

地震後の防波堤の津波による影響評価について

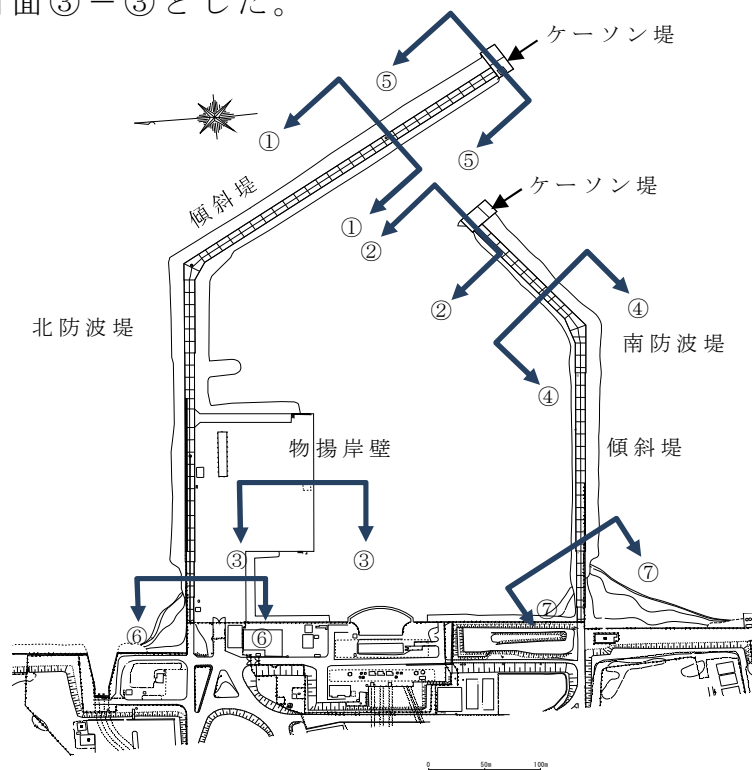
## 目 次

1. 防波堤の施設概要
2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針
3. 地震時評価
  - (1) 解析方法
  - (2) 荷重及び荷重の組合せ
  - (3) 入力地震動
  - (4) 解析モデル
  - (5) 使用材料及び材料の物性値
  - (6) 評価結果
  - (7) 基準地震動  $S_s$  による防波堤への影響評価のまとめ
4. 津波時評価
  - (1) 評価方法
  - (2) 傾斜堤の津波時安定性
  - (3) ケーソン堤の津波時安定性
  - (4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価
  - (5) 取水施設における取水機能の成立性
  - (6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

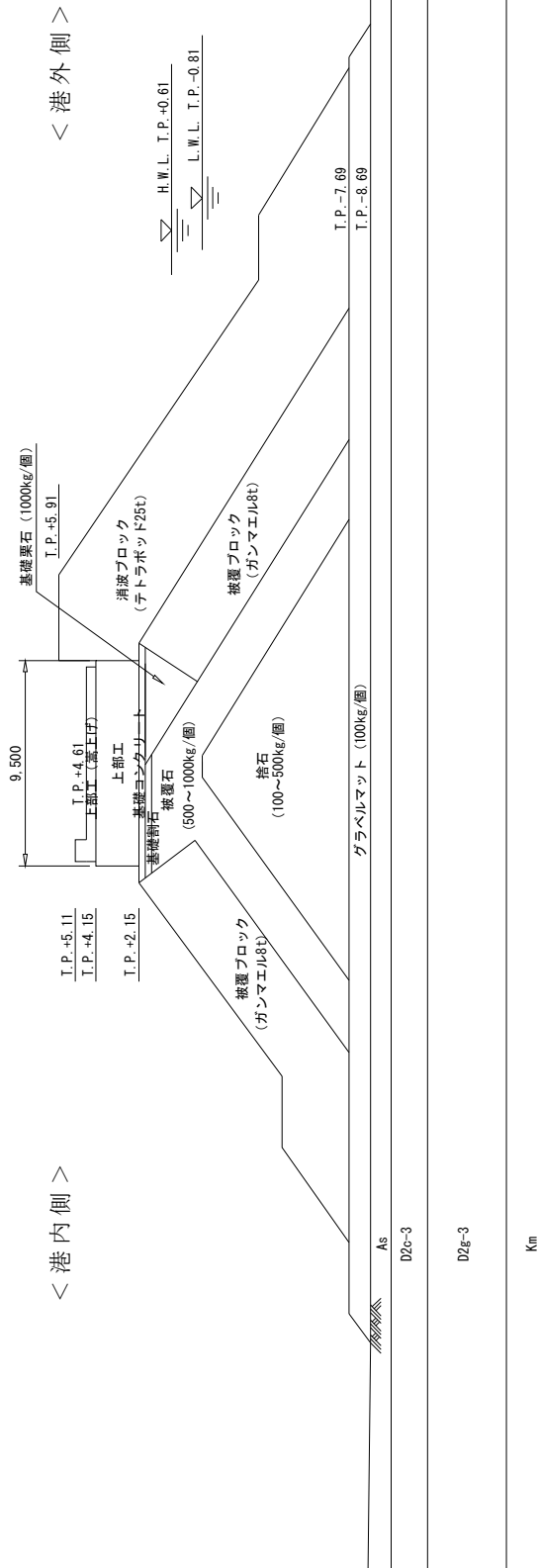
## 1. 防波堤の施設概要

東海第二発電所の防波堤は、傾斜堤、ケーソン堤及び物揚岸壁からなる。傾斜堤は捨石や消波ブロック類からなり、上端には上部工を設置し道路として使用している。ケーソン堤は傾斜堤の先端部に2函ずつ設置されている。また、物揚岸壁は北側の防波堤にあり、港内側は控え杭式鋼管矢板の岸壁からなる。平面図及び構造断面図を第1図～第8図に、東海港深淺図を第9図に示す。

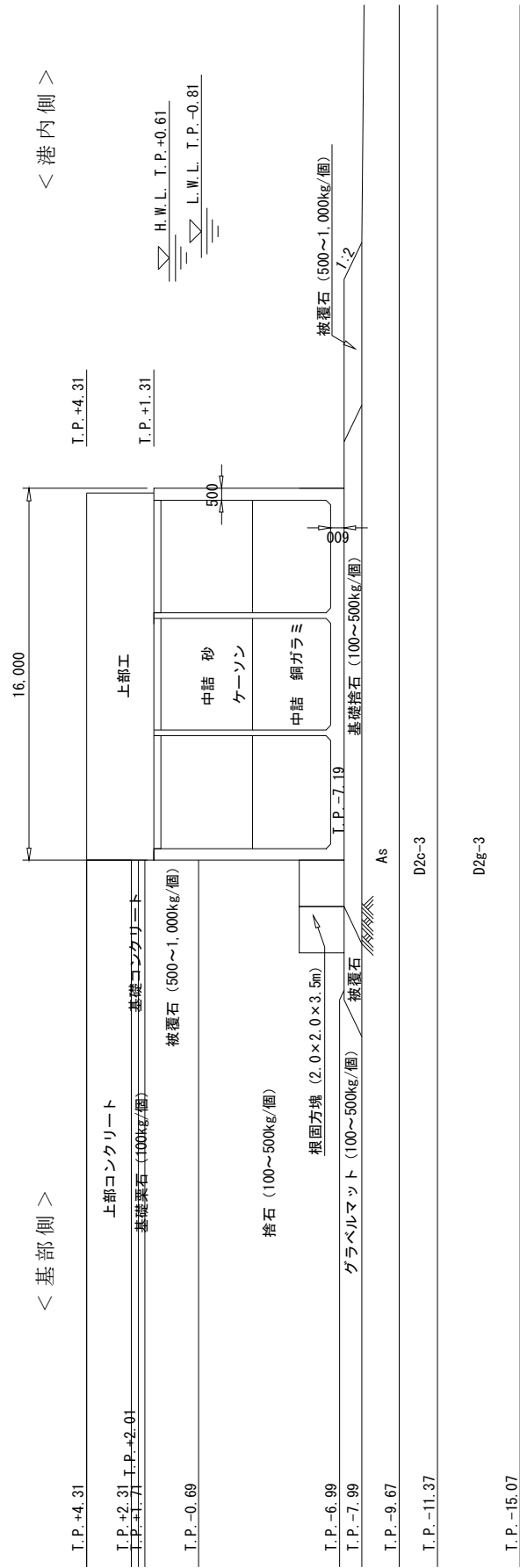
評価を行う断面は、構造形式の異なる傾斜堤、ケーソン堤、物揚岸壁の3断面を選定した。傾斜堤の評価位置は、水深が深い北防波堤先端付近とし、また、大型船舶の緊急離岸のための航路も考慮し、航路幅が最も狭隘となる断面①-①を選定した。ケーソン堤の評価断面は、同様に緊急離岸航路を考慮し南防波堤ケーソン堤断面②-②とした。物揚岸壁の評価断面は、構造や水深が一様のため、大型船舶が接岸する中央位置の断面③-③とした。



第1図 港湾施設平面図



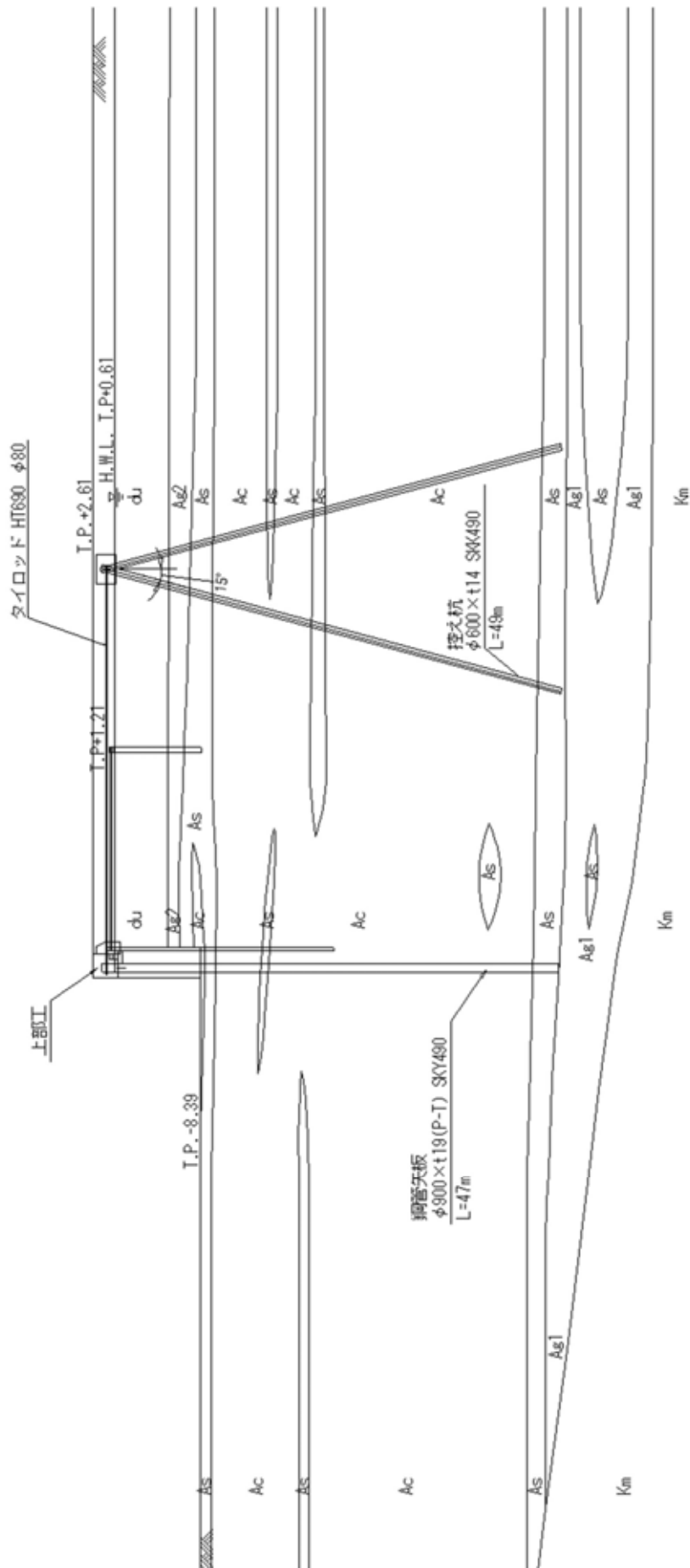
第2図 北側防波堤傾斜堤断面 (①-①)



第3図 南側防波堤ケーソン堤断面 (②-②)

< 港外側 >

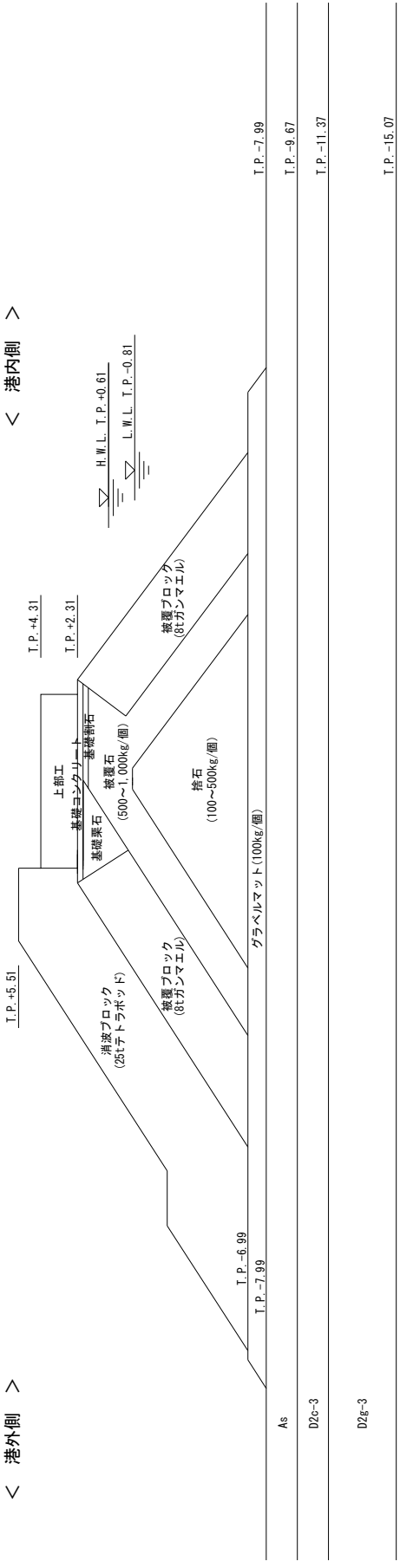
< 港内側 >



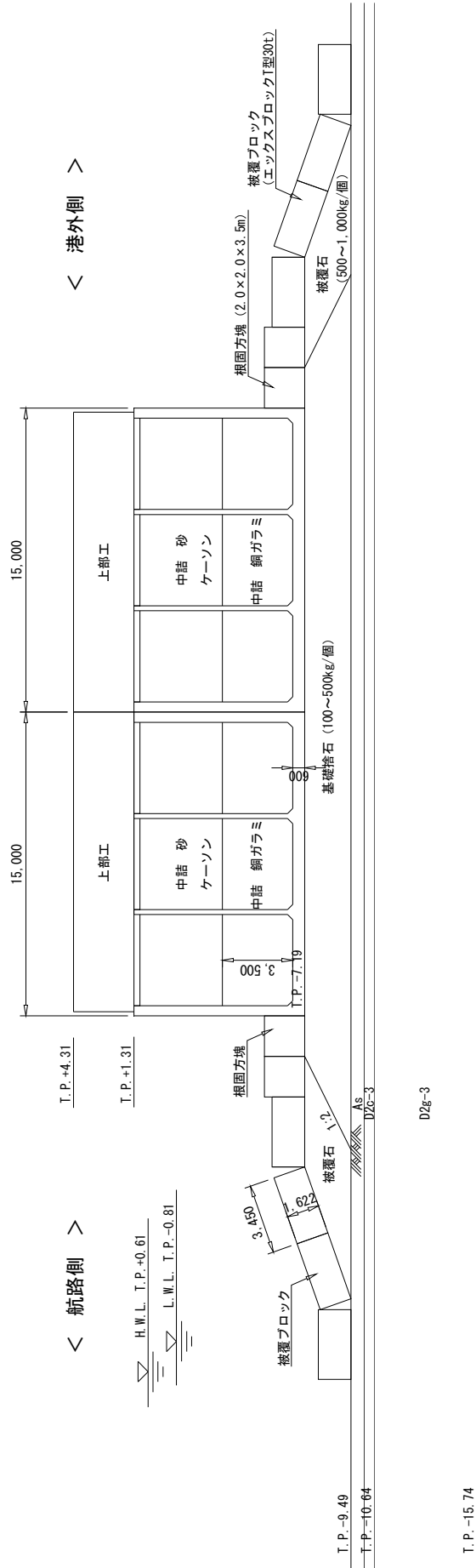
第4図 物揚岸壁断面 (③-③)

< 港内側 >

< 港外側 >



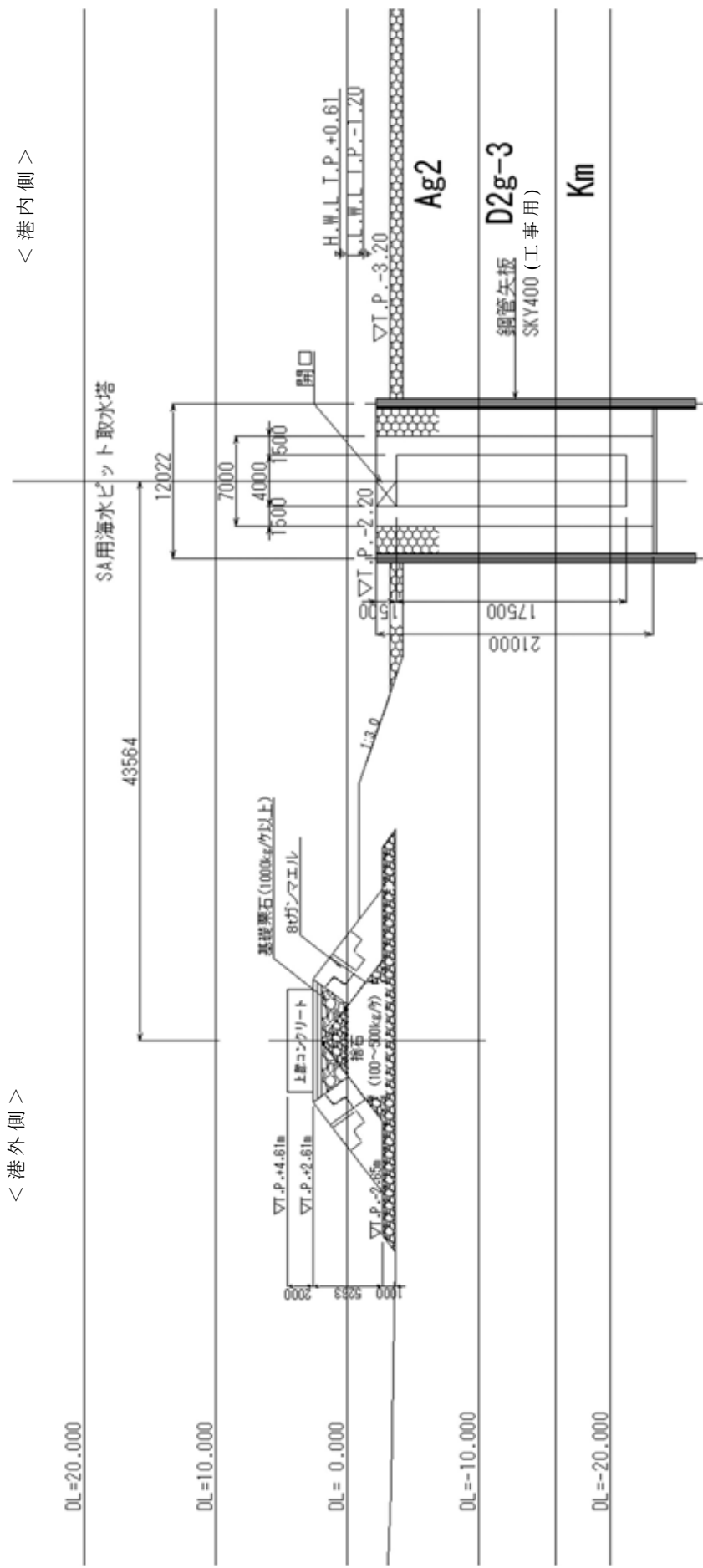
第5図 南側防波堤傾斜堤断面 (④-④)



第 6 図 北側防波堤ケーソン堤断面 (⑤-⑤)



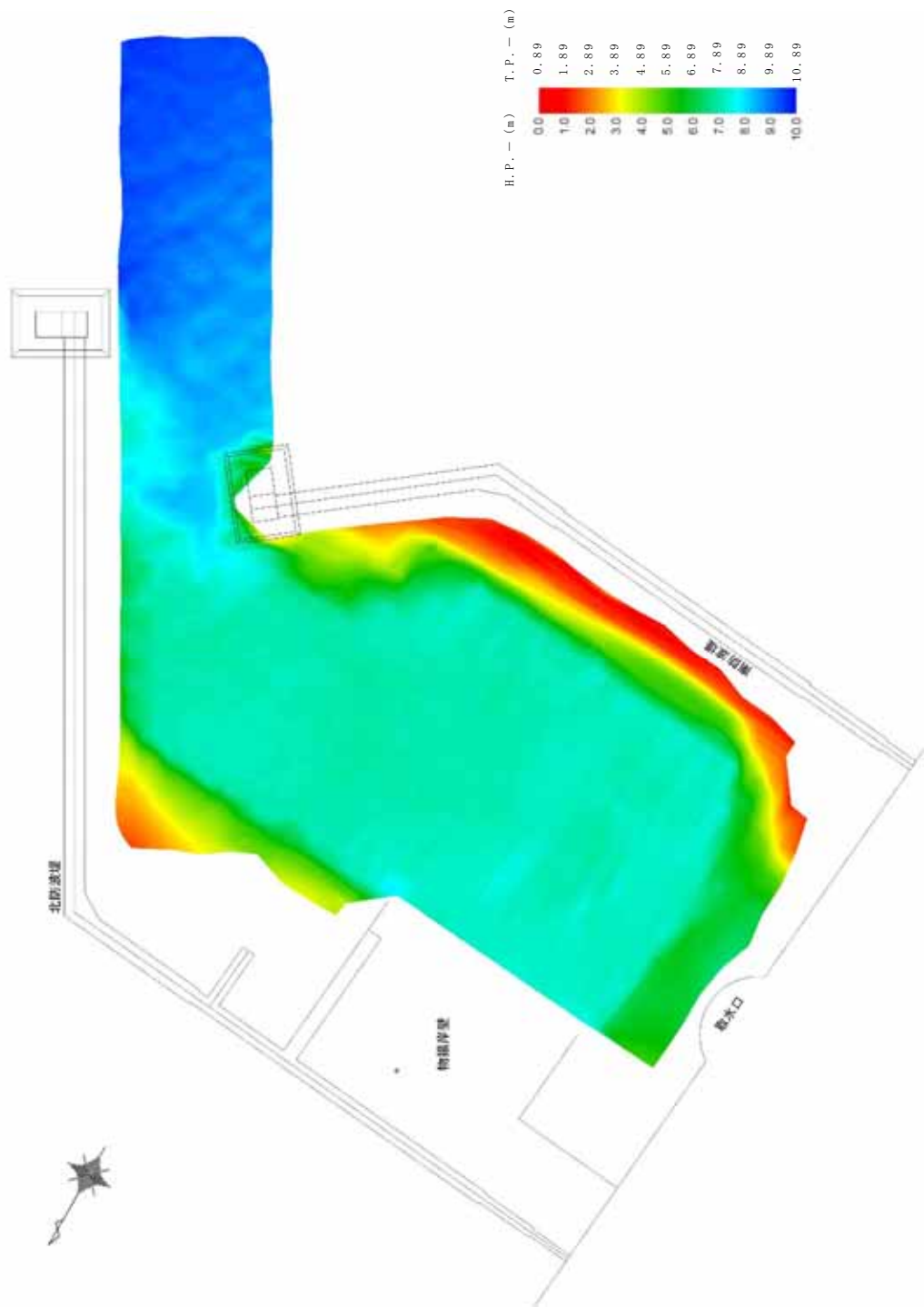




< 港内側 >

< 港外側 >

第 8 図 南防波堤陸側側断面 (㉞-㉞)



第 9 図 東海港深浅図 (2016 年 12 月 12 日測量)

## 2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針

基準地震動  $S_s$  及び基準津波により損傷した防波堤が漂流物化した場合、取水施設である取水口及び SA 用海水ピット取水塔の取水機能並びに貯留堰の海水貯留機能に波及的影響を及ぼすこととなる。

このため、防波堤の基準地震動  $S_s$  及び基準津波による耐性を確認するとともに、防波堤を構成する部材の漂流物化の可能性、取水施設への到着の有無について評価を行う。

その結果、取水施設への到達が否定できない場合、漂流物化した防波堤の構成部材に対して、取水施設に期待される機能への影響を確認する。

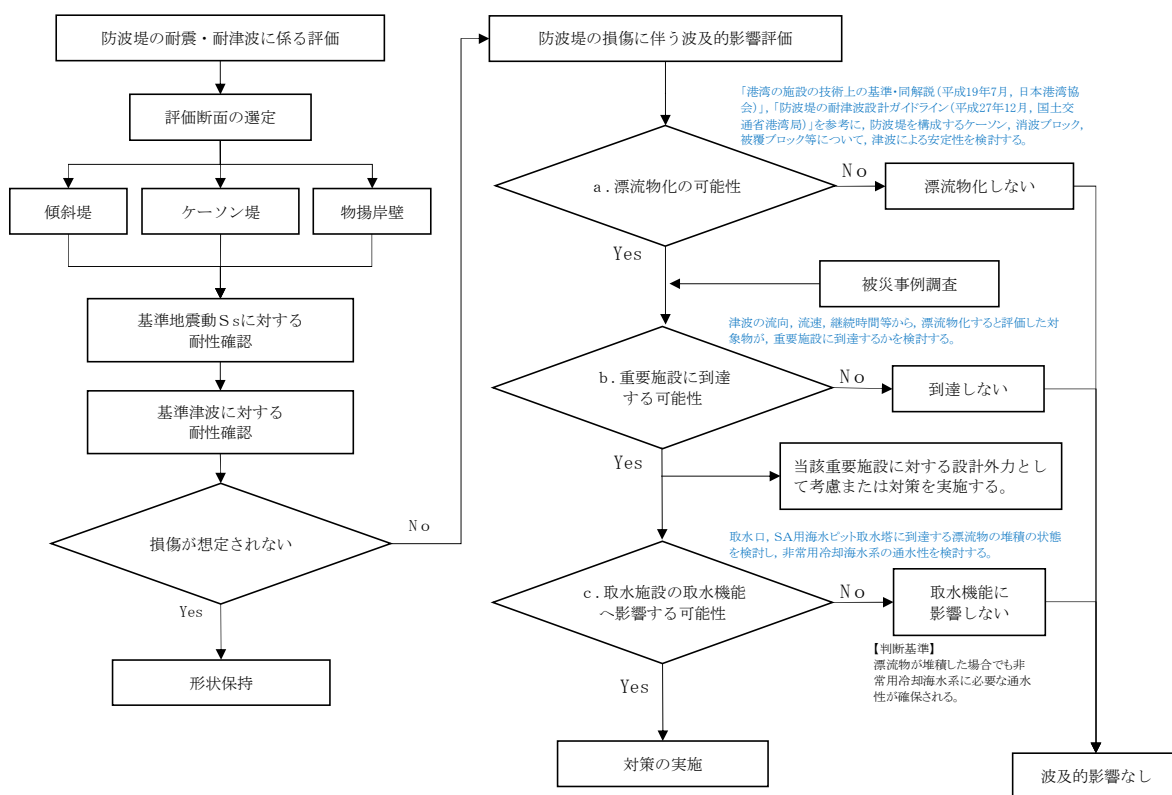
防波堤の漂流物化に伴う波及的影響検討対象施設と想定される損傷モードについて第 1 表に、防波堤の漂流物化に係る波及的影響検討対象施設図を第 10 図に、波及的影響検討フローを第 11 図に示す。

第 1 表 波及的影響検討対象施設と損傷モード一覧表

波及的影響検討対象施設	損傷モード
1. 取水口	<ul style="list-style-type: none"><li>・漂流物による閉塞</li><li>・漂流物の堆積による取水量の減少</li></ul>
2. 貯留堰	<ul style="list-style-type: none"><li>・漂流物の衝突による損傷</li><li>・漂流物の堆積による貯留容量の減少</li></ul>
3. SA 用海水ピット取水塔	<ul style="list-style-type: none"><li>・漂流物の衝突による損傷</li><li>・漂流物による閉塞</li><li>・漂流物の堆積による取水量の減少</li></ul>



第 10 図 波及的影響検討対象施設図



第 11 図 防波堤の漂流物化による波及的影響検討フロー

### 3. 地震時評価

#### (1) 解析方法

防波堤の基礎地盤には、液状化検討対象層が分布しているため、地震後の状態を確認する上で、二次元有効応力解析（FLIP Ver. 7.3.0\_2）を用いた地震応答解析を行う。

##### 1) 構造部材

ケーソン及び上部工は、剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

傾斜堤を構成する捨石、被覆石等の石材はマルチスプリング要素でモデル化し、傾斜堤の基礎部ではない消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

物揚岸壁の鋼管矢板、鋼管杭は、バイリニア型の非線形はり要素でモデル化し、タイロッドは、引張り方向に抵抗し、圧縮方向には抵抗しないバイリニア型の非線形バネ要素とする。

##### 2) 地盤

地盤の動的変形特性には、Hardin-Drnevich モデルを適用したマルチスプリング要素により、割線せん断剛性比と履歴減衰率のせん断ひずみ依存性を考慮する。

##### 3) 減衰定数

減衰特性は、数値計算の安定のための Rayleigh 減衰と、地盤の履歴減衰を考慮する。

#### (2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

##### 1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「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）」に準じて，上載荷重（ $15\text{kN/m}^2$ ）を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重として，基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 2 表に示す。

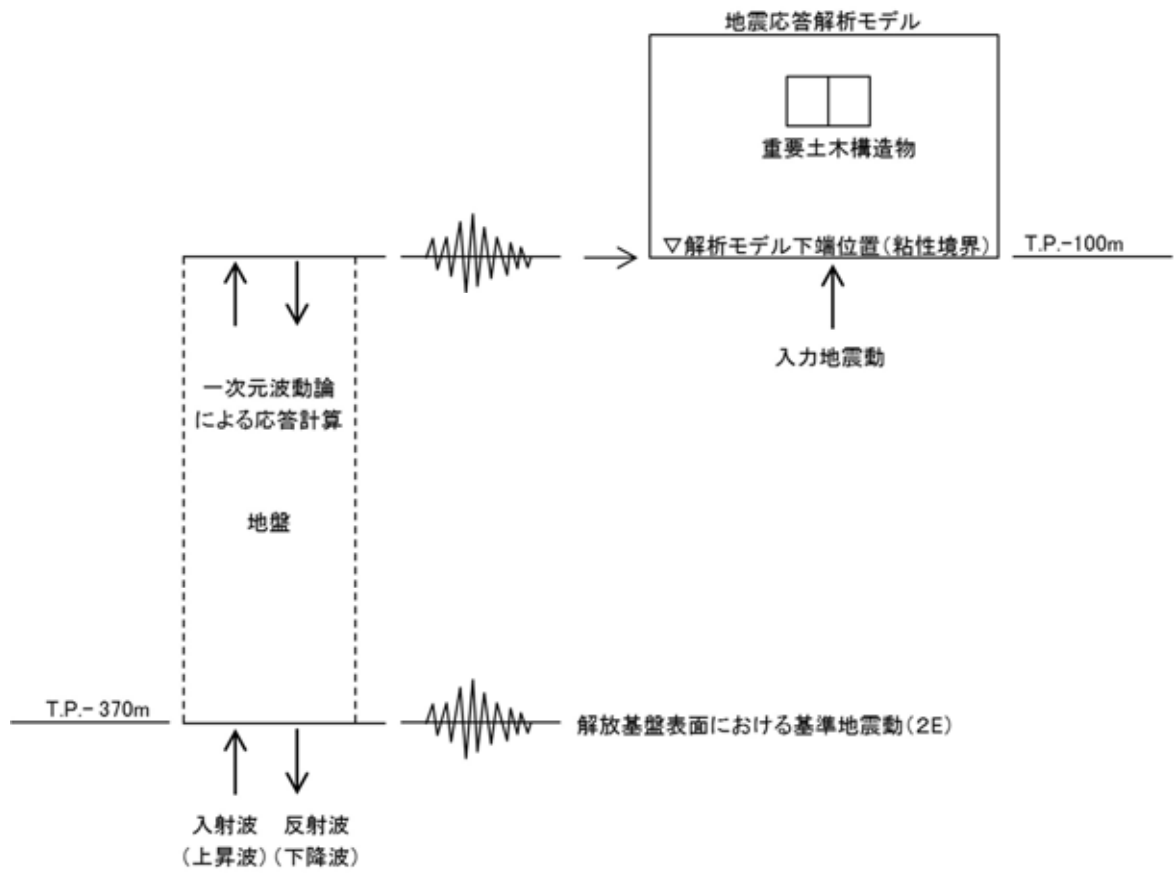
第 2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	a + b

(3) 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  $S_s$  を一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いる。

入力地震動算定の概念図を第 12 図に示す。



第 12 図 入力地震動算定の概念図



#### (4) 解析モデル

地震応答解析モデルを第 13 図及び第 14 図に示す。

##### 1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離が十分長くなるよう広く設定する。

##### 2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

##### 3) 構造物のモデル化

構造物のコンクリート部材は線形平面要素、鋼部材は非線形はり要素又は非線形バネ要素でモデル化する。また、傾斜堤の石材はマルチスプリング要素、消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

##### 4) 地盤のモデル化

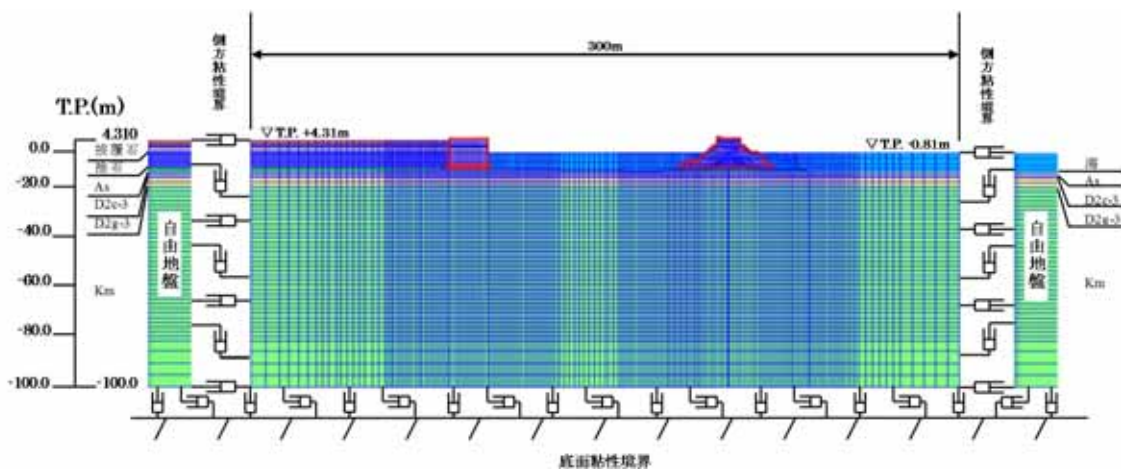
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

##### 5) ジョイント要素

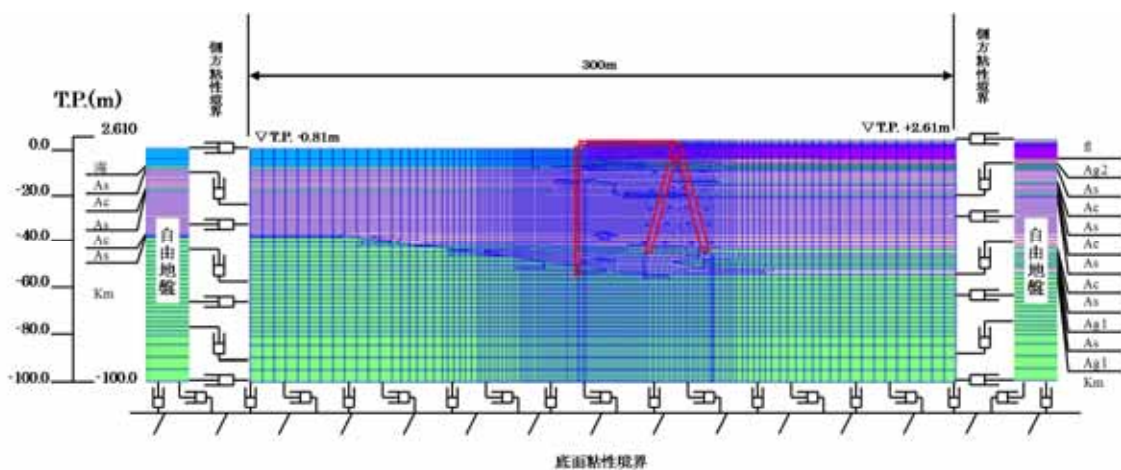
構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより、構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

##### 6) 水位条件

海面の水位は、基準津波時の水位評価に用いた朔望平均干潮位 L. W. L. T. P.  $-0.81\text{m}$  とする。



第 13 図 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）



第 14 図 地震応答解析モデル（物揚岸壁断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を第3表に、材料の物性値を第4表に示す。

第3表 使用材料

材料	部位	諸元
コンクリート	上部工	設計基準強度 24.0N/mm <sup>2</sup>
	基礎	設計基準強度 18.0N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン(気中)	設計基準強度 24.0N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン(海中)	設計基準強度 24.0N/mm <sup>2</sup>
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	SKY490, SKK490
	タイロッド	HT690

第4表 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン 比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン(気中)	21.8	25	0.2
	ケーソン(海中)	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	77.0	200	0.3
	タイロッド	—	200	—

2) 地盤の物性値

解析に用いる地盤の物性値と液状化パラメータを第5表に示す。液状化検討対象層である du 層, Ag2 層, As 層, Ag1 層及び D2g-3 層について液状化強度特性を設定する。液状化パラメータについては、液状化強度試験結果より設定する。

試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第15図に示す。なお、液状化強度特性が保守的に評価されるように、液状化強度試験値の平均 - 1σ の液状化強度特性を再現するように設定する。

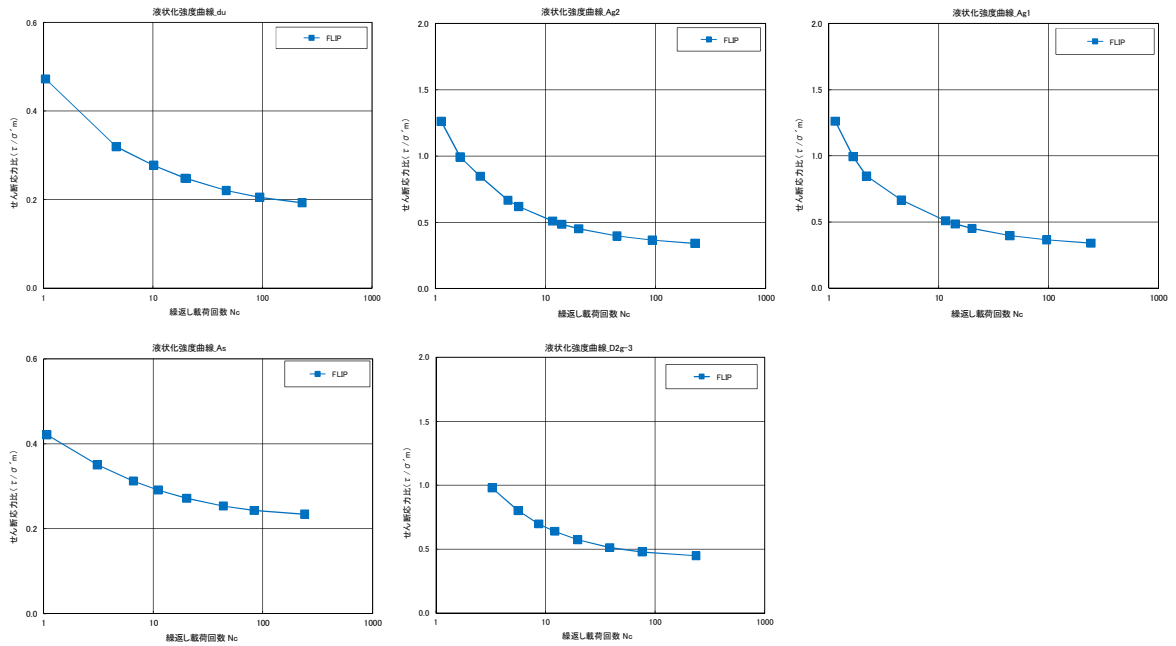
第 5 表 (1) 地盤の物性値と液状化パラメータ

名称	記号	単位	du	Ag2	Ac	As
単位体積質量	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	1.98	2.01	1.65	1.74
間隙率	n	—	0.43	0.40	0.61	0.55
基準せん断弾性係数	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	253,389	278,044	121,857	143,367
基準体積弾性係数	$K_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	443,431	463,407	111,702	250,892
基準平均有効主応力	$\sigma_{ma}'$	kN/m <sup>2</sup>	358	497	480	378
拘束圧依存係数	mG,mK	—	0.50	0.50	0.50	0.50
ポアソン比	$\nu$	—	0.26	0.25	0.10	0.26
内部摩擦角	$\phi$	°	37.3	37.4	29.1	41.0
粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0	0	25	0
最大減衰定数	$h_{max}$	—	0.220	0.233	0.200	0.216
液状化パラメータ	$\phi p$	°	34.8	34.9	—	38.3
	s1	—	0.047	0.028	—	0.046
	w1	—	6.5	56.5	—	6.9
	p1	—	1.26	9.00	—	1.00
	p2	—	0.80	0.60	—	0.75
	c1	—	2.00	3.40	—	2.27

第 5 表 (2) 地盤の物性値と液状化パラメータ

名称	記号	単位	Ag1	D2c-3	D2g-3	Km
単位体積質量	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	2.01	1.77	2.15	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \times Z$
間隙率	n	—	0.40	0.52	0.30	0.54
基準せん断弾性係数	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	392,183	285,240	1,361,843	$\rho \times V_s^2$
基準体積弾性係数	$K_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	653,638	414,277	2,383,225	$2(1+\nu)/3/(1-2\nu) \times G_{ma}$
基準平均有効主応力	$\sigma_{ma}'$	kN/m <sup>2</sup>	814	696	1167	動的変形試験における有効上載圧と静ポアソン比より深度毎に設定
拘束圧依存係数	mG,mK	—	0.50	0.50	0.50	0.00
ポアソン比	$\nu$	—	0.25	0.22	0.26	$0.16+0.00025 \times Z$
内部摩擦角	$\phi$	°	37.4	35.6	44.4	$23.2+0.099 \times Z$
粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0	26	0	$358-6.03 \times Z$
最大減衰定数	$h_{max}$	—	0.221	0.186	0.130	履歴減衰率のせん断ひずみ依存性試験データを最小二乗法誤差で再現する最大履歴減衰率を設定
液状化パラメータ	$\phi p$	°	34.9	—	41.4	—
	s1	—	0.029	—	0.030	—
	w1	—	51.6	—	45.2	—
	p1	—	12.0	—	8.00	—
	p2	—	0.60	—	0.60	—
	c1	—	3.35	—	3.82	—

Z: 標高



第 15 図 液状化強度曲線

### 3) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離・すべりを考慮する。ジョイント要素の特性は法線方向、接線方向に分けて設定する。法線方向では、引張応力が生じた場合、剛性及び応力をゼロとして剥離を考慮する。接線方向では、構造物と地盤の境界部のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。静止摩擦力  $\tau_f$  は Mohr-Coulomb 式により規定する。

### 4) 荷重の入力方法

#### a. 常時荷重

常時荷重である自重は、鉄筋コンクリートや鋼管矢板等の単位体積重量を踏まえ、構造物の断面の大きさに応じて算定する。

b. 地震荷重

地震荷重は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を、一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いて算定する。

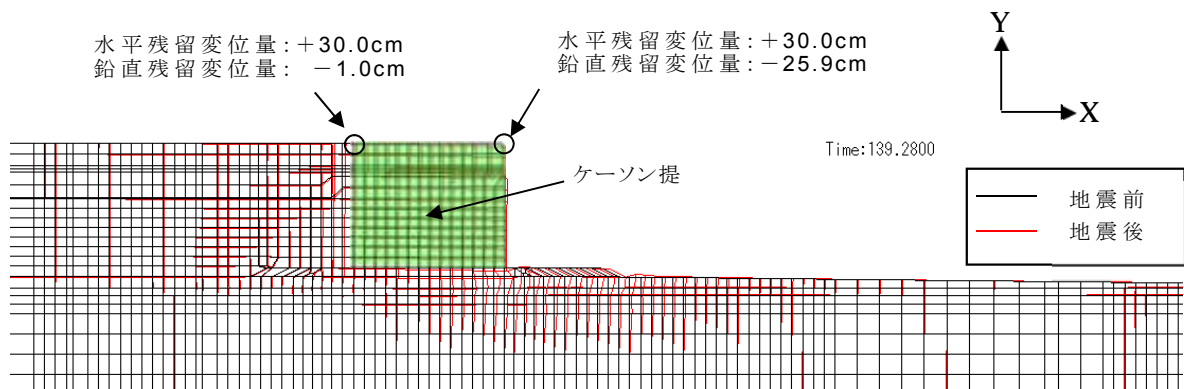
(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤，物揚岸壁に対する評価結果を示す。

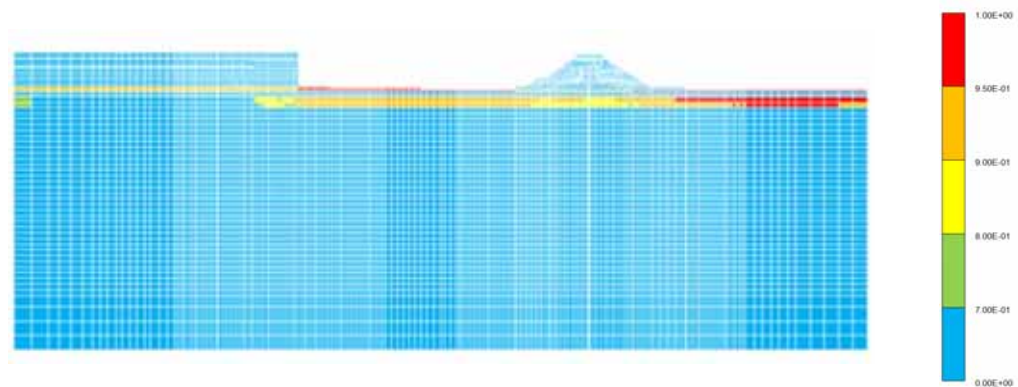
1) ケーソン堤

ケーソン堤は基準地震動  $S_s$  後に多少傾斜し，水平残留変位量は約 30cm，鉛直残留変位量は約 26cm である。

したがって，基準地震動  $S_s$  後，津波襲来前のケーソン堤の状態としては，ほぼ当初の位置，高さを確保しているものと判断される。残留変位図を第 16 図，過剰間隙水圧比分布図を第 17 図に示す。



第 16 図 残留変位図 (ケーソン堤)

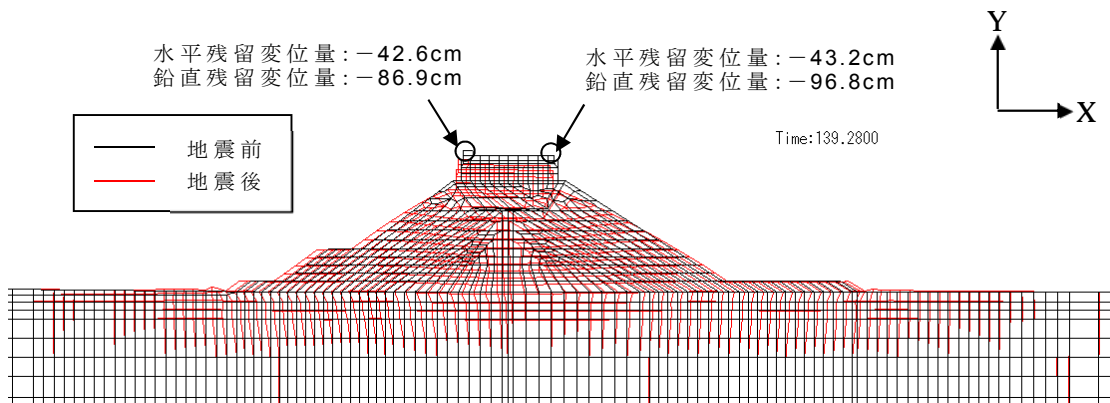


第 17 図 過剰間隙水圧比分布図

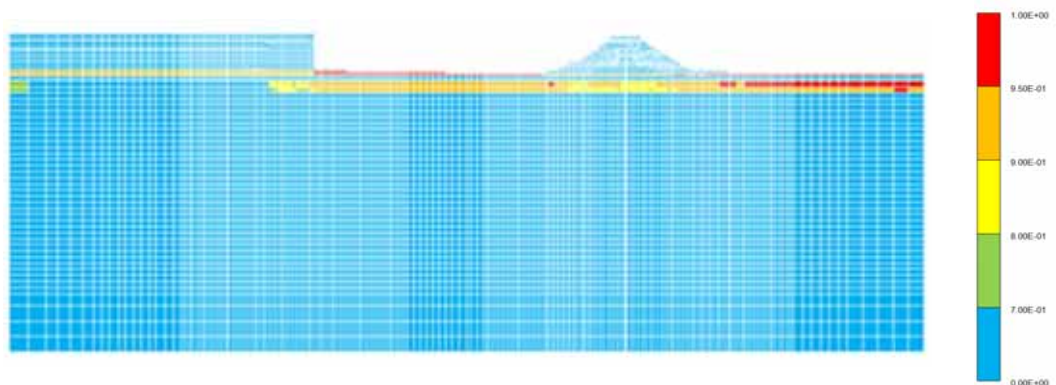
## 2) 傾斜堤

傾斜堤の基準地震動  $S_s$  による水平残留変位量は約 43cm, 鉛直残留変位量は堤外側で約 97cm である。

したがって, 基準地震動  $S_s$  後, 津波襲来前の傾斜堤の状態としては, ほぼ当初の位置に存在するものの, 傾斜堤天端高さとしては約 1m 低い状態にあると判断される。残留変位図を第 18 図, 過剰間隙水圧比分布図を第 19 図に示す。



第 18 図 残留変位図 (傾斜堤)



第 19 図 過剰間隙水圧比分布図

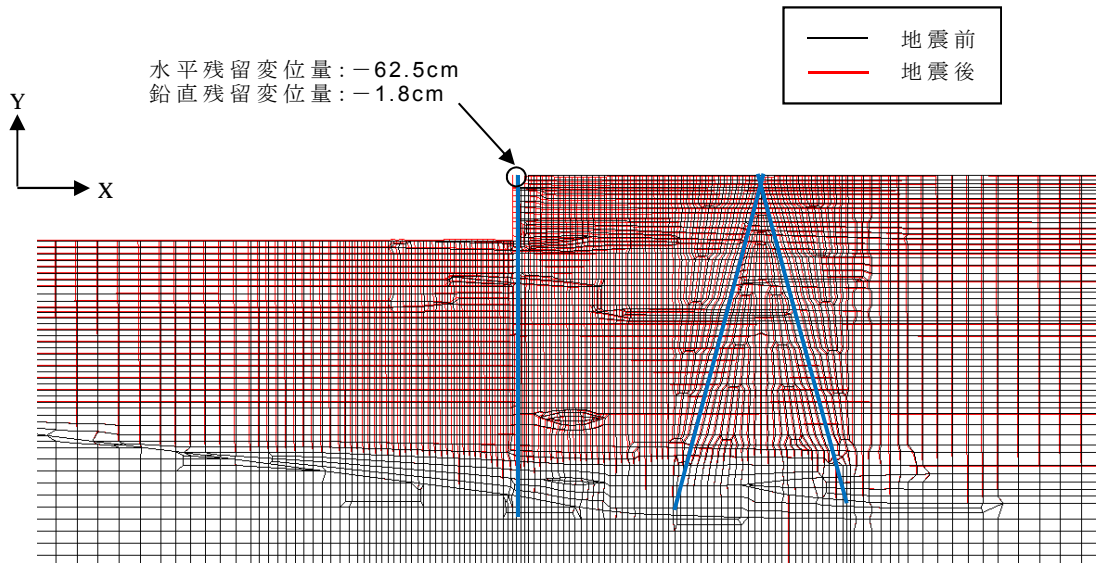


### 3) 物揚岸壁

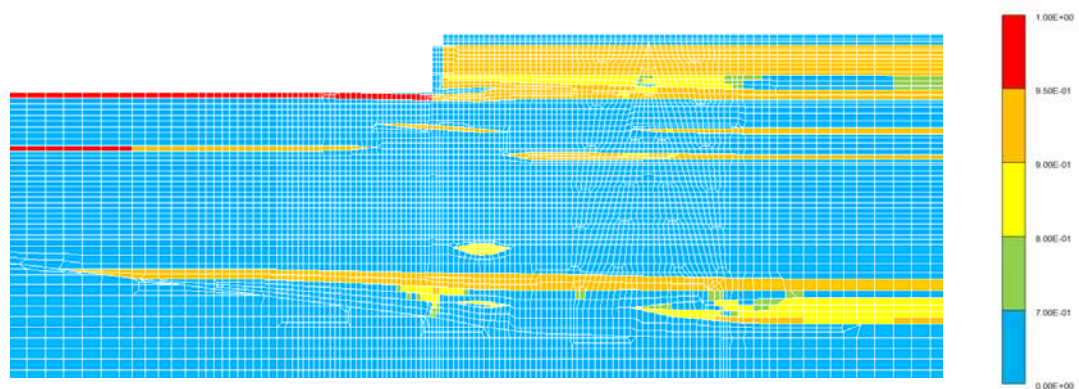
#### a. 残留変位量

前面鋼管矢板は，基準地震動  $S_s$  により多少前面に変形し，水平残留変位量は約 63cm，鉛直残留変位量は約 2cm である。

残留変位図を第 20 図，過剰間隙水圧比分布図を第 21 図に示す。



第 20 図 残留変位図 (物揚岸壁)



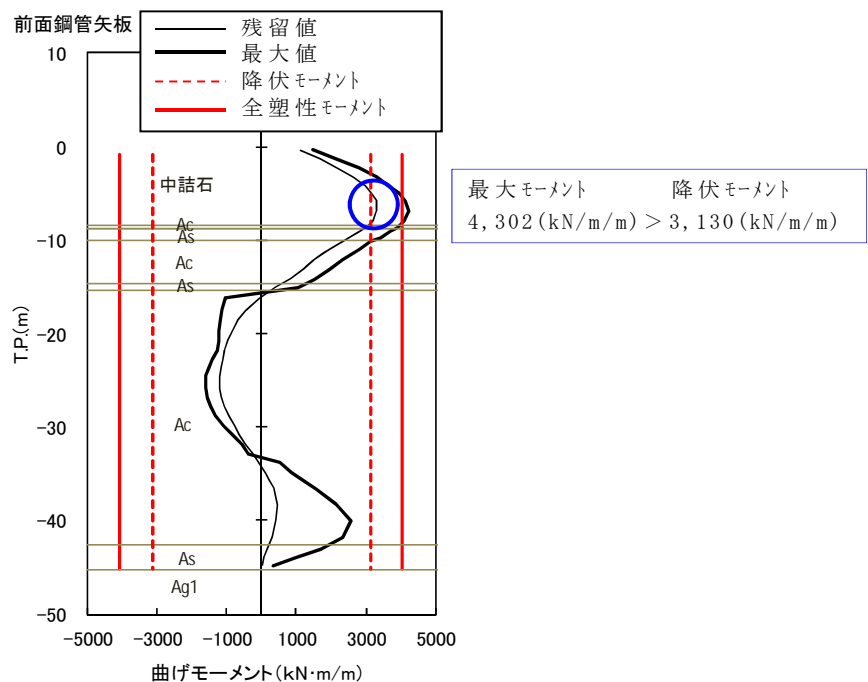
第 21 図 過剰間隙水圧比分布図

b. 照査結果

前面鋼管矢板の最大曲げモーメント分布図を第 22 図，タイロッドの軸方向伸び量時刻歴図を第 23 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント図を第 24 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント位置における軸力を考慮した合成照査図（M-N 図）を第 25 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大軸力分布図を第 26 図，支持力の照査結果を第 6 表に示す。

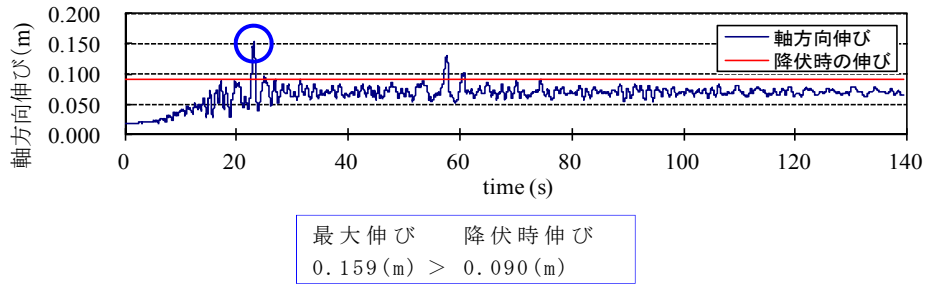
前面鋼管矢板は，曲げに対して海底面付近で降伏モーメントを超過する。また，前面鋼管矢板を支えるタイロッドは，降伏時の伸びを超過する。さらに，控え工鋼管杭（斜杭）は，作用軸力が地盤の極限支持力以下であるが，最大曲げモーメント位置における軸力を考慮した合成照査において，降伏モーメントを超過する。

① 前面鋼管矢板



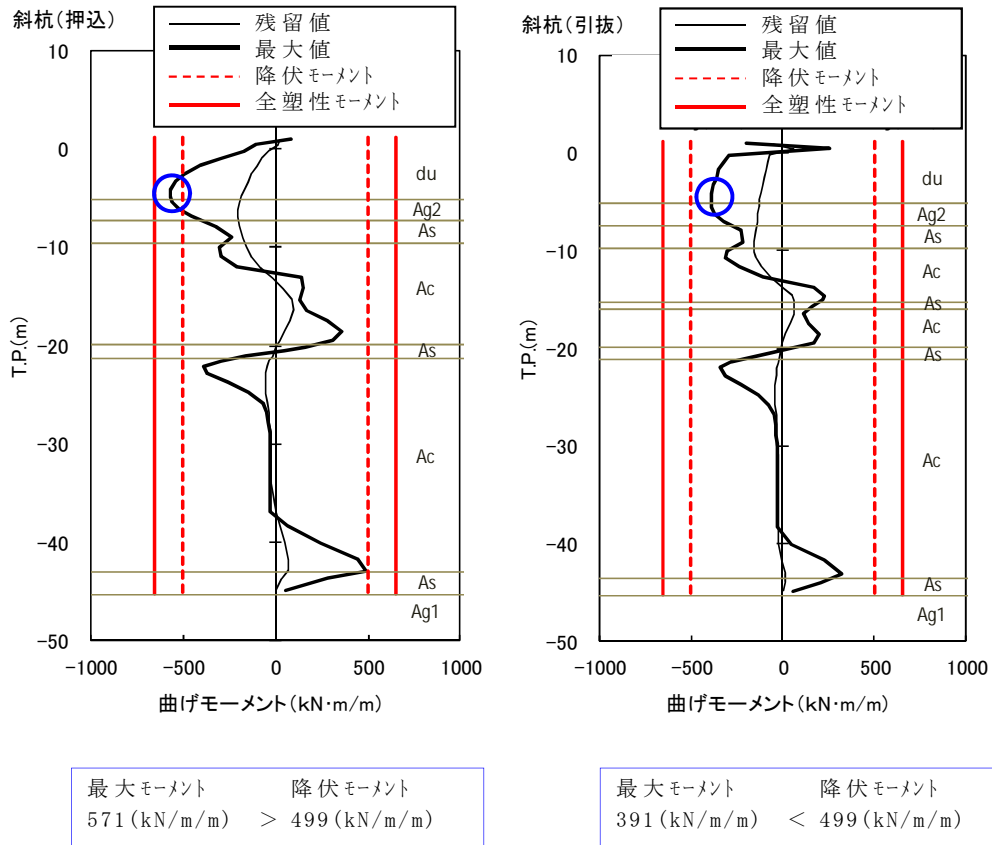
第 22 図 前面鋼管矢板の最大曲げモーメント分布図

② タイロッド



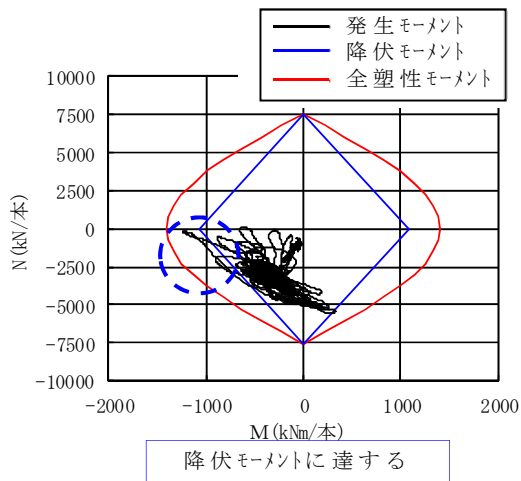
第 23 図 タイロッドの軸方向伸び時刻歴図

③ 控え工鋼管杭（斜杭）

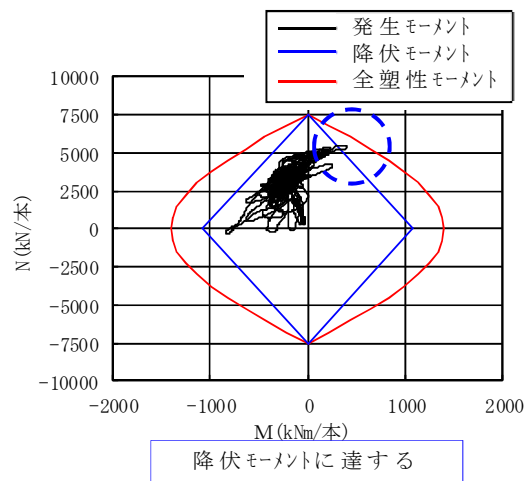


第 24 図 控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント図

(押込杭)

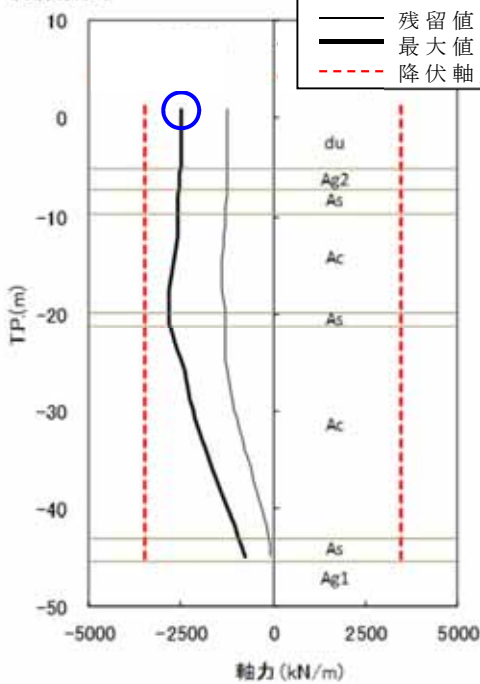


(引抜杭)

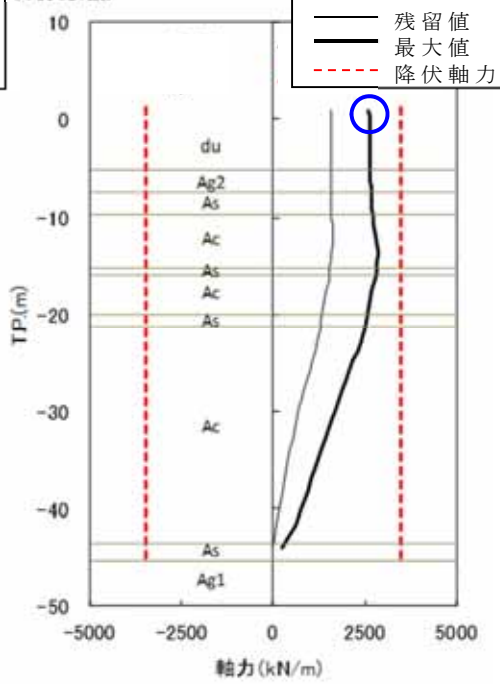


第 25 図 控え工鋼管杭（斜杭）の M-N 図（最大モーメント位置）

斜杭(押込)



斜杭(引抜)



支持力照査用軸力：  
 $2,612 \text{ (kN/m)} \times 2.16 \text{ (m)}^{\ast 1} = 5,642 \text{ kN/本}$

支持力照査用軸力：  
 $2,608 \text{ (kN/m)} \times 2.16 \text{ (m)}^{\ast 1} = 5,633 \text{ kN/本}$

※1 控え工鋼管杭間隔

第 26 図 控え工鋼管杭（斜杭）の最大軸力分布図

第 6 表 控え工鋼管杭（斜杭）の支持力照査結果

	作用軸力 (kN/本)	極限支持力 <sup>※2</sup> (kN/本)	判定
押込杭	5,642	10,267	0.K
引抜杭	5,633	10,040	0.K

※2 極限支持力の算出：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編にて算定

c. 物揚岸壁の評価結果

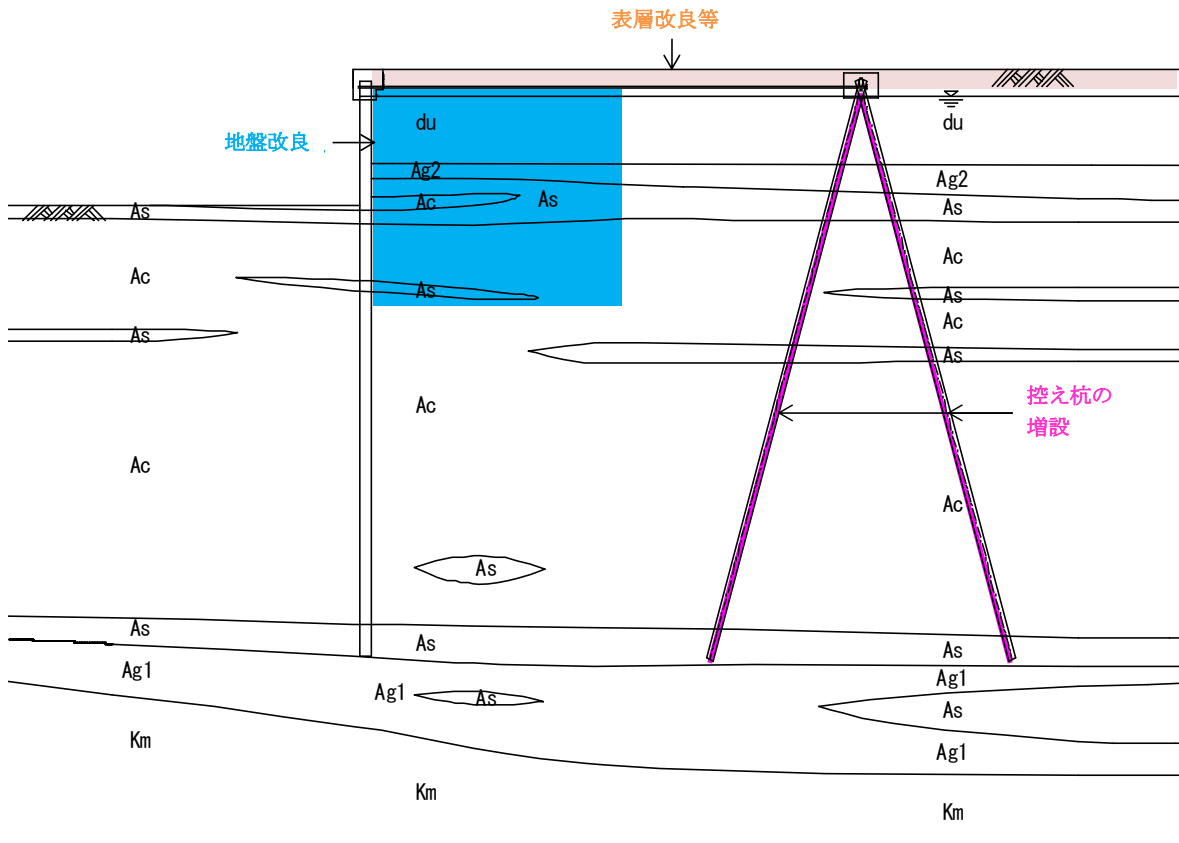
基準地震動  $S_s$  により、物揚岸壁の前面鋼管矢板は、曲げに対して全塑性モーメントに至り、降伏点を超過する。また、タイロッドならびに、控え工鋼管杭（斜杭）についても、降伏点を超過する。

したがって、物揚岸壁は、基準地震動  $S_s$  に対して全ての構造部材が降伏点を超過し、健全性が確保されないことから耐震対策を実施すると共に、漂流物化しない設計方針とする。

d. 物揚岸壁対策の方針

物揚岸壁においては、前面鋼管矢板、タイロッド、ならびに控え工鋼管杭の発生断面力を低減させるために、地盤改良、控え工の増設等による対策を検討し、基準地震動  $S_s$  後においても、物揚岸壁が健全な状態を維持するように設計する。

また、津波襲来時の越流による前面鋼管矢板背後地盤の洗掘防止に対しては、表層改良等により、津波襲来時の土砂流出等を防止する方針とする。第 27 図に物揚岸壁の対策イメージを示す。



第 27 図 物揚岸壁の対策工イメージ図

(7) 基準地震動  $S_s$  による防波堤への影響評価のまとめ

基準地震動  $S_s$  が防波堤に及ぼす影響としては、主に傾斜堤の沈下であるが、地震後の残留変位量の評価結果から、大規模な損傷には至らないと考えられる。したがって、基準地震動  $S_s$  後に航路への影響はないものと考えられる。また、物揚岸壁においては、対策工を実施する方針とすることにより、物揚岸壁の健全性を維持することから、基準地震動  $S_s$  による大型船舶の緊急離岸に関しては、影響はないものと判断される。

## 4. 津波時評価

### (1) 評価方法

津波に対する防波堤の安定性を評価するにあたっては、防波堤を構成する各部材の重量や形状に対して、津波の水位や流速、波圧データに基づき評価を行う。

#### 1) 傾斜堤（被覆材・ブロック類）

傾斜堤の被覆材やブロック類の安定性検討としては、「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）」に準じて、イスバッシュ式<sup>\*1</sup>を用いて評価する。この式は米国の海岸工学研究センターが潮流による洗掘を防止するための捨石質量として示したものであり、水の流れに対する被覆材の安定質量を求めるものである。

※1 「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）」のイスバッシュ式

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

$M$  : 捨石等の安定質量 (t)  
 $\rho_r$  : 捨石等の密度 ( $t/m^3$ )  
 $U$  : 捨石等の上面における水の流れの速度 ( $m/s$ )  
 $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )  
 $y$  : イスバッシュ (Isbash) の定数  
(埋込まれた石は 1.20, 露出した石は 0.86)  
 $S_r$  : 捨石等の水に対する比重  
 $\theta$  : 水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

なお、上式に用いるイスバッシュ係数は、各検討状態において設定するものとし、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態として 0.86 とする。また、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は 1.20 と設定する。

## 2) ケーソン堤

ケーソン堤については、「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）」の滑動，転倒<sup>※2</sup>に基づく安定性の評価並びにイスバッシュ式による漂流物化の評価を行う。なお，津波波力は，「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成27年12月）」の式<sup>※3</sup>を用いる。

※2 「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）」の滑動，転倒照査式

### ○堤体の滑動照査式

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) \geq \gamma_a P_{H_d}$$

$f$ ：壁体底面と基礎との摩擦係数

$W$ ：堤体の重量（kN/m）

$P_B$ ：浮力（kN/m）

$P_U$ ：津波の揚圧力（kN/m）

$P_H$ ：津波の水平波力（kN/m）

$\gamma_a$ ：構造解析係数

### ○堤体の転倒照査式

$$a_1 W_d - a_2 P_{B_d} - a_3 P_{U_d} \geq \gamma_a a_4 P_{H_d}$$

$W$ ：堤体の重量（kN/m）

$P_B$ ：浮力（kN/m）

$P_U$ ：津波の揚圧力（kN/m）

$P_H$ ：津波の水平波力（kN/m）

$a_1 \sim a_4$ ：各作用のアーム長（m）

$\gamma_a$ ：構造解析係数



※ 3 「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の津波波力算定式

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_u = p_1$$

ここに，

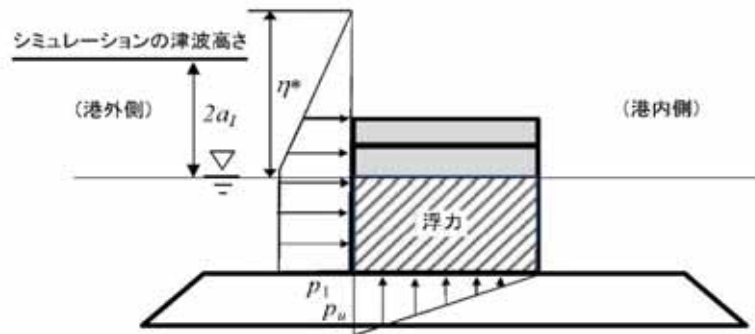
$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)

$a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

$\rho_0g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_u$  : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)



## (2) 傾斜堤の津波時安定性

### 1) 基準津波襲来時(1波目)での限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について第7表に示す。なお、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態としてイスバッシュ係数は、0.86とする。

第7表 被覆材等の安定性に係る限界流速(1)

部位	規格	限界流速 (イスバッシュ式より算定)
ケーソン	5,000t/基(防波堤堤頭部)	16.3m/s
上部工	600t/基(傾斜堤部)	12.0m/s
被覆ブロック	32t 根固め方塊ブロック	7.2m/s
	30t 被覆ブロック	5.5m/s
	8t ガンマエル	2.5m/s
	5t ガンマエル	2.3m/s
	2t ガンマエル	2.0m/s
消波ブロック	16t テトラポット	2.8m/s
	25t テトラポット	3.7m/s
石類	基礎割石 100kg/個以下	1.1m/s
	基礎栗石 1000kg/個	1.9m/s
	被覆石 500~1000kg/個	1.7m/s
	グラベルマット等 100~500kg/個	1.3m/s

### 2) 基準津波襲来後(2波目以降)の限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について第8表に示す。なお、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は、1.20とする。

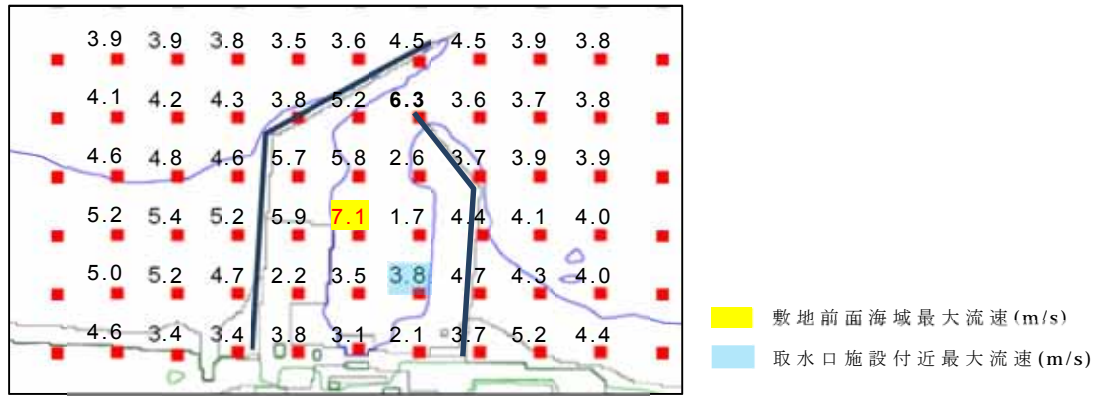
第 8 表 被覆材等の安定性に係る限界流速 (2)

部位	規格	限界流速 (イスハッシュ式より算定)
ケーソン	5,000t/基 (防波堤堤頭部)	22.7m/s
上部工	600t/基 (傾斜堤部)	16.8m/s
被覆ブロック	32t 根固め方塊ブロック	10.1m/s
	30t 被覆ブロック	10.0m/s
	8t ガンマエル	8.0m/s
	5t ガンマエル	7.4m/s
消波ブロック	2t ガンマエル	6.4m/s
	16t テトラポット	8.9m/s
石類	25t テトラポット	9.6m/s
	基礎割石 100kg/個以下	3.6m/s
	基礎栗石 1000kg/個	6.2m/s
	被覆石 500~1000kg/個	5.5m/s
	グラベルマット等 100~500kg/個	4.1m/s

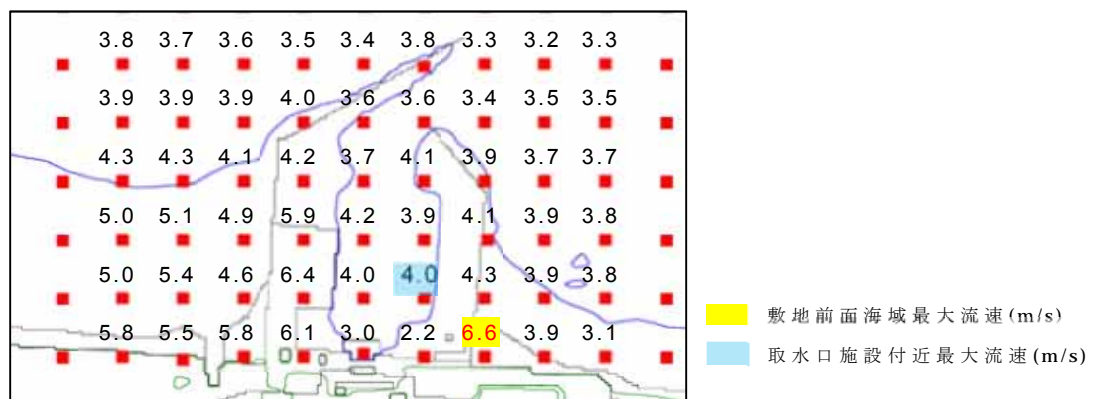
### 3) 敷地前面海域の流速

基準津波に対して、防波堤がある場合とない場合及び耐震評価結果から保守的に防波堤を 1m 沈下させた場合の 3 つのケースで津波シミュレーションを実施し流速を確認した。その結果、防波堤範囲における最大流速は、防波堤がある場合の約 7.0m/s であることから、基準津波襲来時 (1 波目) においては、30t 被覆ブロック以下の重量の被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化する。一方、基準津波襲来後 (2 波目以降) においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2t 被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものとする。

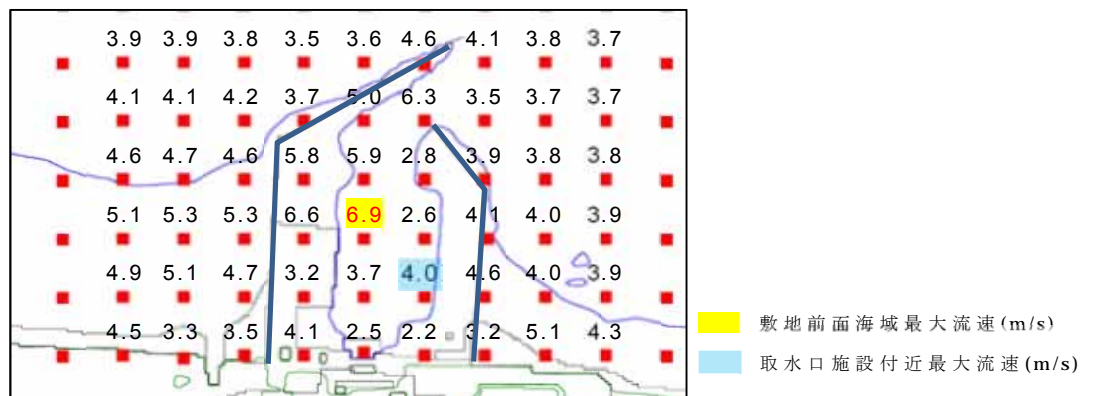
敷地前面海域における最大流速分布図を第 28 図～第 30 図、漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材について第 9 表及び第 31 図示す。



第 28 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤あり）



第 29 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤なし）



第 30 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤 1m 沈下）

第 9 表 漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材

部位	規格
被覆ブロック	2t ガンマエル（北，南側防波堤等の一部範囲）
石類	基礎割石 100kg／個以下
	基礎栗石 1000kg／個
	被覆石 500～1000kg／個
	グラベルマット等 100～500kg／個



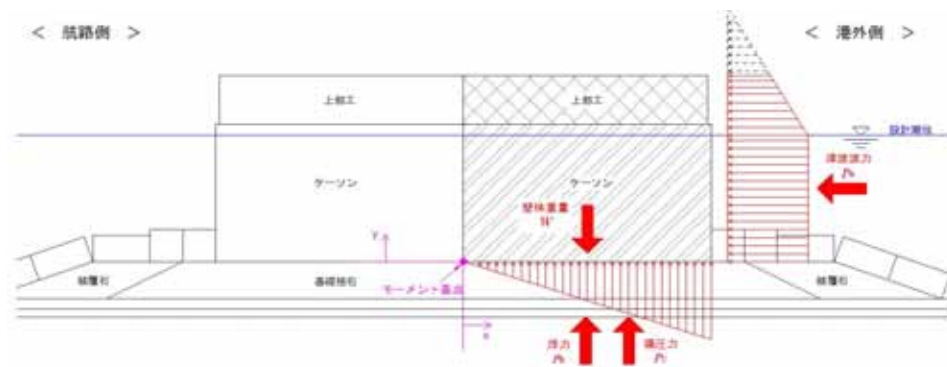
第 31 図 漂流物化の可能性がある範囲図

（二次元有効応力解析断面）

### (3) ケーソン堤の津波時安定性

ケーソン堤における基準津波時の津波波力を「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の式<sup>※3</sup>を用いて算定し，「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）」<sup>※2</sup>に準じて，ケーソン堤の滑動，転倒照査を行った。

ケーソン堤位置の最大津波高さは，南防波堤で T.P.+13m 程度であり，滑動，転倒照査の結果，安定性は確保されない結果となった。ケーソン堤照査図を第 32 図に示す。



第 32 図 ケーソン堤照査図

また，イスバッシュ式による安定性の評価は，第 7 表，第 8 表に示す通り，限界流速が最大流速を上回ることから，ケーソンは漂流物化しないものと判断される。

#### (4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価

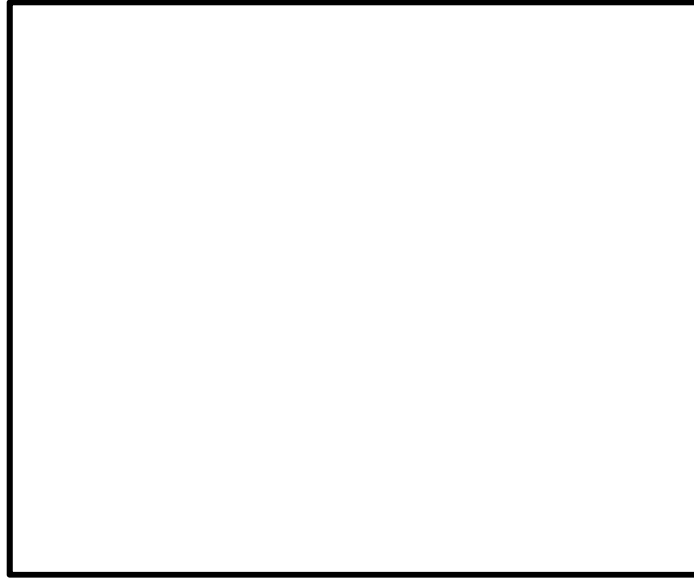
##### 1) 傾斜堤

傾斜堤においては、基準津波襲来後（2波目以降）に、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2t 被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものと考ええる。しかし、取水施設付近での最大流速は概ね 4m/s 程度であり限界流速を下回ることから、マウンドの被覆材が漂流物化したとしても、これらの施設へ到達する可能性は低いと考えられるが、保守的に漂流物化する可能性があるものとして取り扱う。

##### 2) ケーソン堤

海域の沖合に 4 函設置されているケーソン堤は、取水施設から直線距離にして 350m～550m 程度の離隔距離がある。ケーソン堤に関する既往の津波被災事例<sup>※4</sup>を調査した結果、津波による強い流れによって防波堤のマウンドが大きく洗掘・流出し、かつ津波による強い水平力が原因でケーソン堤が転倒し、場合によっては回転しながらの移動が推定されるとされている。また、津波によるケーソン堤の移動距離は、最大 150m 程度の事例（東北地方太平洋沖地震、田老漁港、1,000t 級ケーソン）が報告されている。

東海第二発電所のケーソン堤は、5,000t 級の重量構造物であり、取水施設まで十分な離隔距離があること及びイスバッシュ式による評価では限界流速が最大津波流速を上回っているため、漂流物として取水施設までの到達を考慮しない。第 33 図に取水設備からの離隔距離図を示す。



第33図 取水設備からの離隔距離図

※4 水産総合研究センター 震災復興に向けた活動報告集1、  
平成24年3月、東日本大震災による漁港施設の地震・津  
波被害に関する調査報告（第1報）、独立行政法人 水産  
総合研究センター

### 3) 物揚岸壁

物揚岸壁は、耐震性を確保する対策工及び岸壁背後地の洗掘防  
止対策工を実施することから、物揚岸壁構造部材ならびに背後地  
の土砂の漂流物化はないものとする。



(5) 取水施設における取水機能の成立性

1) 取水口

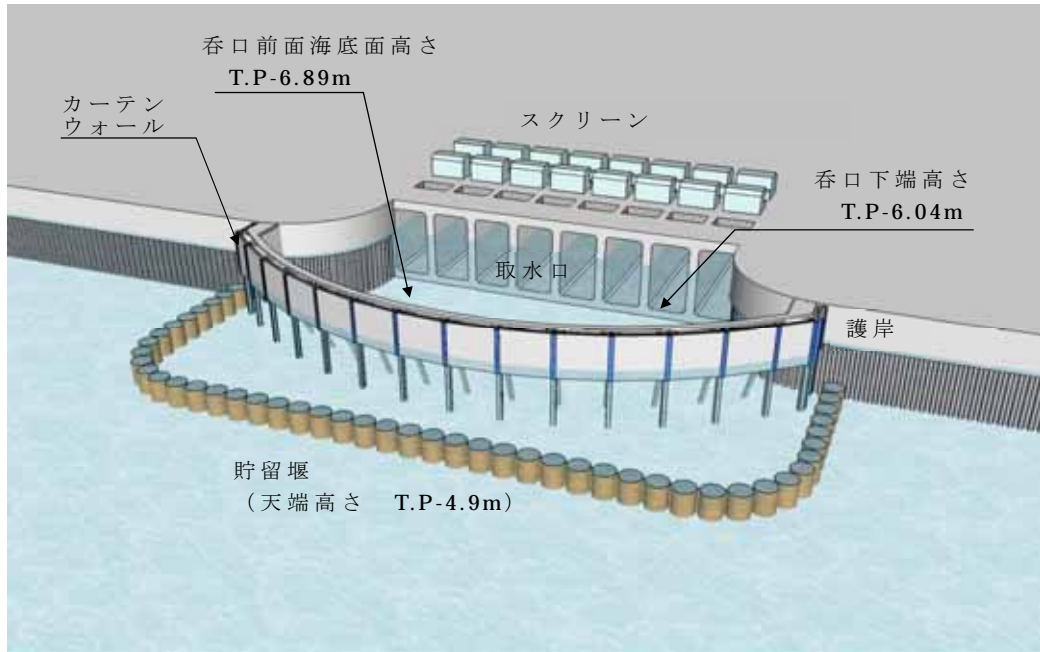
取水口周りの概念図を第34図に示す。

取水口の呑口は8口あり、幅42.8m、高さ10.35m(1口当たりの内部寸法は幅4.1m、高さ8.35m)である。また、呑口下端高さはT.P. -6.04m、呑口前面の海底面高さはT.P. -6.89mであり、取水口前面(カーテンウォール外側)には、天端高さT.P. -4.9mの貯留堰を設置する。

仮にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口周りに到達したとしても貯留堰やカーテンウォールの鋼管杭等の存在、呑口前面の海底面高さ(T.P. -6.89m)と呑口下端高さ(T.P. -6.04m)に約85cmの段差があることから、漂流物が取水口前面又は固定バースクリーンへ到達し難いことは明らかであるが、保守的にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口前面に堆積した場合の取水機能を検討する。

マウンドの被覆材が貯留堰から固定式バースクリーンまで堆積したと仮定し、マウンドの被覆材(100kg/個の捨石程度)の透水係数を $10^2\text{cm/s}^{*5}$ として算出される通水量は約 $14\text{m}^3/\text{s}^{*6}$ となる。ここで、マウンドの被覆材の石材は砂利より間隙が大きく、透水性は高いと考えられるが、保守側に砂利相当の透水係数を用いた。

また、非常用ポンプ7台の必要取水量は、 $1.2\text{m}^3/\text{s}^{*7}$ であり、被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから、取水機能が失われることはない。



第 34 図 取水口周りの概念図

※5 マウンドの被覆材の透水係数：

「水理公式集（土木学会） P375 表 1.1」より

表 1.1 透水係数の概略値と決定法<sup>1)</sup>

k (cm/s)	<u>10<sup>2</sup></u>	1.0	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-8</sup>
土砂の種類	<u>きれいな砂利</u>		きれいな砂 きれいな砂利 まじりの砂	細砂, シルト, 砂とシルトの混合砂	難透水性土 粘 土	
決定法	揚水試験法, 定水位法, 実験公式			変水位法		

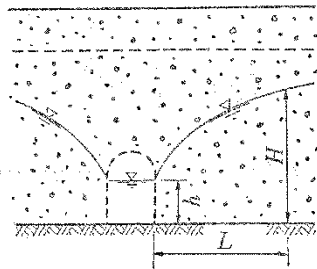
※6 捨石の堆積箇所における通水量：

「水理公式集（土木学会） P383 表 1.5」より

・集水暗きよの取水量公式

$$Q = \frac{k(H^2 - h^2) \cdot l}{L}$$

【解説】本式は準一様流の仮定より得られ、Dupuit-Forchheimer の式と呼ばれている。



※左式は水路両面からの流入量のため、算出は 1/2 倍とする。

- ・捨石の透水係数  $k = 1 \times 10^2 \text{ cm/s}$
- ・静水面 = L. W. L. = T. P. - 0.81m
- ※常時を想定、水位が低い方が保守側
- ・水路床高 = T. P. - 6.89m
- ・ $H = (T. P. - 0.81\text{m}) - (T. P. - 6.89\text{m}) = 6.08\text{m}$
- ・ $h = (T. P. - 5.66\text{m}) - (T. P. - 6.89\text{m}) = 1.23\text{m}$
- ・ $l = 32.8\text{m}$
- 水路幅（スクリーン室幅  $4.1\text{m} \times 8$  箇所）
- ・ $L = 42.33\text{m}$
- 流路長（貯留堰～スクリーンの距離）

$$Q = \frac{k \times (H^2 - h^2) \times l}{L} \times \frac{1}{2} = \frac{1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (6.08^2 - 1.23^2) \times 32.8}{42.33} \times \frac{1}{2} = 13.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

※7 非常用ポンプ必要取水量：

ポンプ名称	定格流量(m <sup>3</sup> /h)	運転台数(台)	取水量合計	
			(m <sup>3</sup> /h)	(m <sup>3</sup> /min)
残留熱除去系海水ポンプ	886	4	3,544	59.07
非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ	273	2	546	9.10
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ	233	1	233	3.88
合計			4,323	72.05

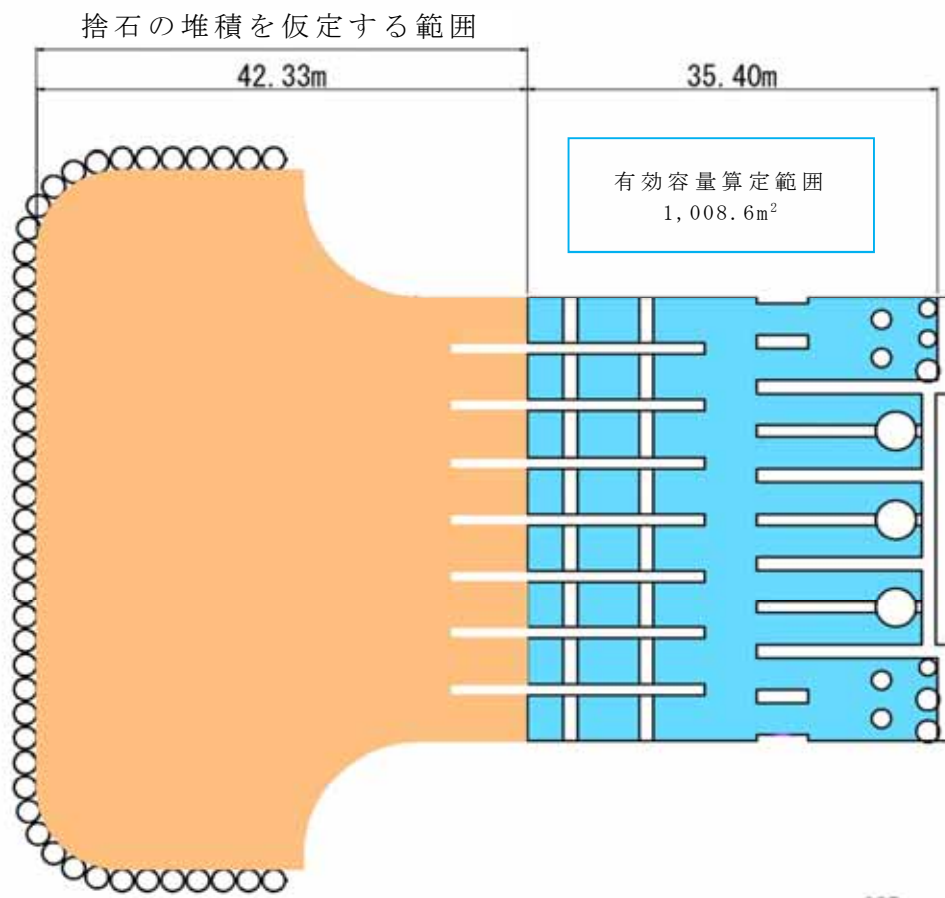
$$\text{必要取水量} : 72.05\text{m}^3/\text{min} = 1.2\text{m}^3/\text{s}$$

2) 貯留堰

貯留堰は、取水口の前面に設置されており、50tの漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である2t被覆ブロックが衝突したとしても、損壊はしない。また、マウンドの被覆材が漂流物化し、貯留堰を越えて貯留堰内に流入する可能性は低いと考えられるものの、保守的に貯留堰内に到達したものと仮定し、引き波時の貯留機能を検討する。

被覆材が貯留堰からスクリーンまでの約40m範囲を埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量が約517m<sup>3</sup>（第36図）であり、引き波時間約3分間の非常用ポンプ必要取水量約220m<sup>3</sup>（≒72.05m<sup>3</sup>/min×3min）を確保することが出来る。

貯留堰の有効容量平面図を第35図に、有効容量縦断面図を第36図に、貯留堰前面の引き波の継続時間を第37図に示す。



第 35 図 有効容量平面図



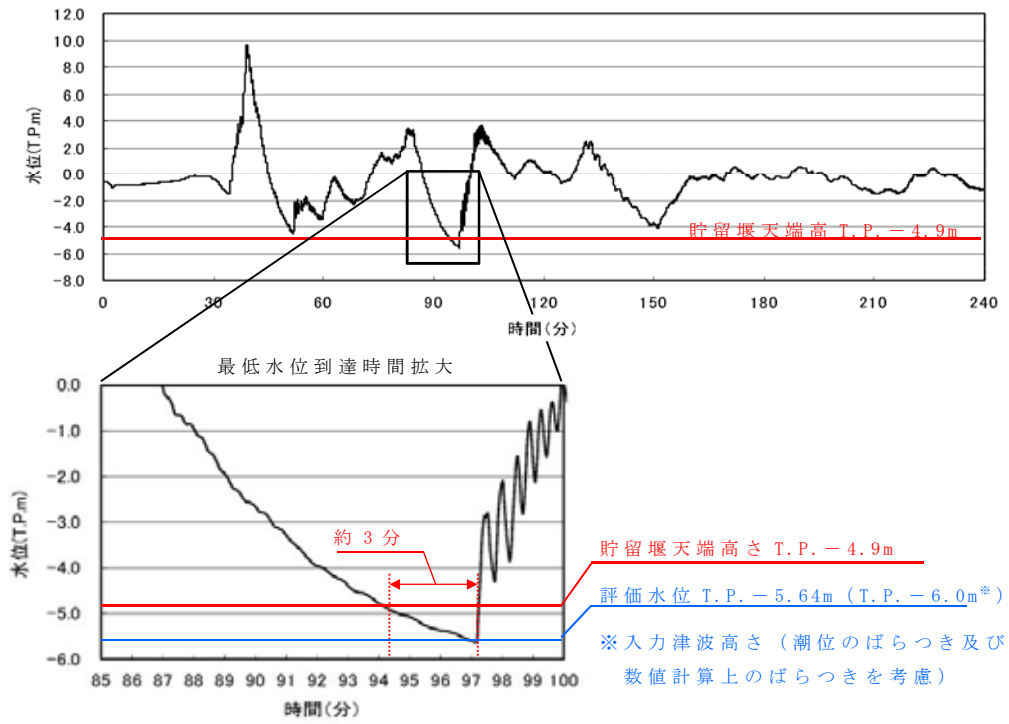
(面積×高さ) - (スロッシングによる溢水量)  
 $= (1,008.6\text{m}^2 \times 0.76\text{m}) - 249\text{m}^3$  ※8  
 $= 517\text{m}^3$

有効容量算定範囲  
 高さ:0.76m  
 (T.P.-4.9m) - (T.P.-5.66m)

第 36 図 有効容量縦断面図

※8 スロッシングによる溢水量：

「貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方」から引用



第 37 図 引き波の継続時間

### 3) S A用海水ピット取水塔

S A用海水ピット取水塔の平面図を第 38 図，断面図を第 39 図に示す。S A用海水ピット取水塔は，海底面から R C 構造の立坑が 1 m 程度突出した構造であり，立坑内には鋼製の通水管を設置している。

当該取水塔は，50t の漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である 2t 被覆ブロックが衝突したとしても，損壊しない。

取水塔上面には，漂流物の流入防止として取水塔の側壁上部に沿って円周上に約 60cm 間隔で設置する幅約 30cm，高さ約 30cm の支柱の上部に約 30cm 角の格子状の鋼材により開口を設けた蓋を設置するため，漂流物化した防波堤のマウンド被覆材のうち，100kg/個（形状：立方体 1 辺 約 32cm～35cm）のものに対しても，進入を防止出来る。

また，立坑内に設置する通水管の取水部は，ピット底部から約 12m 上方に，複数個設置し，その開口は下向きとすることでピット上部の格子蓋を通過した漂流物の直接的な侵入及び堆積物の進入を抑止している。

更に，漂流物化するマウンド被覆材が，S A用海水ピット取水塔周辺を覆いつくしたとして，S A用海水ピットの取水機能を検討する。

漂流物化したマウンドの被覆材が，S A用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積したと仮定し，マウンドの被覆材（100kg/個の捨石程度）の透水係数を  $10^2 \text{cm/s}^{*5}$  として算出される通水量は約  $1.5 \text{m}^3/\text{s}^{*9}$  となる。ここで，マウンドの被覆材の石材は砂利よ

り間隙が大きく，透水性は高いと考えられるが，保守側に砂利相当の透水係数を用いた。また，SA用海水ピット取水塔の必要取水量は  $0.75\text{m}^3/\text{s}$ ※10であり，マウンドの被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから，取水機能が失われることはない。SA用海水ピット取水塔部の漂流物堆積イメージ図を第40図に示す。

※9 捨石の堆積箇所における通水量：

「水理公式集（土木学会） P378 表 1.3」より

・通常井戸の取水量公式

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)}$$

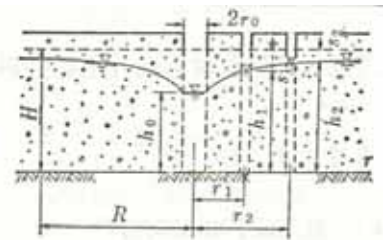
平衡式(揚水試験)

$$Q = \frac{\pi k (h_2^2 - h_1^2)}{2.3 \log_{10}(r_2/r_1)}$$

あるいは

$$k = \frac{0.733 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{(h_1 + h_2)(s_1 - s_2)}$$

【解説】本表A欄の解説を参照のこと。井底だけから流入する観測井を  $r \geq 0.6H$  の範囲に設ける場合には，観測井底を不透水層から  $H/2$  の高さの位置に設け，その水位を用いてもよい<sup>5)</sup>。



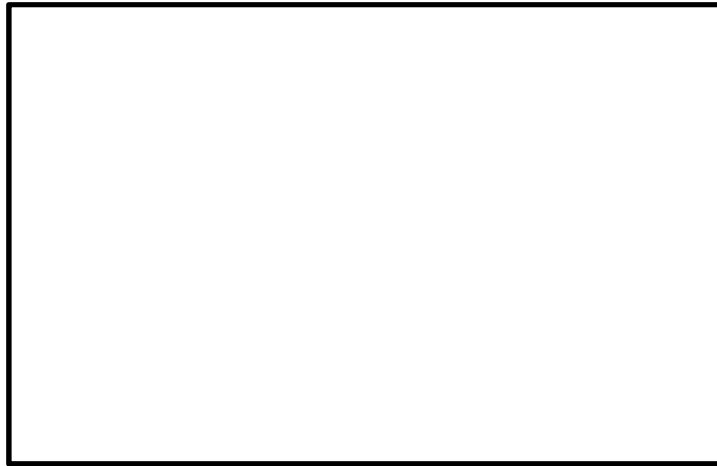
完全貫入井戸

- ・漂流物の透水係数  $k = 1 \times 10^2 \text{cm/s}$  ※捨石の透水係数
- ・原地下水水位 = T.P. - 0.81m  
※水位が L.W.L.，漂流物が L.W.L. の高さまで堆積した状態を想定
- ・水路床高 = T.P. - 2.20m ※SA用海水ピット取水塔の天端高さ
- ・ $H = (\text{T.P.} - 0.81\text{m}) - (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) = 1.39\text{m}$
- ・ $h_0 = (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) - (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) = 0.00\text{m}$
- ・堆積範囲の半径  $R = 129\text{m}$   
※マウンドの被覆材がSA用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積した状態を想定
- ・取水口の半径  $r_0 = 2.85\text{m}$  (防護蓋の支柱の内側の半径)

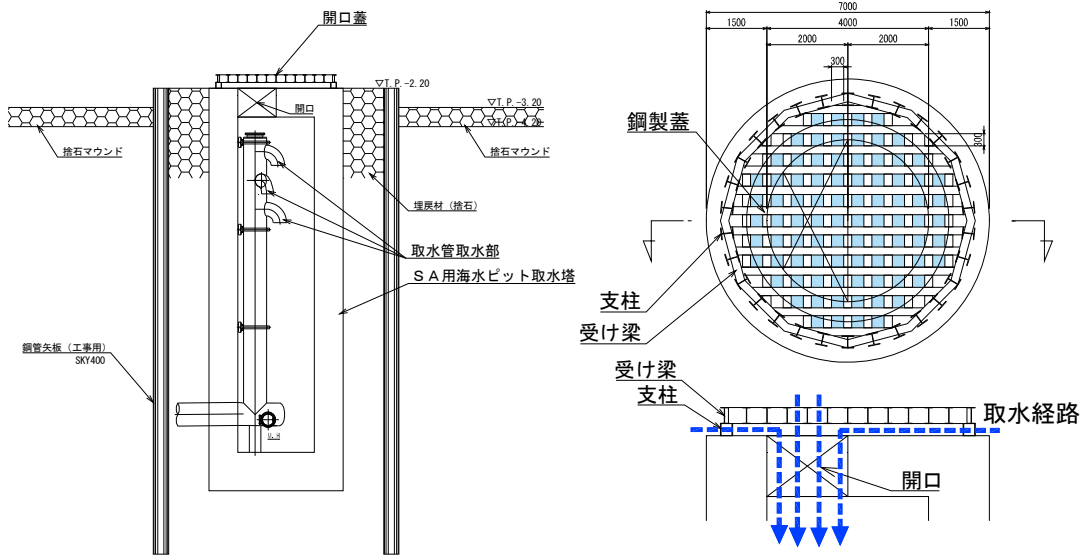
$$Q = \frac{\pi \times k \times (H^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log_{10}(R/r_0)} = \frac{\pi \times 1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (1.39^2 - 0^2)}{2.3 \times \log_{10}(129/2.85)} = 1.593\text{m}^3/\text{s}$$

※10 SA用海水ピット取水塔の必要取水量：

$$2,680\text{m}^3/\text{h} = 0.75\text{m}^3/\text{s}$$

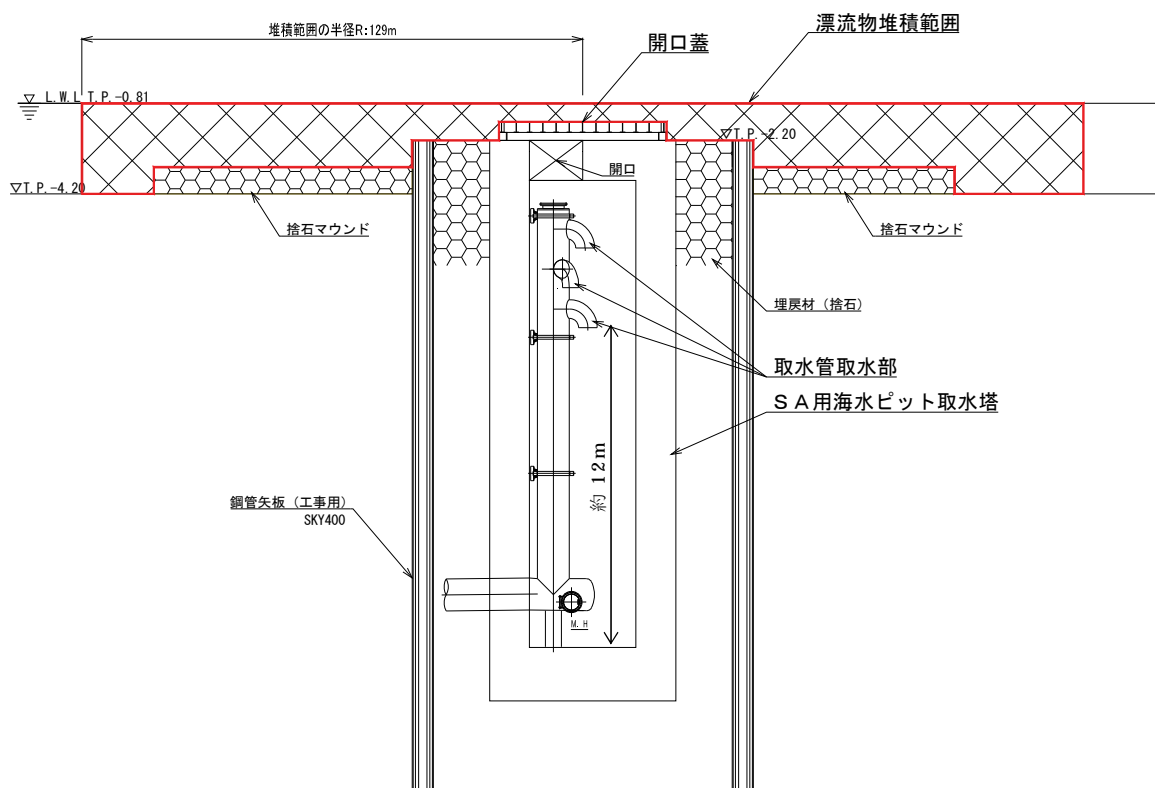


第 38 図 S A 用海水ピット取水塔の平面図



第 39 図 S A 用海水ピット取水塔の断面図 (案)





第 40 図 SA用海水ピット取水塔部漂流物堆積イメージ図

## (6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

基準津波が防波堤に及ぼす影響としては、防波堤のマウンドの被覆材の漂流物化が考えられるが、取水施設周辺の流速が小さいことから取水施設へ到達する可能性は低いものと考えられる。

防波堤損壊により漂流物化したマウンドの被覆材が取水施設に到達したとしても、各取水施設は漂流物の衝突に対して十分な耐力を確保している。また、仮にマウンドの被覆材が取水施設の周辺に堆積したとしても、マウンドの被覆材の透水性能が高いことから、取水施設は取水機能を満足する。したがって、防波堤損壊により取水施設が取水機能を失うことはないものと判断する。

漂流物による各取水施設への影響評価結果を以下に示す。

- ・ 取水口において、堆積したマウンド被覆材の通水量約  $14\text{m}^3/\text{s}$  が、非常用ポンプ 7 台の必要取水量  $1.2\text{m}^3/\text{s}$  を上回るため、取水口の取水機能を満足する。
- ・ 貯留堰において、貯留堰からスクリーンまでの範囲をマウンド被覆材が埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量約  $517\text{m}^3$  により、引き波時間約 3 分間の非常用ポンプ必要取水量約  $220\text{m}^3$  を確保しており、引き波時の取水機能を満足する。
- ・ S A 用海水ピット取水塔において、堆積したマウンド被覆材の通水量約  $1.5\text{m}^3/\text{s}$  が、S A 用海水ピット取水塔の必要取水量  $0.75\text{m}^3/\text{s}$  を上回るため、S A 用海水ピット取水塔の取水機能を満足する。なお、S A 用海水ピット取水塔内に堆積する砂については、定期的な点検を実施し、必要に応じて排砂することとする。

鋼製防護壁の設計方針について

## 目 次

1. 鋼製防護壁の要求機能と設計方針について
  - (1) 鋼製防護壁に要求される機能
  - (2) 鋼製防護壁高さの設定方針
  - (3) 設計方針
    - 1) 構造概要
    - 2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎の構造概要
    - 3) 設計手順
    - 4) 設計荷重
    - 5) 地中連続壁基礎の設計方針
    - 6) 鋼製防護壁（上部工）の設計方針
    - 7) 接合部の設計
    - 8) 止水ジョイント部の設計方針
    - 9) 止水ジョイント部（底部止水機構）の設計方針
2. 施工実績
  - 2.1 鋼製門型ラーメン構造
    - (1) 施工事例1：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）
    - (2) 施工事例2：国道工事（国土交通省）
    - (3) 施工事例3：高速道路工事（高速道路株式会社）
  - 2.2 直接定着式アンカーボルトの実績
    - (1) 施工事例1：国道工事（国土交通省）
    - (2) 施工事例2：臨港道工事（国土交通省）
3. 地中連続壁基礎に関する設計基準類
  - (1) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編(公社法人日本道路協会)
  - (2) 地中連続壁基礎工法施工指針(案)(地中連続壁基礎協会)
4. 参考資料

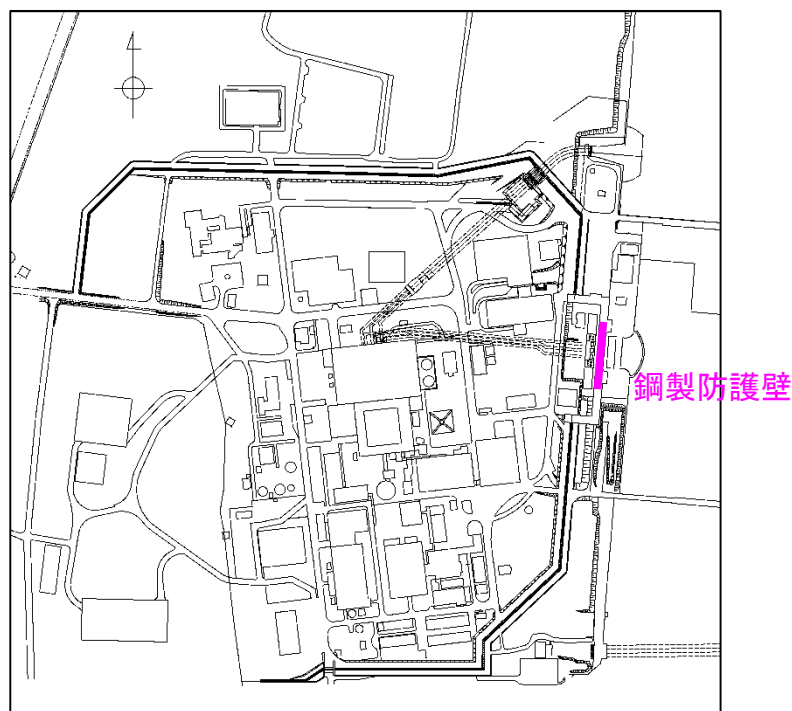
## 1. 鋼製防護壁の要求機能と設計方針について

### (1) 鋼製防護壁に要求される機能

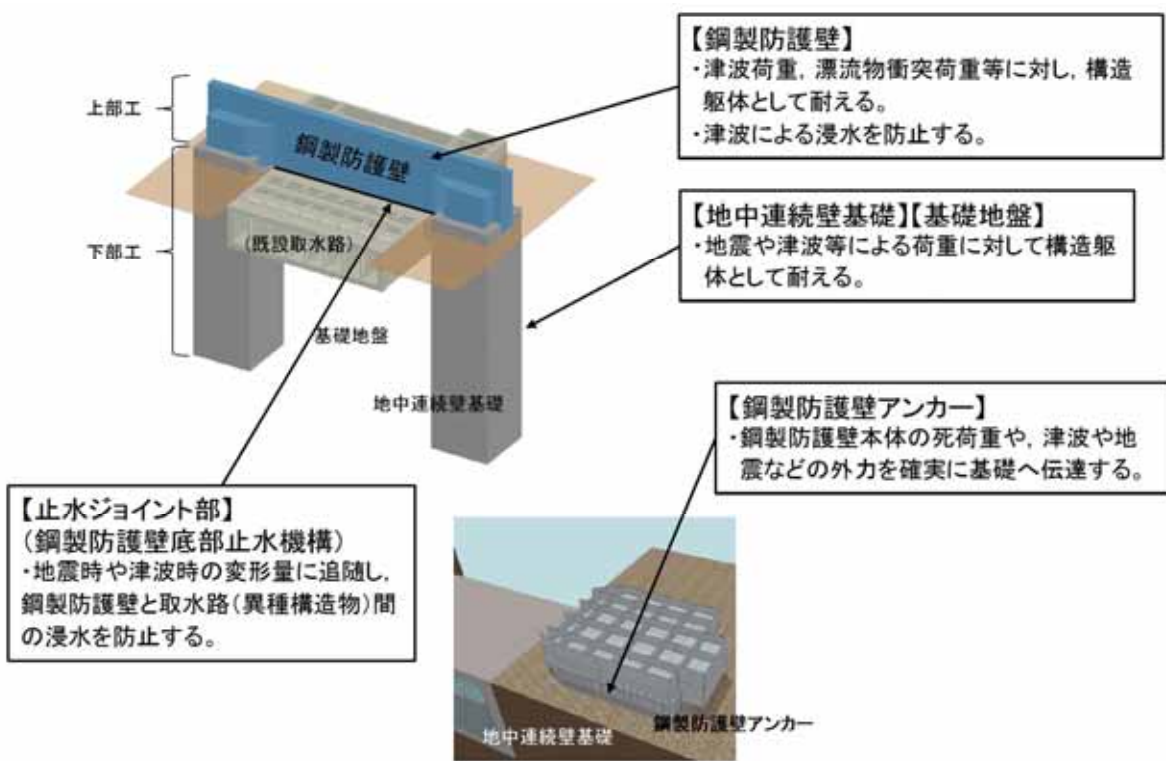
鋼製防護壁の平面位置図を第 1-1 図に、鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に、鋼製防護壁の評価対象部位を第 1-2 図～第 1-4 図に示す。

津波防護施設としての防潮堤に求められる要求機能は、繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること、基準地震動  $S_s$  に対して要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力に対し、十分な構造強度を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに構造物の境界部等の止水性を維持し、基準地震動  $S_s$  に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

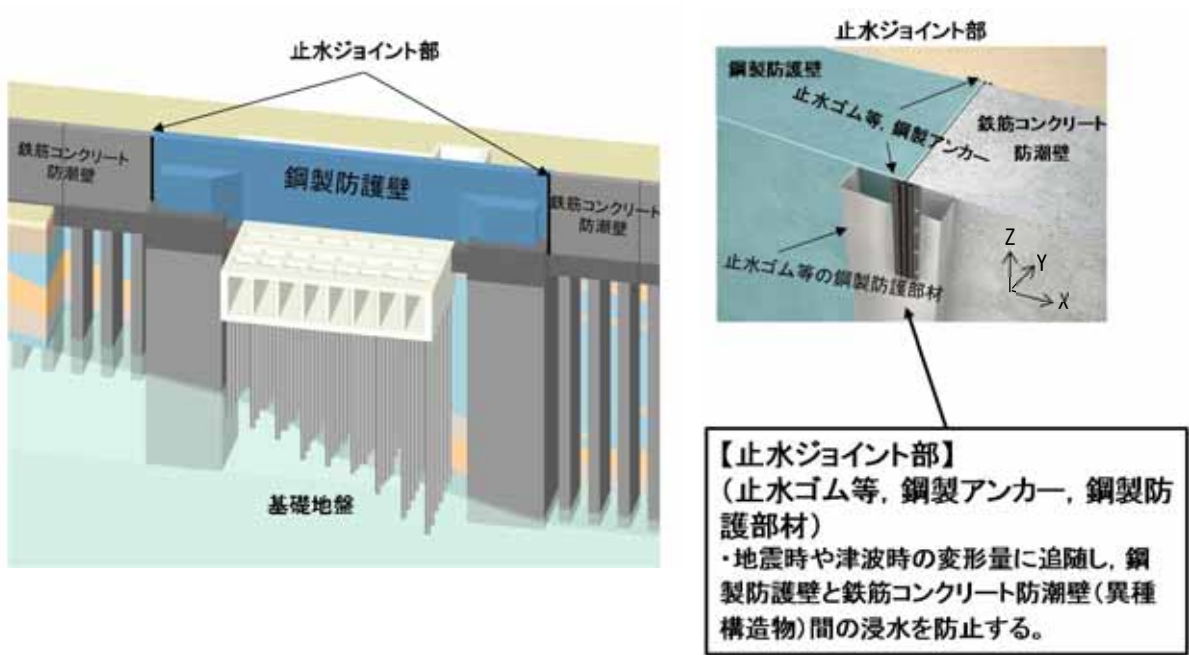


第 1-1 図 平面位置図



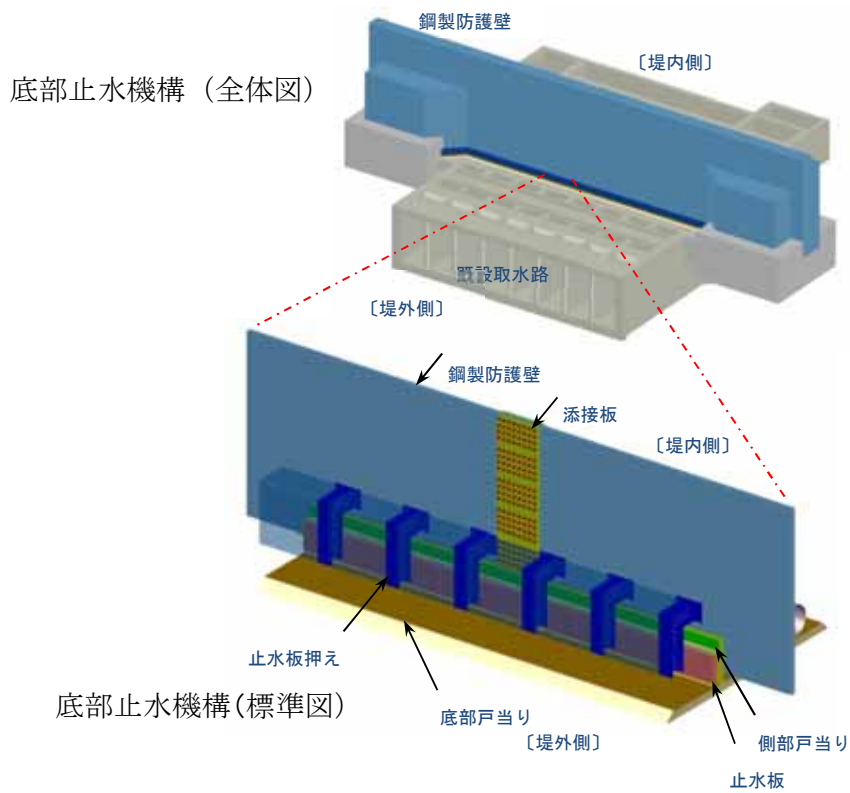
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 1)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-3 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 2)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-4 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 3)

第 1-1 表 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。  
 「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能、機能設計、構造強度設計を以下に示す。

赤字：荷重条件  
 緑字：要求機能  
 青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の 状態	
海水ポンプ室周り防護壁	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設設計 津波防護施設については、その構造に 対する抵抗性及び耐震性及び洗掘に 対する安定性を評価し、越流時の 耐性にも配慮した上で、<b>入力津波に 対する津波防護機能が十分に保持で きるよう設計すること。</b> (1) 要求事項に適合する設計方針である ことを確認する。 (2) 設計方針の確認に加え、<b>入力津波 に対して津波防護機能が十分保持で きる設計がなされることの見通しを 得るため、以下の項目について、設 定の考え方を確認する。確認内容を 以下に例示する。</b> ① 荷重組合せ a) 余震が考慮されていること。耐津 波設計における荷重組合せ：常時＋ 津波、常時＋津波＋地震（余震） ② 荷重の設定 a) 津波による荷重（波圧、衝撃力） の設定に関して、考慮する知見（例 えば、国交省の暫定指針等）及びそ れらの適用性。 b) 余震による荷重として、サイト特 性（余震の震源、ハザード）が考慮 され、合理的な頻度、荷重レベルが 設定される。 c) 地震により周辺地盤に液状化が発 生する場合、防潮堤基礎杭に作用す る側方流動力等の可能性を考慮す ること。 ③ 許容限界 a) 津波防護機能に対する機能保持限 界として、当該構造物全体の変形能 力（終局耐力時の変形）に対して十 分な余裕を有し、津波防護機能を 保持すること。（なお、機能損傷に至 った場合、補修にある程度の期間が 必要となることから、<b>地震、津波後 の再使用性に着目した許容限界にも 留意する必要がある。</b>）</p> <p>基準地震動及び耐震設計方針に係る 審査ガイド</p> <p>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等 津波防護機能を有する施設、浸水防 止機能を有する設備及び敷地におけ る津波監視機能を有する設備のうち 建物及び構築物は、常時作用して いる荷重及び運転時に作用する荷重と 基準地震動による地震力の組合せに 対して、当該建物・構築物が構造物 全体としての変形能力（終局耐力時 の変形）について十分な余裕を有す るとともに、その施設に要求される 機能（津波防護機能、浸水防止機 能）を保持すること</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。</b> ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>基準地震動 S<sub>s</sub> に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</b></p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>基準地震動 S<sub>s</sub> に対し、</b> ⑦鋼材や鉄筋コンクリートの耐力のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ⑧上部構造は、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ⑨上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ゴム等を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、</b> ①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</b></p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</b></p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>基準地震動 S<sub>s</sub> による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</b></p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>基準地震動 S<sub>s</sub> による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</b></p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>基準地震動 S<sub>s</sub> による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</b></p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、<b>基準地震動 S<sub>s</sub> による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴム、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また、止水ゴム等が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</b></p>	<p>下部工</p> <p>下部工</p> <p>下部工</p> <p>下部工</p> <p>上部工</p> <p>上部工</p> <p>止水ジョイント部</p> <p>上部工</p>	<p>基礎地盤</p> <p>地中連続壁基礎</p> <p>鋼製防護壁</p> <p>鋼製防護壁アンカー</p> <p>止水ゴム等</p> <p>鋼製アンカー</p> <p>止水ゴム等の鋼製防護部材</p> <p>鋼製防護壁底部止水機構</p>	<p>支持力</p> <p>曲げ、せん断</p> <p>曲げ、せん断</p> <p>引張り、せん断、引抜き</p> <p>変形、引張り</p> <p>引張り、せん断、引抜き</p> <p>曲げ、引張り、せん断</p> <p>曲げ、せん断</p>	<p>支持機能を喪失する状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>有意な漏えいに至る変形、引張り</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p>	<p>「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。</p> <p>【基準地震動 S<sub>s</sub>・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編）」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編）」「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</p> <p>【基準地震動 S<sub>s</sub>・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」に基づき降伏応力度以下とする。</p> <p>【基準地震動 S<sub>s</sub>・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」「鋼構造設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」「鋼構造設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき降伏応力度以下とする。</p> <p>メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。</p> <p>「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。</p> <p>「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。</p> <p>「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。</p>	

※T.P.+24m 津波については、「東海第二発電所 重大事故等対処設備について(別添資料-1 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する津波防護方針について)」に記載。



## (2) 鋼製防護壁高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鋼製防護壁は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表 入力津波高さと防潮壁高さの関係

	敷地側面 北側	敷地前面 東側	敷地側面 南側
入力津波高さ (潮位のばらつき等 考慮)	T. P. +15. 4m	T. P. +17. 9m	T. P. +16. 8m
防潮壁高さ	T. P. +18. 0m	T. P. +20. 0m	T. P. +18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

## (3) 設計方針

### 1) 構造概要

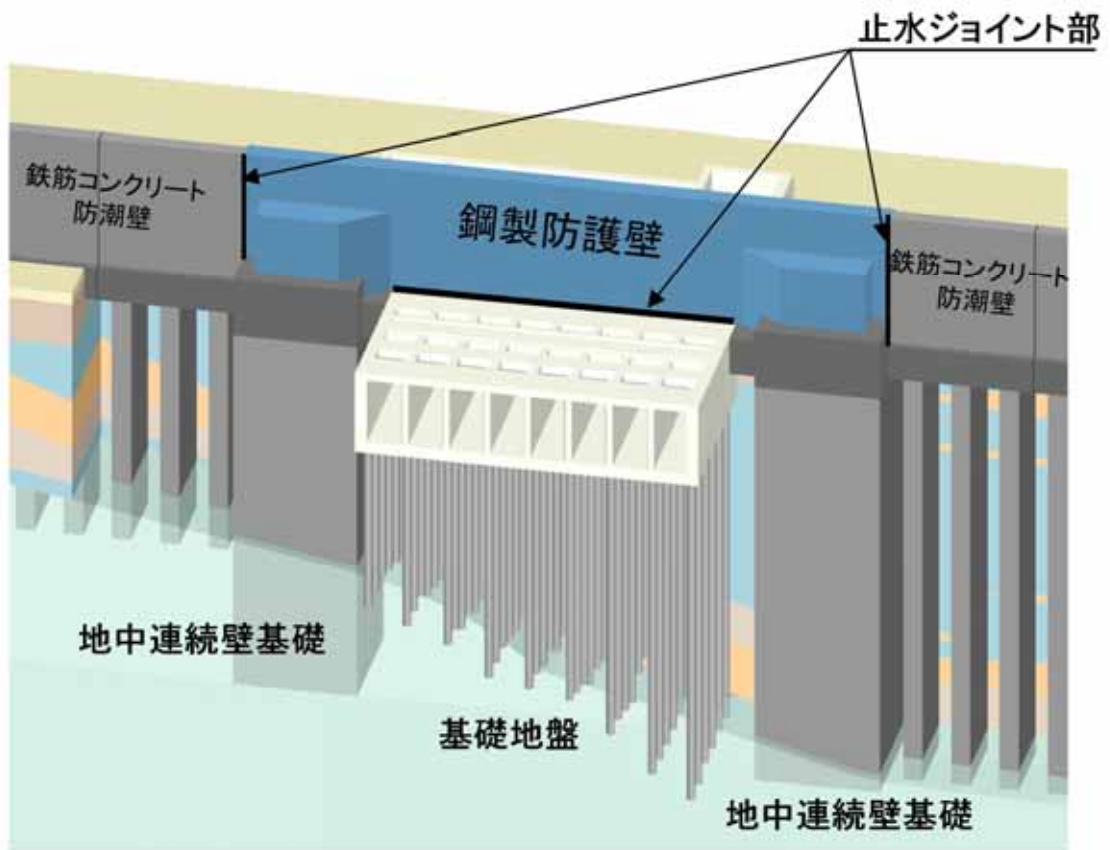
鋼製防護壁は、海水ポンプ室東側の取水口横断部に配置する。(第 1-1 図 参照)

既設の取水構造物に鋼製防護壁による荷重を作用させないために、取水構造物の南北両側に上部工の基礎となる地中連続壁基礎を構築し、取水構造物を跨ぐように上部工の鋼製防護壁を構築する。

上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部には、止水性維持のために止水機構を設置する。(第 1-4 図 参照)

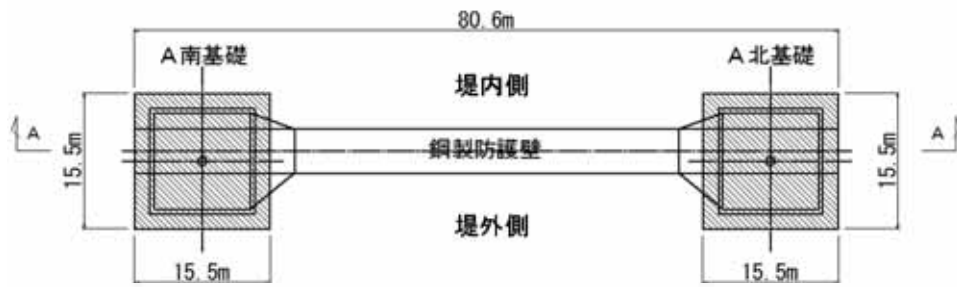
上部工の鋼製防護壁と隣接する鉄筋コンクリート防潮壁との境界部には、止水性維持のために伸縮性を有する止水ゴム等を設置する。(第 1-3 図 参照)

鋼製防護壁の構造概要図を第 1-5 図に、平面図及び正面図を第 1-6 図に示す。

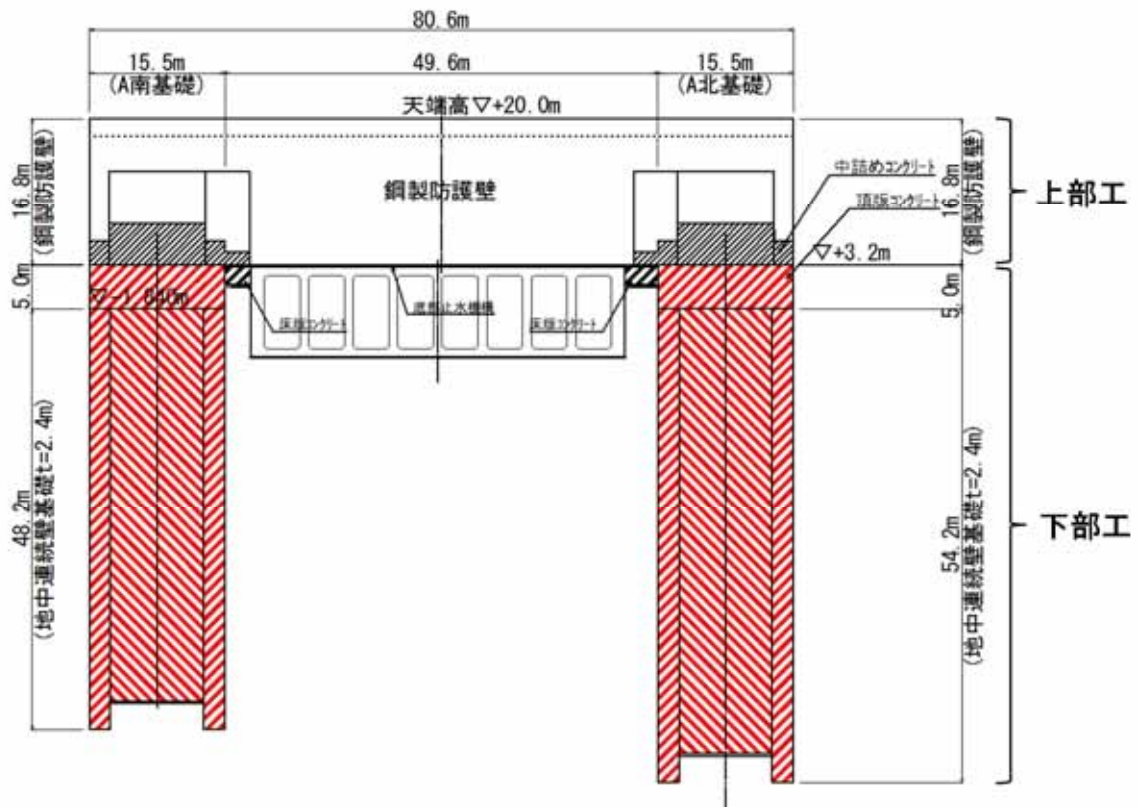


第 1-5 図 鋼製防護壁 構造概要図

平面図



A-A断面図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-6 図 平面図及び正面図

## 2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎の構造概要

### ① 全体構造の概要

鋼製防護壁全体の構造を第 1-7 図に示す。鋼製防護壁の構成部位と役割を第 1-3 表に示す。また、鋼製防護壁の構造図を第 1-8 図、鋼製防護壁全体の構成図を第 1-9 図、地中連続壁基礎の構成図を第 1-10 図に示す。

第 1-7 図に示すとおり、基礎部は、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。

地中連続壁基礎は、地中連続壁を構築後その内側を掘削し中実鉄筋コンクリートを打設する。地中連続壁と中実鉄筋コンクリートはジベル筋等により一体化し、両者で発生断面力を負担する。

鋼製防護壁は、鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造とする。施工性を考慮して、鋼製防護壁はブロックに分割し、各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合する。

第 1-8 図に鋼製防護壁の鉛直方向の分割イメージを示す。下端標高 T.P. +3.20m から天端標高 T.P. +20.0m までを頂部鋼板を含めて 10 層に分割した構造とし、各層は、第 1-7 図に示すブロックが複数結合された構造とする。

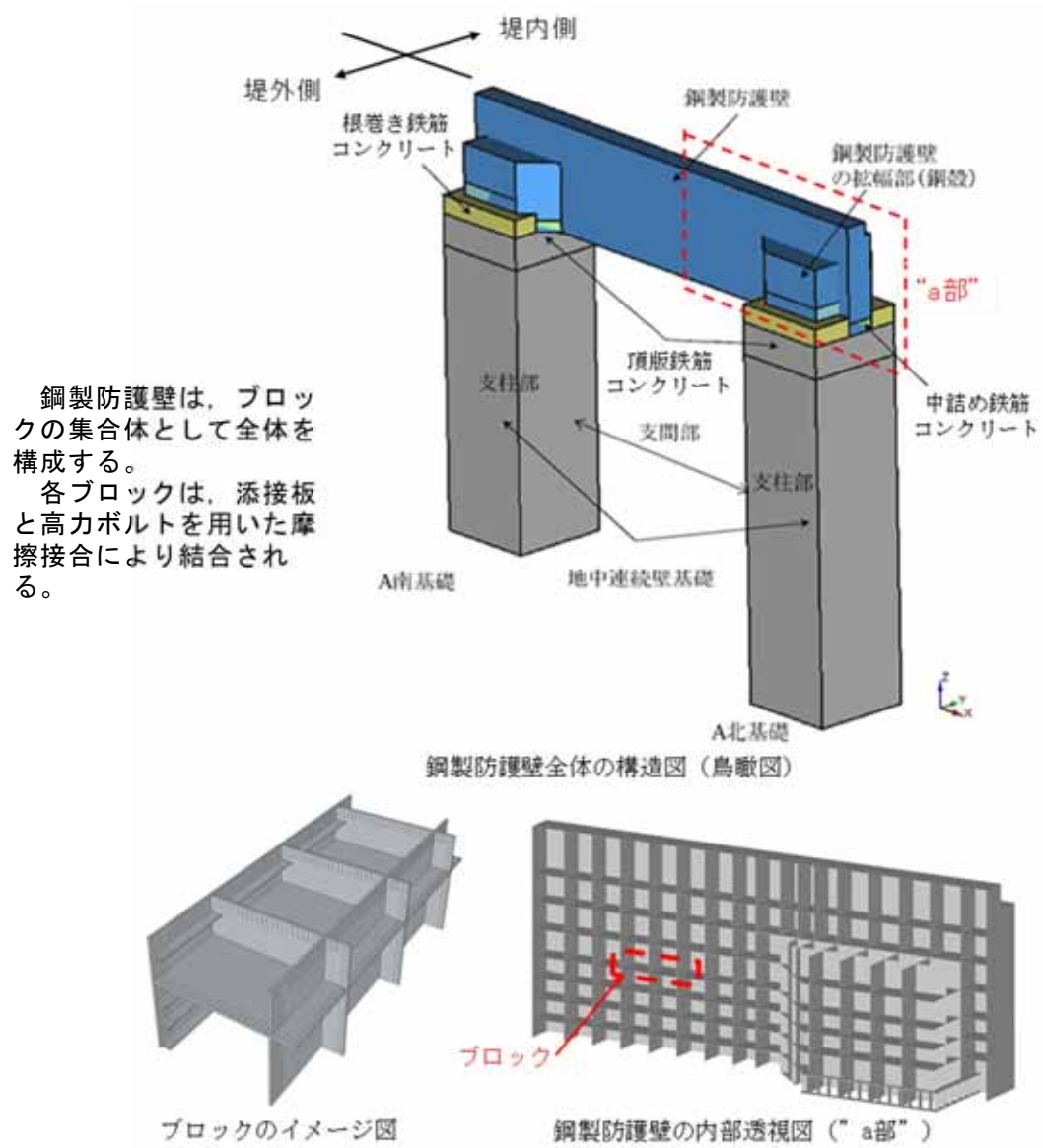
鋼製防護壁最下層の地中連続壁基礎結合部には、アンカーボルトが設置され上部工からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押込力として基礎上部の頂版鉄筋コンクリートに伝達する。

また、第 1-9, 1-10 図に示すとおり鋼製防護壁の基礎部直上の鋼殻内には、必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設する。なお、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは鉄筋コンクリートとする。

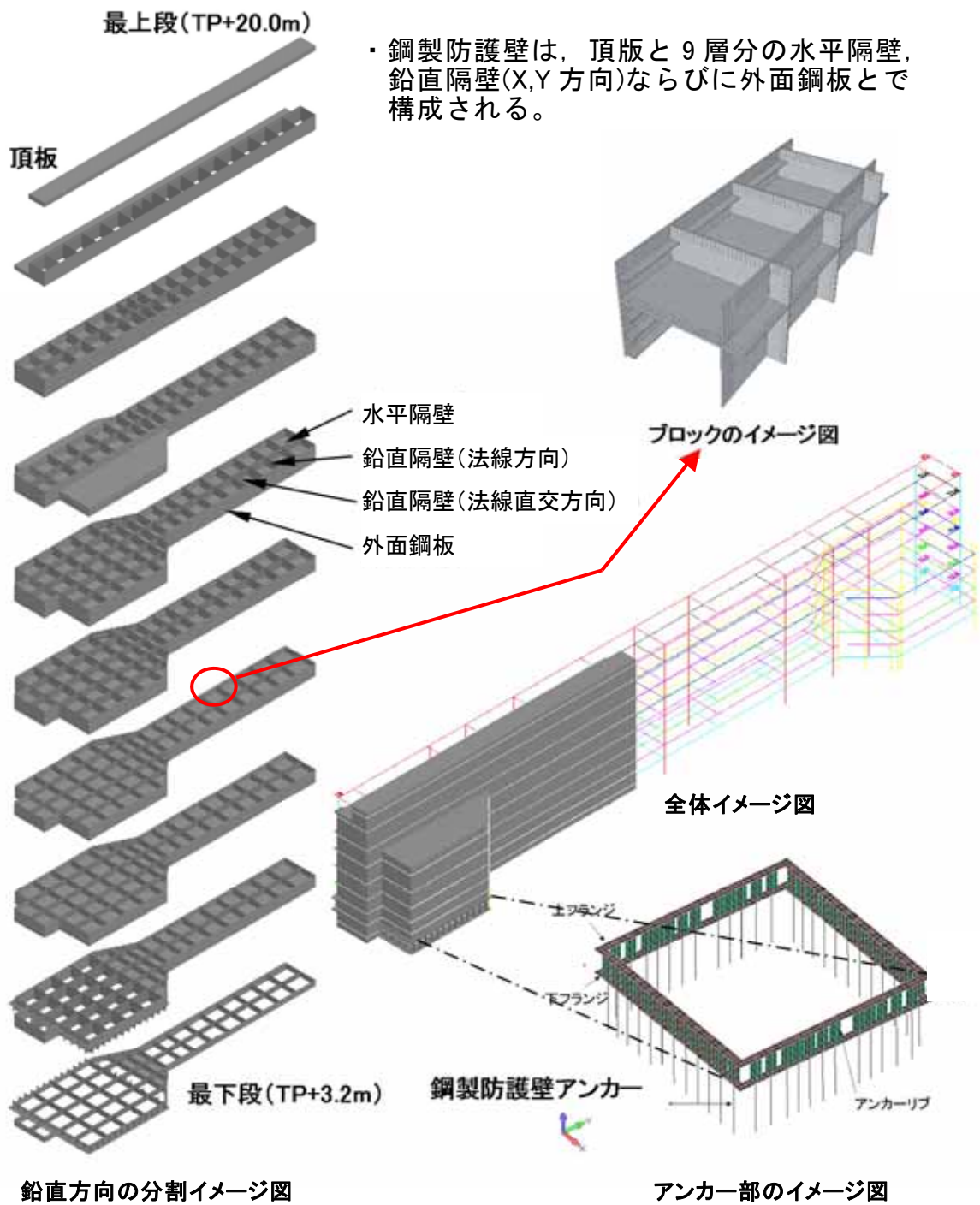
鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部について、第 1-11～1-16 図に示す。

第 1-3 表 鋼製防護壁の構成部位と役割

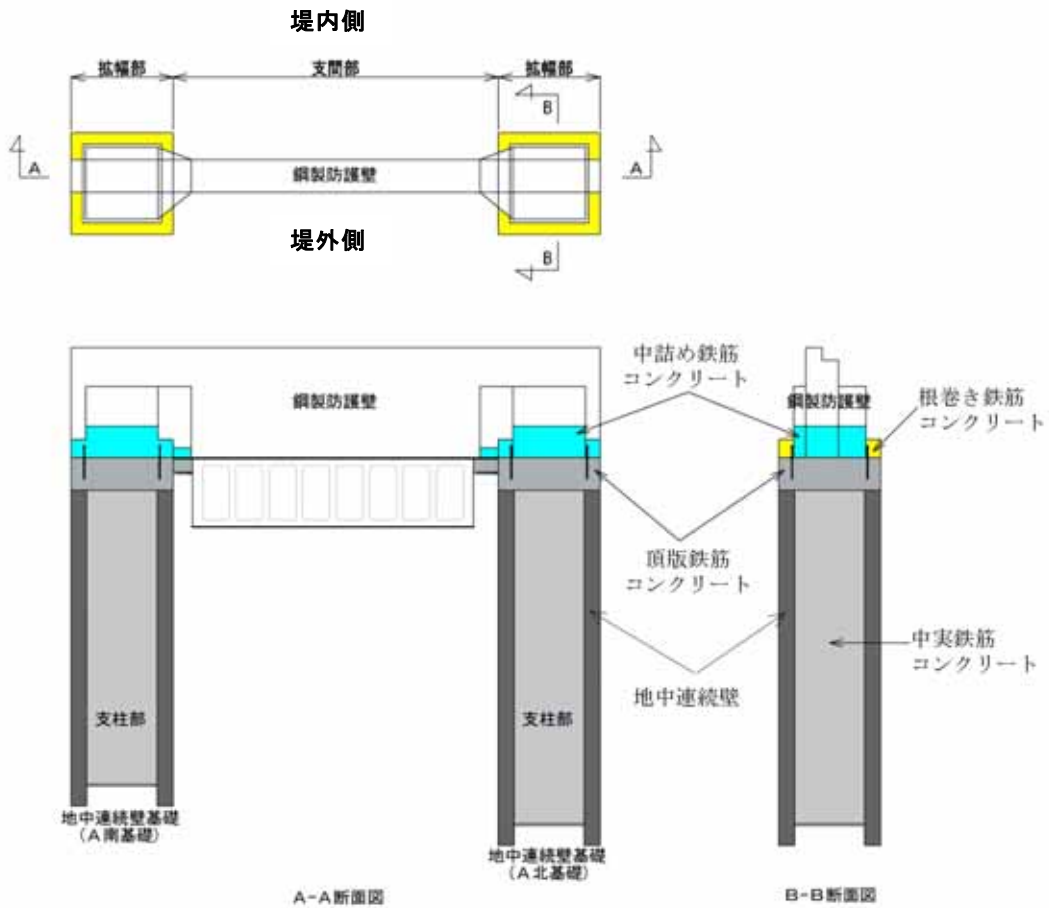
区分	分類	構成	各部位の役割
上部工	鋼製防護壁	鋼製防護壁 (支間部, 支柱部)	津波荷重等に抵抗する。
		鋼殻 (支柱部)	基礎上部の範囲を拡幅することにより, 支柱部応力の低減とアンカーボルトの配置エリアを確保する。
		中詰め鉄筋コンクリート	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで, 基部周辺の鋼殻応力の低減と上部工からのせん断力と水平トルク (鉛直軸回りモーメント) を基礎頂版に伝達する。
	アンカーボルト	—	上部工荷重からの軸力及び曲げモーメントを地中連続壁基礎の頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
下部工	地中連続壁基礎 (A北, A南)	頂版鉄筋コンクリート	地中連続壁の上部に構築する鉄筋コンクリート版で, 鋼製防護壁からの荷重を地中連続壁基礎に伝達させる。アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリート内の鉄筋を定着させる。
		地中連続壁 (鉄筋コンクリート)	基礎外面を形成し, 基礎の主要部材となる。
		中実鉄筋コンクリート	地中連続壁内部の鉄筋コンクリートで, 地中連続壁と一体となって発生断面力を負担する。
非構造部材	根巻き鉄筋コンクリート	—	定着アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリート。非構造部材として設計する。



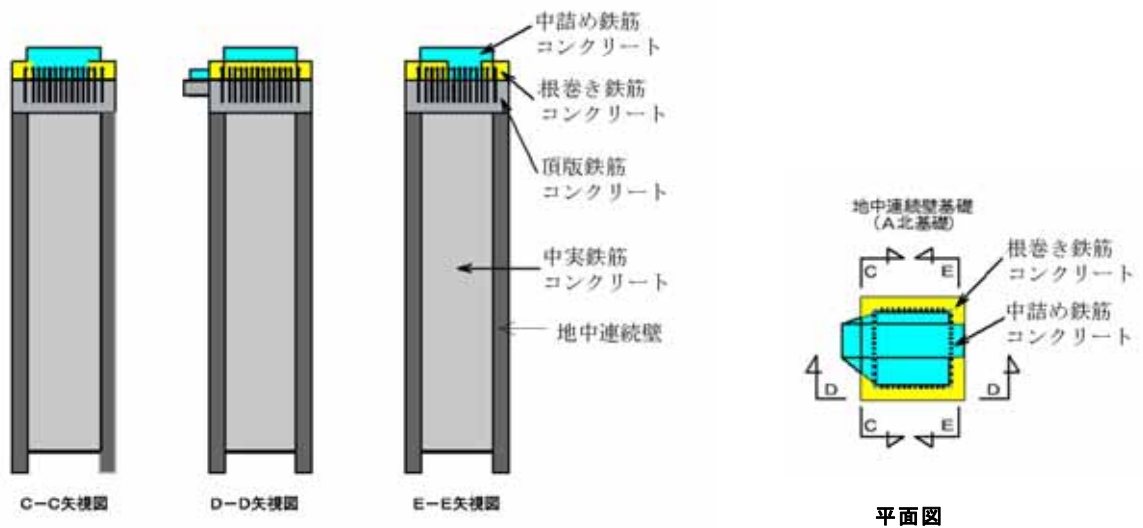
第 1-7 図 鋼製防護壁全体の構造図



第 1-8 図 鋼製防護壁の構造図 (鋼製防護壁の鉛直方向ブロック分割)

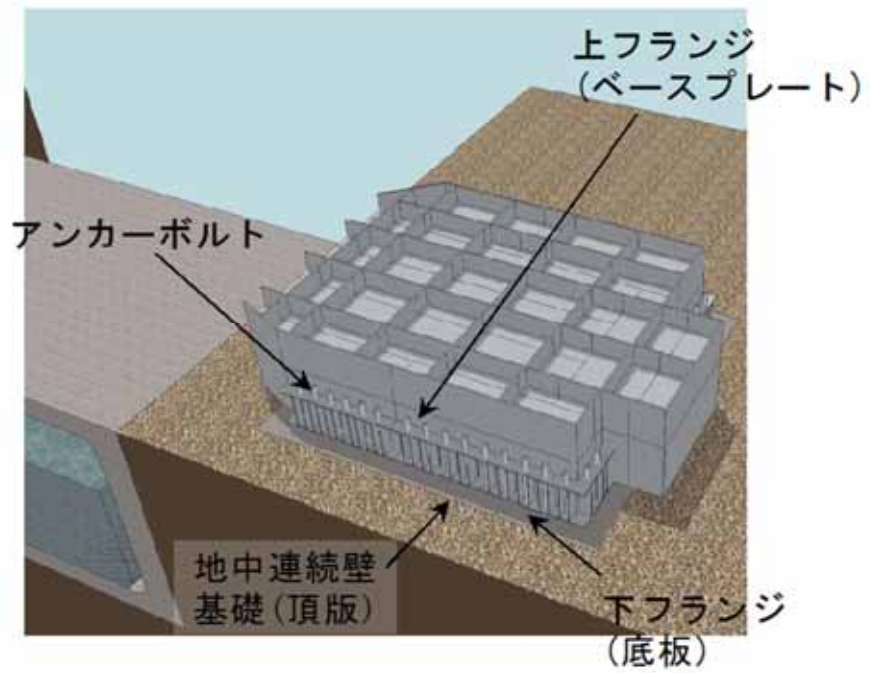
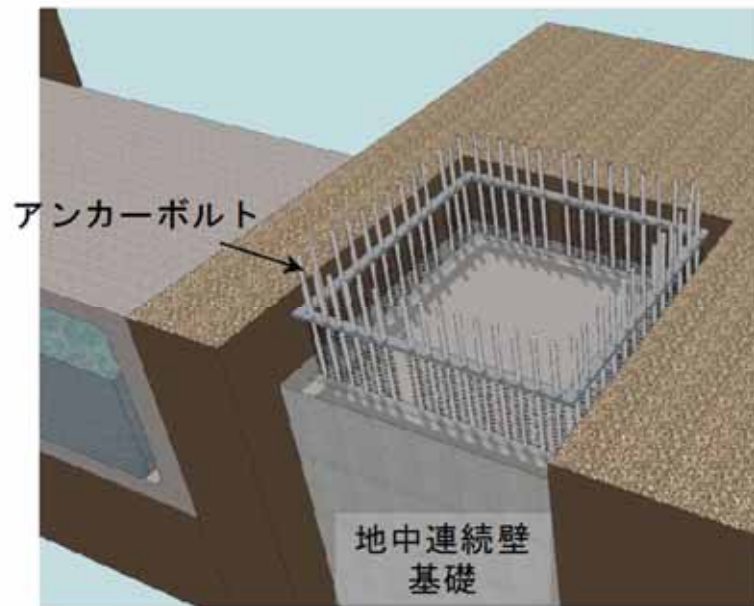


第 1-9 図 鋼製防護壁全体の構成図

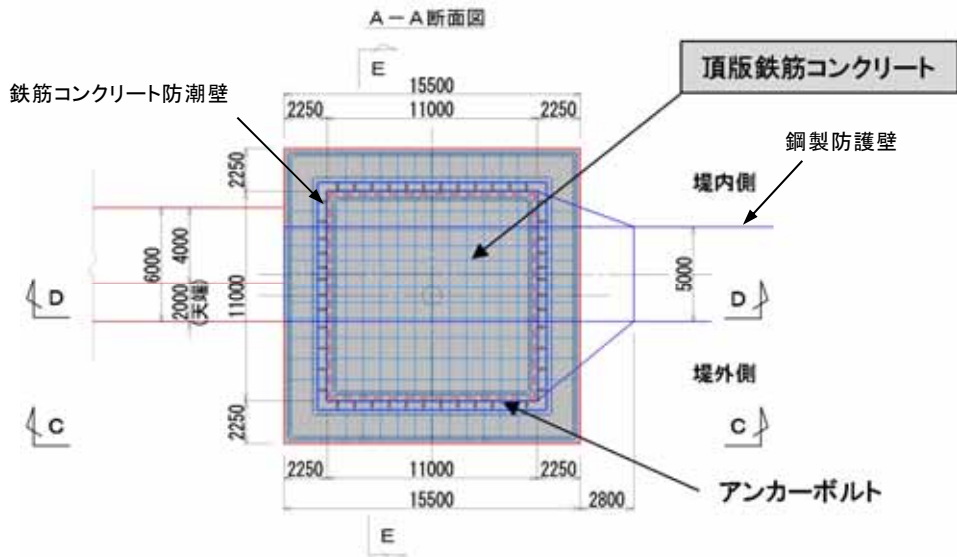


第 1-10 図 地中連続壁基礎の構成図



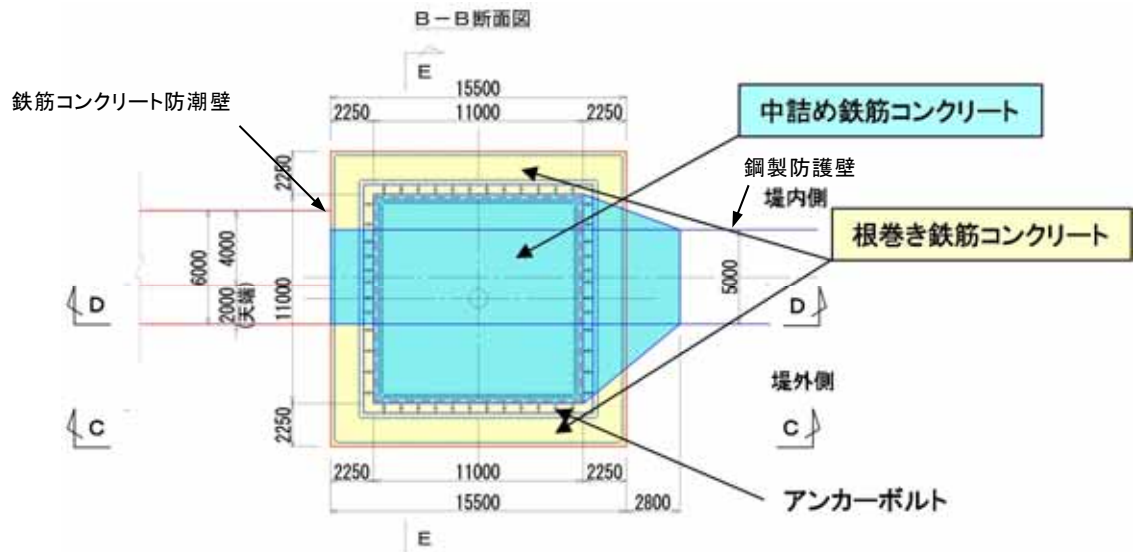


第 1-11 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部イメージ図



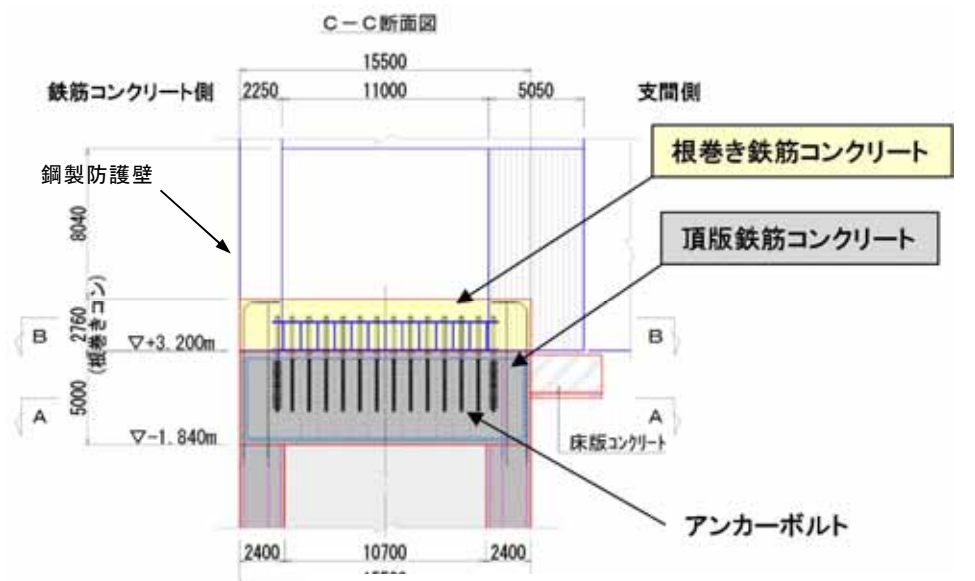
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-12 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (A-A 断面)



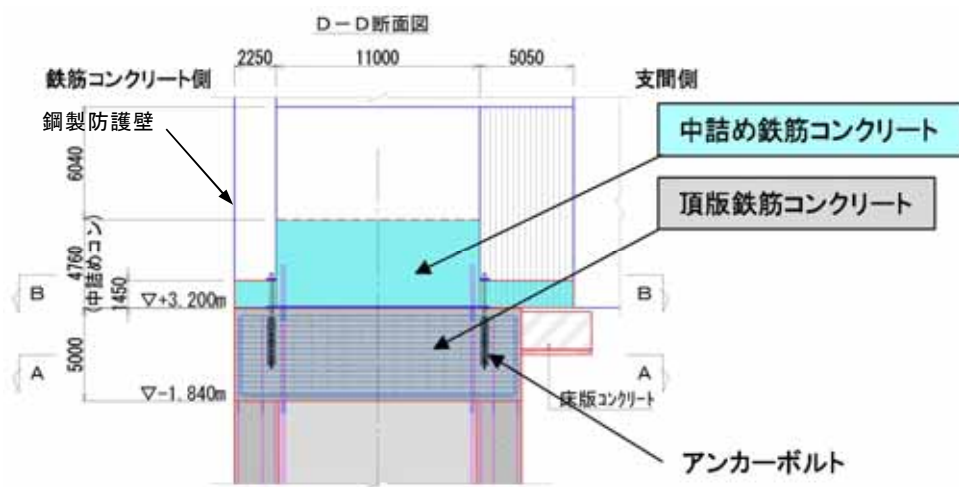
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-13 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (B-B 断面)



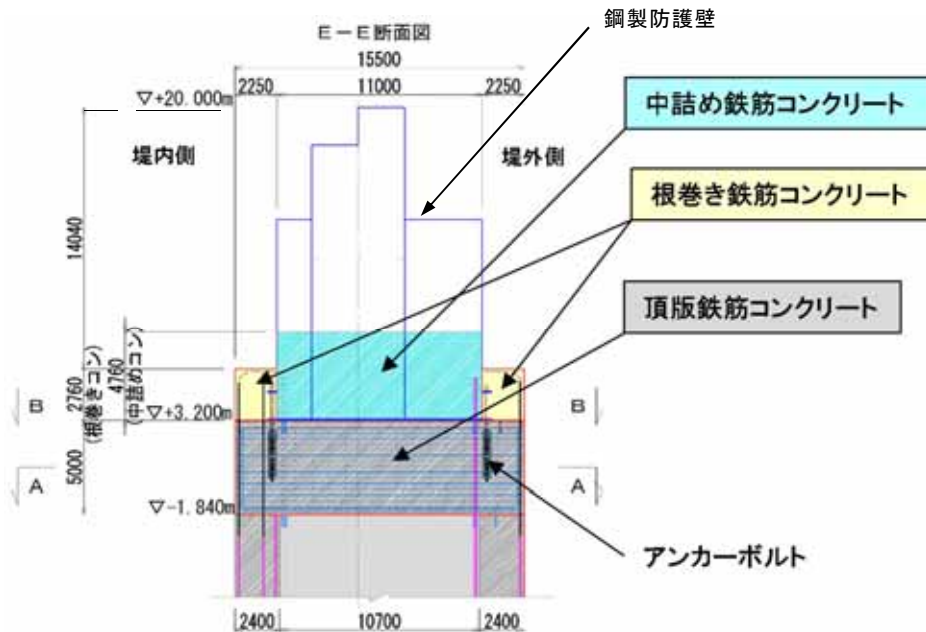
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-14 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (C-C断面)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-15 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (D-D断面)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-16 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (E-E 断面)

## ② 構造型式の選定理由

### a. 取水口横断部の防護壁を鋼製とした理由

既設取水口の頂版に直接防護壁を設置した場合、防護壁の自重、津波波圧による反力、地震時慣性力を取水口に負担させることになる。その反力は非常に大きいため、両サイドに基礎を設け反力が取水口に作用しない設計とする。

両サイドの基礎は、非常に大きな荷重を負担するが、基礎設置場所には十分な広さがなく、際限なく基礎を大きくすることが出来ない状況である。そのため、自重及び地震時慣性力の低減を目的に、質量の低減を図ることが可能な鋼製を選定する。

「4. 参考資料」に鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を示す。架設は、トラッククレーンにてブロックを1個ずつ吊上げ、先行ブロックと突合せてHTB（ハイテンションボルト）で接合・

固定する。

本工法では、最下段については両側からブロックを接合し、張り出し側を仮受けしながら構築し、最下段を自立させたのちに、上層ブロックを積み上げて構築するため、既設構造物に大きな荷重を負担させることなく架設が可能である。

b. 基礎形式に地中連続壁基礎を選定した理由

防潮壁がSクラス構造物であることから、基礎は強固な岩盤上に設置しなければならないため、約60m近くまで掘り下げる必要がある。また、狭隘な敷地の制約のもとで、長スパンである上部工から伝達される大きな荷重を限られた大きさの基礎で負担する必要がある。

ケーソン基礎とする場合は、厚く分布する沖積粘性土層（Ac層）により施工中にケーソンが自沈し、所定の精度での施工が困難なことが推定されるが、地中連続壁基礎とすればそのような問題は解消される。

以上の理由から、基礎形式として地中連続壁基礎を選定する。

c. 直接定着式アンカーボルトを選定した理由

上部工が鋼殻構造で下部工が鉄筋コンクリート構造の場合、アンカーフレーム方式により接続し、上部工の荷重を下部工に伝達する形式が多い。本件においてアンカーフレーム方式を採用した場合、頂版に設置されるアンカーフレームのプレートと、地中連続壁基礎の鉛直方向鉄筋の定着部とが干渉する。この干渉を避けるためには基礎を大きくする必要があるが、敷地内の制約から拡幅可能な大きさ

に制限があるため困難である。

一方、直接定着式アンカーボルトには上記のような干渉するプレートはなく、基礎の大きさ（平面形状）を敷地の制約内の大きさにおさめることができるため、これを選定する。

### ③ 鋼製防護壁の平面配置における制約条件

鋼製防護壁の支間部は、地震等の変位による既設構造物との接触回避や施工時の離隔を確保する必要性から以下の制約を受けるため、鋼製防護壁中心と地中連続壁基礎中心とで偏芯を設ける。

#### a. 上部工の制約

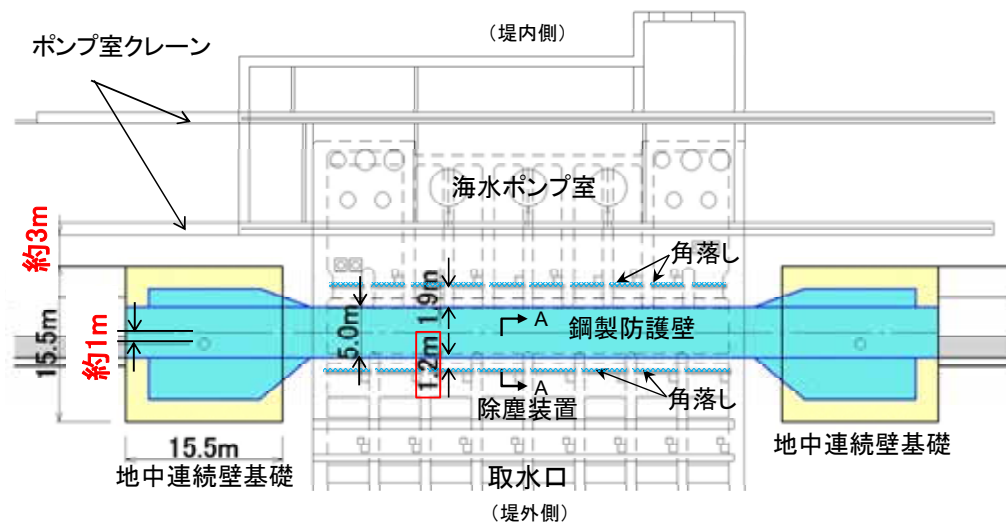
- ・ 上部工と下部工に偏芯を設けない場合、上部工の堤外側角落しとの離隔が 20cm となり、止水板押え（約 50cm）を加えると堤外側角落しに接触する。
- ・ 本震時の動的解析による変位（51cm）を踏まえ、許容変位量を 70cm 程度と設定する。
- ・ 堤外側は、上部工と堤外角落しとの離隔を、止水板押え（約 50 cm）と許容変位量（約 70cm）の 120cm とすると、約 100cm の偏芯が必要となる。

#### b. 地中連続壁基礎の制約

- ・ 堤内側は施工上、ポンプ室クレーン・取水口との離隔を 3m 程度確保する必要がある。

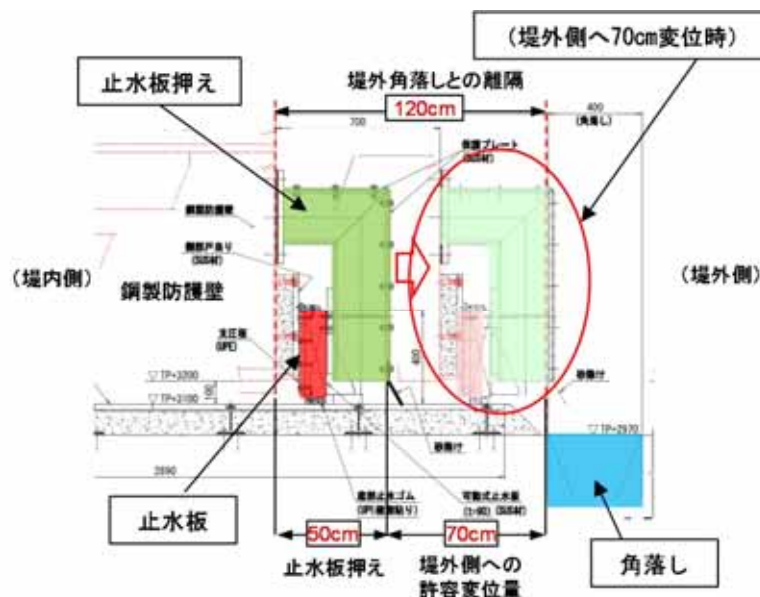
これらの制約により、上部工と下部工とで堤内方向に約 1m の偏芯を設定する。

第 1-17 図に取水路周辺の平面図、第 1-18 図に鋼製防護壁と堤外側角落しとの位置関係を示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-17 図 取水路周辺の平面図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-18 図 鋼製防護壁と堤外側角落しの位置関係図 (A-A 断面)

④ 地中連続壁基礎の根入れ長の設定方針

鋼製防護壁の基礎は、津波時において南側と北側の 2 つの基礎の変位量がほぼ同等となるように地中連続壁基礎の根入れ長を設定し、地震時においても各部位が十分な裕度を有することを確認する。

### 3) 設計手順

鋼製防護壁の耐震・耐津波評価は、津波防護施設であること、Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ、第1-4表の鋼製防護壁の評価項目に従い、各構造部材の構造健全性及び支持性能の評価を行う。

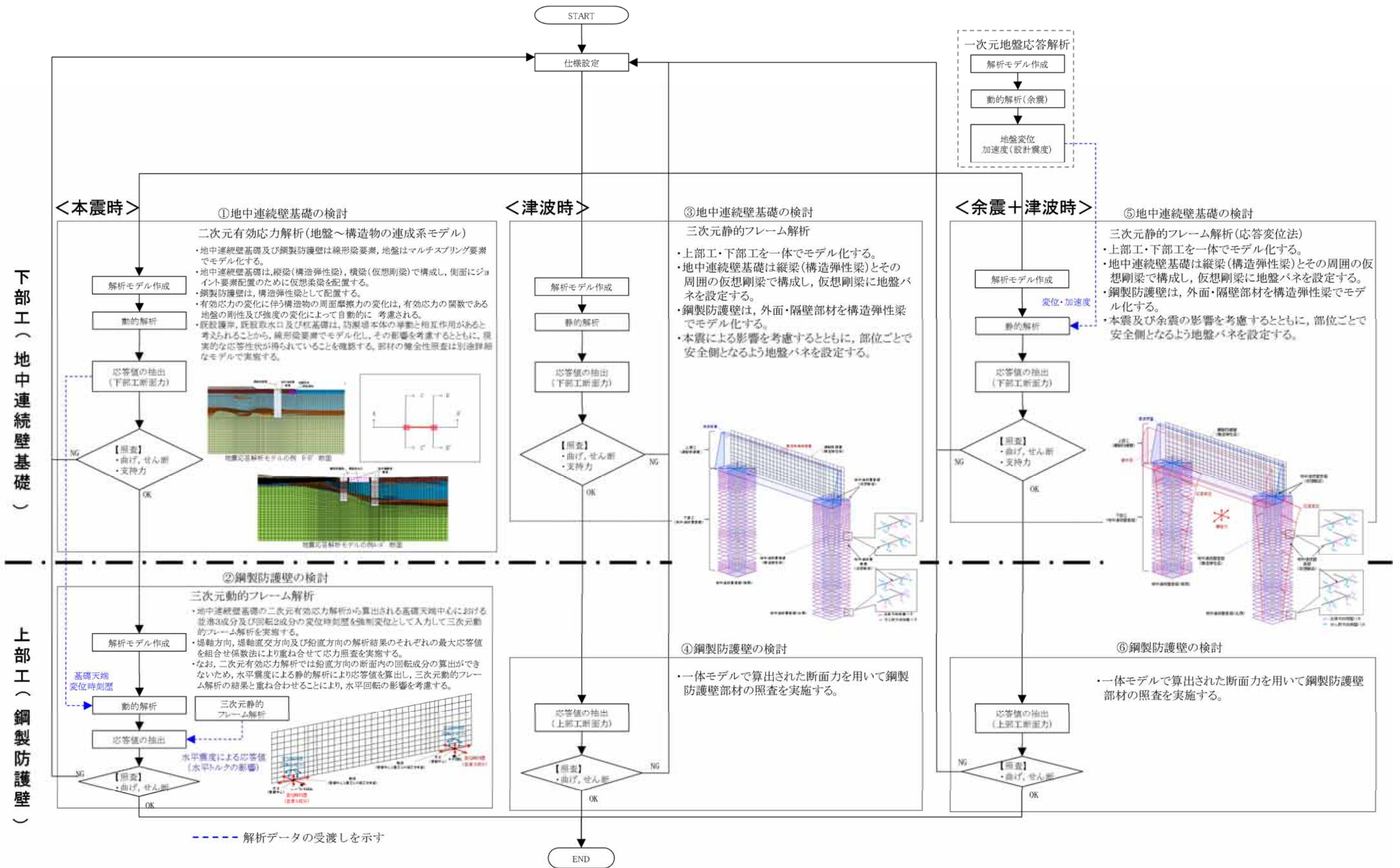
鋼製防護壁の構造健全性及び支持性能の評価の検討フローを第1-19図に、鋼製防護壁の検討モデルと評価フローを第1-20図に示す。

第1-4表 鋼製防護壁の評価項目

構造強度設計			設計に用いる許容限界	
評価対象部位	応力等の状態			
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	地中連続壁基礎	曲げ	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編・V耐震設計編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
せん断		【T.P.+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編・V耐震設計編)」,「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。		
上部工	鋼製防護壁	曲げ	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
		せん断	【T.P.+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」に基づき降伏応力度以下とする。	
	アンカーボルト	引張り せん断 引抜き	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」,「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m津波に対して】 道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」に基づき降伏応力度以下とする。	
	止水ジョイント部	止水ゴム等	変形	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
			引張り	
鋼製アンカー		引張り せん断 引抜き	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。	
止水ゴム等の鋼製防護部材		曲げ 引張り せん断	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	
	鋼製防護壁底部止水機構	曲げ せん断	「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」,「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	







第 1-20 図 鋼製防護壁の検討モデルと評価フロー

#### 4) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動  $S_s$  による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. + 24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. + 24m 津波荷重

※T. P. +24m 津波は第四十三条対応事項であるが、上部工の耐津波設計における影響が大きいため本資料に記述する。

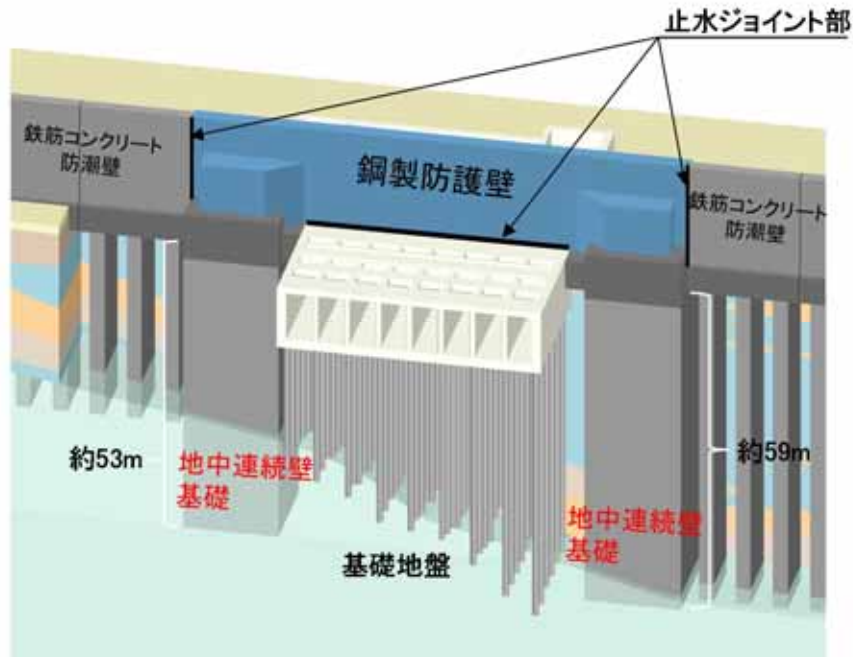
#### 5) 地中連続壁基礎の設計方針

鋼製防護壁の基礎は、岩盤に地中連続壁の壁厚程度以上を根入れする岩着形式とした。

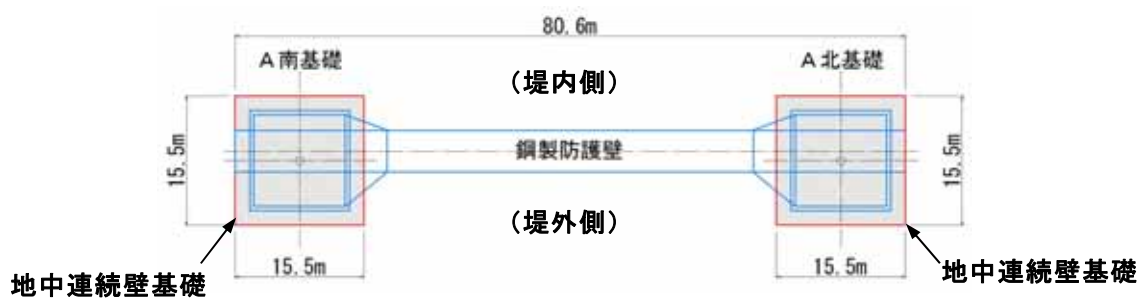
鋼製防護壁の基礎は、津波時において南北両側の基礎がほぼ同等の変位量となるように、それぞれの地中連続壁基礎の根入れ長を設定し、地震時において各部位が十分な裕度を有することを確認する。

地中連続壁基礎の支持性能については、基礎に作用する地盤反力が基礎地盤の極限支持力以下であることを照査する。

構造イメージ図を第 1-21 図に、また平面図を第 1-22 図に示す。

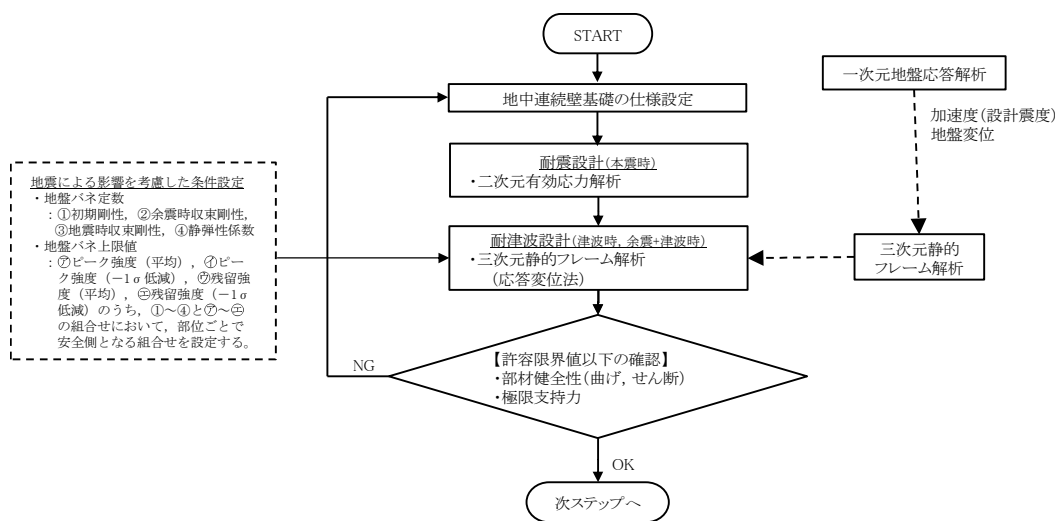


第 1-21 図 鋼製防護壁 構造イメージ図



第 1-22 図 鋼製防護壁 平面図

地中連続壁基礎の設計フローを第 1-23 図に示す。津波時及び余震＋津波時は荷重の三次元性を反映するために静的三次元解析，本震時は液状化を精緻に評価するために有効応力解析を実施し，基礎に発生する断面力を用いて応力照査を実施する。



第 1-23 図 地中連続壁基礎の設計フロー

### ① 耐震設計（二次元有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い、本震時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。地盤の液状化の影響を緻密に反映するため、有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、地震応答解析により算定される部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。

液状化強度特性については、平均 $-1\sigma$ の値を用いることで保守性を考慮する。さらに、地質分布の不確かさに着目し、原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動 $S_s$ による解析結果のうち、最も厳しいケースにおいて、より一層保守的な検討を目的に、液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで、強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

なお、有効応力の変化に伴う構造物の周面摩擦力の変化は、有効応力の関数である地盤の剛性及び強度の変化によって自動的に考慮される。

a. 解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向は T.P. - 130m までをモデル化し、水平方向には構造物を中心に左右とも構造物幅の 5 倍程度以上の範囲をモデル化する。地中連続壁基礎は線形梁要素、地盤はマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

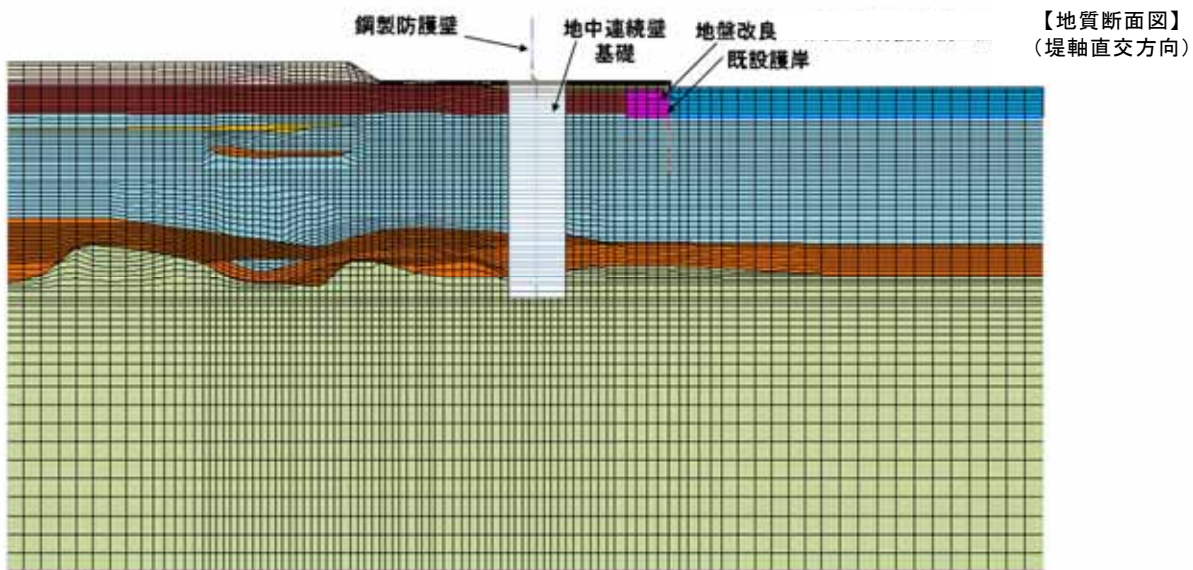
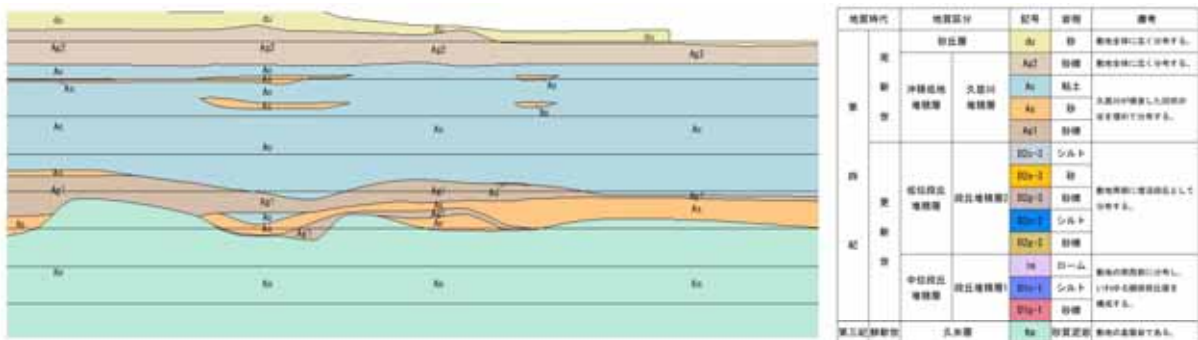
地中連続壁基礎は、縦梁（構造弾性梁）、横梁（仮想剛梁）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

鋼製防護壁は、構造弾性梁として配置する。

堤軸方向の既設取水口及び杭基礎は防護壁本体の挙動と相互作用があると考えられることから線形梁要素でモデル化し、堤軸直交方向の鋼製防護壁と既設取水口は独立して挙動するものと考えられることから堤軸直交方向の解析モデルについては既設取水口及び杭基礎はモデル化しない。

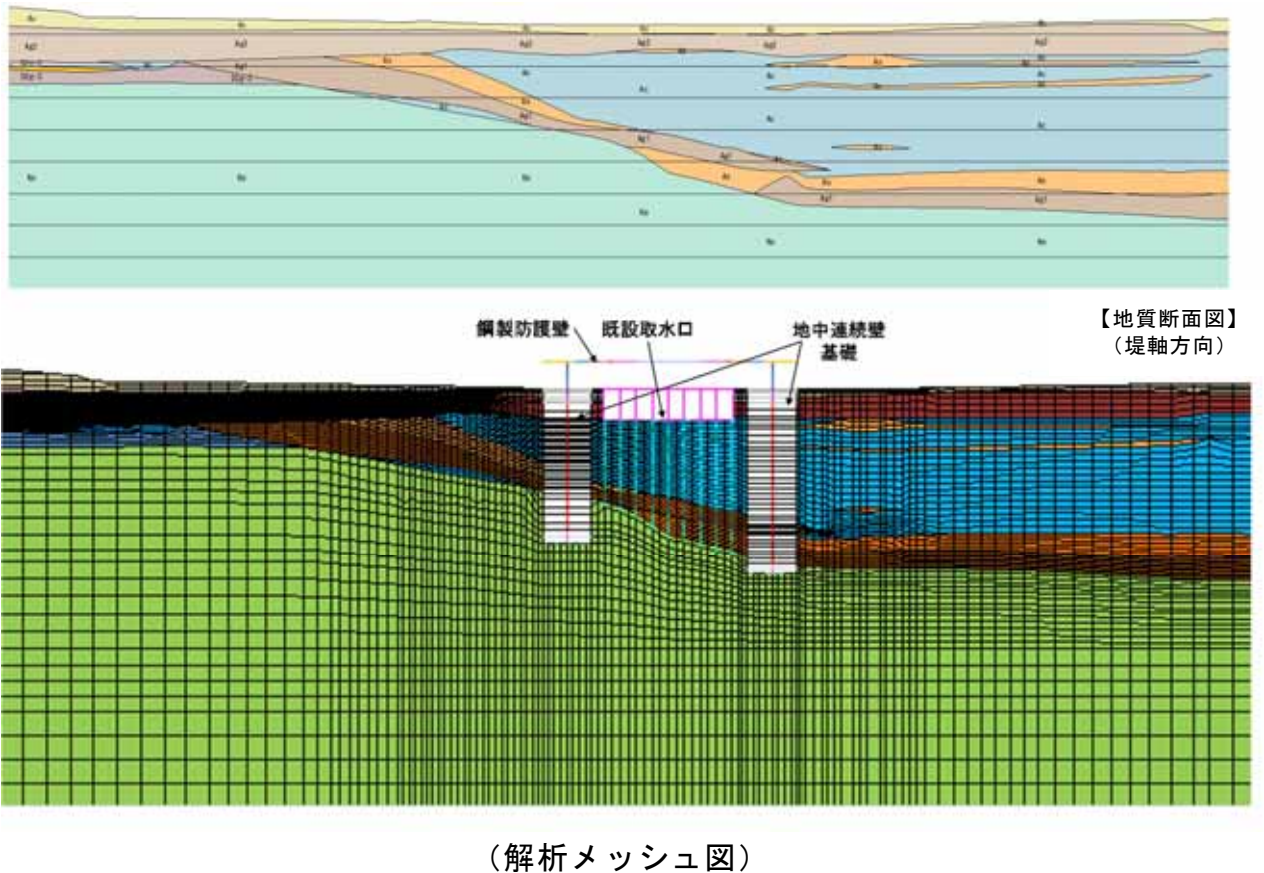
また、既設取水口及び杭基礎は、別途詳細モデルで健全性照査を実施するが、本モデルの解析の妥当性を評価するため、本モデルの応答値が詳細モデルの応答値より小さいことを確認する。

第 1-24 図に軸直交方向解析モデルの例、第 1-25 図に軸方向解析モデルの例を示す。



(解析メッシュ図)

第 1-24 図 地震応答解析モデル (軸直交方向) の例



第 1-25 図 地震応答解析モデル（軸方向）の例

b. 地震応答解析

二次元有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

構造物の応答値のうち地中連続壁基礎天端位置における変位時刻歴を鋼製防護壁の設計に使用する。

入力地震動は、東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P. - 370m から T.P. - 130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて、一次元波動論により T.P. - 130m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

c. 照査

地震応答解析により算定された地中連続壁基礎の断面力を用い



て、曲げモーメント・軸力に対する照査、せん断に対する照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能として、基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。

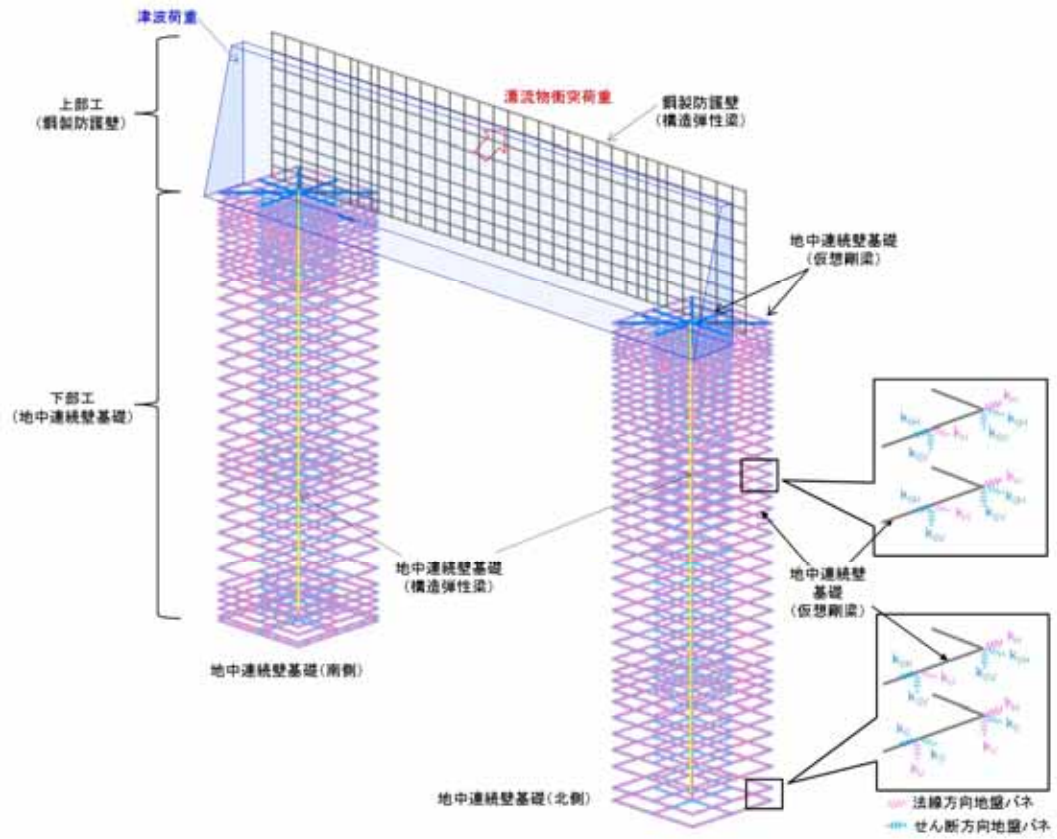
## ② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

地中連続壁基礎及び鋼製防護壁を一体でモデル化する。

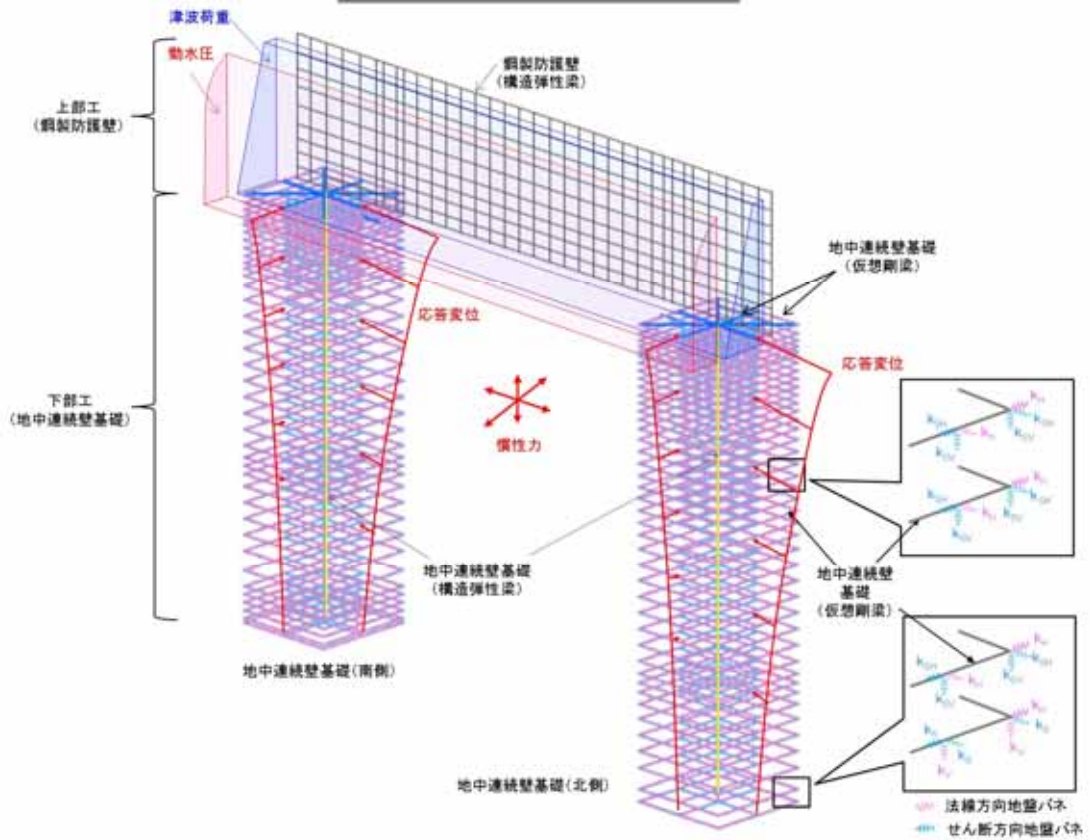
地中連続壁基礎は、縦梁（構造弾性梁）、横梁（仮想剛梁）で構成し、鋼製防護壁は構造弾性梁とする。

この横梁に地盤バネを接続したモデルで応答変位法による静的三次元フレーム解析を行い、津波時と余震＋津波時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。死荷重及び積雪の長期荷重、津波による波力と漂流物衝突荷重、余震荷重等を外力として入力し、部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。津波や漂流物の荷重は、鋼製防護壁に直接的に作用し、下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお、津波時における漂流物の衝突荷重は、入力津波高さに作用するものとして考慮する。解析モデル概念図を第 1-26 図に示す。

