6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明

6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明

6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明

目 次

1	. 1
1.	· 1
	· 2
	· ∠
2.2	• 3
2.3 評価方針	· 8
2.4 週用基準	16
3. 强度評価方法	17
	17
3.2 評価対象断面及び部位 ······	18
3.2.1 評価対象断面・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	18
3.2.2 評価対象部位・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	18
3.3 荷重及び荷重の組合せ······	21
3.3.1 荷重	21
3.3.2 荷重の組合せ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	23
3.4 許容限界・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	27
3.5 評価方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	31
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	31
3.5.2 地盤沈下の考慮・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	32
3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時) ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	33
3.5.4 解析モデル及び諸元(重畳時)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	47
3.6 評価方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	65
3.6.1 津波時・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	65
3.6.2 重畳時・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	66
4. 評価条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	67
4.1 津波時・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	67
4.2 重畳時	71
5. 評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	77
5.1 津波時・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	77
5.1.1 地盤バネ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	77
5.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	82
5.1.3 フーチング・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	87
5.1.4 地中連続壁基礎 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	02

5.1.5	概略配筋図
5.1.6	止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果・・・・・・・・・・・・・・・152
5.2 重畳	是時・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
5.2.1	地盤バネと1次元有効応力解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・154
5.2.2	鉄筋コンクリート防潮壁・・・・・163
5.2.3	フーチング・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・169
5.2.4	地中連続壁基礎
5.2.5	概略配筋図
5.2.6	基礎地盤の支持性能に対する評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・234
5.2.7	止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
5.3 まと	z Ø · · · · · · · · · · · · · · · · · ·

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すと おり、防護堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震 や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持するこ と、十分な支持性能を有する岩盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材 が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。 2. 基本方針

鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置は,添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「3.2 機能保持の方針」を踏まえて選定する。鉄筋コンクリート防潮壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。



図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、1 ブロック幅約 11 m~20 m、天端高 T.P.+20 m、奥行約 10 m の鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋 コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。隣 接する構造物の境界には有意な漏えいを生じさせないために、変位追従性を有する止水ジョイ ント部材を設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎は、それぞれの鉛直方向主鉄筋を鉄筋コンクリートフーチング内に定着させて一体構造とする。

鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象位置平面図を図 2.2-1, 概要図を図 2.2-2, 構造図を図 2.2-3 に示す。



図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



シートジョイント 止水ジョイント部材の概要図

図 2.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図

図 2.2-3(1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図(フラップゲート部)

図 2.2-3(2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図(防潮扉部)

津波時及び津波+余震時(重畳時)の荷重伝達の概念図を図2.2-4に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造の鉄筋コンクリート防潮壁に曲 げ及び鉄筋コンクリートのせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げモーメント及びせん 断力は、鉄筋コンクリート構造と一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平 方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構 造である鉄筋コンクリート防潮壁に曲げモーメント及びせん断力が発生する。上部構造に発生 した曲げモーメント及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、 水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。



図 2.2-4 津波時及び津波+余震時(重畳時)の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。 鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施 設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」にて設定して いる荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度 評価方法」に示す方法により評価し、「4. 評価結果」より、鉄筋コンクリート防潮壁の評価 対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に,評価項目を表 2.3-2 に,鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フローを図 2.3-1 に,鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作 用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組 合せは、津波に伴う荷重作用時(以下、「津波時」という。)及び津波に伴う荷重と余震に伴う 荷重作用時(以下、「重畳時」という。)について行う。

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造を一体とした3次元モデルで強度評価を行 う。地中連続壁基礎をはり要素、鉄筋コンクリート及びフーチングを平面ひずみ要素でモデル 化する。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は,設計基準対象施設として表 2.3-2 の鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり,構造部材の健全性評価,基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで,構造強度を有するこ とを確認する。

構造部材の健全性評価については,構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認す る。

構造物の変形性評価については,止水ジョイント部材での発生変位量が許容限界以下である ことを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については,鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤に発生す る接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお,津波時に発生する 接地圧は,地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため,強度評価にお ける基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

重畳時の支持性能評価における入力地震動は,解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_a-D1を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。また, 地下水位は地表面位置に設定する。

止水ジョイント部は、鋼製アンカー、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。 止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量 に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。 また、防潮扉の評価は「6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」に示す。

6.2.1.2-8

表2.3-1 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

			機能	設計	構造強度設計															
施設名	基本設計方針	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	讨象部位	応力等の 状態	損傷モード	設計に用いる許容限界									
	 ・鉄筋コンクリート防潮 壁は、地震後の繰返しの 襲来を想定した入力津波 に対して、鉄筋コンクリート防潮壁の要求される 機能を損なう恐れがない 設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮 壁は、入力津波に対して 	・鉄筋コンクリート防潮壁 は、地震後の繰返しの襲来 を想定した入力津波に対し て、余震、漂流物の衝突、 風及び積雪を考慮した場合 においても、津波防護施設 が要求される機能を損なう 恐れがないよう、津波によ る浸水及び漏水を防止する ことが要求される。	・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境 界部等への止水処置により 止水性を保持することを機	・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、 ①想定される津波高さに 余裕を考慮した防潮提高 さ(浸水高さT.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高	・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, 鉄筋コンクリート製の地中 連続壁基礎,鉄筋コンクリ ート製の上部構造で構成 し、津波後の再使用性を考 慮し,主要な構造部材の構	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震や漂 流物の衝突,風及び積雪を考慮した荷重に対し,十分 な支持性能を有する地盤に支持される設計とするた め,地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認す る。		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)」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。									
	鉄筋コンクリート防潮壁 の要求される機能を損な う恐れがない設計とす る。 ・鉄筋コンクリート防潮 壁は、津波の流入による 浸水及び漏水を防止する 設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮		能設計上の性能目標とす る。	さ T.P. +20.0m) の設定に より,海水ポンプ室周り に設置する設計とする。 ②取木口横断部の上部構 造は,鋼製のブロックか ら成る津波防護壁を構築 し,止水性を保持する設 計とする。 ③取木口横断部の南北に 繋がる区間は,鉄筋コン	造健全性を保持する設計と し、十分な支持性能を有す る地盤に設置する設計とす るとともに、主要な構造体 の境界部には止水ジョイン ト部材を設置し、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。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震や漂 流物の衝突,風及び積雪を考慮した荷重に対し,主要 な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため に,構造部材である地中連続壁基礎が,おおむね弾性 光態に留まることを確認する。		地中連続壁 基礎	曲げ, せん断	部材が弾性域に留 まらず塑性域に入 る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」 「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。									
防護壁	 壁は、入力津波高さを上 回る高さで設置し、止水 性を維持する設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮 膝の設計における荷重の 			クリートにより防潮壁を 構築し、止水性を保持す る設計とする。 ④上部構造を、フーチン グコンクリートを介して 地中連続壁基礎に連結 1 +公立装地社会を有		基地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重,余震や 漂流物の衝突,風及び積雪を考慮した荷重に対し,主 要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため	鉄 コン リー	筋 ノク ート フーチ ング	_ 曲げ, 	部材が弾性域に留 まらず塑性域に入	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV下部構造									
王(鉄筋コンクロ	金の私前におりる何重の 組み合わせとしては、常 時作用する荷重、津波荷 重、余震荷重、漂流物に よる衝突荷重及び自然条 件として積雪荷重を適切 に考慮する			し、十分な支持性能を有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧による変形に	し、十分な支持性能を有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部に、波圧による変形に	し、十分な支持住能を有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧による変形に	し、十分な支持住能を有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧による変形に	し、十分なく特性能を有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧による変形に	し、1月425日にによる変形に する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧による変形に	し、1万なく行住能を有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部に、波圧による変形に	し、10歳又将住船と有 する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧による変形に	2,11424123141241231412412314124123141241231412412314124131412413141241414141	する地盤に支持する設計 とする。 ⑤上部構造の施工境界部 や異種構造物間との境界 部は、波圧によれる変形に		に, 無互印化 この 5 5 5 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7	鉄 コン リン	筋 ンクリ ート 執壁	セル断	る状態	編) 」に基づき短期許容応力度以下とする。
シート防潮壁)	(二方)歴,り (3)。			2回随りる止水社を確認した止水ジョイント部材を 設置することにより止水 処置を講ずる設計とす る。 ⑥津波の波力による浸食 や洗掘、地盤内からの浸 水に対して耐性を有する フーチング厚を設定する ことにより、止水性を保 持する設計とする。		- 地震後の場返しの鬮立を相定した津波帯重 全震や河		止水ジョイ ント部材	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。									
						流物の衝突,風及び積雪を考慮した荷重に対し,主要 な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生 じない変形に留める設計とするため、境界部に設置す る止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形 量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための 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。	止水ジョイント部	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	「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。									
								止水ジョイン ト部材の 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」に基づき短期許容応力度以下 とする。									

赤字:荷重条件 緑字:要求機能 青字:対応方針

評価方針 評価項目		部位	評価方法	許容限界
		鉄筋コンクリート防 潮壁	曲げ軸力, せん断力に 対する発生応力が許 容限界以下であるこ とを確認	短期許容応力度
構造強度を有する	構 造 部 材 の 健全性	フーチング	曲げ軸力, せん断力に 対する発生応力が許 容限界以下であるこ とを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎	曲げ軸力, せん断力に 対する発生応力が許 容限界以下であるこ とを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の 支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以 下であることを確認	極限支持力*
	構 造 部 材 の	鉄筋コンクリート防 潮壁	曲げ軸力, せん断力に 対する発生応力が許 容限界以下であるこ とを確認	短期許容応力度
止水性を 損なわな いこと	健全性	地中連続壁基礎	曲げ軸力, せん断力に 対する発生応力が許 容限界以下であるこ とを確認	
	基 礎 地 盤 の 支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以 下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形 性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限 界以下であることを 確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

注記 *:妥当な安全余裕を考慮する。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3(1)に示す地盤剛性 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(初期剛性)と最も大きい強度(ピー ク強度(平均))の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性(静弾性係数)と最も小さい強 度(残留強度(-1σ))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。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピ ーク強度(平均)の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波 による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震 時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度(-1σ)の組合せを用いる。表 2.3-3(2)に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せを示し、表 2.3 -3(3)に重畳時の検討で考慮する地盤剛性及び液状化パラメータの適用を示す。

荷重条件	地盤剛性	上限值
	初期剛性	ピーク強度(平均)
冲水叶	余震時の収束剛性	ピーク強度(-1σ)
佯仮时	地震時の収束剛性	残留強度(平均)
	静弹性係数	残留強度(-1σ)

表 2.3-3(1) 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地 盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3(2)に示すように3次元静的フレーム解析 における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限 界以下であることを確認する。

重畳時の検討では、1次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定した 後に3次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認 する。なお、重畳時の検討では、表2.3-3(3)に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を 実施する。

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度(平均)
2	静弹性係数	残留強度(-1σ)

表 2.3-3(2) 津波時の検討で考慮する組み合わせ

検討ケース	 ① 原地盤に基づく液状化 強度特性を 用いた解析 ケース(基本 	② 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)した解析 ケース	③ 地盤物性の ばらつきを 考慮(-1 σ)した解析 ケース	 ④ 地盤を強制 的に液状化 させること を仮定した 解析ケース 	 ⑤ 原地盤において非液化の条件を 仮定した解 析ケース 	 ⑥ 地盤物性のば らっきを考慮 (+1σ)して 非液状化の条 件を仮定した 解析ケース
液状化強度特性 の設定	原地盤に基 づく液状化 強度特性(標 準偏差を考 慮)	原 地 盤 に 基 づ く 液 状 化 強 度 特性 (標 準 偏 差 を 考 慮 、	原地盤に基 づく液状化 強度特性(標 準偏差を考 慮)	敷在豊 砂 化 準 状 特	液状化パラ メータを非 適用	液状化パラメ ータを非適用

表 2.3-3(3) 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき





図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フロー



注記 *:止水ジョイント部の評価は「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足 説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用基準

適用する規格,基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)
- ・道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会,平成24年3月)
- ・道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)・同解説(日本道路協会,平成24年3月)
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(土木学会, 2005年)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987(日本電気協会)
- ・鋼構造設計規準-許容応力度設計法-(日本建築学会,2005年9月)
- ・各種合成構造設計指針・同解説(日本建築学会,2010年11月)

項目ごとに適用する規格,基準類を表 2.4-1 に示す。

項目		適用する規格,基準類	備考	
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 [構造性能照査 編](土木学会,2002 年制定)		
荷重及び荷重の組合せ		・コンクリート標準示方書 [構造性能照査 編](土木学会,2002 年制定)	 ·永久荷重+偶発荷 重+従たる変動荷 重の適切な組合せ を検討 	
	コンクリート	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査 編](土木学会,2002 年制定)	・曲げ軸力に対する 照査は,発生応力度	
許容限界	鉄筋	 ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編](土木学会,2002年制定) ・道路橋示方書(I共通編・Ⅳ下部構造編)・ 同解説(日本道路協会,平成24年3月) ・道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)・ 同解説(日本道路協会,平成24年3月) 	が,短期許容応力度 以下であることを 確認 ・せん断力に対する 照査は,発生応力 度または発生せん 断力が,短期許容 応力度または短期 許容せん断力以下 であることを確認	
地震応答解析		 ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEA G4601-1987 (日本電気協会) 	 ・有限要素法による 2次元モデルを用いた時刻歴非線形 解析 	

表 2.4-1 適用する規格,基準類

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
Р	kN	積載荷重
P _s	kN	積雪荷重
P _t	kN/m^2	遡上津波荷重
Рс	kN	衝突荷重
${ m K}_{ m S~d}$	kN	余震荷重
P _k	kN/m^2	風荷重
б _{са}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
au al	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
σ _{sa}	N/mm^2	鉄筋の短期許容引張応力度
V a	N/mm^2	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
V _{c a}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断力
V s a	N/mm^2	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力
τ _{al}	N/mm^2	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力
		度
b w	m	有効幅
j	-	1/1.15
d	m	有効高さ
A_{w}	m^2	斜め引張鉄筋断面積
S	m	斜め引張鉄筋間隔
М	$kN \cdot m$	曲げモーメント
Ν	kN	軸力
S	kN	せん断力
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度
g	m/s^2	重力加速度
h	m	浸水深
k h		水平震度
k v		鉛直震度
р ₁	kN/m^2	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度
p ₂	kN/m^2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

