

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

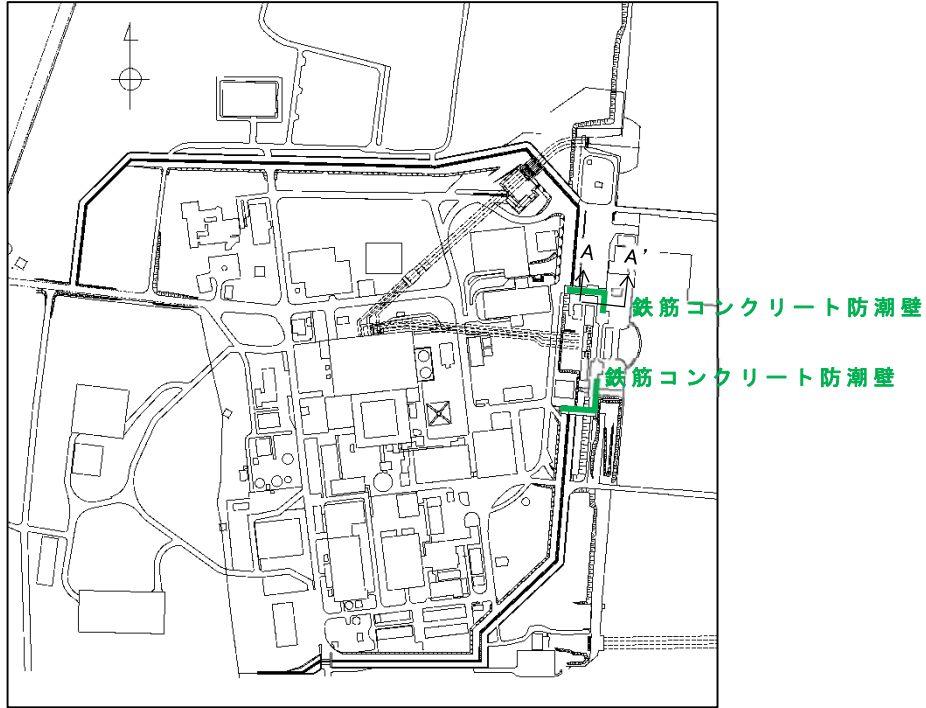
(1) 鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能

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。

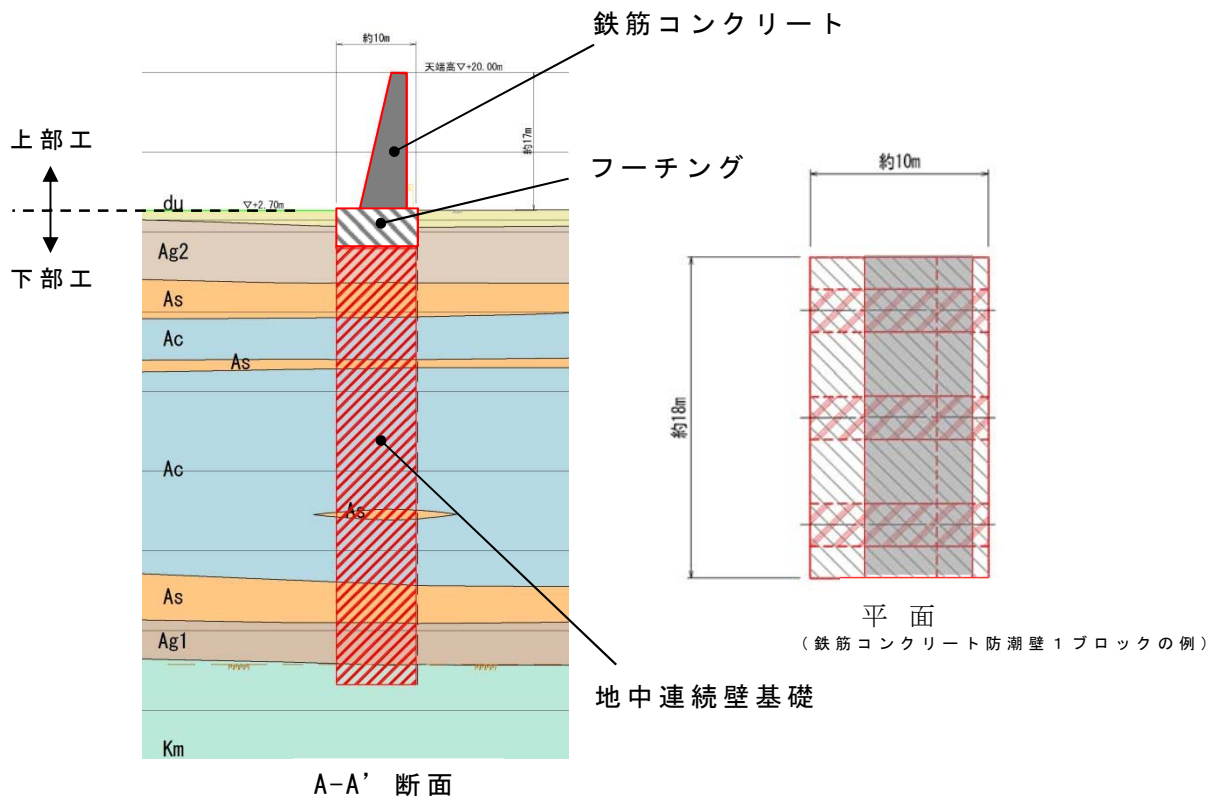
鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

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。

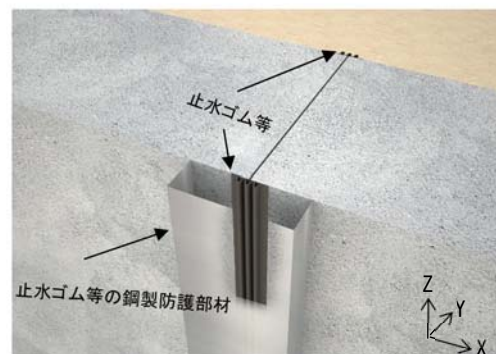
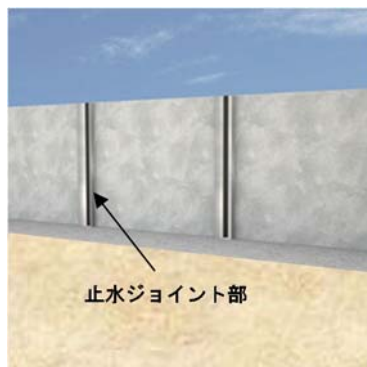
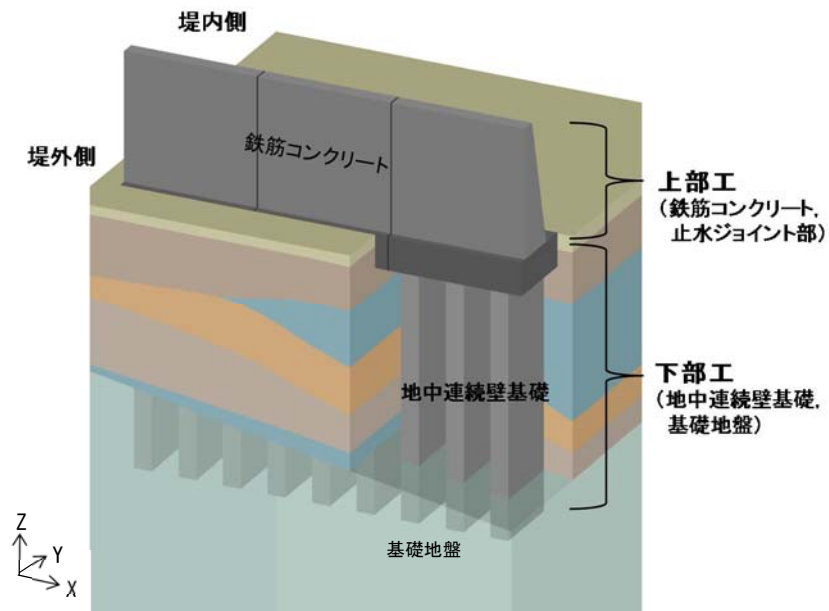


第 1-1 図 平面位置図



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。

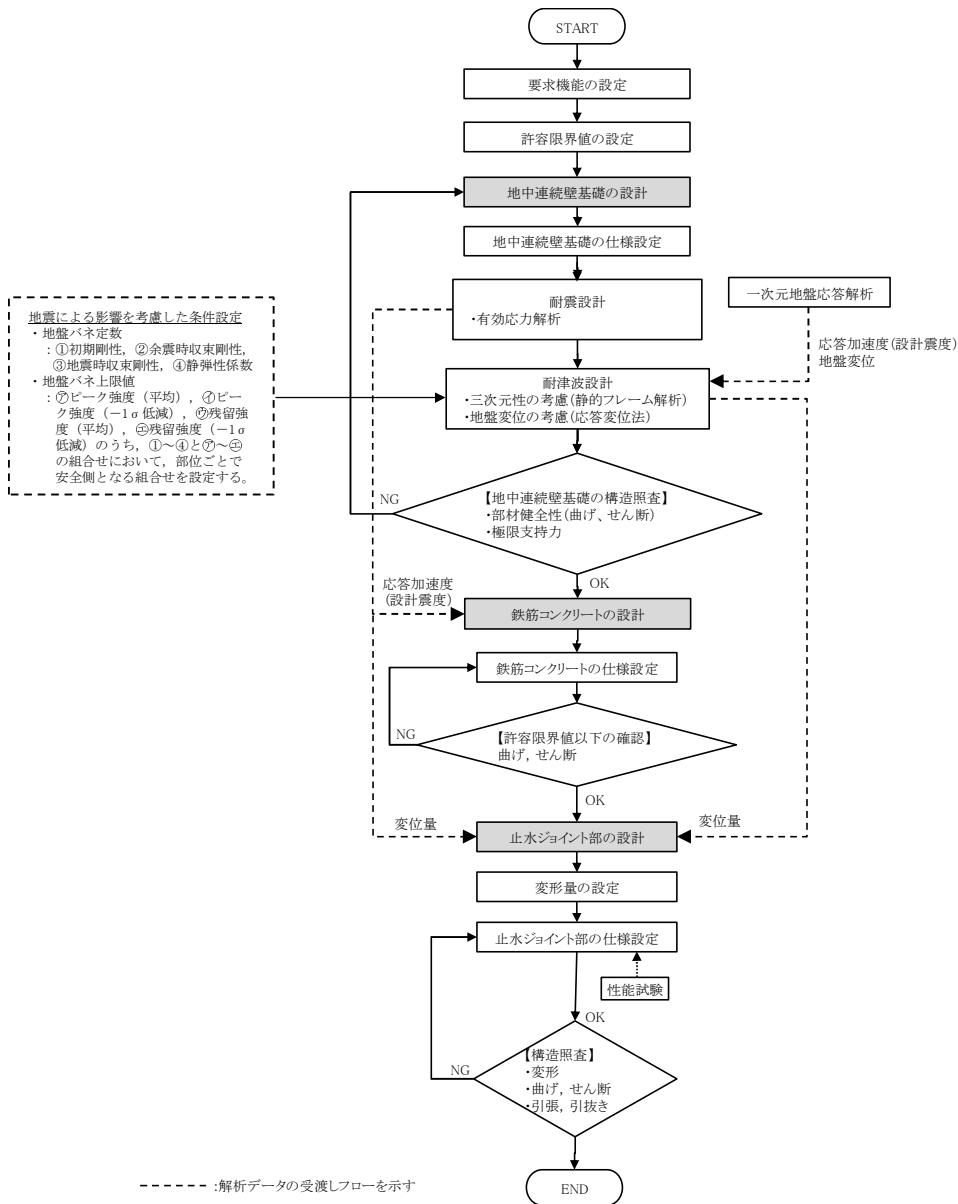
2) 設計手順

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。

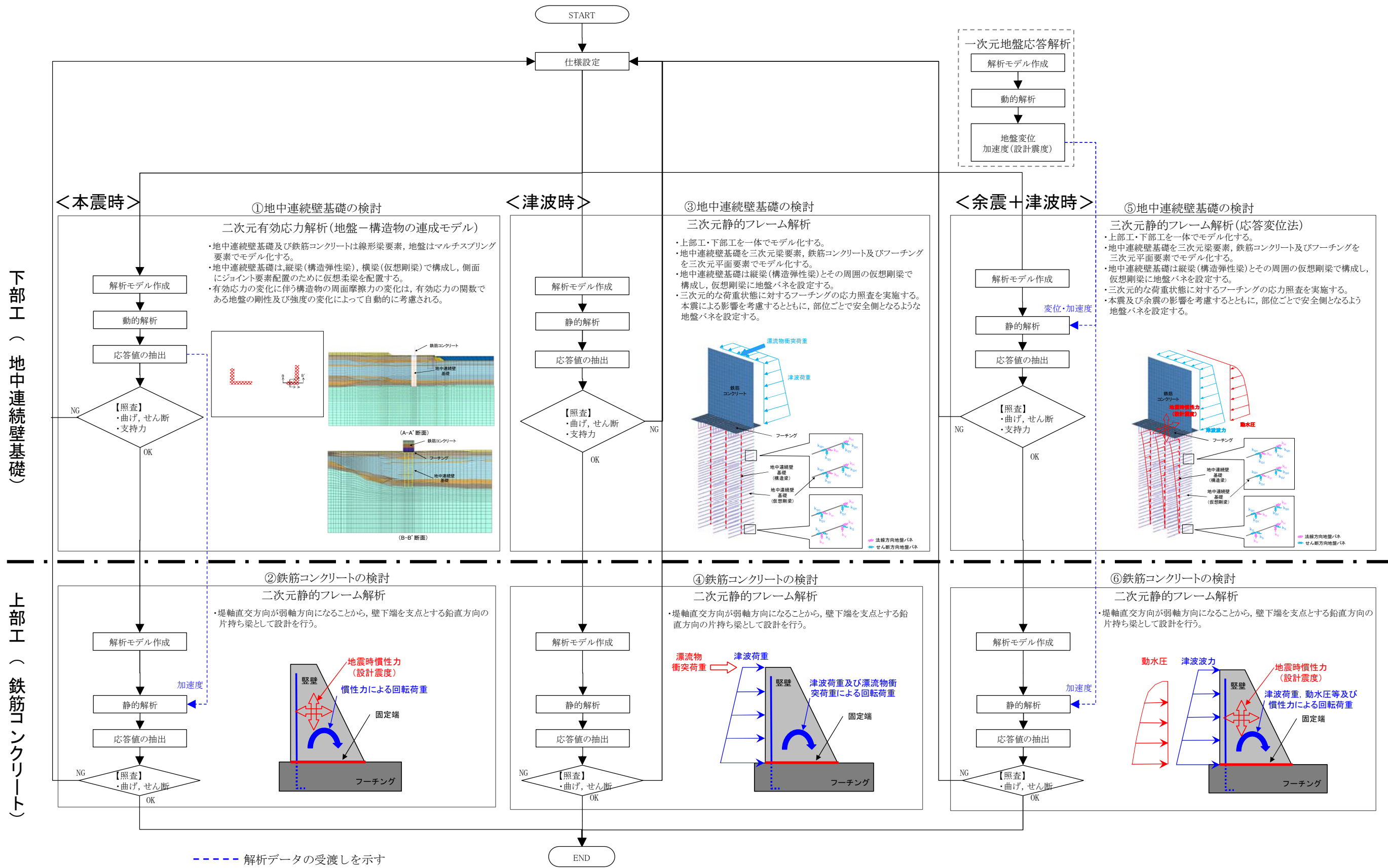
鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第1-4図に、鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フローを第1-5図に示す。

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 -1σ 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。

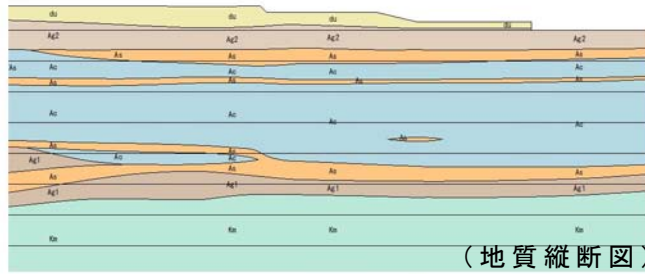
構造物の応答値のうち鉄筋コンクリートの最大水平加速度を上部工の設計に使用する。

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。

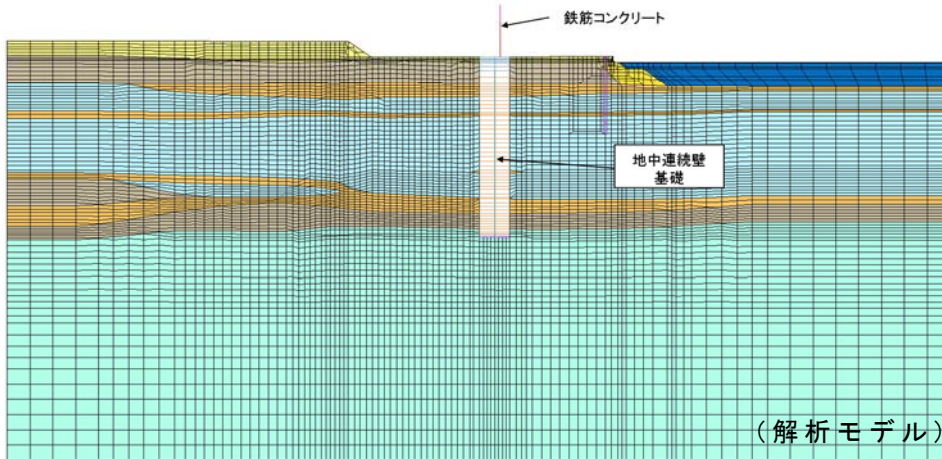
c. 照査

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。

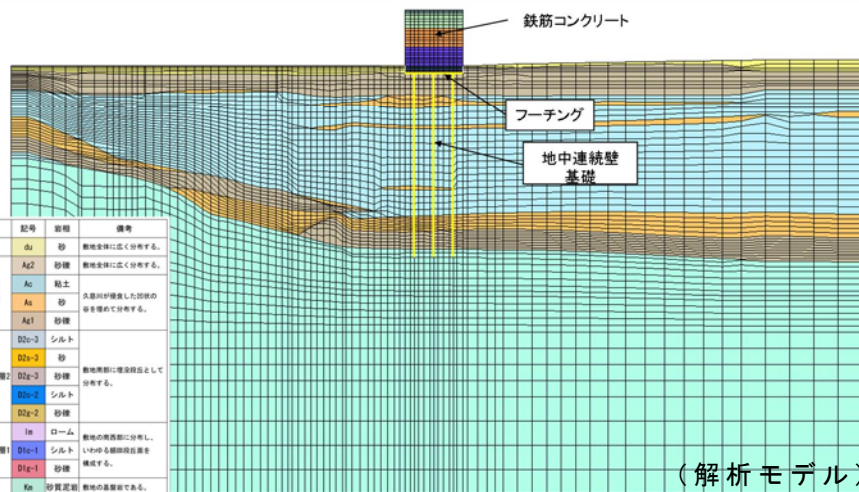
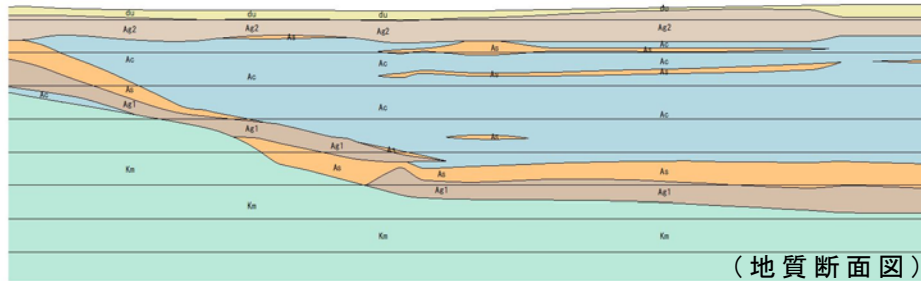
基礎地盤の支持性能として、基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。



地質時代	地質区分	記号	説明	備考	
新第三紀	砂丘層	du	砂	動物遺体によく分布する。	
		Ag2	砂礫	動物遺体によく分布する。	
		Ac	粘土	動物遺体によく分布する。	
第四紀	沖積低地堆積層	久慈川	粘土	久慈川が侵食した部分の砂を埋めて分布する。	
		Ag1	砂礫		
		D2c-3	シルト		
		D2c-2	砂		
		D2c-1	砂礫		
第四紀	低位段丘堆積層	段丘堆積層2	D2g-3	砂礫	動物遺体は埋没層として分布する。
		D2g-2	シルト		
		D2g-1	砂礫		
		in	ローム	動物の骨遺体は分布し、いわゆる埋没層を構成する。	
第四紀	中位段丘堆積層	段丘堆積層1	D1c-1	シルト	
		D1c-1	砂礫		
第三紀	久米層	Km	砂質泥岩	動物の骨遺体は分布する。	



第 1-6 図 地震応答解析モデル（堤軸直交方向）の例



地質時代	地質区分	記号	説明	備考	
新第三紀	砂丘層	du	砂	動物遺体によく分布する。	
		Ag2	砂礫	動物遺体によく分布する。	
		Ac	粘土	動物遺体によく分布する。	
第四紀	沖積低地堆積層	久慈川	粘土	久慈川が侵食した部分の砂を埋めて分布する。	
		Ag1	砂礫		
		D2c-3	シルト		
		D2c-2	砂		
		D2c-1	砂礫		
第四紀	低位段丘堆積層	段丘堆積層2	D2g-3	砂礫	動物遺体は埋没層として分布する。
		D2g-2	シルト		
		D2g-1	砂礫		
		in	ローム	動物の骨遺体は分布し、いわゆる埋没層を構成する。	
第四紀	中位段丘堆積層	段丘堆積層1	D1c-1	シルト	
		D1c-1	砂礫		
第三紀	久米層	Km	砂質泥岩	動物の骨遺体は分布する。	

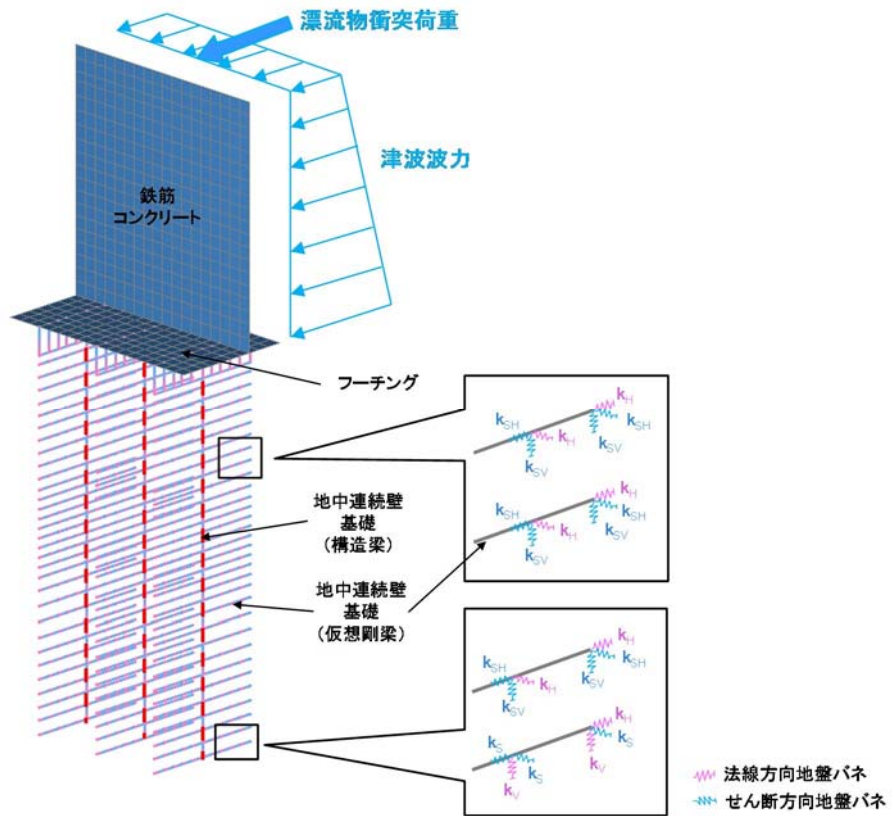
第 1-7 図 地震応答解析モデル（堤軸方向）の例

② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

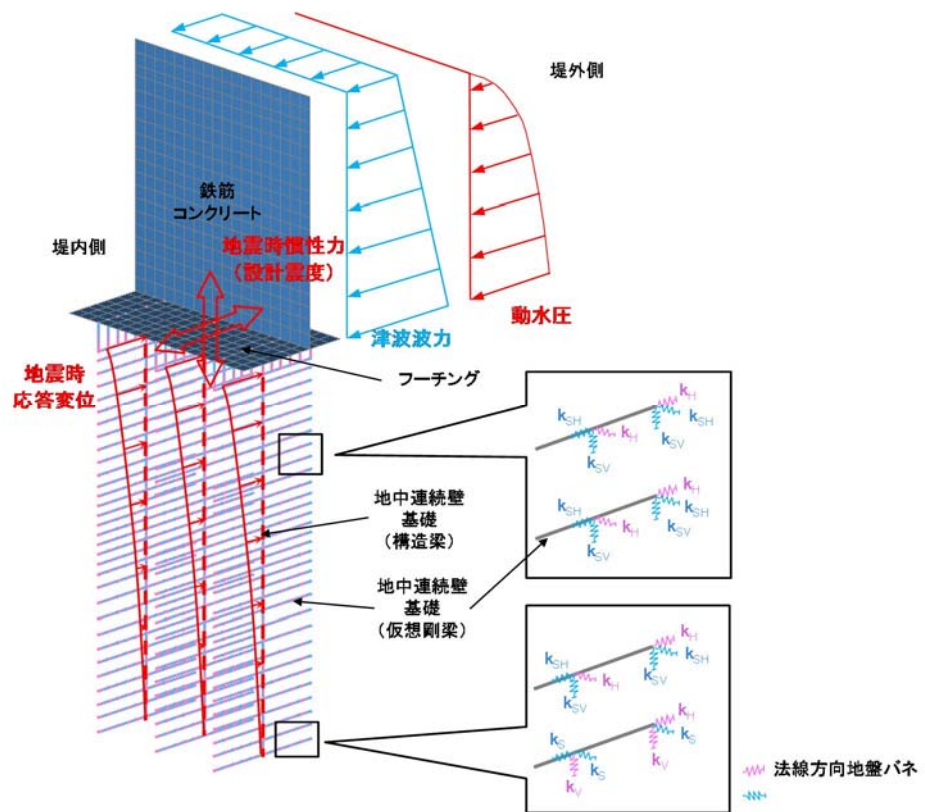
地中連続壁基礎を三次元梁要素とし，フーチング及び鉄筋コンクリートを三次元平面要素として地盤バネを接続したモデルで三次元静的フレーム解析を行う。死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。

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/m²）

ν_d : 動ポアソン比

G' : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m²)

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。

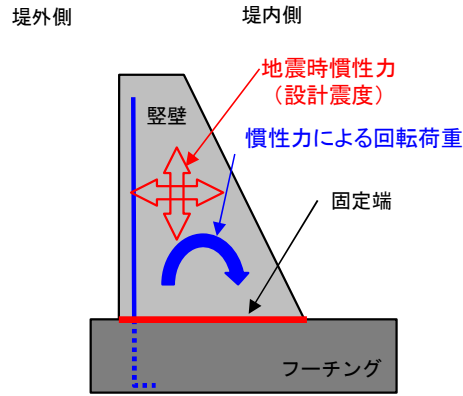
鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は、下部工の地中連続壁基礎にフーチングを介して連結され、11m～20m 程度の延長を1ブロックとして構築する。

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。

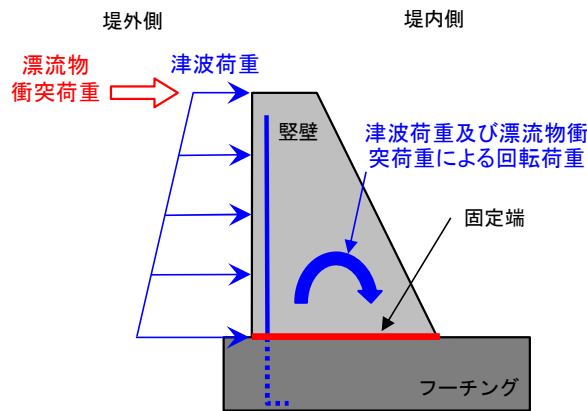
津波や漂流物の荷重は鉄筋コンクリートに直接的に作用し、下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお、津波時における漂流物衝突荷重は防潮堤天端に作用するものとして考慮する。ブロック間には止水ジョイントを設けて止水性を確保する。

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

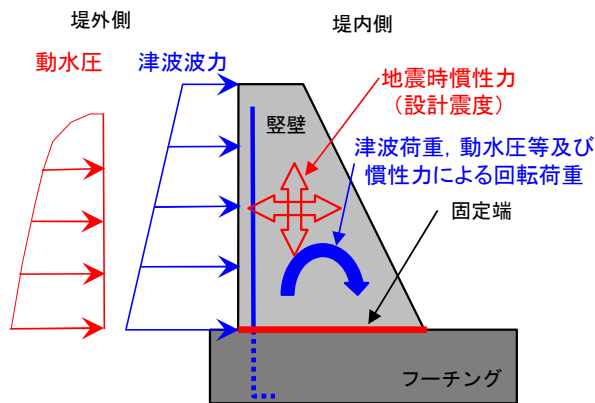
ら，壁下端を固定端とする鉛直方向の片持ち梁として，死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，本震・余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-9 図に示す。



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。

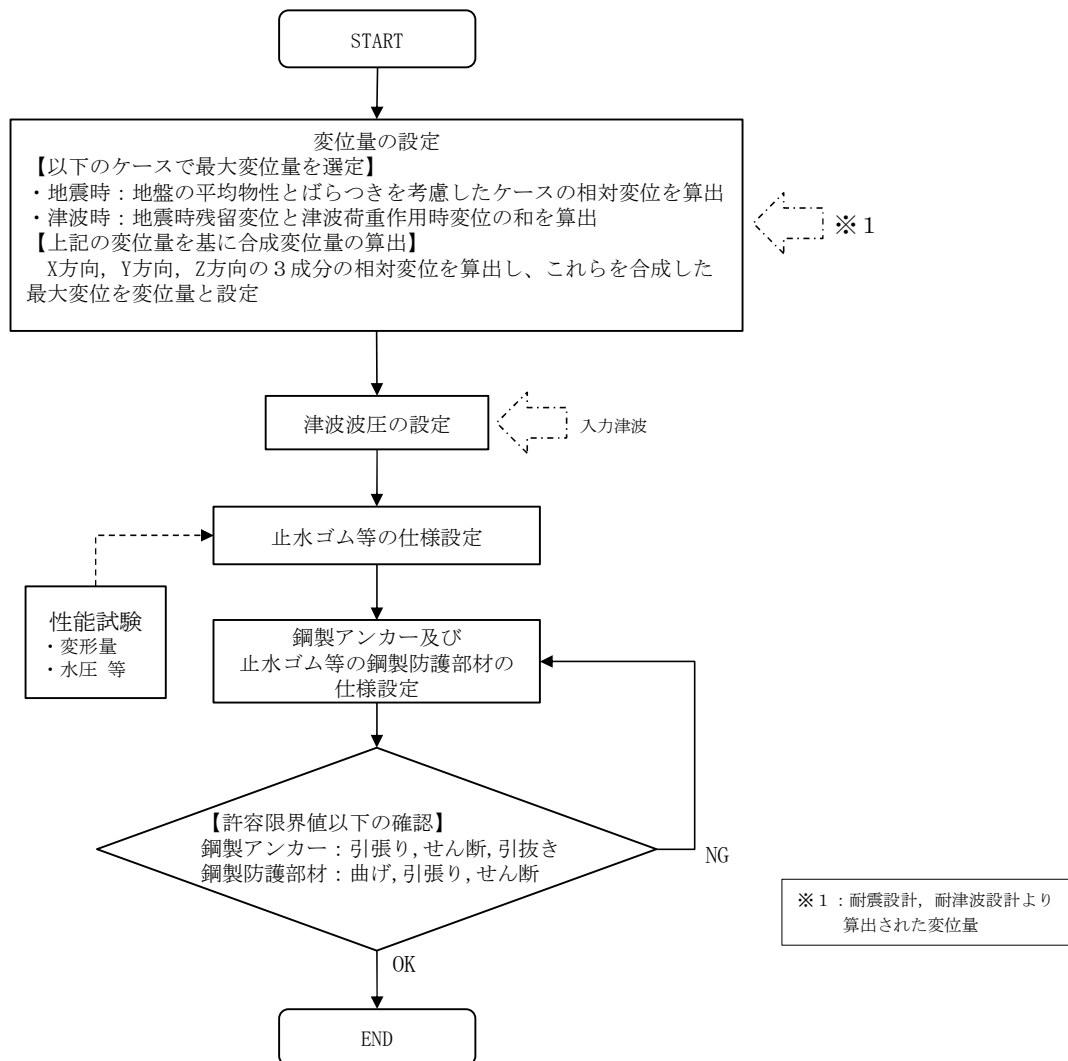
② 評価方針

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。

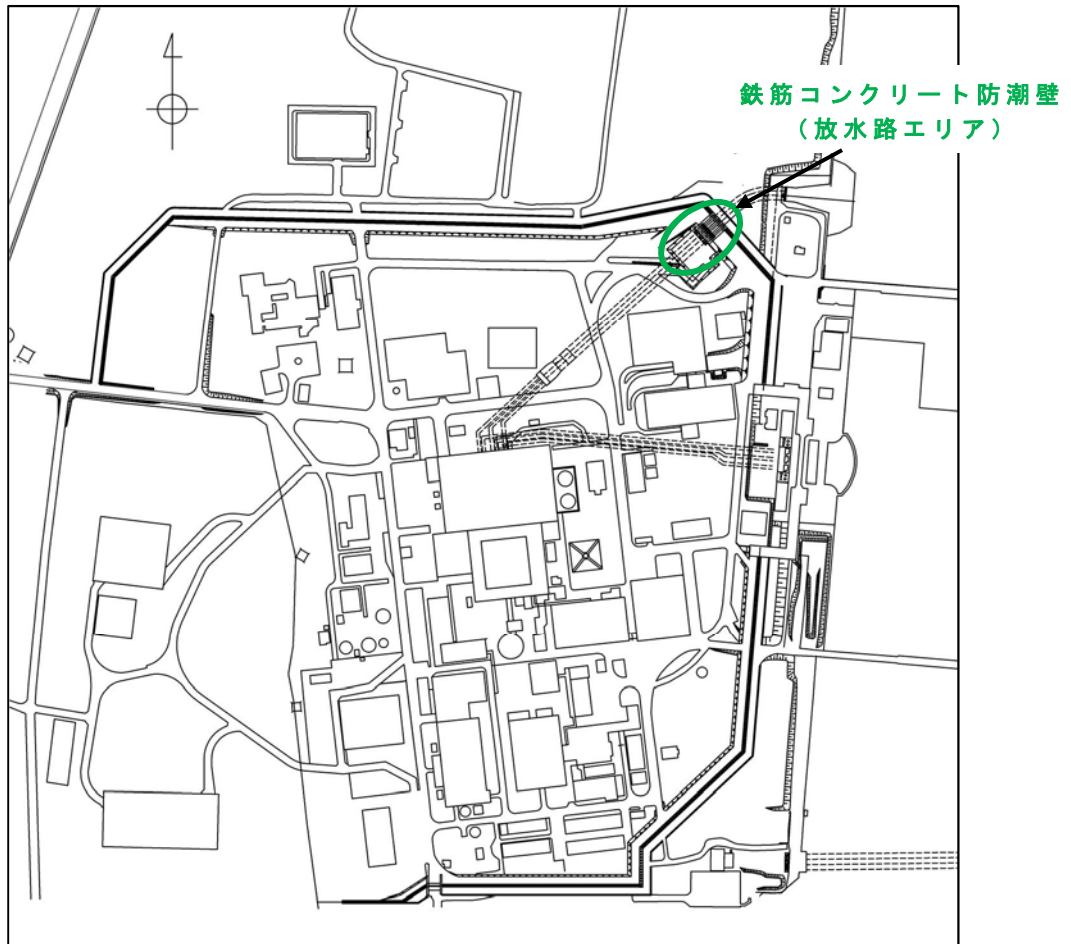
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

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。

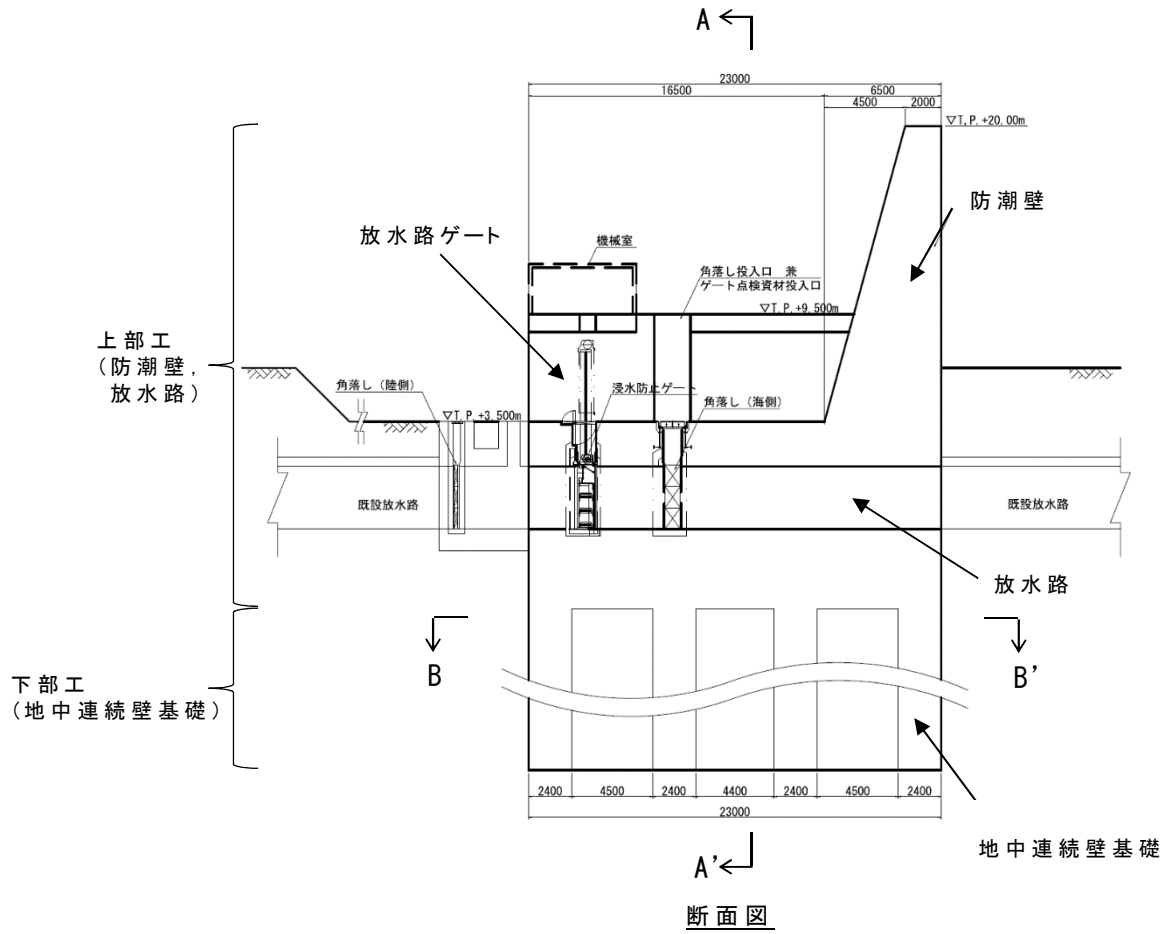
上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，構造物の境界部等の止水性を維持し，基準地震動 S_s に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

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。

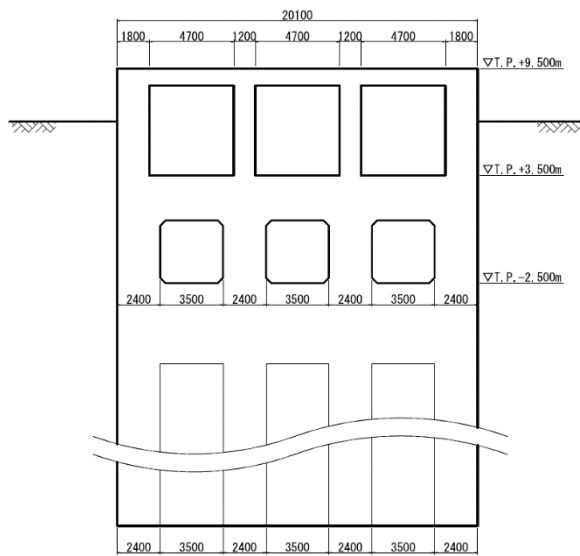
なお、放水路からの津波の浸水を防ぐために放水路ゲートを設置する。



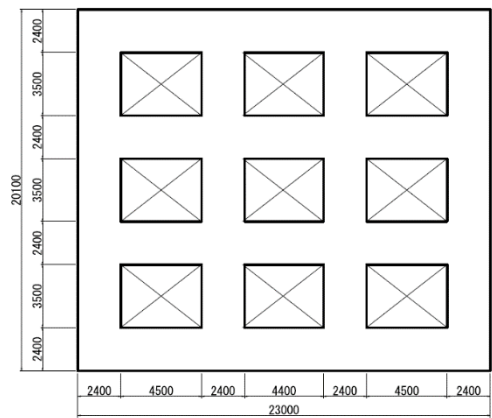
第 1-1 図 平面位置図



断面図



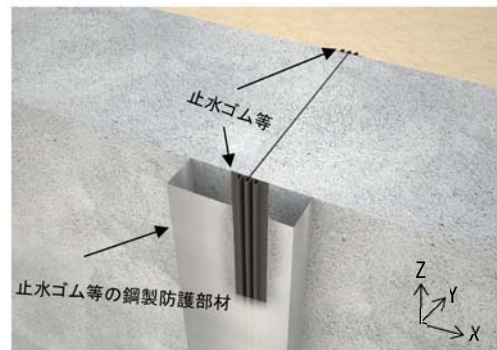
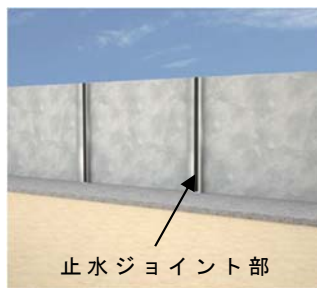
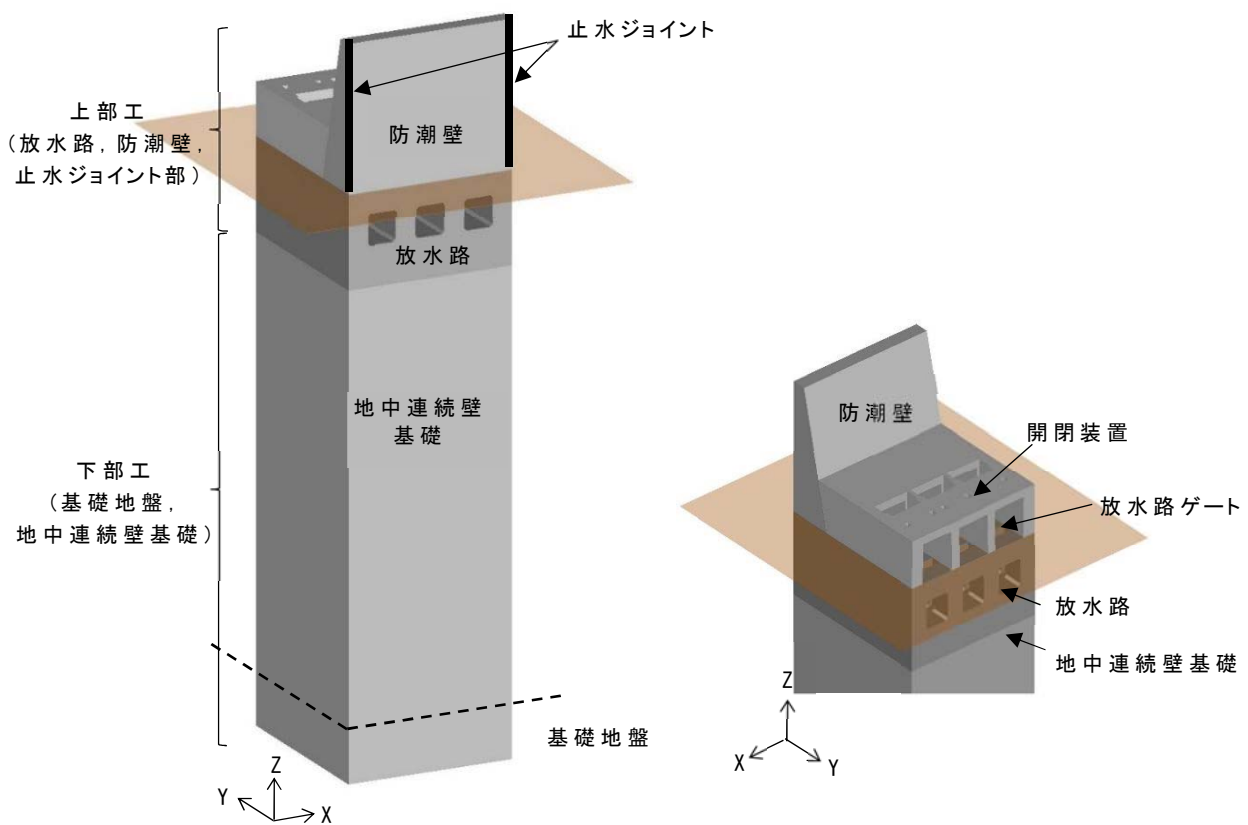
A-A'



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。

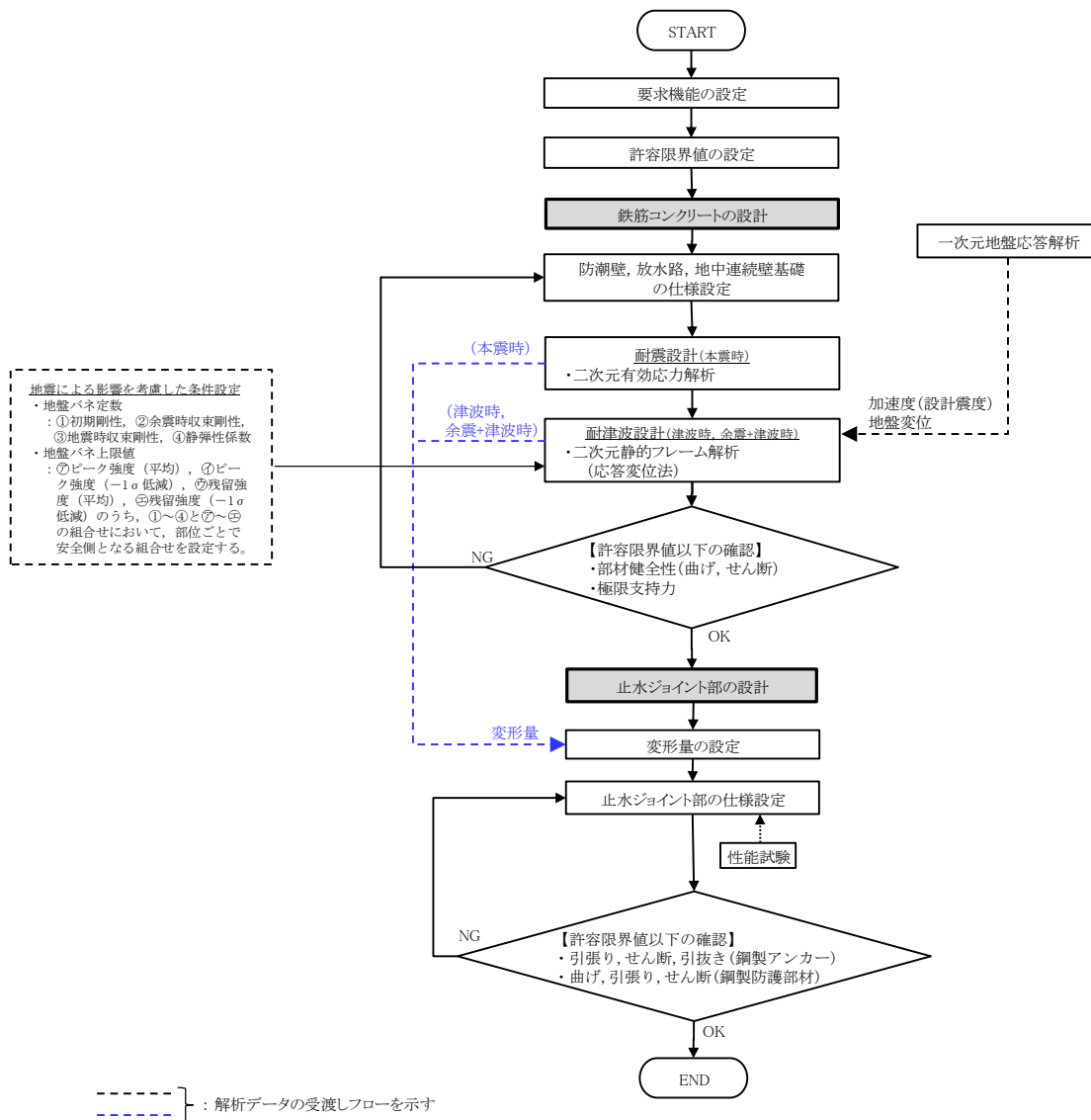
2) 設計手順

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。

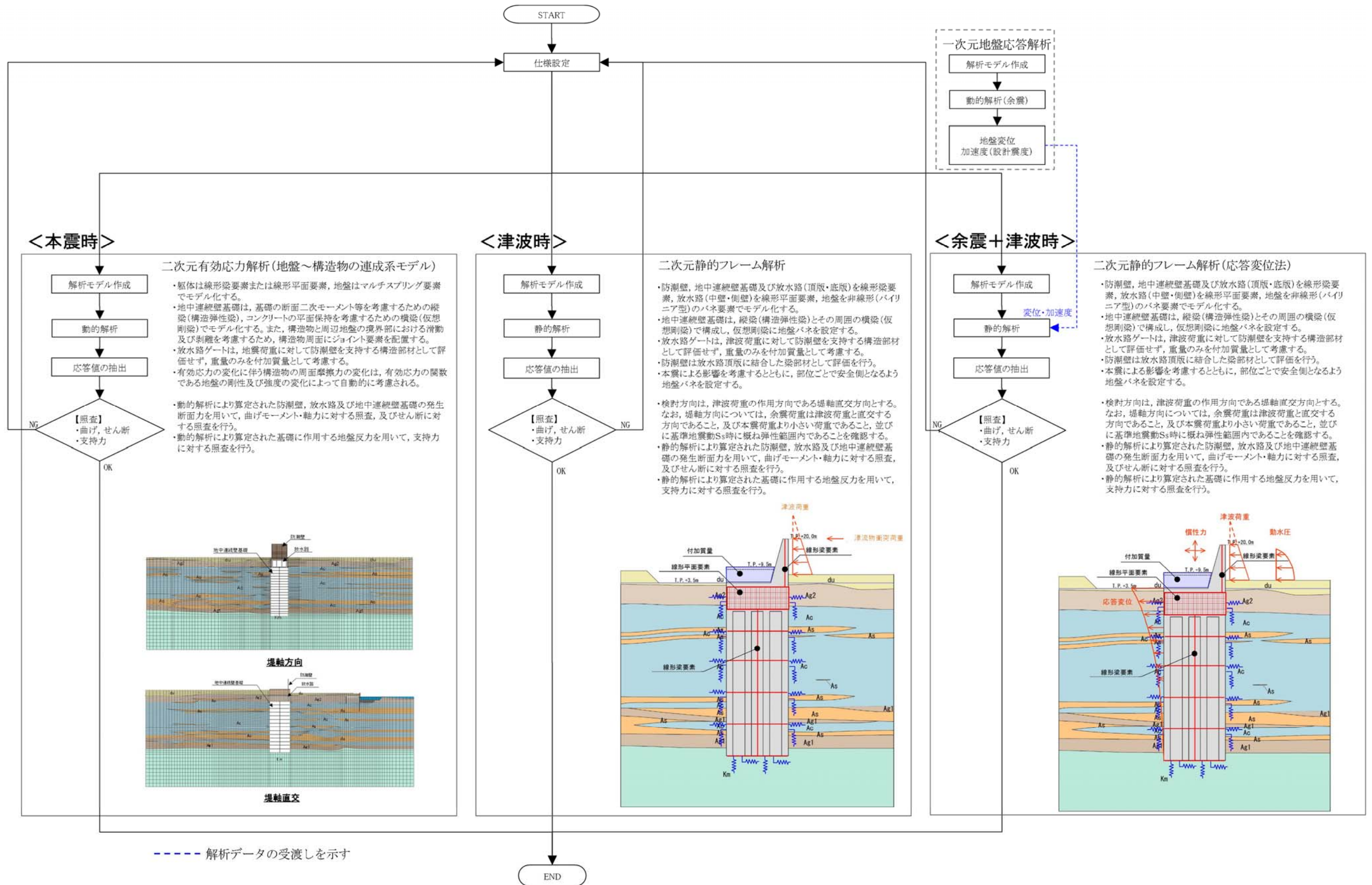
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第 1-4 図に，検討モデルと評価フローを第 1-5 図に示す。

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 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】 「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	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（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



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 -1σ 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

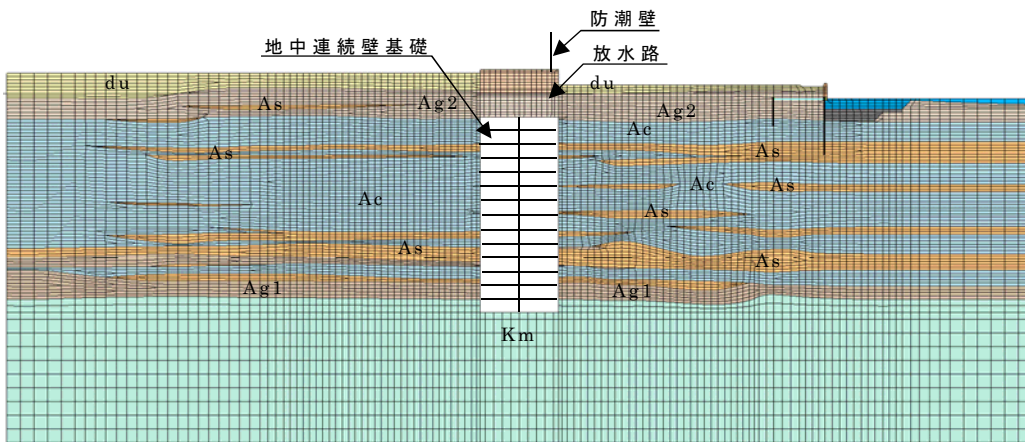
地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向は新第三系地盤である久米層が T.P. - 60m 近傍で出現するため，T.P. - 100m までモデル化する。水平方向は地中連続壁基礎を中

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。

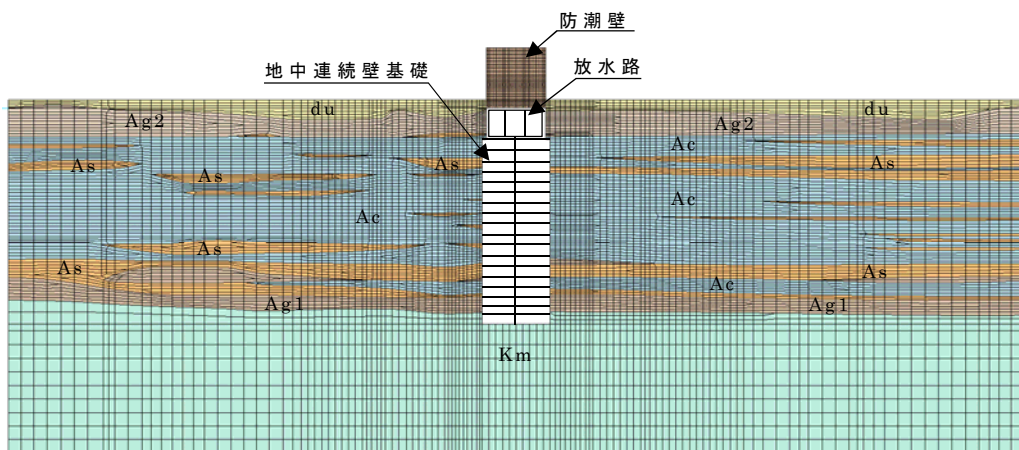
地中連続壁基礎は、基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁）、コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化する。また、構造物と周辺地盤の境界部における滑動及び剥離を考慮するため、構造物周面にジョイント要素を配置する。なお、放水路ゲートは、地震荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、重量のみを付加質量として考慮する。

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	
第四紀 更新世 全新世	砂丘層	du	砂	敷地全体に広く分布する。	
		Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。	
	沖積低地堆積層	久慈川堆積層	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	
			Im	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、いわゆる畑田段丘面を構成する。
D1g-1			砂礫		
Km			砂質泥岩	敷地の基盤岩である。	
第三紀 鮮新世	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。

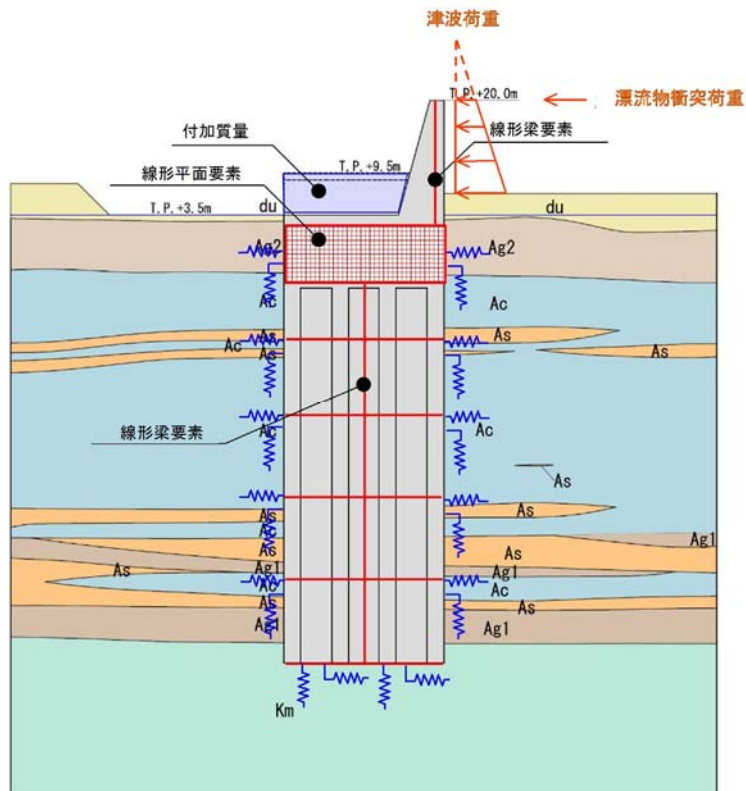
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

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。

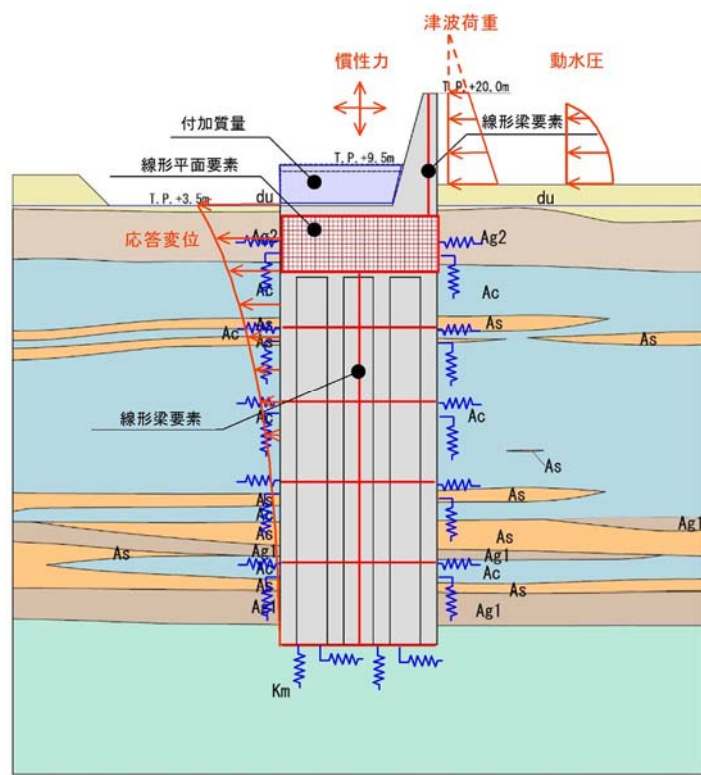
地中連続壁基礎は，基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁），コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化し，地盤バネを接続した二次元静的フレーム解析を実施する。なお，防潮壁背面の放水路ゲートについては，津波荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず，重量のみを付加質量として考慮する。防潮壁は放水路頂版に結合した梁部材として評価を行う。

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_g 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/m²）

ν_d : 動ポアソン比

G' : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m²)

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

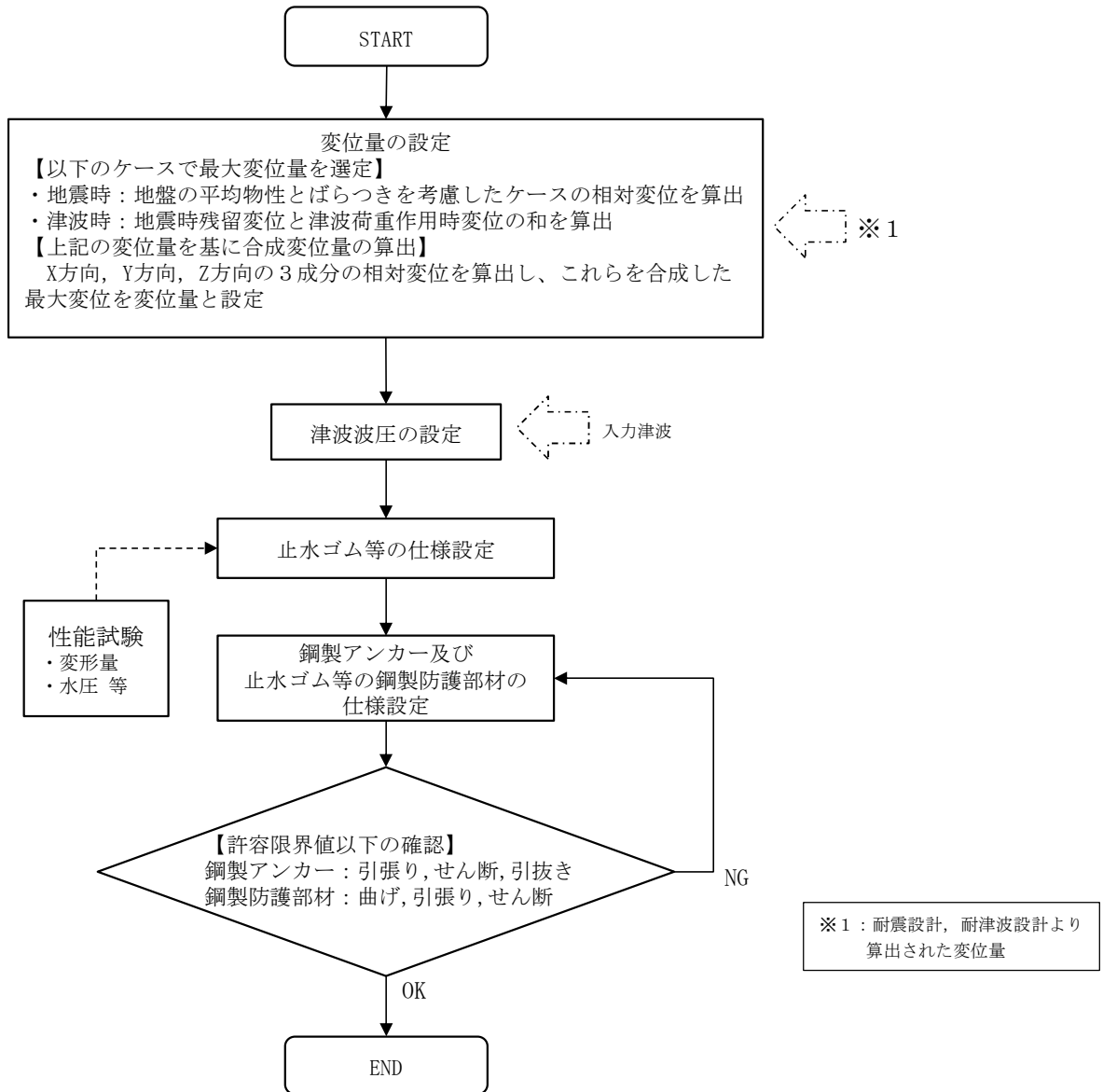
止水ジョイント部の構造健全性評価については、基準地震動 S_s を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた二次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を

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

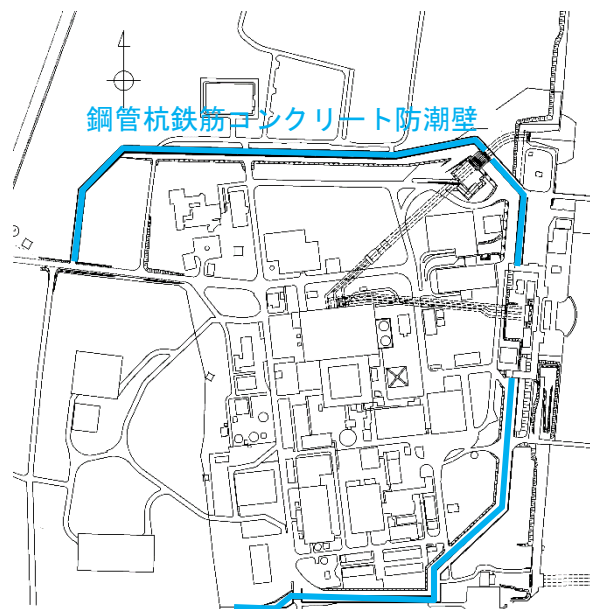
1. 防潮堤の要求機能と性能目標について

(1) 防潮堤に要求される機能

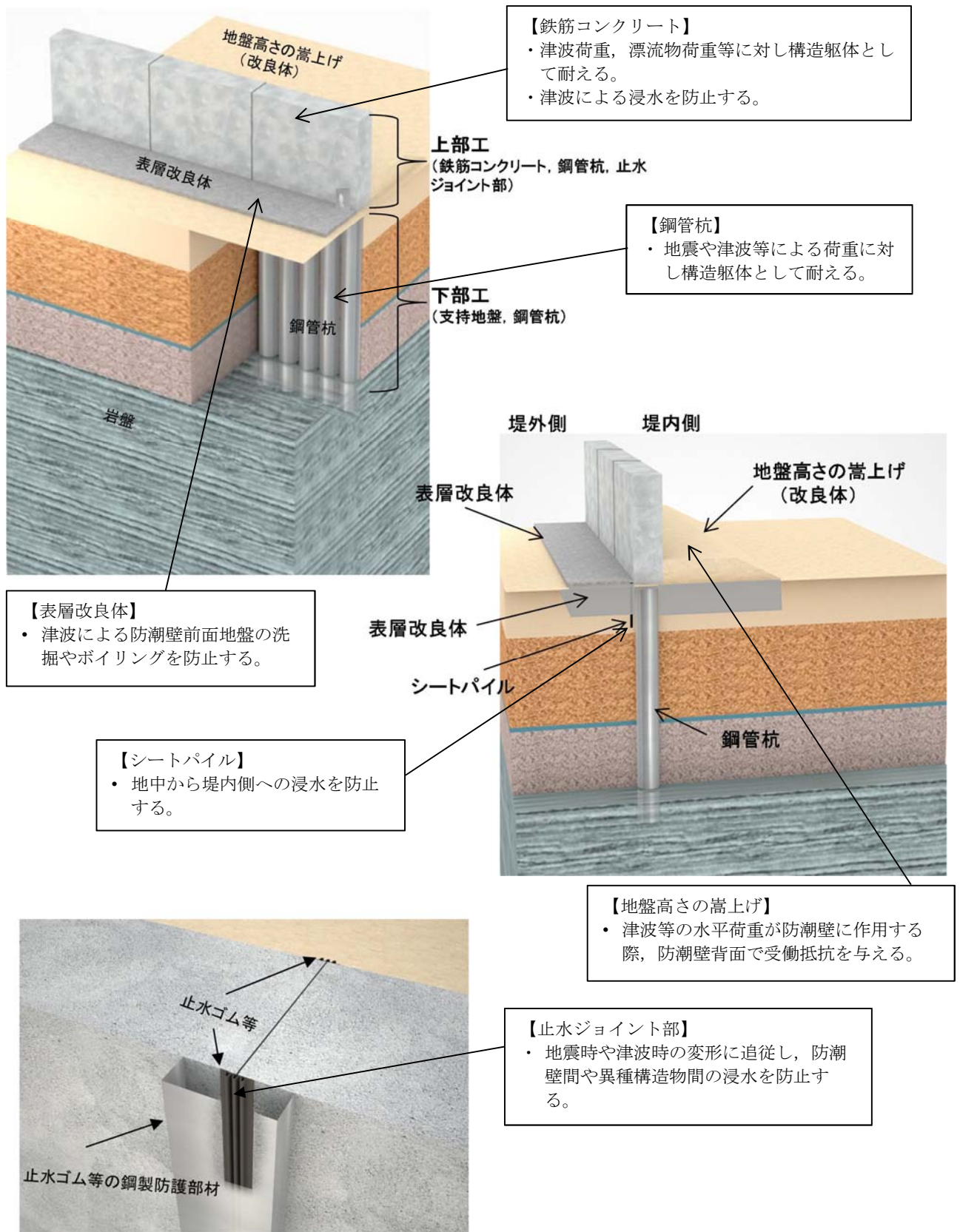
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面位置図を第 1-1 図に、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に、評価対象部位を第 1-2 図に示す。

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	損傷モード		
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	<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>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、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Ss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、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Ss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設置する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とともに、主要な構造物の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ゴム等や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss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、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、津波時においても主要な構造物の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造物の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ゴム等や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動Ss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、主要な構造物の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造物の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ゴム等や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p> <p>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。</p>	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「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。				
										鋼管杭	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【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。
						鉄筋コンクリート(鉄筋コンクリート壁梁)	曲げ, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【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	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【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。
						止水ゴム等	変形, 引張り	有意な漏えいに至る変形, 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。				
							鋼製アンカー	引張り, せん断, 引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態				
						止水ジョイント部	止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ, 引張り, せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「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	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態, 上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	「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事審査ガイド」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。		
												表層改良体	せん断
						シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。				

※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

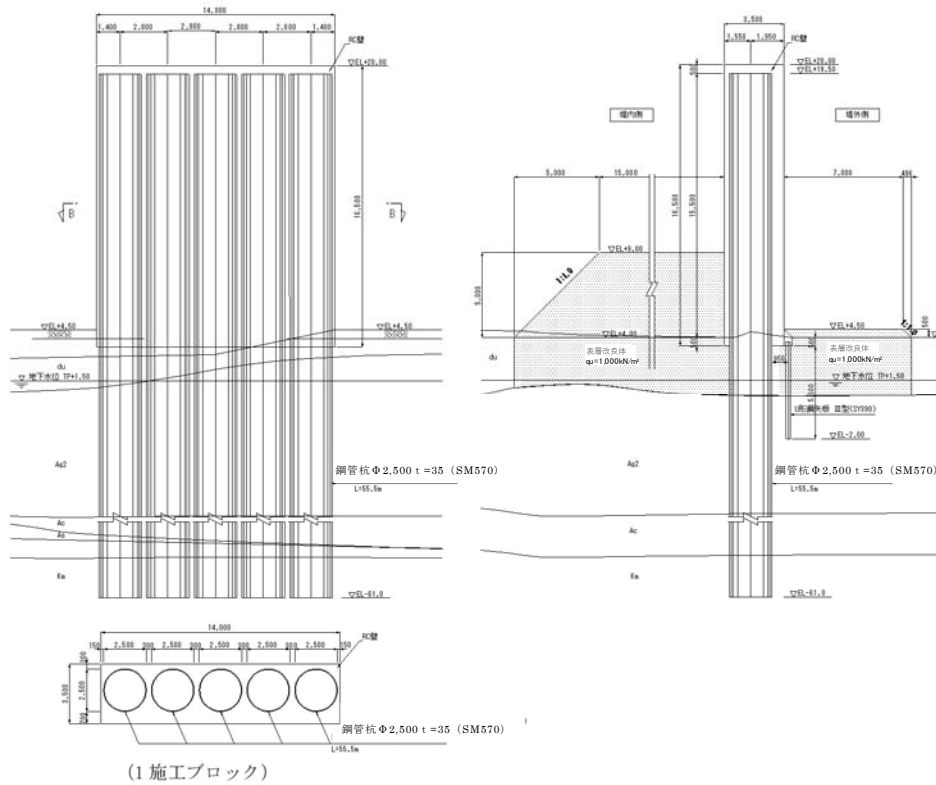
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を地盤に対して一列に打設し、上部工は鋼管杭と鉄筋コンクリートを連結させ設置する。