基礎地盤の支持性能として、基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。



津波時の解析モデル概念図



余震+津波時の解析モデル概念図

第 1-26 図 地中連続壁基礎の解析モデル概念図

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。津波時及び余震＋津波時の地盤バネは，本震による影響を考慮する。

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の内容を第1-5表に示す。地盤バネ定数4種類と上限値4種類の値から，下記のとおり組合せることにより，各部位が安全側となる設計を行う。

- ・地盤による拘束度が高く上部工ならびに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-5表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

荷重条件	地盤反力係数	上限値
津波時 及び 余震＋津波時	初期剛性より 余震時の収束剛性より 本震時の収束剛性より 静弾性係数より	ピーク強度（平均） ピーク強度（-1σ低減） 残留強度（平均） 残留強度（-1σ低減）

本震及び余震による剛性低下を考慮した地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数 $E_D$ は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1 + \nu_d)G'$$

$E_D$ ：地盤の変形係数（kN/m<sup>2</sup>）

$\nu_d$ ：動ポアソン比

$G'$ ：地盤の本震及び余震時の収束剛性（kN/m<sup>2</sup>）

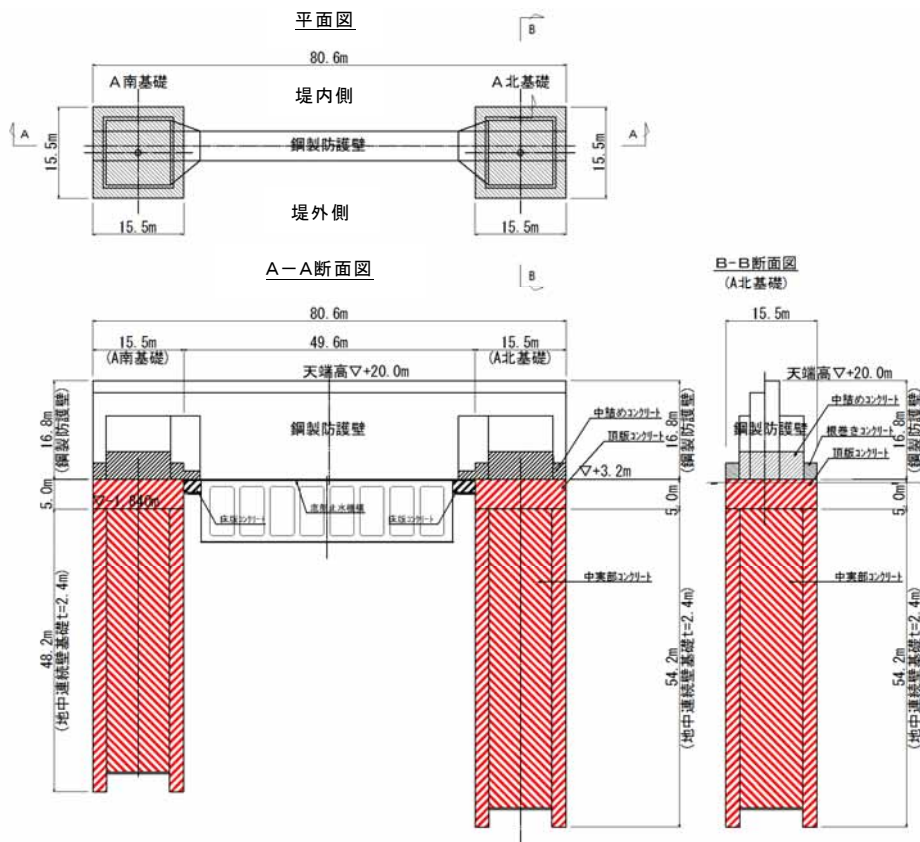
余震時荷重としては、余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに、地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

## 6) 鋼製防護壁（上部工）の設計方針

鋼製防護壁（上部工）に要求される性能は、津波に対する止水性を確保することである。そのため、繰返し襲来する津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる必要がある。

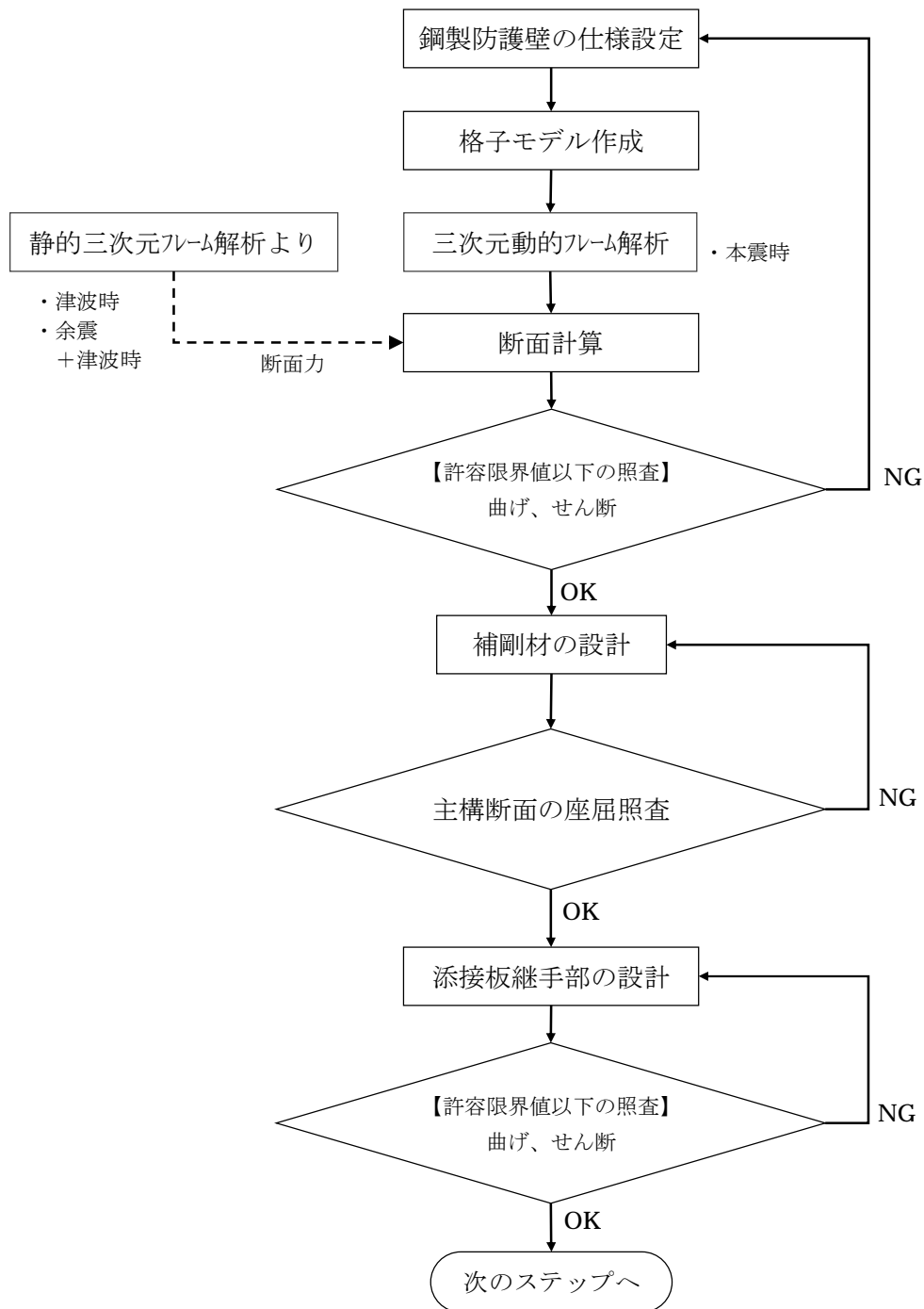
鋼製防護壁（上部工）は、下部工の地中連続壁基礎に基礎頂版を介して結合され、概ね 81m 程度の支間長で既設取水口を跨いで構築する。

鋼製防護壁の構造図を第 1-27 図に、設計フローを第 1-28 図に示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-27 図 鋼製防護壁の構造図



本震時【三次元動的フレーム解析】

- ・有効応力解析により算出された変位時刻歴を与える。

津波時・余震+津波時

- ・上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析から算出される断面力を用いて部材照査を行う。

第 1-28 図 鋼製防護壁の設計フロー

## ① モデル化方針

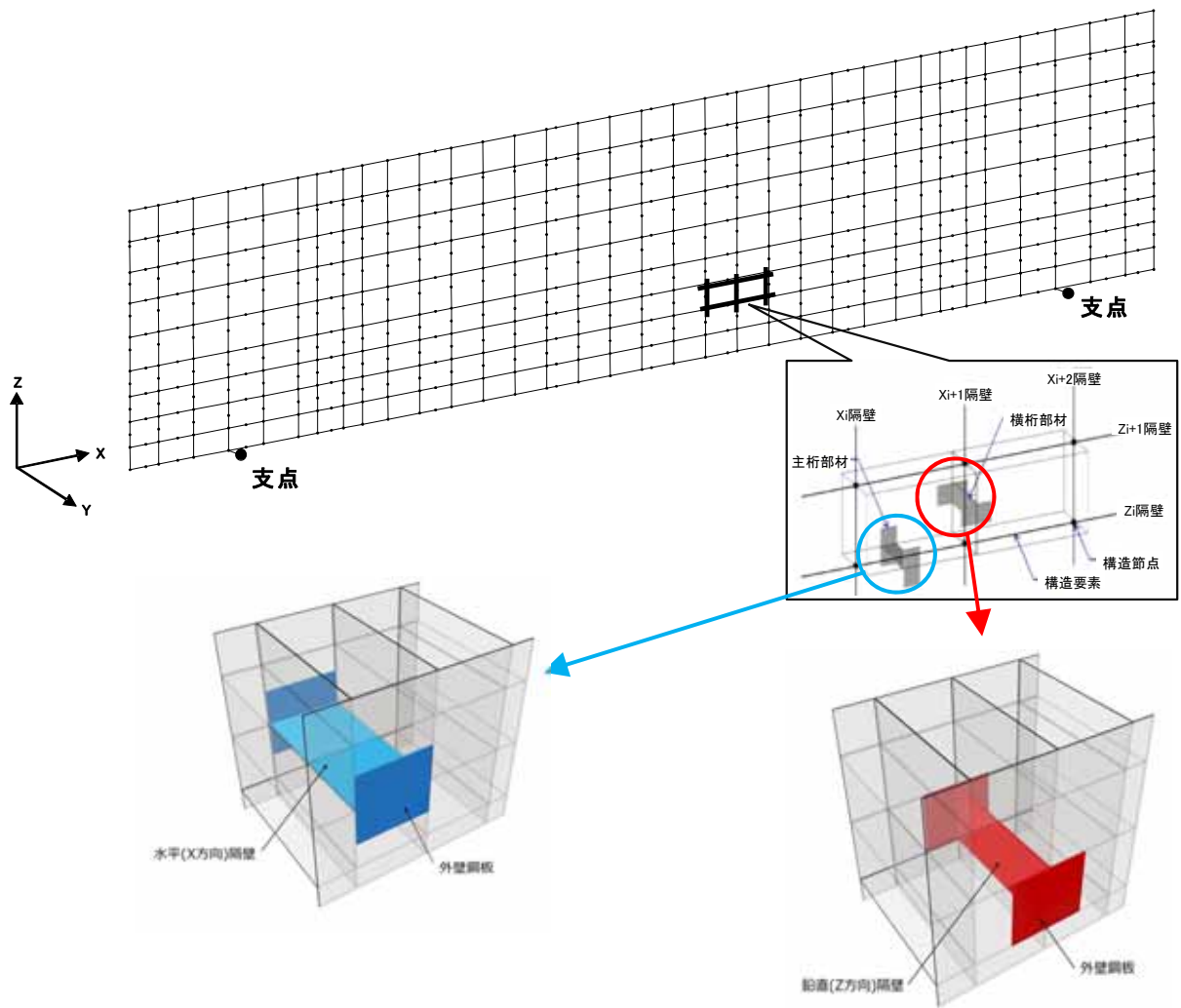
鋼製防護壁は、梁で構成される格子にモデル化し、構造評価を行う。

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置ならびに添接板継手位置を節点とした格子モデルとする。

鋼製防護壁部分の解析モデル図を第 1-29 図に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする。（第 1-29 図の青色表示部分）
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする。（第 1-29 図の赤色表示部分）
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算出したねじれ剛性を両部材に考慮する。

格子モデルは津波荷重、地震時荷重、積雪荷重、風荷重及び漂流物の衝突荷重に耐えうる構造である鋼部材のみでモデル化する。



第 1-29 図 解析モデル図

② 本震時〈三次元動的フレーム解析〉

本震時は格子モデルによる三次元動的フレーム解析を行う。

本震による慣性力を鋼製防護壁に動的に作用させ、鋼材に生じる曲げ、せん断応力の照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。なお、本震時の解析では風荷重を重畳させる。

本震時の三次元動的フレーム解析モデルの概念図を第 1-30 図に示す。

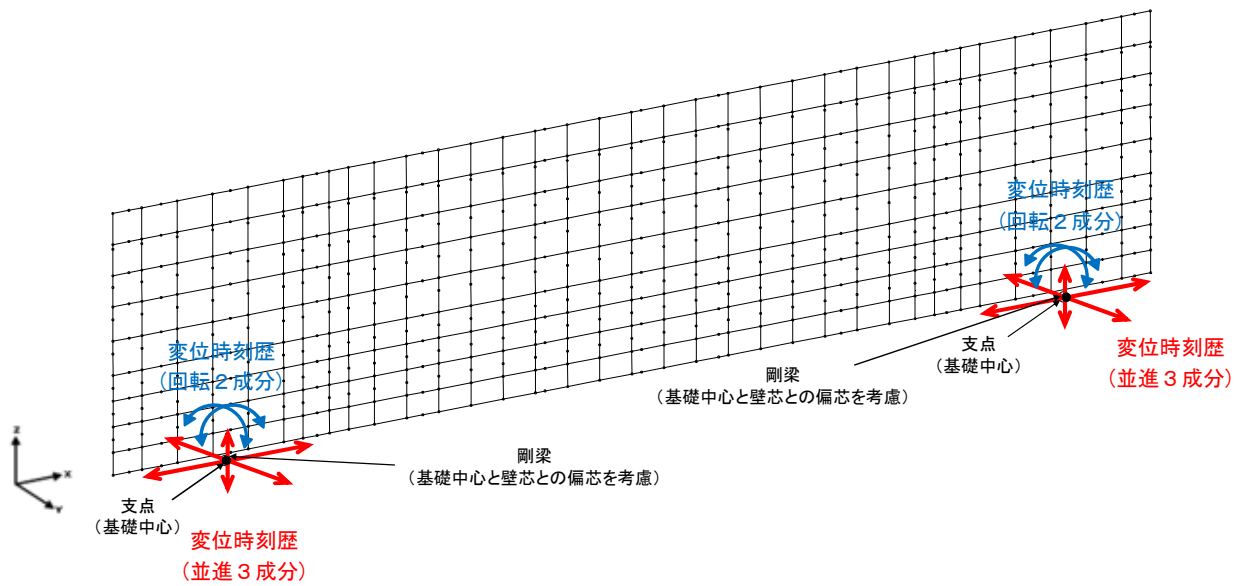
- i) 地中連続壁基礎の二次元有効応力解析から算出される基礎天端中心における並進 3 成分（堤軸方向，堤軸直交方向及び鉛直方

向) 及び回転 2 成分 (堤軸方向, 堤軸直交方向断面内の回転成分) の変位時刻歴を強制変位として与える。堤軸直交方向の変位時刻歴は南北基礎それぞれの軸直交断面の解析結果から設定する。

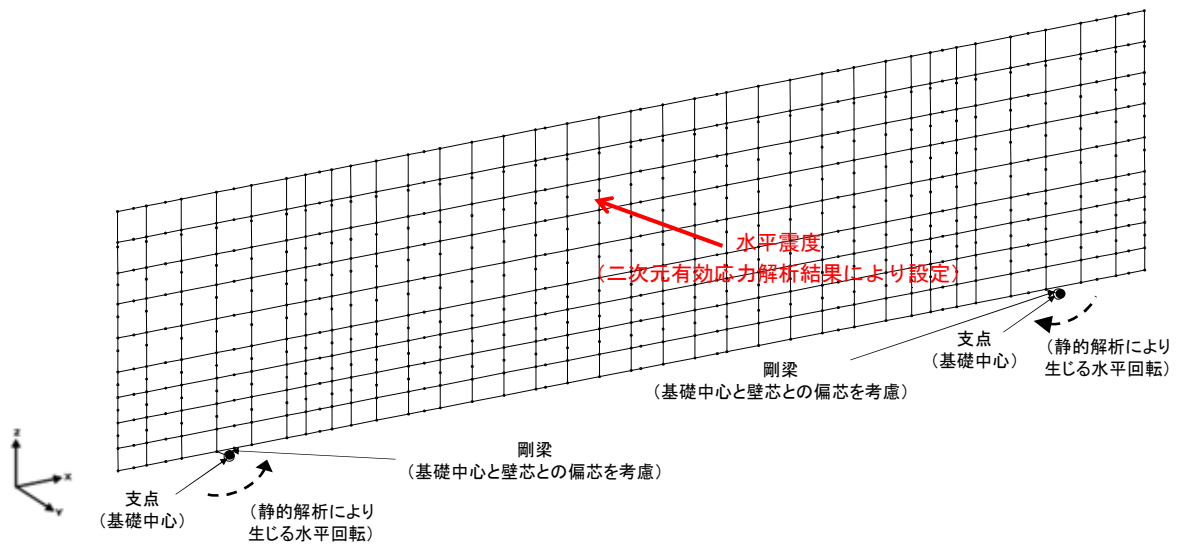
また, 二次元有効応力解析では水平回転成分の算出ができないため, 水平震度による静的解析により応答値を算出し, 三次元動的フレーム解析の結果と重ね合わせることにより, 水平回転の影響を考慮する。静的解析で与える水平震度は, 南北両断面の最大応答加速度から算定される水平震度を一律で与える場合及び時刻歴の応答差が最大となる南北各断面の応答加速度から, 南北それぞれの水平震度を設定し, 南北で区分して与える場合について検討し, 安全側の設計となるよう設定する。

- ii) 三次元動的フレーム解析は堤軸方向, 堤軸直交方向及び鉛直方向毎に行い, 解析結果のそれぞれの最大応答値を組合せ係数法により重ね合せて応力度照査を行う。なお, 鉛直成分は軸方向・軸直交方向の入力組合せのうち, 南北の時刻歴変位差が大きい方を基本ケースとして選定する。軸方向・軸直交方向の入力組合せにおける発生断面力を比較し, 選定の妥当性を確認する。





変位時刻歴入力による動的解析



水平震度による静的解析（初期応力として考慮）

第 1-30 図 三次元動的フレーム解析モデルの概念図

③ 津波時，余震＋津波時

津波及び余震＋津波時については，第 1-26 図に示す上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析結果から鋼製防護壁部

材の応答値を抽出し、各部材の照査を行う。

a. 津波時

鋼製防護壁は、死荷重、積雪荷重、津波荷重及び漂流物の衝突荷重を作用させ、鋼材に生じる引張り、せん断応力の照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。なお、漂流物の衝突荷重は曲げモーメントが最大となる位置に作用させる。

b. 余震+津波時

鋼製防護壁は、死荷重、積雪荷重、津波荷重並びに余震による慣性力及び動水圧を作用させ、鋼材に生じる引張り、せん断応力の照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。なお、慣性力としての設計震度は、一次元地盤応答解析より算出される地表面の最大加速度を与える。

④ 補剛材の設計

a. 補剛材の設計

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 4.2.5」の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、補剛材自体の座屈に対する安全性を確保する。

b. 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 11.4.2」の解説に準じて座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。

⑤ 添接板継手部の設計

a. 添接板継手部の設計

鋼殻ブロックの添接板継手部は、高力ボルト摩擦接合方式とす

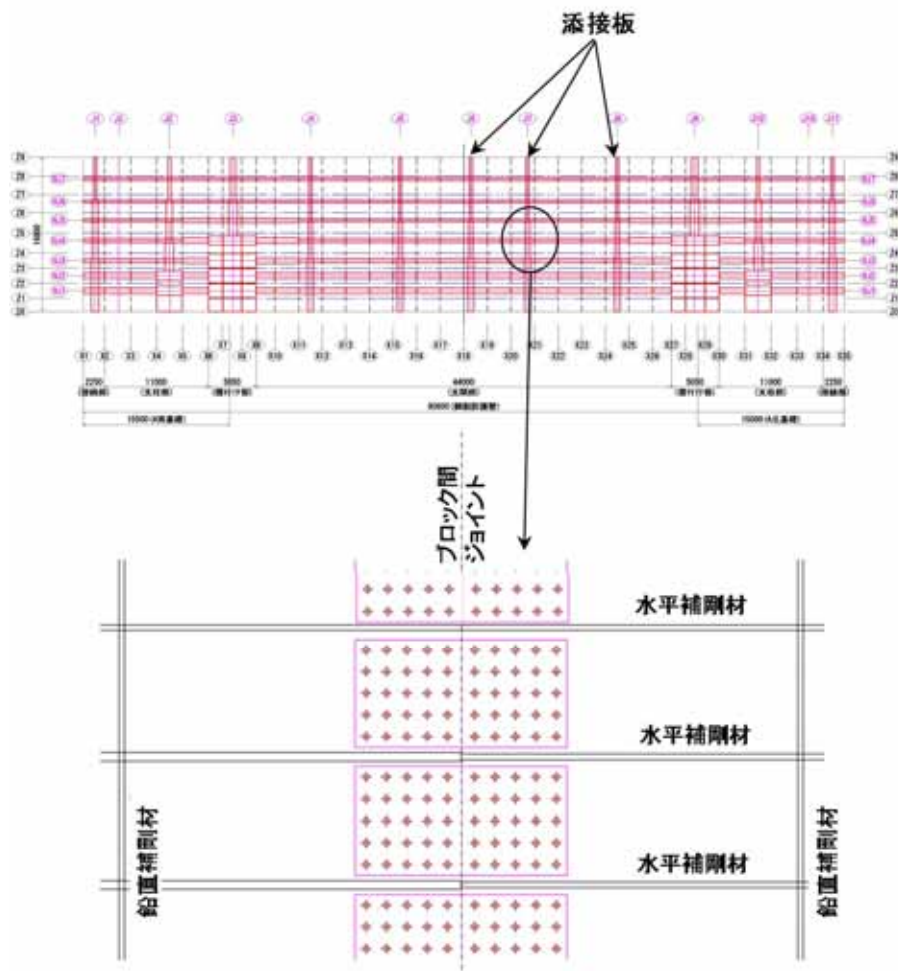
る。

設計は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 7.3」に基づき行う。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材，添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。

せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成した力に対しての安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを第 1-31 図に示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-31 図 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ(正面図)

b. 添接板継手部の止水

ブロック間ジョイントにはシール材を施工し、止水性を確保する。

シール材の止水性能について、所定の水圧をかけた状態での止水試

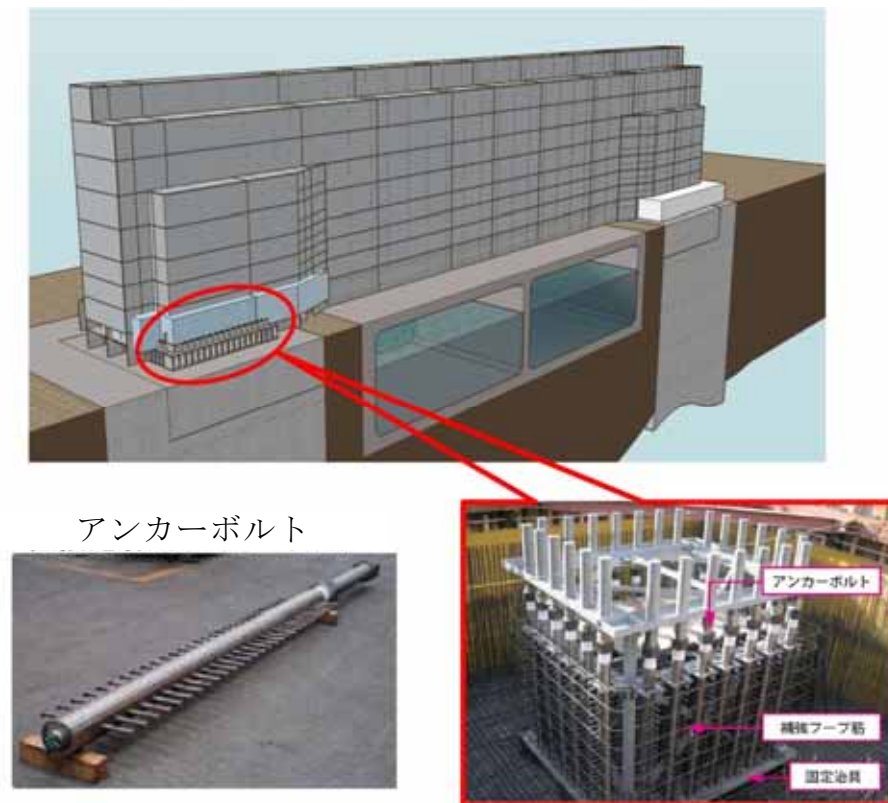
験を実施して確認する。

## 7) 接合部の設計

### ① 準拠基準

接合部に要求される性能は、鋼製防護壁本体の死荷重や、津波や地震などの外力を確実に基礎へ伝達させることである。

アンカーボルトの定着方法は直接定着式とし、「名古屋高速道路公社 鋼構造物設計基準 II 鋼製橋脚編 7章」に基づき計算する。基礎定着部の概念図を第1-32図に示す。



第1-32図 基礎定着部の概念図

## 【直接定着式アンカーボルトの基準について】

直接定着式アンカーボルトは、名古屋工業大学、名古屋高速道路公社と住友金属工業株式会社（現：新日鐵住金株式会社）の産学官3者が共同開発した製品である。橋梁の橋脚と基礎とを結合する目的で開発された製品であるが、上部からの軸力ならびに水平軸周りの回転モーメントを基礎に伝達するという機能は鋼製防護壁でも同じである。

直接定着式アンカーボルトの適用基準については、後述する試験結果に基づいて、名古屋高速道路公社にて策定されており、この基準に基づく実績は多数あり、国交省、公団公社、自治体、各高速道路会社においてもこの基準を採用している。

直接定着式アンカーボルトの各種試験で確認されているアンカー径の適用範囲はφ100～180とされている。

直接定着式アンカーボルトに関しては、設計手法の妥当性、付着特性の設定及び震度法レベル、地震時保有水平耐力法レベルの設計荷重に対して十分な定着耐力を有することが、以下に示す各種試験結果より、確認・報告されている。

- ・ 異形棒鋼ならびにスタッドを用いたアンカーボルトの付着強度に関する試験<sup>1),2)</sup>
- ・ 実構造における力学特性試験<sup>3)</sup>
- ・ 太径化による付着強度低下に関する試験<sup>4)</sup>
- ・ 実構造における付着強度試験<sup>5)</sup>
- ・ 製造限界とされる太径アンカーボルトによる付着性能、定着耐力に関する試験<sup>6)</sup>

(参考文献)

- 1) 前野裕文 (名古屋高速道路公社), 後藤芳顯, 小畑誠, 松浦聖 (以上名古屋工業大学 社会開発工学科), 小林洋一 (住友金属㈱)  
「鋼製橋脚の新しい定着方法について」  
第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1989.9
- 2) 前野裕文 (名古屋高速道路公社), 後藤芳顯, 小畑誠, 松浦聖 (以上, 名古屋工業大学 社会開発工学科)  
「スタッドを取り付けた太径異形棒鋼の付着特性」  
土木学会論文集, 1992.1
- 3) 小畑誠, 後藤芳顯, 松浦聖 (以上, 名古屋工業大学 社会開発工学科), 前野裕文 (名古屋高速道路公社)  
「太径異形棒鋼による実大付着型アンカーボルトの力学性状と現場付着試験」, 鋼構造年次論文報告集, 1993.7
- 4) 山本卓也, 前野裕文, 鈴木信勝, 深田清明 (以上, 名古屋高速道路公社)  
「鋼製橋脚定着部に用いる付着型アンカーボルトの室内付着試験および現場引抜き試験」, 橋梁と基礎, 1998.5
- 5) 前野裕文, 森成顯, 川津禎男 (以上, 名古屋高速道路公社), 永岡弘 (松尾橋梁㈱), 小林洋一 (住友金属工業㈱),  
「付着型アンカーボルトを用いた鋼製橋脚定着部の設計および現場試験」, 橋梁と基礎, 1994.5
- 6) 前野裕文 (名古屋高速道路公社), 後藤芳顯 (名古屋工業大学 社会開発工学科), 上條崇, 小林洋一 (以上, 住友金属工業㈱)  
「鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部の挙動評価モデル」, 構造工学論文集 Vol.46A, 2000.3

イ) 使用材料 (鋼材)

3章 使用材料

3.1 使用鋼材

- |  |
|--|
| (1) 鋼材は「I.3.1」、「I.表 3.1-1」に適合するものを標準とする。         |
| (2) 鋼種は板厚により「I.3.2」、「I.表 3.2-1」に基づいて選定するのを原則とする。 |

- (2) アンカーボルトの使用材料については表 3.1-1 に示すとおり、定着方式ならびに強度により分類ができる。なお、ワッシャーについては溶接性を考慮して SM400 材を使用するものとし、ナットについては SS400 材を使用するものとする。

表 3.1-1 アンカーボルトの材料

定着方式	直接定着方式		アンカーフレーム方式			
鋼種	SM490A 相当	SM520B 相当	SS400	S30CN	S35CN	S45CN
降伏点 または耐力	315 N/mm <sup>2</sup> 以上	355 N/mm <sup>2</sup> 以上	235 N/mm <sup>2</sup> 以上	285 N/mm <sup>2</sup> 以上	305 N/mm <sup>2</sup> 以上	345 N/mm <sup>2</sup> 以上
JIS (注1)	(G3106) (注2)	(G3106) (注2)	G3101	G4051 (注3)	G4051 (注3)	G4051 (注3)

注 1) アンカーボルトの鋼種表示は鉄鋼記号による。

注 2) JIS G 3106「溶接構造用圧延鋼材」には、鋼板、鋼帯、形鋼および平鋼が規定されており、直接定着方式のアンカーボルトに用いる棒鋼はこれらには含まれないが、スタッドの溶接性を確保するため、この化学成分を参考にし、表 3.1-2、表 3.1-3、表 3.1-4 を満足させるものとした。本基準では、直接定着方式のアンカーボルトの材質を、「SM490A 相当」、「SM520B 相当」と表記することとした。

注 3) 機械構造用鋼 S30CN、S35CN、S45CN は JIS G 4051 に示される材質 S30C、S35C、S45C に熱処理として焼きならしを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。

表 3.1-2 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の化学成分

記号	化 学 成 分 (%)				
	C	Si	Mn	P	S
SM490A 相当	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下
SM520B 相当	0.22 以下(注1)	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下

注 1) JIS G 3106 には、厚さ 100mm を超える場合の C 数値が記載されていないが、機械的性質を考慮して決定した。

表 3.1-3 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の機械的性質

記号	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
SM490A 相当	315 以上	490 以上	23 以上
SM520B 相当	355 以上	520 以上	21 以上

表 3.1-4 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材のシャルピー吸収エネルギー

記号	試験温度	シャルピー吸収エネルギー	試験片
SM520B 相当	0 °C	27J 以上	V ノッチ試験片

注 1) 試験片形状： JIS Z 2202 (金属材料衝撃試験片) による。

注 2) 試験方法： JIS Z 2242 (金属材料衝撃方法) による。

## ロ) 許容応力度

### 3.3 許容応力度

#### 3.3.1 鋼材

##### (1) 鋼材の許容応力度

- 1) 鋼材の許容応力度は道示Ⅱ「3.2 鋼材の許容応力度」および道示Ⅱ「14.3 鋼管の許容応力度」によるものとする。
- 2) 柱基部およびアンカー部の鋼材の許容応力度は表 3.3.1-1 に示す値とする。ただし、荷重の組合せによる許容応力度の割増しは、表 2.14-1 によらなければならない。

表 3.3.1-1 柱基部およびアンカー部の鋼材の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

分類	鋼種	引張応力度 $\sigma_s$	せん断応力度 $\tau_s$
鋼板	SS400	140	80
	SM490Y	210	120
	SM520	210	120
	SM570	255	145
直接定着方式のアンカーボルト	SM490A 相当	185	80
	SM520B 相当	210	80
アンカーフレーム方式のアンカーボルト	SS400	140	60
	S30CN	165	60
	S35CN	185	80
	S45CN	210	80

##### (2) レベル2地震動に対する耐震設計に用いる鋼材の照査応力度

アンカー部の耐震設計における柱基部およびアンカー部の鋼材の照査応力度は、表 3.3.1-2 に示す値とする。

表 3.3.1-2 柱基部およびアンカー部の鋼材の照査応力度(アンカー部の耐震設計) (N/mm<sup>2</sup>)

分類	鋼種	引張応力度 $\sigma_y$	せん断応力度 $\tau_y$
鋼板	SS400	235	135
	SM490Y	355	205
	SM520	355	205
	SM570	450	260
直接定着方式のアンカーボルト	SM490A 相当	315	120
	SM520B 相当	355	120
アンカーフレーム方式のアンカーボルト	SS400	235	90
	S30CN	285	90
	S35CN	305	120
	S45CN	345	120

- (3) 現場溶接部の許容応力度については、道示Ⅱ「3.2.3 溶接部および接合用鋼材の許容応力度」にしたがい、工場溶接と同等の値とする。



### 3.3.2 コンクリート

橋脚アンカー部に使用するコンクリートの許容応力度は表 3.3.2-1 に示す値とする。ただし、荷重の組合せによる許容応力度の割増しは表 2.14-1 によらなければならない。

表 3.3.2-1 コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

定着方式	応力度の種類	コンクリート設計基準強度			
		21	24	27	
直接定着方式	付着応力度 $\tau_a$	2.6	2.8	3.0	
	コーン破壊応力度	$\sigma_{con1}$	0.48	0.52	0.55
		$\sigma_{con2}$	1.06	1.14	1.21
アンカーフォーム方式	押抜きせん断応力度	$\tau_{a2}$	1.6	1.7	1.8
		$\tau_{a3}$	0.85	0.90	0.95
	支圧応力度 (アンカーフォーム部) $\sigma_{bs}$	10.5	12.0	13.5	

$\sigma_{con1}$  : コンクリートそのものの強度で決まるコーン破壊強度

$\sigma_{con2}$  : 鉄筋補強をする場合のコーン破壊強度

$\tau_{a2}$  : 斜め引張鉄筋と協同して負担する場合の許容せん断応力度

$\tau_{a3}$  : 押抜きせん断の場合の許容せん断応力度

### 7.3 直接定着方式のアンカー部

#### 7.3.1 アンカーボルト

- (1) アンカーボルトの材質、ボルト径の選定は、その作用応力度と同時に、橋脚としての剛度の確保を考慮して行うものとする。
- (2) アンカーボルトは、軸応力度、せん断応力度、および軸応力度とせん断応力度の合成応力度により設計するものとする。
- (3) アンカーボルト公称径D (=定着部の節底径) の上限は180mmとし、材質の上限はSM520B相当とする。
- (4) アンカーボルト間隔は2D以上を標準とする。
- (5) アンカーボルト径、スタッド径、スタッドピッチおよびスタッド長は、表7.3.1-1の仕様を標準とする。

表7.3.1-1 アンカーボルトの仕様 (mm)

公称径 D	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
ねじ部の呼び M	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
スタッド径	13	16	16	16	19	19	22	22	22	22	22
スタッドピッチ	70	90	80	75	95	90	110	105	100	95	90
スタッド長さ	100	120	120	120	130	130	150	150	150	150	150
平坦面	28	32	32	32	37	37	40	40	40	40	40

## ハ) 照査応力度

### 7.2.2 照査応力度

- (1) 脚柱基部およびアンカー部の発生応力度が表7.2.2-1に示す許容応力度を満足するように設計する。ただし、荷重の組合せによる許容応力度の割増しは表2.14-1によらなければならない。

表7.2.2-1 脚柱基部およびアンカー部の照査に用いる許容応力度

項 目		許容応力度	
鋼 板	圧縮・引張	$\sigma_a$	
	せん断	$\tau_a$	
アンカーボルト	圧縮・引張	$\sigma_a$	
	せん断	$\tau_a$	
コンクリート	直接定着方式アンカーボルトの付着		$\tau_a$
	コーン破壊	鉄筋補強なし	$\sigma_{ca1}$
		鉄筋補強あり	$\sigma_{ca2}$
	支 圧		$0.5\sigma_{ck}$
	せん断	押抜き <sup>*)</sup>	$\tau_{a3}$
斜め引張鉄筋と 協同して負担		$\tau_{a2}$	

\*)  $\tau_{a3}$ は、荷重の組合せによる許容応力度の割増しを行ってはならない。

- (2) アンカー部の耐震設計では、脚柱基部およびアンカー部の発生応力度が表7.2.2-2に示す照査応力度を満足するように設計する。

表7.2.2-2 脚柱基部およびアンカー部の照査に用いる照査応力度  
(アンカー部の耐震設計)

項 目		照査応力度	
鋼 板	圧縮・引張	$\sigma_y$	
	せん断	$\tau_y$	
アンカーボルト	圧縮・引張	$\sigma_y$	
	せん断	$\tau_y$	
コンクリート	圧 縮		$0.85\sigma_{ck}$
	直接定着方式アンカーボルトの付着		$2.0\tau_a$
	コーン破壊	鉄筋補強なし	$1.5\sigma_{ca1}$
		鉄筋補強あり	$1.5\sigma_{ca2}$
	せん断	押抜き	$1.5\tau_{a3}$
斜め引張鉄筋と 協同して負担		$1.5\tau_{a2}$	

2.14 荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

(1) 荷重の組合せ

鋼製橋脚の設計は、2.1(1)に示す荷重の種類に対して表 2.14-1 の組合せを考慮し、その許容応力度は 3.3 に規定する許容応力度に表 2.14-1 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 2.14-1 荷重の組合せおよび許容応力度の割増し係数

荷重の組み合わせ		割増し係数
1) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)		1.00
2) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)		1.15
3) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)		1.25
4) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)		1.35
5) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO)		1.70
6) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)		1.50
7) 施工時荷重(ER)の組合せ	完成後の応力度がいちじるしく低くなる場合	1.50
	完成後の応力度が許容応力度と同程度となる場合	1.25

(2) レベル2地震動に対する耐震設計に用いる荷重の組合せ

レベル2地震動に対する鋼製橋脚の設計は、2.1(2)に示す荷重の種類に対して表 2.14-2 の組合せを考慮するものとする。

表 2.14-2 レベル2地震動に対する耐震設計に用いる荷重の組合せ

荷重の組合せ
活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)

道示IV「4.1 一般」および道示V「3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ」に準じた。

② 準拠基準の適用性

前述の論文で確認（実験値）されている引抜き力と、鋼製防護壁の設計（試算）で得られているアンカーボルトに発生する引張力を比較した結果、設計値が実験値内に収まっているため、基準の適用範囲内と考えられる。実験における引抜き力と設計引張力の比較

表を第 1-6 表に示す。

また、試算によるアンカーボルトの設計荷重は、実験で線形挙動を示す範囲内であることが確認された。荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係を第 1-33 図及び第 1-34 図に示す。

第 1-6 表 実験における引抜き力と設計引張力の比較

種別	アンカーボルト 仕様	荷重 (kN)	備考
実験値	D180 (SM520B 相当)	7,990	論文 6)
実験値	D140 (SM490A 相当)	4,410	論文 4)
	D160 (SM490A 相当)	5,880	
設計値 (試算)	D180 (SM520B 相当)	北基礎 5,786 南基礎 7,258	余震+TP+24m 津波時

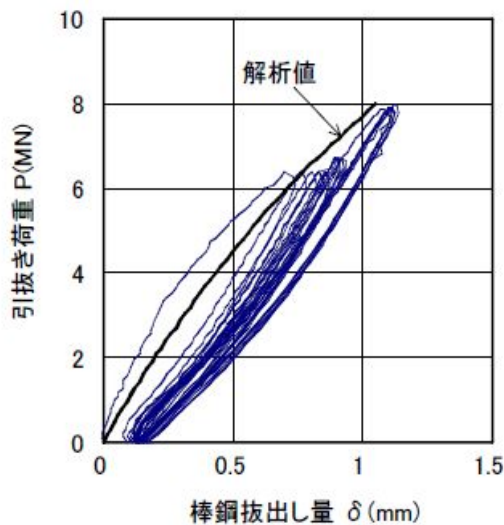


図-8 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係  
(D180 現場引抜き試験)

第 1-33 図 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係 (論文 6))

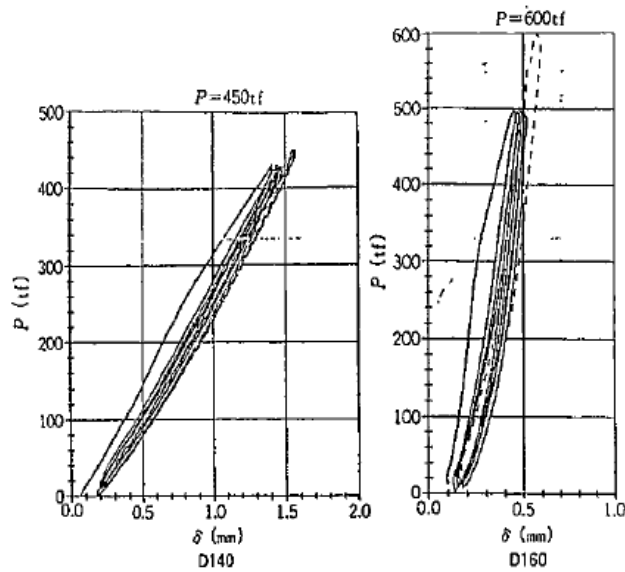


図-11 荷重とアンカーボルトの相対ずれ変位の関係

第 1-34 図 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係 (論文 4))

### ③ 接合部の設計

接合部のアンカーボルトは、2 軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として設計する。アンカーボルトの設計荷重は、上部工の三次元動的フレーム解析及び上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析の断面力から算出される、アンカーボルト 1 本当りの引抜き力と押込力とする。

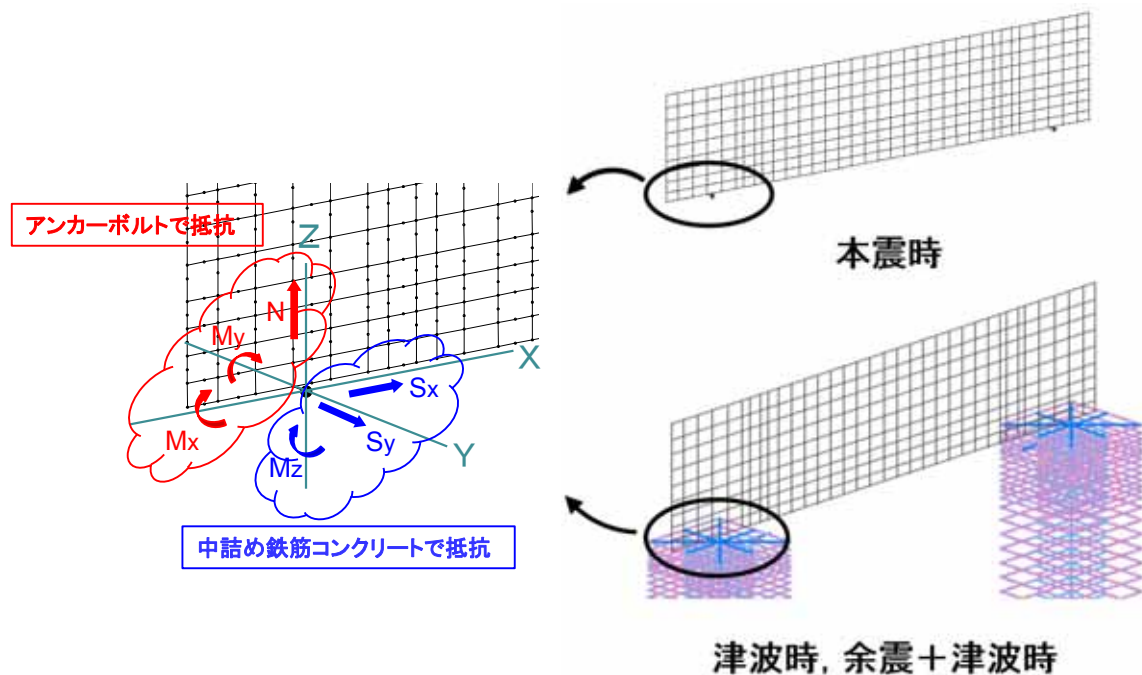
津波時及び余震+津波時の設計断面力は、軸力の最大・最小ならびに面内・面外の各曲げモーメントが最大となる荷重組合せを抽出後、最大の引張応力が生じる荷重組合せを用いる。

本震時の設計断面力は、水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する組合せ係数法を適用して設定する。

鋼製防護壁の基部 (アンカー部) は、鉛直軸力と面内・面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメ

ントについては、基礎と一体の中詰鉄筋めコンクリートにて負担する。接合部の荷重分担を第 1-35 図に示す。

上記により設計した接合部に対して、三次元材料非線形解析等により部材の荷重分担状況や変位・応力といった応答性状を抽出し、おおむね弾性範囲内にとどまっていることを確認する。



第 1-35 図 接合部の荷重分担

アンカーボルトの引張応力，付着応力，コーンせん断破壊が許容限界値以下であることを確認する。

保守性を考慮した設計として，アンカーボルト設計定着長及び埋込長はアンカーボルト全強に対して算出する。

$$(\text{全強} = \text{許容応力度} \times \text{母材の断面積})$$

#### ④ 定着部コーン破壊に対する照査

設計荷重は，上部工のフレーム解析及び上部工・下部工一体モデ

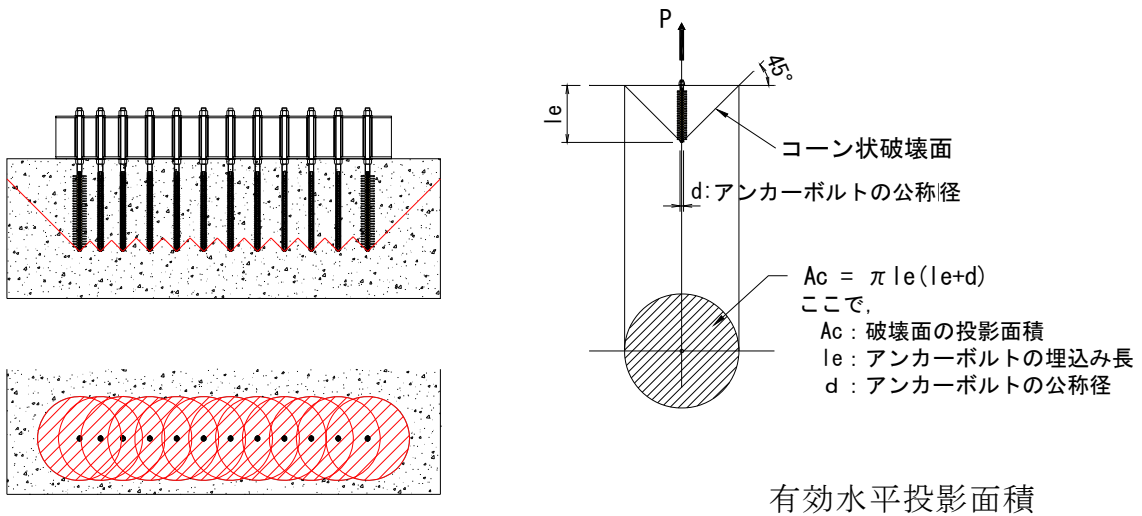
ルによる三次元静的フレーム解析の断面力から算出される, アンカーボルト 1 本当りの引抜き力と押込力とする。

定着部のコーン破壊の照査を行い, 補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算出する。

コーン破壊は引抜き力に対して発生するため, 照査はアンカーボルトの引抜き力及び全強の 75% の大きい方の断面力を用いて実施する。

コーン破壊面の有効水平投影面積は, アンカーボルト同士の近接を考慮する。(第 1-36 図参照)

定着部鉄筋コンクリートのコーン破壊が許容限界値以下であることを確認する。



第 1-36 図 アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積

## 8) 止水ジョイント部の設計方針

### ① 概要

鋼製防護壁と鉄筋コンクリートの境界には、止水ジョイントを設置する。

止水ジョイントは、地震時やその後の津波や余震によって生じる構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため伸縮性を有するものとする。

なお、堤外側の止水ジョイント部には、漂流物の衝突対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

### ② 評価方針

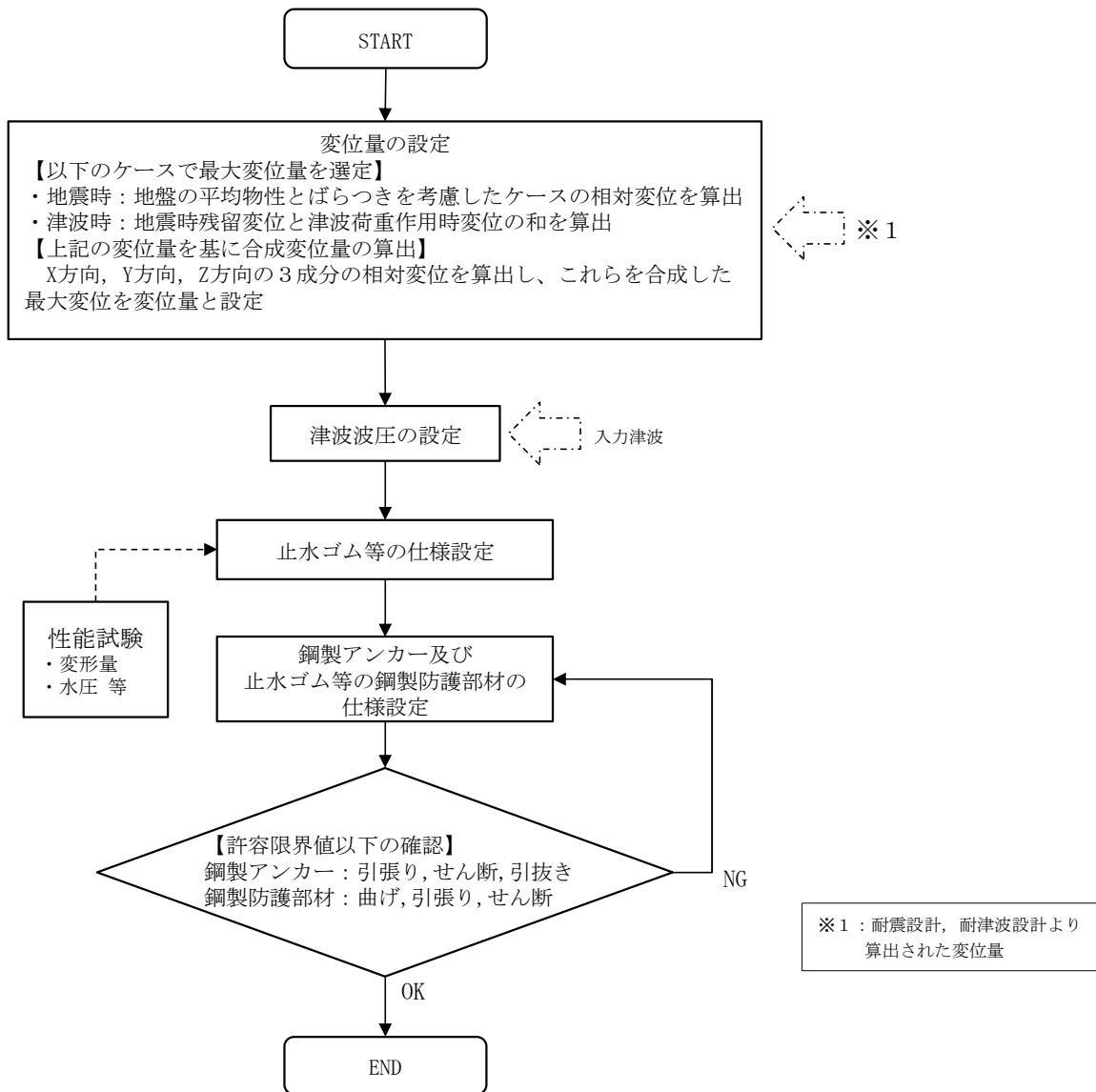
止水ジョイント部の構造健全性評価については、基準地震動  $S_s$  を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた三次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し、止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し、止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-37 図に示す。

止水ゴム等の仕様は、津波波圧に耐え、構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し、性能試験（漏水試験・変形試験 ※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

なお、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに、漂流物衝突対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し、この部材に発生する応力が許容限界値以下であることを確認する。





第 1-37 図 止水ジョイント部の設計フロー

## 9) 止水ジョイント部（底面止水機構）

止水機構は、上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため、止水性維持のために止水機構を設置する。

止水機構は1次止水機構と2次止水機構に大別される。

1次止水機構は止水板に水密ゴムを設置することで浸水を防ぐ構造であり、水密ゴムはダム、水門等において実績のあるものを採用している。2次止水機構は止水膜又はシートジョイントにより浸水を防ぐ構造としており、止水膜は港湾施設、空港、工場施設などの津波、洪水設備、また、シートジョイントは東海第二発電所の防潮堤に採用予定であるとともに、他プラントにおいても採用実績があるものである。

止水機構の選定に当たっては、鋼製防護壁と取水路の相対変位による変形量等を考慮するとともに、共通要因故障による同時機能喪失を考慮して多様性を図る設計としている。

(a) 設計条件

設計条件は以下のとおり。

- ・津波荷重：基準津波
- ・地震荷重：基準地震動  $S_s$
- ・止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm
- ・適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

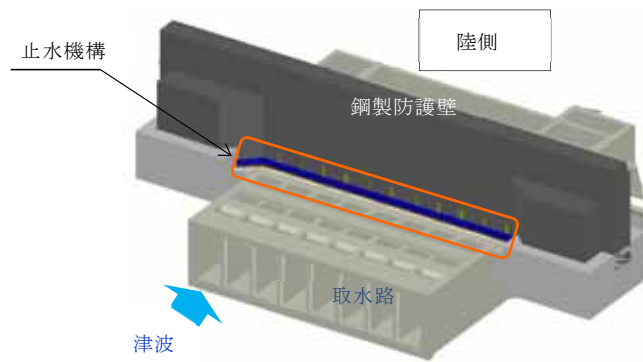
(b) 構造

鋼製防護壁と既設取水路間の止水構造は、津波による荷重、鋼製防護壁と取水路の相対変位に対する追従性を確保することから、止水板が可動できるように止水板を押えて支持する構造とし、止水板の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する方針とする。

また、止水板には漂流物による影響も考慮し、止水板押え及び保護プレートを設置する設計とする。

なお、止水板からの微少な漏えいも考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側に止水膜又はシートジョイントからなる2次止水機構を設置する構造とする（【2次止水機構】参照）。

第1-38図に止水機構の設置位置、第1-39図に止水機構の構造図、第1-7表に止水機構に係る各部位の役割・機能を示す。



第 1-38 図 止水機構の設置位置

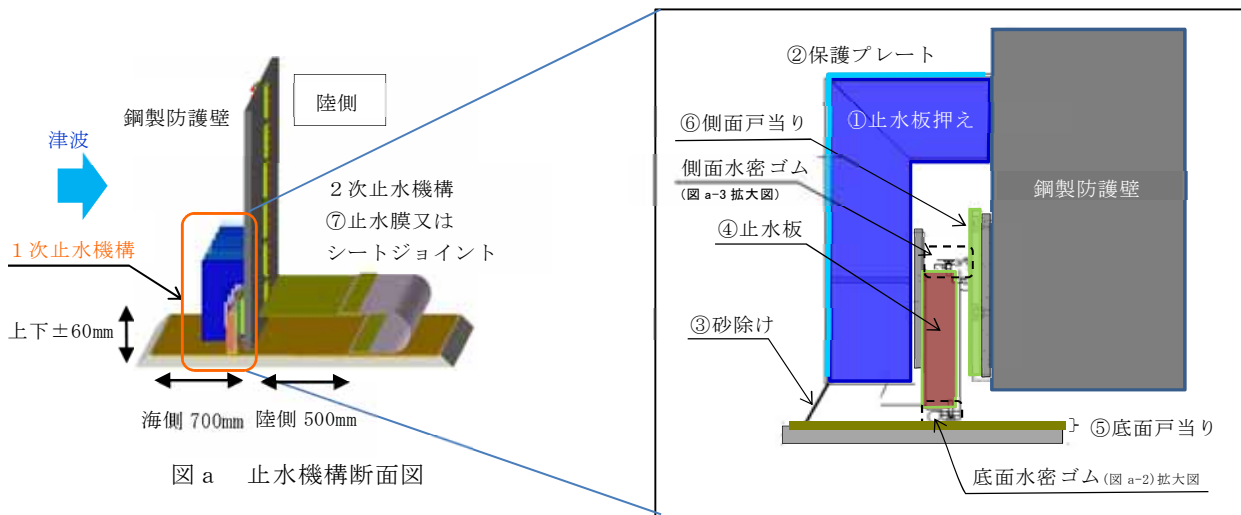


図 a 止水機構断面図

図 a-1 1次止水機構拡大図

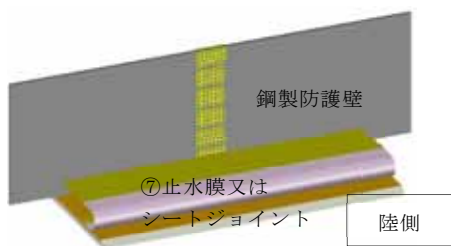


図 b 2次止水機構の構造

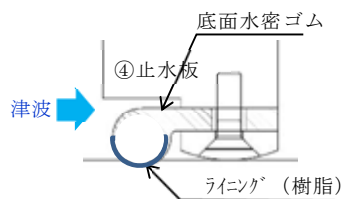


図 a-2 底面水密ゴム拡大図

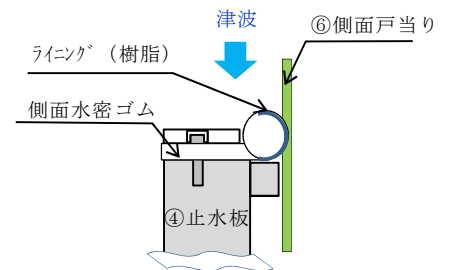


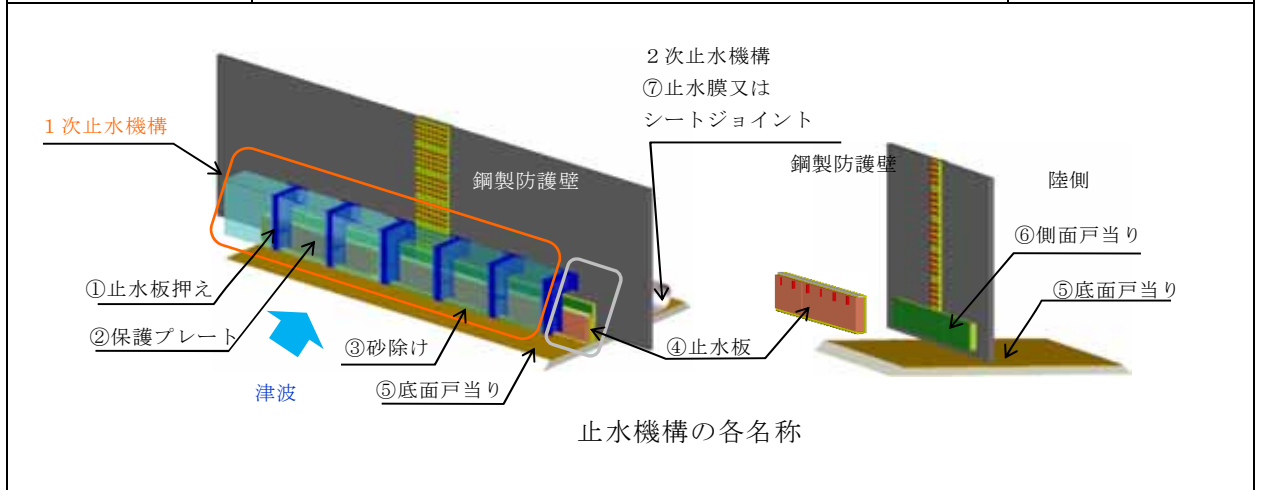
図 a-3 側面水密ゴム拡大図

第1-39図 止水機構の構造図

第1-7表 1次止水機構に係る各部位の役割・機能

各部位の役割・機能については以下のとおり。名称は下図に示す。

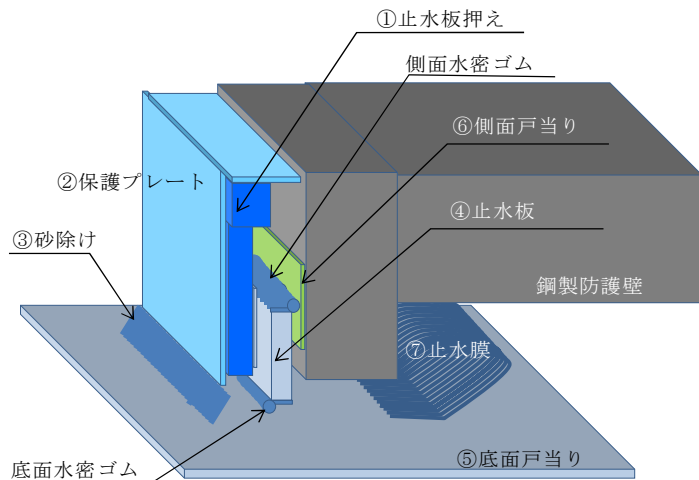
名称	役割・機能	材料
① 止水板押え	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水板を支持する。</li> <li>漂流物等から止水板を防護する。</li> </ul>	鋼製
② 保護プレート	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物等から止水板を防護する。</li> <li>止水板への異物混入を防止する。</li> </ul>	鋼製
③ 砂除け	<ul style="list-style-type: none"> <li>底面戸当り面への砂等の異物混入を防止する。</li> </ul>	ナイロン
④ 止水板	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水機構の扉体の機能。</li> <li>底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。</li> <li>1枚あたりの主要仕様 寸法：横2000mm×幅100mm×高さ400mm 重量：約620kg</li> </ul>	ステンレス (表面仕上げNo. 1) <sup>※</sup> + 水密ゴム (P形ゴム)
⑤ 底面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水板の底面水密ゴムとのシール性を確保する。(真直度, 平面度の管理)</li> <li>床部より100mm嵩上げし異物混入を防止する。</li> </ul>	ステンレス (表面仕上げNo. 1) <sup>※</sup>
⑥ 側面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水板の側面水密ゴムとのシール性を確保する。(真直度, 平面度の管理)</li> </ul>	ステンレス (表面仕上げNo. 1) <sup>※</sup>
⑦ 止水膜, シートジョイント (2次止水機構)	<ul style="list-style-type: none"> <li>水密ゴムからの微少な漏えいを保持する。</li> <li>陸側からの異物混入を防止する。</li> </ul>	膜材又は シートジョイント



※：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯 表面仕上げ より

(c) 1次止水機構の動作について

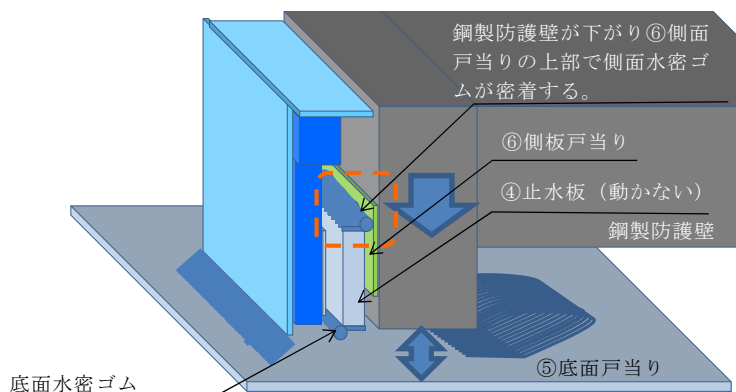
1次止水機構の鉛直方向の動作を第1-40図に示す。



<通常状態>

<通常状態>

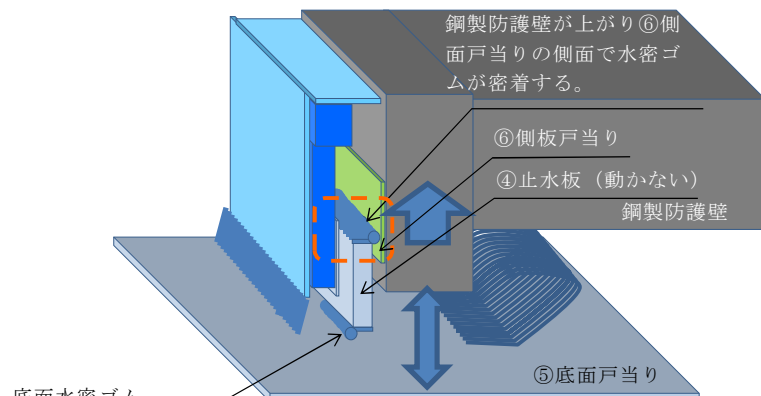
- ・④止水板は、①止水板押えと鋼製防護壁の間に設置しており、変位に追従するため、固定はしていない。
- ・側面水密ゴムは、鋼製防護壁の⑥側面戸当りに接触し水密ゴムへの面圧を得ている。
- ・底面水密ゴムは、基準津波に対して⑤底面戸当りと接触し水密ゴムへの面圧を得ている。



<地震時（鋼製防護壁が下がる状態）>

<地震時（鋼製防護壁が下がる状態）>

- ・鋼製防護壁が下がる場合は、④止水板は、鋼製防護壁に固定されていないため、現状位置を保持する。
- ・側面水密ゴムは、⑥側面戸当りの上部で密着する。
- ・底面水密ゴムは、現状位置と変わらない。



<地震時（鋼製防護壁が上がる状態）>

<地震時（鋼製防護壁が上がる状態）>

- ・鋼製防護壁が上がる場合は、④止水板は、鋼製防護壁に固定されていないため、現状位置を保持する。
- ・側面水密ゴムは、⑥側面戸当りの下部で密着する。
- ・底面水密ゴムは、現状位置と変わらない。

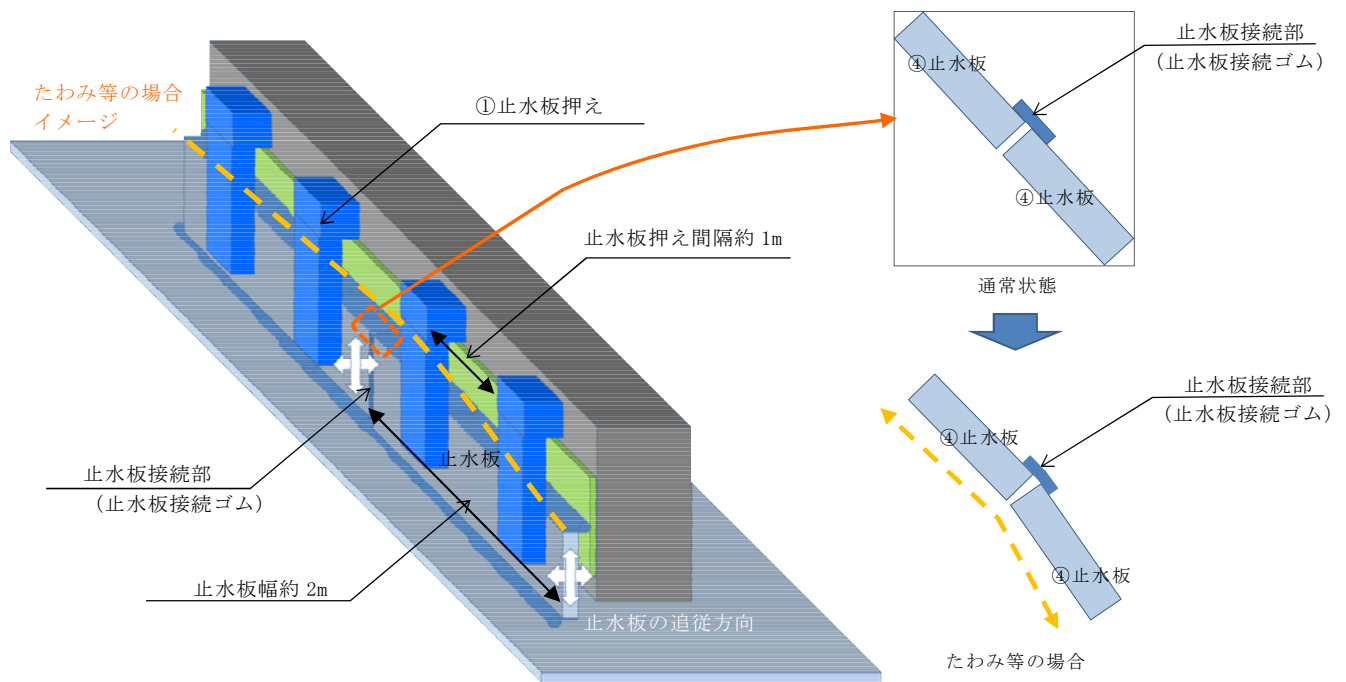
第1-40図 1次止水機構の鉛直方向の動作について

(d) 止水板の追従性について

止水板は、鋼製防護壁の振動モードにより追従する必要があるため以下の構造になっている。

止水板は、幅が約 2m の鋼材を接続して鋼製防護壁の下部に設置される。止水板は、止水板押えにより約 1m 間隔で 2 箇所支持される。また、止水板同士を接続する接続ゴムは、水密ゴム（平形）を採用し側面、底面の水密ゴム（P 形）と同じ材質のものを採用し水密性を確保している。なお、接続ゴムと底面・側面水密ゴムとの接続方法は、加硫等により接続し水密性を確保する構造である。

止水板接続ゴムは伸縮性に優れているため、鋼製防護壁の振動モードに対し水平、鉛直方向に追従することができる。鋼製防護壁全長にすると水平方向に±約 2m、鉛直方向に約 0.6m の変位に追従することができる。第 1-41 図に鋼製防護壁の止水板の追従イメージを示す。

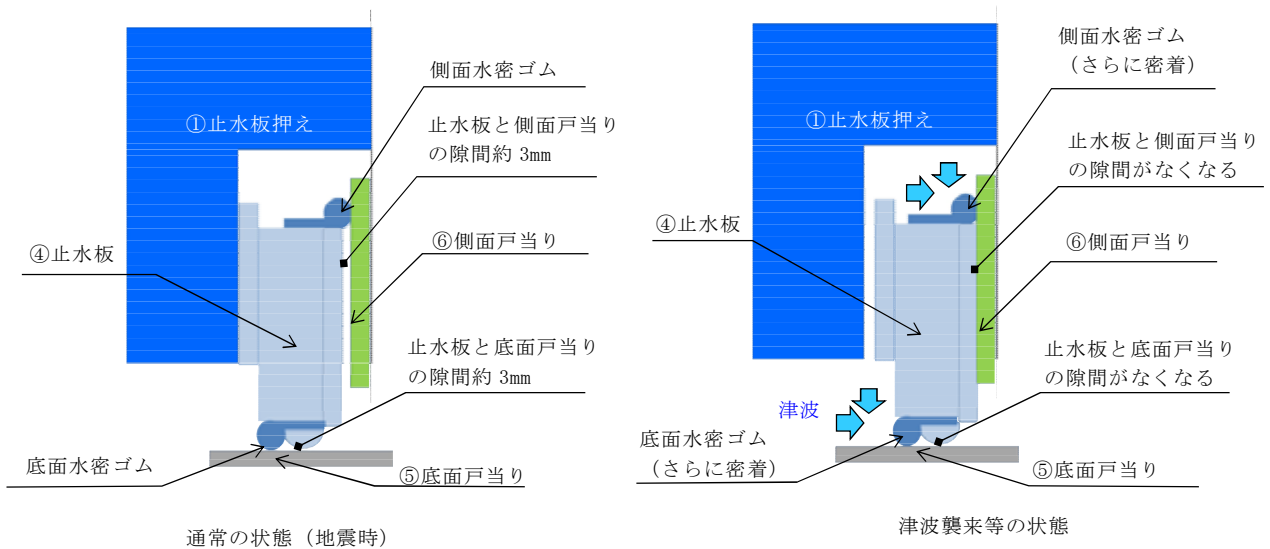


第 1-41 図 鋼製防護壁の止水板の追従イメージ

(e) 止水板の支持方法について

止水板は通常の状態において、側面戸当り及び底面戸当りとの隙間が約3mmで調整され、水密ゴムのみで密着するよう止水板の位置は調整されている。このため、通常の状態（地震時含む）には、止水板は水圧により拘束されていないため、水密ゴムの摩擦抵抗だけで追従しやすい状態にある。

津波の襲来等の場合は、止水板に水圧がかかると、通常の状態に調整されている約3mmの隙間がなくなり、止水板は側面戸当り側に押し付けられ、水密ゴムの密着性がさらに高まる構造である。第1-42図に止水板の支持方法を示す。



第1-42図 止水板の支持方法



(f) 止水板の挙動解析について

止水板の構造は，一般的に実績のあるものを採用しており，設計上の追従性を確認している。しかしながら，止水機構の止水板のように地震時の挙動を考慮した同等の採用実績がないことから，止水機構の止水板の挙動について二次元動的解析を実施し，データを拡充させ信頼性を更に高める。第1-43図に解析モデル図を示す。本件の解析結果は，詳細設計段階で説明する。

<評価条件>

- ・ 解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・ 地震動：基準地震動  $S_s$
- ・ 解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
- ・ 水密ゴム摩擦係数：

常時 : 0.2 (ダム・堰施設技術基準 (案)) (国土交通省)

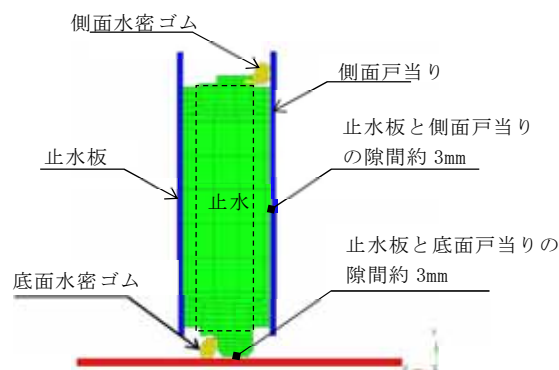
劣化時の挙動把握 : 0.2~1.2

- ・ 金属間摩擦係数

止水板 (接触面アルミニウム) と戸当り (ステンレス) : 0.4

- ・ 評価対象部位：底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板，止水板押え，側面戸当り
- ・ 許容応力：引張り強度，変形量 (伸び) [水密ゴム]

弾性設計範囲内 [止水板，その他の部材]



第1-43図 解析モデル図

## <二次元動的解析における摩擦係数の設定の考え方について>

以下に二次元動的解析に用いる摩擦係数の考え方について示す。

### a. 摩擦係数の整理

#### ①水密ゴムの物性値

- ・ 静摩擦係数は最大0.2（乾式）、動摩擦係数は最大0.22（乾式）

#### ②摩耗試験の結果

（n）項の結果より水密ゴムに約20年間の移動量を与えても、水密ゴムのライニングの摩耗量は初期厚さ0.5mmに対して0.36mmであり、ライニングは0.14mm残存している結果であった。このため、供用後においても摩擦係数は物性値上の0.2を維持できると判断できる。

#### ③ダム・堰施設技術基準（案）

水密ゴム（ライニングあり）とステンレスの摩擦係数は、0.2（乾式）、0.1（湿式）と記載がある。なお、水密ゴム（ライニングなし）の場合は、1.2（乾式）、0.7（湿式）である。

#### ④金属間の摩擦係数

止水板（接触面：アルミニウム）と底面戸当り（ステンレス）は金属間の摩擦であるため摩擦係数は0.4としている。

止水板の摩擦係数は、金属間の摩擦係数が0.4、水密ゴムが0.2（未使用品）であることから、重量物（約620kg）である止水板の摩擦係数が地震時の挙動において支配的になる。

## b. 二次元動的解析における摩擦係数の設定

### ①通常状態

二次元動的解析時における摩擦係数は、約20年相当の移動量に対してもライニングが維持できること、また、ライニングの維持管理を十分に実施することから0.2を採用する。

### ②劣化時の挙動の把握

水密ゴムのライニングについては、通常 of 維持管理及び摩耗試験の結果から急激に損傷等がないことを確認しているが、不測の事態を考慮しライニングの一部が喪失した状態を想定した解析を行う。

そのため、解析に用いる摩擦係数は、通常 of 0.2から1.2（ライニングなし）までの間とし、水密ゴムが損傷する摩擦係数のしきい値の把握と劣化状態のしきい値を超えた場合 of 挙動 of 把握を行い止水機構 of 挙動を把握する。

## c. 水密ゴムの維持管理方針

止水機構 of 水密ゴムの維持管理として、外観点検（摩耗 of 有無等）及び定期的な硬度測定を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化 of 兆候について傾向を管理する。

(g) 水密ゴムの選定について

止水機構に使用している水密ゴム（P形）は、一般的にダム・水門等に採用実績があるものを採用している。水密ゴムは、低水圧～高水圧の領域に対して適しており、鋼製防護壁の止水機構に適応している。水密ゴムは第1-8表に示すダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）を適用する。

第1-8表 ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）抜粋

表3.3.4-1 水密ゴムの硬さ等

項目	諸数値
引張り強さ	14.7N/mm <sup>2</sup> 以上
硬（シヨア）さ	40°～80°
吸水率(重量比)	5%以下
破断時の伸び	300%以上
比重	1.1～1.6

表3.3.4-3 水密ゴムの形状と特性

ゴム形状	P形	L, Y形	ケーソン形	平形
使用箇所	側部および上部	側部	四方	底部
適用水深	低圧～高圧	低圧	高圧	低圧～高圧
硬（シヨア）さ	50°～70°	50°～60°	50°～70°	50°～60°

止水板に取り付ける水密ゴムについては、「(b) 構造」に示すとおり、ライニング（超高分子量ポリエチレン）を施すことにより摩擦係数の低減を図っている。1-9表に水密ゴムの物性値、第1-10表に超高分子量ポリエチレンの物性値を示す。

第1-9表 水密ゴム（クロロプレン系合成ゴム）の物性値

	試験項目	物性値	規格値	試験条件 試験方法	備考
通常	硬さ（DURO-A型）	55	55±5	JIS K6253	
	引張り強さ（MPa）	16.3	14.7以上	JIS K6251	
	伸び（%）	500	300以上		
劣化加速	硬さ（DURO-A型）	+1	+10以内	JIS K6257	70°C×70hr
	引張り強さ変化率（%）	+2	-15以内		
	伸び変化率（%）	-4	-25以内	JIS K6258	70°C×70hr

第1-10表 超高分子量ポリエチレンの物性値

項目	物性値
引張り強さ（MPa）	44
伸び（%）	450
高度（Rスケール）	40
摩擦係数 （相手：ステンレス）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 静摩擦係数：0.10～0.20*（乾式）</li> <li>・ 動摩擦係数：0.07～0.22*（乾式）</li> <li style="padding-left: 2em;">0.05～0.10（湿式）</li> </ul>

※：動摩擦係数＞静摩擦係数の状況について

一般的に摩擦係数は、動摩擦係数＜静摩擦係数の関係であるが、高分子材料のように、静摩擦係数と動摩擦係数の値に大きな差が生じやすい場合に「スティック・スリップ（付着すべり）」と言われる現象が生じやすいことから、動摩擦係数が静摩擦係数より僅かに上回ったものと推定される。

## (h) 漏水試験

設計圧力における漏水試験のため、止水機構の水密ゴム（P形）について、試験装置を製作し、漏水試験により設計圧力に耐えることを確認した。試験装置は、実機仕様（構造、寸法及び重量）と同じ止水板を使用できるように製作し、底面水密ゴムも実機と同仕様のを止水板の底部に取り付けて製作を実施した。試験装置への止水板の据付は、実機の据付状態を模擬するために、止水板の自重により設置する構造とした。また、水密ゴムは、未使用のものに加え、劣化状況を想定して、摩耗や砂の噛み込による状態での試験を実施した。なお、底面水密ゴムの止水性能の確認が目的であるため、試験装置側面からの漏水の影響を受けないために、漏えい検出範囲を中央部の1mの範囲とした。

漏水試験による許容漏水量は「ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）」より求めた。

第1-11表に試験条件の一覧、第1-12表に試験装置の主要仕様、第1-44図に試験装置概要を示す。

第1-11表 試験条件一覧表

項目	条件	備考
水密ゴム	試験体 1	未使用品（新品：水密ゴム単体の水密性能の確認）
	試験体 2	未使用品（新品：水密ゴム単体の水密性能の確認）
	試験体 3	劣化状態を仮定（劣化モードとして、S <sub>s</sub> 相当の加振による摩耗及び底面戸当りと水密間に砂をかみこませた状態での水密性能の確認）
試験圧力	0.20MPa以上	保守的に、防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引かない値（試験体 1 及び試験体 2 に対して実施）
	0.17MPa以上	防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値（試験体 3 に対して実施）
	0.66MPa以上	第43条の敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）時の設計条件（約0.3MPa）の2倍の値（試験体 3 に対して実施）
試験時間	10分保持	「ダム・堰施設技術基準（案）」より
許容漏えい量*	2.0ℓ/10分	試験圧力0.20MPaに対する許容漏えい量
	1.7ℓ/10分	試験圧力0.17MPaに対する許容漏えい量
	6.7ℓ/10分	試験圧力0.66MPaに対する許容漏えい量

\* 「ダム・堰施設技術基準（案）」で規定する保持時間及び許容漏えい量算定式に基づく1m当りの許容漏水量

・許容漏水量： $W = 10.2 L \times P$

W：漏水量（ml/min）

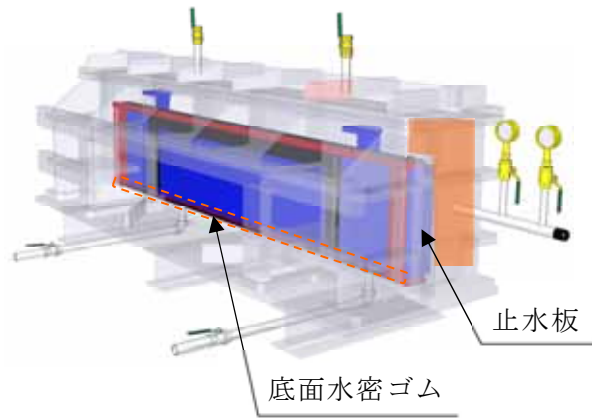
P：設計圧力

L：長辺の長さ（cm）

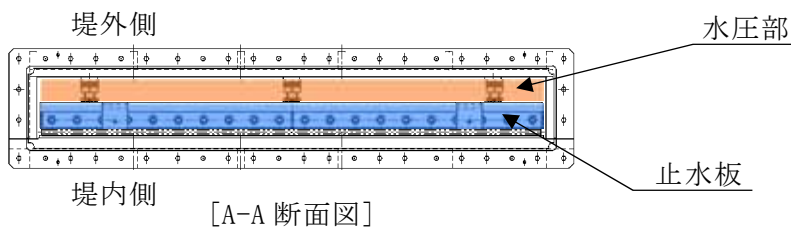
（試験装置の漏えい検出範囲長さ100cm）

第 1-12 表 試験装置主要仕様

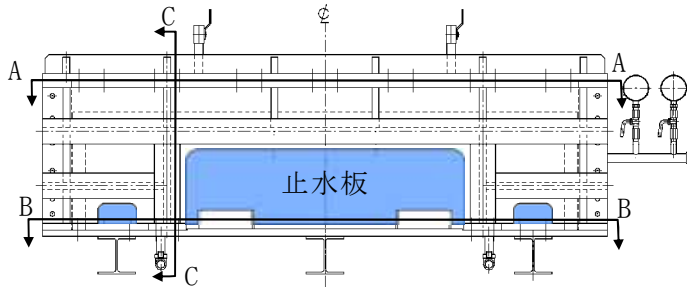
項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 2.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.5m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	長さ約 2m×幅 0.1m×高さ 0.4m（実機スケール 1/1）
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 620kg（実機と同じ）



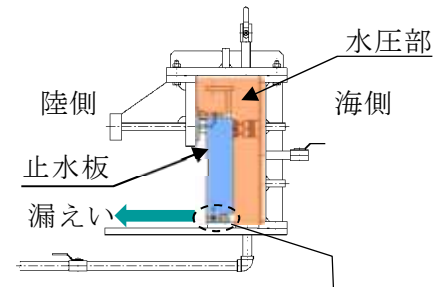
[試験装置の全体図]



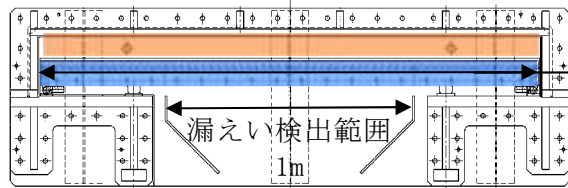
[A-A 断面図]



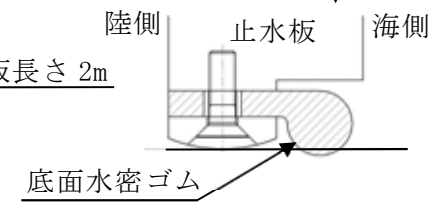
[正面図 (陸側から)]



[C-C 断面図]



[B-B 断面図]



[底面水密ゴム取付部拡大図]



[試験装置全景]

[止水板概要]



<試験結果>

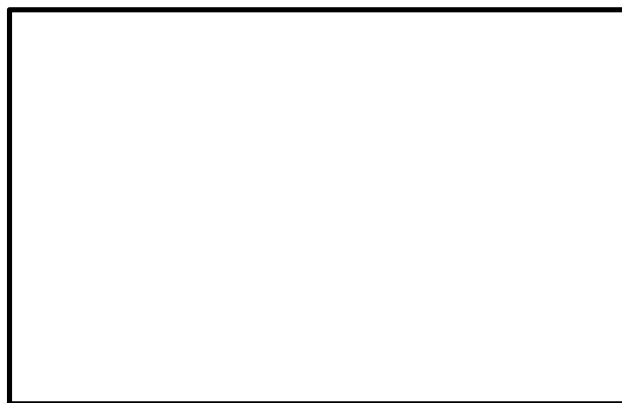
止水板の底面に設置した水密ゴムからの漏えい量を測定した。第1-13表に示した漏水試験結果のとおり、いずれの試験結果においても、ダム・堰施設技術基準（案）で規定する許容漏えい量算定式から求まる許容漏えい量を下回っており、水密ゴムの止水性能に影響のないことを確認した。

また、劣化状態を仮定した漏水試験の結果について、許容漏えい量の関係を高圧時と低圧時を比べて整理した。

高圧時の漏えい量は、低圧の時の漏えい量と同様に、少ない領域（1ℓ/10分以下）であることから、低圧、高圧に係らず水密ゴムの性能が維持できていることが確認された。

低圧時の漏えい量は、未使用品（新品）の場合には、許容漏えい量に対し、十分に低い値であったが、劣化状態を仮定した漏えい量には、わずかに漏えい量に幅があるが、許容漏えい量（未使用品の場合）に対しては、十分に少ない値であり、水密ゴムの性能に影響のない範囲であった。

第1-45図に試験時の状況、第1-46図に試験圧力と漏えい量(高圧)、第1-47図に試験圧力と漏えい量（低圧）を示す。



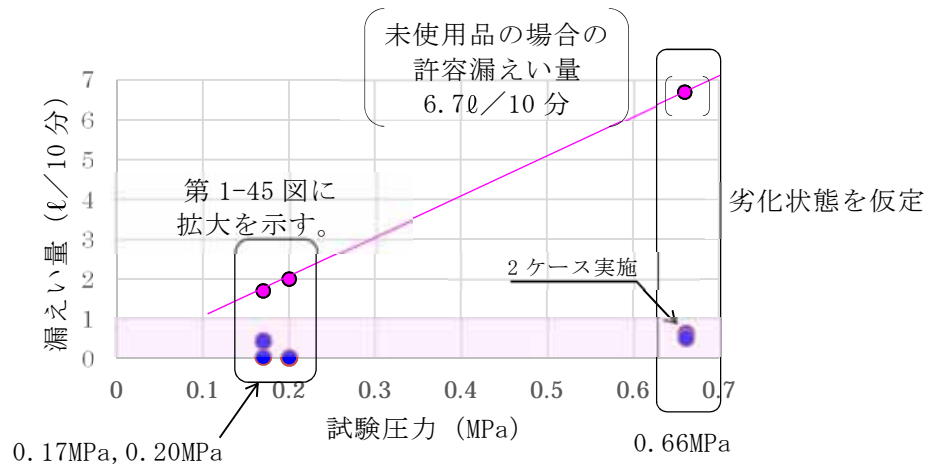
第1-45図 試験時の状況（10分保持後）

第1-13表 漏水試験結果

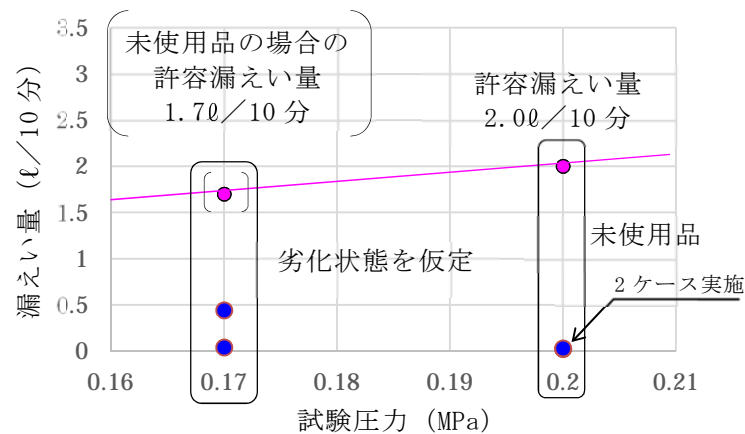
	区分	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏えい量 <sup>※1</sup> (ℓ/10分)	許容漏えい量 (ℓ/10分)	判定
試験体 1	未使用品	0.20	10	0.020	2.0	○
試験体 2		0.20	10	0.029	2.0	○
試験体 3	劣化状態を仮定	0.17	10	0.039	1.7 <sup>※2</sup>	○
		0.66	10	0.625	6.7 <sup>※2</sup>	○
		0.17	10	0.440	1.7 <sup>※2</sup>	○
		0.66	10	0.525	6.7 <sup>※2</sup>	○

※1 : 漏えい量は 1 m あたり 10 分間漏えい量。

※2 : 未使用品 (新品) の場合の許容漏えい量



第 1-46 図 試験圧力と漏えい量 (高圧)



第 1-47 図 試験圧力と漏えい量 (低圧)

【参考 : 想定外の損傷ケース】

◆ケース①：止水板の水密ゴム全体(100m)が破損した場合

止水構造として、保護プレートや砂除けにて異物の混入を防ぐ設計をしている。ここでは、③砂除けの損傷を考慮し、砂、礫、小型植生等が到達し、底面水密ゴムが損傷した場合を想定した評価を行う。止水板1枚あたり(2m幅)の漏水量及び止水板全体(底面・側面水密ゴム(各50m)合計100m)の水密ゴムが損傷した場合の漏水量及び浸水量評価を行う。第1-48図に底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形(取水口前面)を示す。

<計算式>

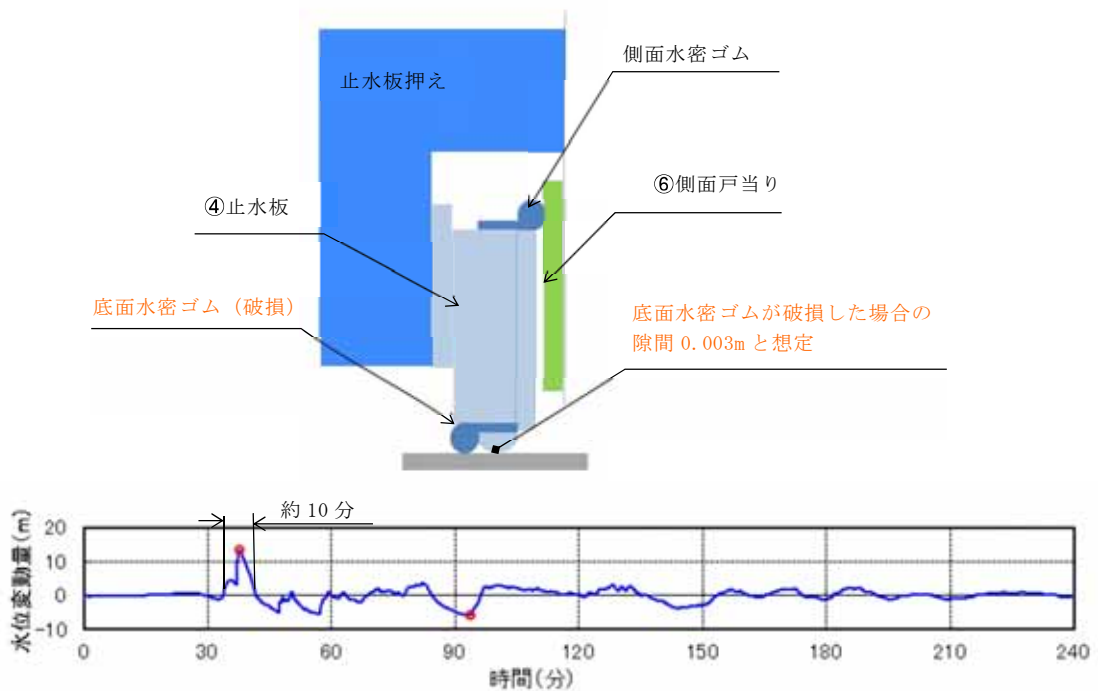
$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

C : 流入係数 (1.0)                      g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

A : 通過面積m<sup>2</sup> (0.003×2=0.006m<sup>2</sup>)

h : 水頭 m (防潮堤天端高さ20m-3m設置レベル=17m)

$$Q = 1.0 \times 0.006 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17} = 0.11 \text{ m}^3/\text{s}$$



第1-48図 底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形(取水口前面)

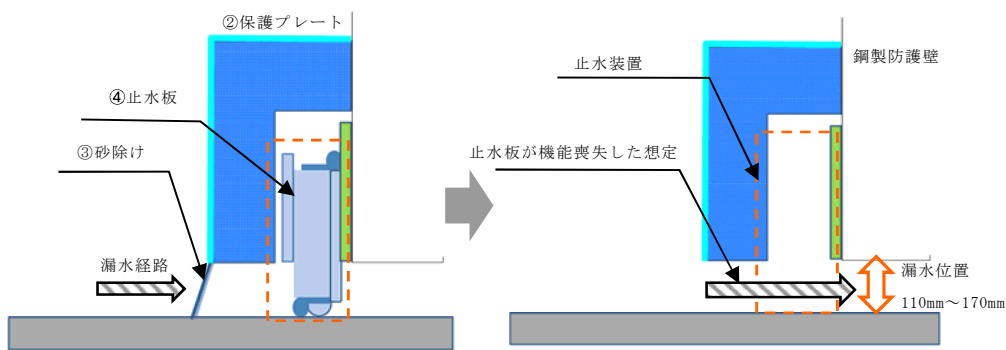
計算の結果、1秒あたり約 $0.11\text{m}^3$ の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形から T.P. +3m を超える時間は約 10 分であるため、漏水量は約  $66\text{m}^3$  程度になり T.P. +3m 盤の敷地に浸水した場合は約 3cm の浸水深となった。また、止水板全体（100m）に換算すると漏水量は  $3300\text{m}^3/10$  分となり T.P. +3m 盤の敷地の浸水深は、約 1.2m になった。

以上より、隣接する非常用海水ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

◆ケース②：止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合

止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合を想定し漏水量を評価した。

開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面の隙間部 (最大 170mm) から想定した。第 1-49 図に止水板が機能喪失した場合の漏水位置を示す。



第 1-49 図 止水板が機能喪失した場合の漏水位置

<計算式>

$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

C : 流入係数 (1.0)                      g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

A : 通過面積m<sup>2</sup> (0.17×2=0.34m<sup>2</sup>)

h : 水頭 m (防潮堤天端高さT.P. +20m-T.P. +3m設置レベル=17m)

$$\begin{aligned} Q &= 1.0 \times 0.34 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17} \\ &= 6.17 \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

計算の結果、1秒あたり約6.17m<sup>3</sup>の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形からT.P.+3mを超える時間は約10分であるため、漏水量は約3726m<sup>3</sup>程度になりT.P.+3m盤の敷地に浸水した場合は約1.6mの浸水深になった。

以上より、隣接する非常用海水ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

( i ) 水密ゴムの維持管理について

止水機構の水密ゴムは、取替ができるよう構造設計を行う。このため、通常の維持管理として外観点検及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、補修や取替等が必要な場合には取替等を実施する。

( j ) 採用実績の例

止水機構の構造は、水門鉄管技術基準（水門鉄管協会）の角落し、ゲート構造として整理できる。

止水機構と同様に扉体同士が水密ゴムにて繋がり止水している構造としては起伏ゲートや多段式ゲート、可動防潮堤で採用されている。起伏ゲートは、全長約30mのところを2箇所継手で接続されており、継手は水密ゴムで接続されている。また、多段式ゲートの扉体の場合も長さ約10mの扉体が4ブロックに分かれ各々が水密ゴムで接続されている。扉体の規模や条件により接続部に違いはあるが、一般的に水密ゴムにて接続する構造は採用されている。

また、可動防潮堤については、継手部は水密ゴムの接続であり、更に電動駆動等の駆動源を必要としない構造である。止水板は、津波の浮力により立ち上り津波からシールする構造であることから、駆動源を持たない止水装置としての採用実績がある。

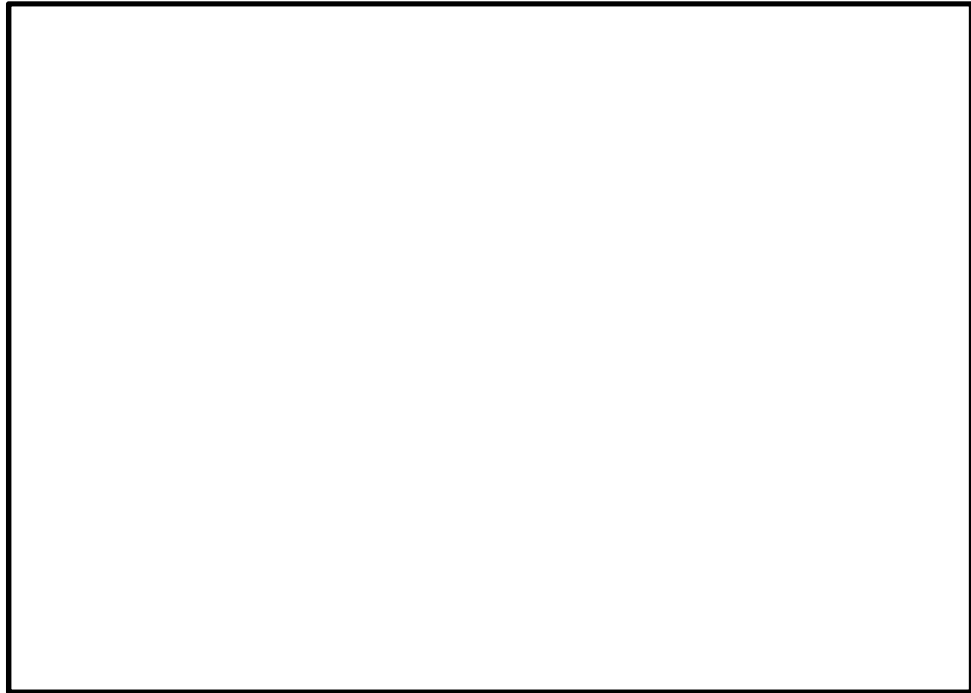
止水板の構造については、規模や設計条件により違いはあるが、多くの採用実績があり十分な実績があるといえる。第1-50図にゲート等の採用実績の例を示す。



ゲート等の採用実績  
(A社製 2017年8月)

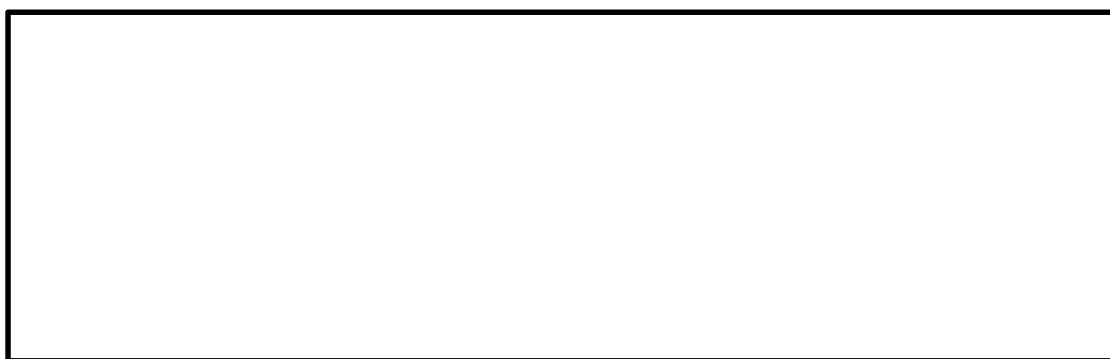


起伏ゲートの例



多段式ゲートの例

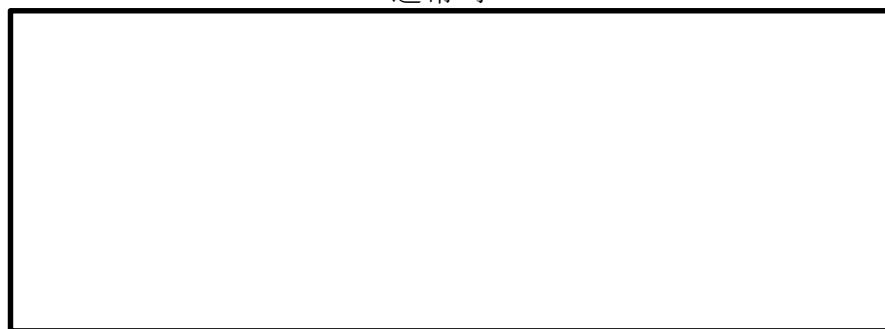
第 1-50 図 採用実績の例 (1/2)



- 【可動防潮堤①】
- ・ 寸法：幅 4.9m×高さ 1m
  - ・ 材質：ステンレス鋼

- 【可動防潮堤②】
- ・ 寸法：幅 15.0m×高さ 3.0m
  - ・ 材質：ステンレス鋼

通常時



津波襲来時



【可動防潮堤③（陸上設置型長径間防潮堤）】

- ・ 寸法：港湾などの長い距離に対応
- ・ 材質：ステンレス鋼

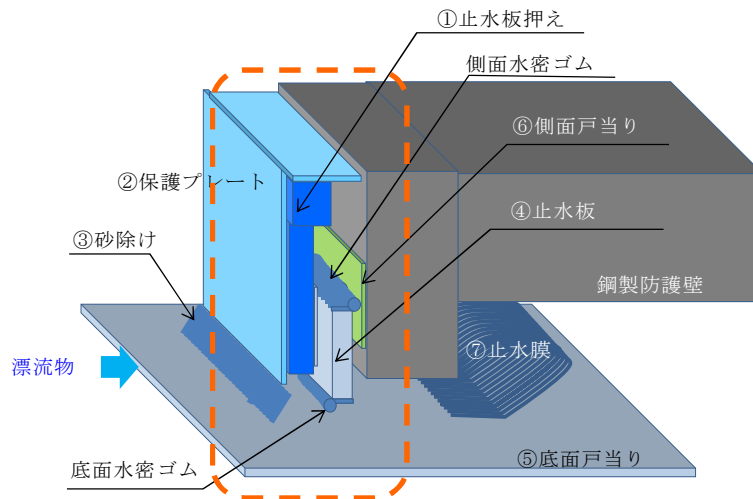
可動防潮堤とは，無動力かつ人為操作なしに開口部閉塞を可能とすることが特長の津波・高潮防災設備。

第 1-50 図 採用実績の例 (2/2)



(k) 止水機構の損傷モードにおける設計方針について

鋼製防護壁の止水機構の鋼製部材における損傷モードについて整理するとともに、損傷モードに対する設計方針を整理した結果を第1-14表、鋼製防護壁の概要及び各構成部品の概要を第1-51図に示す。



鋼製防護壁の概要

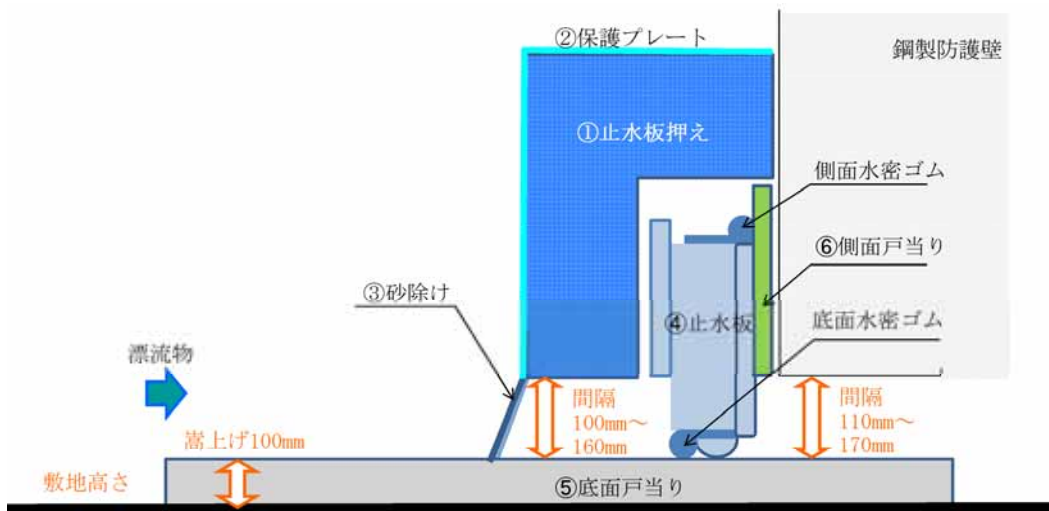


図1-51 鋼製防護壁の概要と各構成部品の概要

第 1-14 表 止水機構の鋼製部材の損傷モードに対する設計方針 (1/3)

鋼製部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
鋼製部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時		
① 止水板 押え	曲げ, せん断	弾 部材が 塑性域にと まらず 塑性域に 入る状態	◆ 鋼製防護壁との取合い部に応力が発生し, 損傷する。 ◆ ④止水板との接触により損傷する。	◇ 構造部材設計 鋼製防護壁との取付ボルトについて, 短期許容応力度以下になるよう設計する。 ◇ 二次元的解析 動的解析を実施し④止水板の挙動について確認する。		三次元的解析を実施する。
			● 津波波力, 漂流物の衝突により損傷する。		○ 構造部材設計 津波荷重, 漂流物の衝突荷重を考慮し, 短期許容応力度以下になるよう設計する。	
			◆ ①止水板押えとの取合い部に応力が発生し, 損傷する。		◇ 構造部材設計 構造上1~1.5m間隔で①止水板押えにボルトにより固定している。取付ボルトについて, 短期許容応力度以下になるよう設計する。	
② 保護プレート	曲げ, せん断	弾 部材が 塑性域にと まらず 塑性域に 入る状態	● 漂流物荷重の衝突により変形する。		○ 構造部材設計 構造上1~1.5m間隔で①止水板押えにボルトにより固定している。	

第 1-14 表 止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針 (2/3)

鋼製部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
鋼製部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時		
④ 止水板 ⑤ 底面戸当り ⑥ 側面戸当り	曲げ, せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	<p>◆ ① 止水板押えとの接触により, 止水板が接触し, 損傷する。</p> <p>◆ 地震時に④ 止水板が浮上り等により固着し, 水密性を損なう。</p> <p>◆ ④ 止水板の挙動により, 戸当りが損傷し, 水密性を損なう。</p>	<p>◇ 構造部材設計</p> <p>① 止水板押えから受ける荷重と⑥ 側面戸当りへの荷重について考慮し, 短期許容応力度以下になるよう設計する。</p> <p>◇ 二次元的動的解析</p> <p>動的解析を実施し④ 止水板の挙動について確認する。</p>	<p>○ 構造部材設計</p> <p>① 止水板押えの間隙部 (100mm~160mm) からの大型の漂流物が入らないように設計している。また, ③ 砂除けを設置しており, 砂の混入も防いでいる。④ 止水板は, 構造上, 小型の漂流物にも耐えるよう設計する。</p>	<p>三次元的解析を実施する。</p> <p>止水機構の多重化等を検討する。</p>

第 1-14 表 止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針 (3/3)

鋼製部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
鋼製部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時	信頼性向上のための設計 (詳細設計)	
底面水密ゴム 側面水密ゴム	応力、接触面圧、変形量	有意な漏えいに至る変形、引張り	◆④止水板の挙動により水密ゴムが損傷し、水密性を喪失するおそれがある。 ◆水密ゴムの著しい摩耗	◇構造部設計 水密ゴムにライニングを施し、摩擦抵抗を低減させ、追従性を高める。 ◇摩耗試験 実機に近い環境条件にて、約20年相当の摩耗試験を実施し、ライニングの耐久性を確認する。 ◇二次元的解析 動的解析を実施し、水密ゴム (側面・底面) の挙動について確認する。	◇構造部設計 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩耗の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。	止水機構の多重化等を検討する。
			●①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) より漂流物が侵入し、水密ゴムに衝突する。 ●劣化、摩耗、損傷、異物噛み込みなどによる止水性能の喪失	○構造部設計 ・①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) から、大型の漂流物が入らないよう設計している。 ・漏水評価 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩耗の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。	止水機構の多重化等を検討する。	

(1) 止水機構に対する漂流物による影響評価について

2.5 項において抽出した取水口へ向かう可能性が高い漂流物が鋼製防護壁の止水機構へ与える影響を評価した。

止水機構には漂流物等から止水板を保護するために「①止水板押え」「②保護プレート」が設置されているため、大型の漂流物はここで除外される。なお、「①止水板押え」は 50t の漂流物を想定した衝突荷重を考慮した設計としているため、強度上の問題はない。

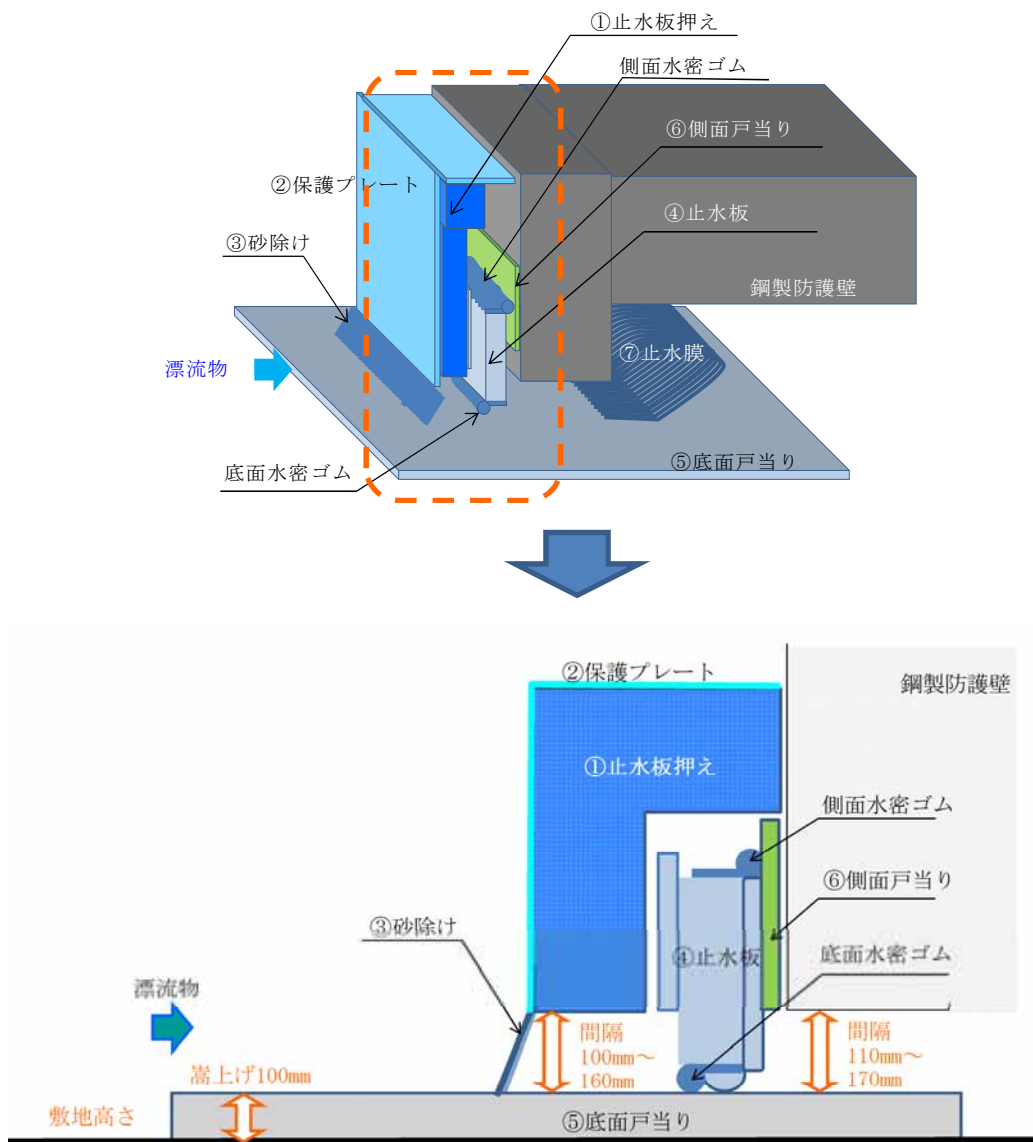
「①止水板押え」「②保護プレート」と「⑤底面戸当り」の間を通過した止水板に、到達できる漂流物の寸法は、約 100mm～160mm のもので砂、礫、小型植生（枝葉、樹皮）、その他小物の異物であるが、地盤から「⑤底部戸当り」を約 100mm 嵩上げするとともに、止水板前面に「③砂除け」を設置することにより、軽量・小型の異物混入を防止する設計であるため、基本的には通過しない構造である。第 1-15 表に止水機構の漂流物等からの防護機能の分類及び第 1-52 図に止水機構の構成部品の寸法を示す。

しかしながら、漂流物による「③砂除け」の損傷を考慮して止水板設置位置に砂、礫、小型植生等が到達し、底面水密ゴムの機能を喪失させることを想定し、(h) 項の【参考:想定外の損傷ケース】において評価する。

なお、止水機構の状況については、日常点検及び悪天候後の点検等を実施し止水機構の品質管理に努める。

第 1-15 表 止水機構の漂流物等からの防護機能の分類

構造部材	機能・用途	防護されるもの	通過の可能性が高いもの
①止水板押え及び ②保護プレート ～ ⑤底面戸当りの隙間 (100mm～160mm)	重量物・大型の漂流物からの止水板の防護及び止水板への漂流物等の到達防止	船舶, タンク, サイロ, ボンベ類, 資機材類, 建物外装板 カーテウォール, 大型植生 (幹・枝) など	砂, 礫, 小型植生 (枝葉, 樹皮), その他小物の異物
③砂除けの設置 ⑤底面戸当りの嵩上げ (100mm)	軽量・小型の漂流物及び異物の止水板への到達防止	砂, 礫, 小型植生 (枝葉, 樹皮), その他小物の異物	基本的に通過しない



第 1-52 図 止水機構の構成部材の寸法

(m) 止水板に対する小型漂流物の衝突荷重の評価

<目的>

止水機構には、鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため、①止水板押えと⑤底部戸当りの間に100～160mmの隙間を考慮している。

小型の漂流物を想定すると上記の隙間に入り込む可能性があることから、小型の漂流物による④止水板への影響について評価する。

第1-53図に小型漂流物の流入経路を示す。

<小型漂流物の衝突荷重の評価>

a. 止水板まで通過の可能性が高いもの

砂、礫、小型植生(枝葉、樹皮)、その他小物の異物のうち、小型の植生及び石を選定した。

b. 小型植生の衝突荷重の想定

東海発電所北側の植生調査(H28年度)より地震後の漂流物を想定し間隔は100mm以下の植生とした。

- ・平均直径：0.12m      ・平均樹高：12m
- ・重量の算定式(建築空間の緑化手法1988より)

$$W = k \cdot \pi \cdot (d/2)^2 \cdot H \cdot w(1+p)$$

$$= 89.5\text{kg} \div 90\text{kg}$$

d=目通直径 0.12m (平均直径)

H=樹高 12m (8m+成長分4m)

k=樹幹形状係数(概算の場合0.5)

w=樹幹の単位体積重量(1100kg/m<sup>3</sup>)

p=枝葉の多少による割合(1.2)

- ・ 小型植生の衝突荷重の算定（道路橋示方書）

$$P = 0.1 \cdot W \cdot V$$
$$= 0.1 \times 90 \times 9.8 \times 10 = 0.89 \text{ kN}$$

P : 衝突荷重 (kN)

W : 漂流物の重量 (kg)

V : 流速 (m/s)

- c. 石の衝突荷重の想定

①止水板押えと⑤底面戸当りの隙間が 0.16m であるため、石の大きさを 0.16m×0.16m×0.16m（仮定）とした。

- ・ 石の衝突荷重の算定

衝突荷重の算定に当たっては、飛来物の衝突評価の式を参考に用いた。

$$F = m v^2 / L = 7.7 \text{ kN}$$

m : 評価対象物の質量 (kg/m<sup>3</sup>)

(単位体積当たりの密度 (kg/m<sup>3</sup>) として

建築物荷重指針 花崗岩 (みかげ石) 3×10<sup>3</sup> kg/m<sup>3</sup> より)

v : 流速 (m/s) 10 (取水口前面)

L : 各辺の長さ (m) 0.16

(参考) 道路橋示方書の場合 : 0.12kN



d. 止水板の衝突荷重の評価

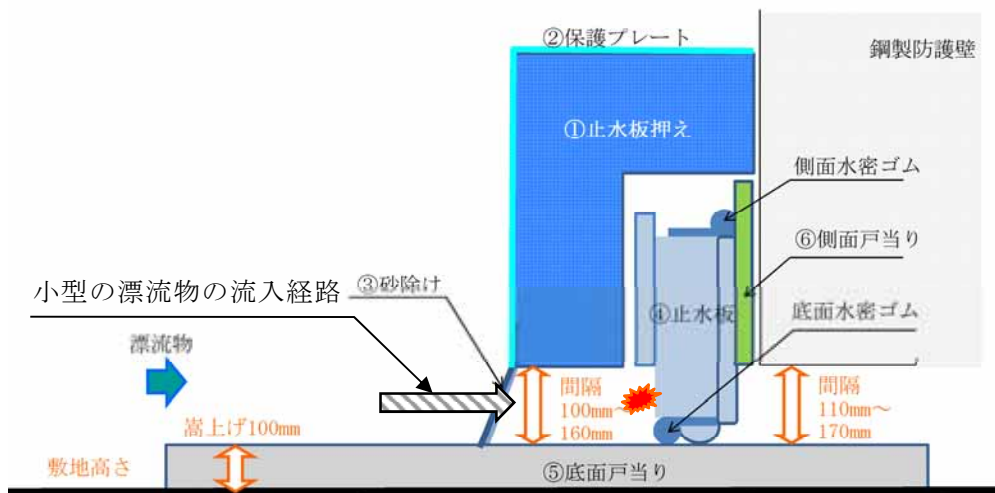
○止水板の許容限界は 240kN

・許容限界 : 短期許容応力度×1.5 倍

・許容応力 : 240kN

○植生 (0.89kN) 及び石 (7.7kN) の衝突荷重に対し、許容  
応力は 240kN であり十分な裕度を確認した。

○なお、止水板は厚さ 100mm のステンレス鋼で重量が約 620kg であること  
から、想定した石の寸法が増加しても、許容応力に十分な余裕がある  
ため問題ない。



第 1-53 図 小型漂流物の流入経路

<参考> 石の衝突荷重に用いた飛来物の衝突評価式の妥当性について

石の衝突荷重算定に用いた  $F = m v^2 / L$  の式について変換すると

$$F = m v / (L / v) \text{ になる。}$$

分母は時間の次元を有することから、衝突荷重算定における物理的な考え方としては、運動量を接触時間で割ることにより荷重を求める式になる。

そのため、評価に用いた接触時間  $t_{c1}$  は、

$$\begin{aligned} t_{c1} &= L / v \\ &= 0.16 / 10 \\ &= 0.016 \text{ s} \end{aligned}$$

となる。

一方、止水板は鋼製防護壁及び止水板押さえのいずれにも固定されていない構造であることを考えると、その固有周期は概ね柔構造物の域にあるものと考えられる。そのため、止水板が一般に剛構造の目安として用いられる 20Hz の固有振動数  $\lambda$  を有し、固有周期  $T$  の 1/4 の間石と接触したものと仮定すると、この時の接触時間  $t_{c2}$  は、

$$\begin{aligned} t_{c2} &= T / 4 \\ &= (1 / \lambda) / 4 \\ &= (1 / 20) / 4 \\ &= 0.0125 \text{ s} \end{aligned}$$

となり、 $t_{c1}$  と同程度となる。

上述のとおり、止水板は柔構造域にあり石の接触時間は  $t_{c2}$  (0.0125s) より長くなると考えられることから、今回の評価式で用いた時間の推定式 ( $L / v$ ) により得られた接触時間  $t_{c1}$  (0.016s) は、健全性の評価としては十分に保守側と考えられる。

(n) 水密ゴムの摩耗試験について

<目的>

表面にライニングされた水密ゴムに対し，摩耗試験装置により供用後約20年相当の移動量を与え，ライニングの摩耗量を計測することにより，ライニング残存状況を確認し，摩擦係数が維持できるか確認する。

<試験条件>

以下の条件にて水密ゴムの摩耗試験の条件を示す。

a. 加振条件

加振試験装置により，以下に示す水密ゴムの供用後約20年相当の移動量を想定し，加振試験装置により加振する。

① 温度変化による移動（道路橋示方書に準拠）

・温度変化：1サイクル/日×365日×20年＝7300回

② 地震加振による移動

・震度3以上震度4まで：41回<sup>\*</sup>/年×（20年/5年）

＝164回＋30（裕度）＝194回

※：気象庁HPより 東海村実績2010.1～2015/1まで41回）

・地震の継続時間 50秒 × 194回 ＝9700秒

③ 大規模地震加振による移動（S<sub>s</sub>相当，余震＋津波荷重）

・最大加速度× 1.5倍で加振

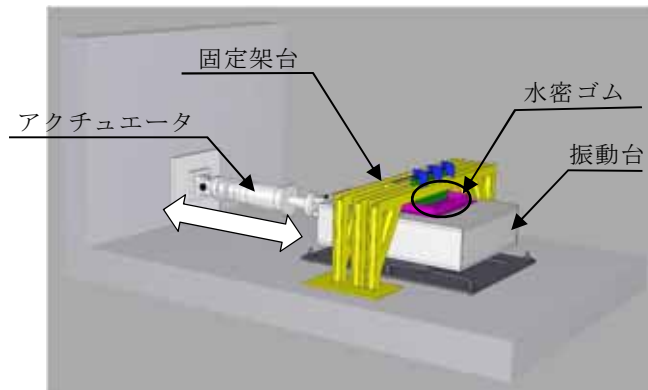
b. 環境条件

水密ゴム設置箇所環境条件を考慮して、砂をかみこませた状態で加振する。また、津波と余震の重畳を考慮して、水圧に相当する荷重を固定治具により加えた状態で加振する。第1-54図に水密ゴム摩耗試験装置の概要、第1-55図に水密ゴム摩耗試験の概要を示す

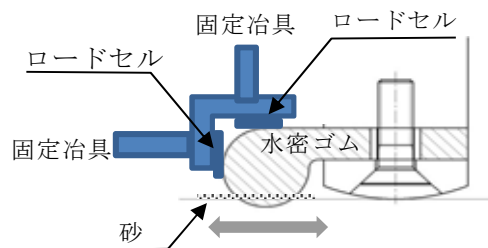
① 砂噛込み : 現地砂を使用

② 水圧を考慮 : 0.17MPa\*

※ : 防潮堤天端高さ (T.P. +20m) ~ 設置地盤標高 (T.P. +3m)  
を差引いた値



第 1-54 図 摩耗試験装置の概要

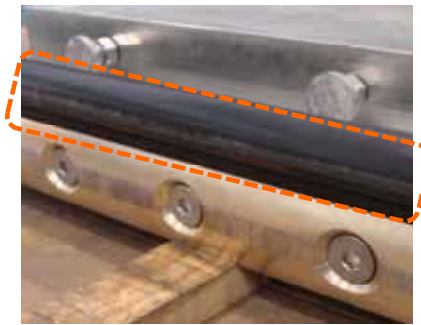


第 1-55 図 水密ゴム摩耗試験概要  
(余震時+津波荷重時)

<試験結果>

2つの供試体（水密ゴム）で摩耗試験を実施し、2回の試験とも水密ゴムの摩耗量は、最大で0.36mmであった。

このため、ライニングの初期厚さ0.5mmに対して、摩耗試験後においても0.14mmライニングが残存しており、水密性の確保及び摩擦係数は維持できる結果となった。 第1-56図に摩耗試験後の水密ゴムを示す。



第 1-56 図 摩耗試験後の水密ゴム

## 【2次止水機構】

### (a) 設計条件

設計条件は以下のとおり。

- ・津波荷重：基準津波
- ・地震荷重：基準地震動  $S_s$
- ・止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm
- ・適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

### (b) 止水機構の設置目的

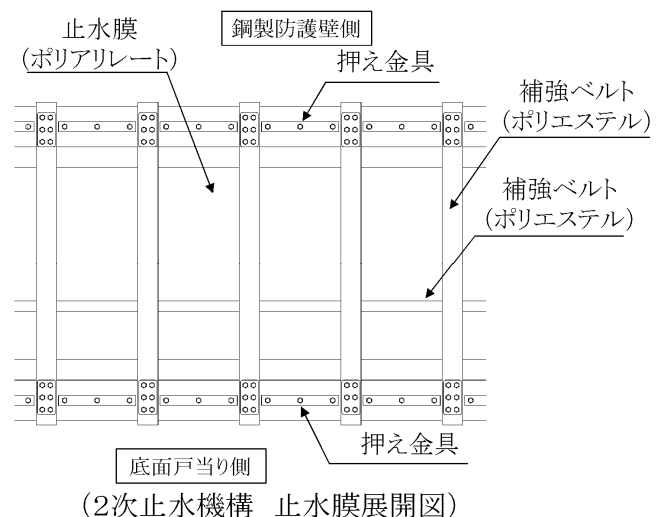
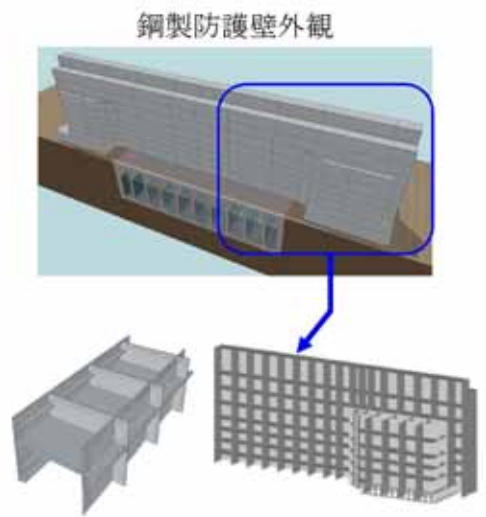
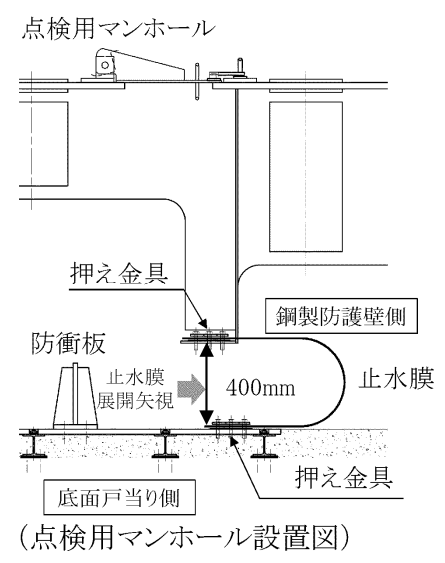
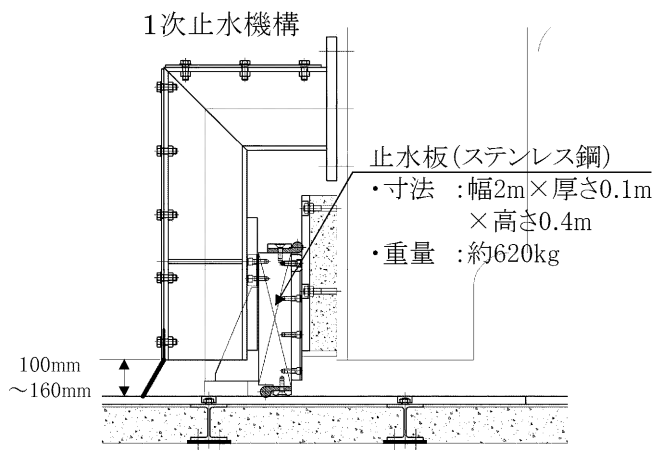
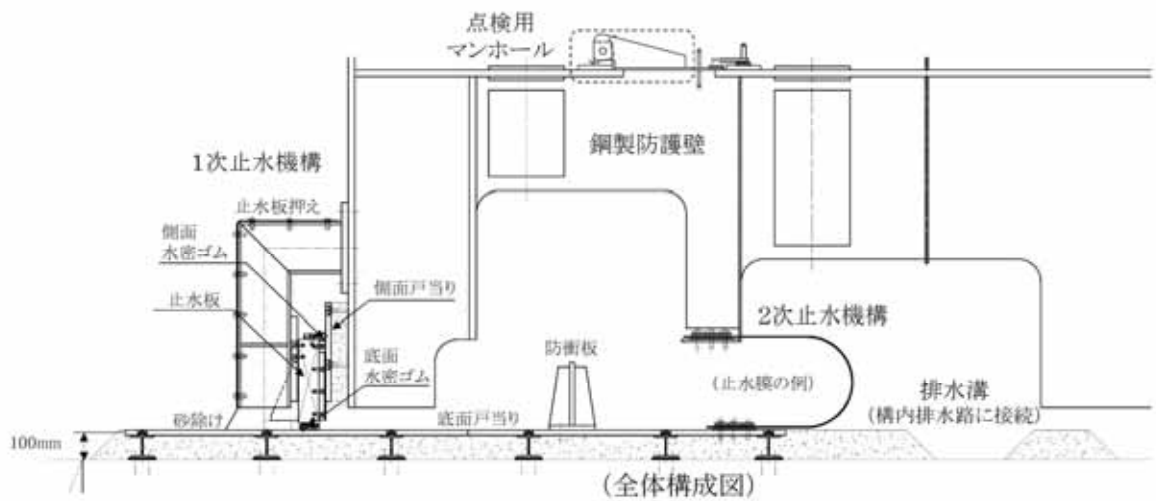
止水機構の損傷又は保守に伴う一時的な機能喪失時においても，津波に対する防護機能が維持できるよう，前述の止水機構（以下「1次止水機構」という。）に加えて，2次止水機構を設置する。

2次止水機構については，1次止水機構との共通要因故障による機能喪失を回避するため，多様化を図ることとし，止水膜又はシートジョイントによる止水構造を採用する。また，1次止水機構の保守時の取り外しに伴い，漂流物が2次止水機構まで到達する可能性を考慮し，2次止水機構の損傷を防止するために2次止水機構前面に防衝板を設置する。

詳細設計においては，止水膜又はシートジョイントの受圧面から取付部（固定部）への荷重伝達等を考慮した構造仕様の検討，漂流物衝突を想定した影響評価，対策等について検討する。

(c) 2次止水機構の設計方針 (第1-57図参照)

- a. 2次止水機構の追加設置に当たっては、共通要因故障（止水板の追従性不良等）による同時機能喪が生じないように多様性を図ることとし、1次止水機構の構造と異なる止水膜又はシートジョイントによる構造を採用する（第1-16表、第1-17表）。
- b. 止水膜及びシートジョイントについては、想定する津波荷重に対して十分な耐性を有するものを採用するが、1次止水機構の取り外し時に津波の襲来を想定すると、漂流物が2次止水機構に到達する可能性があることから、2次止水機構前面に防衝板を設置し、漂流物による損傷を防止する設計とする。
- c. さらに、2次止水機構の後段には、2次止水機構からの漏水の可能性を考慮し、漏水を収集・排水可能な排水溝を設置する設計とする。排水は、構内排水路の防潮堤内側の集水桁に収集し、構内排水路逆流防止設備を通して排水する。
- d. また、2次止水機構及び防衝板の点検・保守を考慮して、鋼殻内に点検用マンホールを設置し、アクセス可能な設計とする。
- f. これら対策により、基準津波の遡上波の重要な安全機能を有する海水ポンプが設置されたエリアへの到達、流入防止を確実なものとする。



第 1-57 図 止水機構の全体構造概要



(d) 止水機構の主な損傷・機能喪失モードの整理

止水板による1次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードを抽出するとともに、抽出結果に基づき、2次止水機構の構造（多重性又は多様性）について検討した。検討の結果、共通要因故障を考慮すると、2次止水機構は止水膜又はシートジョイントにより多様性を図る方が、止水機構全体としての信頼性に優れると判断した。

第1-16表に1次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び2次止水機構の構造選定検討結果を示す。

また、合せて、第1-17表に2次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリットについて整理した。

(e) 止水機構の防護区分の整理

1次止水機構、2次止水機構及び防衝板並びに点検用マンホールの津波に対する防護区分について、それぞれの目的、機能要求に基づきに設定した。

上記対策の津波防護区分としては、1次止水機構は基準津波の遡上波の地上部からの到達、流入防止対策として外郭防護1、2次止水機構は1次止水機構からの漏水対策として外郭防護2、防衝板は1次止水機構の機能喪失時に想定される漂流物の影響を防止するもので1次止水機構の機能を一部担うことから外郭防護1に位置付ける。

第1-18表 止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果を示す。

(f) 2次止水機構の部材について

2次止水機構の止水部材は、止水膜とシートジョイントを使用する。以下に止水膜及びシートジョイントについての仕様を示す。

a. 止水膜について

<止水膜の物性値>

止水膜の物性値は以下の通り（第1-20表）。

○主部材：ポリアリレート繊維 [密度（本/inch）：22本]



第1-20表 止水膜の物性値

項目	物性値
引張り強さ (N/3cm)	6200
伸び (%)	8.3

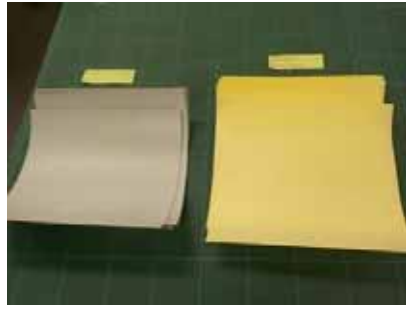
<水圧試験の確認結果>

試験結果は、以下の通り。（第1-21表、第1-60図）

- ・試験規格：JIS L 1092 繊維製品の防水試験方法に基づく耐水試験
- ・使用水圧：170KPa以上（防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値）
- ・試験圧力：500KPa以上（使用圧力の約3倍の試験圧力）

第1-21表 止水膜の水圧試験

止水膜材料	使用圧力	試験圧力	判定	備考
	170KPa	500KPa以上	○	5回実施



止水膜サンプル



水圧試験状況


- ・左 :
- ・右 :



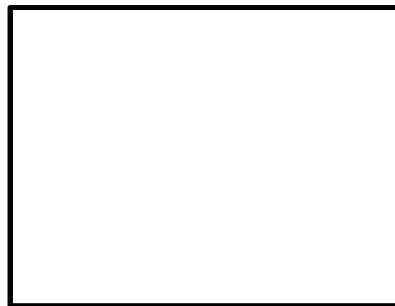
※今後、止水膜取付部（固定部）の強度についても確認する

第 1-60 図 耐圧試験にて使用する止水膜と試験装置

<使用実績>

膜材料の主部材  の採用実績は港湾施設，空港，工場施設などに採用されている。第 1-61 図

参照



第 1-61 図 メーカー試験状況

b. シートジョイントについて

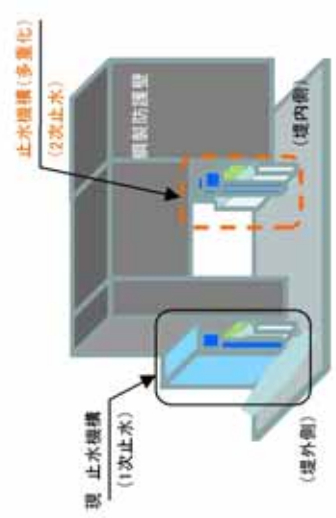
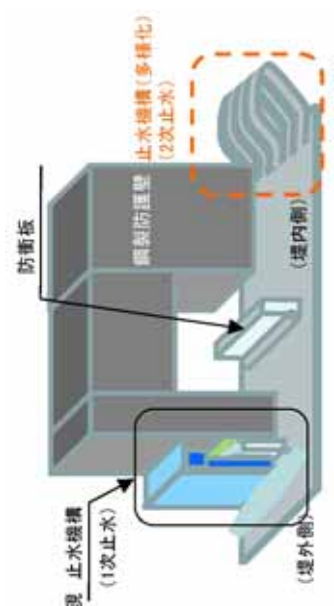
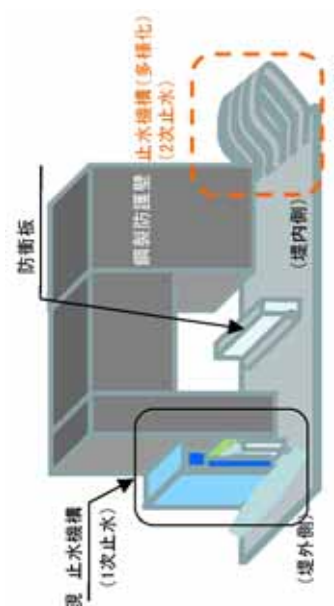
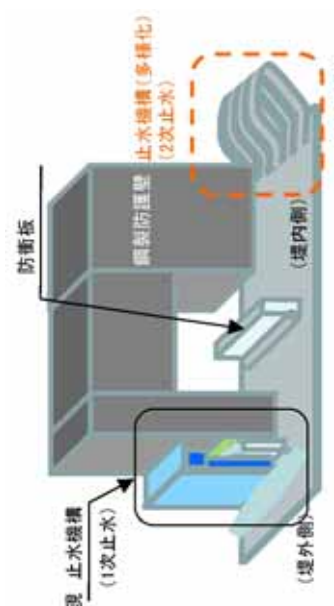
シートジョイントについては，東海第二発電所の防潮堤に設置するもの  
と同等の仕様で，他プラントにおいても使用実績がある。

第 1-16 表 1 次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び 2 次止水機構の構造選定検討結果

1 次止水機構		2 次止水機構	
構造	主な損傷・機能喪失モード	止水板による止水機構 (多重性)	止水膜又はシートジョイントによる止水機構 (多様性)
	地震時の止水板の浮き上がりにより追従性が喪失する。 ※ 地震時に止水板が水密ゴムの噛み込み、止水性が喪失する。 ※ 水密ゴムの摺動により亀裂、破損、摩耗が発生し、止水性が損失する。 ※ 地震時の止水板等の変形、損傷により、止水性が喪失する。 ※	△ 現在、止水板の地震時の追従性が未確認であるため、同一構造であることを考慮すると、共通要因故障により、同時に機能喪失に至る可能性がある。	○ 構造が異なるため、同時に機能喪失しない。
止水板による止水機構	漂流物が止水板に衝突し、止水性が喪失する。	○ 1 次止水機構がある場合は、漂流物までは到達せず、2 次止水機構までは保持される。	○ 1 次止水機構の保守に伴う取り外し時においても、防衝板があるため、漂流物は 2 次止水機構まで到達せず、2 次止水機構の機能は維持される。
		× 1 次止水機構の保守に伴う取り外し時には、漂流物が 2 次止水機構まで到達するため、2 次止水機構の機能喪失に至る可能性がある。	
評価		△	○

※実証試験による確認が未完のため抽出

第 1-17 表 2 次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリット

区分	設計事項	設計概要	評価
多重性	<p>メリット</p> <p>止水板を二重に設置するため、1 次止水機構の機能が喪失しても 2 次止水機構で機能は維持できる。</p>	 <p>図 多重性の止水機構の例</p>	<p>△</p> <p>共通要因故障により、同時機能喪失のリスクがある</p>
	<p>デメリット</p> <p>現在、止水板の地震時の追従性が未確認につき、同一の構造の場合、共通要因故障により同時に止水機構の機能が喪失する。</p>	 <p>図 多様性の止水機構の例</p>	<p>○</p> <p>漂流物に対する防護が必要になるが、防衝板により対応可能</p>
多様性	<p>メリット</p> <p>構造が異なるため、共通要因故障による機能喪失がなく、一つの止水機構が喪失しても残りの止水機構の機能は維持できる。</p>	 <p>図 多様性の止水機構の例</p>	<p>○</p> <p>漂流物に対する防護が必要になるが、防衝板により対応可能</p>
	<p>デメリット</p> <p>構造が異なるため、それぞれの機能に差があり、同一の防護レベルにならない。</p>	 <p>図 多様性の止水機構の例</p>	<p>○</p> <p>漂流物に対する防護が必要になるが、防衝板により対応可能</p>



(f) 2次止水機構の部材について

2次止水機構の止水部材は、止水膜とシートジョイントを使用する。以下に止水膜及びシートジョイントについての仕様を示す。

a. 止水膜について

<止水膜の物性値>

止水膜の物性値は以下の通り（第1-19表）。

○主部材：ポリアリレート繊維 [密度（本/inch）：22本]



第1-19表 止水膜の物性値

項目	物性値
引張り強さ (N/3cm)	6200
伸び (%)	8.3

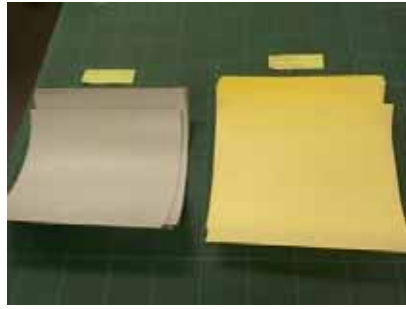
<水圧試験の確認結果>

試験結果は、以下の通り。（第1-20表、第1-58図）

- ・試験規格：JIS L 1092 繊維製品の防水試験方法に基づく耐水試験
- ・使用水圧：170KPa以上（防潮堤天端高さ（T.P.+20m）から設置地盤標高（T.P.+3m）を差し引いた値）
- ・試験圧力：500KPa以上（使用圧力の約3倍の試験圧力）

第1-20表 止水膜の水圧試験

止水膜材料	使用圧力	試験圧力	判定	備考
	170KPa	500KPa以上	○	5回実施



止水膜サンプル



水圧試験状況


- ・左 :
- ・右 :



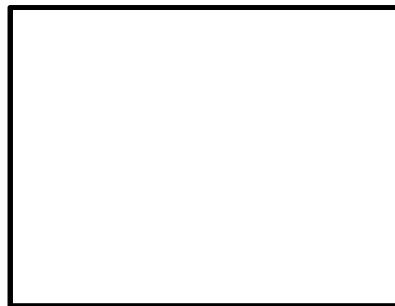
※今後、止水膜取付部（固定部）の強度についても確認する

第 1-58 図 耐圧試験にて使用する止水膜と試験装置

<使用実績>

膜材料の主部材  の採用実績は港湾施設，空港，工場施設などに採用されている。第 1-59 図

参照



第 1-59 図 メーカー試験状況

b. シートジョイントについて

シートジョイントについては，東海第二発電所の防潮堤に設置するもの  
と同等の仕様で，他プラントにおいても使用実績がある。



## 【止水機構の実規模大実証試験】

### a. 止水機構の実証試験の目的

止水機構が基準地震動  $S_s$  による地震動を受けた時の止水板の挙動を確認することにより，変位追従性，水密ゴムの健全性を確認することを目的に実規模大の試験装置を用いた試験を実施する。

### b. 実証試験装置の概要

#### <加振装置>

大型 3 軸加振台（場所：茨城県つくば市 第 1-60 図参照）

装置仕様：第 1-21 表のとおり。

第 1-21 表 大型 3 軸加振台基本仕様

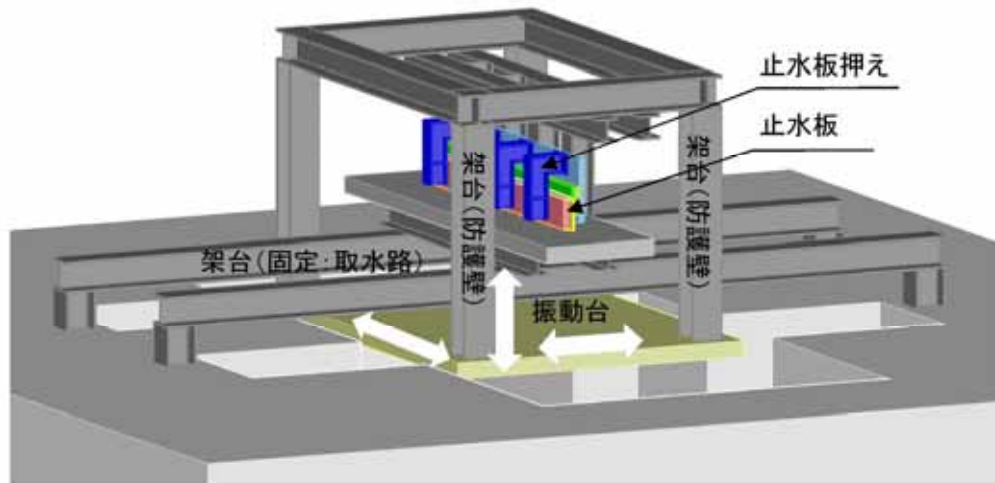
項目		基本仕様		
加速度自由度		3 軸 6 自由度		
最大積載質量		80tf		
テーブル寸法		6m×4m		
定格値	方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
	最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
	最大加速度	1G	3G	1G



第 1-60 図 大型 3 軸加振台鳥瞰図

< 試験装置 > (第 1-61 図参照)

- ・ 供試体：実機と同仕様の実規模サイズの供試体を製作
- ・ 模擬範囲：止水体 2 枚（各 2m）を連結



第 1-61 図 試験装置 (参考)  
※試験計画の検討により変更の可能性あり

< 試験条件 >

- ・ 地震動：基準地震動  $S_s$  による鋼製防護壁の応答による加速度（水平・鉛直加速度を同時入力）、相対変位を考慮。

< 実証試験項目 >

- ・ 止水板の地震時及び水圧を模擬した追従性：  
止水板の動作に異常（浮上りなど）がないことを確認する。
- ・ 水密ゴムの健全性：止水板による水密ゴムの噛み込み、摺動による亀裂・破損・摩耗等がないことを確認する。また、水密ゴムのライニングがない状態についても挙動を確認する。
- ・ 止水機構構成部材の健全性：試験を通じて構成部材に異常（変形、損傷など）がないことを確認する。

<実施時期及び説明時期>

試験計画の策定，試験装置の設計・製作完了後，速やかに実施（平成30年4月頃からの開始を想定）し，試験結果については平成30年5月頃に説明する。

c. 実規模試験後の確認試験

実機模試験後の水密ゴムについて，外観点検を行い明らかな亀裂，破損，損傷等が認められない場合には，漏水試験を実施し評価を行う。

## 【止水機構の漏水量評価】

止水機構からの漏水量評価を以下の3ケースについて評価を実施した。  
評価の結果、隣接する非常用海水ポンプの安全機能に影響を与える浸水深ではなかった。評価結果を第1-22表に示す。

### <ケース1>

1次止水機構のみに期待するケース

### <ケース2>

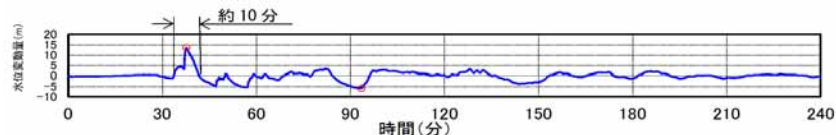
1次止水機構に加え、2次止水機構を設置した場合

### <ケース3>

1次止水機構の止水板1枚の機能喪失+2次止水機構の止水膜が喪失した場合（想定を超えた損傷ケースによる評価）

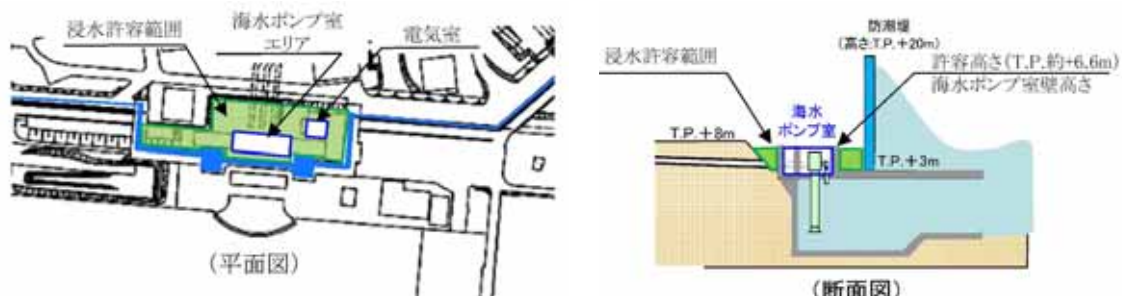
### <評価条件>

○継続時間：約10分（取水口前面）



○許容高さ：T.P. 約+6.6m（海水ポンプ室壁高さ）

○浸水エリア：海水ポンプ室浸水エリアを第1-62図に示す。



第1-62図 海水ポンプ室浸水深エリア

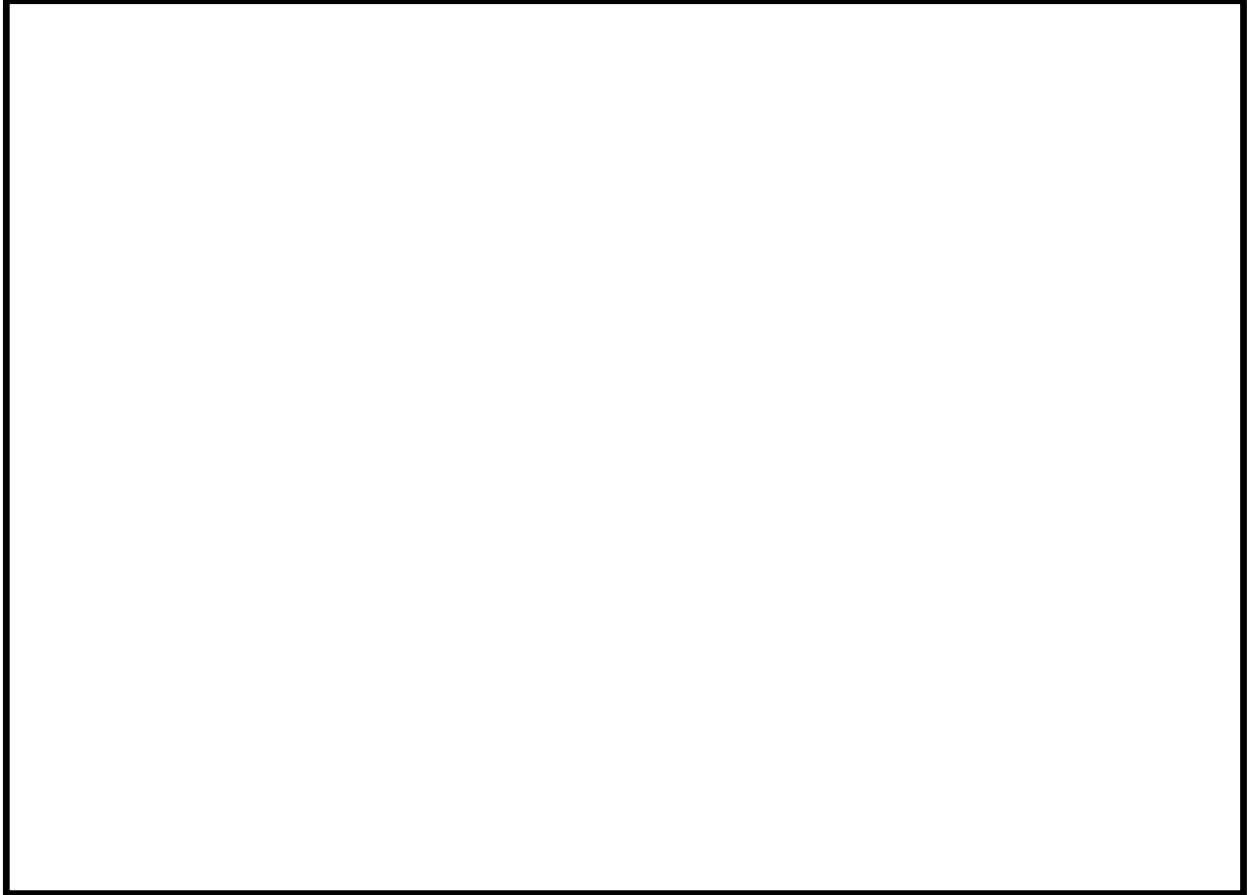
第 1-22 表 1 次止水機構及び 2 次止水機構の漏水量評価結果

	【ケース 1】 1 次止水機構のみに期待するケース (第 520 回審査会合時の説明内容)	【ケース 2】 1 次止水機構に加え、2 次止水機構を設置し た場合	【ケース 3】 1 次止水機構の止水板 1 枚の機能喪失＋ 2 次止水機構の止水膜が喪失した場合
概 要	1 次止水機構の止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合の浸水深を評価する。(開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面戸当りの隙間部(最大 170mm)から評価した。)	ケース 1 にて止水板から漏水した水が 2 次止水機構で確保可能か評価する。	1 次止水機構の止水板 1 枚 (2m) の機能喪失＋ 2 次止水機構の止水膜の喪失を想定した場合の敷地の浸水深を評価する。(開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面戸当りの隙間部(最大 170mm)から評価した。)
説 明 図		<p>止水膜の水圧試験の結果、防潮堤天端高さ (T.P. + 20m) から設置地盤標高 (T.P. + 3m) を差し引いた値の静水圧 (170kPa) に対して、試験圧力 500 kPa 以上で確認しているため、止水膜から漏えいすることはなく 1 次止水機構からの漏水を保持できる。なお、止水膜に対する漂流物衝突影響、対策等は詳細設計段階で検討するが、【ケース 3】に示したとおり、止水膜の機能が喪失しても非常用海水ポンプの安全機能に影響ないことを確認している。</p>	
漏水量 / 浸水深	止水板 1 枚喪失時の漏水量 3726m <sup>3</sup> /10 分、 浸水深 約 1.6m (T.P. + 3m 盤より)	—	2 次止水機構の止水膜が喪失した場合、1 次止水機構からの漏水が、そのまま敷地内に浸水するため、漏水量及び浸水深はケース 1 と同じとなる。

2. 施工実績

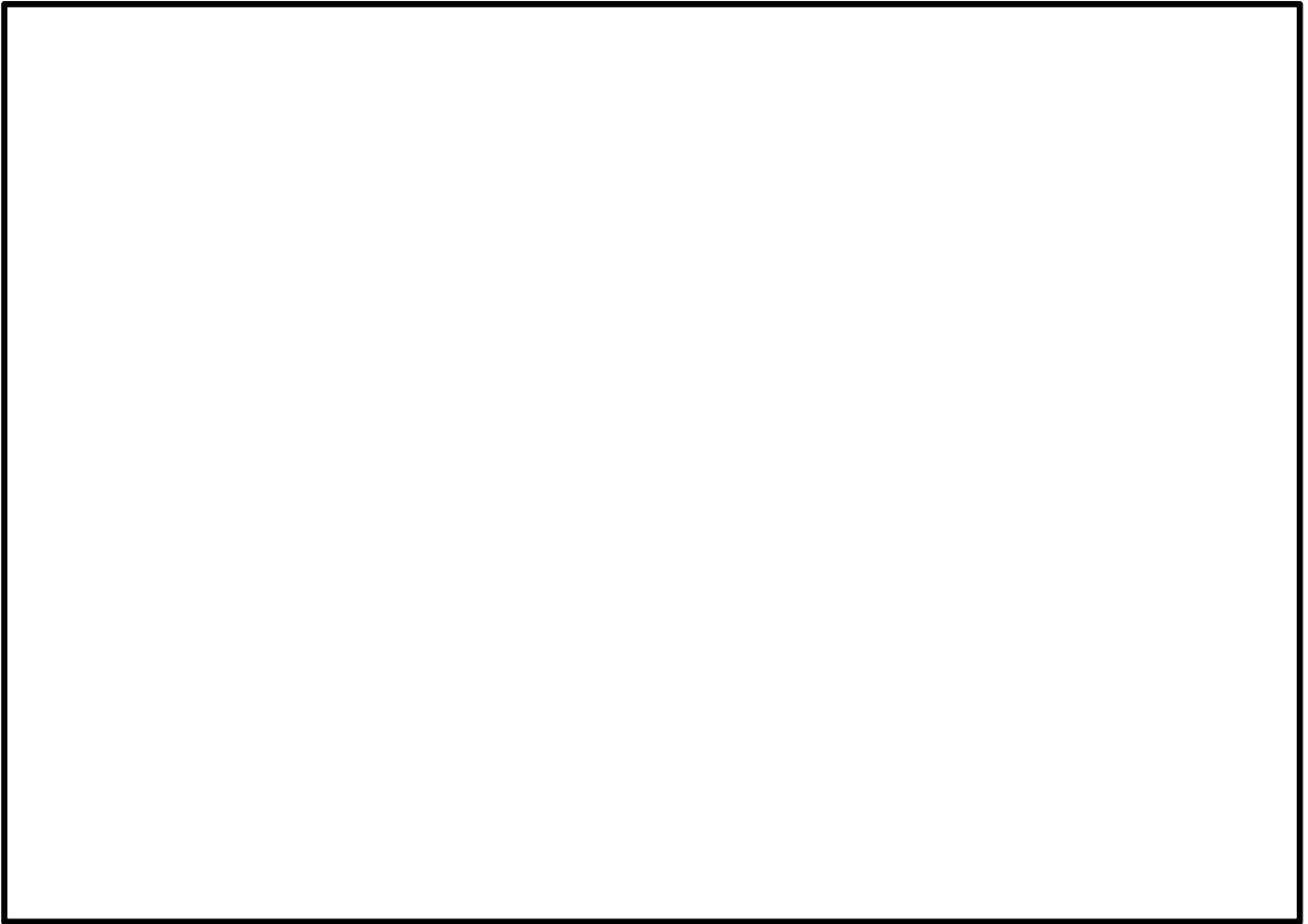
2.1 鋼製門型ラーメン構造

(1) 施工事例1：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）

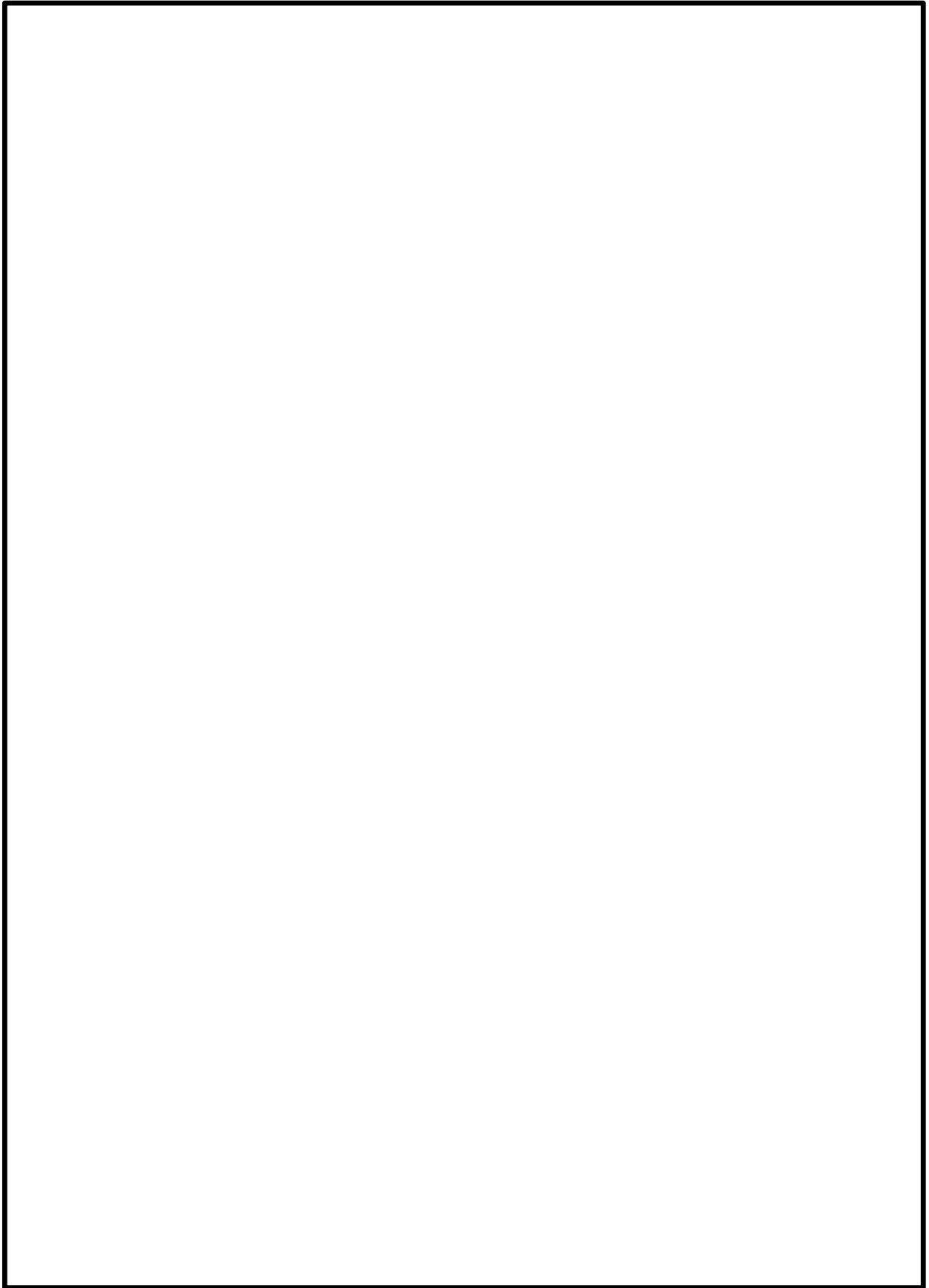


橋梁上部工の上下2段の鋼殻ブロックの施工事例

(2) 施工事例 2 : 国道工事 (国土交通省)



(3) 施工事例 3 : 高速道路工事 (高速道路株式会社)





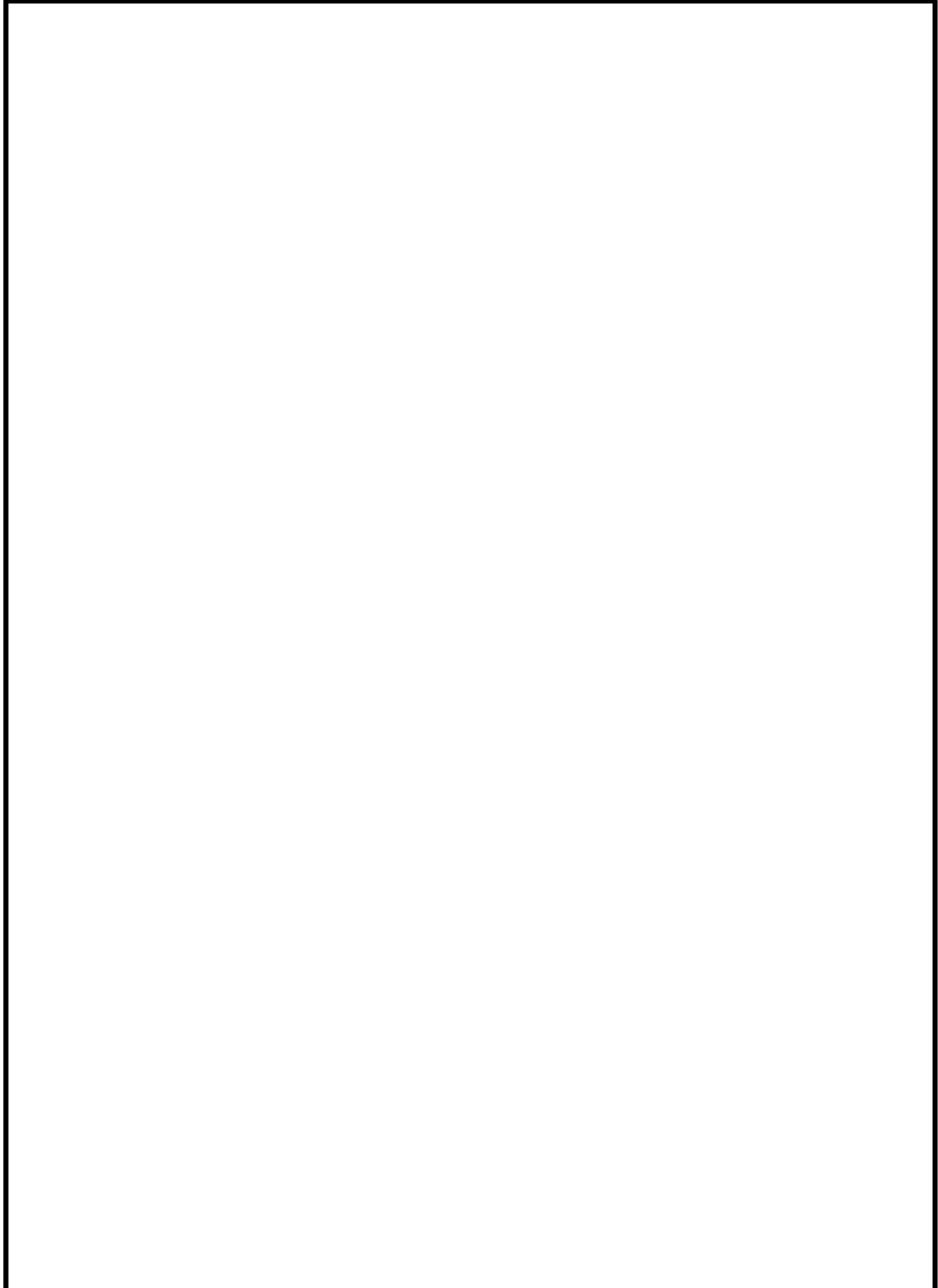
2.2 直接定着式アンカーボルトの実績

発注者	基数	ボルト本数
国土交通省	193	4,824
NEXCO／首都高速	18	430
地方自治体	41	1,074
名古屋高速道路公社	244	6,891
福岡北九州道路公社	45	1,190
広島高速道路公社	37	856
総計	578	15,265



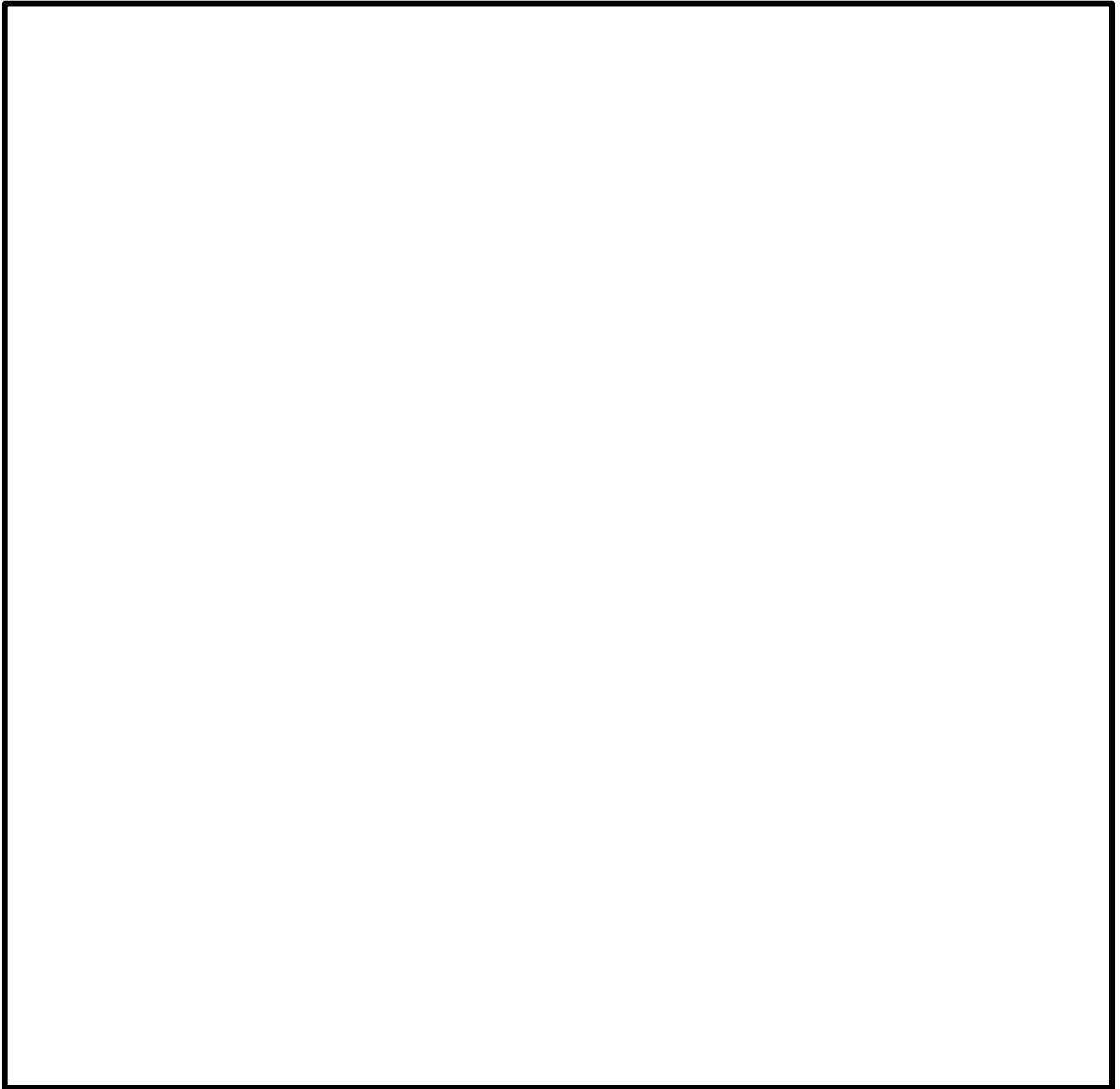
(1) 施工事例 1 : 国道工事 (国土交通省)

アンカーボルトの仕様 D170×L3, 960mm-56 本, D150×L3, 620mm-22 本, D130  
×3, 310mm-22 本



(2) 施工事例 2 : 臨港道工事 (国土交通省)

アンカーボルトの仕様 D150×4, 300mm-40 本



### 3. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては、道路橋示方書・同解説（公益社団法人 日本道路協会）、また施工の観点からの基準として地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会）に代表される。

#### (1) 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（公社法人日本道路協会：平成 24 年 3 月）

道路橋下部構造の技術基準として、各種基礎の設計手法等がとりまとめられており、橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても、同基準を参考として計画・設計している。

#### (2) 地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月）

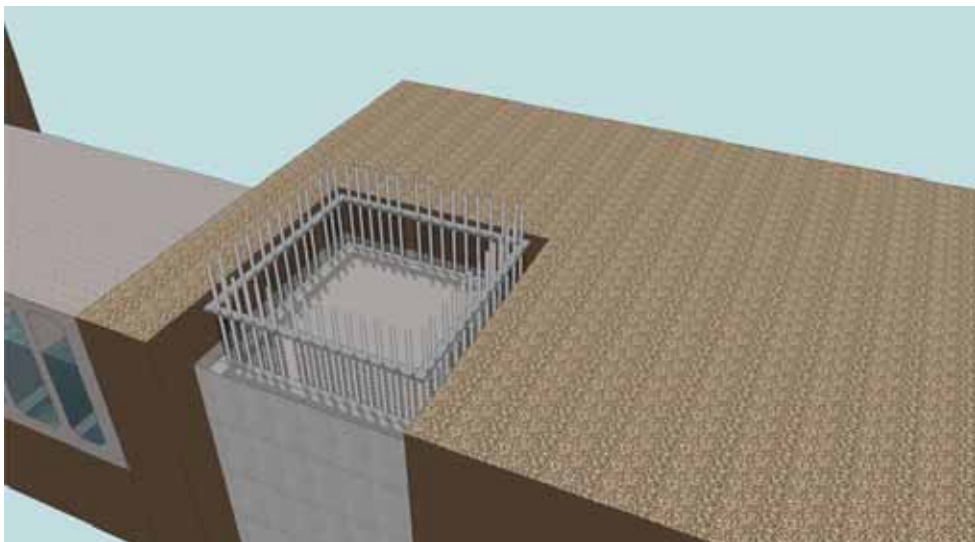
道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており、これらを踏まえた設計とする必要がある。

#### 4. 参考資料

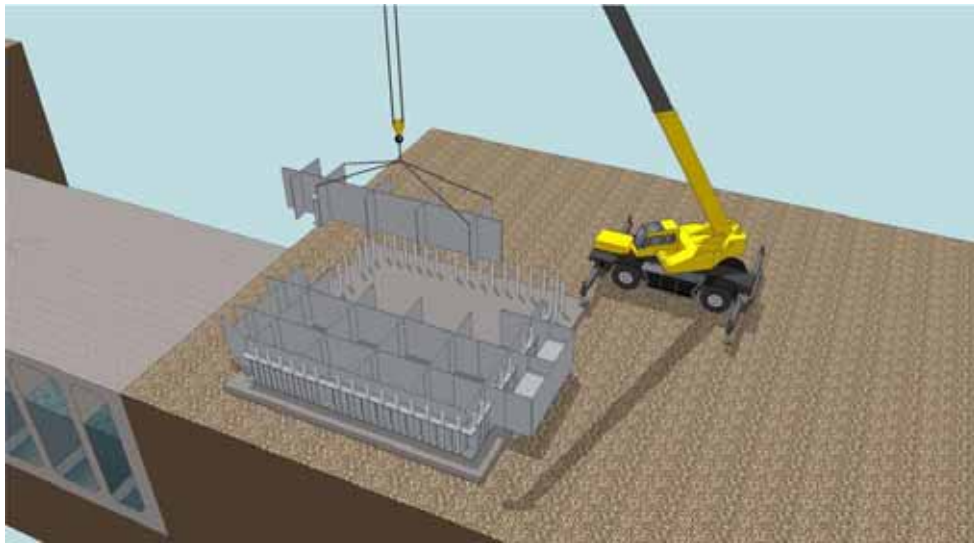
鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を第 4-1 図～第 4-4 図に示す。



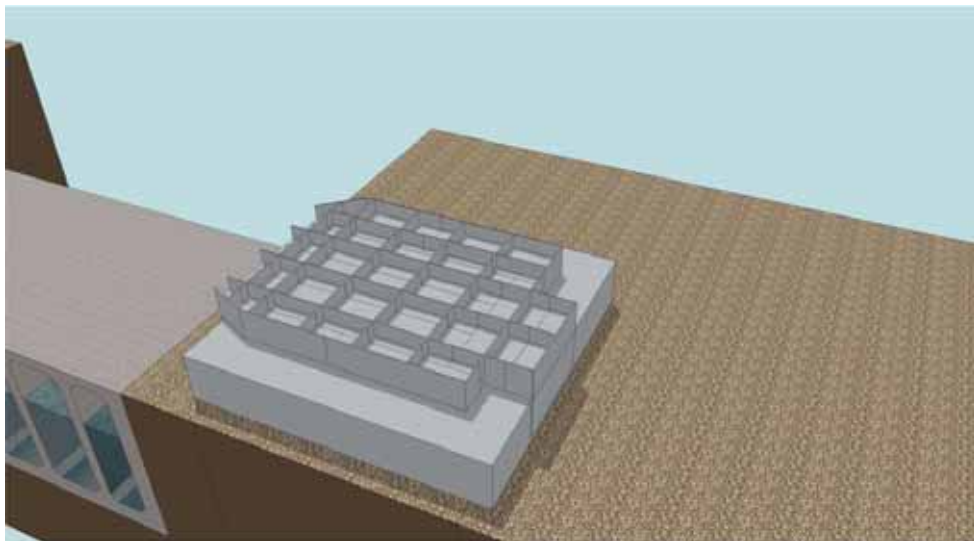
- 地中壁連続壁基礎上部にアンカーボルトを設置する。
- 所定位置に設置する必要があるため、基礎上部にはフレーム架台を設置し、据付精度を確保する。



第 4-1 図 Step.1 アンカーボルトの設置

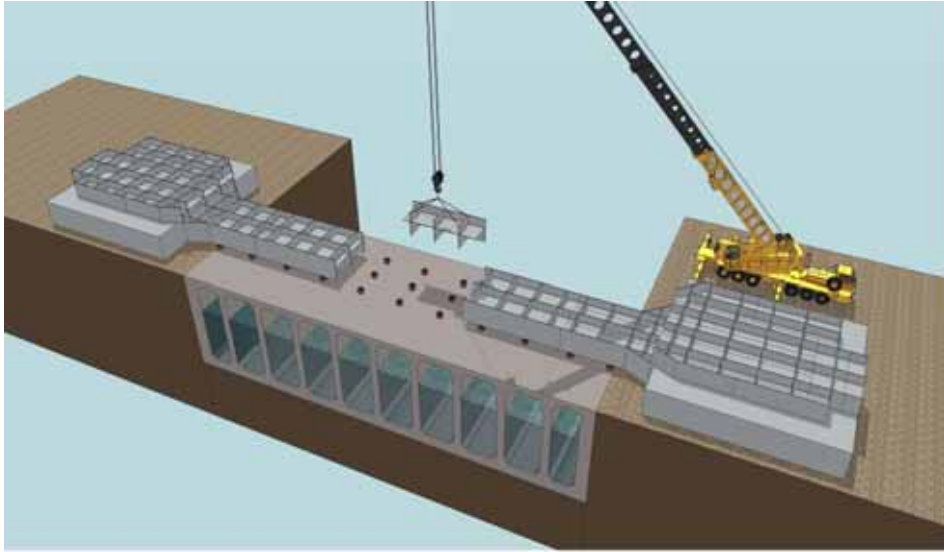


- 頂版部配筋及びコンクリート施工後に，1段目及び2段目の支柱部ブロックを架設する。

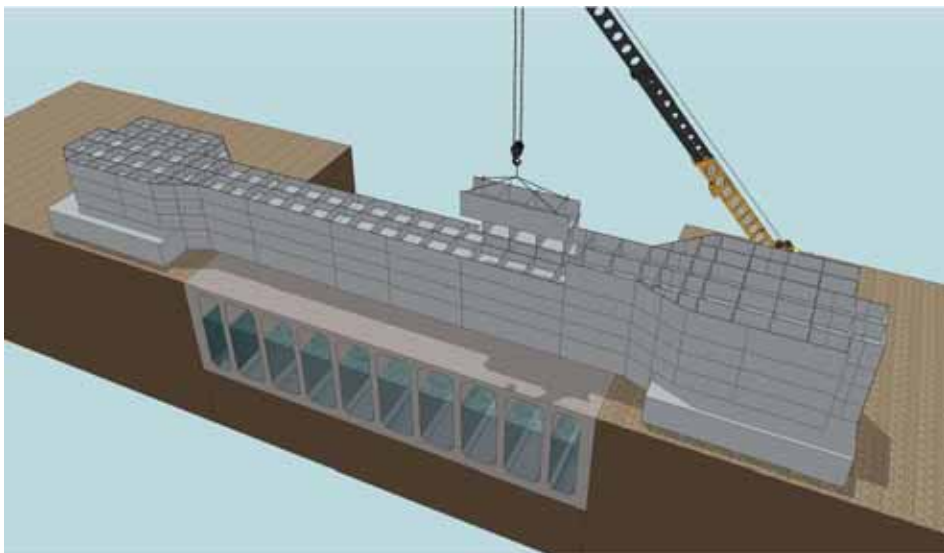


- 支柱部中詰鉄筋めコンクリートを施工する。

第 4-2 図 Step.2 支柱部ブロック設置・中詰鉄筋めコンクリート工



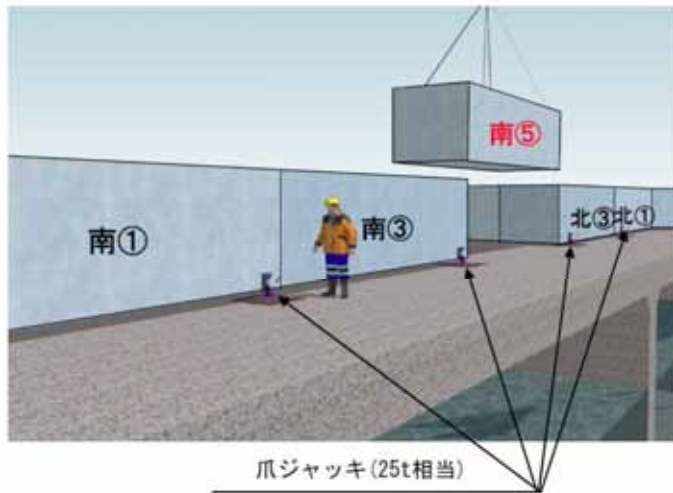
- 取水口隔壁上など上載荷重による影響を最小限にできる箇所にジャッキを配置し1段目の支間部ブロックを架設する。
- 架設時には、1段目死荷重によるたわみ量及び2段目以降の構造系の変化を考慮した逐次剛性と死荷重によるたわみ量をあらかじめ上げ越しする。
- 各段の架設完了後に全体の出来形・反りが所定の寸法内に収まるよう、事前に綿密な架設計画を立案しておく。



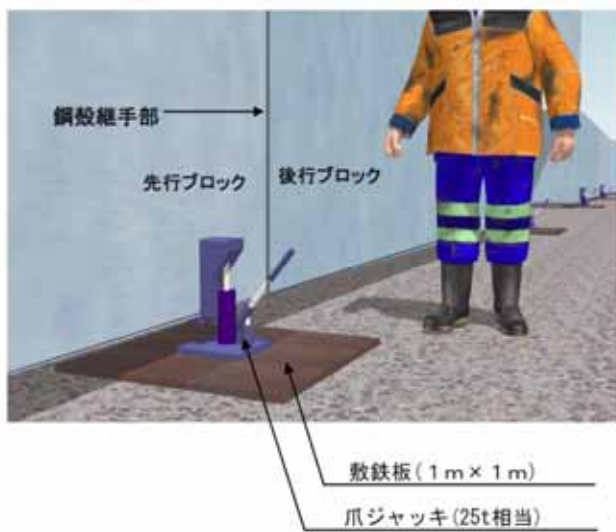
- 各層の架設完了後、支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
- 管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など、必要な地耐力が確保できる箇所に反力受け構を設置し、ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

第 4-3 図 Step. 3 ブロック架設工

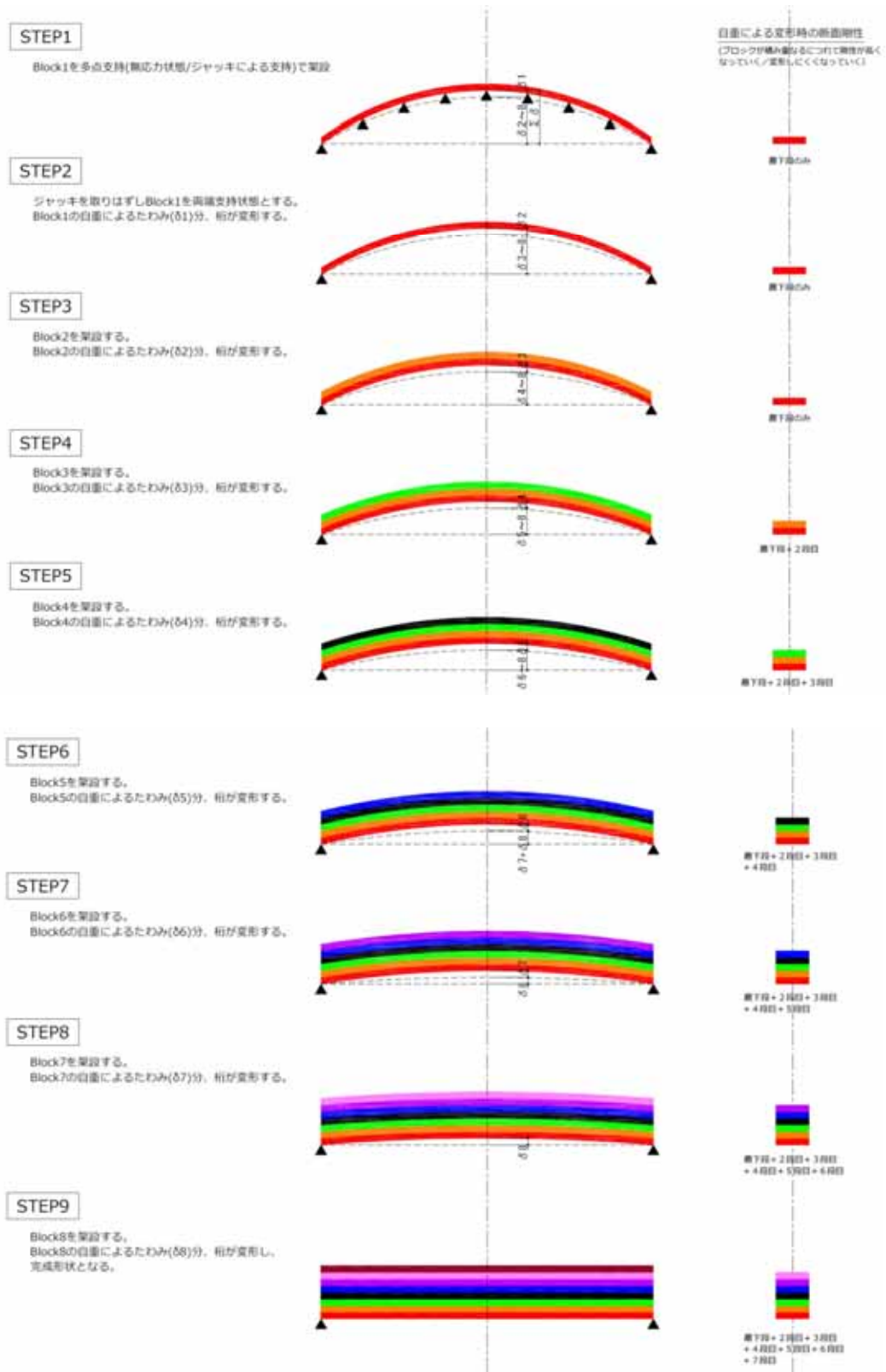




※ 取水口頂版スラブの耐荷重は、別途、鋼敷の仮受けが可能であることを確認済みである。

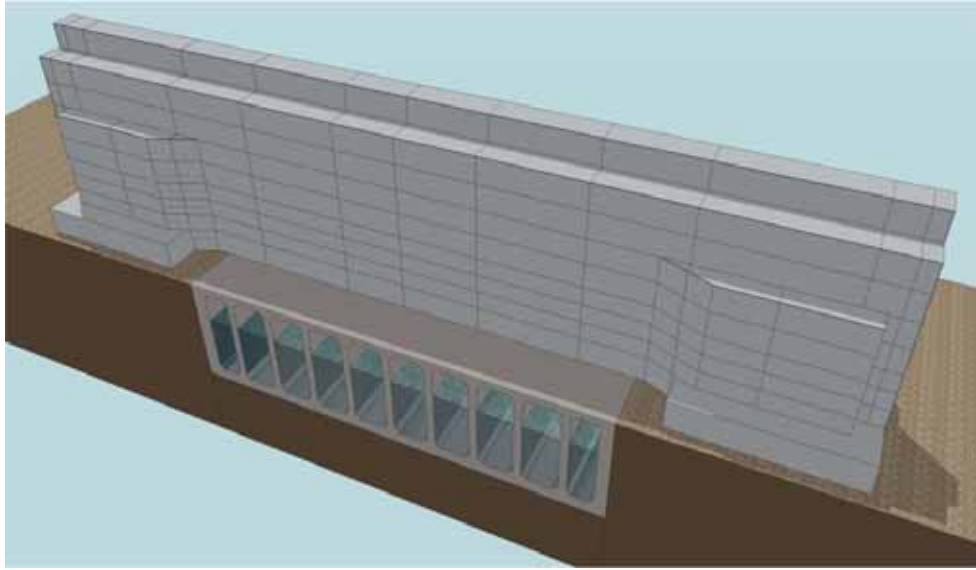


第 4-4 図 ジャッキによる仮受け状況 (イメージ)



- ・各層の架設完了後、支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
- ・管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など、必要な地耐力が確保できる箇所  
に反力受け構を設置し、ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

第 4-5 図 上げ越し管理 (イメージ)



- 完成後は全体の出来形測定を実施し，所定の精度内に収まっていることを確認する。

第 4-6 図 Step. 4 完成

鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について

## 目次

1. 鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針について
  - (1) 鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能
  - (2) 鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針
  - (3) 設計方針
    - 1) 構造概要
    - 2) 設計手順
    - 3) 設計荷重
    - 4) 地中連続壁基礎の設計方針
    - 5) 鉄筋コンクリートの設計方針
    - 6) 止水ジョイント部の設計方針
  
2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

## 1. 鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針について

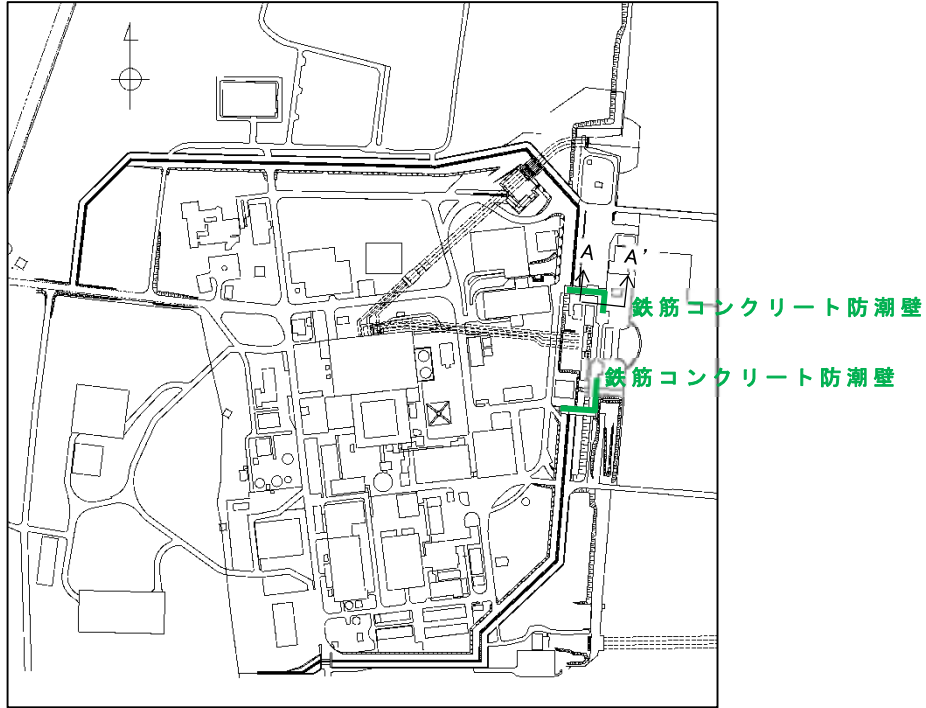
### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能

鉄筋コンクリート防潮壁の平面位置図を第 1-1 図に，断面図及び平面図を第 1-2 図に示す。

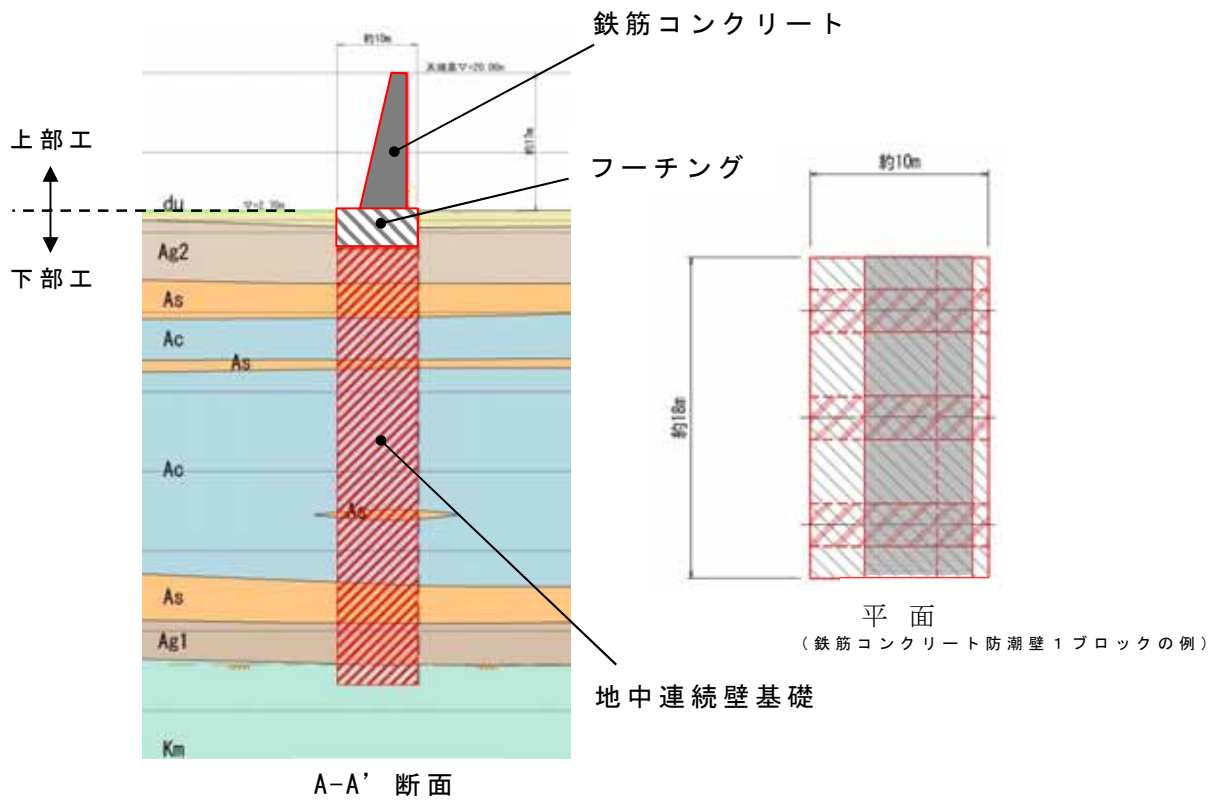
鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

