6.4.1.2　鋼管杭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.　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，防潮堤のうち鋼管杭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。

強度計算に当たっては，基準津波による津波荷重を考慮した評価，及び敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2.　基本方針

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「2.1　機能維持の方針」を踏まえ，鋼管杭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

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1－1 に示す。

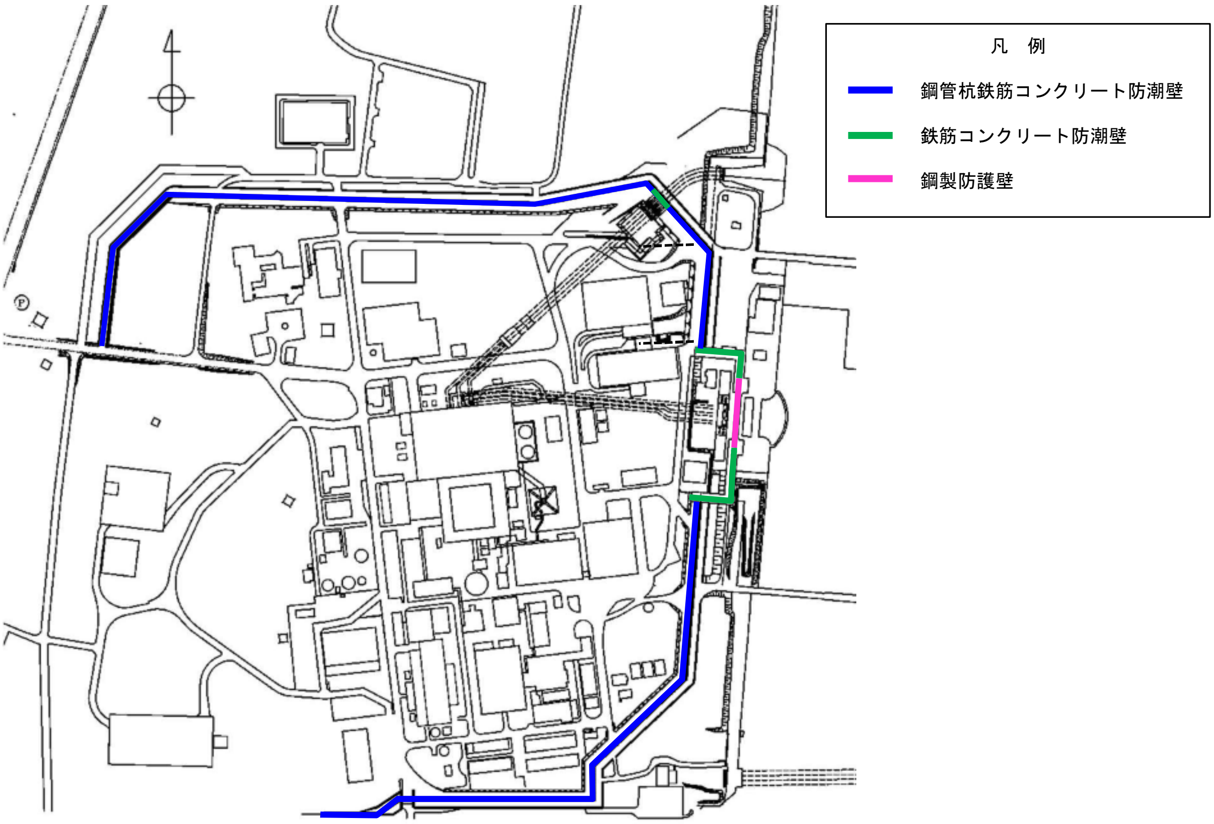


図 2.1－1　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図

2.2　構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，鋼管杭による下部構造と，５本の鋼管杭を束ね止水機能を確保する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭，上部構造は鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリート（ＳＲＣ造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし，杭間からの津波の浸水を防止する観点で，鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とした。

隣接する構造物との境界には，止水性を確保するための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には，耐津波に対する受働抵抗を目的とした地盤改良体（セメント改良）による地盤高さの嵩上げを行うとともに，洗掘防止対策やボイリング対策として，堤内及び堤外の表層部の地盤改良（セメント改良）を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図 2.2－1，上部構造概要図を図 2.2－2，鋼製防護部材及び止水ジョイント部材概念図を図 2.2－3，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の止水ジョイント部材を設置する範囲を図 2.2－4 に示す。

図 2.2－1（1）　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図（1/2）
（断面③：正面図と断面図）

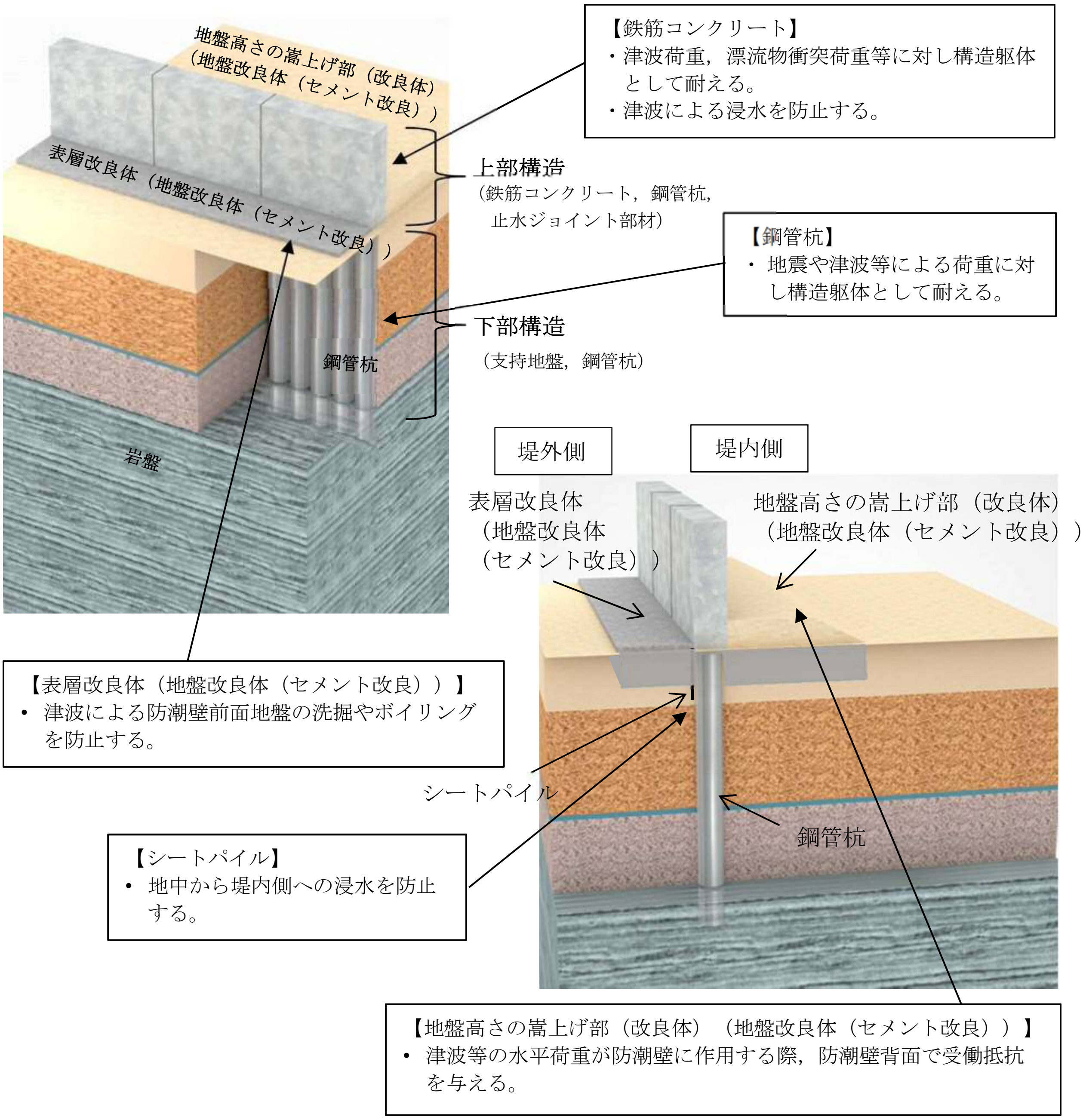


図 2.2－1（2）　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図（2/2）

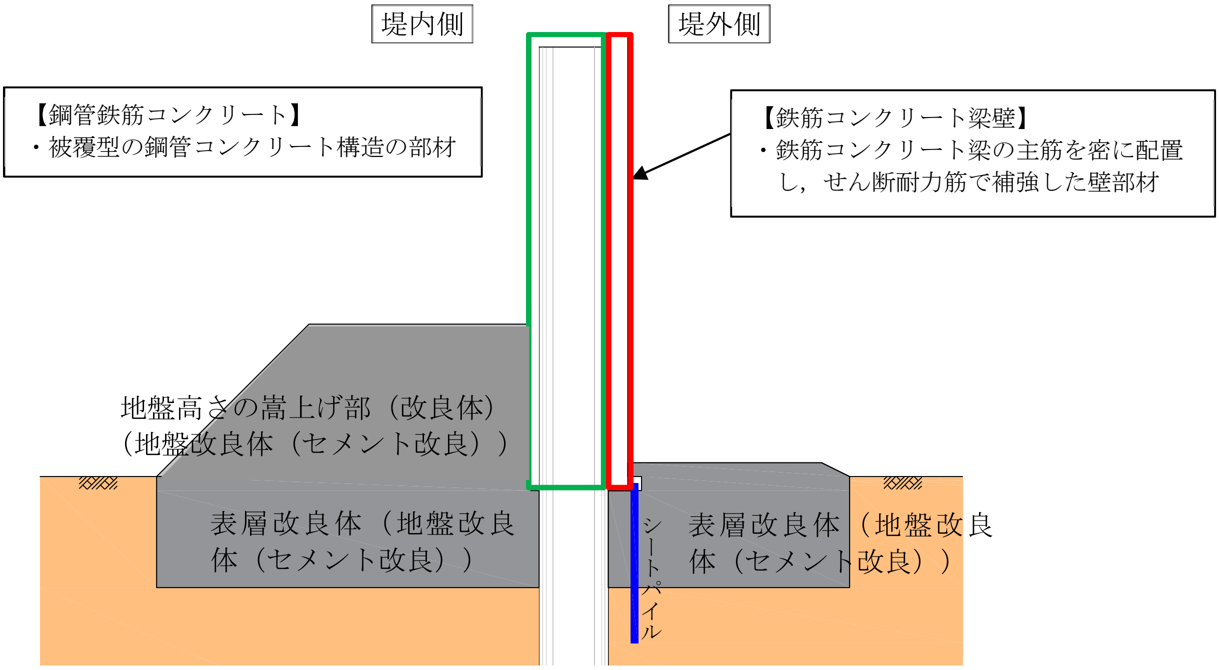
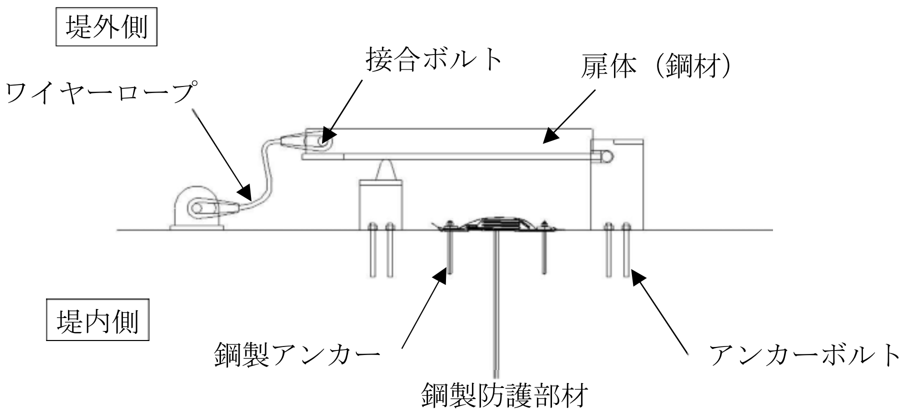
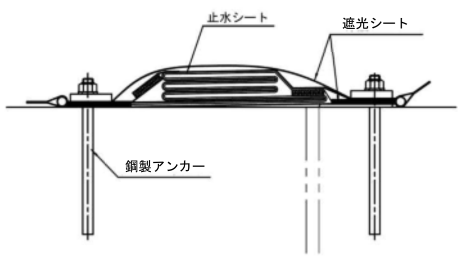


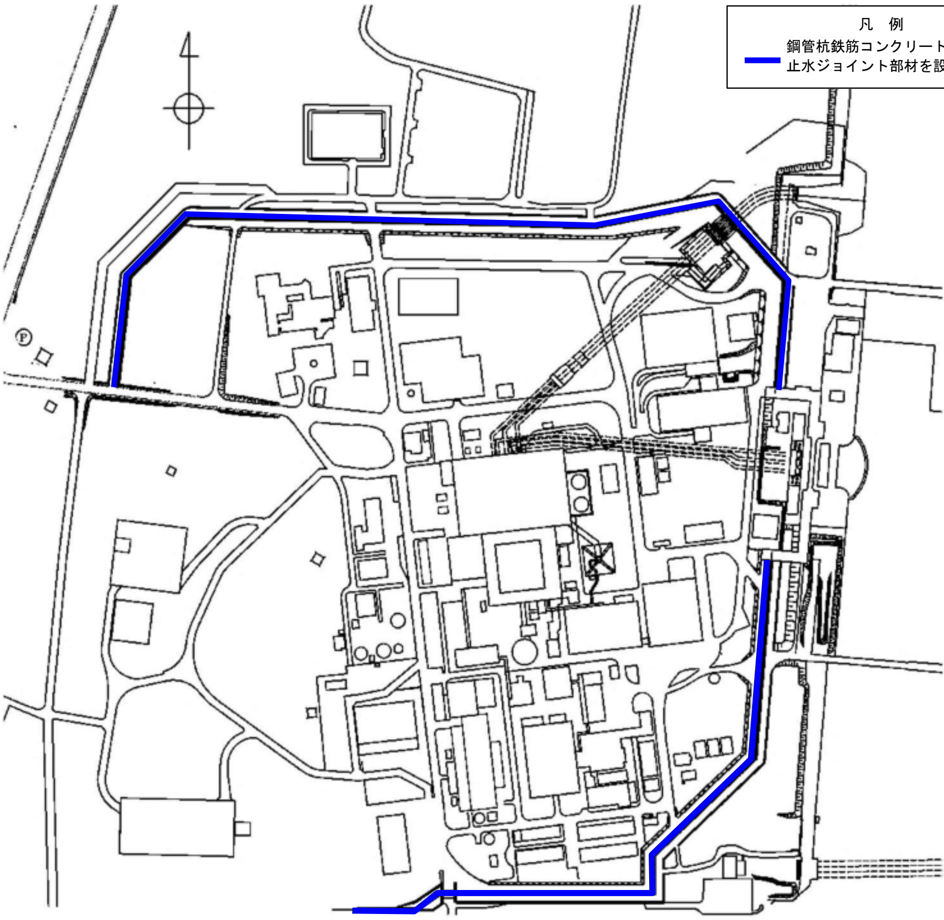
図 2.2－2　上部構造概要図





シートジョイント

図 2.2－3　鋼製防護部材及び止水ジョイント部材概念図



＊止水ジョイント部材は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の全ての境界において堤外側及び堤内側に設置する。

図 2.2－4　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の止水ジョイント部材を設置する範囲

津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2−5 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が変形する。上部構造の変形により鋼管杭が変形し，鋼管杭が曲げ及びせん断力に抵抗する。上部構造の変形により，地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に荷重が伝わる。地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に作用する荷重により，地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の底面にせん断抵抗が生じる。

重畳時は地震による慣性力，地盤の変形と，津波荷重により上部構造に変形が生じる。上部構造の慣性力による変形と地盤変位により鋼管杭に変形が生じ，曲げ及びせん断抵抗が発揮される。上部構造の変形は地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に伝わる。地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に作用する荷重により，地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の底面にせん断抵抗が生じる。

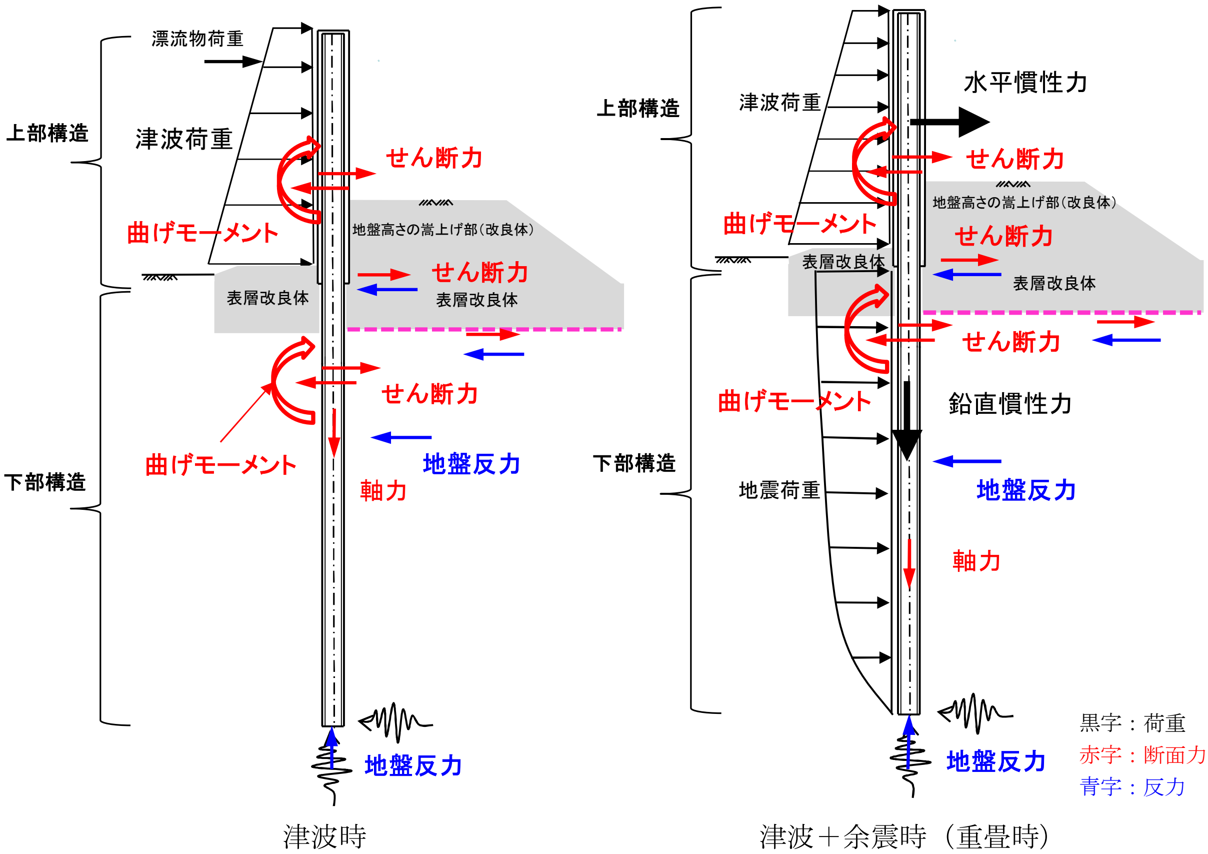


図 2.2−5　津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が下部構造から上部構造まで一本の長尺の鋼管杭で構成されているため，津波荷重により鋼管杭に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから，津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

2.3　評価方針

鋼管杭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。

鋼管杭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」におい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，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて評価し，「5.　強度評価結果」より，鋼管杭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等が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭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や伝達過程を考慮し，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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3－1 に，評価項目を表 2.3－2 に示す。

鋼管杭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 の鋼管杭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構造物の変形性評価を行うことで，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭が 1 列に並んでいる構造であることから，津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して，耐震計算書において実施する。

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 に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を考慮して，地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより，各部位で安全側となる設計を行う。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　津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（－1σ） 残留強度（平均） 残留強度（－1σ）

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 2.3－1　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位			応力等の状態	損傷モード	
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド 5.1 津波防護施設の設計 津波防護施設については，その構造に応じ，波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し，越流時の耐性にも配慮した上で，入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え，入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため，以下の項目について，設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ① 荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波，常時＋津波＋地震（余震） ② 荷重の設定 a)津波による荷重（波圧，衝撃力）の設定に関して，考慮する知見（例えば，国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として，サイト特性（余震の震源，ハザード）が考慮され，合理的な頻度，荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合，防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③ 許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として，当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し，津波防護機能を保持すること。（なお，機能損傷に至った場合，補修にある程度の期間が必要となることから，地震，津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。）	・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して，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，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が，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。	・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の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能設計上の性能目標とする。	・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重，余震や漂流物の衝突，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堤高さ（浸水高さ T.P.＋15.4m～T.P.＋17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.＋18.0m～T.P.＋20.0m）の設定により，敷地を取り囲むように設置する設計とする。 ②防潮堤の上部工は，原則として５本の上部構造の天端から連続する鋼製の杭を鉄筋コンクリートで一体化させた壁を構築し，止水性を保持する設計とする。 ③防潮壁は，鉄筋コンクリート製の上部構造を上部構造の天端から連続する鋼製の杭で，十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ④上部構造の内側の地盤高さを嵩上げすることにより止水性を保持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は，波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる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表層改良により，止水性を保持する設計とする。	・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鋼製の杭，鉄筋コンクリート製の上部構造，地盤高さの嵩上げ，セメント系の表層改良体で構成し，津波後の再使用性を考慮し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，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や防潮壁前面の地盤には，止水ジョイント部材や表層改良体を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，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，構造部材である鋼管杭が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	下部工	鋼管杭		曲げ， せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，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，構造部材である鉄筋コンクリートが，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部工	鉄筋コンクリート （鉄筋コンクリート梁壁）		曲げ， せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 コンクリート標準示方書【構造性能照査編】及び「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，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，構造部材である鋼管杭が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼管杭		曲げ， せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため，境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また，止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は，おおむね弾性状態に留まることを確認する。		止水ジョイント部材	止水ジョイント部材	変形， 引張	有意な漏えいに至る変形，引張	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 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。
									鋼製アンカー	引張， せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
									止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ， 引張， せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）」，「各種合成構造設計指針・同解説」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（案）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため，地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。	地盤高さの嵩上げ部 （改良体）			せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態，上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえたせん断耐力以内とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，洗掘防止対策やボイリング対策としての機能を保持するため，表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。	表層改良体			せん断	表層改良体がせん断破壊に至る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，ボイリング対策としての機能を保持するため，シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。	シートパイル			せん断	部材がせん断破壊に至る状態	【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。

表 2.3−2　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭		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
		鉄筋コンクリート		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
		鋼製アンカー		発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体		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	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	引張力，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
			接合ボルト		
			ワイヤーロープ		
			アンカーボルト		せん断強度*
		シートパイル		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	
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管杭		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
		鉄筋コンクリート		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
		鋼製アンカー		発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体		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	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	引張力，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
			接合ボルト		
			ワイヤーロープ		
			アンカーボルト		
		シートパイル		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	せん断強度*
	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

注記　＊：妥当な安全余裕を確保する。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では，表 2.3－4 に示すように２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。また，重畳時の検討では，１次元有効応力解析から地盤バネの剛性及び上限値を設定した２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 2.3－5 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。

表 2.3－4　津波時の検討で考慮する組合せ

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	静弾性係数	残留強度（－1σ）

表 2.3－5　重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	＋1σ剛性	
3	－1σ剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	＋1σ剛性	

上部構造の健全性評価は，津波時及び重畳時に対応した集約バネを設定した２次元梁バネモデルにより実施する。

構造物の変形性評価については，止水ジョイント部材の変形量を算定し，有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお，止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は，「6.12　止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し，本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は，「6.13　止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価フローを図 2.3－1 及び図 2.3－2 に示す。

なお，重畳時の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$_{\mathrm{d}}$－Ｄ１を１次元波動論により地震応答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。

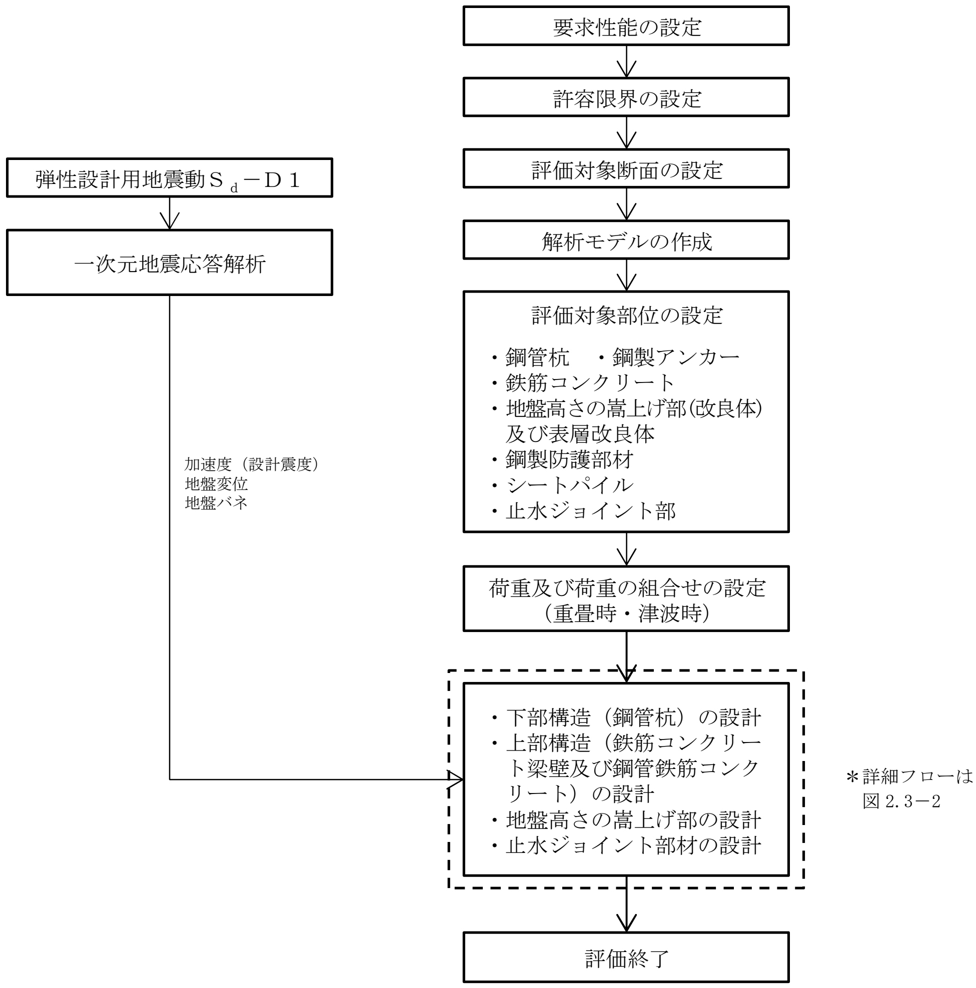


図2.3－1　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価の検討フロー

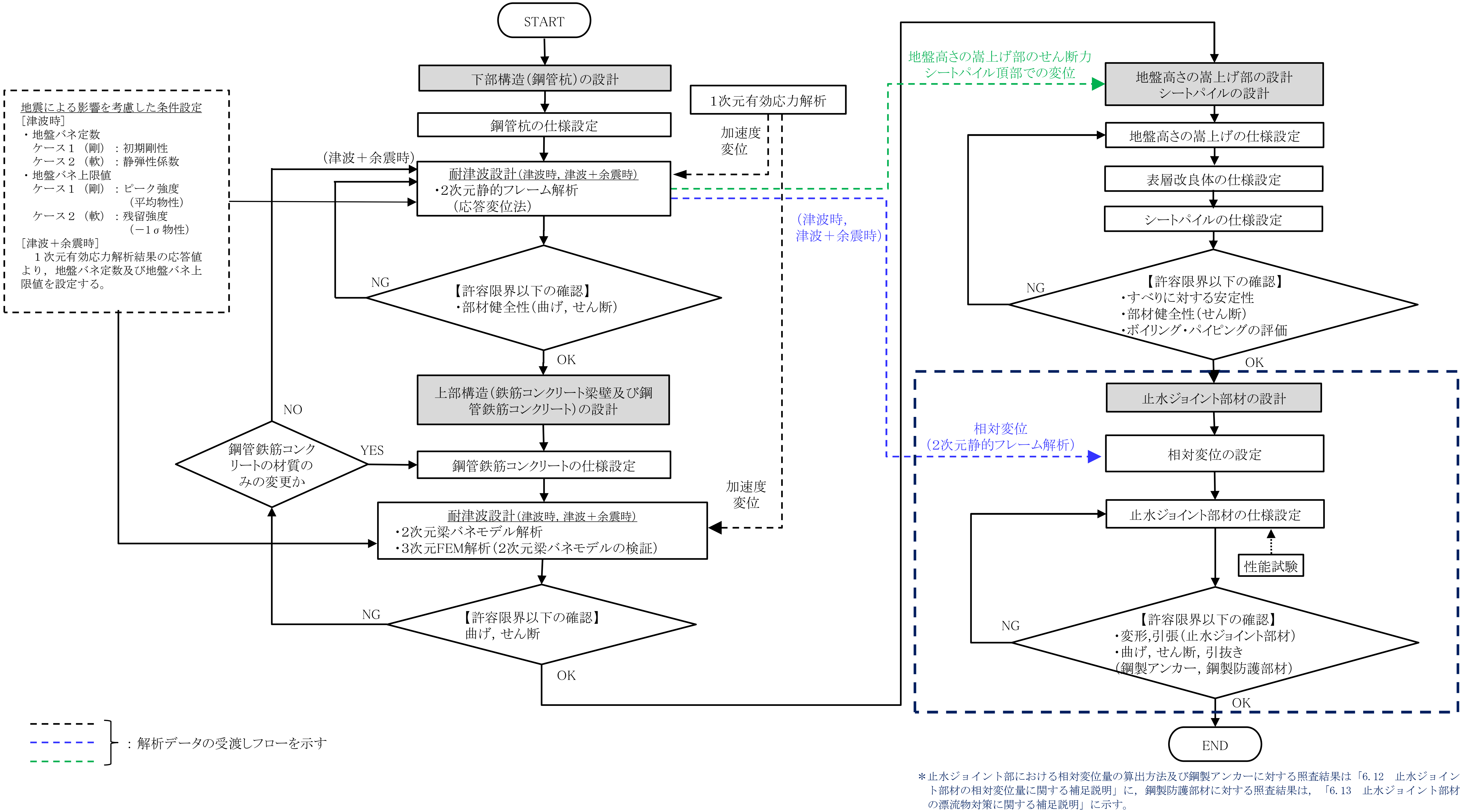


図 2.3－2　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

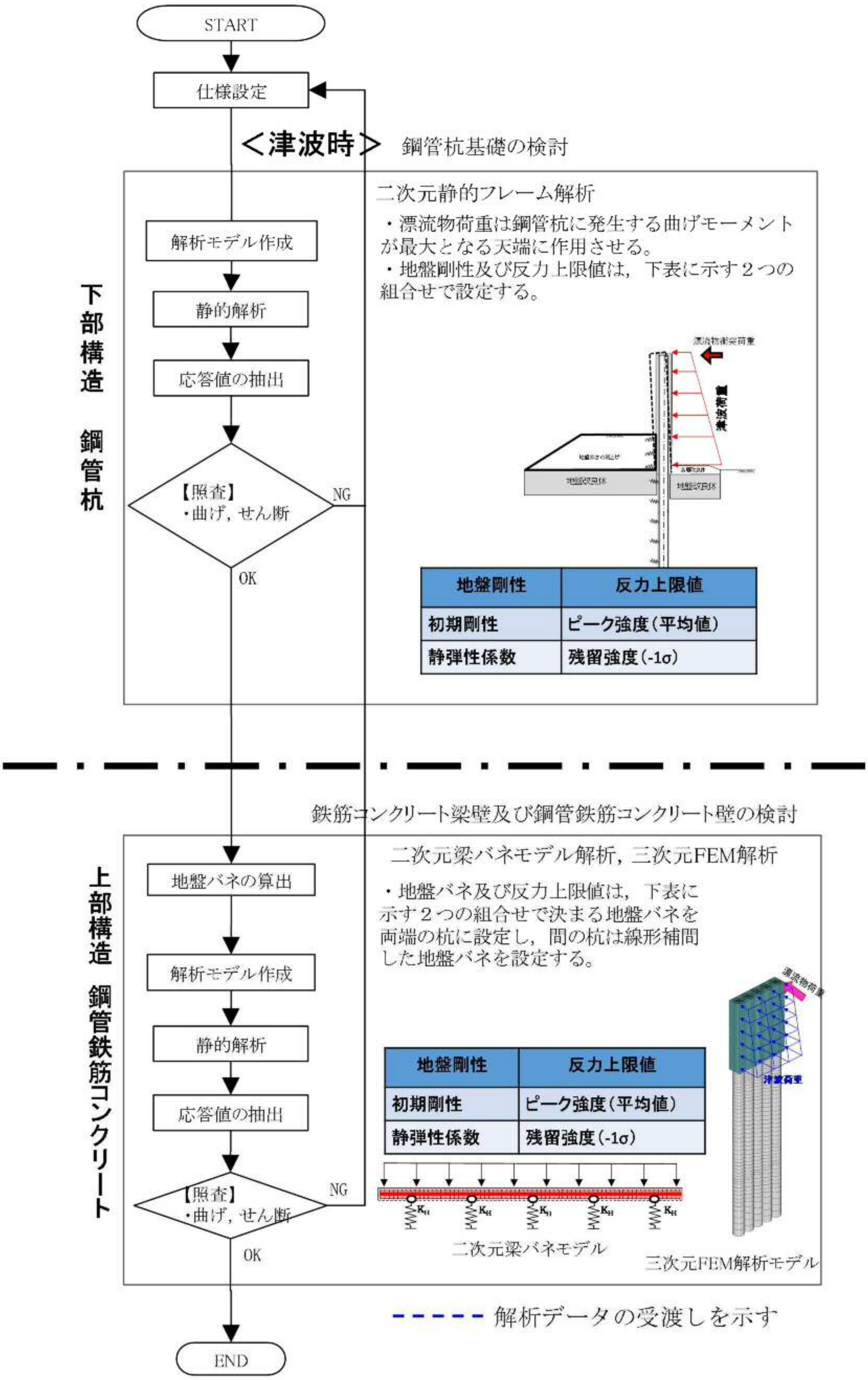


図 2.3－3　津波時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

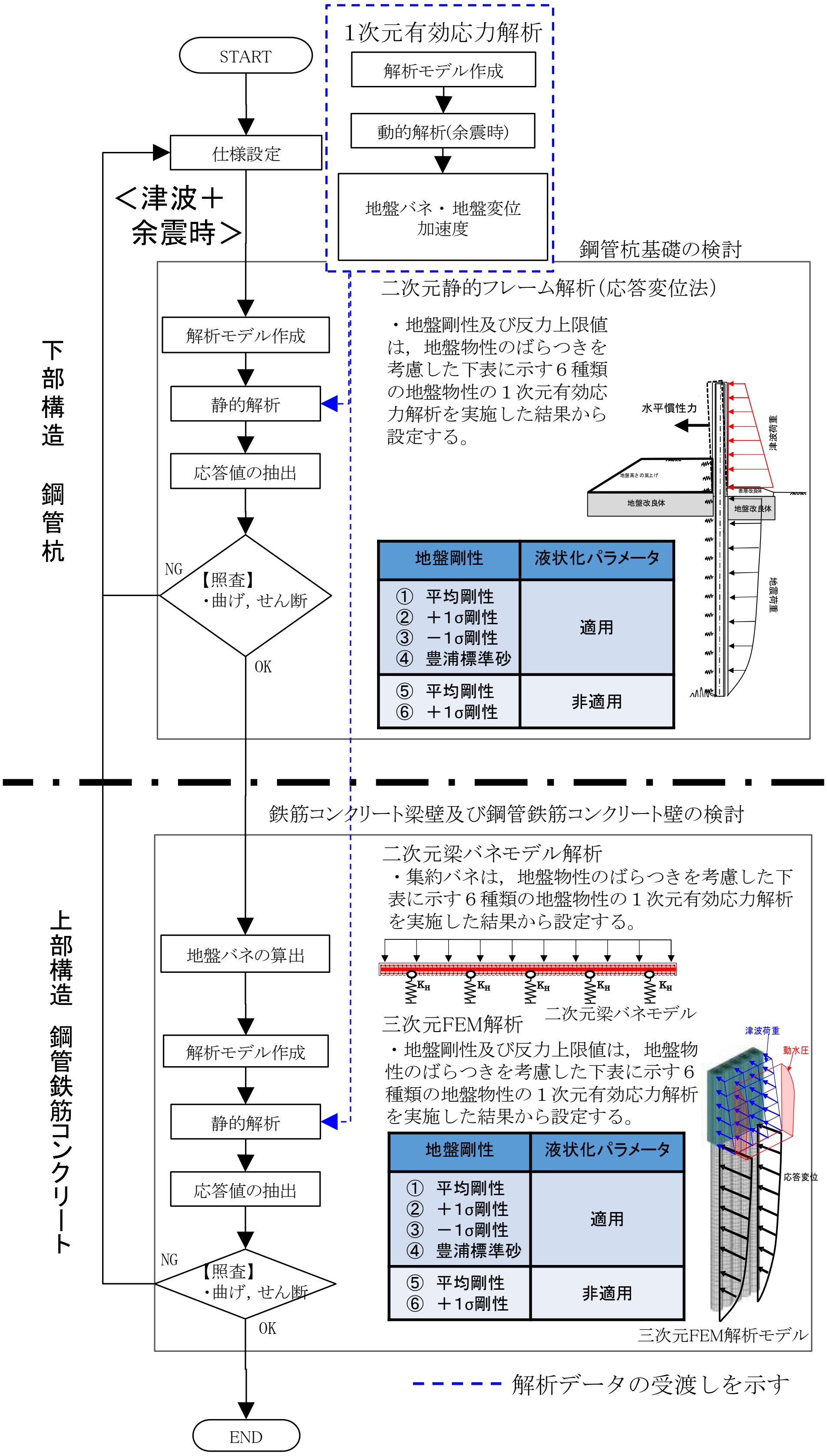


図 2.3－4　重畳時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4　適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）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（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

・各種合成構造設計指針・同解説（2010 年 11 月）

・津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター，(社)寒地港湾技術研究センター，平成 21 年)

・トンネル標準示方書［共通編］・同解説／[開削工法編］・同解説（（社）土木学会，2016 年制定)

・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）

表 2.4－1　適用する規格，基準類

<table>
<tr><th colspan="3">項目</th><th>適用する規格，基準等</th><th>備考</th></tr>
<tr><td colspan="3">使用材料及び材料定数</td><td>・コンクリート標準示方書
〔構造性能照査編〕(2002 年)</td><td>—</td></tr>
<tr><td colspan="3">荷重及び荷重の組み合わせ</td><td>・コンクリート標準示方書
〔構造性能照査編〕(2002 年)</td><td>・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</td></tr>
<tr><td rowspan="9">許容限界</td><td colspan="2">コンクリート</td><td>・コンクリート標準示方書
〔構造性能照査編〕(2002 年)</td><td rowspan="9">・曲げに対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認
・せん断に対する照査は，発生応力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応力度以下であることを確認</td></tr>
<tr><td colspan="2">鉄筋</td><td>・道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成 24 年 3 月）</td></tr>
<tr><td colspan="2">鋼管杭</td><td>・道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）</td></tr>
<tr><td colspan="2">鋼製アンカー</td><td>・各種合成構造設計指針・同解説（2010 年 11 月）</td></tr>
<tr><td rowspan="4">鋼製防護部材</td><td>鋼材</td><td>・道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）</td></tr>
<tr><td>接合ボルト</td><td>・道路橋示方書・同解説
Ⅱ鋼橋編（平成 14 年 3 月）</td></tr>
<tr><td>ワイヤーロープ</td><td>・津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター，(社)寒地港湾技術研究センター，平成 21 年)</td></tr>
<tr><td>アンカーボルト</td><td>・各種合成構造設計指針・同解説（2010 年 11 月）</td></tr>
<tr><td colspan="2">シートパイル</td><td>・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）
・トンネル標準示方書［共通編］・同解説／［開削工法編］・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）</td></tr>
<tr><td colspan="3">有効応力解析</td><td>・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会）</td><td>・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</td></tr>
</table>

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。

表 3.1－1 (1)　強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_d	kN/m^2	動水圧
σ_{sa1}	N/mm^2	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度
τ_{sa1}	N/mm^2	鋼管杭の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
V_{ca}	kN	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の許容せん断力
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
σ_{sa2}	N/mm^2	鉄筋の短期許容引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
σ	N/mm^2	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
N	N	軸力
A	mm^2	有効断面積
M	N･mm	最大曲げモーメント
Z	mm^3	断面係数
τ	N/mm^2	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	－	せん断応力の分布係数 (2.0)

表 3.1－1 (2)　強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F_s	－	安全率
u	kN/m^2	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧
w	kN/m^2	土の有効重量
γ'	kN/m^3	土の水中単位体積重量
l_d	m	シートパイルの根入れ深さ
l	m	浸透流路長
h_w	m	水面から掘削底面までの高さ（水位差）

3.2　評価対象断面及び部位

3.2.1　評価対象断面

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は，加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方，横断方向は，加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから，弱軸断面方向となる。

以上のことから，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価では，構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

評価対象断面の選定は，防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け，下部構造と上部構造の構造を考慮して，それぞれについて実施した。

下部構造に関しては，各区間における岩盤標高の高さの違いや津波波圧に応じた鋼管杭径の違いを考慮して，下部構造である鋼管杭に影響を与える杭下端を基準とした相対変位，せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し，各区間において評価対象断面を選定する。

上部構造に関しては，構造別に鋼管杭径φ2000 区間（Ⅰ区間，Ⅳ区間，Ⅴ区間），鋼管杭径φ2500 区間（Ⅱ区間，Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には，地震よりも津波による影響が支配的なため，重畳時の津波波圧＋慣性力を比較して，断面を選定する。

評価対象断面位置図を図3.2.1－1に，評価対象断面図を図3.2.1－2～図3.2.1－6に示す。

評価対象断面選定の詳細については，「5.10　浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について　5.10.5　防潮値（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」に示す。

ただし，断面⑤は，地震時における岩盤上面の傾斜の影響を考慮するために選定した断面であり，津波波圧が最も小さい敷地の北西側に位置している。また，近傍にある断面④で津波時・重畳時の検討を実施する。以上より，断面⑤における津波時・重畳時の検討は断面④での強度評価結果で代用し，断面⑤においては地震時における岩盤上面の傾斜の影響を考慮した検討を実施する。

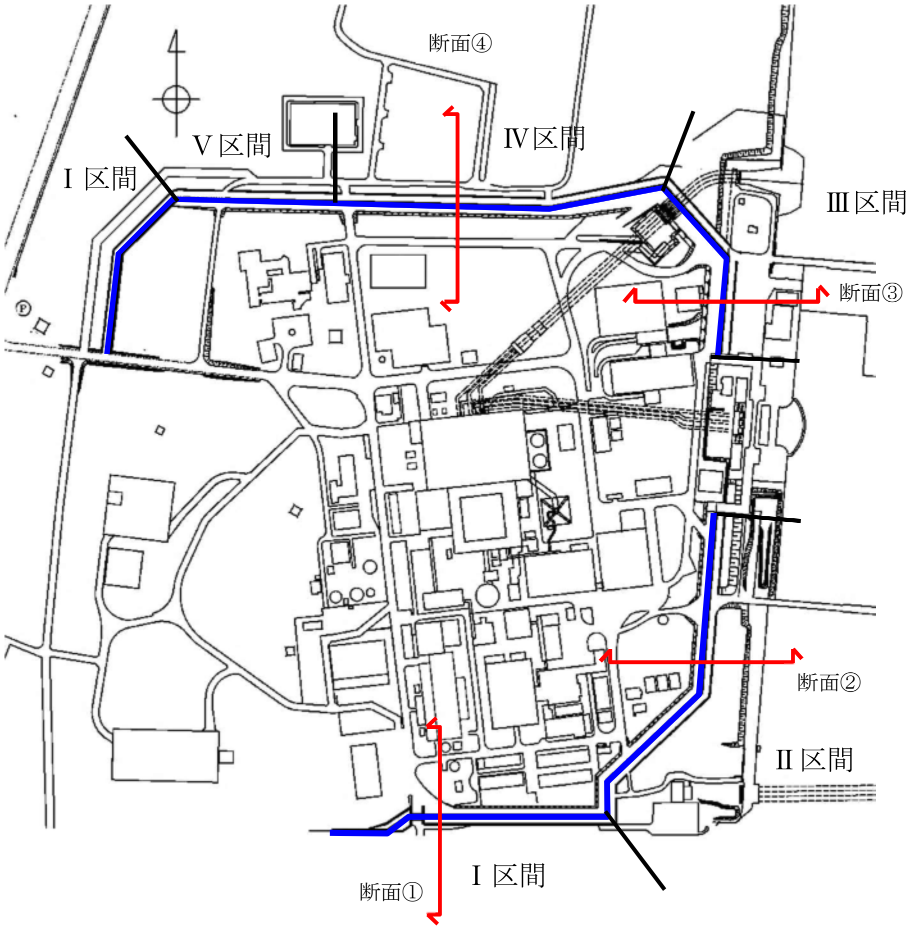


図 3.2.1－1　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

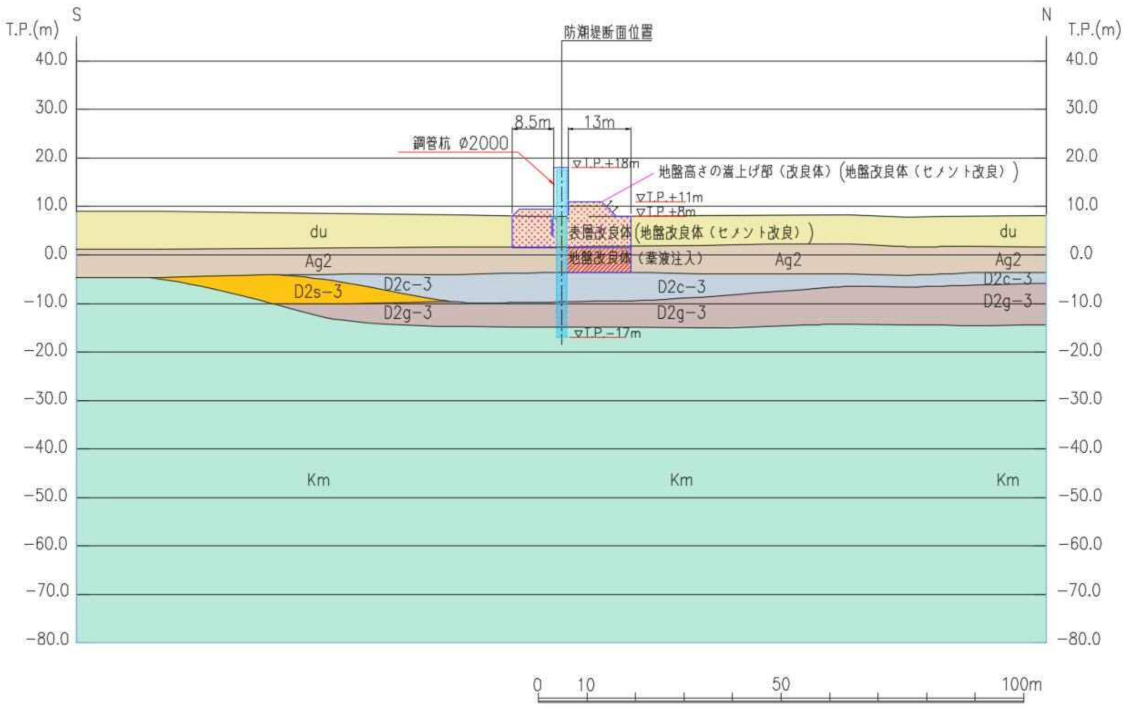


図 3.2.1－2　強度評価対象断面図（断面①）

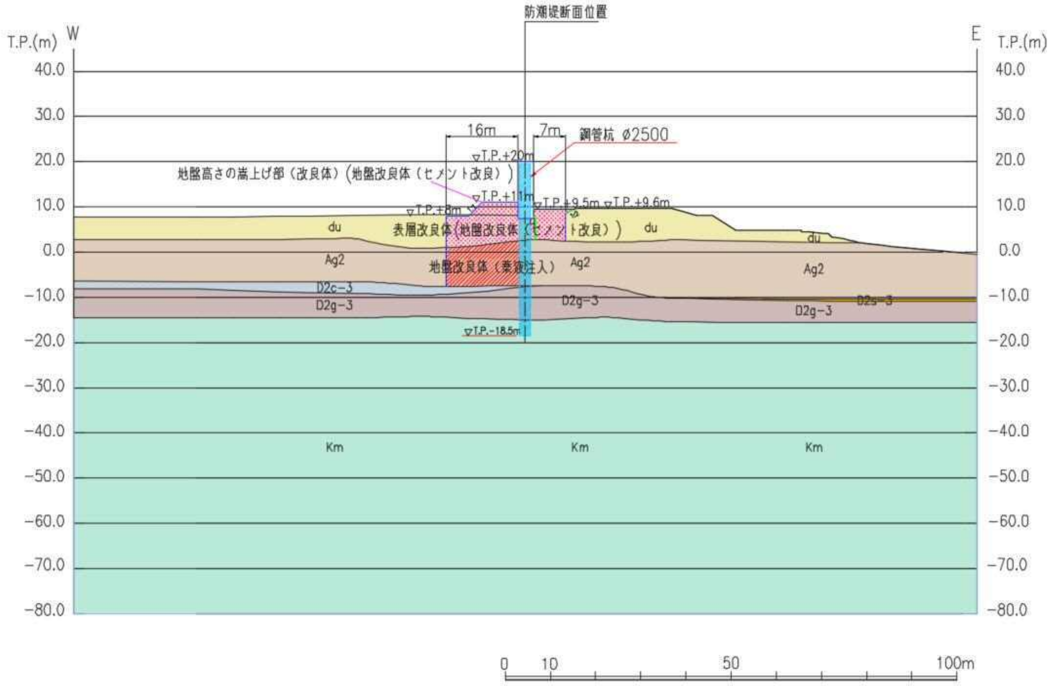


図 3.2.1−3　強度評価対象断面図（断面②）

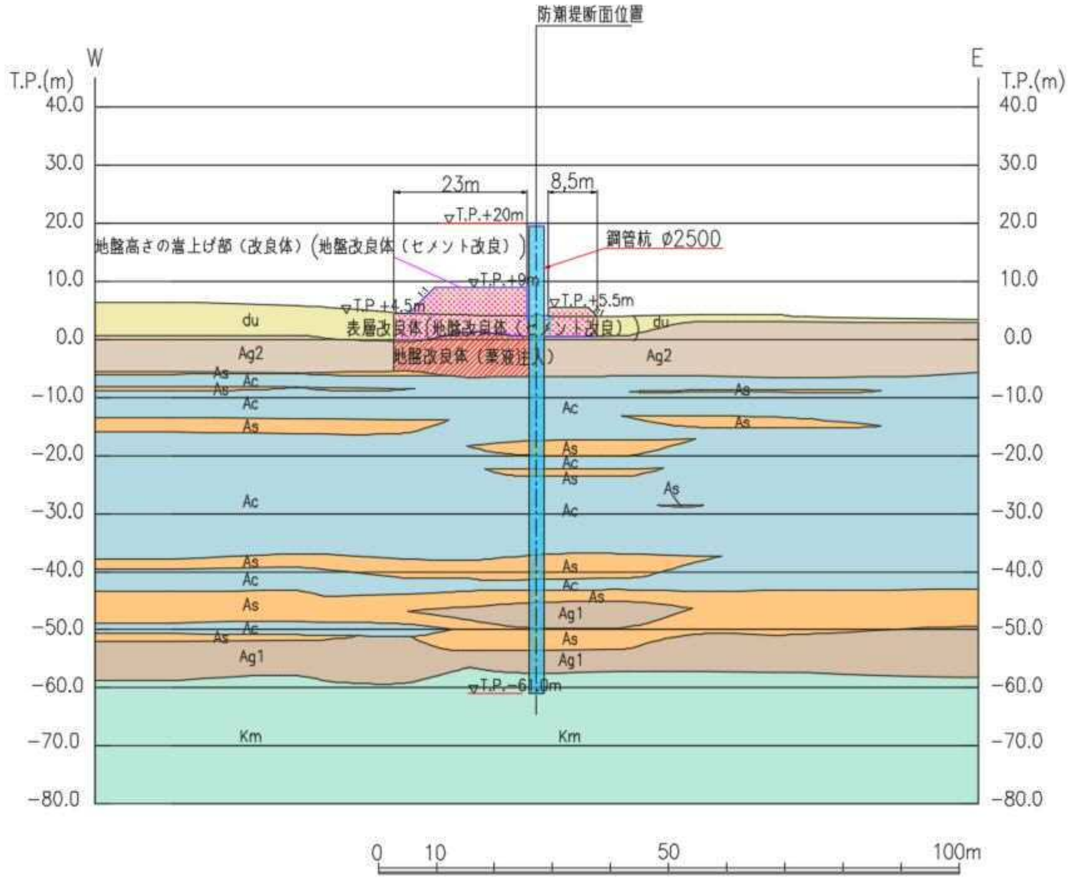


図 3.2.1−4　強度評価対象断面図（断面③）

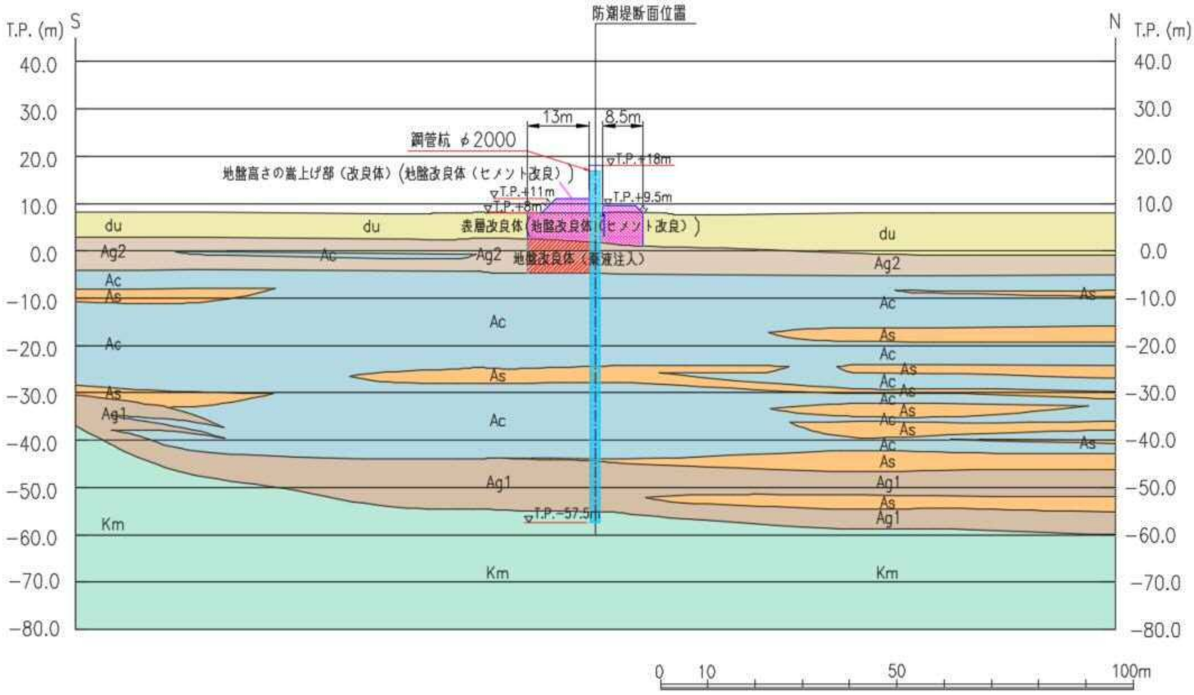


図 3.2.1－5　強度評価対象断面図（断面④）

3.2.2　評価対象部位

評価対象部位は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1)　鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は，下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(2)　鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は，上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

(3)　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は，堤外側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

(4)　シートパイル

シートパイルの評価対象部位は，地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

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。

(1)　荷重

強度評価には，以下の荷重を用いる。

a.　固定荷重（Ｇ）

固定荷重として，躯体自重，地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の静止土圧，並びに杭体内の土の重量を考慮する。

b.　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 あたりの荷重を 20　N/m²/cm として，積雪量は 30 cm としていることから津波時の積雪荷重は 600 N/m² とする。ただし，重畳時は余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。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

c.　風荷重（P_k）

津波の遡上時には海面下にあり，風荷重は考慮しない。

d.　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。基準津波時及び敷地に遡上する津波時の遡上津波波圧を表 3.3－1 及び表 3.3－2 に示す。

表 3.3－1　遡上津波波圧（基準津波時）

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m²)	設置地盤標高 での波圧 (kN/m²)
断面①	＋18.0	＋16.8	＋8.0	4.40	32.3	133.3
断面②	＋20.0	＋17.9	＋8.0	4.95	28.8	150.0
断面③	＋20.0	＋17.9	＋4.0	6.95	49.0	210.6
断面④	＋18.0	＋15.4	＋8.0	3.70	11.1	112.1

表 3.3－2　遡上津波波圧（敷地に遡上する津波時）

	防潮堤 天端高 （T.P.）	入力津波 高さ （T.P.）	設置地盤 標高 （T.P.）	設計用 浸水深 （m）	防潮堤 天端波圧 （kN/m²）	設置地盤標高 での波圧 （kN/m²）
断面①	＋18.0	＋24.0	＋8.0	8.0	141.4	242.4
断面②	＋20.0	＋24.0	＋8.0	8.0	121.2	242.4
断面③	＋20.0	＋24.0	＋4.0	10.0	141.4	303.0
断面④	＋18.0	＋24.0	＋8.0	8.0	141.4	242.4

e.　衝突荷重（P_c）

衝突荷重として，表 3.3－3 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

表 3.3－3　衝突荷重

	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

f.　余震荷重（K_{Sd}）

余震荷重として，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。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。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，慣性力を作用させる。

余震と津波の「重畳時」は，余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき次式により算定される動水圧（P_d）を考慮する。

$$P_d(z)=7/8\times\gamma_0\times K_h\times\sqrt{(h\cdot z)}$$

ここで，γ_0：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）

(2)　荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3－4，表 3.3－5 及び表 3.3－6 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。

表 3.3－4　荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G+P_{s}+P_{t}+P_{c}$
重畳時	$G+P_{s}+P_{t}+K_{Sd}$

G　：固定荷重

P_{s} ：積雪荷重

P_{t} ：遡上津波荷重

P_{c} ：衝突荷重

K_{Sd}：余震荷重

表 3.3－5　荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・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		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	－	・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を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	－	・津波の遡上時には海面下にあり，風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・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する。
		衝突荷重	○	・0.69 ｔの車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	－	・弾性設計用地震動S_{d}－Ｄ１による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	－	・動水圧は考慮しない。

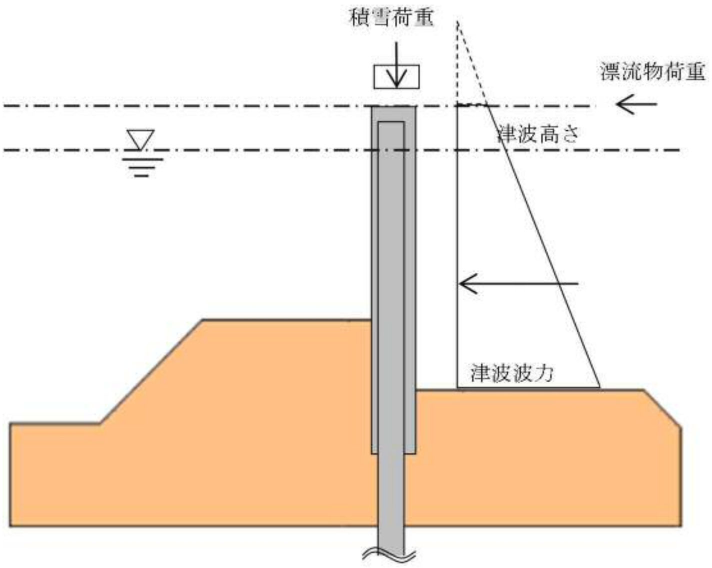


図 3.3－1　荷重作用図（津波時：基準津波時）

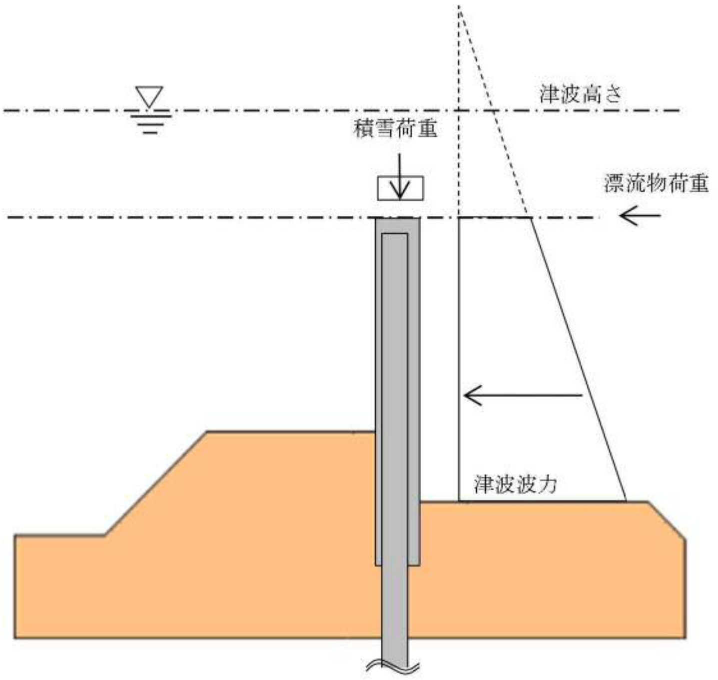


図 3.3－2　荷重作用図（津波時：敷地に遡上する津波時）

表 3.3－6　荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・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		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	－	・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を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	－	・津波の遡上時には海面下にあり，風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・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する。
		衝突荷重	－	・漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動Ｓ$_{\mathrm{d}}$－Ｄ１による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

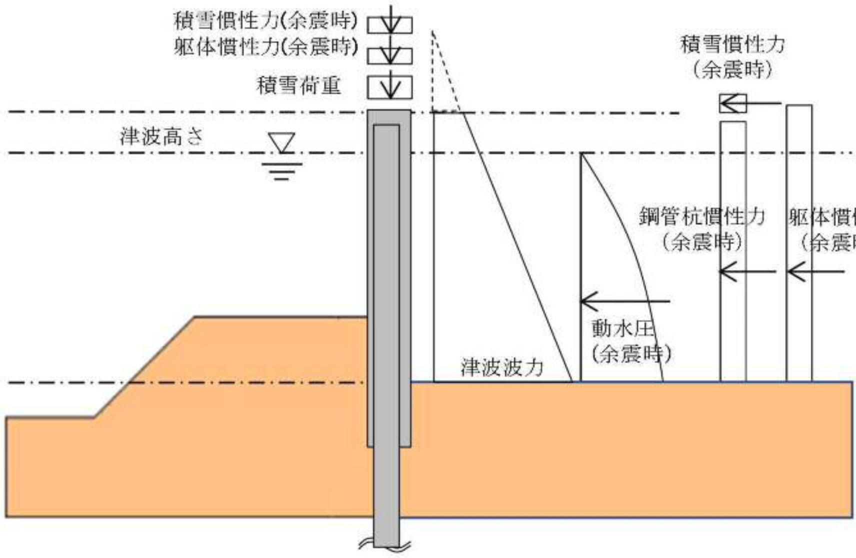


図 3.3－3　荷重作用図（重畳時：基準津波時）

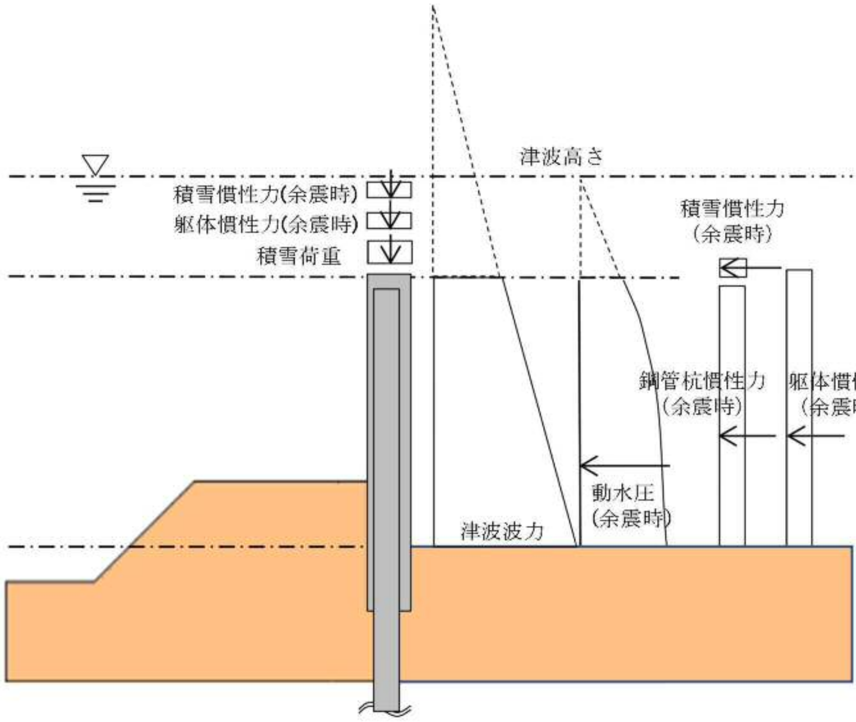


図 3.3－4　荷重作用図（重畳時：敷地に遡上する津波時）

3.4　許容限界

許容限界は，「3.2　評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1)　鋼管杭

鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，基準津波時は許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。また，敷地に遡上する津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4－1　鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm^2)	
		基準津波時	敷地に遡上する津波時
鋼管杭 (SM570)	短期許容引張応力度 σ_{sa1} 短期許容圧縮応力度 σ_{sa1}	382.5	433.5
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5	246.5

(2)　鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，基準津波時は鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。また，敷地に遡上する津波時においては，コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍，鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

表 3.4－2　鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm^2)	
		基準津波時	敷地に遡上する津波時
コンクリート[*1] (f'_{ck}＝40 N/mm^2)	短期許容曲げ圧縮応力度　σ_{ca}	21	28
	短期許容せん断応力度　τ_{a1}	0.825[*3]	1.1[*3]
	短期許容押抜きせん断応力度　τ_{a1}'	1.65	2.2
	短期許容支圧応力度　σ_{ca}'	18	24
鉄筋[*2] (SD490)	短期許容曲げ引張応力度　σ_{sa2} （曲げ軸力）	435	478.5
	短期許容曲げ引張応力度　σ_{sa2} （せん断力）	300	330

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

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca}：コンクリートの短期許容せん断力

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

V_{sa}：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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_{sa2}：鉄筋の短期許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

表 3.4－3　鉄筋コンクリートの許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			短期許容せん断力		短期許容
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	Sb (mm)	Ss (mm)	ｺﾝｸﾘｰﾄ Vca (kN)	鉄筋 Vsa (kN)	せん断力 Va (=Vca+Vsa) (kN)
梁壁部	1000	700	150	550	D22	300	200	197.3	925.5	1122.8

(3)　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）（地盤改良体（セメント改良））及び表層改良体（地盤改良体（セメント改良））の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界を表 3.4－4 に示す。

表 3.4－4　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力　$q_u/2$ = 750 kN/m^2

(4)　シートパイル

シートパイルの許容限界は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき設定する。基準津波時は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，敷地に遡上する津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4－5　鋼材の許容限界

鋼材種別	許容限界(N/mm^2)			
	基準津波時		敷地に遡上する津波時	
	圧縮，引張，曲げ	せん断	圧縮，引張，曲げ	せん断
SY390	352.5	190	390	215

(5)　止水ジョイント部

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は，「5.13　防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき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 3.4－6 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4－6　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 （シートジョイント）	1.5 m

3.5　解析方法

3.5.1　津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は，鋼管杭を線材とし，地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで，鋼管杭については線形の梁要素とし，地盤抵抗については，受働土圧強度あるいはせん断強度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。この時，嵩上げ部の地盤抵抗を見込むため，該当箇所に地盤バネを付与する。なお，地震時の地盤沈下を考慮するため，堤内側の嵩上げ部の地盤抵抗は計画高さより１ｍ下がった位置からバネを付ける。

津波荷重については，地表面から鋼管杭天端までの間に分布荷重として鋼管杭１本が分担する荷重を載荷する。漂流物については鋼管杭に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼管杭天端に載荷する。重畳時については，１次元有効応力解析により算出された地盤変位を鋼管杭の地盤バネ外側から入力する。さらに，鋼管杭全体に１次元有効応力解析から算出された地表面における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。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5.1－1 に示す。

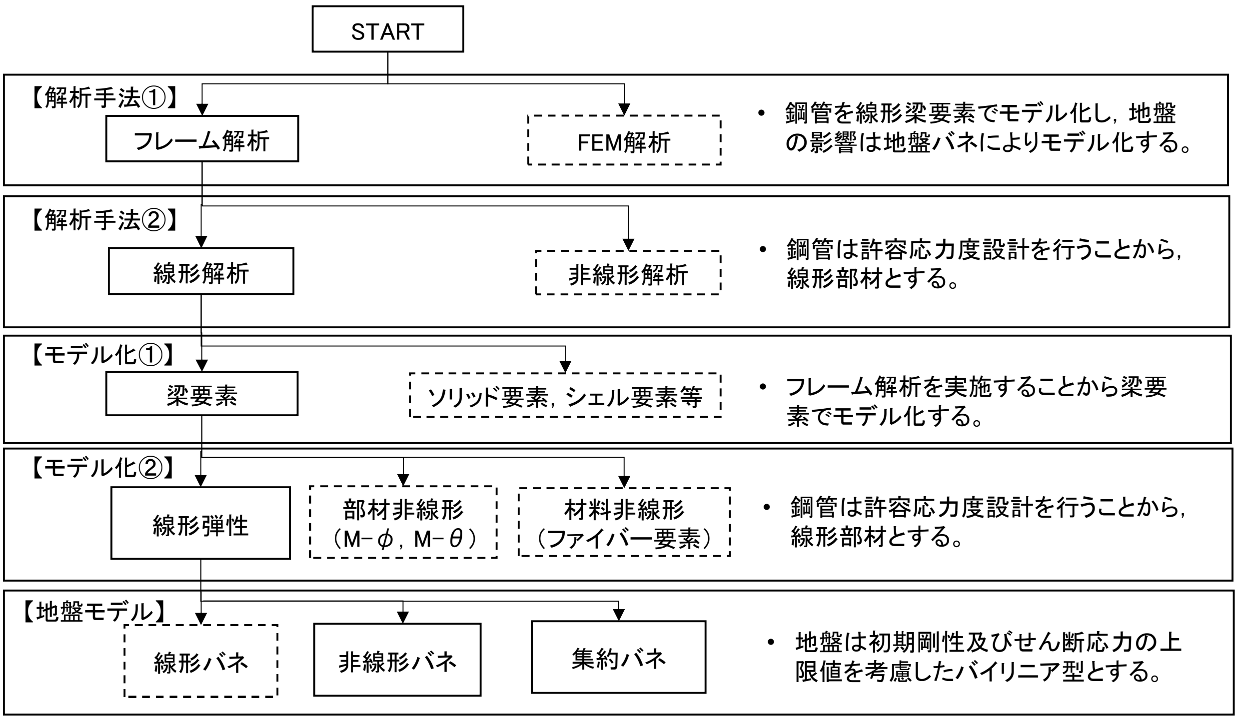


図 3.5.1－1　津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

3.5.2　地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時は，本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。堤外側の地盤沈下については，「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想定沈下量1.5 ｍを保守的に北側，南側にも適用する。堤内側の地盤沈下については，堤外側と同様の方法で算定した想定沈下量1.0 ｍを適用する。詳細を巻末の（参考１）に示す。上記を踏まえて，地盤沈下の考慮について以下に示す。

・地盤沈下によって地盤高さの嵩上げ部の層厚を堤内側は１ ｍ，堤外側は1.5 ｍ小さくする。

(1)　荷重

堤外側の嵩上げ部が原地盤高さまで1.5 ｍ沈下することを想定し，津波波力及び動水圧は沈下した後の地盤高さより上に作用させる。

(2)　地盤バネ

堤内側の地盤高さの嵩上げ部は１ ｍ沈下することを想定し，沈下後の嵩上げ部上面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

