

- 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
- 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格	12
3. 地震応答解析	13
3.1 評価対象断面	13
3.2 解析方法	16
3.2.1 地震応答解析手法	17
3.2.2 構造部材	17
3.2.3 地盤	17
3.2.4 減衰特性	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	18
3.3.2 荷重	18
3.3.3 荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	20
3.5 解析モデル及び諸元	49
3.5.1 2次元有効応力解析モデル	49
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	69
3.5.3 地下水位	71
3.6 解析ケース	72
4. 耐震評価	75
4.1 評価対象部位	75
4.2 解析方法	76
4.3 荷重及び荷重の組合せ	77
4.4 許容限界	78
4.5 解析モデル及び諸元	80
4.6 評価方法	83
4.6.1 鉄筋コンクリート防潮壁	83
4.6.2 基礎地盤の支持性能評価	86



5. 評価結果	87
5.1 地震応答解析結果	87
5.2 耐震評価結果	208
5.3 まとめ	277



## 1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び支持性能及び止水機能を有していることを確認するものである

鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

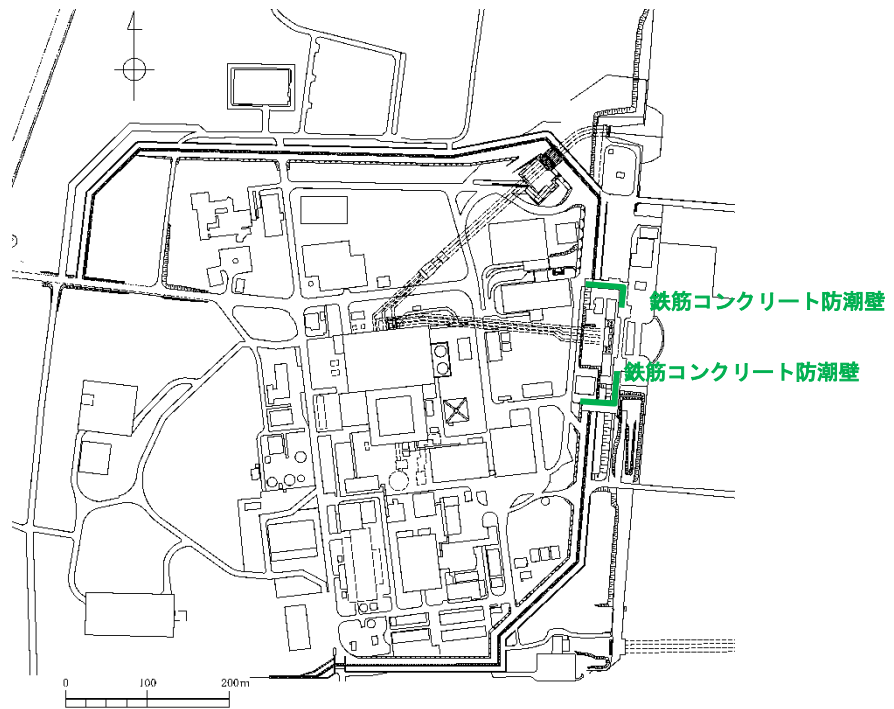


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図



## 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P.+20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。防潮扉の評価は「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に示す。

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

鉄筋コンクリート防潮壁の平面図を図2.2-1、概要図を図2.2-2、構造図を図2.2-3に示す。

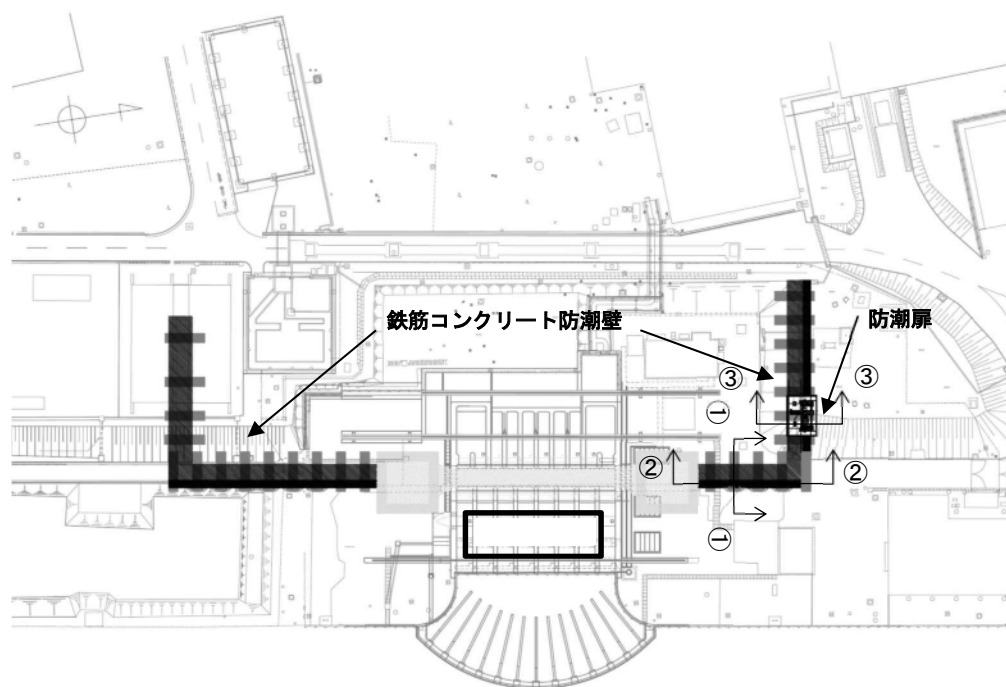
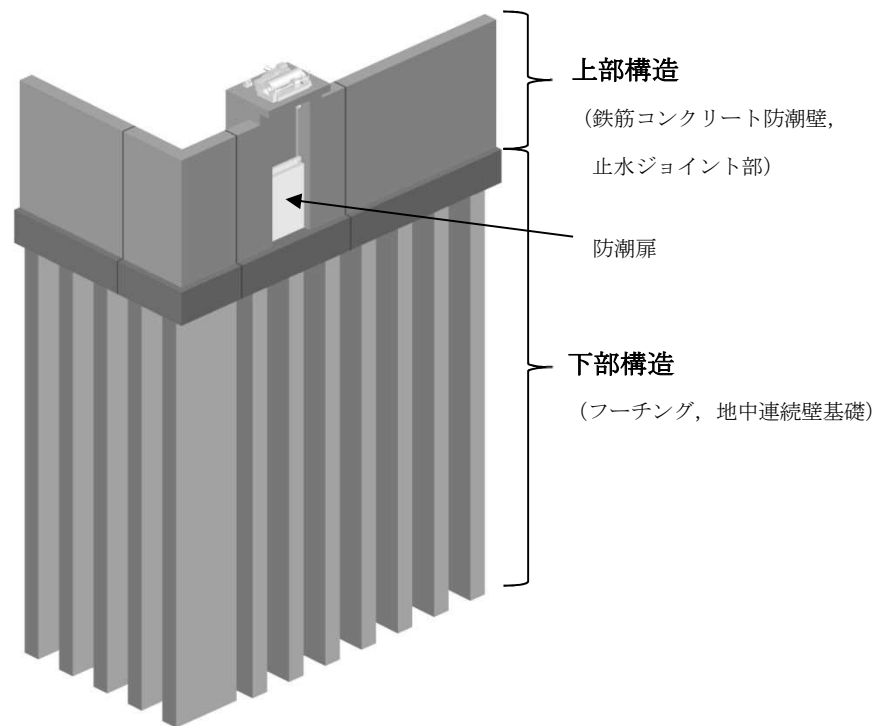
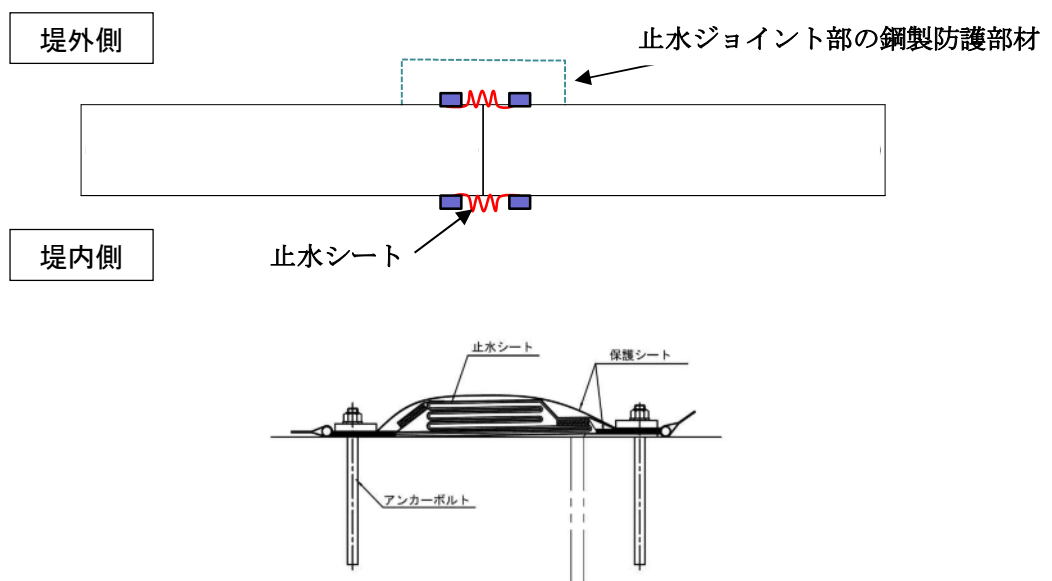


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図





鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



### シートジョイント

止水ジョイント部材の概要図

図 2.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図



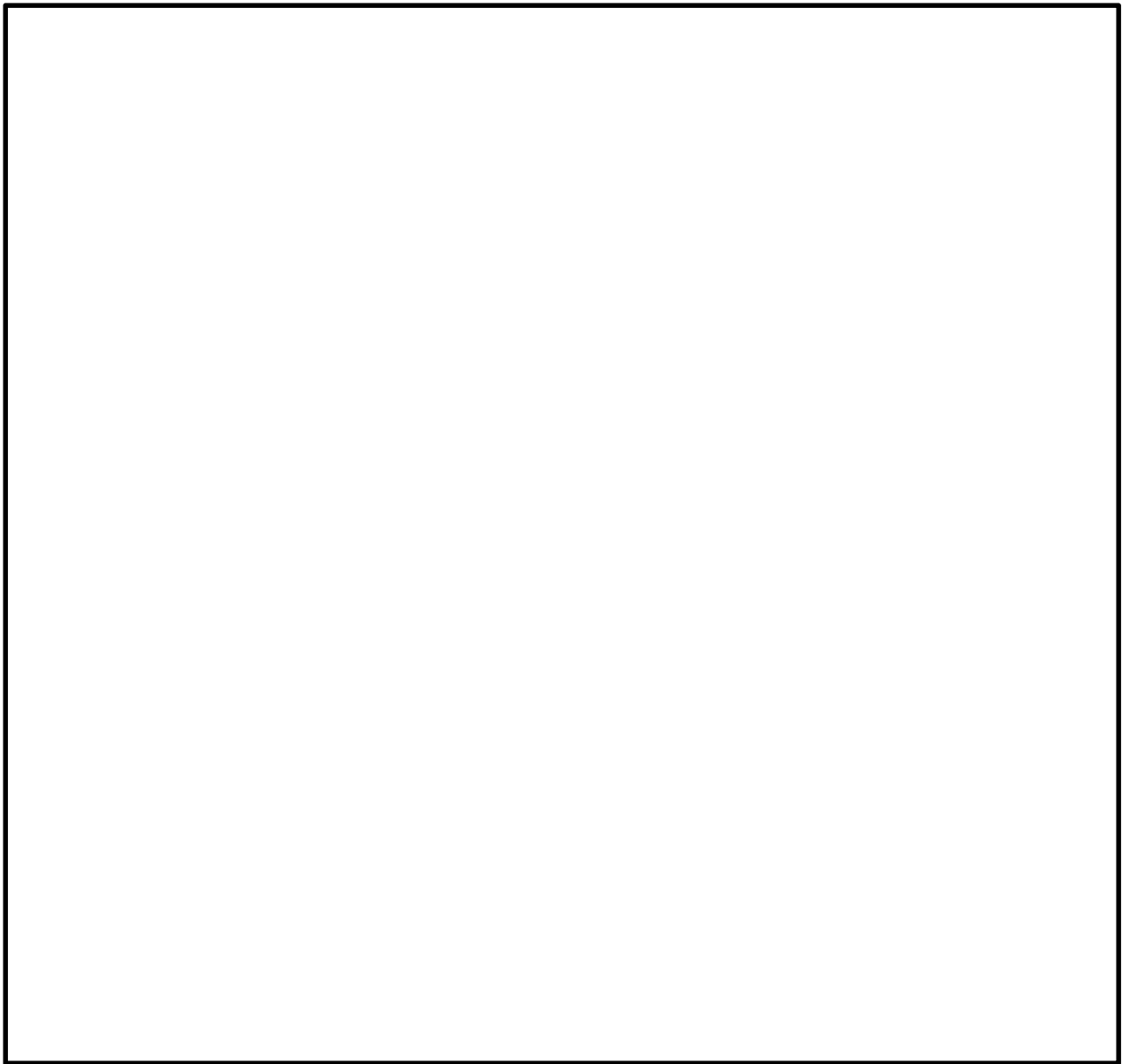


図 2.2-3 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図（フラップゲート部）



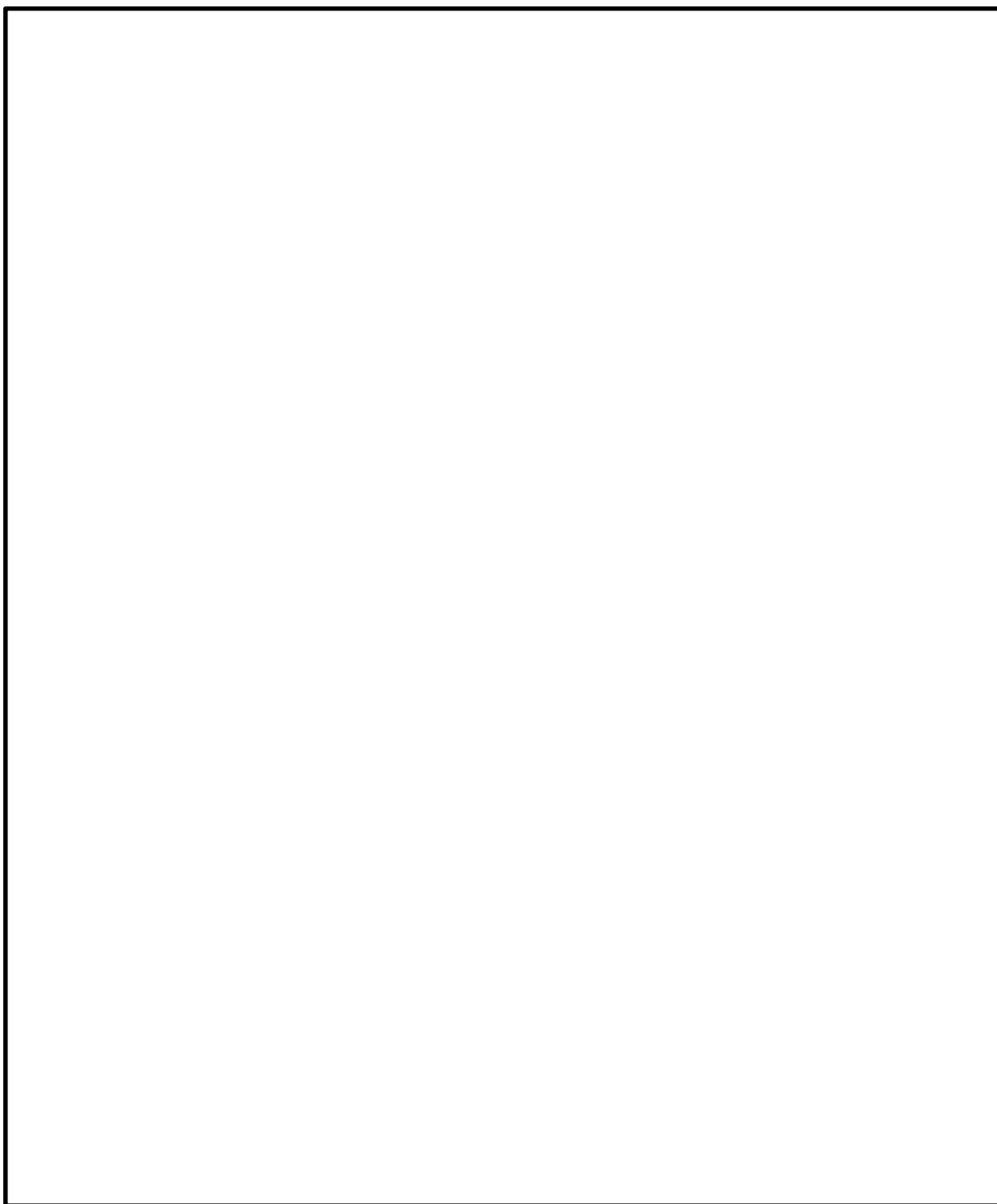


図 2.2-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)



## 2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設の評価として、表 2.3-2 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

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

鉄筋コンクリート防潮壁耐震評価フローを図 2.3-1 に、鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。



表 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界		
	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)		評価対象部位		応力等の状態	損傷モード			
鉄筋コンクリート防潮壁	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 <math>S_s</math> に対して、鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動 <math>S_s</math> による地震荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、<b>基準地震動 <math>S_s</math> に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</b></p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、<b>基準地震動 <math>S_s</math> に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</b></p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、<b>基準地震動 <math>S_s</math> に対し、</b> ①鋼材や鉄筋コンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ②上部構造は、フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追従し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じる設計とする。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、<b>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重</b>に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	<p><b>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重</b>に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</p>		下部構造	基礎地盤		支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 (Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						<p><b>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重</b>に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p>			地中連続壁基礎		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」「道路橋示方書・同解説 (Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						<p><b>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重</b>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。</p>		鉄筋コンクリート	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編)」 「コンクリート標準示方書」に基づき短期許容応力度以下とする。		
						鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁							
						<p><b>基準地震動 <math>S_s</math> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重</b>に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水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。</p>	上部構造	止水ジョイント部	止水ジョイント部材			変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
									鋼製アンカー			引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
									止水ジョイント部の鋼製防護部材			曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

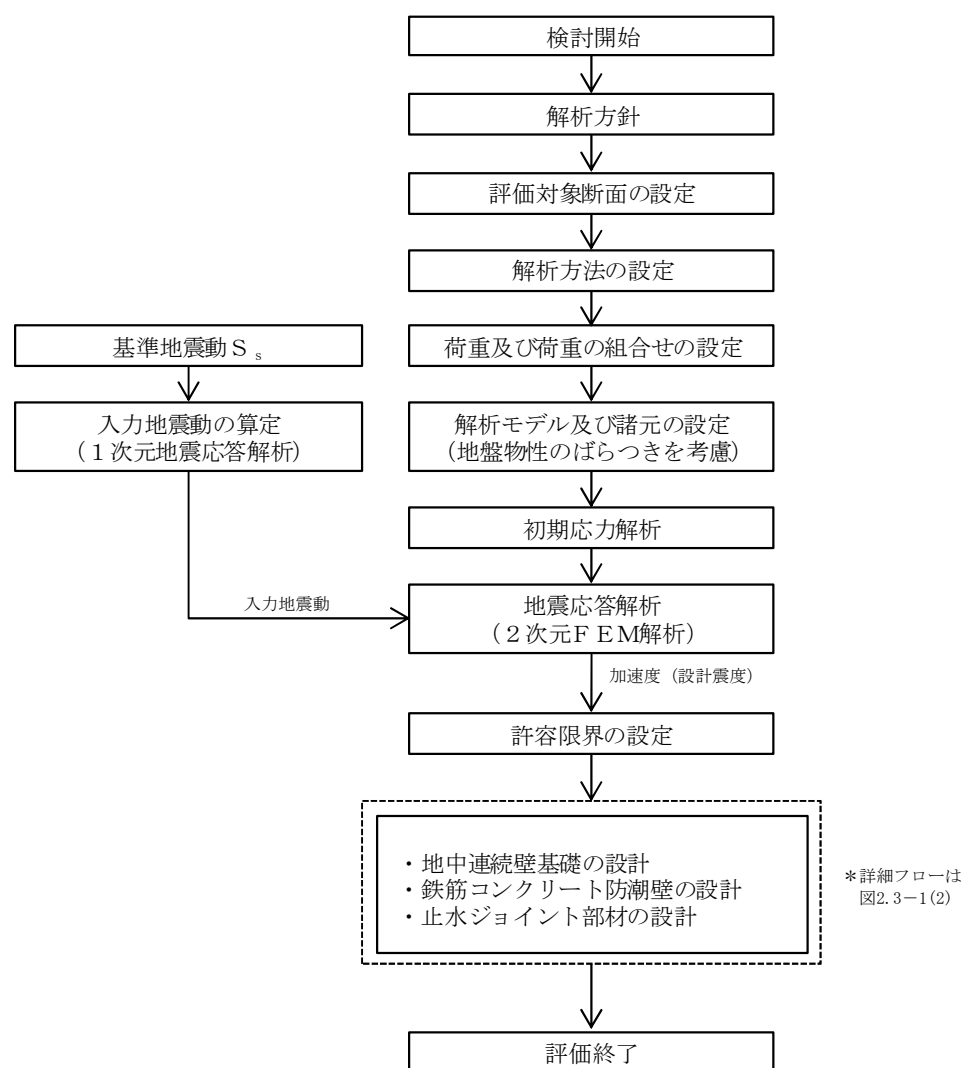


表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

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	鉄筋コンクリート防潮壁		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
		フーチング		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止 水 ジ ョ イ ン ト 部	鋼製アンカー	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
			鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ジ ョイ ン ト 部	鋼製アンカー	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
			鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジ ョイ ン ト 部	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 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

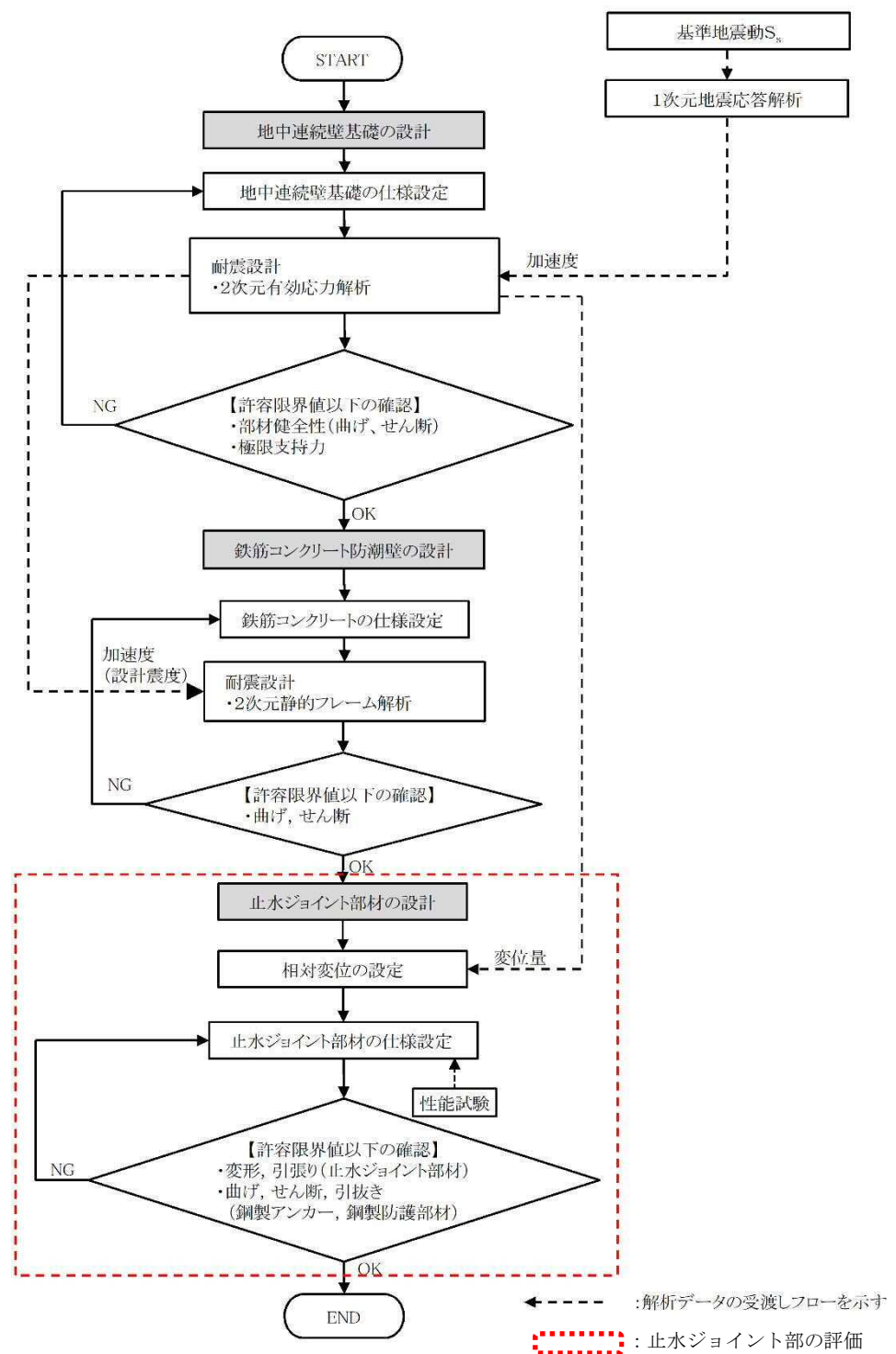




- 注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー





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

図 2.3-1(2) 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー



## 2.4 適用規格

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）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許 容 限 界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	鉄筋	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）	・せん断力に対する照査は，発生応力度または発生せん断力が短期許容応力度または短期許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析



### 3. 地震応答解析

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、①-①断面，②-②断面を用いて実施する。

防潮扉の耐震評価のための加速度応答については，①-①断面，②-②断面を用い，フラップゲートの耐震評価のための加速度応答については，③-③断面，④-④断面を用いて算定する。

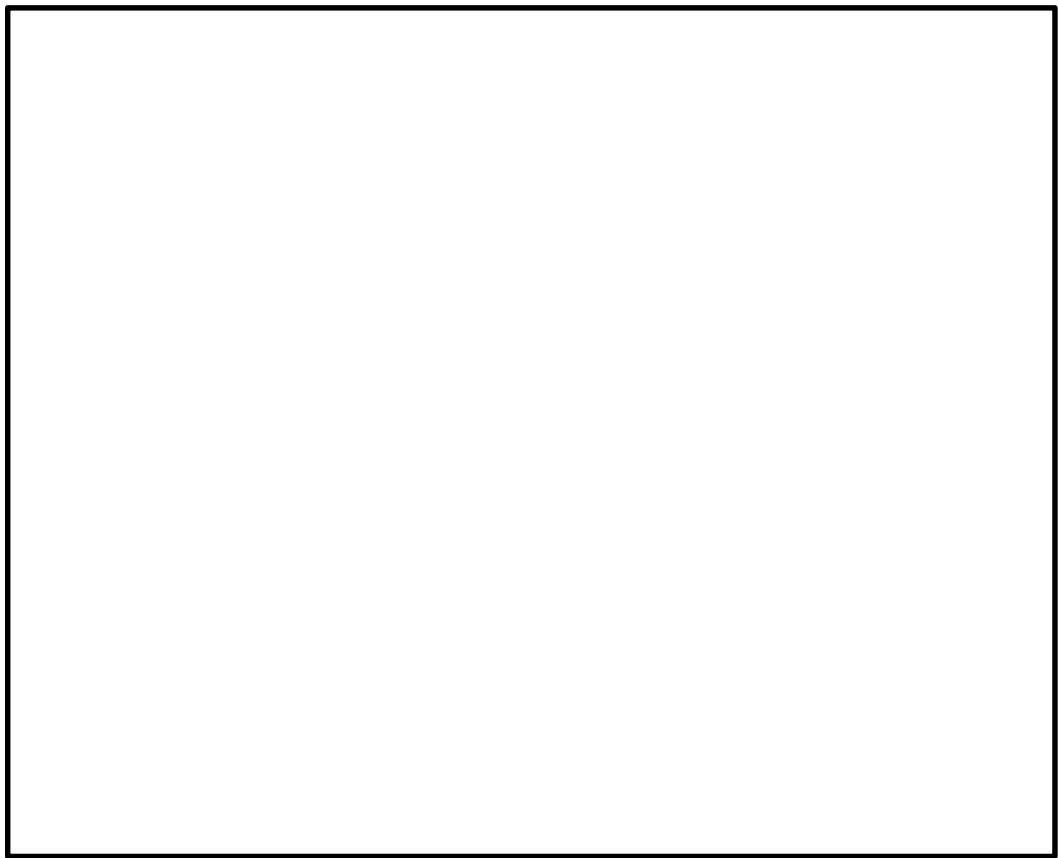


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図



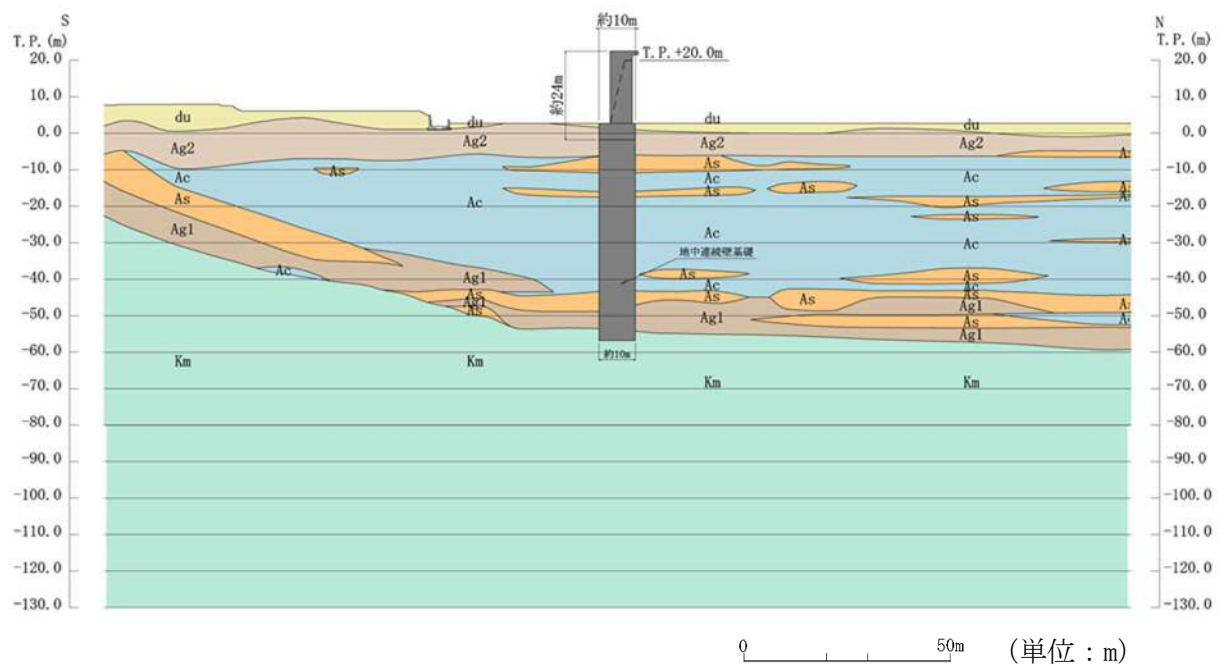


図 3.1-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (①-①断面)

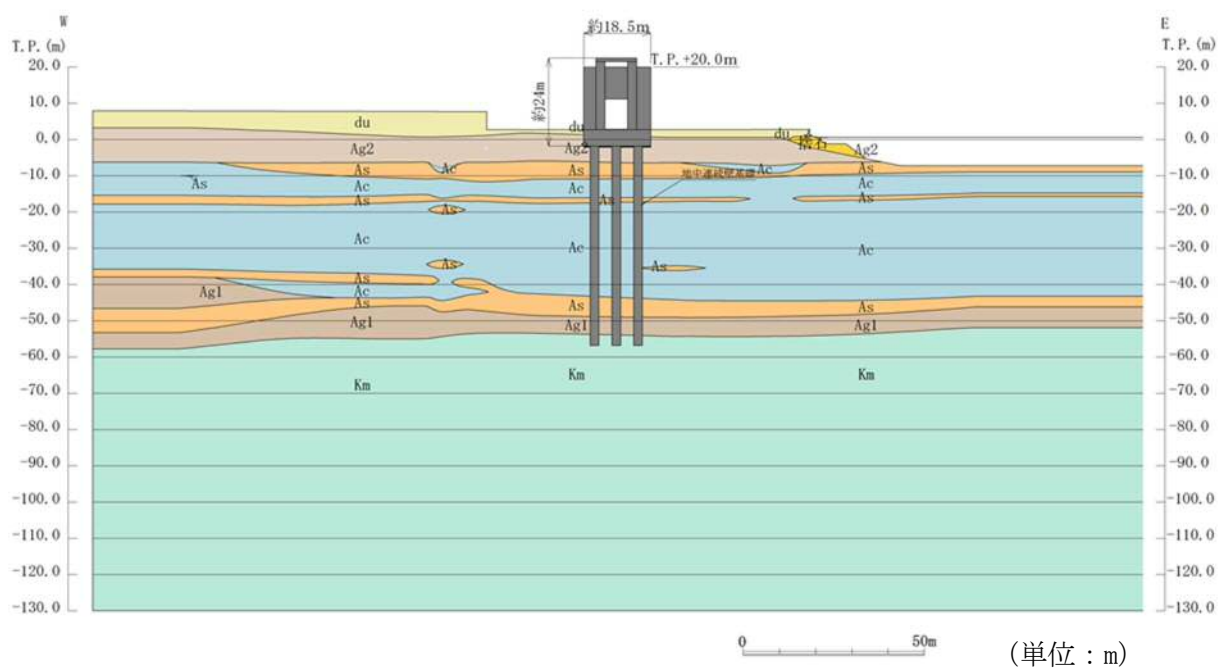


図 3.1-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (②-②断面)



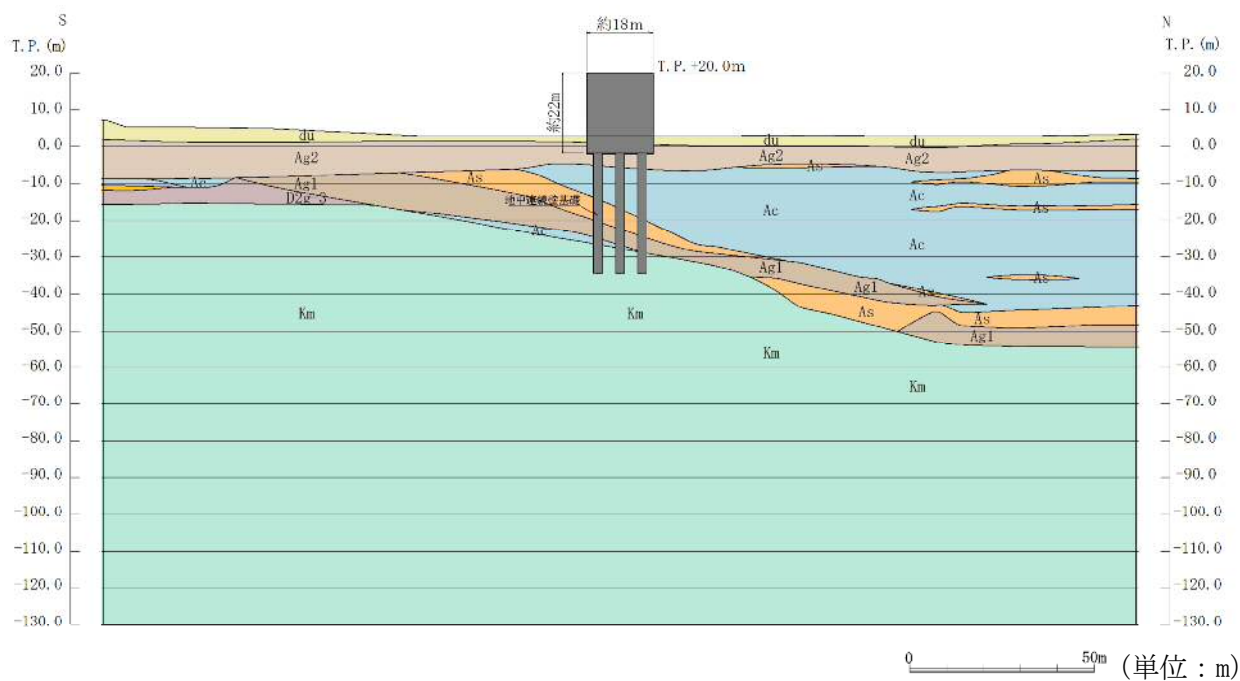


図 3.1-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (③-③断面)

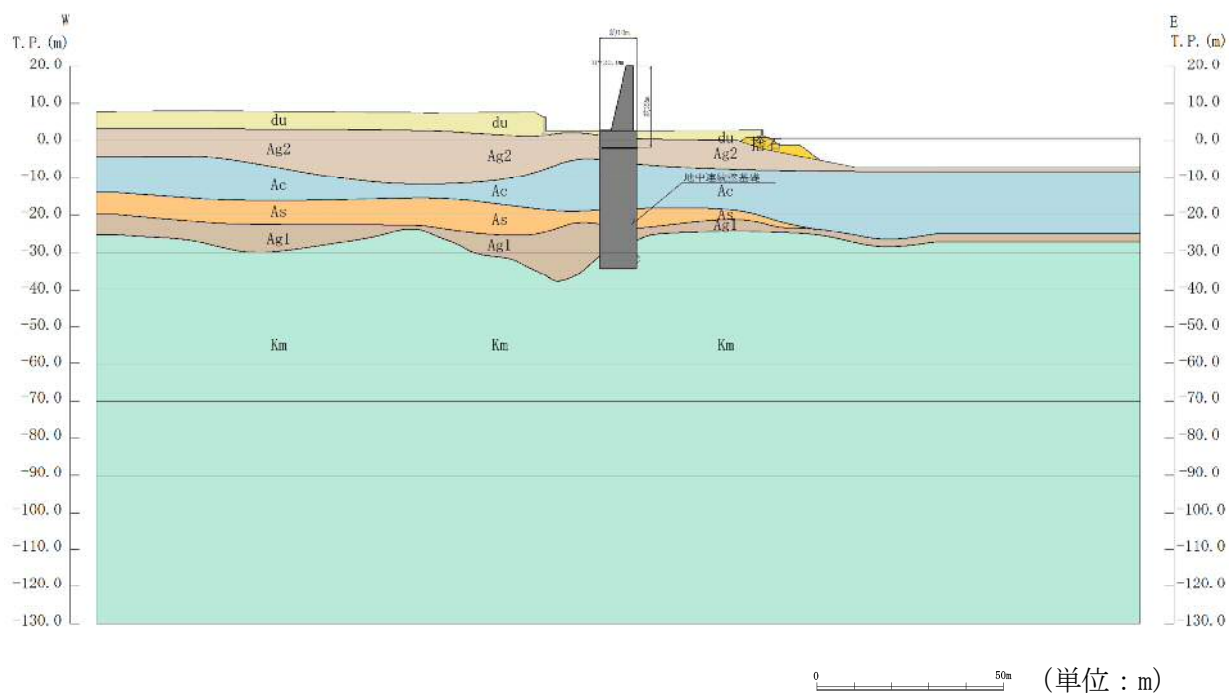


図 3.1-2 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (④-④断面)



### 3.2 解析方法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

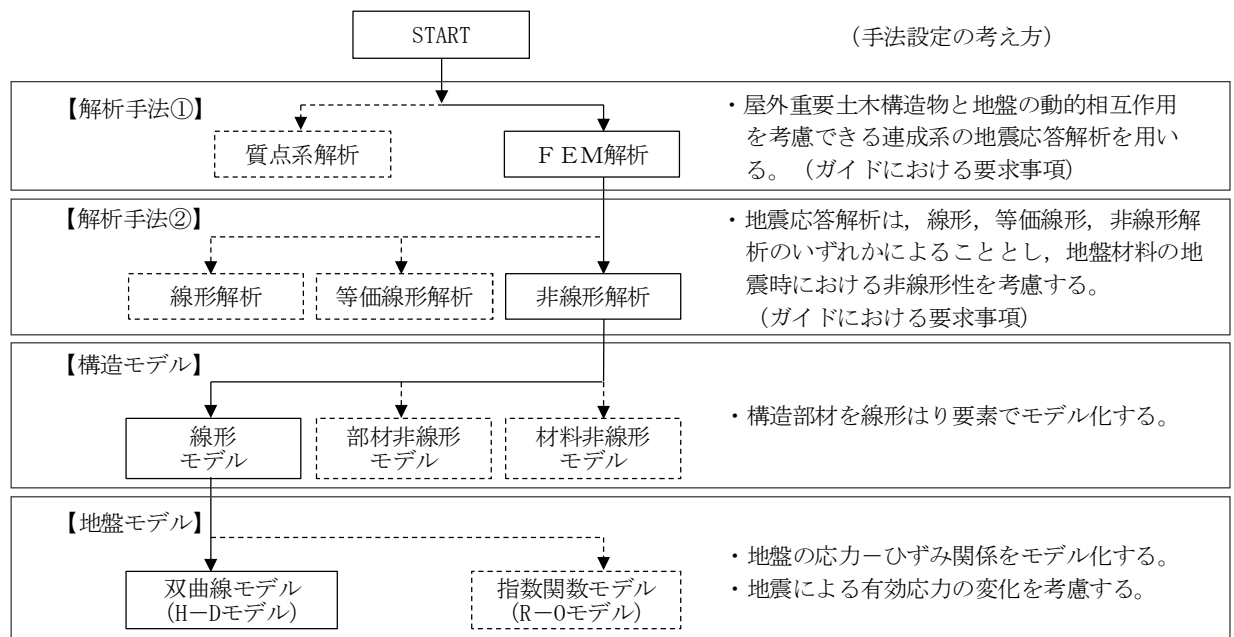


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。



#### 3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素有効応力解析を用いて，基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

#### 3.2.2 構造部材

構造部材は線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。

#### 3.2.3 地盤

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

#### 3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については，固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

##### (1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重

基準地震動 $S_s$ による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重

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  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

##### (4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示し、荷重概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		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等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位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。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
		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、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

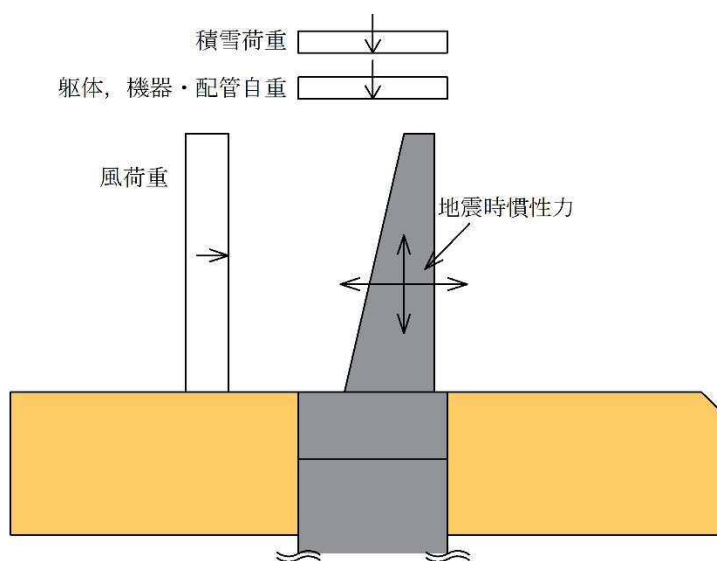


図 3.3-1 荷重概念図



### 3.4 入力地震動

入力地震動は、資料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。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver.6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

基準地震動 $S_s$ のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図3.4-2～図3.4-29に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

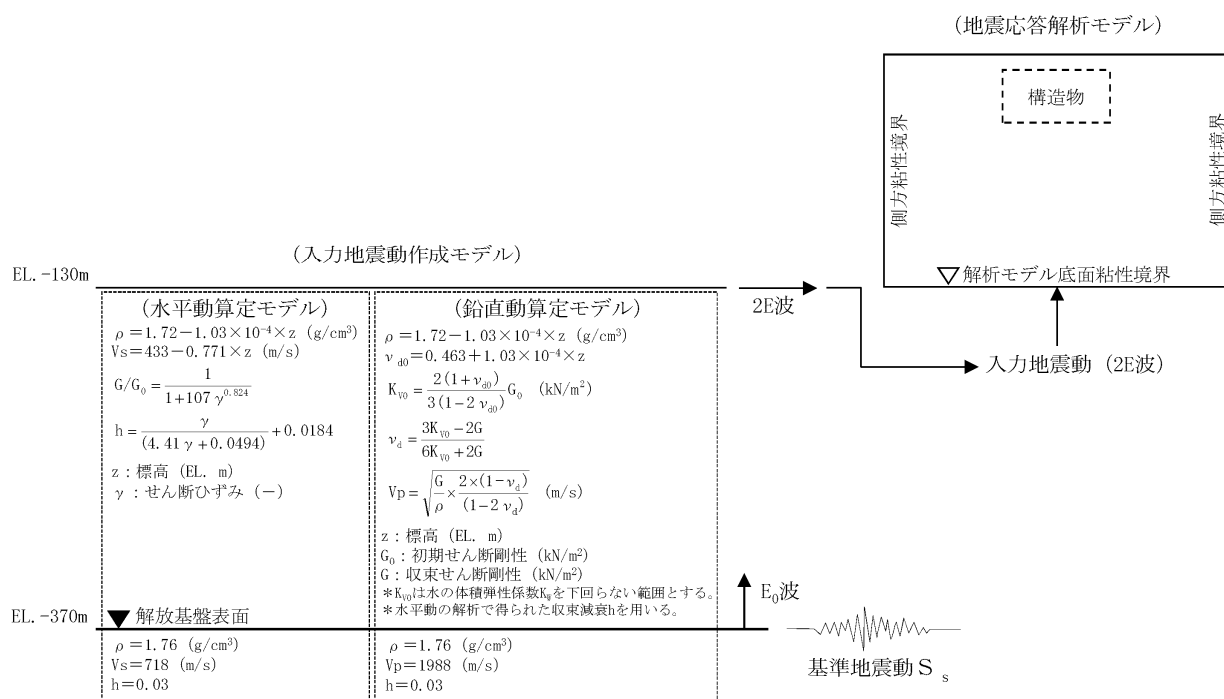
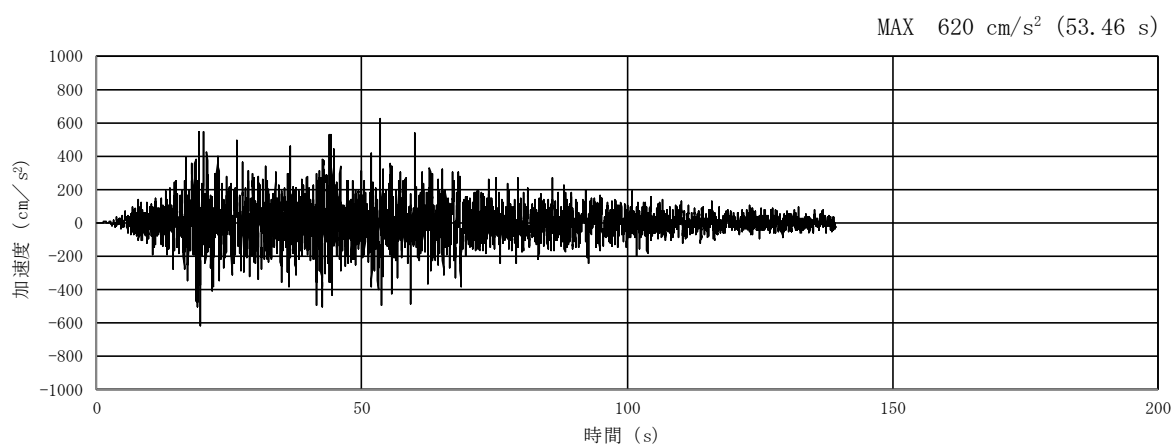
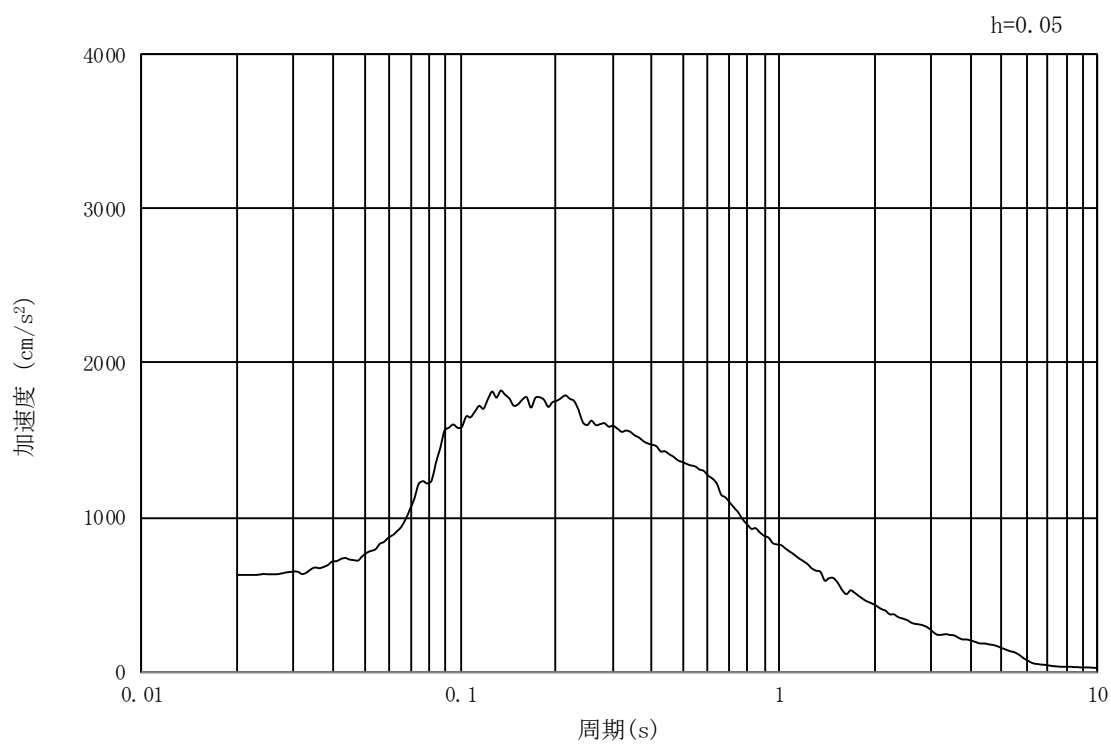


図3.4-1 入力地震動算定の概念図





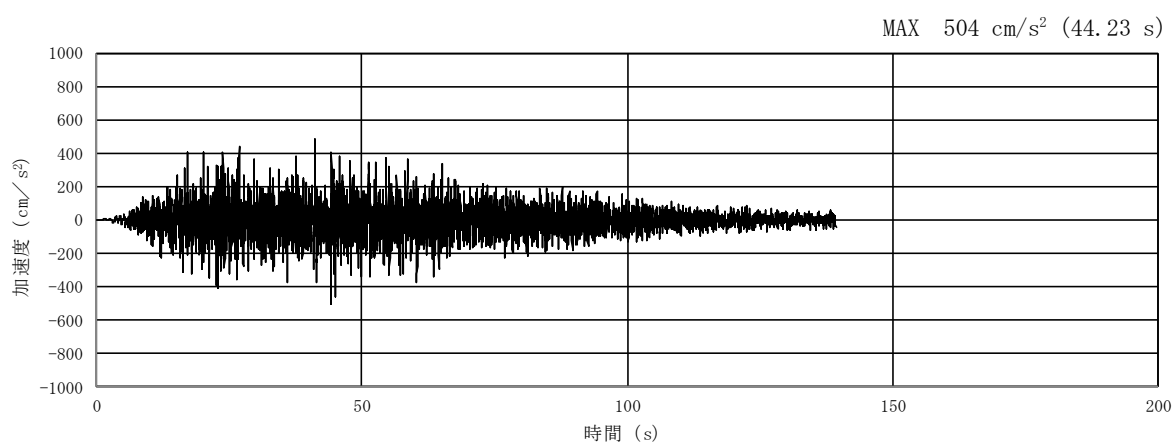
(a) 加速度時刻歴波形



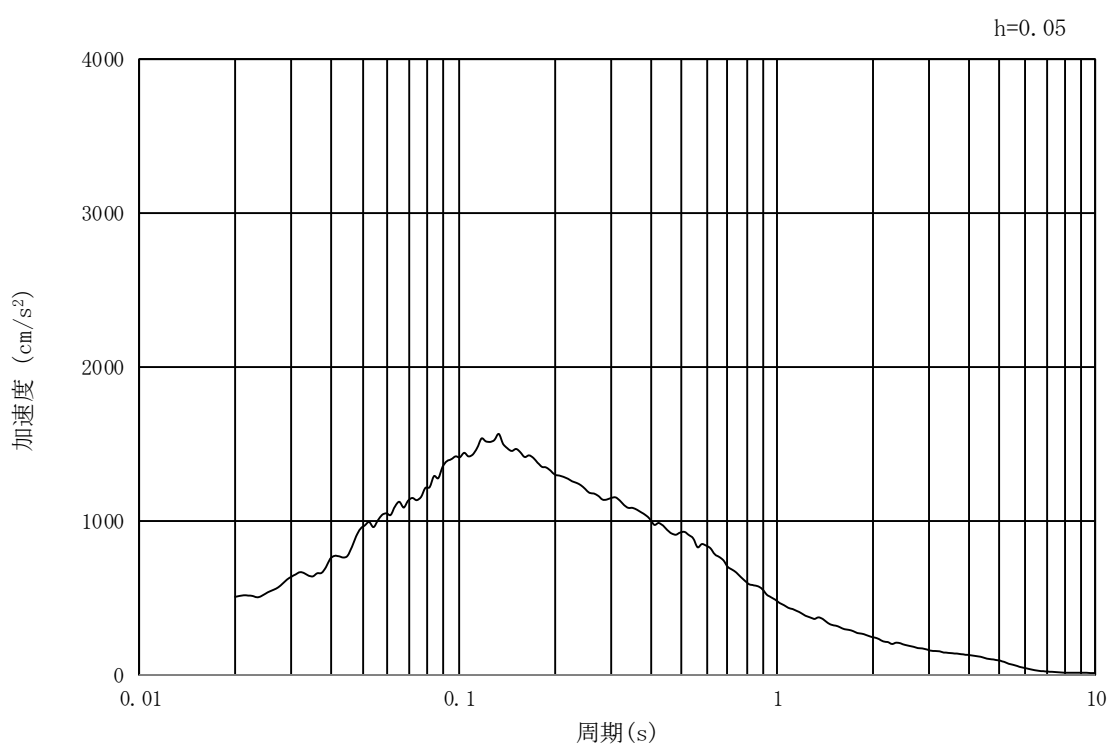
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①及び②-②断面, 水平成分:  $S_s - D1$ )





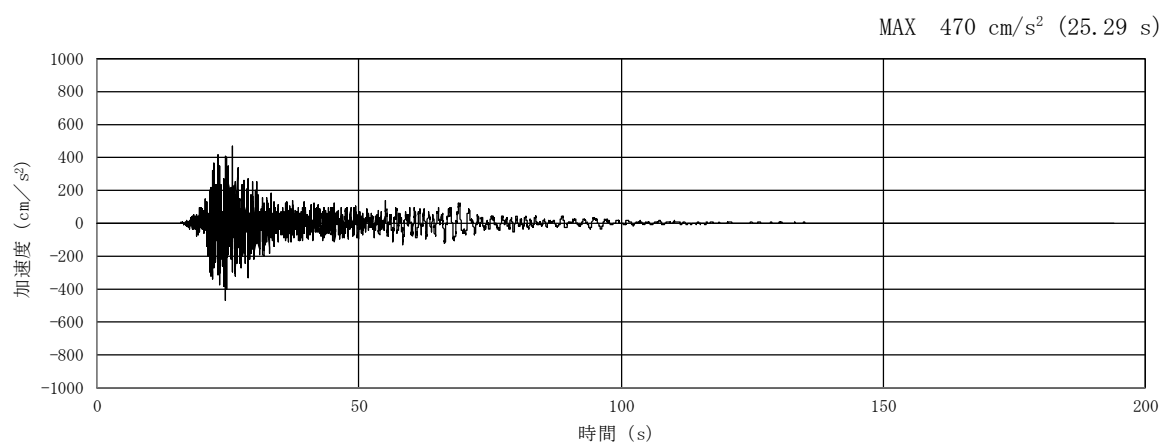
(a) 加速度時刻歴波形



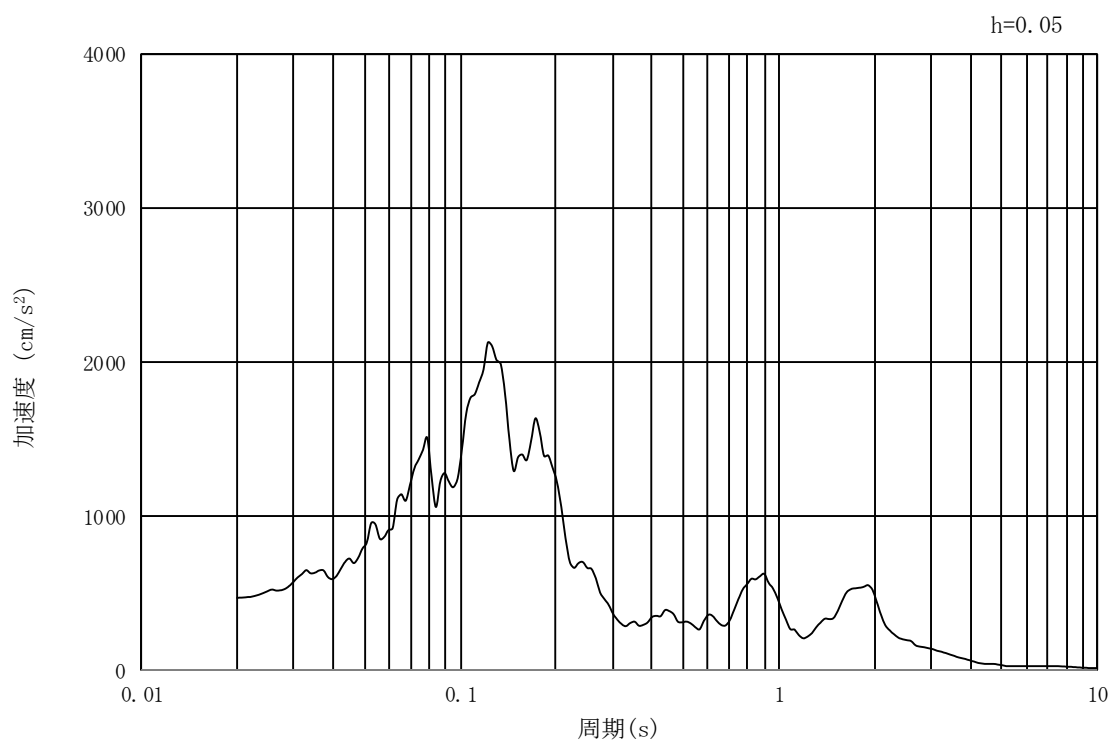
(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4－3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①－①及び②－②断面，鉛直成分：S<sub>s</sub>－D 1)





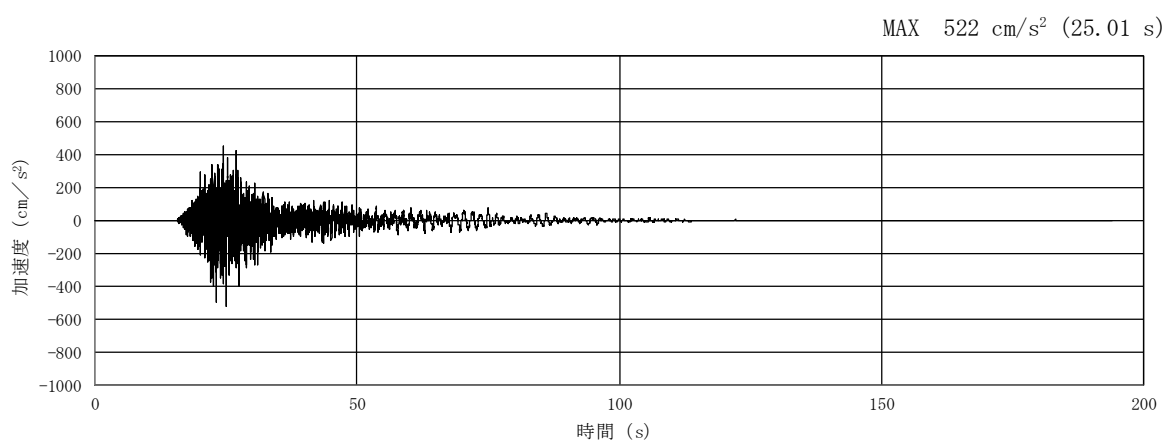
(a) 加速度時刻歴波形



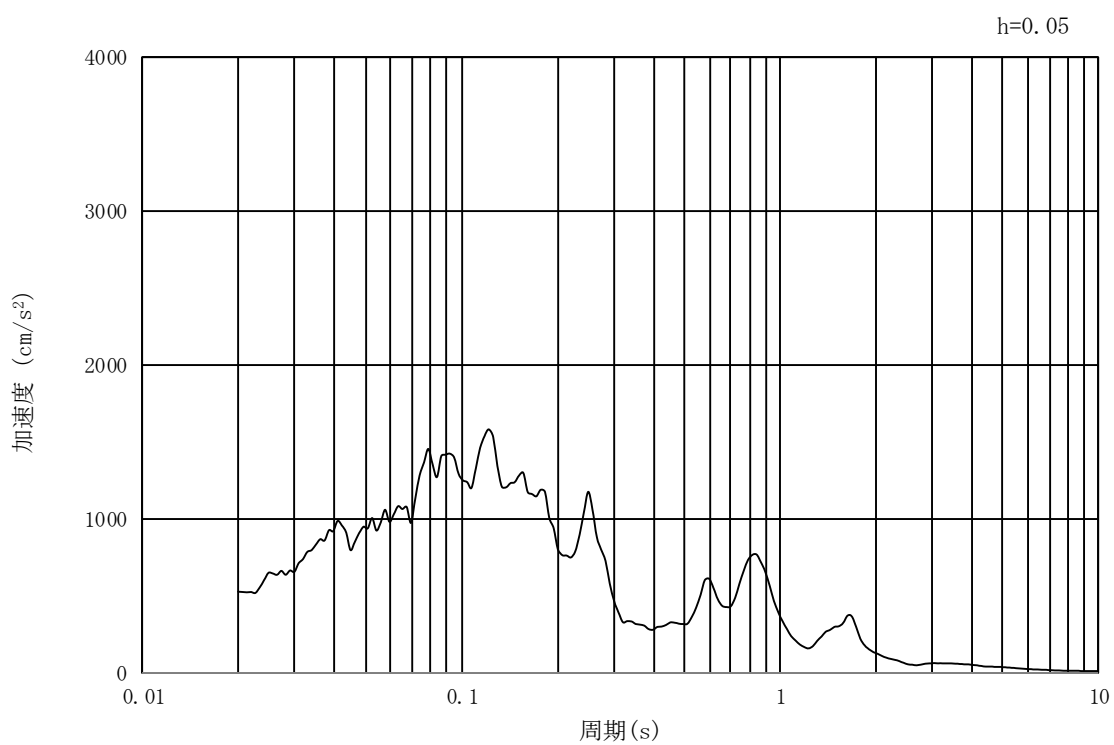
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )





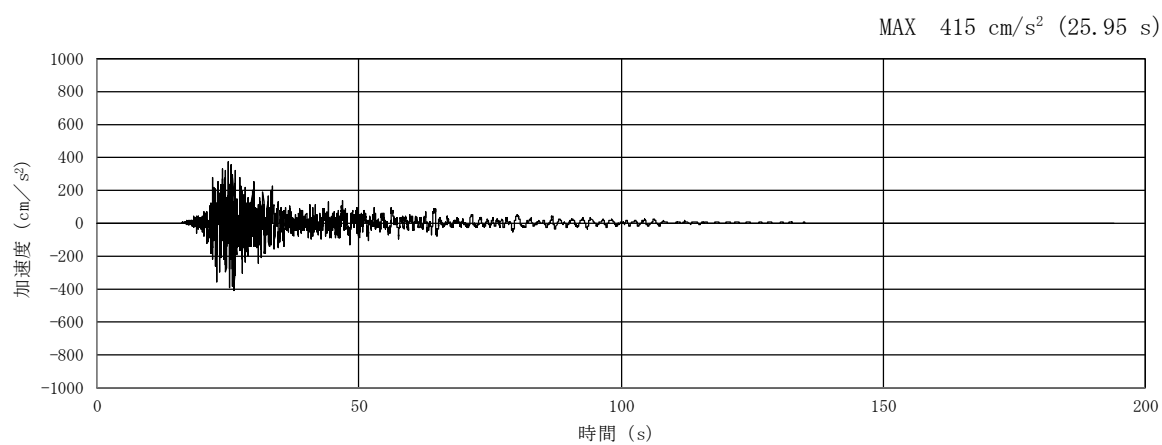
(a) 加速度時刻歴波形



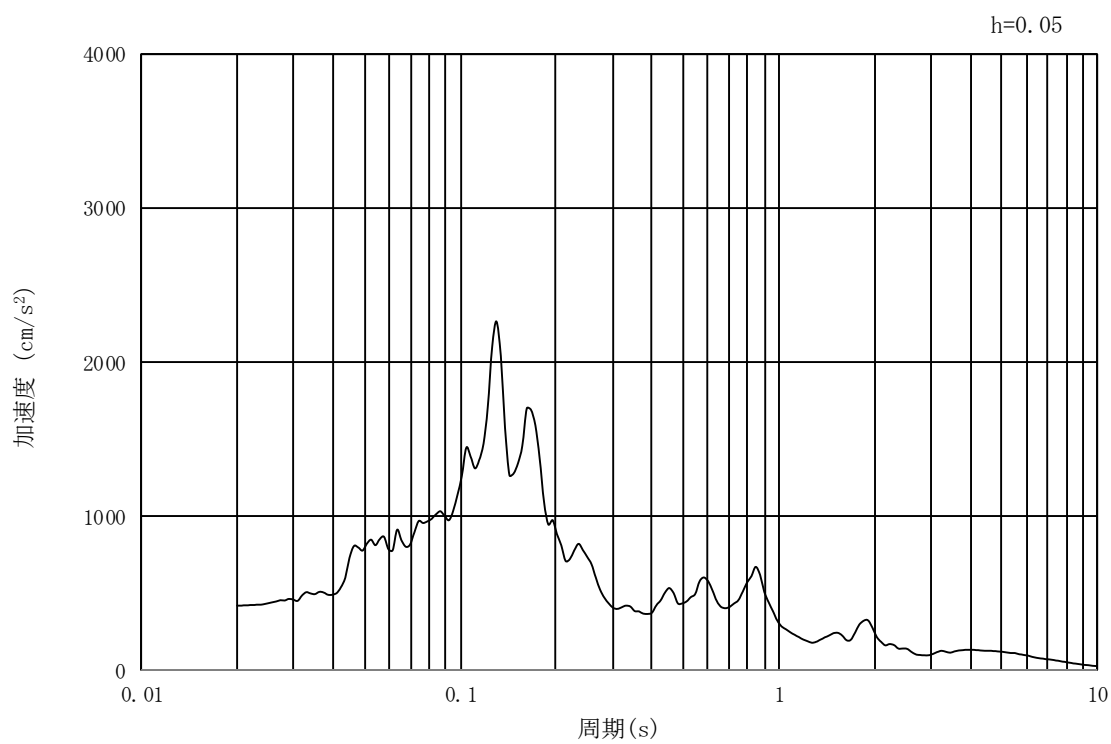
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-1 1)





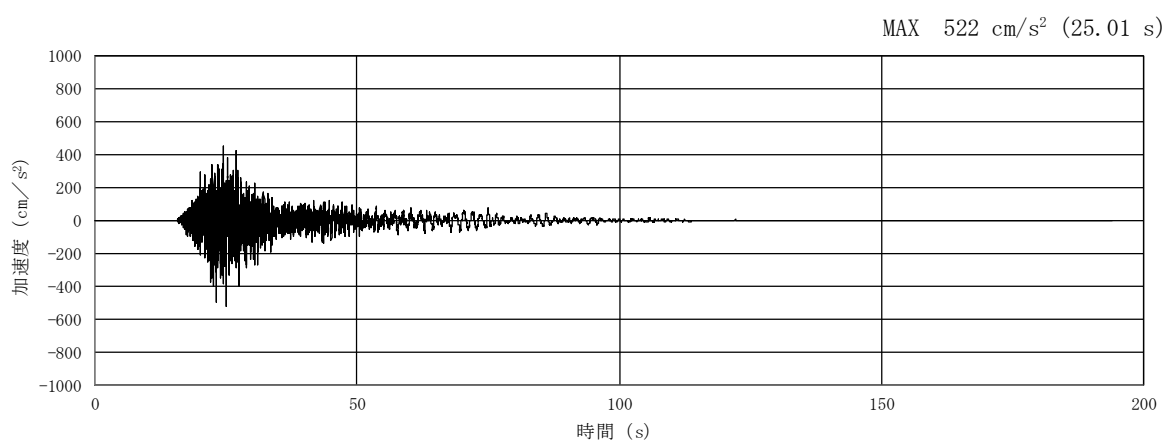
(a) 加速度時刻歴波形



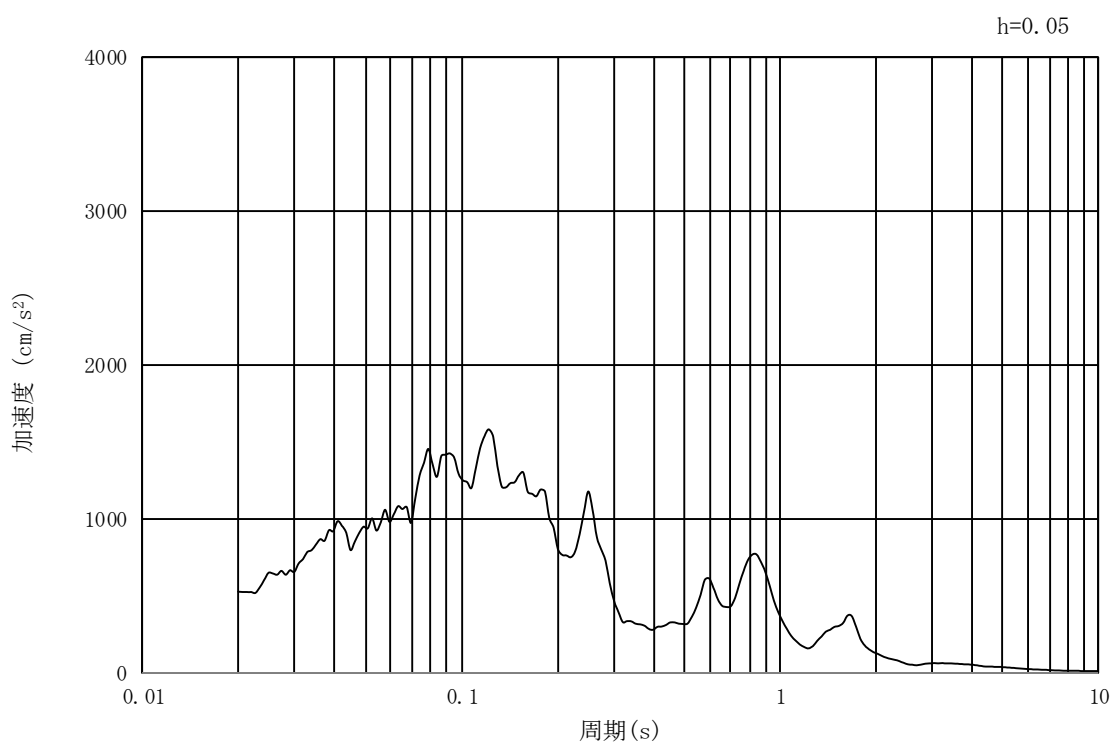
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )





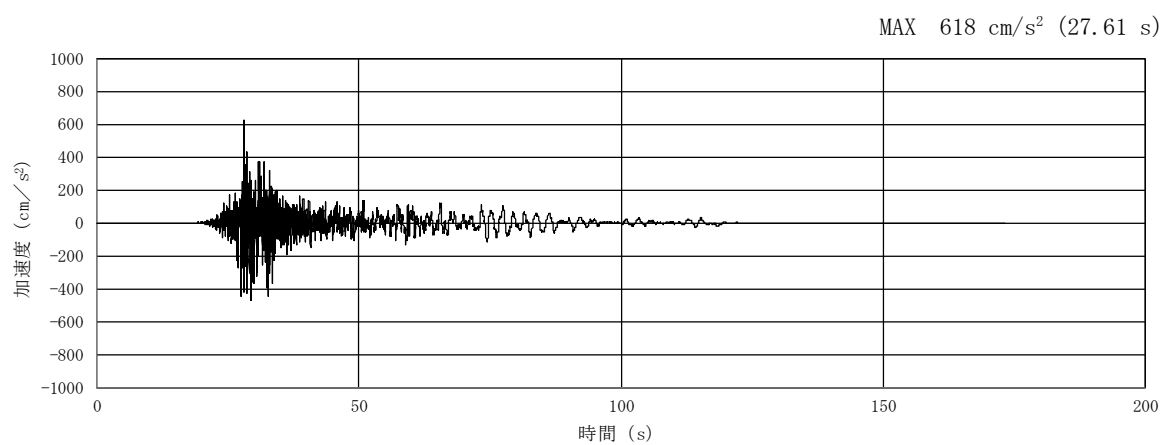
(a) 加速度時刻歴波形



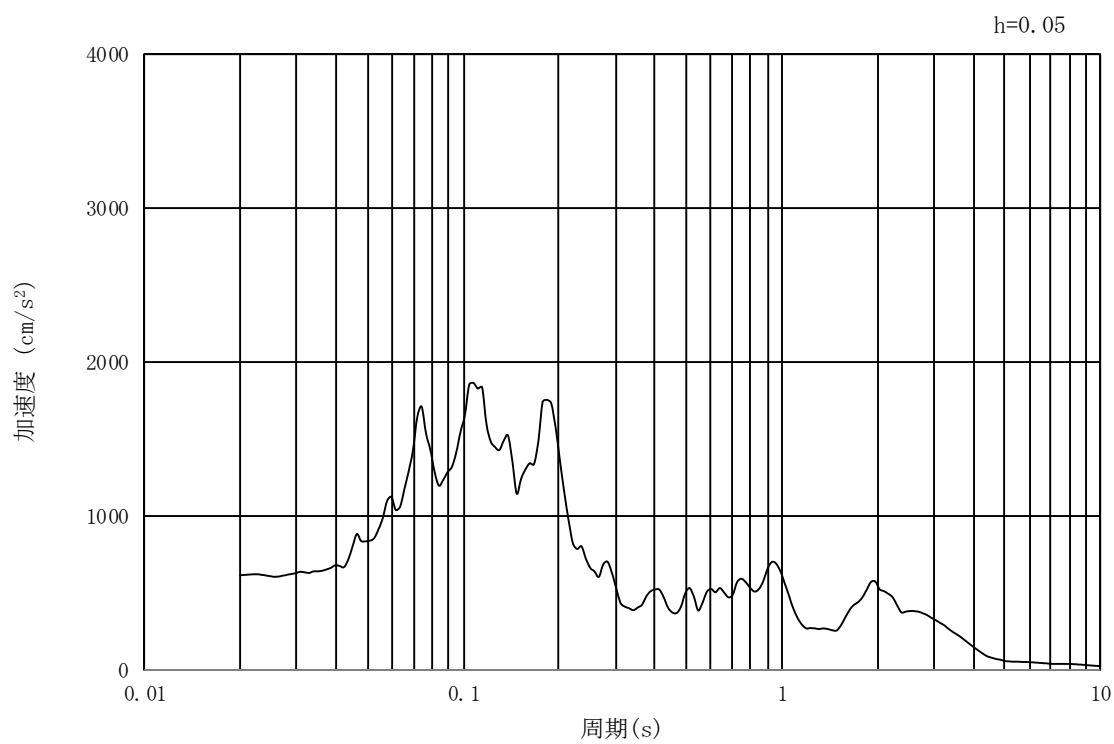
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面、鉛直成分： $S_s-11$ )





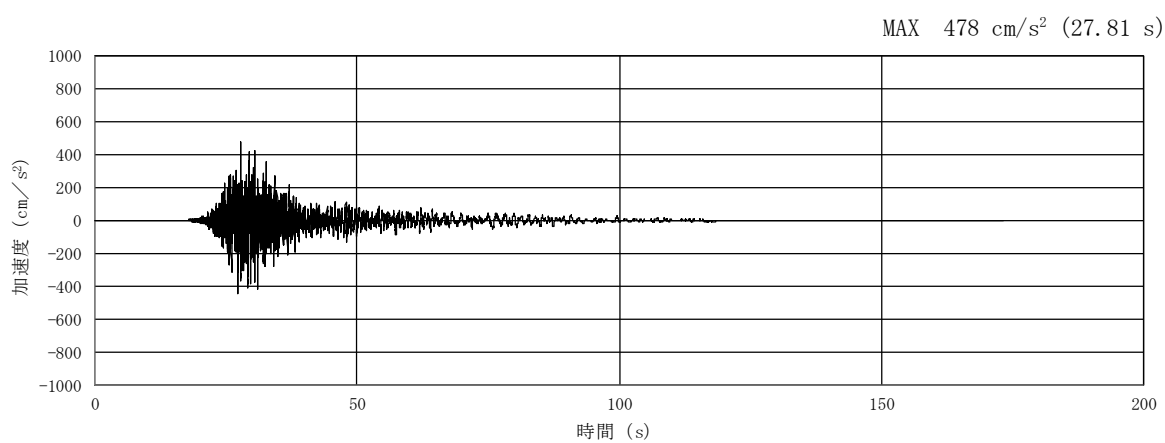
(a) 加速度時刻歴波形



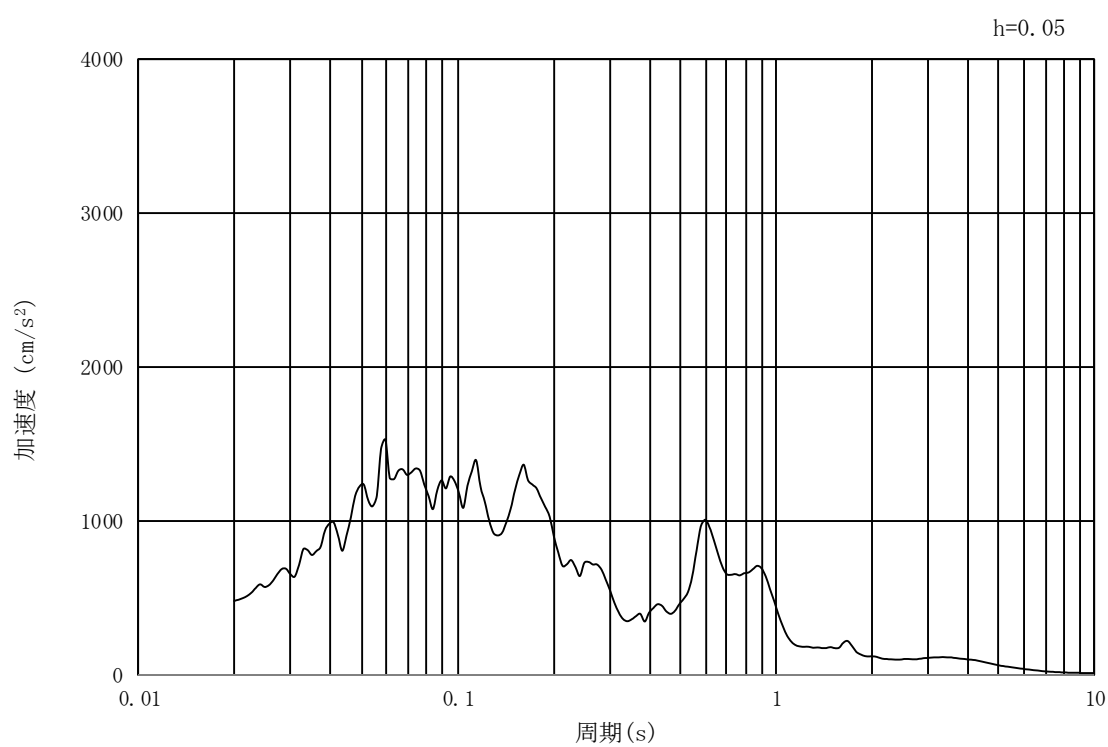
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )





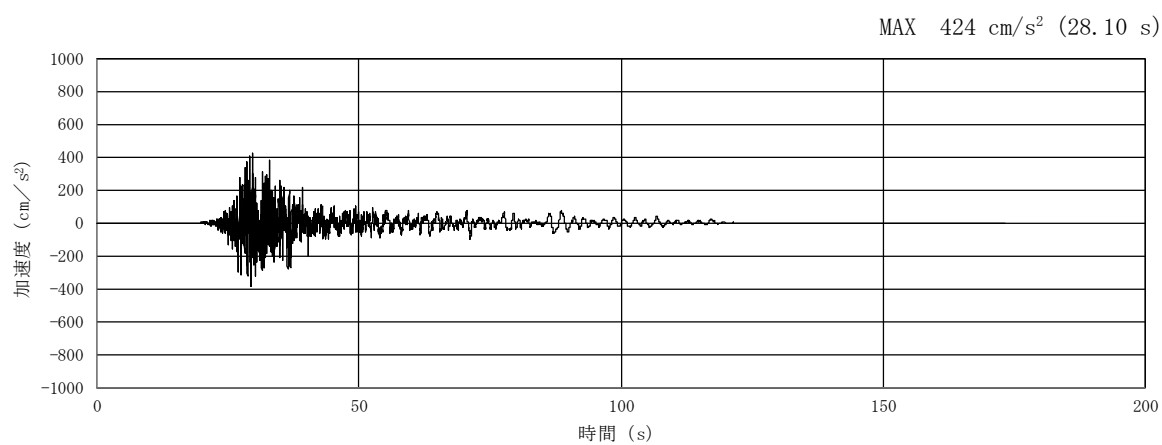
(a) 加速度時刻歴波形



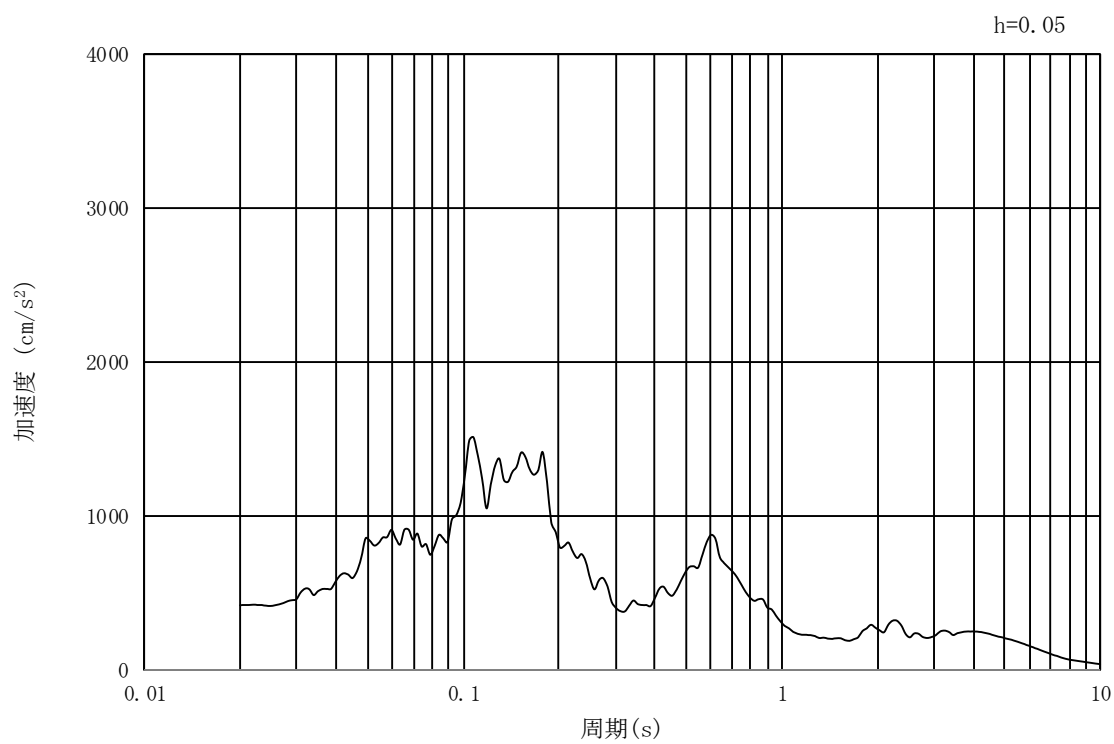
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-1 2)





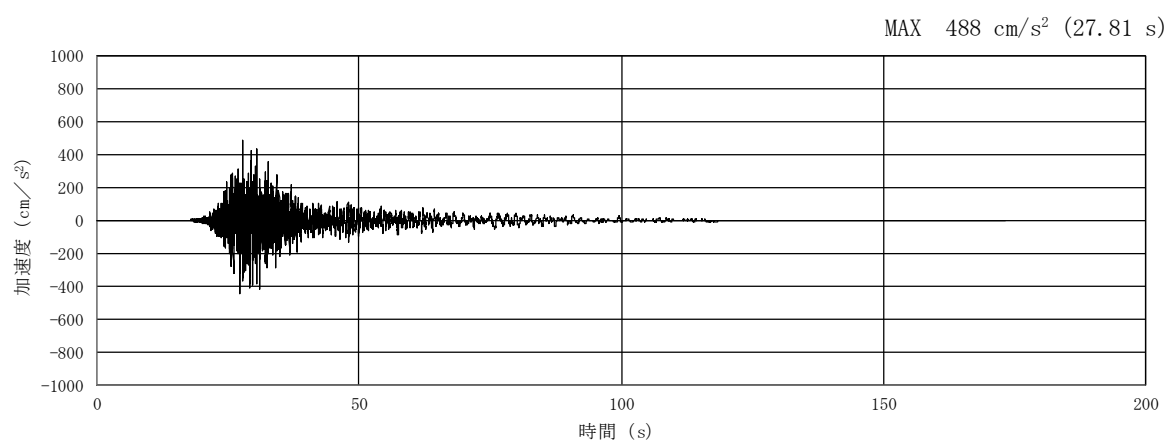
(a) 加速度時刻歴波形



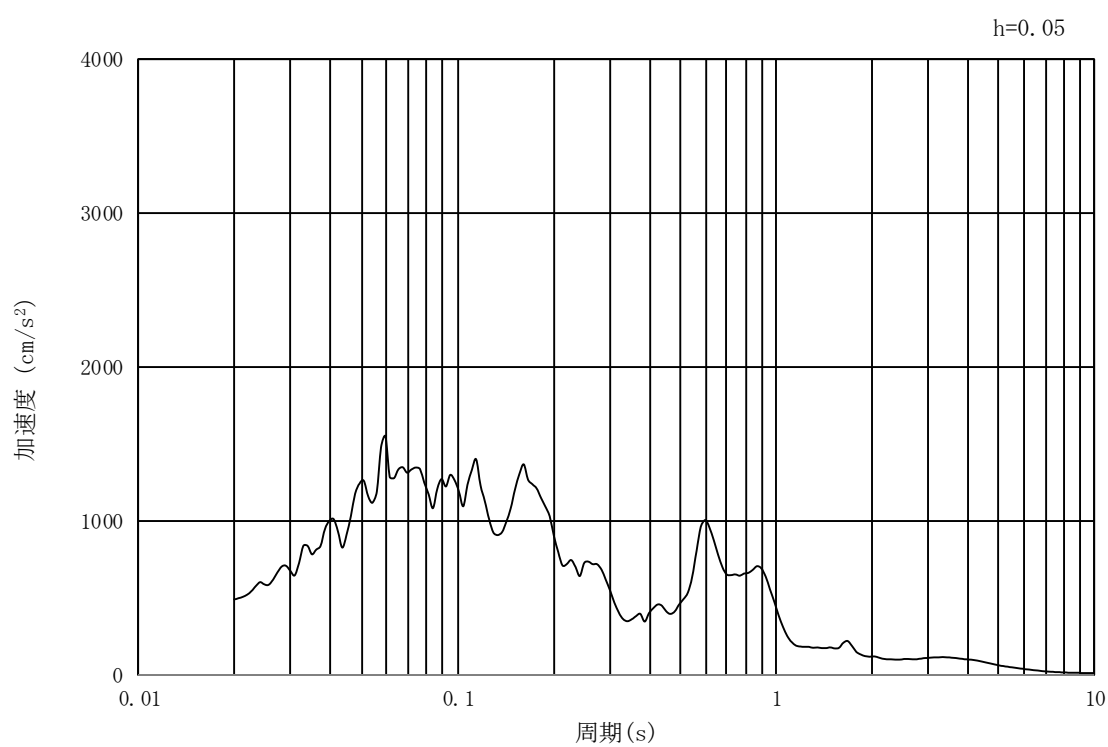
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )





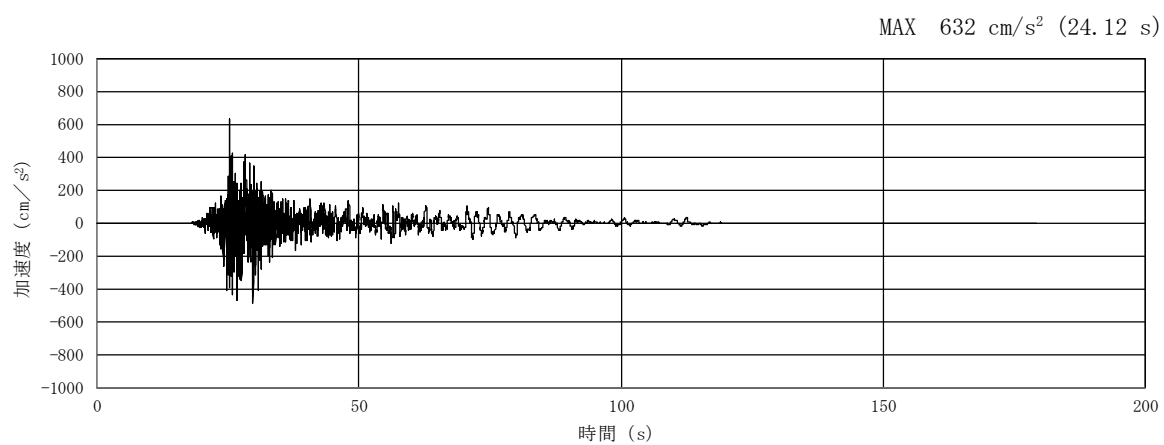
(a) 加速度時刻歴波形



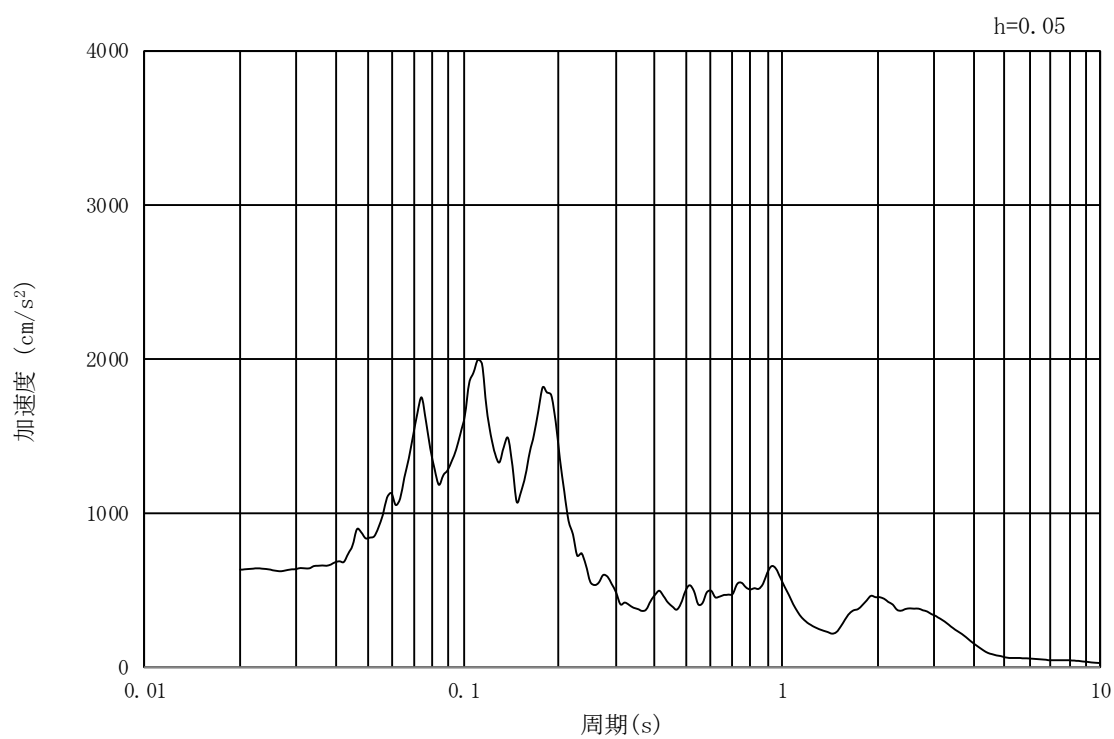
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面、鉛直成分： $S_s-12$ )





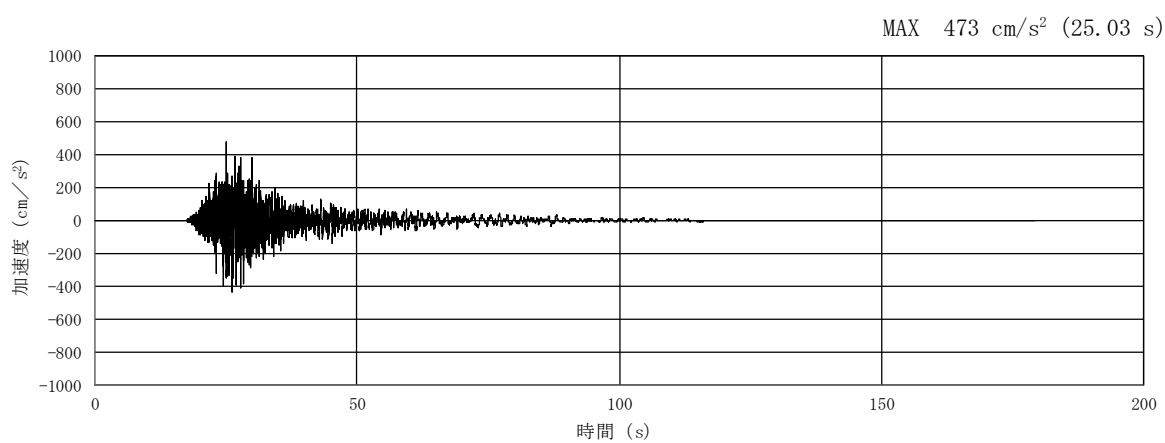
(a) 加速度時刻歴波形



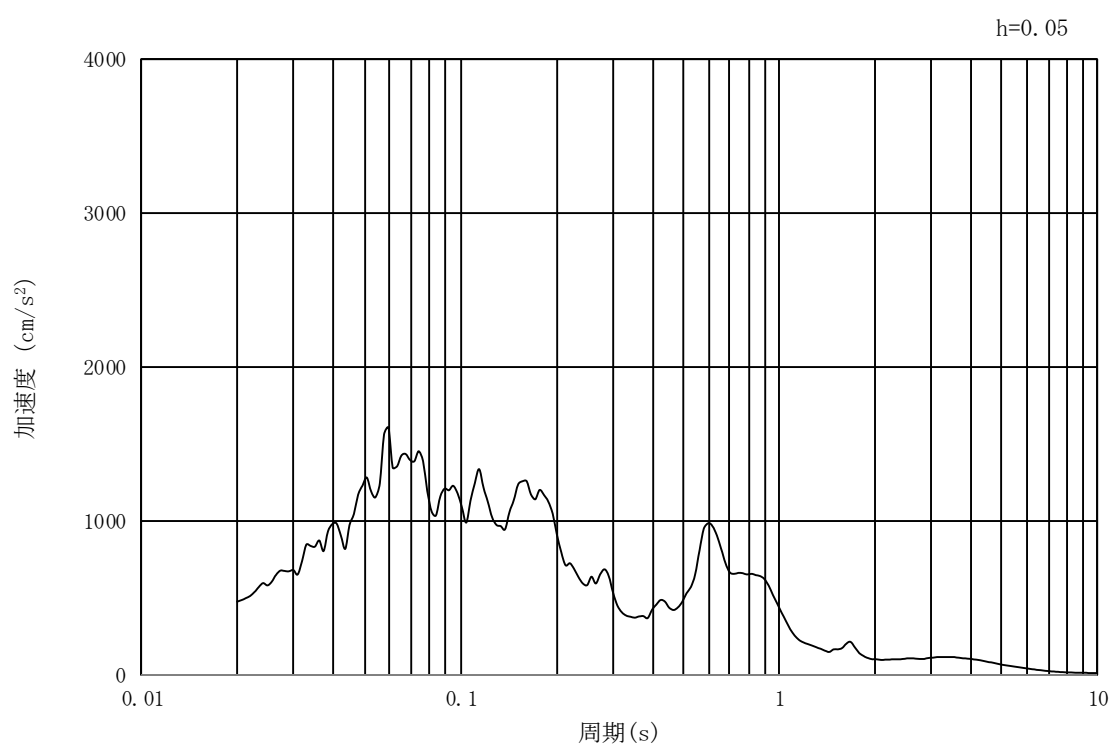
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.3$ )





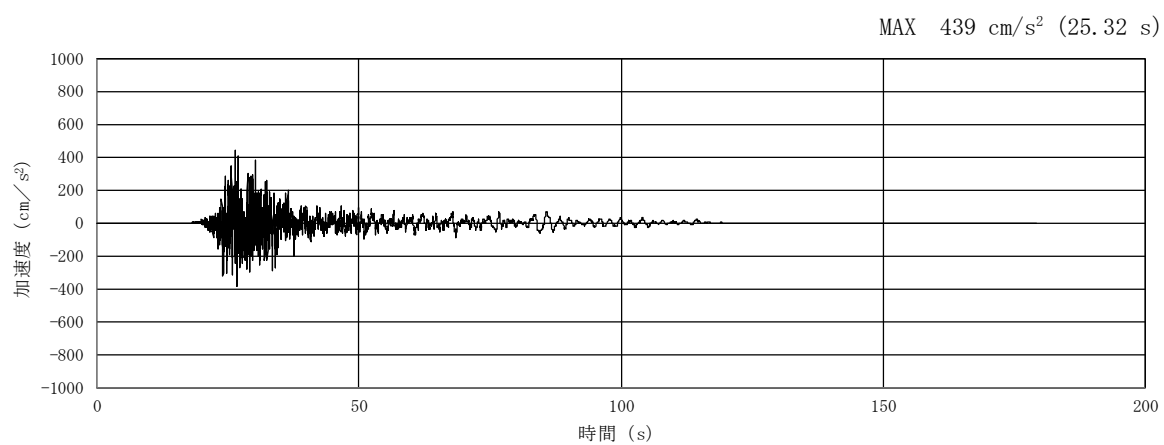
(a) 加速度時刻歴波形



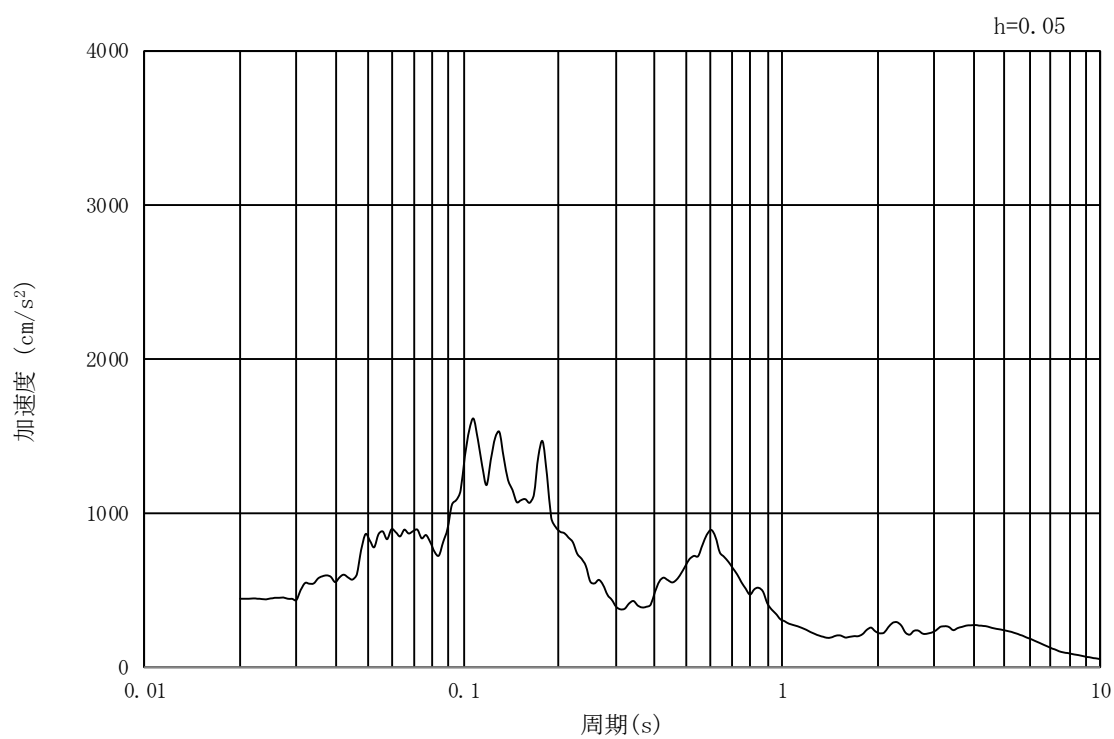
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-13)





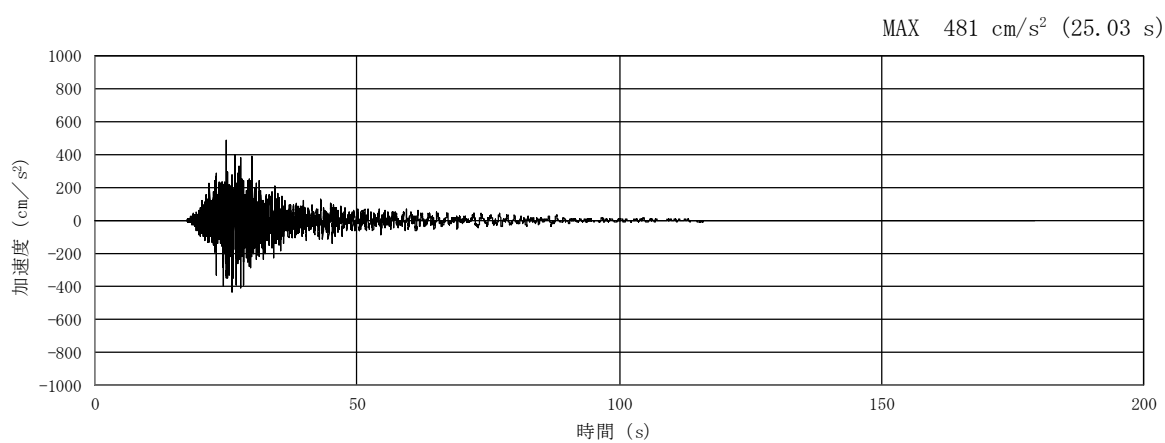
(a) 加速度時刻歴波形



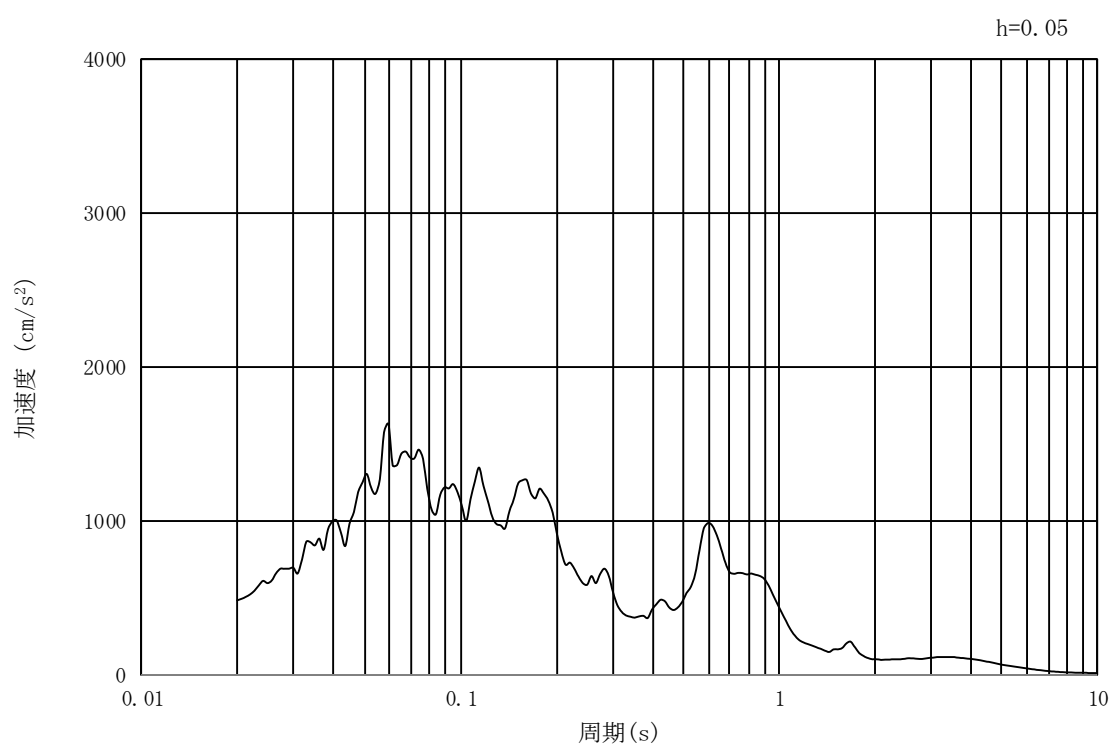
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.3$ )





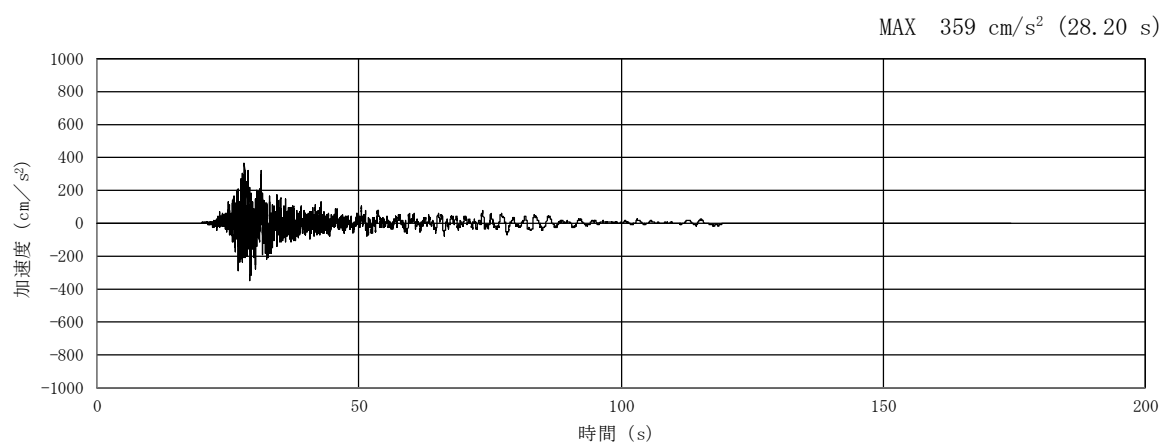
(a) 加速度時刻歴波形



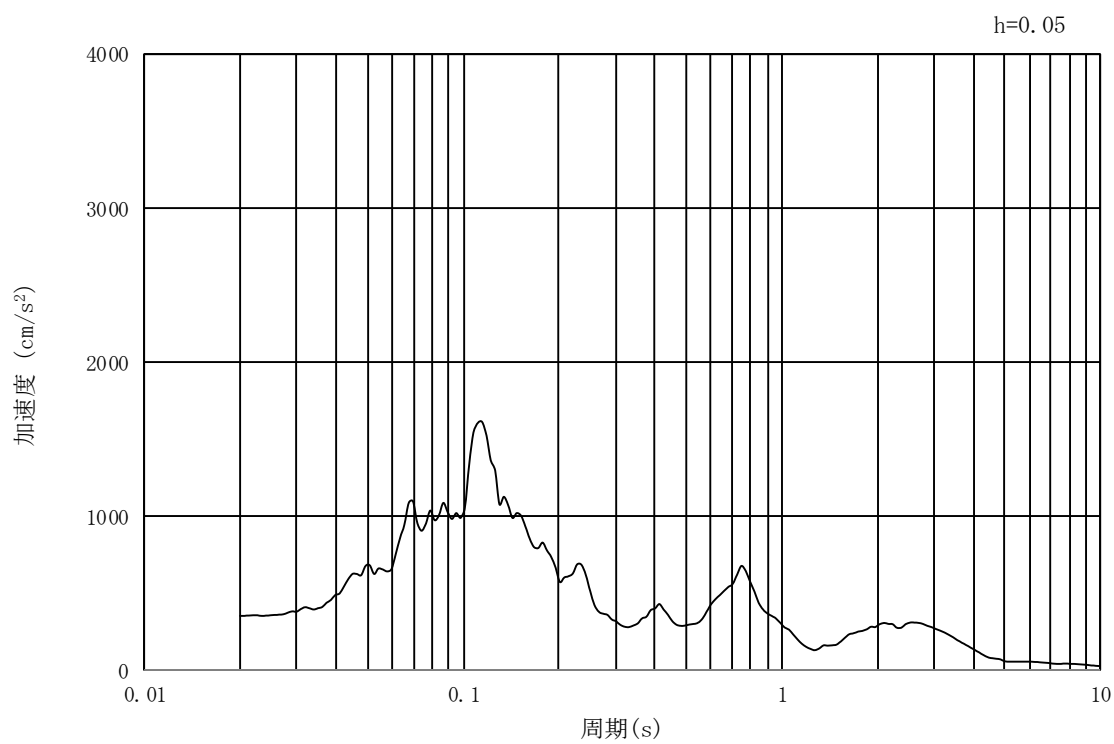
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.3$ )





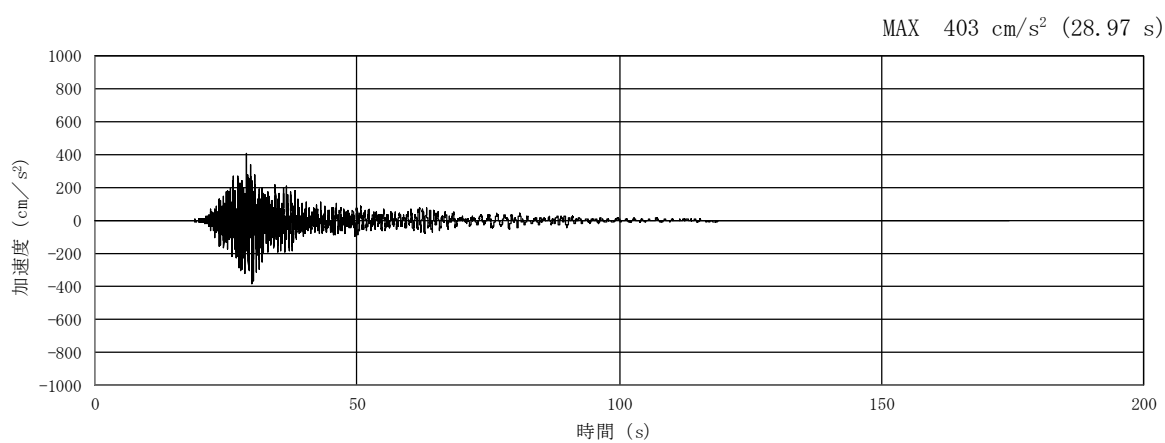
(a) 加速度時刻歴波形



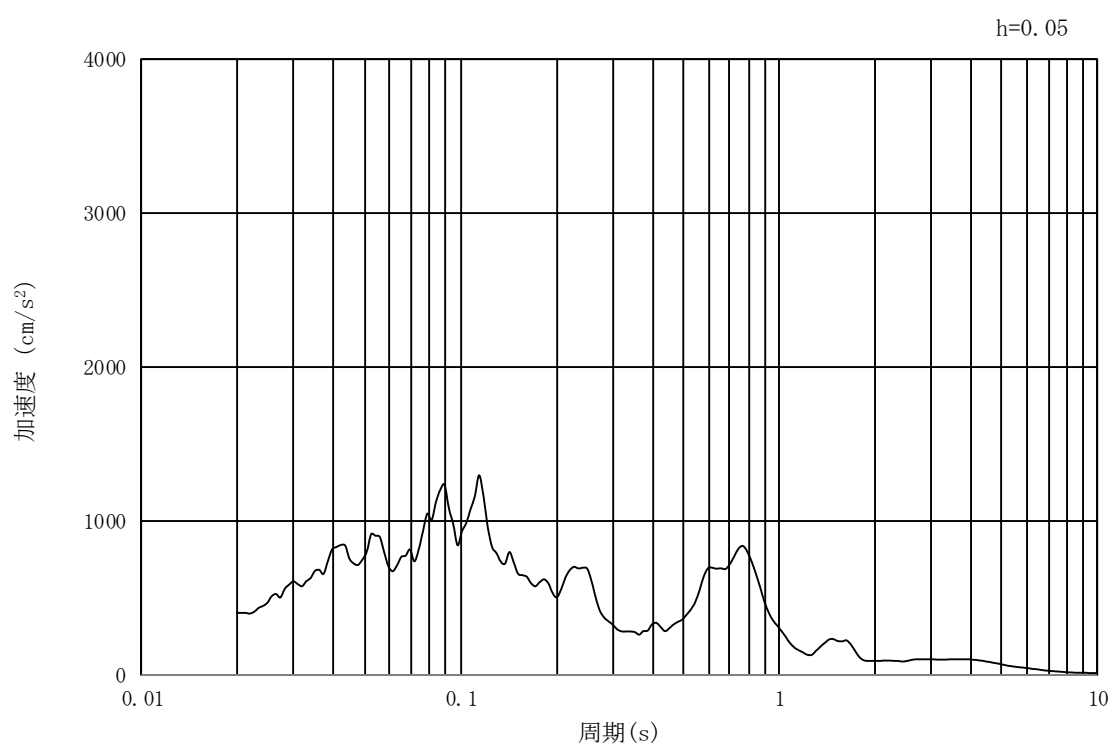
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )





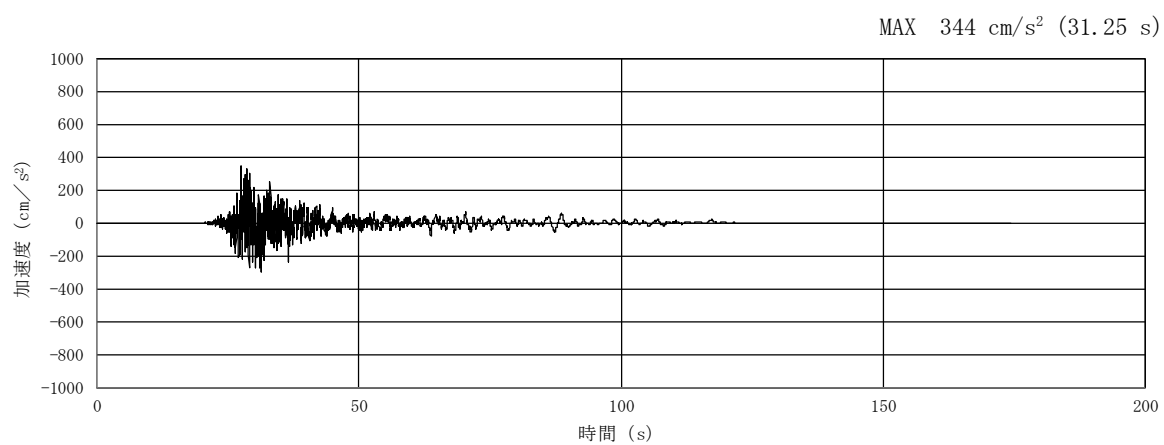
(a) 加速度時刻歴波形



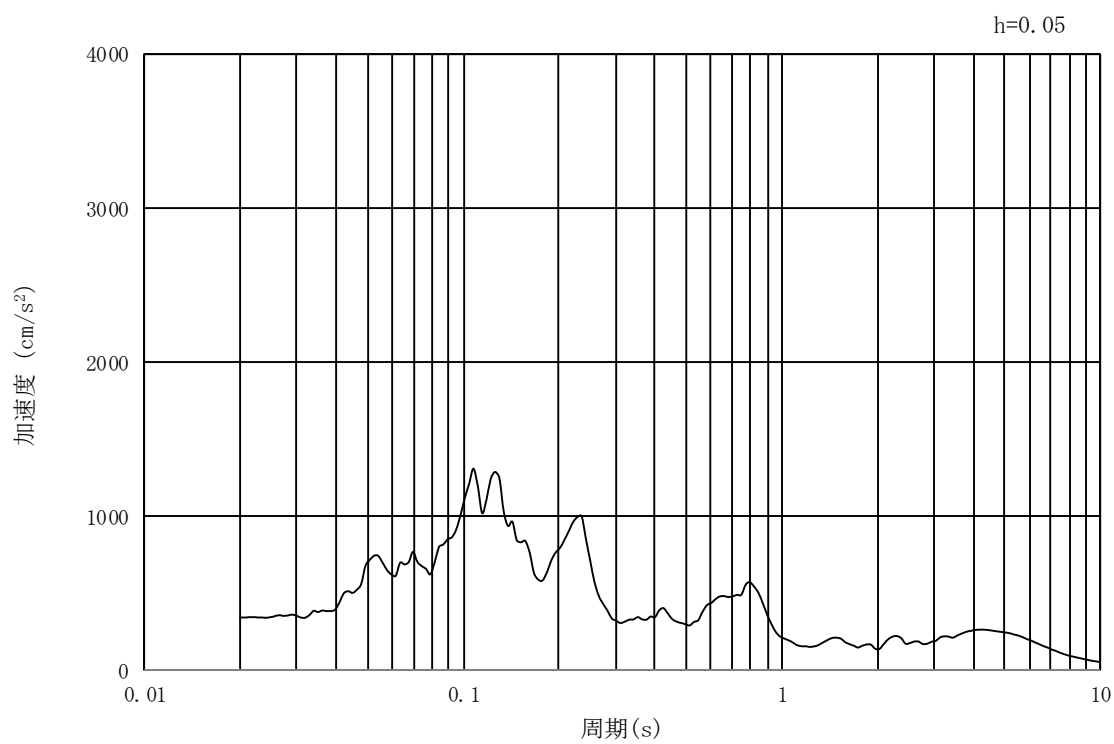
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )





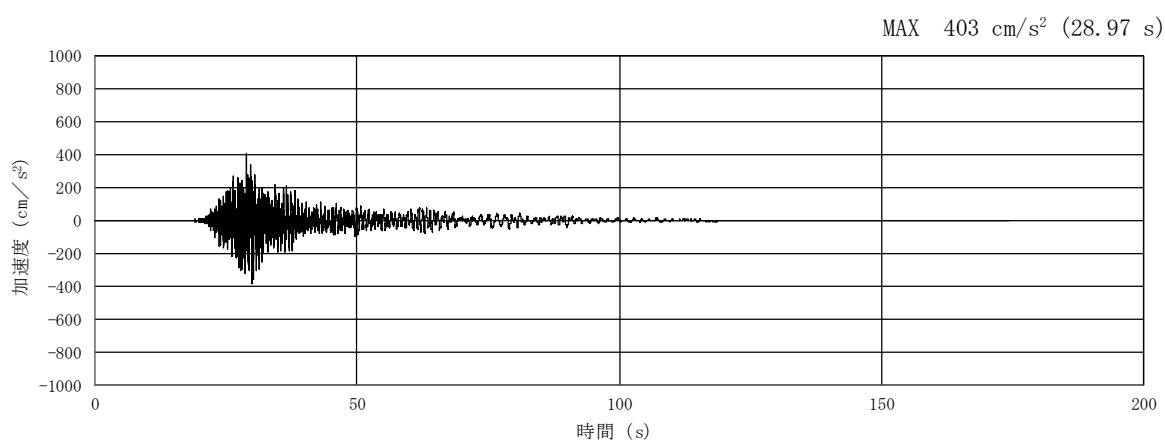
(a) 加速度時刻歴波形



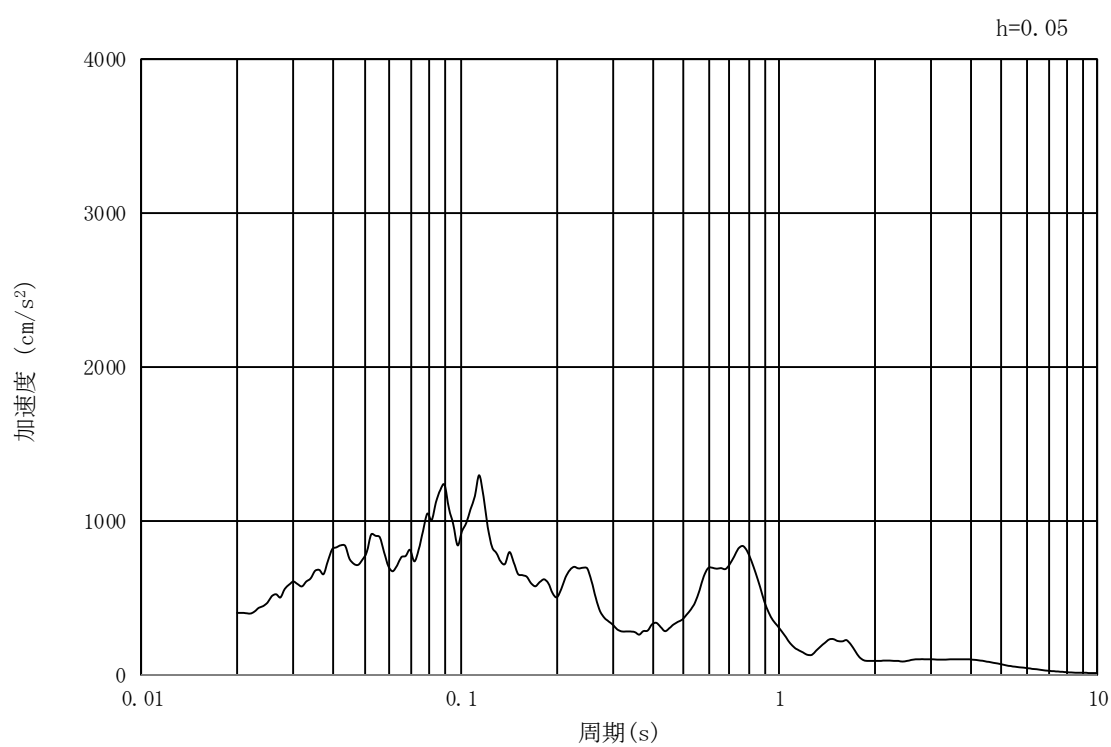
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-18 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )





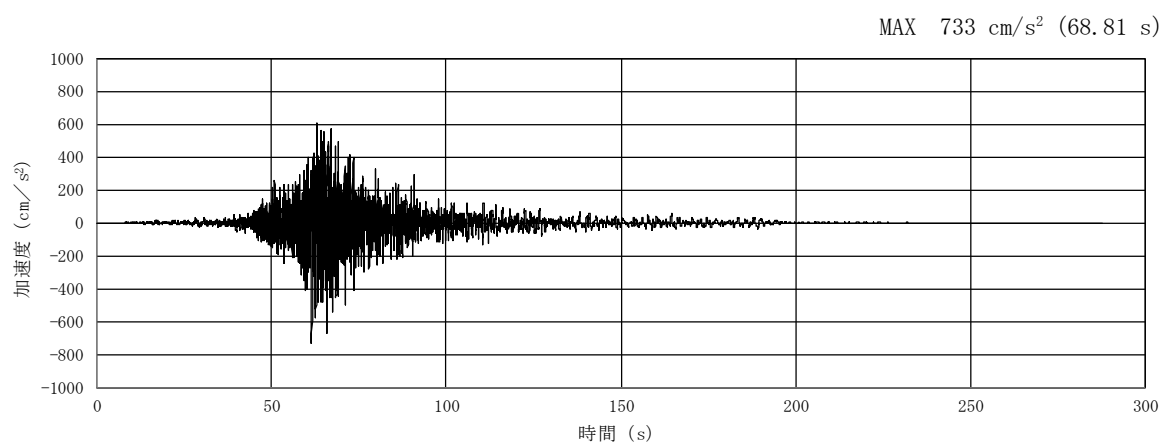
(a) 加速度時刻歴波形



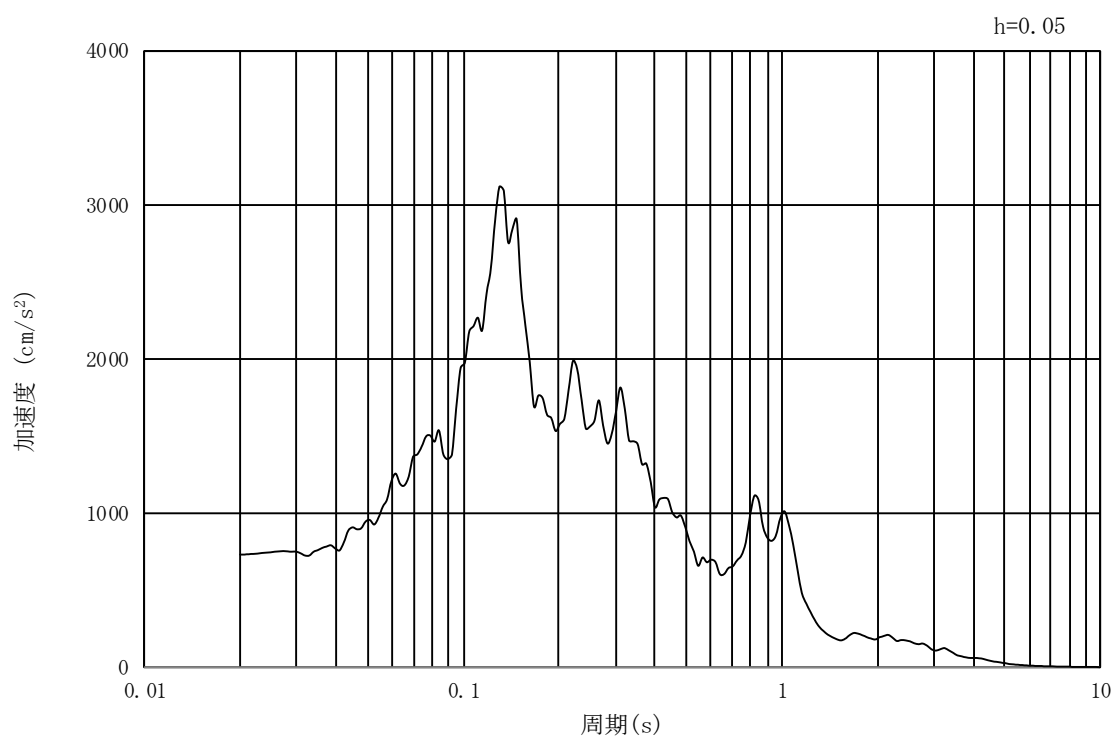
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-19 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )





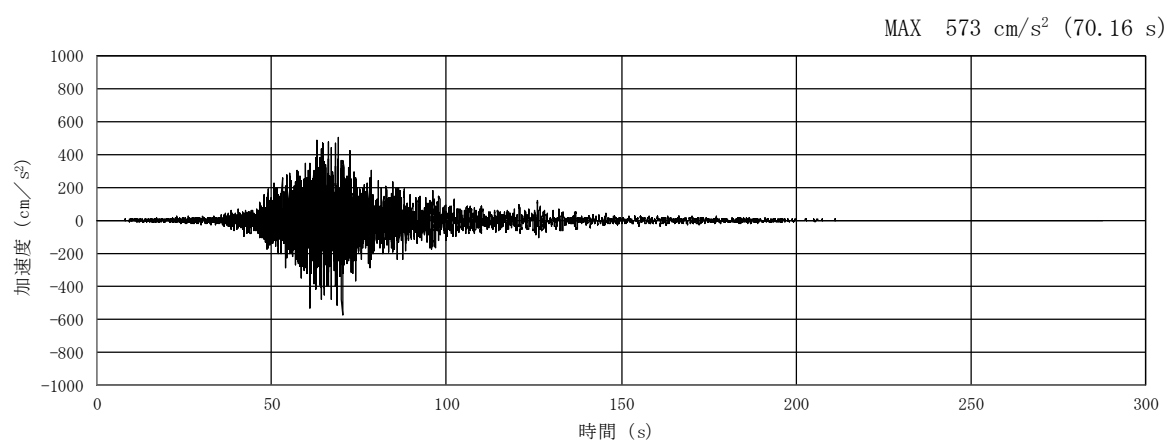
(a) 加速度時刻歴波形



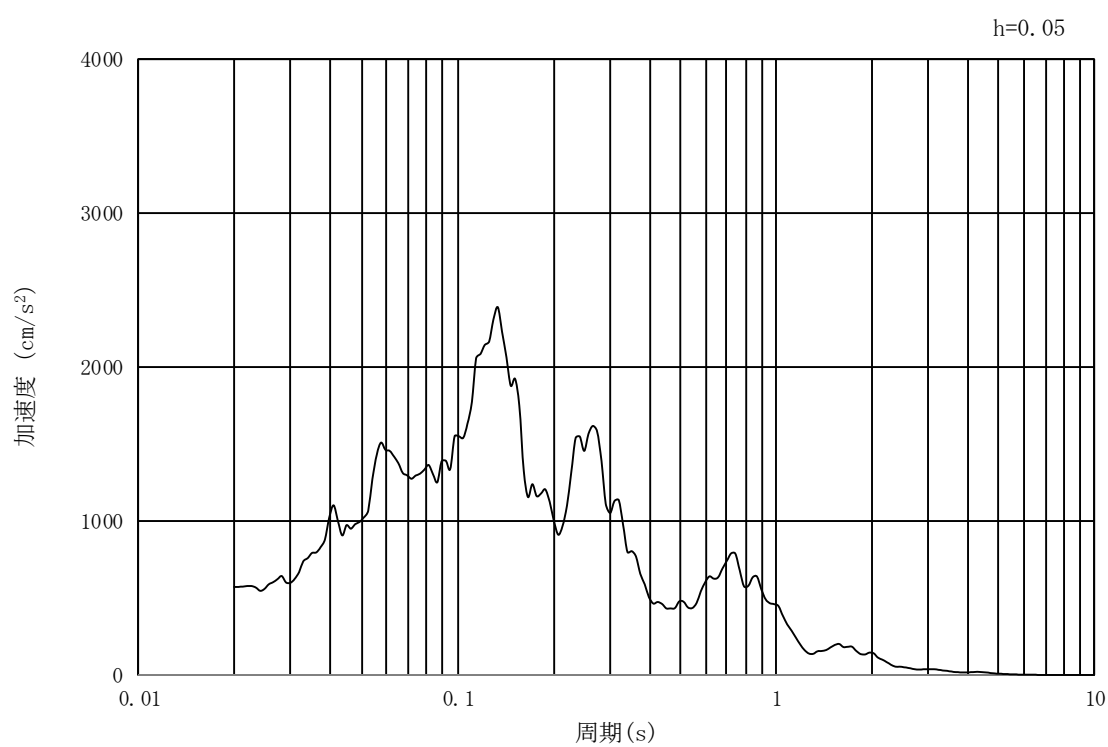
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 21$ )





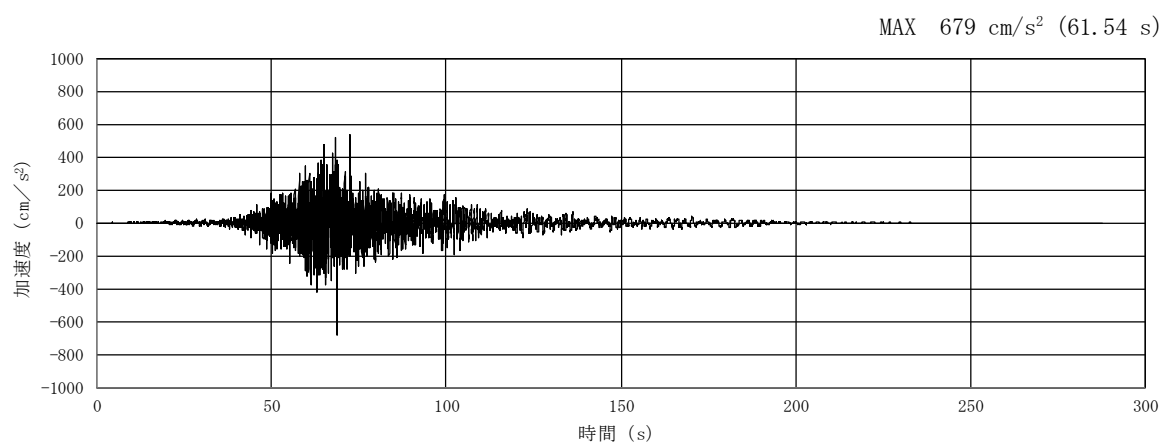
(a) 加速度時刻歴波形



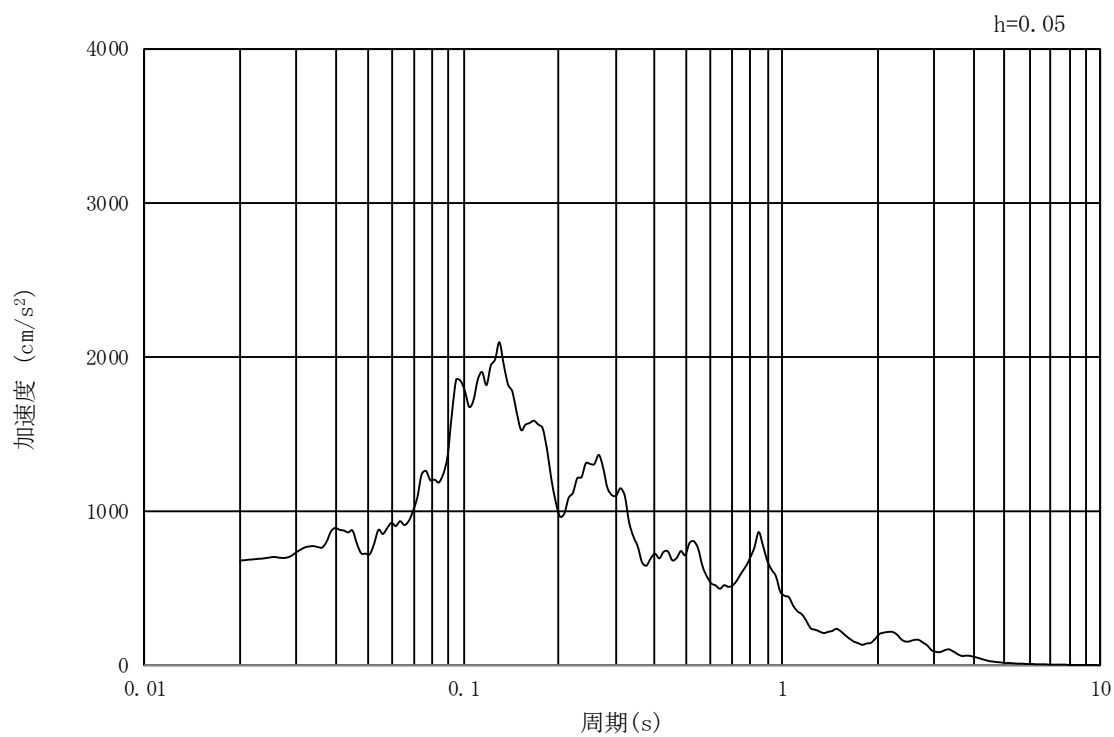
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.1$ )





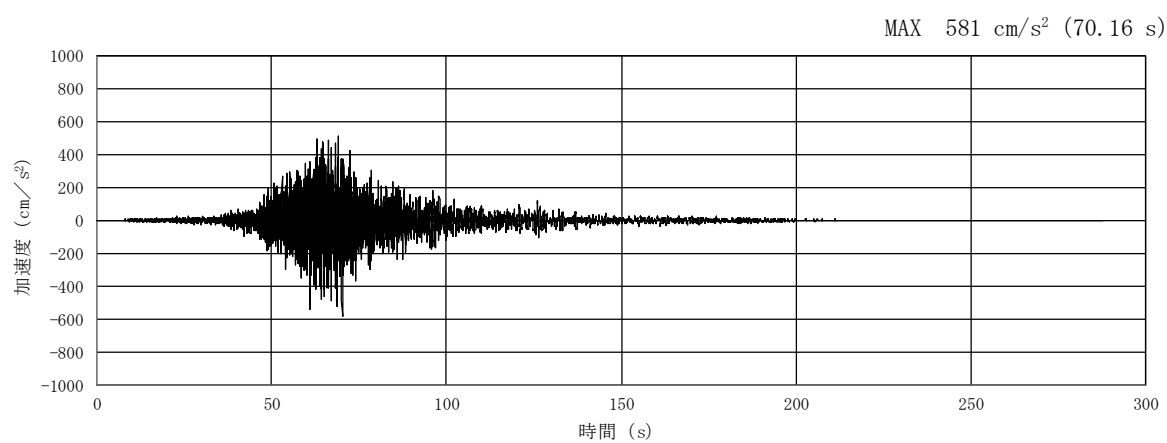
(a) 加速度時刻歴波形



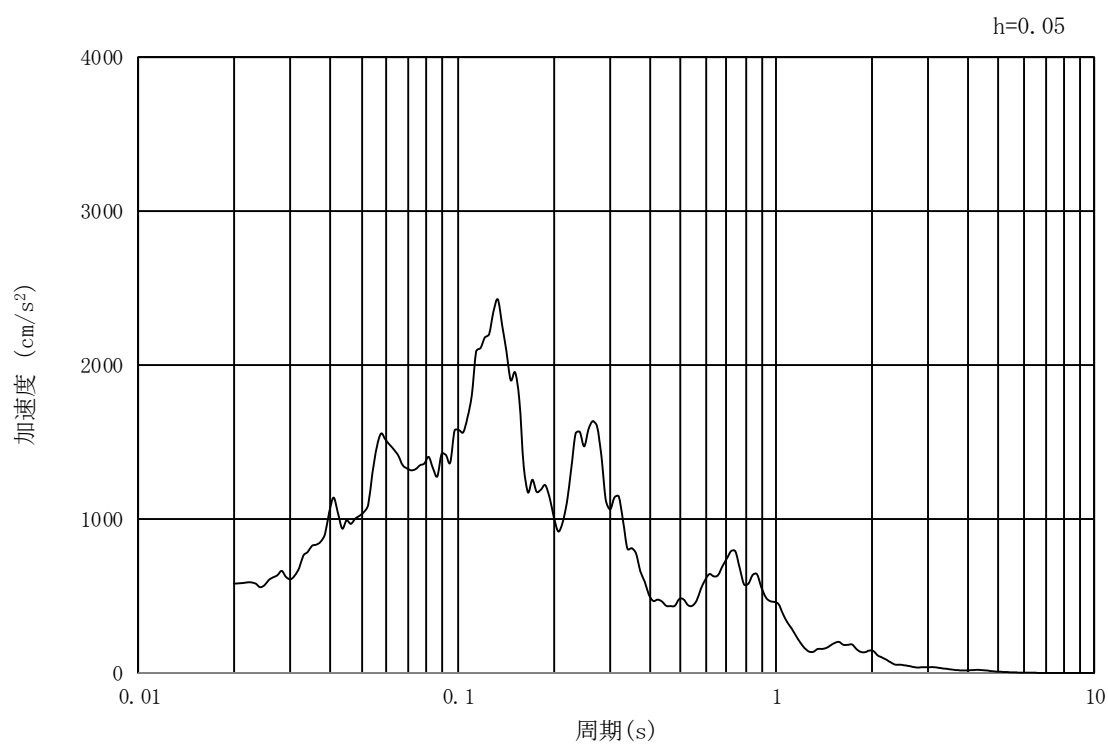
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-22 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 21$ )





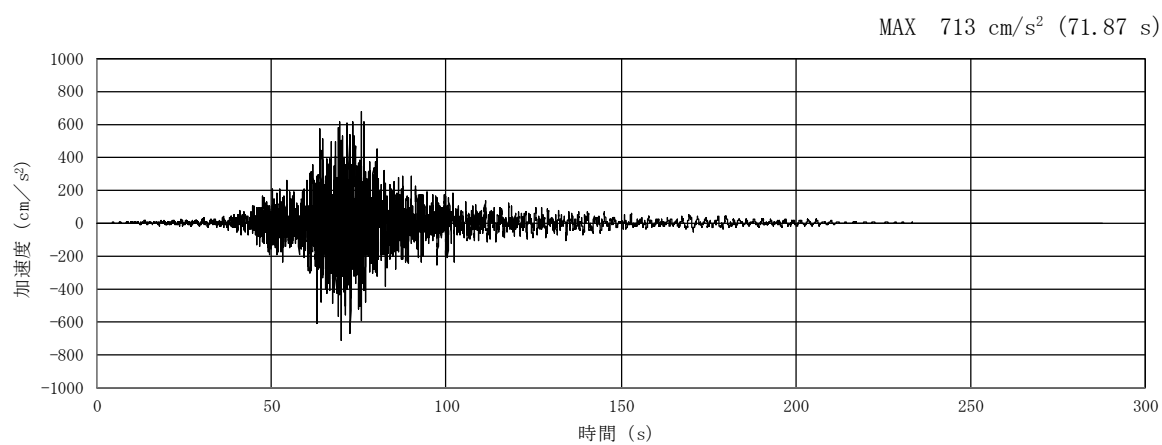
(a) 加速度時刻歴波形



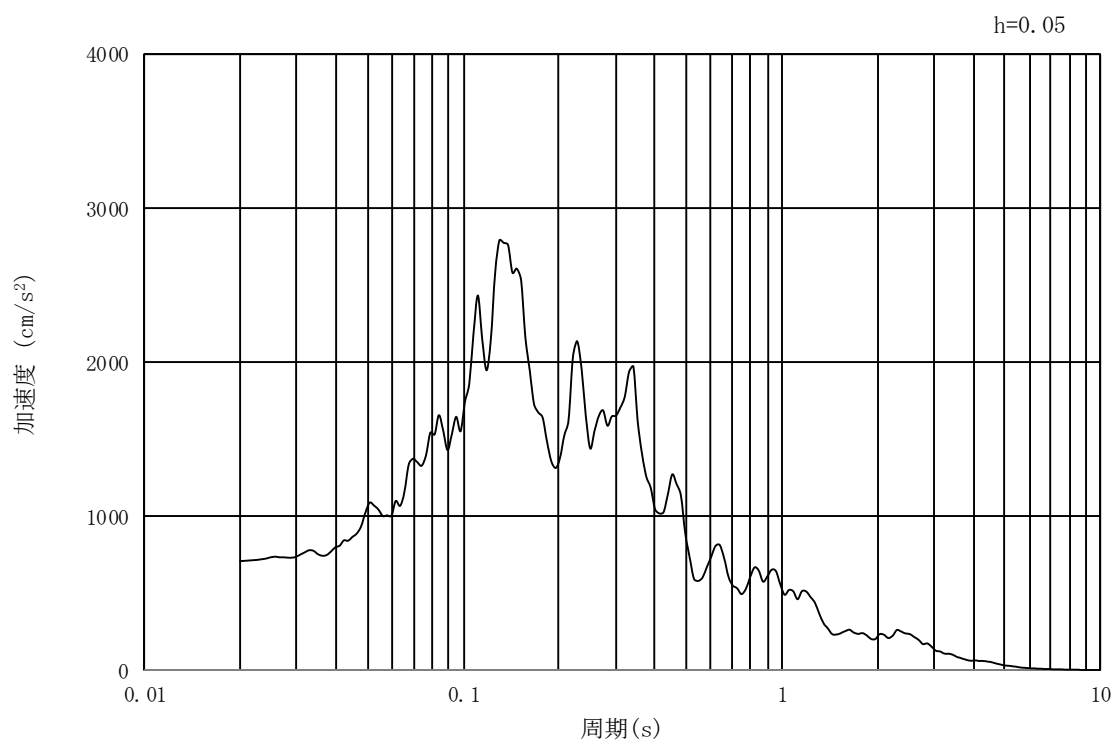
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-23 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  
(②-②断面, 鉛直成分: S<sub>s</sub>-2 1)





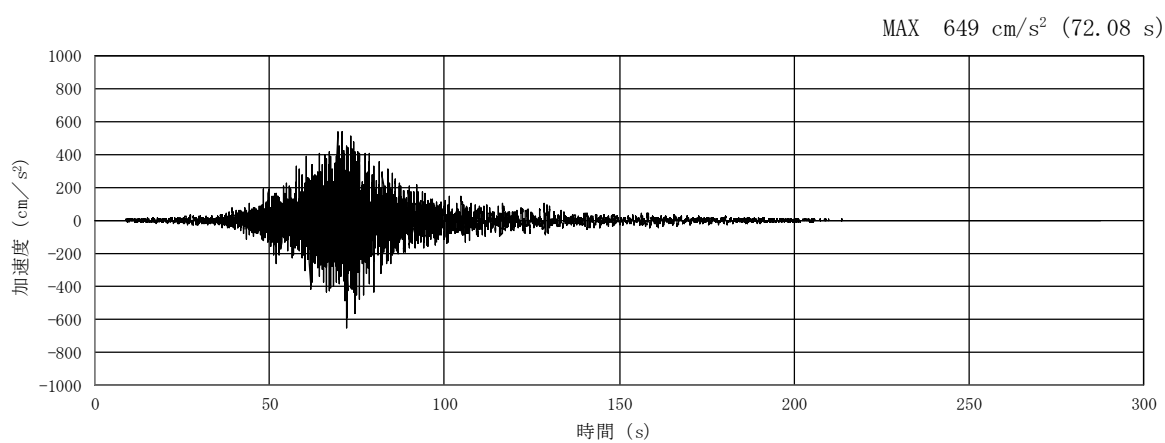
(a) 加速度時刻歴波形



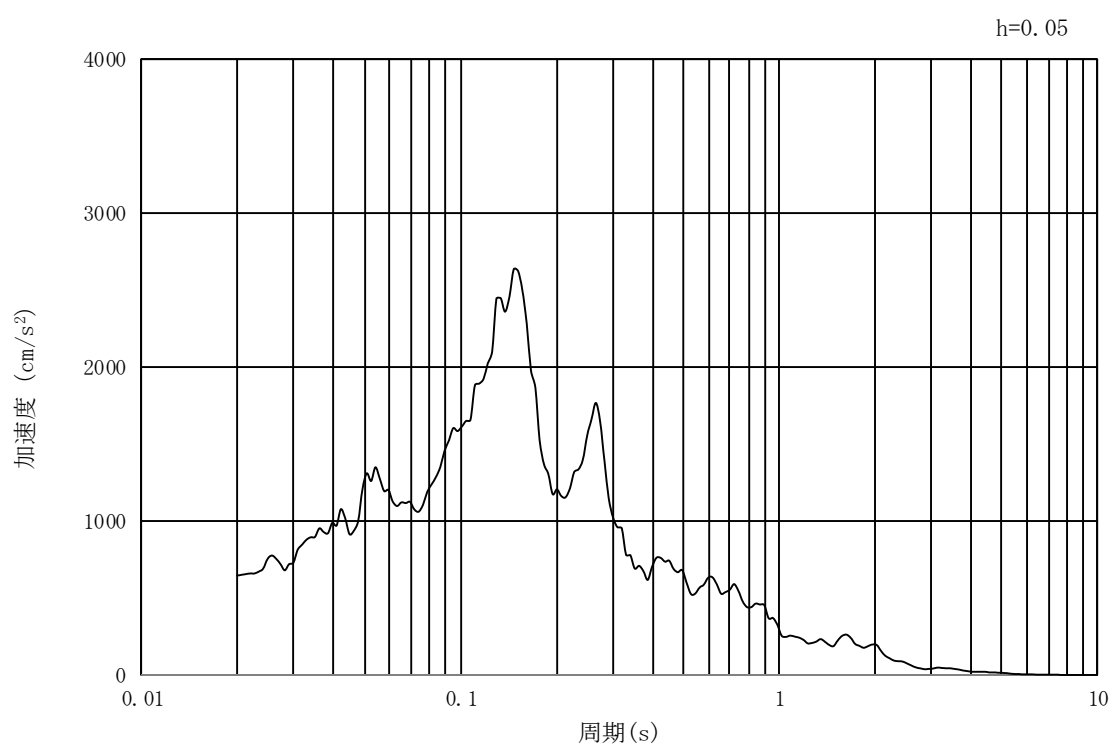
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 2.2$ )





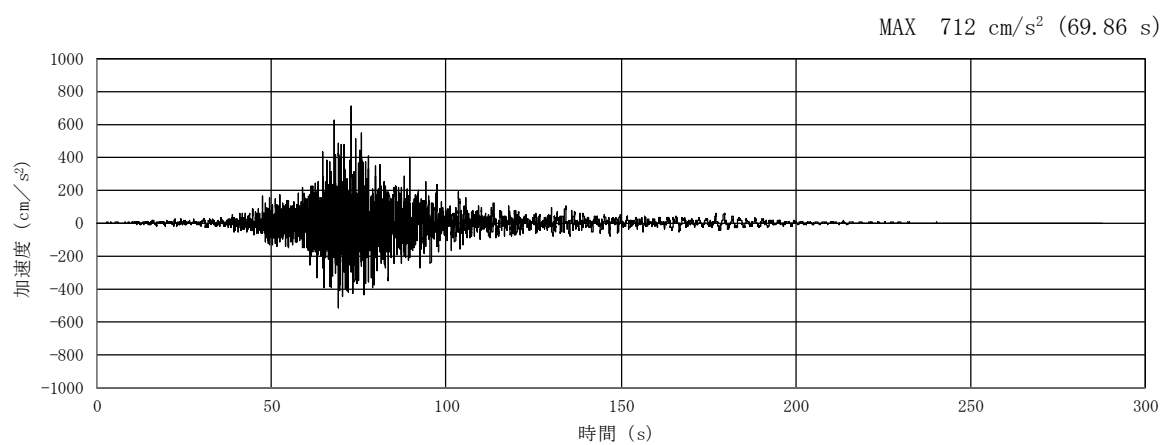
(a) 加速度時刻歴波形



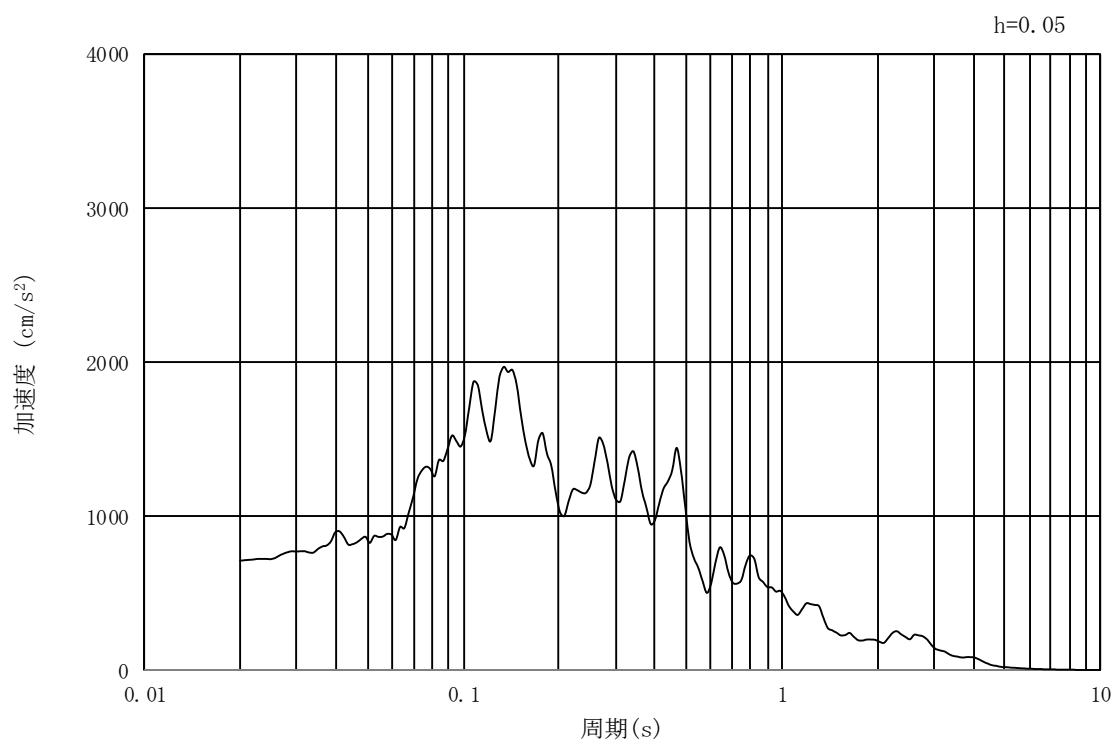
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面、鉛直成分：S<sub>s</sub>-22)





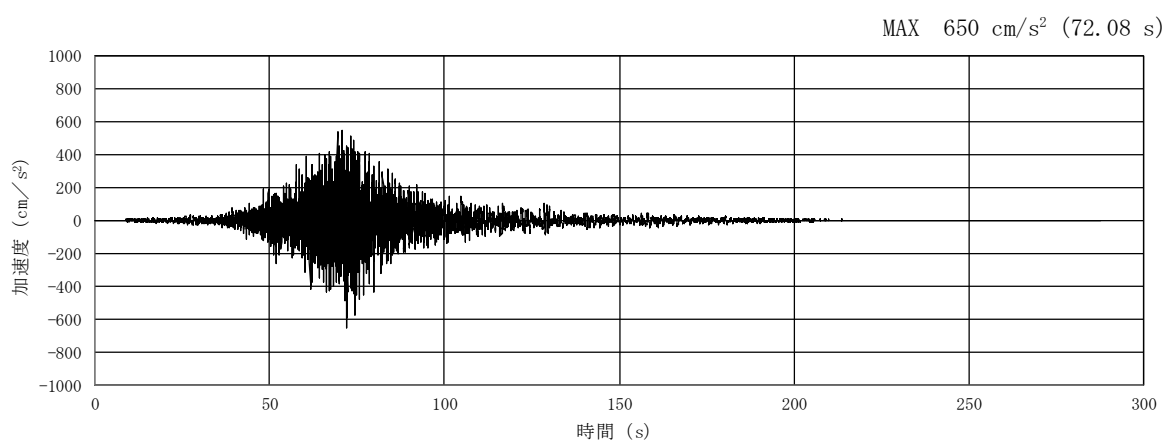
(a) 加速度時刻歴波形



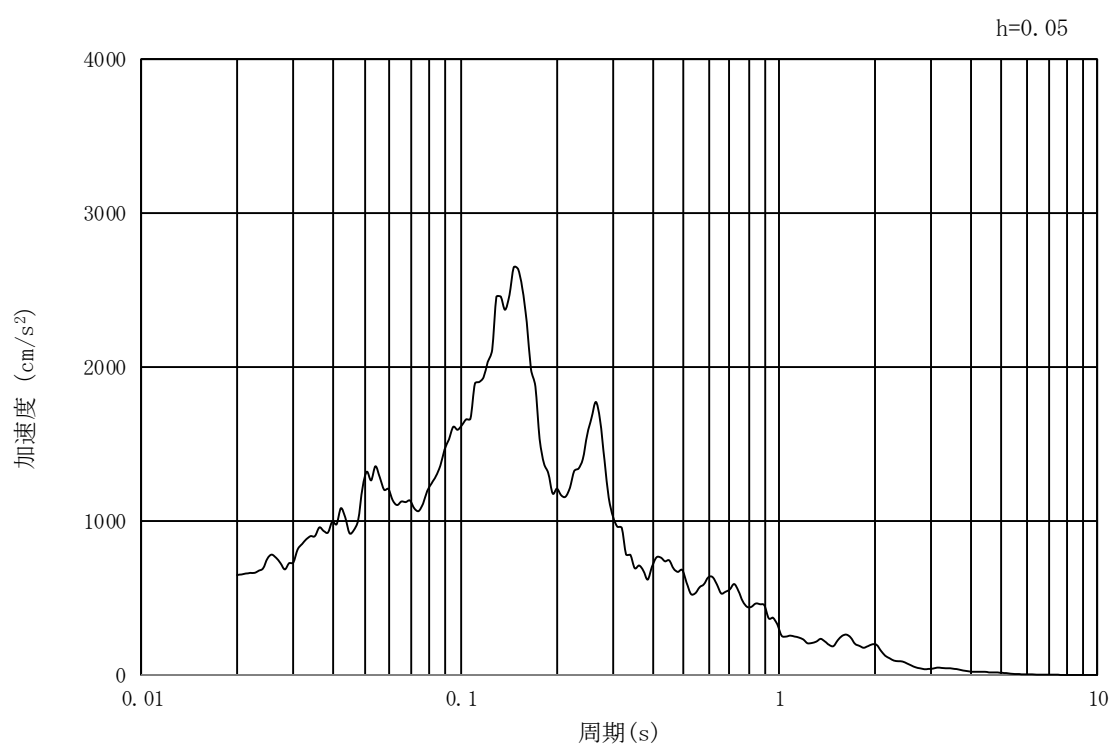
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 2.2$ )





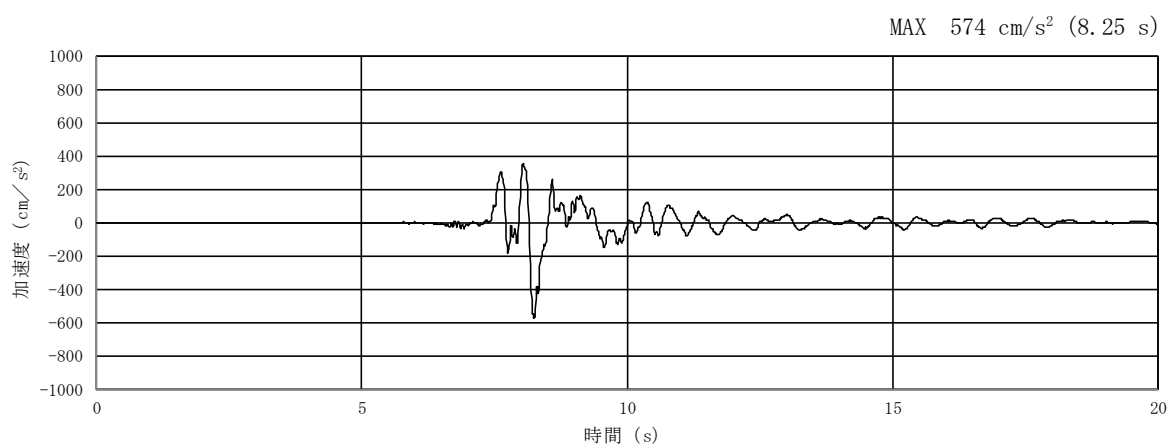
(a) 加速度時刻歴波形



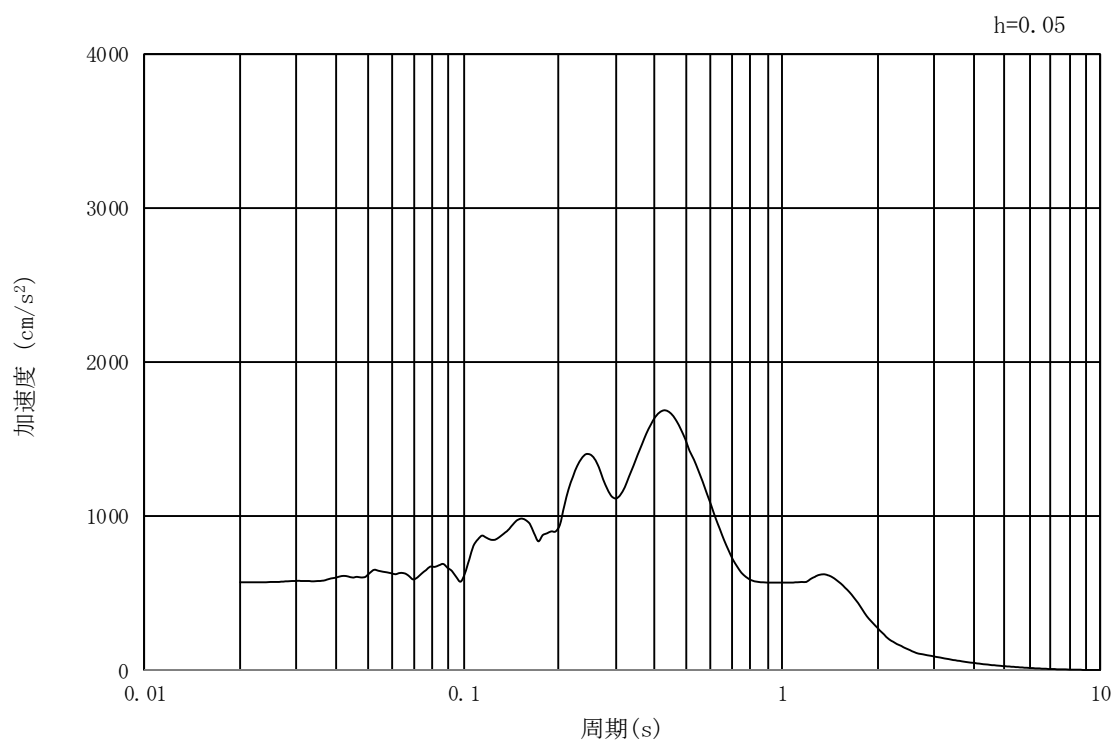
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 2.2$ )





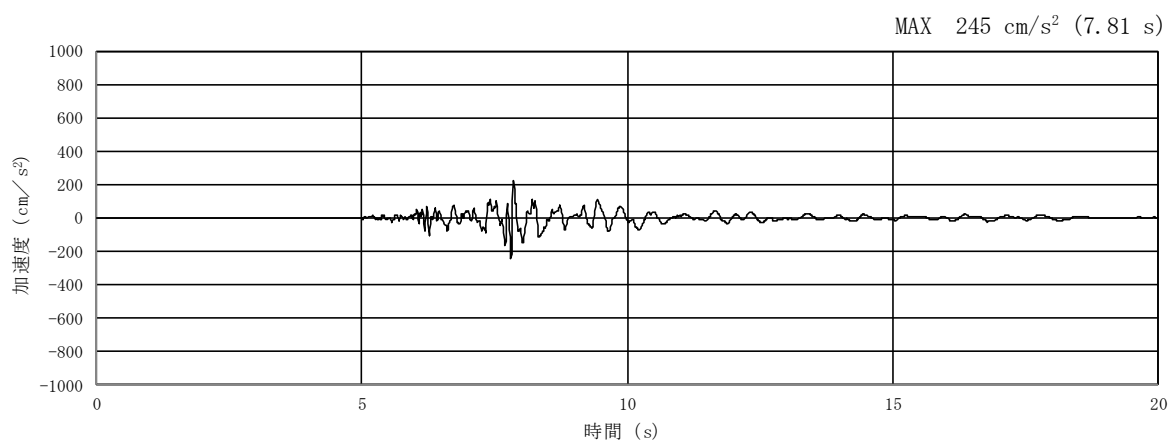
(a) 加速度時刻歴波形



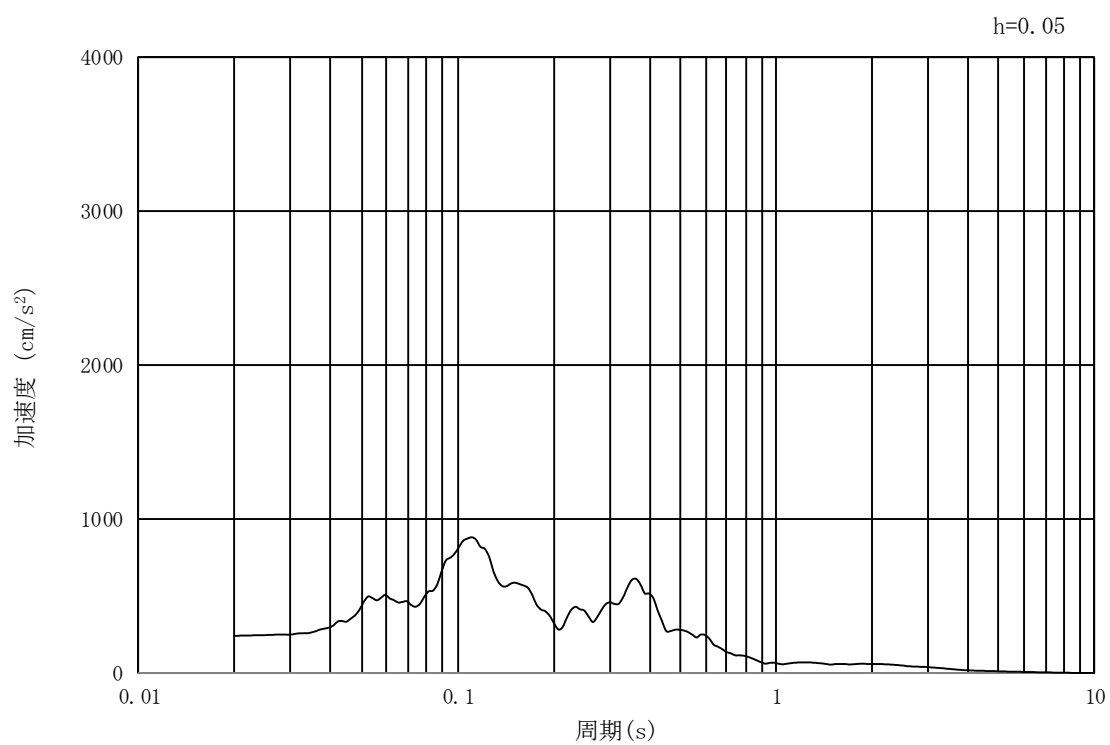
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①及び②-②断面, 水平成分:  $S_s - 3.1$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①及び②-②断面，鉛直成分：S<sub>s</sub>-3 1)



### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 2次元有効応力解析モデル

##### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割は、地中連続壁基礎が地盤と接する位置について、地盤の要素分割に合わせて設定する。

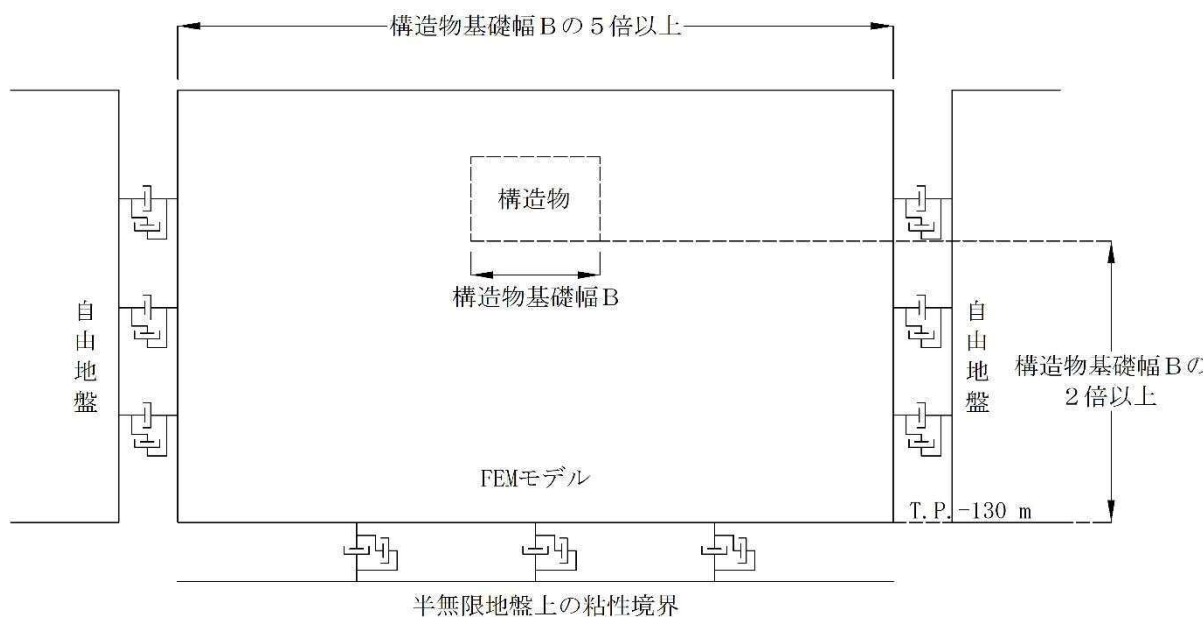


図 3.5-1 解析領域の考え方

##### (2) 解析モデル

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する 1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤



の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

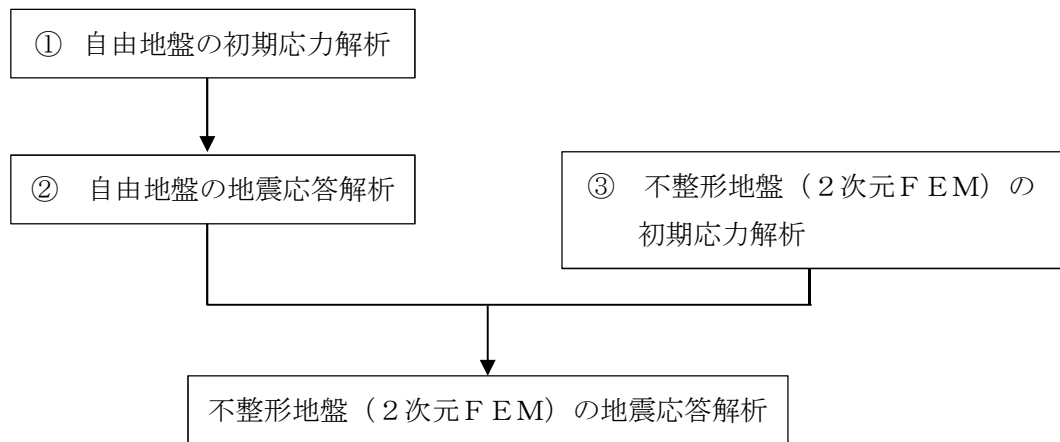


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

### (3) 境界条件

#### a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

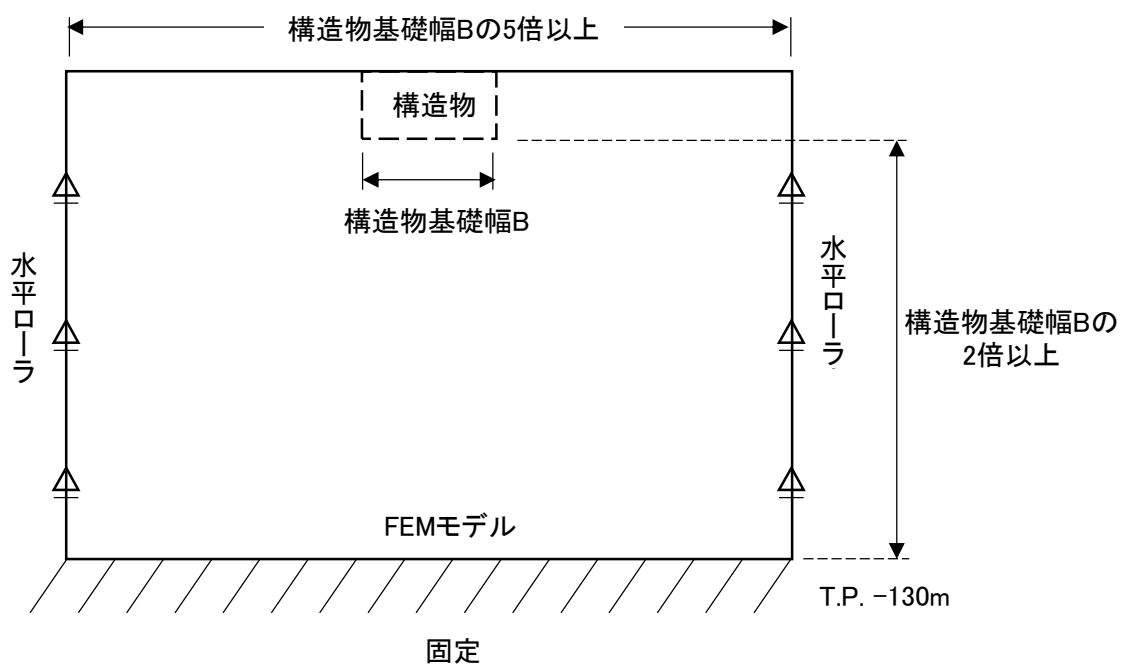


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図



b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラとする。

境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

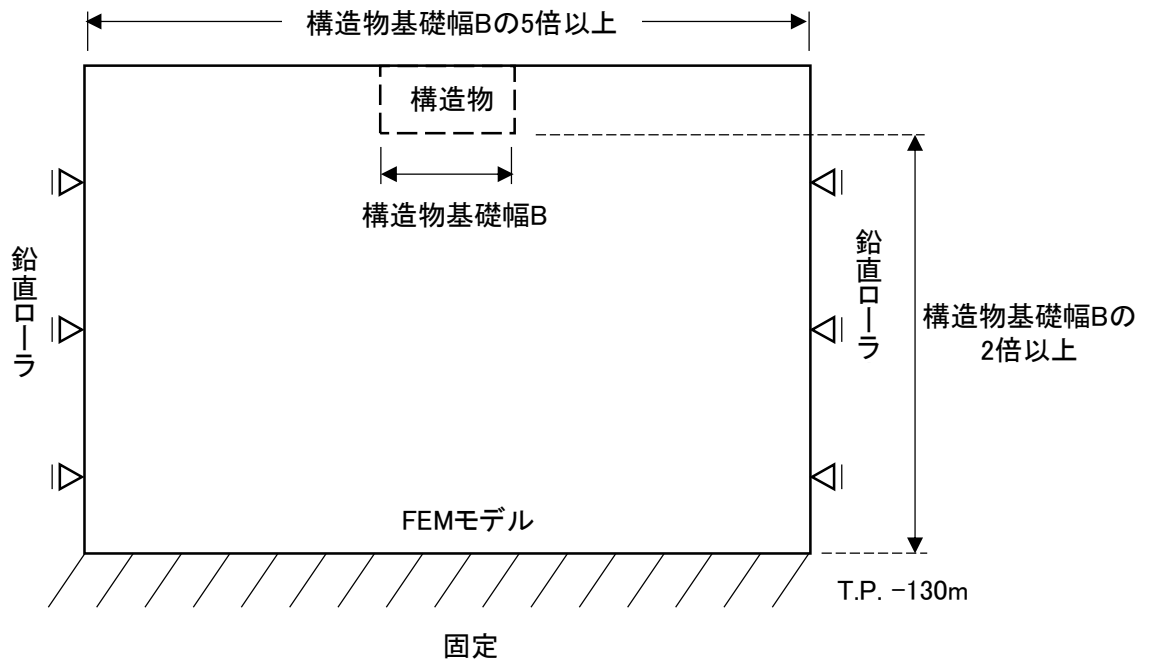


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。





図 3.5-5 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

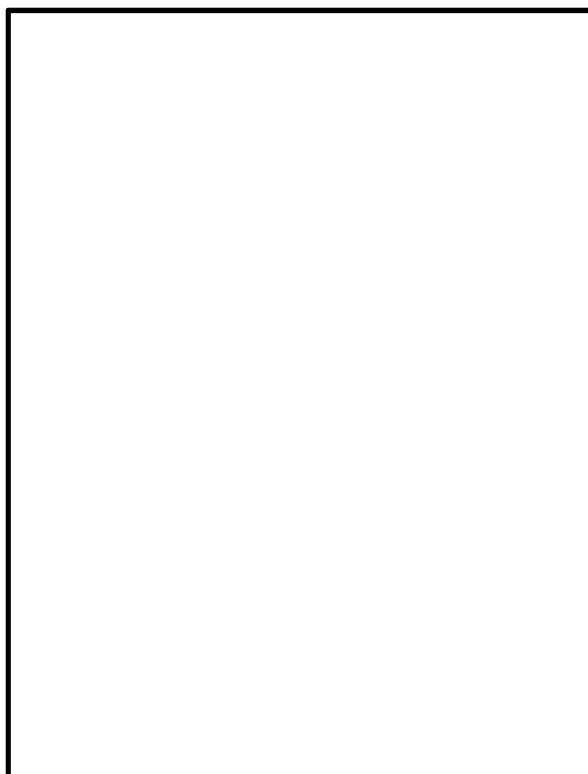


図 3.5-5 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)