津波防護施設としての防潮堤に求められる要求機能は，繰返し  
の襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震  
動  $S_s$  に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物  
全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有することであ  
る。

上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余  
裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに構造体の境界部等の  
止水性を維持し，基準地震動  $S_s$  に対して止水性を損なわない構  
造強度を有した構造物とすることである。

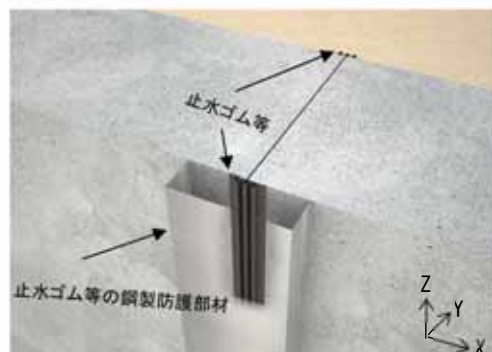
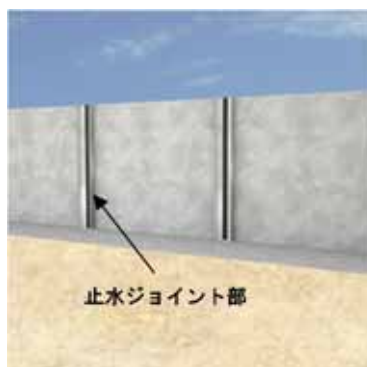
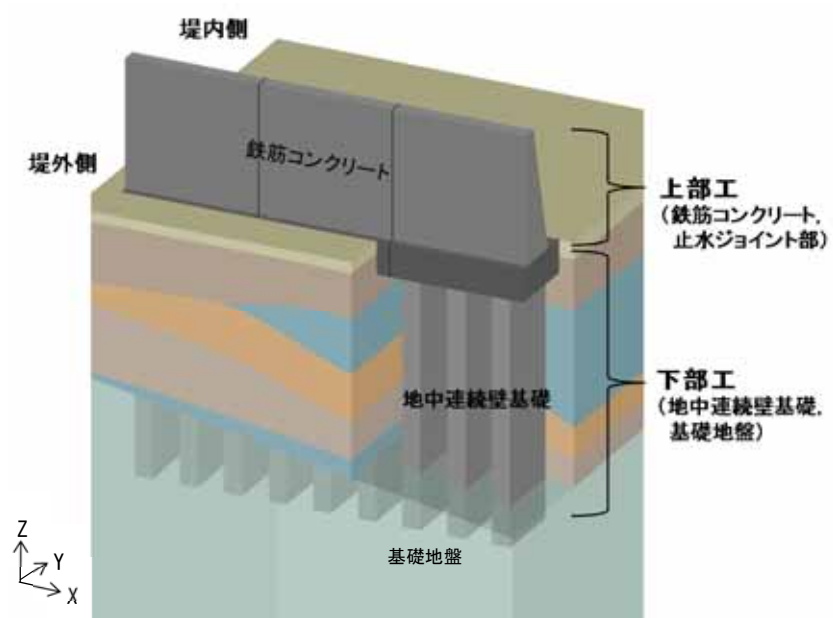


第 1-1 図 平面位置図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 断面図及び平面図



第 1-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位





(2) 鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鉄筋コンクリート防潮壁は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表 入力津波高さと防潮壁高さの関係

	敷地側面 北側	敷地前面 東側	敷地側面 南側
入力津波高さ (潮位のばらつき等考慮)	T. P. + 15. 4m	T. P. + 17. 9m	T. P. + 16. 8m
防潮壁高さ	T. P. + 18. 0m	T. P. + 20. 0m	T. P. + 18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

(3) 設計方針

1) 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、海水ポンプ室周辺に配置する。

(第 1-1 図参照)

幅約 2.5m、長さ約 10m の地中連続壁基礎を防潮壁に沿って約 6m 間隔に構築し、上部工の鉄筋コンクリートはフーチングを介して連結する。上部工の施工ブロック間及び異種構造物間には、伸縮性を有する止水ジョイントを設置する。

構造部位ごとの役割を第 1-3 表に示す。

第 1-3 表 構造部位の役割

構造部位	役割
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリートからフーチングを介して伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達し、防潮壁としての機能を維持する。
地中連続壁基礎(フーチング)	鉄筋コンクリートからの荷重を地中連続壁基礎に確実に伝達する。鉄筋コンクリート及び地中連続壁基礎の主鉄筋はフーチング内に定着し、それぞれ剛結合とする。
鉄筋コンクリート	津波波力をフーチングに伝達するとともに、津波に対する止水性を確保する。

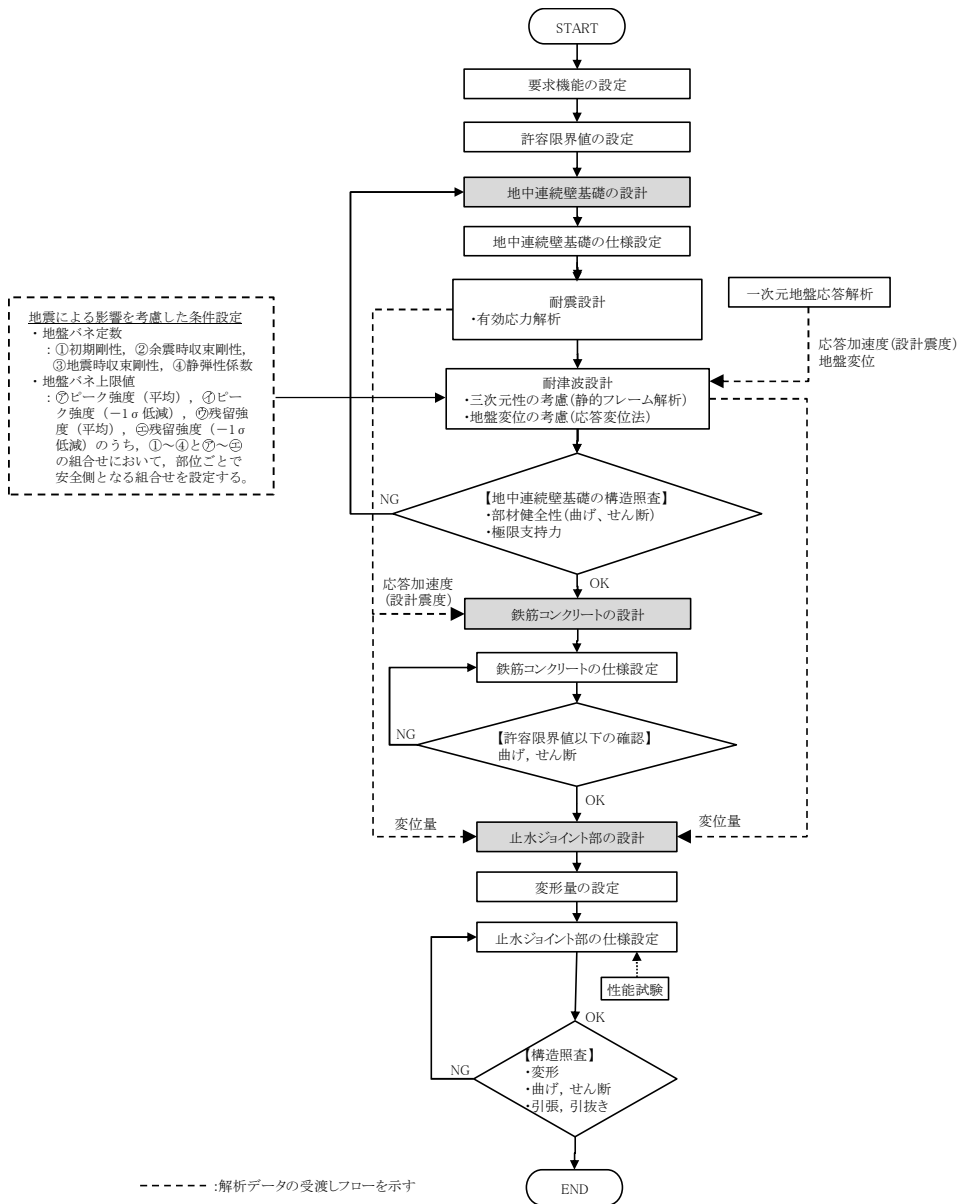
## 2) 設計手順

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震・耐津波評価においては、津波防護施設であること、Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ、第1-4表の鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に従い、各構造部材の構造健全性及び支持性能の評価を行う。

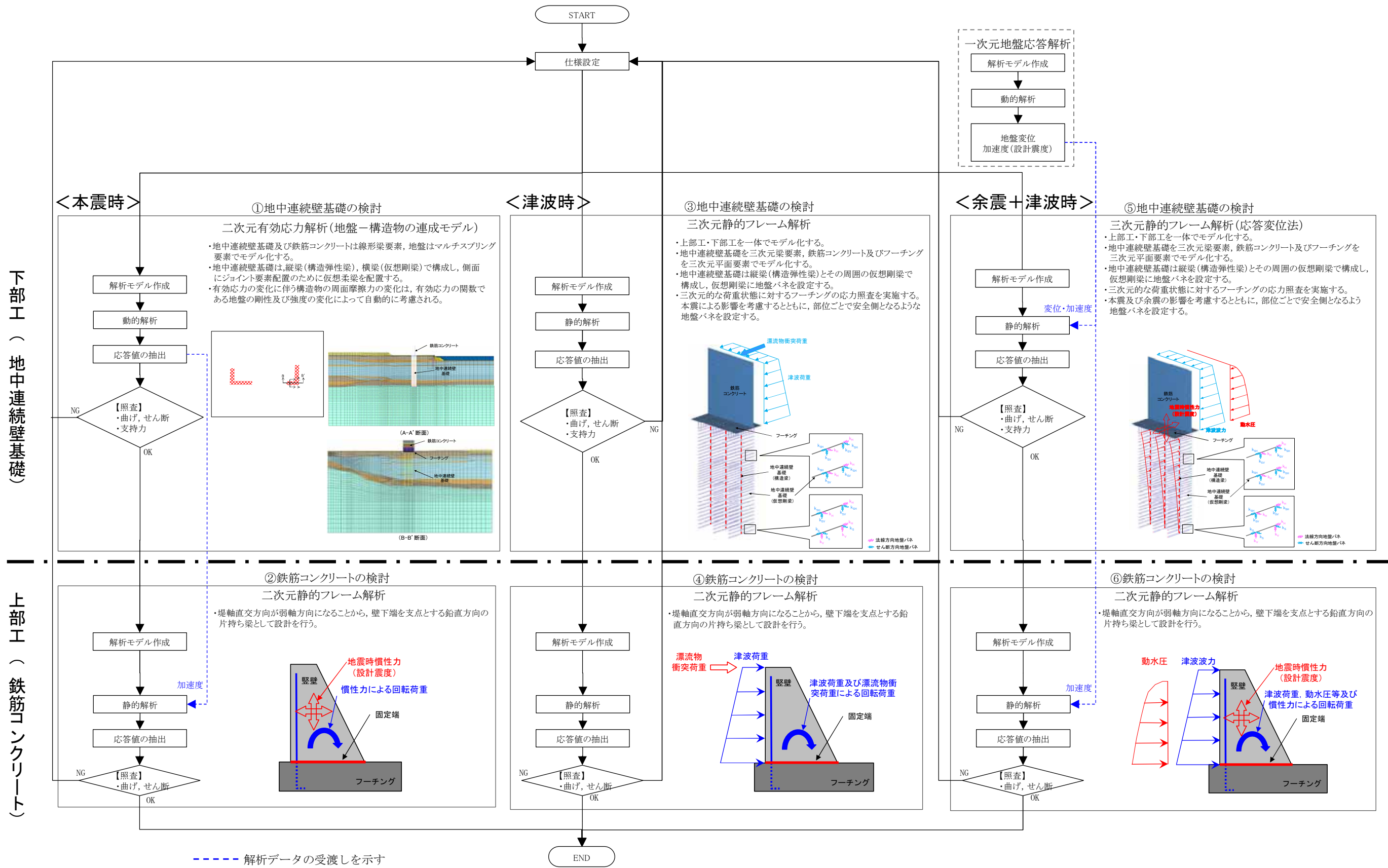
鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第1-4図に、鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フローを第1-5図に示す。

第1-4表 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

構造強度設計		設計に用いる許容限界		
評価対象部位	応力等の状態			
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	地中連続壁基礎	曲げ せん断	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P. +24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編)」, 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
上部工	鉄筋コンクリート防潮堤	曲げ せん断	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P. +24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」, 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
	止水ジョイント部	止水ゴム等	変形 引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
		鋼製アンカー	引張り せん断 引抜き	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
	止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ 引張り せん断	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	



第 1-4 図 鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性及び支持性能評価の検討フロー



第 1-5 図 鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フロー

### 3) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動  $S_s$  による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. + 24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. + 24m 津波荷重

※T. P. +24m 津波は第四十三条対応事項であるが，上部工の耐津波設計における影響が大きいため本資料に記述する。

### 4) 地中連続壁基礎の設計方針

地中連続壁基礎は，地震及び津波の荷重に対する基礎として上部工からの荷重を支持する必要がある。そのため，繰返し襲来する地震及び津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる設計とする。また，これらの荷重によって基礎に発生する押込力が，基礎を支持する基礎地盤の極限支持力以内に留まる設計とする。

結合部の設計については「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に基づき行う。地中連続壁基礎から立ち上がる鉛直方向の主鉄筋をフーチングコンクリート内に，同示方書で規定される定着長以上埋め込むことで，地中連続壁基礎とフーチングを結合させる。結合は剛結とする。

本震時は液状化を精緻に評価するために二次元有効応力解析，津波時及び余震 + 津波時は荷重の三次元性を反映するために三次元静的フレーム解析を実施し，壁体に発生する断面力を用い

て応力照査を実施する。

#### ① 耐震設計（二次元有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い，本震時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。地盤の液状化の影響を緻密に反映するため，有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力解析法を用いることとし，地震応答解析により算定される部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。

液状化強度特性については，平均 $-1\sigma$ の値を用いることで保守性を考慮する。さらに，地質分布の不確かさに着目し，原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動 $S_s$ による解析結果のうち，最も厳しいケースにおいて，より一層保守的な検討を目的に，液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

##### a. 解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向はT.P. - 130m までをモデル化する。水平方向には構造物を中心に左右とも構造物幅の5倍程度以上の範囲をモデル化する。地中連続壁基礎は線形梁要素，地盤はマルチスプリング要素，上部工は堤軸方向を線形平面要素，堤軸直交方向を線形梁要

素でモデル化し，地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

地中連続壁基礎は，縦梁（構造弾性梁），横梁（仮想剛梁）で構成し，側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

有効応力の変化に伴う構造物の周面摩擦力の変化は，有効応力の関数である地盤の剛性及び強度の変化によって自動的に考慮される。

堤軸直交方向の地震応答解析モデルの例を第 1-6 図，堤軸方向の地震応答解析モデルの例を第 1-7 図に示す。

#### b. 地震応答解析

二次元有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

構造物の応答値のうち鉄筋コンクリートの最大水平加速度を上部工の設計に使用する。

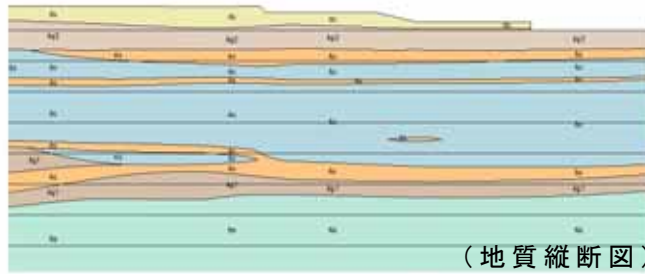
入力地震動は，東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P. - 370m から T.P. - 130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて，一次元波動論により T.P. - 130m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

#### c. 照査

地震応答解析により算定された地中連続壁基礎の断面力を用いて，曲げモーメント・軸力に対する照査，せん断に対する照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。

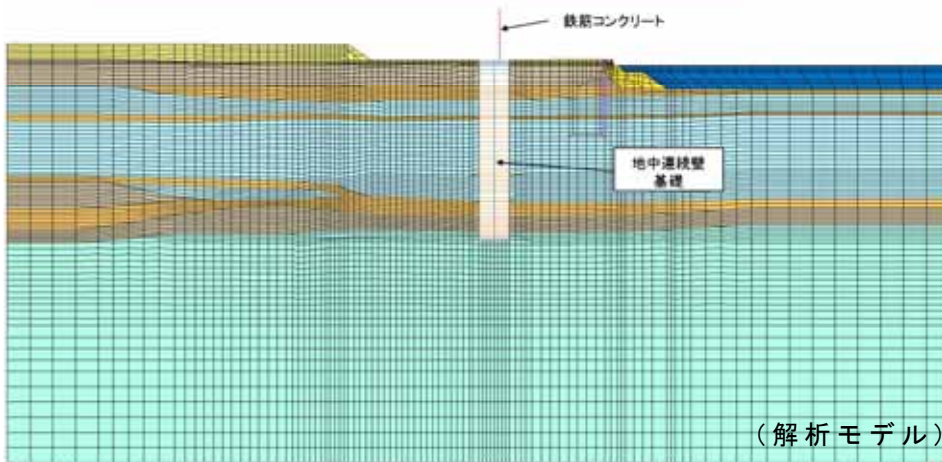


基礎地盤の支持性能として、基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。



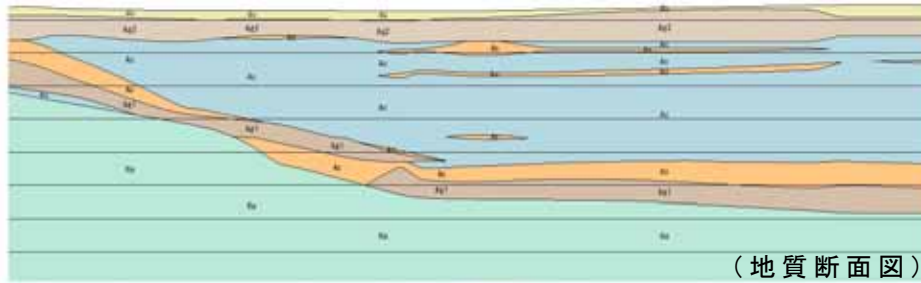
地質時代	地質設計	記号	地層	備考
第 1 層	表土層	Ag	砂	地盤改良に要しない層とする。
		Ag1	砂礫	地盤改良に要しない層とする。
第 2 層	沖積性粘 土層	Ag2	粘土	大規模な地盤改良を要する層とする。
		Ag3	砂	
		Ag4	砂礫	
第 3 層	地成り粘 土層	Ag5	シルト	地盤改良に要する層とする。
		Ag6	砂	
		Ag7	砂礫	
		Ag8	シルト	
第 4 層	沖積性粘 土層	Ag9	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag10	シルト	
		Ag11	砂礫	
		Ag12	砂	
第 5 層	沖積性粘 土層	Ag13	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag14	砂礫	
第 6 層	沖積性粘 土層	Ag15	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag16	砂礫	
第 7 層	沖積性粘 土層	Ag17	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag18	砂礫	
第 8 層	沖積性粘 土層	Ag19	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag20	砂礫	
第 9 層	沖積性粘 土層	Ag21	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag22	砂礫	
第 10 層	沖積性粘 土層	Ag23	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag24	砂礫	
第 11 層	沖積性粘 土層	Ag25	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag26	砂礫	
第 12 層	沖積性粘 土層	Ag27	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag28	砂礫	
第 13 層	沖積性粘 土層	Ag29	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag30	砂礫	
第 14 層	沖積性粘 土層	Ag31	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag32	砂礫	
第 15 層	沖積性粘 土層	Ag33	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag34	砂礫	
第 16 層	沖積性粘 土層	Ag35	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag36	砂礫	
第 17 層	沖積性粘 土層	Ag37	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag38	砂礫	
第 18 層	沖積性粘 土層	Ag39	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag40	砂礫	
第 19 層	沖積性粘 土層	Ag41	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag42	砂礫	
第 20 層	沖積性粘 土層	Ag43	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag44	砂礫	
第 21 層	沖積性粘 土層	Ag45	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag46	砂礫	
第 22 層	沖積性粘 土層	Ag47	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag48	砂礫	
第 23 層	沖積性粘 土層	Ag49	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag50	砂礫	
第 24 層	沖積性粘 土層	Ag51	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag52	砂礫	
第 25 層	沖積性粘 土層	Ag53	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag54	砂礫	
第 26 層	沖積性粘 土層	Ag55	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag56	砂礫	
第 27 層	沖積性粘 土層	Ag57	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag58	砂礫	
第 28 層	沖積性粘 土層	Ag59	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag60	砂礫	
第 29 層	沖積性粘 土層	Ag61	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag62	砂礫	
第 30 層	沖積性粘 土層	Ag63	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag64	砂礫	
第 31 層	沖積性粘 土層	Ag65	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag66	砂礫	
第 32 層	沖積性粘 土層	Ag67	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag68	砂礫	
第 33 層	沖積性粘 土層	Ag69	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag70	砂礫	
第 34 層	沖積性粘 土層	Ag71	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag72	砂礫	
第 35 層	沖積性粘 土層	Ag73	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag74	砂礫	
第 36 層	沖積性粘 土層	Ag75	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag76	砂礫	
第 37 層	沖積性粘 土層	Ag77	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag78	砂礫	
第 38 層	沖積性粘 土層	Ag79	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag80	砂礫	
第 39 層	沖積性粘 土層	Ag81	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag82	砂礫	
第 40 層	沖積性粘 土層	Ag83	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag84	砂礫	
第 41 層	沖積性粘 土層	Ag85	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag86	砂礫	
第 42 層	沖積性粘 土層	Ag87	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag88	砂礫	
第 43 層	沖積性粘 土層	Ag89	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag90	砂礫	
第 44 層	沖積性粘 土層	Ag91	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag92	砂礫	
第 45 層	沖積性粘 土層	Ag93	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag94	砂礫	
第 46 層	沖積性粘 土層	Ag95	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag96	砂礫	
第 47 層	沖積性粘 土層	Ag97	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag98	砂礫	
第 48 層	沖積性粘 土層	Ag99	砂	地盤改良に要する層とする。
		Ag100	砂礫	

(地質縦断面図)

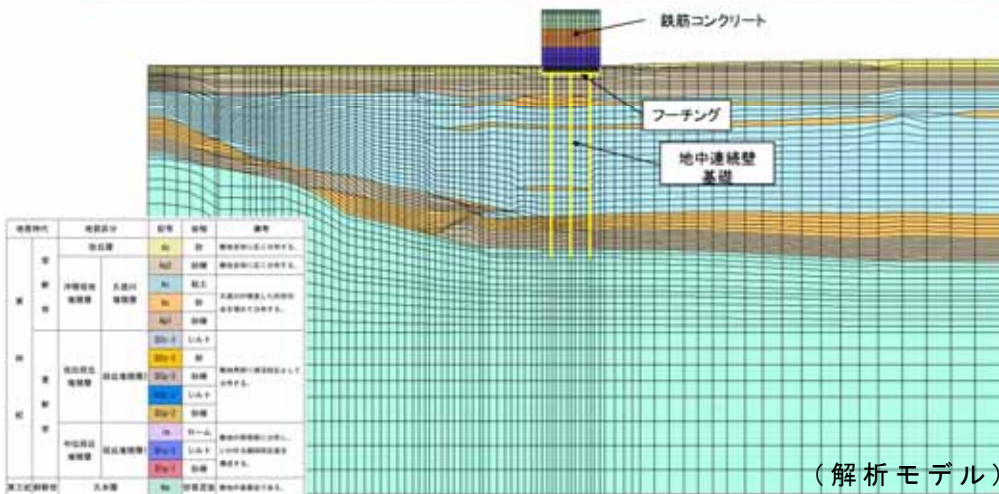


(解析モデル)

第 1-6 図 地震応答解析モデル（堤軸直交方向）の例



(地質断面図)



(解析モデル)

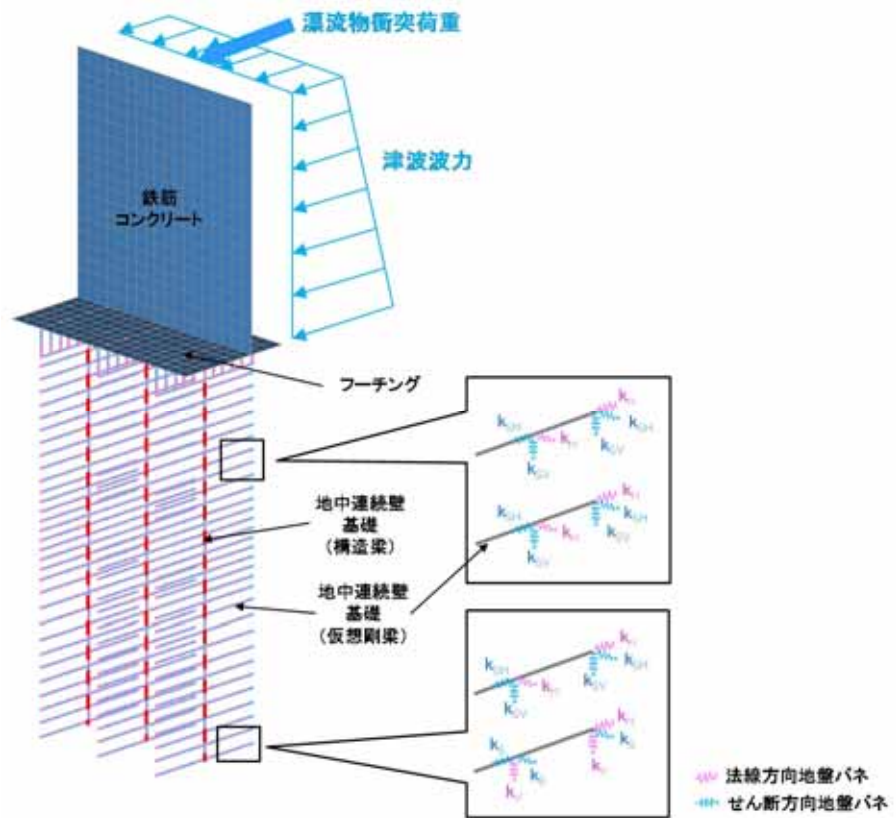
第 1-7 図 地震応答解析モデル（堤軸方向）の例

## ② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

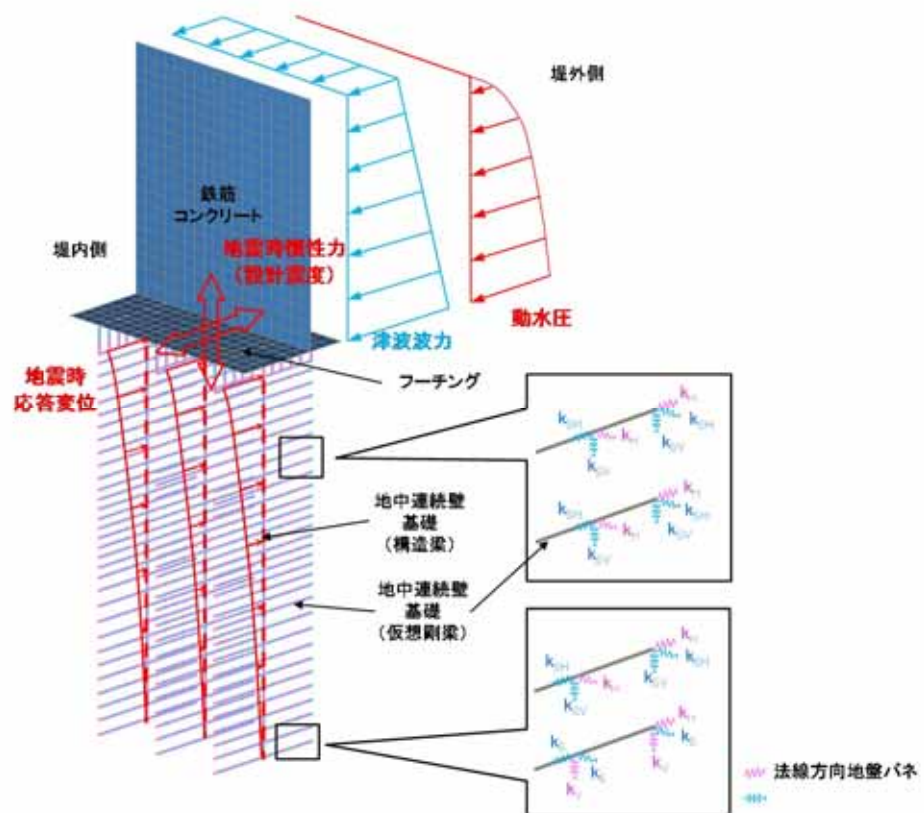
地中連続壁基礎を三次元梁要素とし，フーチング及び鉄筋コンクリートを三次元平面要素として地盤バネを接続したモデルで三次元静的フレーム解析を行う。死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。

三次元的な荷重状態に対するフーチングの応力照査を実施する。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。



津波時の解析モデルの概念図



余震+津波時の解析モデルの概念図

第 1-8 図 解析モデル概念図

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。津波時及び余震＋津波時の地盤バネは，本震による影響を考慮する。

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の内容を第1-5表に示す。地盤バネ定数4種類と上限値4種類の値から，下記のとおり組合せることにより，各部位が安全側となる設計を行う。

- ・地盤による拘束度が高く上部工ならびに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-5表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

荷重条件	地盤反力係数	上限値
津波時 及び 余震＋津波時	初期剛性より 余震時の収束剛性より 本震時の収束剛性より 静弾性係数より	ピーク強度（平均） ピーク強度（-1σ低減） 残留強度（平均） 残留強度（-1σ低減）

本震及び余震による剛性低下を考慮した地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数 $E_D$ は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1 + \nu_a)G'$$

$E_D$ ：地盤の変形係数（kN/m<sup>2</sup>）

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G'$  : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

余震時荷重としては、余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに、地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

#### 5) 鉄筋コンクリートの設計方針

鉄筋コンクリートに要求される性能は、津波に対する止水性を確保することである。そのため、繰返し襲来する地震及び津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる設計とする。

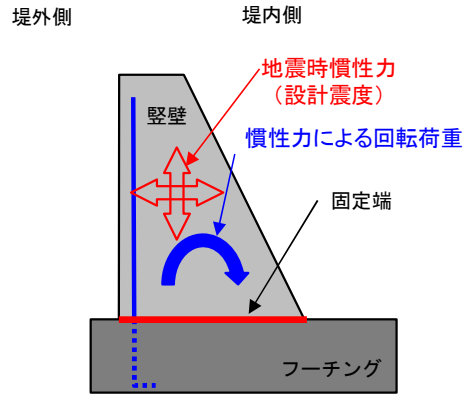
鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は、下部工の地中連続壁基礎にフーチングを介して連結され、11m～20m 程度の延長を1ブロックとして構築する。

結合部の設計については「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に基づき行う。上部工である鉄筋コンクリートに配置される鉛直方向の主鉄筋をフーチングコンクリート内に、同示方書で規定される定着長以上埋め込むことで、鉄筋コンクリートとフーチングを結合させる。結合は剛結とする。

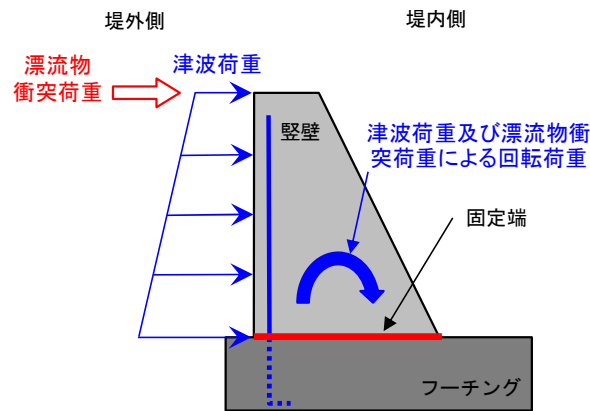
津波や漂流物の荷重は鉄筋コンクリートに直接的に作用し、下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお、津波時における漂流物衝突荷重は防潮堤天端に作用するものとして考慮する。ブロック間には止水ジョイントを設けて止水性を確保する。

鉄筋コンクリートは、堤軸直交方向が弱軸方向になることか

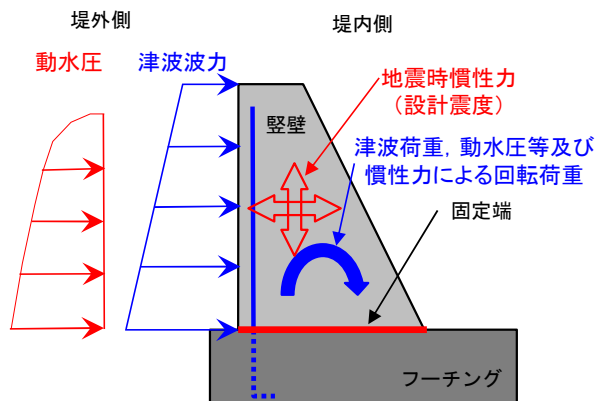
ら，壁下端を固定端とする鉛直方向の片持ち梁として，死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，本震・余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-9 図に示す。



本震時の解析モデルの概念図



津波時の解析モデルの概念図



余震＋津波時の解析モデルの概念図

第 1-9 図 鉄筋コンクリートの解析モデル概念図

## 6) 止水ジョイント部の設計方針

### ① 概要

鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は，鉄筋コンクリートからなるが，ひび割れ防止等の観点で一定間隔の施工ブロックを設定し，その境界に止水性を確保するための止水ジョイント部を設ける。

止水ジョイント部は，地震時に構造物間の相対変位と，その後の津波や余震により構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため，伸縮性を有するものとし，堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と地中連続壁タイプの鉄筋コンクリート防潮壁等，異種構造物間の境界にも堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。

なお，堤外側の止水ジョイント部には，止水ゴム等における漂流物防止対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

### ② 評価方針

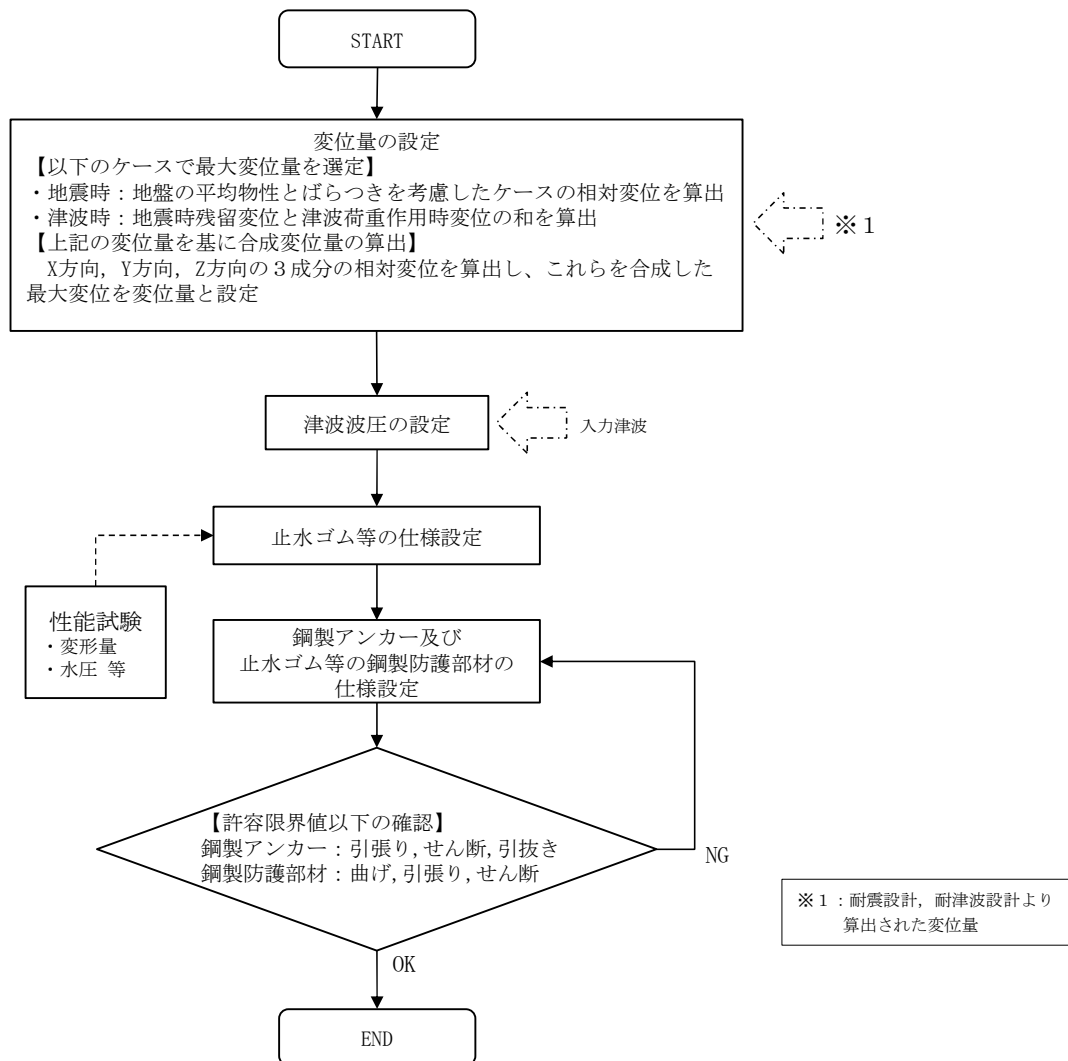
止水ジョイント部の構造健全性評価については，基準地震動  $S_s$  を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた三次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し，止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し，止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-10 図に示す。



止水ゴム等の仕様は、津波波圧に耐え、構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し、性能試験（漏水試験・変形試験 ※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

また、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに、止水ゴム等における漂流物衝突対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し発生する曲げ及びせん断応力等が許容限界値以下であることを確認する。



第 1-10 図 止水ジョイント部の設計フロー

## 2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては、道路橋示方書・同解説（公益社団法人 日本道路協会）、また施工の観点からの基準として地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会）に代表される。

（1）道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（公益社団法人日本道路協会：平成 24 年 3 月）

道路橋下部構造の技術基準として、各種基礎の設計手法等がとりまとめられており、橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても、同基準を参考として計画・設計している。

（2）地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月）

道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており、これらを踏まえた設計とする必要がある。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の  
設計方針について

## 目次

1. 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の要求機能と設計方針について
  - （1）鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能
  - （2）鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）高さの設定方針
  - （3）設計方針
    - 1）構造概要
    - 2）設計手順
    - 3）設計荷重
    - 4）防潮壁・放水路・地中連続壁基礎の設計方針
    - 5）止水ジョイント部の設計方針
  
2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

## 1. 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の要求機能と設計方針について

### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面位置図を第 1-1 図に，構造図を第 1-2 図に示す。なお，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）については，地中連続壁基礎を下部工とし，放水路及び防潮壁を上部工とする。

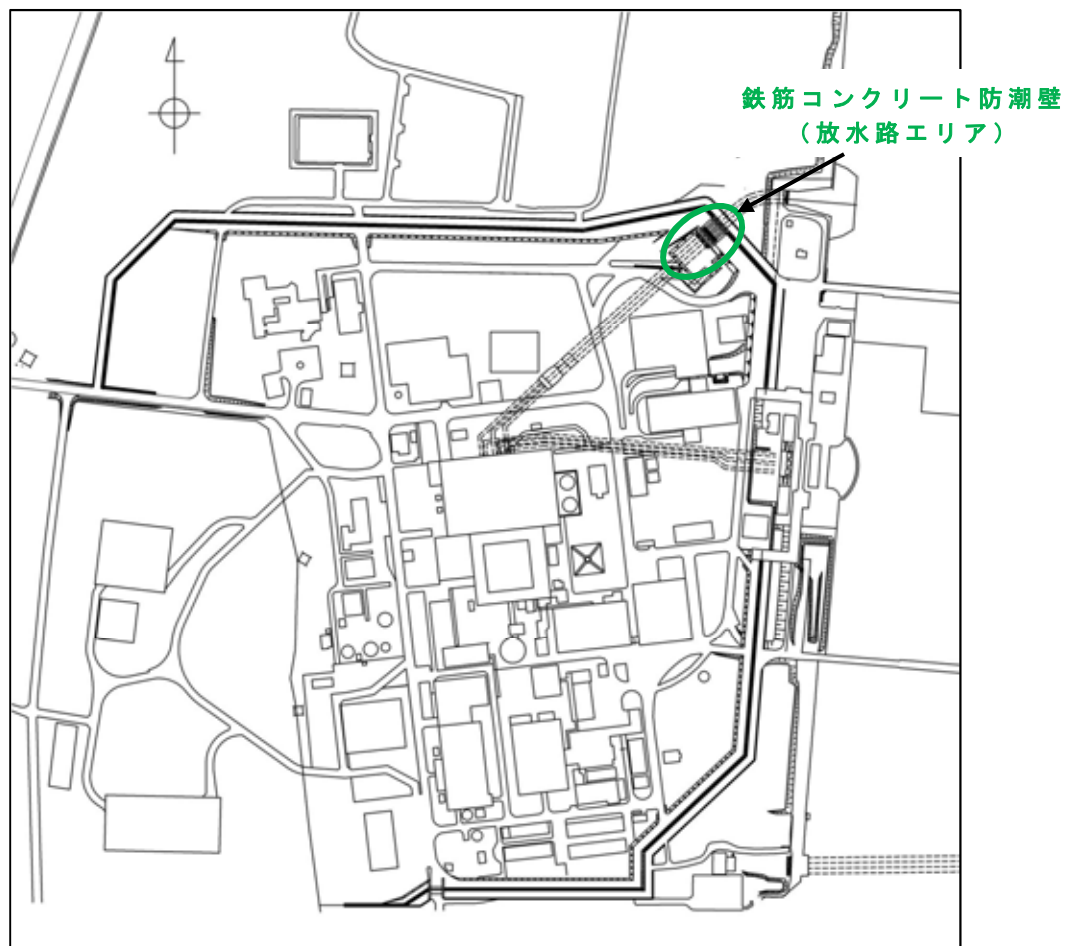
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は，繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動  $S_s$  に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有することである。

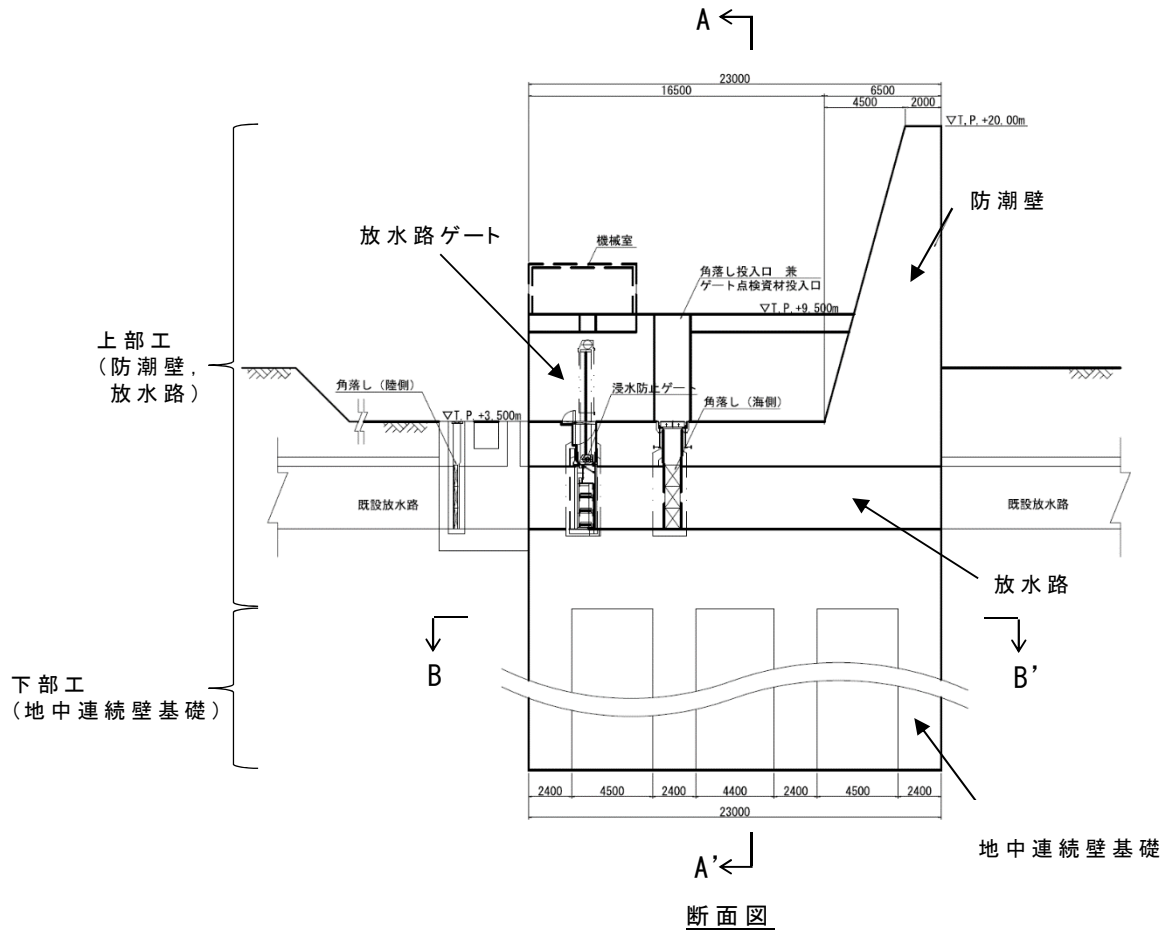
上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，構造物の境界部等の止水性を維持し，基準地震動  $S_s$  に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

また，既設の放水路については，基準地震動  $S_s$  を想定した設計がなされていないため，地震時に損壊し，襲来した津波が敷地内へ浸水することが懸念される。したがって，放水路エリアでは，既設の放水路を撤去した後，基準地震動  $S_s$  に対して構造成立性を確保できる放水路を新設し，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎との一体化を図る。

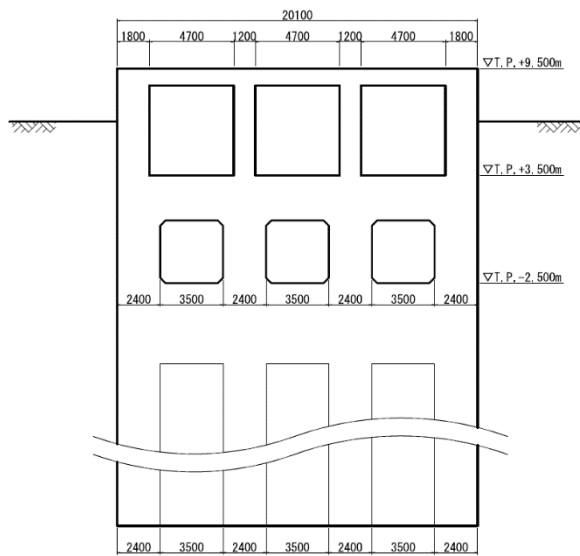
なお、放水路からの津波の浸水を防ぐために放水路ゲートを設置する。



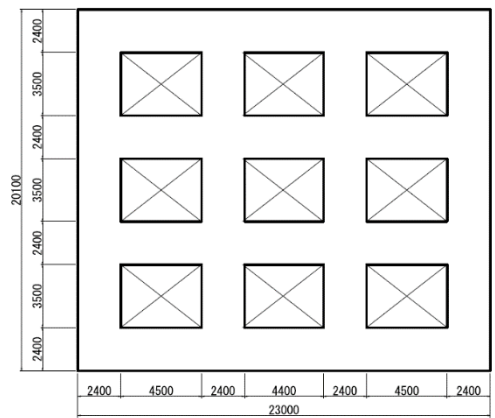
第 1-1 図 平面位置図



断面図



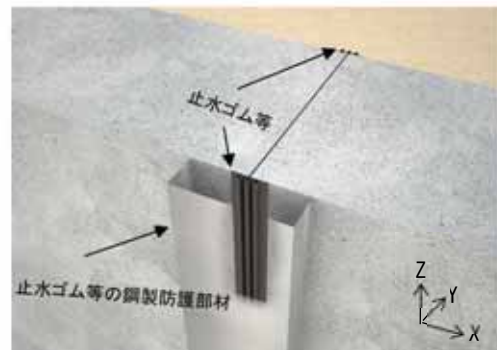
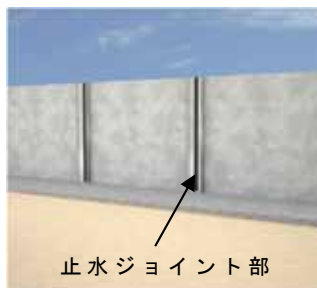
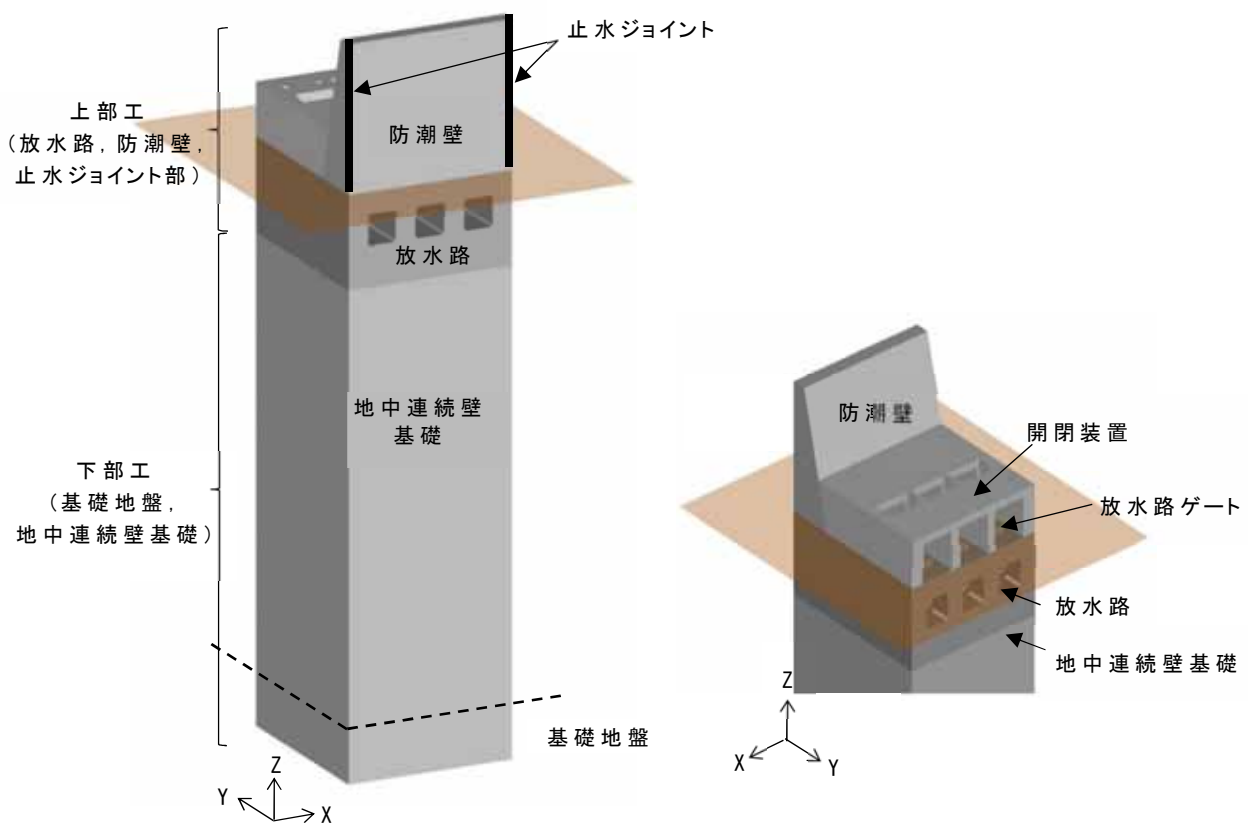
A-A'



B-B'

注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) 構造図



評価対象部位		役割	
鉄筋コンクリート 防潮壁	下部工	基礎地盤	津波及び地震荷重に耐える構造躯体
		地中連続壁基礎	
	上部工	放水路	津波及び地震荷重に耐える構造躯体 止水機能の保持
		防潮壁	
		止水ジョイント部	

第 1-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位





## (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表 入力津波高さと防潮堤高さの関係

	敷地側面 北側	敷地前面 東側	敷地側面 南側
入力津波高さ (潮位のばらつき等考慮)	T. P. +15. 4m	T. P. +17. 9m	T. P. +16. 8m
防潮堤高さ	T. P. +18. 0m	T. P. +20. 0m	T. P. +18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

## (3) 設計方針

### 1) 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）では、地震荷重、津波荷重及び漂流物衝突荷重等に対して構造成立性を確保する鉄筋コンクリートの防潮壁を構築し、敷地内への津波の浸水を防止する。防潮壁直下に構築する放水路は、地震荷重や放水路を逆流する津波荷重に耐えるカルバート構造とし、敷地内への浸水をゲートにより防止する。地中連続壁基礎は、岩盤に壁厚以上根入れし、防潮壁及び放水路に作用する地震荷重や津波荷重等に耐える構造とする。なお、地震荷重や津波荷重等に耐える構造とした防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎は、全て鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。防潮壁には、隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界部に伸縮性を有する止水ジョイント部を設置する。

防潮壁の形状は，上部厚さを約 2m，下部厚さを約 6.5m としており，構造物全体の平面寸法は横断方向約 23m×縦断方向約 20m とする。また，地中連続壁基礎は，壁厚約 2.4m となる鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60m に分布する岩盤に支持させる。

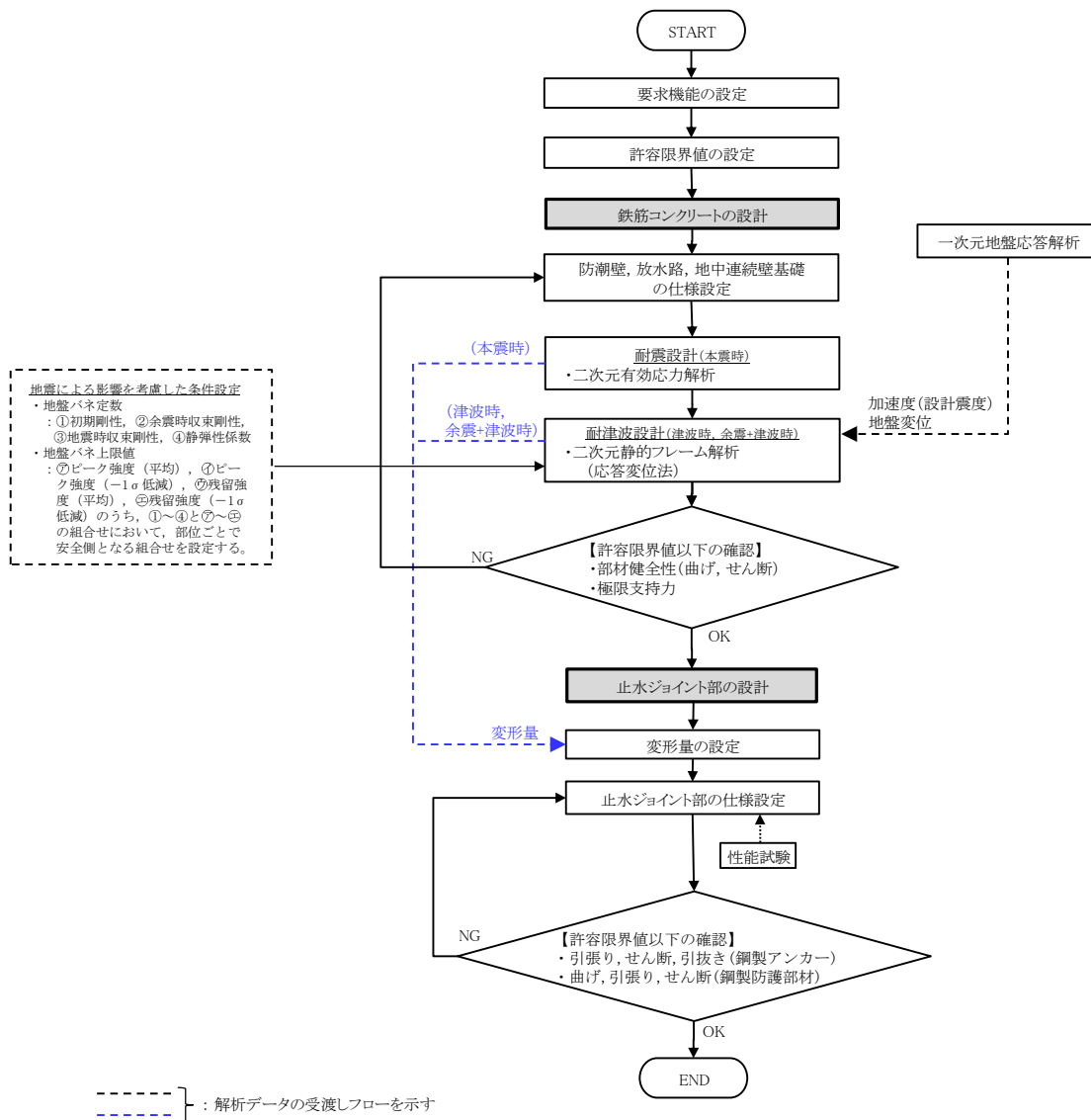
## 2) 設計手順

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震・耐津波評価は，津波防護施設であること，Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ，第 1-3 表に示す鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に従い，各構造部材の構造健全性評価を行う。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第 1-4 図に，検討モデルと評価フローを第 1-5 図に示す。

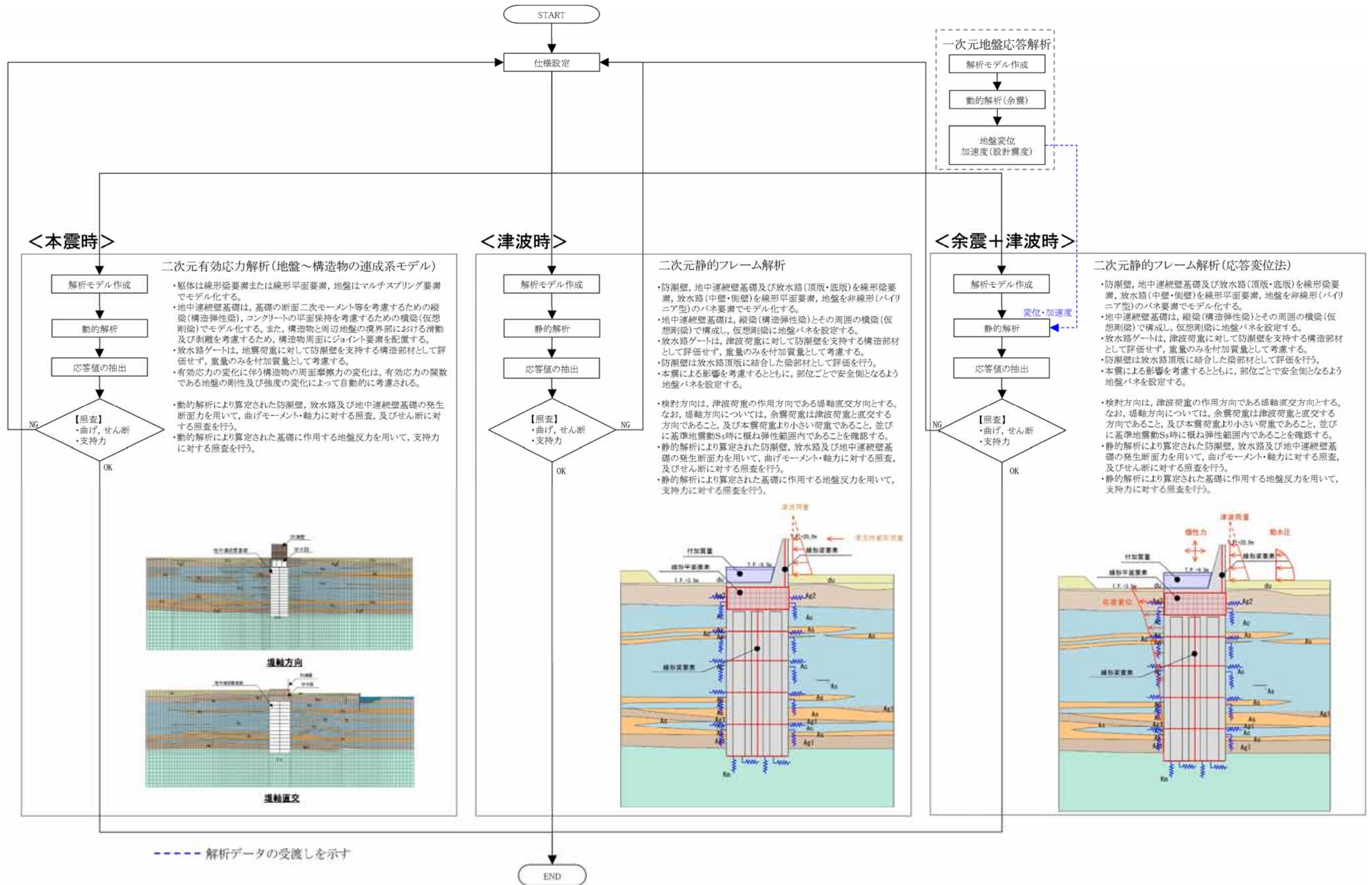
第 1-3 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

構造強度設計		設計に用いる許容限界	
評価対象部位	応力等の状態		
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき <b>妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下</b> とする。
	地中連続壁基礎	曲げ せん断	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
上部工	放水路	曲げ せん断	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
	防潮壁	曲げ せん断	【基準地震動 $S_s$ ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
	止水ゴム等	変形 引張り	メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
	止水ジョイント部	引張り せん断 引抜き	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
	止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ 引張り せん断	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。



第 1-4 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の  
構造健全性及び支持性能評価の検討フロー

防潮壁・放水路・地中連続壁基礎



第 1-5 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の検討モデルと評価フロー

### 3) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動  $S_s$  による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. +24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. +24m 津波荷重

※ T. P. +24m 津波は第四十三条対応事項であるが、上部工の耐津波設計における影響が大きいため本資料に記述する。

### 4) 防潮壁・放水路・地中連続壁基礎の設計方針

防潮壁は、津波に対する止水性を確保する必要がある。また、放水路及び地中連続壁基礎は、地震及び津波の荷重に対する基礎として防潮壁からの荷重を支持する必要がある。そのため、各部位は鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、繰返し襲来する地震及び津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる設計とする。また、設計荷重によって基礎に発生する押込力が、基礎を支持する基礎地盤の極限支持力以内にとどまる設計とする。

地中連続壁基礎から立ち上がる鉛直方向の主鉄筋を放水路の底板コンクリート内に、道路橋示方書で規定される定着長以上埋め込むことで、地中連続壁基礎と放水路を一体化させる。

本震時では液状化を精緻に評価するために二次元有効応力解析、津波時及び津波 + 余震時では二次元静的フレーム解析を実施し、躯体に発生する断面力を用いた応力度照査を実施するとともに、基礎に作用する地盤反力を用いた支持力照査を実施する。

## ① 耐震設計（二次元有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い、本震時の部材健全性及び基礎地盤健全性を確認する。地震応答解析については、地盤の有効応力の変化の影響を反映した地震時地盤挙動を求めることができる有効応力解析法を用いることとし、液状化の影響を保守的に評価するため、地下水位を地表面に設定した検討を実施する。解析により得られる部材の発生断面力に基づく鉄筋コンクリートの各照査対象応力が許容限界値以下及び基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下となるよう設計する。

液状化強度特性については、平均 $-1\sigma$ の値を用いることで保守性を考慮する。さらに、地質分布の不確かさに着目し、原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動 $S_s$ による解析の結果のうち、最も厳しいケースにおいて、より一層保守的な検討を目的に、液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで、強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

なお、有効応力の変化に伴う構造物の周面摩擦力の変化は、有効応力の関数である地盤の剛性及び強度の変化によって自動的に考慮される。

### a. 解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向は新第三系地盤である久米層が T.P. - 60m 近傍で出現するため、T.P. - 100m までモデル化する。水平方向は地中連続壁基礎を中

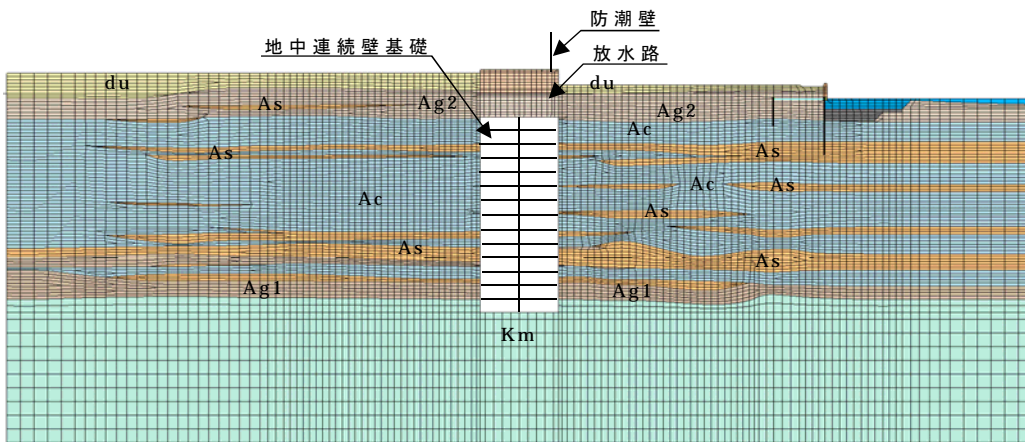


心に左右 150m までモデル化する。地震応答解析は堤軸方向及び軸直交方向に対して実施し、躯体は線形梁要素または線形平面要素でモデル化する。地盤はマルチスプリング要素でモデル化した非線形要素とし、地下水位以深には間隙水要素を配置する。

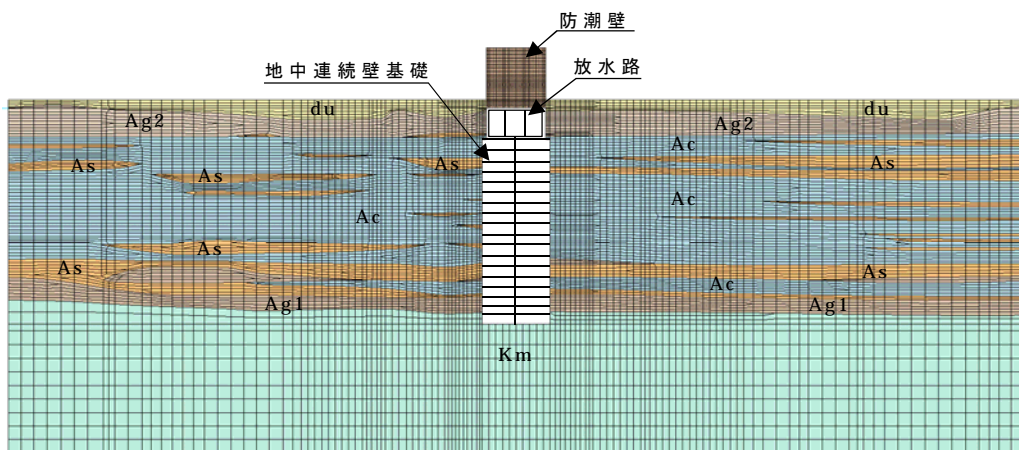
地中連続壁基礎は、基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁）、コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化する。また、構造物と周辺地盤の境界部における滑動及び剥離を考慮するため、構造物周面にジョイント要素を配置する。なお、放水路ゲートは、地震荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、重量のみを付加質量として考慮する。

堤軸直交方向及び堤軸方向の地震応答解析モデル概念図を第 1-6 図に示す。

地質時代	地質区分	記号	岩相	備考		
第三紀 新第三紀	沖積低地 堆積層	砂丘層		du	砂	敷地全域に広く分布する。
		久慈川 堆積層	Ag2	砂礫	敷地全域に広く分布する。	
			Ac	粘土	久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。	
			As	砂		
			Ag1	砂礫		
	低位段丘 堆積層	段丘堆積層?	D2c-3	シルト	敷地南部に埋没段丘として分布する。	
			D2a-3	砂		
			D2a-3	砂礫		
			D2a-2	シルト		
			D2a-2	砂礫		
中位段丘 堆積層	段丘堆積層1	In	ローム	敷地の南西部に分布し、いわゆる懸崖段丘崖を構成する。		
		D1c-1	シルト			
		D1a-1	砂礫			
第三紀 新第三紀	久米層	Km	砂質泥岩	敷地の基盤岩である。		



堤軸直交方向モデル概念図



堤軸方向モデル概念図

第 1-6 図 地震応答解析モデル概念図

## b. 地震応答解析

二次元有効応力解析により，躯体及び周辺地盤の応答値を算定する。入力地震動は，一次元波動論により，東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P. - 370m から T.P. - 100m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて，一次元波動論により T.P. - 100m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

## c. 照査

### (a) 鉄筋コンクリートに対する照査

地震応答解析により算定された防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎の発生断面力を用いて，曲げモーメント・軸力に対する照査，及びせん断に対する照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。

### (b) 基礎地盤に対する照査

地震応答解析により算定された基礎に作用する地盤反力を用いて支持力に対する照査を行い，極限支持力以下であることを確認する。

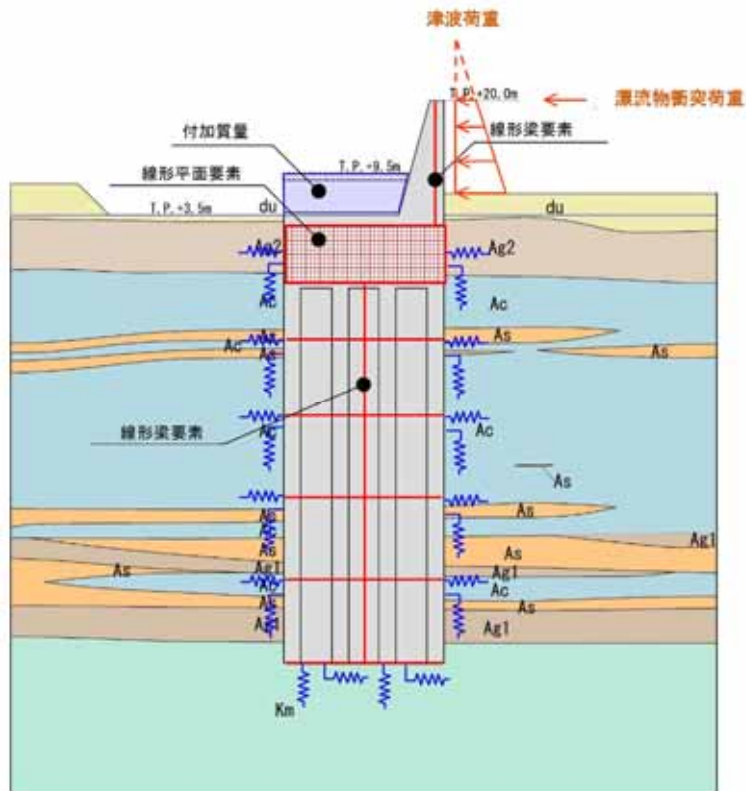
## ② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

防潮壁，地中連続壁基礎及び放水路（頂版・底版）を線形梁要素，放水路（中壁・側壁）を線形平面要素でモデル化する。

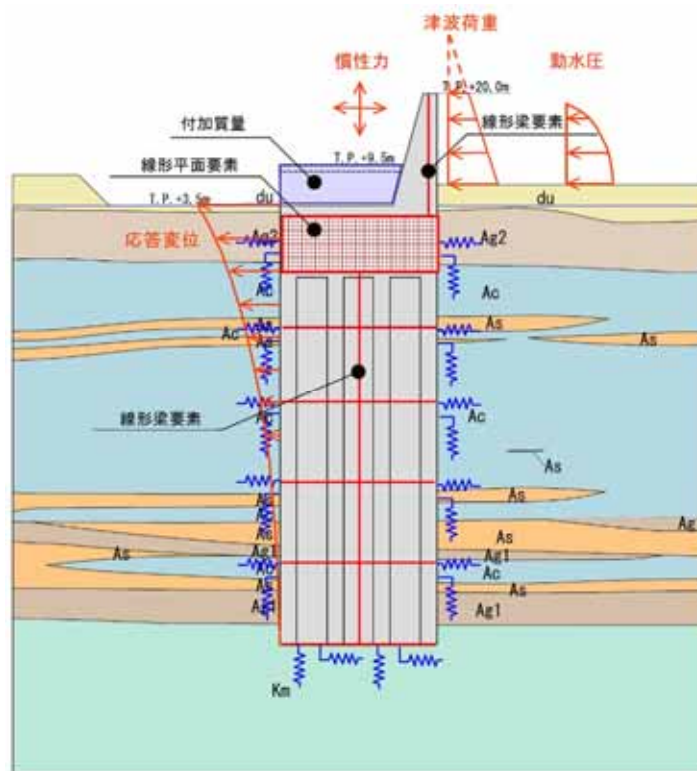
地中連続壁基礎は，基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁），コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化し，地盤バネを接続した二次元静的フレーム解析を実施する。なお，防潮壁背面の放水路ゲートについては，津波荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず，重量のみを付加質量として考慮する。防潮壁は放水路頂版に結合した梁部材として評価を行う。

死荷重及び積雪の長期荷重に加え，津波時では津波による波力を作用させるとともに，漂流物衝突荷重を防潮壁天端高さに作用させる。また，津波＋余震時では余震荷重等を設計荷重として考慮し，部材の発生断面力が許容限界値以下及び基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下となるよう設計する。検討方向は，津波荷重の作用方向である堤軸直交方向とする。なお，堤軸方向については，余震荷重は津波荷重と直交する方向であること，及び本震荷重より小さい荷重であること，並びに基準地震動  $S_s$  時に概ね弾性範囲内であることを確認することから，本震時の評価に包絡される。

津波時の解析モデル概念図を第 1-7 図に，余震＋津波時の解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。



第 1-7 図 解析モデル概念図(津波時)



第 1-8 図 解析モデル概念図(余震+津波時)

地盤バネは、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。津波時及び余震＋津波時の地盤バネは，本震による影響を考慮する。

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の内容を第1-4表に示す。地盤バネ定数4種類と上限値4種類の値から，下記のとおり組合せることにより，各部位が安全側となる設計を行う。

- ・地盤による拘束度が高く上部工ならびに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-4表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

荷重条件	地盤反力係数	上限値
津波時 及び 余震＋津波時	初期剛性より 余震時の収束剛性より 本震時の収束剛性より 静弾性係数より	ピーク強度（平均） ピーク強度（-1σ低減） 残留強度（平均） 残留強度（-1σ低減）

本震及び余震による剛性低下を考慮した地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数 $E_D$ は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1 + \nu_d)G'$$

$E_D$ ：地盤の変形係数（kN/m<sup>2</sup>）

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G'$  : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

余震時荷重としては，余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に载荷するとともに，地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

## 5) 止水ジョイントの設計方針

### ① 概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）と鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との異種構造物間の境界に止水ジョイントを設置する。

止水ジョイント部は，地震時に構造物間の相対変位と，その後の津波や余震により構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため，伸縮性を有するものとし，堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。

また，堤外側の止水ジョイント部には，止水ゴム等における漂流物防止対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

### ② 評価方針

止水ジョイント部の構造健全性評価については，基準地震動  $S_s$  を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた二次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を

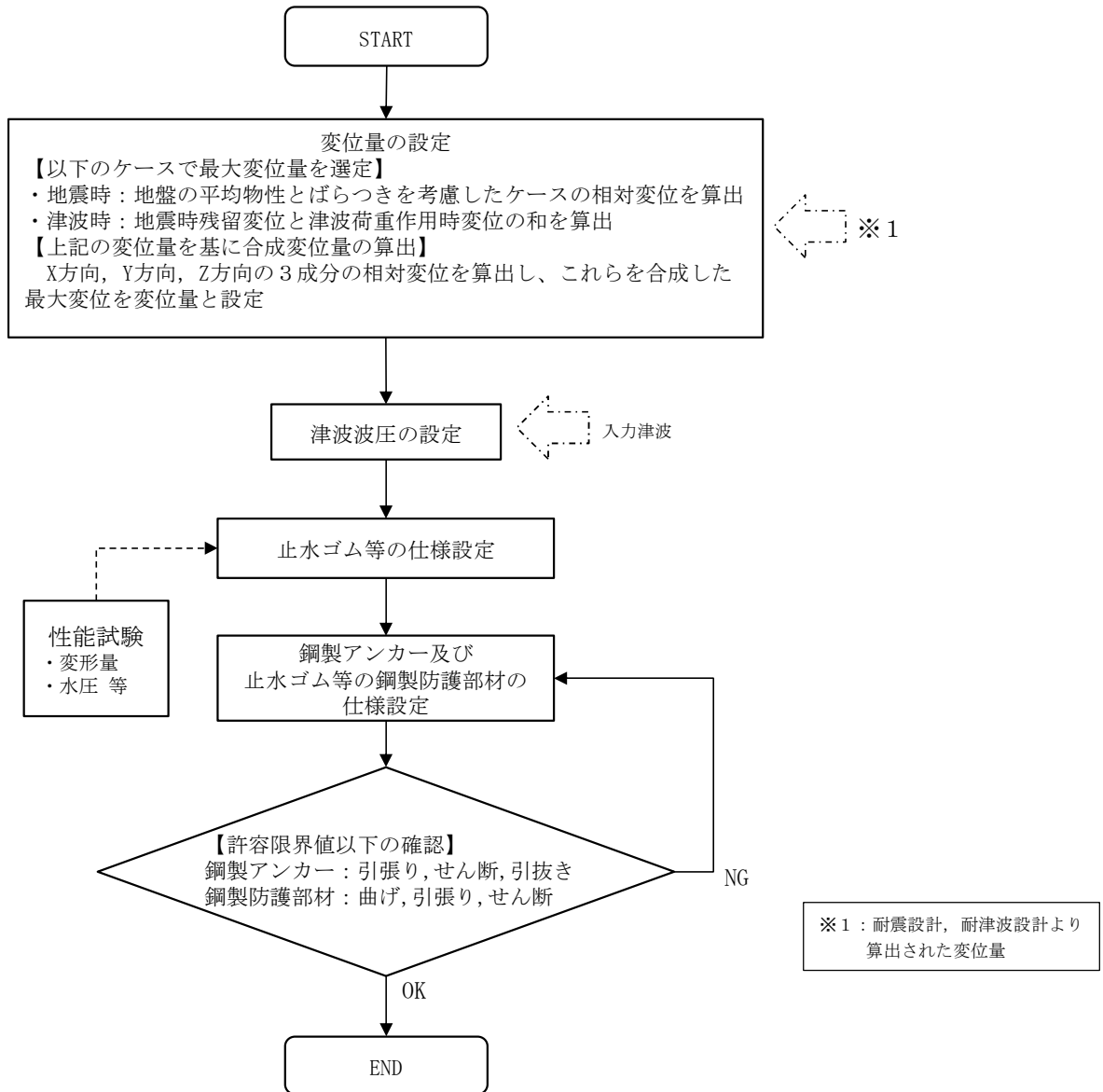
用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し、止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し、止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-9 図に示す。

津波波圧に耐え、構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し、性能試験（漏水試験・変形試験 ※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

また、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに、止水ゴム等における漂流物衝突防止対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し発生する曲げ及びせん断応力等が許容限界値以下であることを確認する。





第 1-9 図 止水ジョイント部の設計フロー

## 2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては、「道路橋示方書・同解説」（公益社団法人 日本道路協会），また施工の観点からの基準として「地中連続壁基礎工法施工指針（案）」（地中連続壁基礎協会）に代表される。

（1）道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（公益社団法人日本道路協会：平成 24 年 3 月）

道路橋下部構造の技術基準として，各種基礎の設計手法等がとりまとめられており，橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても，同基準を参考として計画・設計している。

（2）地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月）

道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針である。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており，これらを踏まえた設計とする。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針及び  
構造成立性評価結果について

## 目次

1. 防潮堤の要求機能と性能目標について
  - (1) 防潮堤に要求される機能
  - (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針
  - (3) 設計方針
    - 1) 構造概要
    - 2) 上部工の構造概要
    - 3) 設計手順
    - 4) 設計荷重
    - 5) 鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針
    - 6) 上部工の設計方針
    - 7) 止水ジョイント部の設計方針
    - 8) 防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針
    - 9) 地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針
    - 10) 表層地盤改良及びシートパイルの設定方針
    - 11) 防潮壁の地山寄り付き部における設定方針
    - 12) 防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針
    - 13) 構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針
    - 14) 海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針
    - 15) 東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の交差部の設定方針
    - 16) 構造物評価における地下水位の設定方針
2. 施工実績（本設杭構造）

### 3. 構造成立性評価

- (1) 代表断面の選定
  - (2) 代表地震波の選定
  - (3) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）
  - (4) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（断面：地点③，横断・縦断方向））
  - (5) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部））
  - (6) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部，豊浦標準砂を仮定））
  - (7) 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動
  - (8) 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元フレーム解析）
  - (9) 上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析）
  - (10) 上部工の成立性検討結果（静的三次元 FEM 解析）
  - (11) 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果
  - (12) 止水ジョイント部の成立性検討結果
  - (13) まとめ
  - (14) 部材の安全余裕について
- (参考資料 1) 敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤への影響評価について
- (参考資料 2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の各設計対象の照査に用いる解析手法について

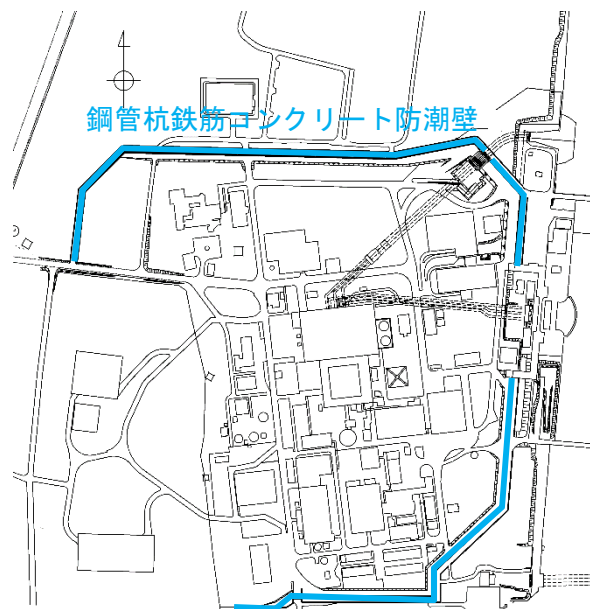
## 1. 防潮堤の要求機能と性能目標について

### (1) 防潮堤に要求される機能

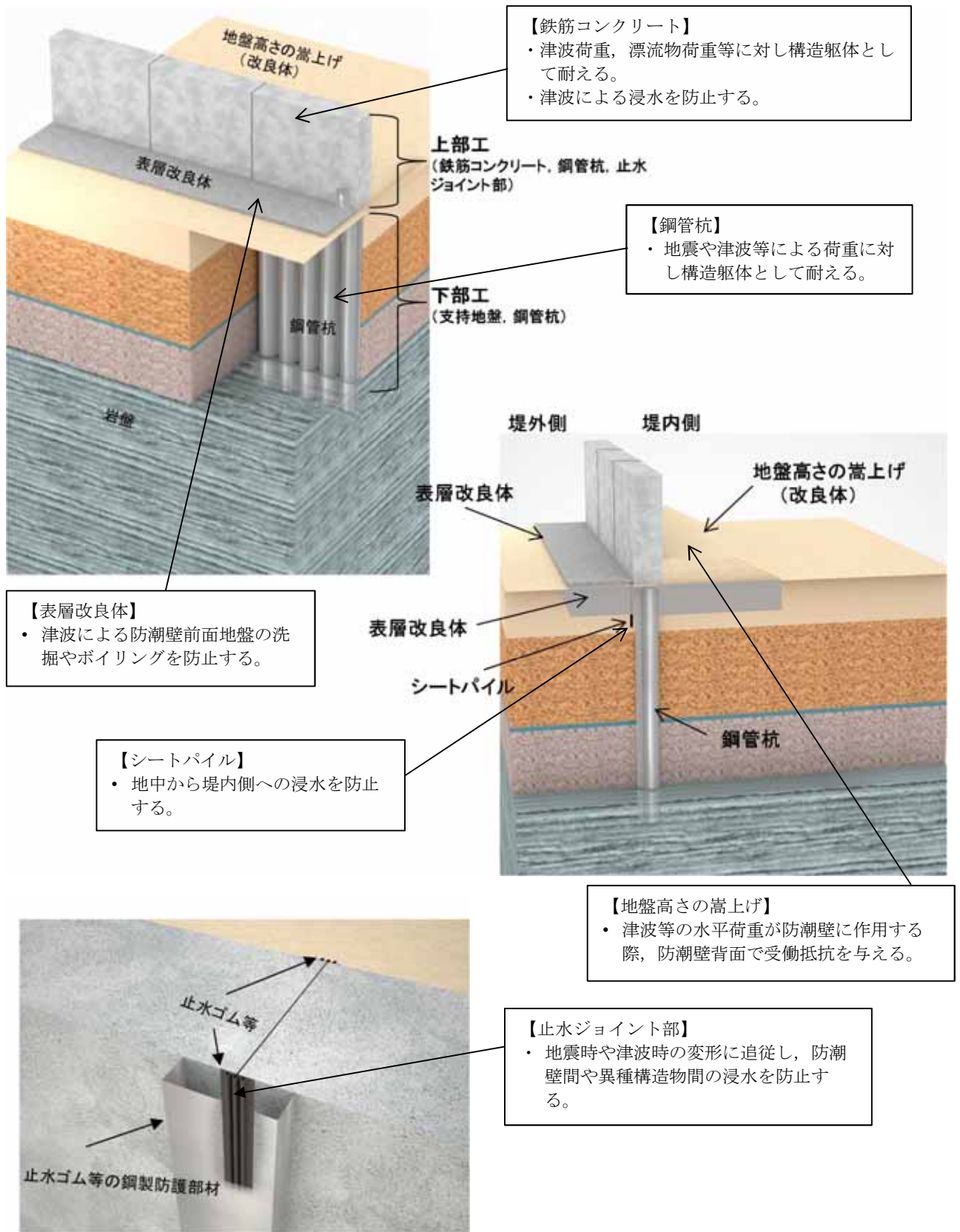
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面位置図を第 1-1 図に，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，評価対象部位を第 1-2 図に示す。

津波防護施設として防潮堤に求められる要求機能は，繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動  $S_s$  に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに構造体の境界部等の止水性を維持し，基準地震動  $S_s$  に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。



第 1-1 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図



第 1-2 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

第 1-1 表 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。〔津波防護に関する施設の設計について〕の要求機能、機能設計、構造強度設計を以下に示す。

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計(評価方針)	評価対象部位	応力等の状態	
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	<p><u>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</u></p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるように設計する。</p> <p>(1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。</p> <p>(2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ:常時+津波, 常時+津波+地震(余震)</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>a)津波による荷重(波圧, 衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。</p> <p>b)余震による荷重として、サイト特性(余震の震源, ハザード)が考慮され、合理的な頻度, 荷重レベルが設定される。</p> <p>c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。</p> <p>③ 許容限界</p> <p>a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の变形能力(終局耐力時の变形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修にある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。)</p> <p><u>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</u></p> <p>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての变形能力(終局耐力時の变形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての变形能力(終局耐力時の变形)に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ(浸水高さT.P.+15.4m~T.P.+17.9mに余裕を考慮した天端高さT.P.+18.0m~T.P.+20.0m)の設定により、敷地を取り囲むように設置する設計とする。</p> <p>②防潮堤の上部工は、原則として5本の上部構造の天端から連続する鋼製の杭を鉄筋コンクリートで一体化させた壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を上部構造の天端から連続する鋼製の杭で、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>④上部構造の内側の地盤高さを嵩上げすることにより止水性を保持する設計とする。</p> <p>⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有する表層改良により、止水性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1に対し、</p> <p>⑦鋼製や鉄筋コンクリート製の耐力のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。</p> <p>⑧上部構造は、杭を梁で連結させる構造とすることで変位を抑制し、鉄筋コンクリートによる止水性を保持する設計とする。</p> <p>⑨上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ゴム等を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑩上部構造の内側の地盤高さを嵩上げが地震時に滑動・内部すべりを起こさない幅や強度を確保することで、津波時における止水性を保持する設計とする。</p> <p>⑪表層改良は、セメント系の改良体とすることで、地震時に損壊しない設計とする。</p> <p>⑫シートパイルは、鋼材を連結し連続する構造とし、ボイリングによる地中からの止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さを嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、津波時の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss1による地震時荷重、地震後の繰返し襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。</p>	<p>下部工</p> <p>基礎地盤</p> <p>鋼管杭</p> <p>鉄筋コンクリート(鉄筋コンクリート梁壁)</p> <p>鋼管杭(鋼管鉄筋コンクリート)</p> <p>止水ジョイント部</p> <p>止水ゴム等</p> <p>鋼製アンカー</p> <p>止水ゴム等の鋼製防護部材</p> <p>地盤高さの嵩上げ(改良体)</p> <p>表層改良体</p> <p>シートパイル</p>	<p>支持力</p> <p>曲げ, せん断</p> <p>曲げ, せん断</p> <p>曲げ, せん断</p> <p>変形, 引張り</p> <p>引張り, せん断, 引抜き</p> <p>曲げ, 引張り, せん断</p> <p>せん断</p> <p>せん断</p> <p>せん断</p>	<p>支持機能を喪失する状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>有意な漏えいに至る変形, 引張り</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</p> <p>部材がせん断破壊に至る状態</p> <p>部材がせん断破壊に至る状態</p> <p>部材がせん断破壊に至る状態</p>	<p>「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。</p> <p>【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</p> <p>【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・V 耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。(コンクリート標準示方書【構造成能照査編】でも確認。) 【T.P.+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・V 耐震設計編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</p> <p>【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた降伏応力度・せん断強度以下とする。</p> <p>メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。</p> <p>「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。</p> <p>「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。</p> <p>「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。</p> <p>妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。</p> <p>妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。</p>	

※構造成立性を確認するための地震動は、基準地震動のうち構造物への影響が大きいことを確認した2波(Ss-D1 及び Ss-31)とする。

※T.P.+24m 津波については、「東海第二発電所 重大事故等対処設備について(別添資料-1 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する津波防護方針について)」で記載。



## (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、津波遡上高さに対して余裕をもった防潮堤高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表 入力津波高さと防潮堤高さの関係

	敷地側面 北側	敷地前面 東側	敷地側面 南側
入力津波高さ (潮位のばらつき等考慮)	T. P. + 15. 4m	T. P. + 17. 9m	T. P. + 16. 8m
防潮堤高さ	T. P. + 18. 0m	T. P. + 20. 0m	T. P. + 18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

## (3) 設計方針

### 1) 構造概要

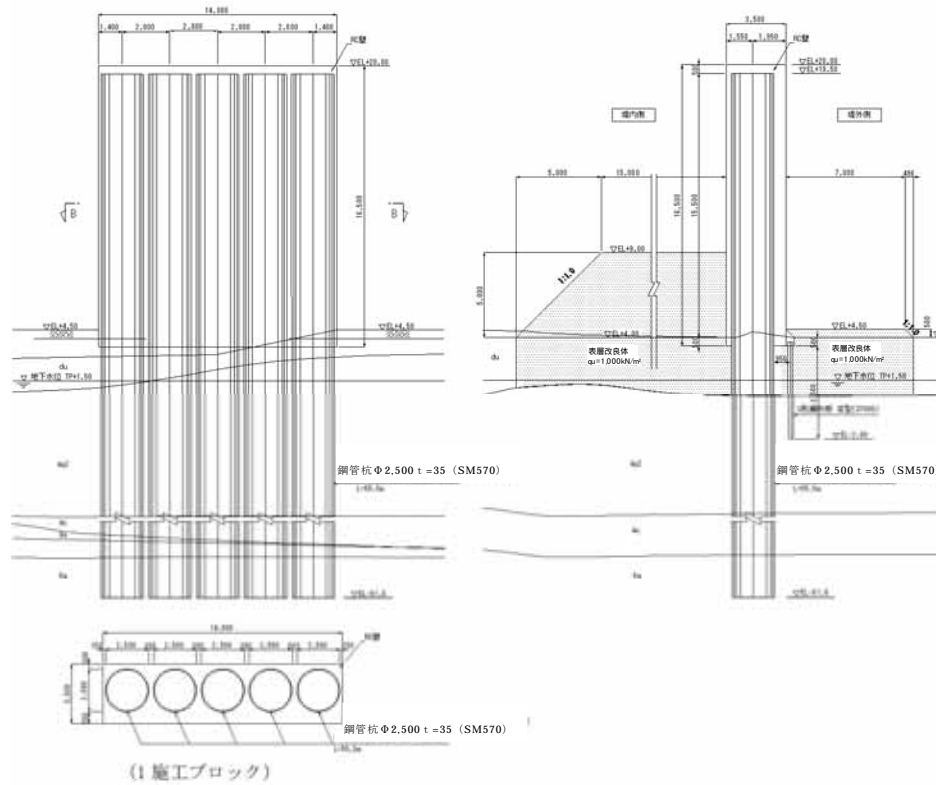
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を地盤に対して一列に打設し、上部工は鋼管杭と鉄筋コンクリートを連結させ設置する。

上部工は、下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材と、堤外側に設置する鉄筋を密に配置した鉄筋コンクリート梁壁部材で構成される。これら部材を鉄筋で強固に一体化した鋼管杭 5 本を 1 ブロックとした壁体を連続して設置する。このブロック間の境界には、止水性を確保するための止水ゴム等を設置する。

また、防潮壁の堤内側には、津波による波力低減を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに、洗掘防止対策やボイリング対策として、堤内・外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要を第 1-3 図に、構成部材とその役割を第 1-3 表に示す。

なお、現在設定している材料の仕様については第 1-4 表のとおりであるが、今後の詳細設計で仕様変更が想定される。



注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-3 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図

(正面図及び断面図)

第 1-3 表 構成部材と役割

構造部位		部位の役割
上部工	鉄筋コンクリート	外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を鋼管杭に確実に伝達し，防潮壁としての機能を維持する。
	止水ジョイント部	上部工の施工ブロック間に生じる変位に追従し，津波荷重に対して十分な耐性を持ち，防潮壁としての機能を維持する。
上部工 下部工	鋼管杭	鉄筋コンクリートから伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達し，防潮壁としての機能を維持する。
地盤高さの嵩上げ (改良体)		上部工から伝達される荷重に抵抗し，防潮壁の変位を抑制する。
表層改良体		防潮壁堤外側においては，津波荷重に対して十分な耐性を持ち洗掘防止としての機能を維持する。防潮壁堤内側においては，地震時における地盤高さの嵩上げ部の沈下を抑制し，防潮壁としての機能を維持する。
シートパイル		津波時における堤外側の水位上昇を想定したボーリング対策とし，地中部から堤内側への浸水を防止する。

第 1-4 表 材料仕様

	材 料	仕 様
1	鋼管杭	敷地前面東側：φ2,500mm, t=35mm, 40mm(SM570) 敷地側面北・南側：φ2,000mm, t=35mm(SM570)
2	コンクリート	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$
3	鉄 筋	SD490
4	頭付きスタッド	$f_y=235\text{N/mm}^2$ (JIS B 1198)
5	ゴムジョイント	クロロプレンゴム
6	シートジョイント	塩化ビニルシート，合成繊維織布(ポリエステル)
7	アンカーボルト	SS400, SUS304
8	止水ゴム等の鋼製防護部材	SS400
9	シートパイル(鋼矢板)	SY295
10	表層改良体，地盤高さの嵩上げ(改良体)	セメント改良 $q_u=1,000\text{kN/m}^2$ 浸透固化改良(原地盤密度と同じ)

注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

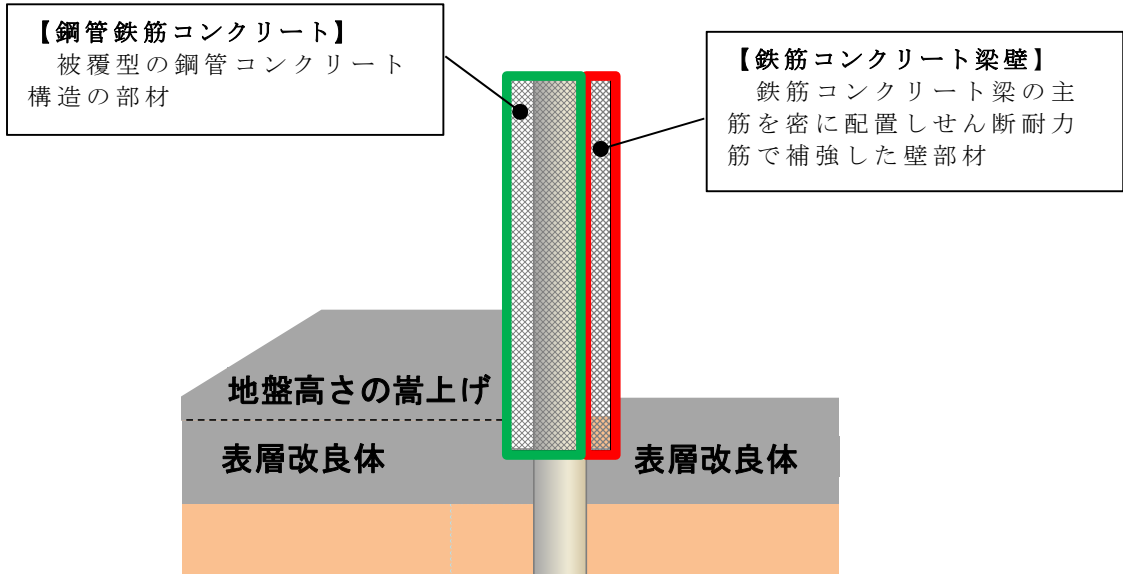
## 2) 上部工の構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は、下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管を被覆した①被覆型の鋼管コンクリート構造の柱部材（以下、鋼管鉄筋コンクリートという）及びその構造の堤外側に設置した②鉄筋コンクリート梁の主筋を密に配置し、せん断耐力筋で補強した壁部材（以下、鉄筋コンクリート梁壁という）から構成される。鋼管鉄筋コンクリート及び鉄筋コンクリート梁壁の範囲を第 1-4 図に示す。

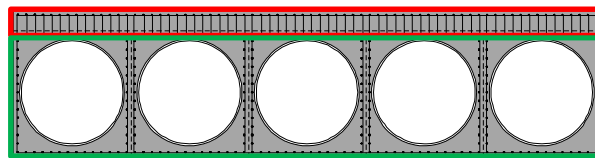
鋼管鉄筋コンクリートと鉄筋コンクリート梁壁は、鉄筋を全部材の外周にも配置することで一体として束ねられ、鋼管鉄筋コンクリート 5 本毎を 1 ブロックとして構成する。

津波や漂流物に対しては、堤外側の鉄筋コンクリート梁壁に津波や漂流物の荷重が伝わり、鉄筋コンクリート梁構造として鋼管鉄筋コンクリートを支点とした連続梁として抵抗する。その支点反力が鋼管鉄筋コンクリートに伝わり、下部工の鋼管杭へ荷重伝達される。また堤外側の鉄筋コンクリート梁壁により、1 ブロック内の止水性を確保するとともに、ブロック間は別途に止水ジョイントを設けて止水する。

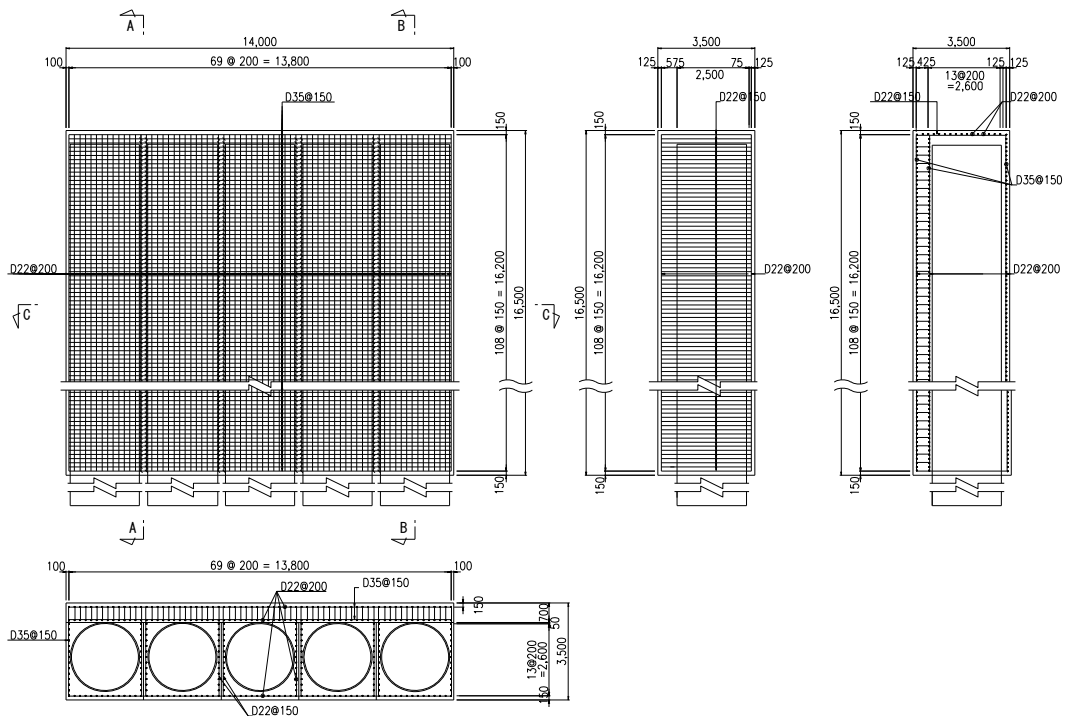
地震時に対しては、下部工の鋼管杭の応答変位により各杭間に生じる相対変位から発生する荷重に対して、鋼管鉄筋コンクリート間を結んでいる鉄筋コンクリート梁壁により抵抗する。鉄筋コンクリート梁壁には、せん断耐力筋が密に配置されており、梁壁のせん断抵抗力により構造物全体の健全性を確保することができる。



第 1-4 図 (1) 上部工概要図



第 1-4 図 (2) 上部工上面図



注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-4 図 (3) 上部工詳細図

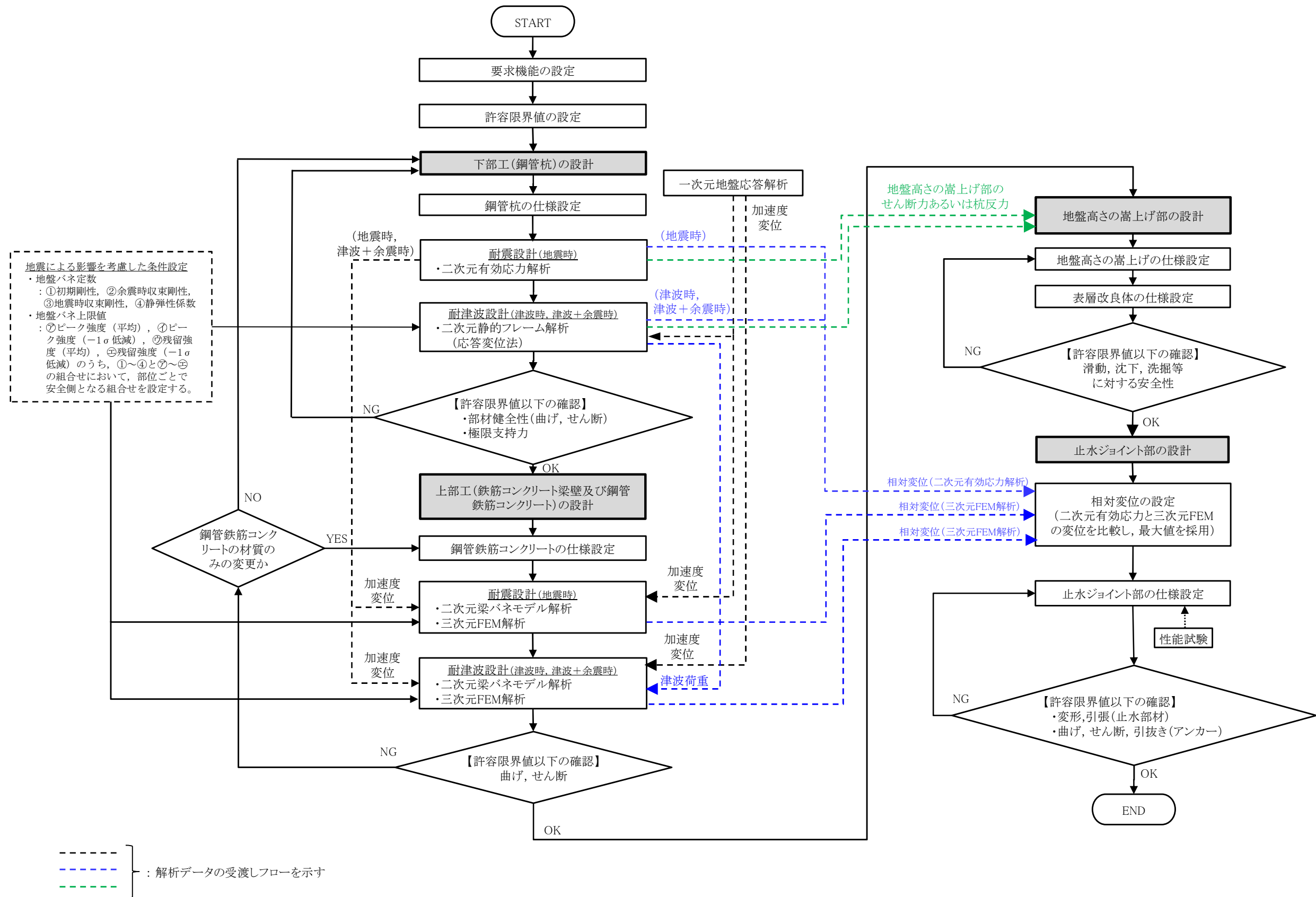
### 3) 設計手順

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震・耐津波評価は，津波防護施設であること，Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ，第1-5表の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に従い，各構造部材の構造設計を行う。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フローを第1-5図に，解析評価に係る検討フローを第1-6図に示す。

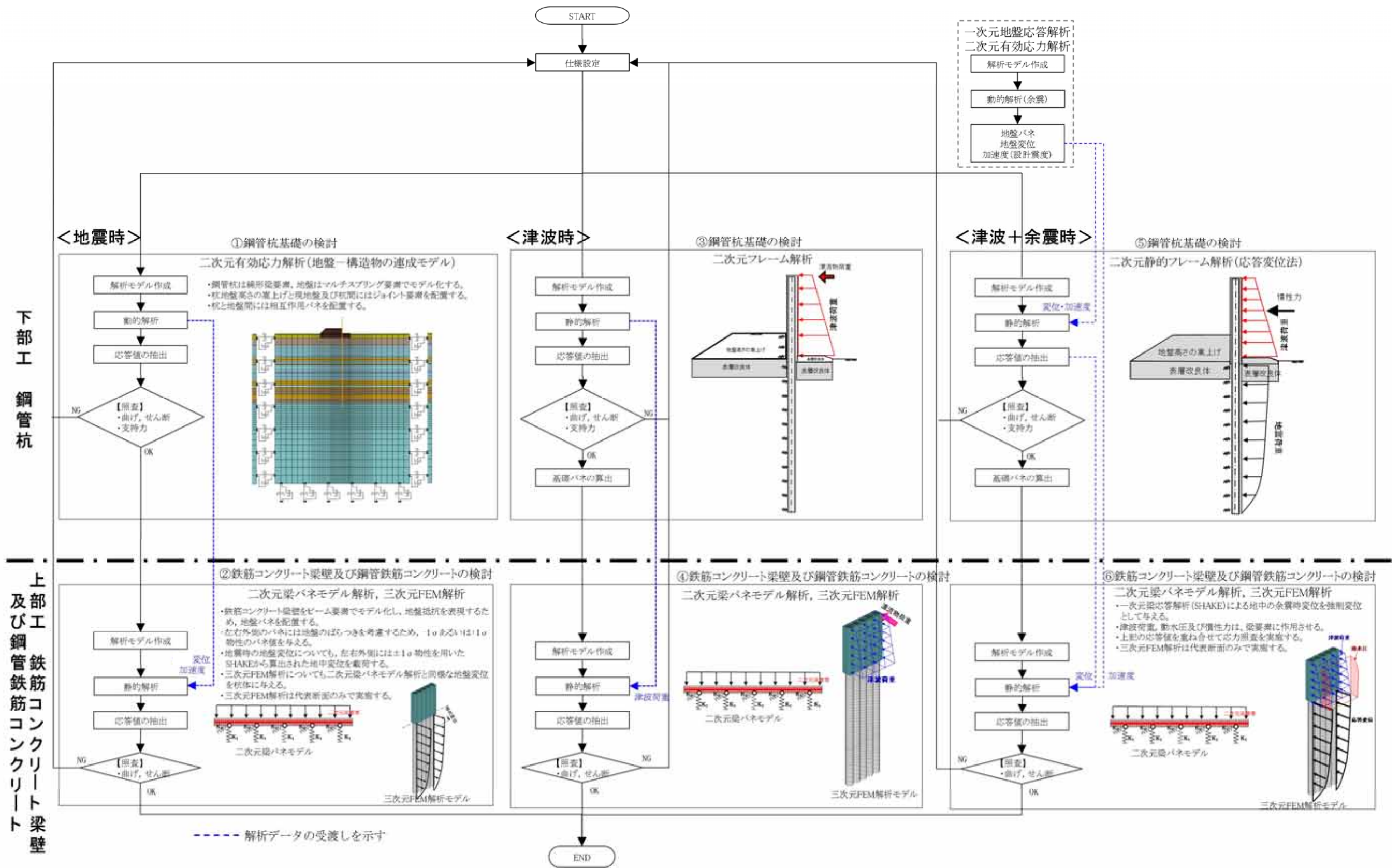
第 1-5 表 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価対象部位		設計荷重	応力等の状態	設計に用いる許容限界	
下部工	基礎地盤	基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、地震後の繰返しを想定し、津波の襲来による漂流、余震、風、雪の荷重を考慮する。	支持力	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえ、適切な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	鋼管杭		曲げ、せん断	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【T.P. + 24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
上部工	鉄筋コンクリート (鉄筋コンクリート梁壁)		曲げ、せん断	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・V 耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。(コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。) 【T.P. + 24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・V 耐震設計編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
	鋼管杭 (鋼管鉄筋コンクリート)		曲げ、せん断	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【T.P. + 24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた降伏応力度・せん断強度以下とする。	
	止水ジョイント部		止水ゴム等	変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
			鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
			止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
地盤高さの嵩上げ (改良体)				せん断	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、適切な安全余裕を考慮した受働せん断方向等のせん断耐力以内とする。
表層改良体			せん断	適切な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。	
シートパイル		基準地震動 $S_s$ による地震時荷重	せん断	適切な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。	



第 1-5 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フロー





第 1-6 図 防潮壁の検討モデルと評価フロー

#### 4) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 常時荷重 + 地震荷重 (S s)
- ② 常時荷重 + 津波荷重 (動・波圧)
- ③ 常時荷重 + 津波荷重 (動・波圧) + 漂流物荷重
- ④ 常時荷重 + 津波荷重 (動・波圧) + 余震荷重
- ⑤ 常時荷重 + T. P. + 24m 津波荷重 (動・波圧) + 漂流物荷重
- ⑥ 常時荷重 + T. P. + 24m 津波荷重 (動・波圧) + 余震荷重

#### 5) 鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の基礎は、岩盤に鋼管杭の直径程度以上を根入れする岩着支持杭とした。

鋼管杭は地震時及び津波時において各部位が十分な裕度を有することを確認する。

鋼管杭基礎の支持性能については、基礎に作用する地盤反力が基礎地盤の極限支持力以下であることを照査する。

津波時及び重畳時（津波 + 余震時）は二次元静的フレーム解析、地震時は液状化を精緻に評価するために有効応力解析を実施し、基礎に発生する断面力を用いて応力照査を実施する。

##### ① 耐震設計（有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い、地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。また、地盤の液状化の影響を緻密に反映するため、有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、地震応答解析により算定される

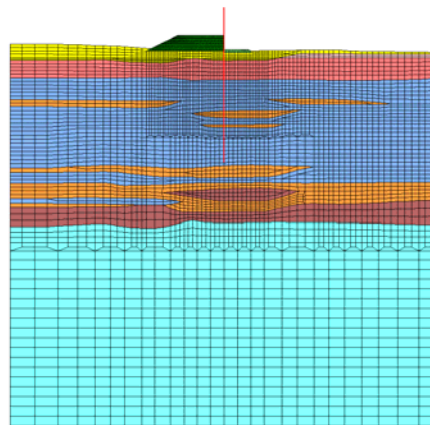
部材の発生応力度が短期許容応力度以下となるよう設計する。

液状化強度特性については、平均 $-1\sigma$ の値を用いることで保守性を考慮する。さらに、地質分布の不確かさに着目し、原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動 $S_s$ による解析結果のうち、最も厳しいケースにおいて、より一層保守的な検討を目的に、液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで、強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

#### a. 解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向はT.P. -130mまでをモデル化する。鋼管杭は線形梁要素、地盤はマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

鋼管杭と地盤との間には、杭と地盤の相互作用を適切に考慮できる相互作用バネを配置する。解析モデルの一例を第1-7図に示す。



第 1-7 図 解析モデルの一例

#### b. 地震応答解析

有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

入力地震動は、東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P. - 370m から T.P. - 130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて、一次元波動論により T.P. - 130m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

c. 照査

地震応答解析により算定された鋼管杭の断面力を用いて、曲げモーメント・軸力に対する照査、せん断に対する照査を行い、短期許容応力度以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能として、基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。

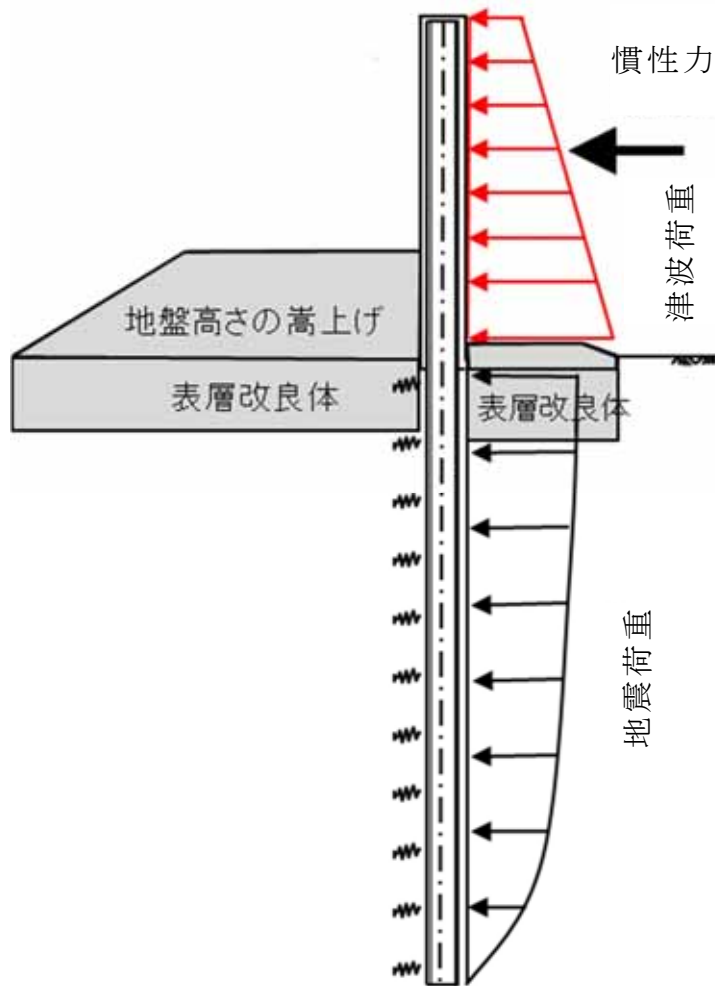
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

鋼管杭のみで津波に抵抗するため、鋼管杭のみを二次元フレーム解析モデルで表現する。この鋼管杭をモデル化した梁に地盤バネを接続したモデルで応答変位法による二次元静的フレーム解析を行い、津波時と重畳時（津波＋余震時）の鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。死荷重及び積雪の長期荷重、津波荷重と漂流物荷重、余震荷重等を外力として入力し、部材の発生応力度が短期許容応力度以下となるよう設計する。津波や漂流物の荷重は、鉄筋コンクリートを通じて上部工の鋼管に直接的に作用し、下部工の鋼管杭へ伝達される。なお、津波時における漂流物荷重は、入力津波高さに作用するものとして考慮する。

基礎地盤の支持性能として、基礎に作用する地盤反力が極

限支持力以下であることを確認する。

解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。



第 1-8 図 解析モデル概念図

地盤バネは、「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」に基づき設定し、上限値を有するバイリニア型とする。余震時の地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数 $E_D$ は、以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1 + \nu_d)G'$$

$E_D$ ：地盤の変形係数（ $\text{kN}/\text{m}^2$ ）

$\nu_d$ ：動ポアソン比

$G'$ ：地盤の余震時の収束剛性（ $\text{kN}/\text{m}^2$ ）

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の算定内容を第1-6表に示す。同表中の地盤バネ定数4種類と地盤バネの上限値4種類を用いて、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。

第1-6表 地盤バネ定数及び地盤バネの上限値

荷重条件	地盤バネ定数	地盤バネ上限値
津波時 及び 津波＋余震時	初期剛性より 余震時の収束剛性より 地震時の収束剛性より 静弾性係数より	ピーク強度（平均） ピーク強度（ $-1\sigma$ 低減） 残留強度（平均） 残留強度（ $-1\sigma$ 低減）

余震時荷重としては、余震時の一次元地盤応答解析及び二次元有効応力解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに、地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

## 6) 上部工の設計方針

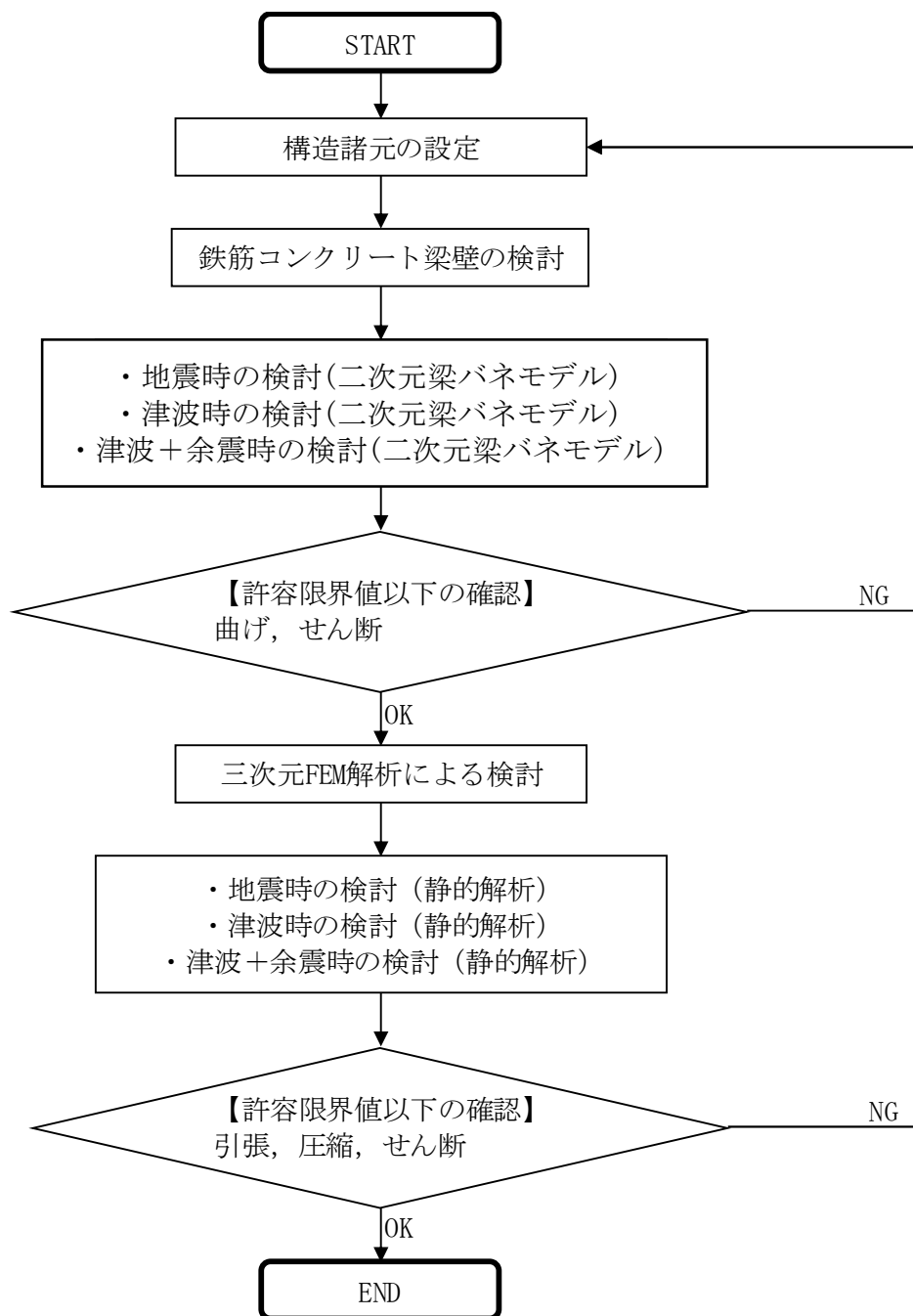
津波に対する止水性を確保し，津波荷重や漂流物荷重によるせん断力を全て受け持てるよう，「鋼管鉄筋コンクリート」の前面に一体化した「鉄筋コンクリート梁壁」を設置する。

二次元梁バネモデル解析では，上部工前面の「鉄筋コンクリート梁壁」（鉄筋コンクリート梁の主筋を密に配置し，せん断耐力筋で補強した壁部材）のみをモデル化し，地震時，津波時，重畳時（津波＋余震時）の全てのケースにおいて，「鉄筋コンクリート梁壁」のみで成立する構造とする（実際には「鉄筋コンクリート梁壁」と背面にある「鋼管鉄筋コンクリート」との一体構造断面で抵抗することになる）。

上部工の検討においてモデル化を行わない「鋼管鉄筋コンクリート」（下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管を被覆した部材）には，コンクリート標準示方書に基づく必要鉄筋量を配置する。

なお，二次元梁バネモデル解析で鉄筋コンクリート梁壁をモデル化して，上部工の設計を行うことを基本とするが，断面力の確認のため，代表断面については静的三次元 F E M 解析を実施し，二次元梁バネモデルの妥当性についても検討する。

第 1-9 図に上部工検討フローを示す。



第 1-9 図 上部工検討フロー

①モデル化方針

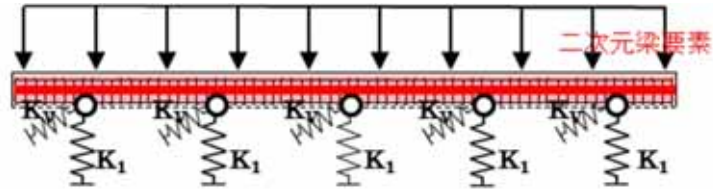
a. 二次元梁バネモデル

地震荷重，津波荷重，積雪荷重，風荷重及び漂流物荷重に耐えうる構造である鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを配置する。左右外側のバネには地盤のばらつきを考慮するため， $-1\sigma$



あるいは $+1\sigma$ 物性のバネ値を与える。

二次元梁バネモデルの概要図を第 1-10 図に示す。



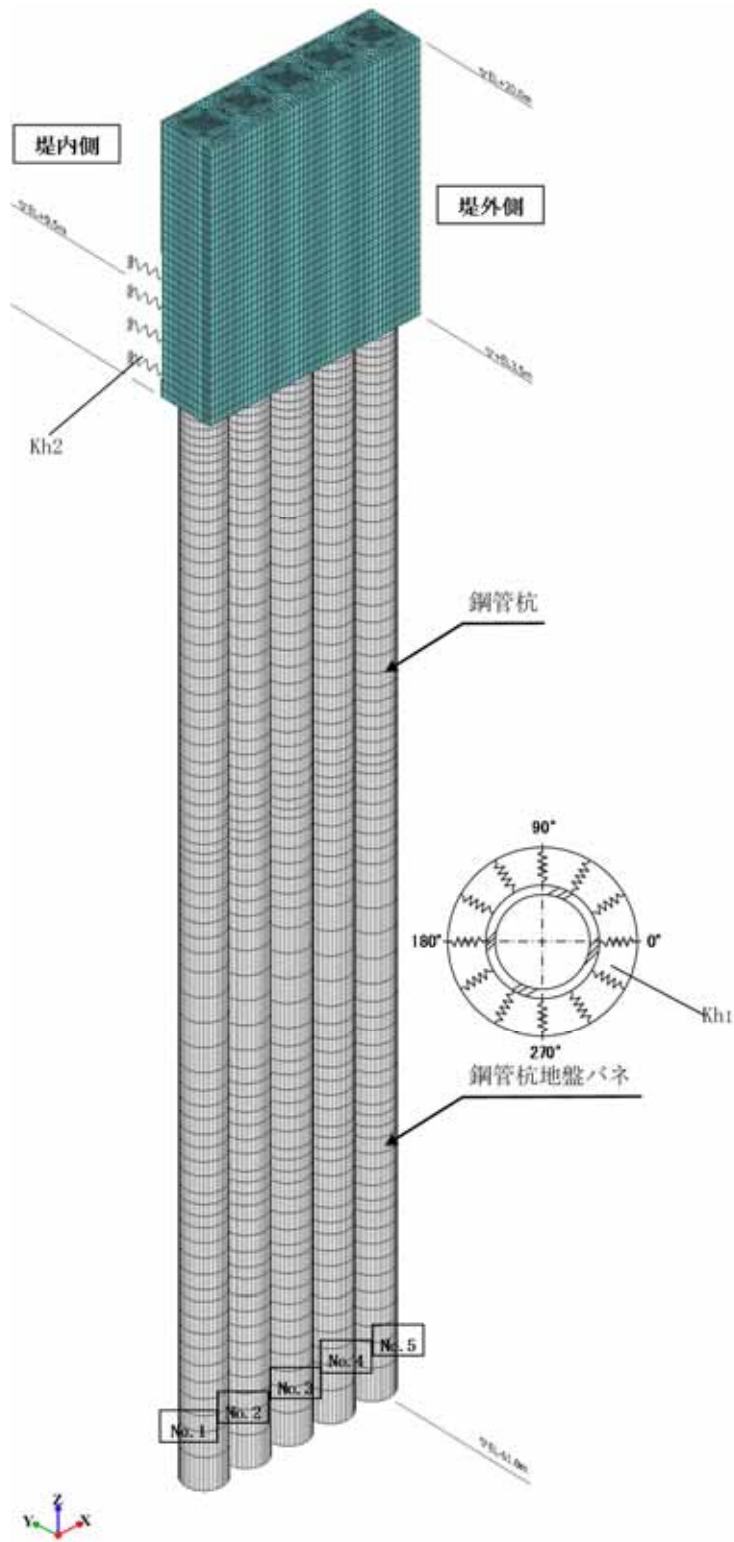
第 1-10 図 二次元梁バネモデル

b. 三次元 F E Mモデル

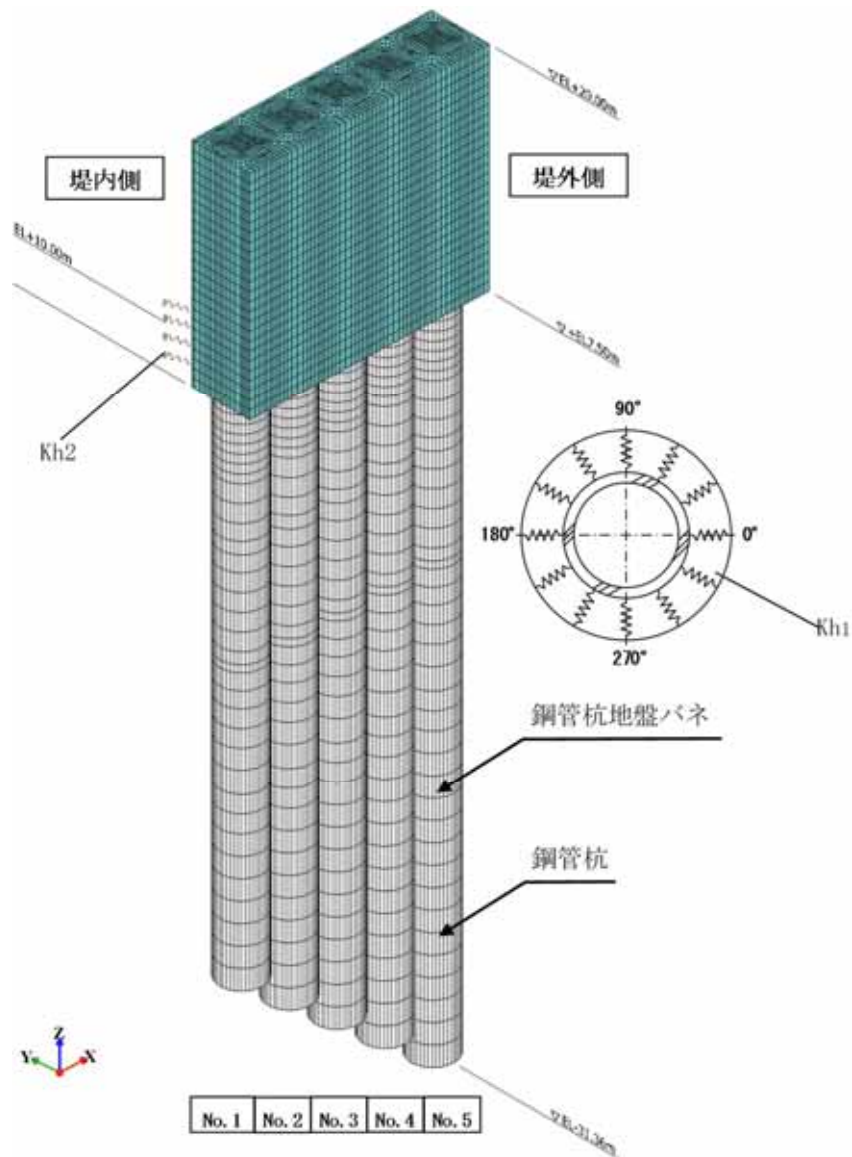
上部工及び下部工を三次元 F E Mでモデル化し，防潮壁が地震，津波及び津波＋余震より受ける応力を精緻に評価する。三次元 F E Mについては，傾斜部のモデル化も行い，地震時の 1 ブロックにおけるねじれの検討も実施する。さらに傾斜部については，固有値解析を実施して防潮壁の振動特性を評価する。

解析モデルは上部工をソリッド要素でモデル化し，鋼管杭をシェル要素でモデル化する。地盤の抵抗については，バネで表現し，杭周り及び地盤高さの嵩上げの該当部分に付加する。なお，地盤バネについては，鋼管杭のモデル化で二次元静的フレーム解析の際に用いた地盤バネを用いる。ただし，引張方向は No tension バネとする。

三次元 F E Mモデルの概要を第 1-11 図に示す。



第 1-11 図(1) 三次元 F E M 解析モデル (一般部)



第 1-11 図 (2) 三次元 F E Mモデル (傾斜部)

②地震時

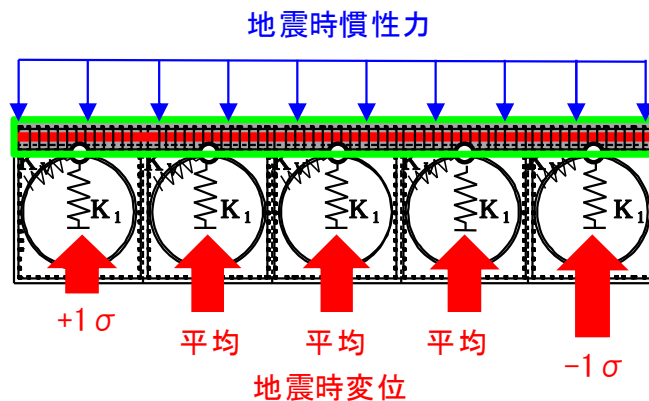
a. 静的フレーム解析 (梁バネモデル)

地盤や杭の剛性を表現したバネに支持された鉄筋コンクリート梁壁を二次元梁バネモデルで表現し、地震時の静的挙動を評価する。鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを配置する。左右外側のバネには地盤のばらつきを考慮するため、 $-1\sigma$ あるいは $+1\sigma$ 物性のバネ値を与える。

地震時の地盤変位についても，左右外側には $\pm 1\sigma$ 物性を用いた一次元地震応答解析から算出した変位を入力する。

二次元梁バネモデルより算出された断面力を用いた鉄筋コンクリート梁壁の照査を行い，地震による慣性力を鉄筋コンクリート梁壁に作用させ，梁壁に生じる曲げ，せん断応力度の照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。

地震時の地盤変位入力概要を第 1-12 図に示す。



第 1-12 図 地震時二次元梁バネモデル概要

#### b. 三次元 F E Mモデル

二次元梁バネモデルの保守性検討のため，三次元 F E Mモデルを用いた解析を行う。三次元 F E M解析のモデル概念図を第 1-13 図に示す。

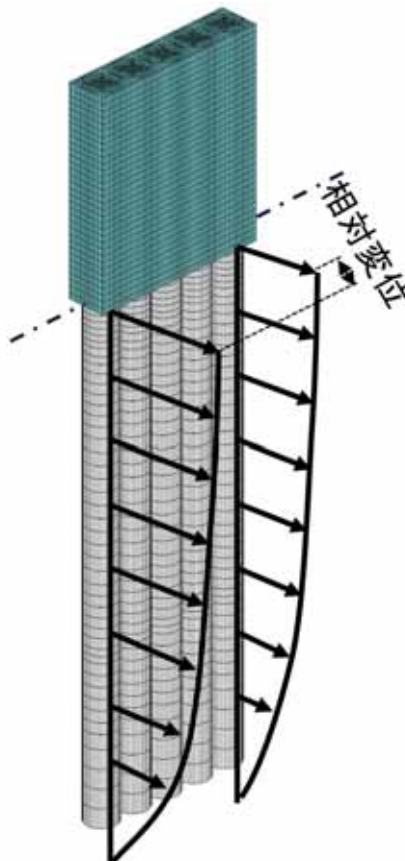
水平慣性力は，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析で地表面の最大加速度を算定し，その加速度を杭と防潮壁に対して堤外から堤内方向へ平均地盤の表面最大加速度の水平慣性力を作用させる。一次元地震応答解析は各々の杭に対して実施する。

鉛直慣性力は，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解

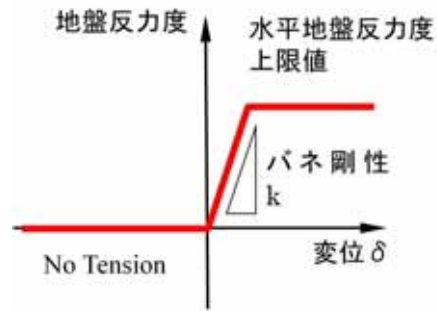
析で地表面の最大加速度を求め，その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。

水平地盤変位は各杭先端からの最大相対変位とする。最大変位の算出についても各々の杭に対して算出した結果を入力する。

杭体には全ての節点に水平バネ（Y方向，X方向）を設定し，水平方向バネは杭体と同様に圧縮方向が地盤反力度の上限値を用いたバイリニア型，引張方向をNo tensionとしている。地盤バネの特性図を第 1-14 図に示す。



第 1-13 図 三次元 F E M 解析の概念図



第 1-14 図 F E M 解析に与える地盤バネの特性

③ 津波時，津波＋余震時

津波時及び津波＋余震時においても，二次元梁バネモデルで評価し，代表断面においては二次元梁バネモデルの妥当性について三次元 F E M モデルで検討する。

a . 津波時

鉄筋コンクリート梁壁モデルに，死荷重，積雪荷重，津波荷重及び漂流物荷重を作用させ，鉄筋に生じる引張り，せん断応力度及びコンクリートに生じる圧縮，せん断応力度の照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。なお，漂流物荷重は曲げモーメントが最大となる位置に作用させる。

b . 津波＋余震時

鉄筋コンクリート梁壁モデルに，死荷重，積雪荷重，津波荷重並びに余震による慣性力及び動水圧を作用させ，鉄筋に生じる引張り，せん断応力度及びコンクリートに生じる圧縮，せん断応力度の照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。なお，慣性力としての設計震度は，一次元地盤応答解析及び二次元有効応力解析より算出される地表面の最大加速度を与える。

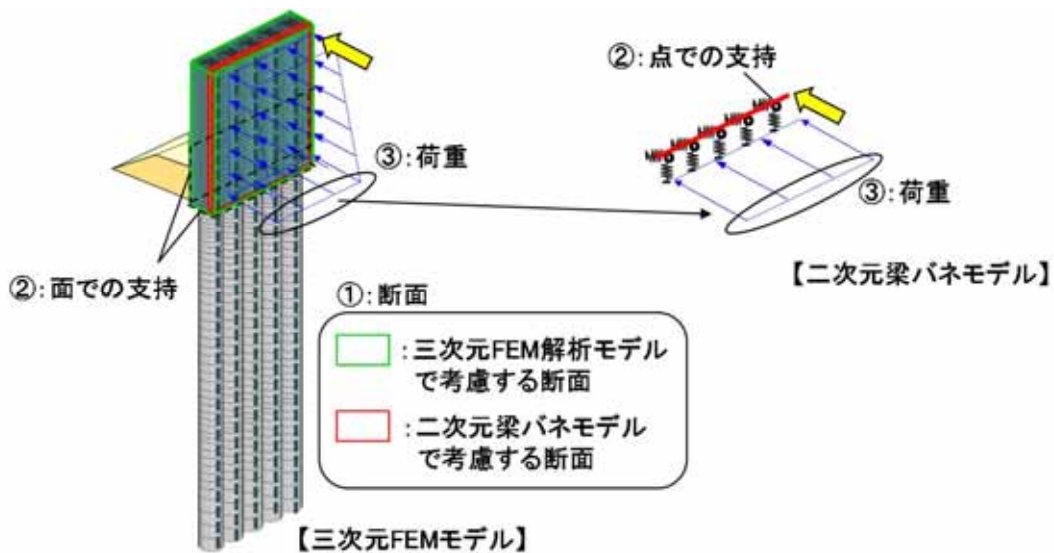
二次元梁バネモデルは地表面における最大変位を集約バネを介

して載荷する。三次元 F E M 解析については、深度なりの変位を杭体にバネを介して載荷する。

④ 二次元梁バネモデルと三次元 F E M モデルに対する保守性

二次元梁バネモデルは、上部工堤外側の鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化し、評価においては、津波荷重が最も大きい上部工底部の荷重や漂流物荷重が最も大きい上部工天端部の荷重を入力しているが、三次元 F E M モデルでは、現実的な荷重分布を入力する。

また、二次元梁バネモデルは、荷重を 5 箇所 の点で支持するモデルであるが、三次元 F E M モデルでは、鉄筋コンクリート梁壁の背後にある鋼管鉄筋コンクリートにより、荷重を面的に支持するモデルとなっている。第 1-15 図に二次元梁バネモデルと三次元 F E M モデルの相違点を示す。



項目	三次元 F E M 解析	二次元梁バネモデル
① 断面	鉄筋コンクリート梁と鋼管鉄筋コンクリート部をモデル化 (立体)	鉄筋コンクリート梁部分のみをモデル化 (梁)
② 支持条件	面での支持	点での支持
③ 荷重	津波荷重の深度方向分布を考慮	津波荷重の最大値を採用

第 1-15 図 二次元梁バネモデルと三次元 F E M モデルの相違点

なお、鉄筋照査等を行う断面計算は、軸力、曲げモーメント、せん断力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算出して行う。応力計算は、面積と断面2次モーメントに依存するため、値が小さい方が応力度は大きくなる。

以上のことから、二次元梁バネモデルで用いる断面性能（断面積、断面2次モーメント）と三次元FEMでモデル化される断面性能では、二次元梁バネモデルの方が小さくなり、よって発生応力度が大きくなることから、三次元FEMモデルと比較して安全側の評価になる。第1-16図に両断面モデルにおける断面性の比較を示す。

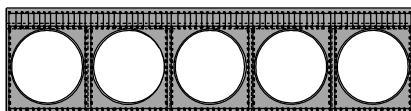
- 鉄筋の照査等を行う断面計算は、軸力、曲げモーメント、せん断力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算出して行う。
- 応力計算は、面積と断面2次モーメントに依存するため、値が小さい方が応力度は大きくなる。
- 二次元梁バネモデルで用いる断面性能(断面積、断面2次モーメント)と三次元FEMでモデル化される断面性能は、二次元梁バネモデルの方が小さくなり、発生応力度は大きくなる。

$$\text{曲げ応力 } \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z}, \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y$$

$$\text{せん断応力 } \tau = \frac{S}{A}$$

P:軸力, M:曲げモーメント, S:せん断力  
A:断面積, Z:断面係数, I:断面2次モーメント

鉄骨鉄筋コンクリート



津波時に発生している応力比較

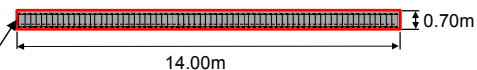
二次元梁バネモデル  
圧縮応力度: 9.58 N/mm<sup>2</sup>  
引張応力度: 182.06 N/mm<sup>2</sup>  
せん断力: 428.48 kN

三次元FEMモデル  
圧縮応力度: 0.85 N/mm<sup>2</sup> (11.27)  
引張応力度: 36.92 N/mm<sup>2</sup> (4.93)  
せん断力: 160.99 kN (2.66)

( )値は、比率を示す(二次元梁バネモデル/三次元FEMモデル)

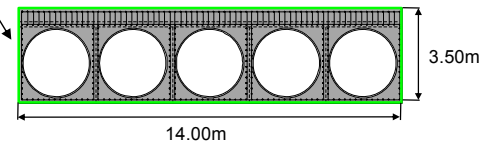
【二次元梁バネモデル】

二次元梁バネモデルは鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化する。  
断面積: A=0.70m<sup>2</sup>  
断面2次モーメント: Iz=0.0286m<sup>4</sup>  
中立軸までの距離: y=0.35m  
断面係数: Z=0.0817m<sup>3</sup>

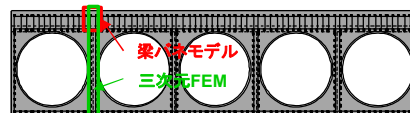


【三次元FEMモデル】

三次元FEMモデルでは全断面有効とする。  
断面積: A=3.50m<sup>2</sup> (5.0)  
断面2次モーメント: Iz=3.573m<sup>4</sup>  
中立軸までの距離: y=1.75m  
断面係数: Z=2.042m<sup>3</sup> (25.0)



断面力算出位置



第1-16図 二次元梁バネモデルと三次元FEMモデルにおける断面性能の比較図



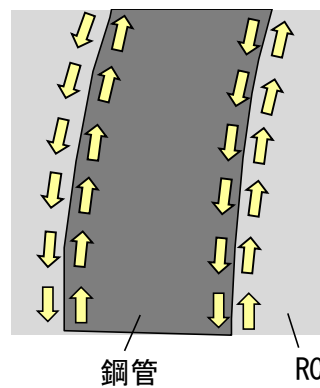
### ⑤ 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性確保

鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性を強固なものとするため、スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う方針とする。

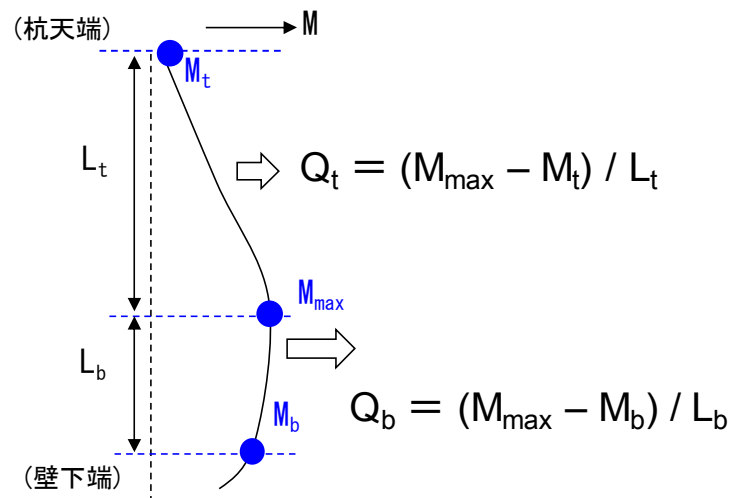
杭の曲げ変形により、鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対して、ずれを生じさせないために必要なスタッドを配置する。設計は、鋼・合成構造標準示方書（土木学会）及び道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）（日本道路協会）に基づき行う。

せん断力は、杭の曲げモーメント分布の勾配として求め、各区間の平均的なせん断力とする。

接合面に作用するせん断力の概念図を第 1-17 図に、せん断力の算出方法概念図を第 1-18 図に示す。



第 1-17 図 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力



第 1-18 図 杭の曲げモーメント分布に基づくせん断力の算出方法

## 7) 止水ジョイント部の設計方針

### ① 概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の施工ブロック間等には、止水ジョイントを設置する。

止水ジョイントは、地震時やその後の津波や余震によって生じる構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため伸縮性を有するものとする。

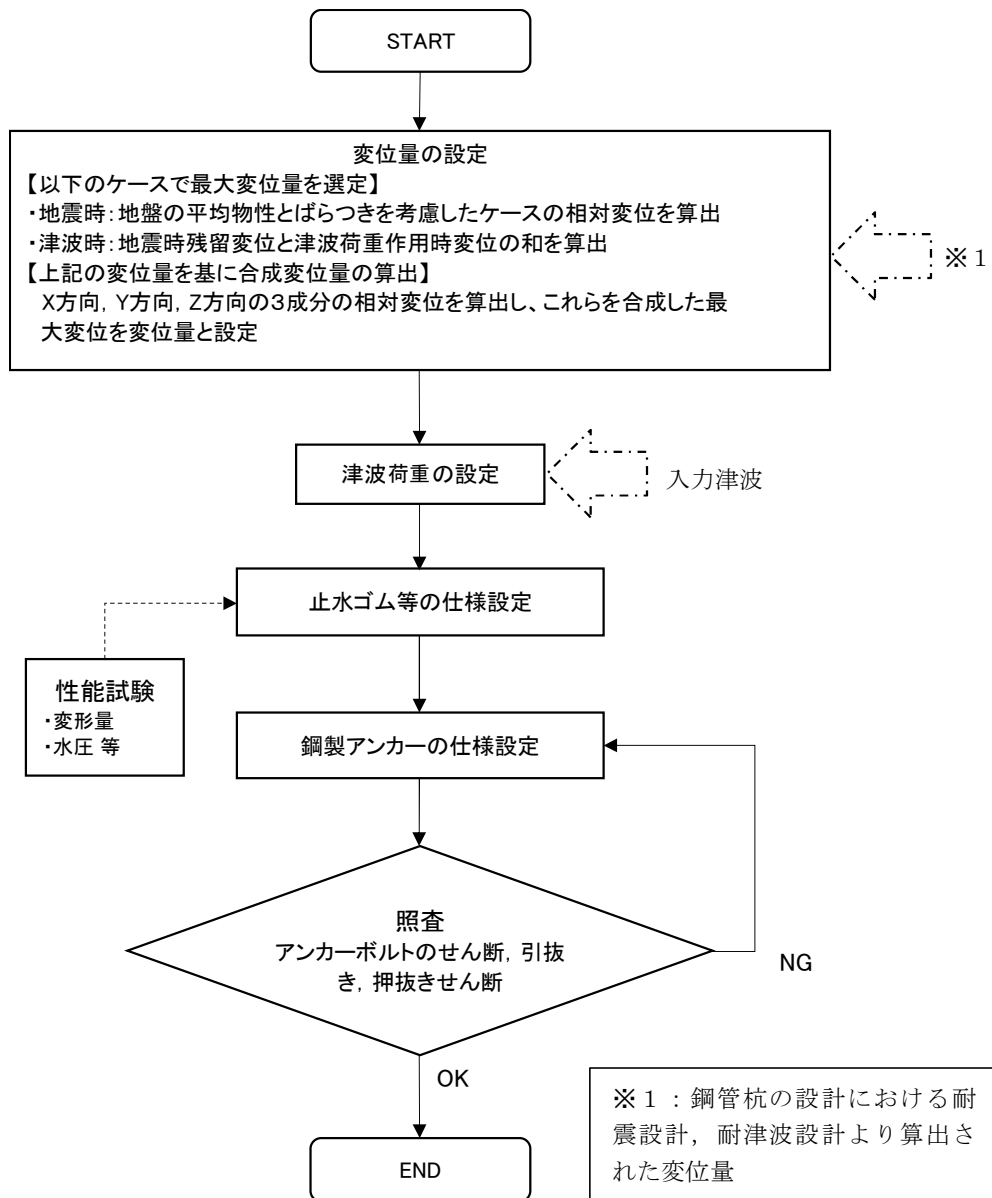
なお、堤外側の止水ジョイント部には、漂流物への対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

### ② 評価方針

止水ジョイント部の評価は、基準地震動  $S_s$  を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた二次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波荷重に対し、止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し、止水ゴム等の仕様を設定する。止水ジョイント部の設計フローを第 1-19 図に示す。

止水ゴム等の仕様は、津波荷重に耐え、構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し、性能試験によってこれらを確認する。

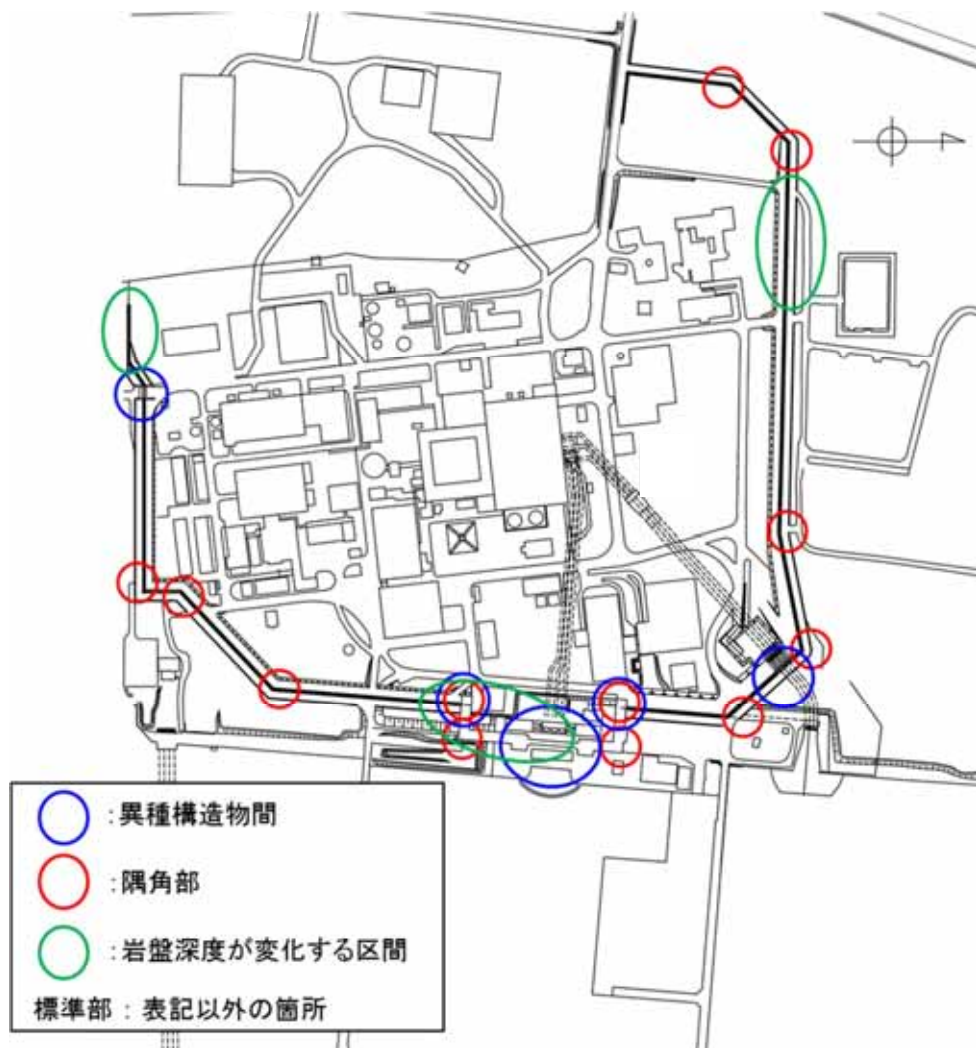
なお、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認するとともに、漂流物への対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し、この部材に発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。



第 1-19 図 止水ジョイント部の設計フロー

a. 相対変位の設定方針

防潮堤の標準部（直線部）、隅角部、異種構造物間の位置を第 1-20 図に示す（標準部は、異種構造物間、隅角部を除く区間）。



第 1-20 図 防潮堤の各部（標準部，隅角部及び異種構造物間）位置図

b. 標準部の地震時相対変位量

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の標準部は、隣り合う防潮壁同士が同一の挙動を示すと考えられるため、地震時においては、地盤のせん断波速度  $V_s$  の平均物性、 $+1\sigma$  物性、 $-1\sigma$  物性による地震時応答解析で得られる応答変位に基づき相対変位を設定する。

地震時の設計用相対変位は、以下の式により水平 2 方向（ $x$  方向， $y$  方向）及び鉛直方向（ $z$  方向）それぞれについて算出する。

さらに、 $x$  方向， $y$  方向及び  $z$  方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。ここで、地震時の相対変位の概念図を第 1-21 図に示す。

$x$  方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max[\text{abs}\{\delta_x(+1\sigma) - \delta_x(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_x(\text{平均}) - \delta_x(-1\sigma)\}]$$

$y$  方向の相対変位  $\delta_y$  :

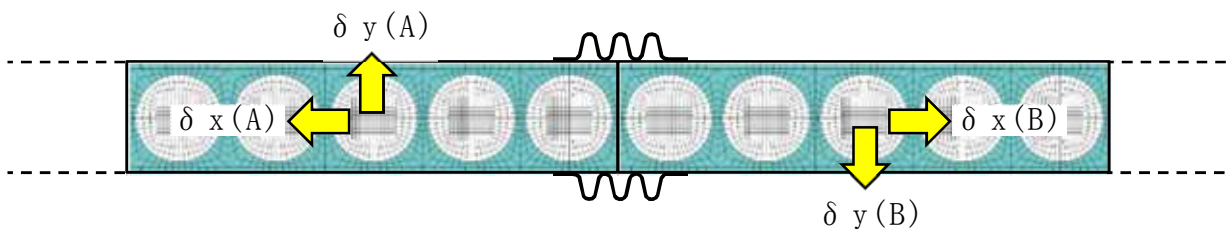
$$\delta_y = \max[\text{abs}\{\delta_y(+1\sigma) - \delta_y(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_y(\text{平均}) - \delta_y(-1\sigma)\}]$$

$z$  方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \max[\text{abs}\{\delta_z(+1\sigma) - \delta_z(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_z(\text{平均}) - \delta_z(-1\sigma)\}]$$

合成方向変位（3 方向合成） $\delta$  :

$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$



第 1-21 図 地震時の相対変位の概念図

c. 標準部の津波時相対変位量

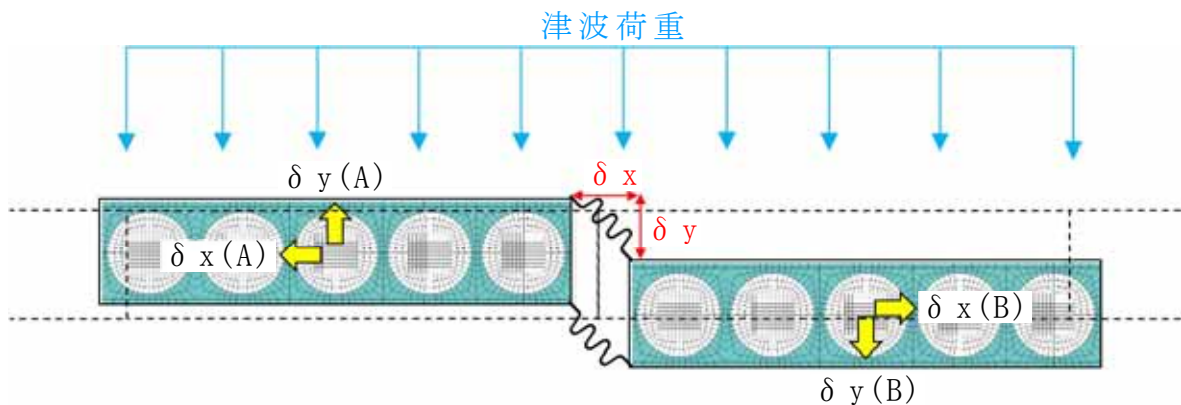
津波時においては，地震時の残留変位を防潮壁ブロック間の相対変位として設定する。

津波時の設計用相対変位は，以下の式により水平 2 方向（x 方向，y 方向）及び鉛直方向（z 方向）それぞれについて算出する。

さらに，x 方向，y 方向及び z 方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。

なお，止水ジョイント部の設計で考慮する荷重は，津波波圧式により算出した津波荷重を設計荷重とする。ここで，津波時の相対変位の概念図を第 1-22 図に示す。

$$\begin{aligned} \text{x 方向の相対変位 } \delta x : \delta x &= \delta x(B) - \delta x(A) \\ \text{y 方向の相対変位 } \delta y : \delta y &= \delta y(B) - \delta y(A) \\ \text{z 方向の相対変位 } \delta z : \delta z &= \delta z(B) - \delta z(A) \\ \text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta &= \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2} \\ \delta x(A), \delta x(B), \delta y(A), \delta y(B), \delta z(A), \delta z(B) : &\text{地震時の残留変位} \end{aligned}$$



第 1-22 図 津波時の相対変位の概念図

d. 標準部の重畳時（津波＋余震時）相対変位量

重畳時（津波＋余震時）においては，地震時の残留変位と余震による応答変位を防潮壁ブロック間の相対変位として設定する。

重畳時（津波＋余震時）の設計用相対変位は，以下の式により水平2方向（x方向，y方向）及び鉛直方向（z方向）それぞれについて算出する。さらに，x方向，y方向及びz方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。

なお，止水ジョイント部の設計で考慮する荷重は，津波波圧式により算出した津波荷重を設計荷重とする。また，動水圧，防潮壁の横断方向と縦断方向の慣性力をブロックごとの応答加速度に依存する設計荷重とする。ここで，重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図を第1-23図に示す。

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta x : \delta x = \{ \delta x(B) + \delta x'(B) \} - \{ \delta x(A) + \delta x'(A) \}$$

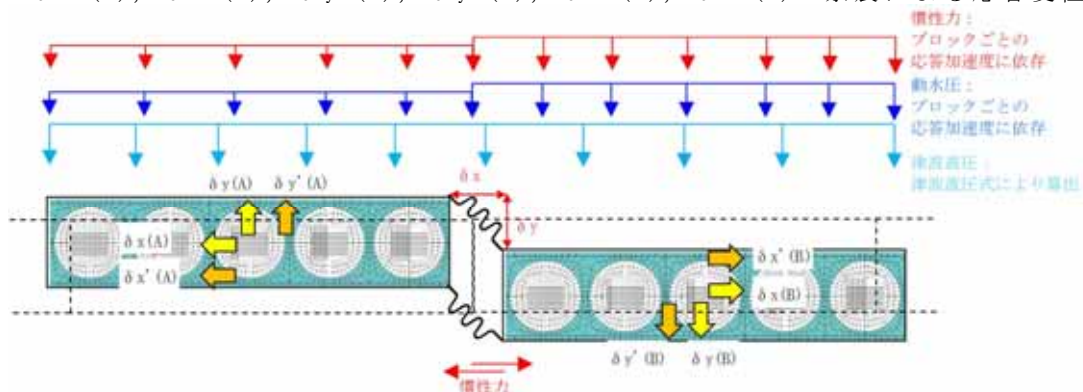
$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta y : \delta y = \{ \delta y(B) + \delta y'(B) \} - \{ \delta y(A) + \delta y'(A) \}$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta z : \delta z = \{ \delta z(B) + \delta z'(B) \} - \{ \delta z(A) + \delta z'(A) \}$$

$$\text{合成方向変位 (3方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2}$$

$\delta x(A)$ ,  $\delta x(B)$ ,  $\delta y(A)$ ,  $\delta y(B)$ ,  $\delta z(A)$ ,  $\delta z(B)$  : 地震時の残留変位

$\delta x'(A)$ ,  $\delta x'(B)$ ,  $\delta y'(A)$ ,  $\delta y'(B)$ ,  $\delta z'(A)$ ,  $\delta z'(B)$  : 余震による応答変位



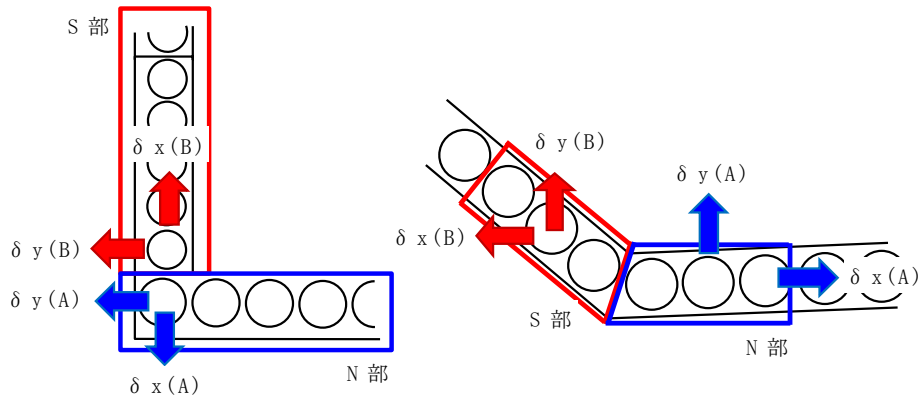
第1-23図 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図



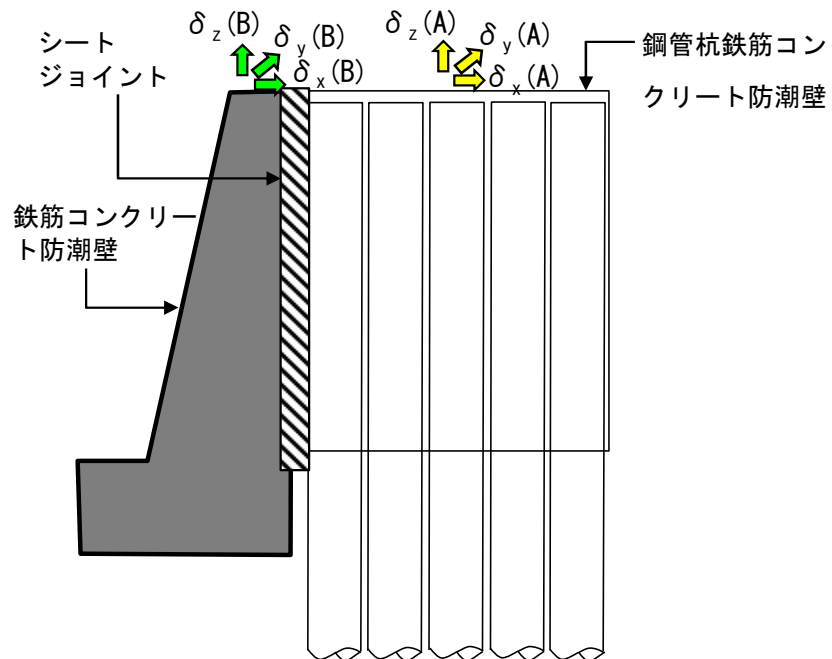
e. 隅角部及び異種構造物間の相対変位量

隅角部及び異種構造物間の変位量の設定は、標準部と同様に最大変位量を設定する。

隅角部及び異種構造物間の相対変位概念図を第 1-24 図及び第 1-25 図に示す。



第 1-24 図 隅角部の相対変位概念図



第 1-25 図 異種構造物間の相対変位概念図

f. 止水ゴム等の適用方針

止水ゴム等は津波荷重に耐えうる材料を選定する。

また、止水ゴム等は構造物間に生じる相対変位に対し、その相対変位に追従可能な材料を選定することとする。

止水ゴム等は、変位量に応じゴムジョイント、シートジョイントの使い分けを計画している。

g. 止水ゴム等の性能試験について

止水ジョイント部は、地震時に構造物間に生じる相対変位と、その後の津波や余震により構造物間に生じる相対変位に対して止水性を確保するため、伸縮性を有するものとし、堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。これを踏まえ、止水ゴム等の性能を確認するために耐圧試験等を実施する。

ゴムジョイントの試験は、所定の変位を与えた上で津波荷重相当の荷重での耐圧試験を実施する。

ゴムジョイントの耐候性については、メーカーによる試験結果を確認した結果、ゴムジョイントに使用されるゴムの伸びが半減する期間が約 38 年（気温条件：30℃）で、ゴムの伸びが半減しても有意な硬化はなく、十分な変形性能（伸び率 225%）を有している。

シートジョイントの試験は、継続載荷試験、津波荷重相当の荷重での耐圧試験及び母材の耐候性試験（紫外線を照射し、初期値と照射後の引張強度の確認）を実施する。耐候性試験は JIS L 1096 「織物及び編物の生地試験方法」に基づき、5

年，10年，及び15年に相当する耐候性を確認する（現在試験中）。今後，耐候性試験結果に基づき適切にシートジョイントの耐用年数を設定し，供用後の維持管理を行うと共に，必要に応じさらなる耐候性試験を実施し，耐用年数を見直していく。

止水ゴム等の耐圧試験例を第1-26図に示す。



第1-26図 止水ゴム等の耐圧試験例

## 8) 防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針

防潮壁境界部は空隙を設けない構造とすることから、隣接する躯体同士が地震時の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリート壁体が損傷をしないことを確認する。

具体的には、以下の式により隣接する防潮壁躯体あるいは鉄筋コンクリート防潮壁側の堅壁の慣性力を防潮壁側面に載荷して、支圧応力度の照査を実施する。ここで、慣性力と防潮壁側面の概念図を第 1-27 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力  $F$  :

$$F = ma$$

$m$  : 鉄筋コンクリート防潮壁側の慣性力

$a$  : 地震時加速度

防潮壁側支圧応力度  $\sigma_{cv}$  :

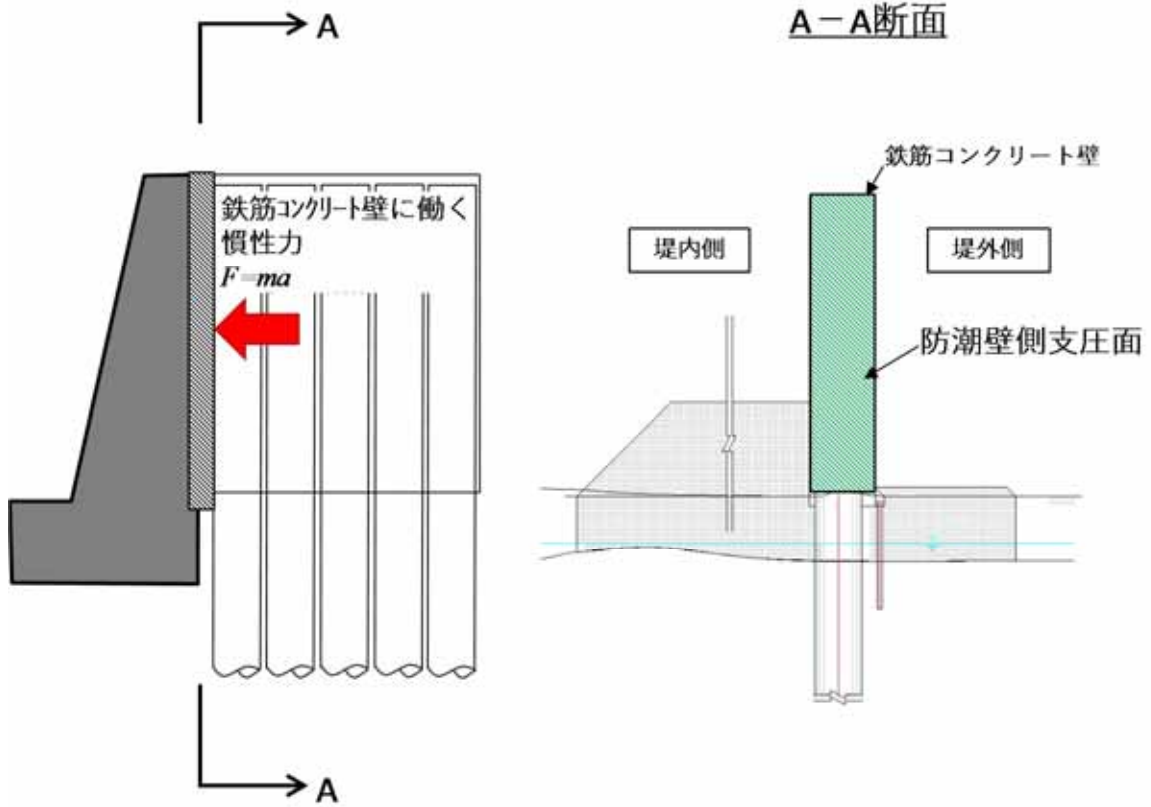
$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

$b$  : 防潮壁の幅

$h$  : 防潮壁高さ

$\sigma_{ca}$  : 支圧応力度の許容応力度

(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) に従う)



第 1-27 図 慣性力と防潮壁側面の概念図

## 9) 地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針

地盤高さの嵩上げ（改良体）は、津波荷重等に対する上部工の変位の抑制を目的としている。したがって、地盤高さの嵩上げのせん断力が改良体のせん断強度以内であることを二次元有効応力解析及び二次元フレーム解析にて確認する。

また、二次元有効応力解析で得られる地震時における地盤高さの嵩上げの防潮壁境界部の離隔を確認するとともに、二次元フレーム解析による津波時の防潮壁の変形量と比較し、津波時の防潮壁の変形量を下回ることを確認する。

地盤高さの嵩上げの基本設定及び設計方針については、表層改良体と共に第 1-29 図に示す。

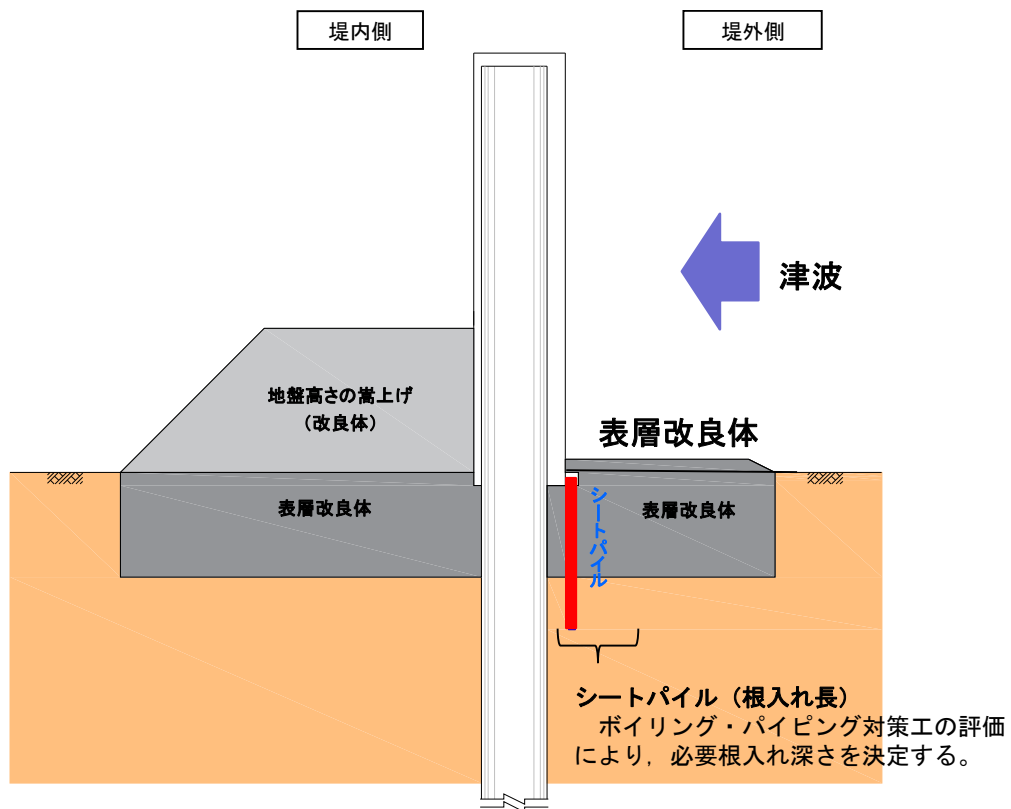
## 10) 表層地盤改良及びシートパイルの設定方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁周りの表層付近の地盤においては、地震時における変形や津波による洗掘などに対して、浸水防護をより確実なものとするために、地盤改良の実施及びシートパイルの設置を行う。第 1-28 図に地盤改良及びシートパイルのイメージ図を示す。

表層改良体の深さ方向の範囲は、表層地盤の過剰間隙水圧比が比較的高い範囲や杭体に生じる断面力の低減等を考慮し設定する。また、堤内側の表層改良体の幅は、地盤高さの嵩上げが地震時に損傷に至らない範囲を考慮し設定する。堤外側の表層改良体の幅は、地盤改良に係る指針類に基づき範囲を設定する。

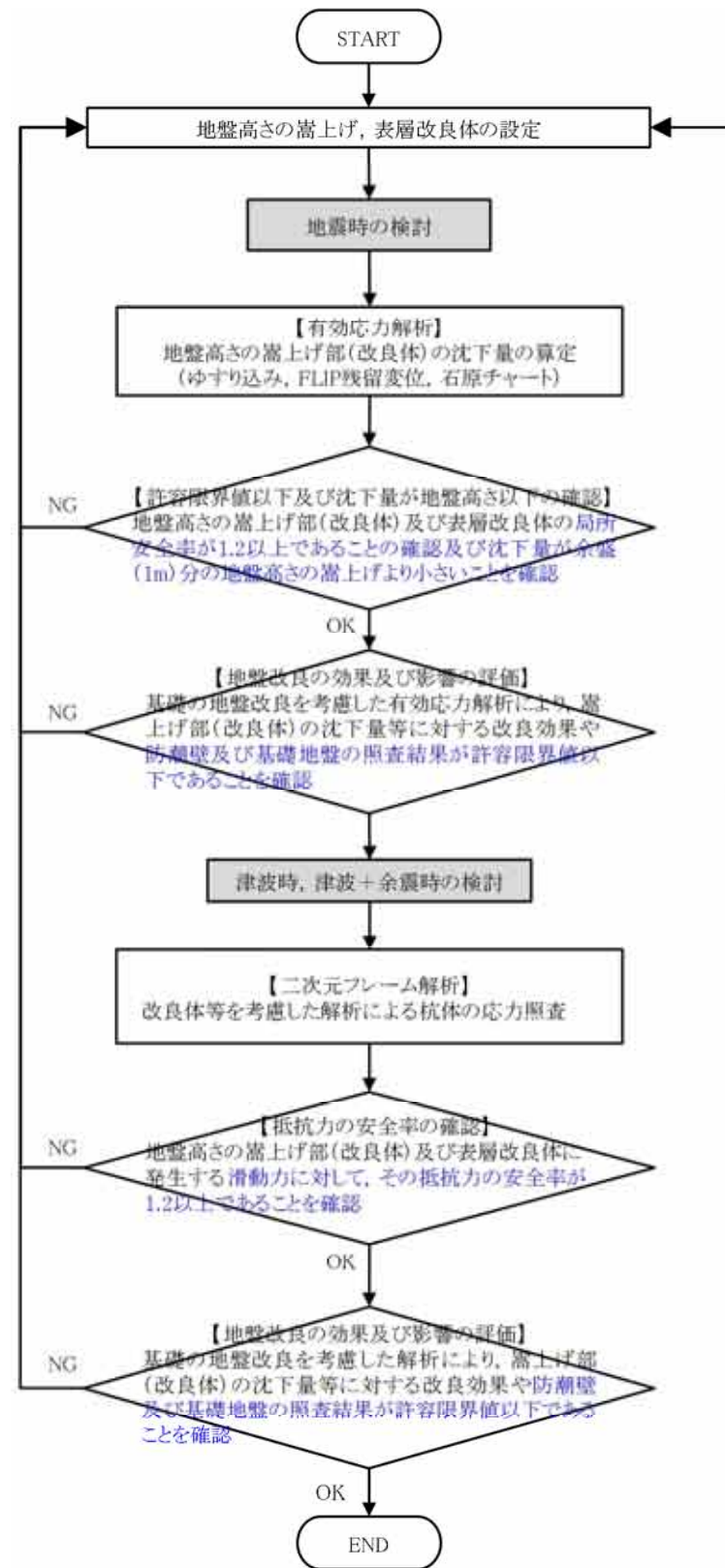
地盤改良工法は、改良対象地盤の物性、地下水位、施工性などを考慮して選定する。また、地盤剛性の急変部により杭体に局所的な応力を発生させないように、地盤剛性が上層から下層に向けて、やや大きめの剛性から原地盤に近い剛性に移行するような改良仕様を設定する。地盤高さの嵩上げ部は、地盤内部のすべりに対する安全率を確保するためにセメント改良工法を選定する。

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の基本設定方針及び評価方針を第 1-29 図に示す。



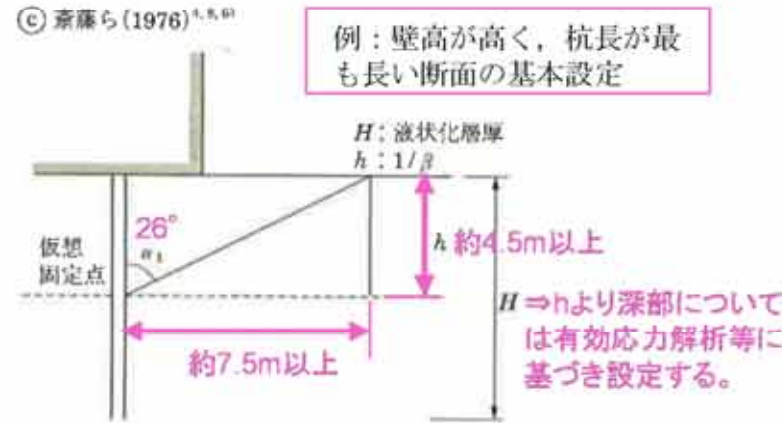
第 1-28 図 地盤改良及びシートパイルのイメージ図





### ■表層改良体の範囲に係る基本設定

(1) 鋼管杭の $1/\beta$ 領域下端からの受働崩壊角の領域  
 表層改良体の幅の設定方法は、「建築基礎構造設計指針 日本建築学会」(2001)を参考にして設定する。  
 杭基礎の場合、水平方向の支持力が確保されるよう、仮想固定点( $1/\beta$ )から受働崩壊角を描いて改良範囲が提案されている。



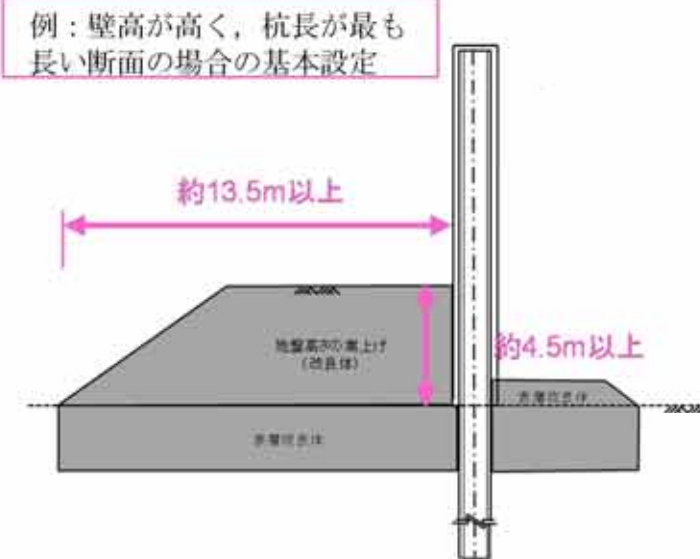
仮想固定点となる深さ $h (=1/\beta)$ より受働崩壊角を設定することで、地盤改良幅の範囲を設定する。なお、基礎の特性値( $\beta$ )の計算等は、道路橋示方書・同解説に準拠する。

$\beta$  : 基礎の特性値  $= \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  ( $m^{-1}$ )  
 ここに、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 ( $kN/m^3$ )  
 $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$   
 $k_{H0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平版載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数  
 $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$  ( $kN/m^3$ )  
 $\alpha = 2.0$  : 津波時 (地盤改良土)  
 $E_0$  : 地盤の変形係数 ( $kN/m^2$ )  
 $EI$  : 基礎の曲げ剛性 ( $kN \cdot m^2$ )  
 $D$  : 杭径 (m)  
 $B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

### ■地盤高さの嵩上げの範囲に係る基本設定

(1) 地盤高さ嵩上げの界面すべり  
 地盤高さの嵩上げ (改良体) の幅及び高さの基本設定は、簡便に地盤高さの嵩上げが持つ受働土圧に対しての滑動抵抗力を照査し設定する。

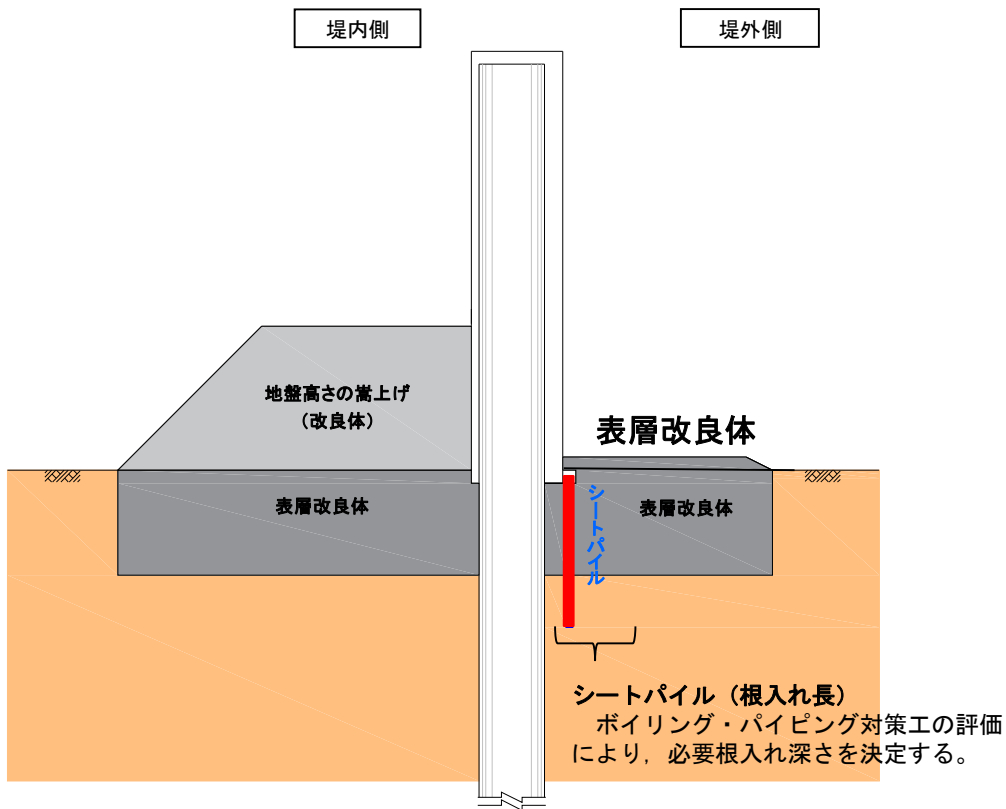
- 地盤高さの嵩上げ底面のせん断抵抗力  
 $H_u = C \cdot B + V \cdot \tan \phi$   
 $C$  : 嵩上げ部 (改良体) の粘着力 ( $kN/m^2$ )  
 $B$  : 嵩上げ部 (改良体) の底面幅 (m)  
 $V$  : 嵩上げ部 (改良体) の重量 ( $kN/m^3$ )  
 $\phi$  : 嵩上げ部 (改良体) の内部摩擦角度 ( $^\circ$ )
- 地盤高さの嵩上げ部 (改良体) の受働圧 $H_p$   
 $H_p = 1/2 \times K_p \cdot \gamma \cdot h^2 + 2 \cdot C \cdot h$   
 $K_p$  : 嵩上げ部 (改良体) の受働土圧係数  
 $\gamma$  : 嵩上げ部 (改良体) の単位体積重量 ( $kN/m^3$ )  
 $h$  : 嵩上げ部 (改良体) の高さ (m)  
 $C$  : 嵩上げ部 (改良体) の粘着力 ( $kN/m^2$ )
- 安全率  $SF = H_u / H_p$



第 1-29 図 地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の基本設定方針及び評価方針

① ボイリング，パイピング防止対策の検討方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁には，津波時において堤外側と堤内側の水位差による，堤外側から堤内側への浸透圧に対して，堤外側にシートパイルの設置や堤内外の表層地盤改良により，堤内側の地盤の有効重量が浸透圧よりも十分に大きくなるようにすることで，安全性を確保する方針とする。第 1-30 図にボイリング，パイピング防止対策工の概念図を示す。



第 1-30 図 ボイリング，パイピング防止対策工概念図

a. ボイリング防止対策

津波時において防潮堤の堤外側と堤内側の水位差による堤外側から堤内側への浸透圧に対して、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤外側にシートパイルを設置し、堤内側の地盤の有効重量が浸透圧よりも十分に大きくなるようにすることで、安全性を確保する方針とする。

ボイリングの検討は、堤内側の土の有効重量とシートパイル先端位置に作用する平均過剰間隙水圧との比を取って下式より照査する。第 1-31 図にボイリング防止対策の説明図を示す。

$$F_s = \frac{W}{u}$$

ここに、

$u$  : 土止め壁先端に作用する平均過剰間隙水圧

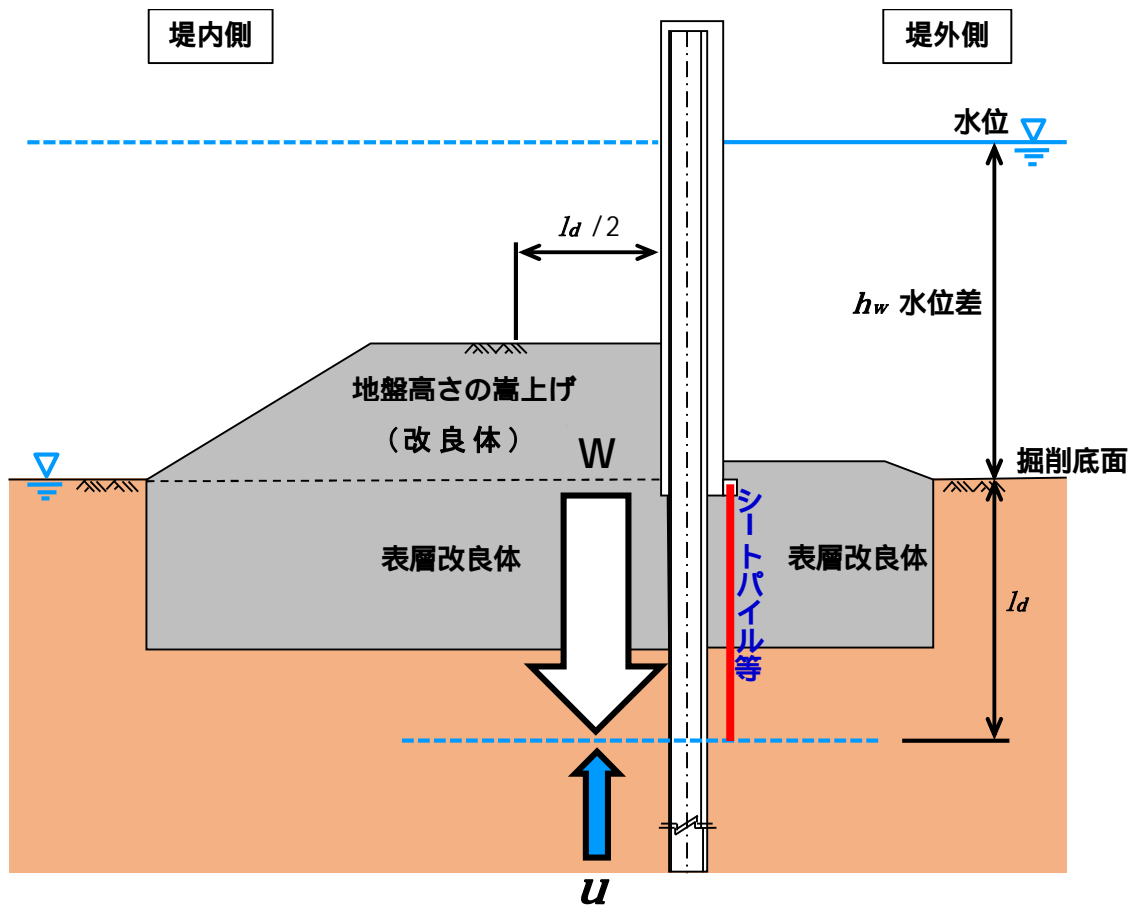
$W$  : 土の有効重量

$$W = \gamma' l_d$$

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量

$l_d$  : 土止め壁の根入れ深さ

なお、安全率( $F_s$ )は、土木学会トンネル標準示方書、開削工法編に準拠し、 $F_s \geq 1.5$ を確保する。



第 1-31 図 ボイリング防止対策の説明図

b. パイピング防止対策

津波時において防潮堤の堤外側と堤内側の水位差による堤外側から堤内側への浸透圧に対して、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤外側のシートパイルの設置や堤内外の表層改良体により、堤内側の地盤の有効重量が浸透圧よりも十分に大きくなるようにすることで、安全性を確保する方針とする。第 1-32 図にパイピング防止対策の説明図を示す。

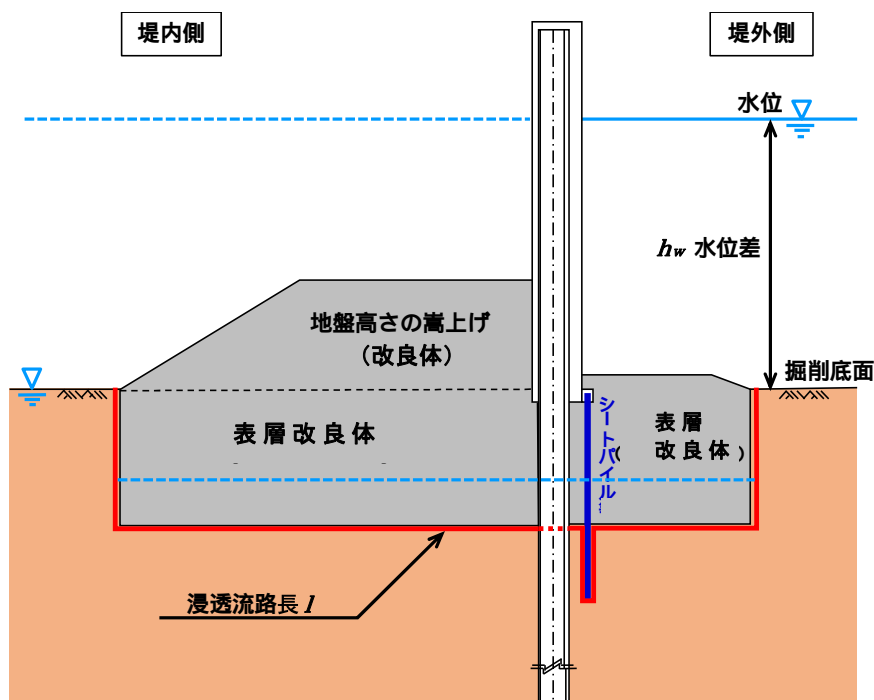
パイピングに対する検討は浸透流路長と水位差の比を考慮した下式により算出する。

$$l / h_w \geq F_s$$

ここに、 $l$ : 浸透流路長

$h_w$ : 水面から掘削底面までの高さ (水位差)