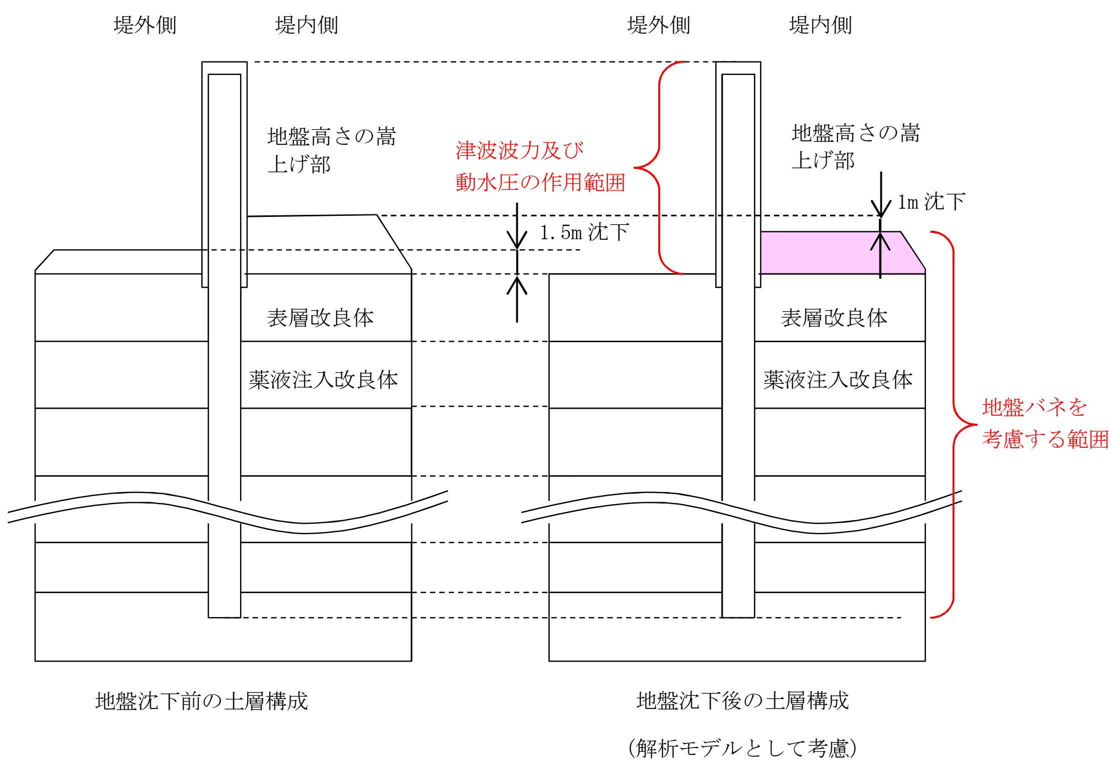


図 3.5.2－1　地盤沈下の考慮概念図

3.5.3　解析モデル及び諸元

(1)　2次元静的フレーム解析モデル

鋼管杭を評価対象部位として，２次元静的フレーム解析モデルで照査する。鋼管杭のみでも津波に抵抗可能とするため，保守的な配慮として，鋼管杭１本を杭天端から杭下端まで２次元梁要素でモデル化した静的フレーム解析を行い，津波時及び重畳時の鋼管杭基礎の構造健全性を確認する。地盤及び地盤高さの嵩上げ部については地盤抵抗を表現する地盤バネを設定する。地盤バネは初期剛性と反力上限値を有するバイリニア型とする。鉄筋コンクリート部は，梁要素でモデル化した鋼管杭に質点として配置することにより考慮する。

解析モデル概念図を図 3.5.1－1 に示す。

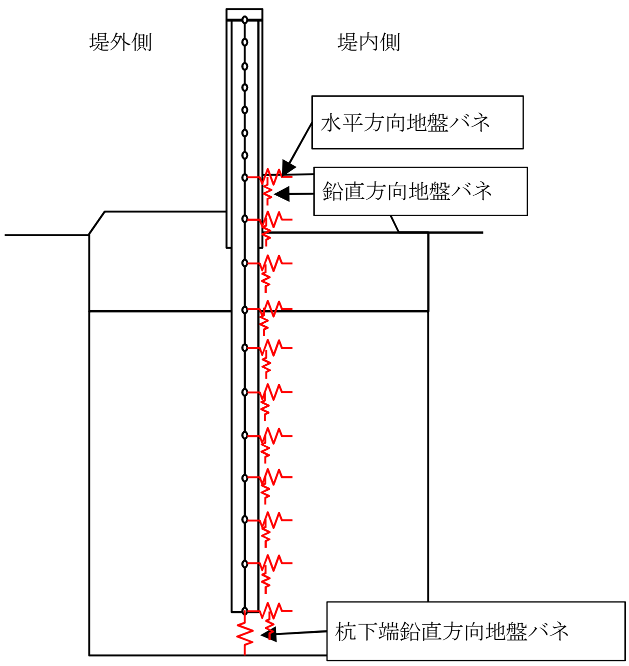


図 3.5.3－1　解析モデル概念図

鉄筋コンクリート梁壁は，２次元梁バネモデルにより解析する。

a.　津波時

２次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

本検討では，津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うため，地盤高さの嵩上げ部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し，設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

津波時の地盤バネは，表 3.5.3－1 に示す地盤バネ１及び地盤バネ２の２ケースを考慮する。

表 3.5.3－1　地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ１	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した場合
地盤バネ２	静弾性係数 から設定	残留強度(-1σ低減値) から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した場合

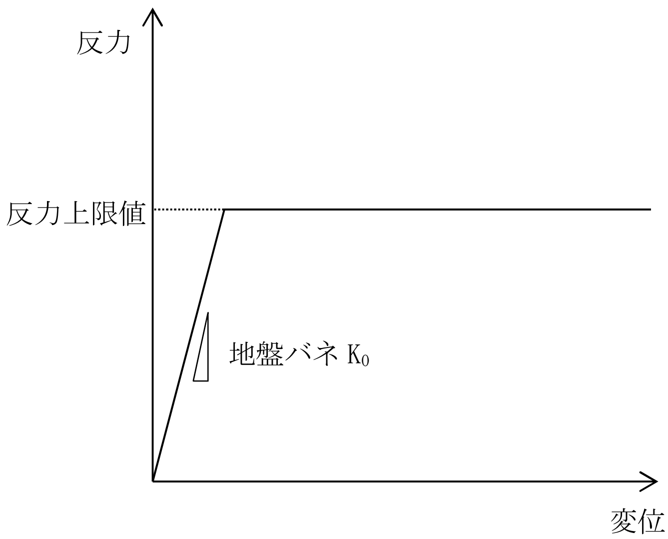


図 3.5.3－2　地盤バネのバイリニアモデル

(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．　水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu\eta_k\alpha_k k_H DH$$

ここで，

k_h：水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

μ：水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right)\ [L < 2.5D]$$

ここで，

L：杭中心間隔(m)

D：杭径(m)

η_k：群杭効果を考慮した補正係数

α_k：単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3－2　η_k，α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで，

k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_{H0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

「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

E_0は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1+\nu_d)G_0$$

ここで,

ν_d：動ポアソン比

G_0：初期せん断剛性（平均値）（kN/m²）

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお，杭基礎の特性値βは初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し，繰り返し計算により算定する。

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

ここで,

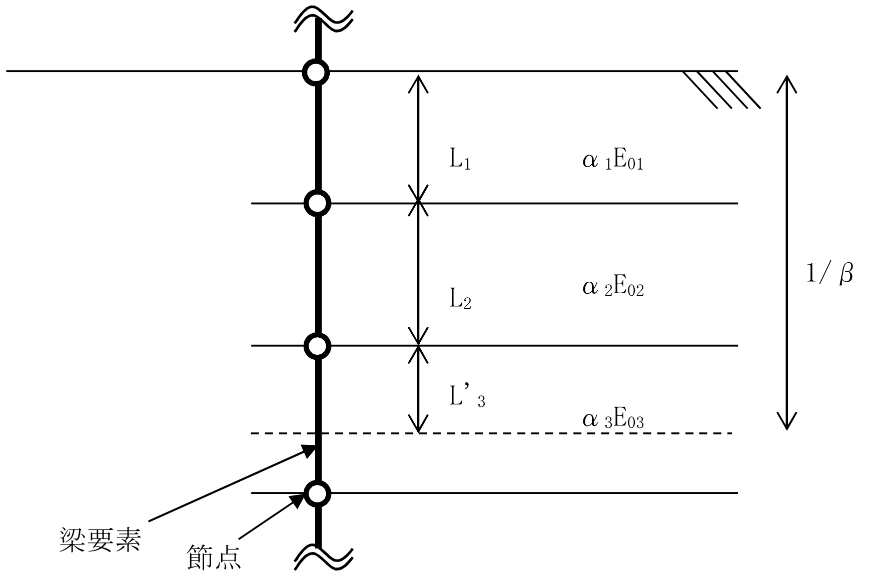
D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅＝杭径

β：杭基礎の特性値(m⁻¹)

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

EI：杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い，換算載荷幅 B_Hは，設計上の地盤面から1/βまでの深さの平均的なαE_0（$\alpha=1$）を用いて算定する。



$$\alpha E_0\text{（1/βの範囲の平均値）}= \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.3－2　換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

ロ．　水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで，

P_{HU}：受働土圧強度(kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

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

ここで

η_p：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3－3　補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤（N＞2）	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤（N≦2）	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	－	3.0	L/D（$\leqq \alpha_p$）

＊　道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）

＊　表中のＬは杭の中心間隔(m)，Ｄは杭径(m)

p_U：地震時受働土圧強度(kN/m^2)

$$p_U = K\sigma_V{}' + 2C\sqrt{K}$$

ここで，K：受働土圧係数（K＝１）

$\sigma_V{}'$：鉛直有効応力(kN/m^2)

C：粘着力(kN/m^2)

D：杭径(m)

H：支配長さ(m)

ハ.　鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに，

k_h：水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{sv}：鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

ニ.　鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sv} = \tau_f H\pi D$$

ここで，

τ_f：鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値（kN/m^2）

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，表 3.5.1－4 により計算する。

表 3.5.3－4　鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N（≦100）	0.8c 又は 8N（≦100）

＊　表中のＮは標準貫入試験の平均Ｎ値，ｃは地盤の粘着力(kN／m^2)

D：杭径(m)

H：支配長さ(m)

ホ.　杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 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,

k_v：杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{v0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0$$

ここで,

α ：地盤反力係数の換算係数

E_0：地盤の変形係数(kN/m³)　水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v：基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v：鉛直方向の載荷面積(m²)

へ.　杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで,

q_d：極限支持力度

$q_d = 3q_u$

ここで，q_u：一軸圧縮強度(kN／m²)

A_v：杭下端面積(m²)＝$\pi/4\times D^2$（D は杭径(m)） (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。

イ．　水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(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 E_0 は静弾性係数とする。

ロ．　水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(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，p_U：地震時受働土圧強度(kN/m^2)については，以下に示す値を使用する。

$$p_U = K\sigma_V' + 2C\sqrt{K}$$

ここで，K：受働土圧係数（K＝１）

σ_V'：鉛直有効応力(kN/m^2)

C：粘着力(kN/m^2)

C は以下の値を用いる。

・第四紀層の C は残留強度（－１σ）とする。

・K_m層の C はピーク強度（平均値）とする。

ハ．　鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(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.　鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(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，τ_f：鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値（kN/m²）の算出に使用するＮ値及び地盤の粘着力ｃの値は以下の値を使用する。

N：標準貫入試験のＮ値（－１σ）

ｃ：第四紀層のＣは残留強度（－１σ）とする。

K_m層のＣはピーク強度（平均値）とする。

ホ.　杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(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，E_0：地盤の変形係数(kN/m³)は静弾性係数とする。

ヘ.　杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(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。

b.　重畳時

重畳時も津波時同様，２次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは，表3.5.3－5に示す解析ケースにおいてS_d波による１次元有効応力解析を実施し，地表面加速度最大時刻，地表面変位最大時刻及びせん断ひずみ最大時刻における物性により設定し，表 3.5.3－6に示す３ケースを考慮する。

表3.5.3－5　２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

解析ケース	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（＋１σ）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
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

＊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照査する。

表3.5.3－6　地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	地盤バネの反力上限値	備考
地盤バネ３	S_d波による１次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が大きいケース
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変位最大時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が小さいケース
地盤バネ５	S_d波による１次元有効応力解析からせん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定*		

＊1 次元有効応力解析については，「3.5.3　(3)１次元有効応力解析」に示す。

イ．　水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu\eta_k\alpha_k k_H DH$$

ここで，

k_h：水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

μ：水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right)\ [L < 2.5D]$$

ここで，

L：杭中心間隔(m)

D：杭径(m)

η_k：群杭効果を考慮した補正係数

α_k：単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3－7　η_k，α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで，

k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_{H0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

「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（α＝1）

E_0：地盤の変形係数

E_0は，１次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ３），地表面最大変位発生時刻（地盤バネ４）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ５）それぞれの時刻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。

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

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma}\times\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left|\frac{\gamma}{C\times cos\phi_{CD}+\sigma'_m\times sin\phi_{CD}}\right|}$$

ここで，

ν_d：動ポアソン比

G_s：割線せん断剛性（kN/m^2）

τ_s：骨格曲線上のせん断応力(kN/m^2)

γ：せん断ひずみ

C：粘着力(kN/m^2)

ϕ_{CD}：内部摩擦角（°）

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお，杭基礎の特性値βは初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し，繰り返し計算により算定する。

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

ここで，

D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅＝杭径

β：杭基礎の特性値(m^{-1})

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

EI：杭の曲げ剛性(kN・m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い，換算載荷幅 B_Hは，設計上の地盤面から1/βまでの深さの平均的なαE_0（α＝1）を用いて算定する。

ロ．　水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで,

P_{HU}：受働土圧強度(kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

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

ここで

η_p：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3－8　補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤（N＞2）	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤（N≦2）	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	－	3.0	L/D（$\leqq \alpha_p$）

＊　道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）

＊　表中の L は杭の中心間隔(m)，D は杭径(m)

p_U：地震時受働土圧強度(kN/m^2)

p_U は１次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ３），地表面最大変位発生時刻（地盤バネ４）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ５）それぞれの時刻での平均有効主応力 σ’m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$p_U = C \times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + sin\phi_{CD})$$

ここで,

C：粘着力(kN/m^2)

ϕ_{CD}：内部摩擦角（CD 条件）

σ'_m：平均有効主応力(kN/m^2)

D：杭径(m)

H：支配長さ(m)

ハ.　鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h：水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{sv}：鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

ニ.　鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H\pi D$$

ここで,

τ_f：1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ３），地表面最大変位発生時刻（地盤バネ４）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ５）t_{max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\tau_f = C \times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times sin\phi_{CD}$$

ここで,

c：粘着力(kN/m^2)

ϕ_{CD}：内部摩擦角

σ'_m：平均有効主応力(kN/m^2)

D：杭径(m)

H：支配長さ(m)

ホ.　杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 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,

k_v：杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{v0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m^3)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0$$

ここで，

α：地盤反力係数の換算係数

E_0：地盤の変形係数(kN/m^3)：水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v：基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで，

A_v：鉛直方向の載荷面積(m^2)

ヘ．　杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで，

σ_f：１次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ３），地表面最大変位発生時刻（地盤バネ４）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ５）t_{max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\sigma_f \ = C \times cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + sin\phi_{CD})$$

ここで，

C：粘着力(kN/m^2)

ϕ_{CD}：内部摩擦角

σ'_m：平均有効主応力(kN/m^2)

A_v：杭下端面積(m^2)＝π/4×D^2（D は杭径(m)）

(2)　２次元梁バネモデル

２次元梁バネモデルは，鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し，地盤抵抗を表現するため，鋼管杭の位置に地盤バネ（集約バネ）を水平方向に設置する。津波時の地盤バネは，地盤抵抗が大きいと仮定した場合と地盤抵抗が小さいと仮定した場合の２ケースで設定する。重畳時の地盤バネは，原地盤物性のばらつきを考慮した場合と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場合の２ケースで設定する。

２次元梁バネモデルのモデル化対象範囲を図 3.5.3－3 に，概要図を図 3.5.3－4 に示す。

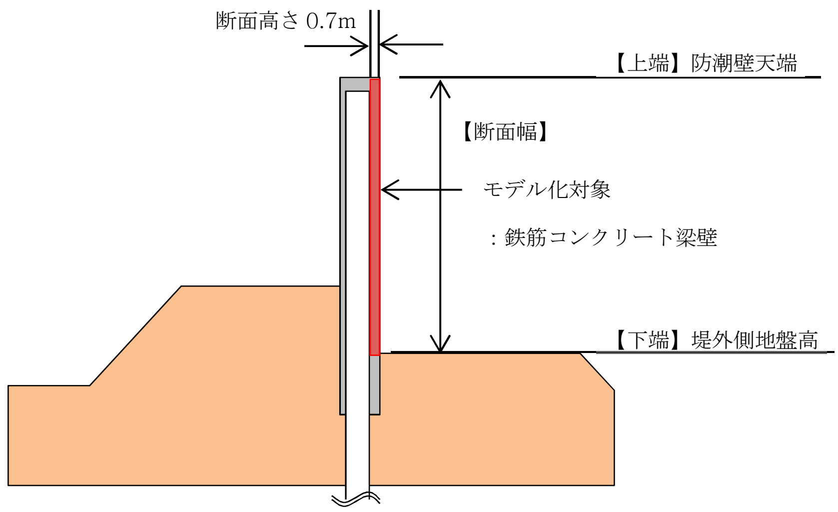


図 3.5.3－3　２次元梁バネモデル　モデル化対象

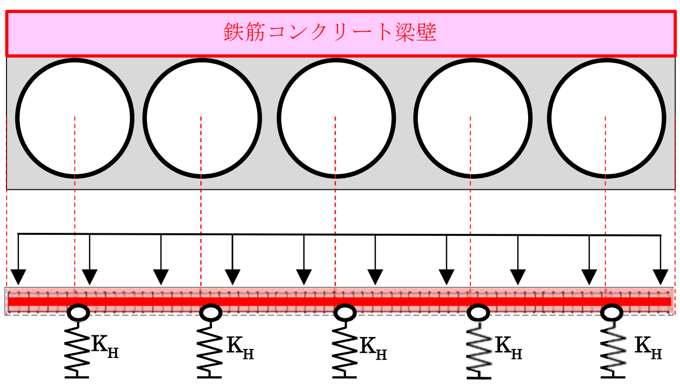


図 3.5.3－4　２次元梁バネモデル

鉄筋コンクリート梁壁に作用する荷重の合力を考慮すると，図 3.5.3－5 に示すような突出長 h の突出杭の杭頭に荷重が作用している状態になる。そこで，道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）に基づく突出杭のバネ定数を算出し，２次元梁バネモデルの地盤バネ（集約バネ）として設定する。

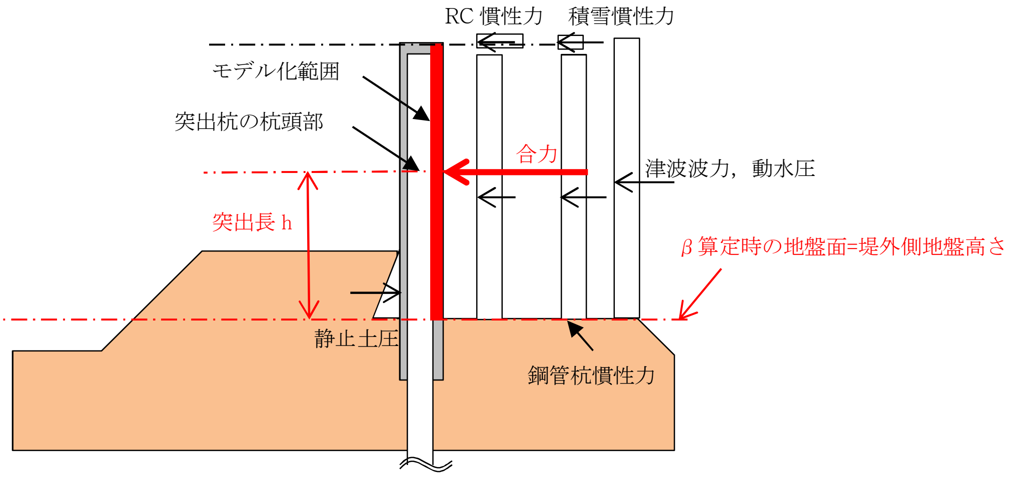


図 3.5.3－5　地盤バネ算定時の突出長 h の算定方法

水平方向のバネ定数は以下の式により算出する。

$$K_H = \mu \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 0.5}$$

ここに，

K_H ：杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

μ ：補正係数

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right) \quad [L < 2.5D]$$

L：杭中心間隔(m)

D：杭径(m)

β ：杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m^{-1})

k_H ：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

D ：杭径(m)

EI ：杭の曲げ剛性(kN・m^2)

h ：杭の突出長(m)

a.　津波時

津波時の水平方向地盤バネについては，表 3.5.3－9 に示す地盤抵抗が大きいと仮定したケースの地盤バネ６と地盤抵抗が小さいと仮定したケースの地盤バネ７を図 3.5.3－6 に示すように両端の鋼管杭位置に設定し，中央３箇所の鋼管杭位置には両端の地盤バネを線形補間したものを設定する。

表 3.5.3－9　地盤バネケース

ケース名		地盤バネのバネ定数	備考
津波時	地盤バネ６	初期せん断剛性から設定	地盤抵抗が大きいと仮定したケース
	地盤バネ７	静弾性係数から設定	地盤抵抗が小さいと仮定したケース

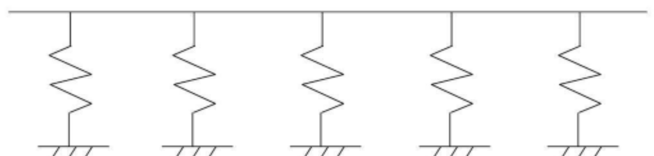


図 3.5.3－6　地盤バネの設定方法

水平向地盤反力係数は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき，以下の式で算定する。

$$k_H = \mu k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで，

k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

μ ：補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」より）

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right) \quad [L < 2.5D]$$

L：杭中心間隔(m)

D：杭径(m)

k_{H0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)　「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。

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

α：地盤反力係数の換算係数（α＝1）

E_0：地盤の変形係数（初期せん断剛性（地盤バネ６）及び静弾性係数（地盤バネ７）より算出）

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお，杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し，繰り返し計算により算定する。

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

ここで,

D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β：杭基礎の特性値(m^{-1})

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

EI：杭の曲げ剛性($kN\cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い，換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は，設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0（α＝1）を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。（図 3.5.3－2 参照）

b.　重畳時

(a)　原地盤物性のばらつきを考慮する場合

原地盤物性のばらつきを考慮する場合は，地盤バネは表 3.5.3－1 に示したケースでS_d－Ｄ１波による１次元有効応力解析を実施し，地表面加速度最大ケース（地盤バネ８），地表面変位最大ケース（地盤バネ９）及び原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（地盤バネ１０）を用いて，地盤バネ及び地表面変位を設定する。

表 3.5.3－10　１次元有効応力解析検討ケース

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（＋１σ）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	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
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）	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 3.5.3－11　地盤バネケース

ケース名		地盤バネのバネ定数	備考
重畳時	地盤バネ８	Ｓ$_d$波による１次元有効応力解析から 地表面加速度最大時刻における物性により設定*	地盤抵抗が大きいケース
	地盤バネ９	Ｓ$_d$波による１次元有効応力解析から 地表面変位最大時刻における物性により設定*	地盤抵抗が小さいケース
	地盤バネ 10	Ｓ$_d$波による１次元有効応力解析から 基本ケースにおける物性により設定*	中央の杭に設定

＊1 次元有効応力解析については，「3.5.3　(3) 1 次元有効応力解析」に示す。

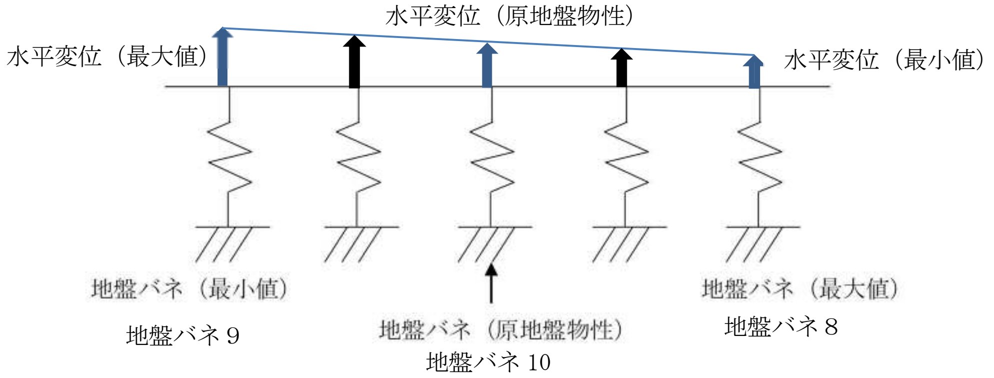


図 3.5.3－7　水平変位の設定方法

図 3.5.3－7 に示す様に両端の杭に地盤バネ８及び地盤バネ９を，中央の杭には地盤バネ１０を設定し，それぞれの時刻の地表面変位を設定する。また，間の杭の地盤バネは，隣り合う杭の地盤バネを線形補間した地盤バネ及び変位を設定する。

水平方向地盤反力係数 k_Hは，２次元静的フレーム解析モデルと同様に算定する。

$$k_H = \mu k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで，

k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

μ ：補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年３月）」より）

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right) \quad [L < 2.5D]$$

L：杭中心間隔(m)

D：杭径(m)

k_{H0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)　「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。

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

α：地盤反力係数の換算係数（$\alpha=1$）

E_0：地盤の変形係数（１次元有効応力解析で得られる割線せん断剛性のうち地表面加速度最大ケース（地盤バネ８）及び地表面変位最大ケース（地盤バネ９）で設定する。）

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年３月）」に従い B_H を算定する。なお，杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し，繰り返し計算により算定する。

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

ここで，

D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 ＝ 杭径

β：杭基礎の特性値(m^{-1})

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

EI：杭の曲げ剛性(kN・m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年３月）」の記述に従い，換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は，設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0（$\alpha=1$）を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。（図 3.5.1－2 参照）

(b)　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場合

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場合の水平方向地盤バネについては，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場合のS_d波による１次元有効応力解析を実施し，各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し，地盤バネ（集約バネ）を算定する。

また，水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は，S_d波による１次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与える。

バネ定数及び反力上限値は，「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年３月）」に基づいて，以下の式により算出する。

$$k_H = \mu k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで，k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

μ ：補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」より）

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right) \quad [L < 2.5D]$$

L：杭中心間隔(m)

D：杭径(m)

k_{H0}：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m^3)　「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。

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

α：地盤反力係数の換算係数（α＝1.0）

E_0：地盤の変形係数（１次元有効応力解析で得られる割線せん断剛性のうち地表面変位最大ケースで設定する。）

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお，杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し，繰り返し計算により算定する。

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

ここで，

D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 ＝ 杭径

β：杭基礎の特性値(m^{-1})

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

EI：杭の曲げ剛性(kN・m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い，換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は，設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0（α=1）を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。（図 3.5.3－2 参照）

(3)　1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は，地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には，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，添付書類「Ⅴ-5-10　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＦＬＩＰ」に示す。

a.　地盤のモデル化

地盤は，FLIPにおけるマルチスプリング要素でモデル化する。

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，固有値解析にて求ま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$\alpha=0$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。

$$[C]=\alpha\,[M]+\beta\,[K]$$

[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 3.5.3－11 に，固有値解析結果を表 3.5.3－11 に示す。

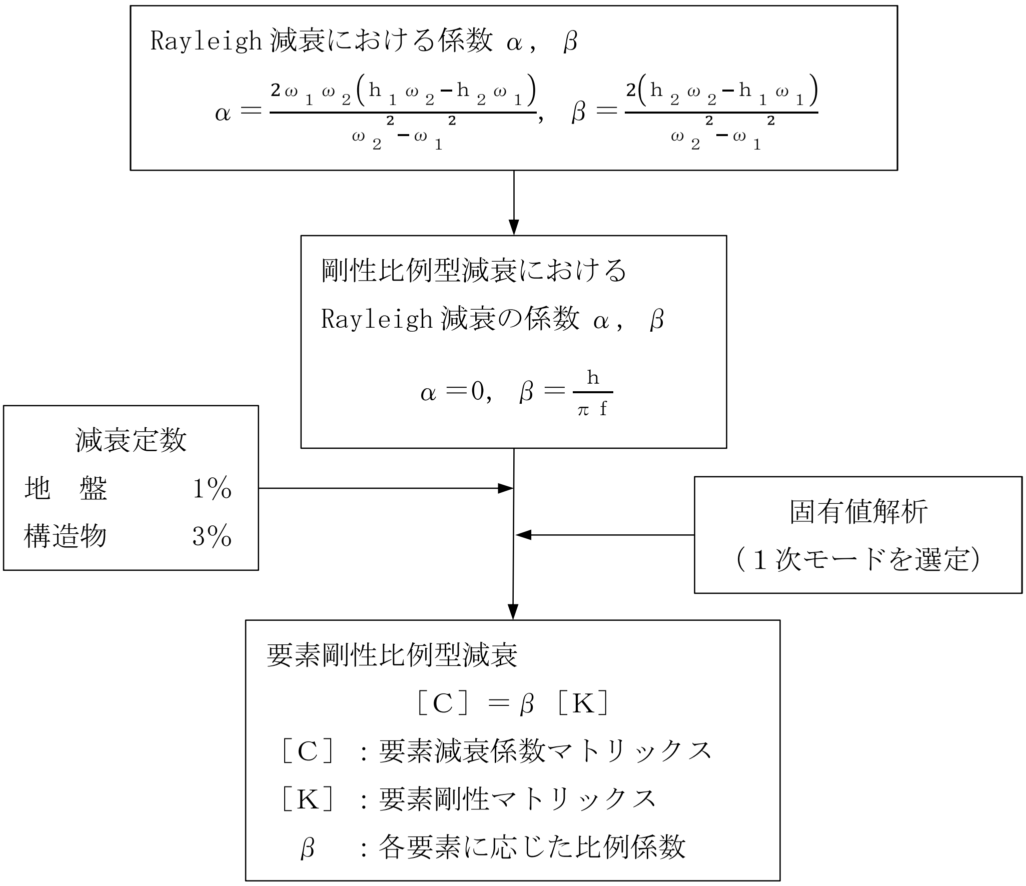


図 3.5.3－11 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.3－11（1）　固有値解析結果

（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）

（a）　断面①

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	1.018	35.31	1次として採用
2	2.447	12.61	－
3	4.265	-9.19	－
4	6.462	5.68	－
5	8.159	3.95	－
6	10.106	3.76	－
7	12.494	-2.93	－
8	14.478	2.06	－
9	16.328	2.06	－

（b）　断面②

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	1.010	35.68	1次として採用
2	2.491	12.27	－
3	4.214	-9.13	－
4	6.457	5.97	－
5	8.427	3.89	－
6	10.111	3.45	－
7	12.343	3.01	－
8	14.722	2.36	－
9	16.747	-1.78	－

（c）　断面③

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.491	36.09	1次として採用
2	1.202	-26.35	－
3	1.930	-11.90	－
4	2.856	7.78	－
5	3.820	7.06	－
6	4.566	-6.16	－
7	5.375	3.85	－
8	6.323	-3.50	－
9	7.147	4.57	－

(d)　断面④

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.475	36.01	１次として採用
2	1.178	27.15	―
3	1.844	-11.75	―
4	2.933	7.67	―
5	3.640	-7.67	―
6	4.509	5.43	―
7	5.387	4.62	―
8	6.116	3.42	―
9	7.116	-4.05	―

表 3.5.3－11（2）　固有値解析結果

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

(a)　断面①

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	1.031	35.59	１次として採用
2	2.613	12.14	―
3	4.375	-8.83	―
4	6.647	5.84	―
5	8.635	3.83	―
6	10.421	3.48	―
7	12.832	-2.98	―
8	15.267	-2.18	―
9	17.068	1.75	―

(b)　断面②

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	1.021	35.91	１次として採用
2	2.644	11.97	―
3	4.323	-8.76	―
4	6.603	6.02	―
5	8.840	-4.02	―
6	10.534	3.09	―
7	12.663	2.96	―
8	15.209	2.39	―
9	17.556	1.80	―

（c）　断面③

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.524	37.19	１次として採用
2	1.255	-25.44	―
3	2.081	-10.97	―
4	3.049	7.82	―
5	4.049	-7.32	―
6	4.861	-5.39	―
7	5.802	-3.62	―
8	6.761	-3.96	―
9	7.525	3.97	―

（d）　断面④

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.505	37.09	１次として採用
2	1.226	-26.26	―
3	1.983	-10.79	―
4	3.102	8.26	―
5	3.853	-7.01	―
6	4.781	-5.41	―
7	5.710	4.34	―
8	6.579	-3.31	―
9	7.423	-4.28	―

表 3.5.3－11（3）　固有値解析結果

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

（a）　断面①

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.999	34.88	１次として採用
2	2.272	13.48	―
3	4.173	-9.46	―
4	6.216	5.38	―
5	7.747	-4.38	―
6	9.852	3.87	―
7	12.040	-2.81	―
8	13.778	2.25	―
9	15.826	-2.17	―

(b)　断面②

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.996	35.36	1次として採用
2	2.336	12.87	―
3	4.124	-9.41	―
4	6.275	5.84	―
5	8.031	-4.03	―
6	9.813	3.64	―
7	11.992	3.04	―
8	14.238	-2.38	―
9	16.105	1.81	―

(c)　断面③

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.452	34.90	1次として採用
2	1.145	-26.94	―
3	1.770	-13.44	―
4	2.636	7.85	―
5	3.548	6.55	―
6	4.278	6.75	―
7	4.944	4.69	―
8	5.794	2.90	―
9	6.733	3.57	―

(d)　断面④

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.439	34.81	1次として採用
2	1.127	27.78	―
3	1.697	-13.36	―
4	2.723	-6.91	―
5	3.438	-8.19	―
6	4.190	-5.68	―
7	5.051	4.51	―
8	5.683	4.21	―
9	6.627	-2.99	―

表 3.5.3－11（4）　固有値解析結果
（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）

(a)　断面①

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.927	32.83	1次として採用
2	1.979	17.44	－
3	3.823	-7.47	－
4	5.005	7.47	－
5	7.491	5.40	－
6	9.041	2.63	－
7	10.732	3.56	－
8	12.533	2.12	－
9	14.349	2.59	－

(b)　断面②

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.879	31.93	1次として採用
2	1.850	-19.20	－
3	3.711	-7.59	－
4	4.898	-7.58	－
5	7.016	4.43	－
6	8.178	4.16	－
7	10.389	3.28	－
8	11.621	2.56	－
9	13.938	2.64	－

(c)　断面③

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.459	36.11	1次として採用
2	1.161	-25.12	－
3	1.767	-14.74	－
4	2.546	7.48	－
5	3.506	5.78	－
6	4.187	-7.17	－
7	4.847	5.02	－
8	5.726	3.06	－
9	6.701	3.60	－

(d)　断面④

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.447	35.82	１次として採用
2	1.152	-25.70	－
3	1.710	-14.97	－
4	2.598	7.04	－
5	3.397	-6.19	－
6	4.161	7.46	－
7	4.830	4.60	－
8	5.669	2.97	－
9	6.683	-4.26	－

c.　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$_{\mathrm{d}}$－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$_{\mathrm{d}}$－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，添付書類「Ｖ-5-25　計算機プログラム（解析コード）の概要・ｋ－ＳＨＡＫＥ」に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.5.3－13～図 3.5.3－16 に示す。

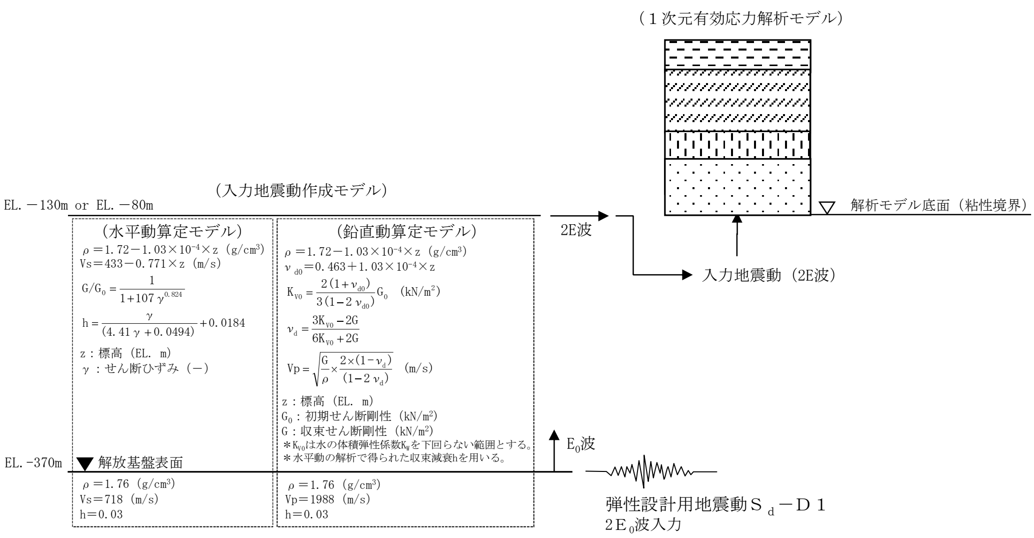
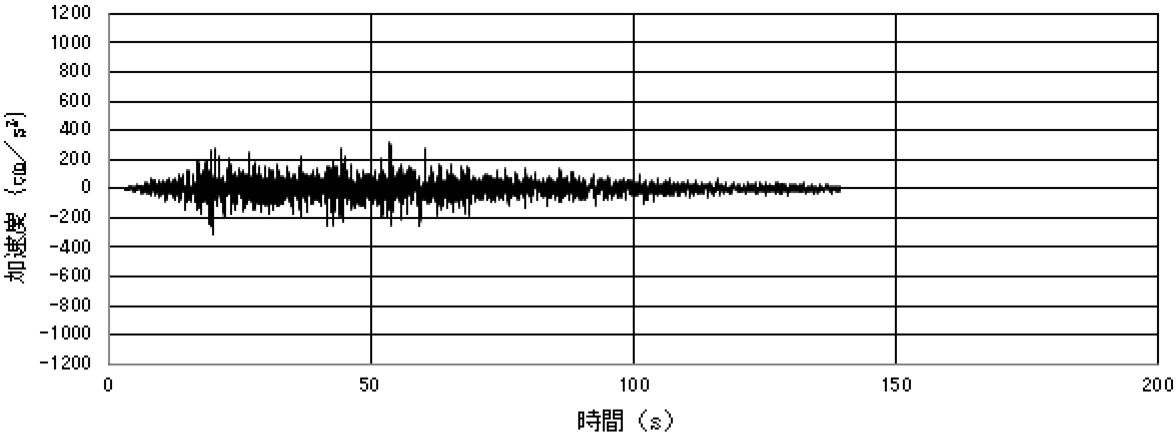


図 3.5.1－12　入力地震動算定の概念図

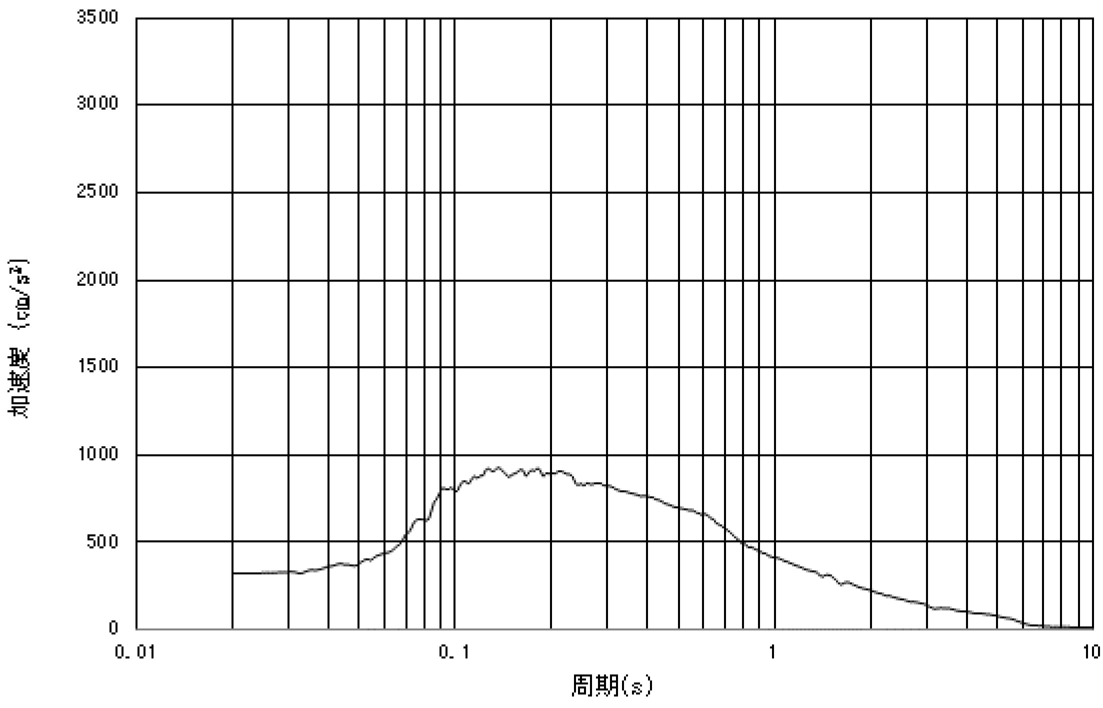
(a)　断面①

MAX 318 cm/s^2 (53.53s)



(a) 加速度時刻歴波形

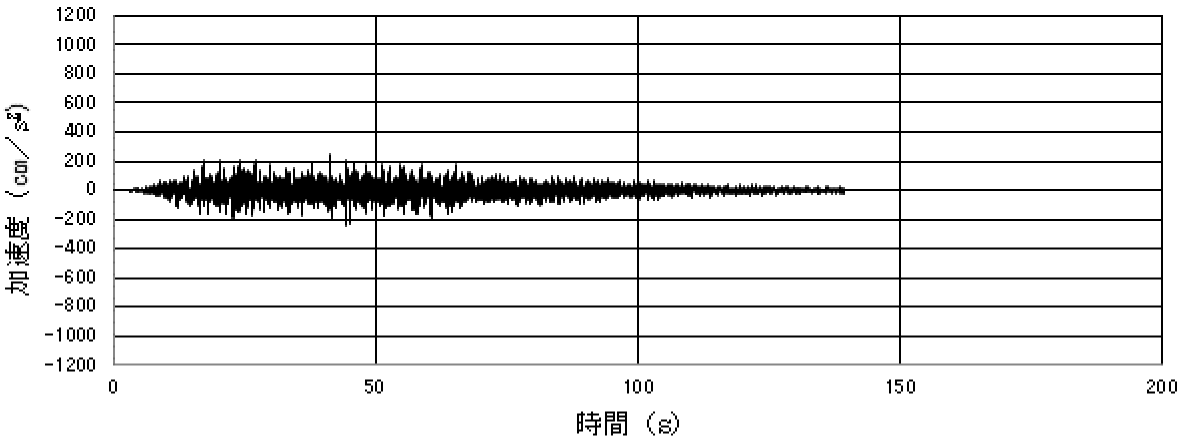
h=0.05



(b) 加速度応答スペクトル

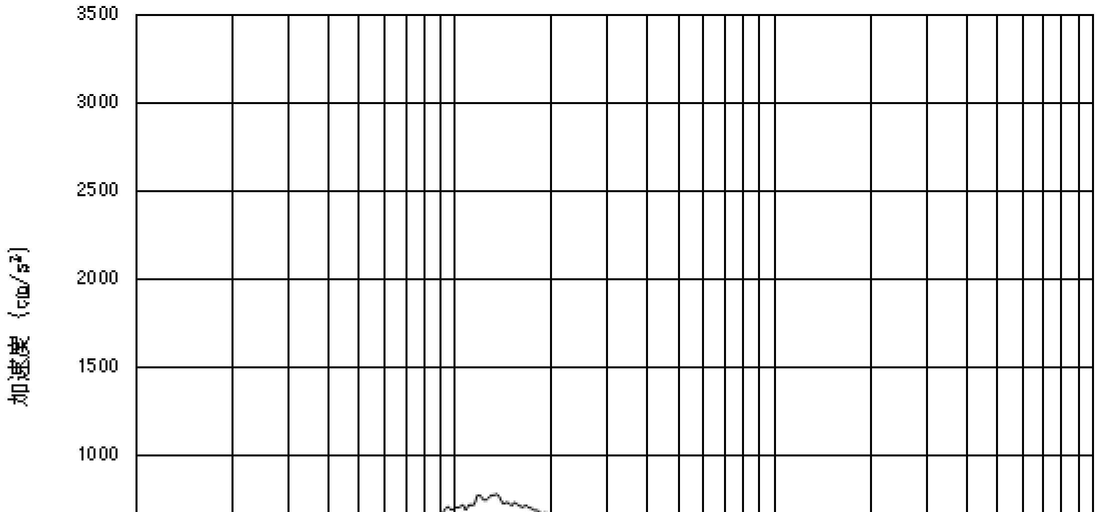
図 3.5.3－13 (1)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：Ｓ$_d$－Ｄ１)

MAX 252 cm/s² (44.24s)



(a) 加速度時刻歴波形

h=0.05

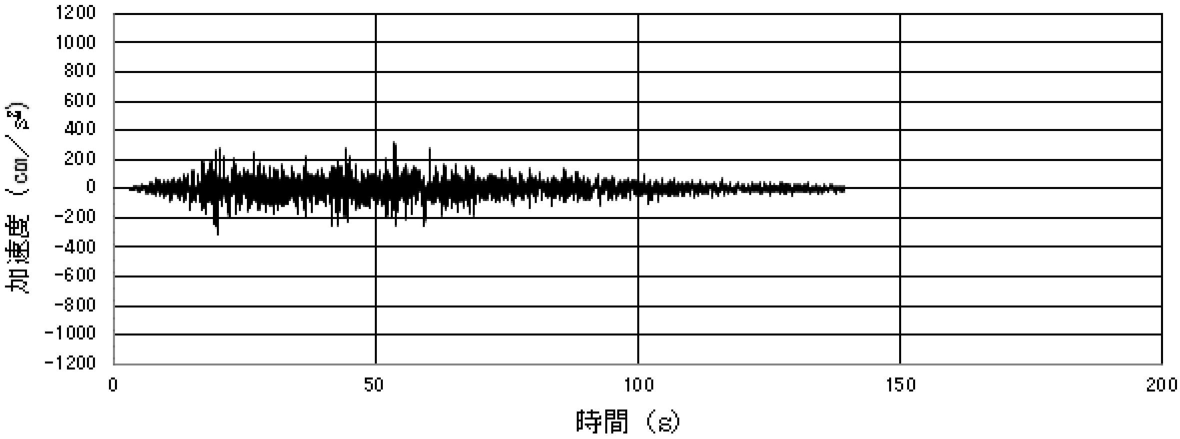


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3－13 (2)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ｓ$_d$－Ｄ１)

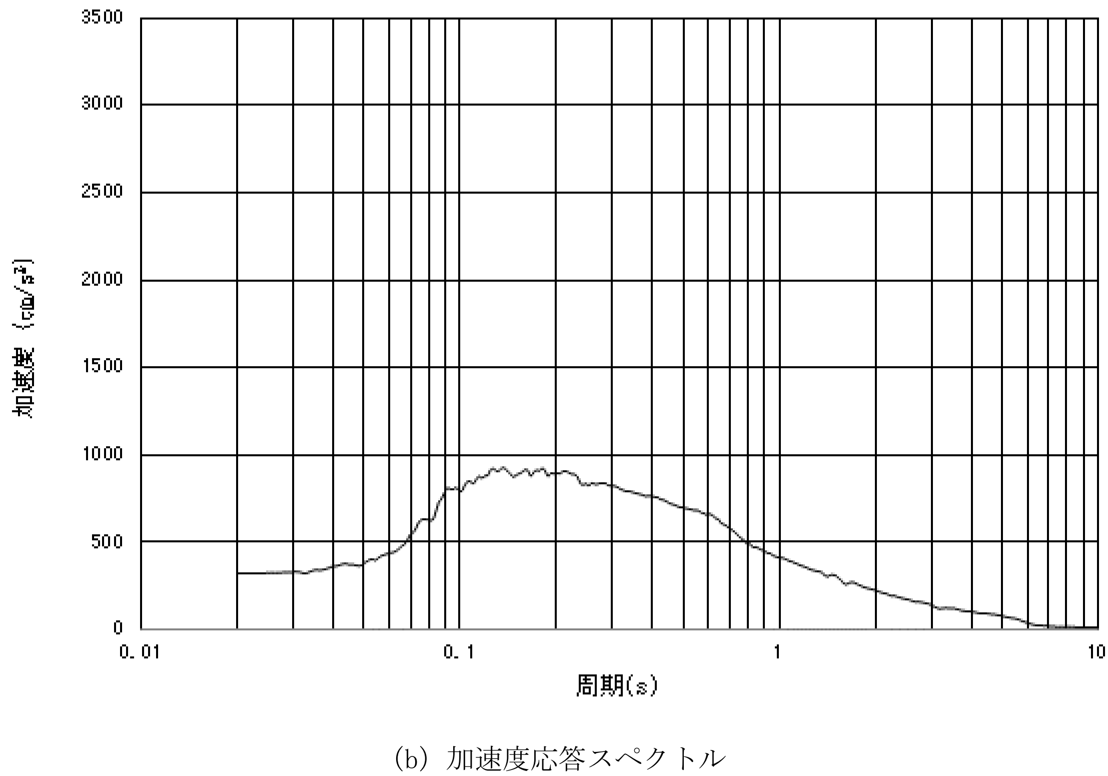
(b)　断面②

MAX 318 cm/s² (53.53s)



(a) 加速度時刻歴波形

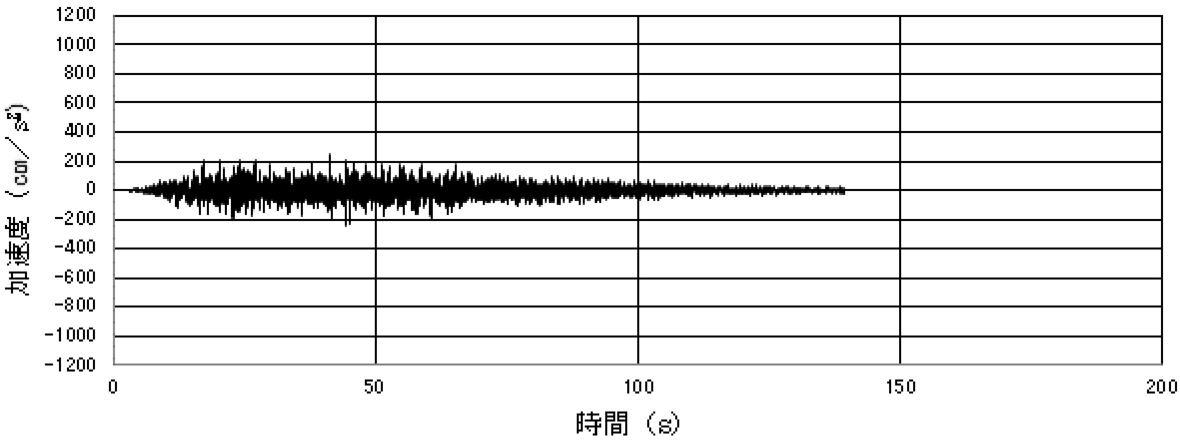
h=0.05



(b) 加速度応答スペクトル

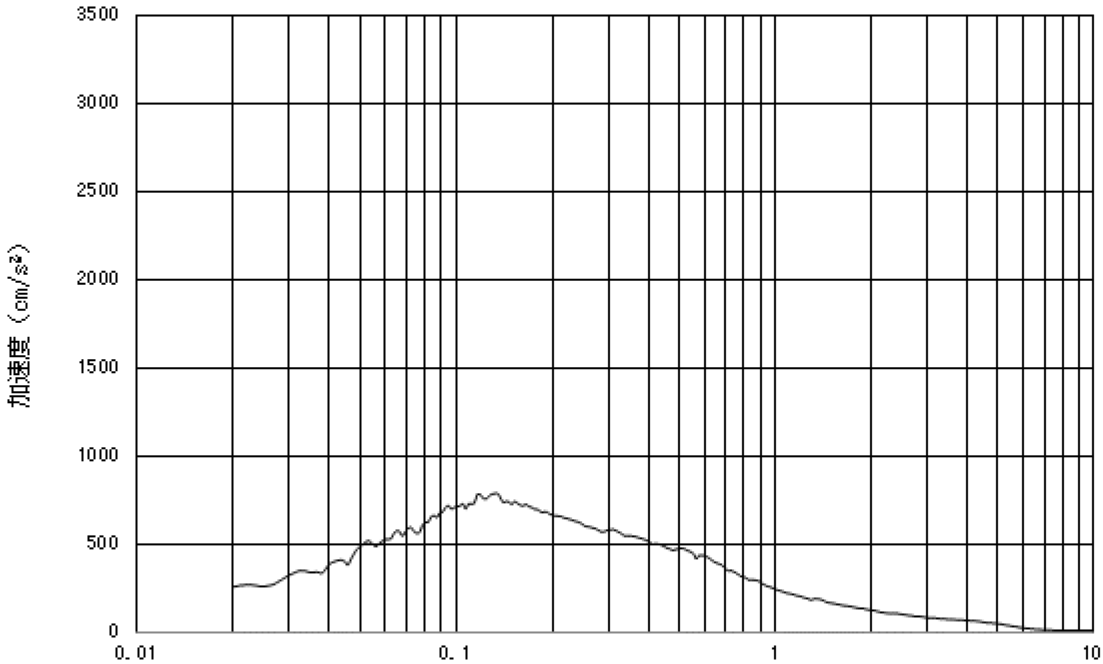
図 3.5.3－14 (1)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_{d}$－Ｄ１）

MAX 252 cm/s^2 (44.24s)



(a) 加速度時刻歴波形

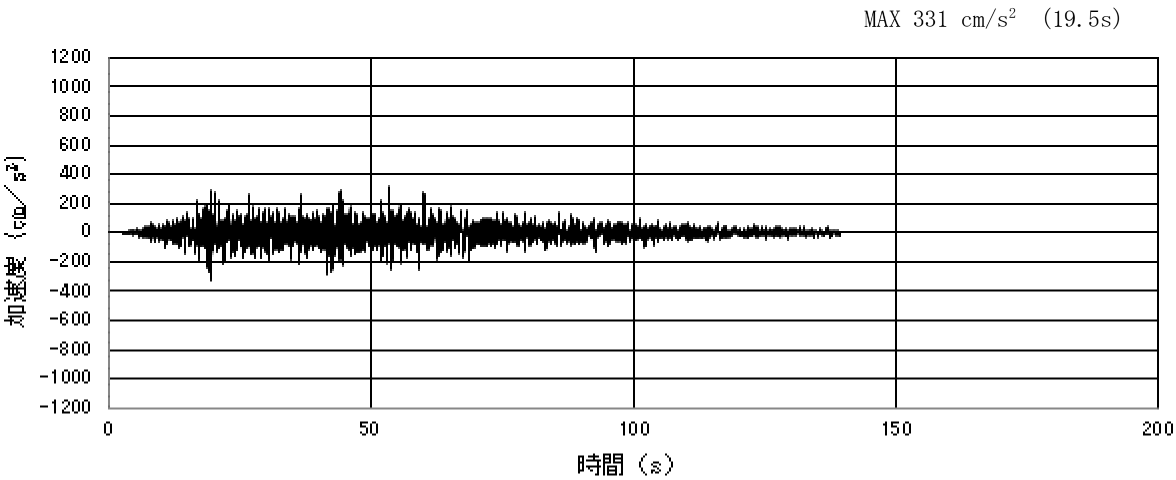
h=0.05



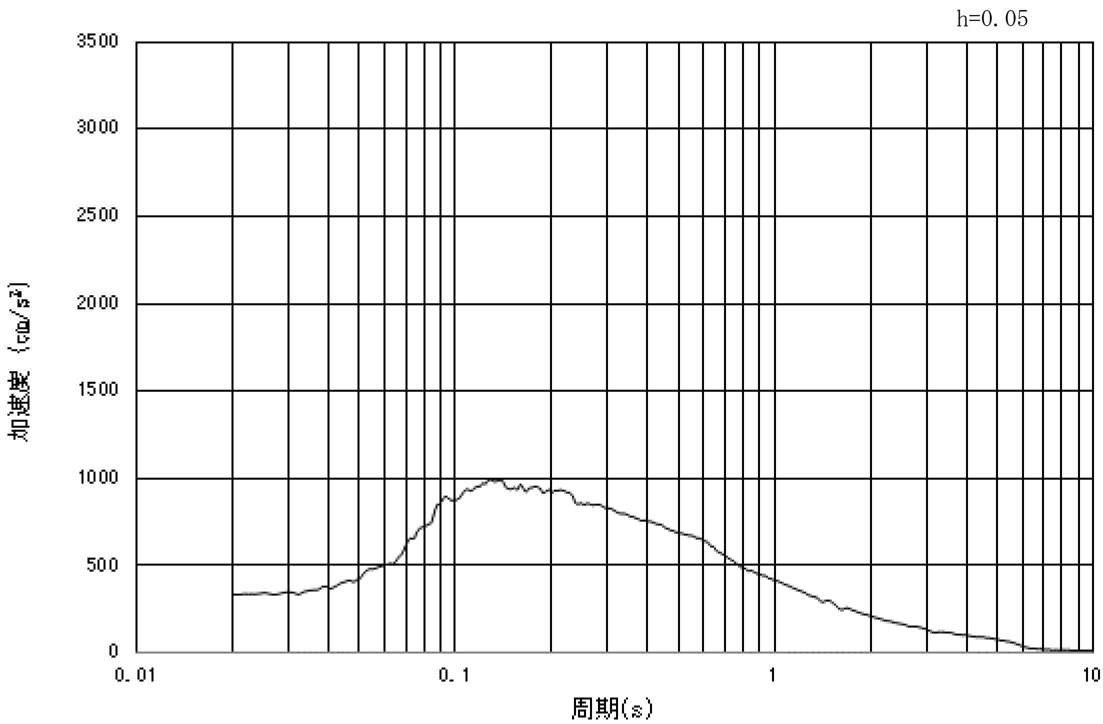
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3－14 (2)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ｓ$_d$－Ｄ１)

(c)　断面③



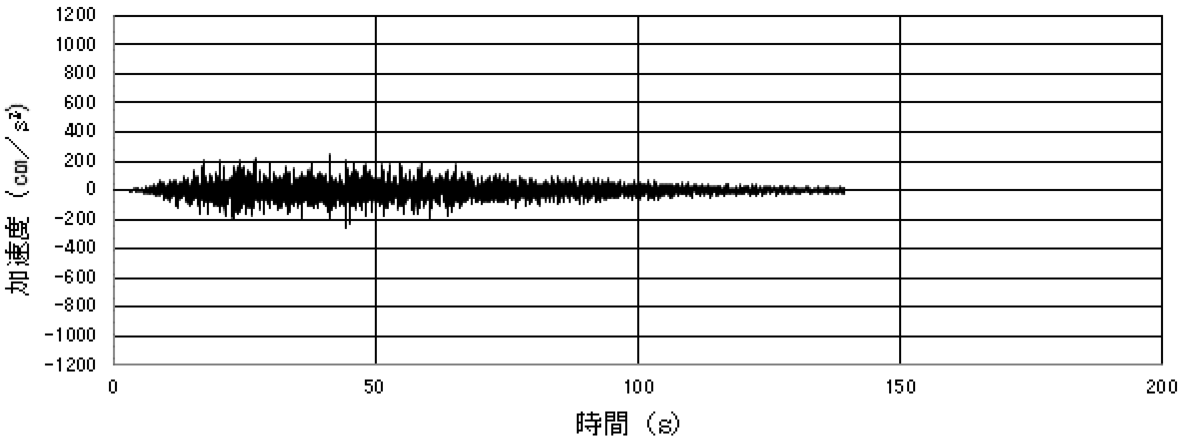
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

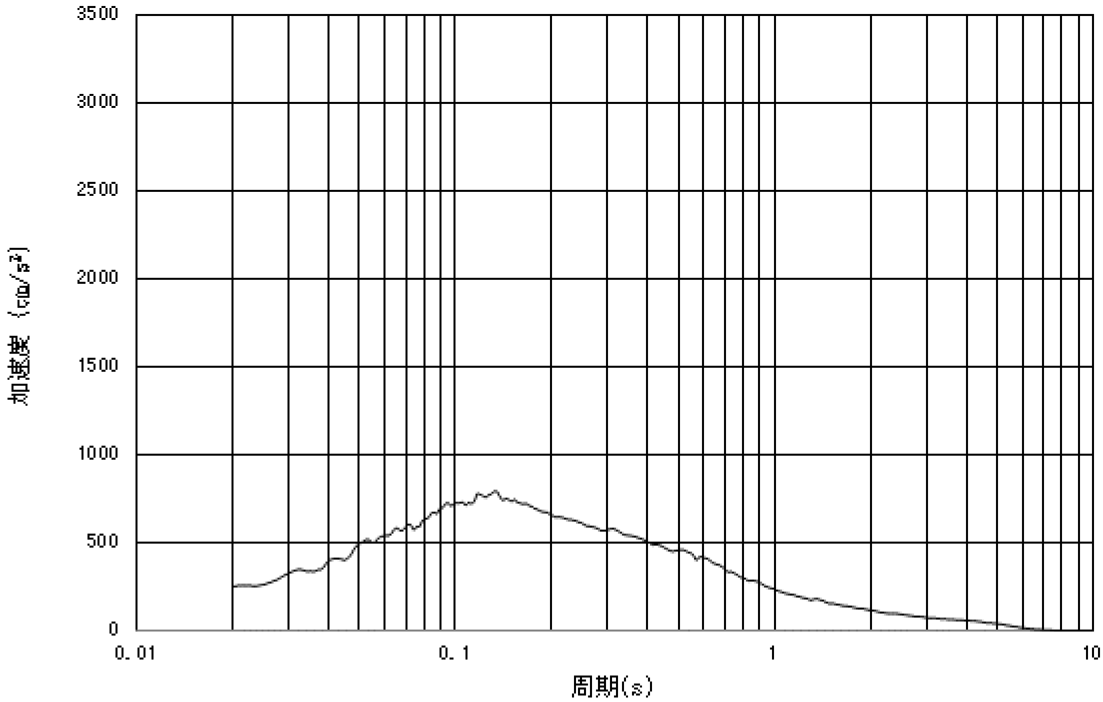
図 3.5.3－15 (1)　　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓｄ－Ｄ１）

MAX 256 cm/s² (44.22s)



(a) 加速度時刻歴波形

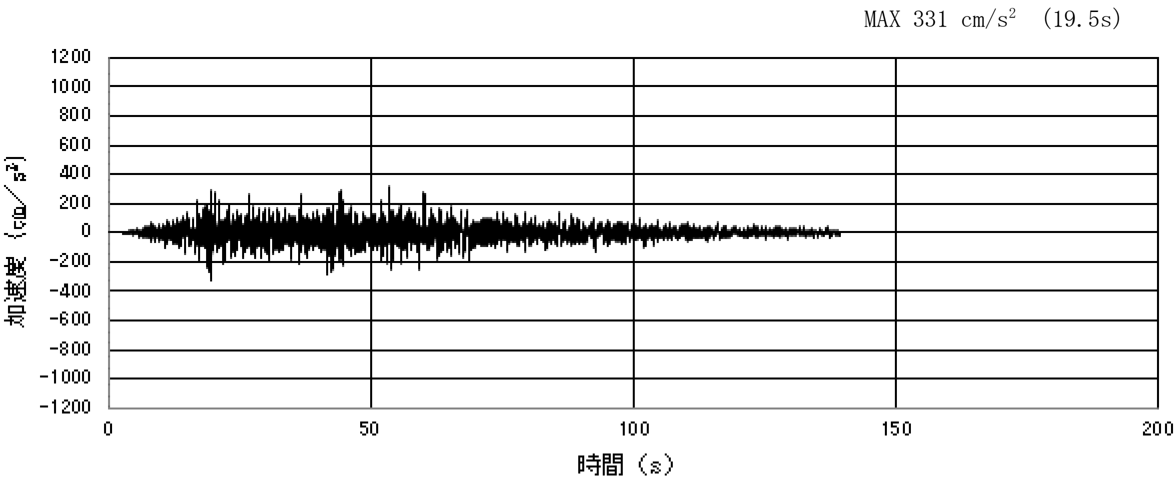
h=0.05



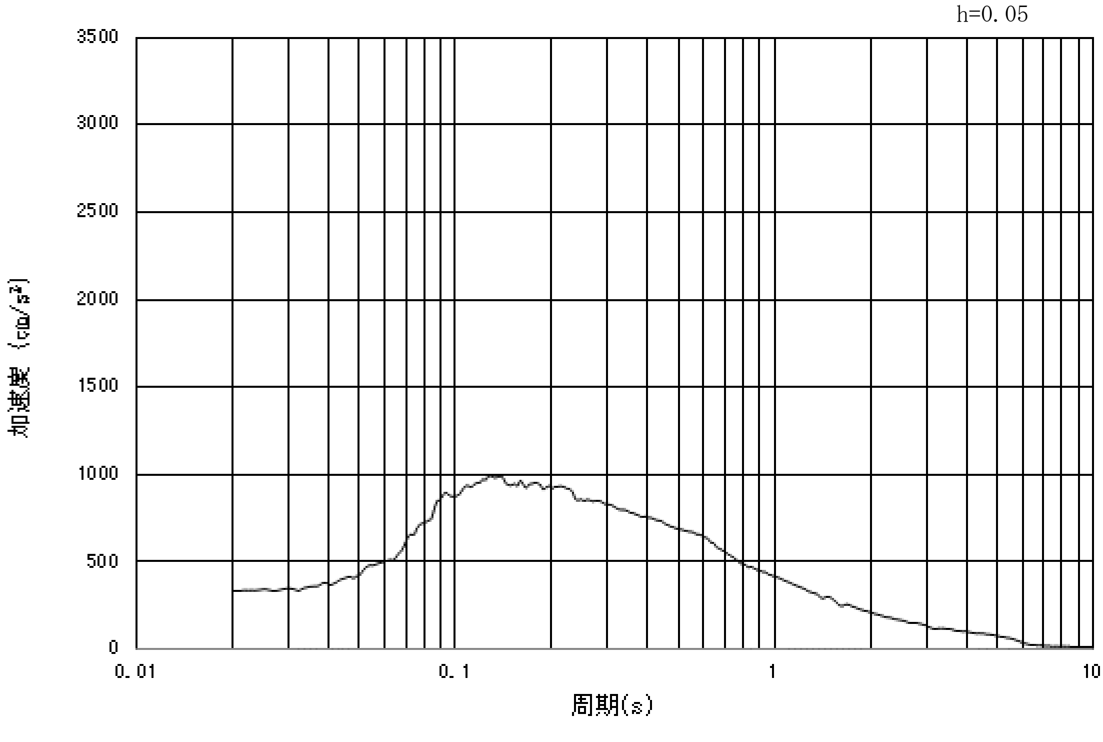
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3－15 (2)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ｓ$_{\mathrm{d}}$－Ｄ１)

(d)　断面④



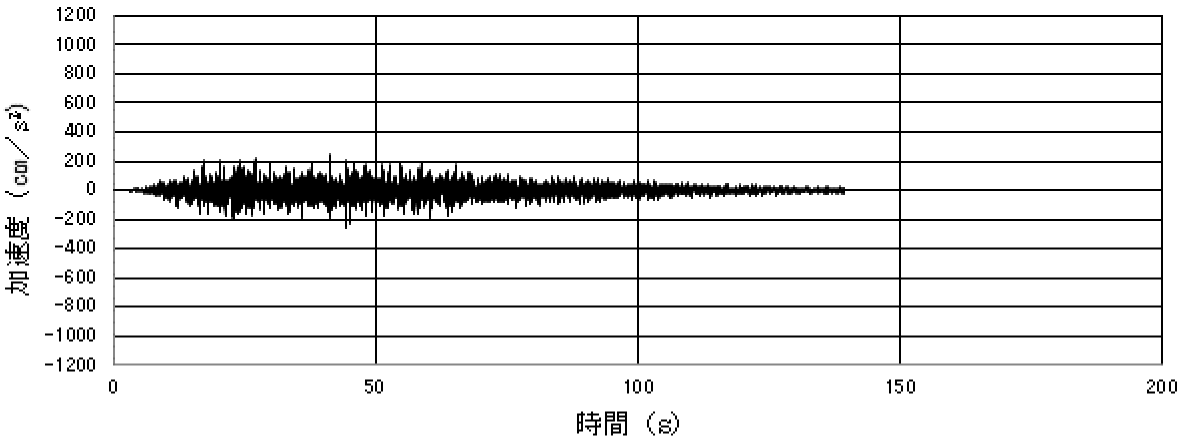
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

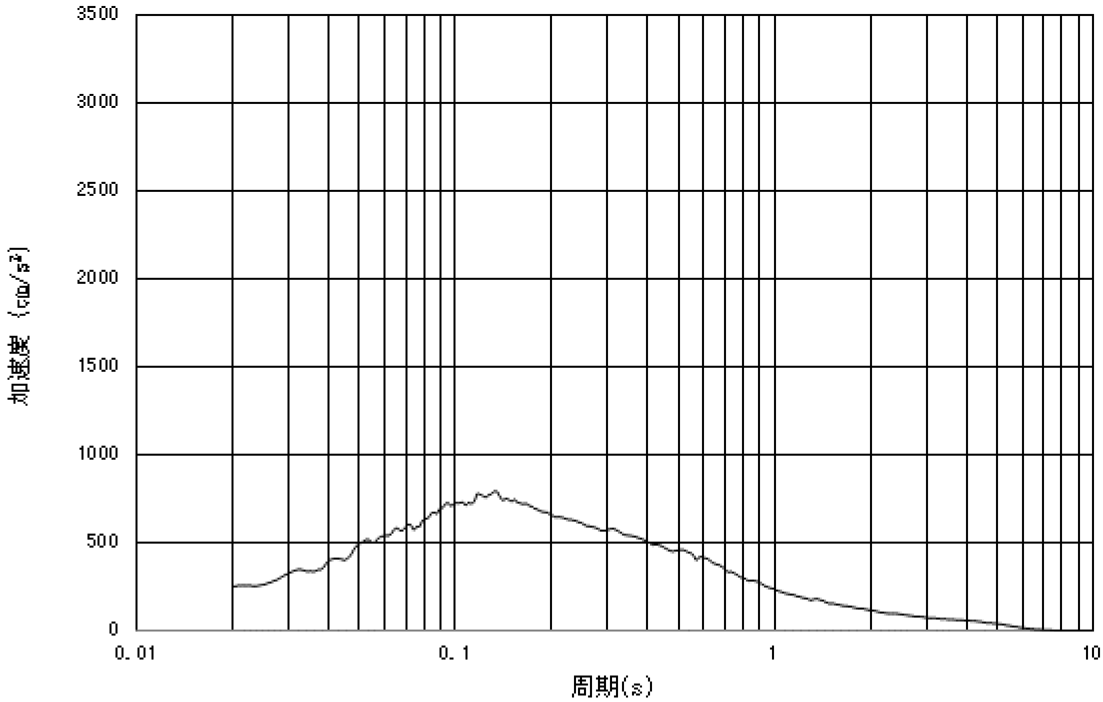
図 3.5.3－16 (1)　　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平方向：Ｓ$_d$－Ｄ１）

MAX 256 cm/s² (44.22s)



(a) 加速度時刻歴波形

h=0.05



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3－16 (2)　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：Ｓ$_{d}$－Ｄ１)

(4)　地盤の物性値

地盤の物性値は，添付書類「Ｖ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお，地盤については，液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3.5.3－12 に示す。

表 3.5.3－12 (1)　地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								
				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	
物理特性	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
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	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
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	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
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	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
	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
	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
	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 3.5.1－12 (2)　地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1 *1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	－	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	－	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	－	$0.16+0.00025\cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	－	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を設定	98
	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)	－		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	－		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	－	$0.358-0.00603\cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	－	$23.2+0.0990\cdot z$	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。

表 3.5.3－12 (3)　地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波速度Vs (m/s)	基準初期せん断剛性 Gma (kN/m²)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m²)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m²)	拘束圧依存係数 mG, mK	最大履歴減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ～ 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 ～ 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 ～ 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 ～ 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 ～ 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	2.5 ～ 3.5	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 ～ 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	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-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	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
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	1,656
21	-10	-11 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -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 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