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、洗掘防止対策やボーリング対策として、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

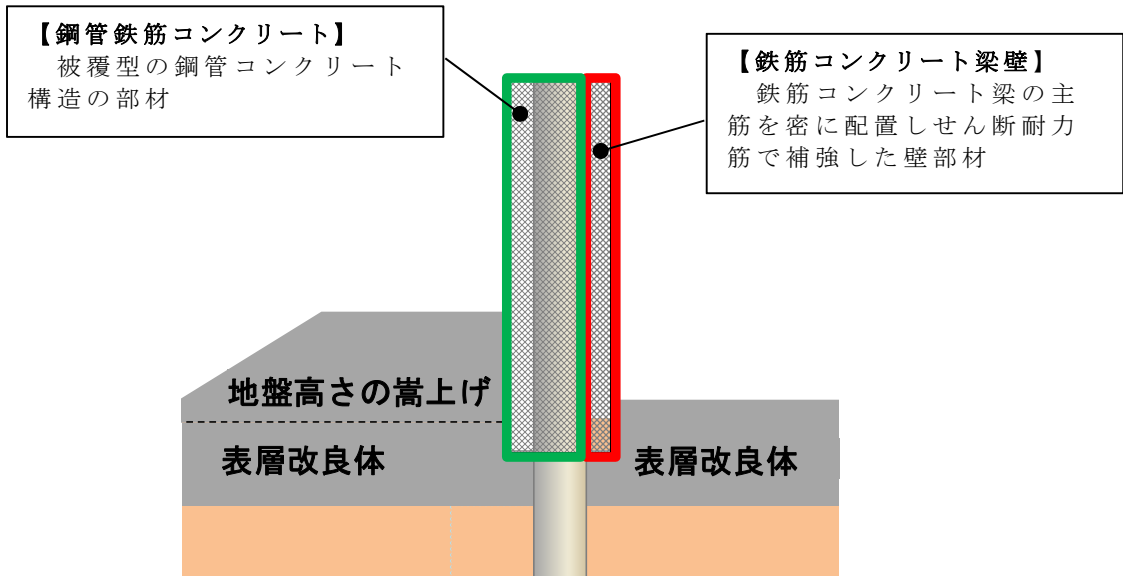
2) 上部工の構造概要

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。

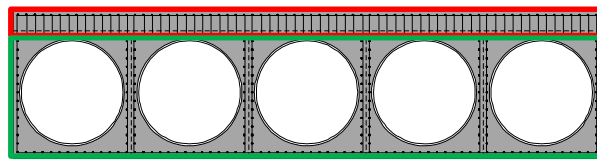
鋼管鉄筋コンクリートと鉄筋コンクリート梁壁は、鉄筋を全部材の外周にも配置することで一体として束ねられ、鋼管鉄筋コンクリート 5 本毎を 1 ブロックとして構成する。

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。

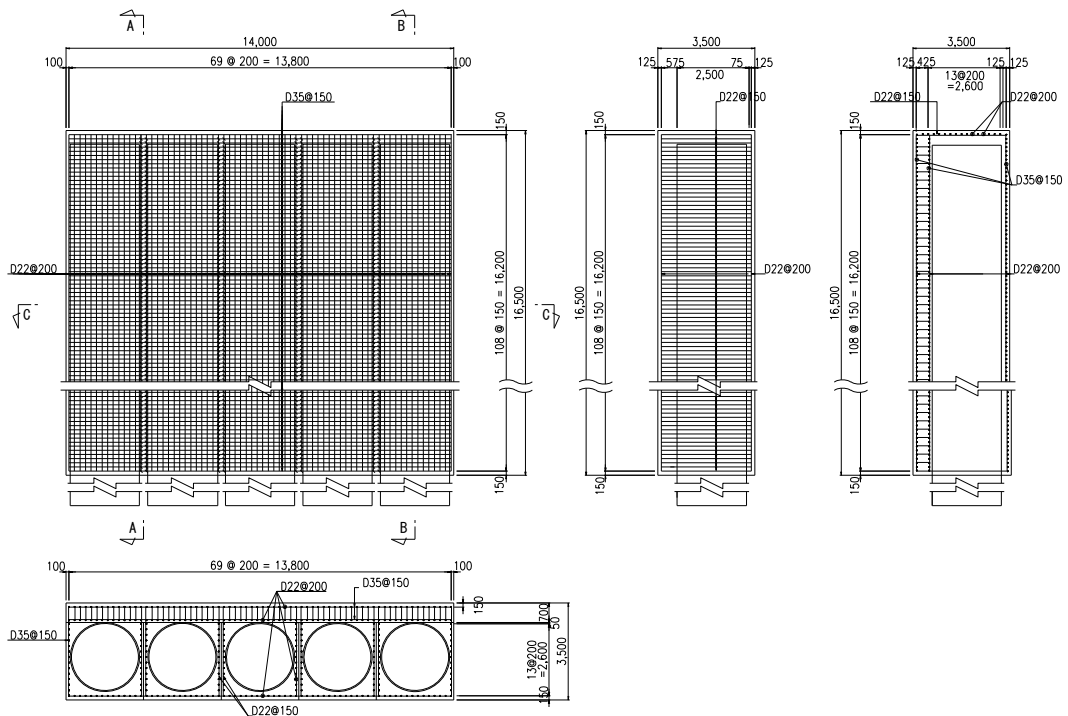
地震時に対しては、下部工の鋼管杭の応答変位により各杭間に生じる相対変位から発生する荷重に対して、鋼管鉄筋コンクリート間を結んでいる鉄筋コンクリート梁壁により抵抗する。鉄筋コンクリート梁壁には、せん断耐力筋が密に配置されており、梁壁のせん断抵抗力により構造物全体の健全性を確保することができる。



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

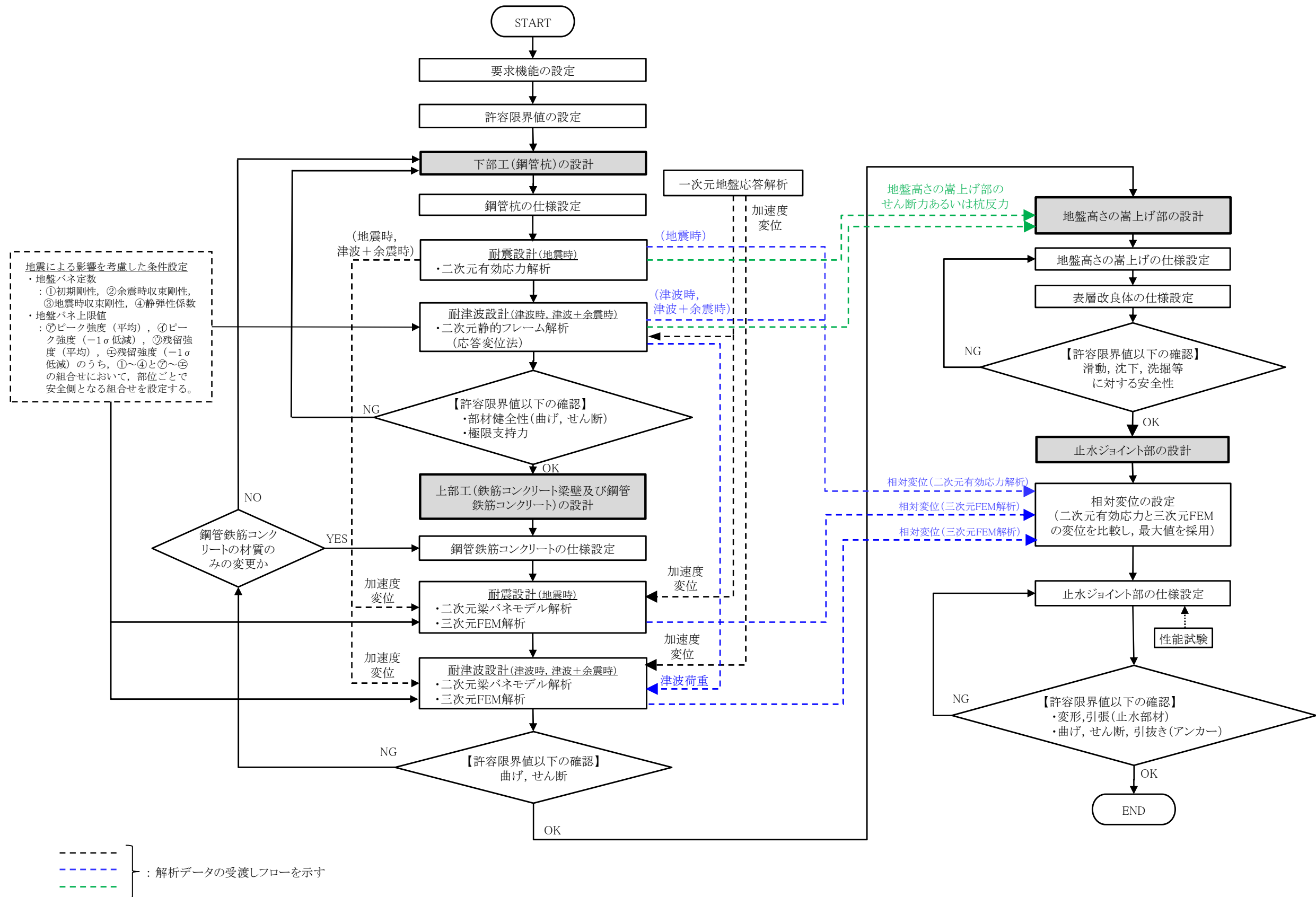
3) 設計手順

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。

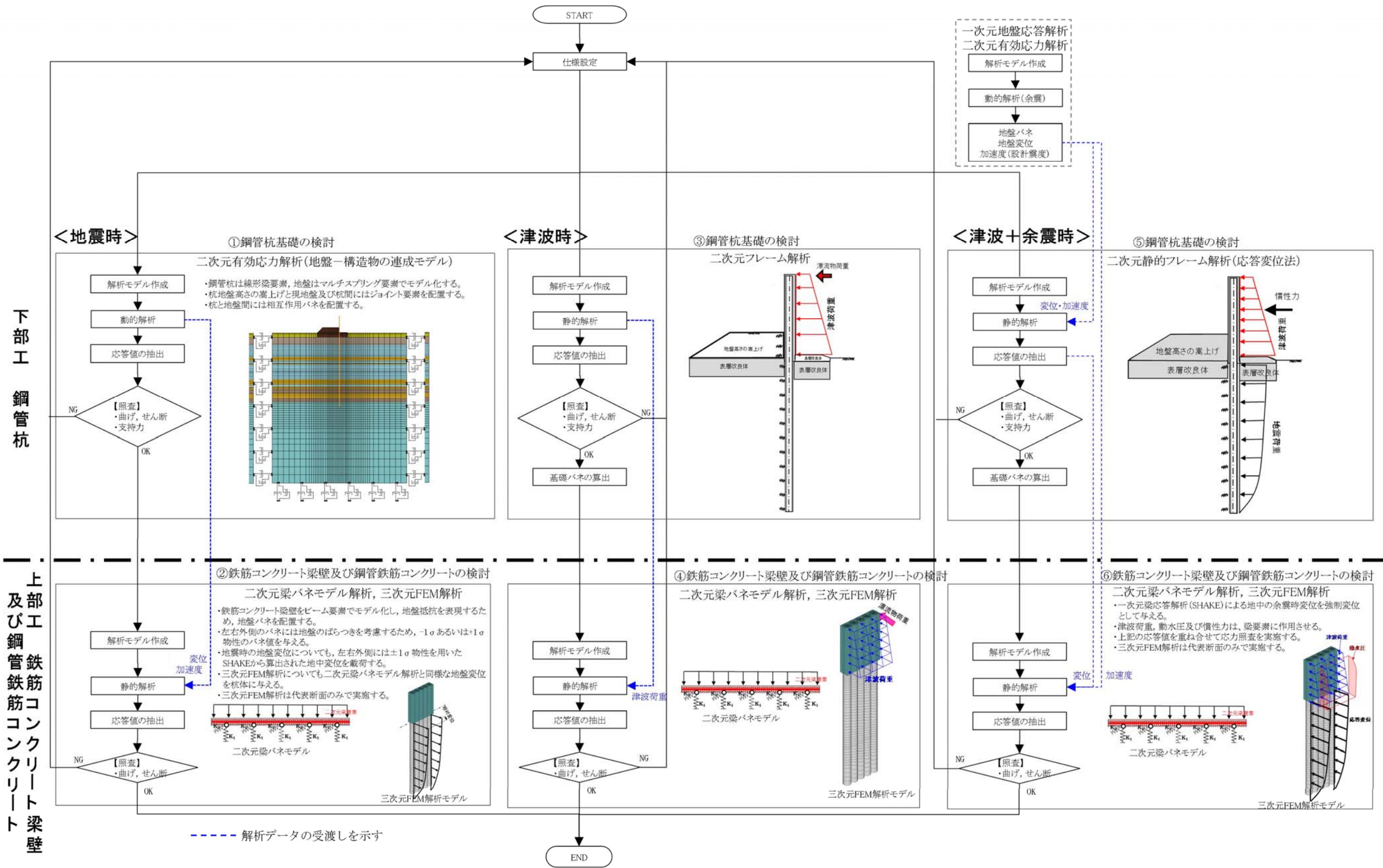
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フローを第1-5図に，解析評価に係る検討フローを第1-6図に示す。

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、雪の積り	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、妥当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、妥当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	妥当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	妥当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



下部工
鋼管杭

上部工
鋼管鉄筋コンクリート梁壁

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

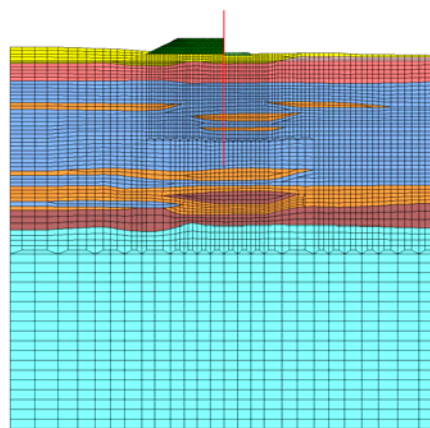
部材の発生応力度が短期許容応力度以下となるよう設計する。

液状化強度特性については、平均 -1σ 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。

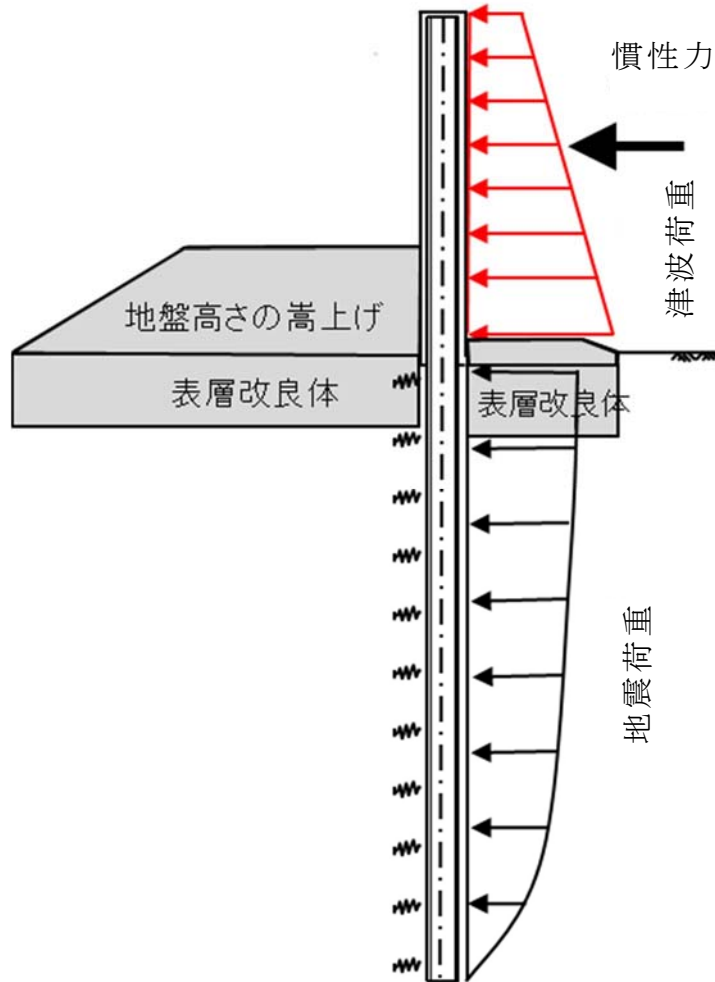
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

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（ kN/m^2 ）

ν_d ：動ポアソン比

G' ：地盤の余震時の収束剛性（ kN/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（ -1σ 低減） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ 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

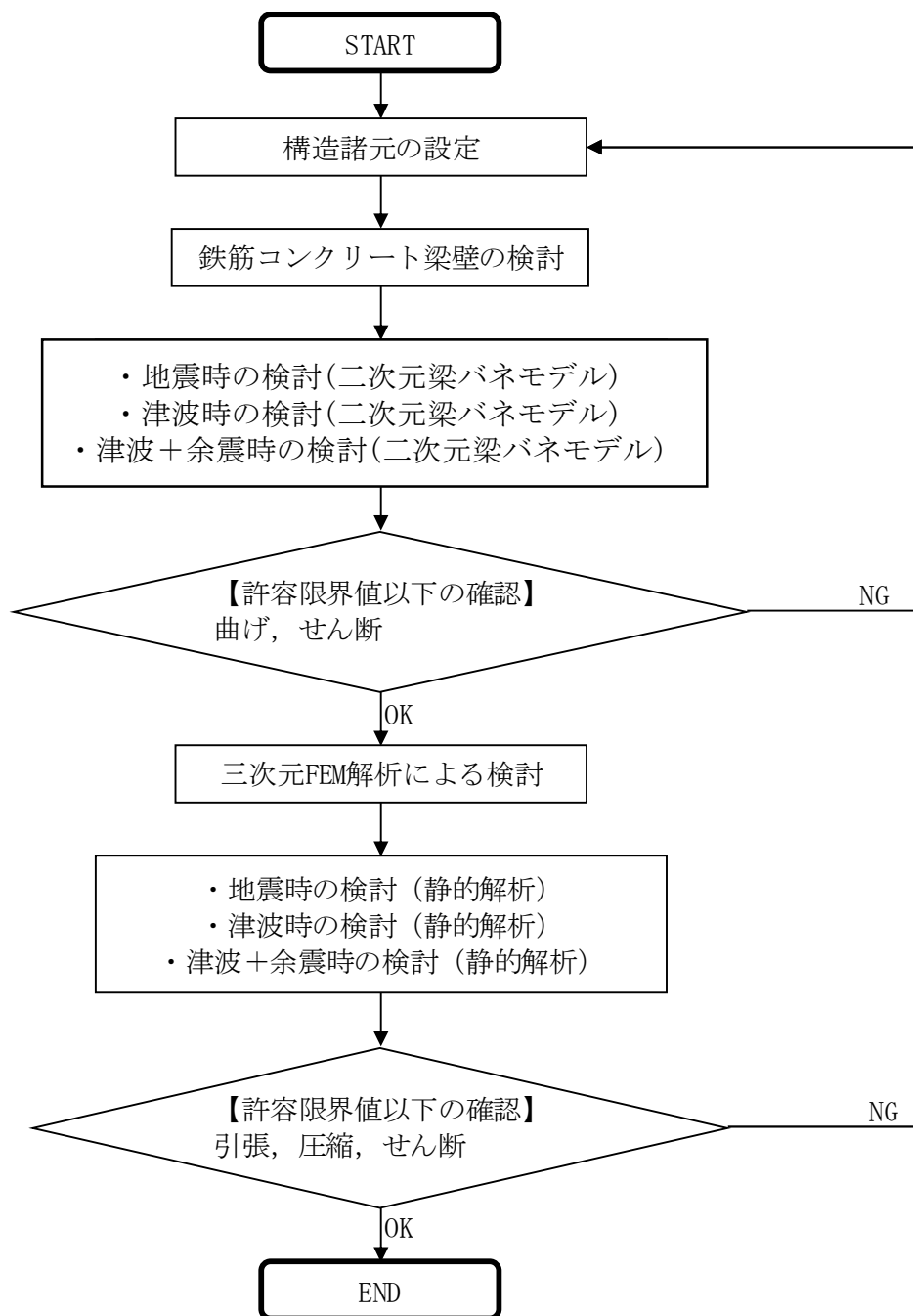
津波に対する止水性を確保し，津波荷重や漂流物荷重によるせん断力を全て受け持てるよう，「鋼管鉄筋コンクリート」の前面に一体化した「鉄筋コンクリート梁壁」を設置する。

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FEM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

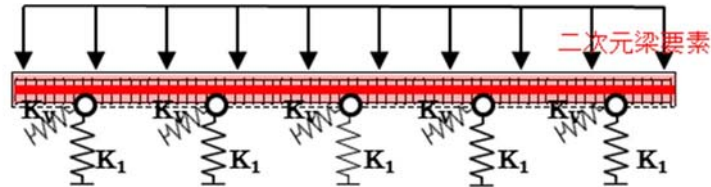
①モデル化方針

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， -1σ

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。



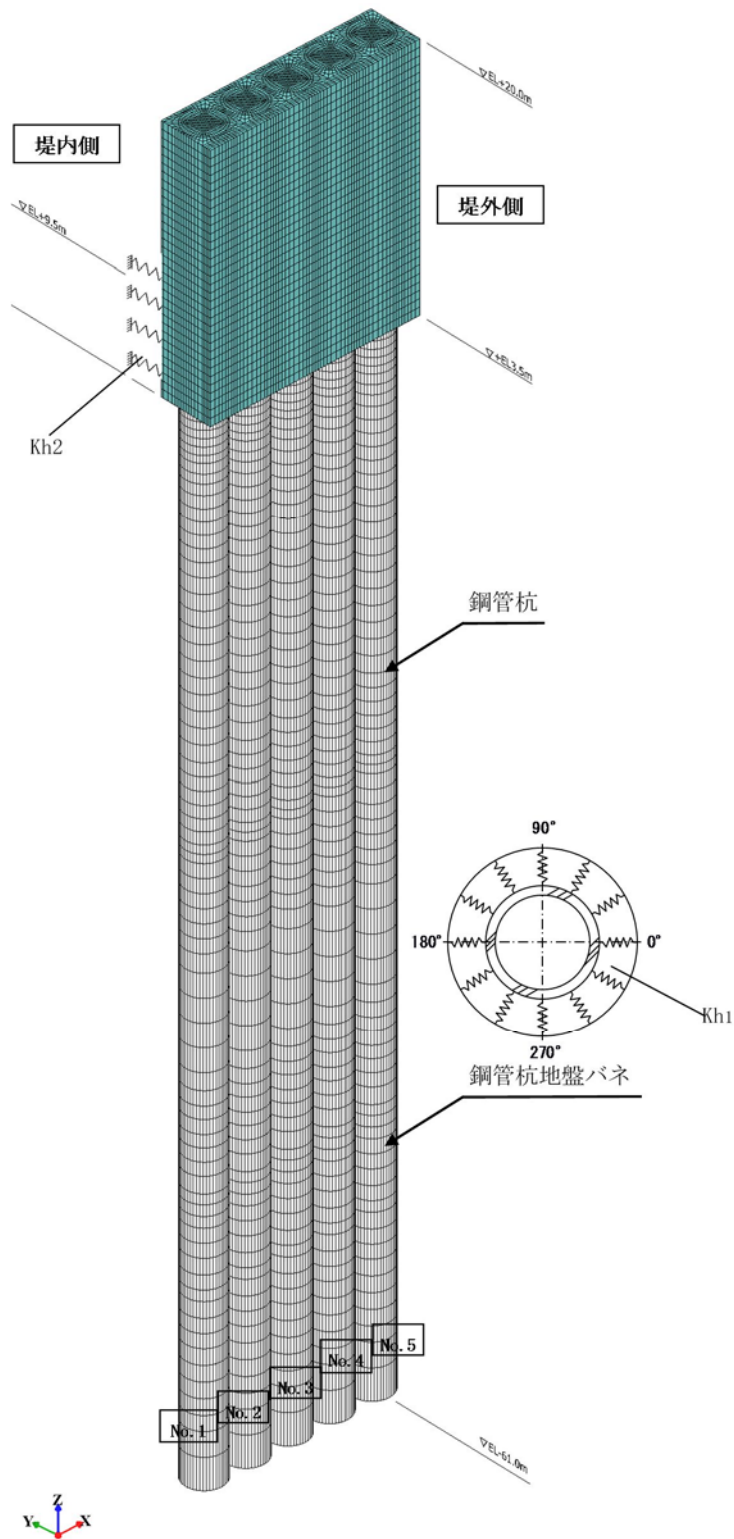
第 1-10 図 二次元梁バネモデル

b. 三次元 F E Mモデル

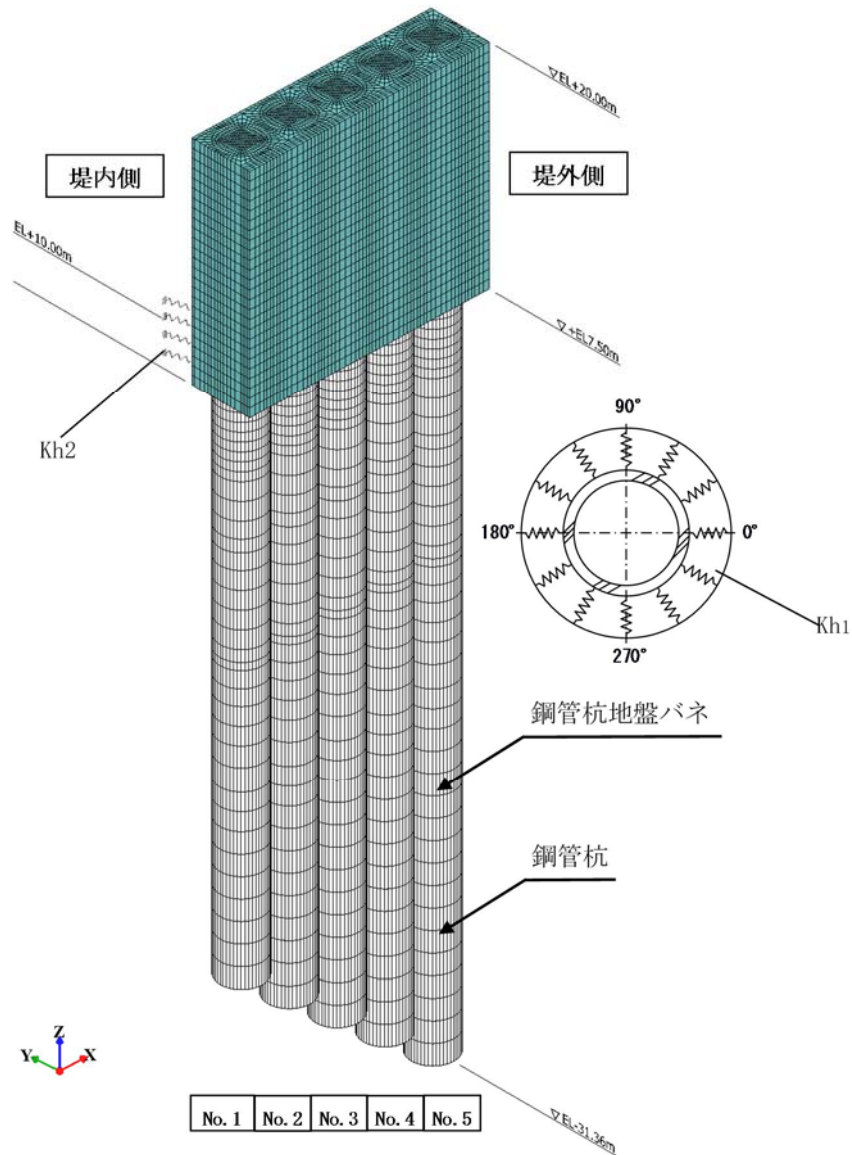
上部工及び下部工を三次元 F E Mでモデル化し，防潮壁が地震，津波及び津波＋余震より受ける応力を精緻に評価する。三次元 F E Mについては，傾斜部のモデル化も行い，地震時の 1 ブロックにおけるねじれの検討も実施する。さらに傾斜部については，固有値解析を実施して防潮壁の振動特性を評価する。

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

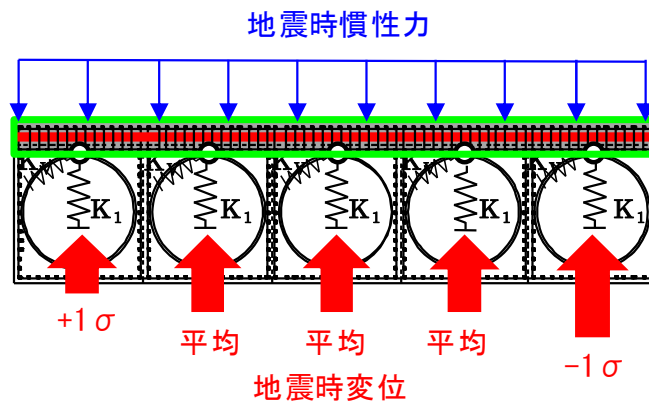
a. 静的フレーム解析 (梁バネモデル)

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、 -1σ 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。

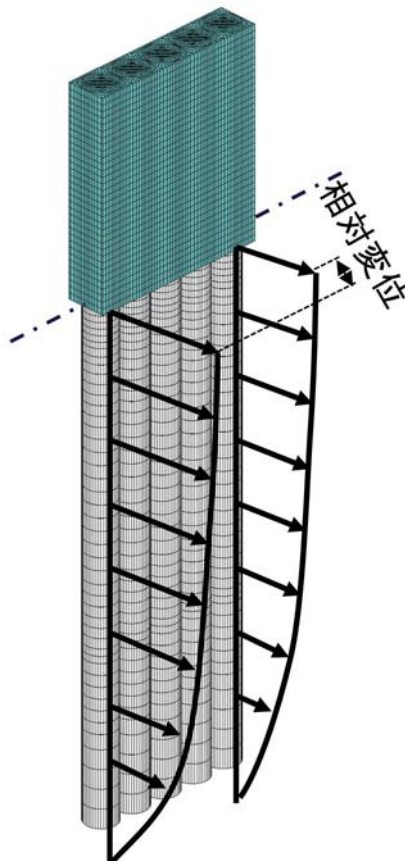
水平慣性力は，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析で地表面の最大加速度を算定し，その加速度を杭と防潮壁に対して堤外から堤内方向へ平均地盤の表面最大加速度の水平慣性力を作用させる。一次元地震応答解析は各々の杭に対して実施する。

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

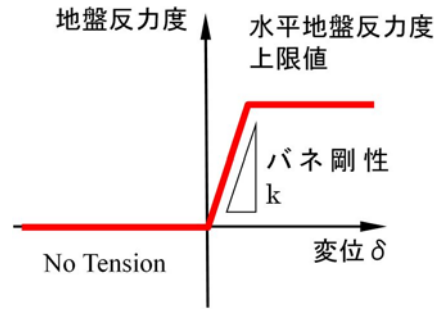
析で地表面の最大加速度を求め，その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。

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。

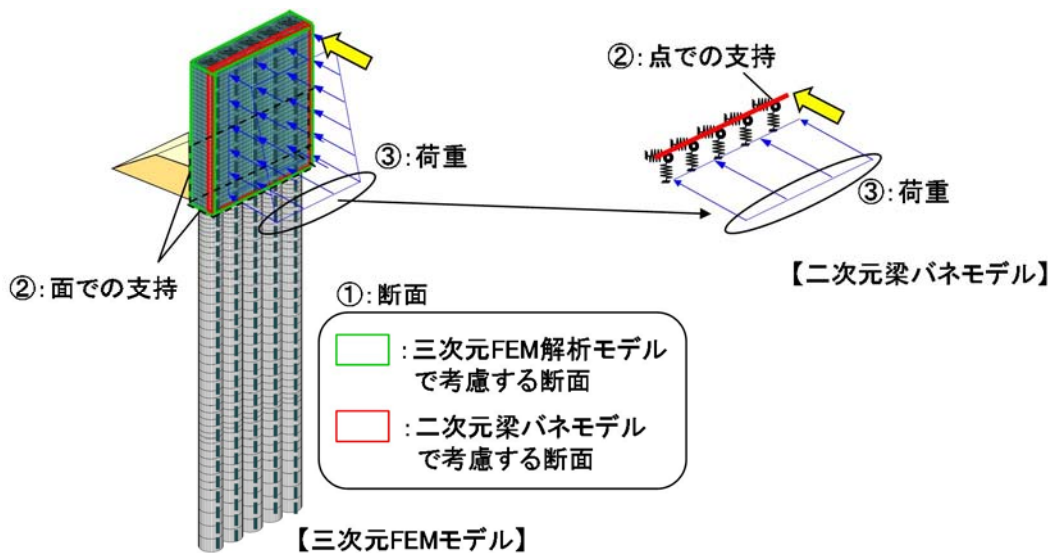
二次元梁バネモデルは地表面における最大変位を集約バネを介

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。

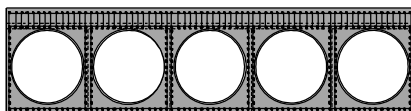
- 鉄筋の照査等を行う断面計算は、軸力、曲げモーメント、せん断力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算出して行う。
- 応力計算は、面積と断面2次モーメントに依存するため、値が小さい方が応力度は大きくなる。
- 二次元梁バネモデルで用いる断面性能(断面積、断面2次モーメント)と三次元FEMでモデル化される断面性能は、二次元梁バネモデルの方が小さくなり、発生応力度は大きくなる。

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

$$\text{せん断応力 } \tau = \frac{S}{A}$$

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

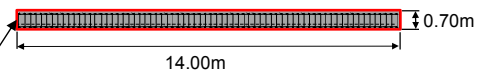
二次元梁バネモデル
圧縮応力度: 9.58 N/mm²
引張応力度: 182.06 N/mm²
せん断力: 428.48 kN

三次元FEMモデル
圧縮応力度: 0.85 N/mm² (11.27)
引張応力度: 36.92 N/mm² (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)

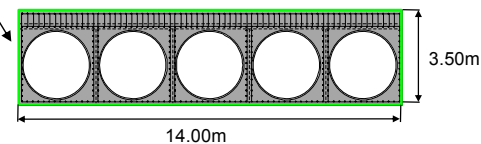
【二次元梁バネモデル】

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=0.70m²
断面2次モーメント: I_z=0.0286m⁴
中立軸までの距離: y=0.35m
断面係数: Z=0.0817m³

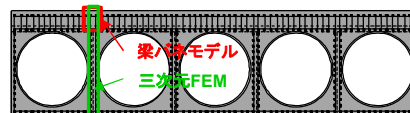


【三次元FEMモデル】

三次元FEMモデルでは全断面有効とする。
断面積: A=3.50m² (5.0)
断面2次モーメント: I_z=3.573m⁴
中立軸までの距離: y=1.75m
断面係数: Z=2.042m³ (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

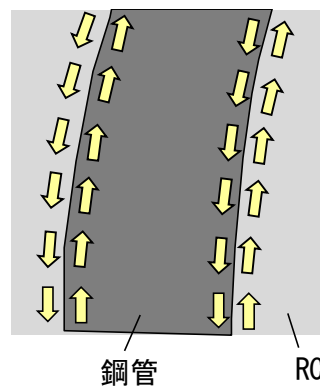
⑤ 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性確保

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。

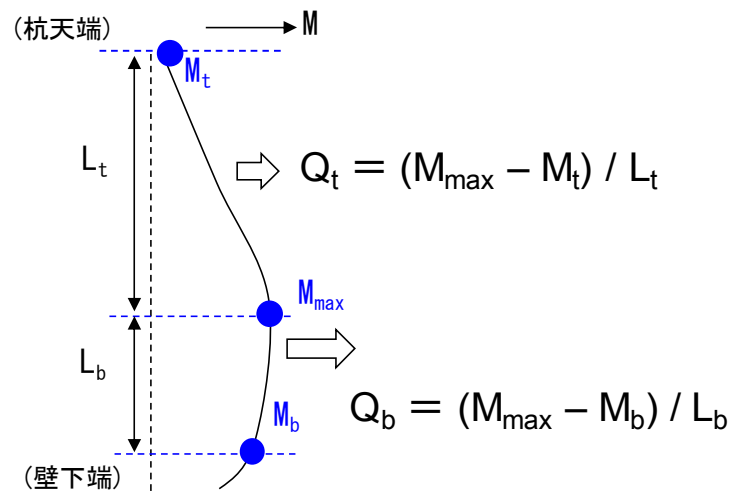
杭の曲げ変形により、鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対して、ずれを生じさせないために必要なスタッドを配置する。設計は、鋼・合成構造標準示方書（土木学会）及び道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）（日本道路協会）に基づき行う。

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。

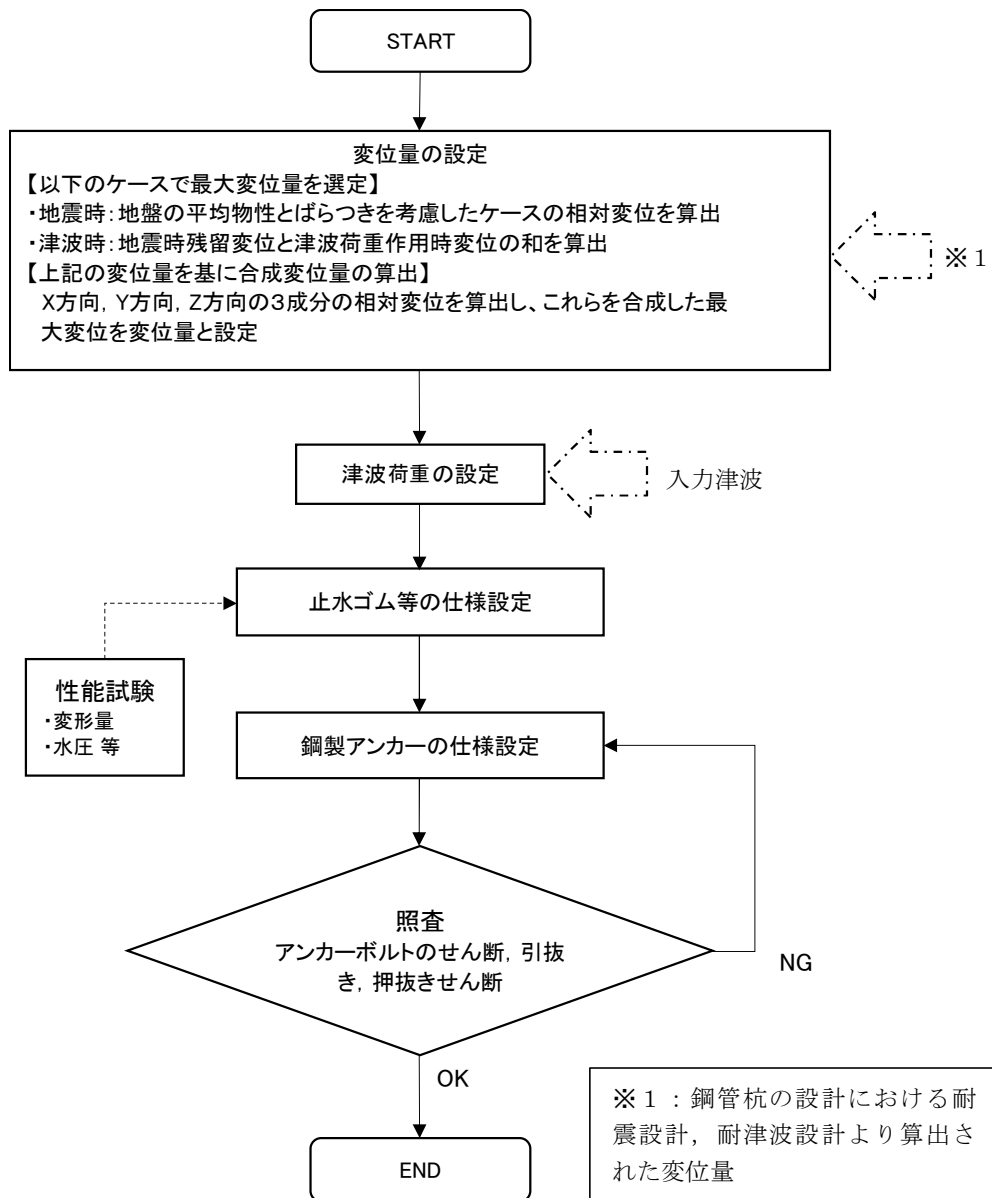
なお、堤外側の止水ジョイント部には、漂流物への対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

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。

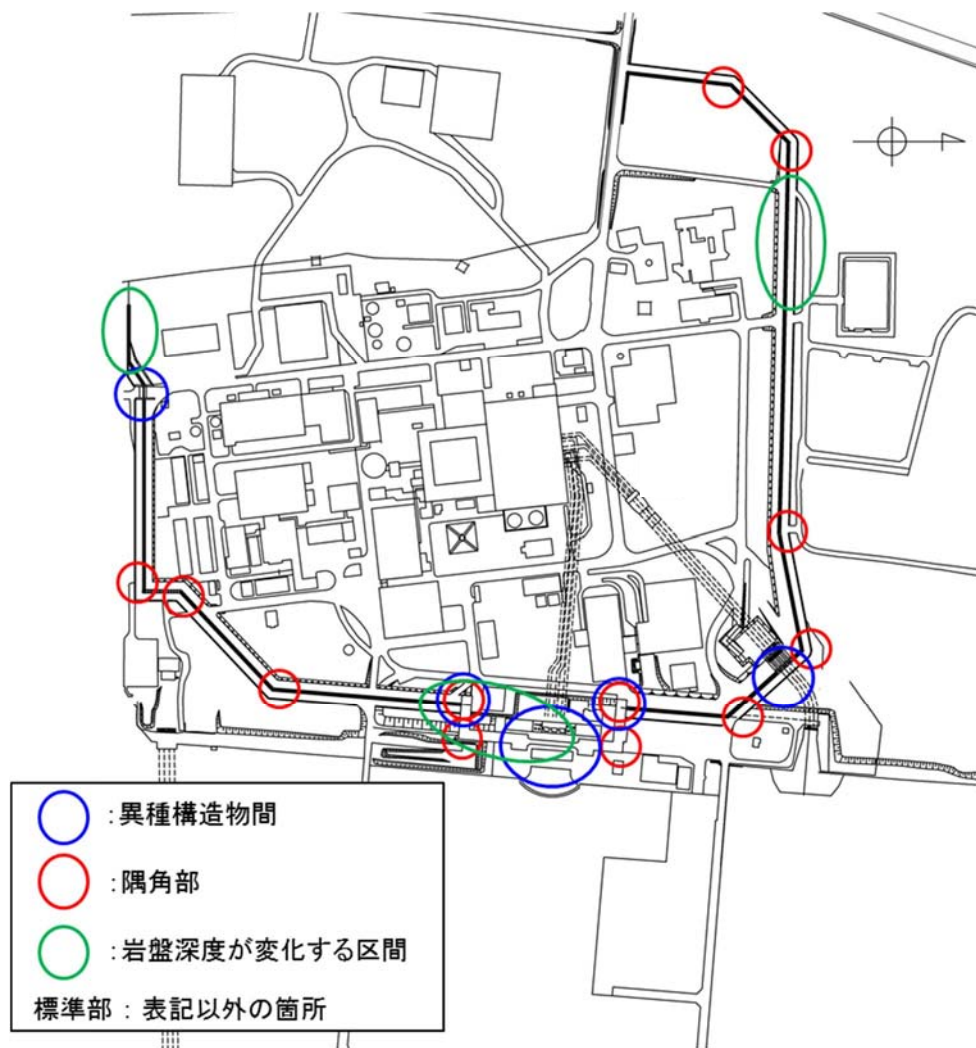
なお、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認するとともに、漂流物への対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し、この部材に発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。



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、 -1σ 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 δ_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 δ_y :

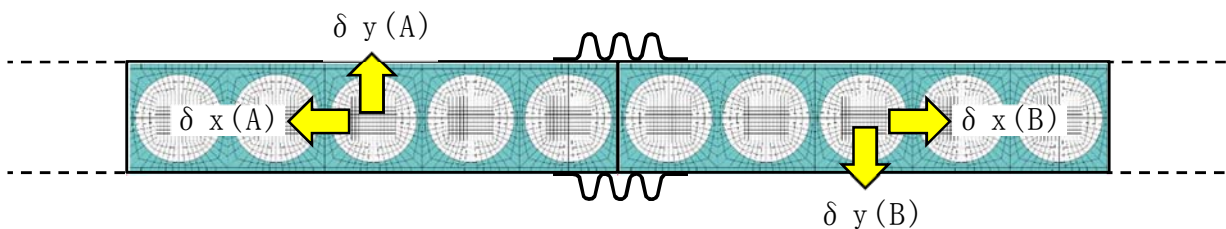
$$\delta_y = \max[\text{abs}\{\delta_y(+1\sigma) - \delta_y(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_y(\text{平均}) - \delta_y(-1\sigma)\}]$$

z 方向の相対変位 δ_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） δ :

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



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

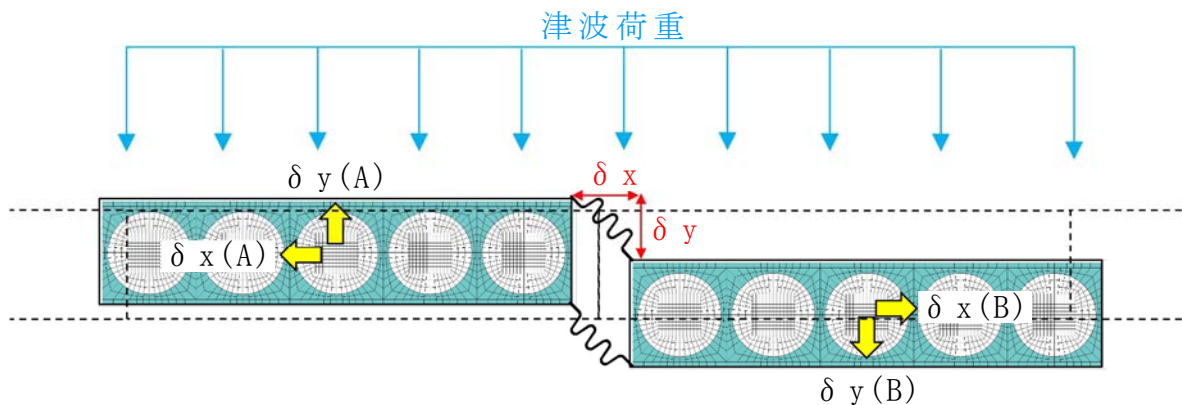
津波時においては，地震時の残留変位を防潮壁ブロック間の相対変位として設定する。

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。

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

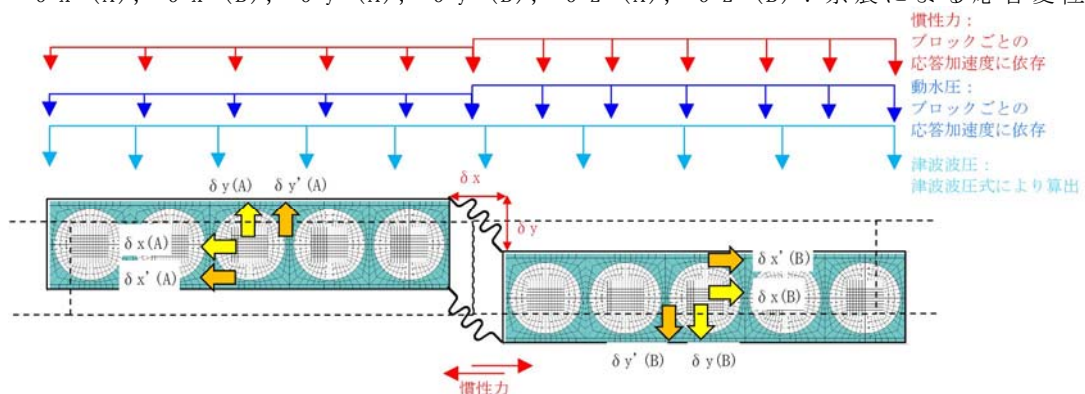
$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta y : \delta y = \{ \delta y(B) + \delta y'(B) \} - \{ \delta y(A) + \delta y'(A) \}$$

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

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

$\delta x(A)$, $\delta x(B)$, $\delta y(A)$, $\delta y(B)$, $\delta z(A)$, $\delta z(B)$: 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

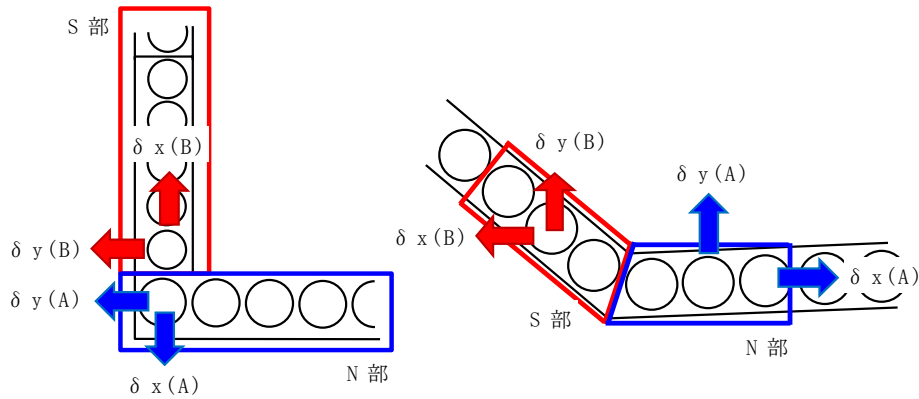


第1-23図 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

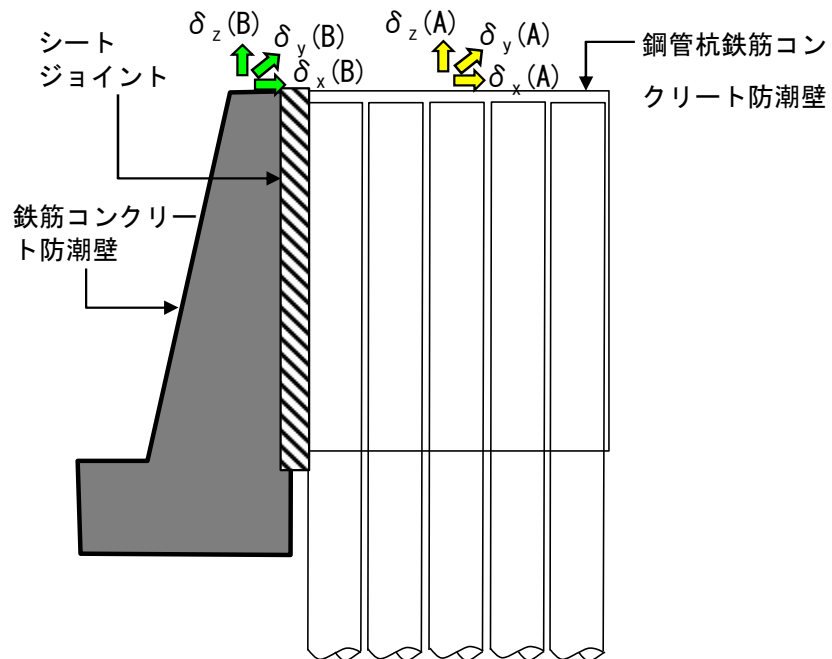
e. 隅角部及び異種構造物間の相対変位量

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 σ_{cv} :

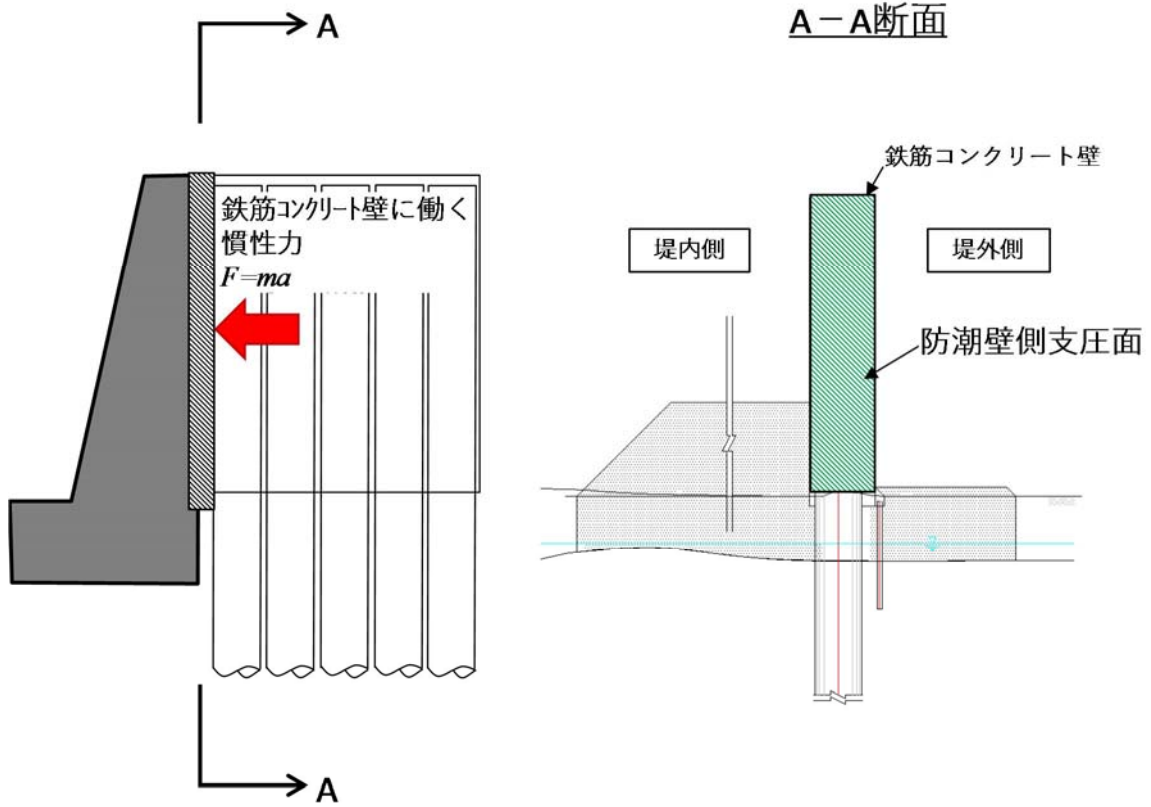
$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

b : 防潮壁の幅

h : 防潮壁高さ

σ_{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。

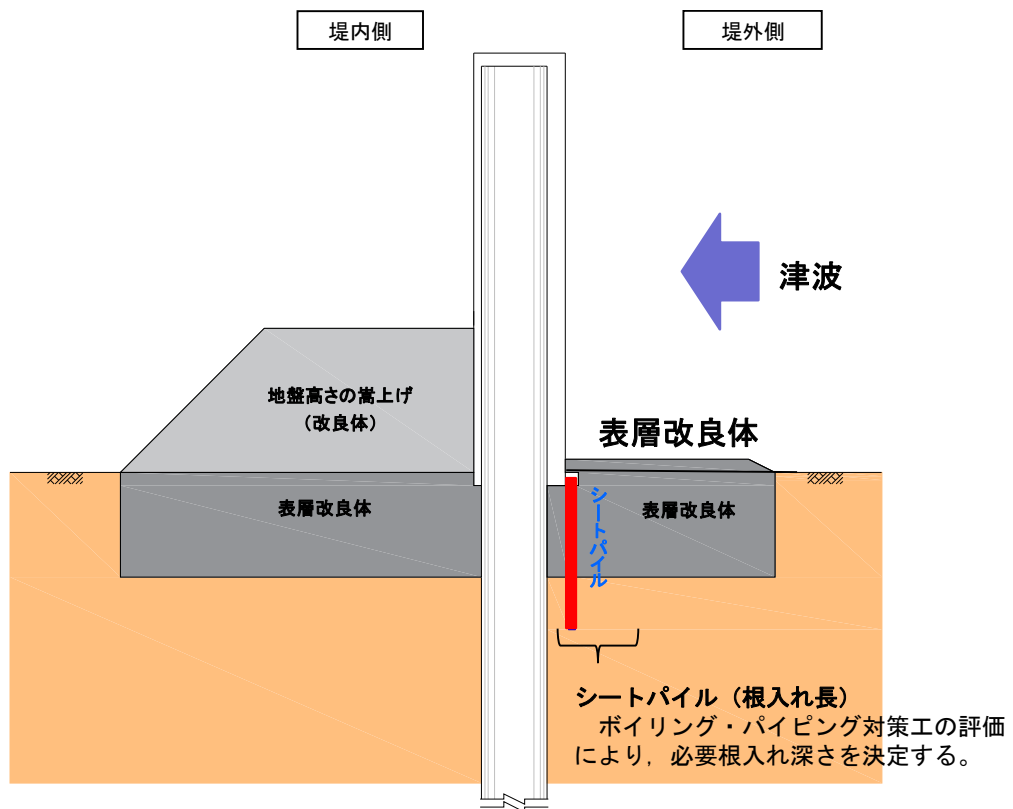
10) 表層地盤改良及びシートパイルの設定方針

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。

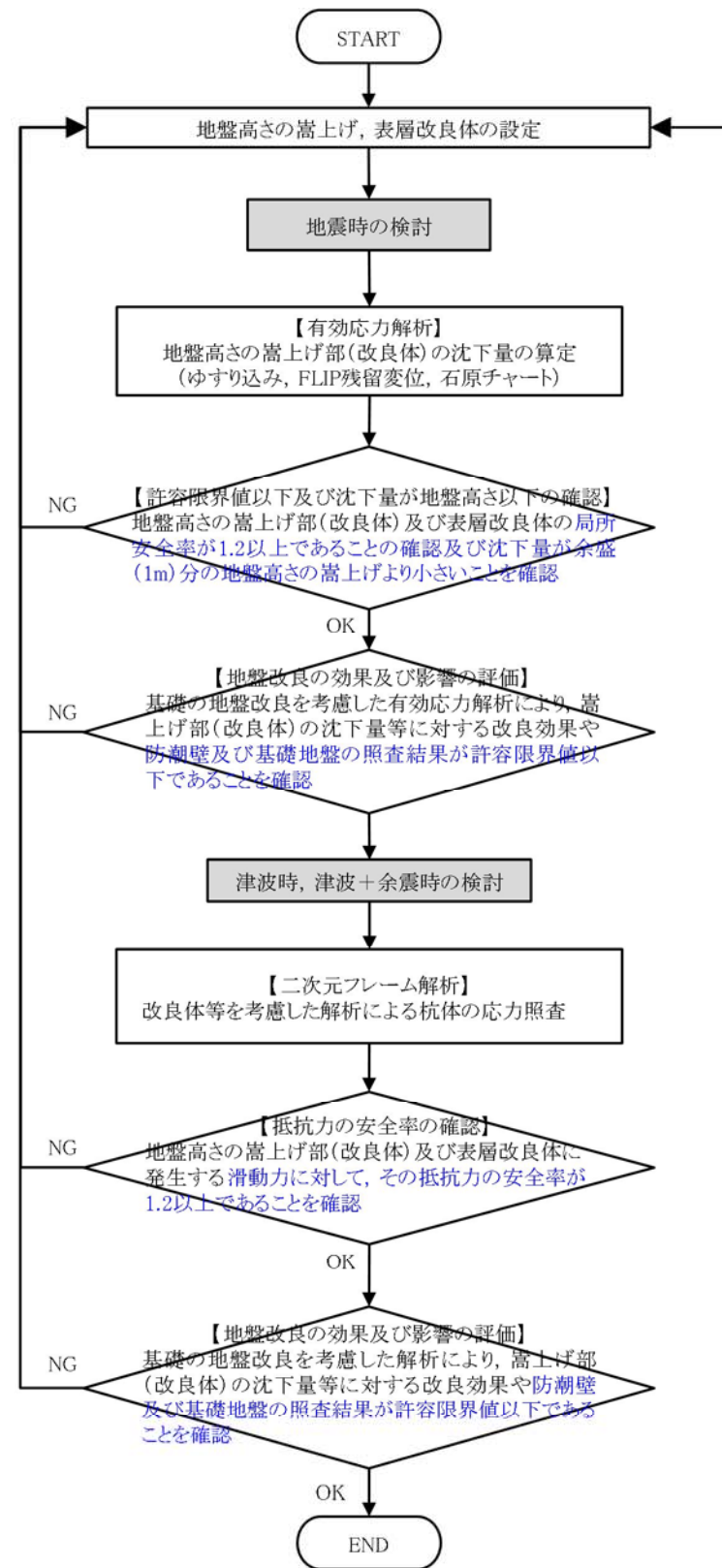
表層改良体の深さ方向の範囲は、表層地盤の過剰間隙水圧比が比較的高い範囲や杭体に生じる断面力の低減等を考慮し設定する。また、堤内側の表層改良体の幅は、地盤高さの嵩上げが地震時に損傷に至らない範囲を考慮し設定する。堤外側の表層改良体の幅は、地盤改良に係る指針類に基づき範囲を設定する。

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。

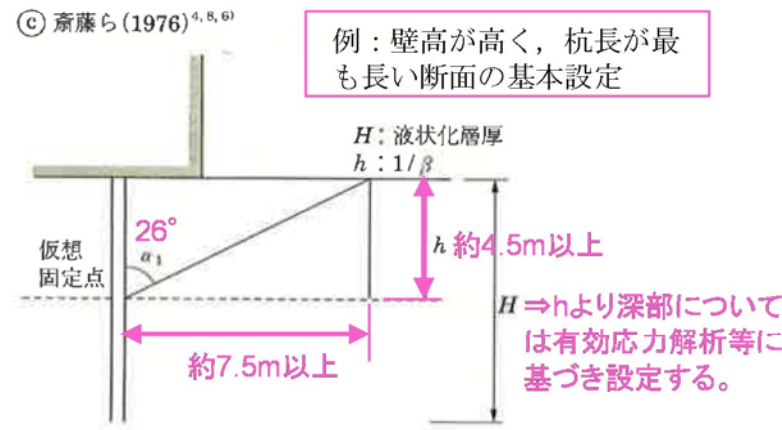


第 1-28 図 地盤改良及びシートパイルのイメージ図



■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(β)の計算等は、道路橋示方書・同解説に準拠する。

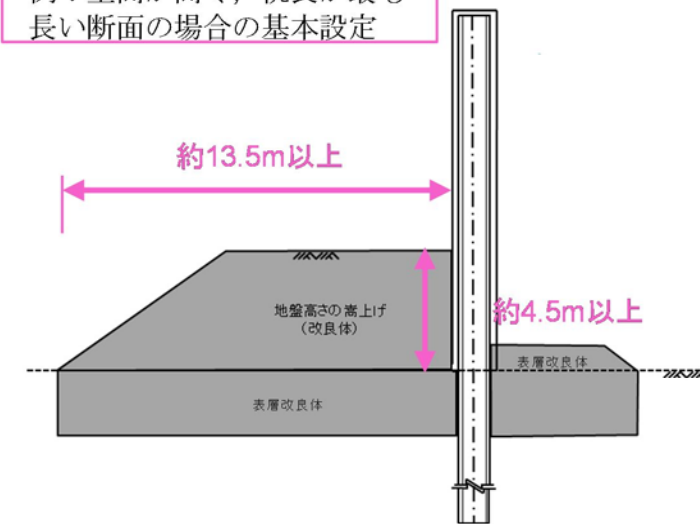
β : 基礎の特性値 $= \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m^{-1})
 ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
 $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$
 k_{H0} : 直径0.3mの剛体円板による平版荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数
 $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ (kN/m^3)
 $\alpha = 2.0$: 津波時 (地盤改良土)
 E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)
 EI : 基礎の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)
 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)
 ϕ : 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
 γ : 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 $SF = H_u / H_p$

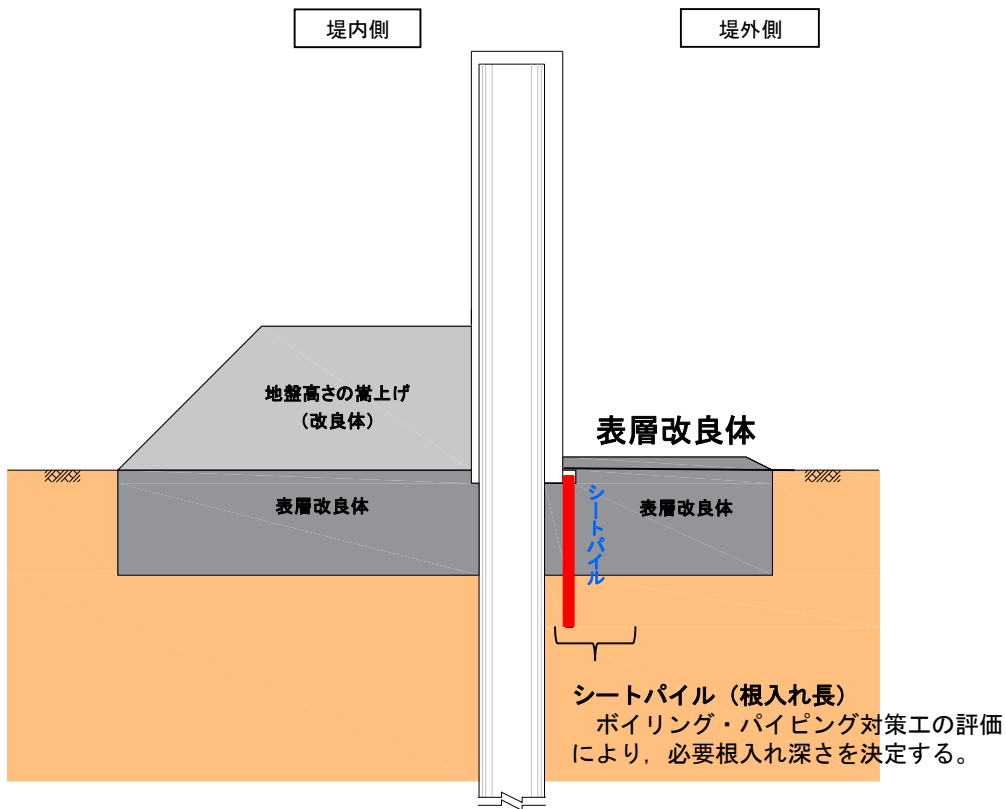
例：壁高が高く、杭長が最も長い断面の場合の基本設定



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

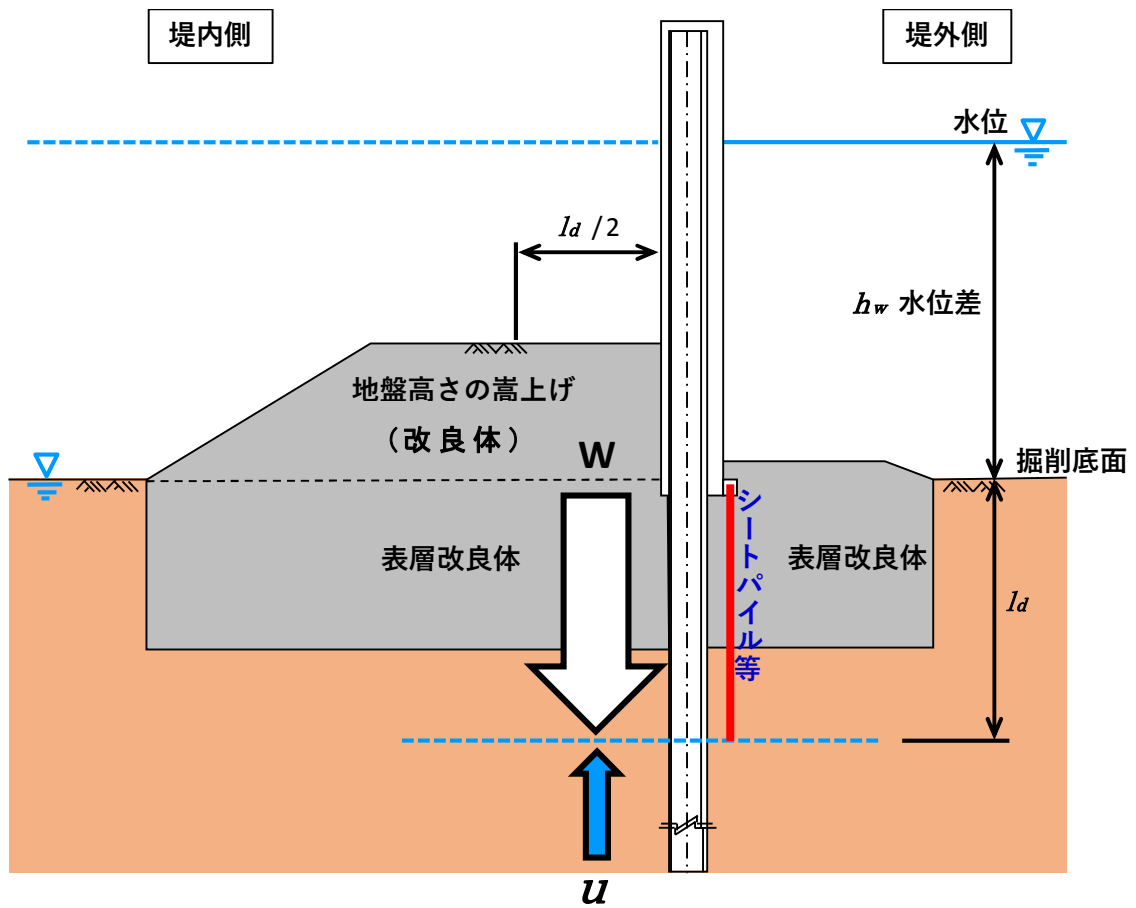
W : 土の有効重量

$$W = \gamma' l_d$$

γ' : 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。

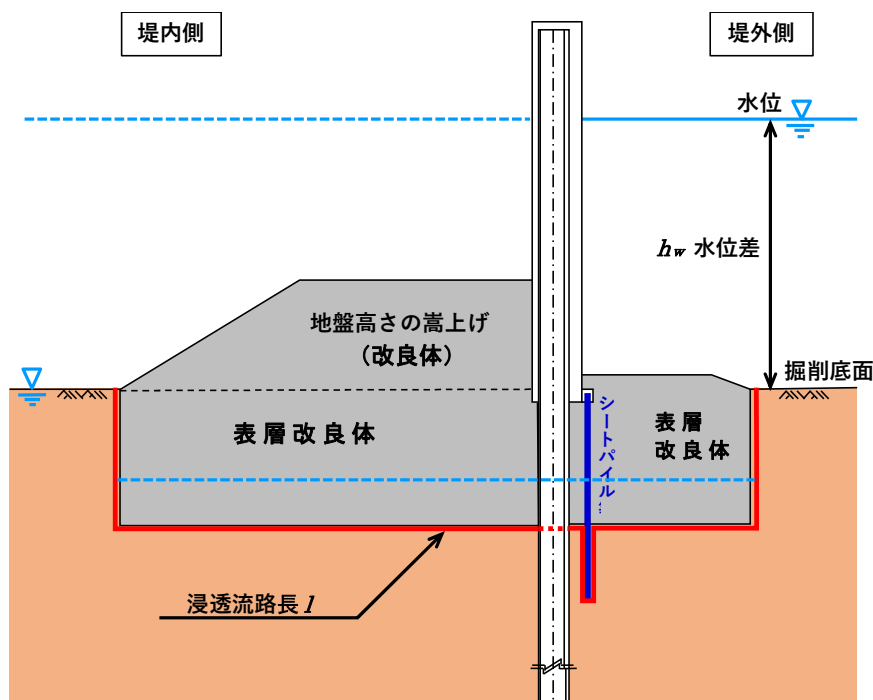
パイピングに対する検討は浸透流路長と水位差の比を考慮した下式により算出する。

$$l / h_w \geq F_s$$

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。



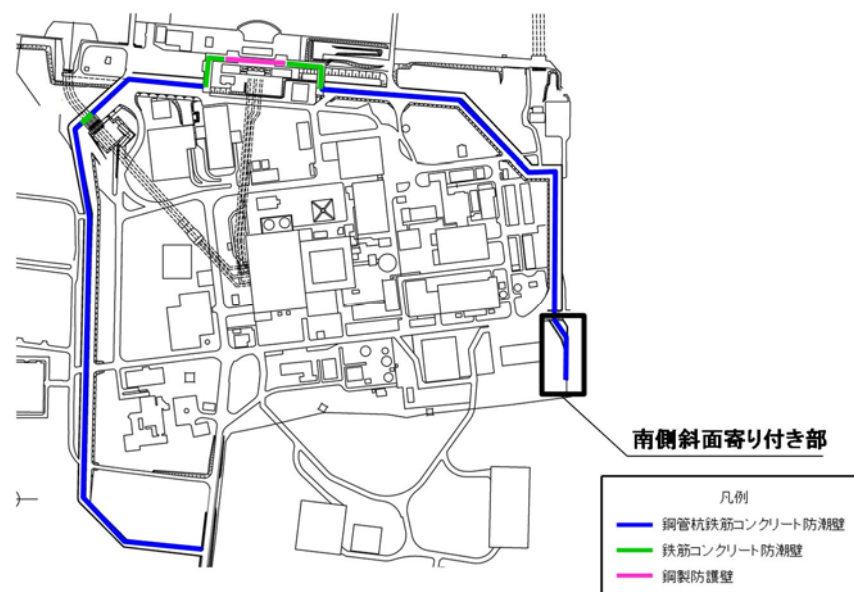
第 1-32 図 パイピング防止対策の説明図

1 1) 防潮壁の地山寄り付き部における設定方針

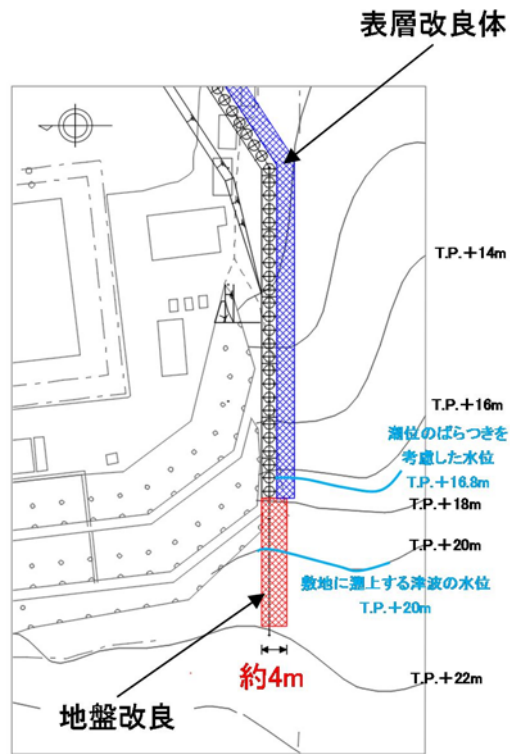
津波に対して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の前面の洗掘防止対策は，津波時において壁に作用する津波荷重に対して，防潮壁前面の表層地盤強度が津波荷重よりも大きくなるように，十分な安全余裕を持たせた地盤のせん断強度を確保する地盤改良強度を設定する。