なお、安全率 ( $F_s$ ) は、土木学会トンネル標準示方書、開削工法編に準拠し、 $F_s \geq 2.0$  を確保する。



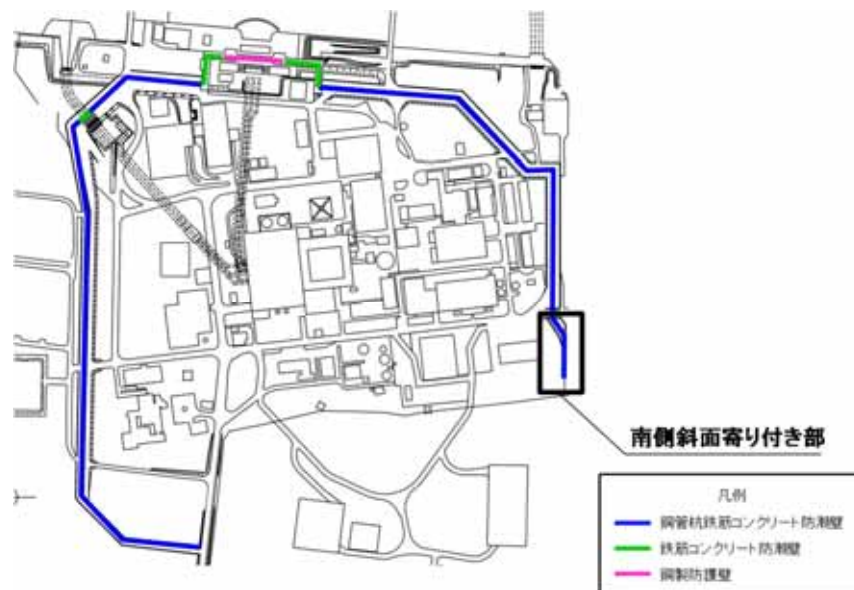
第 1-32 図 パイピング防止対策の説明図

## 1 1) 防潮壁の地山寄り付き部における設定方針

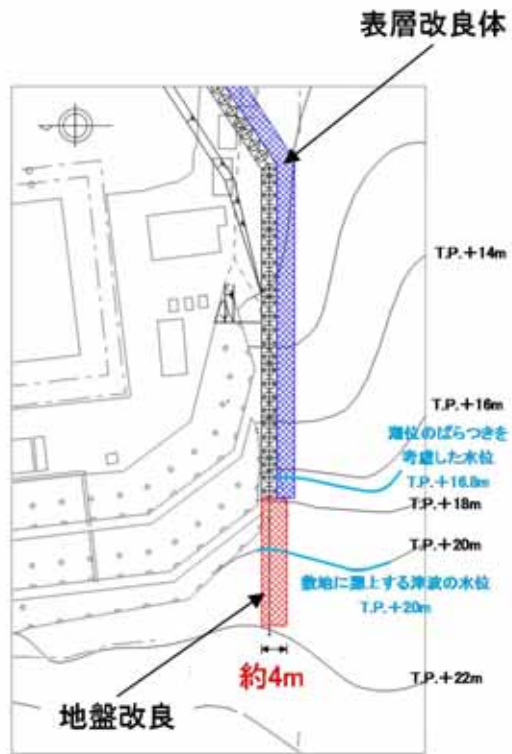
津波に対して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の前面の洗掘防止対策は，津波時において壁に作用する津波荷重に対して，防潮壁前面の表層地盤強度が津波荷重よりも大きくなるように，十分な安全余裕を持たせた地盤のせん断強度を確保する地盤改良強度を設定する。

$$\text{津波荷重} \leq \text{防潮壁前面の表層地盤せん断強度}$$

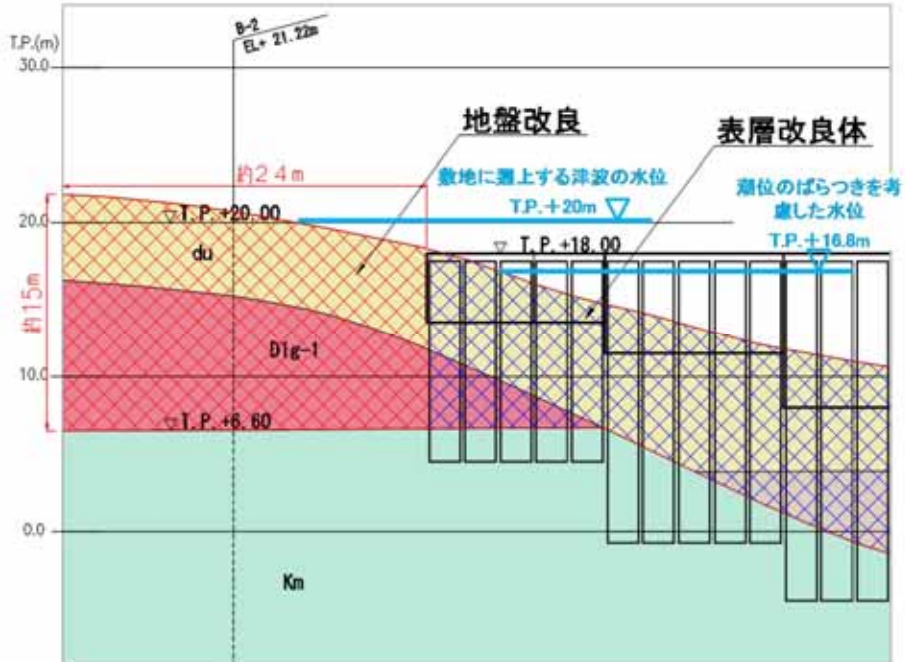
また，敷地南西部においては，防潮堤が南側丘陵地に寄り付くことから，津波遡上解析結果により，寄り付き部には津波が到達しないことを確認しているが，洗掘防止対策として，寄り付き部の範囲を地盤改良する。地盤改良の対象は，du 層，D1g-1 層とし，防潮堤の天端である T.P. +18m に余裕を持たせて T.P. +22m までの範囲を対象とする。また，地盤改良幅は，隣接する防潮壁の幅に余裕を持たせて 4m とし，縦断方向の改良範囲は地山高さに合わせて適切に設定する。防潮壁寄り付き部の平面図を第 1-33 図，第 1-34 図に，断面図を第 1-35 図に示す。



第 1-33 図 防潮壁全体平面図



第 1-34 図 防潮壁寄り付き部拡大平面図



第 1-35 図 防潮壁寄り付き部断面図

## 1 2) 防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤外側，堤内側には表層地盤改良を実施しているため，地震による表層地盤の沈下は軽微であると判断するが，保守的に地下水位を原地表面高さとした有効応力解析により残留沈下量を算出する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，底部を地盤に十分に根入れすることで，津波による下部からの浸水を確実に防護する構造とする。

防潮壁底部の地盤根入れ長が，地震時に生じる地盤面の沈下量以上であることを確認する。第 1-36 図に地震に伴う防潮壁の地表面沈下量算定に関する概念図を示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁底部の地盤根入れ長

$$> \text{地震による地盤面沈下量} = \text{①} + \text{②} + \text{③}$$

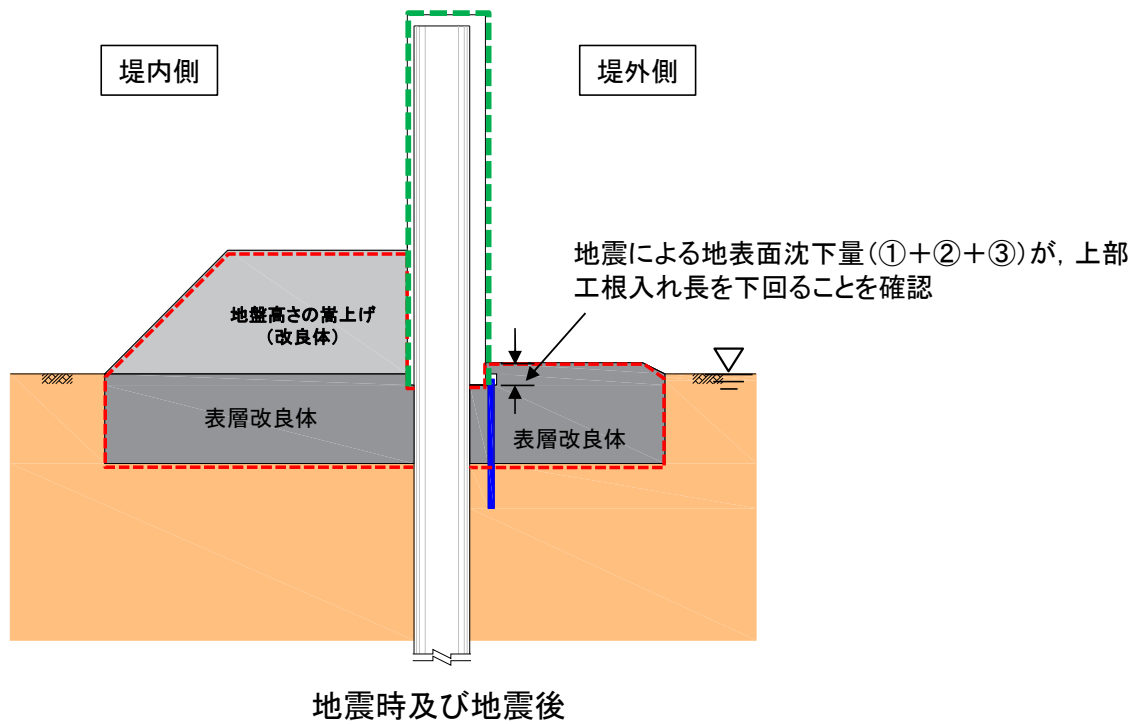
なお，考慮する地震時の沈下量は，以下の沈下量とする。

- ①不飽和土層の揺すり込み沈下量
- ②有効応力解析により算出した残留沈下量
- ③過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量

揺すり込み沈下量は，「鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造編（平成 2 5 年編），耐震設計編（平成 2 4 年改編）」に準じて算出する。

また，有効応力解析結果より求められる防潮壁堤外側地盤の残留鉛直変位量及び液状化検討対象層のせん断ひずみから算定される地層ごとの過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を算出する。



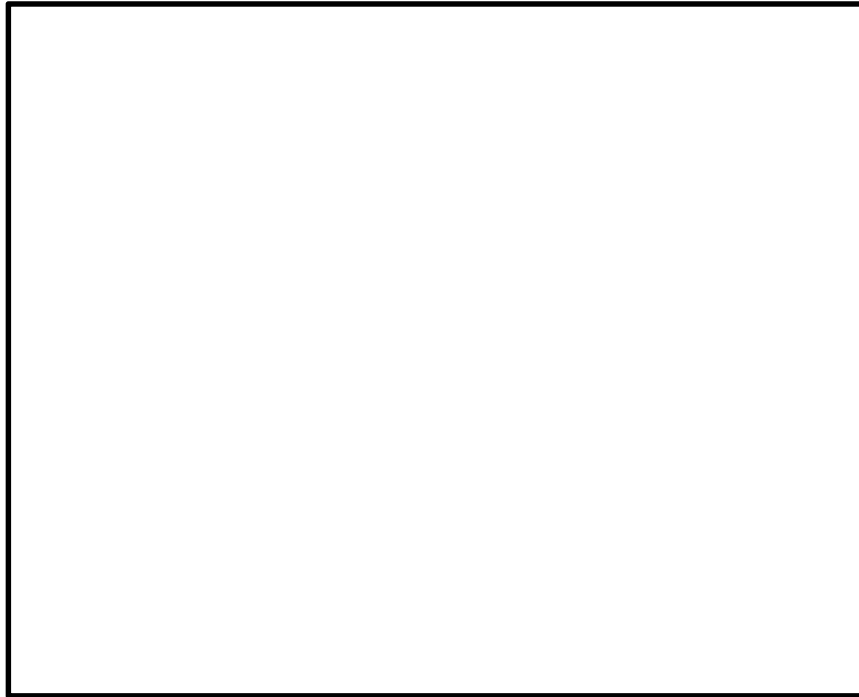


第 1-36 図 地震に伴う防潮壁の地表面沈下量算定に関する概念図

1 3) 構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針

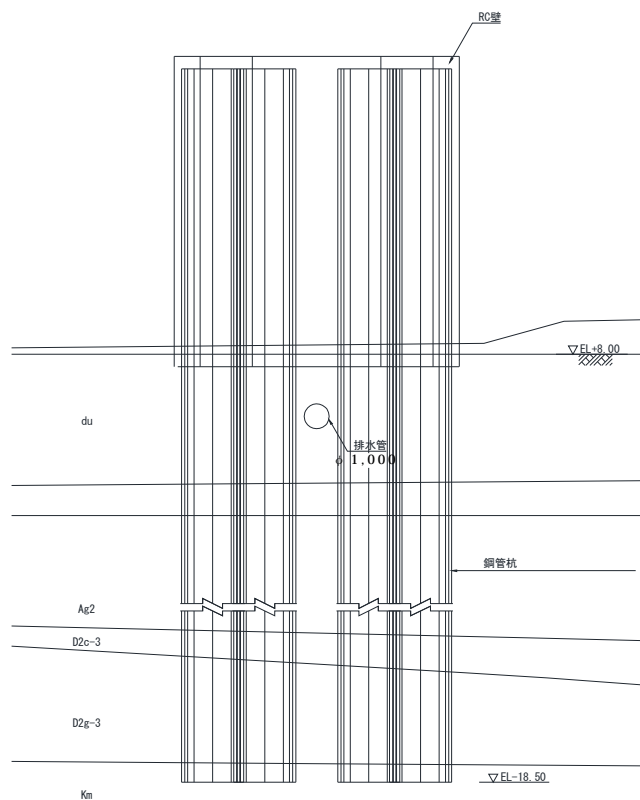
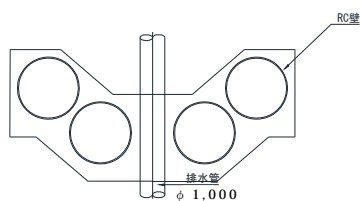
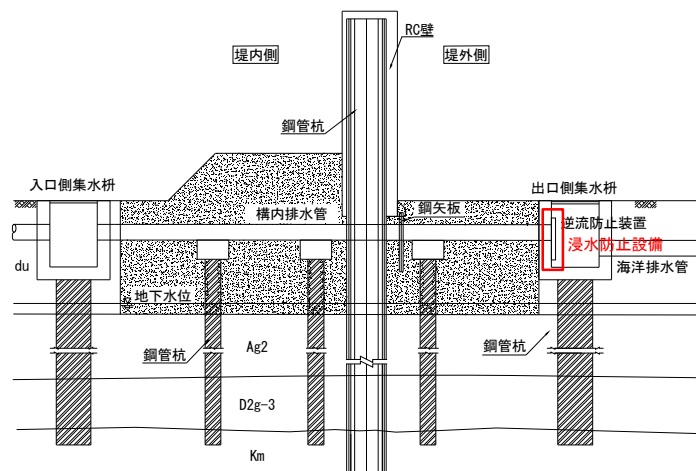
防潮堤内の降雨等を想定した構内排水路については、第 1-37 図に示すとおり、複数箇所では防潮壁を横断して設置される。

構内排水路は直径 1m の鋼製の管路であり、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁はこれを跨いで設置する。



第 1-37 図 構内排水路設置位置図

構内排水路交差部の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭は第 1-38 図に示す通り杭を一部重ねて配置した構造とする。



注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-38 図 構内排水路と鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

との交差部断面図

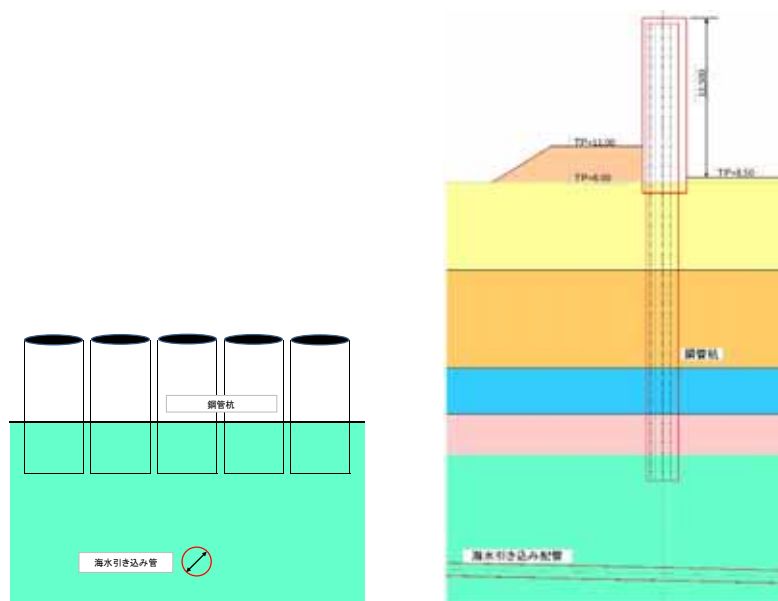
#### 1 4) 海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針

海水引込み管は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造である鋼管杭先端よりも深い深度に設置される。第 1-39 図に海水引込み管の位置図を，第 1-40 図に交差部の断面イメージ図を示す。

鋼管杭の先端と海水引き込み管の天端の離隔距離は，『トンネル標準示方書 シールド工法編』を参考に，地震時応答解析に基づいた確認を行った後，安全な離隔距離を設定する。



第 1-39 図 海水引込み管位置図



第 1-40 図 海水引込み管と鋼管杭の交差部断面イメージ図

1 5) 東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の交差部の設定方針

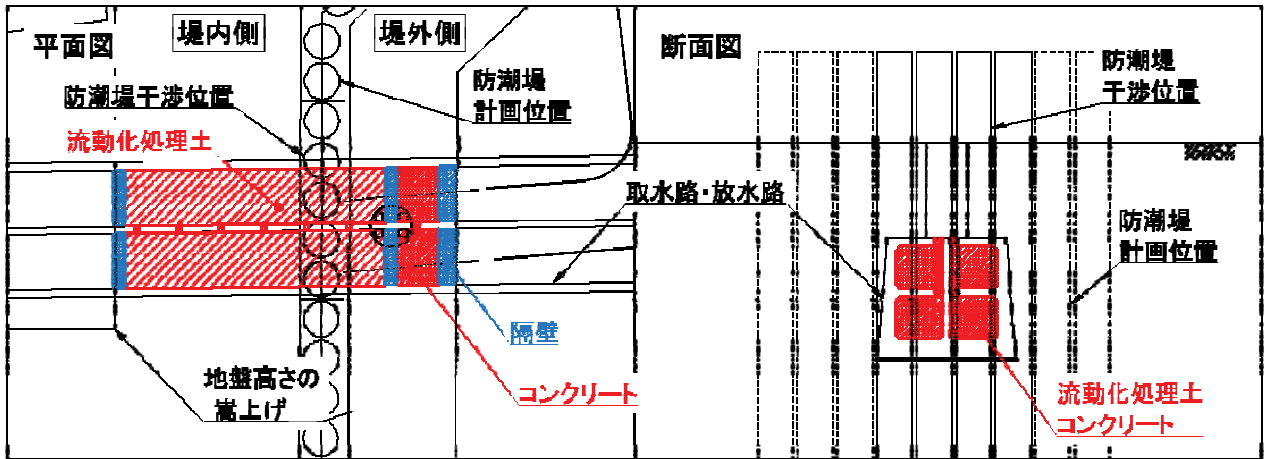
東海発電所 取水路・放水路は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の南東部で交差する。第 1-41 図に東海発電所 取水路・放水路と防潮壁の交差位置図を示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と干渉する取水路・放水路の範囲は、基本的に撤去する。防潮壁の鋼管杭を設置する範囲の前後においては、鉄筋コンクリートによる隔壁を設置して止水措置を行うこととする。また、取水路・放水路の内空は、流動化処理土等による埋め戻しを行うと共に地盤高さの嵩上げによる上載荷重を支える構造とし、海側においてはコンクリートを充填した止水措置とする。防潮壁横断部の取水路・放水路止水対策イメージ図を第 1-42 図に示す。

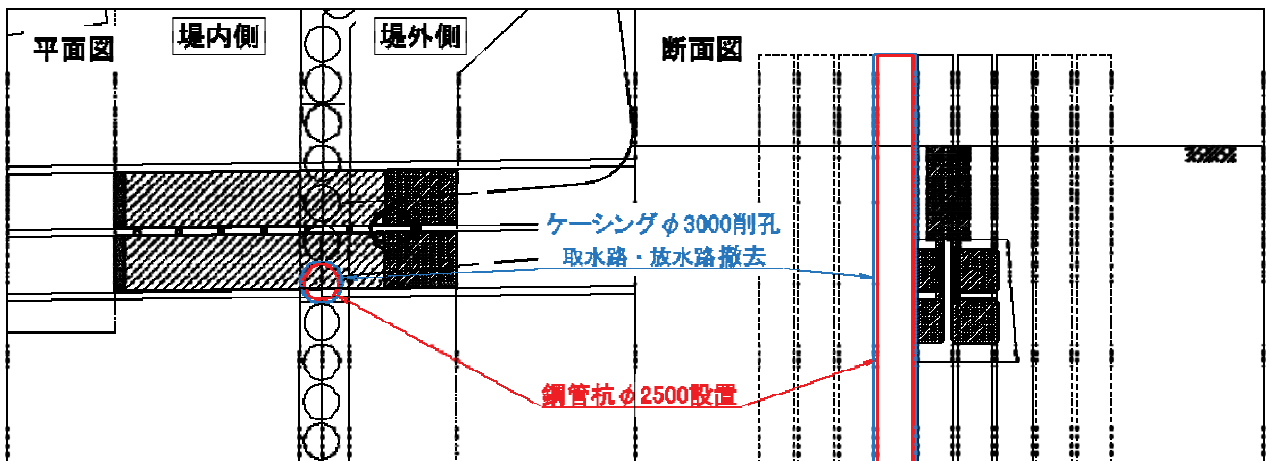


第 1-41 図 東海発電所 取水路・放水路交差部位置図

【STEP①】コンクリートおよび流動化処理土充填



【STEP②】ケーシング削孔～取水路・放水路撤去～鋼管杭設置



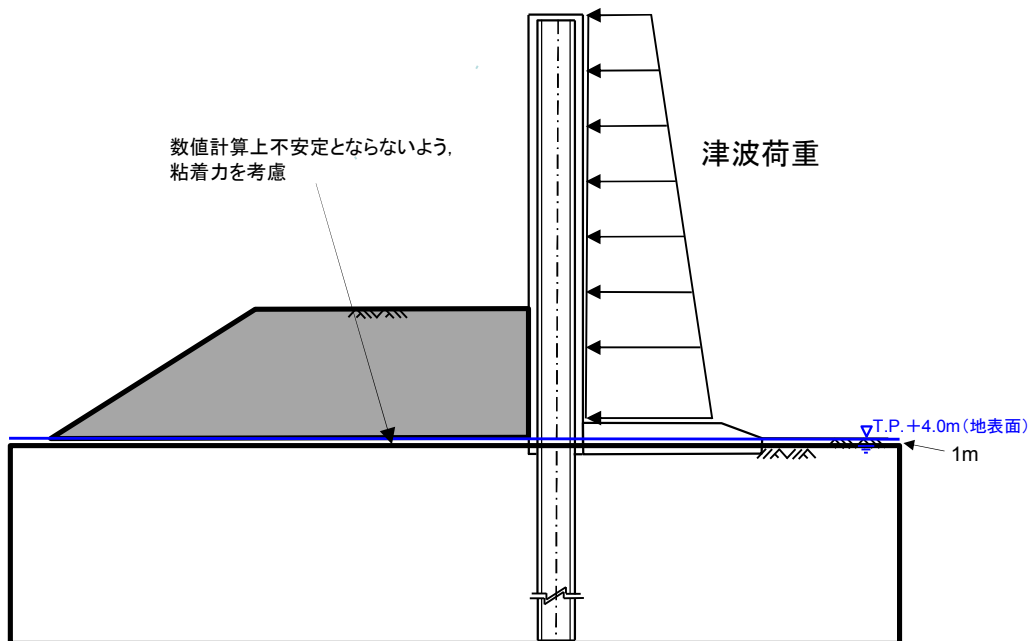
第 1-42 図 防潮壁横断部の取水路・放水路止水対策イメージ図

## 1 6) 構造物評価における地下水位の設定方針

防潮堤の堤内側の水位については、洗掘防止等の目的で設置される表層部の地盤改良体により上昇する可能性が想定される。

このため、構造物評価時の地下水位は、保守的に地表面に設定することとする。

ただし、有効応力解析での評価では、地表面まで水要素を配置させると数値解析上不安定とならないよう、地表面から 1m 範囲にはわずかな粘性を考慮できるように全応力要素を設定する（粘着力  $c$  の設定は、平均  $-1\sigma$  残留強度物性とする）。解析評価時の地下水位の設定図を第 1-43 図に示す。



第 1-43 図 地下水位の設定図

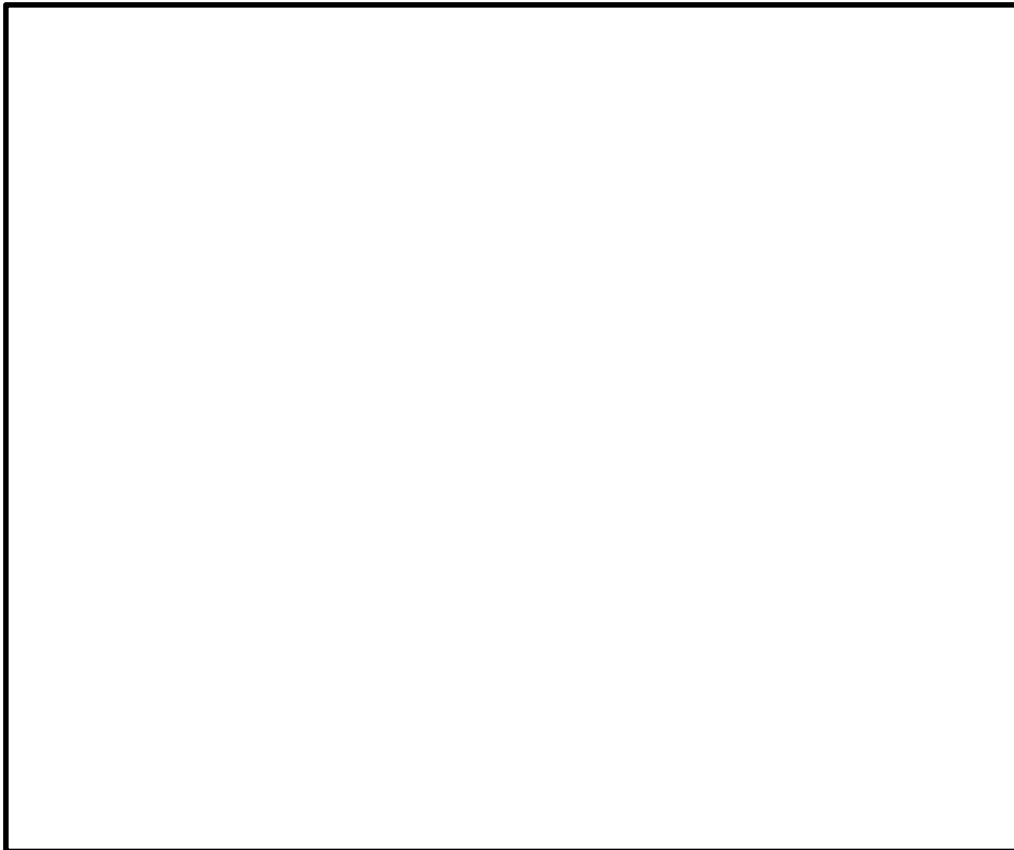
## 2. 施工実績（本設杭構造）

杭の最小中心間隔が 2.5D 未満であり，かつ一列配置とした本設構造物の実績について調査した結果を第 2-1 表に，施工事例写真を第 2-1 図に示す。

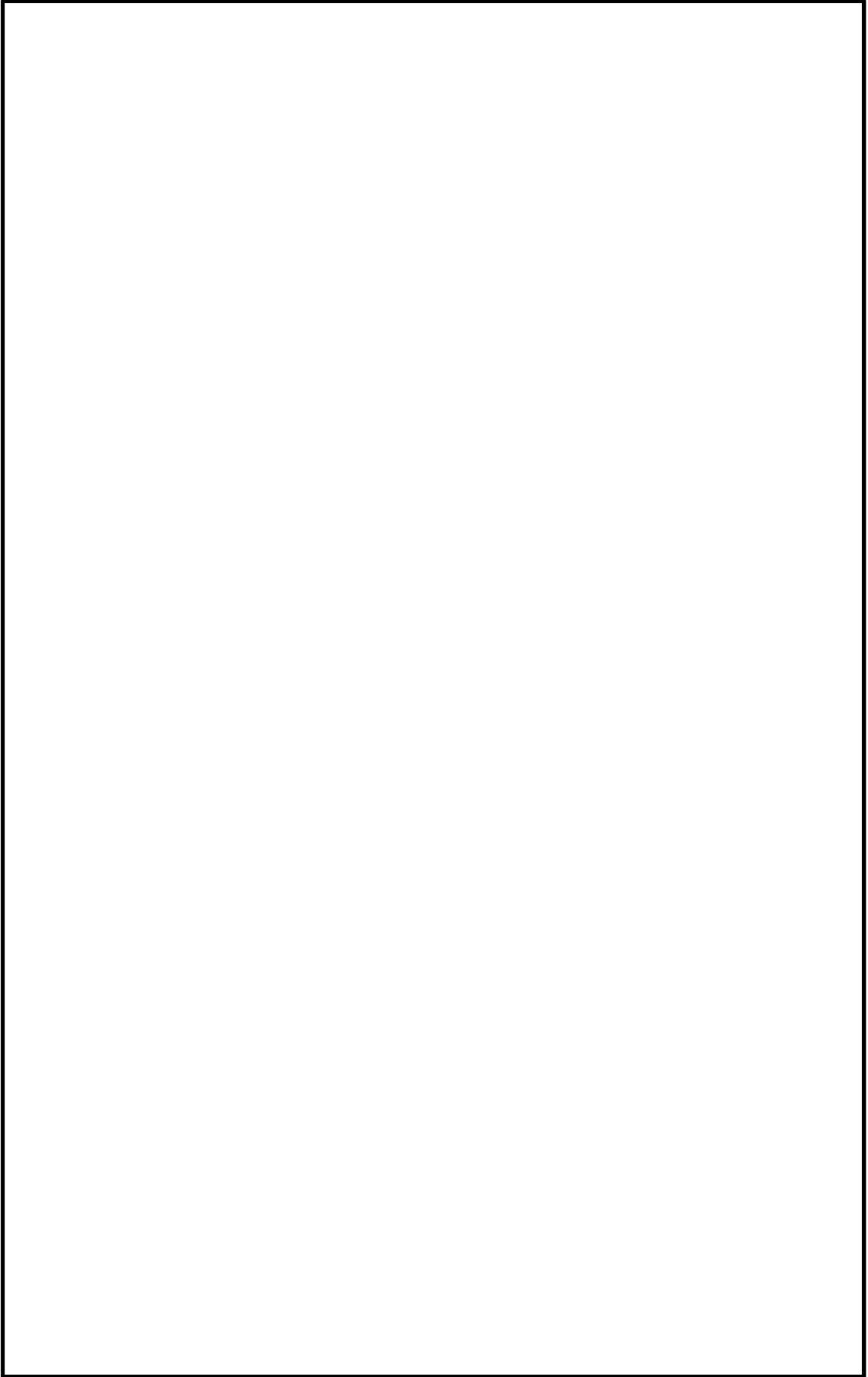
第 2-1 表 一列杭の本設構造物の実績

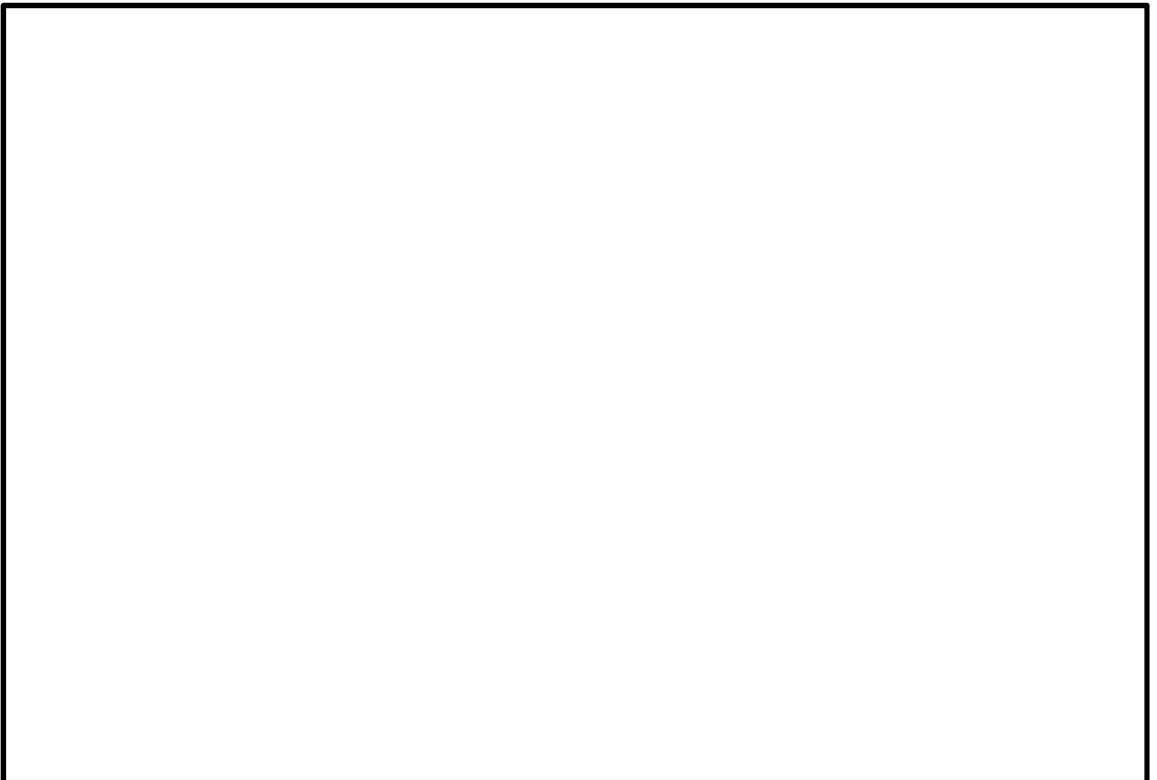
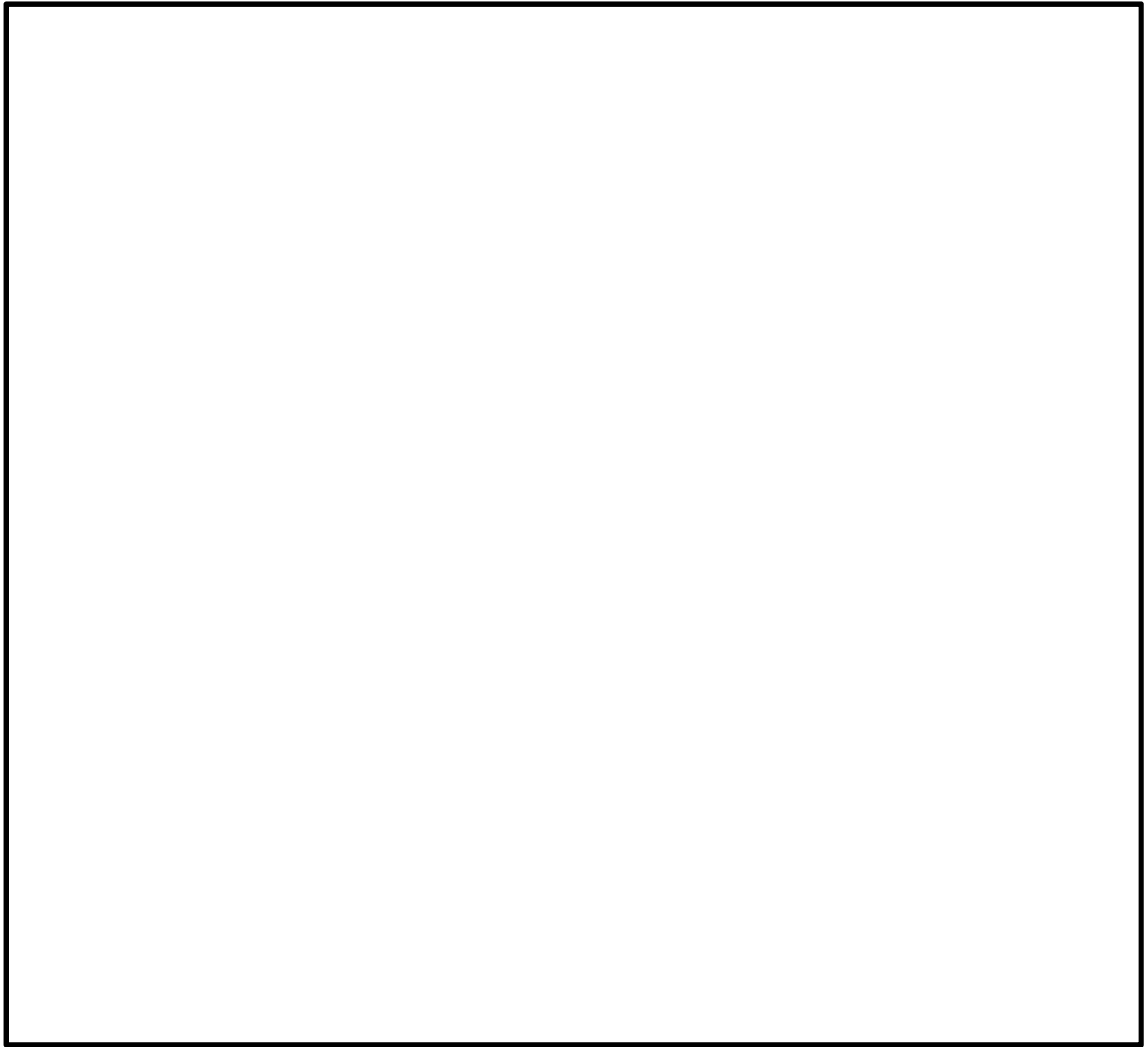
工事区分	件数			
	国土交通 省等	都道府県	民間 (高速道路, 鉄 道, ガス等)	計
河川護岸	10 件	115 件	1 件	126 件
海岸岸壁	39 件	47 件	1 件	87 件
道路（高速道路, 橋梁, トンネル等）	13 件	55 件	26 件	94 件
造成 (擁壁, 法面, 改良等)	2 件	8 件	3 件	13 件
その他	2 件	5 件	7 件	14 件

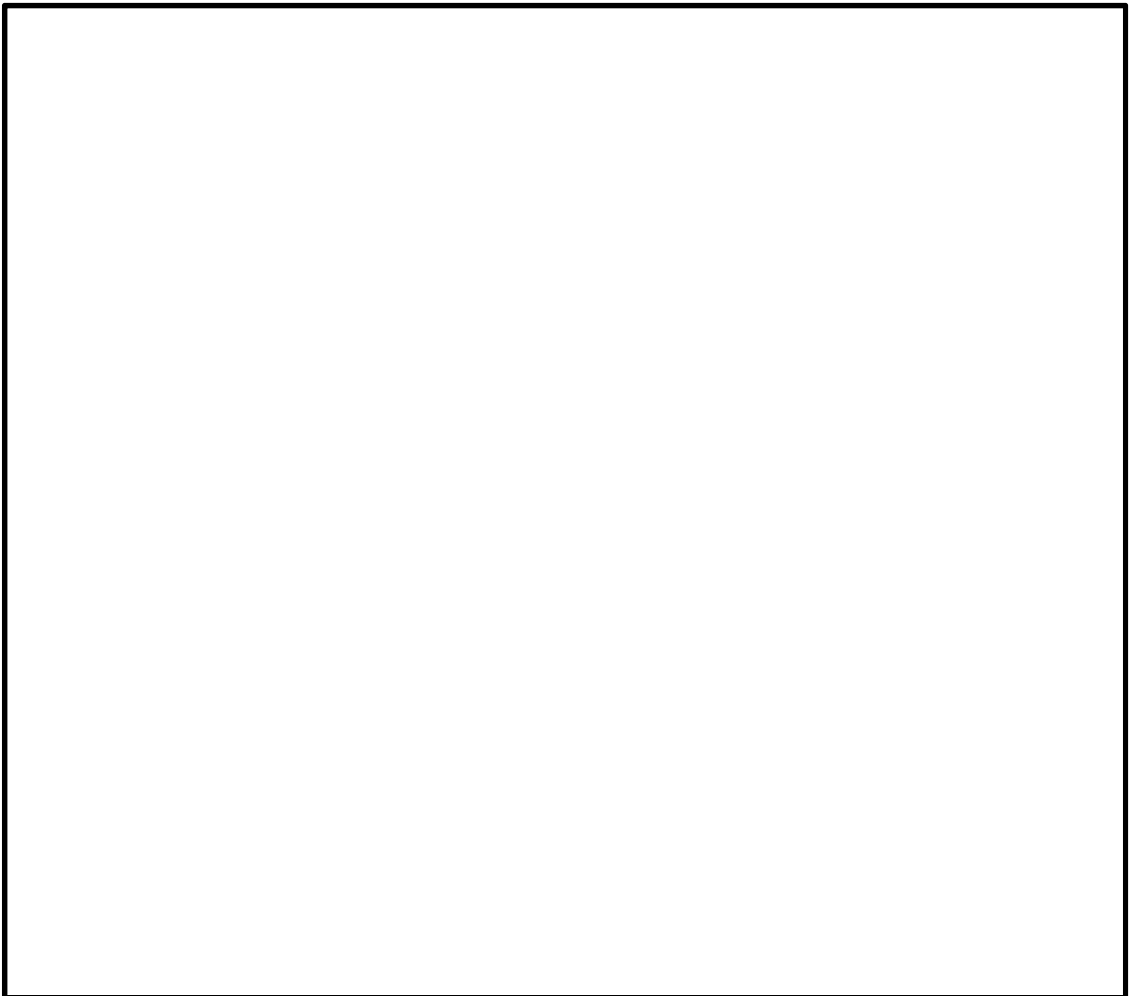
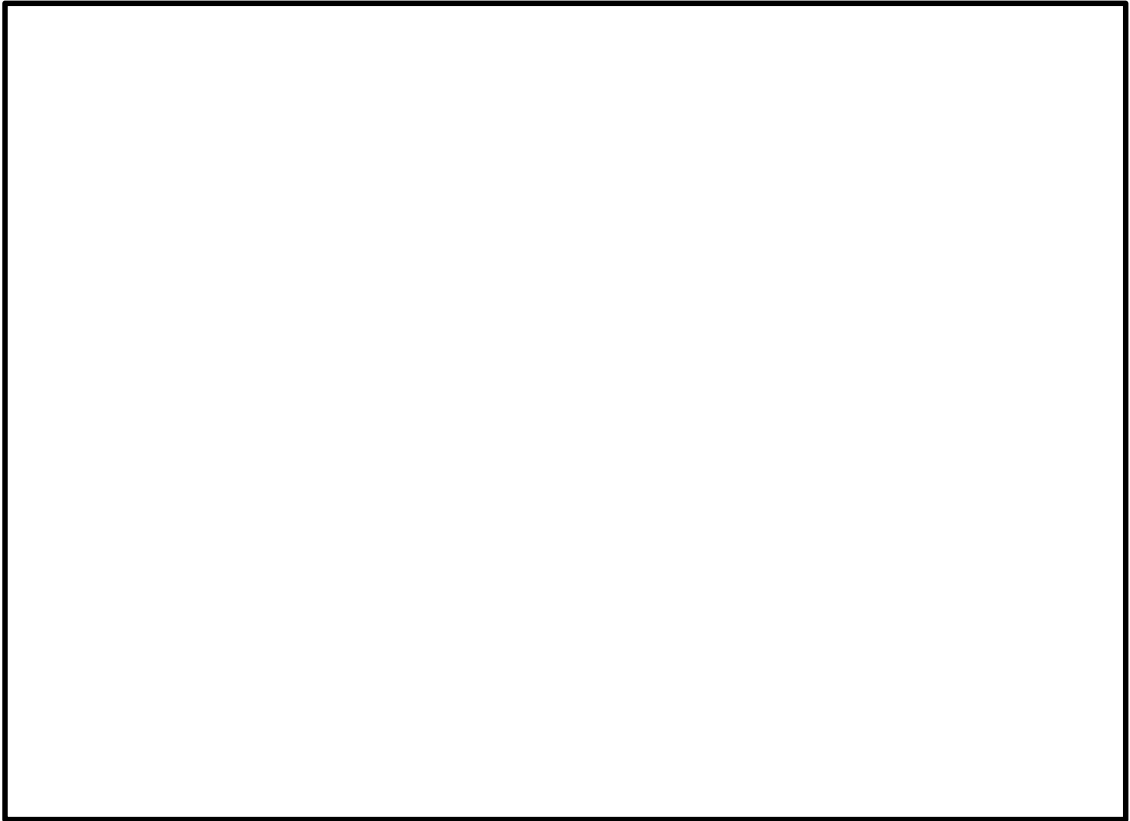
(2017 年 6 月 日本原子力発電(株)調査)



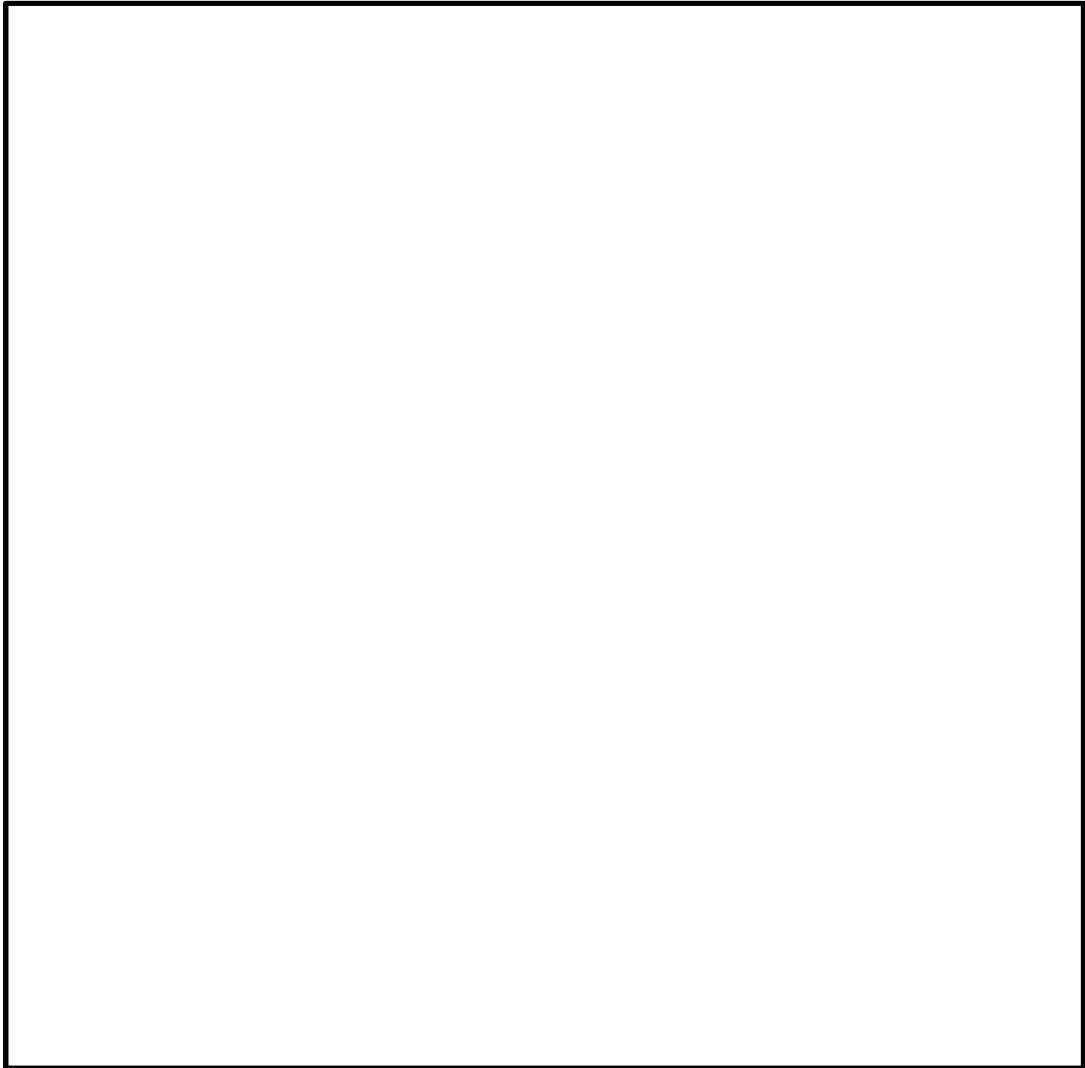
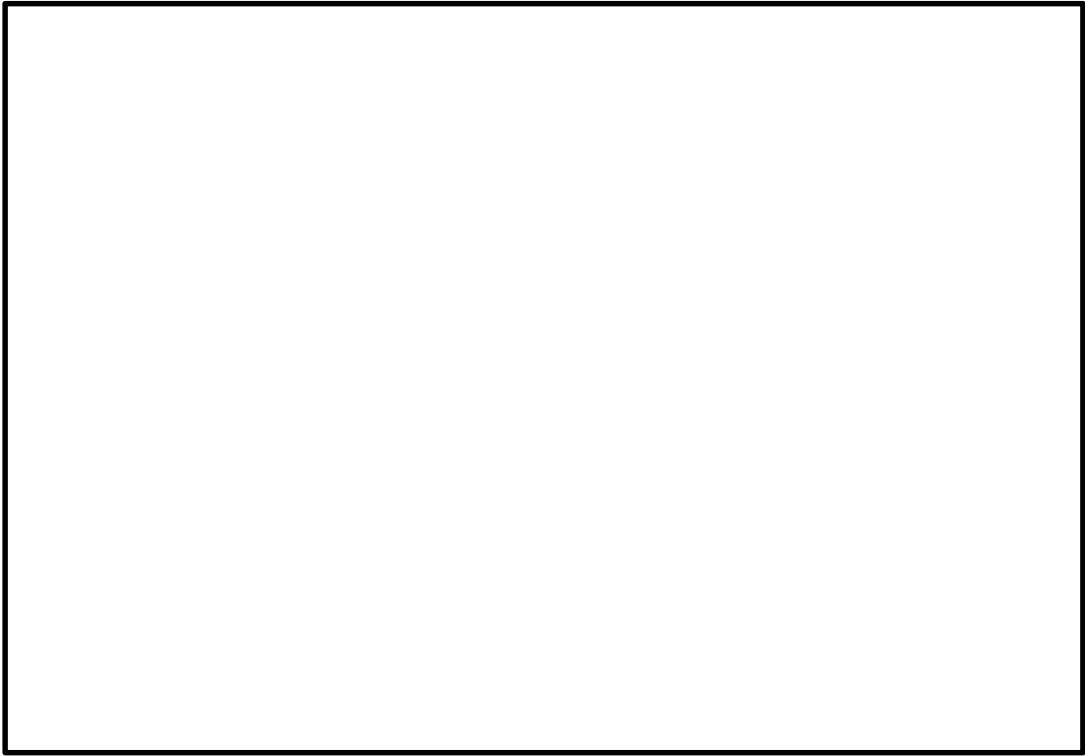


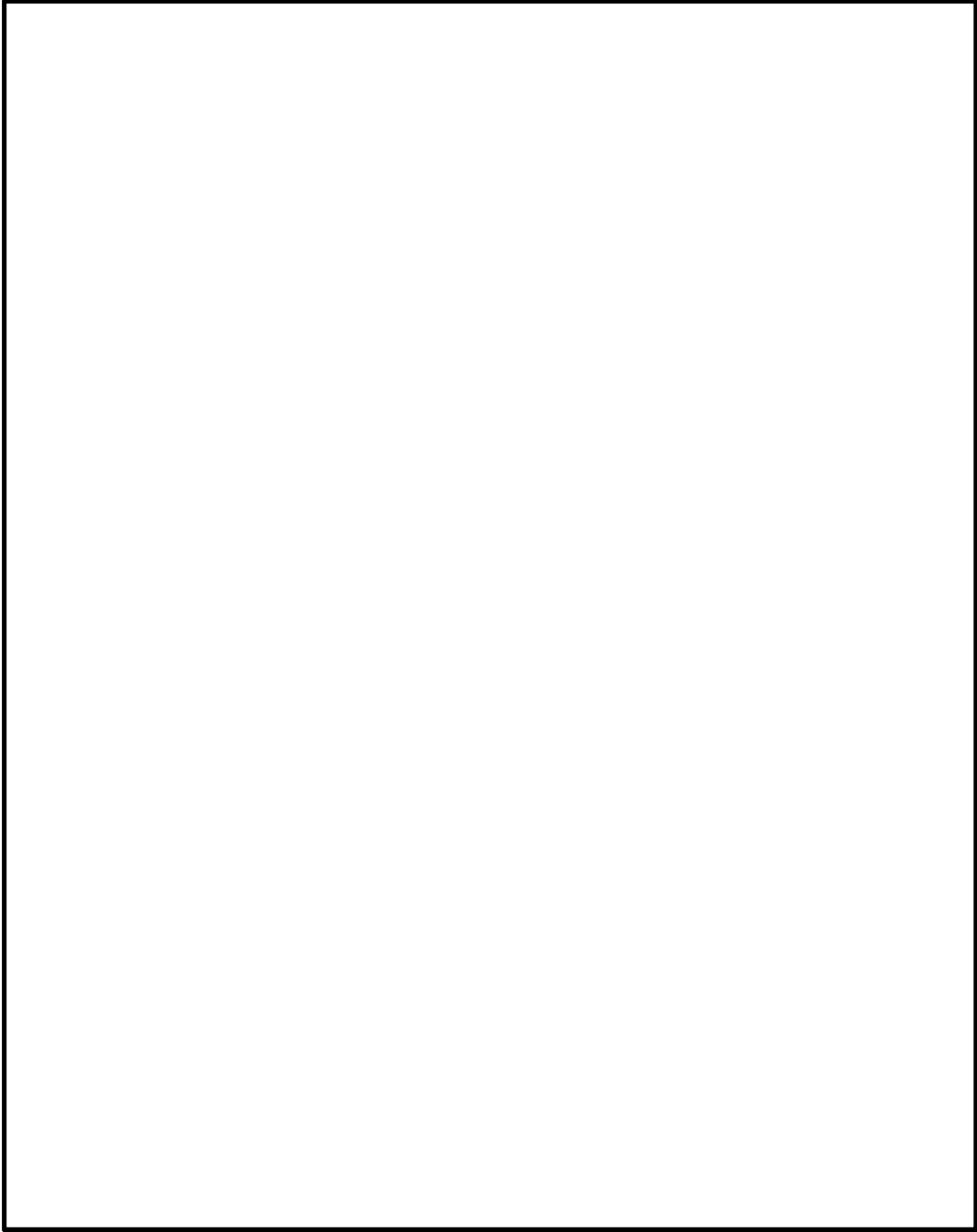


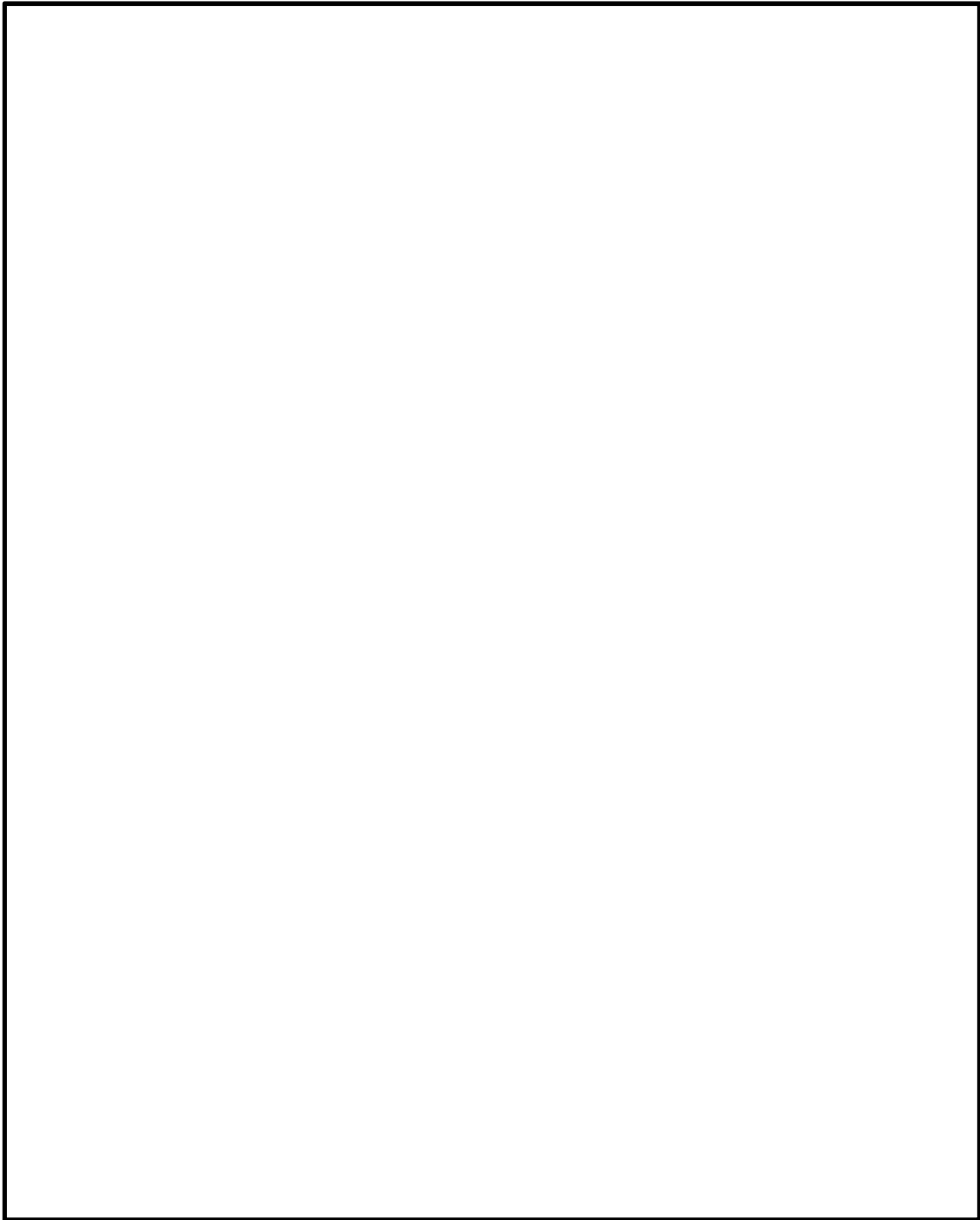










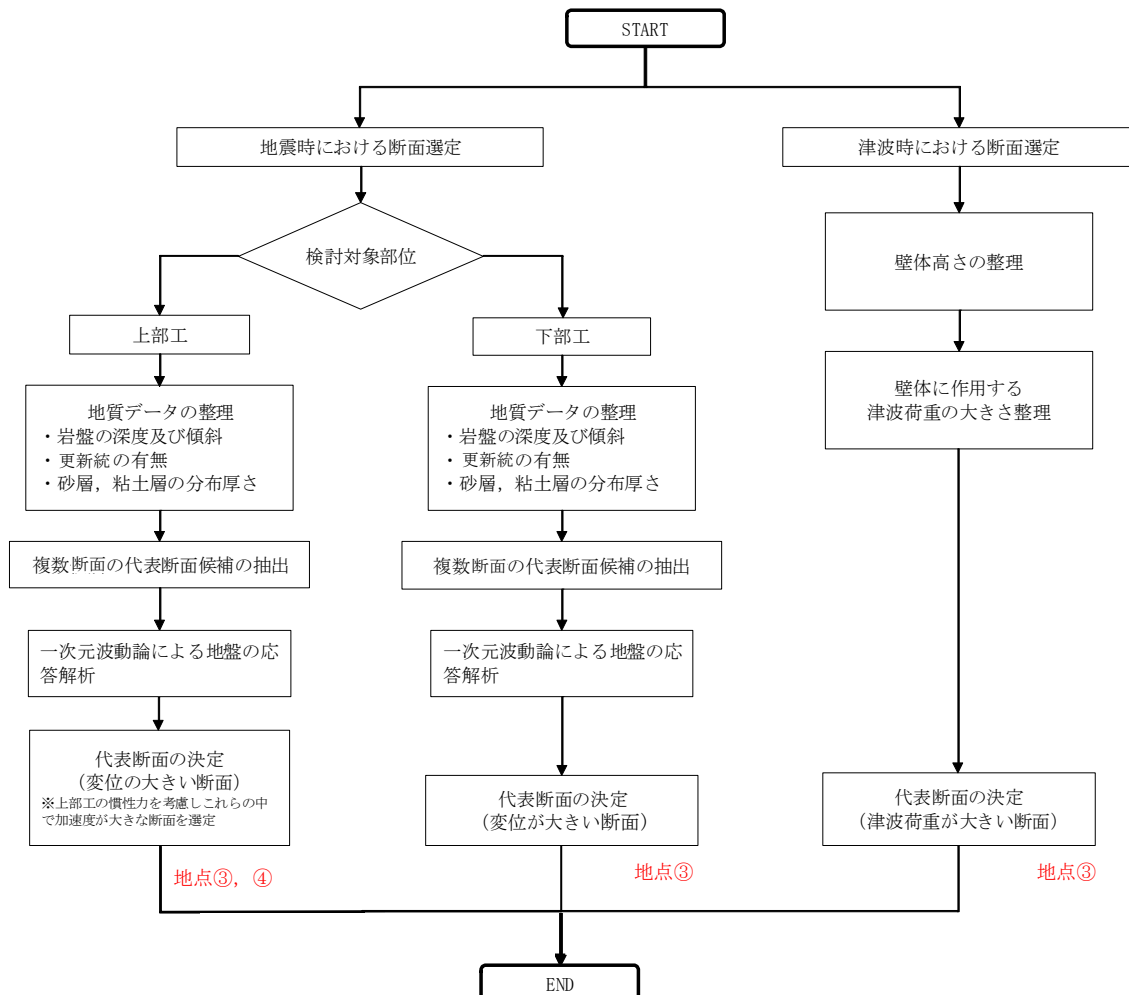


なお，これら施工実績の中で，設計情報が確認できたものについては，土圧算定や地盤反力係数の算定，液状化の判定など随所にわたって道路橋示方書が引用されていることを確認した。

### 3. 構造成立性評価

#### (1) 代表断面の選定

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は敷地の全域に渡り設置することから、岩盤の深度や地質分布の不確かさを考慮し、種々の解析条件を設定し評価する。また、敷地の地質・地質構造の特徴や遡上津波の特性等を踏まえ、考慮が必要な着目点を抽出し、それらを網羅的に考慮した代表断面選定及び解析モデルの設定を行う。評価断面の選定フローを第 3-1 図に、代表断面の候補地点を第 3-2 図に、代表断面選定における着眼点を第 3-1 表に示す。



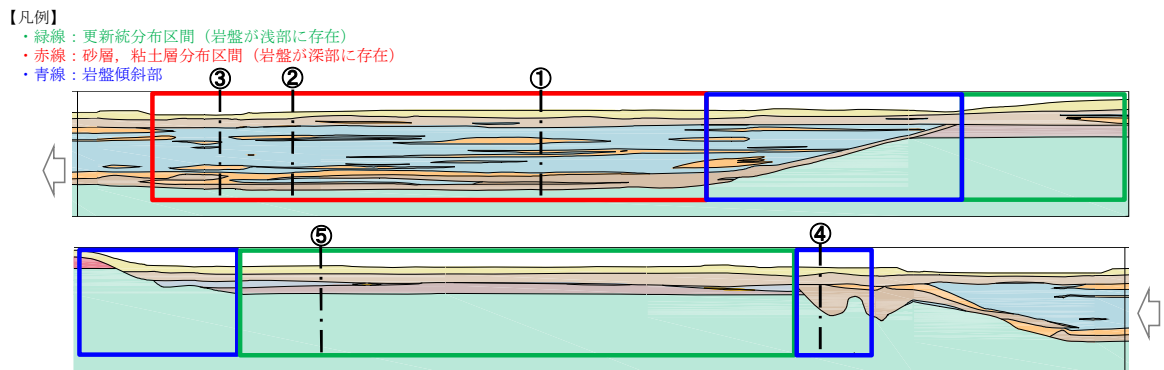
第 3-1 図 評価断面の選定フロー



代表断面の候補地点は、防潮壁の上部工及び下部工の評価結果に影響を及ぼすと考えられる地質的な特徴や津波荷重が大きくなる区間を考慮して抽出し、粘土層（Ac層）の合計層厚が最小の地点①及び最大の地点②、地表面標高が最も低く、岩盤が深部に存在する地点③、岩盤の傾斜角が最も大きな地点④（岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所）、基本的に水平成層であるが、更新統が堆積し、浅部に存在する地点⑤とした。



- 地点①：粘土層（Ac層）の合計層厚が最小の箇所
- 地点②：粘土層（Ac層）の合計層厚が最大の箇所
- 地点③：地表面標高が最も低く、岩盤が深部に存在する箇所
- 地点④：岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所
- 地点⑤：基本的に水平成層であるが、更新統が堆積し、岩盤が浅部に存在する箇所



第 3-2 図 代表断面の候補地点

第 3-1 表 代表断面選定における着眼点

着眼点	概要	抽出される地点
粘土層の層厚の影響	<p>防潮堤は敷地全域に渡り設置されるが、地質調査は全てのエリアを十分に網羅していない可能性を考え、地質分布の不確かさを考慮して、特に<u>粘土層の層厚の変化が地震応答解析へ与える影響</u>を評価する。</p>	<p>粘土層が厚く分布している地点、薄く分布している地点を選定する。(地点①, 地点②, 地点③)</p>
岩盤の深度(下部工長さ)	<p>敷地の岩盤上面深度は、敷地南部では約 T.P. -15m であり、北部では約 T.P. -60m であることから、構造物の設置位置により、構造物直下の<u>岩盤深度の差異が地震応答解析に与える影響</u>を評価する。</p>	<p>岩盤深度が深い地点及び浅い地点を選定する。 岩盤深度が深い地点 (地点①, 地点②, 地点③) 岩盤深度が浅い地点 (地点⑤)</p>
岩盤の傾斜	<p>敷地の第四系は概ね水平に堆積しているが、岩盤上面の深度が変化する区間が存在するため、岩盤の傾斜による構造物への影響を検討する必要がある。 <u>傾斜による地盤の差異が構造物へ影響を与える影響</u>を評価する。</p>	<p>岩盤の傾斜が急であるほど、1 ユニット内における杭の応答の差異及び上部工への影響の可能性が考えられることから、傾斜角が最も大きい地点を選定する。(地点④)</p>

代表断面を選定するに当たっては、一次元応答解析を実施し、最大相対変位量及び最大応答加速度の確認を行った。一次元応答解析結果を第 3-2 表に示す。

杭体においては地盤の変位が与える影響が厳しい条件となることから、地震時の下部工の評価としては、杭の根入れ長が最も長い地点③が選定される。また、地震時における上部工の評価としては、地盤の変位に加えて上部工に作用する慣性力を考慮し、杭の根入れ長が長く、地震時の加速度が大きい地点③が同様に選定される。

また、津波時においては、上部工高さが最も高く、津波荷重が最も大きく作用する地点③が選定される。

なお、岩盤傾斜の影響評価については、防潮堤ルートの中で最も急勾配の地点④を選定して実施する。

第 3-2 表 一次元応答解析結果

地点	最大相対変位量 (cm)	最大応答加速度 ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )
①	20	500
②	20	500
③	20	600
④	7	750
⑤	5	800

## (2) 代表地震波の選定

### 1) 構造物への影響が大きい地震動について

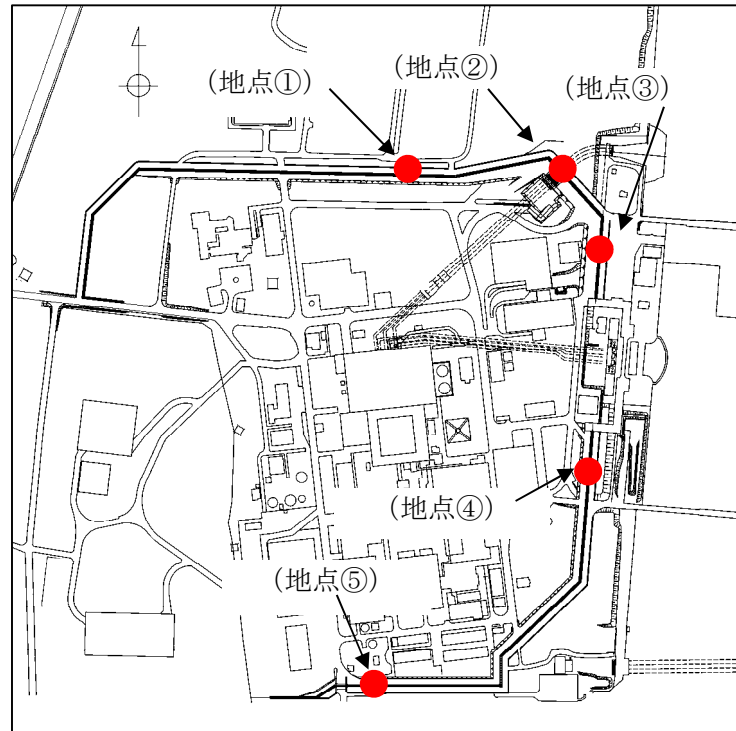
基準地震動  $S_s$  全波による引上げ解析を行い，その解析結果を基に構造物への影響が大きい地震動を確認する。

#### ① 検討方針

- a. 基準地震動  $S_s$  全波による一次元地盤応答解析は，防潮堤置位置のうち，岩盤深度及び地質のバラツキによる影響を確認するために 5 地点を選定し，各地点の地質モデルを用いて実施する。
- b. 基準地震動  $S_s$  全波による一次元地盤応答解析結果として以下の項目を出力し，これらの項目を総合的に評価することにより構造物に影響が大きい地震動を確認する。

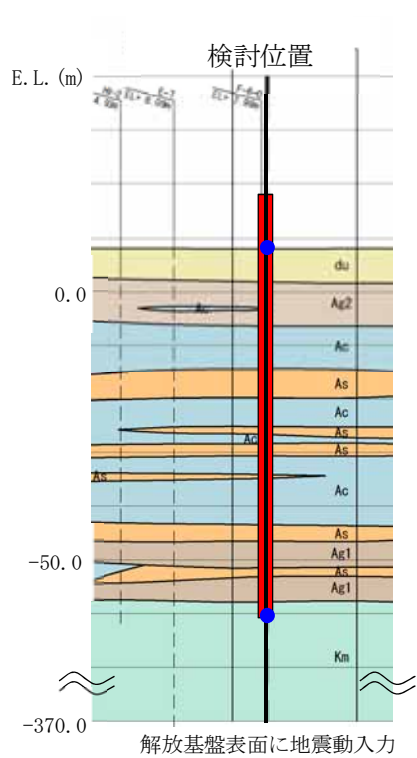
- ・最大応答加速度
- ・杭下端と地表面の最大相対変位
- ・最大せん断応力

一次元地盤応答解析の実施位置を第 3-3 図，地質断面図を第 3-4 図に示す。

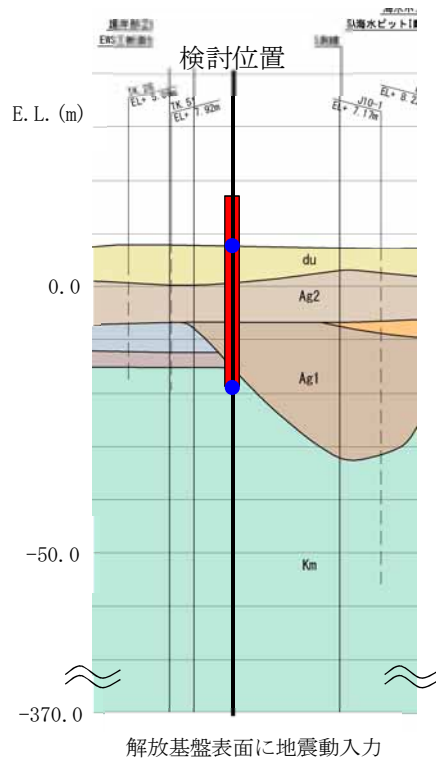


地点	特長
地点①	粘土層（A c層）の合計層厚が最小の箇所
地点②	粘土層（A c層）の合計層厚が最大の箇所
地点③	地表面標高が最も低く、岩盤が深部に存在する箇所
地点④	岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所
地点⑤	基本的に水平成層であるが、更新統が堆積し、岩盤が浅部に存在する箇所

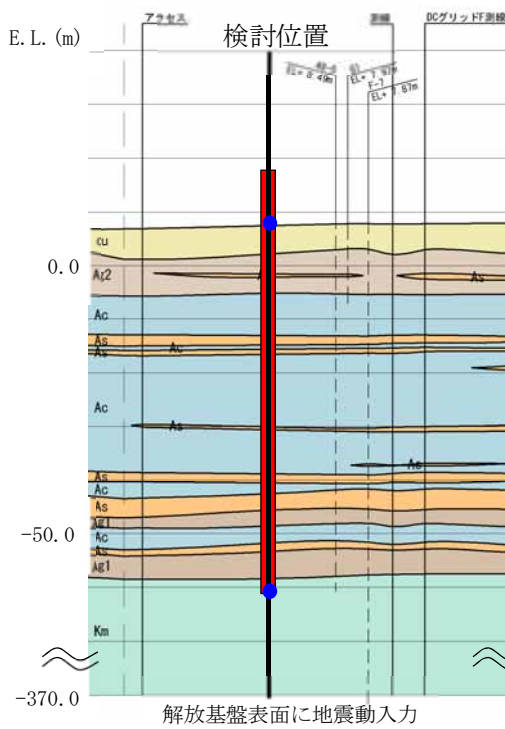
第 3-3 図 一次元地盤応答解析の実施位置



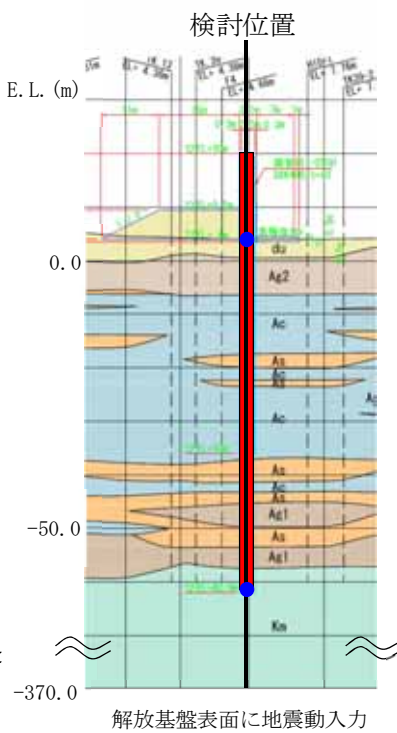
(地点①)



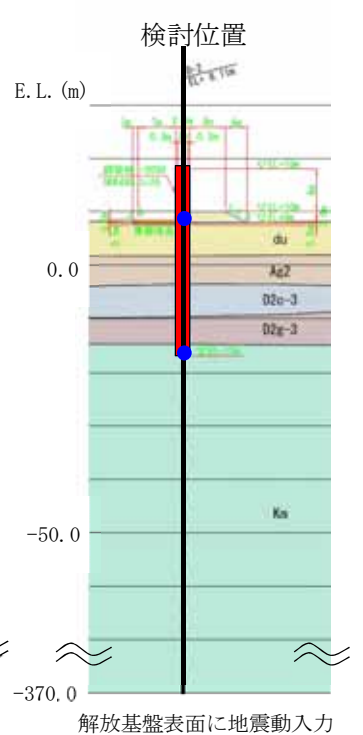
(地点②)



(地点③)



(地点④)



(地点⑤)

● 最大相対変位算出位置

第 3-4 図 地質断面図

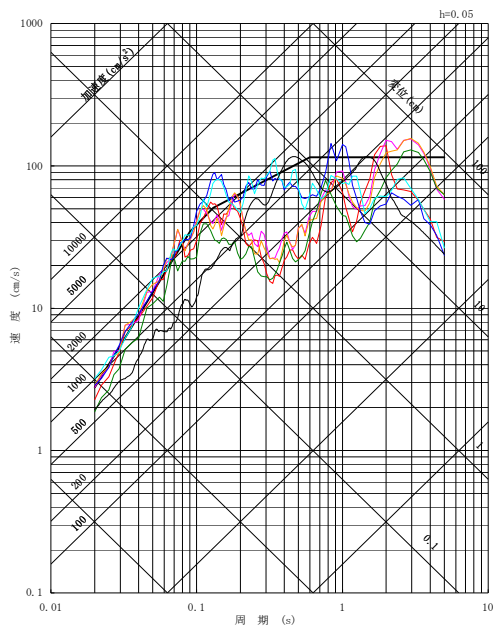
## ② 検討用地震動

一次元地盤応答解析に用いる基準地震動  $S_s$  の一覧を第 3-3 表に、疑似速度応答スペクトルを第 3-5 図に、加速度時刻歴波形を第 3-4 表に示す。

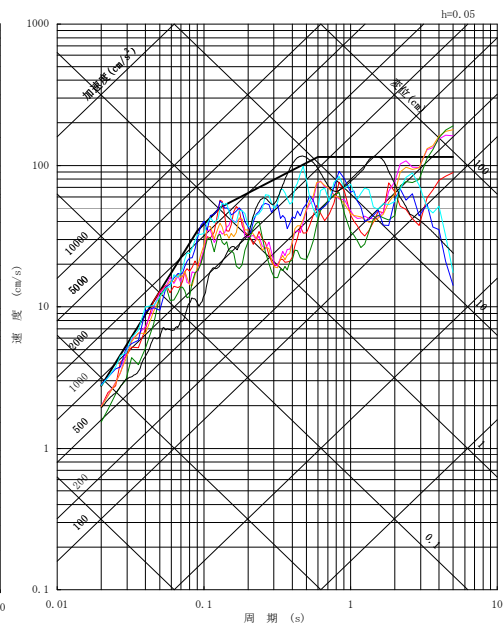
なお、構造物に対しては水平動の影響が支配的であることから、水平動で検討する。

第 3-3 表 基準地震動  $S_s$

基準地震動		最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	
		NS 方向	EW 方向
$S_s$ -D1	応答スペクトル手法による基準地震動	870	
$S_s$ -11	F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震 (短周期レベルの不確かさ，破壊開始点 1)	717	619
$S_s$ -12	F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震 (短周期レベルの不確かさ，破壊開始点 2)	871	626
$S_s$ -13	F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震 (短周期レベルの不確かさ，破壊開始点 3)	903	617
$S_s$ -14	F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震 (断層傾斜角の不確かさ，破壊開始点 2)	586	482
$S_s$ -21	2011年東北地方太平洋沖型地震 (短周期レベルの不確かさ)	901	887
$S_s$ -22	2011年東北地方太平洋沖型地震 (SMGA位置と短周期レベルの不確かさの重畳)	1,009	874
$S_s$ -31	2004年北海道留萌支庁南部地震の検討結果に保守性を考慮した地震動	610	

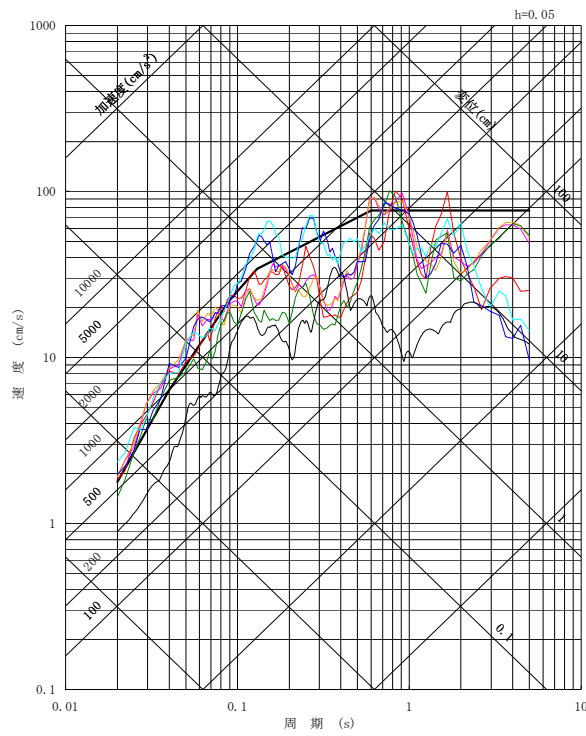


(NS方向)



(EW方向)

- Ss-D1
- Ss-11
- Ss-12
- Ss-13
- Ss-14
- Ss-21
- Ss-22
- Ss-31



(UD方向)

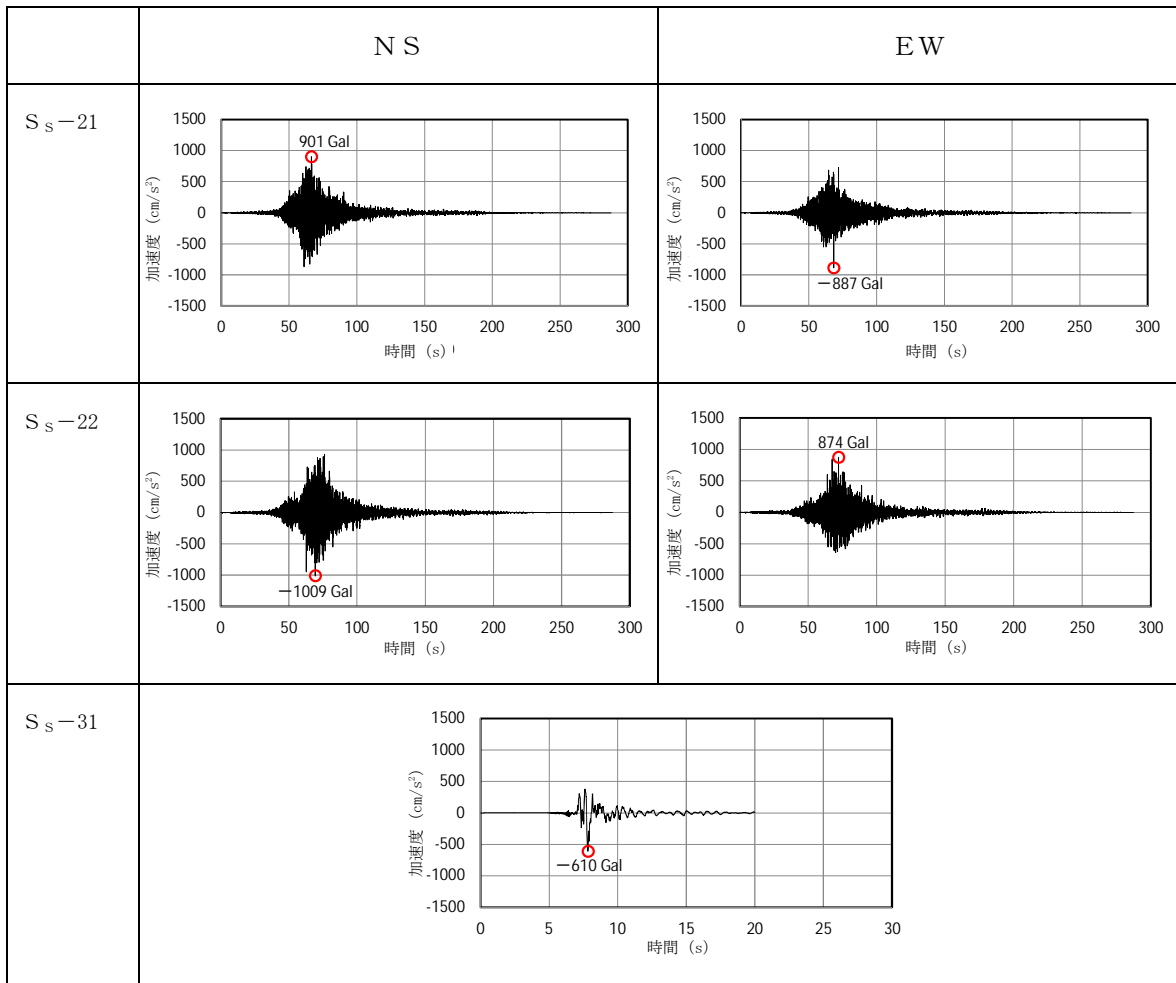
第3-5図 疑似速度応答スペクトル



第 3-4 表 基準地震動  $S_s$  の加速度時刻歴波形 (1/2)

	NS	EW
$S_s - D1$		
$S_s - 11$		
$S_s - 12$		
$S_s - 13$		
$S_s - 14$		

第 3-4 表 基準地震動  $S_s$  の加速度時刻歴波形 (2/2)



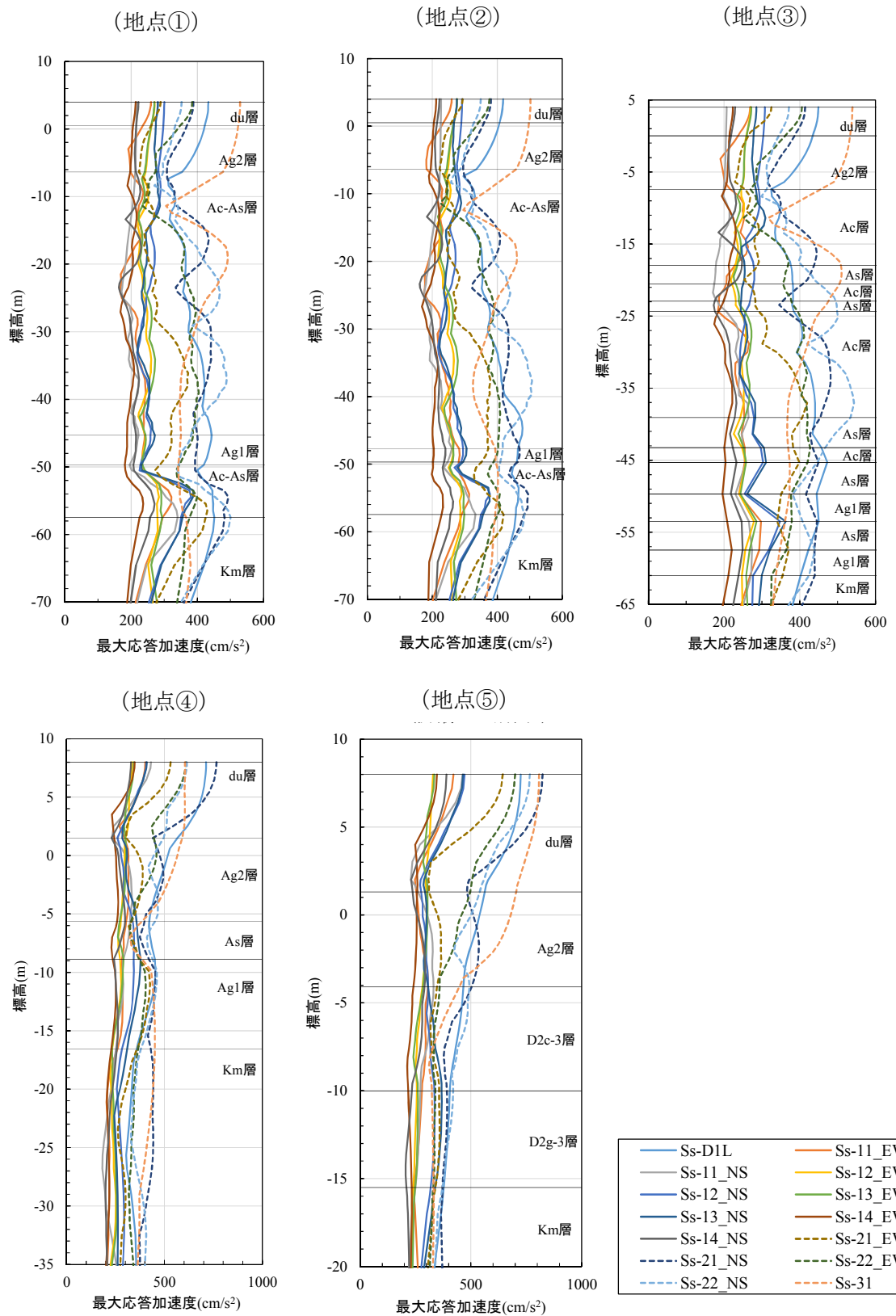
③一次元地盤応答解析結果

基準地震動  $S_s$  の引上げ解析による最大応答加速度分布，最大相対変位分布，最大せん断応力分布，最大せん断ひずみ分布を以下に示す。

a. 最大応答加速度分布

基準地震動  $S_s$  の引上げ解析による最大応答加速度分布を第 3-6 図に示す。

地表面の最大応答加速度が大きくなる地震動は， $S_s-D1$ ， $S_s-21$ ， $S_s-22$ ， $S_s-31$  である。

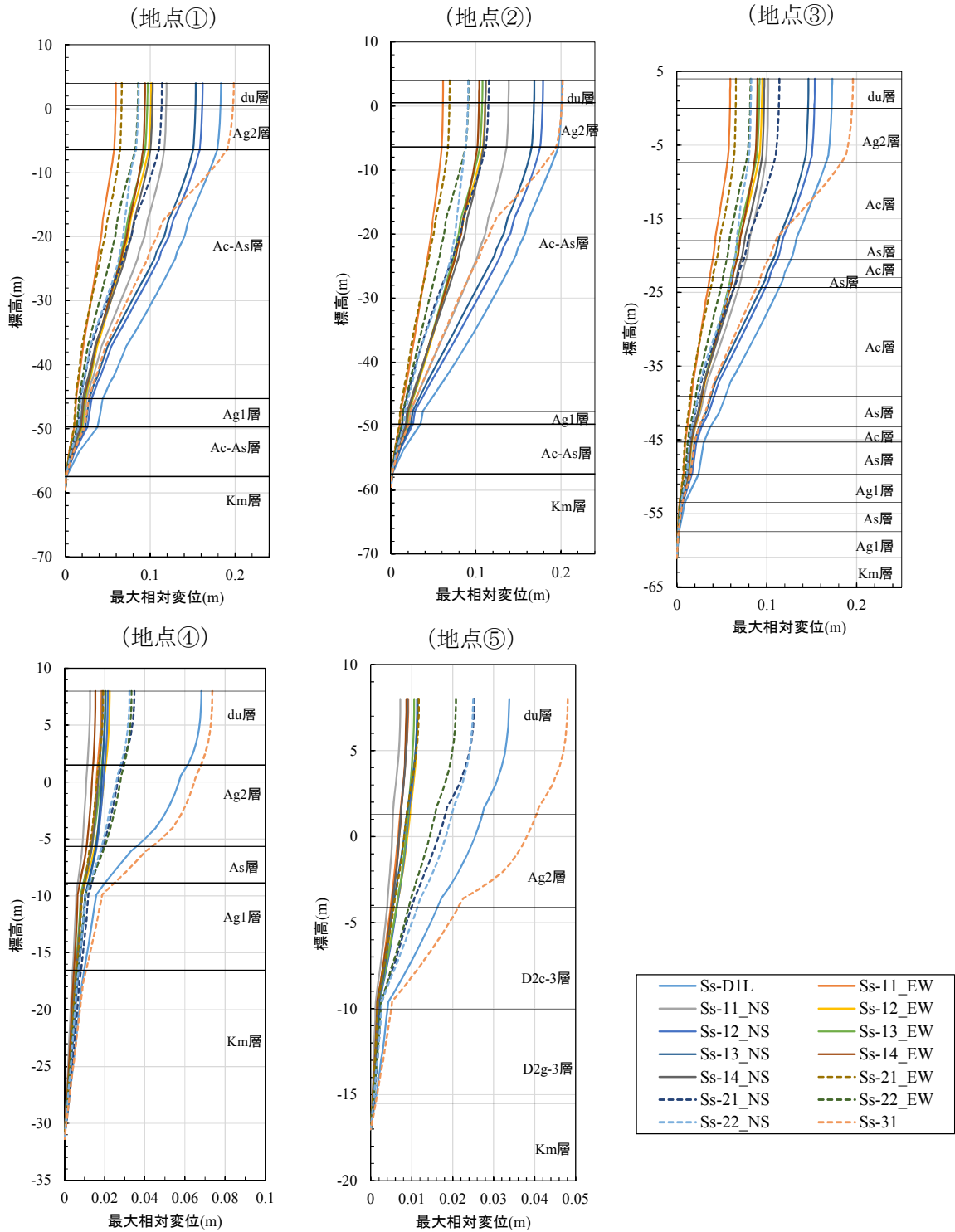


第 3-6 图 最大応答加速度分布

b. 最大相対変位分布

基準地震動  $S_s$  の引上げ解析による最大相対変位分布を第 3-7 図に示す。

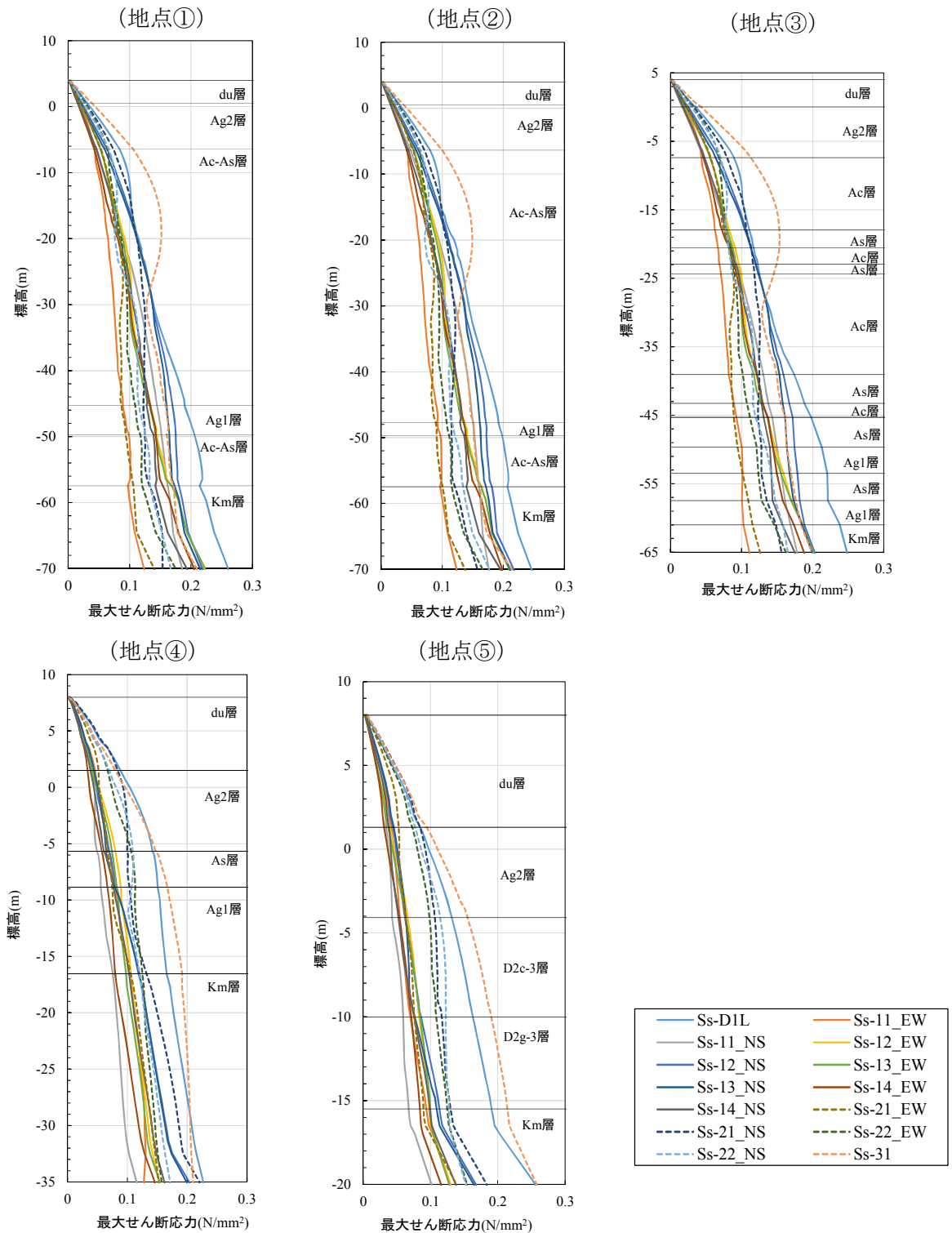
杭下端と地表面の最大相対変位が大きくなる地震動は、 $S_s - D1$ 、 $S_s - 31$  である。



第 3-7 図 最大相対変位分布

c. 最大せん断応力分布

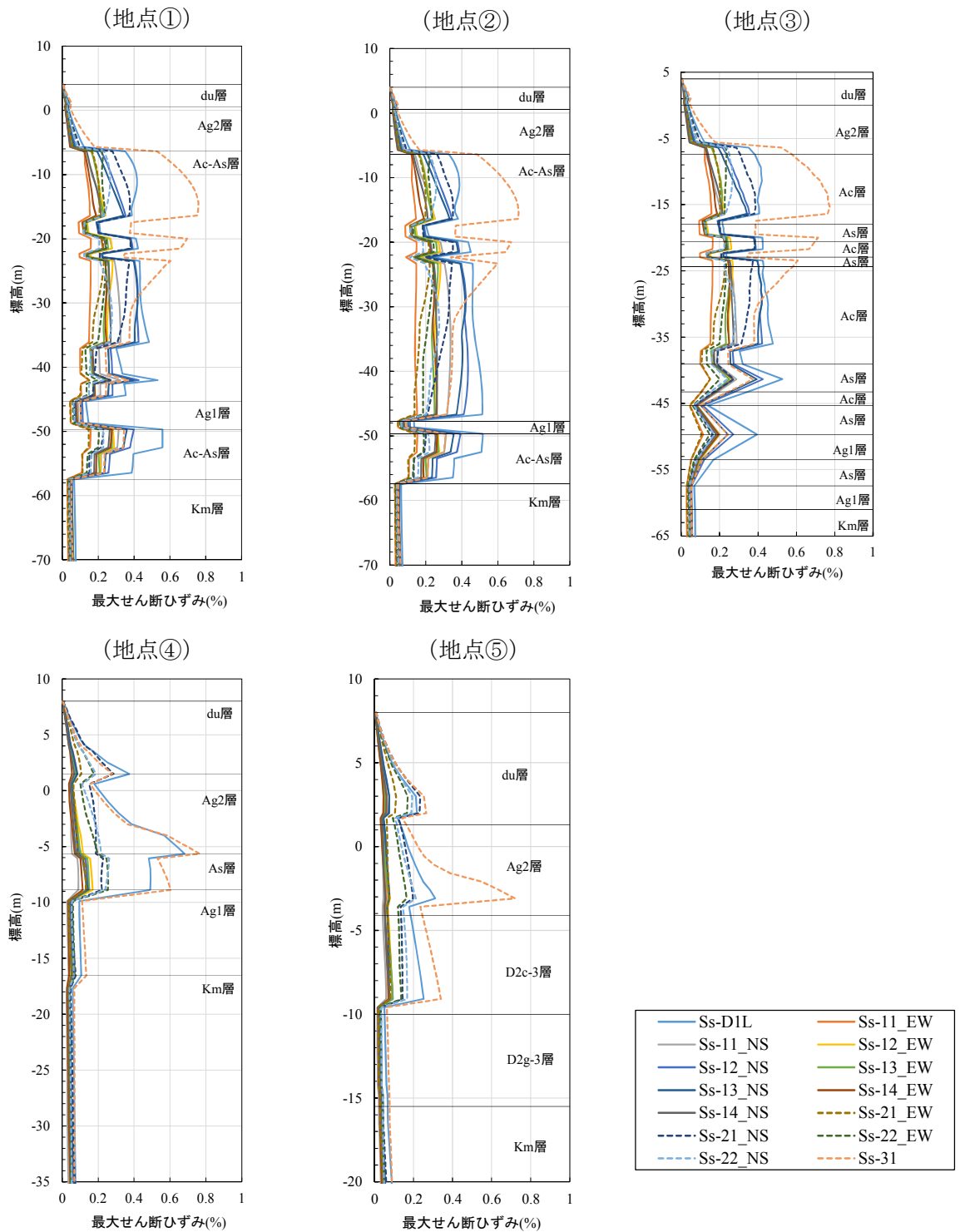
基準地震動  $S_s$  の引上げ解析による最大せん断応力分布を第 3-8 図に示す。最大せん断応力が大きくなる地震動は、 $S_s-D1$ 、 $S_s-31$  である。



第 3-8 図 最大せん断応力分布

d. 最大せん断ひずみ分布

基準地震動  $S_s$  の引上げ解析による最大せん断ひずみ分布を第 3-9 図に示す。最大せん断ひずみが大きくなる地震動は、 $S_s-D1$ 、 $S_s-31$  である。



第 3-9 図 最大せん断ひずみ分布

④ まとめ

構造物に影響が大きい地震動を第 3-5 表に示す。

第 3-5 表 構造物に影響が大きい地震動

	影響が大きい地震動	備考
最大応答加速度	$S_s-D1$ , $S_s-21$ , $S_s-22$ , $S_s-31$	
最大相対変位	$S_s-D1$ , $S_s-31$	杭下端と地表面の 最大相対変位
最大せん断応力	$S_s-D1$ , $S_s-31$	
最大せん断ひずみ	$S_s-D1$ , $S_s-31$	

上記より、最大相対変位や最大せん断ひずみが大きくなる  $S_s-D1$  及び  $S_s-31$  が構造物に対して影響の大きい地震動であると考えられる。

また、液状化に対する影響が大きい地震動は、継続時間が長い地震動である  $S_s-D1$  (63.39 秒) であると考えられる。



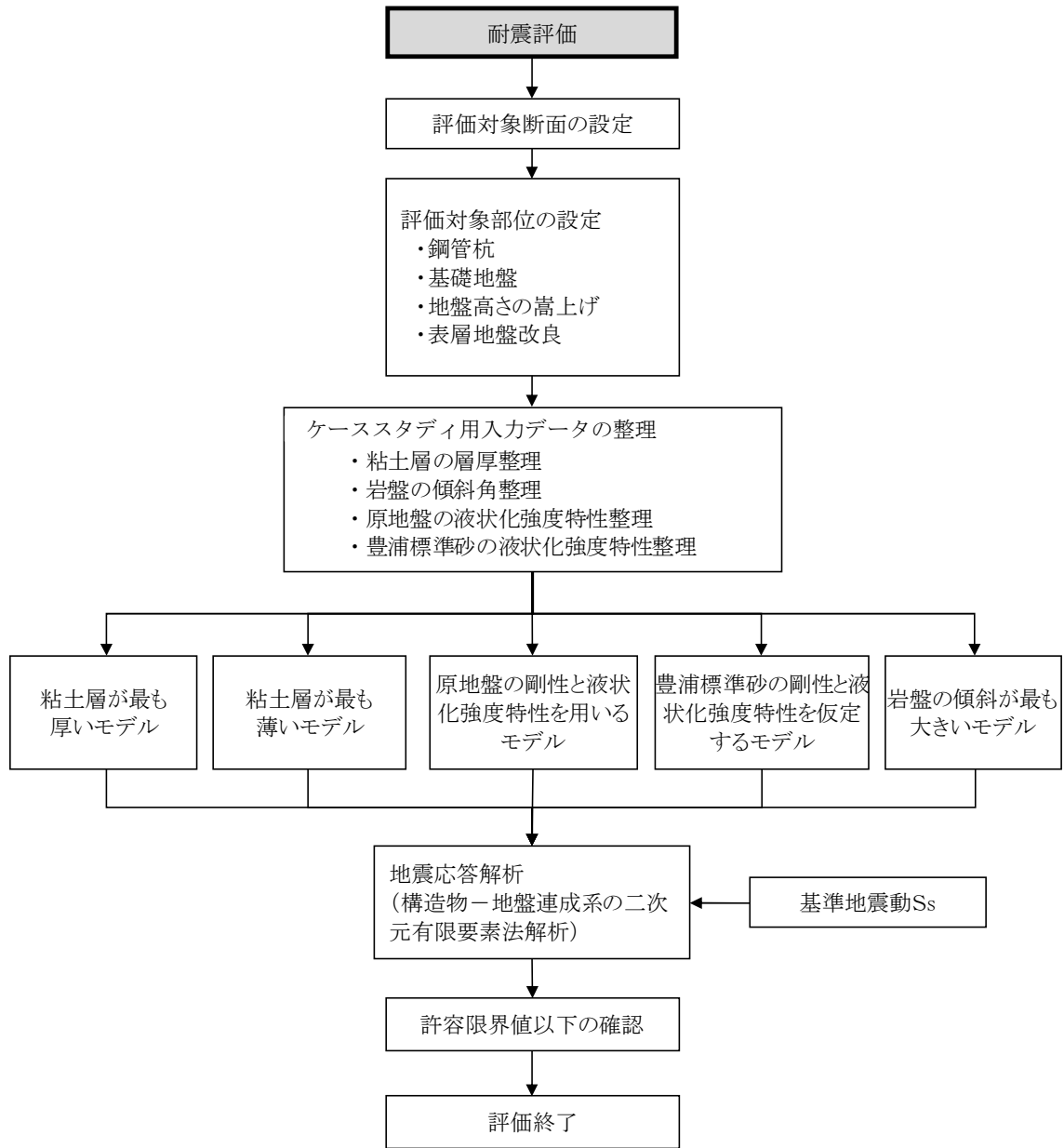
### (3) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）

鋼管杭の設計では、選定した代表断面において原地盤モデルでの評価に加え、岩盤の深度や地質分布の不確かさを考慮し、保守的な解析条件での評価を実施する。

地震時評価は有効応力解析を実施し、津波時及び余震との重畳時（津波＋余震時）は静的フレーム解析を行い、杭体に発生する断面力を算定し、応力照査を実施する。

#### 1) 耐震設計（有効応力解析）

耐震評価では、二次元地震応答解析を行い、地震時の鋼管杭の構造健全性について検討する。検討は、有効応力の変化に伴う地盤の挙動の変化を考慮することができる有効応力解析を用いる。鋼管杭の構造成立性確認のための耐震評価の検討フローを第 3-10 図に示す。



第 3-10 図 鋼管杭の構造成立性確認のための耐震評価の検討フロー

## ① 地震応答解析の基本条件

地震応答解析に用いる解析モデルは、地質断面図に基づき作成する。鉛直方向は新第三系地盤である久米層（岩盤）が比較的浅い位置に存在する南側断面では T.P. -80m、岩盤が深い位置に存在する北側断面については T.P. -130m までモデル化する。水平方向は杭位置を中心に左右 100m までモデル化する。杭は梁要素でモデル化し線形要素とする。地盤はマルチスプリング要素でモデル化した非線形要素と水位以深は間隙水圧要素を配置する。

入力地震動は、一次元波動論により、東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P. -370m～T.P. -80m あるいは T.P. -130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて、T.P. -80m あるいは T.P. -130m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

地震応答解析により算定された杭及び地盤の応答値を用いて、杭体の断面力に対する、曲げモーメント・軸力及びせん断応力の照査を行い、許容限界以下であることを確認する。

### a. 曲げモーメント・軸力に対する照査

鋼管杭の曲げに対する許容限界は、道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）に基づき、発生曲げモーメントが短期許容応力度以下であることを照査する。なお、曲げに対する応力度照査は、以下の式で算出する。曲げモーメント・軸力は、以下の式で算出する。

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

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

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、曲げと同様に道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）に基づき、発生せん断力が短期許容応力度以下であることを照査する。なお、せん断に対する応力度照査は、以下の式で算出する。

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

S：せん断力 (N)

A：有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

c. 座屈に対する照査

座屈は以下の式で算出される座屈耐力と杭体に発生する最大軸力とを比較する。

$$N_u = F \left( 0.8 + 2.5 \frac{t}{r} \right) A \quad (0.01 < t/r \leq 0.08)$$

F：鋼材の基準強度 (=σ<sub>y</sub>) (N/mm<sup>2</sup>)

t：鋼管の厚さ（腐食代を考慮）(mm)

r：鋼管の半径 (mm)

A：鋼管の断面積（腐食代を考慮）(mm<sup>2</sup>)

d. 極限支持力

基礎地盤の支持性能に対する照査は、杭先端部分の要素の鉛直方向の時刻歴最大値σ<sub>y</sub>と極限支持力を比較し、応答値が極限支持力を下回ることを確認する。極限支持力の算出については、道路橋示方書・同解説（IV下部構造編，12.4 杭）に基づき算出する。

② 解析モデルの設定

解析モデルは、原地盤モデルでの評価に加え、岩盤の深度や地質分布の不確かさに着目し、それらが杭の構造健全性に与える影響を評価できるよう保守的な解析条件での評価を実施する。

敷地の北側の地層には、粘土層（A c 層）と砂層（A s 層）が互層となり概ね水平成層で分布している。各地層の層厚にはバラツキがあることから、粘土層の層厚が防潮堤に与える影響について把握することを目的として、敷地内の地質データを整理し、粘土層の層厚が最も厚い地盤と、最も薄い地盤とした解析モデルでその影響を確認する。

また、防潮堤直下には岩盤深度が変化する区間が存在するため、岩盤の傾斜角が防潮堤に与える影響について検討を行う。また、敷地内の地質データを整理し、傾斜角が最も大きい区間の解析モデルで、防潮堤 1 ユニットの内の応答値の影響を確認する。

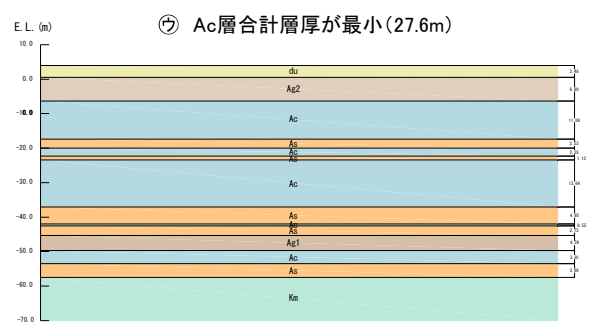
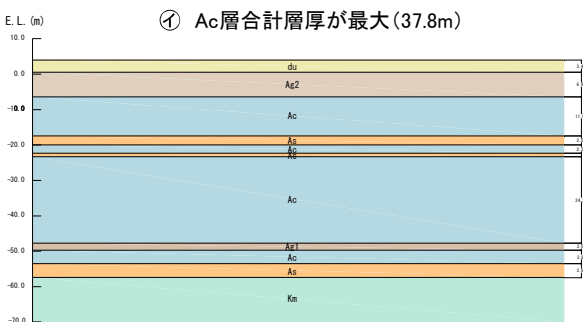
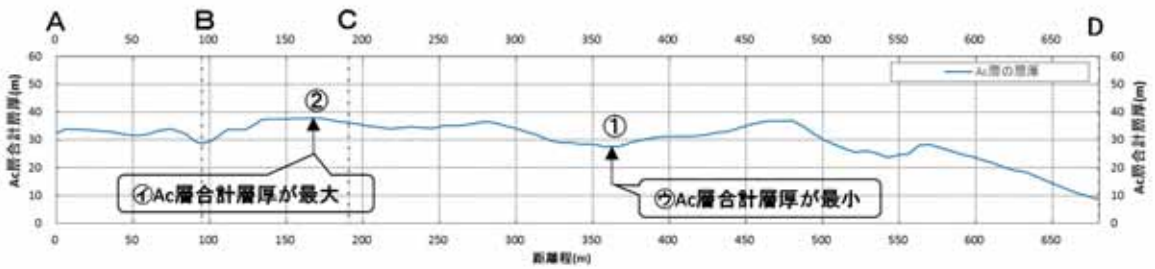
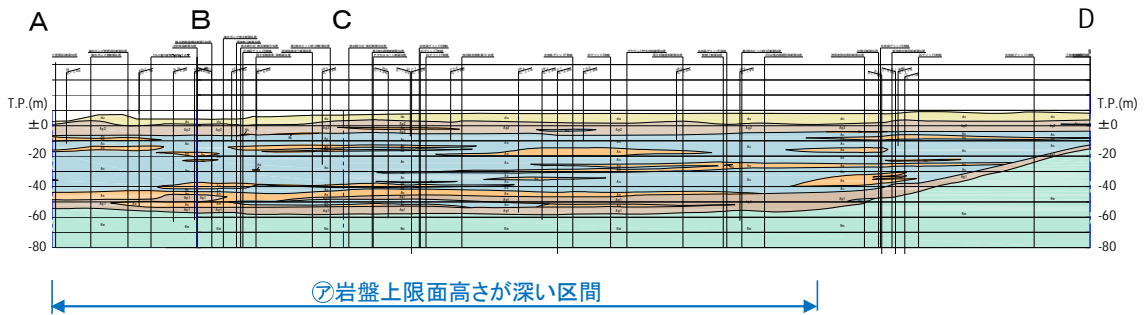
さらに、上記の解析ケースに加え、地質分布の不確かさに着目し、保守的な検討として、液状化検討対象層である全ての砂層・砂礫層に対し、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定することで強制的に液状化させる条件を与えた解析モデルで検討する。

取水構造物より北側エリアの粘土層の層厚分布について第 3-11 図に、岩盤の傾斜角のデータについて第 3-12 図に、岩盤の傾斜の違いによる断面のモデル化について第 3-13 図に示す。



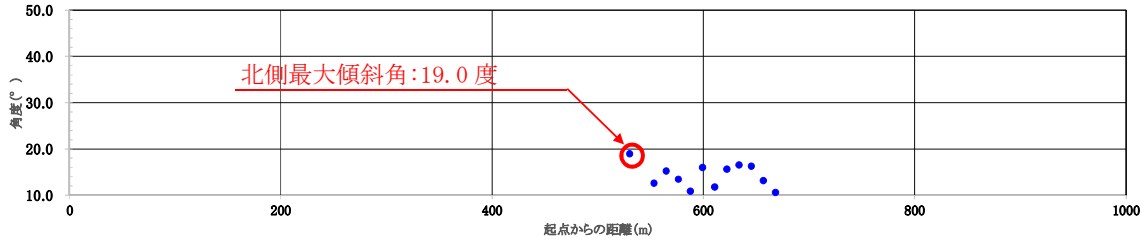
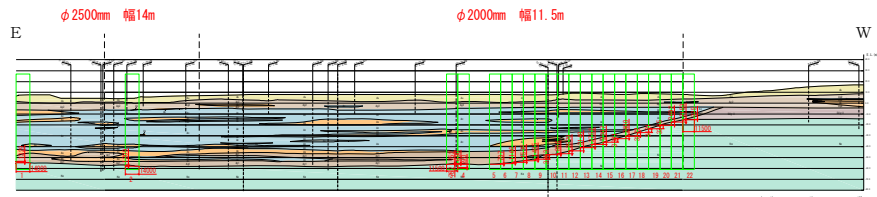
■粘土層（Ac層）の厚さについて

- ㊦ 非液状化層である粘土層（Ac層）が厚く分布し，岩盤上限面高さが深い（T.P. 約-57m～T.P. 約-58m）の区間において検討する。
- ① ㊦の区間において，非液状化層であるAc層の合計層厚が最大となる断面を選定。
- ㊧ ㊦の区間において，非液状化層であるAc層の合計層厚が最小，すなわち液状化検討対象層厚がほぼ最大となる断面を選定。



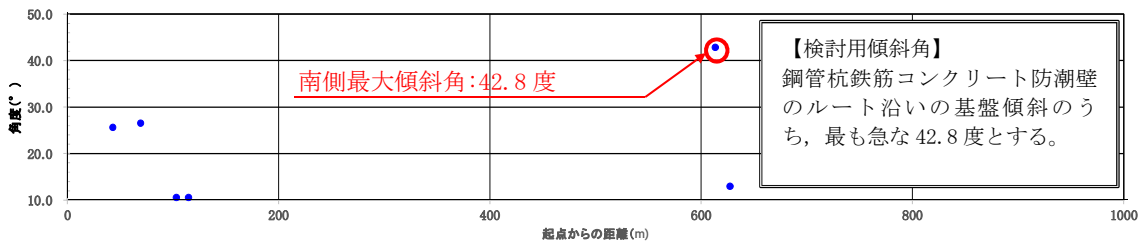
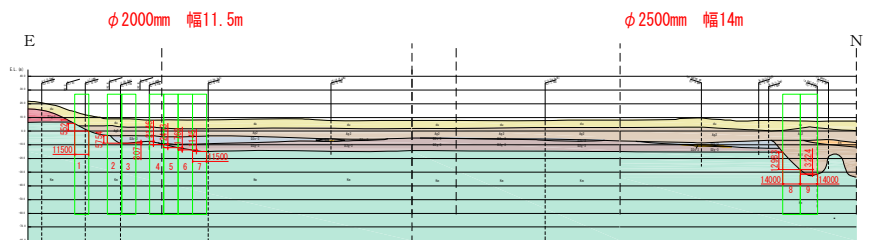
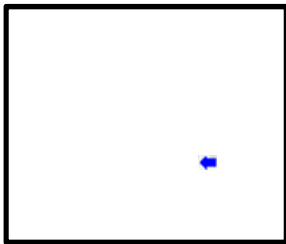
第 3-11 図 粘土層の層厚分布図（北側エリア）

【敷地の北側】



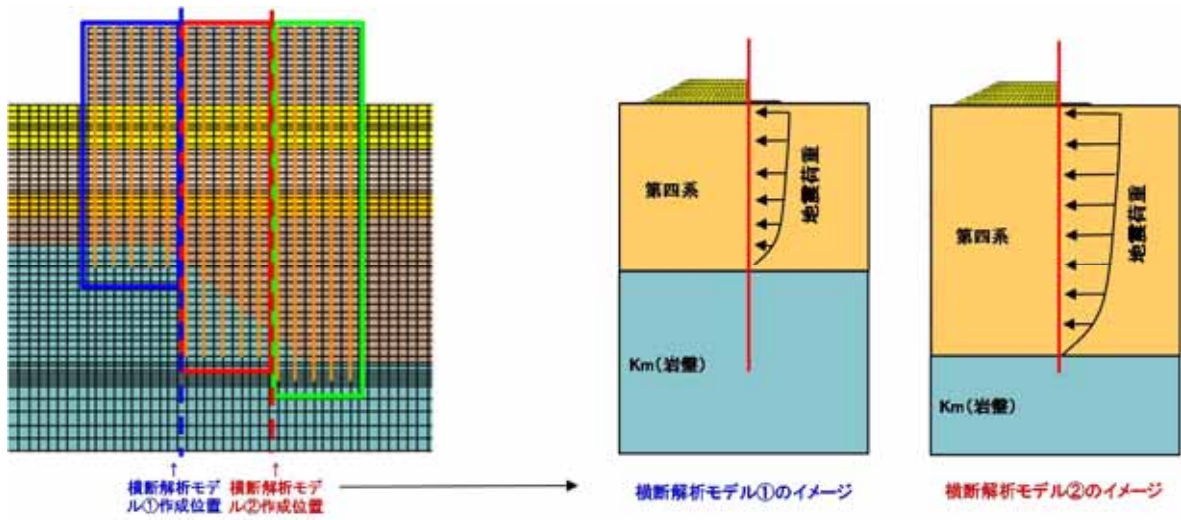
※全エリアのうち傾斜角 10 度以上をプロット

【敷地の南側】



※全エリアのうち傾斜角 10 度以上をプロット

第 3-12 図 岩盤の傾斜角整理図



第 3-13 図 岩盤の傾斜の違いによる断面のモデル化

(縦断方向断面及び横断方向断面)



(4) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（断面：地点③，横断・縦断方向））

1) 検討ケース及び検討モデル

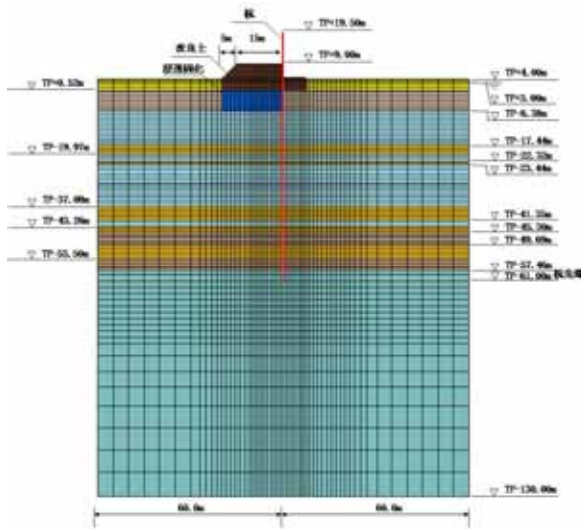
有効応力解析により，粘土層の層厚の大小による評価及び豊浦標準砂の地盤物性を用いて評価を実施した。解析検討ケース一覧表を第 3-6 表，検討モデルを第 3-14 図に示す。

第 3-6 表 解析検討ケース一覧表

評価 ケース	断面方向	内 容
1	横断面	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル
2	横断面	豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
3	横断面	粘土層が最も厚い原地盤モデル
4	横断面	粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
5	横断面	粘土層が最も薄い原地盤モデル
6	横断面	粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
7	横断面	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル (Ss-31 波 (留萌波))
8	縦断面	原地盤モデル

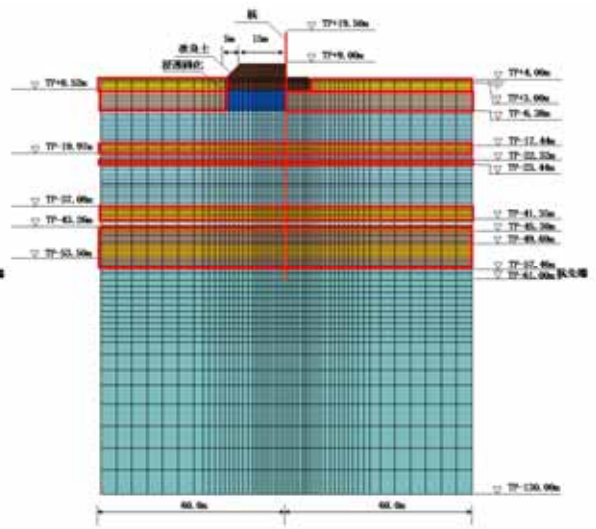
(ケース 1)


原地盤モデル



(ケース 2)

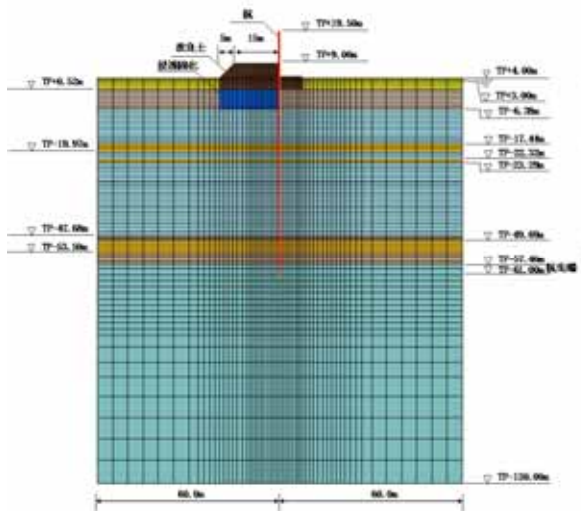
豊浦標準砂を仮定したモデル



 豊浦標準砂適用箇所

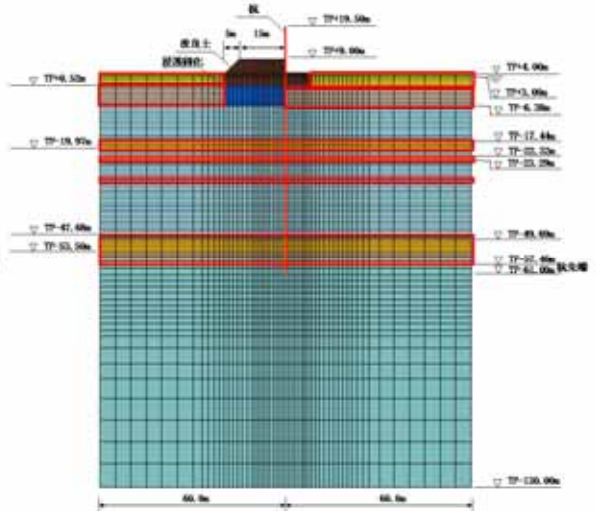
(ケース 3)


粘性土が最も厚い原地盤モデル



(ケース 4)

粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル

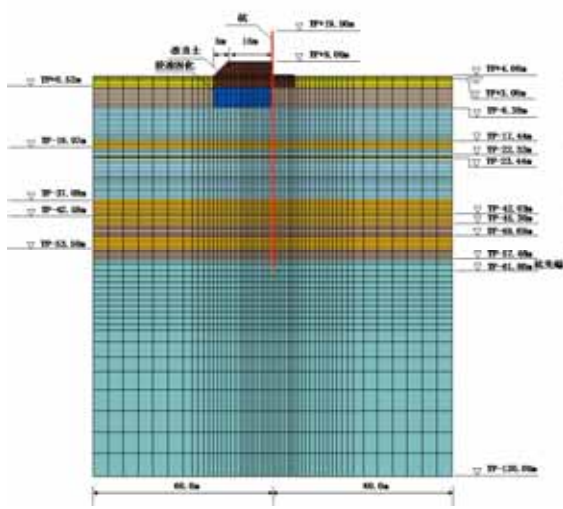


 豊浦標準砂適用箇所

第 3-14 図(1) 検討モデル

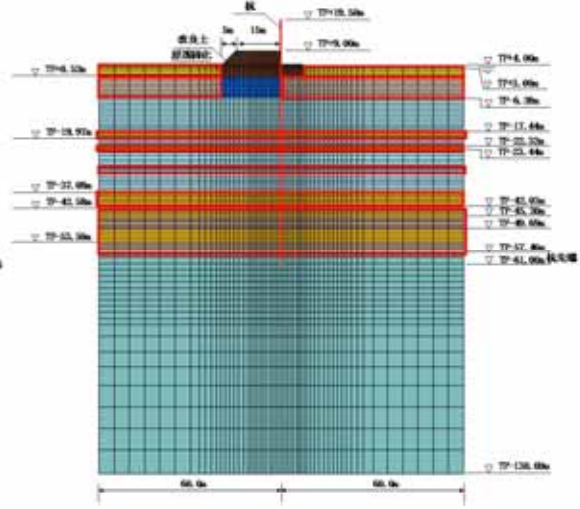
(ケース 5)

粘性土が最も薄い原地盤モデル



(ケース 6)

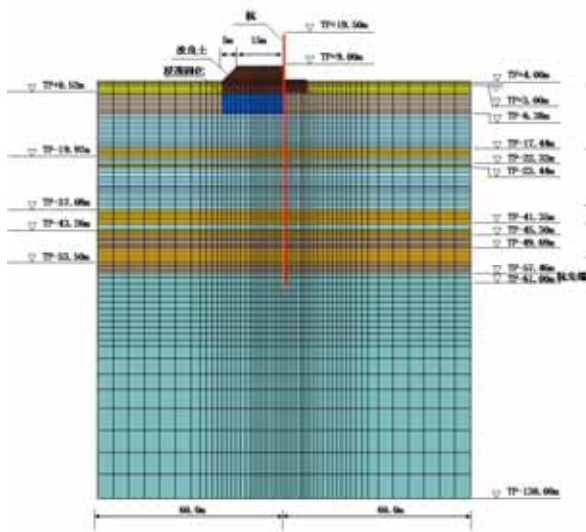
粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル



豊浦標準砂適用箇所

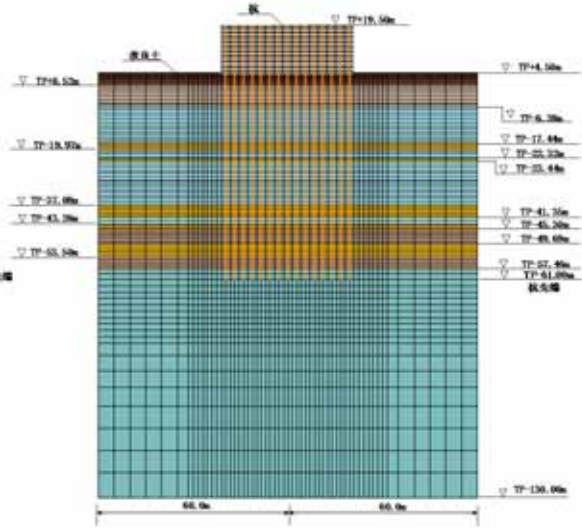
(ケース 7)

原地盤モデル Ss-31 波 (留萌波)



(ケース 8)

原地盤モデル (縦断面)



第 3-14 図(2) 検討モデル

## 2) 評価結果

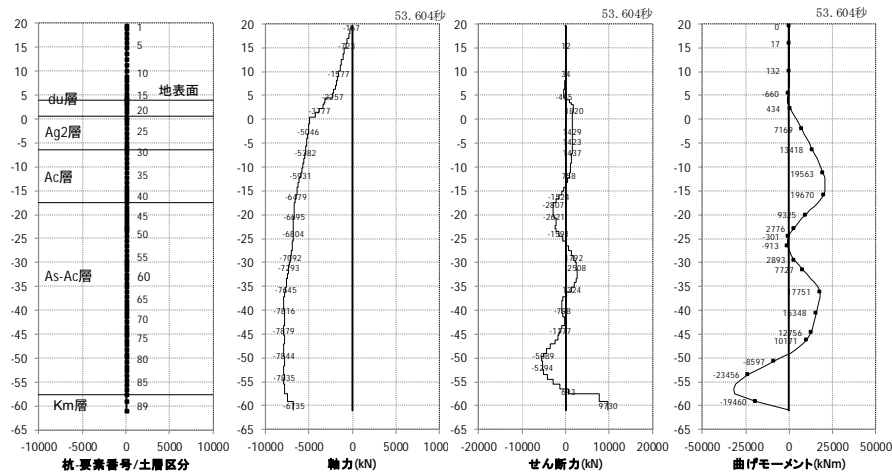
杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第3-7表、各ケースの断面力分布図を第3-15図、残留変位量を第3-8表、過剰間隙比分布図を第3-16図、最大せん断ひずみ分布図を第3-17図に示す。

第3-7表(1) 評価結果（曲げ・軸力に対する照査）

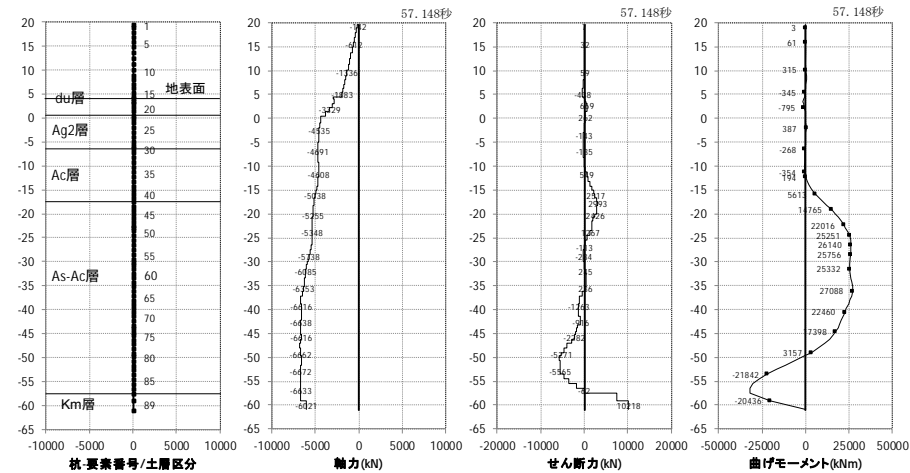
	発生応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> ) (M/Z+N/A)	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\sigma_{sa}/\sigma$	判定
ケース1 原地盤モデル	229.58	382.5	1.66	OK
ケース2 豊浦標準砂を仮定したモデル	240.76	382.5	1.58	OK
ケース3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	223.64	382.5	1.71	OK
ケース4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	280.69	382.5	1.36	OK
ケース5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	224.37	382.5	1.70	OK
ケース6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	243.23	382.5	1.57	OK
ケース7 原地盤モデル Ss-31 波 (留萌波)	135.11	382.5	2.83	OK
ケース8 原地盤モデル (縦断面)	209.44	382.5	1.82	OK

第 3-7 表(2) 評価結果 (せん断に対する照査)

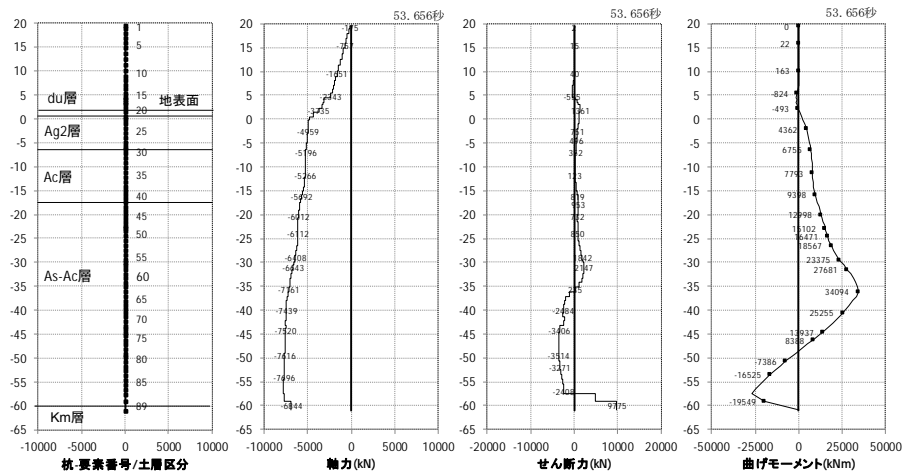
	発生応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\tau_{sa} / \tau$	判定
ケース 1 原地盤モデル	38.82	217.5	5.60	OK
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル	38.94	217.5	5.58	OK
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	39.37	217.5	5.52	OK
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	38.15	217.5	5.70	OK
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	38.03	217.5	5.72	OK
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	38.89	217.5	5.59	OK
ケース 7 原地盤モデル Ss-31 波 (留萌波)	19.17	217.5	11.34	OK
ケース 8 原地盤モデル (縦断面)	41.23	217.5	5.27	OK



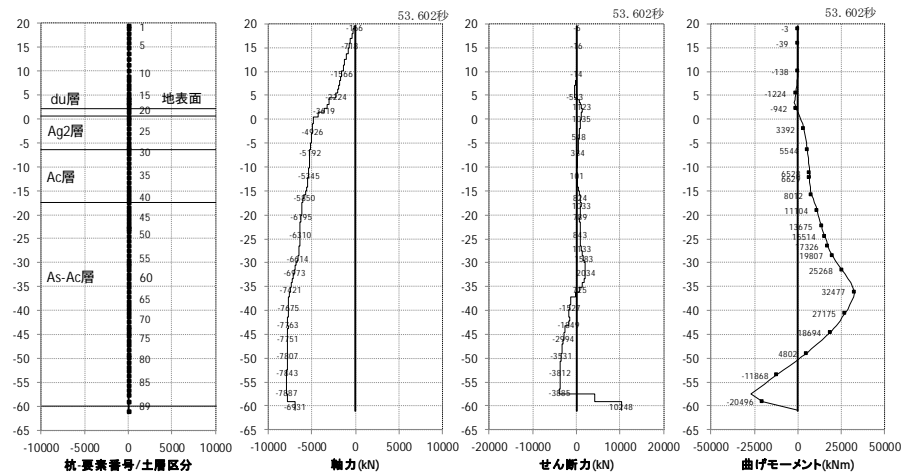
ケース 1：原地盤モデル曲げ軸力照査時刻時



ケース 1：原地盤モデルせん断照査時刻時

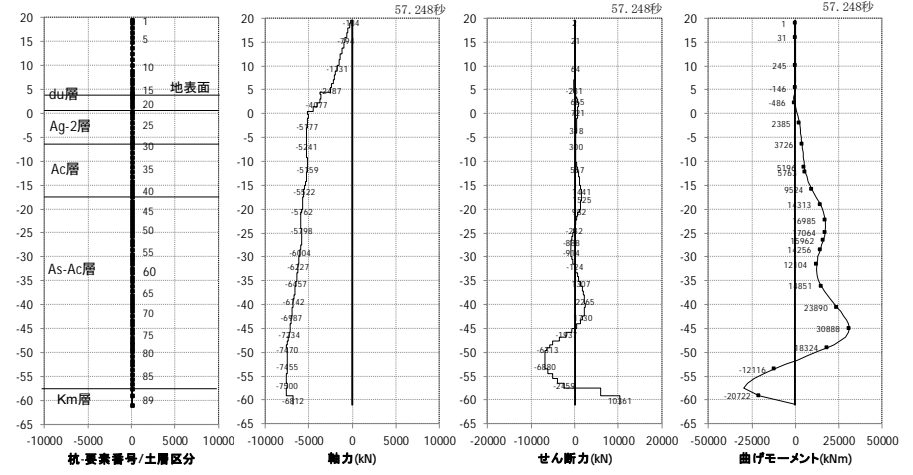
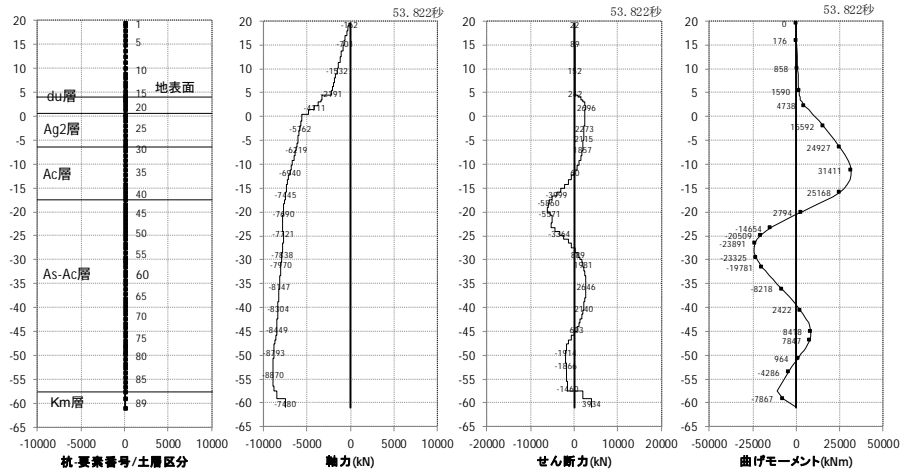


ケース 2：豊浦標準砂を仮定したモデル曲げ軸力照査時刻時



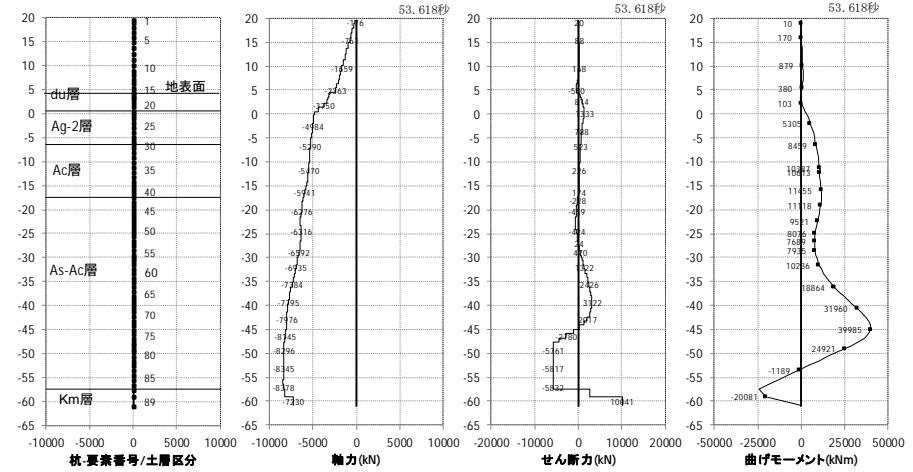
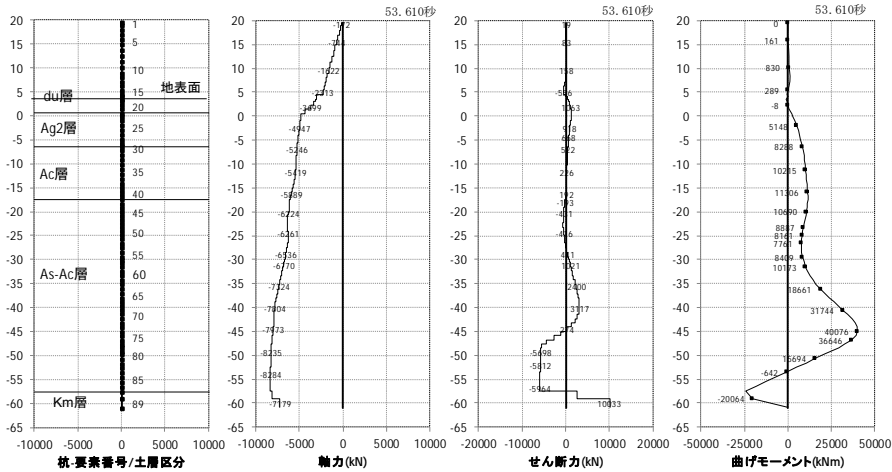
ケース 2：豊浦標準砂を仮定したモデルせん断照査時刻時

第 3-15 図(1) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



ケース 3：粘土層が最も厚いモデル曲げ軸力照査時刻時

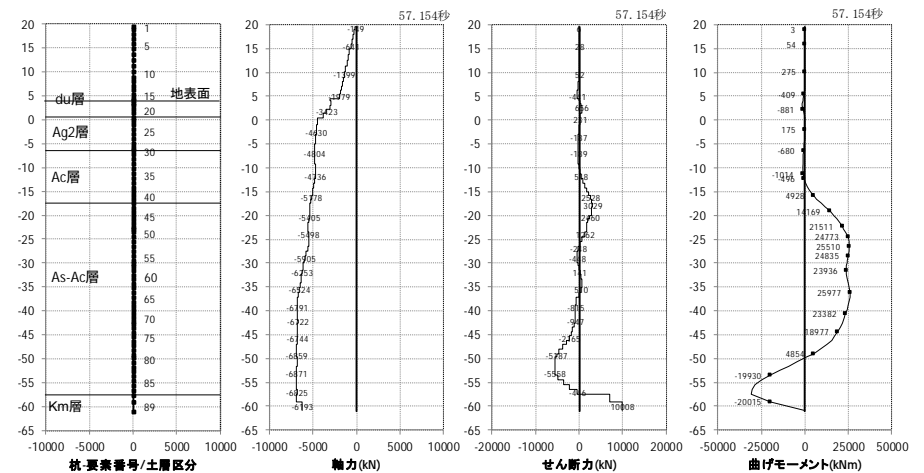
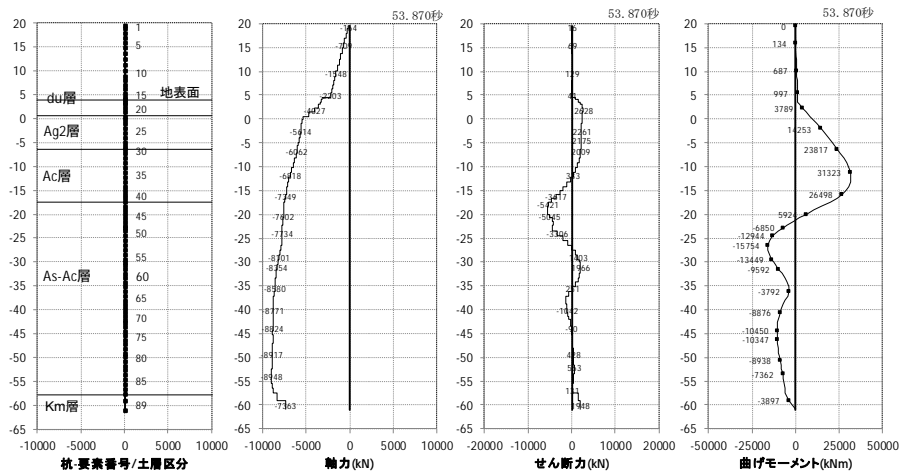
ケース 3：粘土層が最も厚いモデルせん断照査時刻時



ケース 4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル  
曲げ軸力照査時刻時

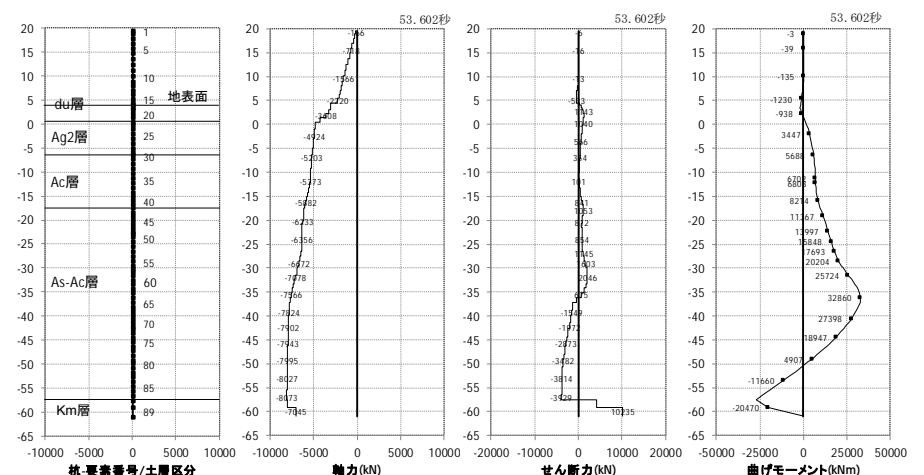
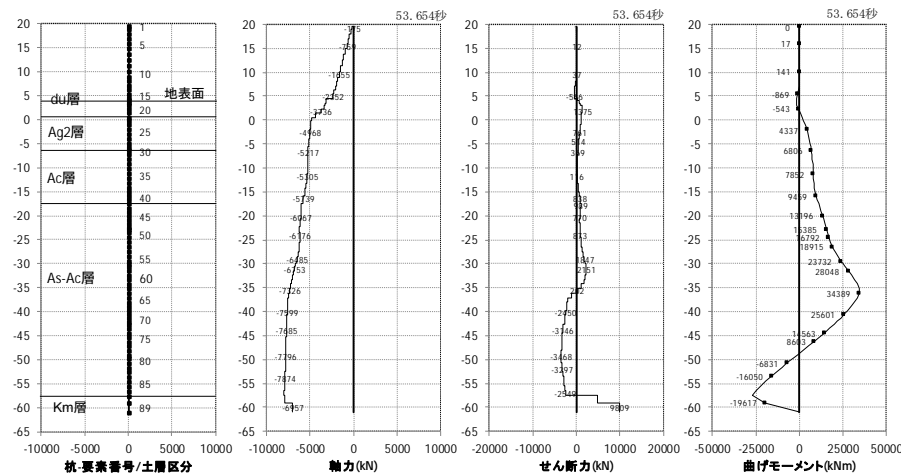
ケース 4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル  
せん断照査時刻時

第 3-15 図(2) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



ケース 5：粘土層が最も薄いモデル曲げ軸力照査時刻時

ケース 5：粘土層が最も薄いモデルせん断照査時刻時

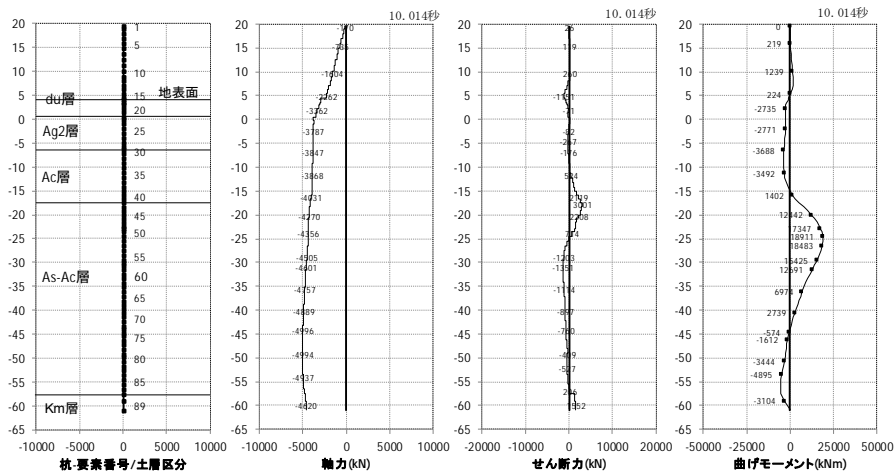


ケース 6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル  
曲げ軸力照査時刻時

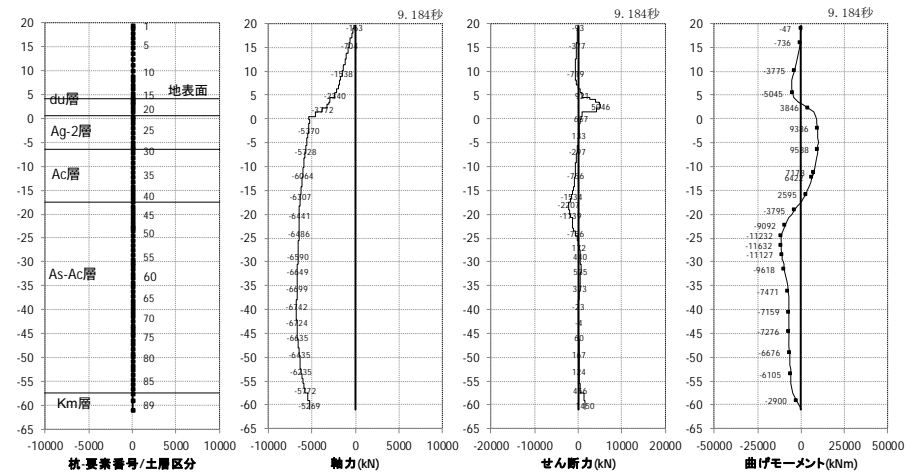
ケース 6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル  
せん断照査時刻時

第 3-15 図 (3) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)

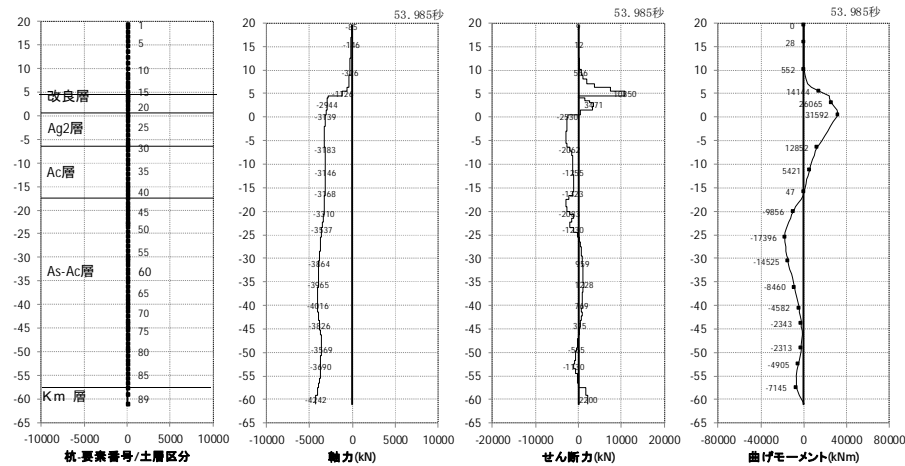




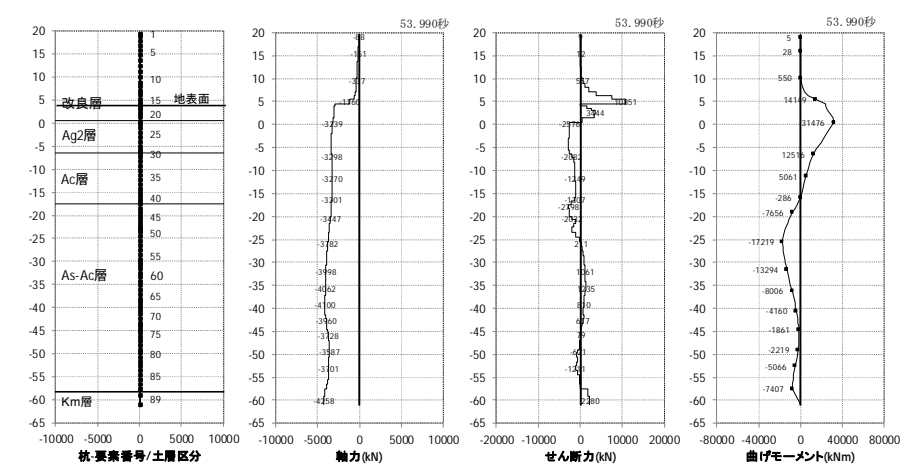
ケース 7：原地盤モデル (Ss-31 波 (留萌波))  
 曲げ軸力照査時刻時



ケース 7：原地盤モデル (Ss-31 波 (留萌波))  
 せん断照査時刻時



ケース 8：原地盤モデル (縦断面) 曲げ軸力照査時刻時



ケース 8：原地盤モデル (縦断面) せん断照査時刻時

第 3-15 図(4) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)

第 3-7 表 (3) 評価結果 (支持力照査)

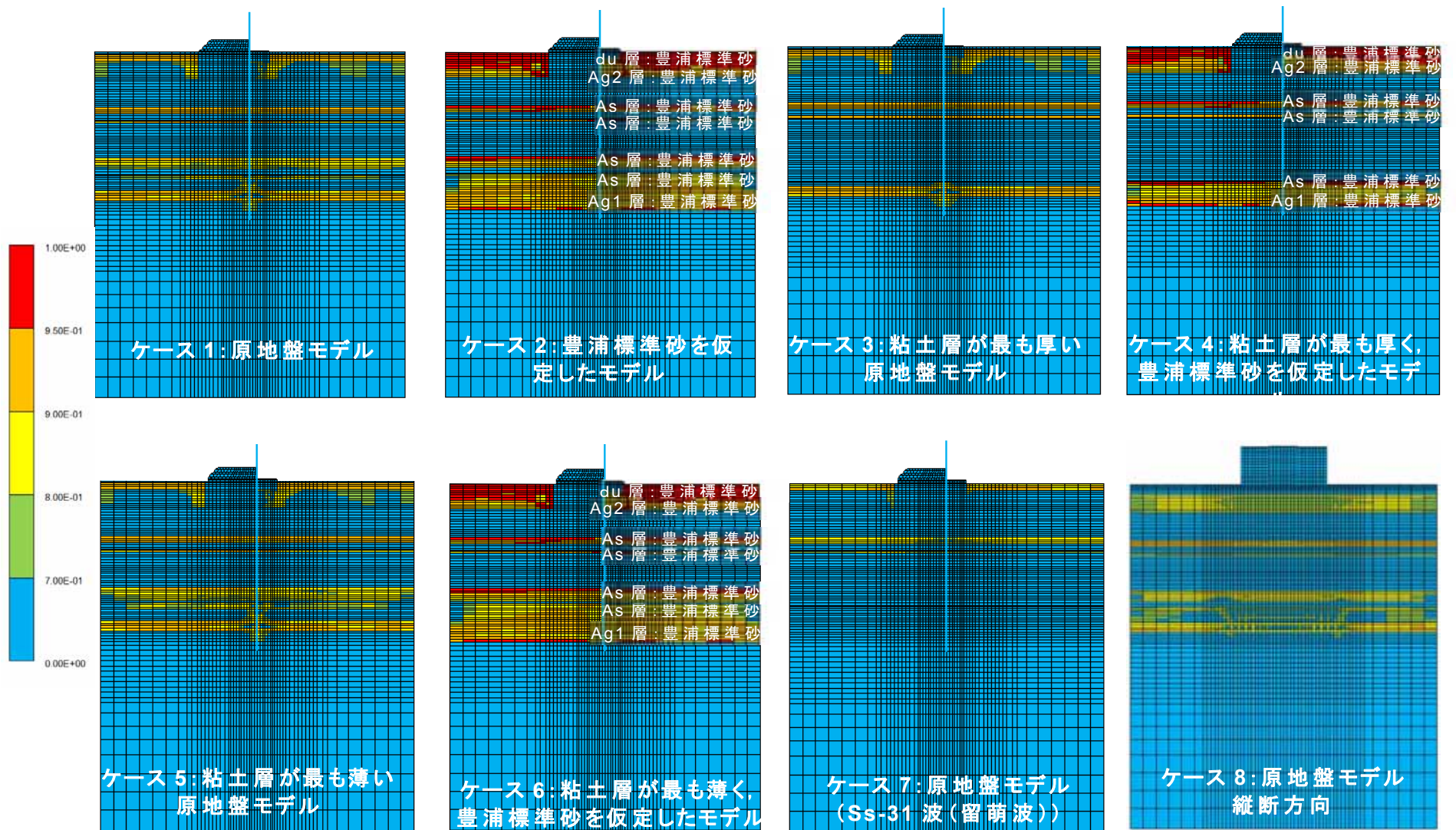
	発生応力度 $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 qd (kN/m <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 qd / $\sigma_y$	判定 ( > 1.2 )
ケース 1 原地盤モデル	747.5	6,288	8.41	OK
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル	813.0	6,288	7.73	OK
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	746.5	6,288	8.42	OK
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	800.0	6,288	7.86	OK
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	756.5	6,288	8.31	OK
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	819.0	6,288	7.67	OK
ケース 7 原地盤モデル Ss-31 波 (留萌波)	600.0	6,288	10.48	OK
ケース 8 原地盤モデル (縦断面)	573.0	6,288	10.97	OK

第 3-7 表 (4) 評価結果 (座屈耐力に対する照査)

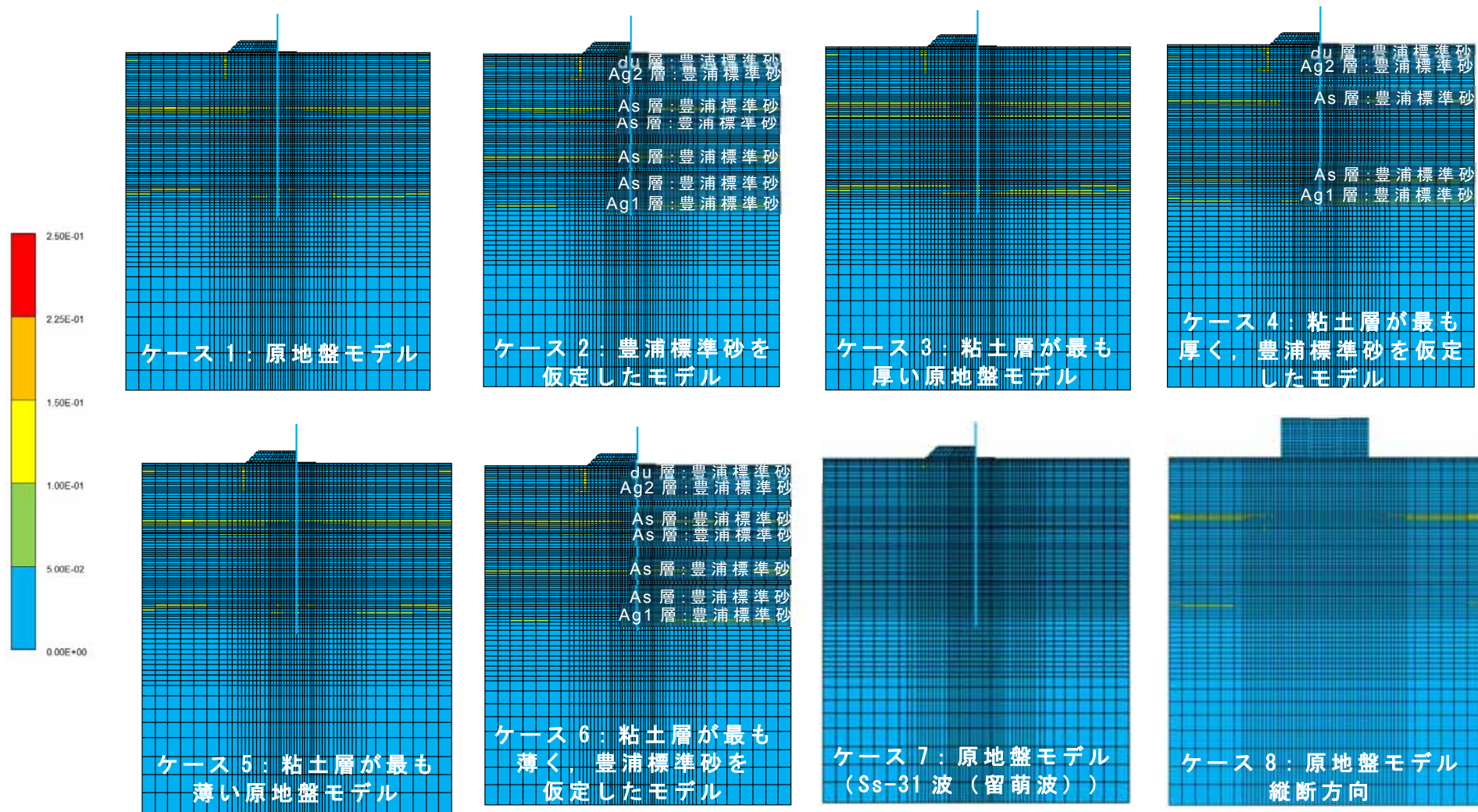
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu / N	判定
ケース 1 原地盤モデル	10,290.9	102,802	9.98	OK
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル	10,585.4	102,802	9.71	OK
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	9,663.4	102,802	10.63	OK
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	11,099.1	102,802	9.26	OK
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	10,347.3	102,802	9.93	OK
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	10,661.0	102,802	9.64	OK
ケース 7 原地盤モデル Ss-31 波 (留萌波)	7,060.7	102,802	14.55	OK
ケース 8 原地盤モデル (縦断面)	6,381.2	102,802	16.11	OK

第 3-8 表 残留変位量

		水平変位 (m)	鉛直変位 (m)
ケース 1 原地盤モデル	上部工天端～上部工下端の相対変位量	-0.0607	-0.0169
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル		-0.0922	-0.0206
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル		-0.0551	-0.0162
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル		-0.0723	-0.0199
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル		-0.0620	-0.0172
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル		-0.0956	-0.0211
ケース 7 原地盤モデル Ss-31 波 (留萌波)		-0.0293	-0.0070
ケース 8 原地盤モデル (縦断面)		0.0004	-0.0027



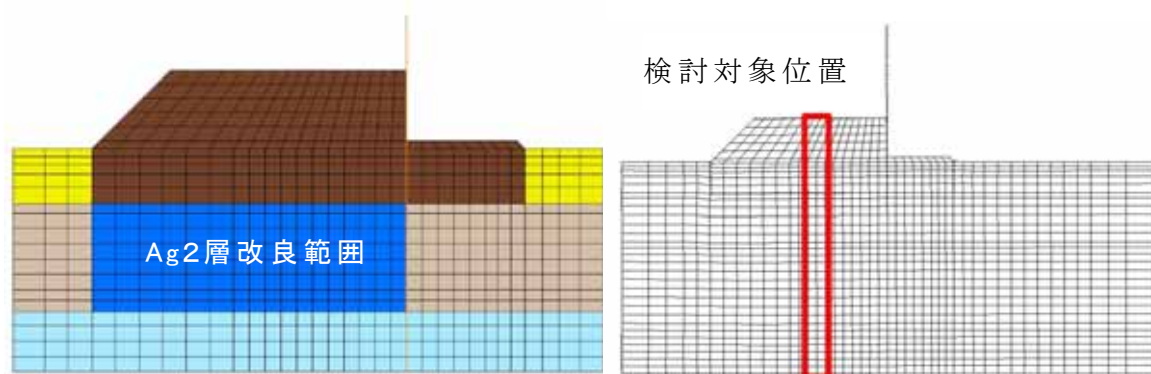
第 3-16 図 過剰間隙水圧比分布図



第 3-17 図 最大せん断ひずみ分布図

以上の評価結果からいずれのケースにおいても，基準地震動  $S_s$  に対して，杭の曲げ，せん断，座屈及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有している見通しを得た。

次にケース 1～ケース 7 の過剰間隙水圧比及び最大せん断ひずみより，石原チャートを適用して地震後の沈下量を算定した範囲を第 3-18 図に示し，検討結果を第 3-9 表に示す。



第 3-18 図 Ag 2 層改良範囲と検討対象位置

第 3-9 表 地震後の地盤高さの嵩上げ部の沈下量

ケース名	FLIP より算出された地盤沈下量 (m)	過剰間隙水圧消散時沈下量 (m)	不飽和部ゆすり込み沈下量 (m)	合計沈下量 (m)
ケース 1：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	0.090	0.029	0.000	0.119
ケース 2：豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	0.110	0.064	0.000	0.174
ケース 3：粘土層が最も厚い原地盤モデル	0.090	0.048	0.000	0.138
ケース 4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	0.090	0.053	0.000	0.143
ケース 5：粘土層が最も薄い原地盤モデル	0.092	0.076	0.000	0.168
ケース 6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	0.114	0.107	0.000	0.221
ケース 7：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル ( $S_s$ -31 波 (留萌波))	0.007	0.000	0.000	0.007

以上の評価結果から、沈下量は最大でも 0.221m であることを得た。よって、Ag2 層を浸透固化工法で改良することにより、地震時の大きなせん断ひずみを低下させることができ、地盤高さの嵩上げ部の沈下を抑制することができる。

以下に横断方向の結果の概要について示す。

- ① 曲げ軸力による杭体の応力度が最大となるのは、ケース 4 (Ac 層最大 (液状化対象層を豊浦標準砂と仮定)) であり、豊浦標準砂を仮定したケースで安全率が小さくなる傾向にある。
- ② 杭体で最大曲げモーメントが発生する位置は、G.L. -35m 付近の Ac 層と As 層 (豊浦標準砂を仮定した場合も含む) か Ac 層と Ag1 層 (豊浦標準砂を仮定した場合) との境目付近となる。
- ③ Ss-31 波 (留萌波) の安全率は Ss-D1 波に対して十分に大きくなる。これは、地震動の繰返しが少ないため、過剰間隙水圧が増加せず (有効応力が低下せずに) 地盤の剛性も低下しないことによる。
- ④ 支持力、残留変位の最大値については、ケース 6 が最大となる。
- ⑤ 過剰間隙水圧比が 95%以上になるのは、豊浦標準砂を仮定したケースのみであり、地表面付近の du 層 (豊浦標準砂を仮定)、Ag2 層 (豊浦標準砂を仮定)、及び G.L. -20m 付近の As 層 (豊浦標準砂を仮定) である。それ以深については、非液状化層との界面に 95%以上となる個所 (豊浦標準砂を仮定) が存在する。
- ⑥ 最大せん断ひずみ分布では、大きなせん断ひずみが生じるケースは存在しない。



⑦沈下量は石原チャートによる過剰間隙水圧の消散によるものを考慮しても、最大でケース6の22cmである。

①から⑦の結果より、杭体の曲げが最も厳しいケースは、粘土層が厚くかつ豊浦標準砂を仮定したケースであり、地盤の軟化に伴い杭へ作用する土圧が大きくなったことによるものと考えられる。

いずれのケースにおいても、基準地震動 $S_s$ に対して、杭の曲げ、せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

(5) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部））

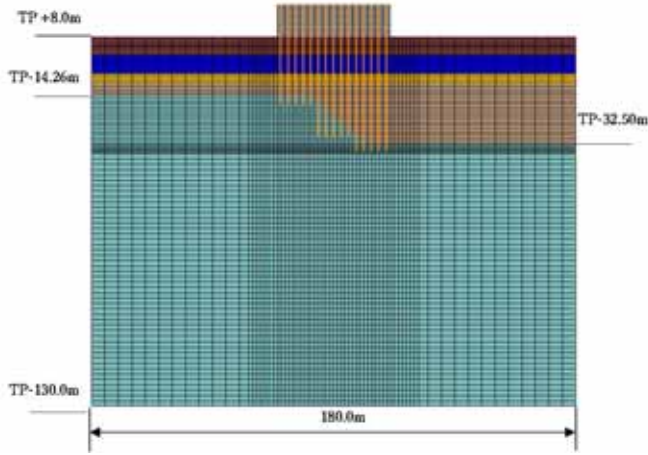
1) 検討ケース及び検討モデル

有効応力解析により，岩盤傾斜部における岩盤への根入れ深さ及び地層条件の違いによる評価を原地盤の物性値を用いて実施した。解析検討ケース一覧表を第 3-10 表，検討モデルを第 3-19 図に示す。

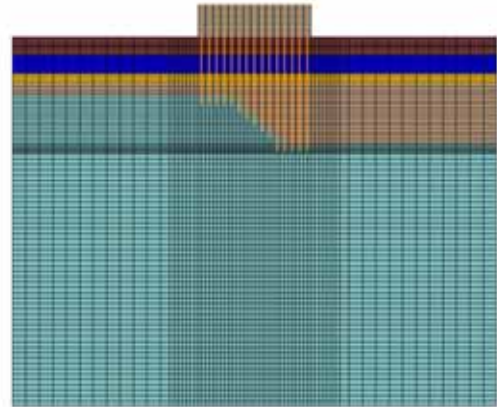
第 3-10 表 解析検討ケース一覧表

ケース名	岩盤への根入れ深さ	内 容	備 考
①縦断	岩着杭 (T.P. - 31.36m)	杭長一定	縦断モデル 最浅・最深部杭 照査
②縦断_1D根入れ	岩着杭 (1D)	杭長変更 (各杭根入れ長 1D)	
③横断_Km 最浅部	岩着杭 (T.P. - 31.36m)	Km 層最浅部 (根入れ長最大)	横断モデル
④横断_Km 最深部	岩着杭 (T.P. - 31.36m)	Km 層最深部 (根入れ長最小)	
⑤横断_Km 最浅部_1D	岩着杭 (T.P. - 22.24m)	Km 層最浅部 (根入れ長 1D)	

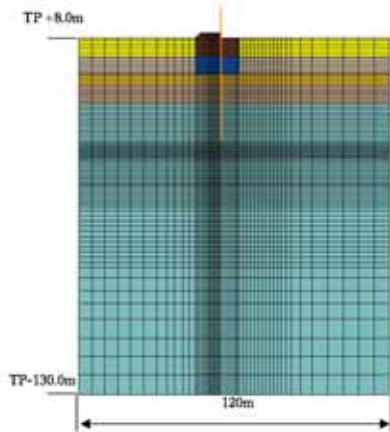
① 縦断



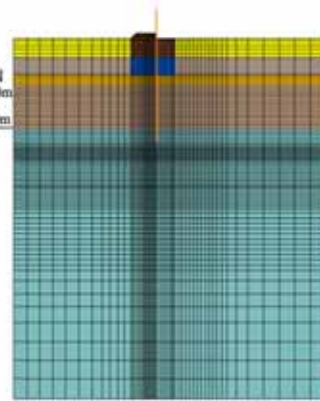
② 縦断\_1D 根入れ



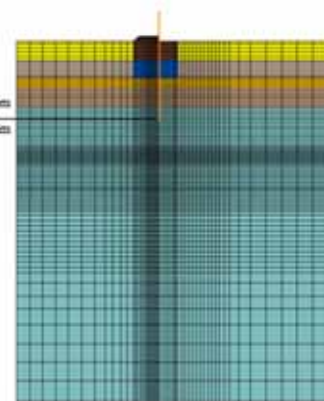
③ 横断 Km 層最浅部



④ 横断 Km 層最深部



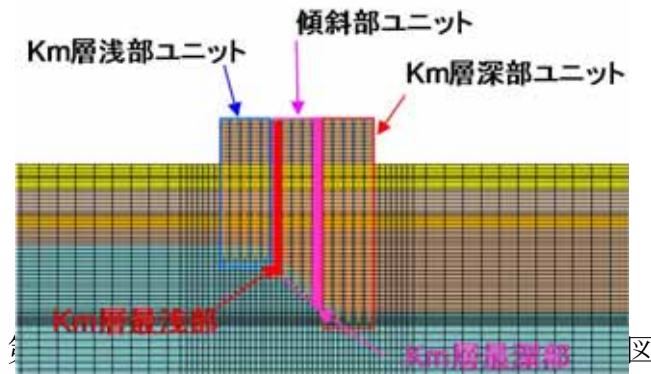
⑤ 横断 Km 層最浅 1D



第 3-19 図 検討モデル

## 2) 評価結果

杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第 3-11 表、残留変位量を第 3-12 表に示す。第 3-20 図に照査対象位置図を、第 3-21 図に断面力分布図を示す。

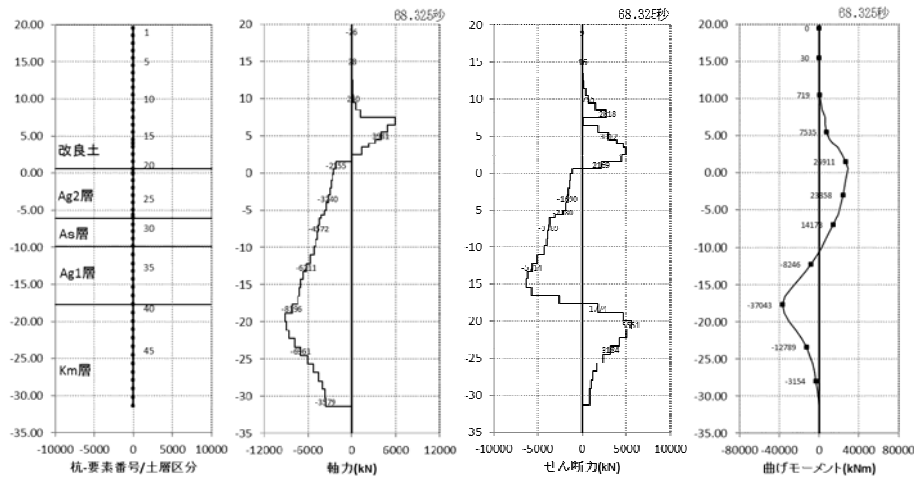


第 3-11 表(1) 評価結果 (曲げ・軸力に対する照査)

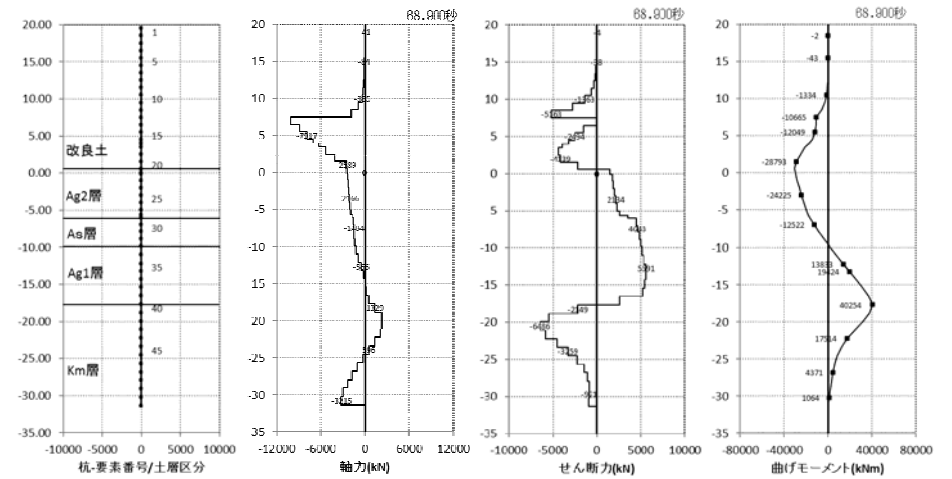
	発生応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> ) (M/Z + N/A)	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\sigma_{sa} / \sigma$	判定
①縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	230.32	382.5	1.66	OK
①縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	178.68	382.5	2.14	OK
②縦断_1D根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	202.36	382.5	1.89	OK
②縦断_1D根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	178.13	382.5	2.14	OK
③横断_Km最浅部 (杭先端 T.P. -31.36m)	208.41	382.5	1.83	OK
④横断_Km最深部 (杭先端 T.P. -31.36m)	254.75	382.5	1.50	OK
⑤横断_Km最浅部_1D (杭先端 T.P. -22.24m)	201.95	382.5	1.89	OK

第 3-11 表 (2) 評価結果 (せん断に対する照査)

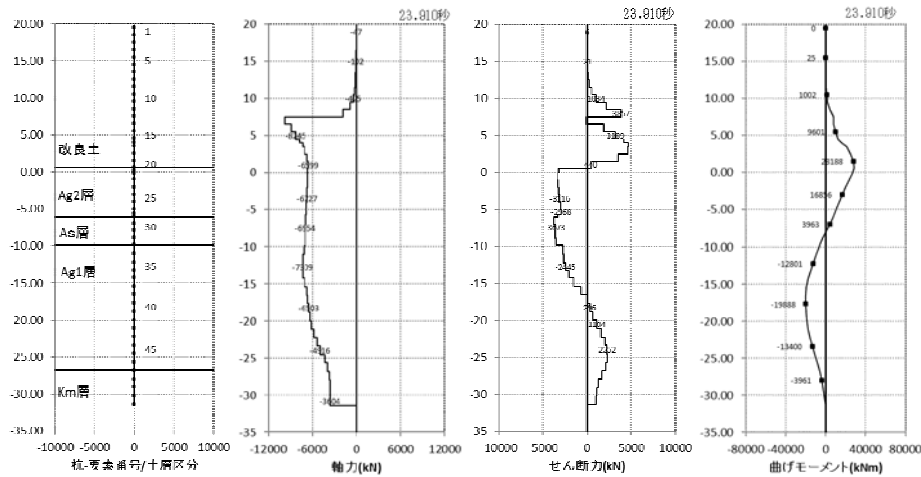
	発生応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\tau_{sa} / \tau$	判定
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	21.53	217.5	10.10	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	20.92	217.5	10.39	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	33.49	217.5	6.49	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	20.42	217.5	10.65	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T.P. -31.36m)	17.56	217.5	12.38	OK
④ 横断_Km 最深部 (杭先端 T.P. -31.36m)	22.72	217.5	9.57	OK
⑤ 横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T.P. -22.24m)	24.17	217.5	8.99	OK



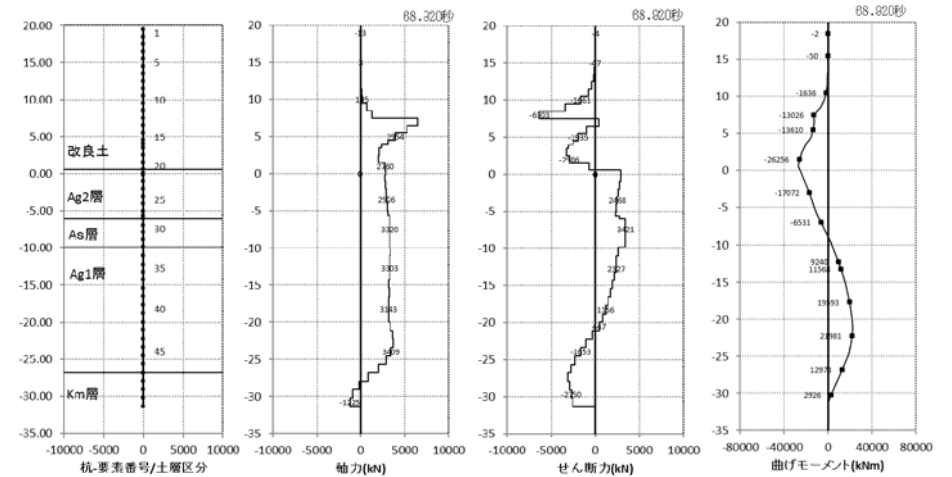
① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m）曲げ軸力照査時刻時



① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m）せん断照査時刻時

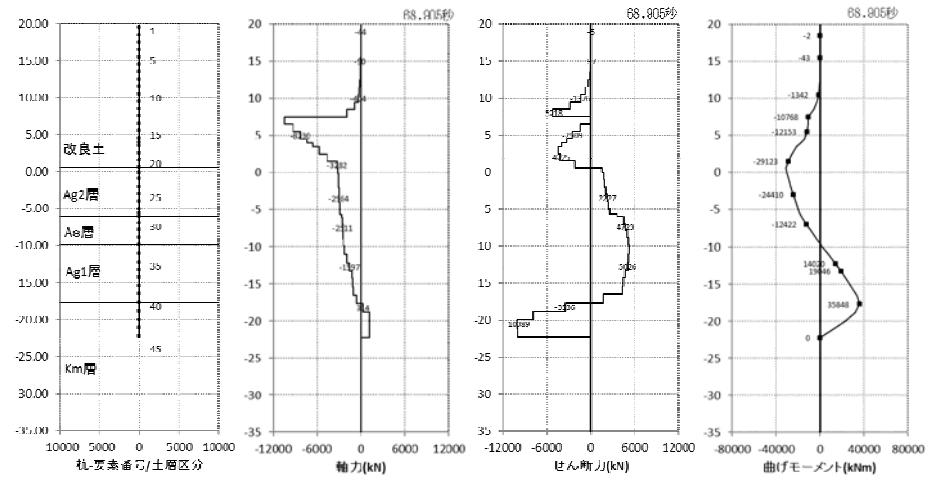
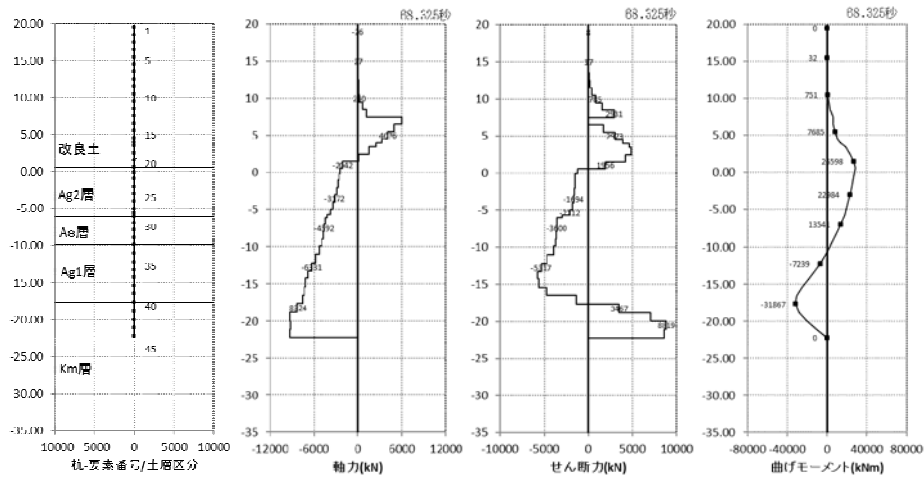


① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m）曲げ軸力照査時刻時



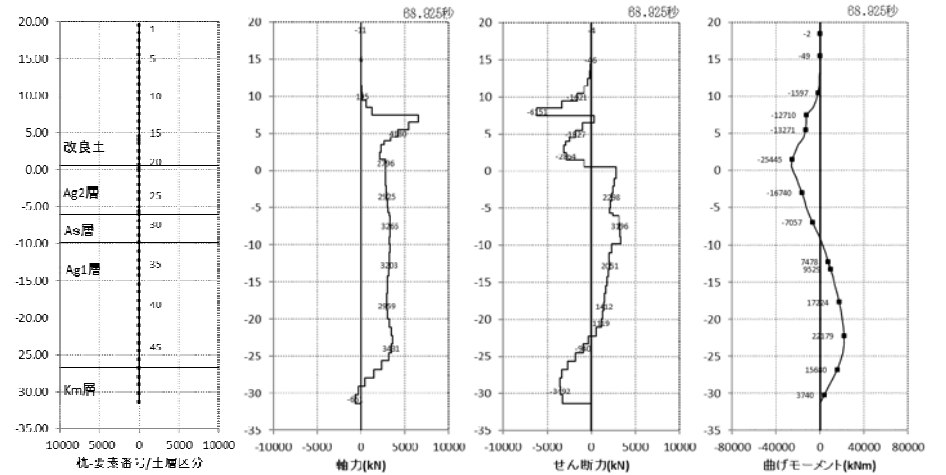
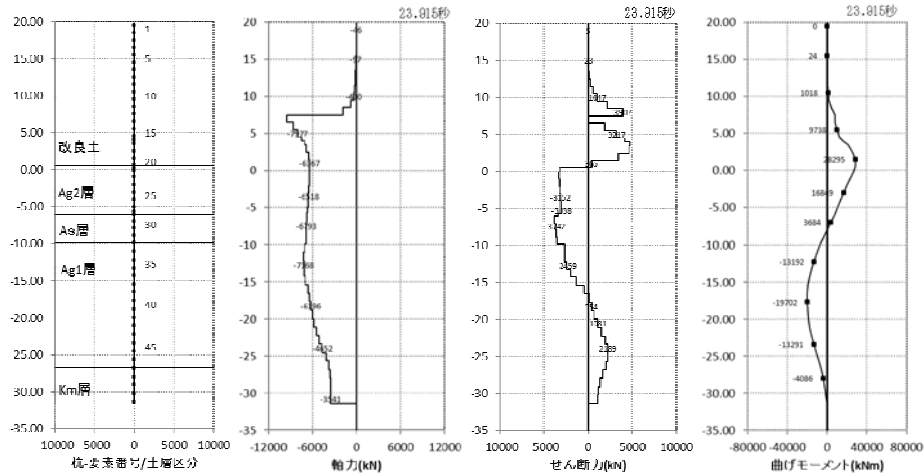
① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m）せん断照査時刻時

第 3-21 図(1) 断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時

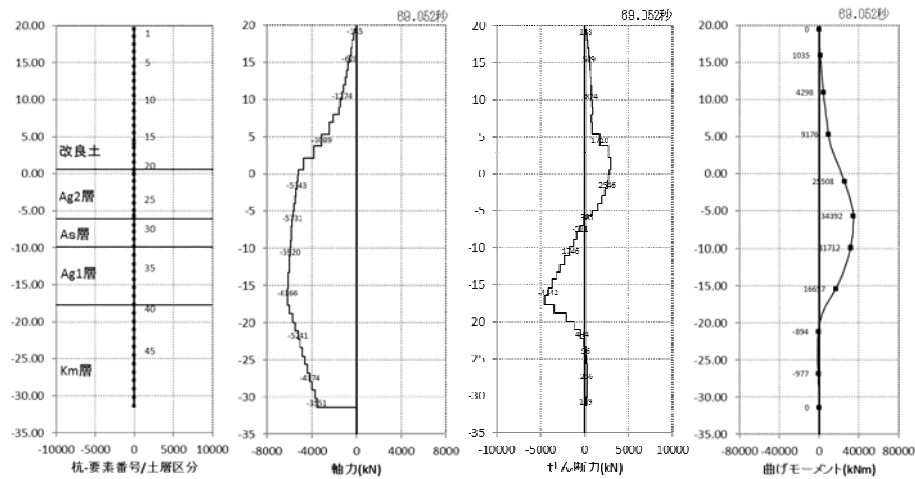
②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時



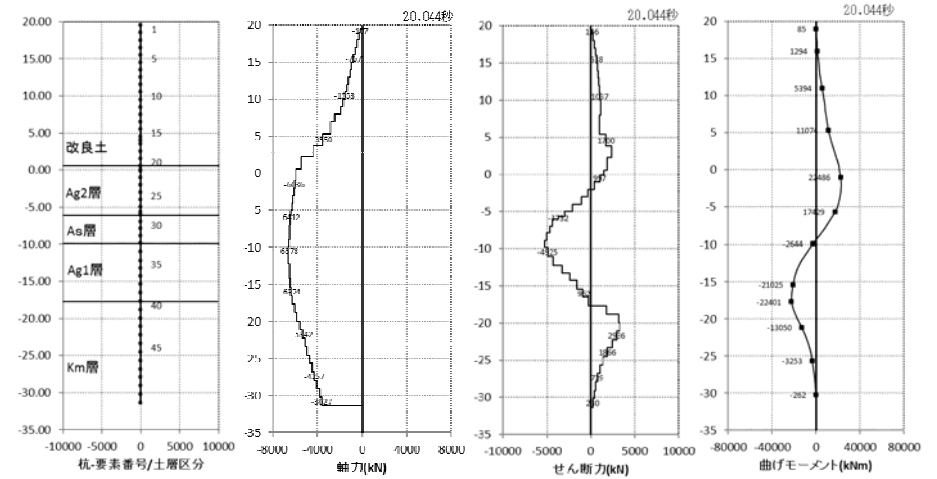
②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

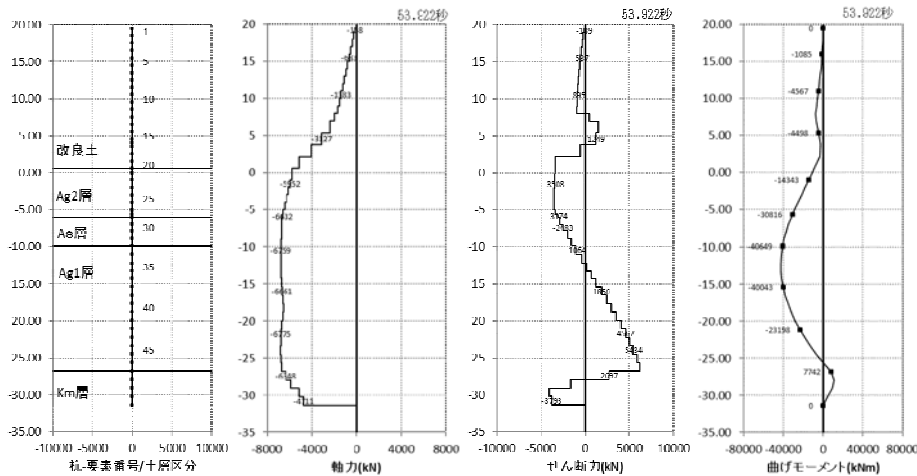
第 3-21 図(2) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



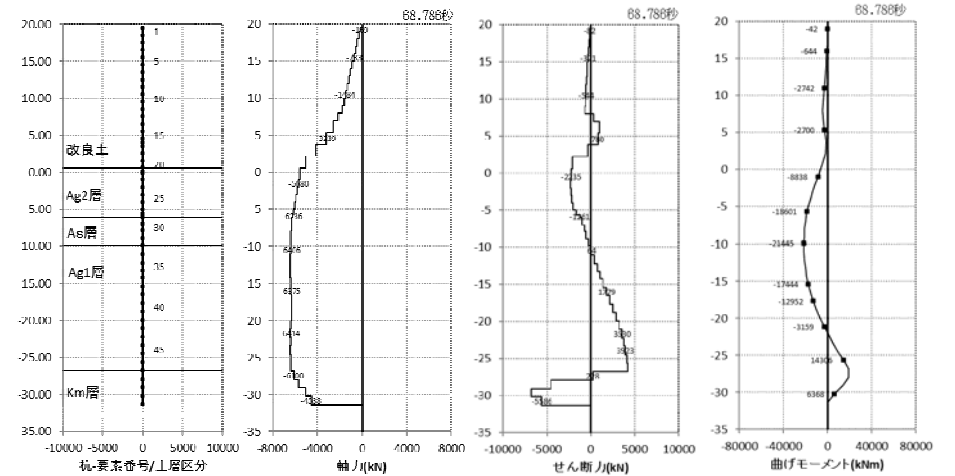
③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時



③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時



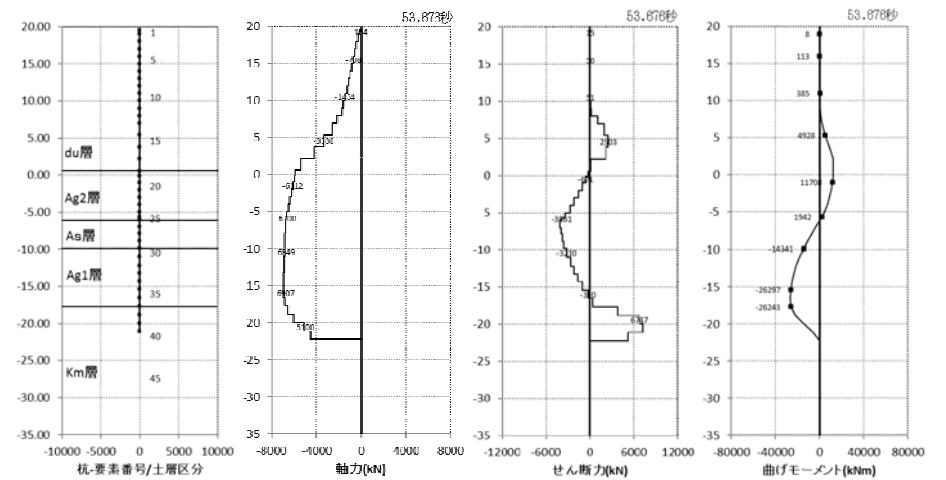
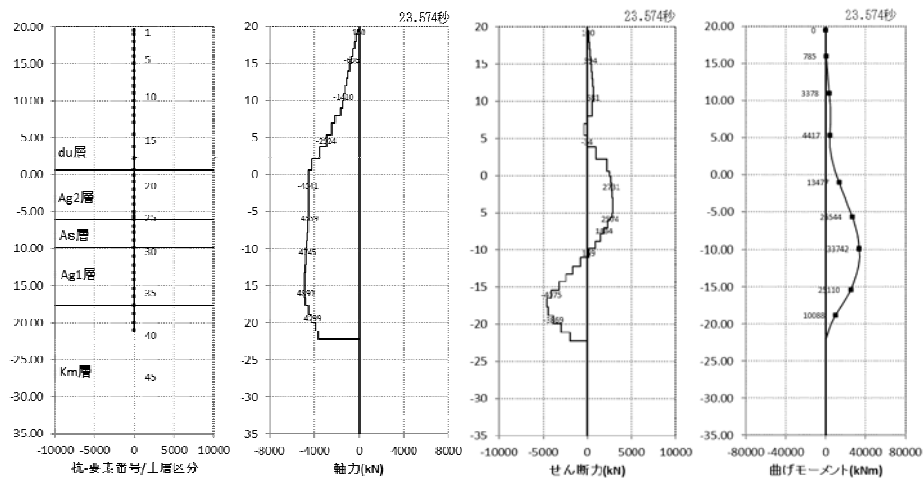
④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

第 3-21 図(3) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)





⑤横断 Km 層最浅部 1D (杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時

⑤横断 Km 層最浅部 1D (杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

第 3-21 図(4) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)

第 3-11 表 (3) 評価結果 (支持力照査)

	発生応力度 $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 qd (kN/m <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 qd / $\sigma_y$	判定 (> 1.2)
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	375.0	5,673.0	15.1	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	340.1	5,673.0	16.6	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	346.2	5,484.0	15.8	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	344.9	5,673.0	16.4	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T.P. -31.36m)	479.0	5,673.0	11.8	OK
④ 横断_Km 最深部 (杭先端 T.P. -31.36m)	600.7	5,673.0	9.4	OK
⑤ 横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T.P. -22.24m)	483.9	5,484.0	11.3	OK

第 3-11 表 (4) 評価結果 (座屈耐力に対する照査)

