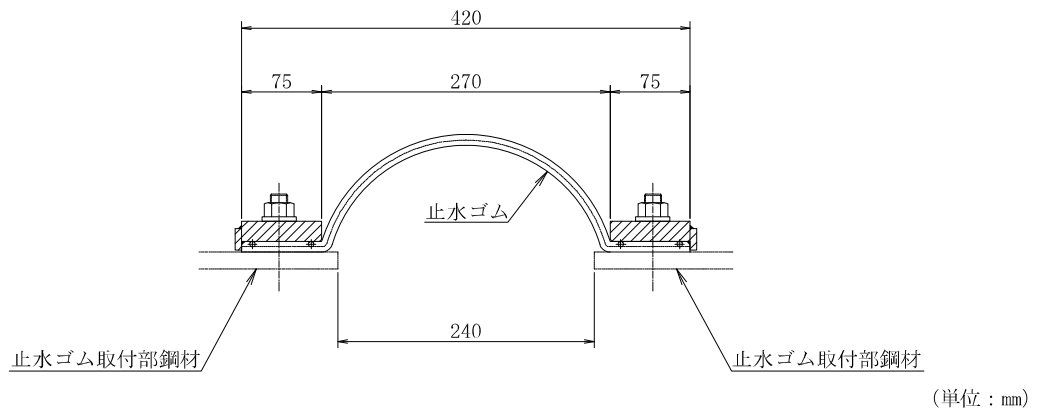


図 2.5-3-19 止水ゴムの構造図

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 (海水貯留堰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、**取水護岸**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。

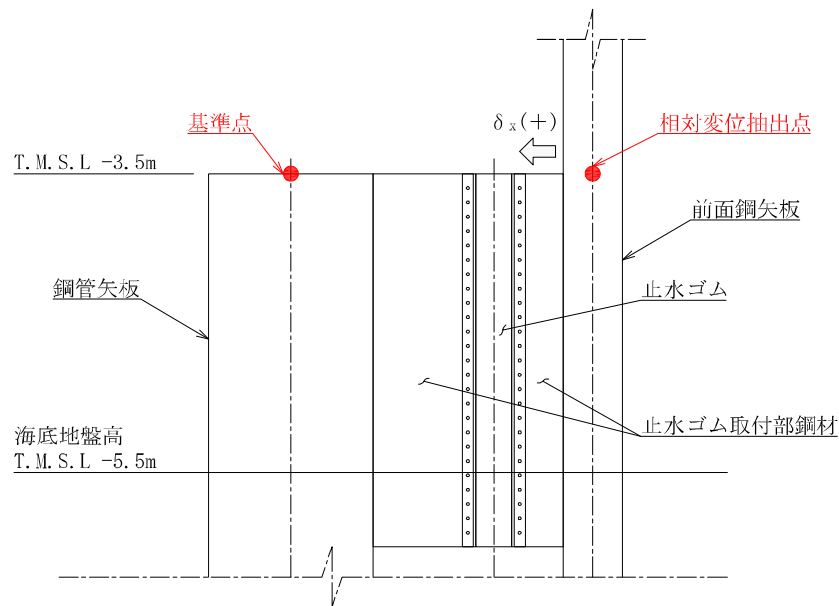


図 2.5-3-20 変位方向の定義

## 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「**最大**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	++		0.10				
	-+		0.09				
	+-		0.09	0.08	0.12	0.08	0.08
	--		0.09				
Ss-2			0.08				
Ss-3	++		0.08				
	-+		0.08				
	+-		0.07				
	--		0.08				
Ss-4			0.08				
Ss-5			0.05				
Ss-6			0.09				
Ss-7			0.07				
Ss-8	++		0.08				
	-+		0.08				

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	++		0.17				
	-+		0.15				
	+-		0.19	0.15	0.24	0.17	0.14
	--		0.16				
Ss-2			0.14				
Ss-3	++		0.12				
	-+		0.15				
	+-		0.13				
	--		0.13				
Ss-4			0.14				
Ss-5			0.13				
Ss-6			0.16				
Ss-7			0.16				
Ss-8	++		0.12				
	-+		0.17				

○：最大照査値が発生する箇所

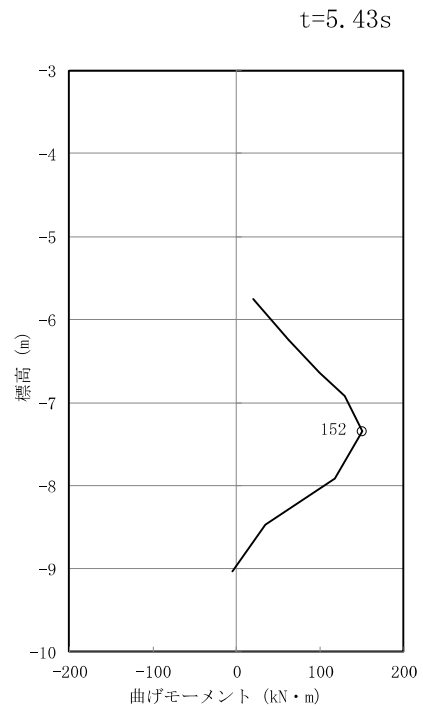
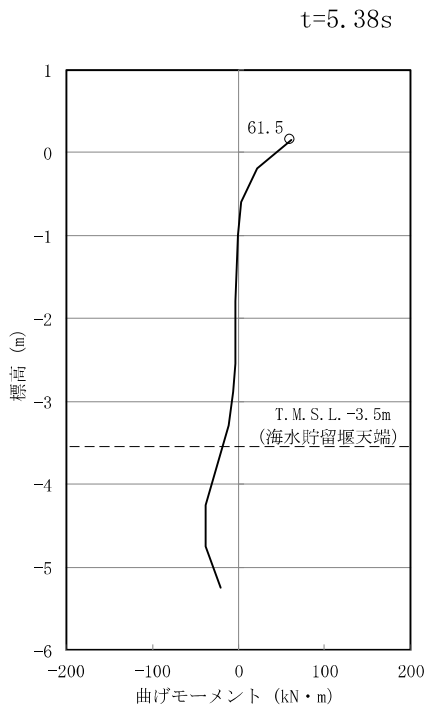


図 2.5-4-1 前面鋼矢板の曲げモーメント照査において最も厳しい照査値の地震時断面力分布  
 (A-A断面 Ss-1+-)  
 (解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

(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。

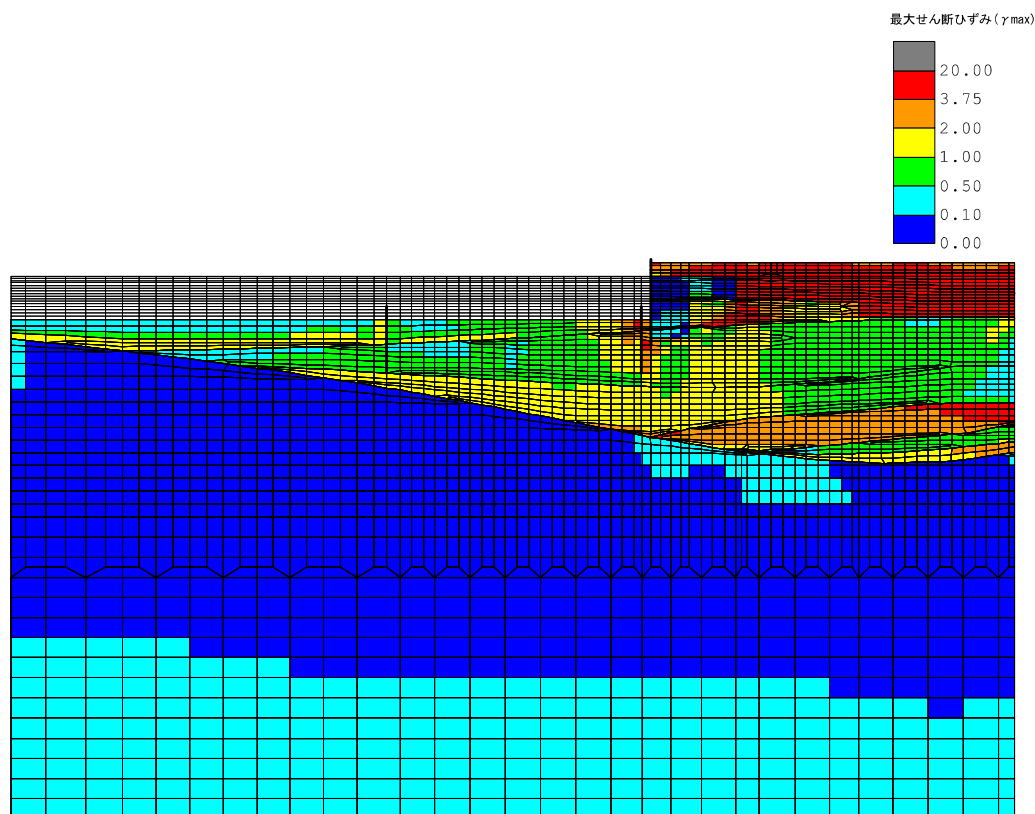


図 2.5-4-2 最大せん断ひずみ分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1+-)

(3) 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2.5-4-3に示す。

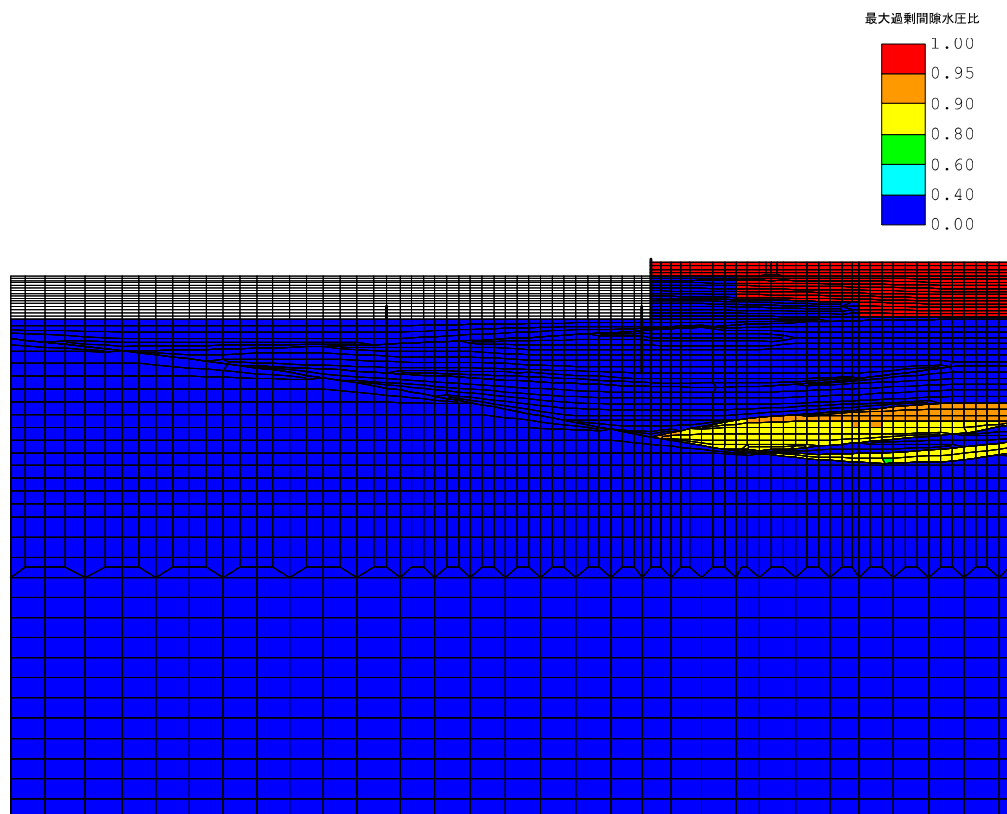


図 2.5-4-3 最大過剰間隙水圧比分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1+-)

## 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許容限界以下であり、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)	許容限界 (kN・m)	照査値	
①	Ss-1	++	50.0	555	0.10
		-+	44.5	555	0.09
		+ -	49.1	555	0.09
		--	45.6	555	0.09
	Ss-2		42.8	555	0.08
	Ss-3	++	39.2	555	0.08
		-+	42.0	555	0.08
		+ -	38.7	555	0.07
		--	43.2	555	0.08
	Ss-4		43.0	555	0.08
	Ss-5		27.3	555	0.05
	Ss-6		44.6	555	0.09
	Ss-7		38.0	555	0.07
	Ss-8	++	39.8	555	0.08
-+		41.4	555	0.08	
②	+ -	41.4	555	0.08	
③	+ -	61.5	555	0.12	
④	+ -	44.2	555	0.08	
⑤	+ -	41.4	555	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（+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)	許容限界 (kN・m)	照査値	
①	Ss-1	++	104	649	0.17
		-+	95.9	649	0.15
		+ -	118	649	0.19
		--	102	649	0.16
	Ss-2		88.5	649	0.14
	Ss-3	++	77.1	649	0.12
		-+	94.1	649	0.15
		+ -	78.2	649	0.13
		--	84.0	649	0.13
	Ss-4		86.0	649	0.14
	Ss-5		81.1	649	0.13
	Ss-6		103	649	0.16
	Ss-7		103	649	0.16
	Ss-8	++	73.1	649	0.12
-+		107	649	0.17	
②	Ss-1	+ -	93.2	649	0.15
③		+ -	152	649	0.24
④		+ -	105	649	0.17
⑤		+ -	87.7	649	0.14

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、取水護岸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 取水護岸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。

取水護岸の耐震計算書に関する参考資料

(参考資料 1) 積雪荷重の影響評価

(参考資料 1) 取水護岸の耐震評価における積雪荷重の影響検討

1. 概要

取水護岸の耐震評価では、護岸を構成する前面鋼矢板と海水貯留堰との最大水平相対変位を算出し、要求機能が確保されることを確認している。

取水護岸の背面は地盤改良されており、前面鋼矢板の変位抑制対策が講じられていること等を踏まえ、取水護岸部における地震時の荷重の組合せとして積雪荷重を考慮しないこととしている。

そこで本資料では、取水護岸の耐震評価における荷重の組合せの妥当性を確認するため、取水護岸の背面全域に積雪荷重を作用させた場合の影響について検討する。

2. 検討方針

本資料では、積雪荷重を考慮しない解析（以下「基本ケース」という。）の耐震評価結果と、積雪荷重を考慮する解析（以下「積雪ケース」という。）の耐震評価結果を比較し、積雪荷重による影響を確認する。

対象とするケースは、KK7 補足-028-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」の「2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明」に示す、構造物の変形性評価において照査値が最も厳しいA-A断面の「解析ケース①、基準地震動 Ss-7EW」とする。

3. 積雪荷重の設定

積雪荷重の概念図を図 1 に示す。積雪荷重は、V-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷防止に関する基本方針」に従い、積雪厚さ 115.4cm、積雪厚さ 1cm あたりの荷重を 29.4N/cm<sup>2</sup>とし、積雪荷重 3.39kN/m<sup>2</sup>を地表面に分布荷重として設定する。

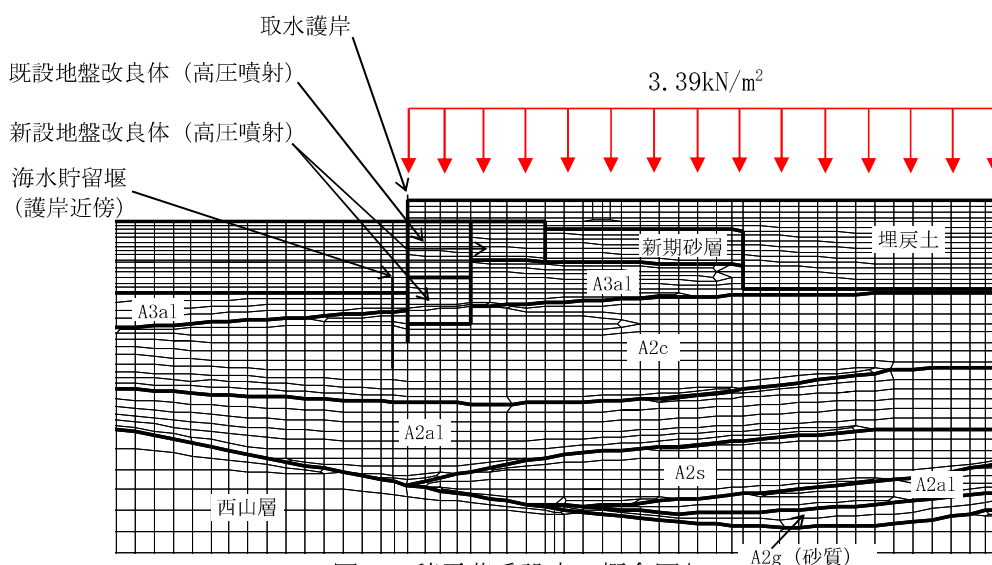


図 1 積雪荷重設定の概念図\*

注記\* : 水平方向にも同位置に載荷する

#### 4. 耐震評価結果の比較

積雪荷重を考慮しない基本ケースと積雪荷重を考慮した積雪ケースについて、前面鋼矢板と海水貯留堰間の最大相対変位を表 1 に示す。

地震時の荷重の組合せとして積雪荷重を考慮した積雪ケースの前面鋼矢板と海水貯留堰間の最大水平相対変位は、積雪荷重を考慮していない基本ケースの最大水平相対変位と同程度であり、許容限界に対しても十分余裕のある値となっている。これは、取水護岸の背面に施工されている地盤改良の効果によって変位抑制効果が発揮されたものと推察される。

表 1 構造物の変形性評価結果

検討ケース	積雪荷重	前面鋼矢板と 海水貯留堰間の 最大水平相対変位 (cm)	許容限界 (cm)
基本ケース	考慮しない	3.6	24.0
積雪ケース	考慮する	3.5	

#### 5. まとめ

本資料では、取水護岸の耐震評価における積雪荷重の影響について検討した。検討の結果、積雪荷重を考慮した積雪ケースの前面鋼矢板と海水貯留堰間の最大水平相対変位は、積雪荷重を考慮していない基本ケースの最大水平相対変位と同程度であり、積雪荷重を考慮していない取水護岸の耐震評価における地震時の荷重の組合せの妥当性を確認した。

## 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



## 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	49
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

参考資料

(参考資料 1) 積雪荷重の影響評価 ..... (参考) 1-1

## 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、取水護岸（6号機設備）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（6号機設備）の位置図を図2.6-2-1に示す。