表 3.5.3－12（4）　地盤改良体の物性値一覧

<table>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">項目</td><td colspan="2">地盤改良体（セメント改良）</td></tr>
<tr><td>一軸圧縮強度（≦8.5N/mm^{2}の場合）</td><td>一軸圧縮強度（＞8.5N/mm^{2}の場合）</td></tr>
<tr><td>物理特性</td><td>密度
ρ_t（g/cm^3）</td><td colspan="2">改良対象の原地盤の平均密度×1.1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">静的変形特性</td><td>静弾性係数
（N/mm^2）</td><td>581</td><td>2159</td></tr>
<tr><td>静ポアソン比
ν_s</td><td colspan="2">0.260</td></tr>
<tr><td rowspan="4">動的変形特性</td><td>初期せん断
剛性
G_0（N/mm^2）</td><td colspan="2">$G_0 = \rho_t / 1000 \times Vs^2$
$Vs = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s)
q_u：地盤改良体の一軸圧縮強度（kgf/cm^2）</td></tr>
<tr><td>動ポアソン比
ν_d</td><td colspan="2">0.431</td></tr>
<tr><td>動せん断弾性係数
のひずみ依存性
G/G_0～γ</td><td>$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.000537}$
γ：せん断ひずみ（－）</td><td>$G/G_0 = \dfrac{1}{1+\gamma/0.001560}$
γ：せん断ひずみ（－）</td></tr>
<tr><td>減衰定数
h～γ</td><td>$h = 0.152\dfrac{\gamma/0.000537}{1+\gamma/0.000537}$
γ：せん断ひずみ（－）</td><td>$h = 0.178\dfrac{\gamma/0.001560}{1+\gamma/0.001560}$
γ：せん断ひずみ（－）</td></tr>
<tr><td rowspan="3">強度特性</td><td>ピーク強度
C（N/mm^2）</td><td colspan="2">$C = q_u / 2$
q_u：地盤改良体の一軸圧縮強度（N/mm^2）</td></tr>
<tr><td>残留強度
τ_0（N/mm^2）</td><td colspan="2">粘着力 C ＝ 0（N/mm^2）
内部摩擦角 ϕ ＝ 29.1（度）</td></tr>
<tr><td>引張強度
σ_t（N/mm^2）</td><td colspan="2">下記の式を用いて，σ_t（$=s_t$）を求める。
$q_u = \dfrac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$
s_t（$=\sigma_t$）：地盤改良体の引張強度（N/mm^2）
q_u：地盤改良体の一軸圧縮強度（N/mm^2）</td></tr>
</table>

＊ 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度：1.5 N/mm^2

(5)　地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(6)　使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.3－13 に，材料の物性値を表 3.5.3－14 に，配筋図を図 3.5.3－17 に示す。

表 3.5.3－13　使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度　：40 N/mm^2
鋼管杭*	敷地前面東側　：φ2500 mm（SM570）t＝25 mm，35 mm 敷地側面北側及び南側：φ2000 mm（SM570）t＝25 mm，40 mm

＊：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3－14　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
鉄筋コンクリート	24.5*	3.10×10^4*	0.2*
鋼管杭	77.0*	2.00×10^5*	0.3*

注記　＊：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

図 3.5.3－17 (1)　 概略配筋図 (断面①)

図 3.5.3－17 (2)　　概略配筋図 (断面③)

3.5.4　解析ケース

(1)　２次元静的フレーム解析における解析ケース

津波時の２次元静的フレーム解析における解析ケースは，地盤バネを「3.5.3(1) ２次元静的フレーム解析モデル」で示した３つのケースで設定し，それぞれに「3.3　荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を，基準津波時及び敷地に遡上する津波時で載荷し照査する。

重畳時は，表 3.5.3－1 に示したケースで１次元有効応力解析を実施し，地表面変位最大ケース，地表面加速度最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを用いて地盤バネ及び鋼管杭の変位を３ケース設定し，それぞれに「3.3　荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を，基準津波時及び敷地に遡上する津波時で載荷し照査する。

表 3.5.4－1　２次元静的フレーム解析における１次元有効応力解析解析ケース

解析ケース	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（＋１σ）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
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（＋1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（－1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（＋1σ）
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（－1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（－1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（－1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

＊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照査する。

(2)　２次元梁バネモデルにおける解析ケース

津波時の２次元梁バネモデルによる解析ケースは，地盤バネを「3.5.1(2) ２次元梁バネモデル」で示した方法で設定し，「3.3　荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を，基準津波時及び敷地に遡上する津波時で載荷し照査する。

重畳時の２次元梁バネモデルによる解析ケースの地盤バネの設定方法については，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場合と原地盤物性のばらつきを考慮した場合の２つに分けて検討する。１次元有効応力解析を実施し，地盤バネ及び鋼管杭の変位を「3.5.1(2) ２次元梁バネモデル」で示した方法で設定し，「3.3　荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を，基準津波時及び敷地に遡上する津波時で載荷し照査する。

(3)　解析モデルと地盤バネについて

地盤バネと解析モデルとの対応を表 3.5.4－2 に示す。

表 3.5.4－2　地盤バネと解析モデルとの対応

	地盤剛性	反力上限値	解析モデル
地盤バネ１	初期せん断剛性	ピーク強度 （平均値）	２次元静的フレーム解析 ：津波時
地盤バネ２	静弾性係数	残留強度 (−1σ低減値)	２次元静的フレーム解析 ：津波時
地盤バネ３	S_d波による１次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		２次元静的フレーム解析 ：重畳時
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変位最大時刻における地盤物性により設定		２次元静的フレーム解析 ：重畳時
地盤バネ５	S_d波による１次元有効応力解析からせん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定		２次元静的フレーム解析 ：重畳時
地盤バネ６	初期せん断剛性	－	２次元梁バネモデル：津波時
地盤バネ７	静弾性係数	－	２次元梁バネモデル：津波時
地盤バネ８	S_d波による１次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定	－	２次元梁バネモデル：重畳時
地盤バネ９	S_d波による１次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定	－	２次元梁バネモデル：重畳時
地盤バネ１０	ケース①におけるS_d波による１次元有効応力解析から設定	－	２次元梁バネモデル：重畳時
地盤バネ１１	ケース④におけるS_d波による１次元有効応力解析から設定	－	２次元梁バネモデル ：重畳時（豊浦標準砂）

3.6　評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は，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。

3.6.1　津波時

(1)　鋼管杭

鋼管杭の評価は，杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ.　曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

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

ここで，

σ　：鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力（N/mm^2）

M　：最大曲げモーメント（N･mm）

Z　：断面係数（mm^3）

N　：軸力（N）

A　：有効断面積（mm^2）

ロ.　せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

ここで，

τ　：鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力（N/mm^2）

S　：せん断力（N）

A　：有効断面積（mm^2）

κ　：せん断応力の分布係数（2.0）

(2)　鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは，強度評価により算定した曲げ圧縮応力，曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3)　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

津波時の２次元フレーム解析による結果より，地盤高さの嵩上げ部（改良体）（地盤改良体（セメント改良））及び表層改良体（地盤改良体（セメント改良））の発生せん断応力が表 3-6 に示す許容限界以下であることを確認する。妥当な安全余裕として，安全率 1.2 以上を考慮する。安全率は次式により算定する。

$$F_s = {}^{c}/_{\tau}$$

ここで,

F_s　：　安全率

c　：　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界（kN/m²）

（表 3.4-4 の短期許容せん断応力）

τ　：　発生せん断応力（kN/m²）

(4)　シートパイル

シートパイルは止水機能を確保する目的から発生するせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認するとともに，シートパイルの長さを決めるためにボイリング及びパイピングに対する評価を行う。

a.　せん断力の検討

シートパイルに発生するせん断応力は，弾性支承上の梁と仮定したシートパイルの天端位置に強制変位を与え，せん断力を以下の式により算出する。

$$S = \delta \cdot 2EI\beta^3$$

ここで，

S：せん断力(kN・m)

δ：変位(m)

EI：有効曲げ剛性(kN・m²)

β：杭基礎の特性値(m⁻¹)

b.　ボイリングに対する評価

ボイリングに対する評価は，「トンネル標準示方書［共通編］・同解説／［開削工法編］・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）」に基づき，堤内側の地盤の有効重量とシートパイル先端位置に作用する平均過剰間隙水圧との比を求める次式を用いる。

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

ここで，

u　：シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧

$u = \lambda \times 1.57 \times \gamma_w \times h_w / 4$

ここで，λ：土留め工の形状に関する補正係数

$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 = 1.5 \times 0.95 = 1.425$

γ_w：水の単位体積重量　10.1 kN/m³

h_w：水位差（m）

w　：土の有効重量（kN/m³）

$w = \gamma' l_d$

γ'　：土の水中単位体積重量（kN/m³）

l_d　：シートパイルの根入れ深さ（m）

なお，安全率(F_s)は，「トンネル標準示方書［共通編］・同解説／［開削工法編］・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）」に準拠し，$F_s \geqq 1.2$ を確保する。

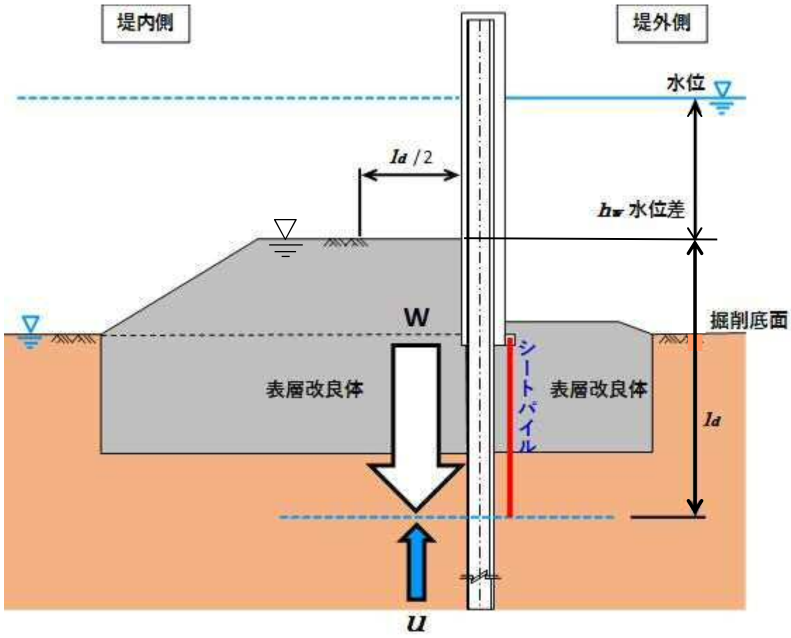


図 3.6.1−1　ボイリング防止対策の説明図

c.　パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は，「トンネル標準示方書［共通編］・同解説／[開削工法編］・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）」に基づき，堤外側から堤内側の浸透経路長と水位差の比を求める次式を用いる。

$$F_s = \ell / h_w$$

ここで，

ℓ　　：浸透流路長

h_w　：水面から掘削底面までの高さ（水位差）

なお，安全率（F_s）は，「トンネル標準示方書［共通編］・同解説／[開削工法編］・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）」に基づき，$F_s \geqq 2.0$ を確保する。

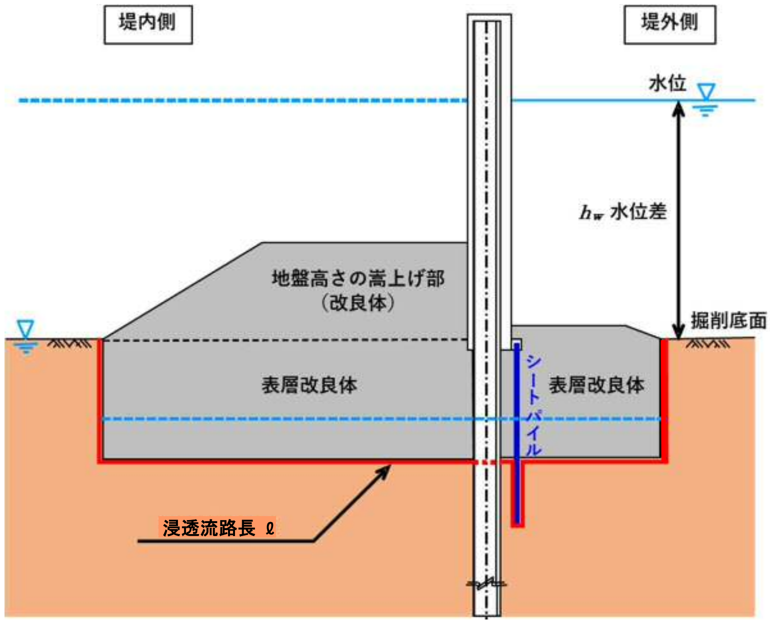


図 3.6.1－2　パイピング防止対策の説明図

(5)　止水ジョイント部材

止水ジョイント部における相対変位量が，許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12　止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し，本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

3.6.2　重畳時

(1)　鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「(1)　津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(2)　鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「(1)　津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(3)　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の重畳時の評価は「(1)　津波時」と同じ式により，許容限界以下であることを確認する。ただし，照査に用いるすべり力は，２次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値に加え表層改良体・地盤高さの嵩上げ部自重による慣性力も加味する。慣性力を算定する際の震度は余震時の地表面水平方向加速度最大値(絶対値)を用いることとする。

(4)　シートパイル

シートパイルの重畳時の評価は「(1)　津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(5)　止水ジョイント部材

止水ジョイント部における相対変位量が，許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12　止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し，本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

4.　評価結果

4.1　津波時

津波時の２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断面①～断面④について図 4.1－1～図 4.1－12 に示す。

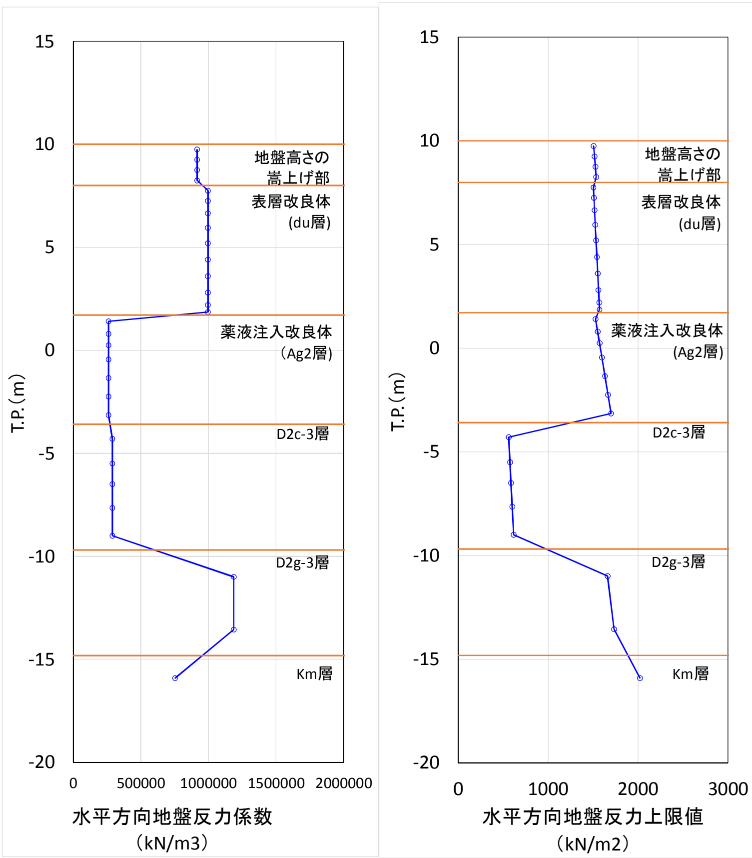


図 4.1－1　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ１）

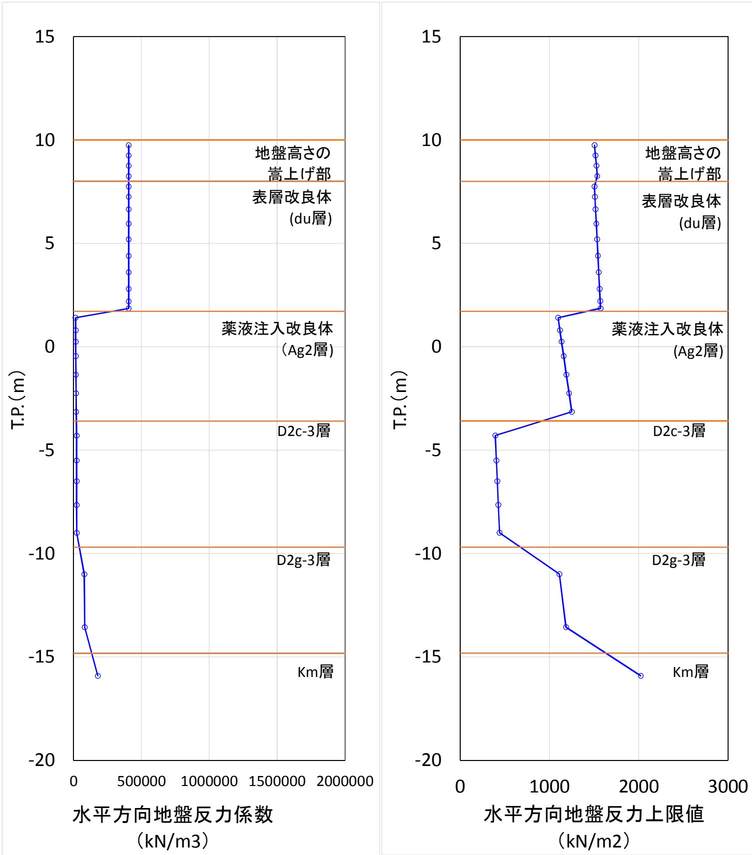


図 4.1－2　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ２）

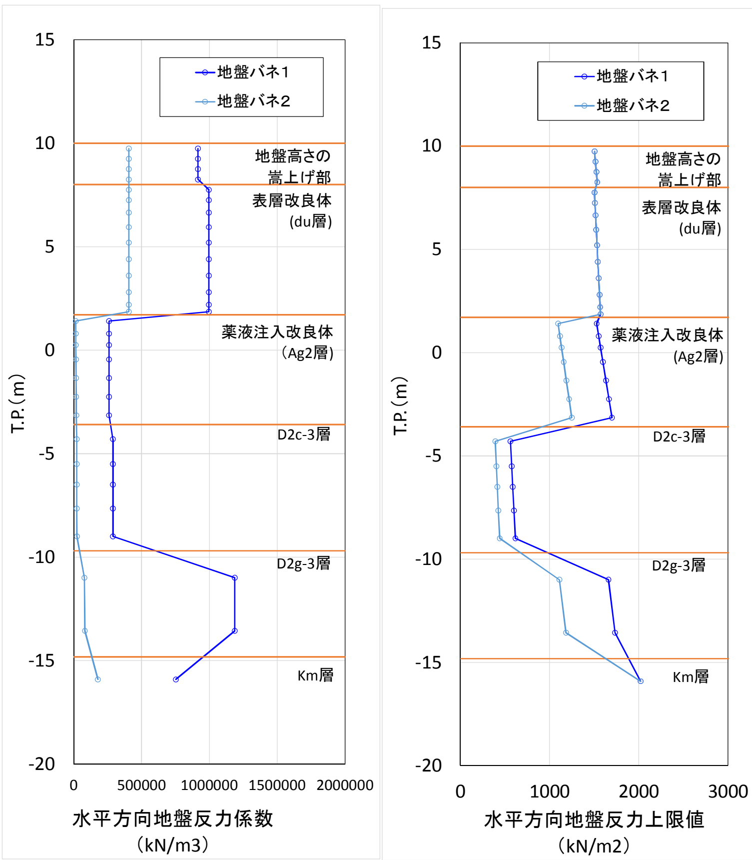


図 4.1－3　地盤バネ１及び地盤バネ２の比較（断面①）

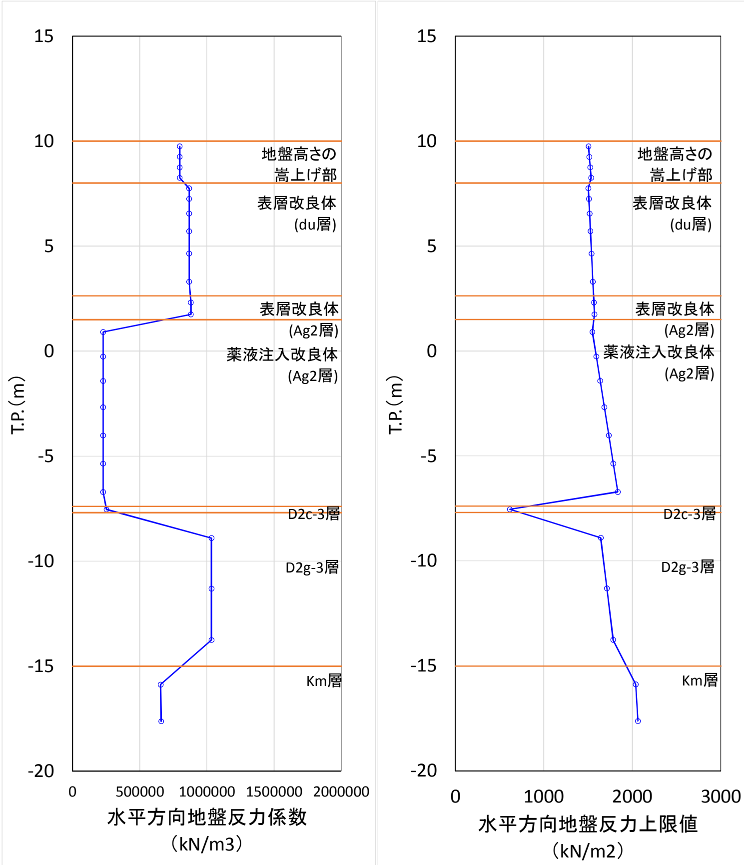


図 4.1－4　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ１）

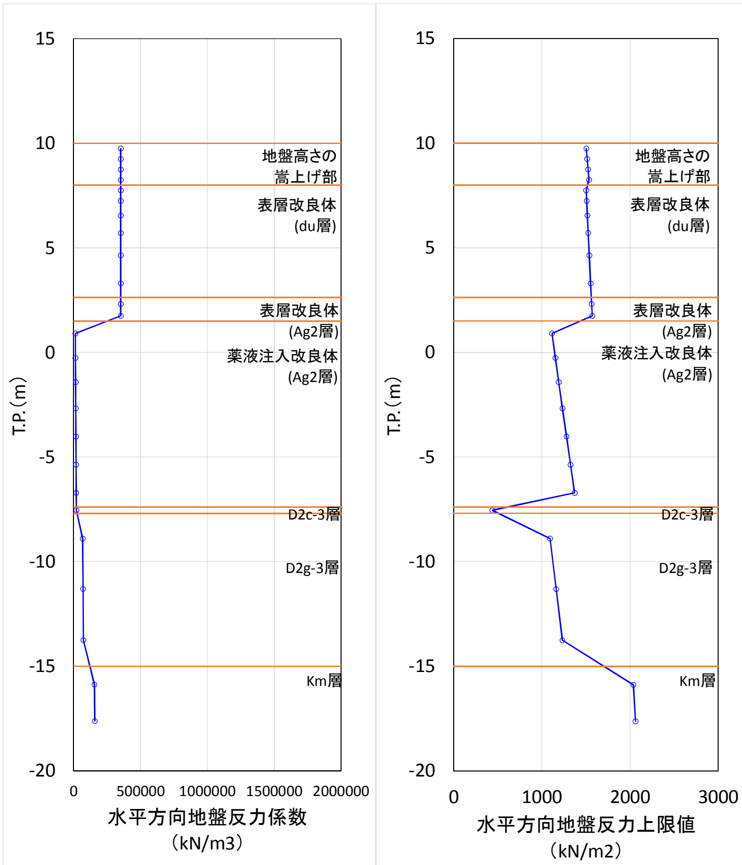


図 4.1－5　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ２）

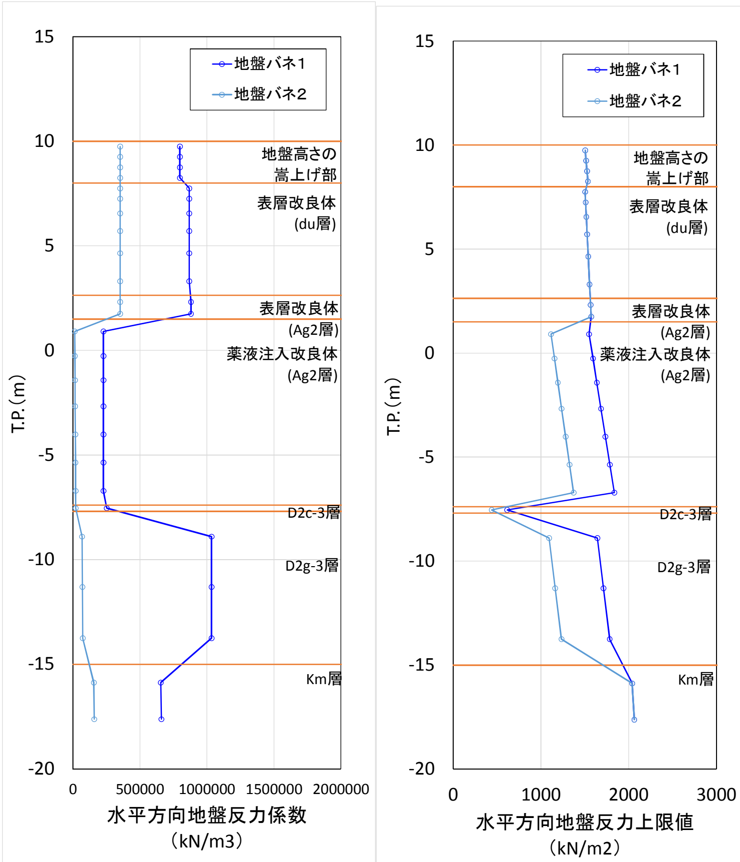


図 4.1－6　地盤バネ１及び地盤バネ２の比較（断面②）

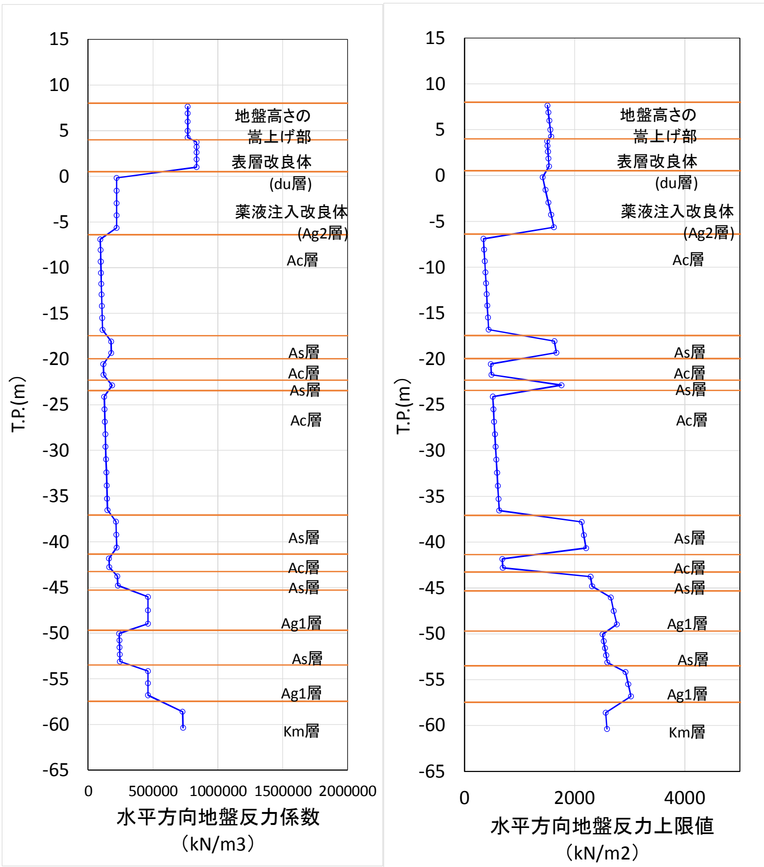


図 4.1－7　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ１）

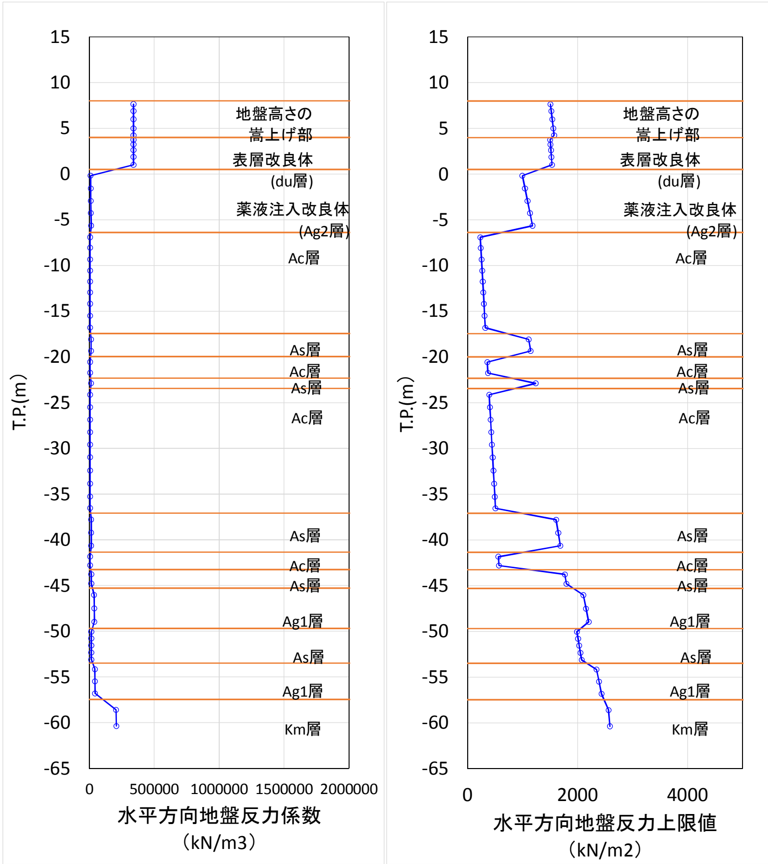


図 4.1－8　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ２）

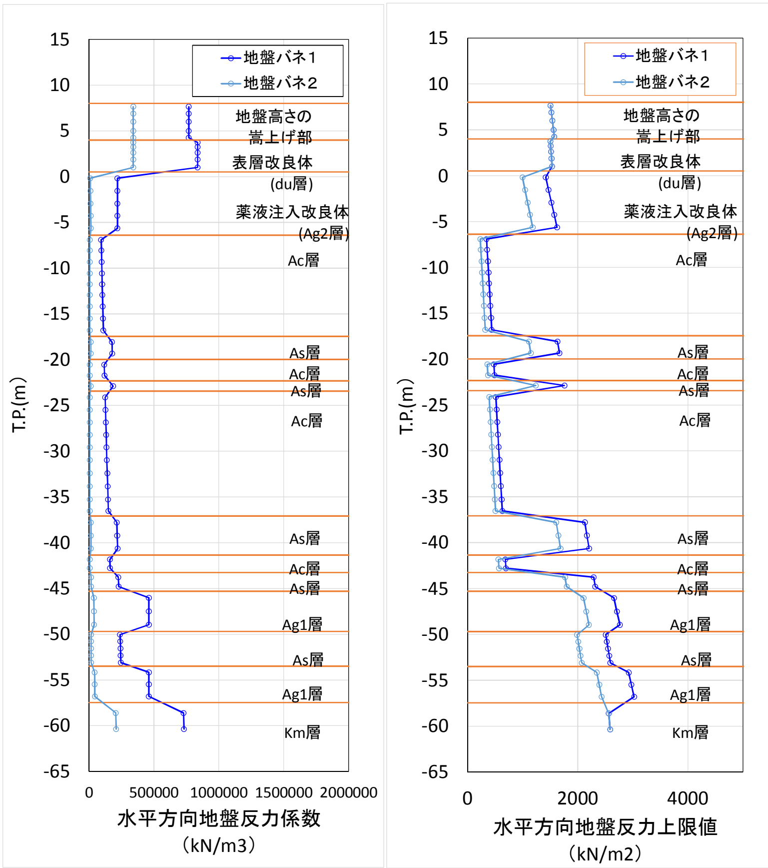


図 4.1－9　地盤バネ１及び地盤バネ２の比較（断面③）

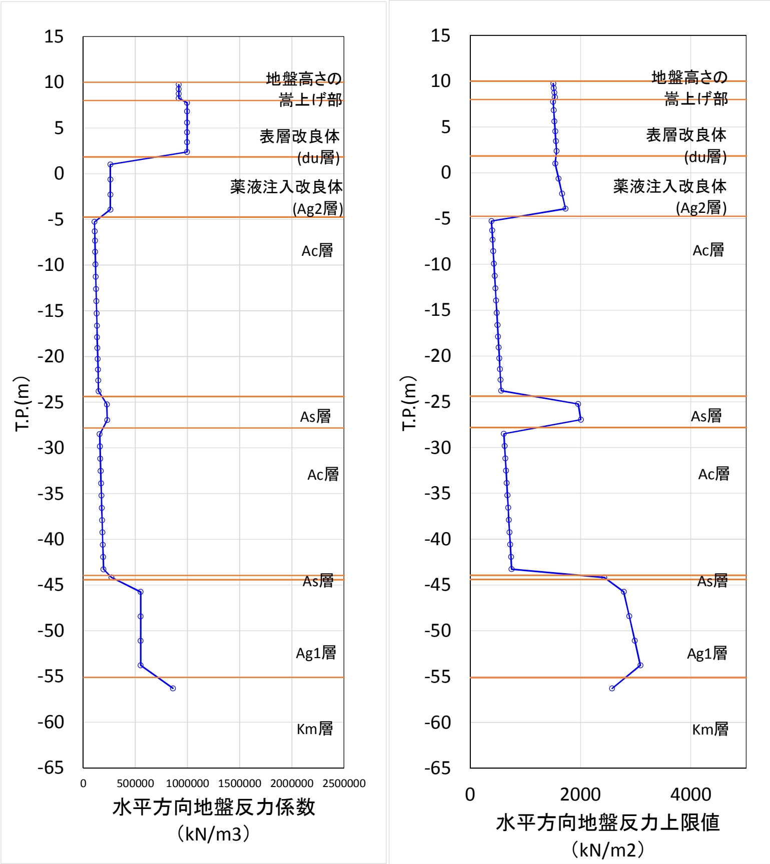


図 4.1－10　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面④：地盤バネ１）

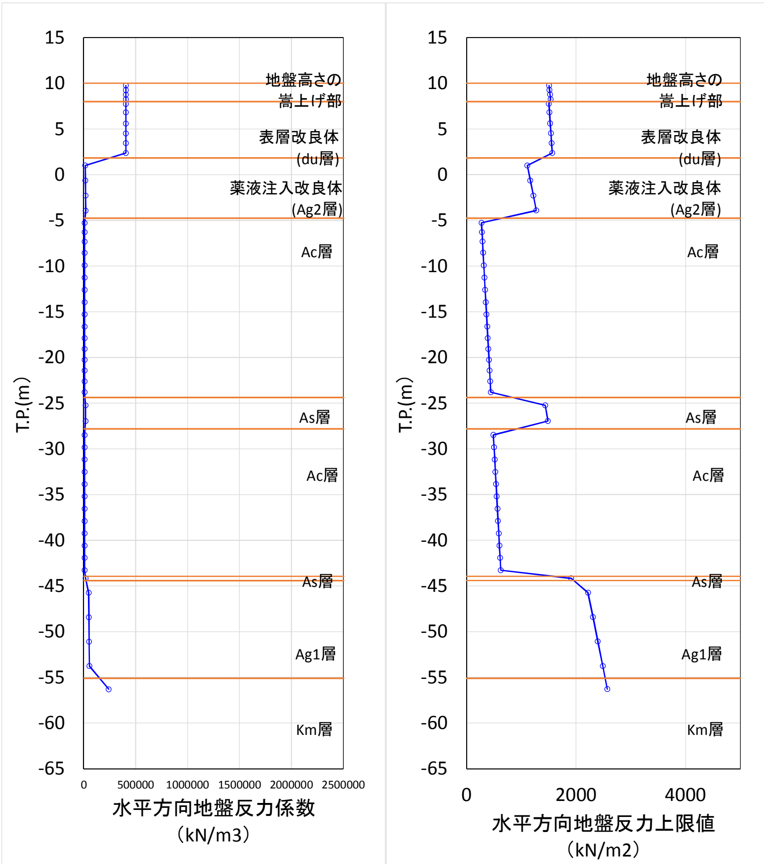


図 4.1－11　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面④：地盤バネ２）

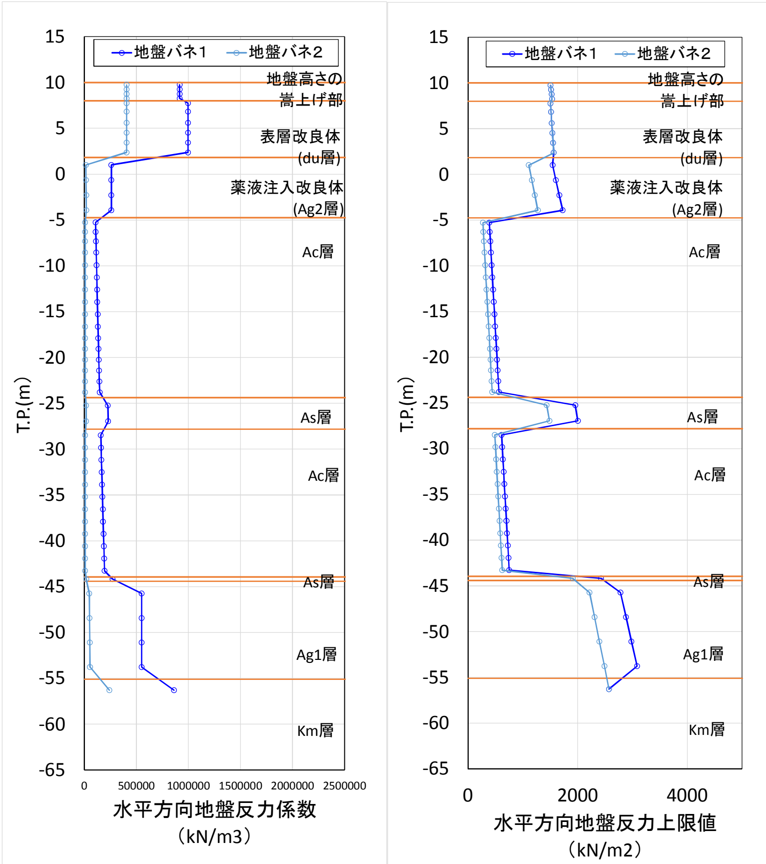


図 4.1－12　地盤バネ１及び地盤バネ２の比較（断面④）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面④における津波時の評価結果を示す。

4.1.1　鋼管杭の評価結果

(1)　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1－1 に，曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1－2～表 4.1.1－9 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1.1－1　鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258

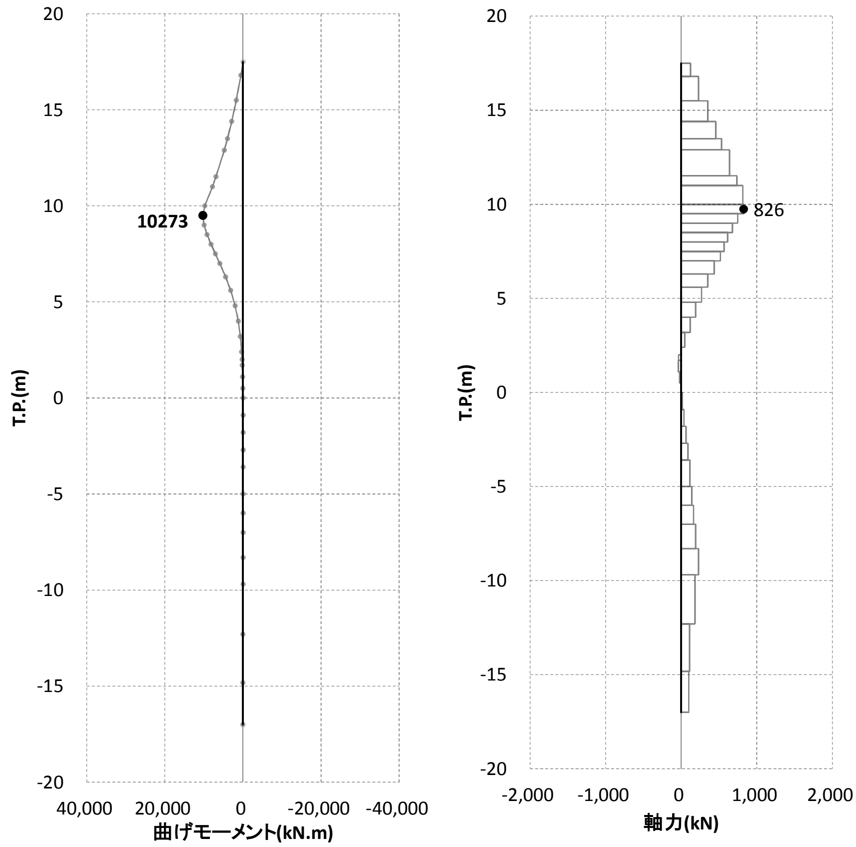


図 4.1.1－13　断面力図（断面①：基準津波時，地盤バネ１）

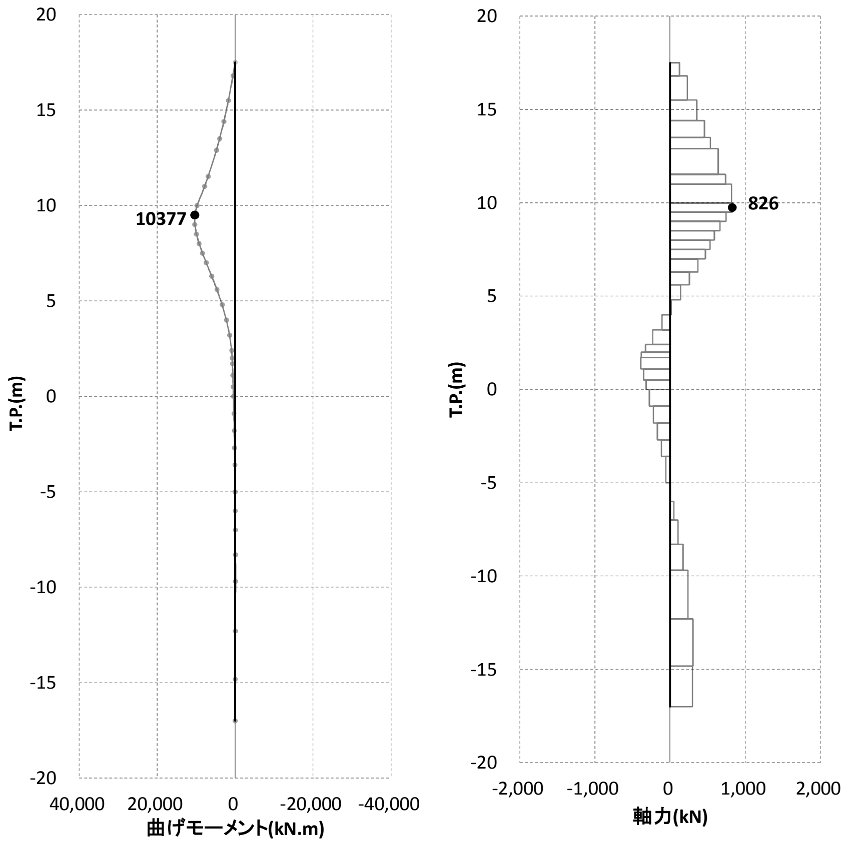


図 4.1.1－14　断面力図（断面①：基準津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－2　曲げ軸力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	10273	826	148	382.5	0.39
地盤バネ２	10377	826	149	382.5	0.39

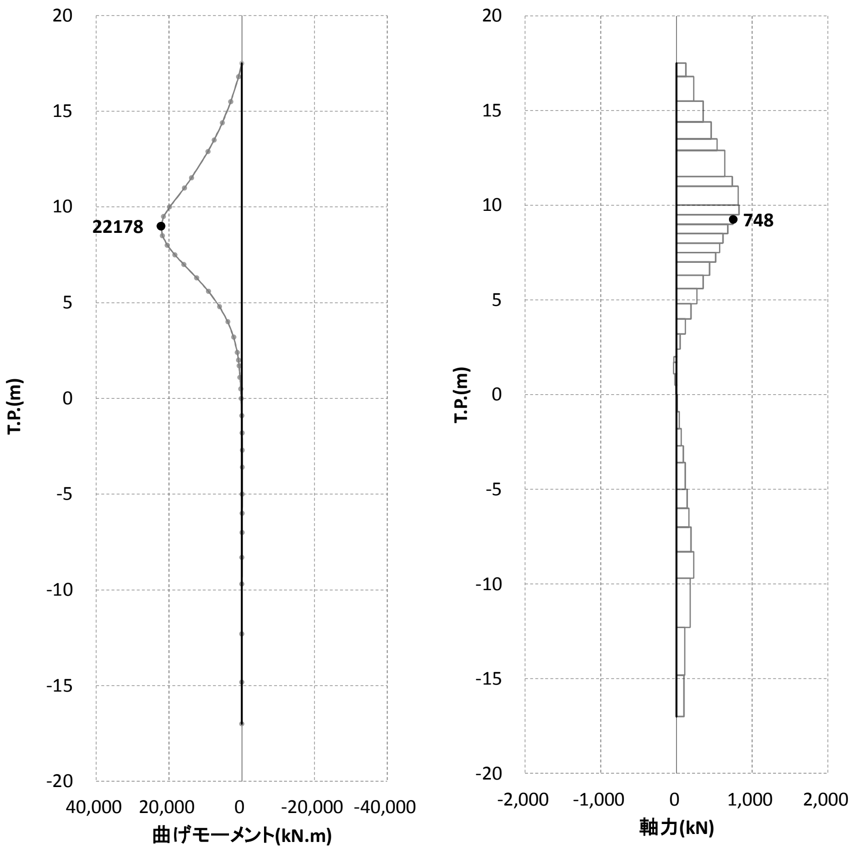


図 4.1.1－15　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時，地盤バネ１）

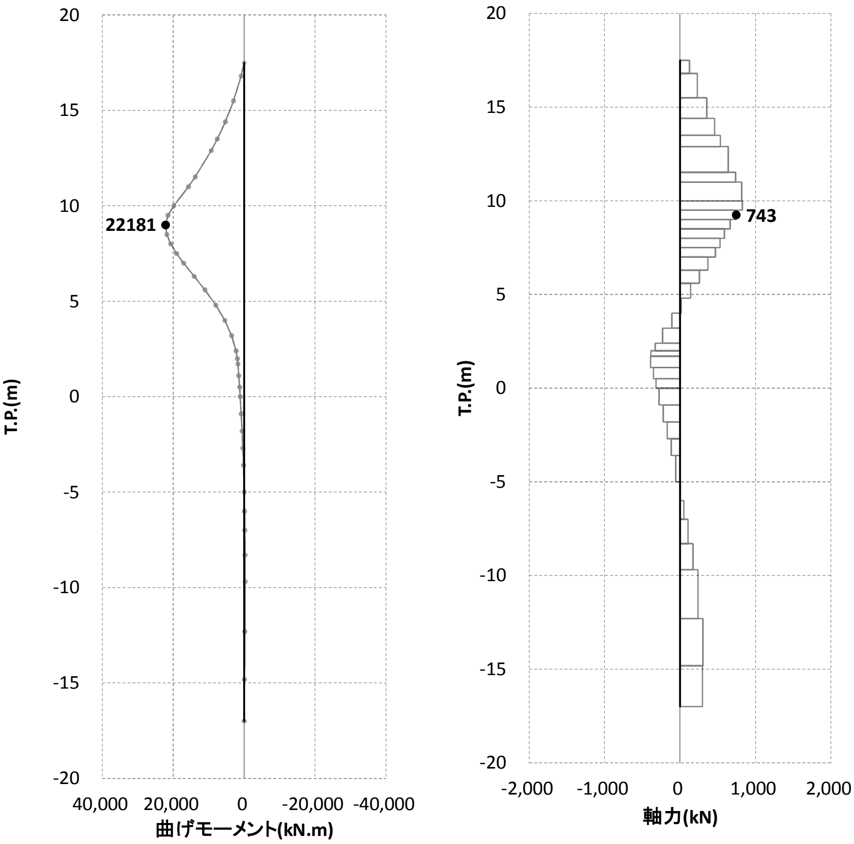


図 4.1.1－16　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－3　曲げ軸力に対する照査結果（断面①：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	22178	748	311	433.5	0.72
地盤バネ２	22181	743	311	433.5	0.72

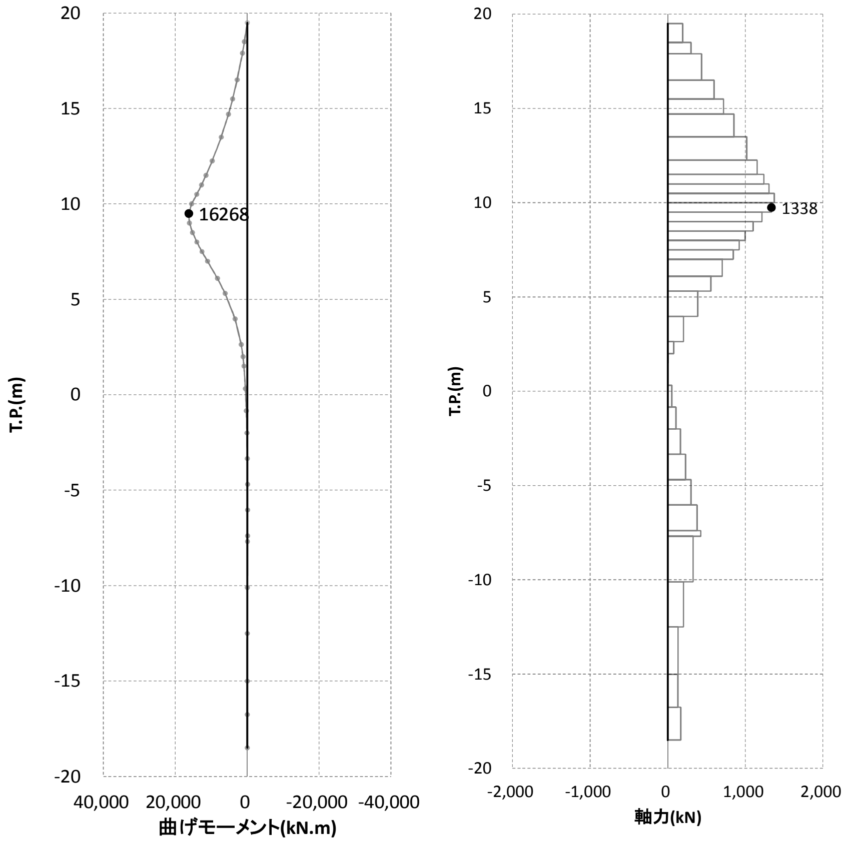


図 4.1.1－17　断面力図（断面②：基準津波時，地盤バネ１）

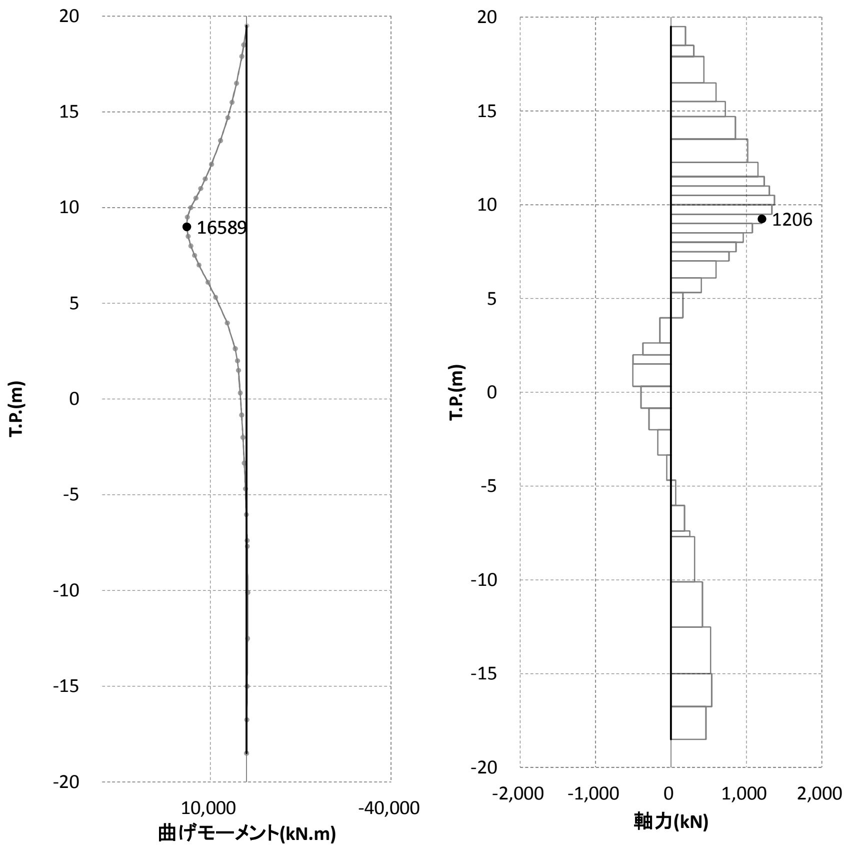


図 4.1.1－18　断面力図（断面②：基準津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－4　曲げ軸力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	16268	1338	150	382.5	0.4
地盤バネ２	16589	1206	152	382.5	0.4

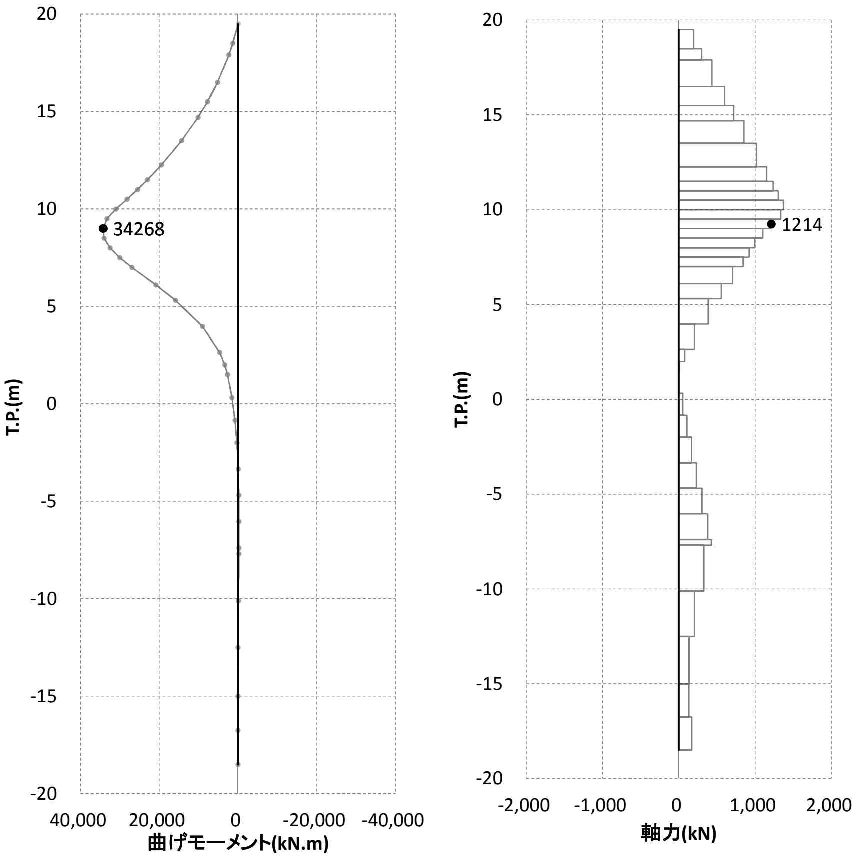
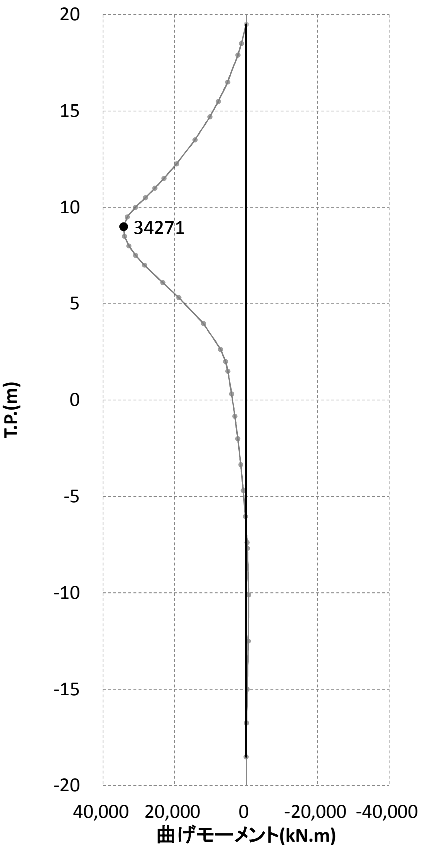


図 4.1.1－19　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時，地盤バネ１）



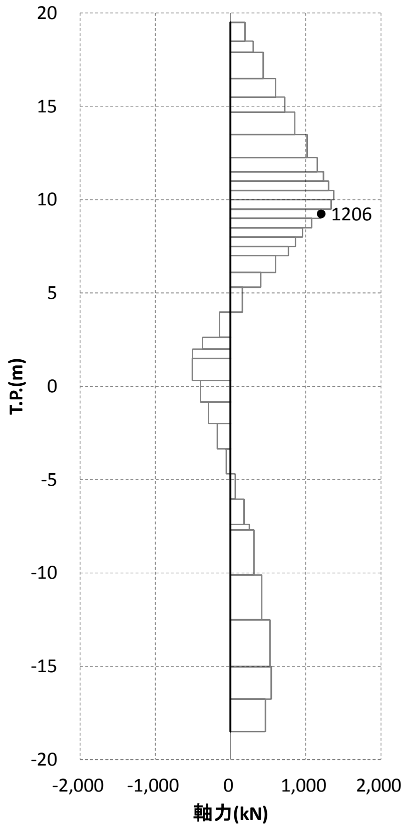


図 4.1.1－20　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－5　曲げ軸力に対する照査結果（断面②：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	34268	1214	307	433.5	0.71
地盤バネ２	34271	1206	307	433.5	0.71

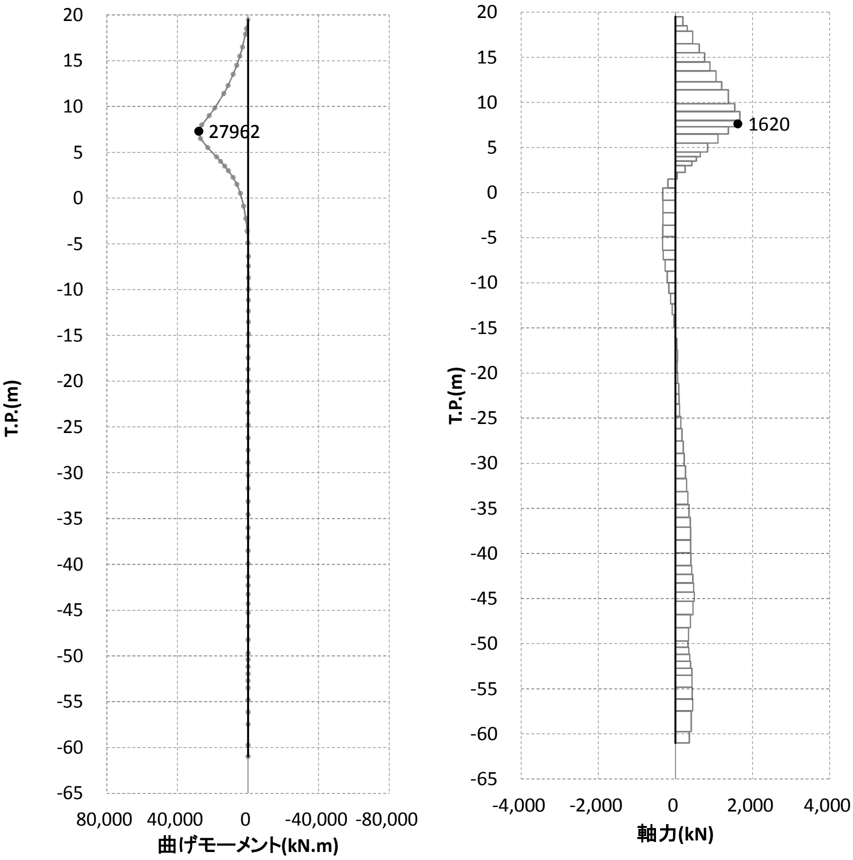


図 4.1.1－21　断面力図（断面③：基準津波時，地盤バネ１）

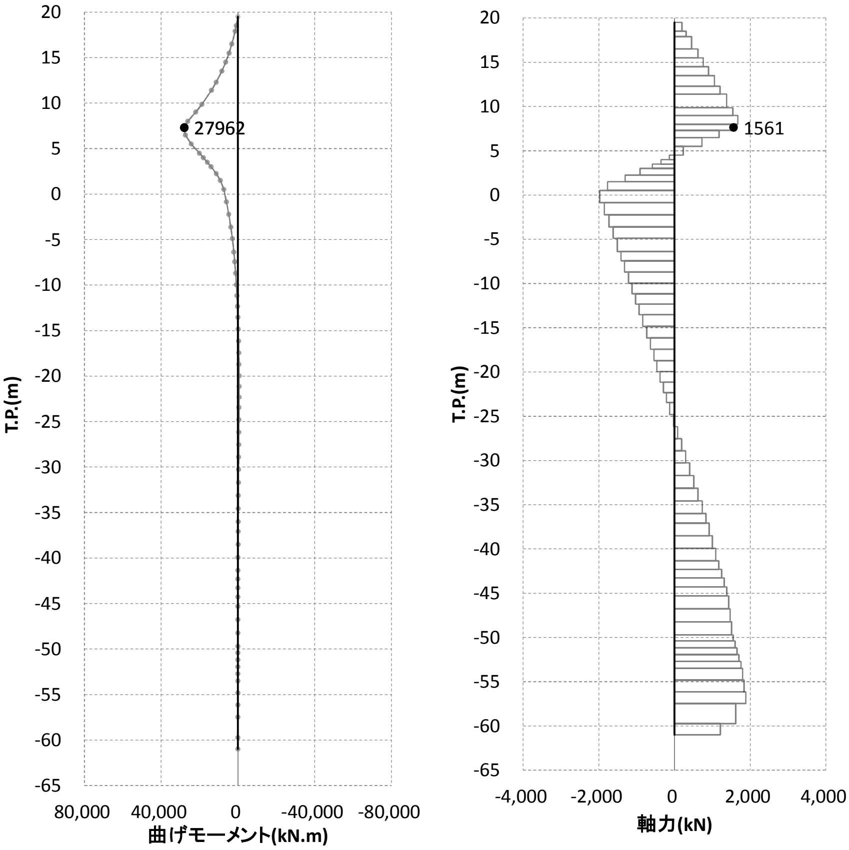


図 4.1.1－22　断面力図（断面③：基準津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－6　曲げ軸力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	27962	1620	181	382.5	0.48
地盤バネ２	27962	1561	181	382.5	0.48

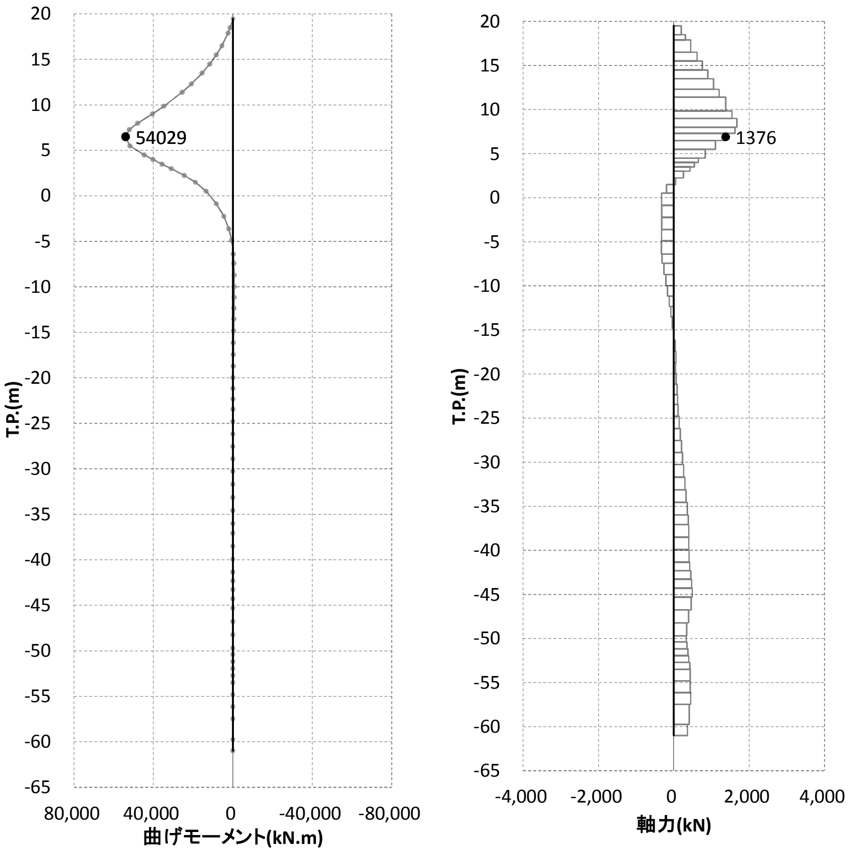


図 4.1.1－23　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時，地盤バネ１）

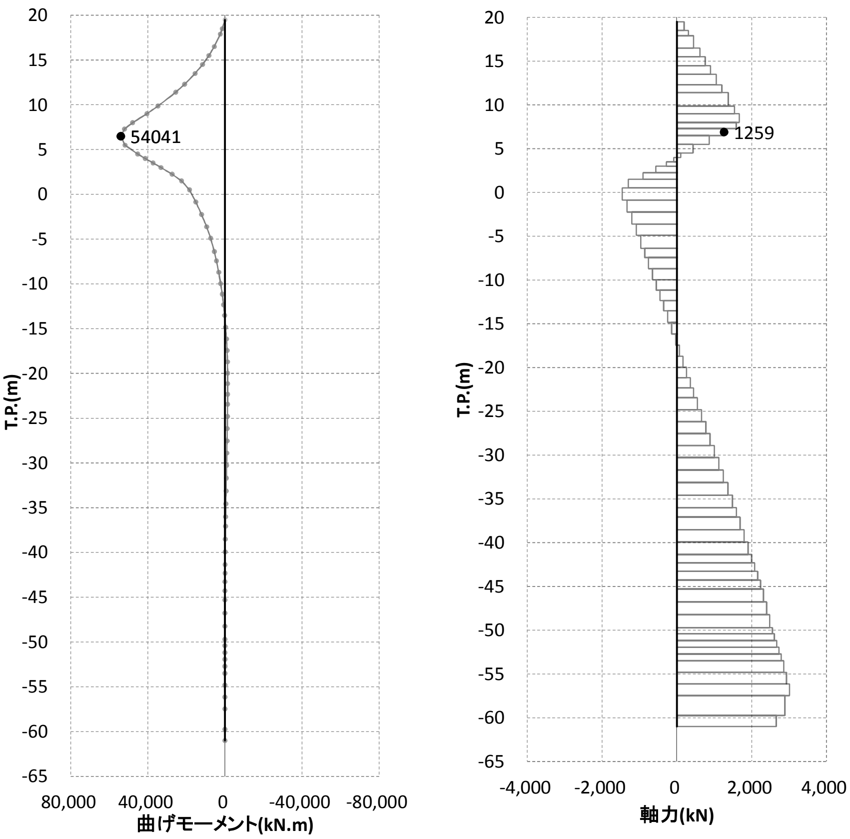


図 4.1.1－24　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－7　曲げ軸力に対する照査結果（断面③：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	54029	1376	344	433.5	0.8
地盤バネ２	54041	1259	343	433.5	0.8

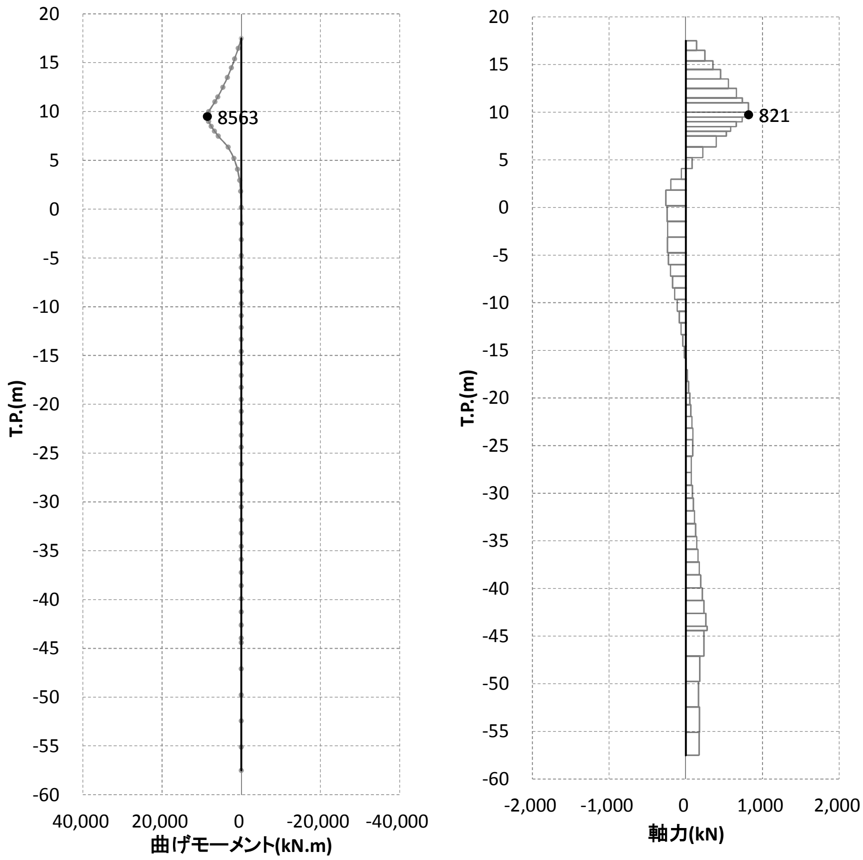


図 4.1.1－25　断面力図（断面④：基準津波時，地盤バネ１）

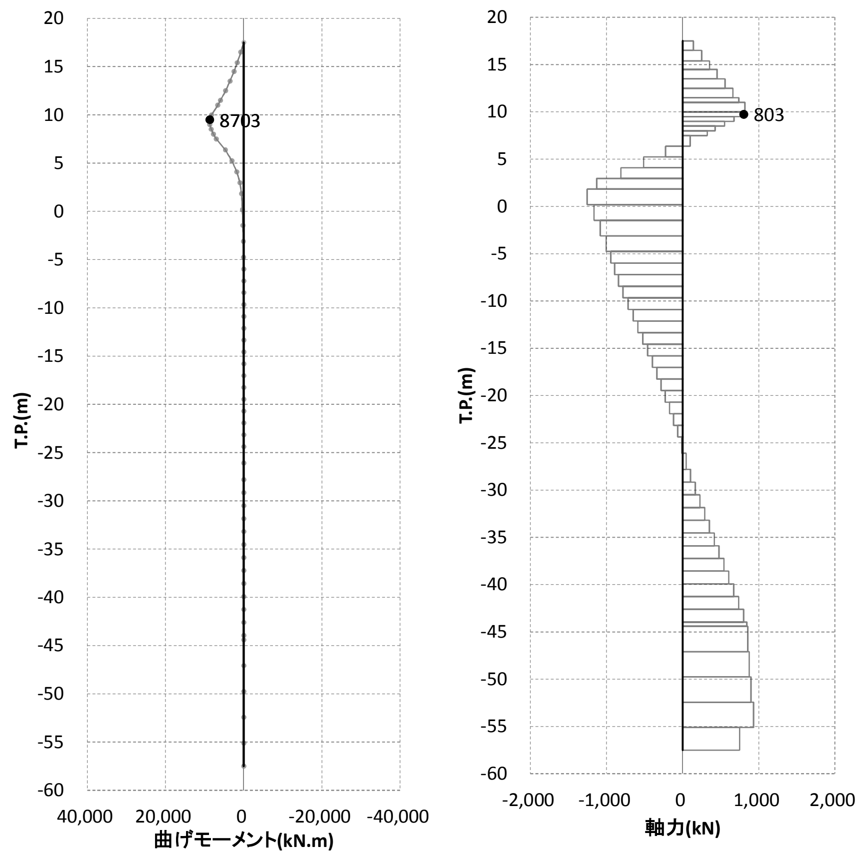


図 4.1.1－26　断面力図（断面④：基準津波時，地盤バネ２）

表 4.1.1－8　曲げ軸力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	8563	821	124	382.5	0.33
地盤バネ２	8703	803	126	382.5	0.33