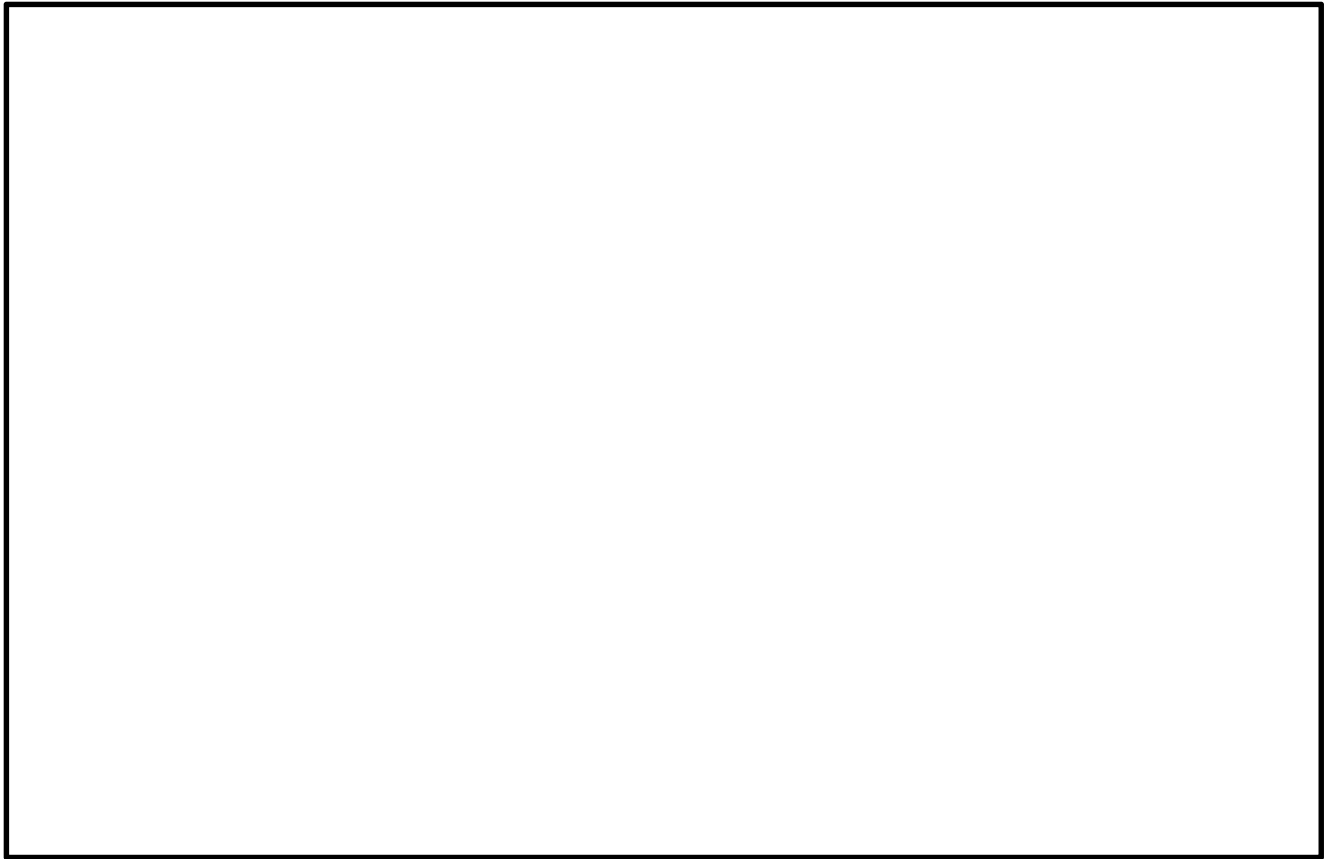


図 3.5-5 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)



図 3.5-5 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)



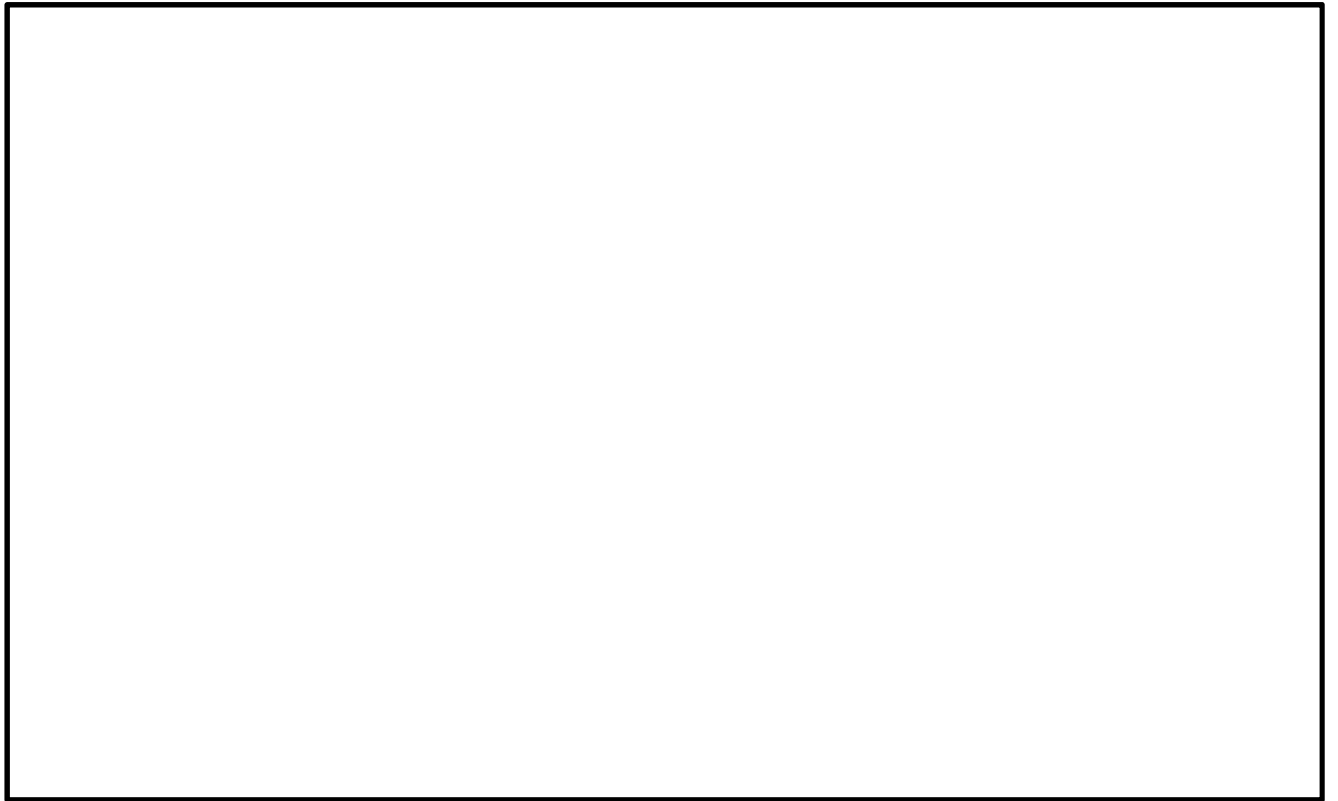


図 3.5-5 (5) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)

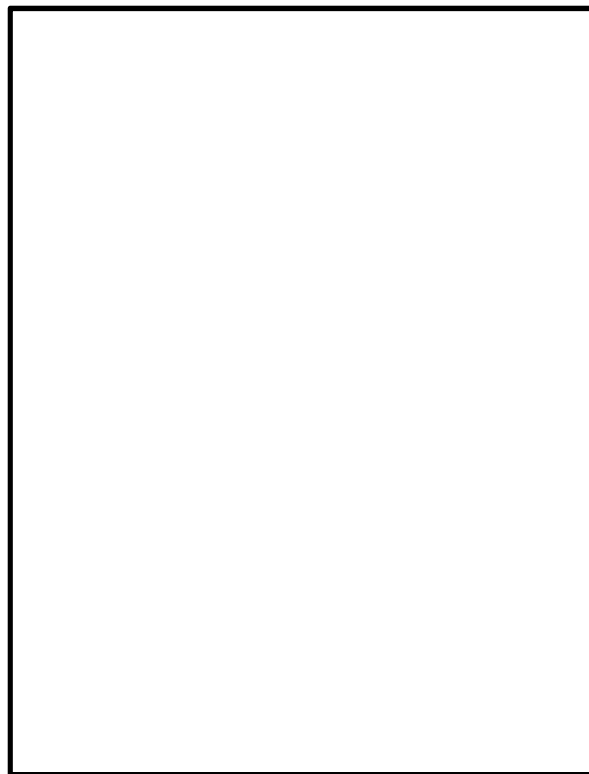


図 3.5-5 (6) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (③-③断面)





図 3.5-5 (7) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (④-④断面)

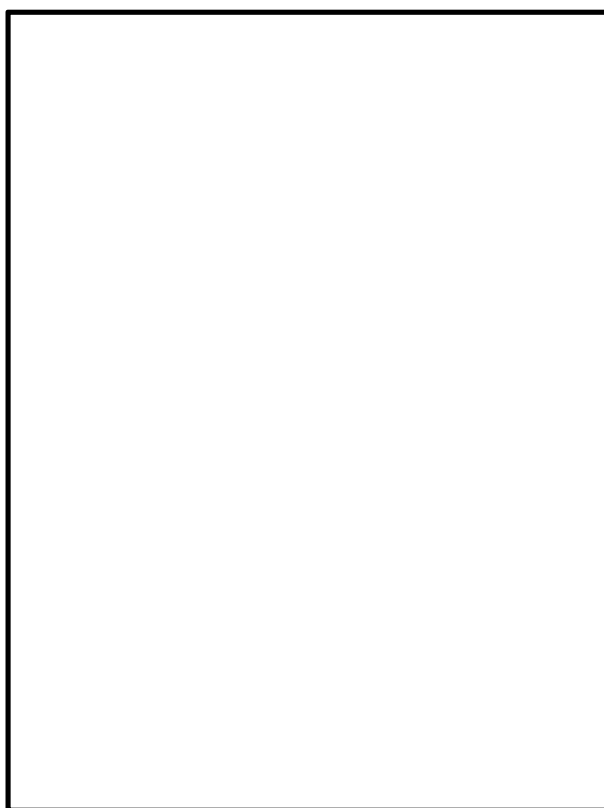


図 3.5-5 (8) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (④-④断面)



### (3) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁並びに地中連続壁基礎の質量は、各節点に質量としてモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向を平面ひずみ要素、堤軸直交方向を構造梁要素でモデル化する。

堤軸方向のフーチングは、軸線位置において構造梁要素でモデル化する。また、鉄筋コンクリート防潮壁下面と構造梁要素間は空間がないことを模擬するため、仮想柔平面要素を設けるとともに、鉄筋コンクリート防潮壁下面と構造梁要素が剛結されることを模擬するため、多点拘束を設定する。地中連続壁基礎は構造梁要素でモデル化し、側面にジョイント要素を配置する。

堤軸直交方向については、鉄筋コンクリート防潮壁を構造梁要素でモデル化し、地中連続壁基礎及びフーチングとの離隔を考慮するための横梁（仮想剛梁要素）を設定する。地中連続壁基礎は、縦梁（構造梁要素）、横梁（仮想剛梁要素）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

堤軸直交方向構造梁及び積雪の質量は節点付加質量によりモデル化し、回転慣性も考慮する。

構造部材のモデル化の概念図を図 3.5-6 に示す。

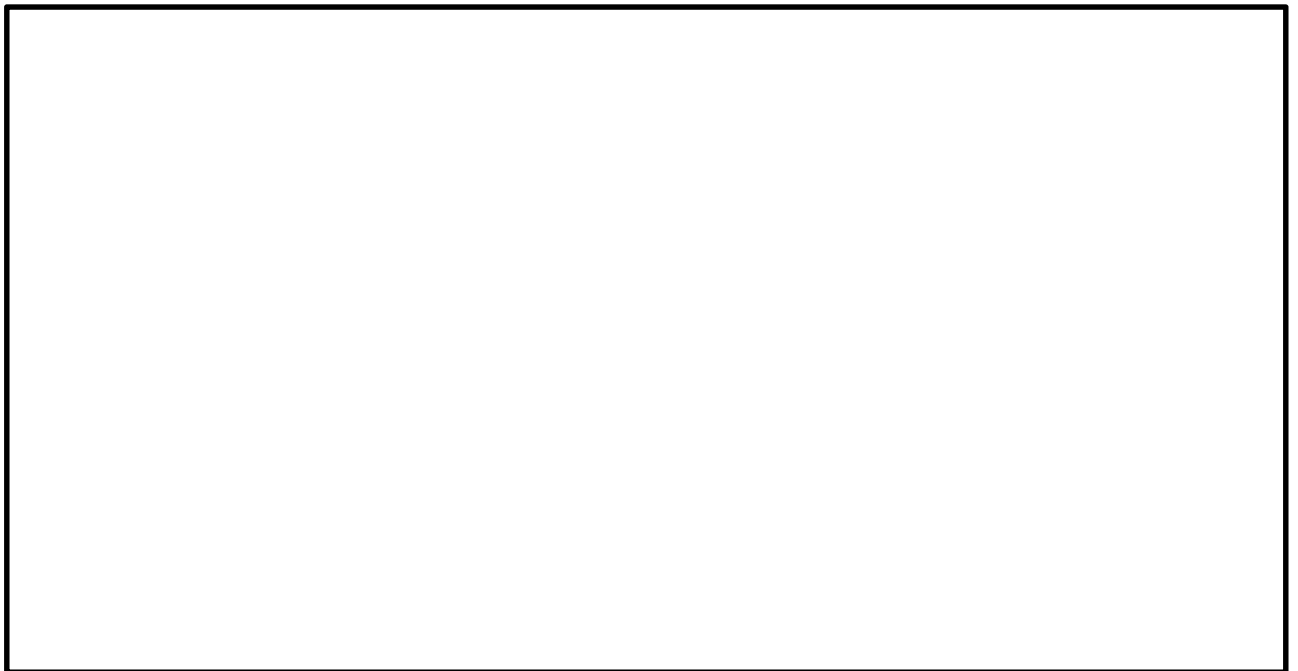


図 3.5-6 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

### (4) 地盤のモデル化

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



(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5－6 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。  $c$ ，  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ ，  $\phi$  とする。（表 3.5－1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5－1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

$z$  : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5－2 のとおり設定する。図 3.5－7 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3.5－2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



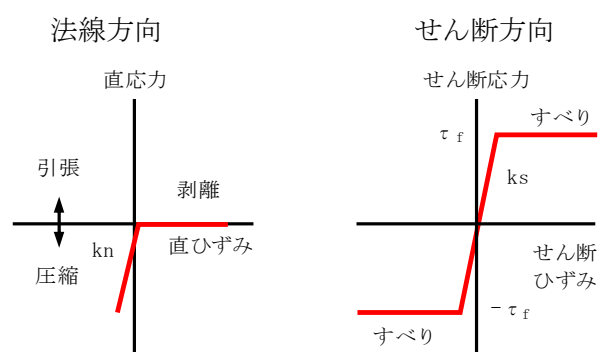
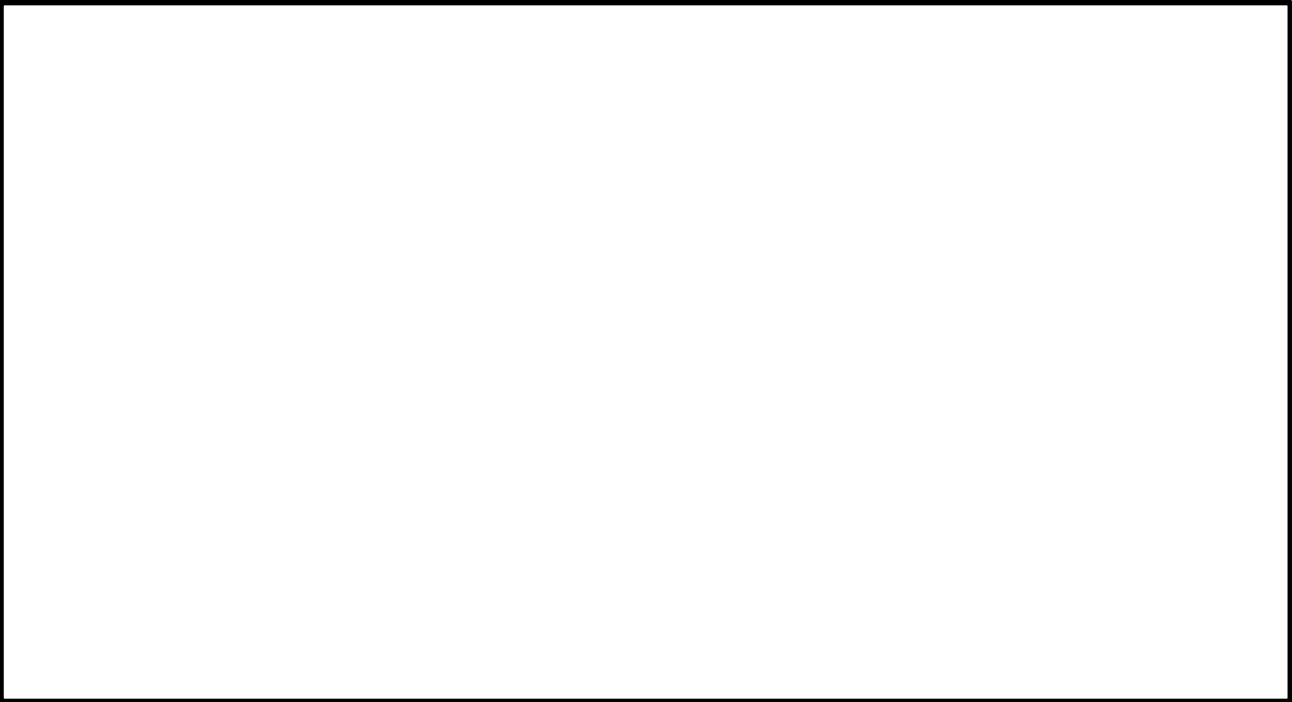


図 3.5-7 ジョイント要素の考え方



## (6) 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、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  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  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで、

$[C]$  : 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

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  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た 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 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。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。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1－1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5－8 に、固有値解析結果を表 3.5－3 に示す。



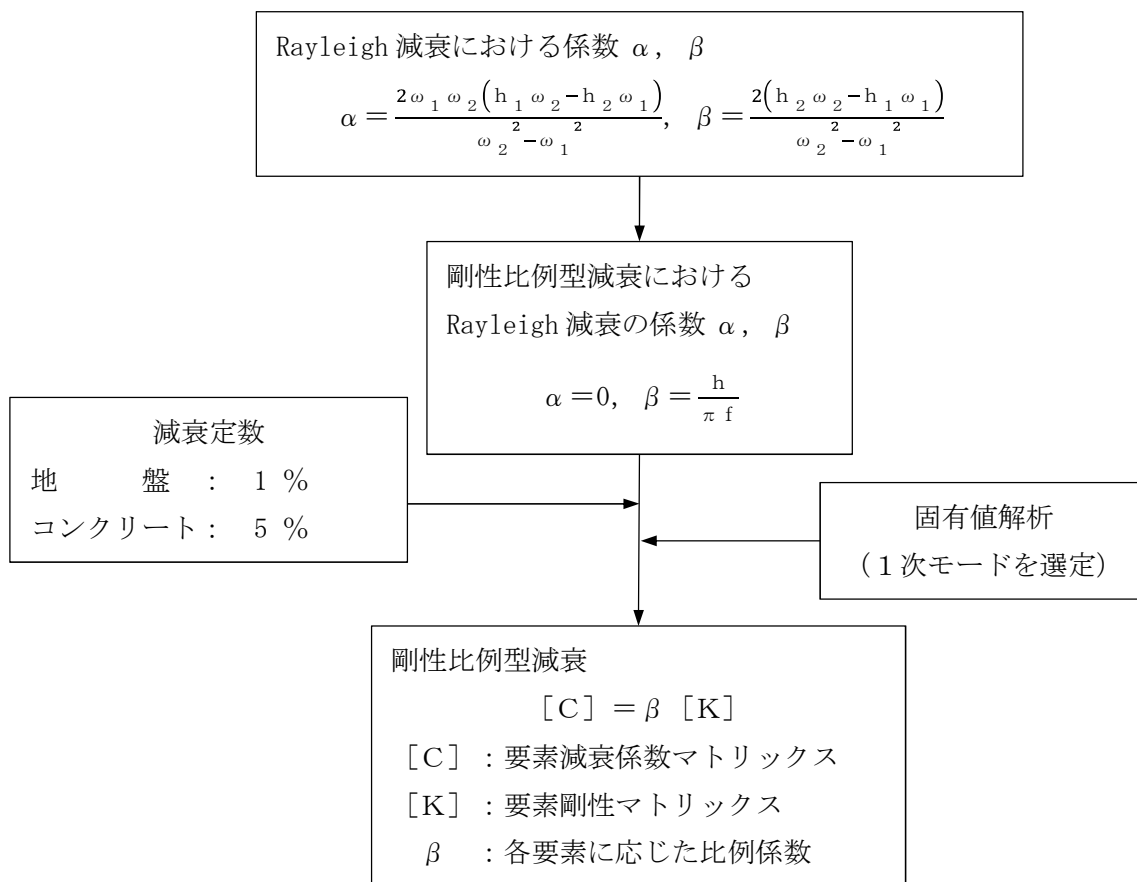


図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-3 (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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.661	192.43	地盤の1次として採用
2	0.909	-53.79	—
3	1.126	6.81	—
4	1.275	49.80	—
5	1.398	10.91	—
6	1.464	108.62	—
7	1.480	24.52	構造物の1次として採用
8	1.567	4.08	—
9	1.664	22.95	—

表 3.5-3 (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 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.693	200.04	地盤の1次として採用
2	0.967	-48.89	—
3	1.222	4.25	—
4	1.384	-56.03	—
5	1.483	-2.66	—
6	1.542	-90.65	構造物の1次として採用
7	1.572	-37.13	—
8	1.694	24.11	—
9	1.725	-12.30	—



表 3.5-3 (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 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.620	182.97	地盤の1次として採用
2	0.841	-58.09	—
3	1.027	9.19	—
4	1.160	-43.98	—
5	1.275	-4.97	—
6	1.379	112.96	構造物の1次として採用
7	1.407	52.01	—
8	1.426	-13.13	—
9	1.543	8.31	—

表 3.5-3 (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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.634	190.79	地盤の1次として採用
2	0.843	-44.43	—
3	1.038	-2.31	—
4	1.168	23.76	—
5	1.345	33.81	—
6	1.357	-91.80	構造物の1次として採用
7	1.440	-64.26	—
8	1.456	-33.33	—
9	1.572	8.64	—



表 3.5-3 (5) 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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.560	182.97	地盤の1次として採用
2	0.719	48.96	—
3	0.897	18.90	—
4	0.933	-12.97	—
5	1.110	-0.65	—
6	1.189	-86.40	—
7	1.320	-82.19	構造物の1次として採用
8	1.363	-54.12	—
9	1.442	-10.96	—

表 3.5-3 (6) 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 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.594	190.55	地盤の1次として採用
2	0.772	45.14	—
3	0.971	-16.97	—
4	1.021	9.01	—
5	1.215	23.84	—
6	1.233	-76.21	—
7	1.373	84.68	構造物の1次として採用
8	1.438	-47.40	—
9	1.554	-8.50	—



表 3.5-3 (7) 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 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.520	174.30	地盤の1次として採用
2	0.659	52.57	
3	0.814	18.71	
4	0.842	-17.66	
5	0.997	-1.61	
6	1.142	91.09	
7	1.248	-48.91	
8	1.278	-81.84	構造物の1次として採用
9	1.326	16.30	

表 3.5-3 (8) 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)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.531	178.11	地盤の1次として採用
2	0.653	-59.71	—
3	0.837	-19.22	—
4	0.884	-17.25	—
5	1.040	4.07	—
6	1.120	53.97	—
7	1.127	53.41	—
8	1.234	43.30	—
9	1.296	-60.54	—
10	1.309	-68.23	構造物の1次として採用



表 3.5-3 (9) 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)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.642	183.79	地盤の1次として採用
2	0.871	-117.76	—
3	1.067	-27.59	—
4	1.218	25.51	—
5	1.317	-42.53	—
6	1.434	-27.59	構造物の1次として採用
7	1.504	-5.17	—
8	1.655	-20.08	—
9	1.738	-4.30	—

表 3.5-3 (10) 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 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.670	197.71	地盤の1次として採用
2	0.908	-98.11	—
3	1.156	-19.28	—
4	1.307	3.60	—
5	1.358	-53.58	—
6	1.513	-29.38	構造物の1次として採用
7	1.543	31.86	—
8	1.768	-14.24	—
9	1.790	-21.93	—



表 3.5-3 (11) 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)  
(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.622	176.33	地盤の1次として採用
2	0.832	-120.68	—
3	1.018	-33.62	—
4	1.168	-29.04	—
5	1.281	-21.60	—
6	1.351	-59.23	構造物の1次として採用
7	1.462	6.23	—
8	1.524	22.07	—
9	1.566	62.46	—



表 3.5-3 (12) 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)  
(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.784	216.13	地盤の1次として採用
2	1.168	-19.74	—
3	1.539	-68.16	構造物の1次として採用
4	1.567	27.83	—
5	1.687	23.69	—
6	1.793	-20.69	—
7	1.850	33.69	—
8	2.053	14.62	—
9	2.108	-3.07	—

表 3.5-3 (13) 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 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.794	218.79	地盤の1次として採用
2	1.209	-14.45	—
3	1.622	64.12	—
4	1.630	27.19	—
5	1.714	-12.20	—
6	1.892	30.79	構造物の1次として採用
7	1.961	-30.46	—
8	2.118	4.13	—
9	2.214	11.73	—



表 3.5-3 (14) 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)  
(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.761	210.38	地盤の1次として採用
2	1.079	-28.99	—
3	1.383	-64.10	構造物の1次として採用
4	1.490	47.95	—
5	1.523	-38.40	—
6	1.671	16.81	—
7	1.760	25.66	—
8	1.827	16.89	—
9	1.931	16.38	—



### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.5-4 に、材料物性値を表 3.5-5 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 使用材料

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

表 3.5-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.1 × 10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *2

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

\*2：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）



表 3.5－6（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								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	ボアゾン比	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{mn}$	kN/m <sup>2</sup>	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	$G_{mn}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
強度特性	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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 3.5－6（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
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z （標高）ごとに物性値を設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h <sub>max</sub>	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C <sub>CD</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高（m）



表 3.5－6 (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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{CB}$	粘着力 C <sub>CB</sub> (kN/nf)	内部摩擦角 $\phi_{CB}$ (°)	せん断波 速度V <sub>s</sub> (m/s)	基準初期 せん断剛性 G <sub>max</sub> (kN/nf)	基準体積 弾性係数 K <sub>max</sub> (kN/nf)	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/nf)	拘束圧 m <sub>5</sub> , m <sub>6</sub>	最大履歴 減衰率 h <sub>max</sub> (-)	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度V <sub>p</sub> (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

## 3.5.3 地下水位

地下水位は地表面として設定する。



### 3.6 解析ケース

#### (1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 3.6—1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6—1 に示す。

表 3.6—1 耐震評価における検討ケース

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（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）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（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s-D1$	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	$S_s-11$		実施		全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。			
	$S_s-12$		実施					
	$S_s-13$		実施					
	$S_s-14$		実施					
	$S_s-21$		実施					
	$S_s-22$		実施					
	$S_s-31$	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。



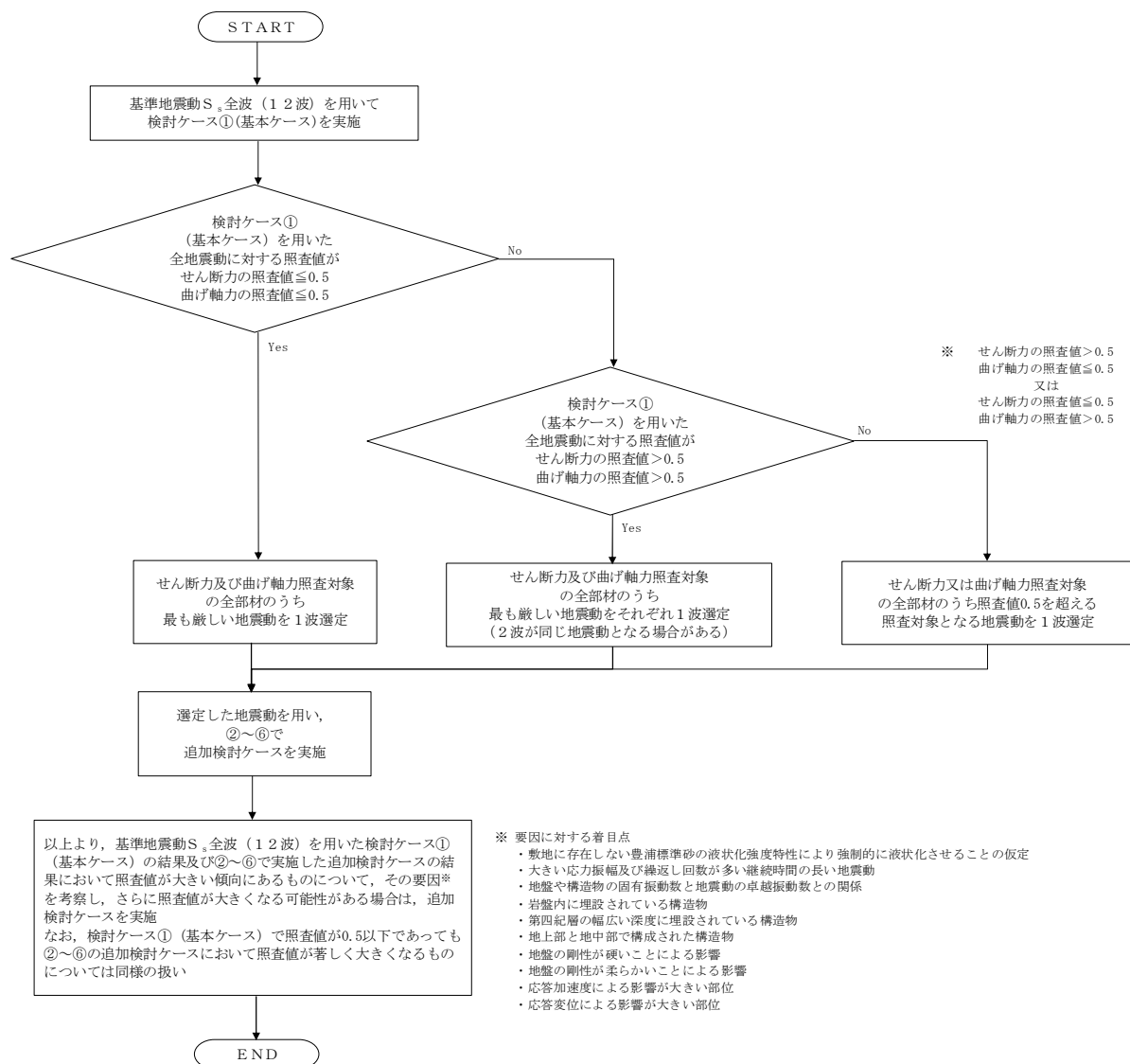


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー



(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6-2 に示す。

全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.6-2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース			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（+1 $\sigma$ ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s - D1$	(H+V+)	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 11$			実施	
	$S_s - 12$			実施	
	$S_s - 13$			実施	
	$S_s - 14$			実施	
	$S_s - 21$			実施	
	$S_s - 22$			実施	
	$S_s - 31$	(H+V+)		実施	
		(H-V+)		実施	



#### 4. 耐震評価

##### 4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

##### (1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材とする。

##### (2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



## 4.2 解析方法

### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁

フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化し解析する。

### (2) フーチング

堤軸方向は，地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版，堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化する。

### (3) 地中連続壁基礎

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる 2 次元有効応力解析を行い，地震時の構造健全性及び支持性能を確認する。



#### 4.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

###### a. 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

###### b. 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

###### c. 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

###### d. 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

###### a. 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

###### b. 地震荷重

基準地震動 $S_s$ による荷重を考慮する。

###### c. 積雪荷重

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  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

###### d. 風荷重

風荷重として、風速  $30 \text{ m/s}$  の風圧力を考慮する。



#### 4.4 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### (1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容限界については、「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）」に基づき表 4.4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.4-1 許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート*1	$f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup>	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*3
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力 度 $\sigma_{sa}$	軸方向鉄筋 435
			せん断補強筋 300
	SD390*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

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

\*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（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）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（ $V_a$ ）に 1.5 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

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

ここで，

$V_{ca}$ ：コンクリートの許容せん断力

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

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

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

$\tau_{a1}$ ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$ ：有効幅

$j$ ：1/1.15

$d$ ：有効高さ

$A_w$ ：斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$ ：鉄筋の許容引張応力度

$s$ ：斜め引張鉄筋間隔



(2) 基礎地盤の支持力支持性能評価における許容限界

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

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$ ：基礎底面地盤の極限支持力（kN）

$q_d$ ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m<sup>2</sup>）

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$ ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m<sup>2</sup>）

$$* c_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = c_{CUU} \times 2$$

ここで、 $c_{CUU}$ は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1におけるKm層の非排水せん断強度

$A$ ：基礎の底面積（内部土は含まない）（m<sup>2</sup>）

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表4.4-2に示す

表4.4-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度（kN/m <sup>2</sup> ）
Km層	6201



#### 4.5 解析モデル及び諸元

##### (1) 解析モデル

###### a. 鉄筋コンクリート防潮壁

フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。モデルの概念図を図 4.5-1 に示す。

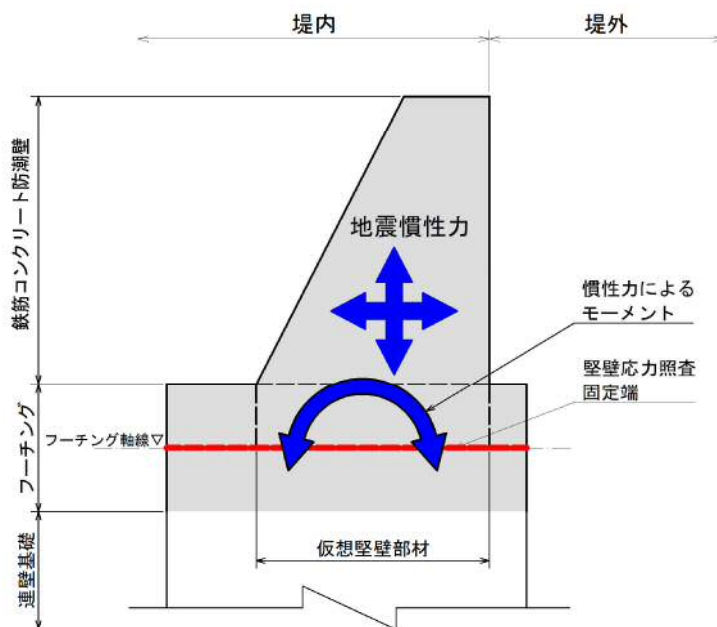


図 4.5-1 鉄筋コンクリート防潮壁のモデル概念図

###### b. フーチング

堤軸方向は、地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版、堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化する。モデルの概念図を図 4.5-2 に示す。



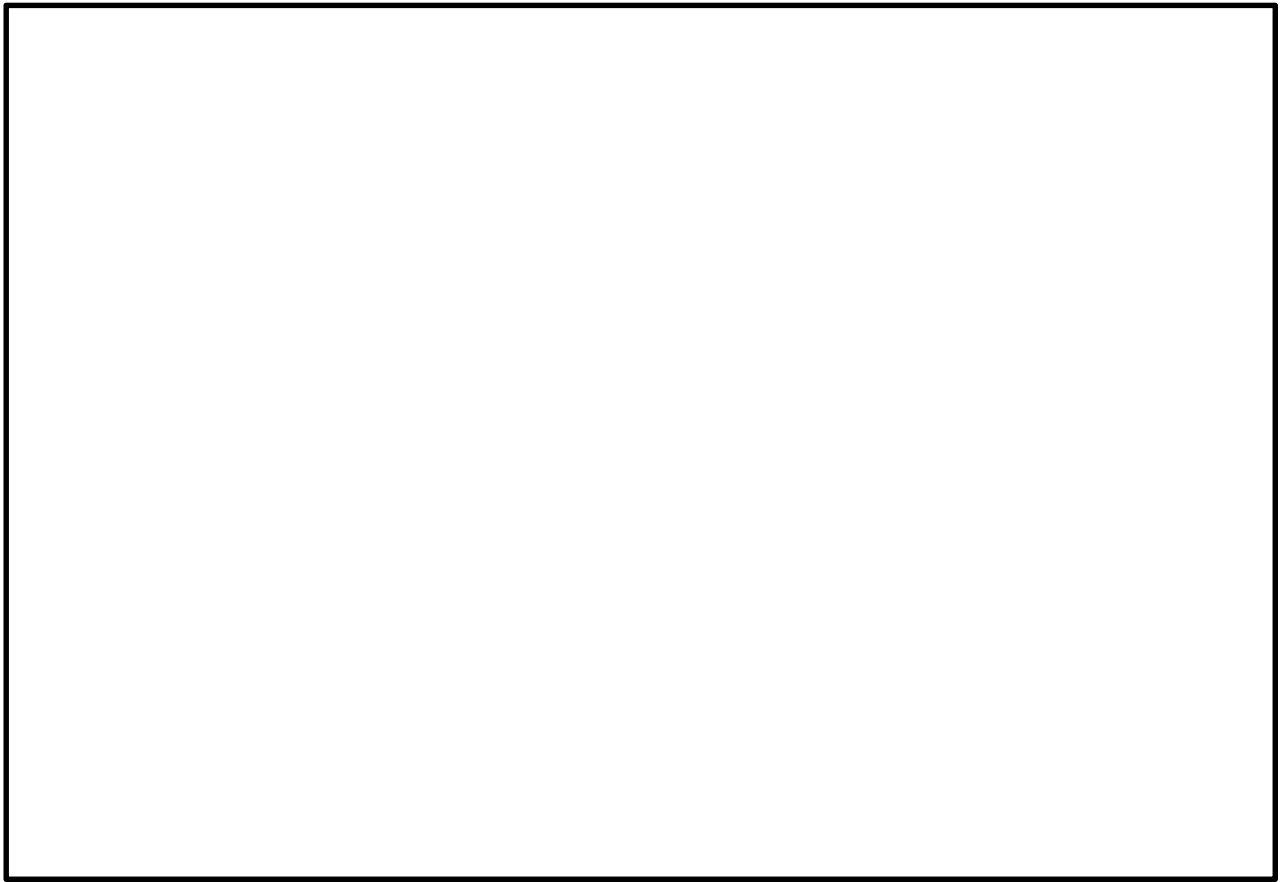


図 4.5-2 フーチングのモデル概念図

(2) 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 4.5-1 に、材料物性値を表 4.5-2 に示す。

表 4.5-1 使用材料

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



表 4.5-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 $40 \text{ N/mm}^2$ *1	$24.5^{*1}$	$3.1 \times 10^4$ *1	$0.2$ *1	$5$ *2

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

\*2：J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）4.6 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は，地震応答解析結果により得られる照査用応答値が「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

### (3) 荷重の入力方法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において，考慮する荷重を次に示す。

#### a. 常時考慮荷重

常時考慮荷重として，躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

#### b. 地震荷重

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

#### c. 積雪荷重

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  $1 \text{ cm}$  あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として，積雪量は  $30 \text{ cm}$  としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の  $0.35$  倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

#### d. 風荷重

風荷重として，風速  $30 \text{ m/s}$  の風圧力を考慮する。



## 4.6 評価方法

### 4.6.1 鉄筋コンクリート防潮壁

#### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向に同様な断面が連続する構造であることから、堤軸直交方向が弱軸断面方向となる。

慣性力については、2次元有効応力解析により鉄筋コンクリート防潮壁における水平加速度を算出し、水平加速度が最大となるケースで照査を行う。

保守側の評価を行うため、フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。評価モデルの概念図を図4.6-1に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸力並びに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。

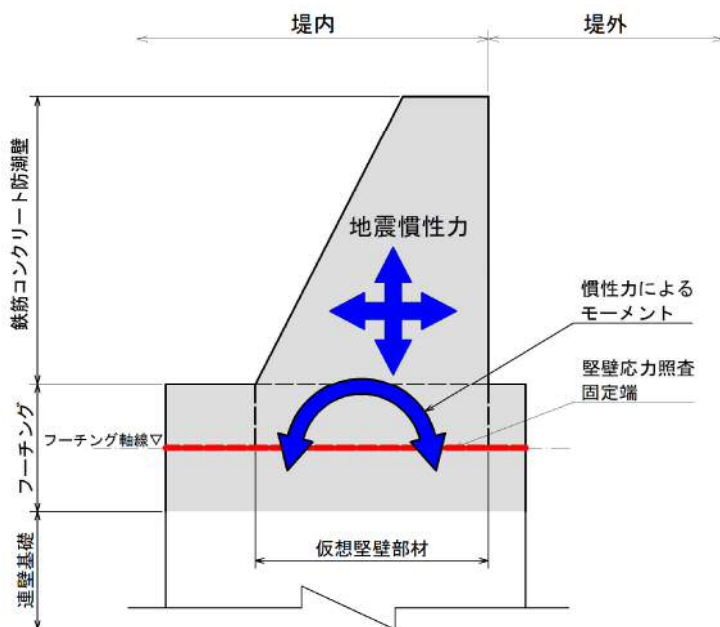


図 4.6-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価モデル概念図

#### a. 曲げ軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される曲げ圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに曲げ引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

#### b. せん断応力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力度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。

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

ここで、



$V_{ca}$  : コンクリートの許容せん断力

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

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

$\tau_{a1}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$  : 有効幅

$j$  :  $1/1.15$

$d$  : 有効高さ

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$  : 鉄筋の許容引張応力度

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔

## (2) フーチング

慣性力については、2次元有効応力解析によりフーチングにおける鉛直加速度を算出し、鉛直加速度が最大となるケースで照査を行う。

堤軸方向は、地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版、堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化し、保守的に設計する。フーチングの評価モデル概念図を図4.6-2に示す。

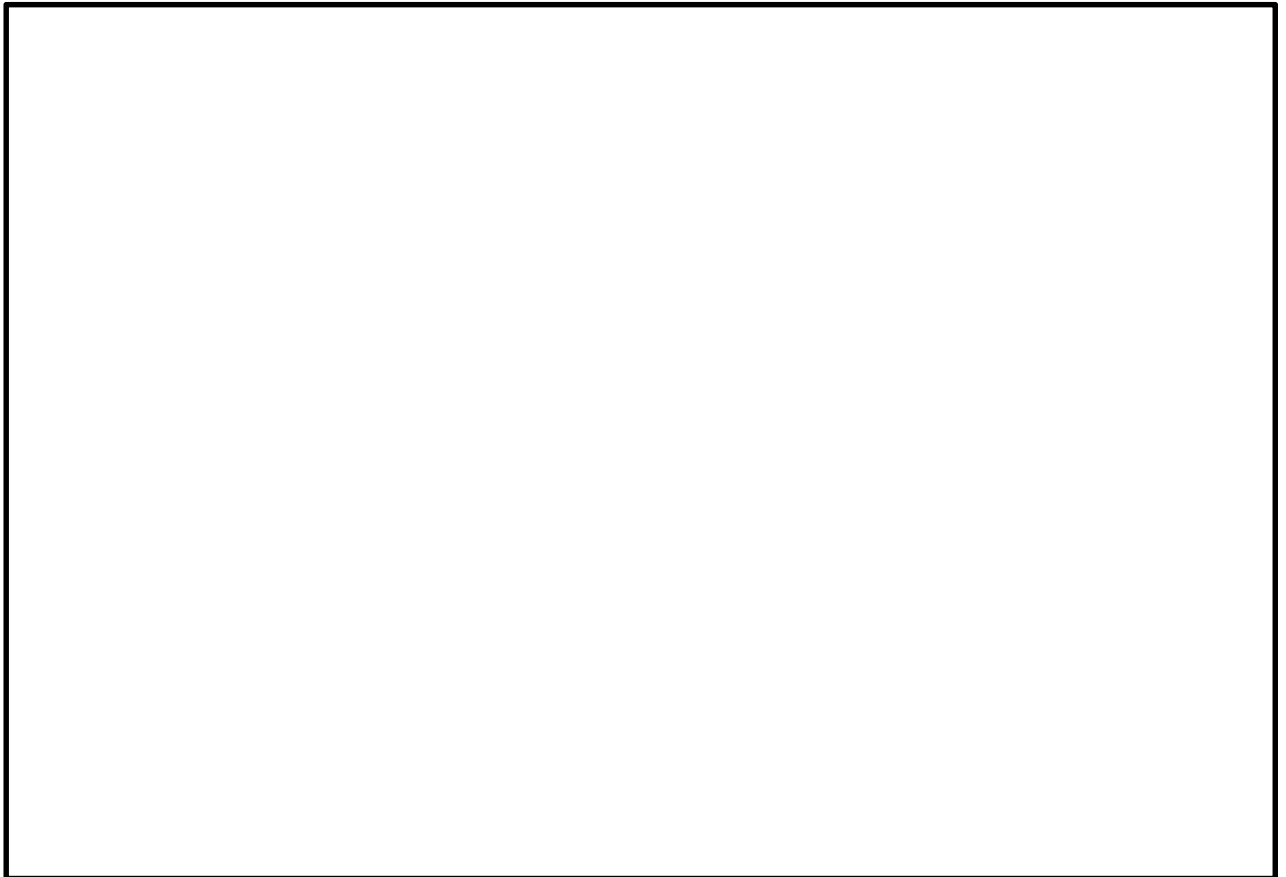


図 4.6-2 フーチングの評価モデル概念図



a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。

b. せん断応力に対する照査

せん断応力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。

(3) 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎の評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の照査を行う。

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。

b. せん断応力に対する照査

せん断応力に対する照査は「4.6.1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁」と同様に設定する。



#### 4.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。



## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」「最大せん断ひずみ分布」「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

#### (1) 地震時断面力図（部材に着目した地震時断面力図）

耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとしたすべての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の追加ケースを実施した。

表 5.1-1 に、2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力、鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。

鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング、地中連続壁基礎について、コンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果の照査値が最大となるケースを表 5.1-2 及び表 5.1-3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の水平加速度が最大となるケースの断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 5.1-1、フーチングの鉛直加速度が最大となるケースの断面力を図 5.1-2、地中連続壁基礎のコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力を図 5.1-3 に示す。

表 5.1-1(1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.54					
	+-	0.55	0.53	0.57	0.50	0.57	0.54
	-+	0.59					
	--	0.60					
Ss-11	++	0.48					
Ss-12	++	0.44					
Ss-13	++	0.43					
Ss-14	++	0.38					
Ss-21	++	0.46					
Ss-22	++	0.37					
Ss-31	++	0.64	0.62	0.66	0.52	0.65	0.63
	-+	0.52					



表 5.1-1(2) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.41					
	+-	0.38	0.35	0.41	0.31	0.37	0.34
	-+	0.46					
	--	0.41					
Ss-11	++	0.27					
Ss-12	++	0.23					
Ss-13	++	0.21					
Ss-14	++	0.17					
Ss-21	++	0.28					
Ss-22	++	0.19					
Ss-31	++	0.49	0.46	0.51	0.32	0.50	0.48
	-+	0.35					

表 5.1-1(3) ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.34					
	+-	0.34	0.34	0.35	0.56	0.34	0.34
	-+	0.34					
	--	0.28					
Ss-11	++	0.25					
Ss-12	++	0.26					
Ss-13	++	0.24					
Ss-14	++	0.18					
Ss-21	++	0.25					
Ss-22	++	0.23					
Ss-31	++	0.34	0.32	0.35	0.36	0.33	0.32
	-+	0.28					



表 5.1-1(4) ②-②断面(西側)のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.69	0.63	0.77	0.67	0.60	0.54
	+-	0.70					
	-+	0.60					
	--	0.58					
Ss-11	++	0.36					
Ss-12	++	0.46					
Ss-13	++	0.46					
Ss-14	++	0.41					
Ss-21	++	0.43					
Ss-22	++	0.41					
Ss-31	++	0.74	0.72	0.75	0.65	0.72	0.70
	-+	0.66					

表 5.1-1(5) ②-②断面(西側)の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.61	0.56	0.70	0.60	0.54	0.49
	+-	0.62					
	-+	0.51					
	--	0.49					
Ss-11	++	0.29					
Ss-12	++	0.38					
Ss-13	++	0.38					
Ss-14	++	0.33					
Ss-21	++	0.36					
Ss-22	++	0.35					
Ss-31	++	0.67	0.65	0.68	0.57	0.65	0.63
	-+	0.58					



表 5.1-1(6) ②-②断面(西側)のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.57	0.55	0.55	0.47	0.37	0.32
	+-	0.55					
	-+	0.49					
	--	0.49					
Ss-11	++	0.26					
Ss-12	++	0.48					
Ss-13	++	0.47					
Ss-14	++	0.42					
Ss-21	++	0.33					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.36	0.37	0.37	0.40	0.33	0.31
	-+	0.34					

表 5.1-1(7) ②-②断面(中央)のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.73	0.67	0.81	0.67	0.62	0.56
	+-	0.73					
	-+	0.62					
	--	0.61					
Ss-11	++	0.39					
Ss-12	++	0.49					
Ss-13	++	0.49					
Ss-14	++	0.42					
Ss-21	++	0.47					
Ss-22	++	0.44					
Ss-31	++	0.77	0.75	0.78	0.68	0.74	0.71
	-+	0.65					



表 5.1-1(8) ②-②断面(中央)の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.65	0.59	0.73	0.60	0.55	0.49
	+-	0.65					
	-+	0.55					
	--	0.53					
Ss-11	++	0.32					
Ss-12	++	0.42					
Ss-13	++	0.42					
Ss-14	++	0.36					
Ss-21	++	0.39					
Ss-22	++	0.37					
Ss-31	++	0.69	0.67	0.70	0.60	0.67	0.65
	-+	0.58					

表 5.1-1(9) ②-②断面(中央)のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.65	0.59	0.73	0.60	0.55	0.49
	+-	0.65					
	-+	0.55					
	--	0.53					
Ss-11	++	0.32					
Ss-12	++	0.42					
Ss-13	++	0.42					
Ss-14	++	0.36					
Ss-21	++	0.39					
Ss-22	++	0.37					
Ss-31	++	0.69	0.67	0.70	0.60	0.67	0.65
	-+	0.58					



表 5.1-1(10) ②-②断面(東側)のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.74	0.68	0.82	0.70	0.62	0.56
	+-	0.73					
	-+	0.62					
	--	0.62					
Ss-11	++	0.40					
Ss-12	++	0.50					
Ss-13	++	0.50					
Ss-14	++	0.43					
Ss-21	++	0.47					
Ss-22	++	0.44					
Ss-31	++	0.76	0.74	0.77	0.70	0.73	0.70
	-+	0.62					

表 5.1-1(11) ②-②断面(東側)の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 検討ケース		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.68	0.63	0.76	0.67	0.56	0.49
	+-	0.66					
	-+	0.58					
	--	0.57					
Ss-11	++	0.34					
Ss-12	++	0.46					
Ss-13	++	0.46					
Ss-14	++	0.39					
Ss-21	++	0.41					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.69	0.68	0.70	0.63	0.66	0.64
	-+	0.56					



表 5.1-1(12) ②-②断面(東側)のせん断に対する検討ケースと照査値

地震動		鉄筋の曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.68	0.63	0.76	0.67	0.56	0.49
	+-	0.66					
	-+	0.58					
	--	0.57					
Ss-11	++	0.34					
Ss-12	++	0.46					
Ss-13	++	0.46					
Ss-14	++	0.39					
Ss-21	++	0.41					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.69	0.68	0.70	0.63	0.66	0.64
	-+	0.56					



表 5.1-2(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

評価位置			断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁	①	前面	1000	6000	5.65	D51@150 (3段)	17271	2772	3.4	21	0.17	④	S s - 31	(+/+)
		背面	1000	6000	5800	D51@150 (1段)	-17271	2772	3.7	21	0.18	④	S s - 31	(+/+)
フーチング			1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	0.8	21	0.04	⑥	S s - D1	(+/-)
地中連続壁 基礎		A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	170320	18350	3.7	21	0.18	④	S s - D1	(+/-)
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	483106	47147	10.3	21	0.50	③	S s - D1	(+/-)
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	511195	61586	10.1	21	0.49	③	S s - 31	(+/+)
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	498979	68974	13.7	21	0.66	③	S s - 31	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

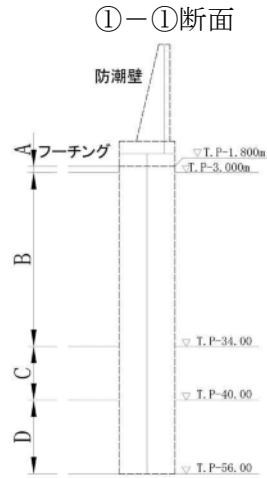


表 5.1-2(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

評価位置			断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁			1000	6000	4300	D51@150 (2段)	17271	2772	121.5	435	0.28	④	S s - 31	(+/+)
フーチング			1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	28.3	435	0.07	⑥	S s - D1	(+/-)
地中連続壁 基礎		A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	170320	18350	57	435	0.14	④	S s - D1	(+/-)
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	482267	46601	168	435	0.39	③	S s - D1	(+/-)
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	506998	59046	144	435	0.34	③	S s - 31	(+/+)
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	498420	68541	220	435	0.51	③	S s - 31	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

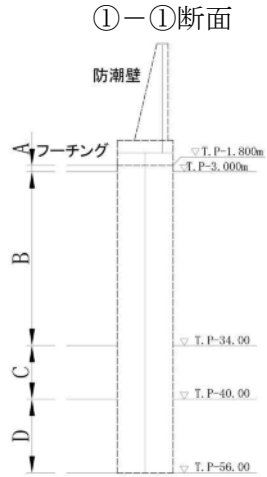




表 5.1－2(3) せん断力に対する照査結果 (①－①断面)

評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生 断面力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>	検討ケース	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
防潮壁		1000	6000	5650	3. 33本 D35@600	2099	4107	0. 52	④	S s－31	(+/+)
フーチング (堤軸直交)		1000	4500	4300	3. 33本 D35@600	943	3084	0. 31	⑥	S s－D1	(+/-)
地中連続壁 基礎	A	2360	9960	9680	8本 D32@300	12031	63279	0. 20	④	Ss-D1	(+/-)
	B	2360	9960	9680	8本 D32@300	19411	63279	0. 31	⑥	Ss-31	(+/+)
	C	2360	9960	9680	8本 D32@300	35114	87263	0. 41	④	Ss-D1	(+/-)
	D	2360	9960	9680	8本 D38@300	48212	87263	0. 56	④	Ss-D1	(+/-)

＊評価位置は下記に示す。

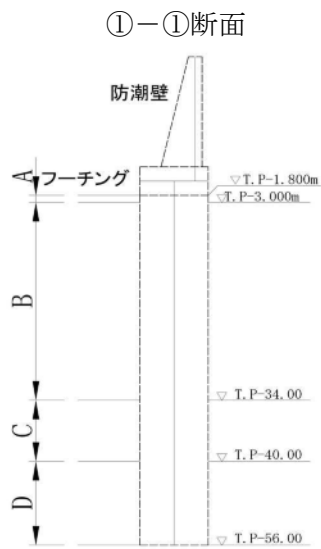




表 5.1-3(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)

評価位置		断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケー ス	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
フーチング		1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	0.2	21	0.01	⑥	S s-D1	(+/-)
地中連続壁 基礎	東側-A	9960	2360	1855	D51@150 (5段)	239957	10678	17.2	21	0.82	③	S s-D1	(+/+)
	東側-B	9960	2360	1930	D51@150 (4段)	232347	11187	17	21	0.81	③	S s-D1	(+/+)
	西側-C	9960	2360	1855	D51@150 (5段)	172181	37140	12.9	21	0.62	④	S s-D1	(+/+)
	西側-D	9960	2360	2080	D51@150 (2段)	150623	39612	13.9	21	0.67	④	S s-D1	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

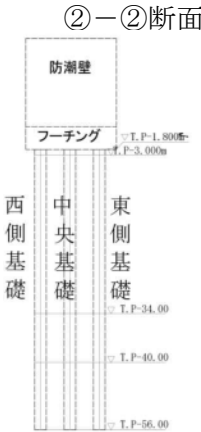


表 5.1-3(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面)

評価位置		断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケー ス	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
フーチング		1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	6.8	435	0.02	⑥	S s-D1	(+/-)
地中連続壁 基礎	東側-A	9960	2360	2255	D51@150 (5段)	239957	10678	316	435	0.73	③	S s-D1	(+/+)
	東側-B	9960	2360	2255	D51@150 (4段)	232347	11187	330	435	0.76	③	S s-D1	(+/+)
	西側-C	9960	2360	2255	D51@150 (5段)	172032	36317	203	435	0.47	④	S s-D1	(+/+)
	西側-D	9960	2360	2255	D51@150 (2段)	150707	39270	257	435	0.6	④	S s-D1	(+/+)

\*評価位置は下記に示す。

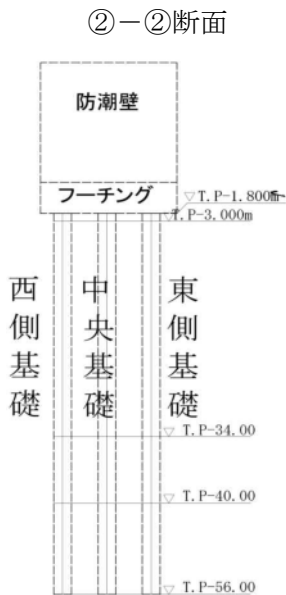




表 5.1－3(3) せん断力に対する照査結果（②－②断面）

評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 V (kN)	短期許容せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>	検討ケース	地震波	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
防潮壁		－	－	－	－	－	－	－	－	－	
フーチング(堤軸)		1000	4500	4300	3.33本 D29@300	464	3084	0.16	⑥	S s－D1	(+/-)
地中連続壁基礎	A	9960	2360	1855	12本 D32@300	10034	22461	0.45	①	S s－D1	(+/-)
	B	9960	2360	1930	16本 D35@300	13432	33352	0.41	①	S s－D1	(+/-)
	C	9960	2360	1855	18本 D38@300	13661	40719	0.34	②	S s－D1	(+/+)
	D	9960	2360	2080	18本 D38@300	26790	45658	0.59	③	S s－D1	(+/+)

＊評価位置は下記に示す。





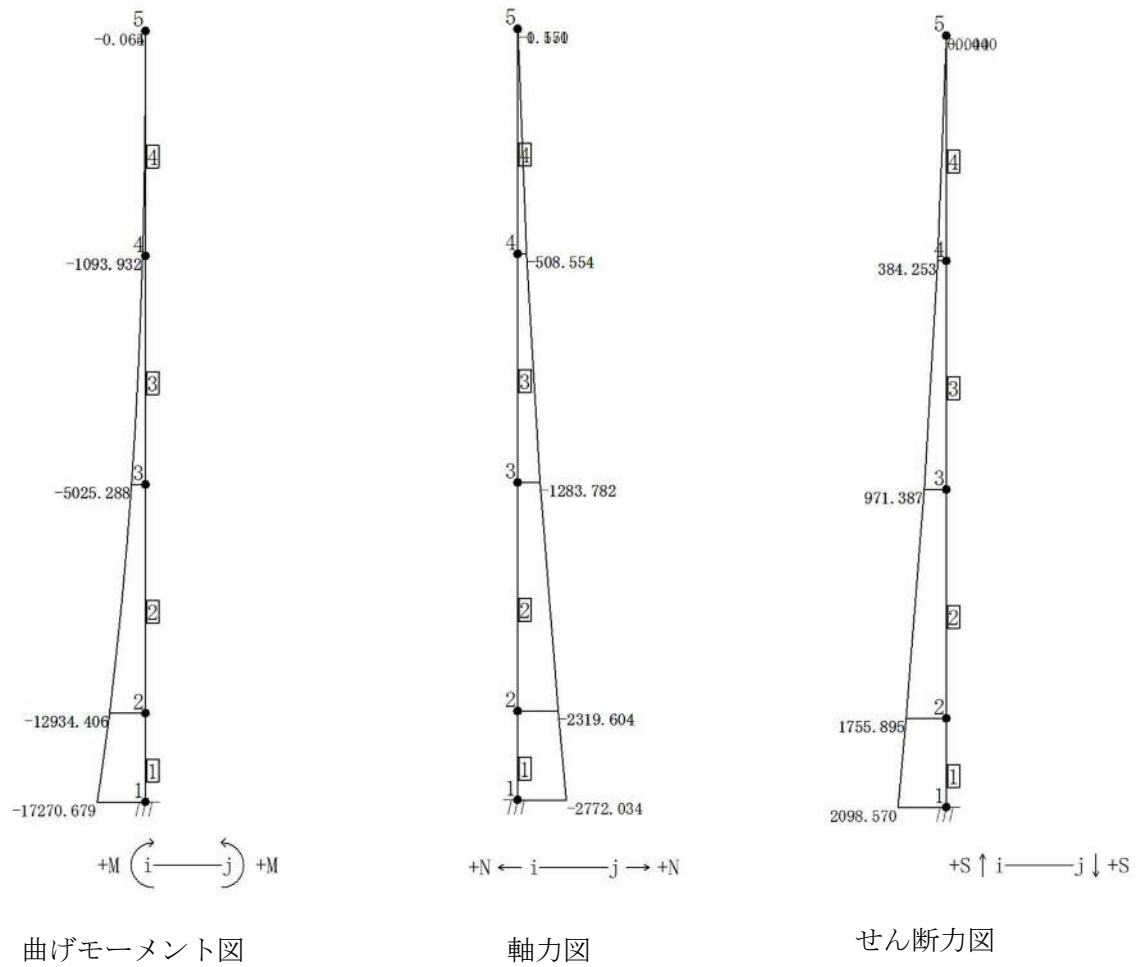


図 5.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁の水平加速度が最大となるケースの断面力  
 (①-①断面) ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



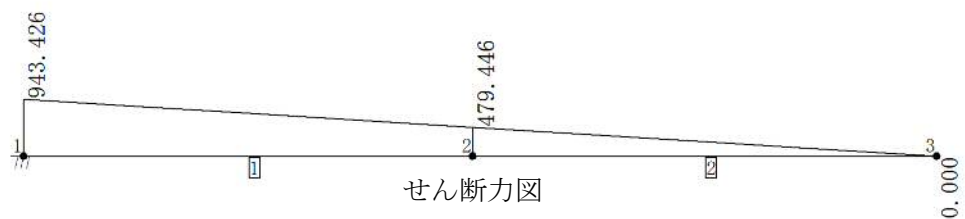
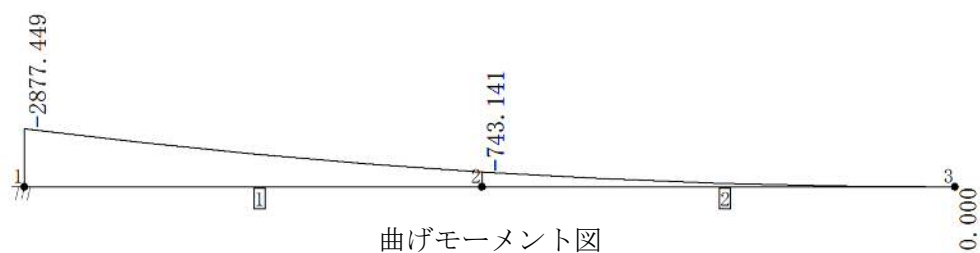


図 5.1-2 (1) フーチングの鉛直加速度が最大となるケースの断面力  
 (①-①断面) ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

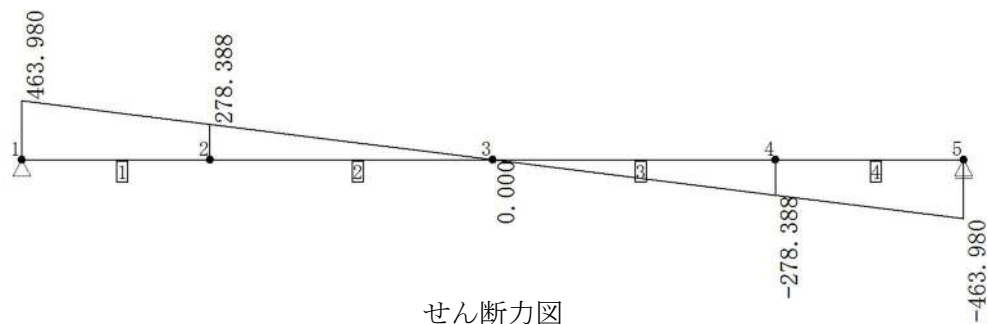
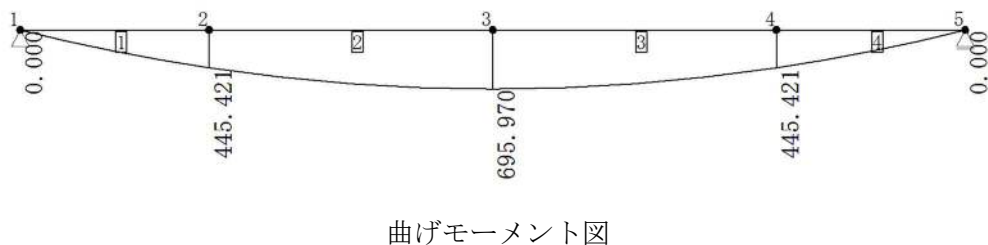
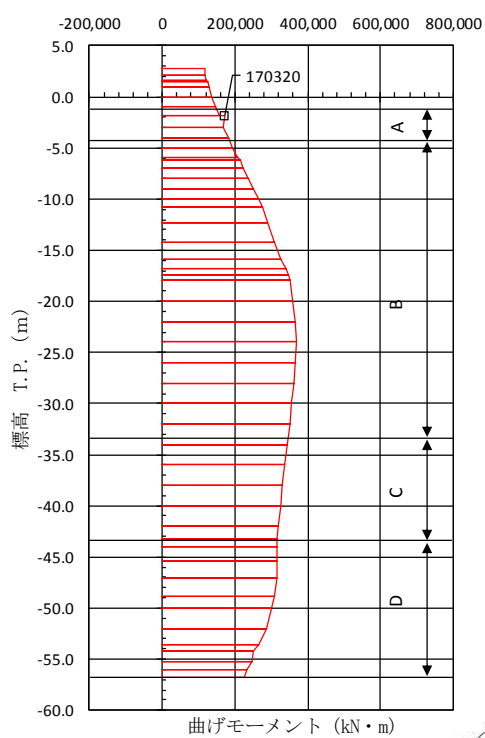
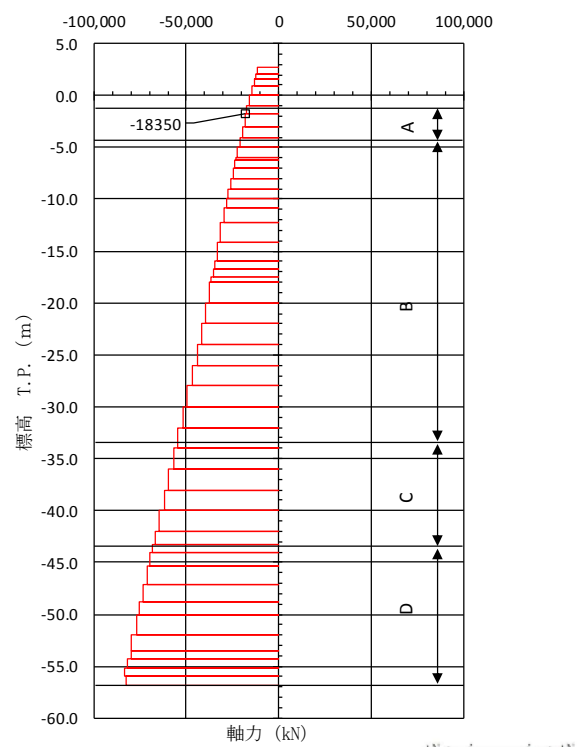


図 5.1-2 (2) フーチングの鉛直加速度が最大となるケースの断面力  
 (②-②断面) ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

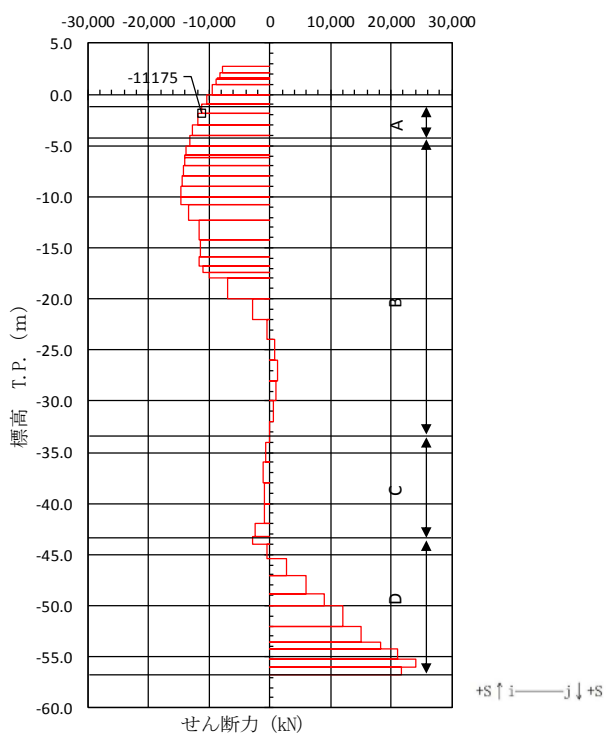




曲げモーメント図



軸力図



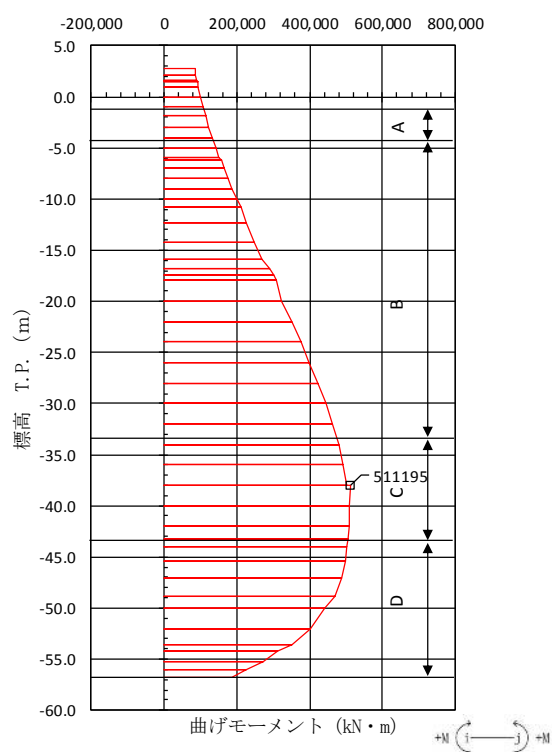
せん断力図

図 5.1-3 (1) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

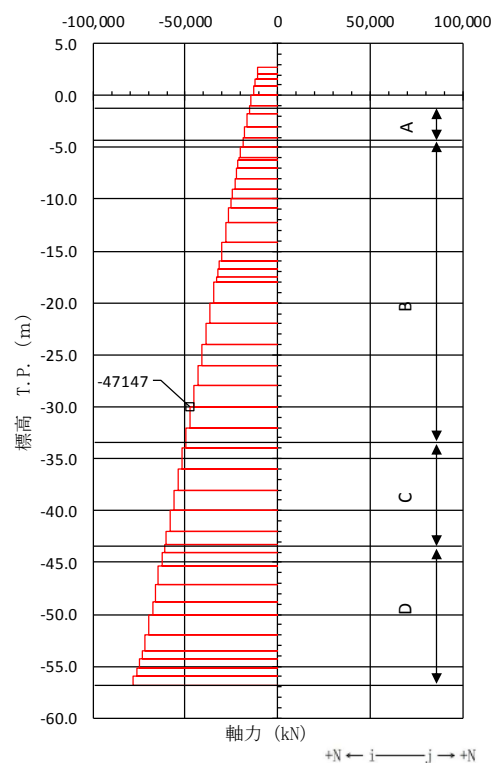
( $S_s - D 1$  [H+, V-],  $t = 53.77$  s)

(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)

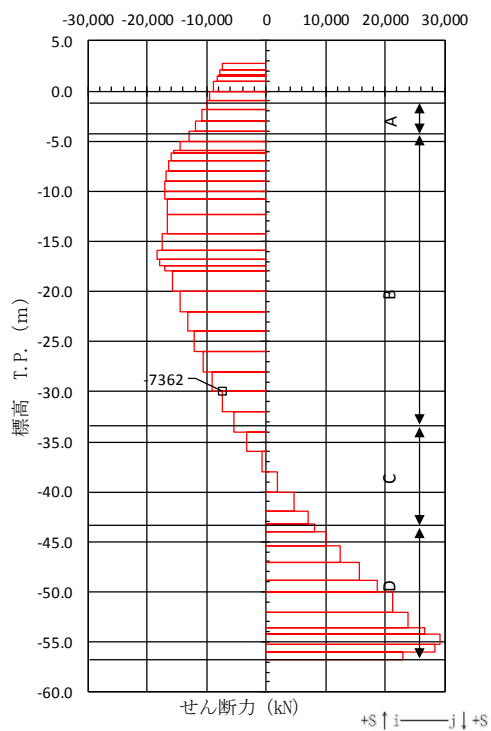




曲げモーメント図



軸力図



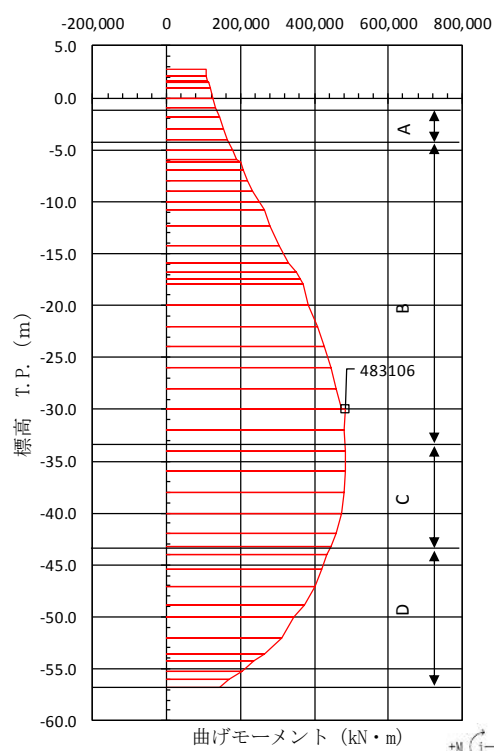
せん断力図

図 5.1-3 (2) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

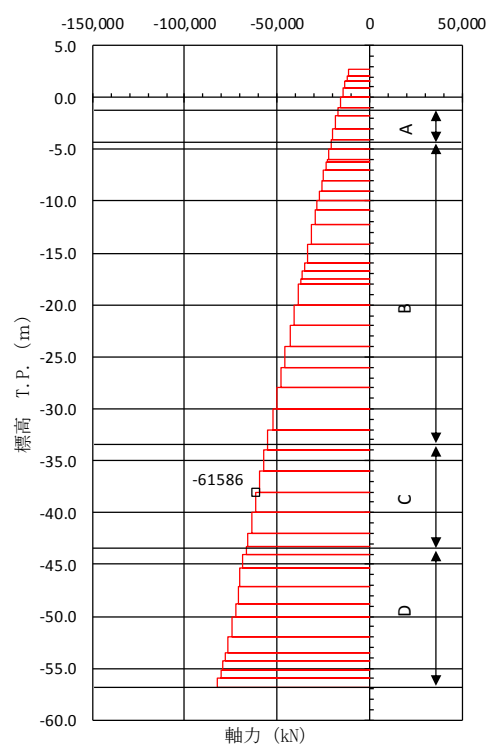
( $S_s - D 1$  [H+, V-],  $t = 19.65$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

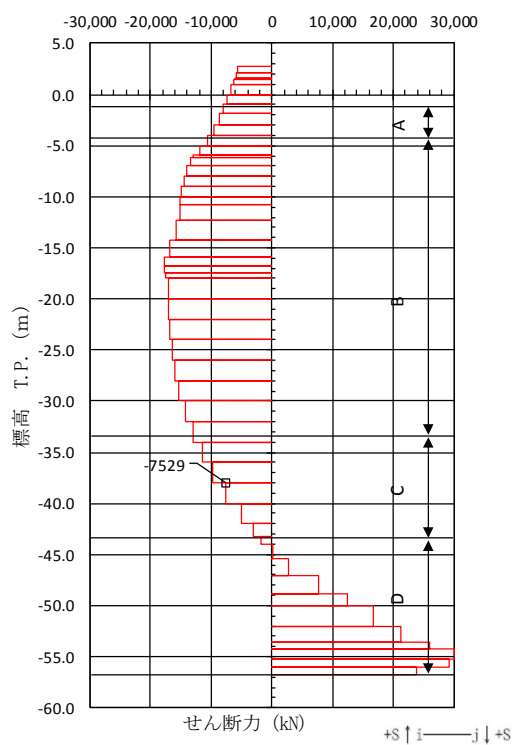




曲げモーメント図



軸力図



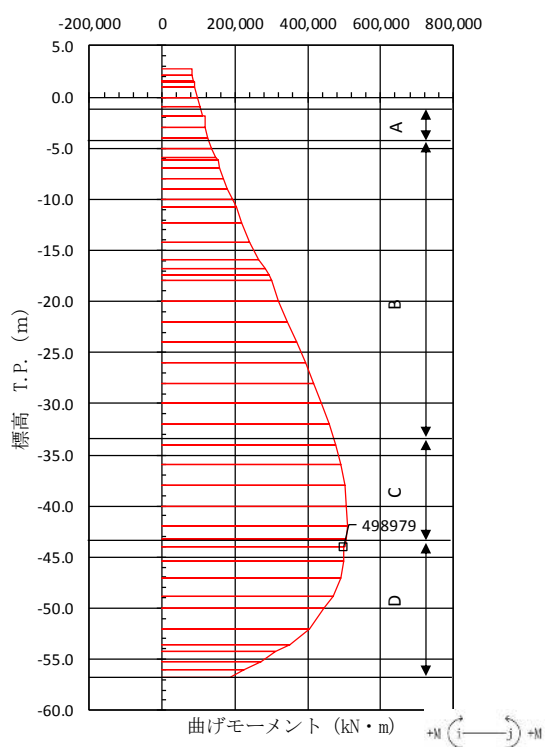
せん断力図

図 5.1-3 (3) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

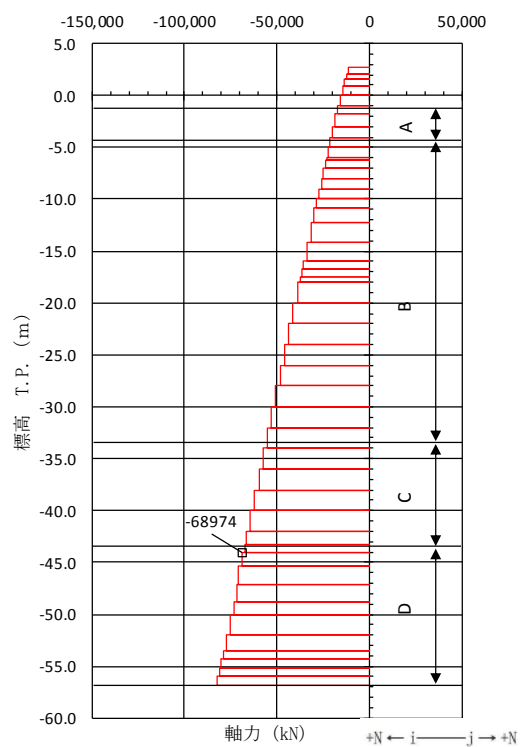
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 8.93$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

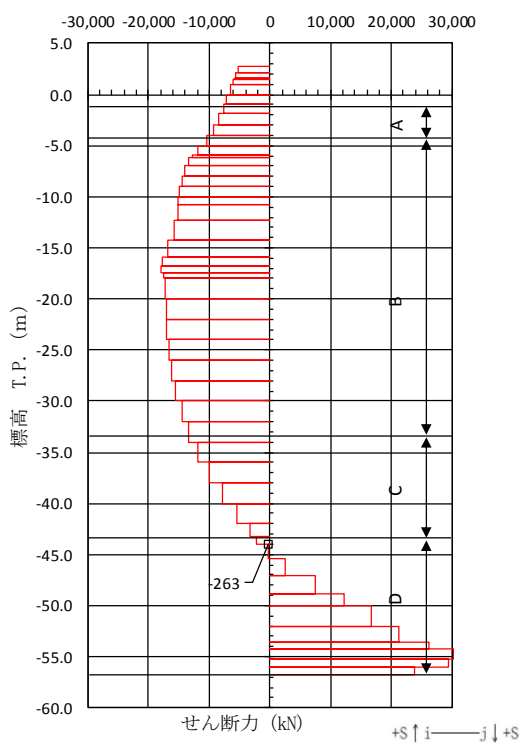




曲げモーメント図



軸力図



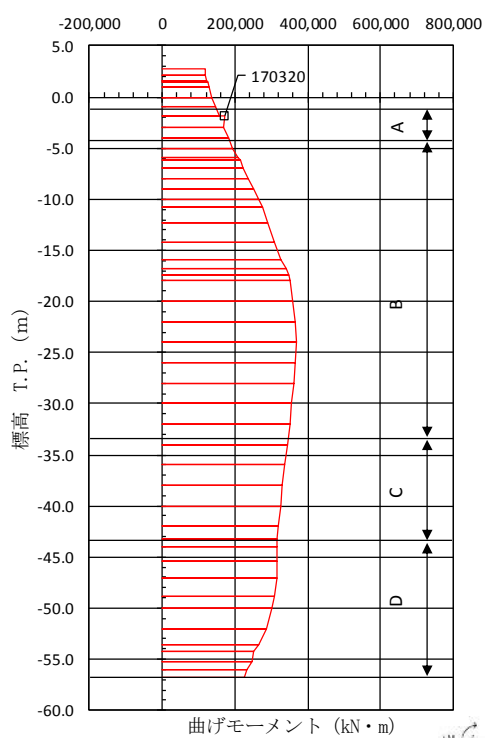
せん断力図

図 5.1-3 (4) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

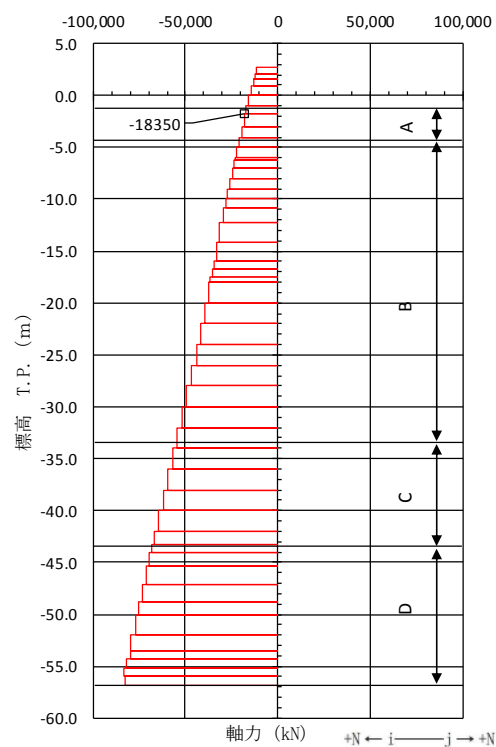
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.94$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

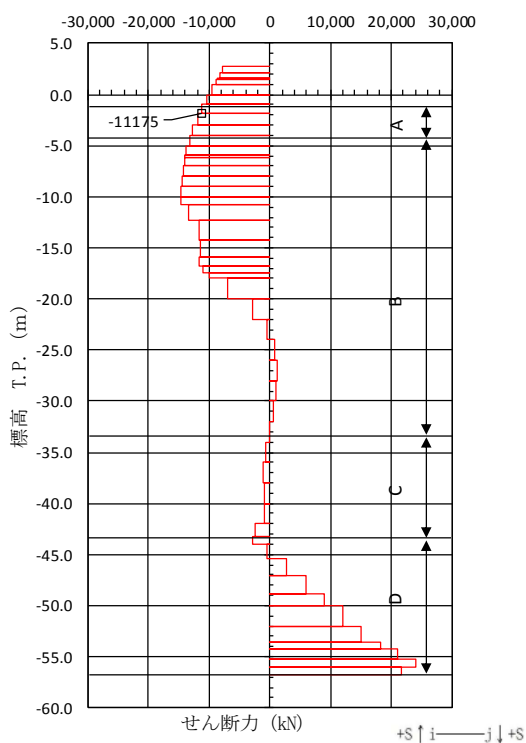




曲げモーメント図



軸力図



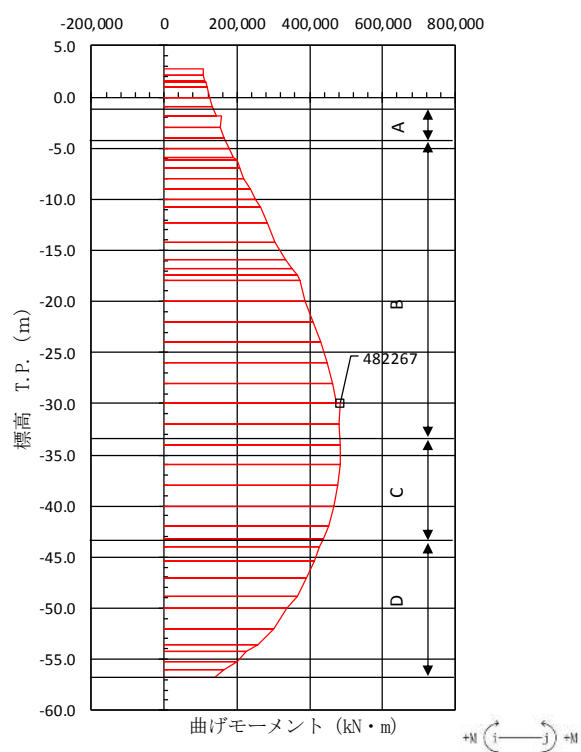
せん断力図

図 5.1-3 (5) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

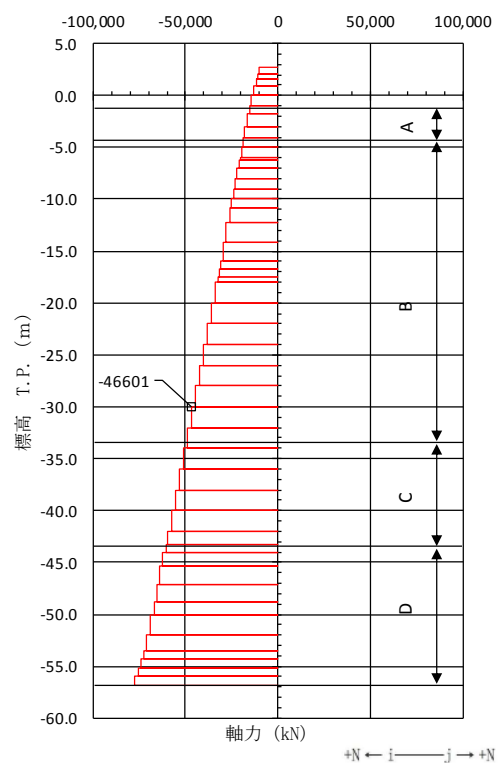
( $S_s - D 1$  [H+, V-],  $t = 53.77$  s)

(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)