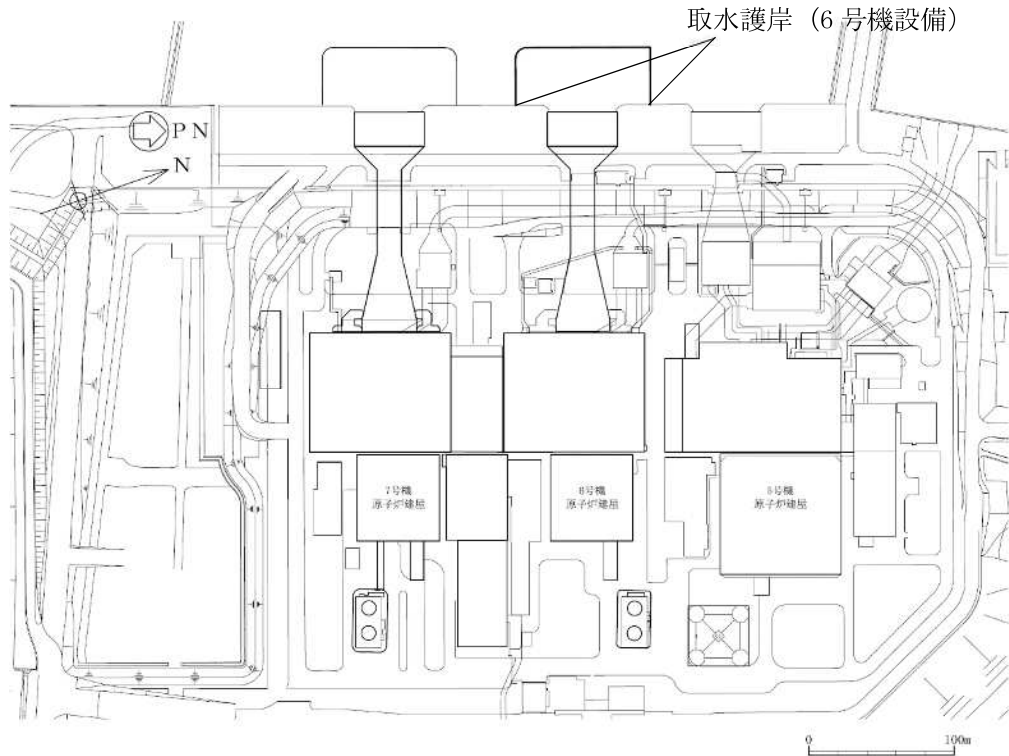


図 2.6-2-1 (1) 取水護岸（6号機設備）の位置図（全体平面図）

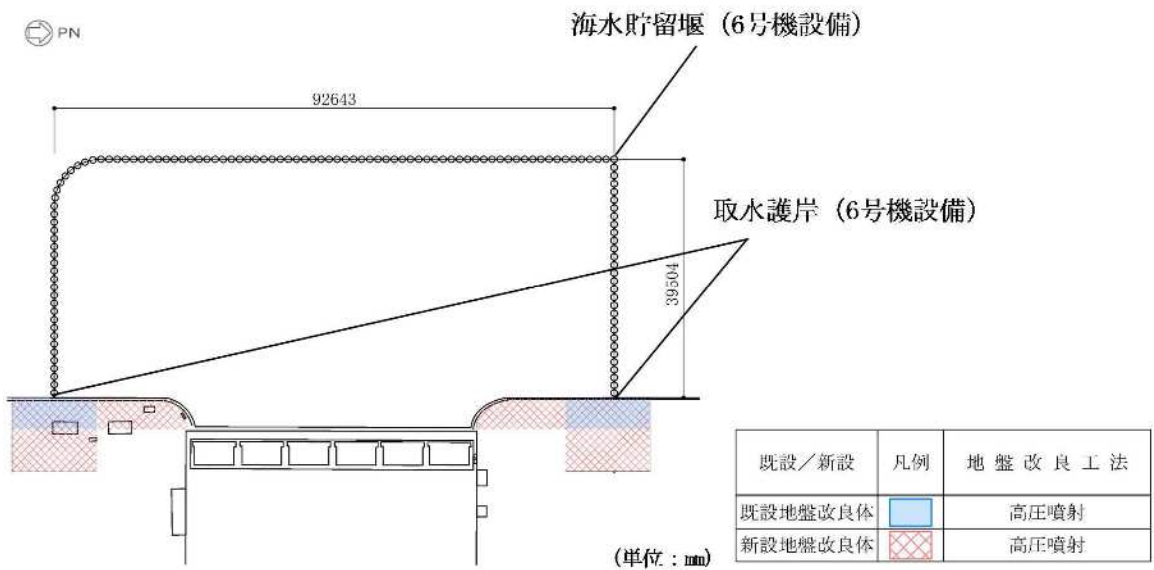


図 2.6-2-1 (2) 取水護岸（6号機設備）の位置図（拡大図）

## 2.2 構造概要

取水護岸（6号機設備）は、海水貯留堰（6号機設備）の構成部材である取水護岸（6号機設備）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（6号機設備）の平面図を図 2.6-2-2、標準断面図を図 2.6-2-3 に示す。

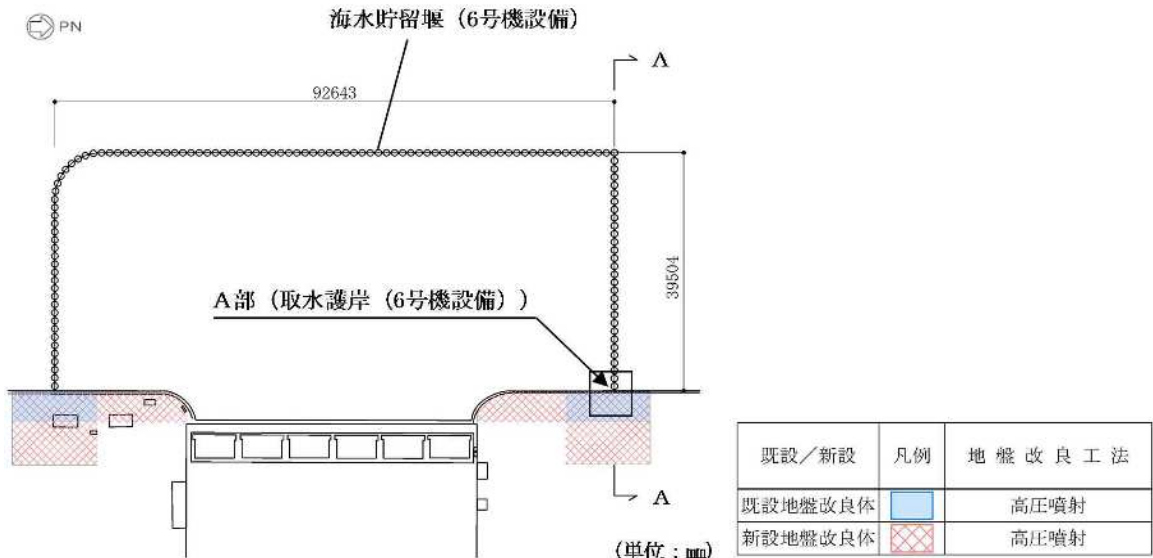


図 2.6-2-2 (1) 取水護岸（6号機設備）の平面図

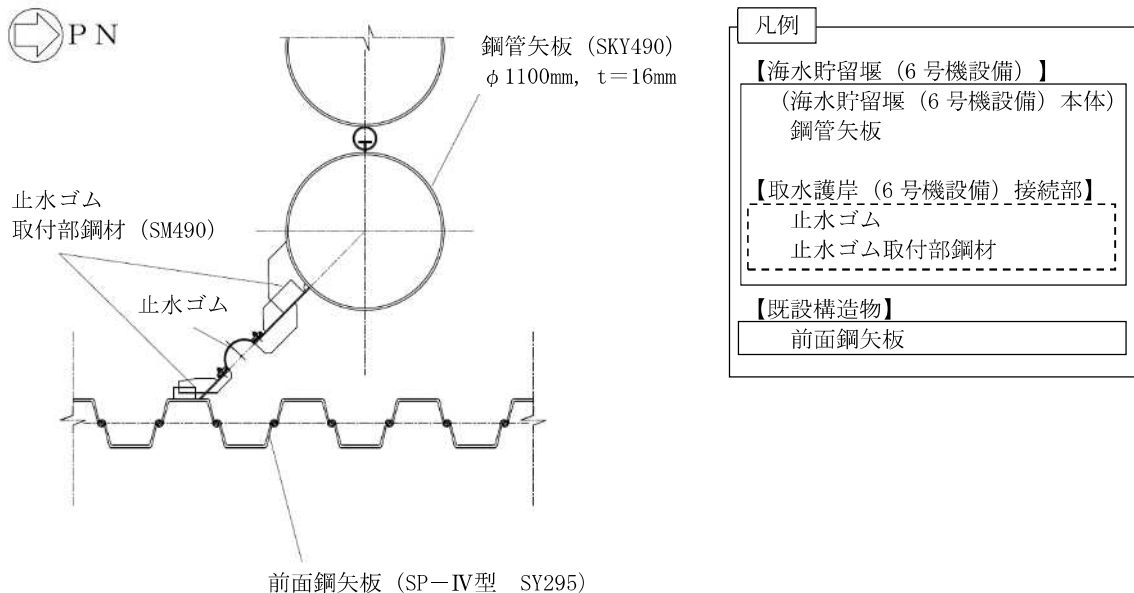


図 2.6-2-2 (2) 取水護岸（6号機設備）の平面図（A部拡大）

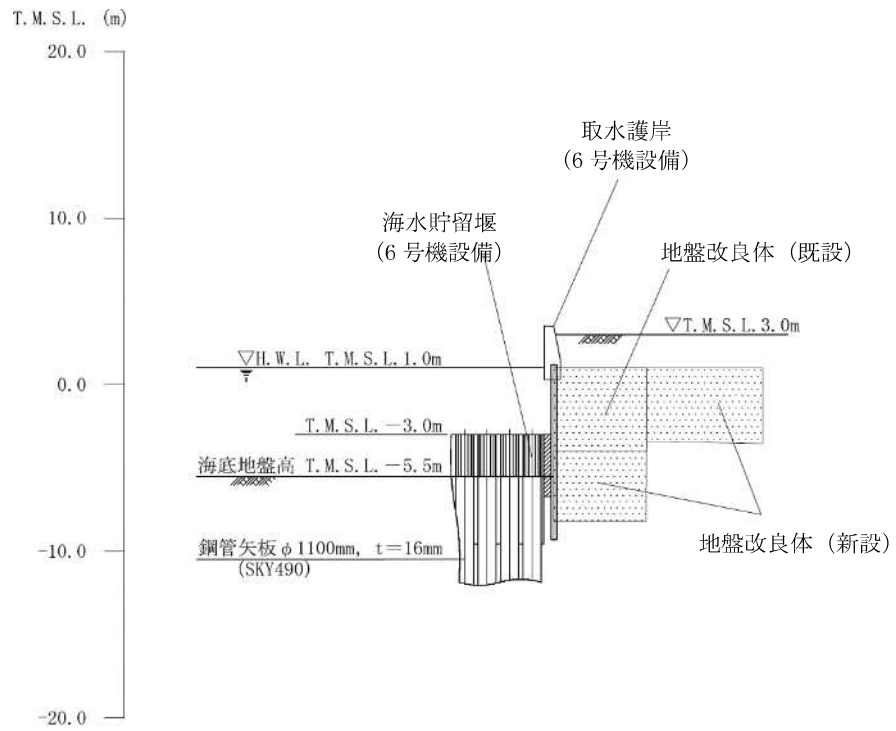


図 2.6-2-3 取水護岸 (6号機設備) の標準断面図 (A-A断面)

### 2.3 評価方針

取水護岸（6号機設備）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（6号機設備）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2.6-2-1の取水護岸（6号機設備）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（6号機設備）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。許容限界については、取水護岸がSクラス施設の間接支持構造物に分類されることから、全塑性モーメントによる確認が基本であるが、設計上の配慮として、降伏モーメントとする。

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（6号機設備）の変形量を算定し、海水貯留堰（6号機設備）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（6号機設備）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-2-10-3-1-3-1「海水貯留堰（6号機設備）の耐震性についての計算書」及びV-3-別添 3-1-3「海水貯留堰（6号機設備）の強度計算書」において実施する。取水護岸（6号機設備）の耐震評価フローを図2.6-2-4に示す。

なお、取水護岸（6号機設備）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 2.6-2-1 取水護岸（6号機設備）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	降伏モーメント
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（6号機設備）との離隔が確保されることを確認した変形量

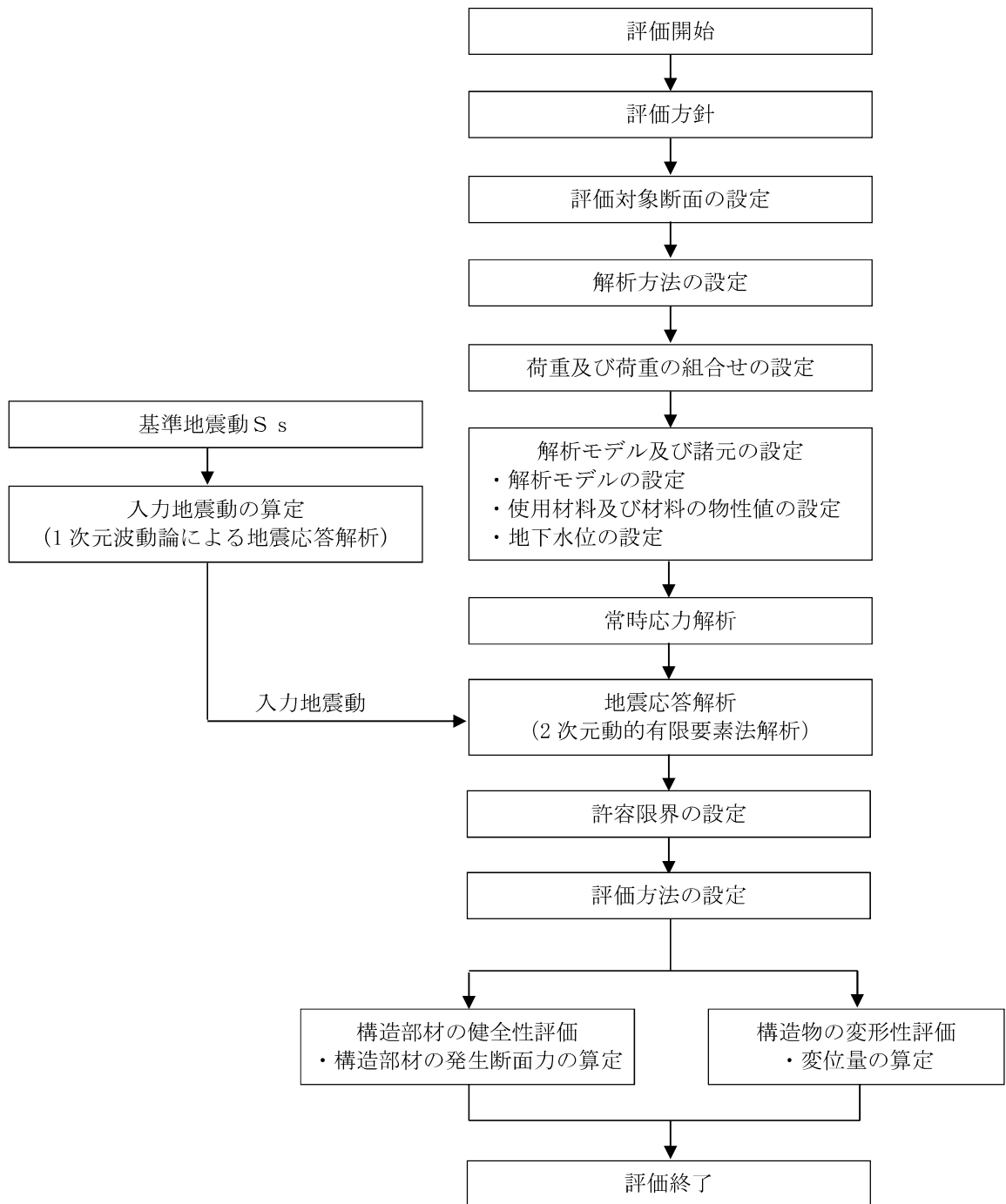


図 2.6-2-4 取水護岸（6号機設備）の耐震評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。また，表 2.6-2-2 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 2.6-2-2 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，降伏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（6号機設備）が海水貯留堰（6号機設備）の間接支持構造物であることから、V-2-10-3-1-3-1「海水貯留堰（6号機設備）の耐震性についての計算書」と同様とし、海水貯留堰（6号機設備）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2.2「海水貯留堰（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明」に示す。

取水護岸（6号機設備）の評価対象断面位置図を図2.6-3-1に示す。構造物の耐震設計における評価対象断面は図2.6-3-1のA-A断面とする。評価対象断面図を図2.6-3-2に示す。