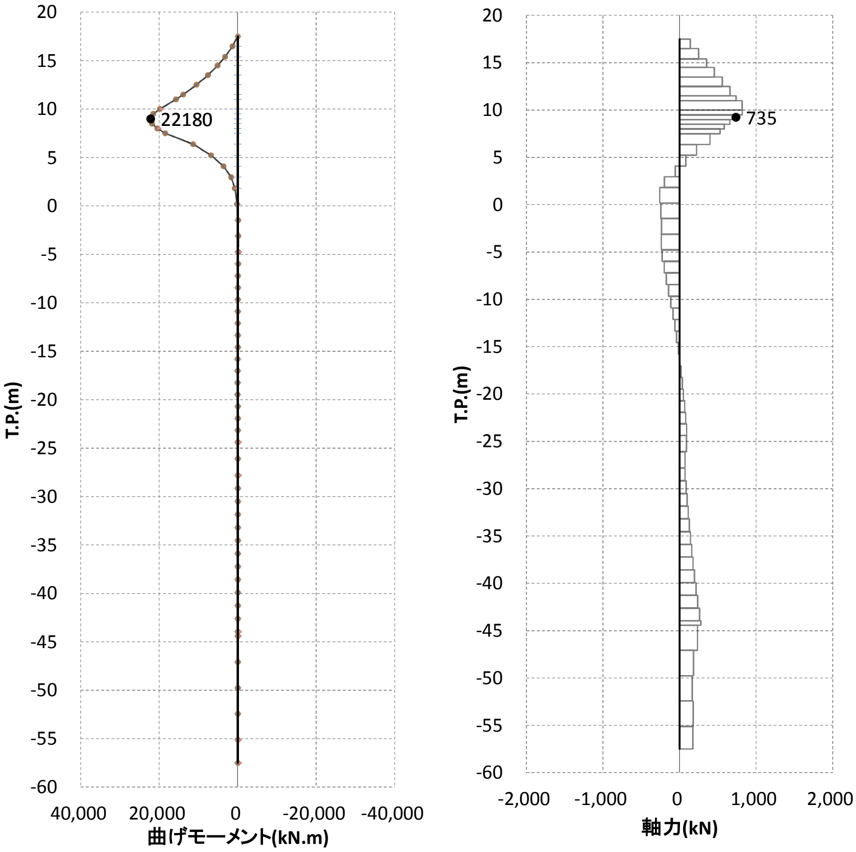


図 4.1.1－27　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時，地盤バネ１）

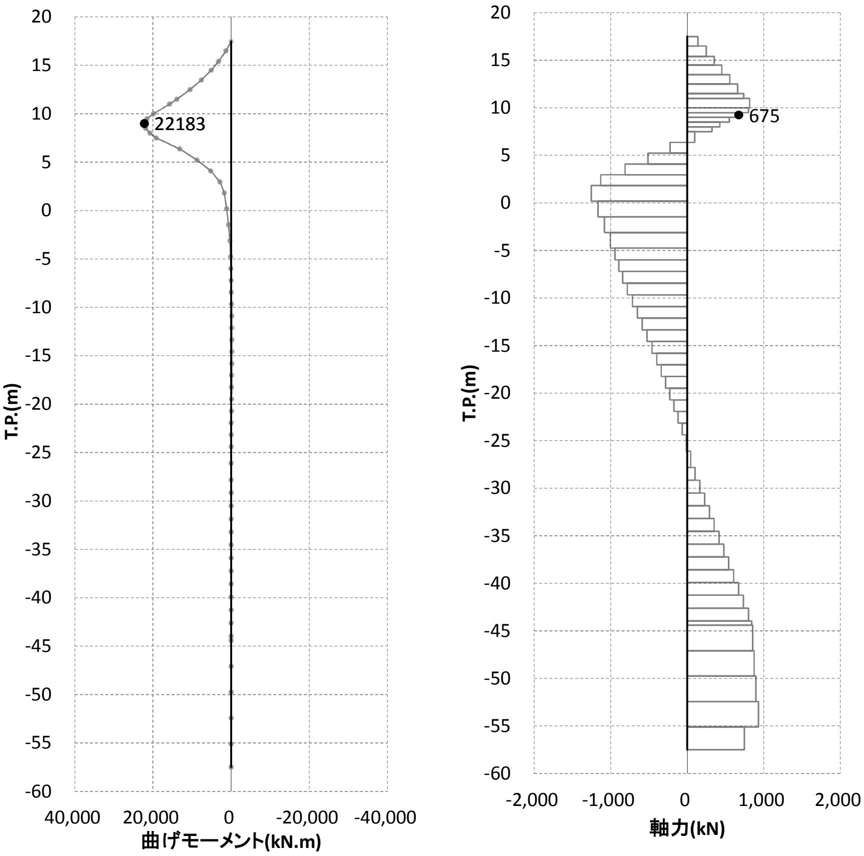


図 4.1.1－28　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時，地盤バネ２）

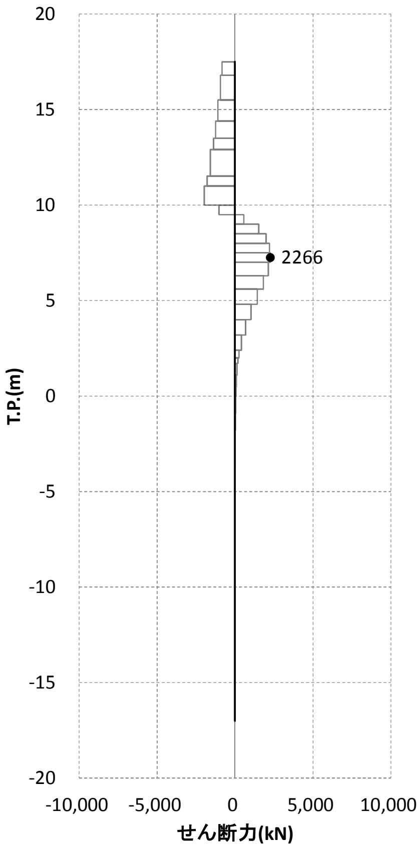
表 4.1.1－9　曲げ軸力に対する照査結果（断面④：敷地に遡上する津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	22180	735	311	433.5	0.72
地盤バネ２	22183	675	311	433.5	0.72

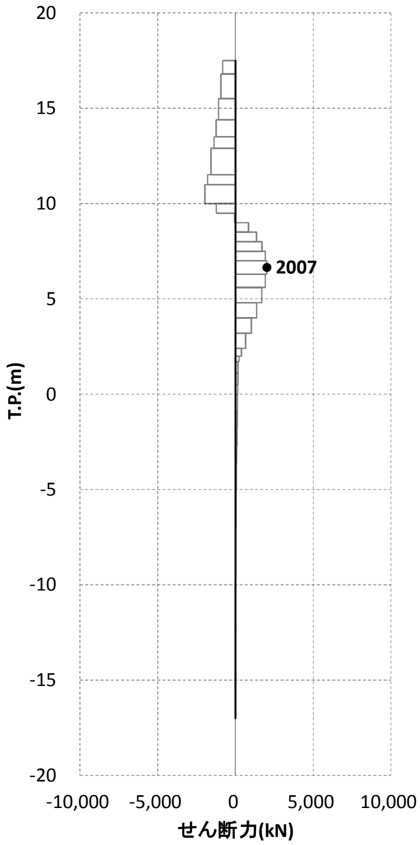
(2)　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1－1 に，せん断力に対する照査結果を表 4.1.1－10～表 4.1.1－17 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。



地盤バネ１

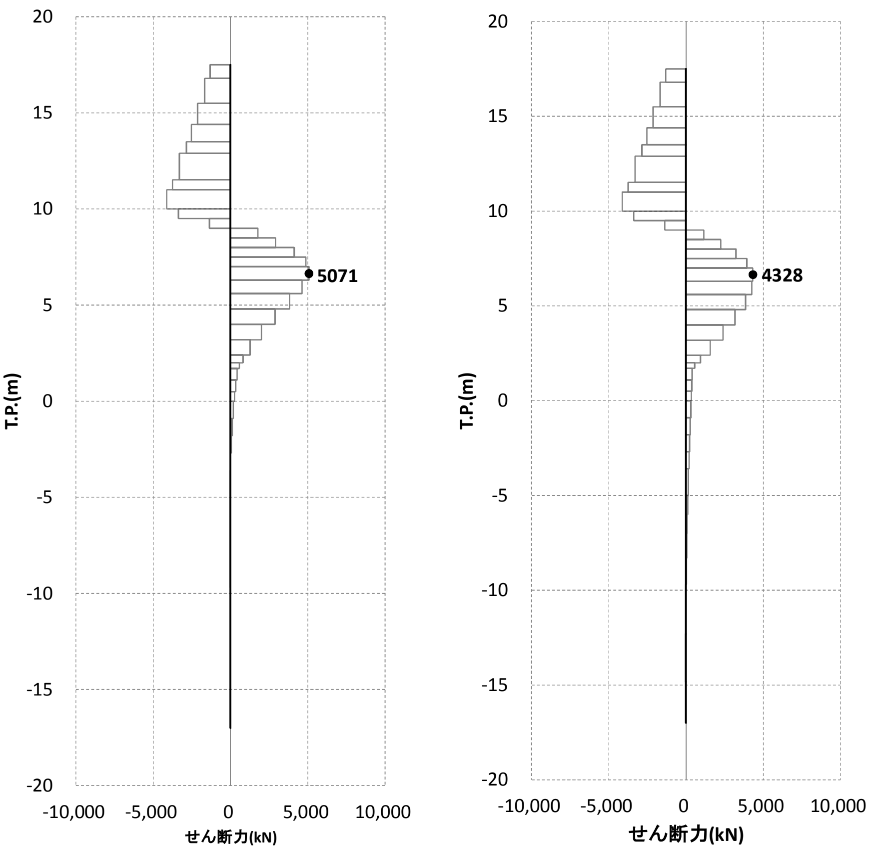


地盤バネ２

図 4.1.1－29　断面力図（断面①：基準津波時）

表 4.1.1－10　せん断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	2266	31	217.5	0.15
地盤バネ２	2007	27	217.5	0.13

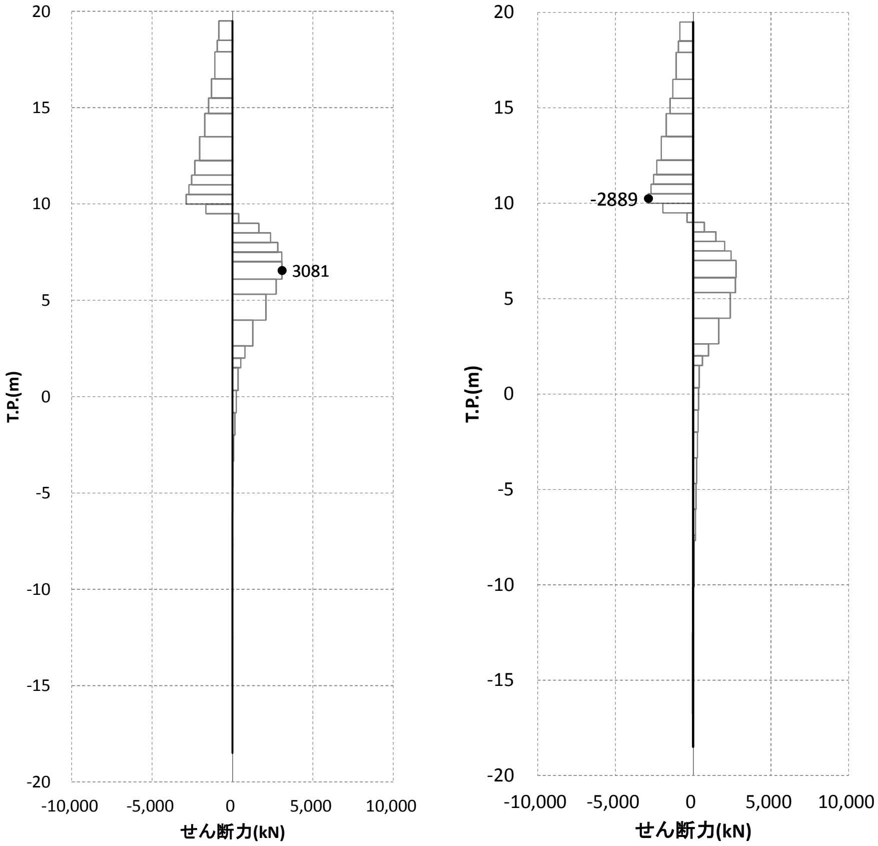


地盤バネ１　　　　　　　　地盤バネ２

図 4.1.1－30　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時）

表 4.1.1－11　せん断力に対する照査結果（断面①：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	5071	69	246.5	0.28
地盤バネ２	4328	59	246.5	0.24

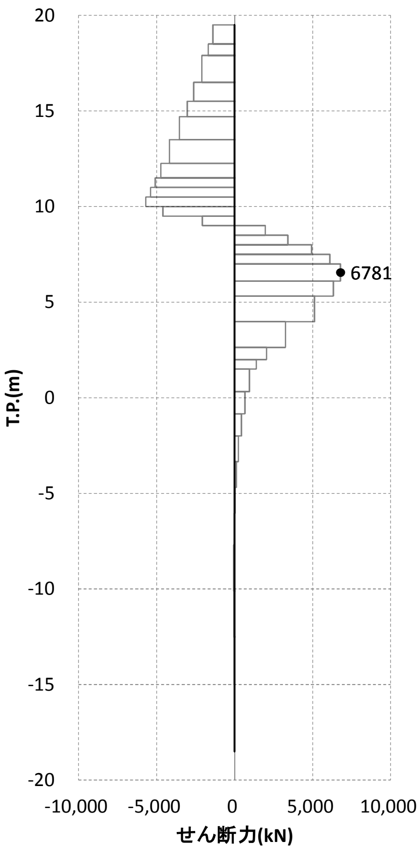


地盤バネ１　　　　　　　　地盤バネ２

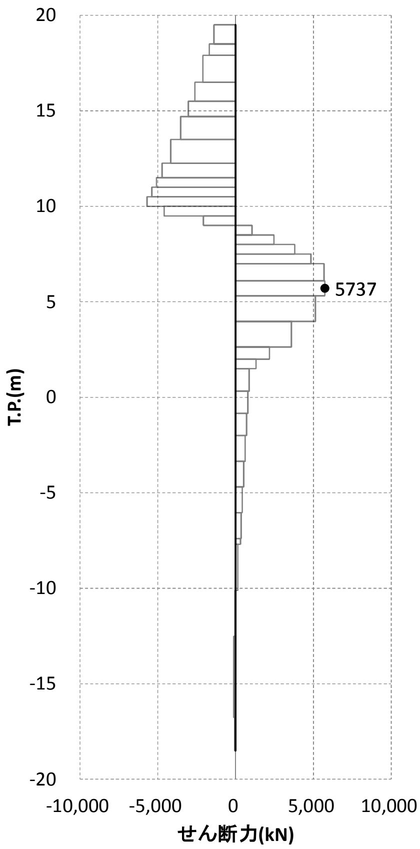
図 4.1.1－31　断面力図（断面②：基準津波時）

表 4.1.1－12　せん断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	3081	33	217.5	0.16
地盤バネ２	2889	31	217.5	0.15



地盤バネ１

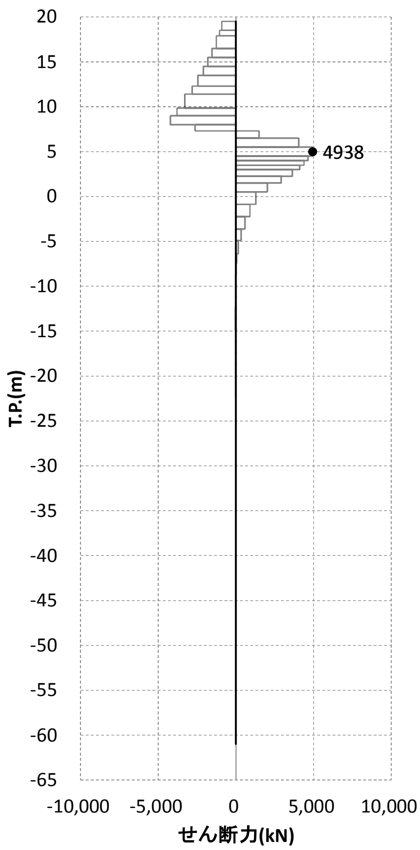


地盤バネ２

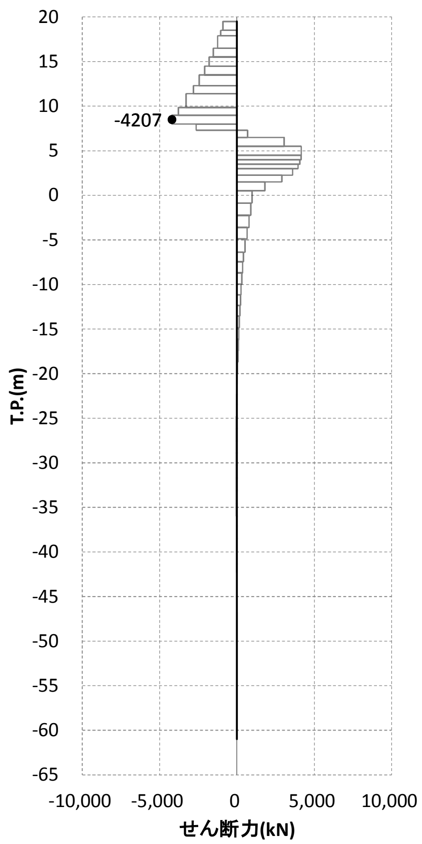
図 4.1.1－32　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時）

表 4.1.1－13　せん断力に対する照査結果（断面②：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	6781	73	246.5	0.3
地盤バネ２	5737	62	246.5	0.26



地盤バネ１

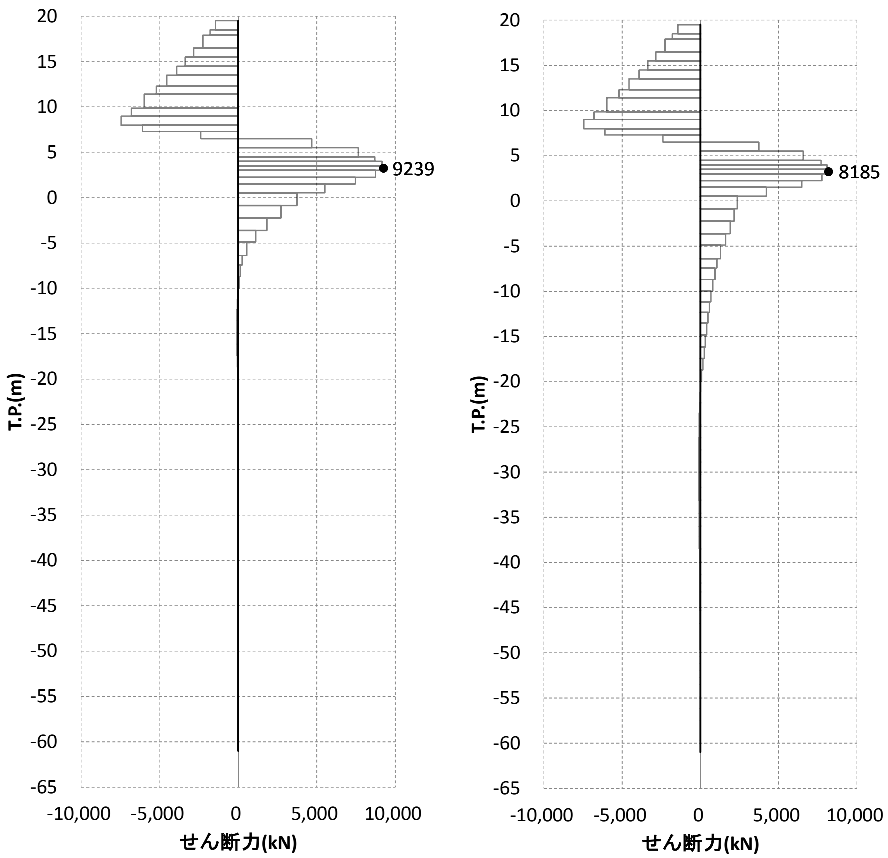


地盤バネ２

図 4.1.1－33　断面力図（断面③：基準津波時）

表 4.1.1－14　せん断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	4938	38	217.5	0.18
地盤バネ２	4207	32	217.5	0.15

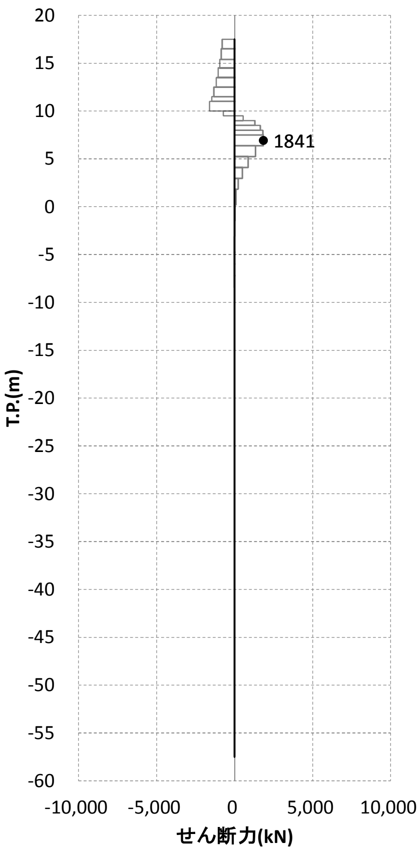


地盤バネ１　　　　　地盤バネ２

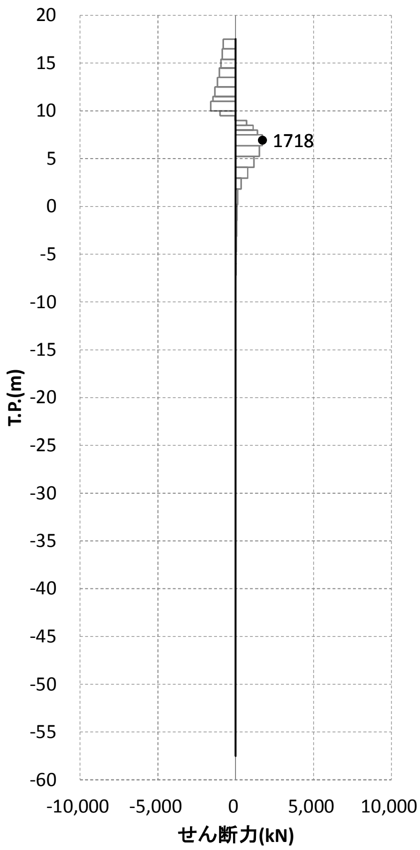
図 4.1.1－34　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時）

表 4.1.1－15　せん断力に対する照査結果（断面③：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	9239	71	246.5	0.29
地盤バネ２	8185	63	246.5	0.26



地盤バネ１

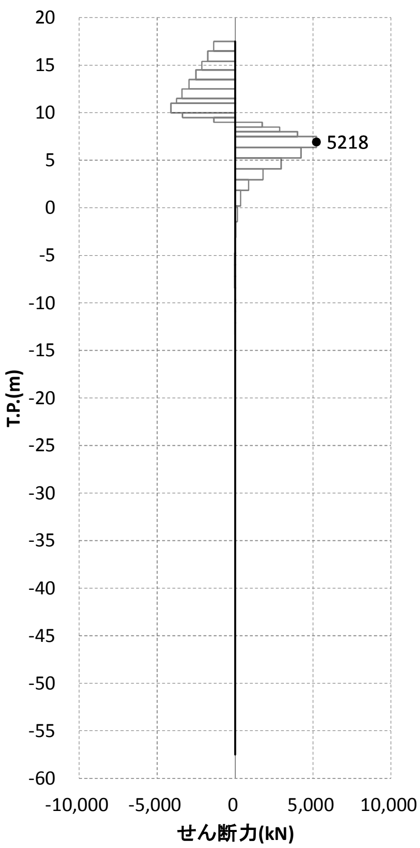


地盤バネ２

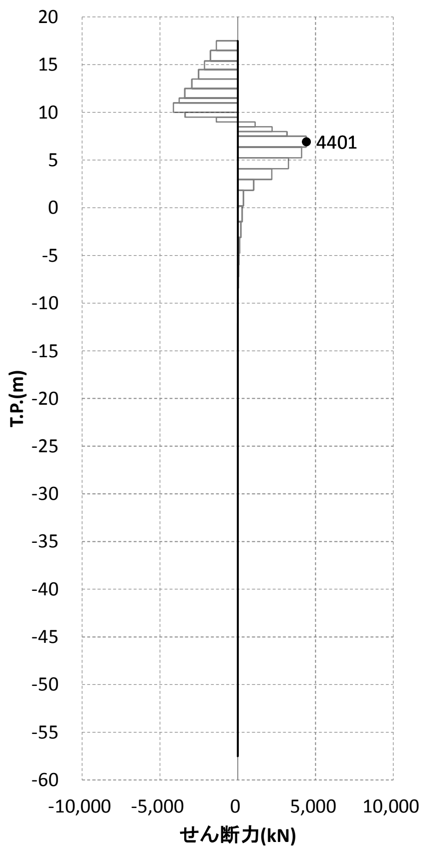
図 4.1.1－35　断面力図（断面④：基準津波時）

表 4.1.1－16　せん断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	1841	25	217.5	0.12
地盤バネ２	1718	24	217.5	0.12



地盤バネ１



地盤バネ２

図 4.1.1－36　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時）

表 4.1.1－17　せん断力に対する照査結果（断面④：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ１	5218	71	246.5	0.29
地盤バネ２	4401	60	246.5	0.25

4.1.2　鉄筋コンクリートの評価結果

津波時の２次元梁バネモデルに設定した杭の水平方向バネ定数を表 4.1.2－1 に示す。

表 4.1.2－1　杭の水平方向バネ定数（kN/m）

津波時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	基準津波時	98823	93175	87526	81878	76229
	敷地に遡上する津波時	85357	80689	76021	71353	66685
断面③	基準津波時	94466	89116	83766	78417	73067
	敷地に遡上する津波時	79539	75261	70983	66705	62427

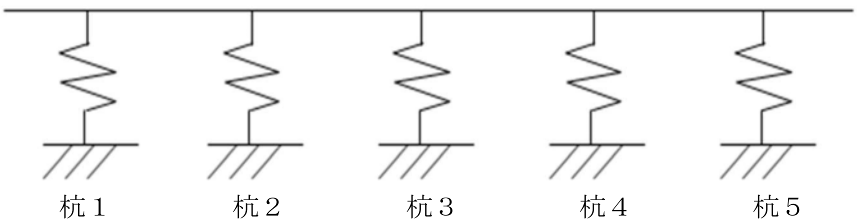


図 4.1.2－1　２次元梁バネモデル杭位置図

(1)　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2－2 に，２次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2－3 及び表 4.1.2－4 に示す。

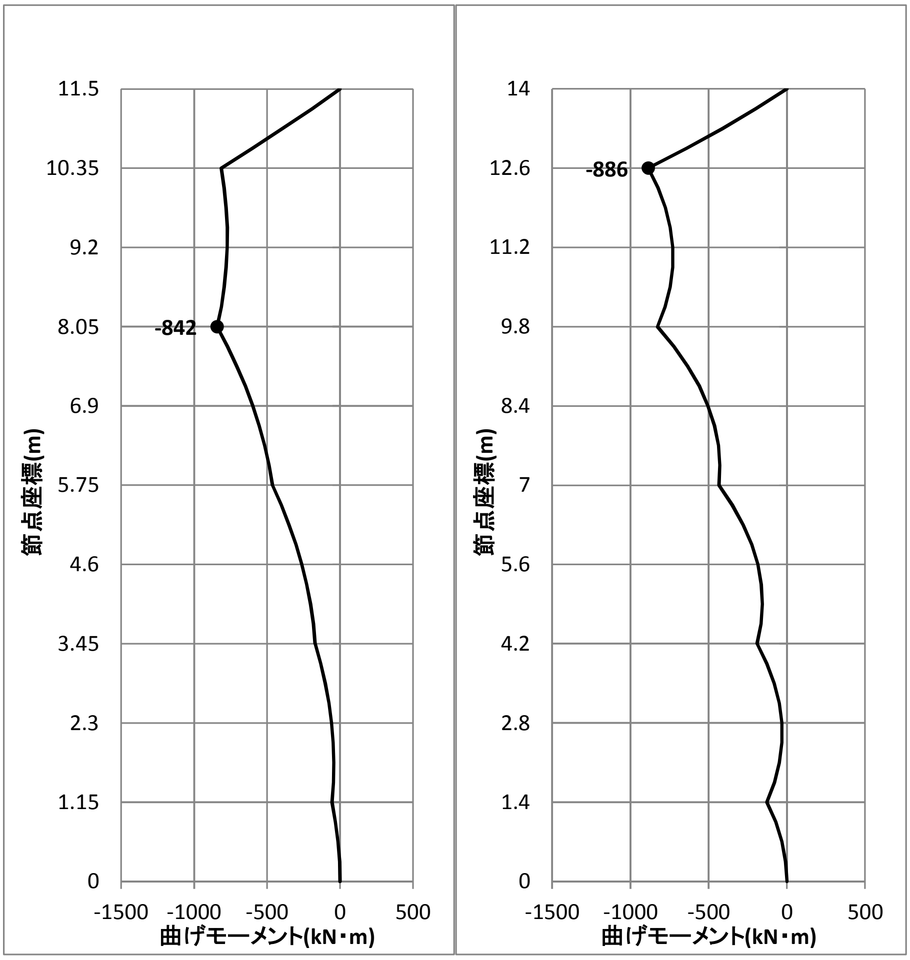
鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果，コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.1.2－2　鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

図 4.1.2－2（1）　概略配筋図（断面①）

図 4.1.2－2（2）　概略配筋図（断面③）

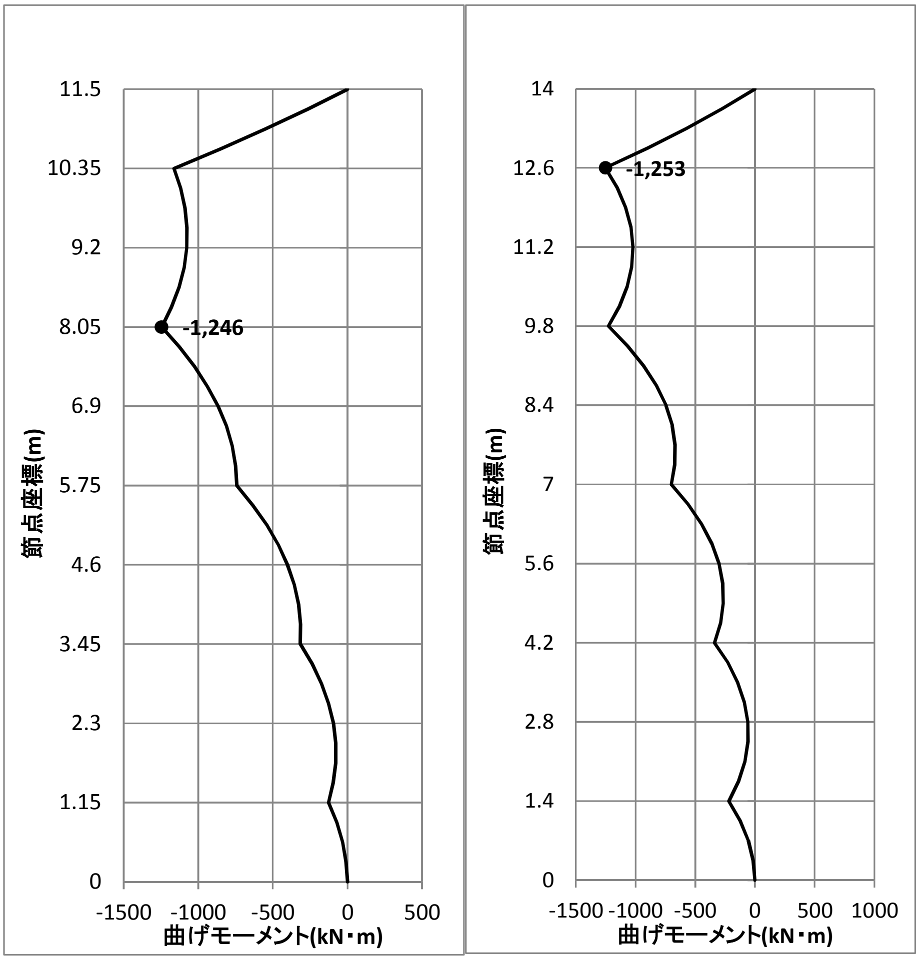


断面①　　　　　　　　　断面③

図 4.1.2－3　断面力図（基準津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.1.2－3　曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：２次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度(N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	−842	0	13	288	21	435	0.62	0.67
断面③	−886	0	14	303	21	435	0.67	0.70



断面①　　　　　　　　断面③

図 4.1.2－4　断面力図（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.1.2－4　曲げ軸力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度(N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	−1246	0	20	426	28	478.5	0.72	0.90
断面③	−1253	0	20	428	28	478.5	0.72	0.90

(2)　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2－2 及び表 4.1.2－5 に，２次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.1.2－6 及び表 4.1.2－7 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.1.2－5　鉄筋コンクリート断面諸元

断面	断面有効高さ (m)	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm^2)
①	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
②	0.55	3.333-D22	0.2	12.902

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断耐力を以下に計算する。

$$Va = Vc + Vs$$

$$Vc = \frac{1}{2}\tau_{a1} b_w jd$$

$$Vs = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

Va　：許容せん断耐力

Vc　：斜め引張鉄筋以外が受けるせん断力

Vs　：スターラップが受けるせん断力

τ_{a1}　：許容せん断応力度

b_w　：断面幅

j　：＝1/1.15

d　：断面有効高さ

A_w　：区間 s におけるスターラップの総断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

　：スターラップの部材軸方向の間隔

基準津波時：Vc＝1／2×0.825×1.0／1.15×0.55×1000＝197.28

Vs＝1290.2×300／1.15×0.55／0.2／1000＝925.57

Va＝197.28＋925.57＝1122.8

敷地に遡上する津波時：Vc＝1／2×1.1×1.0／1.15×0.55×1000＝263.04

Vs＝1290.2×330／1.15×0.55／0.2／1000＝1018.13

Va＝263.04＋1018.13＝1281.1

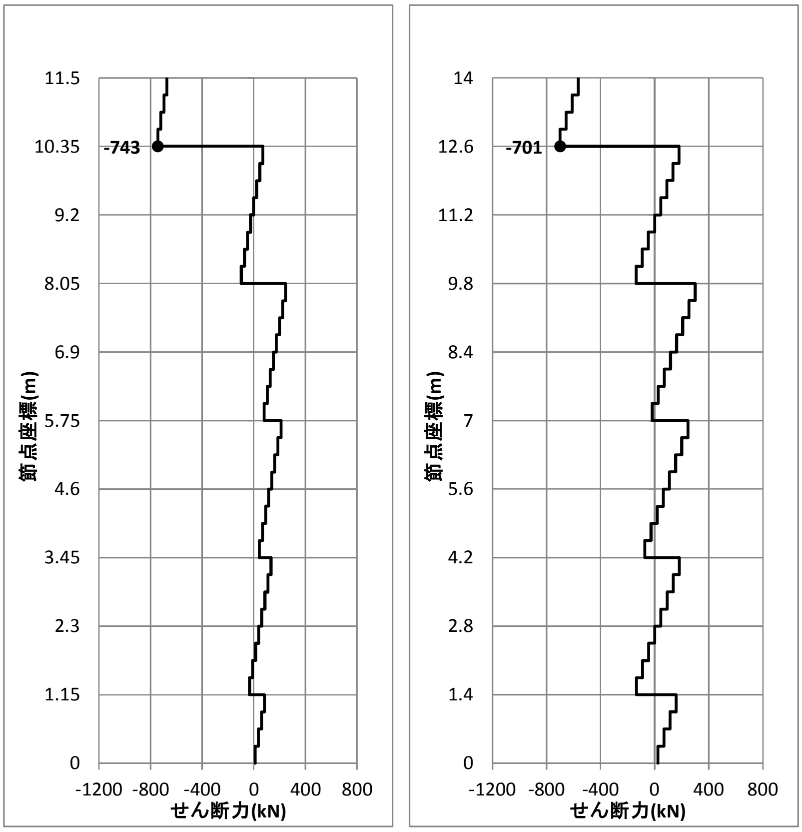


図 4.1.2－5　断面力図（基準津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.1.2－6　せん断力に対する照査結果（基準津波時：２次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	744	1122	0.67
断面③	702	1122	0.63

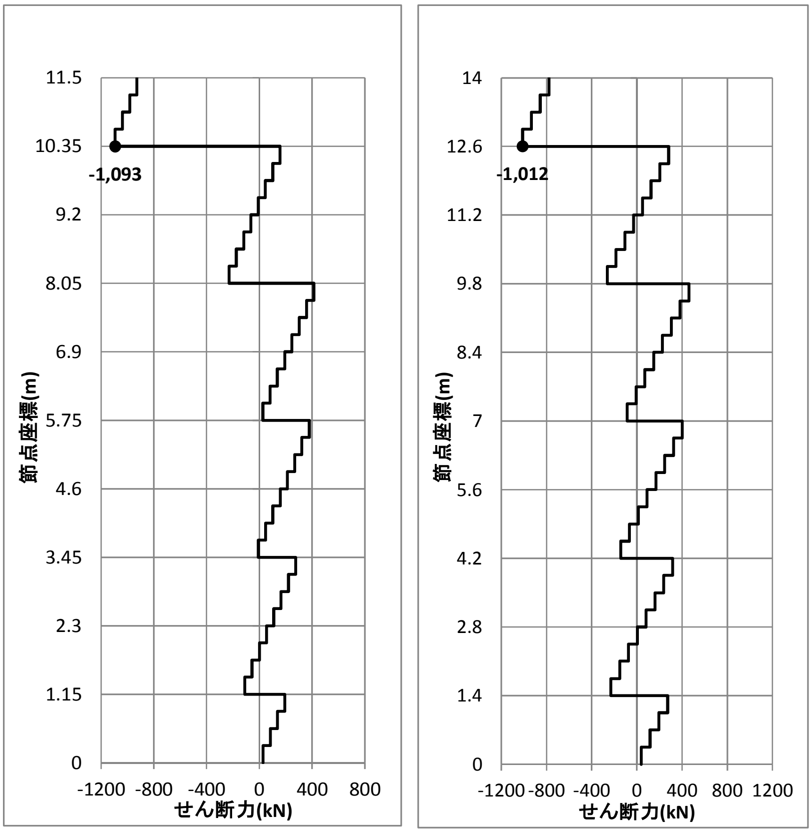


図 4.1.2－6　断面力図（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.1.2－7　せん断力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	1094	1281	0.86
断面③	1012	1281	0.80

4.1.3　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 4.1.3－1～表 4.1.3－8 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果，安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお，発生応力は，各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1.3－1　改良体に対する安全率（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ１	204	750	3.67
地盤バネ２	179	750	4.18

表 4.1.3－2　改良体に対する安全率（断面①：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ１	379	750	1.97
地盤バネ２	351	750	2.13

表 4.1.3－3　改良体に対する安全率（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ１	203	750	3.69
地盤バネ２	176	750	4.26

表 4.1.3－4　改良体に対する安全率（断面②：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ１	356	750	2.10
地盤バネ２	329	750	2.27

表 4.1.3－5　改良体に対する安全率（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ１	119	467*	3.92
地盤バネ２	180	750	4.16

表 4.1.3－6　改良体に対する安全率（断面③：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ１	230	467*	2.03
地盤バネ２	203	467*	2.30

＊改良体とＡｇ２層との境界ですべり力最大になるため，

Ａｇ２層のせん断抵抗力を以下のよう算出した。

$c = 419 + 1.2 \times \sigma_v'$

$= 419 + 1.2 \times 40.19$

$= 467$

ここで，ｃ：Ａｇ２層のせん断抵抗力（kN/m²）（残留強度：－１σ）

σ_v'：有効上載圧（kN/m²）

$\sigma_v' = \gamma' \times h = 11.55 \times 3.48 = 40.19$

γ'：改良体の単位体積重量　11.55 kN/m³

ｈ：改良体厚さ　3.48 m

表 4.1.3－7　改良体に対する安全率（断面④：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ１	167	750	4.49
地盤バネ２	147	750	5.10

表 4.1.3－8　改良体に対する安全率（断面④：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ１	377	750	1.98
地盤バネ２	348	750	2.15

4.1.4　シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断力に対する照査結果を表 4.1.4－1～表 4.1.4－8 に示す。

シートパイルに対する照査を行った結果，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，各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1.4－1　せん断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	7	0.0191	1	190	0.01
地盤バネ２	45	0.0191	3	190	0.02

表 4.1.4－2　せん断力に対する照査結果（断面①：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	124	0.0191	7	215	0.04
地盤バネ２	152	0.0191	8	215	0.04

表 4.1.4－3　せん断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	35	0.0191	2	190	0.02
地盤バネ２	79	0.0191	5	190	0.03

表 4.1.4－4　せん断力に対する照査結果（断面②：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	182	0.0191	10	215	0.05
地盤バネ２	205	0.0191	11	215	0.06

表 4.1.4－5　せん断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ１	50	0.0191	3	190	0.02
地盤バネ２	35	0.0191	2	190	0.02

表 4.1.4－6　せん断力に対する照査結果（断面③：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	7	0.0191	1	215	0.01
地盤バネ 2	15	0.0191	1	215	0.01

表 4.1.4－7　せん断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	1	0.0191	1	190	0.01
地盤バネ 2	38	0.0191	2	190	0.02

表 4.1.4－8　せん断力に対する照査結果（断面④：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	107	0.0191	6	215	0.03
地盤バネ 2	152	0.0191	8	215	0.04

・ボイリングに対する評価

ボイリングに対する評価は，最大水位差になる防潮堤高さまで津波水位が到達した時点において実施する。各断面での状況図を図 4.1.4－1～図 4.1.4－4 に，評価結果を表 4.1.4－9 に示す。シートパイルのボイリングに対する照査を行った結果，安全率が 1.2 以上であることを確認した。

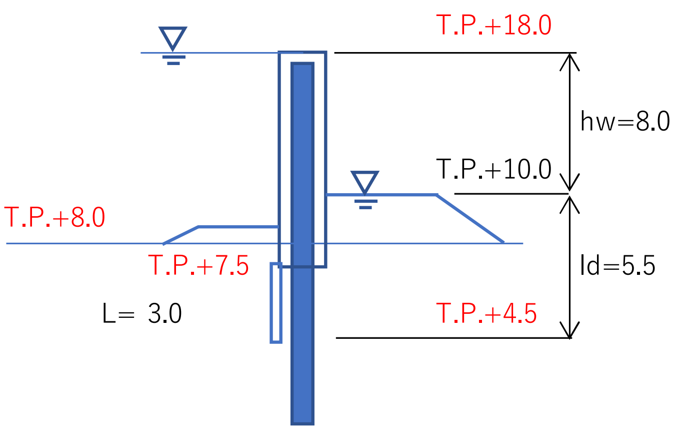


図 4.1.4－1　断面①　最大水位差時状況図

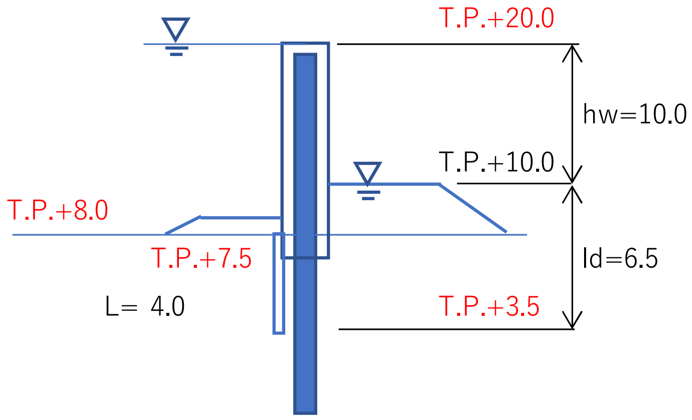


図 4. 1. 4－2　断面②　最大水位差時状況図

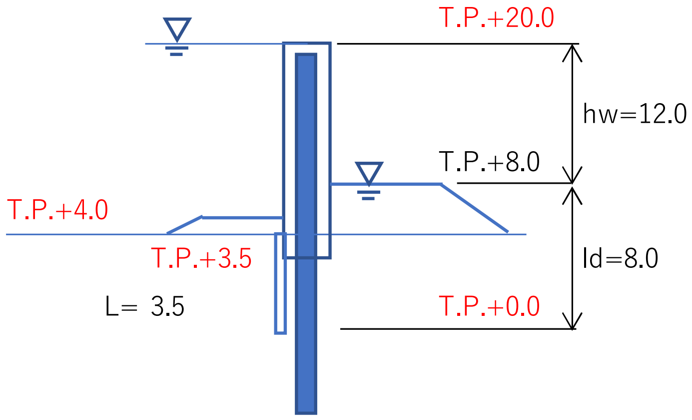


図 4. 1. 4－3　断面③　最大水位差時状況図

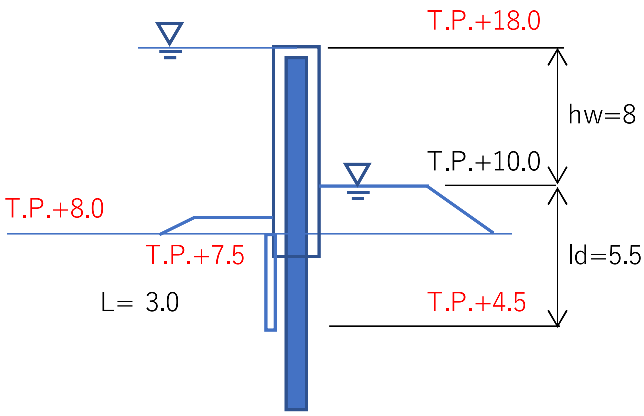


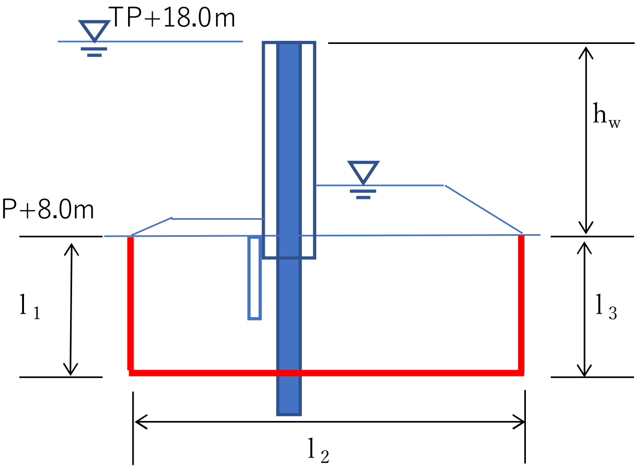
図 4. 1. 4－4　断面④　最大水位差時状況図

表 4. 1. 4－9　ボイリングに対する評価

	λ	hw	u	γ'	l_d	w	安全率
断面①	1. 425	8. 0	46	11. 46	5. 5	63	1. 36
断面②	1. 425	10. 0	57	11. 46	6. 5	74	1. 29
断面③	1. 425	12. 0	68	11. 46	8. 0	91	1. 33
断面④	1. 425	8. 0	46	11. 46	5. 5	63	1. 36

・パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は，最大水位差になる防潮堤高さまで津波水位が到達した時点において実施する。浸透流路長図を図 4.1.4－5 に，評価結果を表 4.1.4－10 に示す。パイピングに対する照査を行った結果，安全率が 2.0 以上であることを確認した。



$\ell = l_1 + l_2 + l_3$

図 4.1.4－5　浸透流路長図

表 4.1.4－10　パイピングに対する評価

	l_1	l_2	l_3	ℓ	hw	安全率
断面①	6.5	24.5	6.5	37.5	10.0	3.75
断面②	5.5	26.5	6.9	38.9	12.0	3.24
断面③	3.5	35.0	4.0	42.5	16.0	2.65
断面④	7.0	24.5	5.5	37.0	10.0	3.70

4.1.5　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と部の相対変位量に対する照査結果を表 4.1.5－1 及び表 4.1.5－2 に示す。なお，詳細な算出方法については「6.12　止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」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。

表 4.1.5－1　一般部の津波時相対変位量

表 4.1.5－1（1）　一般部の津波時相対変位量（天端部）

	δx(m)	δy(m)	δz(m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
地震時最終変位	0.226	0.218	0.064		
津波時増分 (敷地に遡上する津波時)	0.182	0.182	0.001		
合計	0.408	0.400	0.065	0.576	1.5

表 4.1.5－1（2）　一般部の津波時相対変位量（地表部）

	δx(m)	δy(m)	δz(m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
地震時最終変位	0.226	0.218	0.064		
津波時増分 (敷地に遡上する津波時)	0.000	0.000	0.001		
合計	0.226	0.218	0.065	0.321	1.5

表 4.1.5－2 (1)　 隅角部の津波時相対変位量（杭天端）

位置番号	堤内側 角度(°　)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.316	0.447	0.065	0.552	1.5
②	133.9	0.452	0.297	0.065	0.545	1.5
③	192.7	0.429	0.372	0.065	0.572	1.5
④	121.0	0.447	0.332	0.065	0.561	1.5
⑤	133.2	0.452	0.299	0.065	0.546	1.5
⑥	138.0	0.306	0.448	0.065	0.547	1.5
⑦	226.5	0.296	0.448	0.065	0.541	1.5
⑧	90.2	0.404	0.404	0.065	0.576	1.5
⑨	146.9	0.330	0.444	0.065	0.558	1.5

表 4.1.5－2 (2)　 隅角部の津波時相対変位量（地表面）

位置番号	堤内側 角度(°　)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.134	0.265	0.065	0.304	1.5
②	133.9	0.270	0.115	0.065	0.301	1.5
③	192.7	0.247	0.190	0.065	0.319	1.5
④	121.0	0.265	0.150	0.065	0.312	1.5
⑤	133.2	0.270	0.117	0.065	0.302	1.5
⑥	138.0	0.124	0.266	0.065	0.301	1.5
⑦	226.5	0.114	0.266	0.065	0.297	1.5
⑧	90.2	0.222	0.222	0.065	0.321	1.5
⑨	146.9	0.148	0.262	0.065	0.308	1.5

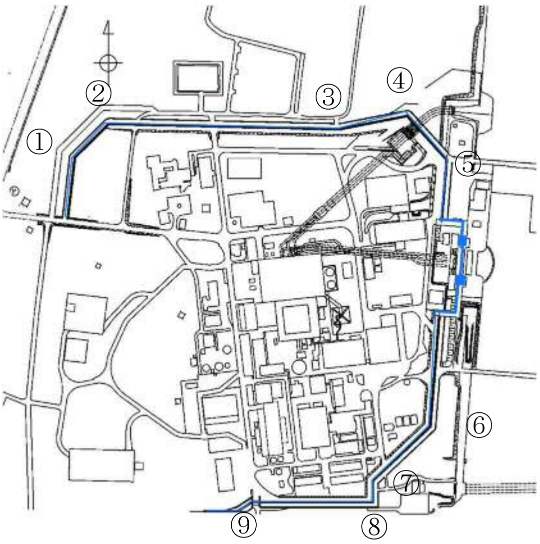


図 4.1.5－1　隅角部の相対変位量評価位置番号

4.2　重畳時

4.2.1　１次元有効応力解析結果

(1)　断面①

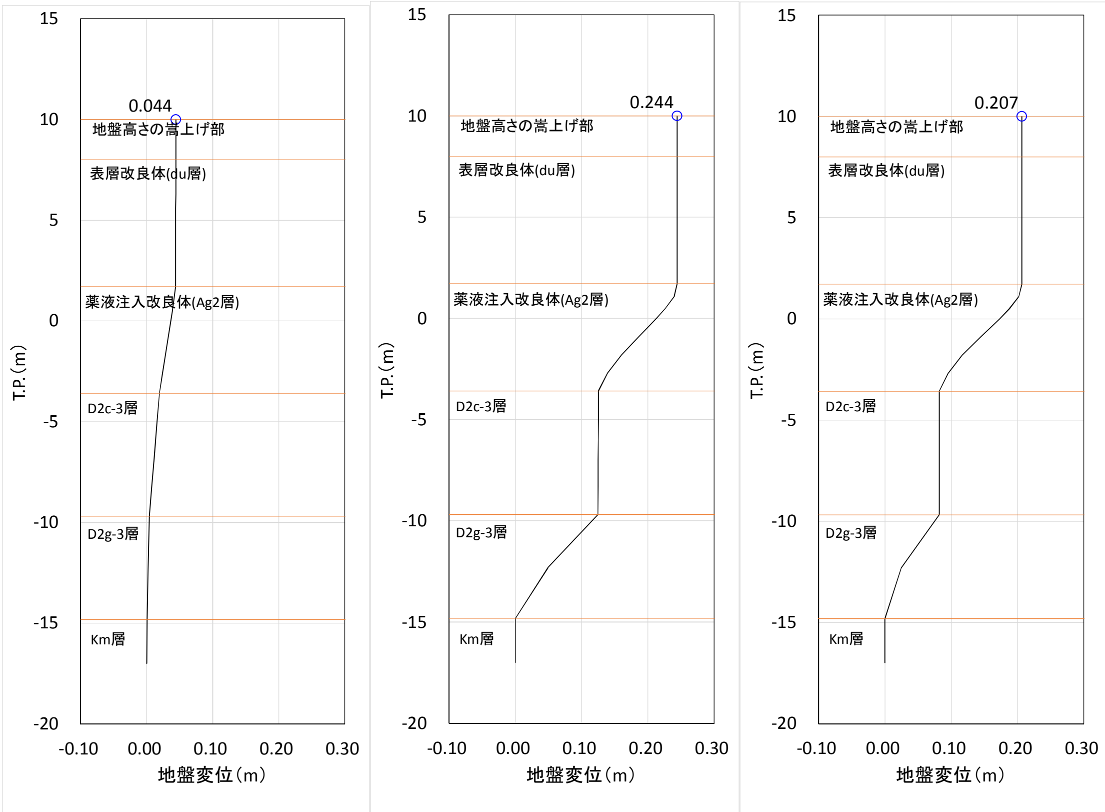
断面①における１次元有効応力解析結果から地表面最大変位，地表面水平最大加速度，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2.1－1 に示す。

表 4.2.1－1　１次元有効応力解析結果（断面①）

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（＋１σ）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
地表面最大水平加速度 (cm/s^2)	239.20	237.90	239.40	92.22	239.00	237.60
地表面最大変位 (cm)	3.68	3.03	4.42	24.42	3.67	3.02
最大せん断ひずみ	4.04×10^{-3}	3.33×10^{-3}	4.92×10^{-3}	3.17×10^{-2}	4.04×10^{-3}	3.32×10^{-3}

表 4.2.1－1 より，地盤バネ３は地表面最大加速度が発生する③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）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，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。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭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 4.2.1－1 及び図 4.2.1－2 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 4.2.1－3～図 4.2.1－6 に示す。



地盤バネ３　　地盤バネ４　　地盤バネ５

図 4.2.1－1　地盤バネケースの地盤変位分布図（断面①）

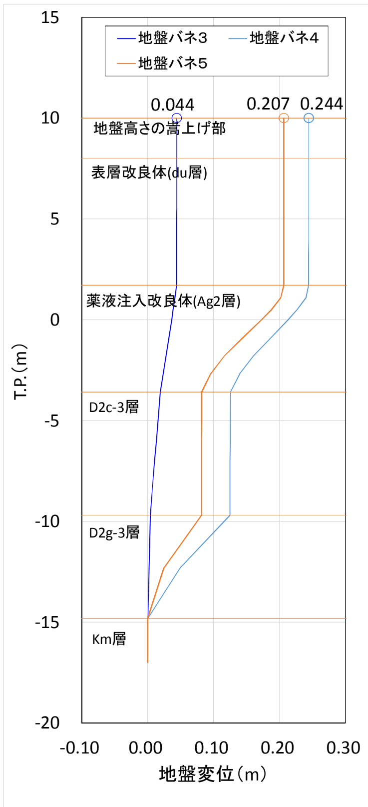
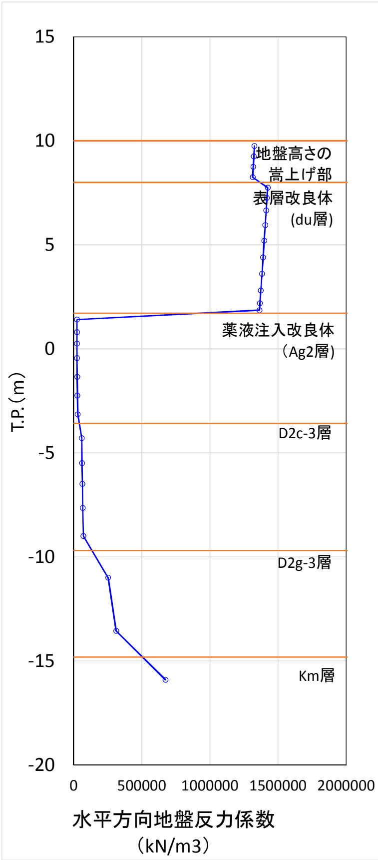


図 4.2.1－2　地盤バネケースの地盤変位比較図（断面①）



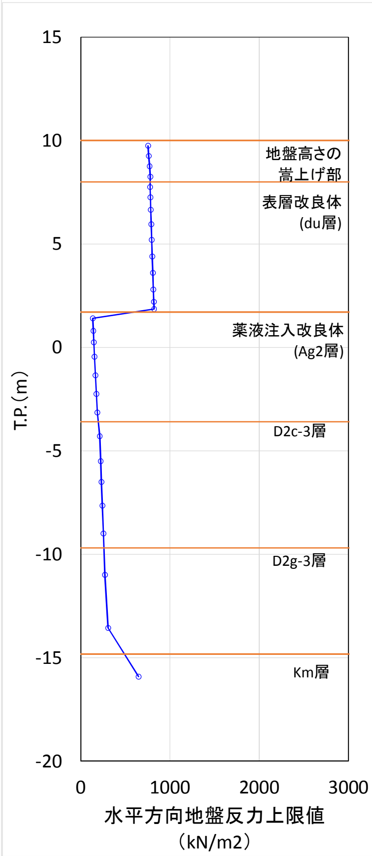
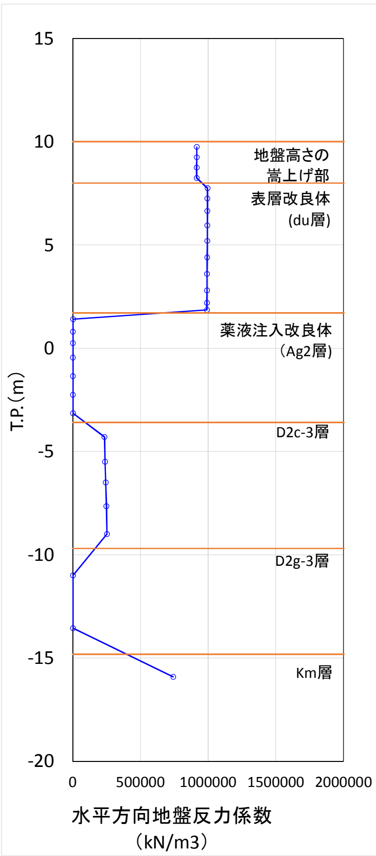


図 4.2.1－3　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ３）



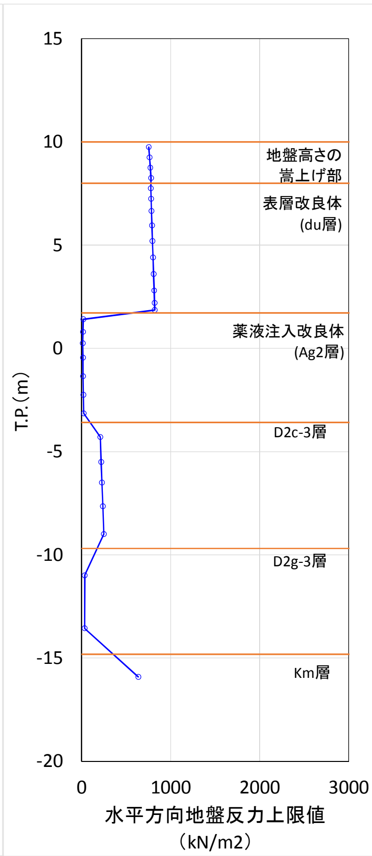


図 4.2.1－4　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ４）

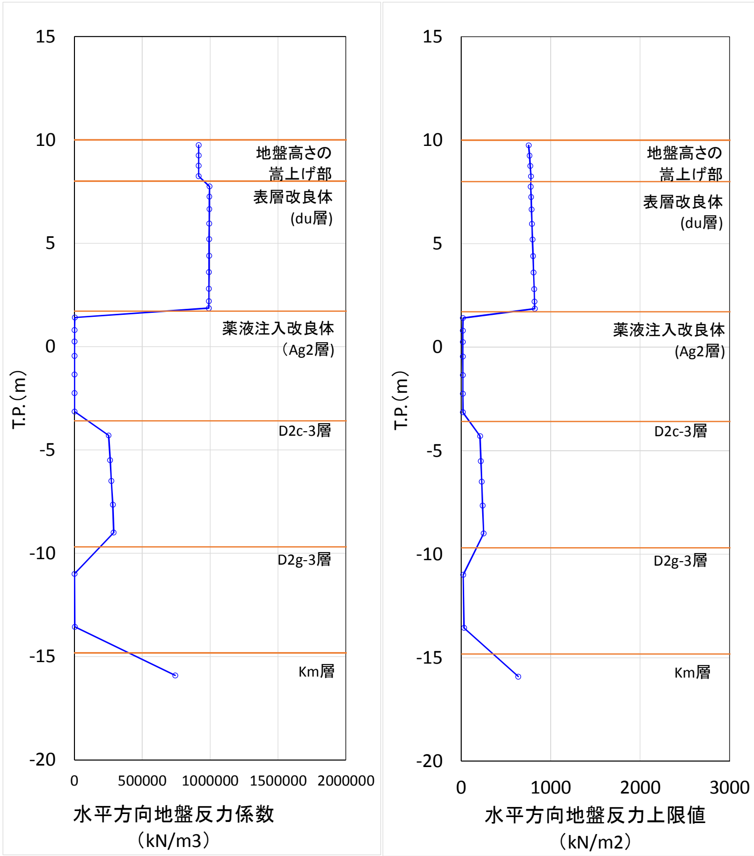


図 4.2.1－5　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ５）

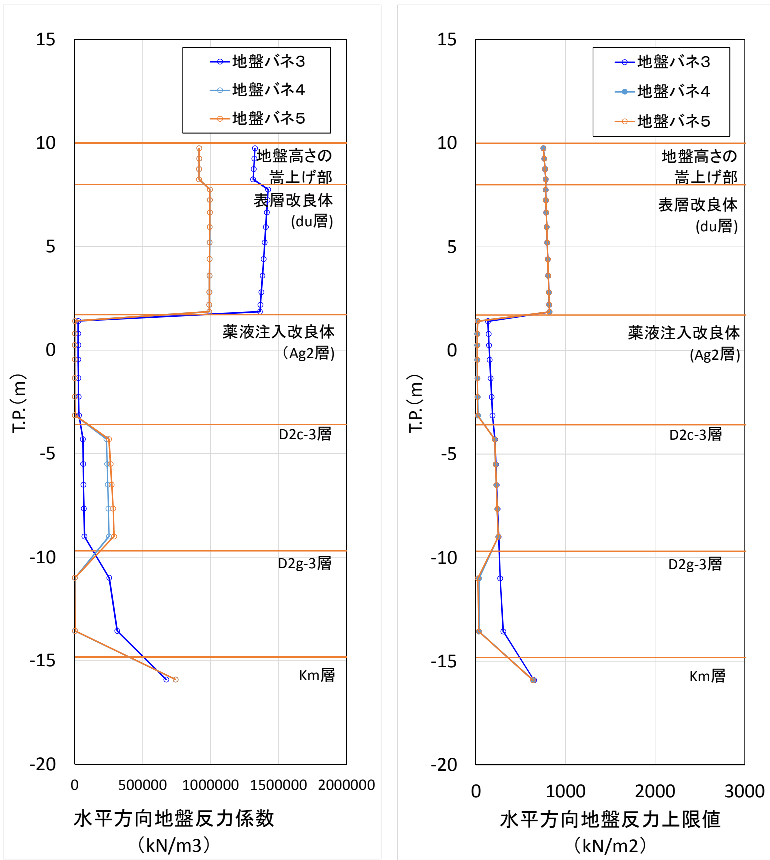


図 4.2.1－6　地盤バネ３，地盤バネ４及び地盤バネ５の比較（断面①）

各地盤バネ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，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表面最大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 4.2.1－2 に示す。

表 4.2.1－2　各地盤ケースでの余震時の設計震度（断面①）

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ３	0.250（239.40 cm/s^2）	0.050（40.94 cm/s^2）
地盤バネ４	0.030（24.39 cm/s^2）	0.020（17.99 cm/s^2）
地盤バネ５	0.030（26.19 cm/s^2）	0.030（24.97 cm/s^2）

上記の水平震度を用いて，次式により算出した防潮堤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 4.2.1－3 及び表 4.2.1－4 に示す。

$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{(h \cdot z)}$

ここで，γ_0：水の単位体積重量（kN/m^3）

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）

表 4.2.1－3　余震時の動水圧（基準津波時：断面①）

	防潮堤天端高（T.P.）	入力津波高さ（T.P.）	設置地盤標高（T.P.）	防潮堤天端動水圧（kN/m^2）	設置地盤標高での動水圧（kN/m^2）
地盤バネ３	＋18.0	＋16.8	＋8.0	0.0	26.9
地盤バネ４				0.0	3.2
地盤バネ５				0.0	3.2

表 4.2.1－4　余震時の動水圧（敷地に遡上する津波時：断面①）

	防潮堤天端高（T.P.）	入力津波高さ（T.P.）	設置地盤標高（T.P.）	防潮堤天端動水圧（kN/m^2）	設置地盤標高での動水圧（kN/m^2）
地盤バネ３	＋18.0	＋24.0	＋8.0	26.5	43.3
地盤バネ４				3.2	5.2
地盤バネ５				3.2	5.2

(2)　断面②

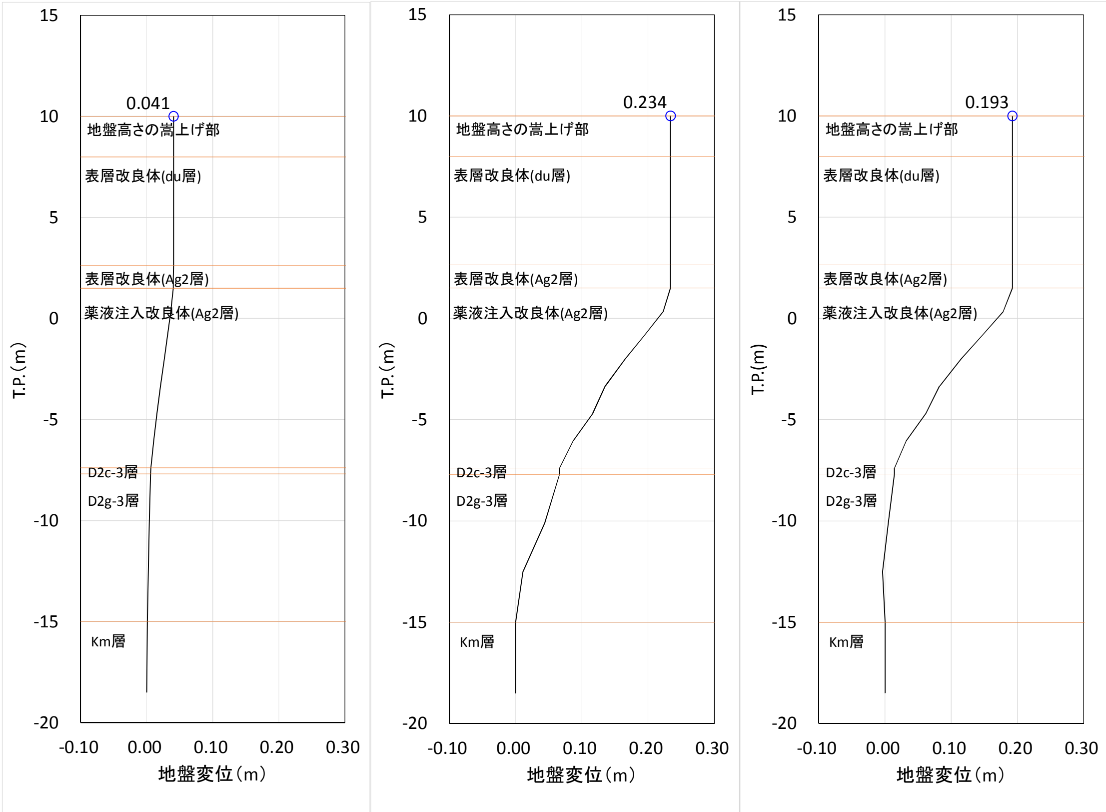
断面②における１次元有効応力解析結果から地表面最大変位，地表面水平最大加速度，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2.1－5 に示す。

表 4.2.1－5　１次元有効応力解析結果（断面②）

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（＋１σ）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
地表面最大水平加速度 (cm/s^2)	231.00	229.50	231.30	91.25	230.80	229.30
地表面最大変位 (cm)	3.45	2.89	4.06	23.38	3.44	2.87
最大せん断ひずみ	3.50×10^{-3}	2.89×10^{-3}	4.27×10^{-3}	2.77×10^{-2}	3.49×10^{-3}	2.89×10^{-3}

表 4.2.1－5 より，地盤バネ３は③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース刻，地盤バネ４は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，地盤バネ５は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設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭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 4.2.1－7 及び図 4.2.1－8 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 4.2.1－9～図 4.2.1－12 に示す。