- 3.2 評価対象断面及び部位
 - 3.2.1 評価対象断面

鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面は,添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が 必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえ て設定する。

評価対象断面は,鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定 する。評価対象断面位置図を図 3.2-1 に,評価対象断面図を図 3.2-2 に示す。なお,各評 価対象部位の解析モデル及び評価方法は,「3.5 評価方法」に示す。

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は構造部材と基礎地盤とする。

- (1) 構造部材の健全性評価
 構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地
 中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。
- (2) 基礎地盤の支持性能評価 基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は,鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる 地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



図 3.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置図



図 3.2-2(1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図(①-①断面)



図 3.2-2(2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図(2-2)断面)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは,添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要 な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組 合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

- (1) 固定荷重(G)
 固定荷重は, 躯体自重を考慮する。
- (2) 積載荷重(P) 積載荷重は,機器・配管自重を考慮する。 なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356 kN

(3) 遡上津波荷重(P_t)

遡上津波荷重については,防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の 差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし,朝倉式に基づき,その3 倍を考慮して算定する。

(4) 衝突荷重(P_c)

衝突荷重は,表 3.3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) *式による漂流物荷重を考慮 する。

注記 *:FEMA:Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

衣 0.0 2 国大同主					
	流速(m/s)	衝突荷重 (kN)			
基準津波時	11	759			
敷地に遡上する津波時	15	1035			

表 3.3-2 衝突荷重

(5) 余震荷重(K_{sd})

余震荷重は,弾性設計用地震動 S_d - D1 による地震力及び動水圧を考慮する。 重畳時は,余震荷重として水平慣性力,鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最 大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(6) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cm 当たりの荷重を20 N/m²/cm として、積雪 量は30 cm としていることから積雪荷重は600 N/m²とする。重畳時は地震時短期荷重とし て積雪荷重の0.35 倍である0.21 kN/m²を考慮する。

(7) 風荷重(P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また,陸からの風荷重は 考慮しない方が保守的である。したがって,陸からの風荷重は考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準 津波及び敷地に遡上する津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図 を図 3.3-1~図 3.3-4 に示す。

区分		荷重の組み合せ		
津波時		G+P-	$-P_t + P_c + P_s$	
G :固	定荷重			
P :積	載荷重			
P t : 遡	上津波荷重			
P 。 : 衝	突荷重			
Ps :積	雪荷重			

表 3.3-3(1) 荷重の組合せ

種	重別	荷重		算定方法
		躯体自重	0	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
	常時考	機器・配管自重	0	・機器・配管の自重を考慮する。
	慮荷重	土被り荷重		・土被りはないため考慮しない。
永久		上載荷重	_	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
荷重		静止土圧	\bigcirc	・初期応力解析により設定する。
		め 카· 匚	\bigcirc	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
		外小庄	0	・地下水の密度を考慮する。
		内水圧	_	・内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	0	・積雪荷重を考慮する。
				 ・海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。ま
		風荷重	_	た,陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。した
変重	前荷重			がって、陸からの風荷重は考慮しない。
				・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況
		風荷重以外	_	を踏まえると, 偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はな
				لائم.
		湖上净油古手	\bigcirc	・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮
		题上伴似何里)	する。
偶発	≜荷重	衝突荷重	\bigcirc	・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	_	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	_	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

表 3.3-3(2) 荷重の組合せ(津波時)



図 3.3-1 津波時(基準津波時)の作用図



図 3.3-2 津波時(敷地に遡上する津波時)の作用図

表 3.3-4(1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd} + P_S$
G : 固定荷重	

P : 積載荷重

P_t: : 遡上津波荷重

K_{Sd}:余震荷重

Ps :積雪荷重

表 3.3-4(2) 荷重の組合せ(重畳時)

種	重另门	荷重		算定方法
		躯体自重	0	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
	常時考	機器・配管自重	0	・機器・配管の自重を考慮する。
	慮荷重	土被り荷重		・土被りはないため考慮しない。
永久		上載荷重		・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
荷重		静止土圧	0	・初期応力解析により設定する。
			(・地下水位に応じた静水圧として設定する。
		2下小庄	0	・地下水の密度を考慮する。
		内水圧		・内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	0	・積雪荷重を考慮する。
				・津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用
		風荷重	_	しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的で
変重	动荷重			ある。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
				・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況
		風荷重以外	_	を踏まえると, 偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はな
				لا ب _o
		湖上净冲芹手	(・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮
	遡上津波荷重		0	する。
佃戏古手		衝突荷重	_	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
的牙	口印里	公雪共舌	\bigcirc	・弾性設計用地震動 Sd - D1 による水平及び鉛直同時加
		示底何里	\bigcirc	振を考慮する。
		動水圧	0	・重畳時であることから動水圧を考慮する。







図 3.3-4 重畳時(敷地に遡上する津波時)の作用図

3.4 許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁の許容限界は、「3.2 評価対象断面」にて設定した評価対象断面の 応力や変形の状態を考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算 の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鉄筋コンクリート

許容応力度については各規格,基準類に基づき表 3.4-1 のとおり設定する。短期許容応 力度は,基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増し を考慮する。また,敷地に遡上する津波時は 2.0 倍 (コンクリート), 1.65 倍 (鉄筋)の割 増しを考慮する。

評価項目							
コンクリート*	c^{2} 40 N / 2	短期許容曲げ圧縮応力度 o _{ca}	21.0				
1	$1 ck = 40 N/mm^2$	短期許容せん断応力度 τ _{al}	0.825*3				
	SD400*2	短期許容引張応力度 σ _{sa} (曲げ軸力)	435				
<i>杂</i> 叶	50490	短期許容引張応力度 σ _{sa} (せん断力)	300				
跃筋	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309				
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ _{sa}	294				

表 3.4-1(1) 許容限界(基準津波時)

注記 *1:コンクリート標準示方書 [構造性能照査編](土木学会,2002年制定) *2:道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会,平成 24年3月)

*3:斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照 査編](土木学会、2002 年制定)」に基づき、次式により求められる短期 許容せん断力(V_a)を許容限界とする。

$$\rm V_{a}\,{=}\,\rm V_{ca}\,{+}\,\rm V_{sa}$$

ここで,

Vca : コンクリートの短期許容せん断力

 $V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$

Vsa : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

- τ_{a1}:斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度
- b w : 有効幅
- j : 1∕1.15
- d : 有効高さ
- A_w:斜め引張鉄筋断面積
- σ_{sa}:鉄筋の短期許容引張応力度
 - s : 斜め引張鉄筋間隔

評価項目						
コンクリート*	$f' = 40 \text{ N/mm}^2 *1$	短期許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	28.0			
1	$1_{ck} - 40_{N/mm^{-1}}$	短期許容せん断応力度 τ al	1.1^{*3}			
	SD400*2	短期許容引張応力度 o sa (曲げ軸力)	478.5			
<i>21- 45</i>	50490	短期許容引張応力度 σ _{sa} (せん断力)	330			
鉄筋	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	339.9			
	SD345 ^{*1}	短期許容引張応力度 σ_{sa}	323.4			

表 3.4-1(2) 許容限界(敷地に遡上する津波時)

注記 *1:コンクリート標準示方書 [構造性能照査編](土木学会,2002年制定)

*2:道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会,平成 24年3月)

*3:斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照 査編](土木学会、2002年制定)」を適用し、基準津波時と同様の許容せん 断力(V_a)に1.65倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界と する。

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界を,表3.4-2に示す。

表 3.4-2 (1)	斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界	(①-①断面)
	(基準津波時)	

	素型長本					止/ KG/推改件符			** 资本/ 影影士	
		的田	77547		1	こん肉竹田」田武市	<i>h</i>	計谷セノ	せん断力Va	
位置	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	如壮吉	-3. C 10	古地市	178			コンクリート	鉄筋	(=Vca+Vsa)
	田子です。	司公司	かぶり	有刈向	任	50	22	Vca	Vsa	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
防潮壁	1000	6000	200	5650	D25	1.667	300	2027	4274	6301
フーチング	1000	4500	200	4300	D29	3.33	300	1542	8246	9788
部材1	2400	10000	225	9660	D32	8	300	8194	55085	63279
部材2	2400	10000	225	9660	D32	8	300	8194	55085	63279
部材3	2400	10000	225	9660	D38	8	300	8194	79069	87263
部材4	2400	10000	225	9660	D38	8	300	8194	79069	87263

表 3.4-2(2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界(①-①断面) (敷地に遡上する津波時)

	医 引 表 千					北ノ転油商鉄佐			許多年~素素士	
		191 [81	112414		L.	この時代である。	מ	町谷せん	せん断力Va	
位置	如壮栖	如け方	かどり	右热声	仅	C1	Sa	コンクリート	鉄筋	(=Vca+Vsa)
	田平 (가 네그	同 (小 4日	11-25-9	有劝同	佺	30	55	Vca	Vsa	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
防潮壁	1000	6000	200	5650	D25	1.667	300	2027	4066	6093
フーチング	1000	4500	200	4300	D29	3.33	300	1542	7845	9387
部材1	2400	10000	225	9660	D32	8	300	9014	60593	69607
部材2	2400	10000	225	9660	D32	8	300	9014	60593	69607
部材3	2400	10000	225	9660	D38	8	300	9014	86976	95990
部材4	2400	10000	225	9660	D38	8	300	9014	86976	95990

表 3.4-2(3) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界(2-2)断面) (基準津波時)

					12.1 145.5年36.64.65			苏索让 / 乾城古		短期許容
		国国	₩94		-(こん肉竹田団吠用	n	計谷セノ	せん断力Va	
位置	如壮岵	迎け古	かどり	右动宣	汉	Sh	Sa	コンクリート	鉄筋	(=Vca+Vsa)
	田川にたらは	同 (小山	11-25-9	有劝同	1±	20	38	Vca	Vsa	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
フーチング	1000	4500	200	4300	D29	3.33	300	1542	8246	9788
部材1	10000	2400	225	1855	D32	12	300	6627	15834	22461
部材2	10000	2400	225	1930	D35	16	300	6895	26457	33352
部材3	10000	2400	225	1855	D38	18	300	6627	34092	40719
部材4	10000	2400	225	2080	D38	18	300	7431	38227	45658

表 3.4-2(4) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界(②-②断面) (敷地に遡上する津波時)

	素的基本					上 / 医并改体统			**のよ、長長士	
		的田	₩4		-(でん 町 悃 短 助			計谷セん桝桝刀	
位置	如壮栖	迎け古	かどり	右动宣	汉	Sb Ss	S.a.	コンクリート	鉄筋	(=Vca+Vsa)
	田平 [27:4] 다	同 (小山	11-5-9	伯刈同	住		55	Vca	Vsa	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
フーチング	1000	4500	200	4300	D29	3.33	300	1542	7845	9387
部材1	10000	2400	225	1855	D32	12	300	7290	17417	24707
部材2	10000	2400	225	1930	D35	16	300	7585	36688	44273
部材3	10000	2400	225	1855	D38	18	300	7290	37501	44791
部材4	10000	2400	225	2080	D38	18	300	8174	42050	50224

(2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は,添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき,道路橋 示方書(Ⅰ共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会,平成14年3月)により設定す る。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

 $R_u = q_d \cdot A$

R_u:基礎底面地盤の極限支持力(kN)

- q_d: 基礎底面地盤の極限支持力度(kN/m²)
 - $q_{d} = 3 \cdot q_{u}$

q_u:支持岩盤の一軸圧縮強度(kN/m²)

* $c_{CUU} = q_u/2 \downarrow \vartheta$, $q_u = c_{CUU} \times 2$

- ここで, c cu は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 5.1-1 にお
- ける Km 層の非排水せん断強度
- A:基礎の底面積(m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-3 に示す

表 3.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果
極限支持力度 q d (kN/m ²)	6201

(3) 構造物の変形性に対する許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、 有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-4 に止水ジョイント部材の 変形量の許容限界を示す。

表 3.4-4 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材	2 () m
(シートジョイント)	2.0 m

3.5 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は,解析結果により得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

津波時及び重畳時の解析は、構造部材を線形要素でモデル化し、地盤バネを用いてフレ ーム解析を行う。ここで、地中連続壁基礎については線形のはり要素とし、地盤抵抗につ いては、津波時は受働土圧強度及びせん断強度、重畳時は軸圧縮応力及びせん断応力を上限 値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。

津波荷重については地表面から鉄筋コンクリート防潮壁天端までの間に分布荷重として 載荷する。漂流物については鉄筋コンクリート防潮壁に加わる曲げモーメントが最大とな るように鉄筋コンクリート防潮壁天端に載荷する。重畳時については,1次元有効応力解 析により算定された地盤変位を地盤バネの外側から入力する。さらに,鉄筋コンクリート 防潮壁全体に1次元有効応力解析から算定された地表面地盤最大加速度を用いてモデル全 体に地震時慣性力を与える。

構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。



図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時の検討では,津波襲来前に発生する本震に伴って周辺地盤が沈下した状態を想定し,設計荷重や地盤抵抗に対して保守側の検討を実施する。本震に伴う周辺地盤の 沈下量として,「1.2 遡上・浸水域の考え方について (参考1)敷地内の遡上経路の沈下 量算定評価について」における敷地東側の合計沈下量 0.918 m を考慮して保守的に仮定し た沈下量 1.5 m を適用する。本震に伴う地盤沈下の考慮方法を図 3.5-2 に示す。

(1) 荷重

津波波力及び動水圧は沈下後の地盤より上側に作用するものとする。

(2) 地盤バネ

地盤バネは沈下後の地表面以深に考慮するものとする。



図 3.5-2 地盤沈下の考慮に関する概念図

3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)