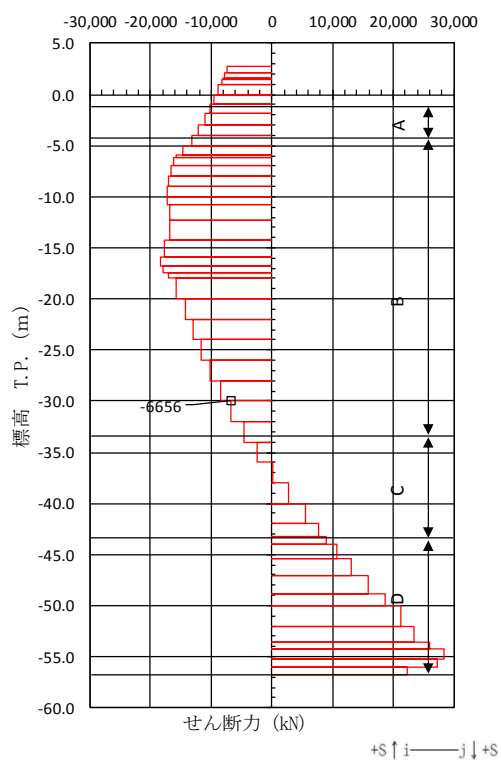




曲げモーメント図



軸力図



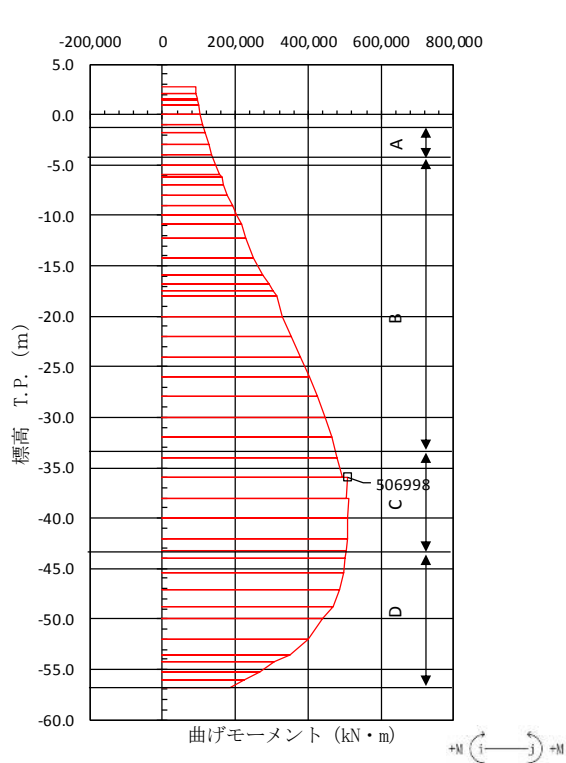
せん断力図

図 5.1-3 (6) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

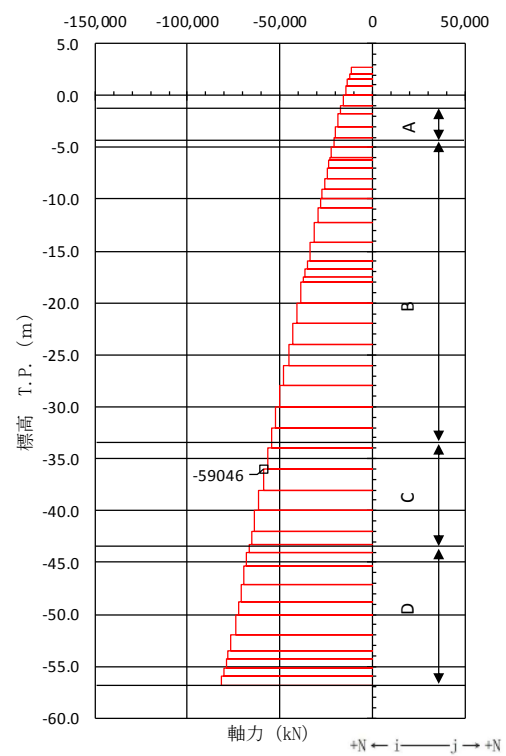
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 19.66$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

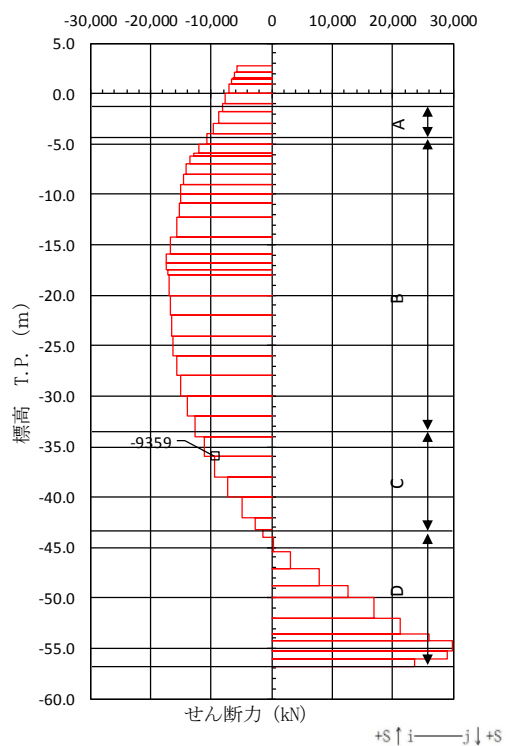




曲げモーメント図



軸力図



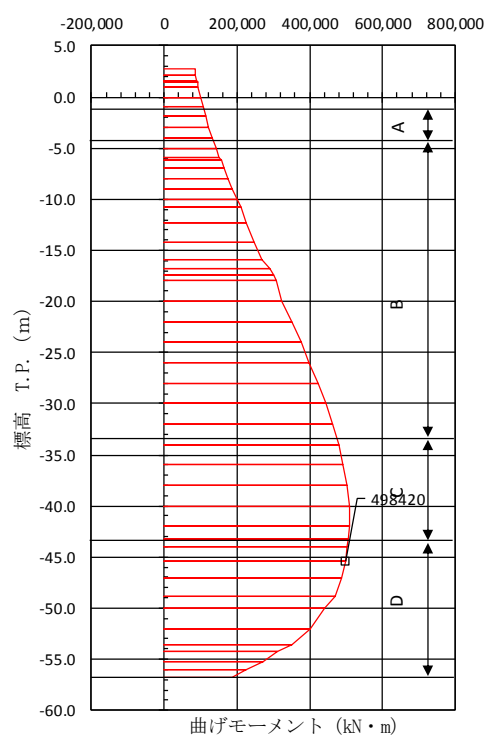
せん断力図

図 5.1-3 (7) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

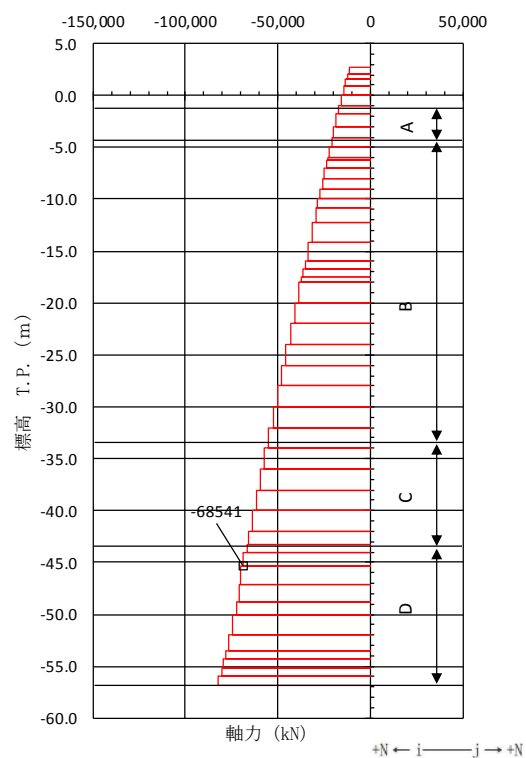
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.92$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

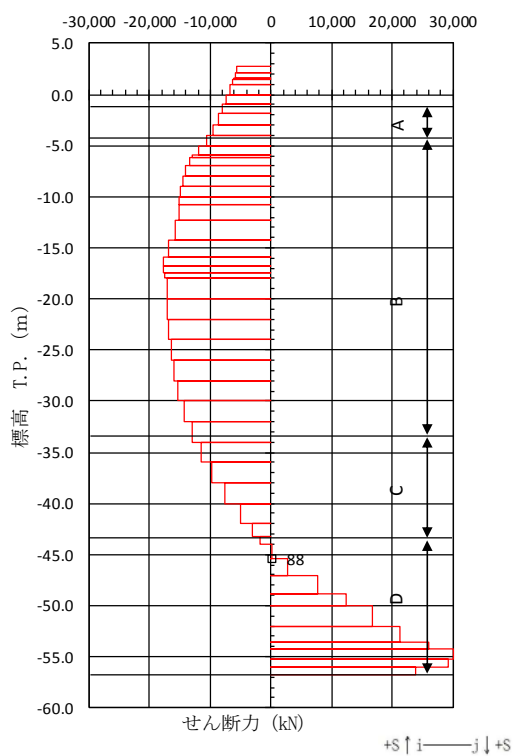




曲げモーメント図



軸力図



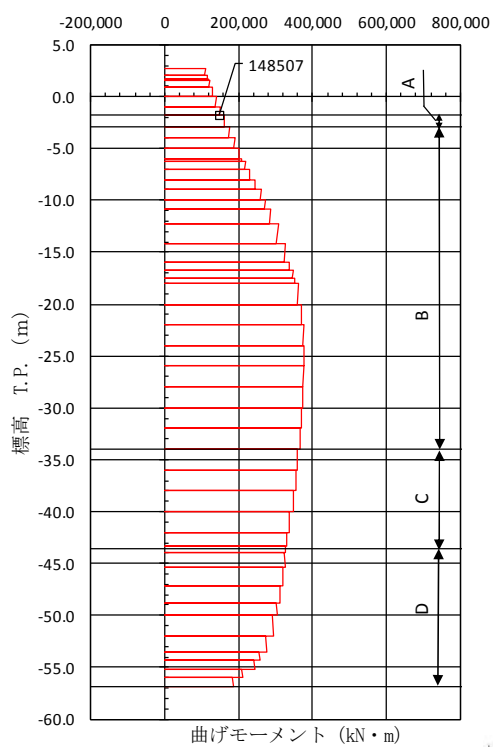
せん断力図

図 5.1-3 (8) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

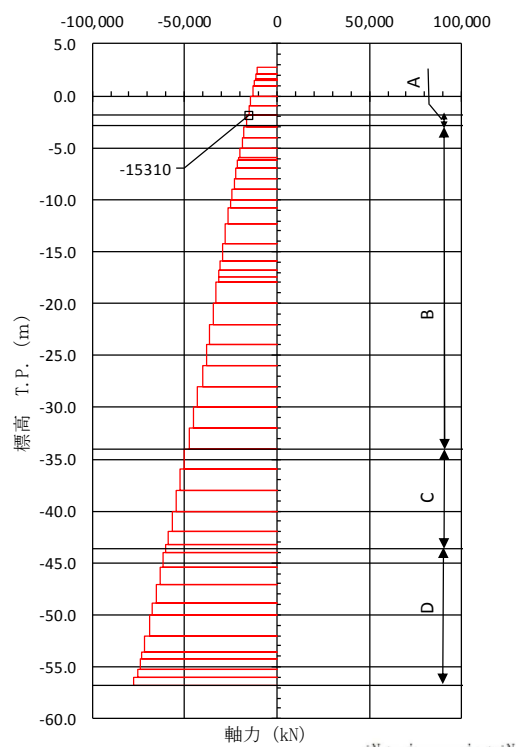
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.93$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

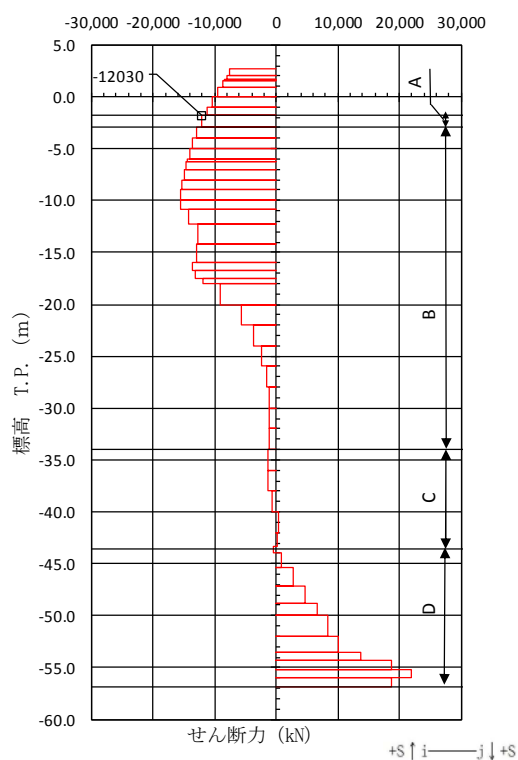




曲げモーメント図



軸力図



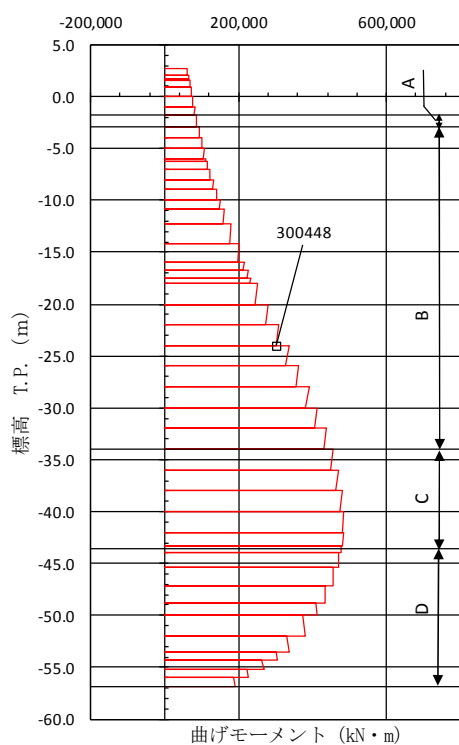
せん断力図

図 5.1-3 (9) 地中連続壁基礎 A 部材において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - D 1$  [H+, V-],  $t = 19.67$  s)

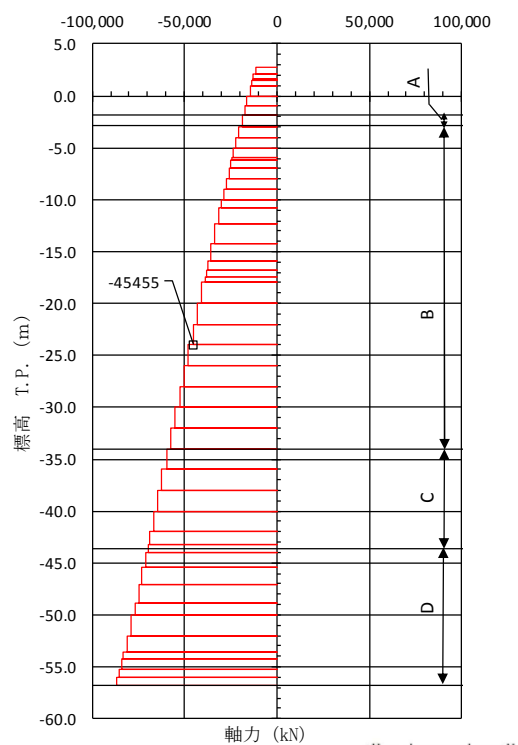
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)





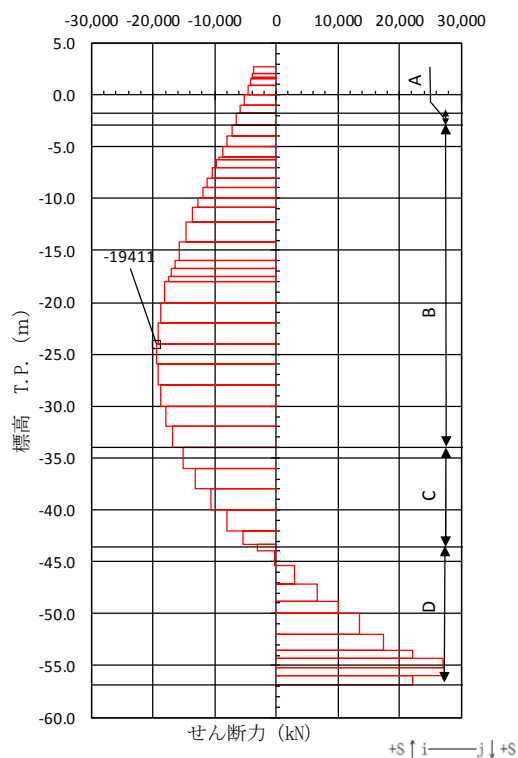
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N

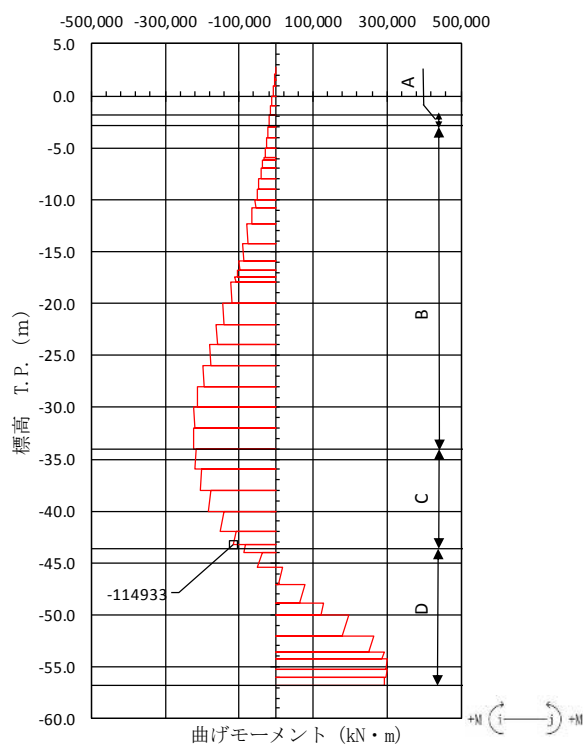


せん断力図

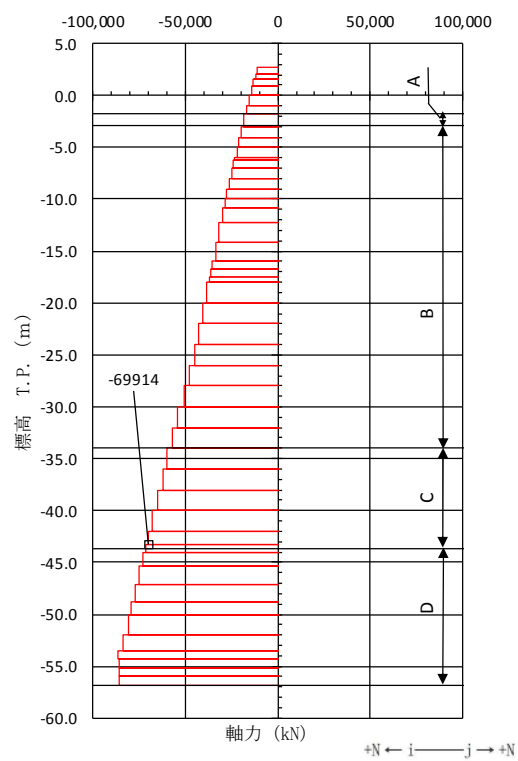
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-3 (10) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいせん断力の照査値の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)  
 $(S_s - 31 [H+, V+], t = 8.99 s)$   
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) して  
 非液化化の条件を仮定した解析ケース)

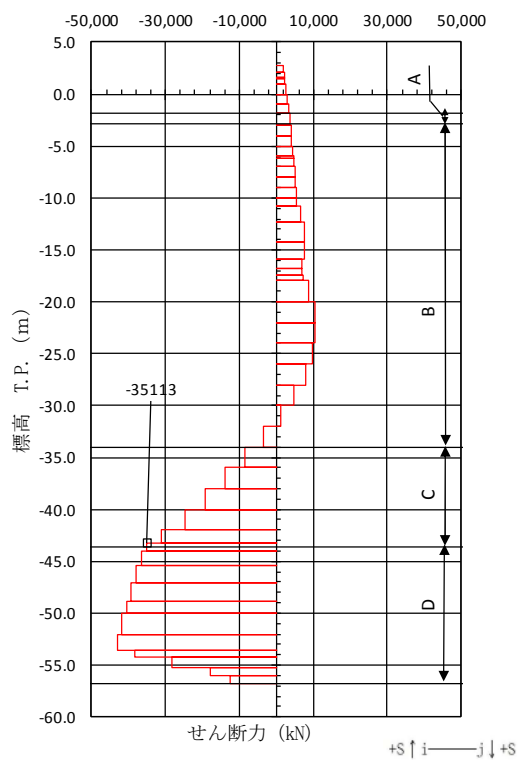




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (11) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいせん断力の照査値の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.46$  s)

(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)



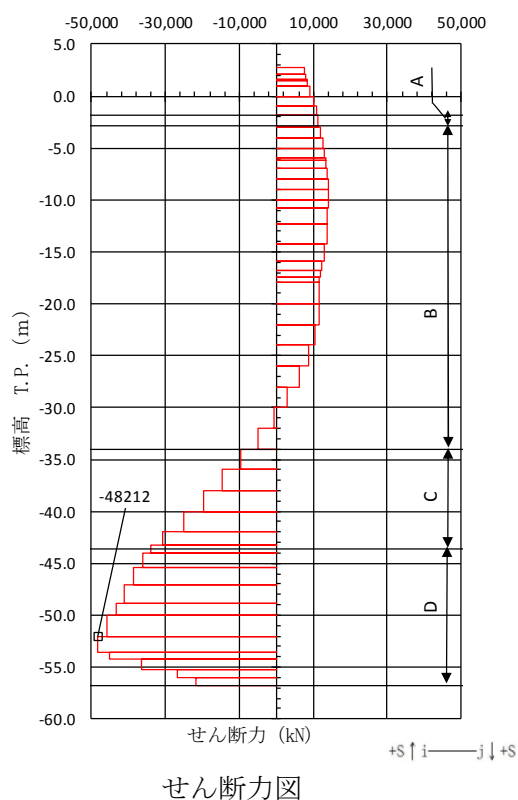
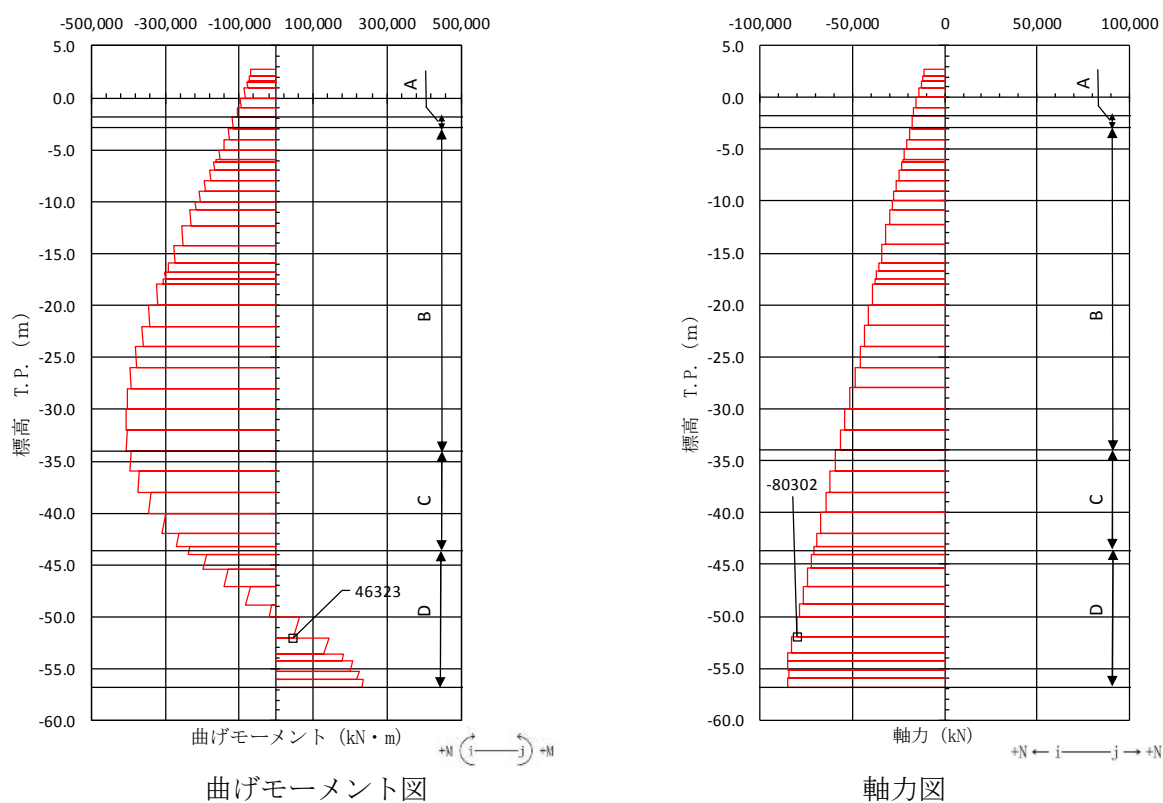
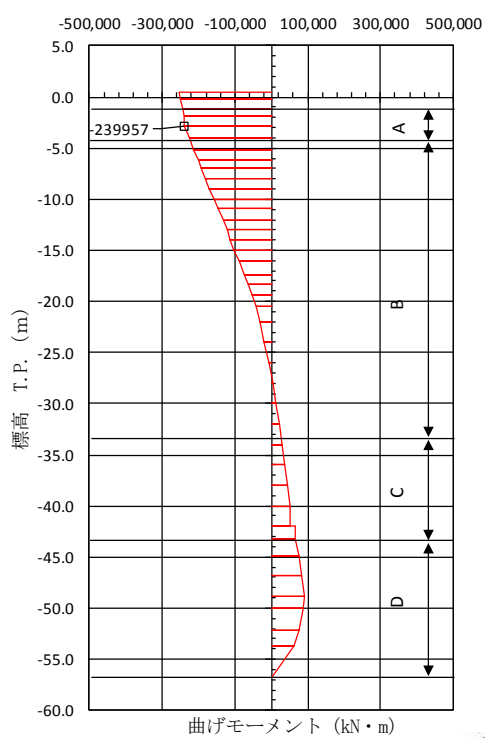


図 5.1-3 (12) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいせん断力の照査値の照査値となる時刻の断面力 (①-①断面)

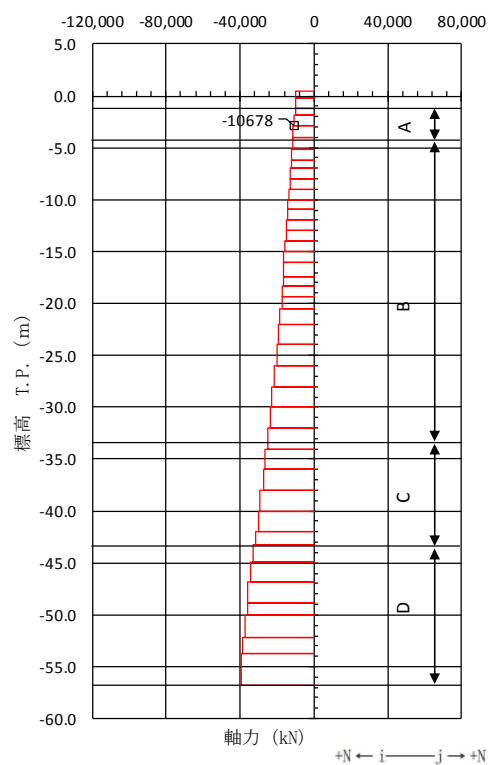
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 54.06$  s)

(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)

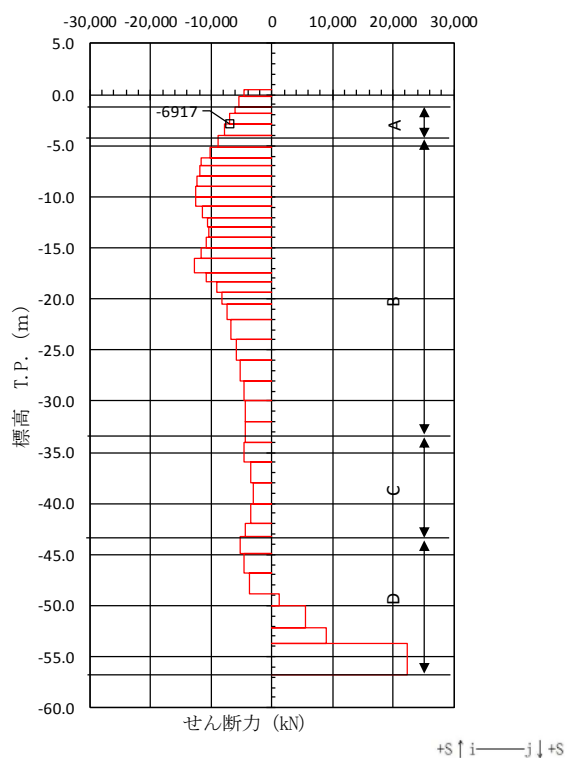




曲げモーメント図



軸力図



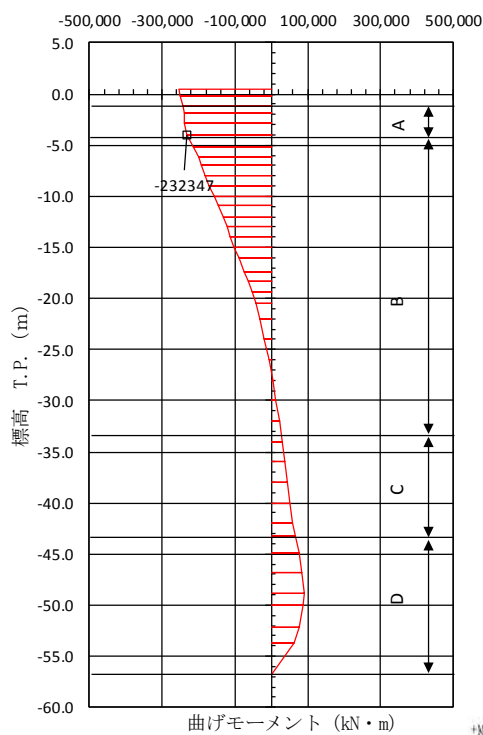
せん断力図

図 5.1-3 (13) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

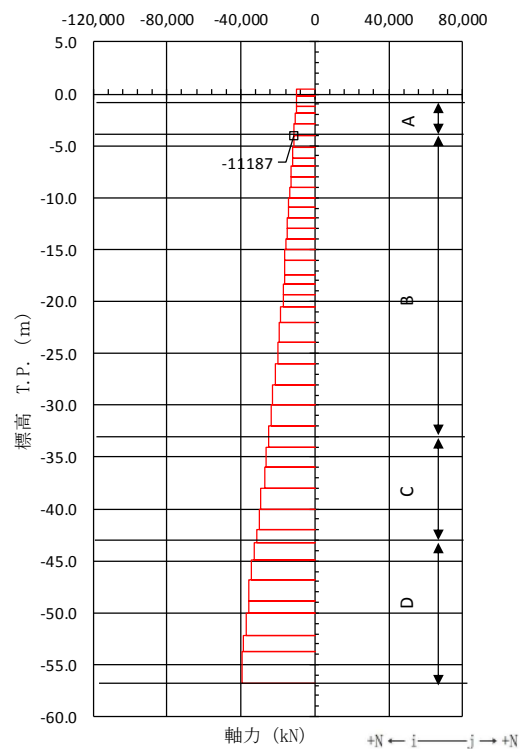
( $S_s - D 1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

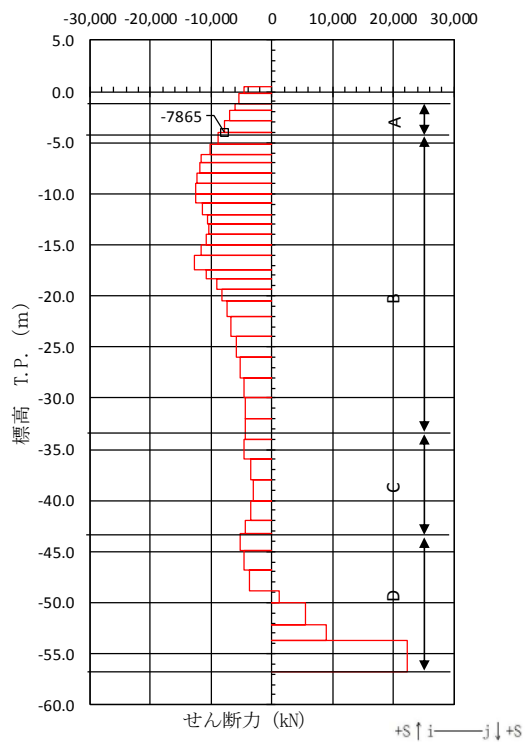




曲げモーメント図



軸力図



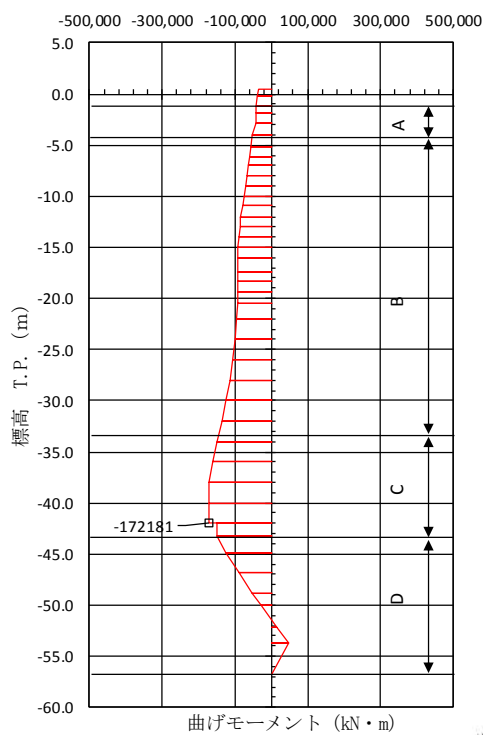
せん断力図

図 5.1-3 (14) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

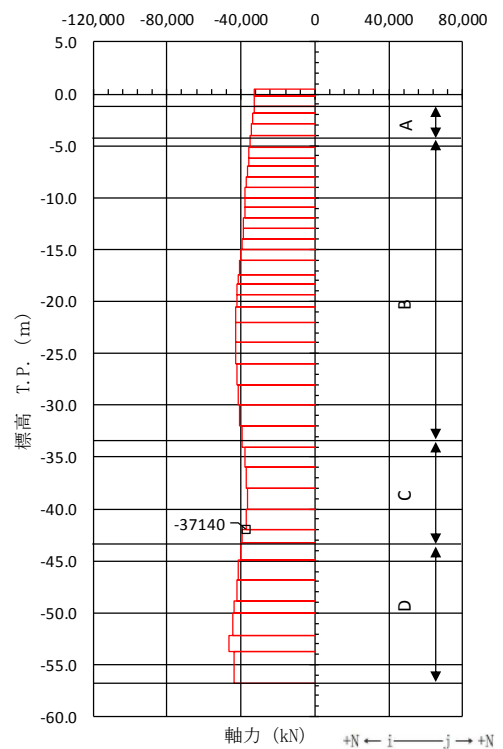
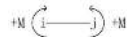
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

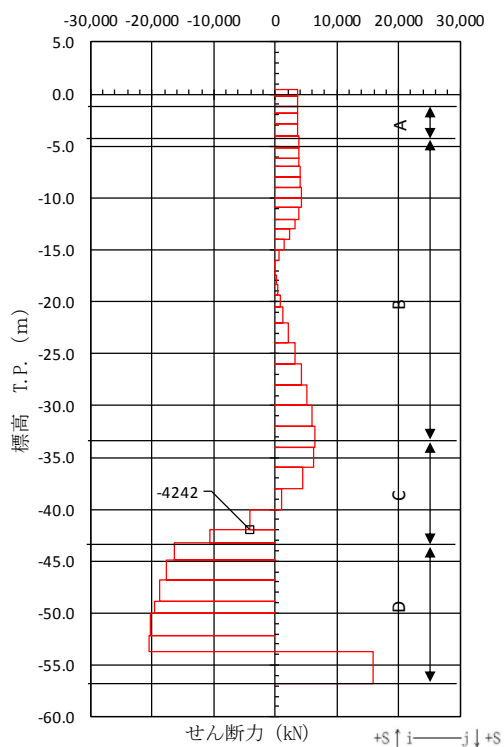




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

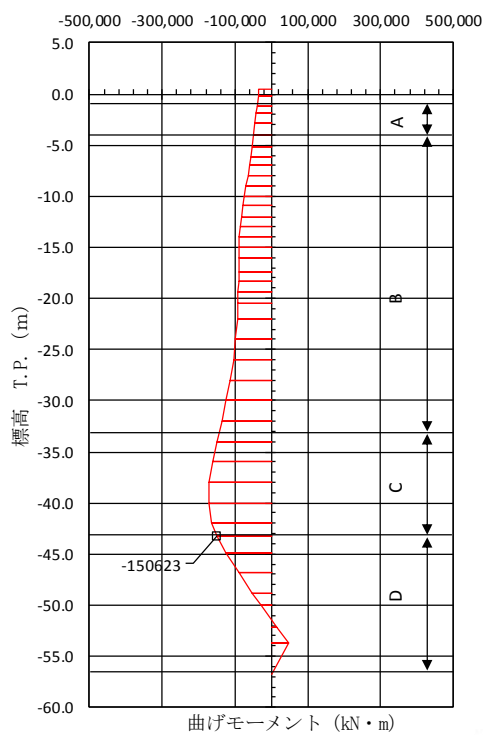


図 5.1-3 (15) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.56$  s)

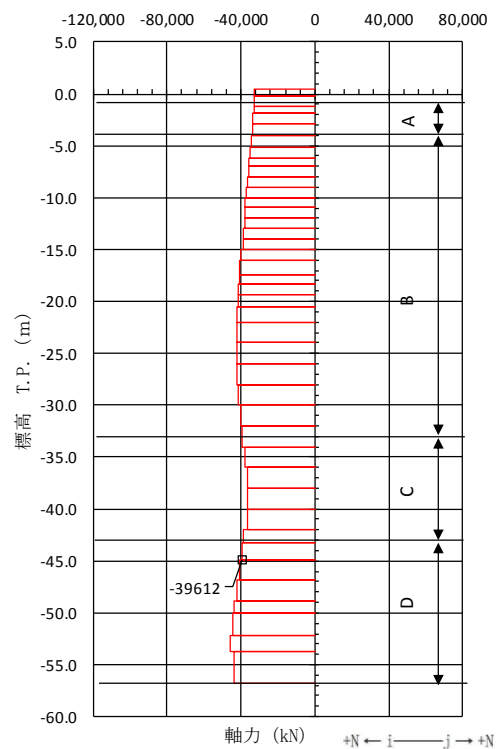
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)





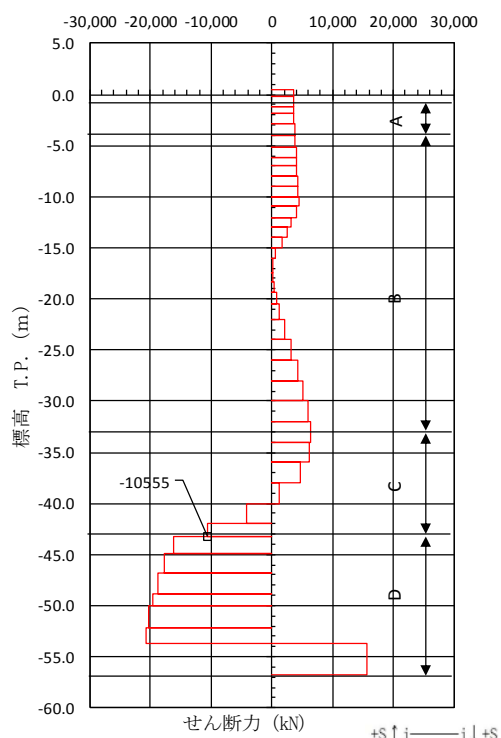
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

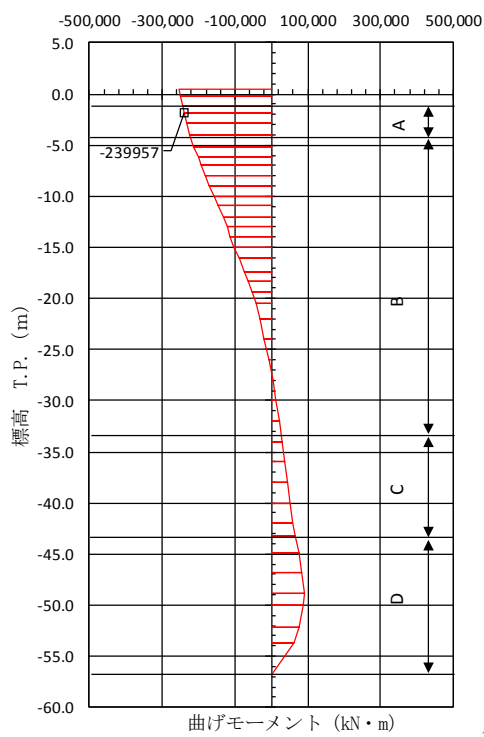
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-3 (16) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいコンクリートの  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

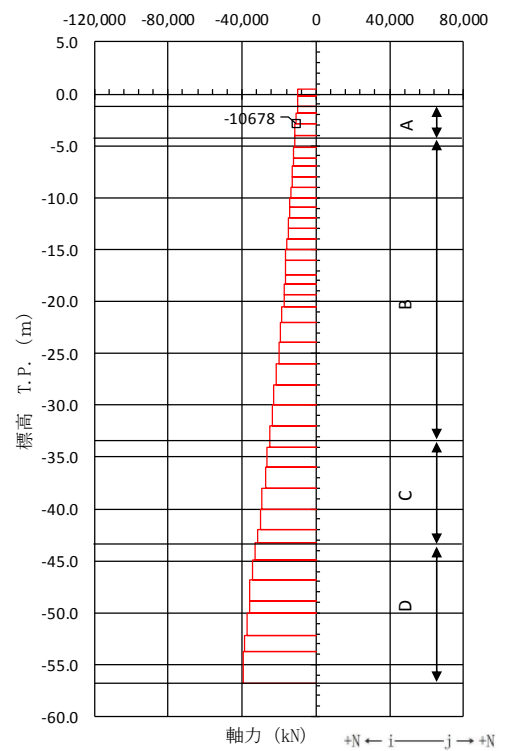
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.55$  s)

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)

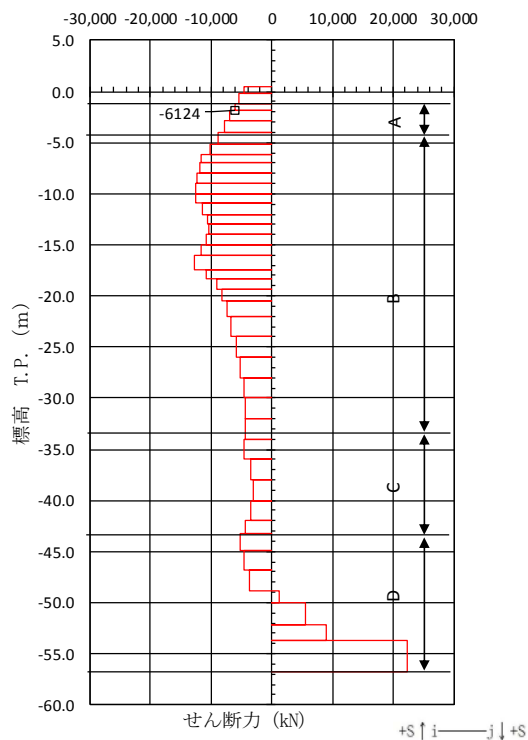




曲げモーメント図



軸力図



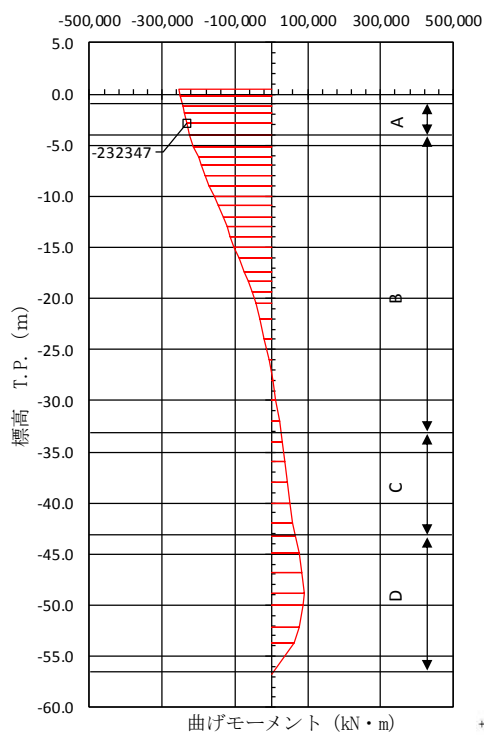
せん断力図

図 5.1-3 (17) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

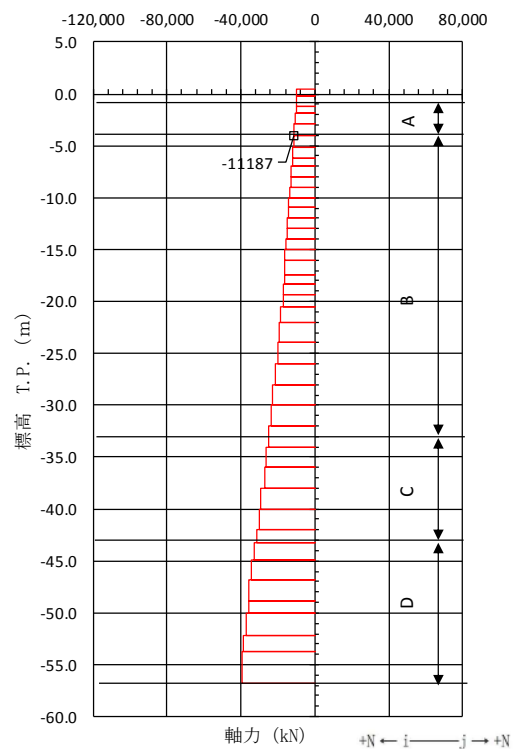
( $S_s - D 1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

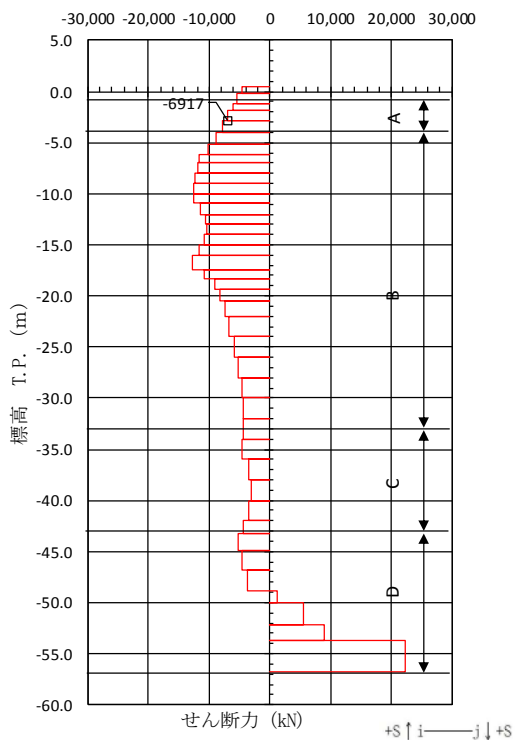




曲げモーメント図



軸力図



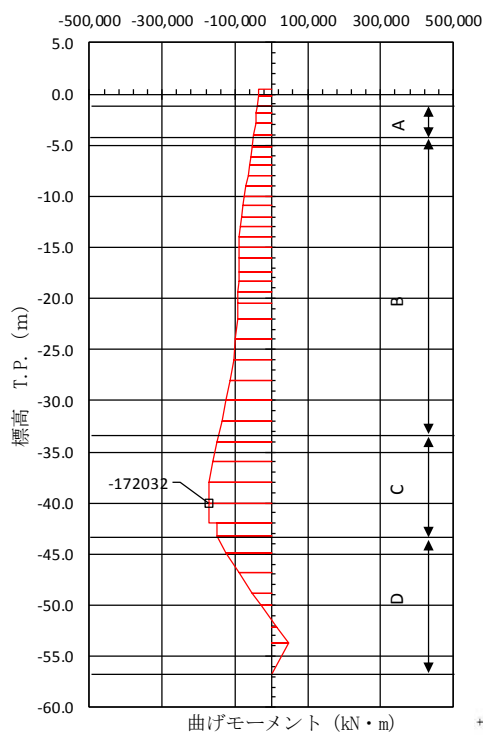
せん断力図

図 5.1-3 (18) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

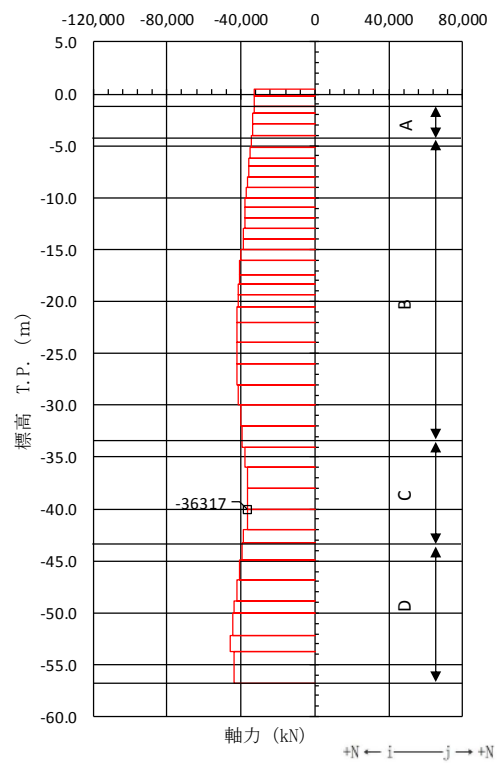
( $S_s - D 1$  [H+, V+],  $t = 22.73$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

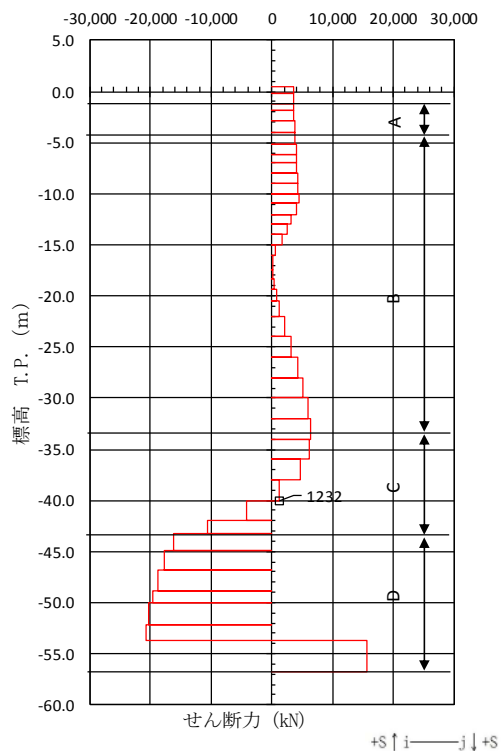




曲げモーメント図



軸力図



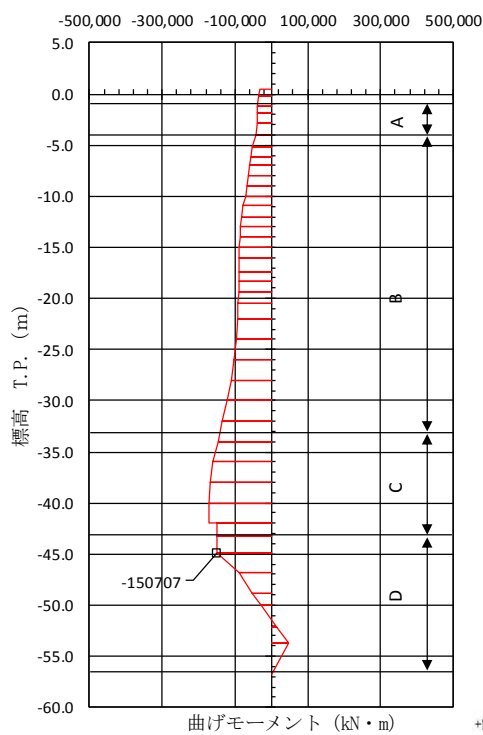
せん断力図

図 5.1-3 (19) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

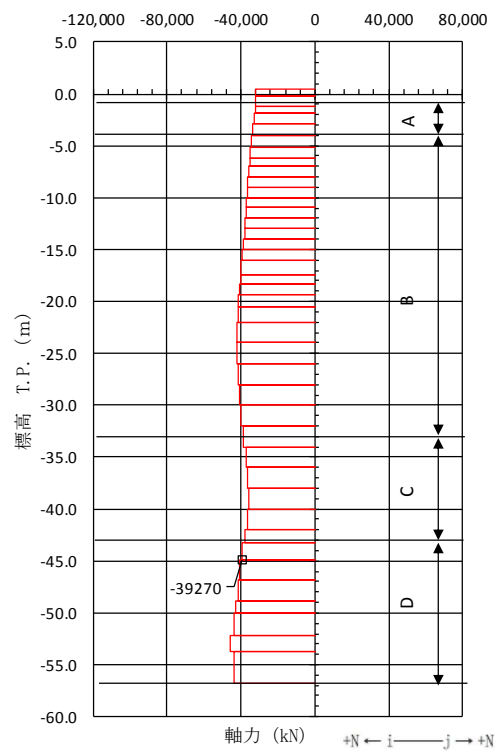
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.55$  s)

(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)

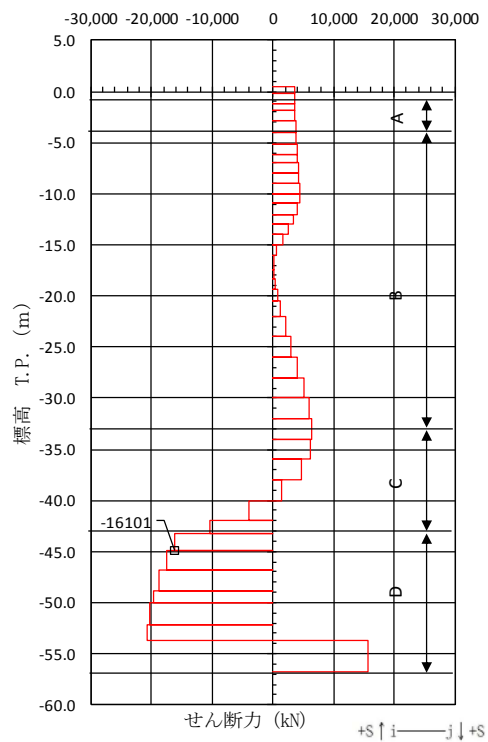




曲げモーメント図



軸力図



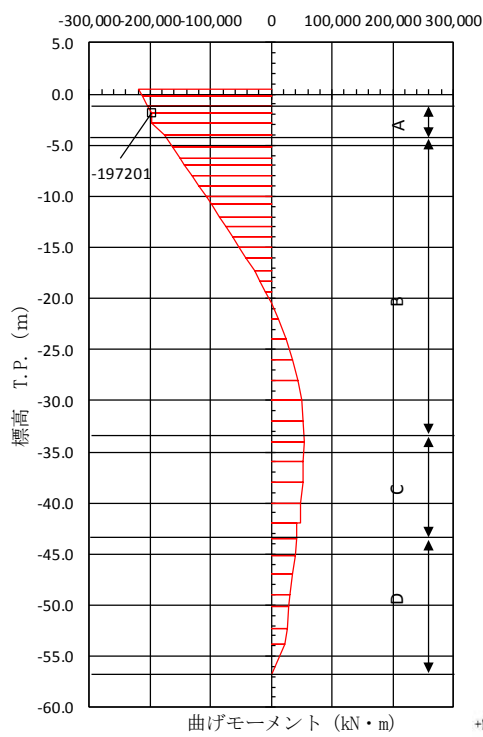
せん断力図

図 5.1-3 (20) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しい鉄筋の  
曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

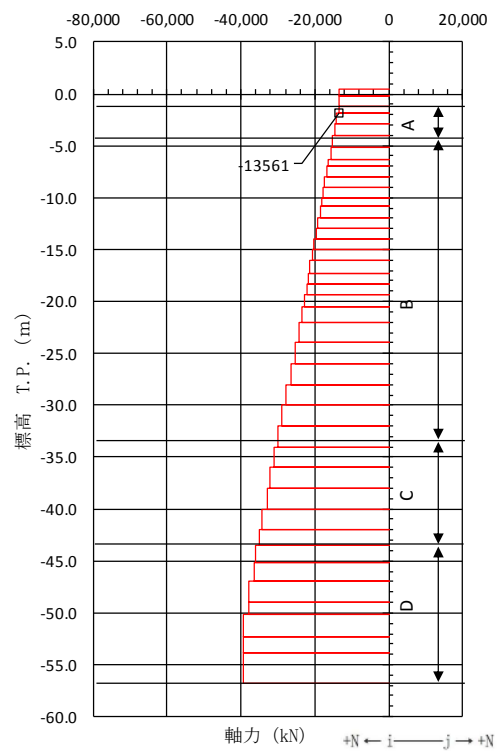
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.54$  s)

(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)

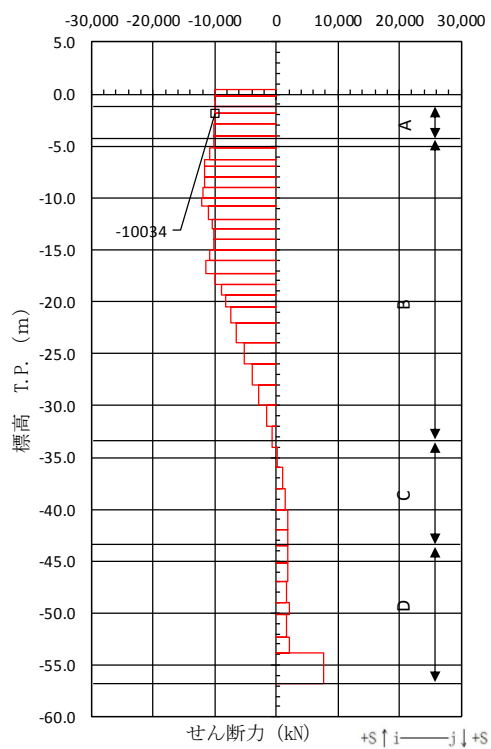




曲げモーメント図



軸力図



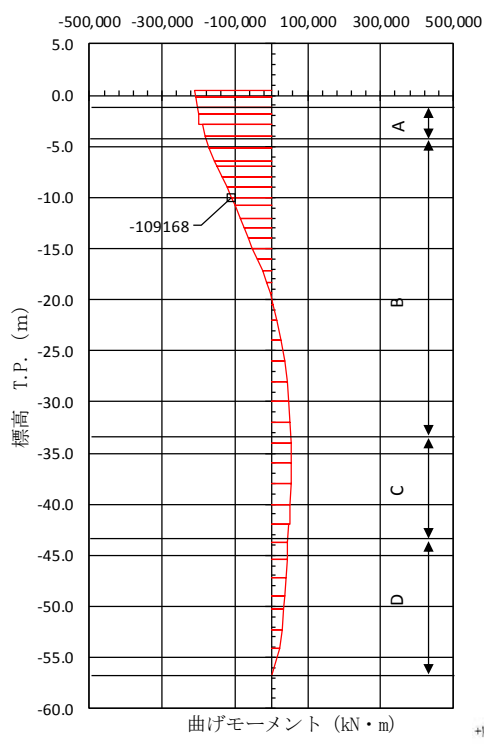
せん断力図

図 5.1-3 (21) 地中連続壁基礎A部材において最も厳しいせん断力の  
照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

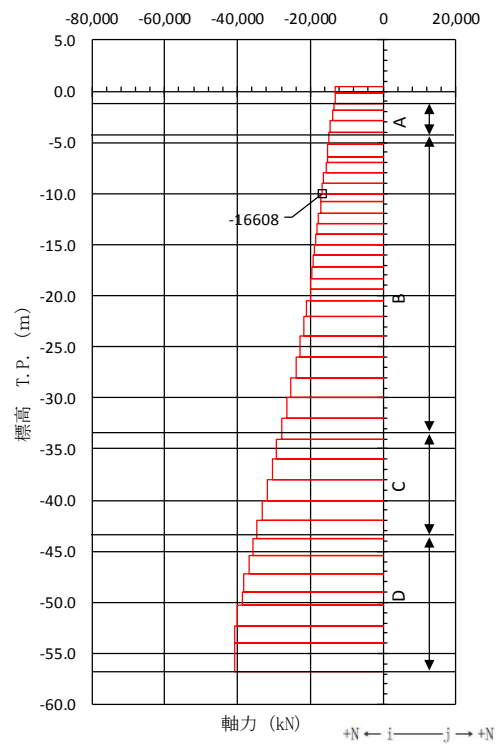
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 19.74$  s)

(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) )

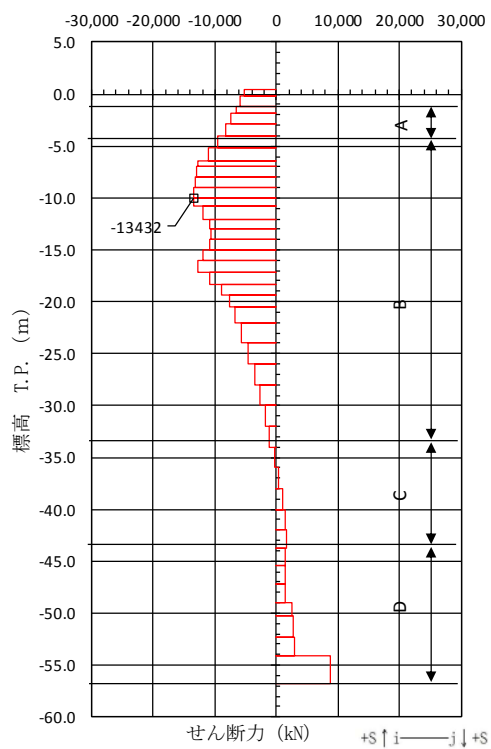




曲げモーメント図



軸力図



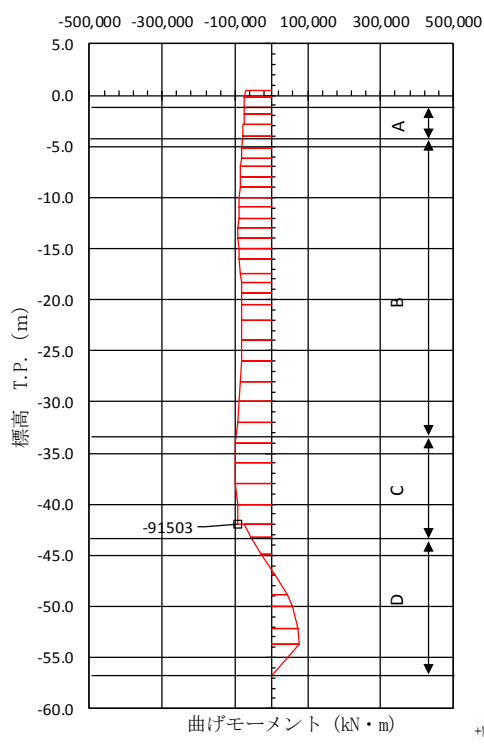
せん断力図

図 5.1-3 (22) 地中連続壁基礎B部材において最も厳しいせん断力の  
照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

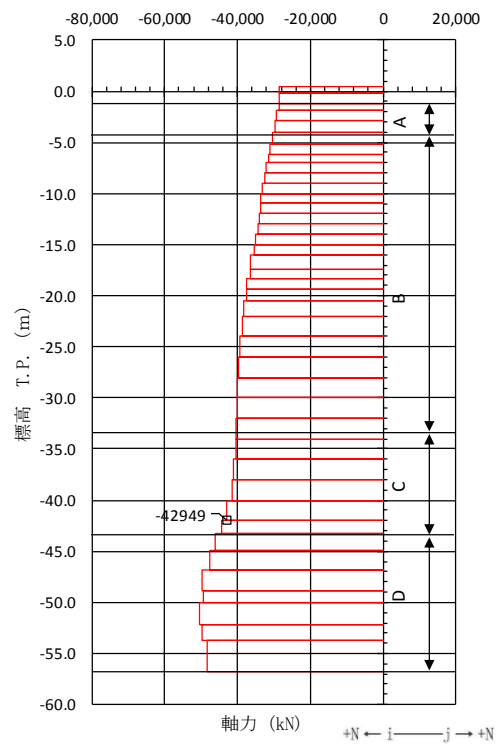
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 19.74$  s)

(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) )

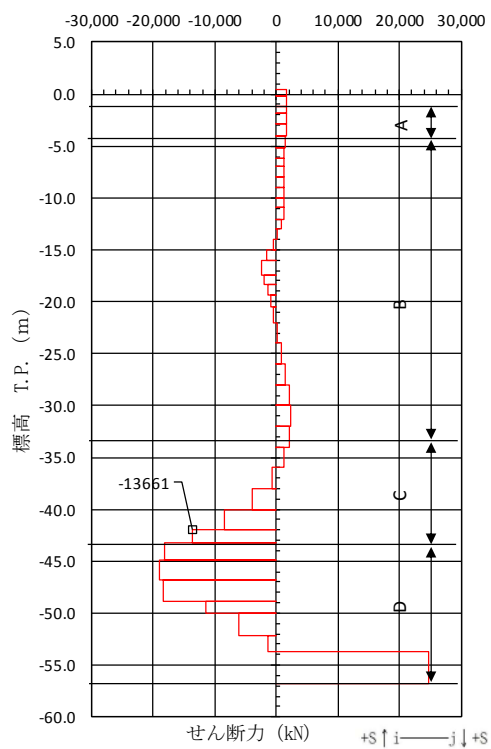




曲げモーメント図



軸力図



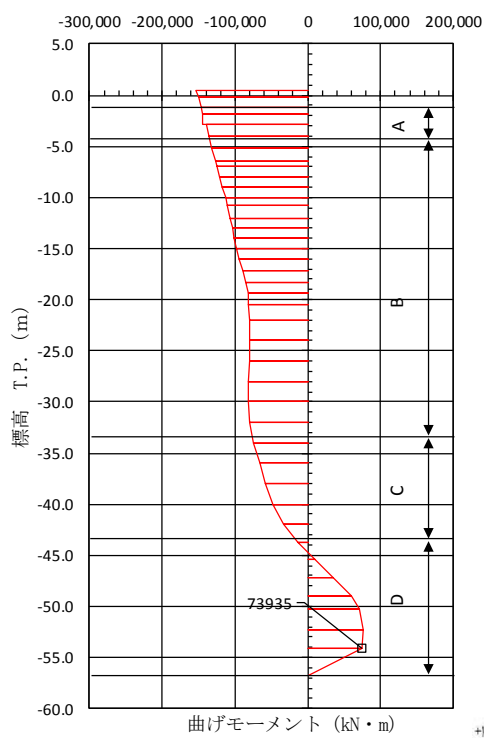
せん断力図

図 5.1-3 (23) 地中連続壁基礎C部材において最も厳しいせん断力の  
照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

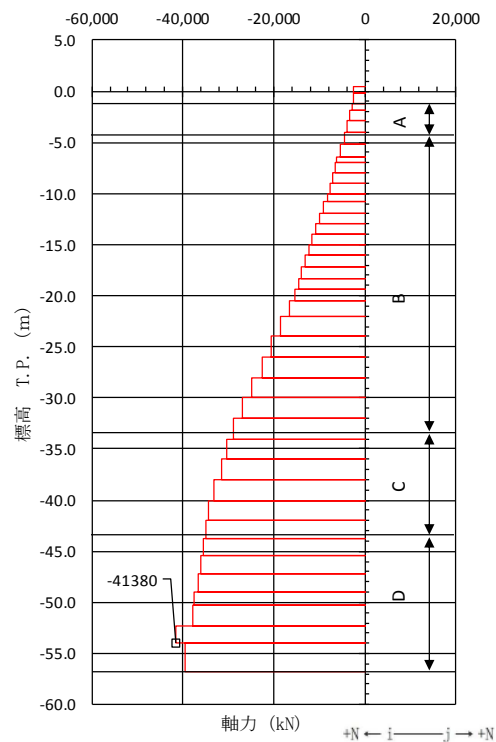
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 53.58$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

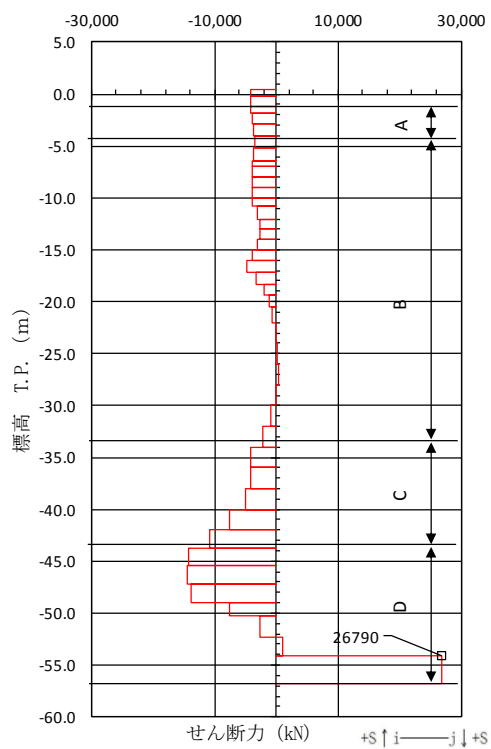




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-3 (24) 地中連続壁基礎D部材において最も厳しいせん断力の  
照査値となる時刻の断面力 (②-②断面)

( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 57.16$  s)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



(2) 地震時断面力図（検討ケースに着目した地震時断面力図）

地中連続壁基礎の各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表 5.1-4 に示す。基準地震動  $S_s$  による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-4 に示す。本図は各検討ケースにおいて，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査のうち，照査値が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。



表 5.1-4 (1) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置  
(①-①断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	Ss-D1	H+, V+	①-①断面	0.54	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-D1	H+, V-	①-①断面	0.55	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-D1	H-, V+	①-①断面	0.59	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-D1	H-, V-	①-①断面	0.60	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-11	H+, V+	①-①断面	0.48	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-12	H+, V+	①-①断面	0.44	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-13	H+, V+	①-①断面	0.43	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-14	H+, V+	①-①断面	0.38	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-21	H+, V+	①-①断面	0.46	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-22	H+, V+	①-①断面	0.37	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-31	H+, V+	①-①断面	0.64	曲げ軸力 (コンクリート)	D
①	Ss-31	H-, V+	①-①断面	0.52	曲げ軸力 (コンクリート)	D

\* 評価位置は下記に示す。

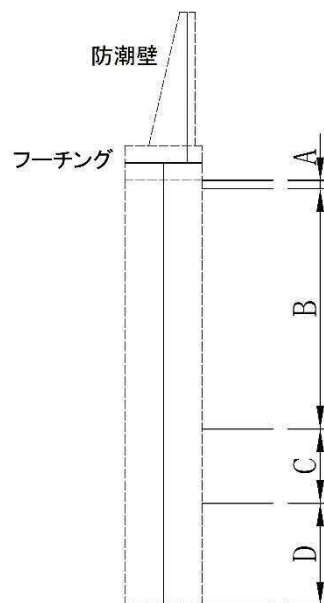
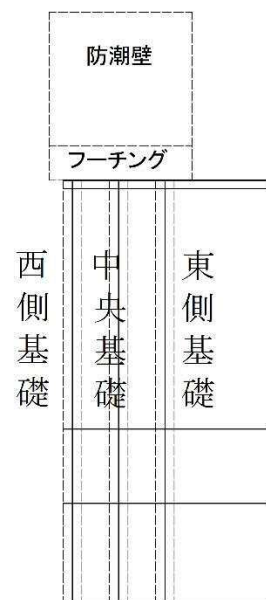




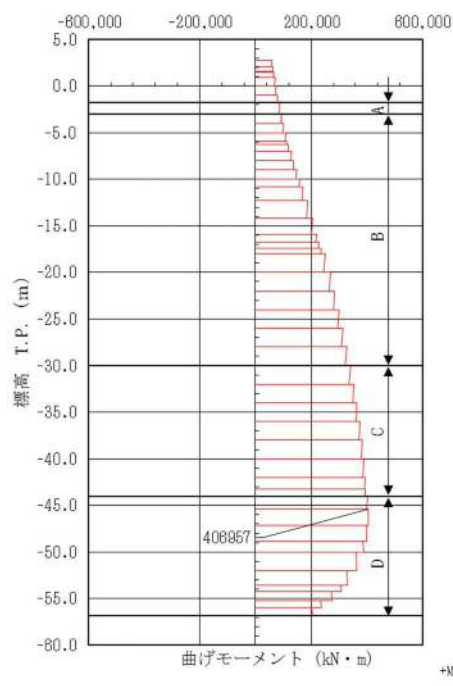
表 5.1-4 (2) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置  
(②-②断面)

検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	Ss-D1	H+, V+	②-②断面	0.74	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-D1	H+, V-	②-②断面	0.73	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-D1	H-, V+	②-②断面	0.62	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-D1	H-, V-	②-②断面	0.62	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-11	H+, V+	②-②断面	0.40	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-12	H+, V+	②-②断面	0.50	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-13	H+, V+	②-②断面	0.50	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-14	H+, V+	②-②断面	0.45	せん断力	A
①	Ss-21	H+, V+	②-②断面	0.47	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-22	H+, V+	②-②断面	0.44	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-31	H+, V+	②-②断面	0.77	曲げ軸力 (コンクリート)	A
①	Ss-31	H-, V+	②-②断面	0.66	曲げ軸力 (コンクリート)	A

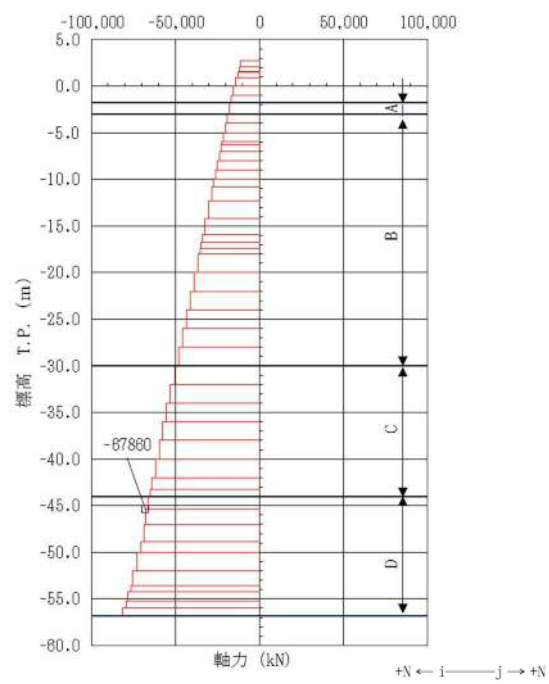
\* 評価位置は下記に示す。



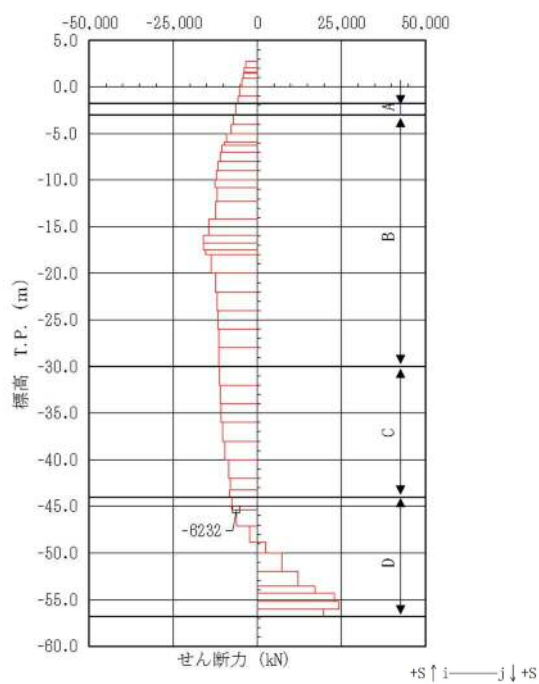




曲げモーメント図



軸力図



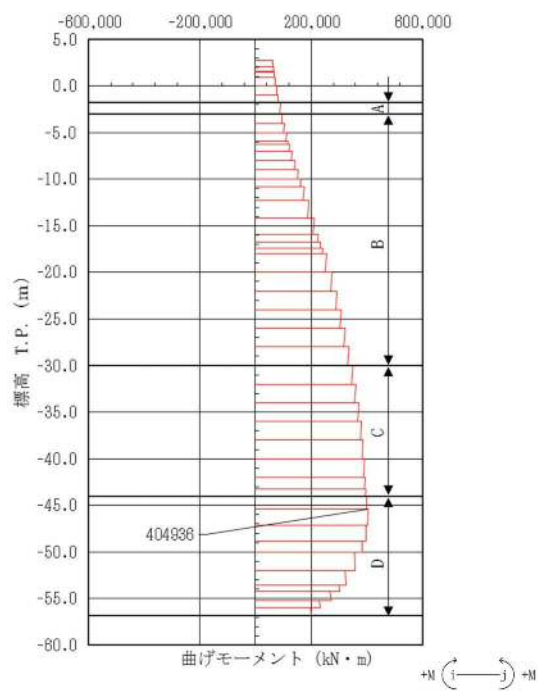
せん断力図

図 5.1-4 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

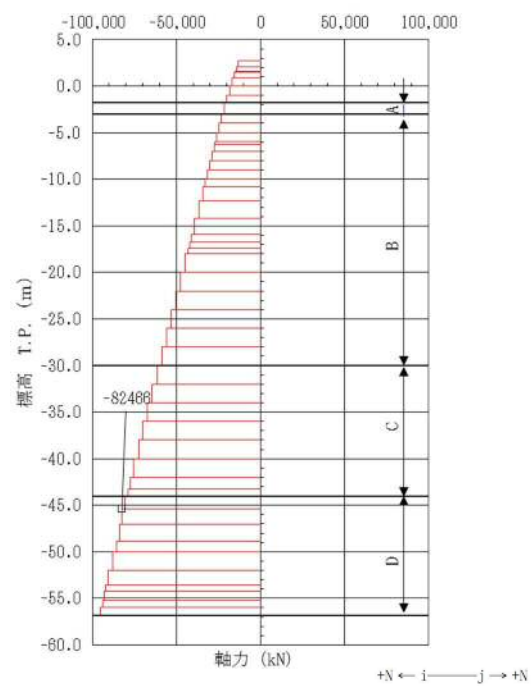
( $S_s - D1$  [H+, V+],  $t = 22.57$  s )

(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)

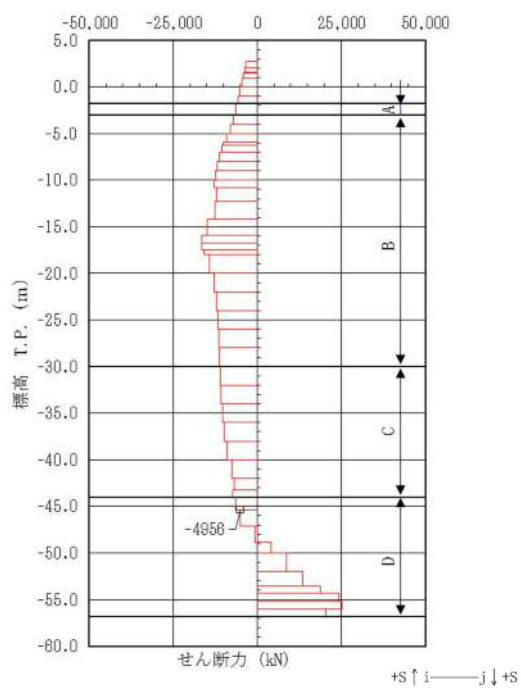




曲げモーメント図



軸力図



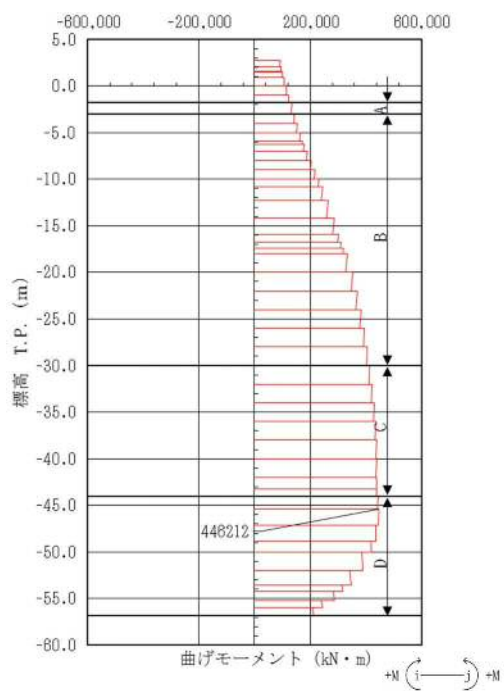
せん断力図

図 5.1-4 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

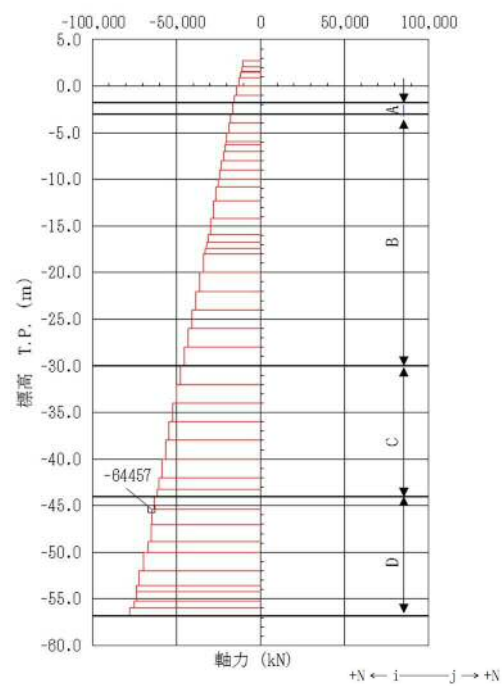
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 22.59$  s)

(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)

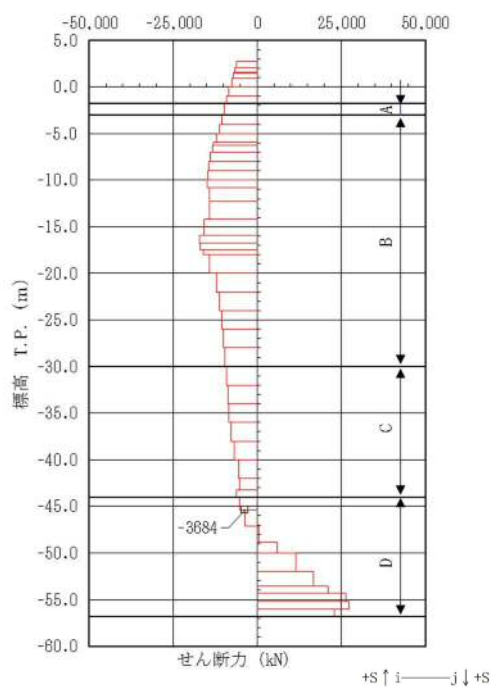




曲げモーメント図



軸力図



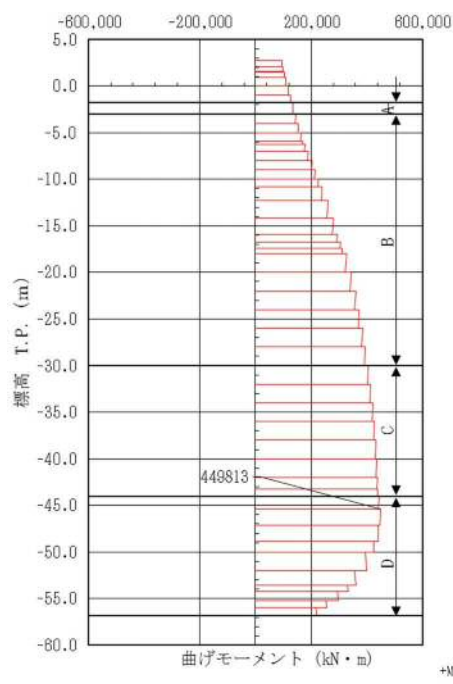
せん断力図

図 5.1-4 (3) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

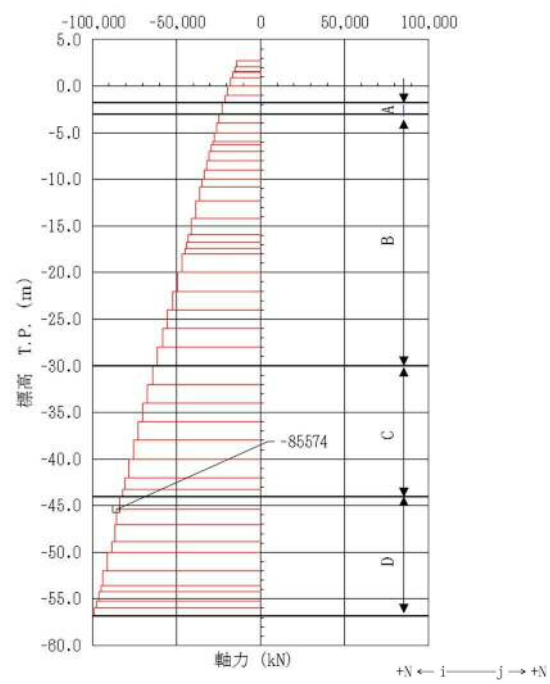
( $S_s - D1$  [H-, V+],  $t = 23.46$  s)

(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)

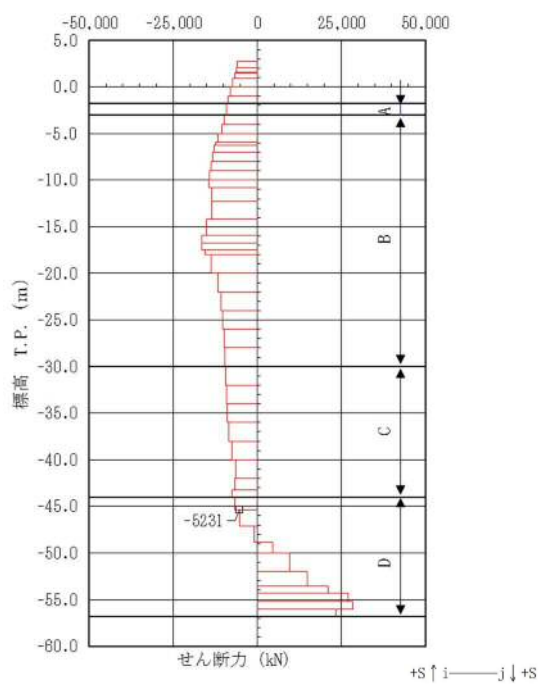




曲げモーメント図



軸力図



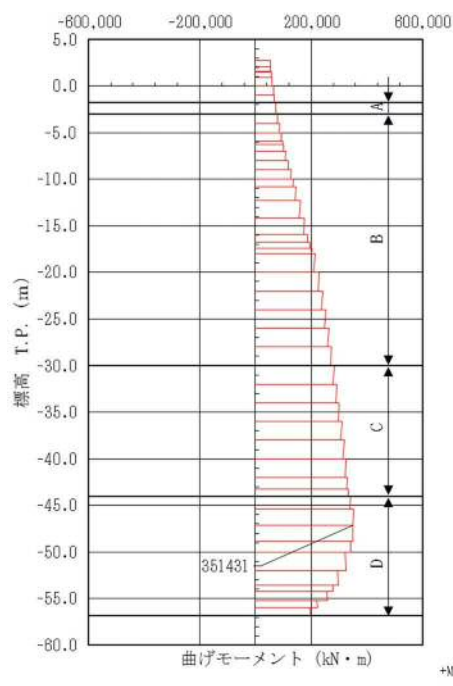
せん断力図

図 5.1-4 (4) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

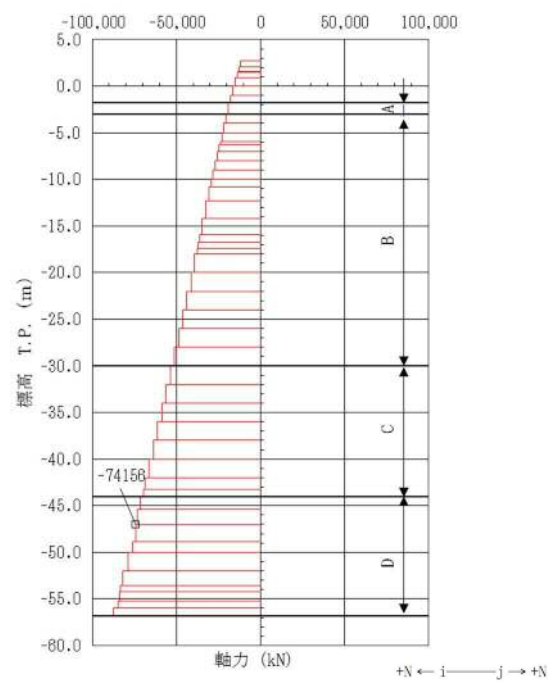
( $S_s - D1$  [H-, V-],  $t = 23.45$  s)

(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)