地盤バネ３　　地盤バネ４　　地盤バネ５

図 4.2.1－7　各地盤ケースでの地盤変位分布図（断面②）

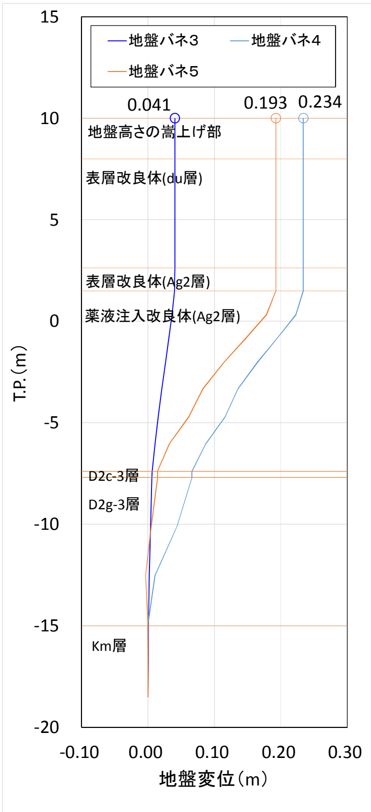


図 4.2.1－8　各地盤ケースでの地盤変位比較図（断面②）

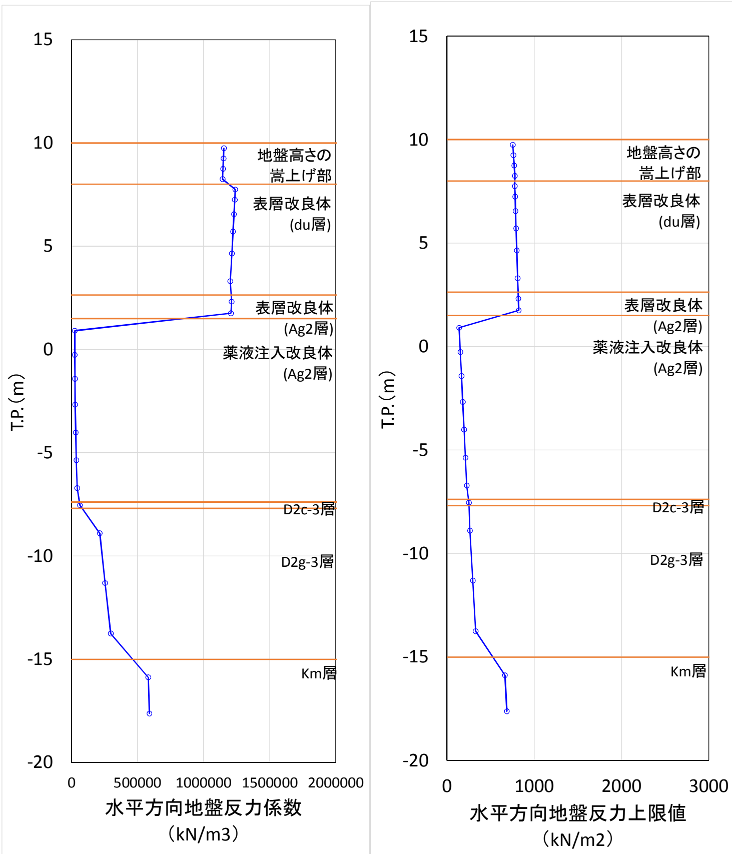


図 4.2.1－9　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ３）

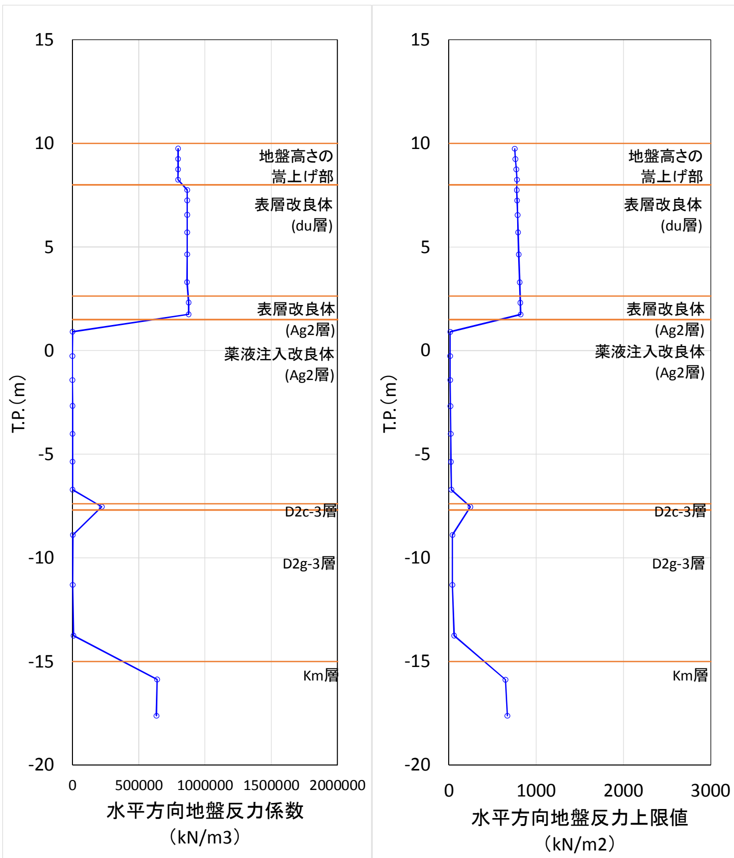


図 4.2.1－10　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ４）

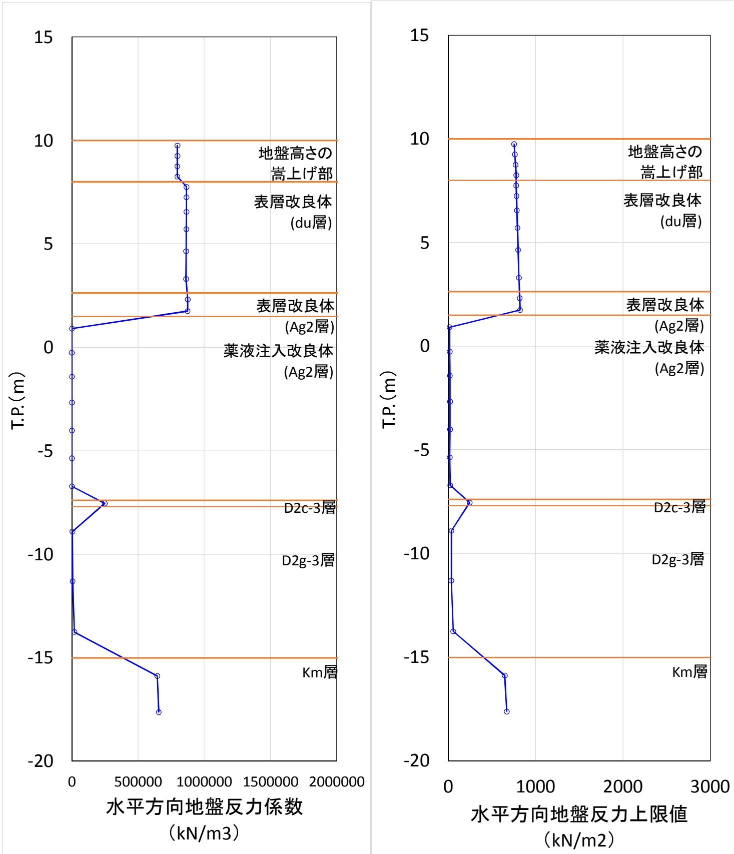


図 4.2.1－11　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ５）

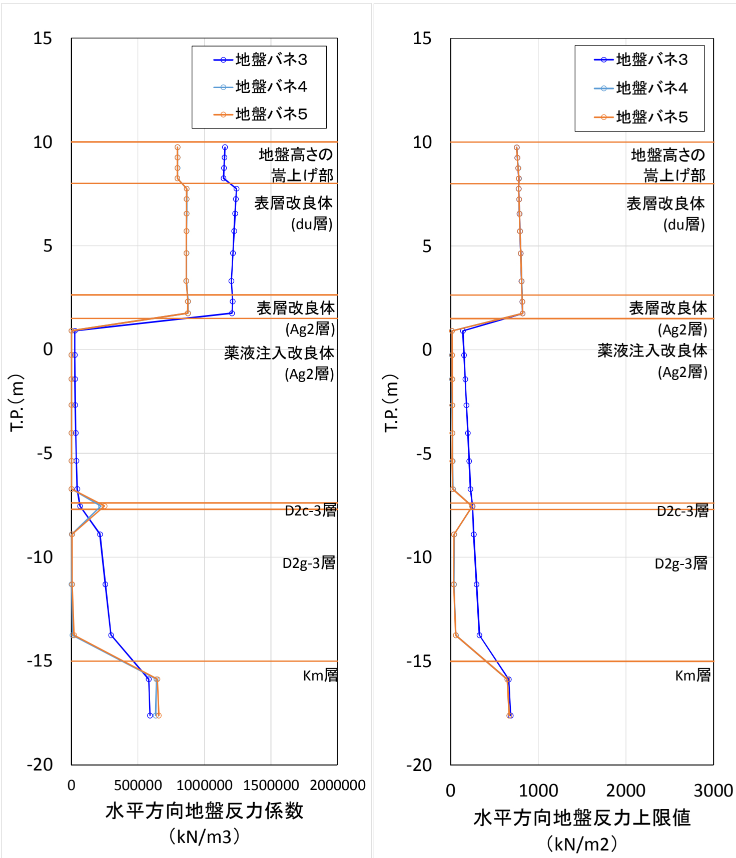


図 4.2.1－12　地盤バネ３，地盤バネ４及び地盤バネ５の比較（断面②）

各地盤バネ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，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表面最大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 4.2.1－6 に示す。

表 4.2.1－6　各地盤ケースでの余震時の設計震度（断面②）

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ３	0.240（231.30 cm/s^2）	0.050（43.08 cm/s^2）
地盤バネ４	0.020（18.99 cm/s^2）	0.030（25.44 cm/s^2）
地盤バネ５	0.030（29.09 cm/s^2）	0.050（43.68 cm/s^2）

上記の水平震度を用いて，次式により防潮堤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 4.2.1－7 及び表 4.2.1－8 に示す。

$$P_d(z)=7/8\times\gamma_0\times K_h\times\sqrt{(h\cdot z)}$$

ここで，γ_0：水の単位体積重量（kN/m^3）

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）

表 4.2.1－7　余震時の動水圧（基準津波時：断面②）

	防潮堤天端高（T.P.）	入力津波高さ（T.P.）	設置地盤標高（T.P.）	防潮堤天端動水圧（kN/m^2）	設置地盤標高での動水圧（kN/m^2）
地盤バネ３	＋20.0	＋17.9	＋8.0	0.0	28.2
地盤バネ４				0.0	2.4
地盤バネ５				0.0	3.5

表 4.2.1－8　余震時の動水圧（敷地に遡上する津波時：断面②）

	防潮堤天端高（T.P.）	入力津波高さ（T.P.）	設置地盤標高（T.P.）	防潮堤天端動水圧（kN/m^2）	設置地盤標高での動水圧（kN/m^2）
地盤バネ３	＋20.0	＋24.0	＋8.0	20.8	41.6
地盤バネ４				1.7	3.5
地盤バネ５				2.6	5.2

(3)　断面③

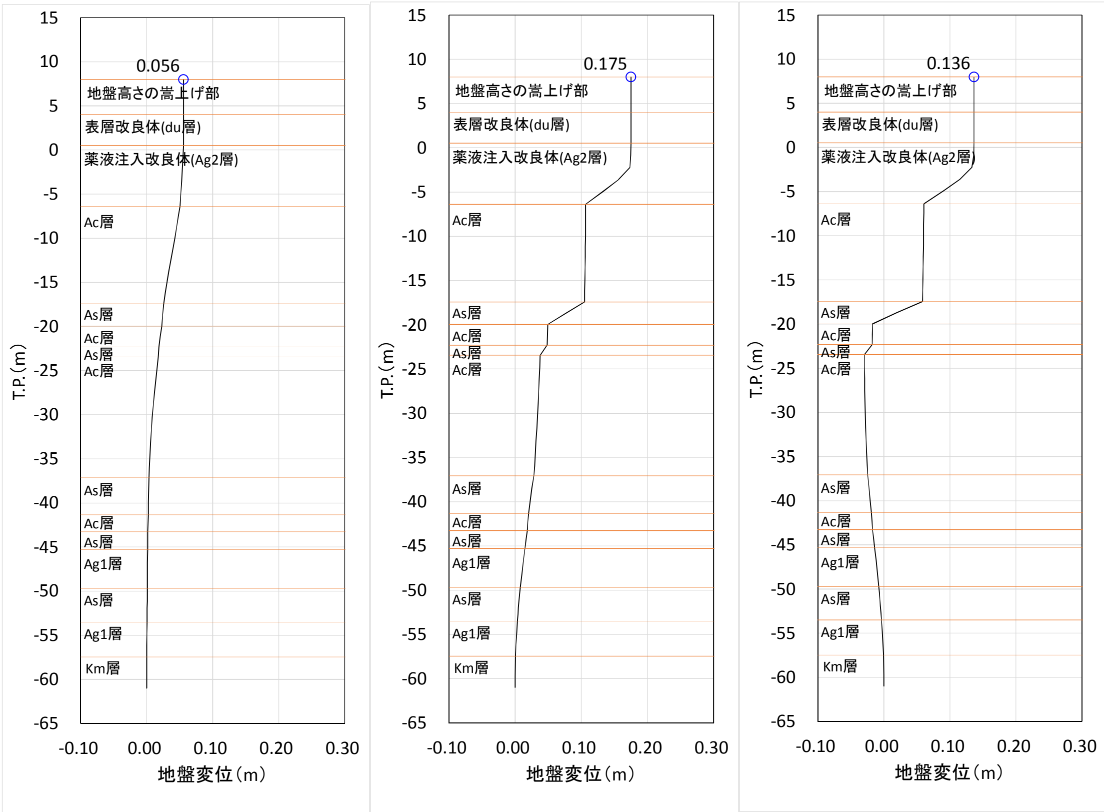
断面③における１次元有効応力解析結果から地表面最大変位，地表面水平最大加速度，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2.1－9 に示す。

表 4.2.1－9　１次元有効応力解析結果（断面③）

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（＋１σ）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
地表面最大水平加速度 (cm/s^2)	145.10	143.40	142.90	101.00	170.00	170.80
地表面最大変位 (cm)	9.87	8.63	11.19	17.50	9.71	8.35
最大せん断ひずみ	2.14×10^{-2}	1.96×10^{-2}	2.15×10^{-2}	3.11×10^{-2}	3.11×10^{-3}	2.62×10^{-3}

表 4.2.1－9 より，地盤バネ３は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，地盤バネ４は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，地盤バネ５は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設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれの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 4.2.1－13 及び図 4.2.1－14 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 4.2.1－15～図 4.2.1－18 に示す。



地盤バネ３　　地盤バネ４　　地盤バネ５

図 4.2.1－13　各地盤ケースでの地盤変位分布図（断面③）

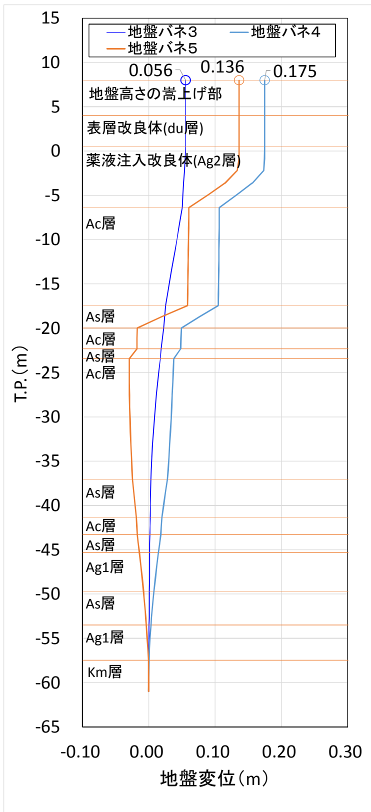


図 4.2.1－14　各地盤ケースでの地盤変位比較図（断面③）

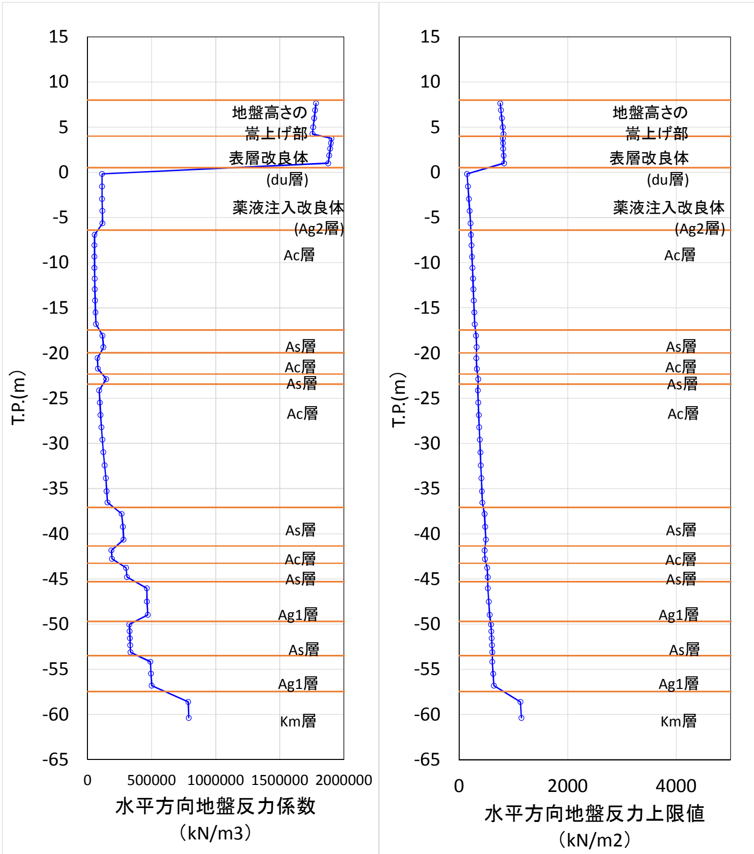


図 4.2.1－15　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ３）

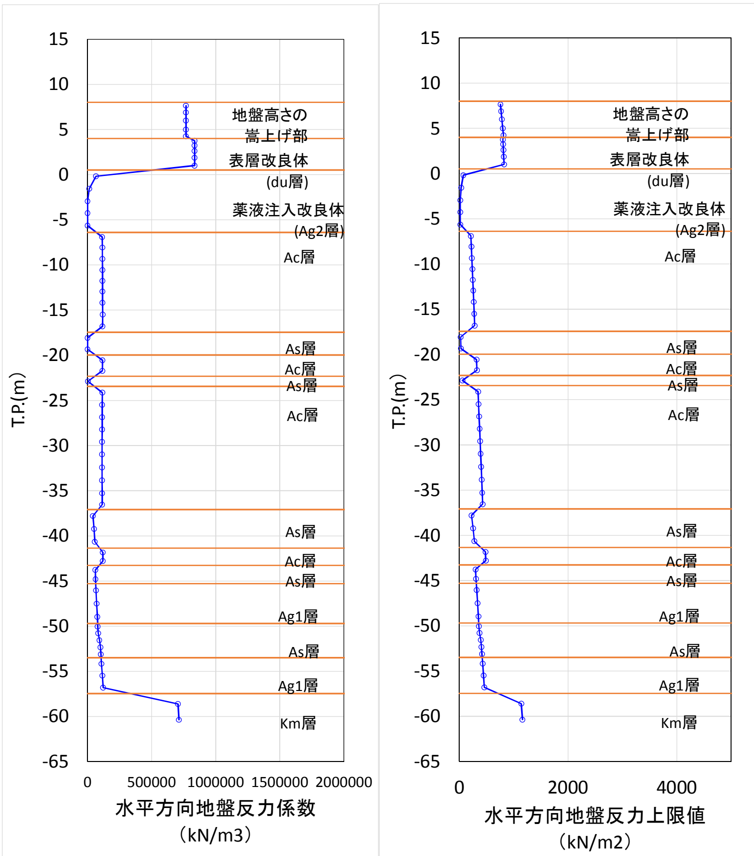


図 4.2.1－16　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ４）

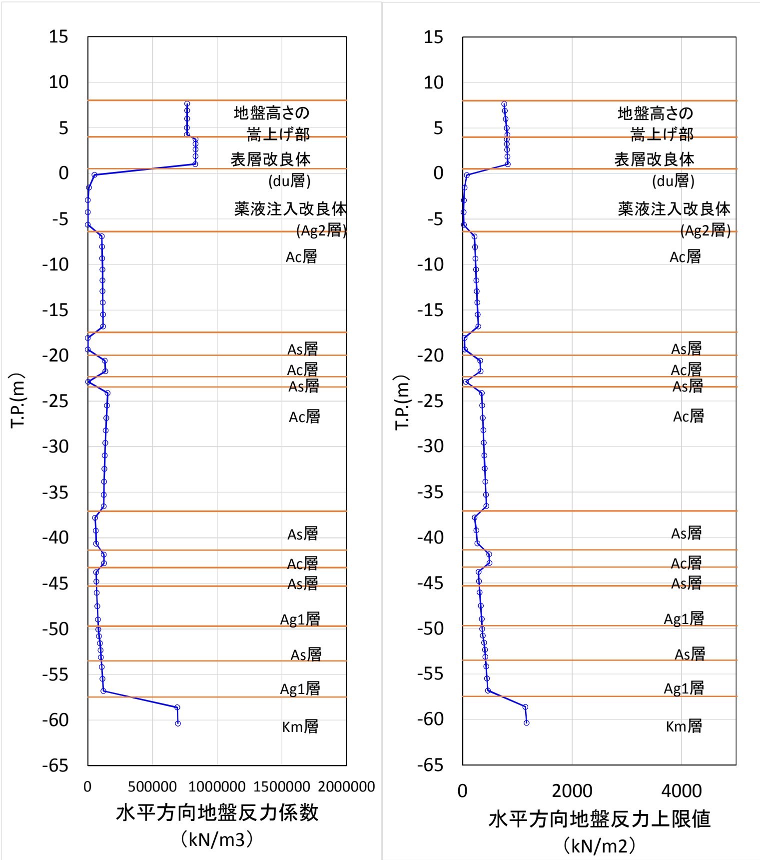


図 4.2.1－17　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ５）

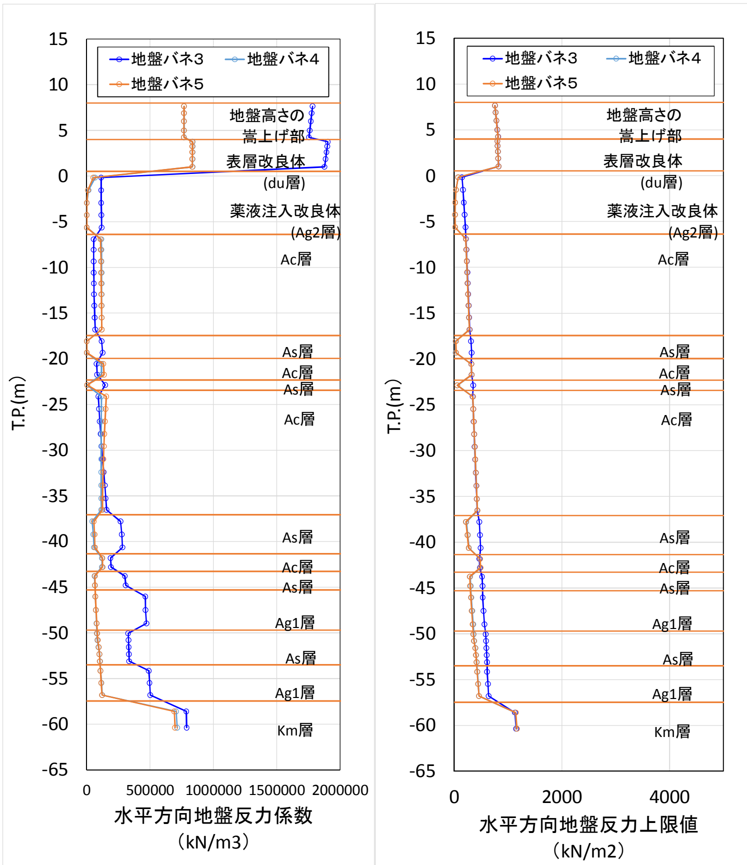


図 4.2.1－18　地盤バネ３，地盤バネ４及び地盤バネ５の比較（断面③）

各地盤バネ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，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表面最大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。各地盤ケースでの余震時の設計震度を表4.2.1－10 に示す。

表 4.2.1－10　各地盤ケースでの余震時の設計震度（断面③）

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ３	0.180（170.80 cm/s^2）	0.040（31.00 cm/s^2）
地盤バネ４	0.010（3.74 cm/s^2）	0.020（12.68 cm/s^2）
地盤バネ５	0.030（24.74 cm/s^2）	0.010（5.51 cm/s^2）

上記の水平震度を用いて，次式により防潮堤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 4.2.1－11 及び表 4.2.1－12 に示す。

$P_d(z)=7/8\times\gamma_0\times K_h\times\sqrt{(h\cdot z)}$

ここで，γ_0：水の単位体積重量（kN/m^3）

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）

表 4.2.1－11　余震時の動水圧（基準津波時：断面③）

<table>
<tr><th></th><th>防潮堤
天端高
（T.P.）</th><th>入力津波
高さ
（T.P.）</th><th>設置地盤
標高
（T.P.）</th><th>防潮堤
天端動水圧
（kN/m²）</th><th>設置地盤標高
での動水圧
（kN/m²）</th></tr>
<tr><td>地盤バネ３</td><td rowspan="3">＋20.0</td><td rowspan="3">＋17.9</td><td rowspan="3">＋4.0</td><td>0.0</td><td>25.1</td></tr>
<tr><td>地盤バネ４</td><td>0.0</td><td>1.4</td></tr>
<tr><td>地盤バネ５</td><td>0.0</td><td>4.2</td></tr>
</table>

表 4.2.1－12　余震時の動水圧（敷地に遡上する津波時：断面③）

<table>
<tr><th></th><th>防潮堤
天端高
（T.P.）</th><th>入力津波
高さ
（T.P.）</th><th>設置地盤
標高
（T.P.）</th><th>防潮堤
天端動水圧
（kN/m²）</th><th>設置地盤標高
での動水圧
（kN/m²）</th></tr>
<tr><td>地盤バネ３</td><td rowspan="3">＋20.0</td><td rowspan="3">＋17.9</td><td rowspan="3">＋4.0</td><td>15.6</td><td>34.9</td></tr>
<tr><td>地盤バネ４</td><td>0.9</td><td>1.9</td></tr>
<tr><td>地盤バネ５</td><td>2.6</td><td>5.8</td></tr>
</table>

(4)　断面④

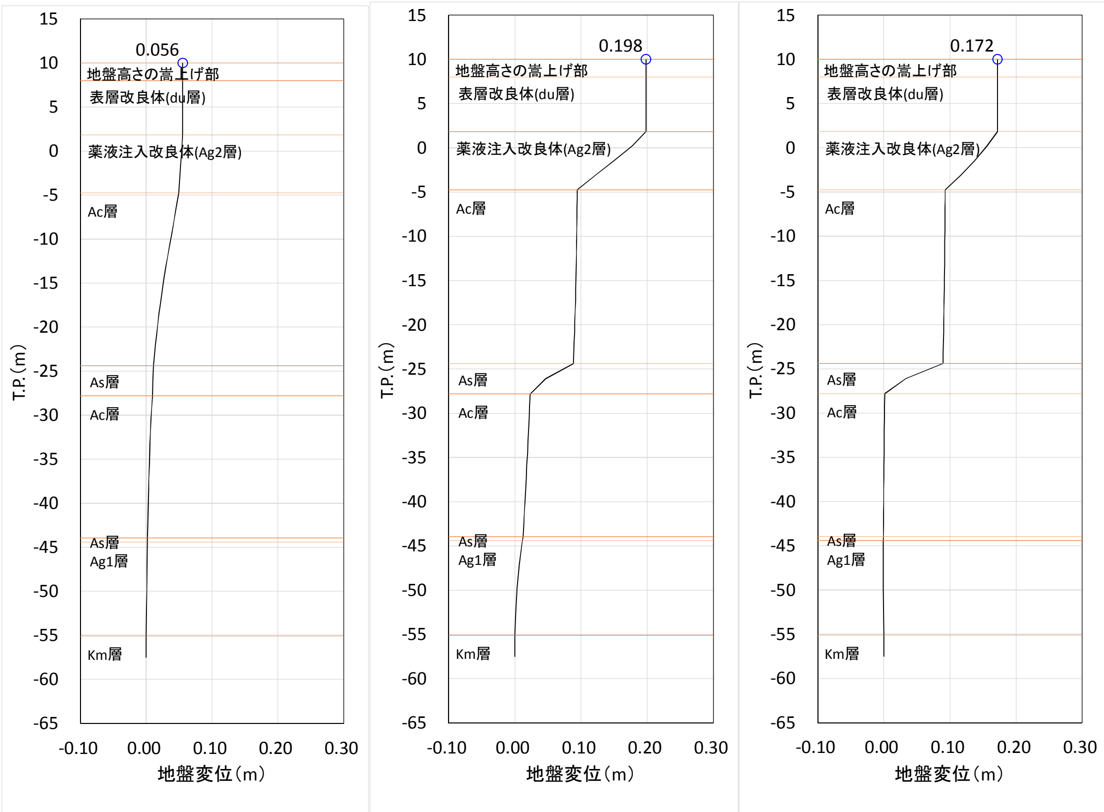
断面④における１次元有効応力解析結果から地表面最大変位，地表面水平最大加速度，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2.1－13 に示す。

表 4.2.1－13　１次元有効応力解析結果（断面④）

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（＋１σ）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
地表面最大水平加速度（cm/s^2）	156.70	141.30	154.50	96.14	161.10	163.00
地表面最大変位（cm）	10.22	9.17	11.66	19.83	10.16	9.07
最大せん断ひずみ	1.65×10^{-2}	2.07×10^{-2}	3.82×10^{-3}	3.26×10^{-2}	3.35×10^{-3}	2.79×10^{-3}

表 4.2.1－13 より，地盤バネ３は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，地盤バネ４は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，地盤バネ５は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設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれの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 4.2.1－19 及び図 4.2.1－20 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 4.2.1－21～図 4.2.1－24 に示す。



地盤バネ３　　　　地盤バネ４　　　　地盤バネ５

図 4.2.1－19　各地盤ケースでの地盤変位分布図（断面④）

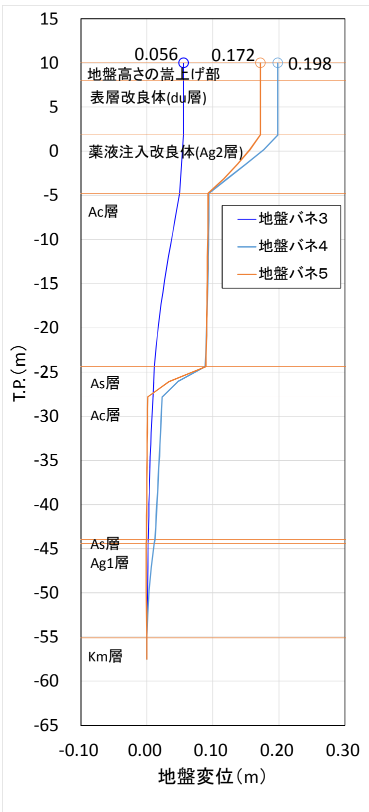


図 4.2.1－20　各地盤ケースでの地盤変位分布図（断面④）

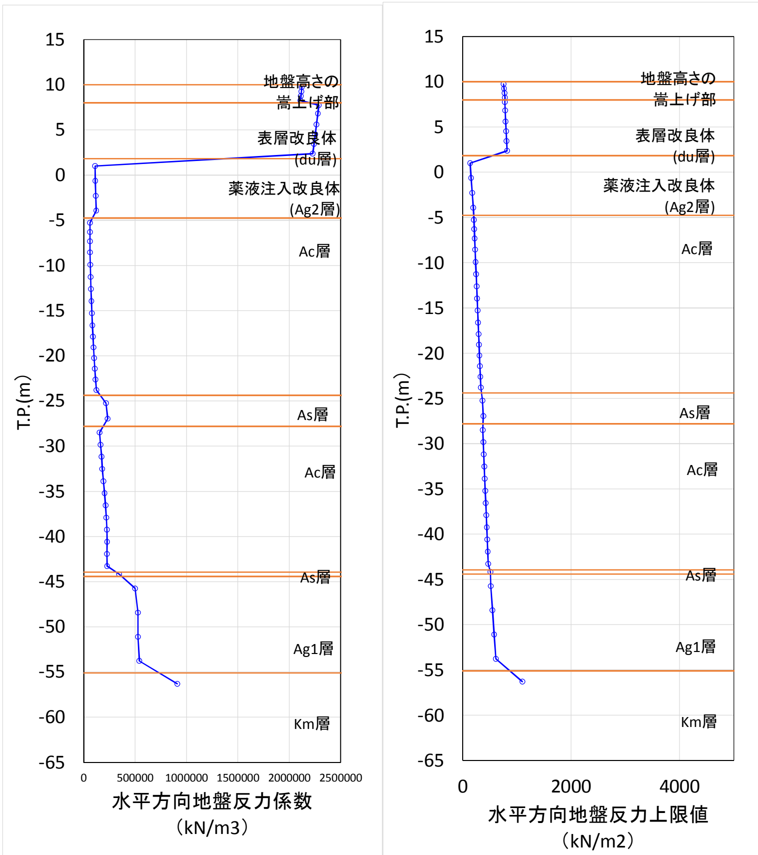


図 4.2.1－21　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面④：地盤バネ３）

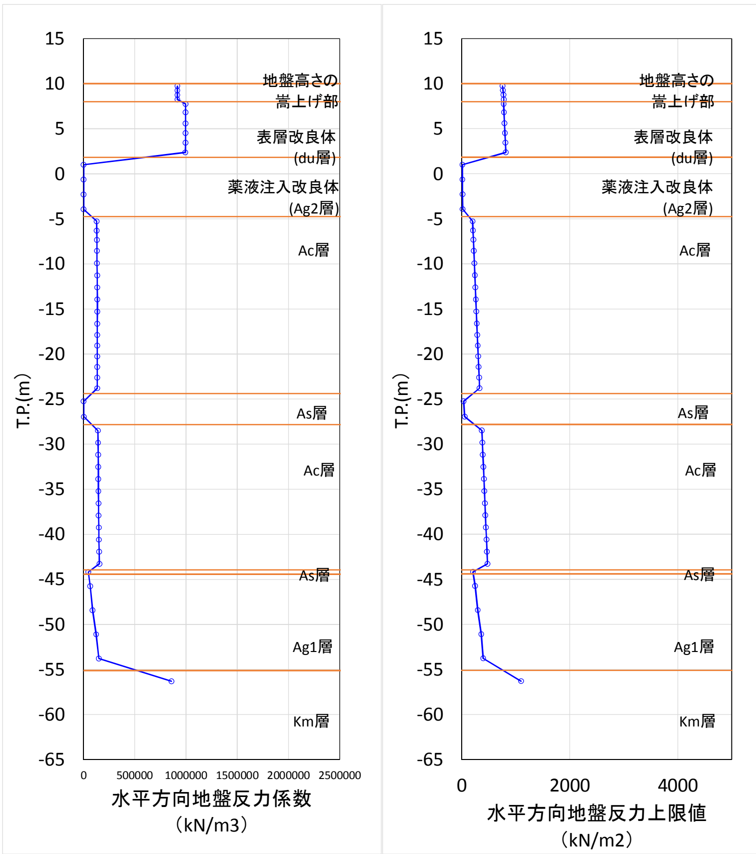


図 4.2.1－22　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面④：地盤バネ４）

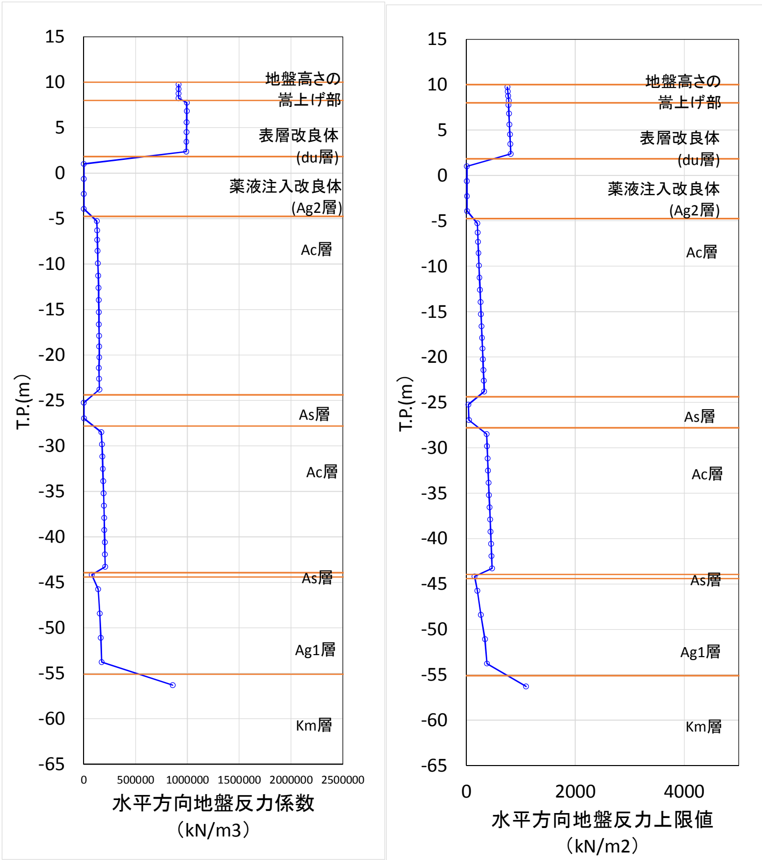


図 4.2.1－23　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面④：地盤バネ５）

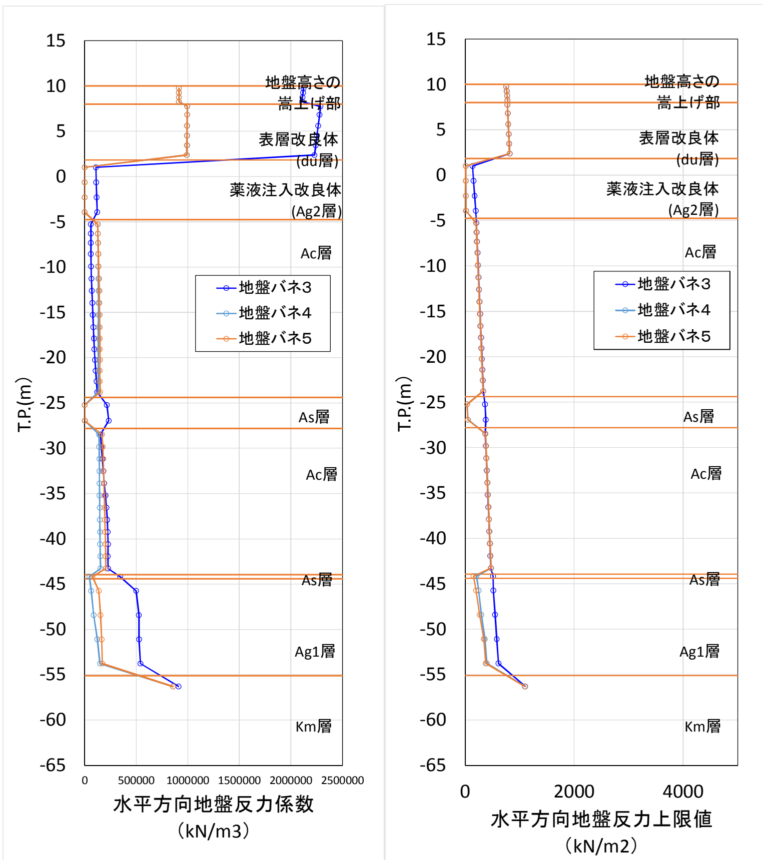


図 4.2.1－24　地盤バネ３，地盤バネ４及び地盤バネ５の比較（断面④）

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる余震慣性力は，上記の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表面最大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。各地盤ケースでの余震時の設計震度を表 4.2.1－14 に示す。

表 4.2.1－14　各地盤ケースでの余震時の設計震度（断面③）

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ３	0.170（162.90 cm/s^2）	0.010（7.02 cm/s^2）
地盤バネ４	0.020（12.90 cm/s^2）	0.030（26.35 cm/s^2）
地盤バネ５	0.030（29.39 cm/s^2）	0.050（42.11 cm/s^2）

上記の水平震度を用いて，次式により防潮堤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 4.2.1－15 及び表 4.2.1－16 に示す。

$P_d(z)=7/8\times\gamma_0\times K_h\times\sqrt{(h\cdot z)}$

ここで，γ_0：水の単位体積重量（kN/m^3）

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）

表 4.2.1－15　余震時の動水圧（基準津波時：断面④）

	防潮堤 天端高 （T.P.）	入力津波 高さ （T.P.）	設置地盤 標高 （T.P.）	防潮堤 天端動水圧 （kN/m^2）	設置地盤標高 での動水圧 （kN/m^2）
地盤バネ３	＋18.0	＋15.4	＋8.0	0.0	16.0
地盤バネ４				0.0	1.9
地盤バネ５				0.0	2.8

表 4.2.1－16　余震時の動水圧（敷地に遡上する津波時：断面④）

	防潮堤 天端高 （T.P.）	入力津波 高さ （T.P.）	設置地盤 標高 （T.P.）	防潮堤 天端動水圧 （kN/m^2）	設置地盤標高 での動水圧 （kN/m^2）
地盤バネ３	＋18.0	＋15.4	＋8.0	18.0	29.4
地盤バネ４				2.1	3.5
地盤バネ５				3.2	5.2

4.2.2　鋼管杭の評価結果

(1)　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2－1 に，曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2－2～表 4.2.2－9 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，曲げ軸力応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2.2－1　鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258

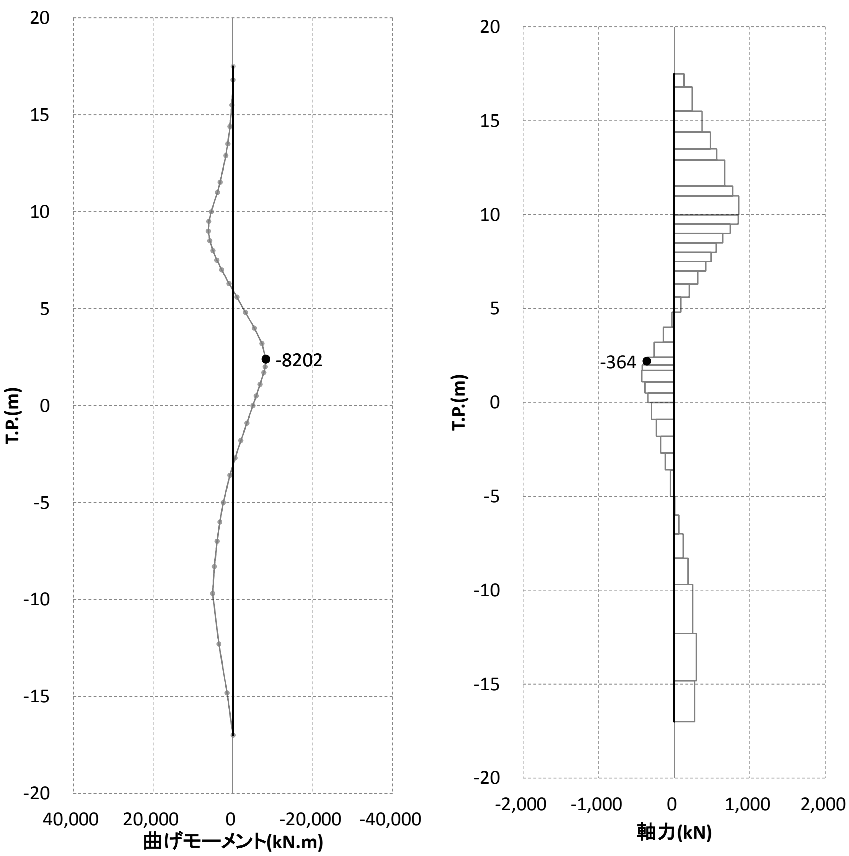


図 4.2.2－1　断面力図（断面①：基準津波時，地盤バネ３）

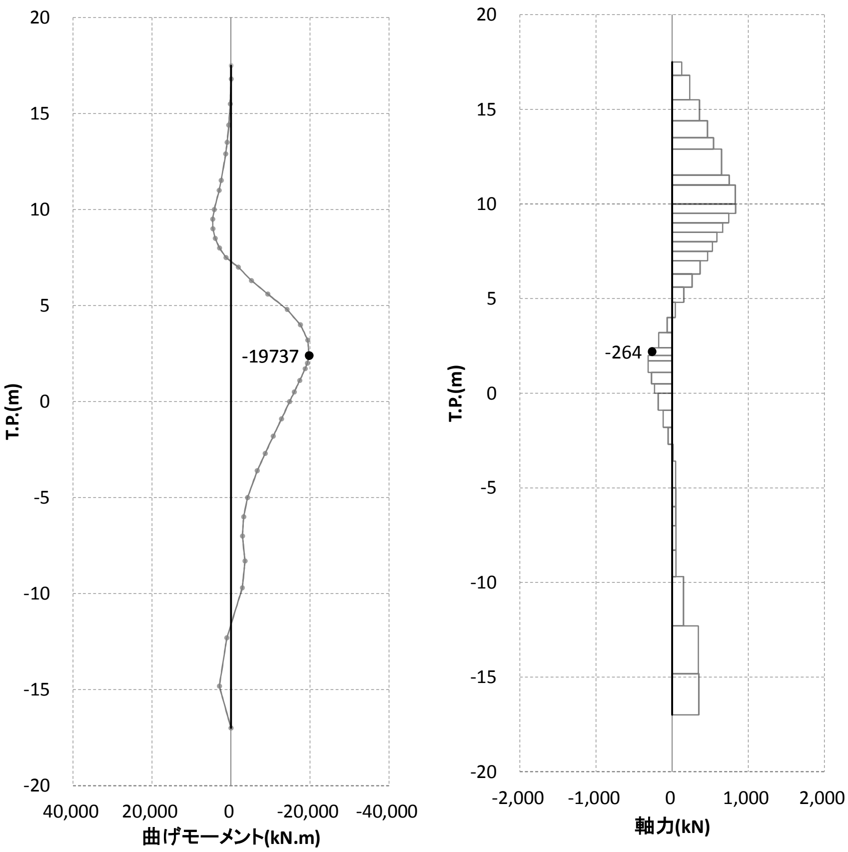


図 4.2.2－2　断面力図（断面①：基準津波時，地盤バネ４）

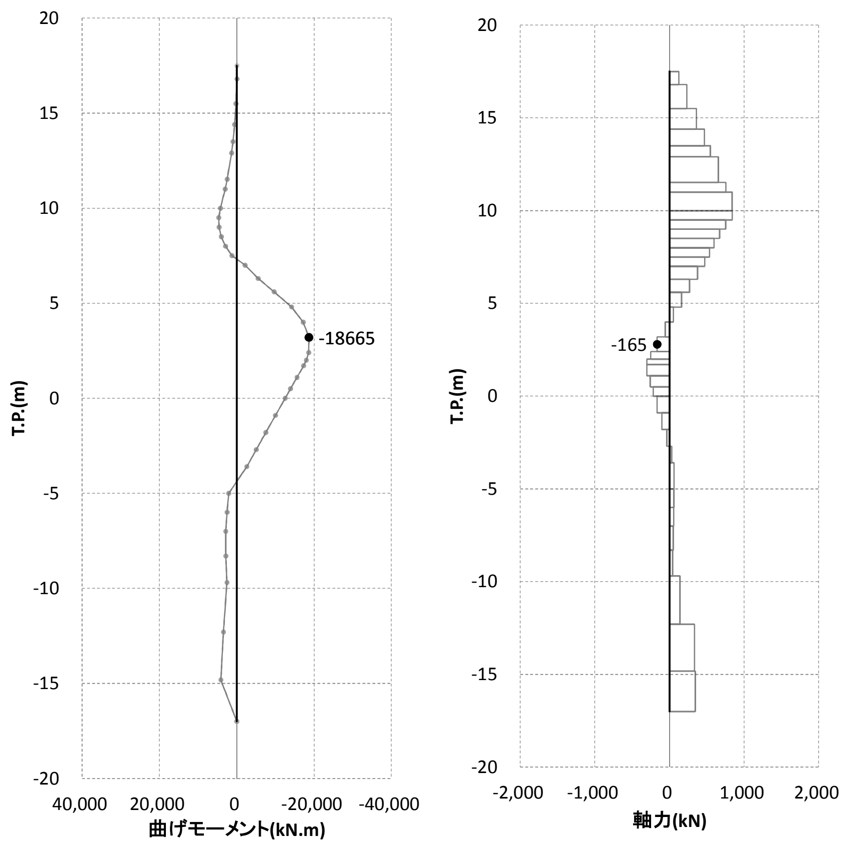
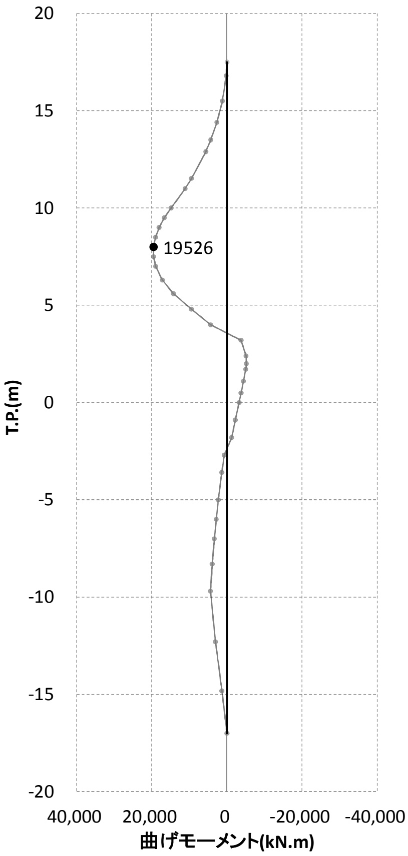


図 4.2.2－3　断面力図（断面①：基準津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－2　曲げ軸力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	8202	-364	116	382.5	0.31
地盤バネ４	19737	-264	274	382.5	0.72
地盤バネ５	18665	-165	259	382.5	0.68



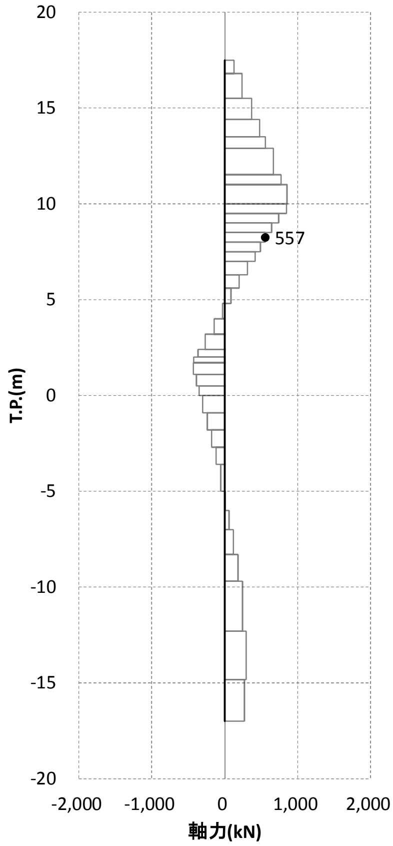


図 4.2.2－4　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時，地盤バネ３）

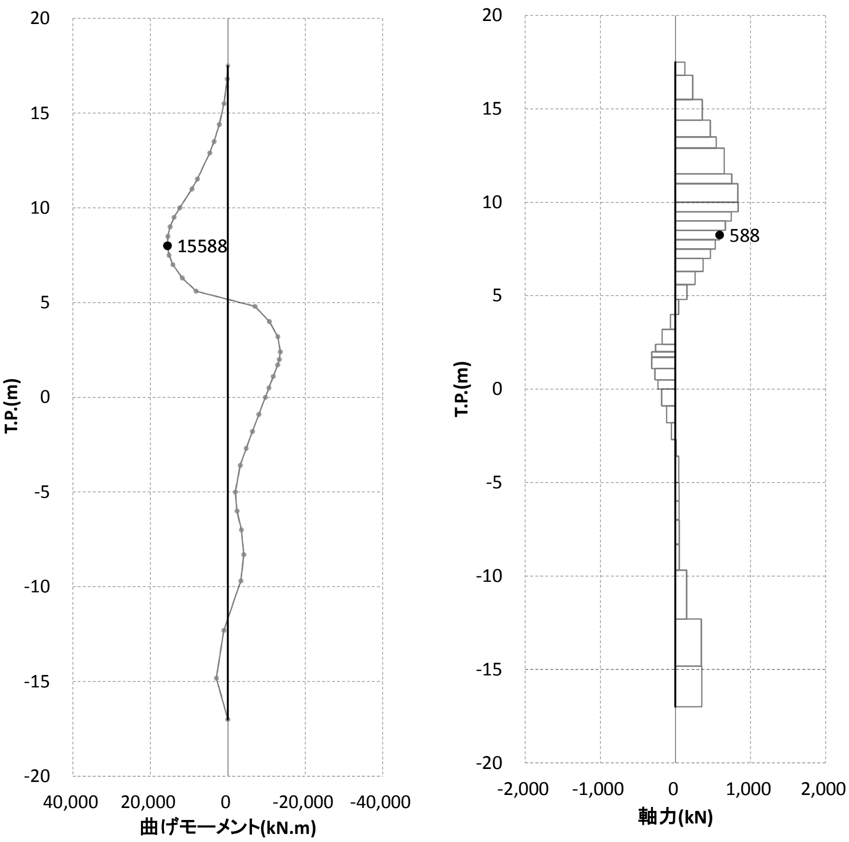


図 4.2.2－5　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時，地盤バネ４）

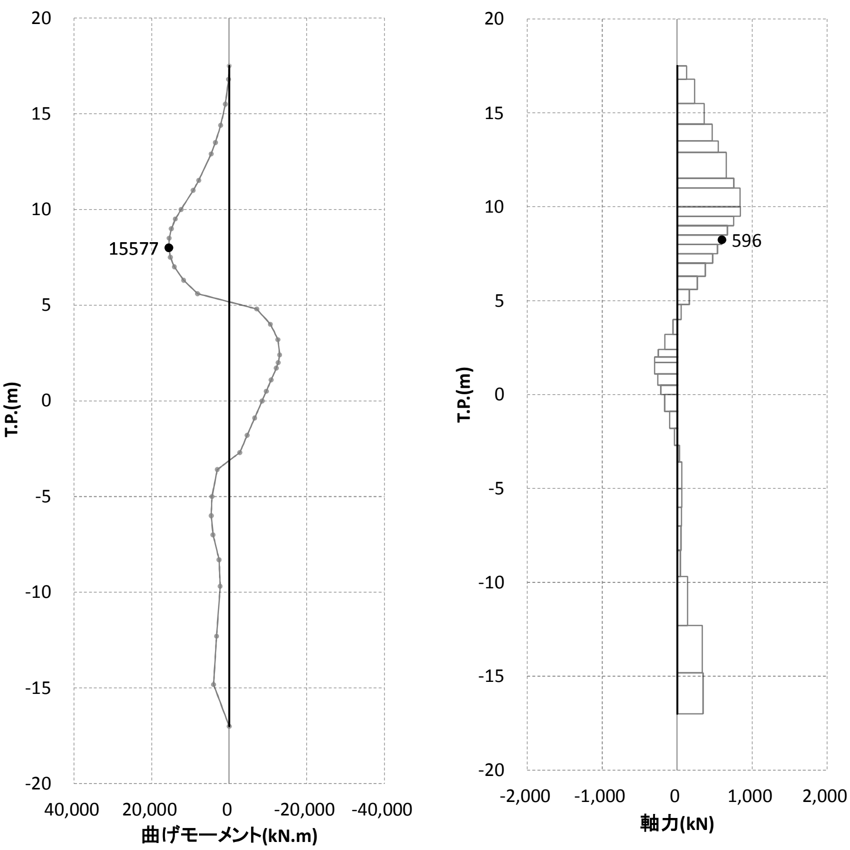


図 4.2.2－6　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－3　曲げ軸力に対する照査結果（断面①：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	19526	557	273	433.5	0.63
地盤バネ４	15588	588	219	433.5	0.51
地盤バネ５	15577	596	219	433.5	0.51

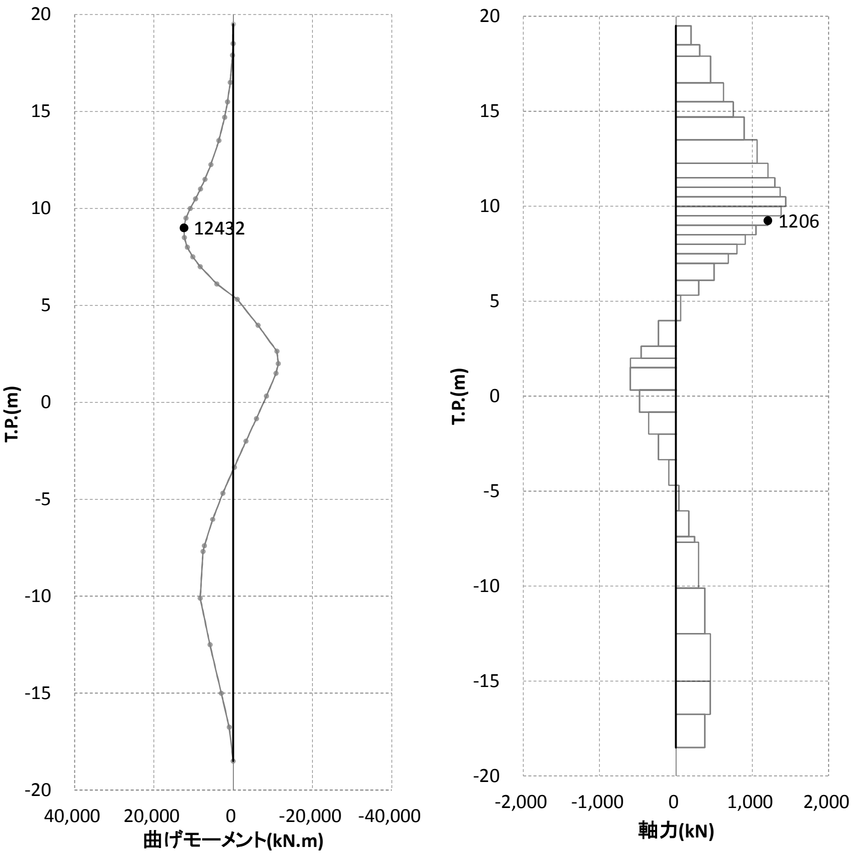


図 4.2.2－7　断面力図（断面②：基準津波時，地盤バネ３）

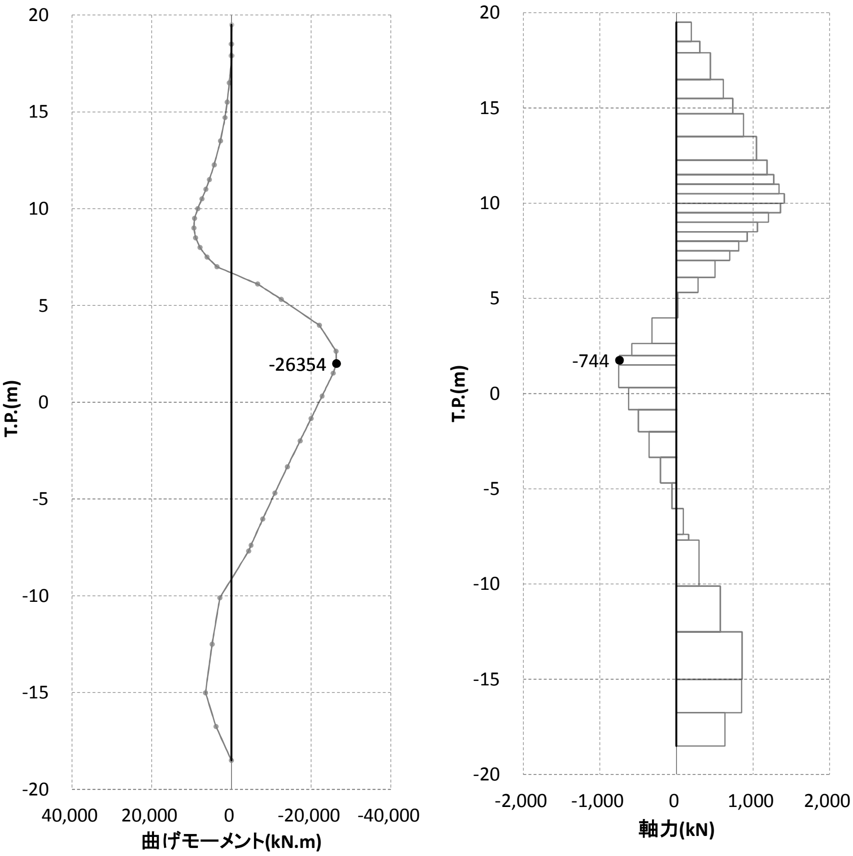


図 4.2.2－8　断面力図（断面②：基準津波時，地盤バネ４）

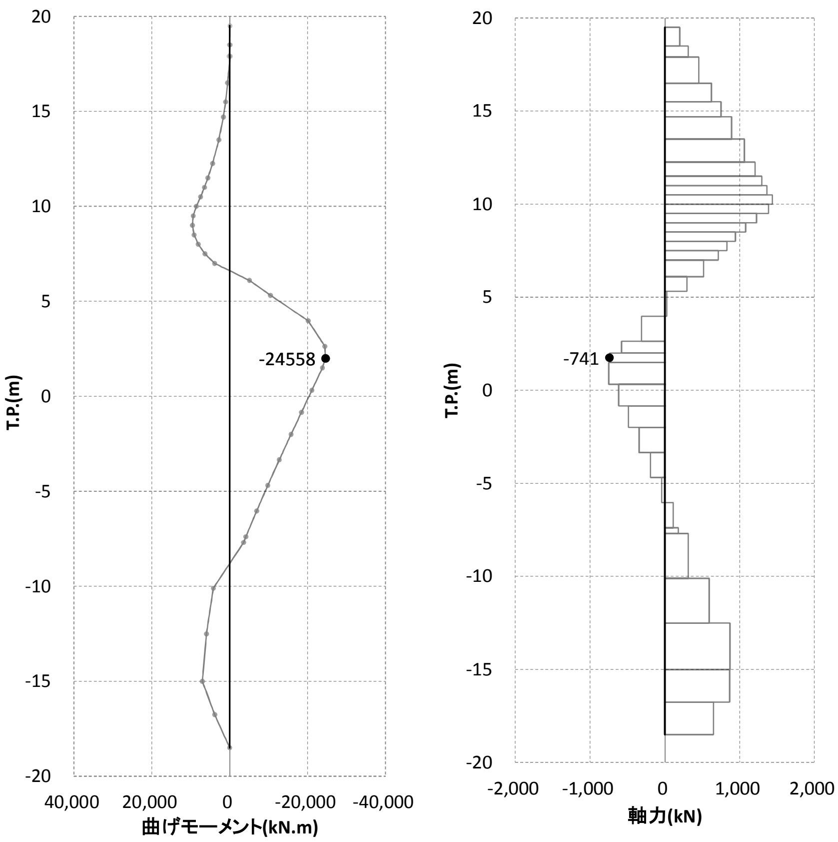


図 4.2.2－9　断面力図（断面②：基準津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－4　曲げ軸力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	12432	1206	116	382.5	0.31
地盤バネ４	26354	−744	235	382.5	0.62
地盤バネ５	24558	−741	219	382.5	0.58

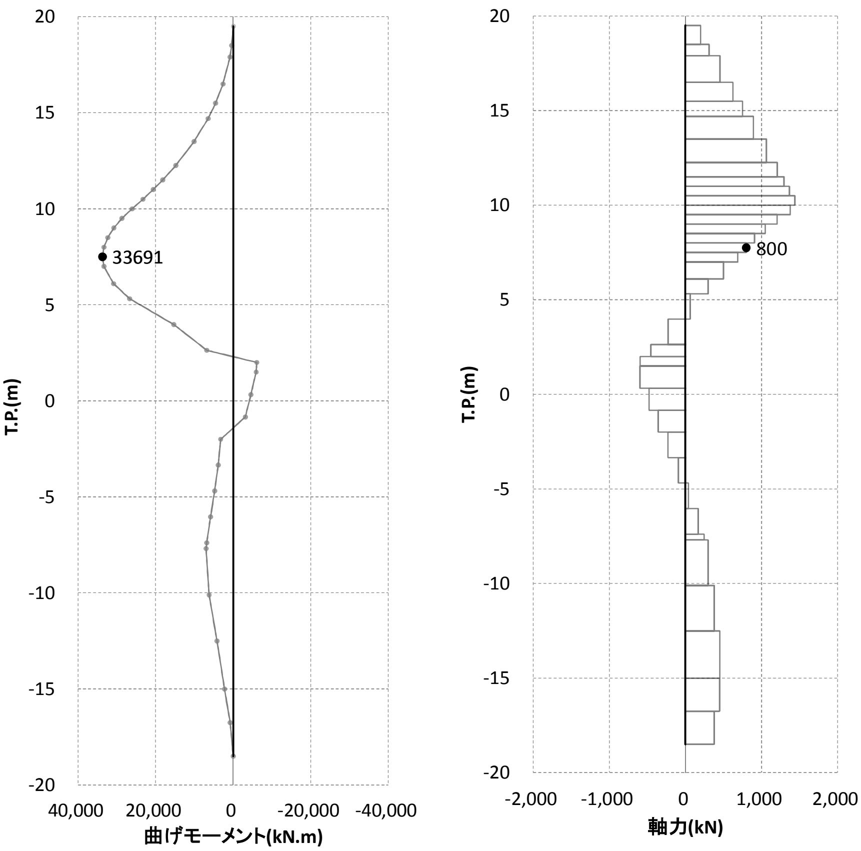


図 4.2.2－10　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時，地盤バネ３）

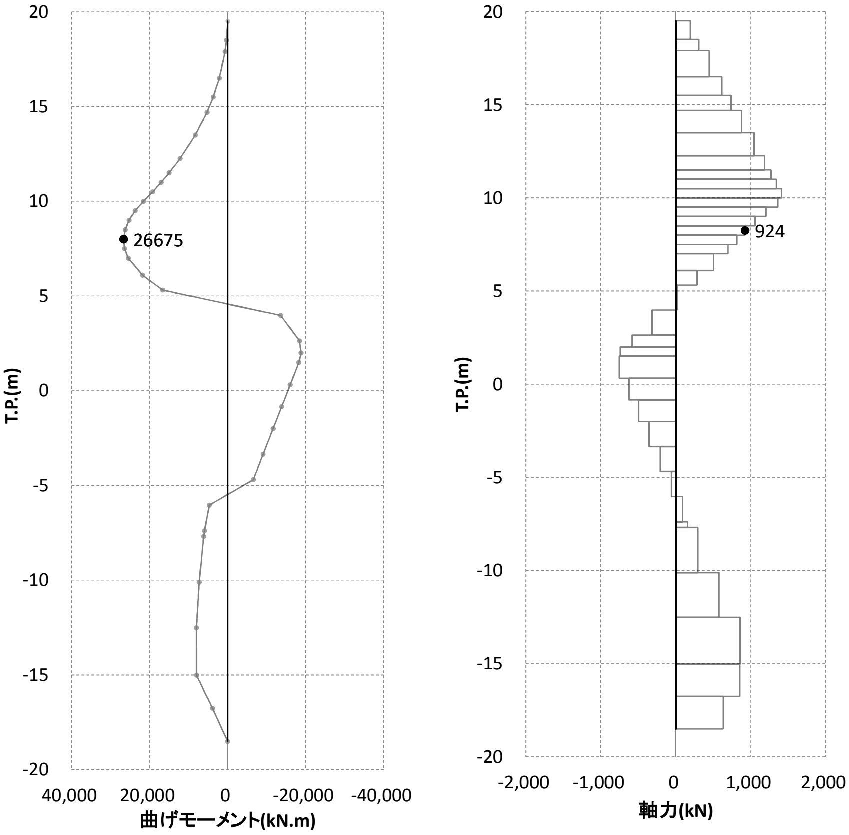


図 4.2.2－11　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時，地盤バネ４）

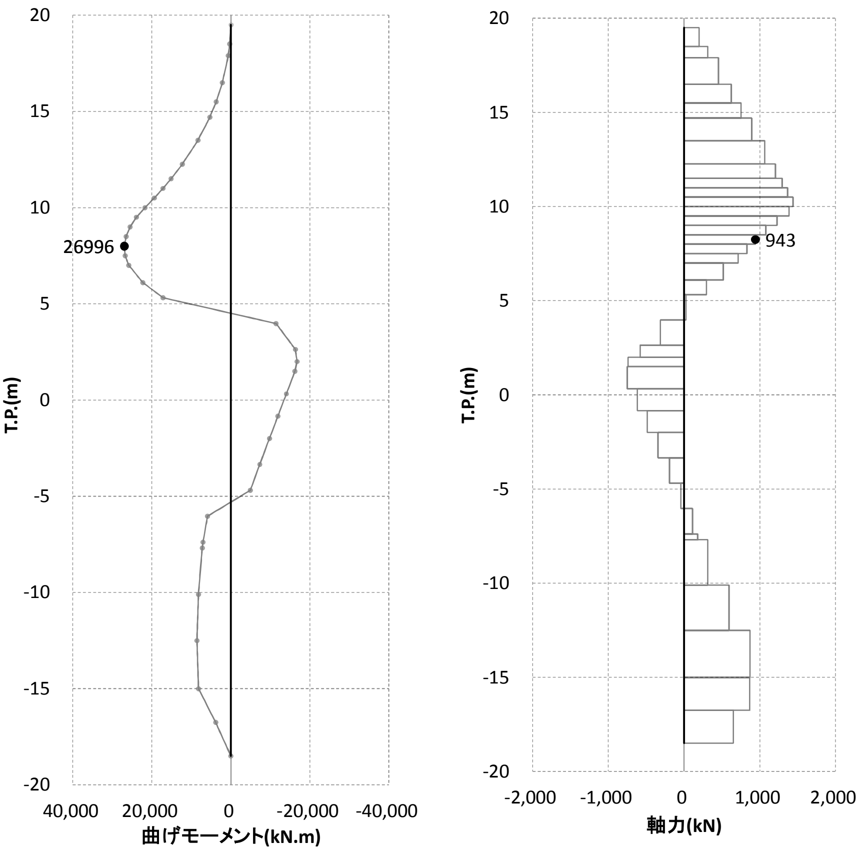


図 4.2.2－12　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－5　曲げ軸力に対する照査結果（断面②：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	33691	800	300	433.5	0.7
地盤バネ４	26675	924	239	433.5	0.56
地盤バネ５	26996	943	242	433.5	0.56

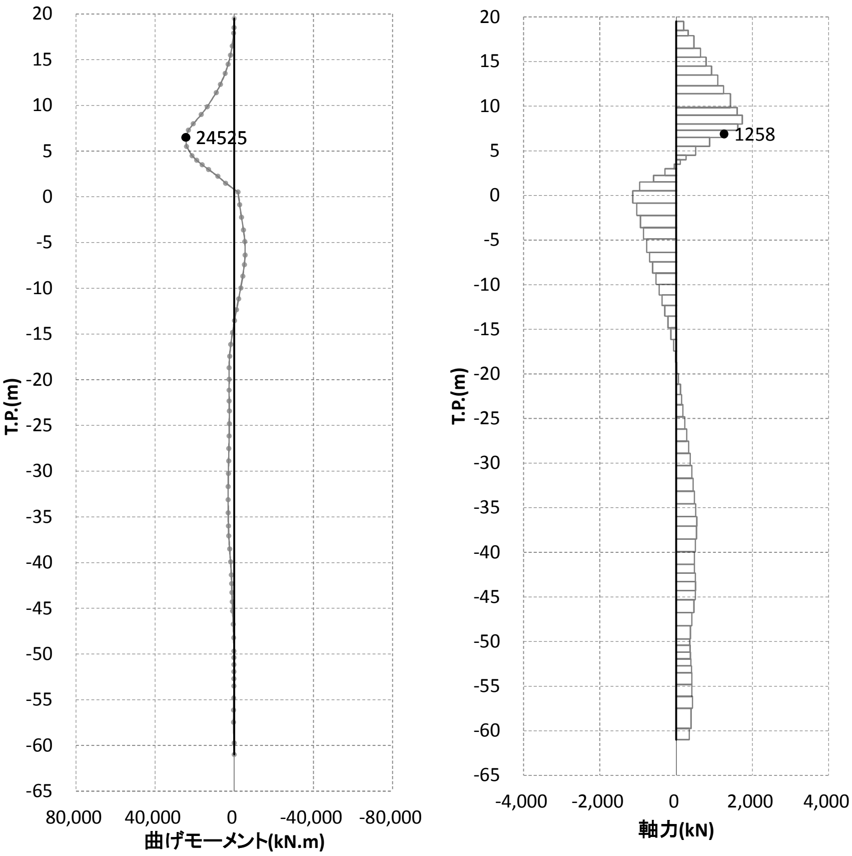


図 4.2.2－13　断面力図（断面③：基準津波時，地盤バネ３）

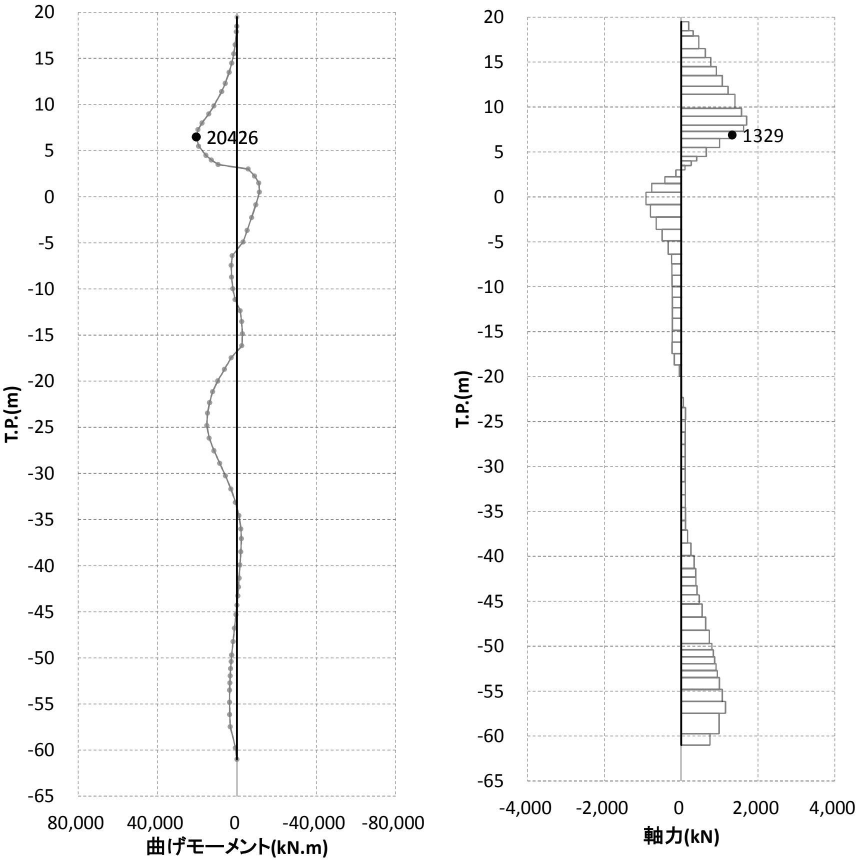


図 4.2.2－14　断面力図（断面③：基準津波時，地盤バネ４）

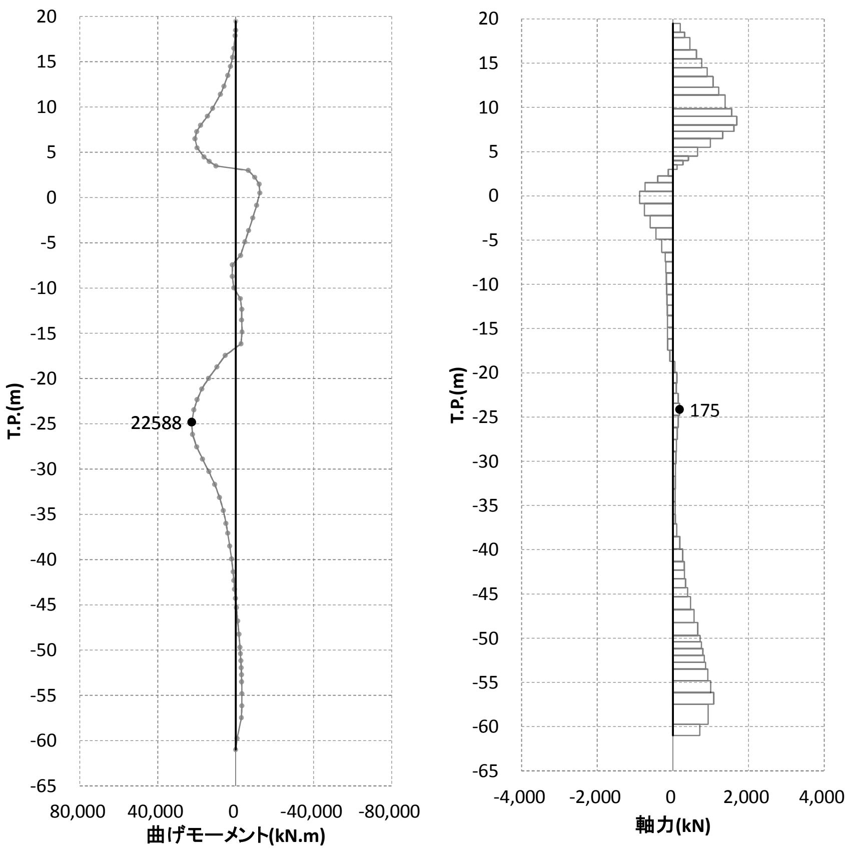


図 4.2.2－15　断面力図（断面③：基準津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－6　曲げ軸力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	24525	1258	159	382.5	0.42
地盤バネ４	20426	1329	133	382.5	0.35
地盤バネ５	22588	175	142	382.5	0.38