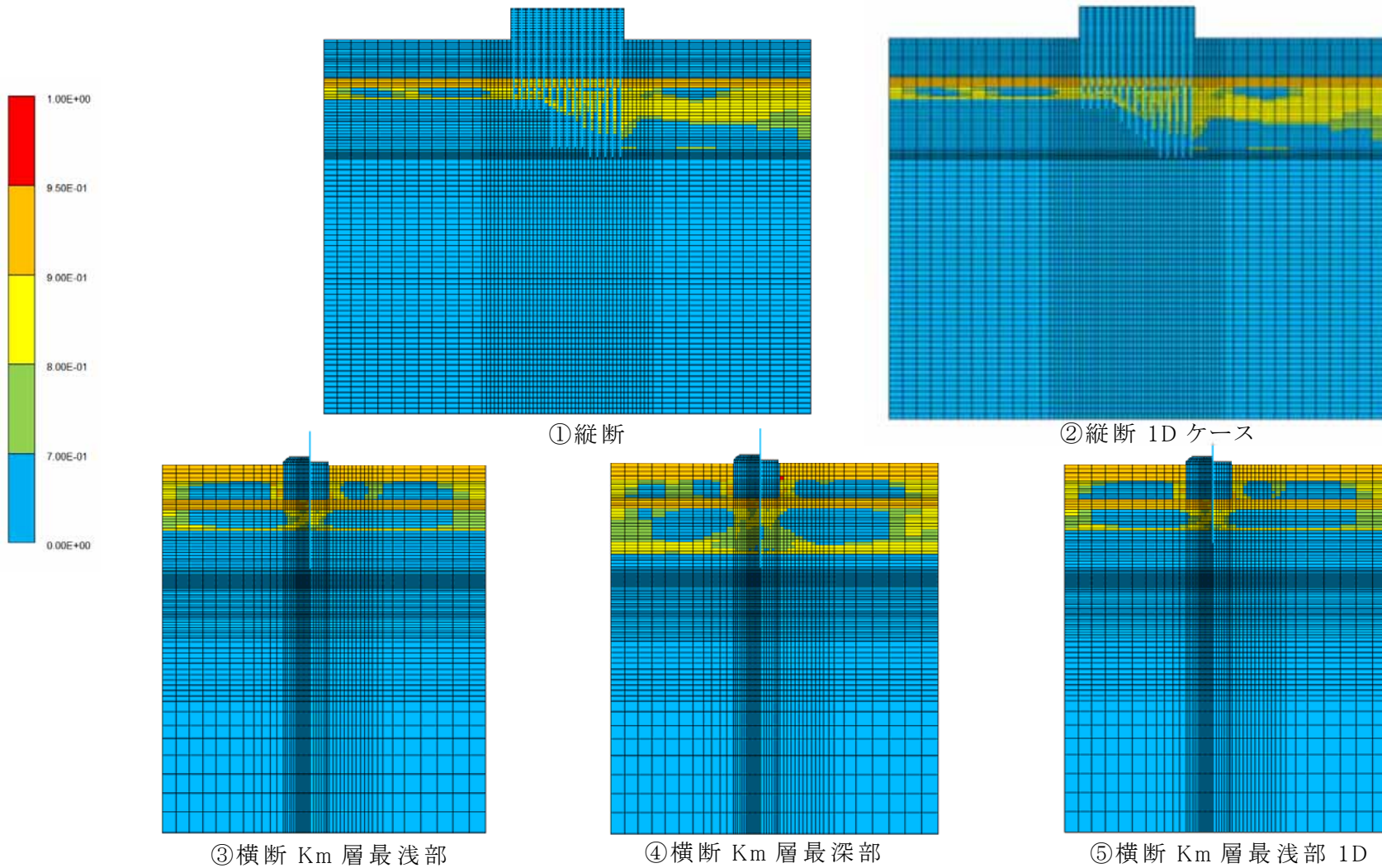
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu / N	判定
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	11,460	119,036	10.38	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	11,180	119,036	10.64	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	11,790	119,036	10.09	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	11,200	119,036	10.62	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T.P. -31.36m)	8,446	119,036	14.09	OK
④ 横断_Km 最深部 (杭先端 T.P. -31.36m)	9,157	119,036	12.99	OK
⑤ 横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T.P. -22.24m)	8,311	119,036	14.32	OK

第 3-12 表 残留変位量

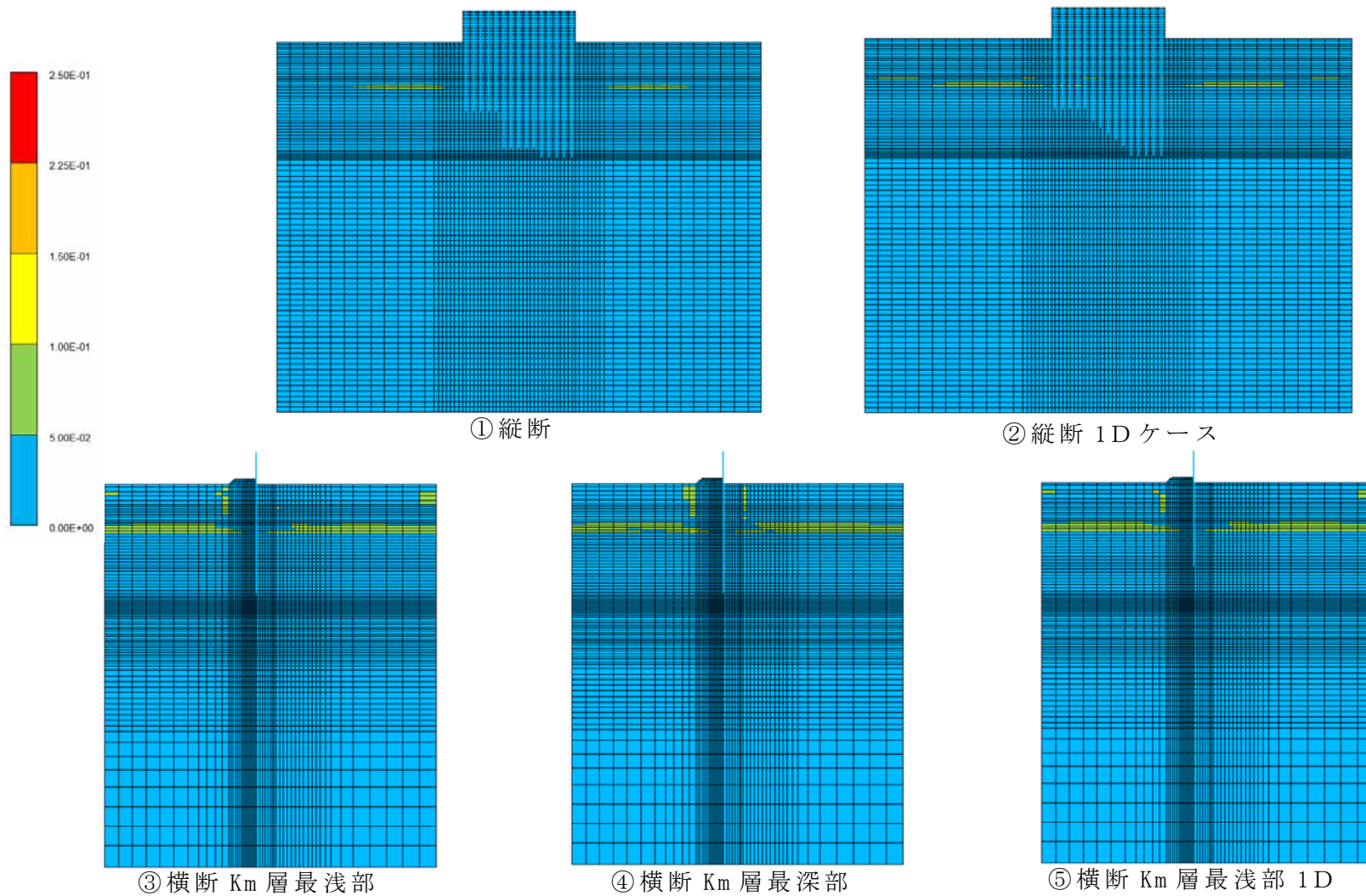
		水平変位 (m)	鉛直変位 (m)
①縦断（最浅部： 杭先端 T.P. -31.36m）	上部工天端～ 上部工下端の 相対変位量	-0.0004	-0.0043
①縦断（最深部： 杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0004	-0.0039
②縦断_1D根入れ（最浅部： 杭先端 T.P. -22.24m）		-0.0004	-0.0044
②縦断_1D根入れ（最深部： 杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0004	-0.0040
③横断_Km最浅部 （杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0401	-0.0099
④横断_Km最深部 （杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0422	-0.0132
⑤横断_Km最浅部_1D （杭先端 T.P. -22.24m）		-0.0392	-0.0127

以上の評価結果からいずれのケースにおいても，基準地震動  $S_s$  に対して，杭の曲げ，せん断及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有している見通しを得た。

次に，第 3-22 図に過剰間隙水圧比分布図及び第 3-23 図に最大せん断ひずみ分布図を示す。



第 3-22 図 過剰間隙水圧比分布図（岩盤傾斜部，原地盤物性）



第 3-23 図 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤傾斜部, 原地盤物性)

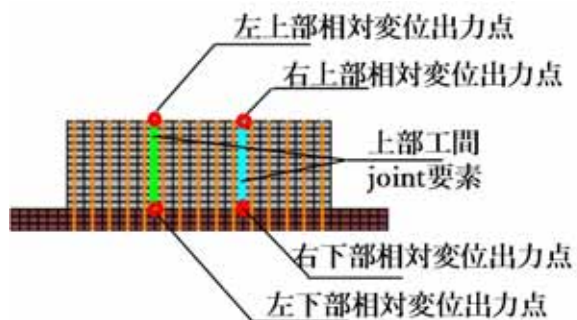
横断方向の解析から算出された、地盤高さの嵩上げ部中央位置における沈下量（残留変位）を第 3-13 表に示す。

第 3-13 表 地盤高さの嵩上げ部沈下量

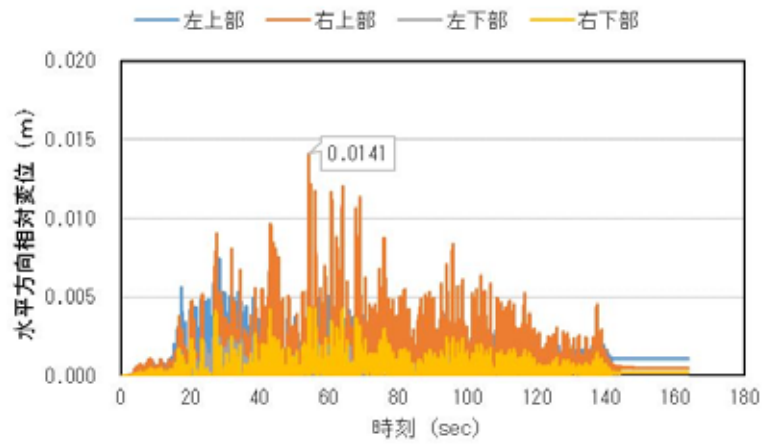
	変位	地盤高さの嵩上げ部上面中央 (m)
③横断 Km 層最浅部	水平変位	-0.0603
	鉛直変位	-0.0249
④横断 Km 層最深部	水平変位	-0.0724
	鉛直変位	-0.0300
⑤横断 Km 層最浅部 1D	水平変位	-0.0632
	鉛直変位	-0.0280

岩盤傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は 3cm 程度であり、地震時の沈下量は小さいといえる。

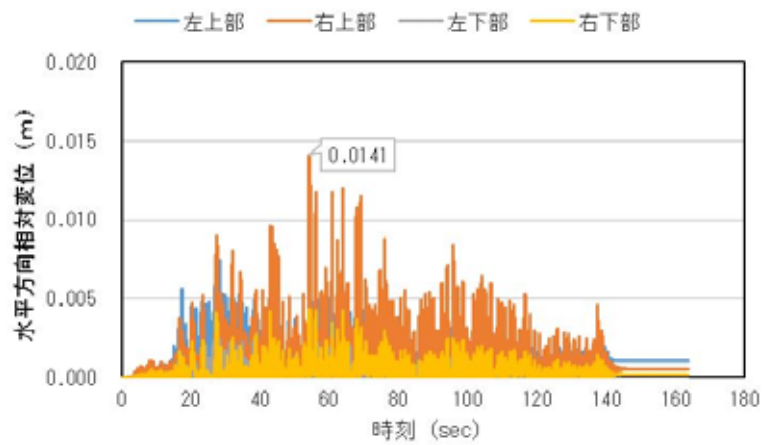
次に、縦断方向のユニット間の相対変位を示す。出力概要図を第 3-24 図、時刻歴相対変位を第 3-25 図、最大相対変位を第 3-14 表に示す。



第 3-24 図 出力概要図



第 3-25 図(1) ①縦断 (T.P. - 31.36m) 杭長一定ケース相対変位



第 3-25 図(2) ②縦断\_1D根入れケース相対変位

第 3-14 表 ユニット間最大相対変位

	最大相対変位 (m)
①縦断_杭長一定ケース	0.0141
②縦断_1D根入れケース	0.0141

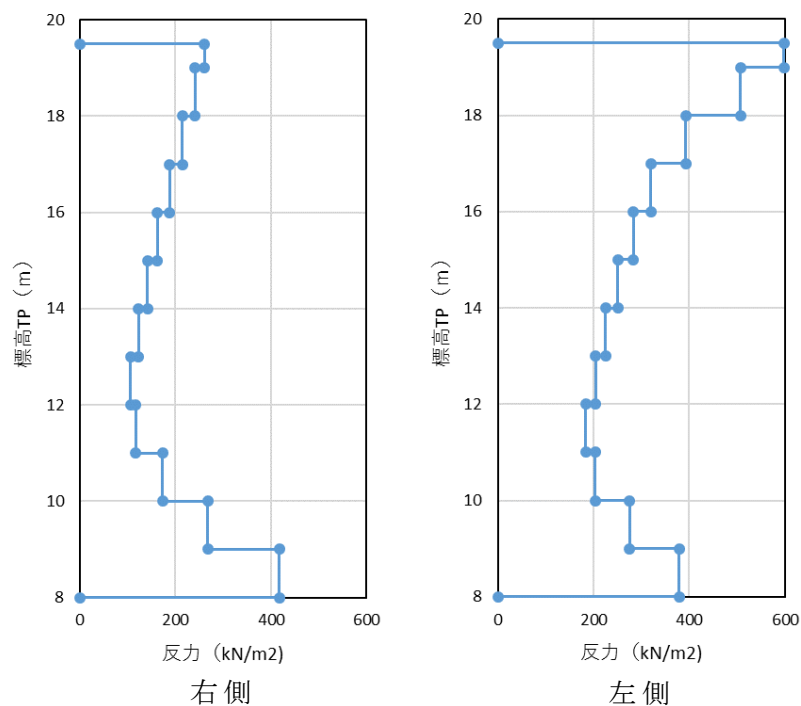
ここで、水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正を示す。

検討の結果、縦断方向のユニット間の変形は 1.4cm であり、十分に小さい結果を得た。

次にユニット間の衝突時の支圧応力度について、第 3-15 表に最大値、第 3-26 図に最大値分布を示す。

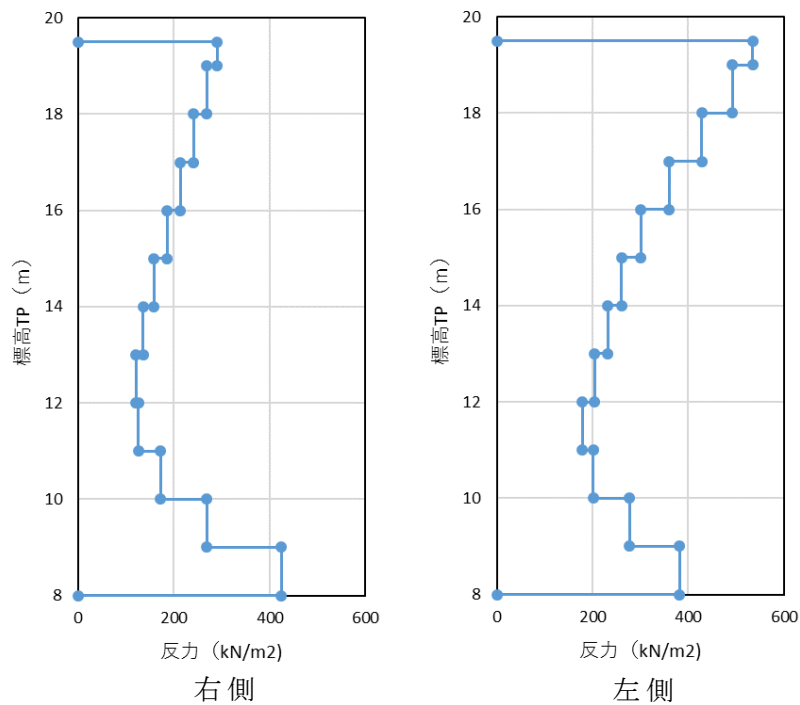
第 3-15 表 上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

	水平方向 最大支圧応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	コンクリートの 許容支圧応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率
縦断	598	12,000	20.06
縦断 1D	535	12,000	22.42



第 3-26 図 (1) ①縦断 杭長一定ケースバネ反力





第 3-26 図 (2) ②縦断\_1D 根入れ (各杭根入れ長 1 D ) ケースバネ反力

縦断方向の最大支圧応力度は、コンクリートの許容支圧応力度よりも十分に小さく、コンクリートが支圧破壊を生じることがないことを示した。

これまでに示した岩盤傾斜部の原地盤物性を用いた検討から得られた結果の概要を以下に示す。

- ①横断方向に比べて縦断方向の方が、安全率が大きいことを確認した。
- ②岩盤最浅部の杭体の応力については、杭長を揃えたケースよりも、岩盤へ 1D 根入れするケースの方が、杭体の安全率が大きくなることを確認した。杭の根入れ長が 1D の場合は、杭先端がピン結合と類似する条件となるが、杭長を長く揃えた場合は固定条件に近づくこととなり、岩盤直上の曲げモーメントが大きくなるためと考えられる。

- ③岩盤最深部の杭については，改良土と Ag2 層との境目付近で曲げモーメントが最大となる。
- ④横断方向については，ケースによって異なるものの，As 層を挟んで Ag1 層及び Ag2 層との境界部に最大曲げ軸応力が発生する。
- ⑤残留変位は，横断方向に 4cm 程度生じ，鉛直方向は 1cm 程度生じる。
- ⑥全てのケースにおいて過剰間隙水圧比が 95%を超える個所はない（液状化は生じていない）。
- ⑦地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は 5cm 弱である。

①から⑦の結果より，岩盤傾斜部においても，基準地震動  $S_s$  に対して，杭の曲げ，せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

(6) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析結果（岩盤傾斜部，豊浦標準砂を仮定））

1) 評価結果

有効応力解析により，岩盤傾斜部における岩盤への根入れ深さ及び地層条件の違いによる評価について，豊浦標準砂を仮定した物性値を用いて実施した。

杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第 3-16 表，残留変位量を第 3-17 表に示す。第 3-27 図に断面力分布図を，第 3-28 図に過剰間隙水圧比分布図，第 3-29 図に最大せん断ひずみ分布図を示す。

第 3-16 表(1) 評価結果（曲げ・軸力に対する照査）

	発生応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> ) (M/Z + N/A)	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\sigma_{sa} / \sigma$	判定
①縦断（最浅部： 杭先端 T.P. -31.36m）	348.48	382.5	1.097	OK
①縦断（最深部： 杭先端 T.P. -31.36m）	234.37	382.5	1.632	OK
②縦断_1D根入れ（最浅部： 杭先端 T.P. -22.24m）	285.66	382.5	1.339	OK
②縦断_1D根入れ（最深部： 杭先端 T.P. -31.36m）	249.66	382.5	1.532	OK
③横断_Km 最浅部 （杭先端 T.P. -31.36m）	353.80	382.5	1.081	OK
④横断_Km 最深部 （杭先端 T.P. -31.36m）	279.96	382.5	1.366	OK
⑤横断_Km 最浅部_1D （杭先端 T.P. -22.24m）	250.36	382.5	1.527	OK

二方向の照査については、水平 x 方向、水平 y 方向、鉛直 z 方向の断面力に対して 1.0 : 0.4 : 0.4 とする。以下に照査結果を示す。

- ・ ケース①とケース③の水平二方向照査

$$\sqrt{\{(1 \times 61011 / 182)^2 + (0.4 \times 60401 / 182)^2\}} + 0.4 \times 6809 / 301.3$$

$$= 369.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SF} = 382.5 / 369.6 = 1.03$$

- ・ ケース②とケース⑤の水平二方向照査

$$\sqrt{\{(1 \times 48420 / 182)^2 + (0.4 \times 41589 / 182)^2\}} + 0.4 \times 6074 / 301.3$$

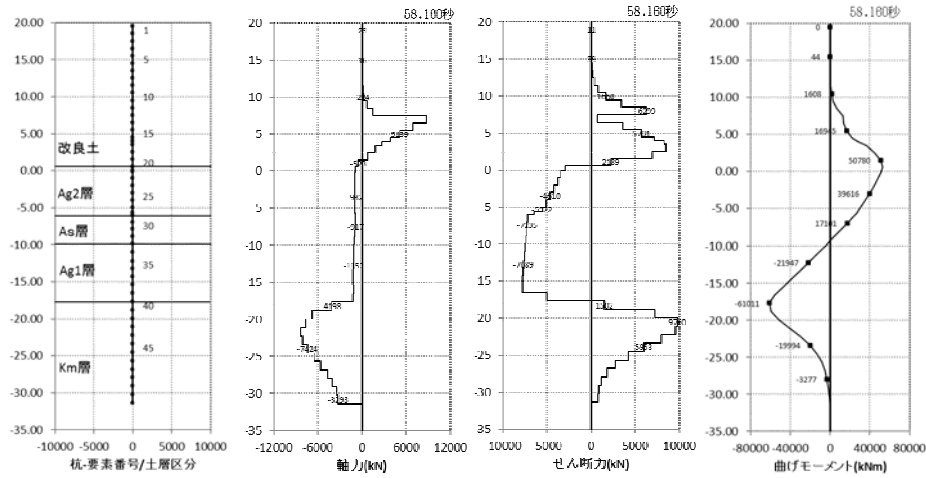
$$= 289.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SF} = 382.5 / 289.4 = 1.32 \text{ (1D ケース)}$$

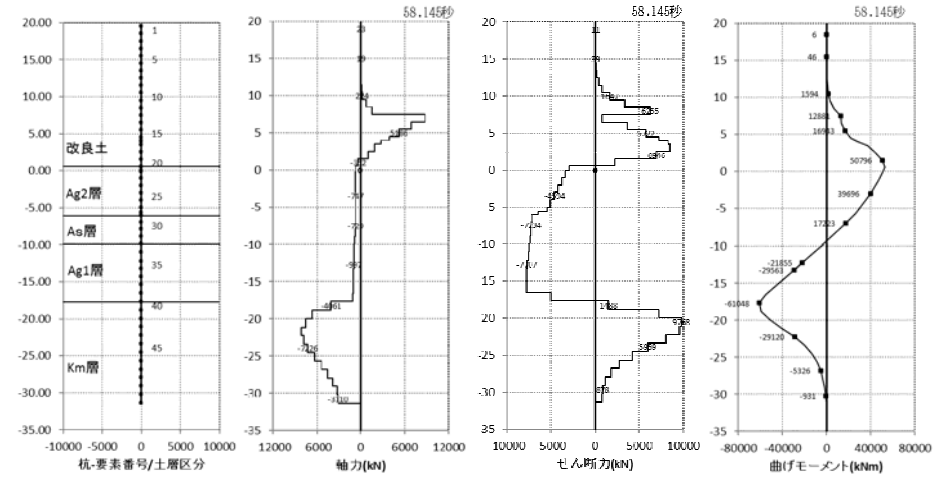
以上から両者とも二方向照査を行っても杭体は安全率を満足するが、1D ケースの方が安全率は大きくなる。

第 3-16 表 (2) 評価結果 (せん断に対する照査)

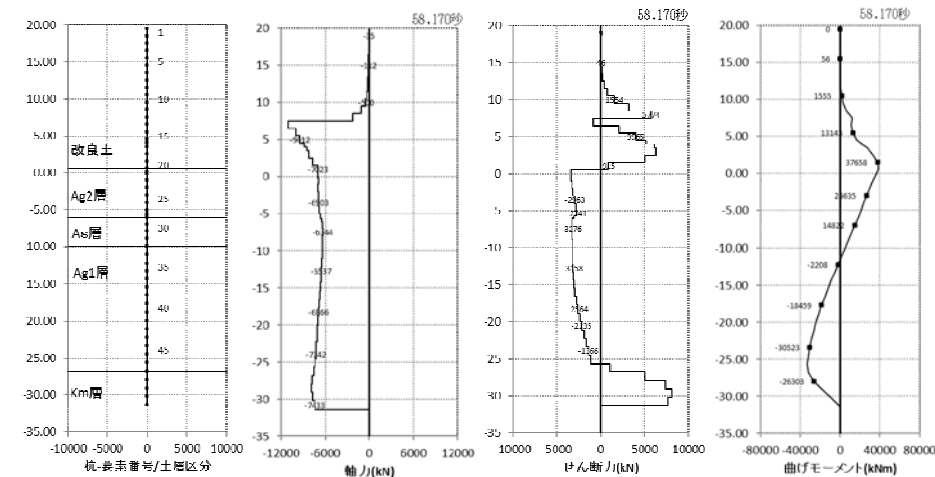
	発生応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\tau_{sa} / \tau$	判定
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	32.42	217.5	6.708	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	29.02	217.5	7.494	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T. P. -22.24m)	48.33	217.5	4.500	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	27.28	217.5	7.972	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T. P. -31.36m)	29.59	217.5	7.350	OK
④ 横断_Km 最深部 (杭先端 T. P. -31.36m)	33.55	217.5	6.482	OK
⑤ 横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T. P. -22.24m)	33.17	217.5	6.557	OK



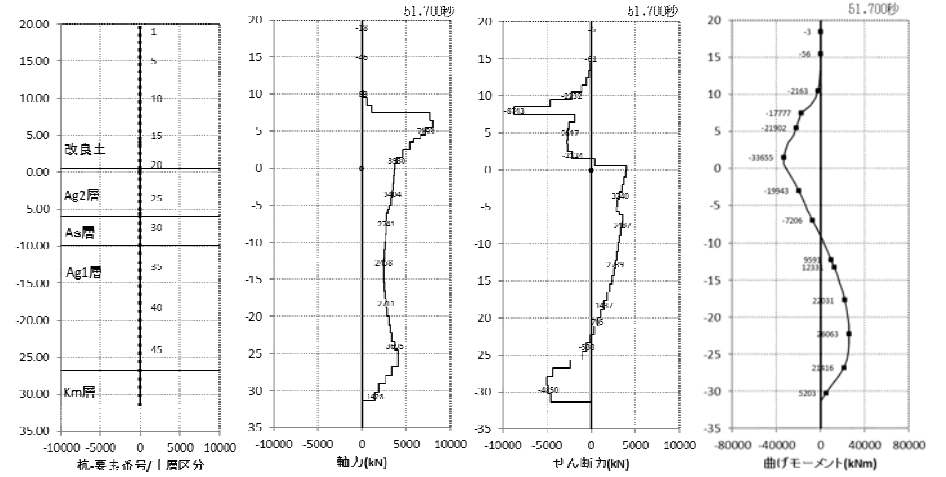
① 縦断(最浅部:杭先端 T.P.-31.36m) 曲げ軸力照査時刻時



① 縦断(最浅部:杭先端 T.P.-31.36m) せん断照査時刻時

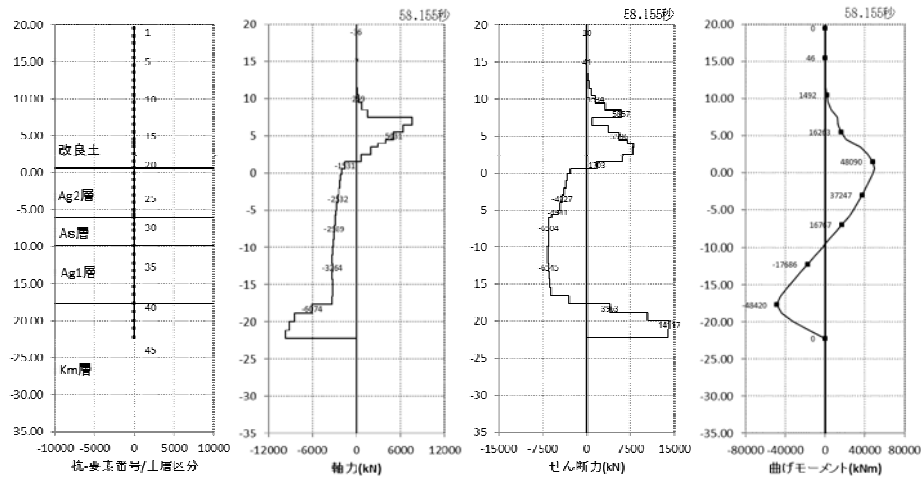


① 縦断(最深部:杭先端 T.P.-31.36m) 曲げ軸力照査時刻時

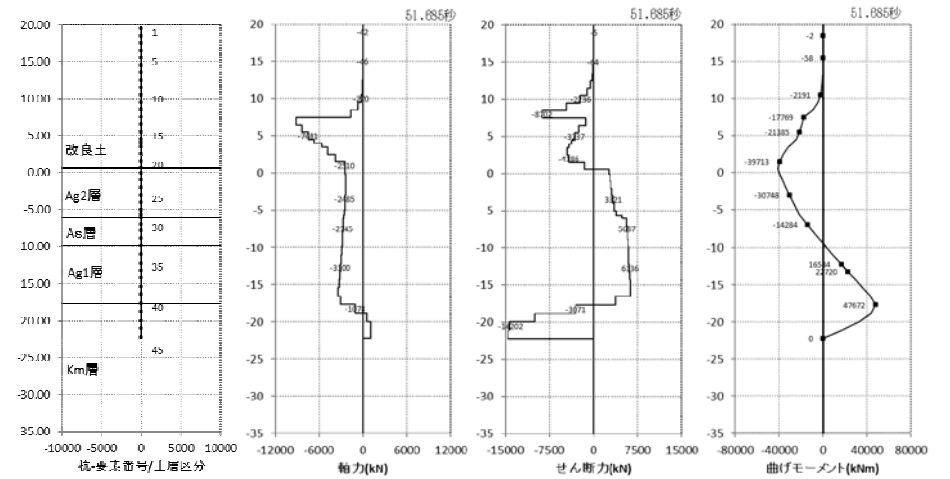


① 縦断(最深部:杭先端 T.P.-31.36m) せん断照査時刻時

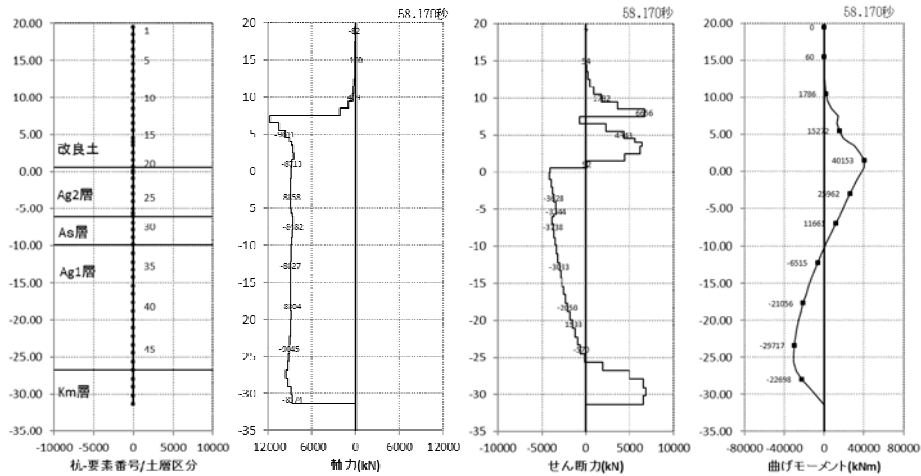
第 3-27 図(1) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



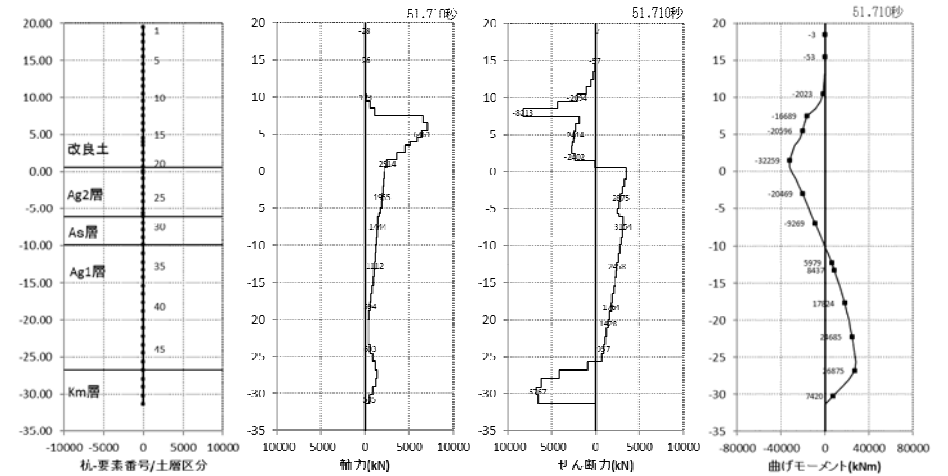
②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時



②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

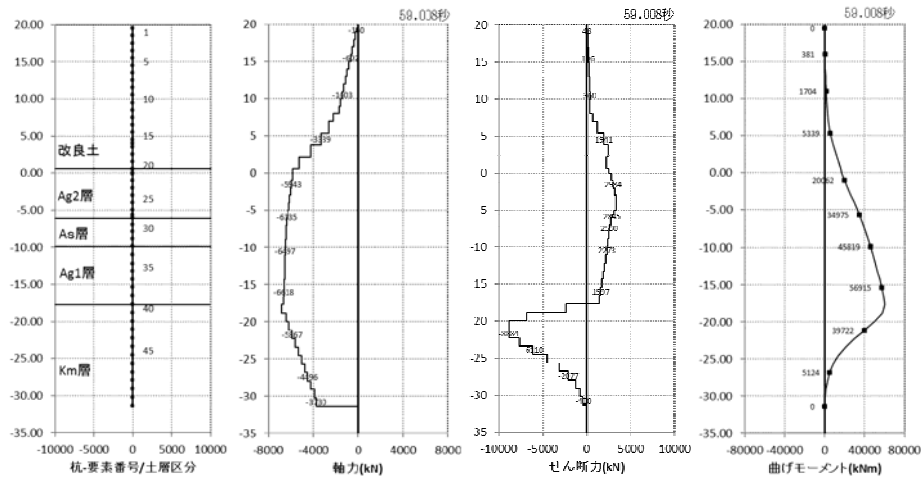


②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

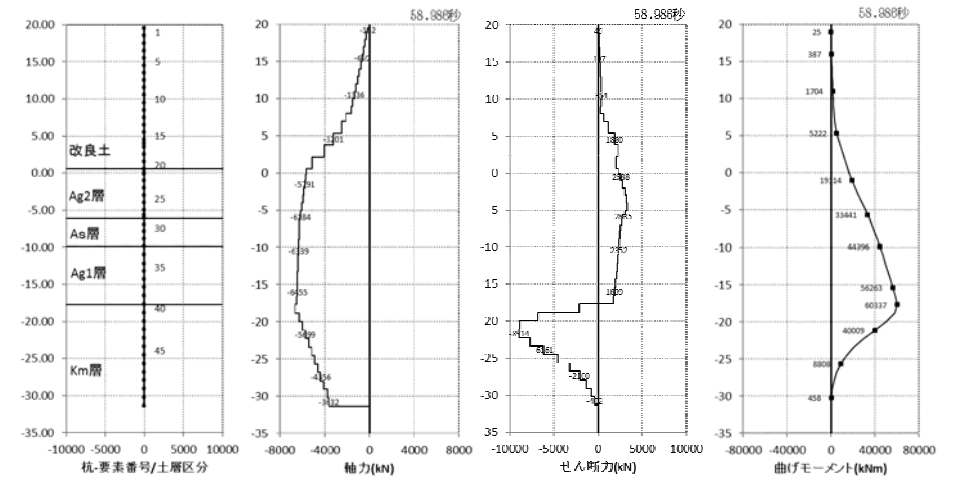


②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

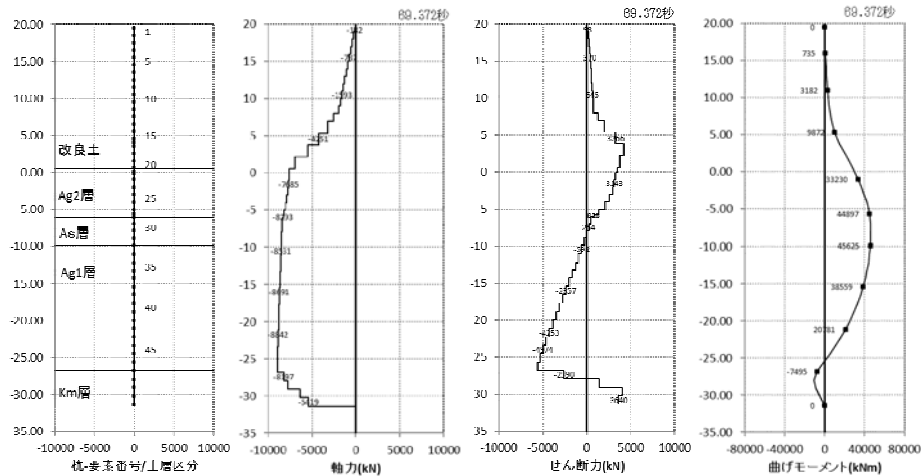
第 3-27 図(2) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



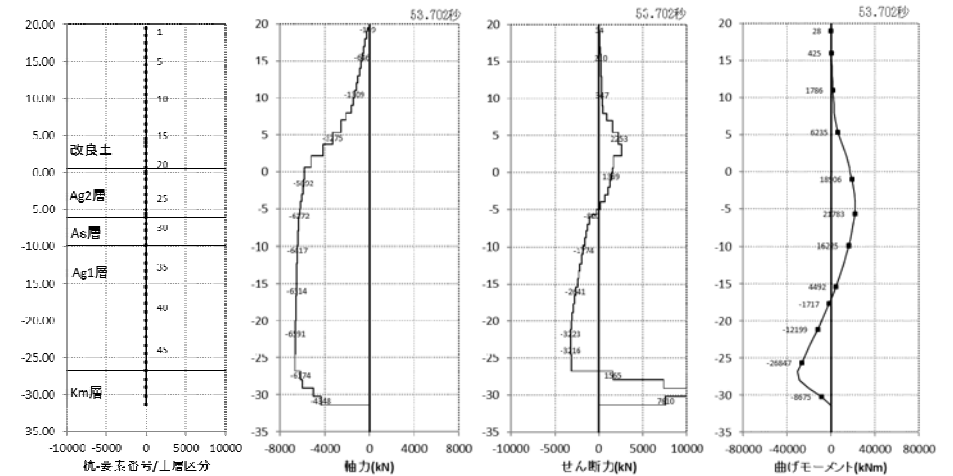
③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時



③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

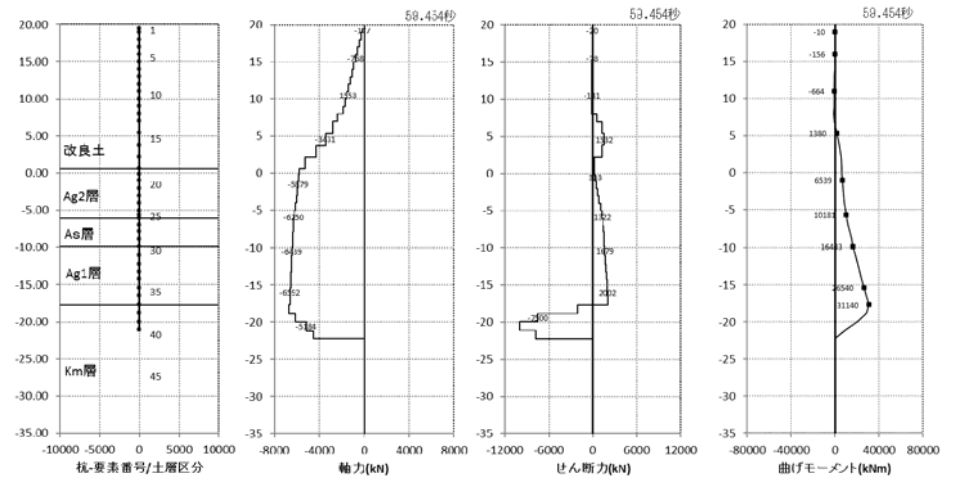
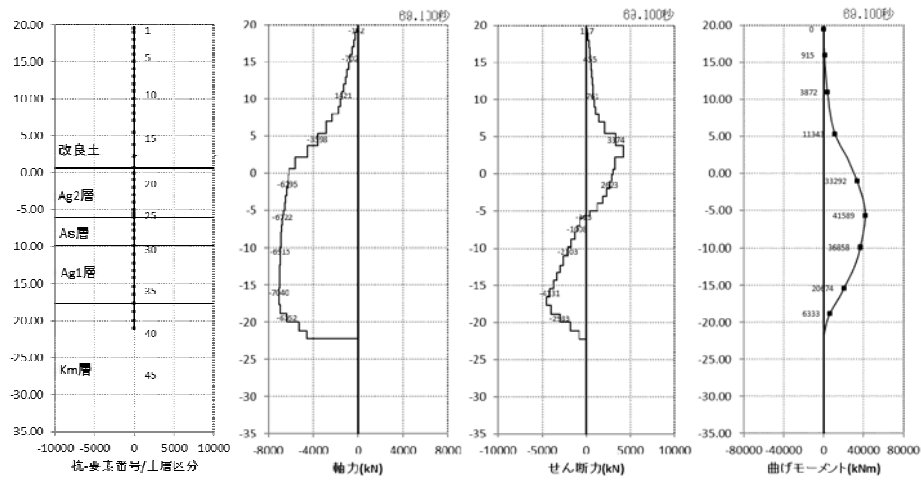


④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

第 3-27 図(3) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



⑤横断 Km 層最浅部 1D(杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時

⑤横断 Km 層最浅部 1D(杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

第 3-27 図(4) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



第 3-16 表 (3) 評価結果 (支持力照査)

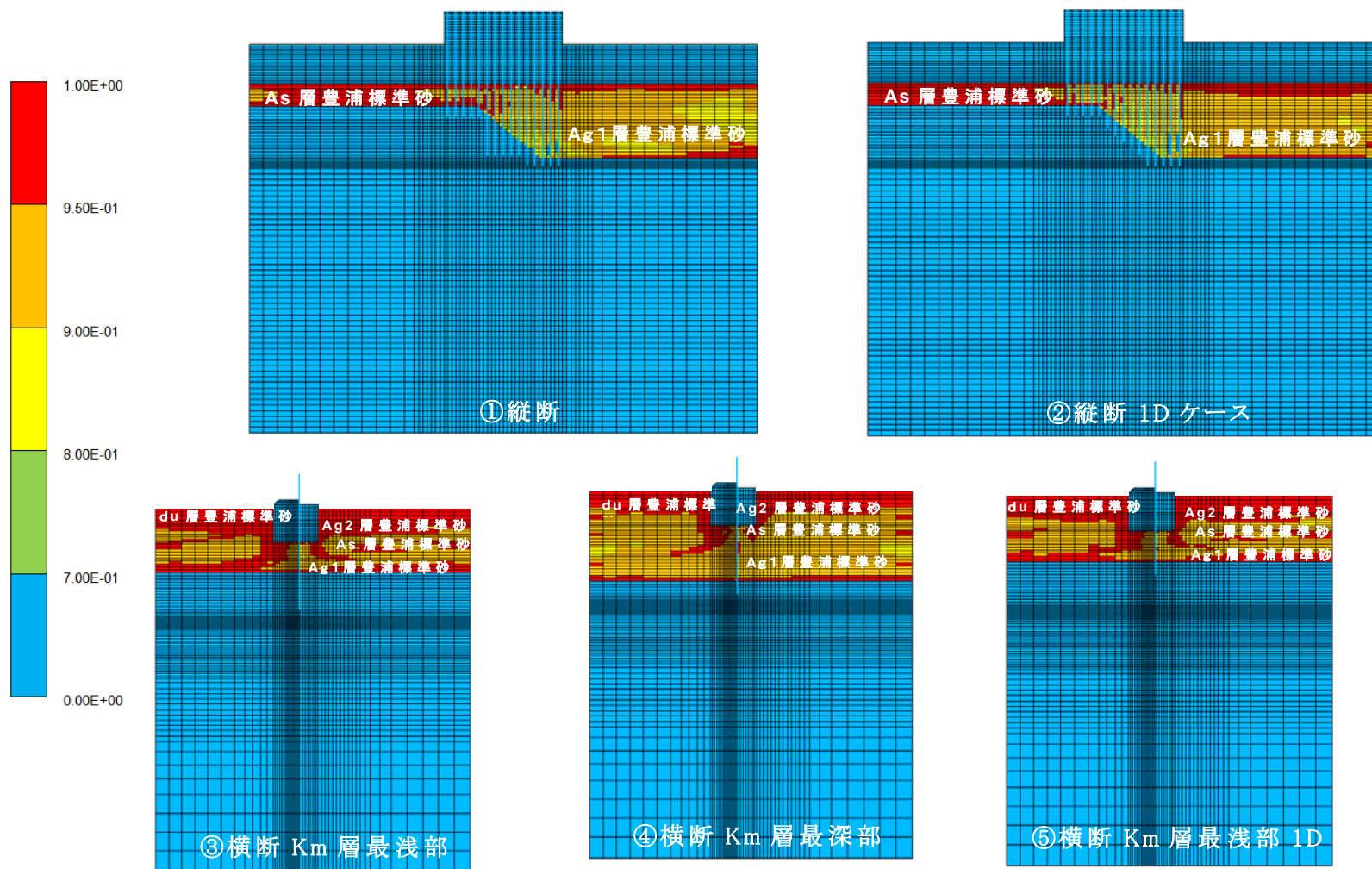
	発生応力度 $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 qd (kN/m <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 qd / $\sigma_y$	判定 (> 1.2)
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	368.3	5,673.0	15.4	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	394.9	5,673.0	14.3	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T. P. -22.24m)	419.9	5,484.0	13.0	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	372.5	5,673.0	15.2	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T. P. -31.36m)	515.9	5,673.0	10.9	OK
④ 横断_Km 最深部 (杭先端 T. P. -31.36m)	605.7	5,673.0	9.3	OK
⑤ 横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T. P. -22.24m)	536.2	5,484.0	10.2	OK

第 3-16 表 (4) 評価結果 (座屈耐力に対する照査)

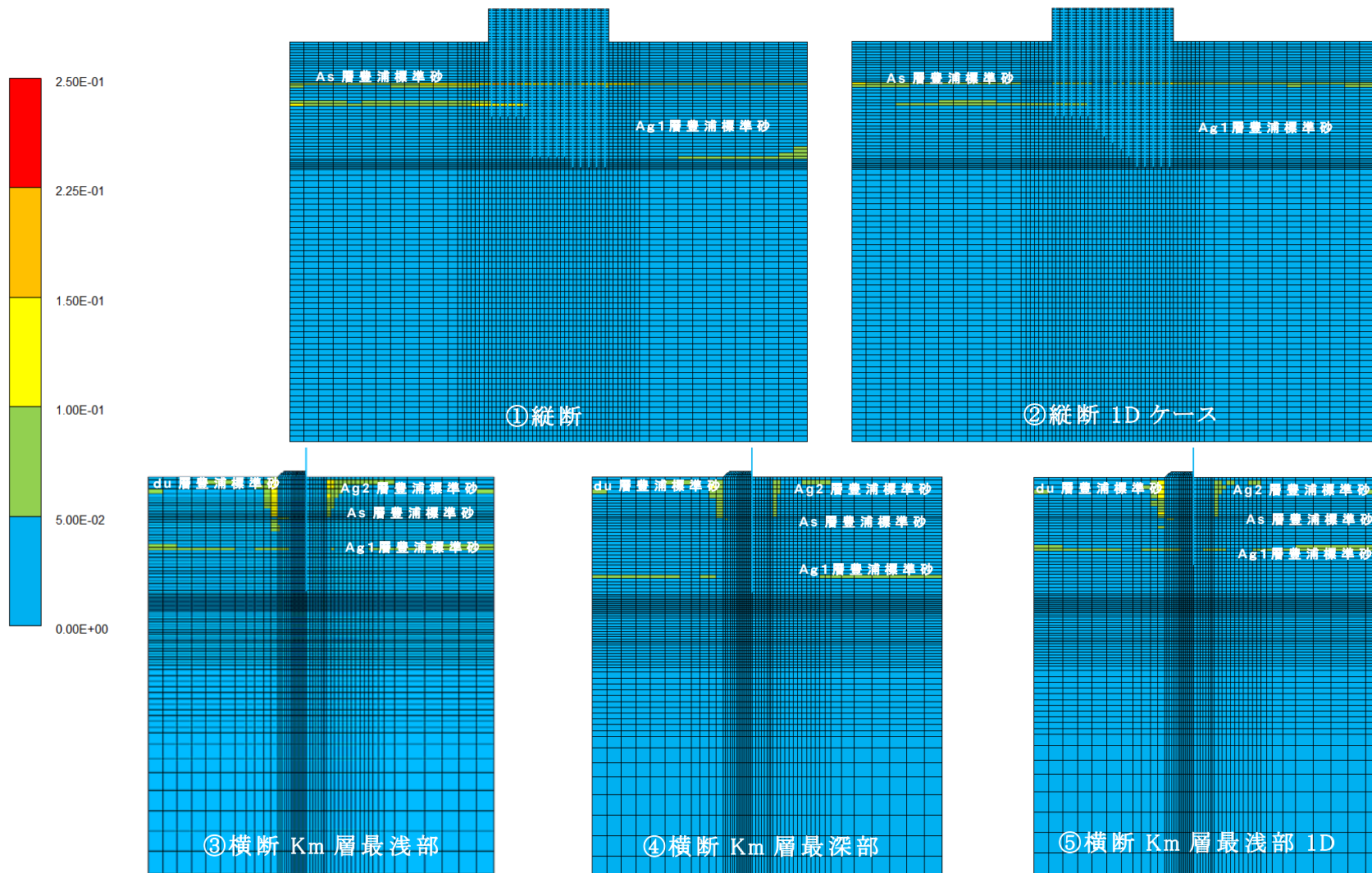
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu / N	判定
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	10,740	119,036	11.08	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	12,540	119,036	9.49	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T. P. -22.24m)	12,530	119,036	9.50	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	14,160	119,036	8.40	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T. P. -31.36m)	9,602	119,036	12.39	OK
④ 横断_Km 最深部 (杭先端 T. P. -31.36m)	10,200	119,036	11.67	OK
⑤ 横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T. P. -22.24m)	9,873	119,036	12.05	OK

第 3-17 表 残留変位量

		水平変位 (m)	鉛直変位 (m)
①縦断 (最浅部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	上部工天端～ 上部工下端の 相対変位量	-0.0014	-0.0049
①縦断 (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)		-0.0014	-0.0036
②縦断_1D根入れ (最浅部 : 杭先端 T. P. -22.24m)		-0.0014	-0.0063
②縦断_1D根入れ (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)		-0.0013	-0.0049
③横断_Km 最浅部 (杭先端 T. P. -31.36m)		-0.0555	-0.0110
④横断_Km 最深部 (杭先端 T. P. -31.36m)		-0.0772	-0.0166
⑤横断_Km 最浅部_1D (杭先端 T. P. -22.24m)		-0.0737	-0.0164



第 3-28 図 過剰間隙水圧比分布図



第 3-29 図 最大せん断ひずみ分布図

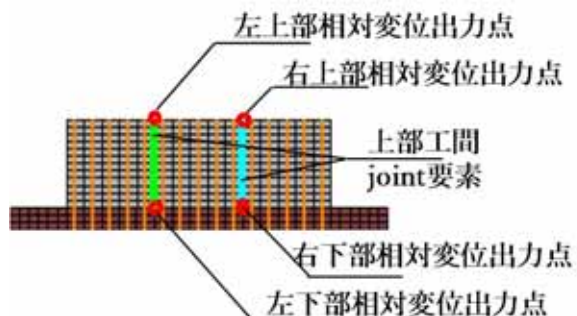
横断方向の解析から算出された、地盤高さの嵩上げ部中央位置における沈下量（残留変位）を第 3-18 表に示す。

第 3-18 表 地盤高さ嵩上げ部沈下量

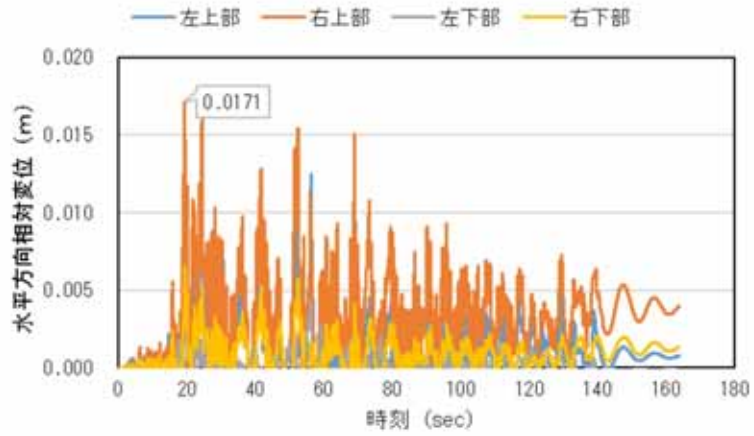
	変位	地盤高さの嵩上げ部上面中央 (m)
③横断 Km 層最浅部	水平変位	-0.0939
	鉛直変位	-0.0331
④横断 Km 層最深部	水平変位	-0.1724
	鉛直変位	-0.0444
⑤横断 Km 層最浅部 1D	水平変位	-0.1421
	鉛直変位	-0.0435

岩盤傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は、豊浦標準砂を仮定したケースでも 4cm 強程度であることを確認した。（余盛 1m を十分下回ることを確認した）

次に、縦断方向のユニット間の相対変位について、出力概要図を第 3-30 図、時刻歴相対変位を第 3-31 図、最大相対変位を第 3-19 表に示す。



第 3-30 図 出力概要図



第 3-31 図 (1) ①縦断 (T.P. -31.36m) 杭長一定ケース相対変位



第 3-31 図 (2) ②縦断\_1D 根入れケース相対変位

第 3-19 表 ユニット間最大相対変位

	最大相対変位 (m)
①縦断_杭長一定ケース	0.0171
②縦断_1D 根入れケース	0.0171

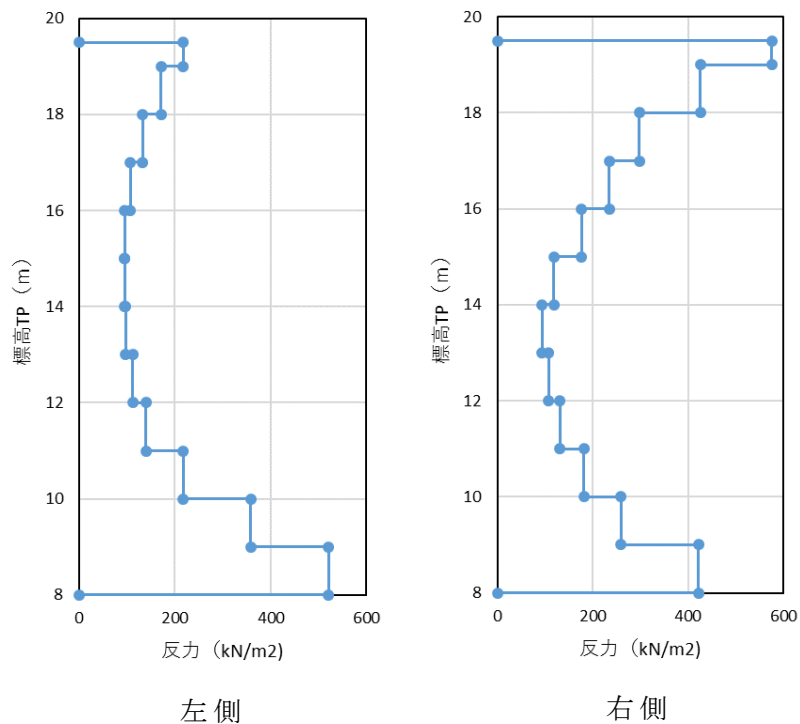
ここで、水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正を示す。

縦断方向の1ユニット間の変形量は、豊浦標準砂を仮定したケースであっても1.7cm程度であることを確認した。

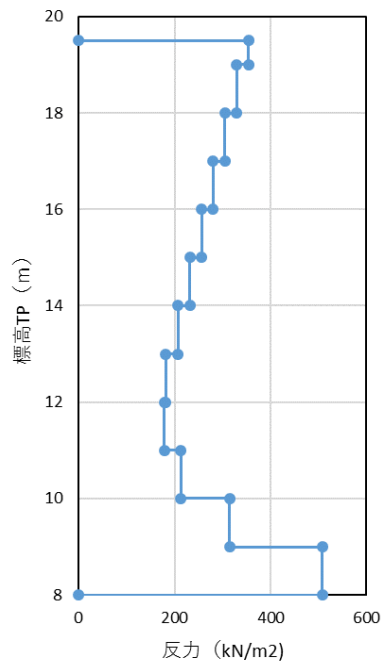
次にユニット間の衝突時の支圧応力度について、第3-20表に最大値、第3-32図に最大値分布を示す。

第3-20表 上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

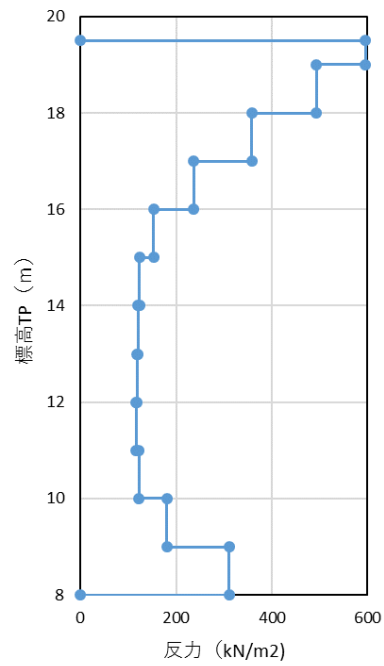
	水平方向 最大支圧応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	コンクリートの 許容支圧応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	安全率
縦断	576.05	12,000	20.83
縦断 1D	596.20	12,000	20.12



第3-32図(1) ①縦断 (T.P.-31.36m) 杭長一定ケースバネ反力



左側



右側

第 3-32 図 (2) ②縦断\_1D 根入れ (各杭根入れ長 1 D ) ケースバネ反力

縦断方向の最大支圧応力度は、コンクリートの許容支圧応力度よりも十分に小さく、コンクリートが支圧破壊を生じることがないことを示した。



以上の評価結果から豊浦標準砂を仮定したケースにおいても、基準地震動  $S_s$  に対して、杭の曲げ、せん断及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有している見通しを得た。以下に結果の概要について記す。

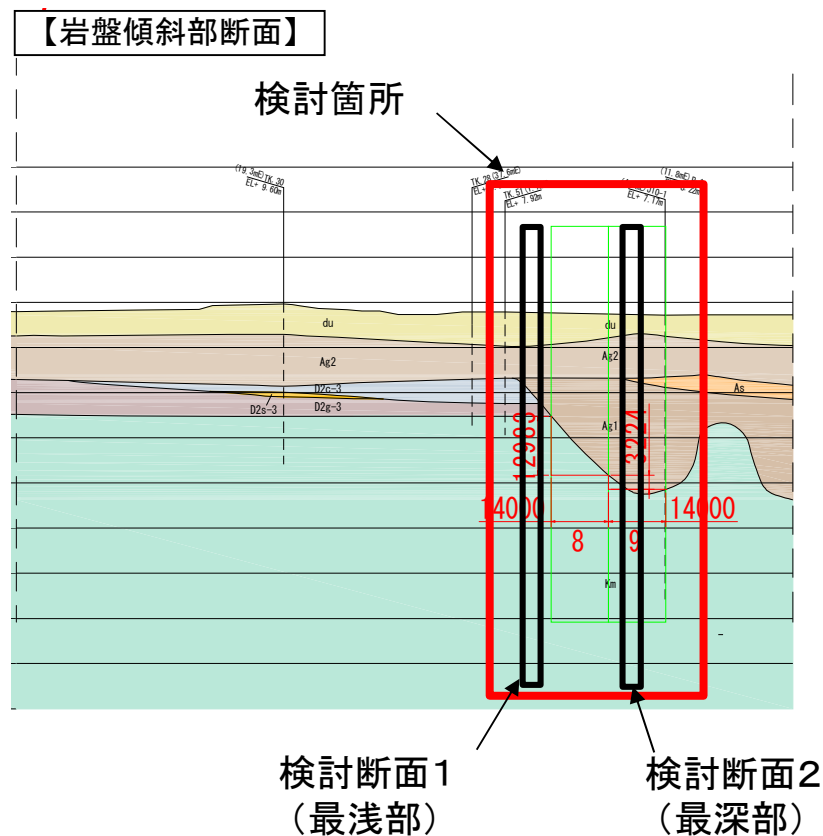
- ①岩盤最浅部の杭体の応力は、横断方向、縦断方向共に安全率が最小となったが、豊浦標準砂を仮定したケースでも許容限界値以下であることを確認した。
- ②残留変位量については、縦断方向の水平変位が最大 0.14cm 程度、横断方向の水平変位が最大 7.7cm 程度生じ、横断方向の鉛直方向は最大 1.7cm 程度であることを確認した。
- ③全てのケースにおいて過剰間隙水圧比は 95%を超える個所が存在するが、地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は 4cm 程度であり、余盛 1 m に対して十分小さいことを確認した。
- ④ 1 ユニット間の衝突が生じて、支圧強度に対して 20 倍以上の安全率を有していることを確認した。
- ⑤基準地震動  $S_s$  の水平二方向照査においても、1 D ケースにおいて十分な安全率を有していることを確認した。

①から⑤の結果より、岩盤傾斜部の豊浦標準砂を仮定したモデルにおいても、基準地震動  $S_s$  に対して、杭の曲げ、せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

(7) 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動

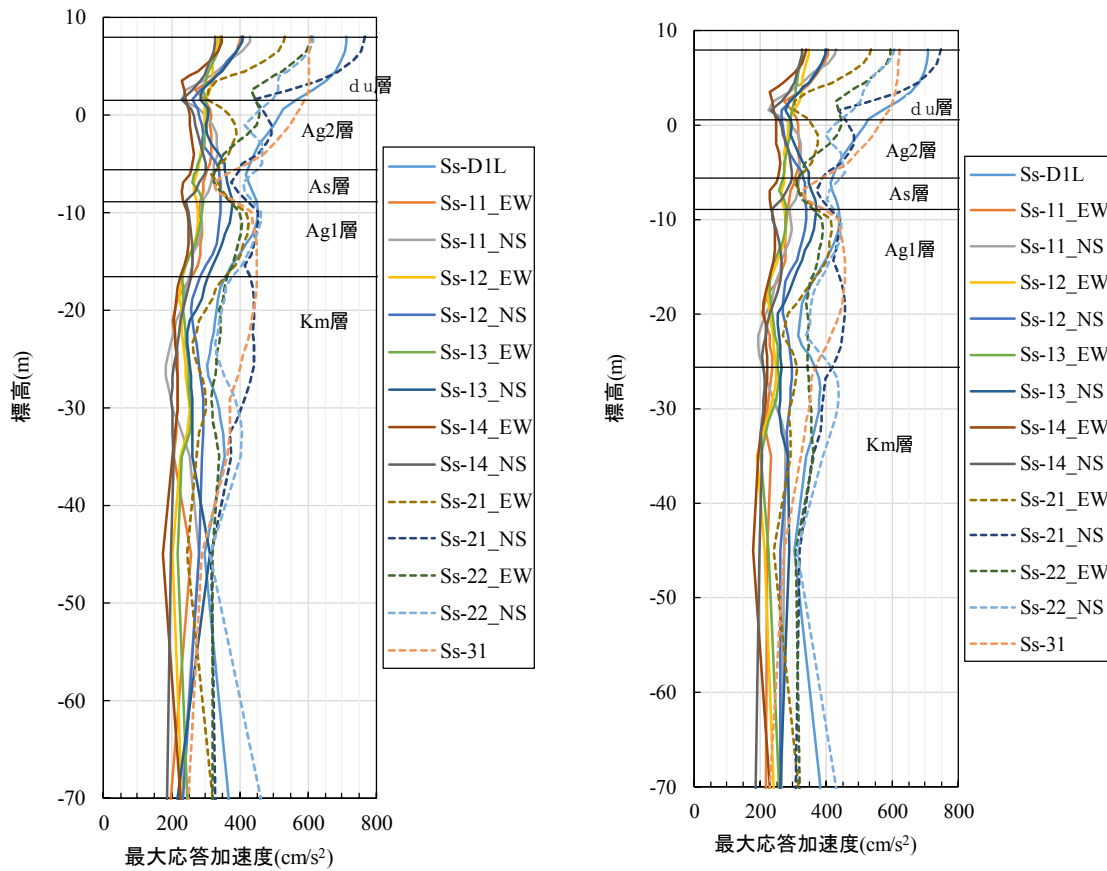
1) 地震動の増幅特性について (一次元地震応答解析)

海水ポンプ室南側の岩盤傾斜部において、岩盤深度の違いに対する地震動の増幅特性を検証するため、該当箇所では一次元地震応答解析 (SHAKE) を実施した。検討箇所は岩盤傾斜部の岩盤深度に着目し、最浅部と最深部を対象とした。Km層から地表面までの最大加速度分布と地表面の応答加速度について比較する。対象とする地震動は、東海第二発電所におけるS<sub>s</sub>地震動すべてとする。検討断面位置を第3-33図に示す。



第3-33図 検討断面位置

検討結果を第 3-34 図に示す。検討断面 1 及び検討断面 2 を比較すると、両者で同様な最大応答加速度分布となった。加速度の増幅は地表付近の d u 層と A g 2 層で顕著となり、それ以外の地層では増幅が生じない。両地点の d u 層と A g 2 層はほぼ成層となっていることから、大きな相違が生じないと判断される。



a) 検討断面 1 最浅部

b) 検討断面 2 最深部

第 3-34 図 最大加速度分布の比較

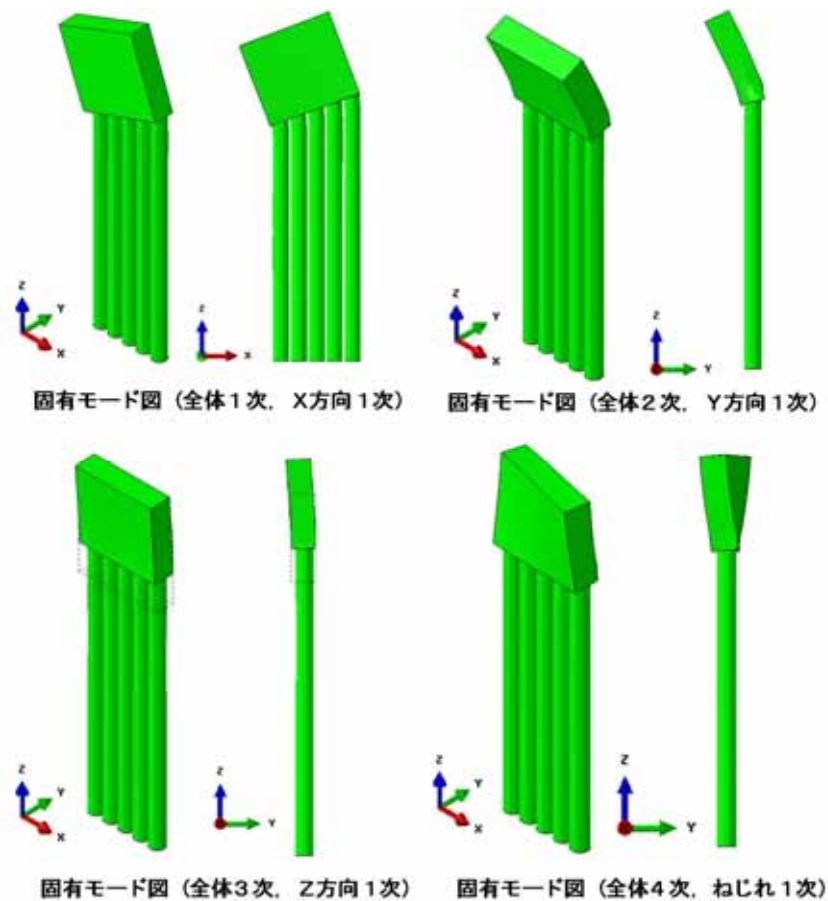
① 固有値解析

a. ケース 1 (杭長を同一としたケース)

杭長を同一としたモデルを用いて固有値解析を実施した。検討結果として、固有モード図を第 3-35 図に、固有値解析結果を第 3-21

表に示し，それぞれの検討断面における地表面の応答加速度と振動数の関係を第 3-36 図と第 3-37 図に示す。

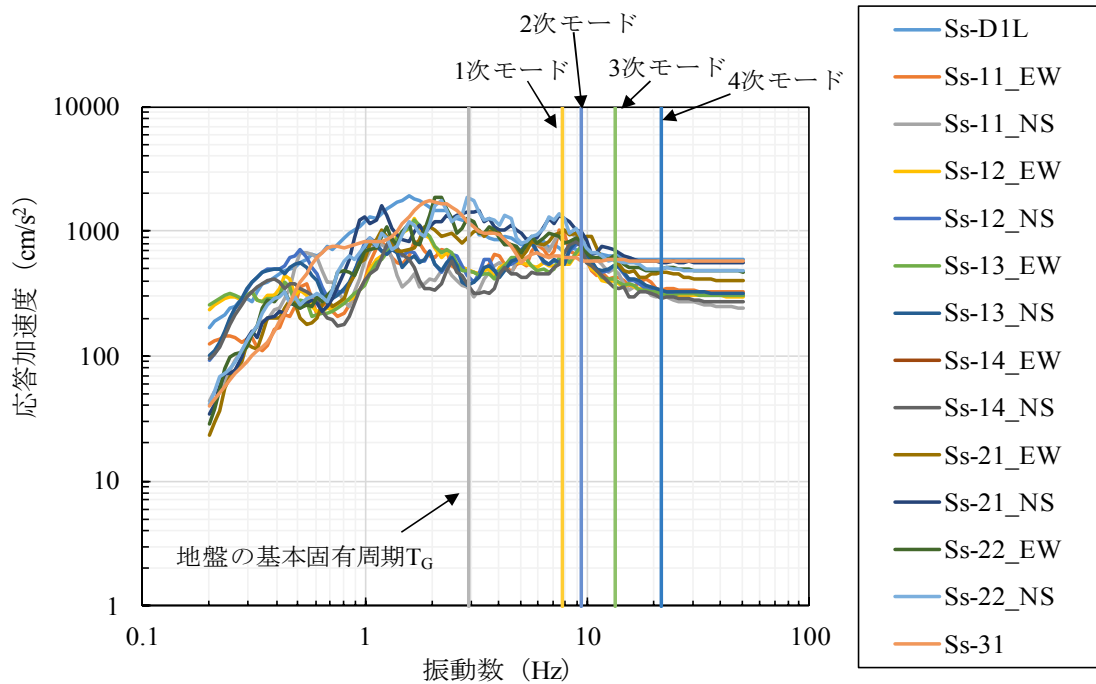
ねじり方向への最も低次のモードは 4 次モードとなり，固有振動数は 21.45Hz となった。刺激係数や有効質量比は極めて小さく，ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。また，一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果，ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず，共振倍率が極めて小さいことを確認した。なお，防潮壁の強軸，弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり，共振による影響はないものと判断される。



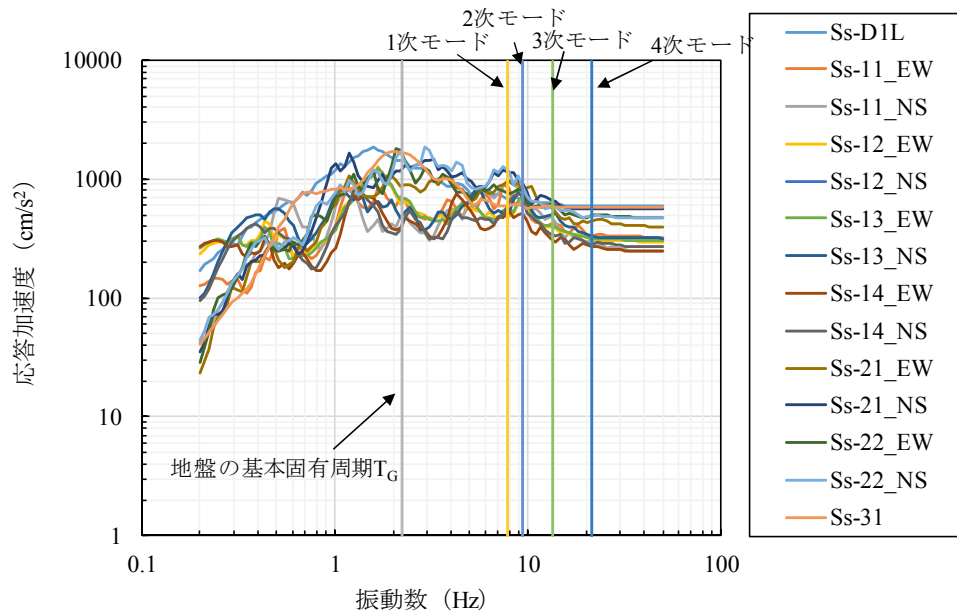
第 3-35 図 ケース 1 固有モード図

第 3-21 表 ケース 1 固有値解析結果

次数	固有振動数 f(Hz)	X方向			Y方向			Z方向			備考
		刺激係数	モーダル有効質量 (tf) 比率		刺激係数	モーダル有効質量 (tf) 比率		刺激係数	モーダル有効質量 (tf) 比率		
1	7.81	-24.189	585.1	41.0%	0.002	0.0	0.0%	0.035	0.0	0.0%	X方向1次
2	9.46	-0.004	0.0	0.0%	-24.470	598.8	42.0%	-2.439	5.9	0.4%	Y方向1次
3	13.42	0.025	0.0	0.0%	-1.672	2.8	0.2%	35.557	1264.3	88.7%	Z方向1次
4	21.45	-0.872	0.8	0.1%	0.000	0.0	0.0%	-0.001	0.0	0.0%	ねじれ1次
5	29.63	0.000	0.0	0.0%	0.102	0.0	0.0%	-0.007	0.0	0.0%	
6	29.65	-0.141	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
7	29.76	-0.029	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
8	29.77	0.000	0.0	0.0%	-0.026	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
9	29.78	-0.093	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
10	47.00	-18.072	326.6	22.9%	0.001	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
11	51.40	0.002	0.0	0.0%	5.159	26.6	1.9%	-0.278	0.1	0.0%	
12	55.77	-0.003	0.0	0.0%	-12.454	155.1	10.9%	0.795	0.6	0.0%	
13	62.36	0.098	0.0	0.0%	0.078	0.0	0.0%	0.094	0.0	0.0%	
14	63.23	2.693	7.2	0.5%	-0.028	0.0	0.0%	-0.152	0.0	0.0%	
15	63.68	0.713	0.5	0.0%	0.003	0.0	0.0%	0.013	0.0	0.0%	
16	64.08	-1.850	3.4	0.2%	0.017	0.0	0.0%	0.109	0.0	0.0%	
17	64.15	0.107	0.0	0.0%	0.011	0.0	0.0%	0.091	0.0	0.0%	
18	64.32	0.001	0.0	0.0%	-0.048	0.0	0.0%	0.047	0.0	0.0%	
19	64.57	-0.487	0.2	0.0%	0.006	0.0	0.0%	0.043	0.0	0.0%	
20	64.60	-0.245	0.1	0.0%	0.003	0.0	0.0%	0.024	0.0	0.0%	



第 3-36 図 検討断面 1 の地表面の応答加速度と振動数の関係

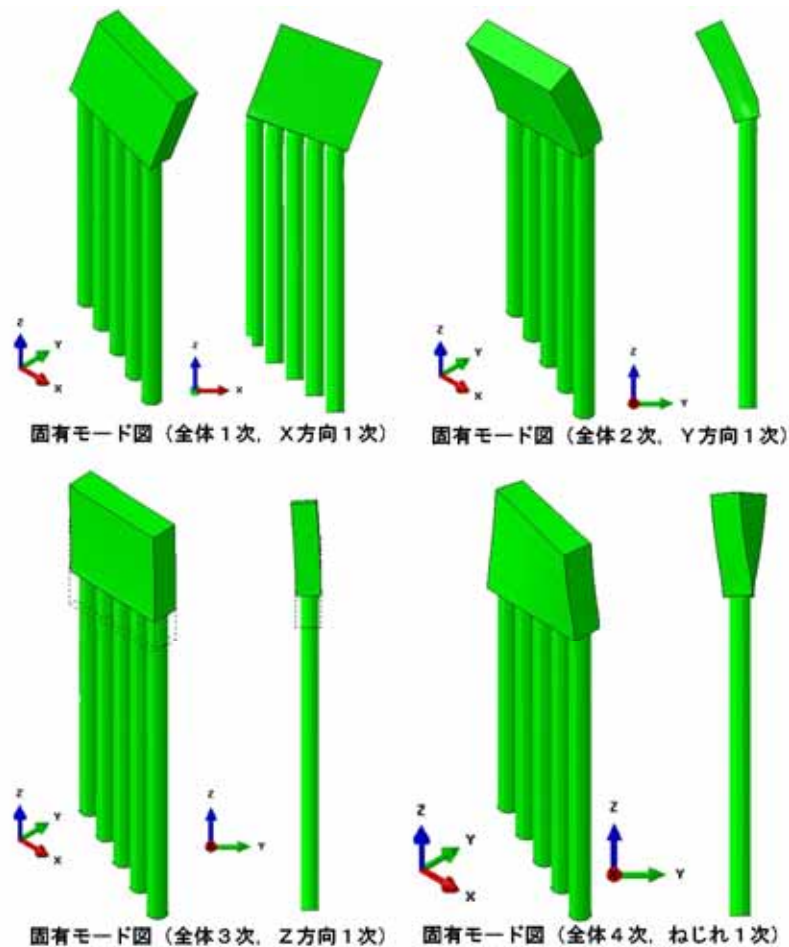


第 3-37 図 検討断面 2 の地表面の応答加速度と振動数の関係

b. ケース 2 (岩盤への根入れを 1 D としたケース)

岩盤への根入れを 1 D としたモデルを用いて固有値解析を実施した。検討結果として、固有モード図を第 3-38 図に、固有値解析結果を第 3-22 表に示し、それぞれの検討断面における地表面の応答加速度と振動数の関係を第 3-39 図と第 3-40 図に示す。

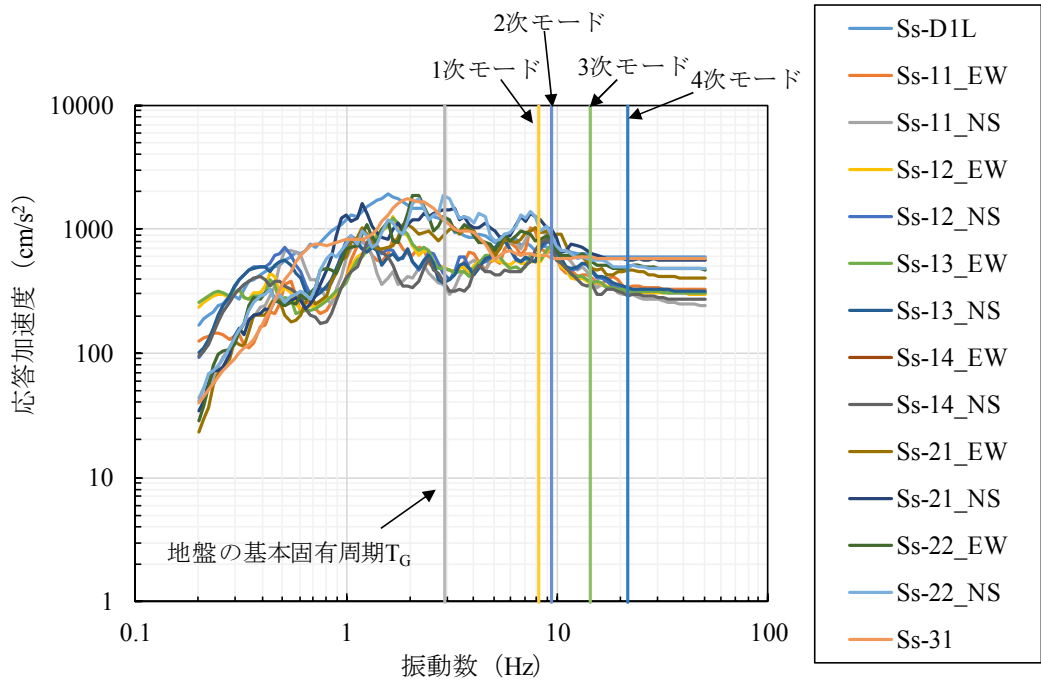
ねじり方向への最も低次のモードは 4 次モードとなり、固有振動数は 21.46Hz となった。刺激係数や有効質量比は極めて小さく、ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。また、一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果、ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず、共振倍率が極めて小さいことを確認した。なお、防潮壁の強軸、弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり、共振による影響はないと判断される。



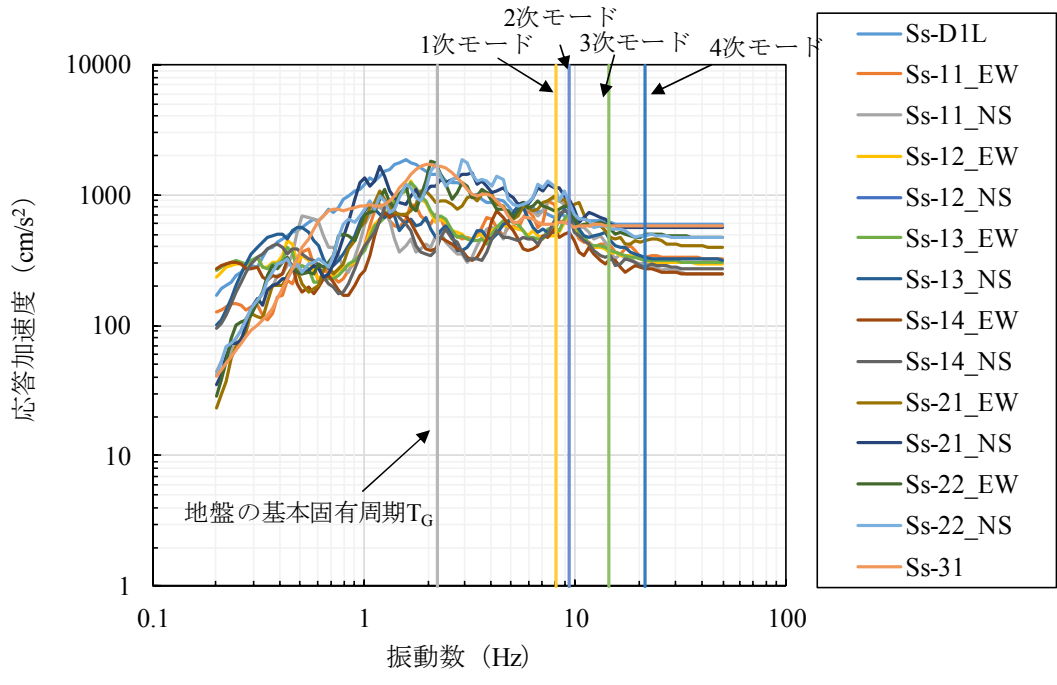
第 3-38 図 ケース 1 固有モード図

第 3-22 表 ケース 2 固有値解析結果

次数	固有 振動数 f (Hz)	X方向			Y方向			Z方向			備考
		刺激 係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	刺激 係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	刺激 係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	
1	8.11	24.221	586.7	42.8%	-0.153	0.0	0.0%	-2.400	5.8	0.4%	X方向1次
2	9.46	-0.248	0.1	0.0%	-24.482	599.4	43.8%	-2.112	4.5	0.3%	Y方向1次
3	14.43	1.700	2.9	0.2%	-1.466	2.2	0.2%	34.929	1220.0	89.1%	Z方向1次
4	21.46	-0.908	0.8	0.1%	0.002	0.0	0.0%	-0.086	0.0	0.0%	ねじれ1次
5	29.64	0.088	0.0	0.0%	0.070	0.0	0.0%	-0.009	0.0	0.0%	
6	31.27	-0.080	0.0	0.0%	-0.030	0.0	0.0%	0.003	0.0	0.0%	
7	32.96	-0.098	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.002	0.0	0.0%	
8	34.84	0.142	0.0	0.0%	-0.041	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
9	36.78	0.253	0.1	0.0%	-0.102	0.0	0.0%	0.005	0.0	0.0%	
10	47.47	-18.095	327.4	23.9%	0.051	0.0	0.0%	-0.273	0.1	0.0%	
11	51.44	-0.087	0.0	0.0%	-5.179	26.8	2.0%	0.232	0.1	0.0%	
12	55.79	0.144	0.0	0.0%	12.476	155.6	11.4%	-0.566	0.3	0.0%	
13	63.34	1.679	2.8	0.2%	-0.467	0.2	0.0%	-3.139	9.9	0.7%	
14	64.19	0.495	0.2	0.0%	-0.075	0.0	0.0%	-0.280	0.1	0.0%	
15	67.00	-0.177	0.0	0.0%	0.175	0.0	0.0%	1.431	2.0	0.1%	
16	67.83	1.633	2.7	0.2%	-0.412	0.2	0.0%	-3.647	13.3	1.0%	
17	68.44	-0.279	0.1	0.0%	0.063	0.0	0.0%	0.724	0.5	0.0%	
18	71.53	0.065	0.0	0.0%	-0.351	0.1	0.0%	-3.898	15.2	1.1%	
19	72.51	0.092	0.0	0.0%	0.002	0.0	0.0%	0.027	0.0	0.0%	
20	76.59	0.960	0.9	0.1%	0.314	0.1	0.0%	4.558	20.8	1.5%	



第 3-39 図 検討断面 1 の地表面の応答加速度と振動数の関係



第 3-40 図 検討断面 2 の地表面の応答加速度と振動数の関係



以下に岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動の結果を要約する。

- ①一次元地震応答解析の結果，Ag1層及びAs層の厚さに依存する増幅特性はなく，主に地表面付近で加速度が増幅する傾向を確認した。したがって，岩盤傾斜部の影響による地震波の増幅の影響は小さいと判断される。
- ②岩盤傾斜部の傾斜角が最も大きい範囲をモデル化して，固有値解析を実施した結果，杭長を同一としたケースと岩盤への根入れを1Dとして1ユニットで異なる杭長としたケース共に，同様の振動特性であることを確認した。
- ③固有値解析の結果，ねじれのような振動モードが生じる可能性がないことを確認した。
- ④一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果，ねじれのモードが生じる可能性はないものと判断される。なお，防潮壁の横断，縦断方向への振動は地震動の卓越周期と一致せず，共振による影響はないものと判断される。

①から④の結果より，岩盤傾斜部では地震動の増幅が生じる影響は小さく，ねじれのようなモードが生じることはないことを確認した。

(8) 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元フレーム解析）

1) 解析モデル

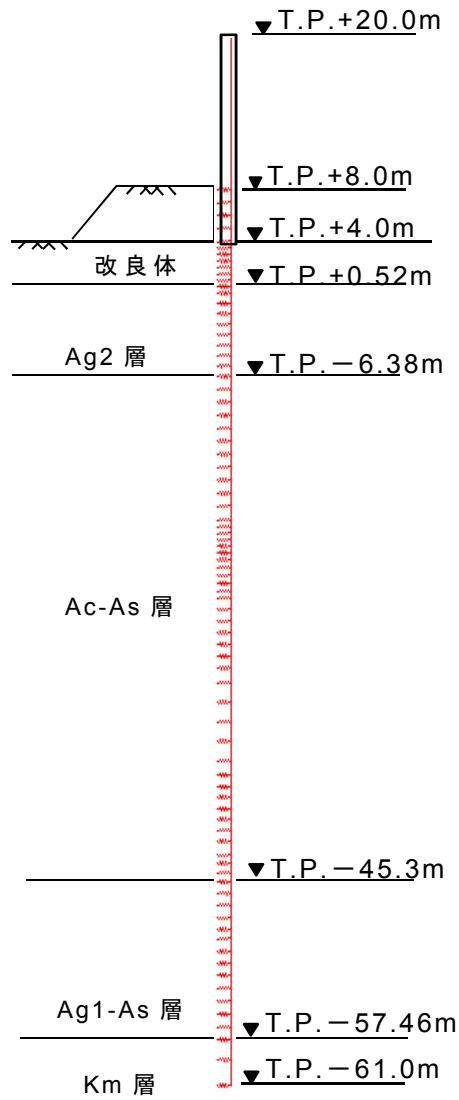
モデル化を行う条件を以下に要約する。

- ・ 杭体は、はり要素(線形)を用いて、地盤は杭体に付加する地盤バネで表現する。この時、地盤バネは上限値を考慮したバイリニア型とする。
- ・ 被覆コンクリートは剛性を考慮せず荷重のみを節点荷重とする。
- ・ 鋼管内は地表面より上は空洞、地表面より下は周辺地盤が詰まっているものとし、その剛性は考慮しない。
- ・ 杭先端の境界条件は、鉛直方向固定とする。
- ・ 杭間は 2.8m とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 地盤定数は CU 条件とし、せん断抵抗角  $\phi$  は全層  $\phi = 0^\circ$  とする。
- ・ 現地盤面を T.P. +4.0m、躯体天端高を T.P. +20.0m とする。
- ・ 設計では地盤高さの嵩上げを T.P. +9.0m とし、二次元静的フレーム解析上では 1.0m の沈下を考量の上、解析モデルでの地盤高さの嵩上げを T.P. +8.0m に設定する。

鋼管杭物性値を第 3-23 表に、荷重図表を第 3-24 表に、解析モデル図を第 3-41 図に示す。

第 3-23 表 鋼管杭物性値

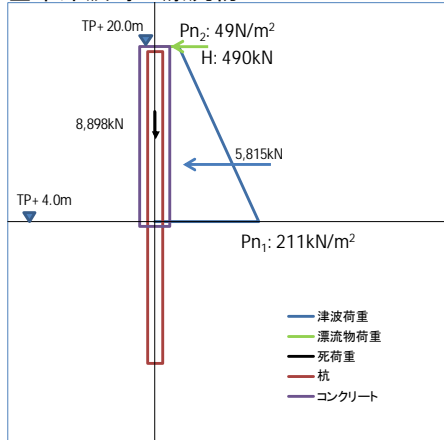
鋼管杭 φ 2,500, 鋼管厚, t=35mm, SM570, 腐食代 1mm		
断面積	A= 2.63E+5 mm <sup>2</sup>	0.26319 m <sup>2</sup>
断面係数	Zp= 1.60E+8 mm <sup>3</sup>	0.15995 m <sup>3</sup>
断面二次モーメント	I <sub>p</sub> = 2.00E+11 mm <sup>4</sup>	0.19978 m <sup>4</sup>
ヤング係数	E= 200,000 N/mm <sup>2</sup>	2.00E+8 kN/m <sup>2</sup>



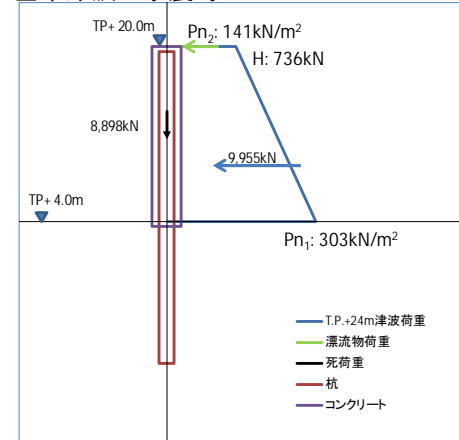
第 3-41 図 二次元静的フレーム解析モデル概念図

第 3-24 表 荷重図表

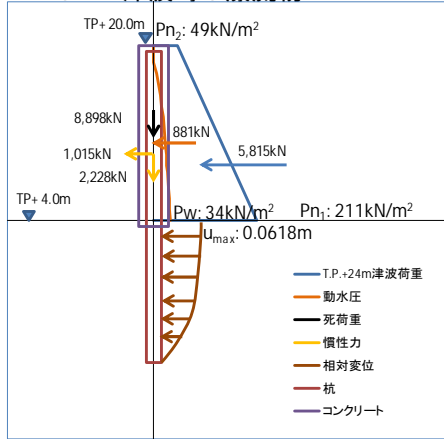
基準津波時＋漂流物



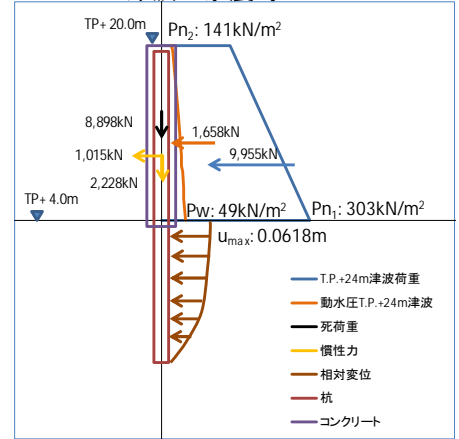
基準津波＋余震時



T.P.+24m津波時＋漂流物



T.P.+24m津波＋余震時



a. 死荷重

・被覆コンクリート重量

被覆コンクリート天端の重量を頂部の節点に設定する。天端より下の重量は，支配長さに応じた節点重量を設定する。

第 3-25 表 被覆コンクリートの重量

	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	面積 (m <sup>2</sup> )	長さ (m)	重量 (kN)
天端	24.5	3.5×2.8	0.5	120.05
天端より下	24.5	$3.5 \times 2.8 - \pi \times 2.5^2 / 4$	16.0	1,917.44

・鋼管杭重量

鋼管杭重量は節点の支配長さに応じた節点重量を設定する。

第 3-26 表 鋼管杭の重量

単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	長さ (m)	重量 (kN)
77	80.5	1,631.74

・杭体内の土の重量

杭体内の土の重量は T.P. + 4.0m より以深を考慮するものとし，節点の支配長さに応じた重量を設定する。

第 3-27 表 杭体内の土の重量 (1m 当り)

du 層	$(2.5-0.035 \times 2)^2 \times \pi / 4 \times 17.85 =$	82.78kN/m
Ag2 層	$(2.5-0.035 \times 2)^2 \times \pi / 4 \times 19.71 =$	91.41kN/m
Ac 層	$(2.5-0.035 \times 2)^2 \times \pi / 4 \times 16.18 =$	75.04kN/m
As 層	$(2.5-0.035 \times 2)^2 \times \pi / 4 \times 17.06 =$	79.12kN/m
Ag1 層	$(2.5-0.035 \times 2)^2 \times \pi / 4 \times 19.71 =$	90.66kN/m
Km 層	$(2.5-0.035 \times 2)^2 \times \pi / 4 \times 16.93 =$	77.87kN/m

b. 積雪

積雪は建築基準法施行令（東海村の設定値）により算出する。積雪は被覆コンクリートの水平面に作用するものとし、天端の節点の節点荷重とする。

第 3-28 表 積雪の重量

単位重量 (N/cm/m <sup>2</sup> )	高さ (cm)	面積 (m <sup>2</sup> )	係数	重量 (kN)
20.0	30.0	9.8	1.0	5.88

c. 津波荷重

作用する津波荷重は浸水深に基づき算定式により算出する。堤外側から堤内側へ作用するものとする。第 3-42 図に計算概要を示す。

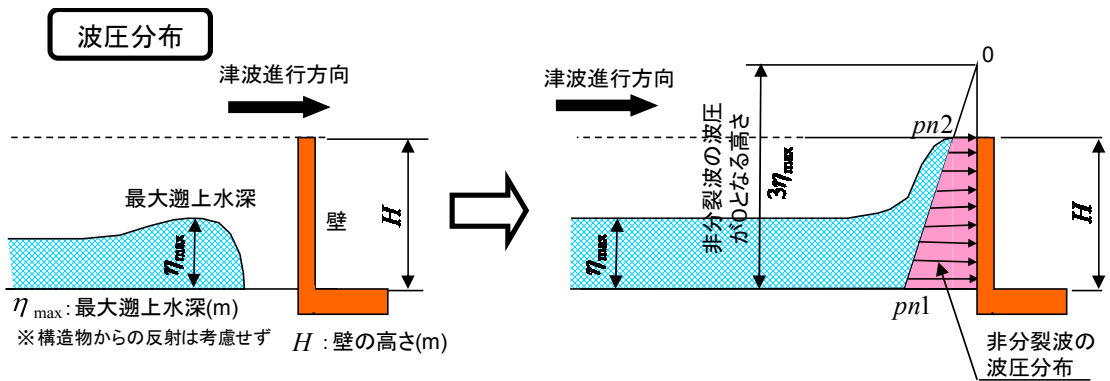
最大波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p_{n1} = 3\rho g \eta_{\max}$$

壁天端波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} p_{n2} &= 3\rho g \eta_{\max} \times (3\eta_{\max} - H) / 3\eta_{\max} \\ &= \rho g (3\eta_{\max} - H) \end{aligned}$$

ここで、 $\eta_{\max}$  は設計用浸水深を用いる。



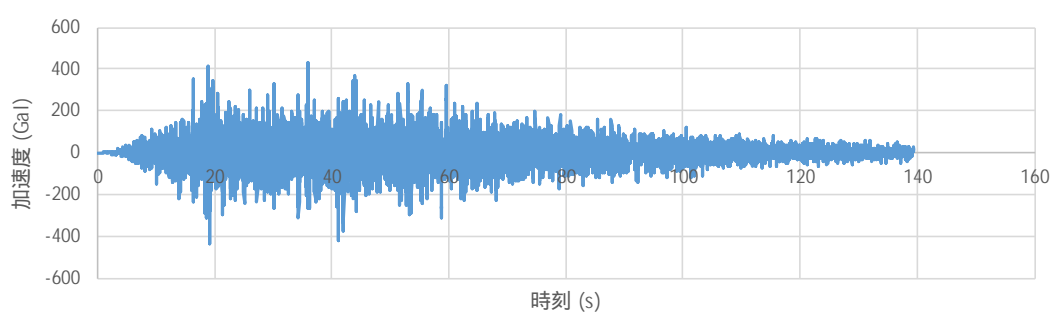
第 3-42 図 津波波力の計算概要

d. 応答変位法による慣性力及び相対変位

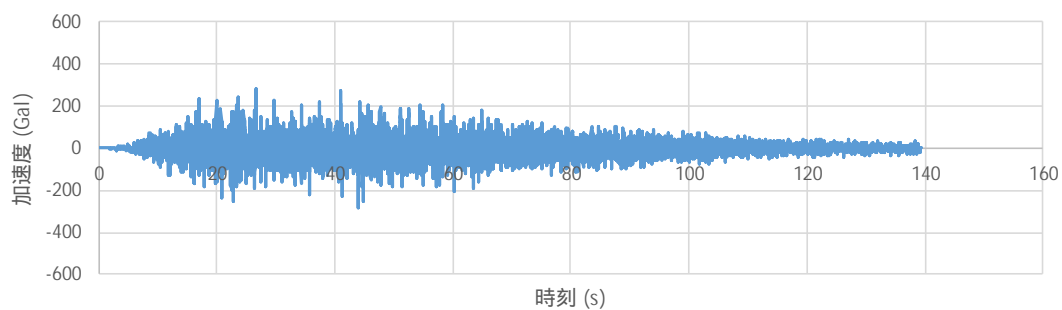
一次元地震応答解析により求めた杭下端-地表位置の相対変位及び地表位置での最大加速度(水平・鉛直)より求まる震度を与条件として二次元フレーム解析を行う。なお、一次元地震応答解析に用いる入力地震動は余震として、第 3-43 図に示す、Sd-D1 波を用いる。

第 3-29 表 震度， 相対変位の抽出

震度 (水平・鉛直)	相対変位
杭位置の地表面での最大加速度より算出	杭下端と地表面の最大相対変位



Sd-D1 波：水平方向入力地震動



Sd-D1 波：鉛直方向入力地震動

第 3-43 図 余震時の解析に用いた地震波



e. 動水圧

動水圧は以下に示す港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007年版）に基づき算出する。余震が発生したときの各節点に作用する動水圧を以下の式で求めるものとする。

$$P = \frac{7}{8} W_o K_h \sqrt{Hh} A$$

$W_o$ : 海水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$K_h$ : 設計水平加速度 (Sd-D1 波  $K_h=0.2726$ )

$H$ : 津波遡上高さ (m)

$h$ : 節点の水深 (m)

$A$ : その節点の支配面積 (m)

4) 静的地盤バネ

二次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」に基づき水平方向地盤反力係数を求め、上限値を設定するバイリニア型とする。また、杭間隔が小さいため水平方向地盤反力係数に対する補正係数を考慮する。

静的フレーム解析では津波荷重及び漂流物荷重を主たる荷重として扱うため、地盤高さの嵩上げ部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤高さの嵩上げ上面から杭先端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

a. 水平方向地盤バネ

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここに、

$k_h$ : 水平方向地盤バネ定数 ( $\text{kN/m}$ )

$\eta_k$  : 群杭効果を考慮した補正係数

$\alpha_k$  : 単杭における補正係数

$\eta_k, \alpha_k$  は以下の値を用いる

第 3-30 表  $\alpha_k, \eta_k$  の値表

対象	$\eta_k$	$\alpha_k$
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編))

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$k_{H0}$  : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

第 3-31 表  $\alpha$  の値

対象	$\alpha$ (常時)	$\alpha$ (地震時)
全層	4	8

(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編))

$E_0$  : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_m$  層以外は有効上載圧との関係式より求まる静弾性係数,  $K_m$  層は標高 (T.P.) との関係式から求まる静弾性係数を用いる。

地震時の地盤バネは, 一次元地震応答解析から算出された各深度における収束剛性から設定する。収束剛性から動ポアソン比を用いて地震後の地盤の変形係数を用いて, 水平方向地盤反力係数を算出

する。

$E_D = 2(1 + \nu_d)G_{eq}$  : 地震後の剛性低下を考慮した変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ここに、 $\nu_d$ は動ポアソン比、 $G_{eq}$ は一次元地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

$\mu$  : 水平地盤反力係数の補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left( 2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔

D : 杭径

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で杭基礎の場合の以下の式を用いる。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

$\beta$  : 杭基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

L : 杭中心間隔

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

H : 分担長さ (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

・群杭の影響による水平地盤反力係数の低減

杭中心間隔  $L$  が  $2.5D$  未満であるため、道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）に基づき、水平地盤反力係数  $k_H$  に補正係数  $\mu$  を乗じる。

(2) 群杭が水平力を受ける場合には、杭相互の干渉により、各杭の荷重分担が相違し、全体としての効率も単杭の場合に比べて低下する。荷重分担、群杭効果とも地盤の種類、杭の施工法、杭本数等によって異なるが、一般に杭の中心間隔が  $5D$  ( $D$  は杭径) 以下になると群杭の影響が現れ、荷重方向に対し、前列の杭から後列にいくほど、両側面の杭から中央にいくほど荷重の分担が小さくなる。また、杭中心間隔が小さくなるほど単杭に対する効率低下が著しくなる。

現実の地盤条件の複雑さを考えると、群杭の効率低下に及ぼす各種要因の影響を分離して扱うには、まだ実験データの蓄積が十分でなく、また、各杭の荷重分担の相違も設計上の安全率の範囲内にあるとみなされる。群杭の水平抵抗について、特に設計上考慮しなければならないのは、杭中心間隔に応じた効率の低下であるが、これについても従来、杭中心間隔が  $2.5D$  程度であれば、単杭の水平方向地盤反力係数をそのまま使っても、実用上差し支えないとして扱ってきた。

これは、水平方向地盤反力係数の多少の差は、応力的にはそれほど大きな影響を与えないこと等を考慮したものである。しかし、やむを得ず杭中心間隔をさらに小さくする

場合は、設計上水平方向地盤反力係数の低下を考慮する必要がある。

低減の方法としては、12.5 で求めた水平方向地盤反力係数に式（解 12.4.10）により算出した補正係数  $\mu$  を乗じればよい。

$$\mu = 1 - 0.2 \left( 2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D] \dots\dots\dots \text{（解 12.4.10）}$$

ここに、

$L$  : 杭中心間隔 (m)

$D$  : 杭径 (m)

鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径とする。

（道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編））

b. 上限値

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

$P_{HU}$  : 受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_u$$

$\eta_p$  : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限值の補正係数

$\alpha_p$  : 単杭における水平地盤反力度の上限值の補正係数

第 3-32 表  $\eta_p \alpha_p$  の値

対象	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 (N > 2)	1.5 <sup>※1</sup>
粘性土地盤 (N ≤ 2)	1.0 <sup>※1</sup>
砂質土地盤	1.15 <sup>※2</sup>

※1 : 粘性土の値  $\eta_p=1.0$ ,  $\alpha_p=1.5$  (N ≤ 2 の粘性土地盤では,  $\alpha_p=1.0$  とする)

※2 : 砂質土の式  $\eta_p \alpha_p = L/D$

L : 杭中心間隔 2.8 (m)

D : 杭径 2.5 (m)

$p_u$  : 地震時受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p_u = K_{EPi} \gamma_i h_i + 2C_i \sqrt{K_{EPi}} + K_{EPi} q_i$$

$$K_{EPi} = \frac{\cos^2 \varphi_i}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta_E) \sin(\varphi_i + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

$\gamma_i$  : 対象層の単位積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_i$  : 対象層の厚さ (m)

$C_i$  : 対象層のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_i$  : 対象層の上層までの有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{EPi}$  : 対象層の地震時受働土圧係数

$\phi_i$  : 対象層の内部摩擦角 (°)

$\delta_E$  : 壁面と土の摩擦角 (°) で  $-\phi/6$  とする

$\alpha$  : 地表面と水平面のなす角 (°) で 0 とする

## 5) 照査

### ① 鋼管壁 (杭体) の照査

#### a. 応力度照査

杭の応力度照査は、曲げモーメント・軸力に対する照査、せん断に対する照査を実施する。

##### ・ 曲げモーメント・軸力に対する照査

鋼管杭の曲げに対する許容限界は、道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) に基づき、発生曲げモーメントが短期許容応力度以下であることを照査する。なお、曲げに対する応力度照査は、以下の式で算出する。

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

M : 最大曲げモーメント

Z : 断面係数

N : 軸力

A : 有効断面積

##### ・ せん断に対する照査

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、曲げと同様に道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) に基づき、発生せん断力が短期許容応

力度以下であることを照査する。なお，せん断に対する応力度照査は，以下の式で算出する。

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

S：せん断力

A：有効断面積

・座屈に対する照査

鋼管杭の座屈に対しては，道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）では，全長が地中に埋め込まれた杭では，一般に座屈の影響を考慮しなくてもよいとされるが，建築基礎構造設計指針によれば，終局耐力の項に座屈に対する記述があることからこれを適用する。圧縮あるいは引張力が単独で作用するときの鋼管杭の終局限界圧縮耐力  $N_u$  (N) は，以下の式で算出する。

$$N_u = F \left( 0.8 + 2.5 \frac{t}{r} \right) A \quad (0.01 < t/r \leq 0.08)$$

ここに，Fは鋼材の基準強度（ $=\sigma_y$ ）(N/mm<sup>2</sup>)，t：鋼管の厚さ（腐食代を考慮）(mm)，r：鋼管の半径（mm），A：鋼管の断面積（腐食代を考慮）(mm<sup>2</sup>)である。

・許容応力度

杭の照査は，検討ケースに応じて道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）の許容値を用いる。ただし，T.P.+24m津波時の評価においては，降伏応力による照査とする。

## 6) 評価結果

照査結果一覧を第 3-33 表～第 3-38 表に示す。津波時及び津波＋余震時の杭の曲げ，せん断，座屈に対する評価結果及び地盤の支持力に対する評価結果について，いずれも許容限界値以下であることを確認した。また，地盤の強度や剛性をケーススタディし，地盤バネ定数や上限値を変更した結果についても同様に許容限界値以下となることを確認した。

第 3-33 表 曲げ・軸力に対する照査（バネ値その 1 の場合）

	発生応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> ) (M/Z + N/A)	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\sigma_{sa}/\sigma$	判定
津波時	178.6	382.5	2.14	OK
津波＋余震時	175.7	382.5	2.17	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	361.9	433.5	1.19	OK
T. P. +24m 津波+余震時	340.8	433.5	1.27	OK

第 3-34 表 せん断に対する照査（バネ値その 1 の場合）

	発生応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> ) (S/A)	許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\tau_{sa}/\tau$	判定
津波時	25.4	217.5	8.56	OK
津波＋余震時	25.6	217.5	8.49	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	47.8	246.5	5.15	OK
T. P. +24m 津波+余震時	46.0	246.5	5.35	OK



第 3-35 表 曲げ・軸力に対する照査（バネ値その 2 の場合）

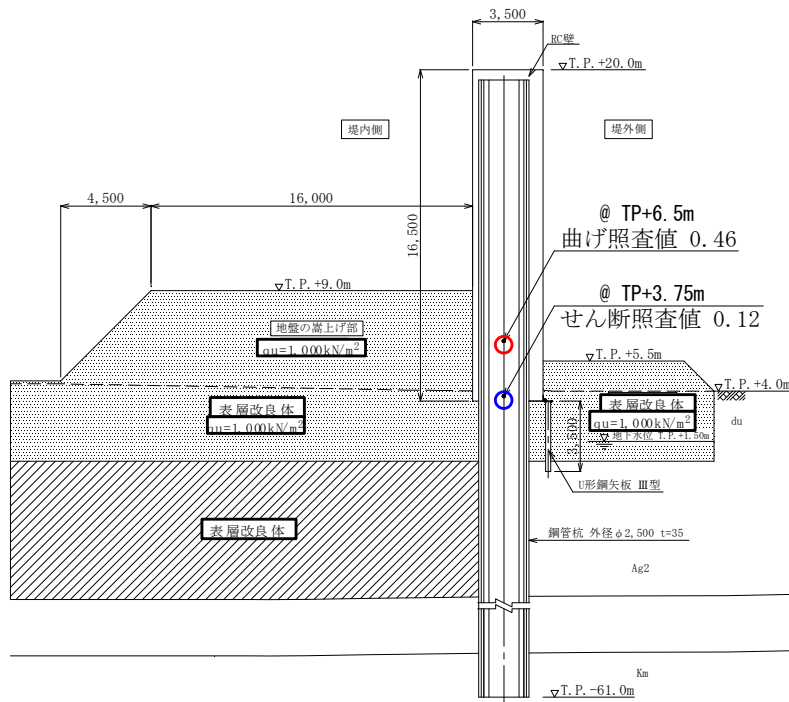
	発生応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> ) (M/Z + N/A)	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\sigma_{sa}/\sigma$	判定
津波時	178.6	382.5	2.14	OK
津波 + 余震時	175.7	382.5	2.17	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	361.9	433.5	1.19	OK
T. P. +24m 津波+余震時	340.8	433.5	1.27	OK

第 3-36 表 せん断に対する照査（バネ値その 1 の場合）

	発生応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> ) (S/A)	許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SM570)	安全率 $\tau_{sa}/\tau$	判定
津波時	15.0	217.5	14.50	OK
津波 + 余震時	16.2	217.5	13.42	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	29.7	246.5	8.29	OK
T. P. +24m 津波+余震時	29.7	246.5	8.29	OK

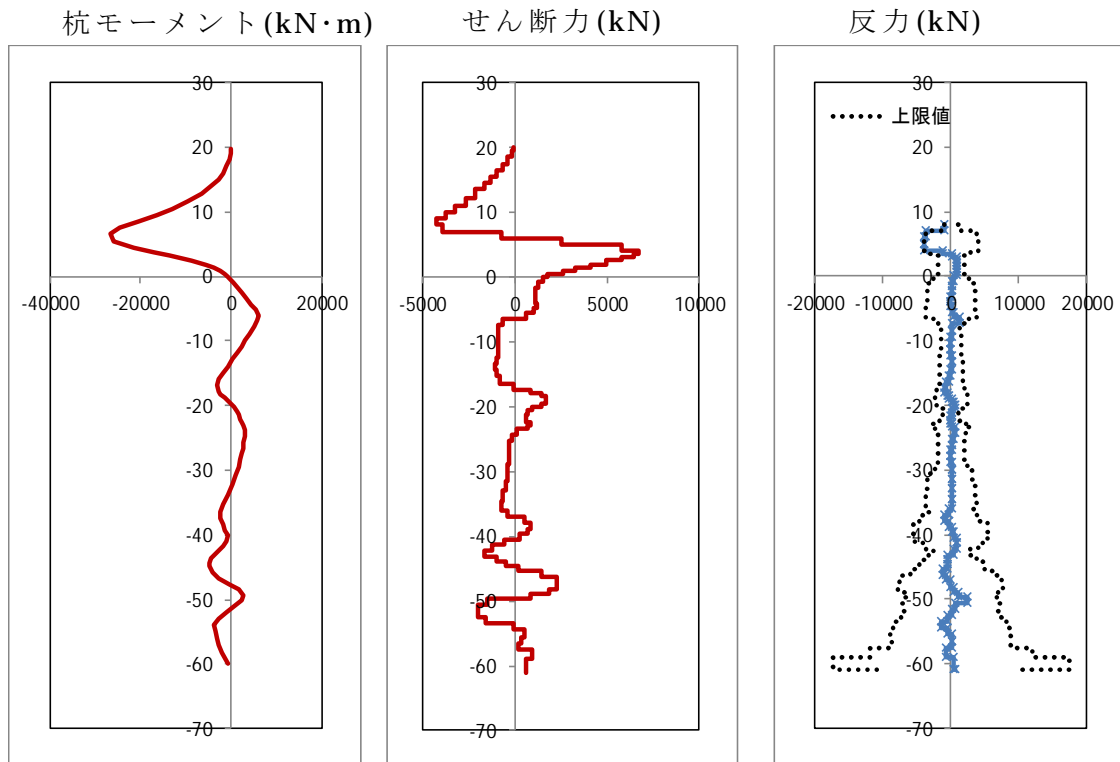
次頁以降に各ケースにおける曲げモーメント図等を第 3-44 図～第 3-59 図に示す。





第 3-46 図 曲げ・せん断照査値

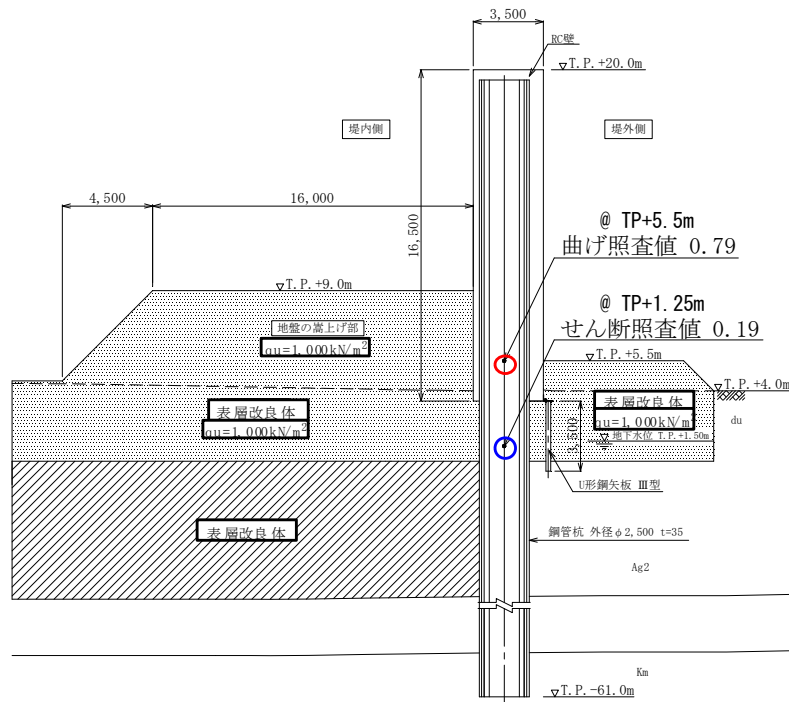
(基準津波+余震時) (その 1 のバネ)



第 3-47 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

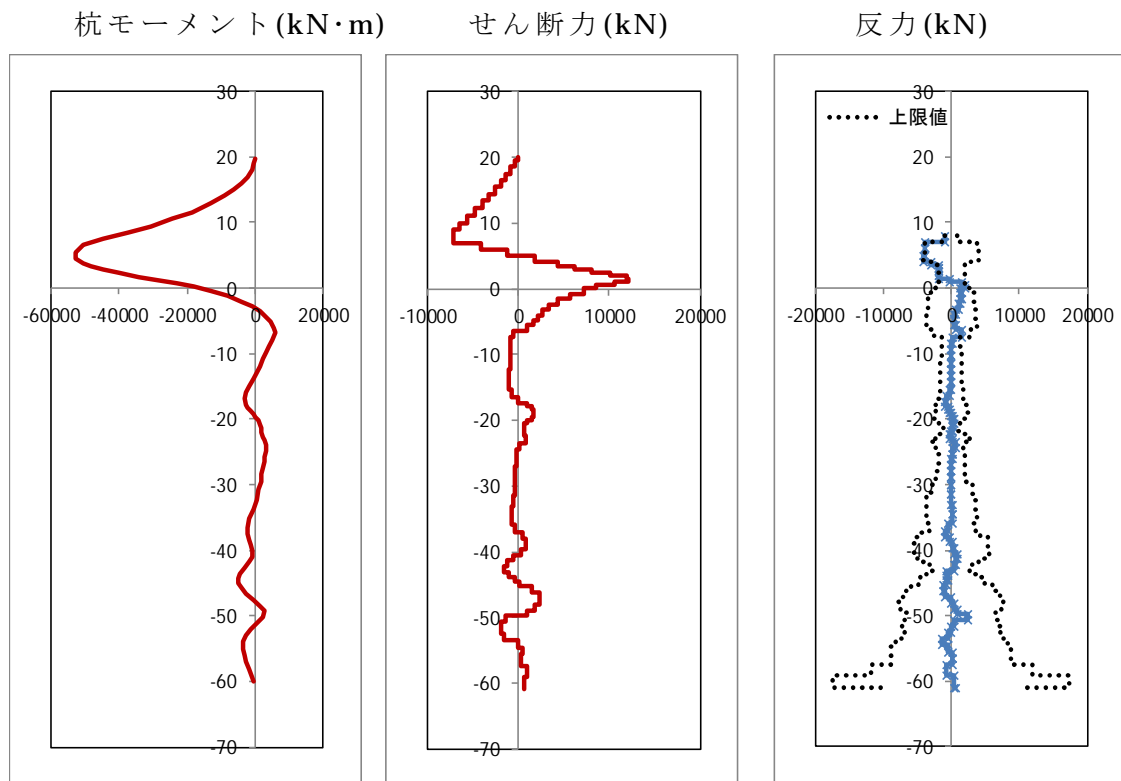
(基準津波+余震時) (その 1 のバネ)





第 3-50 図 曲げ・せん断照査値

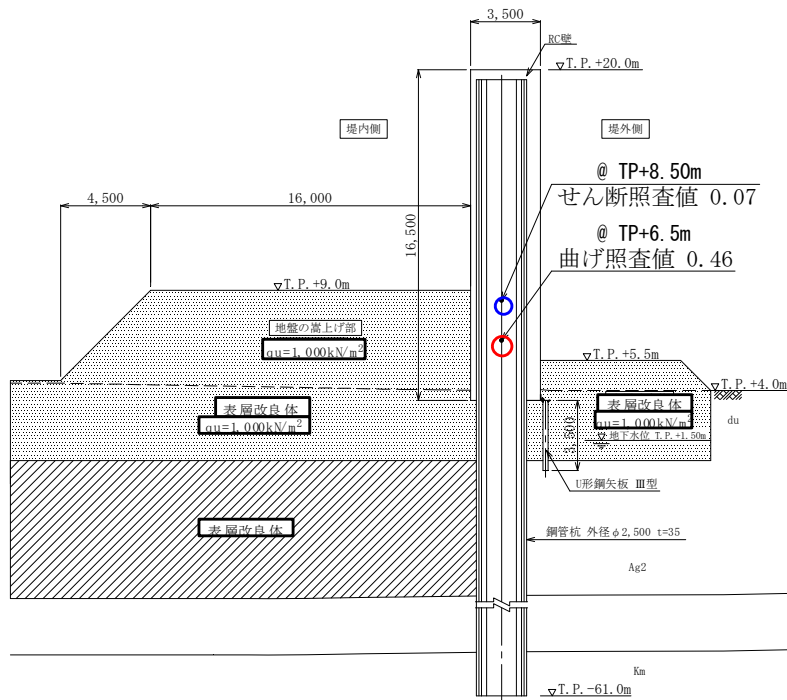
(T.P. +24m 津波時+余震) (その 1 のバネ)



第 3-51 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

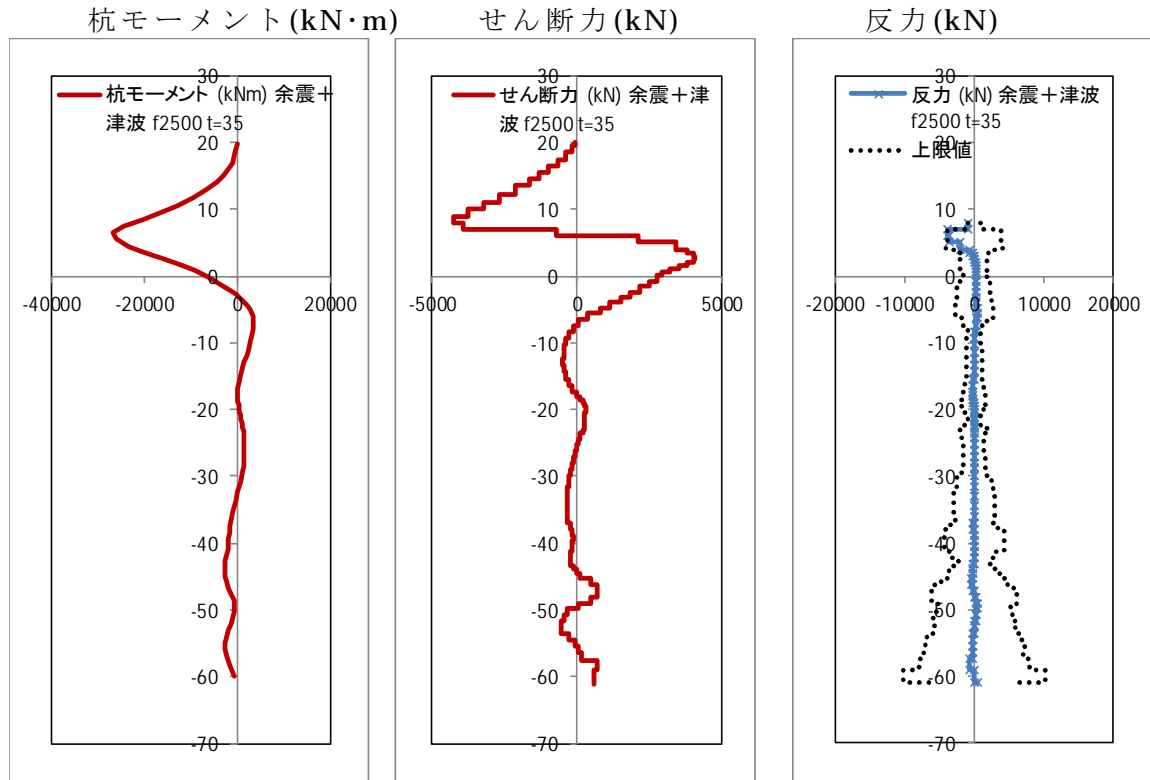
(T.P. +24m 津波+余震時) (その 1 のバネ)





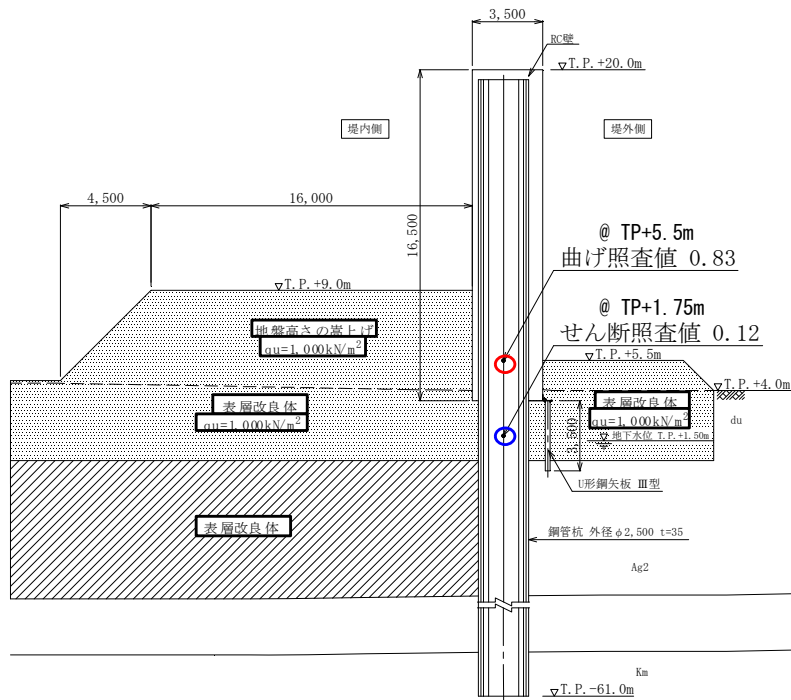
第 3-54 図 曲げ・せん断照査値

(基準津波 + 余震時) (その 2 のバネ)



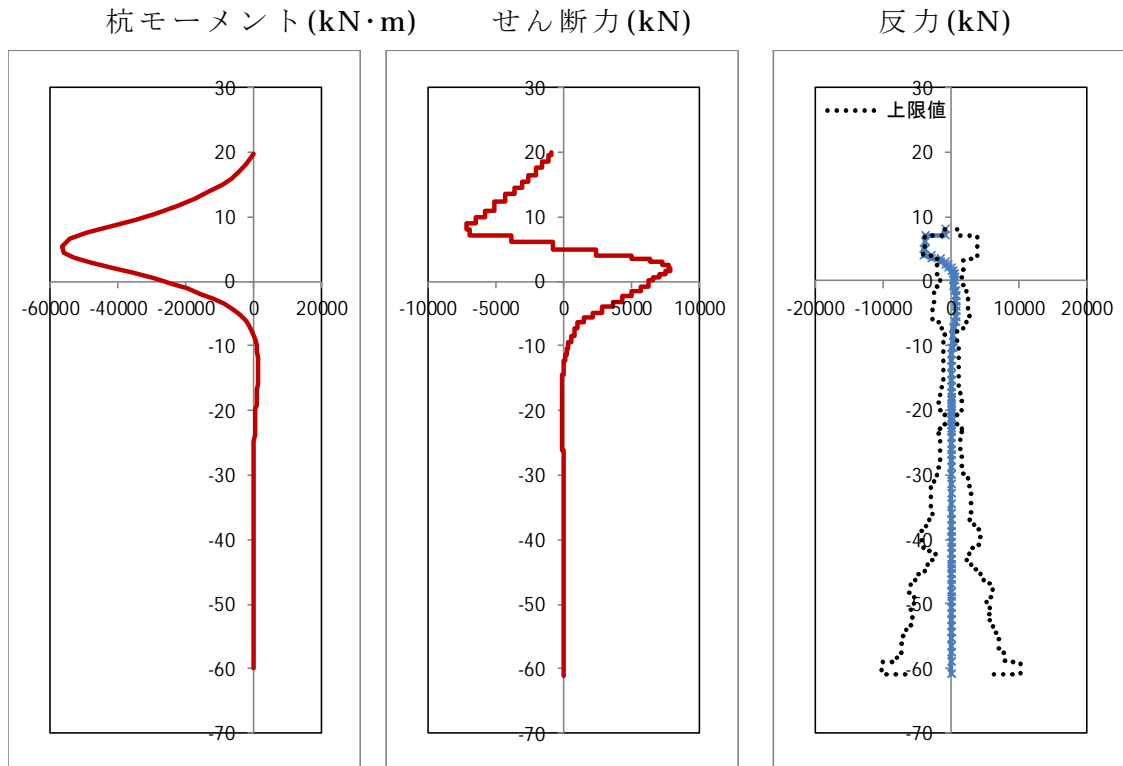
第 3-55 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(基準津波 + 余震時) (その 2 のバネ)



第 3-56 図 曲げ・せん断照査値

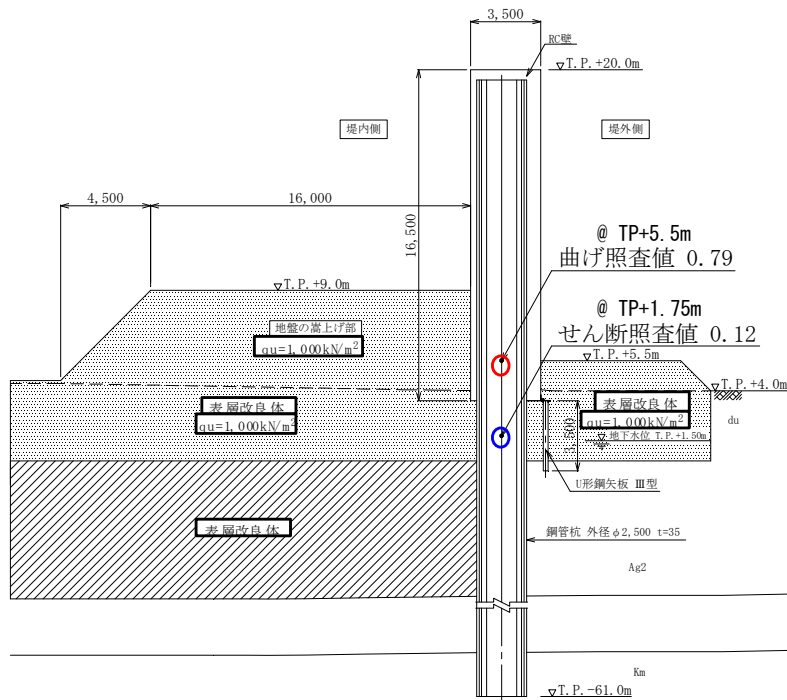
(T.P.+24m 津波時+漂流物) (その 2 のバネ)



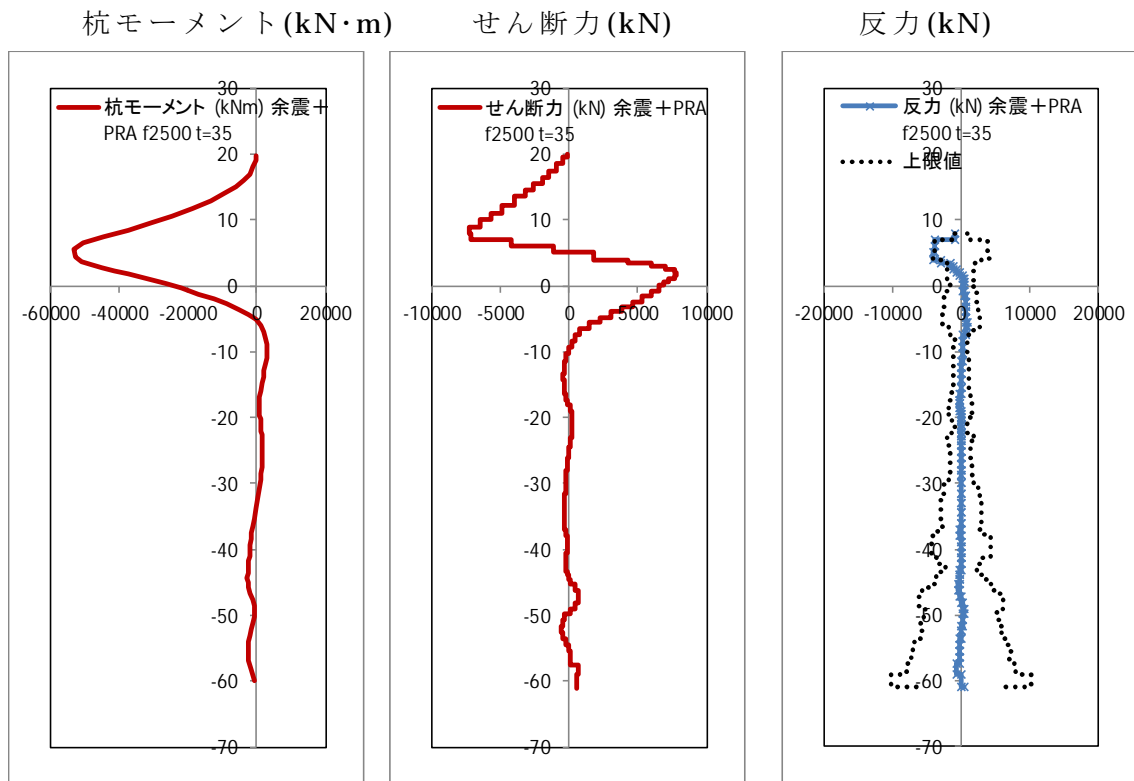
第 3-57 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(T.P.+24m 津波時+漂流物) (その 2 のバネ)





第 3-58 図 曲げ・せん断照査値 (T. P. +24m 津波 + 余震時)  
(その 2 のバネ)



第 3-59 図 曲げモーメント・せん断力及び反力  
(T. P. +24m 津波 + 余震時) (その 2 のバネ)

第 3-37 表 支持力に対する照査

	発生軸力 (kN)	極限支持力 (kN)	安全率	判定 (> 1.2)
津波時	8,105	28,936	3.57	OK
津波 + 余震時	10,182	28,936	2.84	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	8,105	28,936	3.57	OK
T. P. +24m 津波+余震時	10,182	28,936	2.84	OK

第 3-38 表 座屈耐力に対する照査

	発生軸力 (kN)	座屈耐力 (kN) (SM570)	安全率	判定
津波時	8,898	103,039	11.58	OK
津波 + 余震時	11,185	103,039	9.21	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	8,898	103,039	11.58	OK
T. P. +24m 津波+余震時	11,185	103,039	9.21	OK

以降に二次元フレーム解析結果の要約を示す。

- ①断面の決定は杭体に発生する曲げモーメントであり，曲げモーメントが最も大きいのは T.P. +24m 津波時+漂流物のケースである。
- ②地盤バネの設定について，地盤の剛性が大きく，受働土圧強度の上限値が大きくなる「初期剛性+ピーク強度（平均値）」のケースの安全率が小さくなることを確認した。変形が抑えられる分，杭体に加わる荷重が大きくなることによるものと考えられる。
- ③支持力については，岩盤のみの支持力で照査し，全てのケースで2.5倍以上の安全率を有することを確認した。
- ④座屈については，9倍以上の裕度があり，T.P. +24.0m 津波時も影響はないことを確認した。
- ⑤杭体の断面決定については，地震時の二次元有効応力解析の結果を参照して安全率の小さい方で決定する。

①から⑤の結果より，二次元フレーム解析による杭体の照査結果では，基準津波や T.P. +24m 津波に対して，杭の曲げ，せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

(9) 上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析）

1) モデル化方針（梁バネモデル）

・ 構造部材

鉄筋コンクリート梁壁はビーム要素でモデル化し、杭をバネで表現する。

・ 地盤

地盤は、集約バネを杭位置に配置する。ここで、付加するバネは鉛直バネ  $K_v$  と水平バネ  $K_1$  を与える。

・ 地震動の入力

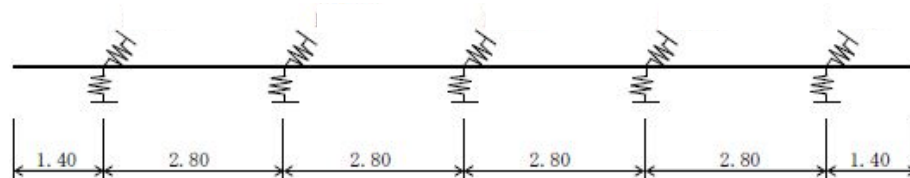
一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より算出された、地表面変位を解析モデルに載荷する。この時、地盤のばらつきを考慮するために、モデル左右に  $-1\sigma$  物性、 $+1\sigma$  物性によるものをそれぞれ載荷する。

・ 津波荷重

津波荷重は鉄筋コンクリート躯体下端の最大波圧を解析モデルに載荷する。

・ 解析モデル

解析モデルを第 3-60 図に示す。



梁剛性（鉄筋コンクリート部材） 高さ  $H=16.50\text{m}$ ,

幅  $B=0.70\text{m}$ , 断面積  $A=11.55\text{m}^2$ ,  $E=3.1\text{E}+07\text{kN/m}^2$

第 3-60 図 解析モデル（二次元梁バネモデル）

## 2) 地盤バネの設定 (地震時)

地震時の地盤バネは、以下の式により設定する。バネ値の算出に用いる変形係数に、地震後の剛性低下を考慮する。

$$E_D = 2(1 + \nu_d)G_{eq}$$

$G_{eq}$  : 地震後の剛性低下を考慮した変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ここに、 $\nu_d$ は動ポアソン比、 $G_{eq}$ は地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

### a. 水平方向地盤バネ (集約バネ)

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3} = 113962 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

$EI$  : 杭の曲げ剛性

$\beta$  : 杭基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>),  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

$h$  : 杭の軸方向長さ (m)

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

$k_{H0}$  : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平

方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数 (第 3-40 表)

第 3-39 表  $\alpha$  の値

対象	$\alpha$ (常時)	$\alpha$ (地震時)
全層	4	8

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

b. 鉛直方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} = 753985 (\text{kN/m})$$

ここに、

$A_p$ ：杭の純断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$E_p$ ：杭のヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )

$L$ ：杭長 (m)

3) 地盤バネの設定（津波時）

津波時の地盤バネは、以下の式により設定する。ばらつきを考慮するため、 $V_s$  より  $G$  を求め、以下の式により変形係数を算出する。

$$E_D = 2(1 + \nu_d) G_{eq}$$

ここに、 $\nu_d$  は動ポアソン比、 $G_{eq}$  は地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

a. 水平方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3} = 181970 (\text{kN/m})$$

ここに、

$EI$ ：杭の曲げ剛性

$\beta$ ：杭基礎の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ )、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

$h$ ：杭の軸方向長さ (m)

$k_H$ ：水平方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )  $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$

$k_{H0}$ ：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平

方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )  $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数 (第 3-40 表)

$E_0$  : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

b. 鉛直方向地盤バネ (集約バネ)

$$K_v = \alpha \frac{A_p E_p}{L} = 753985 (\text{kN/m})$$

ここに,

$A_p$  : 杭の純断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$E_p$  : 杭のヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )

$L$  : 杭長 (m)

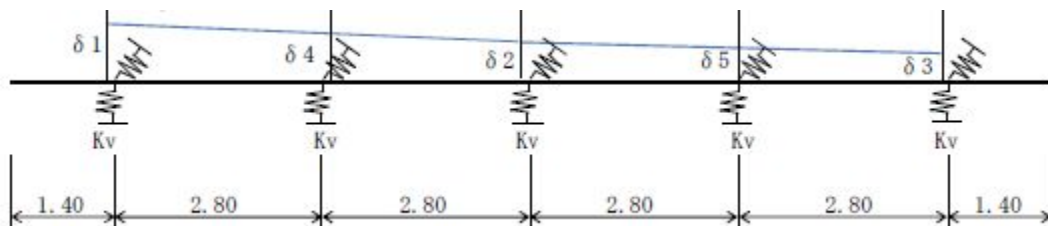
#### 4) 地震荷重

考慮する地震荷重は以下の通りとする。

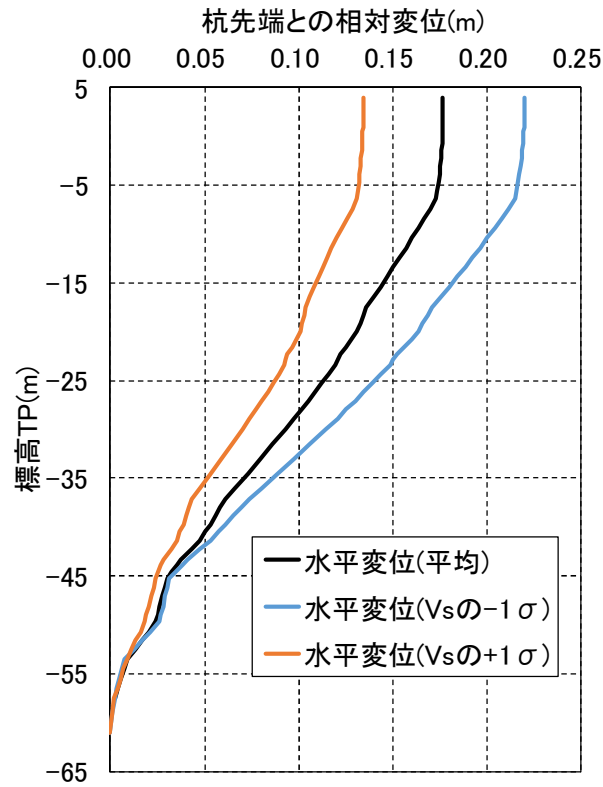
- 地震荷重は, 梁バネモデルは一次元地震応答解析及び二次元有効応力

解析によって引き上げられた地表面変位を第 3-61 図に示すモデルに載荷する。

- 構造物に載荷する慣性力については, 一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より引き上げられた地表面における最大加速度を地震時慣性力としてモデルに載荷する。第 3-62 図に地中変位を示す。



第 3-61 図 モデル図



第 3-62 図 地中変位

第 3-40 表 考慮する加速度

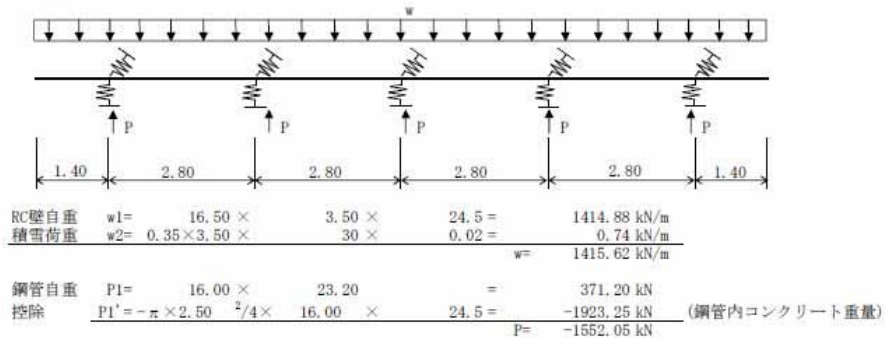
最大水平加速度	0.430G
最大鉛直加速度	0.483G

5) 地震時の載荷図

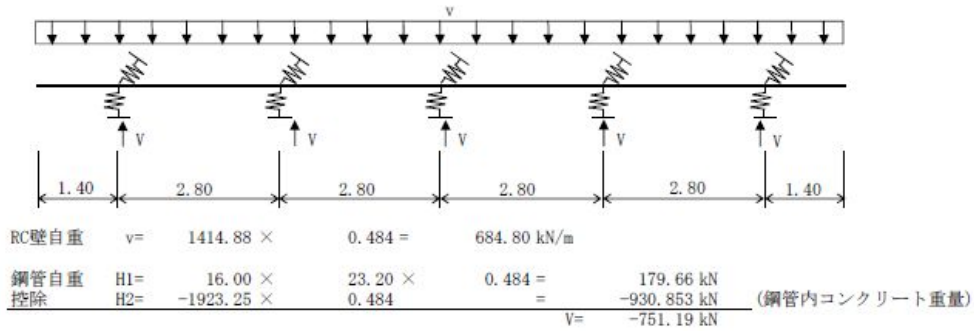
地震時に載荷した荷重図を第 3-63 図～第 3-66 図に示す。



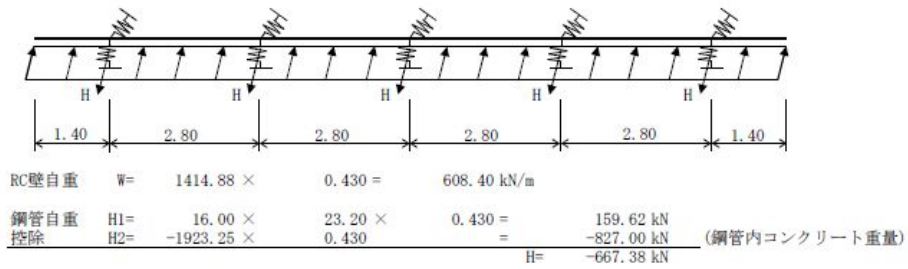
(1)死荷重+積雪荷重 (鉛直)



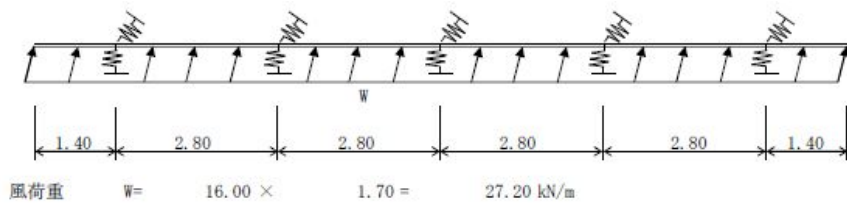
第 3-63 図 死荷重+積雪荷重 (鉛直)



第 3-64 図 地震時慣性力 (鉛直)



第 3-65 図 地震時慣性力 (水平)

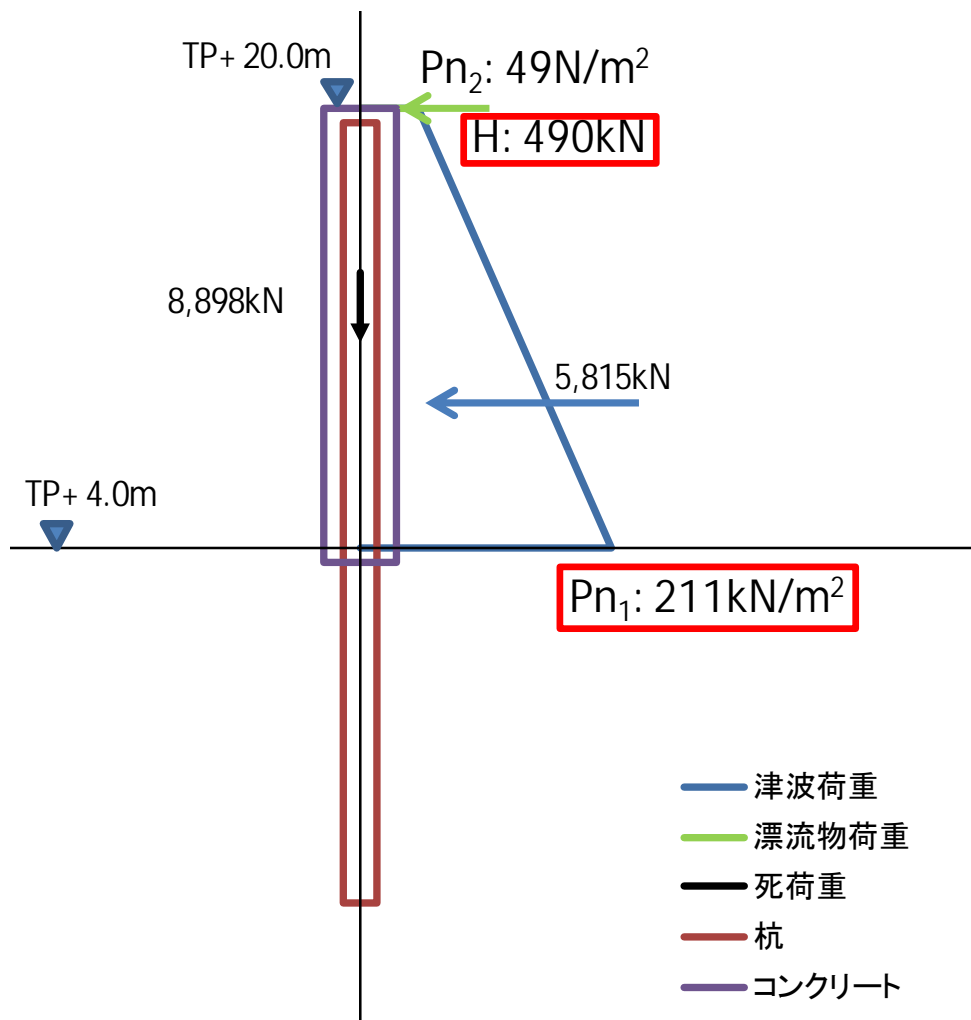


第 3-66 図 風荷重 (水平)

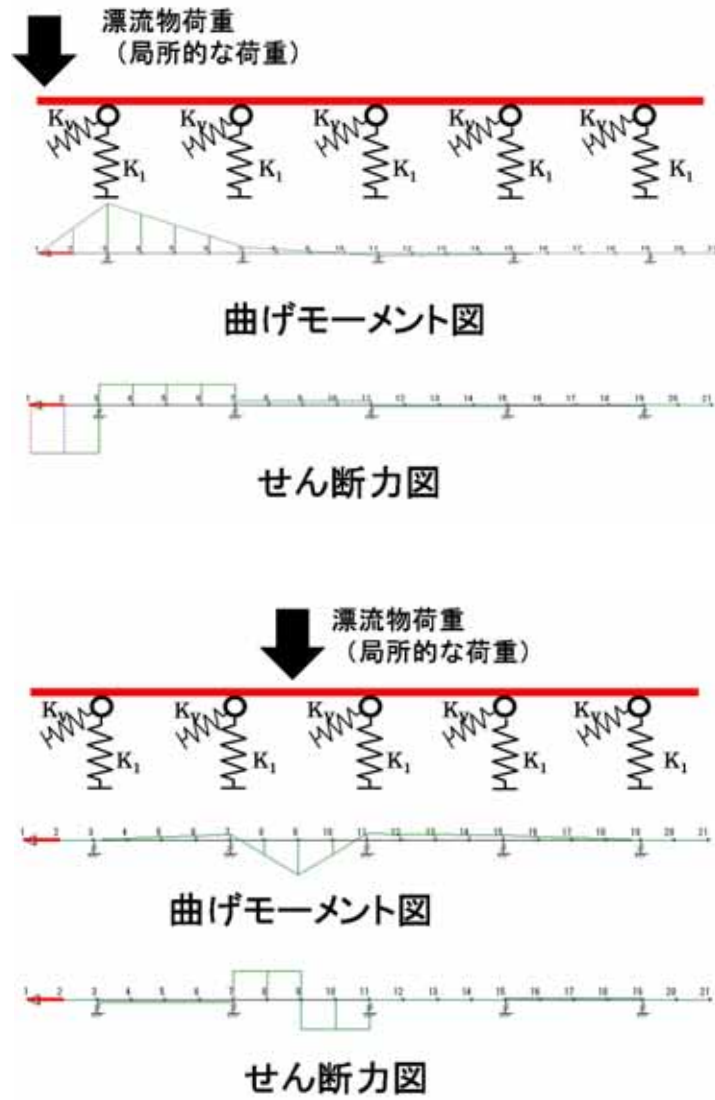
## 6) 津波荷重図

考慮する津波荷重は以下の通りとする。

- 梁バネモデルに載荷する津波荷重は，鉄筋コンクリート壁下端の最大波圧を解析モデルに付加する。第 3-67 図に考慮する津波荷重を，第 3-68 図に漂流物荷重の位置と曲げモーメント図・せん断力図の関係を示す。
- 漂流物荷重については，最も曲げモーメントが大きくなる，壁端に載荷する。



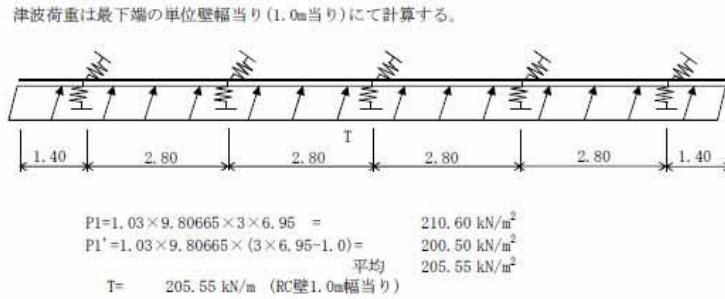
第 3-67 図 考慮する津波荷重



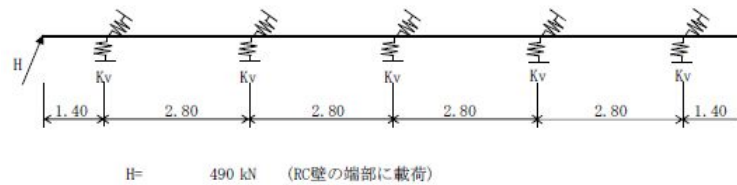
第 3-68 図 漂流物荷重の位置と曲げモーメント図・せん断力図の関  
係

7) 津波時の載荷図

津波時に載荷した荷重図を第 3-69 図～第 3-71 図に示す。

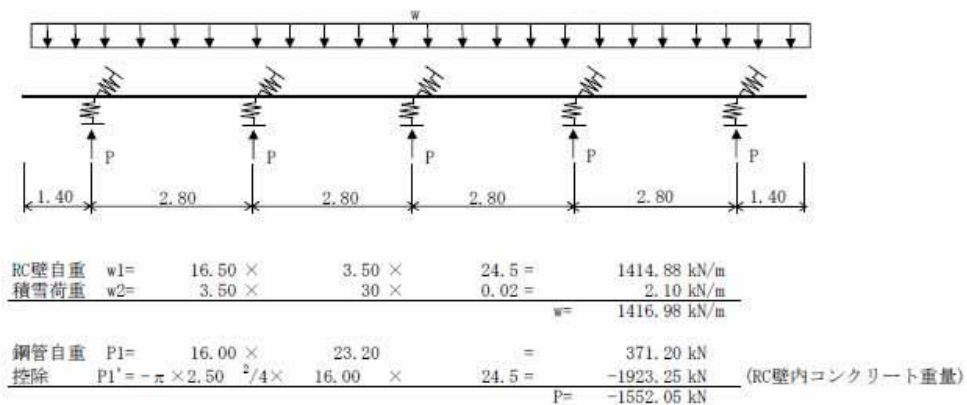


第 3-69 図 津波荷重 (水平)



第 3-70 図 漂流物荷重 (水平)

(3) 死荷重+積雪荷重 (鉛直荷重)



第 3-71 図 死荷重+積雪荷重 (鉛直)

8) 二次元梁バネモデル解析結果

評価結果一覧を第 3-41 表～第 3-43 表に示す。地震時，津波時及び津波＋余震時の上部工（鉄筋コンクリート）の圧縮，引張り，せん断に対する評価結果について，いずれも許容限界値以下であることを確認した。

第 3-41 表 圧縮に対する照査結果

		発生応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ )	安全率 $\sigma_{ca}/\sigma_c$	判定
一般部	地震時(一次元応答解析)	0.66	21	31.81	OK
	地震時(二次元有効応力解析)	13.84	21	1.51	OK
	津波時	9.58	21	2.19	OK
	津波＋余震時	14.62	21	1.43	OK
	T.P.+24m 津波時＋漂流物	15.49	28	1.80	OK
	T.P.+24m 津波＋余震時	13.49	28	2.07	OK
斜面部	地震時(二次元有効応力解析, 原地盤)	6.80	21	3.08	OK
	地震時(二次元解析, 豊浦標準砂を仮定した地盤)	4.95	21	4.24	OK

第 3-42 表 引張に対する照査結果

		発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SD490)	安全率 $\sigma_{sa}/\sigma_s$	判定
一般部	地震時(一次元応答解析)	12.62	435	34.46	OK
	地震時(二次元有効応力解析)	263.0	435	1.65	OK
	津波時	182.06	435	2.38	OK
	津波＋余震時	277.91	435	1.56	OK
	T.P.+24m 津波時＋漂流物	294.51	478	1.62	OK
	T.P.+24m 津波＋余震時	256.34	478	1.86	OK
斜面部	地震時(二次元有効応力解析, 原地盤)	150.2	435	2.89	OK
	地震時(二次元解析, 豊浦標準砂を仮定した地盤)	94.0	435	4.62	OK

第 3-43 表 せん断に対する照査結果

		発生せん断力 V (kN)	許容せん断耐力 $V_a$ (kN) ( $V_a=V_c+V_s$ )	安全率 $V_a/V$	判定
一般部	地震時(一次元応答解析)	54.73	1,508.82	27.56	OK
	地震時(二次元有効応力解析)	503.15	1,508.82	2.99	OK
	津波時	428.48	1,508.82	3.52	OK
	津波+余震時	487.33	1,508.82	3.09	OK
	T.P.+24m 津波時+漂流物	733.58	1,703.35	2.32	OK
	T.P.+24m 津波+余震時	606.66	1,703.35	2.80	OK
斜面部	地震時(二次元有効応力解析, 原地盤)	353.00	1,508.82	4.27	OK
	地震時(二次元解析, 豊浦標準砂を仮定した地盤)	291.67	1,508.82	5.17	OK

以降に二次元梁バネモデルによる解析結果の要約を示す。

- ① 二次元梁バネモデルによる評価の結果、圧縮に対する照査及び引張に対する照査では津波+余震時が最も安全率が最小になり、せん断については、T.P.+24m 津波時+漂流物のケースが最小となる。
- ② 三次元 FEM 解析結果と比較すると、二次元梁バネモデルは、鉄筋コンクリート梁壁のみのモデル化となるため、断面積や断面 2 次モーメントなどの断面性能が小さくなり、発生応力度が大きくなるため、三次元 FEM 解析結果より保守的な断面力が生じる結果となることを確認した。
- ③ 上部工の鉄筋コンクリート梁壁をモデル化した二次元梁バネモデルでは、一次元応答解析 (SHAKE) に基づく両端杭位置の地表面相対変位及び二次元有効応力解析 (FLIP) による時刻歴変位差の絶対値の最大値発生時刻における変位を作用させる

評価も実施し，上部工について，SHAKE を適用した場合の梁バネモデルによる評価結果と比較して，保守側の結果を採用する。

①から③の結果より，二次元梁バネモデルによる照査結果では，基準津波や T.P. +24m 津波に対して，鉄筋コンクリート梁壁の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

(10) 上部工の成立性検討結果（静的三次元 FEM 解析）

1) モデル化方針（三次元 FEM 解析）

・ 構造部材

鋼管は，線形弾性とし，三次元シェル要素でモデル化する。

コンクリート躯体は，線形弾性とし，三次元ソリッド要素でモデル化する。

・ 地盤

地盤は，水平方向地盤反力度の上限値を考慮した，地盤バネを鋼管に配置することで表現する。この時，引張側は No tension とする。なお，地盤高さの嵩上げ工についてもバネで水平抵抗を考慮する。第 3-72 図に水平方向バネ特性の説明図を示す。

以下に解析で用いたバネの設定を示す。



第 3-72 図 水平方向バネ特性（杭及び壁バネ）

第 3-44 表 地盤バネの設定に用いる地盤剛性及び上限値

解析ケース	地盤バネ定数	上限値
津波時	静弾性係数	残留強度（ $-1\sigma$ 低減値）
地震時	地震時収束剛性	残留強度（ $-1\sigma$ 低減値）
津波＋余震時	余震時収束剛性	残留強度（ $-1\sigma$ 低減値）



・地震動の入力

応答変位法による照査を基本とする。解析モデルに入力する地中変位及び地表面の最大加速度は一次元の地震応答解析より算出し、変位についてはバネを返して杭体に入力する。

2) 荷重及び荷重の組合せ

三次元 FEM 解析に用いる荷重の組み合わせを第 3-45 表に示す。

第 3-45 表 三次元 FEM 解析に用いる荷重の組み合わせ

解析種別	荷重の考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の土重量	長期荷重		短期荷重	
					自重（鉄筋コンクリート壁）	積雪	風	漂流物
地震時	応答変位法	水平	単位体積重量で考慮	単位体積重量で考慮	○	○	○	-
		鉛直			○	○	-	-
津波時	分布荷重及び集中荷重	水平	単位体積重量で考慮	単位体積重量で考慮	○	○	-	○

※積雪荷重については、0.35 倍した値を用いるものとする。

風荷重は道路橋示方書の以下の式より算出する。

$$p = 0.5 \rho U_d^2 C_d G$$

p : 単位面積当たりの風荷重 (N/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 空気密度 (1.23kg/m<sup>3</sup>)

$U_d$  : 風速 (m/s) = 30.0m/s

$C_d$  : 抗力係数 = 1.6 (一般値)

G : ガスト応答係数 = 1.9 (一般値)

風は地表面より上の被覆コンクリート面に垂直に当たるものとする。第 3-76 図に考慮する津波荷重及び漂流物荷重を示す。

津波荷重は以下の式により算出する。

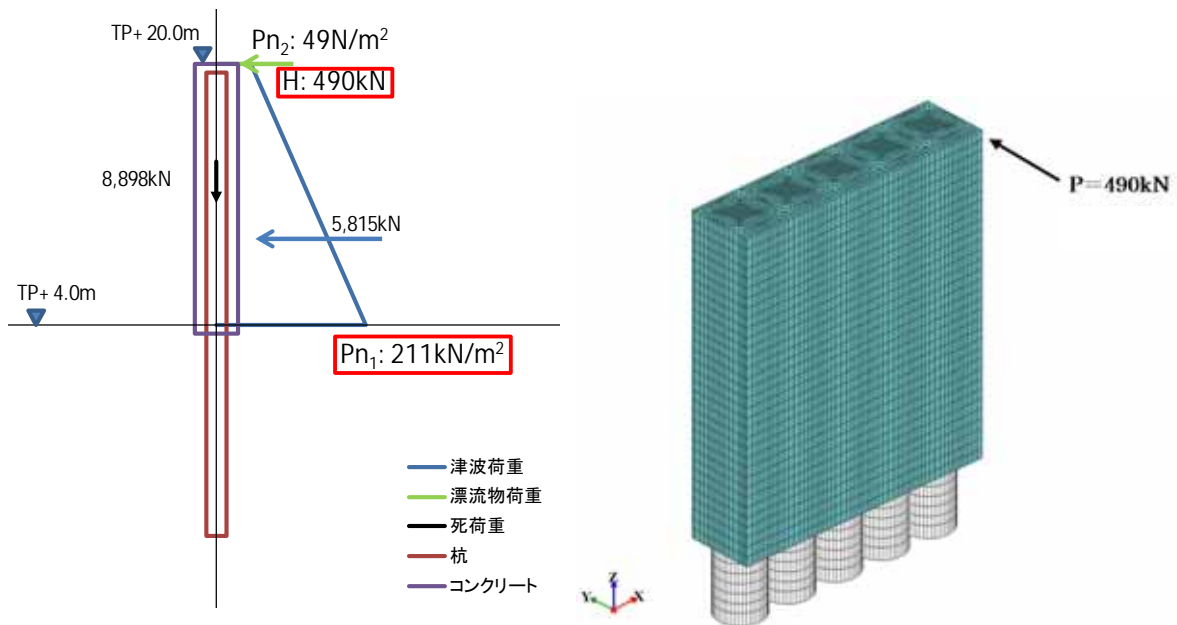
$$P = 3 \rho g h$$

$P$  : 津波波圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\rho$  : 海水の密度 ( $\text{Mg/m}^3$ ),  $W=1.03$  ( $\text{Mg/m}^3$ )

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

$h$  : 津波高さ (遡上高さ T.P.+17.9-設置盤高さ) / 2



第 3-76 図 考慮する津波荷重及び漂流物荷重

### 3) 解析モデル

#### ・解析モデル

鋼管を三次元シェル要素，コンクリート壁を三次元ソリッド要素でモデル化した三次元モデルを作成する。この時，鋼管とコンクリート壁は連続体としてモデル化する。地盤については，水平地盤反力度の上限値を考慮したバネによって表現する。

#### ・境界条件

境界条件を第 3-46 表に示す。

第 3-46 表 境界条件

境界	地震時応答解析
鋼管底面	鉛直方向固定，水平方向バネ（上限値考慮），鉛直軸回転方向固定
鉄筋コンクリート壁と地盤高さの嵩上げ工間	水平方向バネ（上限値考慮）
鋼管周面	水平方向バネ（上限値考慮）

#### ・材料定数

材料定数を第 3-47 表，第 3-48 表に示す。

第 3-47 表 材料定数（コンクリート）

設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )
40	31,000	0.2	24.5

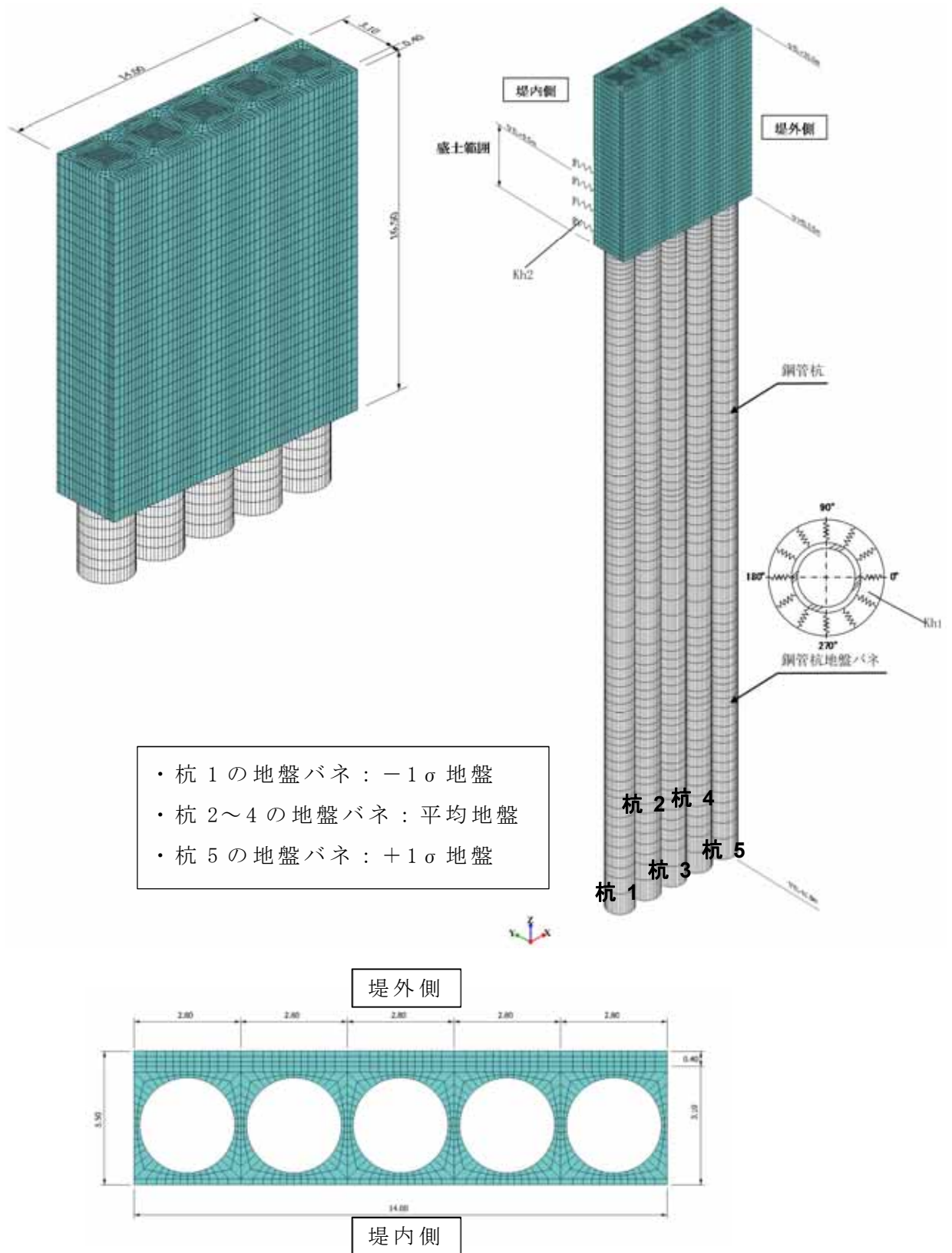
第 3-48 表 材料定数（鋼管杭）

杭直径 D (mm)	厚さ t (mm)	腐食代 (mm)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )	弾性係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	密度 $\rho$ (Mg/m <sup>3</sup> )
2,500	35	1	0.2632	0.1997761	200,000	0.30	7.93*

※鋼材の腐食代分を換算

4-1) 解析モデル (一般部)

杭体に付加する地盤バネは第 3-74 図に示す方針とする。



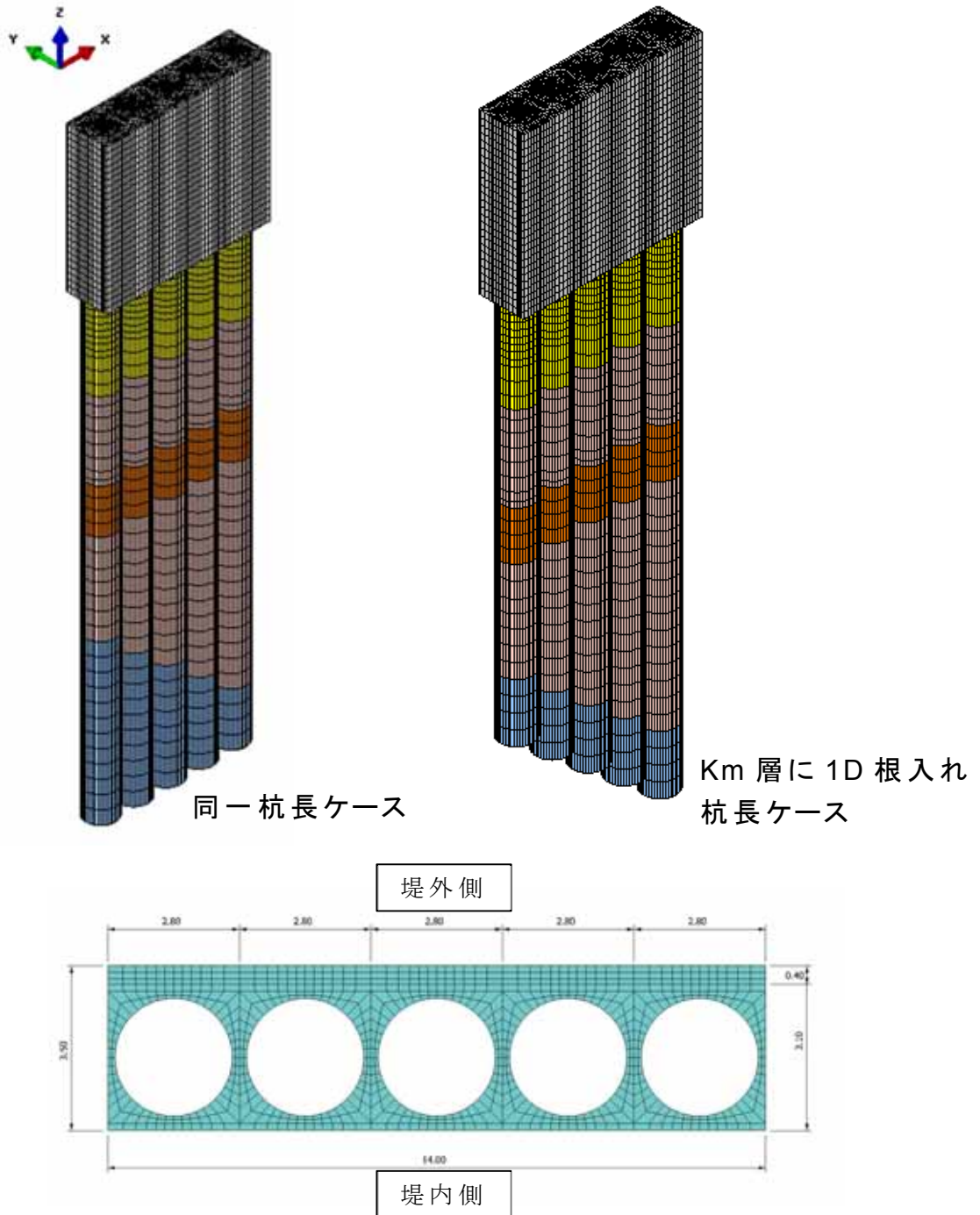
第 3-74 図 解析モデル (一般部)

4-2) 解析モデル (岩盤傾斜部)

斜面部の三次元モデルは杭長を同一にしたケースと Km 層に 1D 根入れした杭長とするケースの 2 ケース実施する。

杭体に付加する地盤バネは平均物性から算出したバネを用いた。

この時、上限値については、残留強度 $-1\sigma$  物性を適用した。



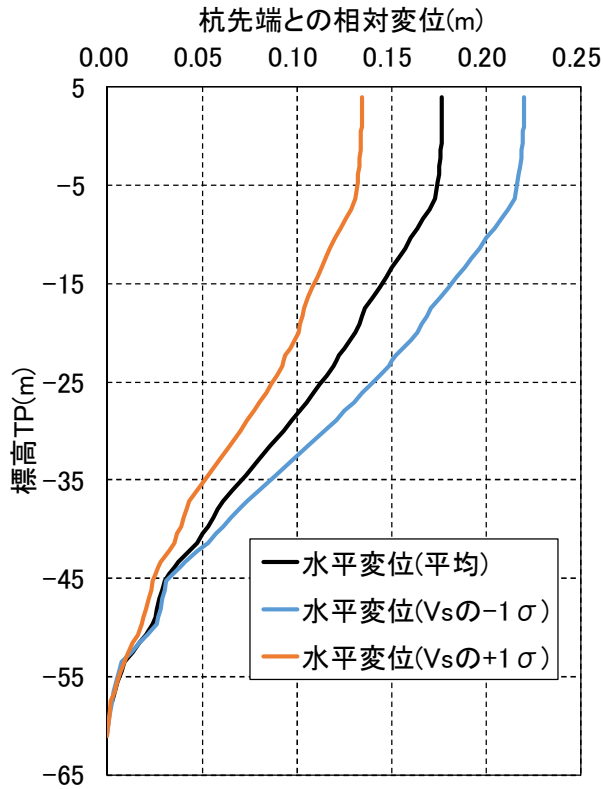
第 3-75 図 解析モデル (岩盤傾斜部)

## 5) 地震時荷重の考え方

地震時の荷重は以下の方針とする。

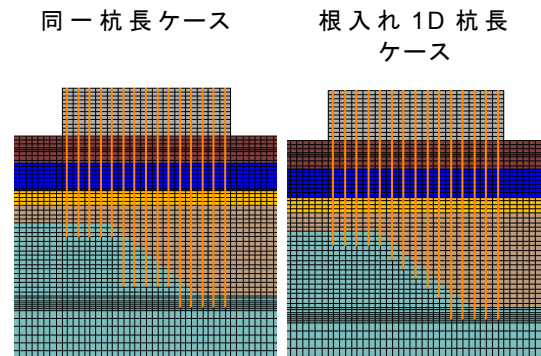
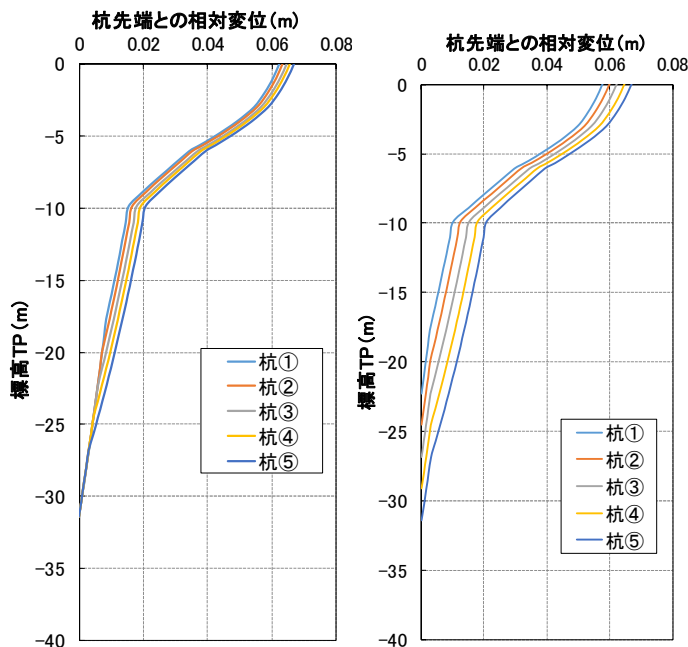
- 積雪荷重：常時積雪荷重 $\times 0.35$
- 水平慣性力：SHAKEによる一次元地震応答解析で地表面の最大加速度を求める。その加速度を杭と防潮壁に対して堤外→堤内方向へ平均地盤の表面最大加速度の水平慣性力を作用する。
- 鉛直慣性力：SHAKEによる一次元地震応答解析で地表面の最大加速度を求める。その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。
- 応答変位：水平地盤変位は各杭先端からの最大相対変位とする。
- 杭1, 杭3, 杭5の応答変位は $-1\sigma$ 地盤, 平均地盤,  $+1\sigma$ 地盤のSHAKEの変位とし, 杭2の変位は杭1と杭3の補間変位, 杭4の変位は杭3と杭5の補間変位で設定する。
- 防潮堤における堤内側の地盤高さの嵩上げ部の応答変位は杭1中心位置の地表面応答変位から杭3中心位置の地表面応答変位及び杭5への中心位置の地表面応答変位で線形補間とする。

解析モデルに載荷した地震時の地中変位分布及び地表面最大加速度を第3-76図, 第3-77図に示す。



最大水平加速度	0.430G
最大鉛直加速度	0.483G

第 3-76 図 地中変位分布及び地表面最大加速度  
(地震時・一般部, 地点③)



最大水平加速度	0.602G
最大鉛直加速度	0.458G

同一杭長ケース 根入れ 1D 杭長ケース

第 3-77 図 地中変位分布及び地表面最大加速度  
(地震時・岩盤傾斜部, 地点④)

## 6) 三次元 FEM モデルの解析結果

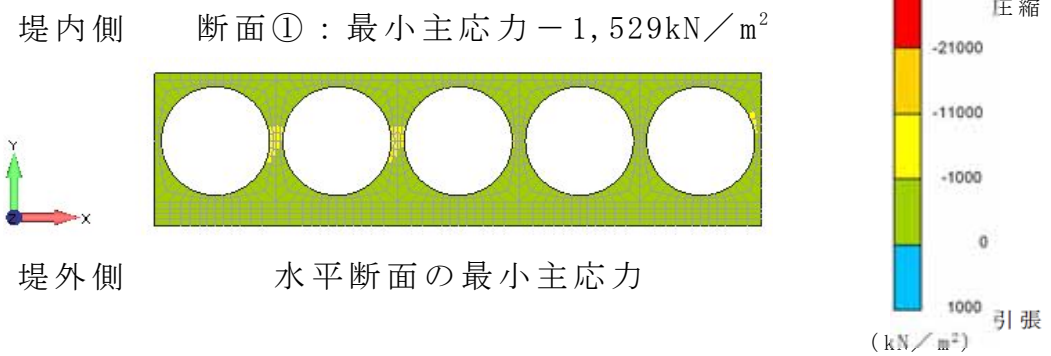
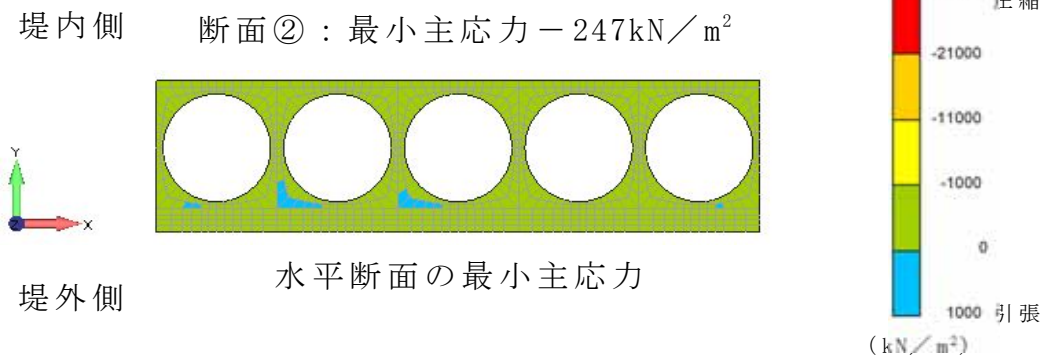
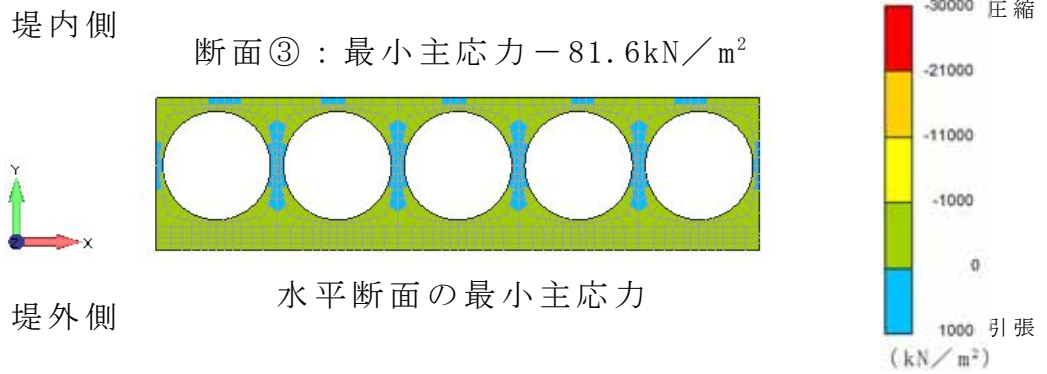
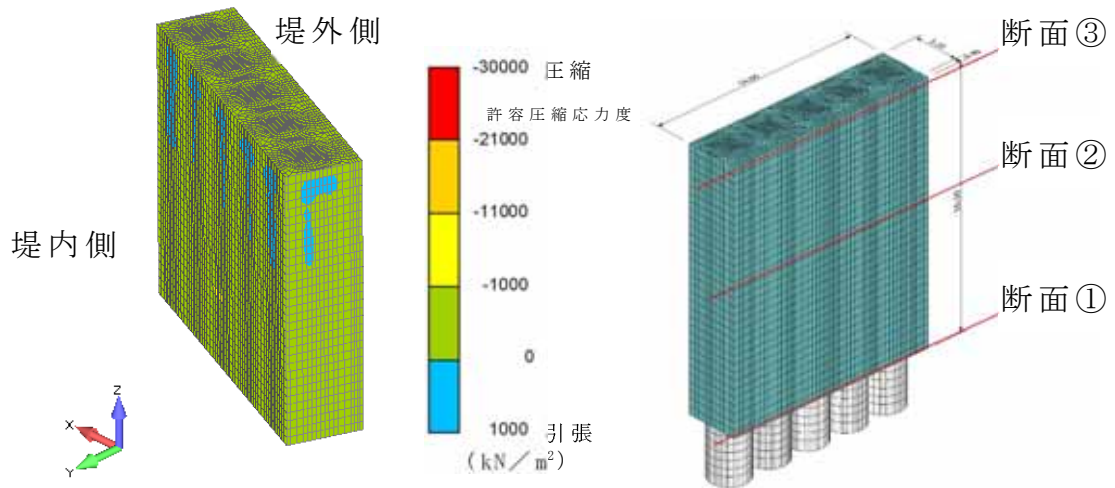
地震時，津波時，津波＋余震時及び地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果を第 3-78 図～第 3-87 図に，照査結果一覧を第 3-49 表～第 3-51 表に示す。

評価の結果，地震時，津波時，津波＋余震時のいずれにおいても，発生する最小主応力はコンクリートの圧縮強度  $40\text{N}/\text{mm}^2$  ( $40,000\text{kN}/\text{m}^2$ ) あるいは許容応力度  $21\text{N}/\text{mm}^2$  ( $21,000\text{kN}/\text{m}^2$ ) を十分下回ること，発生する最大主ひずみは鉄筋の許容引張応力度のひずみ以下であることから，上部工の構造成立性に問題がないことを確認した。なお，ひび割れ幅は  $0.2\text{mm}$  以下であり止水性が確保される（2012 年制定コンクリート標準示方書によれば，ひび割れ幅が  $0.2\text{mm}$  以下であれば，水密性が確保されると記述してある）。

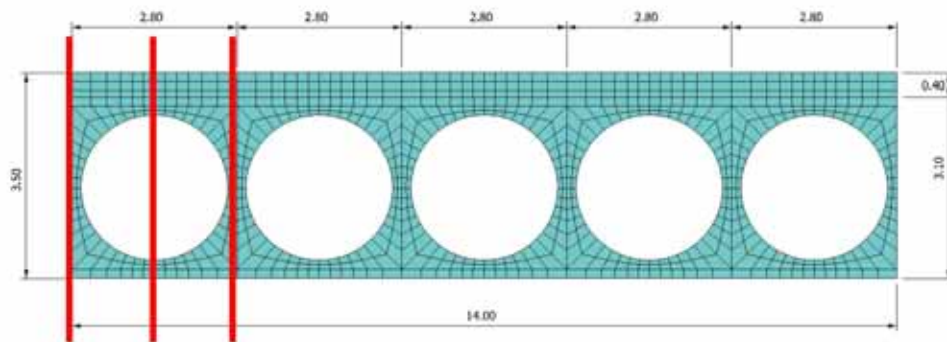
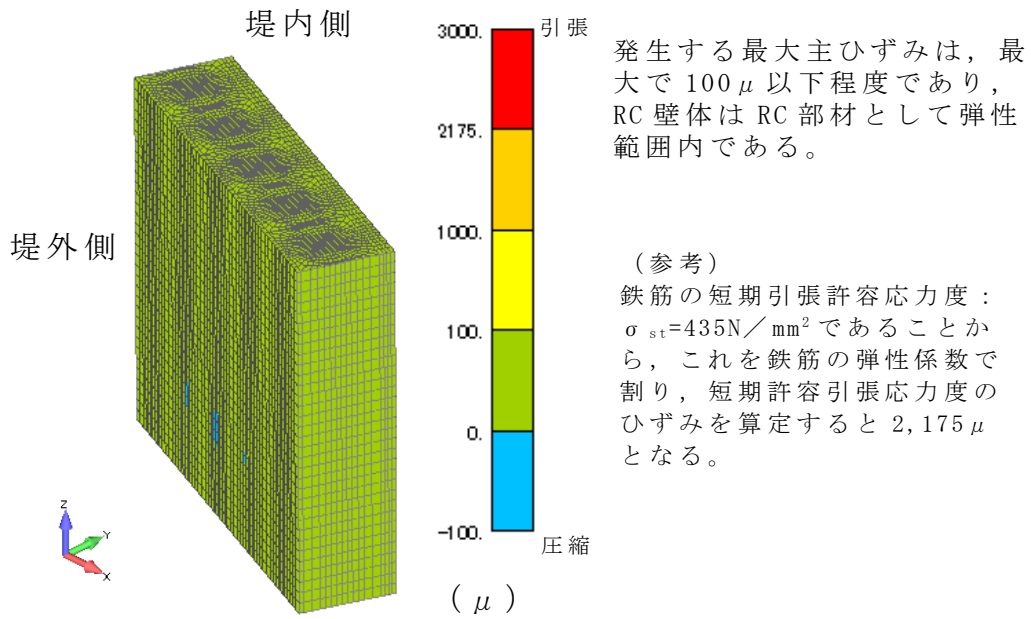
また，岩盤の傾斜を考慮したモデルにおいても，上部工の構造成立性に問題がないことを確認した。

以上のことから，地震時，津波時，津波＋余震時のいずれにおいても，上部工は弾性状態であり構造成立性が確保されることから，止水性能は保持されることを確認した。

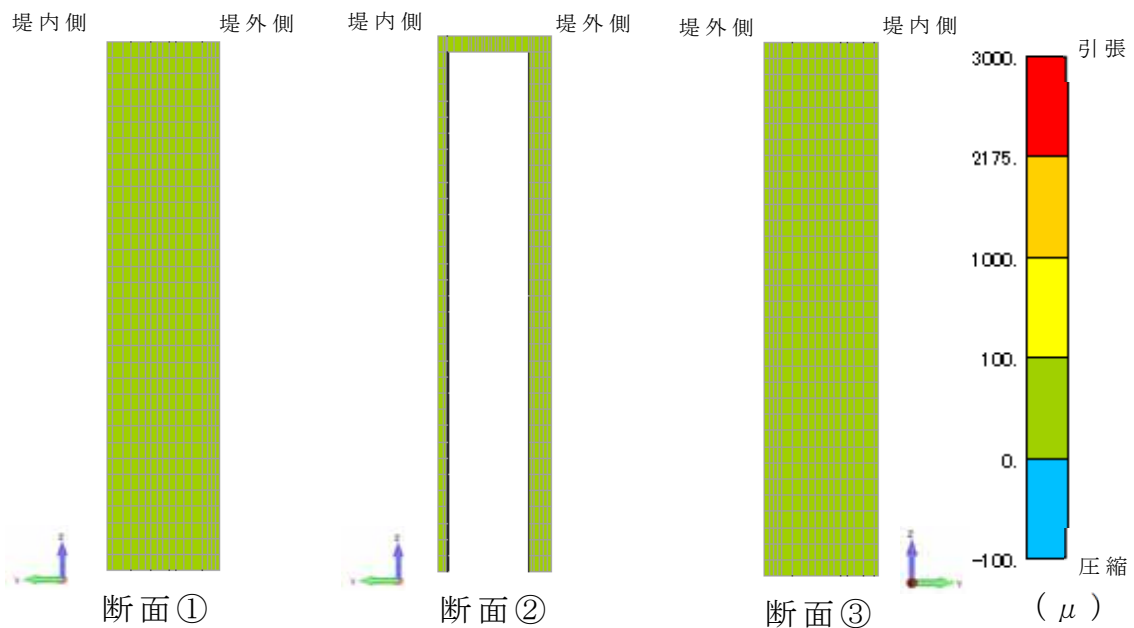




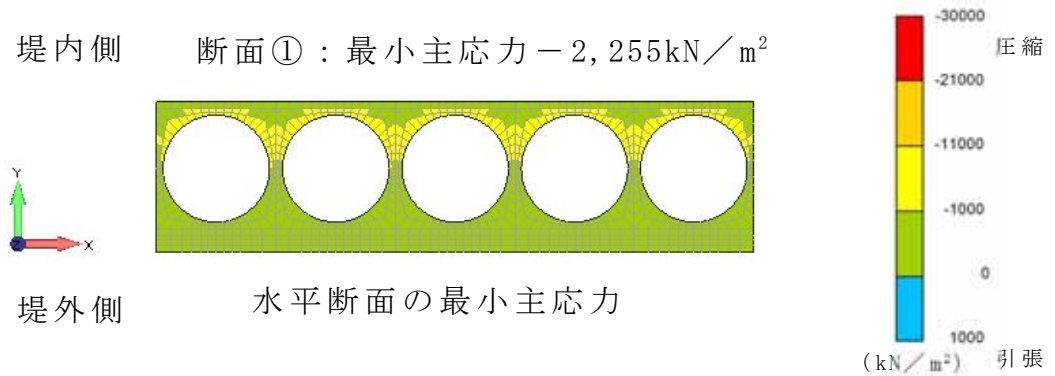
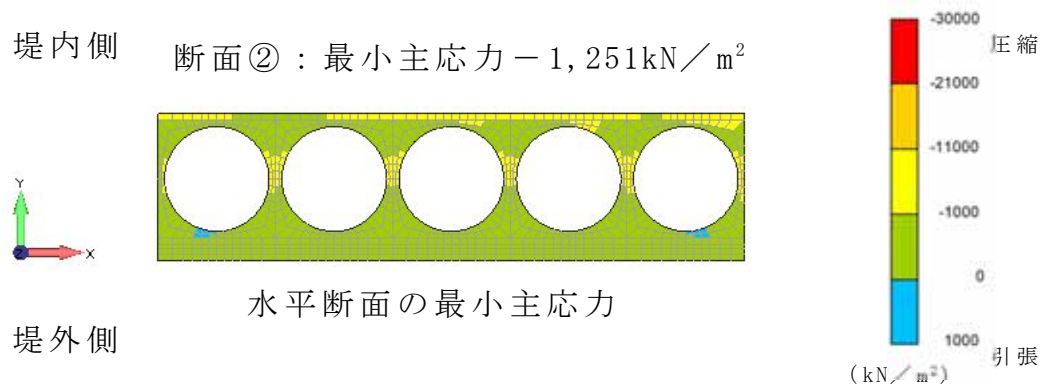
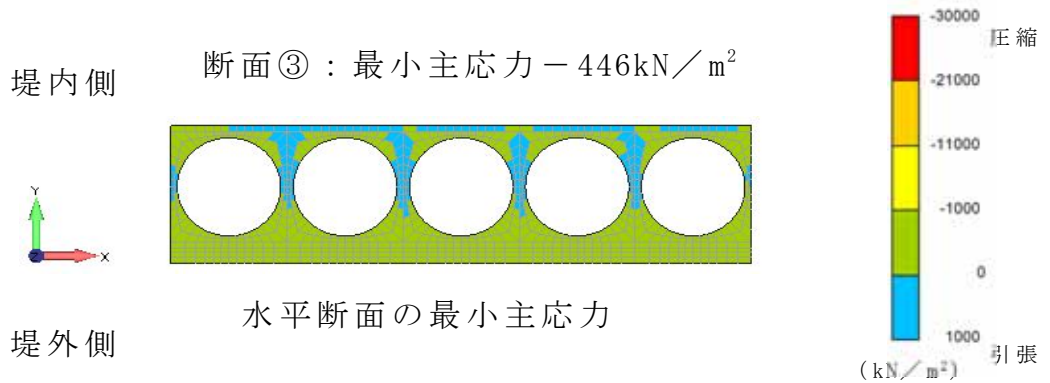
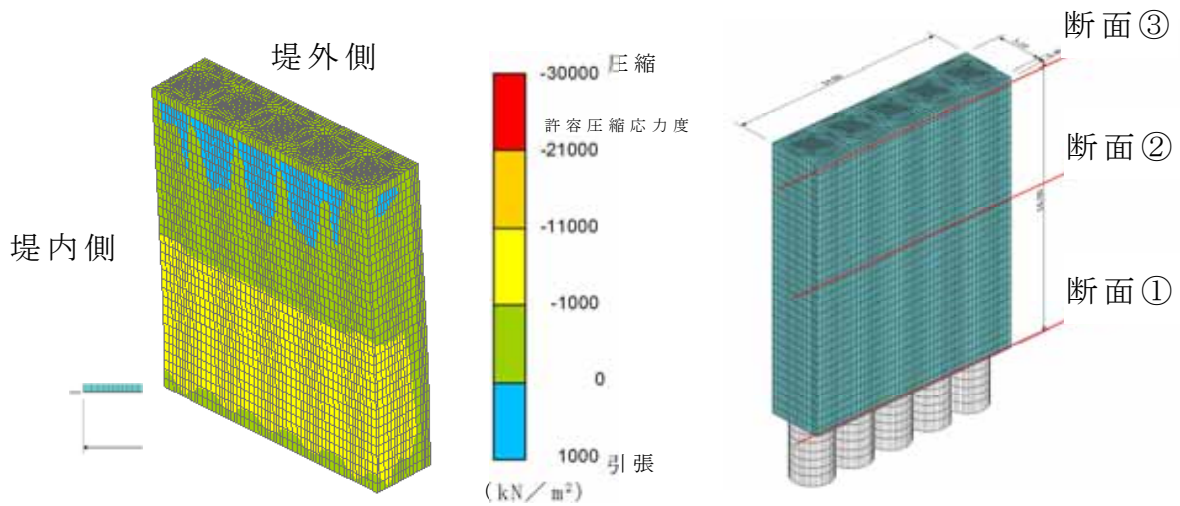
第 3-78 図 地震時の解析結果（最小主応力分布）