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

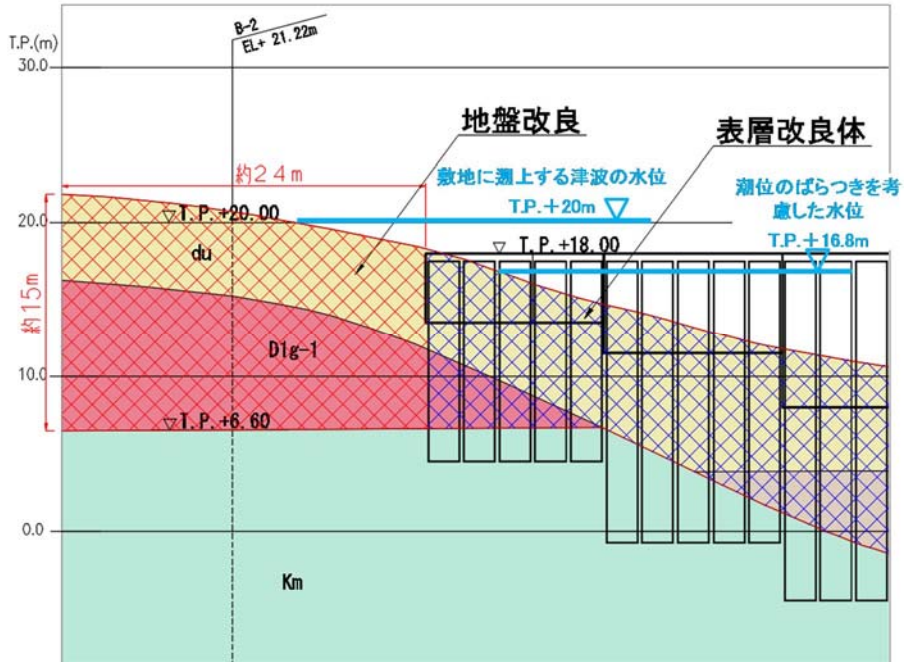
また，敷地南西部においては，防潮堤が南側丘陵地に寄り付くことから，津波遡上解析結果により，寄り付き部には津波が到達しないことを確認しているが，洗掘防止対策として，寄り付き部の範囲を地盤改良する。地盤改良の対象は，du 層，D1g-1 層とし，防潮堤の天端である T.P. +18m に余裕を持たせて T.P. +22m までの範囲を対象とする。また，地盤改良幅は，隣接する防潮壁の幅に余裕を持たせて 4m とし，縦断方向の改良範囲は地山高さに合わせて適切に設定する。防潮壁寄り付き部の平面図を第 1-33 図，第 1-34 図に，断面図を第 1-35 図に示す。



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

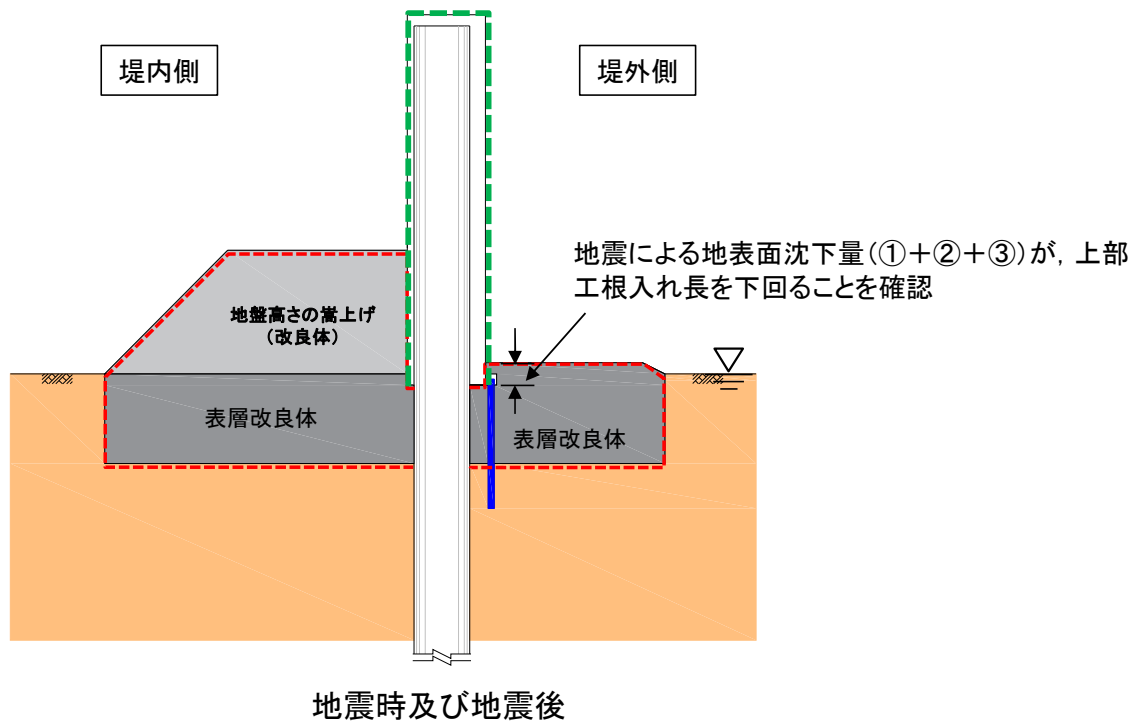
$$> \text{地震による地盤面沈下量} = \text{①} + \text{②} + \text{③}$$

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。

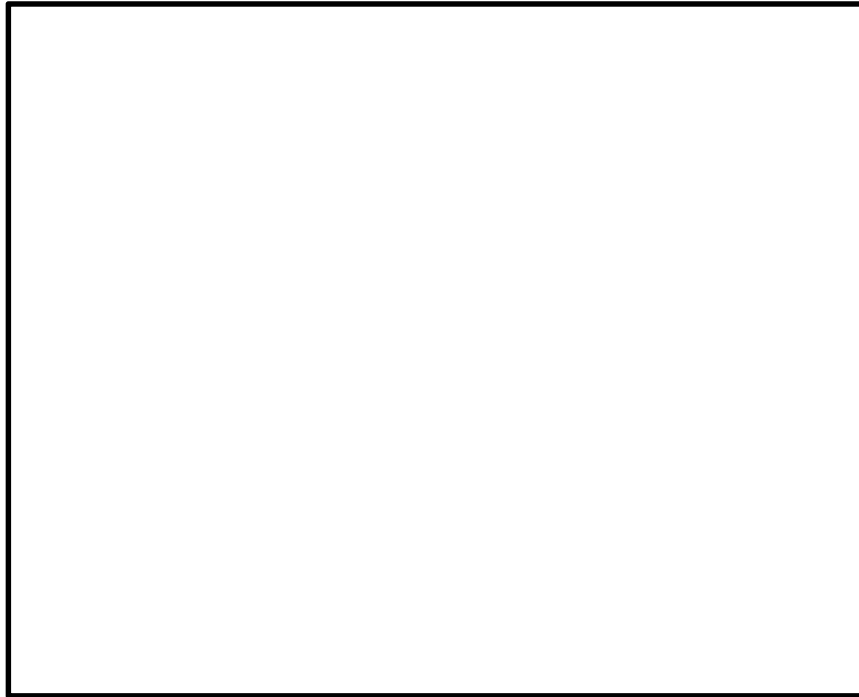


第 1-36 図 地震に伴う防潮壁の地表面沈下量算定に関する概念図

1 3) 構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針

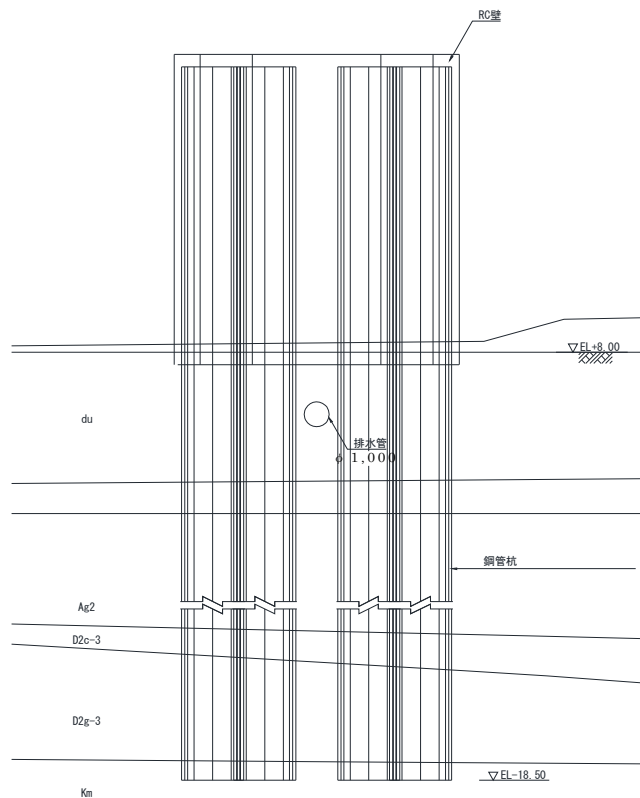
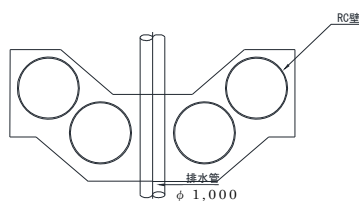
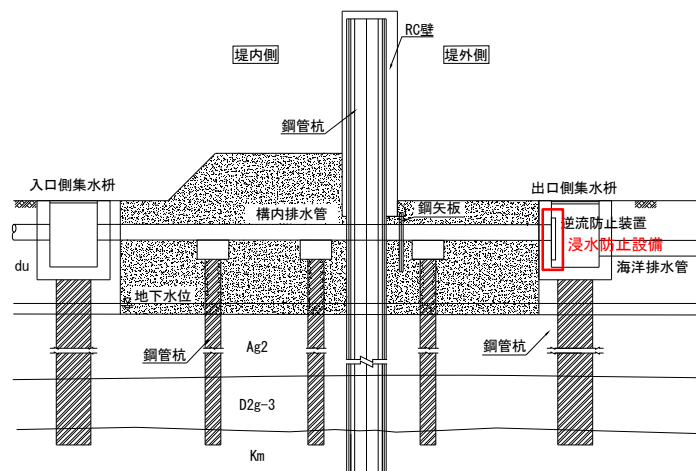
防潮堤内の降雨等を想定した構内排水路については、第 1-37 図に示すとおり、複数箇所では防潮壁を横断して設置される。

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

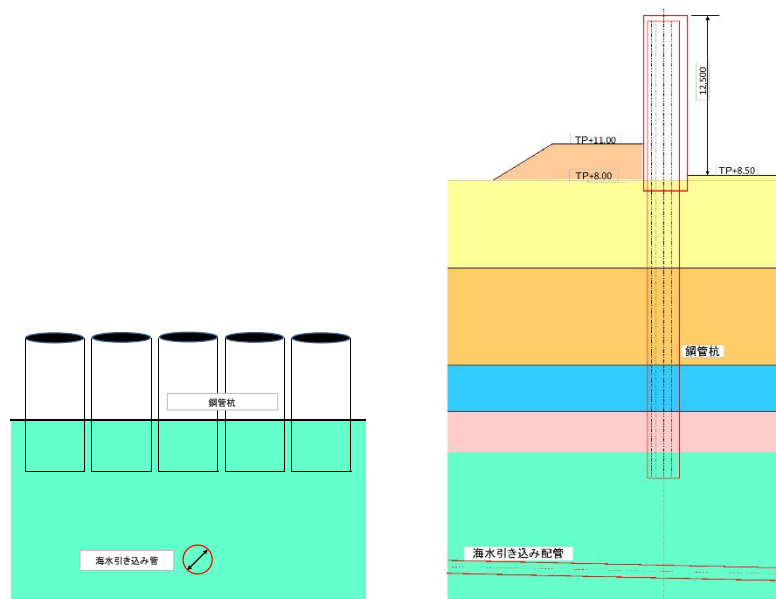
1 4) 海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針

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

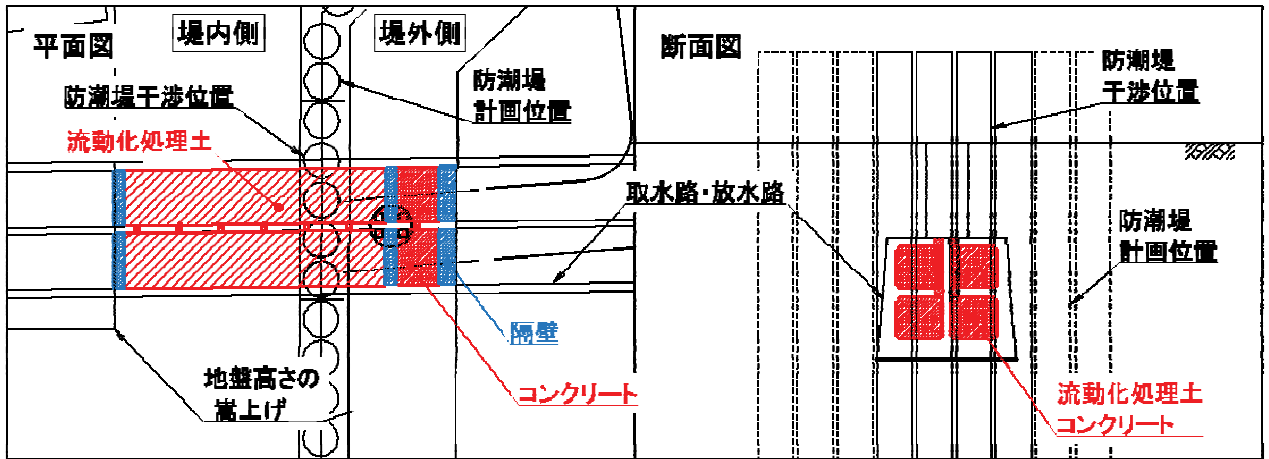
東海発電所 取水路・放水路は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の南東部で交差する。第 1-41 図に東海発電所 取水路・放水路と防潮壁の交差位置図を示す。

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。

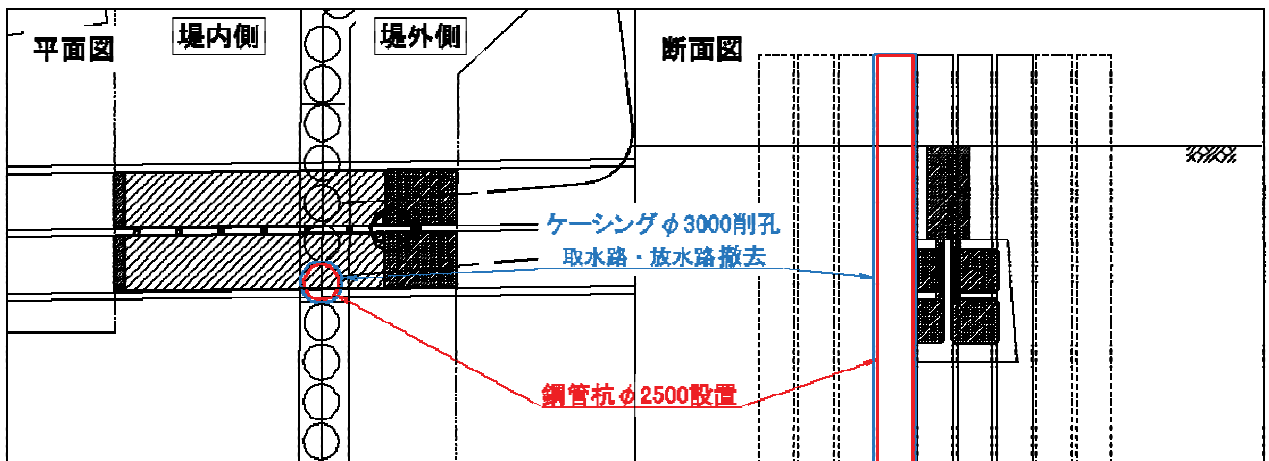


第 1-41 図 東海発電所 取水路・放水路交差部位置図

【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



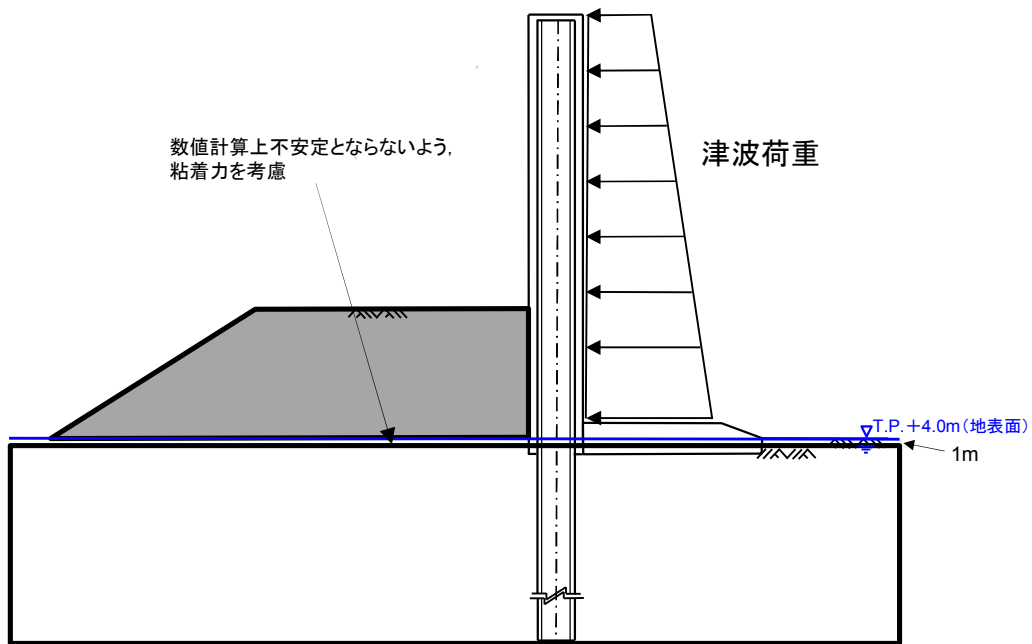
第 1-42 図 防潮壁横断部の取水路・放水路止水対策イメージ図

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 -1σ 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

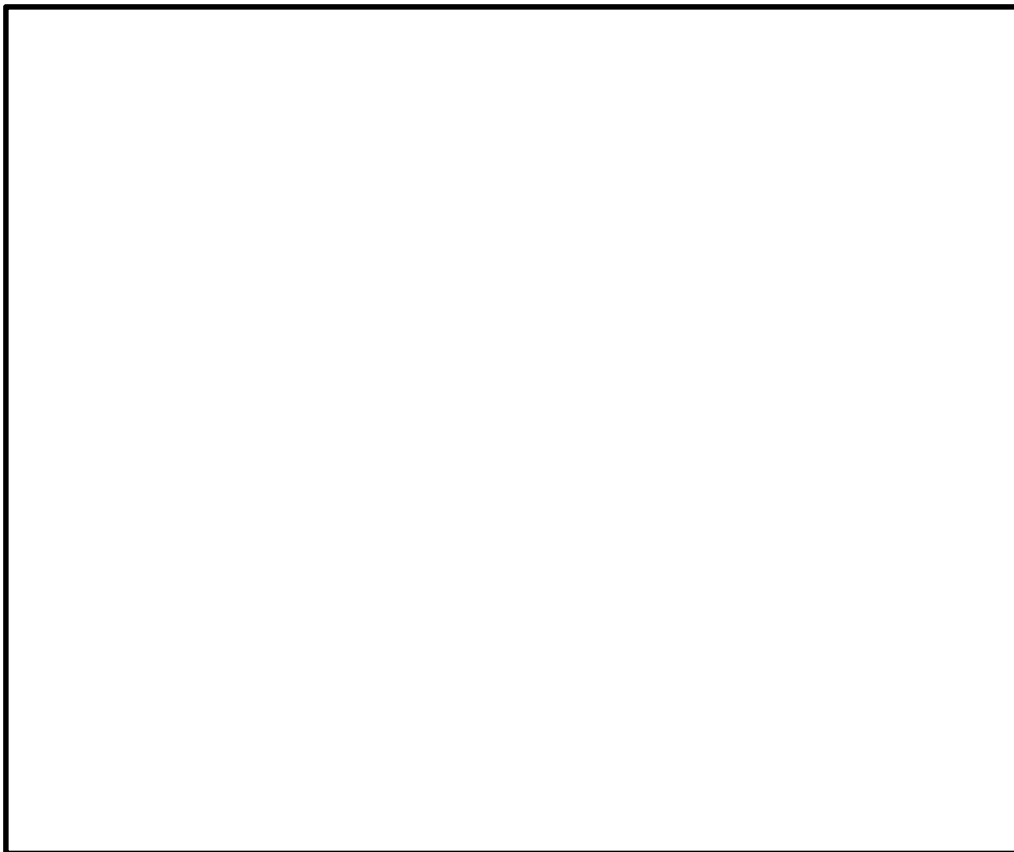
2. 施工実績（本設杭構造）

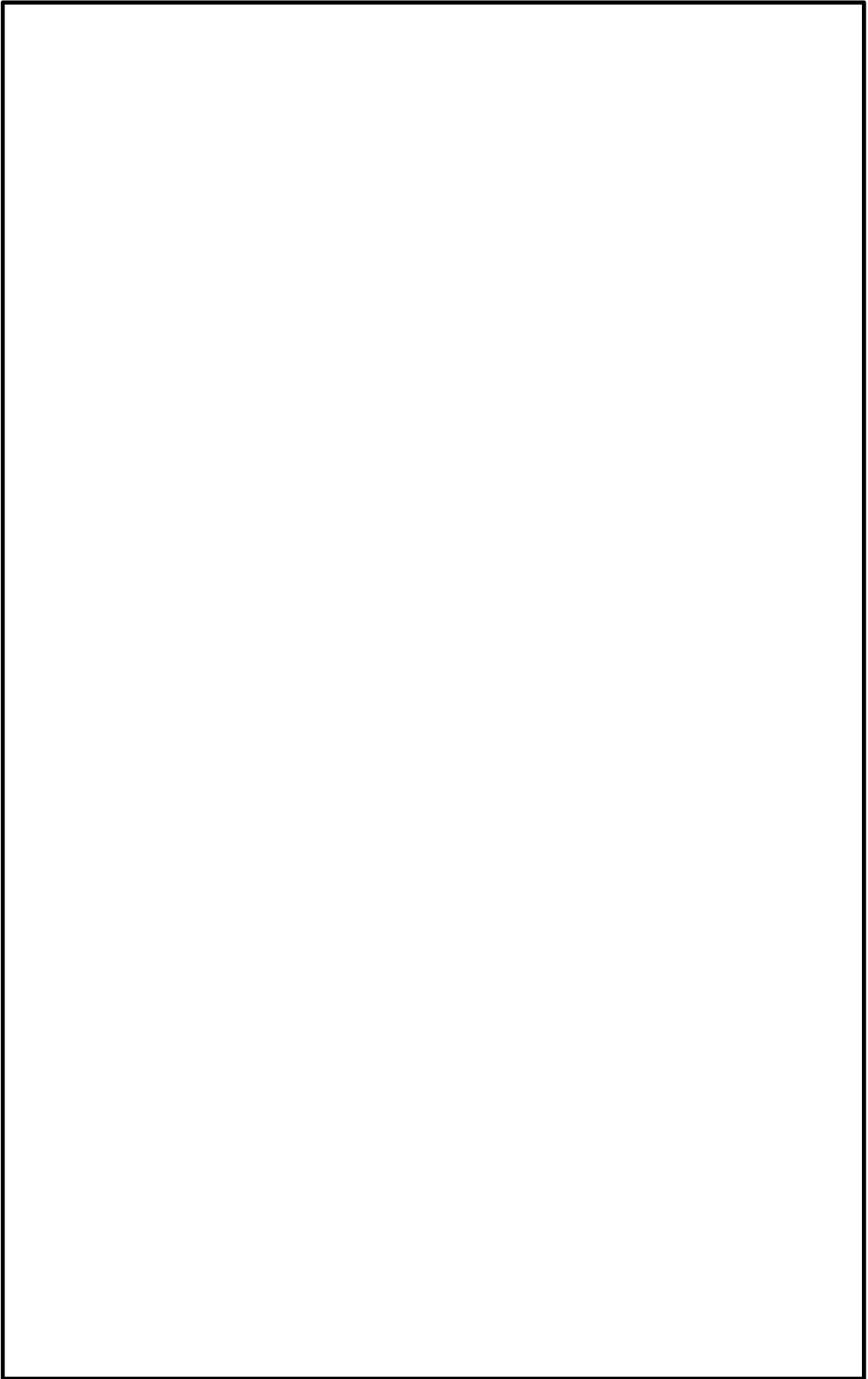
杭の最小中心間隔が 2.5D 未満であり，かつ一列配置とした本設構造物の実績について調査した結果を第 2-1 表に，施工事例写真を第 2-1 図に示す。

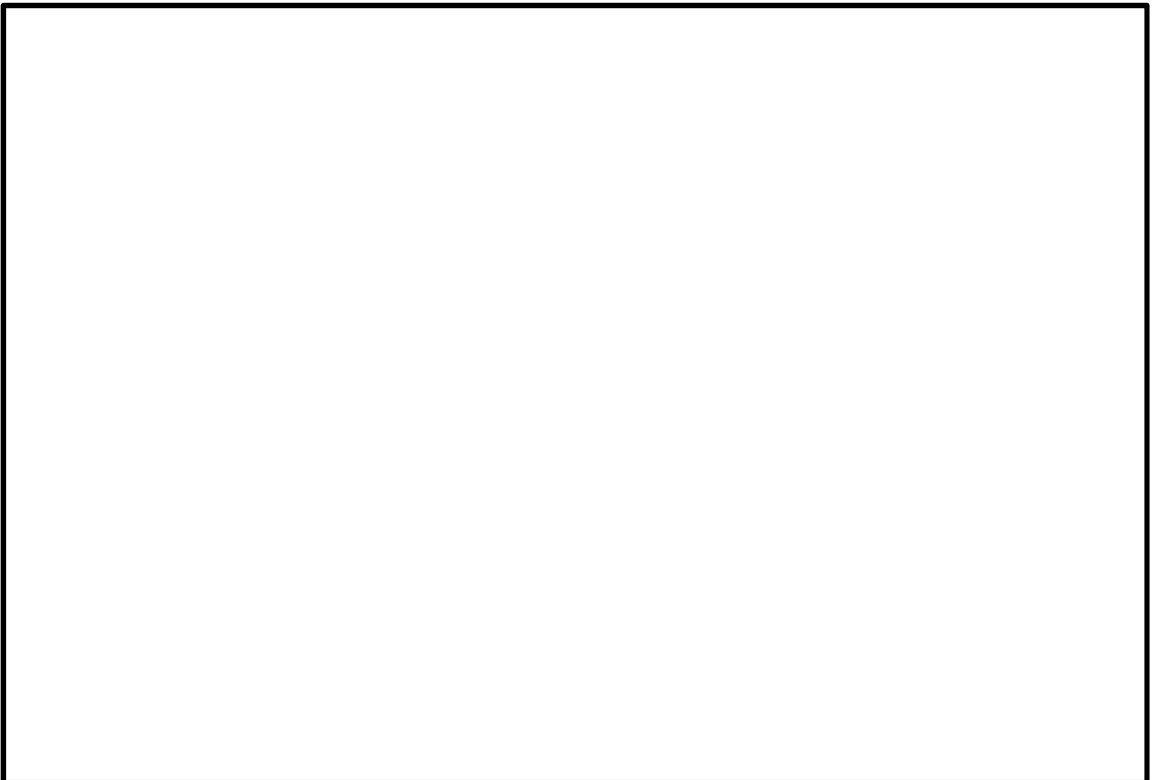
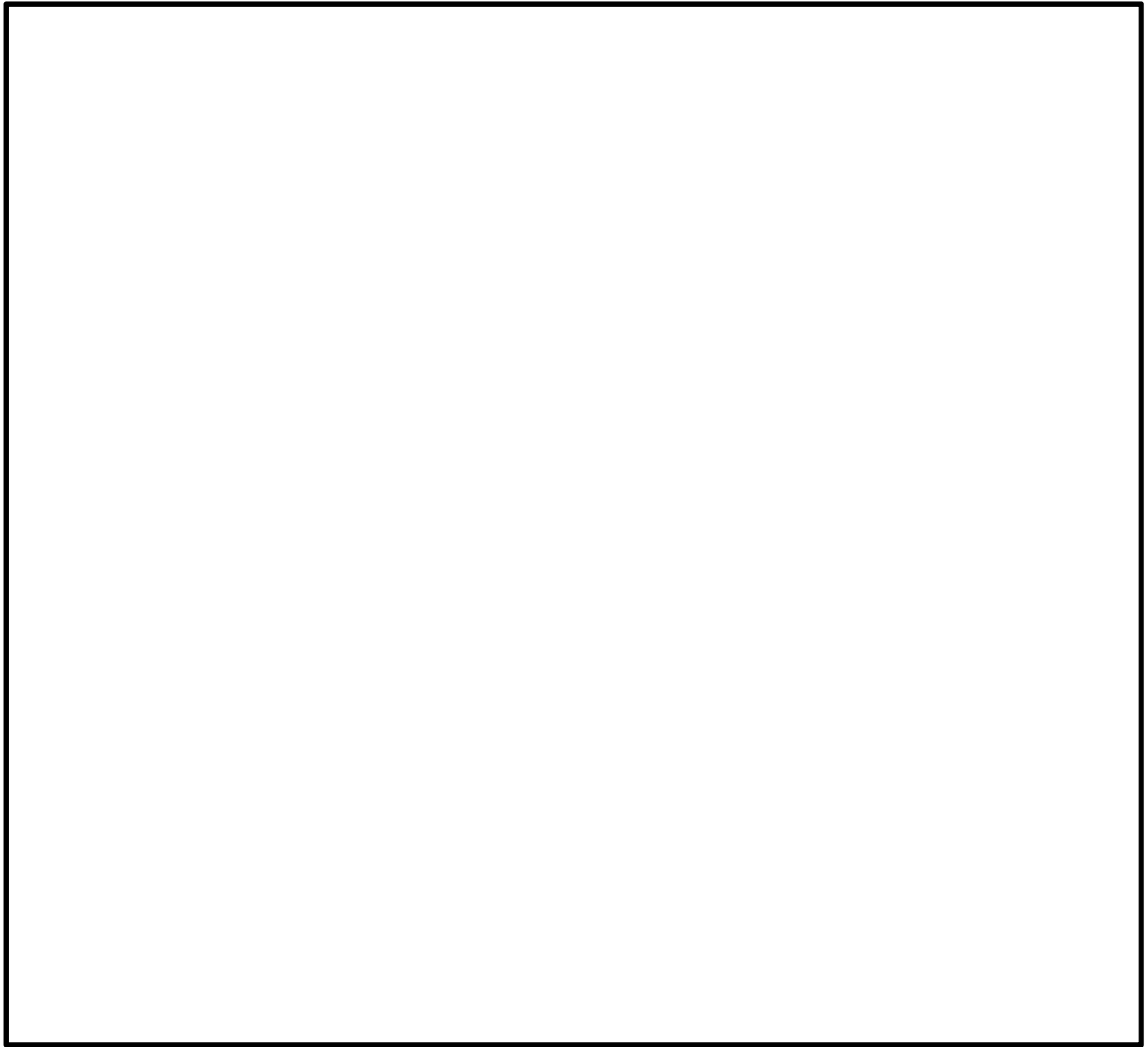
第 2-1 表 一列杭の本設構造物の実績

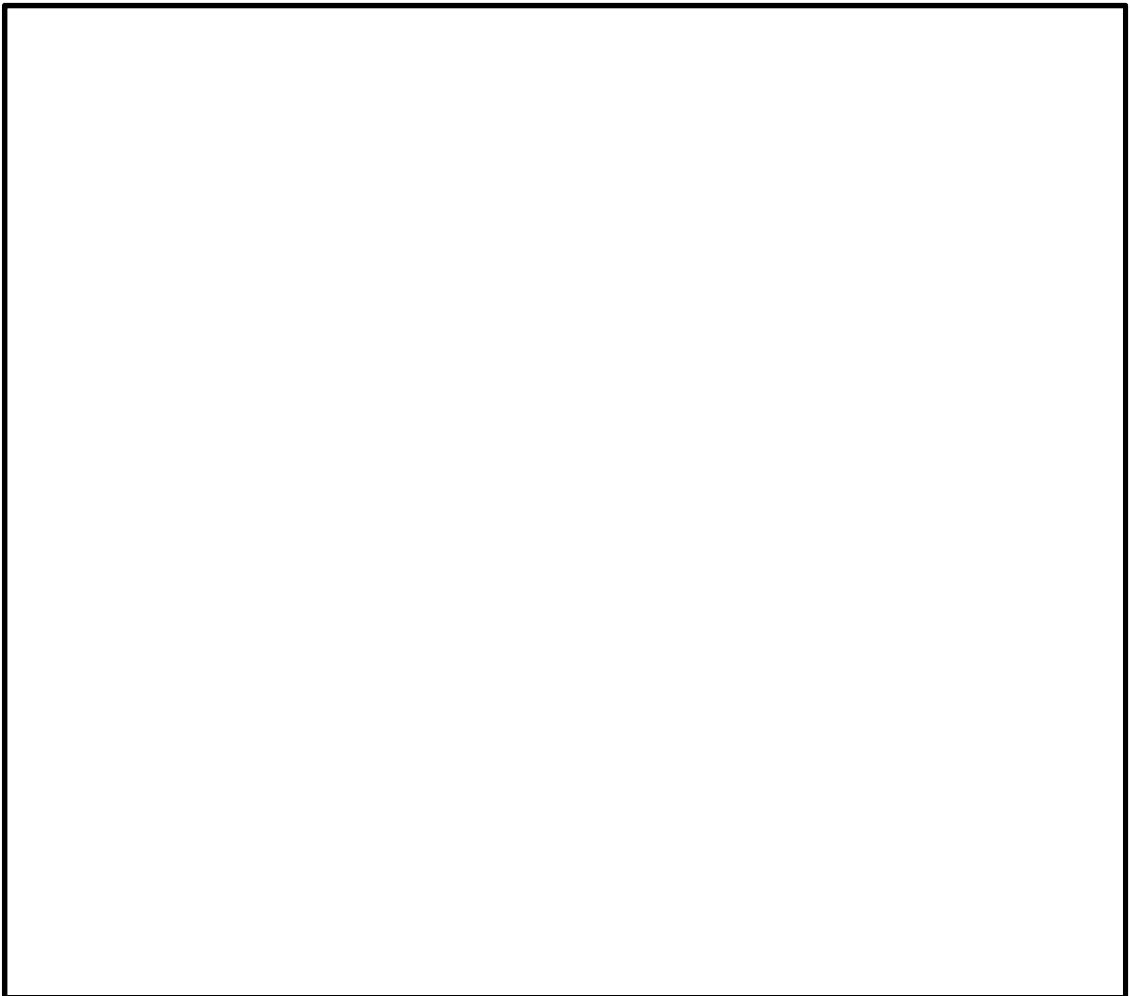
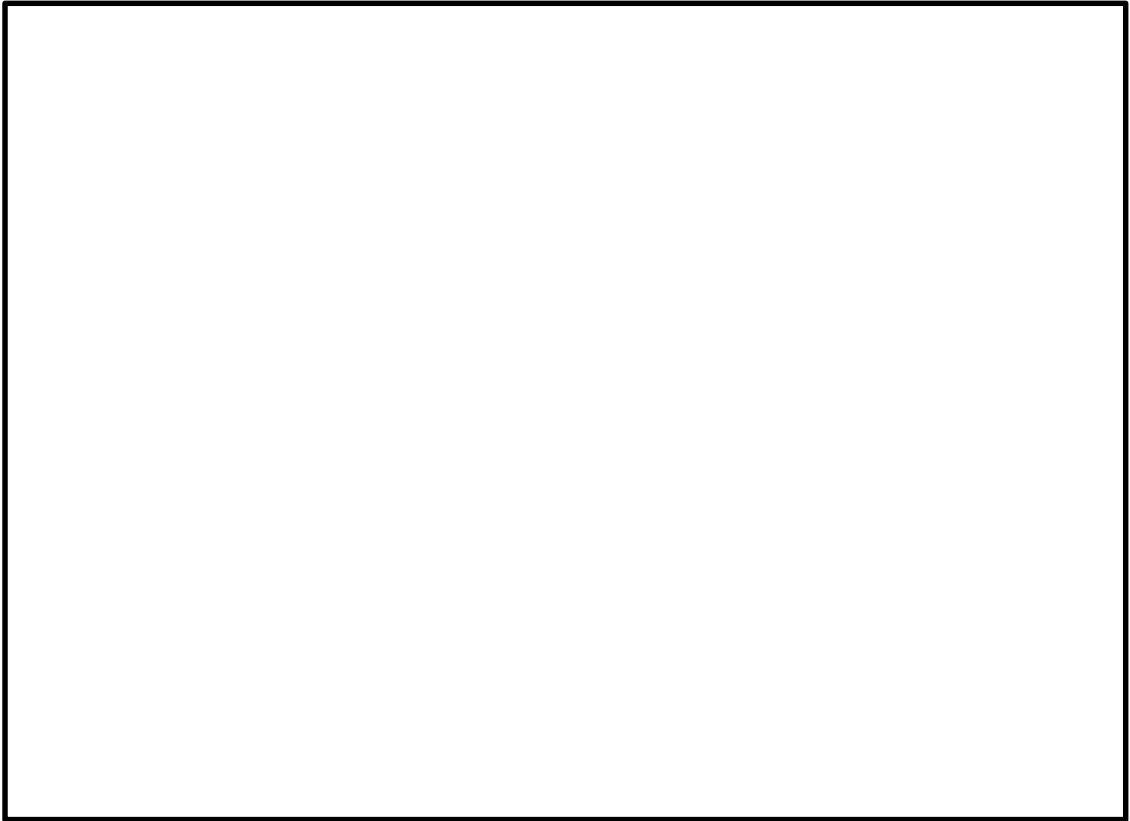
工事区分	件数			
	国土交通 省等	都道府県	民間 (高速道路, 鉄 道, ガス等)	計
河川護岸	10 件	115 件	1 件	126 件
海岸岸壁	39 件	47 件	1 件	87 件
道路（高速道路, 橋梁, トンネル等）	13 件	55 件	26 件	94 件
造成 (擁壁, 法面, 改良等)	2 件	8 件	3 件	13 件
その他	2 件	5 件	7 件	14 件

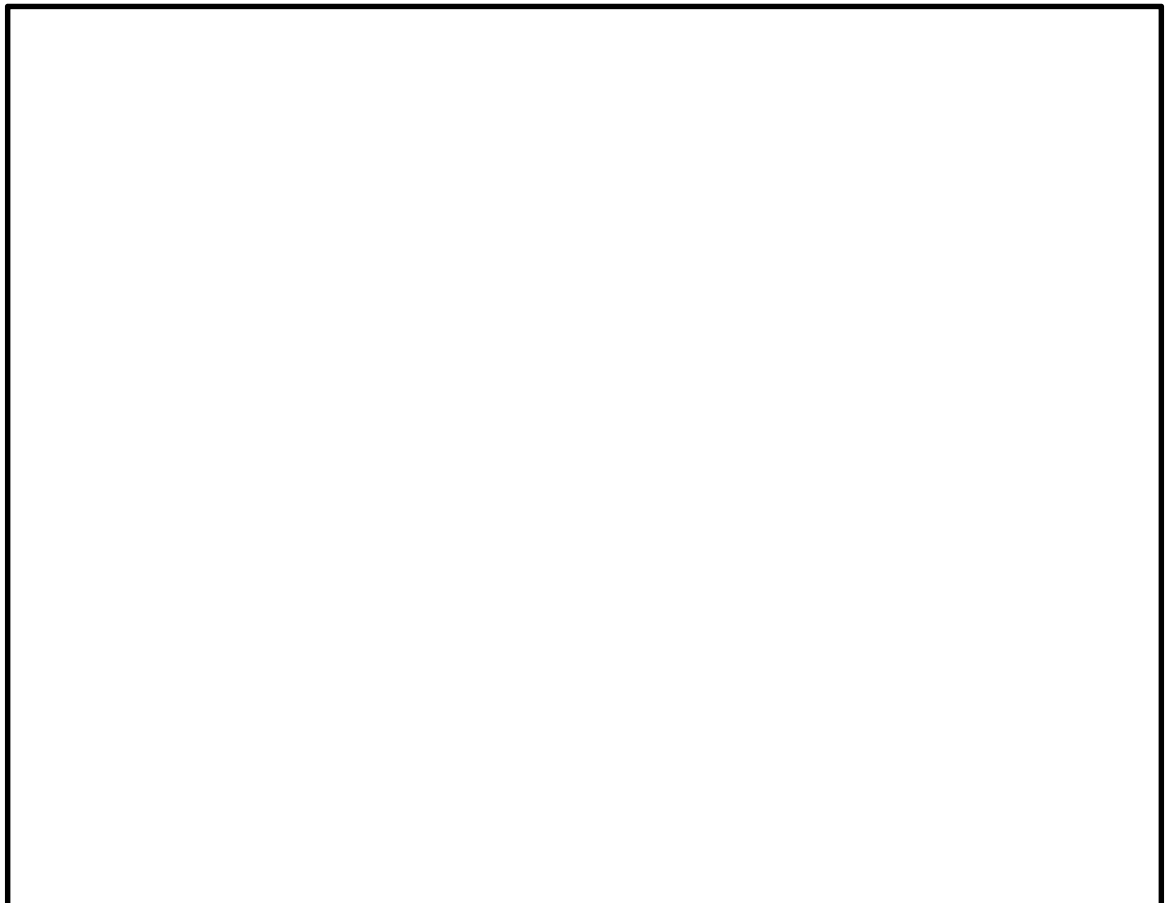
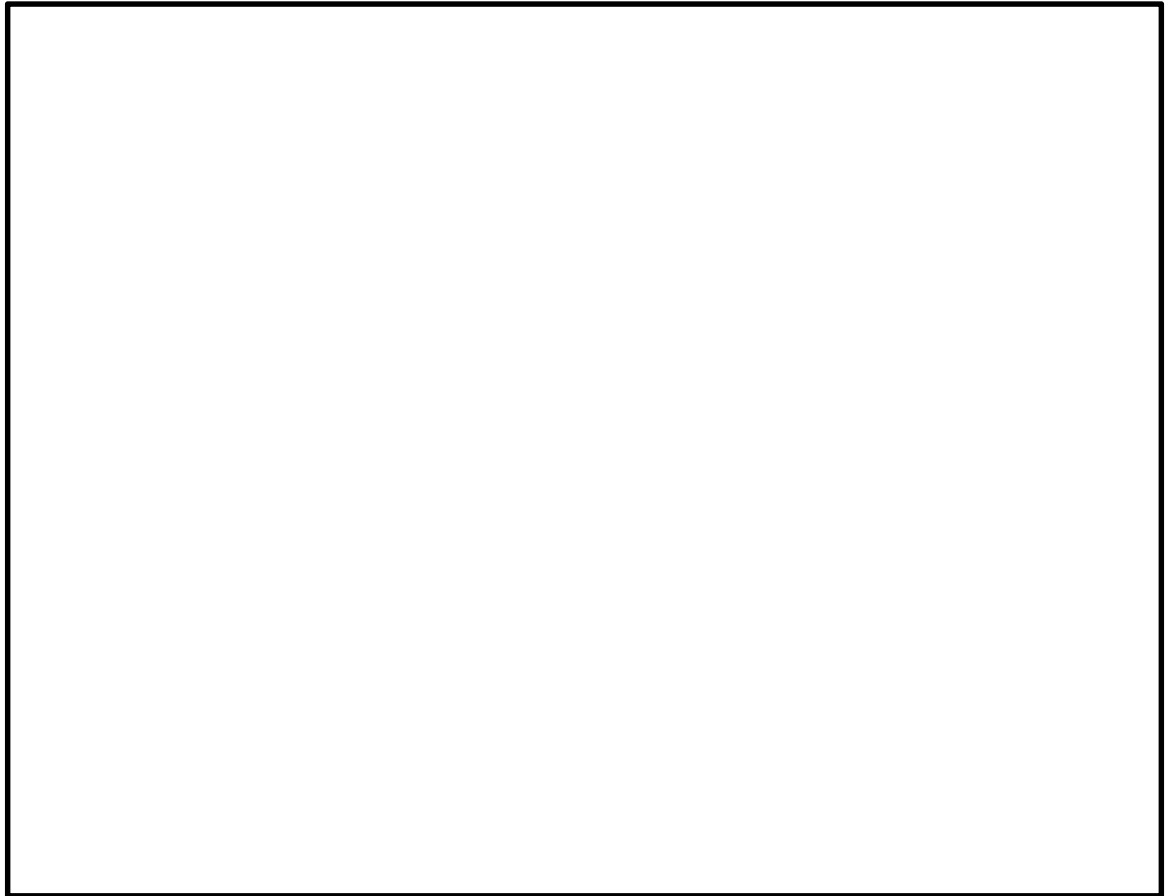
(2017 年 6 月 日本原子力発電(株)調査)

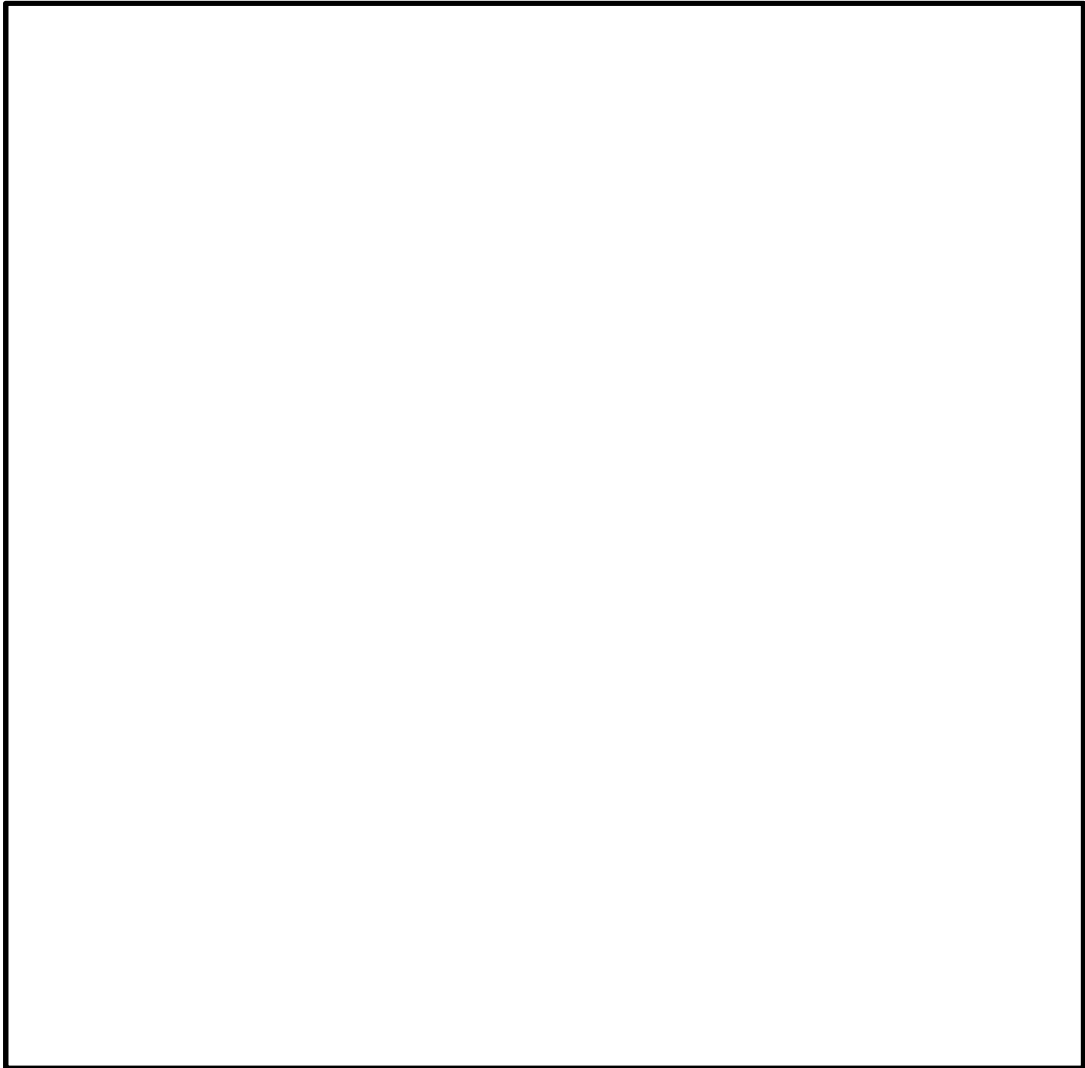
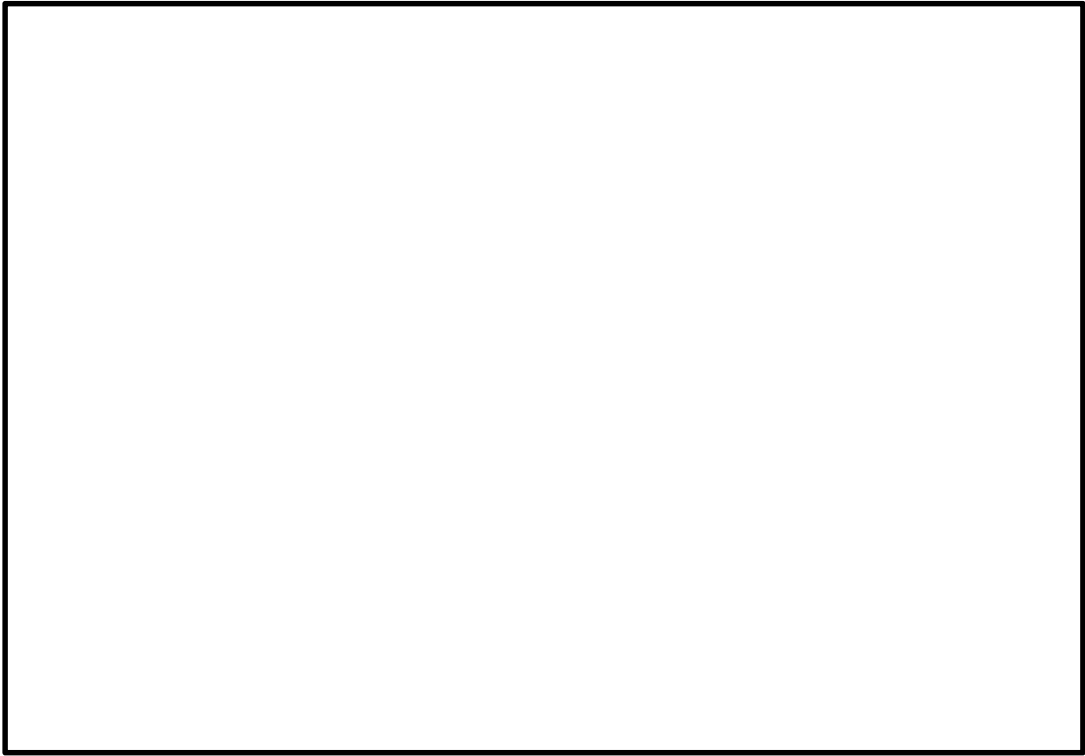


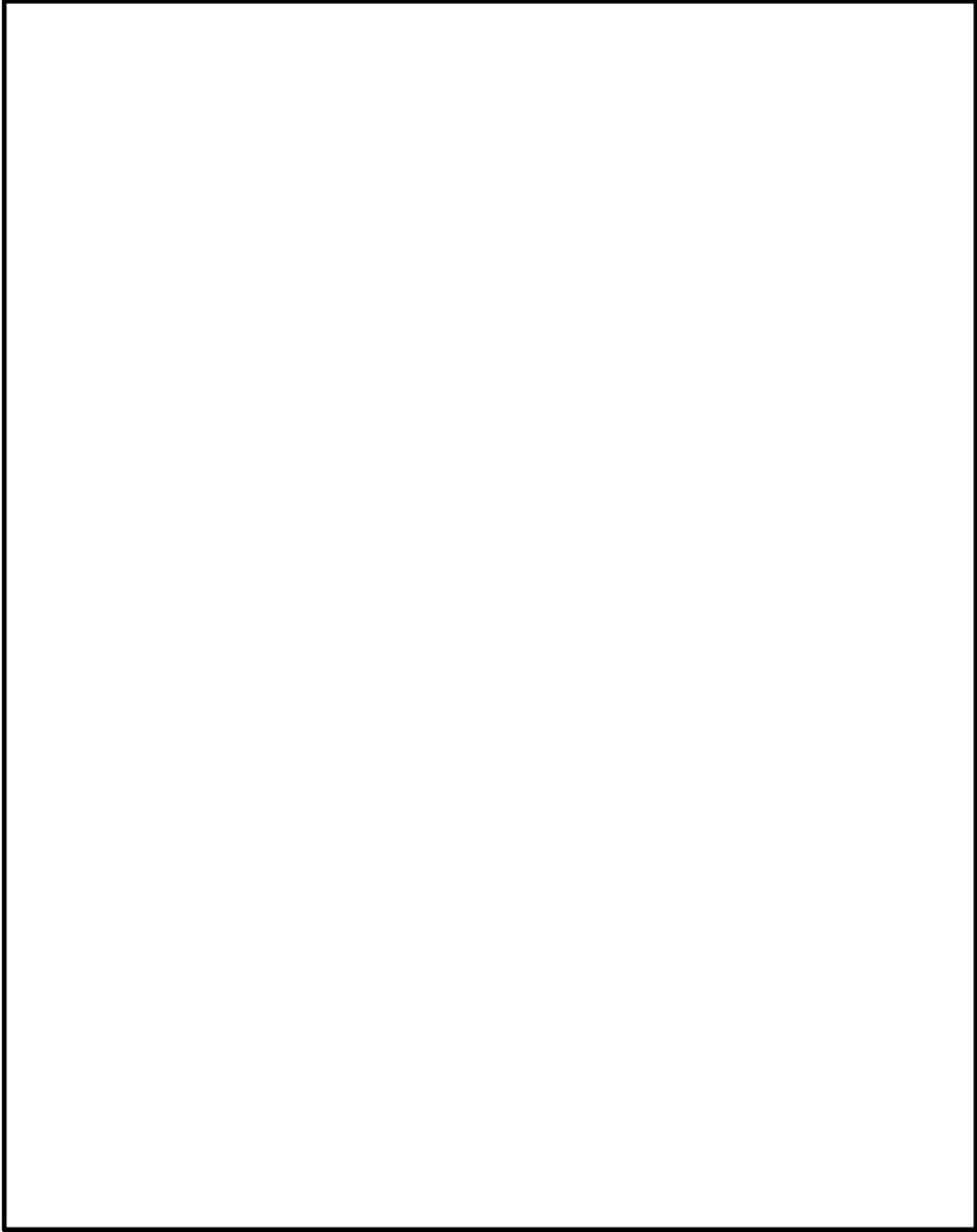


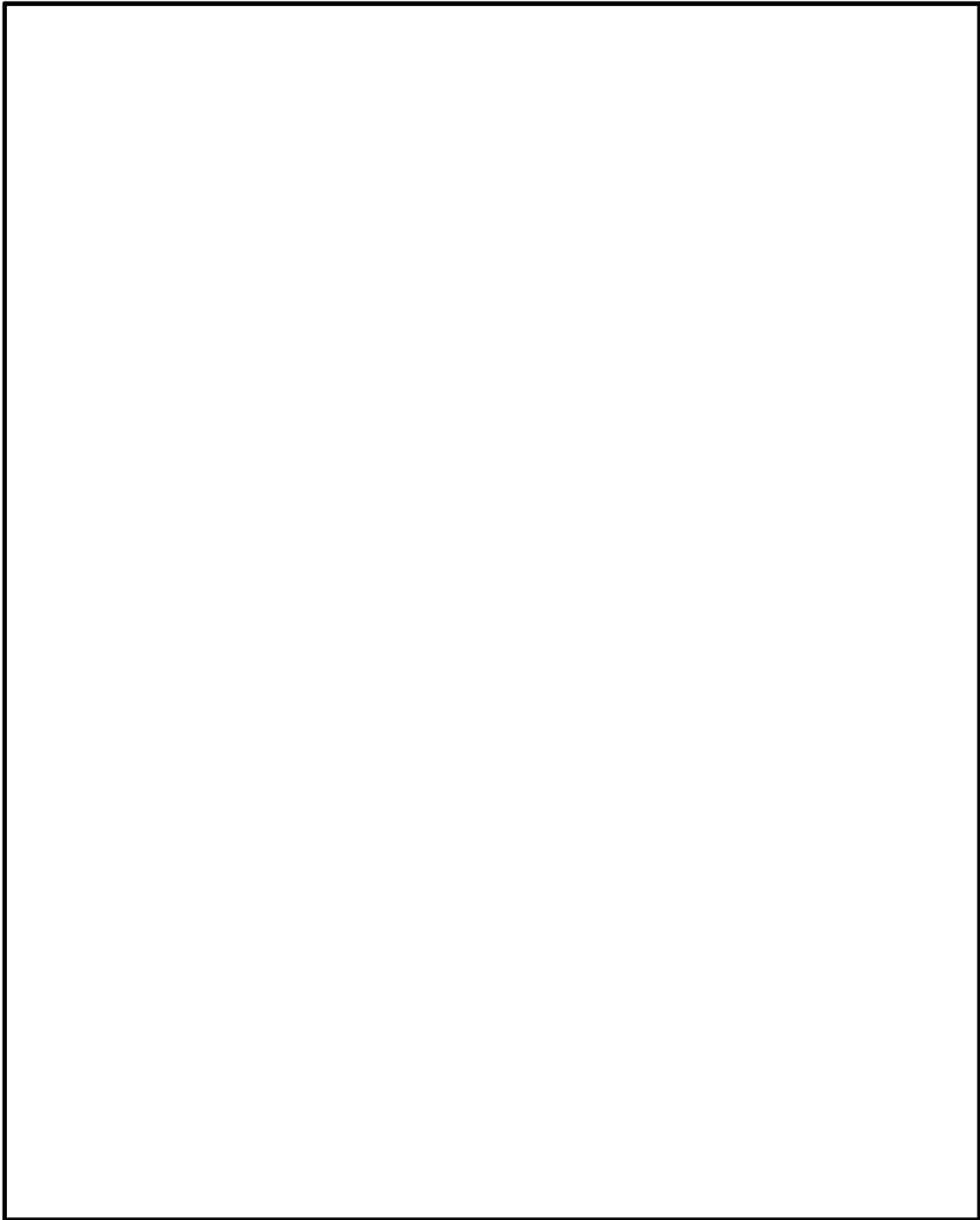










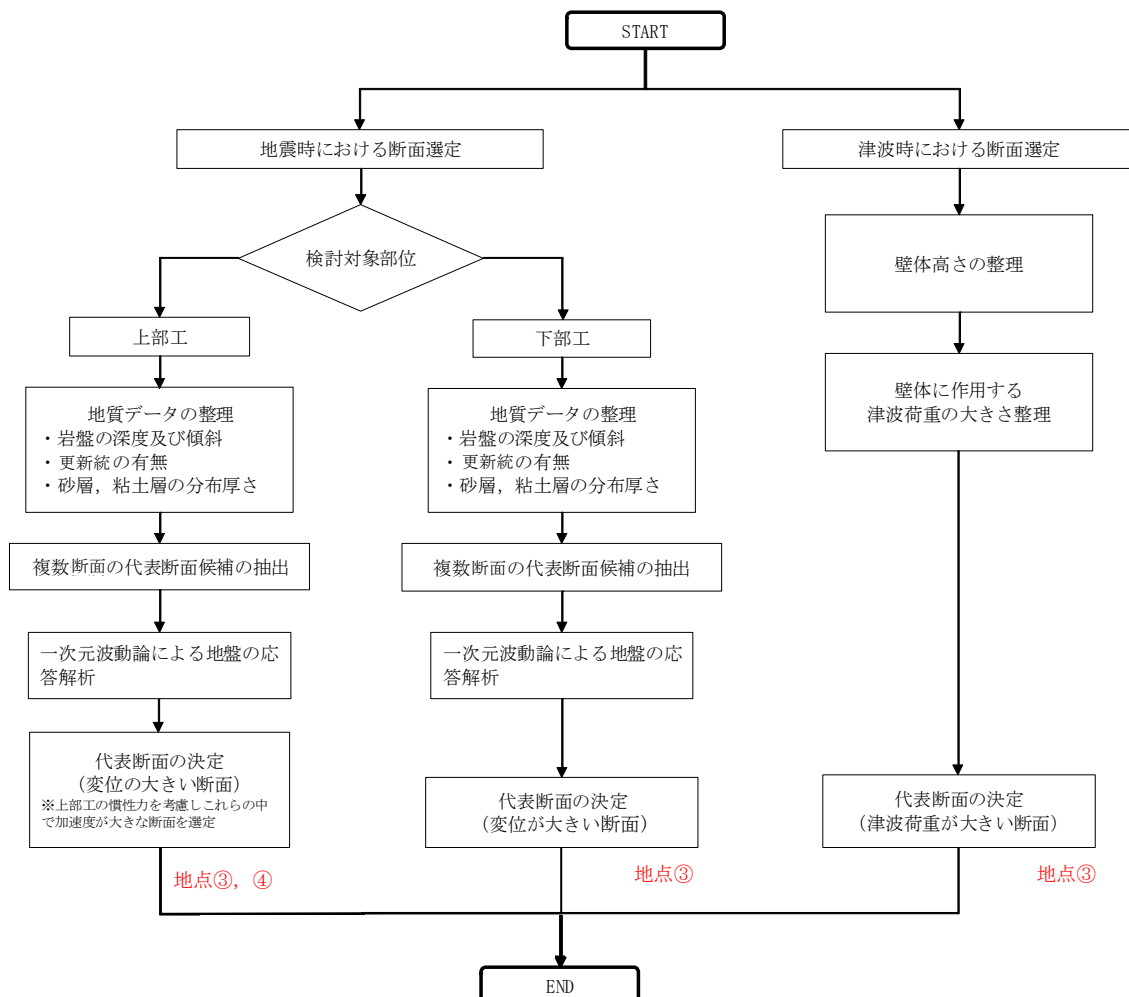


なお，これら施工実績の中で，設計情報が確認できたものについては，土圧算定や地盤反力係数の算定，液状化の判定など随所にわたって道路橋示方書が引用されていることを確認した。

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。

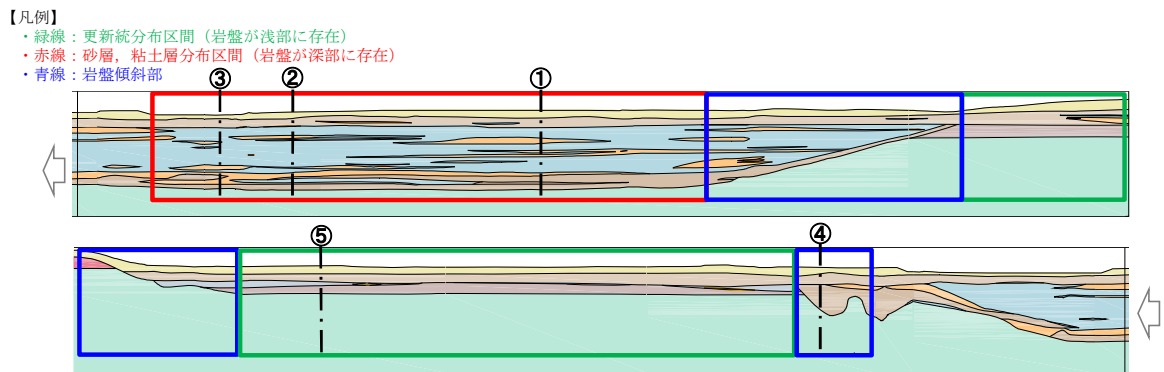


第 3-1 図 評価断面の選定フロー

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 (cm/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

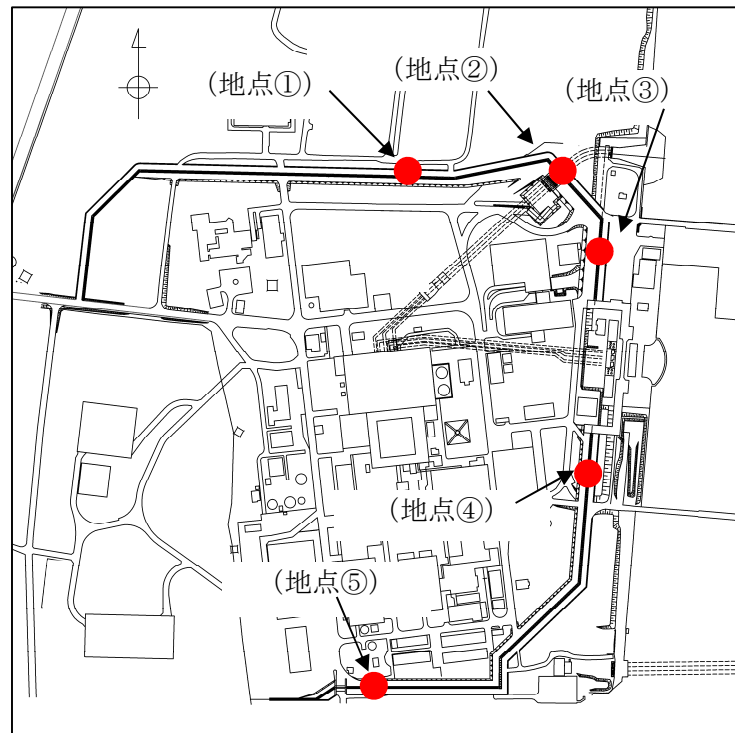
基準地震動 S_s 全波による引上げ解析を行い、その解析結果を基に構造物への影響が大きい地震動を確認する。