津波時に発生する応答値は,固定荷重,積載荷重,永久荷重及び積雪荷重の変動荷重に加 え,遡上津波荷重を作用させると共に,衝突荷重を作用させる。

構造物に発生する変形量や断面力は,3次元静的フレーム解析により算定する。 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

- (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル
 - a. 解析モデル

津波時における鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造を一体とした3次元静 的フレームモデルで強度評価を行う。

津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図 3.5-3 に示す。

3次元静的フレーム解析には解折コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-39 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

注記 *1:基礎底面の鉛直(面直)方向地盤バネ 基礎前面の水平(面直)方向地盤バネ

- *2:基礎底面の水平方向地盤バネ
 - 基礎側面の水平方向地盤バネ
 - 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ

基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図 3.5-3 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図

b. 構造物のモデル化

3次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図を図3.5-4に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングは、平面要素でモデル化する。フーチングの 厚さを模擬した仮想剛梁要素を設ける。地中連続壁基礎は構造梁要素でモデル化し、側 面にジョイント要素を配置する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指 針・同マニュアル」(土木学会原子力土木委員会,2002年5月)に、線材モデルの要素 分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍 程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割については、重 畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を地中連続壁基礎に設定することを 考慮して、1次元有効応力解析で用いる地盤の要素分割に合わせて設定する。



図 3.5-4 3次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図

c. 上部構造と下部構造の接合部

上部構造と下部構造の接合部の設計は,道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同 解説(日本道路協会,平成14年3月)基づき行う。

上部構造は鉄筋コンクリート防潮壁に配置される鉛直方向の主鉄筋をフーチング内に 道路橋示方書で規定される定着長以上埋め込むことで,鉄筋コンクリート防潮壁と一体化 させる。

下部構造は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,地中連続壁基礎と一体化させる。
d. 地盤のモデル化

3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(IV下部構造編)・同解 説(平成14年3月)」に準拠し、地盤バネ定数及び地盤反力上限値を考慮したバイリニ ア型とする。

津波時の地盤バネの設定について表 3.5-1 に示す。津波時については、地盤抵抗が大 きいと仮定した地盤バネ1及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ2の 2 ケースを考 慮する。

表 3.5-1 3次元静的フレーム解析モデルにおける地盤バネの設定(津波時)

ケース名	地盤バネの	地盤バネの	備考	
	バネ定数	反力上限値		
地盤バネ1	初期せん断剛性	12. カ投産(亚佐) ふと 乳学	地盤抵抗が大きいと仮	
(津波時)	から設定	L 一ク 强度(平均) から 設定	定したケース	
地盤バネ2	静弹性係数) ゆうちょう (1) しょう 乳ウ	地盤抵抗が小さいと仮	
(津波時)	から設定	残留蚀度(-1♂) から設定	定したケース	



図 3.5-5 地盤バネのバイリニアモデル

- (a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。
 - イ. 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力係数 K_H
 水平(面直)方向地盤反力係数 K_Hの算定方法を以下に示す。

$$K_{\rm H} = \alpha_{\rm k} K_{\rm H0} \left(\frac{B_{\rm H}}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

- K_H: 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力係数(kN/m³)
- α_ν: K_Hの推定に用いる補正係数(=1.5)
- K_{H0}: 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平(面直)方向地盤反力係数(kN/m³)であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従い、水平(面直)方向地盤反力係数 K_{H0}を以下の式より算定する。

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

ここで、
 α :地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)
 E_0 :地盤の変形係数 (kN/m²)
 E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_m$$

ここで、
 ν_d :動ポアソン比
 G_m :初期せん断弾性係数 (kN/m²)

- B_H: 基礎前面の換算載荷幅(②-②方向 10m, ①-①方向 2.4m)
- ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向地盤反力係数 K_{SHD}の算定方法を以下に示す。

 $K_{SHD} = 0.6K_{HD}$ ここで、 K_{SHD} :基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m²) K_{HD} :基礎側面の水平(面直)方向地盤反力係数 (kN/m²) K_{HD} は以下の式より算定する。 $K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$ D_H :基礎側面の換算載荷幅 (2-2方向 10m, ①-①方向 2.4m) ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}
 鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}の算定方法を以下に示す。
 K_{SVB} = 0.3K_H
 ここで、
 K_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

- ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}
 鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}の算定方法を以下に示す。
 K_{SVD} = 0.3K_{HD}
 ここで、
 K_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)
- ホ. 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力係数 K_v
 - 鉛直(面直)方向地盤反力係数 K_Vの算定方法を以下に示す。

$$K_{V} = K_{V0} \left(\frac{B_{V}}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

- ここで,
- Kv : 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力係数(kN/m²)
- K_{V0}: 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直(面直)方
 向地盤反力係数(kN/m³)であり、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解
 説(平成 14 年 3 月)」に従い、鉛直(面直)方向地盤反力係数 K_{V0}を以下の式より算定する。

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

 $B_V : 基礎の換算載荷幅(m)$
 $B_V は以下の式より算定する。$
 $B_V = \sqrt{A_V}$
 $A_V : 鉛直方向の載荷面積(24.0 m^2)$

- ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数 K_S 水平方向地盤反力係数 K_Sの算定方法を以下に示す。
 K_S = 0.3K_V ここで,
 K_S : 基礎底面の水平方向地盤反力係数 (kN/m²)
 - ト. 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{HU}
 水平(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{HU}の算定方法を以下に示す。
 P_{HU} = α_pP_{EP}

ここで,

 P_{HU} :基礎前面の水平(面直)方向地盤反力度の上限値(kN/m^2) α_p :水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p は以下の式により算定する。ただし、N値2以下の軟弱な粘性土の場合は $\alpha_p=1.0$ とする。

 $\alpha_{\rm p} = 1.0 + 0.5(z/B_{\rm e}) \le 3.0$

z : 設計上の地盤面からの高さ(m)

Be: 基礎の有効前面幅(2-2方向10m, 1-1方向2.4m)

PEP: 深さz における地震時の地盤の受働土圧強度(kN/m²)

P_{EP}は以下の式により算定する。なお、以下の式は、図 3.5-7 に示したような 3 層地盤の場合の計算式を示す。

$$\begin{split} P_{EP1} &= K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2 c_1 \sqrt{K_{P1}} \\ P_{EP2} &= K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2 c_2 \sqrt{K_{P2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1 \\ P_{EP3} &= K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2 c_3 \sqrt{K_{P3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \\ P_{EP1}, P_{EP2}, P_{EP3} : 深さh_1, h_1 + h_2, h_1 + h_2 + h_3 における \\ 地震時の受働土圧強度 (kN/m2) \end{split}$$

K_{EP}: 地震時の受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E)\sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}}\right)^2}$$
c : 土の粘着力 (kN/m²)

\phi : 土のせん断抵抗角 (°)

 δ_E : 地震時の基礎平面と土の摩擦角 (°) で, - $\phi/6$ とする。

 α : 地表面と水平面のなす角度 (°)





チ. 基礎前背面の鉛直方向及び基礎側面の水平方向地盤反力度の上限値 τ_f
 地盤反力度の上限値τ_fの算定方法を以下に示す。

 (砂質土)
 $\tau_f = \min[5N, (c + p_0 \tan \phi)] \le 200$

 (粘性土・地盤改良体)
 $\tau_f = c + p_0 \tan \phi \le 150$

 ここで,
 τ_f
 τ_f : 地盤反力度の上限値(kN/m²)

 N
 : 標準貫入試験より得られたN値(平均値)

 c
 : 粘着力(kN/m²)

 p_0 : 基礎壁面に作用する静止土圧強度(kN/m²)

 ϕ : せん断抵抗角(°)

リ. 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}
 鉛直(面直)方向地盤反力度の上限値P_{BVU}は、基礎を支持する基礎地盤(Km層)の
 極限支持力度q_dとする。Km層の極限支持力度の算定式を以下に示す。

 $q_d = 3q_u$

ここで,

q_d : 基礎地盤(Km層)の極限支持力度(kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

quはKm層の非排水せん断強度×2

ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU}
 水平方向地盤反力度の上限値P_{SU}の算定方法を以下に示す。

$P_{SU} = C_B +$	$p_{V} \tan \phi_{B} + \frac{1}{A_{e}} (A_{i}c + W_{S} \tan \phi)$
ここで,	
P _{SU}	:基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値(kN/m²)
c _B	: 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m ²)
	岩とコンクリートの付着力 0 kN/m ²
p_V	:基礎底面の鉛直地盤反力度(kN/m ²)
$\phi_{\mathbf{B}}$: 基礎底面と地盤との間の摩擦角(゜)
	岩とコンクリートの摩擦角 tan φ = 0.6
A _e	:基礎底面の有効載荷面積 (m ²)
A _i	:基礎内部土の面積 (m ²)
С	:基礎底面地盤(Km層)の粘着力(kN/m²)
W _s	: 基礎底面より上の内部土の有効重量(kN)
ϕ	:基礎底面地盤(Km層)のせん断抵抗角(°)

- (b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合 地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。
 - ・Km層の粘着力はピーク強度(平均値)とする。
 - ・Km 層以外の粘着力は残留強度(-1 σ)
 - イ. 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力係数 K_H
 水平(面直)方向地盤反力係数 K_Hの算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数E₀は静弾性係数とする。
 - ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K_{SHD}
 水平方向地盤反力係数 K_{SHD}の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場
 合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従って算
 出する。
 - ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}
 鉛直方向地盤反力係数K_{SVB}の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って算出する。
 - ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}
 鉛直方向地盤反力係数K_{SVD}の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って算出する。
 - ホ. 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力係数 K_v 鉛直(面直)方向地盤反力係数K_vの算定方法は,「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定し た場合」と同様に,「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従っ て算出する。
 - ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数 K_s
 水平方向地盤反力係数K_sの算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」
 と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(平成14年3月)」に従って算出する。
 - ト. 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{HU}
 水平(面直)方向地盤反力度の上限値P_{HU}の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きい と仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。

チ. 基礎前背面の鉛直方向及び側面の水平方向地盤反力度の上限値 τ_f

地盤反力度の上限値 τ_fの算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」 と同様に、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従って算出 する。

- リ. 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}
 鉛直(面直)方向地盤反力度の上限値P_{BVU}の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成 14 年 3 月)」に従って算出する。
- ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU}
 水平方向地盤反力度の上限値P_{SU}の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従って算出する。
- (2) 使用材料及び材料の物性値強度計算に用いる材料定数は,適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表
 - 3.5-2 に,材料物性値を表 3.5-3 に示す。 地盤の諸定数は,添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定して
 - 地盤の諸定数は、添付書類「V-2-1-3 地盤の文持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-2 使用材料

	材料	諸元
コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁	設計基準強度 40 N/mm ²
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	鉄筋	SD345, SD390, SD490

表 3.5-3 材料の物性値

	材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンク リート	設計基準強度 40 N/mm ² * ¹	24. 5 ^{*1}	3. $1 \times 10^4 * 1$	0.2 *1	$5 *^{2}$

注記 *1:コンクリート標準示方書 [構造性能照査編](土木学会,2002年制定)

*2: JEAG4601-1987 (日本電気協会)

							原地	也盤				
パラメータ			埋戻土	埋戻土 第四系 (液状化検討対象層)								
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
特性	間隙比	е	-	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
	ポアソン比	ν _{CD}	-	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
変形	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ' _{ma}	kN/m²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
特性	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G _{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歷減衰率	h _{max}	-	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度	粘着力	C _{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
特性	内部摩擦角	φ _{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
	液状化パラメータ	$\phi_{\rm p}$	-	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
液	液状化パラメータ	S_1	-	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
状	液状化パラメータ	W_1	-	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
特	液状化パラメータ	P_1	_	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
性	液状化パラメータ	P_2	-	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	-	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3.5-4(1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

表 3.5-4(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

パラメータ				第四系(非	液状化層)	新第三系	**			
			Ac	D2c-3	lm	D1c-1*1	Km	捨石		
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	-	1.72–1.03×10 ⁻⁴ · z	2.04 (1.84)	
特性	間隙比	е	_	1.59	1.09	2.8	-	1.16	0.82	
	ポアソン比	$\nu_{\rm CD}$	_	0.10	0.22	0.14	_	0.16+0.00025 · z	0.33	
変 形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m²	480	696	249 (223)	—	動的変形性地に甘べた	98	
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G _{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	—	動的変形特性に基づき z(標高)毎に物性値を 設定	180000	
	最大履歴減衰率	h _{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24	
強度	粘着力	C _{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	_	0.358-0.00603 · z	0. 02	
特性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	29.1	35.6	27.3	-	23.2+0.0990•z	35	

注記 *1:施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z:標高 (m)