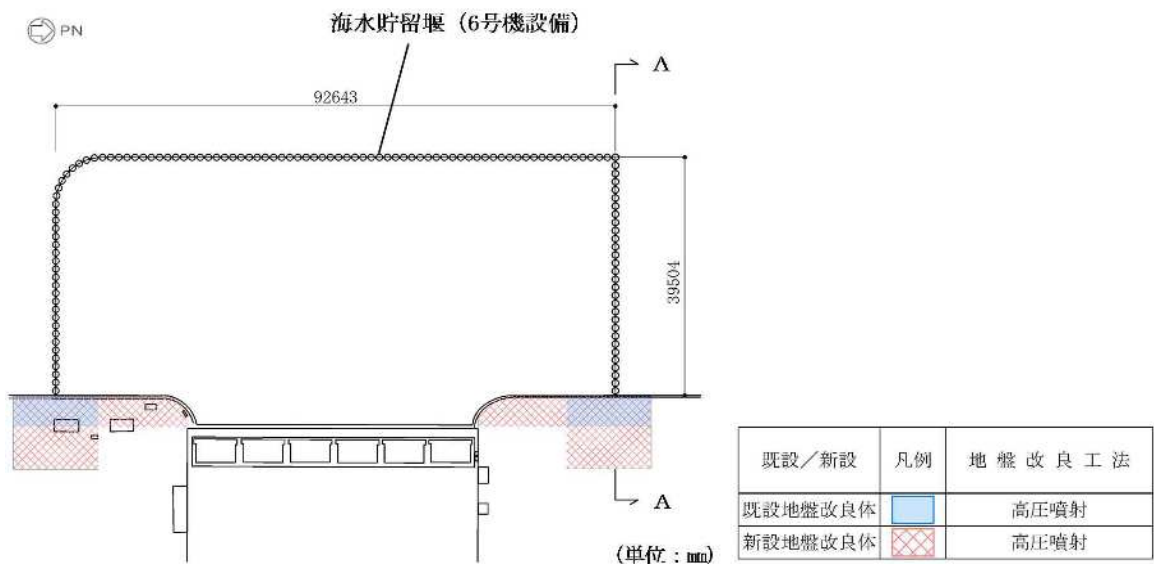


図 2.6-3-1 取水護岸（6号機設備）の評価対象断面位置図

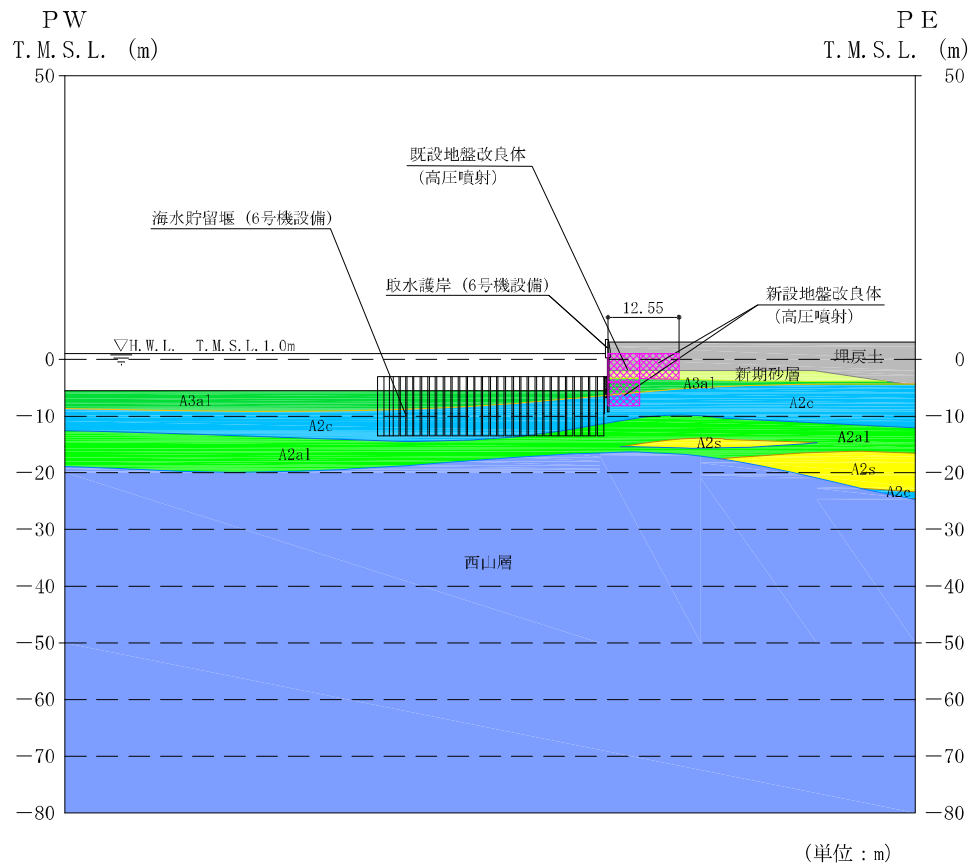


図 2.6-3-2 取水護岸 (6号機設備) の評価対象断面図 (A-A断面)

### 3.2 解析方法

取水護岸（6号機設備）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（6号機設備）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2.6-3-3に示す。

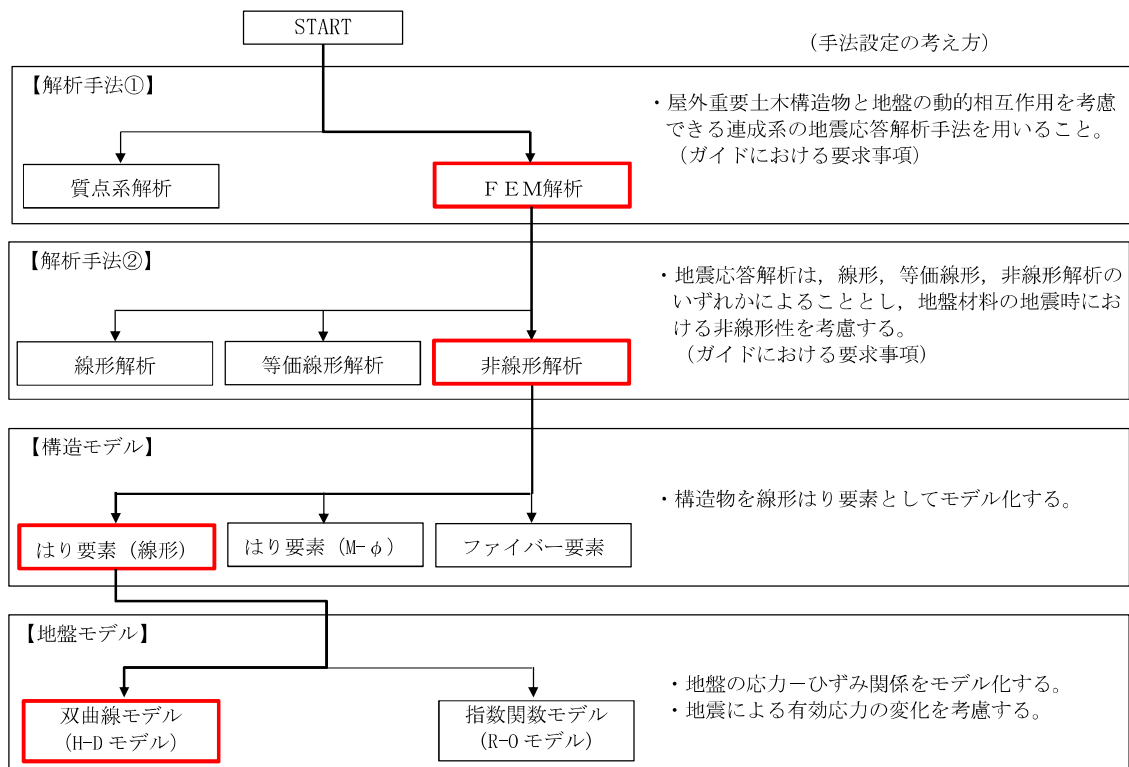


図 2.6-3-3 地震応答解析手法の選定フロー

### 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（6号機設備）の耐震評価における解析ケースを表2.6-3-1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2.6-3-4に示す。

表 2.6-3-1 取水護岸（6号機設備）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。

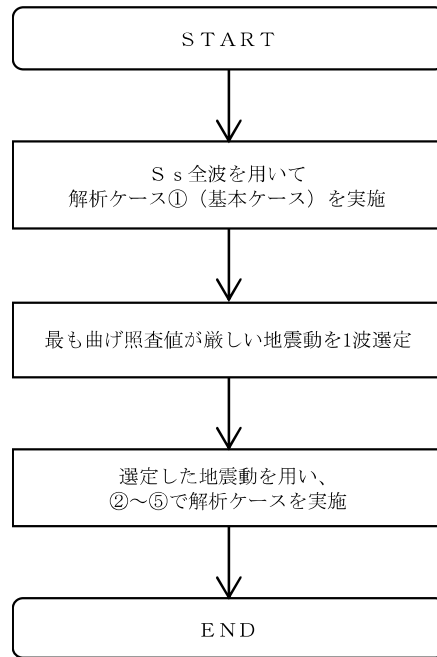


図 2.6-3-4 追加解析を実施する地震動の選定フロー



### 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（6号機設備）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（6号機設備）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（6号機設備）の耐震評価に用いる荷重の組合せを表2.6-3-2及び表2.6-3-3に示す。

なお、（参考資料1）に示すとおり、取水護岸（6号機設備）の背面は地盤改良されており、前面鋼矢板の変形抑制対策が講じられていること等を踏まえ、取水護岸部における地震時の荷重の組合せとして積雪荷重を考慮しないこととしている。

表 2.6-3-2 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 2.6-3-3 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	○	
	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（6号機設備）の地震応答解析における入力地震動は、図2.6-3-5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（6号機設備）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2.6-3-6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。

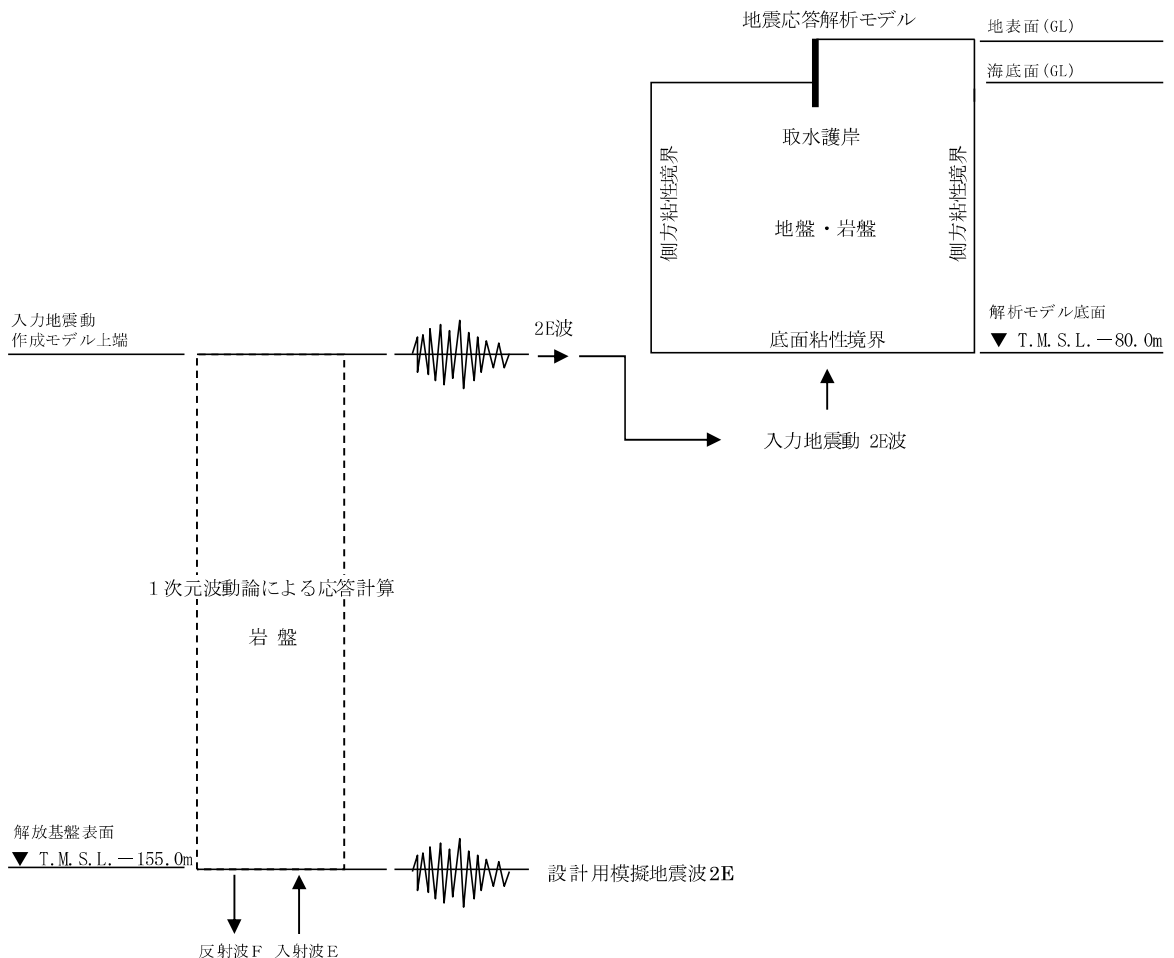
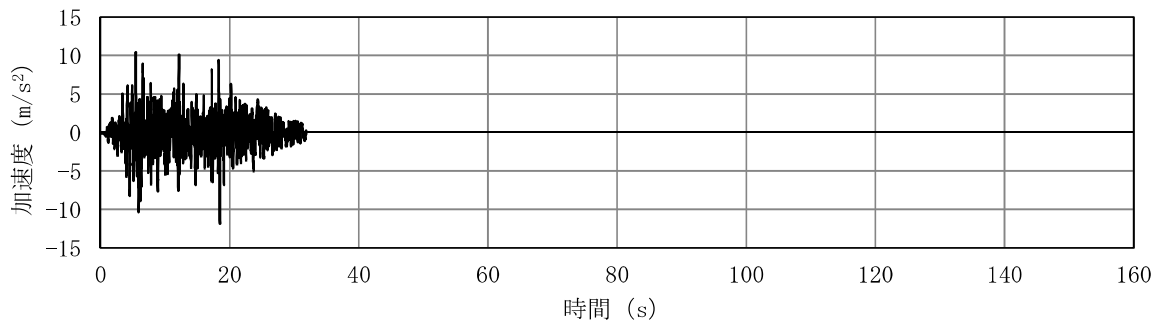
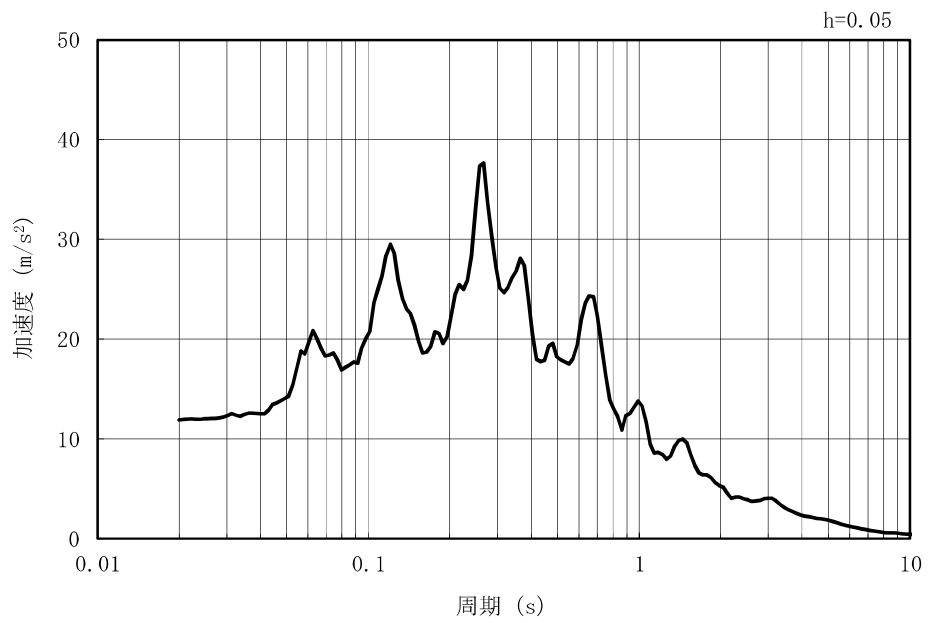


図 2.6-3-5 入力地震動算定の概念図

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



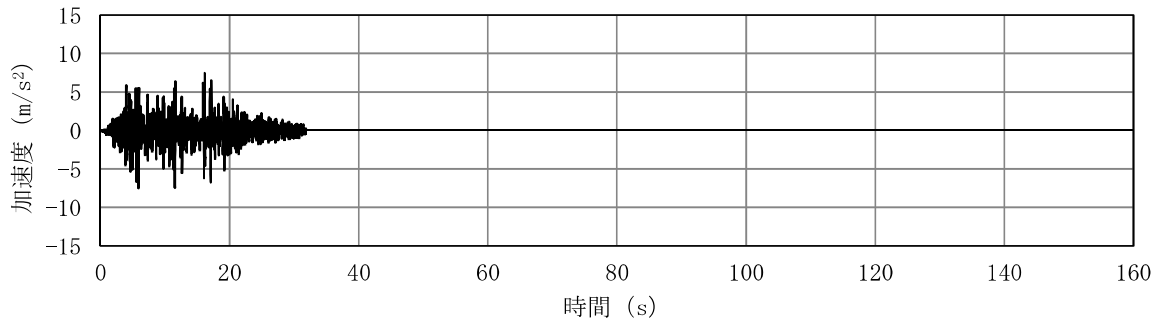
(a) 加速度時刻歴波形



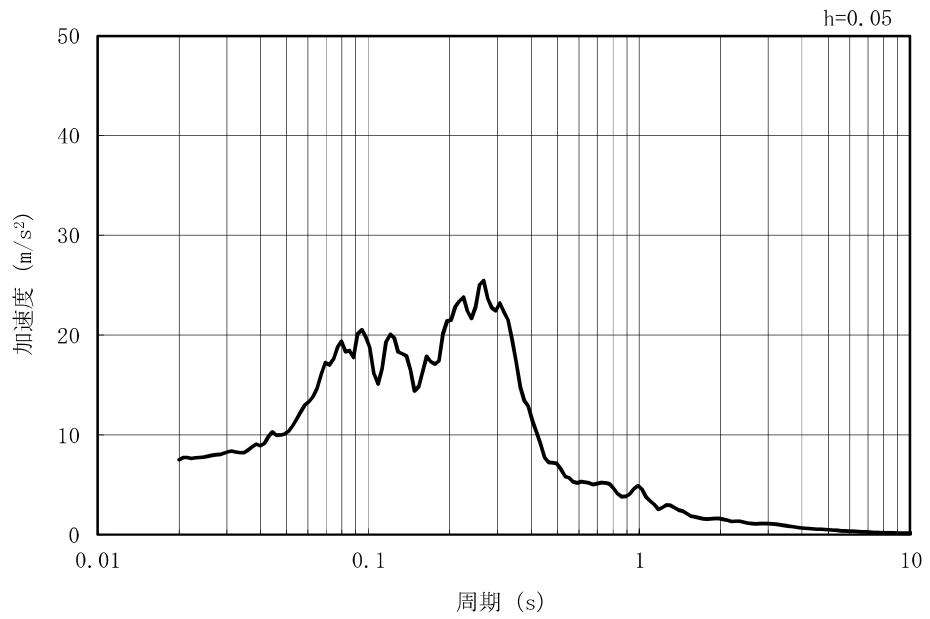
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