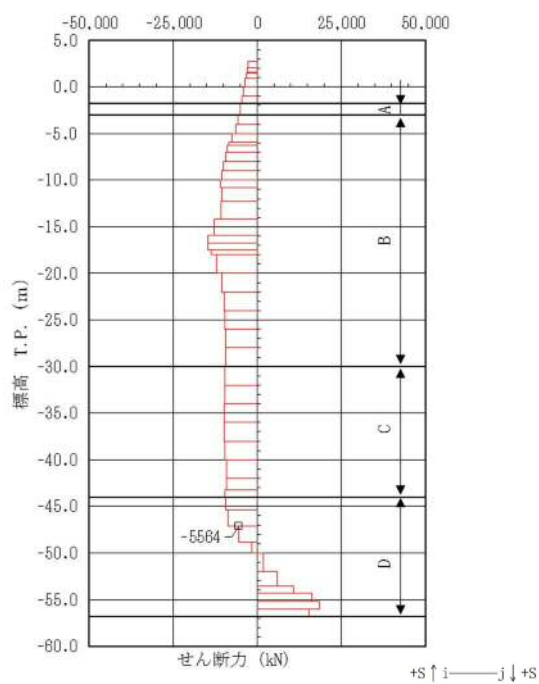




曲げモーメント図



軸力図



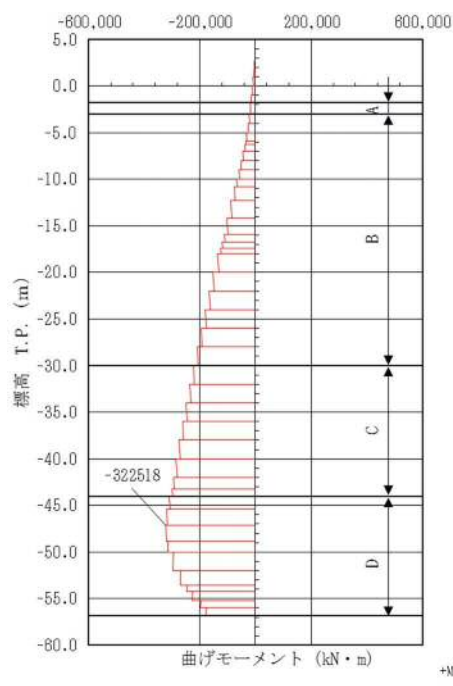
せん断力図

図 5.1-4 (5) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

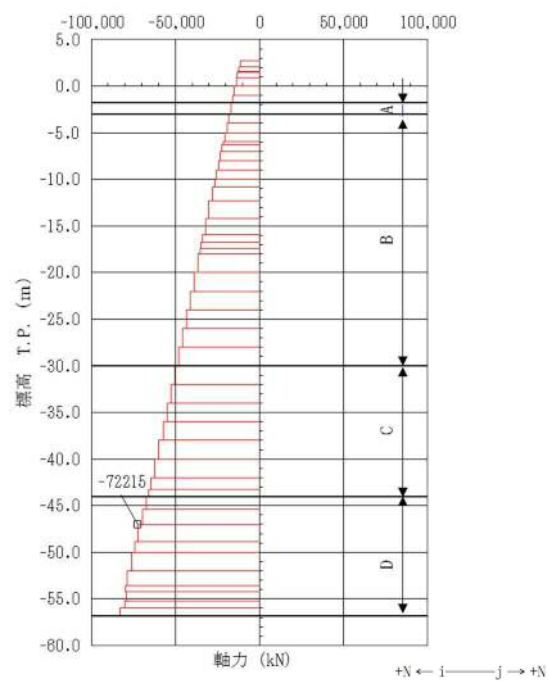
( $S_s - 1.1$  [H+, V+],  $t = 68.96$  s)

(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)

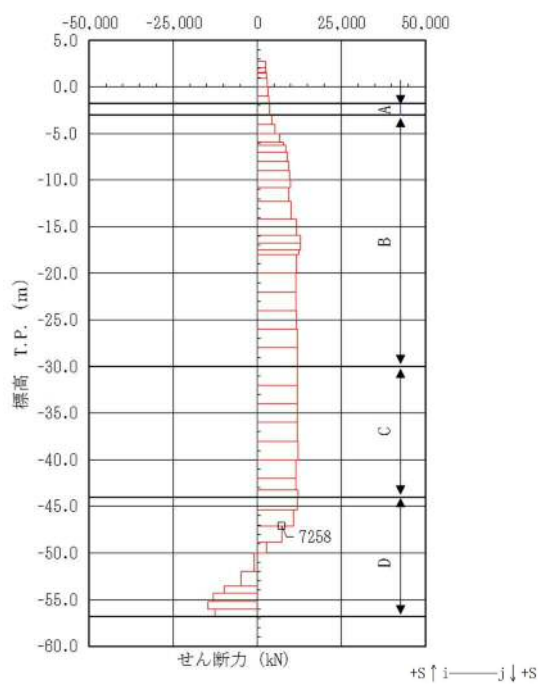




曲げモーメント図



軸力図



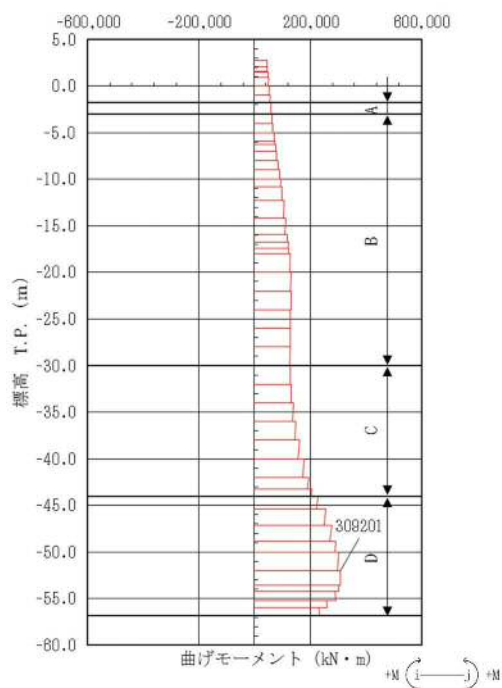
せん断力図

図 5.1-4 (6) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

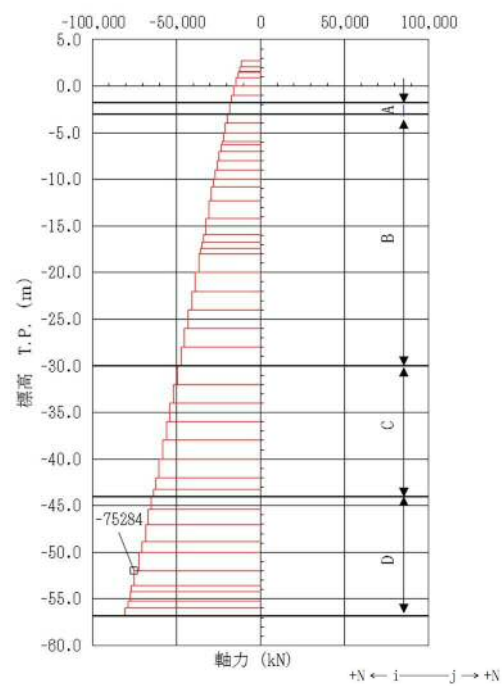
( $S_s - 1.2 [H+, V+]$ ,  $t = 31.89$  s)

(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)

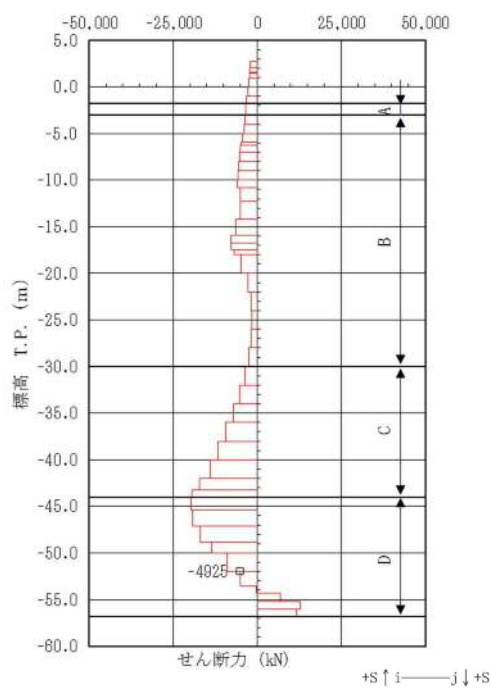




曲げモーメント図



軸力図



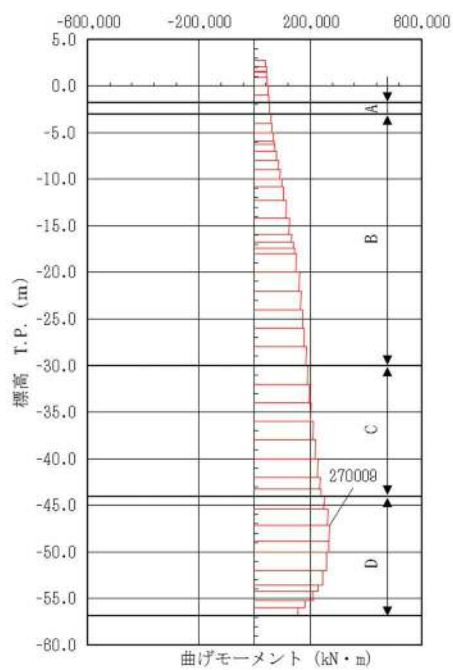
せん断力図

図 5.1-4 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - 13$  [H+, V+],  $t = 80.71$  s)

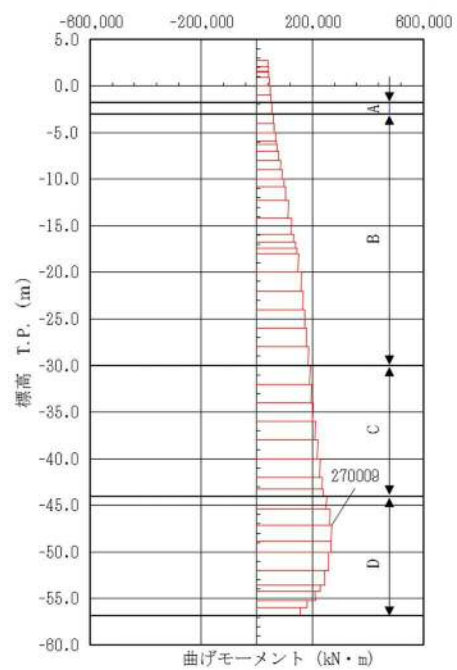
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





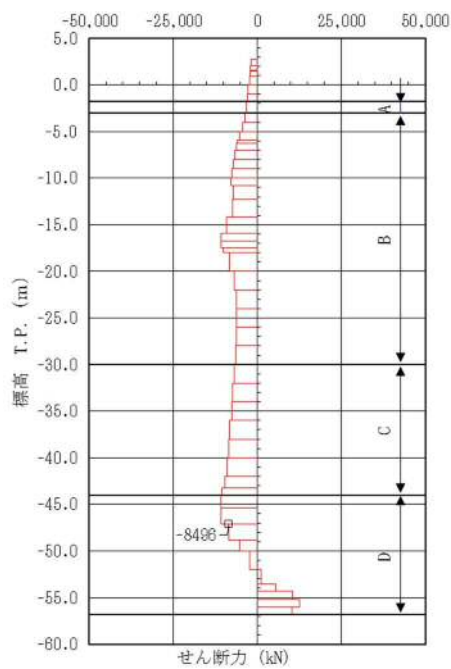
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

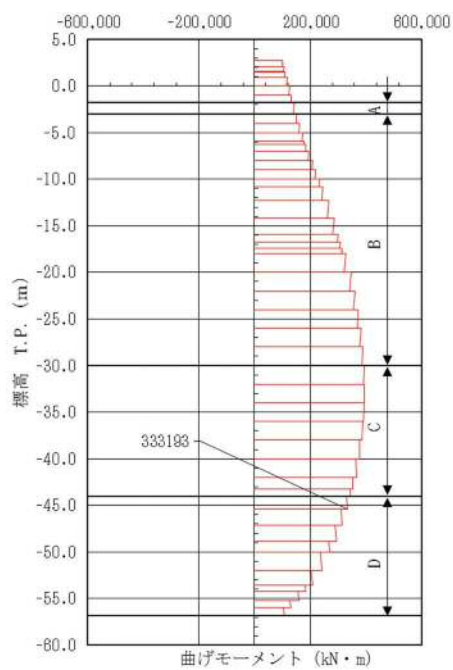
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - 1.4$  [H+, V+],  $t = 79.00$  s)

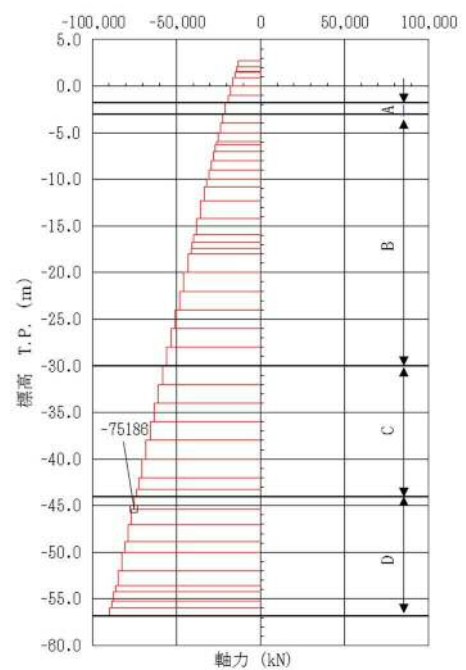
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





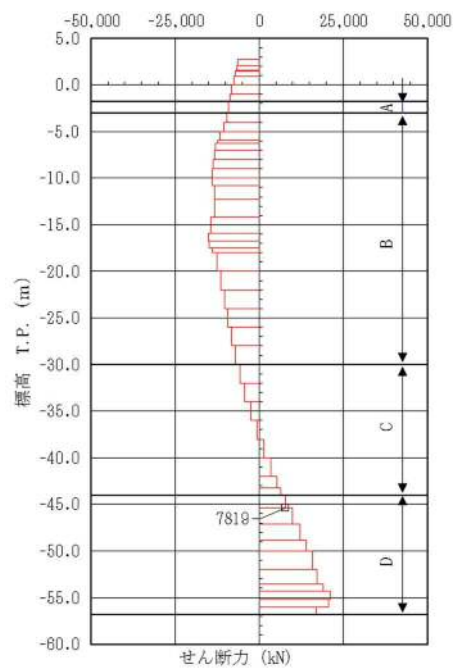
曲げモーメント図

+M (1) (2) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

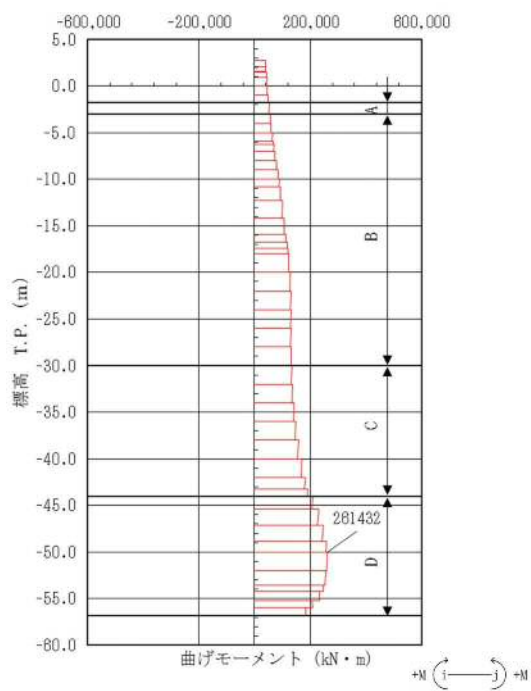
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (9) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

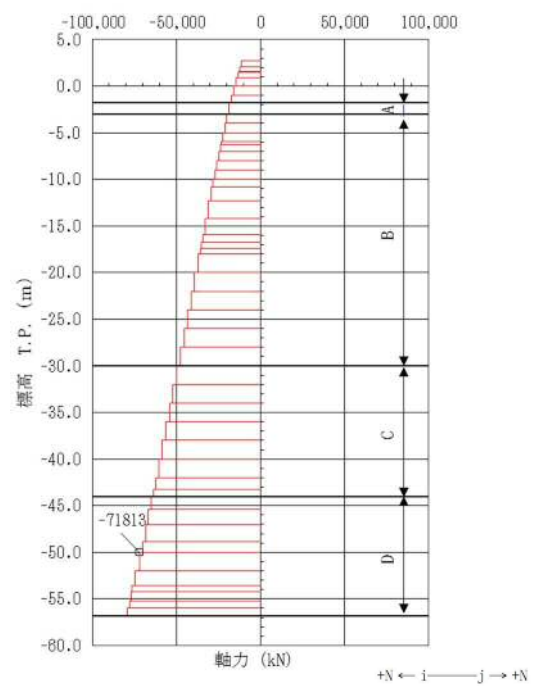
( $S_s - 2.1$  [H+, V+],  $t = 66.39$  s)

(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)

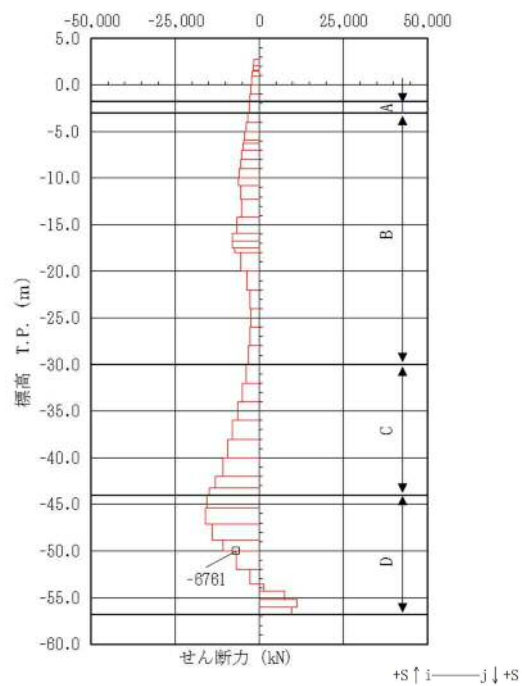




曲げモーメント図



軸力図



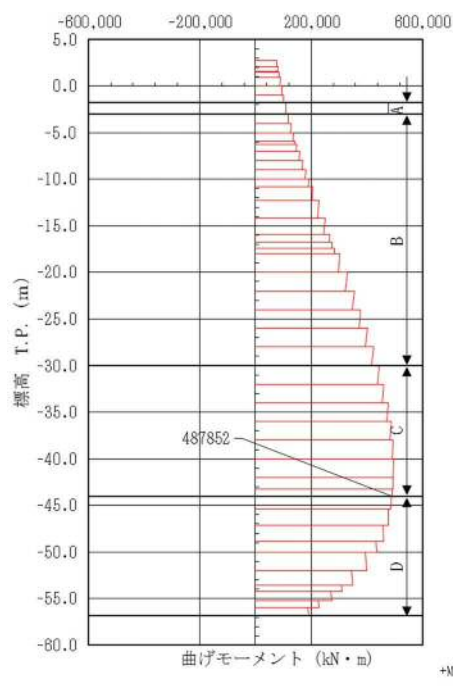
せん断力図

図 5.1-4 (10) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

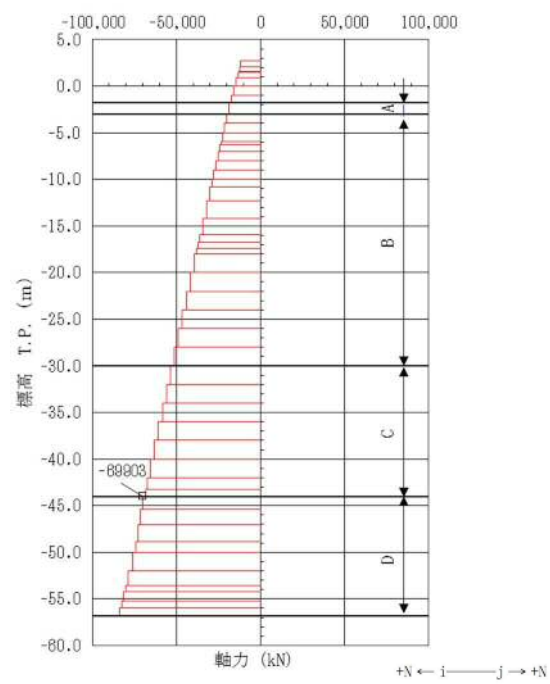
( $S_s - 22$  [H+, V+],  $t = 114.95$  s)

(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)

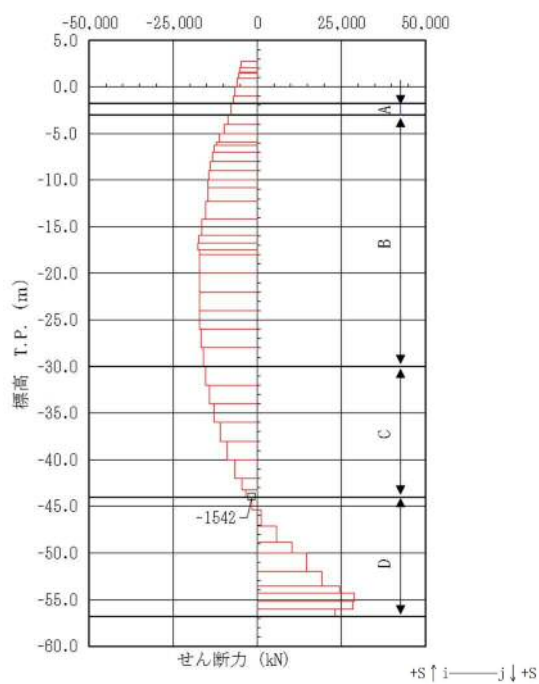




曲げモーメント図



軸力図

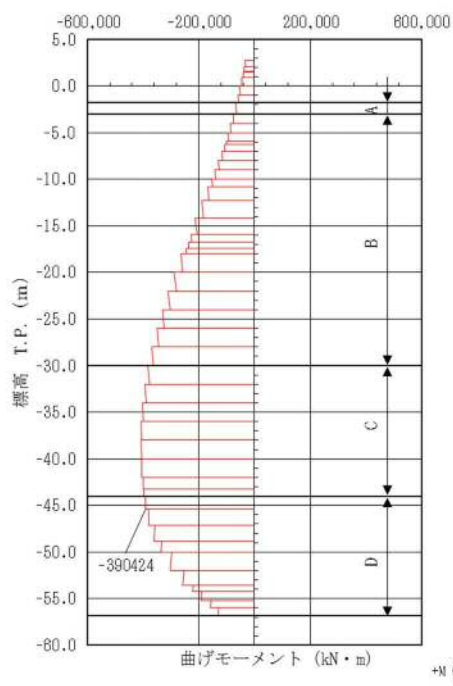


せん断力図

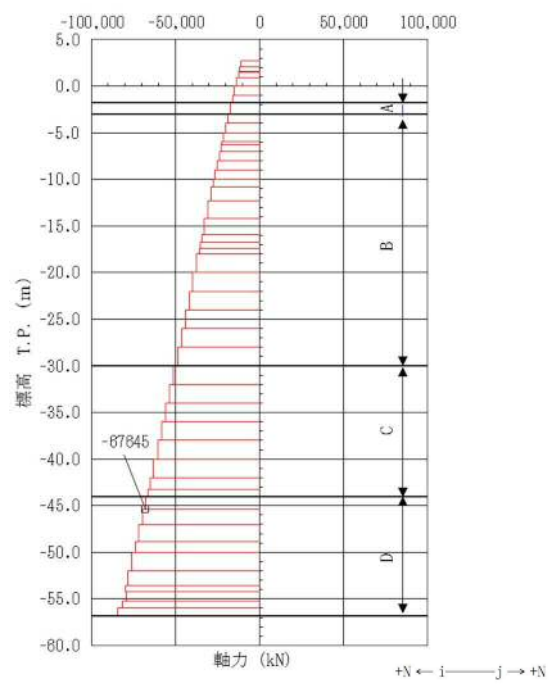
図 5.1-4 (11) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)  
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 8.95$  s)

(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)

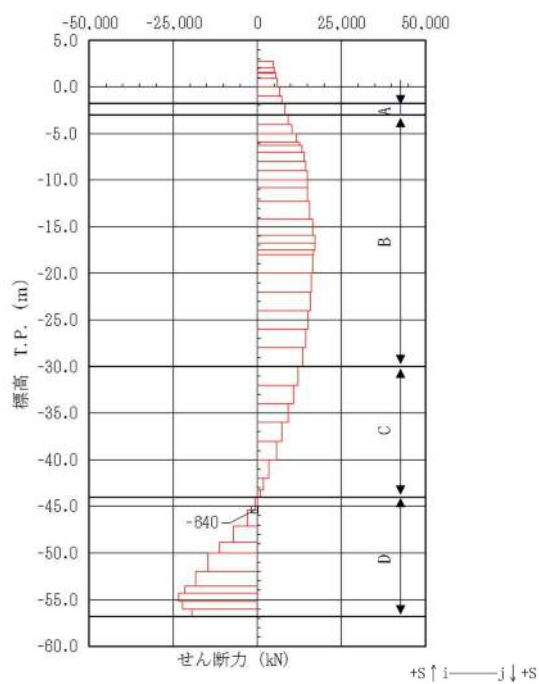




曲げモーメント図



軸力図



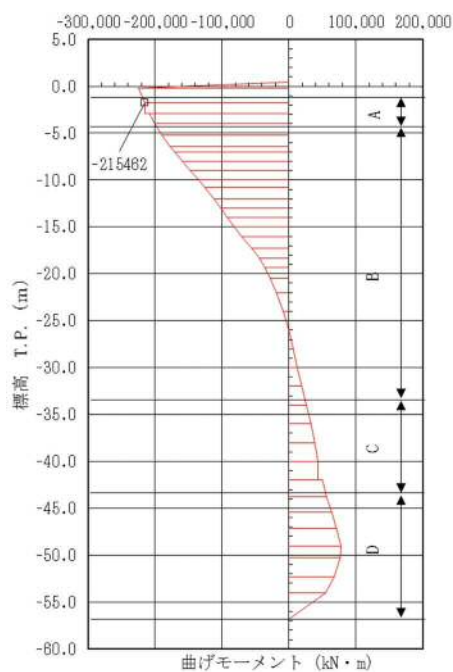
せん断力図

図 5.1-4 (12) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+],  $t = 8.94$  s)

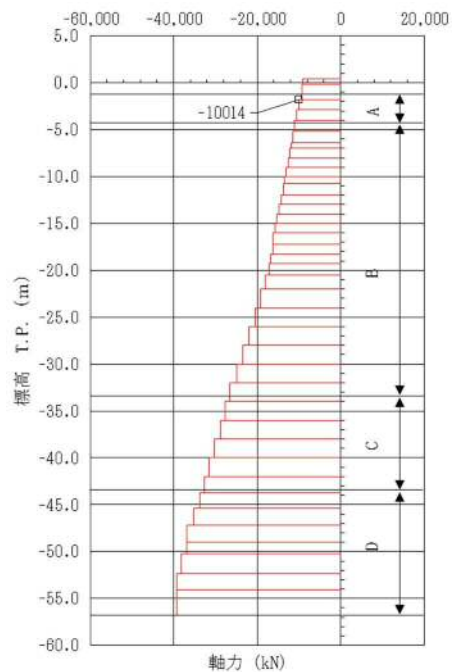
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





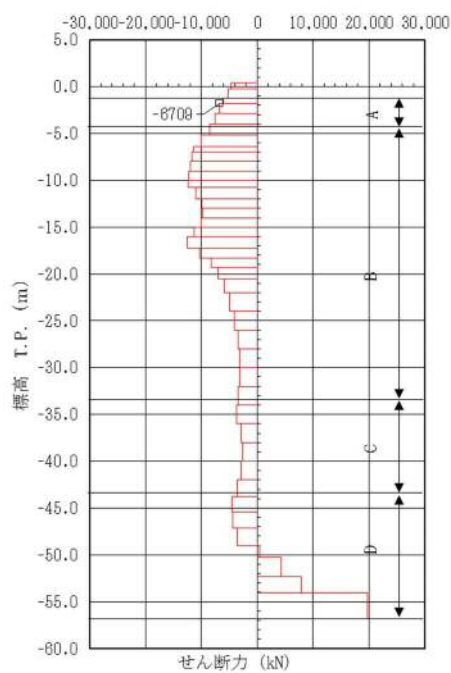
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

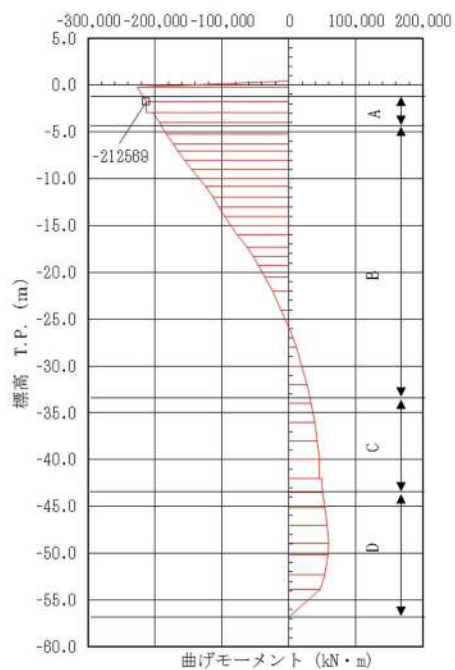
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (13) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

( $S_s - D 1$  [H+, V+],  $t = 22.72$  s)

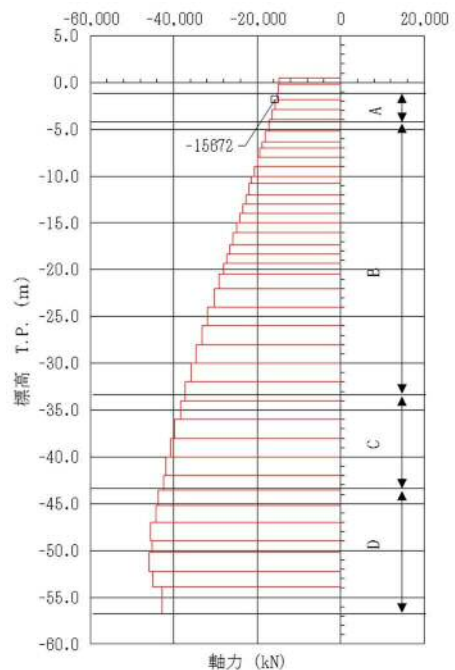
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





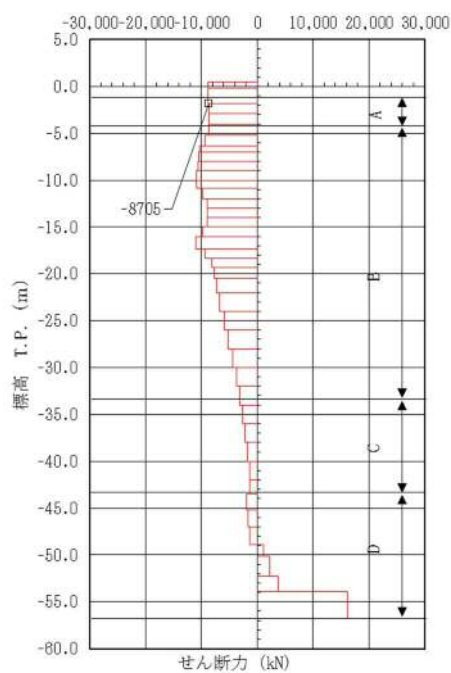
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

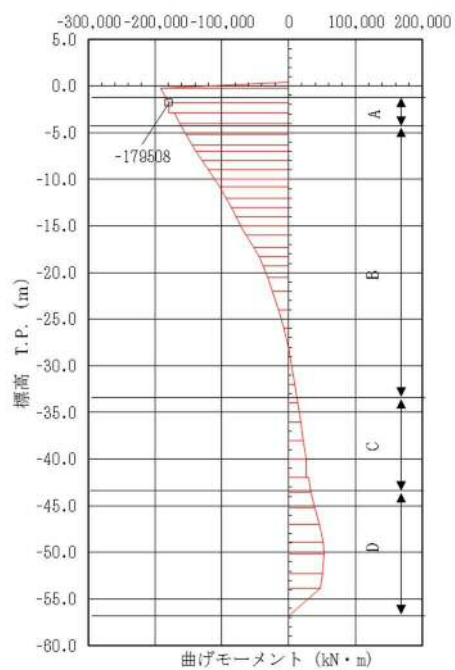
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (14) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 22.72$  s)

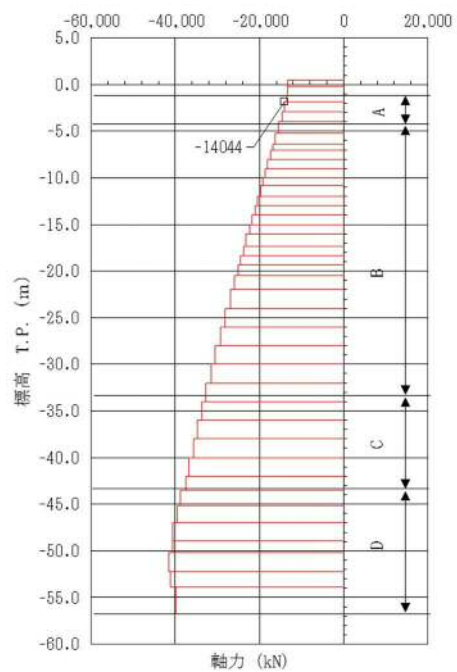
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





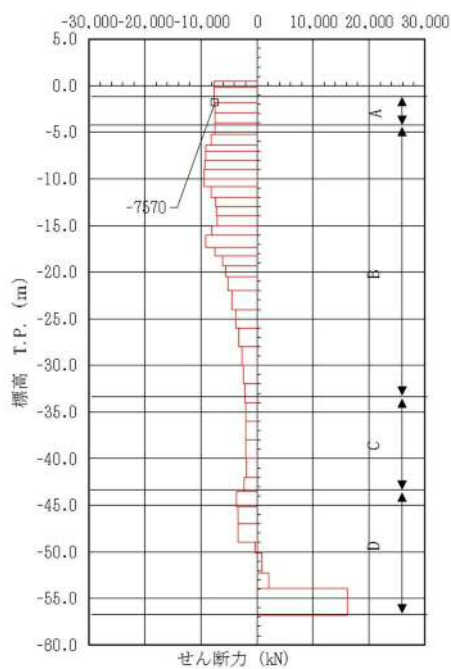
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

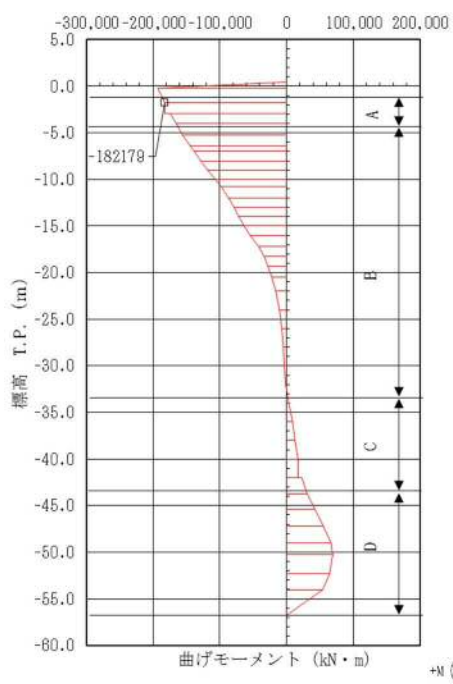
+S ↑ i — j ↓ +S

図 5.1-4 (15) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

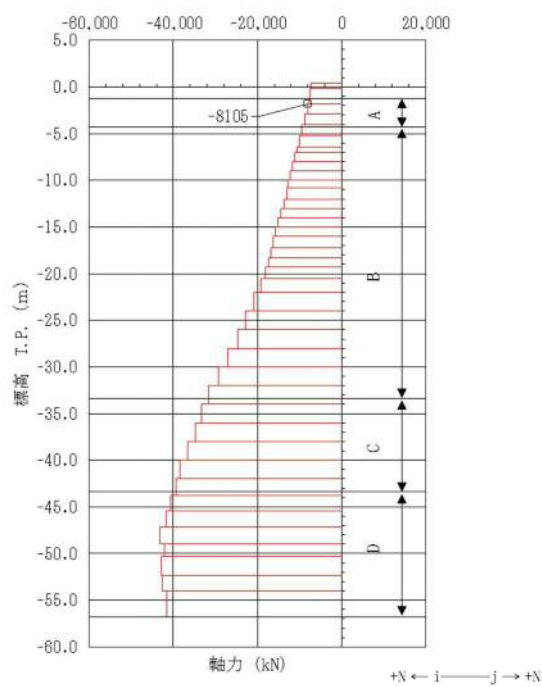
( $S_s - D1$  [H-, V+],  $t = 23.58$  s)

(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)

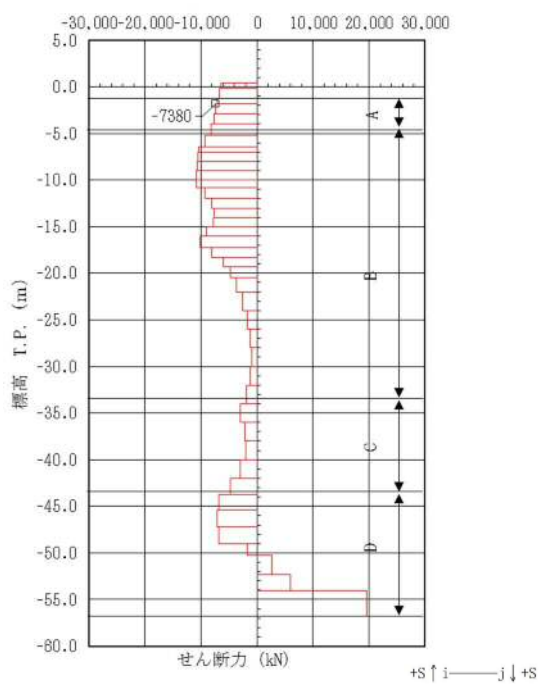




曲げモーメント図



軸力図



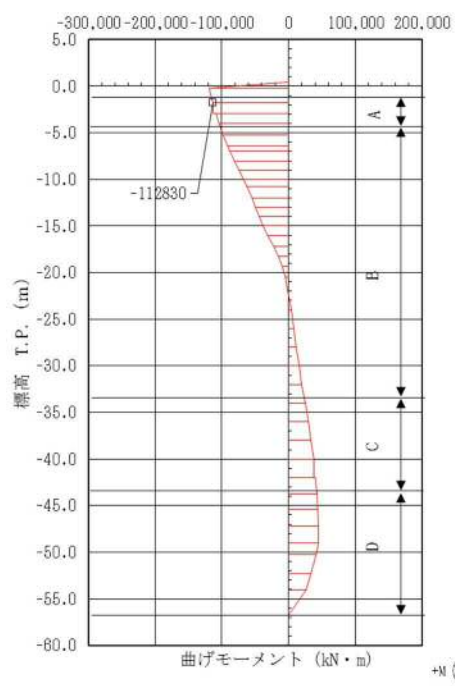
せん断力図

図 5.1-4 (16) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

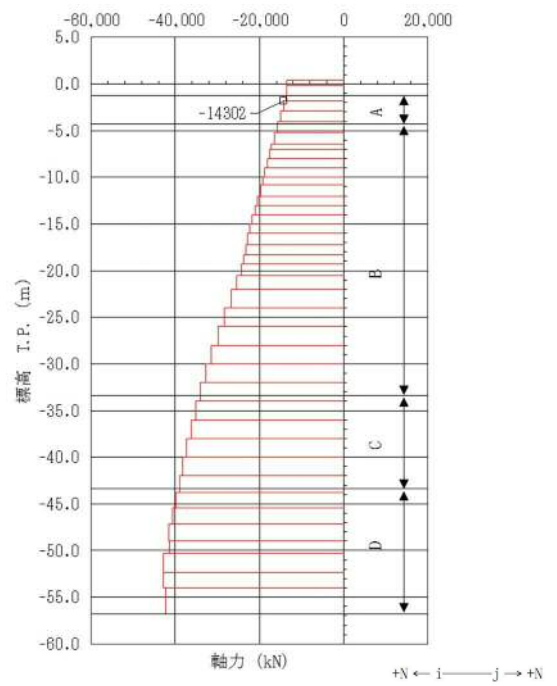
( $S_s - D1$  [H-, V-],  $t = 23.57$  s)

(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)

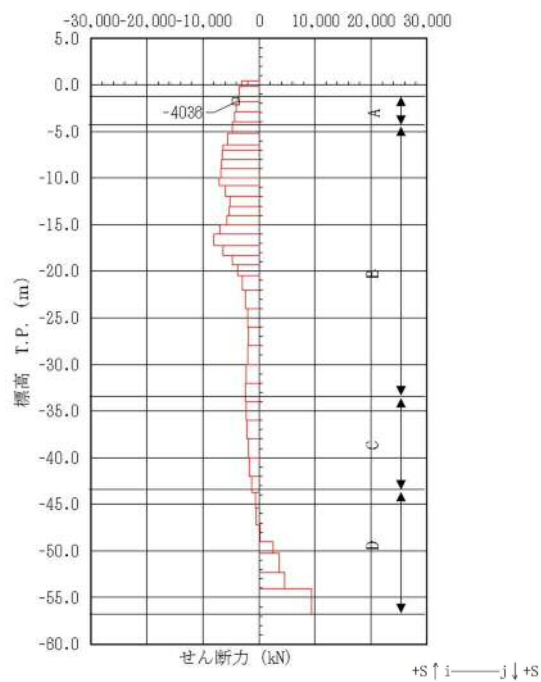




曲げモーメント図



軸力図



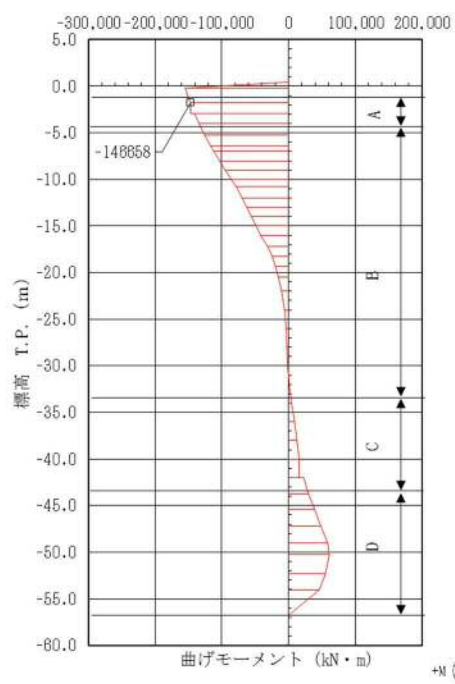
せん断力図

図 5.1-4 (17) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

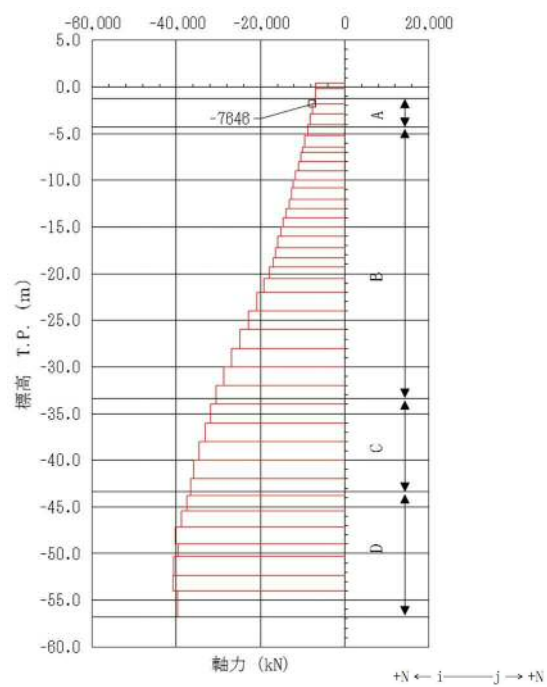
( $S_s - 1.1$  [H+, V+],  $t = 48.87$  s)

(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)

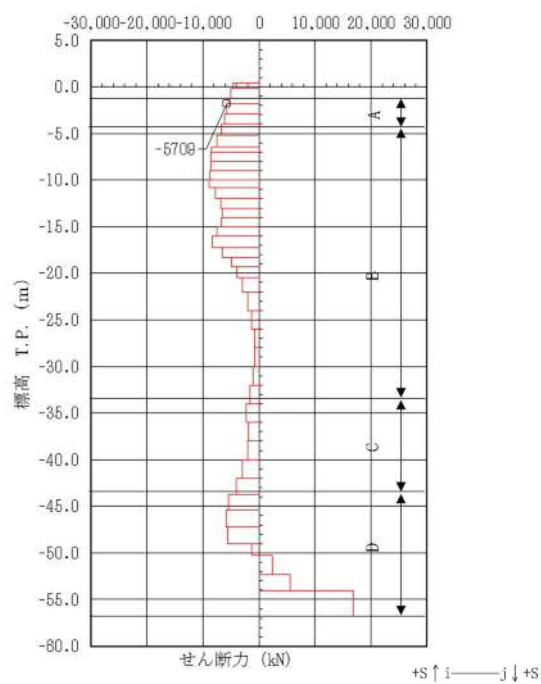




曲げモーメント図



軸力図



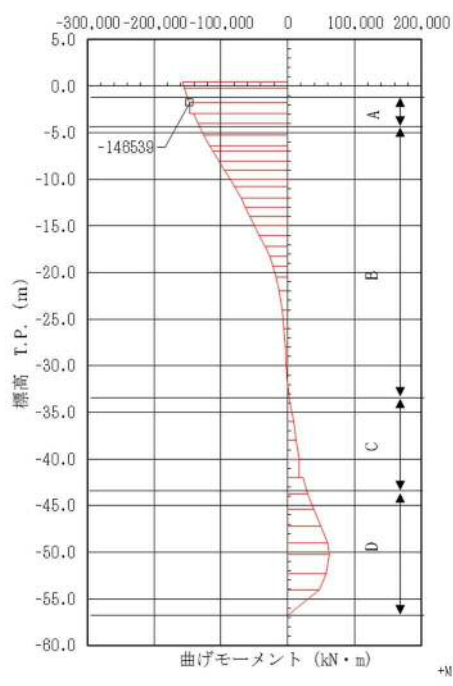
せん断力図

図 5.1-4 (18) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

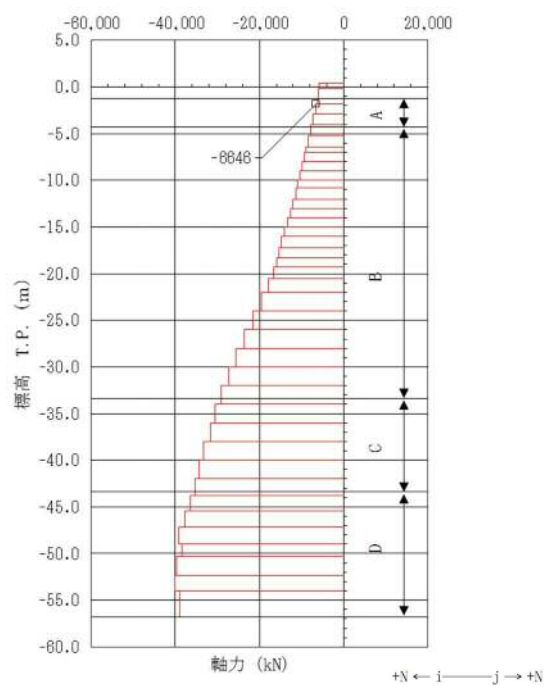
( $S_s - 1.2 [H+, V+]$ ,  $t = 37.76$  s)

(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)

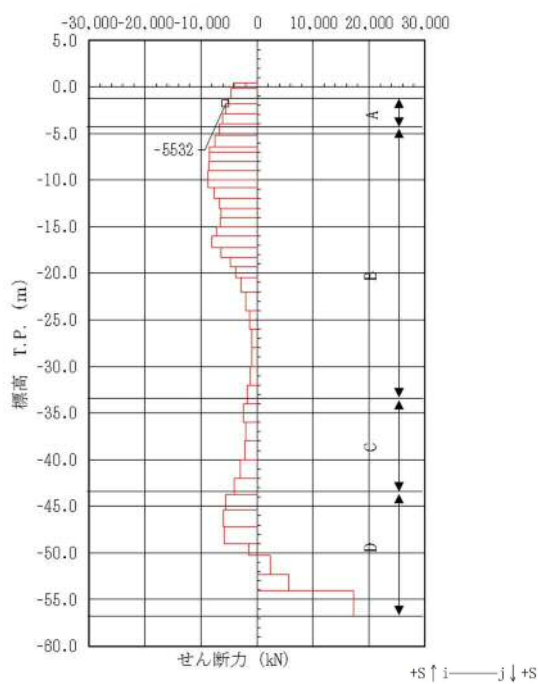




曲げモーメント図



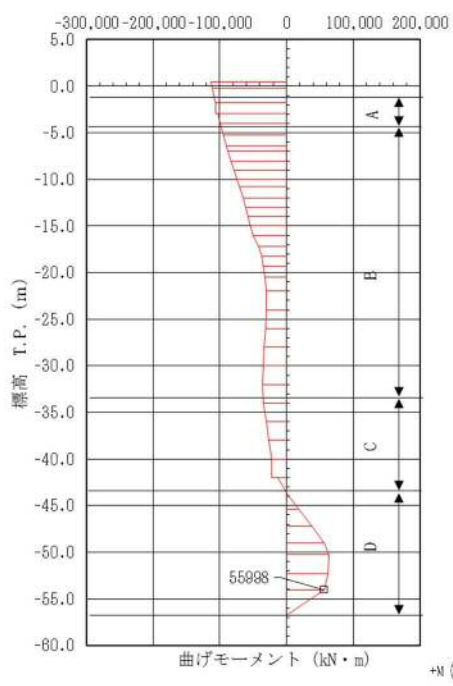
軸力図



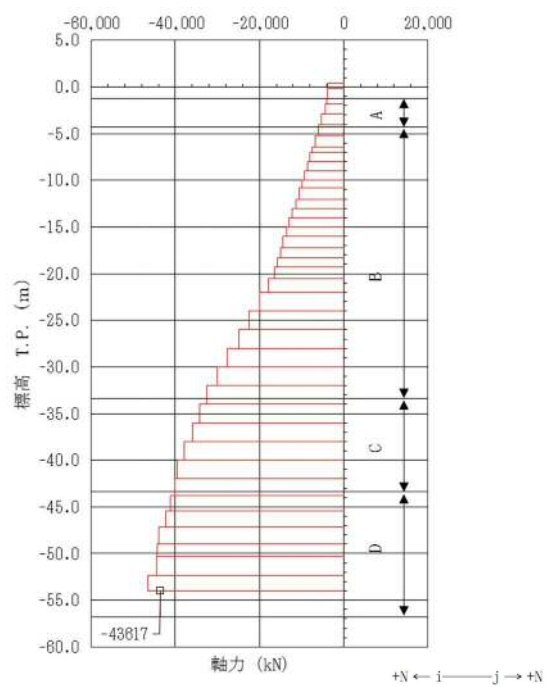
せん断力図

図 5.1-4 (19) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)  
 $(S_s - 1.3 [H+, V+], t = 34.99 \text{ s})$   
 (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)

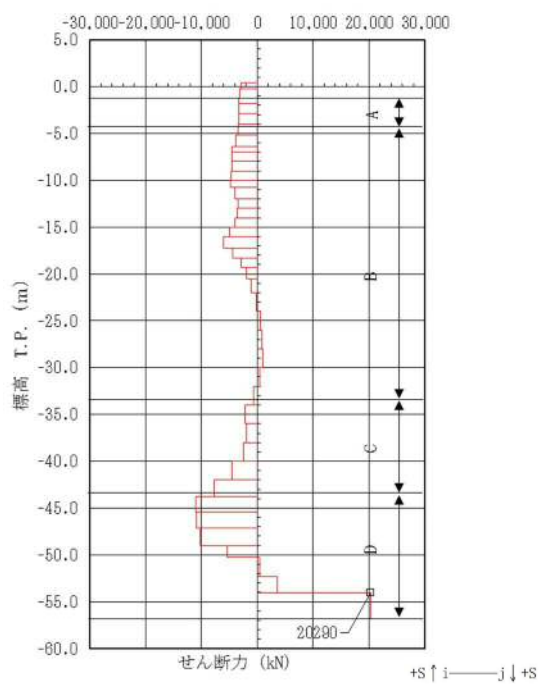




曲げモーメント図



軸力図



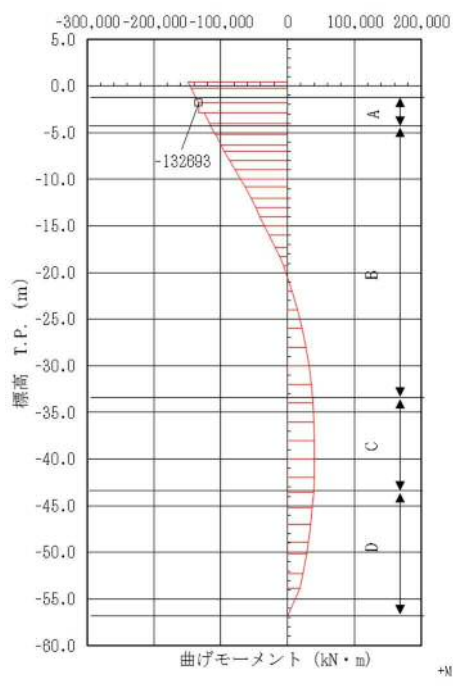
せん断力図

図 5.1-4 (20) せん断応力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 東側連壁)

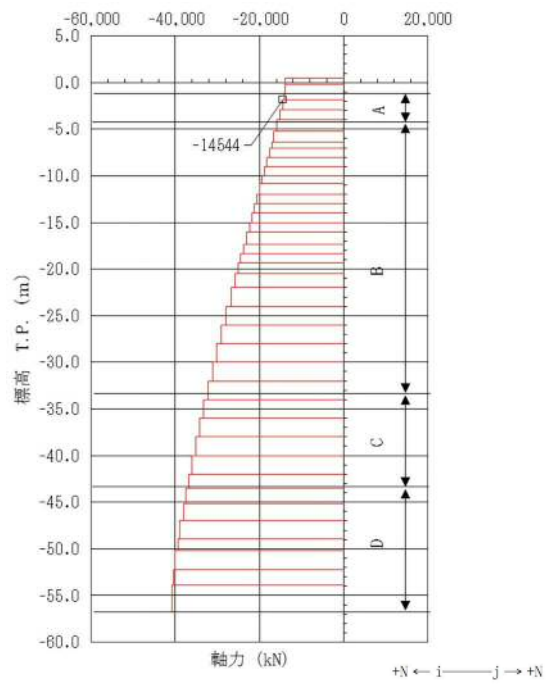
( $S_s - 1.4 [H+, V+]$ ,  $t = 88.33$  s)

(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)

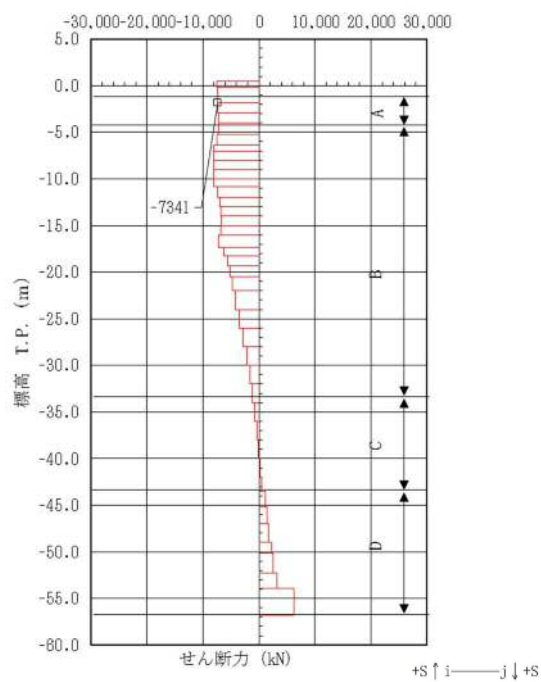




曲げモーメント図



軸力図



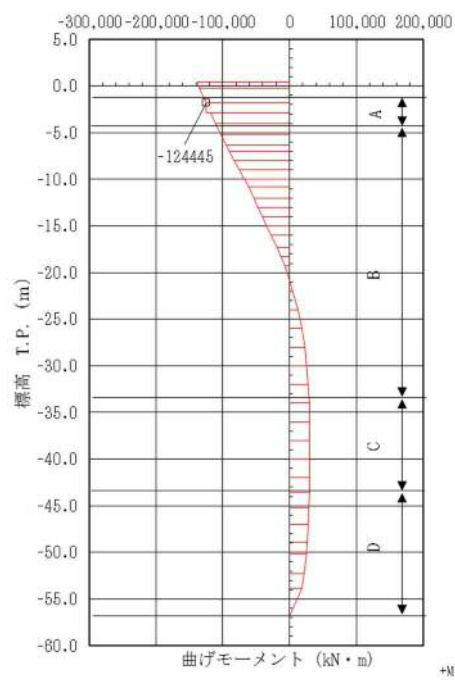
せん断力図

図 5.1-4 (21) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

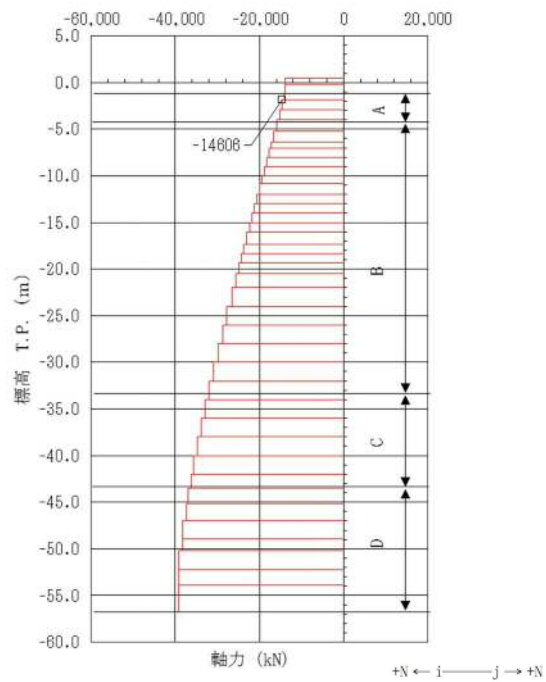
( $S_s - 2.1$  [H+, V+],  $t = 66.14$  s)

(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)

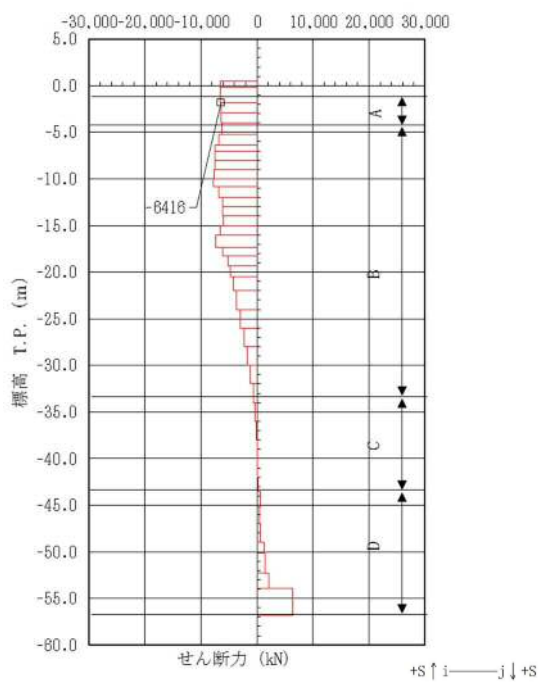




曲げモーメント図



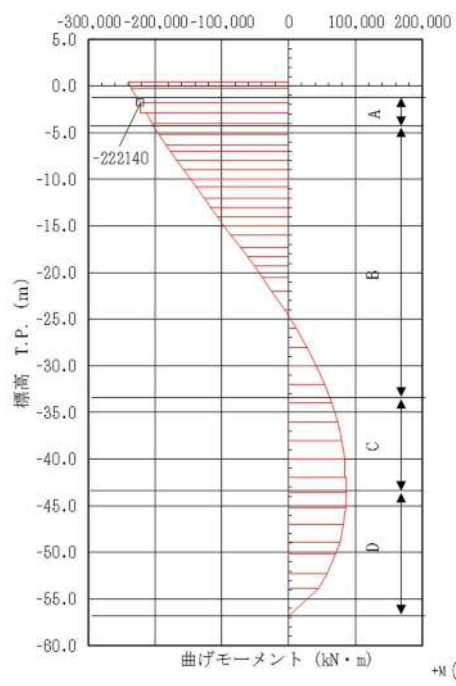
軸力図



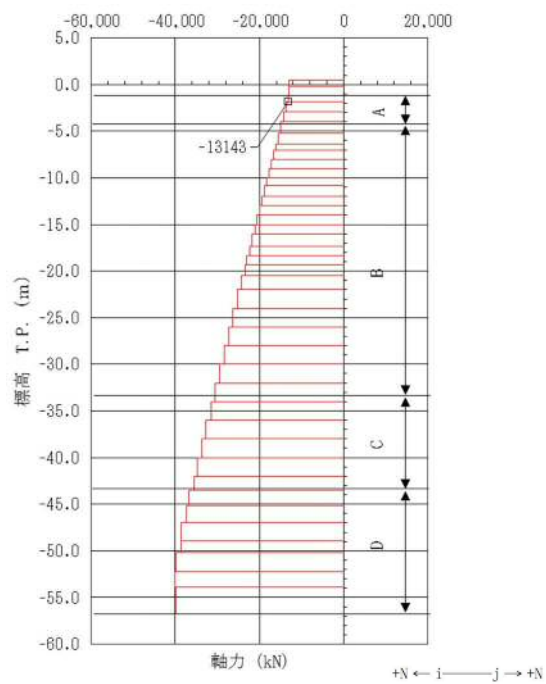
せん断力図

図 5.1-4 (22) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)  
 $(S_s - 2.2 [H+, V+], t = 77.24 \text{ s})$   
 (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)

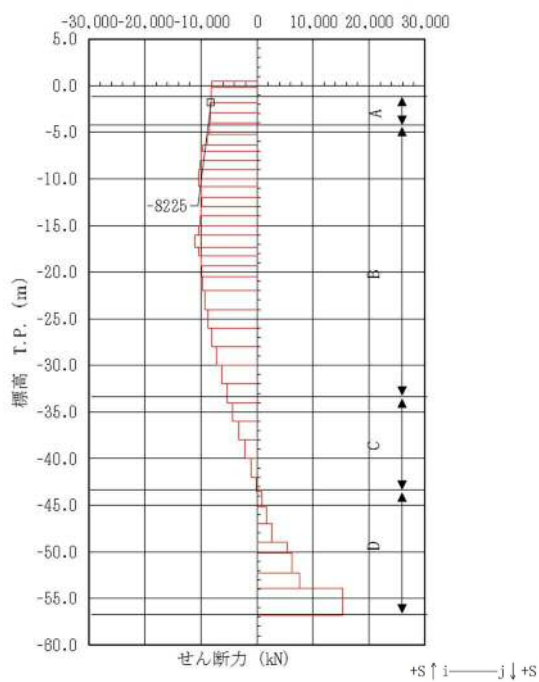




曲げモーメント図



軸力図



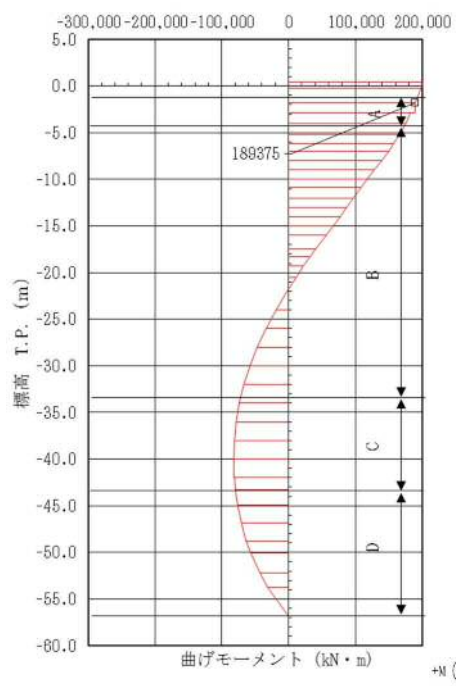
せん断力図

図 5.1-4 (23) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 中央連壁)

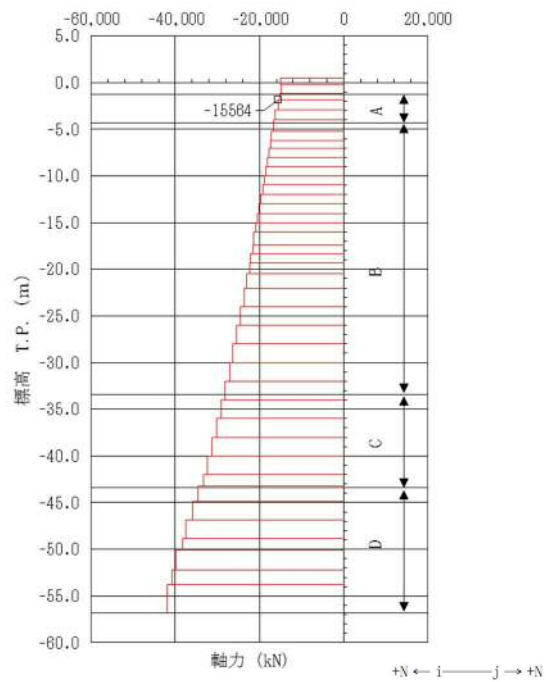
( $S_s - 3.1$  [H+, V+],  $t = 9.08$  s)

(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)

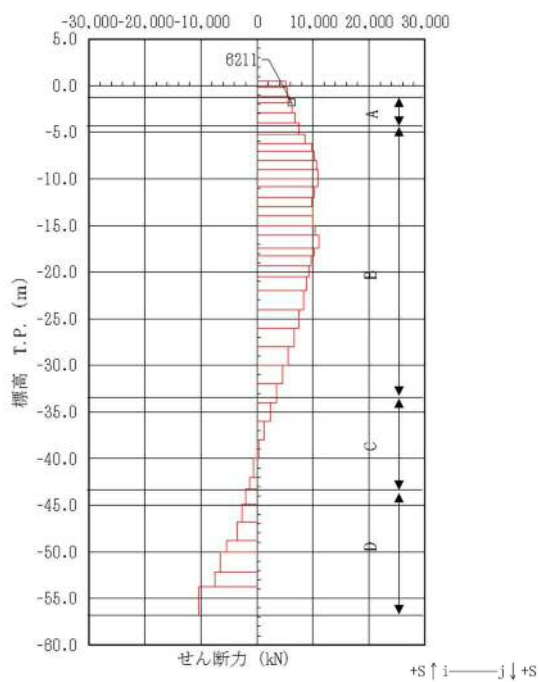




曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-4 (24) コンクリート曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 西側連壁)

( $S_s - 3.1$  [H-, V+],  $t = 9.03$  s)

(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)



(3) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生したせん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-5 及び図 5.1-6 に示す。



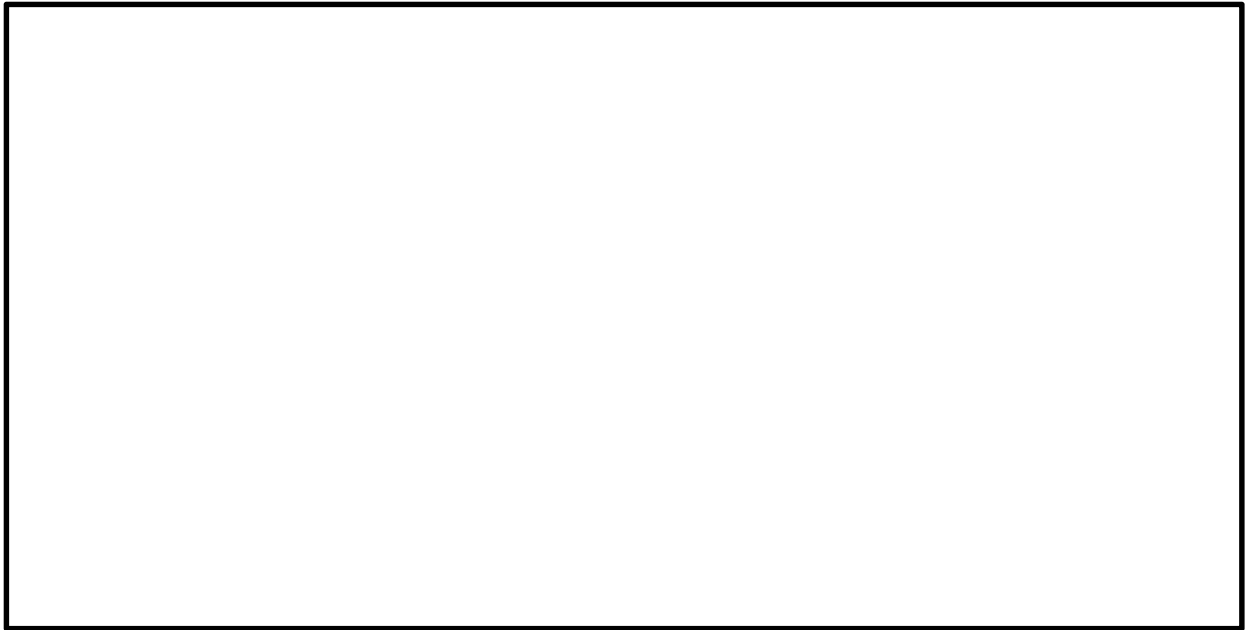


図 5.1-5(1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

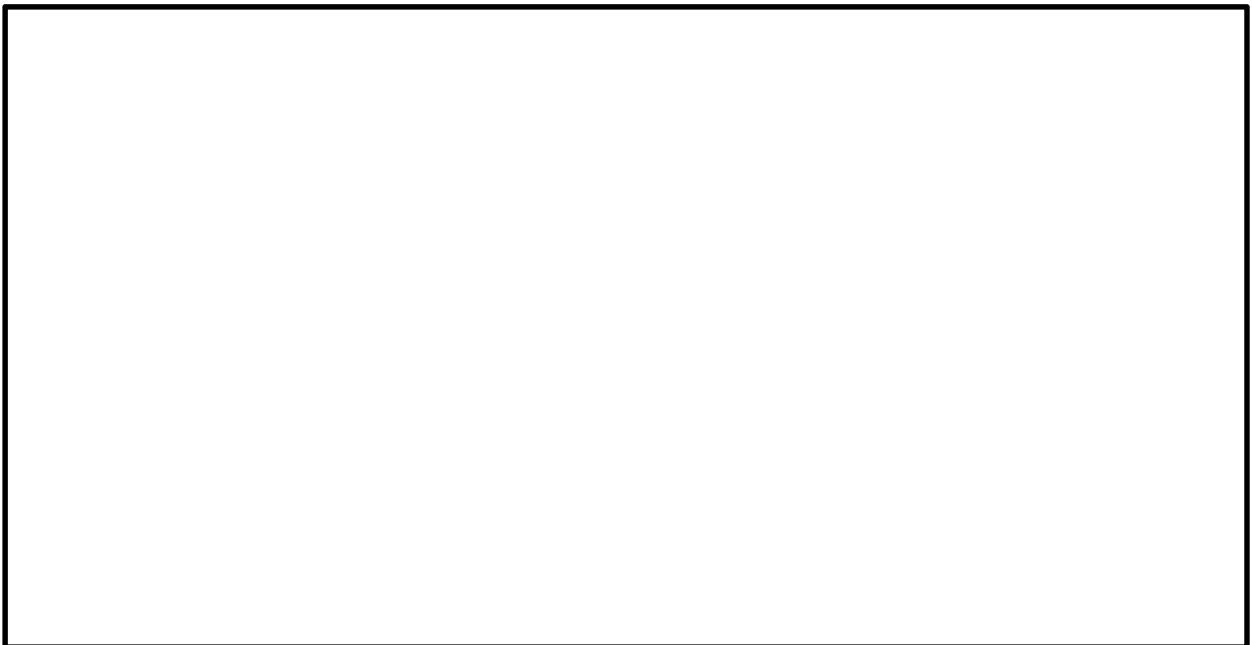


図 5.1-5(2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



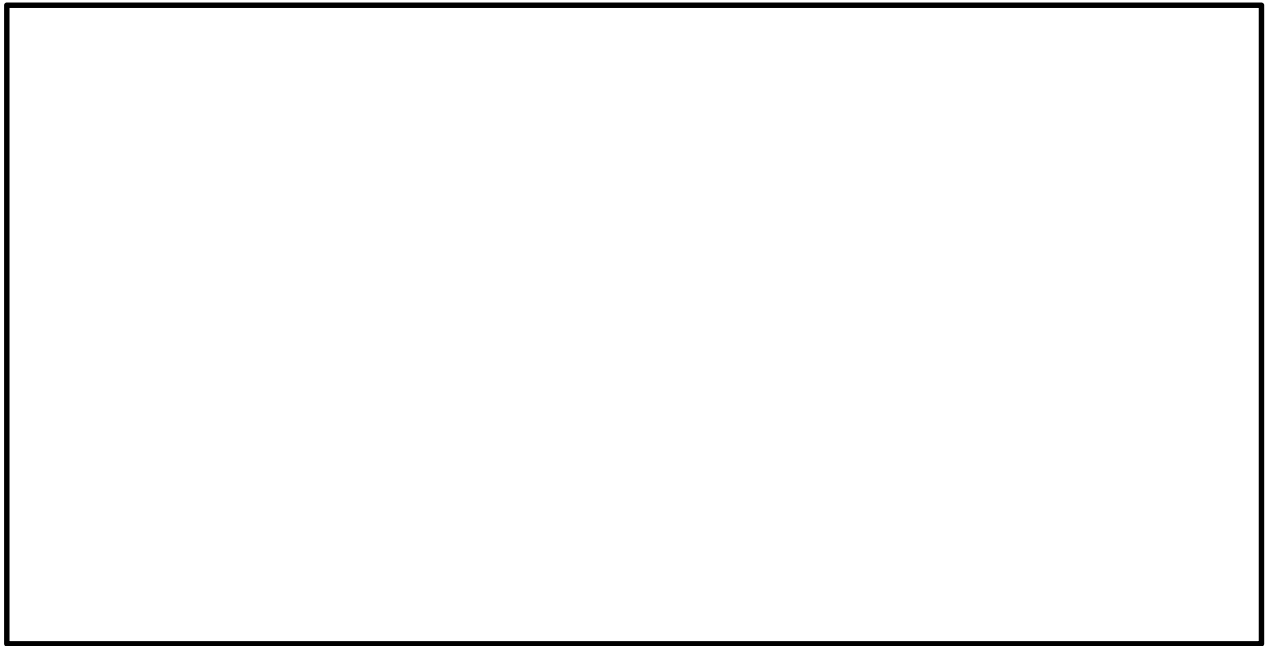


図 5.1-5(3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

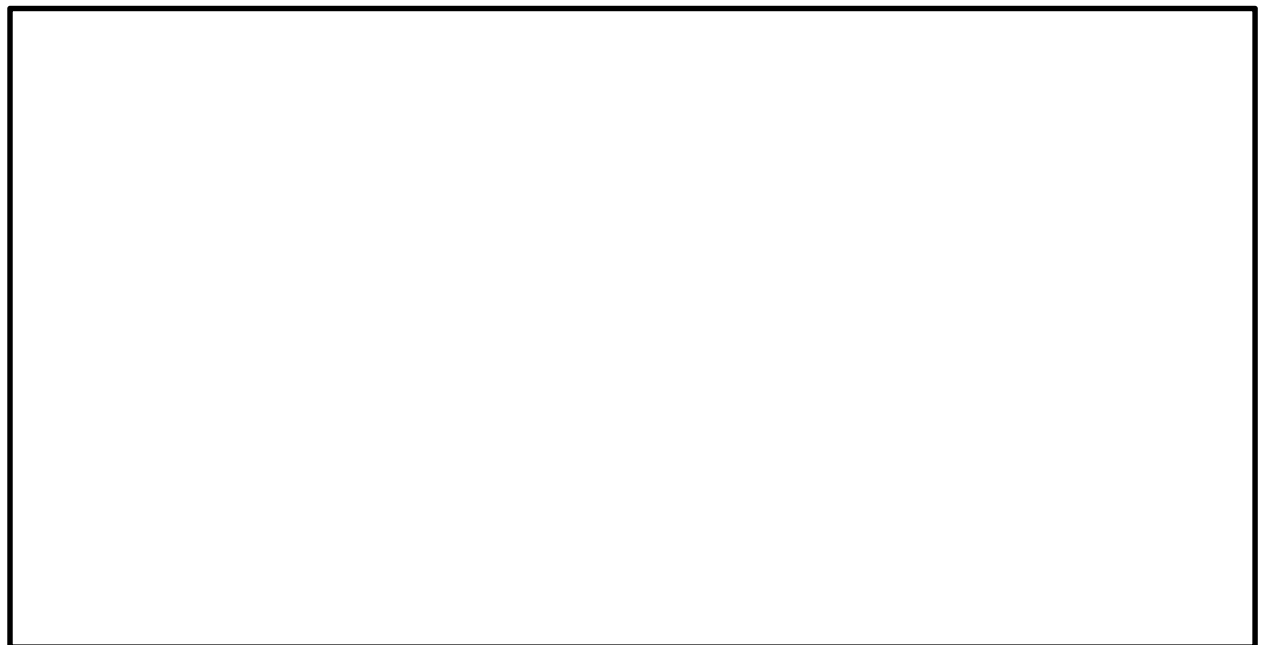


図 5.1-5(4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



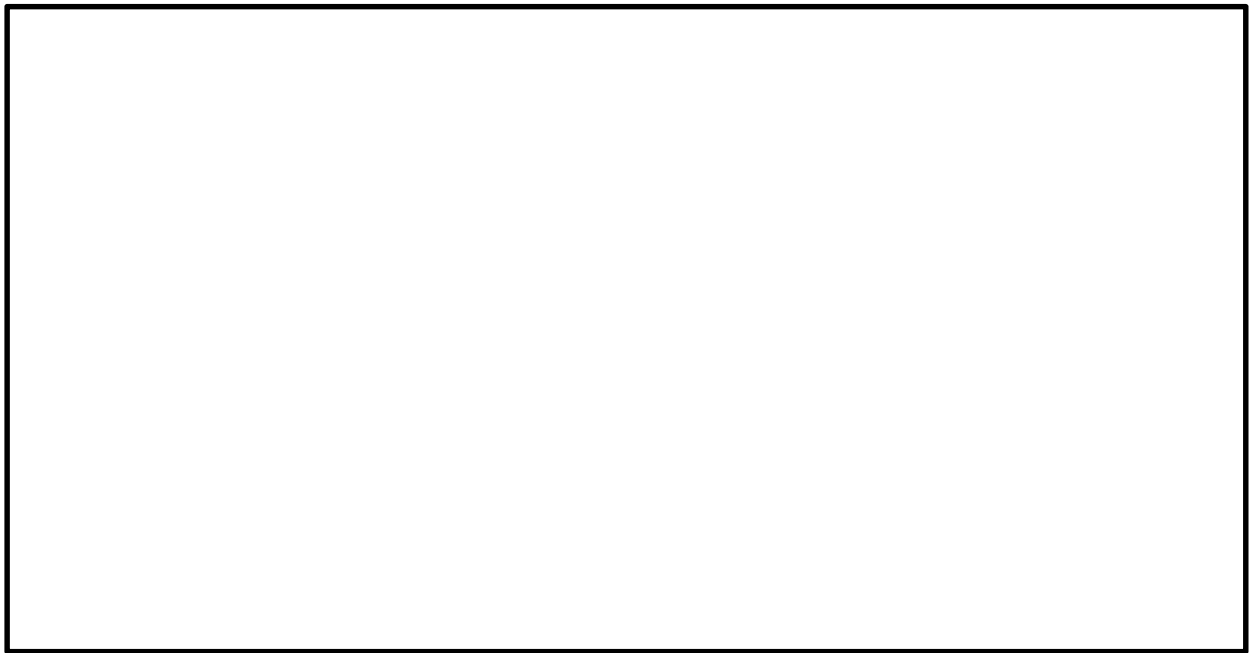


図 5.1-5(5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-1.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

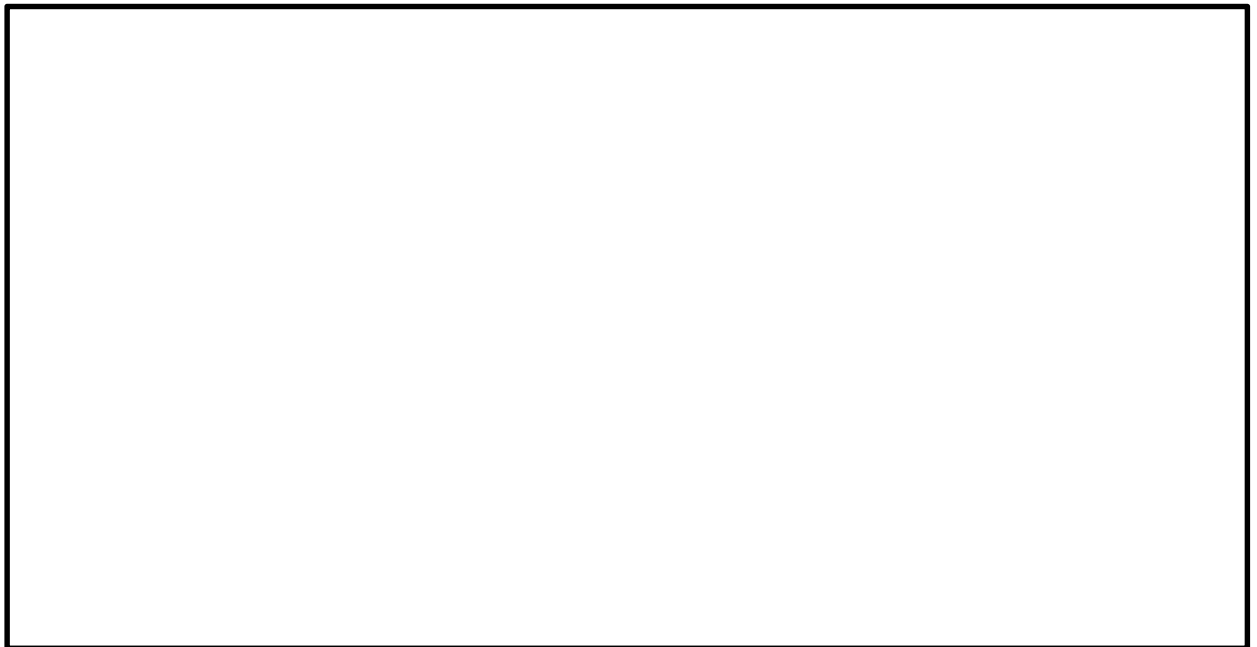


図 5.1-5(6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-1.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