区分	設定深度		密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波
番号	TP (m)	適用深度 TP(m)	0	V ch	Cen	ம் ம	速度Vs	せん断剛性 Gma	弹性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率		速度Vn
	Z		(σ/cm^3)		(kN/m ²)	(°)	(m/s)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	mG, mK	hmax(-)	- 4	(m/s)
1	10	$9.5 \sim 10.5$	1.72	0.16	298	24.2	425	310, 675	353, 317	504	0.0	0.105	0.464	1.640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312, 139	354, 982	504	0.0	0.105	0.464	1.644
3	8	$7.5 \sim 8.5$	1.72	0.16	310	24.0	427	313, 606	356, 650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	$6.5 \sim 7.5$	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	$5.5 \sim 6.5$	1.72	0, 16	322	23.8	428	315,076	358, 322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316, 551	359, 999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	$3.5 \sim 4.5$	1.72	0.16	334	23.6	430	318 028	361 679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	25 ~ 35	1.72	0.16	340	23.5	431	319 509	363 363	504	0.0	0.107	0.463	1 642
9	2	$1.5 \sim 2.5$	1.72	0.16	346	23.4	431	319 509	363 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	$1.5 \sim 1.5$	1.72	0.16	352	23.4	431	320 993	365 051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	20.0	402	322,330	366 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	400	323,401	368 430	504	0.0	0.108	0.463	1,653
12	-2	$-2.5 \sim -1.5$	1.72	0.16	370	23.1	434	325, 467	370, 130	504	0.0	0.108	0.463	1,055
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	276	23.0	400	323,407	270,129	504	0.0	0.108	0.403	1,007
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.10	200	22.9	400	226,407	271 942	504	0.0	0.108	0.403	1,007
10	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.10	200	22.0	430	320, 903	371,043	504	0.0	0.100	0.403	1,001
10	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.10	200	22. I	407	320, 407	375, 331	504	0.0	0.109	0.402	1,044
10	-0	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	400	22.0	438	329,972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -1.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376, 977	504	0.0	0.109	0.462	1,002
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1,000
21	-10	$-11 \sim -9.5$	1.72	0.16	418	22.2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	$-13 \sim -11$	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	$-15 \sim -13$	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385, 614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	$-17 \sim -15$	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	$-19 \sim -17$	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	$-21 \sim -19$	1.72	0.16	479	21.2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	$-23 \sim -21$	1.72	0.15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	$-25 \sim -23$	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384, 870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	$-27 \sim -25$	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386, 574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	$-29 \sim -27$	1.72	0.15	527	20.4	455	356, 083	389, 996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	$-31 \sim -29$	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	$-33 \sim -31$	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	$-35 \sim -33$	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	$-37 \sim -35$	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	$-39 \sim -37$	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	$-41 \sim -39$	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	$-43 \sim -41$	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	$-45 \sim -43$	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	$-47 \sim -45$	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	$-49 \sim -47$	1.72	0.15	647	18.4	470	379, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	$-51 \sim -49$	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	$-53 \sim -51$	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423, 913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	$-55 \sim -53$	1.73	0.15	684	17.9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 \sim -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 \sim -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	$-61 \sim -59$	1.73	0.15	720	17.3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 \sim -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 \sim -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424, 250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 \sim -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405, 263	427, 778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	$-69 \sim -67$	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429, 547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	$-71 \sim -69$	1.73	0.14	780	16.3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	$-73 \sim -71$	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436, 661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	$-75 \sim -73$	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	$-77 \sim -75$	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	$-79 \sim -77$	1.73	0.14	828	15.5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	$-81 \sim -79$	1.73	0.14	840	15.3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	$-85 \sim -81$	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	$-90 \sim -85$	1.73	0.14	889	14.5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	$-95 \sim -90$	1.73	0.14	913	14.1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	$-101 \sim -95$	1.73	0.14	949	13.5	509	448, 210	473.111	492	0.0	0,125	0,453	1,736
61	-104	$-108 \sim -101$	1.73	0, 13	985	12.9	513	455, 282	463 485	486	0.0	0, 126	0.452	1,733
62	-112	$-115 \sim -108$	1.73	0.13	1.033	12.1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0.127	0.451	1, 737
63	-118	$-122 \sim -115$	1.73	0, 13	1,070	11.5	524	475,016	483 575	486	0.0	0, 127	0, 451	1, 754
64	-126	$-130 \sim -122$	1.73	0.13	1 119	10.7	530	485 957	494 713	486	0.0	0.129	0.450	1 758

表 3.5-4 (3) 地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

- (3) 荷重 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。
 - a. 固定荷重(G)
 固定荷重は, 躯体自重を考慮する。
 - b. 積載荷重(P) 積載荷重は,機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-5のとおりである。

表 3.5-5 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356 kN

c. 遡上津波荷重(P_t)

遡上津波荷重については,防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の 差分の1/2倍を設計用浸水深とし,朝倉式に基づき,その3倍を考慮して算定する。

d. 衝突荷重(P_c)

衝突荷重は,表3.5-6に示す0.69t車両のFEMA(2012)*式による漂流物荷重を考慮 する。

注記 *:FEMA:Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

	流速(m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
敷地に遡上する津波時	15	1035

表 3.5-6 衝突荷重

e. 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cm 当たりの荷重を20 N/m²/cm として、積雪 量は30 cm としていることから積雪荷重は600 N/m²とする。

f. 風荷重(P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また,陸からの風荷 重は考慮しない方が保守的である。したがって,陸からの風荷重は考慮しない。

(4) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.5.4 解析モデル及び諸元(重畳時)

重畳時においては固定荷重,積載荷重,の永久荷重及び積雪荷重の変動荷重に加え,遡上 津波荷重及び余震荷重を作用させる。

構造物に発生する変形量や断面力は、3次元静的フレーム解析により算定する。なお、3 次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物近傍の土質柱 状図に基づいた地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。また、基礎直下の接 地圧は、2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析より算定する。

重畳時においては,余震の影響について水平方向の強軸,弱軸と鉛直方向で1:0.4:0.4の 3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法を適用し,津波荷重による断面力 と重ね合わせた断面力に対して照査を行う。

鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

- (1) 1次元有効応力解析
 - a. 解析方法

1 次元有効応力解析モデル底面は T. P. -130 m とし,構造物中心位置の地層構成に基づ き作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には, T. P. -130 m 位置の密度, せん断 波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1 次元有効応力解析には解析コー ド「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお,解析コードの検証及び妥当性確認の概要に ついては,「V-5-10 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。1 次元有効応 力解析モデル概念図を図 3.5-8 に示す。



図 3.5-7 1 次元有効応力解析モデル概念図

(a) 地盤のモデル化

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

(b) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固 有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表 される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰をα=0となる剛性比例 型減衰とする。

有効応力解析では,時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くこ とから, Rayleigh 減衰の係数α, βの両方を用いると,質量比例項の減衰α [M]の影 響により,有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方,有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰 では,地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い,1次固 有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していく ことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有 振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数とし て、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切 な評価が行えるように、低振動数帯で減衰α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用 した。

[C] = α [M] + β [K] [C]:減衰係数マトリックス [M]:質量マトリックス [K]:剛性マトリックス α, β :係数

係数α, βは以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$
$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

- f:固有値解析により求められる1次固有振動数
- h:各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤1%(解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履 歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。)とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-9 に、固有値解析結果を表 3.5-7 に示す。



図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7(1) 固有值解析結果

(検討ケース①	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(検討ケース⑤:	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.528	33. 52	1次として採用
2	1.256	-27.14	_
3	1.944	-10.74	_
4	2.957	6.71	_
5	3. 763	7.86	_
6	4. 496	5.75	_
7	5.372	-3.63	_
8	6.206	-3.98	_
9	6.971	3. 84	_

表 3.5-7(2) 固有值解析結果

(検討ケース②:地盤物性のばらつきを考慮(+1 の)した解析ケース)

(検討ケース⑥:地盤物性のばらつきを考慮(+1 g)して

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.564	34. 69	1次として採用
2	1.306	-26.24	_
3	2. 111	9.62	—
4	3. 179	7.36	_
5	3.960	7.59	_
6	4.824	5.13	—
7	5. 752	3. 68	_
8	6.619	-4.14	_
9	7.392	-3. 56	_

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0.486	32. 26	1次として採用
2	1.202	-27.63	—
3	1.770	-12.71	_
4	2.695	6.25	—
5	3. 541	-7.33	—
6	4. 167	-6.92	_
7	4.937	3. 79	_
8	5. 739	-3. 69	_
9	6. 499	3. 77	_

表 3.5-7(3) 固有值解析結果

(検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮(-1 g)した解析ケース)

表 3.5-7(4) 固有值解析結果

(検討ケース④:敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数(Hz)	刺激係数	備考
1	0. 503	33. 59	1次として採用
2	1.230	-26.30	_
3	1.818	-12.89	—
4	2.645	-6.63	—
5	3. 463	-5.82	—
6	4. 158	7.41	—
7	4.758	4.81	—
8	5.611	3. 03	_
9	6.525	3.14	—

b. 入力地震動

入力地震動は、添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重 要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準 津波と余震」より、弾性設計用地震動S_d-D1を用いる。有効応力解析に用いる入力地 震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動S_d-D1を1次元波動論により有 効応力解析モデル底面位置で評価したものを用い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振に よる逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、 「V-5-25 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。入力地震動算定の概念図

を図 3.5-10 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.5-11 に示す。



図 3.5-9 入力地震動算定の概念図







(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-10(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (①-①断面及び②-②断面,水平成分:S_d-D1)







(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-10(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (①-①断面及び②-②断面,鉛直成分:S_d-D1)

- (2) 解析モデル及び諸元
 - a. 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル
 - (a) 解析モデル

重畳時における鉄筋コンクリート防潮壁も津波時と同様に上部構造と下部構造を一体とした3次元静的フレームモデルで強度評価を行う。重畳時の鉄筋コンクリート防潮 壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図 3.5-12 に示す。3次元静的フレーム 解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお,解析コー ドの検証及び妥当性確認の概要については,「V-5-39 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。



図 3.5-11 鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の3次元静的フレーム解析モデル概念図

(b) 構造物のモデル化

「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

(c) 地盤のモデル化

3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(IV 下部構造編)・同 解説(平成14年3月)」に準拠し、地盤のバネ定数と反力上限値を考慮したバイリニア 型とする。

重畳時の検討では、表 3.5-8 に示した解析ケースのうち、地表面最大加速度、地表 面最大変位及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し、地表面の最大加速 度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻それぞれにおける 地盤の平均有効主応力σ^m,及びせん断ひずみγの深度分布に基づき、地盤反力係数及 び反力上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤バネを表 3.5-9 に 示す。

検討ケース		 ① 原地盤に基 づく強に基 でする 一次 一次 一次 (基本 ケース) 	② 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)した解析 ケース	③ 地盤物性の ばらつき 考慮(-1 σ)した解析 ケース	 ④ 地盤を強制 的に液状化 させること を仮定した 解析ケース 	 ⑤ 原 地 非 れ の 条 し た チ ケ ー ス 	 ⑥ 地盤物性のば らつせる ・1 σ)して 非液状化の条 件を仮定した 解析ケース
液状化強度特性 の設定		原地盤に基 づく液状化 強度特性(標 準偏差を考 慮)	原 地 盤 に 基	原 地 盤 に 基	敷在豊砂化性	液状化パラ メータを非 適用	液状化パラメ ータを非適用
地震動	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

表3.5-8 3次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

*上記のケースより,地表面加速度最大ケース,地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して地盤バネを設定する。

表 3.5-9 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数及び 反力上限値	備考
山船 バウ 0	S _d 波による1次元有効応力解析から	地盤抵抗が
地盤ハイる	地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	大きいケース
地盤バネ4	S d波による1次元有効応力解析から	
	地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が
	S _d 波による1次元有効応力解析から	小さいケース
地溢ハイ 3	せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

イ. 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力係数 K_H

水平(面直)方向地盤反力係数 K_Hの算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津 波時)」と同様、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従っ て算出する。ただし、地盤の変形係数E₀は、1次元有効応力解析で得られる地表面加 速度最大時刻(地盤バネ3)、地表面変位最大時刻(地盤バネ4)及びせん断ひずみ 最大時刻(地盤バネ5)それぞれの時刻 t_{max} での平均有効主応力σ_m'及びせん断ひ ずみγの深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_sにより設定する。

$$\begin{split} E_0 &= 2(1 + \nu_d)G_s \\ G_s &= \frac{\tau_s}{\gamma} \\ \tau_s &= \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \frac{\gamma}{C \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD}}} \\ & \text{ここで,} \\ \nu_d &: 動ポアソン比 \\ G_s &: 割線せん断剛性 (kN/m^2) \\ \tau_s &: 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m^2) \\ \gamma &: せん断ひずみ \\ C &: 粘着力 (kN/m^2) \\ \varphi_{CD} &: 内部摩擦角 (°) \end{split}$$

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向地盤反力係数 K_{SHD}の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」 と同様、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従って算出す る。

- ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}
 鉛直方向地盤反力係数K_{SVB}の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」
 と同様、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従って算出する。
- ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}
 鉛直方向地盤反力係数K_{SVD}の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」
 と同様、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従って算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力係数 K_v

鉛直(面直)方向地盤反力係数K_vの算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津 波時)」と同様、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従っ て算出する。ただし、地盤の変形係数E₀は、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」 と同様、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻(地盤バネ3)、地表 面変位最大時刻(地盤バネ4)及びせん断ひずみ最大時刻(地盤バネ5) t_{max}の応答 値に基づき算出する。

- へ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数 K_s
 水平方向地盤反力係数K_sの算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元(津波時)」
 と同様、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に従って算出する。
- ト. 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{HU}
 水平(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{HU}の算定方法を以下に示す。

 $P_{HU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m} \times (1 + \sin \phi_{CD})$

ここで、
 P_{HU} : 基礎前面の水平(面直)方向地盤反力度の上限値(kN/m²)
 c_{CD} : 基礎地盤(Km 層)の粘着力(kN/m²)
 φ_{CD} : 基礎地盤(Km 層)のせん断抵抗角(°)
 σ'm : 時刻 t_{max}における地盤の平均有効主応力(kN/m²)

チ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値及び基礎前背面と側面の水平方向及び鉛
 直方向地盤反力度の上限値 τ .