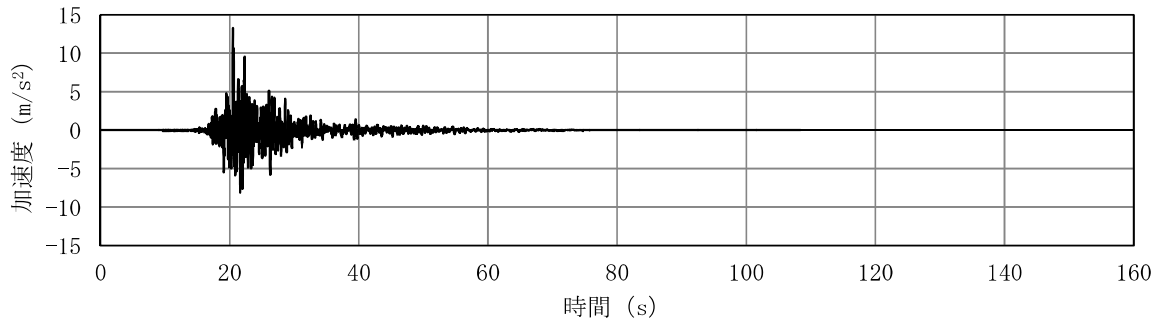
(a) 加速度時刻歴波形



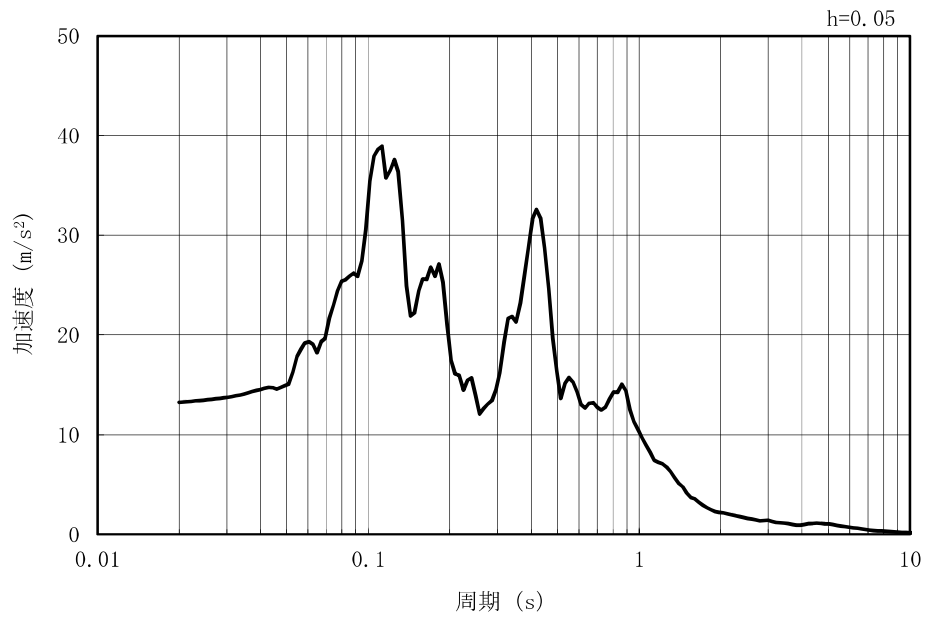
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



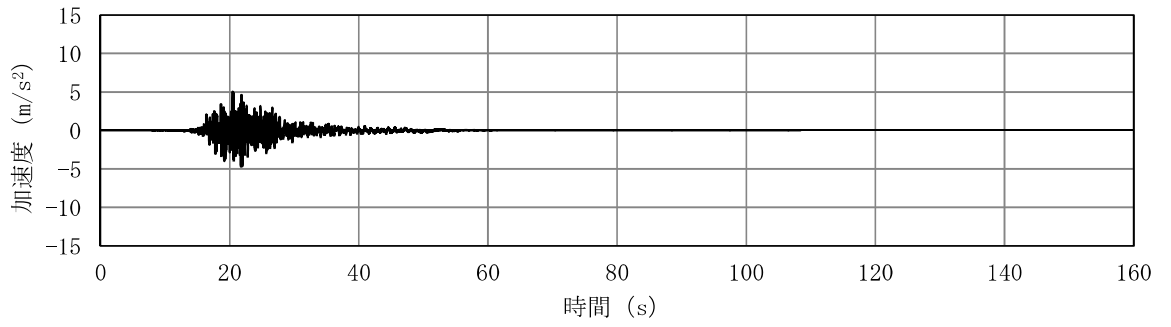
(a) 加速度時刻歴波形



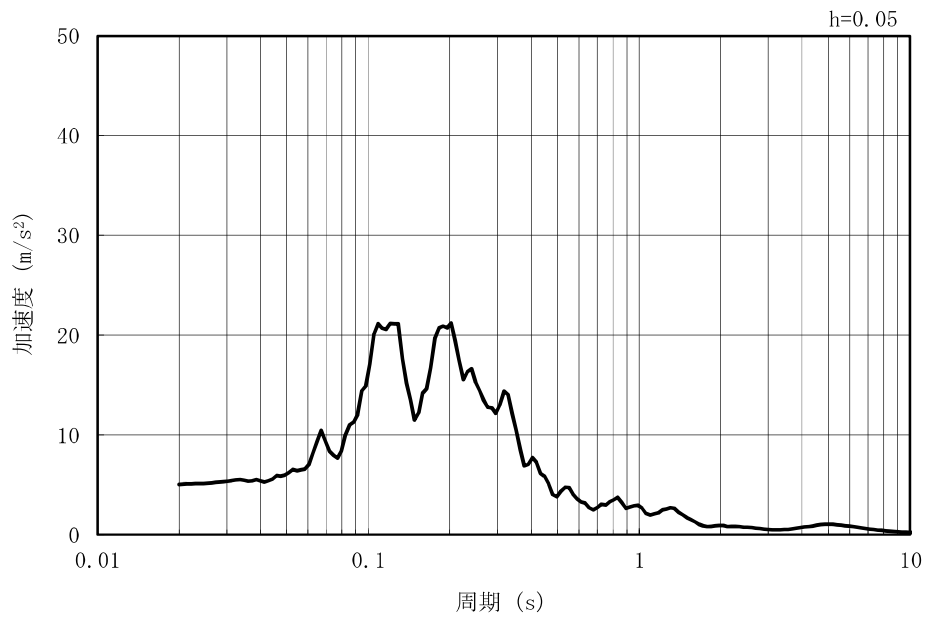
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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

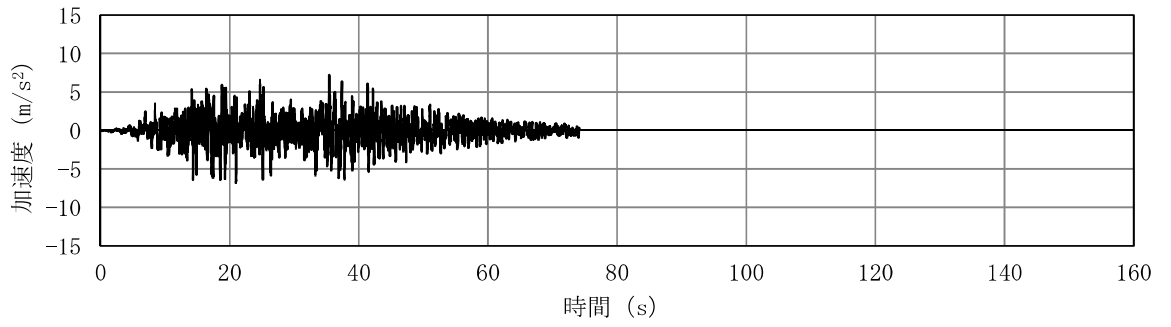


(b) 加速度応答スペクトル

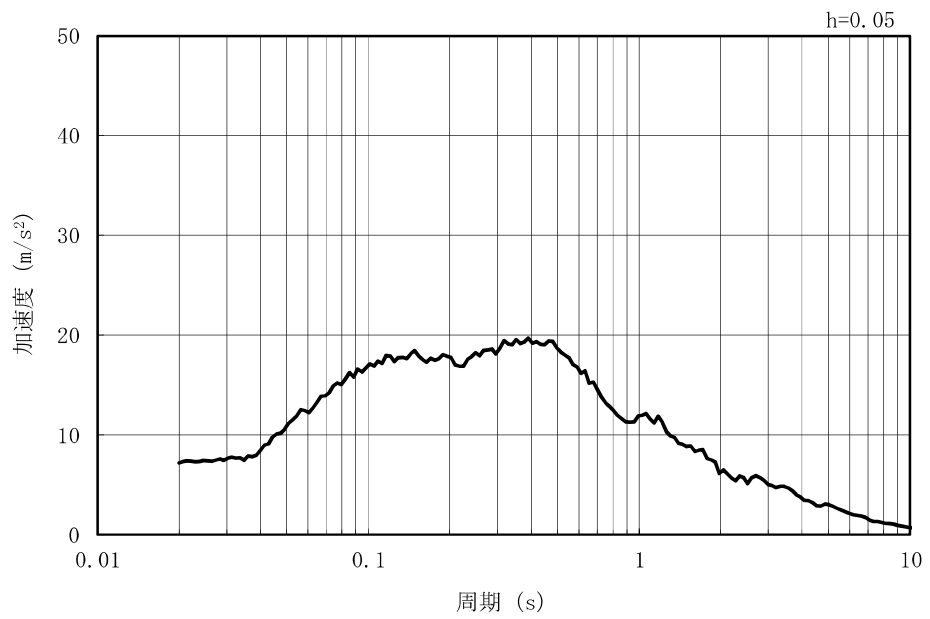
図 2.6-3-6 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-2EW)



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



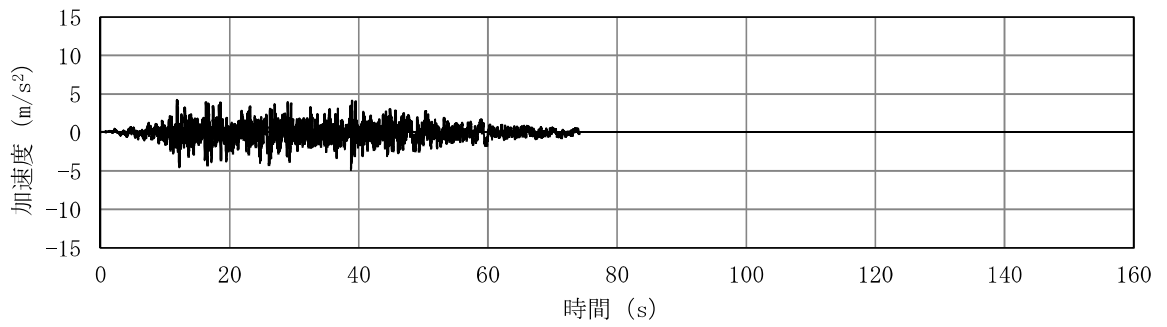
(a) 加速度時刻歴波形



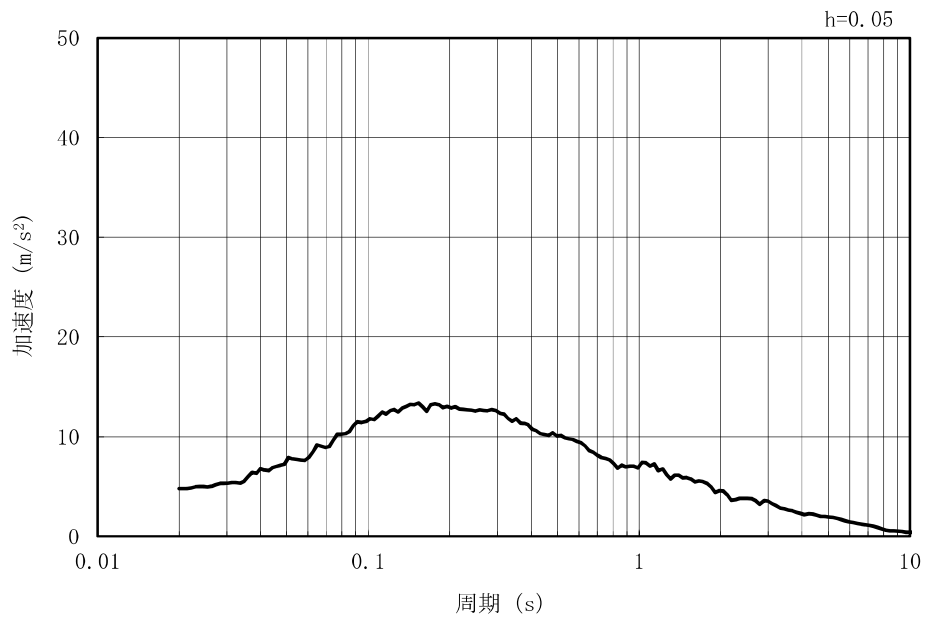
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



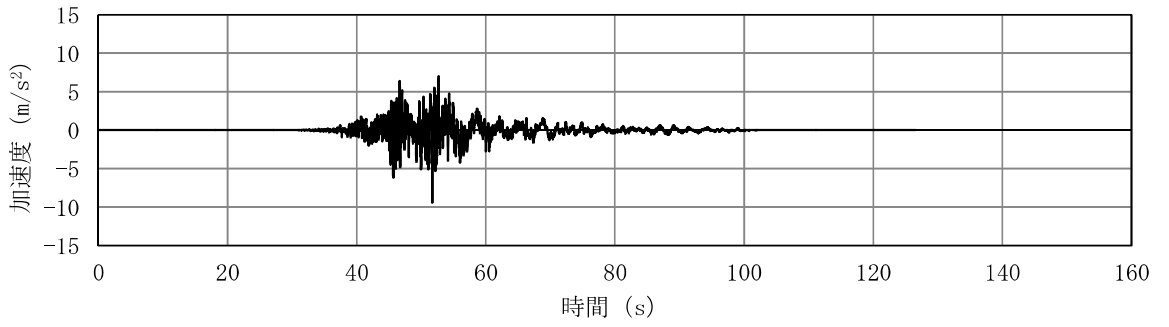
(a) 加速度時刻歴波形



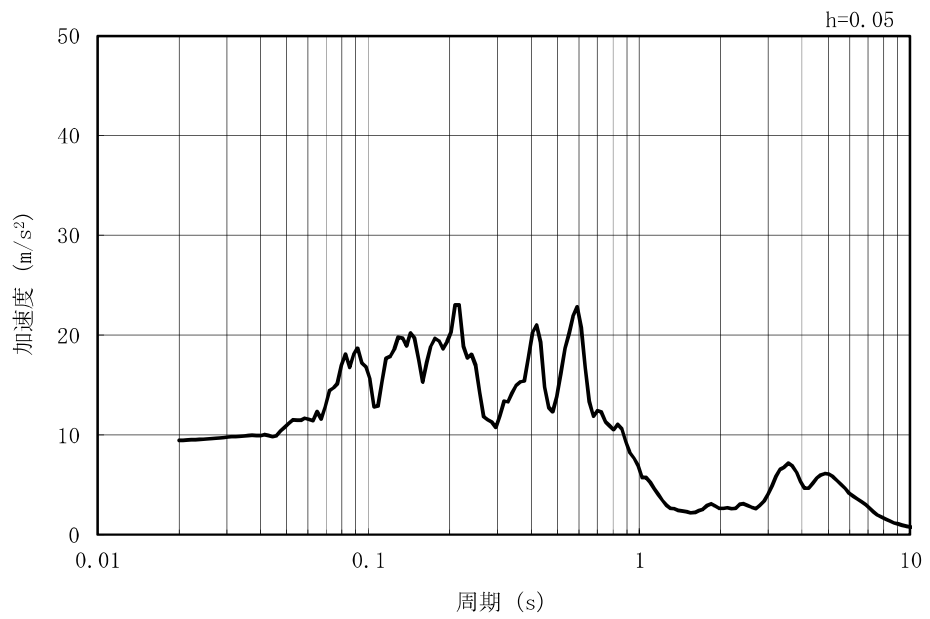
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



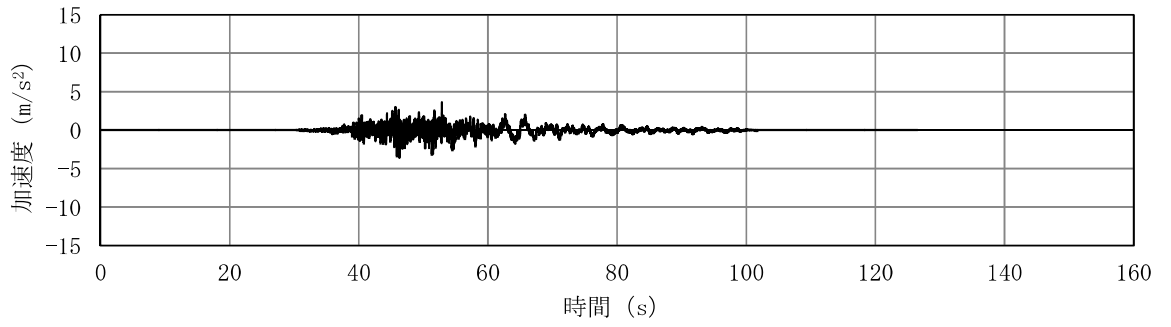
(a) 加速度時刻歴波形



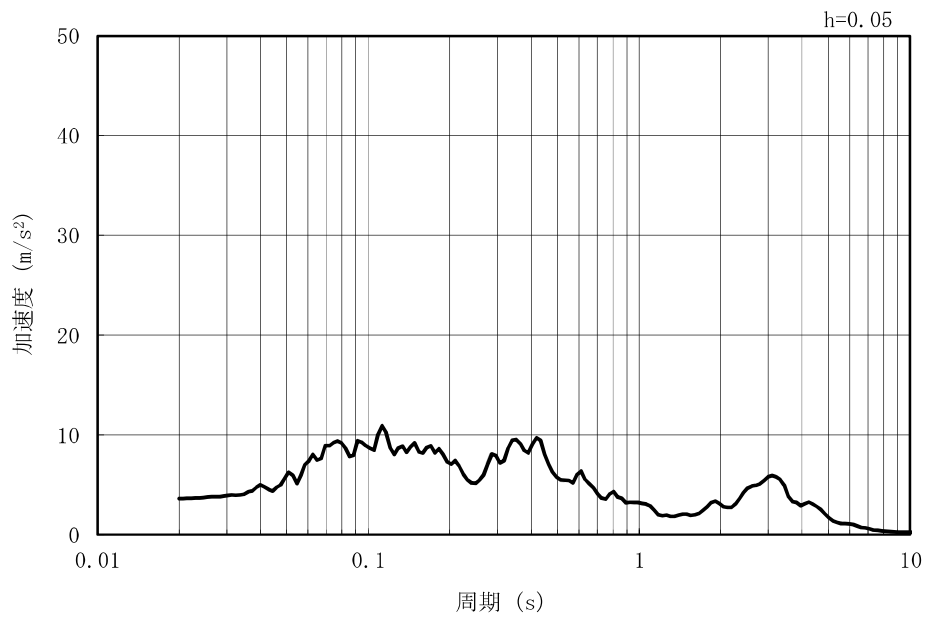
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