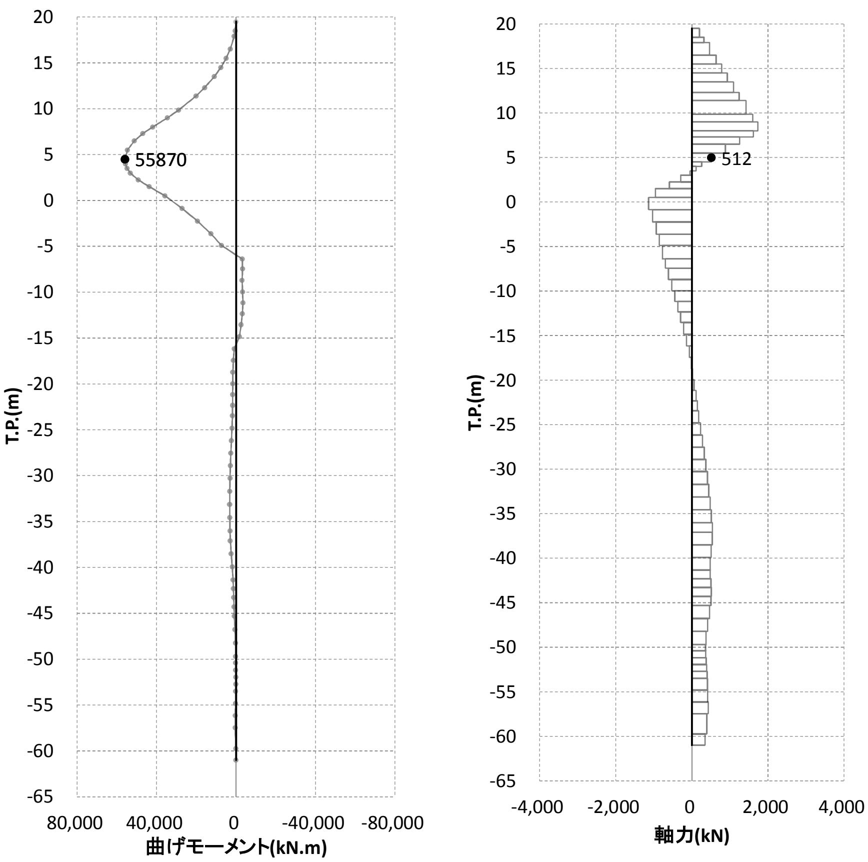
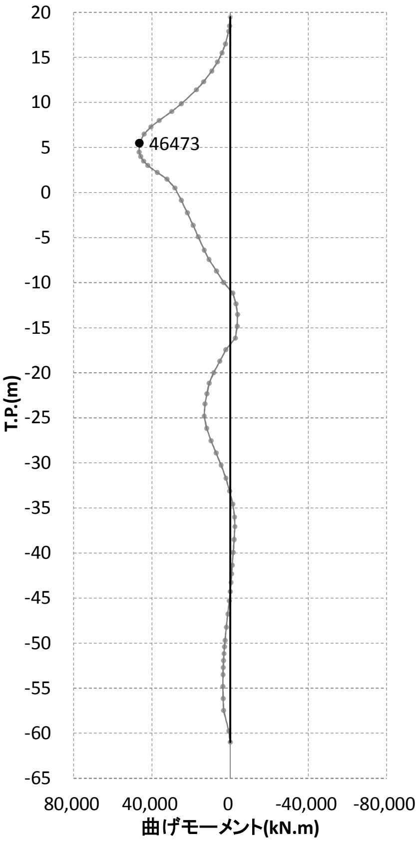


図 4.2.2－16　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時，地盤バネ３）



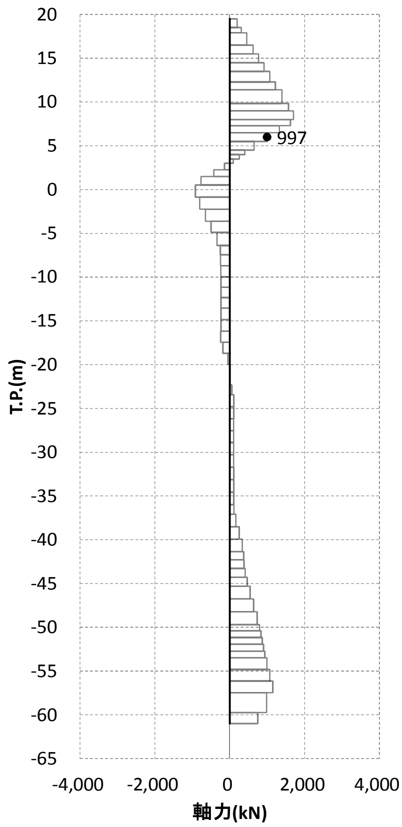
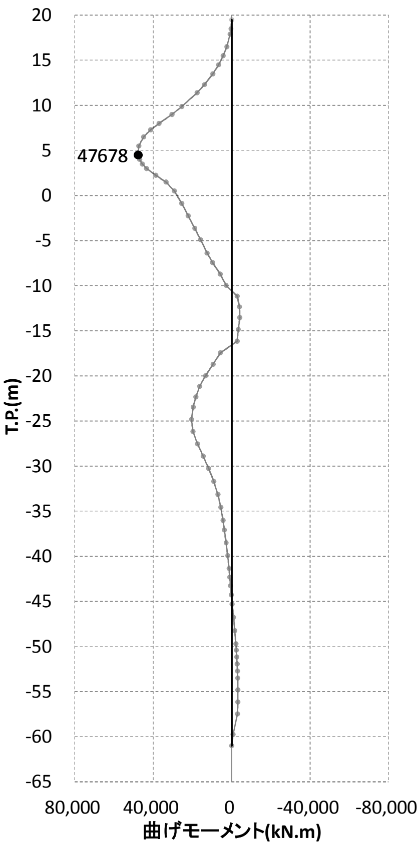


図 4.2.2－17　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時，地盤バネ４）



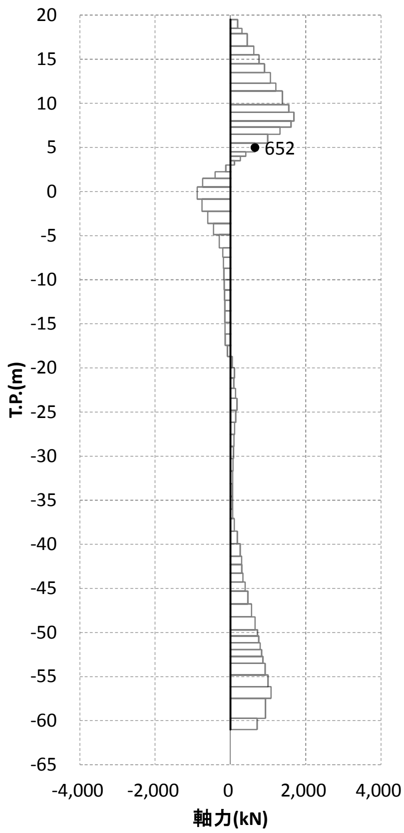


図 4.2.2－18　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－7　曲げ軸力に対する照査結果（断面③：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	55870	512	352	433.5	0.82
地盤バネ４	46473	997	295	433.5	0.69
地盤バネ５	47678	652	301	433.5	0.7

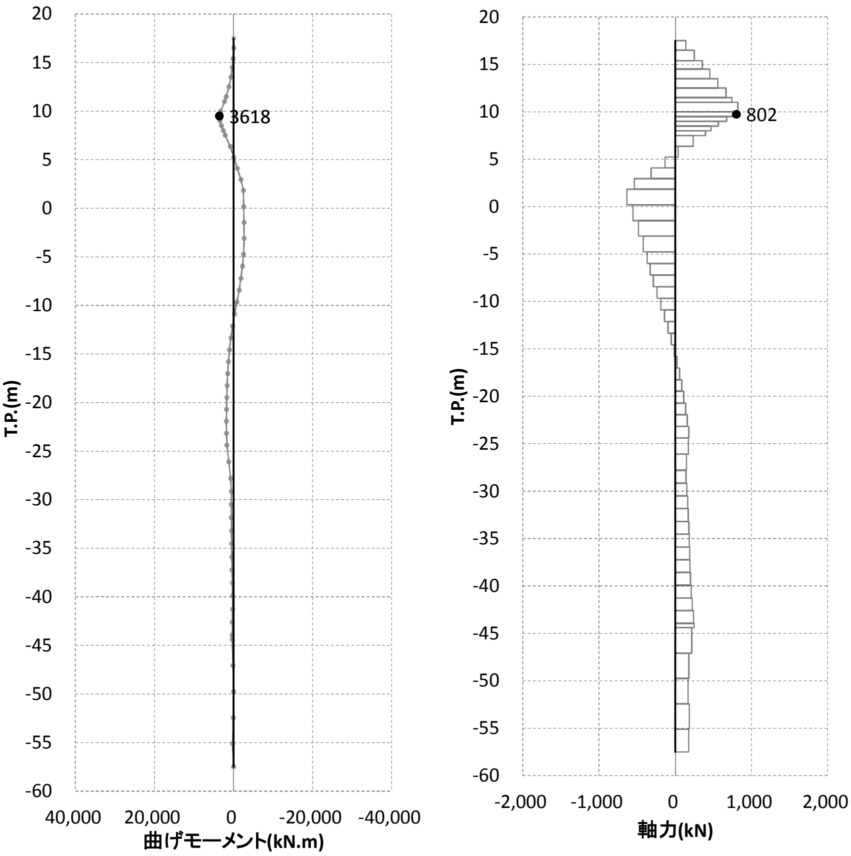


図 4.2.2－19　断面力図（断面④：基準津波時，地盤バネ３）

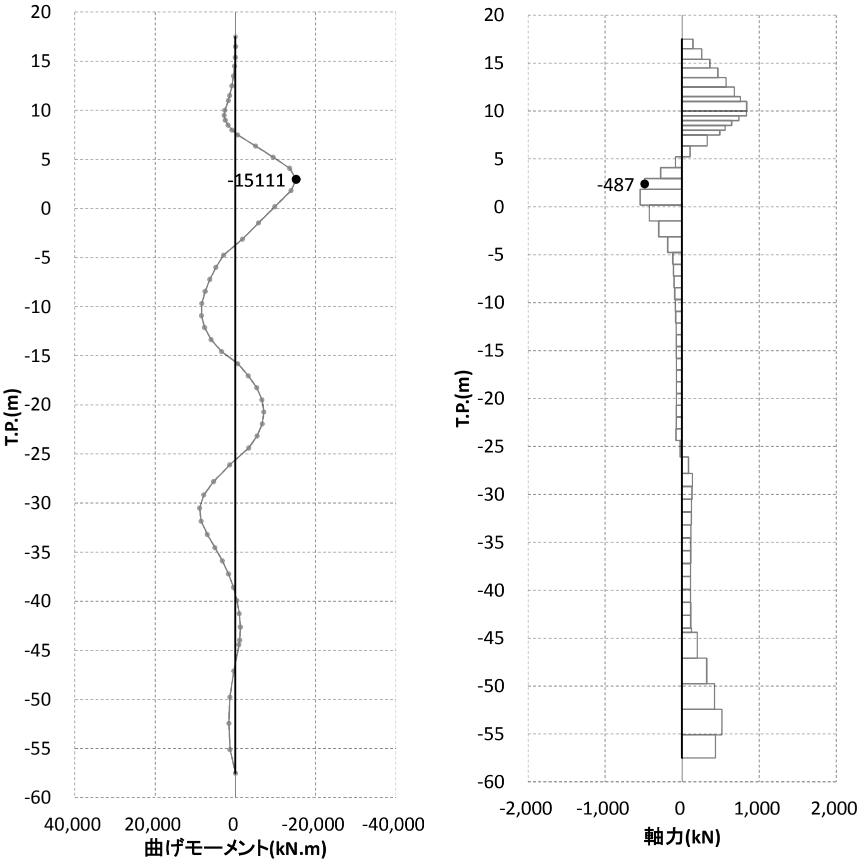


図 4.2.2－20　断面力図（断面④：基準津波時，地盤バネ４）

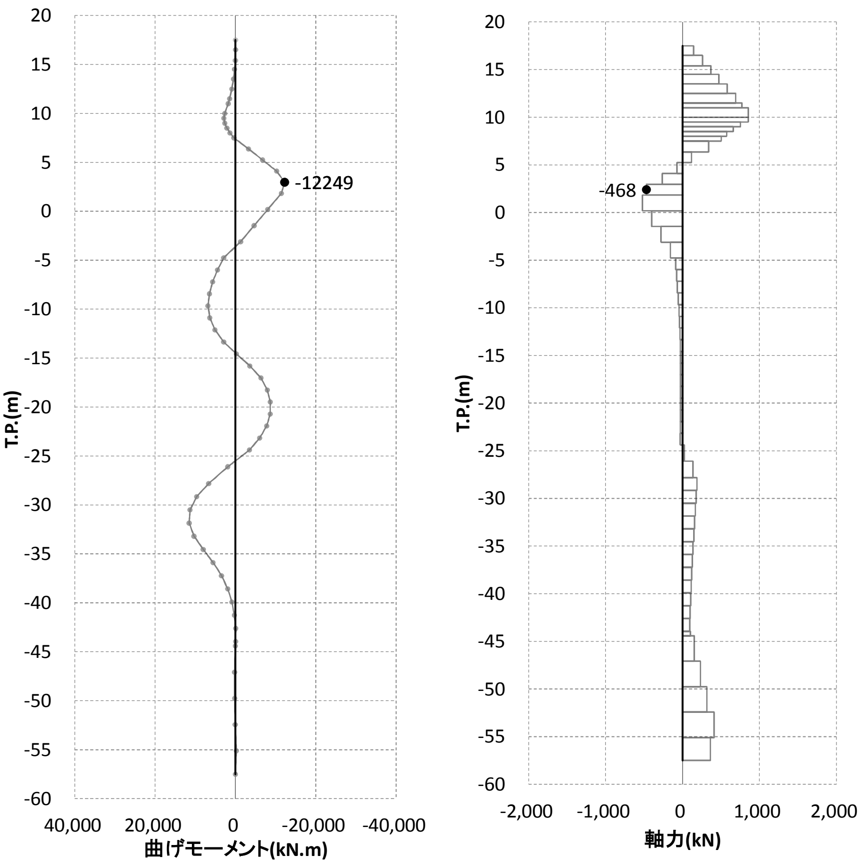


図 4.2.2－20　断面力図（断面④：基準津波時，地盤バネ５）

表 4.2.2－8　曲げ軸力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	3618	802	56	382.5	0.15
地盤バネ４	15111	-487	212	382.5	0.56
地盤バネ５	12249	-468	172	382.5	0.45

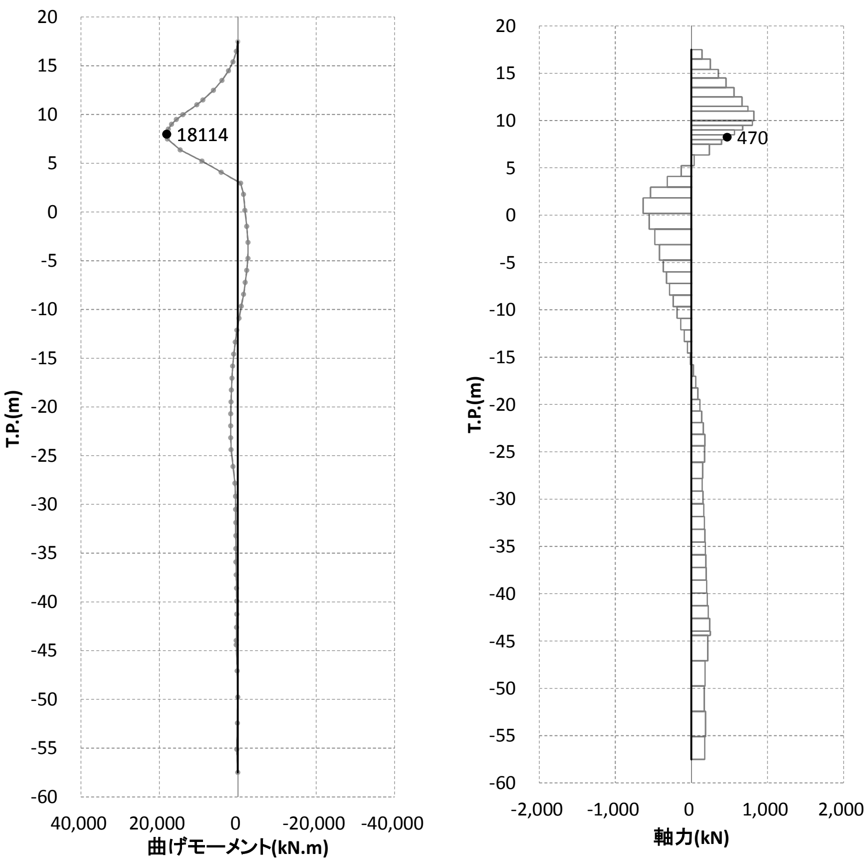


図 4.2.2－22　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時，地盤バネ３）

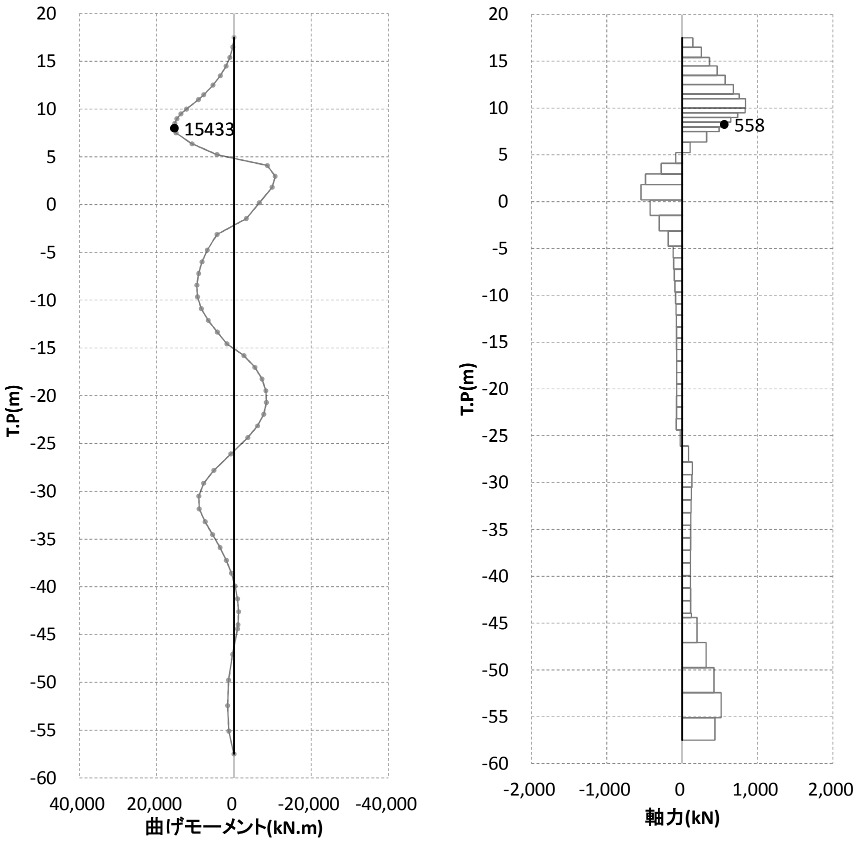


図 4.2.2－23　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時，地盤バネ４）

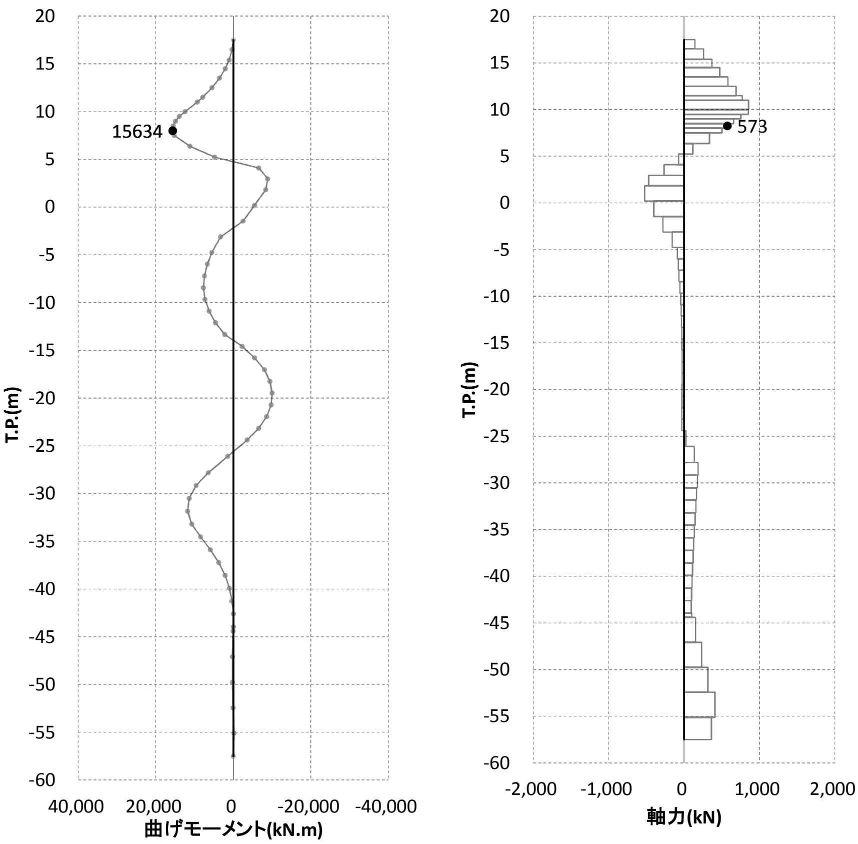


図 4.2.2－24　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時，地盤バネ５）

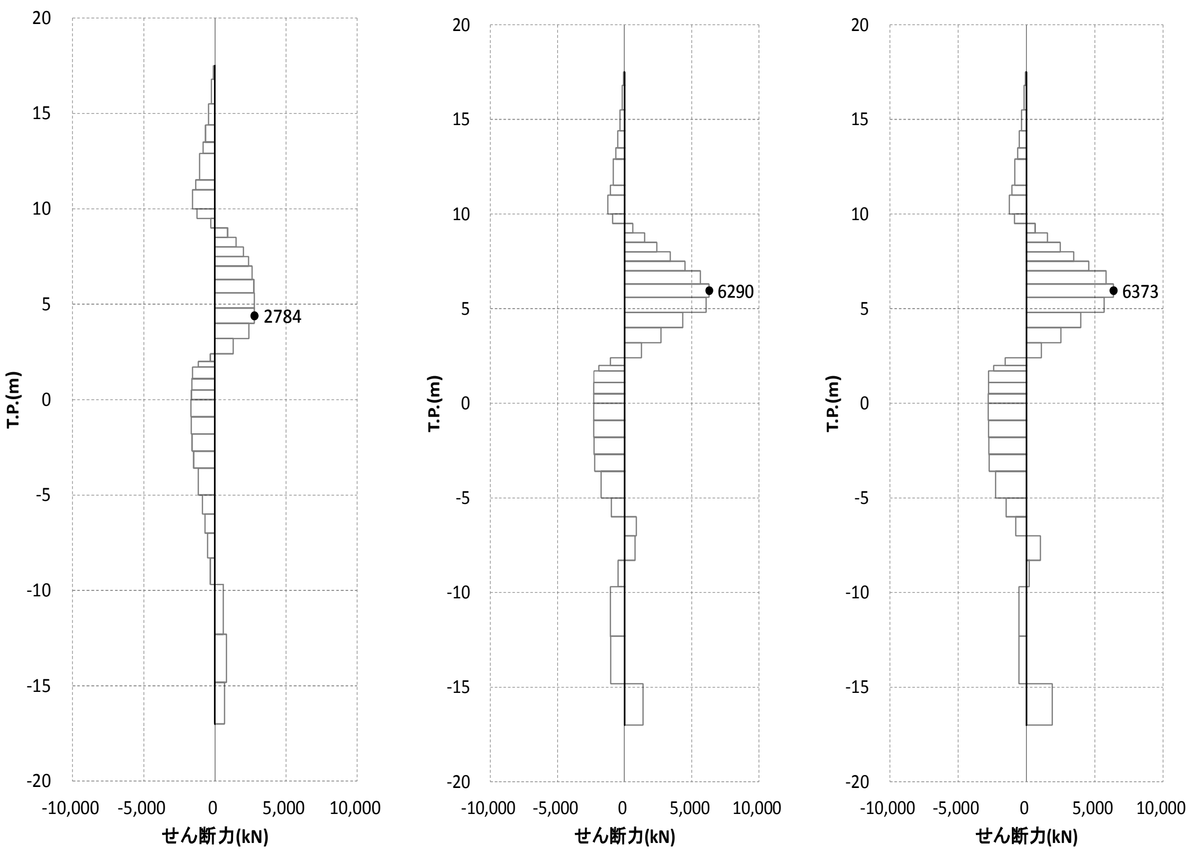
表 4.2.2－9　曲げ軸力に対する照査結果（断面④：敷地に遡上する津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	18114	470	253	433.5	0.59
地盤バネ４	15433	558	217	433.5	0.51
地盤バネ５	15634	573	220	433.5	0.51

(2)　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2－1 に，せん断力に対する照査結果を表 4.2.2－10～表 4.2.2－17 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

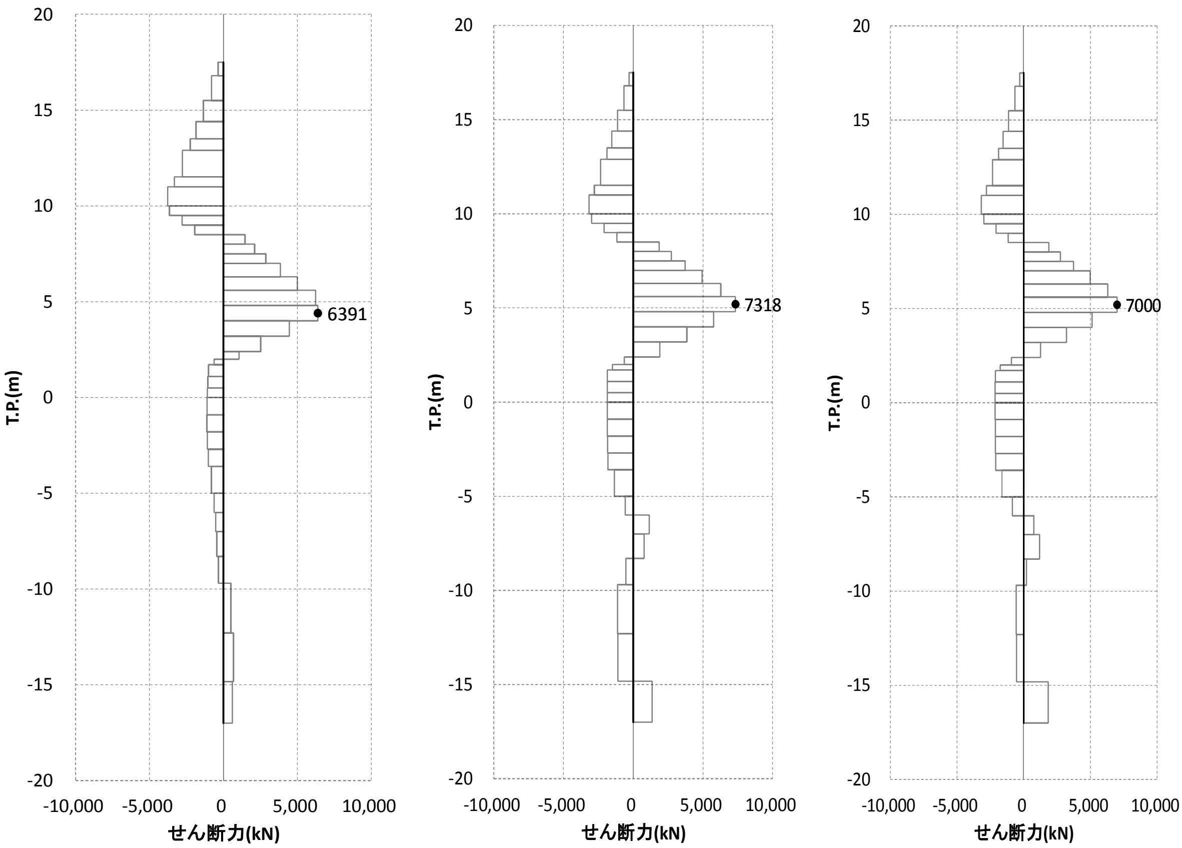


地盤バネ３　　地盤バネ４　　地盤バネ５

図 4.2.2－25　断面力図（断面①：基準津波時）

表 4.2.2－10　せん断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	2784	38	217.5	0.18
地盤バネ４	6290	85	217.5	0.4
地盤バネ５	6373	86	217.5	0.4

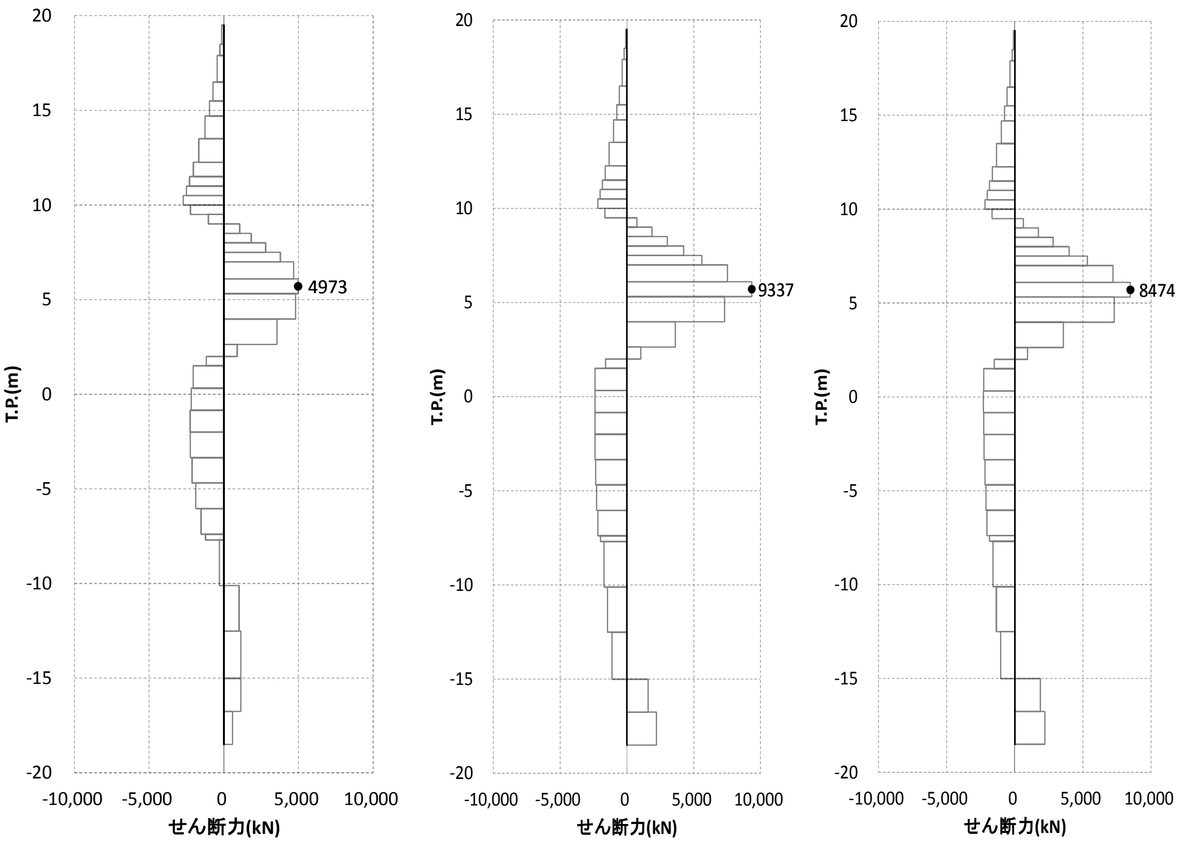


地盤バネ３　　地盤バネ４　　地盤バネ５

図 4.2.2－26　断面力図（断面①：敷地に遡上する津波時）

表 4.2.2－11　せん断力に対する照査結果（断面①：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	6391	86	246.5	0.35
地盤バネ４	7318	99	246.5	0.41
地盤バネ５	7000	94	246.5	0.39

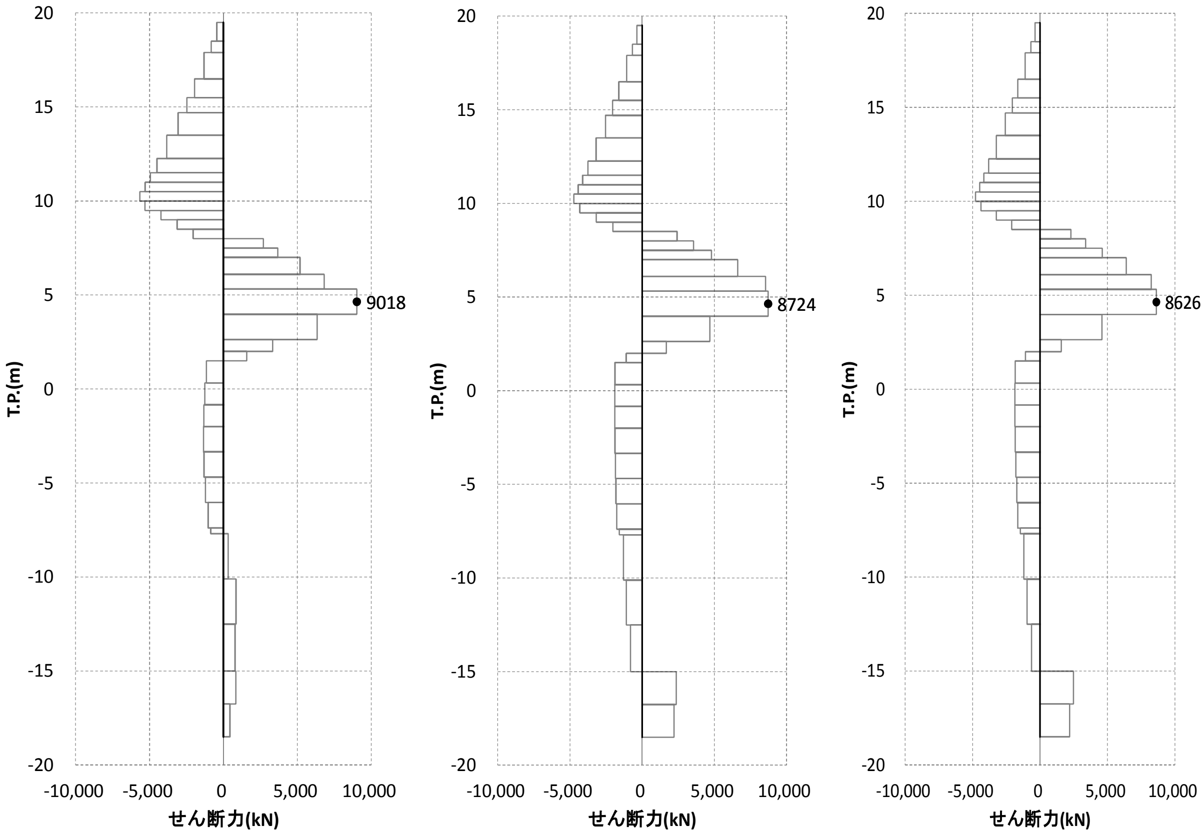


地盤バネ３　　　　地盤バネ４　　　　地盤バネ５

図 4.2.2－27　断面力図（断面②：基準津波時）

表 4.2.2－12　せん断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	4973	54	217.5	0.25
地盤バネ４	9337	100	217.5	0.46
地盤バネ５	8474	91	217.5	0.42

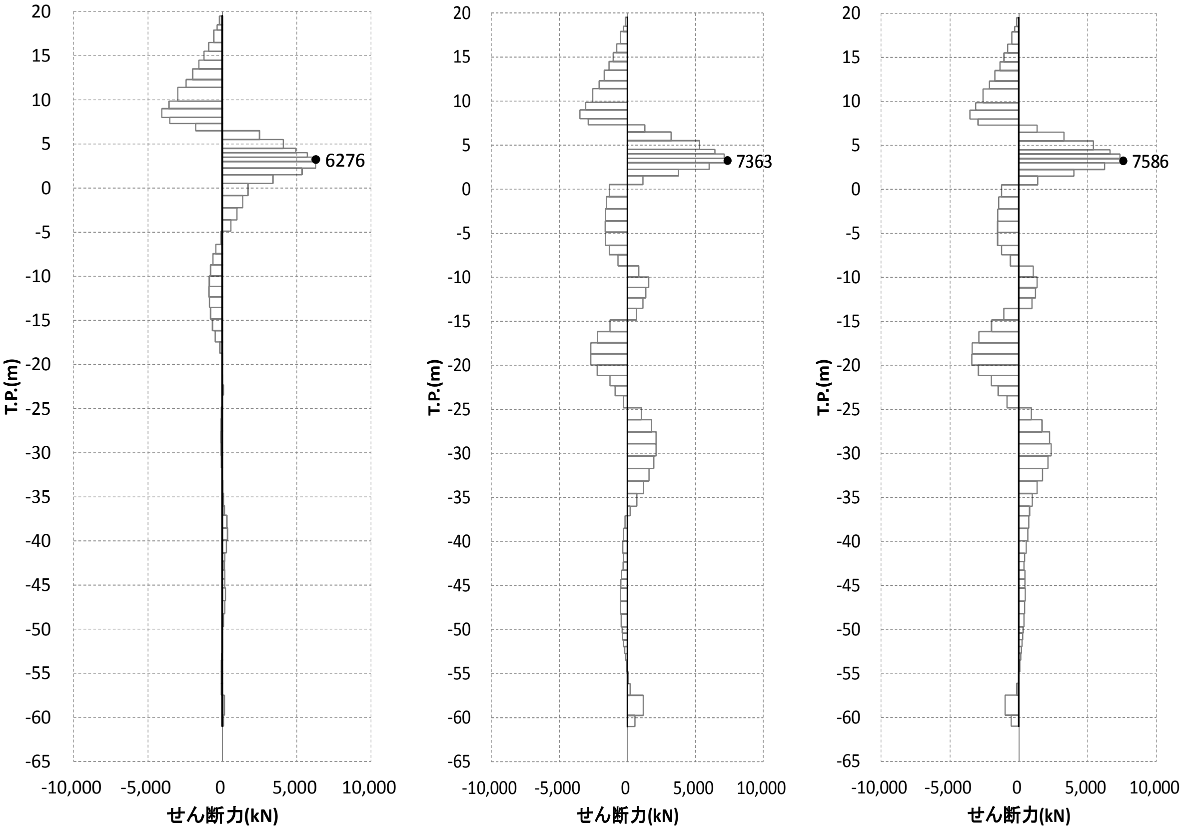


地盤バネ３　地盤バネ４　地盤バネ５

図 4.2.2－28　断面力図（断面②：敷地に遡上する津波時）

表 4.2.2－13　せん断力に対する照査結果（断面②：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	9018	97	246.5	0.4
地盤バネ４	8724	94	246.5	0.39
地盤バネ５	8626	93	246.5	0.38

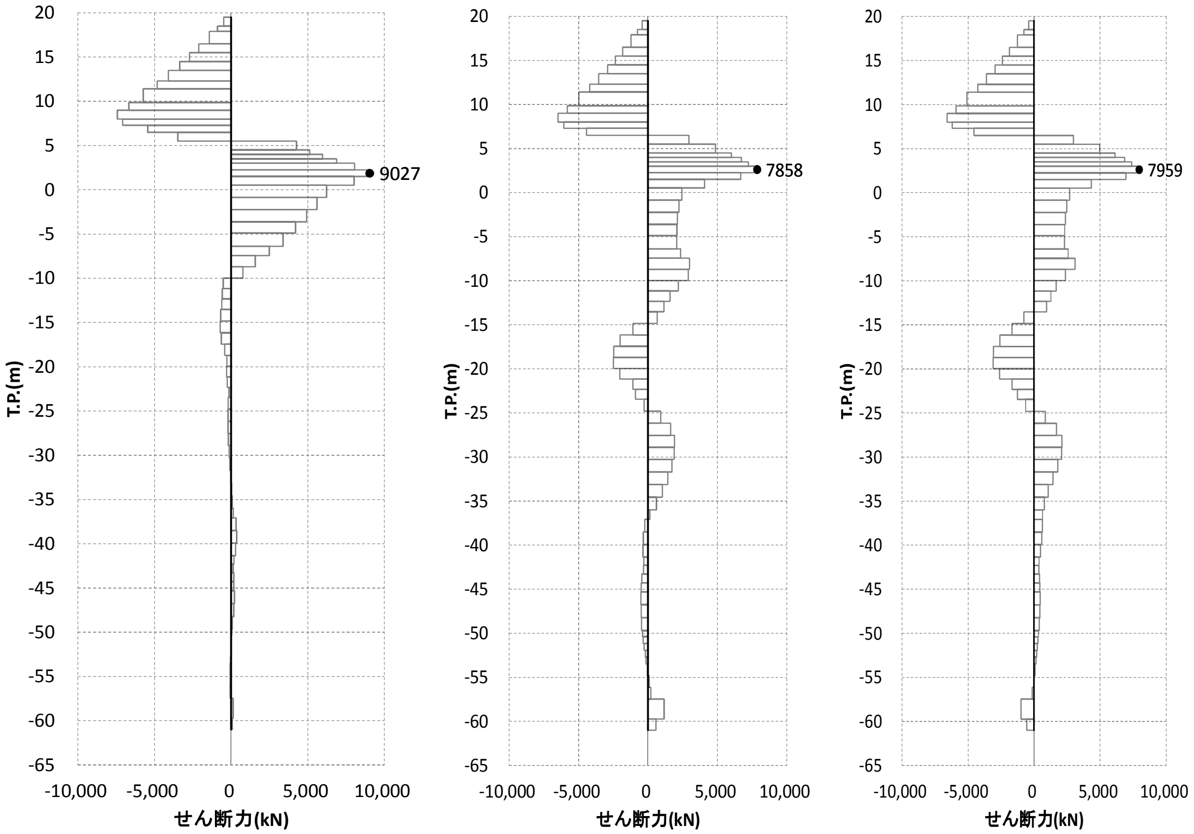


地盤バネ３　　　　地盤バネ４　　　　地盤バネ５

図 4.2.2－29　断面力図（断面③：基準津波時）

表 4.2.2－14　せん断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	6276	48	217.5	0.23
地盤バネ４	7363	56	217.5	0.26
地盤バネ５	7586	58	217.5	0.27

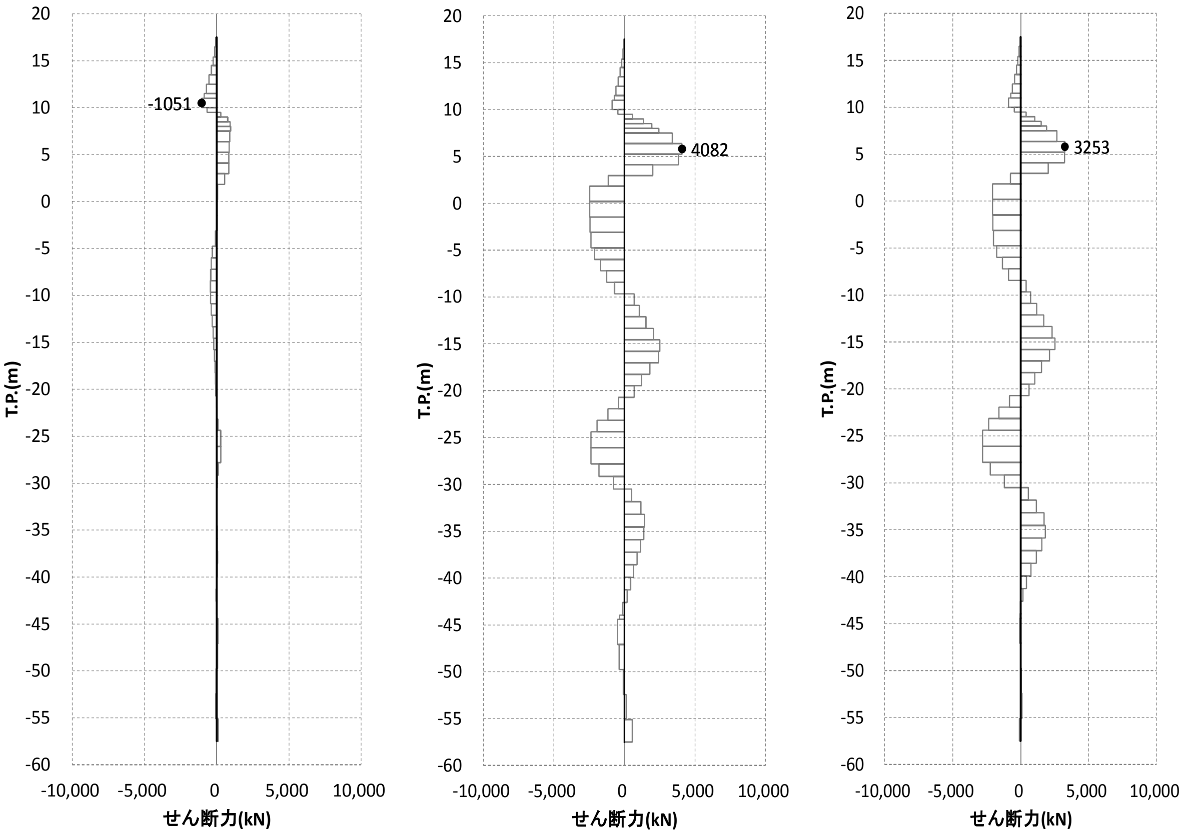


地盤バネ３　　　　　地盤バネ４　　　　　地盤バネ５

図 4.2.2－30　断面力図（断面③：敷地に遡上する津波時）

表 4.2.2－15　せん断力に対する照査結果（断面③：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	短期許容 応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	9027	69	246.5	0.28
地盤バネ４	7858	60	246.5	0.25
地盤バネ５	7959	61	246.5	0.25

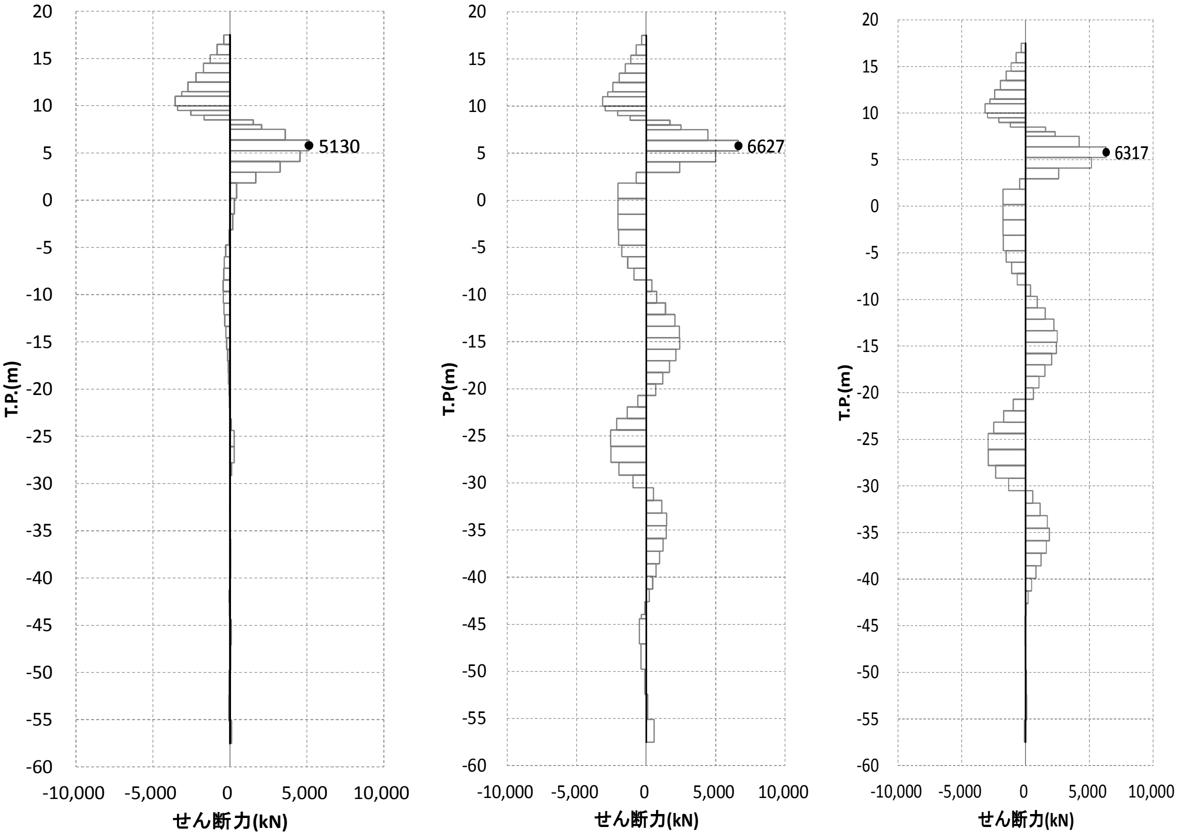


地盤バネ３　　地盤バネ４　　地盤バネ５

図 4.2.2－31　断面力図（断面④：基準津波時）

表 4.2.2－16　せん断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)	照査値
地盤バネ３	1051	15	217.5	0.07
地盤バネ４	4082	55	217.5	0.26
地盤バネ５	3253	44	217.5	0.21



地盤バネ３　　　　地盤バネ４　　　　地盤バネ５

図 4.2.2－32　断面力図（断面④：敷地に遡上する津波時）

表 4.2.2－17　せん断力に対する照査結果（断面④：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	5130	69	246.5	0.28
地盤バネ４	6627	89	246.5	0.37
地盤バネ５	6317	85	246.5	0.35

4.2.3　鉄筋コンクリートの評価結果

(1)　原地盤物性のばらつきを考慮した場合

原地盤物性のばらつきを考慮した場合の地盤バネによる２次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。２次元梁バネモデルにおける杭の水平方向バネ定数を表 4.2.3－1 に，杭の水平変位を表 4.2.3－2 に示す。設計水平震度は表 4.2.1－2 及び表 4.2.1－10 に示す１次元有効応力解析の結果から，断面①で 0.25，断面③で 0.18 を使用する。

表 4.2.3－1　杭の水平方向バネ定数（kN/m）

重畳時		杭１	杭２	杭３	杭４	杭５
断面①	基準津波時	128713	122450	116187	122451	128714
	敷地に遡上する津波時	101918	97331	92744	97331	101919
断面③	基準津波時	121517	111050	100582	105256	109930
	敷地に遡上する津波時	98575	90618	82660	86230	89800

表 4.2.3－2　杭の水平変位（m）

重畳時	杭１	杭２	杭３	杭４	杭５
断面①	-0.044	-0.040	-0.037	-0.041	-0.044
断面③	-0.056	-0.077	-0.099	-0.105	-0.112

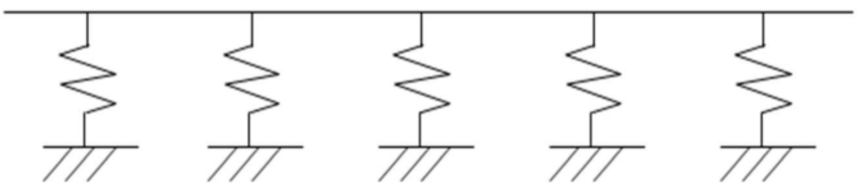


図 4.2.3－1　２次元梁バネモデル杭位置図

a.　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3－3 に，２次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.3－4 及び表 4.2.3－5 に示す。

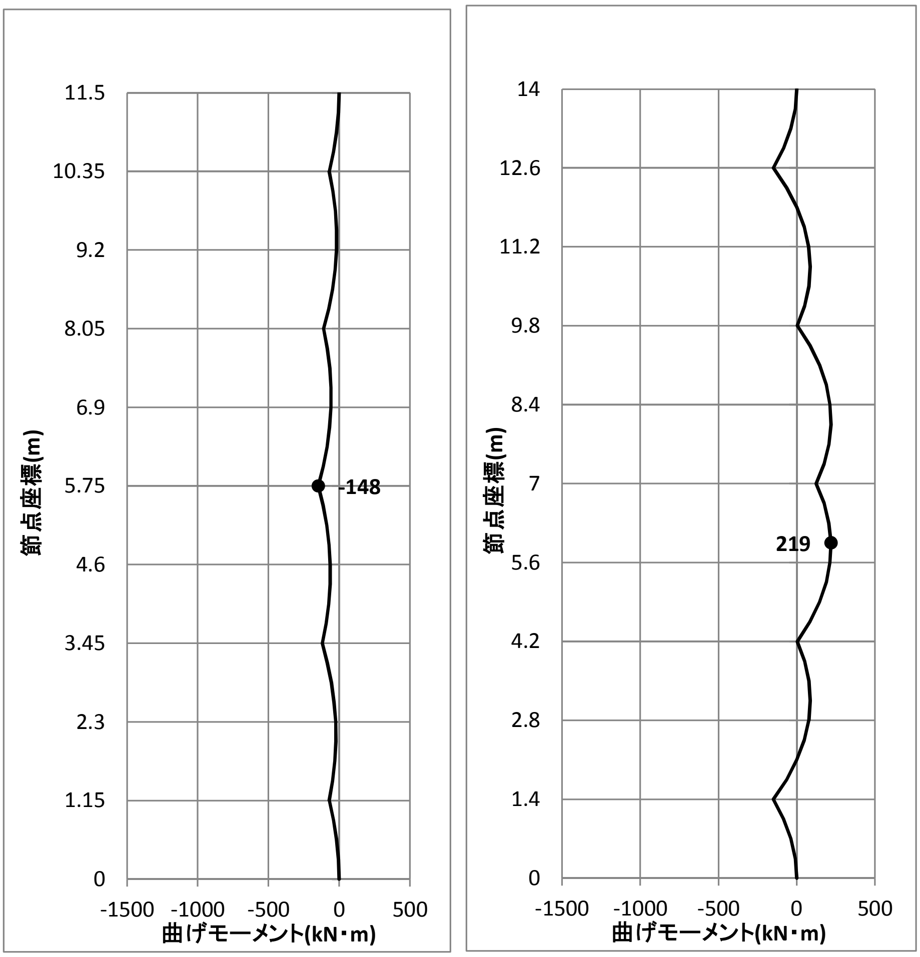
鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果，コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.2.3－3　鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

図 4.2.3－2（1）　概略配筋図（断面①）

図 4.2.3－2 (2)　 概略配筋図 (断面③)

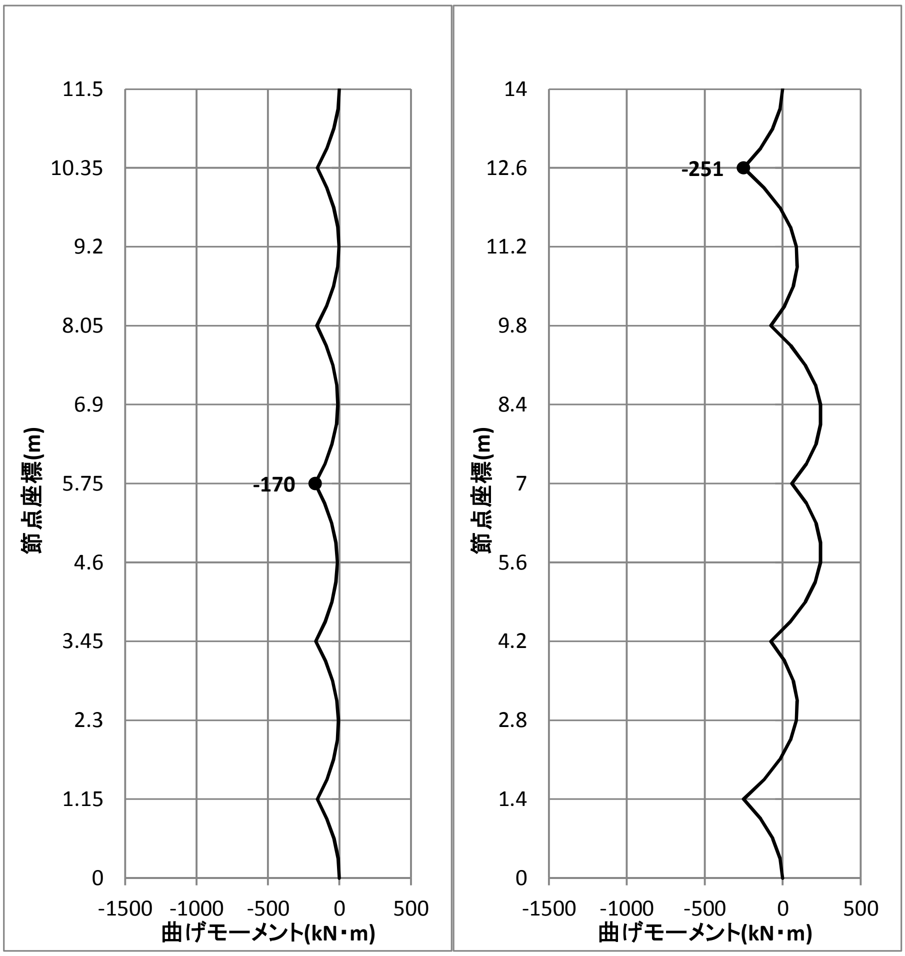


断面①　　　断面③

図 4.2.3－3　断面力図（基準津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－4　曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：２次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度(N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	−148	0	3	51	21	435	0.15	0.12
断面③	219	0	4	75	21	435	0.2	0.18



断面①　　　　　断面③

図 4.2.3－4　断面力図（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－5　曲げ軸力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度(N/mm^2)		曲げ圧縮応力照査値	曲げ引張応力照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	−170	0	3	58	28	478.5	0.11	0.13
断面③	251	0	4	86	28	478.5	0.15	0.18

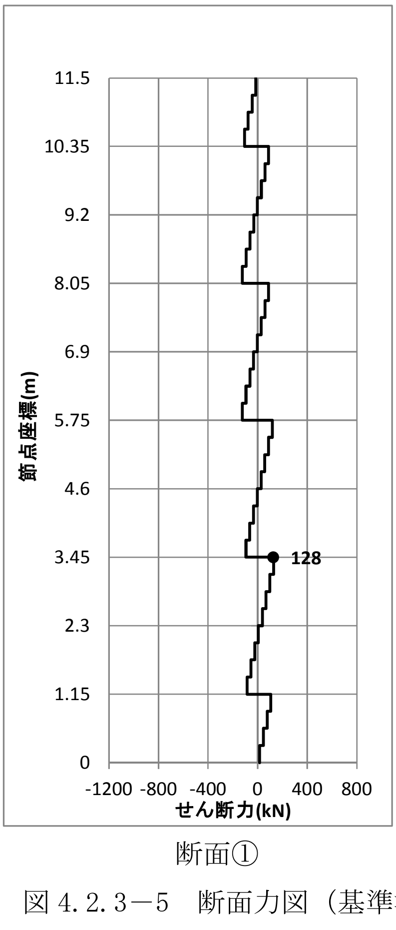
b.　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.3－3 及び表 4.2.3－6 に，２次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.2.3－7 及び表 4.2.3－8 に示す。

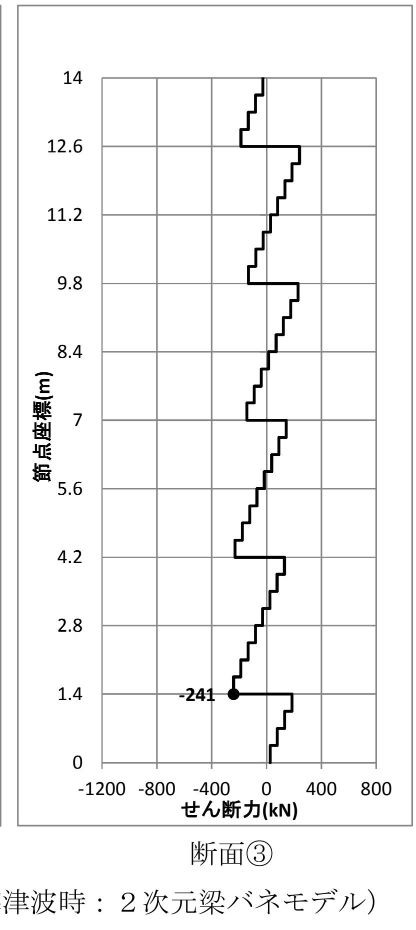
鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.2.3－6　鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm^2)
①	3.333-D22	0.2	12.902
③	3.333-D22	0.2	12.902



断面①

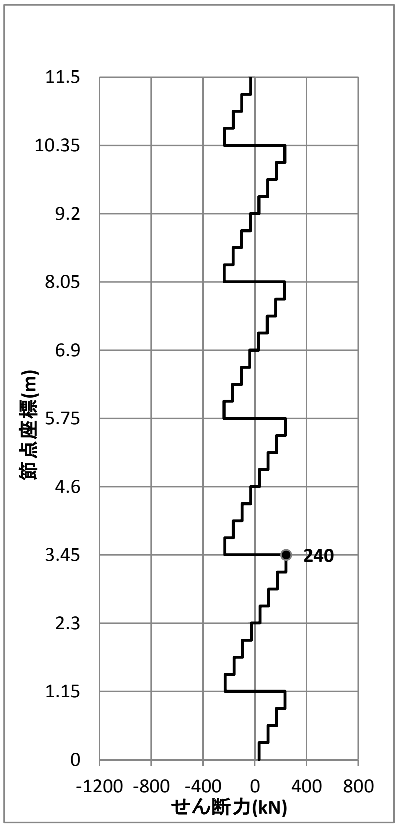


断面③

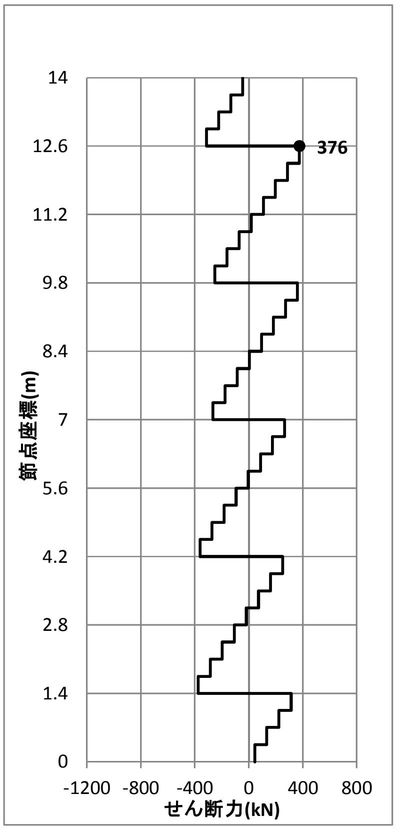
図 4.2.3－5　断面力図（基準津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－7　せん断力に対する照査結果（基準津波時：２次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	129	1122	0.12
断面③	241	1122	0.22



断面①



断面③

図 4.2.3－6　断面力図（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－8　せん断力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	240	1281	0.19
断面③	376	1281	0.30

(2)　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場合

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場合の地盤バネによる２次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。２次元梁バネモデルにおける杭の水平方向バネ定数を表 4.2.3－9 に，杭の水平変位を表 4.2.3－10 に示す。設計水平震度は１次元有効応力解析の結果から，断面①で 0.10，断面③で 0.11 を使用する。

表 4.2.3－9　杭の水平方向バネ定数（kN/m）

重畳時		杭１	杭２	杭３	杭４	杭５
断面①	基準津波時	118836	118836	118836	118836	118836
	敷地に遡上する津波時	93937	93937	93937	93937	93937
断面③	基準津波時	101458	101458	101458	101458	101458
	敷地に遡上する津波時	83387	83387	83387	83387	83387

表 4.2.3－10　杭の水平変位（m）

重畳時	杭１	杭２	杭３	杭４	杭５
断面①	−0.244	−0.244	−0.244	−0.244	−0.244
断面③	−0.175	−0.175	−0.175	−0.175	−0.175

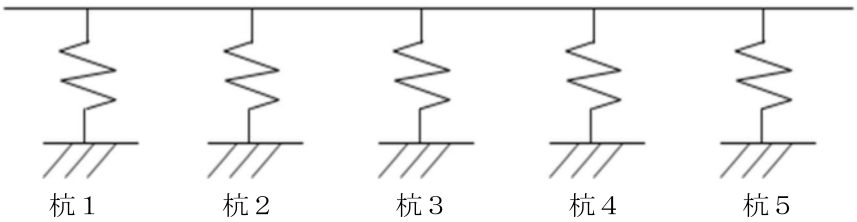
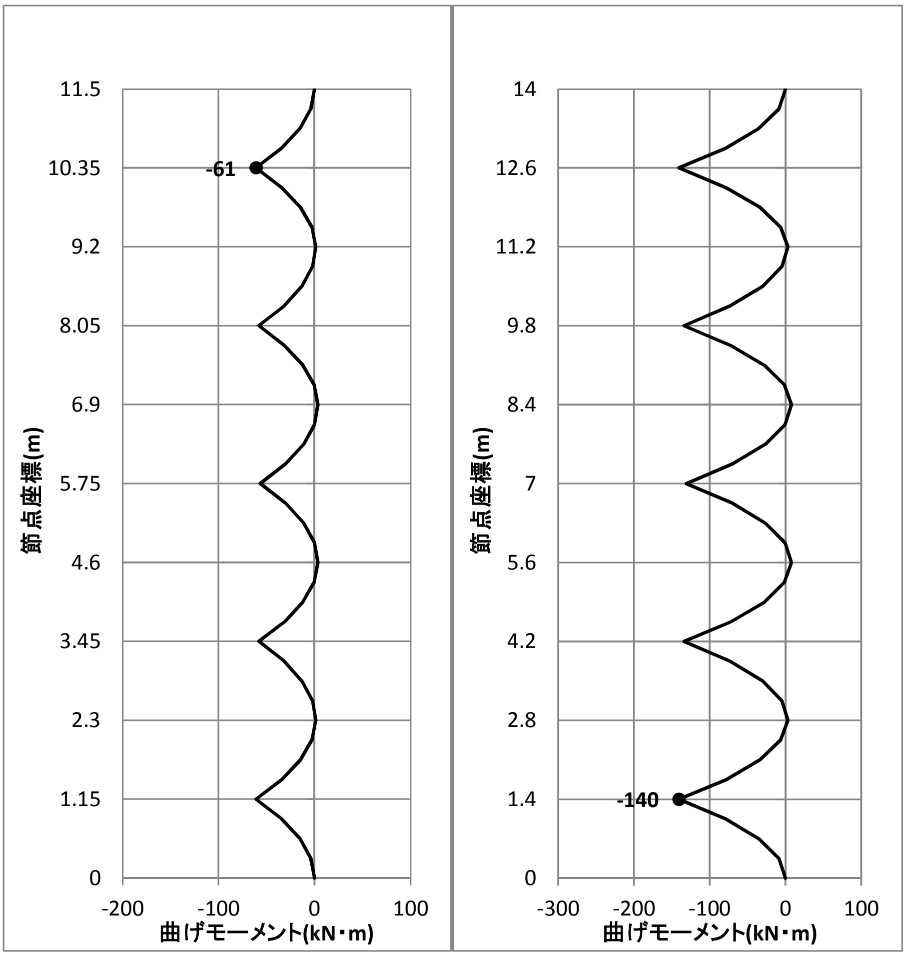


図 4.2.3－7　２次元梁バネモデル杭位置図

a.　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3－3 に，２次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.3－11 及び表 4.2.3－12 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果，コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。

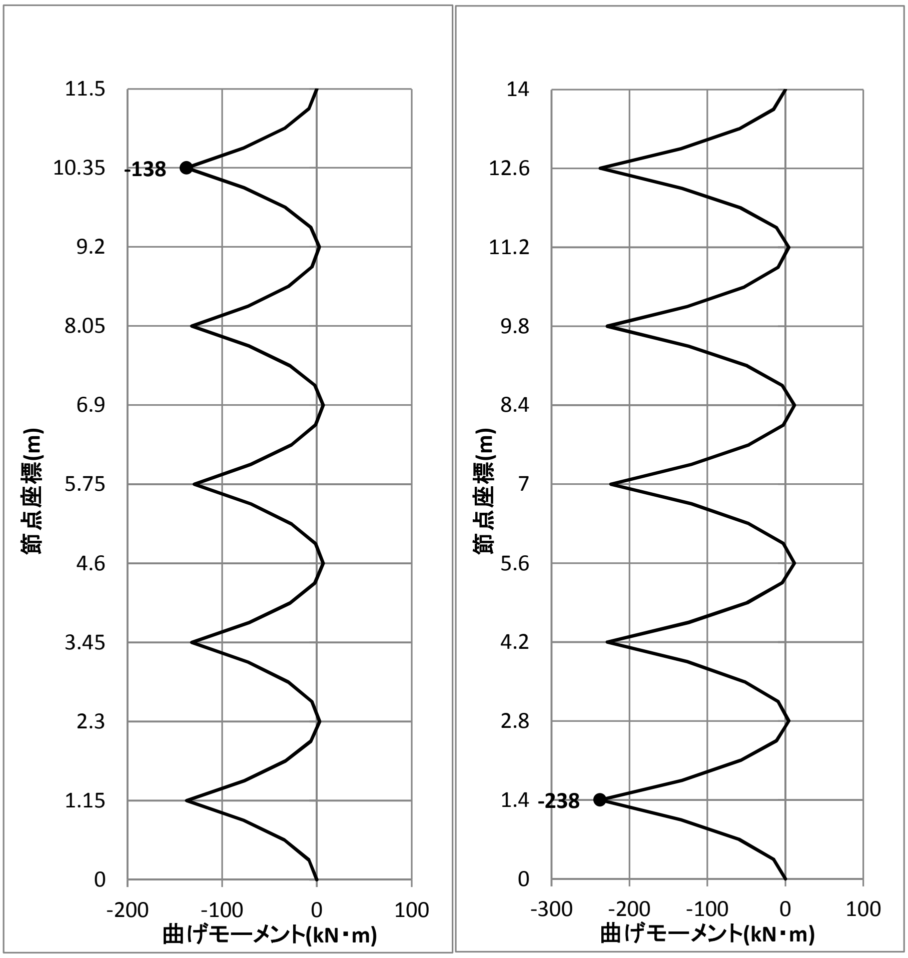


断面①　　　　　　　　断面③

図 4.2.3－8　断面力図（基準津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－11　曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：２次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	−61	0	1	21	21	435	0.05	0.05
断面③	−140	0	3	48	21	435	0.15	0.12