地盤反力度の上限値で、の算定方法を以下に示す。

- (砂質土) $\tau_{\rm f} = c_{\rm CD} \times \cos \phi_{\rm CD} + \sigma'_{\rm m} \times \sin \phi_{\rm CD} \le 200$
- (粘性土) $\tau_{f} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m} \times \sin \phi_{CD} \le 150$
- ここで,
 - τ_f:地盤反力度の上限値(kN/m²)
 - c_{CD} :粘着力(kN/m²)

 - σ'm : 時刻 t_{max}における地盤の平均有効主応力(kN/m²)

リ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}
 鉛直方向地盤反力度の上限値P_{BVU}の算定方法を以下に示す。

 $P_{BVU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m} \times (1 + \sin \phi_{CD})$ ここで、 P_{BVU} :基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値(kN/m²) c_{CD} :基礎地盤(Km層)の粘着力(kN/m²) ϕ_{CD} :基礎地盤(Km層)のせん断抵抗角(°) σ'_{m} :時刻t_{max}における地盤の平均有効主応力(kN/m²)

ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU}
 水平方向地盤反力度の上限値P_{SU}の算定方法を以下に示す。

$P_{SU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m} \times \sin \phi_{CD}$

ここで,

- P_{SU}:基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値(kN/m²)
- c_{CD} : 基礎地盤(Km 層)の粘着力(kN/m²)
- σ'm :時刻 t_{max}における地盤の平均有効主応力(kN/m²)

b. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静 的FEM解析により得られる接地圧に、S_d-D1を入力地震動とした2次元有効応力解 析で発生する基礎地盤の接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動S_d-D1により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.4(1)1次元有効応力 解析」で実施した解析ケースのうち、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及 びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して、2次元有効応力解析を実施し て求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防 潮壁の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルに、「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した保守的に仮定した沈下量1.5 mを考慮した解析モデルを使用 し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

また,津波波圧及び動水圧による接地圧は,同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用 いた2次元静的FEM解析を実施して求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデ ルは,「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2 次元有効応力解析モデルに,「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した沈下量1.5mを考慮した 解析モデルを使用し,図3.5-13に示すように,側方境界条件を水平ローラ,底面境界条 件を固定として津波波圧及び動水圧を作用させる。

図 3.5-12 2次元静的FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水 圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。基礎地盤の 支持性能評価フローを図 3.5-14 に、接地圧の算出フローを図 3.5-15 に示す。



*上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.5-13 基礎地盤の支持性能評価フロー



図 3.5-14 接地圧の算出フロー

- c. 使用材料及び材料の物性値 使用材料及び材料の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。
- d. 地盤の物性値
 地盤の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。
- e. 荷重 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。
 - (a) 固定荷重(G)固定荷重は, 躯体自重を考慮する。

(b) 積載荷重(P)

積載荷重は,機器・配管自重を考慮する。 なお,考慮する機器・配管荷重は表 3.5-10のとおりである。

表 3.5-10 機器·配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356 kN

(c) 遡上津波荷重(P_t)

遡上津波荷重については,防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標 高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし,朝倉式に基づき,その3 倍を考慮して算定す る。

(d) 余震荷重(K_{sd})

余震荷重は,弾性設計用地震動S_d-D1による地震力及び動水圧を考慮する。 重畳時は,余震荷重として水平慣性力,鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面 の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し,積雪荷重に対応する慣性力を作用さ せる。

(e) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cm 当たりの荷重を20 N/m²/cm として、 積雪量は30 cm としていることから積雪荷重は600 N/m²であるが、地震時短期荷重と して積雪荷重の0.35 倍である0.21 kN/m²を考慮する。

(f) 風荷重(P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また,陸からの風 荷重は考慮しない方が保守的である。したがって,陸からの風荷重は考慮しない。

f. 地下水位

地下水位は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

- 3.6 評価方法
 - 3.6.1 津波時
 津波時における鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下
 記のとおりとなる。
 - (1) 鉄筋コンクリート防潮壁
 - a. 鉄筋コンクリート防潮壁
 地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して
 算定したコンクリートの曲げ軸力,鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力
 が許容限界以下であることを確認する。
 - b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して 算定したコンクリートの曲げ軸力,鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力 が許容限界以下であることを確認する。

(2) 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコン クリートの曲げ軸力,鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下 であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時 及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。 3.6.2 重畳時

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は,解析結果より得られる照査用応答値が「3.4 許 容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

- (1) 鉄筋コンクリート防潮壁
 - a. 鉄筋コンクリート防潮壁 地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重 を載荷して評価する。
 - b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重 を載荷して評価する。

- (2) 地中連続壁基礎 地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評 価する。
- (3) 基礎地盤の支持性能評価

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、S_d-D1を入力地震動とした2次元有効応力 解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解 析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3.6 評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

4.1 津波時

表 4.1-1 強度評価に用いる条件(基準津波時:地盤バネ1)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k h	水平震度	—	—
k v	鉛直震度	—	—
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m^2
P _c	衝突荷重	759	kN
P _d	動水圧合力	_	kN/m
У	動水圧の作用高さ	_	m
K _{S d}	余震荷重(水平方向慣性力)	—	kN
	余震荷重(鉛直方向慣性力)		kN
P _k	風荷重	_	kN/m ²

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k h	水平震度	—	
k v	鉛直震度	—	
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	759	kN
P _d	動水圧合力	—	kN/m
у	動水圧の作用高さ	—	m
K _{Sd}	余震荷重(水平方向慣性力)	_	kN
	余震荷重(鉛直方向慣性力)	—	kN
P _k	風荷重	—	kN/m^2

表 4.1-2 強度評価に用いる条件(基準津波時:地盤バネ2)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k h	水平震度	—	
k v	鉛直震度	—	
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	1035	kN
P _d	動水圧合力	—	kN/m
У	動水圧の作用高さ	—	m
K _{S d}	余震荷重(水平方向慣性力)	—	kN
	余震荷重(鉛直方向慣性力)		kN
P _k	風荷重		kN/m ²

表 4.1-3 強度評価に用いる条件(敷地に遡上する津波時:地盤バネ1)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k h	水平震度	—	—
k v	鉛直震度		
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	1035	kN
P _d	動水圧合力		kN/m
у	動水圧の作用高さ		m
K _{Sd}	余震荷重(水平方向慣性力)		kN
	余震荷重(鉛直方向慣性力)	—	kN
P _k	風荷重	—	kN/m^2

表 4.1-4 強度評価に用いる条件(敷地に遡上する津波時:地盤バネ2)
4.2 重畳時

表 4.1-5 強度評価に用いる条件(基準津波時:地盤バネ3)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k h	水平震度	0.20	
k _v	鉛直震度	0.20	
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	327.7	kN/m
У	動水圧の作用高さ	7.85	T.P. m
K	余震荷重(水平方向慣性力)	25692	kN
Γ S d	余震荷重(鉛直方向慣性力)	25692	kN
P _k	風荷重		kN/m^2

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k h	水平震度	0.09	
k v	鉛直震度	0.19	
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	147.5	kN/m
У	動水圧の作用高さ	7.85	T.P. m
K	余震荷重(水平方向慣性力)	11561	kN
Γ S d	余震荷重(鉛直方向慣性力)	24407	kN
P _k	風荷重		kN/m ²

表 4.1-6 強度評価に用いる条件(基準津波時:地盤バネ4)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k h	水平震度	0.09	
k _v	鉛直震度	0.19	
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
Рс	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	147.5	kN/m
У	動水圧の作用高さ	7.85	T.P. m
17	余震荷重(水平方向慣性力)	11561	kN
κ _{sd}	余震荷重(鉛直方向慣性力)	24407	kN
P _k	風荷重		kN/m^2

表 4.1-7 強度評価に用いる条件(基準津波時:地盤バネ5)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k h	水平震度	0.20	—
k v	鉛直震度	0.20	—
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	567.8	kN/m
У	動水圧の作用高さ	9.42	T.P. m
V	余震荷重(水平方向慣性力)	25692	kN
κ _{sd}	余震荷重(鉛直方向慣性力)	25692	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4.1-8 強度評価に用いる条件(敷地に遡上する津波時:地盤バネ3)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k h	水平震度	0.09	
k v	鉛直震度	0.19	
р 1	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	330.3	kN/m^2
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P_{t}	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重		kN
P _d	動水圧合力	255.9	kN/m
У	動水圧の作用高さ	9.43	T.P. m
V	余震荷重(水平方向慣性力)	11561	kN
ΓSd	余震荷重(鉛直方向慣性力)	24407	kN
P _k	風荷重		kN/m ²

表 4.1-9 強度評価に用いる条件(敷地に遡上する津波時:地盤バネ4)

記号	定義	数值	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k h	水平震度	0.09	
k v	鉛直震度	0.19	
р ₁	鉄筋コンクリート防潮壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p 2	鉄筋コンクリート防潮壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
Р	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	255.9	kN/m
У	動水圧の作用高さ	9.43	T.P. m
V	余震荷重(水平方向慣性力)	11561	kN
κ _{sd}	余震荷重(鉛直方向慣性力)	24407	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4.1-10 強度評価に用いる条件(敷地に遡上する津波時:地盤バネ5)

- 5. 評価結果
- 5.1 津波時
 - 5.1.1 地盤バネ

津波時の3次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤 反力係数,地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを①-①断面及び②-②断面 について図5.1-1~図5.1-6に示す。



図 5.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(①-①断面:地盤バネ1)



図 5.1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(①-①断面:地盤バネ2)



図 5.1-3 地盤バネ1及び地盤バネ2の比較(①-①断面)



図 5.1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(②-②断面:地盤バネ1)



図 5.1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(②-②断面:地盤バネ2)



図 5.1-6 地盤バネ1及び地盤バネ2の比較(2-2)断面)

- 5.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁
 - (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-1 に, 鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-2 に それぞれ示す。また, 断面力の分布図を図 5.1-7~図 5.1-8 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置におい てコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であるこ とを確認した。なお,発生応力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.1-1(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(基準津波時)

+~ =+		断面性状			かなたぜ	発生断面力		発生 広力度	短期許容	昭本値	
使 か ケース	評価位置	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 /ブモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	σ _c /σ _{ca}	備考
地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8579	180	1.5	21	0.08	0
地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8516	184	1.5	21	0.07	

注記 @:鉄筋の配置間隔

表 5.1-1(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討	討行在里	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	供求
ケース	計加位直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	σ $_{c}/$ σ $_{ca}$	加石
地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16471	819	2.7	28	0.10	0
地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16342	804	2.7	28	0.10	

注記 @:鉄筋の配置間隔

表 5.1-2(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(基準津波時)

検討	新年生界	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/ 洪 求
ケース	計1111120	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	1/用 不与
地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8459	254	49.0	435	0.12	0
地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8403	250	48.7	435	0.12	

注記 @:鉄筋の配置間隔

表 5.1-2(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討		断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/曲 土	
ケース	₩1Ⅲ1⊻直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_{s} (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	σ $_{s}/$ σ $_{sa}$	佩右
地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16211	1082	101.2	478.5	0.22	0
地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16098	1060	100.3	478.5	0.21	



図 5.1-7(1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい 断面力(津波時:基準津波時,地盤バネ1)



図 5.1-7(2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい 断面力(津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ1)



図 5.1-8(1) 鉄筋コンクリート防潮壁において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ1)



図 5.1-8(2) 鉄筋コンクリート防潮壁において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ1)

(2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5.1-3 に示す。また、断面力の分布 図を図 5.1-9 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下,または発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力($V_{s,a}$)と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力($V_{s,a}$)を合わせた短期許容せん断力(V_{a})以下であることを確認した。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であるこ とを確認した。なお,発生応力及び発生断面力は各検討ケースにおいて最大となる値を示し ている。

表 5.1-3(1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(基準津波時)

検討	莎尔达曼	断面性状			鉄筋仕様	発生	短期許容	照査値	進老
ケース	計価化直	部材幅 b(mm)	部材高 h (mm)	有劾高 d (mm)	(せん断補強筋)	セん断刀 V (kN)	V _a (kN)	V/V a	頒考
地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2177	6093	0.36	0
地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2157	6093	0.36	

注記 : せん断力は部材有効高さの変化を考慮した値である。

@:鉄筋の配置間隔

表 5.1-3(2) 鉄筋コンクリート	、のせん断力照査結果	(敷地に遡上する津波時)
---------------------	------------	--------------

検討	款在达要		断面性状		鉄筋仕様	発生	短期許容	照査値	曲本
ケース	₩1Ⅲ1½.直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有劾高 d (mm)	(せん断補強筋)	セん断刀 V (kN)	V _a (kN)	V/V a	頒石
地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4026	7403	0.55	0
地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	3987	7403	0.54	

注記 : せん断力は部材有効高さの変化を考慮した値である。

@:鉄筋の配置間隔



図 5.1-9(1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ1)



図 5.1-9(2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ1)

- 5.1.3 フーチング
 - (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-4 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-5 に それぞれ示す。また,断面力の分布図を図 5.1-10~図 5.1-11 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果,評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。 なお、発生応力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。

検討	萩伍佐栗		断面性状		鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/曲 土
ケース	部1111111月	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ $({\rm N/mm}^2)$	σ_{ca} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	脈右
地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	3383	-1001	1.4	21	0.07	0
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-4109	-969	1.7	21	0.09	
山船 バラの	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-3182	-2	1.2	21	0.06	
地盤バネ2 - (2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-4964	-797	2.0	21	0.10	0

表 5.1-4(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(基準津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔

表 5.1-4(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討 ケース	莎蕉位署		断面性状		鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	借去
ケース	計加工具	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	加石
事態 バウ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-6083	-37	2.3	28	0.09	
地盈八个1	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-6918	-1686	2.9	28	0.11	
山島ション	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	6336	-1552	2.6	28	0.10	0
地盤バネ2 〔	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-8525	-1299	3.5	28	0.13	0

注記 @:鉄筋の配置間隔

表 5.1-5(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(基準津波時)

検討	款在位置		断面性状		鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/曲 - 本
ケース	計1111120	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ $({ m N/mm}^2)$	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm^2)	σ_{s}/σ_{sa}	加朽
地盤バネ1 -	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-3189	-29	58.5	435	0.14	
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	253	3602	141.4	435	0.33	0
山島ション	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-3182	-2	59.3	435	0.14	0
地盤バネ2 - (2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	624	3281	136.1	435	0.32	

 検討 ケース	款在位置		断面性状		鉄筋仕様	発生断	T面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/ 洪 - 火
ケース	計11111111	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	加朽
・ 地盤バネ1 (①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-6083	-37	112.3	478.5	0.24	
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	2328	5985	270.2	478.5	0.57	0
山船 バラの	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-6064	16	113.7	478.5	0.24	0
地盤バネ2 - (2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	3220	5277	259.9	478.5	0.55	

表 5.1-5(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)



図 5.1-10(1) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ1)



図 5.1-10(2) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ2)



図 5.1-10(3) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ2)



図 5.1-10(4) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ2)



図 5.1-11(1) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ2)



図 5.1-11(2) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ1)



図 5.1-11(3) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ2)



図 5.1-11(4) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ1)

(2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5.1-6 に示す。また、断面力の分布 図を図 5.1-12 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果,評価位置においてせん断応力 度が短期許容せん断応力度以下,または発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca})と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力(V_{sa})を合わせた短期許容せん断力(V_{a}) 以下であることを確認した。