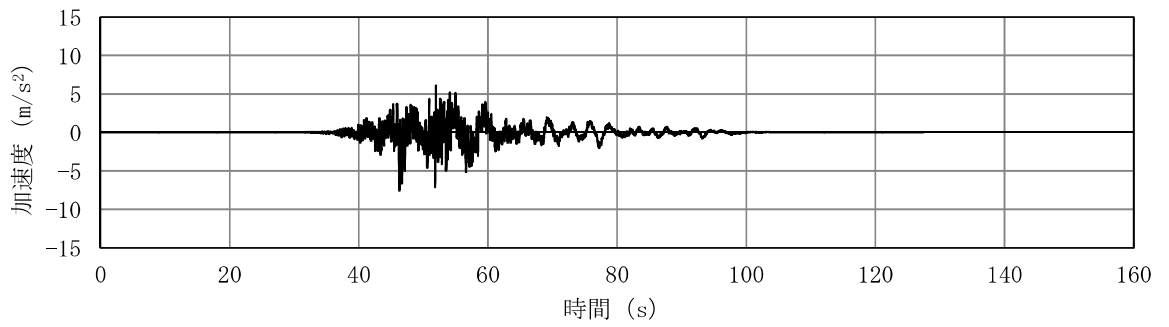
(a) 加速度時刻歴波形



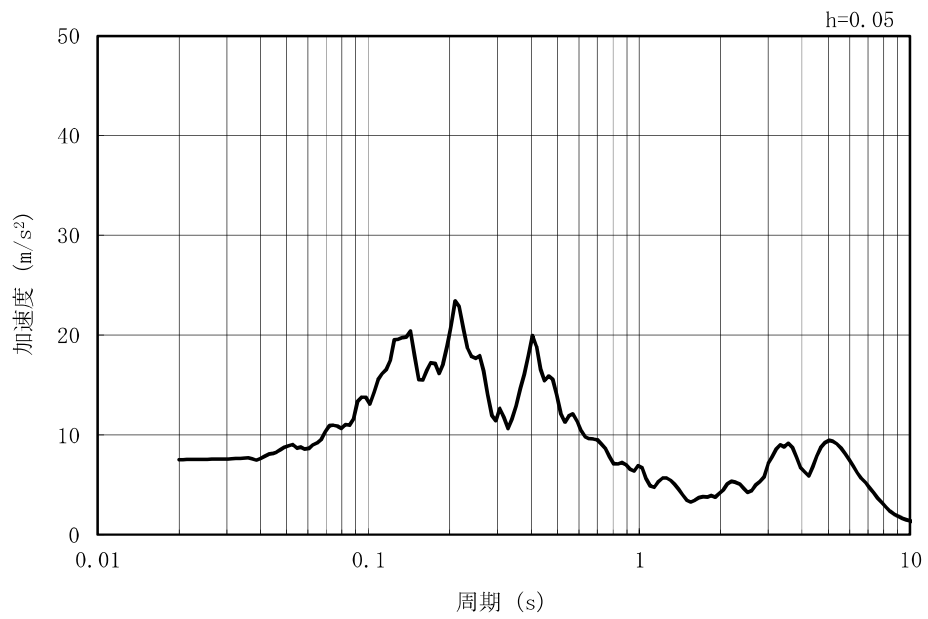
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



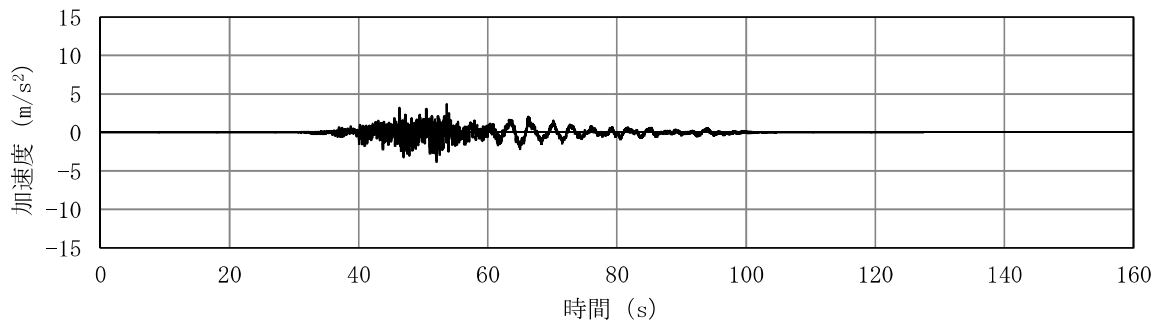
(a) 加速度時刻歴波形



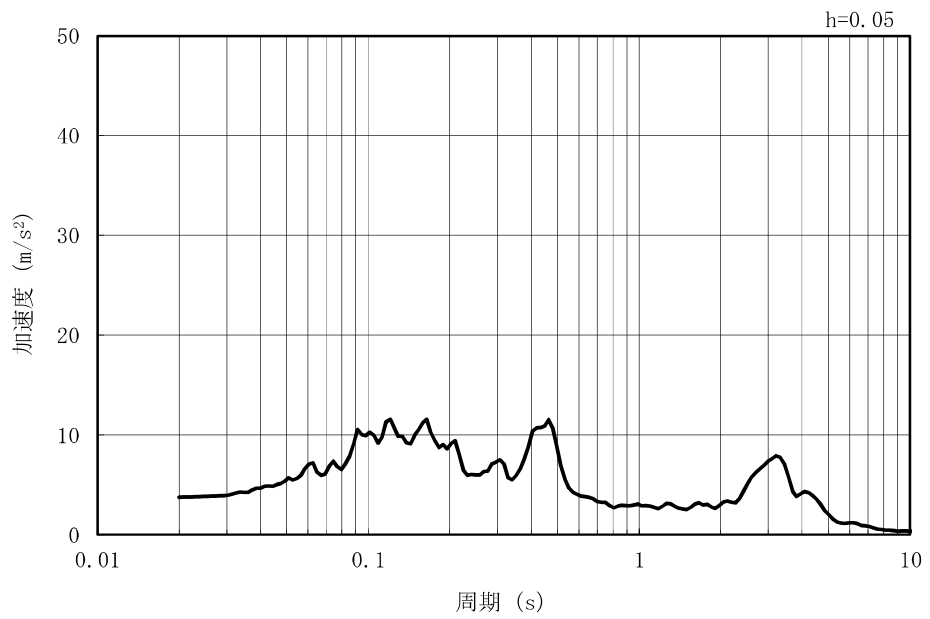
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



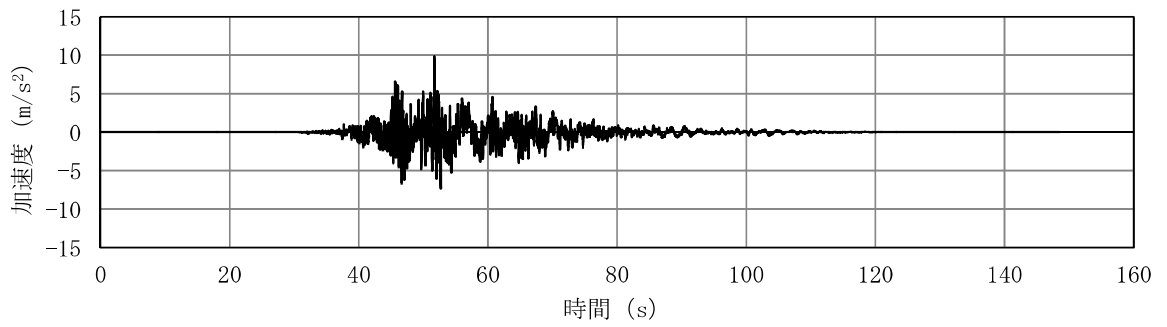
(a) 加速度時刻歴波形



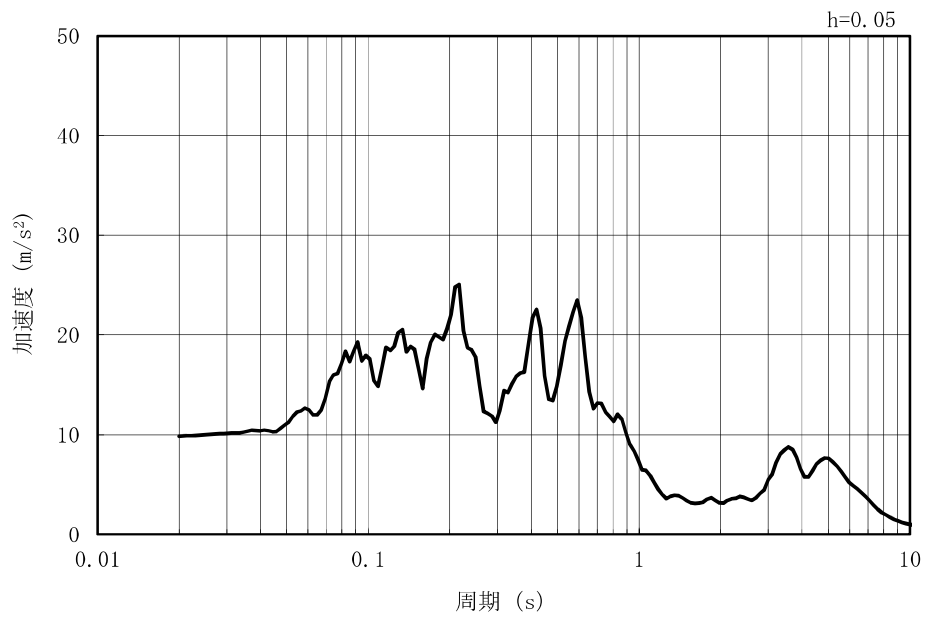
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



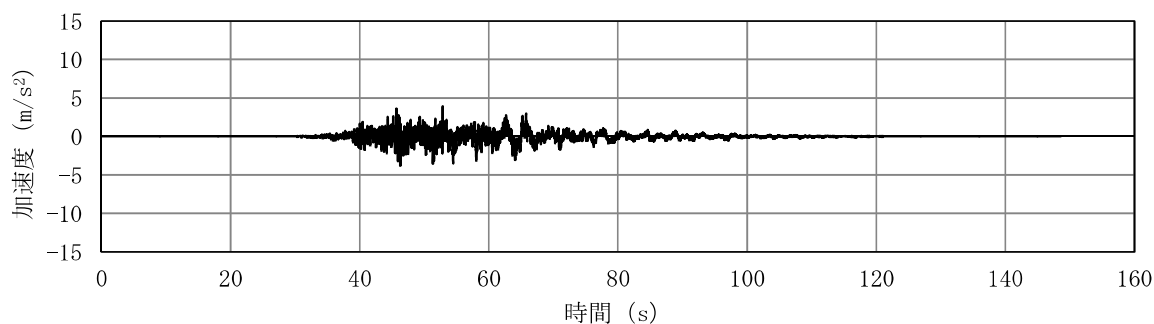
(a) 加速度時刻歴波形



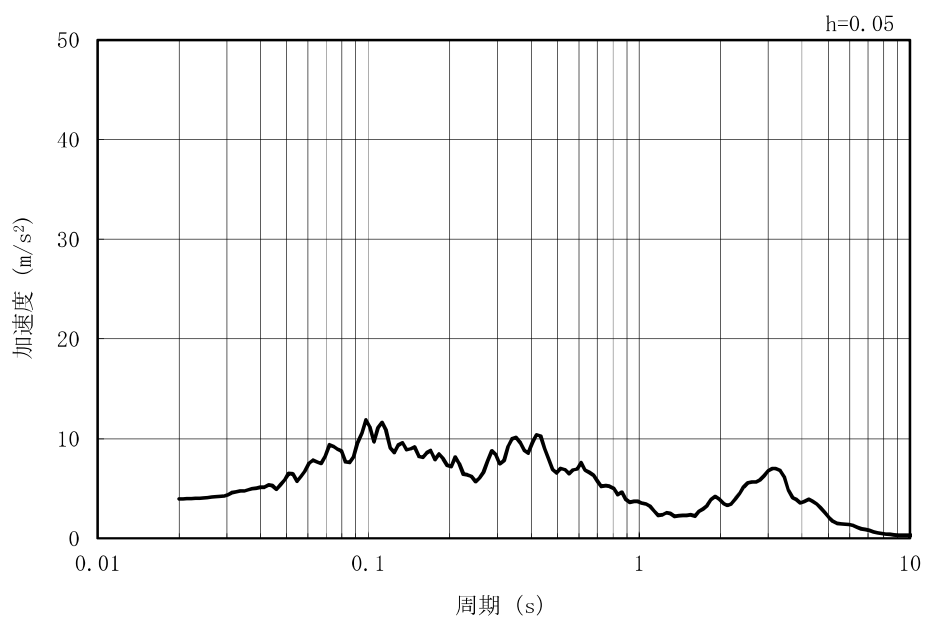
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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

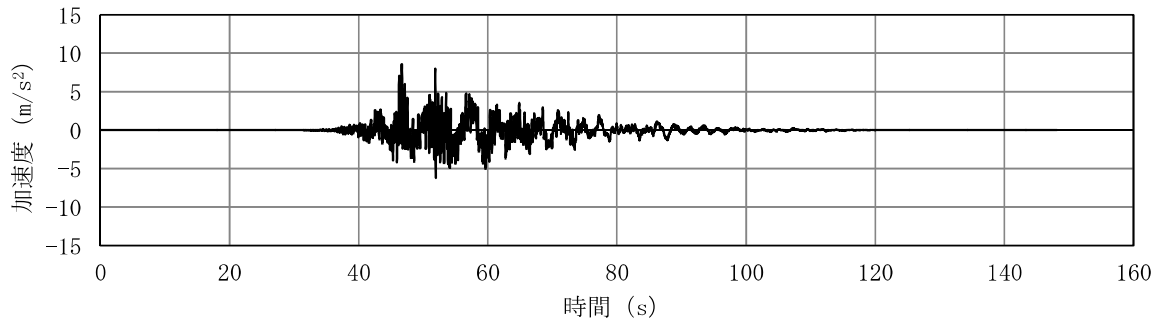


(b) 加速度応答スペクトル

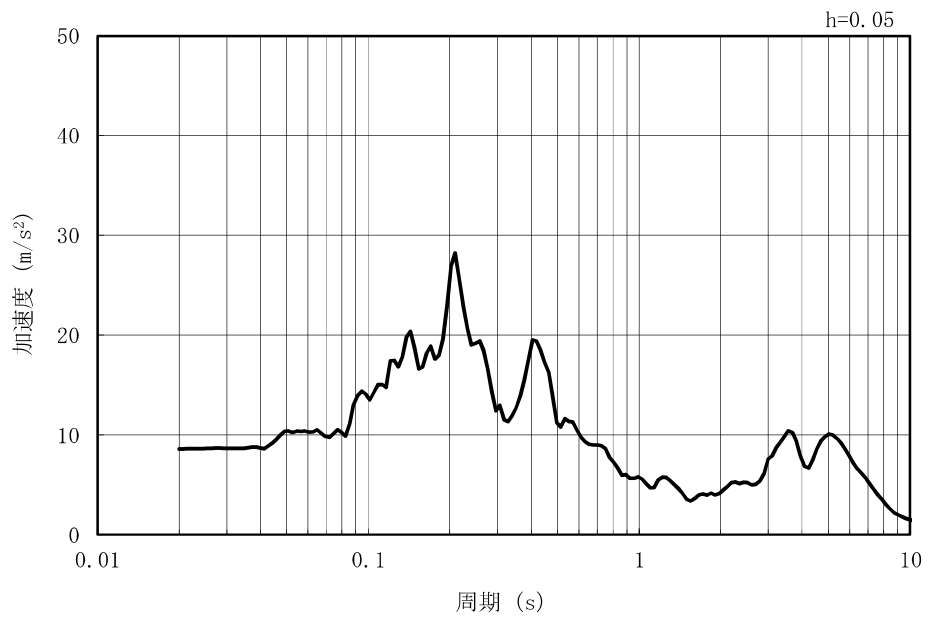
図 2.6-3-6 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：Ss-6EW)



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



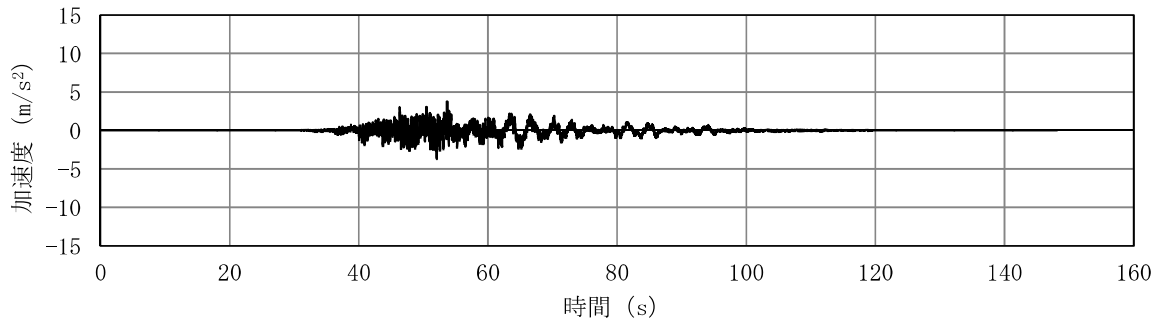
(a) 加速度時刻歴波形



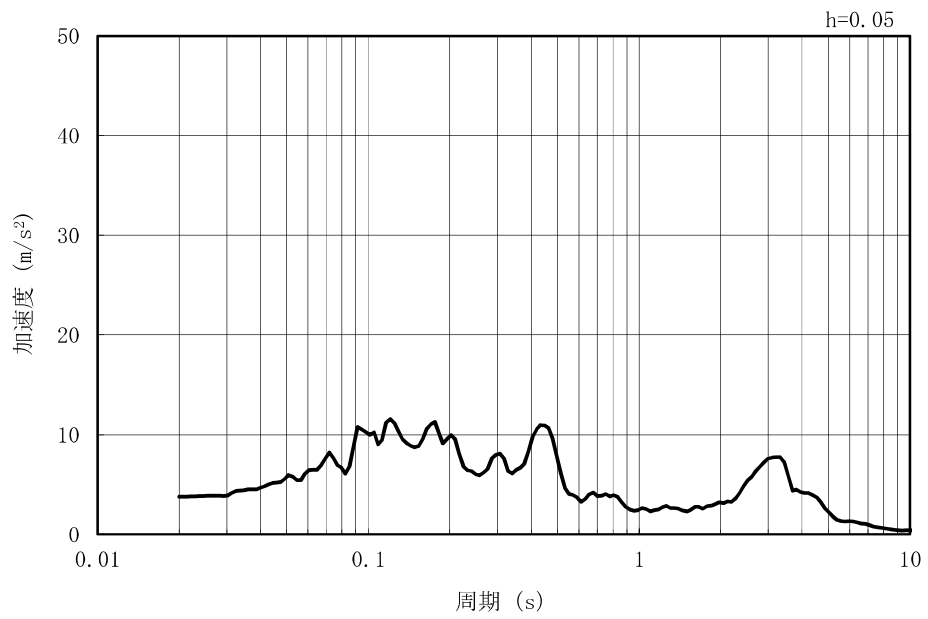
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)