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。

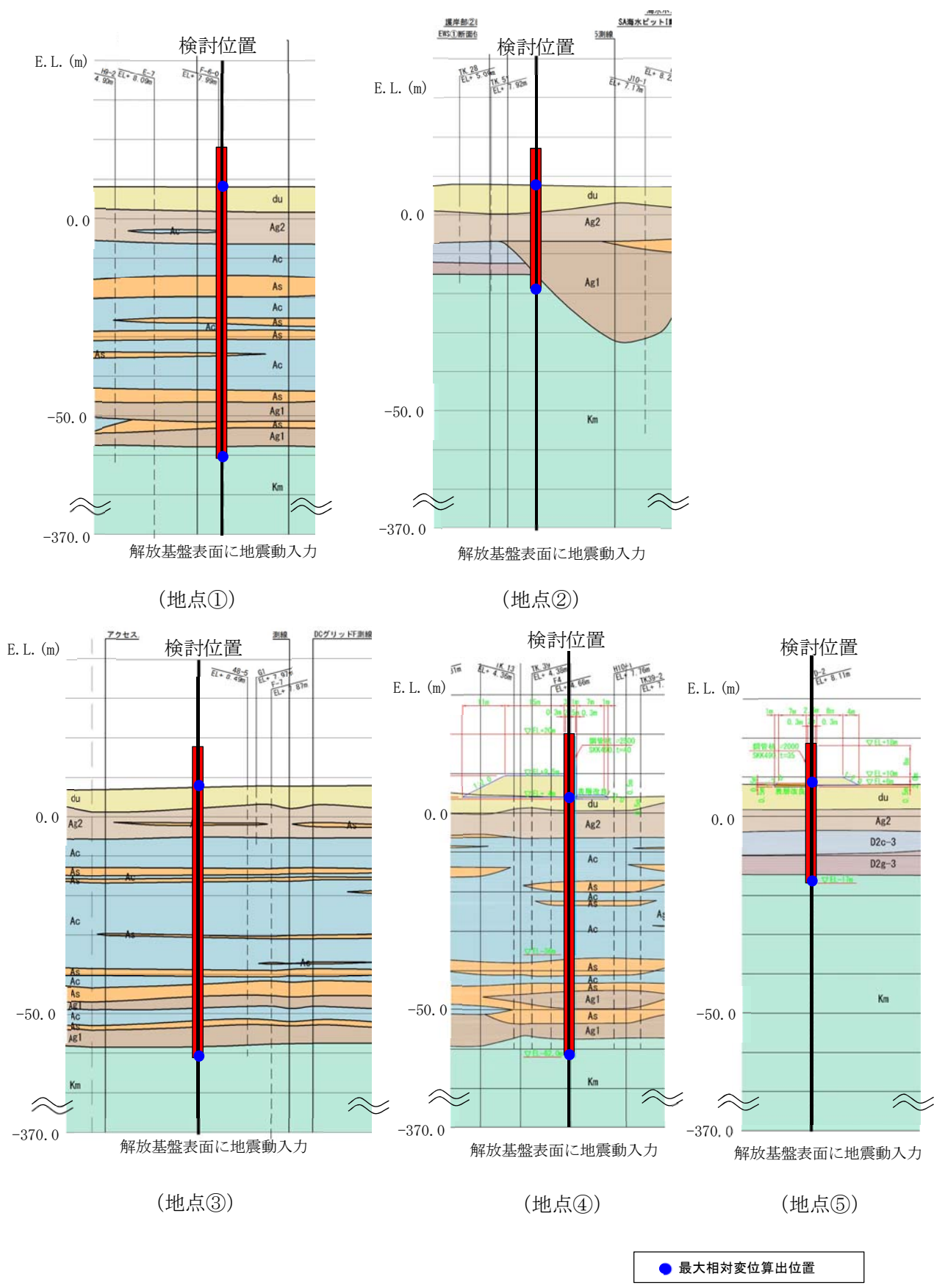
- ・最大応答加速度
- ・杭下端と地表面の最大相対変位
- ・最大せん断応力

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



● 最大相対変位算出位置

第 3-4 図 地質断面図

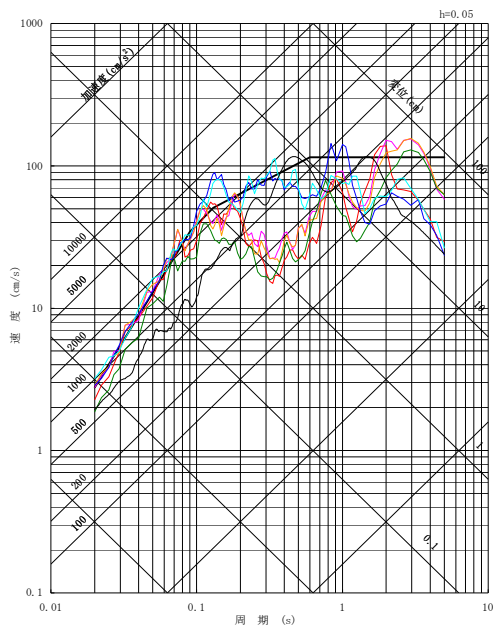
② 検討用地震動

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。

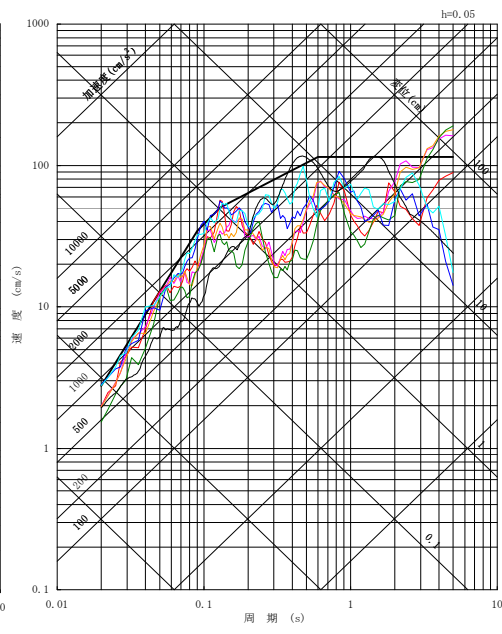
なお、構造物に対しては水平動の影響が支配的であることから、水平動で検討する。

第 3-3 表 基準地震動 S_s

基準地震動		最大加速度 (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	

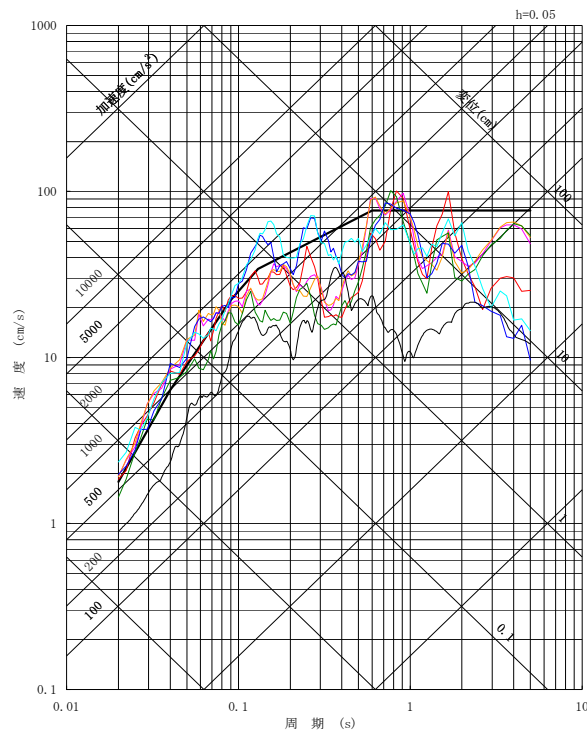


(NS方向)



(EW方向)

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



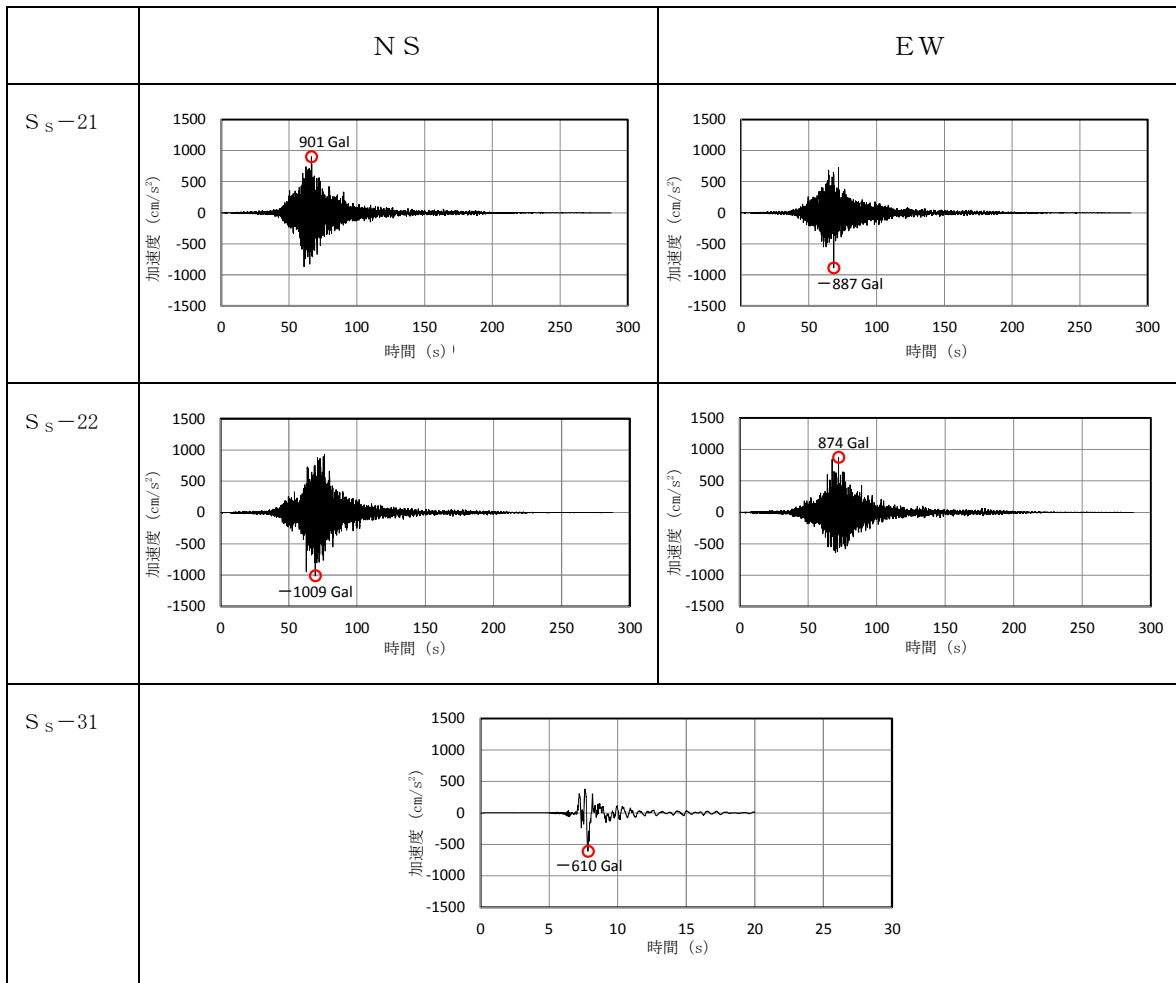
(UD方向)

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)



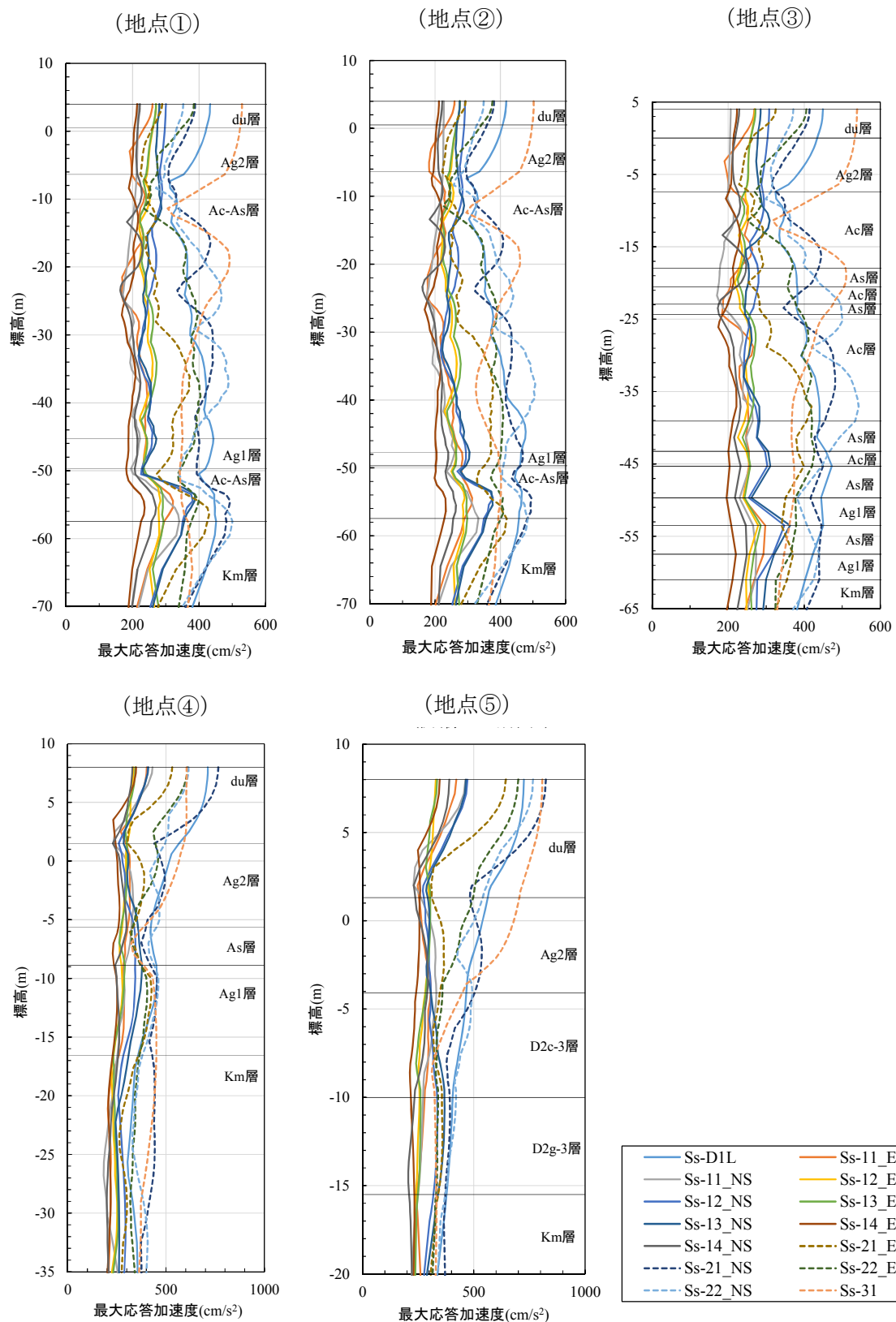
③一次元地盤応答解析結果

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。

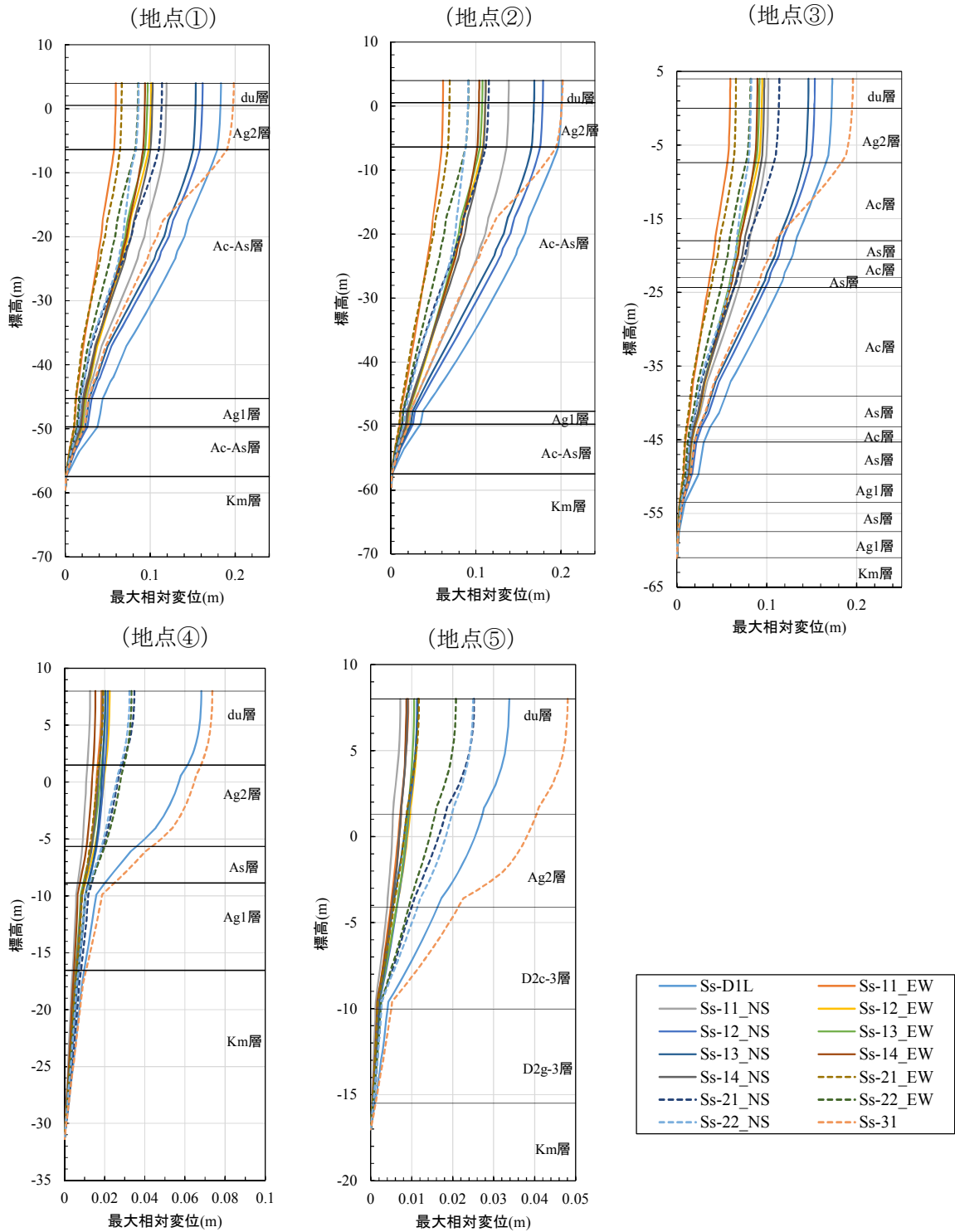


第 3-6 图 最大応答加速度分布

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。

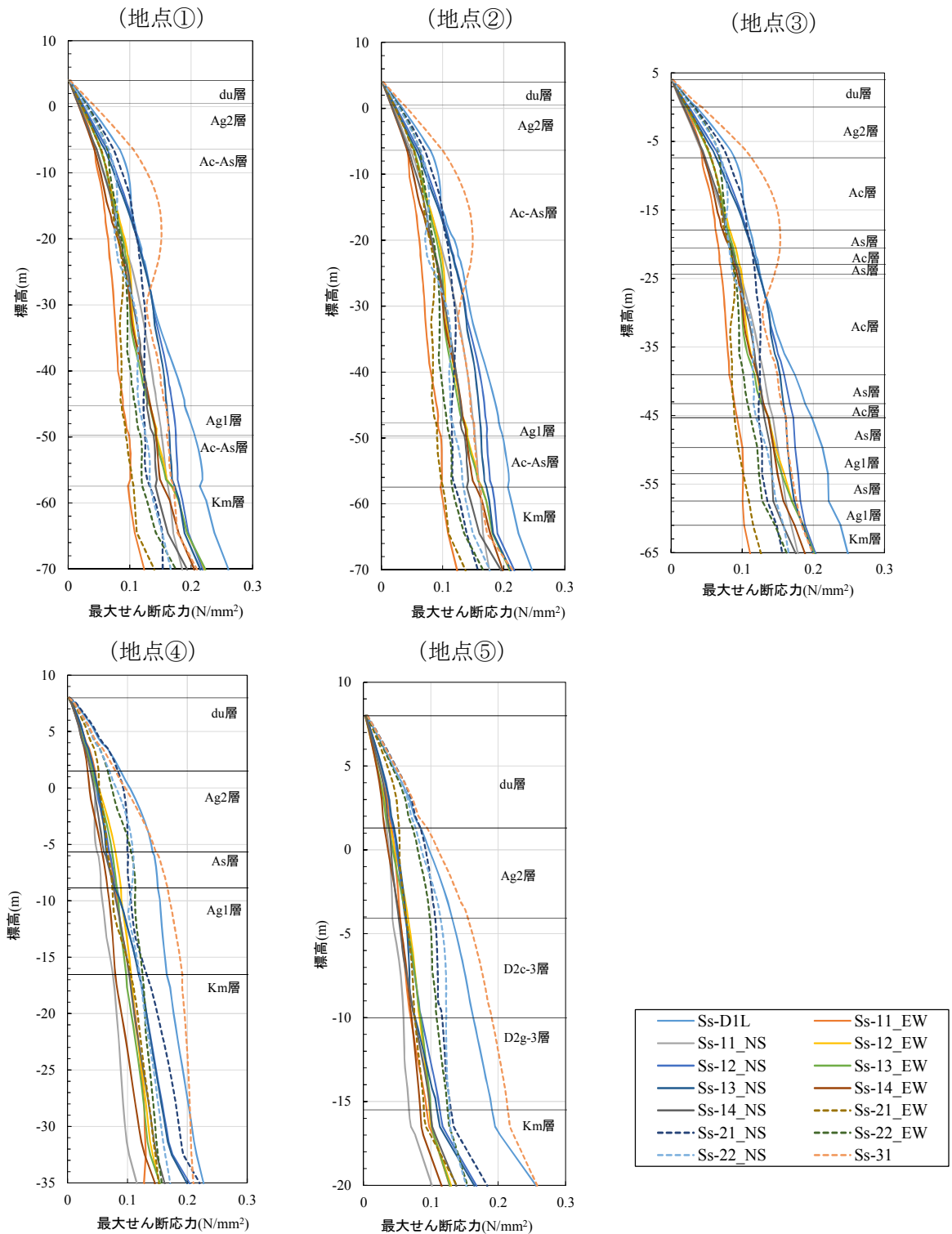
杭下端と地表面の最大相対変位が大きくなる地震動は、 $S_s - D1$ 、 $S_s - 31$ である。



第 3-7 図 最大相対変位分布

c. 最大せん断応力分布

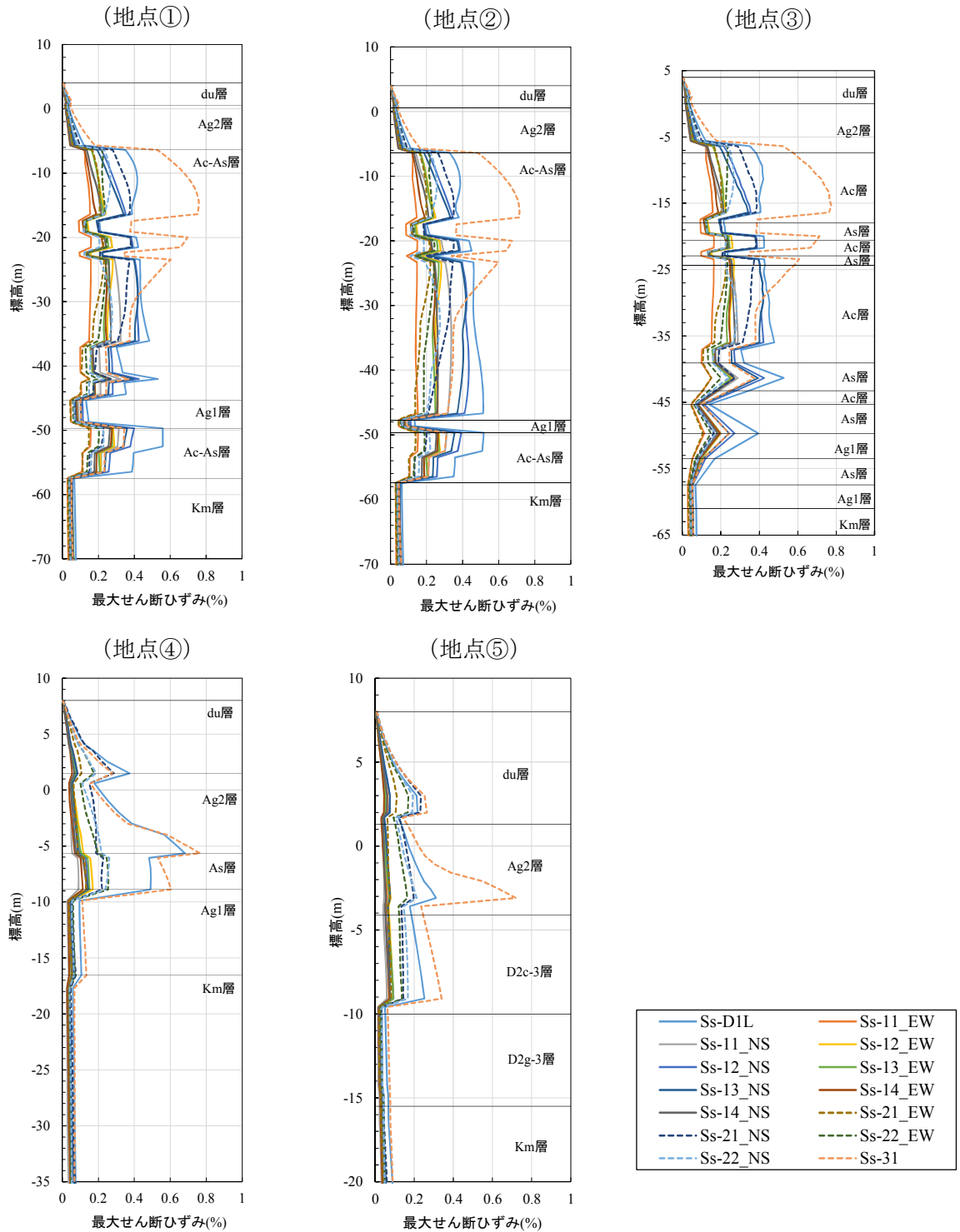
基準地震動 S_s の引上げ解析による最大せん断応力分布を第 3-8 図に示す。最大せん断応力が大きくなる地震動は、 S_s-D1 、 S_s-31 である。



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。

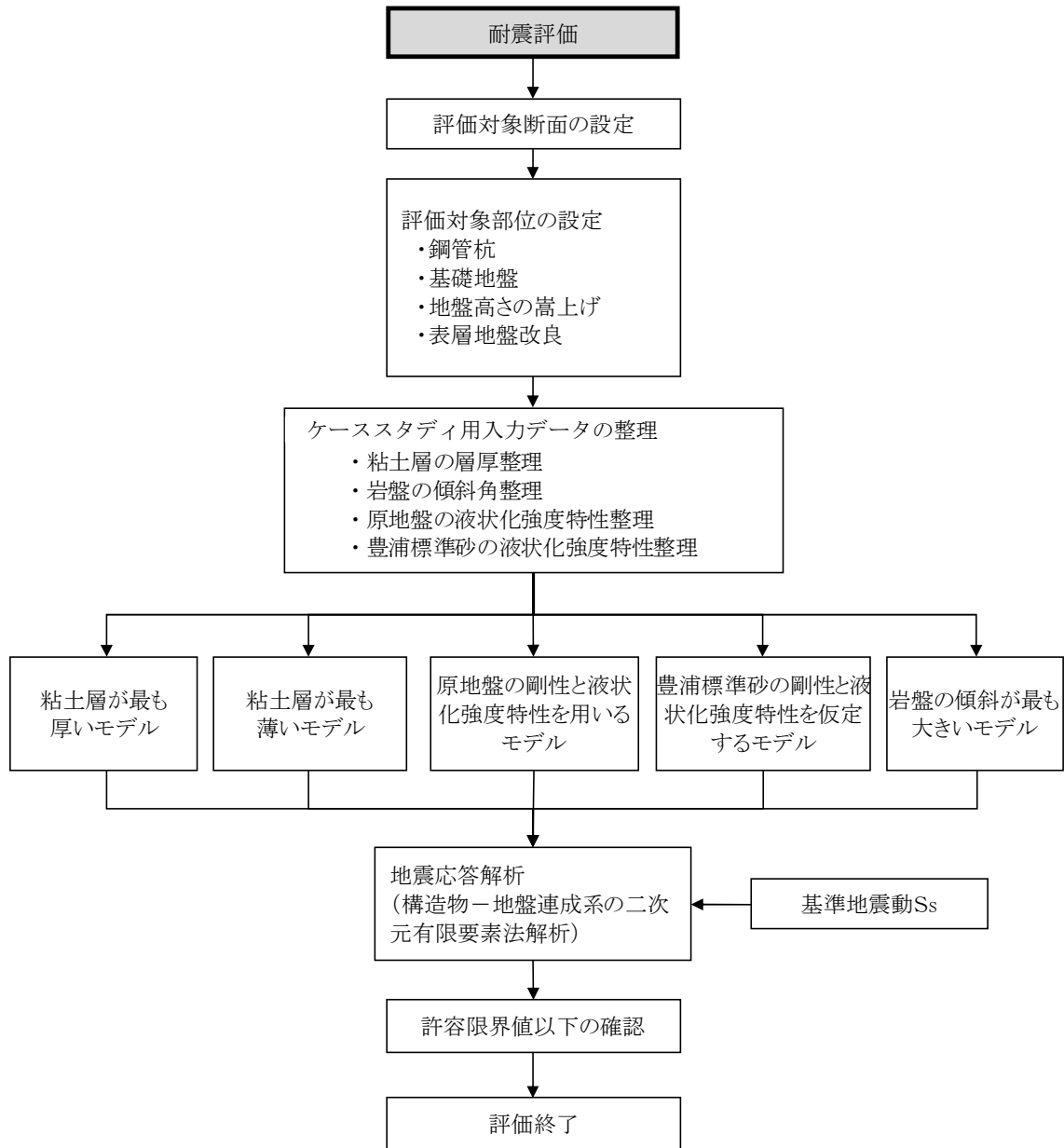
(3) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）

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（mm³）

N：軸力（N）

A：有効断面積（mm²）

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 (mm²)

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_y) (N/mm²)

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）(mm²)

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_y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

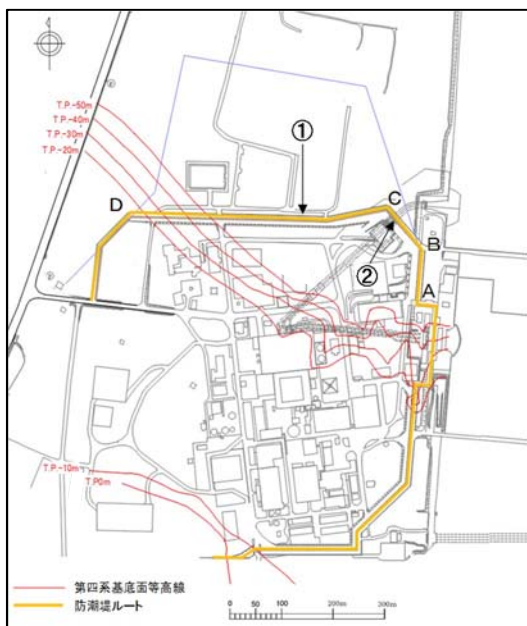
解析モデルは、原地盤モデルでの評価に加え、岩盤の深度や地質分布の不確かさに着目し、それらが杭の構造健全性に与える影響を評価できるよう保守的な解析条件での評価を実施する。

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。

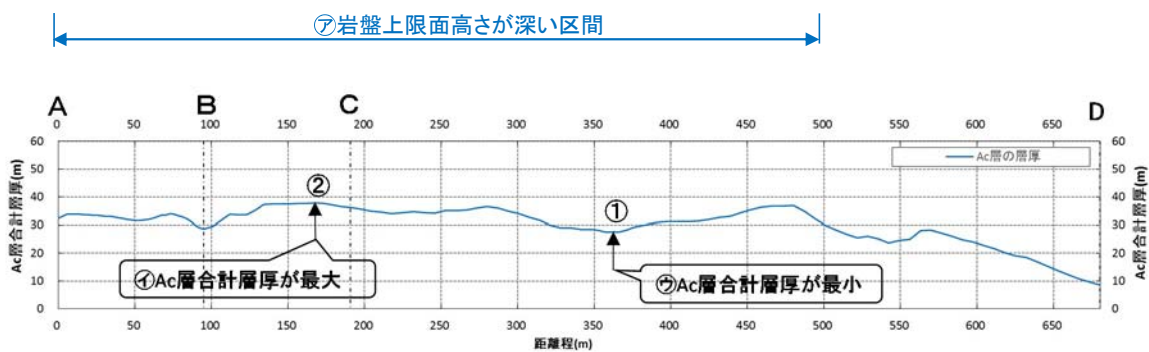
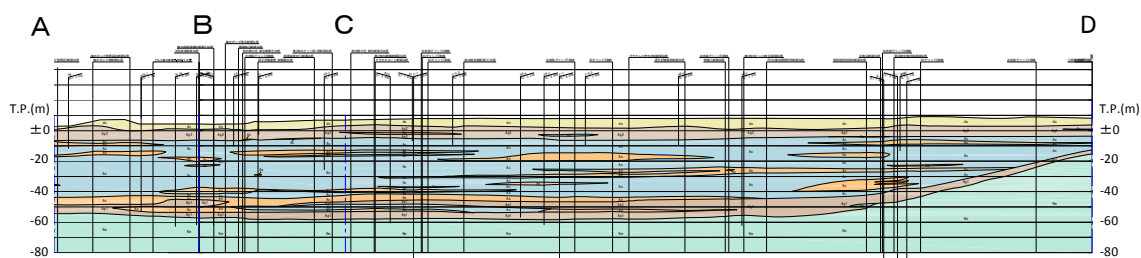
さらに、上記の解析ケースに加え、地質分布の不確かさに着目し、保守的な検討として、液状化検討対象層である全ての砂層・砂礫層に対し、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定することで強制的に液状化させる条件を与えた解析モデルで検討する。

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。

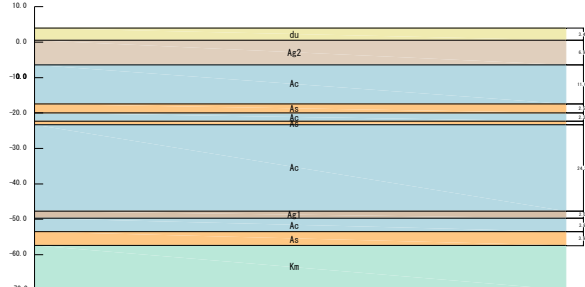


■粘土層（Ac層）の厚さについて

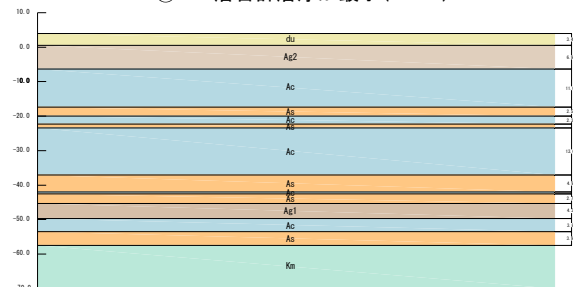
- ㊦ 非液状化層である粘土層（Ac層）が厚く分布し、岩盤上限面高さが深い（T.P. 約-57m～T.P. 約-58m）の区間において検討する。
- ① ㊦の区間において、非液状化層であるAc層の合計層厚が最大となる断面を選定。
- ㊧ ㊦の区間において、非液状化層であるAc層の合計層厚が最小、すなわち液状化検討対象層厚がほぼ最大となる断面を選定。



① Ac層合計層厚が最大(37.8m)

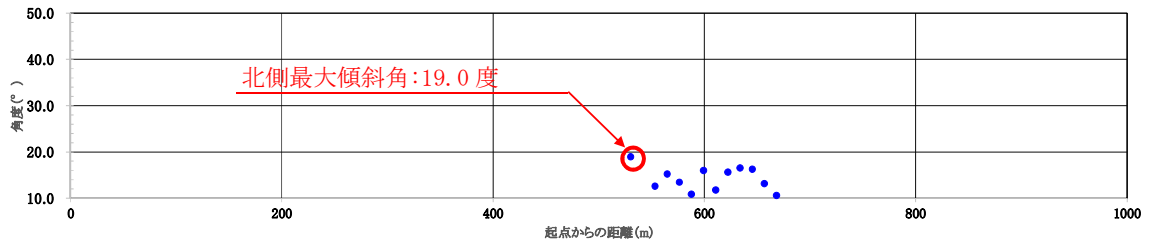
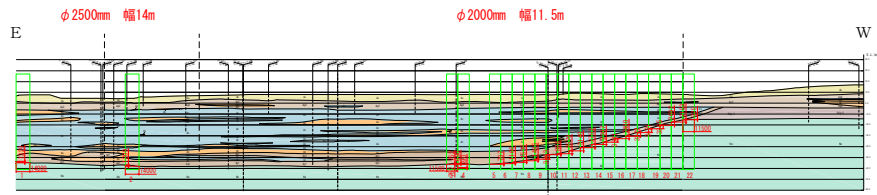


㊧ Ac層合計層厚が最小(27.6m)



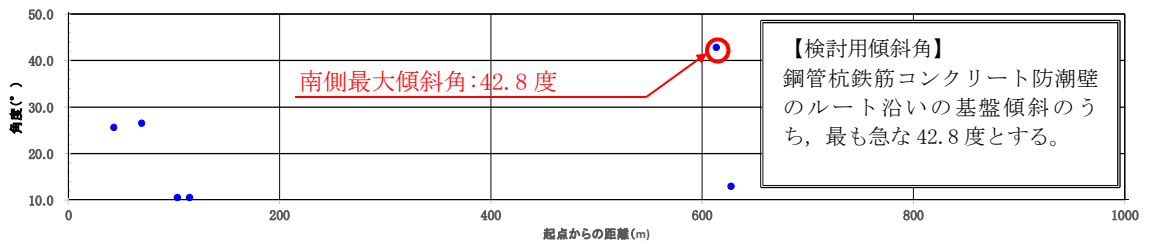
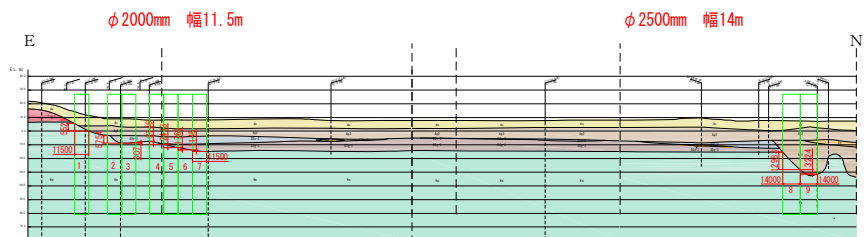
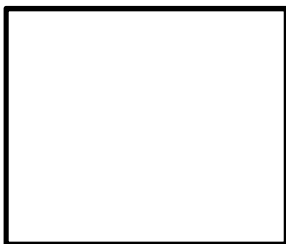
第 3-11 図 粘土層の層厚分布図（北側エリア）

【敷地の北側】



※全エリアのうち傾斜角 10 度以上をプロット

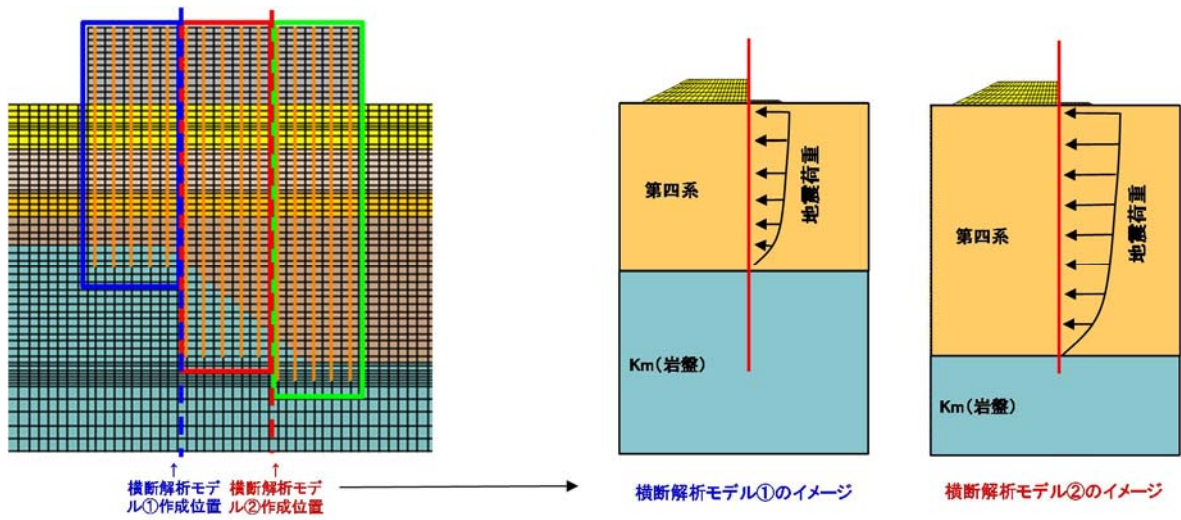
【敷地の南側】



【検用傾斜角】
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁
のルート沿いの基盤傾斜のうち、最も急な 42.8 度とする。

※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

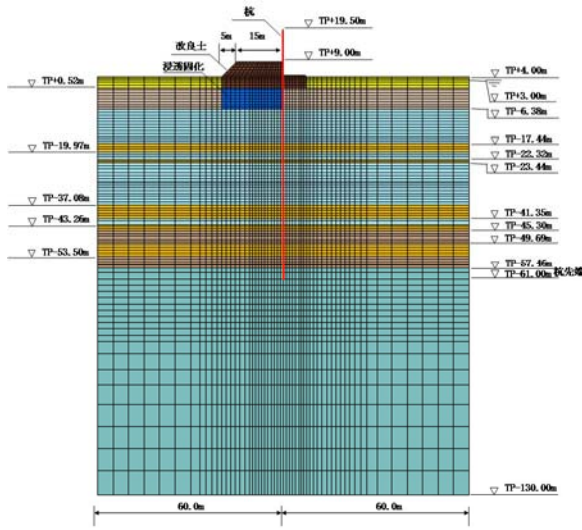
有効応力解析により，粘土層の層厚の大小による評価及び豊浦標準砂の地盤物性を用いて評価を実施した。解析検討ケース一覧表を第 3-6 表，検討モデルを第 3-14 図に示す。

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

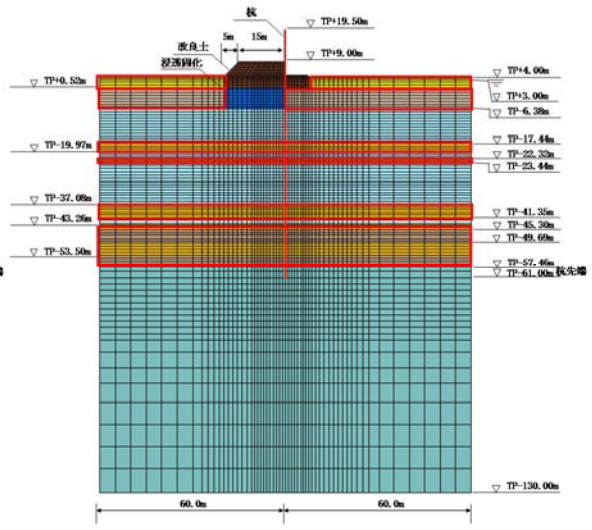
(ケース 1)

原地盤モデル



(ケース 2)

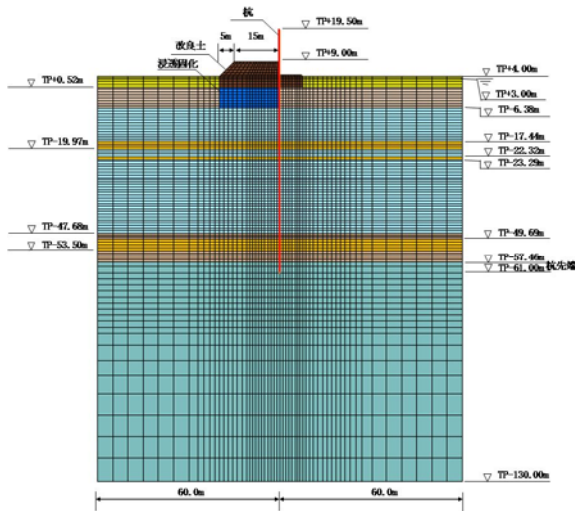
豊浦標準砂を仮定したモデル



豊浦標準砂適用箇所

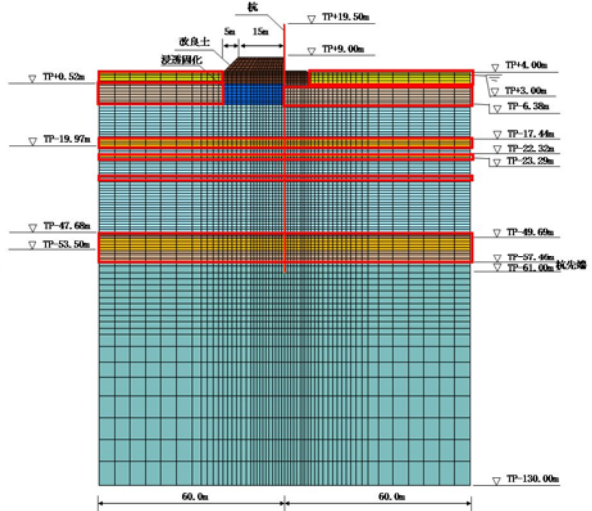
(ケース 3)

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

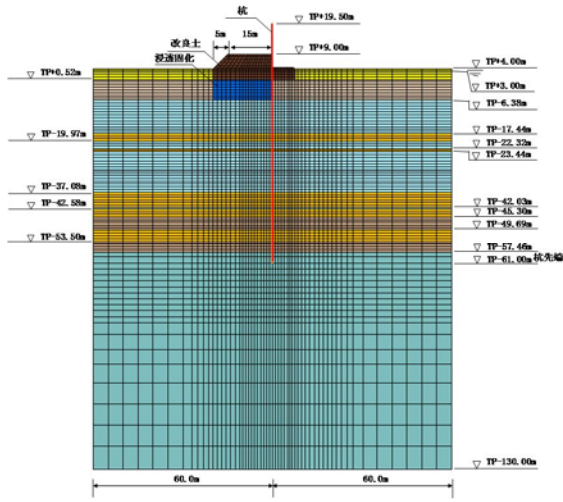


豊浦標準砂適用箇所

第 3-14 図(1) 検討モデル

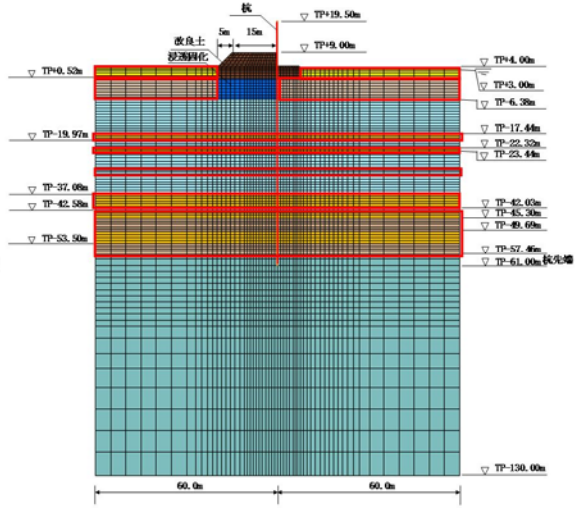
(ケース 5)

粘性土が最も薄い原地盤モデル



(ケース 6)

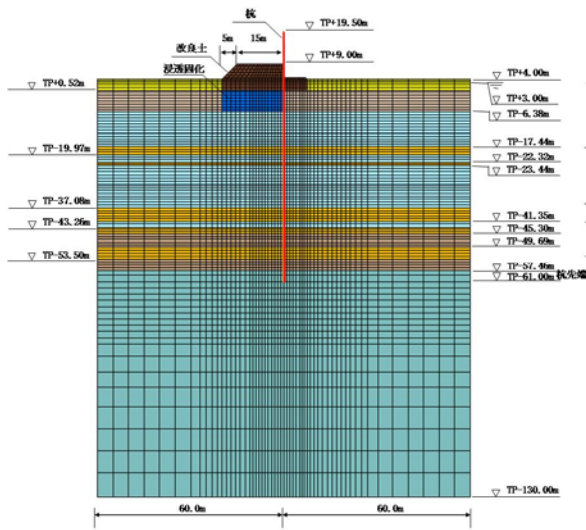
粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル



豊浦標準砂適用箇所

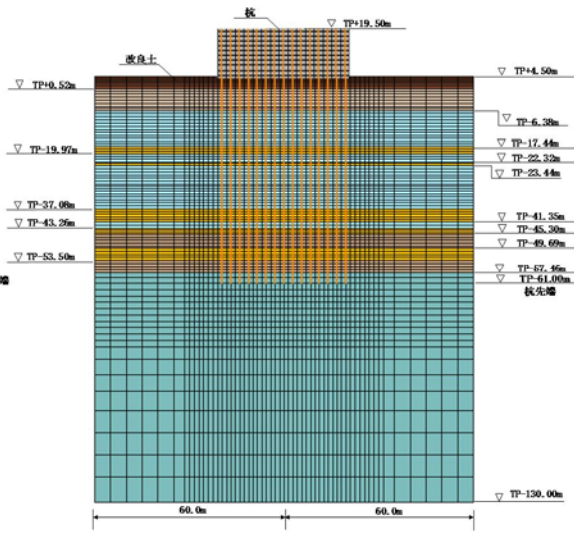
(ケース 7)

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

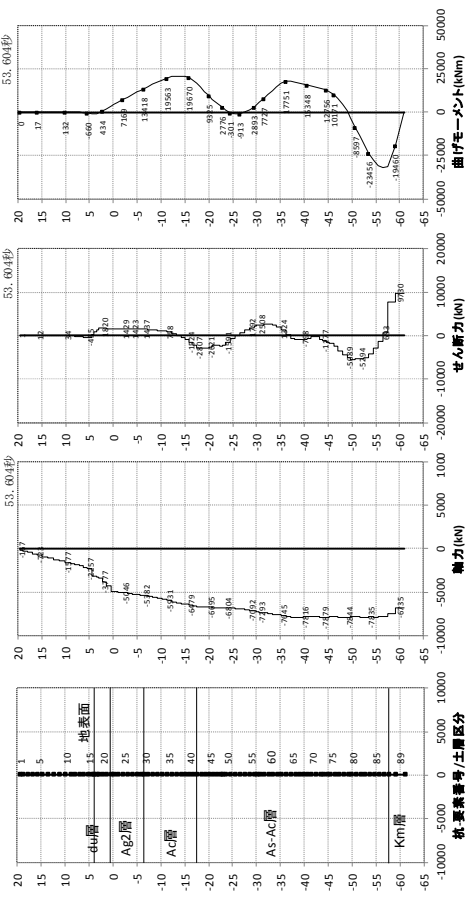
杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第3-7表、各ケースの断面力分布図を第3-15図、残留変位量を第3-8表、過剰間隙比分布図を第3-16図、最大せん断ひずみ分布図を第3-17図に示す。

第3-7表(1) 評価結果（曲げ・軸力に対する照査）

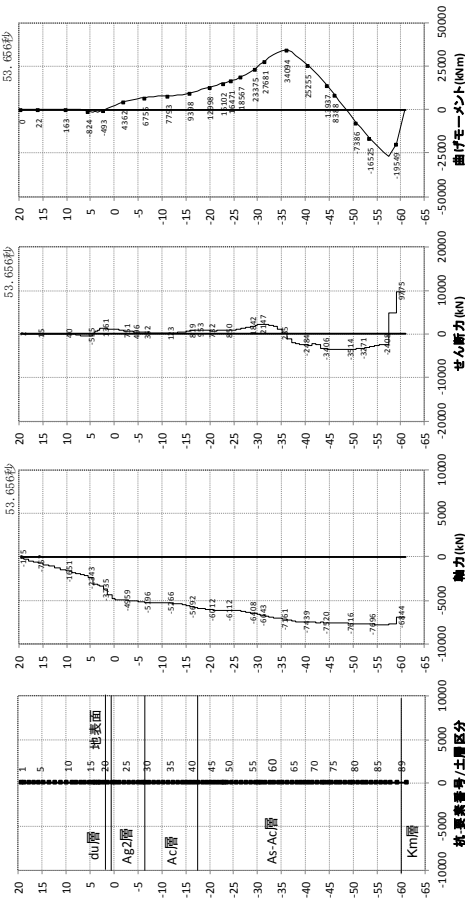
	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+N/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
ケース1 原地盤モデル	229.58	382.5	1.66	OK
ケース2 豊浦標準砂を仮定したモデル	240.76	382.5	1.58	OK
ケース3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	223.64	382.5	1.71	OK
ケース4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	280.69	382.5	1.36	OK
ケース5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	224.37	382.5	1.70	OK
ケース6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	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)

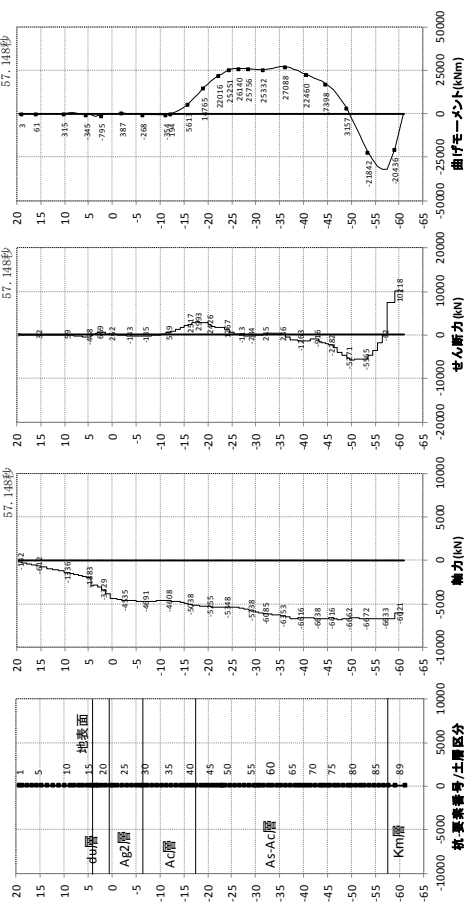
	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa} / τ	判定
ケース 1 原地盤モデル	38.82	217.5	5.60	OK
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル	38.94	217.5	5.58	OK
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	39.37	217.5	5.52	OK
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	38.15	217.5	5.70	OK
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	38.03	217.5	5.72	OK
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	38.89	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



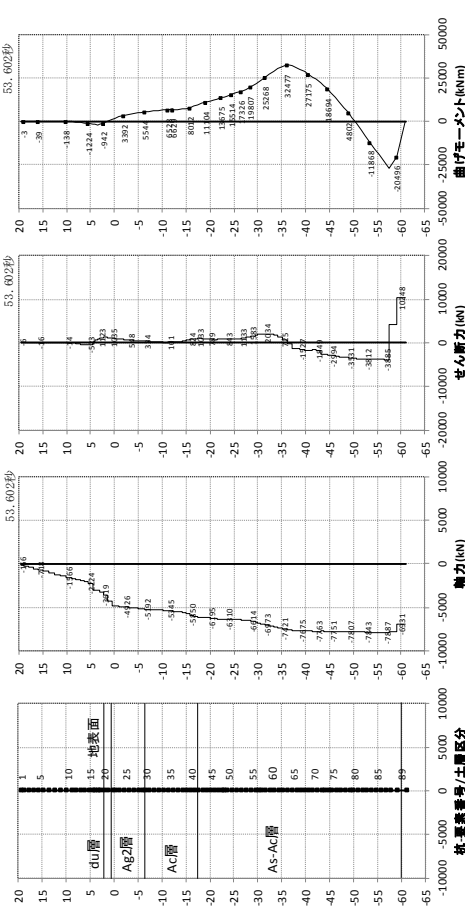
ケース1：原地盤モデル曲げ軸力照査時刻時



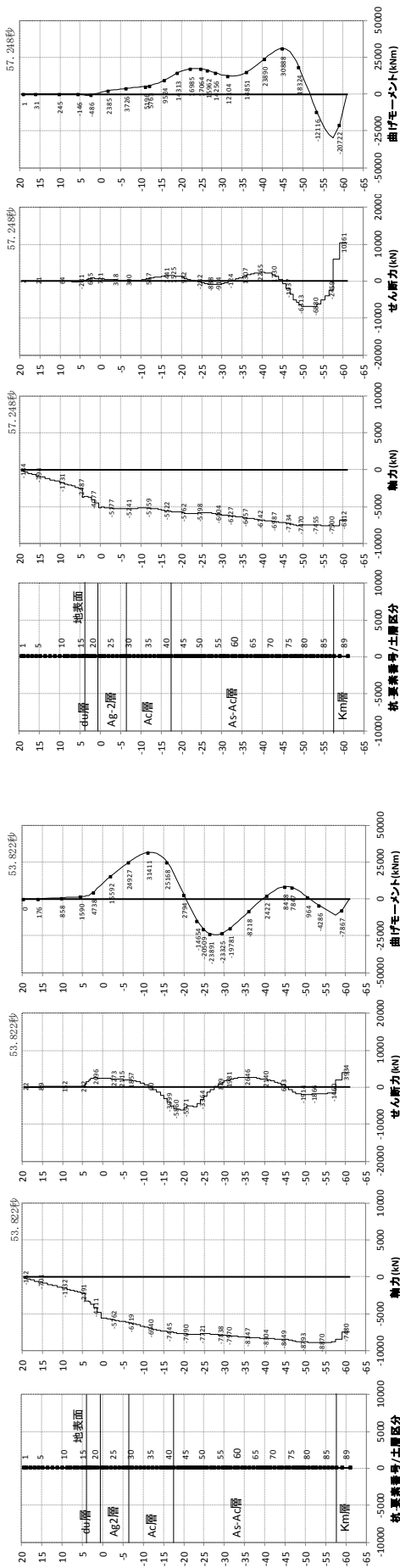
ケース2：豊浦標準砂を仮定したモデル曲げ軸力照査時刻時
第3-15図(1) 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



ケース1：原地盤モデルせん断照査時刻時

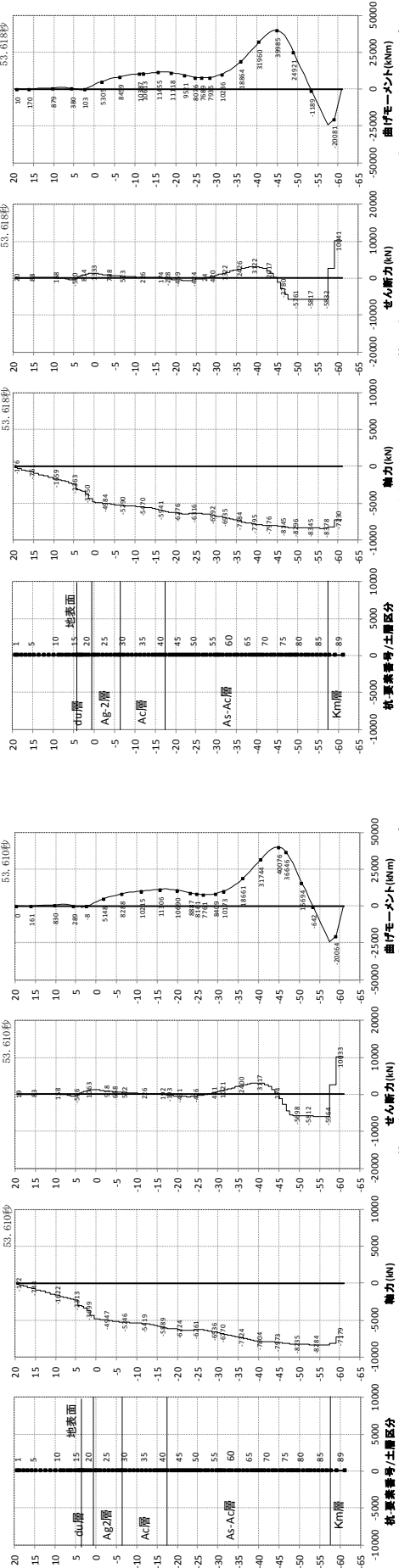


ケース2：豊浦標準砂を仮定したモデルせん断照査時刻時
第3-15図(1) 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



ケース3：粘土層が最も厚いモデル曲げ軸力照査時刻時

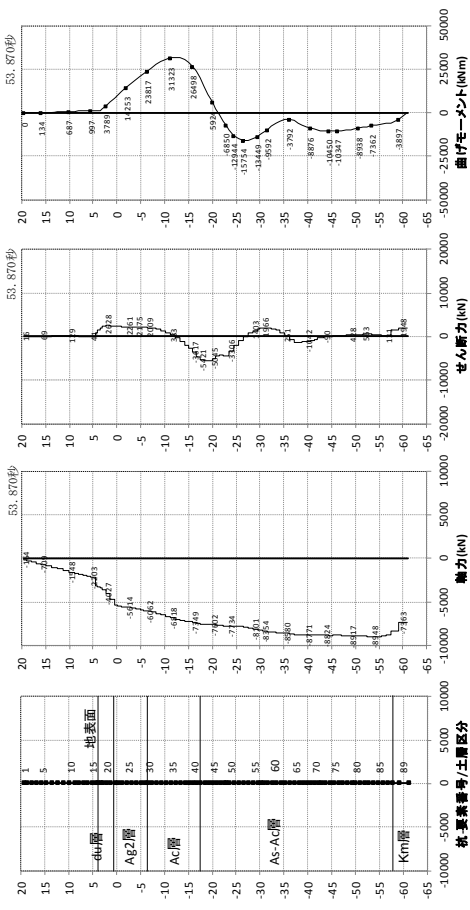
ケース3：粘土層が最も厚いモデルせん断照査時刻時



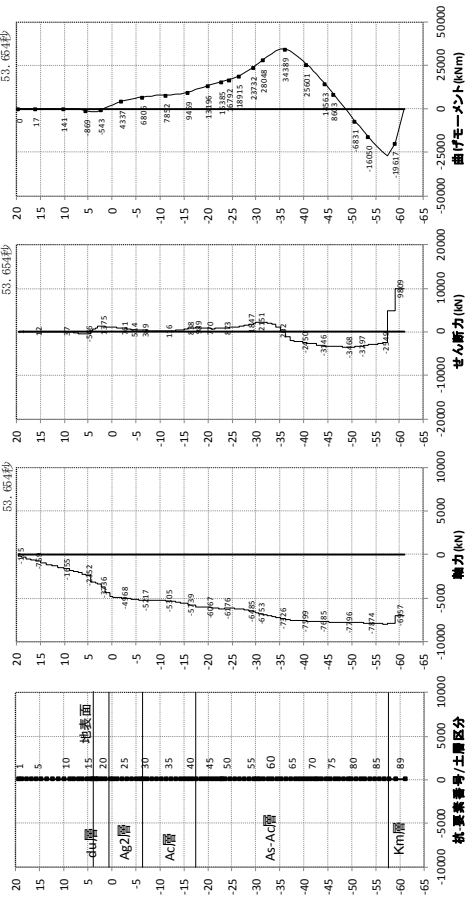
ケース4：粘土層が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル曲げ軸力照査時刻時

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

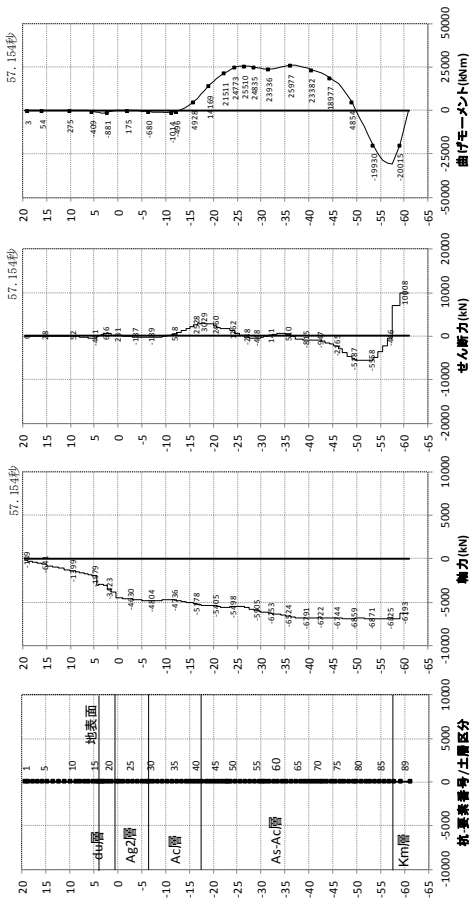
第3-15図(2) 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



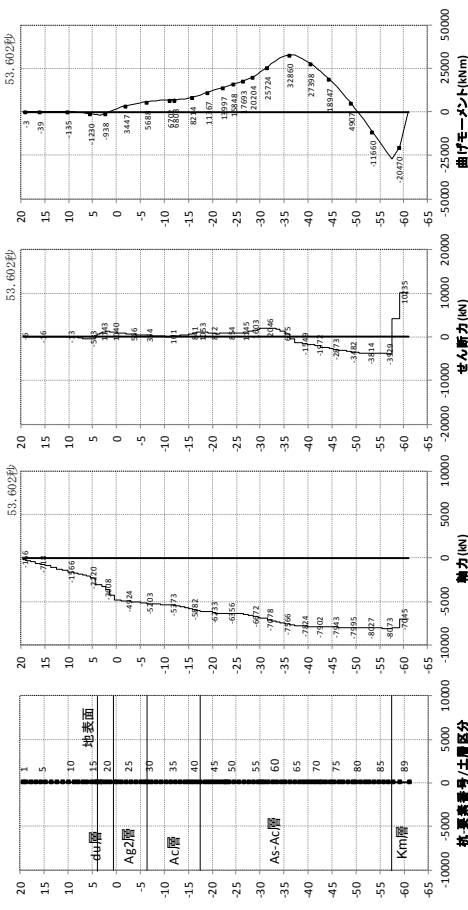
ケース5：粘土層が最も薄いモデル曲げ軸力照査時刻時



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

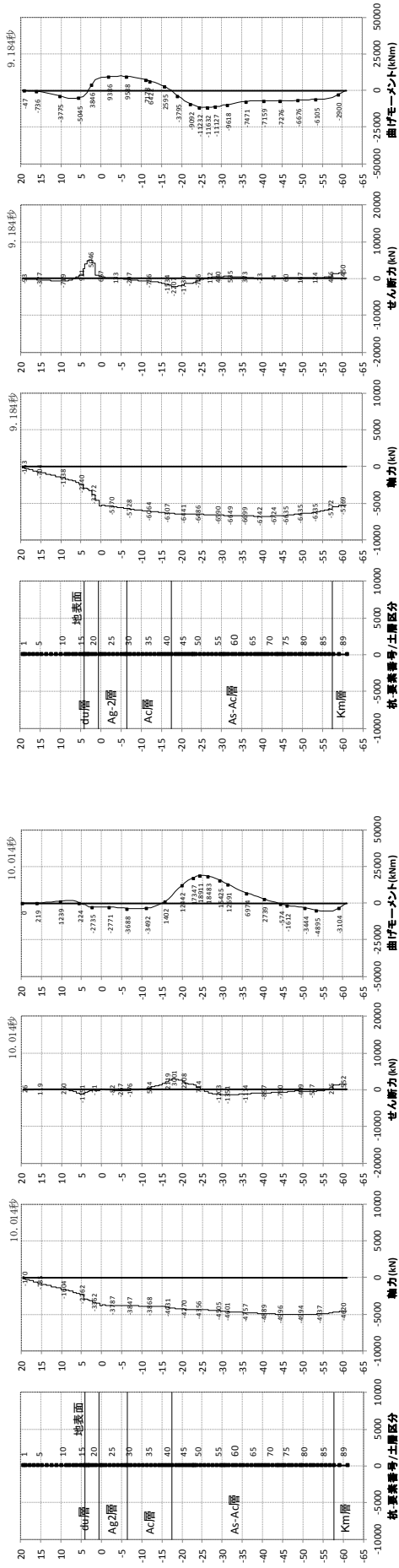


ケース5：粘土層が最も薄いモデルせん断照査時刻時



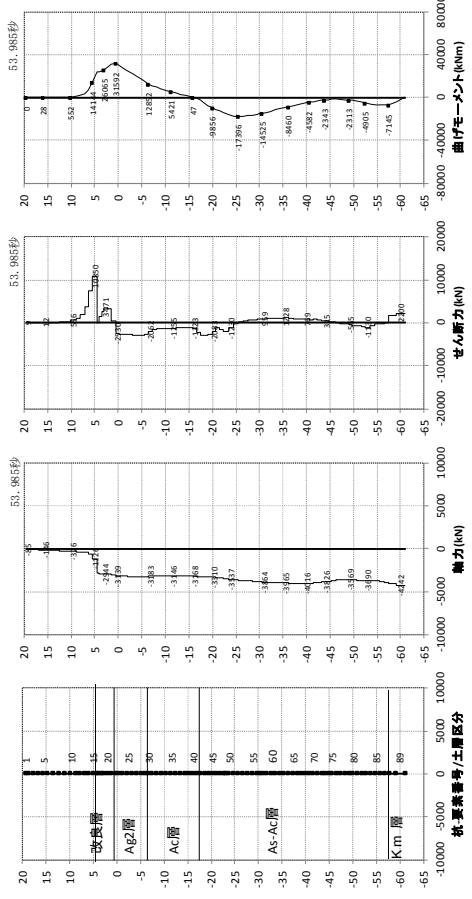
ケース6：粘土層が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデルせん断照査時刻時

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
第3-15図(4) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)

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)

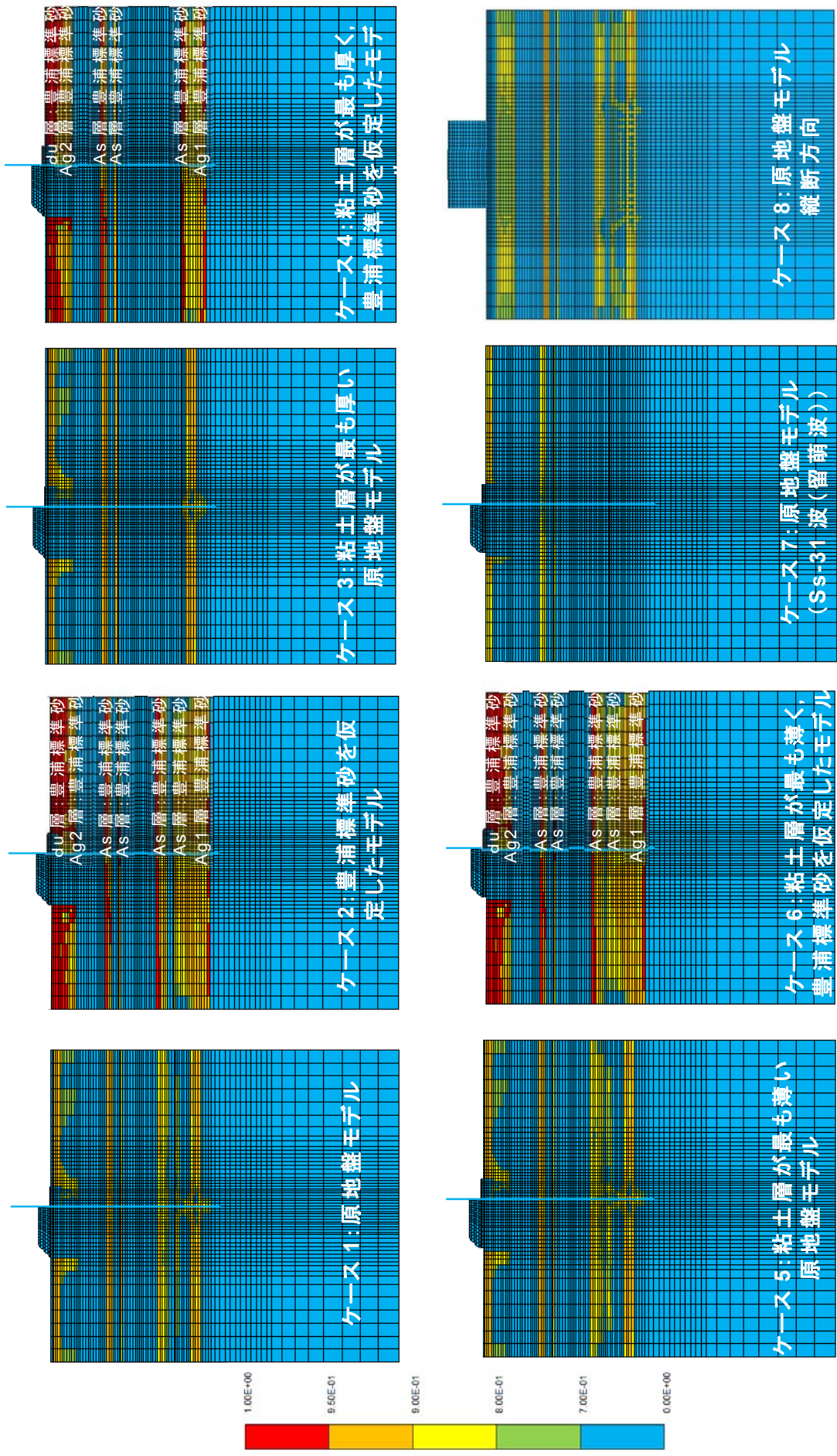
	発生応力度 σ_y (kN/m ²)	極限支持力度 qd (kN/m ²) (SM570)	安全率 qd / σ_y	判定 (> 1.2)
ケース 1 原地盤モデル	747.5	6,288	8.41	OK
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル	813.0	6,288	7.73	OK
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	746.5	6,288	8.42	OK
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	800.0	6,288	7.86	OK
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	756.5	6,288	8.31	OK
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定したモデル	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)