以上のことから,フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお,発生応力及び発生断面力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。

断面性状 短期許容 発生 照查值 検討 鉄筋仕様 備考 せん断力 評価位置 せん断力 V/V_a ケース (せん断補強筋) 部材幅 部材高 有効高 V(kN) $V_{a}(kN)$ d (mm) b (mm) h (mm) D22 ①-①断面 1000 4500 4300 15984027 0.40 Ο $@600 \times 300$ 地盤バネ1 D29 2-2断面 1000 4500 4300 2867 9788 0.30 $@300 \times 300$ D22 ①-①断面 100045004300159040270.40 $@600 \times 300$ 地盤バネ2 D29 2-2断面 1000 4500 4300 3309 9788 0.34 \bigcirc $@300 \times 300$

表 5.1-6(1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(基準津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔

表 5.1-6(2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討	款在位置		断面性状		鉄筋仕様	発生	短期許容	照査値	供老
ケース	計1111120	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(せん断補強筋)	セル別)) V (kN)	V_{a} (kN)	V/V a	加石
- 神殿 バウ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3246	4790	0.68	0
地盤バネ1 -	2-2断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	6162	11127	0.56	
事態にすり	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3226	4790	0.68	
地盛八个2	2-2断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	7116	11127	0.64	0



図 5.1-12(1) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ1)



図 5.1-12(2) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,地盤バネ2)



図 5.1-12(3) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ1)



図 5.1-12(4) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ2)

- 5.1.4 地中連続壁基礎
 - (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-7 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-8 に それぞれ示す。また,評価位置図を図 5.1-13 に,断面力の分布図を図 5.1-14~図 5.1-15 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置においてコンク リートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから,地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認 した。なお,発生応力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。



図 5.1-13 評価位置図

検討	∃TI /TI	- 佐 平		断面性状	2	鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/
ケース	声平 1 皿	112] 直.	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	σ $_{c}/$ σ $_{ca}$	11 11 方
	±7 ++ 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-193408	16700	2.0	00 F	0.17	
	司的村工	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-144	-10789	3. 0	22.0	0.17	
	±7 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-198927	16406	4.0	00 F	0.10	
手を しょう 1	部材 2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-95	-16426	4. 2	22.5	0.19	
地盛八不1	立7 ++ 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	7174	-16191	0 5	99 E	0.02	
口 7 (1)	6 四月	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	0	-10181	0. 5	22.0	0.03	
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	7144	-16990	0.6	99 E	0.02	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	0	-10229	0.0	22.0	0.03	
	立(1 + + 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-201380	-17099	2.0	99 E	0.19	0
	1 (아이크	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-149	-17085	5.9	22.0	0.18	0
	立7 ++ 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-252230	-19765	5.9	99 E	0.94	\circ
抽般バマの	2 (아이크	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-49	-10705	0.0	22.0	0.24	0
地盈八个石	立(* * * * * *	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-139226	-27290	2 9	22 5	0.14	0
	0 (1) 11	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	10	21250	2.5	22.0	0.14)
	立([太才 /	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	第25051 (現立51) (現立51) (現立51) (現立51) (現立51) (現立51) (日本) (2 1	22.5	5 0.10	0	
	ד (יי) יום	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150		2.1	22.0		0	

表 5.1-7(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(基準津波時)

検討	∋at /m	佐 墨		断面性状	2	鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	/些 土
ケース	言乎 1曲	业直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm ²)	σ $_{c}/$ σ $_{ca}$	頒考
	立77 十十 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-379124	17096	7.0	20	0.94	
	司的村工	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	210	-17026	1.2	30	0.24	
	±7 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-385039	17000	7.0	20	0.97	
	部材 2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	155	-17060	7.9	30	0.27	
地盛八不1	立7 ++ 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	14235	-16901	0.6	20	0.02	
日本 (17) (17) (17) (17) (17) (17) (17) (17)	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	0	-10091	0.0	30	0.02		
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	14025	-16020	0.8	20	0.03	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	0	-10929	0.8	30	0.03	
	立(1 + + 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-393036	-17969	7 4	20	0.25	0
	1 (아이크	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	9	-17303	1.4	30	0.25	0
	立7 ++ 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-470440	-10246	0.6	20	0.22	0
抽般バネの	2 (아이크	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-2	-19240	9.0	30	0.33	0
地盘 八个 2	立(*** 3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-249519	-27705	5.0	30	0.17	0
	C [Y] 41	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-1	21190	0.0	30	0.17	
	立に ます 4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-110150	0 2 1 2	30	20 0 11	0	
	部材4 (2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	0	-32039	ə. 1	30	0.11	0

表 5.1-7(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討	∃TI /TI	佐 墨		断面性状	2	鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	(曲 土)
ケース	言乎 1曲	1位直	部材幅 b(mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	σ $_{s}/$ σ $_{sa}$	頒考
	立77 十十 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-193408	16790	61.0	495	0.15	
	司的们	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-144	-10789	61.0	435	0.15	
	±7 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-198927	16496	70.0	495	0.17	
事業 パラ1	司名	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-95	-10420	12.3	435	0.17	
地盛八个1	立7 ++ 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-4809	-14597	0.0	495	0.00	
אי גום 	6 四月日	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	0	-14527	0.0	455	0.00	
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-4809	-14597	0.0	495	0.00	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	0	-14527	0.0	455	0.00	
	立(1 + + 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-201380	-17099	62 0	495	0.15	0
	司約1	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-149	-17085	63.9	435	0.15	0
	立7 ++ 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-252230	-19765	02.0	495	0.99	0
事業にすり	고 (아 대급	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-49	-10705	93.0	455	0.22	0
地盈八个2	立(およう	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-139225	-27200	21.0	435	0.08	0
	C [Y] 41	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-10	21290	01.4	400	0.00)
	立[[ます 4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	段D51 -62589 -31473 段D51 0 -31473	1 5	435	5 0.01	0	
	部材4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150		3 1.5	435		0	

表 5.1-8(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(基準津波時)

検討	∋ar /m	- 佐 平		断面性状	2	鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/曲 土
ケース	言乎 1曲	1位直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	σ $_{s}/$ σ $_{sa}$	頒考
	立77 十十 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-379124	17096	100 E	470 E	0.99	
	前村1	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	210	-17026	133.5	478.5	0.28	
	±7 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-385039	17000	155 0	470 5	0.00	
手を しょう 1	部材2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	155	-17060	155.6	478.5	0.33	
地盛八不1	立(++ 2	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	479 E	0.00	
部村3	C [V) 41	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-1	-15507	0.0	476.5	0.00	
地盤バネ1	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	479 E	0.00	
	4 (V) 4F	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-1	-15507	0.0	476.5	0.00	
	立7 ++ 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-393036	17969	190 4	470 E	0.90	(
	可约1	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	9	-17363	136.4	478.0	0.29	0
	±7 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-470585	10022	102.0	470 E	0.41	0
抽般バタの	~ [아 대급	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-1	-19032	192.0	476.5	0.41	0
地盈八个2	立口十十つ	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-249519	-97705	79.9	479 E	0.16	0
	C [Y) 41	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-1	21195	10.2	410.0	0.10	
	立[[まま 4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	環D51 (現D51 (現D51) (現D51) (明150) の -32039 2 (明150) -32039 2 (明150) -32039 2 (明150) -32039 2 (明150) -32039 2 (明150) () () () () () () () () () (91 Q	478 E	. 5 0. 05	0	
	部材4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150		21.0	410.0		0	

表 5.1-8(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)


図 5.1-14(1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材1,地盤バネ2)



図 5.1-14(2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材2,地盤バネ2)



図 5.1-14(3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-14(4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材4,地盤バネ2)



図 5.1-14(5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材1,地盤バネ2)



図 5.1-14(6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材2,地盤バネ2)



図 5.1-14(7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-14(8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材4,地盤バネ2)



図 5.1-15(1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材1,地盤バネ2)



図 5.1-15(2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材2,地盤バネ2)



図 5.1-15(3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-15(4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材4,地盤バネ2)



図 5.1-15(5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材1,地盤バネ2)



図 5.1-15(6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材2,地盤バネ2)



図 5.1-15(7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-15(8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材4,地盤バネ2)

(2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5.1-9 に示す。また,評価位置図を 図 5.1-16 に,断面力の分布図を図 5.1-17 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置における鉄筋 コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力(V_{a})と斜め引張鉄筋 の短期許容せん断力(V_{a})を合わせた短期許容せん断力(V_{a})以下であることを確認 した。

以上のことから,地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお,発生応力及び発生断面力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。



図 5.1-16 評価位置図

松計			断面性状	<u>.</u>	鉄筋仕様	発生	短期許容	昭杏値		
ケース	評価位	工置*1	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(せん断補強 筋)	せん断力 V(kN)	せん断力 V _a (kN)	V/V _a	備考
	立77 ナナ 1	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	15672	63279	0.25	
	部材1	2-2断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	26	17404	0.01	0
	立7 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	12381	63279	0.20	
	部材2	2-2断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	26	28091	0.01	0
地盛八不1	±77 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	2617	87263	0.03	
	6 (아이크	2-2断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	35662	0.01	
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	395	87263	0.01	
		2-2断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	45658	0.01	
	≤R ★★ 1	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	16758	63279	0.27	0
	1 (아이크	2-2断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	17	22461	0.01	
	立にまたり	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	15062	63279	0.24	0
地盤バネ2	2 [아이다	2-2断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	16	33352	0.01	
	立区本土の	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6832	87263	0.08	0
	C [9] 01	2-2断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	40719	0.01	0
	立ておオイ	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6541	87263	0.08	0
	원 [V) 너희	2-2断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	45658	0.01	0

表 5.1-9(1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(基準津波時)

注記 *1:評価位置は図 5.1-16 に示す。 *2:()は切上げ前の値を示す。

@:鉄筋の配置間隔

檢討			断面性状		鉄筋仕様	発生	短期許容	昭杳値		
ケース	評価位	評価位置*1		部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(せん断補強 筋)	せん断力 V(kN)	せん断力 V _a (kN)	V/V _a	備考
	立7 ++ 1	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	26452	69607	0.39	
	部外 1	2-2断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	62	24707	0.01	0
	立てまたり	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	20511	69607	0.30	
₩般バネ1	部村2	2-2断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	55	36688	0.01	0
地盔八不1	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	4741	95990	0.05	
		2-2断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	44791	0.01	0
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	780	95990	0.01	
		2-2断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	50224	0.01	0
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	28044	69607	0.41	0
		2-2断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3	24707	0.01	
	立にまたり	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D32 @300	25068	69607	0.37	0
地盤バネ2	고 다가되다	2-2断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	3	36688	0.01	
	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	12535	95990	0.14	0
		2-2断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	44791	0.01	
	立民ナナム	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	11815	95990	0.13	0
	ד גיויטק	2-2断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	50224	0.01	

表 5.1-9(2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(敷地に遡上する津波時)

注記 *1:評価位置は図 5.1-16 に示す。

*2:()は切上げ前の値を示す。

@:鉄筋の配置間隔



図 5.1-17(1) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材1,地盤バネ2)



図 5.1-17(2) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材1,地盤バネ1)



図 5.1-17(3) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材2,地盤バネ2)



図 5.1-17(4) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材2,地盤バネ1)



図 5.1-17(5) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-17(6) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-17(7) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材4,地盤バネ2)



図 5.1-17(8) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:基準津波時,部材4,地盤バネ2)



図 5.1-17(9) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材1,地盤バネ2)



図 5.1-17 (10) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材1,地盤バネ1)



図 5.1-17(11) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材2,地盤バネ2)



図 5.1-17(12) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材2,地盤バネ1)



図 5.1-17(13) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材3,地盤バネ2)



図 5.1-17(14) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材3,地盤バネ1)



図 5.1-17(15) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材4,地盤バネ2)



図 5.1-17(16) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (津波時:敷地に遡上する津波時,部材4,地盤バネ1)

5.1.5 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 5.1-18~図 5.1-23 に、断面諸元一覧を表 5.1-10~表 5.1-16 に示す。



図 5.1-18 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図

表 5.1-10 断面諸元一覧(主鉄筋)

位置				主鉄筋												
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		ML AA-		外面	(下面))	内面(上面))
				外面 (下面)	内面 (上面)	外面 (下面)	内面 (上面)	_{鉄肋} 種別	径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm^2/m)	(mm)	-	(mm)	(mm^2/m)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
コーエンガ	①-①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
ノーテンク	2-2断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 5.1-11 断面諸元一覧(せん断補強筋)

位置				断面性	状		ł	せん断補	i強筋			
				かぶり		有効高						
		部材幅	部材高	外面	内面	外面	内面	鉄筋種別	径	間隔	鉄筋量	ピッチ
				(下面)	(上面)	(下面)	(上面)					
		(mm)	(mm)	(mm) (mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	(mm)	(mm^2/m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5800	5800	SD390	D25	600	845	300
フーチング	①-①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300
	2-2断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300


図 5.1-19 地中連続壁基礎とフーチングの接合部概略配筋図

地中連続壁基礎有効高	鉄筋の必要定着長	必要定着長	定着長
d (mm)	la (mm)	d+1a (mm)	(mm)
1855	1850	3705	3710

表 5.1-12 地中連続壁基礎とフーチングの接合部の定着長

図 5.1-20(1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (主鉄筋:部材 1, T.P.-1.8 m~T.P.-3.0 m 区間)

表 5.1-13(1) 断回	目諸兀一覧	(王鉃筋:	:部材	I)
----------------	-------	-------	-----	----

	断面性状							主鉄筋								
位置			~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	かく	ぶり	有效	劝高	鉄筋		<i>A</i>	ト面			P	內面	
	112. 直	前竹幅	前材商	外面	内面	外面	内面	種別	径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm^2)	(mm)	-	(本)	(mm^2)
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

図 5.1-20(2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (せん断補強筋:部材 1, T.P.-1.8 m~T.P.-3.0 m 区間)