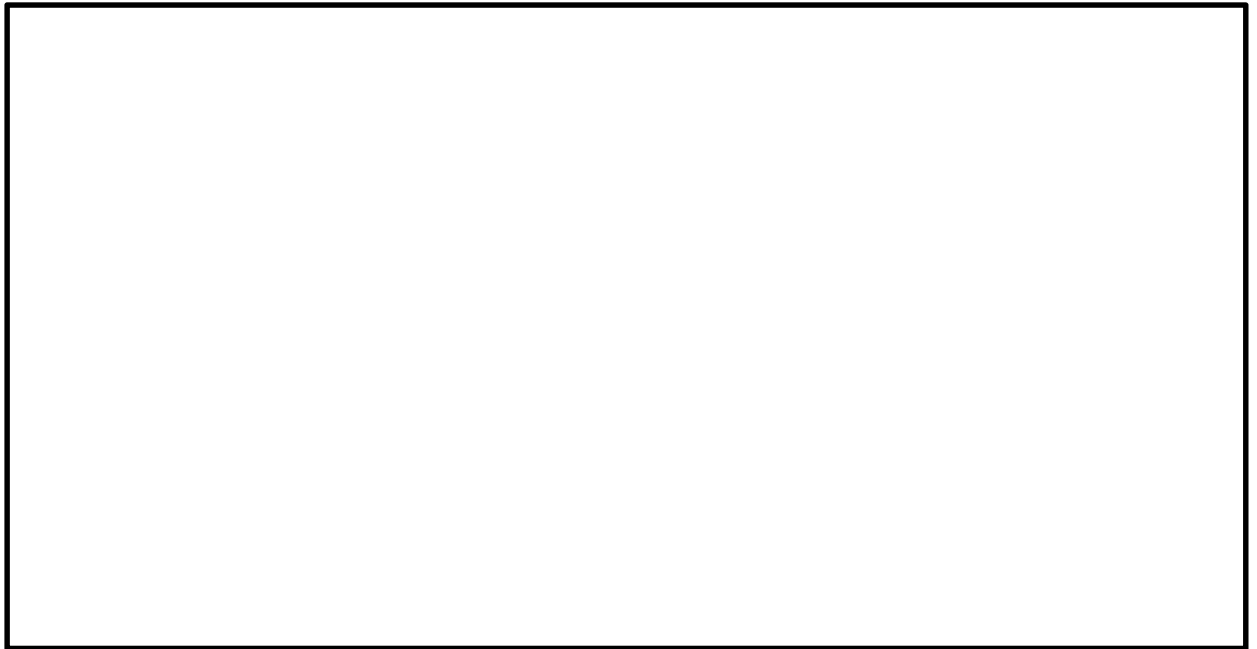


図 5.1-5(7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

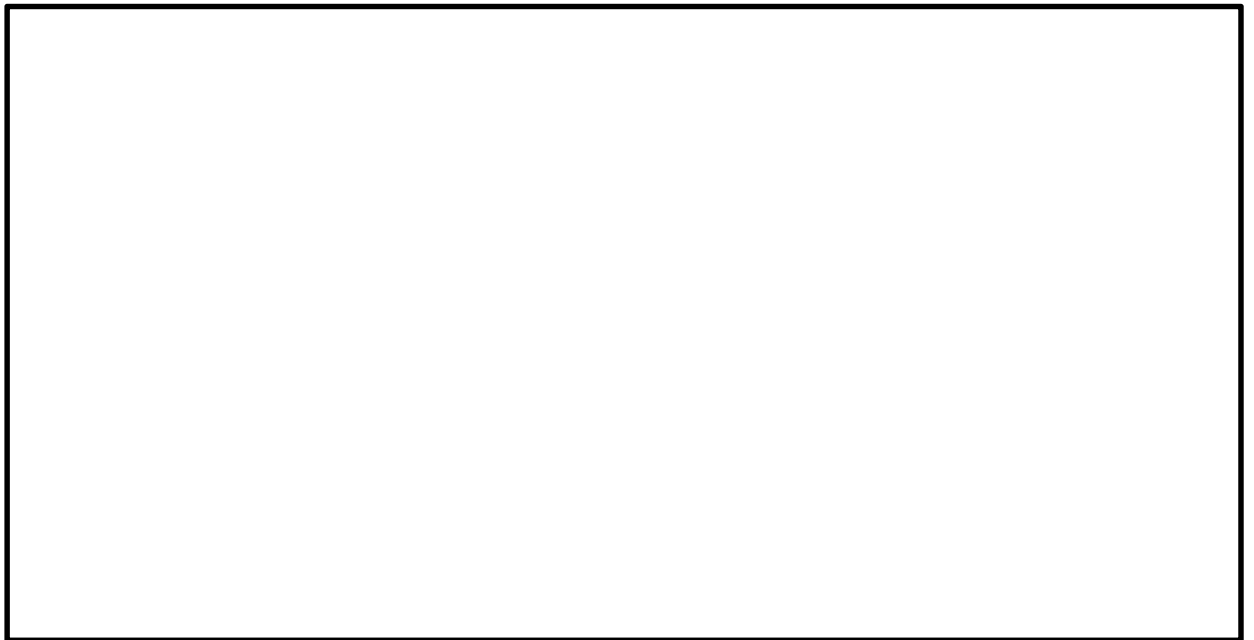


図 5.1-5(8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



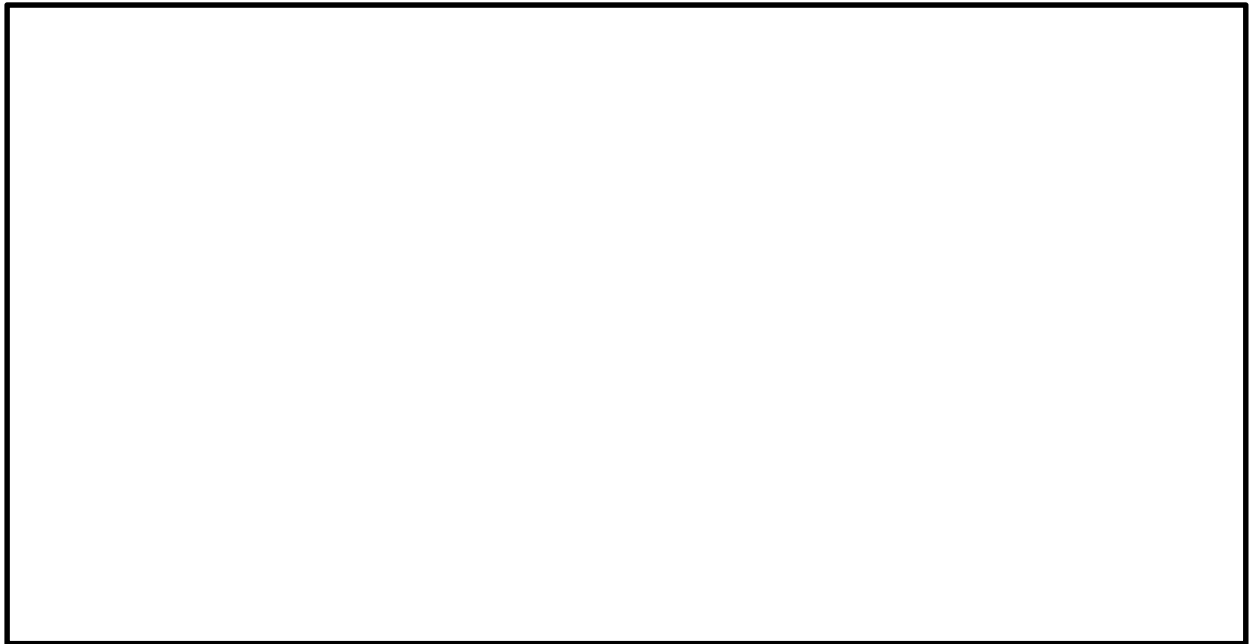


図 5.1-5(9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

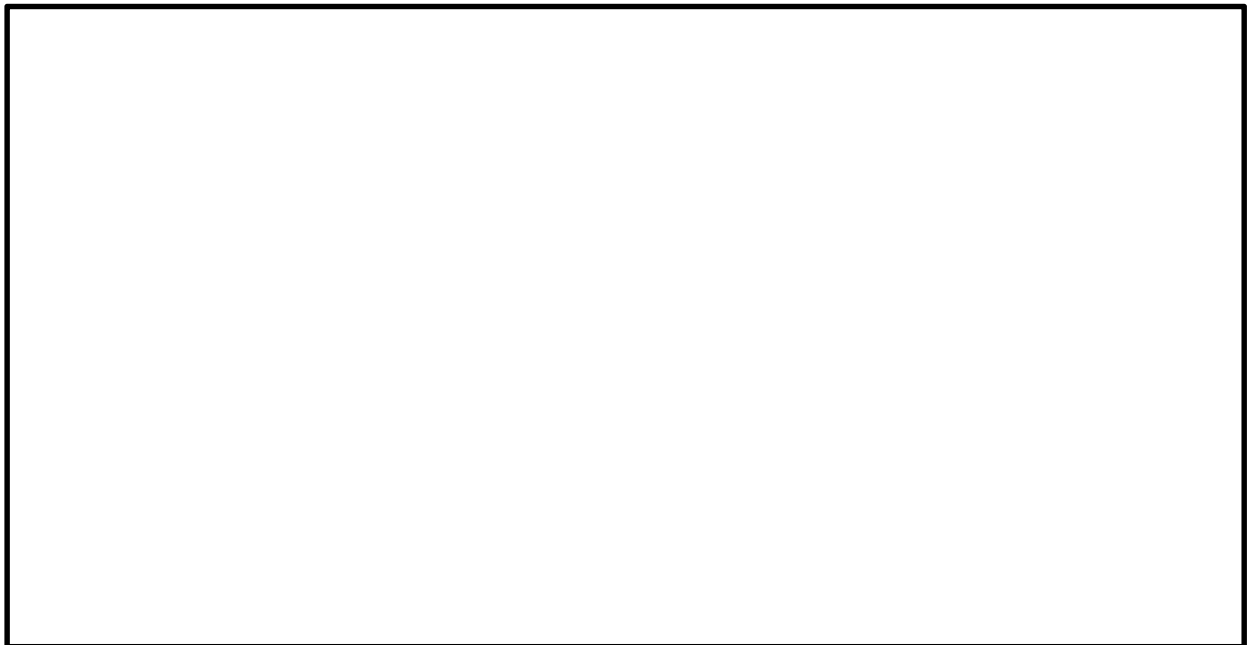


図 5.1-5(10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



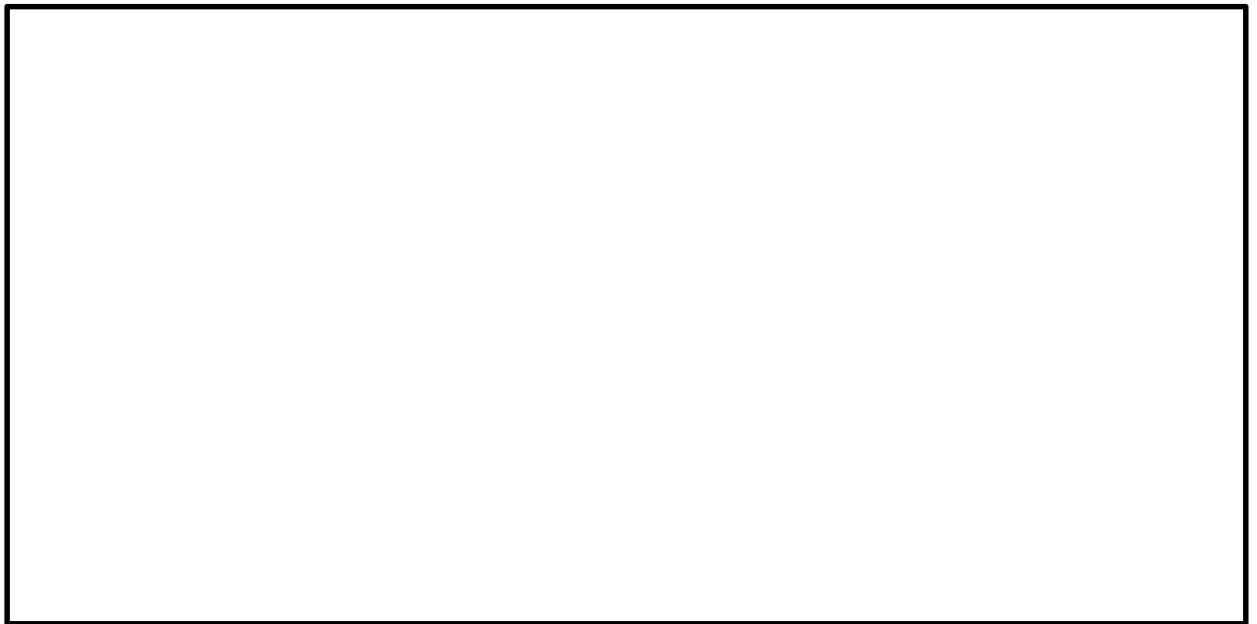


図 5.1-5(11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3\ 1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5(12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-3\ 1$  [H-, V+])  
(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)



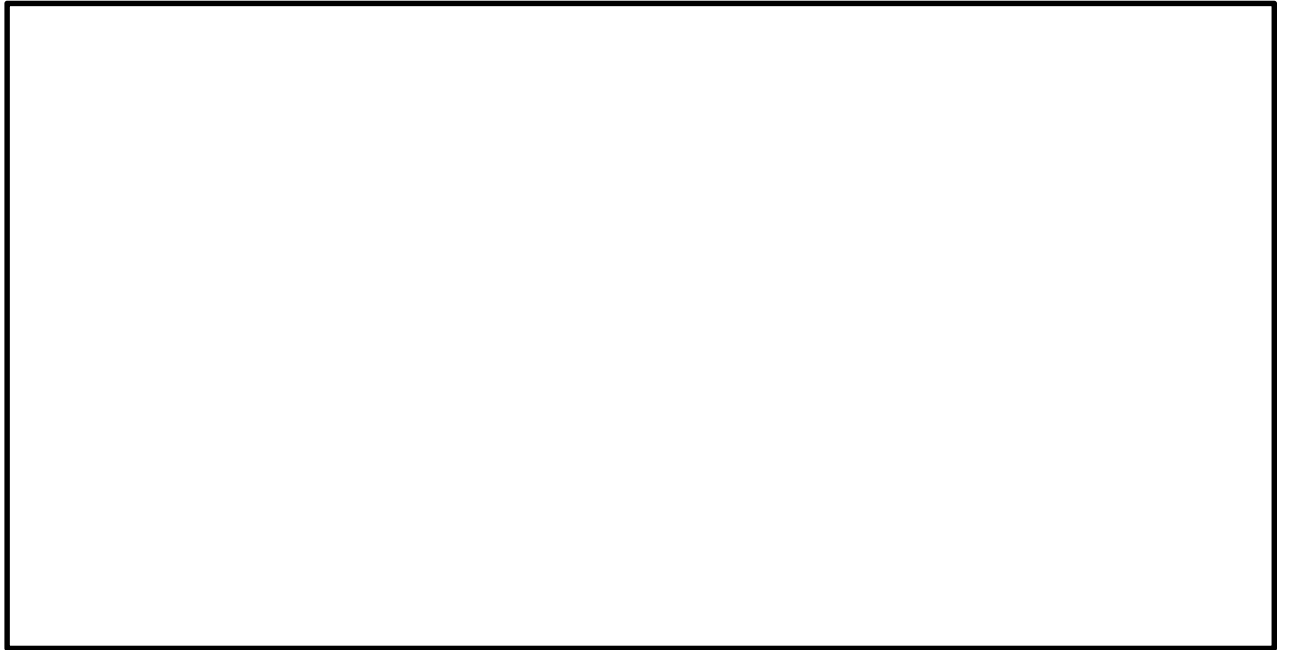


図 5.1-5(13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) した解析ケース)

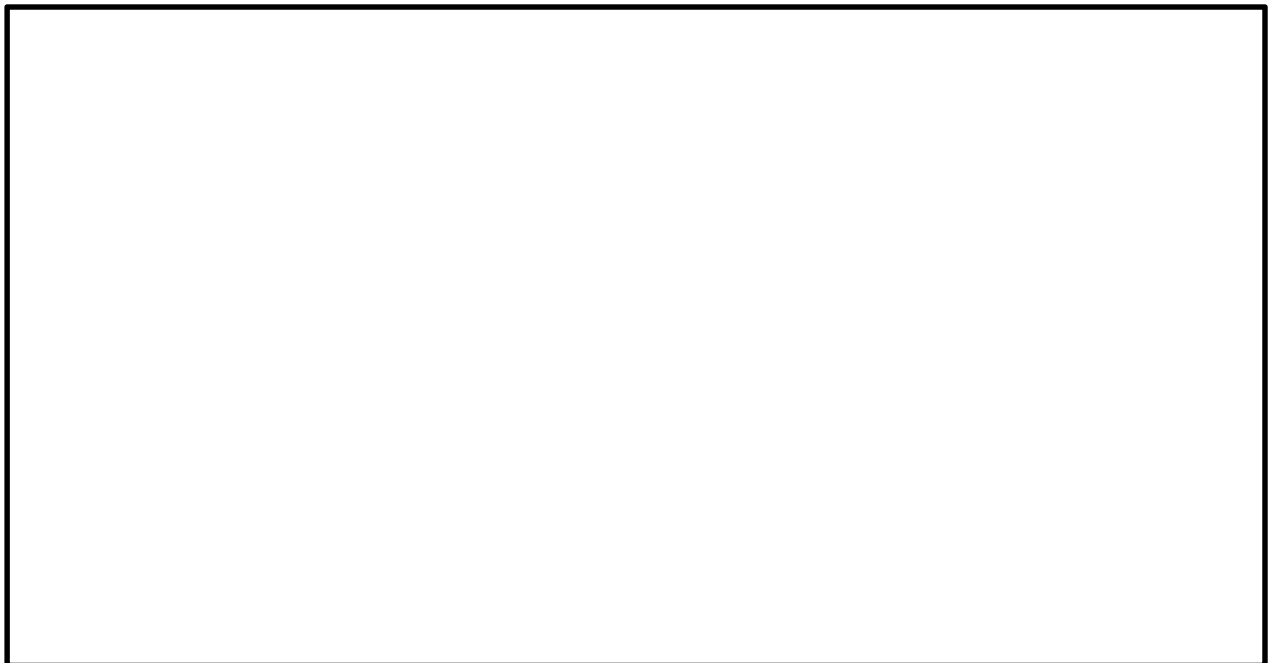


図 5.1-5(14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



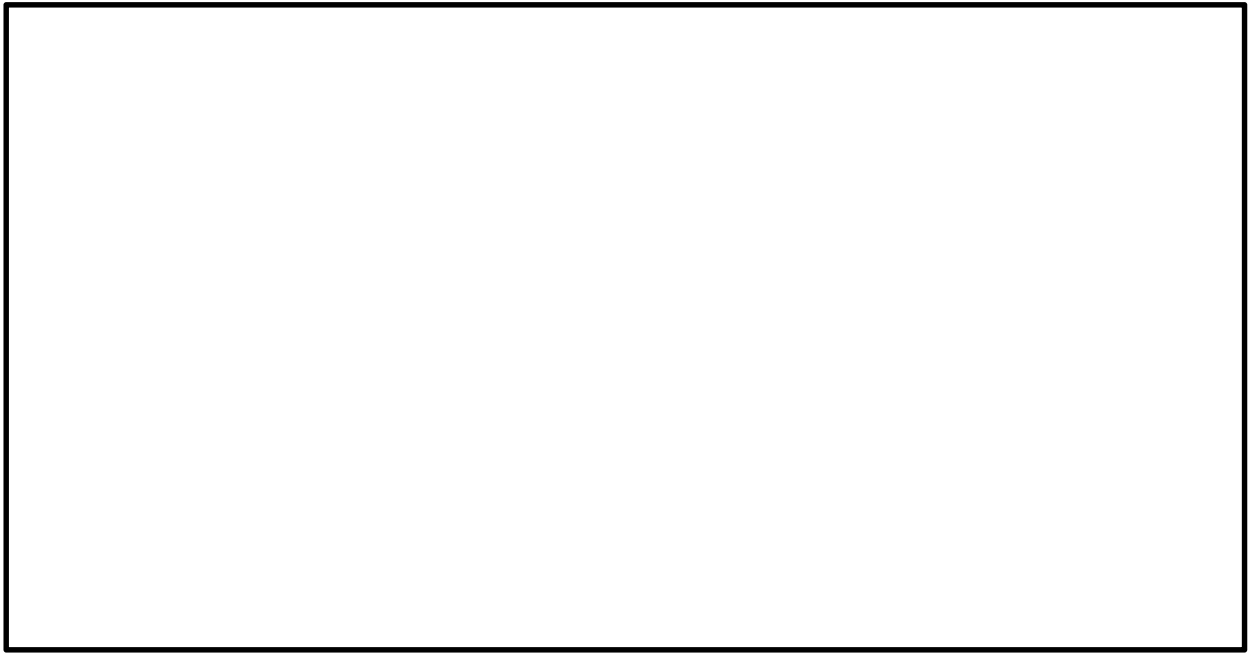


図 5.1-5 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

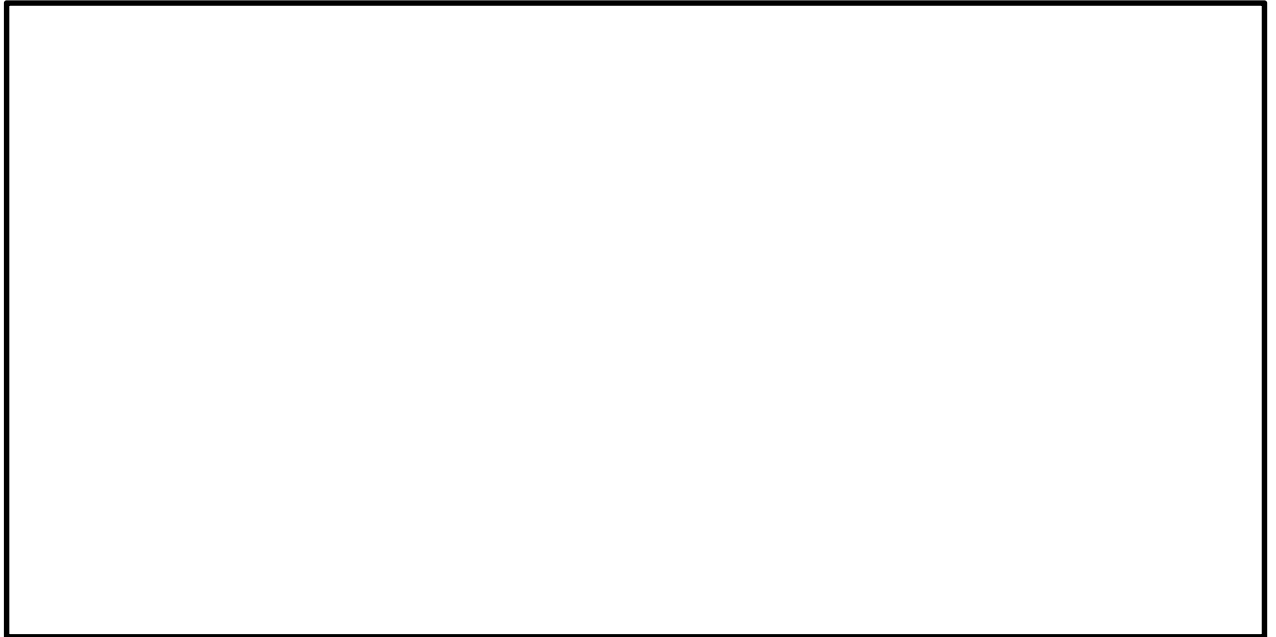


図 5.1-5(16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



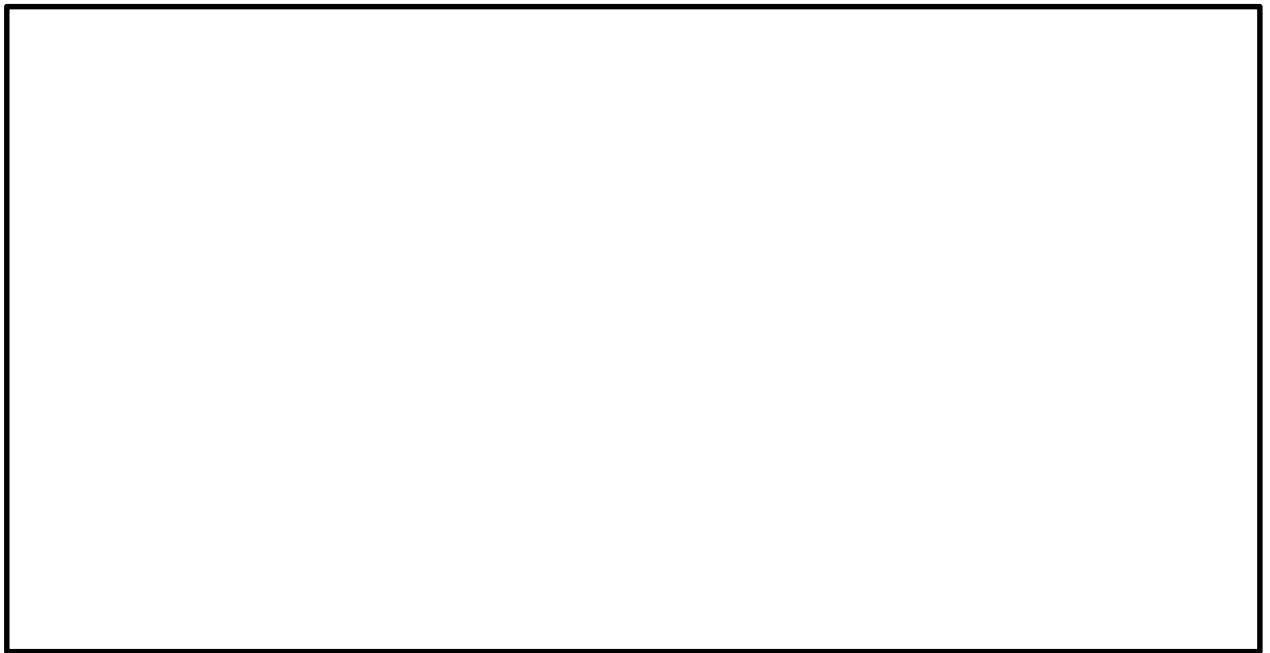


図 5.1-5(17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液化化の条件を仮定した解析ケース)





図 5.1-6(1) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(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 5.1-6(2) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(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)



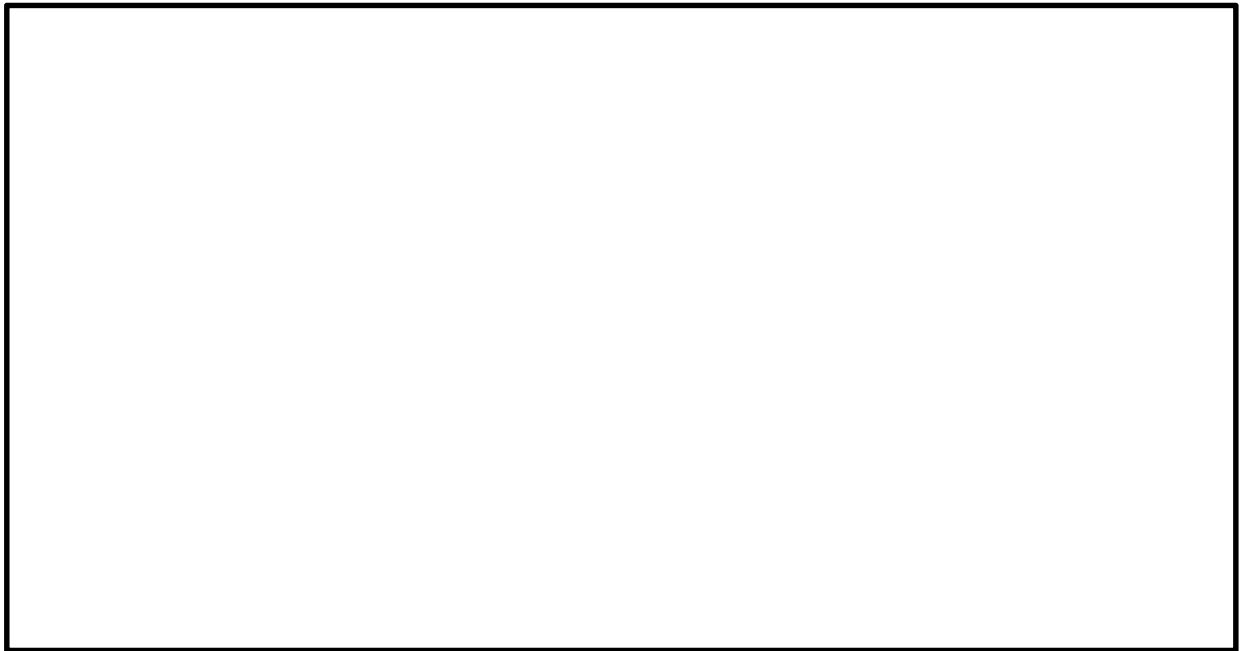


図 5.1-6(3) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6(4) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 [H-, V-]$ )  
(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 5.1-6(5) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.1$  [H+, V+])  
(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)

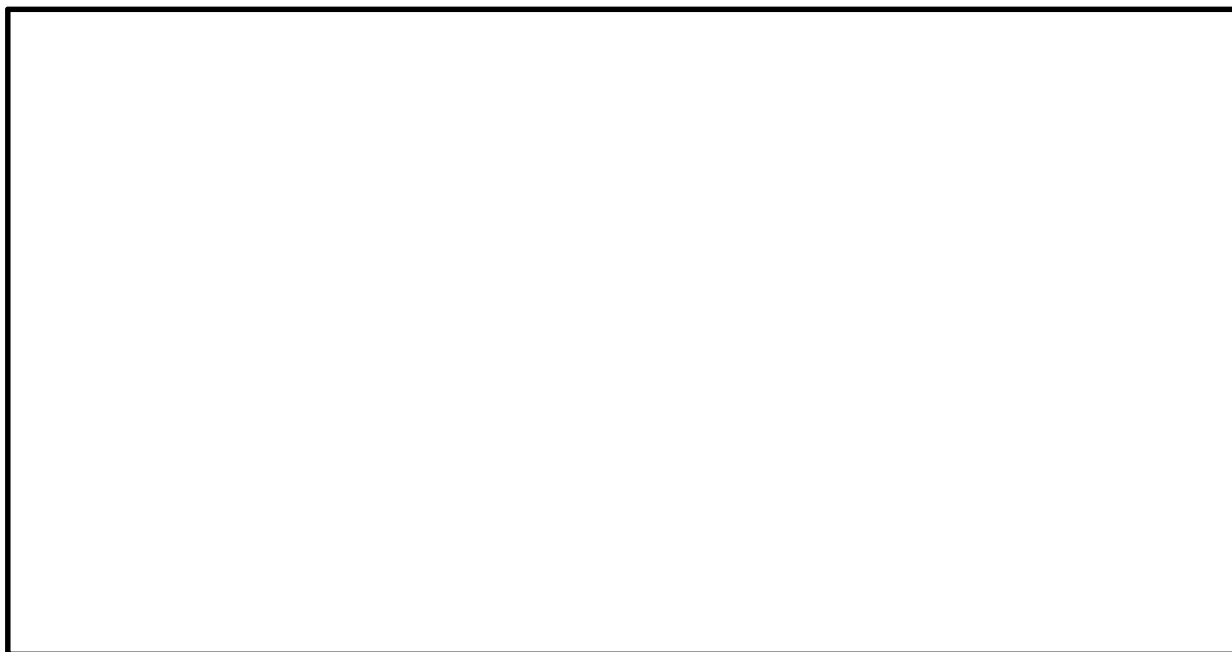


図 5.1-6(6) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



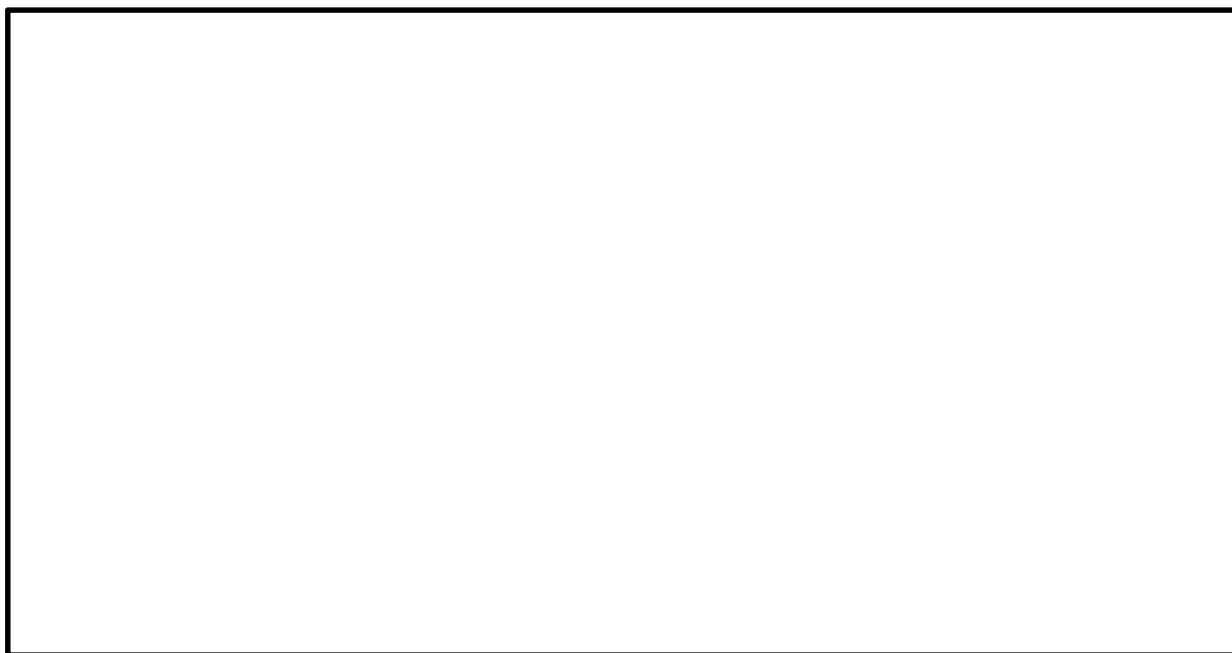


図 5.1-6(7) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6(8) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(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 5.1-6(9) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$  [H+, V+])  
(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 5.1-6(10) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$  [H+, V+])  
(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)



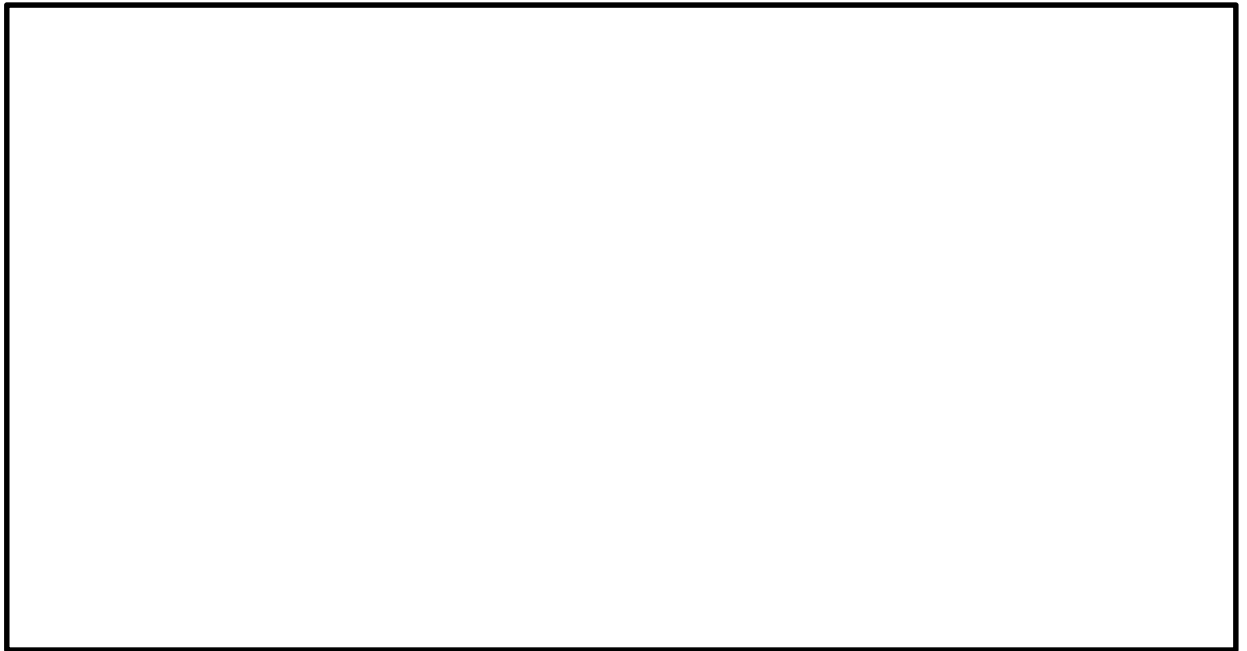


図 5.1-6(11) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

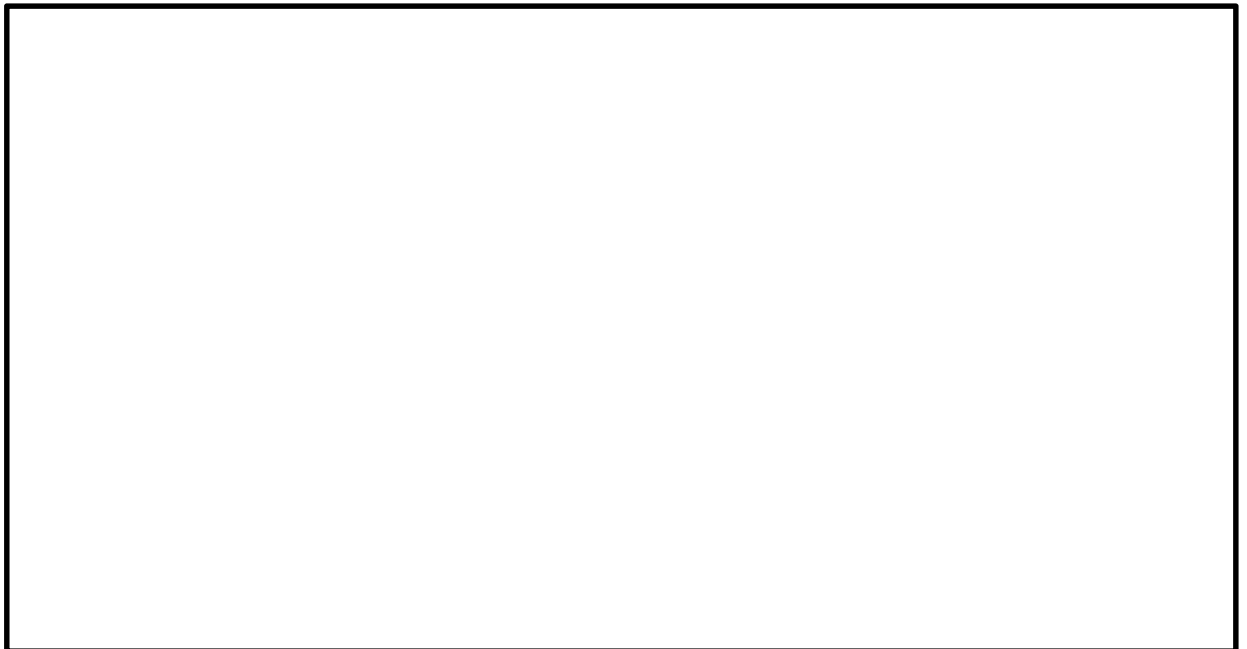


図 5.1-6(12) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



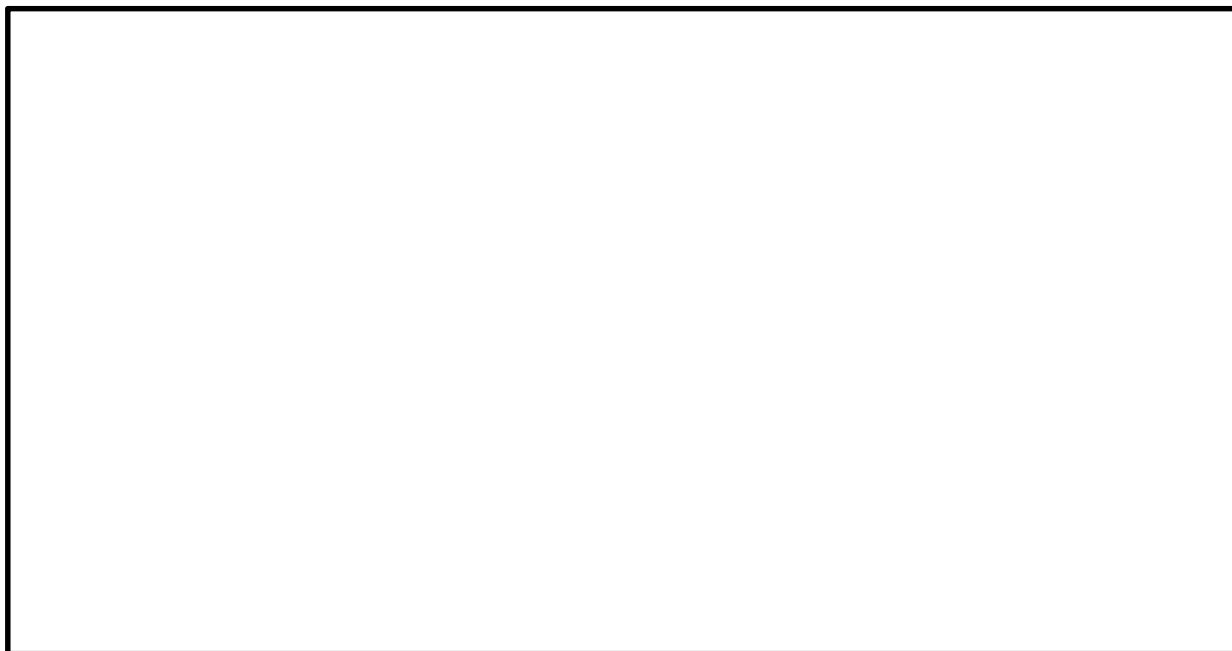


図 5.1-6(13) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-6(14) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



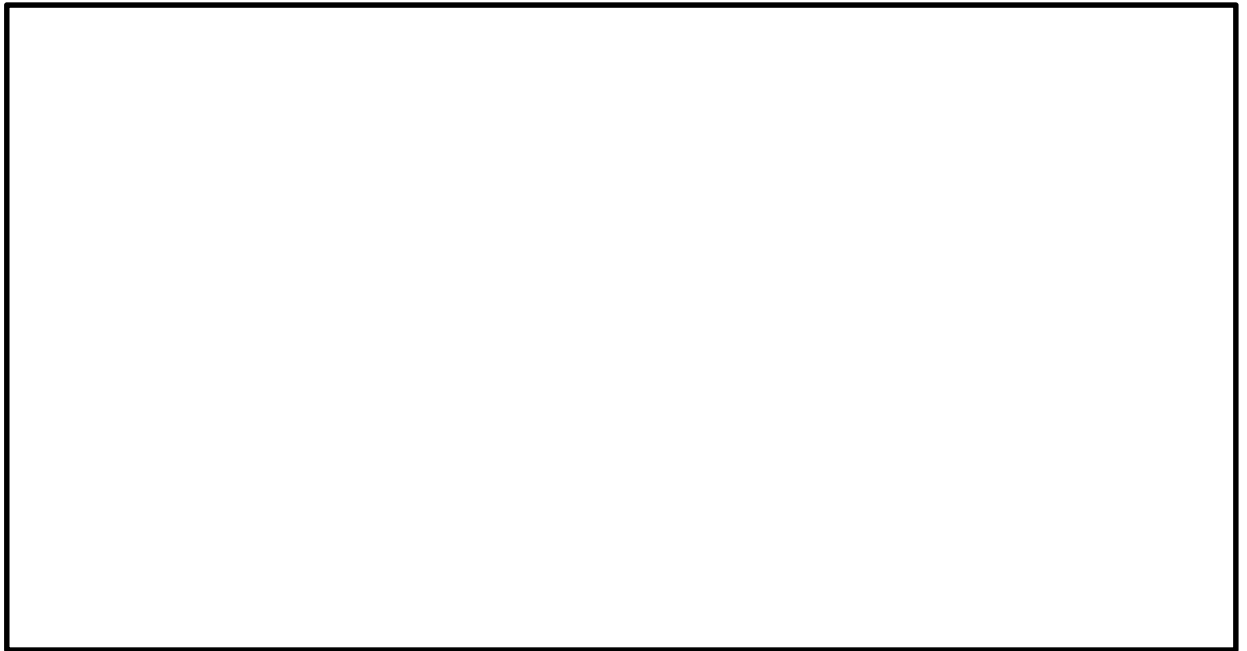


図 5.1-6(15) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

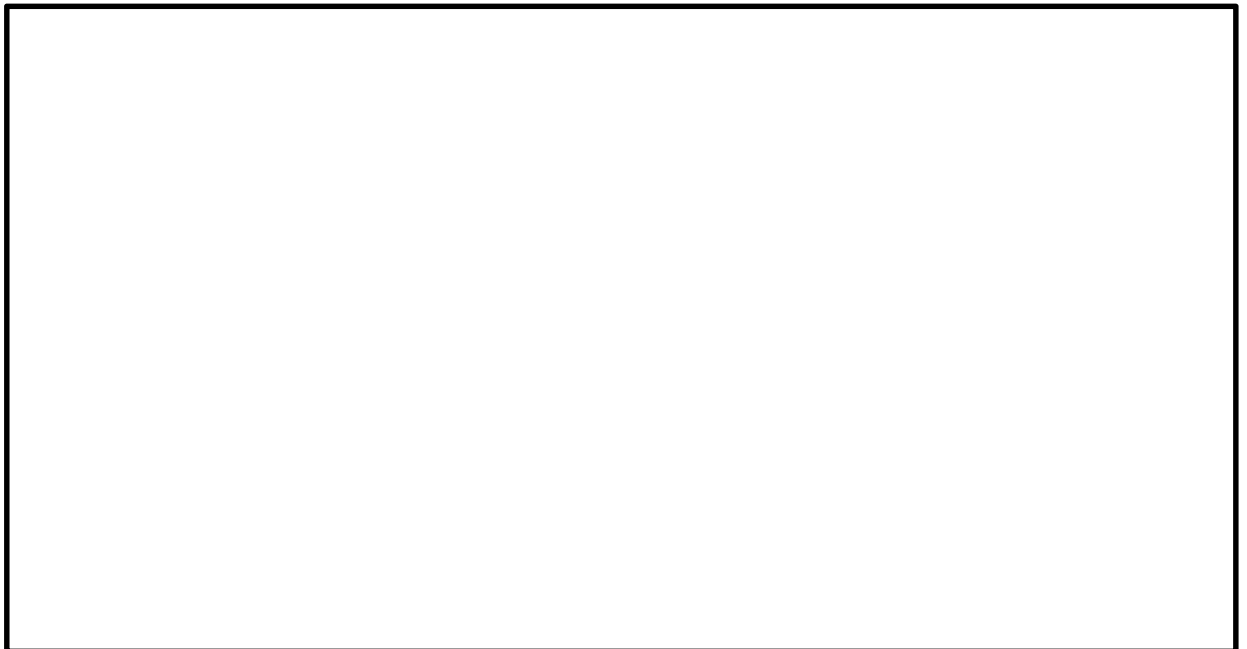


図 5.1-6(16) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)





図 5.1-6(17) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液化化の条件を仮定した解析ケース)



(4) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した剰間隙水圧比を確認するため，地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を図 5.1-7 及び図 5.1-8 に示す。



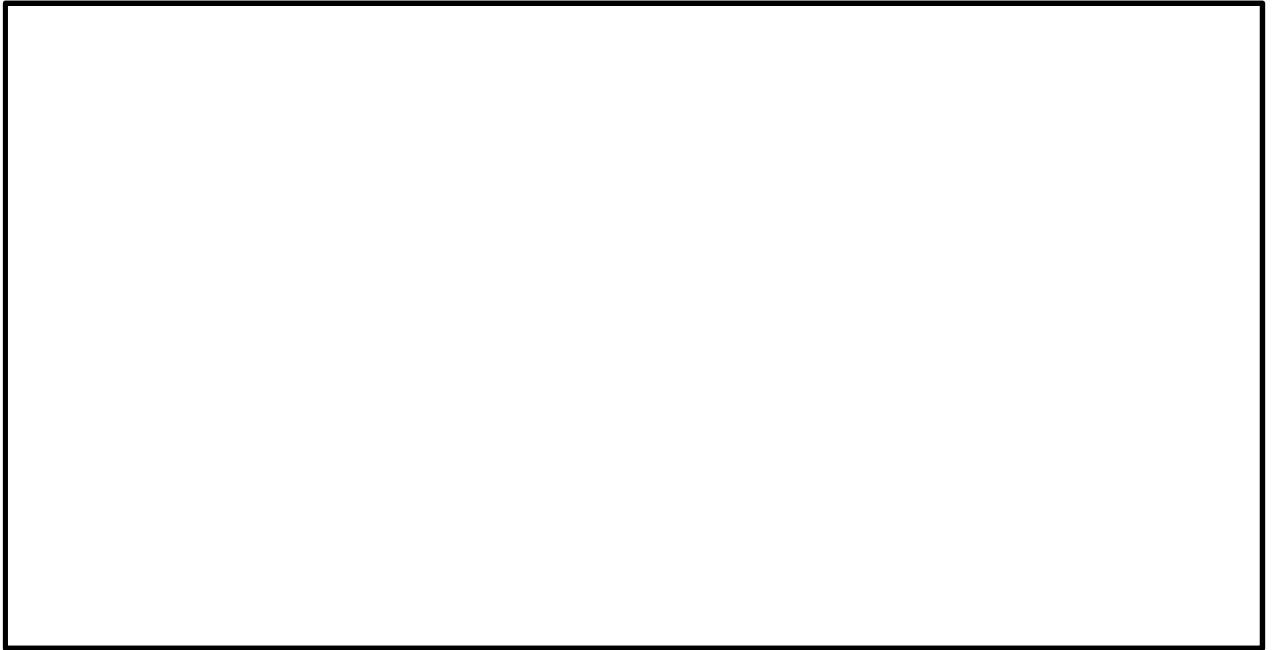


図 5.1-7(1) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7(2) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )  
(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)



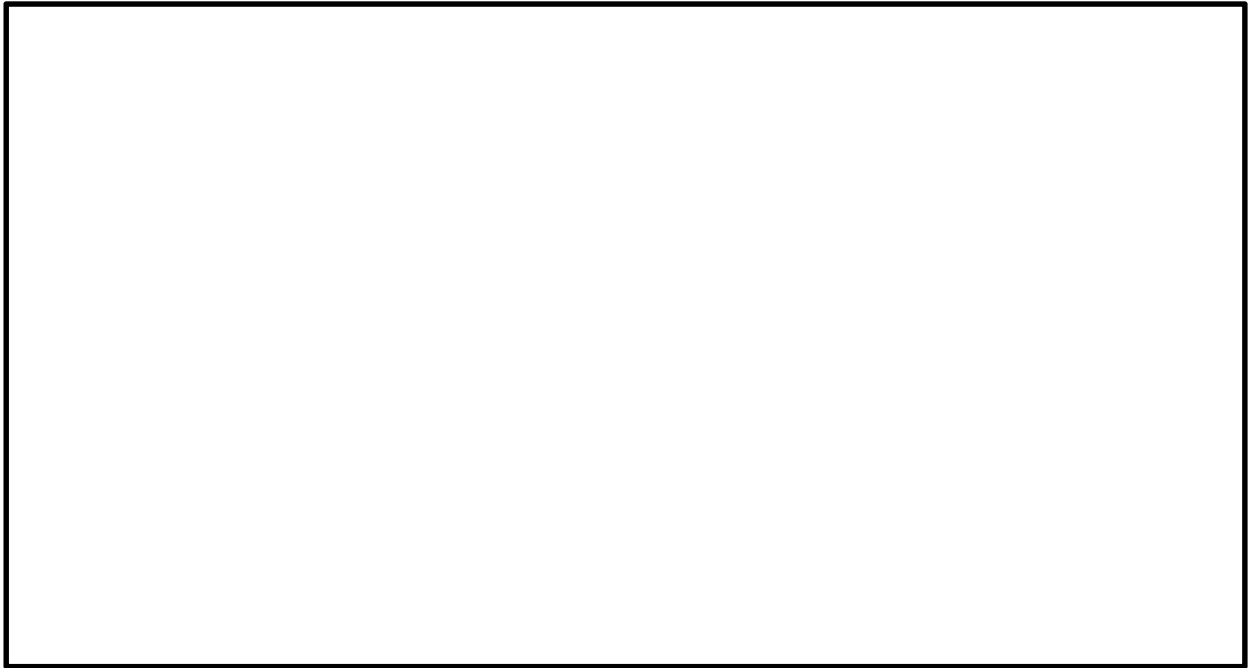


図 5.1-7(3) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

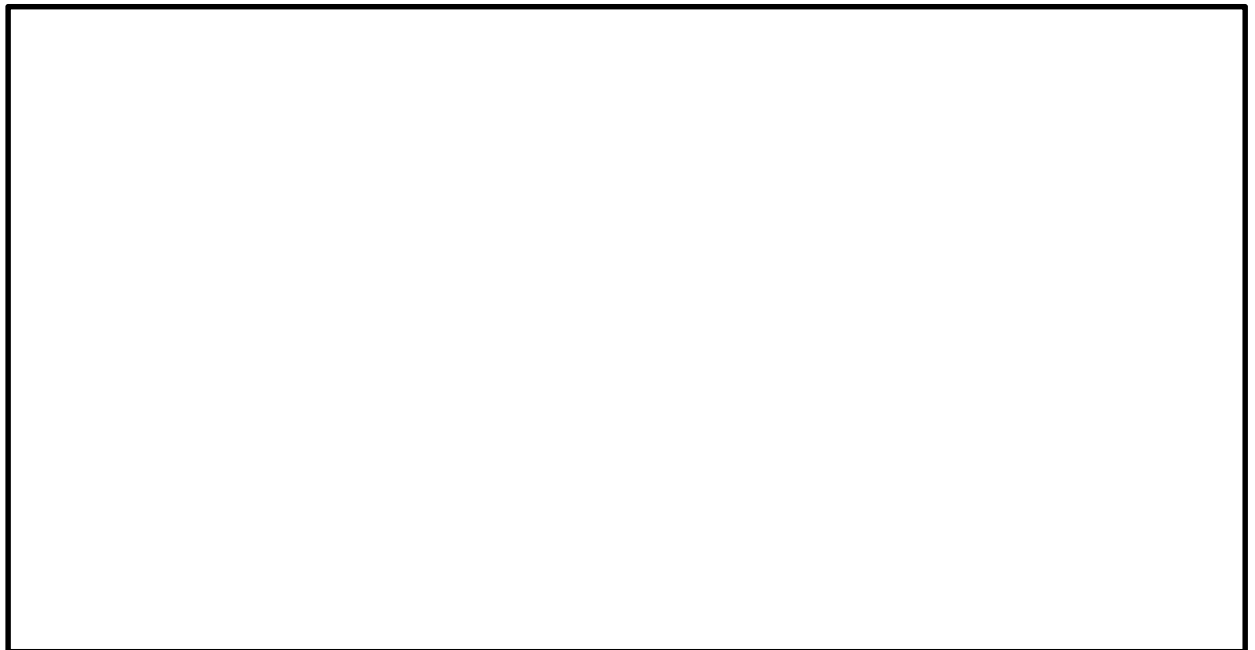


図 5.1-7(4) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



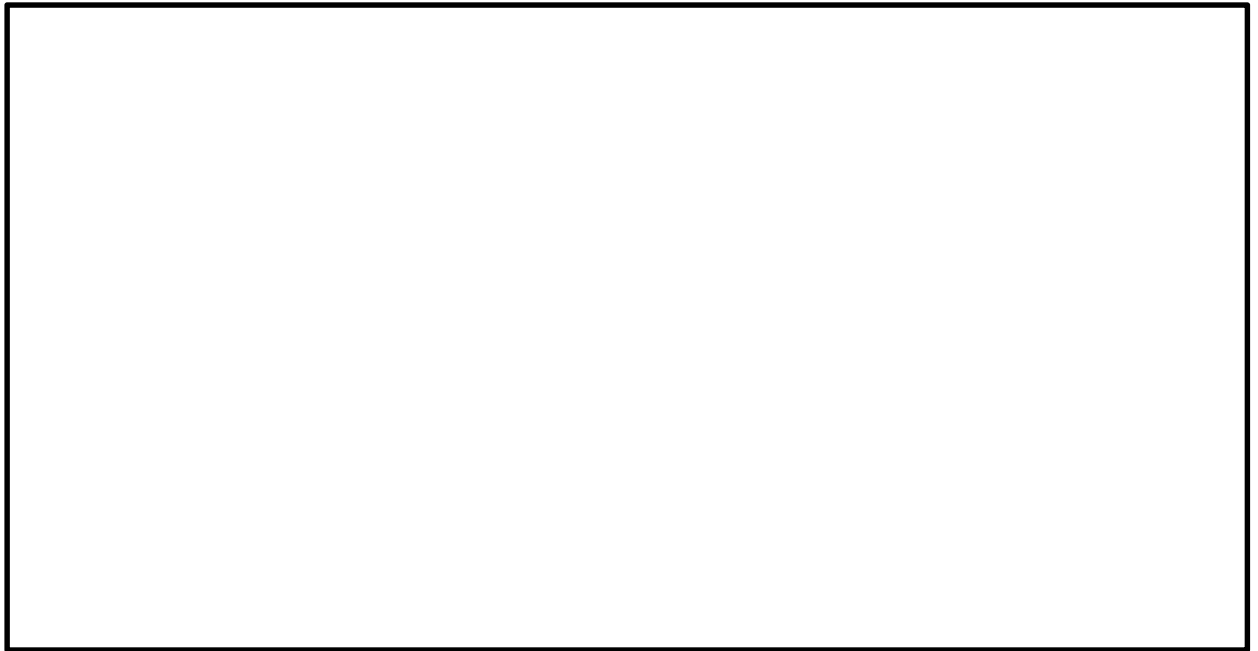


図 5.1-7(5) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7(6) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.2 [H+, V+]$ )  
(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)



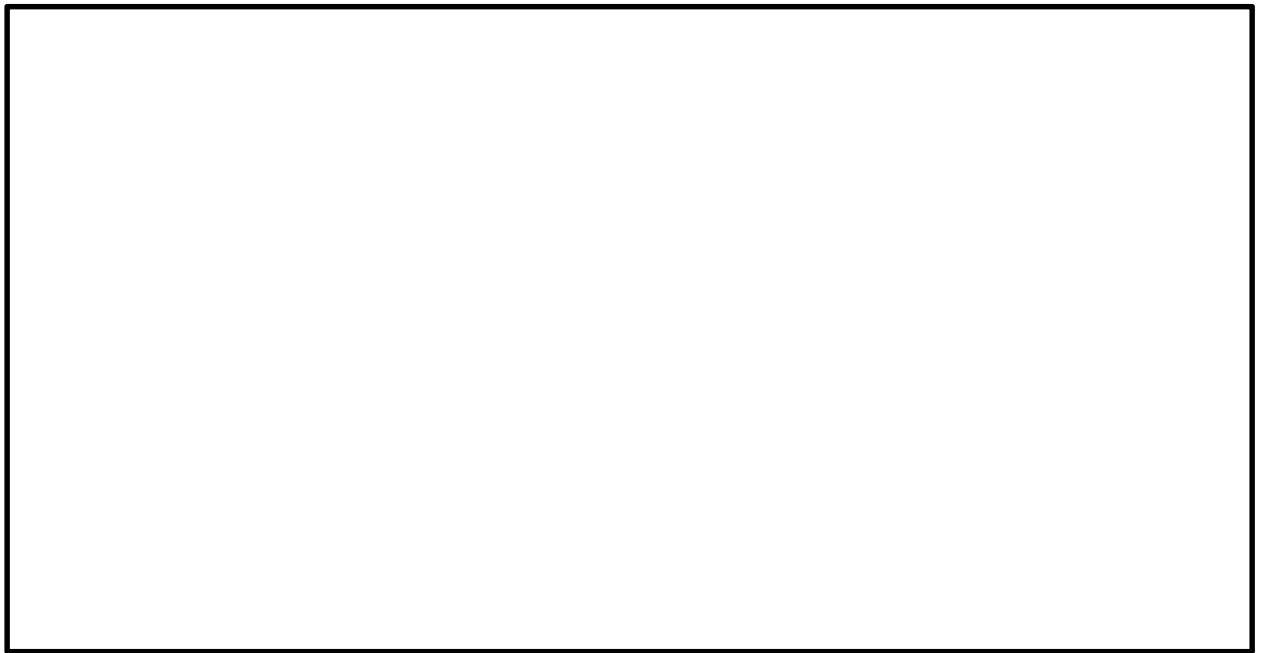


図 5.1-7(7) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.3$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

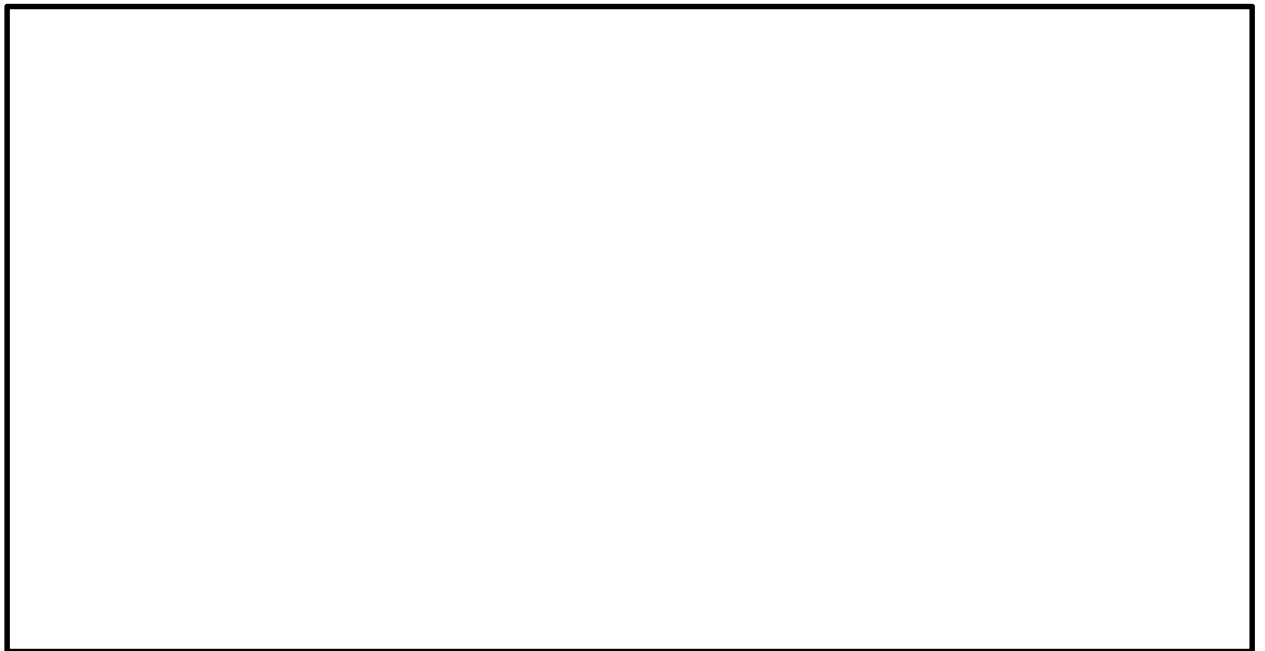


図 5.1-7(8) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-7(9) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 1$  [H+, V+])  
(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)

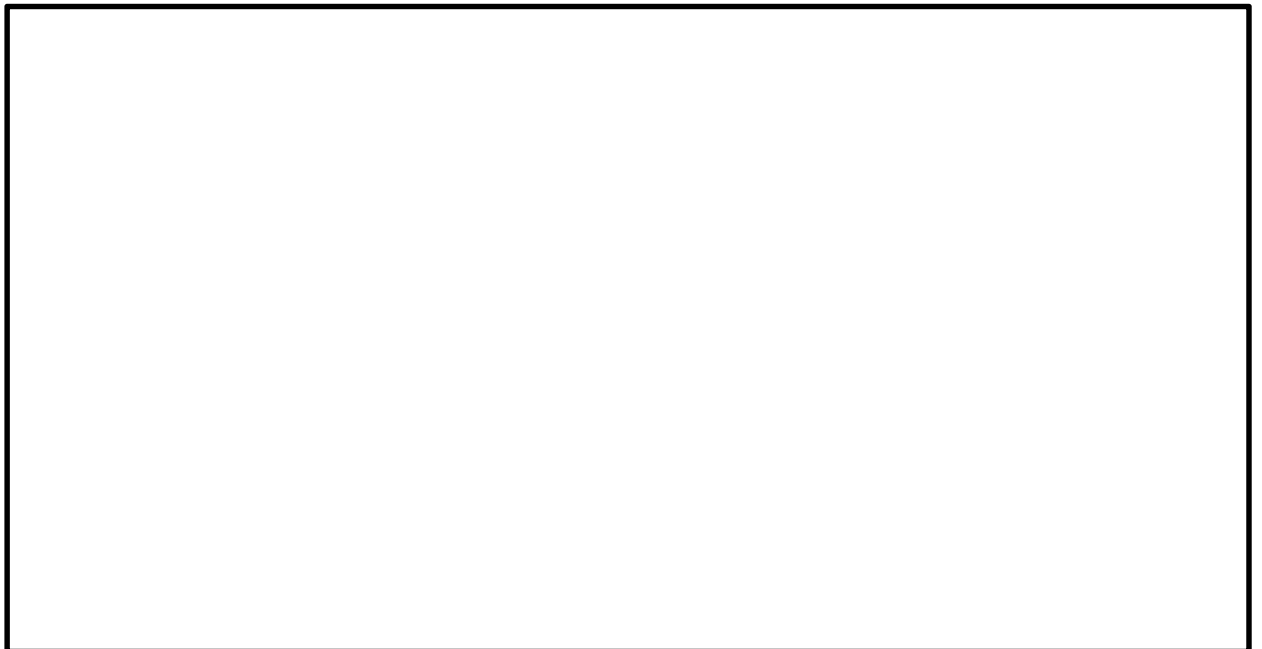


図 5.1-7(10) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 2$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



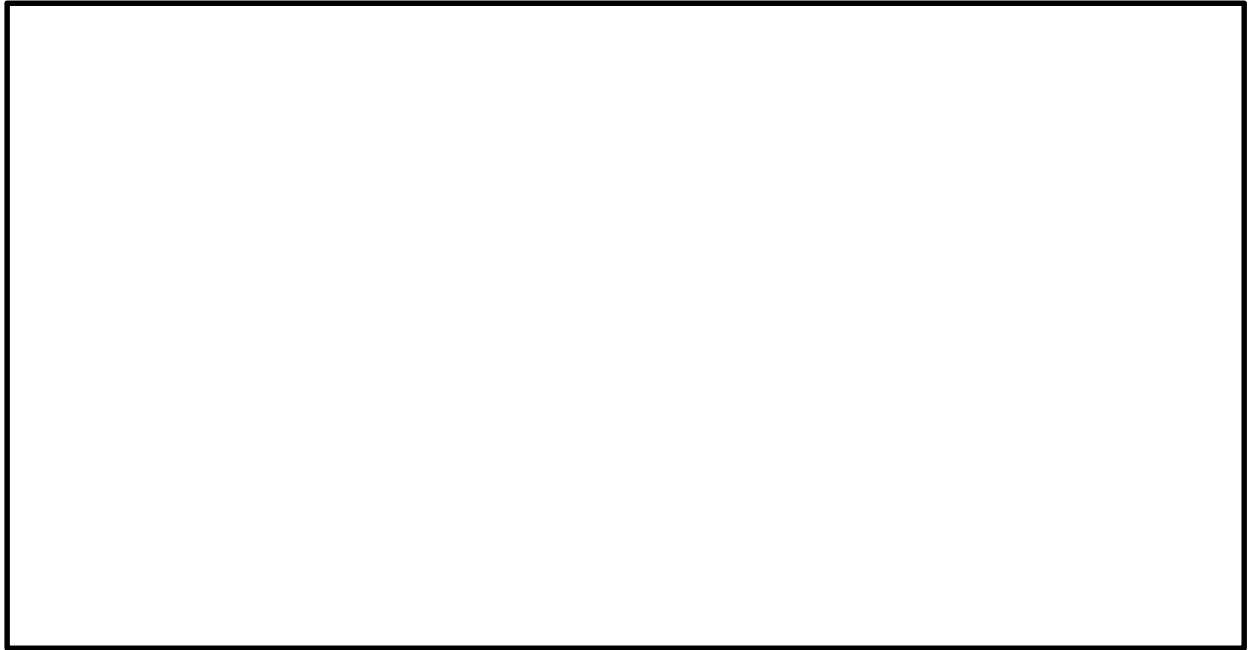


図 5.1-7(11) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

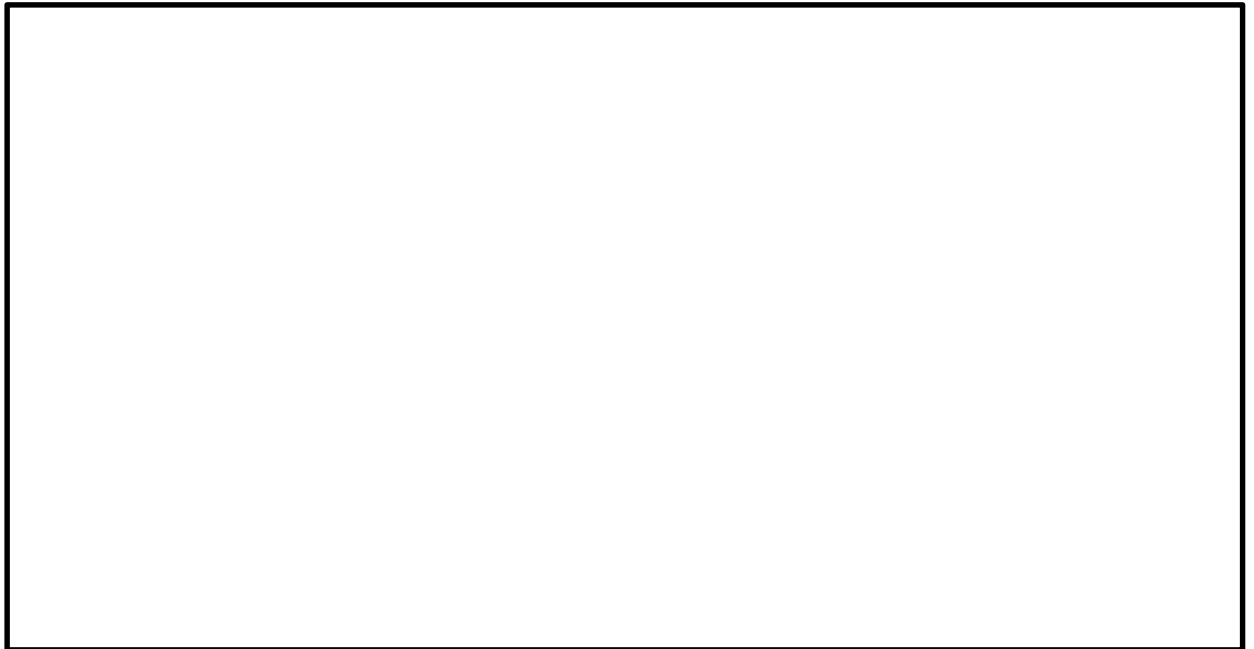


図 5.1-7(12) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



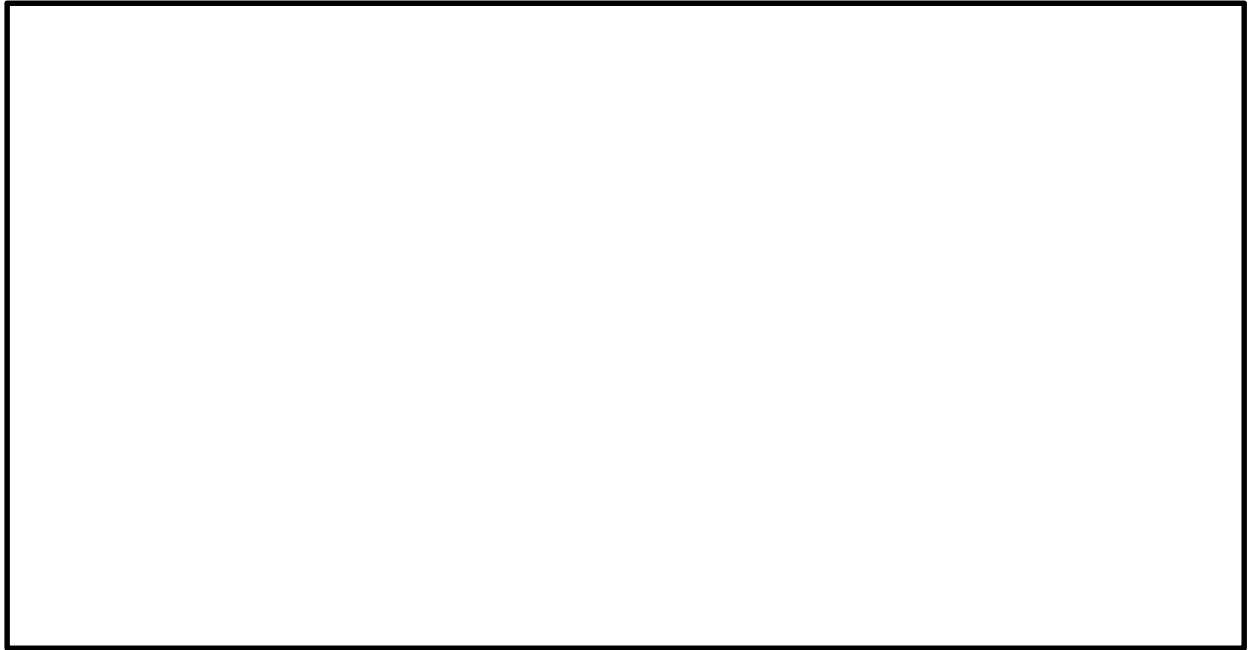


図 5.1-7(13) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース)

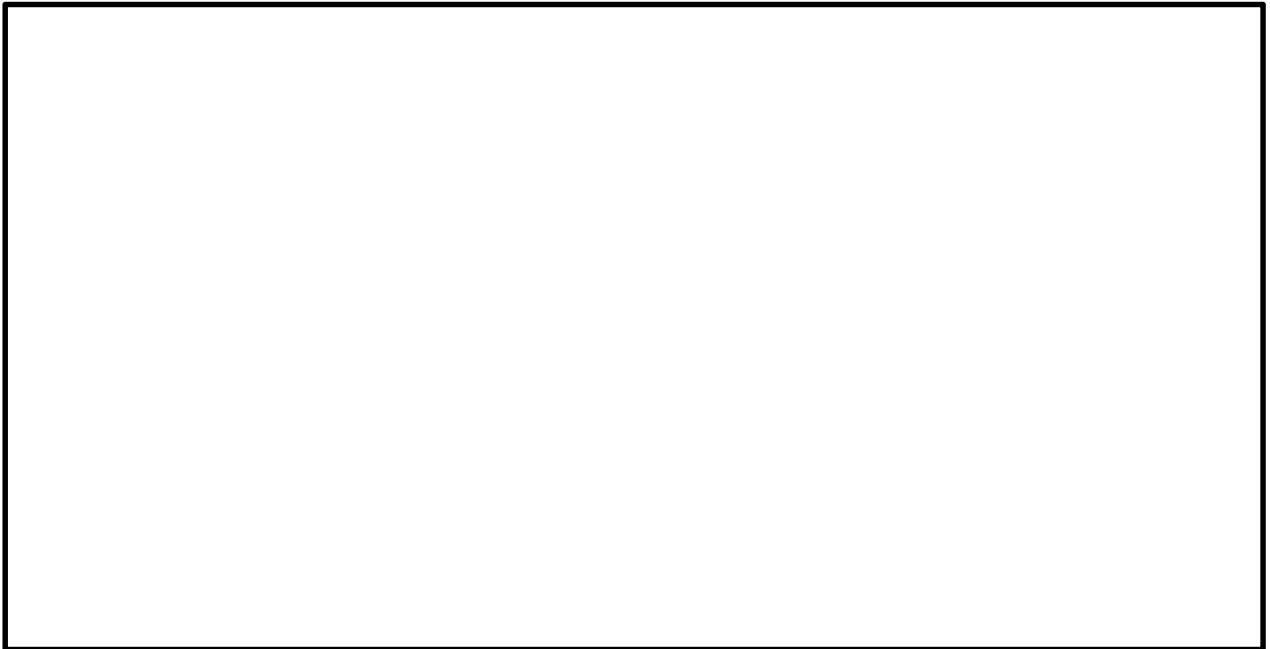


図 5.1-7(14) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース)



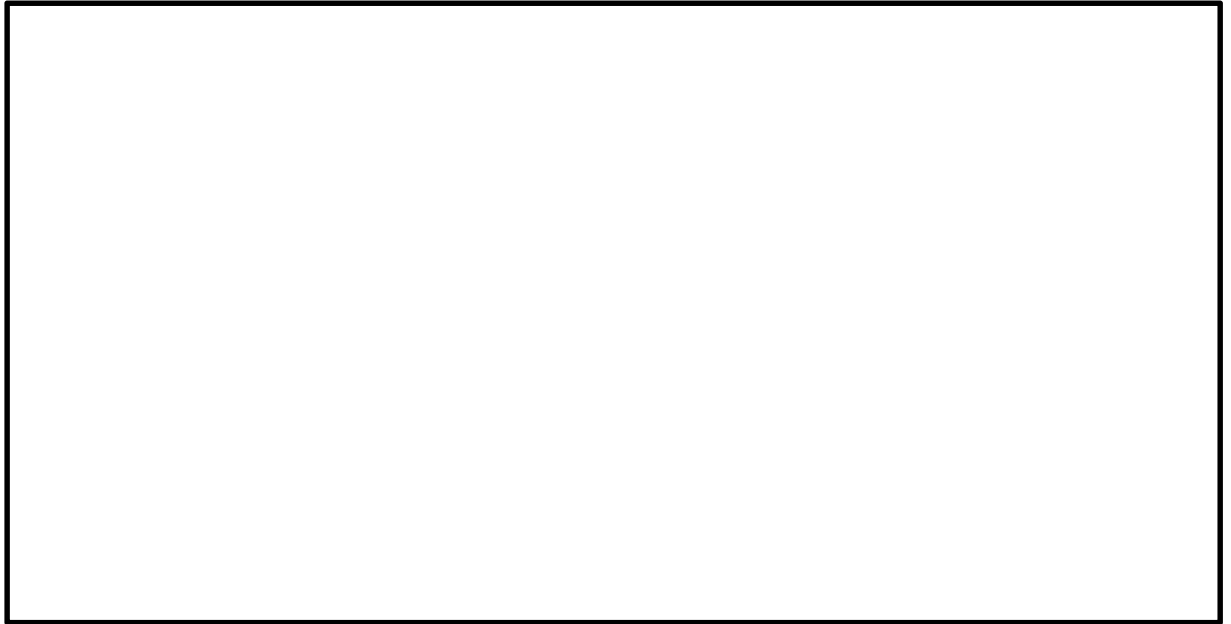


図 5.1-7(15) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

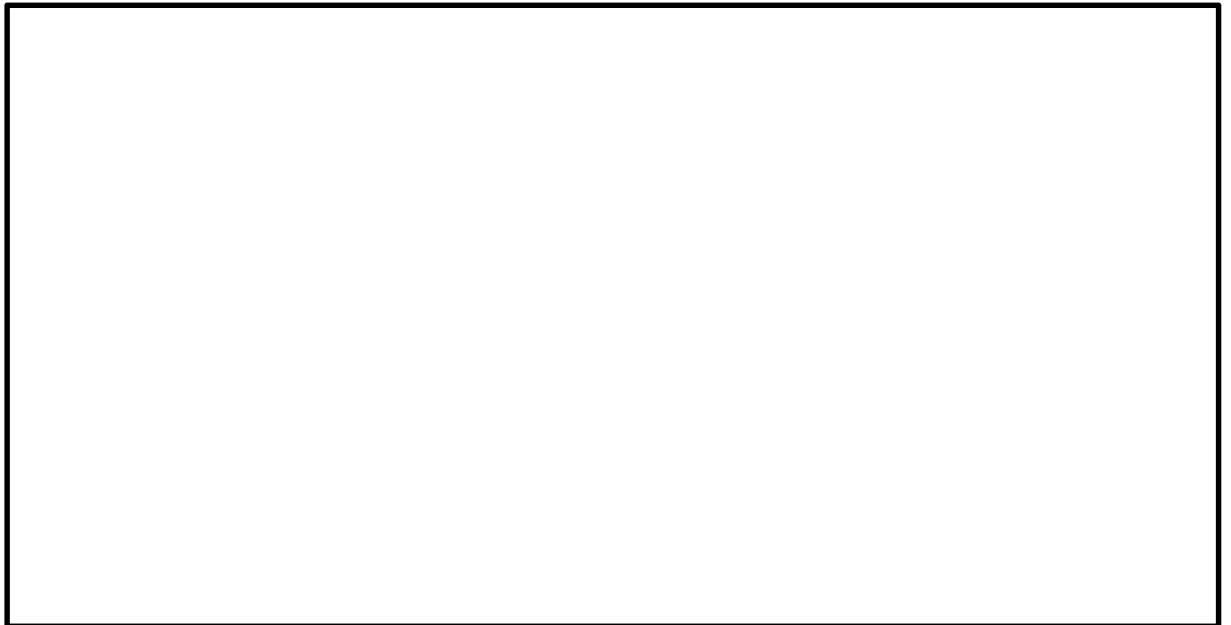


図 5.1-7(16) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



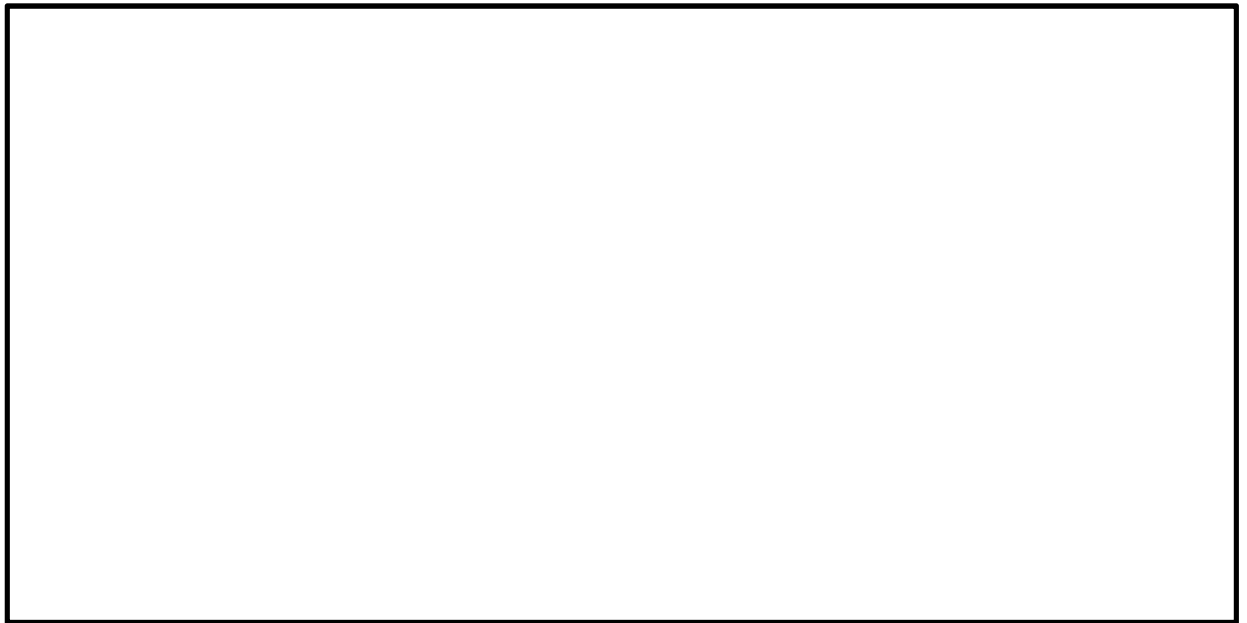


図 5.1-7(17) ①－①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



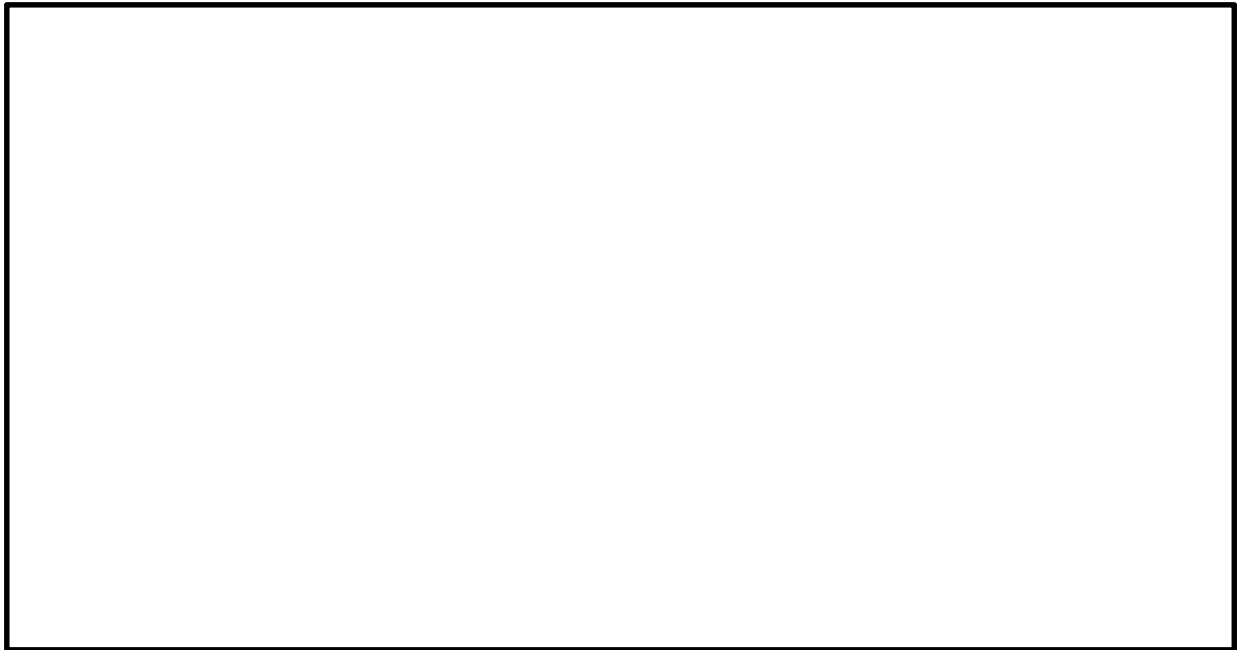


図 5.1-8(1) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

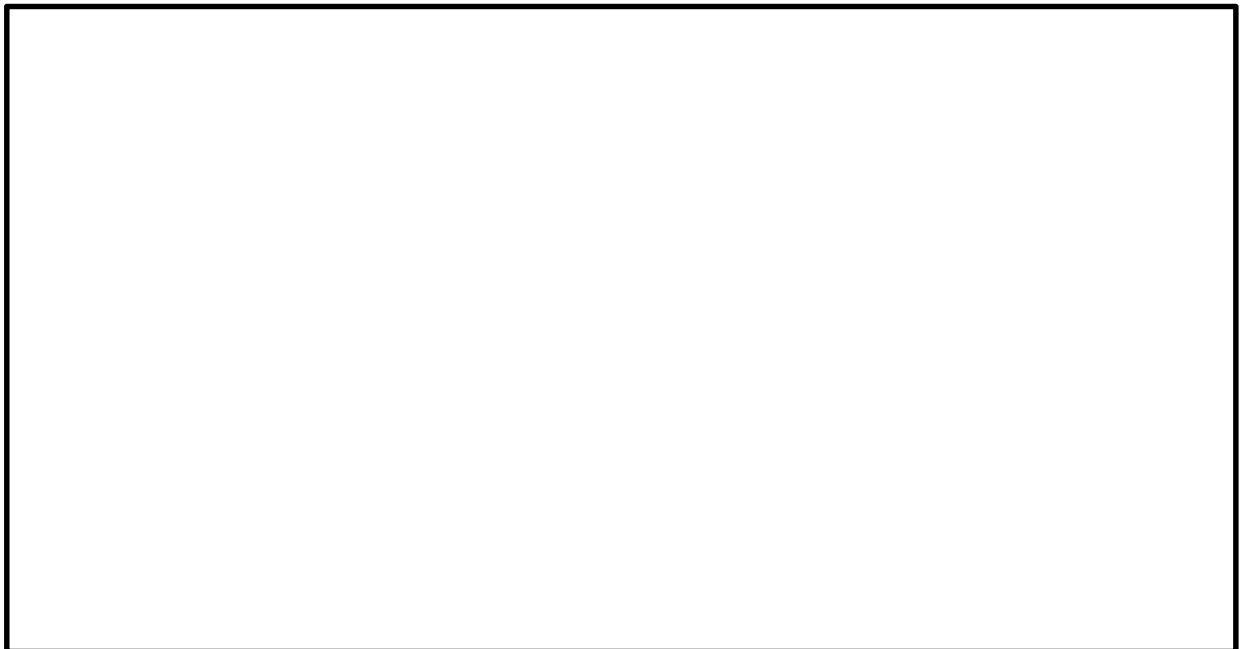


図 5.1-8(2) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



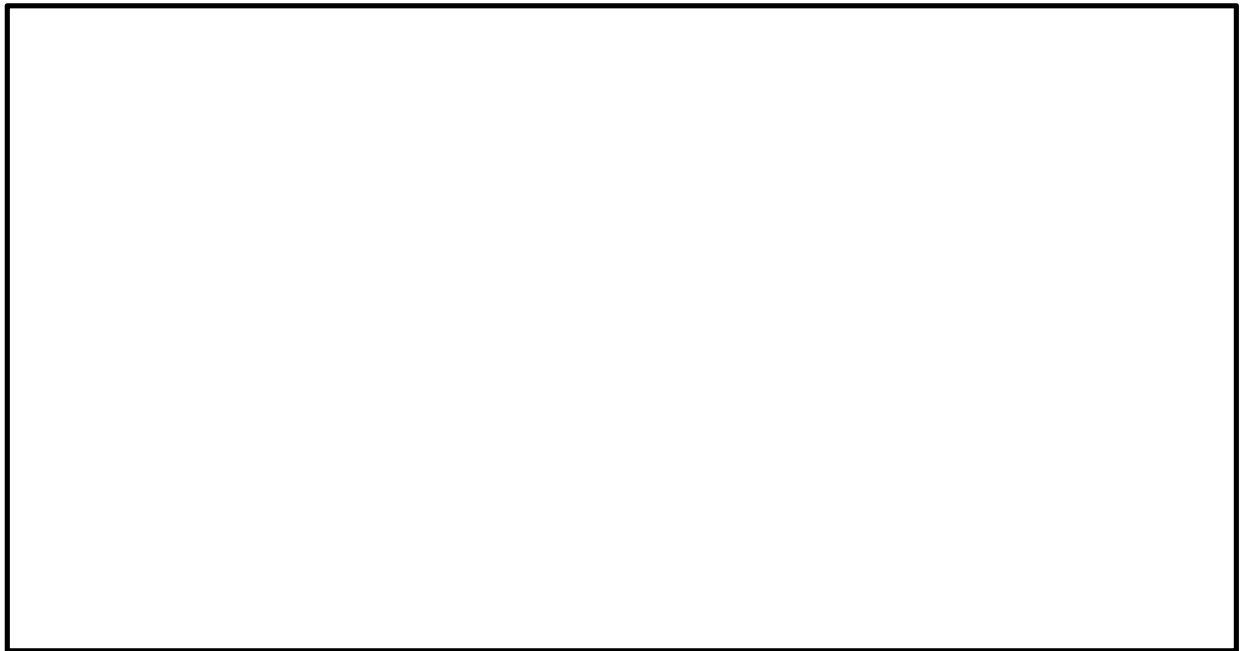


図 5.1-8(3) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

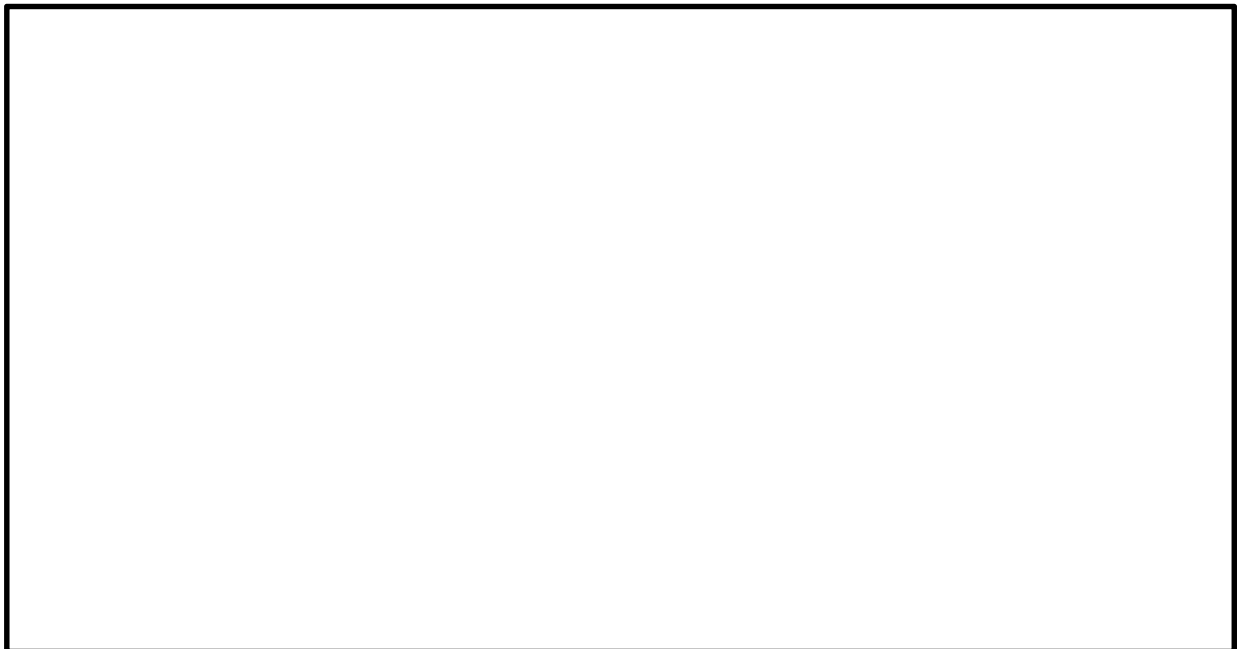


図 5.1-8(4) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H-, V-])  
(検討ケース②: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