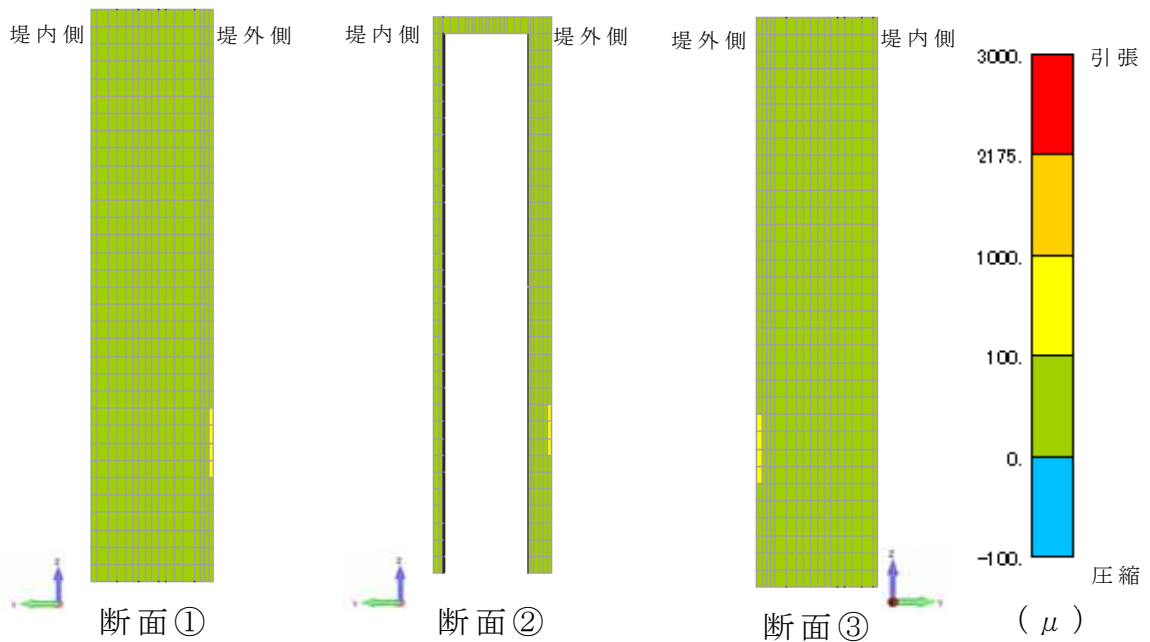
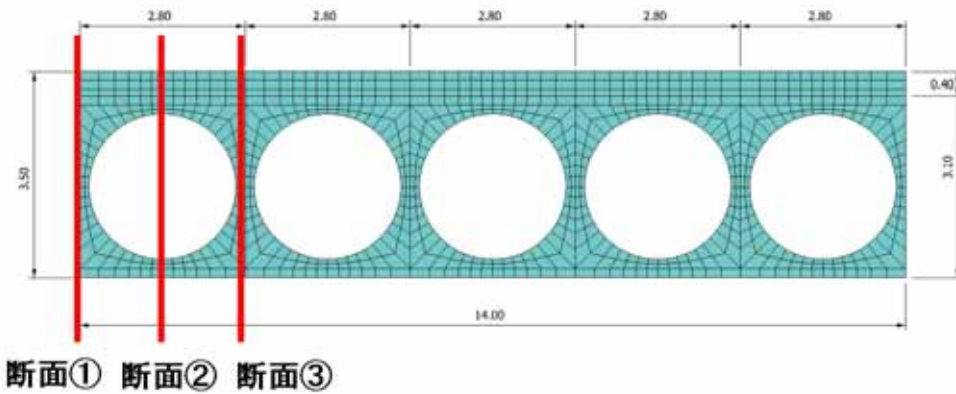
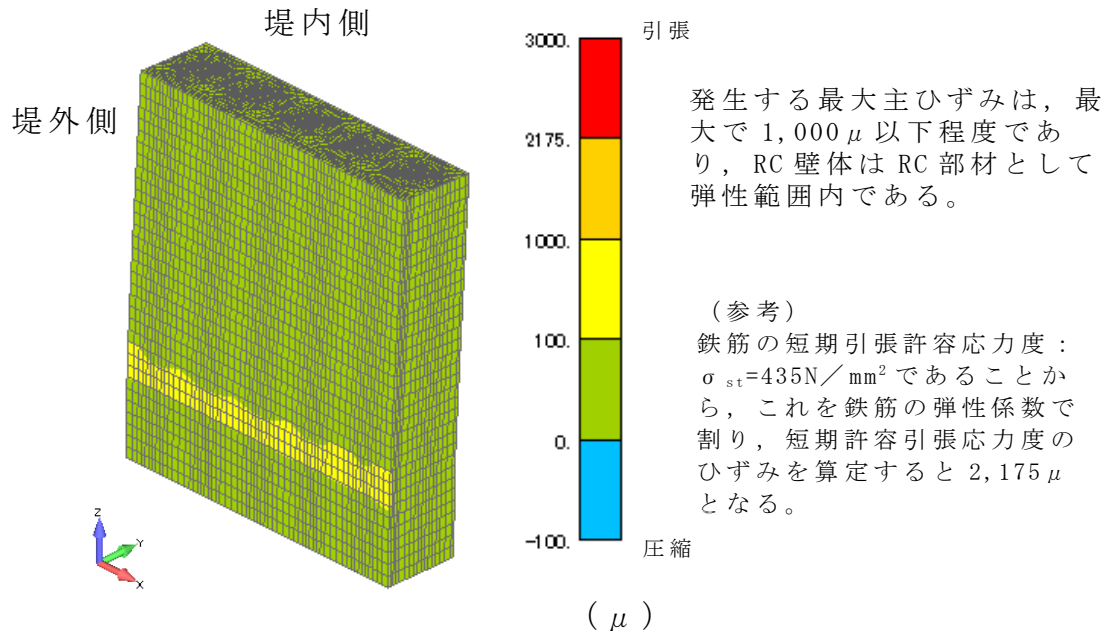
断面① 断面② 断面③



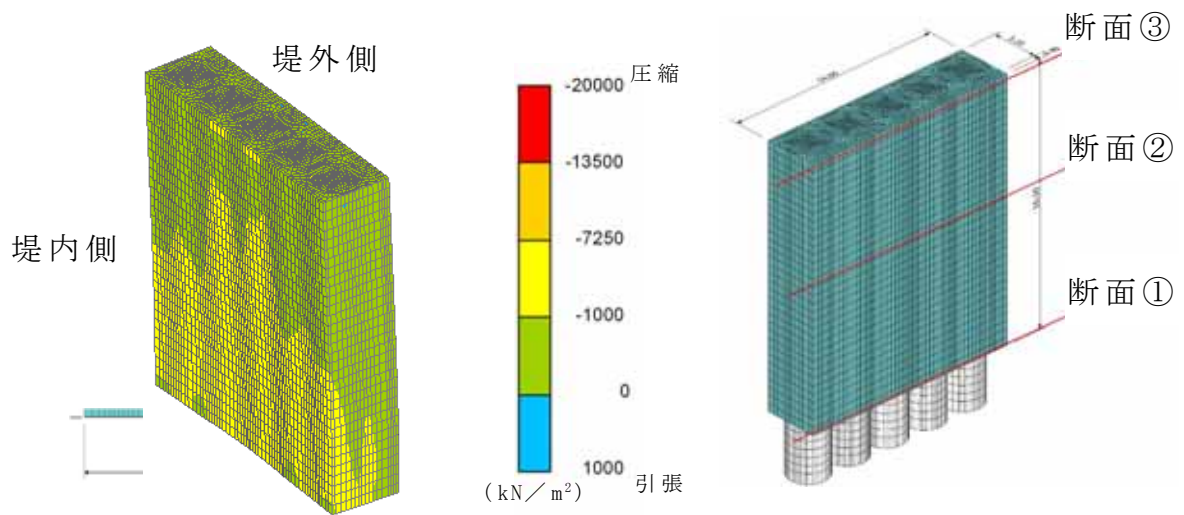
第 3-79 図 地震時の解析結果 (最大主ひずみ分布)



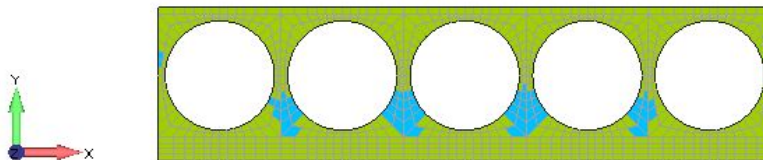
第 3-80 図 津波時の解析結果（最小主応力分布）



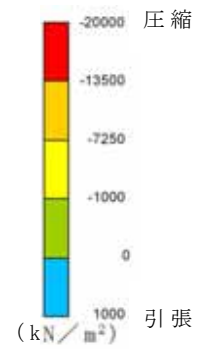
第 3-81 図 津波時の解析結果 (最大主ひずみ分布)



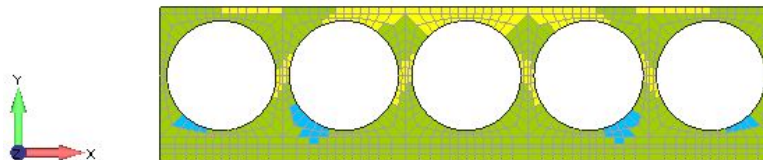
堤内側 断面③：最小主応力  $-1,454 \text{ kN/m}^2$



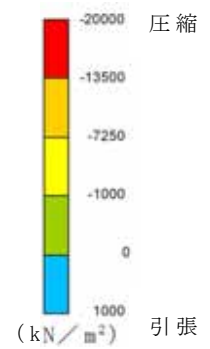
堤外側 水平断面の最小主応力



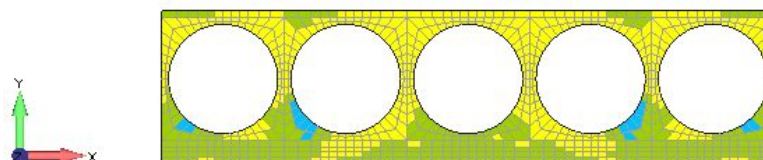
堤内側 断面②：最小主応力  $-2,075 \text{ kN/m}^2$



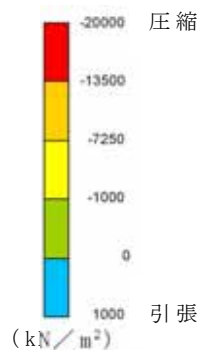
堤外側 水平断面の最小主応力



堤内側 断面①：最小主応力  $-6,288 \text{ kN/m}^2$

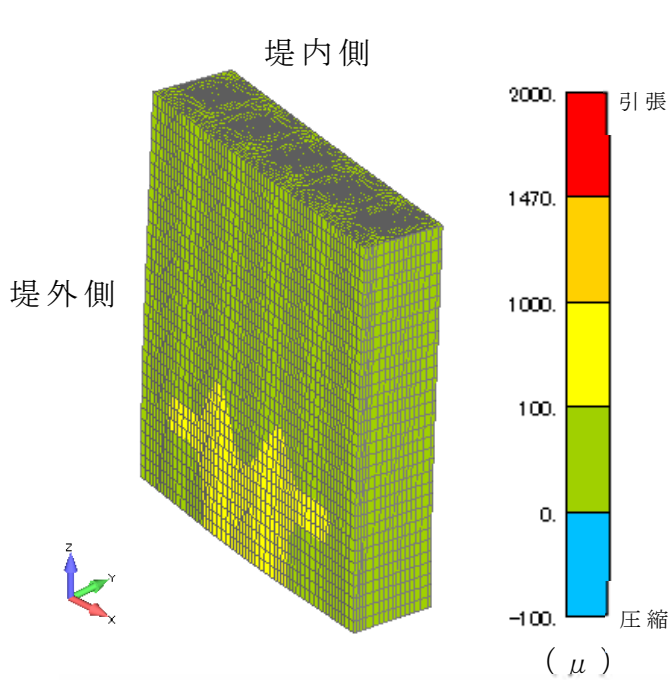


堤外側 水平断面の最小主応力



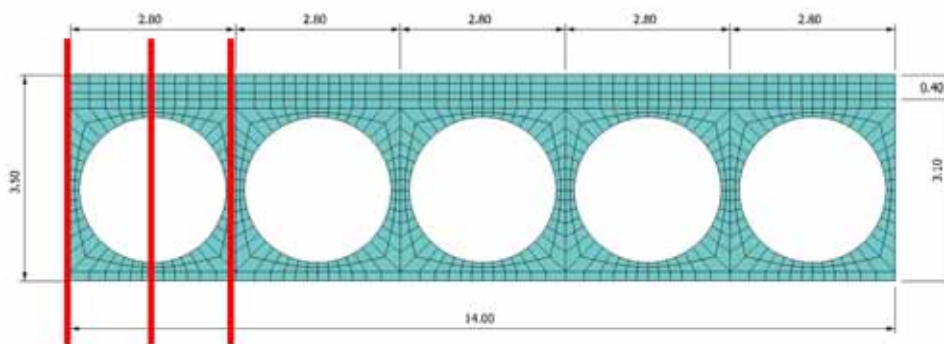
第 3-82 図 津波 + 余震時の解析結果

(最小主応力分布)

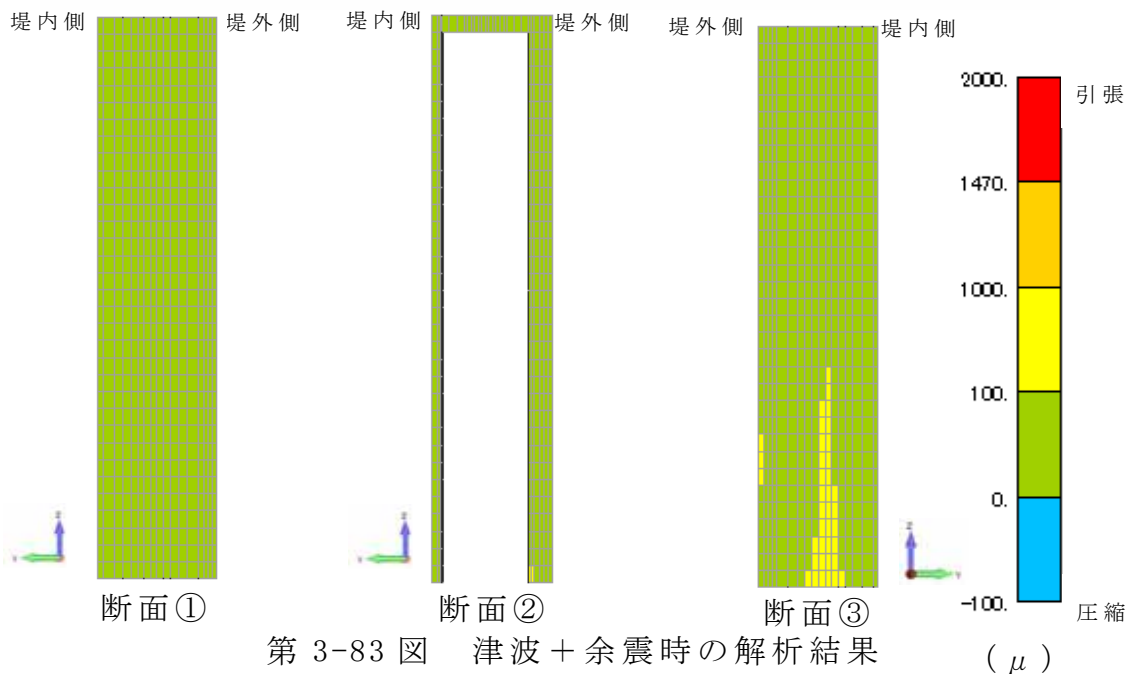


発生する最大主ひずみは、最大で  $1,000\mu$  以下程度であり、RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

(参考)  
鉄筋の短期引張許容応力度：  
 $\sigma_{st}=435\text{N}/\text{mm}^2$  であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると  $2,175\mu$  となる。

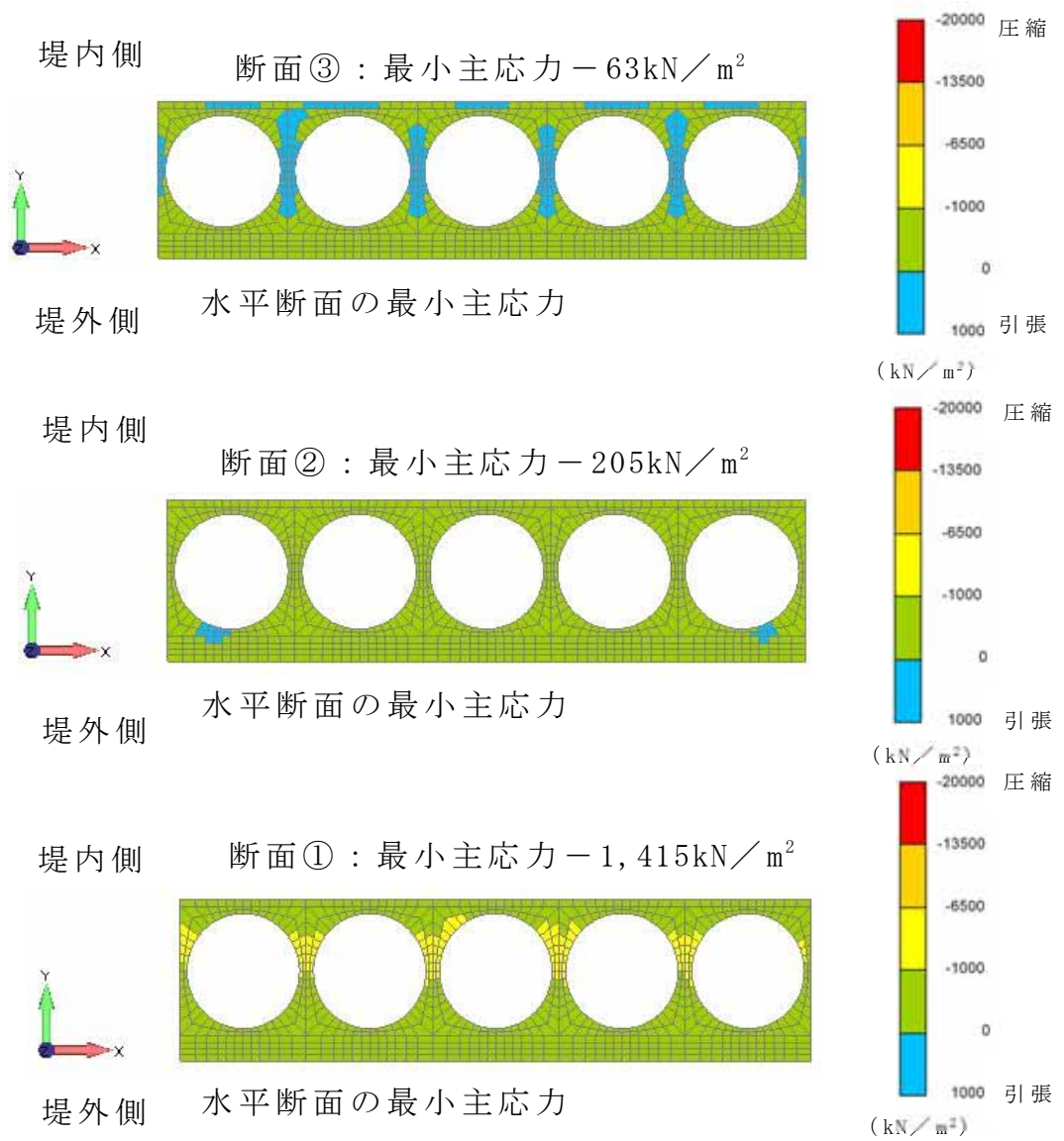
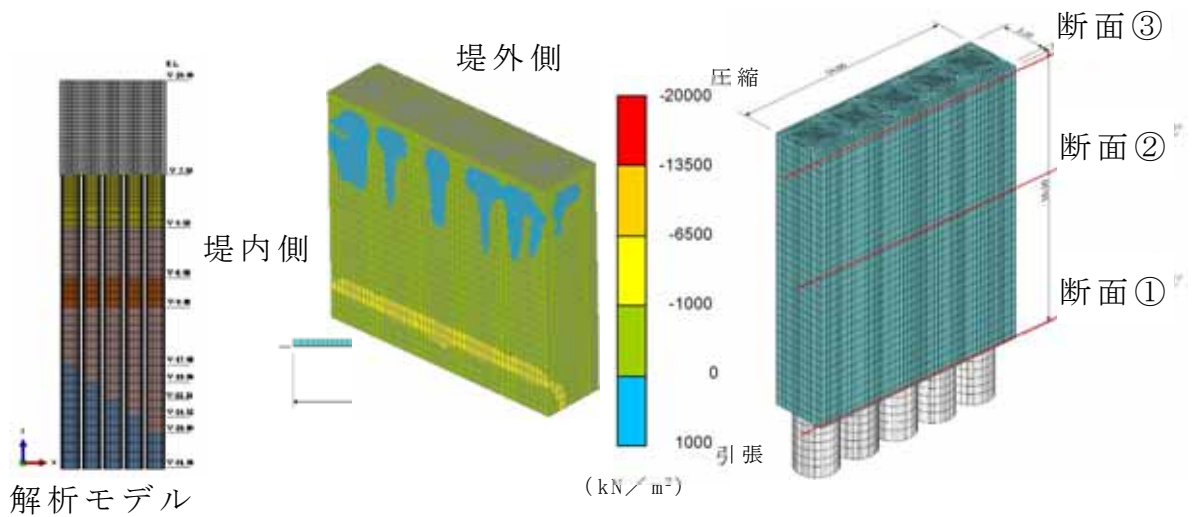


断面① 断面② 断面③

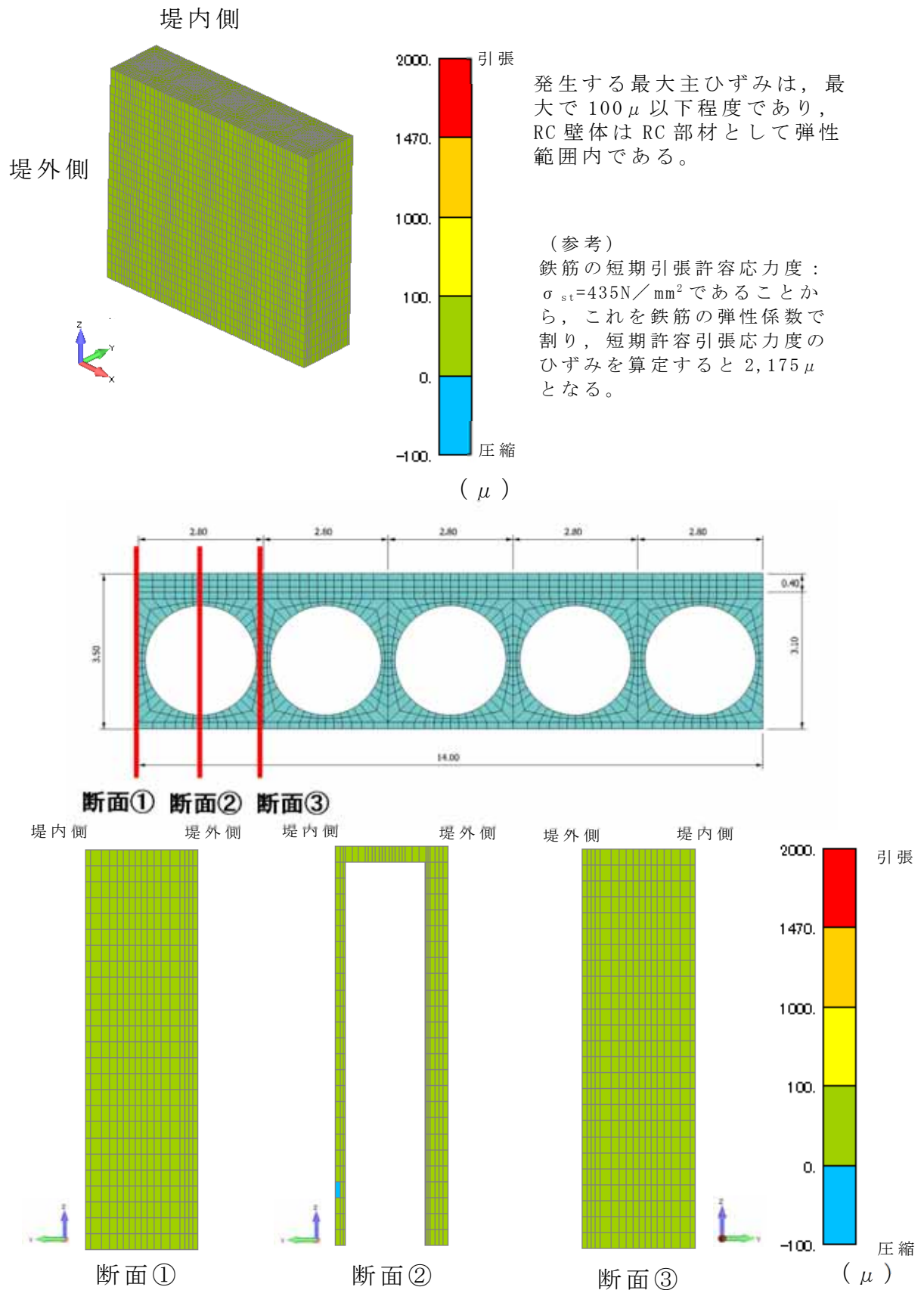


第 3-83 図 津波+余震時の解析結果

(最大主ひずみ分布)

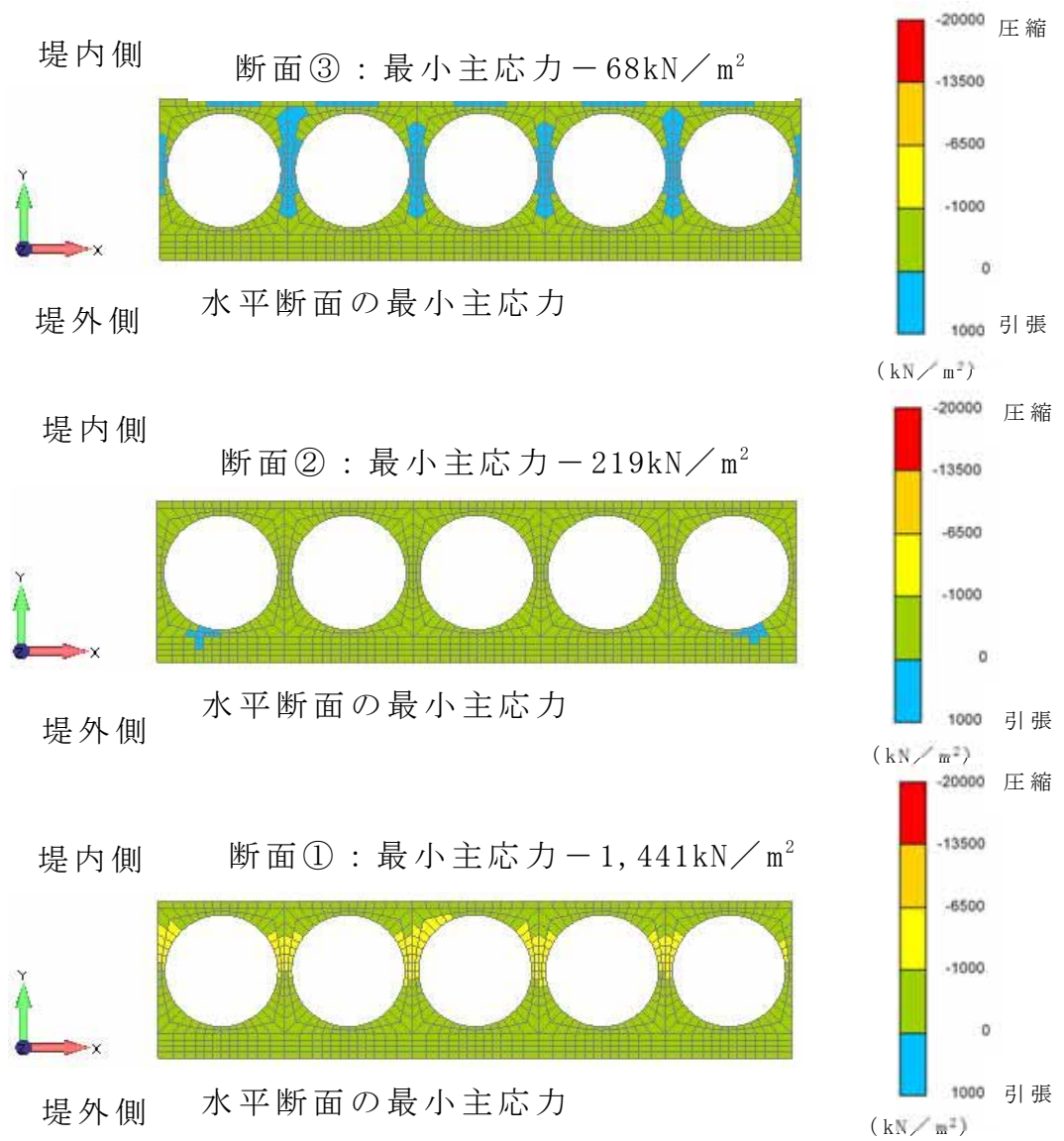
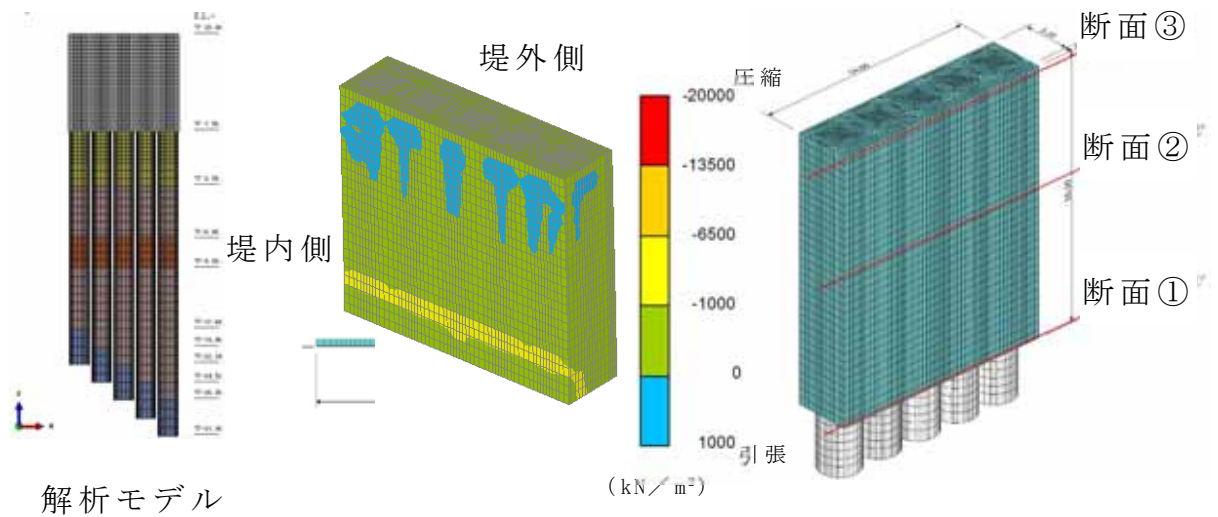


第 3-84 図 地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果  
（最小主応力分布）

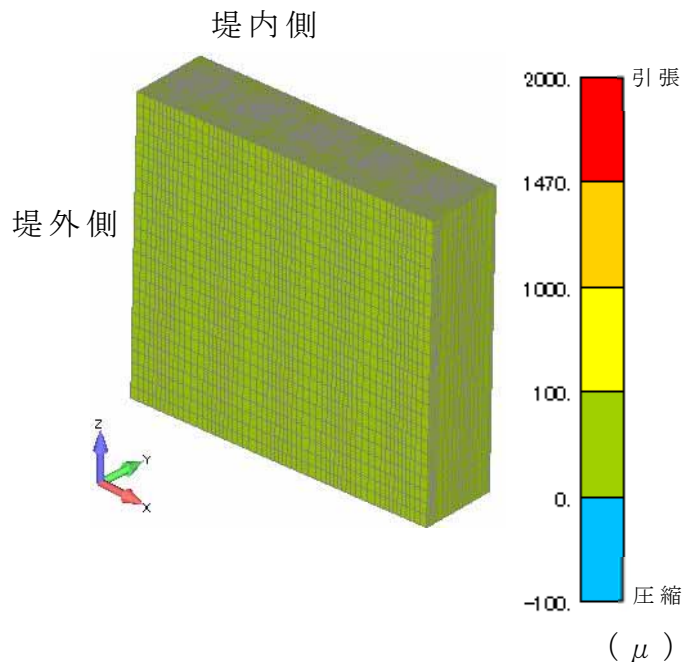


第 3-85 図 地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果  
（最大主ひずみ分布）





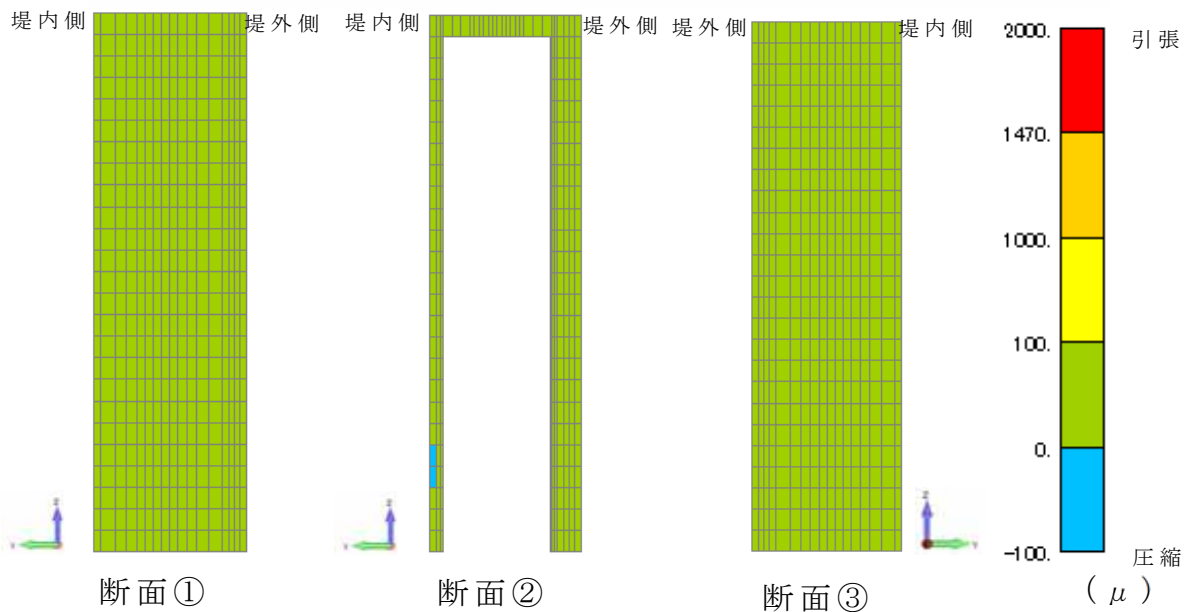
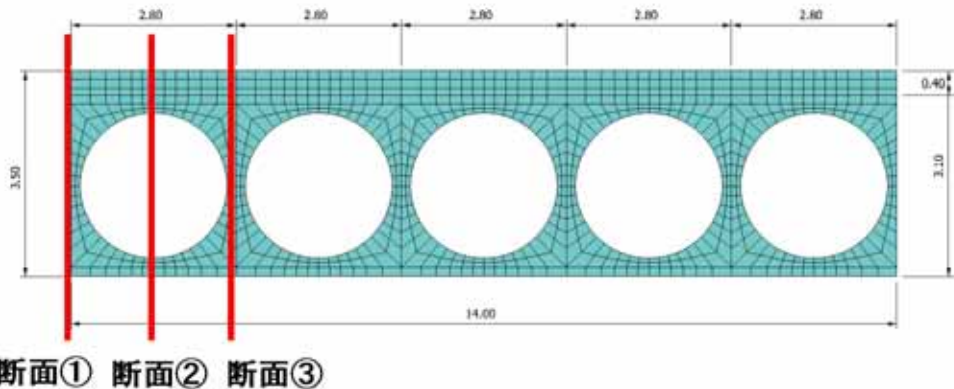
第 3-86 図 地震時 (岩盤傾斜 1D モデル) の解析結果  
(最小主応力分布)



発生する最大主ひずみは、最大で  $100\mu$  以下程度であり、RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

(参考)

鉄筋の短期引張許容応力度： $\sigma_{st}=435\text{N}/\text{mm}^2$  であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると  $2,175\mu$  となる。



第 3-87 図 地震時 (岩盤傾斜 1D モデル) の解析結果  
(最大主ひずみ分布)

## 7) 三次元 FEM モデルの解析結果

照査結果一覧を第 3-49 表～第 3-51 表に示す。地震時，津波時及び津波＋余震時の上部工（鉄筋コンクリート）の圧縮，曲げ，せん断に対する評価結果について，いずれも許容限界値以下であることを確認した。

第 3-49 表 圧縮に対する照査結果

	発生応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ )	安全率 $\sigma_{ca}/\sigma_c$	判定
地震時	0.39	21	53.84	OK
津波時	1.61	21	13.04	OK
津波＋余震時	1.21	21	17.35	OK
地震時（岩盤傾斜モデル，同一杭長モデル）	0.60	21	35.00	OK
地震時（岩盤傾斜モデル，1Dモデル）	0.61	21	34.42	OK

第 3-50 表 引張に対する照査結果

	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (SD490)	安全率 $\sigma_{sa}/\sigma_s$	判定
地震時	24.42	435	17.81	OK
津波時	36.92	435	11.78	OK
津波＋余震時	47.47	435	9.16	OK
地震時（岩盤傾斜モデル，同一杭長モデル）	17.68	435	24.60	OK
地震時（岩盤傾斜モデル，1Dモデル）	19.59	435	22.20	OK

第 3-51 表 せん断に対する照査結果

	発生せん断力 V (kN)	許容せん断 耐力 $V_a$ (kN) ( $V_a=V_c+V_s$ )	安全率 $V_a/V$	判定
地震時	0.41	0.83*	2.02	OK
津波時	0.67	0.83*	1.23	OK
津波+余震時	237.28 <sup>*1</sup>	435 <sup>*2</sup>	1.83	OK
地震時（岩盤傾 斜モデル，同一 杭長モデル）	0.55	0.83*	1.50	OK
地震時（岩盤傾 斜モデル，1Dモ デル）	0.62	0.83*	1.33	OK

※コンクリートのみ許容せん断応力度

## 8) 梁バネモデルと三次元 FEM モデルの応力比較

地震時及び津波時の梁バネモデルと三次元 FEM モデルでの照査結果を第 3-52 表と第 3-53 表に示す。

梁バネモデルの安全率が低くなる傾向があることから、梁バネモデルによる照査結果は安全側となっていると判断される。

第 3-52 表 地震時の梁バネモデルと三次元 FEM モデルの比較

		梁バネモデル	三次元 FEM モデル
圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力	0.66 (31.81)	0.14 (150.00)
	許容応力度	21.0	21.0
引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力	12.62 (34.46)	9.15 (47.54)
	許容応力度	435	435
せん断応力※ $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生せん断応力	0.12 (6.91)	0.12 (6.91)
	許容せん断応力	0.83	0.83

※コンクリートのみの許容せん断応力度  
( ) 値は安全率を示す。

第 3-53 表 (1) 津波時の梁バネモデルと三次元 FEM モデルの比較

		梁バネモデル	三次元 FEM モデル
圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力	9.58 (2.19)	0.85 (24.70)
	許容応力度	21.0	21.0
引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力	182.06 (2.38)	36.92 (11.78)
	許容応力度	435	435
せん断耐力 $\tau$ (kN)	発生せん断力	428.48 (3.52)	160.99 (9.37)
	許容せん断耐力	1,509	1,509

第 3-53 表 (2) 津波 + 余震時の梁バネモデル  
と三次元 FEM モデルの比較

		梁バネモデル	三次元 FEM モデル
圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力	14.62 (1.43)	0.79 (26.58)
	許容応力度	21.0	21.0
引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	発生応力	277.91 (1.56)	43.69 (9.95)
	許容応力度	435	435
せん断耐力 $\tau$ (kN)	発生せん断力	487.33 (3.09)	228.78 (6.59)
	許容せん断耐力	1,509	1,509

( ) 値は安全率を示す。

以下に静的三次元 FEM による解析結果の要約を示す。

- ①地震時において，上部工は全ての位置でコンクリートの引張強度以下であり，ひび割れは生じないことを確認した。また，圧縮側の主応力である最小主応力分布から全てコンクリートの許容圧縮強度に対して十分な裕度があることを確認した。
- ②津波時では，圧縮側の主応力である最小主応力分布から全てコンクリートの許容圧縮強度に対して十分な裕度があることを確認した。引張においては，発生するひずみは鉄筋の許容応力度に対して十分に小さい値であることを確認した。
- ③梁バネモデルで照査しない鉄筋コンクリート梁壁背面の鋼管鉄筋コンクリートについても，三次元 FEM 解析の結果，全て許容限界値以下であり，有意なせん断破壊等は生じる恐れがないことを確認した。
- ④梁バネモデルに対して静的三次元 FEM 解析では奥行き方向もモデル化され，断面性能が大きくなり，応力の流れが面的に広がることから，梁バネモデルよりも精緻なモデル化ができるため，

発生する応力が小さくなることを確認した。

⑤ねじれに対する影響については，三次元 FEM 解析により，鋼管周りのコンクリートに発生するせん断応力がコンクリートのみの許容せん断応力あるいはせん断補強筋によって十分に抵抗できることを確認した。

①から⑤の結果により，静的三次元 FEM 解析の結果，津波荷重や地震荷重に対して，鉄筋コンクリート梁壁のみならず，鋼管鉄筋コンクリート部分もすべて照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。さらに，梁バネの方が保守的である結果を示した。

また，コンクリートは弾性範囲内であることから，止水性について問題ないことを確認した。

( 1 1 ) 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果

地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体のせん断力が改良体のせん断耐力以内であることを有効応力解析及び二次元フレーム解析にて確認する。

表層地盤改良の深さ方向の範囲は、表層地盤の過剰間隙水圧比が比較的高い範囲や杭体に生じる断面力の低減等を考慮し設定する。また、堤内側の表層地盤改良の幅は、地盤高さの嵩上げが地震時に損傷に至らない範囲を考慮し設定する。堤外側の表層地盤改良の幅は、地盤改良に係る指針類に基づき範囲を設定する。

地盤改良工法は、改良対象地盤の物性、地下水位、施工性などを考慮して選定する。また、地盤剛性の急変部により杭体に局所的な応力を発生させないように、地盤剛性が上層から下層に向けて、やや大きめの剛性から原地盤に近い剛性に移行するような改良仕様を設定する。

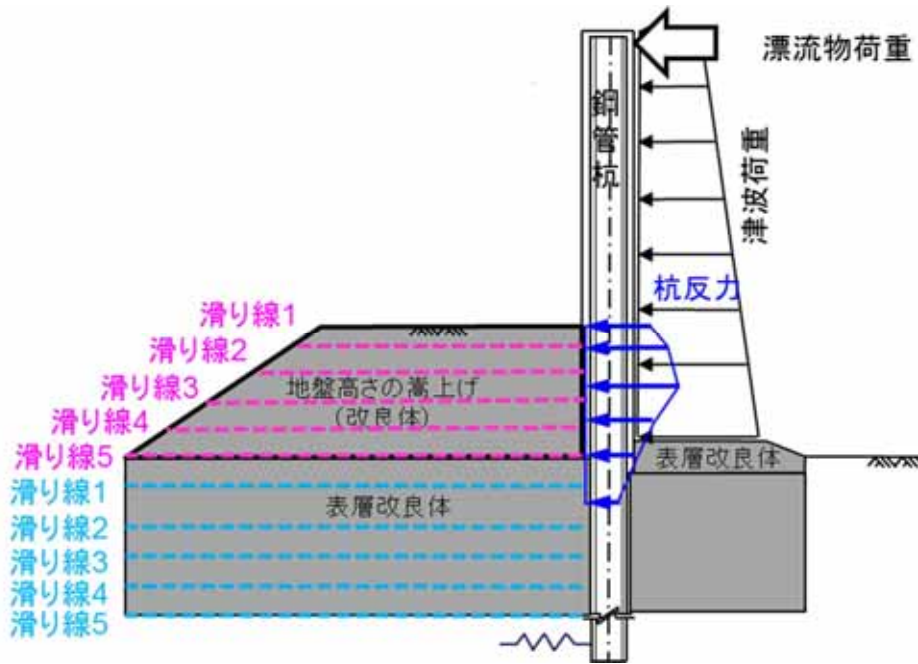
地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体のせん断力が改良体のせん断耐力以内であることを確認するため、地盤高さの嵩上げ及び表層改良体のせん断力が、改良体の「滑り線に生じるせん断耐力」に対して安全率 1.2 以上であることを確認する。



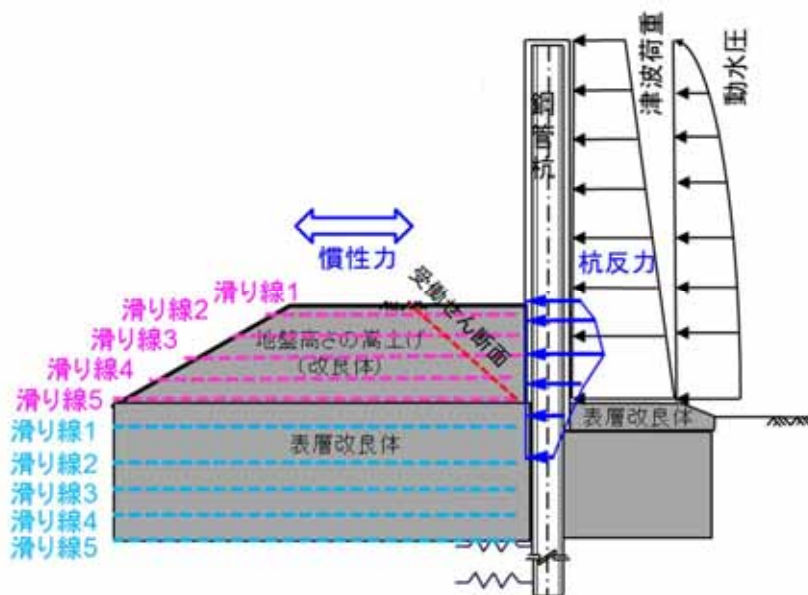
1) 評価結果

①津波時，津波+余震時，T.P. + 24m 津波時及び T.P. + 24m 津波+余震時の結果

地盤の嵩上げ及び表層改良体の二次元フレーム解析による検討について，滑り線の模式図を第 3-88 図に示す。



第 3-88 図(1) 滑り線の模式図 (津波時，T.P. + 24m 津波時)



第 3-88 図(2) 滑り線の模式図 (津波+余震時，T.P. + 24m 津波+余震時)

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の検討結果について、津波時及び T.P. + 24m 津波時の結果を第 3-54 表に、津波+余震時及び T.P. + 24m 津波+余震時の結果を第 3-55 表に示す。

全ての滑り線において安全率が 1.2 以上であり、地盤の嵩上げ及び表層改良体の健全性を確認した。

第 3-54 表(1) 地盤高さの嵩上げの滑り照査（津波時）

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率
1	T.P. +8.0	946.7	22,400	23.66
2	T.P. +7.0	4,788.7	23,800	4.97
3	T.P. +6.0	8,704.7	25,200	2.89
4	T.P. +5.0	12,693.7	26,600	2.09
5	T.P. +3.5	12,338.6	28,700	2.32

第 3-54 表(2) 表層改良体の滑り照査（津波時）

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率
1	T.P. +3.0	11,510.7	33,718	2.92
2	T.P. +2.5	10,592.9	32,475	3.06
3	T.P. +2.0	9,656.3	33,743	3.49
4	T.P. +1.5	8,685.3	35,023	4.03
5	T.P. +1.0	7,613.3	36,312	4.76

第 3-54 表 (3) 地盤高さの嵩上げの滑り照査 (T. P. +24m 津波時)

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率
1	T. P. +8. 0	946. 7	22, 400	23. 66
2	T. P. +7. 0	4, 788. 7	23, 800	4. 97
3	T. P. +6. 0	8, 704. 7	25, 200	2. 89
4	T. P. +5. 0	12, 693. 7	26, 600	2. 09
5	T. P. +3. 5	17, 545. 7	28, 700	1. 63

第 3-54 表 (4) 表層改良体の滑り照査 (T. P. +24m 津波時)

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率
1	T. P. +3. 0	19, 446. 7	33, 718	1. 73
2	T. P. +2. 5	21, 359. 7	32, 475	1. 52
3	T. P. +2. 0	23, 283. 7	33, 743	1. 44
4	T. P. +1. 5	22, 643. 7	35, 023	1. 54
5	T. P. +1. 0	20, 735. 7	36, 312	1. 75

第 3-55 表 (1) 地盤高さの嵩上げの滑り照査 (津波+余震時)

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率
1	T. P. +8. 0	871. 0	0. 0	22, 400	25. 7
2	T. P. +7. 0	4, 406. 0	255. 0	23, 800	5. 10
3	T. P. +6. 0	8, 008. 0	525. 5	25, 200	2. 95
4	T. P. +5. 0	11, 678. 0	811. 4	26, 600	2. 12
5	T. P. +3. 5	15, 416. 0	1, 269. 3	28, 700	1. 72

第 3-55 表(2) 表層改良体の滑り照査 (津波+余震時)

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率
1	T. P. +3.0	15,871.0	1,441.7	33,718	1.94
2	T. P. +2.0	14,870.0	1,786.3	33,743	2.02
3	T. P. +1.5	14,056.2	1,958.7	35,023	2.18
4	T. P. +1.0	13,292.3	2,131.0	36,312	2.35
5	T. P. +0.0	12,058.2	2,475.7	38,909	2.67
6	T. P. -0.48	11,538.6	2,641.1	38,417	2.70

第 3-55 表(3) 地盤高さの嵩上げの滑り照査 (T. P. +24m 津波+余震時)

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率
1	T. P. +8.0	946.7	0.0	22,400	23.66
2	T. P. +7.0	4,788.7	255.0	23,800	4.71
3	T. P. +6.0	8,704.7	525.5	25,200	2.73
4	T. P. +5.0	12,693.7	811.4	26,600	1.96
5	T. P. +3.5	16,601.2	1,269.3	28,700	1.60

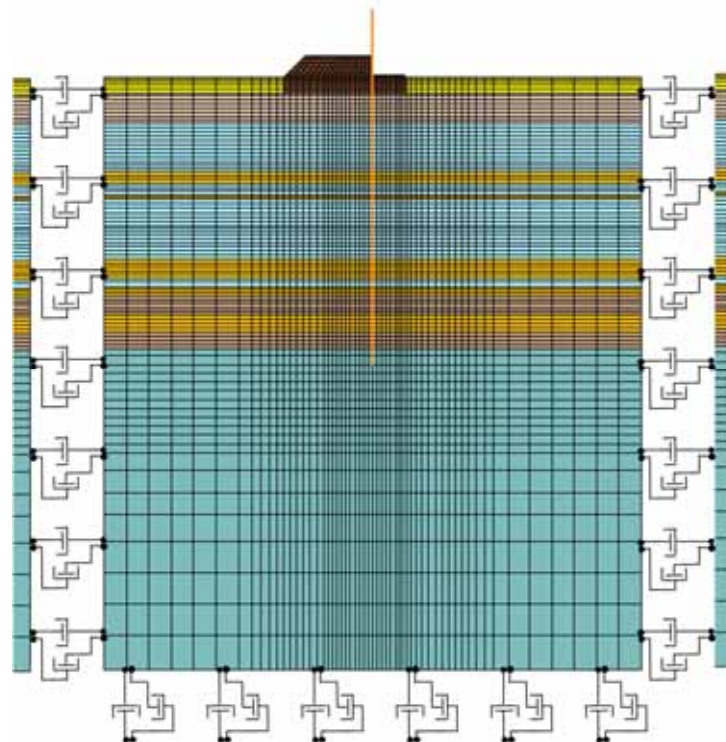
第 3-55 表(4) 表層改良体の滑り照査 (T. P. +24m 津波+余震時)

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率
1	T. P. +3.0	20,403.2	1,441.7	33,718	1.54
2	T. P. +2.0	22,703.7	1,786.3	33,743	1.37
3	T. P. +1.5	20,767.7	1,958.7	35,023	1.54
4	T. P. +1.0	18,859.7	2,131.0	36,312	1.72
5	T. P. +0.0	16,948.0	2,475.7	38,909	2.00

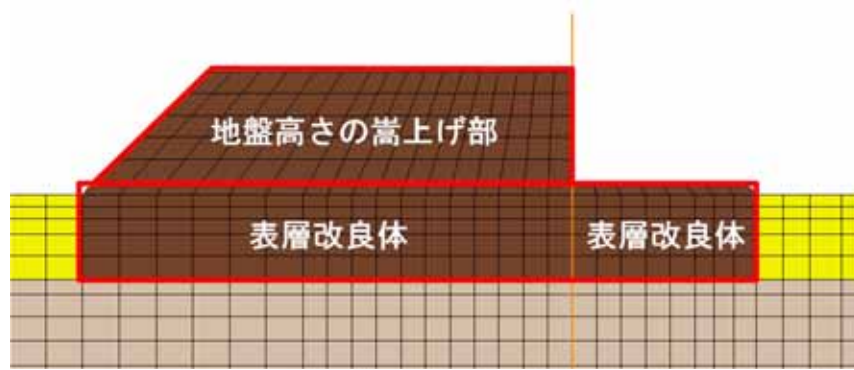
## ②地震時の結果

地震時の有効応力解析による結果より，地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の最大せん断応力が，改良体のせん断強度以下であることを確認する。

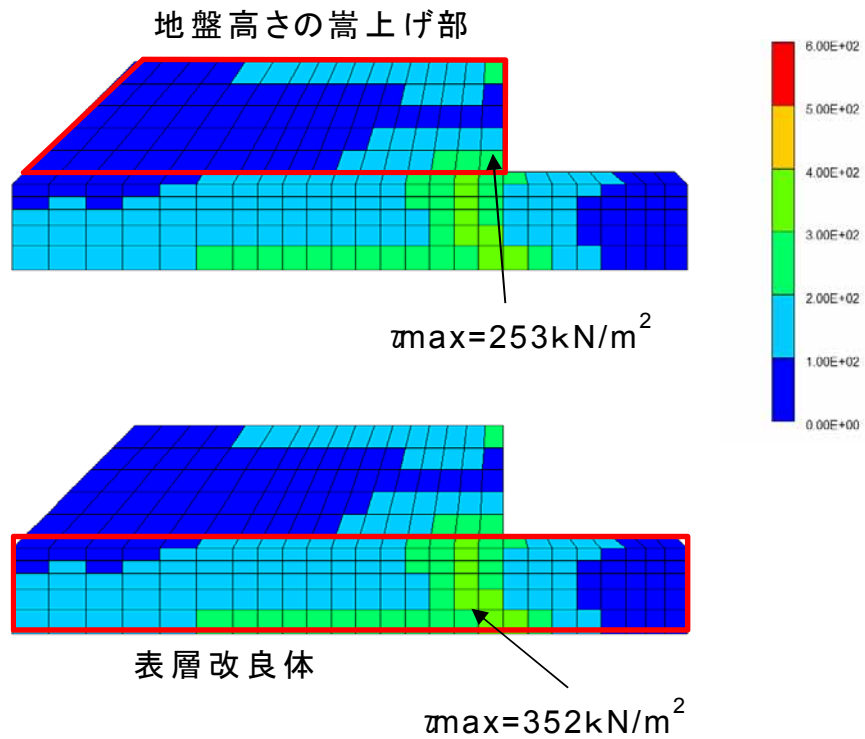
有効応力解析の解析モデルを第 3-89 図に，地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体メッシュ図を第 3-90 図に示す。また，地震時の時刻歴最大の局所のせん断応力の算出結果を第 3-91 図に示す。これら要素から算出される時刻歴最大の局所のせん断応力がせん断強度以下であり，滑り線となる連続した応力分布を形成していないことから，改良体に滑りが発生しないことを確認した。



第 3-89 図 二次元有効応力解析モデル



第 3-90 図 地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の要素メッシュ



第 3-91 図 地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の  
時刻歴最大のせん断応力図

③結果のまとめ

津波時，津波＋余震時，T.P.＋24m津波時，T.P.＋24m津波＋余震時及び地震時の検討結果について，第3-56表及び第3-57表に示す。これより地盤高さの嵩上げ及び表層改良体は，いずれのケースの照査値も許容限界値以下であることを確認した。

第3-56表 地盤の嵩上げ部に対する検討結果 (単位：kN)

	発生せん断力	せん断耐力	安全率	判定
津波時	12,694	26,600	2.09 > 1.2	OK
津波＋余震時	16,685	28,700	1.72 > 1.2	OK
T.P.＋24m津波時	17,546	28,700	1.63 > 1.2	OK
T.P.＋24m津波＋余震時	17,871	28,700	1.60 > 1.2	OK
地震時 (豊浦標準砂を仮定)	$\tau_{max} =$ 253N/mm <sup>2</sup>	$\tau_a =$ 500N/mm <sup>2</sup>	1.97 > 1.2	OK

第3-57表 表層改良体に対する検討結果 (単位：kN)

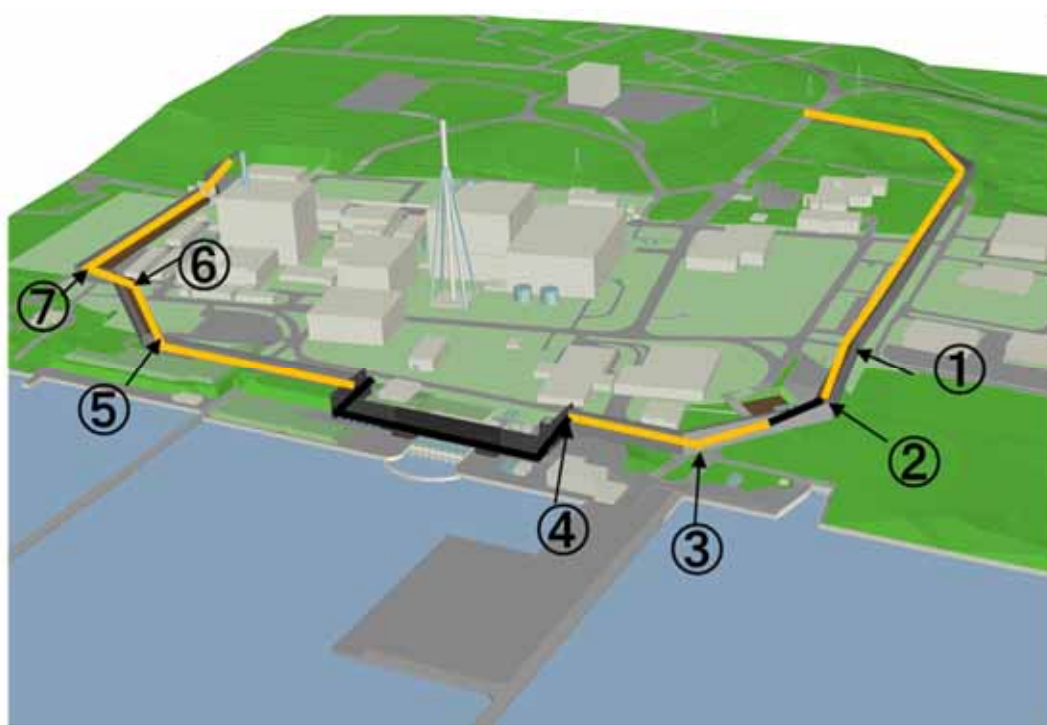
	発生せん断力	せん断耐力	安全率	判定
津波時	11,511	33,718	2.92 > 1.2	OK
津波＋余震時	17,313	33,718	1.94 > 1.2	OK
T.P.＋24m津波時	23,284	33,743	1.44 > 1.2	OK
T.P.＋24m津波＋余震時	24,490	33,743	1.37 > 1.2	OK
地震時 (豊浦標準砂を仮定)	$\tau_{max} =$ 352N/mm <sup>2</sup>	$\tau_a = 500N/mm^2$	1.42 > 1.2	OK

## (12) 止水ジョイント部の成立性検討結果

### 1) 検討結果

鋼管コンクリート防潮壁について、標準部、隅角部及び異種構造物間の止水ジョイントの変位量の設定について検討した。

隅角部及び異種構造物間（シートジョイント部）は、全 13 カ所のうち、代表的な①～⑦の 7 カ所について検討した。代表的な隅角部の止水ジョイントの位置を第 3-92 図に示す。



第 3-92 図 代表的な止水ジョイントの位置



a. 標準部の止水ジョイントの検討結果

標準部の止水ジョイントに対する検討について、地震時の検討結果を第 3-58 表に、津波+余震時の検討結果を第 3-59 表に示す。いずれの結果も 20cm 以内であり、ゴムジョイントの適用性が確認できる。

第 3-58 表標準部の止水ジョイントに対する検討結果（地震時）

	部位	N 側構造物			S 側構造物			発生変位量 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
		$\delta_{xN}$	$\delta_{yN}$	$\delta_{zN}$	$\delta_{xS}$	$\delta_{yS}$	$\delta_{zS}$	
標準部	断面 A 付近	0.482	0.482	0.023	0.395	0.395	0.000	0.125

\* 杭先端と杭天端の相対変位より算定（単位：m）

\*本検討結果は、横断方向の結果を縦断方向の結果にも適用した暫定値である。

第 3-59 表標準部の止水ジョイントに対する検討結果（津波+余震時）

	部位	N 側構造物			S 側構造物			発生変位量 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
		$\delta_{xN}$	$\delta_{yN}$	$\delta_{zN}$	$\delta_{xS}$	$\delta_{yS}$	$\delta_{zS}$	
標準部	断面 A 付近	0.338	0.259	0.034	0.388	0.289	0.014	0.093

\* 杭先端と杭天端の相対変位より算定（単位：m）

\*本検討結果は、津波+余震時は、地震時の残留変位及び地震時/2 の変位量により安全側に算出した結果とした。

b. 隅角部・異種構造物間の止水ジョイントの検討結果

隅角部・異種構造物間の止水ジョイントに対する検討について、地震時の検討結果を第 3-60 表に、津波＋余震時の検討結果を第 3-61 表に示す。いずれの結果も 2m 以内であり、シートジョイントの適用性が確認できる。

第 3-60 表 隅角部・異種構造物間の止水ジョイントに対する検討結果  
(地震時)

	部位	堤内 角度	N 側構造物			S 側構造物			発生変位 量 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
			$\delta_{xN}$	$\delta_{yN}$	$\delta_{zN}$	$\delta_{xS}$	$\delta_{yS}$	$\delta_{zS}$	
①	隅角部	192.7	-0.464	-0.368	-0.028	-0.533	-0.257	0	0.134
②	隅角部	121.0	-0.463	-0.371	-0.027	0.079	-0.588	0	0.585
③	隅角部	133.2	-0.463	-0.371	-0.027	-0.047	-0.591	0	0.472
④	異種構造物間	90.0	-0.463	-0.371	-0.027	0.371	-0.463	0	0.839
⑤	隅角部	138.0	0.403	0.075	-0.008	0.250	0.325	0	0.294
⑥	隅角部	226.5	0.403	0.075	-0.008	0.332	-0.241	0	0.324
⑦	隅角部	90.2	0.403	0.075	-0.008	-0.073	0.403	0	0.579

(単位：m)

第 3-61 表 隅角部・異種構造物間の止水ジョイントの検討結果

(津波＋余震時)

	部位	堤内 角度	N 側構造物			S 側構造物			発生変位 量 $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$
			$\delta xN$	$\delta yN$	$\delta zN$	$\delta xS$	$\delta yS$	$\delta zS$	
①	隅角部	192.7	-0.340	-0.259	-0.034	-0.389	-0.178	0	0.105
②	隅角部	121.0	-0.340	-0.259	-0.034	0.047	-0.425	0	0.437
③	隅角部	133.2	-0.340	-0.259	-0.034	-0.044	-0.426	0	0.353
④	異種構 造物間	90.0	-0.340	-0.259	-0.034	0.259	-0.340	0	0.626
⑤	隅角部	138.0	-0.338	-0.254	-0.030	-0.081	-0.415	0	0.316
⑥	隅角部	226.5	-0.338	-0.254	-0.030	-0.417	0.070	0	0.348
⑦	隅角部	90.2	-0.338	-0.254	-0.030	0.253	-0.339	0	0.620

(単位：m)

c. 性能確認試験結果

引張り試験，耐圧試験等の結果を第 3-62 表に示す。

使用を計画している材料（ゴムジョイント，シートジョイント）については，当該地点の設計津波荷重以上の耐圧性能を保持することが確認され，また，地震時の変位量を考慮しても津波荷重に対して漏水等の発生がないことを確認した。

第 3-62 表 性能試験結果一覧表

止水 ジョイント	試験内容	試験 結果
ゴム ジョイント	I 引張試験・耐圧試験 (0.26MPa, 1hr, 伸び 250mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験 (0.26MPa, 1hr, 剪断 300mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験 (0.26MPa, 1hr, 伸び 125mm, 剪断 150mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験 (0.55MPa, 1hr, 伸び 250mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験 (0.55MPa, 1hr, 剪断 300mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験 (0.55MPa, 1hr, 伸び 125mm, 剪断 150mm)	良
シート ジョイント	II-1 耐圧試験 (0.26MPa, 1hr)	良
	II-1 耐圧試験 (0.55MPa, 1hr)	良
	II-2 繰返載荷試験 (56.45KN/30cm, 10回, 取付角 0°)	良
	II-2 繰返載荷試験 (56.45KN/30cm, 10回, 取付角 45°)	良
	II-3 継続載荷試験 (56.45KN/30cm, 10回後 10分継続, 取付角 0°)	良
	II-3 継続載荷試験 (56.45KN/30cm, 10回後 10分継続, 取付角 45°)	良
	耐候性試験 (5年相当, 10年相当, 15年相当 その後引張試験 を実施予定)	試験 中

### (13) まとめ

設置許可段階において、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の基準地震動  $S_s$  及び基準津波、T.P. +24m 津波等に対する構造成立性について確認した。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭体については、地震応答解析（有効応力解析）の結果、基準地震動  $S_s$  に対して、杭の曲げ、せん断及び支持力が許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。また、二次元フレーム解析の結果、基準津波及び T.P. +24m 津波に対しても、杭の曲げ、せん断及び支持力が許容限界値以下であり、同様に十分な構造強度を有していることを確認した。

上部工である鉄筋コンクリートについては、二次元梁バネモデルによる解析結果が、静的三次元 FEM 解析結果よりも保守的な評価となることを確認した（発生断面力が大きく評価される）。その結果においても、上部工のコンクリート及び鉄筋に生じる断面力が許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

地盤高さの嵩上げ部や表層改良体については、地震時、津波時におけるすべりに対して十分な安全率を有していることを確認した。

止水ジョイント部については、地震時の変位量により止水ゴムまたは止水シートの使い分けを行うこととし、性能試験結果においても、これら材料が津波荷重に対して十分な耐性があることを確認した。

以上より、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に必要な構造強度や止水性能について、見通しが得られたものとする。

#### (14) 部材の安全余裕について

構造成立性の検討にあたっては、構造体に対してより厳しい評価となる解析断面を選定し、その地盤モデルについても地層構成の不確かさや地盤物性値のバラツキなどを安全側に考慮（極端な地層厚の組合せや強制的な液状化を仮定するなど）した評価を行った。

検討結果によれば、全ての検討ケースにおいて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の下部工及び上部工とも、各照査項目は許容値内に収まっていることを確認した。また、今後の詳細設計段階では、検討条件の変化が生じた場合においても、材料仕様の変更等により安全余裕を確保できる。

以上のことから、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震及び耐津波設計の検討としては、安全側に包含する条件での評価により、十分な構造強度と止水性能を有する構造成立性を確認できたのと共に、今後の詳細設計で検討条件の変化が生じた場合においても、材料仕様の変更等により柔軟な設計対応が可能である見通しを得た。

第3-63表に示す下部工については、鋼管杭の板厚は  $t = 100\text{mm}$  程度まで厚くする対応が可能であるが、杭の納入期間や施工効率を考慮した選定が必要となる。

第 3-63 表 鋼管杭最小安全率

照査項目	安全率最小のケース	応答値	許容値 (SM570)	安全率	判定
曲げ・軸力	地点④・岩盤傾斜部・豊浦標準砂を仮定したモデル ③横断 Km 層最浅部 (TP-31.36m)	353.80 (N/mm <sup>2</sup> )	382.5 (N/mm <sup>2</sup> )	1.08 (水平 2 方向考慮 1.03) ただし、岩盤傾斜部において杭の岩盤への根入れ長は 1D とする方針であり、その場合の安全率は 1.37 (水平二方向考慮 1.32)	OK
せん断	地点④・岩盤傾斜部・豊浦標準砂を仮定したモデル ②縦断 1D ケース (最浅部：杭先端 TP-22.24m)	48.33 (N/mm <sup>2</sup> )	217.5 (N/mm <sup>2</sup> )	4.50	OK
支持力	地点③・粘土層が最も薄く豊浦標準砂を仮定したモデル	819 (kN)	6,288 (kN)	7.67	OK (>1.2)
座屈耐力	地点④・岩盤傾斜部・豊浦標準砂を仮定したモデル ②縦断 1D ケース (最深部：杭先端 TP-31.36m)	14,160 (kN)	119,036 (kN)	8.40	OK

第 3-64 表に示す上部工については、鉄筋とコンクリートに関しては次のようになる。

鉄筋は、上部工のコンクリート部材厚さを調節し、より強度の大きい D51 程度まで鉄筋径を増すことが可能であるが、隅角部の鉄筋加工方法等の検討が必要となる。

コンクリートの設計基準強度は 80N/mm<sup>2</sup> 程度まで対応可能であるが、ひび割れの発生を防止するためのコンクリート打設時リフト分け等の検討が必要となる。

第 3-64 表 上部工最小安全率

照査項目	安全率最小のケース	応答値	許容値	安全率	判定
圧縮 (コンクリート)	二次元梁バネモデル 津波+余震	14.62 (N/mm <sup>2</sup> )	21 (N/mm <sup>2</sup> )	1.43	OK
引張 (鉄筋)	二次元梁バネモデル 津波+余震	277.91 (N/mm <sup>2</sup> )	435 (N/mm <sup>2</sup> )	1.56	OK
せん断	静的三次元 FEMモデル 津波+余震	237.28 (N/mm <sup>2</sup> )※ <sup>1</sup>	435 (N/mm <sup>2</sup> )※ <sup>2</sup>	1.83	OK

※1：せん断補強鉄筋に作用する応力度

※2：せん断補強鉄筋の許容せん断応力度



(参考資料 1)

敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における  
防潮堤への影響評価について

1. 目的

防潮堤は岩着杭形式の構造であり，杭間距離が小さいこと及び防潮堤周りの表層地盤に地盤改良を行うことから，防潮堤内の地下水位が上昇する可能性がある。

したがって，防潮堤内の地下水位上昇が地盤や防潮堤の杭や表層改良体に及ぼす影響の有無について評価した。

## 2. 敷地内の地下水位観測データ

過去の地下水位観測データを第1表、観測最高地下水位コンター図を第1図に示す。

第1表 過去の地下水位観測データ（その1）

観測孔名	計測期間	最高水位 (T. P. + m)	最高水位 計測時期
a	1995～1999	3.49	1998年10月8日
b	1995～1999	2.52	1998年9月25日
c	1995～1999	2.53	1998年9月22日
d	1995～1999	2.28	1998年9月22日
a-1	1995～1999, 2004～2009	15.42	2006年8月7日
a-2	2004～2009	13.60	2006年7月28日
b-2	2004～2009	9.06	2006年7月30日
c-0	1995～1999, 2004～2009	2.05	1998年9月19日
c-2	1995～1999, 2004～2017	2.58	2012年7月7日
c-3	2004～2017	2.49	2012年7月7日
c-4	2004～2017	2.00	2012年6月25日
d-1	1995～1999, 2004～2009	1.50	1998年9月18日
d-3	2004～2017	1.44	2013年10月27日
d-6	2004～2017	1.58	2013年10月28日
e-2	2004～2017	1.38	2006年10月8日
e-3	2004～2017	1.50	2013年10月16日
e-5	2004～2017	1.30	2013年10月21日
e-6	2004～2017	1.26	2013年10月21日

第 1 表 過去の地下水位観測データ (その 2)

観測孔名	計測期間	最高水位 (T. P. + m)	最高水位 計測時期
B-1	2005～2017	2.90	2006年7月30日
B-2	2005～2017	3.09	2006年7月30日
B-4	2005～2017	3.56	2006年7月31日
B-6	2005～2017	5.51	2006年8月17日
C-4	2005～2017	3.17	2012年6月27日
C-7	2005～2017	4.99	2006年8月18日
D-0	2006～2017	2.37	2012年6月22日
D-3	2005～2017	2.88	2006年10月7日
D-4	2006～2017	2.76	2012年6月25日
D-5	2006～2017	2.54	2012年7月16日
E-4	2006～2017	2.26	2012年6月25日
F-2	2005～2015	1.74	2013年10月30日
F-4	2005～2017	1.55	2013年10月27日
F-6	2005～2017	1.77	2012年6月24日
G-5	2005～2017	1.53	2013年10月27日
H-4	2006～2017	2.13	2013年10月16日
H-7	2005～2017	1.33	2013年10月27日



第 1 図 観測最高地下水位コンター図

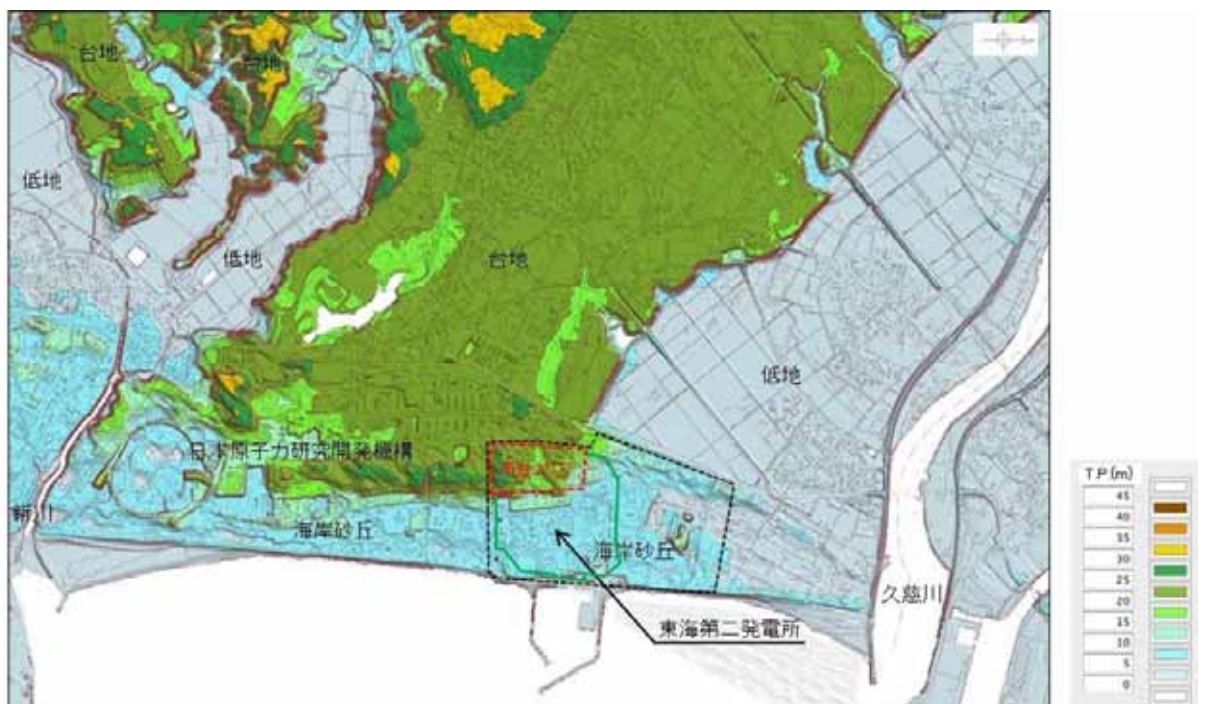
### 3. 防潮堤を考慮した地下水位の設定

防潮堤の設置により地下水位が上昇する可能性を考慮し、地下水位の設定について以下の検討を行った。

#### (1) 敷地近傍陸域の地形

第2図に敷地近傍陸域の地形図を示す。

敷地近傍陸域の地形は、台地、低地及び海岸砂丘からなる。敷地の南西方の高台エリアは台地東方部に位置し、海岸砂丘との境界に当たる。高台エリアの北方には海岸砂丘と低地の境界が分布しており、その西方には台地と低地（T.P.+5m以下）の境界が分布している。このような地形的状況から、高台エリアへの流入地下水は、高台エリアから西方に続く台地より流入しているものと考えられる。なお、高台エリアの西端の標高とその西方の台地の標高に大きな差はない。



第2図 敷地近傍陸域の地形図

(2)防潮堤に囲われた範囲の地下水位の検討

防潮堤の設置に伴い地下水位の上昇の可能性を踏まえ、施設設計の保守性を考慮し、防潮堤に囲われた第 3 図に示す範囲については、地下水位を地表面に設定することを基本とする。



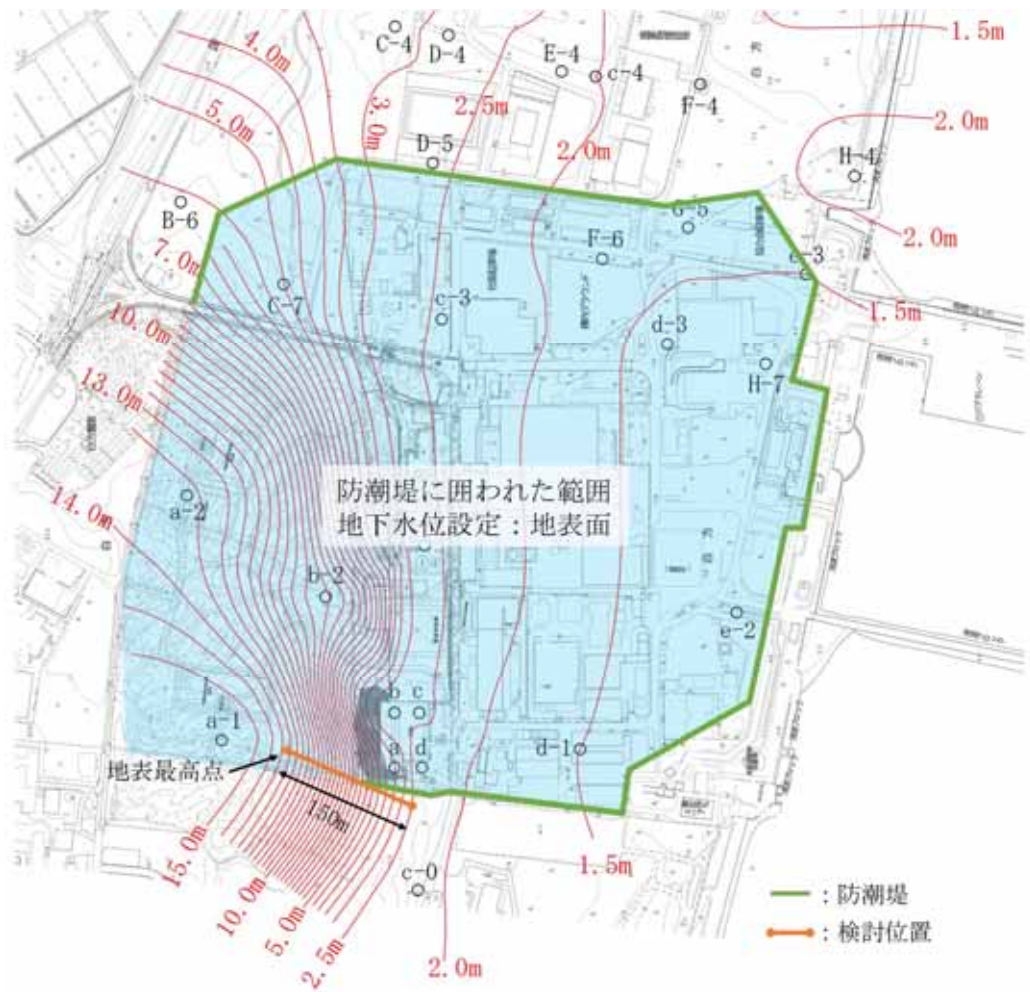
第 3 図 地下水位設定

### (3) 地下水位の上昇によるその他の影響

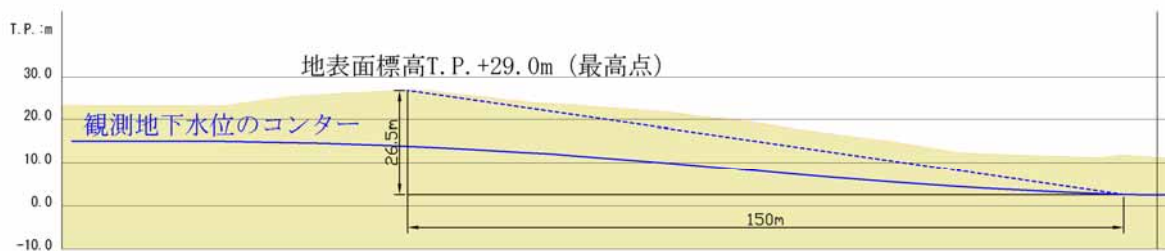
防潮堤で囲われた範囲について地下水位の上昇を考慮した際の、周辺の領域の地下水の流速の変化及びそれに伴う影響（地盤中の砂の流出）の有無について検討する。地盤への影響の検討は、設定した地下水位から想定される地下水の流速と、現地の土質材料から想定される多粒子限界流速を比較することにより行う。

検討は、地下水位の高低差が大きくなる敷地南側の境界部を対象とした。敷地南側の防潮堤で境される敷地南側の高台については、T.P.+18m までは防潮堤が設置されるため、防潮堤を境に北側、南側で水位差が発生することになるが、防潮堤の南西終端部より以西は地下水位を区分けする構造物がないことから、北側（敷地側）の地下水位上昇により相対的に地下水位が低くなる南側に地下水位が流れることが想定される。この流れについて、設計で考慮する条件（地下水位を地表面とする）における防潮堤の外側の地下水の流れについて検討を行う。

第 4 図に検討位置を、第 5 図に検討イメージ図を、第 2 表に各地層の透水係数を示す。



第 4 図 検討位置図



第 5 図 検討イメージ図

防潮堤に囲われた範囲の地下水水位は地表面に設定していることから、地下水位の最高点として地表の最も高い位置  $h_1$  (T.P.+29m) を、また、下流側は既往の観測記録のコンターに地下水水位が摺りつくると仮定し、保守的に地下水水位がなだらかになる手前の点  $h_2$



(地下水位 T. P. +2.5m) を選定し，両者の水位差と水平距離及び透水係数から，地盤中に流れる地下水の流速をダルシー則で求めた。なお，透水係数は当該箇所分布する地層で最も大きい透水係数である du 層の透水係数を採用した。

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \text{T. P.} + 29\text{m} - \text{T. P.} + 2.5\text{m} = 26.5\text{m}$$

$$\Delta L = 150\text{m}$$

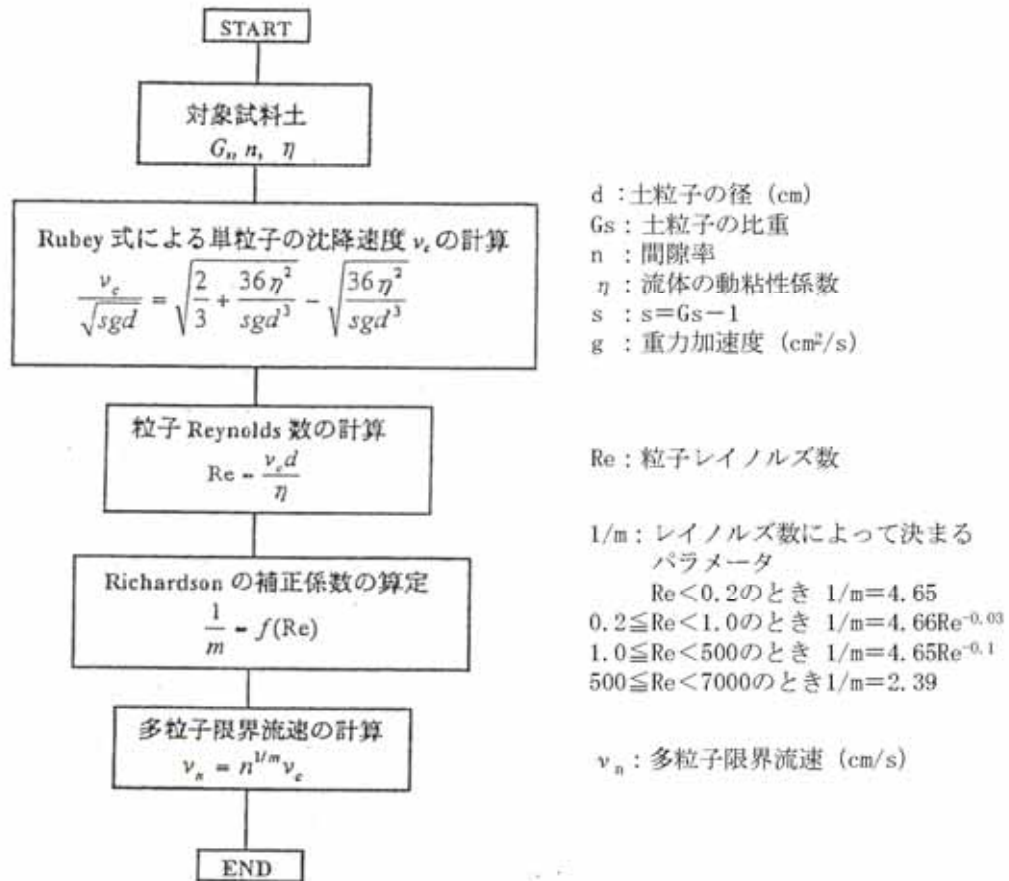
$$k = 3.23 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$\begin{aligned} v &= k \times i = 3.23 \times 10^{-2} [\text{cm/s}] \times 26.5\text{m} / 150\text{m} \\ &= 5.71 \times 10^{-3} [\text{cm/s}] \end{aligned}$$

第 2 表 各地層の透水係数

地層	透水係数	備考
du 層	$3.23 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	採用
D2g-3 層	$1.87 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	
D2s-3 層(細砂)	$6.31 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	
D2s-3 層(粗砂)	$3.16 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	

一方，多粒子限界流速<sup>\*1</sup>により，du 層の平均粒径 D50 及び 20% 粒径 D20 に対する限界流速を求めた。多粒子限界流速の算定フローを第 6 図に，計算に用いたパラメータを第 3 表に示す。



第 6 図 多粒子限界流速の算定フロー

第 3 表 多粒子限界流速の算出に用いた計算パラメータ (du 層)

項目		設定値
$G_s$	土粒子の比重	2.71
$n$	間隙率	42.86%
$\eta$	流体の動粘性係数 (地下水温 15~20℃を想定し設定)	0.011cm <sup>2</sup> /s
$s$	$G_s - 1$	1.71
$d$	土粒子径 (平均粒径 D50 検討時)	0.0384 cm
	土粒子径 (20%粒径 D20 検討時)	0.01 cm

du 層の平均粒径 D50 に対する多粒子限界流速は  $2.99 \times 10^{-1} \text{cm/s}$  , 20%粒径に対する多粒子限界流速は  $1.63 \times 10^{-2} \text{cm/s}$  であり, 前述の地盤中に流れる地下水の流速  $5.71 \times 10^{-3} \text{cm/s}$  は多粒子限界流速を下回っていることから, 粒子の移動は発生せず, これらの地下水の流れが地盤に影響を及ぼすものではないことを確認した。

地下水の流れが地盤に影響を及ぼさないことから, 防潮堤の杭や表層改良体についても, 地下水の流れによる影響はない。

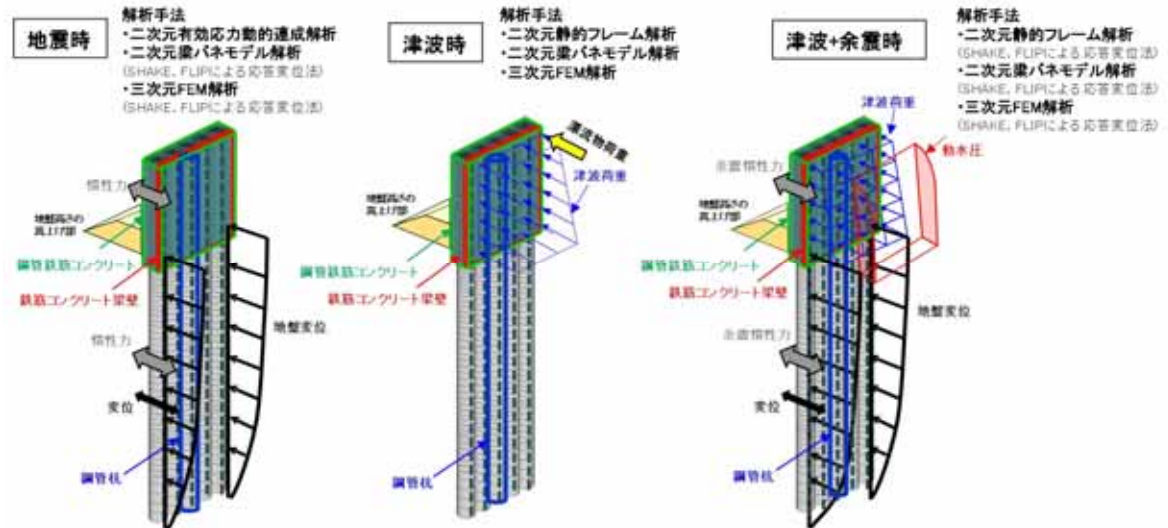
#### 4. 結論

敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤等への影響の有無を確認するため, 多粒子限界流速式を用いて, 地下水位の仮定した上昇量に伴う流速の変化を算定した。その結果, 土粒子の移動が発生しない程度の遅い流速となり, これに伴う地下水の流れは防潮堤の杭や表層改良体に影響を及ぼすものではないことを確認した。

※1: 浸透破壊における粒子群を考慮した限界流速 (1997, 杉井, 宇野, 山田ら, 地下水技術 Vol.39, No.8, pp28~35)

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の各設計対象の照査に用いる  
解析手法について

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の主要部位である鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの照査に用いる解析手法について，作用荷重毎に取りまとめた。



評価手法

検討ケース 設計対象	地震時	津波時	津波+余震時
鋼管杭	二次元有効応力動的連成解析	津波荷重と漂流物荷重を用いた二次元静的フレーム解析	津波荷重，及び一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析による余震時の加速度，動水圧，変位を用いた二次元静的フレーム解析
鉄筋コンクリート梁壁	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の地震時の加速度，変位を用いた二次元梁バネモデル解析	津波荷重と漂流物荷重を用いた二次元梁バネモデル解析	津波荷重，及び一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析による余震時の加速度，動水圧，変位を用いた二次元梁バネモデル解析
鋼管鉄筋コンクリート	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の地震時の加速度，変位を用いた三次元FEM解析	津波荷重と漂流物荷重を用いた三次元FEM解析	津波荷重，及び一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析による余震時の加速度，動水圧，変位を用いた三次元FEM解析

最も厳しい照査値により評価

## 防潮扉の設計と運用等について

### 1. はじめに

防潮扉は津波防護施設として設置し、防潮堤と同様に基準津波による敷地への流入を防止する。防潮扉の設置箇所は敷地の南側にある国立研究開発法人日本原子力開発機構境界及び海水ポンプエリアであり、それぞれ各 1 箇所ずつ合計 2 箇所設置し、アクセスのために設置する。第1図に防潮扉の設置位置、第2図に防潮堤の構造を示す。

防潮扉の運用は常時閉運用とするが災害発生時に必要時に開閉操作を実施する場合を考慮して、防潮扉の設計と運用に関する方針について説明する。

### 2. 防潮扉の設計について

#### (1) 基本設計方針

防潮扉は津波防護施設として、敷地の南側にある国立研究開発法人日本原子力開発機構境界及び海水ポンプエリアに設置することで計画している。

防潮扉は原則閉運用であるため、開閉操作を行う場合は中央制御室から遠隔操作できるようにし、操作は中央制御室と現地を選択できるように設計する。また、開閉の際には現場管理員を配置し現場の安全を十分に確保するとともに、万が一の場合には、現地管理員が現地にて閉操作が可能な設計にする。

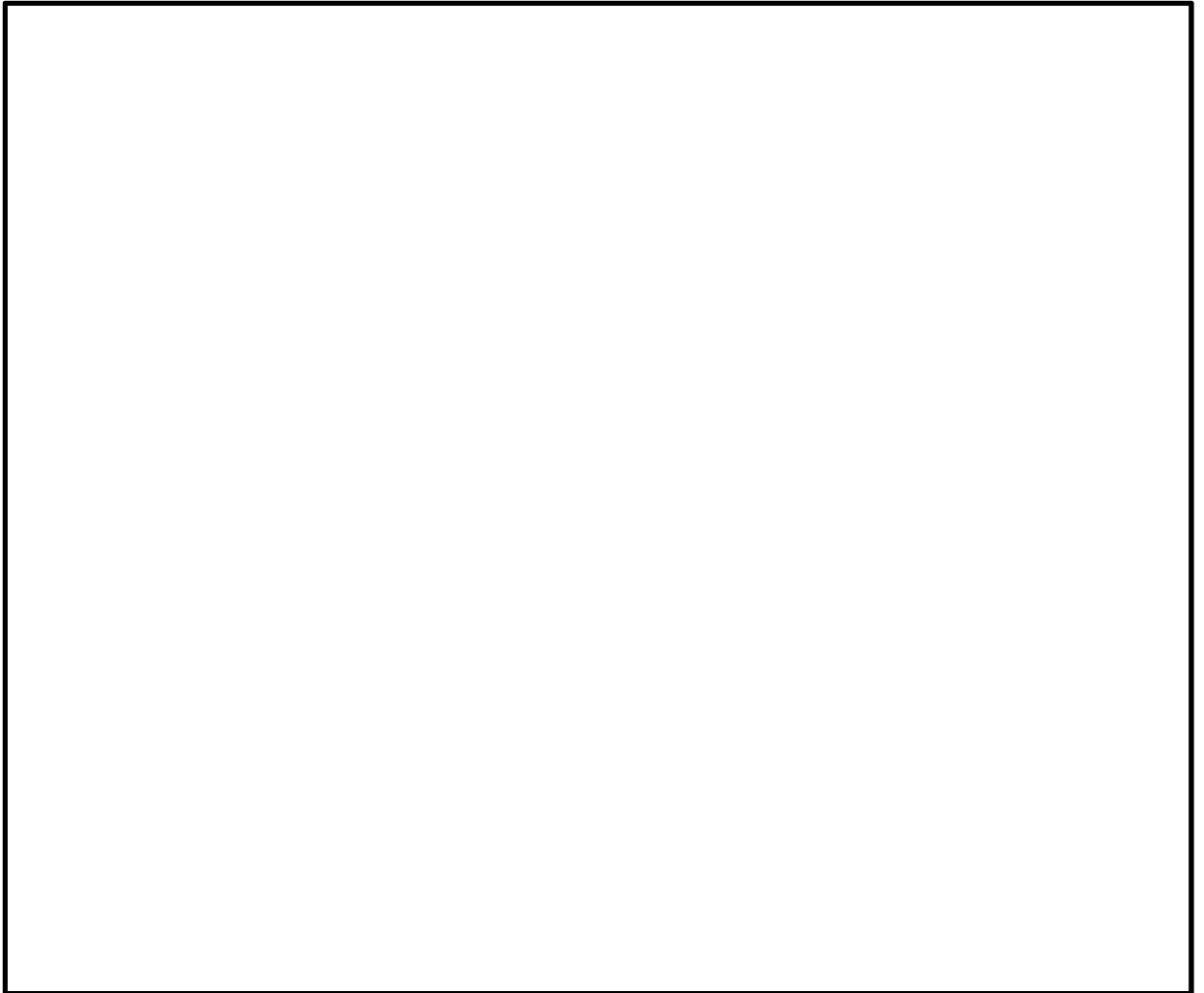
そのため、駆動方式は多重性を持たせ「電動駆動式」と「機械式」とし、電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給し、電源がない場合には、電源を必要とせず現地より閉操作できるように機械式を採用してい


る。防潮扉に係る適用規格を以下に示す。

<適用規格>

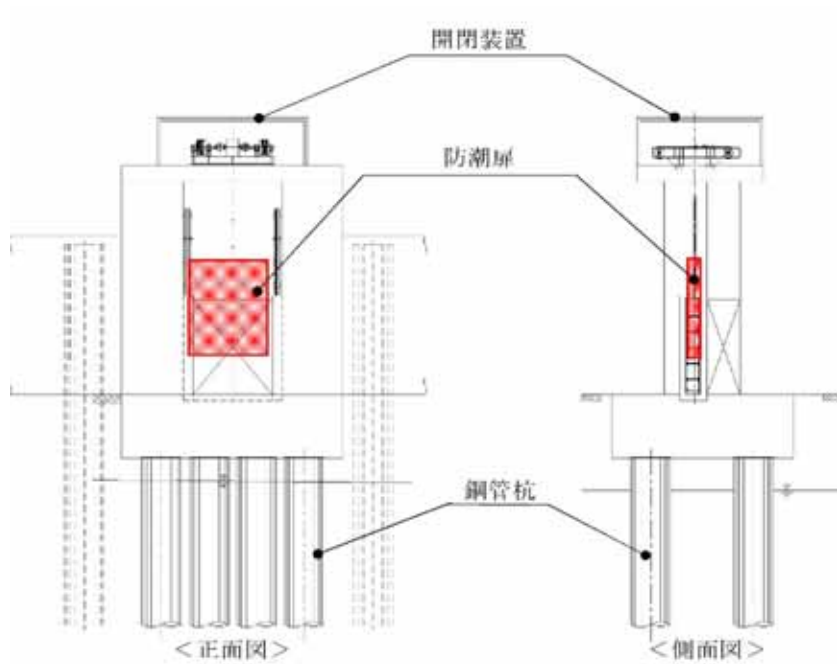
水門鉄管技術基準

ダム・堰施設技術基準

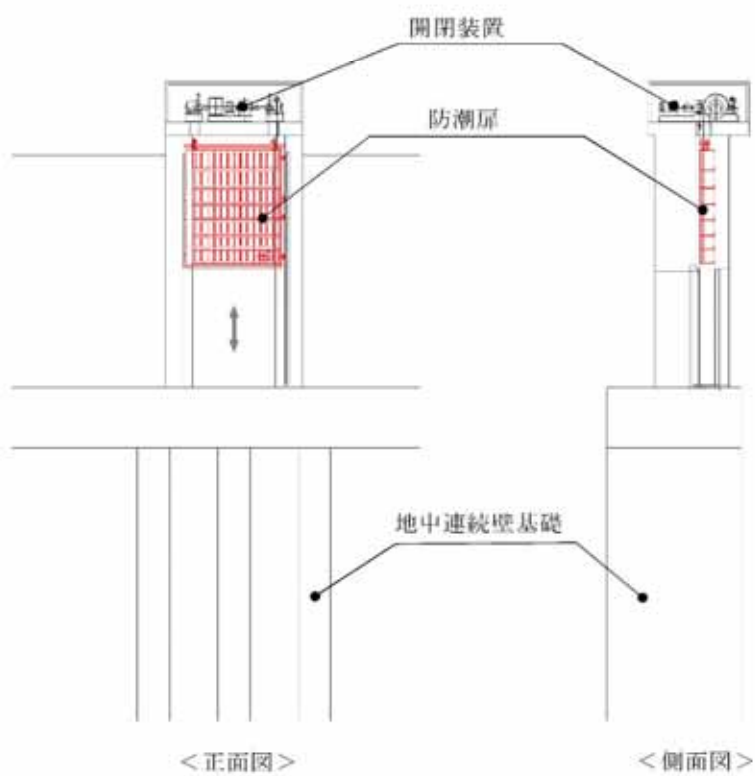


 : 防潮扉設置位置

第1図 防潮扉の設置位置（2箇所）



敷地南側境界部防潮扉



海水ポンプエリア防潮扉

第2図 防潮扉の構造

## (2) 耐震設計方針

防潮扉本体（扉体），開閉装置については津波防護施設としての耐震Sクラスの要求から，基準地震動 $S_s$ による地震動を考慮して設計する。

構造物と地盤との動的相互作用を考慮した2次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行う。

防潮扉の閉止操作に支障を来すことがないように，各部材が弾性範囲内に収まるよう設計する。

なお，開閉装置の主要な部分については，構造設計として弾性範囲内にて設計を実施するが，地震における動的機能維持を確認する観点より，閉動作が確実に動作することを確認するため，振動試験を実施し健全性を担保する。

## (3) 耐津波設計

防潮扉の遮水機能として扉体の4辺の水密ゴムを設置しシール機能を確保し，敷地への浸水を防止する構造とし，防潮堤のルート上の陸域に設置することから基準津波の遡上波による波力に耐える構造設計を行う。採用実績を第1表に示す。

防潮扉の水密性は，ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）の漏水試験の算出式に準じて求める。漏えい試験装置を用いた漏えい試験を実施し水密ゴムの機能を確保するとともに，ダム・堰施設技術基準（案）の検査内容に準じた検査を実施し水密性を確保していく。漏水試験の算出式及び第2表水密面に係る検査内容を示す。また，漏えい試験の結果は，添付資料2 1 8）止水ジョイント部（底部止水機構）に記載している。



<採用実績>

防潮扉に設置する扉体のスライドゲートの採用実績は多く信頼性は高い。第1表にスライドゲート採用実績，第2表に水密面に係る検査内容を示す。



第1表 スライドゲートの採用実績  
(A社製 2017年8月)

	検査内容	測定または確認方法
寸法	水密面の鉛直度，水平度	基準線からの変位を鋼製直尺で測定する。
	水密面の平面度	直定規，すきまゲージで測定する
外観	水密ゴムと水密面の当たり状態	すきまゲージを用いて確認する。
	部材相互の取合いと密着具合	目視により部材の取付け位置を確認する。

第2表 水密面に係る検査内容（抜粋）

## <防潮扉の漏水量評価>

防潮扉からの許容漏えい量に対する漏水量評価を実施し、敷地内へ浸水した場合の影響について評価する。漏水量の評価対象は、津波の水圧を大きく受ける防潮堤の海水ポンプ室に設置する防潮扉とする。

### ○漏水量の算出式（ダム・堰施設技術基準）

$$W = 10.2 L \times P = 10.2 \times 855 \times 0.153 = 1.34 \text{ l/min}$$

W：漏水量（ml/min）

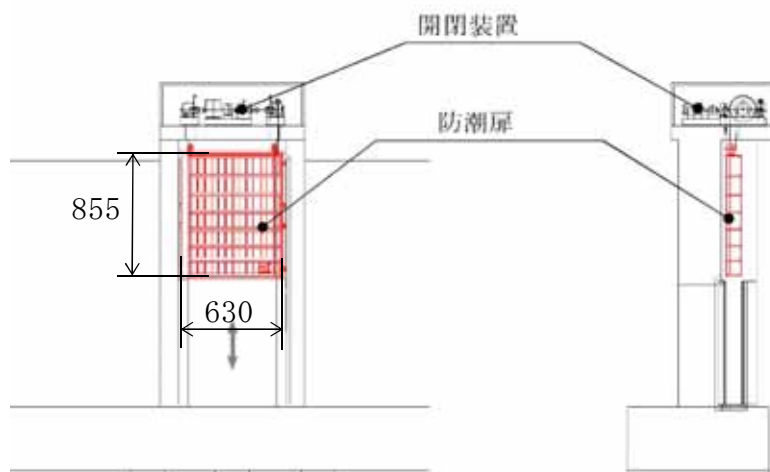
P：設計圧力（MPa） ⇒ 津波高さT.P.+17.9m－設置位置T.P.+2.8m  
=15.1m ⇒ 0.153MPa

L：長辺の長さ（cm） ⇒ 長辺855cm（第3図）

基準津波の継続時間約10分とした場合、約13.4 lの漏えい量であった。

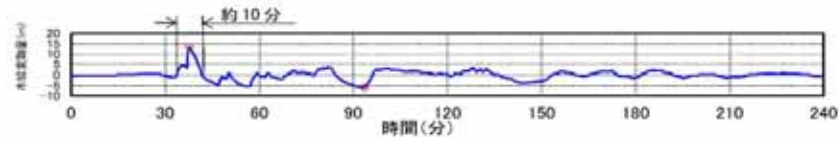
評価の結果、海水ポンプ室の浸水エリア内に **13.4 l** 浸水したとしても、ごく僅かであり安全機能に影響を与える漏水量ではない。

### ○防潮扉（海水ポンプ室）の長辺の長さ



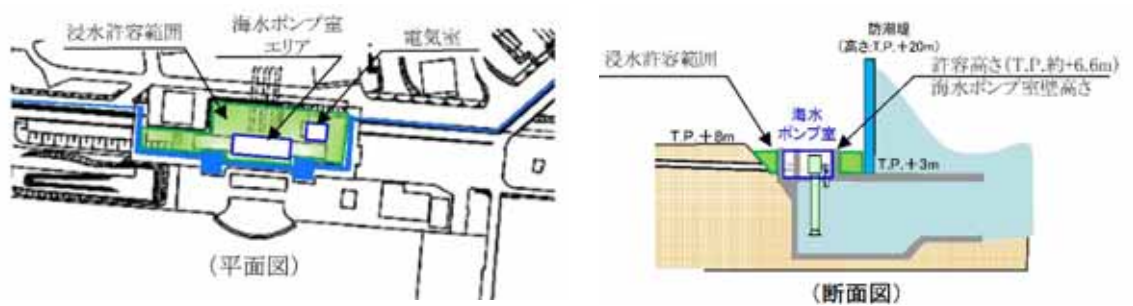
第3図 防潮扉の寸法図

○継続時間 : 約 10 分 (取水口前面)



○許容高さ : T.P.約+6.6m (海水ポンプ室壁高さ)

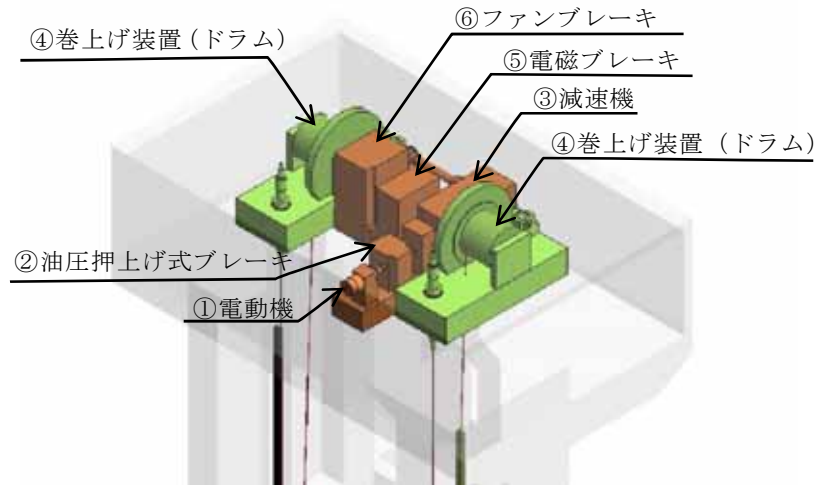
○浸水エリア : 海水ポンプ室浸水エリアを第 4 図に示す。



第 4 図 海水ポンプ室浸水深エリア

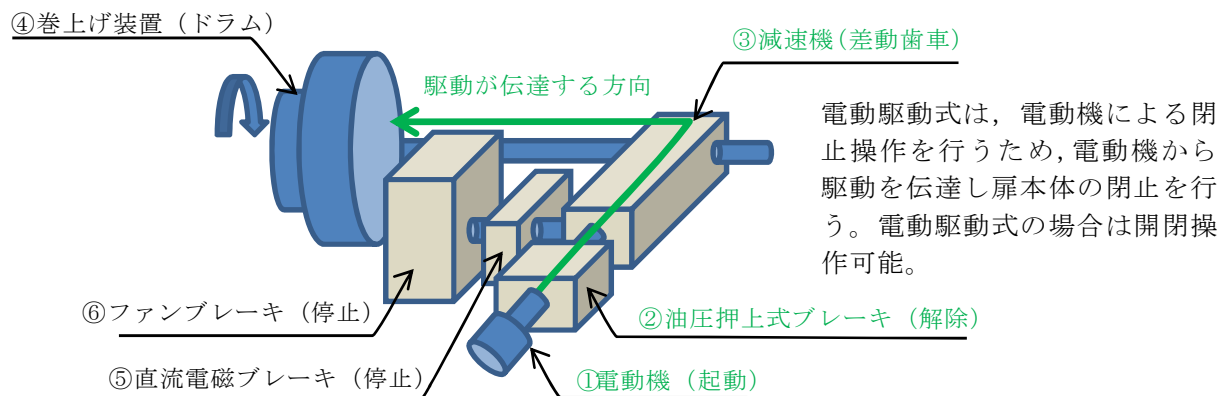
#### (4) 開閉装置の構造設計について

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の2つの構造がある。第3図～第5図に開閉装置の構造及び動作原理について示す。第5図に開閉装置の構成を示す。



第5図 開閉装置の構成

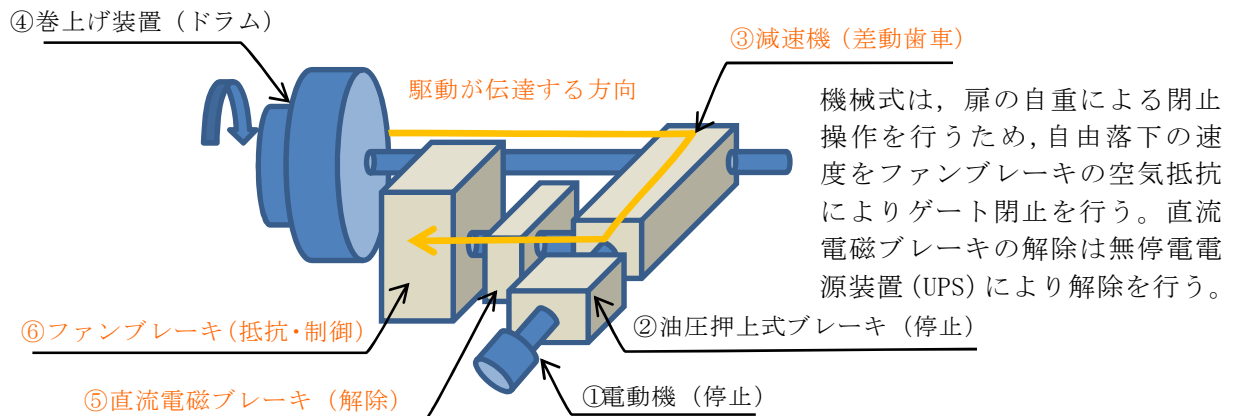
電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押し上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を經由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（第6図参照）



第6図 電動駆動式の構造及び動作原理（開閉操作可能）

機械式は、⑤直流電磁ブレーキを解除、④巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下、⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。

（第7図参照）



第7図 機械式の構造及び動作原理（閉操作のみ）

(5) 開閉装置の振動試験について

a. 試験目的

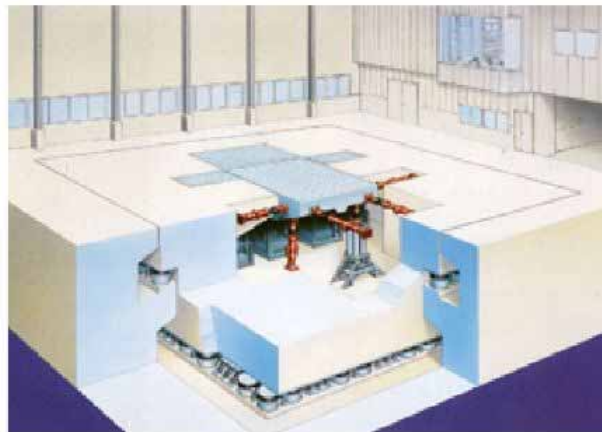
開閉装置の成立性確認のため、基準地震動  $S_s$  の選定波を係数倍した加振波を用いて、実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお、開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。第8図に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の規格

加速自由度	3軸6自由度		
最大積載質量	80 t f		
テーブル寸法	6 m × 4 m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	± 300 mm	± 150 mm	± 100 mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1 G	3 G	1 G



第8図 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

<入力地震動の作成>

加振試験に用いる基準地震動  $S_s$  は、全周期帯で地表面における加速度が一様に大きい基準地震動  $S_s - D 1$  を選定した。また、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地盤応答結果から地表面における最大応答加速度が最も大きくなる  $S_s - 2 2$  (鉛直方向最大) 及び  $S_s - 3 1$  (水平方向最大) についても選定した。

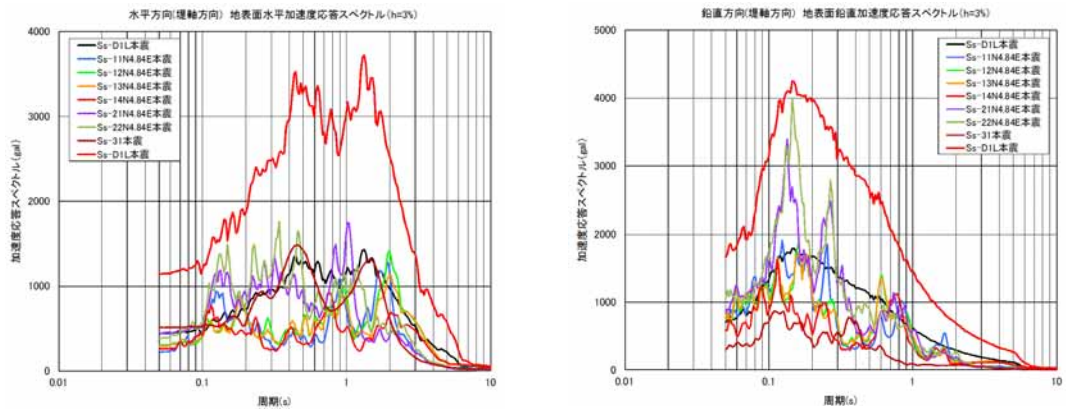
<加振条件>

第2表に加振試験に用いた加振条件を示す。加振試験に用いる加振波は、前項で選定した  $S_s - D 1$ 、 $S_s - 2 2$  及び  $S_s - 3 1$  を加速度方向に係数倍した模擬地震波を用いる。 $S_s - D 1$  に対しては、JEAC4601の評価を実施するため、応答加速度を4.49倍し全周期帯を包絡させた入力地震動を作成した。また、 $S_s - 2 2$  については鉛直方向最大、 $S_s - 3 1$  については水平方向最大の応答加速度に対し2倍増幅させ機器の健全性を確認する加振条件とした。第3表に各地震波における加振条件を示す。

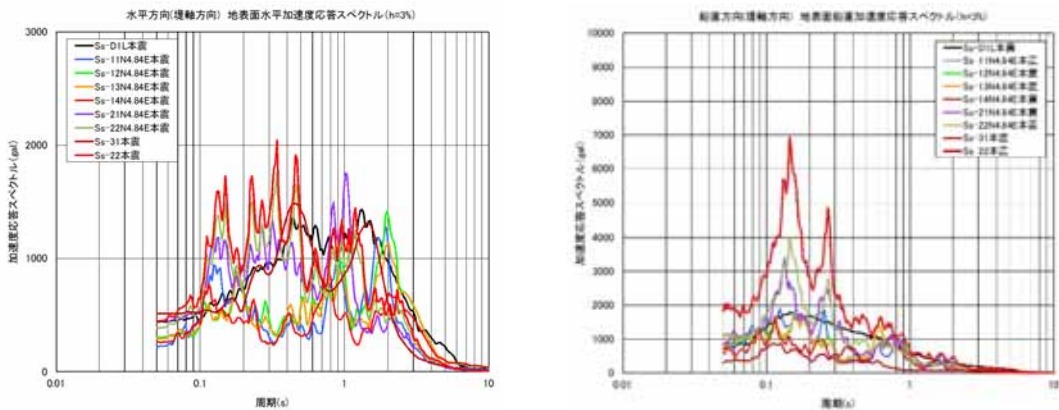
第3表 各地震波における加振条件

地震波	加振条件 (係数倍)
$S_s - D 1$	4.49
$S_s - 2 2$	2
$S_s - 3 1$	2

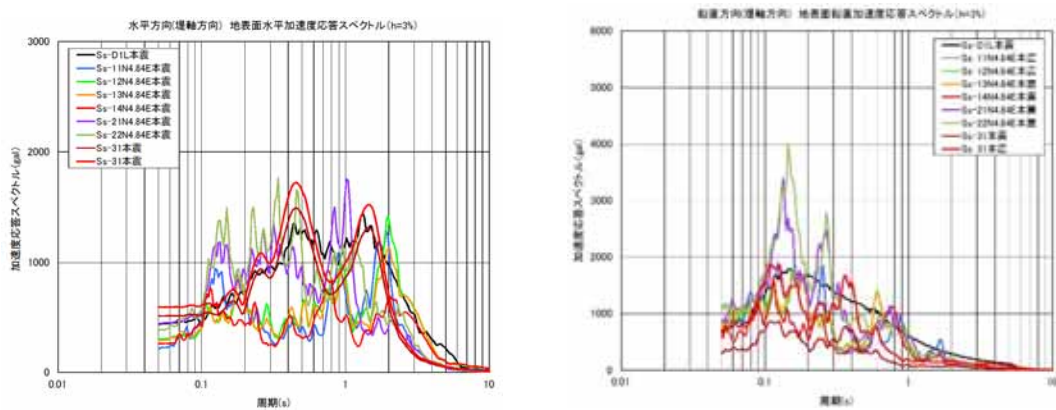
更に入力する応答加速については、FLIP/SHAKEの応答加速度の比率における応答スペクトルを作成し加振した。第9図 模擬地震波の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。



S s - D 1 耐専波（全周期帯包絡）



S s - 2 2 断層波（鉛直最大）



S s - 3 1 断層波（水平最大）

第9図 模擬地震波の加速度応答スペクトル



#### d. 試験装置

防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第10図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

<試験装置の構成>

◆開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他） 1式

◆制御盤 1式



第10図 開閉装置の試験装置（全景）

#### e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。

また、試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

### 3. 防潮扉の運用について

#### (1) 防潮扉を開閉する場合の手順

駆動方式による開閉手順は以下の通り。

##### a. 電動駆動式による開閉操作の手順

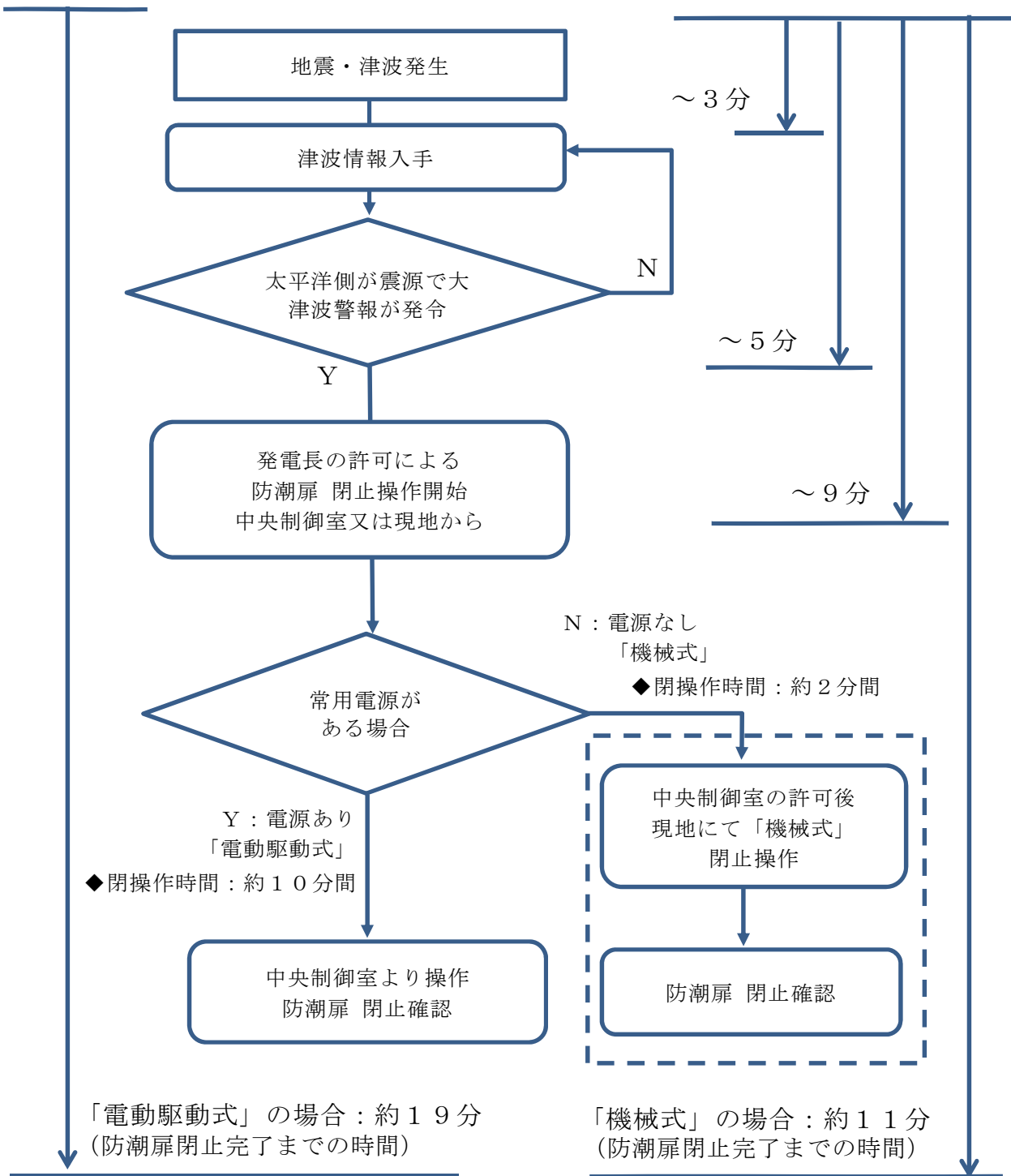
開閉操作する場合は、該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち、発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

##### b. 機械式による開閉操作の手順

万一、開閉操作中に地震等により通常電源が使用できない場合、大津波警報等が発表された場合には、現場管理員により「機械式」による閉止操作を行う。

操作は、該当する作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保したのち、発電長の許可を得てから、現地にて「機械式」の操作を実施する。「機械式」による閉止時間は操作開始後約3分である。第11図に防潮扉閉止操作フローを示す。

防潮扉の閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約19分、機械式の場合で約11分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに防潮扉を閉止することができる。



第11図 防潮扉閉止操作フロー

## 耐津波設計において考慮する荷重の組合せについて

東海第二発電所において設置する津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備においては、設置許可基準規則及び関連審査ガイドに記載される下記事項を考慮した上で荷重の組合せを設定する。

	記載箇所	記載内容	考慮する荷重
1	耐震審査ガイド※ <sup>1</sup> 6.3.1及び6.3.2	常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力を組合せること。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・常時荷重</li> <li>・地震荷重</li> </ul>
2	耐震審査ガイド※ <sup>1</sup> 6.3.3	地震と津波が同時に作用する可能性について検討し、必要に応じて基準地震動による地震力と津波による荷重の組合せを考慮すること。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地震荷重</li> <li>・津波荷重</li> </ul>
3	耐津波審査ガイド※ <sup>2</sup> 5.1	耐津波設計における荷重の組合せを適切に考慮して、津波と余震荷重が考慮されていること。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・常時荷重</li> <li>・津波荷重</li> <li>・余震荷重</li> </ul>
4	耐津波審査ガイド※ <sup>2</sup> 5.4.2	津波による波圧及び漂流物の衝突による荷重の組合せを考慮して設計すること。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・津波荷重</li> <li>・漂流物衝突荷重</li> </ul>
5	耐津波審査ガイド※ <sup>2</sup> 5.3	津波監視設備については、地震荷重・風荷重の組合せを考慮すること。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地震荷重</li> <li>・風荷重</li> </ul>
6	設置許可基準規則 第6条	重要安全施設は、当該重要安全施設に大きな影響を及ぼす恐れがあると想定される自然現象により当該重要安全施設に作用する衝撃及び設計基準事故時に生ずる応力を適切に考慮したものでなければならない。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・その他自然現象による荷重</li> </ul>

※1：「基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド」

※2：「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」

## 1. 考慮する荷重について

### (1) 常時荷重

常時作用している荷重として、自重、積載荷重及び海中施設に対する静水圧等を考慮する。

なお、当該施設・設備に運転時の荷重が作用する場合は、運転時荷重を考慮する。

### (2) 地震荷重 ( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  に伴う地震力を考慮する。

### (3) 余震荷重

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d$  に伴う地震力を考慮する。

なお、施設が浸水した状態で余震が発生した場合の動水圧荷重（スロッシング荷重）も合わせて考慮する。

### (4) 津波荷重（静）

津波による浸水に伴う静水圧（水頭）を考慮する。

### (5) 津波荷重（動・突き上げ）

津波の波圧が水路等の経路を経由して作用する場合は、経路の応答圧力（水頭）として動水圧及び静水圧によって鉛直上向きに作用する荷重を考慮する。

### (6) 津波荷重（動・波圧）

津波の波力が直接作用する場合は、津波高さ又は津波の浸水深による静水圧並びに動水圧として作用する津波の波圧による荷重を考慮する。

### (7) 漂流物衝突荷重

漂流物の衝突荷重を考慮する。

## (8) 風荷重

「第6条 外部からの衝撃による損傷の防止」において規定する設計基準風速に伴う荷重を考慮する。

風荷重としては、竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第1454号）」に基づく立地地域（東海村）の基準風速による風荷重を考慮する。ただし、竜巻による風荷重については、「第6条 外部からの衝撃による損傷の防止」において竜巻防護施設に該当する施設・設備について考慮する。

## (9) その他自然現象に伴う荷重（積雪荷重，降下火砕物荷重）

「第6条 外部からの衝撃による損傷の防止」に従い，積雪荷重及び降下火砕物荷重を考慮する。各荷重は「第6条 外部からの衝突による損傷の防止」に規定する設計積雪荷重，設計降下火砕物荷重を考慮する。

ただし，降下火砕物荷重については，「第6条 外部からの衝撃による損傷の防止」において火山防護施設に該当する施設・設備について考慮する。

## 2. 荷重の組合せ

### (1) 荷重の組合せの考え方

荷重の組合せの設定に当たっては，施設・設備の設置状況を考慮し，以下の考え方により組合せを設定する。

#### a. 設置場所

屋内又は海中に設置する施設・設備については，風及びその他自然現象の影響を受けないため「風荷重」，「積雪荷重」及び「降下火砕物荷重」は考慮不要とする。

b. 津波荷重の種別

津波の波力の影響を受けない施設・設備については、津波荷重として、「津波荷重（静）」を考慮する。

津波の波力の影響を受ける施設・設備については、津波荷重として動水圧を考慮する。直接波力が作用する施設・設備については、「津波荷重（動・波圧）」を考慮する。経路を経由して波圧が作用する施設・設備については、「津波荷重（動・突き上げ）」を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

漂流物の衝突が想定される施設・設備については「漂流物衝突荷重」を考慮する。

3. 各施設・設備の設計において考慮する荷重の組合せ

各施設・設備に展開し、津波防護施設及び浸水防止設備の設計に当たって考慮する荷重の組合せを以下のとおり整理する。

(1) 防潮堤及び防潮扉

防潮堤及び防潮扉は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波の波力を直接受けることから、津波荷重（動・波力）を考

慮する。

c. 漂流物衝突の有無

漂流物の衝突が想定されるため、漂流物の衝突荷重を考慮する。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋漂流物衝突荷重

なお、防潮堤及び防潮扉は竜巻防護施設及び火山防護施設には該当しないが、津波防護に対する重要性を鑑み、自主的に竜巻による風荷重及び降下火砕物荷重を考慮する。

(2) 放水路ゲート

放水路ゲートは、その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

荷重を受ける方向は鉛直上向き以外の方向もあるが、津波の波力が放水路を經由して受けるため、経路の応答圧力による荷重が支配的であり、津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

放水口の開口からの漂流物は想定されないため、漂流物衝突荷重は考慮しない。



上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

### (3) 構内排水路逆流防止設備

構内排水路逆流防止設備は，その設置状況より以下のとおり整理される。

#### a. 設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

#### b. 津波荷重の種別

構内排水路逆流防止設備は，防潮堤の前面に設置されているため，津波の波力を直接受けると考え，津波荷重（動・波力）を考慮する。

#### c. 漂流物衝突の有無

集水枡内に設置するため，漂流物の到達は想定されないため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波力）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波力）＋余震荷重

### (4) 貯留堰

貯留堰は，その設置状況より以下のとおり整理される

a . 設置場所

海中の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重は考慮しない。

海中の設置であるため、貯留堰天端高さより上方の水頭を積載荷重として考慮する。

b . 津波荷重の種別

津波の波力を直接受けることから、津波荷重（動・波力）を考慮する。

c . 漂流物衝突の有無

漂流物の衝突が想定されるため、漂流物の衝突荷重（押し波時及び引き波時）を考慮する。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（S s）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋漂流物衝突荷重

(5) 取水路点検用開口部浸水防止蓋

取水路点検用開口部浸水防止蓋は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a . 設置場所

屋外の設置のため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b . 津波荷重の種別

津波の波力が取水路を經由して受け、鉛直上向きに作用する

ため、津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

取水路の上版への設置であり、漂流物の到達が想定されないため、漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）
- ・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(6) 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁及び取水ピット空気抜き配管逆止弁は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波の波力が取水路を經由して受け、鉛直上向きに作用するため、津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

取水ピット上版への設置であり、漂流物の到達が想定されないため、漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(7) 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置のため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波の波力が放水路を經由して受け、鉛直上向きに作用するため、津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

放水路の上版への設置であり、漂流物の到達が想定されないため、漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(8) SA用海水ピット開口部浸水防止蓋

SA用海水ピット開口部浸水防止蓋は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波の波力がS A用海水ピット用取水塔及び海水引込み管を經由して受け、鉛直上向きに作用するため、津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

S A用海水ピット上部開口部への設置であり、漂流物の到達が想定されないため、漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(9) 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋，緊急用海水ポンプグランド dren 排水口逆止弁，緊急用海水ポンプ室床 dren 排水口逆止弁

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋，緊急用海水ポンプグランド dren 排水口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床 dren 排水口逆止弁は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋内の設置のため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重は考慮しない。

なお，緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋，緊急用海水ポンプグランド dren 排水口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床 dren 排水口逆止弁は屋内の設置であり，火山防護施設ではないため，降下火砕物荷重は考慮しない。

b. 津波荷重の種別

津波の波力がS A用海水ピット用取水塔，海水引込み管，S A用海水ピット及び緊急用海水取水管を經由して受け，鉛直上向きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

緊急用海水ポンプピットの上版への設置であり，漂流物の到達が想定されないため，漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(10) 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であり，非常用海水系配管（戻り管），屋外タンク等の損傷に起因する溢水による浸水のため，津波荷重（静）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であるため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（静）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（静）＋余震荷重

(11) 海水ポンプ室貫通部止水処置，原子炉建屋境界貫通部止水処置  
海水ポンプ室貫通部止水処置及び原子炉建屋境界貫通部止水処置は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外又は屋外との境界の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であり，循環水系配管，非常用海水系配管（戻り管），屋外タンク等の損傷に起因する溢水による浸水のため，津波荷重（静）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であるため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（静）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（静）＋余震荷重

(12) 防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a . 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b . 津波荷重の種別

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は、防潮堤の前面に設置されているため、津波の波力を直接受けると考え、津波荷重（動・波力）を考慮する。

c . 漂流物衝突の有無

防潮堤及び防潮扉の下部への設置となり防潮堤前面に位置するが、構造（形状）より漂流物が直接貫通部止水処置に衝突するとは考え難いことから、漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波力）
- ・ 常時荷重＋津波荷重（動・波力）＋余震荷重

(13) 津波監視カメラ

津波監視カメラは、その設置状況より以下のとおり整理される。

a . 設置場所

屋外の設置ため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b . 津波荷重の種別

津波が遡上又は流入しない防潮堤内側に設置するため、津波荷重は考慮しない。



c. 漂流物衝突の有無

津波が遡上又は流入しない防潮堤内側に設置するため、漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）

(14) 取水ピット水位計

取水ピット水位計は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a. 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造（形状）等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b. 津波荷重の種別

津波の波力が取水路を経由して受け、鉛直上向きに作用するため、津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c. 漂流物衝突の有無

取水ピットへの設置であり、漂流物の到達は想定されないため、漂流物衝突荷重を考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・常時荷重＋地震荷重（ $S_s$ ）
- ・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）
- ・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(15) 潮位計

潮位計は、その設置状況より以下のとおり整理される。

a . 設置場所

屋外の設置であるため、風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については、設備の設置状況、構造(形状)等の条件を含めて、適切に組合せを考慮する。

b . 津波荷重の種別

潮位計は、取水路の取水口側に設置されているため、津波の波力を直接受けると考え、津波荷重(動・波力)を考慮する。

c . 漂流物衝突の有無

取水路内への設置であり、漂流物の到達は想定されないため、漂流物衝突荷重を考慮しない。

上記を考慮し、以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

- ・ 常時荷重 + 地震荷重 ( $S_s$ )
- ・ 常時荷重 + 津波荷重 (動・波圧)
- ・ 常時荷重 + 津波荷重 (動・波圧) + 余震荷重

防潮堤及び貯留堰における津波荷重の設定方針について

## 目次

1. 津波荷重の算定式
  - (1) 津波波圧算定式に関する文献の記載
2. 東海第二発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧の把握について
  - (1) 分裂波発生に関する検討
  - (2) 水理模型実験
  - (3) 水理模型実験結果の検証（再現性検討）
  - (4) まとめ
3. 津波波圧算定式適用に対する考え方
  - (1) 防潮堤及び防潮扉
  - (2) 貯留堰

## 1. 津波荷重の算定式

津波防護施設の津波荷重の算定式は、朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波荷重算定式の考え方と津波防護施設への適用を示す。

### (1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

- a. 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）

構造設計用の進行方向の津波波圧は、次式により算定する。

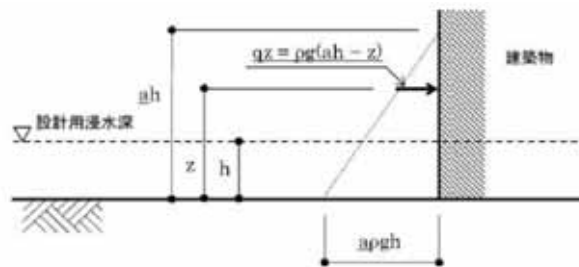
構造設計用の進行方向の津波波圧  $q_z = \rho g (a h - z)$ （第 1 図）

$h$  : 設計用浸水深

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

$a$  : 水深係数

$\rho g$  : 海水の単位体積重量



第 1 図 津波波圧算定図

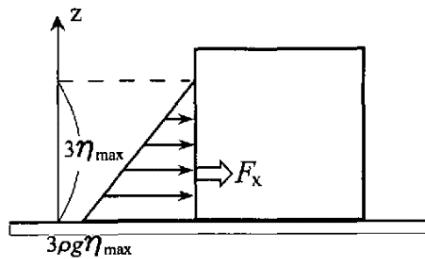
- b. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

文献 a. に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500m 以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。

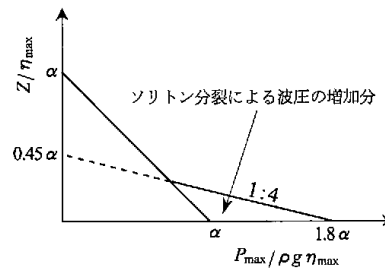
c. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会，911-915

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

その結果，非分裂波の場合，フルード数が1.5以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率） $\alpha$ は最大で3.0となるとしている。一方，ソリトン分裂波の場合は，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波の $\alpha$ を1.8倍した値となるとしている（第2図及び第3図）。



第2図 非分裂波の場合の津波水平波圧



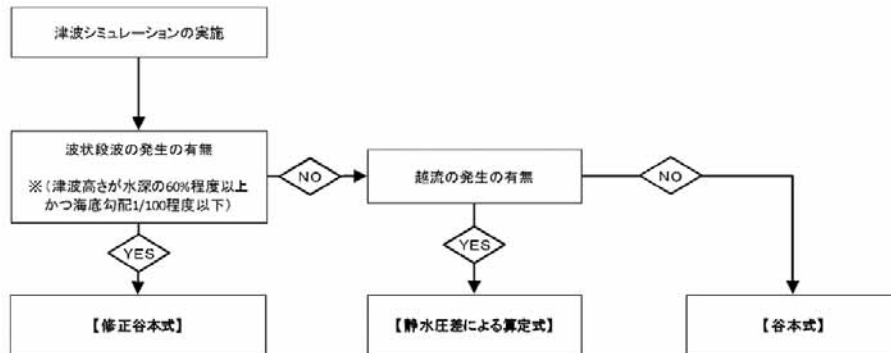
第3図 分裂波の無次元最大波圧分布

d. NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成28年12月）

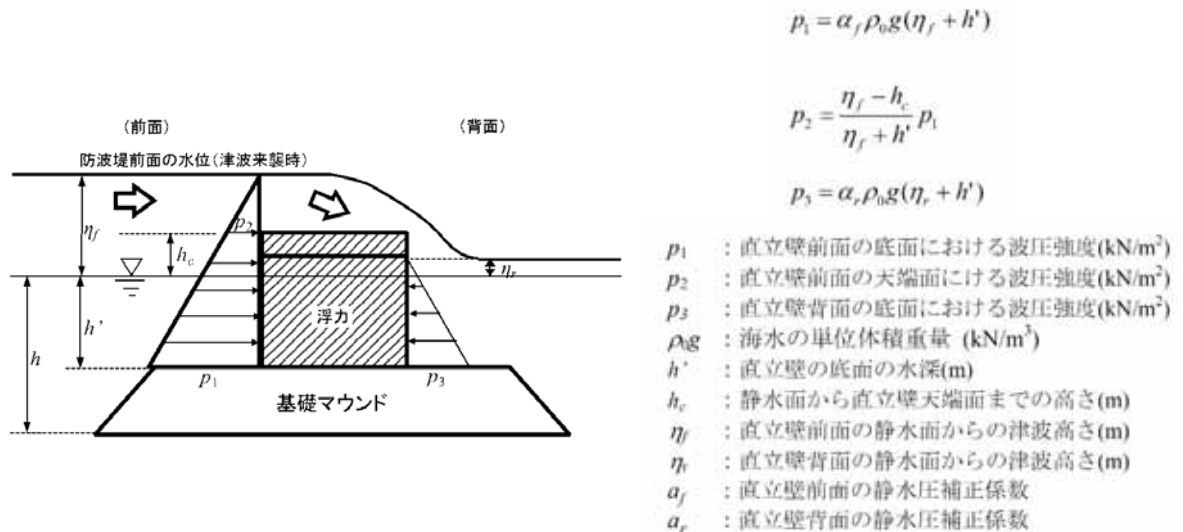
持続波圧を対象としてフルード数が1を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が1以下になることが確認できれば，水深係数は3を適用できるとされている。

e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として，ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を，そうでない場合において津波が防波堤を越流する場合には静水圧差による算定式を，越流しない場合は谷本式を用いることとしている。（第 4 図～第 5 図）



第 4 図 防波堤に対する津波荷重算定手順



第 5 図 静水圧差による算定式（越流する場合）

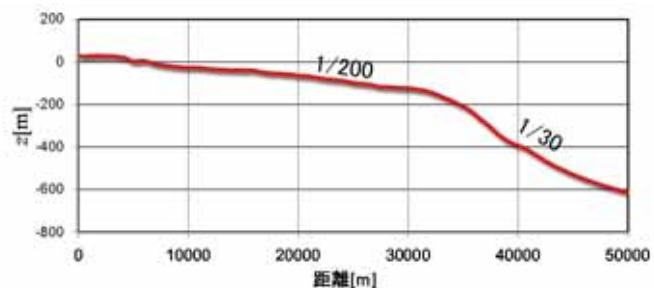
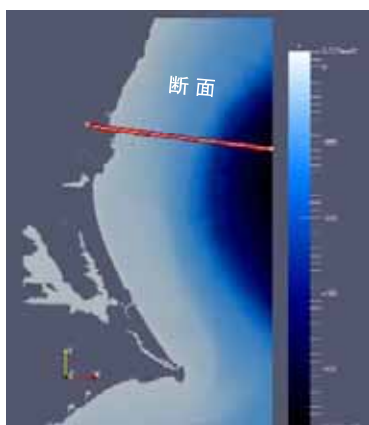
## 2. 東海第二発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧の把握について

### (1) 分裂波発生に関する検討

沖合から伝播してくる津波が，サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合，ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30%以上（津波数値解析等による津波高さが水深の60%以上）
- ② 海底勾配が1/100以下程度の遠浅

東海第二発電所前面の海底地形は約1/200勾配で遠浅であり，入射波津波高さと水深の関係も入射津波高さが水深の30%以上であることから，両方の条件に合致する（第6図及び表1）。そこで，沖合におけるソリトン分裂波及び砕波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため，東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い，防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。





第 6 図 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

第 1 表 津波高さと水深の関係

地点	(1)水深	(2)入射津波高さ※	(2)/(1)
東海第二発電所前面	7.5m	4.7m	62%

※津波数値解析による津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義（防潮堤の耐津波ガイドライン）

## (2) 水理模型実験

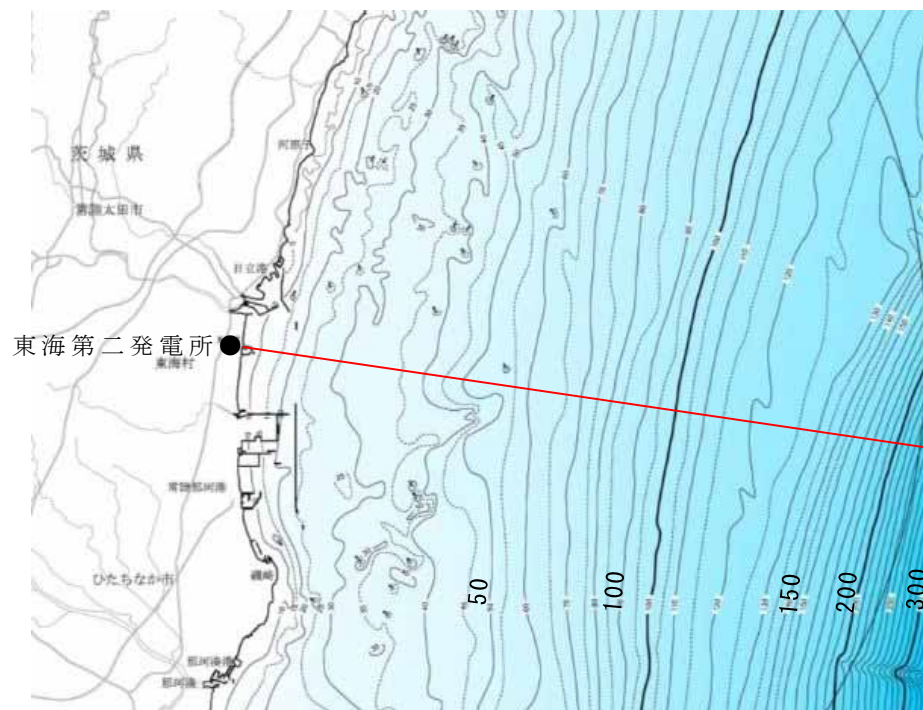
### 1) 目的

基準津波の策定に用いた波源については、2011年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大したり、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えた波源である。

水理模型実験は、ソリトン分裂波が生じない沖合 5.0km における津波波形を入力し、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無ならびにフルード数の把握を目的に実施した。

### 2) 検討断面

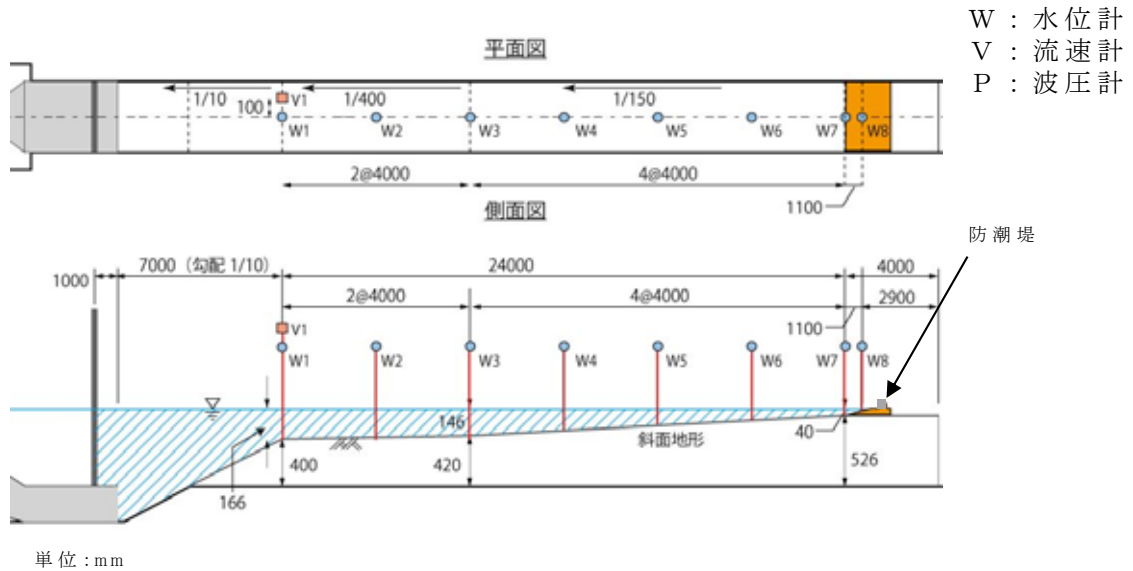
東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の地形となっていることから、本実験では、津波水位が最大となる地点を基に、津波の伝播特性を踏まえ、等深線図に直交する断面を選定した(第7図)。



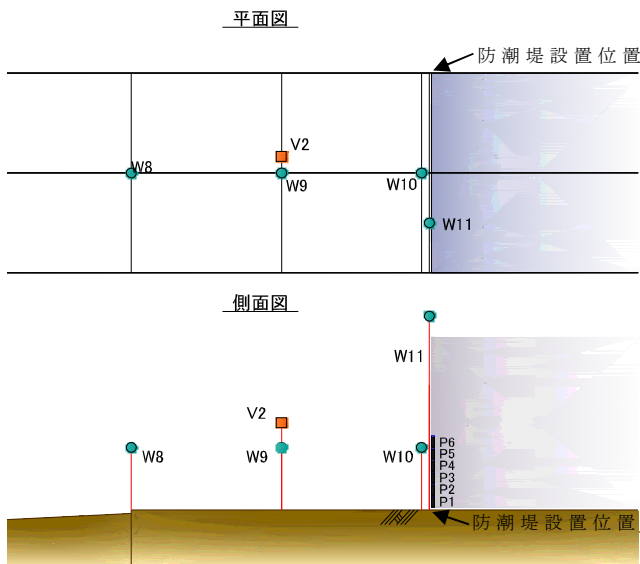
第7図 検討断面位置図

### 3) 実験条件

断面二次元実験施設の水路は、長さ 60m×幅 1.2m（貯水部は 1.8m）×高さ 1.5m とし、沖合 5km から陸側の範囲を再現するために、実験縮尺（幾何縮尺）は  $\lambda = 1/200$  とした（第 8 図）。



第 8 図(1) 計測位置図



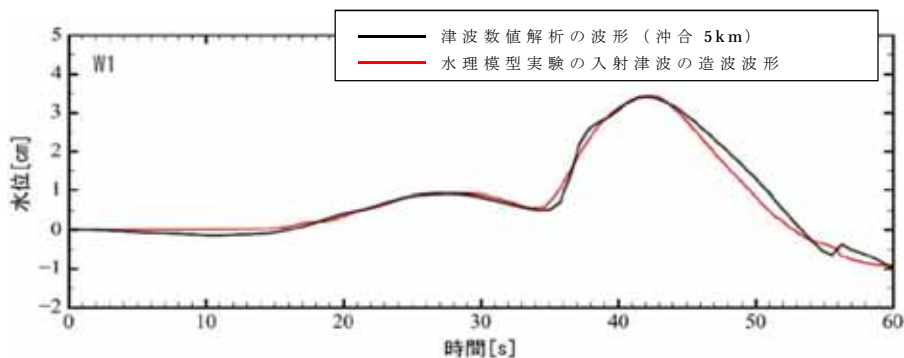
第 8 図(2) 防潮堤位置拡大図



第 8 図(3) 実験施設写真

#### 4) 入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0km の位置とし、基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また、この津波波形を防潮堤位置で平面二次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した（第 9 図）。

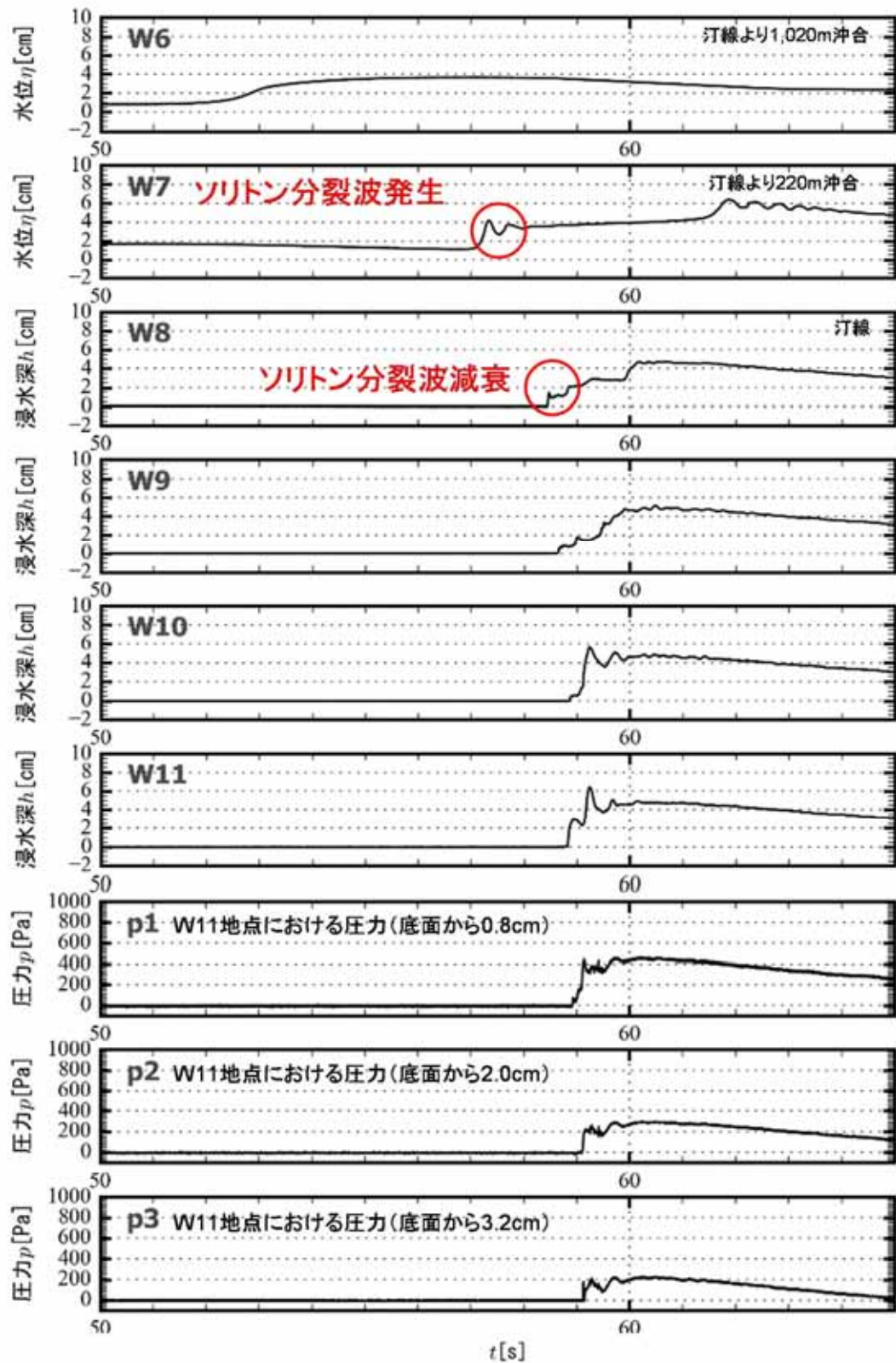


第 9 図 入射津波の造波波形図（沖合 5km 地点）

#### 5) 水理模型実験の結果

##### a. 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面二次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し、水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を第 10 図に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220m 地点（W7）においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。また、防潮堤前面位置（W10）で砕波は生じず、防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。



第 10 図 水理模型実験における時刻歴図

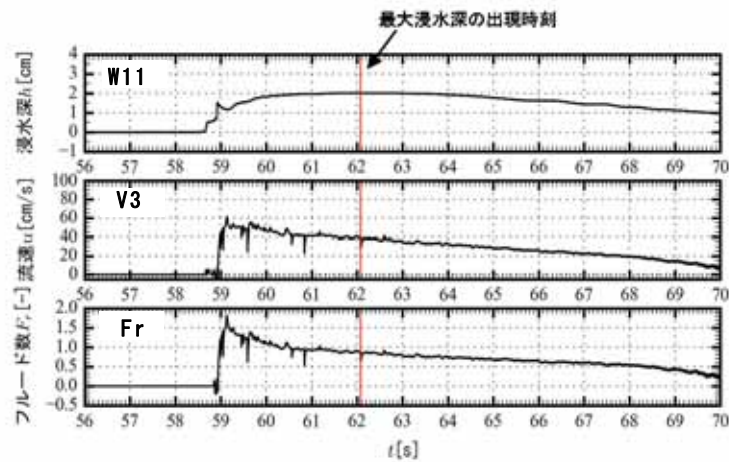
b. フルード数

防潮堤がないモデルで、防潮堤位置の最大浸水深を計測し、同時刻における流速からフルード数を算定した。

その結果、通過波のフルード数は平均で 0.8 ( $< 1.0$ ) であったことから、水深係数 3 で津波波圧分布を評価し、防潮堤の設計に適用できることを確認した (第 2 表及び第 11 図)。

第 2 表 通過波検定結果表

	フルード数 (最大浸水深時)
1 回目	0.9
2 回目	0.9
3 回目	0.6
4 回目	0.8
5 回目	0.7
6 回目	0.9
平均値	0.8

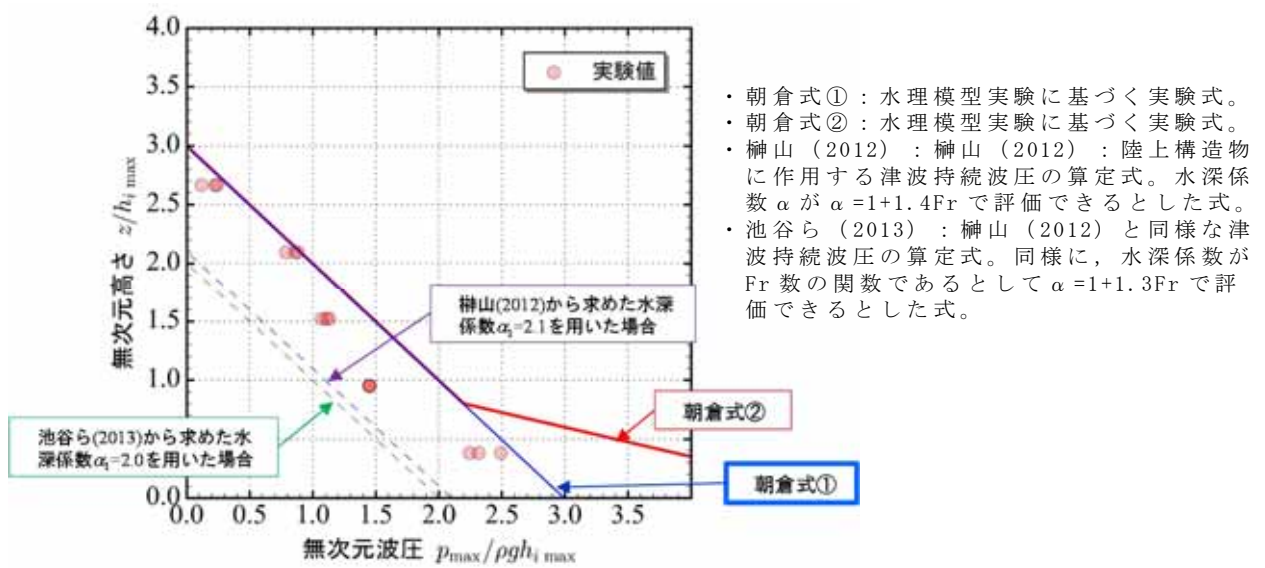


第 11 図 持続波領域における最大浸水深・流速・フルード数の時系列図

c. 防潮堤壁面におけるソリトン分裂波の最大津波波圧

防潮堤壁面における津波波圧計測結果を通過波の最大浸水深で除して無次元化した結果を以下に示す。

東海第二発電所前面海域の地形を模擬した水理模型実験で計測した防潮堤壁面の最大津波波圧は、朝倉式①及び朝倉式②による算定値よりも小さい値となり、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した）（第12図）。水理模型実験において、ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。



第12図 既往の津波波圧算定式との比較

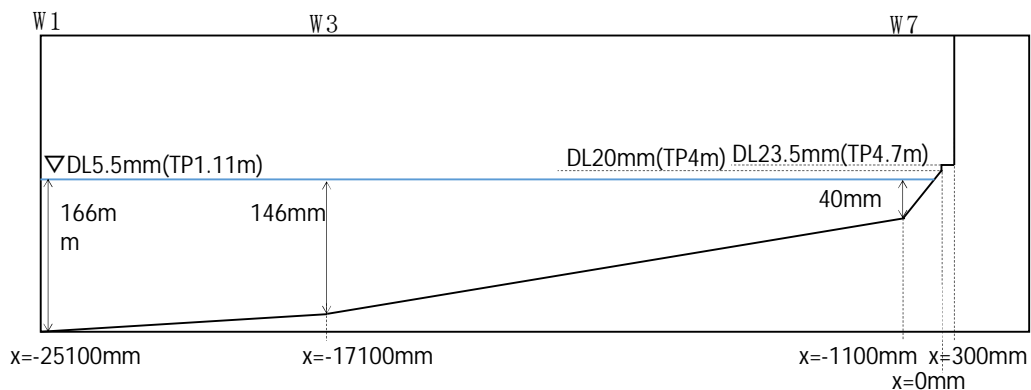
(無次元最大津波波圧分布図)

### (3) 水理模型実験結果の検証（再現性検討）

水理模型実験結果について、断面二次元津波シミュレーション解析を実施し、防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面二次元津波シミュレーション解析は、分散波理論に基づいた解析手法であり、ソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/2D (Ver. 5.1) を用いた。

#### 1) 水理模型実験結果の再現性

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した（第 13 図）。また、入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。



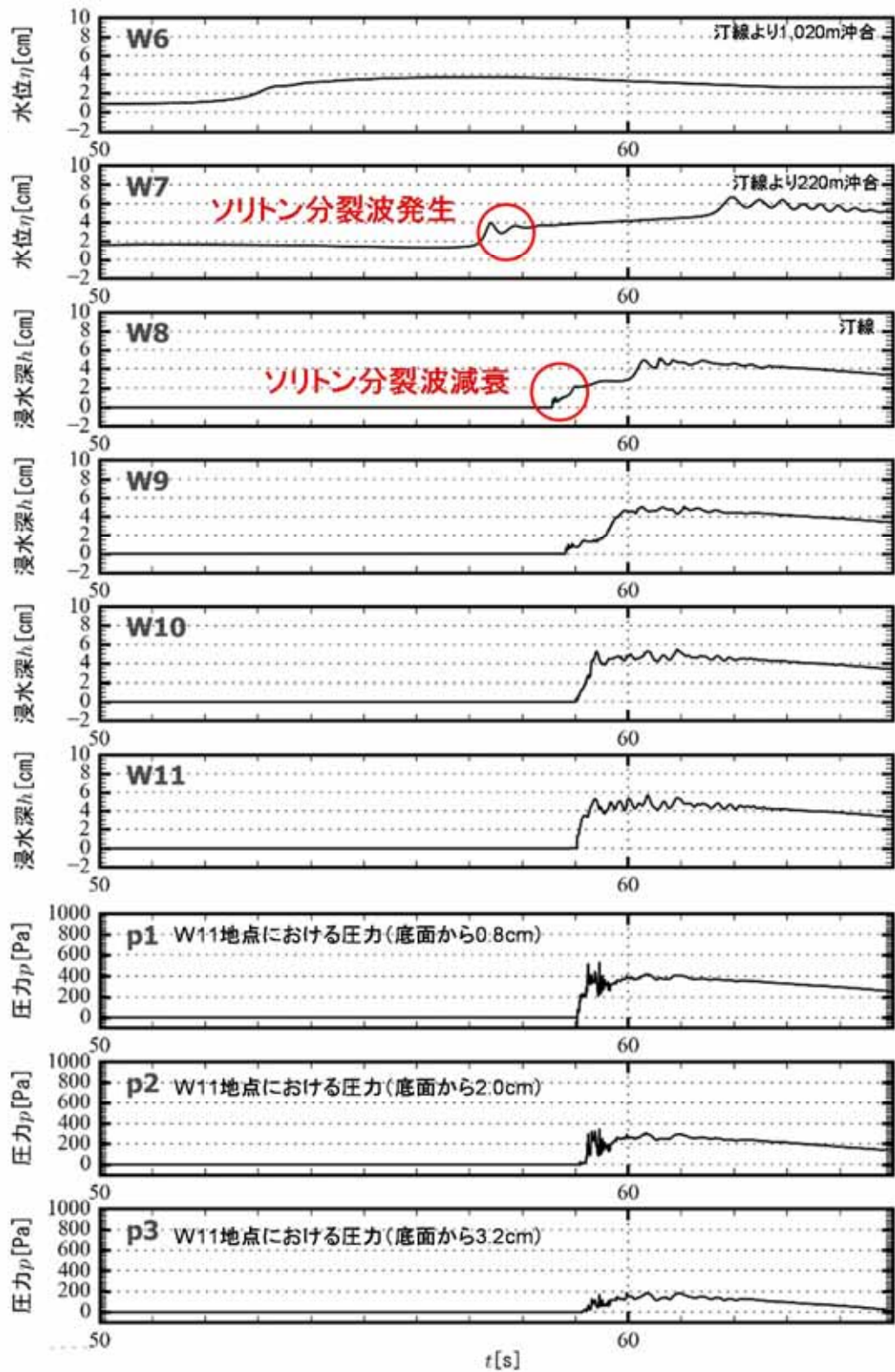
第 13 図 解析モデル図

断面二次元津波シミュレーション解析の結果を第 14 図(1)～(2)に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約 220m 地点 (W7) においてソリトン分裂波を確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。また、防潮堤位置 (W10) で砕波は生じず、防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。

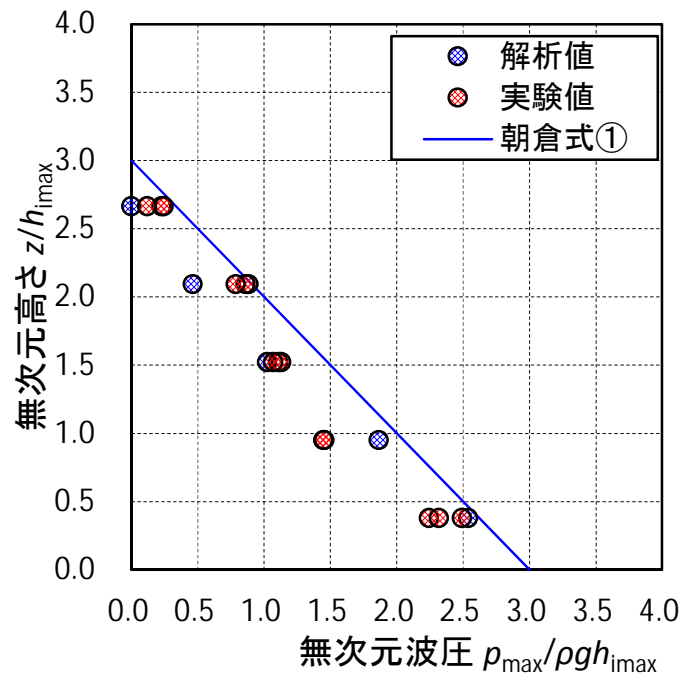


防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった。

断面二次元津波シミュレーションにおいても、ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。



第 14 図 (1) 断面二次元津波シミュレーション解析における時刻歴図



第 14 図 (2) 断面二次元津波シミュレーション解析結果図  
(最大波圧分布図)

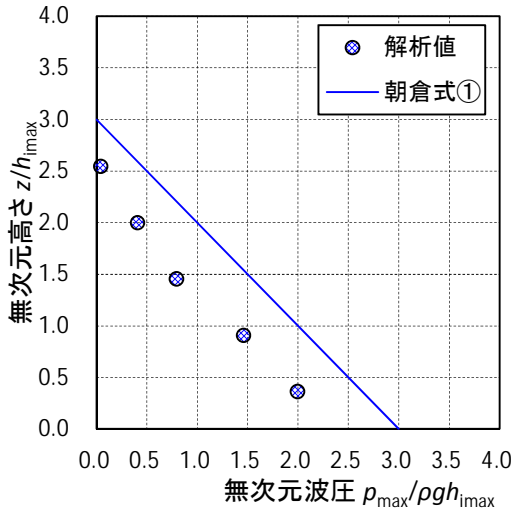
## 2) 防潮堤と海岸線との離隔距離の違いが津波波圧に与える影響検討

防潮堤の設置位置は、海岸線から最も近いところで約 30m であり、水理模型実験では海岸線と防潮堤の離隔距離が約 60m 地点の断面（津波水位が最も高くなる地点）をモデル化した。

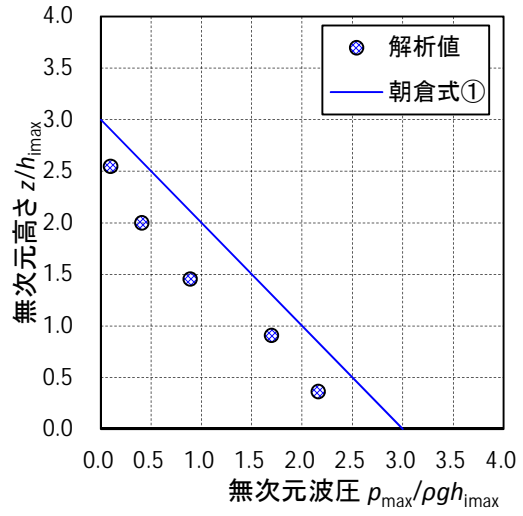
海岸線と防潮堤の離隔距離を 30m, 45m, 60m, 75m と変化させた場合のソリトン分裂波の影響について検討を行った。なお、入力波形は基準津波を用いて実施した。

その結果、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線からの離隔距離別の防潮堤位置の津波波圧分布を第 15 図に示す。

(離隔距離 30m)

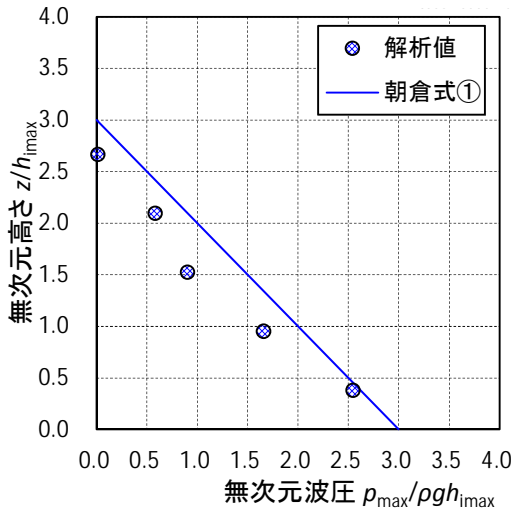


(離隔距離 45m)

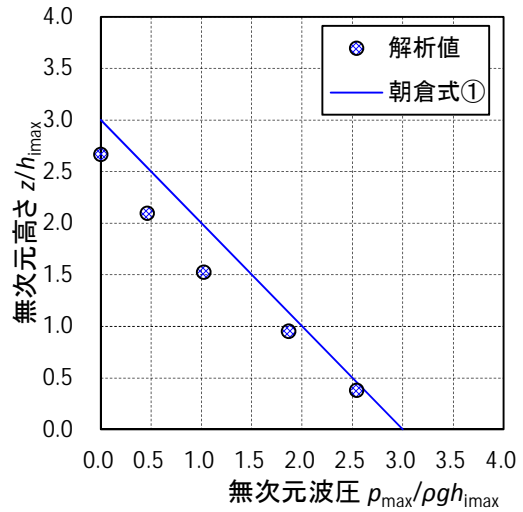


第 15 図 (1) 防潮堤壁面の最大波圧分布図

(離隔距離 60m)



(離隔距離 75m)



第 15 図 (2) 防潮堤壁面の最大波圧分布図

### 3) 津波遡上高さが異なる津波が防潮堤に与える影響について

基準津波の決定に当たっては、津波シミュレーション解析において、断層の破壊開始点位置や破壊伝播速度等をパラメータスタディした中で、防潮堤位置での津波遡上高さが最も高くなる波を抽出している。

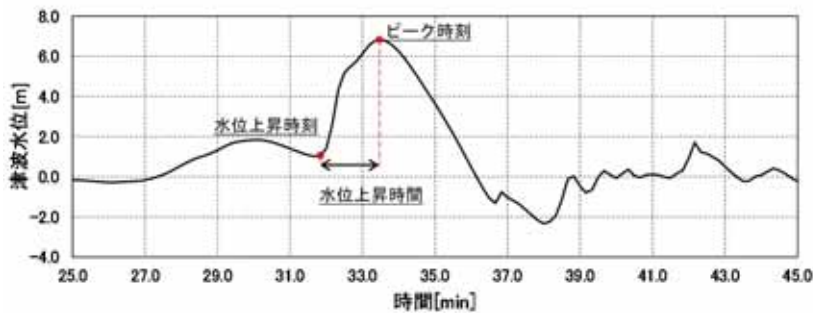
防潮堤位置での津波遡上高さが大きい上位 10 波の沖合波形（沖合 5km 地点）を用いて、防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性について第 3 表に、水位上昇時間の定義図を第 16 図に、破壊開始点位置図を第 17 図に示す。

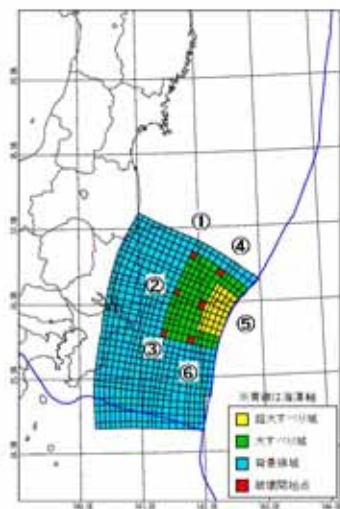
第 3 表 防潮堤位置の最大水位上昇量の上位 10 波

ケース	津波遡上高さ (T.P. (m))	水位上昇時間 [min]	破壊伝播速度 [km/s]	破壊 開始点	立ち上り時間 [s]
1(基準津波)	17.2	1.5	3.0	⑥	30.0
2	17.0	1.5	2.5	⑥	30.0
3	16.8	1.5	3.0	⑥	60.0
4	16.2	1.7	2.0	⑥	30.0
5	16.1	1.5	3.0	④	30.0
6	15.9	1.7	3.0	③	30.0
7	15.8	1.7	3.0	⑤	30.0
8	15.6	1.7	2.5	④	30.0
9	15.5	1.8	1.5	⑥	30.0
10	15.5	1.7	3.0	①	30.0

※破壊伝播速度：破壊開始点から断層破壊が進行する速度  
 ※立ち上り時間：断層のある点において破壊開始から終了するまでの時間



第 16 図 水位上昇時間の定義図

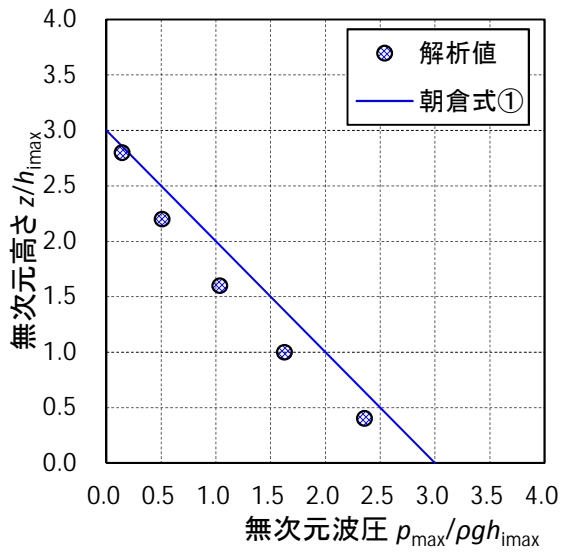


第 17 図 破壊開始点位置図

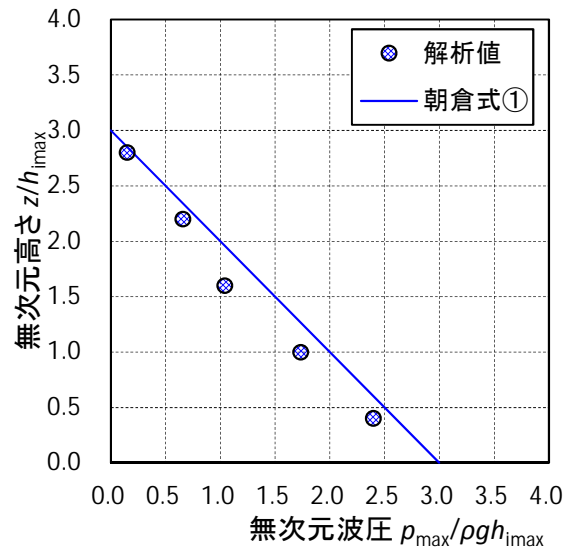
断面二次元津波シミュレーション解析の結果を第 18 図に示す。いずれのケースにおいても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰しており、防潮堤壁面における最大波圧分布は、朝倉式①による波圧分布を下回る結果となった。

津波は、周期が短いほど分裂波（段波）が発生しやすくなるとともに、分裂波が成長し易くなるとされている。上位 10 波において最も周期が短いものはケース 1（基準津波）であることから、基準津波が最もソリトン分裂波の影響を受けると考えられるが、いずれのケースにおいても、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

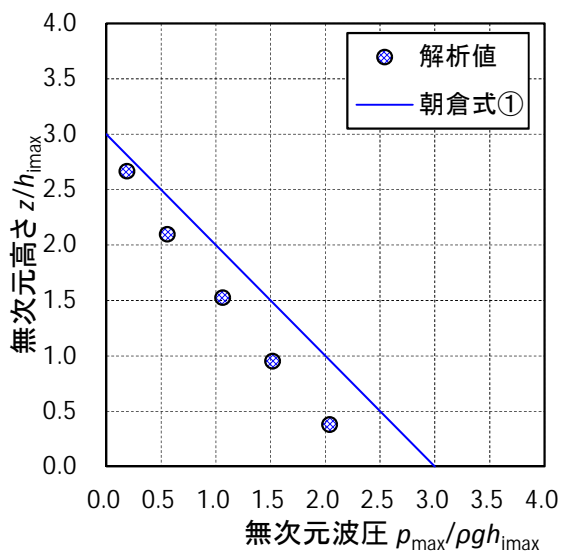
(ケース 1)



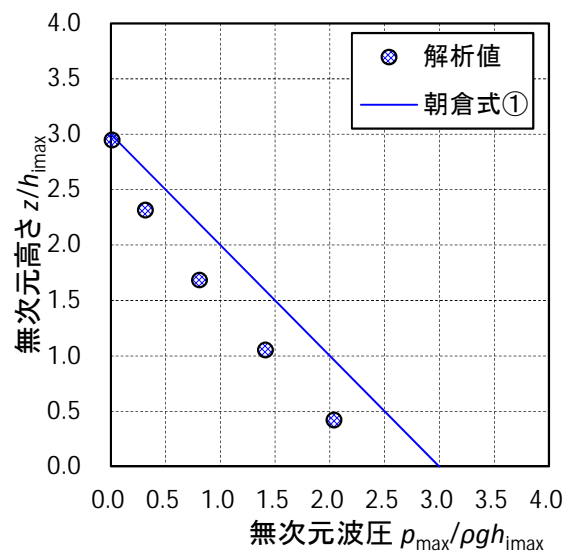
(ケース 2)



(ケース 3)



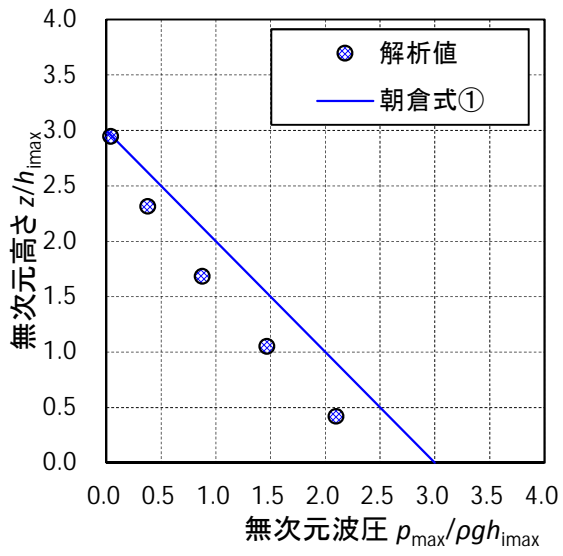
(ケース 4)



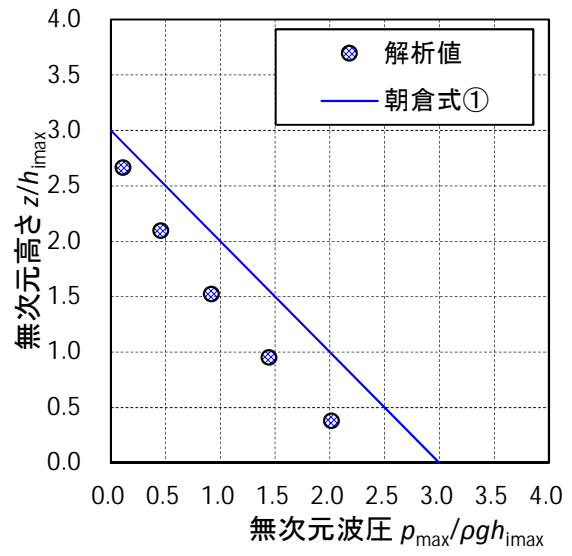
第 18 図(1) 最大波圧分布図



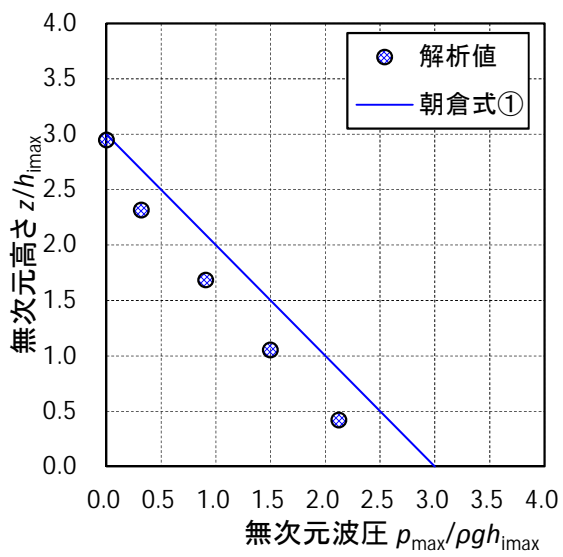
(ケース 5)



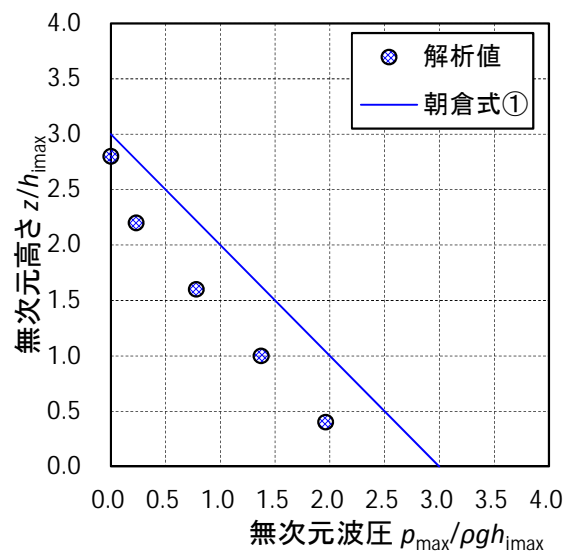
(ケース 6)



(ケース 7)

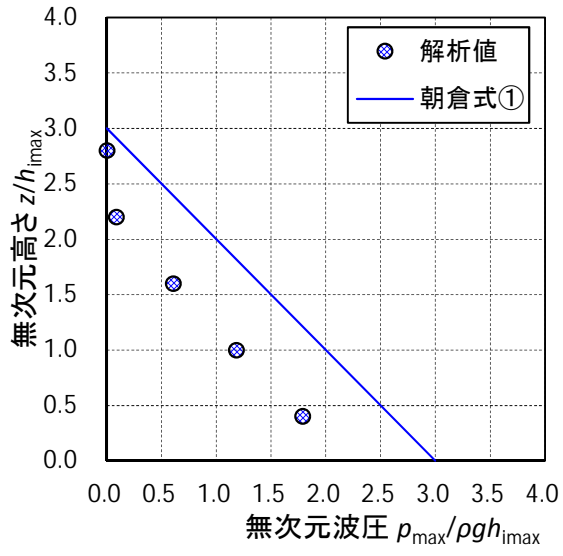


(ケース 8)

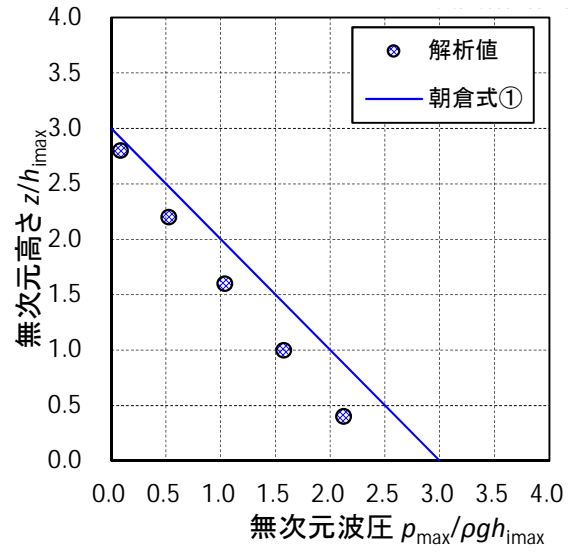


第 18 図 (2) 最大波圧分布図

(ケース 9)



(ケース 10)



第 18 図 (3) 最大波圧分布図

#### (4) まとめ

水理模型実験結果から、東海第二発電所の敷地前面においては、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰し、防潮堤前面位置で砕波も生じないことを確認した。また、伝播する津波による防潮堤壁面の津波波圧は、持続波による津波波圧式（朝倉式①，朝倉式②）から求められる津波波圧よりも小さく、朝倉式①での再現性が最もよいことを確認した。また、フルード数は 1.0 を下回ることを確認した。ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

数値波動水路 CADMAS-SURF/2D を用いた水理模型実験の検証結果においても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰し、防潮堤前面位置で砕波も生じないことを確認した。防潮堤壁面における津波波圧は、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式①と整合する結果となった。ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

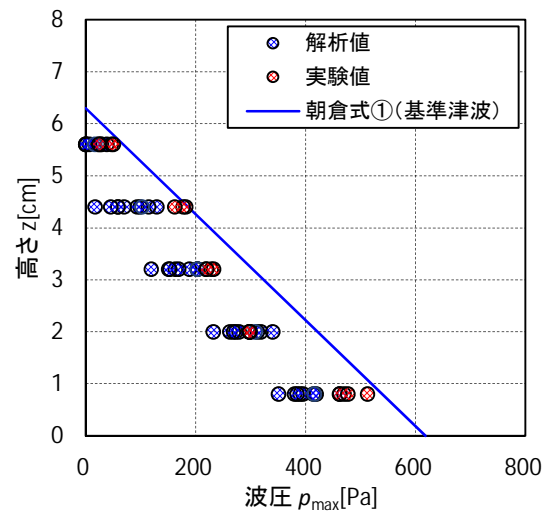
更に、防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に、防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面二次元津波シミュレーション解析結果のいずれにおいても、防潮堤壁面での最大波圧は朝倉式①による波圧を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合し、ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認

した。

防潮堤壁面における最大波圧分布を図 19 に示す。

以上のことから，設計用津波波圧の算定においては，朝倉式①より算定することとする。



第 19 図 最大波圧分布

### 3. 津波波圧算定式適用に対する考え方

#### (1) 防潮堤及び防潮扉

防潮堤及び防潮扉位置図を第 20 図に示す。

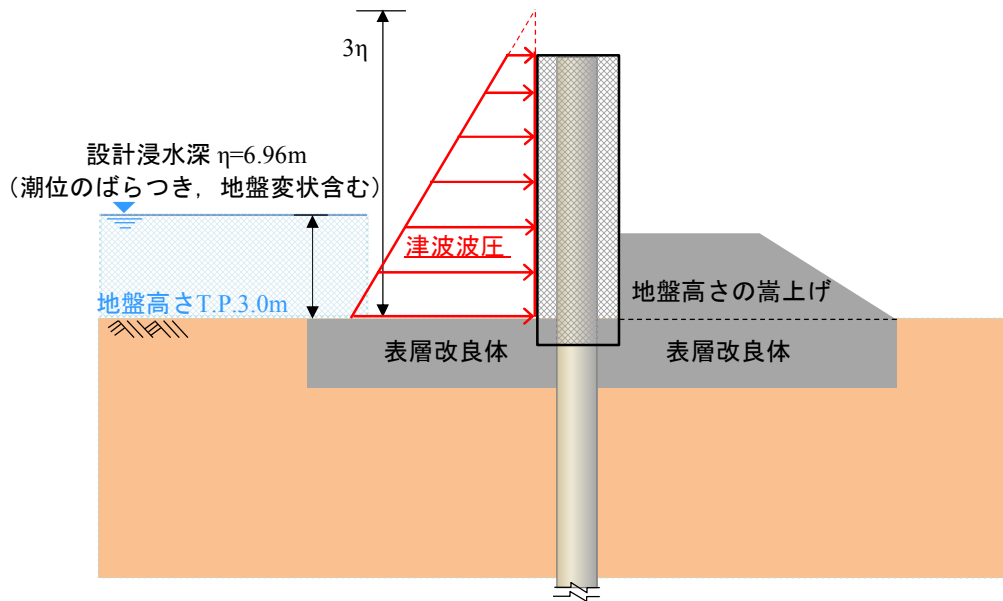
防潮堤がないモデルで実施した水理模型実験においては，防潮堤通過位置におけるフルード数が 1.0 を下回っており，水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面二次元津波シミュレーション解析結果から，設計用津波波圧は朝倉式①に基づき算定する。

朝倉式①に用いる  $\eta$ （設計浸水深）については，水理模型実験結果，断面二次元津波シミュレーション解析結果，平面二次元津波シミュレーション解析から求められた浸水深および入力津波高さと地盤高さとの差の 1/2 を用いて朝倉式①により算出した波圧分布を比較した。第 21 図および第 22 図に津波荷重の作用イメージ図を，第 23 図に最大波圧分布の比較を示す。

比較の結果，朝倉式①に用いる  $\eta$ （設計浸水深）については，入力津波高さと地盤高さとの差の 1/2 を用いるものとする。

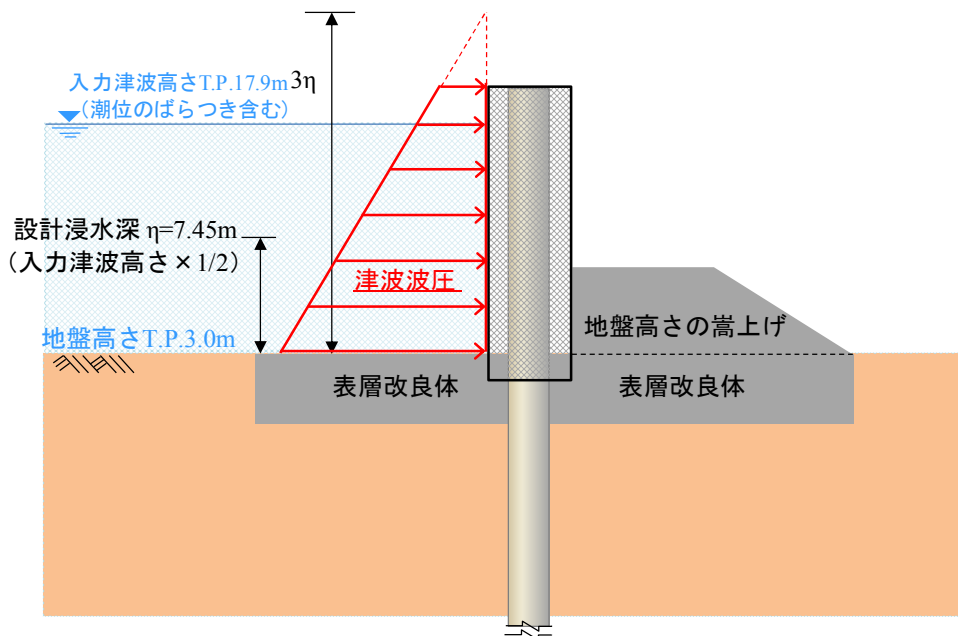


第 20 図 防潮堤及び防潮扉位置図

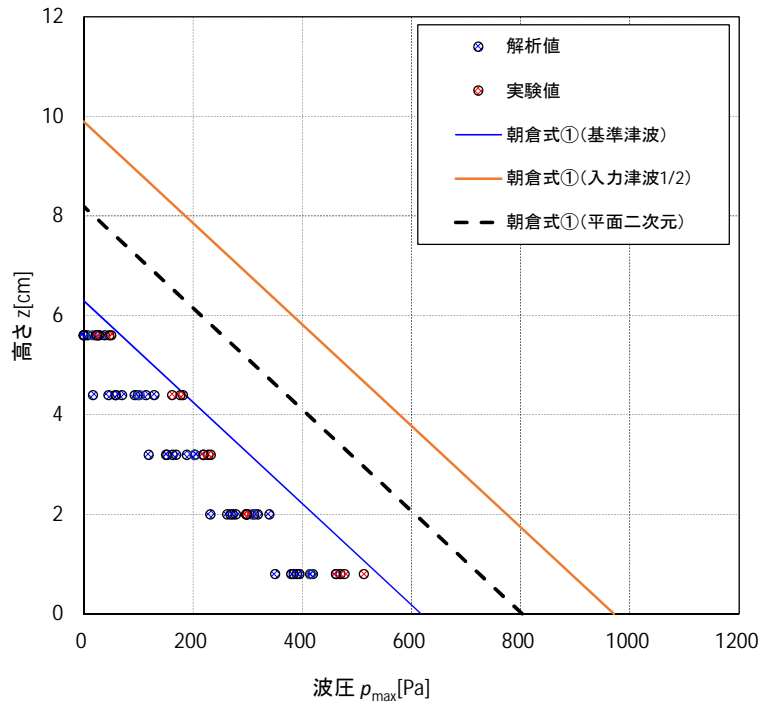


第 21 図 津波荷重の作用イメージ

(平面二次元津波シミュレーション解析結果)



第 22 図 津波荷重の作用イメージ図 (入力津波  $\times 1/2$ )



第 23 図 最大波圧分布の比較

## (2) 貯留堰

### 1) 貯留堰に適用する津波波圧算定式

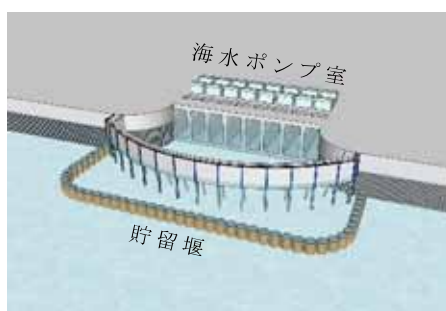
貯留堰の鳥瞰図を第 24 図に，断面図を第 25 図に示す。

貯留堰は，鋼管矢板を連結した構造であり，引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部（T.P.-4.9m）において海水を貯留する。

このため，貯留堰に有意な津波波力が作用するのは，引き波により海水貯留堰が海面から露出し，その後，押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）によると，津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については，若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は，それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため，両者を比較して高い方を採用する必要があるとしている。

このため，貯留堰における津波波力としては，越流直前の波力及び越流時の静水圧差のうち保守的なものを適用することとする。



第 24 図 貯留堰鳥瞰図



第 25 図 貯留堰断面図



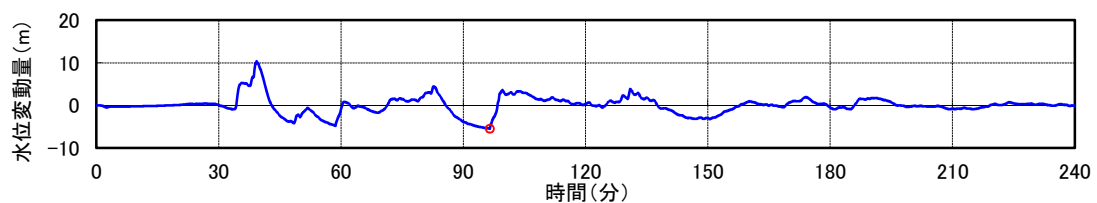
## 2) 越流直前の津波波力の設定方針

引き波時における貯留堰前面の時刻歴水位を第 26 図に示す。

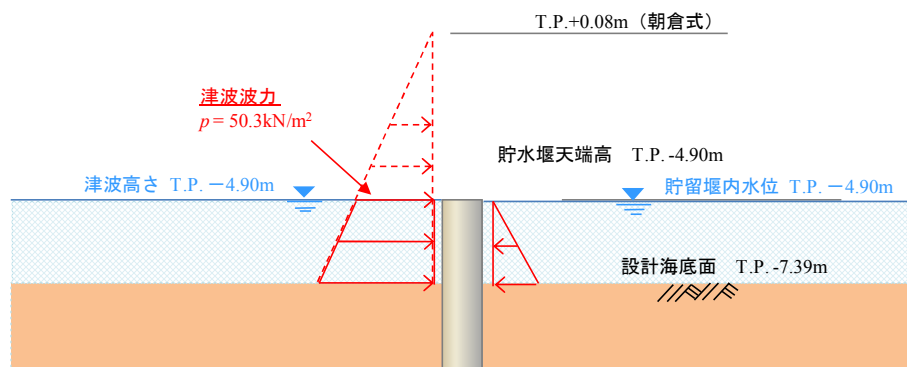
貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波と考え津波波力を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波力が保守的になるように貯留堰前面の海底面（設計用海底面標高 T.P. -7.39m）まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端（T.P. -4.9m）までを想定する。