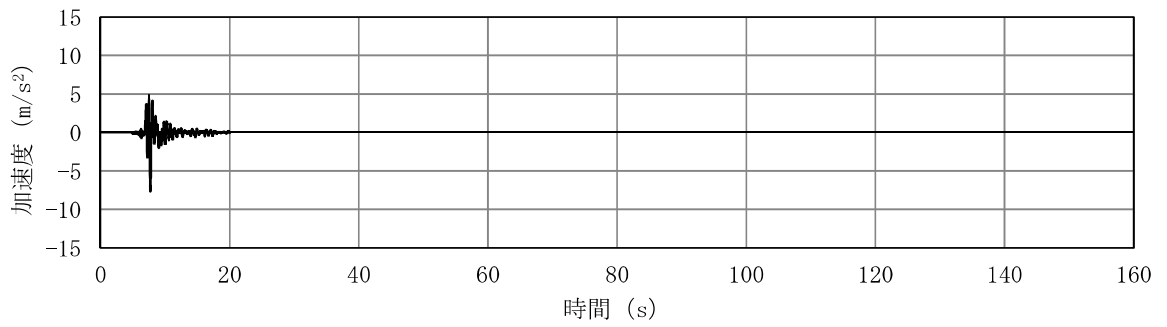
(a) 加速度時刻歴波形



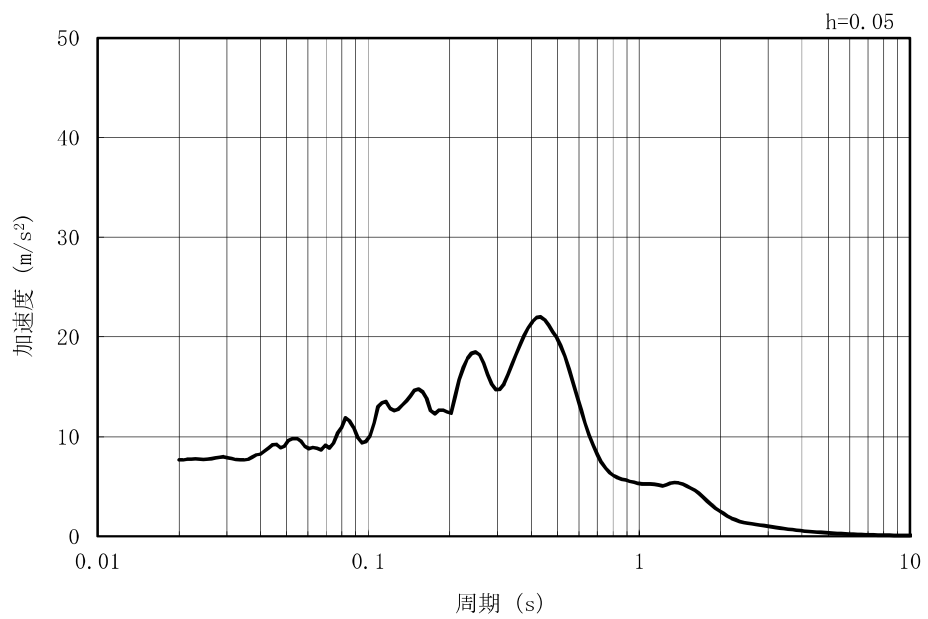
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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)

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



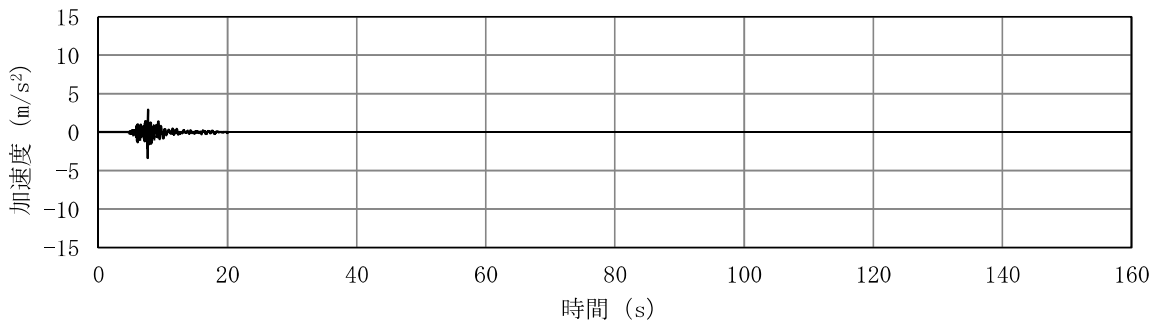
(a) 加速度時刻歴波形



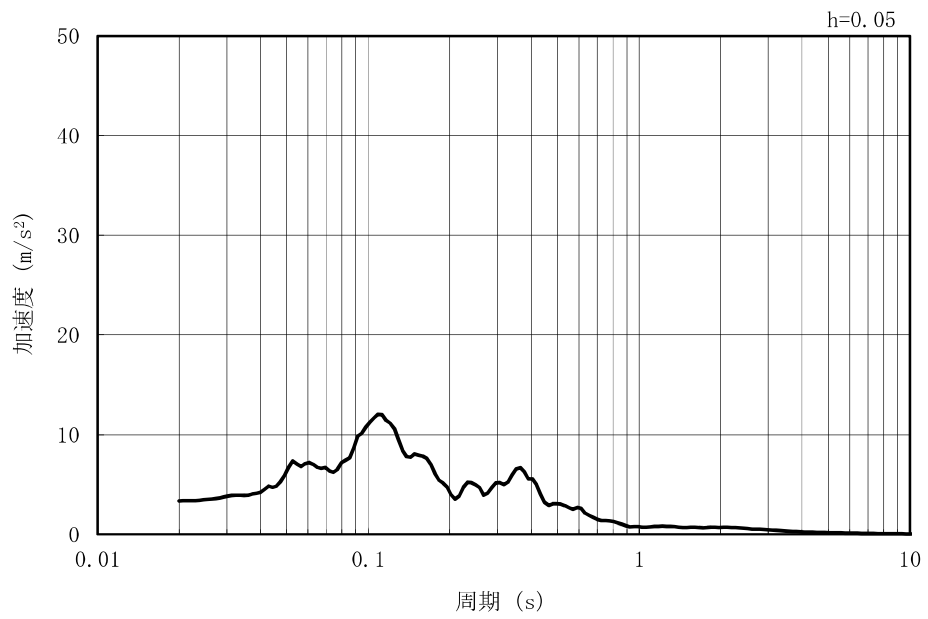
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.6-3-6 (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 2.6-3-6 (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 2.6-3-7 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。

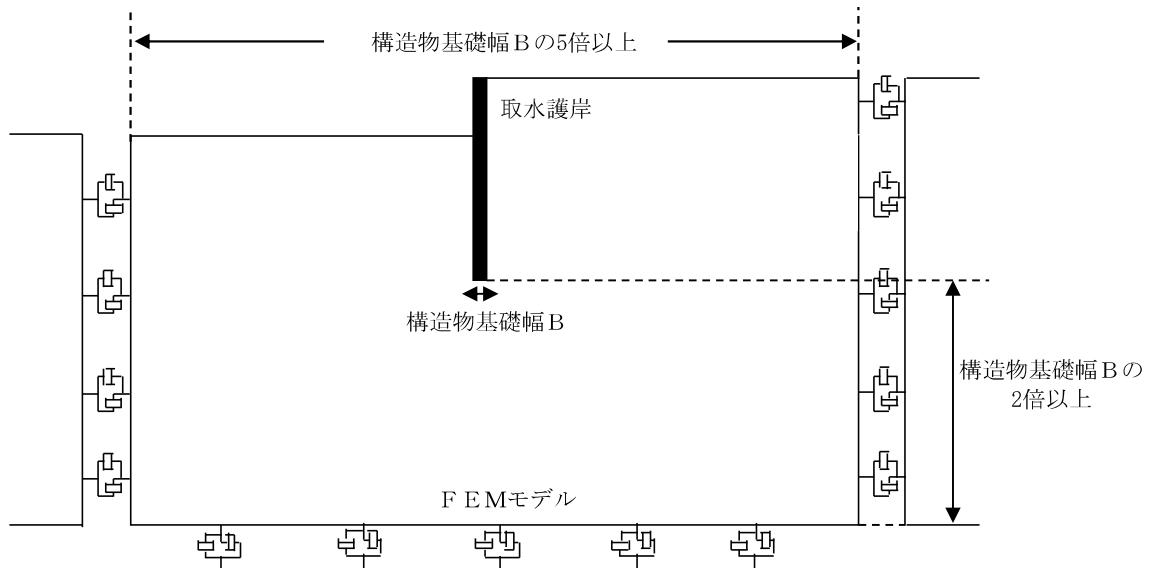


図 2.6-3-7 モデル範囲の考え方

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2.6-3-8に示す。

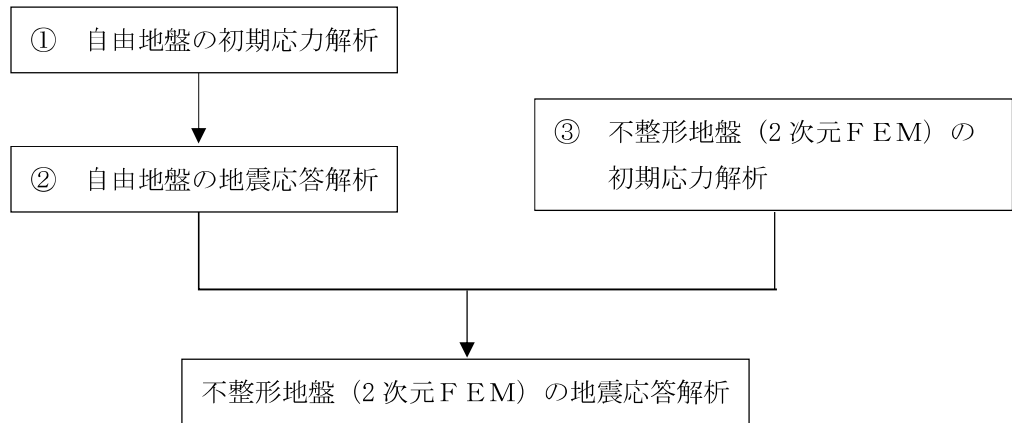


図 2.6-3-8 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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 2.6-3-9 に示す。

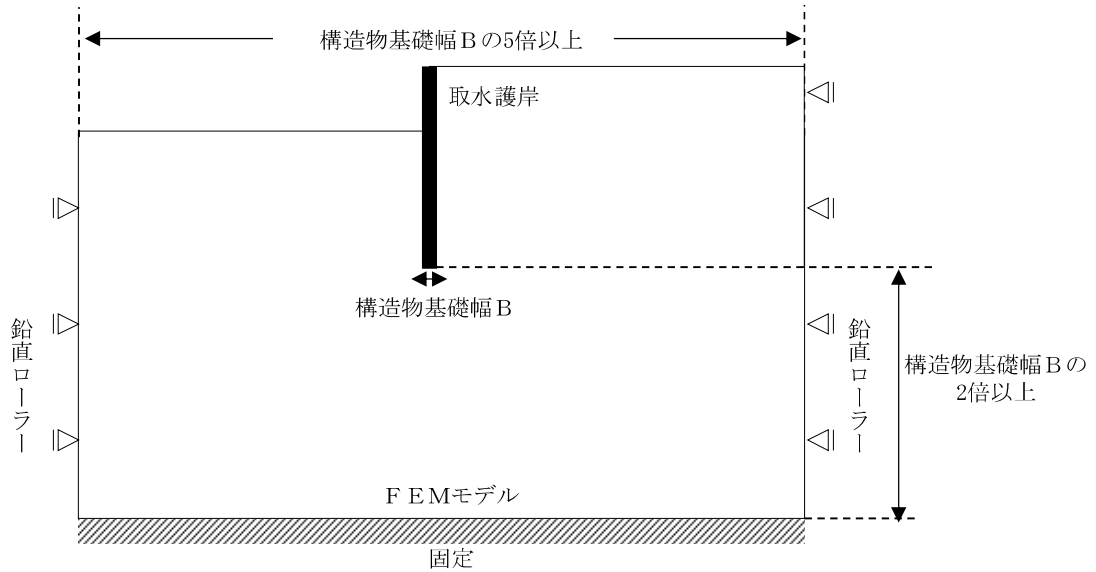


図 2.6-3-9 初期応力解析における境界条件の概念図

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（6号機設備）の地震応答解析モデルを図2.6-3-10に示す。

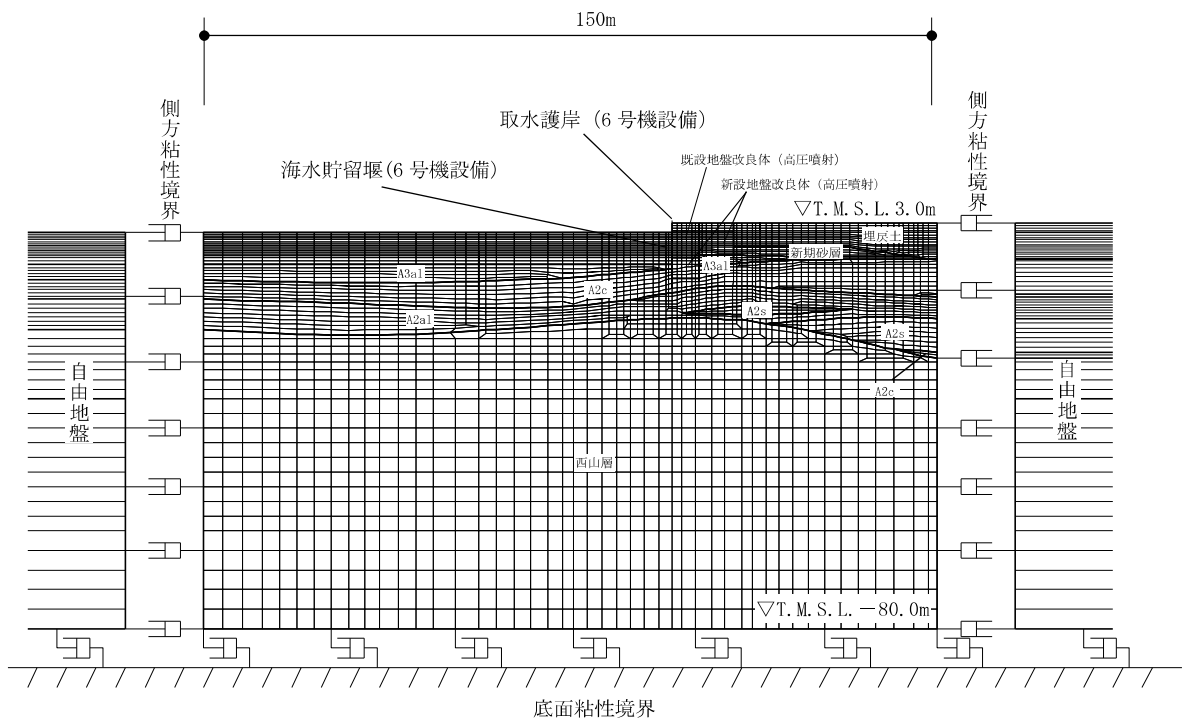


図2.6-3-10 取水護岸（6号機設備）の地震応答解析モデル（A-A断面）



(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（6号機設備）をモデル化している。海水貯留堰（6号機設備）（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（6号機設備）（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2.6-3-11に地震応答解析モデルを、図2.6-3-12に海水貯留堰（6号機設備）のモデル化の概要を示す。

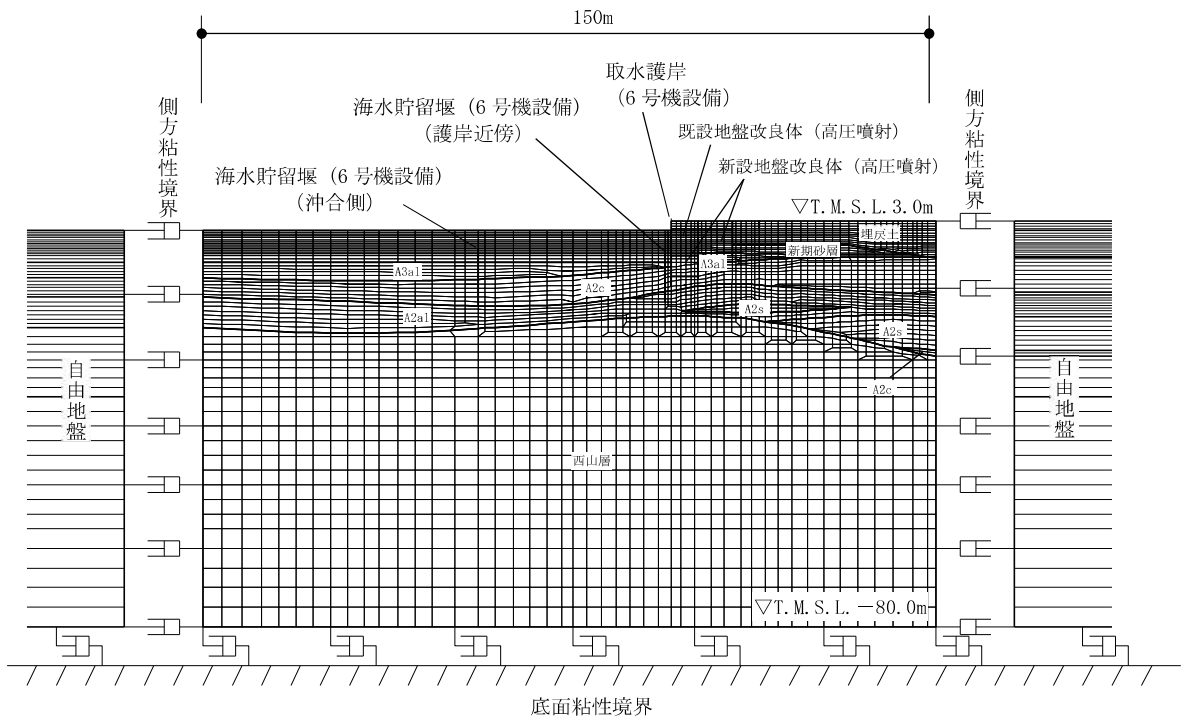


図 2.6-3-11 取水護岸（6号機設備）の地震応答解析モデル（A-A断面）

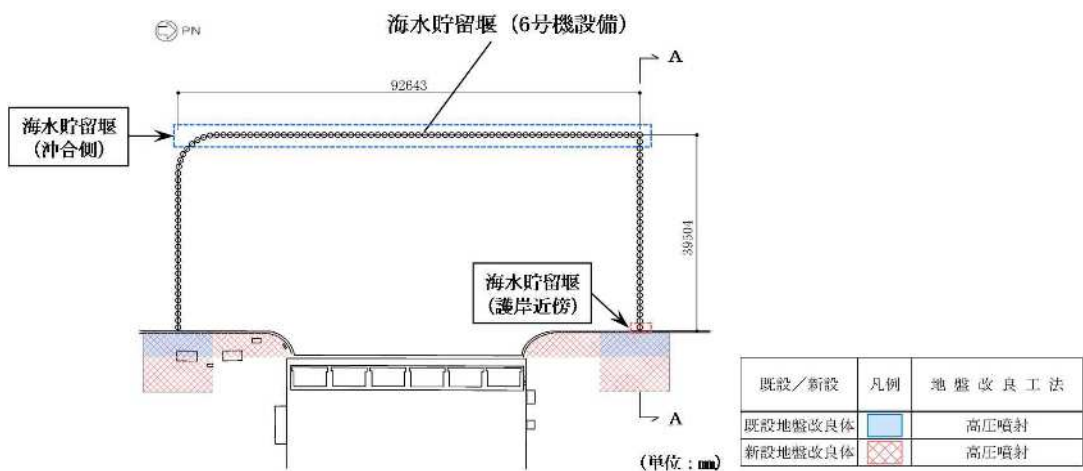


図 2.6-3-12 海水貯留堰（6号機設備）のモデル化の概要

(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2.6-3-4に示すとおりに設定する。付着力  $c_B$  は道路橋示方書に基づき，表2.6-3-4に示す「地盤と構造物」の条件から考慮しないものとする。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2.6-3-5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2.6-3-6のとおりに設定する。