断面①　　　　　　　　　　断面③

図 4.2.3－9　断面力図（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

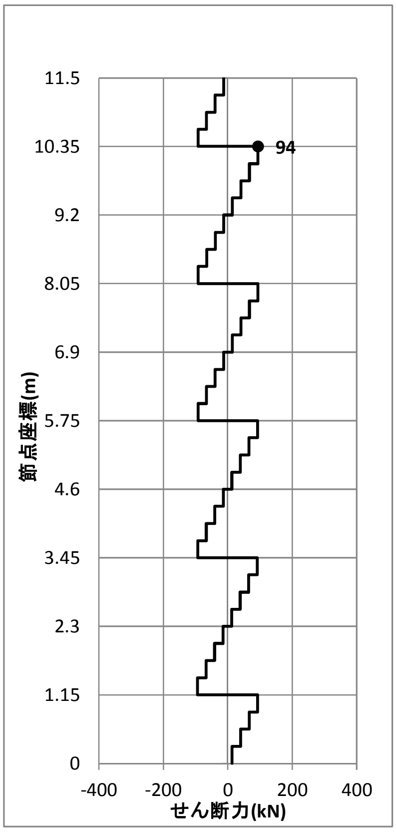
表 4.2.3－12　曲げ軸力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度(N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	−138	0	3	48	28	478.5	0.11	0.11
断面③	−238	0	4	82	28	478.5	0.15	0.18

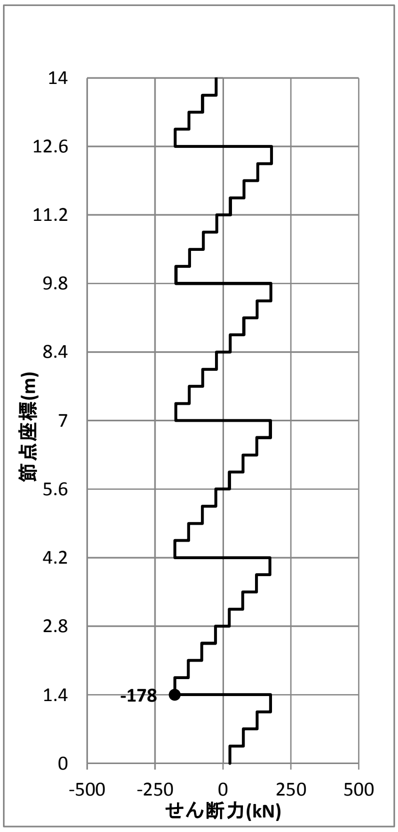
b.　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.3－3 及び表 4.2.3－6 に，２次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.2.3－13 及び表 4.2.3－14 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。



断面①

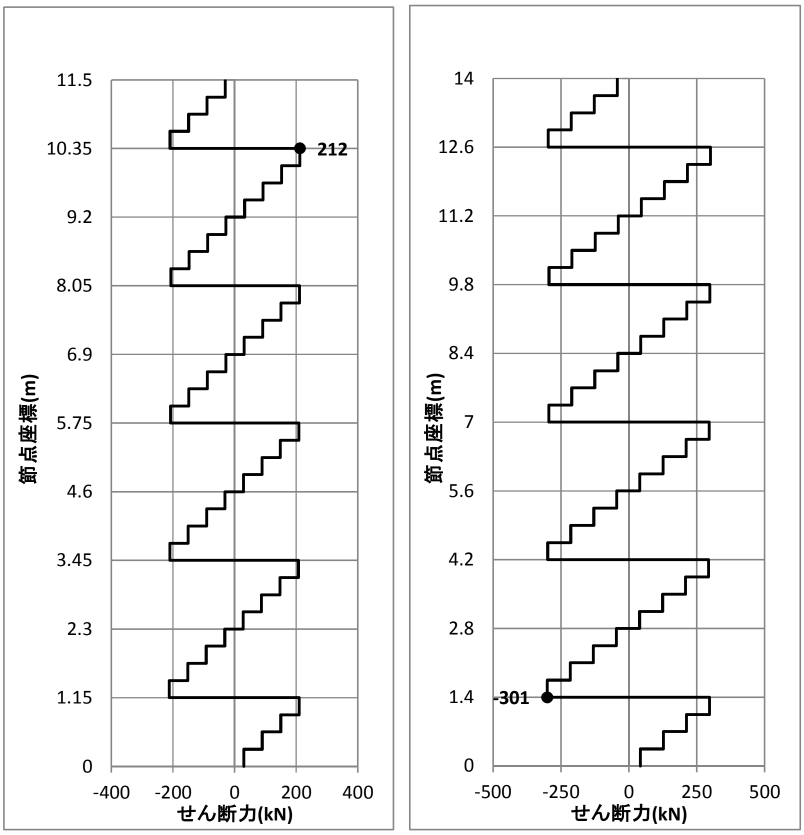


断面③

図 4.2.3－10　断面力図（基準津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－13　せん断力に対する照査結果（基準津波時：２次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	94	1122	0.09
断面③	178	1122	0.16



断面①　　　断面③

図 4.2.3－11　断面力図（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

表 4.2.3－14　せん断力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時：２次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	212	1281	0.17
断面③	301	1281	0.24

4.2.4　地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 4.2.4－1～表4.2.4－8 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果，安全率が1.2 以上であることを確認した。なお，発生応力は，各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2.4－1　改良体に対する安全率（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ３	197	750	3.80
地盤バネ４	289	750	2.59
地盤バネ５	285	750	2.63

表 4.2.4－2　改良体に対する安全率（断面①：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ３	409	750	1.83
地盤バネ４	384	750	1.95
地盤バネ５	373	750	2.01

表 4.2.4－3　改良体に対する安全率（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ３	213	750	3.52
地盤バネ４	277	750	2.70
地盤バネ５	266	750	2.81

表 4.2.4－4　改良体に対する安全率（断面②：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ３	356	750	2.10
地盤バネ４	320	750	2.34
地盤バネ５	320	750	2.34

表 4.2.4－5　改良体に対する安全率（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ３	156	467*	2.99
地盤バネ４	213	750	3.52
地盤バネ５	215	750	3.48

＊津波時の検討結果：表 4.1.3－5，表 4.1.3－6 参照

表 4.2.4－6　改良体に対する安全率（断面③：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ３	300	467*	1.55
地盤バネ４	215	467*	2.17
地盤バネ５	222	467*	2.10

＊津波時の検討結果：表 4.1.3－5，表 4.1.3－6 参照

表 4.2.4－7　改良体に対する安全率（断面④：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m²）	せん断抵抗力 R（kN/m²）	安全率
地盤バネ３	84	504*	6.00
地盤バネ４	193	750	3.88
地盤バネ５	170	750	4.41

＊改良体とＡｇ２層との境界ですべり力最大になるため，
　Ａｇ２層のせん断抵抗力を以下のよう算出した。

$c = 419 + 1.2 \times \sigma_v'$

$= 419 + 1.2 \times 71.26$

$= 504$

ここで，ｃ：Ａｇ２層のせん断抵抗力（kN/m²）（残留強度：－１σ）

σ_v'：有効上載圧（kN/m²）

$\sigma_v' = \gamma' \times h = 11.55 \times 6.17 = 71.26$

γ'：改良体の単位体積重量　11.55 kN/m³

ｈ：改良体厚さ　6.17 m

表 4.2.4－8　改良体に対する安全率（断面④：敷地に遡上する津波時）

地盤	すべり力最大 Q（kN/m^2）	せん断抵抗力 R（kN/m^2）	安全率
地盤バネ３	344	750	2.18
地盤バネ４	345	750	2.17
地盤バネ５	348	750	2.15

4.2.5　シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断力に対する照査結果を表 4.2.5－1～表 4.2.5－10 に示す。

シートパイルに対する照査を行った結果，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，各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2.5－1　せん断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	52	0.0191	3	190	0.02
地盤バネ４	243	0.0191	13	190	0.07
地盤バネ５	296	0.0191	16	190	0.09

表 4.2.5－2　せん断力に対する照査結果（断面①：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	1655	0.0191	87	215	0.41
地盤バネ４	2681	0.0191	141	215	0.66
地盤バネ５	2965	0.0191	156	215	0.73

表 4.2.5－3　せん断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	144	0.0191	8	190	0.04
地盤バネ４	921	0.0191	49	190	0.26
地盤バネ５	575	0.0191	31	190	0.17

表 4.2.5－4　せん断力に対する照査結果（断面②：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	2451	0.0191	129	215	0.60
地盤バネ４	3402	0.0191	179	215	0.84
地盤バネ５	3006	0.0191	158	215	0.74

表 4.2.5－5　せん断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	63	0.0191	4	190	0.03
地盤バネ４	79	0.0191	5	190	0.03
地盤バネ５	125	0.0191	7	190	0.04

表 4.2.5－6　せん断力に対する照査結果（断面③：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	2427	0.0191	128	215	0.60
地盤バネ４	1544	0.0191	81	215	0.38
地盤バネ５	1770	0.0191	93	215	0.44

表 4.2.5－7　せん断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	5	0.0191	1	190	0.01
地盤バネ４	90	0.0191	5	190	0.03
地盤バネ５	58	0.0191	4	190	0.03

表 4.2.5－8　せん断力に対する照査結果（断面④：敷地に遡上する津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ３	840	0.0191	44	215	0.21
地盤バネ４	1983	0.0191	104	215	0.49
地盤バネ５	1477	0.0191	78	215	0.37

4.2.6　止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョンと部の相対変位量に対する照査結果を表 4.2.6－1 及び表 4.2.6－2 に示す。なお，詳細な算出方法については「6.12　止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

重畳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。

表 4.2.6－1（1）　一般部の重畳時相対変位量（天端部）

	δx(m)	δy(m)	δz(m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
地震時最終変位	0.226	0.218	0.064		
重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.471	0.471	0.001		
合計	0.697	0.689	0.065	0.983	1.5

表 4.2.6－1（2）　一般部の重畳時相対変位量（地表部）

	δx(m)	δy(m)	δz(m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
地震時最終変位	0.226	0.218	0.064		
重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.188	0.188	0.001		
合計	0.414	0.406	0.065	0.584	1.5

表 4.2.6－2（1） 隅角部の重畳時相対変位量（杭天端）

位置番号	堤内側 角度(°)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.605	0.736	0.065	0.955	1.5
②	133.9	0.741	0.586	0.065	0.947	1.5
③	192.7	0.718	0.661	0.065	0.979	1.5
④	121.0	0.736	0.621	0.065	0.966	1.5
⑤	133.2	0.741	0.588	0.065	0.949	1.5
⑥	138.0	0.595	0.737	0.065	0.950	1.5
⑦	226.5	0.585	0.737	0.065	0.944	1.5
⑧	90.2	0.693	0.693	0.065	0.983	1.5
⑨	146.9	0.619	0.733	0.065	0.962	1.5

表 4.2.6－2（2） 隅角部の重畳時相対変位量（地表面）

位置番号	堤内側 角度(°)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.322	0.453	0.065	0.560	1.5
②	133.9	0.458	0.303	0.065	0.553	1.5
③	192.7	0.435	0.378	0.065	0.580	1.5
④	121.0	0.453	0.338	0.065	0.569	1.5
⑤	133.2	0.458	0.305	0.065	0.555	1.5
⑥	138.0	0.312	0.454	0.065	0.555	1.5
⑦	226.5	0.302	0.454	0.065	0.550	1.5
⑧	90.2	0.410	0.410	0.065	0.584	1.5
⑨	146.9	0.336	0.450	0.065	0.566	1.5

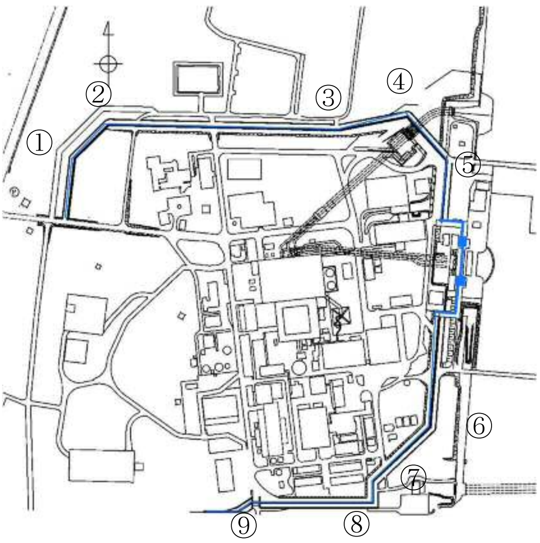


図 4.2.6－1 隅角部の相対変位量評価位置番号

4.3　まとめ

「4.1　津波時」及び「4.2　重畳時」による全ての評価項目において，鋼管杭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等が許容限界以下であることを確認した。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価に関する参考資料

（参考1）堤内側の沈下量算定評価について

1.　検討方針

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイドに基づき，地震に起因する変状による地形，河川流路の変化に対して，敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

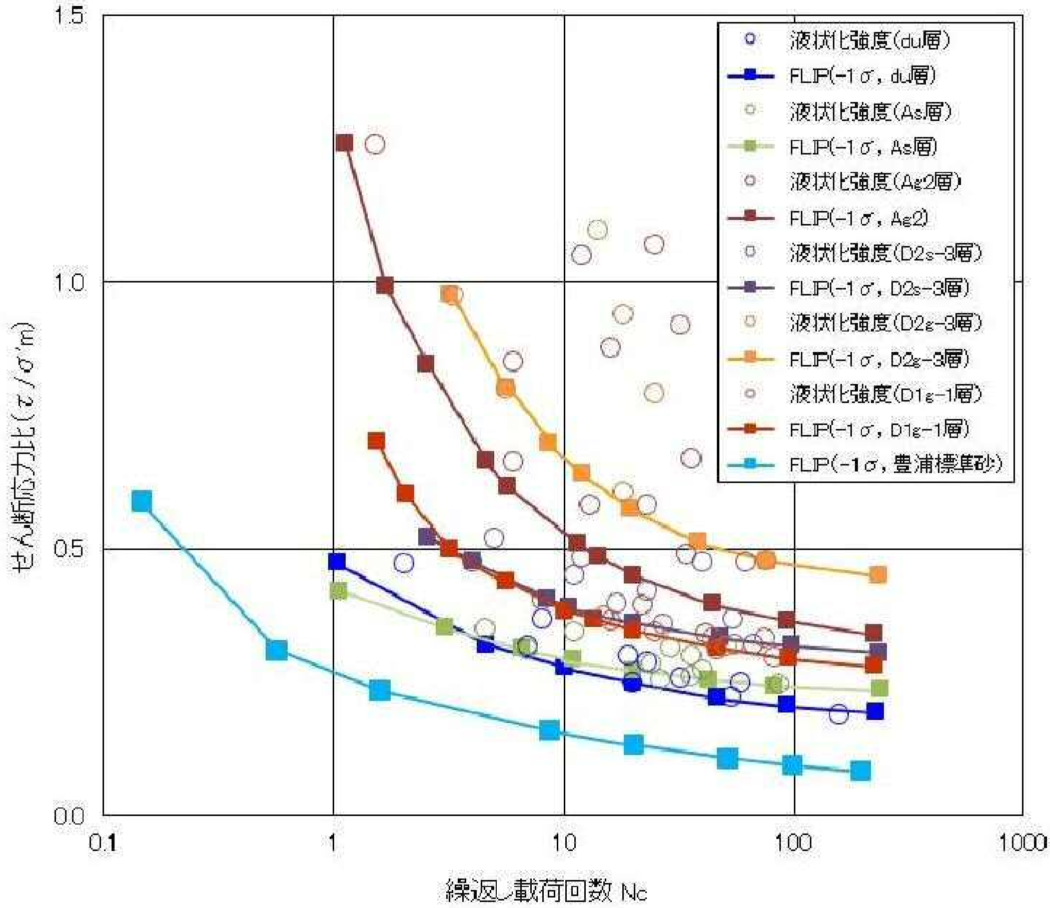
防潮堤堤内側の地盤においては，地震に起因する変状による地形の変化を確認するために，有効応力解析に基づき沈下量を算定し，基準津波による敷地周辺の遡上及び浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）への影響を確認する。

沈下量の検討では，地下水位を地表面に設定した有効応力解析モデルを用いて地震による残留沈下量を求め，Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係を用いて地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う排水沈下量を算定する。有効応力解析には，有効応力解析コード「FLIP（Finite element analysis of Liquefaction Program）Ver.7.3.0_2」を用いる。

本検討においては，液状化検討対象層である全ての砂層，礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定し，地盤面を大きく沈下させる条件にて評価する。

豊浦標準砂は，山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり，敷地には存在しないものであるが，丸みのある粒から成り，粒度が揃い，ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから，液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき－1σを考慮したFLIPによる液状化強度特性（強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性）を図1－1及び図1－2に示す。また，図2に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は，試験結果に基づき－1σを考慮した液状化強度特性（原地盤に基づく液状化強度特性）である。なお，σは，試験データのバラツキを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化強度特性は，原地盤の液状化強度特性の全てを包含しており，極めて液状化しやすい液状化特性を有していることから，豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は，強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。



凡例中のσは，試験データのバラツキを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

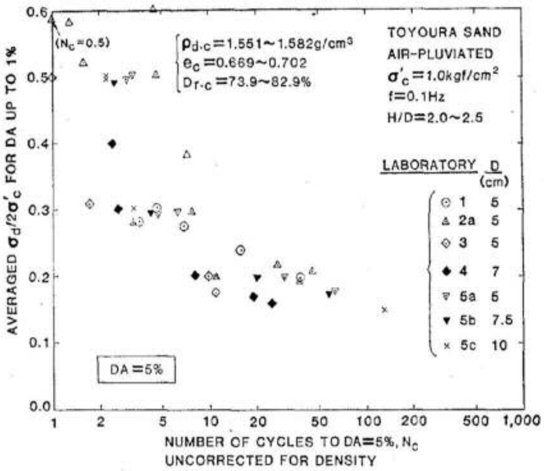
図1−1　東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するＦＬＩＰの液状化強度特性（−1σ，豊浦標準砂）

■豊浦標準砂[*1]に基づく液状化強度特性の仮定

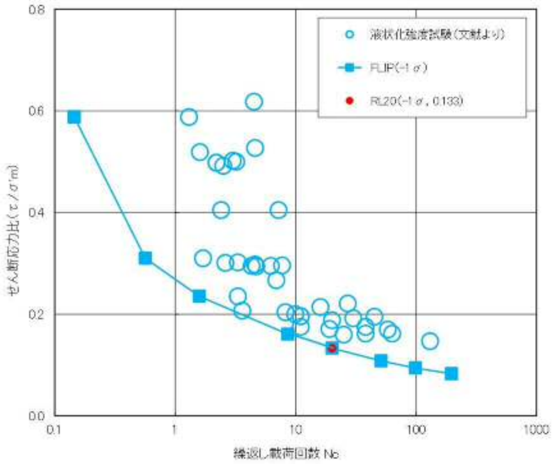
文献[*2]から引用した相対密度 73.9～82.9 ％の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し，それらを全て包含するFLIPの液状化特性を設定する。

注記　＊１：豊浦標準砂は，山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり，敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は，淡黄色の丸みのある粒から成り，粒度が揃い均質で非常に　液状化しやすい特性を有していることから，液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

＊２：CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM［Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)］



豊浦標準砂の液状化強度試験データ
（文献[*2]からの引用）



FLIPによる液状化強度特性
（－1σ，豊浦標準砂）

凡例中のσは，試験データのバラツキを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力σ'ma ［kN/m^2］	基準初期 せん断剛性Gma ［kN/m^2］	最大履歴減衰率 hmax	ϕ_p ［度］	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
豊浦 標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

図１－２　豊浦標準砂の液状化強度試験データ及びＦＬＩＰによる
豊浦標準砂の液状化強度特性（－１σ）

2．検討内容

(1)　有効応力解析による残留沈下量

防潮堤背面の地盤の沈下量を二次元有効応力解析により算定した。解析モデルは構造物を線形梁要素，地盤をマルチスプリング要素でモデル化した。解析において，地下水位は保守的に地表面に設定し，地震動は基準地震動$Ｓ_{ｓ}$－Ｄ１を用いた。また，全ての液状化検討対象層に対して，豊浦標準砂の液状化強度特性（－１σ）により強制的な液状化を仮定した。

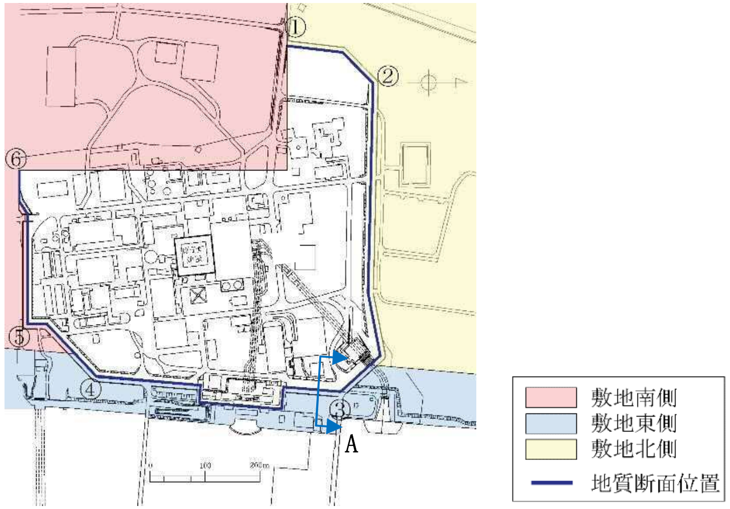
検討断面は，敷地東側の第四紀層が厚い範囲の代表地点としてＡ断面を選定した。平面図，地質断面図，解析断面位置及びＡ断面の解析モデル図を図1－3に示す。

有効応力解析による残留沈下量の検討結果を表1－1に示す。

有効応力解析による地表面の残留沈下量の最大は，0.110 mとなった。

表1－1　有効応力解析による残留沈下量

	Ａ断面
最大残留沈下量（m）	0.110

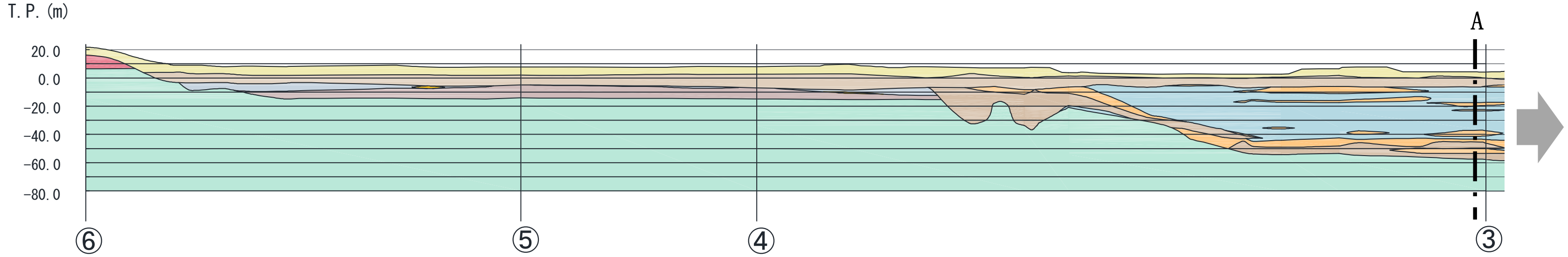


地質構成表

地質時代		地質区分	記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘層	du	砂
		沖積層	Ag2	砂礫
			Ac	粘土
			As	砂
			Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積層	D2c-3	シルト
			D2s-3	砂
			D2g-3	砂礫
			D2c-2	シルト
			D2g-2	砂礫
			D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層	Km	砂質泥岩

：液状化検討対象層
（豊浦標準砂と仮定）

A断面（解析モデル図）



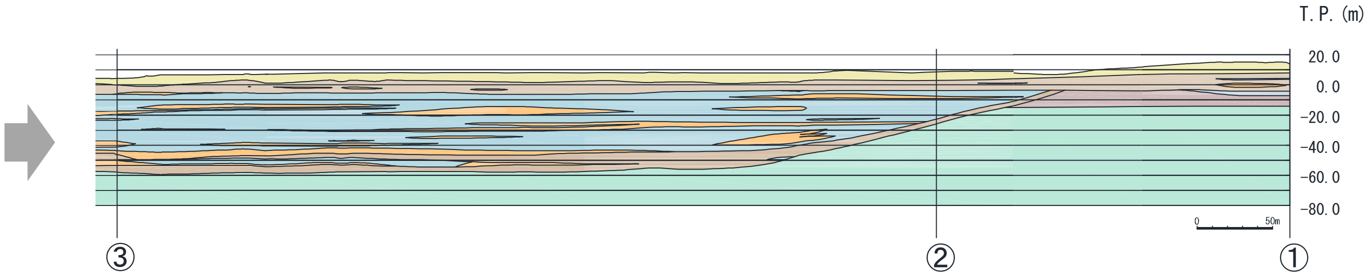


図1－3　平面図，地質断面図，解析断面位置及び解析モデル図

(2)　過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

　排水沈下量の算定は，有効応力解析を実施した地点で行った。

　排水沈下率は，Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から設定した。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は，豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が73.9　%～82.9　%であったことから，沈下量の算定上保守的に70　%とし，沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず，安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図1－4に，相対密度より設定した沈下率を図1－5に示す。

　排水沈下量の検討結果を表1－2に示す。

　排水沈下量は最大0.655 m，となった。

表1－2　排水沈下量

	断面 A
最大排水沈下量 (m)	0.655

豊浦標準砂の相対密度を整理

↓

Ishihara ほか（1992）の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から沈下率を算出

↓

豊浦標準砂の層厚に沈下率を乗じて沈下量を算出（右図参照）

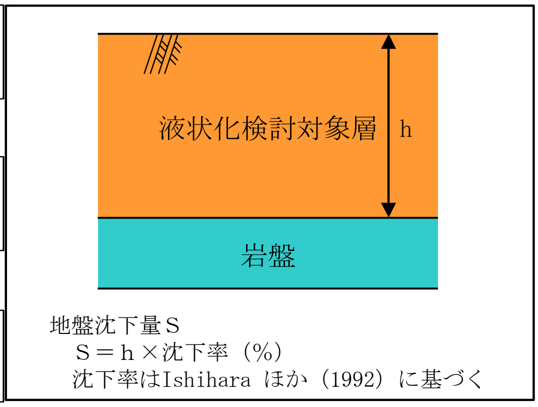


図1－4　排水沈下量の算定フロー

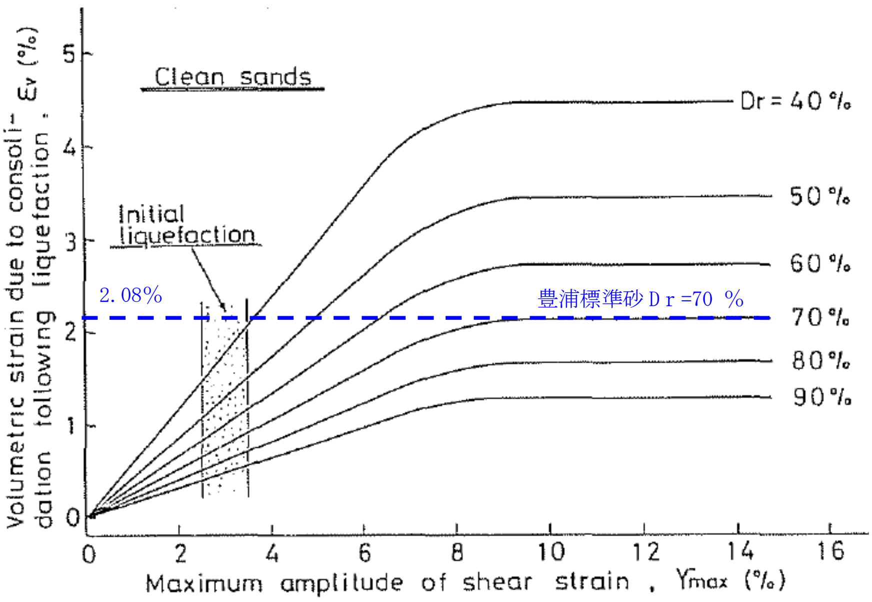


図1－5　Ishiharaほか（1992）の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した

豊浦標準砂の沈下率

3.　検討結果

有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から算定した排水沈下量の合計を表1－3に示す。

合計沈下量が0.765mとなったことから，数値シミュレーションにおいて想定する防潮堤堤内側の沈下量（以下「想定沈下量」という。）は保守的に1.0mとする。

表1－3　有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から算定した排水沈下量

	断面A
	最大沈下量（m）
有効応力解析から算定した残留沈下量	0.110
Ishiharaほか（1992）から算定した排水沈下量	0.655
合計	0.765
数値シミュレーションにおいて想定する防潮堤堤内側の沈下量	1.0

（参考２）　１次元有効応力解析における減衰定数の設定について

有効応力解析における減衰定数については，固有値解析にて求ま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$\alpha=0$となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は，応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから，地盤全体系に対して，その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し，かつ，振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から，刺激係数に着目し行う。

設定したRayleigh 減衰を図２－１に示す。

１次の基準モードについては，地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお，初期減衰定数は，地盤については 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。そのため，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。

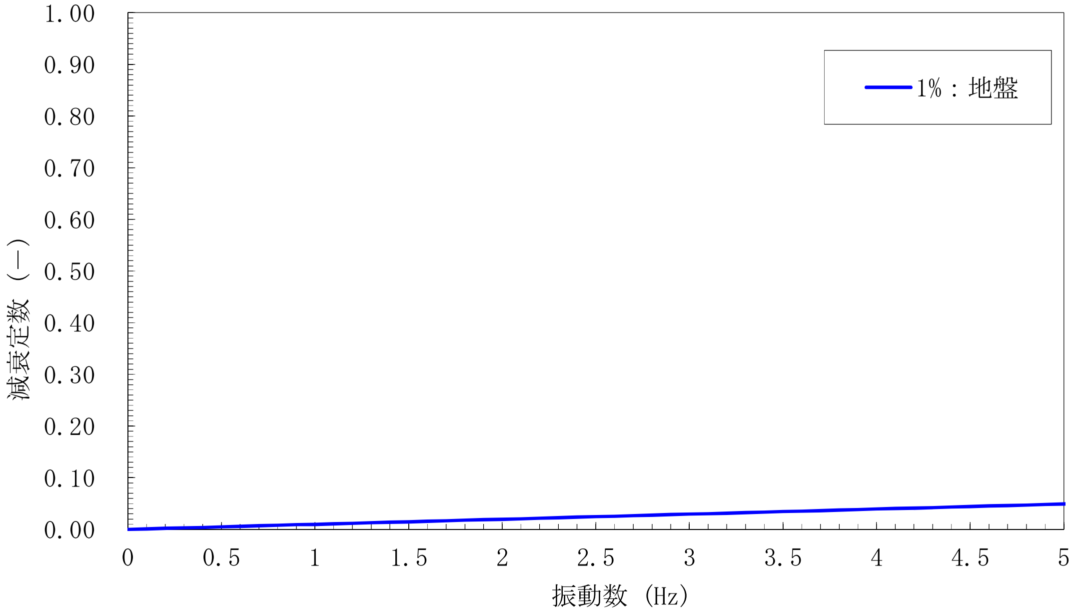


図2－1（1）　設定したRayleigh減衰
（断面①　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

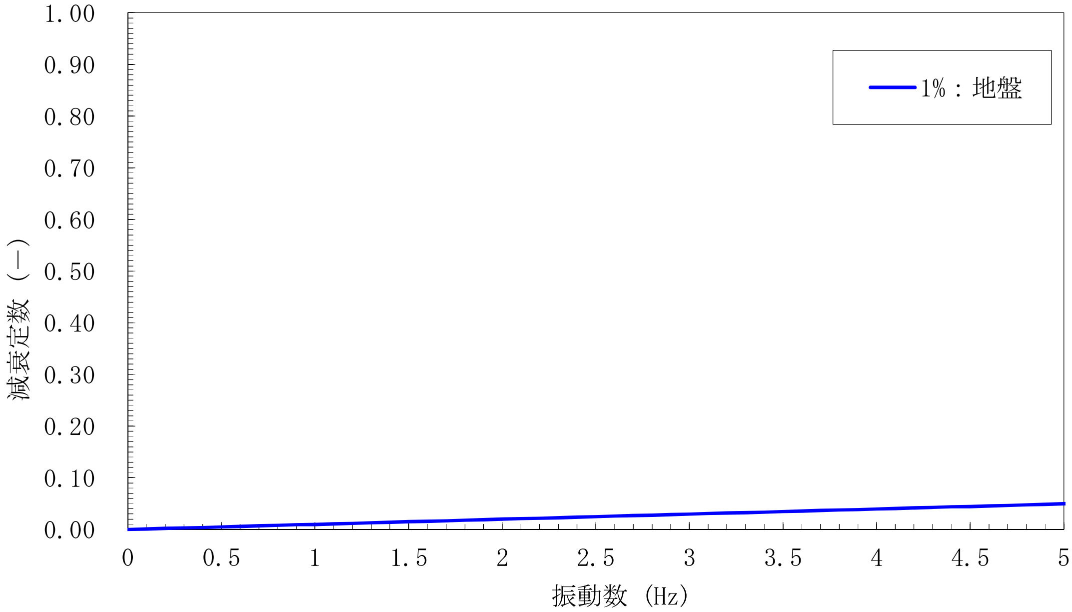


図2－1（2）　設定したRayleigh減衰
（断面②　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

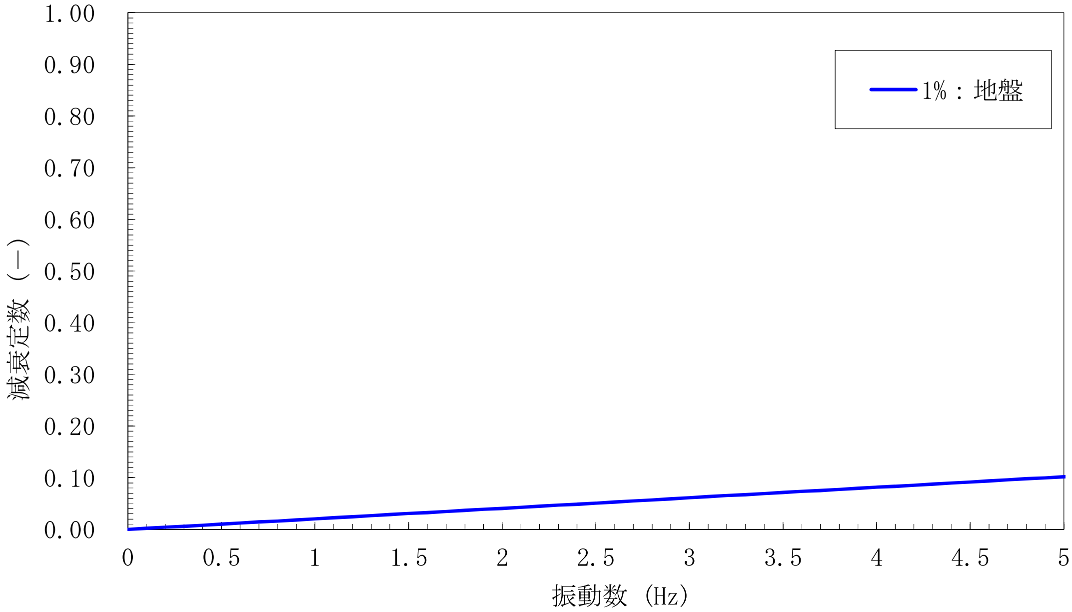


図2－1（3）　設定したRayleigh減衰
（断面③　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

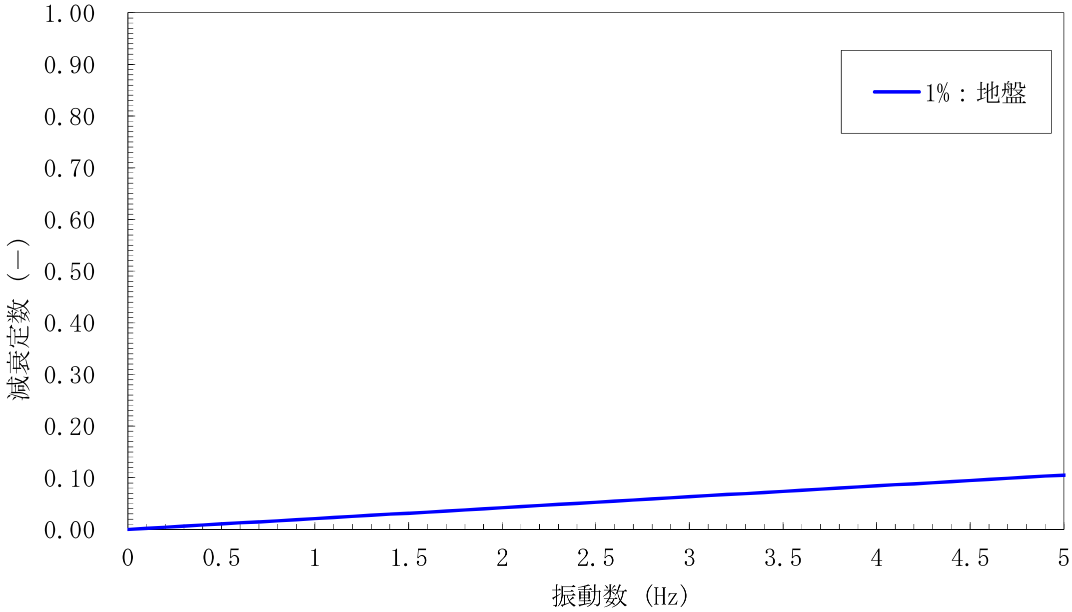


図2－1（4）　設定したRayleigh減衰
（断面④　検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

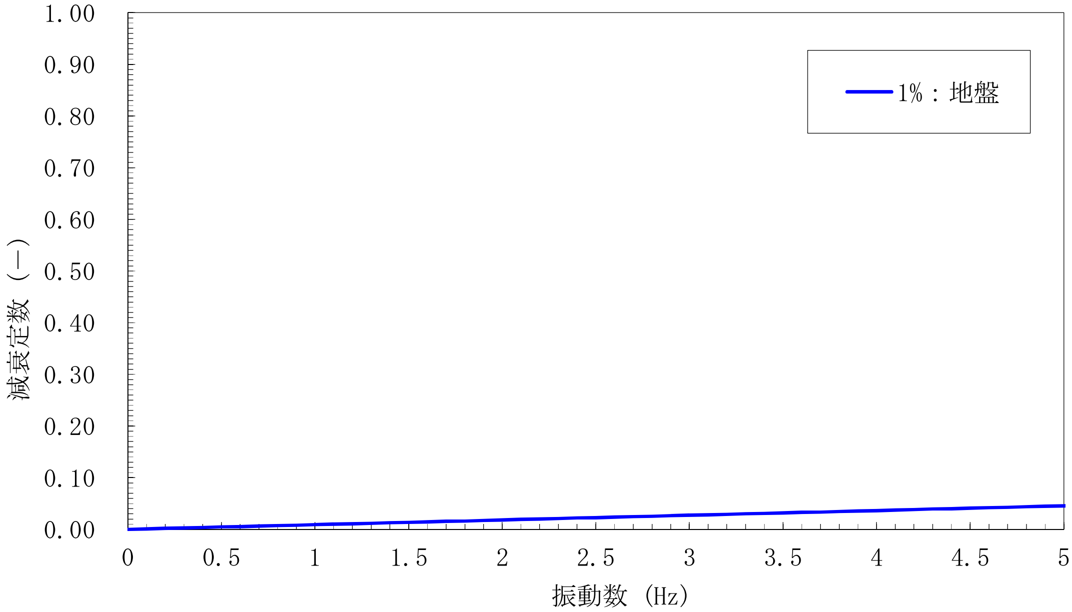


図２－１（5）　設定したRayleigh減衰

（断面①　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

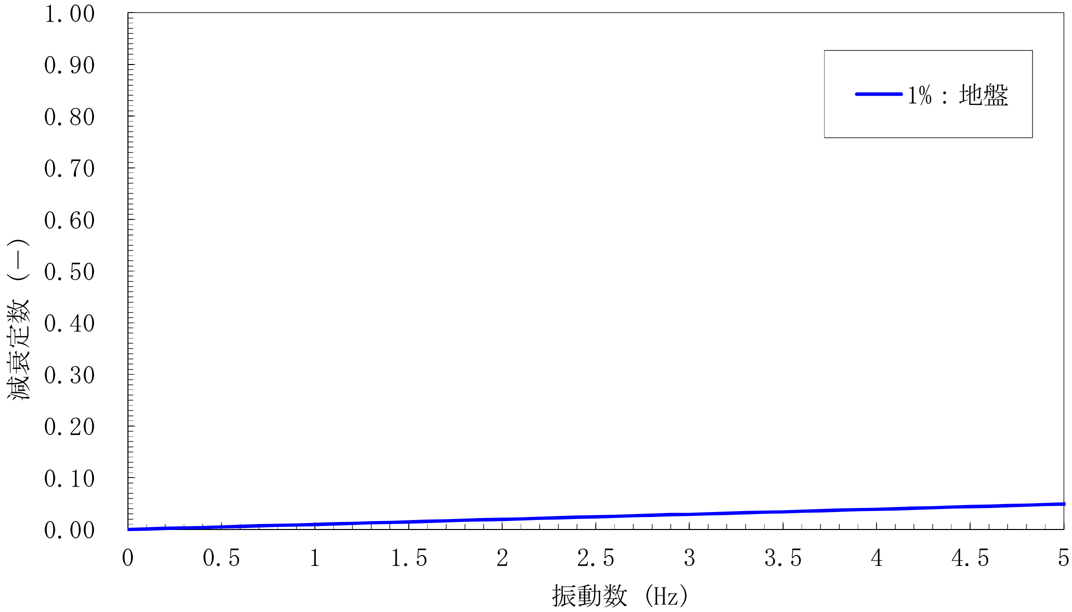


図２－１（6）　設定したRayleigh減衰

（断面②　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

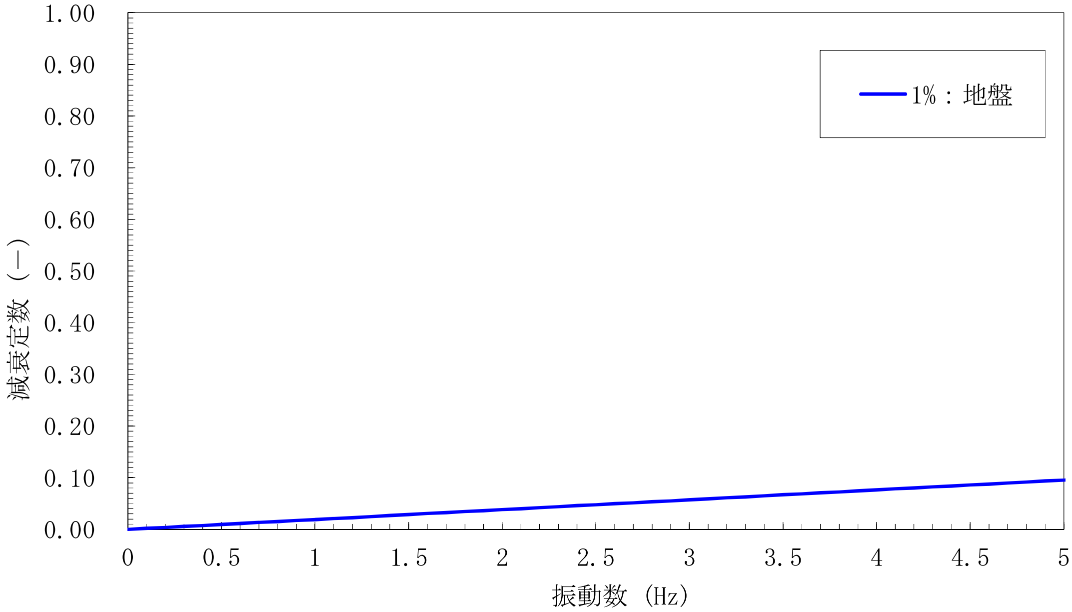


図2－1（7）　設定したRayleigh減衰
（断面③　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

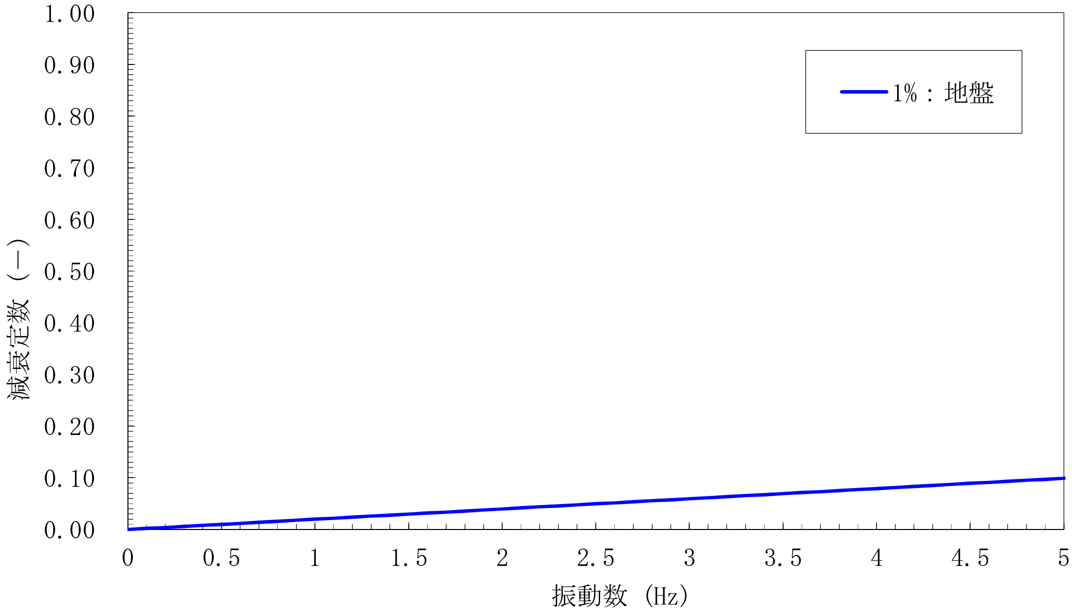


図2－1（8）　設定したRayleigh減衰
（断面④　検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

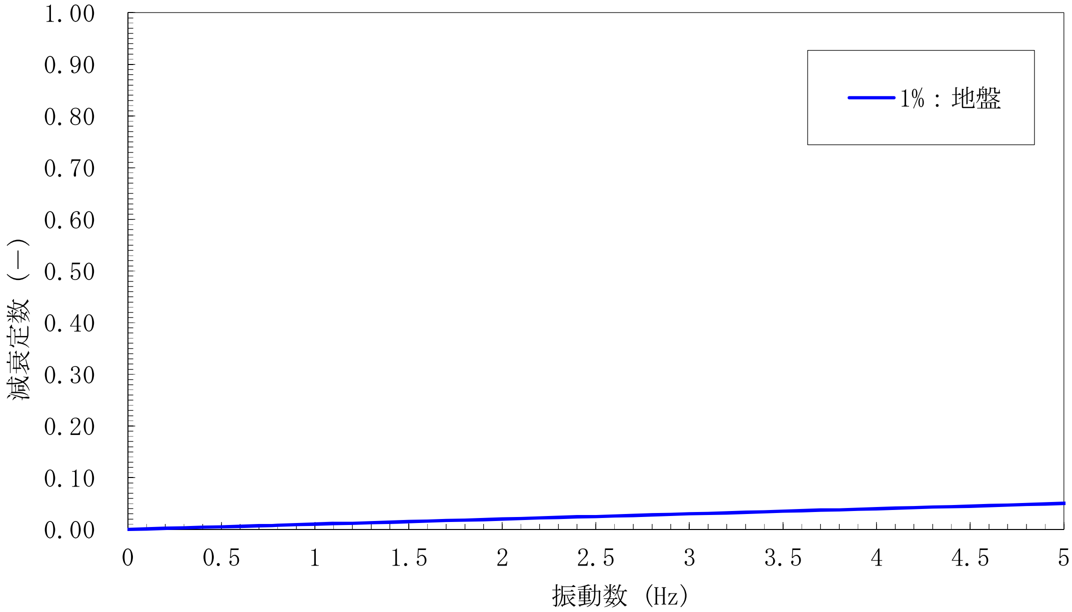


図2－1（9）　設定したRayleigh減衰
（断面①　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

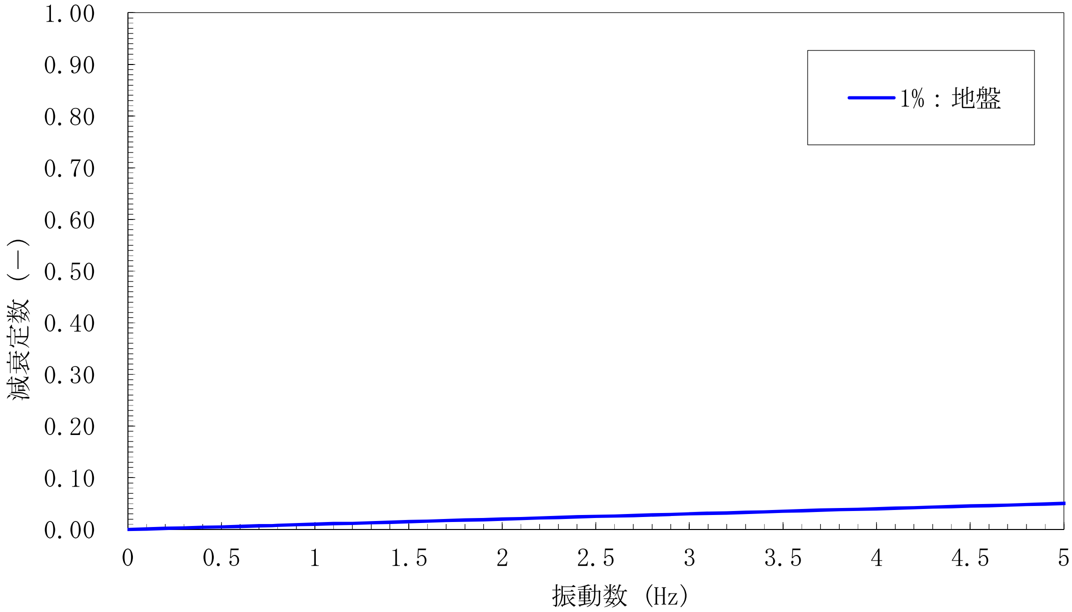


図2－1（10）　設定したRayleigh減衰
（断面②　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

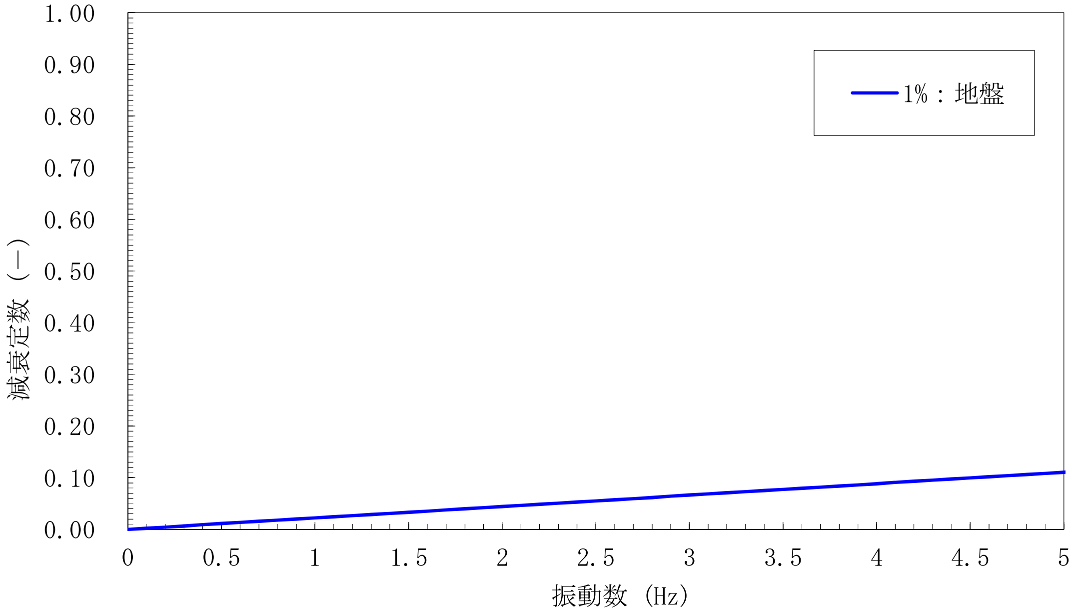


図2−1（11）　設定したRayleigh減衰
（断面③　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（−１σ）した解析ケース）

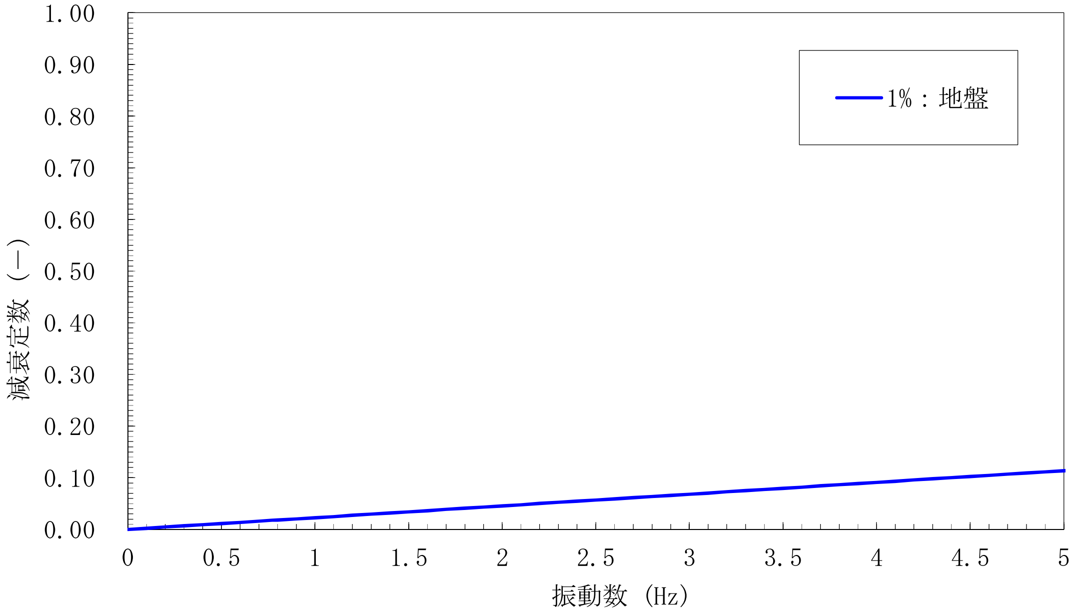


図2−1（12）　設定したRayleigh減衰
（断面④　検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（−１σ）した解析ケース）

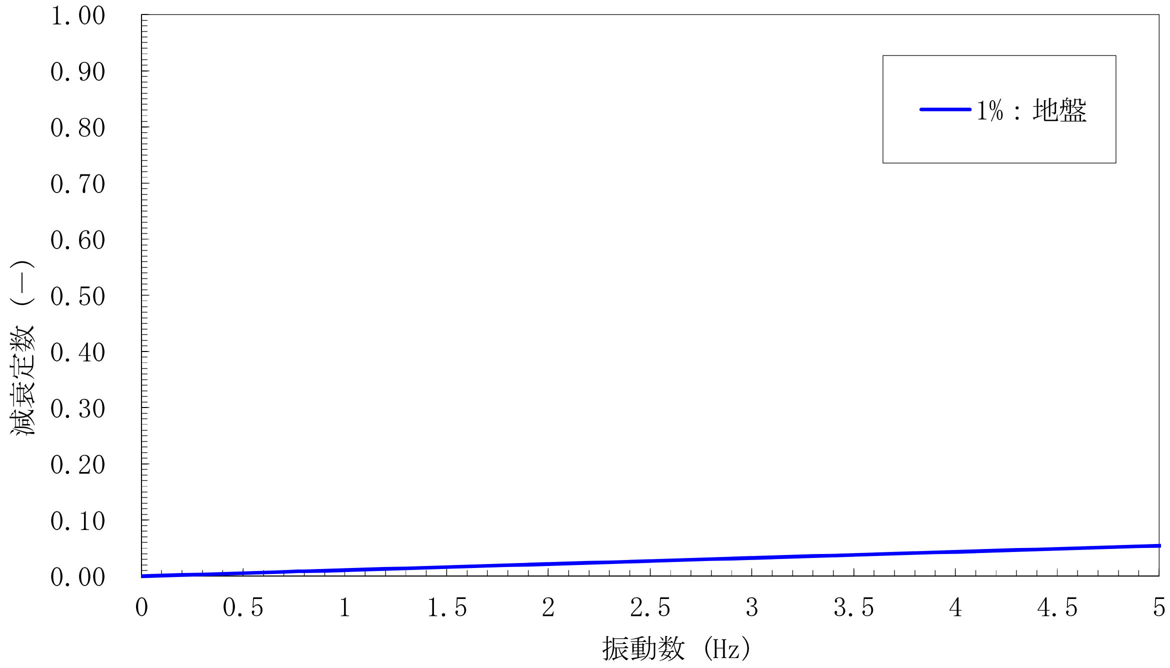


図2－1（13）　設定したRayleigh減衰
（断面①　検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

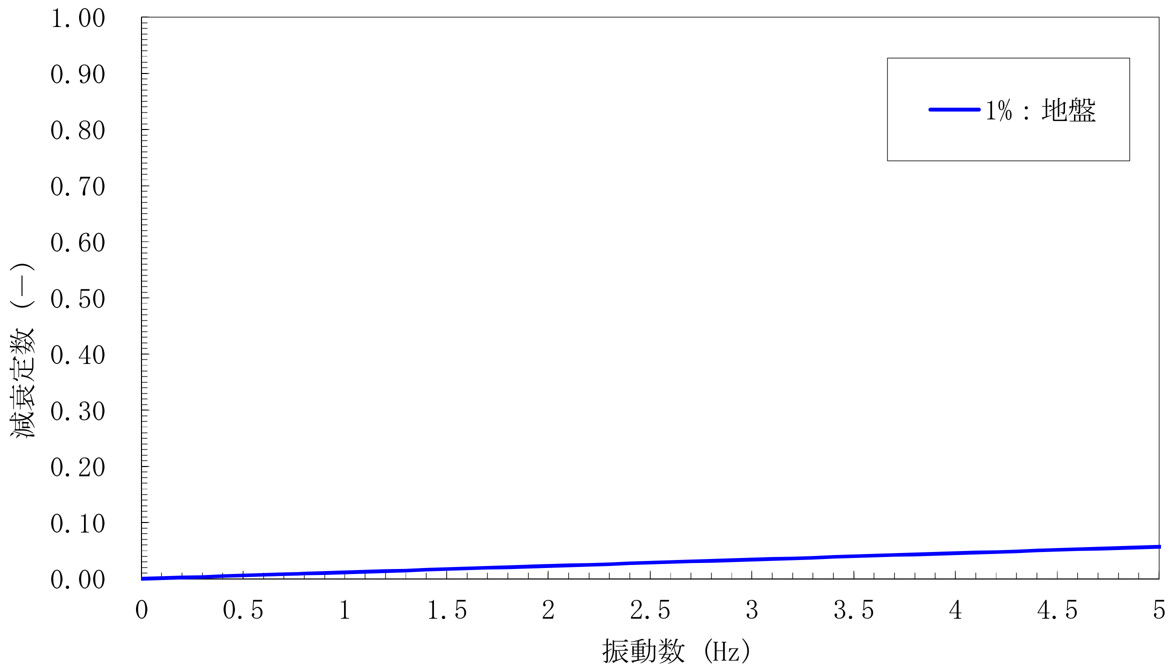


図2－1（14）　設定したRayleigh減衰
（断面②　検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

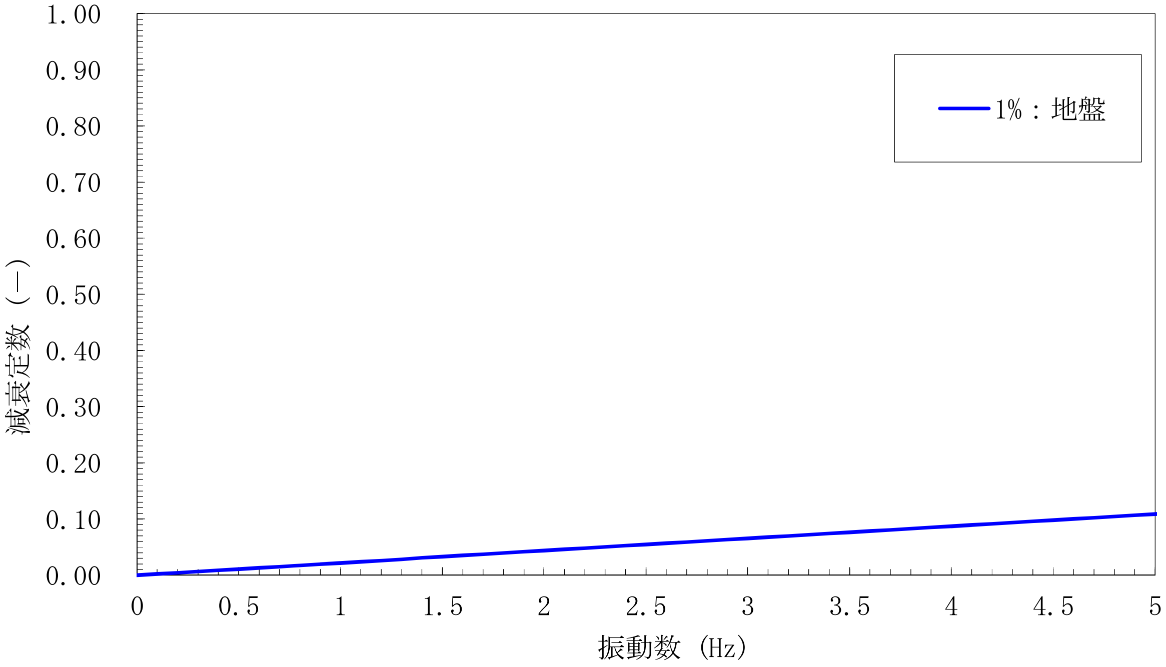


図２－１（15）　設定したRayleigh減衰
（断面③　検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

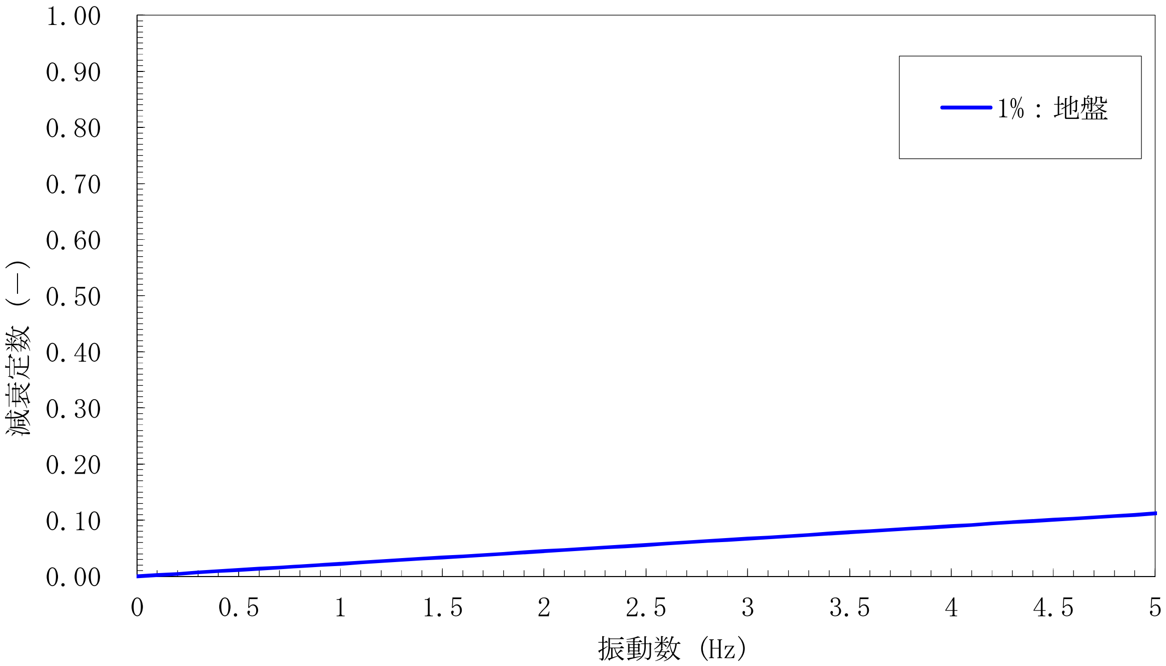


図２－１（16）　設定したRayleigh減衰
（断面④　検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

（参考３）　３次元ＦＥＭ解析について

3.1　解析モデル及び諸元

３次元ＦＥＭモデルによる解析は，上部構造の２次元梁バネモデル解析を検証するために断面③のみで実施する。

３次元ＦＥＭモデルは上部構造をソリッド要素で，鋼管杭をシェル要素でモデル化し，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを設置する。

a.　ソリッド要素

ソリッド要素（Solid or brick element）は，その名の示すとおり，レンガの形をした3次元要素であり，節点において並進3自由度を有している。

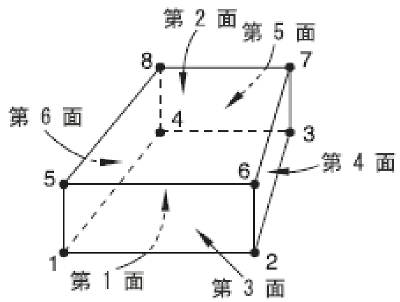


図3.1－1　3次元ソリッド要素

b.　シェル要素

シェル要素は，梁と同様に構造要素であり，LNGタンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析に用いられる。梁要素と同様，ソリッド要素によるモデル化と比べると，総自由度数が大幅に軽減される。

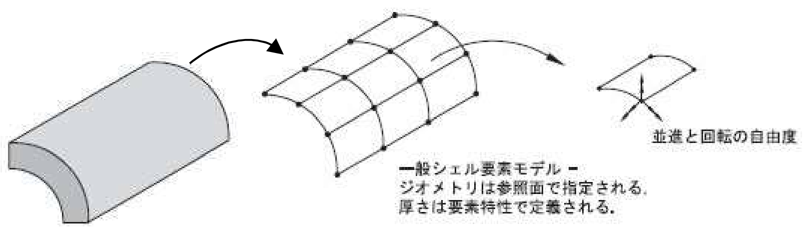


図3.1－2　シェル要素

c.　地盤バネ

３次元ＦＥＭモデルにおける地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また，地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し，設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

津波時の地盤バネの設定方法は，２次元梁バネモデルと同様に両端の鋼管杭に静弾性係数から求めた地盤バネ６（３次元モデル）と初期せん断剛性から求めた地盤バネ７（３次元モデル）を設定し，中央３箇所の鋼管杭には両端の地盤バネを線形補間した地

盤バネを設定する。

重畳時においては，原地盤物性のばらつきを考慮した場合と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場合に分けて設定する。原地盤物性のばらつきを考慮する場合は，２次元梁バネモデルと同様にS_d波による１次元有効応力解析において，地表面最大変位発生ケース（地盤バネ８（３次元モデル））の地盤バネ，反力上限値及び変位分布と地表面最大加速度発生ケース（地盤バネ９（３次元モデル））の地盤バネ，反力上限値及び変位分布をそれぞれ端部の鋼管杭に与え，間の杭には線形補間した地盤バネ，反力上限値及び変位を与える。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場合の重畳時の水平方向地盤バネについては，１次元有効応力解析による地表面最大変位発生時刻の割線せん断剛性から地盤バネを設定し，同時刻の変位を与える。

水平方向地盤バネのバネ定数 kh，水平方向地盤バネの反力上限値 P_h の算出方法は，「3.5.1(1)　２次元静的フレーム解析モデル」と同じ算出方法を適用する。

算出した地盤バネのバネ定数及び反力上限値を以下の式により杭の円周方向及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側に分布させる。

(a)　水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため，以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi/48$$

ここで，K_{h1}：半径方向拘束バネのバネ定数(kN/m)

k_h：水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで，K_{h2}：防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_h：水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

L：分担幅（m）

H_w：分担高さ（m）

D：杭径（m）

H:支配長さ（m）

(b)　水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 P_{h1} は，鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため，以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで，P_{h1}：鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値(kN/m)

P_h：水平方向地盤バネの反力上限値（kN/m)

また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値 P_{h2} は，以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで，P_{h2}：防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値(kN/m)

P_h：水平方向地盤バネの反力上限値(kN/m)

L：分担幅（m)

H_w：分担高さ（m)

D：杭径（m)

H:支配長さ（m)

３次元ＦＥＭモデルの概要を図 3.1－3 に示す。

図3.1－3　３次元ＦＥＭ解析モデル

3.2　鉄筋コンクリートの評価結果

3.2.1　津波時の強度評価結果

津波時の３次元ＦＥＭ解析モデルに設定した地盤バネ６及び地盤バネ７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図 3.2.1－1～図 3.2.1－3に示す。

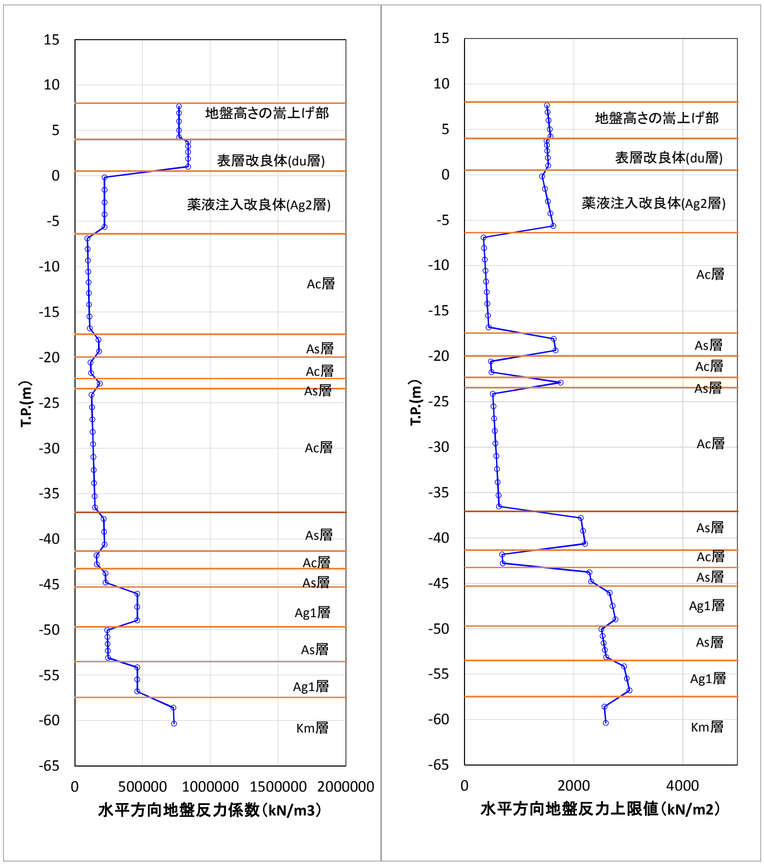


図 3.2.1－1　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ６）

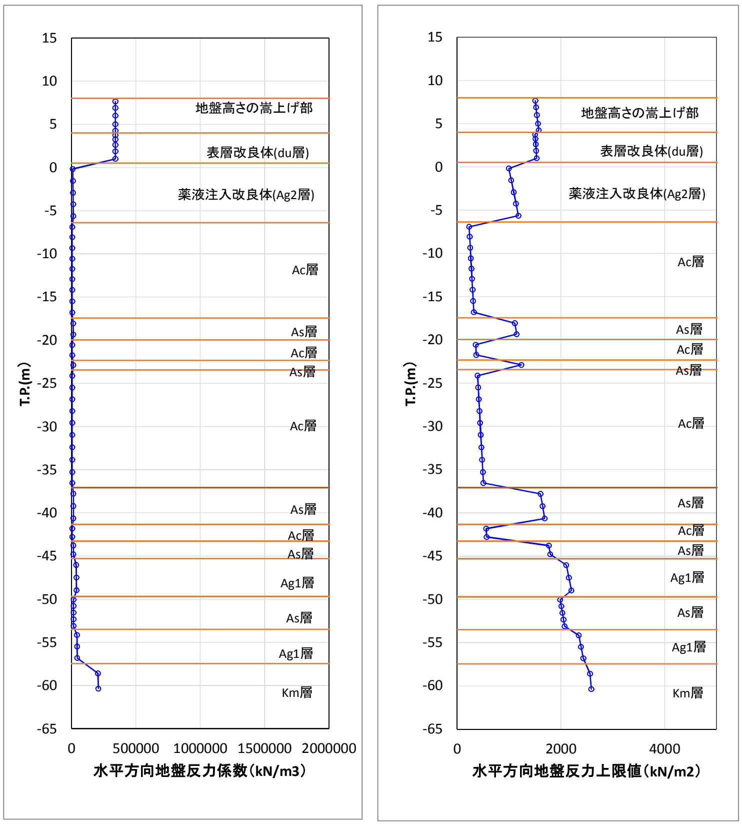


図 3.2.1－2　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ７）

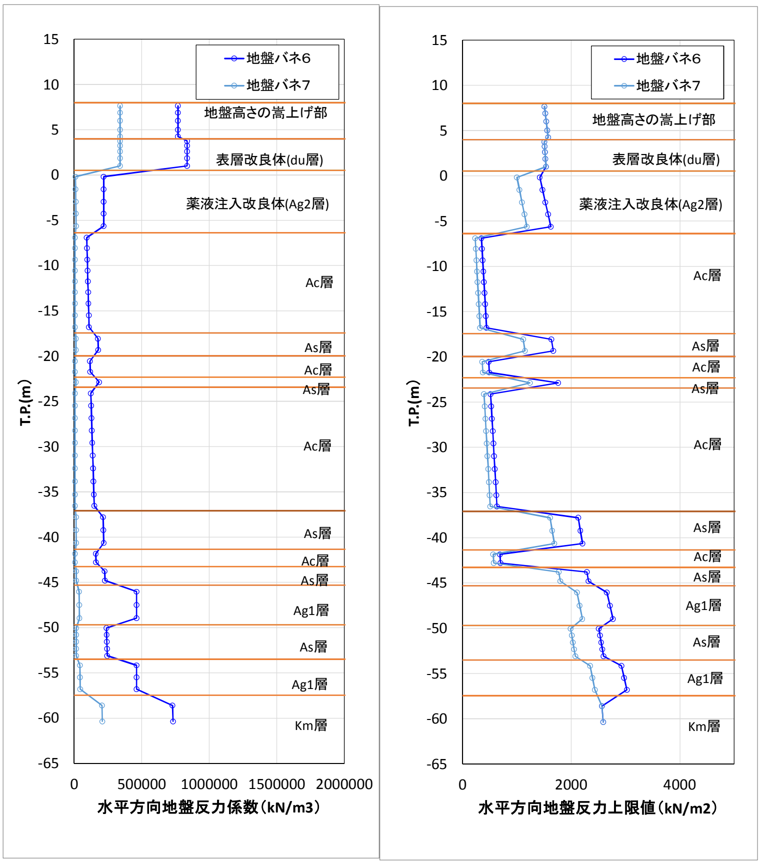


図 3.2.1－3　地盤バネ６及び地盤バネ７の比較（断面③）

(1)　曲げ軸力に対する照査

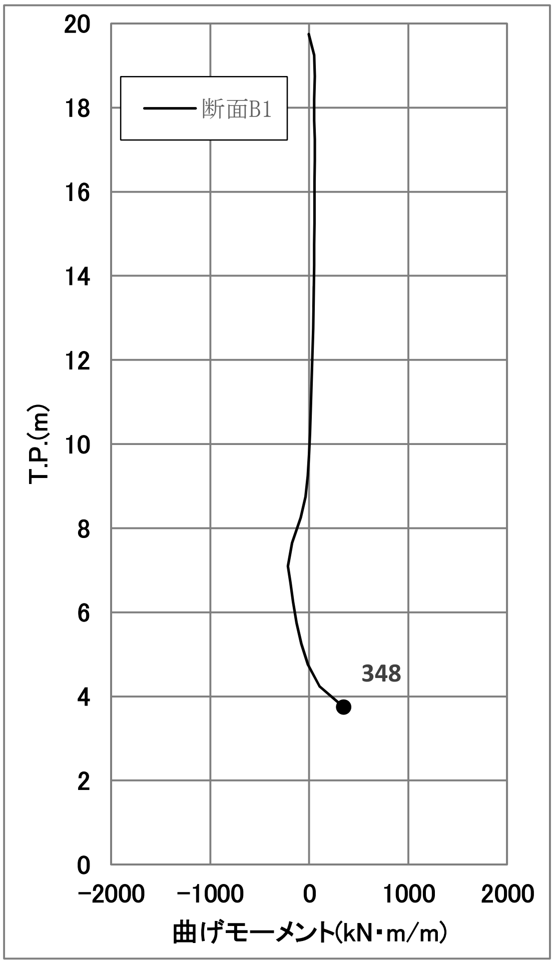
断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.1－1 に，３次元ＦＥＭ解析モデルによる曲げ軸力