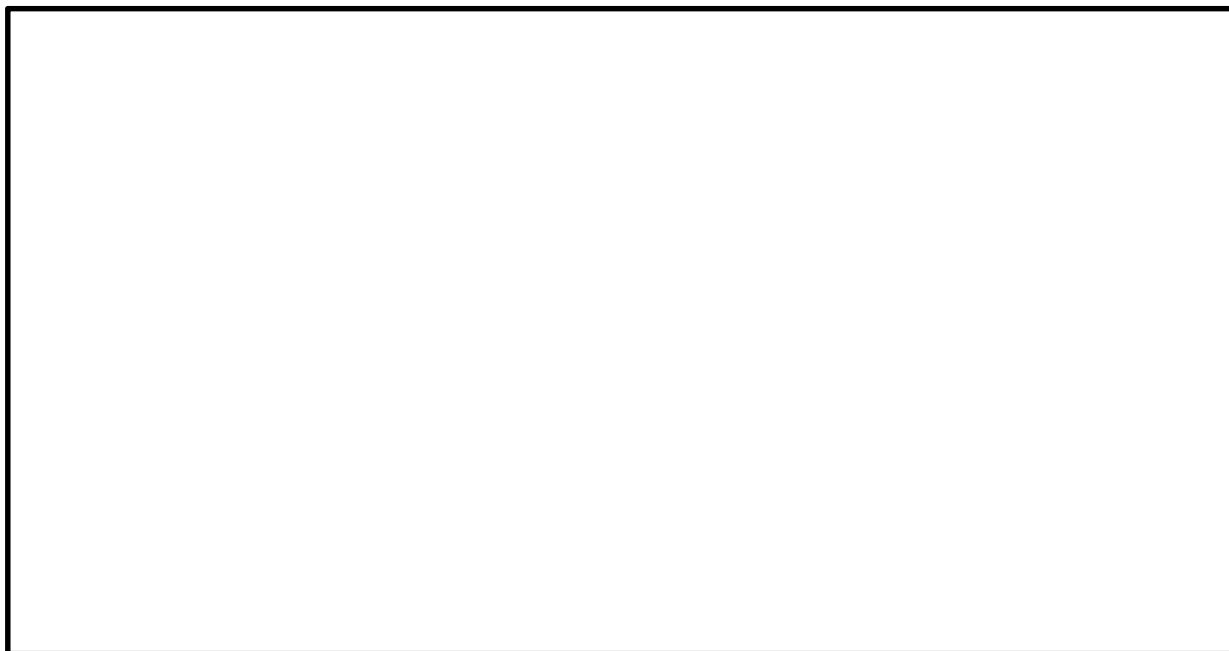


図 5.1-8(5) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8(6) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.2 [H+, V+]$ )  
(検討ケース②：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



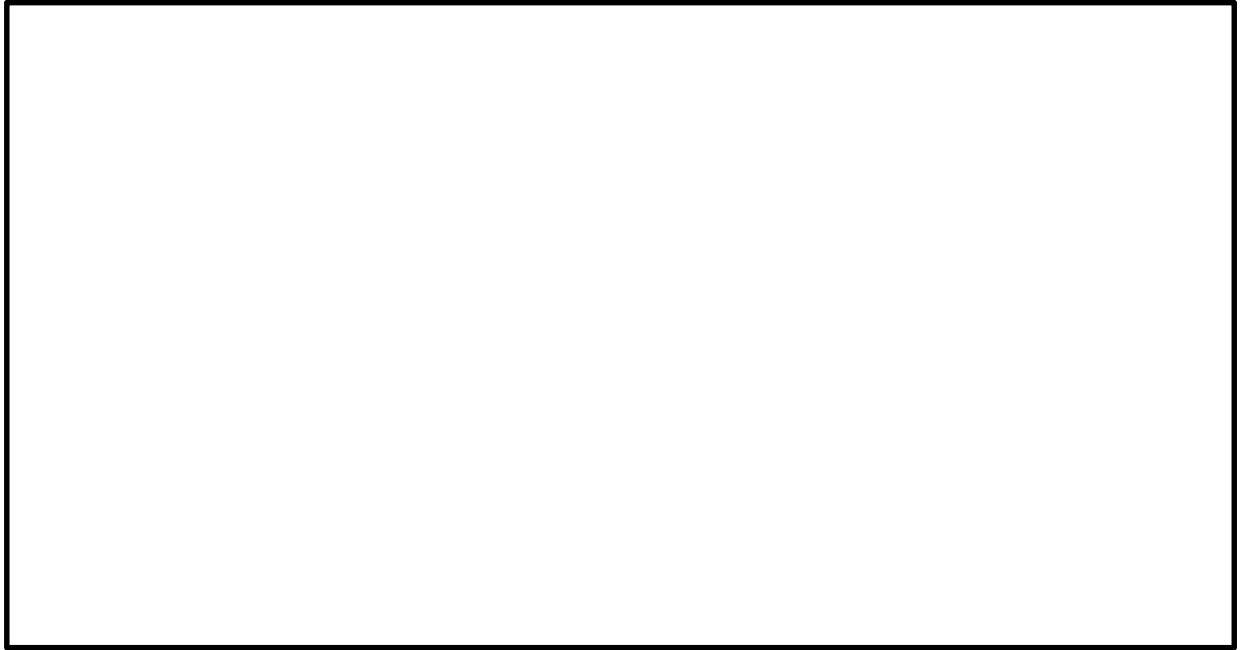


図 5.1-8(7) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.3$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

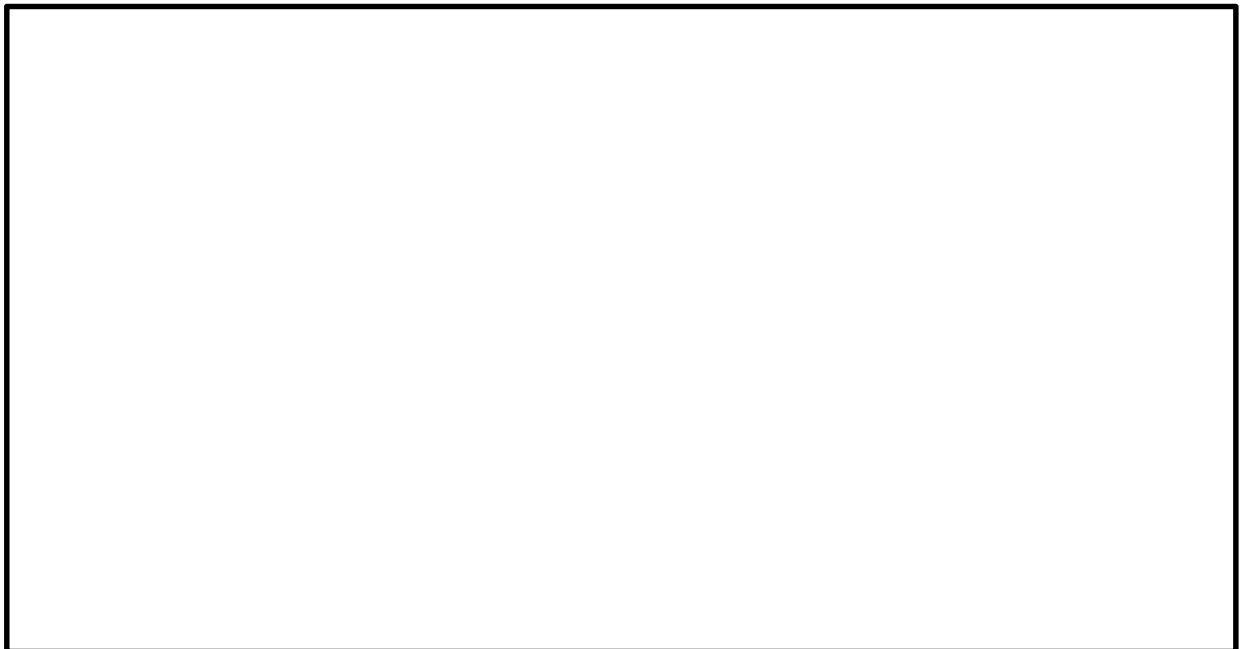


図 5.1-8(8) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-8(9) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 1$  [H+, V+])  
(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 5.1-8(10) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2\ 2$  [H+, V+])  
(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)



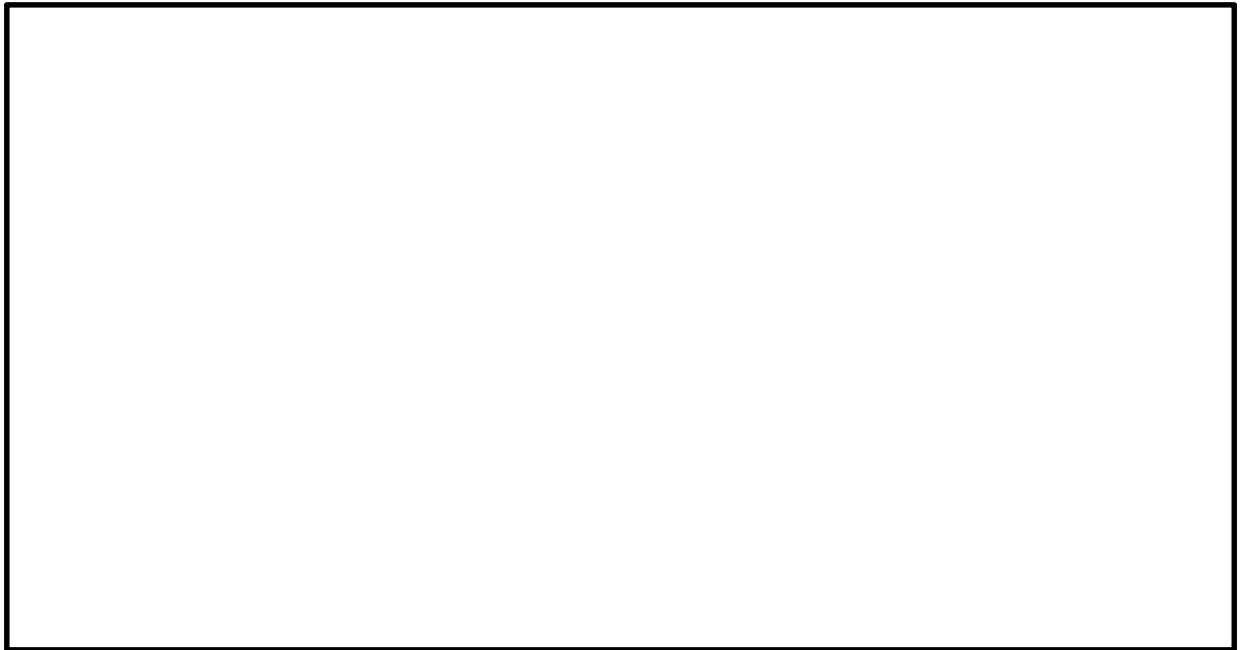


図 5.1-8(11) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

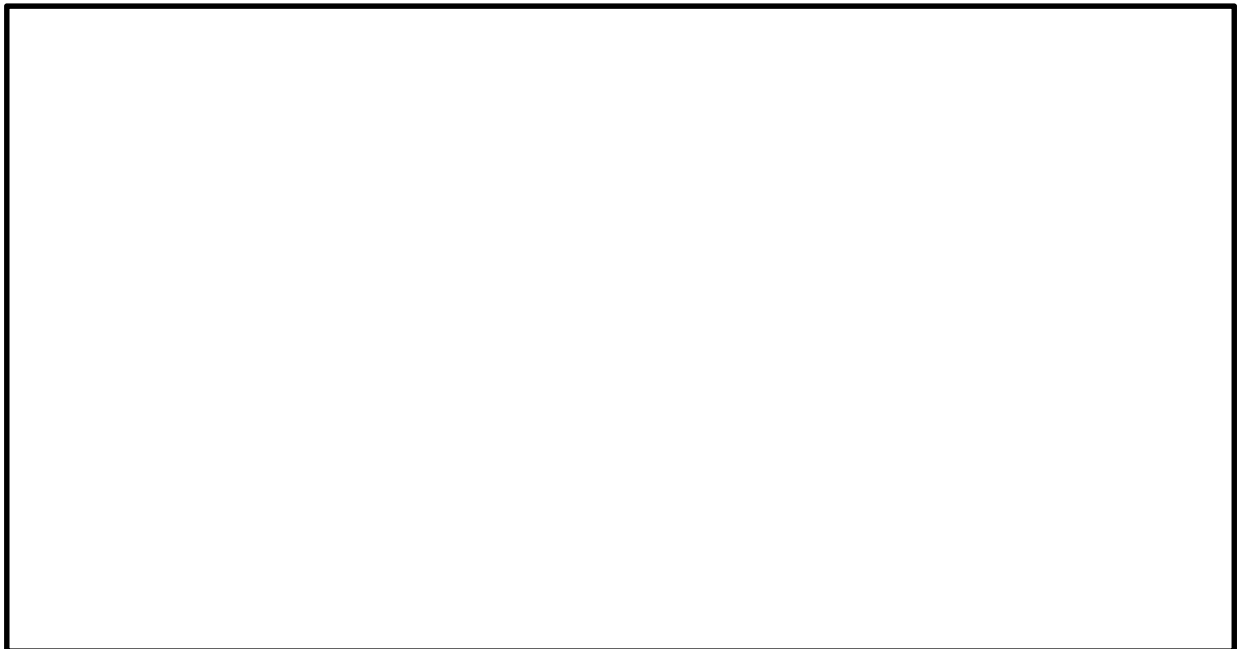


図 5.1-8(12) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-8(13) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-8(14) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



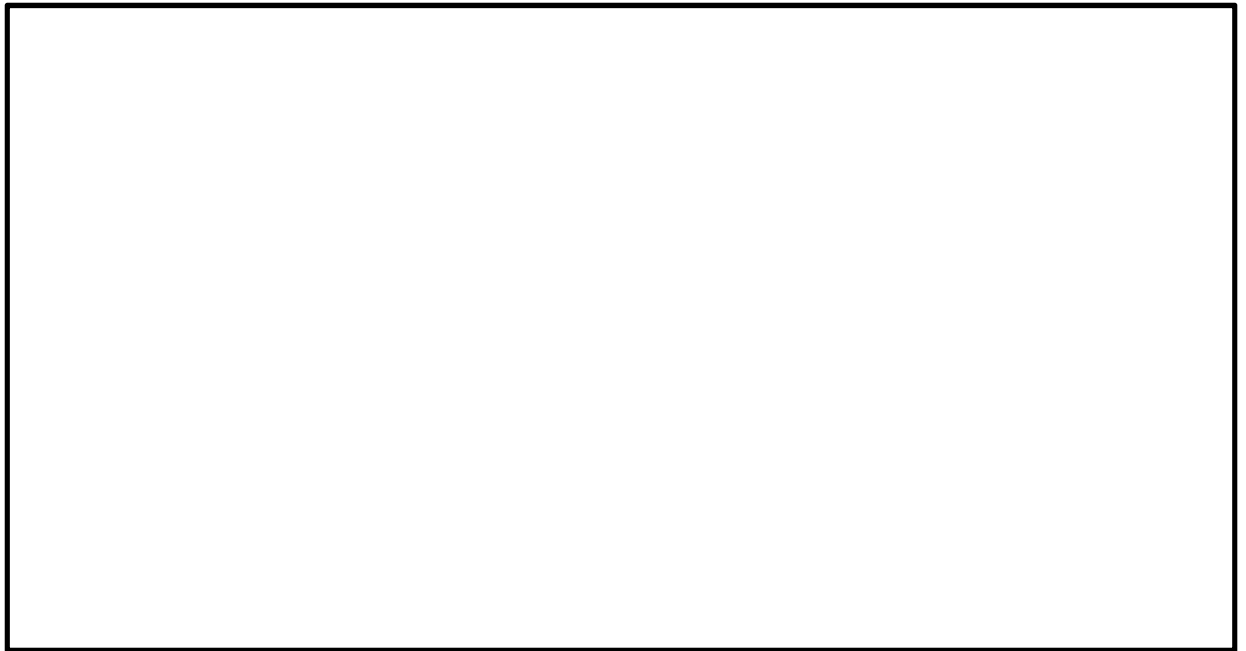


図 5.1-8(15) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-8(16) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



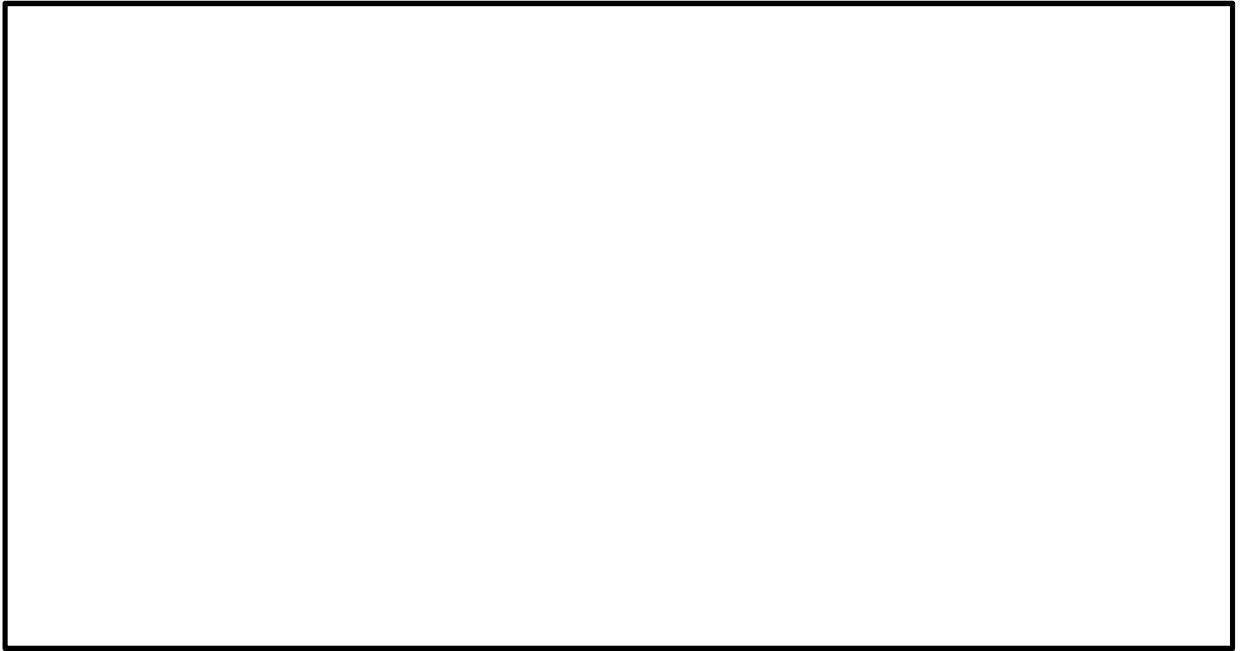


図 5.1-8(17) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(5) 最大水平加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、各基準地震動における最大加速度分布をを図 5.1-9 及び図 5.1-10 に示す。



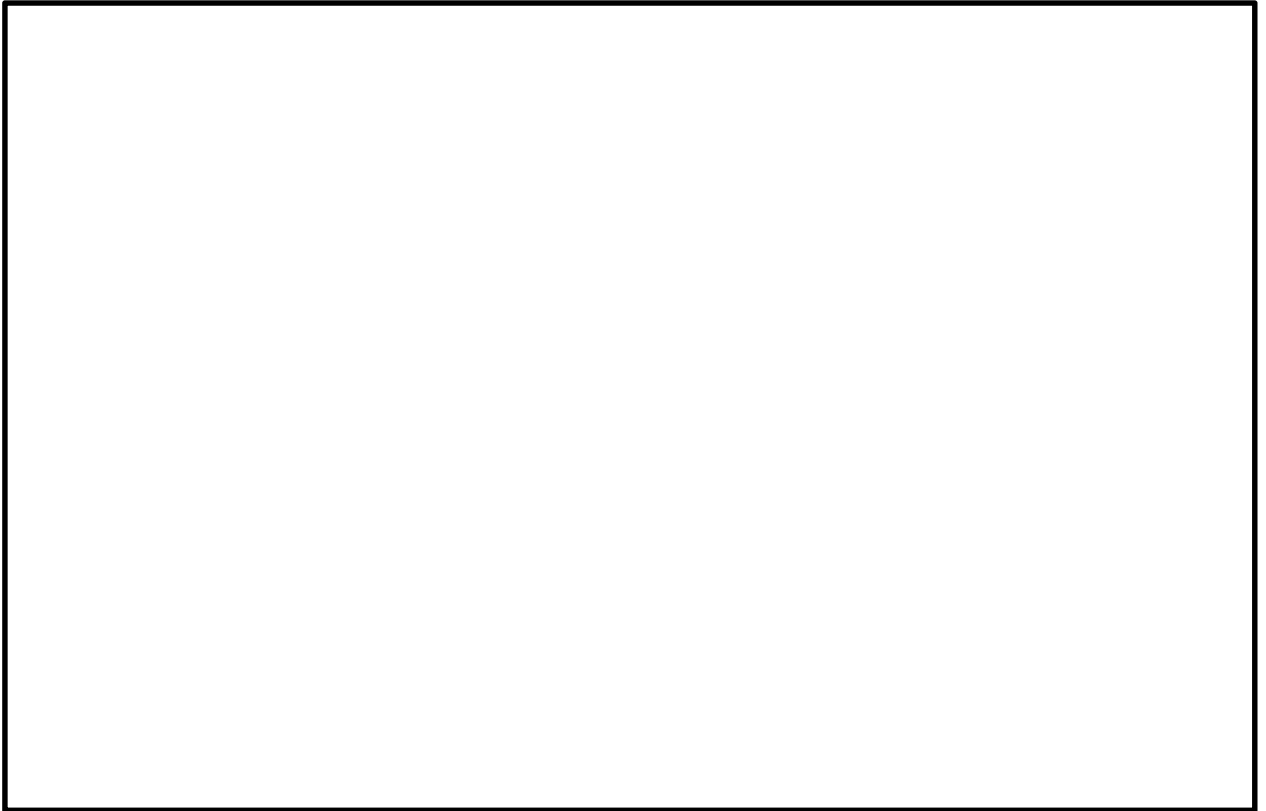


図 5.1-9(1) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D 1 [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

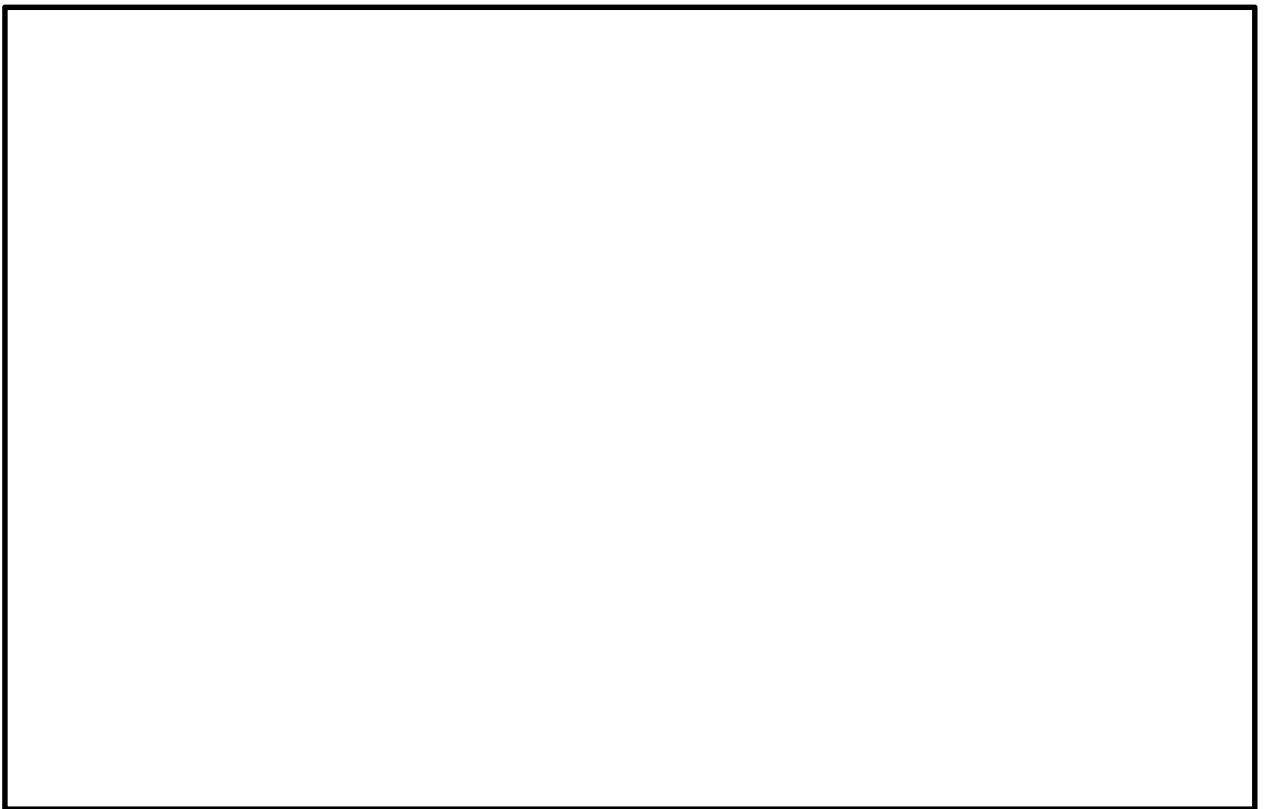


図 5.1-9(2) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D 1 [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



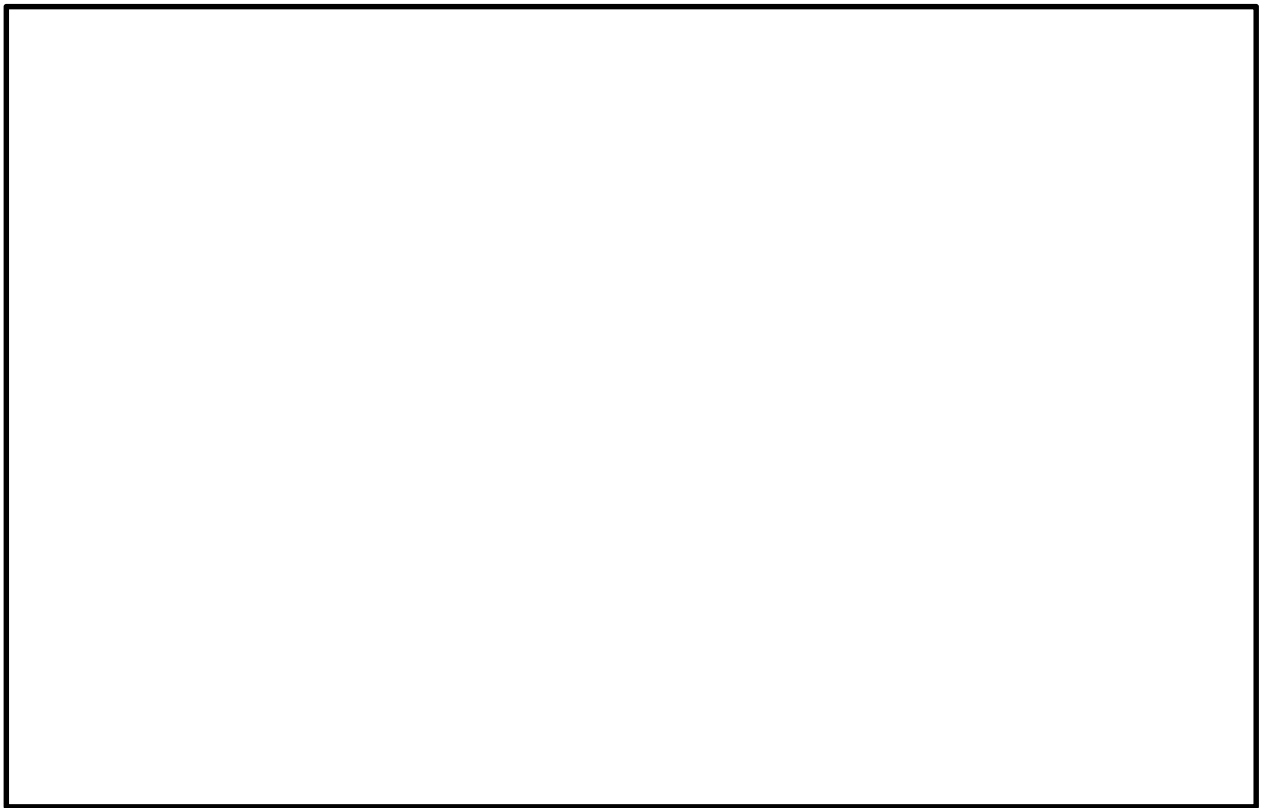


図 5.1-9(3) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D1 [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

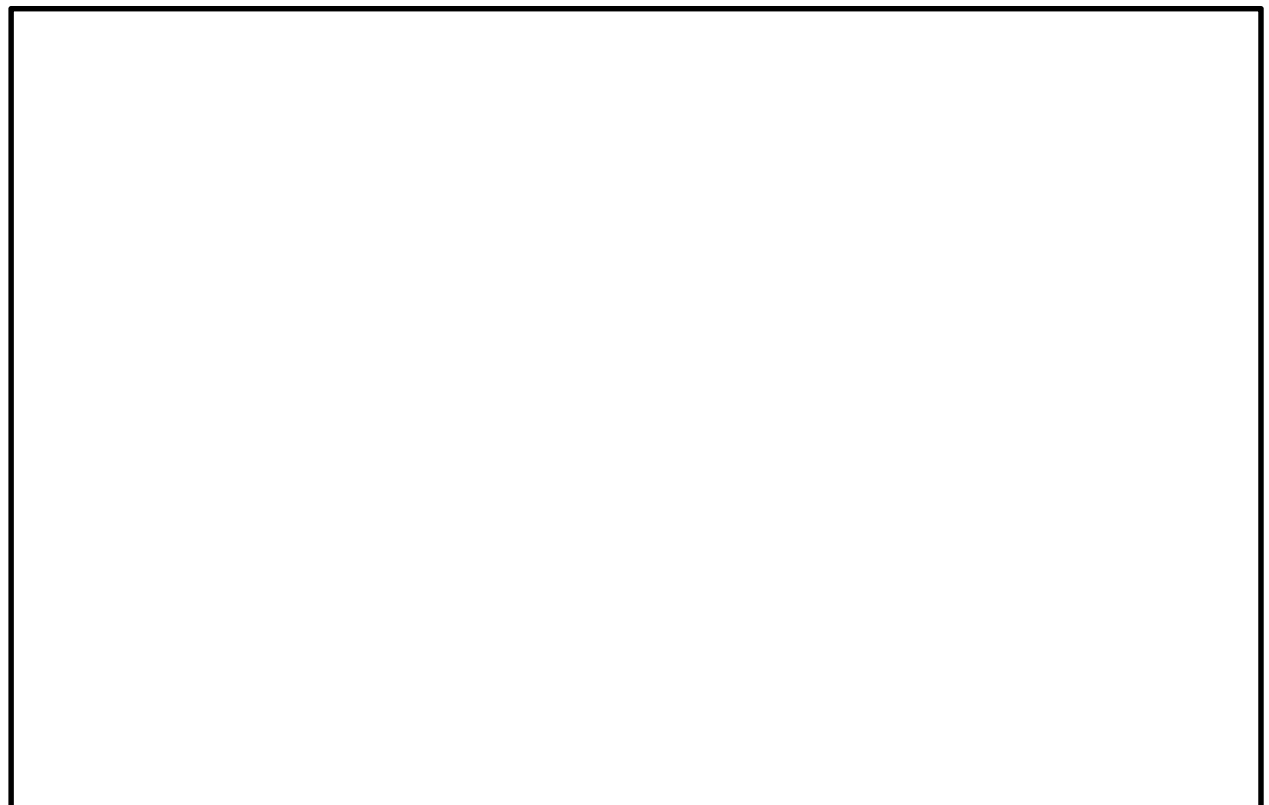


図 5.1-9(4) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s$ -D1 [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



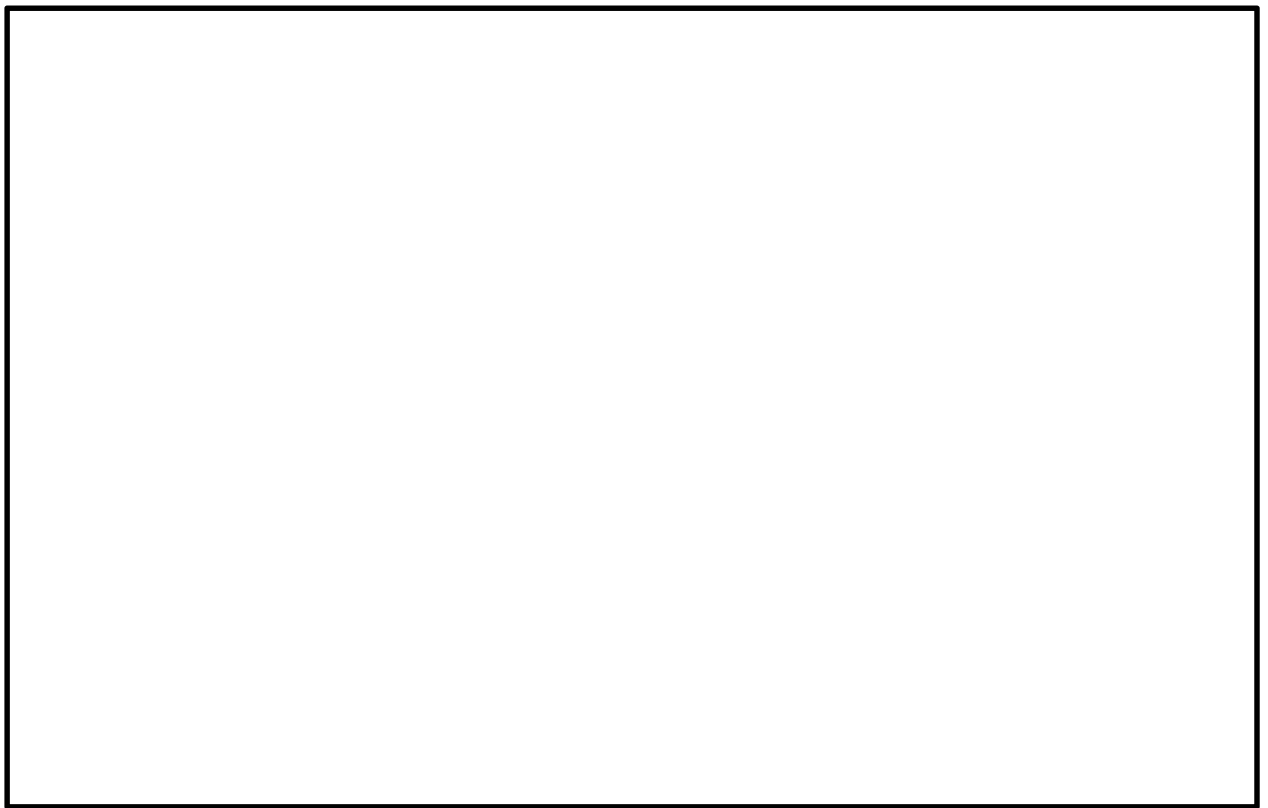


図 5.1-9(5) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.1$  [H+, V+])

(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)

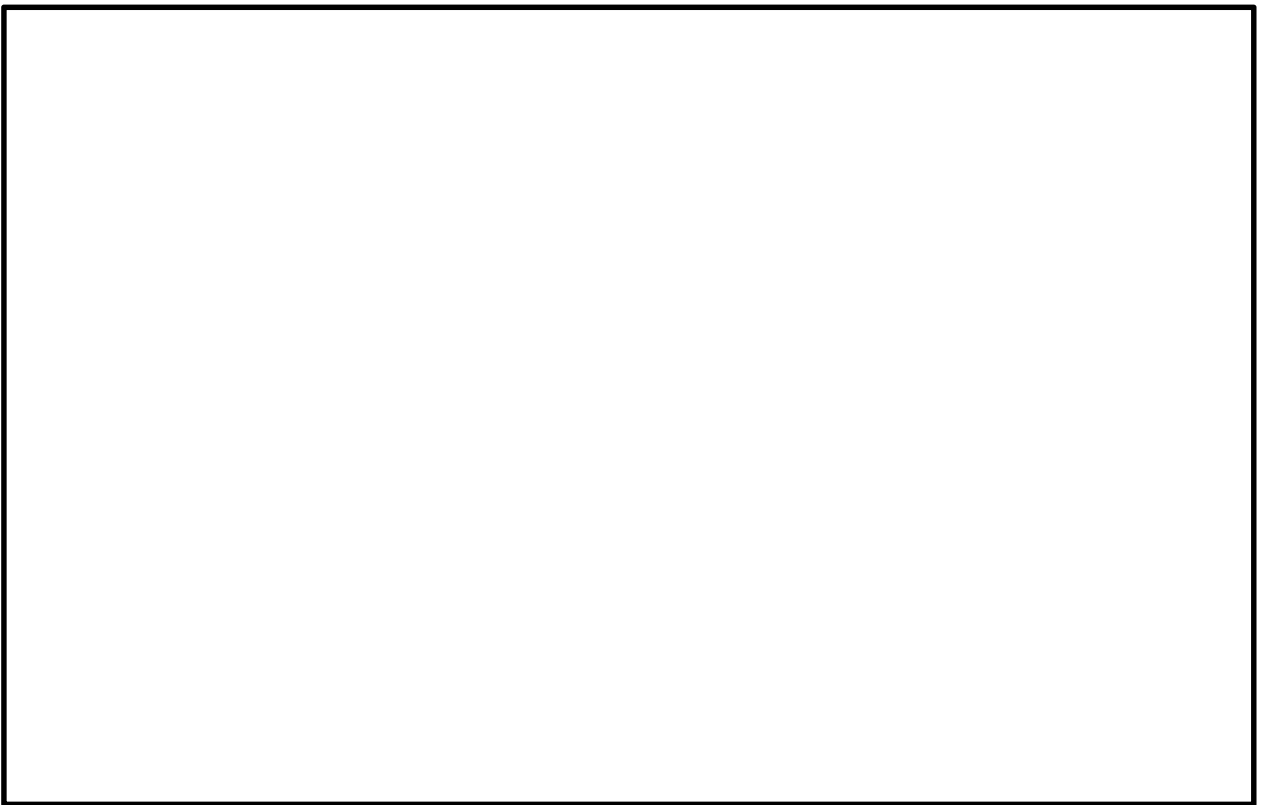


図 5.1-9(6) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.2$  [H+, V+])

(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)



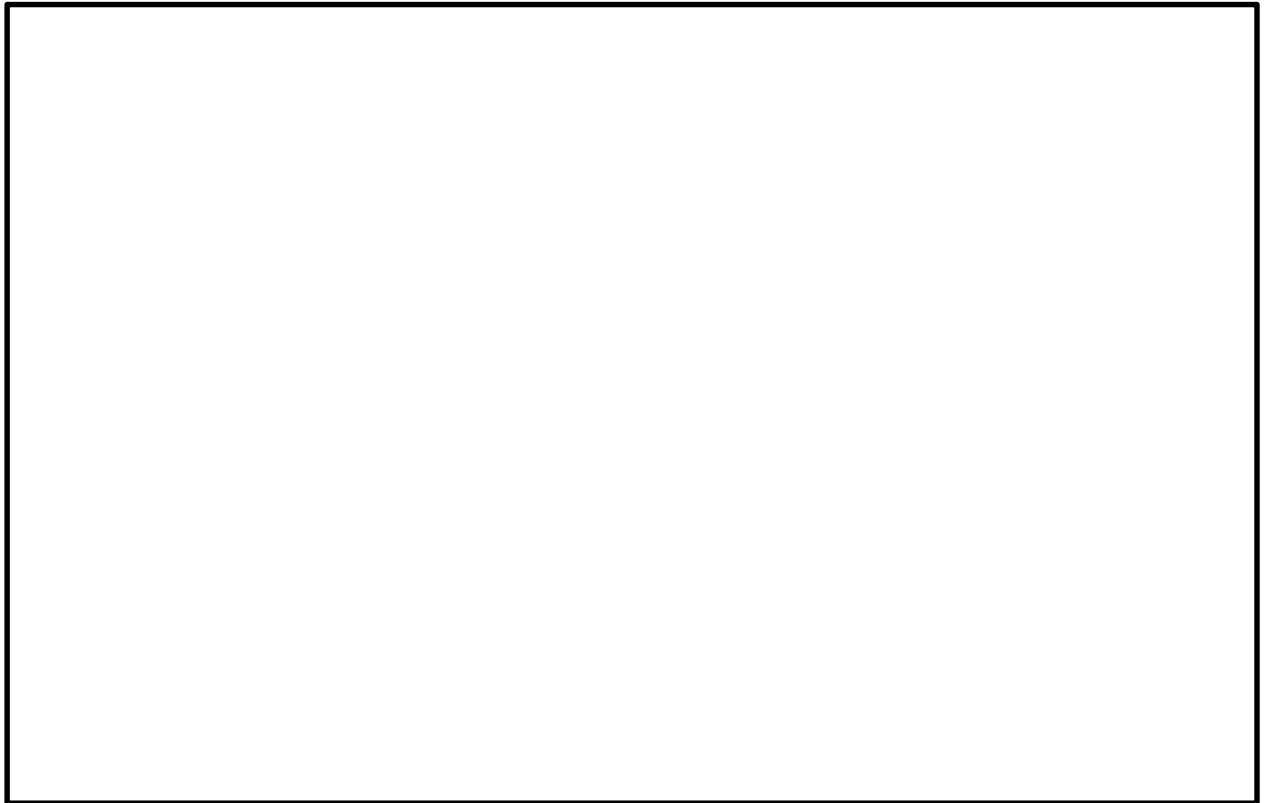


図 5.1-9(7) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s = 1.3$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-9(8) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s = 1.4$  [H+, V+])  
(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)



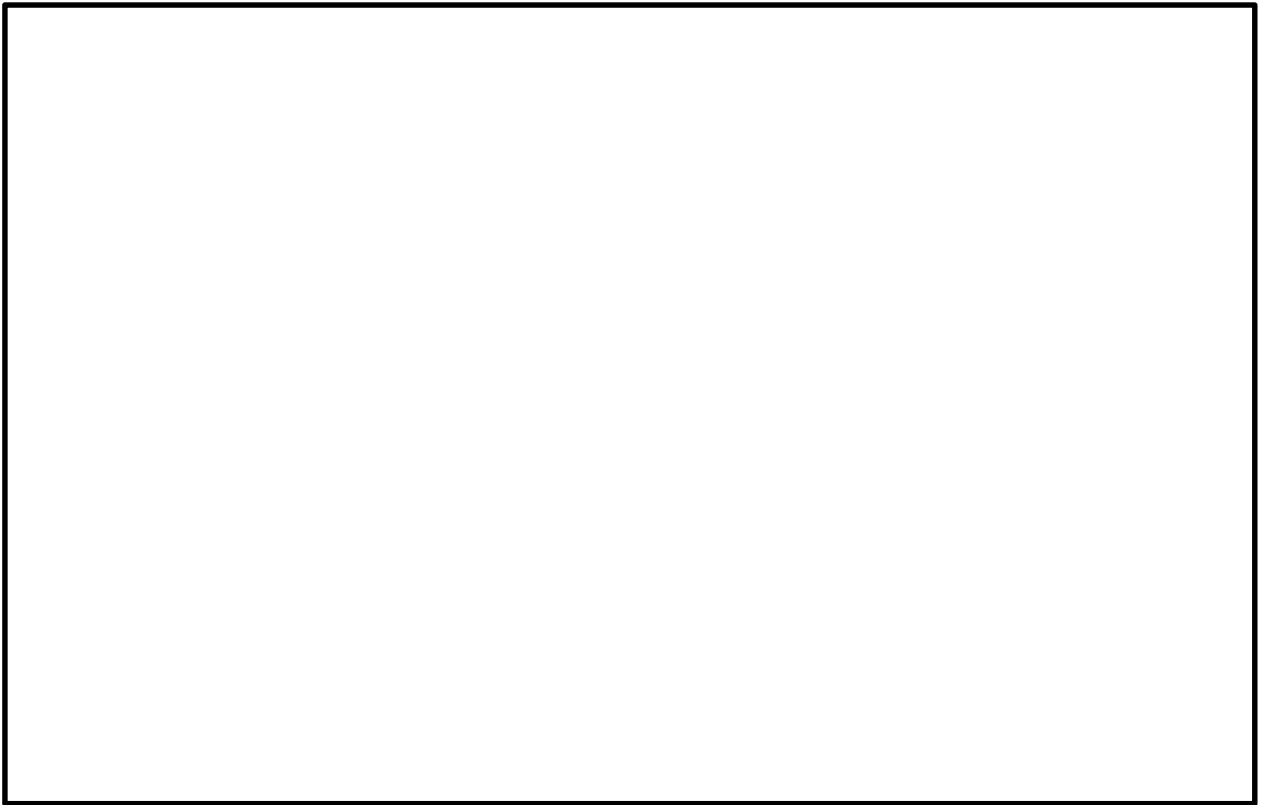


図 5.1-9(9) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

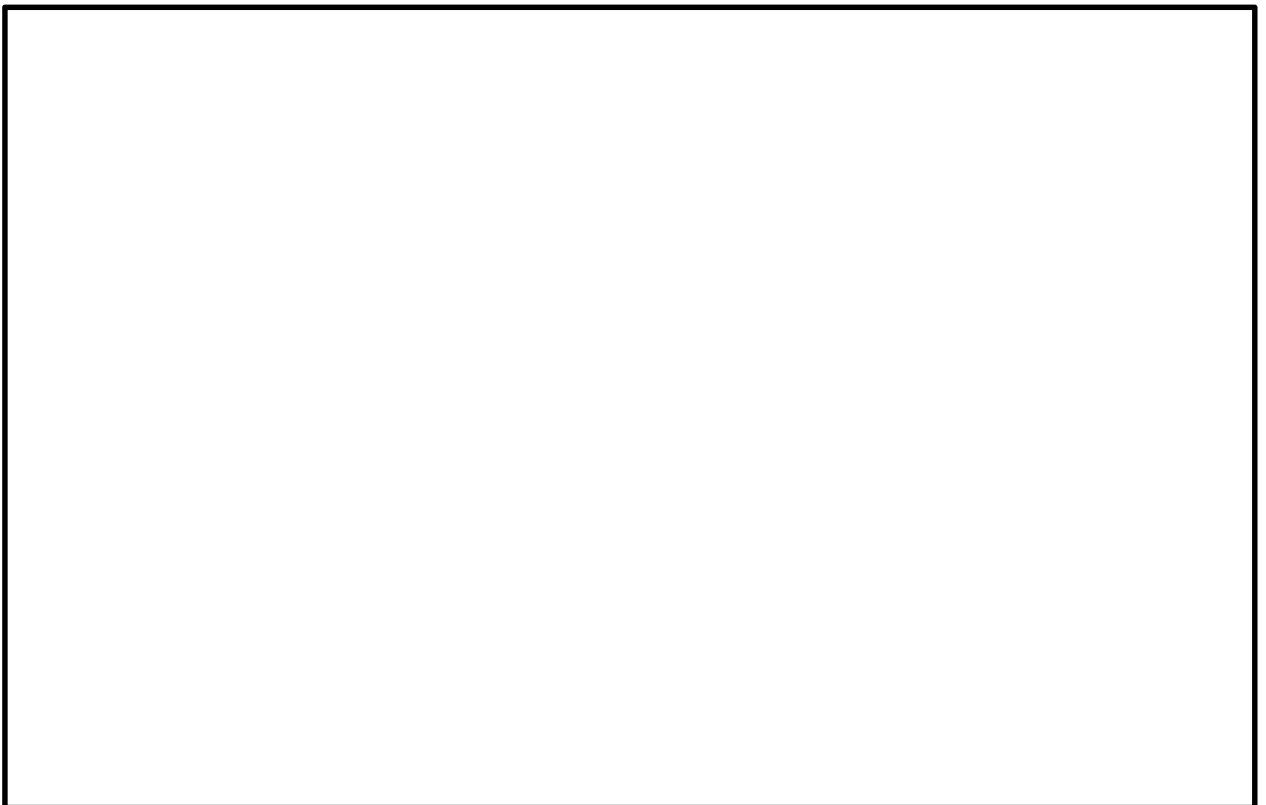


図 5.1-9(10) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 5.1-9(11) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3 1$  [H+, V+])  
(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)

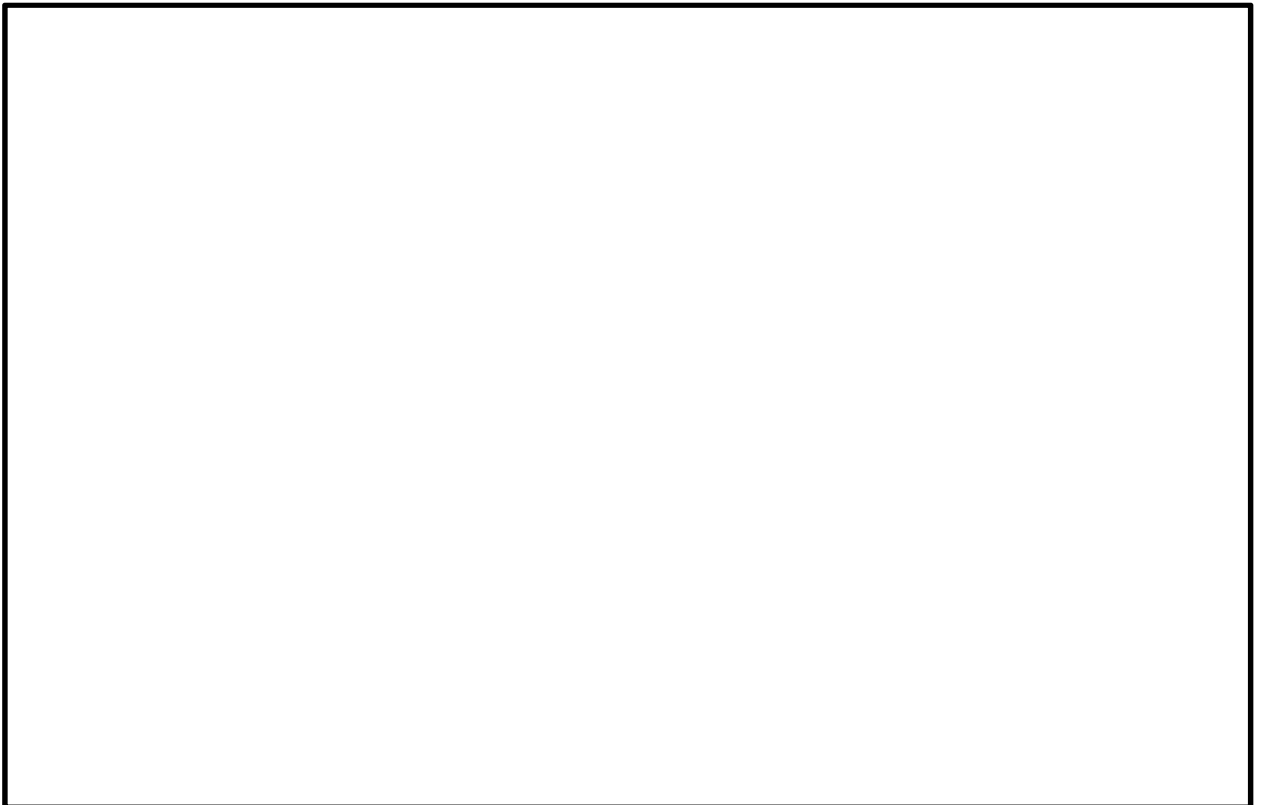


図 5.1-9(12) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3 1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



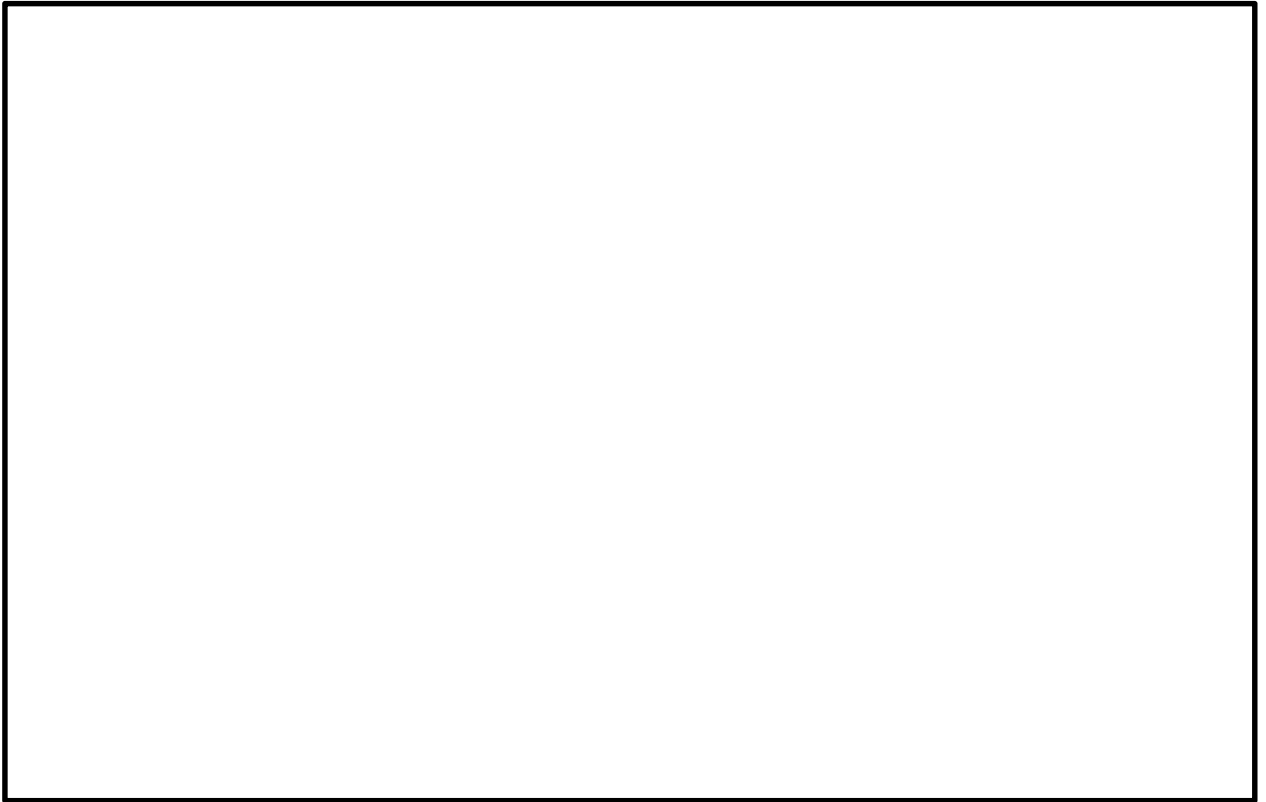


図 5.1-9(13) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

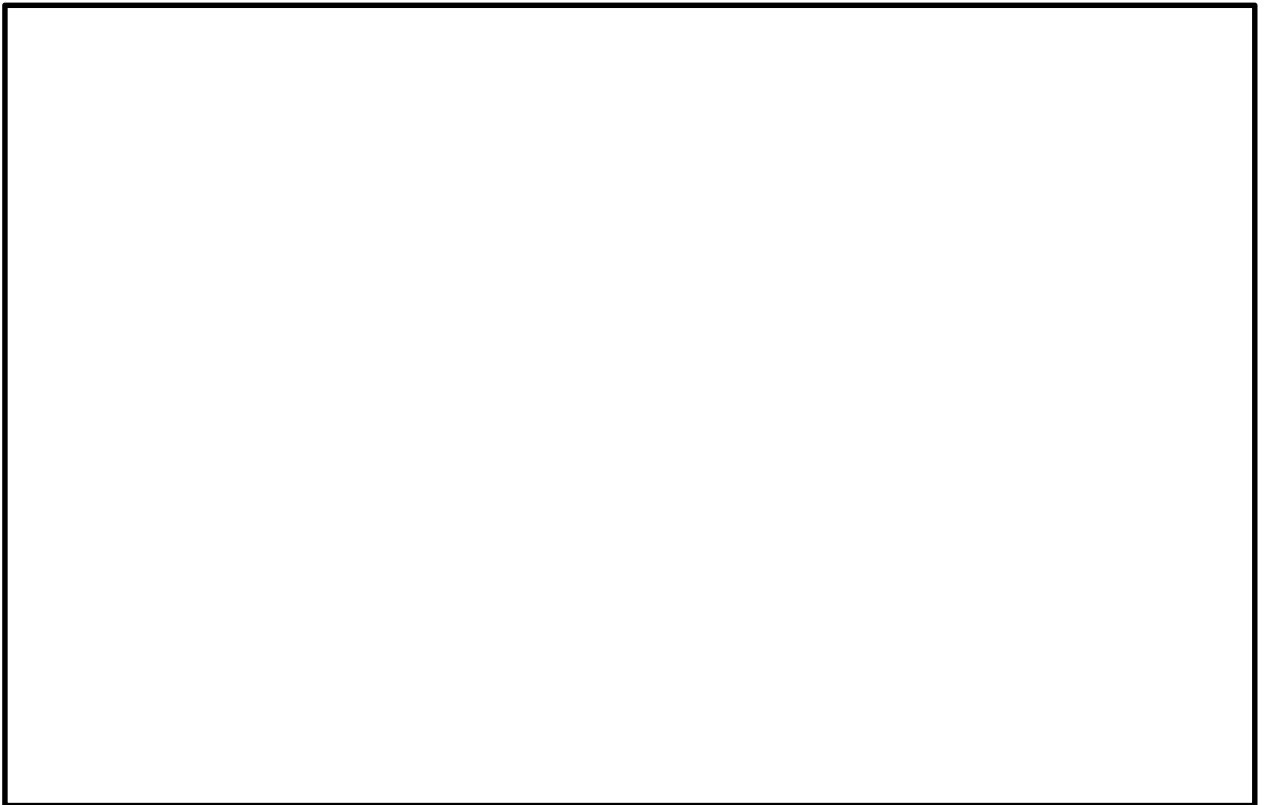


図 5.1-9(14) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



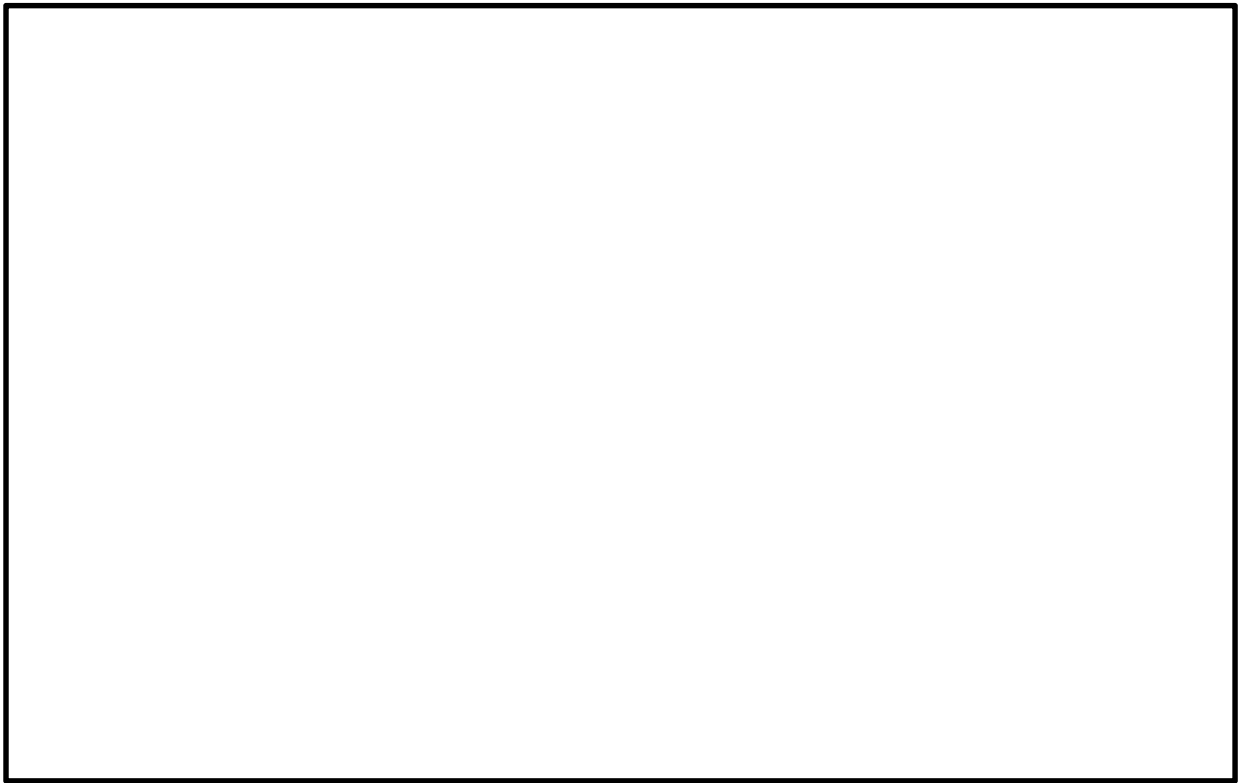


図 5.1-9(15) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

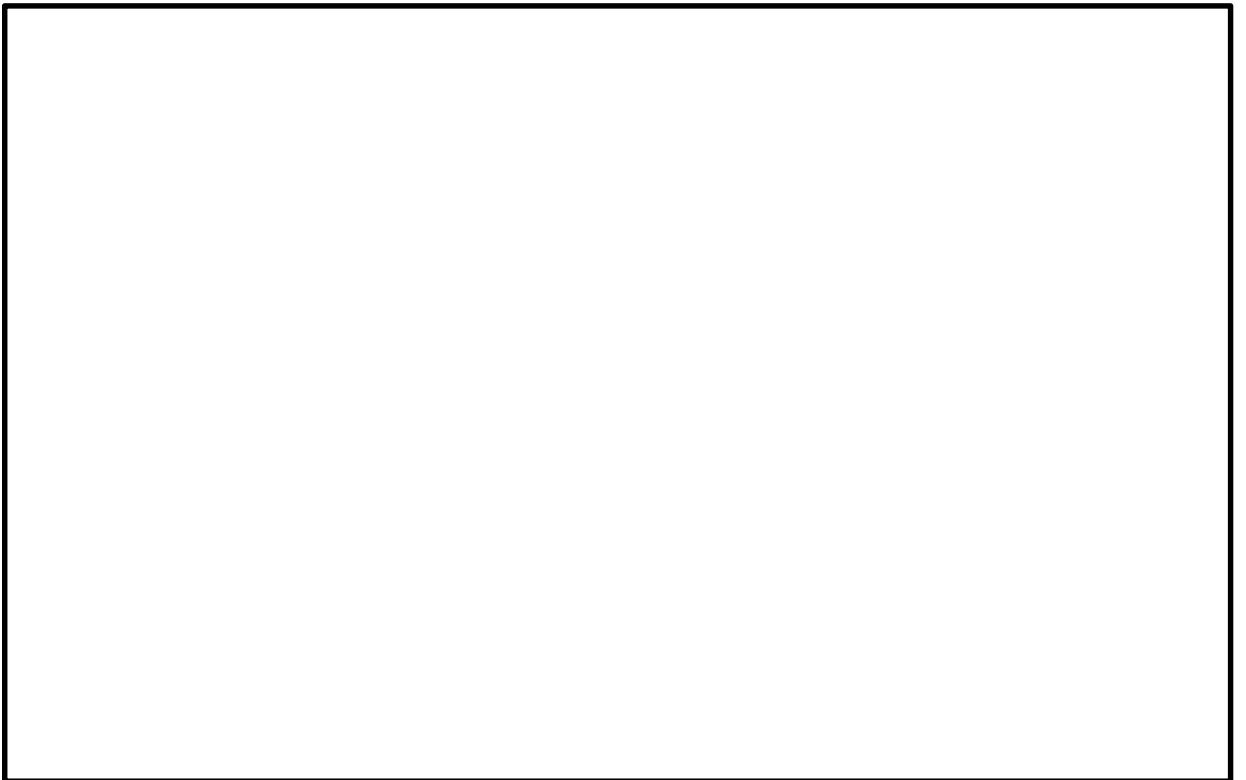


図 5.1-9(16) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



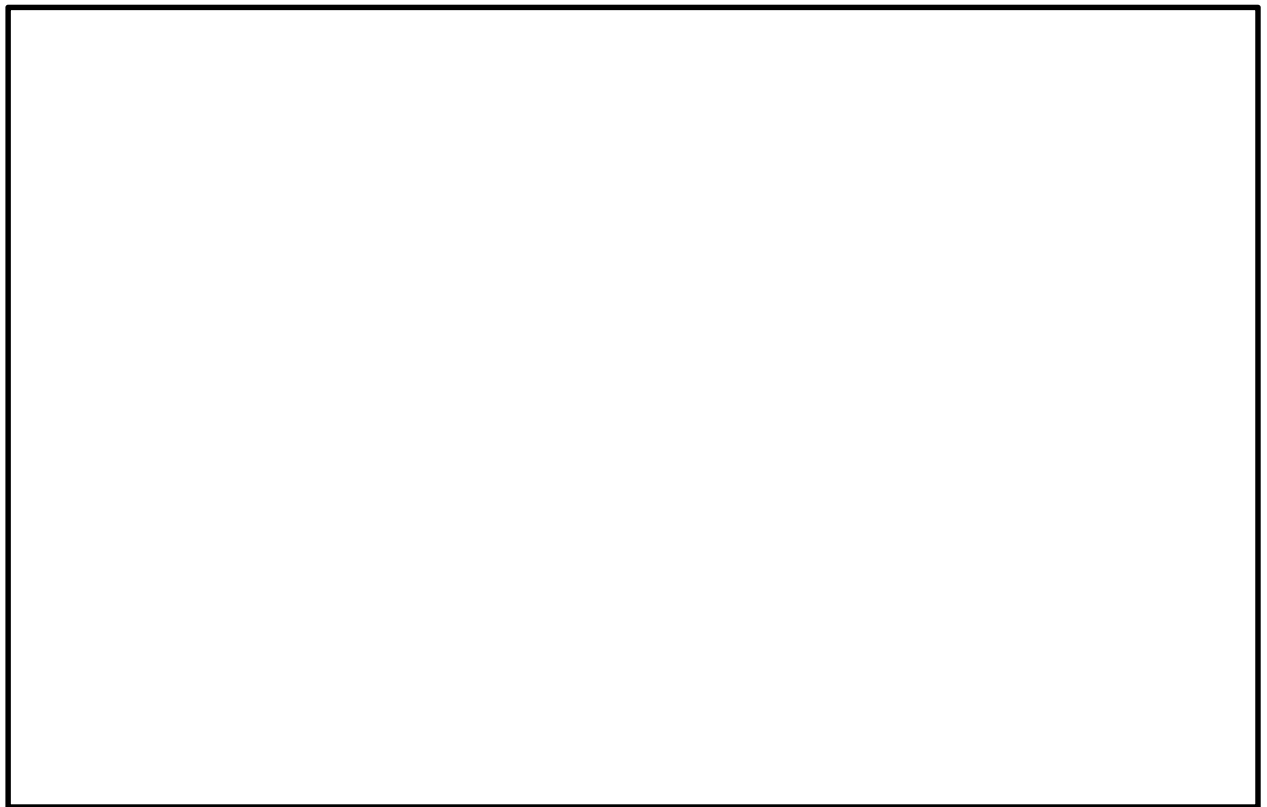


図 5.1-9(17) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



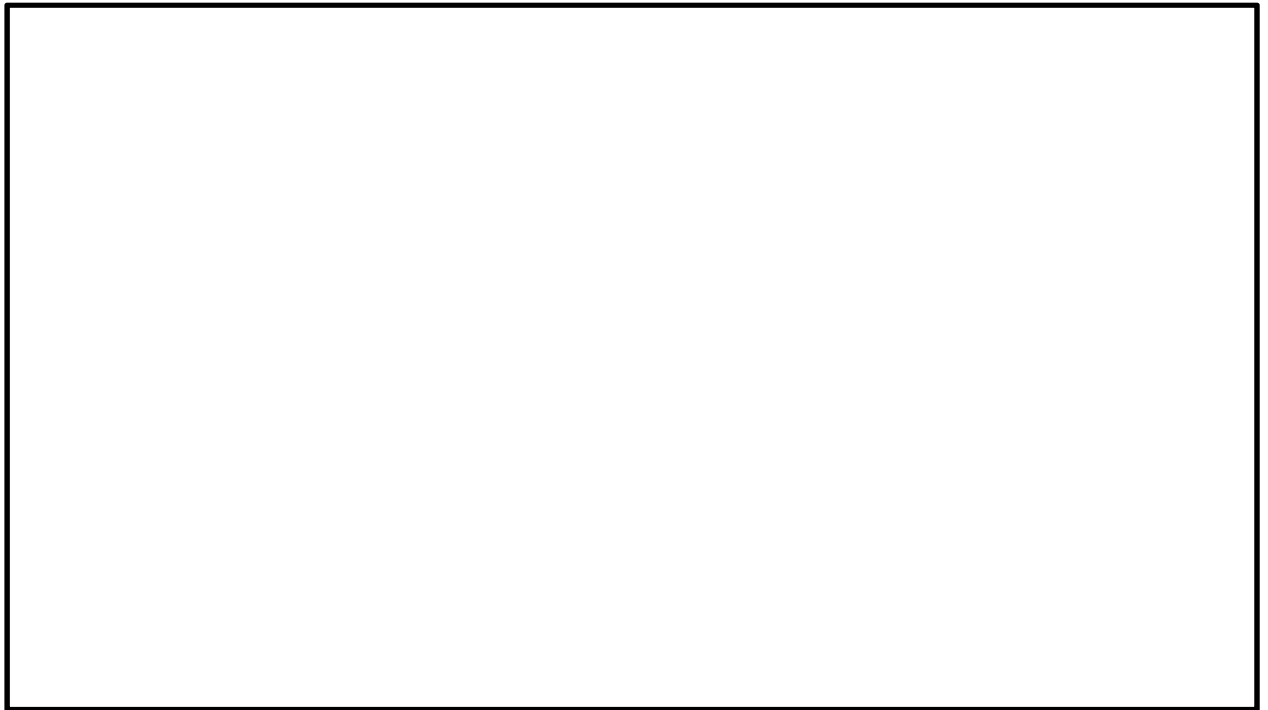


図 5.1-10(1) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D 1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

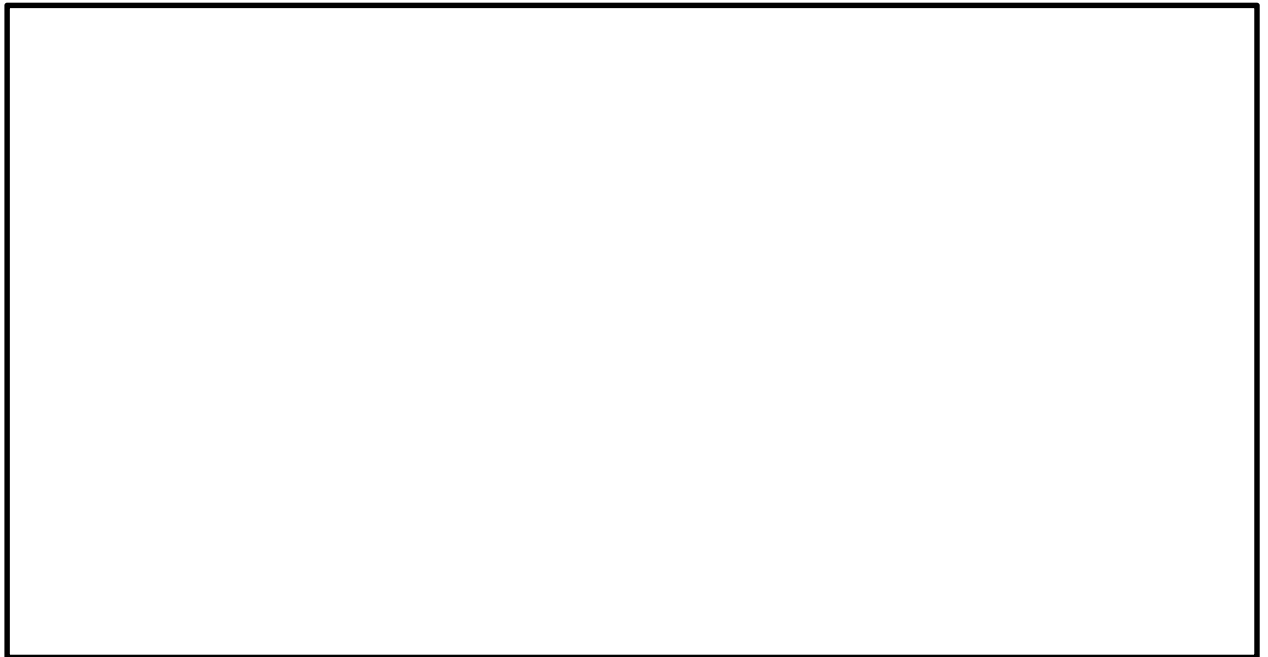


図 5.1-10(2) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



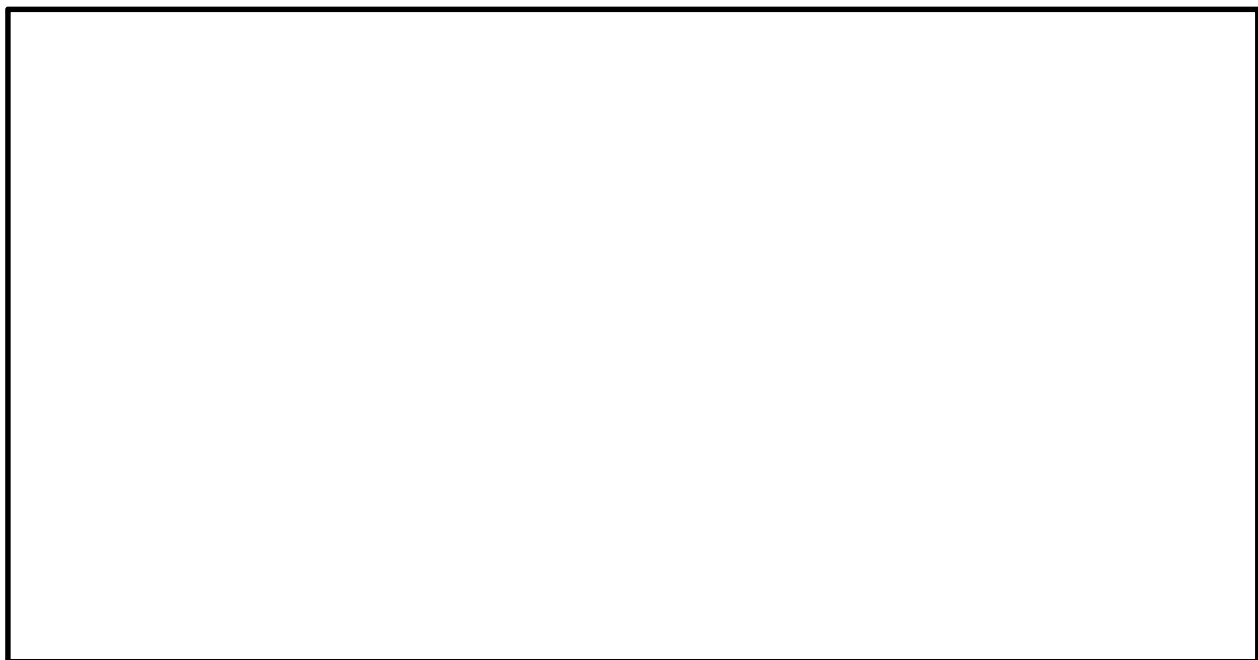


図 5.1-10(3) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-10(4) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(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)



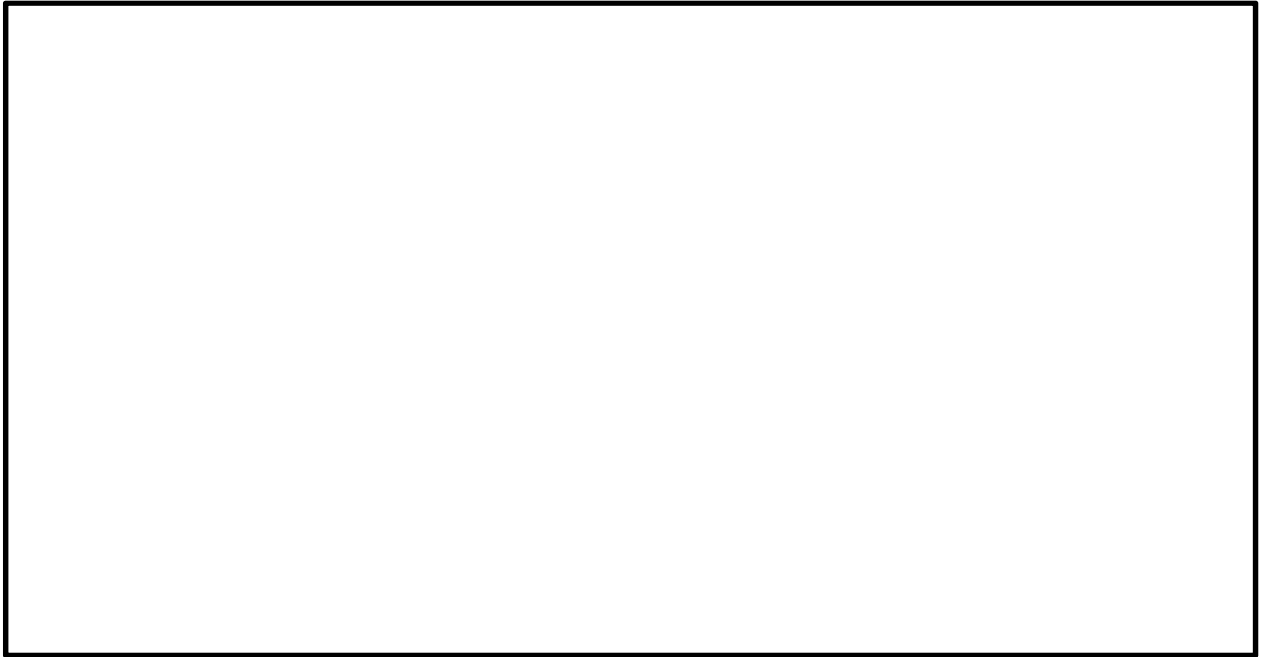


図 5.1-10(5) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 1.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

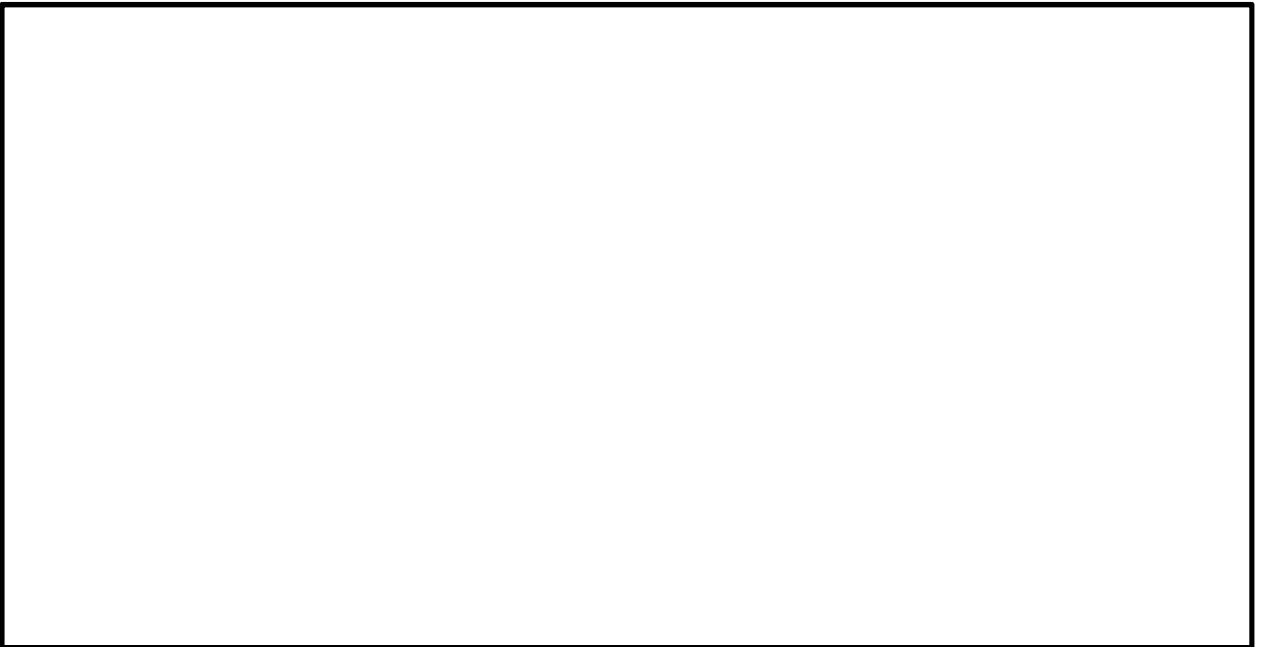


図 5.1-10(6) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 1.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



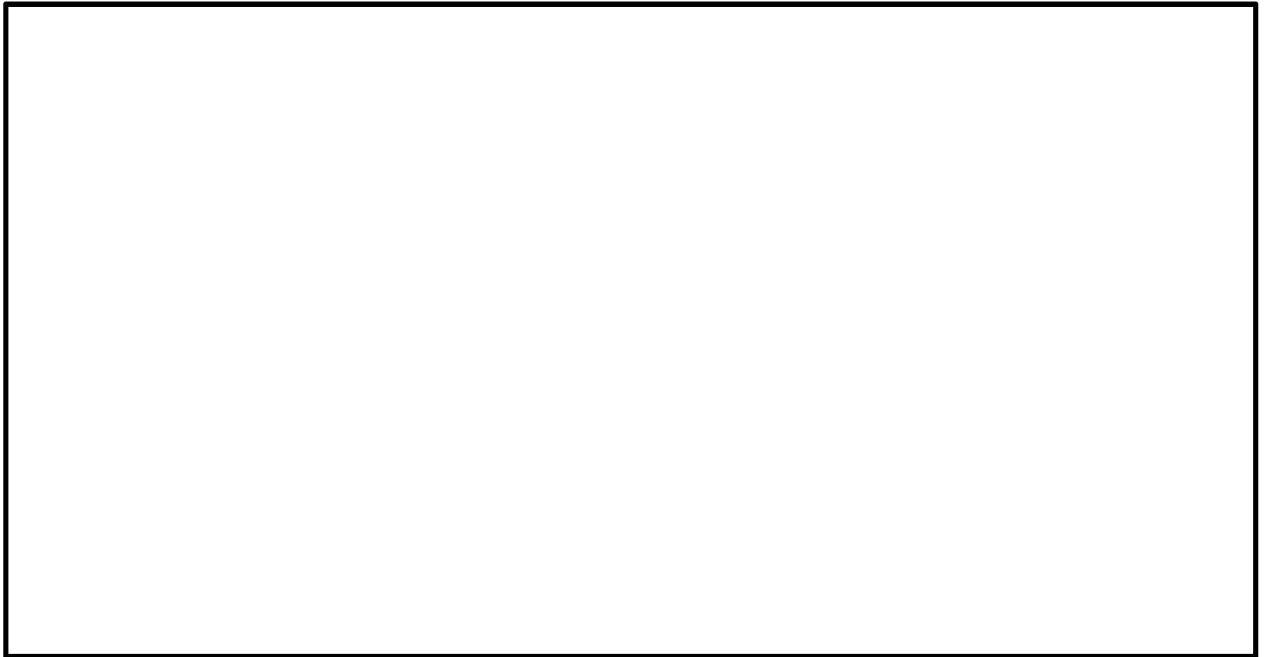


図 5.1-10(7) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-10(8) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$  [H+, V+])  
(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)



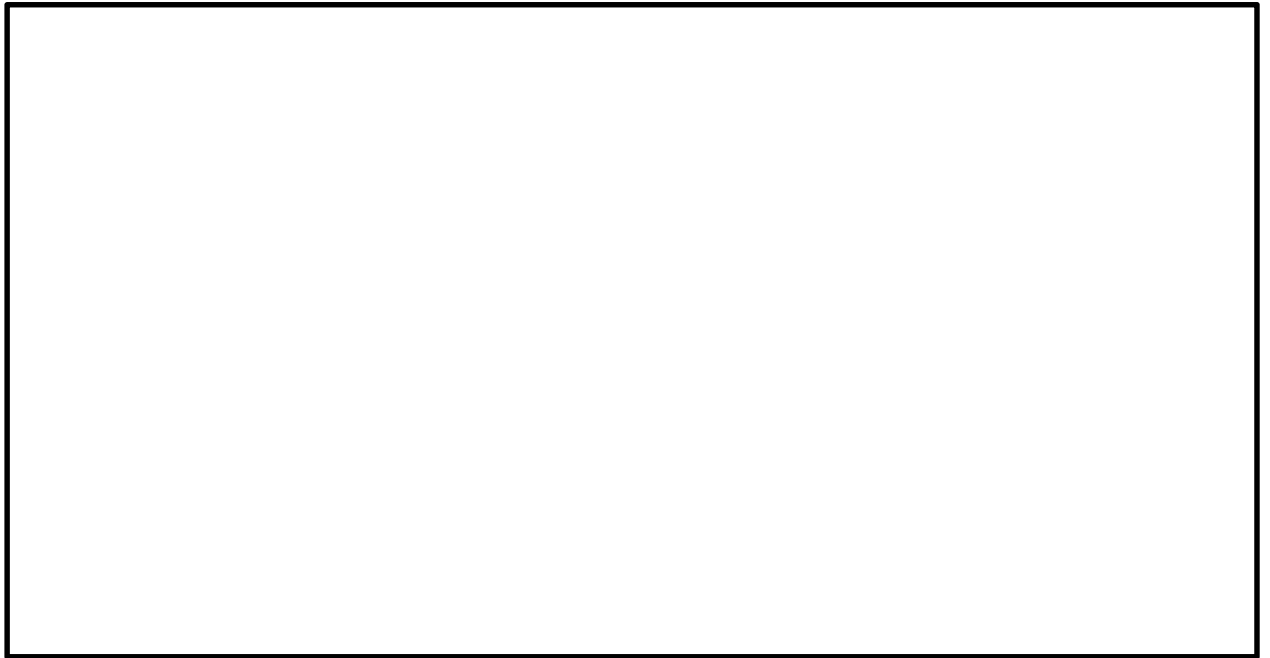


図 5.1-10(9) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

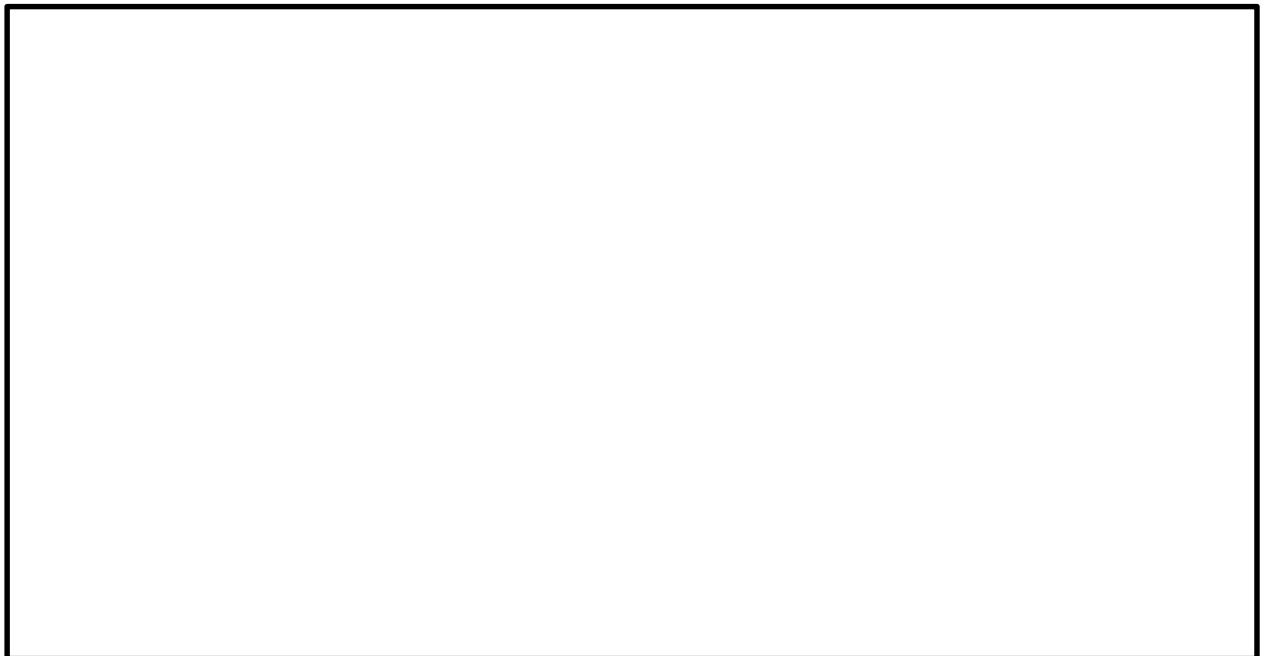


図 5.1-10(10) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2.2$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