津波波力は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って、津波高さの 3 倍の高さまで静水圧荷重を考慮する。津波波力の作用イメージを第 27 図に示す。



第 26 図 貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図



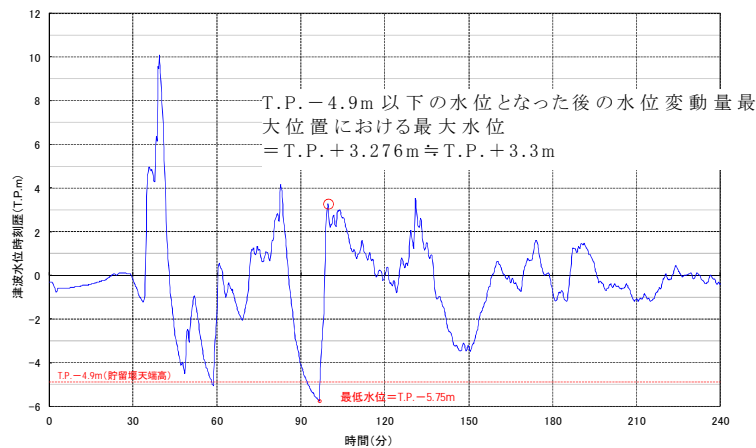
第 27 図 津波波力の作用イメージ図

### 3) 越流時の津波波力の設定方針

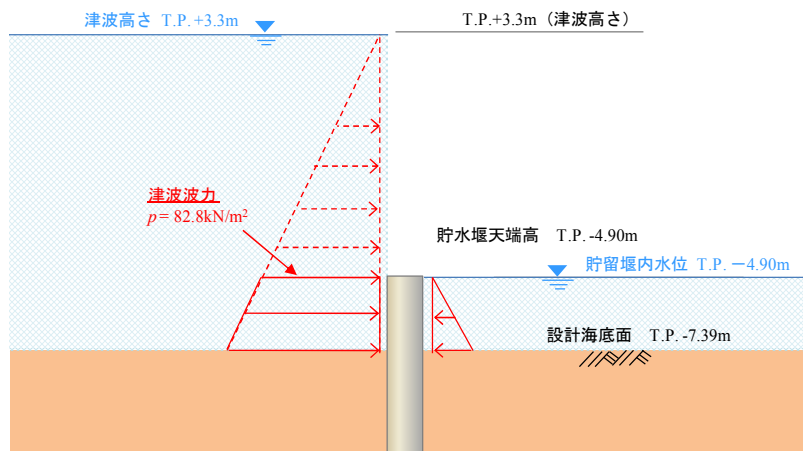
引き波後に到達する津波が貯留堰を越流する際、貯留堰の内外での水位差はつきにくいですが、保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し、津波波力を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端 T.P. -4.9m から T.P. +3.3m の越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）による静水圧差による算定式を参考に設定する。

貯留堰位置における水位差が最大となる箇所の時刻歴水位波形を第 28 図に、津波波力の作用イメージを第 29 図に示す。



第 28 図 貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図



第 29 図 津波波力の作用イメージ図

#### 4) まとめ

貯留堰における津波波力について、越流直前の波力および越流時の静水圧差について検討した。この結果、越流時の静水圧差の方が越流直前の波力を上回る結果となった。このため、貯留堰における津波波力として、保守的に越流時の静水圧差を考慮することとする。

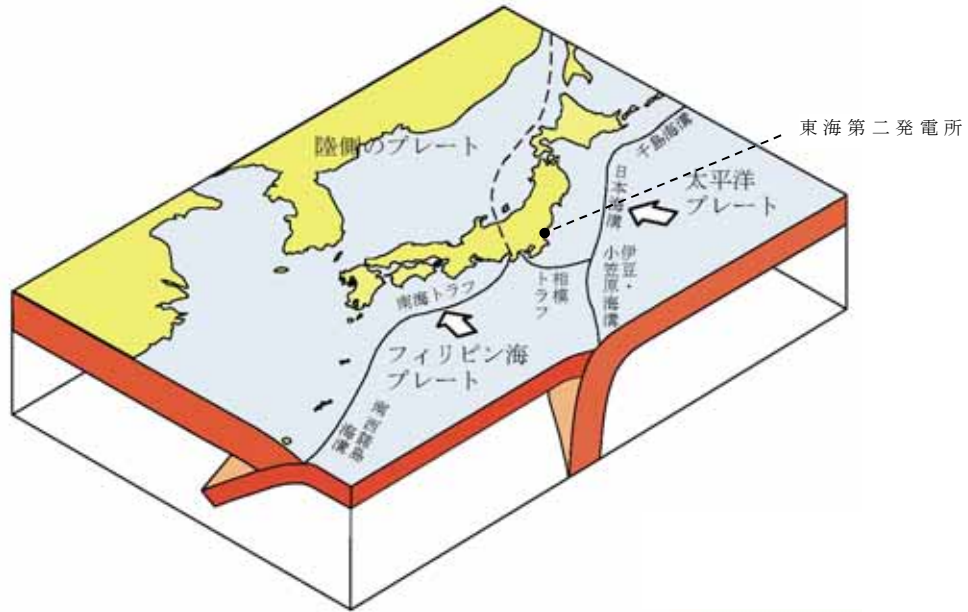
耐津波設計における津波荷重と余震荷重の組合せについて

1. 規制基準における要求事項等

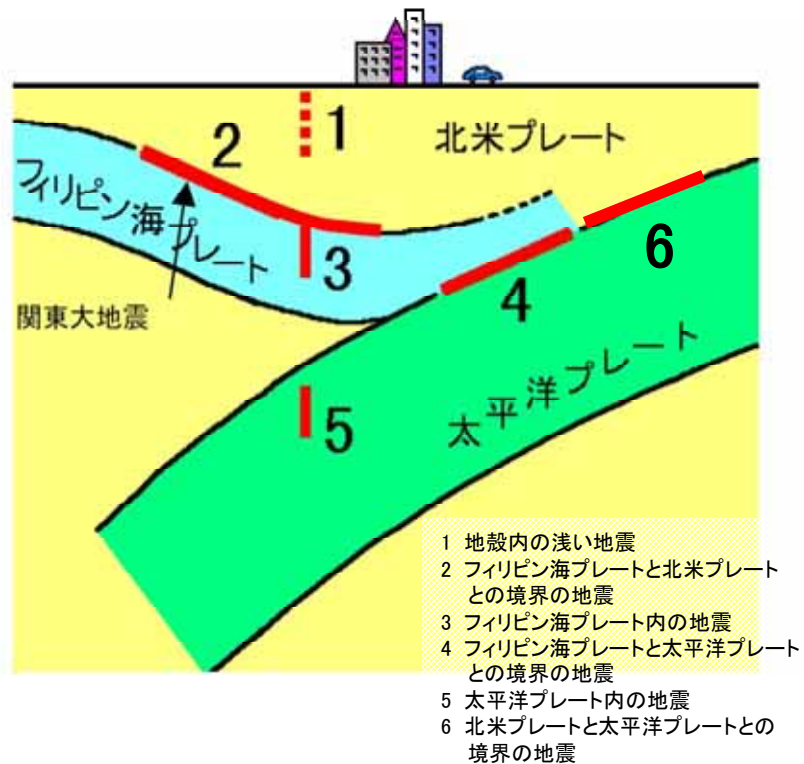
- ・ サイトの地学的背景を踏まえ、余震の発生の可能性を検討すること。
- ・ 余震発生の可能性に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること。

2. 敷地周辺のプレートテクトニクス

敷地周辺は、陸のプレート、太平洋プレート、フィリピン海プレートの 3 つのプレートが接触する場所であり、その状況について模式的に示したものを第 1 図に示す。関東地方においては南方からフィリピン海プレートが沈み込み、そのフィリピン海プレートは敷地のほぼ直下まで及んでいる（第 2 図）。

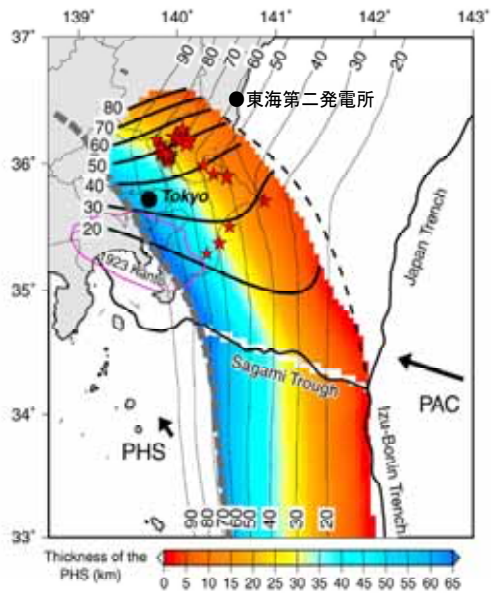


(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)



(中央防災会議 HP に一部加筆)

第 1 図 敷地周辺におけるプレートの沈み込み



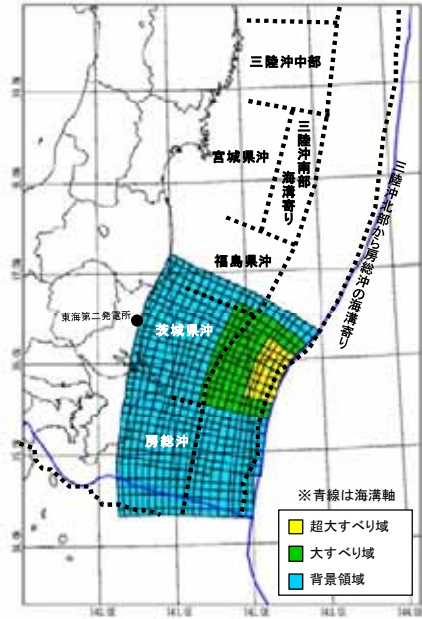
図中のカラーコンターはフィリピン海プレートの厚さを示している。

(Uchida et al.(2010)に一部加筆)

第 2 図 フィリピン海プレートの沈み込み

3. 基準津波の波源

津波波源は、日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として設定し、その規模は Mw8.7 である。津波波源モデルを第 3 図に示す。



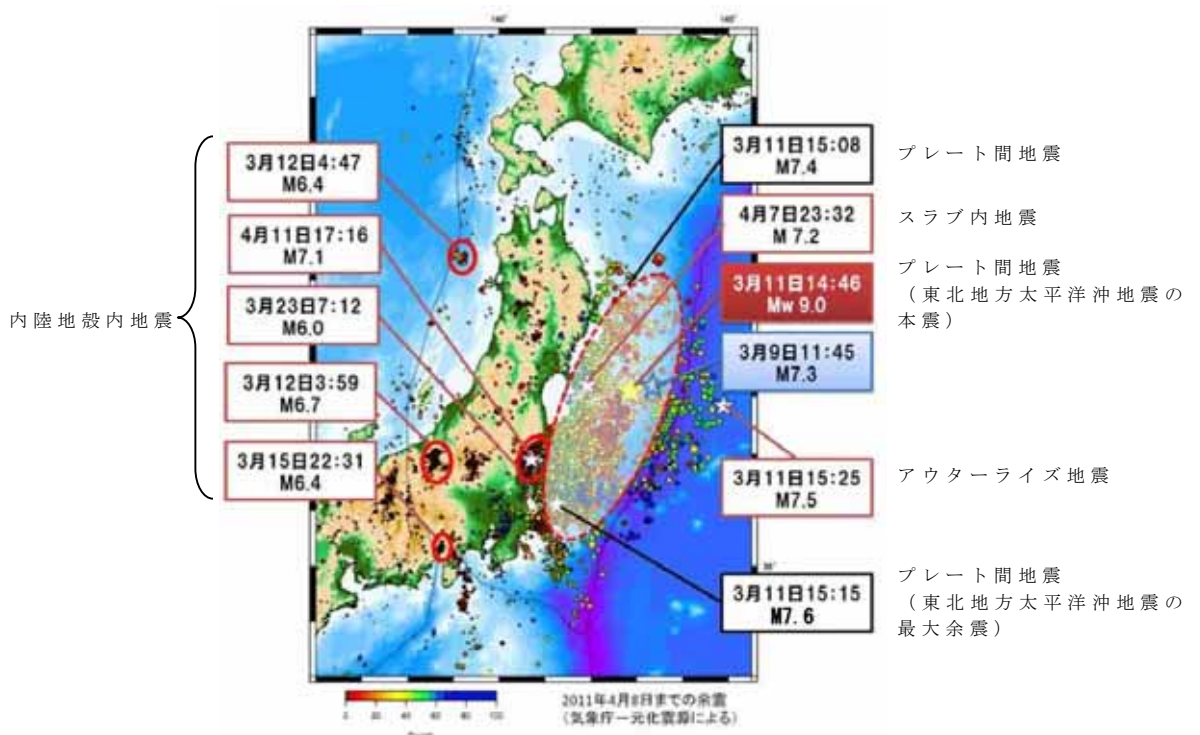
第 3 図 津波波源モデル

#### 4. 検討方針

東海第二発電所周辺のプレートテクトニクス的背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震の余震発生状況（第 4 図）を踏まえ、基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

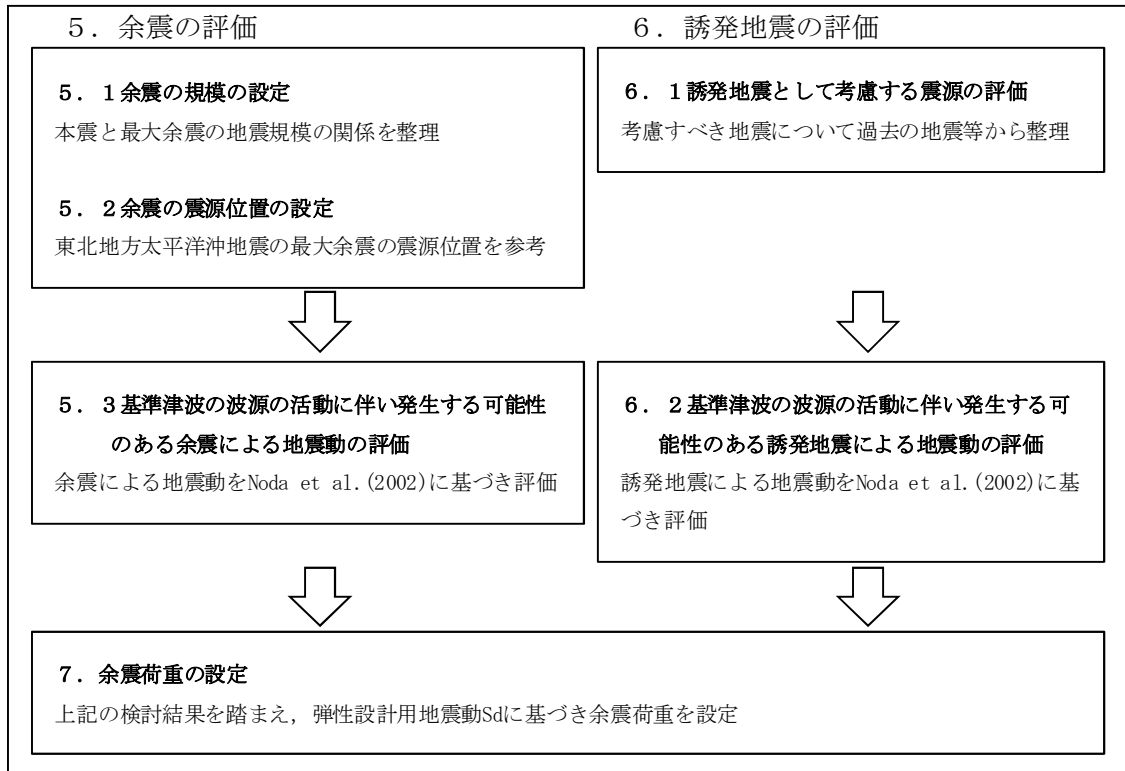
なお、本検討では、日本地震工学会（2014）を参考に、本震の震源域とその周辺において発生する地震（アウターライズの地震及び破壊域内のスラブ内地震を含む）を余震とし、この余震発生域外において、本震がトリガーとなって発生する地震を誘発地震として整理した。

余震荷重の検討フローを第 5 図に示す。



第 4 図 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況

(東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆)



第 5 図 検討フロー



## 5. 余震の評価

### 5. 1 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部の地震データによる本震のマグニチュード M7.0 以上とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 40 分後（第 6 図）であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。第 1 表に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を第 7 図に示す。

地震調査研究推進本部の地震データを整理し、本震のマグニチュード  $M_0$  と最大余震のマグニチュード  $M_1$  の関係から本震と余震のマグニチュードの差  $D_1$  を求めると、第 8 図の通り、 $D_1 = M_0 - M_1 = 1.4$  として評価できる。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮し  $D_1 = 0.9$  として余震の規模を想定する。従って、余震の地震規模は  $M_w 8.7 - 0.9$  より  $M 7.8$  ( $M_w = M$  とする) と設定する。

### 5. 2 余震の震源位置の設定

基準津波 ( $M_w 8.7$ ) の波源域と基準地震動  $S_s$  の一つとして設定した 2011 年東北地方太平洋沖型地震 ( $M_w 9.0$ ) の震源域は茨城県沖で重なっており、その重なっている領域において 2011 年東北地方太平洋沖地震 ( $M_w 9.0$ ) の最大余震 ( $M 7.6$ ) が発生している。この最大余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震である。こ

れら波源域，震源域等の位置関係を第 9 図に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は，過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また，2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている（例えば入倉（2012））。従って，基準津波の波源域が活動した場合の強震動生成域や規模の大きな余震の発生位置は 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県沖の例と類似すると考えられる。以上のことから，基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震は 2011 年東北地方太平洋沖地震（Mw9.0）の最大余震（M7.6）の震源位置に設定する（第 9 図）。

なお，茨城県沖南部から房総沖にかけては第 2 図で示したとおり，陸のプレートと太平洋プレートの間にフィリピン海プレートが潜り込んでおり，Uchida et al. (2009)によれば，この領域ではプレート間結合度が低いことが示されている。従って，第 9 図に示したフィリピン海プレートの北東端より南側において規模の大きな地震は発生しにくいと考えられる。

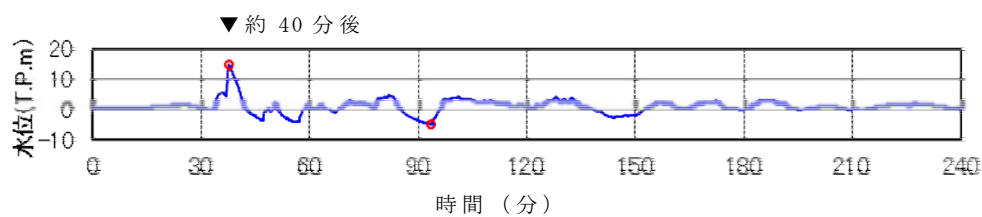
### 5. 3 基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の地震規模は 5. 1 のとおり M7.8，震源位置は 5. 2 のとおり 2011 年東北地方太平洋沖地震の最大余震発生位置とする。設定した余震の地震諸元を第 2 表に示す。

上記に基づき，基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のあ

る余震による地震動評価を Noda et al. (2002)により行う。評価結果を第 10 図に示す。

同図より，評価結果は，弾性設計用地震動  $S_d - D 1$  を下回ることを確認される。



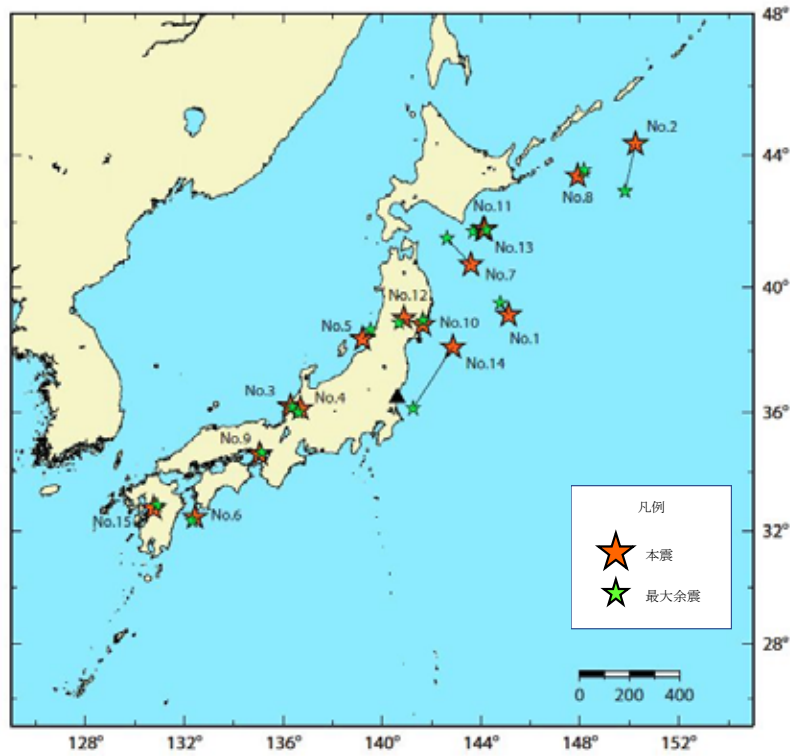
第 6 図 基準津波の取水口前面位置における時刻歴波形

第 1 表 過去の地震における本震と最大余震の関係

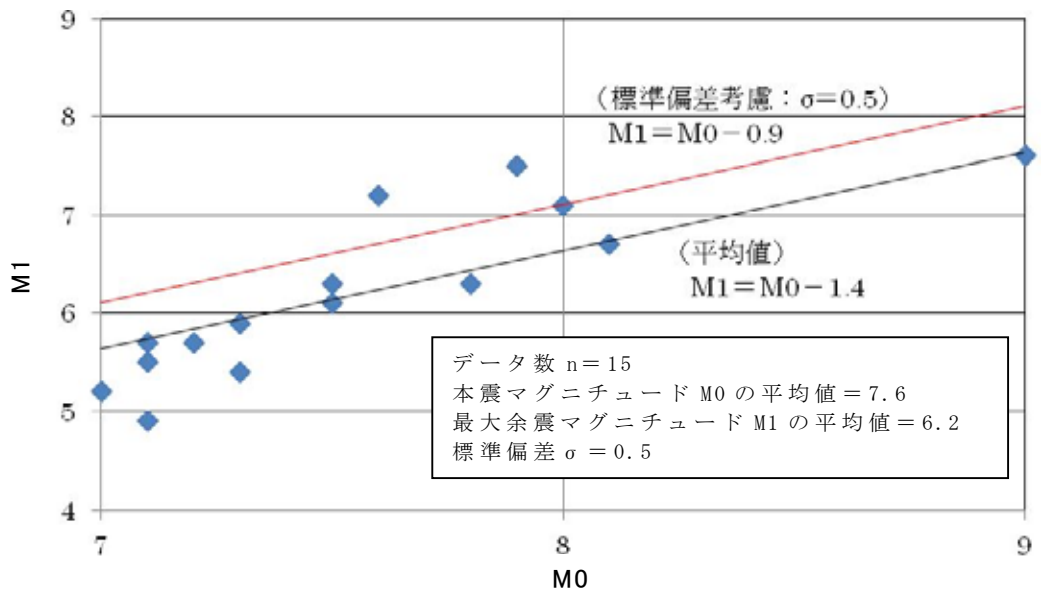
No	発生年月日	震源	本震	最大余震	
			マグニチュード M0	マグニチュード M1	本震との 時間間隔
1	1933/3/3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.125 日
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0 日 <sup>※1</sup>
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.5	0.004 日
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.1 日
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.011 日
6	1968/4/1	日向灘地震	7.5	6.3	0.3 日
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.4 日
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.3	0.3 日
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.003 日
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.26 日
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.05 日
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025 日
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008 日
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 <sup>※2</sup>	0.02 日
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.1 日

※1： 24 時間以内であるが半日以内か不明

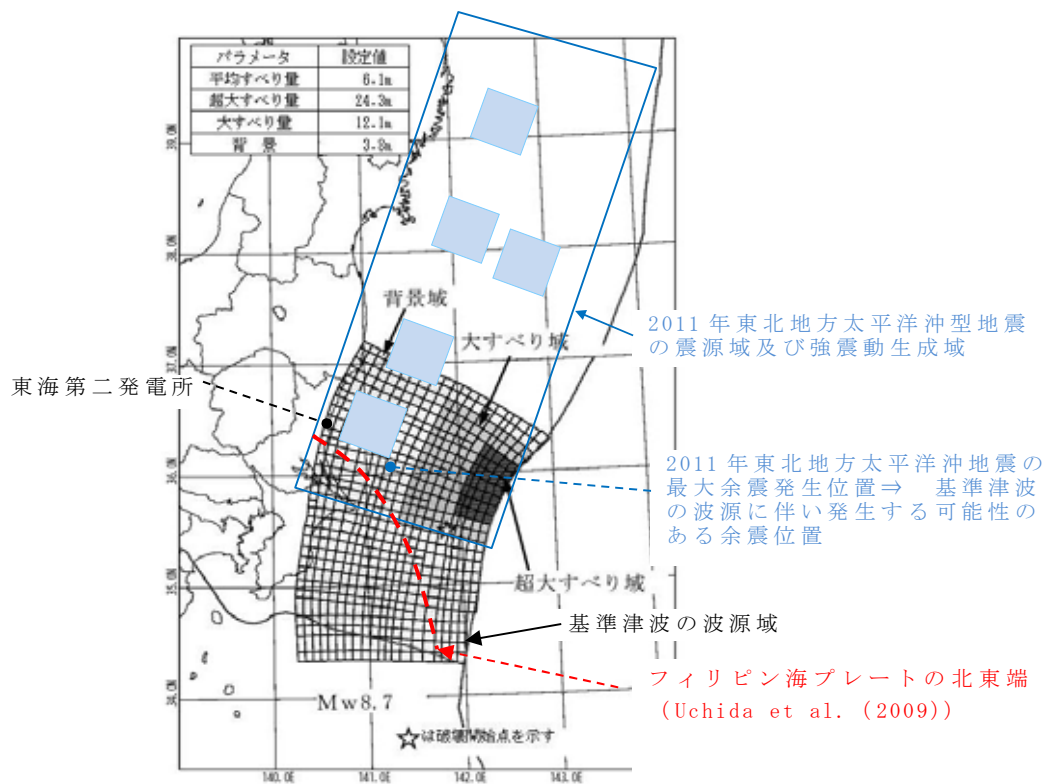
※2： 気象庁による最新の震源情報を参照



第 7 図 余震の地震規模の評価に用いた地震の震央分布



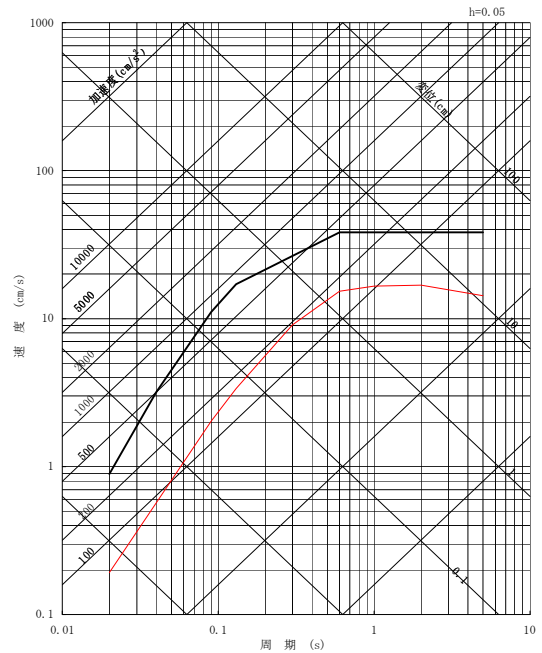
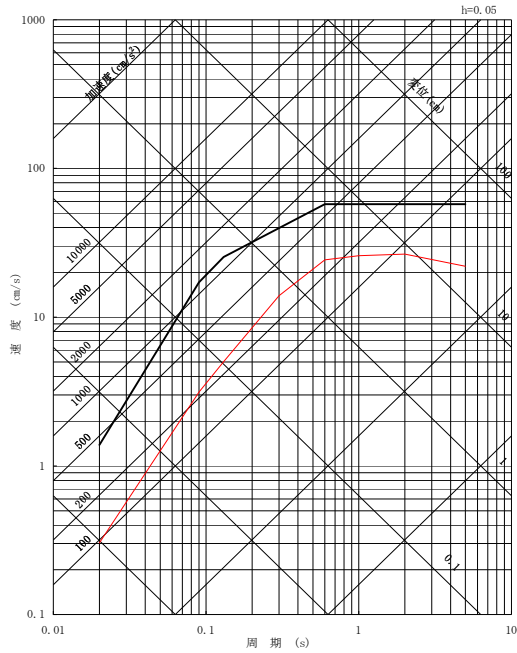
第 8 図 本震と最大余震の関係 ( $M7.0$  以上)



第 9 図 基準津波の波源域と 2011 年東北地方太平洋沖型地震の震源域及び最大余震発生位置図

第 2 表 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の地震規模 (Mw)	8.7
余震の地震規模 (M)	7.8
等価震源距離 (km)	86



- 基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.8 Xeq=86km
- 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D1

第 10 図 設定した余震と弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D1 との比較

(左：水平動，右：鉛直動)

## 6. 誘発地震の評価

### 6. 1 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。

評価に際しては、4. のとおり、基準津波と同じ地震発生様式である2011年東北地方太平洋沖地震の事例を参考に地震規模、発生位置を検討する。第4図に示された2011年東北地方太平洋沖地震の発生による誘発地震のうち、本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は3月12日長野県北部の地震(M6.7)であり、本震発生から13時間後である。

一方、東海第二発電所の基準津波の到達時間は第6図に示すとおり、地震発生から約40分後である。

このことから、基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

しかしながら、規模の小さな誘発地震は2011年東北地方太平洋沖地震発生直後から発生していることを踏まえ、基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

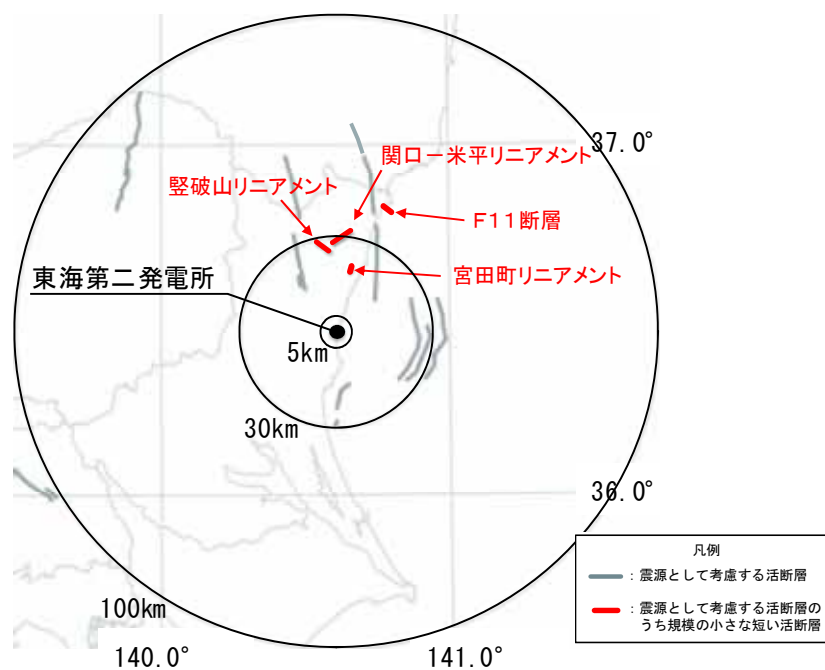
### 6. 2 基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ第11図及び第3表に示す。地震動評価はNoda et al. (2002)により行う。その際、基準地震動策

定における内陸地殻内地震の評価と同様，福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮する。観測記録による補正係数を第 12 図に，評価結果を第 13 図に示す。

同図より，評価結果は，弾性設計用地震動  $S_a - D 1$  を下回ることが確認される。



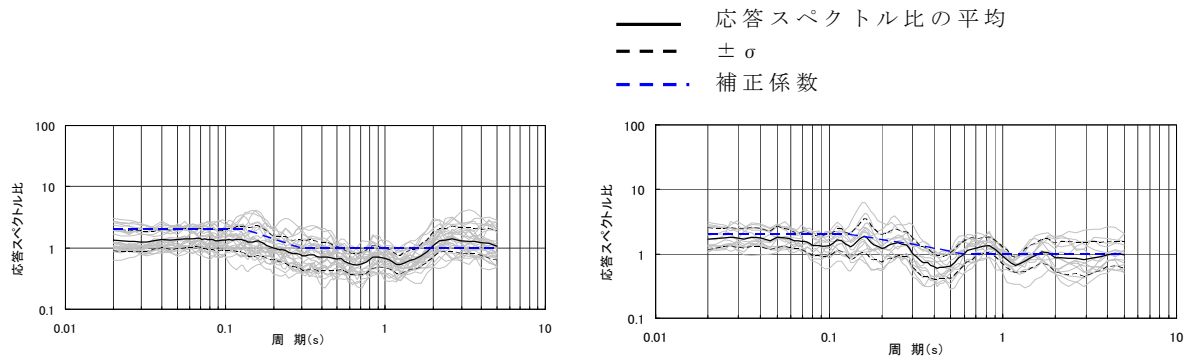


第 11 図 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

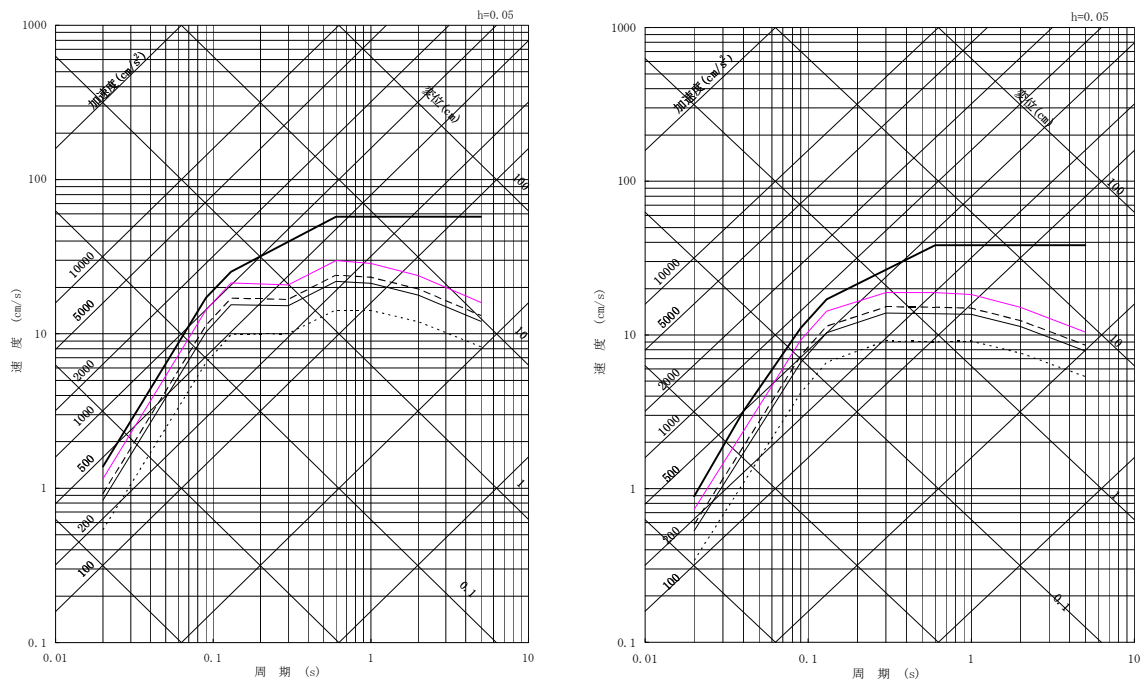
第 3 表 設定した誘発地震の諸元

地震名	地震規模 M	等価震源距離 (km)
宮田町リニアメント	6.8	21
関口-米平リニアメント	6.8	27
縦破山リニアメント	6.8	25
F 1 1 断層	6.8	38

- 短い活断層の地震規模は M6.8 として評価
- 福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮



第 12 図 観測記録による補正係数  
(左：水平動，右：鉛直動)



- 宮田町リニアメントによる地震 M6.8,  $X_{eq}=21\text{km}$
- 関口-米平リニアメントによる地震 M6.8,  $X_{eq}=27\text{km}$
- - - 豎破山リニアメントによる地震 M6.8,  $X_{eq}=25\text{km}$
- - - - F 1 1 断層による地震 M6.8,  $X_{eq}=38\text{km}$
- 弾性設計用地震動  $S_d - D 1$

第 13 図 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動  $S_d - D 1$  との比較

(左：水平動，右：鉛直動)

## 7. 余震荷重の設定

以上の検討結果から，弾性設計用地震動  $S_d - D1$  を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

## 8. 参考文献

- ・ 日本地震工学会（2014）：東日本大震災合同調査報告，共通編1，地震・地震動
- ・ 入倉孝次郎（2012）：海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築，第40回地盤震動シンポジウム
- ・ Naoki Uchida, Junichi Nakajima, Akira Hasegawa, Toru Matsuzawa（2009）：What controls interplate coupling?: Evidence for abrupt change in coupling across a border between two overlying plates in the NE Japan subduction zone, Earth and Planetary Science Letters 283（2009）111-121
- ・ Shizuo Noda, Kazuhiko Yashiro, Katsuya Takahashi, Masayuki Takemura, Susumu Ohno, Masanobu Tohdo, Takahide Watanabe（2002）：RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD. NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis, Oct. 16-18, Istanbul

(参考)

基準地震動  $S_s$  による地震力と津波荷重の組み合わせについて

## 1. 規制基準における要求事項等

基準地震動  $S_s$  による地震力と地震力以外の荷重を適切に組み合わせていることを確認する。その場合、地震力以外の荷重については、津波の荷重を含む。

## 2. 基準地震動 $S_s$ による地震力と津波荷重の組み合わせについて

基準地震動  $S_s$  として選定している震源は第 1 図に示す 2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層、北方陸域の断層、塩ノ平地震断層の連動による地震である。これらの震源については、地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると、両者の組み合わせを考慮する必要はないと考えられる。以下、「2. 1 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が同一の場合」と「2. 2 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

### 2. 1 基準地震動 $S_s$ の震源と津波の波源が同一の場合

2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層、北方陸域の断層、塩ノ平地震断層の連動による地震の活動に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は第 2 図に示す通りである。

2011 年東北地方太平洋沖型地震では地震発生後 5 分以内、F1 断層、北方陸域の断層、塩ノ平地震断層の連動による地震では地震発

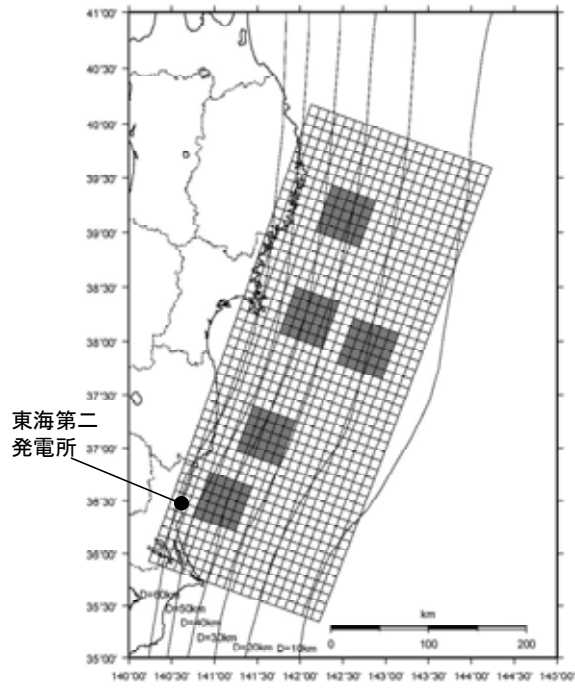
生後 2 分以内に敷地内に地震動が到達するのに対し、同時間帯において敷地における津波の水位変動量はどちらもおおむね 0m である。そのため、両者が同時に敷地に到達することはないことから、基準地震動  $S_s$  による地震力と津波荷重の組み合わせを考慮する必要はない。

## 2. 2 基準地震動 $S_s$ の震源と津波の波源が異なる場合

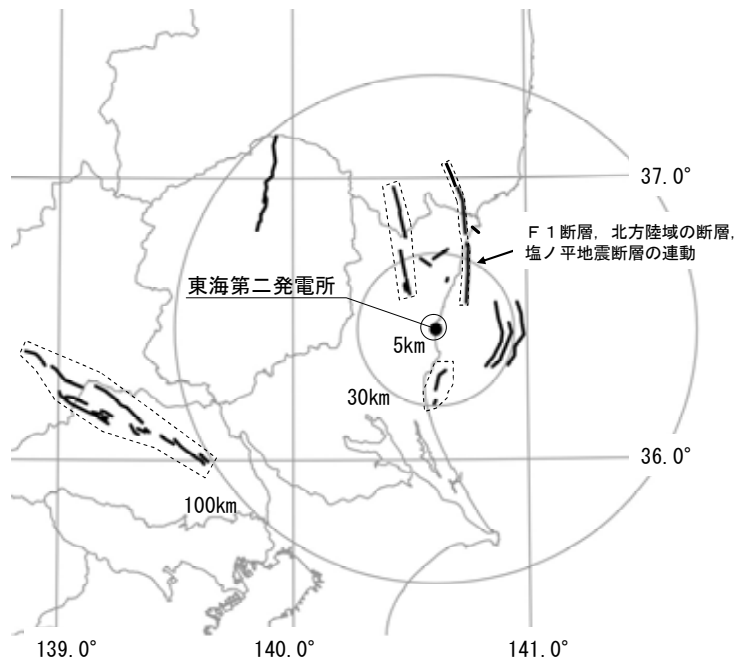
F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震の活動に伴い，津波を起こす地震が誘発される可能性は低いと考えられるが，仮に誘発地震の発生を考慮した場合においても，地震動が敷地に到達する 2 分以内に，F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

また，2011 年東北地方太平洋沖型地震の活動に伴い，誘発地震の発生を考慮した場合においても，地震動が敷地に到達する 5 分以内に，2011 年東北地方太平洋沖型地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

以上により，基準地震動  $S_s$  による地震力と津波荷重の組み合わせを考慮する必要はない。



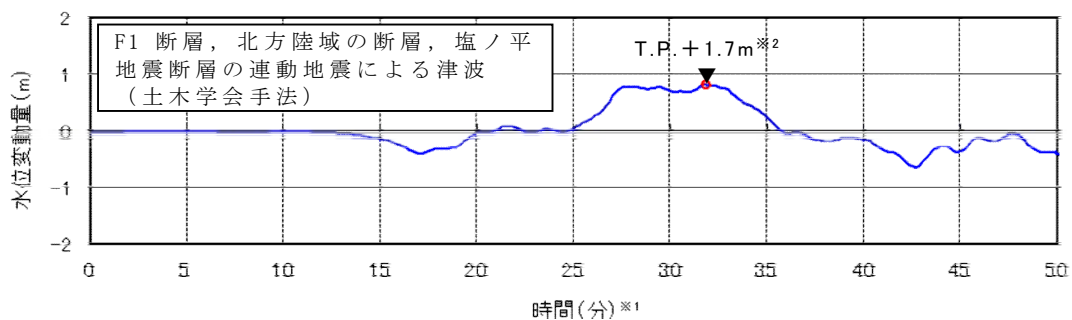
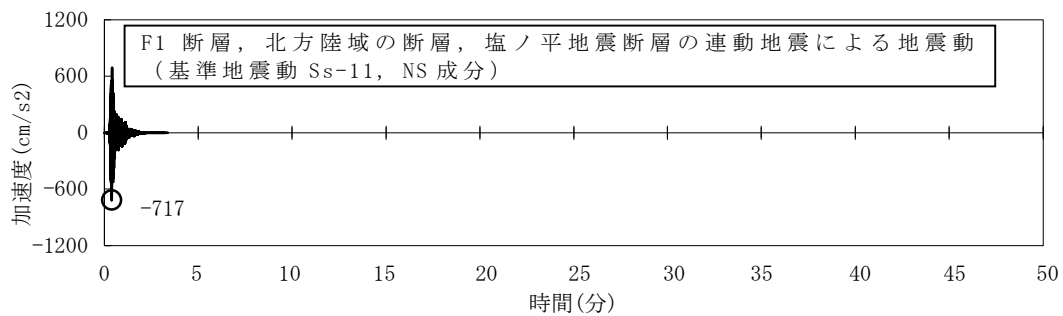
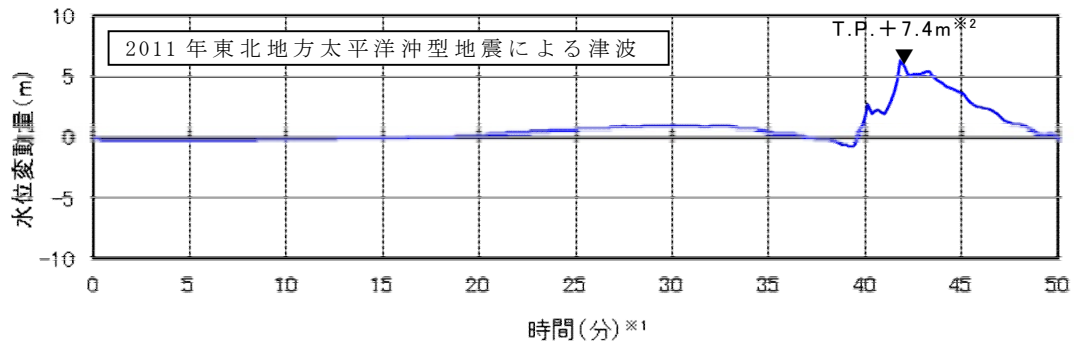
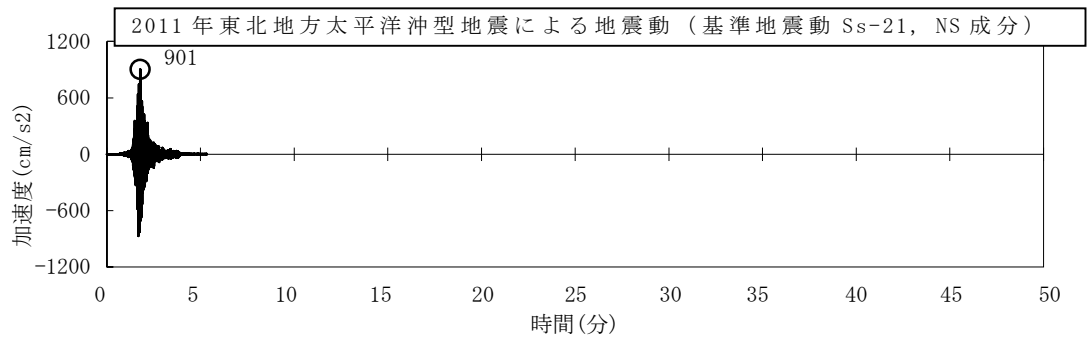
2011年東北地方太平洋沖型地震



F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震

第1図 基準地震動の震源分布

5条 添付28-19



## 第2図 地震動と津波の敷地への到達時間の比較

※1：時間0秒は地震の発生時刻を示す

※2：朔望平均満潮位+2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量+津波予測解析による地殻変動量を考慮

## 各種基準類における衝突荷重の算定式及び衝突荷重について

## 1. はじめに

東海第二発電所において考慮する漂流物の衝突荷重の算定に当たり、既往の算定式について調査し、適用する算定式について検討すると共に、基準津波による津波シミュレーションから算定した津波流速に基づき、漂流物の衝突荷重を設定した。

## 2. 基準類における衝突荷重算定式について

「耐津波設計に係る工認審査ガイド」において、記載されている参考規格・基準類のうち、漂流物の衝突荷重又は衝突エネルギーについて記載されているものは、「道路橋示方書・同解説 I 共通編（（社）日本道路協会，平成14年3月）」及び「津波漂流物対策設計ガイドライン（案）（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター（平成21年）」であり、それぞれ以下のように適用範囲・考え方，算定式を示している。

## 2.1 道路橋示方書・同解説 I 共通編

## (1) 適用範囲・考え方

流木その他の流送物の衝突のおそれがある場合の衝突荷重を算定する式を示している。

## (2) 算定式

$$\text{衝突力 } P = 0.1 \times W \times v$$

ここで，P：衝突力（kN）

W：流送物の重量（kN）



$v$  : 表面流速 (m/s)

これは、衝突荷重として、基準に示される唯一の算定式である。

## 2.2 津波漂流物対策設計ガイドライン (案)

### (1) 適用範囲・考え方

「漁港・漁場の施設の設計の手引き (全国漁港漁場協会2003年版)」の接岸エネルギーの算定方法に準じて設定されたもので、漁船のほか、車両、流木、コンテナにも適用される。支柱及び漂流物捕捉スクリーンの変形でエネルギーを吸収させることにより、漂流物の侵入を防ぐための津波漂流物対策施設の設計に適用される式を示している。

### (2) 算定式

船舶の衝突エネルギー  $E = E_0 = W \times v^2 / 2g$

※船の回転により衝突エネルギーが消費される (1/4点衝突) の場合 :

$E = E' = W \times v^2 / 4g$

ここで、 $W = W_0 + W' = W_0 + (\pi/4) \times D^2 L \gamma_w$

$W$  : 仮想重量 (kN)

$W_0$  : 排水トン数 (kN)

$W'$  : 付加重量 (kN)

$D$  : 喫水 (m)

$L$  : 横付けの場合は船の長さ、縦付けの場合は船の幅 (m)

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

これは、鋼管杭等の支柱の変形及びワイヤーロープの伸びにより衝突エネルギーを吸収する考え方であり、弾性設計には適さないものである。

### 3. 漂流物の衝突荷重算定式の適用事例

安藤ら（2006）<sup>※1</sup>によれば，南海地震津波による被害を想定して，高知港を対象に平面二次元津波シミュレーション結果に基づいた被害予測手法の検討を行い，特に漂流物の衝突による構造物の被害，道路交通網等アクセス手段の途絶について検討を行い，港湾全体における脆弱性評価手法を検討している。この中で，荷役設備・海岸施設の漂流物による被害を検討するに当たって，漂流物の衝突力を算定しており，船舶については道路橋示方書による式を選定している（下表参照）。

※1：地震津波に関する脆弱性評価手法の検討，沿岸技術研究センター論文集 No.6  
(2006)

表-1 各施設の許容漂流速度

		選 定 式	対象施設		
			クレーン	水門	倉庫
車両		陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 <sup>4)</sup>	4.8 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
コンテナ	20ft	陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 <sup>4)</sup>	4.9 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
	40ft	陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 <sup>4)</sup>	4.7 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
船舶	小型	衝突荷重（道路橋示方書）	5.0m/s超	5.0m/s超	5.0m/s超
	大型	衝突荷重（道路橋示方書）	5.0m/s超	1.8 m/s	1.8 m/s
木材		陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 <sup>4)</sup>	5.0m/s超	1.7 m/s	1.7 m/s

また，船舶による衝突荷重の算出においては，（財）沿岸技術研究センター及び国土交通省国土技術政策総合研究所による研究においても，道路橋示方書に示される算定式が採用されており，船舶による漂流荷重に対する適用性が示されている。

### 4. 漂流物による衝突力算定式に関する既往の研究論文

平成23年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告 その2（平成23年10月 東京大学生産技

術研究所) 」では、「漂流物が建築物に及ぼす影響の評価について研究途上の段階であり、断片的な知見が得られているのみである。また、建築物に被害をもたらした漂流物の詳細情報は被害調査から得られず、既往の知見は検証できなかつた」としている。また、漂流物が建築物に衝突する際に瞬間的に作用する衝突力に関する既往の研究を示しているが、「対象としている漂流物は(a), (b), (d), (e)が流木, (c), (d), (e)がコンテナである((e)は任意の漂流物を対象としているものの実質流木とコンテナしか算定できない)。」としている。一方、東海第二発電所において漂流物として選定されたものは、作業台船であり、対象が異なることから、これら評価式は適用できない。以下にそれぞれの評価式((a)~(e))及び東海第二発電所における漂流物の衝突評価への適用性を示す。

漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文 (1/2)

既往の評価式	内 容
<p>(a) 松富の評価式</p> <p>[1] 松富英夫：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性，土木学会論文集，No. 621，pp. 111-127，1999. 5</p>	<p>松富[1]は，津波による流木の衝突力を次式の通り提案している。本式は，円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力評価式である。</p> $\frac{F_m}{\gamma D^2 L} = 1.6 C_{MA} \left\{ \frac{v_{A0}}{(gD)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left( \frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4}$ <p>ここで，<math>F_m</math>：衝突力  <math>C_{MA}</math>：見かけの質量係数（段波，サージでは1.7，定常流では1.9）  <math>v_{A0}</math>：流木の衝突速度      <math>D</math>：流木の直径  <math>L</math>：流木の長さ      <math>\sigma_f</math>：流木の降伏応力  <math>\gamma</math>：流木の単位体積重量      <math>g</math>：重力加速度</p> <p>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性          被衝突体を縦スリット型の受圧壁とし，津波の遡上を許容しつつ流木の浸入を防ぐことを想定しており，東海第二発電所防潮堤等の津波防護の考え方と異なる。</p>
<p>(b) 池野らの評価式</p> <p>[2] 池野正明・田中寛好：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第50巻，pp. 721-725，2003</p>	<p>池野ら[2]は，円柱以外にも角柱，球の形状をした木材による衝突力を次式の通り提案している。</p> $\frac{F_H}{gM} = S \cdot C_{MA} \left\{ \frac{V_H}{(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})} \right\}^{2.5}$ <p>ここで，<math>F_H</math>：漂流物の衝突力  <math>S</math>：係数（5.0）  <math>C_{MA}</math>：付加質量係数（円柱横向き：2.0（2次元），1.5（3次元），角柱横向き：2.0～4.0（2次元），1.5（3次元），円柱縦向き：2.0程度，球：0.8程度）  <math>V_H</math>：段波波速  <math>D</math>：漂流物の代表高さ      <math>L</math>：漂流物の代表長さ  <math>M</math>：漂流物の質量      <math>g</math>：重力加速度</p> <p>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性          各種形状の漂流物（横向きと縦向き配置の円柱と角柱及び球）の衝突について、付加質量係数を変化させて検証しているが、台船の形状までは検証されていない。</p>
<p>(c) 水谷らの評価式</p> <p>[3] 水谷法美ら：エブロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究，海岸工学論文集，第52巻，pp. 741-745，2005</p>	<p>水谷ら[3]は，津波により漂流するコンテナの衝突力を次式の通り提案している。</p> $F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \frac{WV_x}{gdt}$ <p>ここで，<math>F_m</math>：漂流衝突力      <math>dt</math>：衝突時間  <math>m</math>：最大遡上水位      <math>w</math>：水の密度  <math>B_c</math>：コンテナ幅      <math>V_x</math>：コンテナの漂流速度  <math>W</math>：コンテナ重量      <math>g</math>：重力加速度</p> <p>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性          陸上に設置されたコンテナにより堰き止められる水塊の重量（付加質量）に基づき衝突力を評価しており，東海第二発電所で想定する津波によって漂流する台船による衝突力とは異なる。</p>

漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文 (2/2)

既往の評価式	内 容															
<p>(d) 有川らの評価式</p> <p>[4] 有川太郎ら：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第54巻，pp. 846-850，2007</p> <p>[5] 有川太郎ら：津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験，土木学会論文集B2，Vol. 66，No. 1，pp. 781-785，2010</p>	<p>有川ら[4]は，コンクリート構造物に鋼製構造物（コンテナ等）が漂流衝突する際の衝突力を次式の通り提案している。</p> $F = \gamma_p \chi^{2/5} \left( \frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{3/5} v^{6/5}$ $\chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{1 - \nu^2}{\pi E}, \quad \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ <p>ここで，F：衝突力  a：衝突面半径の1/2（コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4）  E：ヤング率（コンクリート版）  ν：ポアソン比  m：質量  v：衝突速度  p：塑性によるエネルギー減衰効果（0.25）  m やk の添え字は，衝突体と被衝突体を示す。  また，有川ら[5]は，松富[1]にならい，上式においてm=C<sub>MA</sub>m（C<sub>MA</sub>：サージタイプの1.7）とすることで，流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。</p> <p><u>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性</u>  塑性によるエネルギー減衰効果を考慮した考え方であり，弾性設計には適さないものである。</p>															
<p>(e) FEMA の評価式</p> <p>[6] FEMA, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646,</p>	<p>FEMA P646[6]では，漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら，以下の式を一例として示している。</p> $F_i = C_m u_{\max} \sqrt{km}$ <p>ここで，F<sub>i</sub>：衝突力  C<sub>m</sub>：付加質量係数（2.0 を推奨）  u<sub>max</sub>：最大流速  m：漂流物の質量  k：漂流物の有効剛性</p> <p>漂流物の質量・有効剛性は主要な漂流物について表3.1の通り概略値が与えられているが，それ以外の漂流物については設計において評価することとなっている。</p> <p style="text-align: center;">表 3.1 漂流物の質量と有効剛性</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>漂流物</th> <th>質量 m [kg]</th> <th>有効剛性 k [N/m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>材木・丸太</td> <td>450</td> <td>2.4×10<sup>6</sup></td> </tr> <tr> <td>40ft コンテナ</td> <td>3,800（空載）</td> <td>6.5×10<sup>8</sup></td> </tr> <tr> <td>20ft コンテナ</td> <td>2,200（空載）</td> <td>1.5×10<sup>9</sup></td> </tr> <tr> <td>20ft 重量コンテナ</td> <td>2,400（空載）</td> <td>1.7×10<sup>9</sup></td> </tr> </tbody> </table> <p><u>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性</u>  流木とコンテナに対して提案されたものであり，東海第二発電所で想定する津波によって漂流した台船の衝突力評価への適用は困難である。</p>	漂流物	質量 m [kg]	有効剛性 k [N/m]	材木・丸太	450	2.4×10 <sup>6</sup>	40ft コンテナ	3,800（空載）	6.5×10 <sup>8</sup>	20ft コンテナ	2,200（空載）	1.5×10 <sup>9</sup>	20ft 重量コンテナ	2,400（空載）	1.7×10 <sup>9</sup>
漂流物	質量 m [kg]	有効剛性 k [N/m]														
材木・丸太	450	2.4×10 <sup>6</sup>														
40ft コンテナ	3,800（空載）	6.5×10 <sup>8</sup>														
20ft コンテナ	2,200（空載）	1.5×10 <sup>9</sup>														
20ft 重量コンテナ	2,400（空載）	1.7×10 <sup>9</sup>														

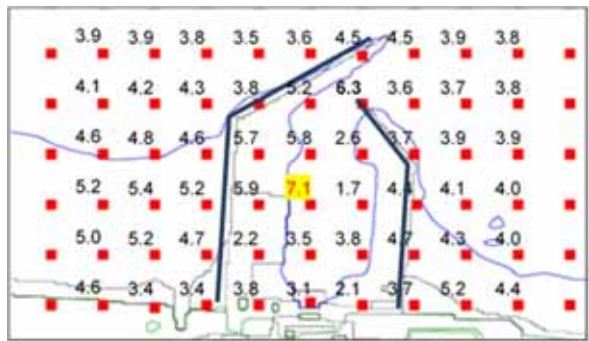
## 5. 漂流物の衝突荷重算定式の選定

既往の知見によると、さまざまな漂流物の衝突力算定式が提案されているが、いずれも東海第二発電所で想定する作業台船の衝突とは状況が異なり適用できない。これに対して、(財)沿岸技術研究センター及び国土交通省による検討においても、船舶の衝突荷重の算定については、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に記載されている道路橋示方書に示される算定式を採用していることから、東海第二発電所で想定する漂流物の衝突荷重は、道路橋示方書による方法で算定することとする。

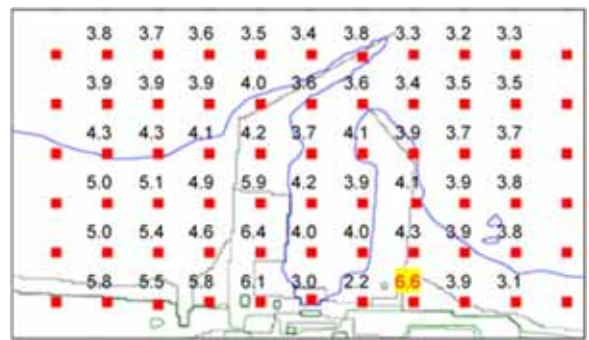
## 6. 漂流物の評価に考慮する津波の流速

津波による漂流物の漂流速度は、津波の流速に支配されることから、漂流速度として津波の流速を用いることとし、流速は津波シミュレーションにより算定する。

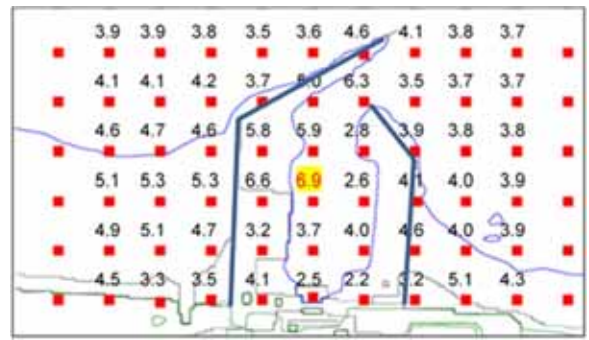
基準津波に対して、防波堤があるモデル、防波堤がないモデル及び防波堤の耐震評価結果から防波堤を1 m沈下させたモデルを用いて津波シミュレーションを実施し、敷地前面海域における表面流速を評価した。それぞれのケースにおける前面海域の最大流速分布を第1図に示す。



(防波堤ありモデル)



(防波堤なしモデル)



(防波堤 1 m沈下モデル)

第 1 図 前面海域の最大流速分布図

## 7. 東海第二発電所の防潮堤に想定する漂流物の衝突荷重

津波シミュレーションの結果より、前面海域の最大流速は防波堤ありモデルにおいて7.1m/s、防波堤なしモデルにおいて6.6m/s、防波堤1m沈下モデルにおいて6.9m/sであった。

上記の最大流速は7.1m/sであるが、漂流物の評価に考慮する津波の流速は、安全側の設定とし、10m/sとする。

また、東海第二発電所で想定する漂流物の最大重量は、44tの浚渫船（台船）より、50tとする。

漂流物の衝突荷重については、道路橋示方書による方法に基づき以下の通り設定する。

$$\text{漂流物の衝突荷重 } P = 0.1 \times 50 \times 9.8 \times 10 = 490 \text{ (kN)}$$



## 放水路ゲートの設計と運用等について

## 1. はじめに

放水路ゲートは津波防護施設として設置し、入力津波による放水路からの逆流防止を目的のため設置する。設置箇所は防潮堤と放水路の横断部近傍に設置し3水路に分かれている放水路に各1台ずつ合計3台のゲートを設置する。放水路ゲートの運用は、発電所の運転中には開状態で設置し、原則閉操作は実施しない。

但し、大津波警報が発表になった場合に、発電長の判断により中央制御室から閉操作を実施する運用とする。閉操作するためには、常用海水ポンプのうち循環水ポンプを停止させてから操作を行うことで敷地内への溢水を防止する。ここでは、放水路ゲートの設計と運用に関する方針について説明する。

## 2. 放水路ゲートの設計について

## (1) 基本設計方針

放水路ゲートは津波防護施設として、防潮堤と放水路が交差する近傍に設置し、放水路ゲートとして設計するが、防潮堤の近傍に設置するため防潮堤と放水路が一体の躯体構造で計画している。(第1図～第2図)

放水路ゲートは上下のスライド式ゲートで原則開として運用するが、大津波警報が発表された場合に閉止操作を実施する。その場合、循環水ポンプを停止させてから閉操作を行う。放水路ゲートの閉操作は中央制御室から遠隔操作できるよう設計する。閉止後は、非常用海水ポンプが継続して排水する必要があるため、放水路ゲートに小扉を設け排水できるよう設計する。

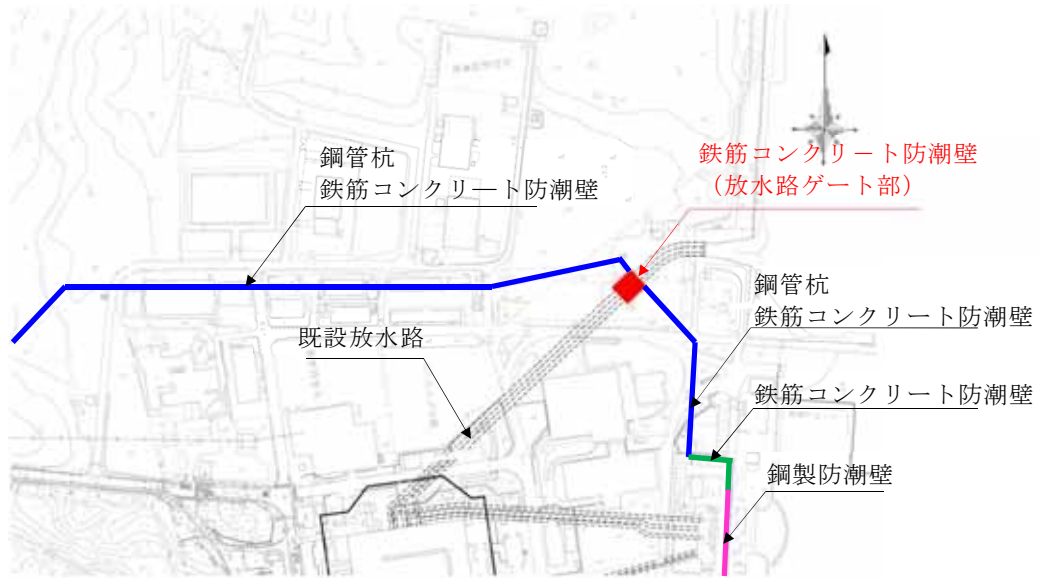
また、放水路ゲートの閉止機能においてMS-1として設計するため、設置許可基準規則第十二条に基づく要求があることから、ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式、電気系等）は、多重性又は多様性、及び独立性を確保し、遠隔操作が可能な系統とする。放水路ゲートに係る適用規格を以下に示す。また、第1表に防潮扉と放水路ゲートの基本設計方針の相違点を示す。

<適用規格>

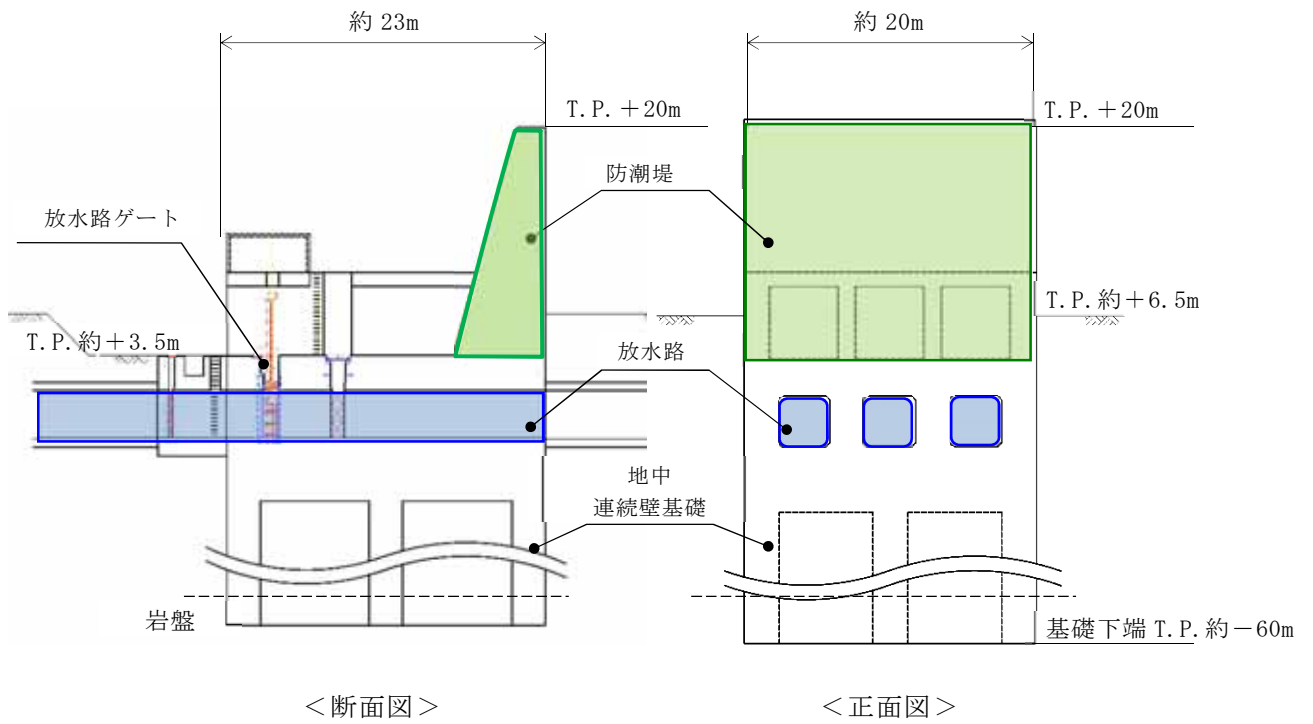
- ・ 水門鉄管技術基準
- ・ ダム・堰施設技術基準

第1表 防潮扉と放水路ゲートの基本設計方針の相違点

	通常状態	操作条件	供給電源	操 作	操作時の インターロック
防潮扉	閉状態	閉状態のため操作なし	常用電源	中央制御室 又は現地	なし
放水路 ゲート	開状態	大津波警報 発表時に 閉止操作	非常用電源 MS-1設計	中央制御室	循環水ポン プ停止信号



第1図 放水路ゲート設置位置



第2図 放水路ゲート正面図と断面図

## (2) 耐震設計方針

放水路ゲートの躯体，ゲート本体（扉体），開閉装置については浸水防護施設としての耐震Sクラス要求から基準地震動 $S_s$ による地震力を考慮して設計する。

構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行う。

放水路ゲートの閉止操作に支障を来すことがないように，各部材が弾性範囲内に収まるよう設計する。

なお，開閉装置の主要な部分については，構造設計として弾性範囲内にて設計を実施するが，地震における動的機能維持を確認する観点より，閉動作が確実に動作することを確認するため，振動試験を実施し健全性を担保する。

## (3) 耐津波設計

放水路ゲートは放水口の上流に設置することから，入力津波による波力に耐える構造設計を行う。

放水路ゲートの遮水機能として扉体の4辺に水密ゴムを設置しシール機能を確保し，敷地への浸水を防止する構造としている。放水路ゲートの水密機能は防潮扉と同様であり，採用実績を第1表に示す。

放水路ゲートの水密性は，ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）の漏水試験の算出式に準じて求める。漏えい試験装置を用いた漏えい試験を実施し水密ゴムの機能を確認するとともに，ダム・堰施設技術基準（案）の検査内容に準じた検査を実施し水密性を確保していく。漏水試験の算出式及び第2表に水密面に係る検査内容を示す。また，漏えい試験の結果は，添付資料2 1 8）止水ジョイント部（底部止水機構）に記載している。

なお、水中部は海生生物によるゲート動作の障害にならないよう、貝の付着を防ぐ防汚塗装等により動作を確保する。

<採用実績>

防潮扉に設置する扉体のスライドゲートの採用実績は多く信頼性は高い。第2表にスライドゲート採用実績を示す。



第2表 スライドゲートの採用実績  
(A社製 2017年8月)

<漏水量の算出式>

$$W = 10.2 L \times P$$

W：漏水量 (ml/min)

P：設計圧力 (MPa)

L：長辺の長さ (cm)

漏水量に係る水密面の検査項目を第3表に示す。

	検査内容	測定または確認方法
寸法	水密面の鉛直度，水平度	基準線からの変位を鋼製直尺で測定する。
	水密面の平面度	直定規，すきまゲージで測定する
外観	水密ゴムと水密面の当たり状態	すきまゲージを用いて確認する。
	部材相互の取合いと密着具合	目視により部材の取付け位置を確認する。

第3表 水密面に係る検査内容 (抜粋)

#### (4) 津波襲来時（放水路ゲート閉止時）の排水について

##### ①排水設計の考え方について

非常用海水ポンプの排水については既設放水路3本のうちいずれか2本より1本を用いて排水をする設計である。

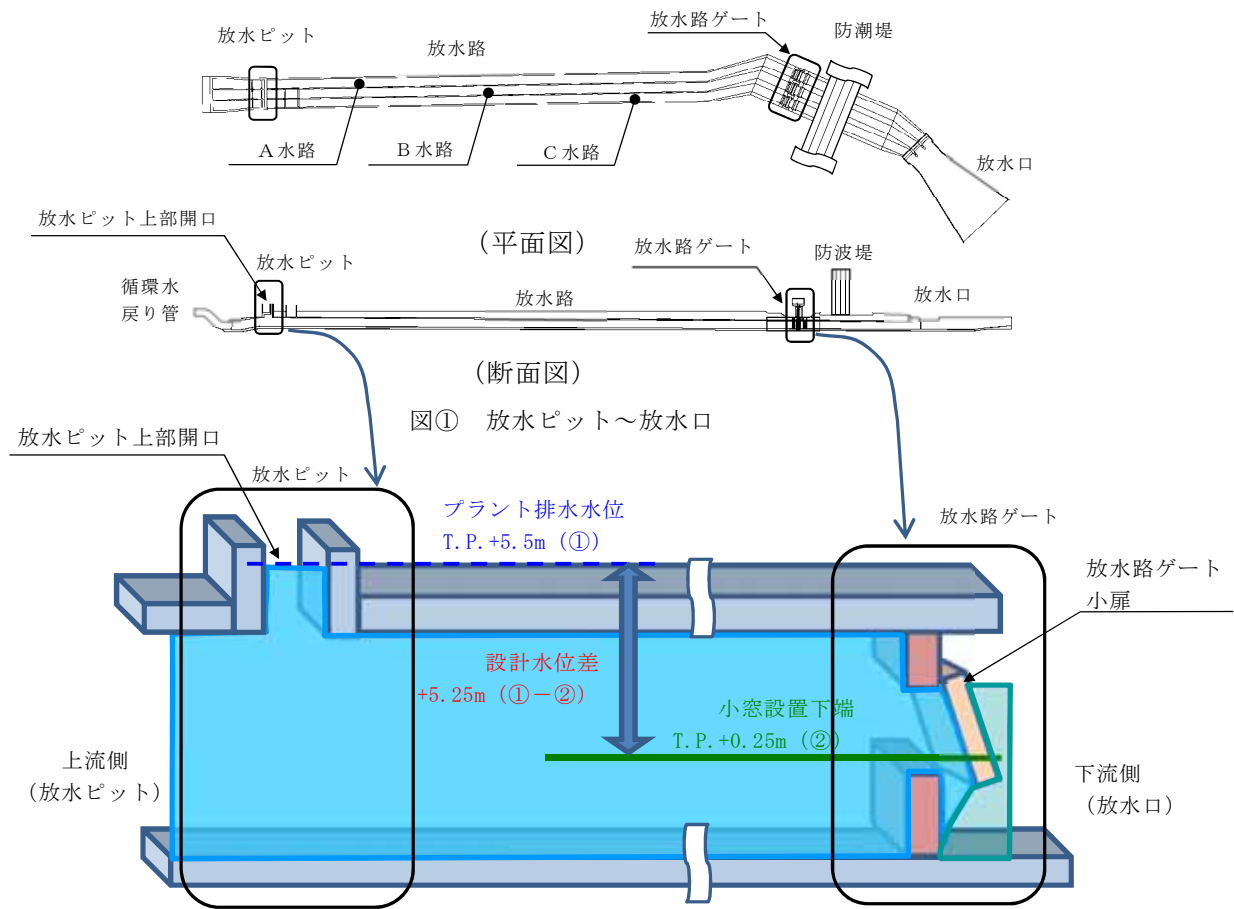
大津波警報が発表された場合には、原子炉スクラム停止操作、循環水ポンプ停止及び出口弁を閉操作する。循環水ポンプが停止した後、放水路ゲートを閉操作する。

放水路ゲートにて放水口を閉止した場合でも、非常用海水ポンプの排水は継続的に排出する必要があることから、ゲート本体に設置している小扉により排水を可能にしている。

##### ②放水路からの排水について

既設放水路からの排水は、朔望平均満潮位の時には排水できる設計とする。放水路ゲートの小扉からの排水条件はプラントの排水による放水ピット水位T.P. +5.5m (①) 以下の場合に排水する設計としている。小扉の設置位置はT.P. +0.25m (②) であることから水位差5.25m以下

(①－②) の条件であれば水位差で小扉が開く設計であることから、朔望平均満潮位T.P. +0.61m以上であっても排水することが十分可能である。第3図に放水路ゲートの小扉の排水設計を示す。



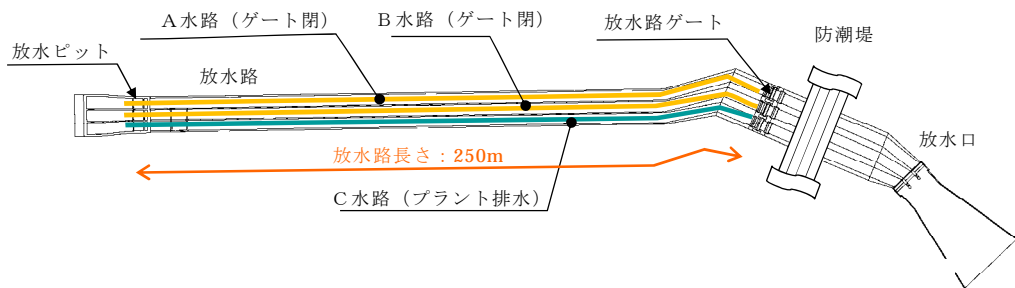
【放水路ゲートの小扉の排水条件について】(図②参照)  
 <小扉の開条件>

- ◆必要面積 (小扉の面積) : 0.197m<sup>2</sup> 以上
- ◆設計水位差 : 5.25m (①-②)
  - ・プラント排水水位 (放水ピット) : T.P. +5.5m (①)
  - ・小窓設置下端 : T.P. +0.25m (②)
- ◆設計潮位 T.P. +0.61m 以下 (朔望平均満潮位)
- ◆必要放出流量 : 4320.8m<sup>3</sup>/hr
  - ・残留熱除去系海水ポンプ885.7m<sup>3</sup>/hr×4台
  - ・非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ : 272.6m<sup>3</sup>/hr×2台
  - ・高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機用海水ポンプ : 232.8m<sup>3</sup>/hr×1台

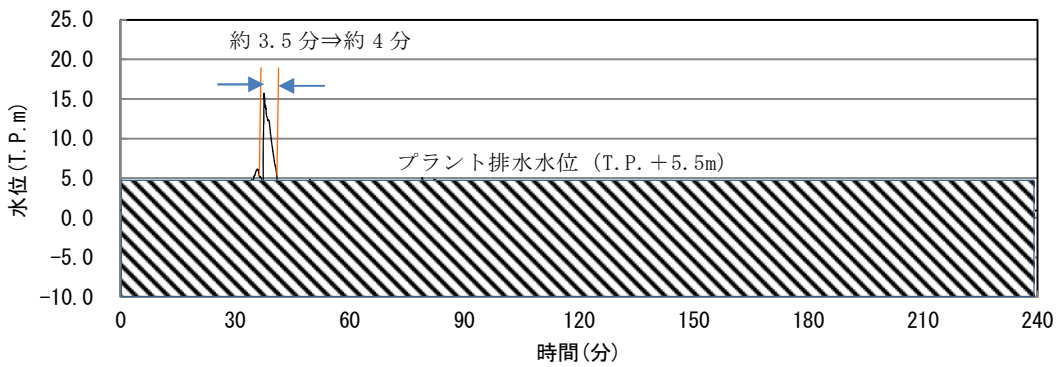
### 第3図 放水路ゲートの小扉からの排水設計

### ③津波襲来時の排水について

通常は小扉から排水する設計であるが、津波の襲来時には、放水口側の水位差が上回り排水ができなくなる。放水口前面での津波高さは、放水ピット上部開口部高さT.P. +5.5mを上回る津波高さの時間は、最大で約4分であり、排水量に換算すると最大約670m<sup>3</sup>になる。津波襲来時には敷地内に一時的に排水するよう設計する。第4図に放水路ゲート閉止状態での排水イメージを示す。



図① 非常用海水ポンプの排水ルート（C水路の例）



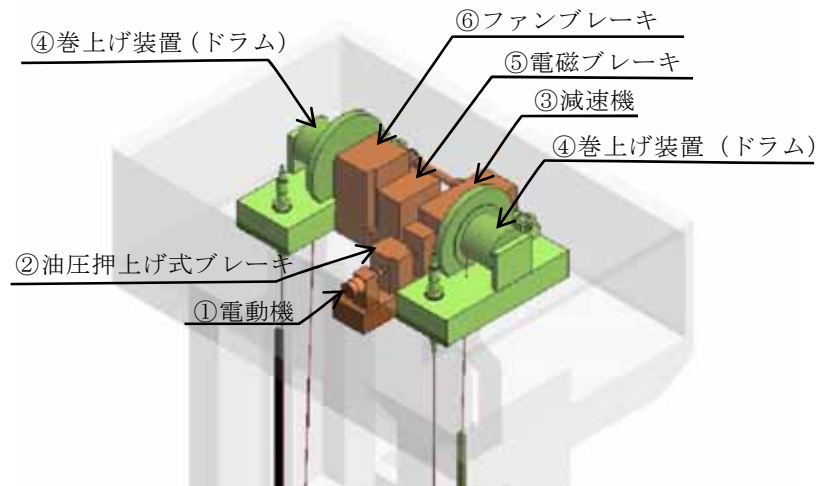
図② 放水路ゲート閉止した場合の時刻歴波形

### 第4図 放水路ゲート閉止時の排水



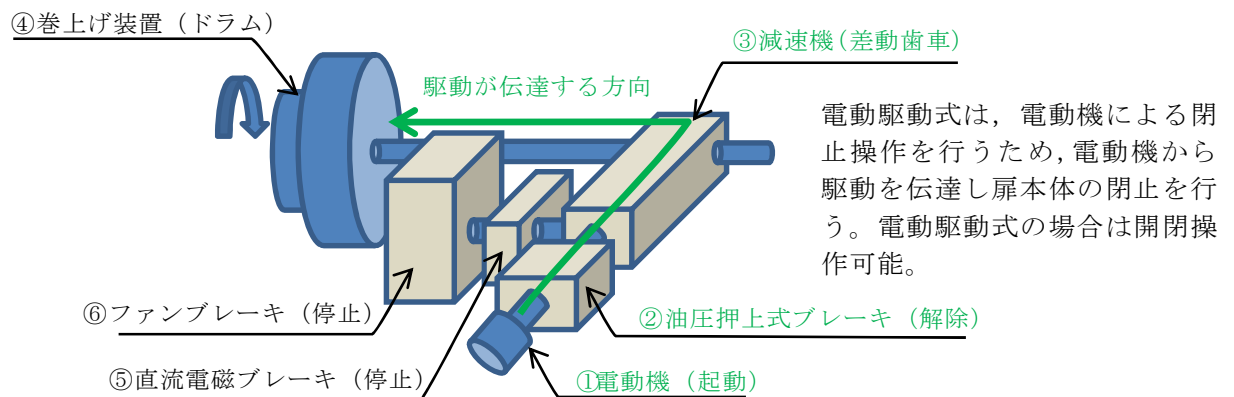
(5) 開閉装置の構造及び動作原理について

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の2つの構造がある。第5図 a～b に開閉装置の構造及び動作原理について示す。図 a に開閉装置の構成を示す。なお、動作原理は防潮扉と同じである。



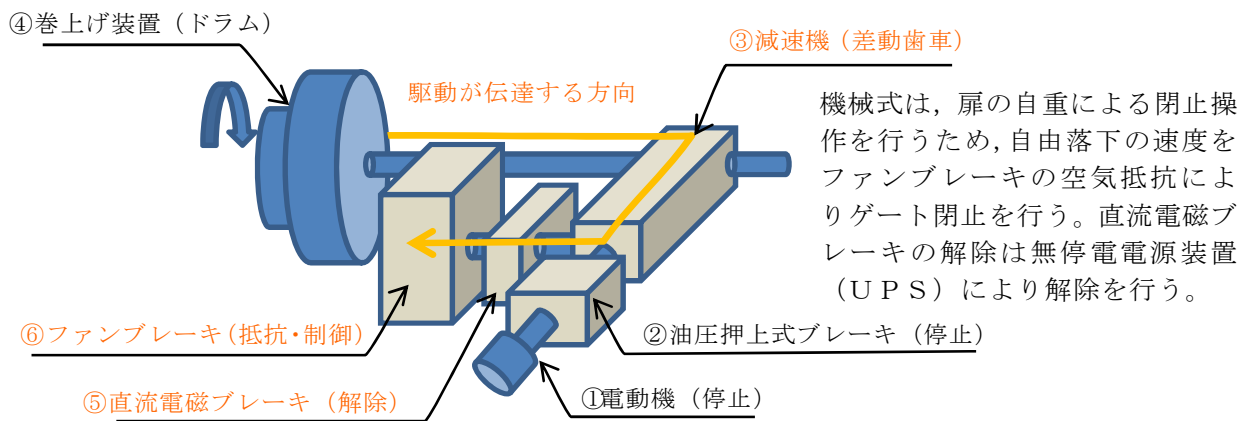
【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押し上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を經由し放水路ゲートを閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図 b 参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

機械式は、⑤直流電磁ブレーキを解除，④巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下，⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず，直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。



【図 c 機械式（閉操作のみ）】

第5図 開閉装置の構造及び動作原理（図 a ～ 図 c）

(6) 開閉装置の振動試験について

a. 試験目的

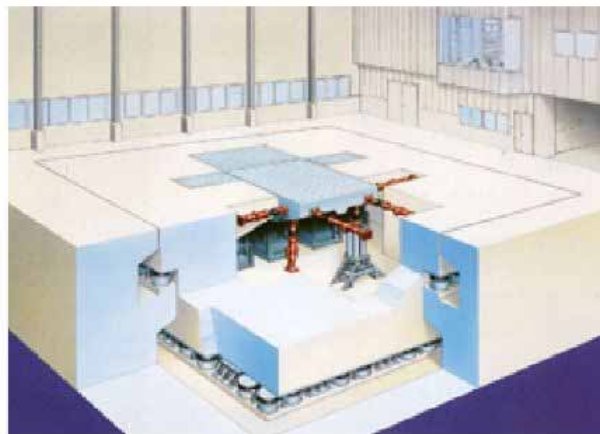
許可段階での成立性確認のため、基準地震動  $S_s$  の選定波を係数倍した加振波を用いて、実機大の放水路ゲートの開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお、開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。放水路ゲートの振動試験内容は防潮扉と同じである。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉（防潮ゲートと同じ開閉装置を使用）に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。第6図に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の規格

加速自由度	3軸6自由度		
最大積載質量	80 t f		
テーブル寸法	6m×4m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G	3G	1G



第6図 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

<入力地震動の作成>

加振試験に用いる基準地震動  $S_s$  は、全周期帯で加速度は一様に大きい基準地震動  $S_s - D 1$  を選定した。また、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地盤応答結果から地表面における最大応答加速度が最も大きくなる  $S_s - 2 2$  (鉛直方向最大) 及び  $S_s - 3 1$  (水平方向最大) についても選定した。

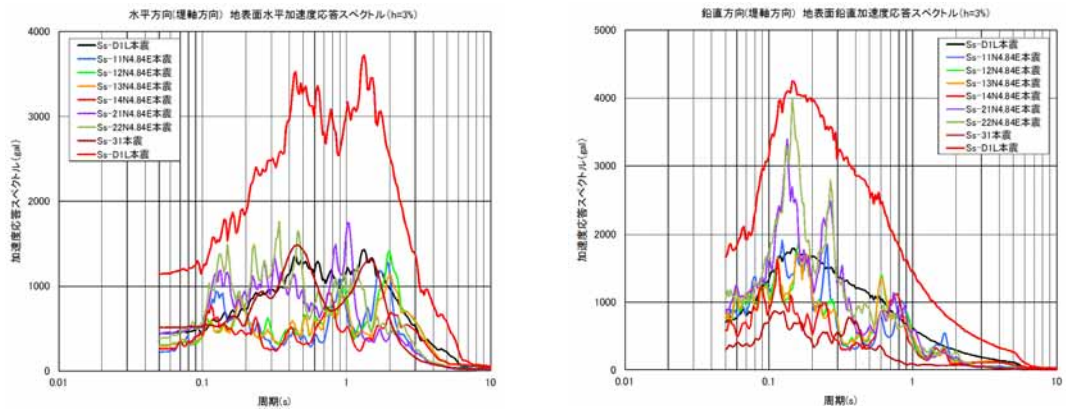
<加振条件>

第2表に加振試験に用いた加振条件を示す。加振試験に用いる加振波は、前項で選定した  $S_s - D 1$ 、 $S_s - 2 2$  及び  $S_s - 3 1$  を加速度方向に係数倍した模擬地震波を用いる。 $S_s - D 1$  に対しては、JEAC4601の評価を実施するため、応答加速度を4.49倍し全周期帯を包絡させた入力地震動を作成した。また、 $S_s - 2 2$  については鉛直方向最大、 $S_s - 3 1$  については水平方向最大の応答加速度に対し2倍増幅させ機器の健全性を確認する加振条件とした。第4表に各地震波における加振条件を示す。

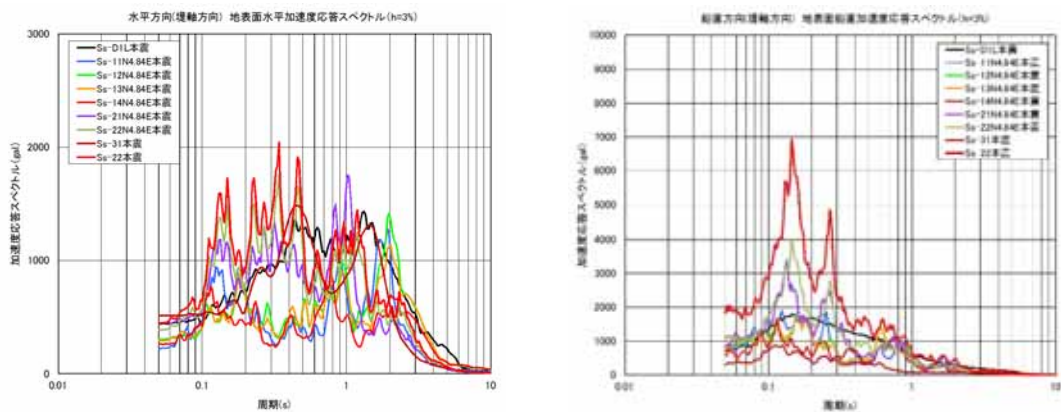
第4表 各地震波における加振条件

地震波	加振条件 (係数倍)
$S_s - D 1$	4.49
$S_s - 2 2$	2
$S_s - 3 1$	2

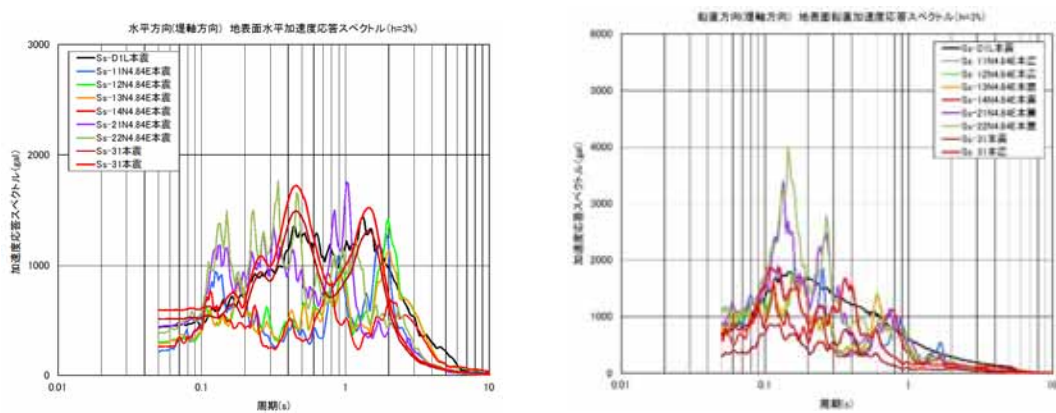
更に入力する応答加速については、FLIP/SHAKEの応答加速度の比率における応答スペクトルを作成し加振した。第7図 模擬地震波の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。



S s - D 1 耐専波 (全周期帯包絡)



S s - 2 2 断層波 (鉛直最大)



S s - 3 1 断層波 (水平最大)

第7図 模擬地震波の加速度応答スペクトル

#### d. 試験装置

放水路ゲートの開閉装置は防潮扉の開閉装置と同じ構造であるため、放水路ゲートと防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第8図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

<試験装置の構成>

- ◆開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他） 1式
- ◆制御盤 1式



第8図 開閉装置の試験装置（全景）

#### e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また、試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

(7)安全機能（MS－1）要求に伴う設計について

放水路ゲートは設置許可基準規則 第十二条の要求に基づき以下の安全機能について設計を行う。

- a. 外部電源喪失時にも閉止できるように放水路ゲートの閉止装置に必要な電源は「独立性」「多重性」を確保し非常用ディーゼル発電機 2 C，2 D 母線から供給する様に設計する。
- b. 駆動方式は，多重性を確保し「電動駆動式」及び「機械式」で設計する。「機械式」はファンブレーキ方式を採用する。また，外部からの動力の供給をがない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置（UPS）を設置する。
- c. 運転員による誤操作及び誤信号による誤動作を防止するため，循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを持つ設計にする。
- d. 放水路ゲートが閉止している状態においても，安全系ポンプが運転中のため，完全に閉止してしまうと敷地内へ浸水することから，閉止ゲートの扉体に小扉を設け安全系ポンプの排水は放水口より排水できる設計にする。
- e. 放水路ゲートの状態を監視し，異常の発生を検知できるような設計にする。

(8) 放水路ゲート操作用電源系等の設計について

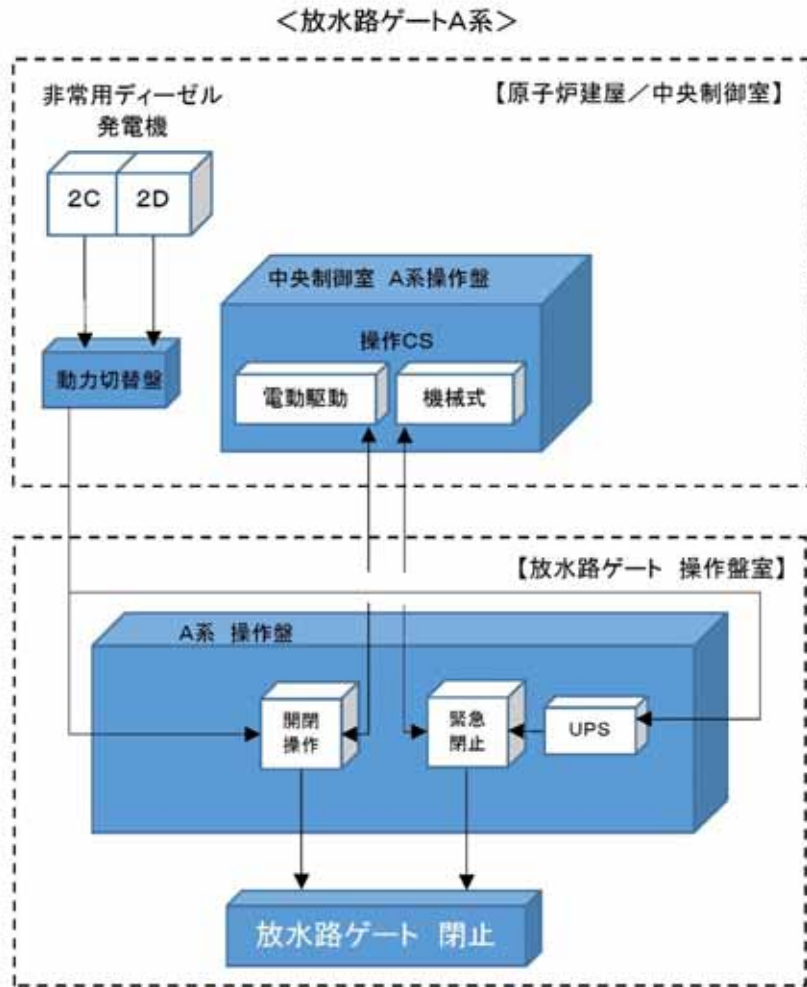
津波の襲来に対して確実な緊急閉止操作を達成するため、基本設計方針に基づき、放水路ゲートの閉止機能は重要安全施設（MS-1）設計とする。動的機器である閉止機構及び閉止機構に関する電源系、制御系は多重化し、ゲート自体は静的機器であることから多重性の必要はなく、シングルであっても確実に閉止する設計となっている。

- ・ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式、電気系等）は、多重性又は多様性、及び独立性を確保し、遠隔操作が可能な系統とする。
- ・想定される全ての環境条件において、その機能を発揮できるように、耐震性を含めた耐環境性を確保する。
- ・放水路ゲートの状態を監視し、異常等の発生を検知できるように設計する。

この基本設計方針の概念図を第9図に放水路ゲート電源概念図を示す。

開閉機構には、「電動駆動式」「機械式」を多重に設けており、通常時は電動駆動式により閉止を行い、緊急を要す場合に「機械式」を選択する。放水路ゲートの操作は中央制御室から遠隔操作を可能とし、開閉状態についても監視できる設計にする。また、それぞれの制御系、電源系は多重化し、かつ独立性を確保し、耐震性はSクラス設計する。





第9図 放水路ゲート電源概念図（A系の例）

### 3. 放水路ゲート閉止方法について

発電所への影響を及ぼすような津波が襲来する恐れがある場合の放水路ゲート閉止操作に関する手順並びに操作系設備の設計の考え方を以下に示す。

#### (1) 電動駆動式による閉止操作の手順

津波情報については、気象庁からの大津波警報や構内設置の潮位計及び津波監視カメラにより情報を収集しているが、気象庁からの発信される津波情報のうち、太平洋側沿岸部に到達する津波（遠方沖含む）の予報区で大津波警報が発表された場合に、放水路ゲートの閉止判断を行い、閉止操作に移行する。放水路ゲートの閉止判断を行った場合の対応手順及び対応時間については以下のとおり。

放水路ゲートを閉止するためには、循環水ポンプを先に停止させる必要がある。誤操作・誤動作による閉止した場合に敷地内へ循環水が溢水することを防止するため、循環水ポンプの停止信号を放水路ゲートの閉操作のインターロックに設定している。

循環水ポンプ停止後、電動駆動式による放水路ゲートの閉止操作を中央制御室から遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約22分である。

第10図に放水路ゲートの操作フローを示す。

## (2) 機械式による閉止操作の手順

放水路ゲートの閉止操作は、中央制御室からの遠隔操作により実施する。原則として通常は「電動駆動式」の操作としているが、「機械式」による自重落下式も採用し多重性を確保している。

機械式は、外部電源喪失時にも直流電磁ブレーキを開放するだけで放水路ゲートを閉止できる。

操作は中央制御室の選択スイッチにより「電動駆動式」か「機械式」を選択し遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約14分である。

第10図に放水路ゲートの操作フローを示す。

放水路ゲートの閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約22分、機械式の場合で約14分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに放水路ゲートを閉止することができる。

また、大津波警報が発表された場合の循環水ポンプ等の常用系海水ポンプの運用手順を添付資料10に示す。

<参考>

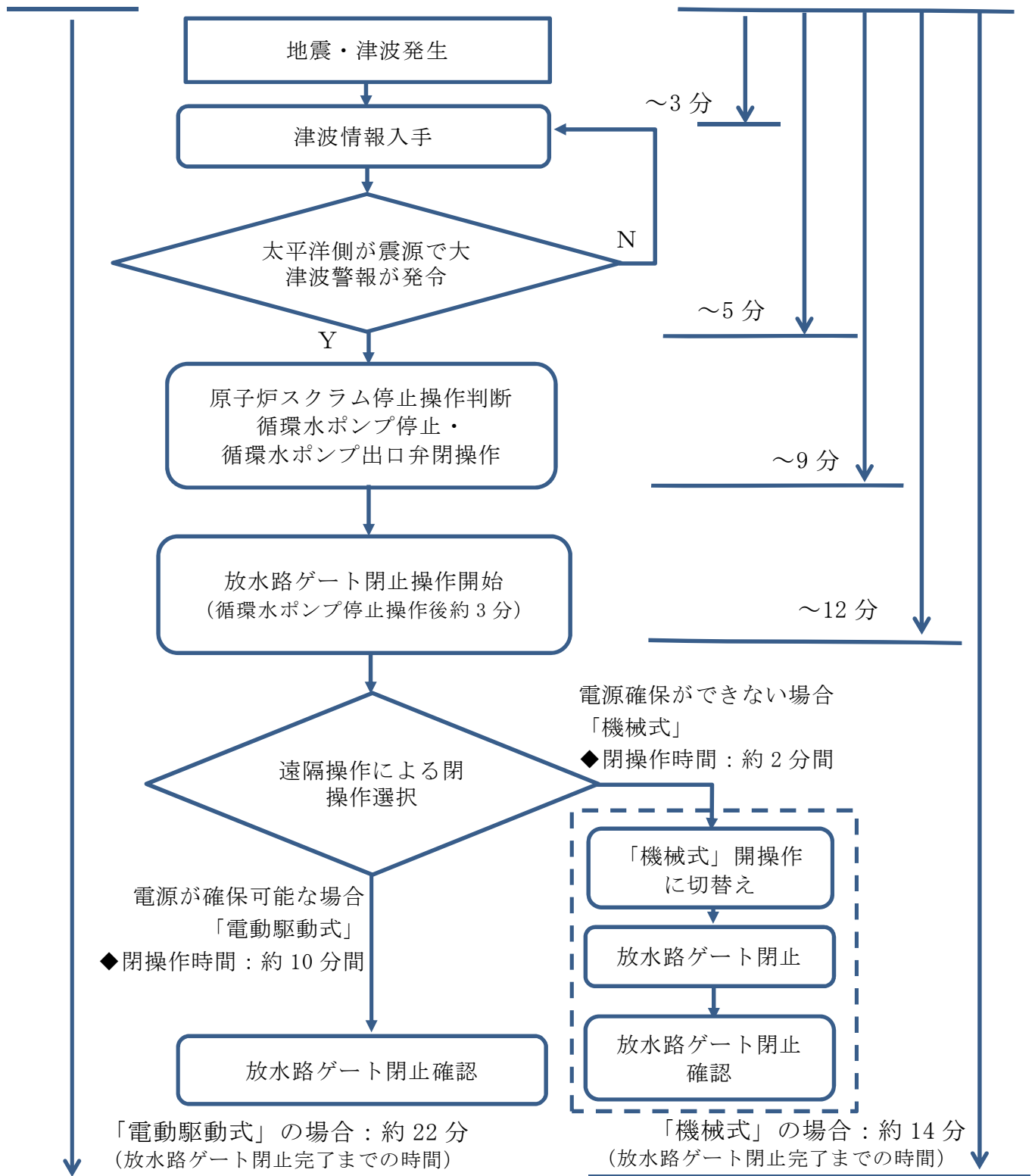
ここでは海域活断層を波源とした津波時の場合について評価する。

海域活断層F8の到達時間約24分に対し、電動駆動式約22分、機械式約14分であることから敷地へ到達する前に閉止することができる。第4表に各海域活断層の津波高さ到達時間について（取水口前面）示す。

仮に閉止できなかったとしても、海域活断層の津波高さは、最大でもF16のT.P. +2.0mであることから、放水路ゲートを閉止しなくても敷地へ遡上することはない。第5表に各海域活断層の津波高さ到達時間について（取水口前面）示す。

第5表 各海域活断層の津波高さ到達時間について（取水口前面）

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



第10図 放水路ゲート操作フロー

## 設置許可基準規則 第十二条との適合性

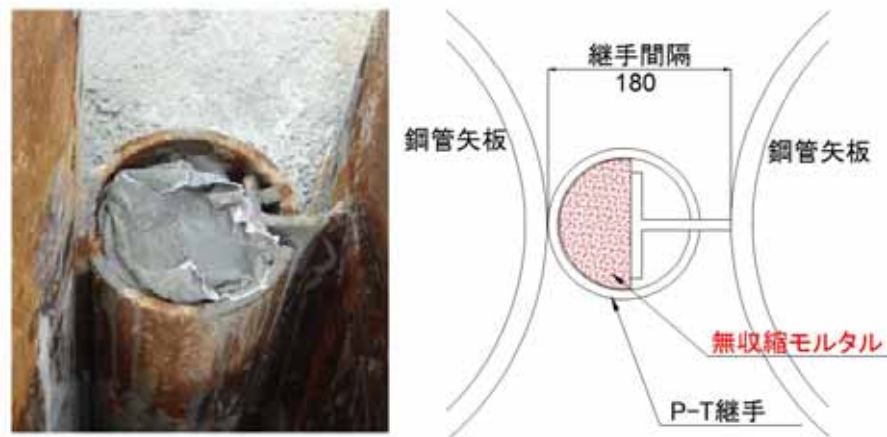
設置許可基準規則	適合性
(安全施設)	
<p>第一二条 安全施設は、その安全機能の重要度に応じて、安全機能が確保されたものでなければならない</p>	<p>取水路ゲートは、入力津波による遡上波が、設計基準対象施設の津波防護対象設備に到達、流入を防ぐ重要な施設であることを踏まえ、MS-1 設計とする。以下にその適合性を述べる。</p>
<p>2 安全機能を有する系統のうち、安全機能の重要度が特に高い安全機能を有するものは、当該系統を構成する機能文は器具の単一故障（単一の原因によって一つの機械又は器具が所定の安全機能を失うこと（従属要因による多重故障を含む。）をいう。以下同じ。）が発生した場合であって、外部電源が利用できない場合においても機能できるように、当該系統を構成する機械又は器具の機能、構造及び動作原理を考慮して、多重性又は多様性を確保し、及び独立性を確保するものでなければならない。</p>	<p>津波防護機能を達成するため、放水路ゲートを閉止するための閉止機構は多重化し、各々異なる動作原理により駆動する系統とする。</p> <p>また、当該閉止機構の駆動に必要な電源系及び制御系もそれぞれに独立した系統により、多重化した設計とする。また、電源系には、無停電電源装置を用いることで外部電源喪失時にもゲート閉止が可能とすることにより、単一故障に対して津波防護機能を失わない設計とする。</p>
<p>3 安全施設は、設計基準事故時及び設計基準事故に至るまでの間に想定される全ての環境条件において、その機能を発揮することができるものでなければならない。</p>	<p>電源系等を独立させ、内部火災等の影響を受けない設計とする。</p> <p>開閉装置は、外部火災等、自然現象による影響を受けない設計とする。</p> <p>基準地震動 <math>S_s</math> に対して、ゲートの閉止機能を喪失しない設計とする。</p>
<p>4 安全施設は、その健全性及び能力を確認するため、その安全機能の重要度に応じ、発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものでなければならない。</p>	<p>原子炉の運転中又は停止中に放水路ゲートの作動試験又は、検査が可能な設計とする。</p>
<p>5 安全施設は、蒸気タービン、ポンプその他の機器文は配管の損傷に伴う飛散物により、安全性を損なわないものでなければならない。</p>	<p>放水路ゲートと蒸気タービン、ポンプ等とは距離による離隔が十分にされていることから飛来物による影響は及ぶことはない設計としている。</p>
<p>6 重要安全施設は、二以上の発電用原子炉施設において共用し、又は相互に接続するものであってはならない。ただし、二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合は、この限りでない。</p>	-
<p>7. 安全施設（重要安全施設を除く。）は、二以上の発電用原子炉施設と共用し、又は相互に接続する場合には、発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならない。</p>	-

## 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について

## 1. 漏水量の評価方針

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

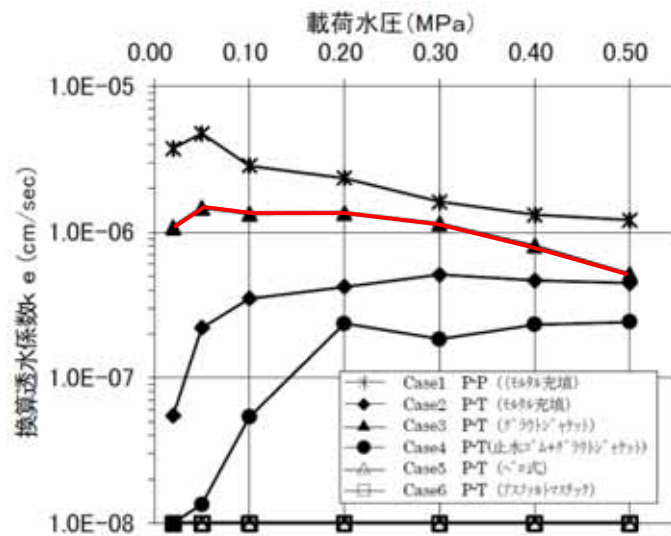
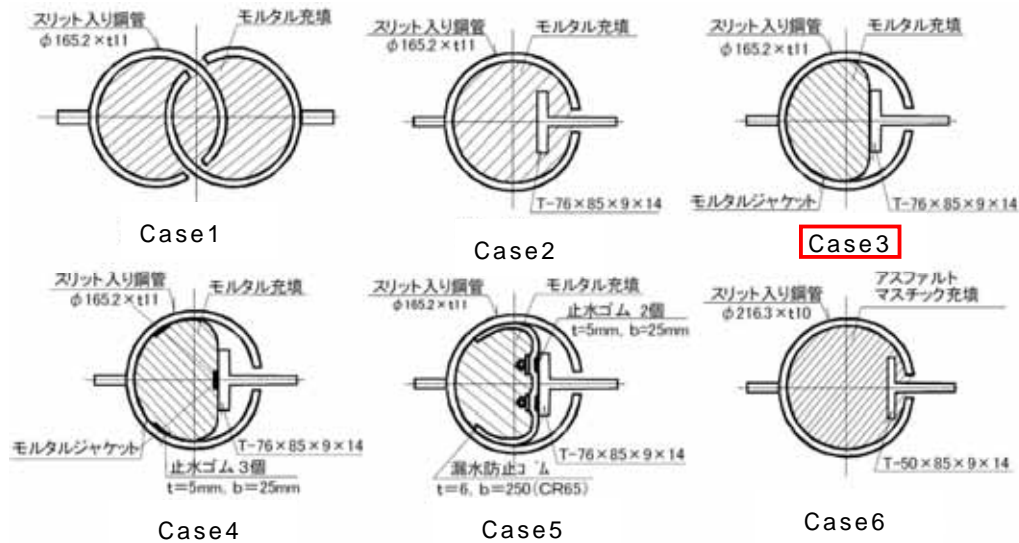
継手部にモルタルを充填した状態（事例写真および構造概要）を第1図に示す。



第1図 モルタルによる継手部止水処理図

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

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



第 2 図 鋼管矢板継手部止水処理形状および止水性能評価試験結果

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



## 2. 漏水量の評価結果

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

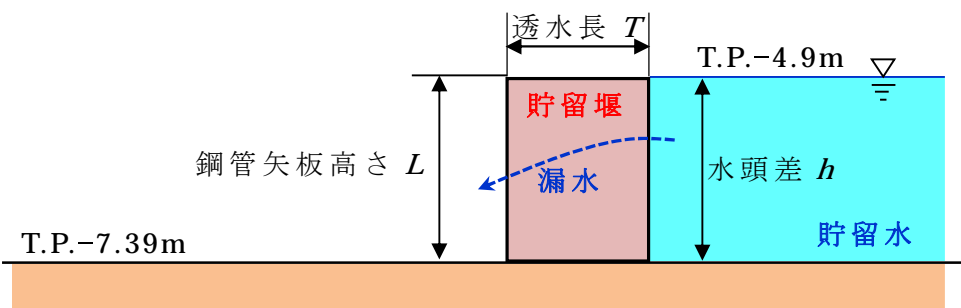
$$\begin{aligned} Q &= n \times q \\ &= n \times A \times ke \times i \\ &= n \times B \times L \times ke \times h / T \end{aligned}$$

ここに、

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

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

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



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

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

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

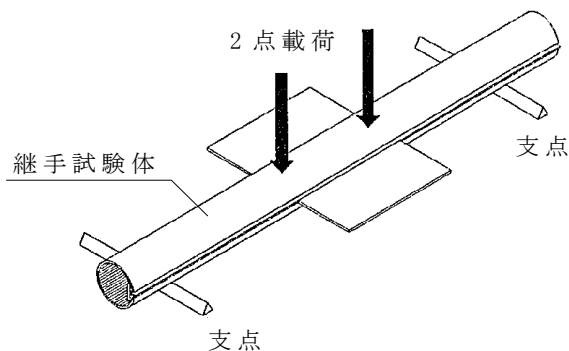
以上の算定結果より，30 分間での貯留堰からの漏水量は約  $0.10\text{m}^3$  であることから，貯留堰の貯留性能に問題となる影響はないことを確認した。

### 3. 斎藤等による遮水性能評価試験およびその適用性について

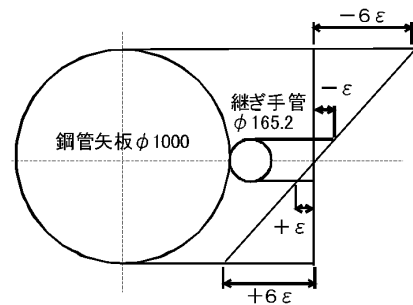
#### (1) 斎藤等による遮水性能評価試験の要約

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

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

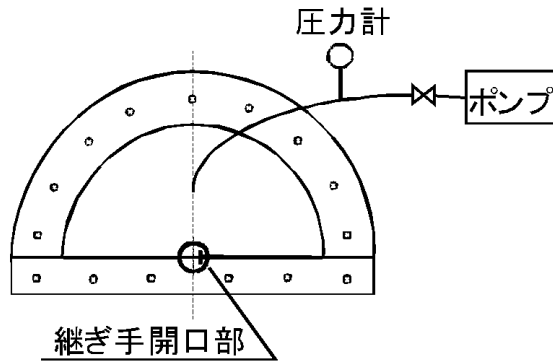


第 3 図 曲げ試験



第 4 図 継手管の縁端ひずみ

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



第 5 図 遮水試験

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

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

ここに、

$Q$  : 実験によって得られた単位時間の漏水量

$A$  : 鋼管矢板の断面積

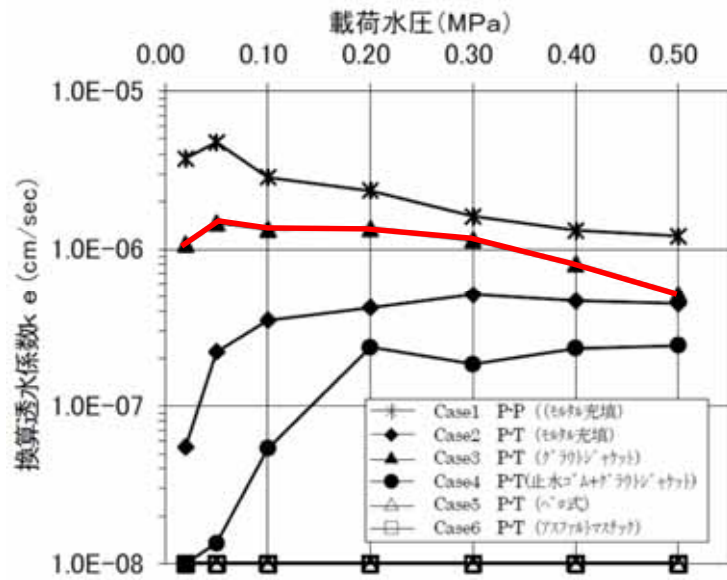
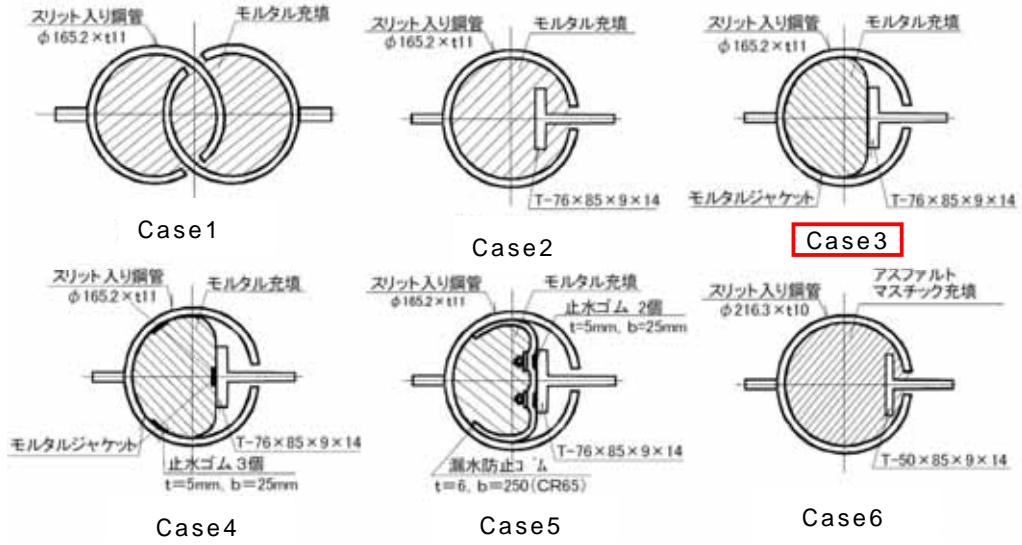
$ke$  : 換算透水係数

$i$  : 動水勾配

$\Delta h$  : 水頭差

$T$  : 換算透水層厚さ (= 50cm)

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

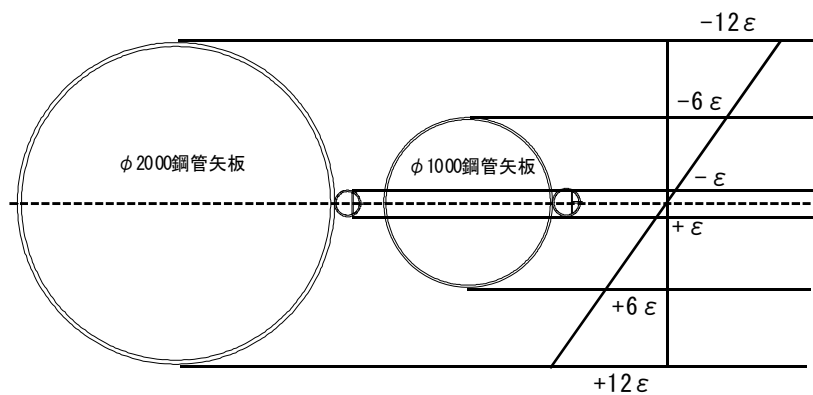


第 6 図 遮水性能試験結果

## (2) 遮水性能評価試験の適用性

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

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



第 7 図 鋼管矢板本体と継手鋼管のひずみ関係

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

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

以上より、継手からの漏水量評価は十分な保守性をもって評価している。

## 貯留堰の構造及び仕様について

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

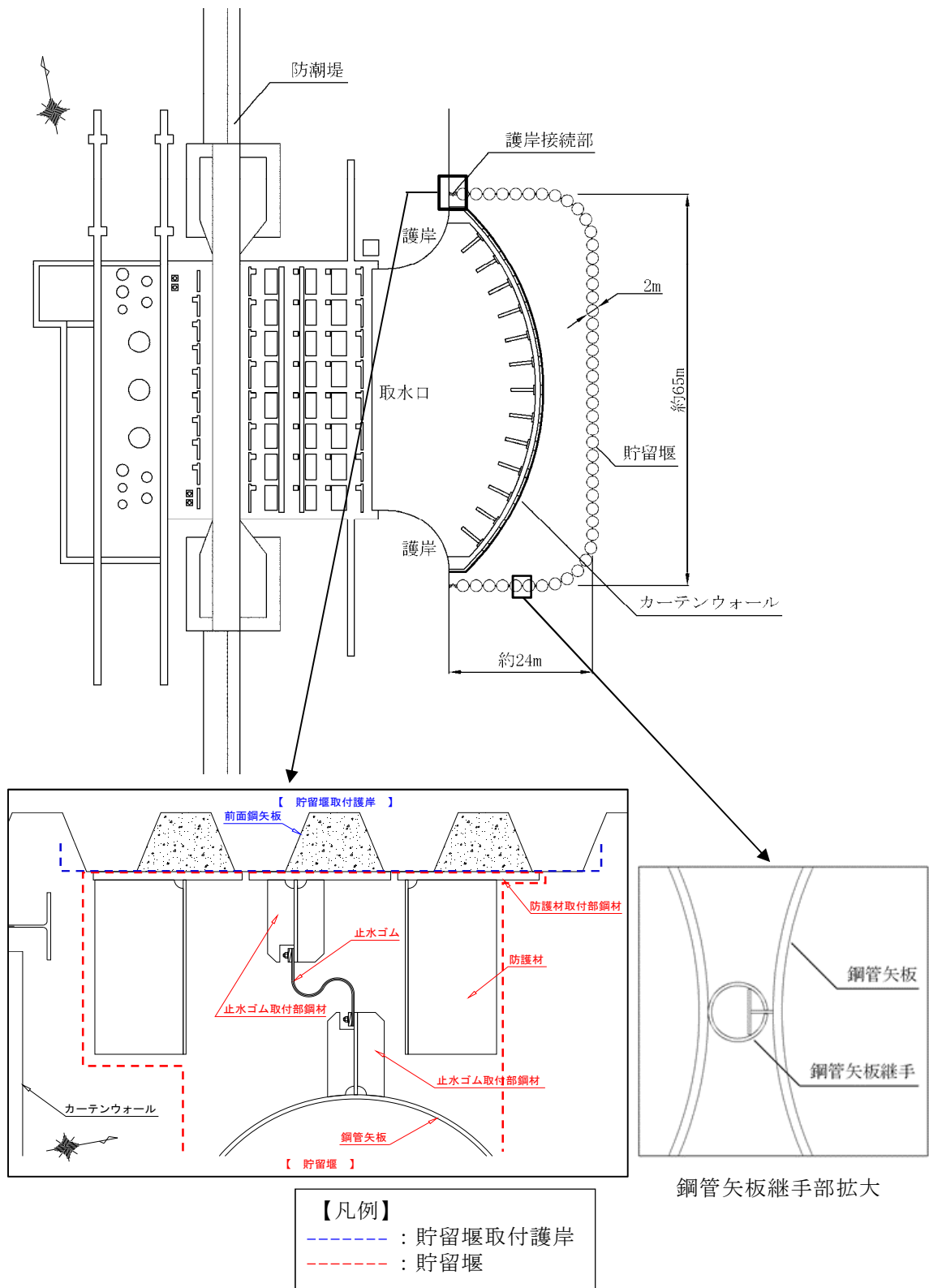
本資料では、貯留堰の構造及び仕様について示すとともに、貯留堰に求められる海水の貯留機能を確保するための設計方針及び施工において確認すべき事項、維持管理方針等について示す。

## 1. 貯留堰の構造及び仕様

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

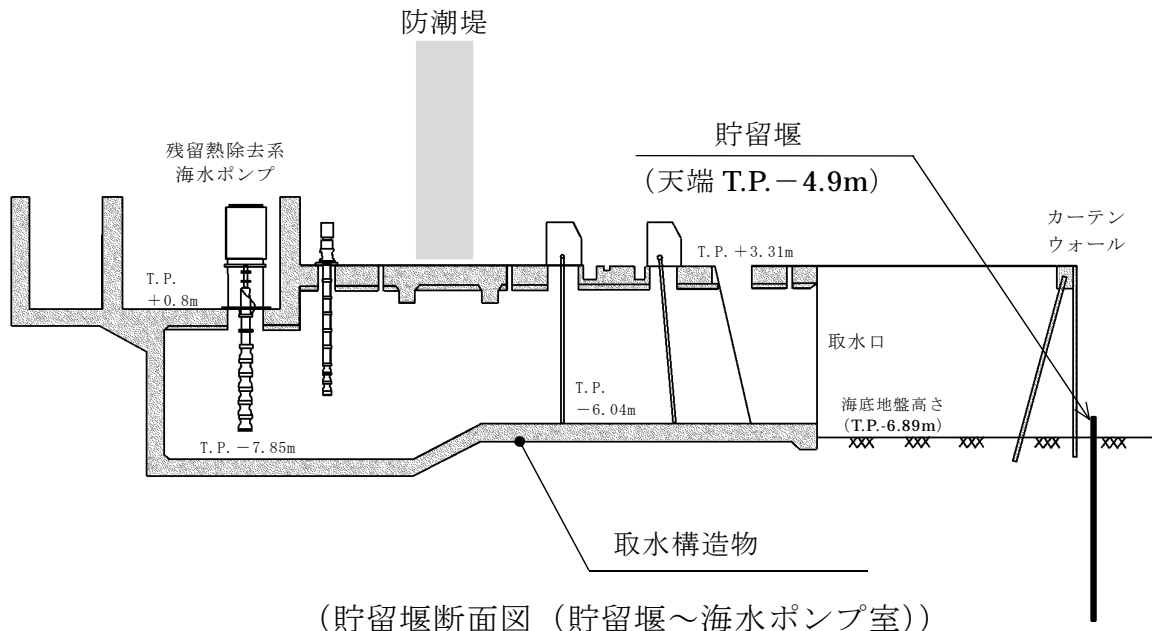
鋼管矢板は、 $\phi 2,000\text{mm}$ の炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベルT.P.  $-6.89\text{m}$ に対して天端高さをT.P.  $-4.9\text{m}$ としており、約2mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65m $\times$ 約24mである。第1-1図に貯留堰の全体構造、第1-1表に貯留堰の主要仕様を示す。



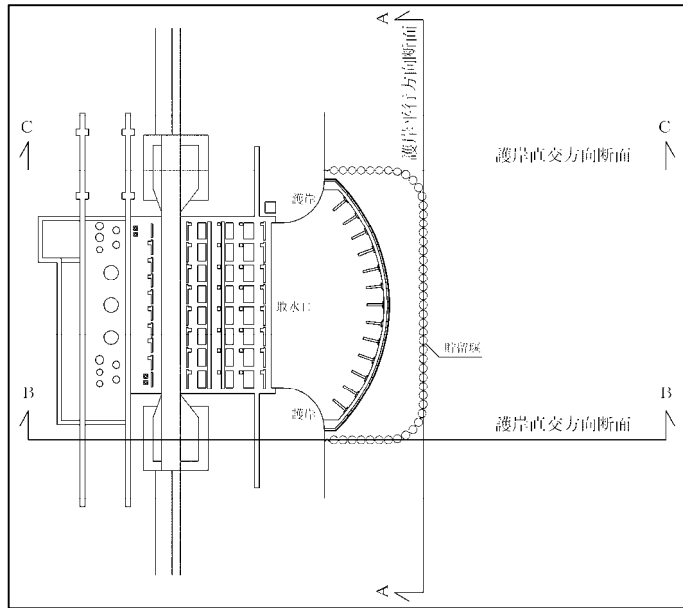


貯留堰取付護岸接続部拡大（概略構造図）  
 （貯留堰平面図（貯留堰～海水ポンプ室））

第 1-1 図 貯留堰全体構造（1/4）



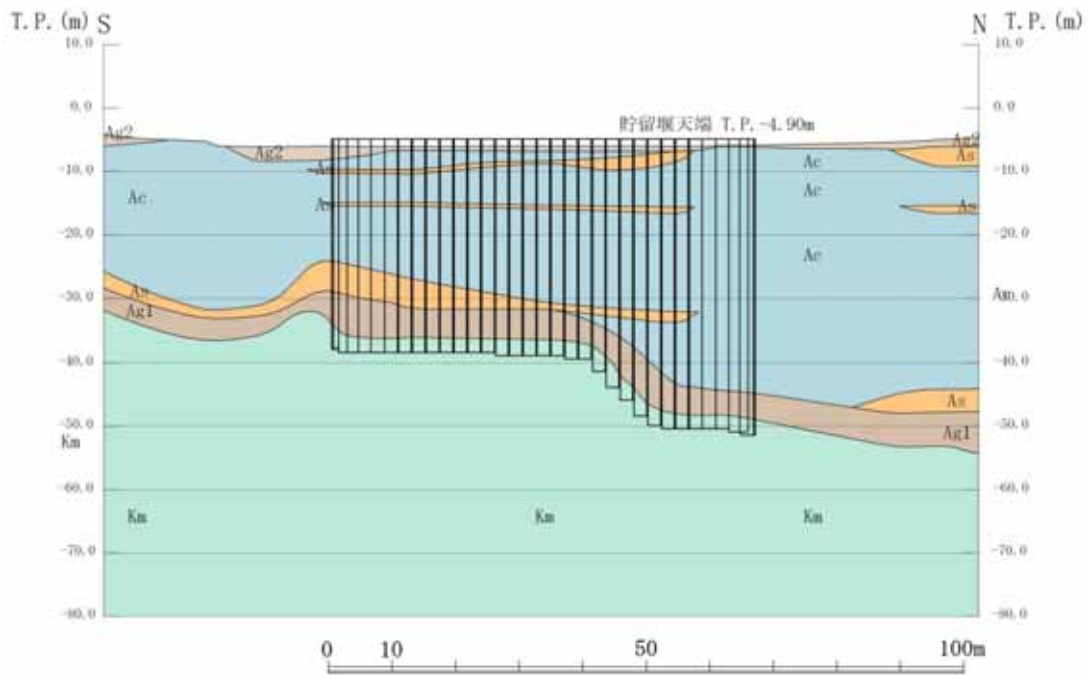
第 1-1 図 貯留堰全体構造 (2/4)



地質構成表

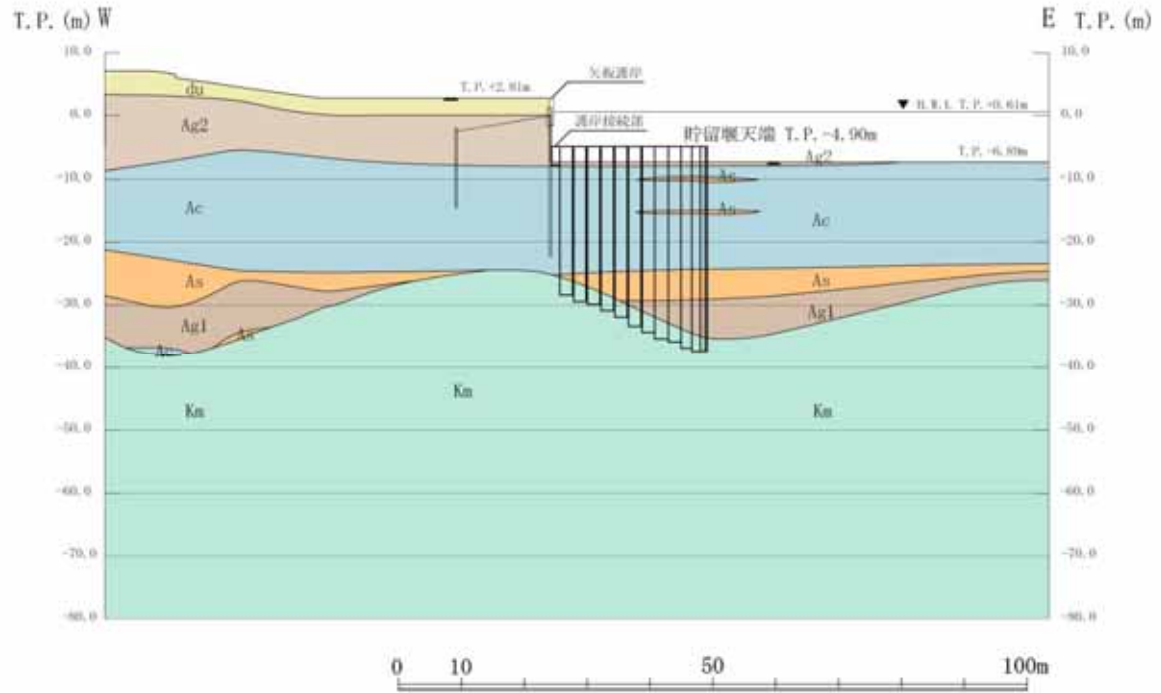
地質時代	地質区分	記号	岩相	備考		
第四紀	全新世	砂丘層		du	砂	敷地全体に広く分布する。
		沖積低地堆積層	久慈川堆積層	Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。
				Ac	粘土	久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。
				As	砂	
	Ag1	砂礫				
	更新世	低位段丘堆積層	段丘堆積層2	D2c-3	シルト	敷地南部に埋没段丘として分布する。
				D2s-3	砂	
				D2g-3	砂礫	
				D2c-2	シルト	
				D2g-2	砂礫	
1m				ローム		
中位段丘堆積層	段丘堆積層1	D1c-1	シルト	敷地の南西部に分布し、いわゆる額田段丘面を構成する。		
		D1g-1	砂礫			
第三紀 鮮新世	久米層	Km	砂質泥岩	敷地の基盤岩である。		

断面位置図及び地質構成表

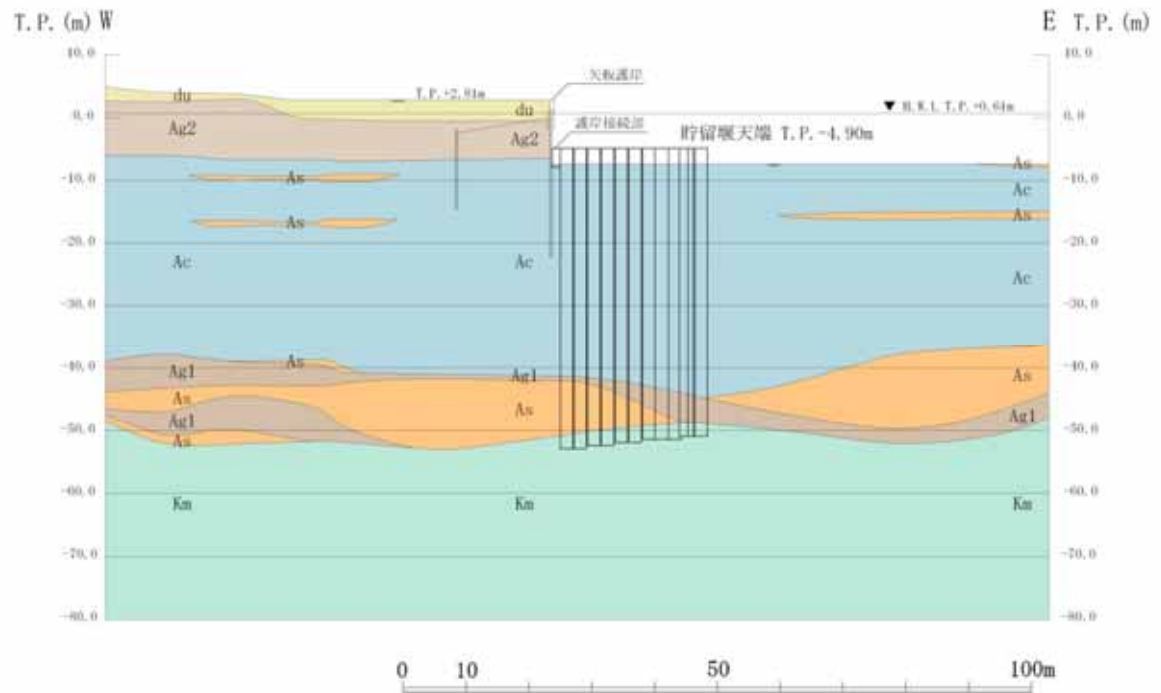


護岸平行方向断面 (A-A断面)

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (3/4)



護岸直角方向断面 (B-B断面)



護岸直角方向断面 (C-C断面)

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (4/4)

第 1-1 表 貯留堰の主要仕様

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

## 2. 設計方針

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

### (1) 評価方針

貯留堰の海水貯留機能を確保するためには、構造強度を有すること及び止水性を有することが必要となる。このため構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能の観点から評価を行う。

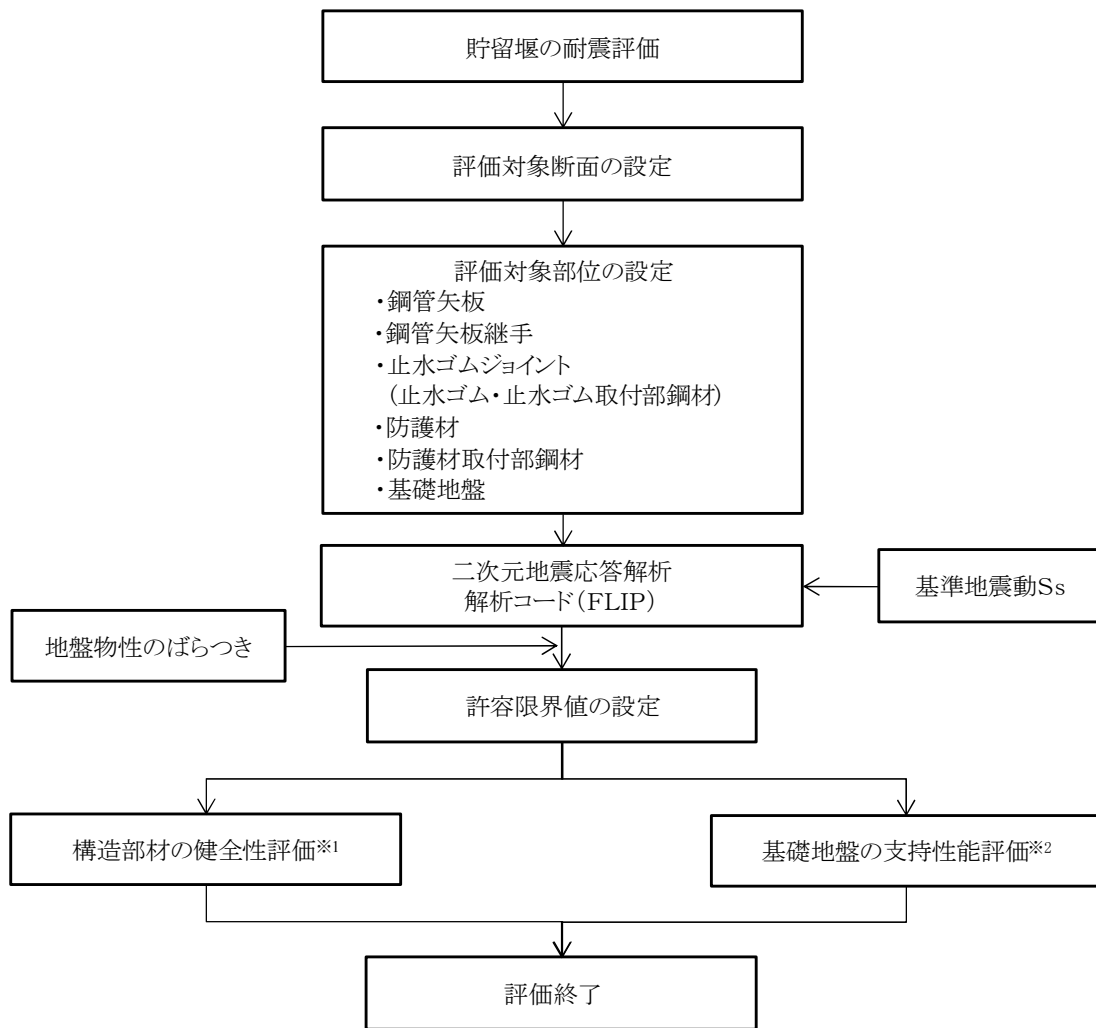
第2-1表に評価の対象とする部位とその評価方法及び許容限界を示す。

### (2) 検討フロー

貯留堰の耐震評価の検討フローを第2-1.1図に、強度評価の検討フローを第2-1.2図に示す。

第 2-1 表 貯留堰の評価項目と許容限界値

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

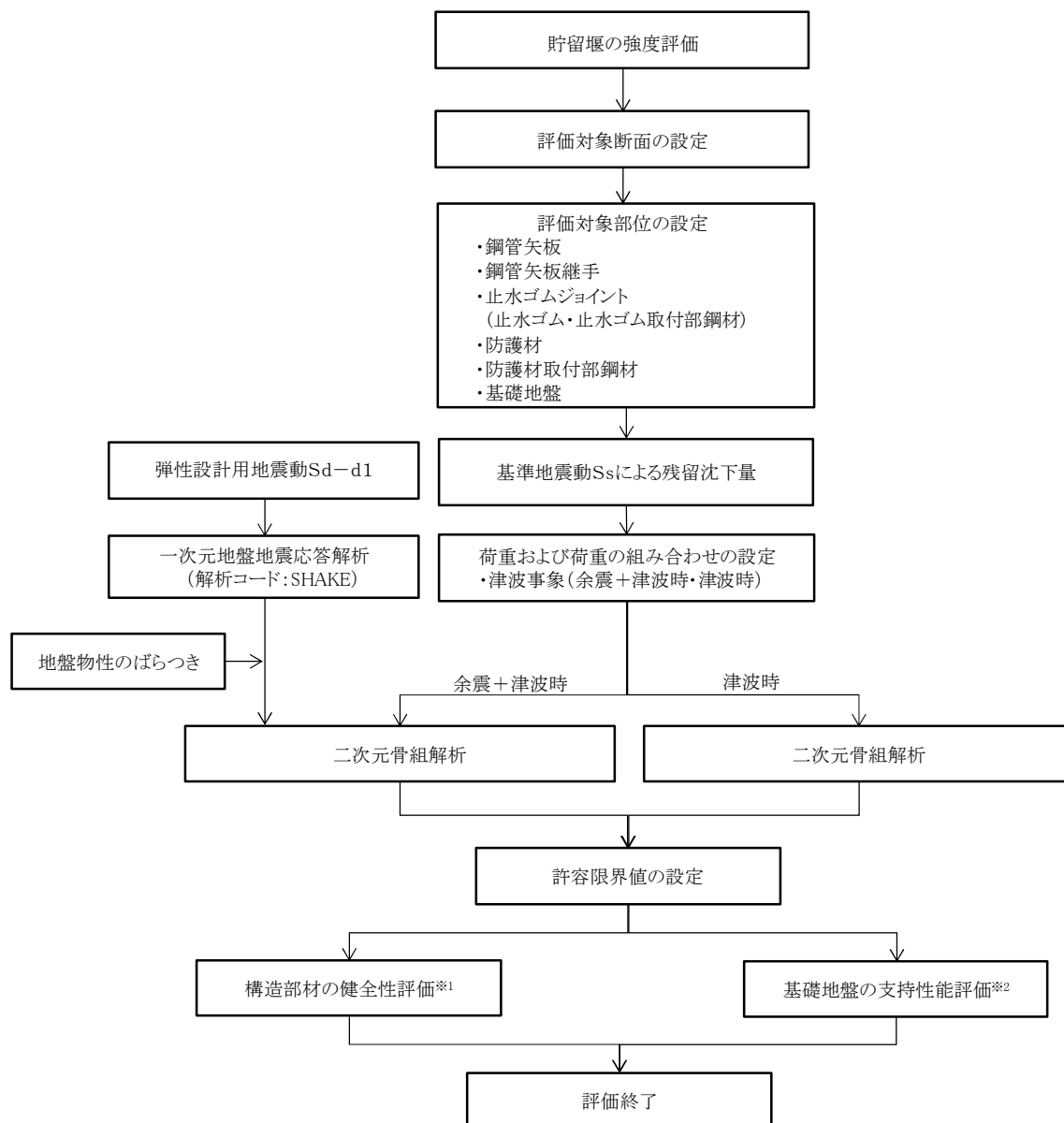


※1：構造部材の健全性評価を実施することで、第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を有すること」を満足することを確認する。

※2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を有すること」を満足することを確認する。

第 2-1.1 図 貯留堰検討フロー（耐震評価）





※1：構造部材の健全性評価を実施することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を有すること」を満足することを確認する。

※2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を有すること」を満足することを確認する。

第2-1.2図 貯留堰検討フロー（強度評価）

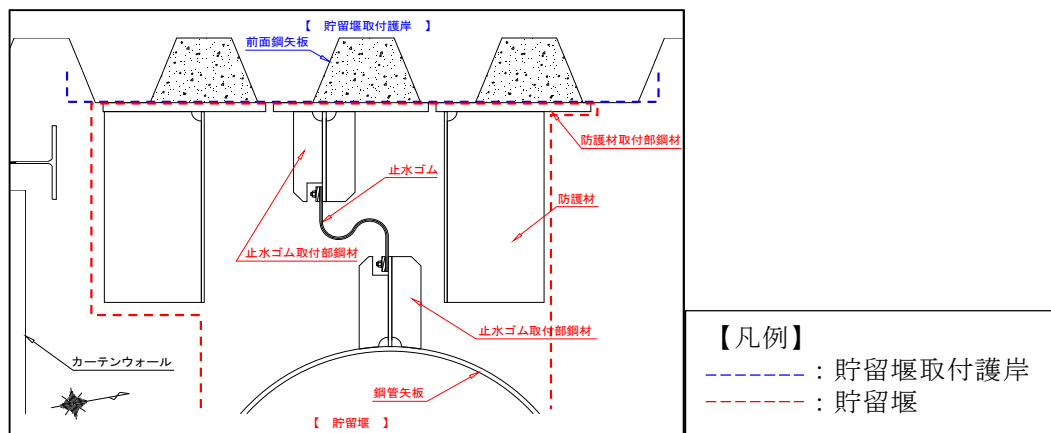
### (3) 貯留堰からの漏水防止

貯留堰の海水貯留機能を確保するため、護岸接続部及び鋼管矢板継手部における漏水防止に関する設計方針を以下に示す。

#### ① 護岸接続部

##### 1) 漏水防止の考え方

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



第 2-2 図 貯留堰取付護岸接続部の概略構造

貯留堰取付護岸接続部の耐震・耐津波設計においては、部材の健全性及び止水性能の観点から、地震時及び余震＋津波時に、止水ゴムに生じる引張力と、貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位により生じる止水ゴムの変形量について照査を行う。

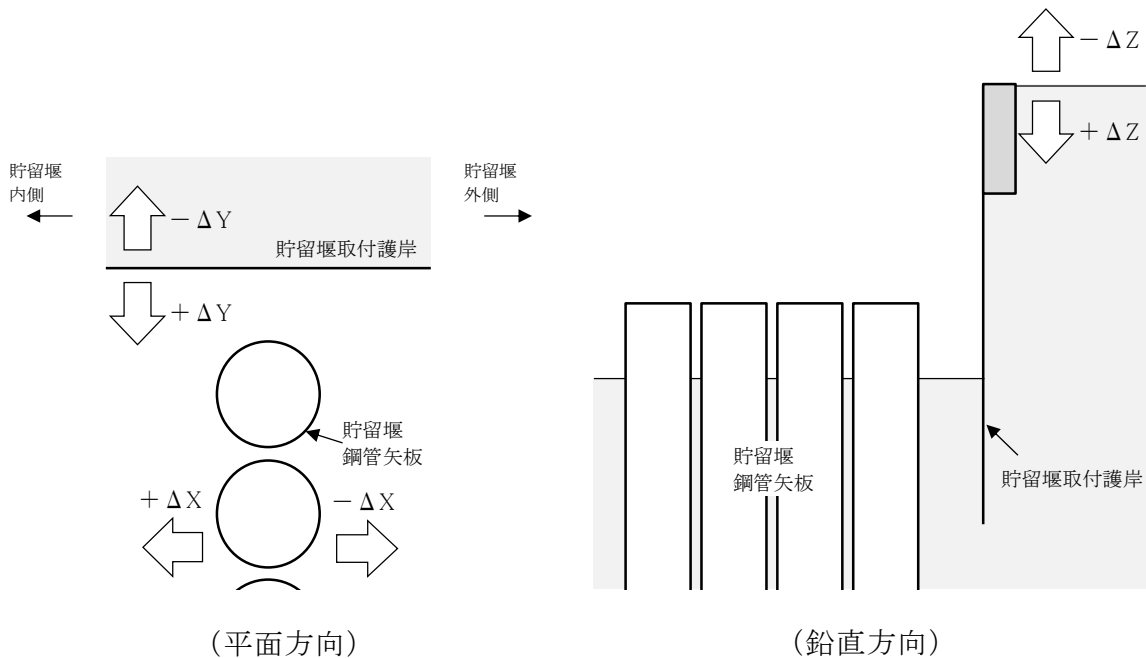
止水ゴムに生じる引張力については、津波波圧と動水圧のほか、鋼管矢板に変位が生じた際に土中の埋込部において受働土圧が作用することから、この受働土圧に対しても耐力を確保する仕様とする。

相対変位については、貯留堰取付護岸法線平行方向、法線直角方向及び鉛直方向（第2-3図に示す $\pm \Delta X$ 、 $\pm \Delta Y$ 及び $\pm \Delta Z$ ）の3方向において、以下の2ケースを設定し、照査する。

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

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

第2-3図に止水ゴムジョイントと貯留堰取付護岸との相対変位の考え方を示す。

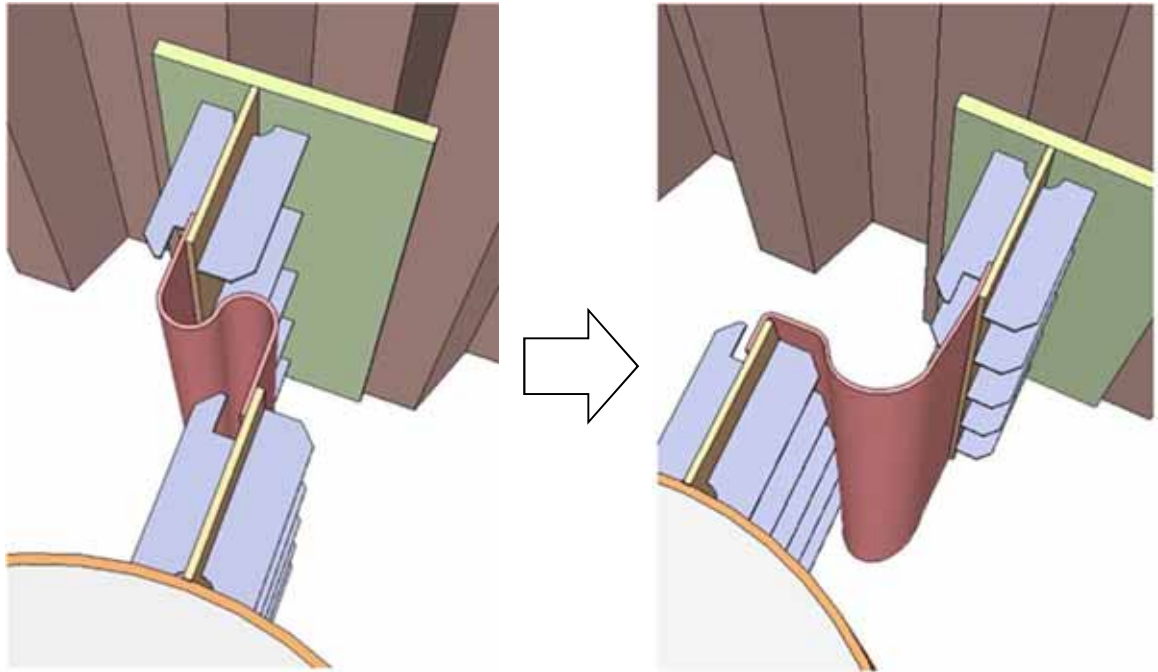


第 2-3 図 止水ゴムジョイントと貯留堰取付護岸との相対変位の考え方

## 2) 根入れ長の考え方

止水ゴムジョイントの根入れ長は、透水係数より算出される必要遮水層厚、貯留堰鋼管矢板の水平変位による影響、地震により生じる地盤の沈下の影響及び裕度を考慮し、設定する。止水ゴムジョイントは、止水ゴム取付部鋼材に対し、ボルト・ナットで接合する計画であるため、変位が発生してもゴムが引抜かれることはない。しかし貯留堰鋼管矢板の変位に伴いゴムジョイントが地中でわずかに変形する可能性があるため、保守的に「水平変位量＝変形する長さ」と考慮して根入れ長を設定する。

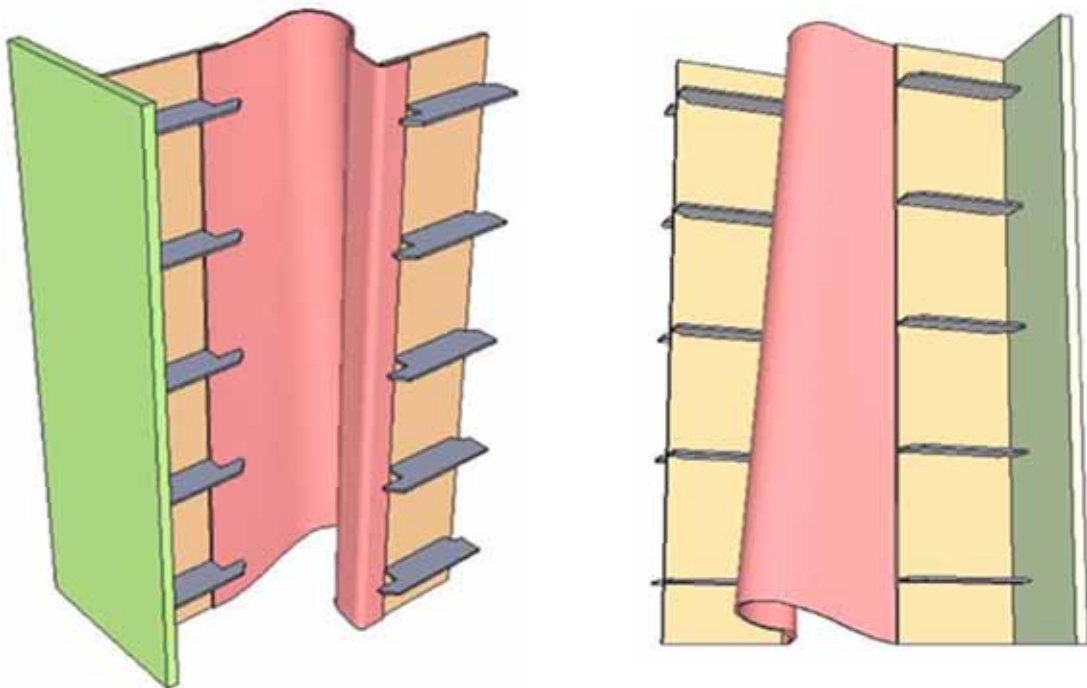
第2-4.1図に止水ゴムジョイントの変位のイメージ、第2-4.2図に変形のイメージを示す。また、止水ゴムジョイントの断面図を第2-4.3図に、第2-4.4図に根入れ長の設定を示す。



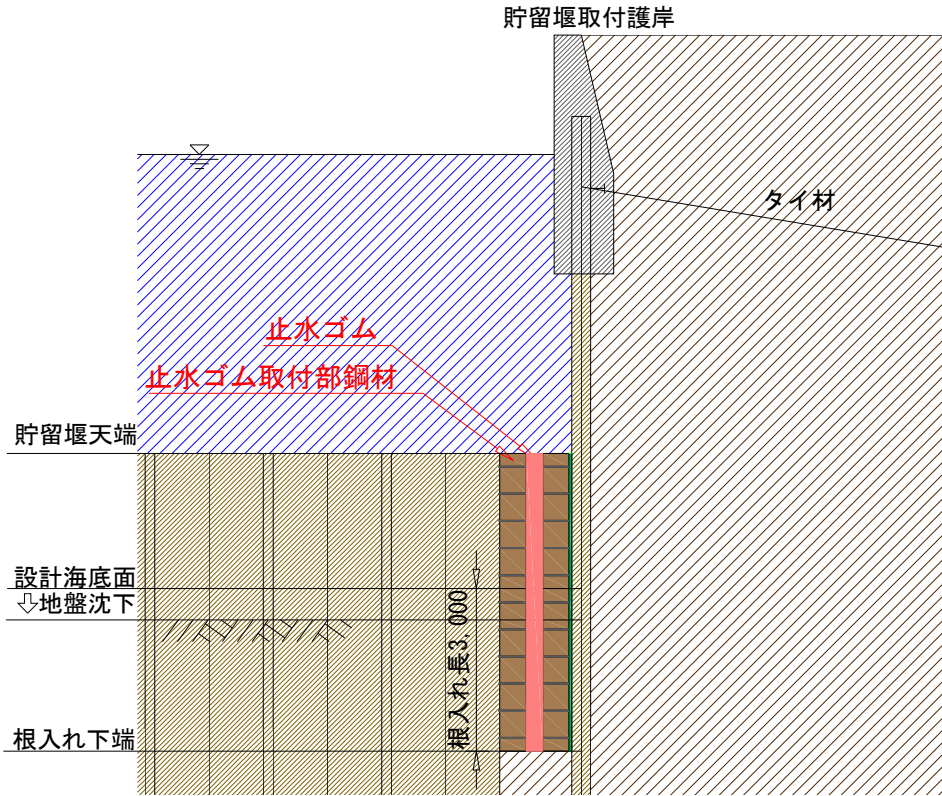
変位状態 1 (設置状態)

変位状態 2

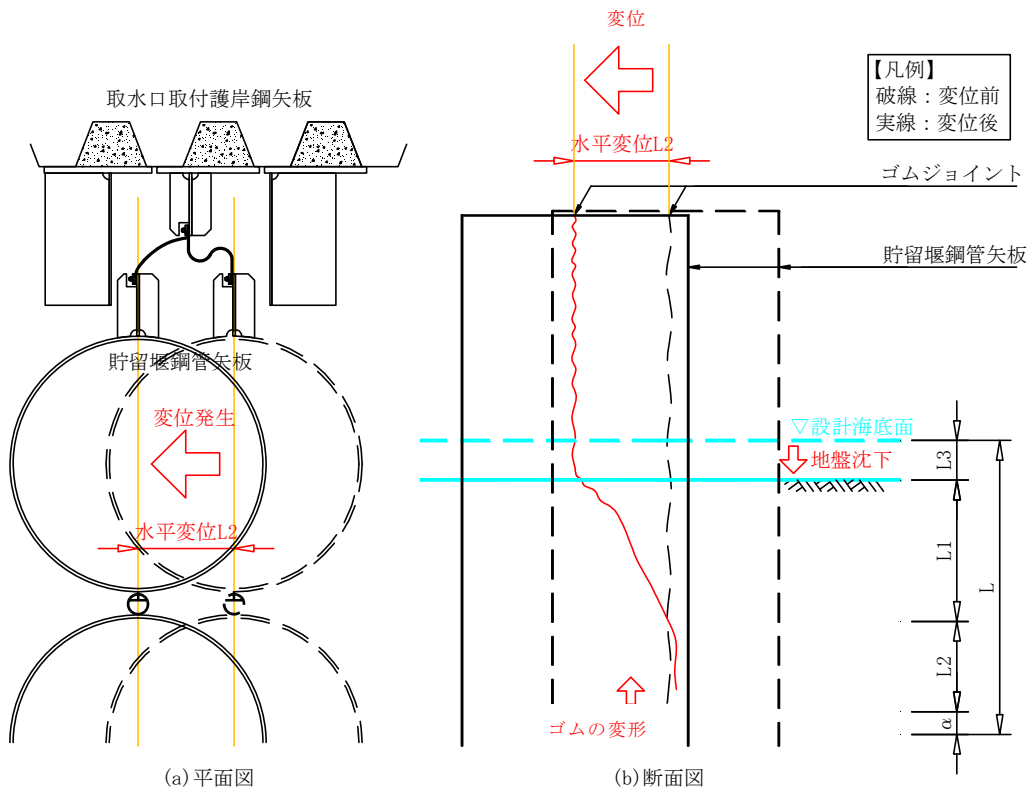
第 2-4.1 図 止水ゴムジョイントの変位のイメージ



第 2-4.2 図 止水ゴムジョイントの変形のイメージ



第 2-4.3 図 止水ゴムジョイント断面図



第 2-4.4 図 止水ゴムジョイントの根入れ長の設定

止水ゴムジョイントの根入れ長  $L$  は、下式により算出する。

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + \alpha = 1.60 + 0.8 + 0.26 + 0.34 = 3.0m$$

ここで、

$L$  : 決定根入れ長

$L_1$  : 遮水のために必要な根入れ長

$L_2$  : 貯留堰鋼管矢板の水平変位に伴い、地中で変形する長さ

$L_3$  : 地震により生じる地盤の沈下量

$\alpha$  : 裕度 (=0.34m)

以下に、 $L_1$ 、 $L_2$ 及び $L_3$ の設定根拠を示す。

a. 遮水のために必要な根入れ長 :  $L_1$

止水ゴムジョイントの根入れ長については、管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）<sup>(1)</sup>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貯留堰の止水性に対する機能要求を満足できる。

護岸接続部の周辺地盤は圧密試験結果<sup>※1</sup>より、透水係数 $10^{-6}$  cm/s程度のAc層（粘性土層）の地盤であり、本マニュアルによれば、鋼管矢板の鉛直遮水工の根入れ長として、透水係数 $10^{-6}$  cm/sの粘性土層の場合、透水長1.6m以上を確保することとなっている。

ここで、保守側に考慮し、水平変位状態においてゴムは片面のみ地盤と接すると考え、必要遮水距離は、遮水のために必要な根入れ長の片面のみ考慮するものとし、 $L_1=1.6m$ とする。

※1 : 「d. G-8孔におけるAc層の透水係数について」参照

b. 貯留堰鋼管矢板の水平変位に伴い地中にて変形する長さ： $L_2$

貯留堰鋼管矢板に変位が生じると、接続部端部（鋼構造）もそれに追従し変位するが、地中に根入れされたゴムは、変形性能が高いため端部の鋼構造部間で、地中にてわずかに変形する動きが考えられる。ここでは保守側に考えて、水平変位の方だけゴムが地中に変形するものとし、必要な根入れ長より余分に根入れを行う。したがって、本検討ではNS-1断面の二次元動的解析（ $S_s - D 1 ++$ ）により得られた貯留堰の最大水平変位約0.8mを $L_2$ とする。

c. 地震により生じる地盤の沈下量： $L_3$

地震により生じる地盤の沈下量 $L_3$ は下式により算出する。

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

ここで、

$L_3$ ：地震により生じる地盤の沈下量

$S_1$ ：地盤の変形による残留沈下量（約5cm）（二次元動的解析結果）

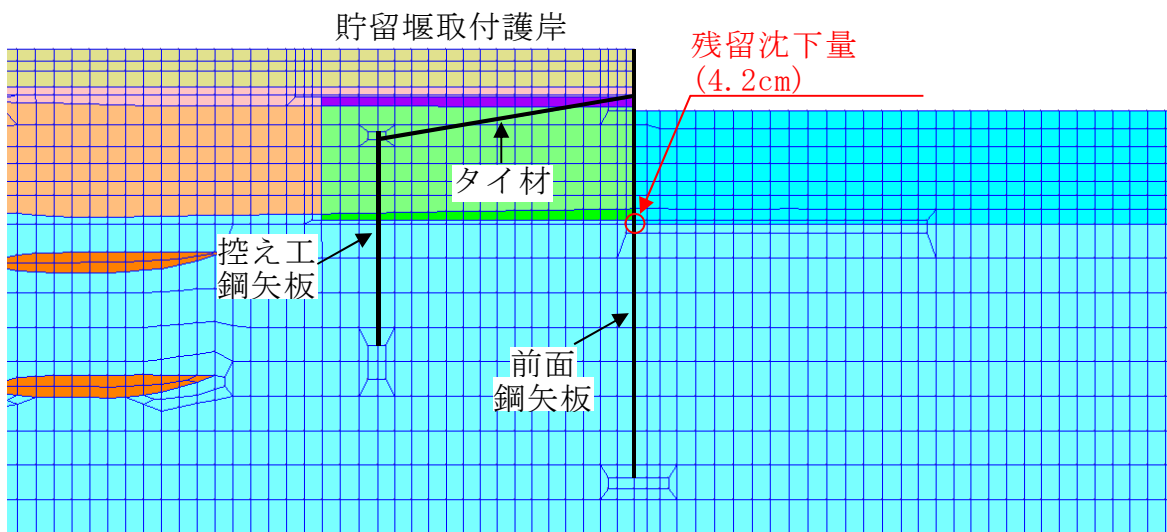
$S_2$ ：地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（約21cm）（石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図<sup>(3)</sup>より算出）

以下に、 $S_1$ 及び $S_2$ の設定根拠を示す。

a) 地盤の変形による残留沈下量 $S_1$ の設定

EW-1断面の二次元動的解析結果（ $S_s - D 1 ++$ ）を用いて、地盤の変形による残留沈下量 $S_1$ を設定する。これにより、第2-5図に示す貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の海底地盤節点における残留沈下量約5cmを $S_1$ とする。

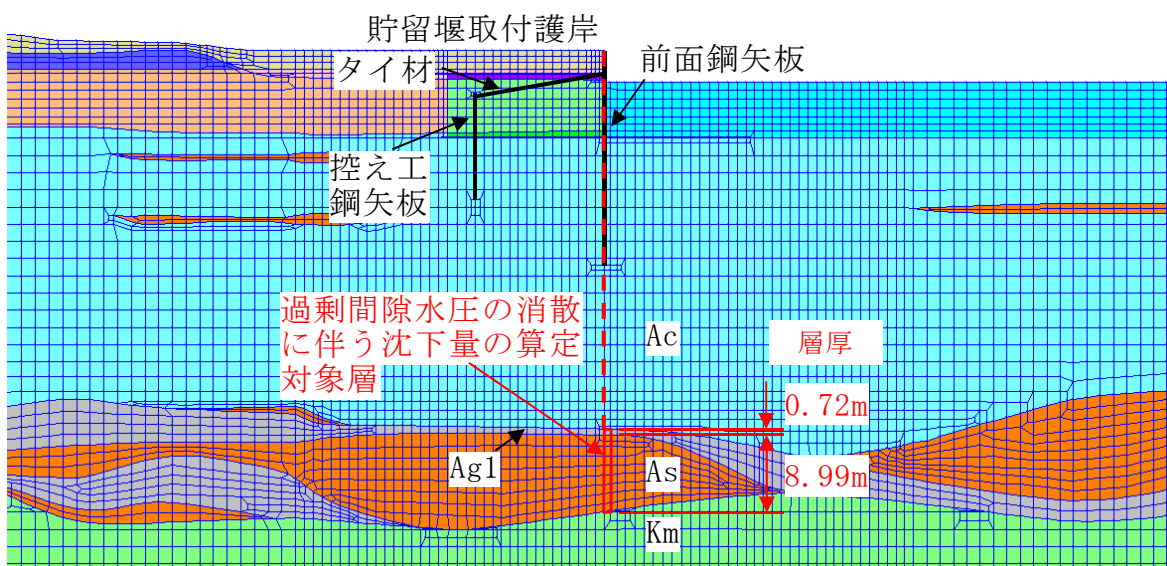




第 2-5 図 地盤の変形による残留沈下量  $S_1$  の設定位置

b) 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  の設定

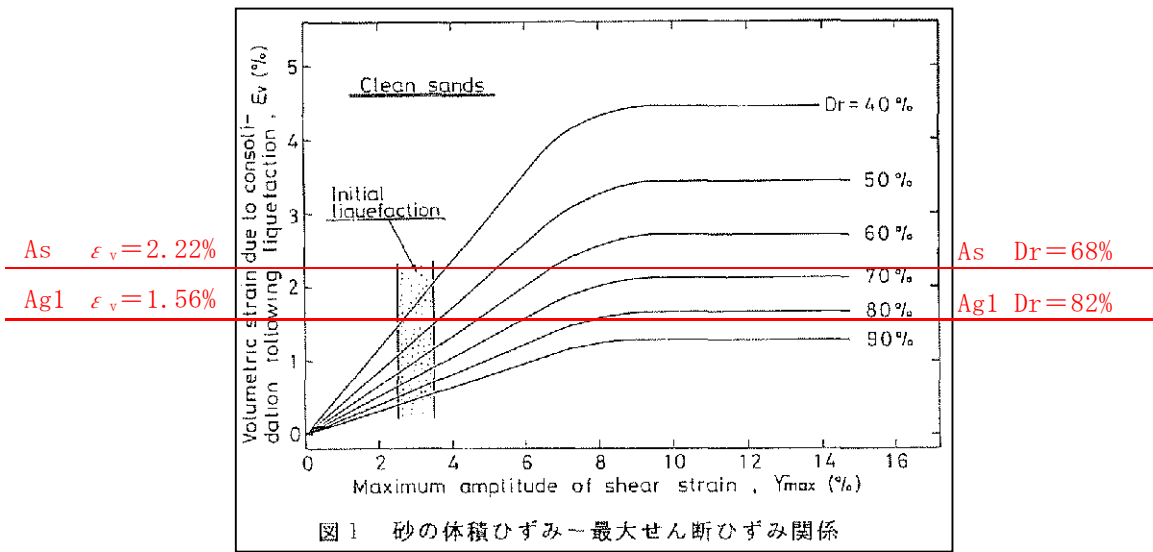
EW-1断面の土層構成から貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  を算定する。過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定位置を第2-6図に示す。



第 2-6 図 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  の算定位置

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定は、石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図を用いる。沈下量を保守的に算定するために、最大ひずみ  $\gamma_{max}$  の値に係わらず体積ひずみ  $\epsilon_v$  の上限値を用いる。なお、相対密度  $Dr$  については平均値を用いる。第2-7図に沈下量の算定に用いる相対密度  $Dr$  及び体積ひずみ  $\epsilon_v$  を示す。

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



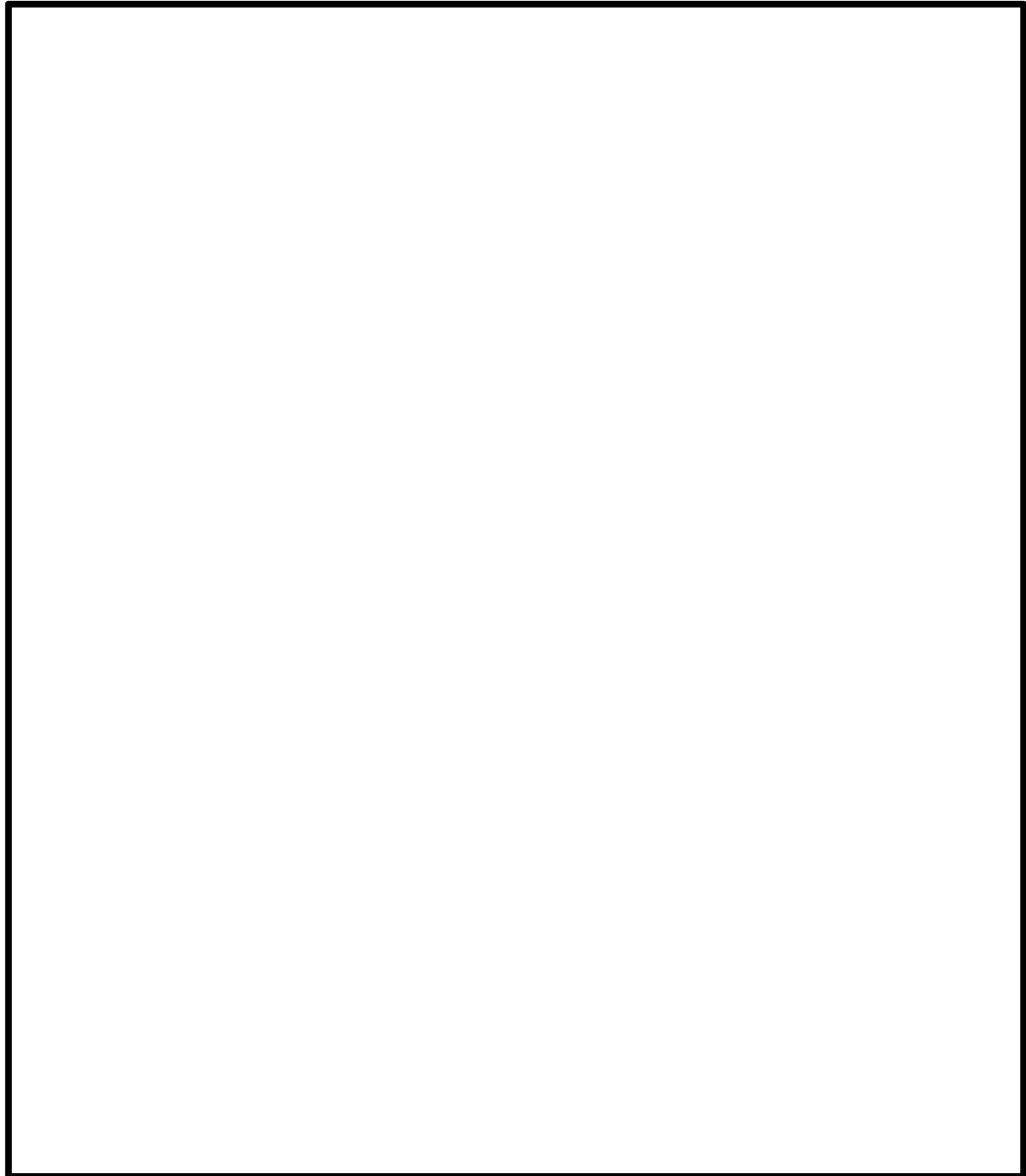
第 2-7 図 石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図

第 2-2 表 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定

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

d. G-8孔におけるAc層の透水係数について

第2-8図に示すG-8孔にて採取した試料を用いて実施した、Ac層の圧密試験結果を以下に示す。



第2-8図 土質調査位置図 (G-8孔)

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

第 2-9 図 G-8 孔柱状図抜粋 (孔口標高 : T.P.+4.11)

第 2-3 表 圧密試験結果 (抜粋)

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

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

(補足説明)

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

## ② 鋼管矢板継手部

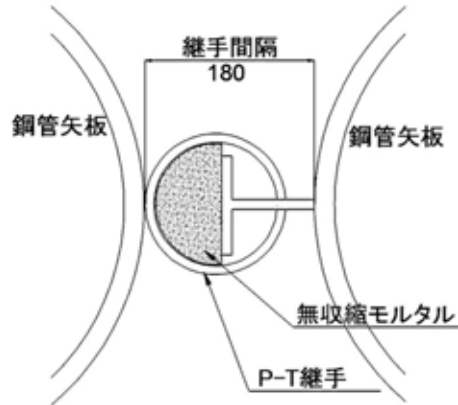
### 1) 漏水防止の考え方

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

重ね合せ部には、袋体（モルタルジャケット、材料：ポリエステル及びナイロン）を挿入し、袋体の中に無収縮モルタルを充填することにより、重ね合せ部の止水性を確保する設計とする。本構造は、「廃棄物海面処分場施工要領（改訂版）」（（社）日本埋立浚渫協会（平成21年3月））に基づくものであり、管理型廃棄物埋立護岸等における汚染水の流出防止を目的として多くの適用実績がある。なお、上記施工要領は、斎藤等による鋼管矢板継手の遮水性能評価試験結果<sup>(2)</sup>に基づくものである。第2-10図に鋼管矢板継手の概略構造を示す。

斎藤等による遮水性能評価試験結果から、本構造の換算透水係数（cm/s）は、 $1 \times 10^{-6}$ オーダーであり、この換算透水係数を保守的に $1 \times 10^{-5}$  cm/sとした上で、貯留堰において想定される漏水量を評価した結果においても、非常用海水ポンプの取水可能時間に相当する30分間の漏水量は約 $0.1\text{m}^3$ <sup>※2</sup>であることから、貯留堰の貯留性能に問題となる影響はないことを確認した。

※2：「添付資料3 1 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について」参照



第 2-10 図 鋼管矢板継手の概略構造

## 2) 根入れ長の考え方

鋼管矢板継手の根入れ長は、下式より算出する。

$$L = L_1 + L_3 + \alpha = 1.60 + 0.26 + 0.64 = 2.5m$$

ここで、

$L$  : 決定根入れ長

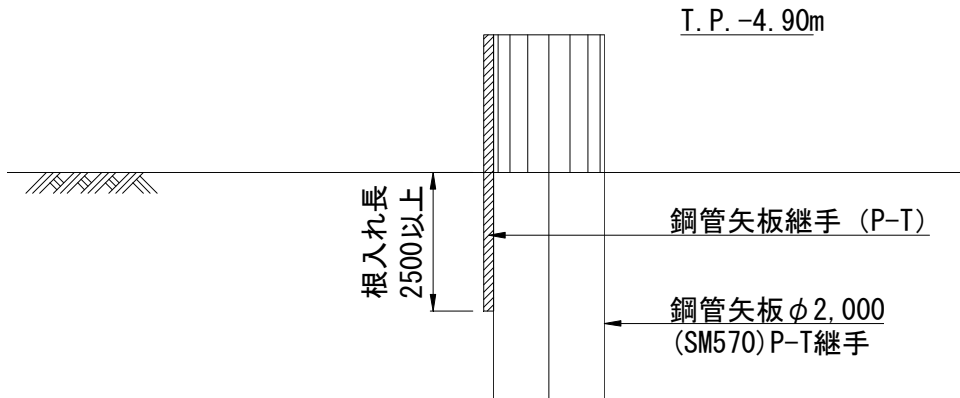
$L_1$  : 遮水のために必要な根入れ長

$L_3$  : 地震により生じる地盤の沈下量

$\alpha$  : 裕度 (=0.64m)

鋼管矢板継手部の周辺地盤は基本的に透水係数 $10^{-6}$ cm/s程度のAc層(粘性土層)の地盤であるため、護岸接続部と同様に管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル(改訂版)<sup>(1)</sup>を参考に、遮水のために必要な根入れ長として $L_1=1.6m$ 、地震により生じる地盤の沈下量として $L_3=26cm^{*3}$ を考慮し、これに裕度を見込んだ2.5mを設計海底面からの鋼管矢板継手の根入れ長として確保する。(第2-11図参照)

※3 : 「2. 設計方針 (3) 貯留堰からの漏水防止 ①護岸接続部 2) 根入れ長の考え方 c. 地震により生じる地盤の沈下量 :  $L_3$ 」参照



第 2-11 図 鋼管矢板継手の根入れ長

なお、鋼管矢板継手部の周辺地盤は基本的にAc層の地盤であるが、部分的にAg2層（砂礫層）やAs層（砂層）も混在することから、保守的に鋼管矢板継手部周辺の地盤がすべて砂層であると仮定した場合の、漏水量評価を以下にて実施した。

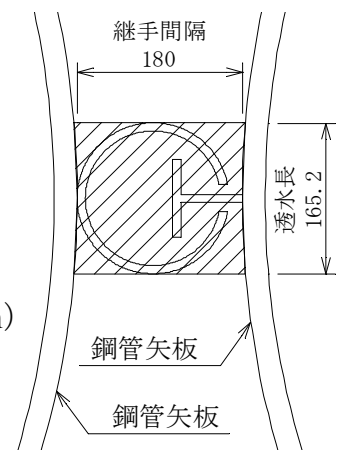
【地盤が砂層と想定した場合の漏水量の評価】

全漏水流量 $Q$ は以下のように算出される。

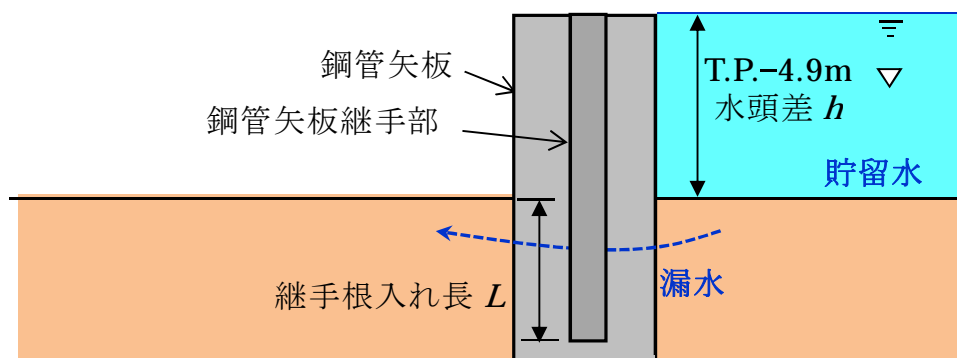
$$\begin{aligned}
 Q &= A \times k \times i \\
 &= B \times L \times k \times h / T \\
 &= 18 \text{ cm} \times 229 \text{ cm} \times 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \times 270 \text{ cm} / 16.52 \text{ cm} \\
 &= 674 \text{ cm}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

- $Q$  : 全漏水流量( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
- $A$  : 断面積( $\text{cm}^2$ ) ( $=B \times L$ )
- $k$  : 透水係数 ( $=1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ )
- $i$  : 動水勾配 ( $=h/T$ )
- $B$  : 継手部の幅 ( $=18 \text{ cm}$ )
- $L$  : 継手部の根入れ長 ( $=250 \text{ cm} - 21 \text{ cm} = 229 \text{ cm}$ )
- $h$  : 水頭差 ( $=249 \text{ cm} + 21 \text{ cm} = 270 \text{ cm}$ )
- $T$  : 透水長 ( $=16.52 \text{ cm}$ )







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

$$\begin{aligned}
 V &= Q \times 3 \text{分} \times 60 \text{s} \times 46 \text{箇所} \\
 &= 674 \text{ cm}^3/\text{s} \times 3 \text{分} \times 60 \text{s} \times 46 \text{箇所} \\
 &= 5,580,720 \text{ cm}^3 \\
 &= 5.6 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

以上の結果より、鋼管矢板継手部周辺の地盤が砂層であると仮定した場合においても、引き波時間における漏水量は $5.6 \text{ m}^3$ であることから、周辺地盤の地質構成のばらつきを考慮しても、取水機能に問題がないことを確認した。

### 3. 施工において確認すべき事項

前章に記載した設計方針に関連して、施工において確認すべき事項を以下に示す。

#### (1) 鋼管矢板からの漏水防止

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

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

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

#### (2) 貯留堰取付護岸と鋼管矢板の接続部の施工管理

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

#### 4. 貯留堰の維持管理方針

貯留堰の維持管理方針を以下に記載する。具体的な点検計画は、本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

##### (1) 維持管理方針

貯留堰の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握することを目的に、初回点検のほか、定期的な点検と異常時を対象とした臨時点検を実施し、必要に応じて性能が要求レベルを下回らないようにするための補修対策を実施する。貯留堰の維持管理方法は、以下のマニュアル等を参考に設定する。

・「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」（平成19年10月 財団法人 沿岸技術研究センター）

・「港湾の施設の維持管理計画書作成の手引き（増補改定版）」（平成20年12月 財団法人 港湾空港建設技術サービスセンター）

・「港湾鋼構造物 防食・補修マニュアル（2009年度版）」（平成21年11月 財団法人 沿岸技術研究センター）

・「港湾の施設の点検診断ガイドライン」（平成26年7月 国土交通省 港湾局）

なお、止水ゴムジョイント部のゴムは、メーカー試験値により耐用年数は100年を超え、供用期間中の交換は不要と考えられるが<sup>※4</sup>、規模の大きい地震の直後等、大きな変形が発生した場合には、臨時点検を実施し、止水ゴムジョイント交換の可否を判断する。

※4：「(4) 参考資料（ゴムの耐久性について）」参照

## (2) 点検の種類及び方法

点検の種類は、下記に示す初回点検、定期点検及び臨時点検に分類される。また、定期点検は、簡易点検と詳細点検に区分される。

点検方法の概要を下記に示す。その詳細並びに点検項目、判定基準等の詳細については、施設の供用に先立って別途点検計画を策定し、これに準じて実施する。

### ①初回点検

維持管理計画等の策定にあたって、施設の初期状態を把握するために実施する。点検項目は、詳細点検と同様とする。

### ②定期点検

変状の発生及び進行を効率的かつ早期に発見することを目的として実施するもので、あらかじめ定めた点検計画に基づいて、計画的かつ継続的に行う。

#### 1) 簡易点検

構造物の部材ごとに行うものであり、潜水土等により大きな変状や異常が発生していないことを目視確認する。

#### 2) 詳細点検

簡易点検の項目である潜水土等による構造部材の目視点検に加え、水中カメラ等により止水ゴムジョイント等の狭隘部の確認を行うとともに、止水ゴムジョイント、取付部鋼材及び貯留堰端部鋼管矢板の変位計測、貯留堰取付護岸との相対変位計測を行うことで、護岸接続部に大きな変状が発生していないか確認する。

### ③臨時点検

#### 1) 一般臨時点検

地震や台風の直後に、変状の発生・進行の有無を確認し、必要な対策

を取るために実施する。点検項目は簡易点検と同様とする。

## 2) 詳細臨時点検

簡易点検及び一般臨時点検において特段の変状が発見された場合に、必要に応じてその原因究明や施設の性能への影響把握を目的として実施する。点検項目は詳細点検と同様とする。

## (3) 点検の頻度

供用期間中の変状の発生及び進行を適切に把握するため、当該施設の重要度を踏まえ、点検の時期を定め、定期点検を実施する。

「技術基準対象施設の維持に関し必要な事項を定める告示」（平成19年国土交通省告示第364号）では、定期点検は5年以内ごとに行うこととされており、少なくとも5年以内に1回は定期点検が実施する必要があるが、重点点検設備の場合については、3年以内に1回は定期点検を実施する必要があると定められている。

貯留堰は津波防護施設であることを踏まえ、簡易点検を3年以内に1回程度の頻度で実施できるよう策定する。

定期点検のうち詳細点検の頻度は、9年から15年以内に1回程度として策定し、供用中の点検結果を踏まえて、必要に応じて見直しを行う。

設定した点検時期及び頻度の考え方について整理した表を第4-1表に示す。

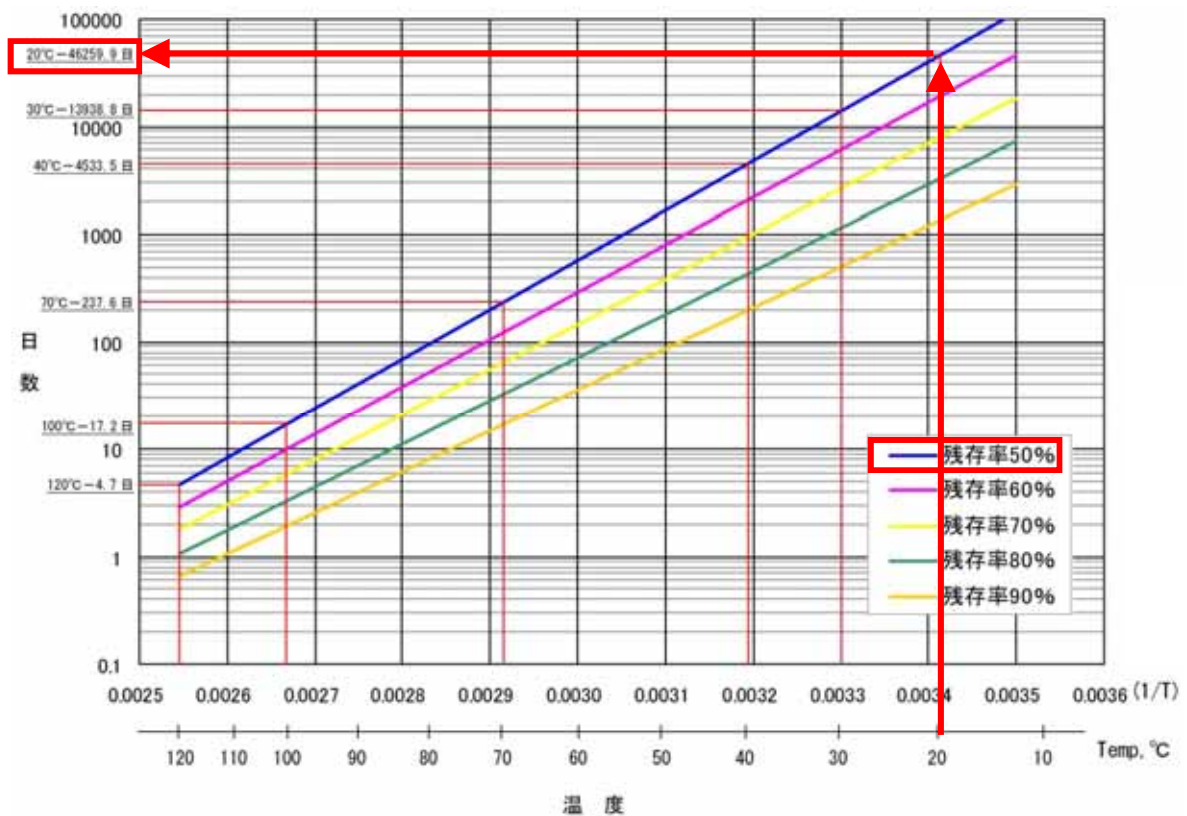
第4-1表 点検時期及び頻度の考え方

	分類	点検の時期・頻度	点検の方法
維持管理開始時	初回点検	竣工直後	詳細点検に準じる
通常時	簡易点検	3年に1回程度	潜水土等による目視
	詳細点検	9～15年に1回程度	潜水土等による目視、水中カメラ等による確認、及び変位計測
異常時	一般臨時点検	地震時、荒天時の直後	簡易点検に準じる
	詳細臨時点検	簡易点検や一般臨時点検により特段の変状が確認された場合	詳細点検に準じる

(4) 参考資料 (ゴムの耐久性について)

ゴムの耐久性 (= 寿命) を規定する上で求められるゴムの残存率\*は50% (メーカー推奨値) であり, 20°Cの暴露条件における熱老化試験によると残存率50%の経過年数は126.7年となる。(第4-1図参照)

※ゴムの残存率: ゴム部材が経年劣化し破断伸びが低下した後の伸び率が, 初期伸び率に対し, どの程度残存していたか表す値 (残存率(%) = 劣化後の伸び率 / 初期伸び率 × 100)。



$$46,259(\text{日}) / 365(\text{日/年}) = 126.7 \text{ 年}$$

第 4-1 図 熱老化試験結果による劣化推定グラフ

ゴムの劣化要因として以下の4項目が挙げられる。

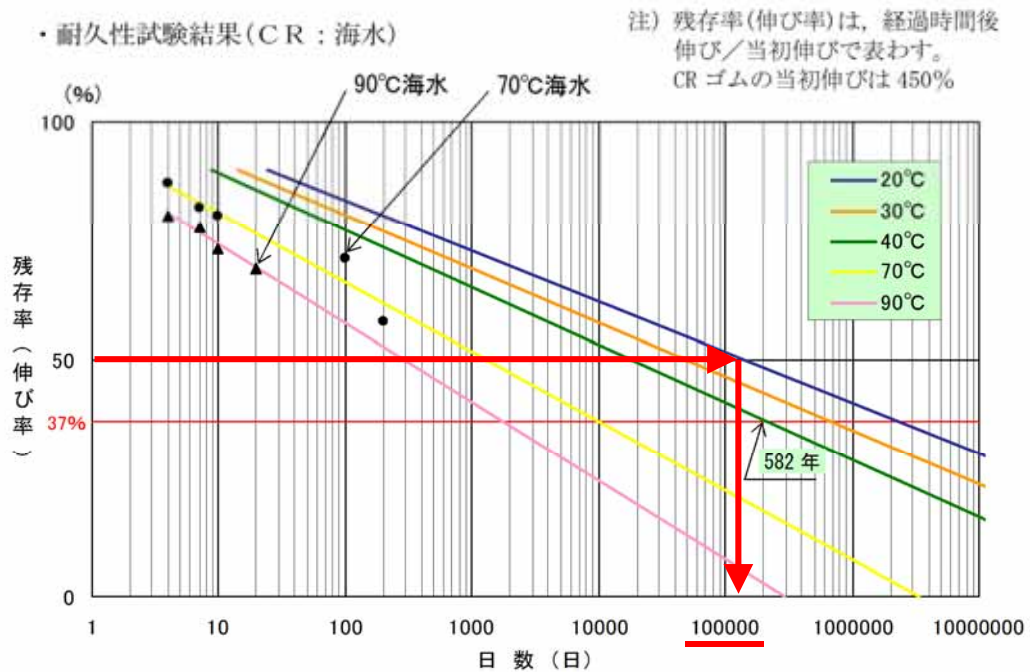
- ① 酸素
- ② 熱
- ③ 日光

④ 機械的変化（伸び縮みの繰返し作用）

上記要因の中でも酸素と熱により大きな影響を受ける。今回の設置位置は海中のため、酸素の供給もなく、残存率を推定した20℃より温度が低い。

そのため、推定した126.7年より耐用年数は増えることが期待される。（第4-2図参照）

また、海水の劣化に与える影響としては、海水暴露に対する促進試験の結果より、熱老化試験結果に比べ、海水暴露のゴムの劣化に与える影響は小さいことが確認されている。



ゴム残存率 50%となる日数：10,000(日)以上

⇔10,000(日)／365(日/年)=273年以上 > 126.7年(20℃の熱老化試験結果)