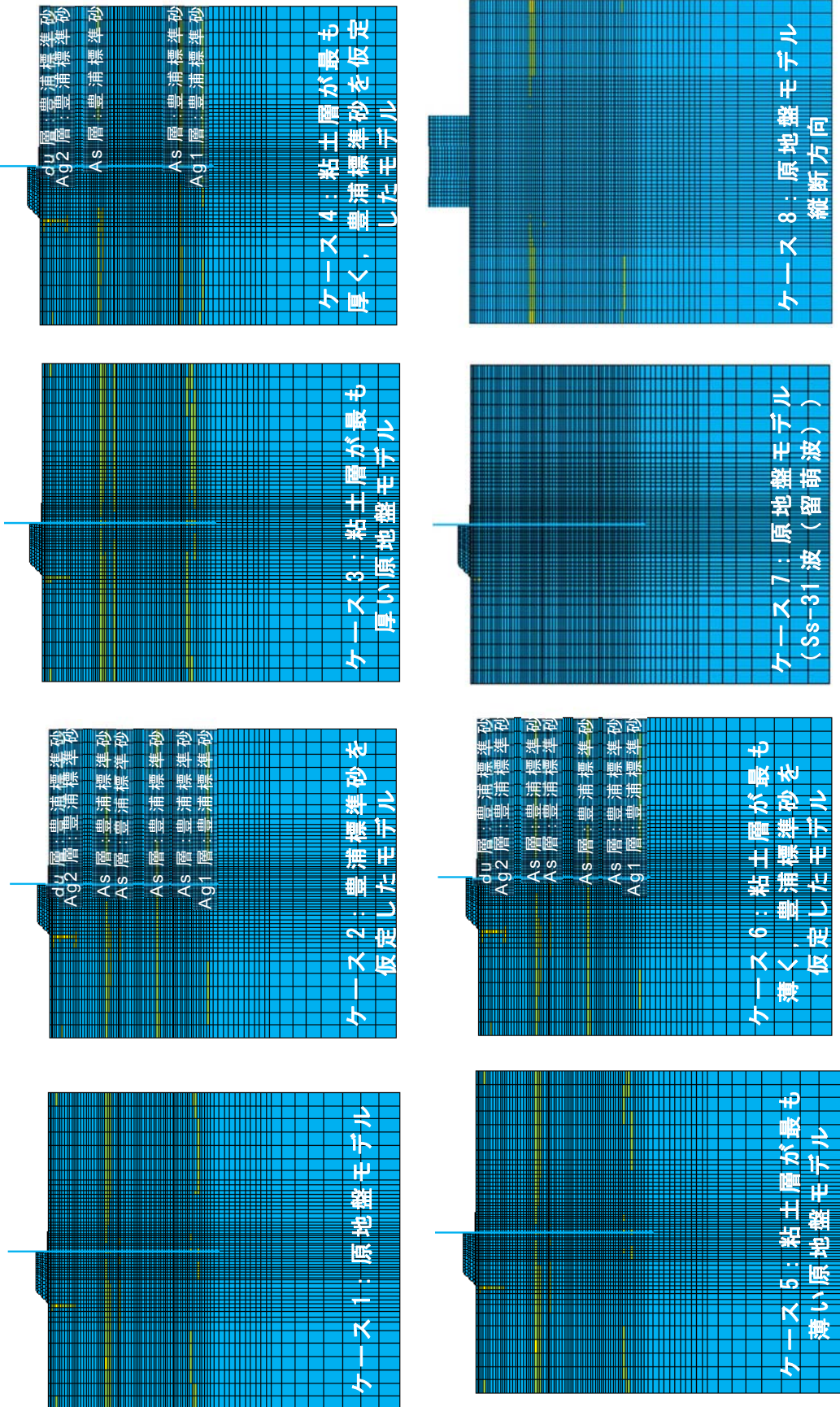
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu / N	判定
ケース 1 原地盤モデル	10,290.9	102,802	9.98	OK
ケース 2 豊浦標準砂を仮定したモデル	10,585.4	102,802	9.71	OK
ケース 3 粘性土が最も厚い原地盤モデル	9,663.4	102,802	10.63	OK
ケース 4 粘性土が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル	11,099.1	102,802	9.26	OK
ケース 5 粘性土が最も薄い原地盤モデル	10,347.3	102,802	9.93	OK
ケース 6 粘性土が最も薄く、豊浦標準砂を仮定し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



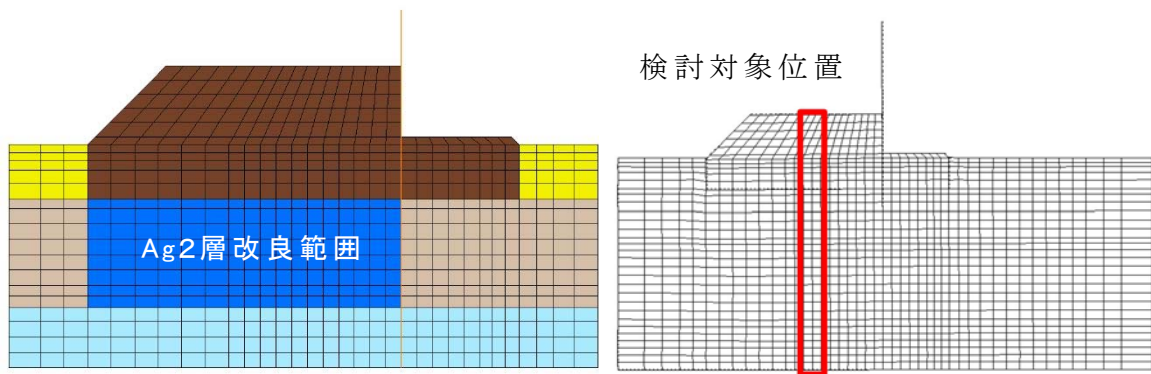
第3-16図 過剰間隙水圧比分布図



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））

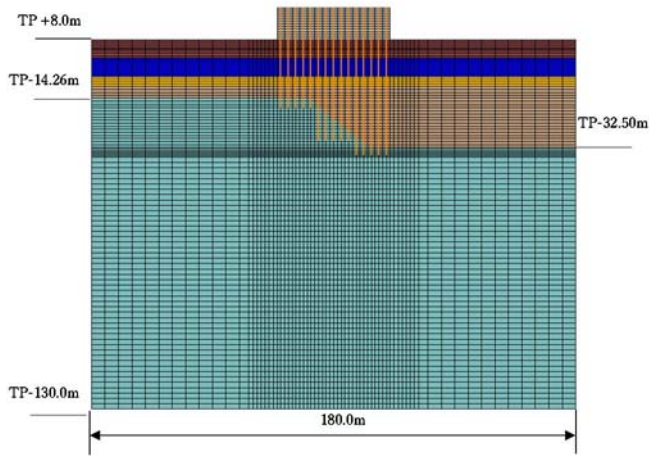
1) 検討ケース及び検討モデル

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。

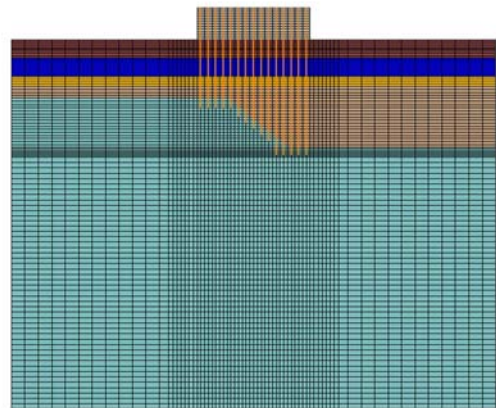
第 3-10 表 解析検討ケース一覧表

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)	

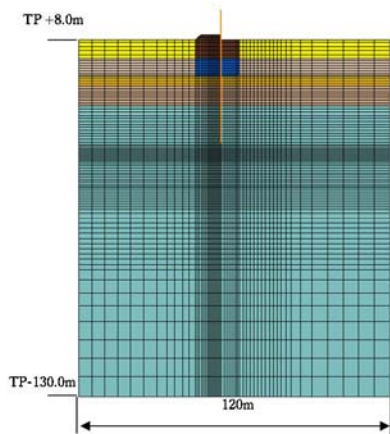
① 縦断



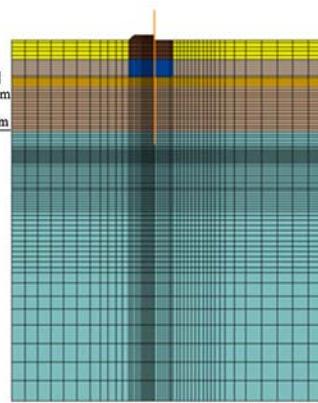
② 縦断_1D 根入れ



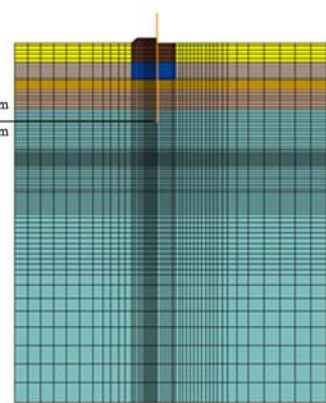
③ 横断 Km 層最浅部



④ 横断 Km 層最深部



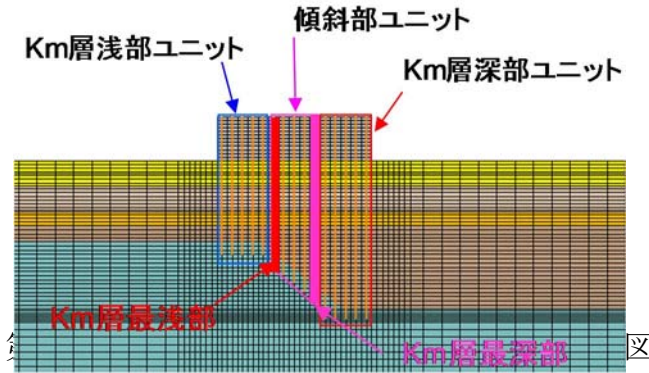
⑤ 横断 Km 層最浅 1D



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。

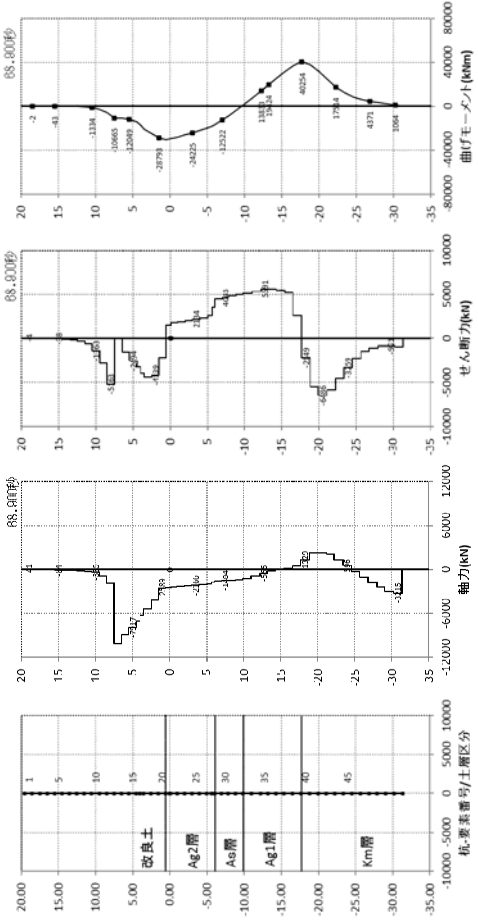


第 3-11 表(1) 評価結果 (曲げ・軸力に対する照査)

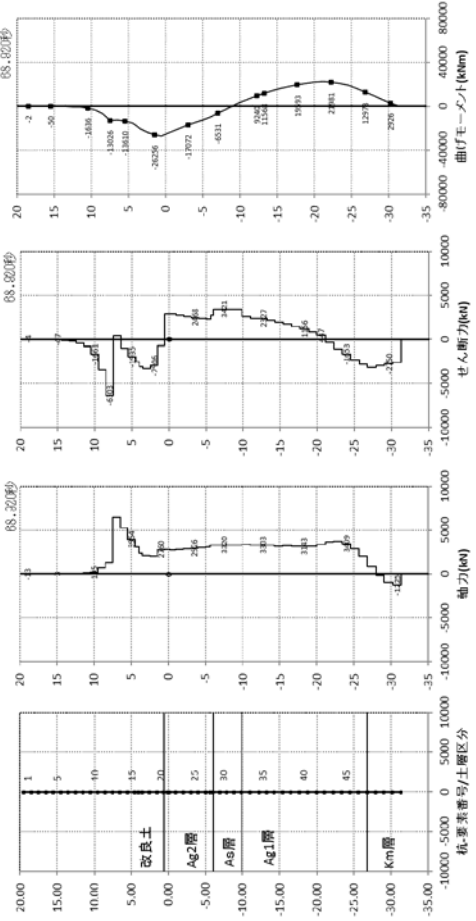
	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z + N/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa} / σ	判定
①縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	230.32	382.5	1.66	OK
①縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	178.68	382.5	2.14	OK
②縦断_1D根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	202.36	382.5	1.89	OK
②縦断_1D根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	178.13	382.5	2.14	OK
③横断_Km最浅部 (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)

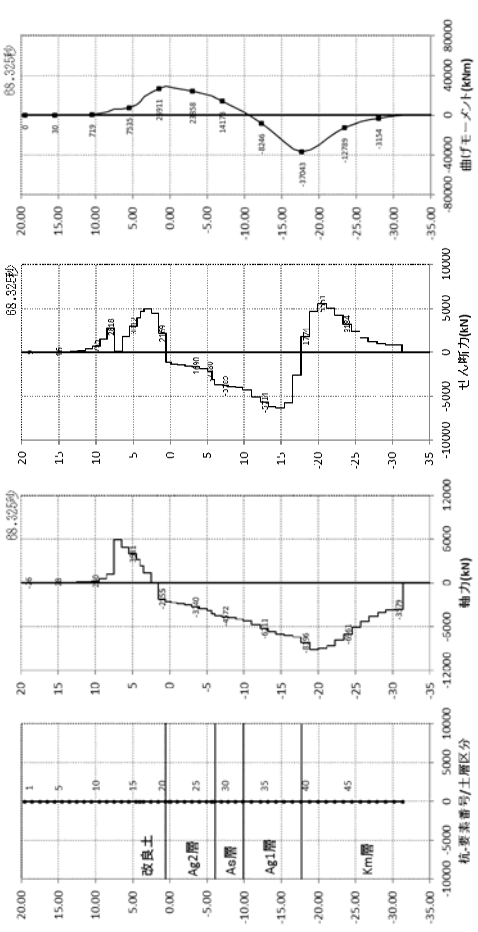
	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa} / τ	判定
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	21.53	217.5	10.10	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	20.92	217.5	10.39	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	33.49	217.5	6.49	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	20.42	217.5	10.65	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T.P. -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



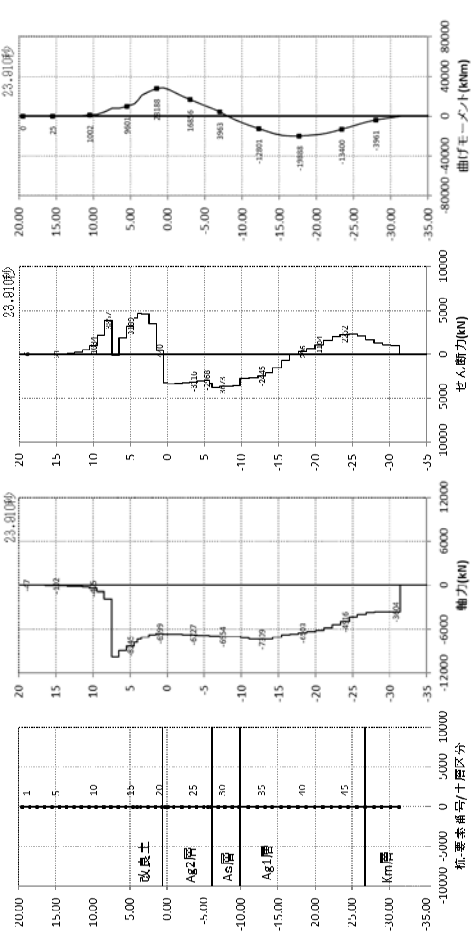
① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m）曲げ軸力照査時刻時



① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m）せん断照査時刻時

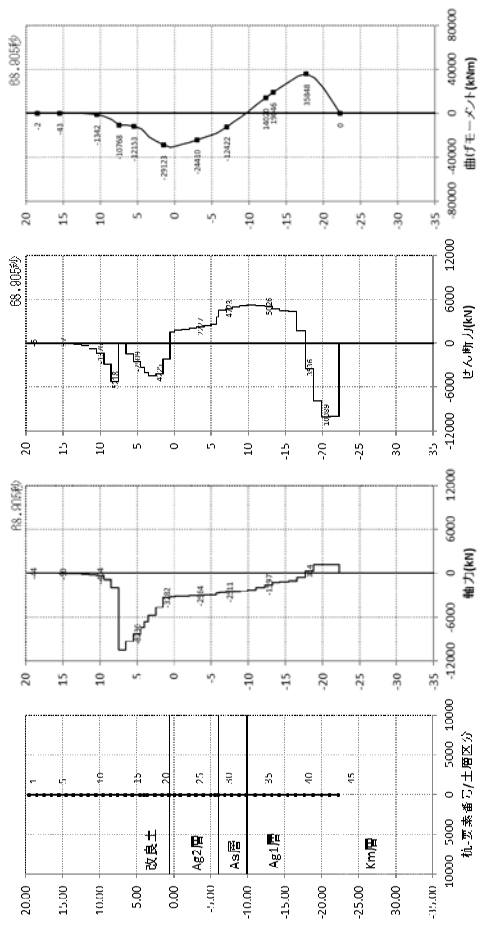


① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m）せん断照査時刻時

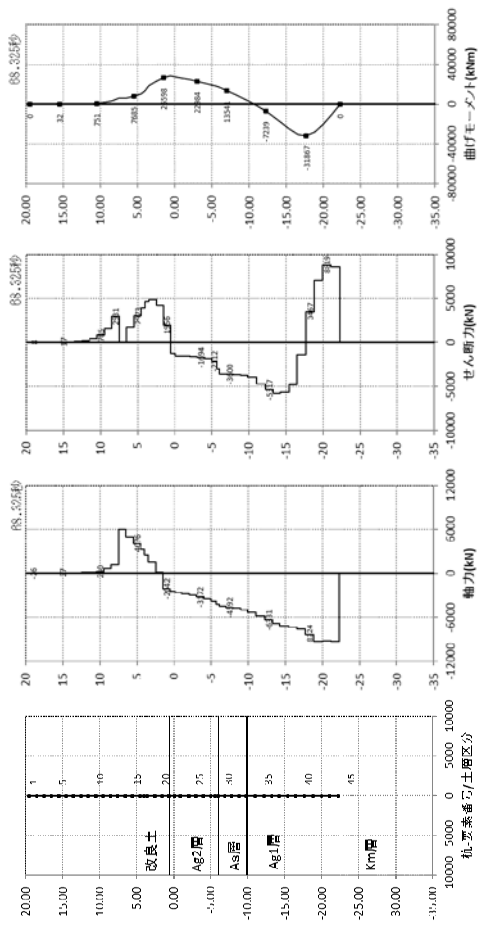


① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m）せん断照査時刻時

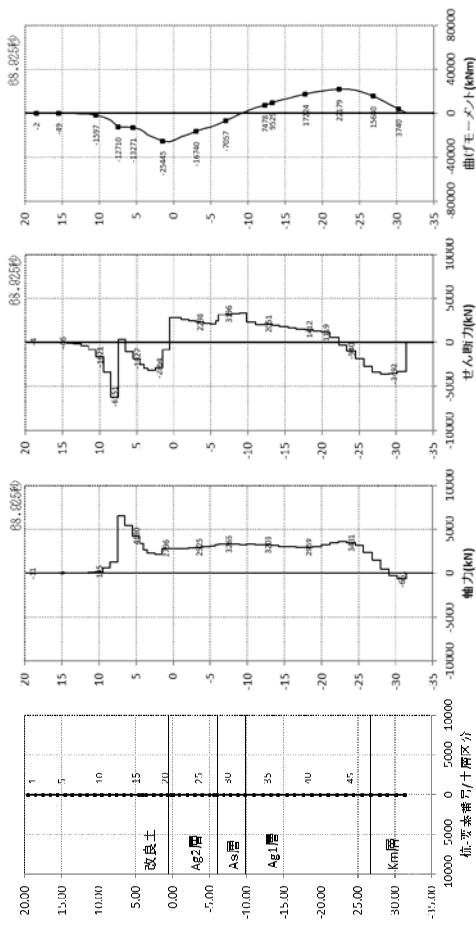
第3-21図(1) 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



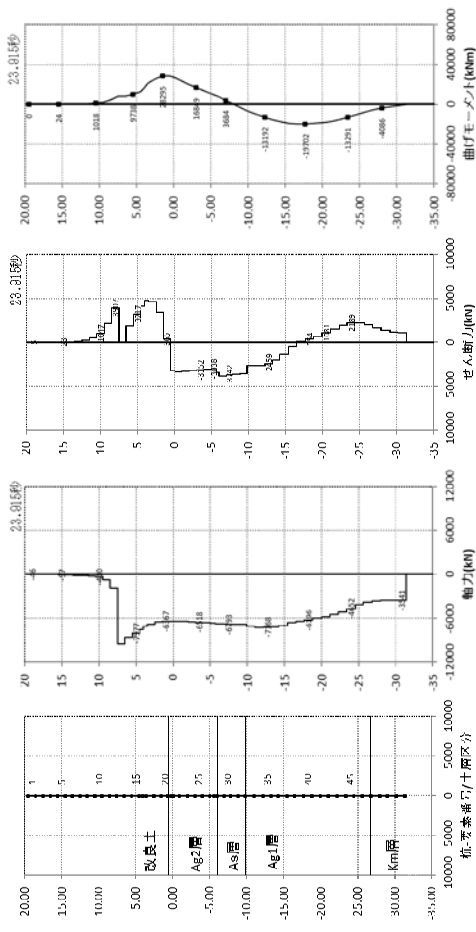
②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時



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

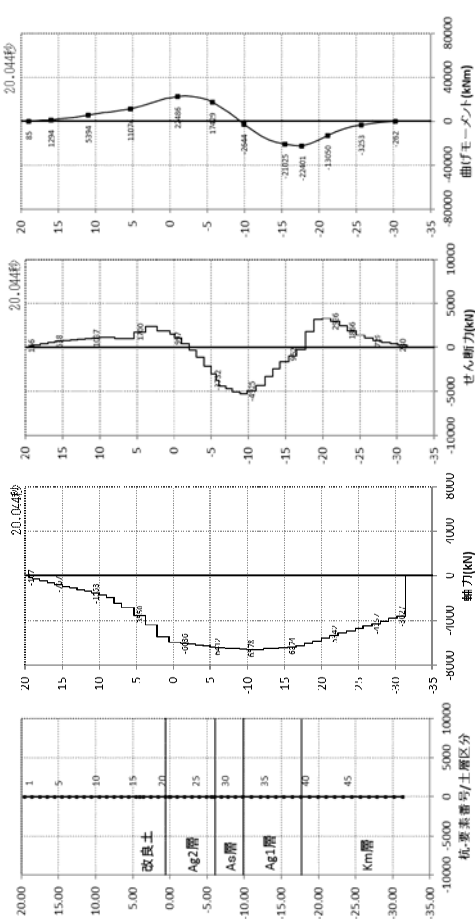


②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

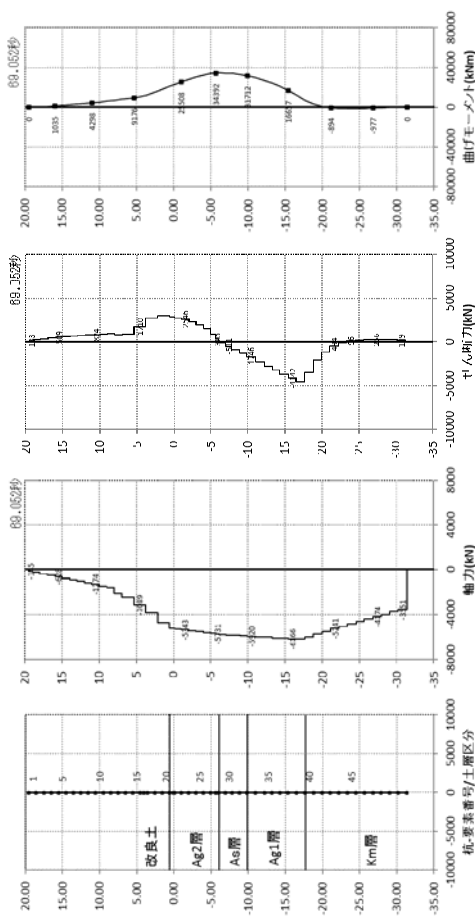


②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

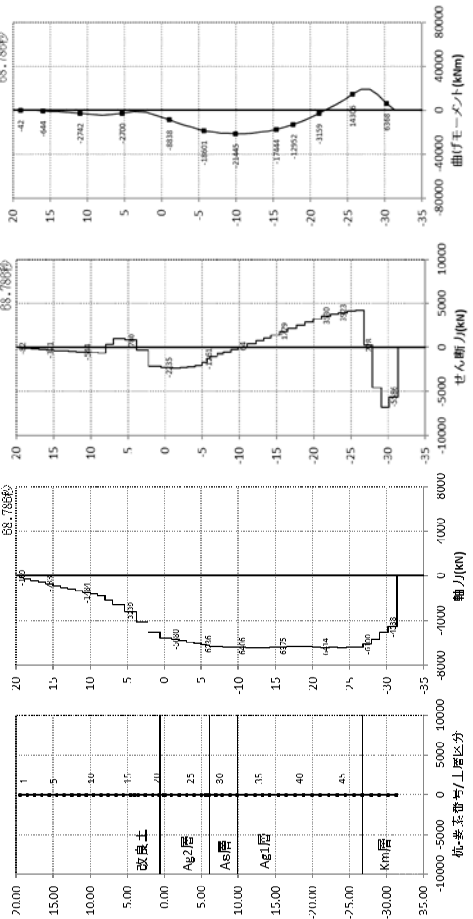
第 3-21 図 (2) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



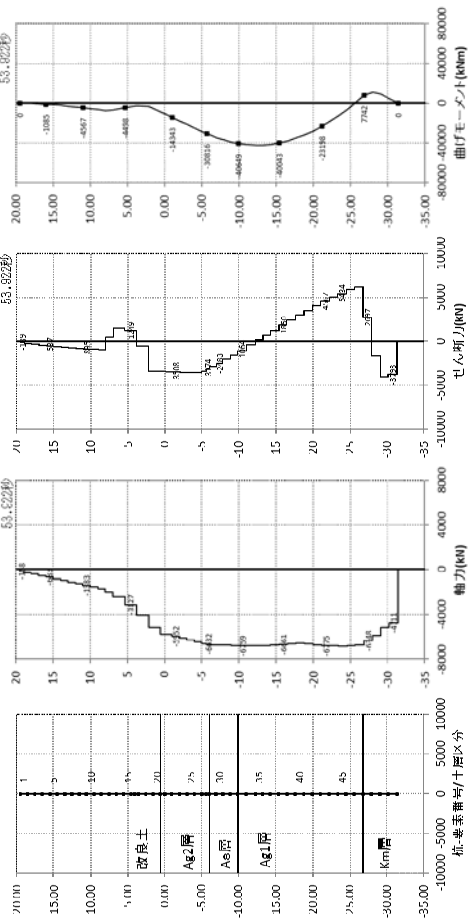
③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時



③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

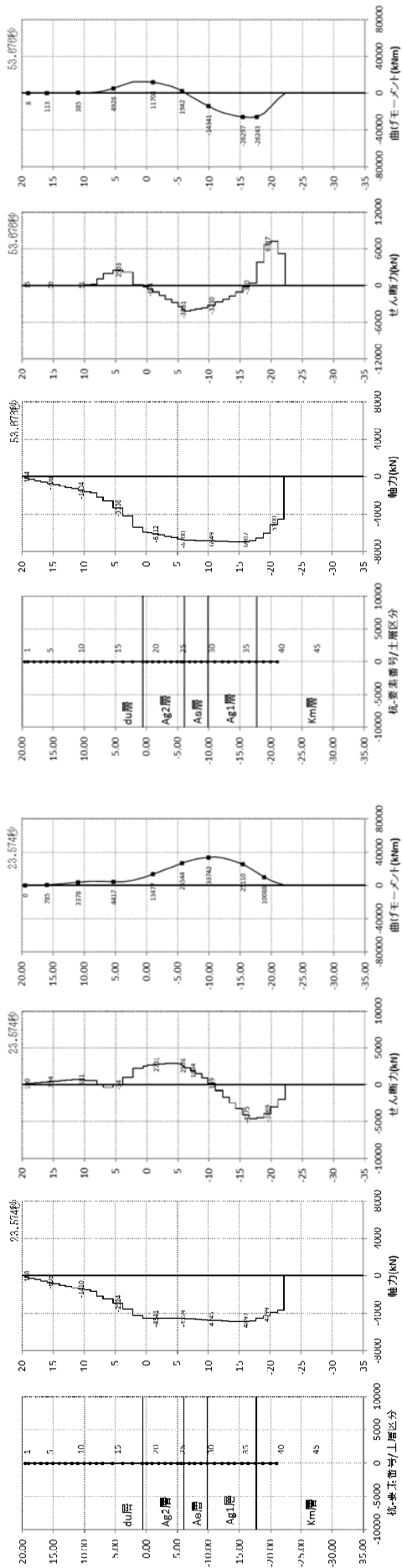


④横断 Km 層最深部(杭最深部 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時



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

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 σ_y (kN/m ²)	極限支持力度 qd (kN/m ²) (SM570)	安全率 qd / σ_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)

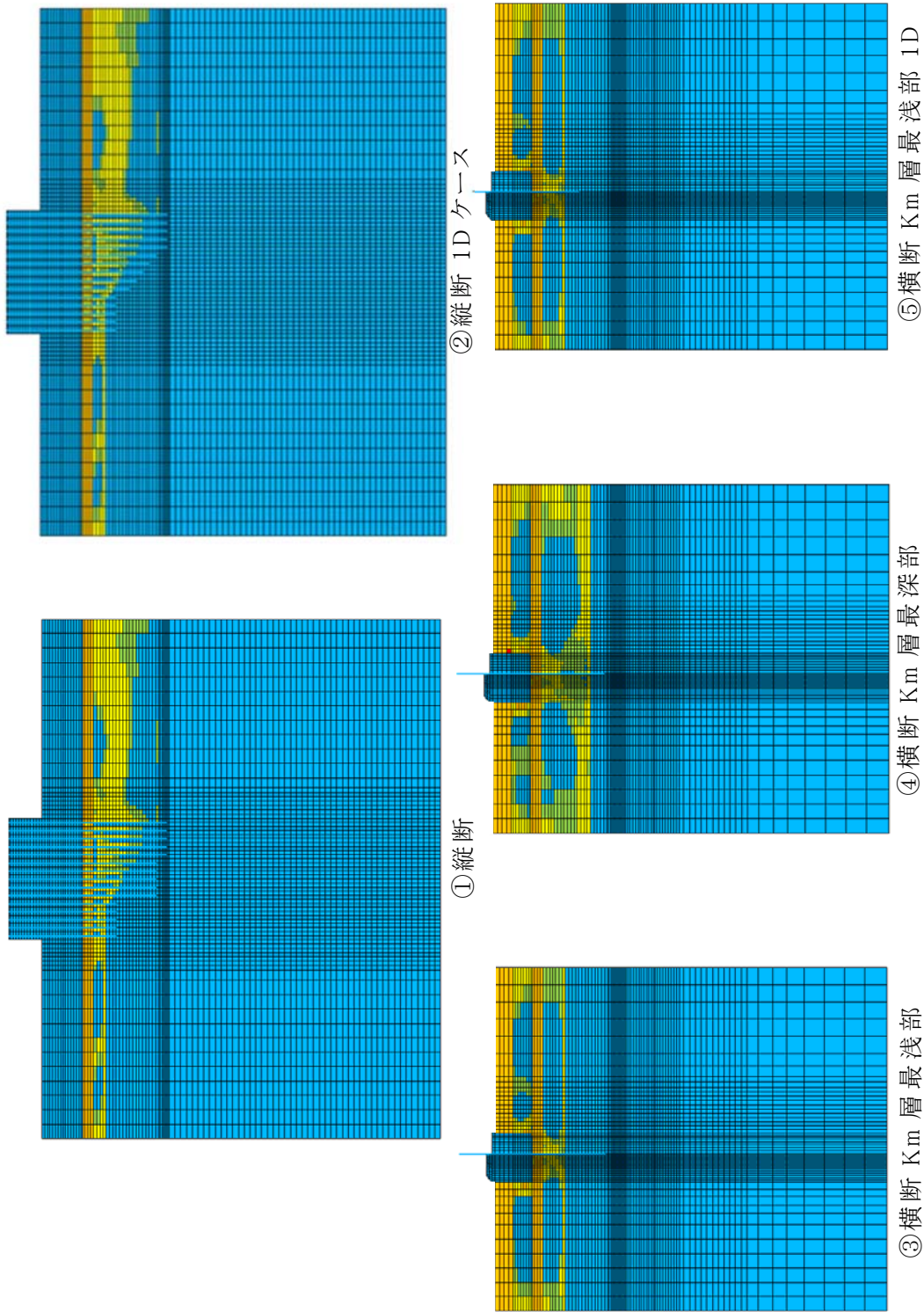
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu / N	判定
① 縦断 (最浅部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	11,460	119,036	10.38	OK
① 縦断 (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	11,180	119,036	10.64	OK
② 縦断_1D 根入れ (最浅部 : 杭先端 T.P. -22.24m)	11,790	119,036	10.09	OK
② 縦断_1D 根入れ (最深部 : 杭先端 T.P. -31.36m)	11,200	119,036	10.62	OK
③ 横断_Km 最浅部 (杭先端 T.P. -31.36m)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

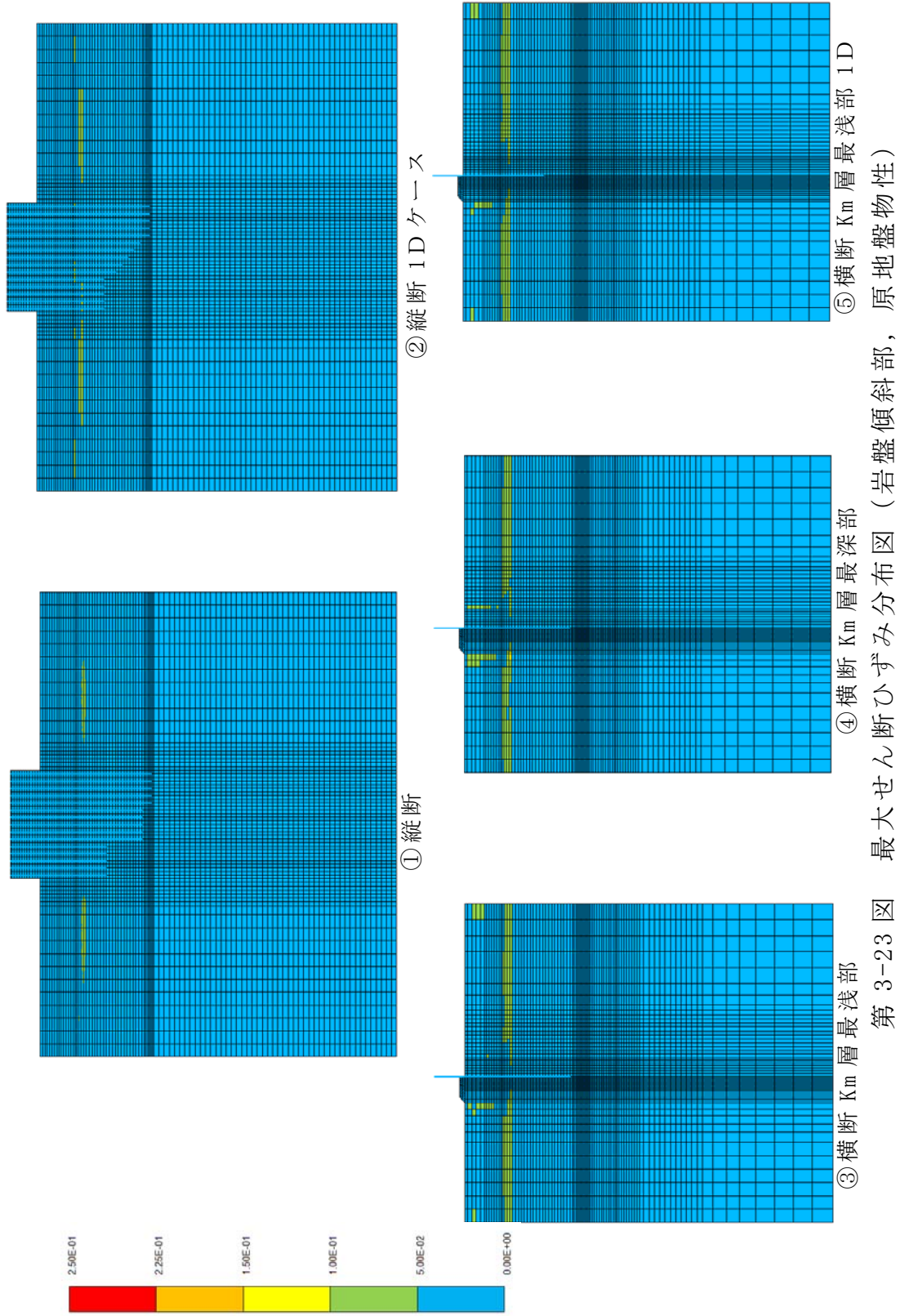
		水平変位 (m)	鉛直変位 (m)
①縦断（最浅部： 杭先端 T.P. -31.36m）	上部工天端～ 上部工下端の 相対変位量	-0.0004	-0.0043
①縦断（最深部： 杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0004	-0.0039
②縦断_1D根入れ（最浅部： 杭先端 T.P. -22.24m）		-0.0004	-0.0044
②縦断_1D根入れ（最深部： 杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0004	-0.0040
③横断_Km最浅部 （杭先端 T.P. -31.36m）		-0.0401	-0.0099
④横断_Km最深部 （杭先端 T.P. -31.36m）	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



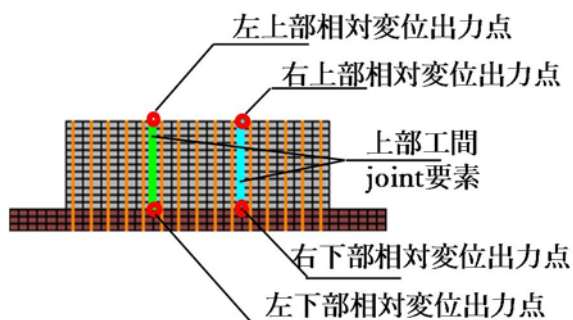
横断方向の解析から算出された、地盤高さの嵩上げ部中央位置における沈下量（残留変位）を第 3-13 表に示す。

第 3-13 表 地盤高さの嵩上げ部沈下量

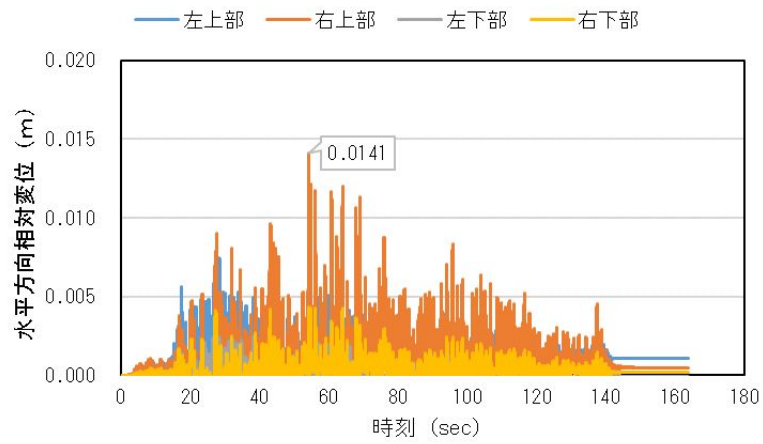
	変位	地盤高さの嵩上げ部上面中央 (m)
③横断 Km 層最浅部	水平変位	-0.0603
	鉛直変位	-0.0249
④横断 Km 層最深部	水平変位	-0.0724
	鉛直変位	-0.0300
⑤横断 Km 層最浅部 1D	水平変位	-0.0632
	鉛直変位	-0.0280

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。

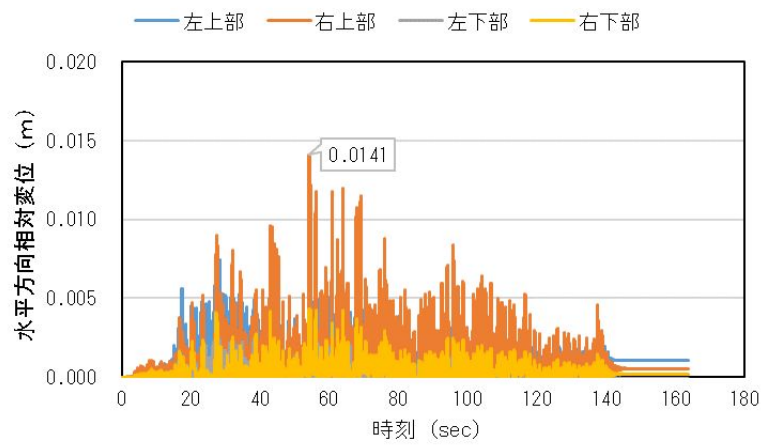
次に、縦断方向のユニット間の相対変位を示す。出力概要図を第 3-24 図、時刻歴相対変位を第 3-25 図、最大相対変位を第 3-14 表に示す。



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

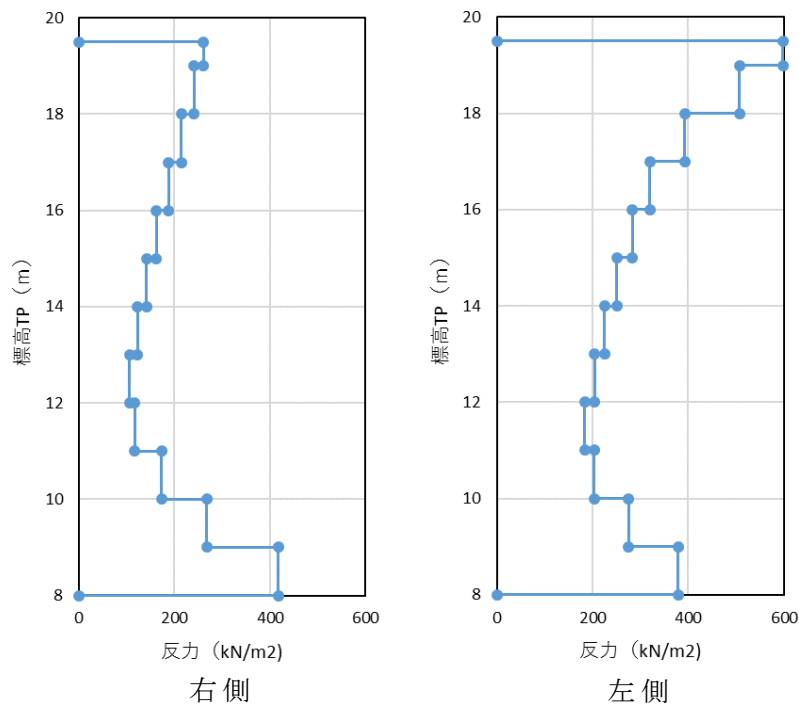
ここで、水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正を示す。

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。

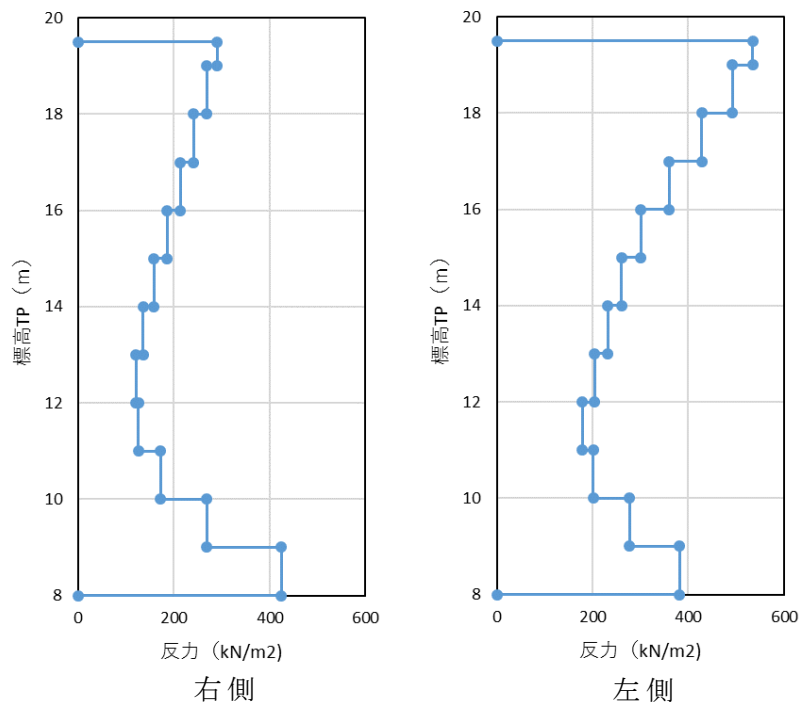
次にユニット間の衝突時の支圧応力度について、第 3-15 表に最大値、第 3-26 図に最大値分布を示す。

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 ²)	コンクリートの 許容支圧応力度 (kN/m ²)	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 σ (N/mm ²) (M/Z + N/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa} / σ	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

$$\sqrt{\{(1 \times 48420 / 182)^2 + (0.4 \times 41589 / 182)^2\}} + 0.4 \times 6074 / 301.3$$

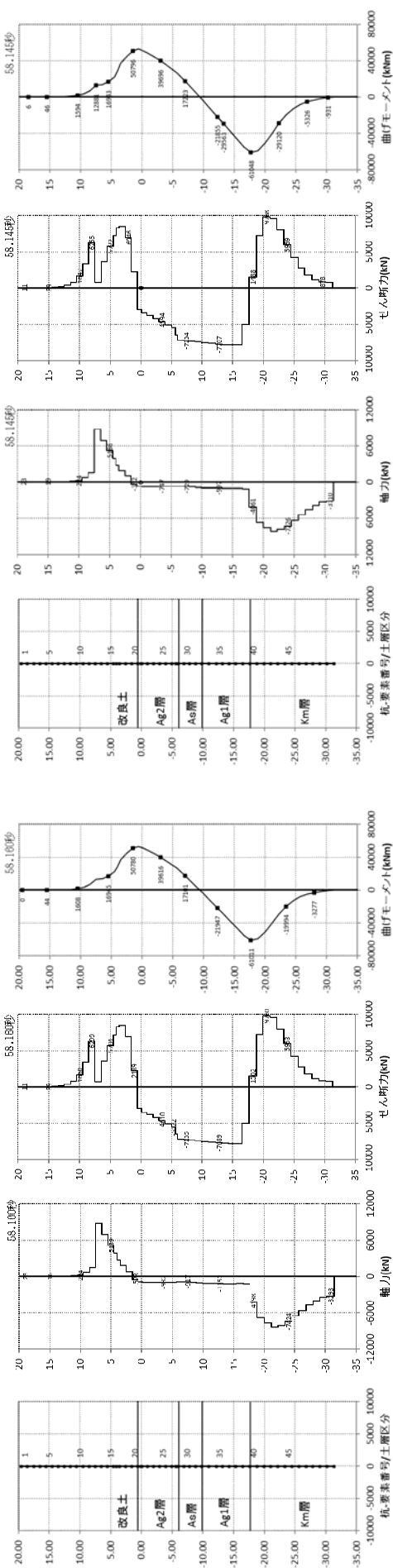
$$= 289.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SF} = 382.5 / 289.4 = 1.32 \text{ (1D ケース)}$$

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。

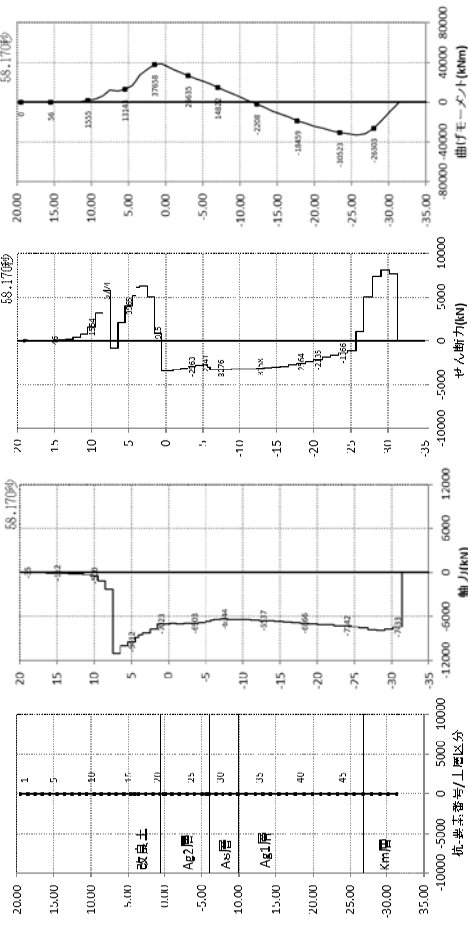
第 3-16 表 (2) 評価結果 (せん断に対する照査)

	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa} / τ	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

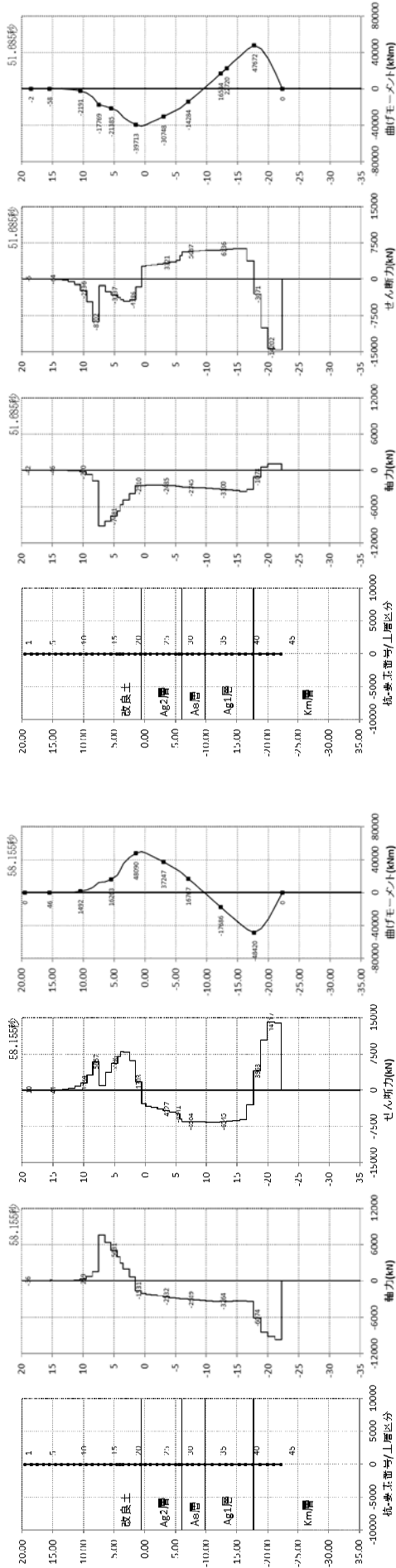
① 縦断(最浅部:杭先端 T.P.-31.36m) せん断照査時刻時



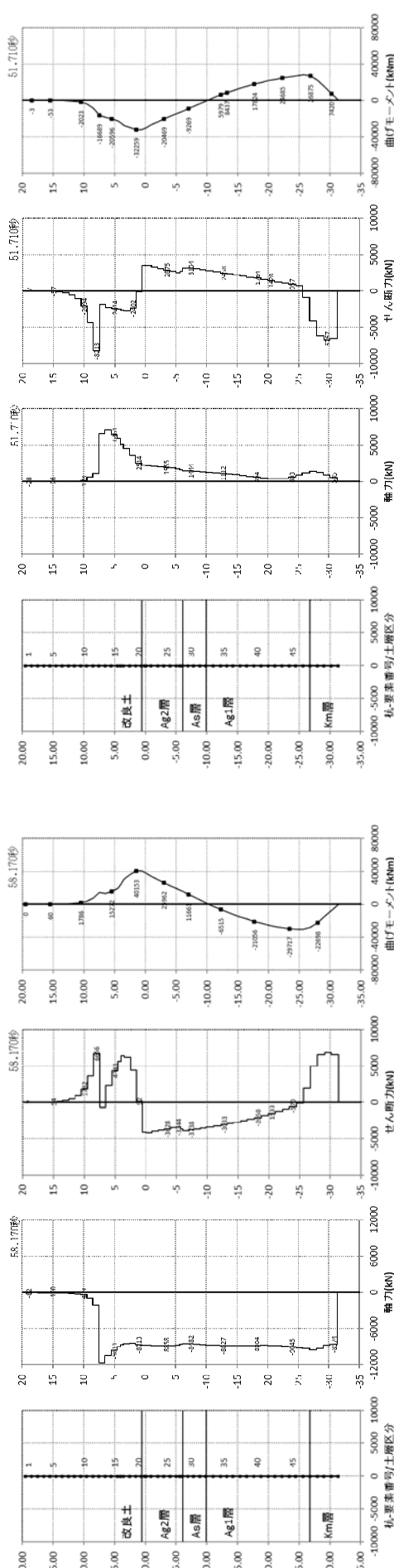
① 縦断(最深部:杭先端 T.P.-31.36m) 曲げ軸力照査時刻時

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)

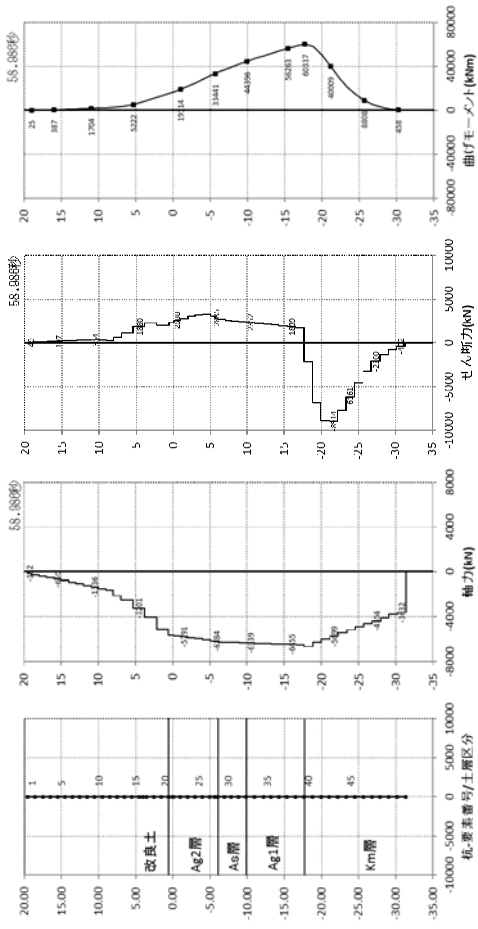


②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m) 曲げ軸力照査時刻時

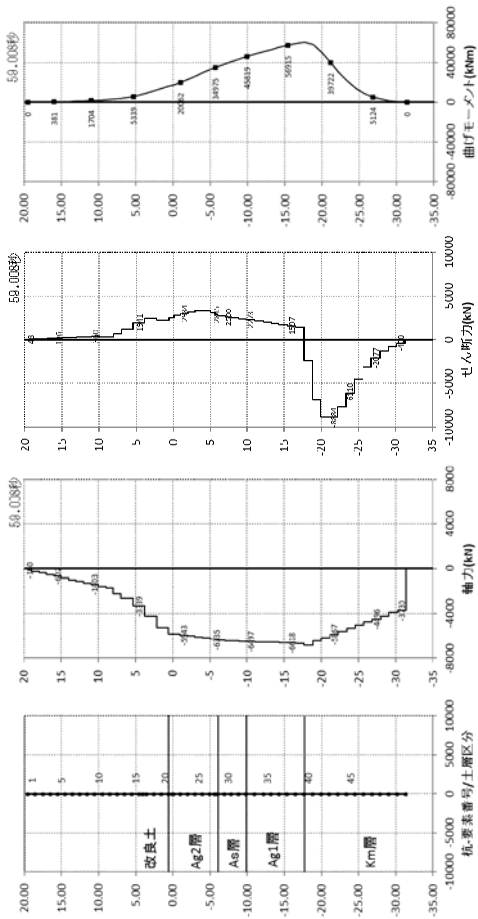


②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m) 曲げ軸力照査時刻時

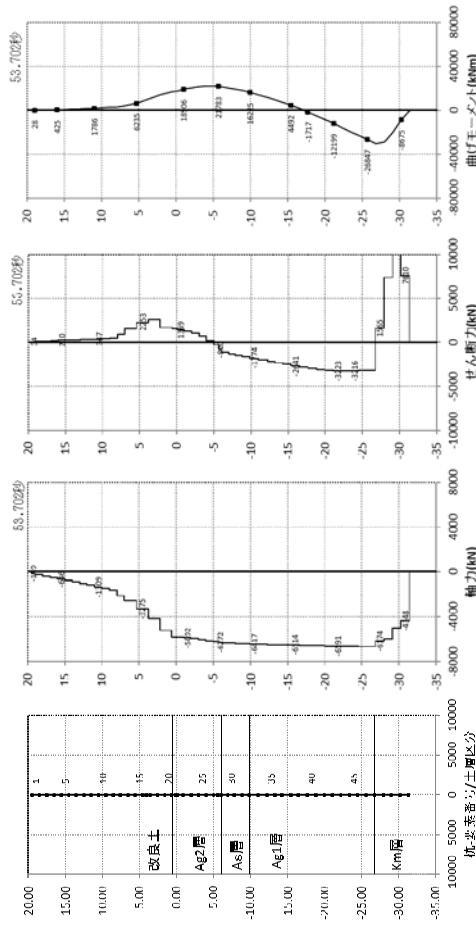
第 3-27 図 (2) 断面力分布図 (各々の最大応力発生時刻)



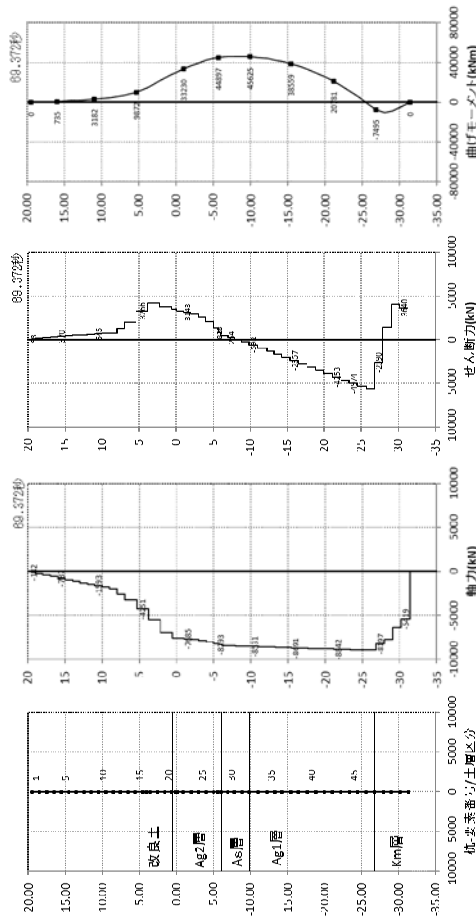
③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時



③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

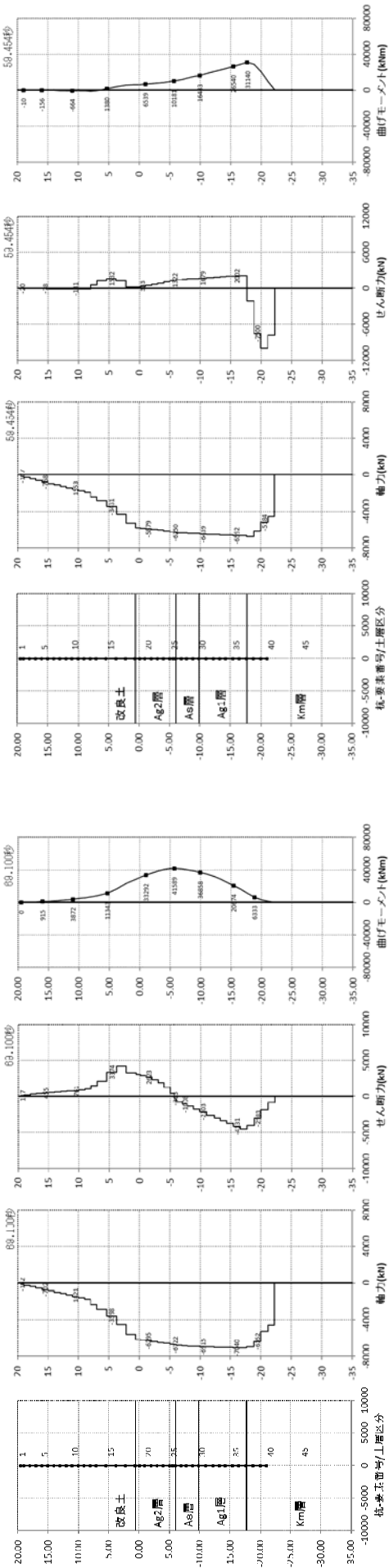


④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

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)

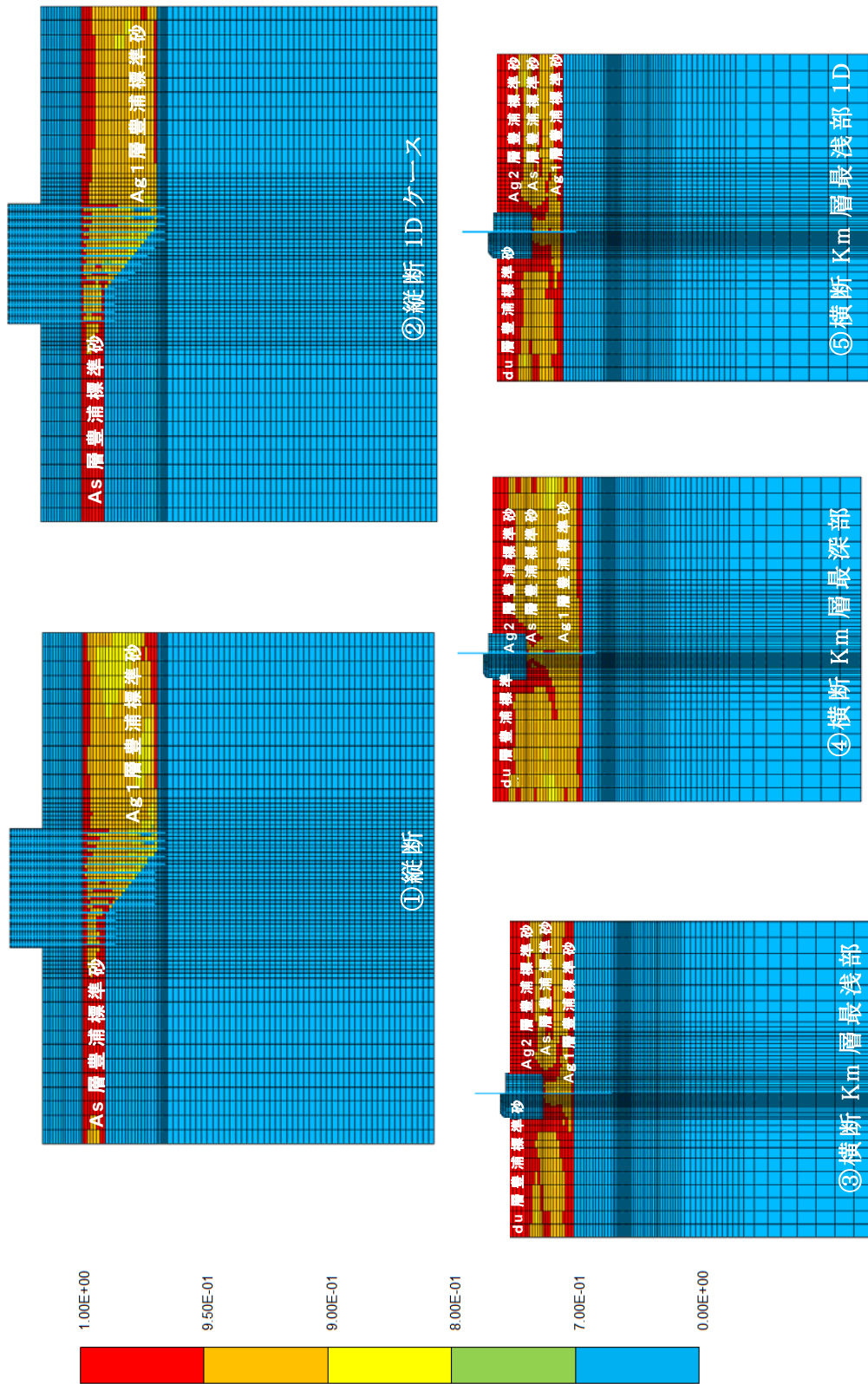
	発生応力度 σ_y (kN/m ²)	極限支持力度 qd (kN/m ²) (SM570)	安全率 qd / σ_y	判定 (> 1.2)
①縦断 (最浅部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	368.3	5,673.0	15.4	OK
①縦断 (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	394.9	5,673.0	14.3	OK
②縦断_1D根入れ (最浅部 : 杭先端 T. P. -22.24m)	419.9	5,484.0	13.0	OK
②縦断_1D根入れ (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	372.5	5,673.0	15.2	OK
③横断_Km最浅部 (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)

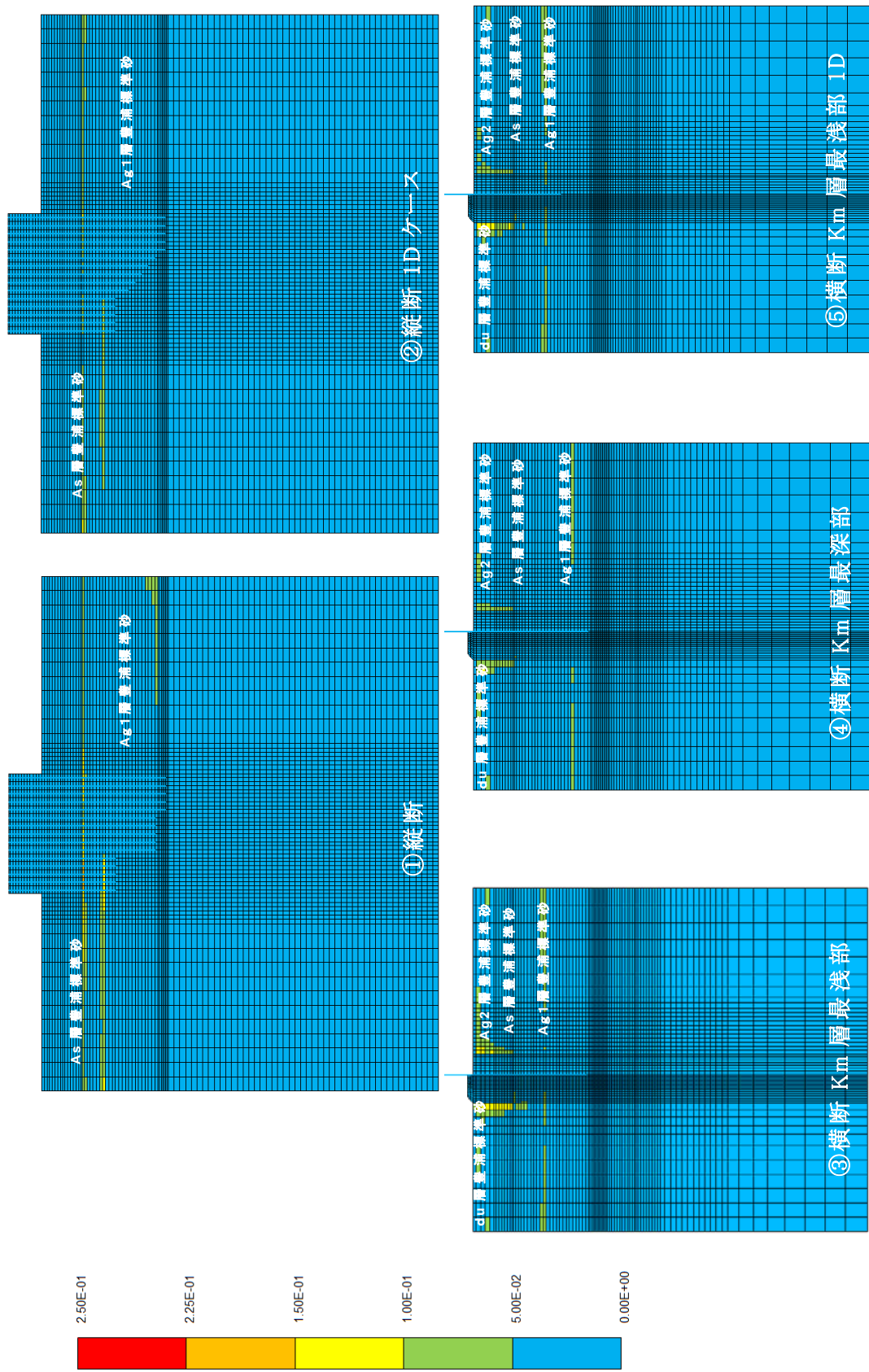
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu / N	判定
①縦断 (最浅部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	10,740	119,036	11.08	OK
①縦断 (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	12,540	119,036	9.49	OK
②縦断_1D根入れ (最浅部 : 杭先端 T. P. -22.24m)	12,530	119,036	9.50	OK
②縦断_1D根入れ (最深部 : 杭先端 T. P. -31.36m)	14,160	119,036	8.40	OK
③横断_Km最浅部 (杭先端 T. P. -31.36m)	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

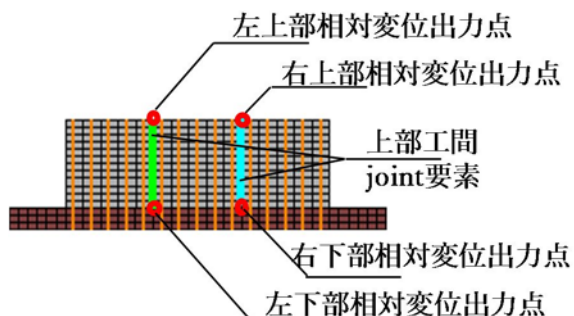
横断方向の解析から算出された、地盤高さの嵩上げ部中央位置における沈下量（残留変位）を第 3-18 表に示す。

第 3-18 表 地盤高さ嵩上げ部沈下量

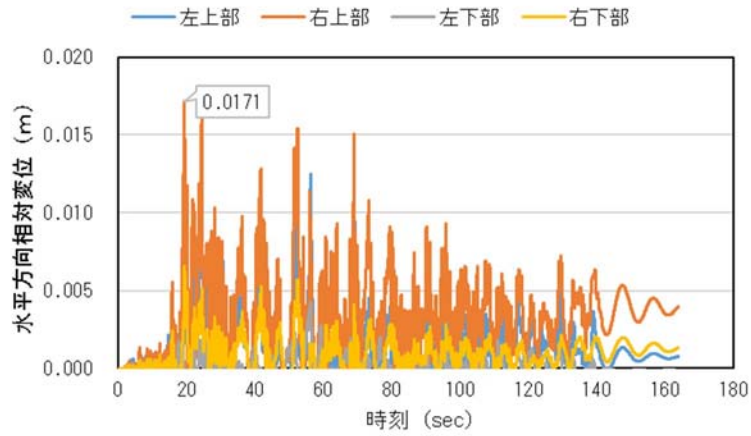
	変位	地盤高さの嵩上げ部上面中央 (m)
③横断 Km 層最浅部	水平変位	-0.0939
	鉛直変位	-0.0331
④横断 Km 層最深部	水平変位	-0.1724
	鉛直変位	-0.0444
⑤横断 Km 層最浅部 1D	水平変位	-0.1421
	鉛直変位	-0.0435