表 2.6-3-4 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 2.6-3-5 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 2.6-3-6 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 2.6-3-7 の通り設定する。ジョイント要素の力学特性を図 2.6-3-13 に、ジョイント要素の配置を図 2.6-3-14 に示す。なお、海水貯留堰 (6 号機設備) (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 (6 号機設備) (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 2.6-3-7 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 (6 号機設備)	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
	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	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

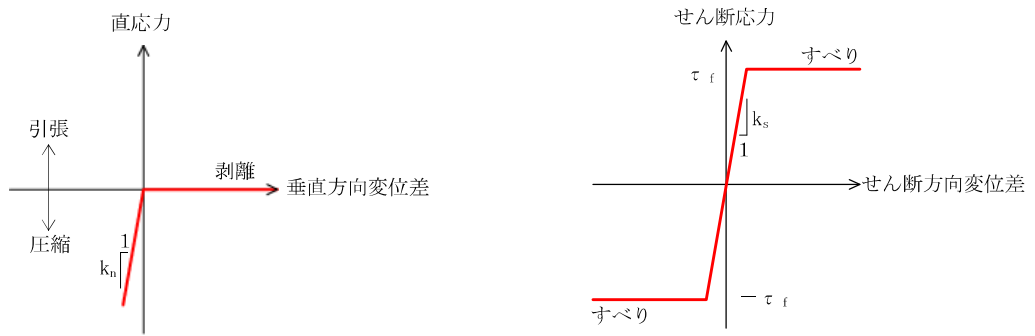


図 2.6-3-13 ジョイント要素の力学特性

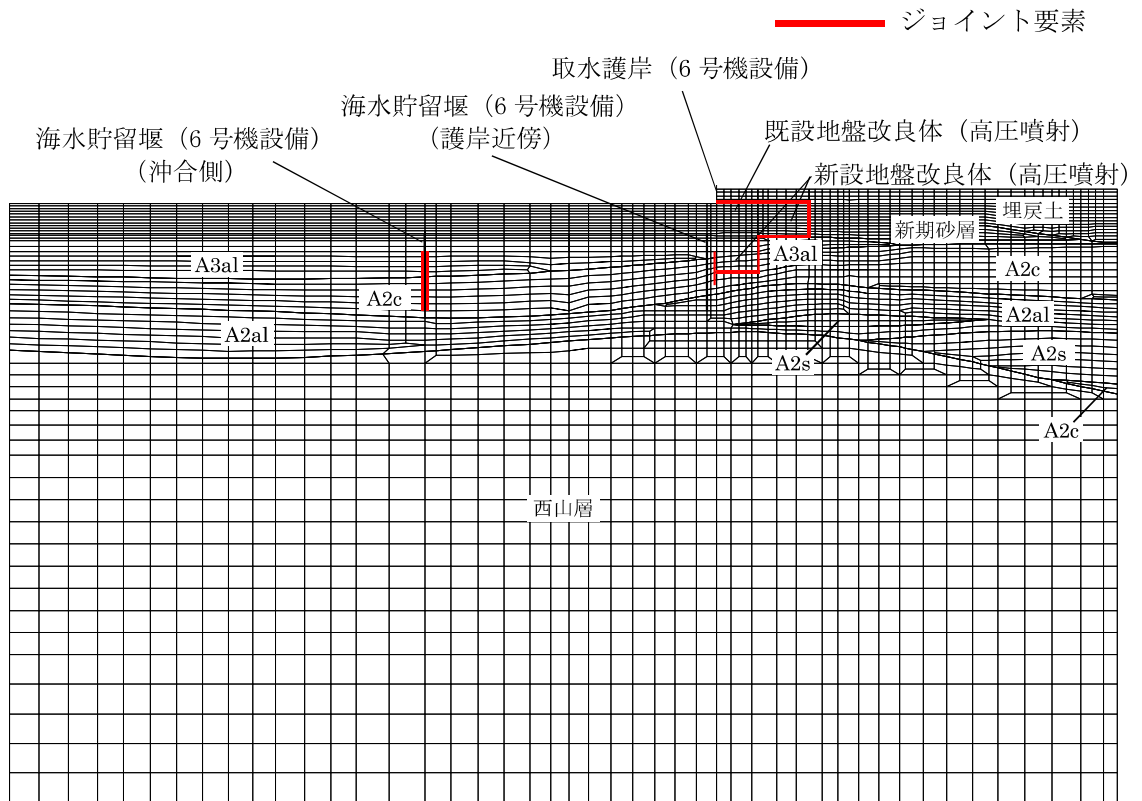


図 2.6-3-14 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

(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 2.6-3-15 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

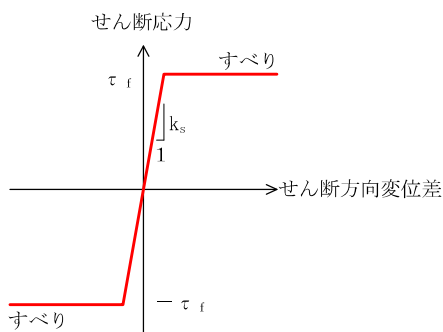
$\phi_B$  : 摩擦角

付着力  $c_B$  及び摩擦角  $\phi_B$  は，表 2.6-3-4 の地盤と構造物の条件から設定する。

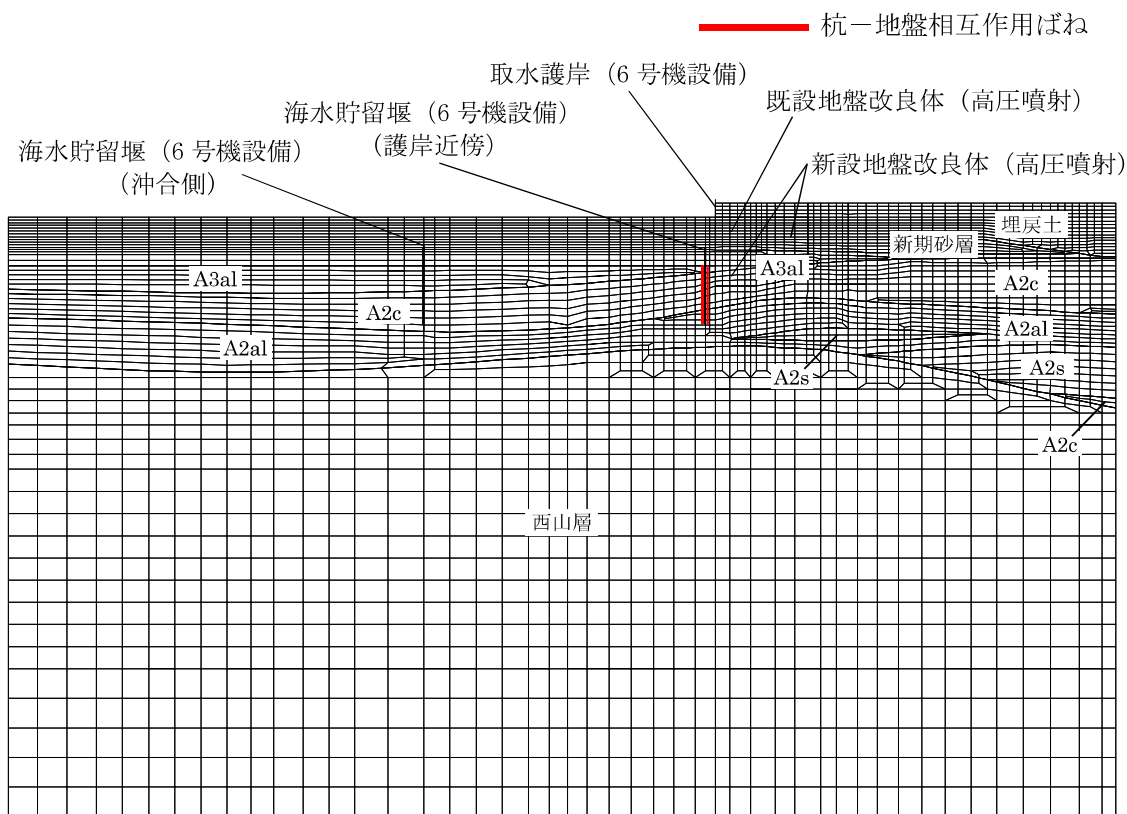
杭—地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，港湾構造物設計事例集（上巻）（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）に従い，表 2.6-3-8 のとおり設定する。

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 2.6-3-15 杭-地盤相互作用ばねの考え方

表 2.6-3-8 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2.6-3-16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2.6-3-17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（6号機設備）については、杭の支持層は西山層、A2c層及びA3a1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



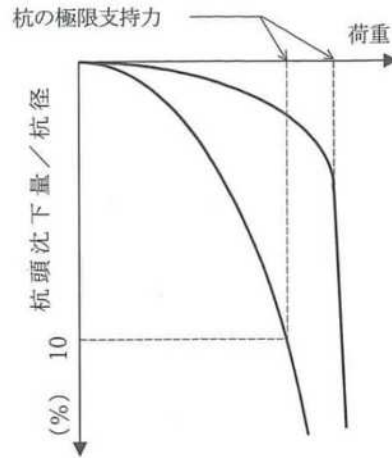


図 2.6-3-16 杭の鉛直載荷試験における一般的な荷重-変位関係  
(道路橋示方書より引用)

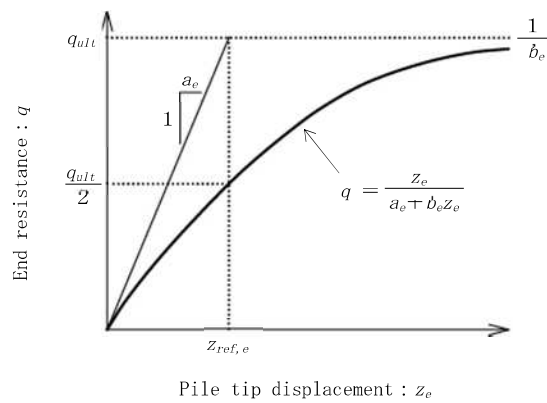


図 2.6-3-17 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差関係 (Hirayama(1990))

(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2.6-3-9に、材料の物性値を表2.6-3-10に示す。

表 2.6-3-9 使用材料

材料	諸元	腐食代	
		海側（海底面以浅）	2.0mm <sup>*1</sup>
前面鋼矢板	S P-IV型（SY295），t=15.5mm	海側（海底面以深）	0.2mm <sup>*1</sup>
		陸側	0.2mm <sup>*1</sup>
		1.0mm <sup>*2</sup>	
鋼管矢板	φ1100mm（SKY490），t=14mm	1.0mm <sup>*2</sup>	

注記\*1：腐食代の算出過程は下記のとおりとする。

$$\text{海側（海底面以浅）} : 0.2 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0-0.9) = 1.72\text{mm} \approx 2.0\text{mm}$$

$$\text{海側（海底面以深）} : 0.02 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0-0.9) = 0.172\text{mm} \approx 0.2\text{mm}$$

$$\text{陸側} : 0.02 \text{ (mm/年)} \times 86 \text{ 年} \times (1.0-0.9) = 0.172\text{mm} \approx 0.2\text{mm}$$

ここで、

運用期間：86年（取水護岸の竣工（1984年）からの経過年数と海水貯留堰の運用期間50年の合計）

腐食速度：0.2mm/年（海側（海底面以浅））

0.02mm/年（海側（海底面以深），陸側）

（「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）」）

防食率：90%（「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）」，電気防食実施のため）

\*2：腐食代の算出過程は下記のとおりとする。なお、海底面以深の鋼管矢板の腐食代は、保守的に海底面以浅と同値とした。

$$0.2 \text{ (mm/年)} \times 50 \text{ 年} \times (1.0-0.9) = 1.0\text{mm}$$

ここで、

運用期間：50年（海水貯留堰の運用期間50年）

腐食速度：0.2mm/年（「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）」）

防食率：90%（「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）」，電気防食実施のため）

表 2.6-3-10 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2.6-3-11に示す。

なお、海水貯留堰（6号機設備）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 2.6-3-11(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 2.6-3-11 (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	$S_l$	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		$w_l$	5.50	7.90	11.00	8.00	25.00	25.00	25.00	25.00
		$p_l$	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
		$c_l$	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 2.6-3-11 (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 2.6-3-11 (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 2.6-3-11 (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*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 2.6-3-11 (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（6号機設備）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2.6-3-12に示す。

表 2.6-3-12 前面鋼矢板の許容限界

項目	対象	許容限界 (kN・m)
降伏モーメント $M_y$	海底面以浅	555
	海底面以深	649

### 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、取水護岸（6号機設備）と海水貯留堰（6号機設備）との離隔が確保されることを確認した変形量とする。取水護岸（6号機設備）と海水貯留堰（6号機設備）の離隔は、止水ゴム取付部鋼材の離隔とした。海水貯留堰（6号機設備）接続部の構造概念図を図2.6-3-18に、止水ゴムの構造図を図2.6-3-19に示す。前面鋼矢板の変形量の許容限界を表2.6-3-13に示す。

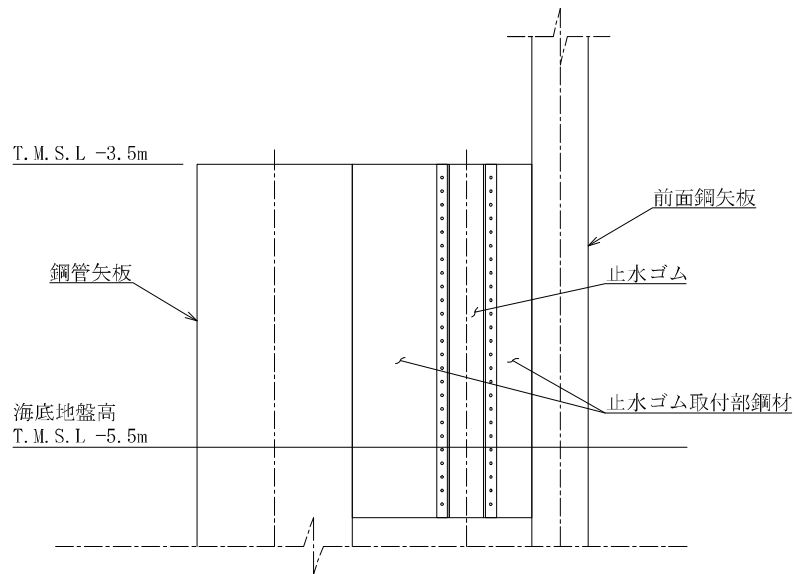


図 2.6-3-18 海水貯留堰（6号機設備）接続部の構造概念図

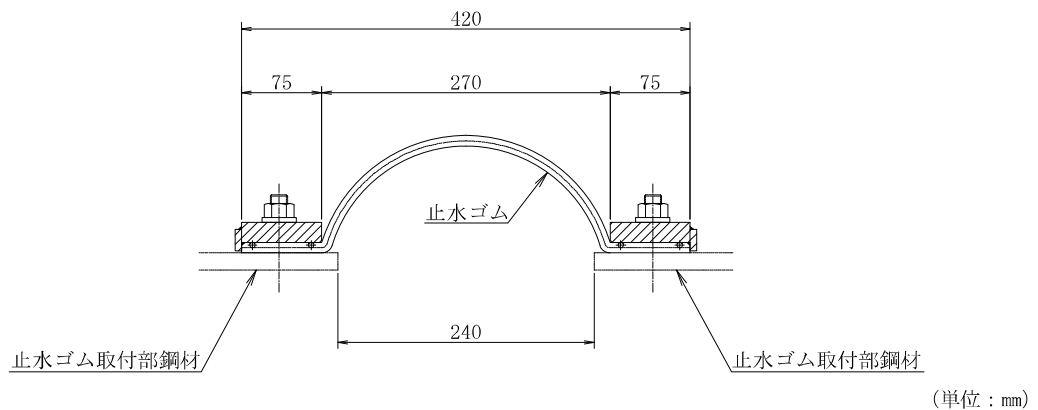


図 2.6-3-19 止水ゴムの構造図

表 2.6-3-13 前面鋼矢板の変形量の許容限界

項目	許容限界 (cm)
変形量（海水貯留堰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（6号機設備）の耐震評価は、地震応答解析により算定した照査用応答値が、「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2.6-3-20のうち、取水護岸（6号機設備）と海水貯留堰（6号機設備）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。

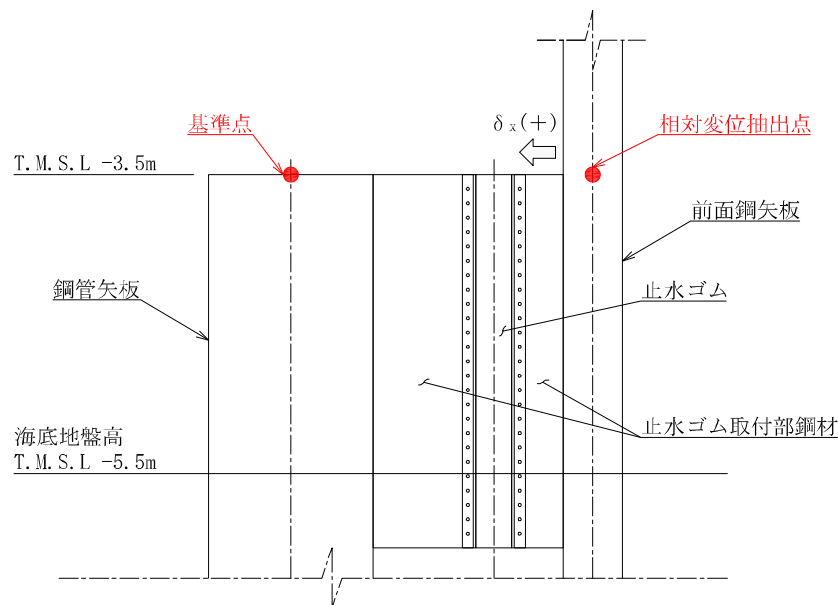


図 2.6-3-20 変位方向の定義

## 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「最大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2.6-4-1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）照査に対して，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2.6-4-1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 2.6-4-1 (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	++			0.11	0.10	0.12	0.10	0.10
	-+			0.09				
	+ -			0.10				
	--			0.09				
Ss-2				0.10				
Ss-3	++			0.09				
	-+			0.09				
	+ -			0.10				
	--			0.09				
Ss-4				0.08				
Ss-5				0.07				
Ss-6				0.09				
Ss-7				0.08				
Ss-8	++			0.09				
	-+			0.09				