衣 5.1-13 (2) 町田 祐元一 見 (せん 妍 補 烛 肋	ĥ:	:部本	才 1	1)
------------------------------------	----	-----	-----	----

				断面	性状		せん断補強筋					
位置				かえ	ぶり	有刻	动高	鉄笛				
		部材幅	部材高	外面	内面	外面	内面	種別	径	本数	鉄筋量	Ss
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	$(\mathrm{mm}^2/\mathrm{m})$	(mm)
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD390	D32	8	6354	300
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300

図 5.1-21 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (主鉄筋:部材 2, T.P.-3.0 m~T.P.-32.8 m 区間)

表 5.1-14(1) 断面諸元一覧(主鉄筋:部材 2)

				断面	性状			主鉄筋								
位置			~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	かく	ぶり	有效	劝高	鉄筋		<i>y</i>	ト面			P	り面	
	112. 直	前竹幅	前材商	外面	内面	外面	内面	種別	径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm^2)	(mm)	-	(本)	(mm^2)
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588

注記 : 図中の赤色表示は照査鉄筋を示す。

図 5.1-21 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図

(せん断補強筋:部材2, T.P.-3.0 m~T.P.-32.8 m区間)

表 5.1-14(2) 断面諸元一	〔(せん断補強筋:部材2)
-------------------	---------------

				断面	性状		せん断補強筋					
位置				かぶり		有効高		鉄銘				
		部材幅	部材高	外面	内面	外面	内面	種別	径	本数	鉄筋量	Ss
		(mm)	(mm)	ım) (mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm^2/m)
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD390	D32	8	6354	300
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300

図 5.1-22(1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (主鉄筋:部材 3, T.P.-32.8 m~T.P.-44.8 m 区間)

表 5.1-15 (1)	断面諸元一覧	(主鉄筋:部材3)
--------------	--------	-----------

	断面性状								主鉄筋								
位置		± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ± ±	·····································	かく	ぶり	有效	劝高	鉄筋		<i>y</i>	ト面			P	り面		
	112. 直	前树幅	前材商	外面	内面	外面	内面	種別	径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm^2)	(mm)	-	(本)	(mm^2)	
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648	
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235	

図 5.1-22(2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (せん断補強筋:部材 3, T.P.-32.8 m~T.P.-44.8 m 区間)

表 5.1-15(2) 断面諸元一覧(せん	/断補強筋:部材 3)
-------------------------	-------------

				断面	性状		せん断補強筋					
位置				かえ	ぶり	有刻	动高	鉄笛				
		部材幅	部材高	外面	内面	外面	内面	種別	径	本数	鉄筋量	Ss
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	$(\mathrm{mm}^2/\mathrm{m})$	(mm)
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD390	D38	8	9120	300
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D38	18	20520	300

図 5.1-23(1) 地中連続壁基礎の概略配筋図

(主鉄筋:部材4, T.P.-44.8 m~T.P.-56.8 m区間)

表 5.1-16	(1)	断面諸元一覺	〔(主鉄筋	:	部材4	.)

		断面性状					主鉄筋									
位要		~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~		かぶり 有		有效	劝高	鉄筋	外面 外面			内面				
	112. 直	前竹幅	前材商	外面	内面	外面	内面	種別	径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm^2)	(mm)	-	(本)	(mm^2)
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294

注記 : 図中の赤色表示は照査鉄筋を示す。

図 5.1-23 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (せん断補強筋:部材 4, T.P.-44.8 m~T.P.-56.8 m 区間)

	11/1/1 H	I/
--	----------	----

		断面性状							せん断補強筋				
位置			かぶり		有効高		鉄笛						
	部材幅 部材高	外面	内面	外面	内面	種別	径	本数	鉄筋量	Ss			
			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	$(\mathrm{mm}^2/\mathrm{m})$	(mm)	
地中	①-①断面	2400	10000	225	225	9660	9660	SD390	D38	8	9120	300	
連続壁	2-2断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD390	D38	18	20520	300	

5.1.6 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョント部の相対変位量に対する照査結果を表 5.1-17~表 5.1-21 に示 す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果,相対変位量が許容 限界以下であることを確認した。

	δx	δу	δz	3 成分合成[m]	許容限界
	[m]	[m]	[m]	$\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	[m]
地震時最終変位	0 119	0 100	0 020		
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	0.113	0.109	0.032		
地震時最終変位	0 100	0 495	0.010		
(鉄筋コンクリート防潮壁)	0. 198	0.425	0.019		
津波時	0 100	0 100	0.001		
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	0.182	0.182	0.001		
合計	0.493	0.716	0.052	0.871	2.0

表 5.1-17 異種構造物間の津波時相対変位量(天端)

	δx	δу	δz	3 成分合成[m]	許容限界			
	[m]	[m]	[m]	$$ (δ x²+ δ y²+ δ z²)	[m]			
地震時最終変位	0 112	0 100	0 022					
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	0.115	0.109	0.032					
地震時最終変位	0 109	0 495	0.010					
(鉄筋コンクリート防潮壁)	0.198	0.420	0.019					
津波時	0.000	0.055	0.000					
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	0.000	0.055	0.003					
合計	0.311	0.589	0.054	0.669	2.0			

表 5.1-18 異種構造物間の津波時相対変位量(地表面)

表 5.1-19 異種構造物間の津波時相対変位量(天端)

	δx	δу	δz	3 成分合成[m]	許容限界
	[m]	[m]	[m]	$$ (δ x²+ δ y²+ δ z²)	[m]
地震時最終変位	0 021	0.940	0.014		
(鋼製防護壁)	0.031	0.240	0.014		
地震時最終変位	0 109	0 409	0.010		
(鉄筋コンクリート防潮壁)	0. 198	0.408	0.019		
津波時	0.002	0.917	0.005		
(鋼製防護壁)	0.002	0.217	0.005		
合計	0.231	0.865	0.038	0.896	2.0

表 5.1-20 異種構造物間の津波時相対変位量(地表面)

	δх	δу	δz	3成分合成[m]	許容限界
	[m]	[m]	[m]	$\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	[m]
地震時最終変位 (鋼製防護壁)	0.031	0.240	0.014		
地震時最終変位 (鉄筋コンクリート防潮壁)	0.198	0.408	0.019		
津波時 (鋼製防護壁)	0.000	0.149	0.005		
合計	0.229	0.797	0.038	0.830	2.0

表 5.1-21 鉄筋	ボコンクリー	ト防潮壁の津波	時相対変位量
-------------	--------	---------	--------

	δx	δу	δz	3成分合成[m]	許容限界
	[m]	[m]	[m]	$\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	[m]
地震時最終変位	0.396	0.816	0.038		
津波時	0.000	0.101	0.003		
合計	0.396	0.917	0.041	1.000	2.0

5.2 重畳時

5.2.1 地盤バネと1次元有効応力解析結果

(1) ①-①断面

①-①断面における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度,地表面最大変 位,最大せん断ひずみを表5.2-1に示す。

検討ケース	 ① 原地盤に基づく液状化強度 特性を用いた 解析ケース(基本ケース) 	 ② 地盤物性のば らつきを考慮 (+1 σ) し た解析ケース 	③ 地盤物性のば らつきを考慮 (-1σ)し た解析ケース	④ 地盤を強制的 に液状化させ ることを仮定 した解析ケー ス	5 原地盤におい て非液状化の 条件を仮定し た解析ケース	 ⑥ 地盤物性のば らつきを考慮 (+1σ)し て非液状化の 条件を仮定し た 解析ケース
地表面最大 変位 (cm)	11.46	10. 11	13. 48	22. 45	10.93	9.58
地表面最大 水平加速度 (cm/s ²)	119.60	120.40	127.40	82.11	186. 35	186. 30
最大せん断 ひずみ	2.70×10 ⁻²	2.54 \times 10 ⁻²	2.82×10 ⁻²	3. 77 $\times 10^{-2}$	3. 58×10^{-3}	2.90×10 ⁻³

表 5.2-1 1 次元有効応力解析結果(①-①断面)

表 5.2-1 より,地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化 の条件を仮定した解析ケース,地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しな い豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した 解析ケース,地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に 基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基 づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻,地表面最大変位発生時刻,最大せん 断ひずみ発生時刻における平均有効主応力σ'_m及びせん断ひずみγの深度分布により求め られる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各検討ケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度 発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各 地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 5.2-1 及び図 5.2-2 に、水平方向地盤反 力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 5.2-3~図 5.2-6 に示す。



図 5.2-1 地盤バネケースの地盤変位分布図(①-①断面)



図 5.2-2 地盤バネケースの地盤変位比較図(①-①断面)



図 5.2-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(①-①断面:地盤バネ3)



図 5.2-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(①-①断面:地盤バネ4)



図 5.2-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(①-①断面:地盤バネ5)



図 5.2-6 地盤バネ3,地盤バネ4及び地盤バネ5の地盤変位比較図(①-①断面)

(2) ②-②断面

②-②断面における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度,地表面最大変 位,最大せん断ひずみを表5.2-2に示す。

	1	2	3	4	5	6
	原地盤に基づ	地盤物性のば	地盤物性のば	地盤を強制的	原地盤におい	地盤物性のば
	く液状化強度	らつきを考慮	らつきを考慮	に液状化させ	て非液状化の	らつきを考慮
検討ケース	特性を用いた	(+1 σ) し	(-1 σ) し	ることを仮定	条件を仮定し	(+1 σ) L
	解析ケース(基	た解析ケース	た解析ケース	した解析ケー	た解析ケース	て非液状化の
	本ケース)			ス		条件を仮定し
						た解析ケース
地表面最大						
変位	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
(cm)						
地表面最大						
水平加速度	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
(cm/s^2)						
最大せん断	2.70×10^{-2}	2 54 \times 10 ⁻²	2.82×10^{-2}	3.77×10^{-2}	3.58×10^{-3}	2.90×10^{-3}
ひずみ	2.70×10	2.04 ^ 10	2.02 ~ 10	3.77 ~ 10	3.36×10	2. 90 ~ 10

表 5.2-2 1 次元有効応力解析結果(2-2)断面)

表 5.2-2 より,地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化 の条件を仮定した解析ケース,地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しな い豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した 解析ケース,地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に 基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基 づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻,地表面最大変位発生時刻,最大せん 断ひずみ発生時刻における平均有効主応力σ'_m及びせん断ひずみγの深度分布により求め られる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各検討ケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度 発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各 地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 5.2-7 及び図 5.2-8 に、水平方向地盤反 力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 5.2-9~図 5.2-12 に示す。



図 5.2-7 地盤バネケースの地盤変位分布図(2-2)断面)



図 5.2-8 地盤バネケースの地盤変位比較図(②-②断面)



図 5.2-9 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(②-②断面:地盤バネ3)



図 5.2-10 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(②-②断面:地盤バネ4)



図 5.2-11 水平方向地盤反力係数及び反力上限値(②-②断面:地盤バネ5)



図 5.2-12 地盤バネ3,地盤バネ4及び地盤バネ5の地盤変位比較図(2-2)断面)

各検討ケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻 の地表面加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの 設計震度を表 5.2-3 に示す。

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ3	$0.20(186.35 \text{ cm/s}^2)$	$0.20(189.08 \text{ cm/s}^2)$
地盤バネ4	$0.09(82.11 \text{ cm/s}^2)$	$0.19(185.01 \text{ cm/s}^2)$
地盤バネ5	$0.09(82.11 \text{ cm/s}^2)$	$0.19(185.01 \text{ cm/s}^2)$

表 5.2-3 各地盤ケースでの余震時の設計震度

上記の水平震度を用いて,次式により算出した鉄筋コンクリート防潮壁天端及び設置地 盤標高において算出した余震時の動水圧を表 5.2-4 及び表 5.2-5 に示す。

 P_{d} (z) =7/8× γ_{0} ×K_h× $\sqrt{}$ (h · z)

ここで, γ₀: 水の単位体積重量(kN/m³)

K_h:水平震度

h :水深 (m)

z :水面を0とし下向きにとった座標(m)

	防潮壁	入力津波	設置地盤	防潮壁	設置地盤標高
	天端高	高さ	標高	天端動水圧	での動水圧
	(T.P.)	(T.P.)	(T.P.)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
地盤バネ3				0.0	29.5
地盤バネ4	+20.0	+17.9	+1.20	0.0	13. 3
地盤バネ5	<u> </u>			0.0	13.3

表 5.2-4 余震時の動水圧(基準津波時)

表 5.2-5 余震時の動水圧 (敷地に遡上する津波時)

	防潮壁	入力津波	設置地盤	防潮壁	設置地盤標高
	天端高	高さ	標高	天端動水圧	での動水圧
	(T.P.)	(T.P.)	(T.P.)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
地盤バネ3				16.8	40.3
地盤バネ4	+20.0	+24.0	+1.20	7.6	18.1
地盤バネ5				7.6	18.1

- 5.2.2 鉄筋コンクリート防潮壁
 - (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-6 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-7 にそれぞれ示す。また,断面力の分布図を図 5.2-13~図 5.2-14 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置にお いてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを 確認した。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下である ことを確認した。なお,発生応力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。

検討	亚価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/曲 土
ケース	F¥1Ⅲ1⊻.直.	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	σ $_{\rm c}/$ σ $_{\rm ca}$	1111~与
地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10583	228	1.8	21	0.09	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9295	281	1.6	21	0.08	
地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9296	277	1.6	21	0.08	

表 5.2-6(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(基準津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔

照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により算定

表 5.2-6(2) コンクリートの曲け軸刀照査結果(敷地に遡」	上する津波時
------------------------------------	--------

検討	款在位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	供求
ケース	計加位直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	11用 15
地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-19287	915	3.2	28	0.12	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17456	924	2.9	28	0.11	
地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17454	920	2.9	28	0.11	

注記 @:鉄筋の配置間隔

照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により算定

表 5.2-7(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(基準津波時)

検討	亚 ————————————————————————————————————	断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	供求	
ケース	F¥1Ⅲ1⊻.直.	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	1111-15
地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10001	841	64.5	435	0.15	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8953	557	55.4	435	0.13	
地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8956	557	55.4	435	0.13	