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）

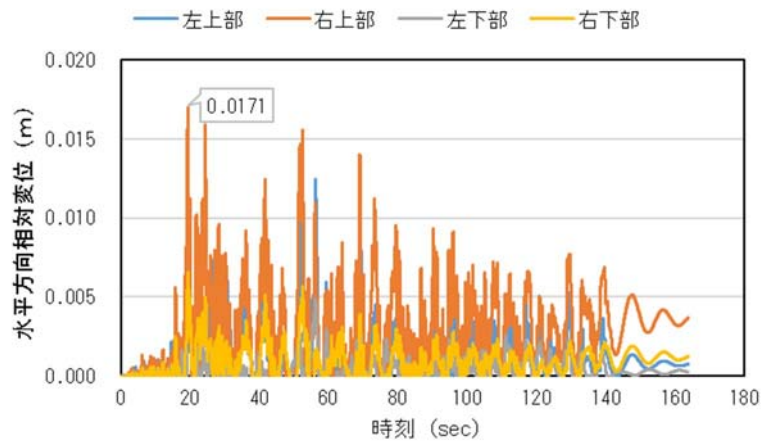
次に、縦断方向のユニット間の相対変位について、出力概要図を第 3-30 図、時刻歴相対変位を第 3-31 図、最大相対変位を第 3-19 表に示す。



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

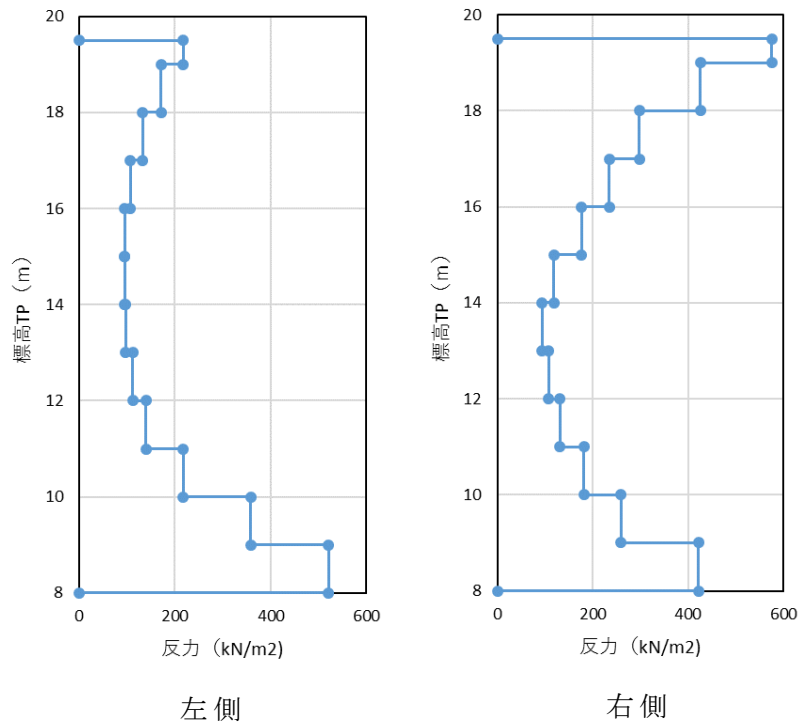
ここで、水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正を示す。

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。

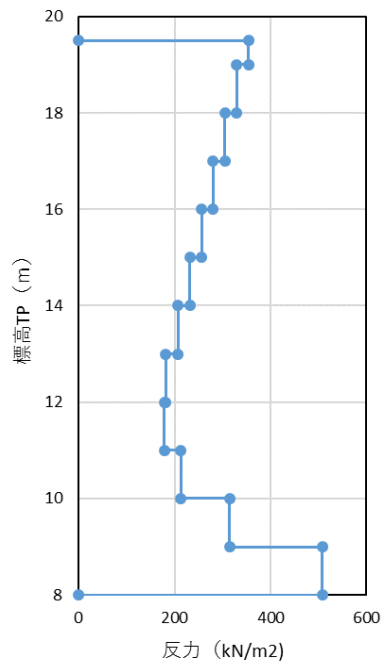
次にユニット間の衝突時の支圧応力度について、第3-20表に最大値、第3-32図に最大値分布を示す。

第3-20表 上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

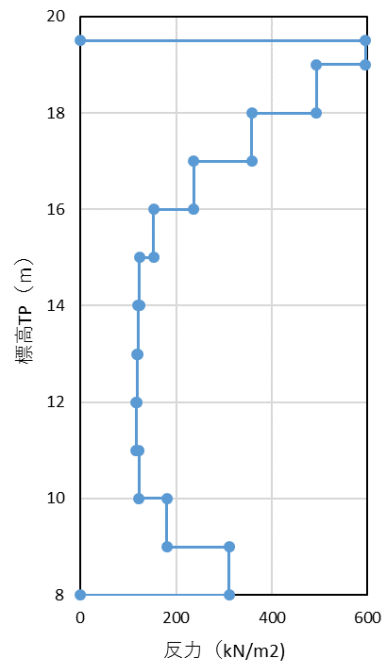
	水平方向 最大支圧応力度 (kN/m ²)	コンクリートの 許容支圧応力度 (kN/m ²)	安全率
縦断	576.05	12,000	20.83
縦断 1D	596.20	12,000	20.12



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。

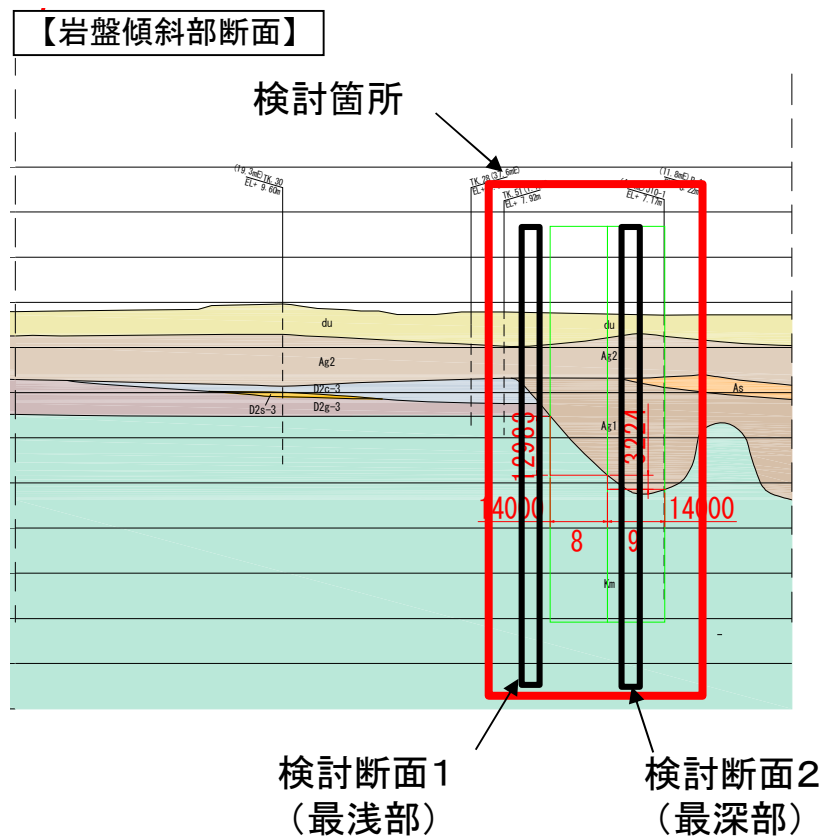
以上の評価結果から豊浦標準砂を仮定したケースにおいても、基準地震動 S_s に対して、杭の曲げ、せん断及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有している見通しを得た。以下に結果の概要について記す。

- 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。

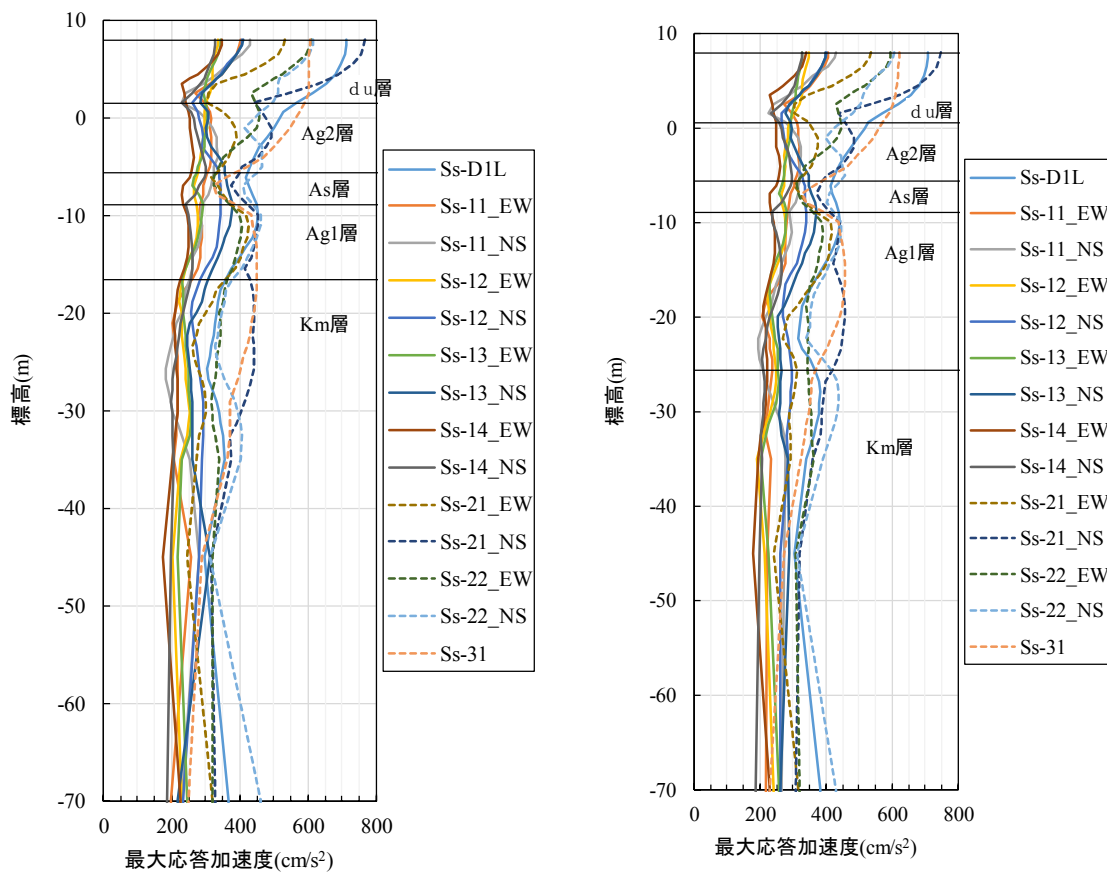
(7) 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動
 1) 地震動の増幅特性について (一次元地震応答解析)

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、該当箇所にて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。K m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_s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面付近の 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

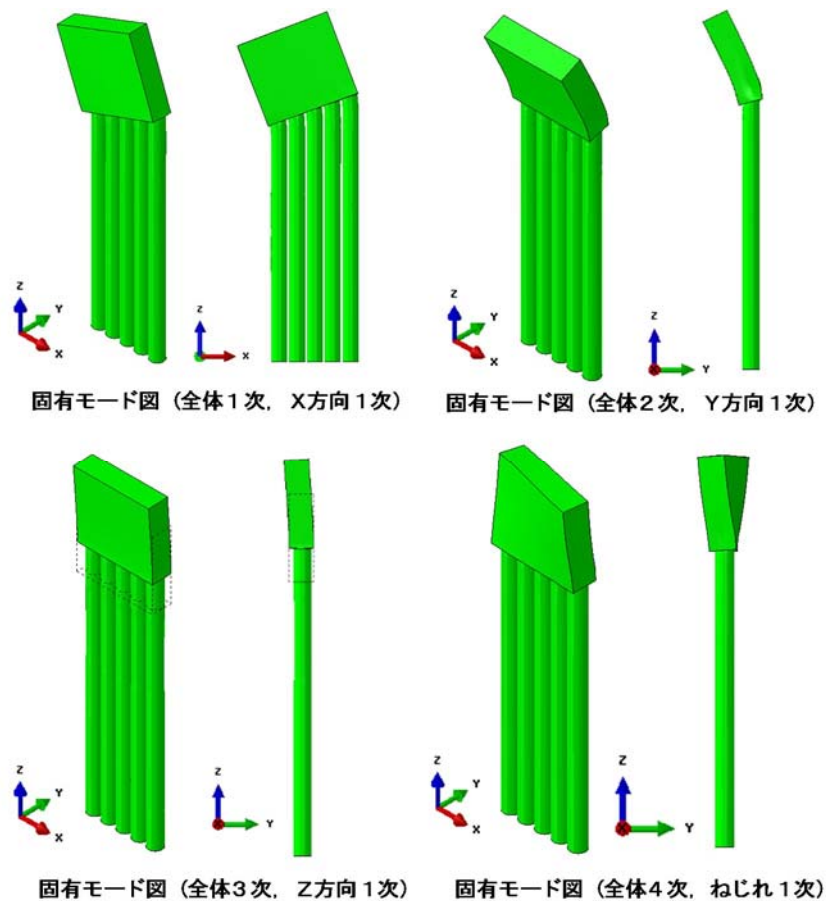
① 固有値解析

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。

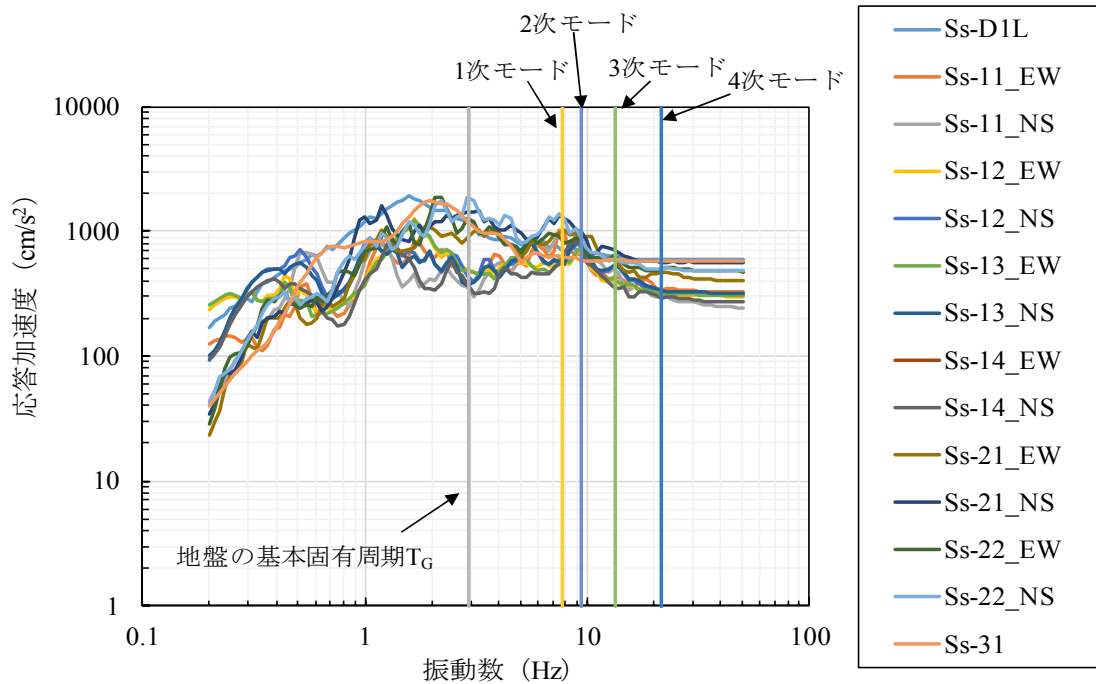
ねじり方向への最も低次のモードは 4 次モードとなり，固有振動数は 21.45Hz となった。刺激係数や有効質量比は極めて小さく，ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。また，一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果，ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず，共振倍率が極めて小さいことを確認した。なお，防潮壁の強軸，弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり，共振による影響はないものと判断される。



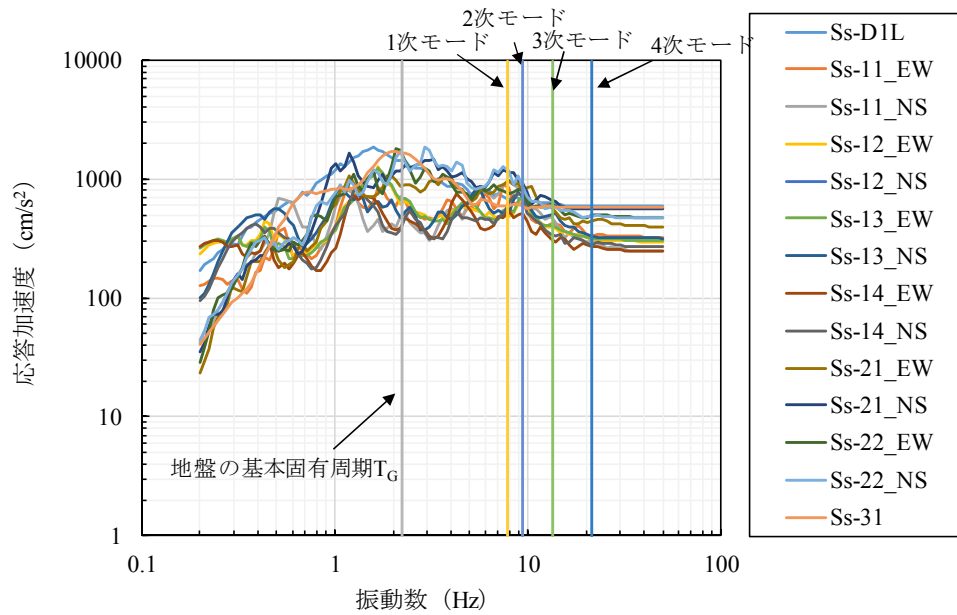
第 3-35 図 ケース 1 固有モード図

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

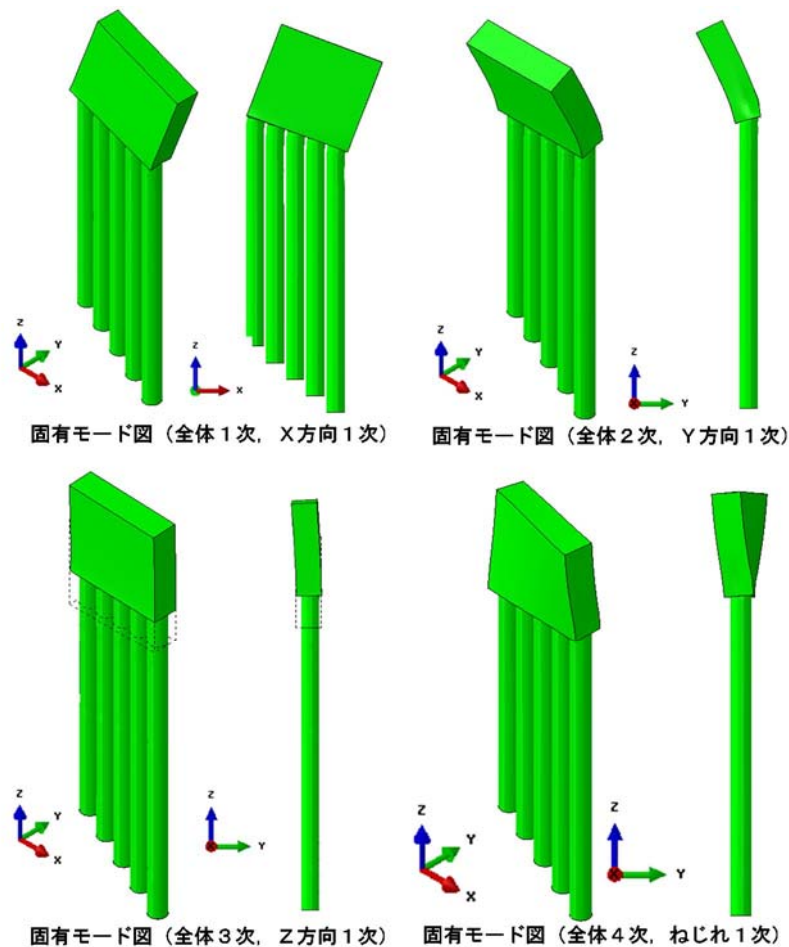


第 3-37 図 検討断面 2 の地表面の応答加速度と振動数の関係

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。

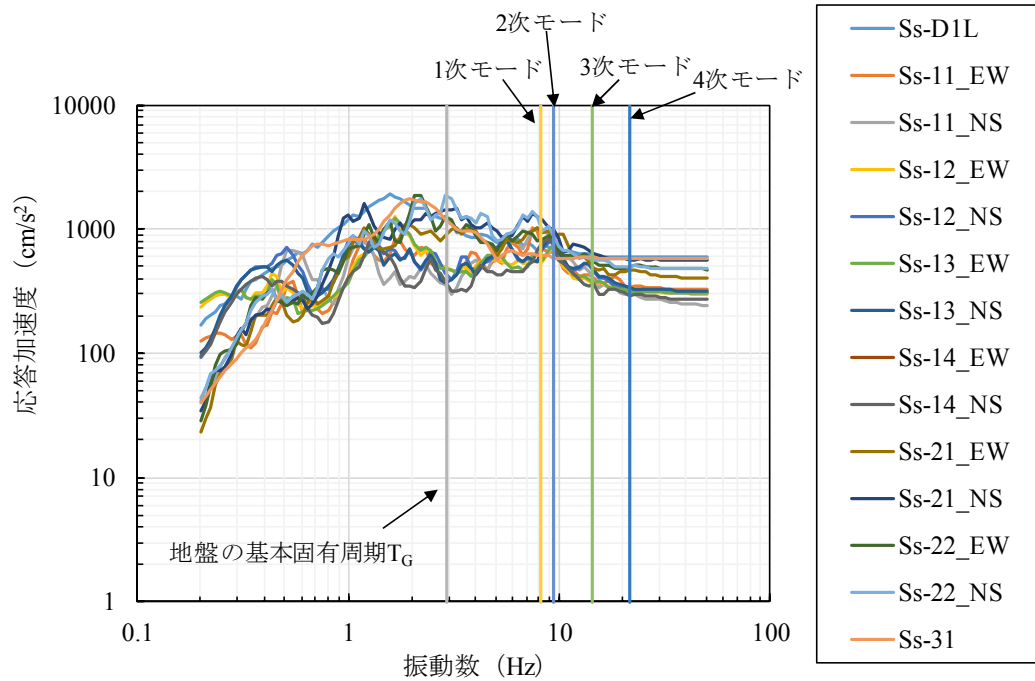
ねじり方向への最も低次のモードは 4 次モードとなり、固有振動数は 21.46Hz となった。刺激係数や有効質量比は極めて小さく、ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。また、一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果、ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず、共振倍率が極めて小さいことを確認した。なお、防潮壁の強軸、弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり、共振による影響はないと判断される。



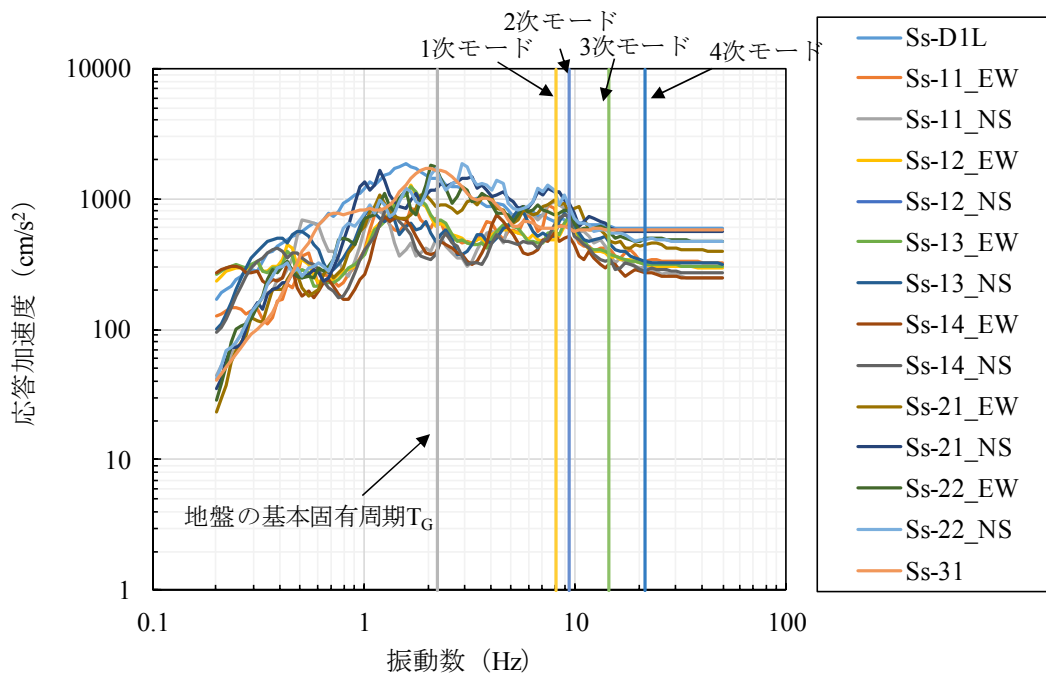
第 3-38 図 ケース 1 固有モード図

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

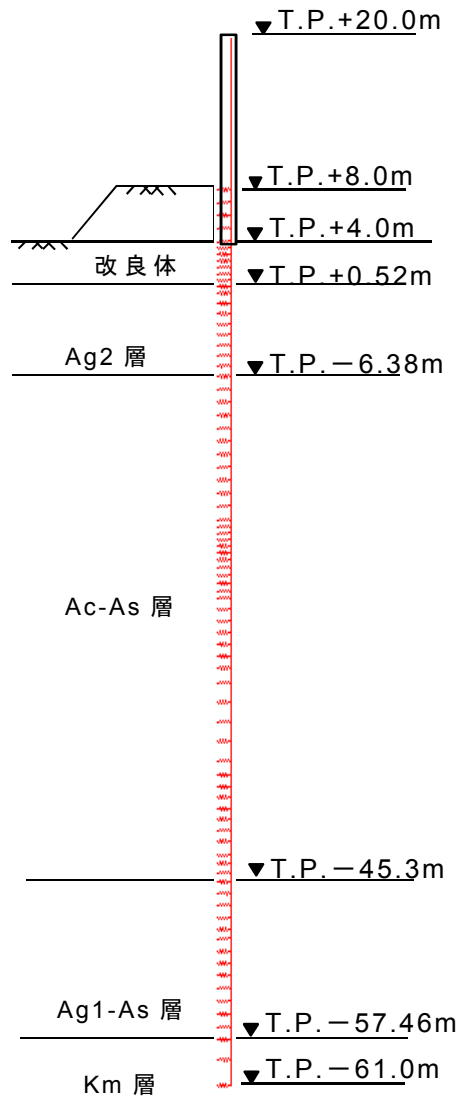
モデル化を行う条件を以下に要約する。

- ・ 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 ϕ 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

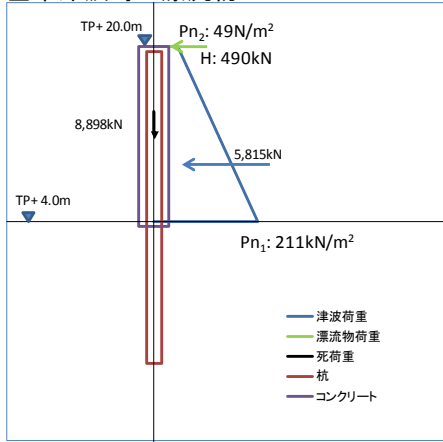
鋼管杭 φ 2,500, 鋼管厚, t=35mm, SM570, 腐食代 1mm		
断面積	A= 2.63E+5 mm ²	0.26319 m ²
断面係数	Zp= 1.60E+8 mm ³	0.15995 m ³
断面二次モーメント	I _p = 2.00E+11 mm ⁴	0.19978 m ⁴
ヤング係数	E= 200,000 N/mm ²	2.00E+8 kN/m ²



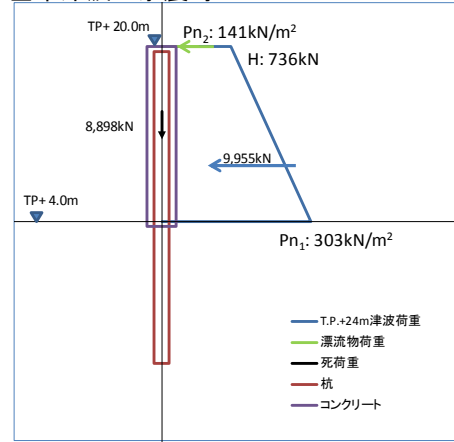
第 3-41 図 二次元静的フレーム解析モデル概念図

第 3-24 表 荷重図表

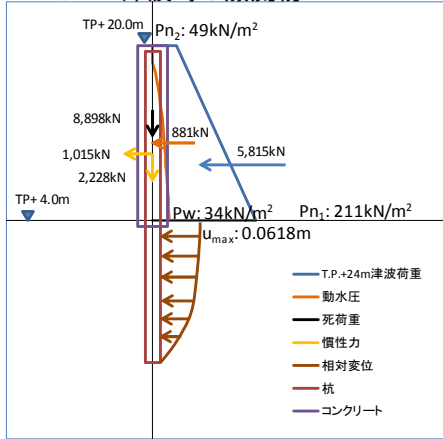
基準津波時＋漂流物



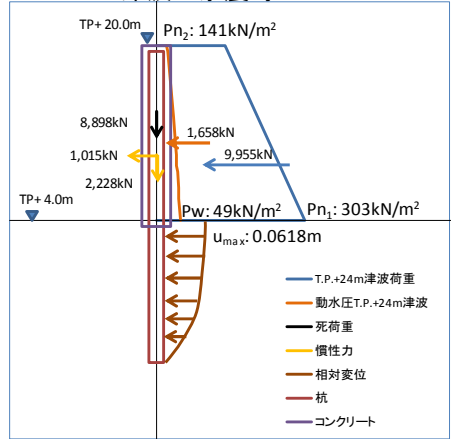
基準津波＋余震時



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 ³)	面積 (m ²)	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	3.5×2.8-π×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 ³)	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 ²)	高さ (cm)	面積 (m ²)	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。

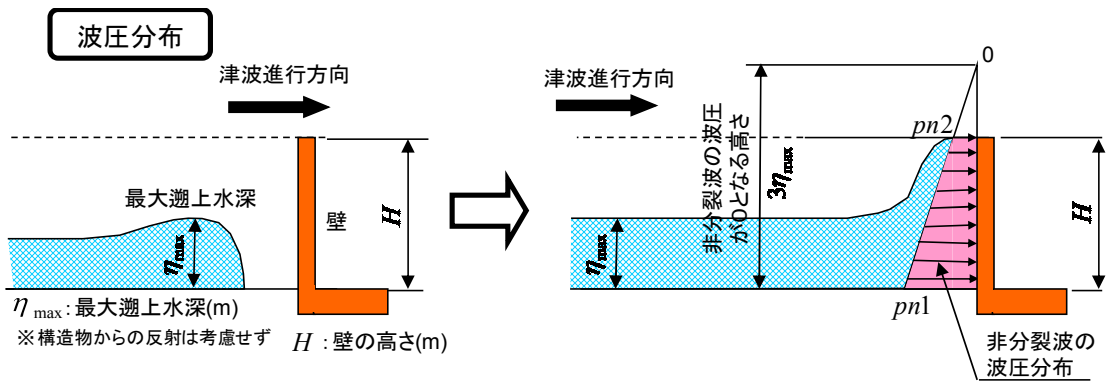
最大波圧 (kN/m²)

$$p_{n1} = 3\rho g \eta_{\max}$$

壁天端波圧 (kN/m²)

$$\begin{aligned} p_{n2} &= 3\rho g \eta_{\max} \times (3\eta_{\max} - H) / 3\eta_{\max} \\ &= \rho g (3\eta_{\max} - H) \end{aligned}$$

ここで， η_{\max} は設計用浸水深を用いる。



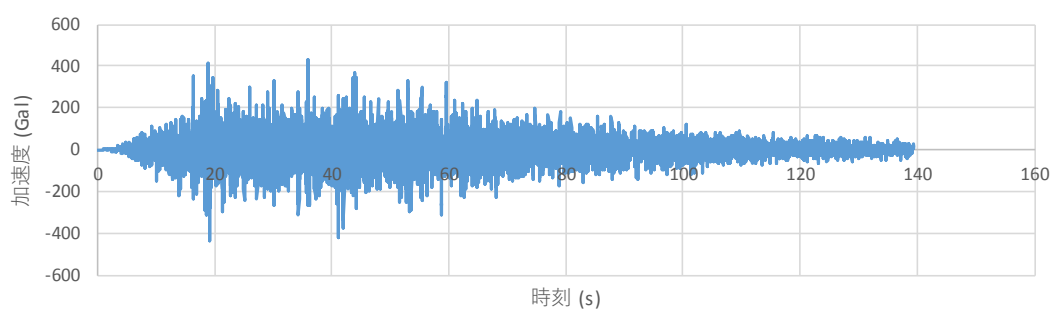
第 3-42 図 津波波力の計算概要

d. 応答変位法による慣性力及び相対変位

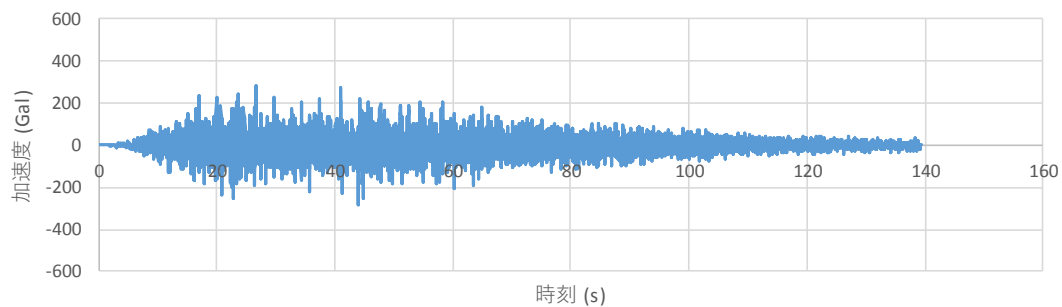
一次元地震応答解析により求めた杭下端-地表位置の相対変位及び地表位置での最大加速度(水平・鉛直)より求まる震度を与条件として二次元フレーム解析を行う。なお、一次元地震応答解析に用いる入力地震動は余震として、第 3-43 図に示す、Sd-D1 波を用いる。

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 (kN/m³)

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 (kN/m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

η_k, α_k は以下の値を用いる

第 3-30 表 α_k, η_k の値表

対象	η_k	α_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 (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 (kN/m^3)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

α : 地盤反力係数の換算係数

第 3-31 表 α の値

対象	α (常時)	α (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 (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/m²)

ここに、 ν_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。

μ : 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。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

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・m²)

・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 μ 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 μ 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/m²)

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_u$$

η_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

α_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 ^{※1}
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0 ^{※1}
砂質土地盤	1.15 ^{※2}

※1 : 粘性土の値 $\eta_p=1.0$, $\alpha_p=1.5$ ($N \leq 2$ 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/m²)

$$p_u = K_{EPi} \gamma_i h_i + 2C_i \sqrt{K_{EPi}} + K_{EPi} q_i$$

$$K_{EPi} = \frac{\cos^2 \varphi_i}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i - \delta_E) \sin(\varphi_i + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

γ_i : 対象層の単位積重量 (kN/m³)

h_i : 対象層の厚さ (m)

C_i : 対象層のせん断強度 (kN/m²)

q_i : 対象層の上層までの有効上載圧 (kN/m²)

K_{EPi} : 対象層の地震時受働土圧係数

ϕ_i : 対象層の内部摩擦角 (°)

δ_E : 壁面と土の摩擦角 (°) で $-\phi/6$ とする

α : 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/mm²)，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）(mm²)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 σ (N/mm ²) (M/Z + N/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	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 τ (N/mm ²) (S/A)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	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

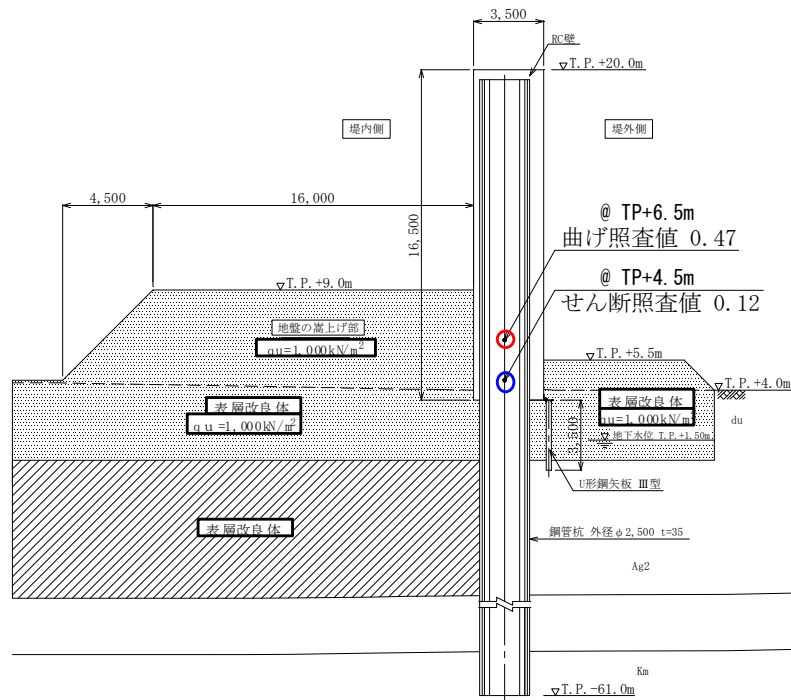
第 3-35 表 曲げ・軸力に対する照査（バネ値その 2 の場合）

	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z + N/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	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）

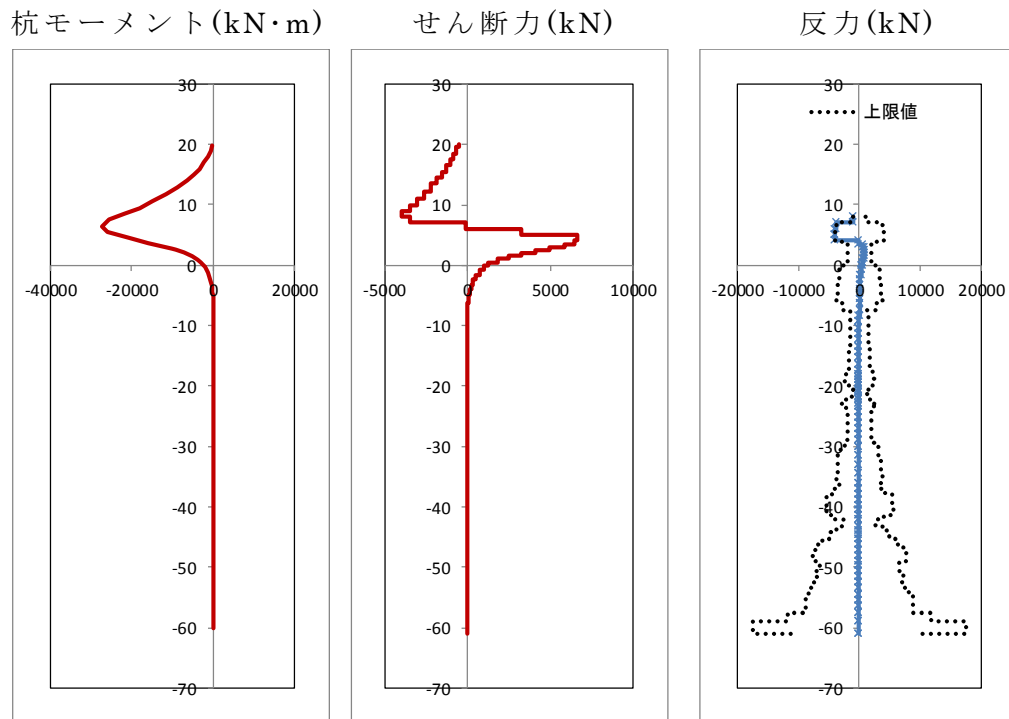
	発生応力度 τ (N/mm ²) (S/A)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
津波時	15.0	217.5	14.50	OK
津波 + 余震時	16.2	217.5	13.42	OK
T. P. +24m 津波時+漂流物	29.7	246.5	8.29	OK
T. P. +24m 津波+余震時	29.7	246.5	8.29	OK

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。



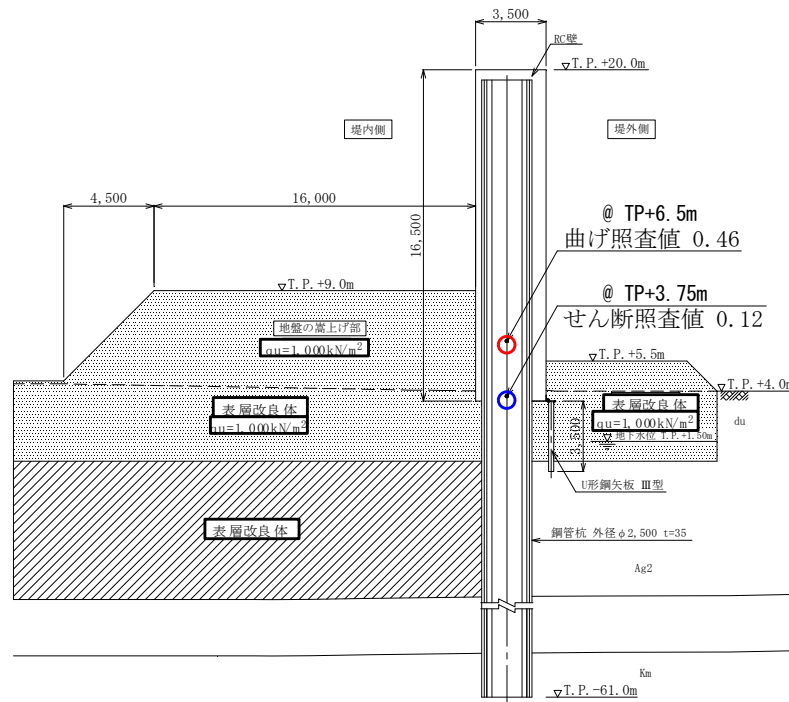
第 3-44 図 曲げ・せん断照査値

(基準津波時+漂流物) (その 1 のバネ)



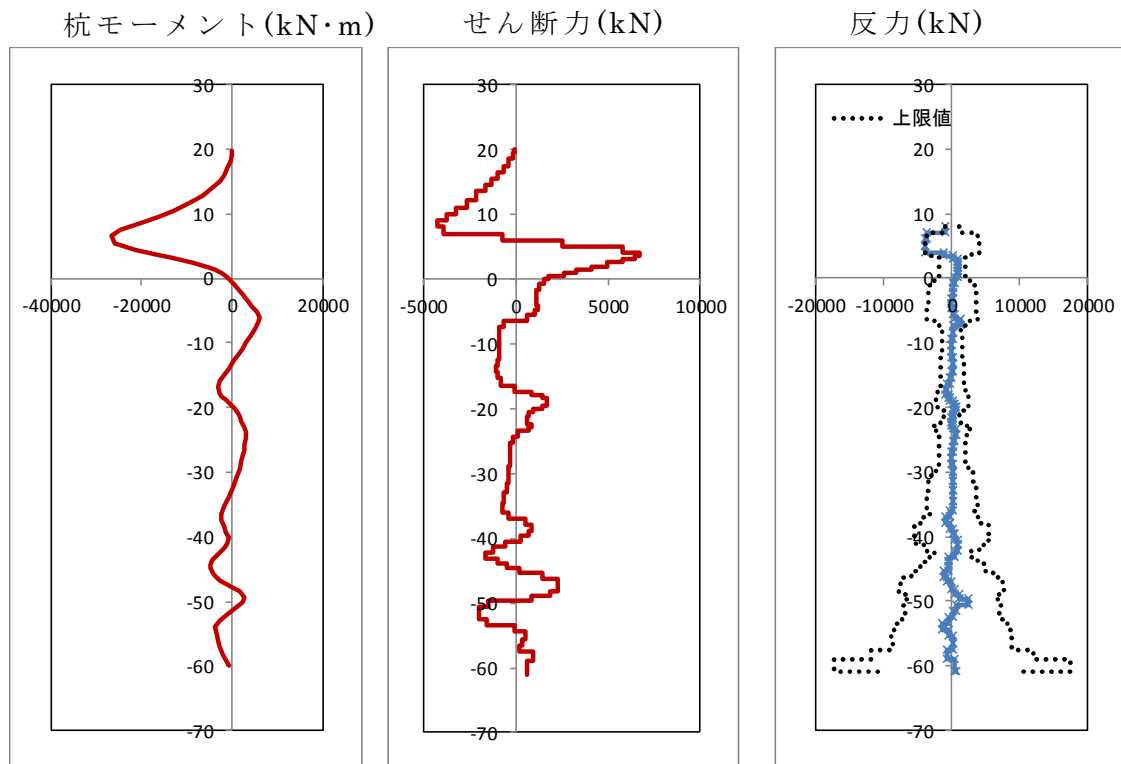
第 3-45 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(基準津波時+漂流物) (その 1 のバネ)



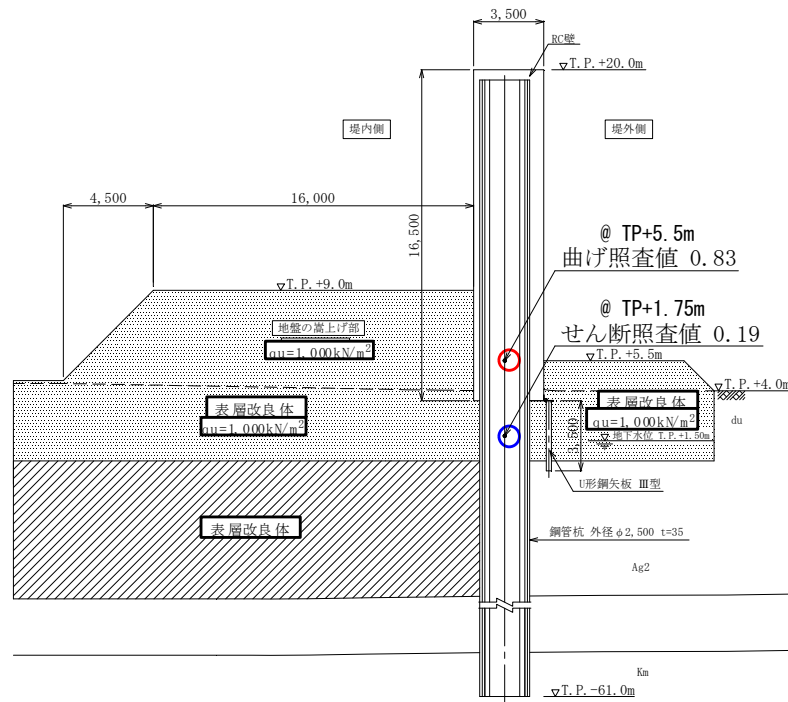
第 3-46 図 曲げ・せん断照査値

(基準津波+余震時) (その 1 のバネ)



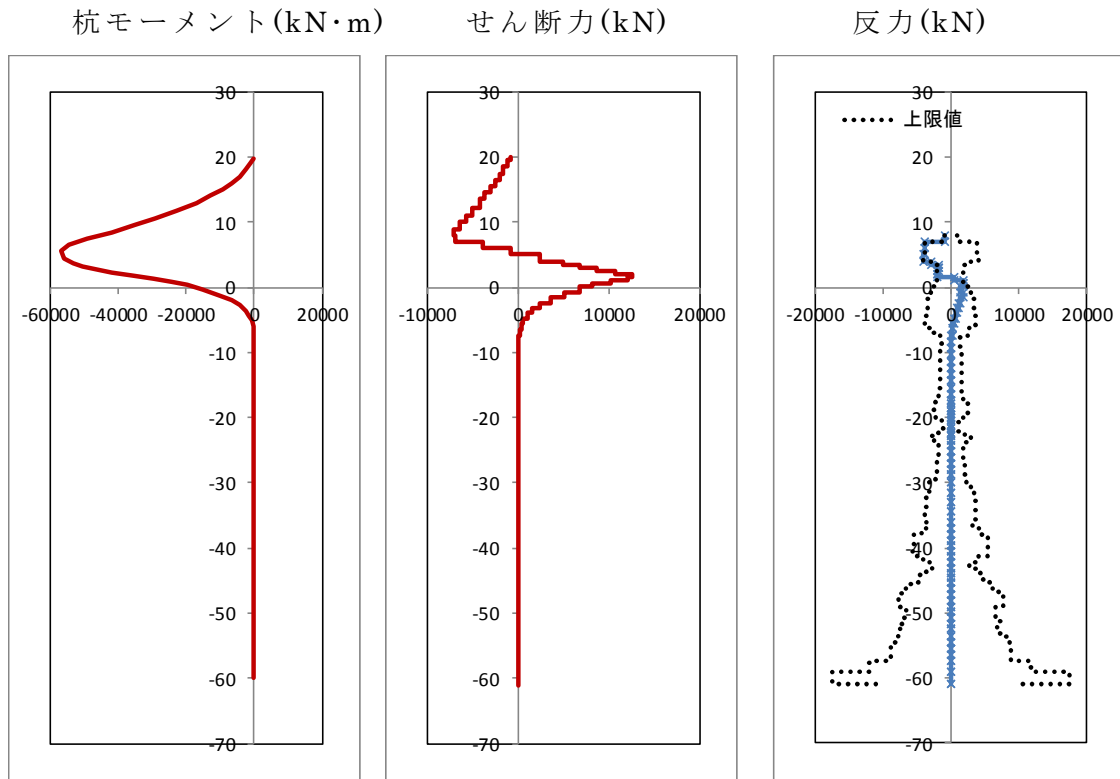
第 3-47 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(基準津波+余震時) (その 1 のバネ)



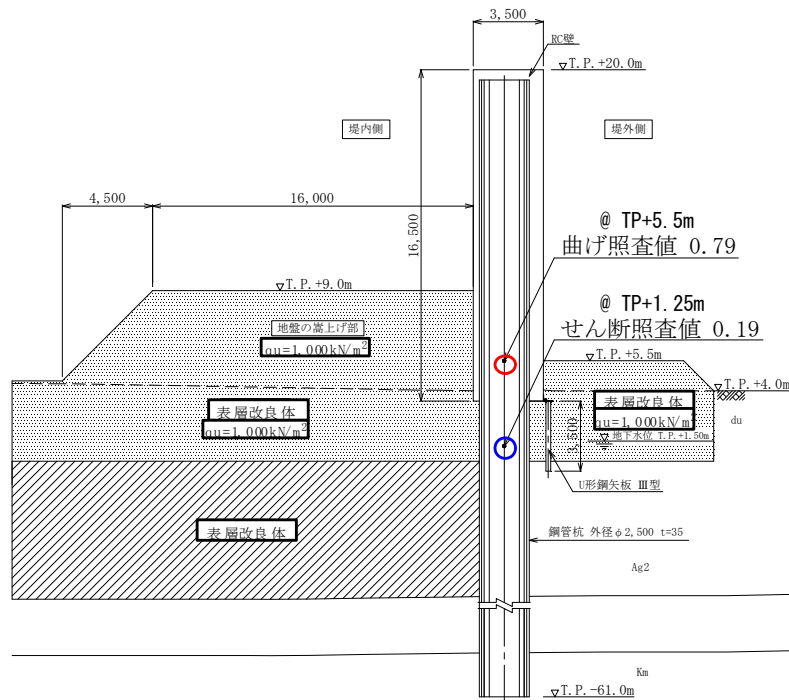
第 3-48 図 曲げ・せん断照査値

(T.P. +24m 津波時 + 漂流物) (その 1 のバネ)



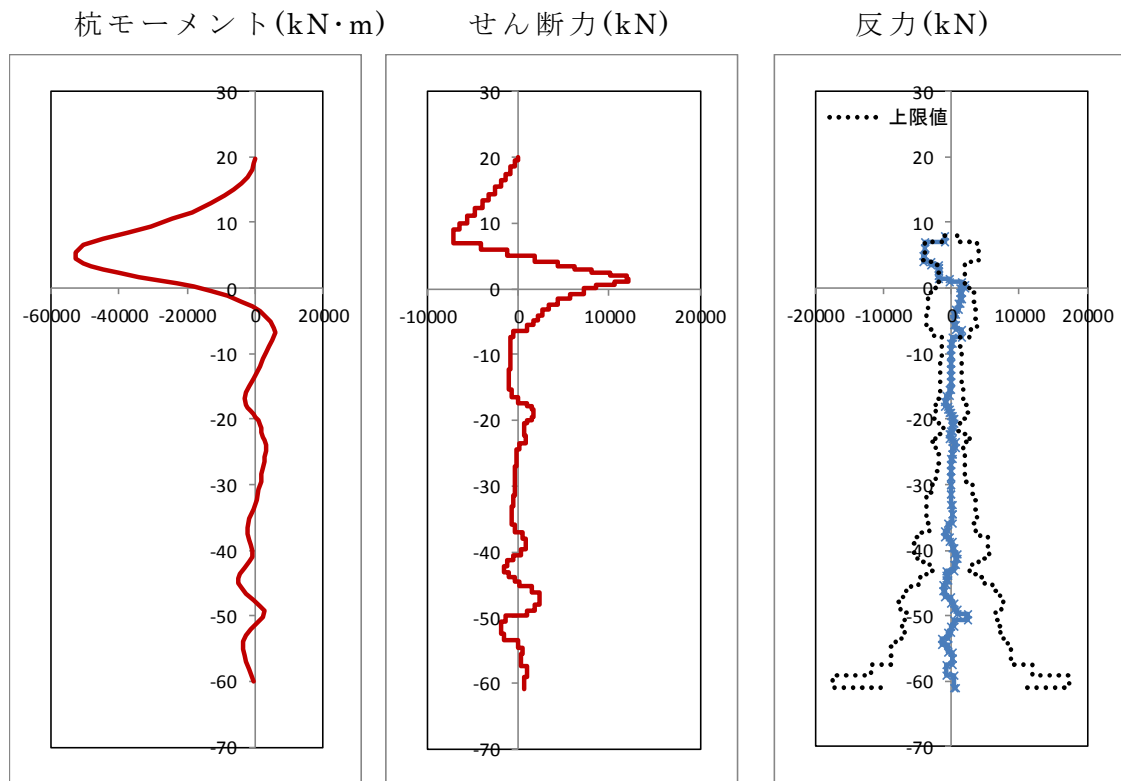
第 3-49 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(T.P. +24m 津波時 + 漂流物) (その 1 のバネ)



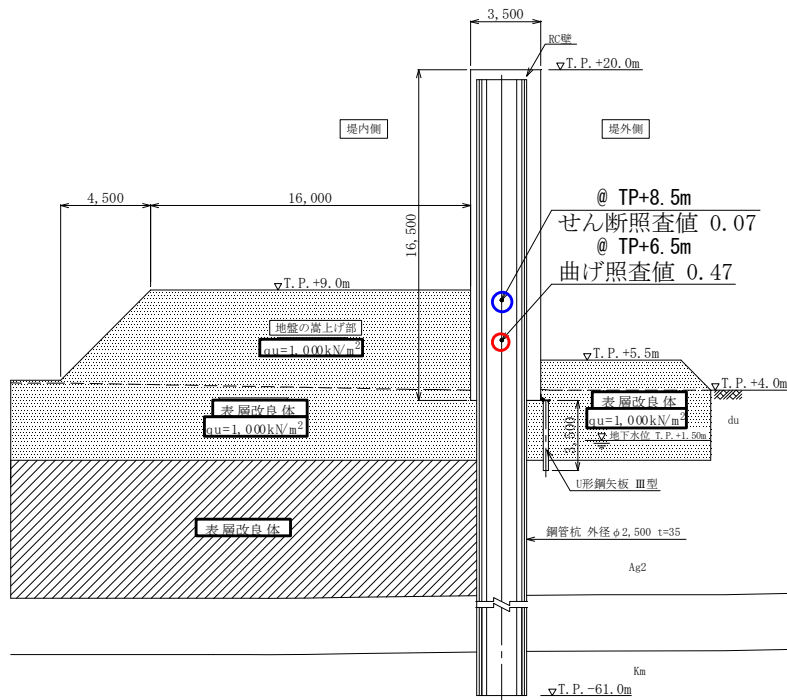
第 3-50 図 曲げ・せん断照査値

(T.P. +24m 津波時+余震) (その 1 のバネ)



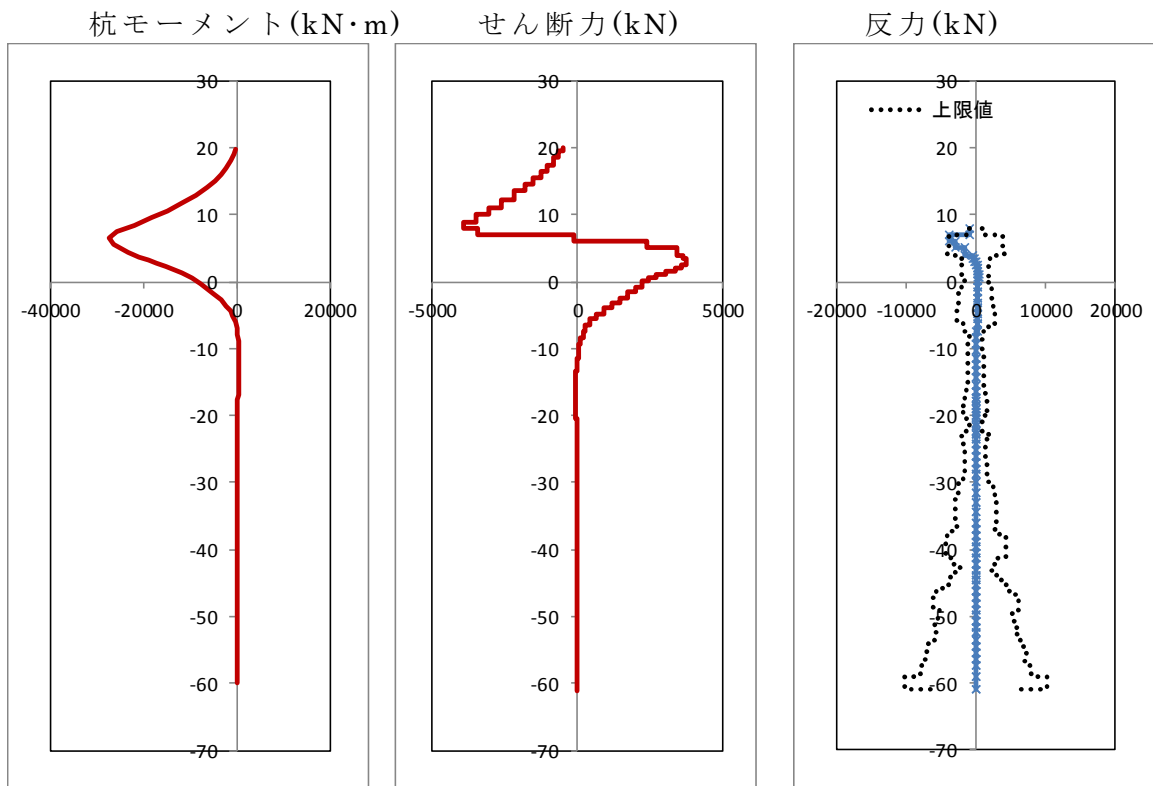
第 3-51 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(T.P. +24m 津波+余震時) (その 1 のバネ)



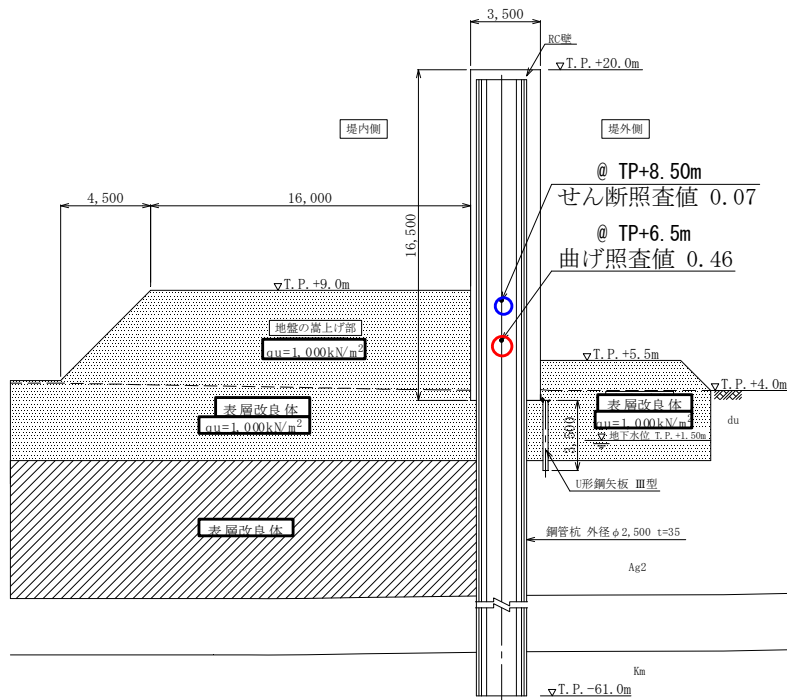
第 3-52 図 曲げ・せん断照査値

(基準津波時+漂流物) (その 2 のバネ)



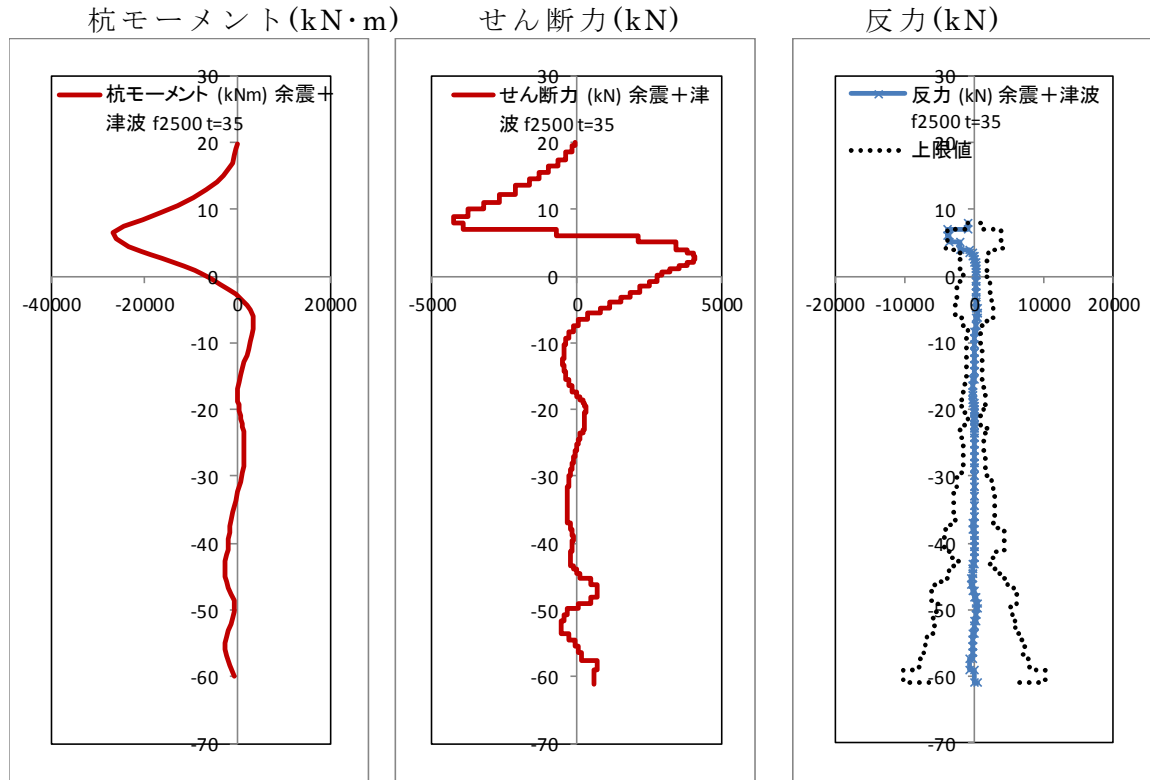
第 3-53 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(基準津波時+漂流物) (その 2 のバネ)



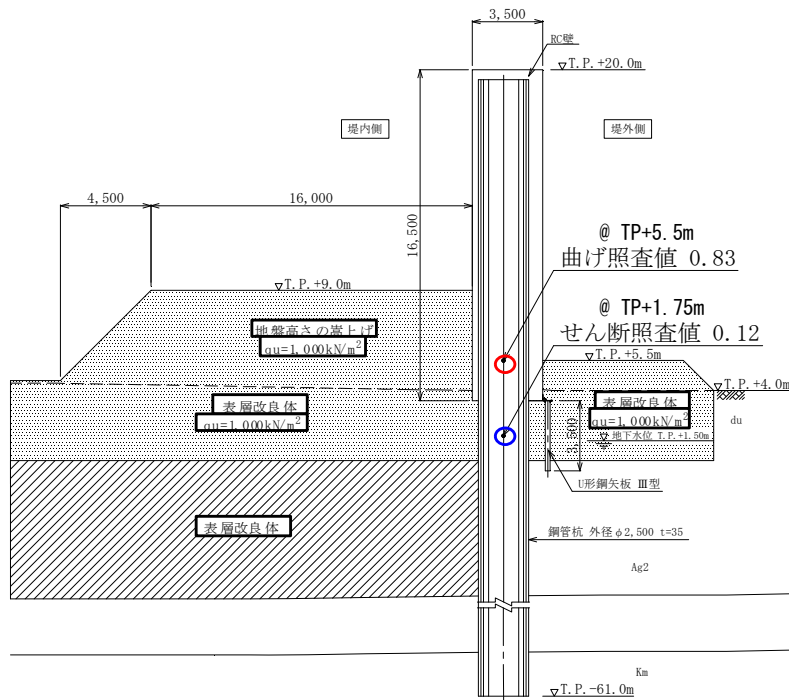
第 3-54 図 曲げ・せん断照査値

(基準津波 + 余震時) (その 2 のバネ)



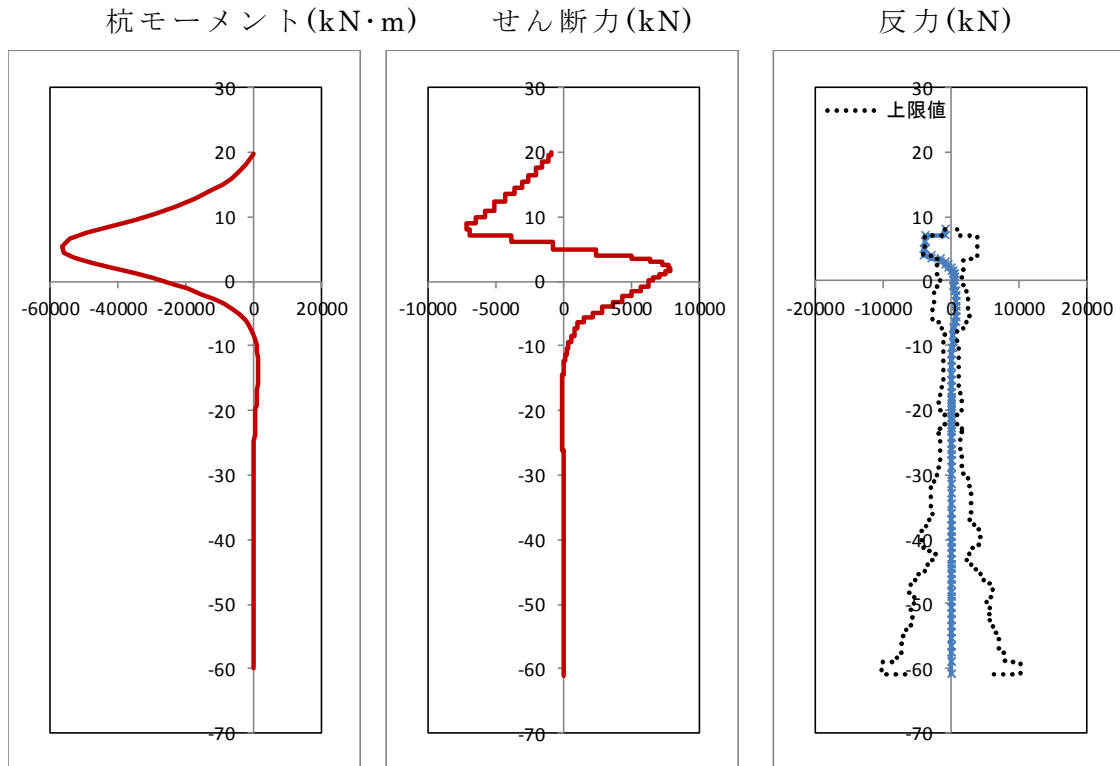
第 3-55 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(基準津波 + 余震時) (その 2 のバネ)



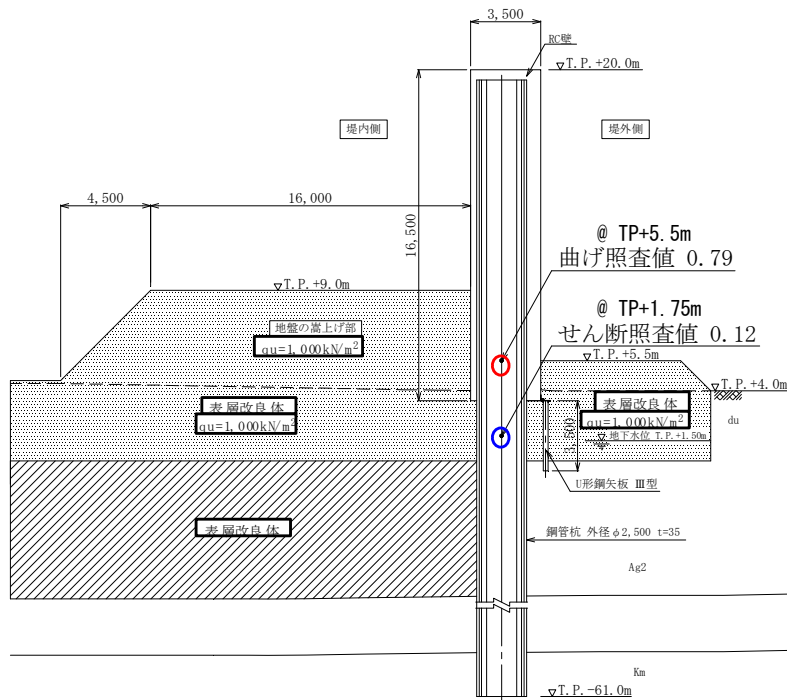
第 3-56 図 曲げ・せん断照査値

(T.P. +24m 津波時 + 漂流物) (その 2 のバネ)

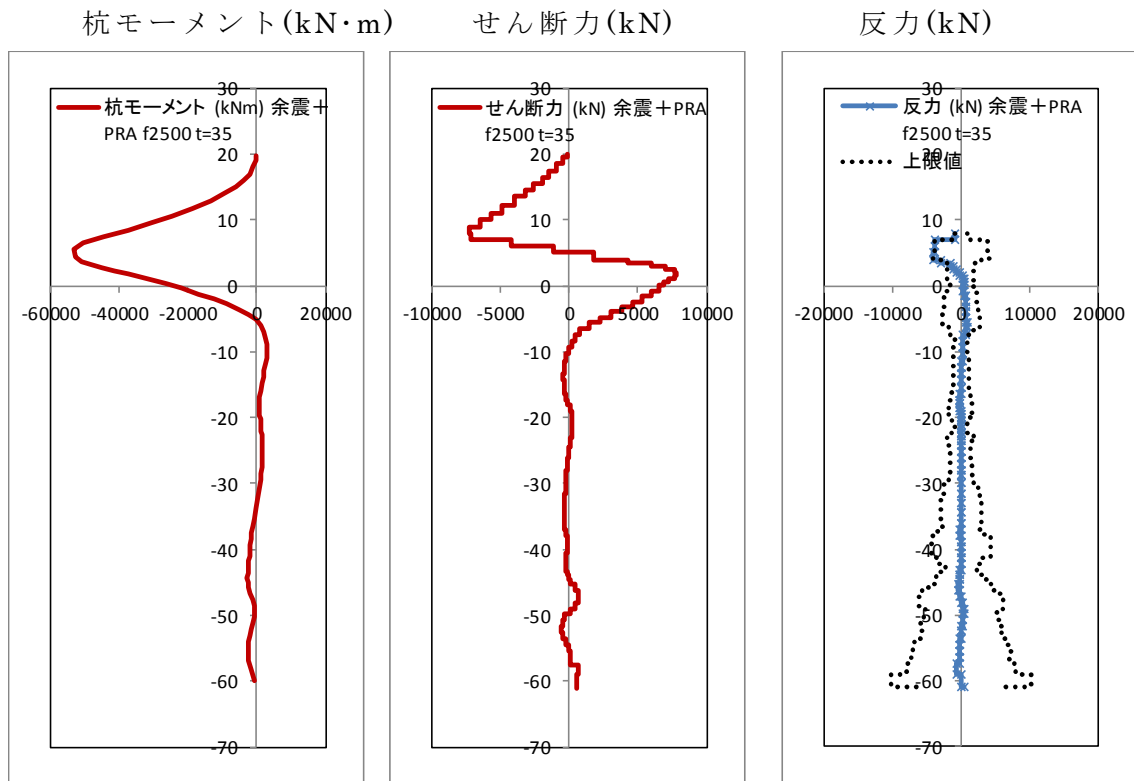


第 3-57 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

(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

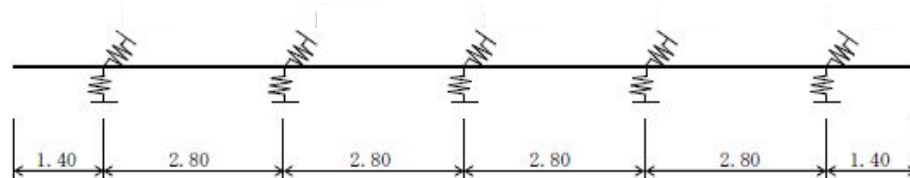
一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より算出された、地表面変位を解析モデルに載荷する。この時、地盤のばらつきを考慮するために、モデル左右に -1σ 物性、 $+1\sigma$ 物性によるものをそれぞれ載荷する。