に対する照査結果を表 3.2.1－2 及び表 3.2.1－3 に示す。

図 3.2.1－4　３次元ＦＥＭ解析モデル断面位置図

表 3.2.1－1　鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・３次元ＦＥＭ解析モデル)

<table>
<tr><th colspan="2">断面</th><th>かぶり
(m)</th><th>断面有効高さ
(m)</th><th>主筋</th><th>主筋断面積
(cm^2)</th></tr>
<tr><td colspan="2">断面 A1</td><td>0.15</td><td>0.55</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
<tr><td colspan="2">断面 A2</td><td>0.15</td><td>0.55</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
<tr><td colspan="2">断面 A3</td><td>0.15</td><td>0.55</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
<tr><td rowspan="2">断面 B1</td><td>堤外側</td><td>0.35</td><td>3.15</td><td>13.333-D35</td><td>127.543</td></tr>
<tr><td>堤内側</td><td>0.15</td><td>3.35</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
<tr><td rowspan="2">断面 B2</td><td>堤外側</td><td>0.35</td><td>3.15</td><td>13.333-D35</td><td>127.543</td></tr>
<tr><td>堤内側</td><td>0.15</td><td>3.35</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
<tr><td colspan="2">断面 C2</td><td>0.15</td><td>0.15</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
<tr><td colspan="2">断面 D</td><td>0.08</td><td>0.06</td><td>6.667-D35</td><td>63.777</td></tr>
</table>



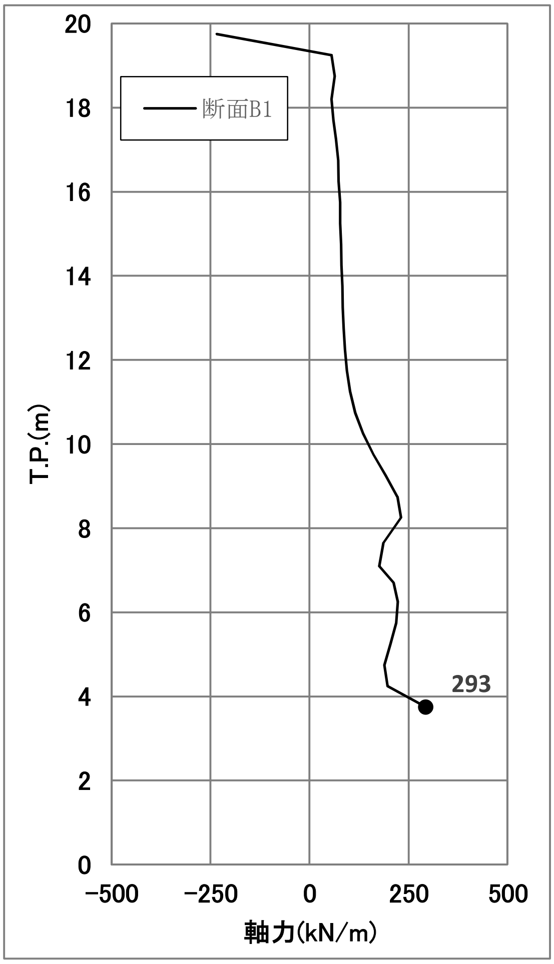


図 3.2.1－5　断面力図（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.1－2　曲げ軸力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	348	293	0.07	39.58	21	435	0.01	0.10

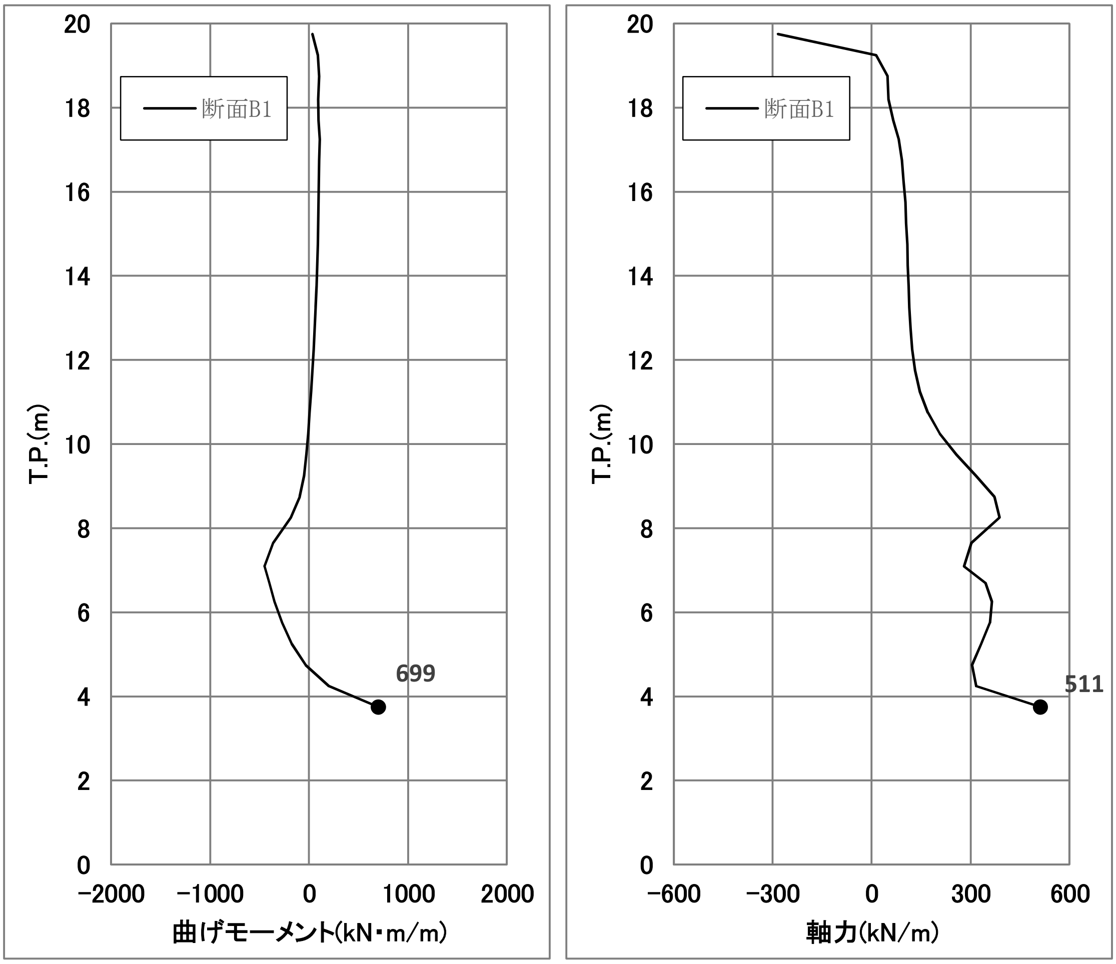
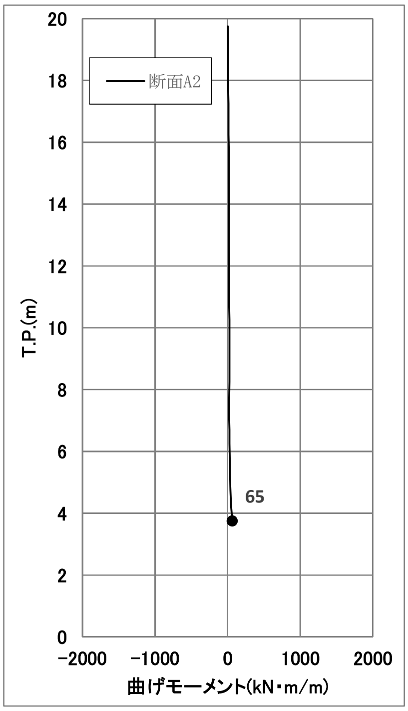


図 3.2.1－6　断面力図（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.1－3　曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度(N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	699	511	0.24	73.59	28	478.5	0.01	0.16

２次元梁バネモデルとの比較として，断面 A2 における断面力図を図 3.2.1－7 及び図 3.2.1－8 に，最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.1－4 及び表 3.2.1－5 に示す。



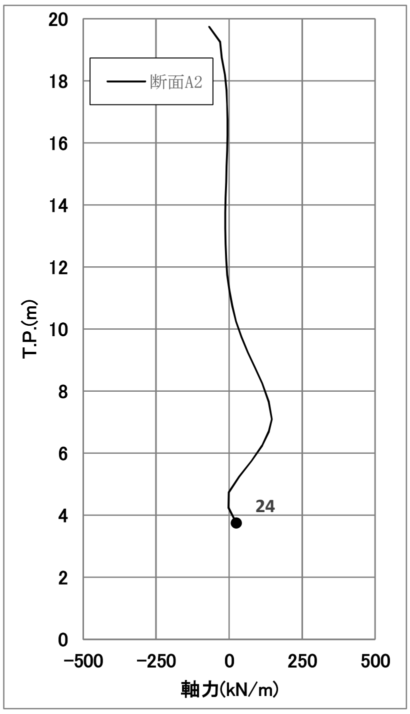
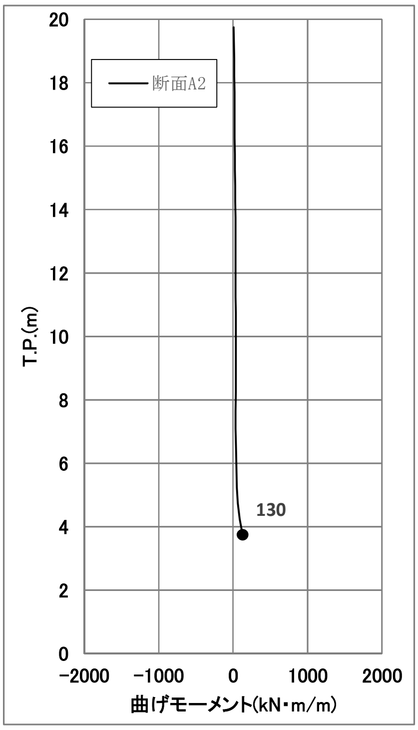


図 3.2.1－7　断面力図（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.1－4　曲げ軸力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	65	24	0.90	22.94	21	435	0.05	0.06



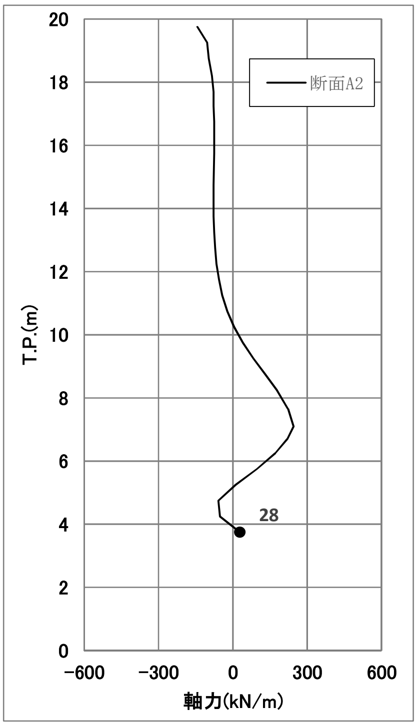


図 3.2.1－8　断面力図（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.1－5　曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度 (N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	130	28	1.82	44.22	21	435	0.09	0.11

２次元梁バネモデルの結果と３次元ＦＥＭ解析モデルの結果である表 3.2.1－4 及び表 3.2.1－5 を比較すると，２次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値は基準津波時で 0.70，敷地に遡上する津波時で 0.90 となり３次元ＦＥＭ解析モデルの照査値よりも大きくなっているため，２次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

(2)　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.1－6 に，３次元ＦＥM解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 3.2.1－7 及び表 3.2.1－8 に示す。

表 3.2.1－6　鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・３次元ＦＥM解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm^2)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

＊：斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18°を考慮して，13.333-D16×sin18°
(＝26.479×0.309＝8.182cm^2)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$Va = Vc + Vs$$

$$Vc = \frac{1}{2}\tau_{a1} b_w jd$$

$$Vs = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

Va　：許容せん断力
Vc　：コンクリートの許容せん断力
Vs　：斜め引張鉄筋の許容せん断力
τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
b_w　：断面幅
j　：1/1.15
d　：有効高さ
A_w　：斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度
s　：斜め引張鉄筋間隔

基準津波時　断面 C2：Vc＝1／2×0.825／1.15×0.15×1.0×1000＝53.80

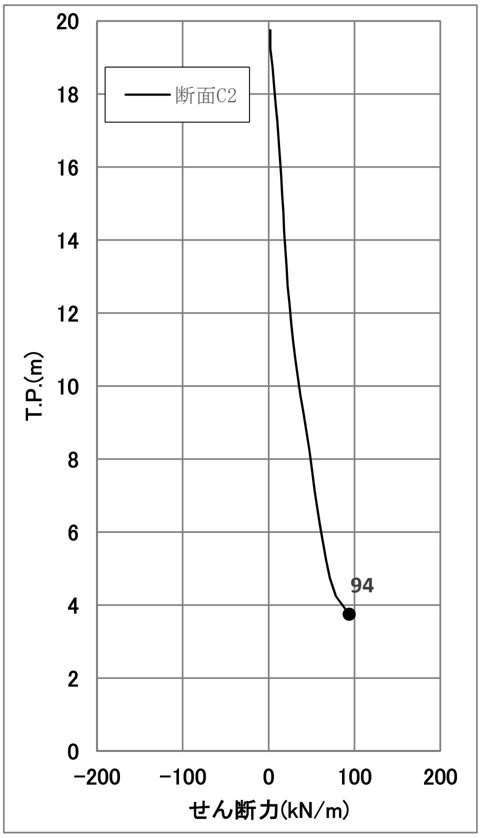
Vs＝2647.9×300／1.15×0.15／0.4／1000＝259.03

Va＝53.80＋259.03＝312.83

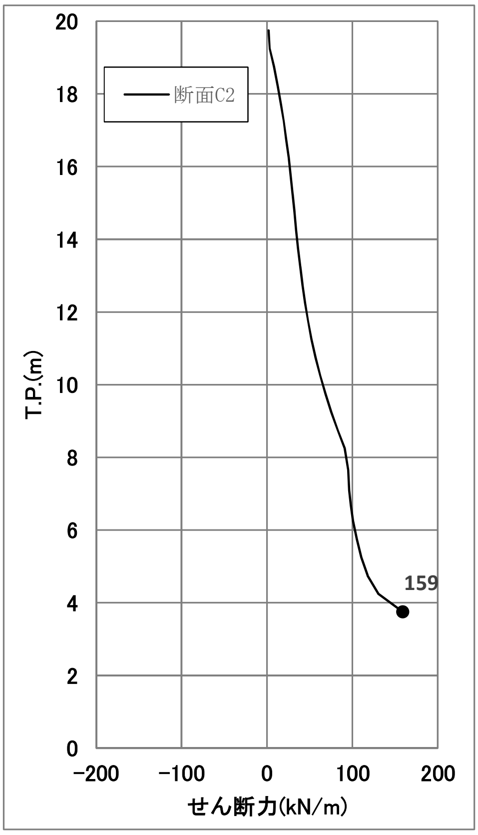
敷地に遡上する津波時　断面 C2：Vc＝1／2×1.1／1.15×0.15×1.0×1000＝71.73

Vs＝2647.9×330／1.15×0.15／0.4／1000＝284.93

Va＝71.73＋284.93＝356.66



基準津波時



敷地に遡上する津波時

図 3.2.1－9　断面力図（３次元ＦＥＭ解析モデル）

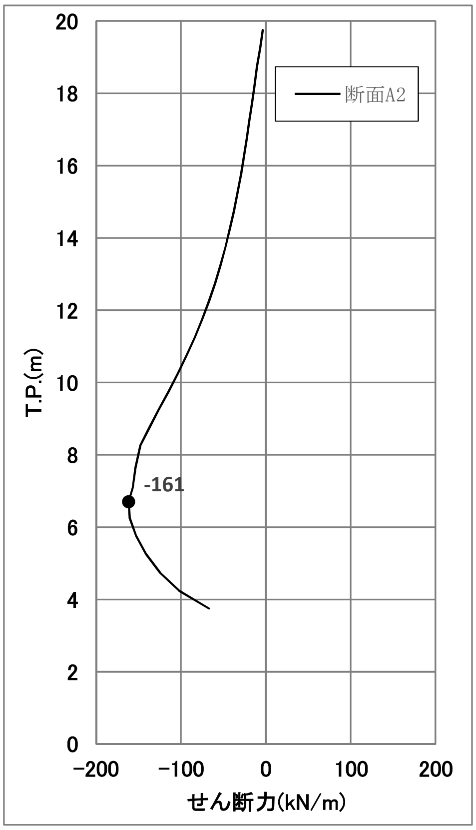
表 3.2.1－7　せん断力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	94	312.8	0.31

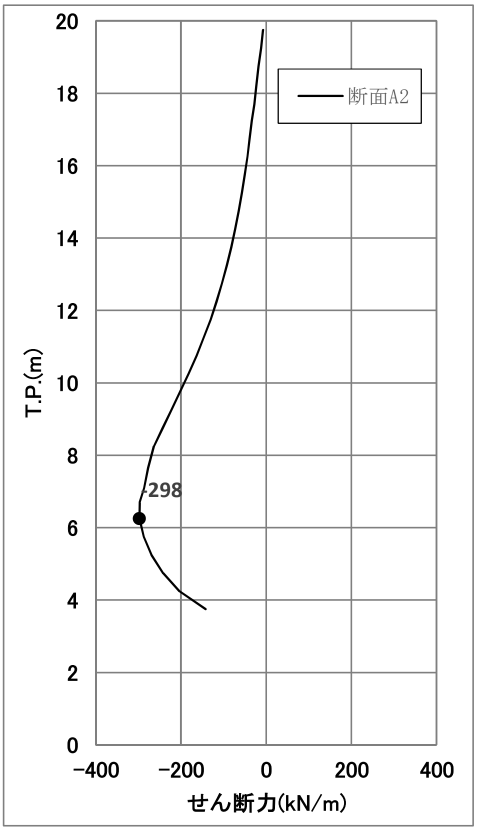
表 3.2.1－8　せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	159	356.6	0.45

２次元梁バネモデルとの比較として，断面 A2 における断面力図を図 3.2.1－10 に，最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.1－9 及び表 3.2.1－10 に示す。



基準津波時



敷地に遡上する津波時

図 3.2.1－10　断面力図（３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.1－9　せん断力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	161	1281.1	0.13

表 3.2.1－10　せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	298	1281.1	0.24

２次元梁バネモデルの結果と３次元ＦＥＭ解析モデルの結果である表 3.2.1－9 及び表 3.2.1－10 を比較すると，２次元梁バネモデルの照査値は基準津波時で 0.63，敷地に遡上する津波時で 0.79 となり３次元ＦＥＭ解析モデルの照査値よりも大きくなっているため，２次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

3.2.2　重畳時の強度評価結果

(1)　原地盤物性のばらつきを考慮した場合

重畳時の３次元ＦＥＭ解析モデルに設定した地盤バネ８及び地盤バネ９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図 3.2.2－1～図 3.2.2－3 に示す。

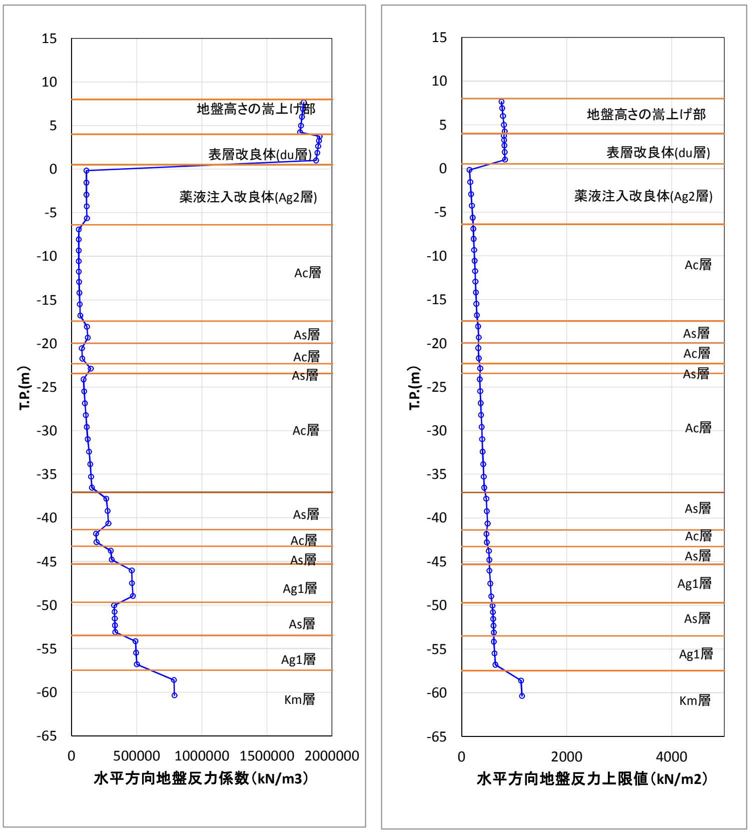


図 3.2.2－1　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ８）

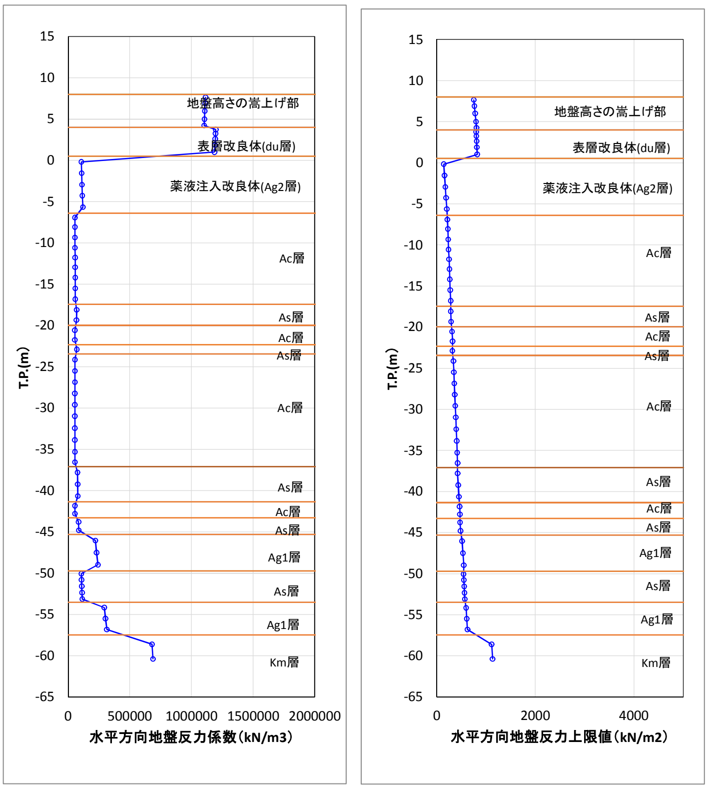


図 3.2.2－2　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ９）

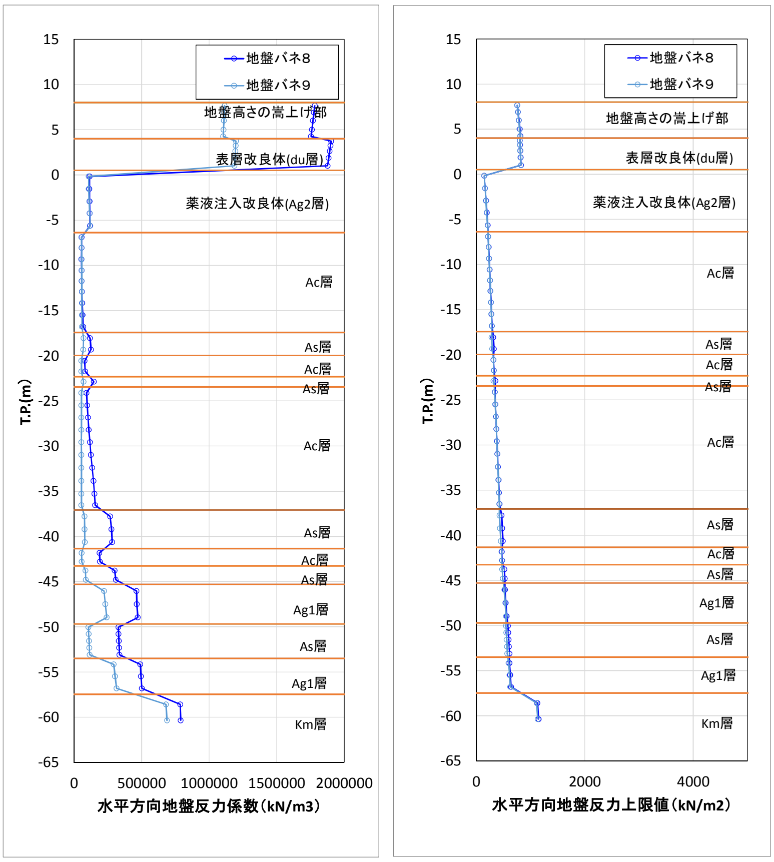


図 3.2.2－3　地盤バネ８及び地盤バネ９の比較（断面③）

a.　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2－1 に，３次元ＦＥＭ解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 3.2.2－2 及び表 3.2.2－3 に示す。

図 3.2.2－4　３次元ＦＥＭ解析モデル断面位置図

表 3.2.2－1　鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・３次元ＦＥＭ解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ※ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

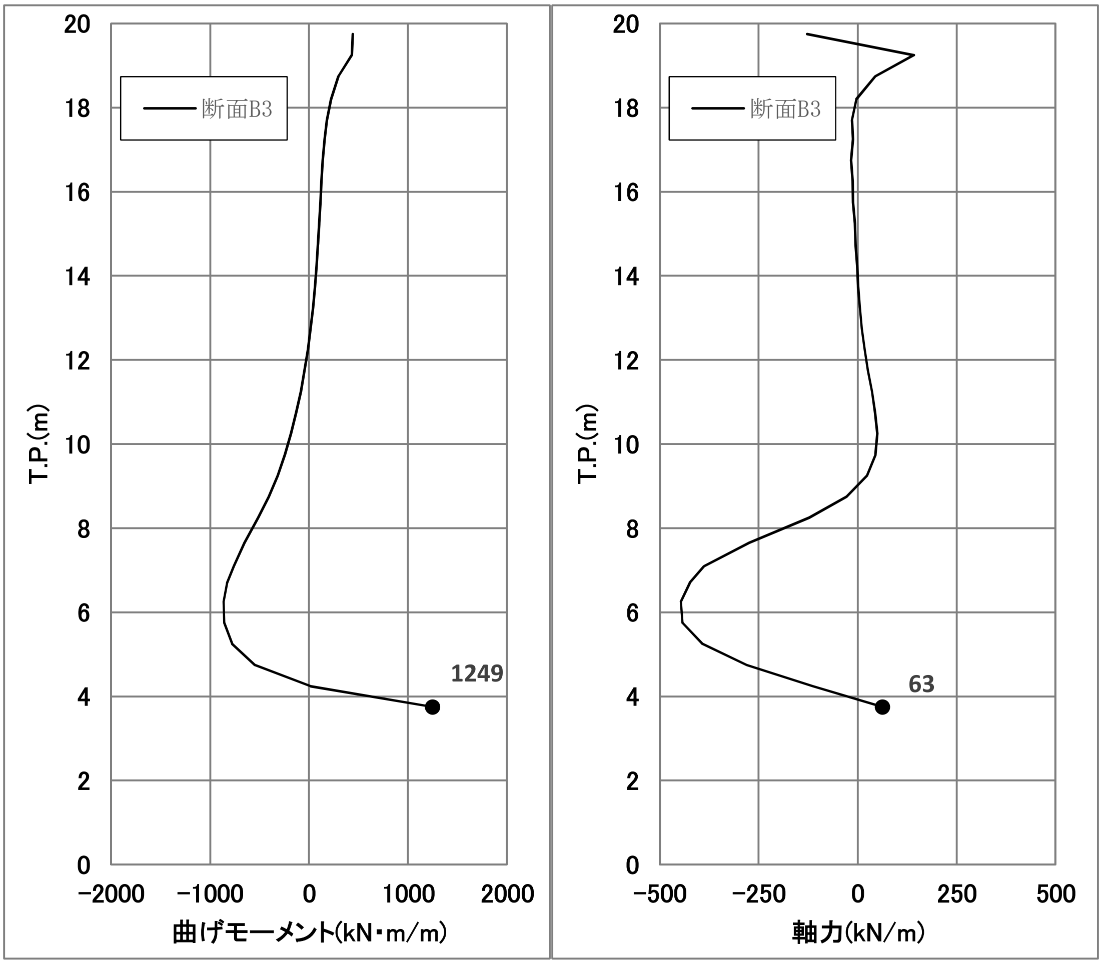


図 3.2.2－5　断面力図（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－2　曲げ軸力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度(N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	1249	63	0.98	67.65	21	435	0.05	0.16

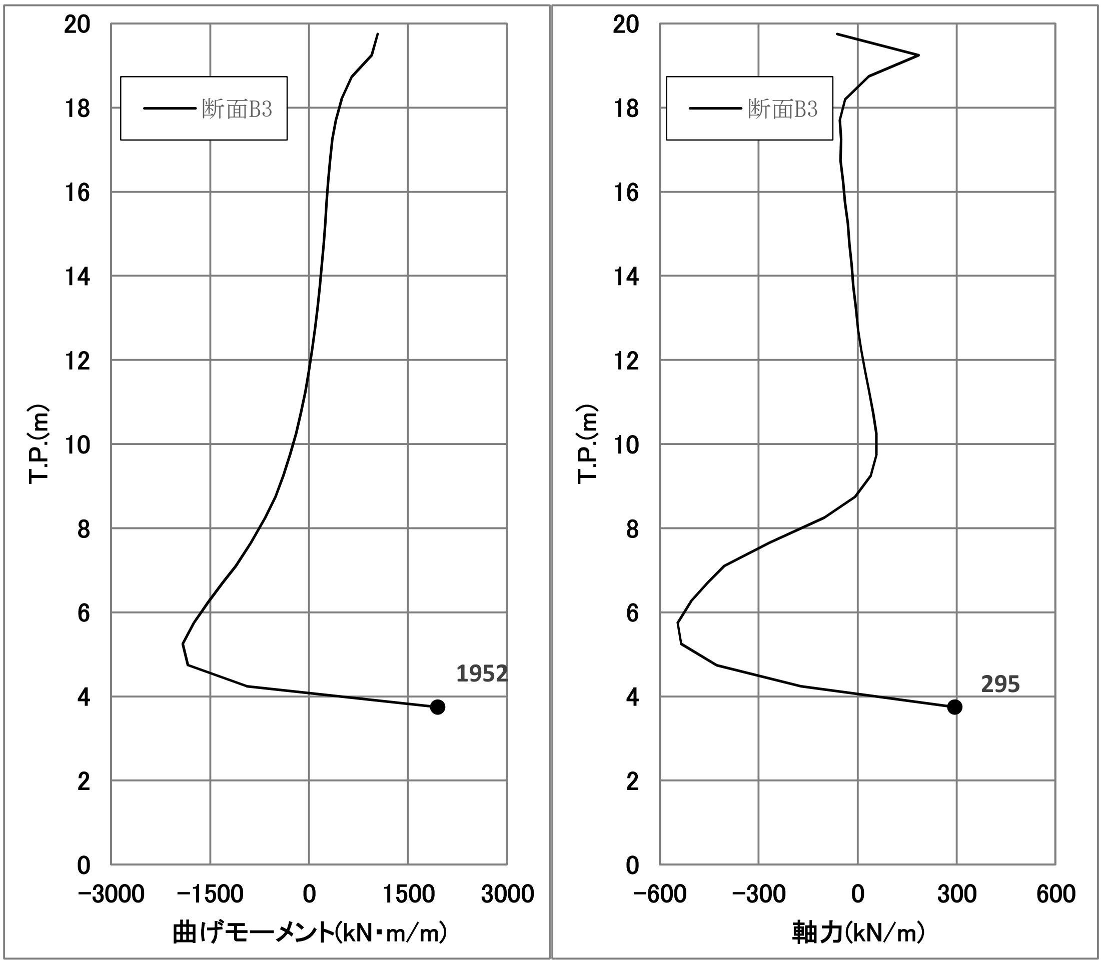


図 3.2.2−6　断面力図（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2−3　曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度(N/mm^2)		曲げ圧縮応力照査値	曲げ引張応力照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	1952	295	1.48	120.09	28	478.5	0.06	0.26

２次元梁バネモデルとの比較として，基準津波時は断面 A3，敷地に遡上する津波時は断面 A2 における断面力図を図 3.2.2−7 及び図 3.2.2−8 に，最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.2−4 及び表 3.2.2−5 に示す。

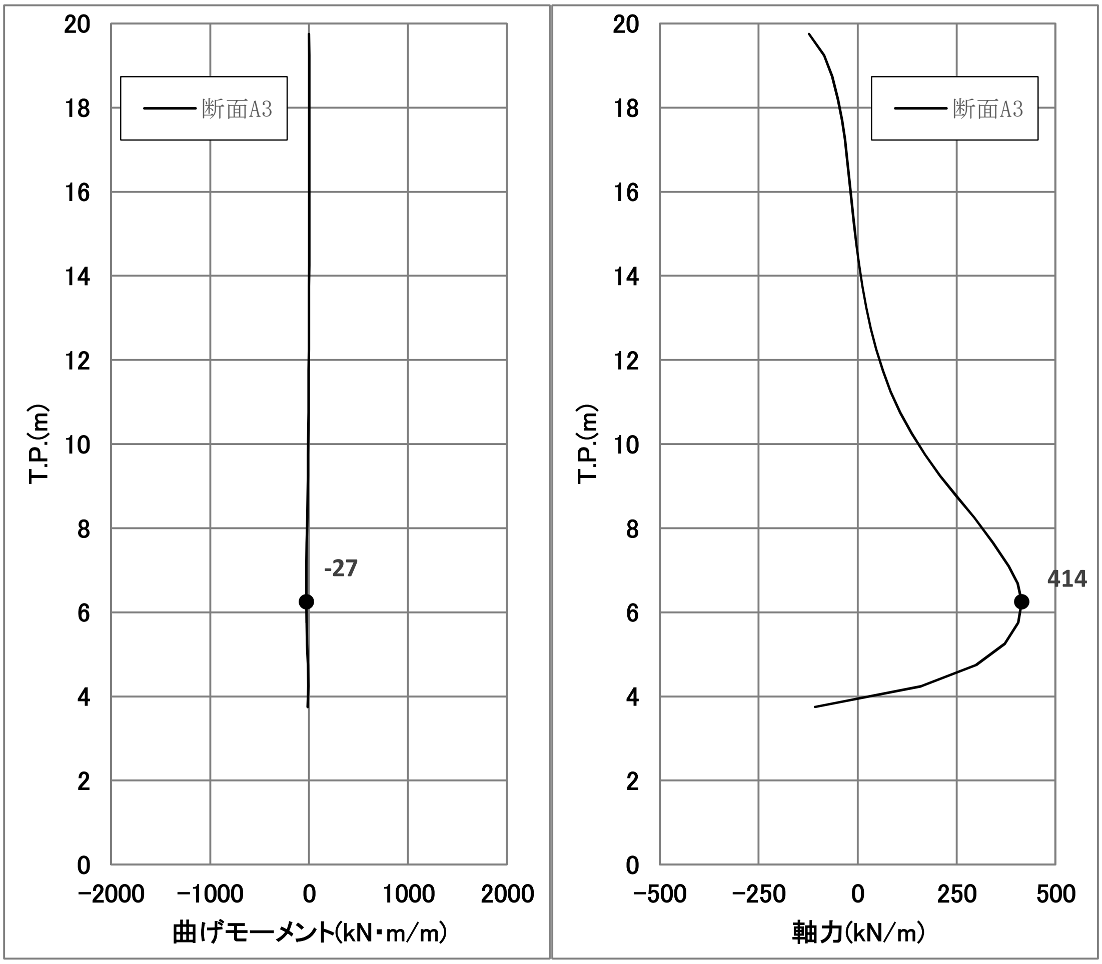


図 3.2.2−7　断面力図（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2−4　曲げ軸力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	-27	414	(全引張)	44.35	21	435	−	0.11

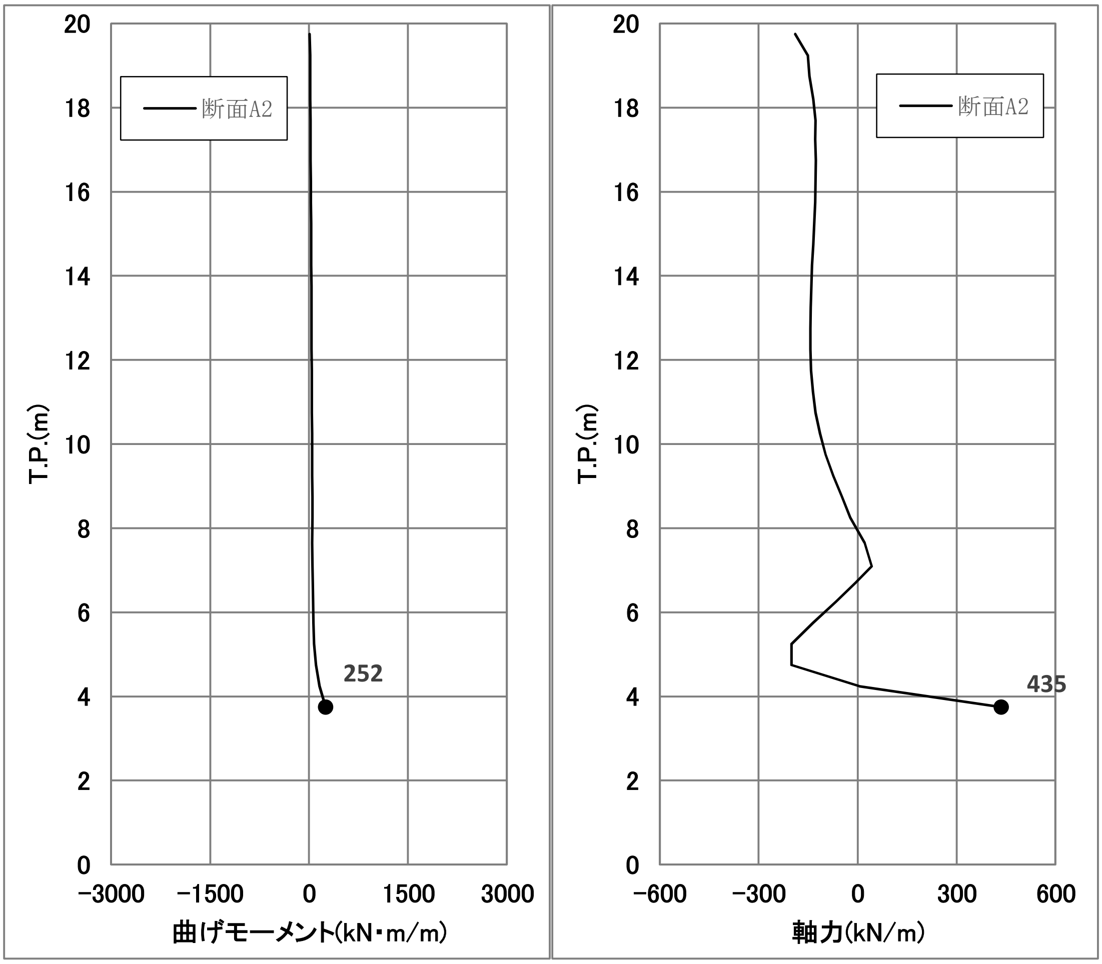


図 3.2.2－8　断面力図（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－5　曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度(N/mm^2)		曲げ圧縮応力照査値	曲げ引張応力照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	252	435	3.20	115.82	28	478.5	0.12	0.25

２次元梁バネモデルの結果と３次元ＦＥＭ解析モデルの結果である表 3.2.2－4 及び表 3.2.2－5 を比較すると，敷地に遡上する津波時において２次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値 0.18 に対して，３次元ＦＥＭ解析の照査値の方が大きくなっている。しかし，鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは津波時であり，津波時においては２次元梁バネモデルの照査値の方が３次元ＦＥＭ解析の照査値よりも大きくなっているため，２次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

b.　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2−6 に，３次元ＦＥＭ解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 3.2.2−7 及び表 3.2.2−8 に示す。

表 3.2.2−6　鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・３次元ＦＥＭ解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm^2)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

＊：斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18°を考慮して，13.333-D16×sin18°（＝26.479×0.309＝8.182cm^2）

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$Va = Vc + Vs$$

$$Vc = \frac{1}{2}\tau_{a1} b_w jd$$

$$Vs = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで　Va　：許容せん断力

Vc　：コンクリートの許容せん断力

Vs　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：断面幅

j　：1/1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

基準津波時　断面 C2：Vc＝1／2×0.825／1.15×0.15×1.0×1000＝53.80

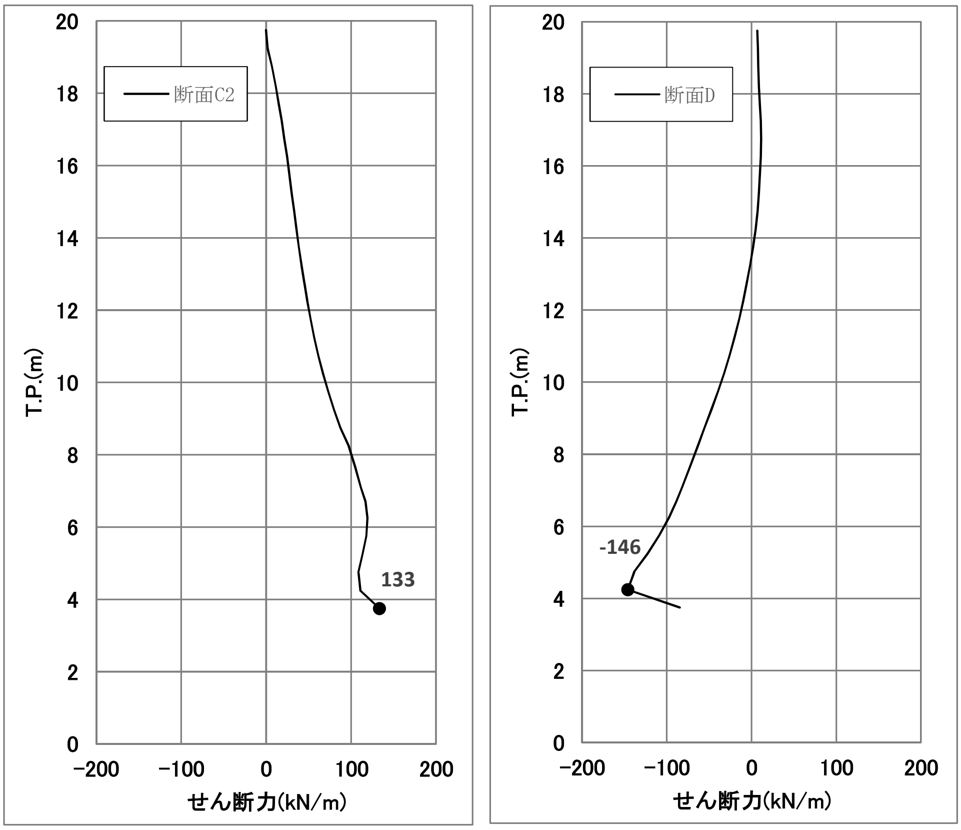
Vs＝2647.9×300／1.15×0.15／0.4／1000＝259.03

Va＝53.80＋259.03＝312.83

敷地に遡上する津波時　断面 D：Vc＝1／2×1.1／1.15×0.06×1.0×1000＝28.69

Vs＝818.2×330／1.15×0.06／0.06／1000＝234.78

Va＝28.69＋234.78＝263.47



基準津波時　　　　　　　敷地に遡上する津波時

図 3.2.2－9　断面力図（３次元ＦＥＭ解析モデル）

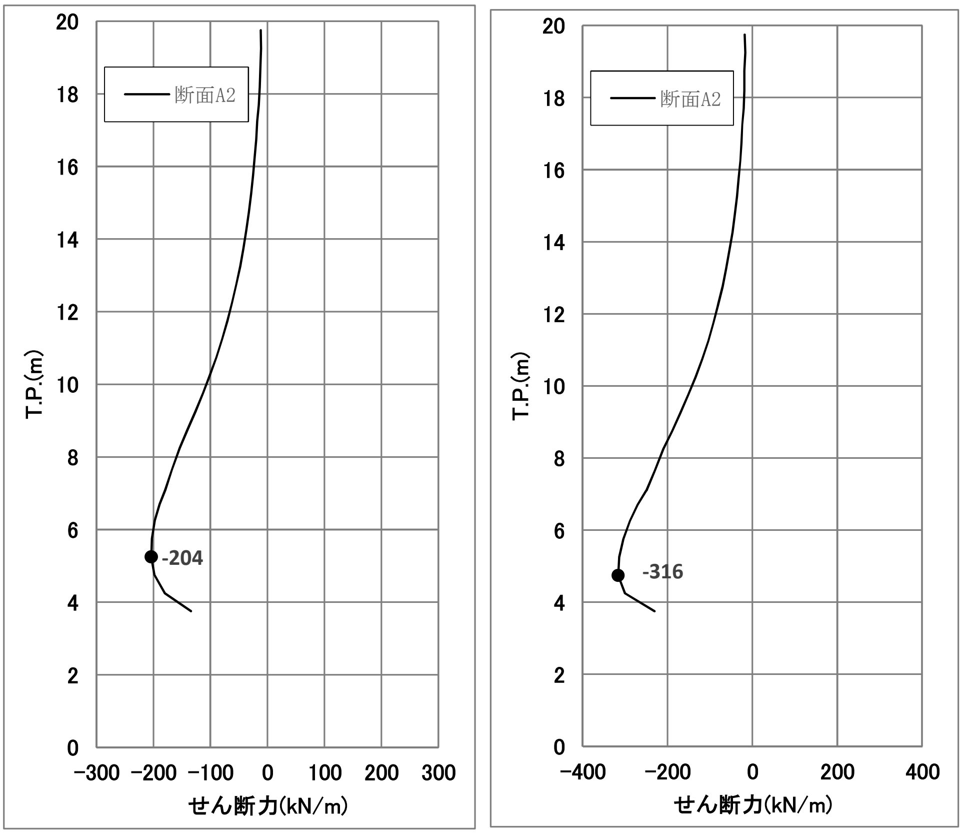
表 3.2.2－7　せん断力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	133	312	0.43

表 3.2.2－8　せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	146	263	0.56

２次元梁バネモデルとの比較として，断面 A2 における断面力図を図 3.2.2－10 に，最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.2－9 及び表 3.2.2－10 に示す。



基準津波時　　　　敷地に遡上する津波時

図 3.2.2－10　断面力図（３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－9　せん断力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	204	1122	0.19

表 3.2.2－10　せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	316	1281	0.25

２次元梁バネモデルの結果と３次元ＦＥＭ解析モデルの結果である表 3.2.1－9 及び表 3.2.1－10 を比較すると，２次元梁バネモデルの照査値は基準津波時で 0.22，敷地に遡上する津波時で 0.30 となり３次元ＦＥＭ解析モデルの照査値よりも大きくなっているため，２次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

(2)　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場合

重畳時の３次元ＦＥＭ解析モデルに設定した水平方向地盤反力係数，地盤反力上限値を図 3.2.2－11 に，変位分布を図 3.2.2－12 に示す。

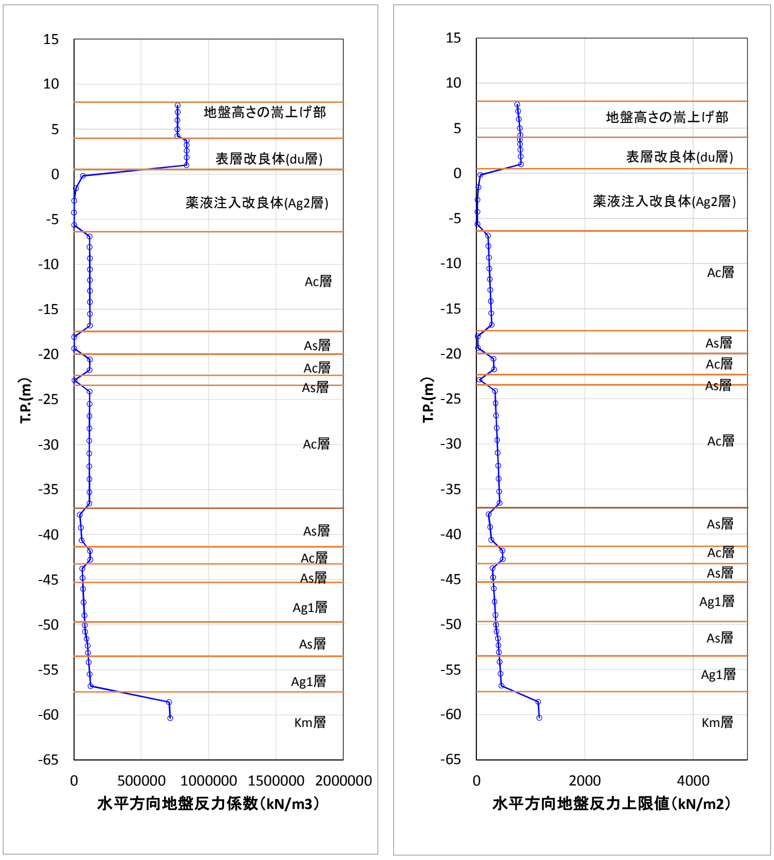


図 3.2.2－11　水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③）

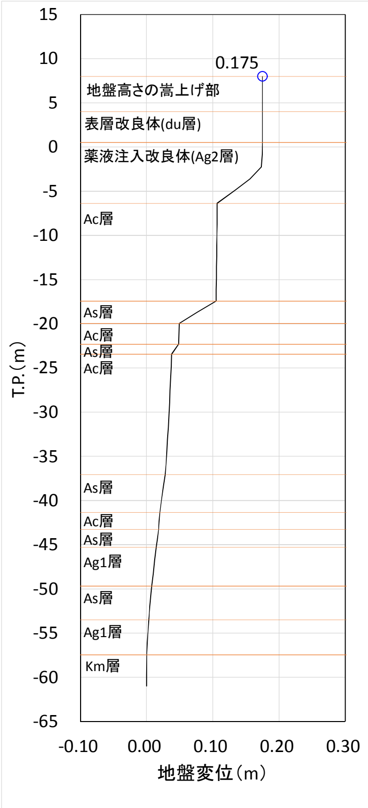


図 3.2.2－12　変位分布（断面③）

a.　曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2－11 に，３次元ＦＥＭ解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 3.2.2－12 及び表 3.2.2－13 に示す。

図 3.2.2－13　３次元ＦＥＭ解析モデル断面位置図

表 3.2.2－11　鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・３次元ＦＥＭ解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

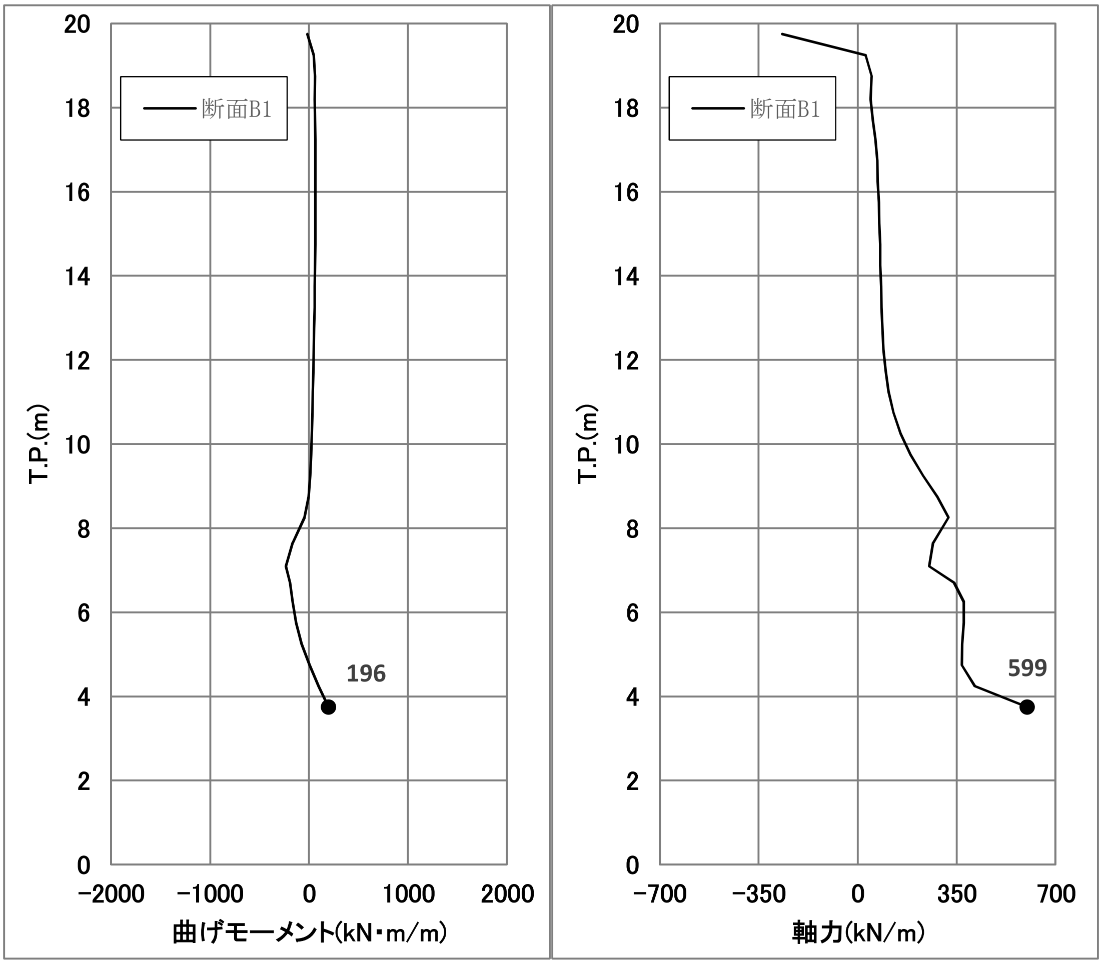


図 3.2.2－14　断面力図（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－12　曲げ軸力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度(N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	196	599	(全引張)	53.96	28	478.5	―	0.12

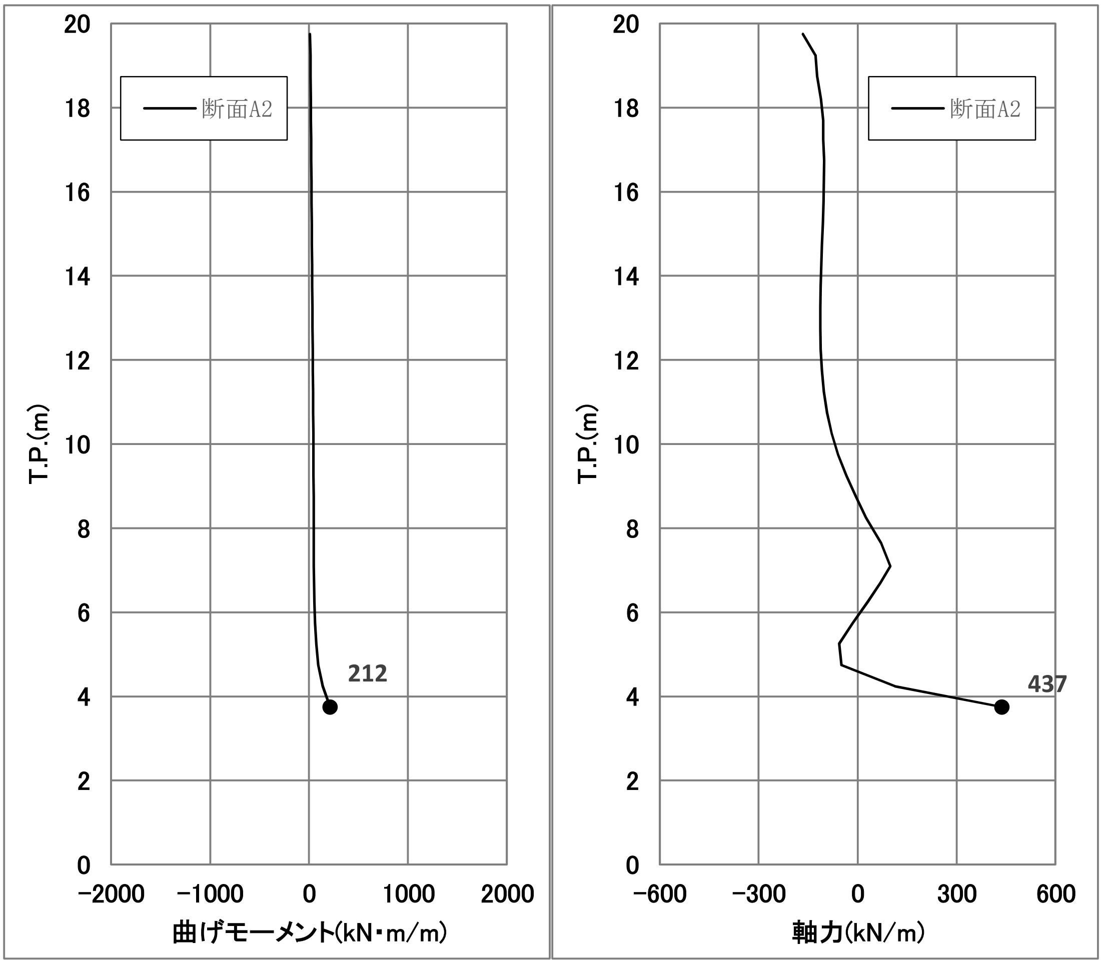


図 3.2.2－15　断面力図（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－13　曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm²)	曲げ 引張応力 (N/mm²)	短期許容応力度(N/mm²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	212	437	2.61	103.0	28	478.5	0.10	0.22

２次元梁バネモデルとの比較として，基準津波時は断面 A2 における断面力図を図 3.2.2－16 に，最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.2－14 に示す。

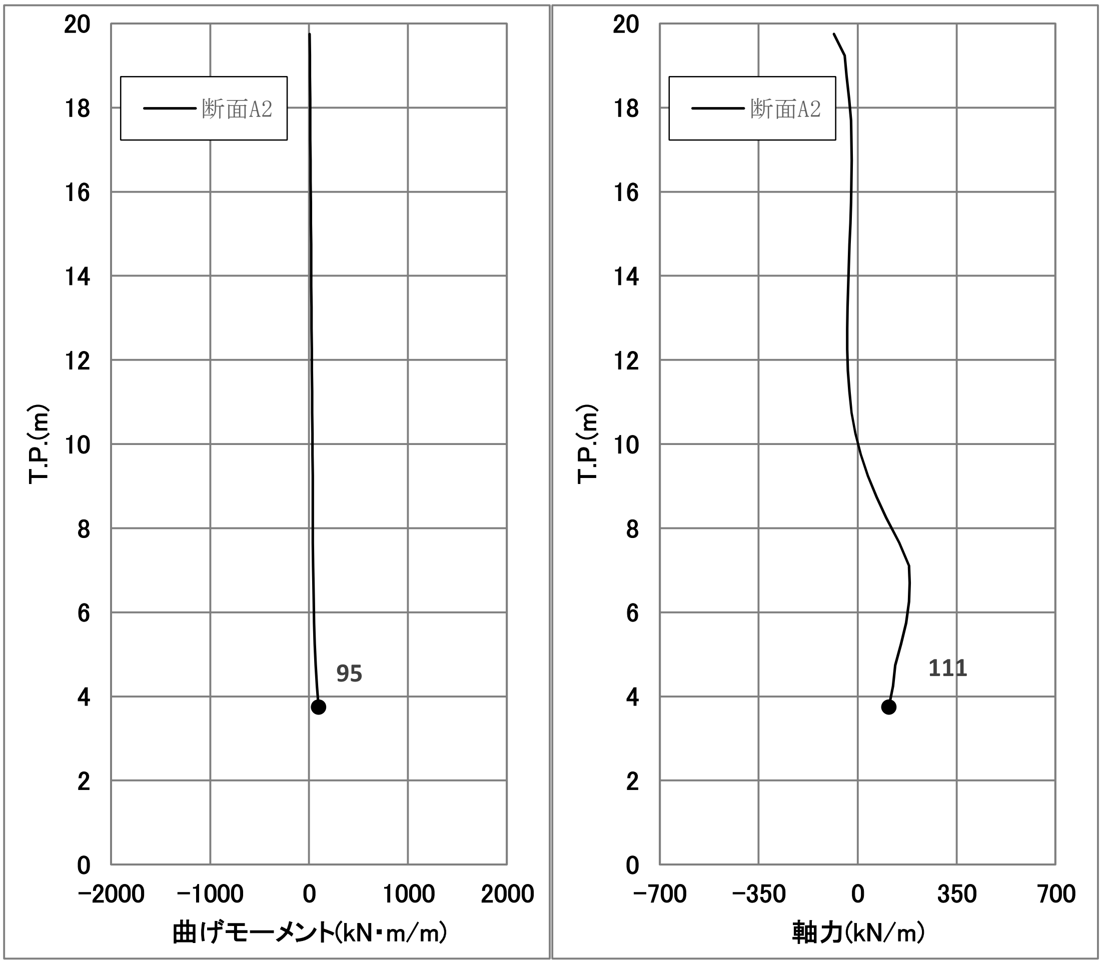


図 3.2.2－16　断面力図（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－14　曲げ軸力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm^2)	曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容応力度(N/mm^2)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	95	111	1.26	39.54	21	435	0.06	0.10

２次元梁バネモデルの結果と３次元ＦＥＭ解析モデルの結果である表 3.2.2－13 及び表 3.2.2－14 を比較すると，敷地に遡上する津波時において２次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値 0.17 に対して，３次元ＦＥＭ解析の照査値の方が大きくなっている。しかし，鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは津波時であり，津波時においては２次元梁バネモデルの照査値の方が３次元ＦＥＭ解析の照査値よりも大きくなっているため，２次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

b.　せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2－15 に，３次元ＦＥＭ解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 3.2.2－16 及び表 3.2.2－17 に示す。

表 3.2.2－15　鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・３次元ＦＥＭ解析モデル)

断面	断面有効高さ(m)	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm^2)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

＊：斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18°を考慮して，13.333-D16×sin18°(＝26.479×0.309＝8.182cm^2)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$Va = Vc + Vs$$

$$Vc = \frac{1}{2}\tau_{a1} b_w jd$$

$$Vs = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

Va　：許容せん断力

Vc　：コンクリートの許容せん断力

Vs　：斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{a1}　：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w　：断面幅

j　：1/1.15

d　：有効高さ

A_w　：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

s　：斜め引張鉄筋間隔

基準津波時　断面 C2：Vc＝1／2×0.825／1.15×0.15×1.0×1000＝53.80

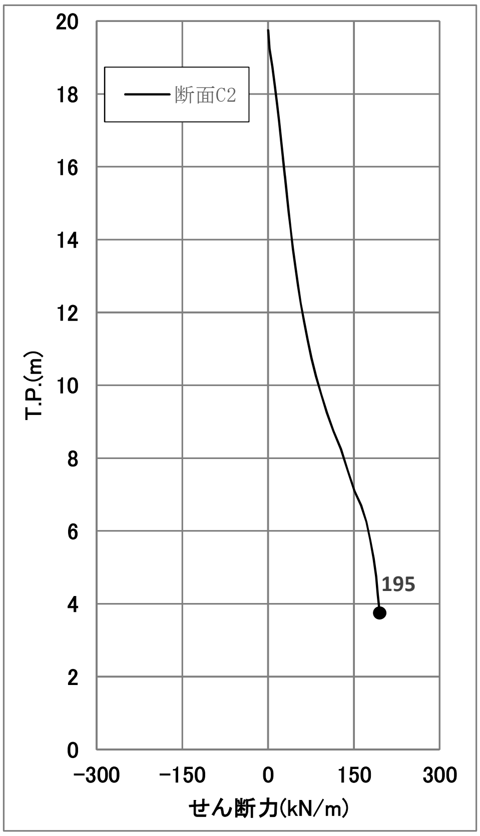
Vs＝2647.9×300／1.15×0.15／0.4／1000＝259.03

Va＝53.80＋259.03＝312.83

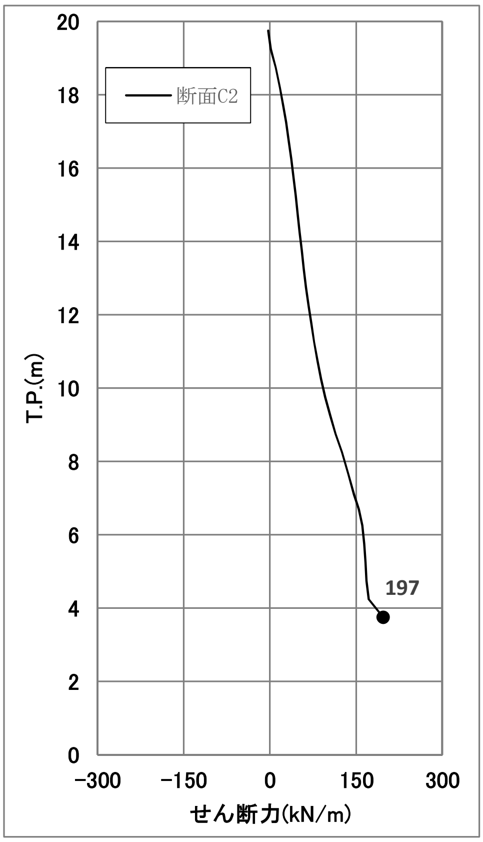
敷地に遡上する津波時　断面 C2：Vc＝1／2×1.1／1.15×0.15×1.0×1000＝71.73

Vs＝2647.9×330／1.15×0.15／0.4／1000＝284.93

Va＝71.73＋284.93＝356.66



基準津波時



敷地に遡上する津波時

図 3.2.2－17　断面力図（３次元ＦＥＭ解析モデル）

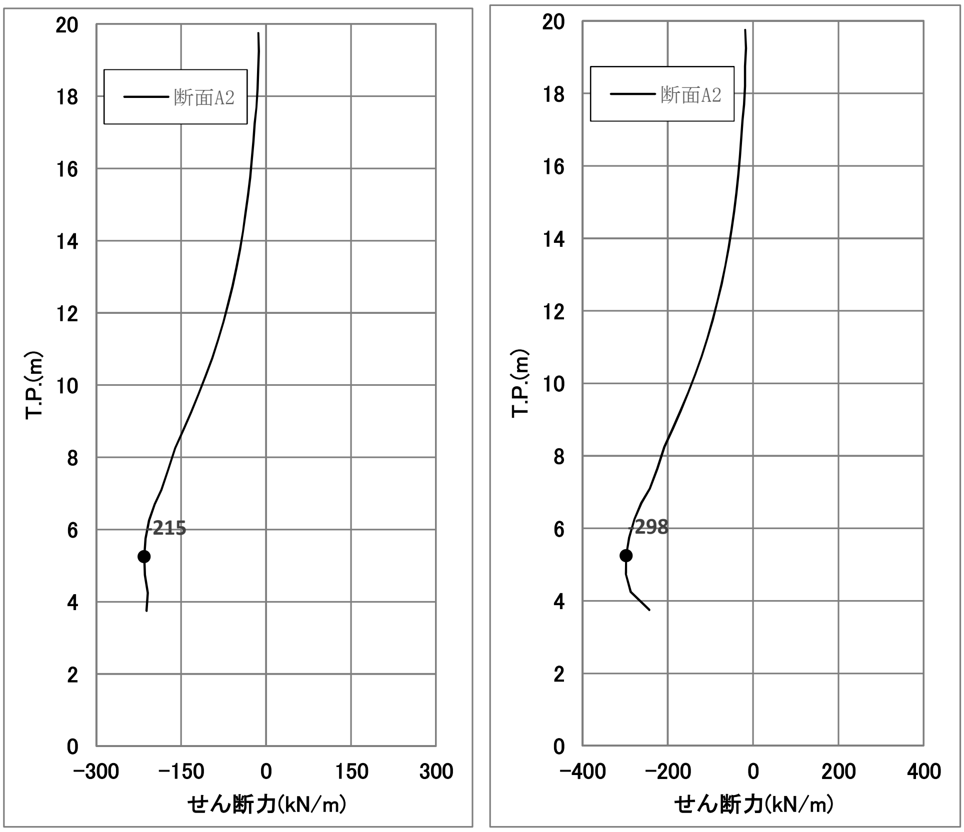
表 3.2.2－16　せん断力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	195	312	0.63

表 3.2.2－17　せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	197	356	0.56

２次元梁バネモデルとの比較として，断面 A2 における断面力図を図 3.2.2－18 に，最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.2－18 及び表 3.2.2－19 に示す。



基準津波時　　　　　　　　　敷地に遡上する津波時

図 3.2.2－18　断面力図（３次元ＦＥＭ解析モデル）

表 3.2.2－18　せん断力に対する照査（基準津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	215	1122	0.20

表 3.2.2－19　せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時：３次元ＦＥＭ解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	298	1281	0.24

２次元梁バネモデルの結果と３次元ＦＥＭ解析モデルの結果である表 3.2.2－18 及び表 3.2.2－19 を比較すると，基準津波時において２次元梁バネモデルの照査値 0.16 に対して，３次元ＦＥＭ解析の照査値の方が大きくなっている。しかし，鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは津波時であり，津波時においては２次元梁バネモデルの照査値の方が３次元ＦＥＭ解析の照査値よりも大きくなっているため，２次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。