第 4-2 図 耐久化試験結果による残存率推定グラフ

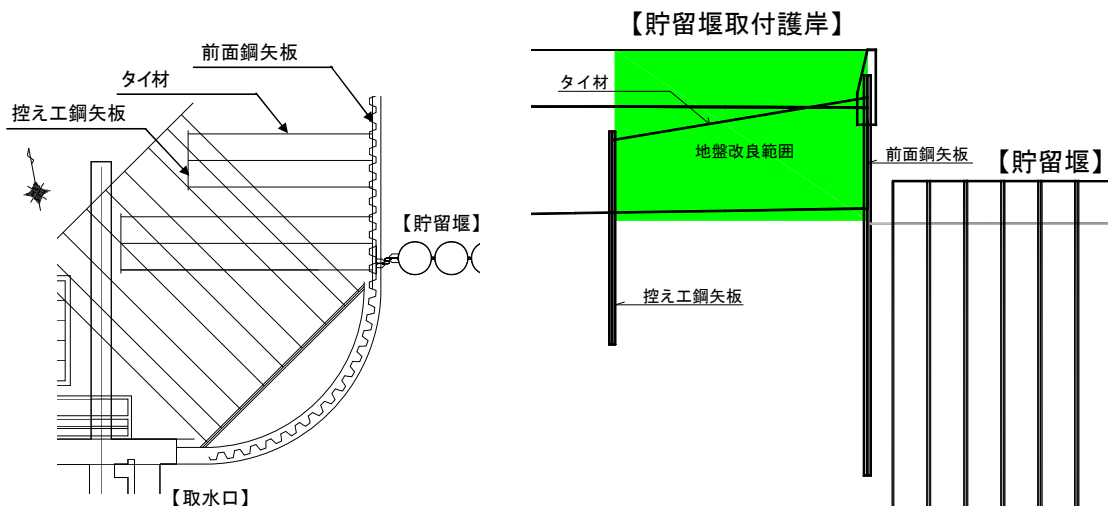
5. 貯留堰への波及的影響の検討方針について（貯留堰取付護岸）

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

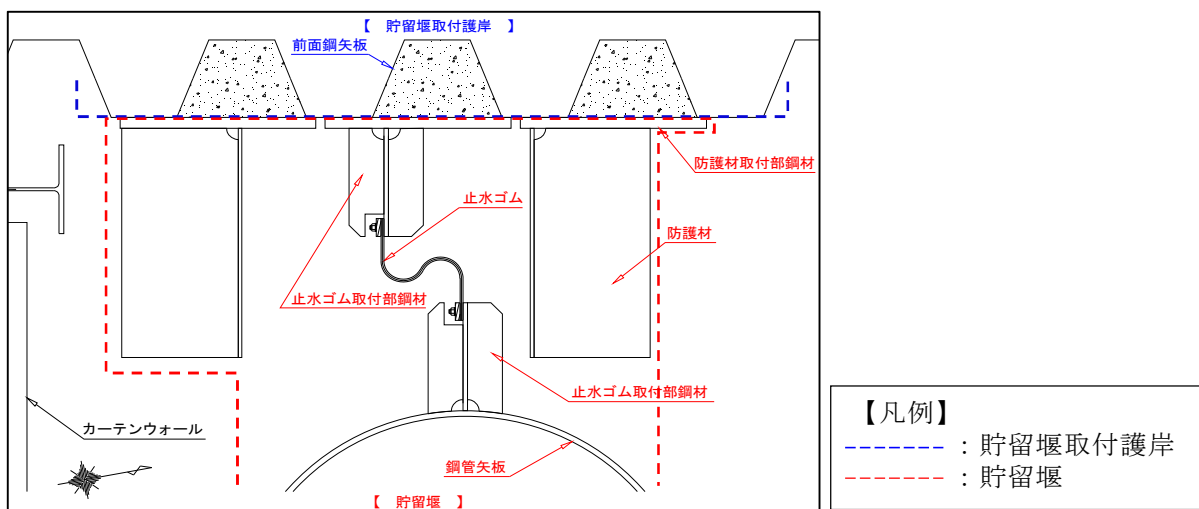
(1) 構造と仕様

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

第5-1図に貯留堰取付護岸構造図、第5-2図に貯留堰取付護岸接続部構造図、第5-1表に貯留堰取付護岸の主要仕様を示す。



第 5-1 図 貯留堰取付護岸構造図



第 5-2 図 貯留堰取付護岸接続部構造図



第 5-1 表 貯留堰取付護岸の主要仕様

	項 目		仕様
前面鋼矢板 (既設)	材 質		SY295
	型 式		V 型
	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	295
		圧 縮	295
控え工鋼矢板 (既設)	材 質		SY295
	型 式		IV型
	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	295
		圧 縮	295
タイ材 (既設)	材 料		ダブル
	型 式		F130T
	間 隔 (mm)		1600
	降伏強度 (kN/本)	引 張	1092

(2) 検討方法

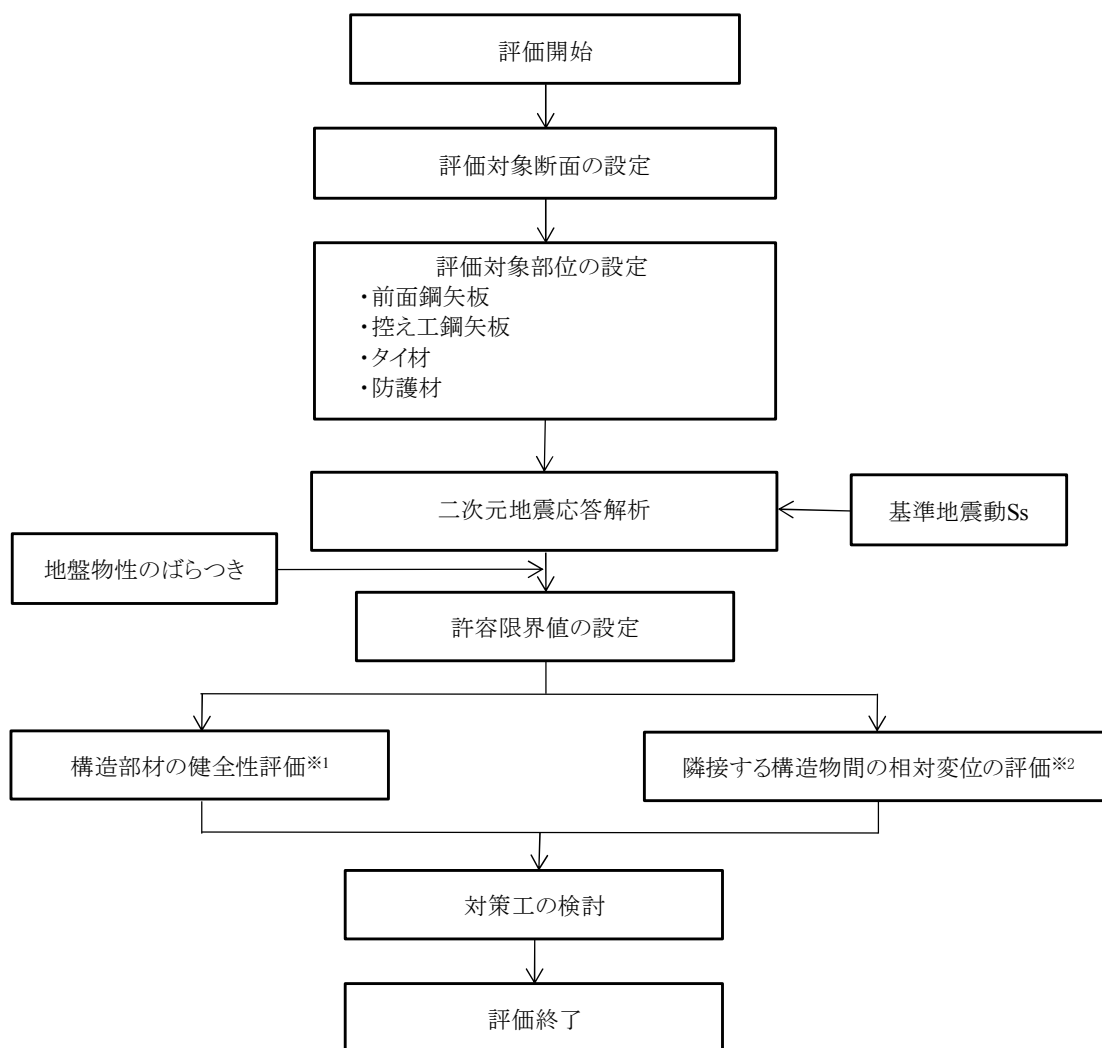
貯留堰取付護岸の貯留堰への波及的影響の検討は、既設構造物である前面鋼矢板、控え工鋼矢板及びタイ材の部材照査による構造部材の健全性、並びに前面鋼矢板と貯留堰との相対変位を確認することで評価とする。

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

貯留堰取付護岸の評価項目、評価部位、評価方法及び許容限界値を第5-2表に、構造検討フローを第5-3図に示す。

第 5-2 表 貯留堰取付護岸の評価項目と許容限界値

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



※1：構造部材の健全性評価を実施することで、第5-2表に示す「上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと」を満足することを確認する。

※2：隣接する構造物間の相対変位の評価を実施することで、第5-2表に示す「上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと」を満足することを確認する。

第5-3図 構造検討フロー（耐震評価）

## 6. 参考文献

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

5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は、基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

(1) 粘性土層について

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

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

浸透時間は、一般に次式で示される。

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

ここに

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

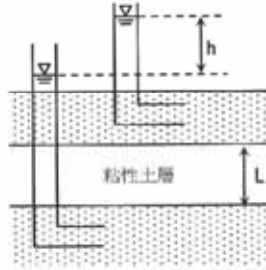


図-2.18 浸透距離と水位差

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

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

### 第 6-1 図 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

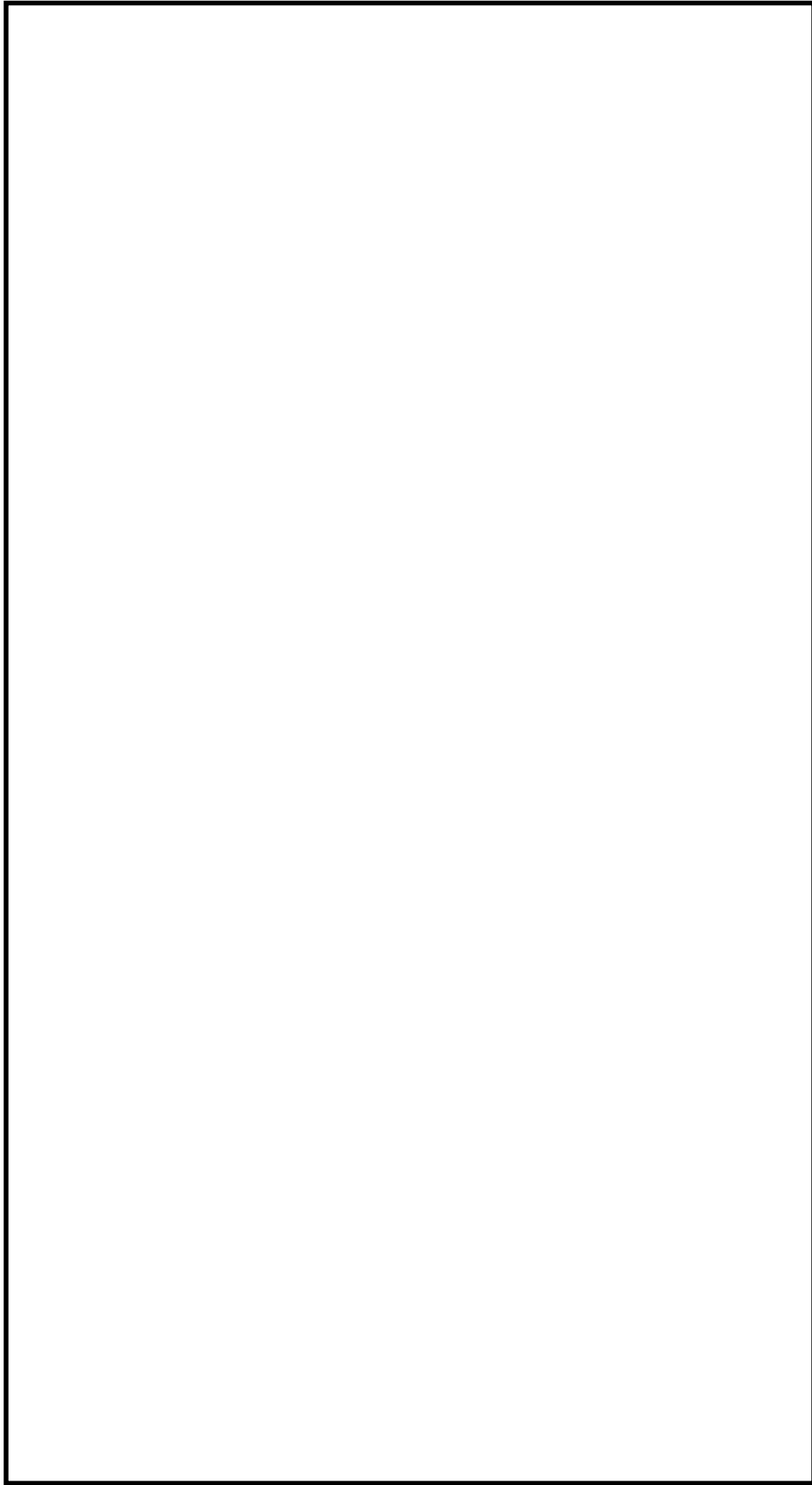
（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）抜粋 p. 43）

- (2) 斎藤等：鋼管矢板継手の遮水性能評価試験，土木学会第56回年次学術講演会，2001
- (3) 石原等：地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測，第26回土質工学研究発表会，1991

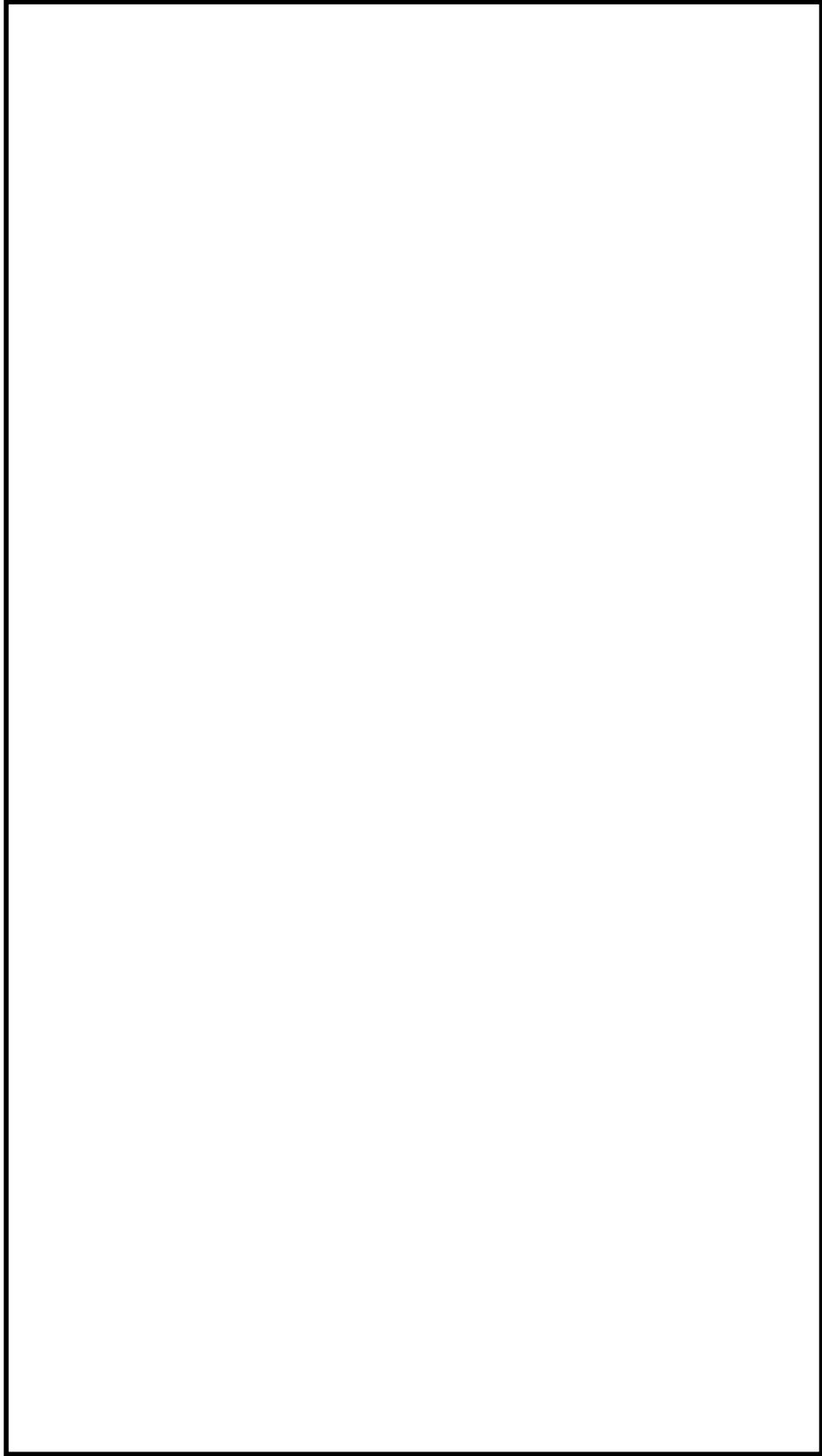
貫通部等止水箇所について

(第 9 条 溢水による損傷の防止 補足説明資料－36 より)

海水ポンプ室の防護について、海水ポンプ室廻りの防護対象範囲を設定し、貫通部等の調査を実施した。海水ポンプ室廻りの防護対象範囲図を第 1 図に、貫通部等の配置図を第 2 図に示す。また、海水ポンプ室の貫通部等リストを第 1 表に示す。



第1図 海水ポンプ室廻りの防護対象範囲図



第2図 海水ポンプ室防護区画の貫通部等配置図

第1表 海水ポンプ室 貫通部等リスト (1/2)

No.	場所	壁位置	貫通部等 サイズ	種別	備考
1	取水口北側ピット	西面	1100A	配管 750A 電線管 G54	
2	取水口北側ピット	西面	1100A	配管 750A, 25A	
3	取水口北側ピット	西面	1100A	配管 750A, 25A	
4	取水口北側ピット	西面	W420mm× H580mm× 2 か所	ケーブルピット	
5	取水口北側ピット	南面	300A	配管 100A	
6	取水口北側ピット	南面	—	配管 25A	
7	取水口北側ピット	南面	—	配管 25A	
8	取水口北側ピット	東面	800A	配管 500A	
9	取水口北側ピット	東面	450A	配管 250A 電線管 G28	
10	取水口北側ピット	東面	500A	配管 100A	
11	取水口北側ピット	東面	300A	配管 80A	
12	取水口北側ピット	東面	W420mm× H580mm× 2 か所	ケーブルピット	
13	取水口南側ピット	南面	—	電線管	
14	取水口南側ピット	南面	—	電線管	
15	取水口南側ピット	南面	—	電線管	
16	取水口南側ピット	東面	300A	配管 80A	



第1表 海水ポンプ室 貫通部等リスト (2/2)

No.	場所	壁位置	貫通部 サイズ	種別	備考
17	取水口南側ピット	東面	500A	配管 250A, 10A	
18	取水口南側ピット	東面	800A	配管 500A 電線管 G28	
19	取水口南側ピット	東面	250A	配管 80A	
20	取水口南側ピット	東面	H970mm× W1000mm	配管 15A+保温厚 25mm	
21	取水口南側ピット	北面	—	配管 25A	
22	取水口南側ピット	北面	—	配管 25A	
23	南側ストレナ室	西面	φ 1800mm	ダクト 配管 20B 配管 10B	
24	南側ストレナ室	西面	φ 2000mm	ダクト 配管 20B 配管 10B×2 本	
25	南側ストレナ室	西面	—	開口部	ケーブルピット 点検用開口部点 検防止蓋
26	南側ストレナ室	西面	—	開口部	
27	南側ストレナ室	西面	—	開口部	
28	南側ストレナ室	北面	—	穴開口	

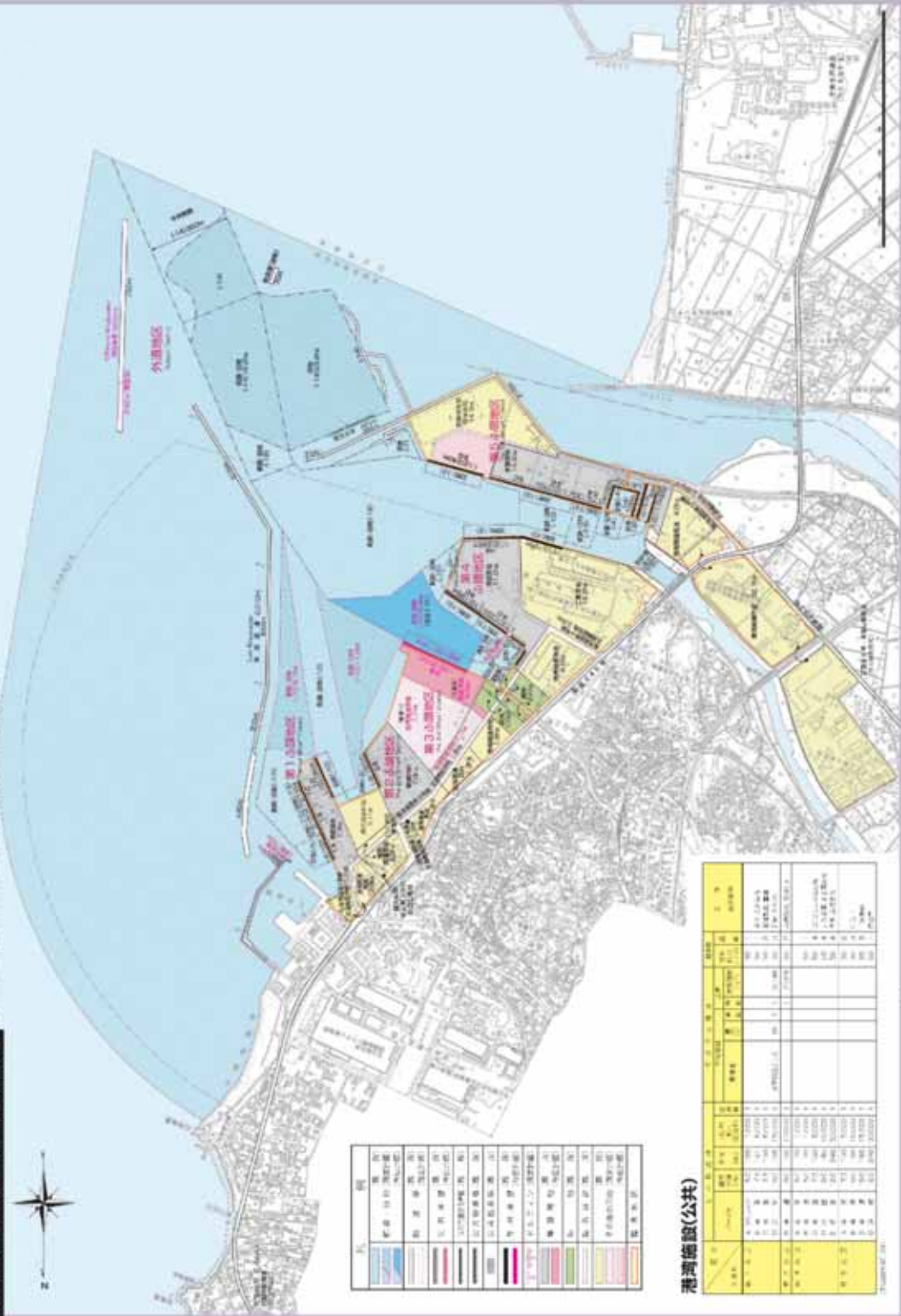
隣接する日立港及び常陸那珂港区の  
防波堤の延長計画の有無について

1. 日立港区及び常陸那珂港区の防波堤の延長計画の有無

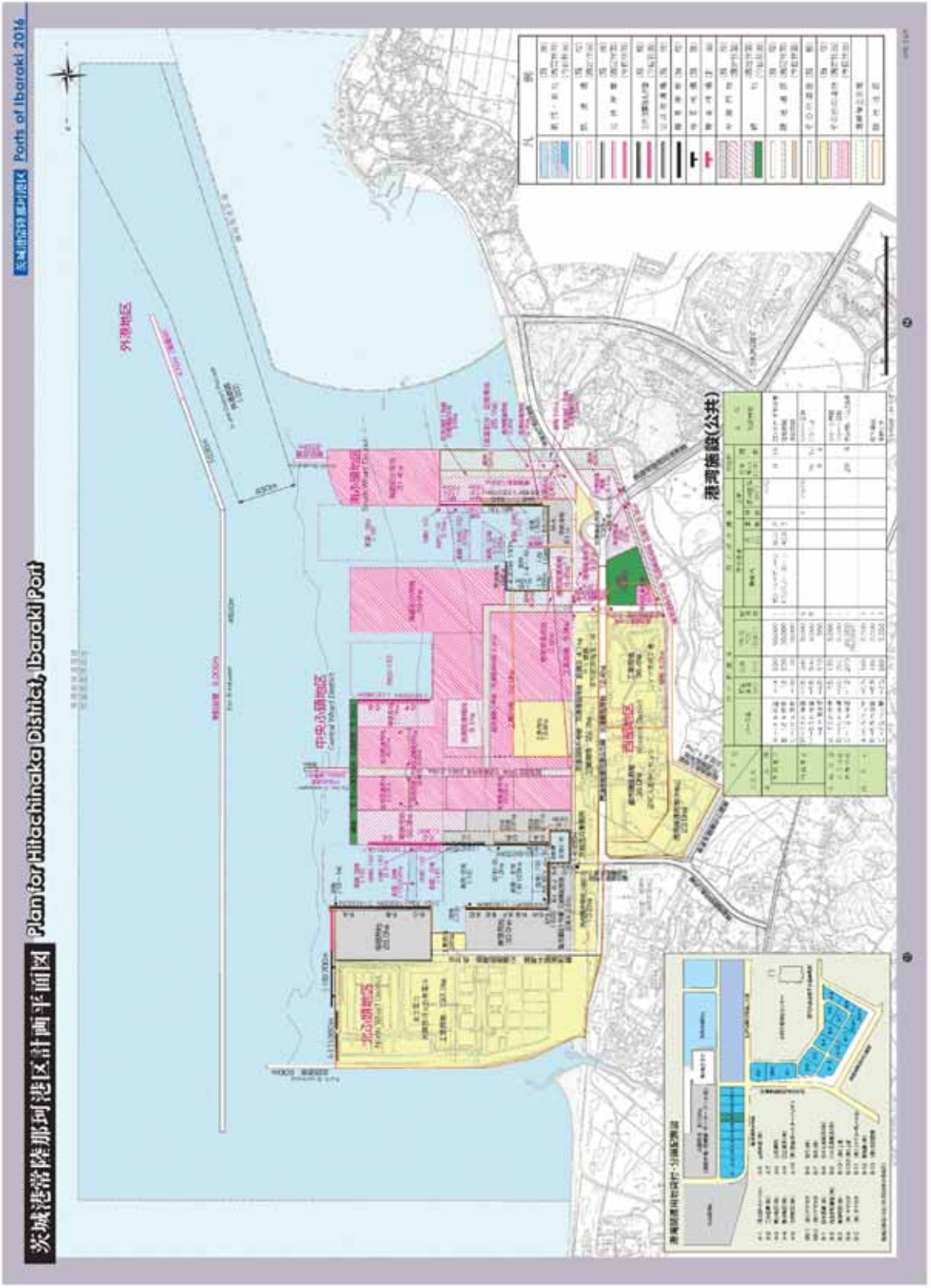
日立港区及び常陸那珂港区の防波堤の整備計画については、茨城県土木部港湾課，茨城県立地推進東京本部，茨城県港湾協会の企画・編集した「2016 PORTS OF IBARAKI」（平成 28 年 3 月）中に計画平面図として示されている。

これによると，日立港区については沖防波堤を北側に 200m，常陸那珂港区については東防波堤を南側に 470m 延長する計画があり，現在整備事業が行われている。第 1 図に日立港区における防波堤の整備計画，第 2 図に常陸那珂港区における防波堤の整備計画をそれぞれ示す。

茨城港日立港区計画平面図 Plan for Hitachi District, Ibaraki Port



第 1 図 日立港区における防波堤の整備計画



第2図 常陸那珂港区における防波堤の整備計画

2. 東海第二発電所の基準津波策定時点における日立港区及び常陸那珂港区の防波堤の扱い

(1) 基準津波策定におけるモデルと延長計画を含む整備計画との差異  
第3図に東海第二発電所の基準津波策定における防波堤モデル(平成26年3月時点)と防波堤の延長計画の差異について示す。

① 日立港区

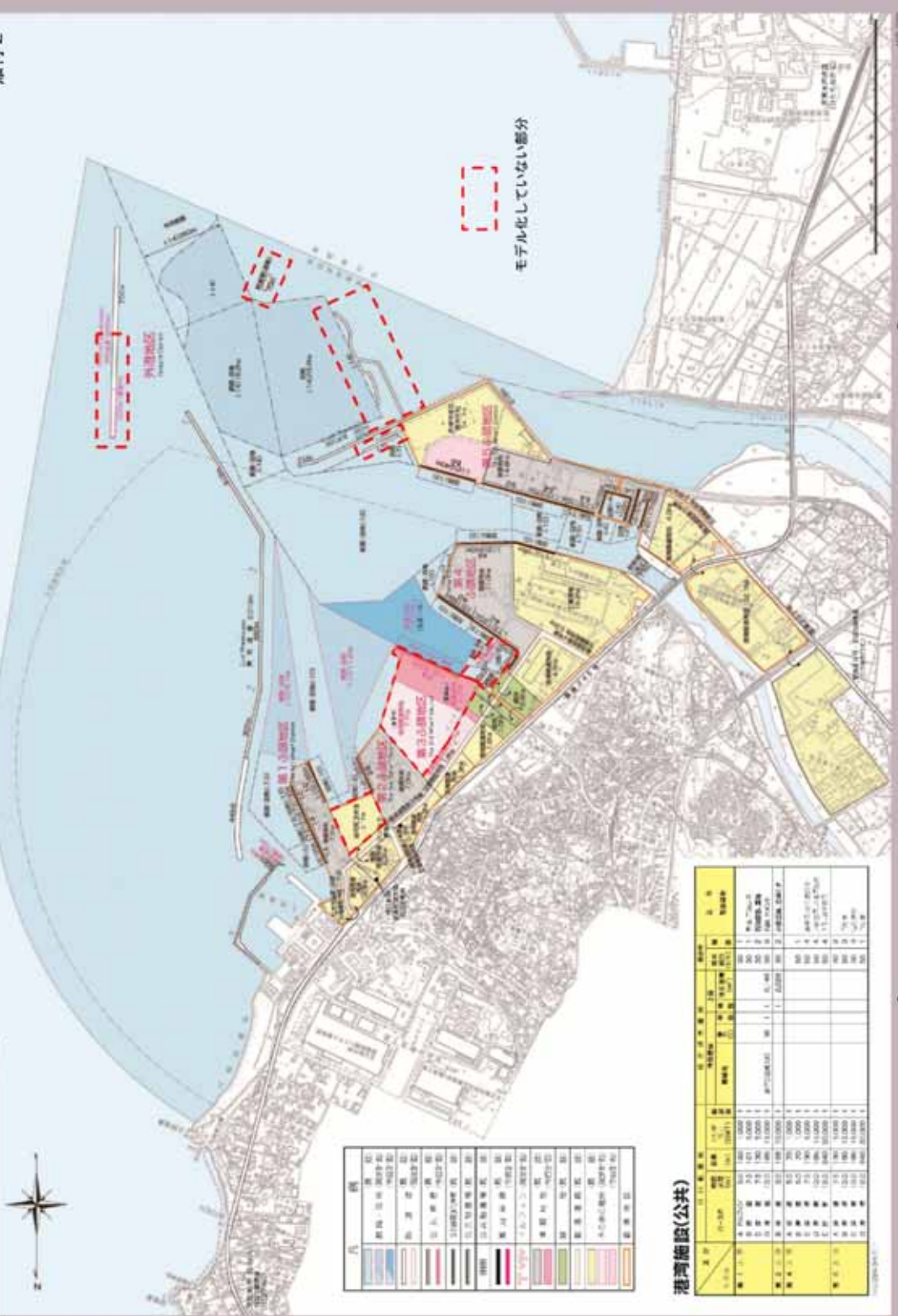
- a. 沖防波堤の北側延長部分(200m)がモデルに未反映
- b. 沖防波堤の西側に位置する防波堤(70m)がモデルに未反映

② 常陸那珂港区

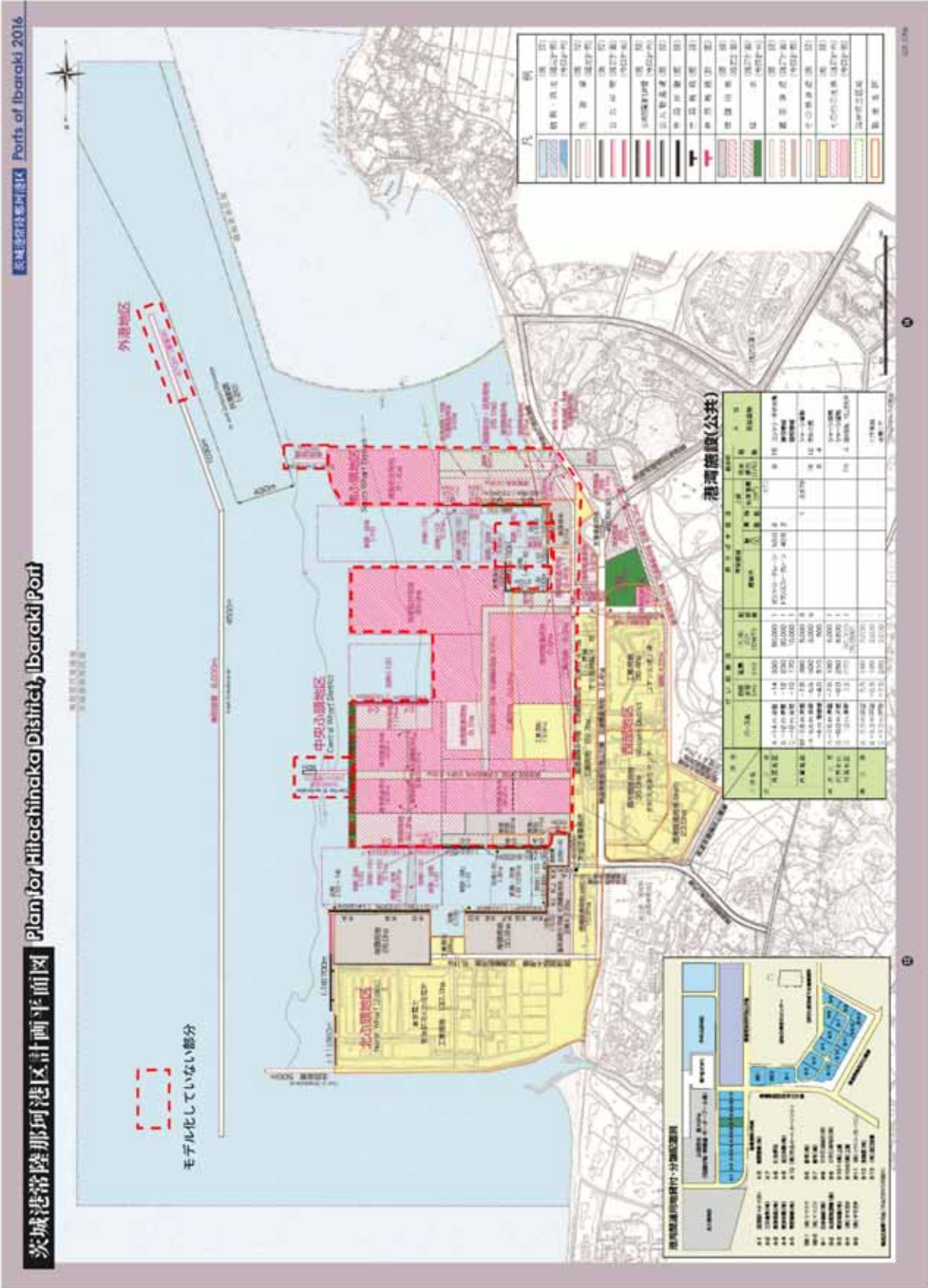
- a. 東防波堤の南側延長部分(470m)がモデルに未反映

茨城港日立港区計画平面図 Plan for Hitachi District, Ibaraki Port

添付 2



第 3 図 基準津波策定におけるモデルと延長計画を含む整備計画との差異 (1/2)



第3図 基準津波策定におけるモデルと延長計画を含む整備計画との差異 (2/2)

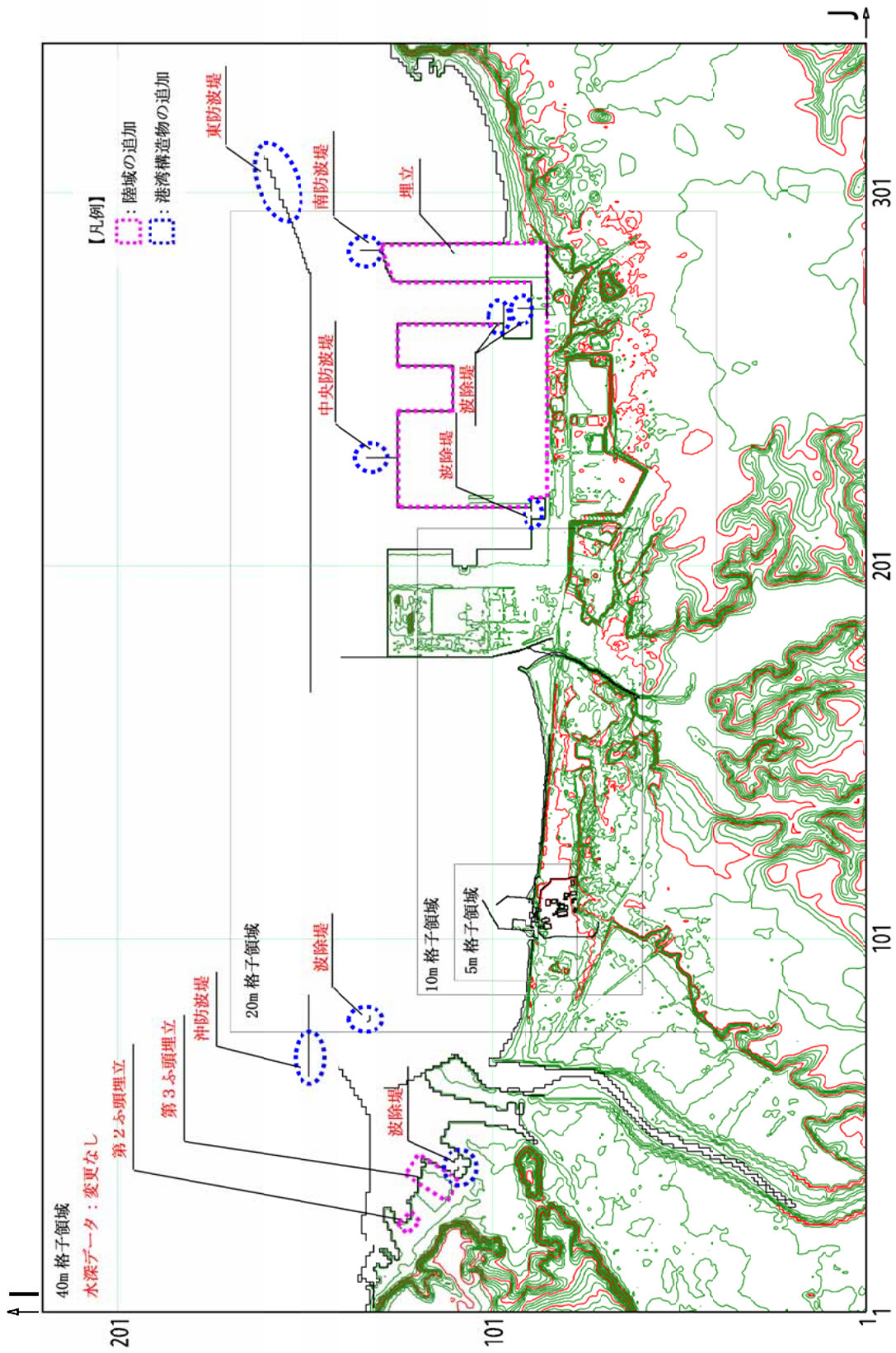
## (2) 防波堤のモデル化範囲の差異に対する考察

防波堤の延長が計画されている日立港区の沖防波堤及び常陸那珂港区の防波堤の整備距離については、モデルに対して軽微な変更であることから、基準津波に対して大きな影響を及ぼすものではないと考えられる。

## 3. 整備計画に対する影響確認

基準津波策定時の防波堤のモデル化範囲と茨城港日立港区及び常陸那珂港区の延長計画を含む整備計画を反映したモデルとの差異が基準津波高さ及び入力津波高さに影響を及ぼすことがないことを確認するため、整備計画を反映したモデルにより津波解析を行い、影響評価を実施した。第4図に整備計画に基づく防波堤等のモデル化範囲を示す。



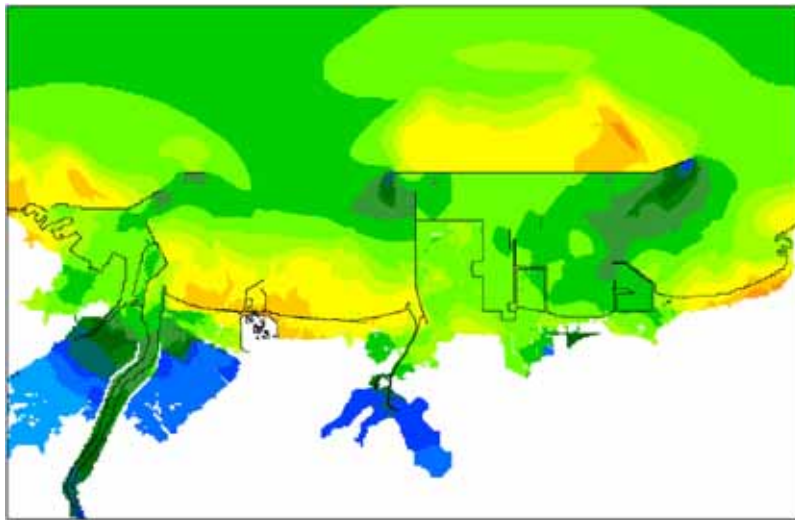


第4図 整備計画に基づく防波堤等のモデル化範囲

#### 4. 既往モデル（基準津波策定時モデル）に対する整備計画反映モデル

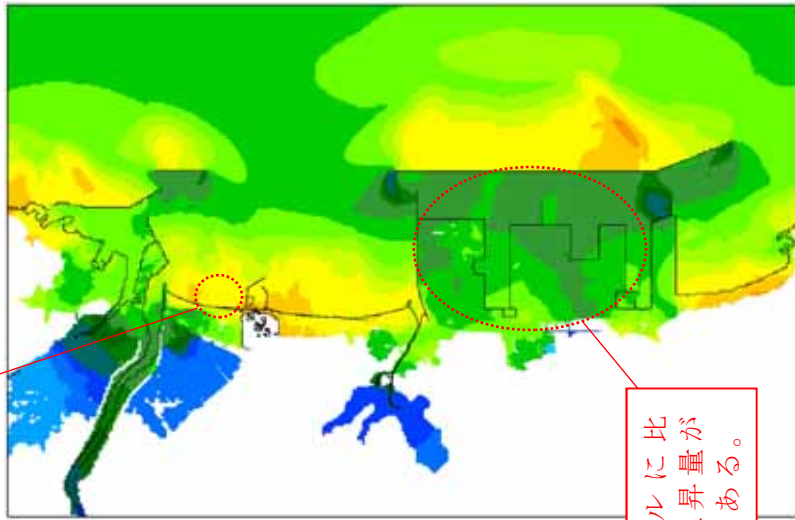
による最大水位上昇量分布及び最大水位下降量分布の傾向確認

日立港区及び常陸那珂港区における防波堤等の整備計画を反映したモデルにより遡上解析を実施し、既往モデル（基準津波策定時モデル）に対する当該モデルでの最大水位上昇量分布及び最大水位下降量分布の傾向を確認した。第 5 図に基準津波による発電所周辺の最大水位上昇量分布の比較、第 6 図に基準津波による敷地エリアの最大水位上昇量分布の比較、第 7 図に基準津波による敷地エリアの最大水位下降量分布の比較をそれぞれ示す。第 5 図の整備計画反映モデルによる最大水位上昇量分布から敷地前面海域の北側において最大水位上昇量分布が減少する傾向が確認され、第 6 図にて詳細を確認したところ敷地前面海域の北側及び敷地側面北側において最大水位上昇量分布が減少する傾向が確認された。これらは日立港区における沖防波堤の延長により津波の水位上昇量が抑えられたものであると考えられる。その他の傾向として第 5 図の常陸那珂港区の海域及び陸域において最大水位上昇量分布が減少する傾向が確認されたが、第 5 図の発電所敷地前面東側及び敷地側面南側において、最大水位上昇量分布の大きな増減は確認されなかった。また、整備計画反映モデルによる遡上解析においても遡上波による敷地への回り込みがないことを確認した。第 7 図の基準津波による敷地エリアの最大水位下降量分布については、既往モデル（基準津波策定時モデル）及び整備計画を反映したモデル間において大きな増減は確認されなかった。



(既往モデル (基準津波策定時モデル))

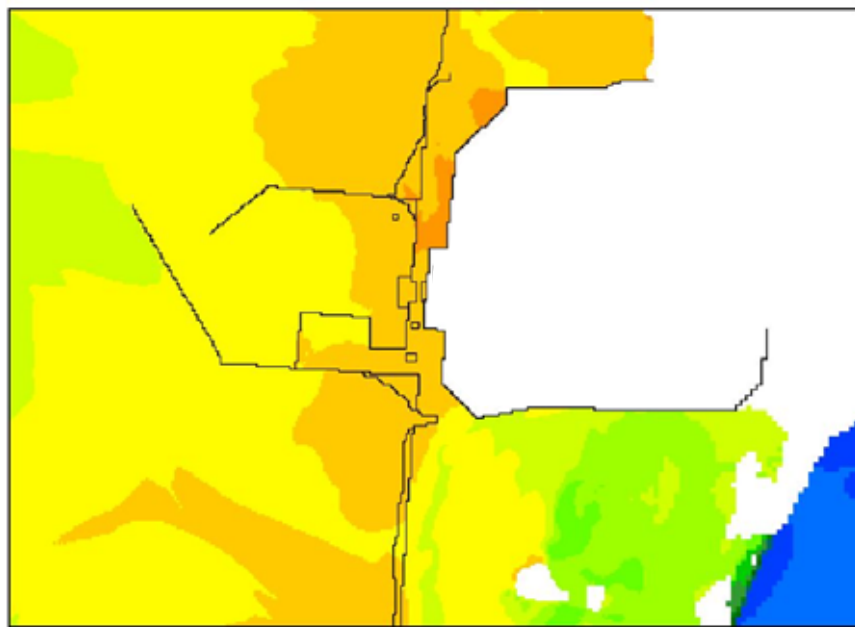
既往モデルに比べ、水位上昇量が減少傾向にある。日立港区の沖防波堤の延長により減少していると考えられる。



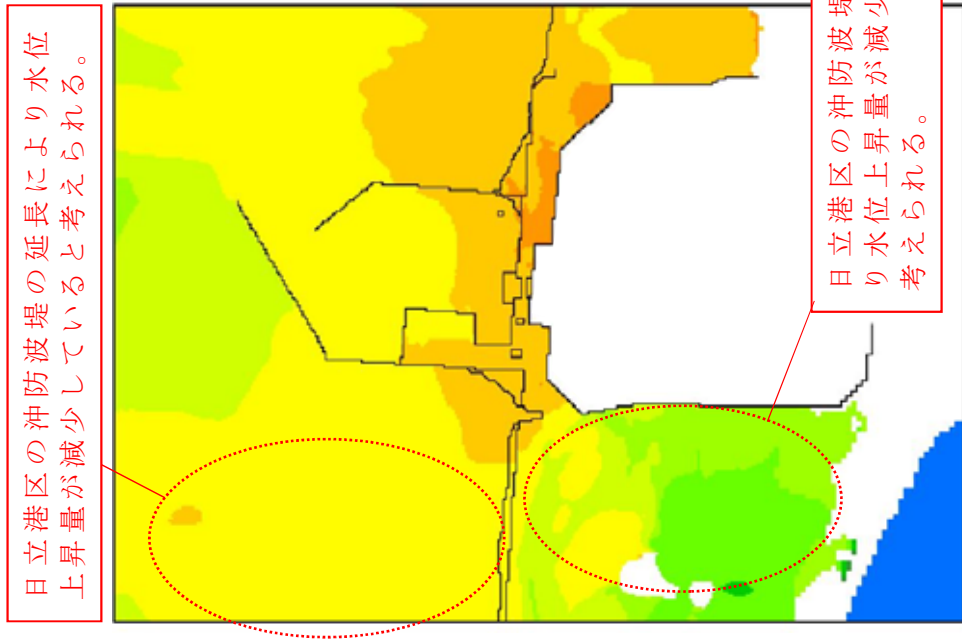
既往モデルに比べ、水位上昇量が減少傾向にある。

(整備計画反映モデル)

第5図 基準津波による発電所周辺の最大水位上昇量分布の比較



(既往モデル (基準津波策定時モデル))

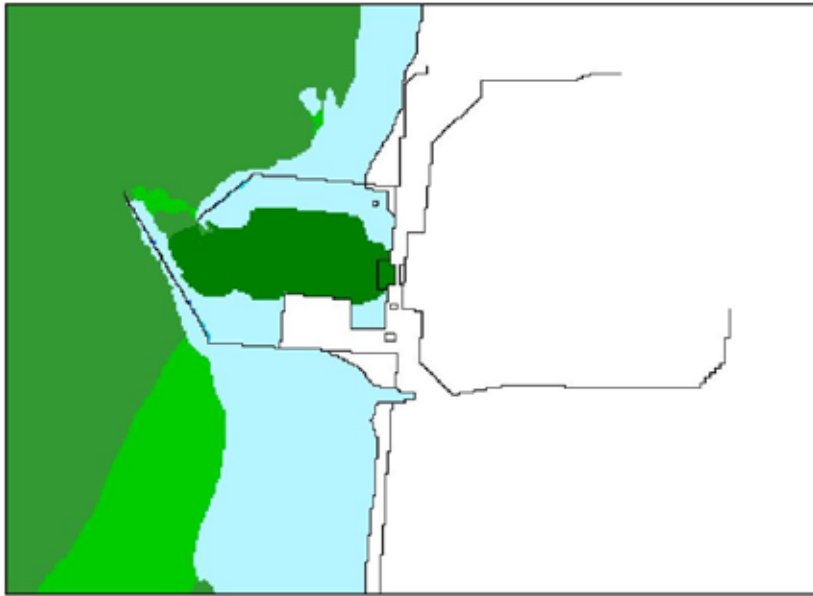


日立港区の沖防波堤の延長により水位上昇量が減少していると考えられる。

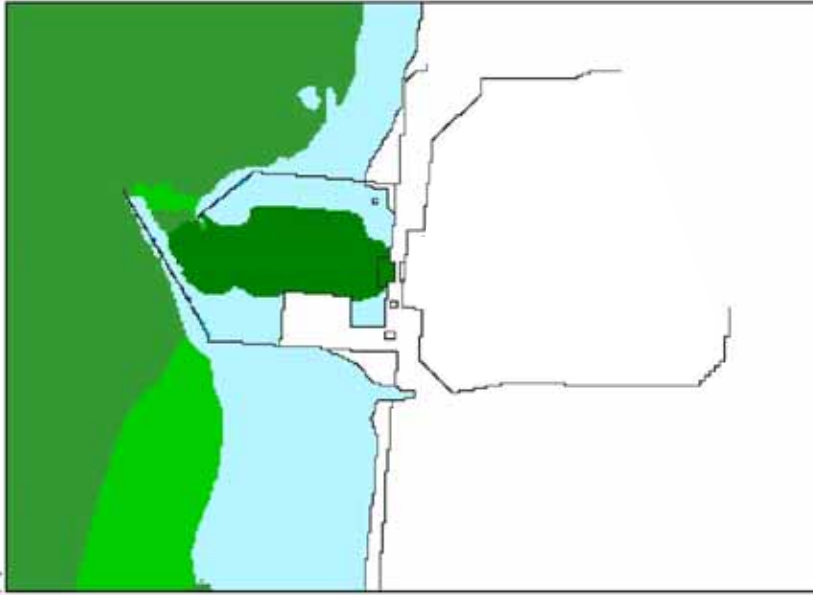
日立港区の沖防波堤の延長により水位上昇量が減少していると考えられる。

(整備計画反映モデル)

第6図 基準津波による敷地エリアの最大水位上昇量分布の比較



(既往モデル (基準津波策定時モデル))



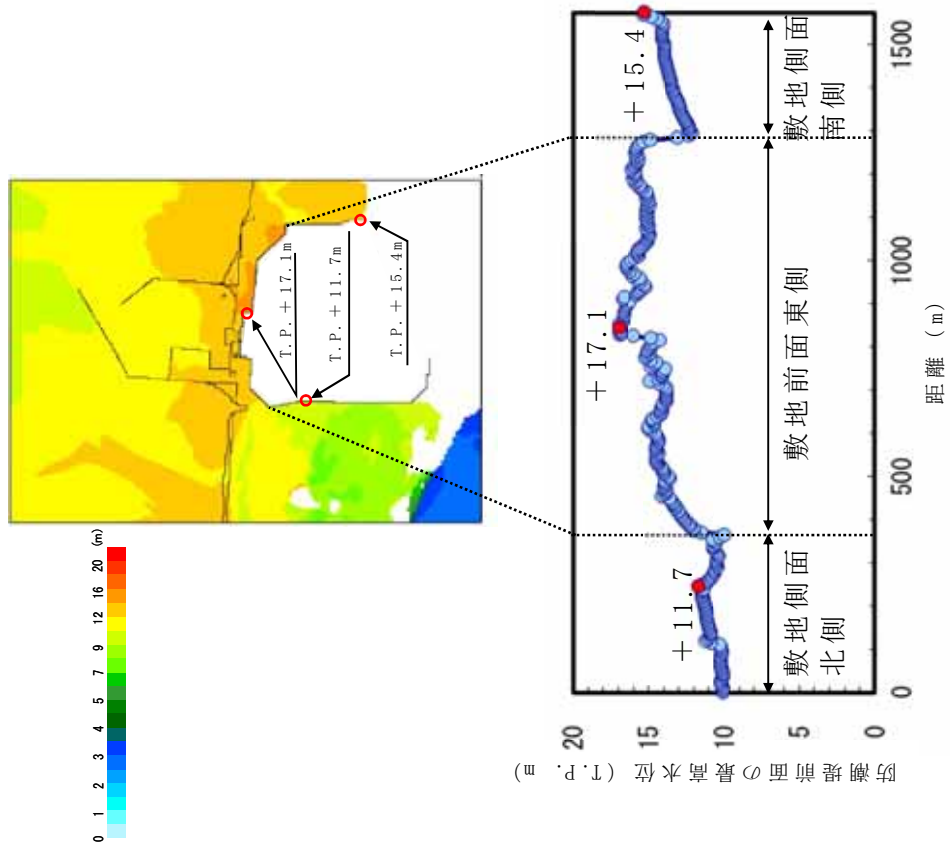
(整備計画反映モデル)

第7図 基準津波による敷地エリアの最大水位下降水量分布の比較

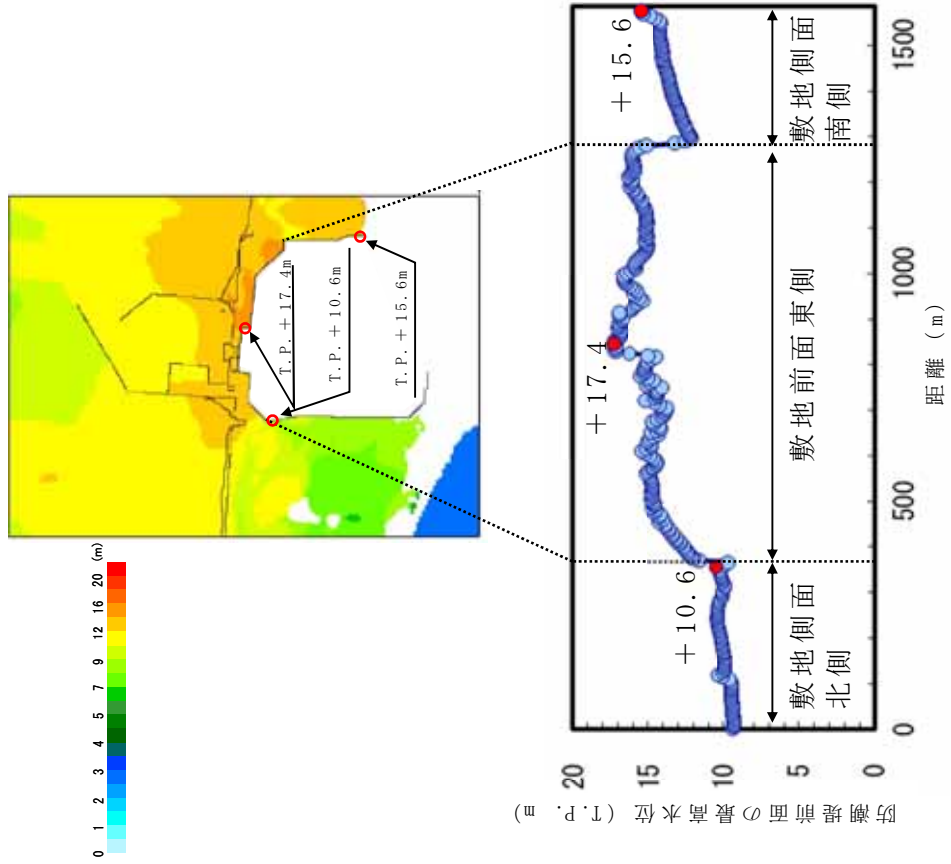
## 5. 整備計画反映モデルによる遡上解析結果に基づく基準津波高さへの影響評価

整備計画反映モデルによる遡上解析結果に基づき、整備計画の反映による評価点の最高水位に対する影響を評価した。第8図に既往モデル（基準津波策定時モデル）による各評価点の最高水位と整備計画反映モデルによる各評価点における最高水位との比較を示す。既往のモデル（基準津波策定時モデル）に比べ、整備計画を反映したモデルによる遡上解析結果において、防潮堤前面（敷地前面東側）では0.3m、防潮堤前面（敷地側面南側）では0.2m最高水位が増加することが確認されたが、これらは既往モデルによる遡上解析結果に対して極めて微小な増加であり、ほぼ同等の水位であることから基準津波に影響を及ぼすものではないと考えられる。なお、防潮堤前面（敷地側面北側）では1.1m最高水位が低下することが確認された。第1表に既往モデル（基準津波策定時モデル）及び整備計画反映モデルにおける最高水位一覧を示す。

＜既往モデル（基準津波策定時モデル）＞



＜整備計画反映モデル＞



第8図 既往モデル（基準津波策定時モデル）と整備計画反映モデルにおける最高水位の比較

第 1 表 既往モデル（基準津波策定時モデル）及び

整備計画反映モデルにおける最高水位一覧

	評価点	既往モデル (基準津波策 定時モデル)	整備計画 反映モデル	最高水位 の差 (既往モ デル基準)
最高水位 (T.P. m)	防潮堤前面 (敷地側面北側)	+ 11.7	+ 10.6	- 1.1
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	+ 17.1	+ 17.4	+ 0.3
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	+ 15.4	+ 15.6	+ 0.2

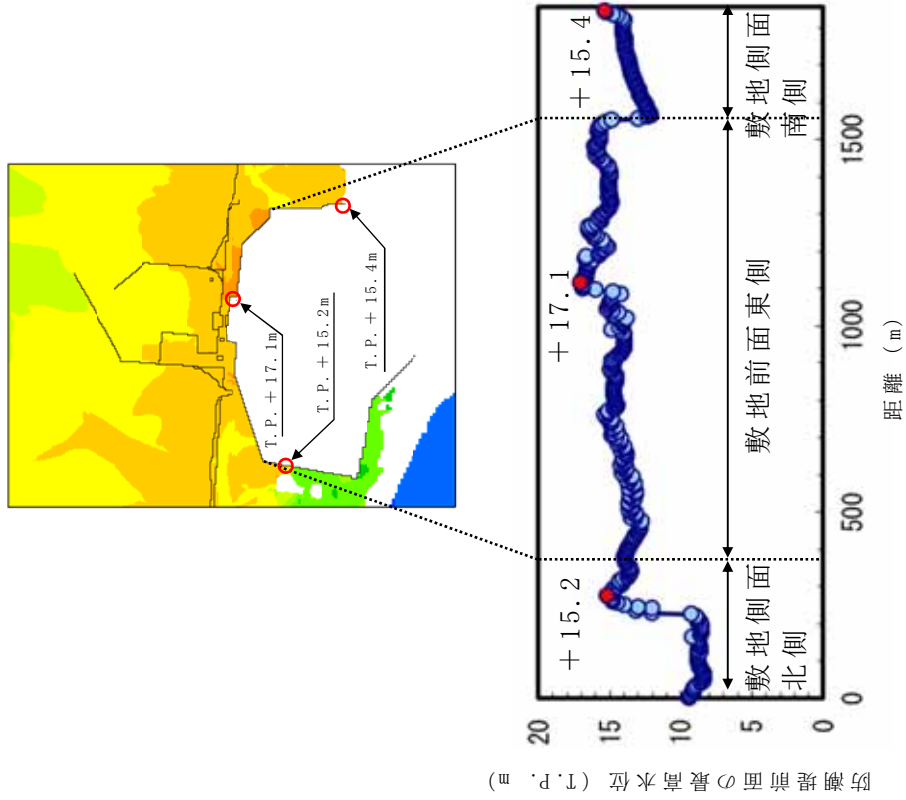


## 6. 整備計画反映モデルによる遡上解析結果に基づく入力津波高さへの影響評価

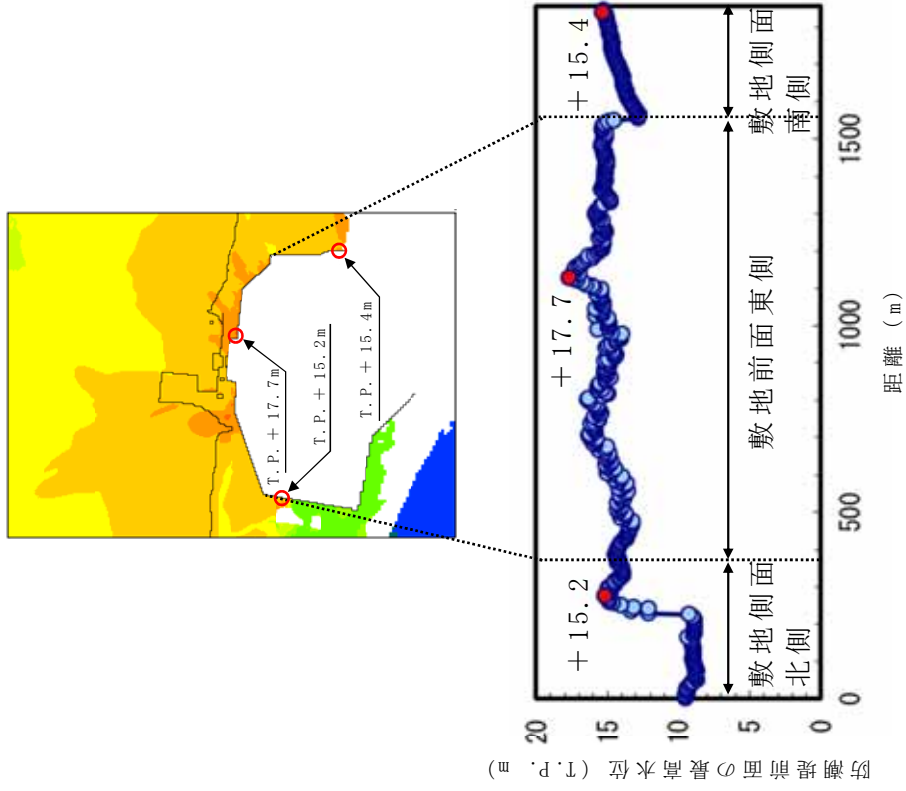
施設の設計又は評価に用いる入力津波は、第9図及び第10図に示すとおり防波堤の有無による影響、地盤変状による影響等水位変動に影響を与えうる因子についてパラメータスタディを実施し、防潮堤前面において最も水位が高くなる遡上解析結果をもとに設定している。パラメータスタディの結果、敷地側面北側では T.P. + 15.2m、敷地前面東側では T.P. + 17.7m、敷地側面南側では T.P. + 16.6m がそれぞれ最も水位が高くなったことからこれらの水位をもとに防潮堤前面の入力津波を設定した。

一方整備計画反映モデルによる遡上解析結果における防潮堤前面での最高水位は第1表に示したとおり敷地側面北側では T.P. + 10.6m、敷地前面東側では T.P. + 17.4m、敷地側面南側では T.P. + 15.6m であり、整備計画を反映したモデルによる遡上解析結果は防潮堤前面のいずれの評価点においても現状の入力津波に包絡されることから入力津波に影響を及ぼすものではない。第2表に入力津波設定用水位と整備計画反映モデルにおける最高水位一覧を示す。

＜防波堤あり，地盤変状なし＞



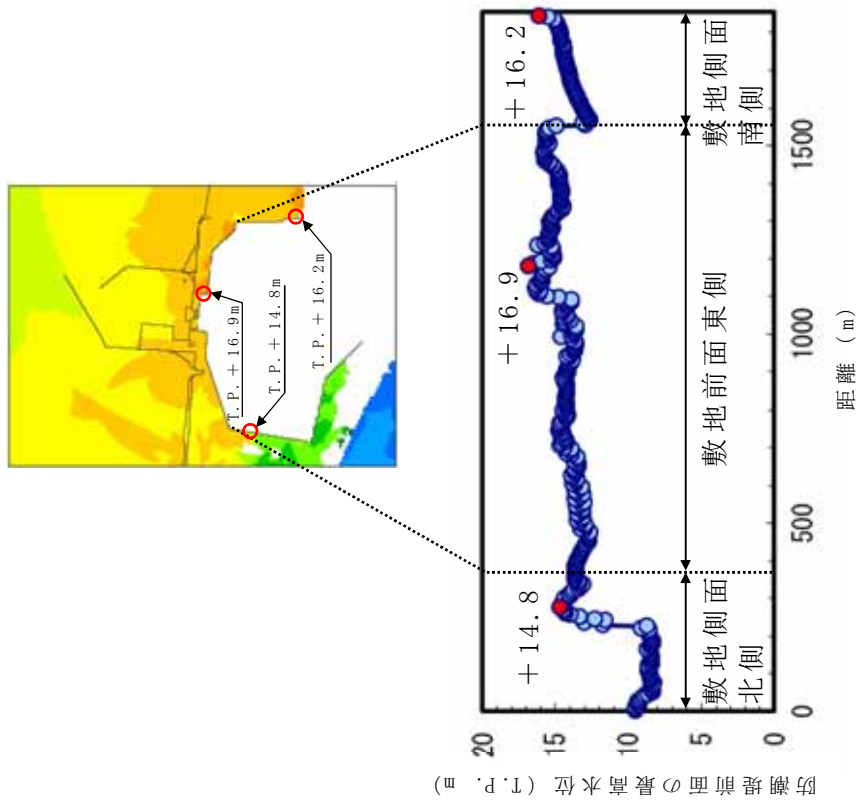
＜防波堤なし，地盤変状なし＞



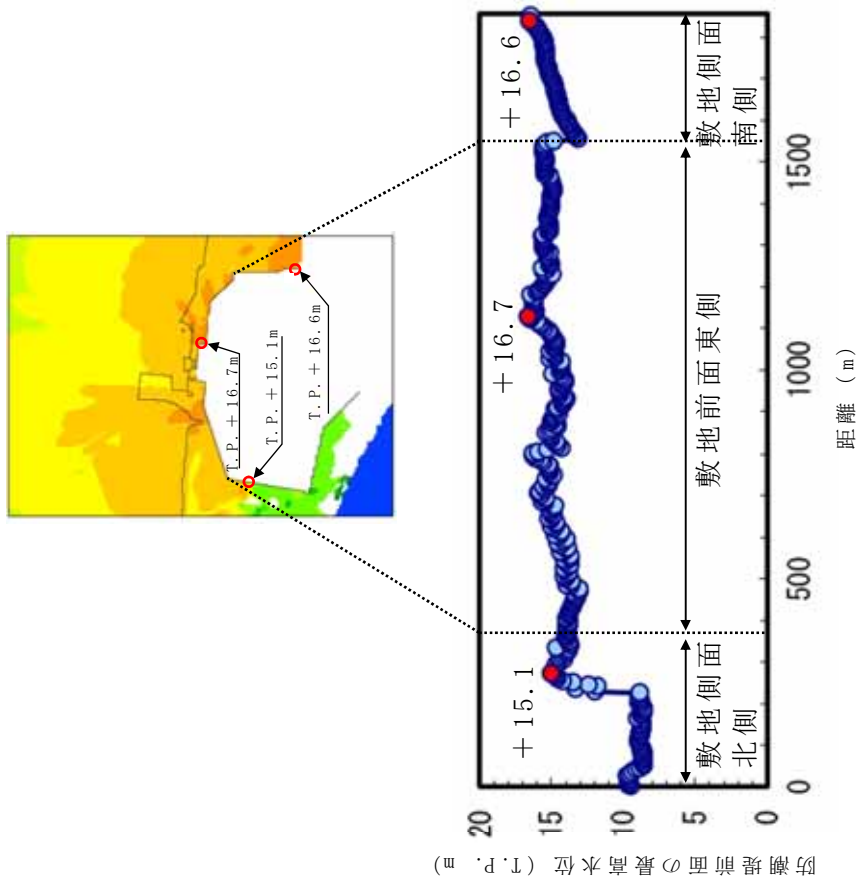
※ 防潮堤ルート変更前の解析結果を用いて防潮堤前面における入力津波高さ（津波高さ）を設定

第9図 基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果（防波堤の有無による影響）

<防波堤あり，地盤変状あり>



<防波堤なし，地盤変状あり>



※ 防潮堤ルート変更前の解析結果を用いて防潮堤前面における  
入力津波高さ(津波高さ)を設定

第10図 基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果(地盤変状による影響)

第2表 入力津波設定用水位と整備計画反映モデルにおける

最高水位一覧

	評価点	入力津波設定 用水位 <sup>※1※2</sup>	整備計画 反映モデル	最高水位 の差 (入力津 波設定用 水位基準)
最高水位 (T.P. m)	防潮堤前面 (敷地側面北側)	+15.2 (防波堤なし・地 盤変状なし)	+10.6	-4.6
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	+17.7 (防波堤なし・地 盤変状なし)	+17.4	-0.3
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	+16.6 (防波堤なし・地 盤変状あり)	+15.6	-1.0

- ※1 防波堤の有無による水位への影響，地盤変状による水位への影響を考慮して最大となる水位を選択した。
- ※2 防潮堤ルート変更後においても防潮堤ルート変更前の解析データを上回らなかったが，保守的に防潮堤ルート変更前の解析データを使用した。

## 防波堤の有無による敷地南側の津波高さについて

## 1. はじめに

防波堤の有無による敷地南側における津波高さの差異について考察した。

## 2. 敷地南側における津波高さの差異に関する考察

- (1) 津波評価における遡上解析では、防波堤をモデル化した条件により、津波防護施設である防潮堤前面における最大水位上昇量を評価している。一方、耐津波設計においては、人工構造物による遡上解析への影響を確認することが要求されている。

このため、津波評価での防波堤ありモデルと耐津波設計で考慮する防波堤なしモデルによる最大水位上昇量の比較を行った。図1に防波堤ありモデル及び防波堤なしモデルによる敷地周辺の最大水位上昇量分布図（コンター図）を示す。

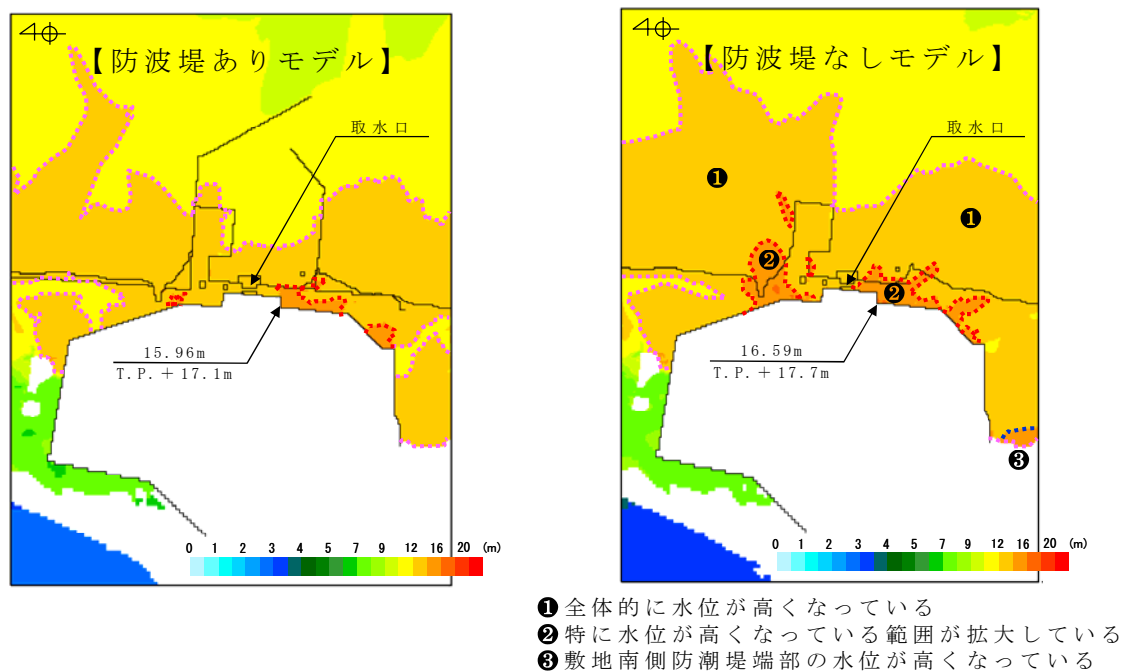


図1 防波堤あり／なしモデルによる最大水位上昇量分布図

- (2) 発電所敷地周辺の最大水位上昇量を俯瞰的に観察すると、防波堤なしモデルの方が、全体的に最大水位が高い傾向(①)にあり、特に水位が高くなる地点が取水口南側の防潮堤隅角部のほか取水口北側及び南側に拡大していることが確認(②)できる。

これは、防波堤を遡上解析モデルから除外したことに伴い、防波堤による津波の軽減効果が低減したこと及び敷地に向かう津波の流況(流向・流速)に変化が生じたことにより、海域及び陸域の最大水位上昇量が全体的に上昇するとともに、局所的に水位が高くなる地点が拡大したものと考えられる。

- (3) 敷地南側の防潮堤付近の最大水位上昇量に着目すると、敷地側面南側の防潮堤端部から少し離れた地点の水位が高く(③)なっている。

これは、上記(2)で示した要因によるもののほか、津波の襲来方向に正対する敷地前面東側の防潮堤に到達した津波が、敷地側面南側の防潮堤の線形形状に沿って敷地南側の陸域に遡上し、防潮堤端部が寄り付く緩やかな傾斜を持つ地山において滞留した結果と考えられる。図2に敷地側面南側の防潮堤端部の状況、表1に防波堤なしモデルによる水位・流速ベクトル図を示す。

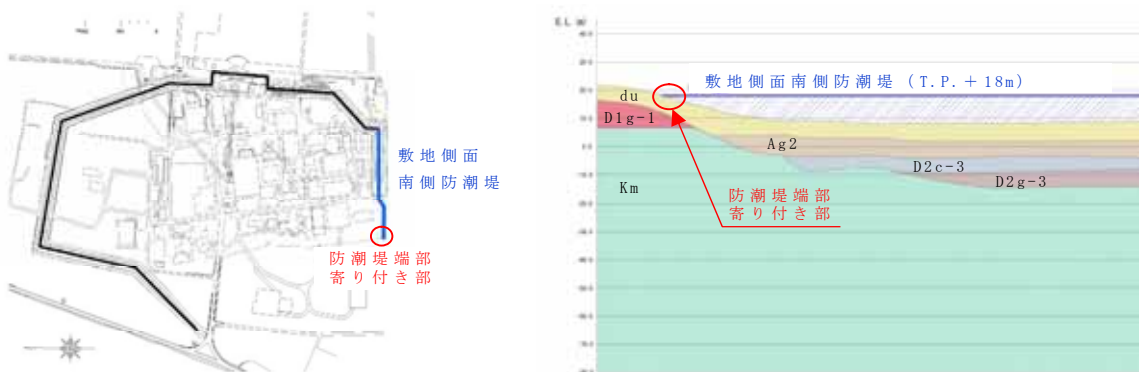
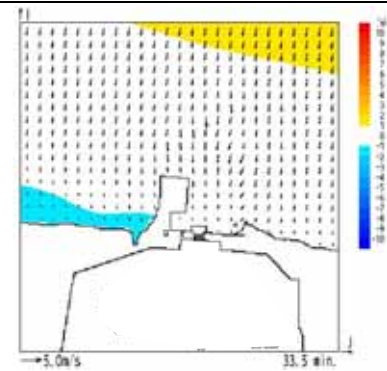
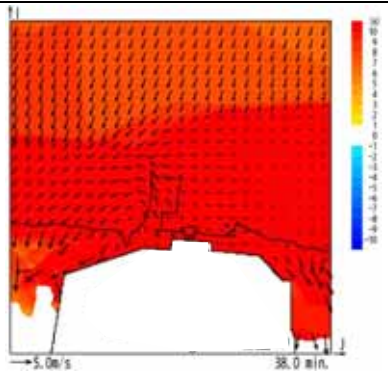
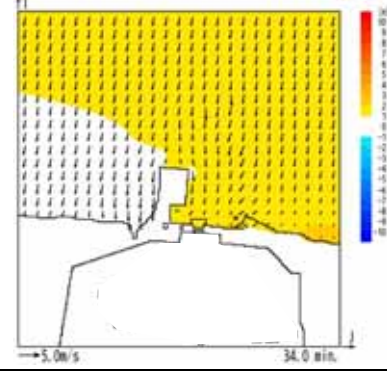
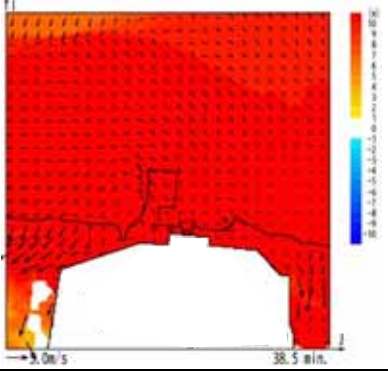
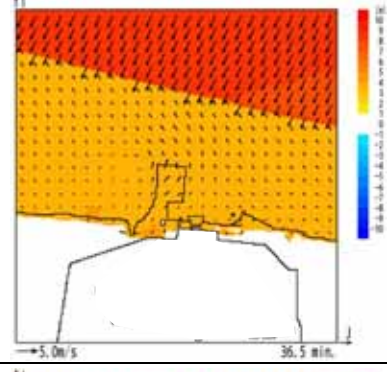
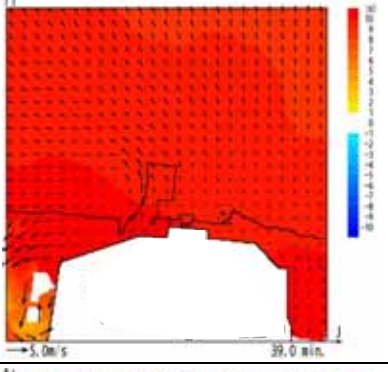
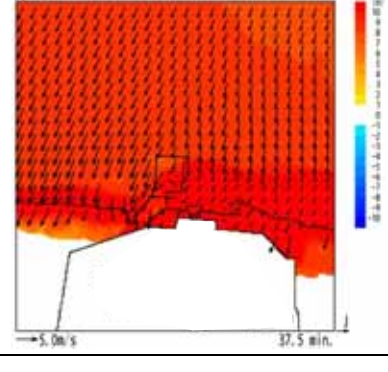
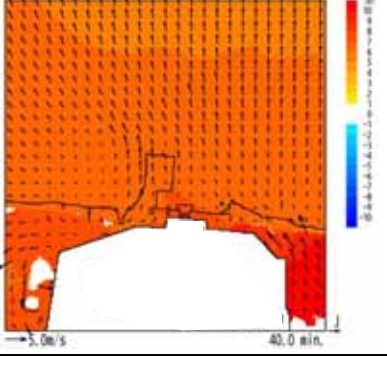


図2 敷地側面南側の防潮堤端部の状況

表 1 防波堤なしモデルによる水位・流速ベクトル図

地震発生後 経過時間	水位・流速ベクトル図	地震発生後 経過時間	水位・流速ベクトル図
33.5分 敷地前面海域に押し波が襲来し始める		38.0分 津波が敷地側面南側の防潮堤線形状に沿って敷地内を遡上する	
34.0分 津波が敷地に到達する		38.5分 津波が敷地側面南側の防潮堤が寄り付く地山に到達する	
36.5分 敷地前面海域の水位が徐々に上昇し始める		39.0分 遡上した津波が引き波に転じて流下し始める	
37.5分 津波が敷地南側に遡上し始める		40.0分 引き波により敷地前面海域の水位が低下する	

## 防潮堤設置に伴う隣接する周辺の原子炉施設への影響について

## 1. はじめに

東海第二発電所の敷地の南側には、国立研究法人日本原子力研究開発機構原子力科学研究所（以下「原科研」という。）の施設が隣接する。このため、東海第二発電所の耐津波設計方針を策定するに当たり、東海第二発電所と原科研施設間における相互影響について評価した。具体的には、原科研施設が東海第二発電所の津波の遡上解析に及ぼす影響、東海第二発電所に設置を計画している防潮堤が原科研施設に与える影響について評価した。

## 2. 東海第二発電所と原科研間の相互影響の評価

- (1) 東海第二発電所と原科研間の相互影響の評価に先立ち、原科研施設の立地的特徴及び津波評価の概要について以下に整理した（参考資料）。

## a. 原科研の立地的特徴

- ①原科研の敷地は、台地及び沖積低地からなり、東側は太平洋に面している。
- ②JRR-3 原子炉施設の耐震 S クラス施設は、JRR-3 原子炉建家に内包されており、JRR-3 原子炉建家は T.P. +19m の高台に設置されている。
- ③JRR-3 原子炉建家には海から取水するための取水設備はない。

## b. 原科研の津波評価の概要

- ①試験研究炉規則解釈第 5 条を踏まえて施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波を想定し、津波の遡上を評価している。



②評価する津波の選定に当たっては、東海第二発電所と同様に、地震に起因する津波、地震以外に起因する津波及びこれらの組合せによる津波を対象に、津波の発生要因毎に波源の選定を行い、波源モデルを設定した上で数値計算により津波水位を評価している。

③上記の結果、原科研において評価する津波の波源は、東海第二発電所と同様に、茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震の津波波源に設定している。

④選定した上記波源による津波の敷地への遡上解析に当たっては、計算条件として東海第二発電所に設置を計画している防潮堤をモデル化している。

⑤津波の遡上解析の結果、津波の遡上高さは T.P. + 11.4m となっており、JRR-3 原子炉建家の設置されている敷地である T.P. + 19m まで津波が到達する可能性はないと評価している。

(2) 上記 (1) を踏まえ、東海第二発電所と原科研施設間における相互影響について整理した。

a. 原科研施設が東海第二発電所の津波の遡上解析に及ぼす影響

上記(1)に示したとおり、原科研における津波評価の結果では、敷地への津波の遡上高さは T.P. + 11.4m であり、JRR-3 原子炉建家の敷地である T.P. + 19m まで遡上しないことから、新たに防潮堤等の津波防護施設を設置する計画はない。

このため、原科研施設が東海第二発電所の津波の遡上解析に影響を及ぼすことはない。

b. 東海第二発電所に設置を計画している防潮堤が原科研施設に与える影響

上記(1)に示したとおり、原科研における津波の遡上解析においては、東海第二発電所に設置を計画している防潮堤を解析モデルに反映している。

このため、東海第二発電所に防潮堤を設置しても、原科研における現状の津波評価に影響を及ぼすことはない。

### 3. まとめ

東海第二発電所と原科研施設間における相互影響として、原科研施設が東海第二発電所の津波の遡上解析に及ぼす影響、東海第二発電所に設置を計画している防潮堤が原科研施設に与える影響について評価した。

評価の結果、原科研における津波評価では、津波は T.P. +11.4m の敷地まで遡上するものの、JRR-3原子炉建家が設置されている T.P. +19m までには到達しないことから、防潮堤等の津波防護施設を設置する計画はなく、東海第二発電所の津波の遡上解析に影響を及ぼすことはないことを確認した。

また、東海第二発電所に設置を計画している防潮堤については、原科研における津波の遡上解析モデルに反映されていることから、防潮堤が原科研の現状の津波評価に影響を及ぼすことはないことを確認した。

### 設計基準対象施設の安全重要度分類クラス 3 の設備の津波防護について

設計基準対象施設において、津波に対し防護する設備は、津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を含む耐震 S クラスに属する設備並びに安全重要度分類のクラス 1 及び 2 に属する設備としている。

設計基準対象施設の安全重要度分類クラス 3 の設備（以下「クラス 3 設備」という。）については、損傷した場合を考慮して、代替設備により必要な機能を確保する等の対応を行う設計としており、津波防護の対象外としている。

クラス 3 設備のうち津波の影響を受ける設備を抽出し、代替設備により必要な機能を確保する等の対応を以下に示す。

#### 1. 津波の影響を受けるクラス 3 設備の抽出について

津波の影響を受けるクラス 3 設備として、基準津波の遡上域に設置されているクラス 3 の設備を抽出する。

検討の結果、クラス 3 設備のうち、敷地北側の防潮堤の外側に設置されているモニタリング・ポストが津波の影響を受ける設備として抽出された。主なクラス 3 設備の津波の影響の有無について第 1 表、設置箇所を第 1 図に示す。また、基準津波の遡上範囲を第 2 図に示す。

#### 2. 津波の影響を受けるクラス 3 の設備の代替設備により必要な機能を確保する等の対応について

津波の影響を受けるクラス 3 の設備として抽出されたモニタリング・ポストについて、代替設備により必要な機能を確保する等の対応を以下に示す。

モニタリング・ポストは、発電所周辺の放射線量の監視を行う機能があり、緊

急時対策上重要なもの及び異常状態の把握機能を有しているため、安全重要度分類クラス3（MS-3）に該当する。

モニタリング・ポストが津波により損傷し機能を失う事象が発生した場合については、津波の影響を受けない場所に配置している放射能観測車により当該機能を代替できる設計としている。

クラス3設備が津波により損傷した場合の対応を第1表に示す。

### 3. クラス3設備の津波防護について

以上より、クラス3設備については、津波の影響を受けた場合においても、代替設備により対応が可能であり、津波防護の対象外としても問題ない。

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
2. 核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設						
(3) 使用済燃料貯蔵設備						
制御棒貯蔵ラック	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
(4) 燃料プール冷却浄化系						
燃料プール冷却浄化系熱交換器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
燃料プール冷却浄化系フィルタ脱塩器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
燃料プール冷却浄化系ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
燃料プール冷却浄化系 主配管	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	燃料プール冷却浄化系（MS-1を除く。）
3. 原子炉冷却系統施設						
(2) 原子炉冷却材の循環設備						
第1 給水加熱器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
第2 給水加熱器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
第3 給水加熱器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
第4 給水加熱器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
第5 給水加熱器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
第6 給水加熱器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
高圧復水ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン駆動原子炉給水ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
電動機駆動原子炉給水ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
復水脱塩系脱塩器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
樹脂ストレーナ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉冷却材の循環設備 主配管	原子炉建屋 タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	復水給水系 (MS-1を除く。) 抽気系 給水加熱器ドレン系 給水加熱器ベント系 復水脱塩系
(3) 残留熱除去設備						
残留熱除去設備 主配管	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	3-1	残留熱除去系 (海水配管, MS-1を除く。)

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
(6) 原子炉補機冷却設備						
原子炉補機冷却系熱交換器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉補機冷却系ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉補機冷却設備 主配管	原子炉建屋 タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	原子炉補機冷却系（MS-1を除く。）
(7) 原子炉冷却材浄化設備						
プリコトタンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
プリコトポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
4. 計測制御系統施設						
(2) 制御材駆動装置						
駆動水ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
駆動水フィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
スクラム排出水容器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
(3) ほう酸水注入設備						
テストタンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
(4) 計測装置						
事故時サンプリング系設備	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	MS-1を除く。
タービン監視計器	タービン建屋 原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン制御系	タービン建屋 原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉冷却材浄化系計測制御装置	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
計測制御装置	原子炉建屋 タービン建屋 廃棄物処理建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置 津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	原子炉冷却材浄化系、給水系、機器ドレン処理系、床ドレン処理系、濃縮廃液減容固化系、雑固体廃棄物焼却設備、雑固体減容処理設備等（いずれもMS-1,2を除く。）
(4) 制御用空気設備						
空気圧縮機	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
空気貯槽	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
空気除湿塔	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
除湿装置プレフィルタ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
除湿装置アフタフィルタ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	



第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
気水分離器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
後部冷却器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
制御用空気設備 主配管	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	制御用空気系（MS-1を除く。）
5. 放射性廃棄物の廃棄施設						
(1) 気体、液体又は固体廃棄物貯蔵設備						
固体廃棄物貯蔵庫A棟	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	5-1	
固体廃棄物貯蔵庫B棟	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	5-2	
サイトバンカブール	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
使用済樹脂貯蔵タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
クラッドストラタタンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化体貯蔵室	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
固体廃棄物移送容器	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
固体廃棄物作業建屋	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	5-3	
(2) 気体、液体又は固体廃棄物処理設備						
廃液フィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液脱塩器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
凝集沈殿装置	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理棟機器ドレンサンプポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液収集ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
サージポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液サンプリングポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
凝集装置供給ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
凝縮水収集ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
凝縮水サンプルポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液収集タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
サージタンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液サンプルタンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
凝集装置供給タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
凝縮水収集タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
凝縮水サンプルタンク	サンプルタンク室	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
原子炉棟機器ドレンサンプポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン建屋危機ドレンサンプポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理建屋機器ドレンサンプタンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
電磁ろ過器供給タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
超ろ過器供給タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
機器ドレン処理水タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
クラッドスラリ上澄水受タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
電磁ろ過器	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
超ろ過機	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
クラッドスラリ濃縮器	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃棄物処理建屋機器ドレンサンプポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
電磁ろ過器供給ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
超ろ過機供給ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
機器ドレン処理水ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
電磁ろ過器循環供給ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
クラッドスラリ上澄水ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
クラッドスラリ濃縮器循環ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
床ドレン収集タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
床ドレンサンプリングタンク	サンプリングタンク室	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
床ドレンフィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理棟床ドレンサンプリングポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
床ドレン収集ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉棟床ドレンサンプリングポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
タービン建屋床ドレンサンプポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理建屋床ドレンサンプタンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃棄物処理建屋床ドレンサンプポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃液中和タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理棟高電導度ドレンサンプポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液中和ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液濃縮器供給ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液濃縮器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液濃縮器加熱器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン建屋高電導度ドレンサンプポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液濃縮器循環ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
廃棄物処理建屋高電導度ドレンサンプタンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃棄物処理建屋高電導度ドレンサンプポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
洗濯廃液ドレンタンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
洗濯廃液ドレンフィルター	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
洗濯廃液ドレンポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
洗濯廃液ドレンサンプポンプ	サービス建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
洗濯廃液受タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
洗濯廃液ろ過器	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
洗濯廃液供給ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
ブルーール水浄化フィルター	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
ブール水脱塩器	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
ブール水浄化ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃液スラッジ貯蔵タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
床ドレンスラッジ貯蔵タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液中和スラッジ受タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
濃縮廃液貯蔵タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
使用済油脂貯蔵タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
使用済粉未樹脂貯蔵タンク	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
ミキサー洗浄タンク（A）	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
ミキサー洗浄タンク（B）	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
ミキサー洗浄ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	



第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
タンクベントフィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
速心分離器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃液スラッジポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
床ドレンスラッジ受ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
使用済樹脂ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
使用済粉末樹脂ポンプ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
減容機	ペイラ建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
濃縮廃液受タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系供給タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系溶解タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
減容固化系移送ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系供給ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系溶解ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系粒子フィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系高性能粒子フィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
減容固化系造粒機	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
排ガスプロア	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
焼却炉	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
1次セラミックフィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
2次セラミックフィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
排ガスフィルタ雑固体投入機	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
雑固体投入機	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
排ガス洗浄廃液サンブルタンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
排ガス洗浄廃液排水ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉排ガス洗浄水受入タンク	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉排ガス洗浄塔循環ポンプ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉排ガス洗浄水フィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉排ガス洗浄水吸着塔	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
高周波溶融炉	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉2次燃焼器燃焼室	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉2次燃焼器	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉セラミックフィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉排ガスフィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
溶融炉ガスブロワ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
排ガス再結合器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
排ガス気水分離器	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
排ガス前置フィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
排ガス前置除湿塔	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
排ガス後置フィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
排ガス空気抽出器	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
排ガスブロワー	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
排ガスフィルタ	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
気体、液体又は個体廃棄物処理設備 主配管	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	機器ドレン処理系 床ドレン処理系 再生廃液処理系 洗濯廃液処理系 サイトバンクアール水浄化系 固体廃棄物処理系 使用済樹脂移送系 濃縮廃液減容固化系 雑固体廃棄物焼却設備 排ガス洗浄廃液処理系 雑固体減容処理設備 (いずれもMS-1を除く。)
	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
6. 放射線管理施設						
(1) 放射線管理用計測装置						
主排気筒放射線モニタ	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	6-1	
非常用ガス処理系排気筒放射線モニタ	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	6-2	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
モニタリング・ポスト	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置または、基準津波による遡上波が到達しない十分高い位置に設置	—	6-3	
		有	基準津波が遡上する位置に設置されているため、津波の影響あり	津波の影響により使用できなくなった場合には、放射能観測車で機能を代替	6-4	
	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	6-5	
放射能観測車	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	6-5	
(2) 換気設備						
原子炉棟換気系送風機	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉棟換気系排風機	タービン建屋 原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
原子炉換気系フィルタ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン建屋換気系送風機	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン建屋換気系排風機	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
タービン建屋換気系フィルタ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
廃棄物処理棟換気系送風機	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理棟換気系排風機	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理棟換気系フィルタ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
廃棄物処理建屋換気設備送風機	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃棄物処理建屋換気設備排風機	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
廃棄物処理建屋換気設備フィルタ	廃棄物処理建屋	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
(3) 生体遮蔽装置						
補助遮蔽	原子炉建屋、廃棄物処理建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋等	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置または、津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
7. 原子炉格納施設						
(3) 圧力低減設備その他の安全設備						
窒素ガス供給設備液体窒素貯蔵タンク	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	7-1	
8. その他発電用原子炉の附属施設						
(1) 非常用電源設備						
空気圧縮機	原子炉建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	非常用ディーゼル発電装置 内燃機関に附属する空気圧縮設備 高圧炉心スプレイスディーゼル発電設備 内燃機関に附属する空気圧縮設備
非常用電源設備 主配管	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	8-1	非常用ディーゼル発電機用海水系 (MS-1を除く。) 高圧炉心スプレイスディーゼル発電機用海水系 (MS-1を除く。)
(2) 常用電源設備						
発電機本体	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
励磁装置	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
主要変圧器	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	8-2	

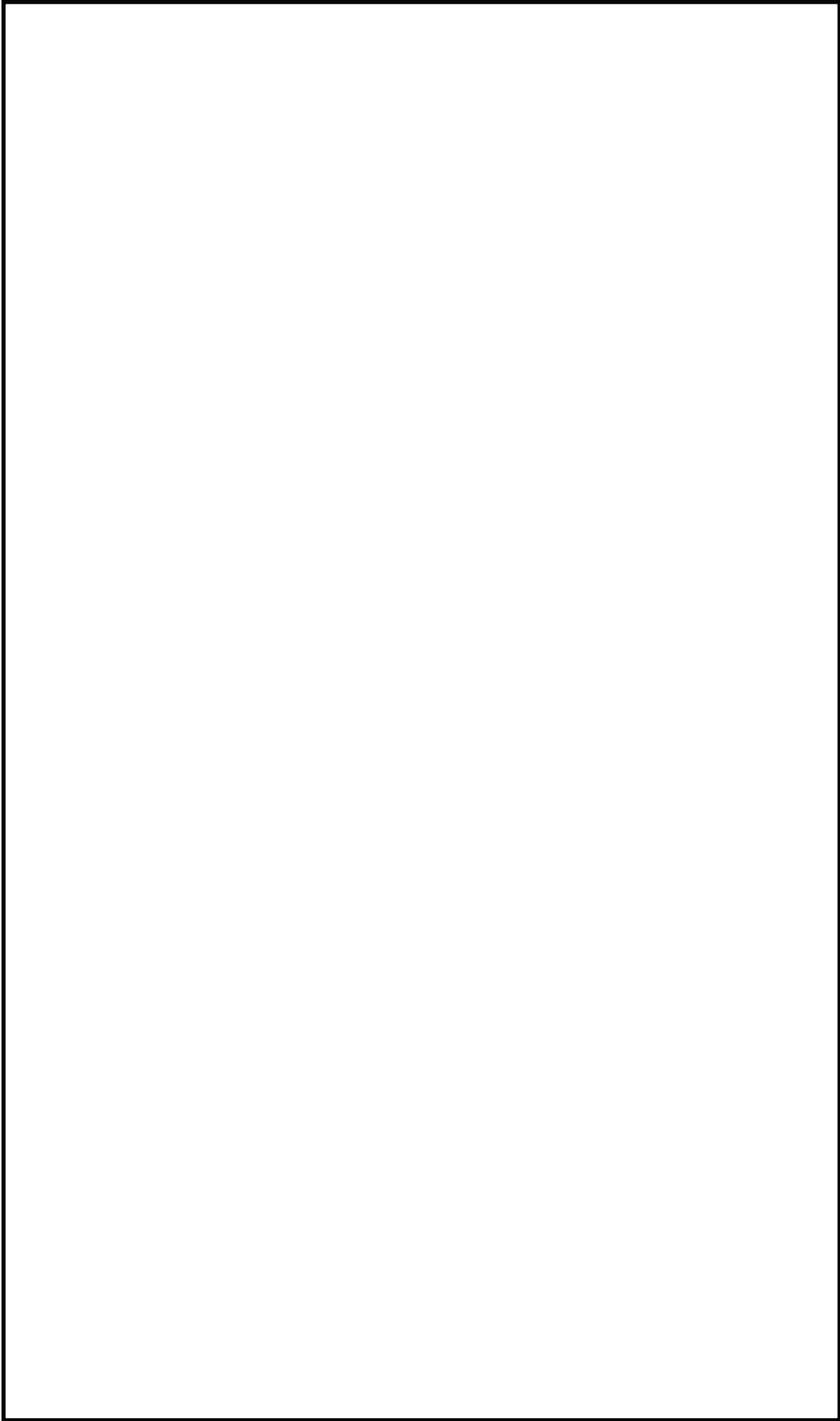


第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

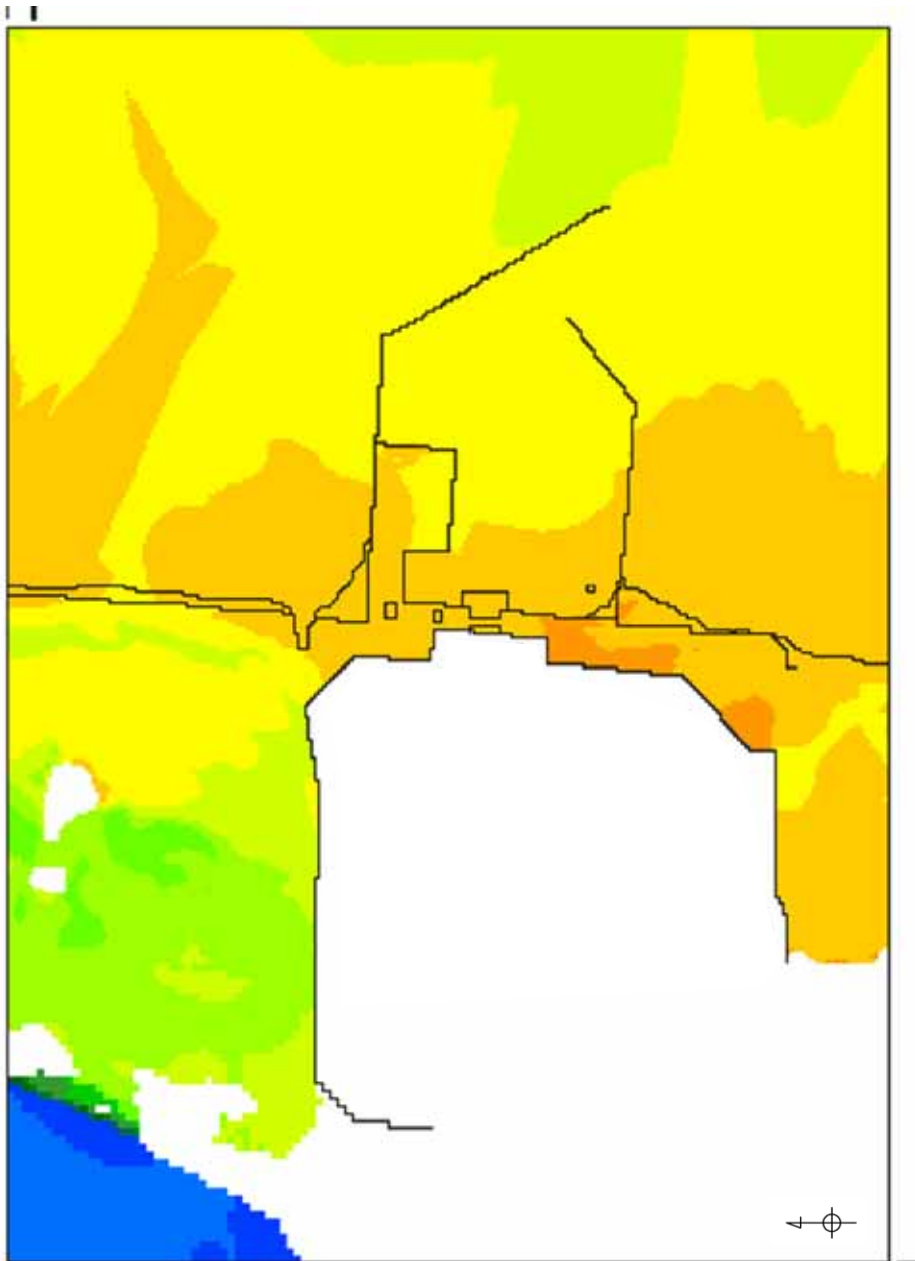
機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
起動変圧器	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	8-3	
所内変圧器	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	8-4	
予備変圧器	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	8-5	
線路用275kVしゃ断器	屋内開閉所	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
発電機並列用275kVしゃ断器	屋内開閉所	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
起動変圧器受電用275kVしゃ断器	屋内開閉所	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
予備変圧器受電用275kVしゃ断器	屋内開閉所	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	—	
(3) 補助ボイラー						
ボイラ本体	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
給水ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	

第1表 主なクラス3設備（設計基準対象施設）の津波の影響と津波により損傷した場合の対応

機器名称	設置場所	津波の影響		津波により損傷した場合の対応	図示番号	備考
		有無	理由			
給水タンク	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
蒸気だめ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
重油貯蔵タンク	屋外	無	津波防護施設及び浸水防止設備により、基準津波が遡上・流入しない箇所に設置	—	8-6	
重油サービスタンク	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
(4) 火災防護設備						
電動駆動消火ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
ディーゼル駆動消火ポンプ	タービン建屋	無	津波防護対象設備を内包する建屋又は区画内に設置	—	—	
(5) 緊急時対策所						
緊急時対策所	屋外	無	基準津波による遡上波が到達しない十分高い位置に設置	—	—	



第1図 主なクラス3設備の配置図



第2図 基準津波の遡上範囲

## 敷地北側防潮堤設置ルート変更に伴う入力津波の設定について

## 1. はじめに

敷地北側の防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）については、設置ルートの変更を行うこととした（第486回審査会合（平成29年7月13日）にてご説明）。防潮堤の設置ルート変更に伴い、これまで実施してきた津波解析の結果に影響を及ぼす可能性があることから、防潮堤の設置ルート変更を反映したモデルによる津波遡上解析を実施し、遡上解析結果への影響を確認した。影響確認の結果、防潮堤前面の敷地前面東側及び敷地側面南側における最高水位に変化はなく、防潮堤前面の敷地側面北側における最高水位は低下することを確認したため、第503回審査会合（平成29年9月1日）において確認結果を提示し、これまでの基準津波を変更する必要がないことが確認された。このため耐津波設計の評価において想定する基準津波及び施設・設備の設計・評価に用いる入力津波についても、設置変更許可においてはこれまでの評価結果を適用することとしている。

詳細設計においては、施設・設備の設計・評価に用いる入力津波について防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる解析結果を反映する。

2. 防潮堤の設置ルート変更に伴う遡上解析結果への影響確認

防潮堤の設置ルート変更を反映したモデルによる遡上解析を実施し、遡上解析結果への影響を確認したところ、防潮堤前面の敷地前面東側及び敷地側面南側における最高水位に変化はなく、防潮堤前面の敷地側面北側における最高水位は低下することを確認した。防潮堤設置ルート変更前後における防潮堤前面の津波水位比較を第1表に示す。

第1表 防潮堤設置ルート変更前後における防潮堤前面の津波水位比較

項目		既往の解析モデル	防潮堤設置ルート変更を反映したモデル
遡上解析結果			
モデルの変更事項		—	敷地北側防潮堤設置ルートの変更
防潮堤 前面最 高水位	敷地側面北側	T. P. + 15. 2m	T. P. + 11. 7m
	敷地前面東側	T. P. + 17. 1m	T. P. + 17. 1m
	敷地側面南側	T. P. + 15. 4m	T. P. + 15. 4m

### 3. 詳細設計における入力津波の設定方針及び評価の見通し

詳細設計においては、施設・設備の設計・評価に用いる入力津波について防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる解析結果を反映する。防潮堤の設置ルート変更を反映したモデルによる精緻な解析結果をもとに、防波堤の有無による影響、地盤変状による影響等解析結果に影響を与えうる因子についてパラメータスタディを実施し、施設・設備の設計・評価において最も保守的となる条件による解析結果を反映することから、適切な評価が可能である。

## 津波対策設備毎の条文要求，施設・設備区分及び防護区分について

## 1. はじめに

津波対策設備は、「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則（平成25年7月8日施行）」の第5条，第40条の他，津波PRAにおける評価の結果，津波特有の事象である事故シーケンスグループ「津波による注水機能喪失」による炉心損傷頻度が有意な値となり，必ず想定する事故シーケンスグループに追加する事故シーケンスグループとして抽出したことから，第43条に対して適合する必要がある。このため，津波対策設備毎の条文要求，施設・設備区分及び防護区分について整理した。

## 2. 津波対策設備毎の条文要求，施設・設備区分及び防護区分

津波対策設備毎の条文要求，施設・設備区分及び防護区分を第1表に示す。



第1表 津波対策設備毎の条文要求, 施設・設備区分及び防護区分

○：該当する ×：該当しない -：対象外

津波対策設備	基準津波に対する設計基準対象施設の防護 (第5条)						基準津波に対する重大事故等対処施設の防護 (第40条)						敷地に遡上する津波 (T.P. +24m津波) に対する 重大事故等対処設備の防護 (第43条)					
	資料名：東海第二発電所 津波による損傷の防止						資料名：東海第二発電所 重大事故等対処設備について (39条, 40条)						資料名：東海第二発電所 重大事故等対処設備について					
	施設・設備区分			防護区分			施設・設備区分			防護区分			施設・設備区分			防護区分		
	津波防 護施設	浸水防 止設備	津波監 視設備	外郭防 護1	外郭防 護2	内郭防 護	津波防 護施設	浸水防 止設備	津波監 視設備	外郭防 護1	外郭防 護2	内郭防 護	津波防 護施設	浸水防 止設備	津波監 視設備	外郭防 護1	外郭防 護2	内郭防 護
①防潮堤及び防潮扉	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×
②放水路ゲート	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×
③構内排水路逆流防止設備	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×	○	×	×
④貯留堰	○	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
⑤取水路点検用開口部浸水防止蓋	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×
⑥海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	×	○	×	○	○	×	×	○	×	○	○	×	×	○	×	○	×	×
⑦取水ピット空気抜き配管逆止弁	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×
⑧海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×
⑨海水ポンプ室貫通部止水処置	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×
⑩放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×
⑪S A用海水ピット開口部浸水防止蓋	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×
⑫緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×
⑬緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×
⑭緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	○	×
⑮防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×
⑯原子炉建屋境界貫通部止水処置	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	×	×	○	×	○
⑰原子炉建屋機器搬出入口及び人員用水密扉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
⑱緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
⑲緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
⑳格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
㉑常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
㉒常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
㉓常設代替高圧電源装置置場水密扉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	×	×	○
㉔常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	○	×	○
㉕軽油貯蔵タンク点検用開口部浸水防止蓋	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	×	×	×	○
㉖津波・構内監視カメラ	×	×	○	-	-	-	×	×	○	-	-	-	×	×	○ <sup>※4</sup>	-	-	○ <sup>※4</sup>
㉗取水ピット水位計	×	×	○	-	-	-	×	×	○	-	-	-	×	×	×	-	-	×
㉘潮位計	×	×	○	-	-	-	×	×	○	-	-	-	×	×	○	-	-	○

※1：敷地に遡上する津波 (T.P. +24m) の敷地内への流入防止は期待できないため、津波防護施設に該当しない。ただし、T.P. +24m津波の荷重及び荷重の組合せを考慮しても概ね弾性状態となる設計とする (防潮堤を損傷させない：機能保持)。

※2：敷地に遡上する津波に対して、海水ポンプは期待しないことから、浸水想定範囲外であるため該当しない

※3：当外部から海水ポンプ室に繋がる経路であり、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備への経路でないため該当しない。

※4：原子炉建屋屋上の3台の津波・構内監視カメラにより可能な限り敷地に遡上する津波の襲来状況を把握する。防潮堤上端の4台の津波・構内監視カメラについては、敷地に遡上する津波の襲来による影響を免れた場合には使用する。

## 審査ガイドとの整合性（耐津波設計方針）

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
II. 耐津波設計方針	II. 耐津波設計方針
1. 総則 1.1 目的 本ガイドは、発電用軽水型原子炉施設の設置許可段階の耐津波設計方針に関わる審査において、審査官等が実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則（平成25年原子力規制委員会規則第5号）並びに実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈（原規技発第1306193号（平成25年6月19日原子力規制委員会決定））（以下「設置許可基準規則及び同規則の解釈」という。）の趣旨を十分踏まえ、耐津波設計方針の妥当性を厳格に確認するために活用することを目的とする。	1. 総則 1.1 目的 -
1.2 適用範囲 本ガイドは、発電用軽水型原子炉施設に適用される。なお、本ガイドの基本的な考え方は、原子力関係施設及びその他の原子炉施設にも参考となるものである。	1.2 適用範囲 -

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>2. 基本方針</p> <p>2.1 基本方針の概要</p> <p>原子炉施設の耐津波設計の基本方針については、『重要な安全機能を有する施設は、施設の供用期間中に極めてまれではあるが発生する可能性があり、施設に大きな影響を与えるおそれがある津波（基準津波）に対して、その安全機能を損なわない設計であること』である。この基本方針に関して、設置許可に係る安全審査において、以下の要求事項を満たした設計方針であることを確認する。</p>	<p>2. 基本方針</p> <p>2.1 基本方針の概要</p> <p>東海第二発電所の耐津波設計方針については、『重要な安全機能を有する施設は、施設の供用期間中に極めてまれではあるが発生する可能性があり、施設に大きな影響を与えるおそれがある津波（基準津波）に対して、その安全機能を損なわない設計であること』としている。この基本方針に関して、以下の要求事項に対応した設計方針としている。</p>
<p>(1)津波の敷地への流入防止</p> <p>重要な安全機能を有する施設の設置された敷地において、基準津波による遡上波を地上部から到達、流入させない。また、取水路、放水路等の経路から流入させない。</p>	<p>(1) 津波の敷地への流入防止</p> <p>設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画の設置された敷地において、基準津波による遡上波を地上部から到達、流入させない設計とする。また、取水路、放水路等の経路から流入させない設計とする。</p>
<p>(2)漏水による安全機能への影響防止</p> <p>取水・放水施設、地下部において、漏水可能性を考慮の上、漏水による浸水範囲を限定して、重要な安全機能への影響を防止する。</p>	<p>(2) 漏水による安全機能への影響防止</p> <p>取水・放水施設、地下部において、漏水可能性を考慮の上、漏水による浸水範囲を限定して、重要な安全機能への影響を防止できる設計とする。</p>
<p>(3)津波防護の多重化</p> <p>上記2方針のほか、重要な安全機能を有する施設については、浸水防護をすることにより津波による影響等</p>	<p>(3) 津波防護の多重化</p> <p>上記2方針のほか、設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画については、浸水防護</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>から隔離すること。</p>	<p>をすることにより津波による影響等から隔離可能な設計とする。</p>
<p>(4)水位低下による安全機能への影響防止 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響を防止する。</p>	<p>(4) 水位低下による安全機能への影響防止 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響を防止できる設計とする。</p>
<p>これらの要求事項のうち(1)及び(2)については、津波の敷地への浸水を基本的に防止するものである。(3)については、津波に対する防護を多重化するものであり、また、地震・津波の相乗的な影響や津波以外の溢水要因も考慮した上で安全機能への影響を防止するものである。なお、(3)は、設計を超える事象（津波が防潮堤を超え敷地に流入する事象等）に対して一定の耐性を付与するものでもある。ここで、(1)においては、敷地への浸水を防止するための対策を施すことも求められており、(2)においては、敷地への浸水を対策を施した上でもなお漏れる水、及び設備の構造上、津波による圧力上昇で漏れる水を合わせて「漏水」と位置付け、漏水による浸水範囲を限定し、安全機能への影響を防止することを求めている。</p> <p>本ガイドの項目と設置許可基準規則及び同規則の解釈の関係を以下に示す。</p>	

基準津波及び耐津波設計方針に係る 審査ガイド II. 耐津波設計方針	設置許可基準	
	規則	解釈(別記3)
1. 総則	-	-
1.1 目的	-	-
1.2 適用範囲	-	-
2. 基本方針	-	-
2.1 概要	-	-
2.2 安全審査範囲及び事項	-	-
3. 基本事項	-	-
3.1 敷地及び敷地周辺における地形及び 施設の配置等	第二章 第五條	3-①
3.2 基準津波による敷地及び敷地周辺の 湖上・浸水域	第二章 第五條	3-②
3.3 入力津波の設定	第二章 第五條	3-⑤②
3.4 津波防護方針の審査にあたっての考 慮事項(水位変動・地震変動)	第二章 第五條	3-七
4. 津波防護方針	-	-
4.1 敷地の特性に応じた基本方針	第二章 第五條	3-①~③
4.2 敷地への浸水防止(外郭防護)	第二章 第五條	3-①③
4.3 漏水による重要な安全機能への影響 防止(外郭防護)	第二章 第五條	3-①~③
4.4 重要な安全機能を有する施設の隔離 (内郭防護)	第二章 第五條	3-三
4.5 水位変動に伴う取水性低下による重 要な安全機能への影響防止	第二章 第五條	3-四、六
4.6 津波監視	第二章 第五條	3-五
5. 施設・設備の設計の方針及び条件	-	-
5.1 津波防護施設の設計	第二章 第五條	3-五③、六
5.2 浸水防止設備の設計	第二章 第五條	3-五④、六
5.3 津波監視設備の設計	第二章 第五條	3-五⑤⑥⑧
5.4 津波防護施設、浸水防止設備等の設計 における検討事項	第二章 第五條	3-五⑦

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>2.2 安全審査範囲及び事項</p> <p>設置許可に係る安全審査においては、基本設計段階における審査として、主に、基本事項、津波防護方針の妥当性について確認する。施設・設備の設計については、方針、考え方を確認し、その詳細を後段規制（工事計画認可）において確認することとする。津波に対する設計方針に係る安全審査の範囲を表-1に示す。</p> <p>それぞれの審査事項ごとの審査内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(1)基本事項 略（3.項）</li> <li>(2)津波防護方針 略（4.項）</li> <li>(3)施設・設備の設計方針 略（5.項）</li> </ul>	<p>2.2 安全審査範囲及び事項</p> <p>—</p>

表-1 津波に対する設計方針に係る安全審査の範囲

大項目	中項目	審査事項	審査の範囲※1	確認内容	
(1)基本事項	①敷地の地割 施設の配置等	—	○	—	
	②敷地周辺の 掘上・浸水域	—	○	評価の妥当性	
	③入力津波	—	○	—	
	④水位変動、地震変動	—	○	考慮の妥当性	
(2)津波 防護 方針	①基本方針	敷地の特性に応じた 津波防護の考え方	○	妥当性	
	②外郭防護1	敷地への浸水経路・対策 流入経路・対策	○	経路・ 対策の妥当性	
		津波防護施設	○	位置・仕様※4	
		浸水防止設備※2	○	設置の方針	
	③外郭防護2	漏水経路・ 浸水想定範囲・対策※2	○	経路・範囲・対策 の方針	
		浸水防止設備※2	○	設置の方針	
	④内郭防護	浸水防護重点化範囲※2	○	基本設計による 範囲設定 及び方針	
		浸水防止設備※2	○	仕様の方針	
	⑤漏水ポンプ取水性	安全機能維持の評価	○	評価の妥当性※4	
	⑥津波監視	津波監視設備※2	○	設置の方針	
	(3)設計 方針	①津波防護施設※3	荷重設定 荷重組合せ 許容限界	○	それぞれ の方針
		②浸水防止設備※3	同上	○	同上
③津波監視設備※3		同上	○	同上	
④漂流物対策※3		—	○	対策の方針	
⑤津波影響軽減施設・設備※3		—	○	設置時の方針	

※1 ○安全審査で妥当性を確認  
 ○安全審査で方針等を確認（設計の詳細は工事計画認可で確認）  
 仕様、配置等の詳細については、基本設計段階では確定していない  
 ことから、詳細設計段階で確認  
 ※2 施設・設備毎の具体的な設計方針、検討方針・構造・強度については、工事計画認可において確認  
 ※3 施設・設備の構造・強度については、工事計画認可において確認  
 ※4 施設・設備の構造・強度については、工事計画認可において確認

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>3. 基本事項</p> <p>3.1 敷地及び敷地周辺における地形及び施設の配置等 敷地及び敷地周辺の図面等に基づき、以下を把握する。</p>	<p>3. 基本事項</p> <p>3.1 敷地及び敷地周辺における地形及び施設の配置等 敷地及び敷地周辺の図面等に基づき、以下を示す。</p>
<p>(1)敷地及び敷地周辺の地形、標高、河川の存在</p>	<p>(1) 敷地及び敷地周辺の地形、標高、河川の存在 東海第二発電所を設置する敷地は、関東平野の北東端に位置し、敷地の東側は太平洋に面している。 敷地の地形は、北側及び南側は海岸沿いに T.P. + 10m 程度の平地があり、敷地の西側は T.P. + 20m ~ T.P. + 25m 程度の平坦な台地となっている。 また、発電所周辺の河川としては、敷地から北方約 2km のところに久慈川（一級河川）がある。 敷地は、主に T.P. + 3m, T.P. + 8m, T.P. + 11m, T.P. + 23m 及び T.P. + 25m である。</p>
<p>(2)敷地における施設（以下、例示）の位置、形状等</p> <p>①耐震Sクラスの設備を内包する建屋</p> <p>②耐震Sクラスの屋外設備</p> <p>③津波防護施設（防潮堤、防潮壁等）</p> <p>④浸水防止設備（水密扉等）※</p> <p>⑤津波監視設備（潮位計、取水ピット水位計等）※</p> <p>※基本設計段階で位置が特定されているもの</p> <p>⑥敷地内（防潮堤の外側）の遡上域の建物・構築物等（一般建物、鉄塔、タンク等）</p>	<p>(2) 敷地における施設（以下、例示）の位置、形状等</p> <p>① 設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画として、T.P. + 8mの敷地に原子炉建屋、タービン建屋及び使用済燃料乾式貯蔵建屋を設置する。</p> <p>② 設計基準対象施設の津波防護対象設備を有する屋外設備としては、T.P. + 3mの敷地に海水ポンプ室、T.P. + 8mの敷地に排気筒T.P. + 11mの敷地に軽油貯蔵タンク（地下式）を設置する。また、T.P. + 3mの海水ポンプ室からT.P. + 8mの原子炉建屋にか</p>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>けて非常用海水系配管を設置する。非常用取水設備として、取水路、取水ピット及び海水ポンプ室から構成される取水構造物を設置する。</p> <p>③ 津波防護施設として、防潮堤及び防潮扉、放水路ゲート並びに構内排水路に対して逆流防止設備を設置する。また、残留熱除去系海水ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ（以下「非常用海水ポンプ」という。）の取水性を確保するため、取水口前面の海中に貯留堰を設置する。</p> <p>④ 浸水防止設備として、T.P.+0.8mの敷地に設置する海水ポンプ室の海水ポンプドランドレン排水口に対して逆止弁、循環水ポンプ室の取水ピット空気抜き配管に対して逆止弁、海水ポンプ室ケール点検口に対して浸水防止蓋、T.P.+3mの敷地に設置する取水路の点検用開口部、T.P.+3.5mの敷地（放水路上版高さ）に設置する放水路ゲートの点検用開口部、T.P.+8mの敷地に設置するSA用海水ピット上部の開口部及び緊急用海水ポンプピットの点検用開口部に対して浸水防止蓋、緊急用海水ポンプドランドレン排水口並びに緊急用海水ポンプ室床ドレン排水口に対して逆止弁を設置し、貫通部止水処置を実施する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(3)敷地周辺の人工構造物（以下は例示である。）の位置、形状等</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>①港湾施設（サイト内及びサイト外）</li> <li>②河川堤防、海岸線の防波堤、防潮堤等</li> <li>③海上設置物（係留された船舶等）</li> <li>④遡上域の建物・構築物等（一般建物、鉄塔、タンク等）</li> <li>⑤敷地前面海域における通過船舶</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>⑤ 津波監視設備として，原子炉建屋屋上T.P.約＋64m，防潮堤上部T.P.約＋18m及び防潮堤上部約＋20mに津波監視カメラ，T.P.約＋3mの敷地の取水ピット上版に取水ピット水位計並びに取水路内の高さT.P.約－5mの位置に潮位計を設置する。</li> <li>⑥ 敷地内の遡上域（防潮堤外側）の建物・構築物等としては，T.P.＋3mの敷地に海水電解装置建屋，メンテナンスセンター，燃料輸送本部等がある。また海岸側（東側）を除く防潮堤の外側には防砂林がある。</li> </ul>
<p>(3)敷地周辺の人工構造物の位置，形状等</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>① 港湾施設として，敷地内は物揚げ岸壁，敷地外には北方約3kmに茨城港日立港区，南方約4kmに茨城港常陸那珂港区がある。また，北方約4.5kmに久慈漁港がある。</li> <li>② 敷地内の港湾施設には防波堤が設置されており，敷地外の茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区に防波堤が設置されている。</li> <li>③ 海上設置物としては，久慈漁港に漁船が約40隻係留されている。</li> <li>④ 敷地周辺に民家，商業施設，倉庫等がある他，敷地南方に原子力及び核燃料サイクルの研究施設，茨城港日立港区には液化天然ガス基地，工場，モーター</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>③ 敷地周辺の人工構造物の位置，形状等</li> <li>④ 敷地周辺の人工構造物の位置，形状等</li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>3.2 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域</p> <p>3.2.1 敷地周辺の遡上・浸水域の評価</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>遡上・浸水域の評価に当たっては、次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地の遡上の可能性を検討すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 敷地及び敷地周辺の地形とその標高</li> <li>・ 敷地沿岸域の海底地形</li> <li>・ 津波の敷地への侵入角度</li> <li>・ 敷地及び敷地周辺の河川、水路の存在</li> <li>・ 陸上の遡上・伝播の効果</li> <li>・ 伝播経路上の人工構造物</li> </ul>	<p>プール倉庫等があり、茨城港常陸那珂港区には火力発電所、工場、倉庫等の施設がある。</p> <p>⑤ 敷地前面海域における通過船舶としては、発電所沖合約15kmに常陸那珂一苦小牧及び大洗一苦小牧を結ぶ定期航路がある。</p>
<p>3.2 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域</p> <p>3.2.1 敷地周辺の遡上・浸水域の評価</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>遡上・浸水域の評価に当たっては、次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討する。また、基準地震動による被害が津波の遡上に及ぼす影響について検討する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 敷地及び敷地周辺の地形とその標高</li> <li>・ 敷地沿岸域の海底地形</li> <li>・ 津波の敷地への侵入角度</li> <li>・ 敷地及び敷地周辺の河川、水路の存在</li> <li>・ 陸上の遡上・伝播の効果</li> <li>・ 伝播経路上の人工構造物</li> </ul>	<p>3.2 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域</p> <p>3.2.1 敷地周辺の遡上・浸水域の評価</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>遡上・浸水域の評価に当たっては、次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討する。また、基準地震動による被害が津波の遡上に及ぼす影響について検討する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 敷地及び敷地周辺の地形とその標高</li> <li>・ 敷地沿岸域の海底地形</li> <li>・ 津波の敷地への侵入角度</li> <li>・ 敷地及び敷地周辺の河川、水路の存在</li> <li>・ 陸上の遡上・伝播の効果</li> <li>・ 伝播経路上の人工構造物</li> </ul>
<p>【確認内容】</p> <p>(1)上記の考慮事項に関して、遡上解析（砂移動の評価を含む）の手法、データ及び条件を確認する。確認のポイントは以下のとおり。</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 上記の考慮事項に関して、遡上解析の手法、データ及び条件を以下のとおり確認している。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>①敷地及び敷地周辺の地形とその標高について、遡上解析上、影響を及ぼすものが考慮されているか。遡上域のメッシュサイズを踏まえ適切な形状にモデル化されているか。</p> <p>②敷地沿岸域の海底地形の根拠が明示され、その根拠が信頼性を有するものか。</p> <p>③敷地及び敷地周辺に河川、水路が存在する場合には、当該河川、水路による遡上を考慮する上で、遡上域のメッシュサイズが十分か、また、適切な形状にモデル化されているか。</p> <p>④陸上の遡上・伝播の効果について、遡上、伝播経路の状態に応じた解析モデル、解析条件が適切に設定されているか。</p> <p>⑤伝播経路上の人工構造物について、遡上解析上、影響を及ぼすものが考慮されているか。遡上域のメッシュサイズを踏まえ適切な形状にモデル化されているか。</p>	<p>① 基準津波による遡上解析に当たっては、遡上解析上影響を及ぼす斜面や道路、取水口、放水路等の地形とその標高及び伝播経路上の人工構造物の設置状況を考慮し遡上域のメッシュサイズ（最小5m）に合わせた形状にモデル化している。</p> <p>② 敷地沿岸域及び海底地形は、茨城県による津波解析用地形データ、敷地の観測データ、財団法人日本水路協会海岸情報研究センター発行の海底地形デジタルデータ等を編集して使用する。また、発電所近傍海域の水深データは、最新のマルチビーム測深で得られた高精度・高密度のデータを使用する。</p> <p>③ 敷地の北方約2kmの位置に一級河川の久慈川が存在するが、T.P. + 5m以下と標高が低く、かつ、敷地からの距離が十分に離れているため、敷地への遡上波に影響することはない。</p> <p>④ 陸上の遡上・伝播効果について、遡上・伝播経路の状態に応じた解析モデル、解析条件が適切に設定された遡上域のモデルを作成する。</p> <p>⑤ 伝播経路上の人工構造物について、図面を基に遡上解析上影響を及ぼす構造物、津波防護施設を考慮し、遡上・伝播経路の状態に応じた解析モデル、解析条件が適切に設定された遡上域のモデルを作成する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(2)敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たったの考慮事項に対する確認のポイントは以下のとおり。</p> <p>①敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の侵入角度及び速度、並びにそれらの経時変化が把握されているか。また、敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意されているか。</p> <p>②敷地前面又は津波浸入方向に正対した面における敷地及び津波防護施設について、その標高の分布と施設前面の津波の高さの分布を比較し、遡上波が敷地に地上部から到達・流入する可能性が考えられるか。</p> <p>③敷地及び敷地周辺の地形、標高の局所的な変化、並びに河川、水路等が津波の遡上・流下方向に影響を与え、遡上波の敷地への回り込みの可能性が考えられるか。</p>	<p>(2) 敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たって以下のとおり確認する。</p> <p>① 敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっては、敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の侵入角度及び速度並びにそれらの経時変化を把握する。また、敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意する。</p> <p>② 敷地前面又は津波浸入方向に正対した面における敷地及び津波防護施設について、その標高の分布と施設前面の津波の高さの分布を比較すると、遡上波が敷地に地上部から到達、流入する可能性がある。</p> <p>③ 敷地の地形、標高の局所的な変化等による遡上波の敷地への回り込みを考慮する。なお、敷地周辺に津波の遡上・流下方向に影響を与える可能性のある河川、水路等はない。</p>
<p>3.2.2 地震・津波による地形等の変化に係る評価</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>次に示す可能性が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・地震に起因する変状による地形、河川流路の変化</li> <li>・繰り返し襲来する津波による洗掘・堆積により地形、河</li> </ul>	<p>3.2.2 地震・津波による地形等の変化に係る評価</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>次に示す可能性が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基準地震動 <math>S_s</math> に起因する変状による地形、河川（久慈川）流路の変化</li> </ul>

<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p>	<p>東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況</p>
<p>川流路の変化</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 繰り返し襲来する津波による洗掘・堆積により地形，河川（久慈川）流路の変化</li> </ul>
<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1) (3.2.1)の遡上解析結果を踏まえ、遡上及び流下経路上の地盤並びにその周辺の地盤について、地震による液状化、流動化又はすべり、もしくは津波による地形変化、標高変化が考えられる場合は、遡上波の敷地への到達（回り込みによるものを含む）の可能性について確認する。なお、敷地の周辺斜面が、遡上波の敷地への到達に対して障壁となっている場合は、当該斜面の地震時及び津波時の健全性について、重要施設の周辺斜面と同等の信頼性を有する評価を実施する等、特段の留意が必要である。</p>	<p><b>【確認状況】</b></p> <p>(1) 遡上解析に当たっては、遡上及び流下経路上の地盤並びにその周辺の地盤について、地震による液状化、流動化又はすべり、標高変化を考慮した遡上解析を実施し遡上波の敷地への到達の可能性について確認する。なお、敷地の周辺斜面が、遡上波の敷地への到達に対して障壁となっている箇所はない。</p>
<p>(2)敷地周辺の遡上経路上に河川、水路が存在し、地震による河川、水路の堤防等の崩壊、周辺斜面の崩落に起因して流路の変化が考えられる場合は、遡上波の敷地への到達の可能性について確認する。</p>	<p>(2) 敷地の北方約2kmの位置に一級河川の久慈川が存在するが、標高が低く、かつ、敷地からの距離が十分に離れているため、敷地への遡上波に影響することはない。</p>
<p>(3)遡上波の敷地への到達の可能性に係る検討に当たっては、地形変化、標高変化、河川流路の変化について、基準地震動<math>S_s</math>による被害想定を基に遡上解析の初期条件として設定していることを確認する。</p>	<p>(3) 遡上波の敷地への到達の可能性に係る検討に当たっては、基準地震動<math>S_s</math>に伴う地形変化、標高変化が生じる可能性は僅かであるが、津波遡上解析への影響を確認するため、解析条件として沈下なしの条件に加えて、地盤面を大きく沈下させた条件についても考慮す</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(4)地震による地盤変状、斜面崩落等の評価については、適用する手法、データ及び条件並びに評価結果を確認する。</p>	<p>また、敷地内外の人工構造物として、発電所の港湾施設である防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤については、基準地震動による形状変化が津波の遡上に影響を及ぼす可能性があることから、その有無を遡上解析の条件として考慮する。</p>
<p>3.3 入力津波の設定 【規制基準における要求事項等】 基準津波は、波源域から沿岸域までの海底地形等を考慮した、津波伝播及び遡上解析により時刻歴波形として設定していること。 入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定していること。 基準津波及び入力津波の設定に当たっては、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起を適切に評価し考慮すること。</p>	<p>(4) 基準地震動 <math>S_s</math> に伴う地形変化、標高変化が生じる可能性は僅かであるが、解析条件として、地盤面を大きく沈下させた条件について考慮する。</p>
<p>3.3 入力津波の設定 【要求事項等への対応方針】 入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定する。 なお、具体的な入力津波の設定に当たっては、以下の確認状況に示す。</p>	

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1) 入力津波は、海水面の基準レベルからの水位変動量を表示していること。なお、潮位変動等については、入力津波を設計又は評価に用いる場合に考慮するものとする。</p>	<p><b>【確認状況】</b></p> <p>(1) 入力津波は、海水面の基準レベルからの水位変動量を表示することとし、潮位変動量等については、入力津波を設計又は評価に用いる場合に考慮する。</p>
<p>(2) 入力津波の設定に当たっては、入力津波が各施設・設備の設計に用いるものであることを念頭に、津波の高さ、津波の速度、衝撃力等、着目する荷重因子を選定した上で、各施設・設備の構造・機能損傷モードに対応する効果（浸水高、波力・波圧、洗掘力、浮力等）が安全側に評価されることを確認する。</p>	<p>(2) 入力津波の設定に当たっては、津波の高さ、速度及び衝撃力に着目し、各施設・設備において算定された数値を安全側に評価した値を入力津波高さや速度として設定することで、各施設・設備の構造・機能の損傷に影響する浸水高、波力・波圧について安全側に評価する。</p>
<p>(3) 施設が海岸線の方向において広がりを持っている場合（例えば敷地前面の防潮堤、防潮壁）は、複数の位置において荷重因子の値の大小関係を比較し、当該施設に最も大きな影響を与える波形を入力津波として設定していることを確認する。</p>	<p>(3) 津波防護の設計に使用する入力津波は、敷地及びその周辺の遡上域、伝播経路の不確かさ及び施設の広がり等を考慮して設定するものとする。このため、津波防護施設である防潮堤は、海岸線の方向において広がりを有していることから、荷重因子である入力津波の高さや速度が、設計上考慮している津波高さ、速度を超過しない設計とする。</p>
<p>(4) 基準津波及び入力津波の設定に当たっては、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起について、以下の例のように評価し考慮していることを確認する。</p>	<p>(4) 基準津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起については、遡上解析により、東海第二発電所の港湾内外の最大水位上昇量・傾向、時刻歴波形について確認すると、有意な差異がないことから、局所的な海面の励起は生じていないことを確認している。</p>



東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況	基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド
	<p>① 港湾内の局所的な海面の固有振動に関しては、港湾周辺及び港湾内の水位分布、速度ベクトル分布の経時的変化を分析することにより、港湾内の局所的な現象として生じているか、生じている場合、その固有振動による影響が顕著な範囲及び固有振動の周期を把握する。</p> <p>② 局所的な海面の固有振動により水位変動が大きくなっている箇所がある場合、取水ピット、津波監視設備（敷地の潮位計等）との位置関係を把握する。（設計上クリエイカルとなる程度に応じて緩和策、設備設置位置の移動等の対応を検討）</p>
<p>3.4 津波防護方針の審査にあたっての考慮事項（水位変動、地殻変動）</p> <p><b>【要求事項等への対応方針】</b></p> <p>入力津波による水位変動に対して、朔望平均潮位及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動を考慮して安全側の評価を実施する。潮汐以外の要因による潮位変動として、高潮について適切に評価を行う。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合は、地殻変動による敷地の隆起又は沈降及び強振動に伴う敷地地盤の沈下を考慮して安全側の評価を実施する。</p> <p>なお具体的には以下の確認状況に示す。</p>	<p>3.4 津波防護方針の審査にあたっての考慮事項（水位変動、地殻変動）</p> <p><b>【規制基準における要求事項等】</b></p> <p>入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位（注）を考慮して安全側の評価を実施すること。</p> <p>注）：朔（新月）及び望（満月）の日から5日以内に観測された、各月の最高満潮面及び最低干潮面を1年以上にわたって平均した高さの水位をそれぞれ、朔望平均満潮面及び朔望平均干潮面という</p> <p>潮汐以外の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮すること。地震により陸域の隆起または沈降が想定される場合、地殻変動による敷地の隆起または沈降及び、</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>強震動に伴う敷地地盤の沈下を考慮して安全側の評価を実施すること。</p>	
<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1) 敷地周辺の港又は敷地における潮位観測記録に基づき、観測期間、観測設備の仕様に留意の上、朔望平均潮位を評価していることを確認する。</p>	<p><b>【確認状況】</b></p> <p>(1) 朔望平均潮位及び潮位のばらつきは敷地周辺の観測地点「茨城港日立港区」(茨城県茨城港湾事務所日立港区事業所所管)における潮位観測記録に基づき評価する。</p>
<p>(2) 上昇側の水位変動に対して朔望平均満潮位を考慮し、上昇側評価水位を設定していること、また、下降側の水位変動に対して朔望平均干潮位を考慮し、下降側評価水位を設定していることを確認する。</p>	<p>(2) 潮位変動として、上昇側の水位変動に対しては朔望平均満潮位 T.P. + 0.61m 及び潮位のばらつき 0.18m を考慮し、下降側の水位変動に対しては朔望平均干潮位 T.P. - 0.81m 及び潮位のばらつき 0.16m を考慮する。</p>
<p>(3) 潮汐以外の要因による潮位変動について、以下の例のように評価し考慮していることを確認する。</p> <p>① 敷地周辺の港又は敷地における潮位観測記録に基づき、観測期間等に留意の上、高潮発生状況(程度、台風等の高潮要因)について把握する。</p> <p>② 高潮要因の発生履歴及びその状況、並びに敷地における汀線の方向等の影響因子を考慮して、高潮の発生可能性とその程度(ハザード)について検討する。</p> <p>③ 津波ハザード評価結果を踏まえた上で、独立事象としての津波と高潮による重畳頻度を検討した上で、考慮の可否、津波と高潮の重畳を考慮する場合の高潮の再現期間を設定する。</p>	<p>(3) 潮汐以外の要因による潮位変動について、以下の例のように評価し考慮している。</p> <p>① 潮汐以外の要因による潮位変動については、観測地点「茨城港日立港区」における至近約40年(1971年～2010年)の潮位観測記録に基づき、高潮発生状況(発生確率、台風等の高潮要因)を確認する。</p> <p>② 高潮要因の発生履歴及びその状況を考慮して、高潮の発生可能性とその程度(ハザード)について検討する。</p> <p>③ 基準津波による水位の年超過確率は<math>10^{-4}</math>程度であり、独立事象として津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの、高潮ハザードに</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(4)地震により陸域の隆起または沈降が想定される場合、以下の例のように地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施していることを確認する。</p> <p>①広域的な地殻変動を評価すべき波源は、地震の震源と解釈し、津波波源となる地震の震源（波源）モデルから算定される広域的な地殻変動を考慮することとする。</p> <p>②プレート間地震の活動に関連して局所的な地殻変動があった可能性が指摘されている場合（南海トラフ沿岸部に見られる完新世段丘の地殻変動等）は、局所的な地殻変動量による影響を検討する。</p> <p>③地殻変動量は、入力津波の波源モデルから適切に算定し設定すること。</p> <p>④地殻変動が隆起又は沈降によって、以下の例のように考慮の考え方が異なることに留意が必要である。</p> <p>a)地殻変動が隆起の場合、下降側の水位変動に対して安全機能への影響を評価（以下「安全評価」という。）する際には、対象物の高さに隆起量を加算し</p>	<p>ついては、プラント運転期間を超える再現期間100年に対する期待値T.P. + 1.44mと、入力津波で考慮した朔望平均満潮位T.P. + 0.61m及び潮位のばらつき0.18mの合計との差である0.65mを外郭防護の裕度評価において参照する。</p> <p>(4)地震により陸域の隆起または沈降が想定される場合、以下の例のように地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施する。</p> <p>①東海第二発電所の敷地及び敷地周辺の地殻変動は、プレート間地震の活動による影響が支配的である。</p> <p>②基準津波の波源である日本海溝におけるプレート間地震に想定される地震において生じる地殻変動量を考慮する。また、2011年東北地方太平洋沖地震により生じた地殻変動量を考慮する。</p> <p>③入力津波の波源モデル（日本海溝におけるプレート間地震）から算定される地殻変動量としては、0.31mの陸域の沈降が想定される。2011年東北地方太平洋沖地震では、敷地全体が約0.2m沈降していた。</p> <p>④基準津波の波源である日本海溝におけるプレート間地震に想定される地震において生じる地殻変動量は以下のよう</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>た後で、下降側評価水位と比較する。また、上昇側の水位変動に対して安全評価する際には、隆起しないものと仮定して、対象物の高さとして上昇側評価水位を直接比較する。</p> <p>b) 地殻変動が沈降の場合、上昇側の水位変動に対して安全評価する際には、対象物の高さから沈降量を引算した後で、上昇側評価水位と比較する。また、下降側の水位変動に対して安全評価する際には、沈降しないものと仮定して、対象物の高さとして下降側評価水位を直接比較する。</p> <p>⑤ 基準地震動評価における震源モデルから算定される広域的な地殻変動についても、津波に対する安全性評価への影響を検討する。</p> <p>⑥ 広域的な余効変動が継続中である場合は、その傾向を把握し、津波に対する安全性評価への影響を検討する。</p>	<p>a) 地殻変動が隆起の場合は、下降側の水位変動に対しては隆起を考慮し、上昇側の水位変動に対しては隆起を考慮しないものとする。</p> <p>b) 地殻変動が沈降の場合は上昇側の水位変動に対しては沈降を考慮し、下降側の水位変動に対しては沈降を考慮しないものとする。</p> <p>また、2011年東北地方太平洋沖地震により生じた地殻変動量については、初期条件として、上昇側及び下降側の水位変動において考慮する。</p> <p>⑤ 入力津波の波源モデル（日本海溝におけるプレート間地震）から算定される地殻変動量としては、0.31mの陸域の沈降が想定される。また、2011年東北地方太平洋沖地震では、敷地全体が約0.2m沈降していた。</p> <p>⑥ 2011年東北地方太平洋沖地震による広域的な余効変動による鉛直変位はほとんどない。</p>
<p>4. 津波防護方針</p> <p>4.1 敷地の特性に応じた津波防護の基本方針</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>敷地の特性に応じた津波防護の基本方針が敷地及び敷地周辺全体図、施設配置図等により明示されていること。</p> <p>津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備等として設置</p>	<p>4. 津波防護方針</p> <p>4.1 敷地の特性に応じた津波防護の基本方針</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>敷地の特性（敷地の地形、敷地周辺の津波の遡上、浸水状況等）に応じた津波防護の方針を敷地及び敷地周辺全体図、施設配置図等により明示する。また、敷地の特</p>

<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド されるものの概要が網羅かつ明示されていること。</p>	<p>東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況</p>
<p>【確認内容】 (1)敷地の特性（敷地の地形、敷地周辺の津波の遡上、浸水状況等）に応じた基本方針（前述2.のとおり）を確認する。</p>	<p>性に応じた津波防護（津波防護施設，深層防止設備，津波監視装置等）の概要（外郭防護の位置及び浸水想定範囲の設定，並びに内郭防護の位置及び浸水防護重点化範囲の設定等）について整理する。</p>
<p>【確認状況】 (1) 津波防護の基本方針は，以下のとおりである。 ① 設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備及び非常用取水設備を除く。下記(3)において同じ。）を内包する建屋及び区画の設置された敷地において，基準津波による遡上波を地上部から到達又は流入させない設計とする。また，取水路及び放水路等の経路から流入させない設計とする。 ② 取水・放水施設及び地下部等において，漏水する可能性を考慮の上，漏水による浸水範囲を限定して，重要な安全機能への影響を防止できる設計とする。 ③ 上記2方針のほか，設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画については，浸水防護をすることにより，津波による影響等から隔離可能な設計とする。 ④ 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機</p>	

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>能への影響を防止できる設計とする。</p> <p>⑤ 津波監視設備については、入力津波に対して津波監視機能が保持できる設計とする。</p>
<p>(2) 敷地の特性に応じた津波防護の概要（外殻防護の位置及び浸水想定範囲の設定、並びに内郭防護の位置及び浸水防護重点化範囲の設定等）を確認する。</p>	<p>(2) 敷地の特性に応じた津波防護の概要（外殻防護の位置及び浸水想定範囲の設定、並びに内郭防護の位置及び浸水防護重点化範囲の設定等）を示す。</p> <p>設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画として、原子炉建屋、タービン建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、排気筒、軽油貯蔵タンク（地下式）、海水ポンプ室が設置及び非常用海水系配管を設定する。</p> <p>遡上波を地上部から到達又は流入させない設計とするため、外郭防護として防潮堤及び防潮扉を設置する。</p> <p>取水路、放水路等の経路から流入させない設計とするため、外郭防護として取水路に取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプ室に海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁、循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路に放水路ゲート及び放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、SA用海水ピットにSA用海水ピット開口部浸水防止蓋並びに緊急用海水ポンプ室に緊急用海水ピット点検用開口部浸水</p>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>4.2 敷地への浸水防止（外郭防護1）</p> <p>4.2.1 遡上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>重要な安全機能を有する設備等を内包する建屋及び重要な安全機能を有する屋外設備等は、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置すること。</p> <p>基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には、防潮堤等の津波防護施設、浸水防止設備を設置すること。</p>	<p>4.2 敷地への浸水防止（外郭防護1）</p> <p>4.2.1 遡上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>「3.2 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」に示したとおり、基準津波の遡上波が敷地に地上部から到達・流入する可能性があるため、津波防護施設、浸水防止設備の設置により遡上波が到達しないようにする。</p> <p>具体的には、敷地高さ T.P. + 3m, T.P. + 8m, T.P. + 11m, T.P. + 23m, T.P. + 25m に設置されている設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視装置及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画に対して、基準津波による遡上波が地上部から到達・流入しないことを確認する。</p>
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 敷地への浸水の可能性のある経路（遡上経路）の特定</p> <p>(3.2.1)における敷地周辺の遡上の状況、浸水域の分布等を踏まえ、以下を確認する。</p> <p>① 重要な安全機能を有する設備又はそれを内包する建屋の設置位置・高さに、基準津波による遡上波が到達しないこと、または、到達しないよう津波防護施設を設置していること。</p> <p>② 津波防護施設を設置する以外に既存の地山斜面、盛</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 敷地への浸水の可能性のある経路（遡上経路）の特定</p> <p>(3.2.1)における敷地周辺の遡上の状況、浸水域の分布等を踏まえ、以下を確認している。</p> <p>① 設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する原子炉建屋、タービン建屋及び使用済燃料乾式貯蔵建屋並びに設計基準対象施設の津波防護対象設備のうち屋外設備である排</p>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>土斜面等の活用の有無。また、活用の際に際して補強等の実施の有無。</p>	<p>気筒が設置されている敷地の高さはT.P. + 8m, 軽油貯蔵タンク（地下式）が設置されている敷地の高さはT.P. + 11m, 海水ポンプ室が設置されている敷地の高さはT.P. + 3m, 非常用海水系配管が設置されている敷地高さはT.P. + 3m～T.P. + 8mであり, 津波による遡上波が到達, 流入する可能性がある。このため, 敷地前面東側においては入力津波高さT.P. + 17.9mに対して天端高さT.P. + 20mの防潮堤及び防潮扉, 敷地側面北側においては入力津波高さT.P. + 15.4mに対して天端高さT.P. + 18mの防潮堤, 敷地側面南側においては入力津波高さT.P. + 16.6mに対してT.P. + 18mの防潮堤及び防潮扉を設置することにより, 津波は到達, 流入しない設計とする。</p> <p>② 遡上波の到達・流入の防止において, 既存の地山斜面, 盛土斜面等は活用していない。</p>
<p>(2)津波防護施設の位置・仕様を確認する。 ①津波防護施設の種類（防潮堤、防潮壁等）及び箇所 ②施設ごとの構造形式、形状</p>	<p>(2) 津波防護施設の位置・仕様を確認示す。 ① 防潮堤 津波による遡上波が津波防護対象設備（津波防護施設, 浸水防止設備, 津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置された敷地に到達, 流入することとを防止し, 津波防護対象設備（津波防護施設, 浸水防止設備, 津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）が機能喪失することのない設計とするため, 敷</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>地を取り囲む形で防潮堤を設置する。</p> <p>防潮堤の構造形式としては、地中連続壁基礎に鋼製の上部工を設置する鋼製防護壁，地中連続壁基礎に鉄筋コンクリート製の上部工を設置する鉄筋コンクリート防潮壁及び基礎となる鋼管杭の上部工部分に鉄筋コンクリートを被覆した鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の3種類からなる。なお，主要な構造体の境界部には，想定される荷重の作用及び相対変位を考慮した止水ジョイントを設置し，止水処置を講じる設計とする。防潮扉は，上下スライド式の鋼製扉である。</p> <p>② 防潮扉 防潮堤の道路横断部に防潮扉を設置する。 防潮扉は，上下スライド式の鋼製扉である。</p> <p>③ 貯留堰 基準津波による取水ピット内水位低下時に，非常用海水ポンプの取水可能水位を下回ることのない設計とするため，非常用海水ポンプの継続運転が十分可能となるよう，取水口前面に貯留堰を設置する。</p>
<p>(3) 津波防護施設における浸水防止設備の設置の方針に 関して、以下を確認する。 ① 要求事項に適合するよう、特定した遡上経路に浸水</p>	<p>(3) 敷地への津波流入については，防潮堤及び防潮扉下部貫通部からの流入の可能性がある。 特定した流入経路から，津波が流入することを防止</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>防止設備を設置する方針であること。</p> <p>②止水対策を実施する予定の部位が列記されていること。以下、例示。</p> <p>a) 電路及び電線管貫通部、並びに電気ボックス等における電線管内処理</p> <p>b) 躯体開口部（扉、排水口等）</p>	<p>するため、防潮堤及び防潮扉下部貫通部に対して止水処置を実施する。</p>
<p>4.2.2 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>取水路、放水路等の経路から、津波が流入する可能性について検討した上で、流入の可能性のある経路（扉、貫通部等）を特定すること。</p> <p>特定した経路に対して浸水対策を施すことにより津波の流入を防止すること。</p>	<p>4.2.2 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>取水路、放水路等の経路から、津波が流入する可能性について検討した上で、流入の可能性のある経路（扉、開口部、貫通部等）を特定する。</p> <p>特定した経路に対して浸水対策を施すことにより津波の流入を防止する。</p>
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 敷地への海水流入の可能性のある経路（流入経路）の特定</p> <p>以下のような経路（例示）からの津波の流入の可能性を検討し、流入経路を特定していることを確認する。</p> <p>① 海域に接続する水路から建物、土木構造物地下部へのパイパス経路（水路周辺のトレンチ開口部等）</p> <p>② 津波防護施設（防潮堤、防潮壁）及び敷地の外側から</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 敷地への津波流入については、取水路、放水路、S A用海水ピット、緊急用海水系の取水経路及び構内排水路からの流入の可能性がある。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>内側（地上部、建屋、土木構造物地下部）へのパイプス経路（排水管、道路、アクセス通路等）</p> <p>③敷地前面の沖合から埋設管路により取水する場合の敷地内の取水路点検口及び外部に露出した取水ピット等（沈砂池を含む）</p> <p>④海域への排水管等</p>	
<p>(2)特定した流入経路における津波防護施設の配置・仕様を確認する。</p> <p>①津波防護施設の種類（防潮壁等）及び箇所</p> <p>②施設ごとの構造形式、形状</p>	<p>(2) 特定した流入経路における津波防護施設の配置・仕様を以下に示す。</p> <p>① 放水路ゲート</p> <p>津波が放水路から津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置された敷地に流入することを防止し、津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）が機能喪失することのない設計とするため、放水路に放水路ゲートを設置する。</p> <p>放水路ゲートは、扉体、戸当たり、駆動装置等で構成され、発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合に遠隔閉止することにより津波の遡上を防止する設計とする。放水路ゲートは、敷地への遡上のおおそのれのある津波襲来前に遠隔閉止を確実に実施するために重要安全施設（MS-1）として設計する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(3) 特定した流入経路における浸水防止設備の設置の方針に関して、以下を確認する。</p> <p>① 要求事項に適合するよう、特定した流入経路に浸水防止設備を設置する方針であること。</p> <p>② 浸水防止設備の設置予定の部位が列記されていること。以下、例示。</p> <p>a) 配管貫通部</p> <p>b) 電路及び電線管貫通部、並びに電気ボックス等における電線管内処理</p> <p>c) 空調ダクト貫通部</p> <p>d) 躯体開口部（扉、排水口等）</p>	<p>② 構内排水路逆流防止設備</p> <p>津波が構内排水路から津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置された敷地に流入すること防止し、津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）が機能喪失しない設計とするため、構内排水路逆流防止設備を設置する。</p>
<p>(3) 特定した流入経路における浸水防止設備の設置の方針に関して、以下に示す。</p> <p>① 浸水防止設備として、取水路に取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプ室に海水ポンプグラウンドレン排水出口逆止弁、循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路に放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、S A用海水ピットにS A用海水ピット開口部浸水防止蓋並びに緊急用海水ポンプピットに緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドレン排水出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排水出口逆止弁を設置する。</p>	<p>(3) 特定した流入経路における浸水防止設備の設置の方針に関して、以下に示す。</p> <p>① 浸水防止設備として、取水路に取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプ室に海水ポンプグラウンドレン排水出口逆止弁、循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路に放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、S A用海水ピットにS A用海水ピット開口部浸水防止蓋並びに緊急用海水ポンプピットに緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドレン排水出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排水出口逆止弁を設置する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>4.3 漏水による重要な安全機能への影響防止 (外郭防護2)</p> <p>4.3.1 漏水対策</p> <p>【規制基準における要求事項等】 取水・放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性を検討すること。漏水が継続することによる浸水の範囲を想定（以下「浸水想定範囲」という。）すること。 浸水想定範囲の境界において浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定すること。 特定した経路、浸水口に対して浸水対策を施すことにより浸水範囲を限定すること。</p>	<p>4.3 漏水による重要な安全機能への影響防止 (外郭防護2)</p> <p>4.3.1 漏水対策</p> <p>【要求事項等への対応方針】 取水・放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性を検討する。 漏水が継続する場合は、浸水想定範囲を明確にし、浸水想定範囲の境界において浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定する。また、浸水想定範囲がある場合は、浸水の可能性のある経路、浸水口に対して浸水対策を施すことにより浸水範囲を限定する。</p>
<p>【確認内容】 (1) 要求事項に適合する方針であることを確認する。なお、後段規制（工事計画認可）においては、浸水想定範囲、浸水経路・浸水口・浸水量及び浸水防止設備の様について、確認する。</p>	<p>【確認状況】 (1) 取水・放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水・放水施設及び地下部等における漏水の可能性を検討した結果、外郭防護1での浸水対策の実施により、津波の流入防止が可能と考えるが、重要な安全機能を有する設備である非常用海水ポンプが設置されている海水ポンプ室については、基準津波が取水路を経て取水ピットから流入する可能性があるため、漏水が継続することによる浸水の範囲（以下「浸水想定範囲」という。）として想定する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>浸水想定範囲への浸水の可能性がある経路として、海水ポンプ室の床に海水ポンプのグラウンドドレンを排水する排出口があるため、浸水防止設備として海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁を設置する。海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁は、漏水により津波の浸水経路となる可能性があるため、浸水想定範囲の浸水量評価において考慮する。</p>
<p>4.3.2 安全機能への影響確認 【規制基準における要求事項等】 浸水想定範囲の周辺に重要な安全機能を有する設備等がある場合は、防水区画化すること。 必要に応じて防水区画内への浸水量評価を実施し、安全機能への影響がないことを確認すること。</p>	<p>4.3.2 安全機能への影響確認 【要求事項等への対応方針】 浸水想定範囲が存在する場合、その周辺に重要な安全機能を有する設備等がある場合は、防水区画化すること。 必要に応じて防水区画内への浸水量評価を実施し、安全機能への影響がないことを確認すること。</p>
<p>【確認内容】 (1) 要求事項に適合する影響確認の方針であることを確認する。なお、後段規制（工事計画認可）においては、浸水想定範囲、浸水経路・浸水口・浸水量及び浸水防止設備の仕様を確認する。</p>	<p>【確認状況】 (1) 海水ポンプ室には、重要な安全機能を有する屋外設備である非常用海水ポンプが設置されているため、海水ポンプ室を防水区画化する。 防水区画化した海水ポンプ室の海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁については、漏水が発生する可能性があるため、浸水量を評価し、安全機能への影響がないことを確認する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>4.3.3 排水設備設置の検討</p> <p>【規制基準における要求事項等】 浸水想定範囲における長期間の冠水が想定される場合は、排水設備を設置すること。</p>	<p>4.3.3 排水設備設置の検討</p> <p>【要求事項等への対応方針】 浸水想定範囲における長期間の冠水が想定される場合は、排水設備を設置する。</p>
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 要求事項に適合する方針であることを確認する。なお、後段規制（工事計画認可）においては、浸水想定範囲における排水設備の必要性、設置する場合の設備仕様について確認する。</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 「4.3.2 安全機能への影響確認」において浸水想定範囲である海水ポンプ室において、長期間冠水することが想定される場合は、排水設備を設置する。</p>
<p>4.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）</p> <p>4.4.1 浸水防護重点化範囲の設定</p> <p>【規制基準における要求事項等】 重要な安全機能を有する設備等を内包する建屋及び区画については、浸水防護重点化範囲として明確化すること。</p>	<p>4.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）</p> <p>4.4.1 浸水防護重点化範囲の設定</p> <p>【要求事項等への対応方針】 設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画については、浸水防護重点化範囲として明確化する。</p>
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 重要な安全機能を有する設備等（耐震Sクラスの機器・配管系）のうち、基本設計段階において位置が明示されれているものについては、それらの設備等を内包する</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 浸水防護重点化範囲として、原子炉建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、海水ポンプ室、軽油貯蔵タンク及び非常用海水系配管を設定する。</p>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>建屋、区画が津波防護重点範囲として設定されていることを確認する。</p>	
<p>(2) 基本設計段階において全ての設備等の位置が明示されているわけではないため、工事計画認可の段階において津波防護重点化範囲を再確認する必要がある。したがって、基本設計段階において位置が確定していない設備等に対しては、内包する建屋及び区画単位で津波防護重点化範囲を工認段階で設定することが方針として明記されていることを確認する。</p>	(2) -
<p>4.4.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波による溢水を考慮した浸水範囲、浸水量を安全側に想定すること。</p> <p>浸水範囲、浸水量の安全側の想定に基づき、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して浸水対策を施すこと。</p>	<p>4.4.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>津波による溢水を考慮した浸水範囲、浸水量を想定する。</p> <p>浸水範囲、浸水量の想定に基づき、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して浸水対策を実施する。</p> <p>津波による溢水を考慮した浸水範囲、浸水量については、地震による溢水の影響も含めて、以下の方針により安全側の想定を実施する。</p> <p>(1) 地震・津波による建屋内の循環水等の機器・配管の損傷による建屋内への津波及び系統設備保有水の溢水、下位クラス建屋における地震時のドレン系ポンプ</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>の停止による地下水の流入等の事象を考慮する。</p> <p>(2) 地震・津波による屋外循環水系配管や敷地内のタンク等の損傷による敷地内への津波及びシステム保有水の溢水等の事象を考慮する。</p> <p>(3) 循環水系機器・配管等損傷による津波浸水量については、入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返し襲来を考慮する。</p> <p>(4) 配管・機器等の損傷による溢水量については、内部溢水における溢水事象想定を考慮して算出する。</p> <p>(5) 地下水の流入量は、対象建屋周辺のドレン系による排水量の実績値に基づき、安全側の仮定条件で算定する。</p> <p>(6) 施設・設備施工上生じうる隙間部等がある場合には、当該部からの溢水も考慮する。</p>
<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1) 要求事項に適合する方針であることを確認する。なお、後段規制（工事計画認可）においては、浸水範囲、浸水量の想定、浸水防護重点化範囲への浸水経路・浸水口及び浸水防止設備の仕様について、確認する。</p>	<p><b>【確認状況】</b></p> <p>(1) 津波による溢水を考慮した浸水範囲、浸水量については、以下のとおり地震による溢水の影響も含めて確認を行い、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路、浸水口を特定し、浸水対策を実施する。具体的には、タービン建屋から浸水防護重点化範囲（原子炉建屋）への地震による循環水系配管の損傷箇所からの津波の流入等を防止するため、タービン建屋と隣接</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(2)津波による溢水を考慮した浸水範囲、浸水量については、地震による溢水の影響も含めて、以下の例のように安全側の想定を実施する方針であることを確認する。</p> <p>①地震・津波による建屋内の循環水系等の機器・配管の損傷による建屋内への津波及び系統設備保有水の溢水、下位クラス建屋における地震時のドレン系ポンプの停止による地下水の流入等の事象が想定されていること。</p> <p>②地震・津波による屋外循環水系配管や敷地内のタンク等の損傷による敷地内への津波及び系統設備保有水の溢水等の事象が想定されていること。</p> <p>③循環水系機器・配管損傷による津波浸水量については、入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返し来襲が考慮されていること。</p> <p>④機器・配管等の損傷による溢水量については、内部溢</p>	<p>する原子炉建屋の地下階の貫通部に対して止水処置を実施する。屋外の循環水系配管の損傷箇所から海水ポンプ室への津波の流入を防止するため、海水ポンプ室貫通部止水処置を実施する。また、屋外の非常用海水系配管（戻り管）の破損箇所から津波の流入を防止するため、貫通部止水処置に加えて、海水ポンプ室ケール点検口浸水防止蓋の設置を実施する。</p> <p>(2) 浸水範囲、浸水量の評価については、以下のとおり安全側の想定を実施する。</p> <p>a. 建屋内の機器・配管の損傷による津波、溢水等の事象想定</p> <p>タービン建屋における溢水については、循環水系配管の伸縮継手の全円周状の破損（リング状破損）並びに地震に起因する耐震Bクラス及びCクラス機器の破損を想定し、地震加速度大による原子炉スクラム及びタービン建屋復水器エリアの漏えい信号で作動するインターロックによる循環水ポンプの停止及び復水器水室出入口弁の閉止までの間に生じる溢水量と、溢水源となり得る機器の保有水による溢水量及び循環水系配管の破損箇所からの津波の流入量を合算した水量が、タービン建屋空間部に滞留するものとして溢水水位を算出する。なお、インターロックにより復水器水室出入口弁を閉止</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>水における溢水事象想定を考慮して算定していること。</p> <p>⑤地下水の流入量については、例えば、ドレン系が停止した状態での地下水位を安全側（高め）に設定した上で、当該地下水位まで地下水の流入を考慮するか、又は対象建屋周辺のドレン系による1日当たりの排水量の実績値に対して、外部の支援を期待しない約7日間の積算値を採用する等、安全側の仮定条件で算定していること。</p> <p>⑥施設・設備施工上生じうる隙間部等についても留意し、必要に応じて考慮すること。</p>	<p>することにより津波の流入を防止できると、津波の流入は考慮しない。</p> <p>b. 屋外配管やタンク等の損傷による津波、溢水等の事象想定</p> <p>循環水系配管の屋外における溢水については、循環水系配管の伸縮継手の全円周状の破損（リング状破損）を想定し、循環水ポンプ吐出による溢水が循環水ポンプ室へ流入して滞留する水量を算出し、隣接する浸水防護重点化範囲に浸水しないことを確認する。なお、インターロックにより循環水ポンプ出口弁及び復水器水室出入口弁を閉止することにより津波の流入を防止できると、津波の流入は考慮しない。</p> <p>屋外における非常用海水系配管（戻り管）からの溢水については、非常用海水ポンプの全台運転を想定し、その定格流量が溢水し、設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防護設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置された敷地に流入したときの浸水防護重点化範囲への影響を確認する。なお、津波の襲来前に放水路ゲートを閉止することから、非常用海水系配管（戻り管）の放水ラインの放水路側からの津波の流入は防止できると、津波の流入は考慮しない。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>屋外タンクの損傷による溢水は、原子炉建屋境界貫通部及び海水ポンプ室貫通部に止水処置をするため、浸水防護重点化範囲の建屋又は区域に侵入することはない。</p> <p>c. 循環水系及び非常用海水系の機器・配管損傷による津波浸水量の考慮</p> <p>上記 a. 及び b. のとおり、循環水系配管の損傷に対して、津波が襲来する前に循環水ポンプを停止し、復水器出入口弁及び循環水ポンプ出口弁を閉止するインターロックを設け、津波を流入させない設計とすることから、津波の浸水量は考慮しない。また、上記 b. のとおり、非常用海水系配管（戻り管）の損傷に対して、津波が襲来する前に放水路ゲートを閉止し、放水ラインの放水路側からの津波の流入を防止する設計とすることから、津波の浸水量は考慮しない。</p> <p>d. 機器・配管等の損傷による内部溢水の考慮</p> <p>機器・配管等の損傷による浸水範囲、浸水量については、損傷箇所を介したタービン建屋への津波の流入、内部溢水等の事象想定も考慮して算定する。</p> <p>e. 地下水の溢水影響の考慮</p> <p>地下水の流入については、複数のサブドレンピット及び排水ポンプにより排水することができる。ま</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>4.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止</p> <p>4.5.1 非常用海水冷却系の取水性</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>非常用海水冷却系の取水性については、次に示す方針を満足すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基準津波による水位の低下に対して海水ポンプが機能保持できる設計であること。</li> <li>・ 基準津波による水位の低下に対して冷却に必要な海水が確保できる設計であること。</li> </ul>	<p>た、排水ポンプ停止に伴う地下水位上昇を想定しても建屋地下部貫通部の止水処置を行い、浸水防護重点化範囲への浸水を防止する設計とする。</p> <p>f. 施設・設備施工上生じうる隙間部等についての考慮</p> <p>津波及び溢水により浸水を想定するタービン建屋と原子炉建屋地下部の境界において、施工上生じうる建屋間の隙間部には、止水処置を行い、浸水防護重点化範囲への浸水を防止する設計とする。また、津波及び溢水により浸水を想定する循環水ポンプ室と隣接する海水ポンプ室の貫通部の隙間部には、止水処置を行い、浸水防護重点化範囲への浸水を防止する設計とする。</p>
<p>4.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止</p> <p>4.5.1 非常用海水冷却系の取水性</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>基準津波の水位の低下に対して、非常用海水ポンプが機能保持できる設計であることを確認する。また、基準津波による水位の低下に対して、冷却に必要な海水が確保できる撰家であることを確認する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 具体的には、以下のとおり実施する。</li> <li>・ 非常用海水ポンプ位置の評価水位の算定を適切に</li> </ul>	<p>4.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止</p> <p>4.5.1 非常用海水冷却系の取水性</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>基準津波の水位の低下に対して、非常用海水ポンプが機能保持できる設計であることを確認する。また、基準津波による水位の低下に対して、冷却に必要な海水が確保できる撰家であることを確認する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 具体的には、以下のとおり実施する。</li> <li>・ 非常用海水ポンプ位置の評価水位の算定を適切に</li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 取水路の特性を考慮した海水ポンプ位置の評価水位が適切に算定されていることを確認する。確認のポイント</p> <p>① 取水路の特性に応じた手法が用いられていること。 (開水路、閉管路の方程式)</p> <p>② 取水路の管路の形状や材質、表面の状況に応じた摩擦損失が設定されていること。</p>	<p>行うため、取水路の特性に応じた手法を用いる。また、取水路の管路の形状や材質、表面の状況に応じた摩擦損失を設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 非常用海水ポンプの取水可能水位が下降側評価水位を下回る等、水位低下に対して非常用海水ポンプが機能保持できる設計となっていることを確認する。</li> <li>・ 引き波時に水位が実際の取水可能水位を下回る場合には、下回っている時間において、非常用海水ポンプの継続運転が可能で貯留量を十分確保できる設計となっていることを確認する。なお、取水路又は取水ピットが循環水系を含む状況系と非常用系で併用されているため、循環水系を含む非常用系ポンプ運転継続等による貯留量の喪失を防止できる設計とする。</li> </ul>
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 取水路の特性を考慮した海水ポンプ位置の評価水位が適切に算定されている。</p> <p>① 基準津波による水位の低下に伴う取水路から取水ピットの特性を考慮した非常用海水ポンプ位置の評価水位を適切に算出するため、管路において運動方程式及び連続式を用いて解析を実施する。</p> <p>② 貯留堰がない状態で、取水口、取水路及び取水ピ</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 取水路の特性を考慮した海水ポンプ位置の評価水位が適切に算定されている。</p> <p>① 基準津波による水位の低下に伴う取水路から取水ピットの特性を考慮した非常用海水ポンプ位置の評価水位を適切に算出するため、管路において運動方程式及び連続式を用いて解析を実施する。</p> <p>② 貯留堰がない状態で、取水口、取水路及び取水ピ</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(2) 前述 (3.4(4)) のとおり地殻変動量を安全側に考慮して、水位低下に対する耐性（海水ポンプの仕様、取水口の仕様、取水路又は取水ピットの仕様等）について、以下を確認する。</p> <p>① 海水ポンプの設計用の取水可能水位が下降側評価水位を下回る等、水位低下に対して海水ポンプが機能保持できる設計方針であること。</p> <p>② 引き波時の水位が実際の取水可能水位を下回る場合には、下回っている時間において、海水ポンプの継続運転が可能なた貯水量を十分確保できる取水路又は取水ピットの構造仕様、設計方針であること。</p> <p>なお、取水路又は取水ピットが循環水系と非常系で併用される場合には、循環水系運転継続等による取水量の喪失を防止できる措置が施される方針であること。</p>	<p>ットに至る経路をモデル化し、粗度係数、貝代及びスクリーン損失を考慮するとともに、防波堤の有無及び潮位のばらつきを加算による安全側に評価した値を用いる等、計算結果の不確実性を考慮した評価を実施する。</p> <p>(2) 前述 (3.4(4)) のとおり地殻変動量を安全側に考慮して、水位低下に対する耐性（海水ポンプの仕様、取水口の仕様、取水路又は取水ピットの仕様等）について、以下を確認している。</p> <p>① 基準津波による下降側水位はT.P. - 5.64mとなった。この水位に下降側の潮位のばらつき0.16mと数値計算上のばらつきを考慮したT.P. - 6.0mを評価水位とする。評価水位は、非常用海水ポンプの取水可能水位T.P. - 5.66mを下回る。</p> <p>② このため、津波防護施設として取水口前面の海中に天端高さT.P. - 4.9mの貯留堰を設置することで、水位低下における非常用海水ポンプの取水性は保持できる。なお、取水ピットは循環水ポンプを含む常用海水ポンプが併用されているため、発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合、引き波時における非常用海水ポンプ取水位置での水位低下量を抑制するため、循環水ポンプを含む常用海水ポンプは停止する運用とする。</p>



<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p>	<p>東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況</p>
<p>4.5.2 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>基準津波に伴う取水口付近の砂の移動・堆積が適切に評価されていること。</p> <p>基準津波に伴う取水口付近の漂流物が適切に評価されていること。</p> <p>非常用海水冷却系については、次に示す方針を満足すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基準津波による水位変動に伴う海底の砂移動・堆積、陸上斜面崩壊による土砂移動・堆積及び漂流物に対して取水口及び取水路の通水性は確保できることを確認する。</li> </ul> <p>取水口及び取水路の通水性が確保できる設計であること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基準津波による水位変動に伴う浮遊砂等の混入に対して海水ポンプが機能保持できる設計であること。</li> </ul>	<p>4.5.2 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>基準津波に伴う取水口付近の砂の移動・堆積を適切に評価し、取水口及び取水路の通水性が確保されていることを確認する。</p> <p>また、非常用海水ポンプについては、基準津波による水位変動に伴う海底の砂移動・堆積、陸上斜面崩壊による土砂移動・堆積及び漂流物に対して取水口及び取水路の通水性は確保できることを確認し、浮遊砂等の混入に対して非常用海水ポンプは機能保持できる設計であることを確認する。</p> <p>具体的には、以下のとおり確認する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 遡上解析結果における取水口付近の砂の堆積状況に基づき、砂の堆積高さが取水口下端に到達しないことを確認する。取水口下端に到達する場合は、取水口及び取水路が閉塞する可能性を安全側に検討し、閉塞しないことを確認する。</li> <li>・ 混入した浮遊砂は、取水スクリーン等で除去することが困難であるため、非常用海水ポンプそのものが運転時の砂の混入に対して軸固着しにくい仕様であることを確認する。また、軸受への浮遊砂の混入に対し、耐摩耗性を有する軸受であることを確認</li> </ul>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>(2) 混入した浮遊砂は、取水スクリーン等で除去することが困難なため、海水ポンプそのものが運転時の砂の混入に対して軸固着しにくい仕様であることを確認する。</p>	<p>(2) 非常用海水ポンプ取水時に浮遊砂の一部が軸受潤滑水としてポンプ軸受に混入したとしても、非常用海水ポンプの軸受に設けられた約3.7mmの異物逃し溝から排出される構造とする。</p> <p>これに対して発電所周辺の砂の平均粒径は0.15mm（底質調査）で、数ミリメートル以上の砂はごくわずかであることに加えて、粒径数ミリメートル以上の砂は浮遊し難いものであることを踏まえると、大きな粒径の砂はほとんど混入しないと考えられ、砂混入に対して非常用海水ポンプの取水性は保持できる。</p>
<p>(3) 基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、(3.2.1)の遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の寄せ波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討し、漂流物により取水口が閉塞しない仕様の方針であること、又は閉塞防止措置を施す方針であることを確認する。なお、取水スクリーンについては、異物の混入を防止する効果が期待できるが、津波時には破損して混入防止が機能しないだけでなく、それ自体が漂流物となる可能性が有ることに留意する必要がある。</p>	<p>(3) 発電所敷地内で漂流する可能性があるものとして、鉄筋コンクリート造建物のコンクリート壁（コンクリート片）、鉄骨造建物の外装板、フェンス、空調室外機、車両、浚渫用の作業台船等があり、取水口に向かう可能性は否定できないが、漂流物の形状及び堆積状況を考慮すると取水口の呑口全てを完全に閉塞させることはなく、取水性への影響はない。また、貯留堰内に堆積することは考え難いが、堆積することを想定した場合においても、引き波時の取水性への影響はない。なお、敷地内の物揚岸壁に停泊する燃料等輸送船は、津波警報等発表時には緊急退避するため、漂流物とはならない。</p> <p>発電所敷地外で漂流する可能性があるものとして、</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>鉄筋コンクリート造建物のコンクリート壁（コンクリート片）、鉄骨造建物の外装板、家屋、倉庫、フェンス、タンク、防砂林等があるが、設置位置及び流向を考慮すると取水口へは向かわないため、取水性への影響はない。なお、これらの漂流する可能性のあるものが取水口に向かうことを想定した場合においても、すべてのものが取水口前面に到達する可能性は低いと考えられ、漂流物の形状及び堆積状況を考慮すると取水口の呑口全てを完全に閉塞させることはなく、取水性への影響はない。貯留堰内に堆積することは考え難いが、堆積することを想定した場合においても、引き波時の取水性への影響はない。また、発電所近傍で操業する漁船が航行不能になった場合については、取水口に向かう可能性は否定できないが、取水口の呑口全てを閉塞させることはなく、取水性への影響はない。</p> <p>発電所前面を通過する定期船に関しては、発電所から半径5km以内に航路はないことから、発電所に対する漂流物とはならない。</p> <p>なお、取水口に向かう可能性のある漂流物については、津波防護施設及び浸水防止設備に衝突する可能性があるため、最も重量が大きい漂流物が作業台船（約44t）となることから、重量50tの漂流物を衝突荷重ににおいて考慮し評価する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>4.6 津波監視</p> <p><b>【基準における要求事項等】</b> 敷地への津波の繰り返し襲来を察知し、津波防護施設、浸水防止設備の機能を確実に確保するために、津波監視設備を設置すること。</p>	<p>除塵装置である回転レイキ付バースクリン及びトラベリングスクリーンについては、基準津波の流速に対し、十分な強度を有していることから、損傷することはなく漂流物とはならないことから、取水性に影響を及ぼすことはないことを確認している。</p>
<p>4.6 津波監視</p> <p><b>【要求事項等への対応方針】</b> 敷地への津波の繰り返し襲来を察知し、津波防護施設及び浸水防止設備の機能、取水口及び放水口を含む敷地東側の沿岸域、並びに敷地内外の状況を監視するために、津波監視設備として、津波監視カメラ、取水ピット水位計及び潮位計を基準津波の影響を受けにくい位置に設置する。</p>	<p>4.6 津波監視</p> <p><b>【要求事項等への対応方針】</b> 敷地への津波の繰り返し襲来を察知し、津波防護施設及び浸水防止設備の機能、取水口及び放水口を含む敷地東側の沿岸域、並びに敷地内外の状況を監視するために、津波監視設備として、津波監視カメラ、取水ピット水位計及び潮位計を基準津波の影響を受けにくい位置に設置する。</p>
<p><b>【確認内容】</b> (1) 要求事項に適合する方針であることを確認する。また、設置の概要として、おおよその位置と監視設備の方式等について把握する。</p>	<p><b>【確認状況】</b> (1) 敷地への津波の繰り返し襲来を察知し、津波防護施設、浸水防止設備の機能を確実にするために、津波監視設備を設置する。津波監視設備としては、津波監視カメラ、取水ピット水位計及び潮位計を設置する。津波監視カメラは地震発生後、津波が発生した場合に、その影響を俯瞰的に把握するため、津波及び漂流物の影響を受けない防潮堤内側の原子炉建屋の屋上及び</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。</p>	<p>防潮堤の上部に設置し、津波監視機能が十分に保持できる設計とする。取水ピット水位計は、非常用海水ポンプの取水性を確保するために、基準津波の下降側の取水ピット水位の監視を目的に、津波及び漂流物の影響を受けにくい防潮堤内側の取水ピットに設置し、津波監視機能が十分に保持できる設計とする。潮位計は、津波の上昇側の水位監視を目的に、津波及び漂流物の影響を受けにくい取水口入口近傍の取水路側壁に設置し、津波監視機能が十分に保持できる設計とする。</p>
<p>5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>津波防護施設（防潮堤・防潮扉、放水路ゲート、構内排水路逆流防止設備及び貯留堰）については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計する。</p>	<p>5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>津波防護施設（防潮堤・防潮扉、放水路ゲート、構内排水路逆流防止設備及び貯留堰）については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>【確認内容】</p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。  なお、後段規制（工事計画認可）においては、施設の寸法、構造、強度及び支持性能（地盤強度、地盤安定性）が要求事項に適合するものであることを確認する。</p> <p>(2) 設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波、常時＋津波＋地震（余震）</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>a) 津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。</p> <p>b) 余震による荷重として、サイト特性（余震の震源、ハザード）が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。</p> <p>c) 地震により周辺地盤に液化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 津波防護施設（防潮堤及び防潮扉、放水路ゲート、構内排水路逆流防止設備並びに貯留堰）については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できる設計とする。</p> <p>(2) 以下の項目について、設定の考え方を示す。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 防潮堤及び防潮扉</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重</li> </ul> <p>b) 放水路ゲート</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> </ul> <p>c) 構内排水路逆流防止設備</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> </ul>
<p>(2) 設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波、常時＋津波＋地震（余震）</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>a) 津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。</p> <p>b) 余震による荷重として、サイト特性（余震の震源、ハザード）が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。</p> <p>c) 地震により周辺地盤に液化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考</p>	<p>【確認状況】</p> <p>(1) 津波防護施設（防潮堤及び防潮扉、放水路ゲート、構内排水路逆流防止設備並びに貯留堰）については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できる設計とする。</p> <p>(2) 以下の項目について、設定の考え方を示す。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 防潮堤及び防潮扉</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重</li> </ul> <p>b) 放水路ゲート</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> </ul> <p>c) 構内排水路逆流防止設備</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>慮すること。</p> <p>③許容限界</p> <p>a) 津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。</p> <p>（なお、機能損傷に至った場合、補修に、ある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。）</p>	<p>d) 貯留堰</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重 + 地震荷重</li> <li>・ 常時荷重 + 津波荷重</li> <li>・ 常時荷重 + 津波荷重 + 余震荷重</li> <li>・ 常時荷重 + 津波荷重 + 漂流物衝突荷重</li> </ul> <p>② 荷重の設定</p> <p>a) 防潮堤及び防潮扉</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重</li> <li>・ 自重等を考慮する。</li> <li>・ 地震荷重</li> <li>・ 基準地震動 <math>S_s</math> を考慮する。</li> <li>・ 津波荷重</li> </ul> <p>防潮堤前面東側，敷地側面北側，敷地側面南側の津波荷重を考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 余震荷重</li> <li>・ 弾性設計用地震動 <math>S_d - D1</math> を考慮する。</li> <li>・ 漂流物衝突荷重</li> </ul> <p>漂流物となる可能性のある施設・設備として抽出された作業台船44tが最大となることから，50tの漂流物が衝突することを考慮し，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき設定する。</p>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>b) 放水路ゲート</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重 自重等を考慮する。</li> <li>・ 地震荷重 基準地震動 <math>S_s</math> を考慮する。</li> <li>・ 津波荷重 放水路における入力津波高さ T.P. + 19.2m に、参照する裕度 + 0.65m を含めても、十分な裕度のある津波荷重水位 T.P. + 22.0m を考慮する。</li> </ul> <p>・ 余震荷重 弾性設計用地震動 <math>S_d - D1</math> を考慮する。</p> <p>c) 構内排水路逆流防止設備</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重 自重等を考慮する。</li> <li>・ 地震荷重 基準地震動 <math>S_s</math> を考慮する。</li> <li>・ 津波荷重 防潮堤前面（敷地前面東側）における入力津波高さ T.P. + 19.2m に、参照する裕度 + 0.65m を含めても、十分な裕度のある津波荷重水位 T.P. + 20.0m を考慮する。津波波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」によ</li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>り設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・余震荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>弾性設計用地震動 <math>S_d - D1</math> を考慮する。</li> </ul> </li> </ul> <p>d) 貯留堰</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・常時荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>自重等を考慮する。</li> </ul> </li> <li>・地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>基準地震動 <math>S_s</math> を考慮する。</li> </ul> </li> <li>・津波荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤前面（敷地前面東側）における入力津波高さ T.P. + 19.2m に、参照する裕度 + 0.65m を含めても、十分な裕度のある津波荷重水位 T.P. + 20.0m を考慮する。津波波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」により設定する。</li> </ul> </li> </ul> <ul style="list-style-type: none"> <li>・余震荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>弾性設計用地震動 <math>S_d - D1</math> を考慮する。</li> </ul> </li> <li>・漂流物衝突荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物となる可能性のある施設・設備として抽出された作業台船 44t が最大となることから、50t の漂流物が衝突することを考慮し、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき設定する。</li> </ul> </li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
	<p>③ 許容限界</p> <p>津波防護に対する機能限界保持として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰り返し作用を想定し、止水性の面も踏まえることにより、当該構造物全体の変形能力に対して十分な余裕を有するよう、鋼製する部材が弾性状態に収まることを基本として、津波防護機能を保持することを確認する。</p>
<p>5.2 浸水防止設備の設計</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>浸水防止設備については、浸水想定範囲における浸水時及び冠水後の波圧等に対する耐性等を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対して浸水防止機能が十分に保持できるよう設計すること。</p>	<p>5.2 浸水防止設備の設計</p> <p>【要求事項等への対応方針】</p> <p>浸水防止設備（取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、SA用海水ピット開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁、海水ポンプ室ケーブール点検口浸水防止蓋及び貫通部止水処置）については、基準地震動<math>S_s</math>による地震力に対して浸水防止機能が十分に保持できるよう設計する。また、浸水想定範囲における浸水時及び冠水後の波圧等に対する耐性等を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対して浸水防止機能が十分に保持できるよう設計する。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。  なお、後段規制（工事計画認可）においては、設備の寸法、構造、強度等が要求事項に適合するものであることを確認する。</p> <p>(2) 浸水防止設備のうち水密扉等、後段規制において強度の確認を要する設備については、設計方針の確認に加え、入力津波に対して浸水防止機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、津波防護施設と同様に、荷重組合せ、荷重の設定及び許容限界（当該構造物全体の変形能力に対して十分な余裕を有し、かつ浸水防止機能を保持すること）の項目についての考え方を確認する。</p> <p>(3) 浸水防止設備のうち床・壁貫通部の止水対策等、後段規制において仕様（施工方法を含む）の確認を要する設備については、荷重の設定と荷重に対する性能確保についての方針を確認する。</p>	<p>以下に浸水防止設備について荷重の組合せ、荷重の設定及び許容限界について考え方を示す。</p> <p>a. 荷重の組合せ  常時荷重，津波荷重及び地震荷重を適切に組合せる。</p> <p>風荷重は，竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第1454号）」に基づく立地地域（東海村）の基準風速による風荷重を考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重</li> <li>・ 常時荷重＋津波荷重＋余震荷重</li> </ul> <p>b. 荷重の設定</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重  自重等を考慮する。</li> <li>・ 地震荷重  基準地震動 <math>S_s</math> を考慮する。</li> <li>・ 津波荷重  各設備の荷重水位を考慮する。</li> <li>・ 余震荷重  弾性設計用地震動 <math>S_d - D1</math> を考慮する。</li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>5.3 津波監視設備の設計</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波監視設備については、津波の影響（波力、漂流物の衝突等）に対して、影響を受けにくい位置への設置、影響の防止策・緩和策等を検討し、入力津波に対して津波監視機能が十分に保持できるよう設計すること。</p>	<p>c. 許容限界</p> <p>津波防護に対する機能限界保持として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰り返し作用を想定し、止水性の面も踏まえることにより、当該構造物全体の變形能力に対して十分な余裕を有するよう、鋼製する部材が弾性状態に収まることを基本として、浸水防止機能を保持することを確認する。</p>
<p>5.3 津波監視設備の設計</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波監視設備については、津波の影響（波力、漂流物の衝突等）に対して、影響を受けにくい位置への設置、影響の防止策・緩和策等を検討し、入力津波に対して津波監視機能が十分に保持できるよう設計すること。</p>	<p>5.3 津波監視設備の設計</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波監視設備については、津波の影響（波力、漂流物の衝突等）に対して、影響を受けにくい位置への設置、影響の防止策・緩和策等を検討し、入力津波に対して津波監視機能が十分に保持できるよう設計すること。</p>
<p>【確認内容】</p> <p>(1) (3.2.1)の遡上解析結果に基づき、津波影響を受けにくい位置、及び津波影響を受けにくい建屋・区画・囲い等の内部に設置されることを確認する。</p>	<p>津波監視設備は、津波の影響を受けない原子炉建屋屋上 T.P. 約 + 64m 及び防潮堤上部 T.P. 約 + 18 ～ 約 + 20m に設置する。</p>
<p>(2) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 なお、後段規制（工事計画認可）においては、設備の位置、構造（耐水性を含む）、地震荷重・風荷重との組合せを考慮した強度等が要求事項に適合するものであることを確認する。</p>	<p>以下に津波監視設備について荷重の組合せ、荷重の設定及び許容限界について考え方を示す。</p> <p>a. 荷重の組合せ</p> <p>常時荷重、津波荷重及び地震荷重を適切に組合せる。</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>5.4 施設・設備等の設計・評価に係る検討事項</p> <p>5.4.1 津波防護施設、浸水防止設備等の設計における検討事項</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p>	<p>風荷重は、竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第1454号）」に基づき立地地域（東海村）の基準風速による風荷重を考慮する。ただし、竜巻による風荷重については、「第6条外部からの衝撃による損傷の防止」において竜巻防護施設に該当する施設・設備について考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重＋地震荷重</li> </ul> <p>b. 荷重の設定</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時荷重</li> <li>  自重等を考慮する。</li> <li>・ 地震荷重</li> <li>  基準地震動 <math>S_s</math> を考慮する。</li> </ul> <p>c. 許容限界</p> <p>津波監視設備に対する機能限界保持として、地震後の変形能力に対して十分な余裕を有するよう、鋼製する部材が弾性状態に収まることを基本として、浸水防止機能を保持することを確認する。</p>
<p>5.4 施設・設備等の設計・評価に係る検討事項</p> <p>5.4.1 津波防護施設、浸水防止設備等の設計における検討事項</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p>	<p>5.4 施設・設備等の設計・評価に係る検討事項</p> <p>5.4.1 津波防護施設、浸水防止設備等の設計における検討事項</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>津波防護施設、浸水防止設備の設計及び漂流物に係る措置に当たっては、次に示す方針（津波荷重の設定、余震荷重の考慮、津波の繰り返し作用の考慮）を満足すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重（浸水高、波力・波圧、洗掘力、浮力等）について、入力津波から十分な余裕を考慮して設定すること。</li> <li>・サイトの地学的背景を踏まえ、余震の発生の可能性を検討すること。</li> <li>・余震発生の可能性に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること。</li> <li>・入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返しの襲来による作用が津波防護機能、浸水防止機能へ及ぼす影響について検討すること。</li> </ul>	<p>津波防護施設、浸水防止設備の設計及び漂流物に係る措置に当たり、次に示す方針を満足していることを確認する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重（浸水高、波力・波圧、洗掘力、浮力等）について、入力津波から十分な余裕を考慮して設定する。</li> <li>・サイトの地学的背景を踏まえ、余震の発生の可能性を検討する。</li> <li>・余震発生の可能性に応じて、余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮する。</li> <li>・入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返しの襲来による作用が津波防護機能、浸水防止機能へ及ぼす影響について検討すること。</li> </ul>
<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1)津波荷重の設定、余震荷重の考慮、津波の繰り返し作用の考慮のそれぞれについて、要求事項に適合する方針であることを確認する。以下に具体的な方針を例示する。</p> <p>①津波荷重の設定については、以下の不確かさを考慮する方針であること。</p> <p>a)入力津波が有する数値計算上の不確かさ</p>	<p><b>【確認状況】</b></p> <p>津波荷重の設定、余震荷重の考慮及び津波の繰り返し作用の考慮について、以下に示す。</p> <p>① 津波荷重の設定</p> <p>津波荷重の設定については、以下の不確かさを考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・入力津波の数値計算上のばらつき</li> <li>・各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重</li> </ul>

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>b) 各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重の算定過程に介在する不確かさ</p> <p>上記b)の不確かさの考慮に当たっては、例えば抽出した不確かさの要因によるパラメータステディ等により、荷重設置に考慮する余裕の程度を検討する方針であること。</p> <p>② 余震荷重の考慮については、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある余震（地震）について、そのハザードを評価するとともに、基準津波の継続時間のうち最大水位変化を発生する時間帯において発生する余震レベルを検討する方針であること。また、当該余震レベルによる地震荷重と基準津波による荷重は、これらの発生確率の推定に幅があることを考慮して安全側に組み合わせる方針であること。</p> <p>③ 津波の繰り返し作用の考慮については、各施設・設備の入力津波に対する許容限界が当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、かつ津波防護機能・浸水防止機能を保持するとして設定されたいれば、津波の繰り返し作用による直接的な影響は無いものとみなせるが、漏水、二次的</p>	<p>の算定過程に介在する不確かさ</p> <p>② 余震荷重の考慮 余震荷重と基準津波の荷重の組合せを考慮すべき施設・設備の設計に当たっては、余震による地震荷重を定義して考慮する。</p> <p>③ 津波の繰返し作用の考慮 津波の繰返し作用の考慮については、漏水、二次的影響（砂移動等）による累積的な作用又は経時的な変化が考えられる場合は、時刻歴波形に基づき、安全性を有する検討をしている。具体的には、以下のとおりである。 ・基準津波に伴う取水口付近の砂の移動・堆積について、基準津波に伴う砂移動の数値シミュレーションにおいて、津波の繰返しの襲来を考慮して</p>



基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド	東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況
<p>響（砂移動、漂流物等）による累積的な作用又は経時的な変化が考えられる場合は、時刻歴波形に基づいた、安全性を有する検討方針であること。</p>	<p>いる。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基準津波に伴う取水口付近を含む敷地前面及び敷地近傍の寄せ波及び引き波の方向を分析した上で、漂流物の可能性を検討し、取水口の閉塞するような漂流物は発生しないことを確認している。</li> </ul>
<p>5.4.2 漂流物による波及的影響の検討</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物、設置物等が破損、倒壊、漂流する可能性について検討すること。</p> <p>上記の検討の結果、漂流物の可能性がある場合は、防潮堤等の津波防護施設、浸水防止設備に波及的影響を及ぼさないよう、漂流防止装置または津波防護施設・設備への影響防止措置を施すこと。</p>	<p>5.4.2 漂流物による波及的影響の検討</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において、建物・構築物、設置物等が破損、倒壊、漂流する可能性について検討すること。</p> <p>上記の検討の結果、漂流物の可能性がある場合は、津波防護施設である防潮堤、防潮扉、放水路ゲート及び貯留堰に波及的影響を及ぼさないことを確認する。</p>
<p>【確認内容】</p> <p>(1)漂流物による波及的影響の検討方針が、要求事項に適合する方針であることを確認する。</p> <p>(2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを</p>	<p>【確認状況】</p> <p>基準津波による遡上域を考慮した場合の漂流物による波及的影響を考慮すべき津波防護施設、浸水防止設備としては、津波防護施設として位置付けて設計を行う防潮堤、防潮扉、放水路ゲート及び貯留堰が挙げられる。</p>

東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況	基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド
<p>① 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認のうち、基準津波に伴う取水口付近の漂流物の作業用台船（44t）による漂流物荷重を算定した上で、常時荷重、津波荷重、余震荷重及び自然現象による荷重との組合せを適切に考慮し、防潮堤及び防潮扉の津波防護機能、貯留堰の貯水機能に波及的影響を及ぼさないことを確認する。</p> <p>② —</p>	<p>得るため、以下の例のような具体的な方針を確認する。</p> <p>① 敷地周辺の遡上解析結果等を踏まえて、敷地周辺の陸域の建物・構築物及び海域の設置物等を網羅的に調査した上で、敷地への津波の襲来経路及び遡上経路並びに津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において発生する可能性のある漂流物を特定する方針であること。なお、漂流物の特定に当たっては、地震による損傷が漂流物の発生可能性を高めることを考慮する方針であること。</p> <p>② 漂流防止装置、影響防止装置は、津波による波力、漂流物の衝突による荷重との組合せを適切に考慮して設計する方針であること。</p>
<p>5.4.3 津波影響軽減施設・設備の扱い</p> <p>—</p>	<p>5.4.3 津波影響軽減施設・設備の扱い</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>津波防護施設・設備の設計において津波影響軽減施設・設備の効果を期待する場合、津波影響軽減施設・設備は、基準津波に対して津波による影響の軽減機能が保持されるよう設計すること。</p> <p>津波影響軽減施設・設備は、次に示す事項を考慮すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地震が津波影響軽減機能に及ぼす影響</li> <li>・ 漂流物による波及的影響</li> </ul>

東海第二発電所 耐津波設計方針との適合状況	
	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 機能損傷モードに対応した荷重について十分な余裕を考慮した設定</li> <li>・ 余震による荷重と地震による荷重の荷重組合せ</li> <li>・ 津波の繰り返し襲来による作用が津波影響軽減機能に及ぼす影響</li> </ul>
-	<p><b>【確認内容】</b></p> <p>(1)津波影響軽減施設・設備の効果に期待する場合における当該施設・設備の検討方針が、要求事項に適合する方針であることを確認する。</p>