・ 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/m²)

ここに、 ν_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

β : 杭基礎の特性値 (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 (kN/m³) $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

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/m³) $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$

α : 地盤反力係数の換算係数 (第 3-40 表)

第 3-39 表 α の値

対象	α (常時)	α (地震時)
全層	4	8

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

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 (mm^2)

E_p ：杭のヤング係数 (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、 ν_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

β ：杭基礎の特性値 (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 (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 (kN/m^3) $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$

α : 地盤反力係数の換算係数 (第 3-40 表)

E_0 : 地盤の変形係数 (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 (mm^2)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm^2)

L : 杭長 (m)

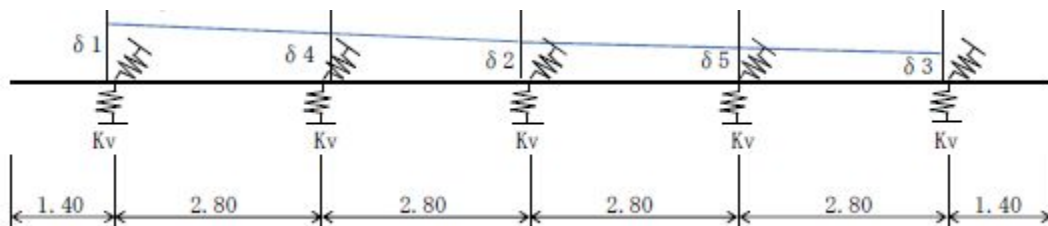
4) 地震荷重

考慮する地震荷重は以下の通りとする。

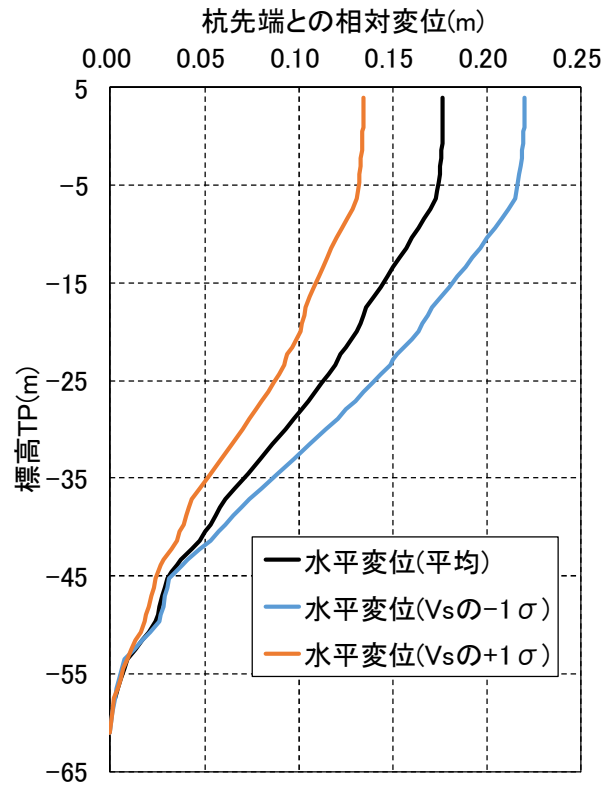
- 地震荷重は, 梁バネモデルは一次元地震応答解析及び二次元有効応力

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

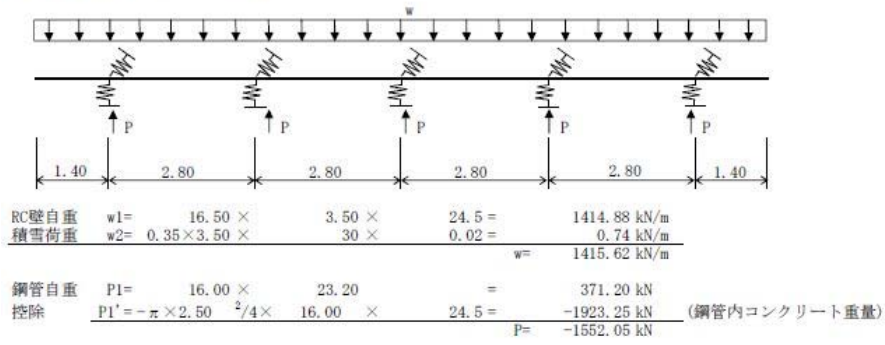
第 3-40 表 考慮する加速度

最大水平加速度	0.430G
最大鉛直加速度	0.483G

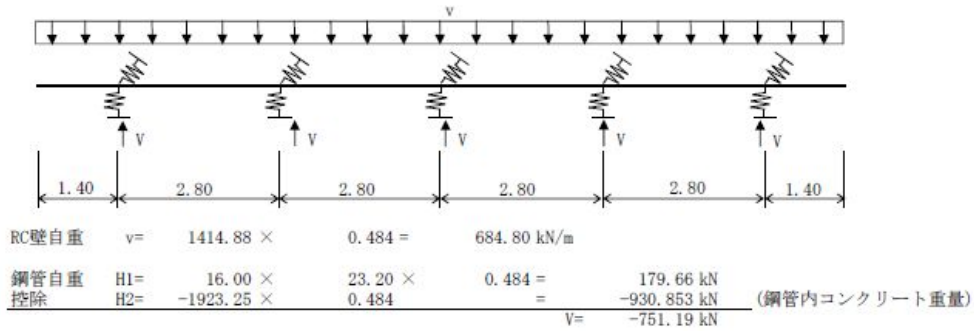
5) 地震時の載荷図

地震時に載荷した荷重図を第 3-63 図～第 3-66 図に示す。

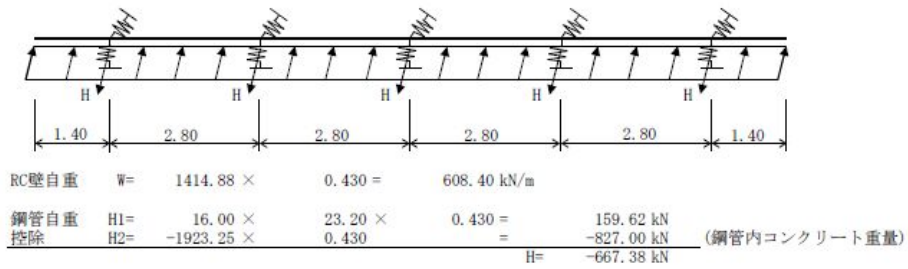
(1)死荷重+積雪荷重 (鉛直)



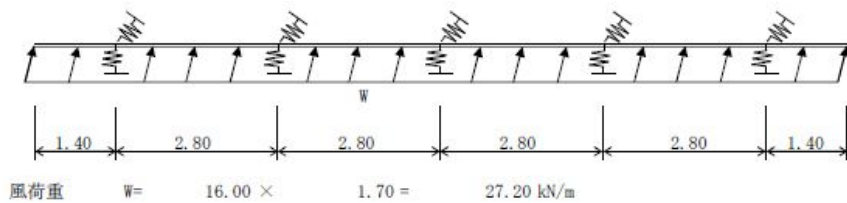
第 3-63 図 死荷重+積雪荷重 (鉛直)



第 3-64 図 地震時慣性力 (鉛直)



第 3-65 図 地震時慣性力 (水平)

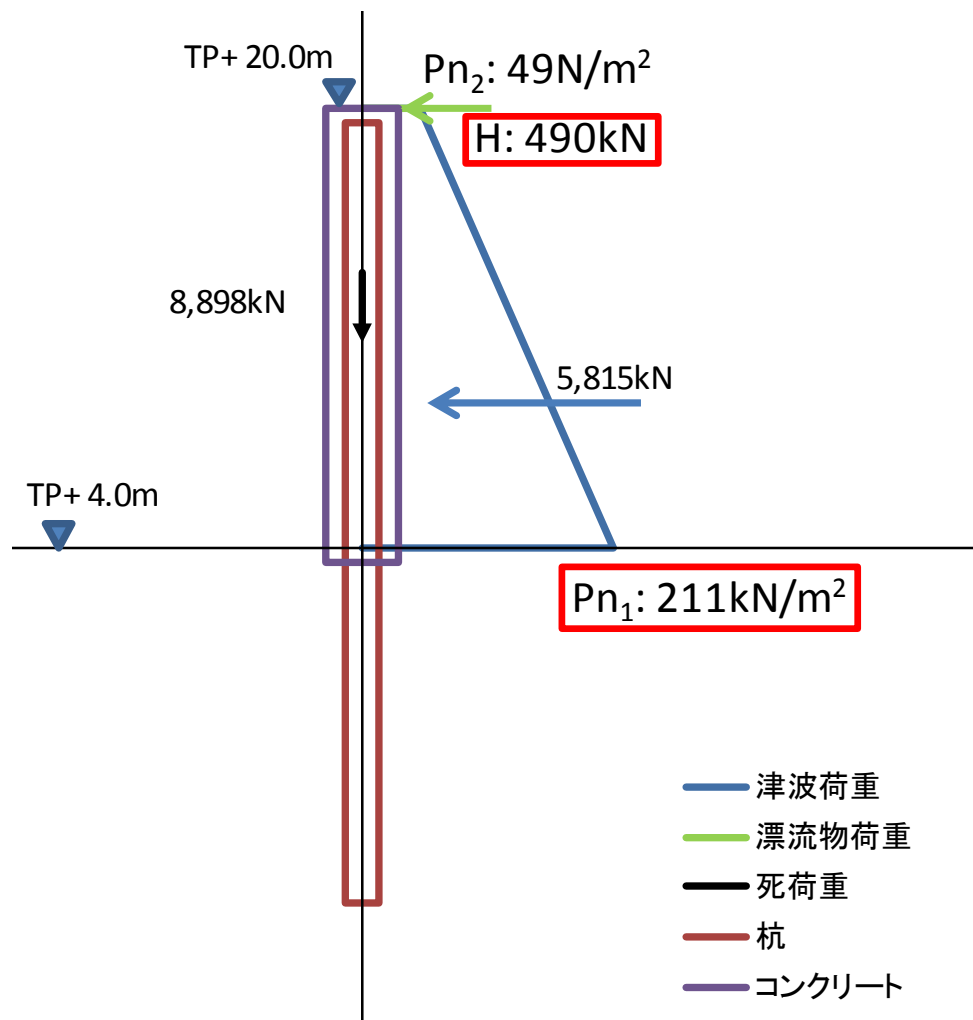


第 3-66 図 風荷重 (水平)

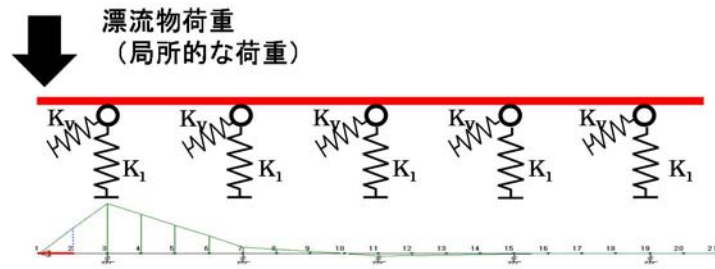
6) 津波荷重図

考慮する津波荷重は以下の通りとする。

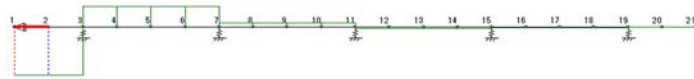
- 梁バネモデルに載荷する津波荷重は，鉄筋コンクリート壁下端の最大波圧を解析モデルに付加する。第 3-67 図に考慮する津波荷重を，第 3-68 図に漂流物荷重の位置と曲げモーメント図・せん断力図の関係を示す。
- 漂流物荷重については，最も曲げモーメントが大きくなる，壁端に載荷する。



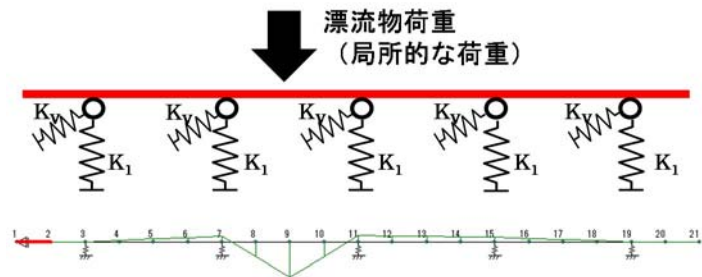
第 3-67 図 考慮する津波荷重



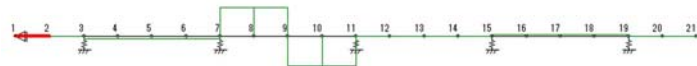
曲げモーメント図



せん断力図



曲げモーメント図



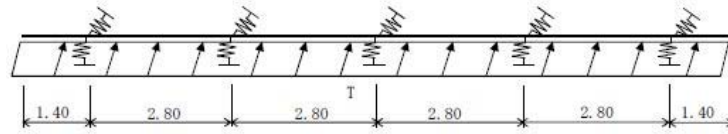
せん断力図

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

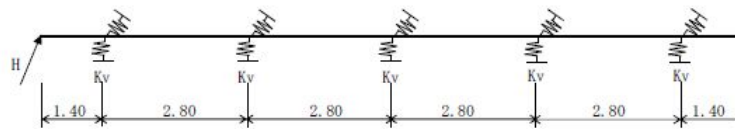
津波時に載荷した荷重図を第 3-69 図～第 3-71 図に示す。

津波荷重は最下端の単位壁幅当り(1.0m当り)にて計算する。



$$\begin{aligned}
 P1 &= 1.03 \times 9.80665 \times 3 \times 6.95 = 210.60 \text{ kN/m}^2 \\
 P1' &= 1.03 \times 9.80665 \times (3 \times 6.95 - 1.0) = 200.50 \text{ kN/m}^2 \\
 &\quad \text{平均} \\
 T &= 205.55 \text{ kN/m (RC壁1.0m幅当り)}
 \end{aligned}$$

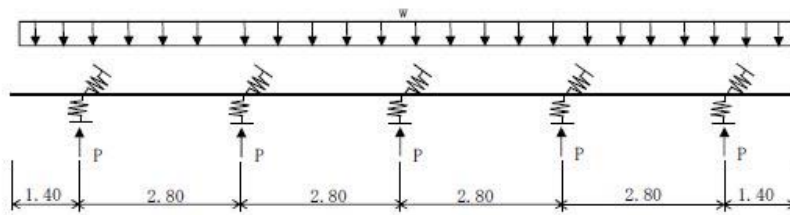
第 3-69 図 津波荷重 (水平)



$$H = 490 \text{ kN (RC壁の端部に載荷)}$$

第 3-70 図 漂流物荷重 (水平)

(3) 死荷重+積雪荷重 (鉛直荷重)



RC壁自重	$w1 =$	$16.50 \times$	$3.50 \times$	$24.5 =$	1414.88 kN/m
積雪荷重	$w2 =$	$3.50 \times$	$30 \times$	$0.02 =$	2.10 kN/m
				$w =$	1416.98 kN/m
鋼管自重	$P1 =$	$16.00 \times$	23.20	$=$	371.20 kN
控除	$P1' = -\pi \times 2.50^2 / 4 \times$	$16.00 \times$	$24.5 =$	-1923.25 kN	(RC壁内コンクリート重量)
				$P =$	-1552.05 kN

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 σ_c (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²) ($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	安全率 σ_{ca}/σ_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 σ_s (N/mm ²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SD490)	安全率 σ_{sa}/σ_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

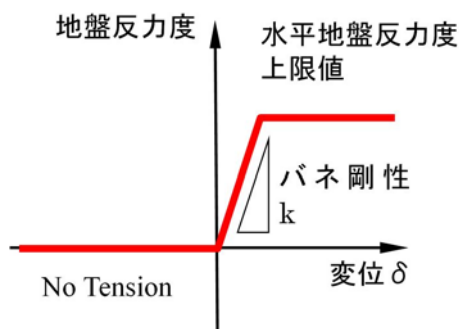
鋼管は，線形弾性とし，三次元シェル要素でモデル化する。

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（ -1σ 低減値）
地震時	地震時収束剛性	残留強度（ -1σ 低減値）
津波＋余震時	余震時収束剛性	残留強度（ -1σ 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/m²)

ρ : 空気密度 (1.23kg/m³)

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。

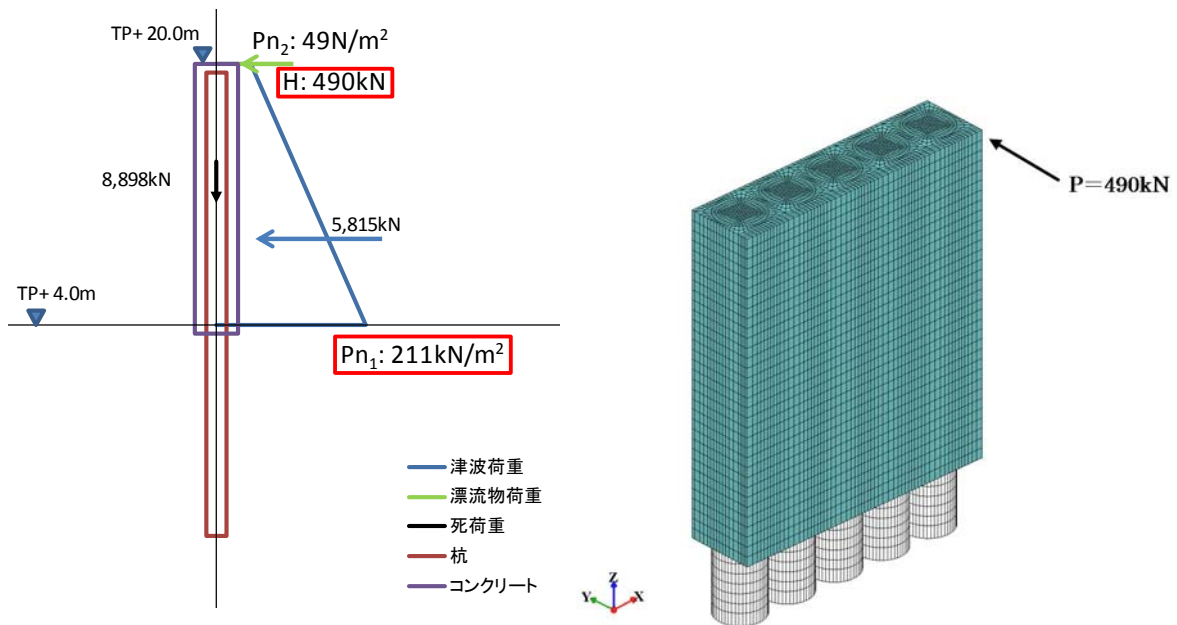
$$P = 3 \rho g h$$

P : 津波波圧 (kN/m^2)

ρ : 海水の密度 (Mg/m^3), $W=1.03$ (Mg/m^3)

g : 重力加速度 (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 σ_{ck} (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)
40	31,000	0.2	24.5

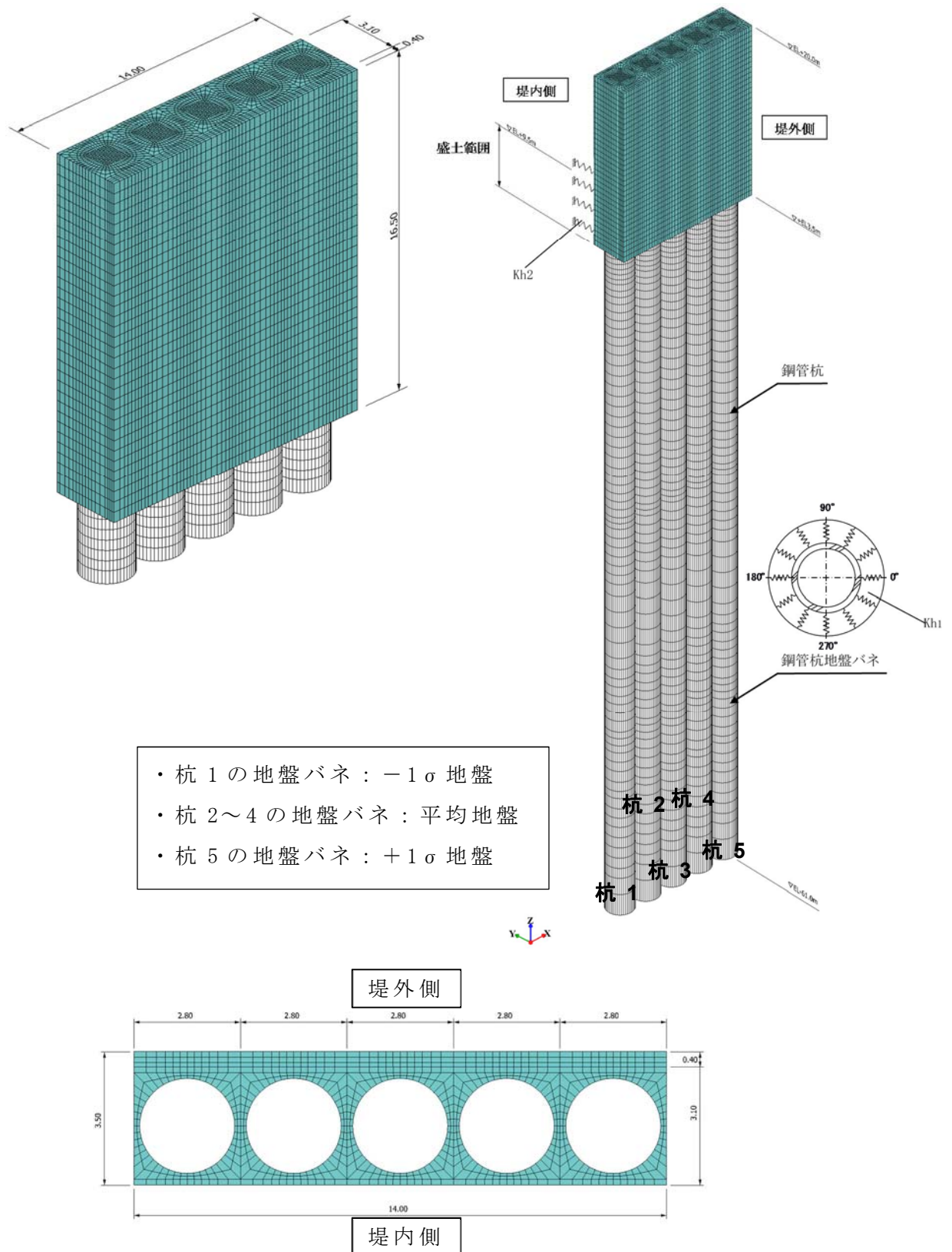
第 3-48 表 材料定数（鋼管杭）

杭直径 D (mm)	厚さ t (mm)	腐食代 (mm)	断面積 A (m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)	弾性係数 E (N/mm ²)	ポアソン 比 ν	密度 ρ (Mg/m ³)
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。



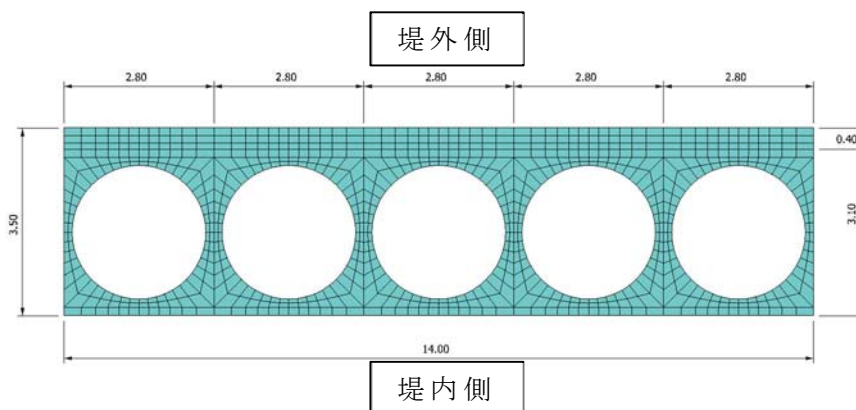
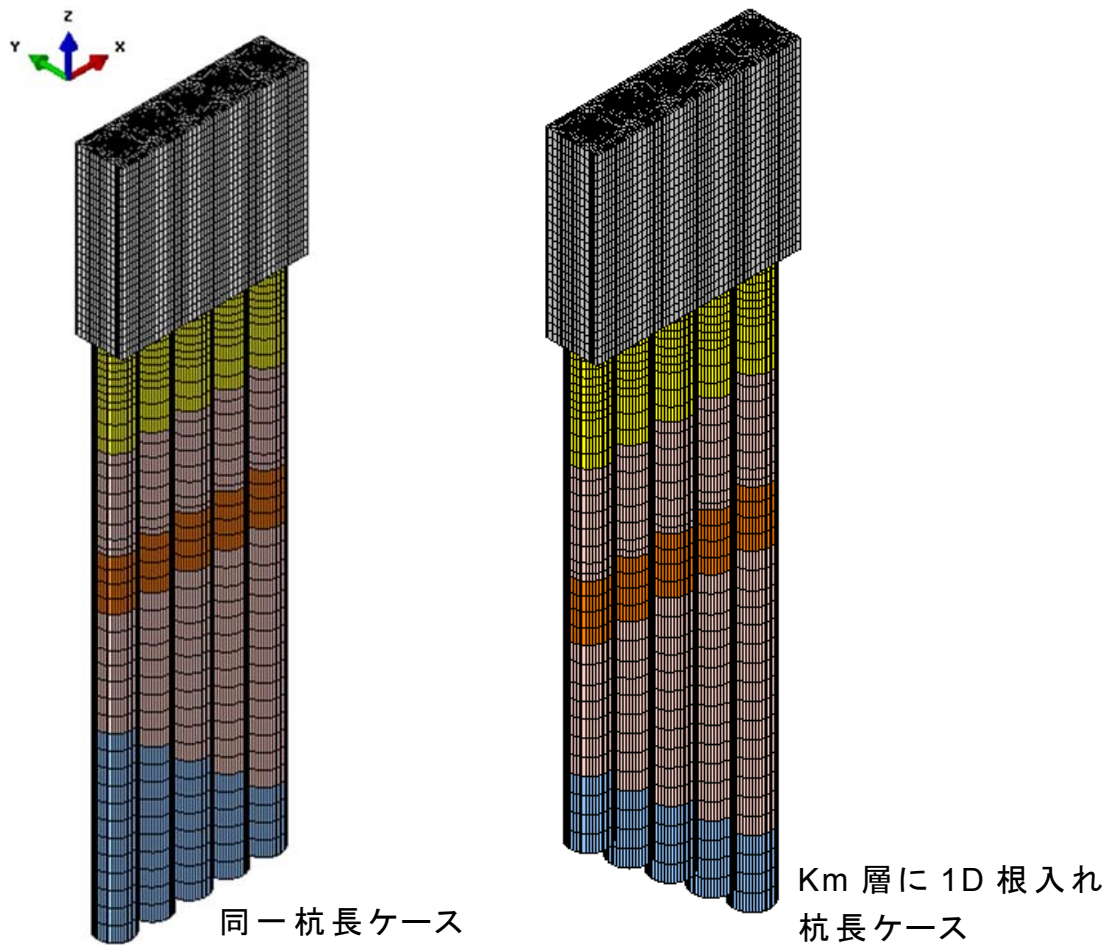
第 3-74 図 解析モデル (一般部)

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 -1σ 物性を適用した。



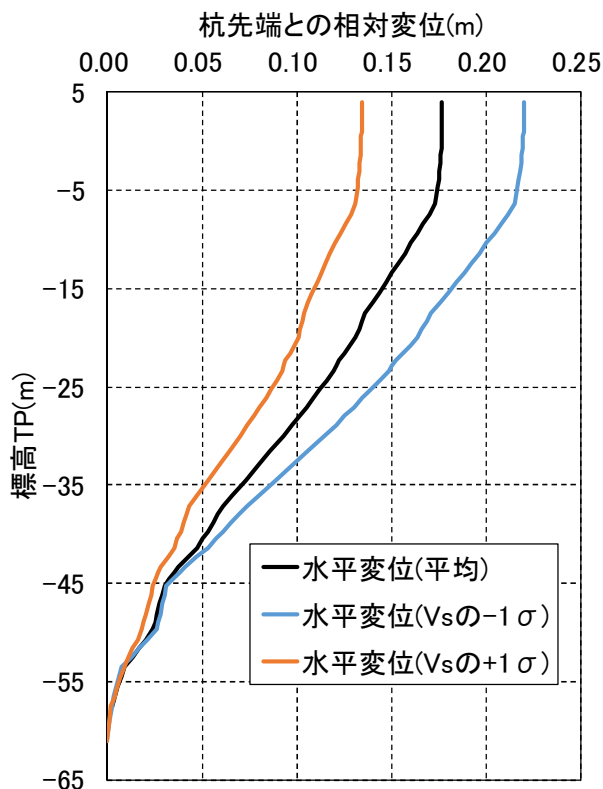
第 3-75 図 解析モデル (岩盤傾斜部)

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 -1σ 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。

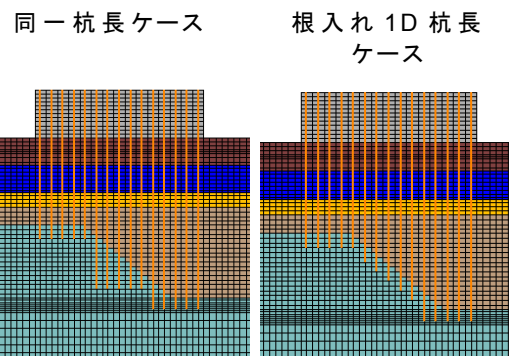
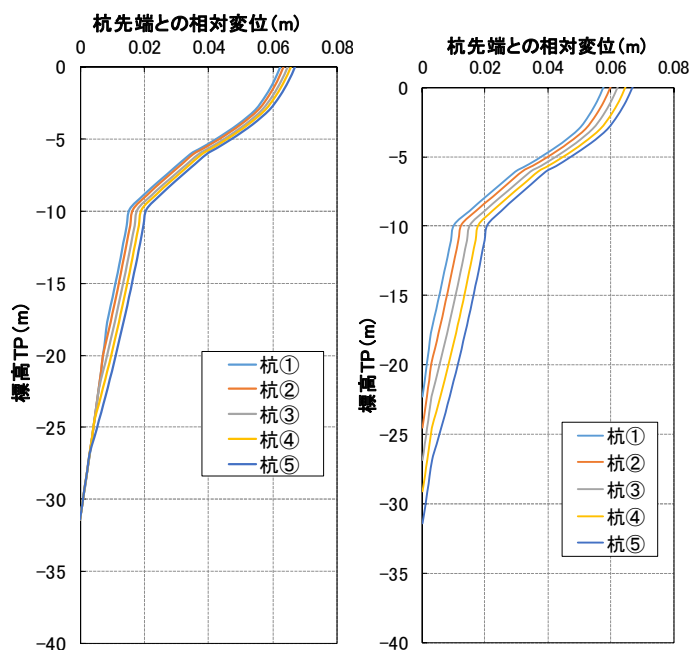
解析モデルに載荷した地震時の地中変位分布及び地表面最大加速度を第3-76図, 第3-77図に示す。



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)

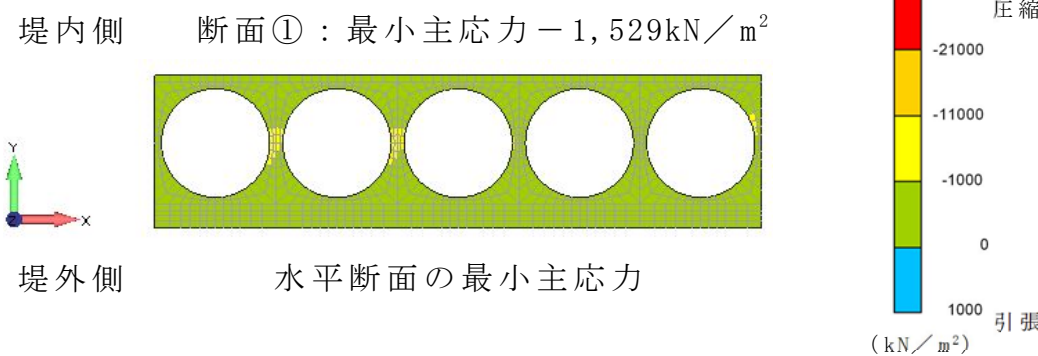
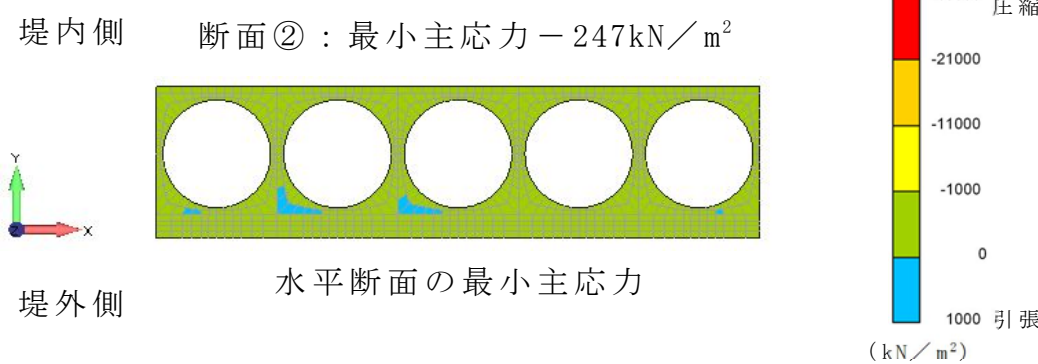
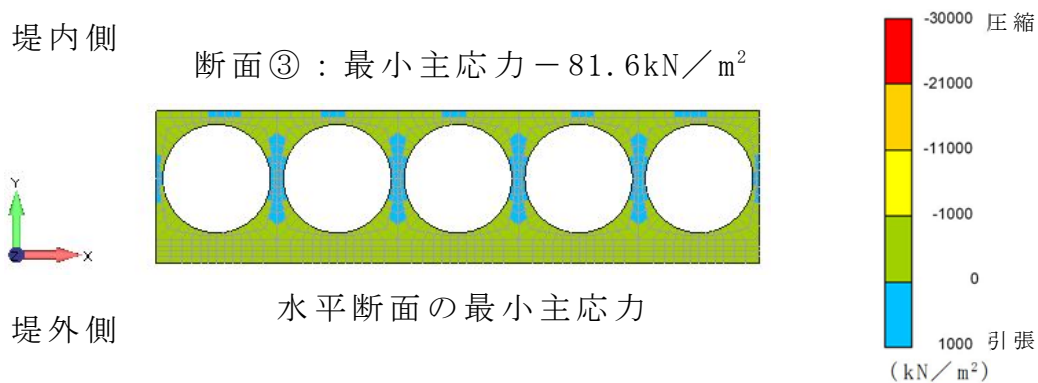
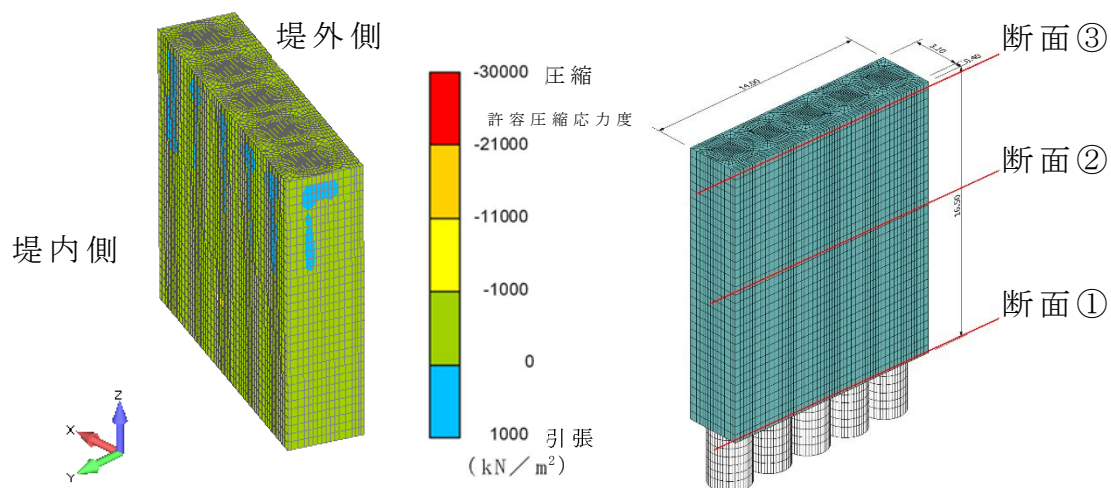
6) 三次元 FEM モデルの解析結果

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。

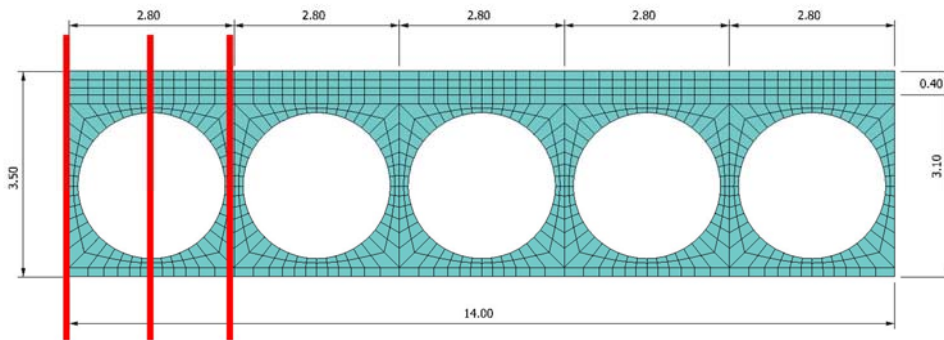
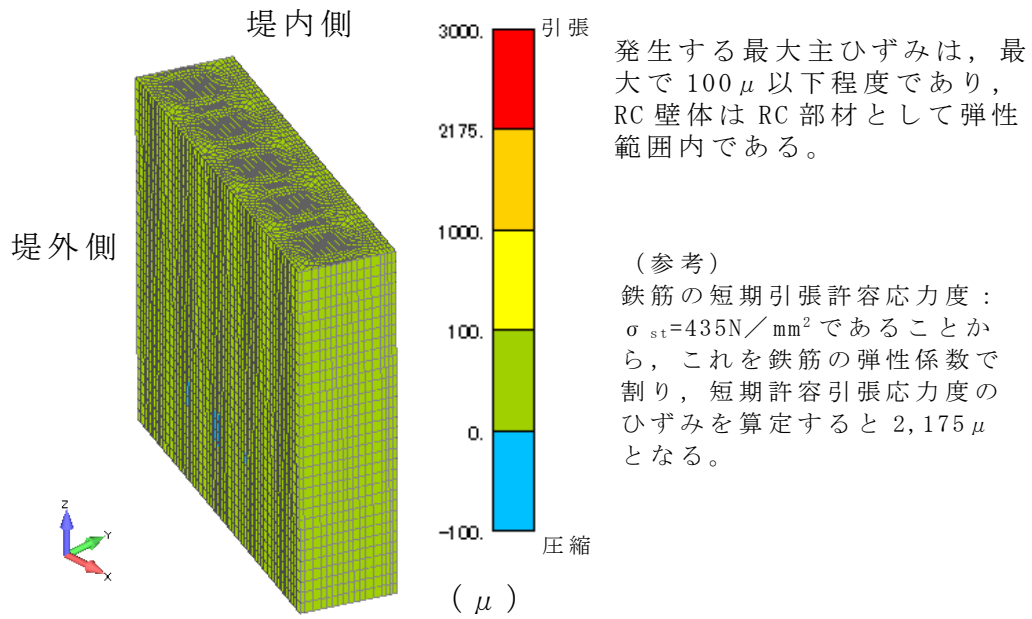
評価の結果，地震時，津波時，津波＋余震時のいずれにおいても，発生する最小主応力はコンクリートの圧縮強度 $40\text{N}/\text{mm}^2$ ($40,000\text{kN}/\text{m}^2$) あるいは許容応力度 $21\text{N}/\text{mm}^2$ ($21,000\text{kN}/\text{m}^2$) を十分下回ることで，発生する最大主ひずみは鉄筋の許容引張応力度のひずみ以下であることから，上部工の構造成立性に問題がないことを確認した。なお，ひび割れ幅は 0.2mm 以下であり止水性が確保される（2012 年制定コンクリート標準示方書によれば，ひび割れ幅が 0.2mm 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。

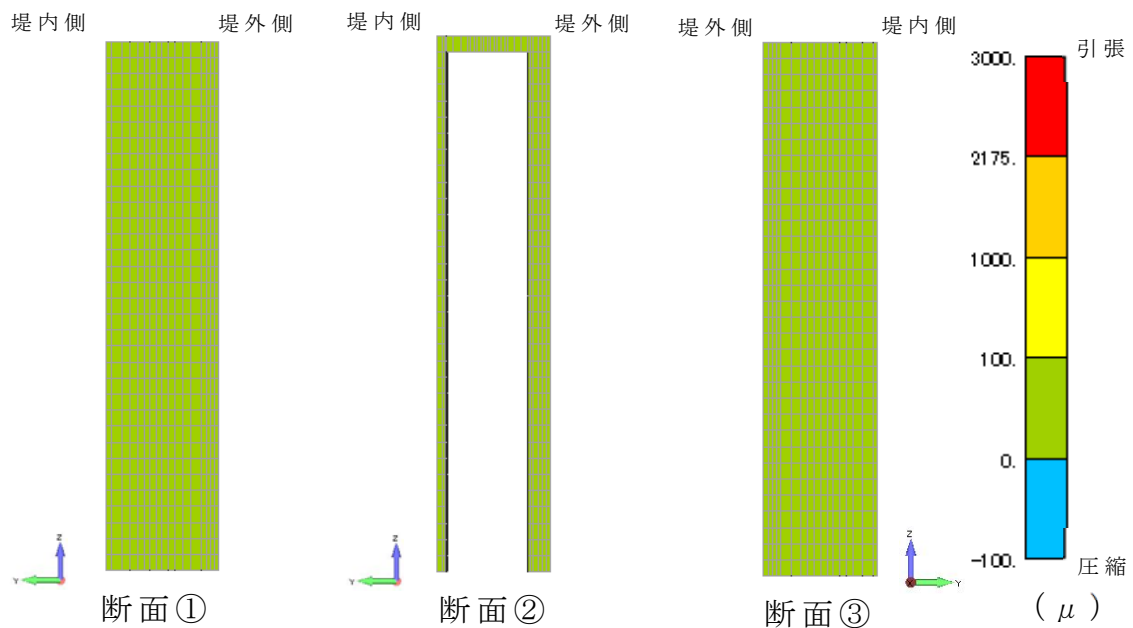
以上のことから，地震時，津波時，津波＋余震時のいずれにおいても，上部工は弾性状態であり構造成立性が確保されることから，止水性能は保持されることを確認した。



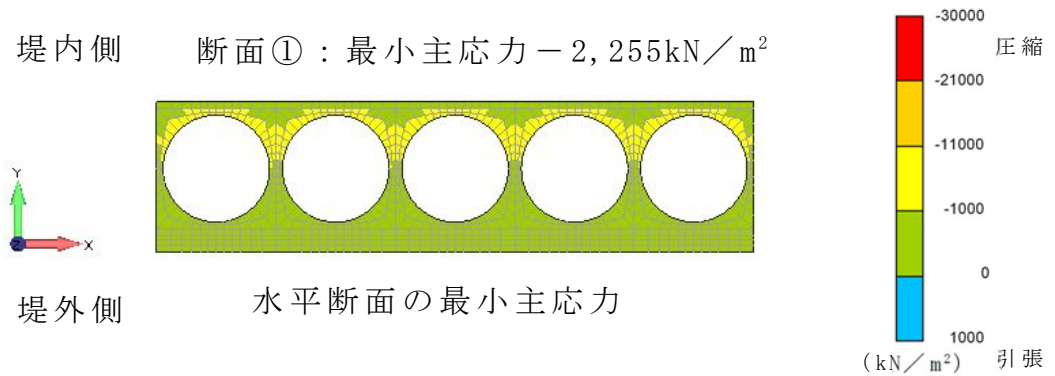
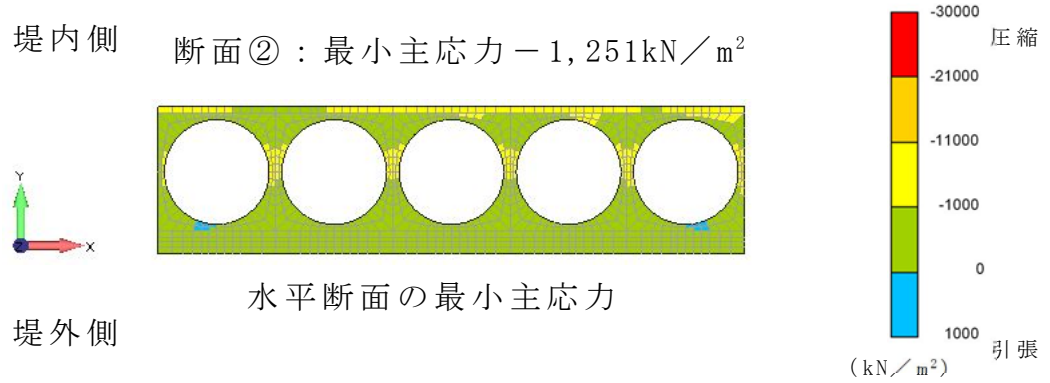
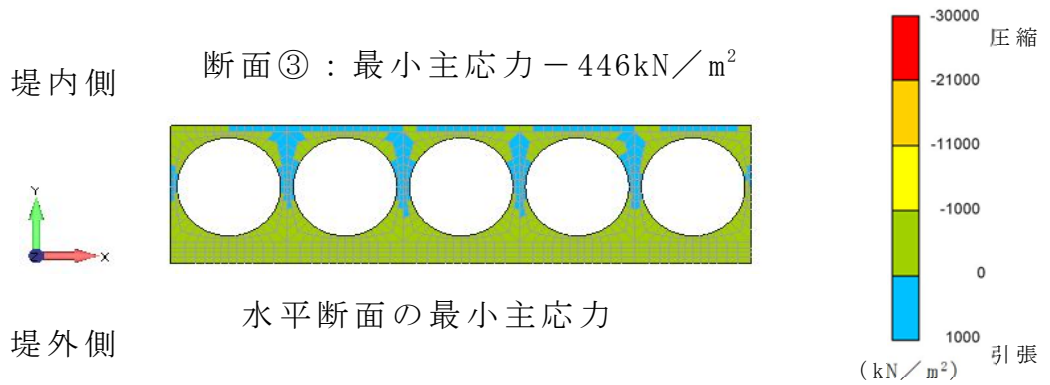
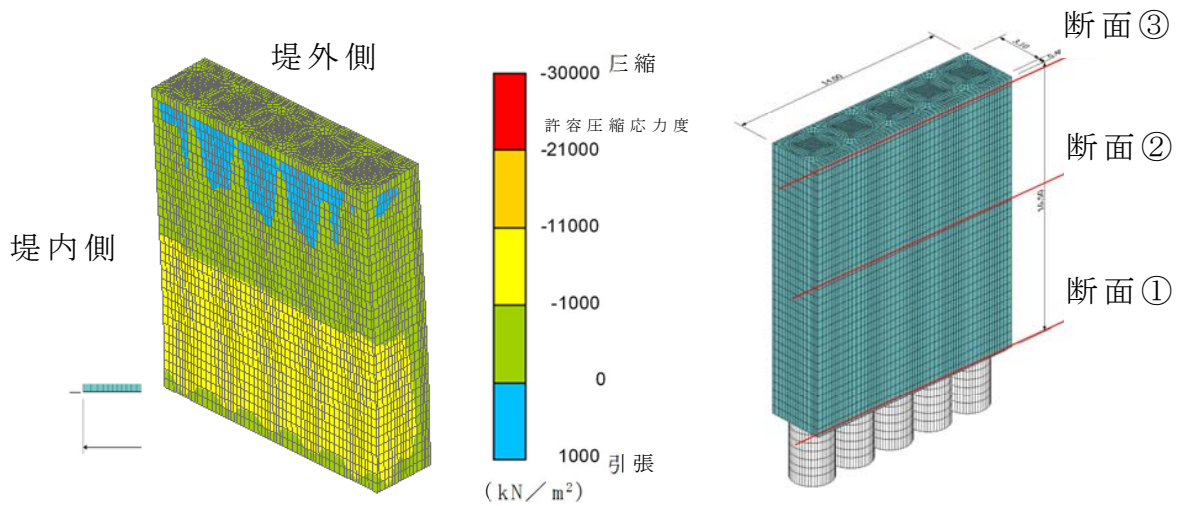
第 3-78 図 地震時の解析結果（最小主応力分布）



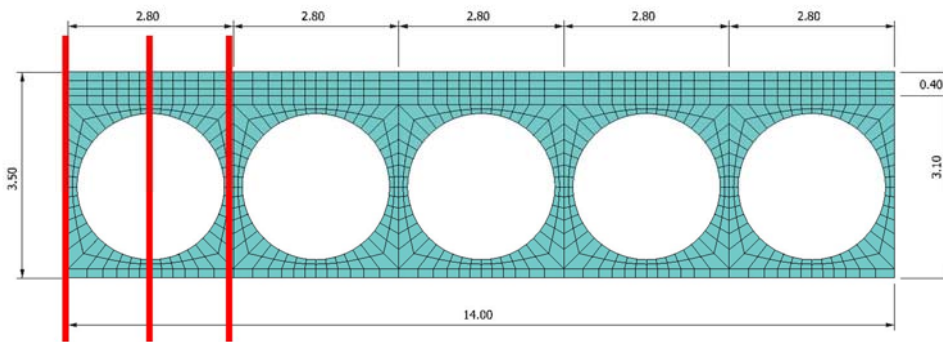
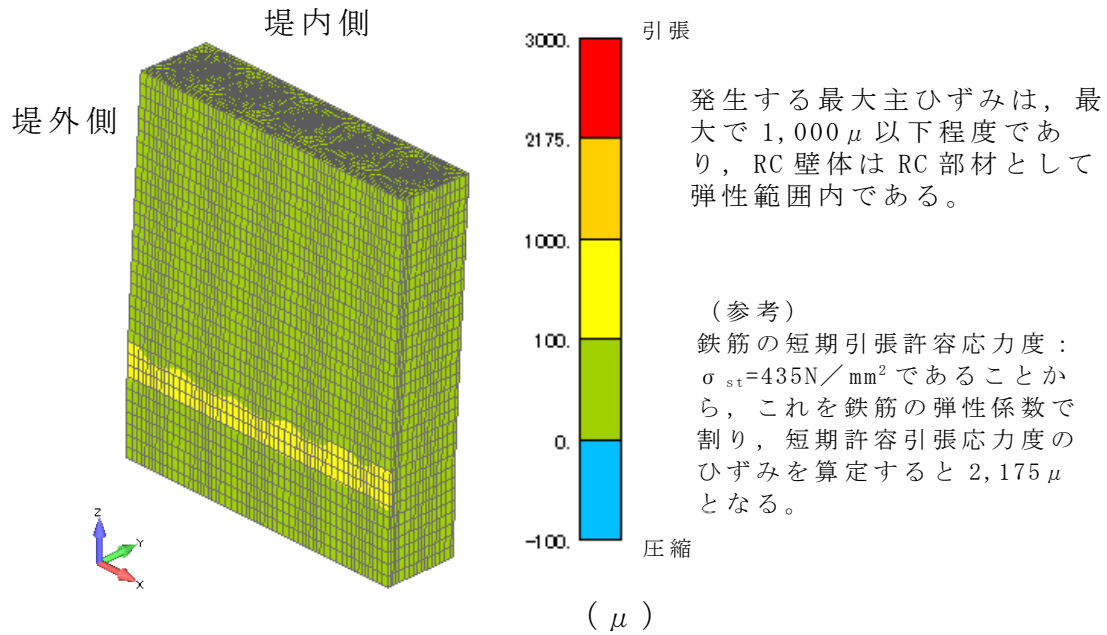
断面① 断面② 断面③



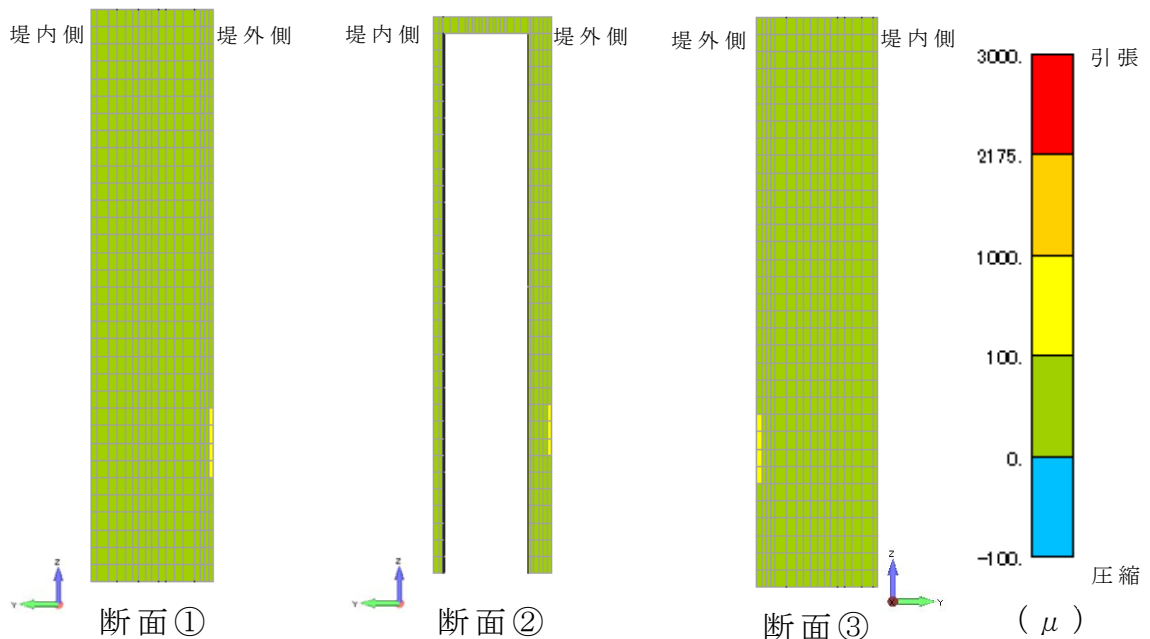
第 3-79 図 地震時の解析結果 (最大主ひずみ分布)



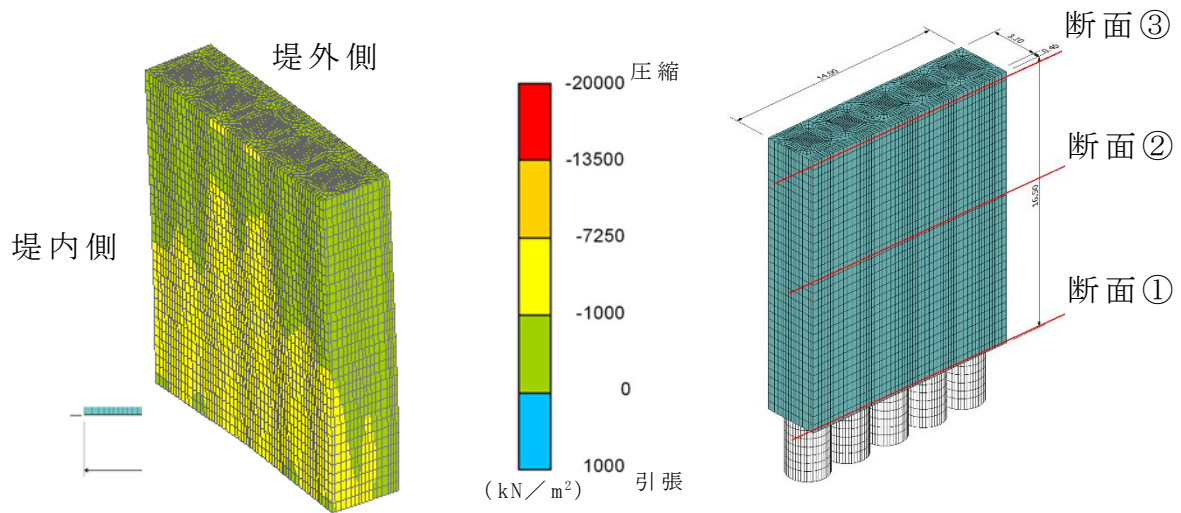
第 3-80 図 津波時の解析結果（最小主応力分布）



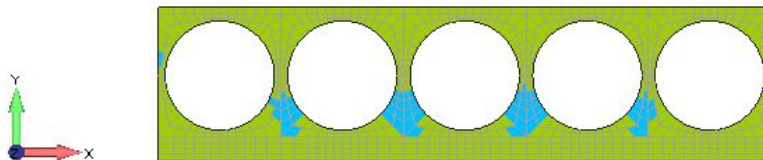
断面① 断面② 断面③



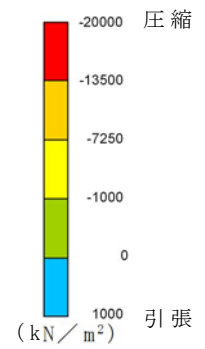
第 3-81 図 津波時の解析結果 (最大主ひずみ分布)



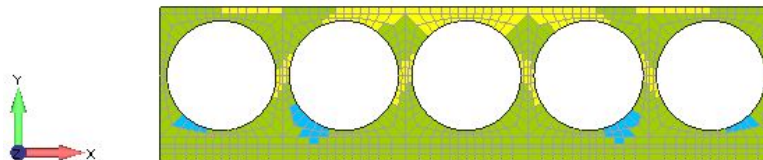
堤内側 断面③：最小主応力 $-1,454 \text{ kN/m}^2$



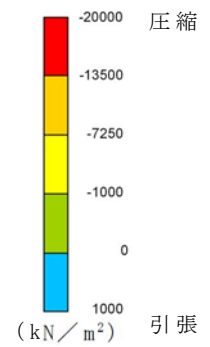
堤外側 水平断面の最小主応力



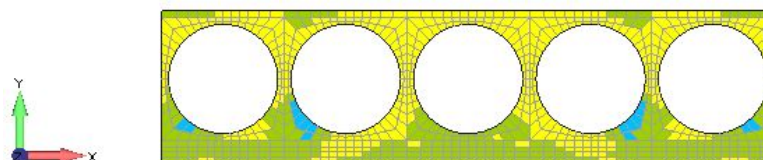
堤内側 断面②：最小主応力 $-2,075 \text{ kN/m}^2$



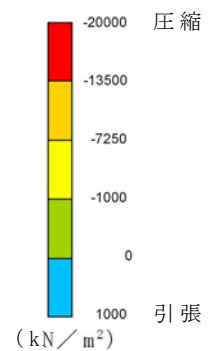
堤外側 水平断面の最小主応力



堤内側 断面①：最小主応力 $-6,288 \text{ kN/m}^2$

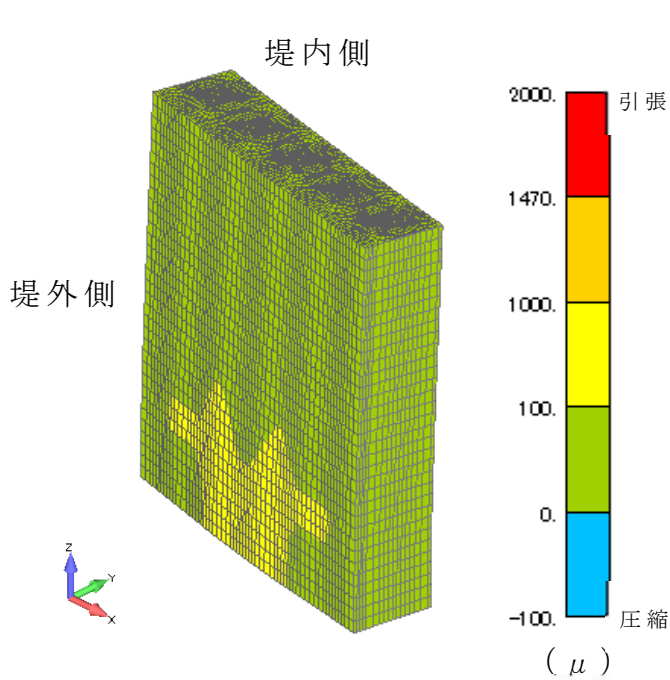


堤外側 水平断面の最小主応力



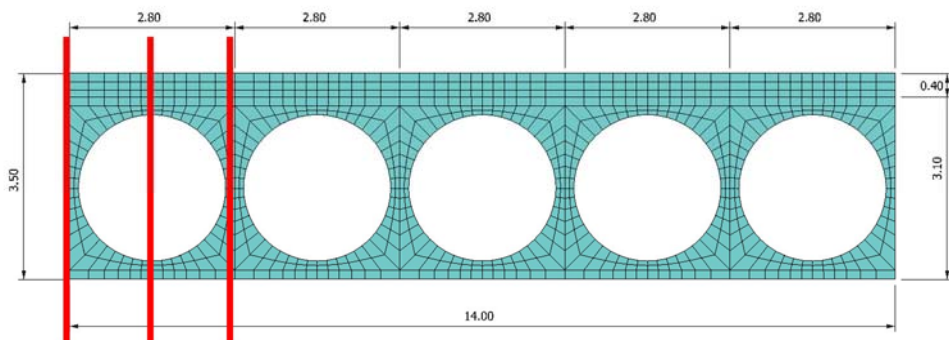
第 3-82 図 津波+余震時の解析結果

(最小主応力分布)

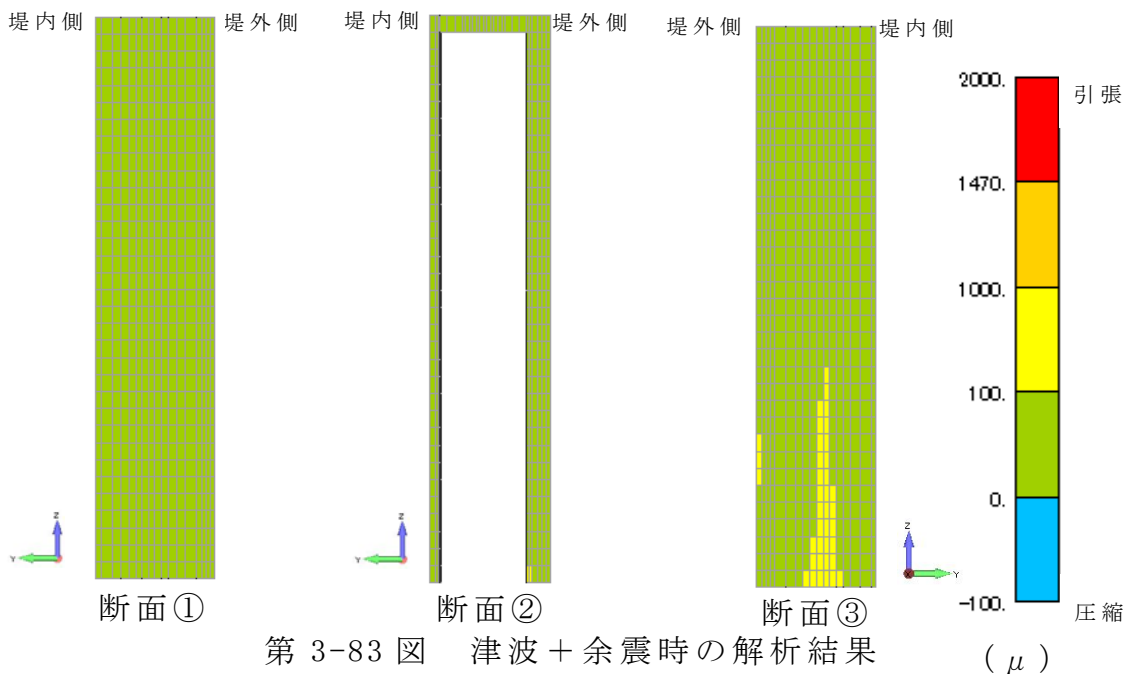


発生する最大主ひずみは、最大で $1,000\mu$ 以下程度であり、RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

(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。

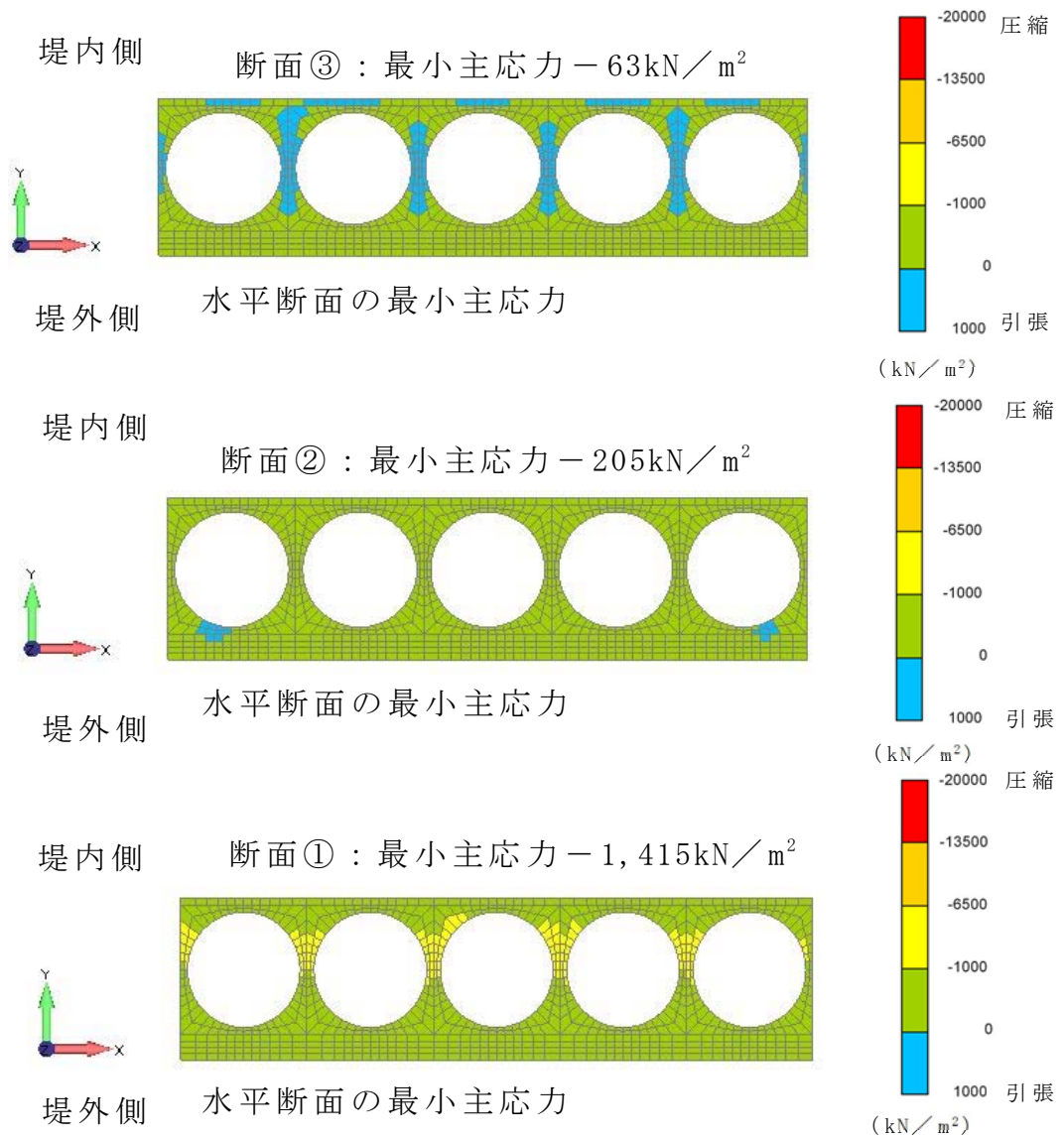
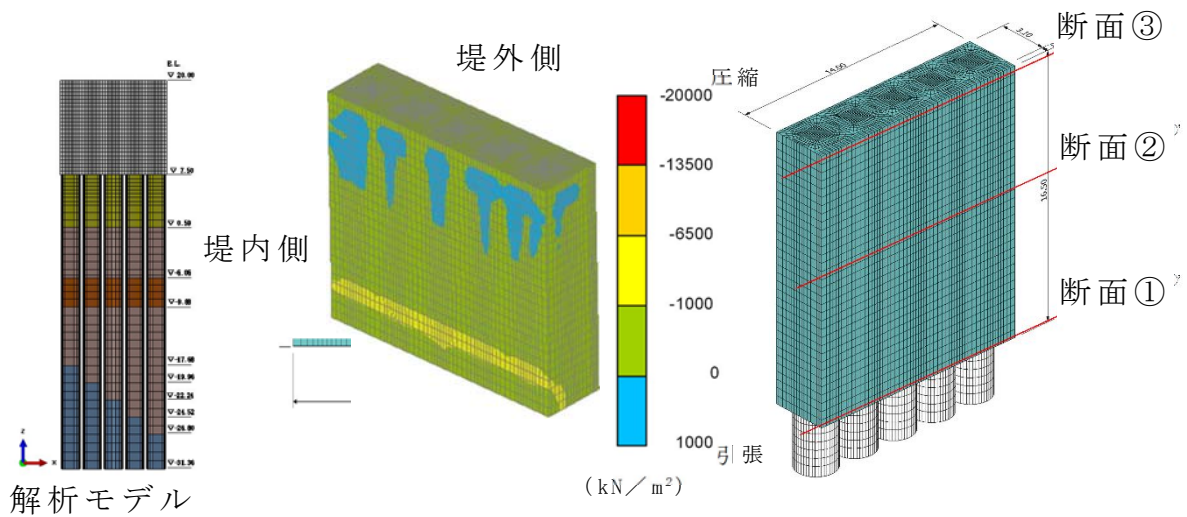