表 2.6-4-1 (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	++			0.29	0.26	0.30	0.26	0.24
	-+			0.25				
	+ -			0.27				
	--			0.24				
Ss-2				0.25				
Ss-3	++			0.20				
	-+			0.21				
	+ -			0.19				
	--			0.21				
Ss-4				0.21				
Ss-5				0.27				
Ss-6				0.21				
Ss-7				0.27				
Ss-8	++			0.18				
	-+			0.27				

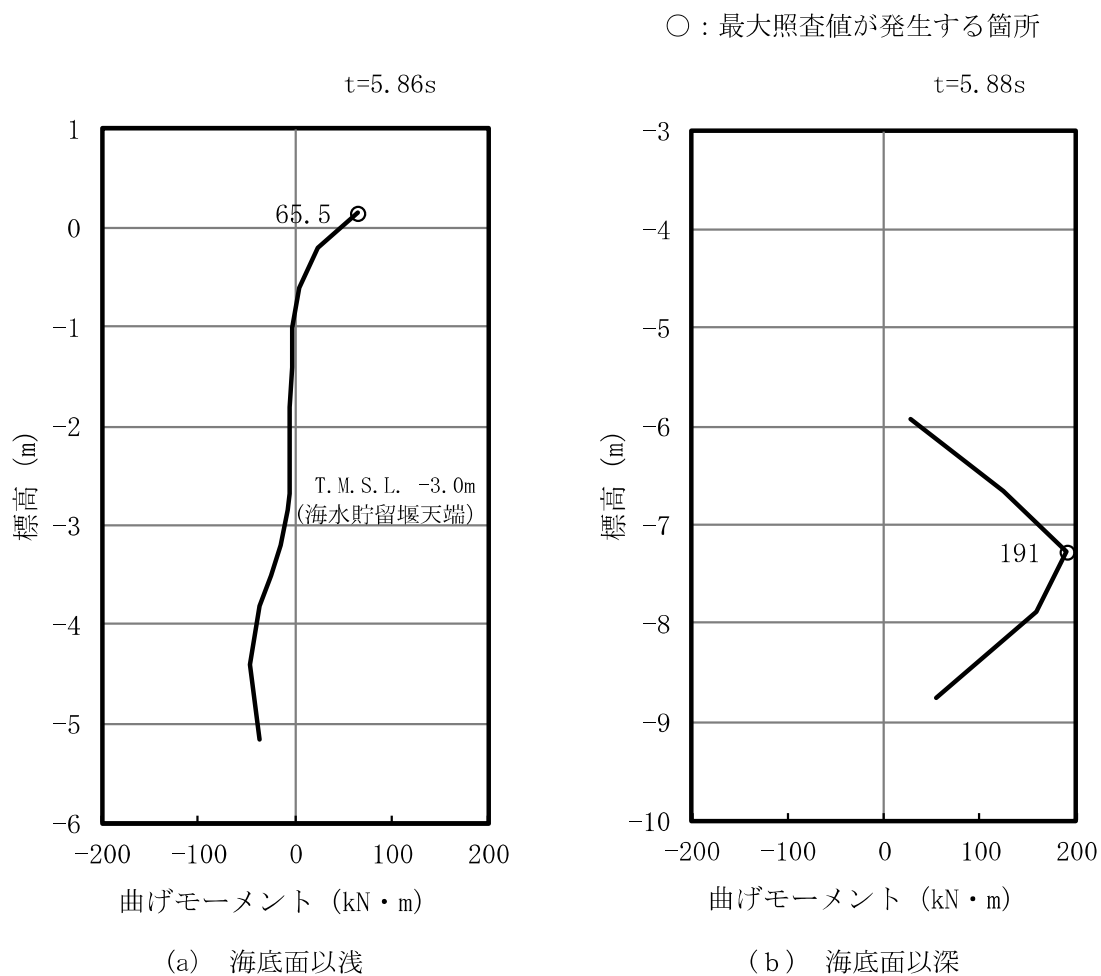


図 2.6-4-1 前面鋼矢板の曲げモーメント照査において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 (A-A断面, Ss-1++)  
 (解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)

(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、断面力の照査に対し、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の分布を図2.6-4-2に示す。

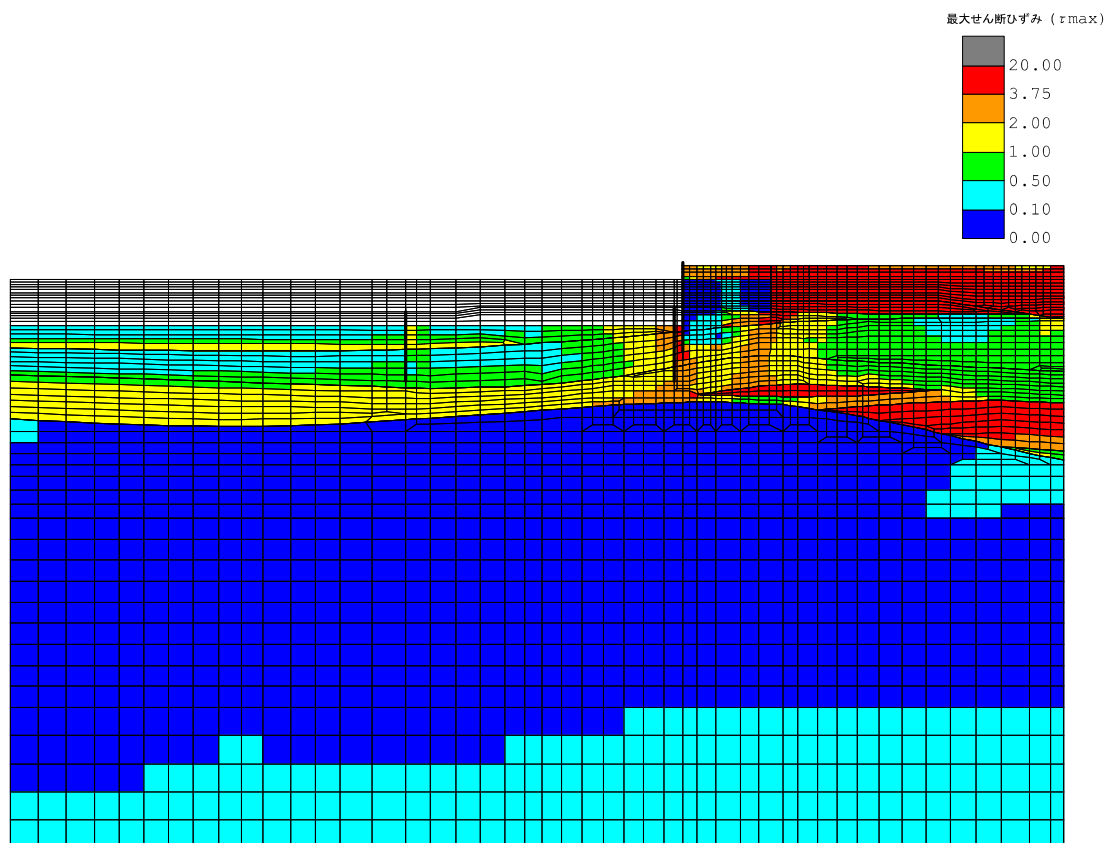


図 2.6-4-2 最大せん断ひずみ分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1++)

(3) 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、断面力の照査に対し、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の最大値分布を図2.6-4-3に示す。

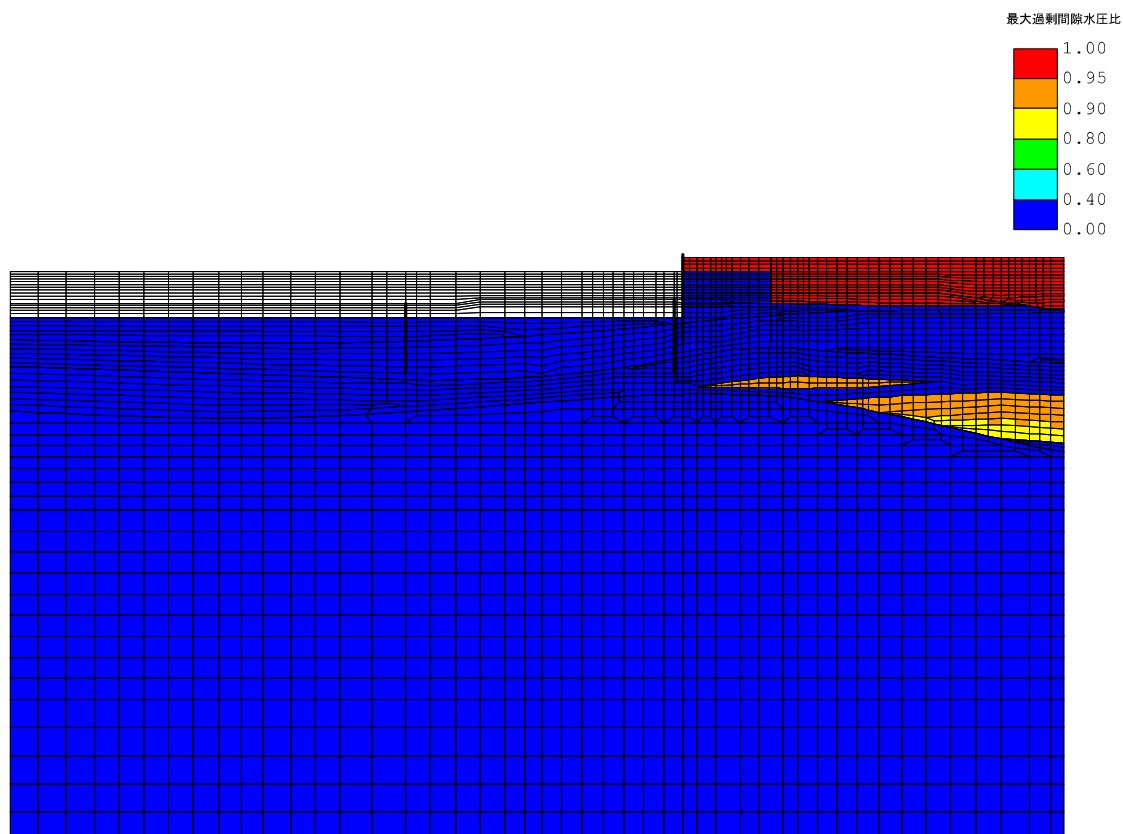


図 2.6-4-3 最大過剰間隙水圧比分布  
(A-A断面, 解析ケース③, 地震動 Ss-1++)

## 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2.6-4-2及び表2.6-4-3に示す。前面鋼矢板に発生する曲げモーメントは許容限界以下であり、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 2.6-4-2 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)	許容限界 (kN・m)	照査値	
①	Ss-1	++	59.1	555	0.11
		-+	47.5	555	0.09
		+ -	50.8	555	0.10
		--	45.6	555	0.09
	Ss-2		51.6	555	0.10
	Ss-3	++	48.9	555	0.09
		-+	45.3	555	0.09
		+ -	50.2	555	0.10
		--	46.3	555	0.09
	Ss-4		41.9	555	0.08
	Ss-5		37.7	555	0.07
	Ss-6		44.9	555	0.09
	Ss-7		44.2	555	0.08
	Ss-8	++	46.6	555	0.09
		-+	49.8	555	0.09
	②	Ss-1	++	55.3	555
③	++		65.5	555	0.12
④	++		54.4	555	0.10
⑤	++		51.5	555	0.10

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 2.6-4-3 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)	許容限界 (kN・m)	照査値	
①	Ss-1	++	183	649	0.29	
		-+	160	649	0.25	
		+ -	171	649	0.27	
		--	152	649	0.24	
	Ss-2			157	649	0.25
	Ss-3	++	125	649	0.20	
		-+	130	649	0.21	
		+ -	122	649	0.19	
		--	131	649	0.21	
	Ss-4			132	649	0.21
	Ss-5			174	649	0.27
	Ss-6			130	649	0.21
	Ss-7			175	649	0.27
	Ss-8	++	113	649	0.18	
		-+	172	649	0.27	
	②	Ss-1	++	167	649	0.26
③	++		191	649	0.30	
④	++		167	649	0.26	
⑤	++		150	649	0.24	

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2.6-4-4に示す。また、取水護岸（6号機設備）と海水貯留堰（6号機設備）との離隔に対する照査結果を表2.6-4-5に示す。

取水護岸（6号機設備）と海水貯留堰（6号機設備）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 2.6-4-4 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	++	3.1
		-+	3.2
		+ -	3.1
		--	3.2
	Ss-2		2.4
	Ss-3	++	4.1
		-+	4.8
		+ -	4.1
		--	4.8
	Ss-4		3.1
	Ss-5		4.5
	Ss-6		5.0
	Ss-7		6.9
	Ss-8	++	2.5
-+		2.5	
②	Ss-1	++	2.7
③		++	3.5
④		++	3.3
⑤		++	2.9

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 2.6-4-5 取水護岸（6号機設備）と海水貯留堰（6号機設備）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	6.9	24.0

#### 4.3 まとめ

取水護岸（6号機設備）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（6号機設備）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。

取水護岸（6号機設備）の耐震計算書に関する参考資料

(参考資料 1) 積雪荷重の影響評価

(参考資料1) 取水護岸(6号機設備)の耐震評価における積雪荷重の影響検討

1. 概要

取水護岸(6号機設備)の耐震評価では、護岸を構成する前面鋼矢板と海水貯留堰との最大水平相対変位を算出し、要求機能が確保されることを確認している。

取水護岸(6号機設備)の背面は地盤改良されており、前面鋼矢板の変位抑制対策が講じられていること等を踏まえ、取水護岸部における地震時の荷重の組合せとして積雪荷重を考慮しないこととしている。

そこで本資料では、取水護岸(6号機設備)の耐震評価における荷重の組合せの妥当性を確認するため、取水護岸(6号機設備)の背面全域に積雪荷重を作用させた場合の影響について検討する。

2. 検討方針

本資料では、積雪荷重を考慮しない解析(以下「基本ケース」という。)の耐震評価結果と、積雪荷重を考慮する解析(以下「積雪ケース」という。)の耐震評価結果を比較し、積雪荷重による影響を確認する。

対象とするケースは、KK7 補足-028-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」の「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」に示す、構造物の変形性評価において照査値が最も厳しいA-A断面の「解析ケース①、基準地震動Ss-7EW」とする。

### 3. 積雪荷重の設定

積雪荷重の概念図を図 1 に示す。積雪荷重は、V-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷防止に関する基本方針」に従い、積雪厚さ 115.4cm、積雪厚さ 1cm あたりの荷重を 29.4N/cm<sup>2</sup> とし、積雪荷重 3.39kN/m<sup>2</sup> を地表面に分布荷重として設定する。

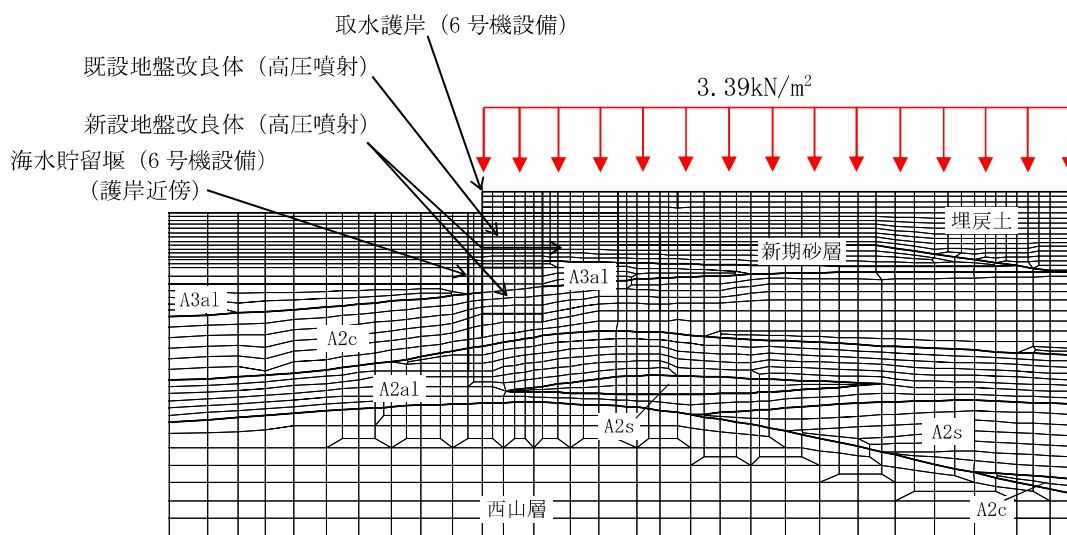


図 1 積雪荷重設定の概念図\*

注記\* : 水平方向にも同位置に載荷する

### 4. 耐震評価結果の比較

積雪荷重を考慮しない基本ケースと積雪荷重を考慮した積雪ケースについて、前面鋼矢板と海水貯留堰間の最大相対変位を表 1 に示す。

地震時の荷重の組合せとして積雪荷重を考慮した積雪ケースの前面鋼矢板と海水貯留堰間の最大水平相対変位は、積雪荷重を考慮していない基本ケースの最大水平相対変位と同程度であり、許容限界に対しても十分余裕のある値となっている。これは、取水護岸 (6号機設備) の背面に施工されている地盤改良の効果によって変位抑制効果が発揮されたものと推察される。

表 1 構造物の変形性評価結果

検討ケース	積雪荷重	前面鋼矢板と 海水貯留堰間の 最大水平相対変位 (cm)	許容限界 (cm)
基本ケース	考慮しない	6.9	24.0
積雪ケース	考慮する	6.7	

## 5. まとめ

本資料では、取水護岸取水護岸（6号機設備）の耐震評価における積雪荷重の影響について検討した。検討の結果、積雪荷重を考慮した積雪ケースの前面鋼矢板と海水貯留堰間の最大水平相対変位は、積雪荷重を考慮していない基本ケースの最大水平相対変位と同程度であり、積雪荷重を考慮していない取水護岸取水護岸（6号機設備）の耐震評価における地震時の荷重の組合せの妥当性を確認した。