注記 @:鉄筋の配置間隔

検討	評価位置	断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/曲 圡	
ケース	F¥1Ⅲ1⊻.直.	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm sa}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	頒右
地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-18560	1743	122.0	478.5	0.26	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1401	109.2	478.5	0.23	
地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1402	109.3	478.5	0.23	

表 5.2-7(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔



図 5.2-13(1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



 図 5.2-13(2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)



図 5.2-14(1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



図 5.2-14(2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-8 に示す。また、断面力の分布図を図 5.2-15 に示 す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力(V_{sa})と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力(V_{sa})を合わせた短期許容せん断力(V_{a})以下であることを確認した。

以上のことから,鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下である ことを確認した。なお,発生応力及び発生断面力は各検討ケースにおいて最大となる値を 示している。

検討			断面性状	•	鉄筋仕様	発生	短期許容	昭杏值	
ケース	評価位置	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(せん断補 強筋)	せん断力 V(kN)	せん断力 V _a (kN)	V/V _a	備考
地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2702	6093	0.45	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2367	6093	0.39	
地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2366	6093	0. 39	

表 5.2-8(1) せん断力照査結果(基準津波時)

注記 : せん断力は部材有効高さの変化を考慮した値である。

@:鉄筋の配置間隔

照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により算定

☆⇒		断面性状			鉄筋仕様	発生	短期許容	昭杏信	
使的 ケース	評価位置	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(せん断補 強筋)	せん断力 V(kN)	せん断力 V _a (kN)	V/V _a	備考
地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4729	7403	0.64	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4232	7403	0.58	
地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	$\begin{array}{c} D25\\ @600\times 300 \end{array}$	4232	7403	0.58	

表 5.2-8(2) せん断力照査結果(敷地に遡上する津波時)

注記 : せん断力は部材有効高さの変化を考慮した値である。

@:鉄筋の配置間隔



図 5.2-15(1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



図 5.2-15(2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)

- 5.2.3 フーチング
 - (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-9 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-10 にそれぞれ示す。また,断面力の分布図を図 5.2-16~図 5.2-17 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果,評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから,フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお,発生応力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。

検討	苏尔达男	断面性状			鉄筋仕様	発生断	面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	/# #.
ケース	評価位置	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm ca}$ (N/mm ²)	σ $_{c}/$ σ $_{ca}$	焩ろ
生きたいよう	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-4082	4	1.5	21	0.08	0
地盤バネ3	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-5122	-1107	2.1	21	0.11	0
山船バウィ	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	3548	-792	1.5	21	0.07	
地盛八不4	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-4734	-952	1.9	21	0.10	
山船 バマロ	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-3538	-5	1.3	21	0.07	
地盤バネ5 - (2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-4717	-955	1.9	21	0.10	

表 5.2-9(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(基準津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔

照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により算定

表 5.2-9(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討	誣 価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	供求
ケース	計11山11110	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	焩朽
抽般バマの	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-7220	-84	2.7	28	0.10	
地盛ハイ3	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-9044	-1662	3.7	28	0.14	0
山島シウム	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	6675	-1406	2.7	28	0.10	0
地盛八个4	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-8498	-1456	3.5	28	0.13	
抽般バマロ	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-6674	-86	2.5	28	0.10	
地盤バネ5 -	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	-8500	-1454	3.5	28	0.13	

注記 @:鉄筋の配置間隔

検討 ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	/# #.
		部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	頒考
地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-4082	4	76.3	435	0.18	0
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	1535	4362	194.0	435	0.45	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-3511	18	66.1	435	0.16	
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	1178	3844	167.7	435	0.39	
地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-3510	17	66.1	435	0.16	
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	1168	3852	167.8	435	0.39	

表 5.2-10(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(基準津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔

照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により算定

表 5.2-10(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討 ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	供求
		部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{\rm s}$ (N/mm^2)	$\sigma_{\rm sa}$ $({ m N/mm}^2)$	$\sigma_{\rm s}/\sigma_{\rm sa}$	焩歺
地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-7234	56	136.9	478.5	0.29	0
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	4409	6655	334.2	478.5	0.70	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-6510	49	123.2	478.5	0.26	
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	3932	5958	298.9	478.5	0.63	
地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51@150	-6552	48	123.9	478.5	0.26	
	2-2断面	1000	4500	4300	D51@150	3934	5956	298.8	478.5	0.63	

注記 @:鉄筋の配置間隔



①-①断面

図 5.2-16(1) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



2-2断面

図 5.2-16(2) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



①-①断面

図 5.2-16(3) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ4)



2-2断面

図 5.2-16(4) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)



図 5.2-17(1) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



図 5.2-17(2) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



①-①断面

図 5.2-17(3) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)



図 5.2-17(4) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)
(2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5.2-11 に示す。また、断面力の分 布図を図 5.2-18 に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果,評価位置における鉄筋コン クリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力(V_c)と斜め引張鉄筋の短 期許容せん断力(V_s)を合わせた短期許容せん断力(V_a)以下であることを確認した。

以上のことから,フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお,発生応力及び発生断面力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。

断面性状 発生 短期許容 照查値 検討 鉄筋仕様 せん断力 評価位置 せん断力 備考 部材幅 部材高 有効高 ケース (せん断補強筋) V/V a $V_{a}(kN)$ V(kN)h (mm) d (mm) b (mm) D22 ①-①断面 1000 4500 43002022 4027 0.51 Ο $@600 \times 300$ 地盤バネ3 D29 2-2断面 1000 4500 4300 4693 9788 0.48 Ο $@300 \times 300$ D22 ①-①断面 1000 4500 4300 17564027 0.44 $@600 \times 300$ 地盤バネ4 D29 2-2断面 1000 4500 4300 4019 9788 0.42 @300×300 D22 ①-①断面 1000 45004300 17564027 0.44 $@600 \times 300$ 地盤バネ5 D29 2-2断面 1000 4500 4300 3999 9788 0.41 $@300 \times 300$

表 5.2-11(1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(基準津波時)

注記 @:鉄筋の配置間隔

照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)により算定

表 5.2-11(2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(敷地に遡上する津波時)

検討			断面性状	<u>.</u>	鉄筋仕様	発生	短期許容	照查值	tite stat
ケース	評価位置	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(せん断補強筋)	せん断力 V(kN)	せん断刀 V _a (kN)	V/V_a	備考
中心 バラク	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3825	4790	0.80	0
地盛八不3	2-2断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8915	11127	0.81	0
地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3450	4790	0.73	
	2-2断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8037	11127	0.73	
地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3468	4790	0.73	
	2-2断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8028	11127	0. 73	

注記 @:鉄筋の配置間隔



図 5.2-18(1) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



図 5.2-18(2) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,地盤バネ3)



図 5.2-18(3) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)



図 5.2-18(4) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,地盤バネ3)

5.2.4 地中連続壁基礎

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-12 に,鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-13 にそれぞれ示す。また,評価位置図を図 5.2-19 に,断面力の分布図を図 5.2-20~図 5.2-21 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果,評価位置においてコン クリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。 以上のことから,地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確 認した。なお,発生応力は各検討ケースにおいて最大となる値を示している。



図 5.2-19 評価位置図

検討 ケース	萩在佐里		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	145 42
	言半 1曲	业直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	σ _c /σ _{ca} 備	俪考
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-222862		10.1	21	0.49	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	72116	-43685				0
	## ++ o	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-257150	40051	10.0	0.1	0.52	
山西シンクロ	部村2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	63893	-43931	10.8	21		
地盛ハイ3	-	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-330934	05454	5.0	0.1	0.05	
	部村3	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-13720	-35474	1.6	21	0.37	
	±17 ±± 4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-323450	00007	9.9	21	0.47	
	前44	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-14601	-28987				
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-216260	-34777	8.7	21	0.42	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	56323					
	部材2	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-406768	-36114	13.1	21	0.63	
		2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-54876					
地盛八不4	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-192253	-31997	14.4	21	0.69	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	141219					
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-67119	-34912	9.8	21	0.47	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-83824					
	立(7 まま 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-216382	-33465	0.2	21	0.40	
	1 [994]	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	51153		δ. σ	21	0.40	
地盤バネ5	立てまたり	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-398481	-34796	12.2	21	0.64	
	D1417	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-59331		10.0	21	0.04	0
	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-211435	-30646	16.9	21	0.81	0
	0 LV 4D	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	169929		10.9	21	0.01	
	≤1.1×1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-100064	-31110	11 1	21	0.53	0
	前村4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	89130	-31110	11.1	21	0.53	0

表 5.2-12(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(基準津波時)

@:鉄筋の配置間隔

検討 ケース	亚砾位署		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	144 47.
	言 半 11四	业直	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_{c}/σ_{ca}	c/σ _{ca} 11用考
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-430400		14.1	28	0.51	0
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	72332	-43928				0
	-	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-593241		10.0	28	0.58	
山島により	部村 2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	42879	-44062	16.0			
地盛八不3	±77 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-578971	96050	11.0	0.0	0 41	
	部約3	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-4823	-20039	11.3	28	0.41	
	立ておオイ	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-404166	-28088	11.9	28	0.43	
	司)村4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-14446	20300				
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-417514	-35037	12.6	28	0.45	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	56523	33031				
	部材2	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-811004	-39229	21.4	28	0.77	
		2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-56291					
地強八个年	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-471726	-23395	19.4	28	0.70	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	133456					
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-231834	-25070	12.6	28	0.45	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	65600	23010				
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-417490	-33725	12.2	28	0 44	
	口(小) 1	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	51354	.99175	14.4	20	0.44	
地盤バネ5	部材2	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-813094	-37854	21 7	28	0.78	0
	5 (1) QU	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-58973	01001	21. 1	28	0.10	0
	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-494525	-22500	21.8	28	0.78	0
	01110	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	159846	20000	21.0	20	0.10	
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-245376	-24816	15_1	28	0.55	0
	前村4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	89134	21010	10.1		0.55	\smile

表 5.2-12(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

@:鉄筋の配置間隔

検討 ケース	萩在佐里		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	/#* +*
	言半 1曲	业直	部材幅 b(mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_{c} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ $_c/$ σ $_{ca}$	伽考
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-234471	11592	185.8	435	0.43	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	72288					0
	±77 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-266616	10400	909 F	435	0.48	
山南山、シネの	部村 2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	64023	10402	208.5			
地盤八不3	±77 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-333120	10479	105 7	495	0.90	
	即143	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-12503	-19470	120. (430	0.29	
	立(まま /	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-319949	-20412	196.4	435	0.46	
	部材4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-14449	-20412				
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-222809	2266	153. 1	435	0.36	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	56554					
	部材2	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-405908	-6252	238. 5	435	0.55	0
		2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-54903					0
地盛ハ不4	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-191664	-14674	236.2	435	0.55	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	141221					
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	67125	01597	169. 8	435	0.40	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-83824	21007				
	立(*** 1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-222784	0.95	145 6	425	0.24	
	部村1	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	51387	985	145.0	433	0.34	
	±77 ++ 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-397444	7790	000 4	495	0.55	
地盤バネ5	2 [아니큐	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-59362	-7729	230.4	435	0. 55	
	±47 ±± 9	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-210860	-15359	270.0	495	0.65	0
	部内の	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	169931		219.9	430		0
	±17 ±± 4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-99672	19094	202.0	425	0.47	0
	部材4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	89131	-18084	202.0	430	0.47	0

表 5.2-13(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(基準津波時)

@:鉄筋の配置間隔

検討	款在片里		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照查値	/++: -+*
ケース	評価	位直	部材幅 b(mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	(引張鉄筋)	曲 げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm c}/\sigma_{\rm ca}$	俪考
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-441990		262.8	478.5	0.55	0
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	72072	11349				0
	±77 ±± 0	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-765416	10522	222.0	470 F	0.71	
上を見たるの	部村 2	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	3212	-10532	338.0	478.5		
地盛八不3	#7 ++ o	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-571152	16017	014 1	470 5	0.45	
	部村3	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	-4811	-16217	214.1	478.5	0.45	
	立(1) 十十 4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-395436	20665	246.6	478.5	0.52	
	中 14 4	2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	-14450	20005				
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-424046	2007	228.8	478.5	0.48	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	56354					
	部材2	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-814743	-6418	421.8	478.5	0.89	
山島シウム		2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-54876					
地盛八不4	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-497896	-13854	318.7	478.5	0.67	
		2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	122178					
	部材4	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-223925	17710	221.3	478.5	0.47	
		2-2断面	10000	2400	2080	2段D51 @150	65596	17710				
	立(1)	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-423873	725	221 7	478 5	0.47	
	1 [아이더	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	51186	120	221. (410.0	0.47	
	立ており	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-813678	-8158	423 0	478 5	0.89	0
抽般バネ5	스 다가 다리	2-2断面	10000	2400	1930	4段D51 @150	-58966	-8158	423. 5	410.0	0.05	0
地盤八不5	部材3	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-483426	-15067	359 1	478 5	0.76	0
	0 (1941	2-2断面	10000	2400	1855	5段D51 @150	159842		305.1	410.0	0.70	
	部材1	①-①断面	2400	10000	9660	2段D51 @150	-237165	-18379	272 G	478 5	0.57	0
	部村4	2-2断面	10000	2400 2	2080	2段D51 @150	89131	-18372	272.0	478.5	0.57	0

表 5.2-13(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(敷地に遡上する津波時)

@:鉄筋の配置間隔



図 5.2-20(1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,部材1:地盤バネ3)



⊠ 5.2-20 (2)

地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,部材2,地盤バネ5)



図 5.2-20(3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,部材3,地盤バネ5)



図 5.2-20(4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,部材4,地盤バネ5)



図 5.2-20(5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,部材1,地盤バネ3)



図 5.2-20(6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,部材2,地盤バネ5)



図 5.2-20(7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,部材3,地盤バネ5)



図 5.2-20(8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:敷地に遡上する津波時,部材4,地盤バネ5)



図 5.2-21(1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,部材1,地盤バネ3)





図 5.2-21(2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力 (重畳時:基準津波時,部材2,地盤バネ4)

6.2.1.2-198