断面① 断面② 断面③

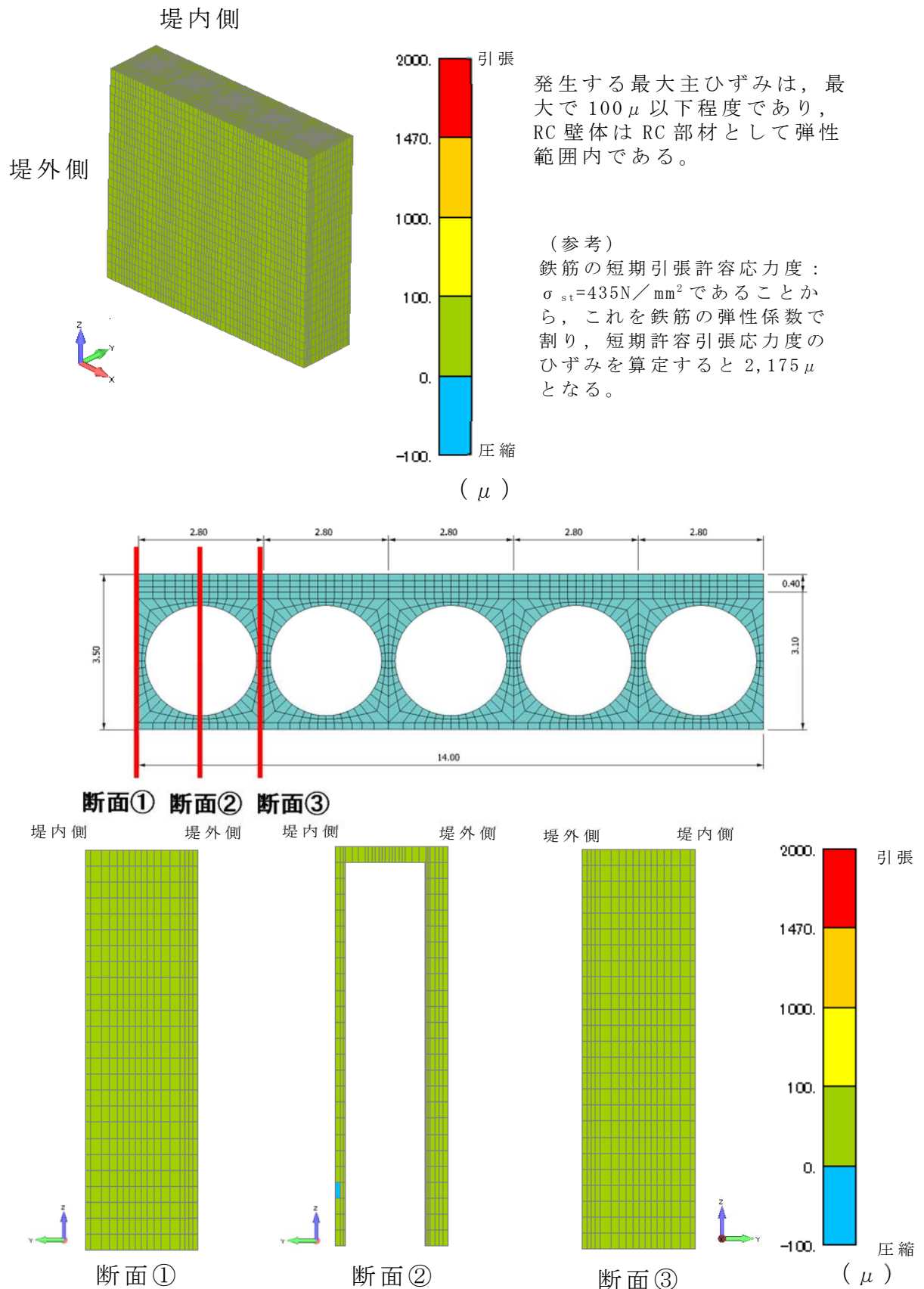


第 3-83 図 津波+余震時の解析結果

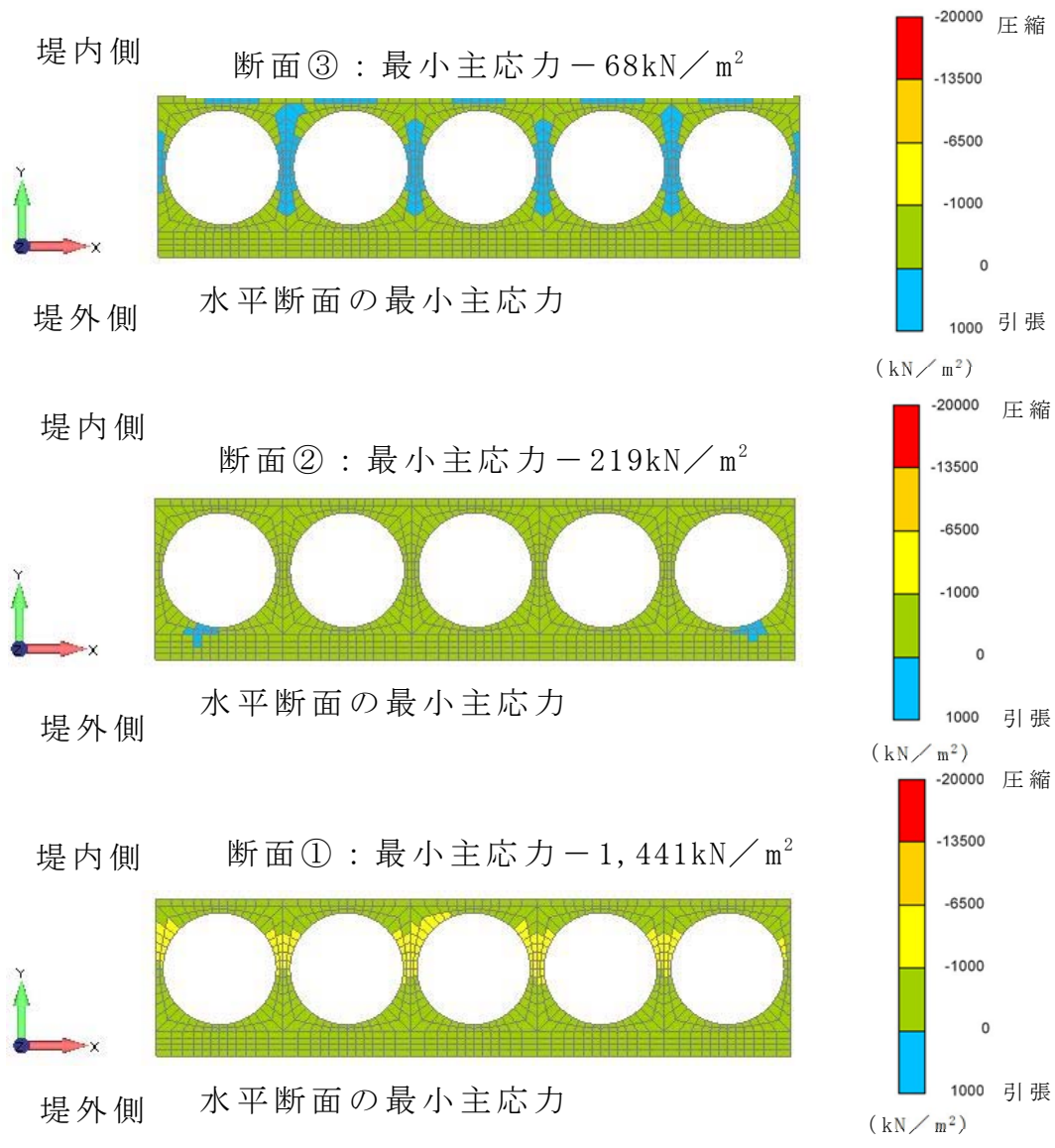
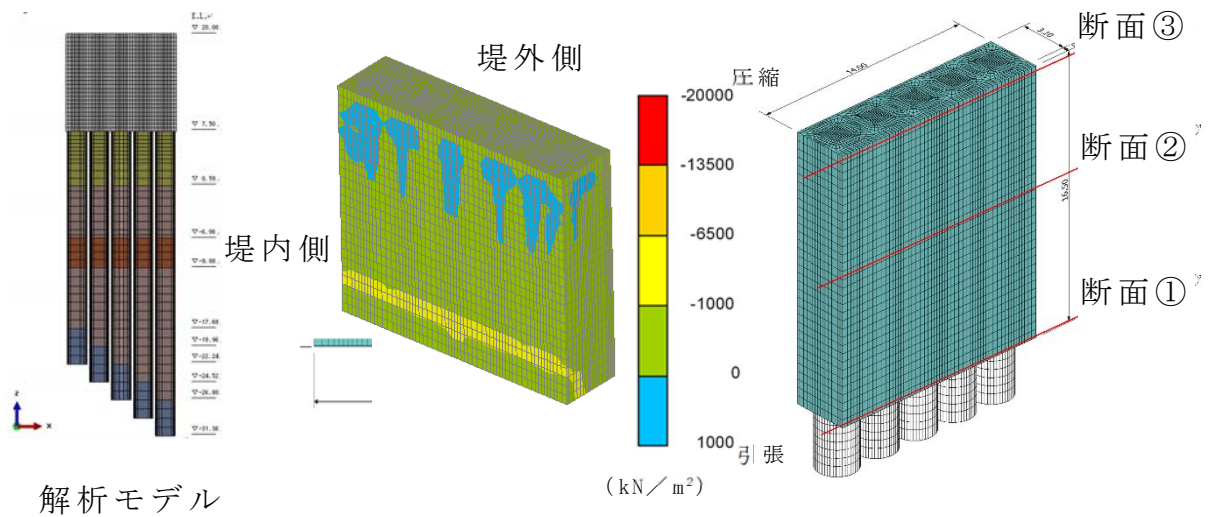
(最大主ひずみ分布)



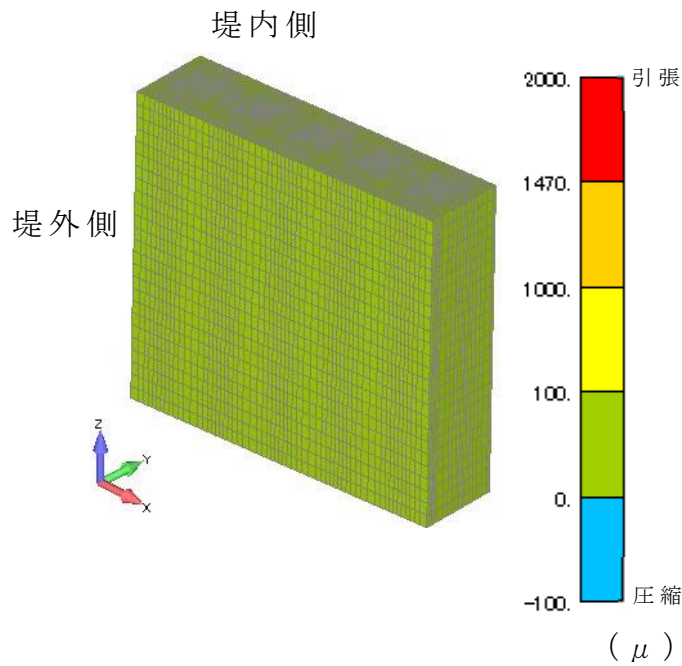
第 3-84 図 地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果
（最小主応力分布）



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）



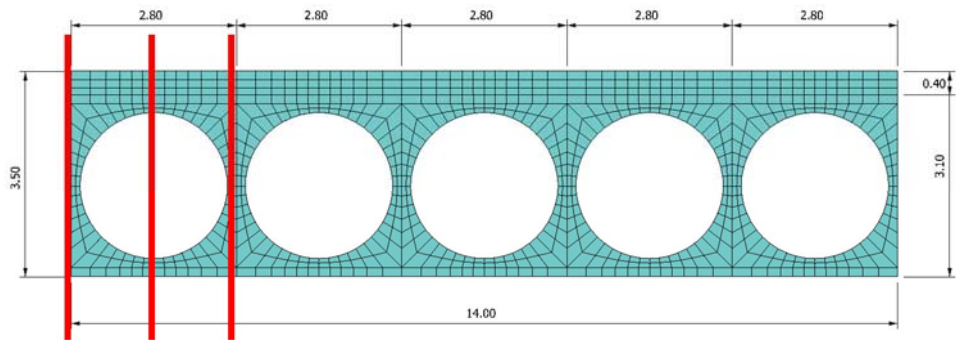
第 3-86 図 地震時（岩盤傾斜 1D モデル）の解析結果
（最小主応力分布）



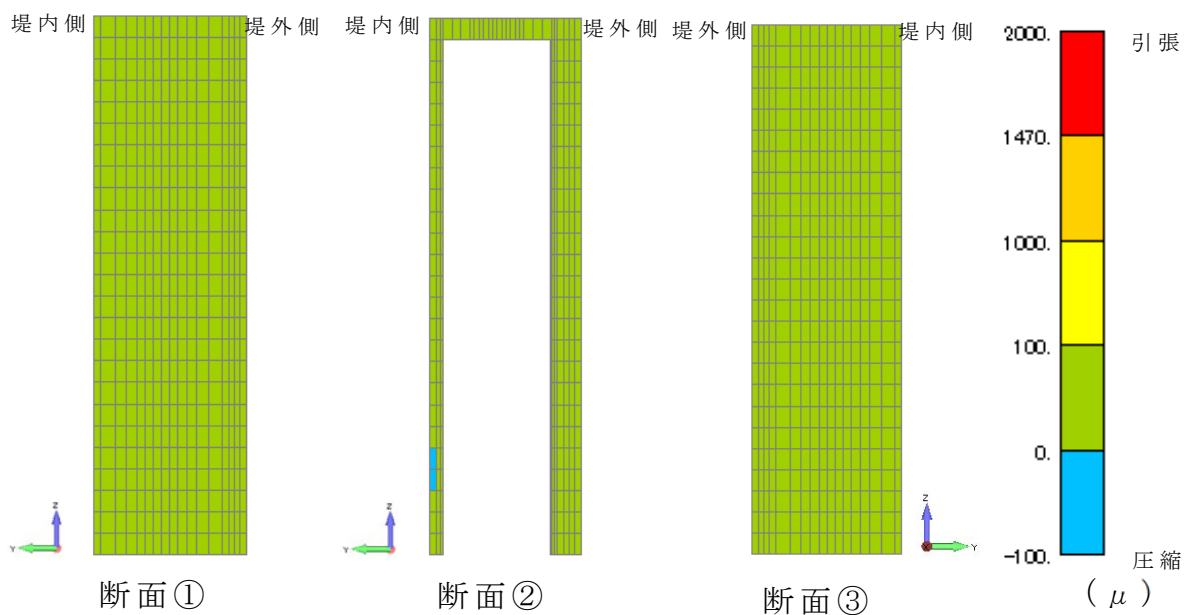
発生する最大主ひずみは、最大で 100μ 以下程度であり、RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

(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 3-87 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 σ_c (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca} (N/mm ²) ($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	安全率 σ_{ca}/σ_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 σ_s (N/mm ²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SD490)	安全率 σ_{sa}/σ_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 ^{*1}	435 ^{*2}	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 σ_c (N/mm ²)	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 σ_s (N/mm ²)	発生応力	12.62 (34.46)	9.15 (47.54)
	許容応力度	435	435
せん断応力※ τ (N/mm ²)	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 σ_c (N/mm ²)	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 σ_s (N/mm ²)	発生応力	182.06 (2.38)	36.92 (11.78)
	許容応力度	435	435
せん断耐力 τ (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 σ_c (N/mm ²)	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 σ_s (N/mm ²)	発生応力	277.91 (1.56)	43.69 (9.95)
	許容応力度	435	435
せん断耐力 τ (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。

(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

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。

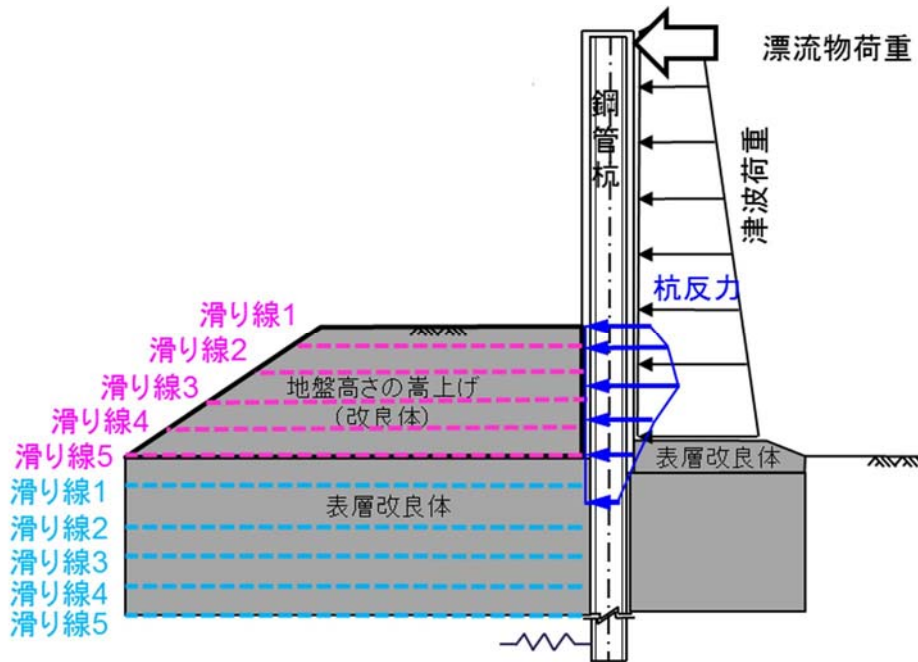
地盤改良工法は、改良対象地盤の物性、地下水位、施工性などを考慮して選定する。また、地盤剛性の急変部により杭体に局所的な応力を発生させないように、地盤剛性が上層から下層に向けて、やや大きめの剛性から原地盤に近い剛性に移行するような改良仕様を設定する。

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。

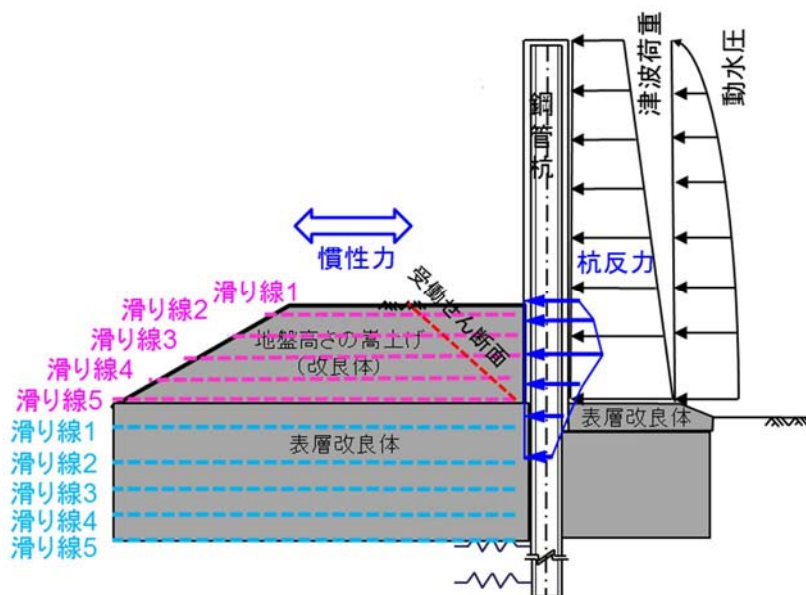
1) 評価結果

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

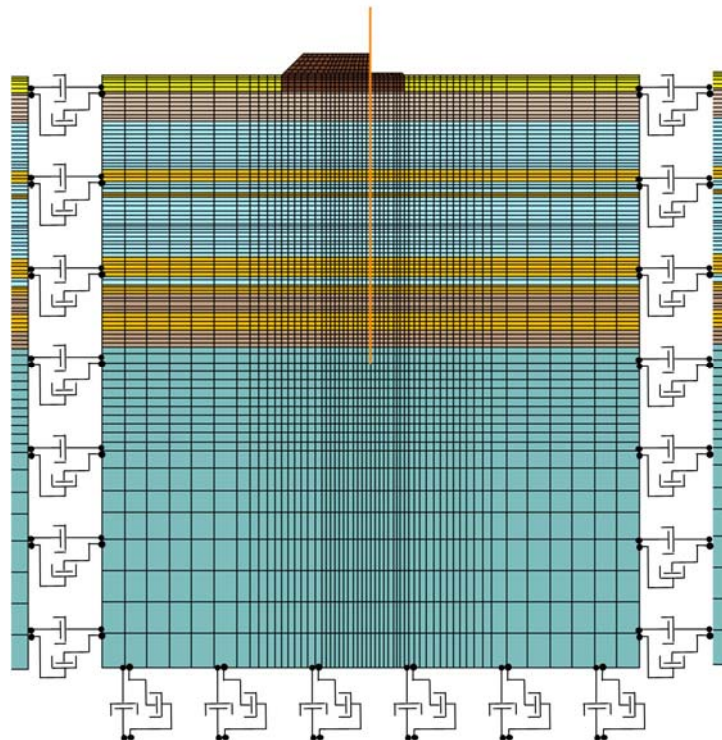
第 3-55 表(4) 表層改良体の滑り照査 (T. P. +24m 津波+余震時)

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

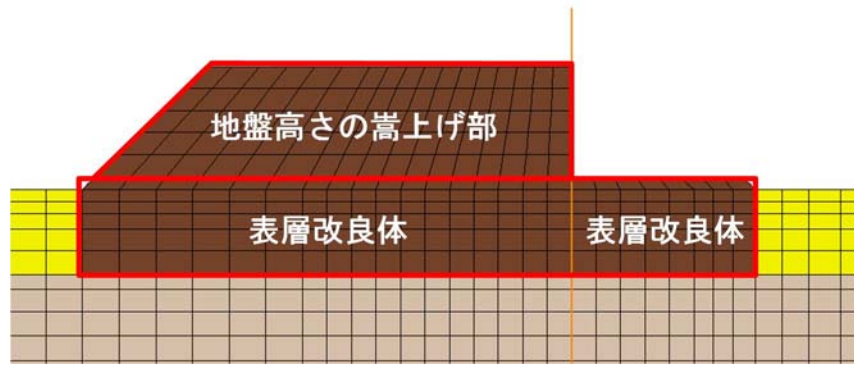
②地震時の結果

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。

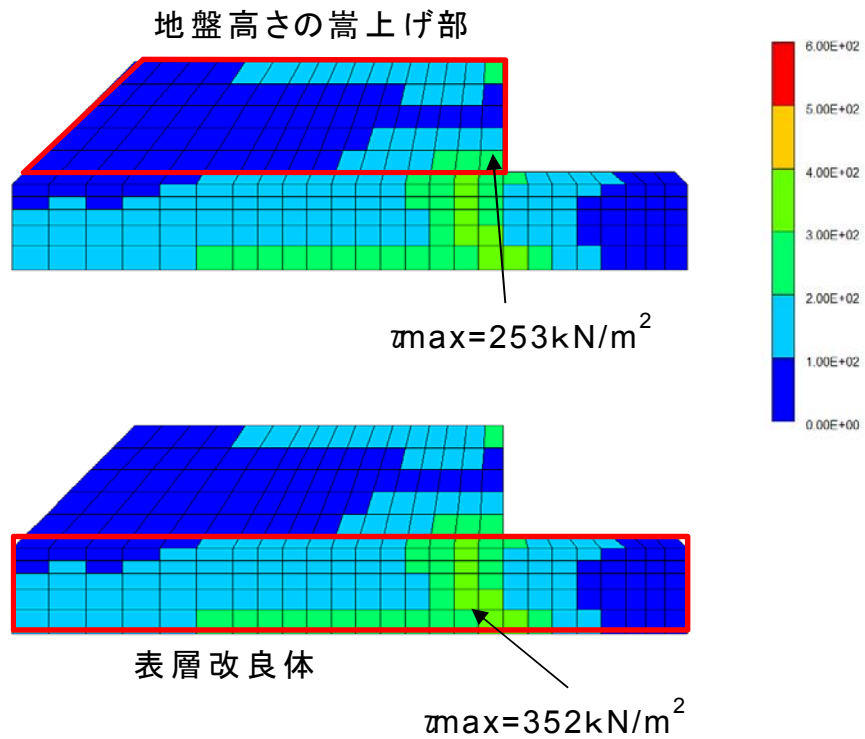
有効応力解析の解析モデルを第 3-89 図に，地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体メッシュ図を第 3-90 図に示す。また，地震時の時刻歴最大の局所のせん断応力の算出結果を第 3-91 図に示す。これら要素から算出される時刻歴最大の局所のせん断応力がせん断強度以下であり，滑り線となる連続した応力分布を形成していないことから，改良体に滑りが発生しないことを確認した。



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 ²	$\tau_a =$ 500N/mm ²	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)

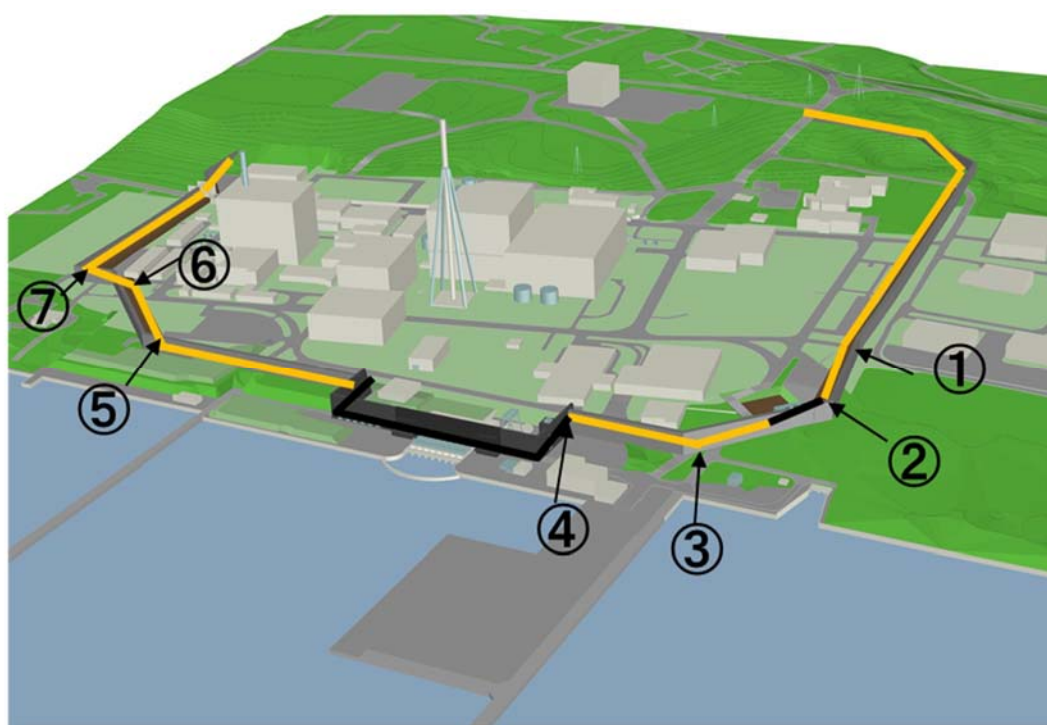
	発生せん断力	せん断耐力	安全率	判定
津波時	11,511	33,718	2.92 > 1.2	OK
津波＋余震時	17,313	33,718	1.94 > 1.2	OK
T.P.＋24m 津波時	23,284	33,743	1.44 > 1.2	OK
T.P.＋24m 津波＋余震時	24,490	33,743	1.37 > 1.2	OK
地震時 (豊浦標準砂を仮定)	$\tau_{max} =$ 352N/mm ²	$\tau_a = 500N/mm^2$	1.42 > 1.2	OK

(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 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
		δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{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 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
		δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{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 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
			δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{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 $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$
			δxN	δyN	δzN	δxS	δyS	δzS	
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 ²)	382.5 (N/mm ²)	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 ²)	217.5 (N/mm ²)	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/mm² 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 ²)	21 (N/mm ²)	1.43	OK
引張 (鉄筋)	二次元梁バネモデル 津波+余震	277.91 (N/mm ²)	435 (N/mm ²)	1.56	OK
せん断	静的三次元 FEMモデル 津波+余震	237.28 (N/mm ²)※1	435 (N/mm ²)※2	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

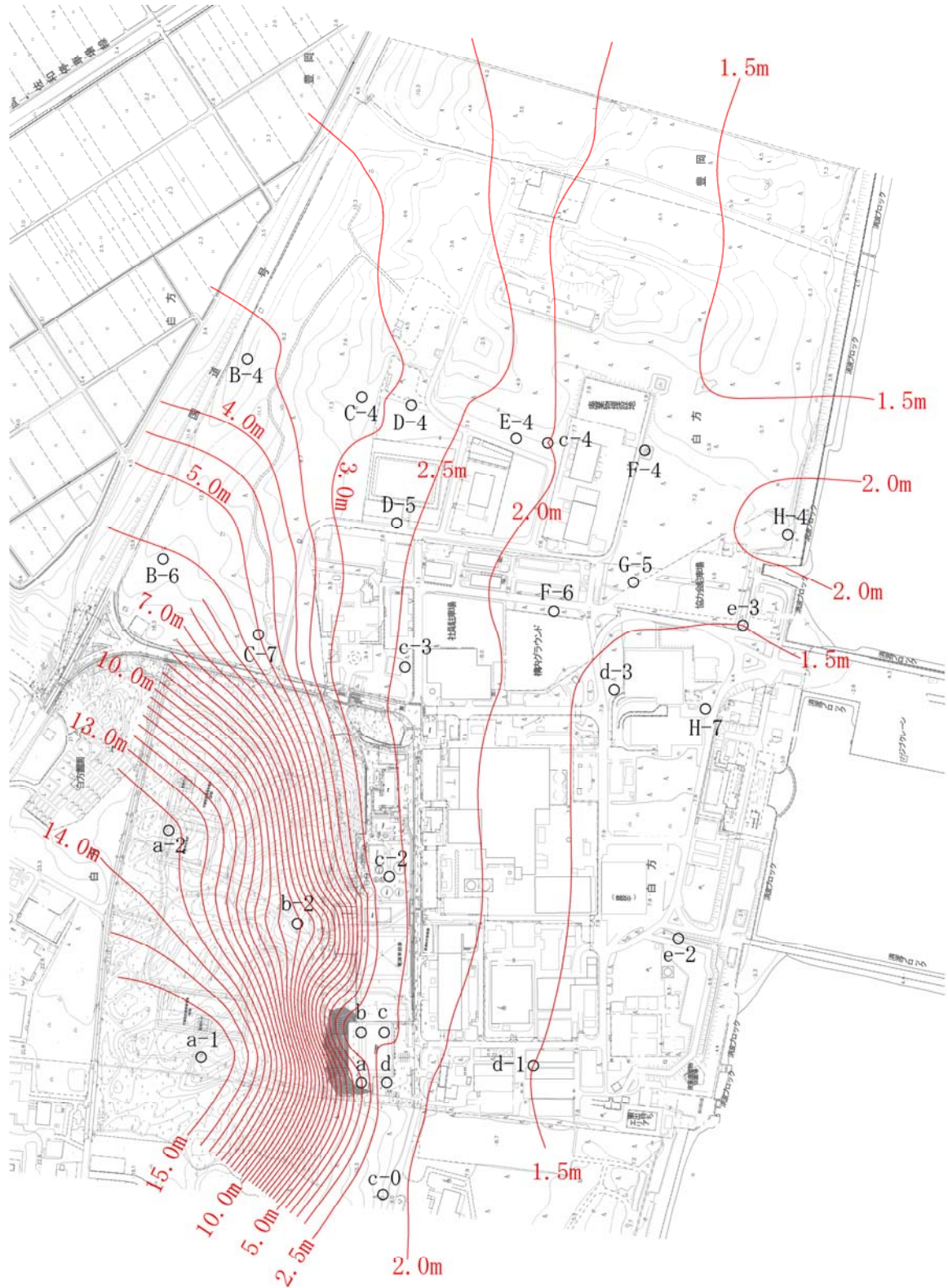
過去の地下水位観測データを第1表、観測最高地下水位コンター図を第1図に示す。

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

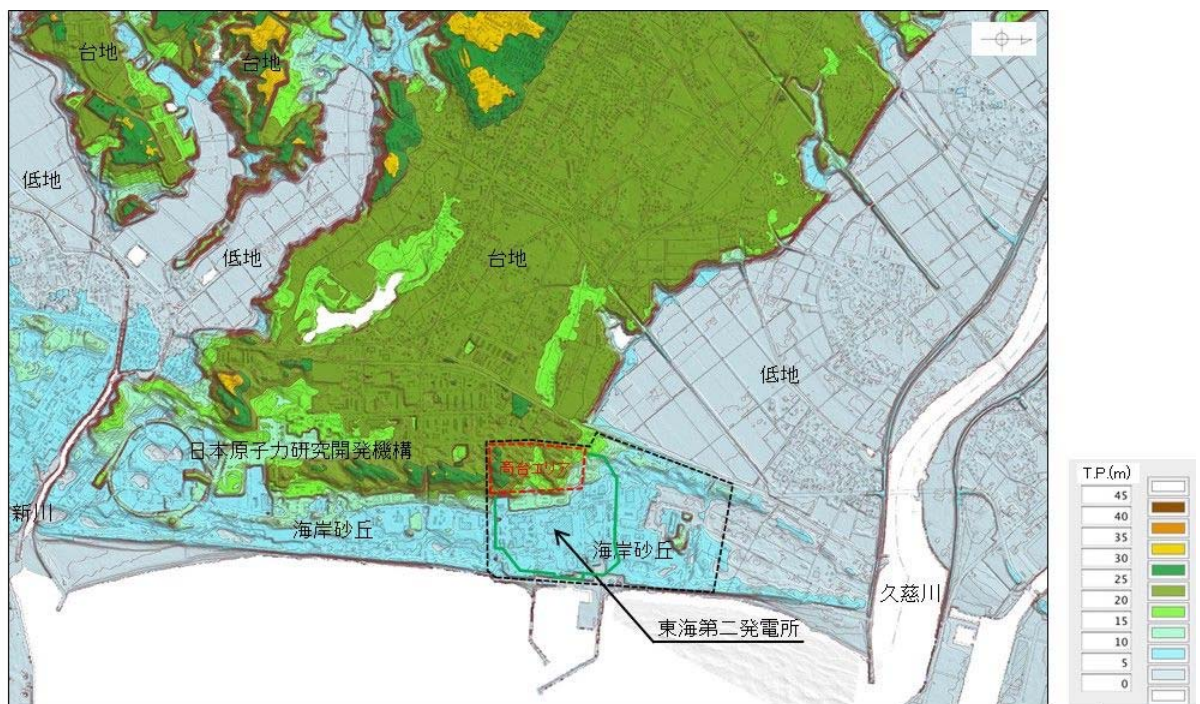
3. 防潮堤を考慮した地下水位の設定

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。

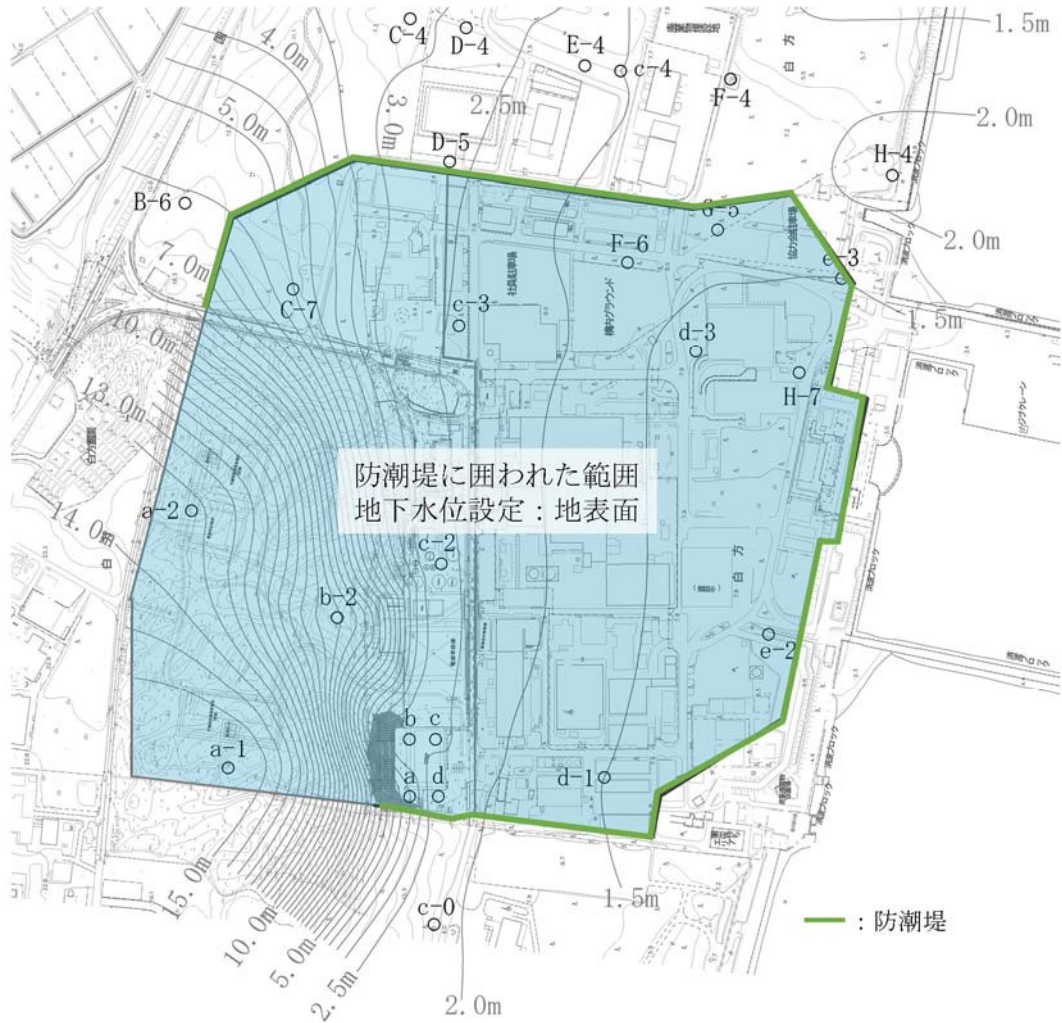
敷地近傍陸域の地形は、台地、低地及び海岸砂丘からなる。敷地の南西方の高台エリアは台地東方部に位置し、海岸砂丘との境界に当たる。高台エリアの北方には海岸砂丘と低地の境界が分布しており、その西方には台地と低地（T.P. +5m 以下）の境界が分布している。このような地形的状況から、高台エリアへの流入地下水は、高台エリアから西方に続く台地より流入しているものと考えられる。なお、高台エリアの西端の標高とその西方の台地の標高に大きな差はない。



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。



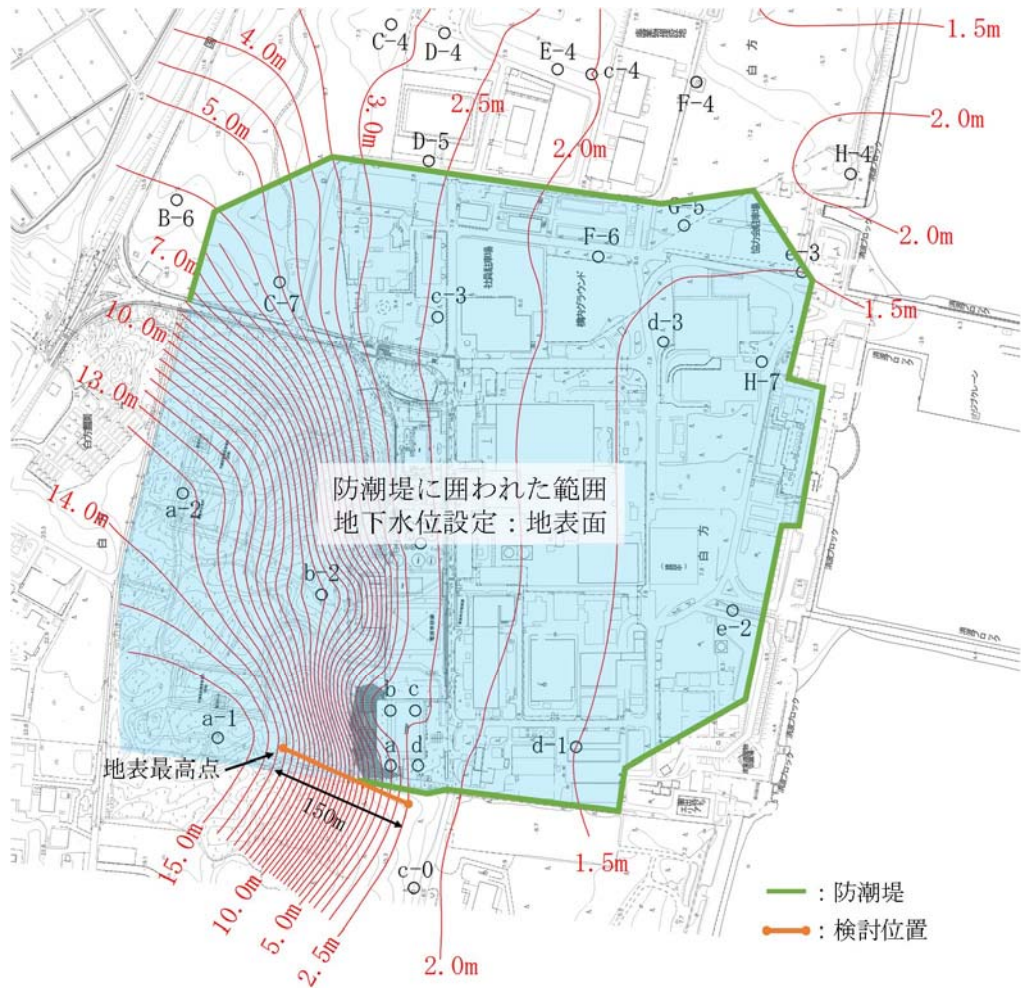
第 3 図 地下水位設定

(3) 地下水位の上昇によるその他の影響

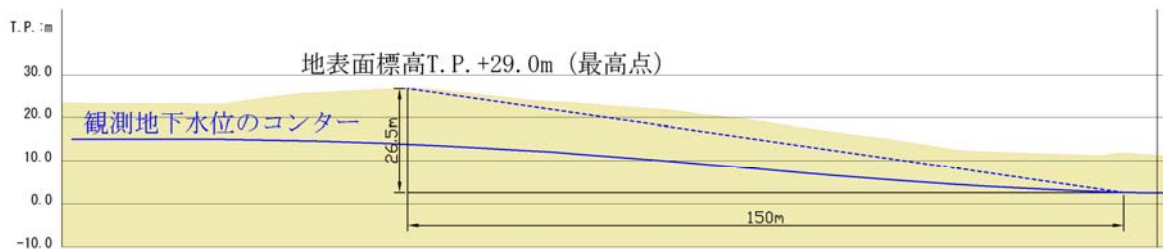
防潮堤で囲われた範囲について地下水位の上昇を考慮した際の、周辺の領域の地下水の流速の変化及びそれに伴う影響（地盤中の砂の流出）の有無について検討する。地盤への影響の検討は、設定した地下水位から想定される地下水の流速と、現地の土質材料から想定される多粒子限界流速を比較することにより行う。

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位が摺りつくると仮定し、保守的に地下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。

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \text{T. P.} + 29\text{m} - \text{T. P.} + 2.5\text{m} = 26.5\text{m}$$

$$\Delta L = 150\text{m}$$

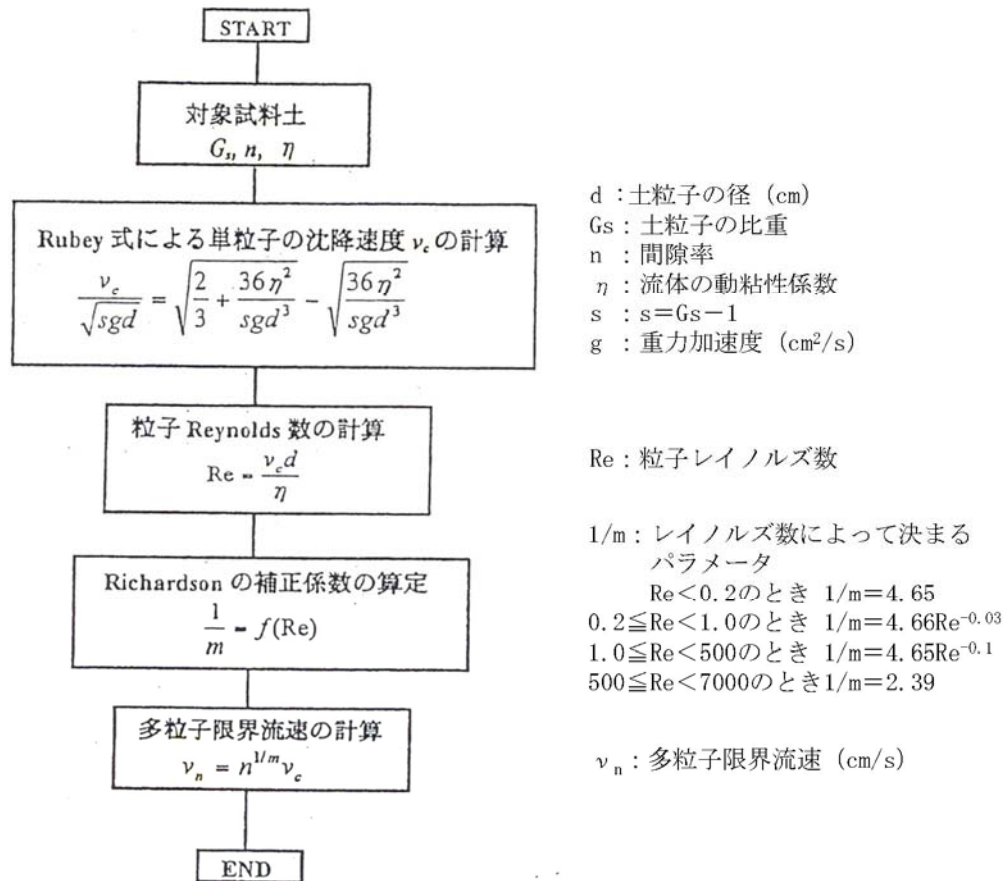
$$k = 3.23 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$\begin{aligned} v &= k \times i = 3.23 \times 10^{-2} [\text{cm/s}] \times 26.5\text{m} / 150\text{m} \\ &= 5.71 \times 10^{-3} [\text{cm/s}] \end{aligned}$$

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^{*1}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%
η	流体の動粘性係数 (地下水温 15~20℃を想定し設定)	0.011cm ² /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。

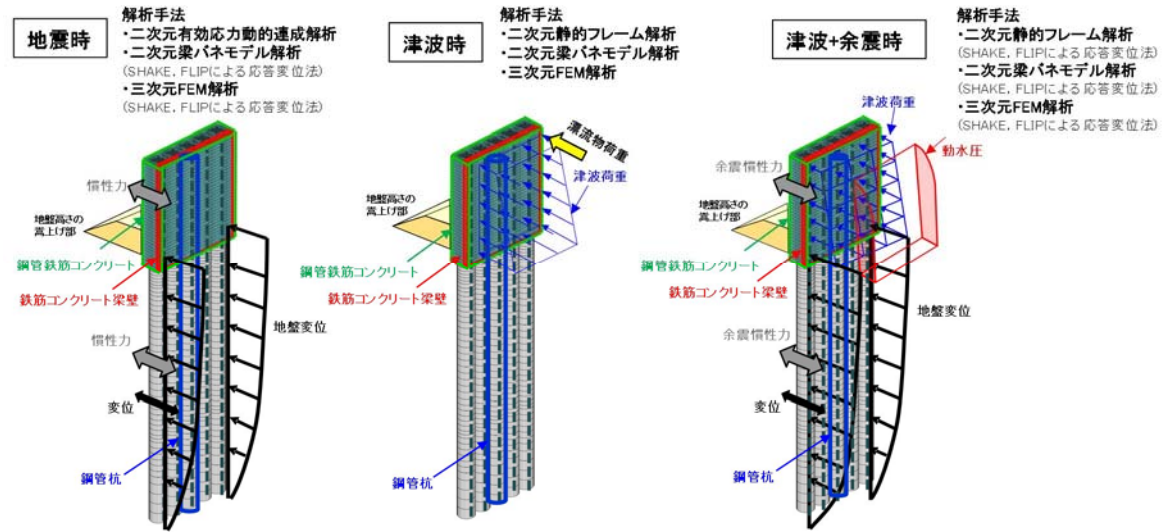
4. 結論

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パネモデル解析	津波荷重と漂流物荷重を用いた二次元梁パネモデル解析	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パネモデル解析
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。

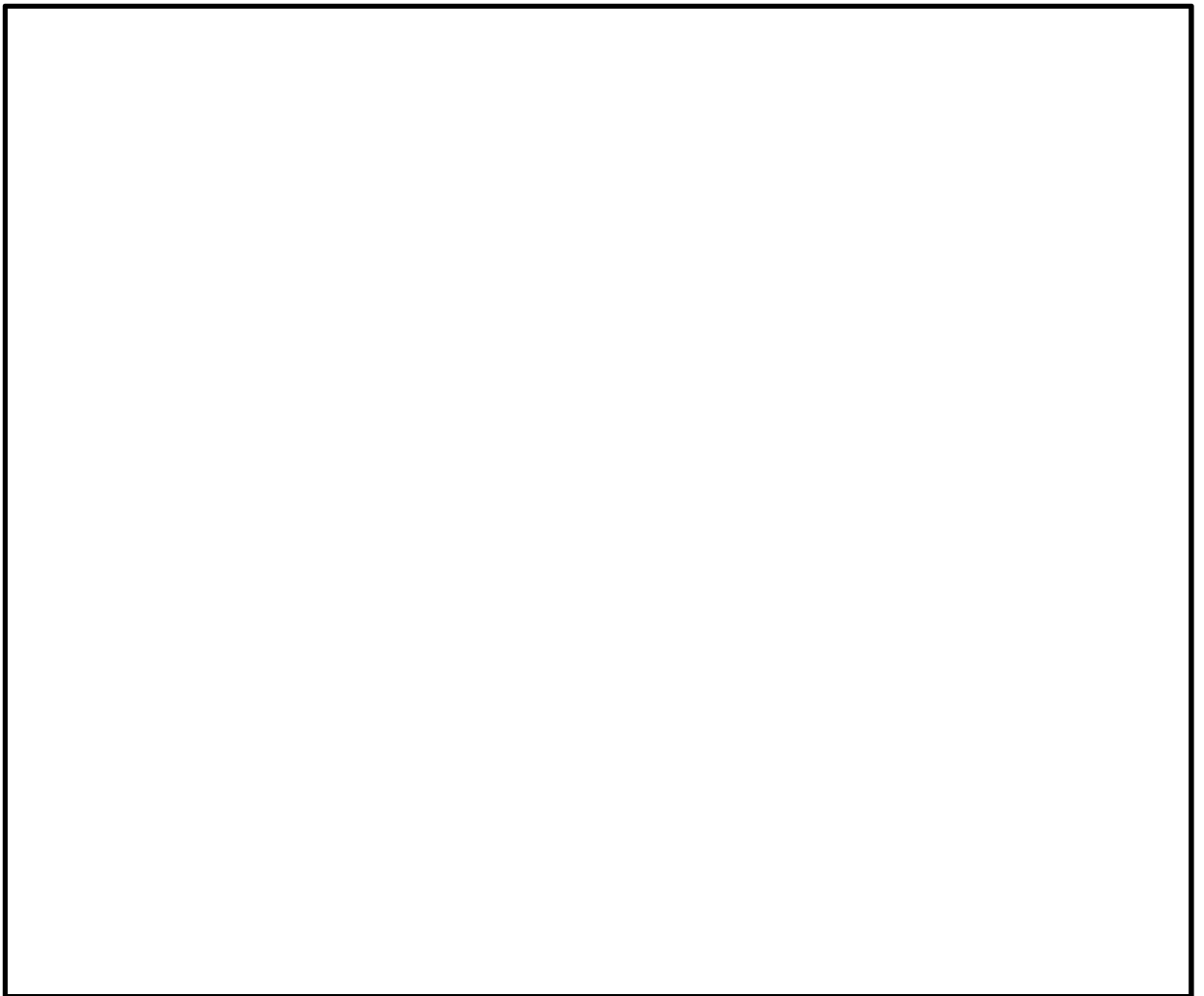
そのため、駆動方式は多重性を持たせ「電動駆動式」と「機械式」とし、電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給し、電源がない場合には、電源を必要とせず現地より閉操作できるように機械式を採用してい


る。防潮扉に係る適用規格を以下に示す。

<適用規格>

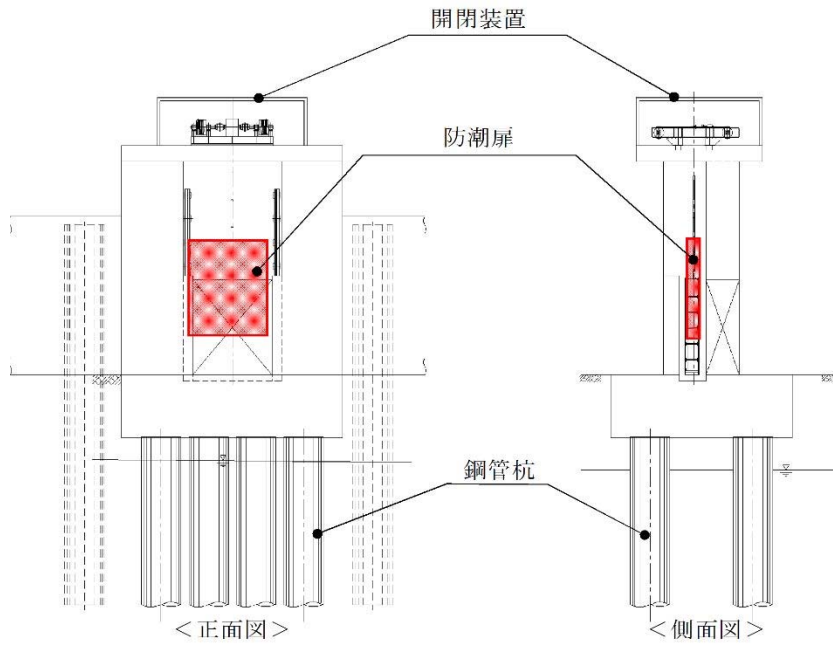
水門鉄管技術基準

ダム・堰施設技術基準

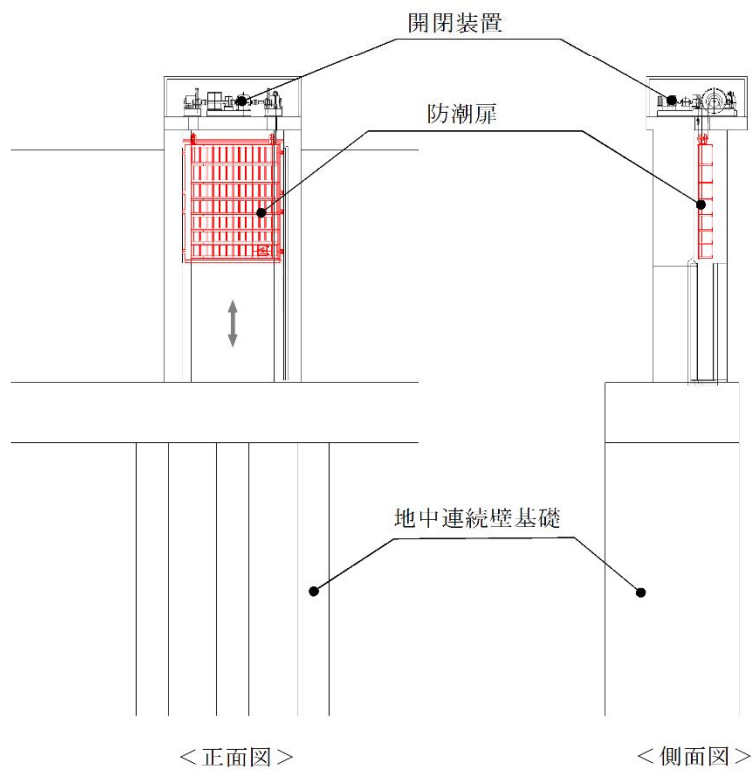


 : 防潮扉設置位置

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）

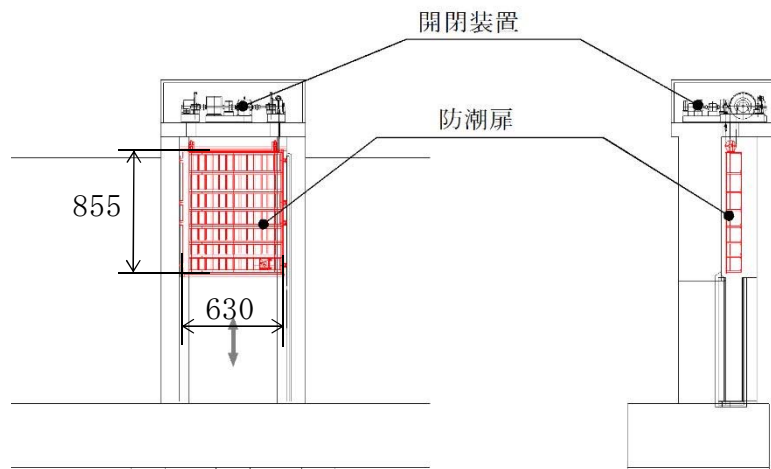
P：設計圧力（MPa） ⇒ 津波高さT.P.+17.9m－設置位置T.P.+2.8m
=15.1m ⇒ 0.153MPa

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。

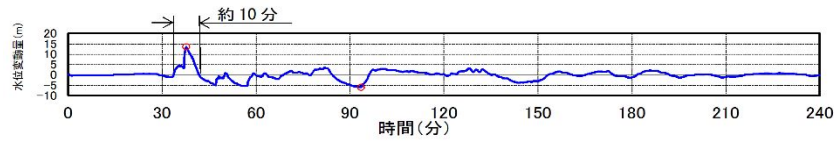
評価の結果、海水ポンプ室の浸水エリア内に13.4 l浸水したとしても、ごく僅かであり安全機能に影響を与える漏水量ではない。

○防潮扉（海水ポンプ室）の長辺の長さ



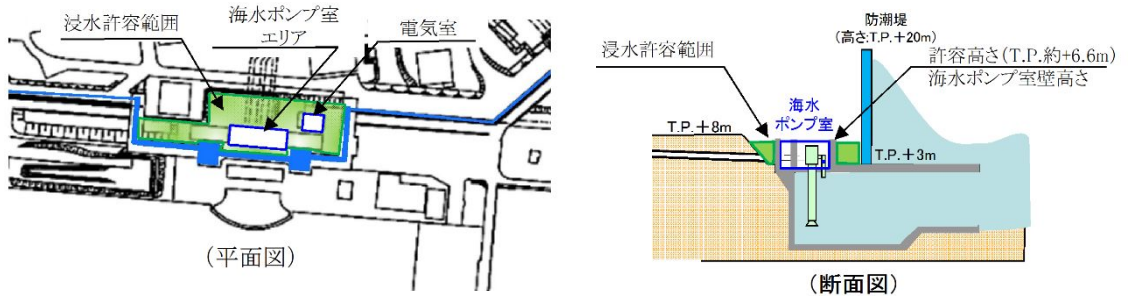
第3図 防潮扉の寸法図

○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)

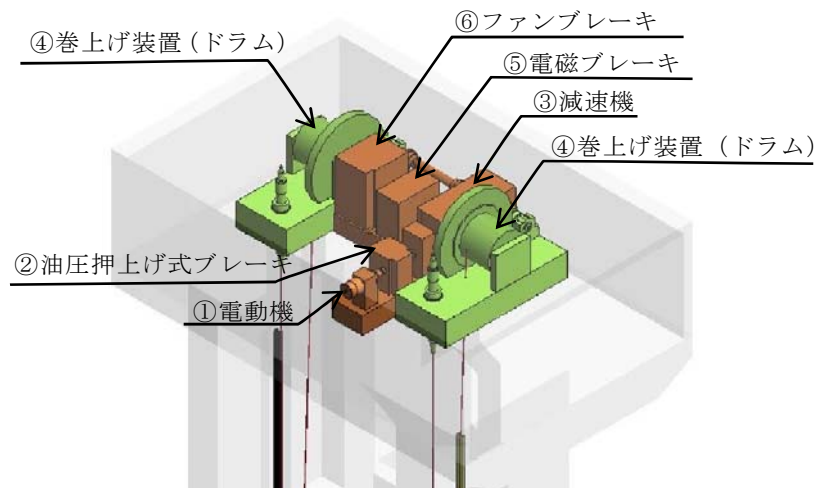
○浸水エリア : 海水ポンプ室浸水エリアを第 4 図に示す。



第 4 図 海水ポンプ室浸水深エリア

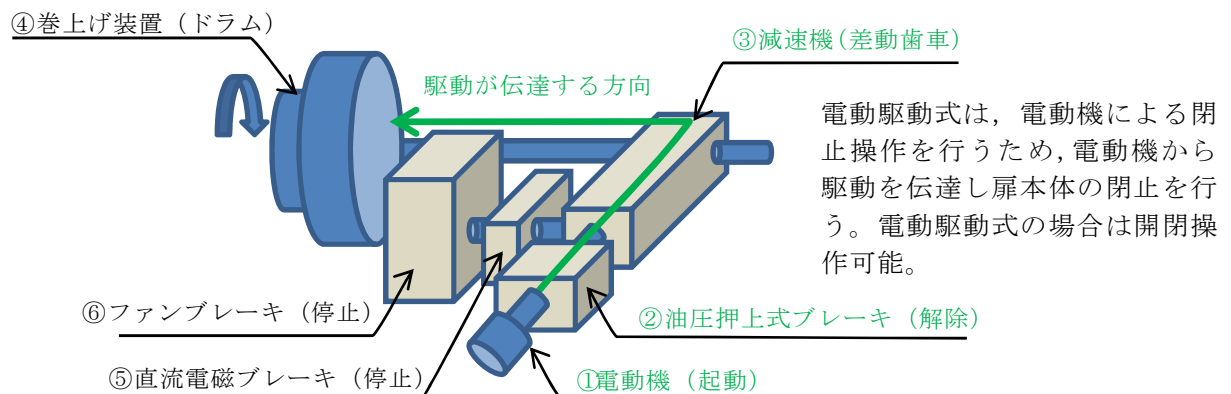
(4) 開閉装置の構造設計について

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

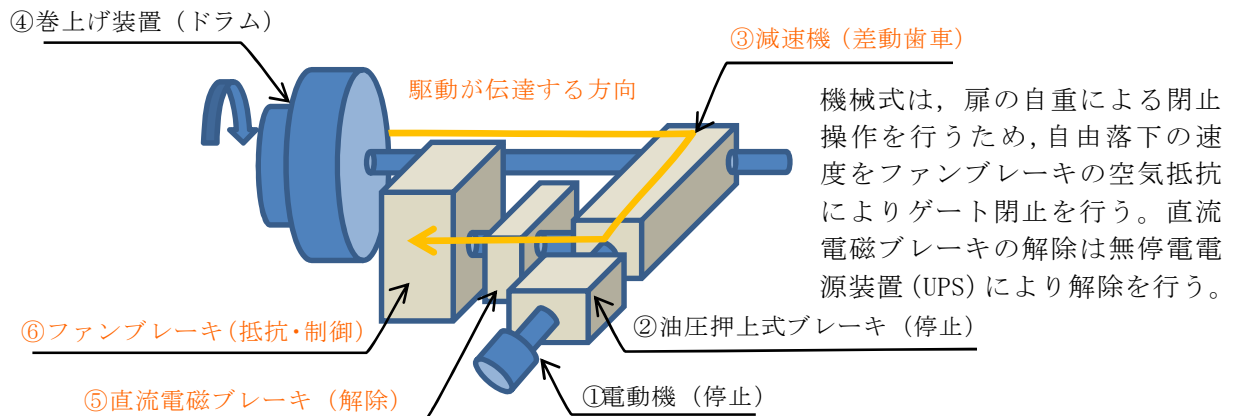
電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押し上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を經由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（第6図参照）



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

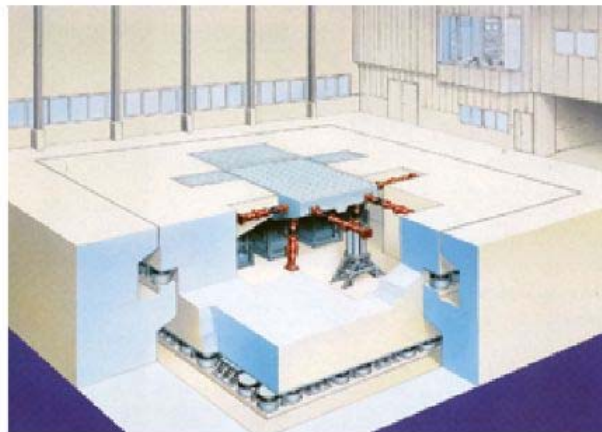
開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を係数倍した加振波を用いて、実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお、開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。

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。

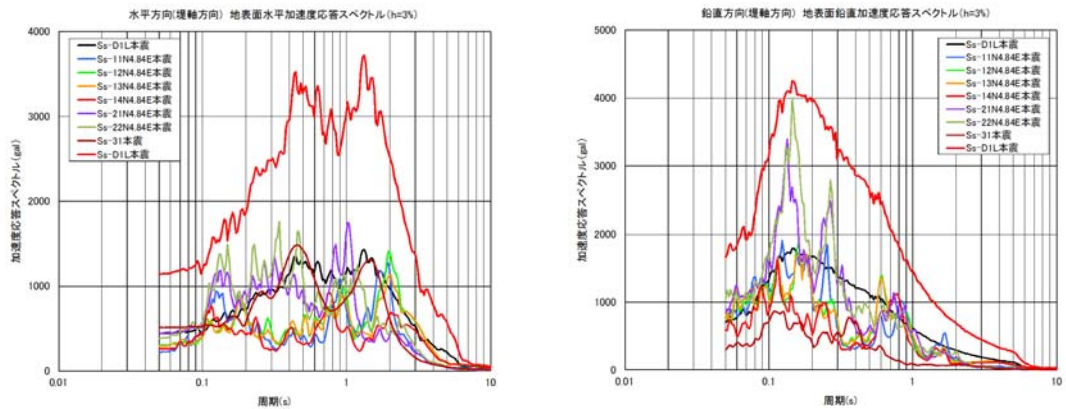
<加振条件>

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。

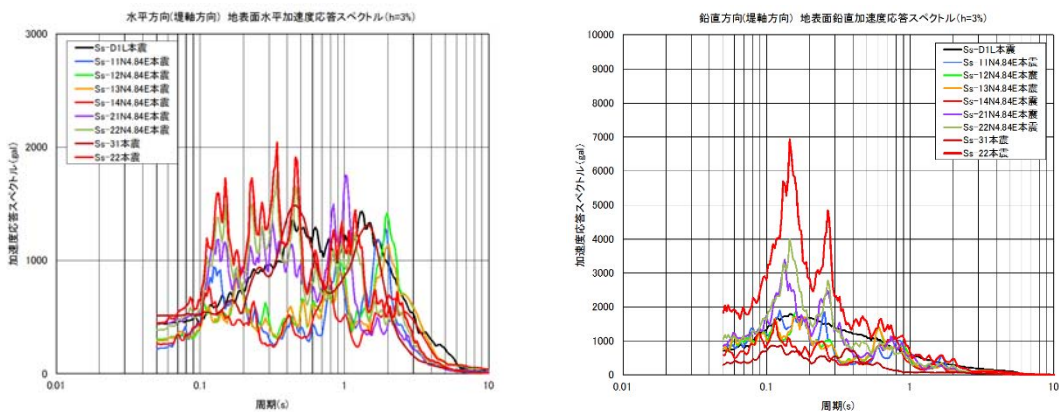
第3表 各地震波における加振条件

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

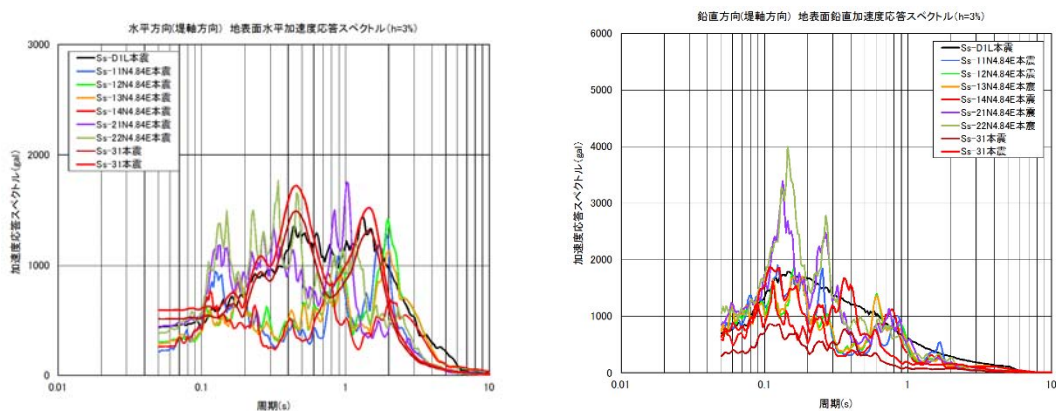
更に入力する応答加速については、FLIP/SHAKEの応答加速度の比率における応答スペクトルを作成し加振した。第9図 模擬地震波の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。



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

5条 添付25-12

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

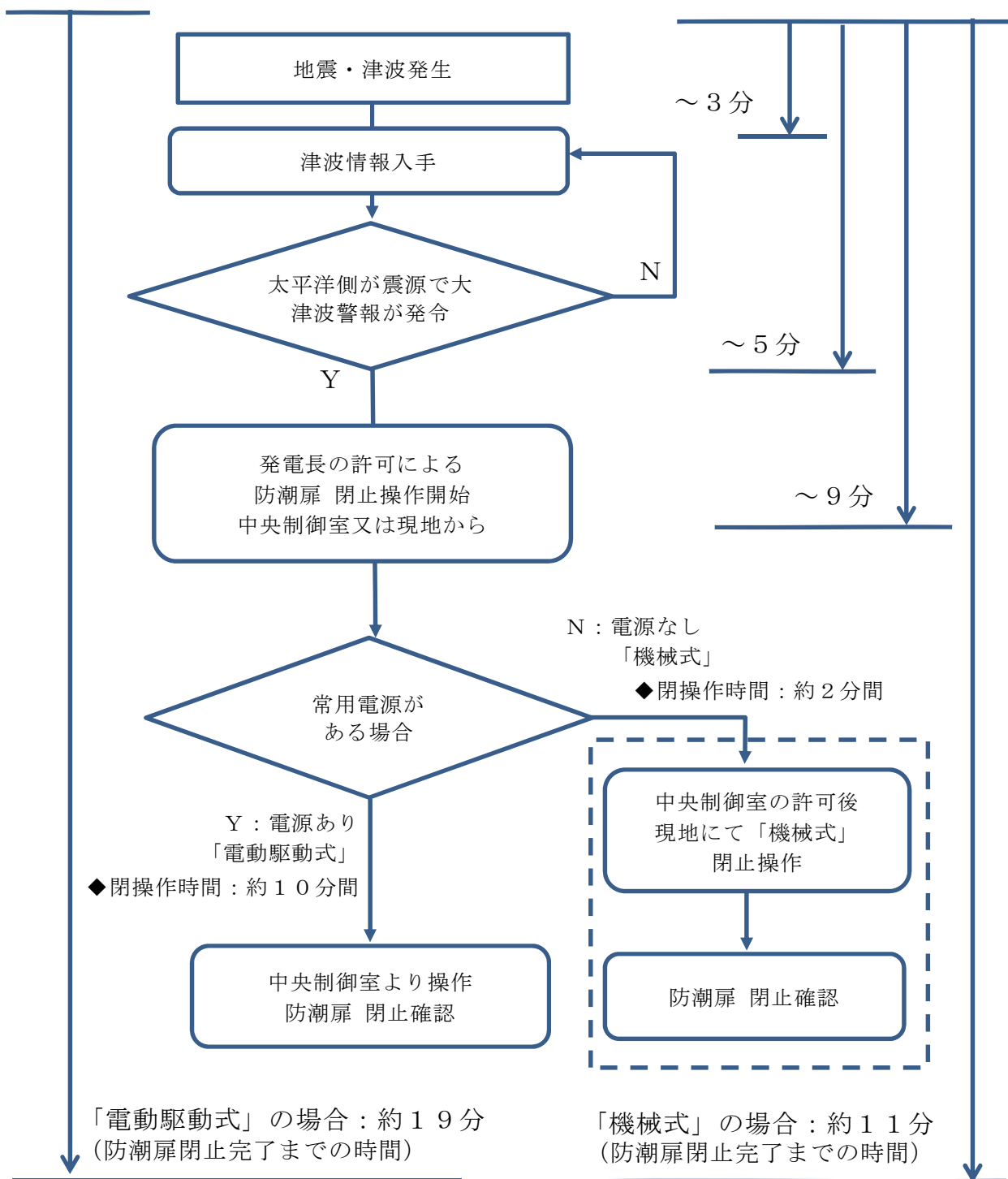
開閉操作する場合は、該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち、発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

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