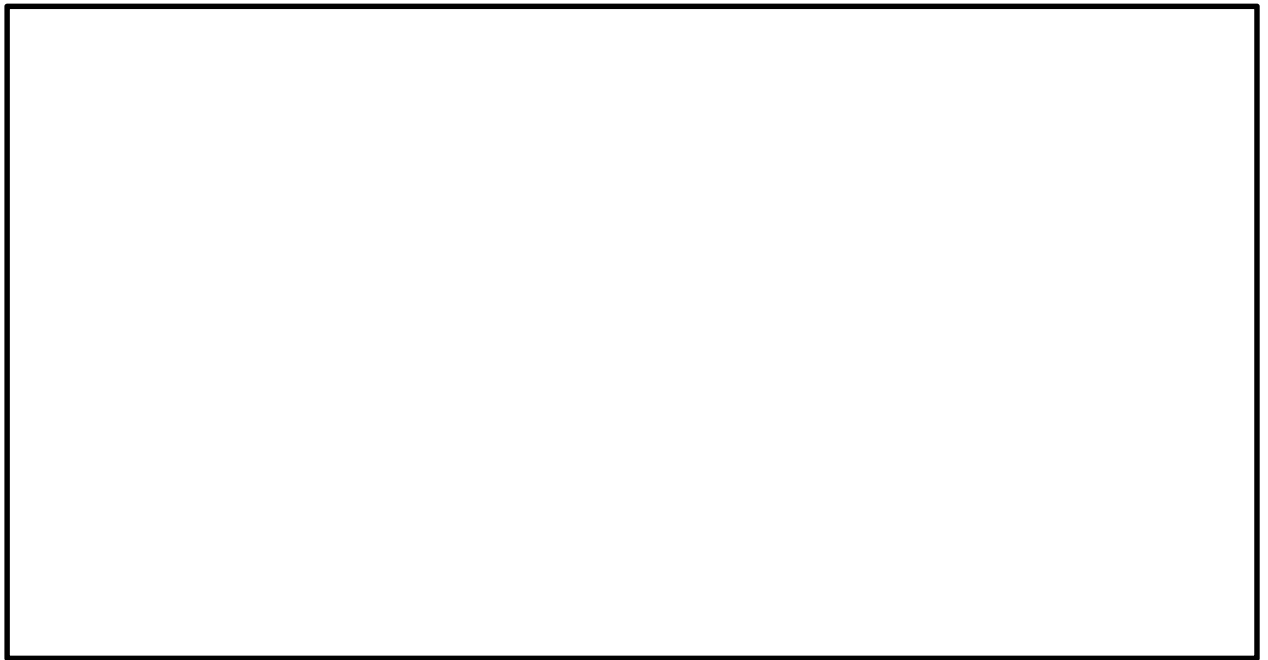


図 5.1-10(11) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s = 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

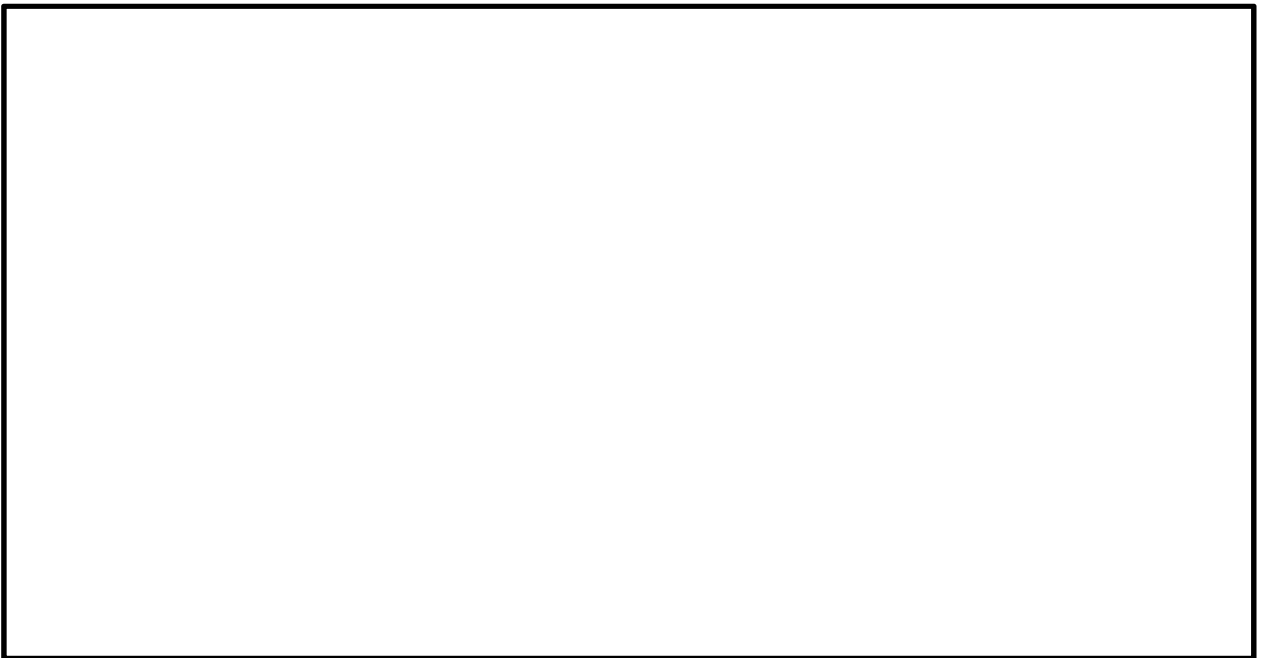


図 5.1-10(12) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s = 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



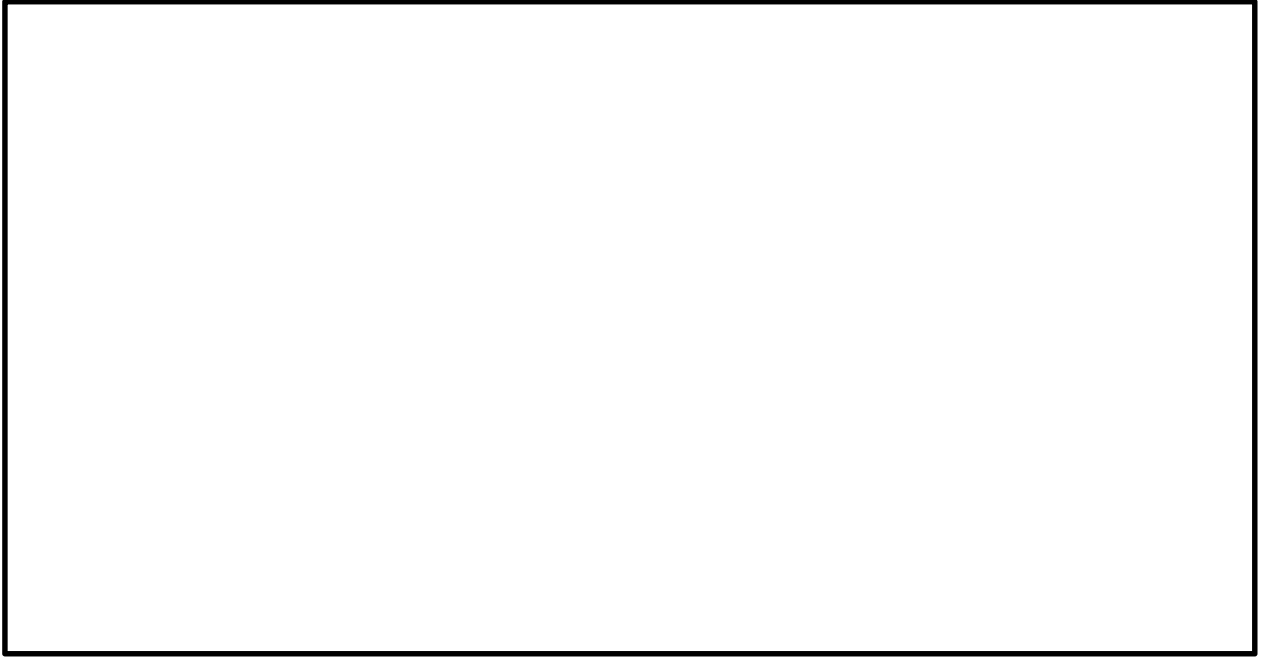


図 5.1-10(13) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

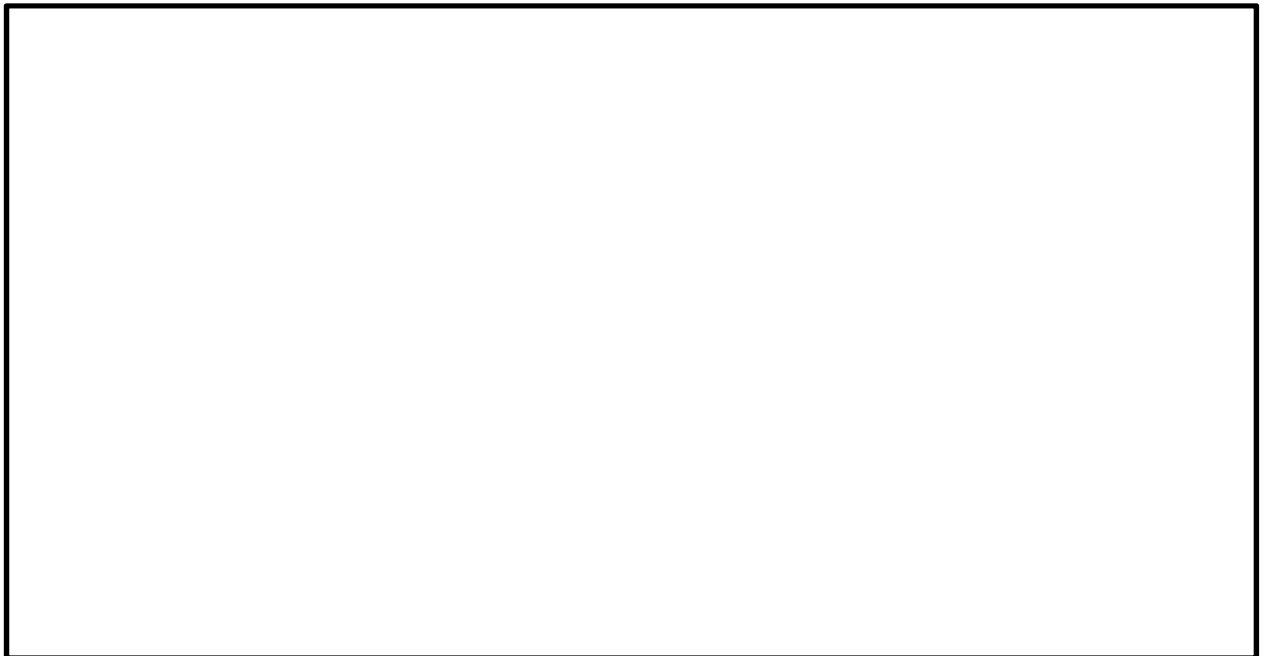


図 5.1-10(14) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)



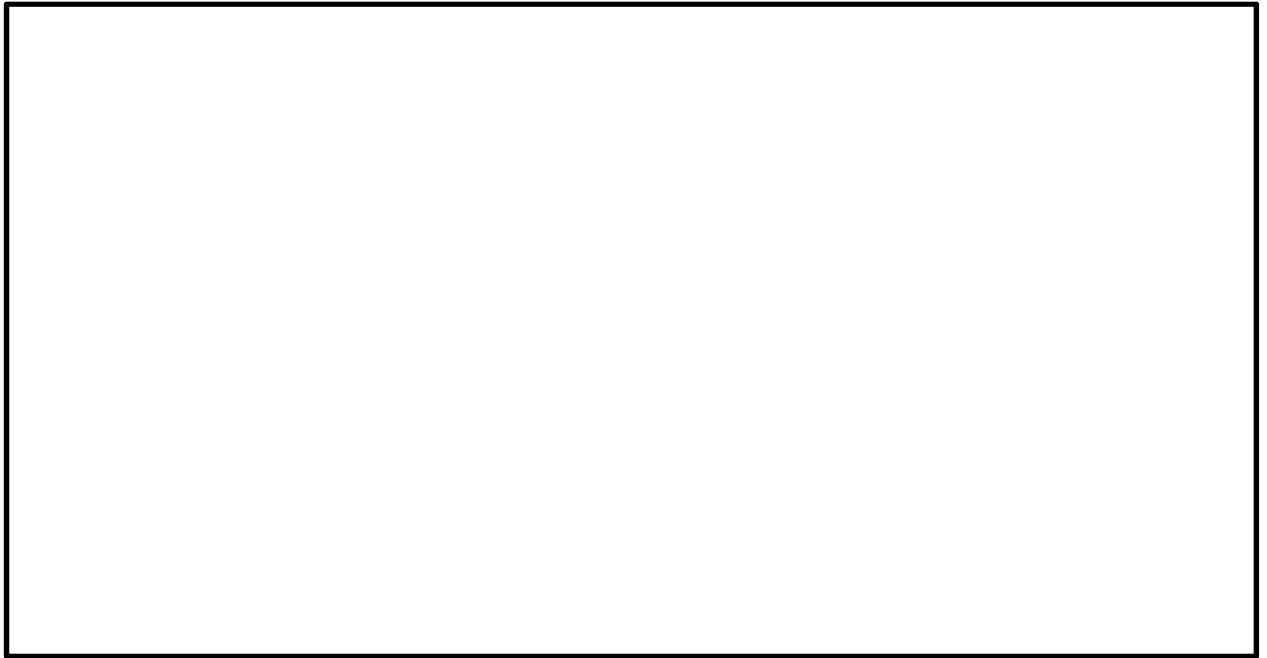


図 5.1-10(15) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-10(16) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)





図 5.1-10(17) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液化化の条件を仮定した解析ケース)



## 5.2 耐震評価結果

鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングの設計震度は、鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース及び機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースのうちそれぞれの水平方向及び鉛直方向の加速度が最大となるケースを選定し、鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングの設計に用いた。各ケースの最大水平及び鉛直加速度比較値を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 各ケース最大水平及び鉛直加速度比較値

検討ケース	水平方向加速度 (m/s <sup>2</sup> )			鉛直方向加速度 (m/s <sup>2</sup> )		
	地震波	位相	加速度(m/s <sup>2</sup> )	地震波	位相	加速度(m/s <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D1	H+V+	5.95	S <sub>s</sub> -D1	H+V+	3.14
		H+V-	5.94		H+V-	3.46
		H-V+	5.84		H-V+	3.46
		H-V-	5.83		H-V-	3.13
	S <sub>s</sub> -11	H+V+	2.63	S <sub>s</sub> -11	H+V+	2.59
	S <sub>s</sub> -12	H+V+	3.06	S <sub>s</sub> -12	H+V+	3.10
	S <sub>s</sub> -13	H+V+	2.75	S <sub>s</sub> -13	H+V+	2.98
	S <sub>s</sub> -14	H+V+	2.51	S <sub>s</sub> -14	H+V+	2.57
	S <sub>s</sub> -21	H+V+	5.76	S <sub>s</sub> -21	H+V+	3.23
	S <sub>s</sub> -22	H+V+	5.08	S <sub>s</sub> -22	H+V+	3.50
	S <sub>s</sub> -31	H+V+	5.87	S <sub>s</sub> -31	H+V+	1.25
		H-V+	5.89		H-V+	1.19
ケース②	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	9.01	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.49
ケース③	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	9.36	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.46
ケース④	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	10.16	S <sub>s</sub> -D1*	H-V+	3.38
ケース⑤	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	9.96	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.57
ケース⑥	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	9.84	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.61
最大加速度 水平：ケース④ 鉛直：ケース⑥	S <sub>s</sub> -31*	H+V+	10.16	S <sub>s</sub> -D1	H+V-	3.61

\*印は、ケース全体のうち機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースが最大加速度となった場合である。



(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価結果

a. 鉄筋コンクリート防潮壁の曲げ軸力に対する評価結果

鉄筋コンクリート防潮壁の設計荷重は、躯体の自重、積雪荷重、慣性力を考慮する。慣性力については、2次元有効応力解析により鉄筋コンクリート防潮壁天端における最大水平加速度を用いる。

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-2 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-3 に示す。

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

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。評価位置を図 5.2-1 に示す。

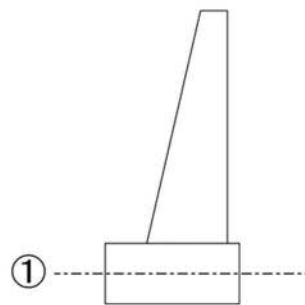


図 5.2-1 評価位置図

表 5.2-2 コンクリートの曲げ軸力照査結果

評価位置			断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁	①	前面	1000	6000	5650	D51@150 (3段)	17271	2772	2.8	21	0.14	④	S s-31	(+/+)
		背面	1000	6000	5800	D51@150 (1段)	-17271	2772	2.7	21	0.13	④	S s-31	(+/+)

注記：評価位置は図 5.2-1 に示す。

表 5.2-3 鉄筋の曲げ軸力照査結果

評価位置			断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
防潮壁			1000	6000	4300	D51@150 (2段)	17271	2772	123.1	435	0.29	④	S s-31	(+/+)

注記：評価位置は図 5.2-1 に示す。



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-4 に示す。

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

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

表 5.2-4 せん断力照査結果

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 V (kN)	短期許容せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>	検討ケース	地震波	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
防潮壁	1000	6000	5650	3.33本 D35@600	2099	4107	0.52	④	S s -31	(+ / +)

注記：評価位置は図 5.2-1 に示す。



## (2) フーチングの耐震評価結果

### a. フーチングの曲げ軸力に対する評価結果

フーチングの設計荷重は、躯体自重、積雪荷重、慣性力を考慮する。慣性力については、2次元有効応力解析により鉄筋コンクリート防潮壁天端における鉛直最大加速度を用いる。各ケース最大水平及び鉛直加速度比較値を表 5.2-1 に示す。

フーチングのコンクリート曲げ軸力照査結果を表 5.2-5 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-6 に示す。

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

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

表 5.2-5(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	0.3	21	0.02	⑥	S s-D1	(+/-)

表 5.2-5(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	1.1	21	0.06	⑥	S s-D1	(+/-)

表 5.2-6(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	2877	0	12.9	435	0.03	⑥	S s-D1	(+/-)

表 5.2-6(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$	検討ケース	地震波	
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)						
フーチング	1000	4500	4300	D51@150 (1段)	696	0	53.3	435	0.13	⑥	S s-D1	(+/-)



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-7 に示す。

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

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

表 5.2-7(1) せん断力照査結果 (①-①断面)

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 $V$ (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
	部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)							
フーチング (堤軸直交)	1000	4500	4300	3.33本 D35@600	943	3084	0.31	⑥	S s -D1	(+/-)

表 5.2-7(2) せん断力照査結果 (②-②断面)

評価位置	断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生断面力 $V$ (kN)	短期許容せん断力 $V_a$ (kN)	照査値 $V/V_a$	検討ケース	地震波	
	部材幅 $b$ (mm)	部材高 $h$ (mm)	有効高 $d$ (mm)							
フーチング (堤軸)	1000	4500	4300	3.33本 D29@300	464	3084	0.16	⑥	S s -D1	(+/-)



概略配筋図を図 5.2-2 に、断面諸元一覧を表 5.2-8 に示す。



図 5.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチング概略配筋図

表 5.2-8(1) 断面諸元一覧(曲げ軸力に対する評価)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面（下面）				内面（上面）			
				外面 （下）	内面 （上）	外面 （下）	内面 （上）		径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	—	(mm)	—	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
フーチング	①－①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
	②－②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 5.2-8(2) 断面諸元一覧(せん断力に対する評価)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	間隔	鉄筋量	Ss
				外面 (下)	内面 (上)	外面 (下)	内面 (上)					
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5800	5800	SD390	D25	600	845	300
フーチング	①-①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300
	②-②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD390	D29	300	2141	300



(3) 地中連続壁基礎の耐震評価結果

a. 地中連続壁の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-9 及び表 5.2-10 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-11 及び表 5.2-12 にそれぞれ示す。

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

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

概略配筋図を図 5.2-4 に、断面諸元一覧を表 5.2-13 に示す。また、評価位置を下記に示す。

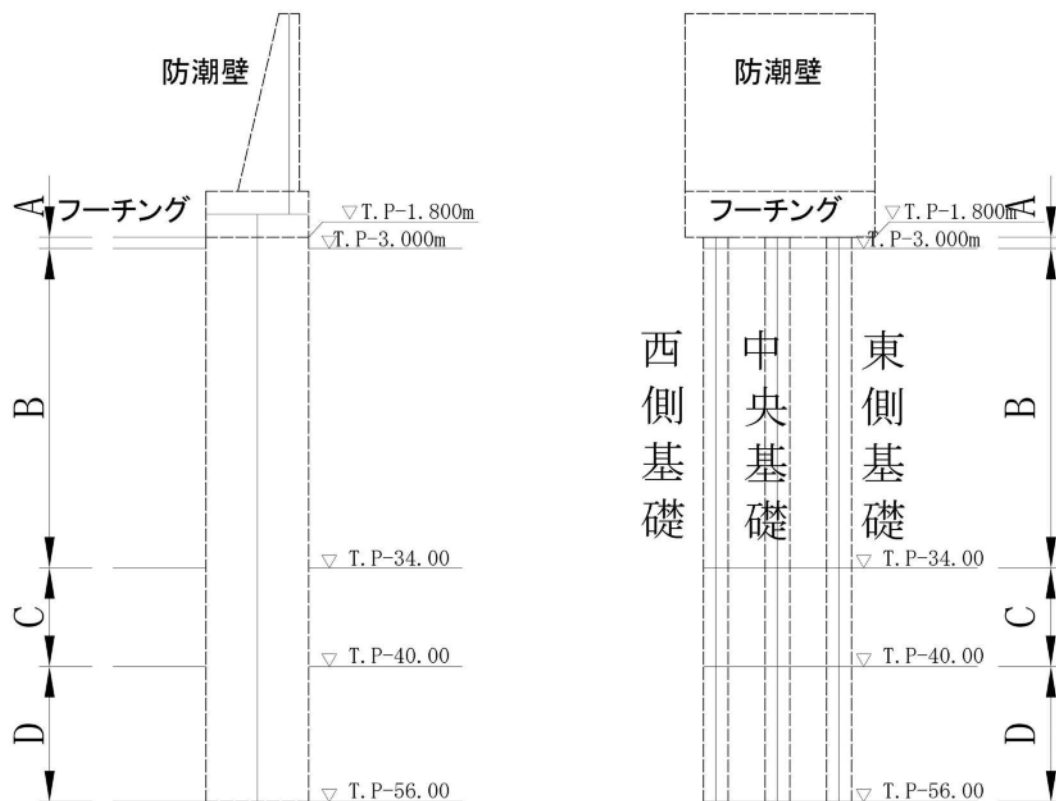


図 5.2-3 評価位置図



表 5.2-9(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状(mm)			せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10703	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18346	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27648	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28928	87263.00	0.33
		H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10935	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18983	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27518	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29403	87263.00	0.34
		H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10942	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18359	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	23836	87263.00	0.27
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29011	87263.00	0.33
		H-V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10205	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17671	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18734	87263.00	0.21
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22850	87263.00	0.26
	S s - 11	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5564	63279.00	0.09
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15548	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	14838	87263.00	0.17
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19140	87263.00	0.22
	S s - 12	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5117	63279.00	0.08
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	13169	63279.00	0.21
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	21878	87263.00	0.25
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22013	87263.00	0.25
	S s - 13	H+V+	A	2360	9960	9680	8-32@300	5002	63279.00	0.08
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	12437	63279.00	0.20
			C	2360	9960	9680	8-38@300	20569	87263.00	0.24
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	20725	87263.00	0.24
	S s - 14	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	3864	63279.00	0.06
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11040	63279.00	0.17
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	12962	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	14009	87263.00	0.16
	S s - 21	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9626	63279.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15605	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	13078	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	21119	87263.00	0.24
	S s - 22	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	8491	63279.00	0.13
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11691	63279.00	0.18
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18546	87263.00	0.21
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19747	87263.00	0.23
	S s - 31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9733	63279.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17592	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19002	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28999	87263.00	0.33
	S s - 31	H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10077	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17338	63279.00	0.27
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18669	87263.00	0.21
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	24422	87263.00	0.28

\*評価位置は下記に示す。

①-①断面

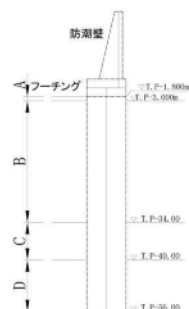




表 5.2-9(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
(検討ケース②～⑥)

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	153612	17118	3.3	21	0.16
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	441874	46542	9.5	21	0.46
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	433361	52364	8.6	21	0.41
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	391974	82755	11.1	21	0.53
③	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	156022	16723	3.4	21	0.17
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	483106	47147	10.3	21	0.50
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	486403	51502	9.5	21	0.46
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-427870	69255	11.8	21	0.57
④	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	170320	18350	3.7	21	0.18
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	407586	53909	8.9	21	0.43
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	394718	59243	8.0	21	0.39
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	356002	100407	10.4	21	0.50
⑤	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	151124	24143	3.4	21	0.17
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	426463	48043	9.2	21	0.44
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	423480	80597	8.8	21	0.42
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	419430	84022	11.8	21	0.57
⑥	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	147512	24308	3.3	21	0.16
			B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	399532	48134	8.7	21	0.42
			C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	400664	78872	8.4	21	0.40
			D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	397569	81092	11.2	21	0.54

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

①-①断面

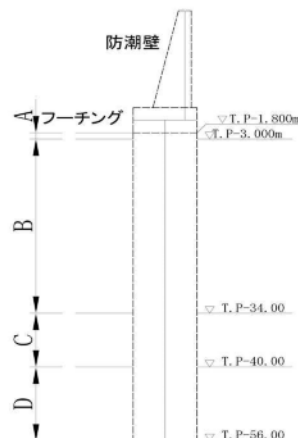




表 5.2-9(3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150(2段)	127685	18752	2.8	21	0.14
			B	2360	9960	9680	D51@150(2段)	432656	53235	9.4	21	0.45
			C	2360	9960	9680	D51@150(2段)	477911	62992	9.6	21	0.46
			D	2360	9960	9680	D51@150(2段)	472842	70373	13.0	21	0.62
③	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150(2段)	137154	18548	3.0	21	0.15
			B	2360	9960	9680	D51@150(2段)	470645	52137	10.2	21	0.49
			C	2360	9960	9680	D51@150(2段)	511195	61586	10.1	21	0.49
			D	2360	9960	9680	D51@150(2段)	498979	68974	13.7	21	0.66
④	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150(2段)	146657	18715	3.2	21	0.16
			B	2360	9960	9680	D51@150(2段)	370724	53781	8.2	21	0.40
			C	2360	9960	9680	D51@150(2段)	385436	63860	7.9	21	0.38
			D	2360	9960	9680	D51@150(2段)	384767	74028	10.8	21	0.52
⑤	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150(2段)	137693	18848	3.0	21	0.15
			B	2360	9960	9680	D51@150(2段)	460095	52987	10.0	21	0.48
			C	2360	9960	9680	D51@150(2段)	509955	62073	10.1	21	0.49
			D	2360	9960	9680	D51@150(2段)	-491857	69118	13.5	21	0.65
⑥	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150(2段)	134256	18887	3.0	21	0.15
			B	2360	9960	9680	D51@150(2段)	444914	53165	9.7	21	0.47
			C	2360	9960	9680	D51@150(2段)	496195	62497	9.9	21	0.48
			D	2360	9960	9680	D51@150(2段)	-479097	69405	13.2	21	0.63

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

①-①断面

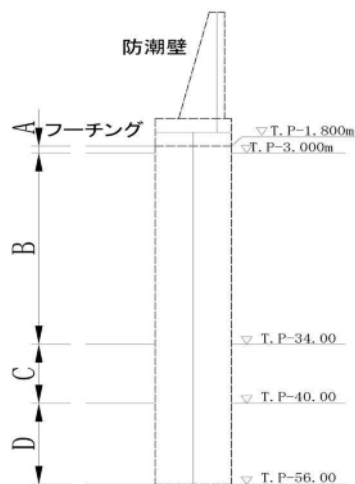




表 5.2-10(1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	196042	17534	14.2	21	0.68
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	192758	18295	14.3	21	0.69
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	100302	40398	7.8	21	0.38
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-82864	44465	8.1	21	0.39
	H+V-	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	201586	22414	14.7	21	0.70
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	197758	23194	14.7	21	0.70
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	105709	42948	8.2	21	0.40
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-81973	50590	8.2	21	0.40
	H-V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	170805	25295	12.5	21	0.60
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	166959	26001	12.6	21	0.60
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	83821	44799	6.7	21	0.32
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-78813	42219	7.7	21	0.37
	H-V-	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	161517	25430	11.9	21	0.57
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	159759	26165	12.1	21	0.58
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	83239	41196	6.6	21	0.32
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-73047	55449	7.5	21	0.36
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	98391	17733	7.3	21	0.35
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	97685	18456	7.4	21	0.36
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-36112	44524	3.3	21	0.16
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	37071	46141	4.1	21	0.20
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	126851	22875	9.4	21	0.45
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	126674	23624	9.6	21	0.46
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	55221	42329	4.6	21	0.22
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	66156	50993	6.8	21	0.33
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	126450	23185	9.4	21	0.45
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	126350	23772	9.6	21	0.46
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	51911	41758	4.4	21	0.21
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	66302	50172	6.8	21	0.33
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	112929	22294	8.4	21	0.40
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	110864	22906	8.5	21	0.41
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-40829	44086	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	62378	51921	6.4	21	0.31
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	121344	18653	8.9	21	0.43
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	118867	19294	9.0	21	0.43
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	38704	38921	3.4	21	0.17
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	50672	50683	5.4	21	0.26
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	114709	16591	8.4	21	0.40
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	112255	17237	8.5	21	0.41
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	46361	42884	4.0	21	0.20
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	56411	49968	5.9	21	0.29
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	213484	16408	15.4	21	0.74
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	207983	17042	15.4	21	0.74
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-80404	43105	6.4	21	0.31
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	-80292	43930	7.9	21	0.38
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D510150 (5段)	-189375	15564	13.7	21	0.66
		B	9960	2460	2255	D510150 (4段)	-182693	16375	13.5	21	0.65
		C	9960	2460	2255	D510150 (5段)	81979	32461	6.4	21	0.31
		D	9960	2460	2255	D510150 (2段)	79279	34714	7.6	21	0.37

\* 評価位置を下記に示す。

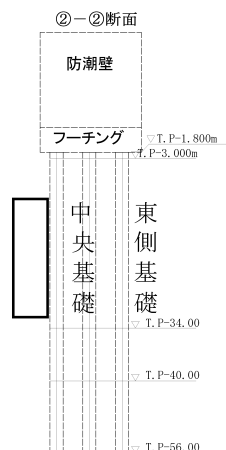




表 5.2-10(2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179942	18337	13.1	21	0.63
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	176992	18951	13.2	21	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	104145	40196	8.1	21	0.39
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82310	44022	8.1	21	0.39
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	222582	16715	16.1	21	0.77
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	218079	17336	16.1	21	0.77
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	88952	42150	7.0	21	0.34
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-95481	44037	9.2	21	0.44
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	180570	30274	13.3	21	0.64
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	178012	30949	13.5	21	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	172181	37140	12.9	21	0.62
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	150623	39612	13.9	21	0.67
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	172682	12693	12.5	21	0.60
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	168572	13534	12.4	21	0.60
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	84005	35256	6.6	21	0.32
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-84792	36993	8.1	21	0.39
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	155614	13031	11.3	21	0.54
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	151554	13974	11.2	21	0.54
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	76848	34953	6.0	21	0.29
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-76946	36872	7.4	21	0.36

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

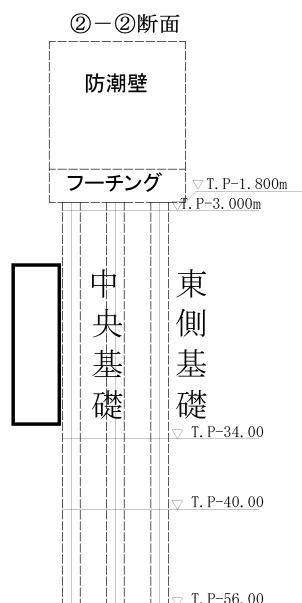




表 5.2-10(3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	208775	17112	15.1	21	0.72
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	203615	17606	15.1	21	0.72
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	70486	43436	5.7	21	0.28
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-74764	47451	7.5	21	0.36
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	215835	16119	15.6	21	0.75
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	210720	16520	15.5	21	0.74
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-85518	43049	6.8	21	0.33
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-85201	43895	8.3	21	0.40
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	184541	20020	13.4	21	0.64
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	181042	20645	13.5	21	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	69085	36987	5.5	21	0.27
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	64337	37947	6.4	21	0.31
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207212	15826	15.0	21	0.72
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	200813	16410	14.8	21	0.71
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	95612	43176	7.5	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-95611	44178	9.2	21	0.44
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201564	16402	14.6	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	195336	17010	14.4	21	0.69
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	93257	43404	7.4	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-93257	44363	9.0	21	0.43

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

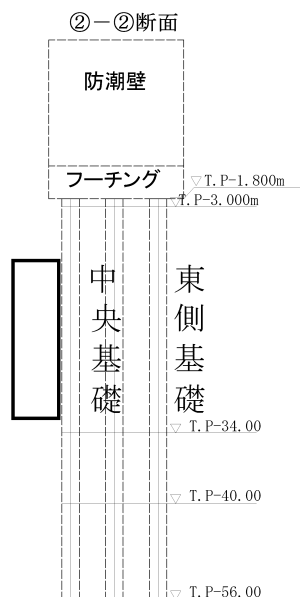




表 5.2-10(4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	210934	14756	15.2	21	0.73
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	201366	15300	14.8	21	0.71
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	89428	33075	6.9	21	0.33
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-70869	36979	6.9	21	0.33
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	212569	15672	15.3	21	0.73
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	202993	16361	15.0	21	0.72
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	92679	33856	7.2	21	0.35
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	71678	46772	7.2	21	0.35
	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	179508	14044	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	171180	14713	12.7	21	0.61
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	71989	35198	5.7	21	0.28
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-63425	35972	6.2	21	0.30
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	174797	16452	12.7	21	0.61
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	166503	17040	12.4	21	0.60
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	72353	33894	5.7	21	0.28
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-61803	47363	6.3	21	0.30
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	109919	14349	8.0	21	0.39
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	104620	15002	7.9	21	0.38
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	38038	38435	3.3	21	0.16
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-38249	39672	4.1	21	0.20
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140822	15003	10.2	21	0.49
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133800	15609	10.0	21	0.48
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	43012	35320	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	51552	45076	5.4	21	0.26
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140574	14816	10.2	21	0.49
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133626	15408	10.0	21	0.48
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	40294	34965	3.4	21	0.17
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	51236	43635	5.3	21	0.26
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	120660	14375	8.8	21	0.42
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	115371	15022	8.6	21	0.41
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	37796	37084	3.3	21	0.16
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	47913	45538	5.1	21	0.25
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	132693	14544	9.7	21	0.47
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	124617	15181	9.3	21	0.45
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	42685	35370	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-41992	44001	4.5	21	0.22
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	124445	14606	9.1	21	0.44
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	117599	14570	8.8	21	0.42
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	39499	37790	3.4	21	0.17
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	43693	43609	4.6	21	0.22
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	222140	13647	16.0	21	0.77
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	213021	14265	15.7	21	0.75
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	87006	35552	6.8	21	0.33
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-87005	36693	8.3	21	0.40
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-189546	12103	13.6	21	0.65
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-180489	12738	13.3	21	0.64
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	79632	33675	6.2	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	75104	35672	7.3	21	0.35

\*評価位置を下記に示す。

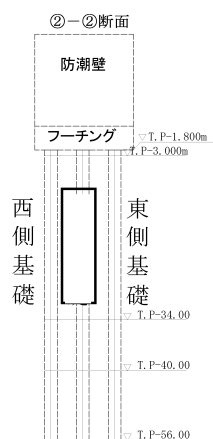




表 5.2-10(5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	193288	14660	13.9	21	0.67
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	184355	15187	13.6	21	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	91609	32582	7.1	21	0.34
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-67091	40488	6.7	21	0.32
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	235974	14119	17.0	21	0.81
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	226135	14697	16.6	21	0.80
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81524	33310	6.4	21	0.31
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-80710	36920	7.8	21	0.38
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	194490	14995	14.0	21	0.67
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	186509	15651	13.8	21	0.66
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	151195	36529	11.4	21	0.55
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	124441	39698	11.6	21	0.56
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	178797	14790	12.9	21	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	172956	15563	12.8	21	0.61
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	82783	31796	6.4	21	0.31
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82785	32476	7.9	21	0.38
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	160024	15129	11.6	21	0.56
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	154791	15663	11.5	21	0.55
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	74639	37510	5.9	21	0.29
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-74641	38475	7.3	21	0.35

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

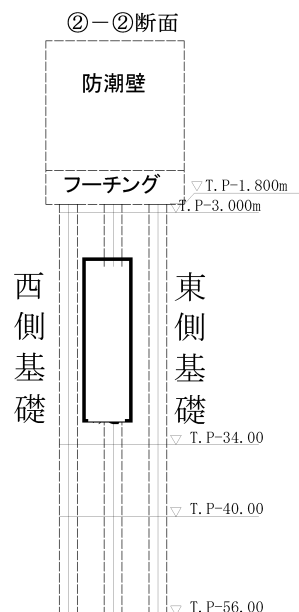




表 5.2-10(6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	216631	13711	15.6	21	0.75
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	207728	14333	15.3	21	0.73
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	78515	35831	6.2	21	0.30
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-78457	37618	7.6	21	0.37
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	226669	13836	16.3	21	0.78
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217100	14452	16.0	21	0.77
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-92084	35541	7.1	21	0.34
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-91963	36636	8.7	21	0.42
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	196428	15429	14.2	21	0.68
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	187743	16061	13.9	21	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	63575	35812	5.1	21	0.25
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	53778	44306	5.6	21	0.27
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	213935	13318	15.4	21	0.74
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	205970	13856	15.1	21	0.72
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-97845	35183	7.5	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-97489	36220	9.2	21	0.44
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207098	13310	14.9	21	0.71
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	199679	13930	14.7	21	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-94372	35245	7.3	21	0.35
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-94196	36293	8.9	21	0.43

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1  $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1  $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

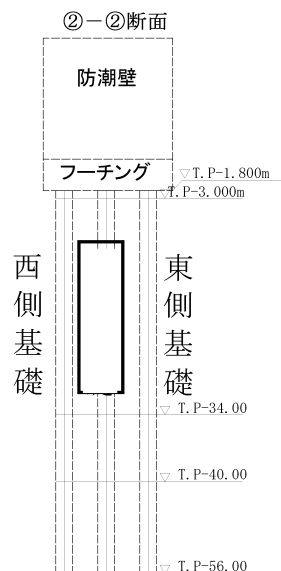




表 5.2-10(7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	215462	10014	15.4	21	0.74
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	208080	10608	15.2	21	0.73
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	98325	30117	7.5	21	0.36
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-87210	41937	8.4	21	0.40
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	211763	15246	15.3	21	0.73
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	205700	15625	15.2	21	0.73
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	100919	30863	7.7	21	0.37
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	91122	48004	8.9	21	0.43
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	182095	7685	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	175991	8220	12.9	21	0.62
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	79019	32169	6.2	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-80497	32769	7.7	21	0.37
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	182179	8105	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	174059	8760	12.7	21	0.61
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	79671	30273	6.2	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-83084	46997	8.2	21	0.40
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	112830	14302	8.2	21	0.40
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	108390	15070	8.1	21	0.39
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	43310	39389	3.7	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	54307	43442	5.6	21	0.27
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	146658	7646	10.5	21	0.50
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	140378	8273	10.3	21	0.50
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	52420	33809	4.3	21	0.21
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-70256	46440	7.0	21	0.34
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	146539	6646	10.5	21	0.50
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	140418	7414	10.3	21	0.50
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	48595	32946	4.0	21	0.20
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-65218	44762	6.6	21	0.32
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	124857	10270	9.0	21	0.43
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	120848	10865	8.9	21	0.43
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	42204	39766	3.6	21	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-63068	44599	6.4	21	0.31
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	135335	14591	9.8	21	0.47
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	129276	15239	9.6	21	0.46
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	48851	37448	4.1	21	0.20
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-64702	44261	6.5	21	0.31
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	125283	13563	9.1	21	0.44
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	120522	14266	9.0	21	0.43
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	44511	38629	3.8	21	0.19
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-62305	42204	6.3	21	0.30
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	219408	14415	15.8	21	0.76
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	213080	14949	15.7	21	0.75
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	90991	31898	7.0	21	0.34
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-90990	33298	8.6	21	0.41
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-179866	13991	13.0	21	0.62
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-174428	14702	12.9	21	0.62
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	76328	38999	6.1	21	0.30
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	69278	41543	6.9	21	0.33

\*評価位置を下記に示す。

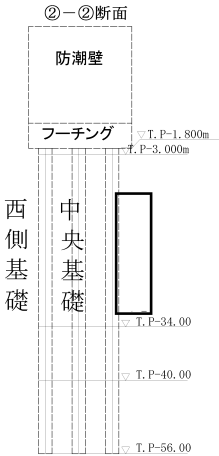




表 5.2-10(8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	198659	8796	14.2	21	0.68
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	191868	9280	14.0	21	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	101566	29728	7.7	21	0.37
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-86555	42326	8.4	21	0.40
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	239957	10678	17.2	21	0.82
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	232347	11187	17.0	21	0.81
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87227	30258	6.7	21	0.32
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-98000	40552	9.4	21	0.45
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	206873	859	14.7	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198014	1509	14.3	21	0.69
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	163853	39430	12.3	21	0.59
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	137372	43236	12.8	21	0.61
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179852	14277	13.0	21	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	173738	14740	12.8	21	0.61
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87491	30024	6.7	21	0.32
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-87494	30770	8.2	21	0.40
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	160666	14279	11.6	21	0.56
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	155048	14759	11.5	21	0.55
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	82296	37181	6.5	21	0.31
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82298	37908	7.9	21	0.38

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

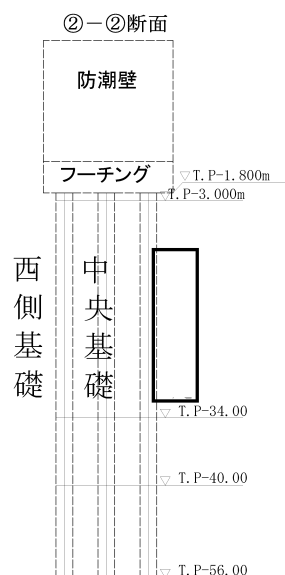




表 5.2-10(9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	214334	13475	15.4	21	0.74
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	208212	14226	15.3	21	0.73
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81399	32129	6.3	21	0.30
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-83839	36805	8.0	21	0.39
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	224052	14945	16.1	21	0.77
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217355	15750	16.0	21	0.77
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-96946	31996	7.4	21	0.36
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-96792	33311	9.1	21	0.44
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201416	10670	14.5	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	193289	11281	14.2	21	0.68
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	60945	40813	5.0	21	0.24
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	55523	45443	5.7	21	0.28
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	210483	14671	15.2	21	0.73
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	204635	15225	15.1	21	0.72
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-103883	31433	7.9	21	0.38
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-103020	32460	9.6	21	0.46
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	203633	13913	14.7	21	0.70
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198105	14434	14.6	21	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-100059	31011	7.6	21	0.37
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-99466	32319	9.3	21	0.45

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

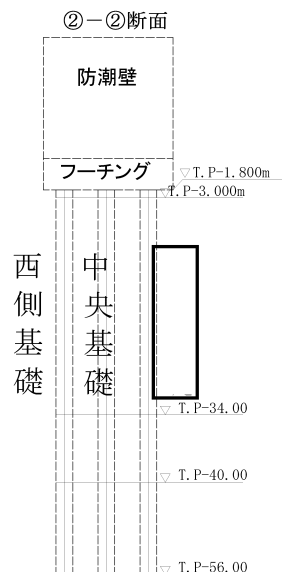




表 5.2-11(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	151241	19099	48.0	435	0.12
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	452860	56201	145.0	435	0.34
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	453021	62967	120.0	435	0.28
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	397954	53666	178.0	435	0.41
	H+V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	155563	16623	52.0	435	0.12
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	465517	44070	163.0	435	0.38
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	466783	51149	136.0	435	0.32
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-396272	64051	159.0	435	0.37
	H-V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	162137	19264	53.0	435	0.13
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	421864	49835	137.0	435	0.32
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	435913	54390	121.0	435	0.28
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	445278	60219	199.0	435	0.46
	H-V-	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	158672	17059	53.0	435	0.13
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	431662	53250	138.0	435	0.32
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	441361	58596	119.0	435	0.28
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	441159	71020	177.0	435	0.41
S s - 11	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	78009	18069	17.0	435	0.04
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	294307	53583	77.0	435	0.18
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	321454	63882	70.0	435	0.17
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	351912	73053	115.0	435	0.27
S s - 12	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	83863	17502	20.0	435	0.05
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	243353	48774	59.0	435	0.14
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	284217	57328	61.0	435	0.15
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-320290	69018	100.0	435	0.23
S s - 13	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	83010	17596	19.0	435	0.05
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	251042	51453	60.0	435	0.14
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	279375	61526	56.0	435	0.13
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-298426	67730	88.0	435	0.21
S s - 14	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	73734	18703	14.0	435	0.04
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	191916	48906	37.0	435	0.09
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	219980	58707	37.0	435	0.09
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	269930	68525	70.0	435	0.17
S s - 21	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	148937	21213	45.0	435	0.11
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	392475	52971	121.0	435	0.28
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	396616	64443	98.0	435	0.23
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-321786	62216	112.0	435	0.26
S s - 22	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	142494	16255	47.0	435	0.11
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	260086	32965	82.0	435	0.19
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	237910	49990	50.0	435	0.12
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	248366	64612	62.0	435	0.15
S s - 31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	132918	18675	40.0	435	0.10
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	452094	52701	148.0	435	0.35
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	496419	62153	138.0	435	0.32
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	486855	69033	211.0	435	0.49
S s - 31	H-V+	A	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	161069	17701	54.0	435	0.13
		B	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-387435	51459	120.0	435	0.28
		C	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	-405647	56203	108.0	435	0.25
		D	2360	9960	9680	D51@150 (2段)	390424	67645	149.0	435	0.35

\*評価位置を下記に示す。

①-①断面

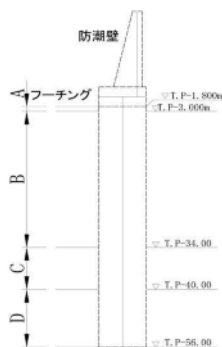




表 5.2-11(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	153758	16597	52	435	0.12
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	436187	41734	152	435	0.35
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	434448	50996	123	435	0.29
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	388442	72506	139	435	0.32
③	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	155996	16481	53	435	0.13
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	482267	46601	168	435	0.39
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	486403	51502	143	435	0.33
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	-425619	64363	178	435	0.41
④	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	170320	18350	57	435	0.14
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	375655	36290	131	435	0.31
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	394718	59243	101	435	0.24
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	334308	62157	120	435	0.28
⑤	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	150333	16812	50	435	0.12
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	426463	48043	141	435	0.33
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	433169	52261	122	435	0.29
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	415603	70901	160	435	0.37
⑥	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	D510150 (2段)	150023	16855	50	435	0.12
			B	2360	9960	9680	D510150 (2段)	399532	48134	129	435	0.30
			C	2360	9960	9680	D510150 (2段)	401823	52333	110	435	0.26
			D	2360	9960	9680	D510150 (2段)	395482	71193	146	435	0.34

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

①-①断面

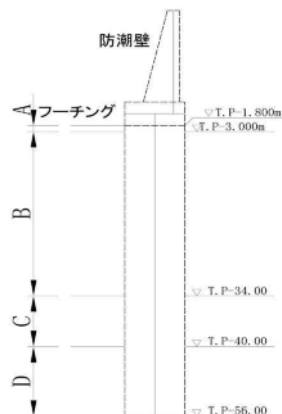




表 5.2-11(3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
②	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	127685	18752	38	435	0.09
			B	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	432763	53005	139	435	0.32
			C	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	477507	62611	130	435	0.30
			D	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	472481	69921	200	435	0.46
③	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	137154	18548	42	435	0.10
			B	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	470645	52137	157	435	0.37
			C	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	506998	59046	144	435	0.34
			D	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	-498420	68541	220	435	0.51
④	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	146657	18715	46	435	0.11
			B	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	370724	53781	110	435	0.26
			C	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	380722	58791	96	435	0.23
			D	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	384433	71545	138	435	0.32
⑤	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	137693	18848	42	435	0.10
			B	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	460095	52987	151	435	0.35
			C	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	509955	62073	143	435	0.33
			D	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	-491695	68762	215	435	0.50
⑥	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	134256	18887	41	435	0.10
			B	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	444914	53165	144	435	0.34
			C	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	496195	62497	137	435	0.32
			D	2360	9960	9680	D51 $\phi$ 150 (2段)	-478554	69072	206	435	0.48

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

①-①断面

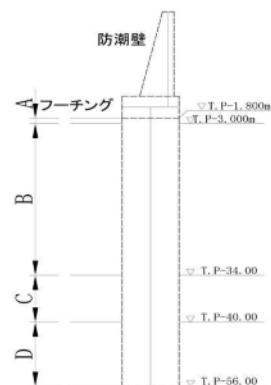




表 5.2-12(1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

(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)

地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	196042	17534	251	435	0.58
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	192758	18295	265	435	0.61
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-100275	39737	103	435	0.24
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	83055	40504	113	435	0.26
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	201586	22414	254	435	0.59
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	197758	23194	267	435	0.62
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-105709	42127	109	435	0.26
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	81430	45112	103	435	0.24
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	170940	24531	211	435	0.49
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	166801	25220	220	435	0.51
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-83763	44015	78	435	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	78521	40177	104	435	0.24
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	161350	24223	198	435	0.46
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	159395	24922	209	435	0.49
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-83241	40939	79	435	0.19
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	72782	53041	74	435	0.18
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	98381	17565	119	435	0.28
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	97612	18283	125	435	0.29
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	29954	28953	18	435	0.05
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-35439	39796	20	435	0.05
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	126851	22875	153	435	0.36
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	126608	23439	163	435	0.38
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-55188	42127	41	435	0.10
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-65245	47549	66	435	0.16
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	126450	23185	152	435	0.35
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	126352	23729	162	435	0.38
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-51899	41562	37	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-66297	48791	67	435	0.16
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	112904	21977	135	435	0.32
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	110758	22577	140	435	0.33
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-41499	38871	26	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-62351	50553	57	435	0.14
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	121433	18097	149	435	0.35
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	118795	18733	156	435	0.36
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	38959	33900	26	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-49374	45855	38	435	0.09
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	114709	16591	142	435	0.33
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	112255	17237	148	435	0.35
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-45038	40211	30	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-56396	48853	48	435	0.12
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	213484	16408	275	435	0.64
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	207939	16863	288	435	0.67
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	80361	42218	75	435	0.18
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-80225	43826	102	435	0.24
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-189375	15564	243	435	0.56
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-182693	16375	252	435	0.58
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-81978	31220	85	435	0.20
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	79279	34714	114	435	0.27

\*評価位置を下記に示す。

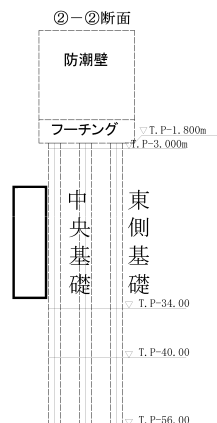




表 5.2-12(2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)

## 検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179952	18198	229	435	0.53
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	176992	18951	241	435	0.56
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-104159	38872	109	435	0.26
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	82257	41022	110	435	0.26
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	222582	16715	287	435	0.66
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	218079	17336	303	435	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	88923	41307	87	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	95304	40525	138	435	0.32
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	180436	29737	220	435	0.51
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	177946	30407	231	435	0.54
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-172032	36317	203	435	0.47
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	150707	39270	257	435	0.60
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	172539	12308	223	435	0.52
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	168605	13167	234	435	0.54
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	84005	35256	85	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	84790	36192	123	435	0.29
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	155537	12575	200	435	0.46
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	151408	13074	209	435	0.49
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-75449	28153	79	435	0.19
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	75451	28899	114	435	0.27

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

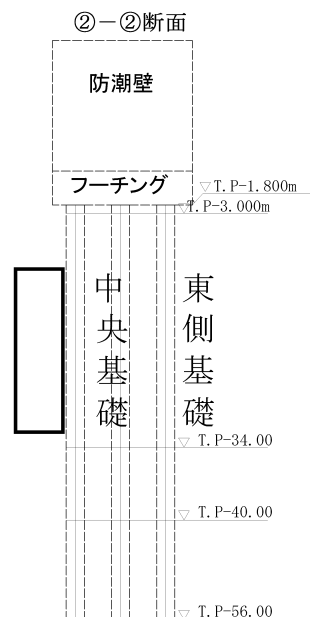




表 5.2-12(3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面西側)  
検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	208795	16945	269	435	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	203615	17606	281	435	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	70464	43282	61	435	0.15
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	74584	45981	87	435	0.20
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	215828	15905	279	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	210720	16520	293	435	0.68
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	85537	42065	82	435	0.19
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-85225	43784	112	435	0.26
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	184507	19815	233	435	0.54
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	181095	20440	246	435	0.57
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-69150	35773	65	435	0.15
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	64337	37947	78	435	0.18
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207212	15826	267	435	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	200736	16261	279	435	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	95448	42104	95	435	0.22
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-95623	44065	134	435	0.31
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201564	16402	259	435	0.60
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	195336	17010	270	435	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	92864	42469	91	435	0.21
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-93257	44363	128	435	0.30

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

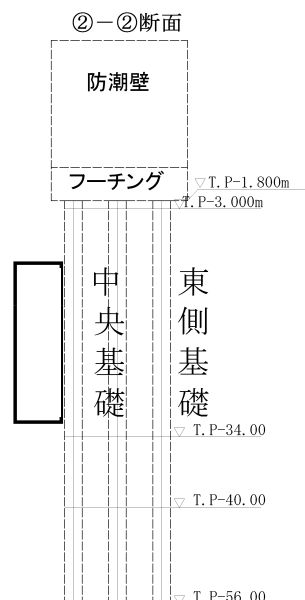




表 5.2-12(4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	210934	14756	273	435	0.63
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	201366	15300	280	435	0.65
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	89428	33075	94	435	0.22
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	70839	36520	93	435	0.22
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	212350	15113	275	435	0.64
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	202927	15809	282	435	0.65
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	92679	33856	98	435	0.23
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	69922	40779	85	435	0.20
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	179508	14044	231	435	0.54
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	170914	14293	237	435	0.55
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	71989	35198	69	435	0.16
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	63493	34744	81	435	0.19
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	174797	16452	223	435	0.52
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	166245	16637	228	435	0.53
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	72353	33894	70	435	0.17
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	61141	44799	62	435	0.15
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	109929	14291	137	435	0.32
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	104624	14942	139	435	0.32
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	32351	26202	23	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	38284	38068	27	435	0.07
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140822	15003	178	435	0.41
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133790	15585	181	435	0.42
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	43007	35299	30	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-51557	42952	46	435	0.11
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	140574	14816	178	435	0.41
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	133626	15408	181	435	0.42
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	40294	34965	27	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-51237	42120	46	435	0.11
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	120610	14271	151	435	0.35
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	115354	14910	155	435	0.36
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	37805	36736	23	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	46526	39487	40	435	0.10
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	132163	12818	168	435	0.39
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	124108	13432	169	435	0.39
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	42403	27033	36	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-42195	34389	38	435	0.09
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	124604	13959	157	435	0.37
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	117301	13946	158	435	0.37
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	39509	33878	27	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	40196	34741	34	435	0.08
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	222140	13647	289	435	0.67
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	213021	14265	299	435	0.69
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	86978	34807	89	435	0.21
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	-87008	36656	127	435	0.30
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-189546	12103	247	435	0.57
		B	9960	2460	2255	D51@150 (4段)	-180489	12738	252	435	0.58
		C	9960	2460	2255	D51@150 (5段)	-79237	31347	82	435	0.19
		D	9960	2460	2255	D51@150 (2段)	75104	35672	103	435	0.24

\*評価位置を下記に示す。

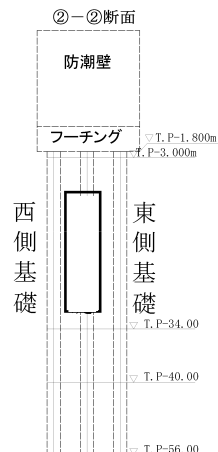




表 5.2-12(5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	193288	14660	250	435	0.58
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	184355	15187	256	435	0.59
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	91609	32582	97	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	67076	37055	85	435	0.20
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	235974	14119	308	435	0.71
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	226135	14697	317	435	0.73
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81524	33310	83	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	80707	36887	113	435	0.26
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	194490	14995	251	435	0.58
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	186509	15651	258	435	0.60
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-151105	35319	175	435	0.41
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	124441	39698	201	435	0.47
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	178797	14790	230	435	0.53
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	172924	15318	239	435	0.55
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	82791	31361	86	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-82793	32114	125	435	0.29
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	159983	14909	204	435	0.47
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	154791	15663	212	435	0.49
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	75168	31256	76	435	0.18
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-75171	31955	109	435	0.26

注記 \*1 : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2 : 評価位置を下記に示す。

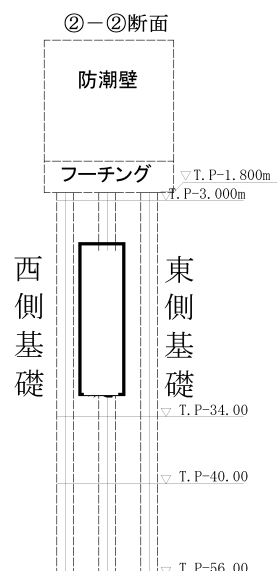




表 5.2-12(6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面中央)  
検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	216631	13711	282	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	207728	14333	291	435	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	78522	35760	77	435	0.18
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-78521	36937	109	435	0.26
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	226669	13836	295	435	0.68
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217100	14452	304	435	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	92084	34812	96	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-91963	36636	137	435	0.32
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	196428	15429	253	435	0.59
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	187743	16061	260	435	0.60
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-63592	33502	59	435	0.14
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	52591	38738	53	435	0.13
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	213951	13235	279	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	205970	13856	289	435	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	97846	34441	104	435	0.24
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-97489	36220	149	435	0.35
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	207101	13214	269	435	0.62
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	199686	13835	279	435	0.65
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	94373	34511	99	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-94196	36293	142	435	0.33

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

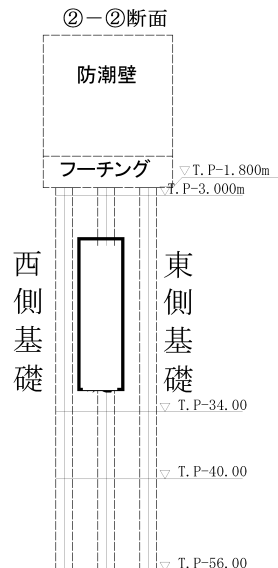




表 5.2-12(7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	215462	10014	283	435	0.66
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	208081	10533	295	435	0.68
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	98325	30117	108	435	0.25
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	86041	34666	128	435	0.30
	H+V-	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	211673	14876	274	435	0.63
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	205609	15233	287	435	0.66
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	100794	30491	111	435	0.26
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	89097	40215	126	435	0.29
	H-V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	182053	7604	240	435	0.56
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	175769	7806	250	435	0.58
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	79019	32169	81	435	0.19
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	80341	31273	121	435	0.28
	H-V-	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	182179	8105	240	435	0.56
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	173754	7863	247	435	0.57
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	79671	30273	83	435	0.20
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	82764	43987	107	435	0.25
S s - 11	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	112794	14202	141	435	0.33
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	108363	14960	144	435	0.34
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	42984	38333	28	435	0.07
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	-54307	42901	51	435	0.12
S s - 12	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	146658	7646	192	435	0.45
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	140378	8273	198	435	0.46
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	52421	33793	44	435	0.11
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	69746	44754	79	435	0.19
S s - 13	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	146539	6646	193	435	0.45
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	140453	7261	199	435	0.46
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	48582	32908	39	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	64179	38619	77	435	0.18
S s - 14	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	124796	10114	161	435	0.38
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	120573	10191	167	435	0.39
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	42180	39472	26	435	0.06
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	63058	44369	66	435	0.16
S s - 21	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	131760	5215	174	435	0.40
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	125484	5793	178	435	0.41
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	45604	28106	39	435	0.09
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	64701	43126	71	435	0.17
S s - 22	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	125282	13262	159	435	0.37
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	120487	13943	163	435	0.38
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	44633	32985	34	435	0.08
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	62311	41858	68	435	0.16
S s - 31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	219408	14415	285	435	0.66
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	213080	14949	298	435	0.69
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	90943	30843	98	435	0.23
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	-91023	33152	141	435	0.33
S s - 31	H-V+	A	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	-179866	13991	232	435	0.54
		B	9960	2460	2255	D51Ø150(4段)	-174428	14702	241	435	0.56
		C	9960	2460	2255	D51Ø150(5段)	-76326	37913	73	435	0.17
		D	9960	2460	2255	D51Ø150(2段)	69278	41543	83	435	0.20

\*評価位置を下記に示す。

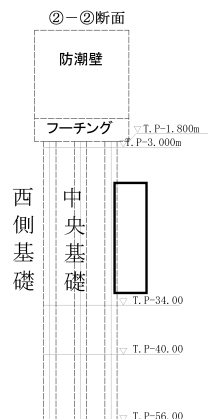




表 5.2-12(8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)

検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	198659	8796	262	435	0.61
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	191868	9280	272	435	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	101579	29617	113	435	0.26
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	85835	35662	126	435	0.29
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	239957	10678	316	435	0.73
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	232347	11187	330	435	0.76
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87227	30258	93	435	0.22
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-97604	34454	152	435	0.35
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	206899	515	280	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198079	1170	290	435	0.67
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-163855	36699	191	435	0.44
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	137372	43236	223	435	0.52
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	179852	14277	232	435	0.54
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	173738	14740	240	435	0.56
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	87774	27632	96	435	0.23
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-87777	28277	141	435	0.33
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	160687	14188	206	435	0.48
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	155053	14654	213	435	0.49
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	79445	27931	85	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-79276	28307	123	435	0.29

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

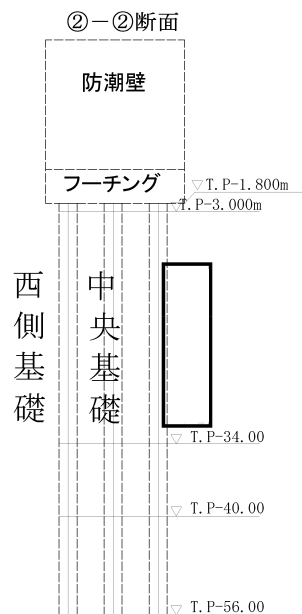




表 5.2-12(9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面東側)  
検討ケース②～⑥

検討ケース	地震波	位相	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	214334	13475	279	435	0.65
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	208173	14013	292	435	0.68
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	81442	31928	84	435	0.20
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	83753	34545	123	435	0.29
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	224052	14945	291	435	0.67
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	217302	15481	304	435	0.70
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	96947	31149	106	435	0.25
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-96792	33311	153	435	0.36
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	201447	10402	264	435	0.61
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	193236	11008	273	435	0.63
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	-60096	37730	51	435	0.12
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-55419	42113	54	435	0.13
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	210483	14671	273	435	0.63
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	204635	15225	285	435	0.66
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	103836	30467	115	435	0.27
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-102936	32274	167	435	0.39
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	2255	D51@150(5段)	203633	13913	264	435	0.61
			B	9960	2460	2255	D51@150(4段)	198105	14434	276	435	0.64
			C	9960	2460	2255	D51@150(5段)	100059	30156	111	435	0.26
			D	9960	2460	2255	D51@150(2段)	-99408	32079	160	435	0.37

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

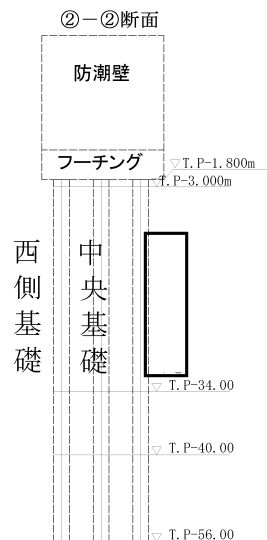
③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。





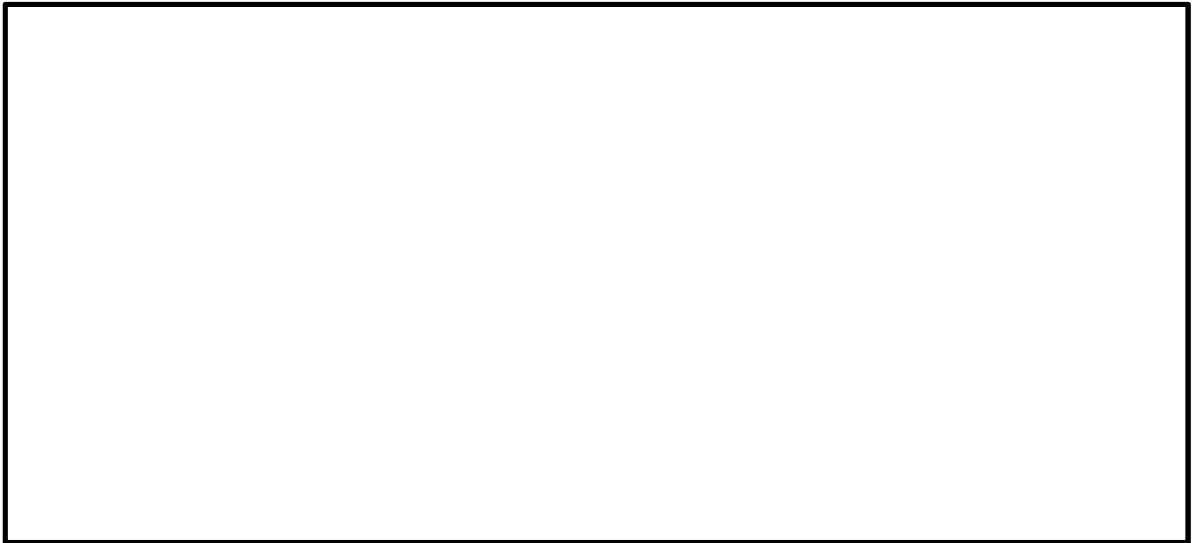


図 5.2-4 (1) 概略配筋図 (曲げ軸力に対する評価) (A区間)

表 5.2-13 (1) 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価) (A区間)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235



図 5.2-4 (2) 概略配筋図 (曲げ軸力に対する評価) (B区間)

表 5.2-13 (2) 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価) (B区間)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588





図 5.2-4 (3) 概略配筋図 (曲げ軸力に対する評価) (C 区間)

表 5.2-13 (3) 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価) (C 区間)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235



図 5.2-4 (4) 概略配筋図 (曲げ軸力に対する評価) (D 区間)

表 5.2-13 (4) 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価) (D 区間)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①—①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②—②断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5.2-14 に示す。

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

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

概略配筋図を図 5.2-5 に、断面諸元一覧を表 5.2-15 に示す。



表 5.2-14 (1) せん断力に対する照査 (①-①断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状(mm)			せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/V <sub>sa</sub>
①	S s - D 1	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10703	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18346	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27648	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28928	87263.00	0.34
		H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10935	63279.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18983	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	27518	87263.00	0.32
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29403	87263.00	0.34
		H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10942	63279.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18359	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	23836	87263.00	0.28
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29011	87263.00	0.34
		H-V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10205	63279.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17671	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18734	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22850	87263.00	0.27
	S s - 11	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5564	63279.00	0.09
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15548	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	14838	87263.00	0.18
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19140	87263.00	0.22
	S s - 12	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5117	63279.00	0.09
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	13169	63279.00	0.21
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	21878	87263.00	0.26
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	22013	87263.00	0.26
	S s - 13	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	5002	63279.00	0.08
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	12437	63279.00	0.20
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	20569	87263.00	0.24
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	20725	87263.00	0.24
	S s - 14	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	3864	63279.00	0.07
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11040	63279.00	0.18
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	12962	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	14009	87263.00	0.17
	S s - 21	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9626	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15605	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	13078	87263.00	0.15
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	21119	87263.00	0.25
	S s - 22	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	8491	63279.00	0.14
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	11691	63279.00	0.19
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18546	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	19747	87263.00	0.23
	S s - 31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9733	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17592	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19002	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28999	87263.00	0.34
	S s - 31	H-V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10077	63279.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17338	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18669	87263.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	24422	87263.00	0.28

\*評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (2) せん断力に対する照査 (①-①断面)  
(検討ケース②~⑥)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)			せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	28913	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	2360	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18400	63279.00	0.33
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28913	87263.00	0.34
③	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	11228	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	18387	63279.00	0.30
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	24505	63279.00	0.29
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29701	87263.00	0.35
④	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	12031	87263.00	0.20
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	15452	63279.00	0.25
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	35114	63279.00	0.41
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	48212	87263.00	0.56
⑤	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10907	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17176	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	21144	63279.00	0.25
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29391	87263.00	0.34
⑥	Ss-D1	H+V-	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10563	87263.00	0.17
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17123	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19679	63279.00	0.23
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	29134	87263.00	0.34
②	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	2360	87263.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17446	63279.00	0.28
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18866	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	27768	87263.00	0.32
③	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9946	87263.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	17934	63279.00	0.29
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18974	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	30377	87263.00	0.35
④	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	10943	87263.00	0.18
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	14266	63279.00	0.23
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	19980	63279.00	0.23
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	31080	87263.00	0.36
⑤	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9746	87263.00	0.16
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	19408	63279.00	0.31
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18815	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	28599	87263.00	0.33
⑥	Ss-31	H+V+	A	2360	9960	9680	8-D32@300	9468	87263.00	0.15
			B	2360	9960	9680	8-D32@300	19411	63279.00	0.31
			C	2360	9960	9680	8-D38@300	18567	63279.00	0.22
			D	2360	9960	9680	8-D38@300	27456	87263.00	0.32

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (3) せん断力に対する照査 (②-②断面西側)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	22.74	12-D32@300	5834	22461.00	0.26
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	12410	33352.00	0.38
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	13390	40719.00	0.33
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	25720	45658.00	0.57
		H+V-	A	9960	2460	22.71	12-D32@300	6802	22461.00	0.31
			B	9960	2460	22.71	16-D35@300	13040	33352.00	0.40
			C	9960	2460	53.52	18-D38@300	13610	40719.00	0.34
			D	9960	2460	22.55	18-D38@300	25020	45658.00	0.55
		H-V+	A	9960	2460	23.57	12-D32@300	5877	22461.00	0.27
			B	9960	2460	23.57	16-D35@300	12230	33352.00	0.37
			C	9960	2460	55.75	18-D38@300	11520	40719.00	0.29
			D	9960	2460	23.44	18-D38@300	22090	45658.00	0.49
		H-V-	A	9960	2460	23.58	12-D32@300	7056	22461.00	0.32
			B	9960	2460	23.58	16-D35@300	11830	33352.00	0.36
			C	9960	2460	55.74	18-D38@300	11530	40719.00	0.29
			D	9960	2460	23.4	18-D38@300	22240	45658.00	0.49
	S s - 11	H+V+	A	9960	2460	48.85	12-D32@300	4787	22461.00	0.22
			B	9960	2460	48.85	16-D35@300	8384	33352.00	0.26
			C	9960	2460	25.9	18-D38@300	2480	40719.00	0.07
			D	9960	2460	24.56	18-D38@300	9696	45658.00	0.22
	S s - 12	H+V+	A	9960	2460	37.74	12-D32@300	5441	22461.00	0.25
			B	9960	2460	37.74	16-D35@300	9322	33352.00	0.28
			C	9960	2460	88.37	18-D38@300	9191	40719.00	0.23
			D	9960	2460	88.43	18-D38@300	21460	45658.00	0.48
	S s - 13	H+V+	A	9960	2460	34.98	12-D32@300	5525	22461.00	0.25
			B	9960	2460	34.98	16-D35@300	9146	33352.00	0.28
			C	9960	2460	85.55	18-D38@300	8881	40719.00	0.22
			D	9960	2460	85.62	18-D38@300	21040	45658.00	0.47
	S s - 14	H+V+	A	9960	2460	31.97	12-D32@300	4700	22461.00	0.21
			B	9960	2460	31.97	16-D35@300	7497	33352.00	0.23
			C	9960	2460	29.22	18-D38@300	7466	40719.00	0.19
			D	9960	2460	88.35	18-D38@300	18890	45658.00	0.42
	S s - 21	H+V+	A	9960	2460	66.13	12-D32@300	5103	22461.00	0.23
			B	9960	2460	66.13	16-D35@300	9500	33352.00	0.29
			C	9960	2460	66.2	18-D38@300	3659	40719.00	0.09
			D	9960	2460	128.69	18-D38@300	14750	45658.00	0.33
	S s - 22	H+V+	A	9960	2460	77.23	12-D32@300	5265	22461.00	0.24
			B	9960	2460	77.23	16-D35@300	8525	33352.00	0.26
			C	9960	2460	145.21	18-D38@300	6261	40719.00	0.16
			D	9960	2460	115.44	18-D38@300	17080	45658.00	0.38
	S s - 31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	5138	22461.00	0.23
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	11290	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	4759	40719.00	0.12
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16420	45658.00	0.36
	S s - 31	H-V+	A	9960	2460	9.03	12-D32@300	7115	22461.00	0.32
			B	9960	2460	9.04	16-D35@300	11280	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.03	18-D38@300	5178	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.02	18-D38@300	12270	45658.00	0.27

\*評価位置を下記に示す。

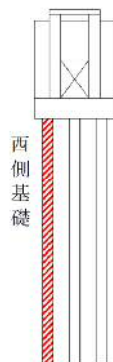




表 5.2-14 (4) せん断力に対する照査 (②-②断面西側)  
(検討ケース②~⑥)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.74	12-D32@300	5254	22461.00	0.24
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	11990	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	13660	40719.00	0.34
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	25040	45658.00	0.55
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.75	12-D32@300	6598	22461.00	0.30
			B	9960	2460	22.75	16-D35@300	12430	33352.00	0.38
			C	9960	2460	53.51	18-D38@300	11600	40719.00	0.29
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	24750	45658.00	0.55
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	53.87	12-D32@300	6778	22461.00	0.21
			B	9960	2460	53.87	16-D35@300	12090	33352.00	0.37
			C	9960	2460	53.55	18-D38@300	12210	40719.00	0.30
			D	9960	2460	53.54	18-D38@300	21040	45658.00	0.47
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.65	12-D32@300	6965	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.66	16-D35@300	8420	33352.00	0.26
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	6199	40719.00	0.16
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	16790	45658.00	0.37
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.65	12-D32@300	6804	22461.00	0.31
			B	9960	2460	22.65	16-D35@300	8283	33352.00	0.25
			C	9960	2460	23.45	18-D38@300	5911	40719.00	0.15
			D	9960	2460	23.45	18-D38@300	14470	45658.00	0.32
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	4859	22461.00	0.22
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	10970	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	4398	40719.00	0.11
			D	9960	2460	9.03	18-D38@300	16450	45658.00	0.37
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	4919	22461.00	0.22
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	12000	33352.00	0.36
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	5368	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16710	45658.00	0.37
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.11	12-D32@300	5358	22461.00	0.17
			B	9960	2460	9.11	16-D35@300	10440	33352.00	0.32
			C	9960	2460	8.72	18-D38@300	5226	40719.00	0.13
			D	9960	2460	8.71	18-D38@300	18230	45658.00	0.40
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.05	12-D32@300	5910	22461.00	0.27
			B	9960	2460	9.06	16-D35@300	10320	33352.00	0.31
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5367	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	14920	45658.00	0.33
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.05	12-D32@300	5759	22461.00	0.26
			B	9960	2460	9.05	16-D35@300	9976	33352.00	0.30
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5345	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.04	18-D38@300	13880	45658.00	0.31

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。

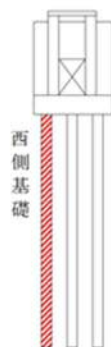




表 5.2-14 (5) せん断力に対する照査 (②-②断面中央)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	22.73	12-D32@300	9747	22461.00	0.44
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	11750	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	8959	40719.00	0.23
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	20890	45658.00	0.46
		H+V-	A	9960	2460	22.71	12-D32@300	10030	22461.00	0.45
			B	9960	2460	22.71	16-D35@300	12100	33352.00	0.37
			C	9960	2460	53.51	18-D38@300	8958	40719.00	0.22
			D	9960	2460	22.56	18-D38@300	20340	45658.00	0.45
		H-V+	A	9960	2460	23.58	12-D32@300	9051	22461.00	0.41
			B	9960	2460	23.57	16-D35@300	10960	33352.00	0.33
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	7730	40719.00	0.19
			D	9960	2460	23.43	18-D38@300	18750	45658.00	0.42
		H-V-	A	9960	2460	23.57	12-D32@300	8701	22461.00	0.39
			B	9960	2460	23.58	16-D35@300	10540	33352.00	0.32
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	7760	40719.00	0.20
			D	9960	2460	23.4	18-D38@300	18390	45658.00	0.41
	S s - 11	H+V+	A	9960	2460	48.86	12-D32@300	5066	22461.00	0.23
			B	9960	2460	48.86	16-D35@300	6653	33352.00	0.20
			C	9960	2460	25.89	18-D38@300	2764	40719.00	0.07
			D	9960	2460	48.79	18-D38@300	10080	45658.00	0.23
	S s - 12	H+V+	A	9960	2460	37.76	12-D32@300	6384	22461.00	0.29
			B	9960	2460	37.75	16-D35@300	7573	33352.00	0.23
			C	9960	2460	88.37	18-D38@300	5872	40719.00	0.15
			D	9960	2460	88.45	18-D38@300	17690	45658.00	0.39
	S s - 13	H+V+	A	9960	2460	34.99	12-D32@300	6316	22461.00	0.29
			B	9960	2460	34.99	16-D35@300	7425	33352.00	0.23
			C	9960	2460	85.55	18-D38@300	5750	40719.00	0.15
			D	9960	2460	85.64	18-D38@300	17580	45658.00	0.39
	S s - 14	H+V+	A	9960	2460	31.98	12-D32@300	5289	22461.00	0.24
			B	9960	2460	31.98	16-D35@300	6154	33352.00	0.19
			C	9960	2460	31.26	18-D38@300	5089	40719.00	0.13
			D	9960	2460	31.83	18-D38@300	16470	45658.00	0.37
	S s - 21	H+V+	A	9960	2460	66.16	12-D32@300	7369	22461.00	0.33
			B	9960	2460	66.16	16-D35@300	8128	33352.00	0.25
			C	9960	2460	66.19	18-D38@300	4676	40719.00	0.12
			D	9960	2460	66.05	18-D38@300	13370	45658.00	0.30
	S s - 22	H+V+	A	9960	2460	77.23	12-D32@300	6565	22461.00	0.30
			B	9960	2460	77.22	16-D35@300	7805	33352.00	0.24
			C	9960	2460	75.17	18-D38@300	4631	40719.00	0.12
			D	9960	2460	75.17	18-D38@300	14890	45658.00	0.33
	S s - 31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	8289	22461.00	0.37
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	11070	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	4757	40719.00	0.12
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16460	45658.00	0.37
	S s - 31	H-V+	A	9960	2460	9.05	12-D32@300	8240	22461.00	0.37
			B	9960	2460	9.04	16-D35@300	10470	33352.00	0.32
			C	9960	2460	9.03	18-D38@300	4902	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.02	18-D38@300	12850	45658.00	0.29

\*評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (6) せん断力に対する照査 (②-⑥断面中央)  
(検討ケース②~⑥)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.73	12-D32@300	9248	22461.00	0.42
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	11380	33352.00	0.35
			C	9960	2460	53.53	18-D38@300	8888	40719.00	0.22
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	20450	45658.00	0.45
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.74	12-D32@300	9469	22461.00	0.30
			B	9960	2460	22.74	16-D35@300	11420	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.5	18-D38@300	8260	40719.00	0.22
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	21500	45658.00	0.50
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	53.87	12-D32@300	8782	22461.00	0.27
			B	9960	2460	53.87	16-D35@300	9956	33352.00	0.30
			C	9960	2460	53.56	18-D38@300	8607	40719.00	0.22
			D	9960	2460	53.54	18-D38@300	18800	45658.00	0.42
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.69	12-D32@300	7368	22461.00	0.33
			B	9960	2460	22.69	16-D35@300	8412	33352.00	0.26
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	6052	40719.00	0.15
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	16710	45658.00	0.37
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.69	12-D32@300	7172	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.68	16-D35@300	8200	33352.00	0.25
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	5598	40719.00	0.14
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	15070	45658.00	0.34
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	8110	22461.00	0.37
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	10760	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	4657	40719.00	0.12
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	16270	45658.00	0.36
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.08	12-D32@300	8698	22461.00	0.28
			B	9960	2460	9.08	16-D35@300	11650	33352.00	0.37
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	4834	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	16710	45658.00	0.39
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.11	12-D32@300	7895	22461.00	0.24
			B	9960	2460	9.11	16-D35@300	9194	33352.00	0.28
			C	9960	2460	8.72	18-D38@300	4135	40719.00	0.11
			D	9960	2460	8.7	18-D38@300	18450	45658.00	0.41
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.06	12-D32@300	7267	22461.00	0.33
			B	9960	2460	9.06	16-D35@300	10410	33352.00	0.32
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5621	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	15520	45658.00	0.34
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.06	12-D32@300	6744	22461.00	0.31
			B	9960	2460	9.06	16-D35@300	10060	33352.00	0.31
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5429	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.04	18-D38@300	14640	45658.00	0.33

注記 \*1: 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: 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

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

\*2: 評価位置を下記に示す。

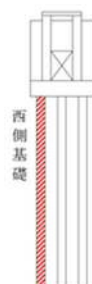




表 5.2-14 (7) せん断力に対する照査 (②-②断面東側)  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
①	S s - D 1	H+V+	A	9960	2460	22.72	12-D32@300	7094	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	13010	33352.00	0.40
			C	9960	2460	53.54	18-D38@300	12380	40719.00	0.31
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	26650	45658.00	0.59
		H+V-	A	9960	2460	22.71	12-D32@300	7671	22461.00	0.35
			B	9960	2460	22.7	16-D35@300	13430	33352.00	0.41
			C	9960	2460	53.5	18-D38@300	12110	40719.00	0.30
			D	9960	2460	22.57	18-D38@300	26020	45658.00	0.57
		H-V+	A	9960	2460	23.58	12-D32@300	6121	22461.00	0.28
			B	9960	2460	23.57	16-D35@300	11710	33352.00	0.36
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	10720	40719.00	0.27
			D	9960	2460	23.43	18-D38@300	23550	45658.00	0.52
		H-V-	A	9960	2460	23.57	12-D32@300	7504	22461.00	0.34
			B	9960	2460	23.58	16-D35@300	11250	33352.00	0.34
			C	9960	2460	55.76	18-D38@300	10690	40719.00	0.27
			D	9960	2460	23.41	18-D38@300	23810	45658.00	0.53
	S s - 11	H+V+	A	9960	2460	48.86	12-D32@300	4367	22461.00	0.20
			B	9960	2460	48.86	16-D35@300	8182	33352.00	0.25
			C	9960	2460	48.81	18-D38@300	5210	40719.00	0.13
			D	9960	2460	80.04	18-D38@300	13220	45658.00	0.29
	S s - 12	H+V+	A	9960	2460	37.76	12-D32@300	5709	22461.00	0.26
			B	9960	2460	37.76	16-D35@300	8909	33352.00	0.27
			C	9960	2460	88.41	18-D38@300	9050	40719.00	0.23
			D	9960	2460	54.86	18-D38@300	22600	45658.00	0.50
	S s - 13	H+V+	A	9960	2460	34.99	12-D32@300	5620	22461.00	0.26
			B	9960	2460	34.99	16-D35@300	8798	33352.00	0.27
			C	9960	2460	85.6	18-D38@300	8722	40719.00	0.22
			D	9960	2460	34.84	18-D38@300	22070	45658.00	0.49
	S s - 14	H+V+	A	9960	2460	31.99	12-D32@300	4350	22461.00	0.20
			B	9960	2460	31.97	16-D35@300	7456	33352.00	0.23
			C	9960	2460	31.26	18-D38@300	7747	40719.00	0.20
			D	9960	2460	88.32	18-D38@300	20290	45658.00	0.45
	S s - 21	H+V+	A	9960	2460	102.91	12-D32@300	5715	22461.00	0.26
			B	9960	2460	102.91	16-D35@300	9567	33352.00	0.29
			C	9960	2460	66.19	18-D38@300	6871	40719.00	0.17
			D	9960	2460	122.48	18-D38@300	17530	45658.00	0.39
	S s - 22	H+V+	A	9960	2460	77.22	12-D32@300	5021	22461.00	0.23
			B	9960	2460	77.22	16-D35@300	8925	33352.00	0.27
			C	9960	2460	75.17	18-D38@300	7599	40719.00	0.19
			D	9960	2460	115.46	18-D38@300	18920	45658.00	0.42
	S s - 31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	6808	22461.00	0.31
			B	9960	2460	9.07	16-D35@300	11690	33352.00	0.36
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5251	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	17780	45658.00	0.39
	S s - 31	H-V+	A	9960	2460	9.04	12-D32@300	5152	22461.00	0.23
			B	9960	2460	9.04	16-D35@300	10800	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.03	18-D38@300	5366	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.02	18-D38@300	14430	45658.00	0.32

\*評価位置を下記に示す。





表 5.2-14 (8) せん断力に対する照査 (②-②断面東側)  
(検討ケース②~⑥)

検討 ケース	地震波	位相	評価 位置	断面性状 (mm)		秒	せん断照査結果			
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)		せん断 補強筋	発生せん 断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値 Vd/Vsa
②	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.72	12-D32@300	6543	22461.00	0.30
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	12970	33352.00	0.39
			C	9960	2460	53.54	18-D38@300	12480	40719.00	0.31
			D	9960	2460	22.61	18-D38@300	26140	45658.00	0.58
③	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.73	12-D32@300	7710	22461.00	0.35
			B	9960	2460	22.73	16-D35@300	13060	33352.00	0.40
			C	9960	2460	53.51	18-D38@300	11010	40719.00	0.28
			D	9960	2460	22.62	18-D38@300	26790	45658.00	0.59
④	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	53.86	12-D32@300	8052	22461.00	0.25
			B	9960	2460	53.86	16-D35@300	11740	33352.00	0.36
			C	9960	2460	53.57	18-D38@300	11830	40719.00	0.30
			D	9960	2460	53.54	18-D38@300	20300	45658.00	0.45
⑤	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.7	12-D32@300	7504	22461.00	0.34
			B	9960	2460	22.7	16-D35@300	8676	33352.00	0.27
			C	9960	2460	22.63	18-D38@300	6442	40719.00	0.16
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	17520	45658.00	0.39
⑥	Ss-D1	H+V+	A	9960	2460	22.7	12-D32@300	7173	22461.00	0.32
			B	9960	2460	22.7	16-D35@300	8446	33352.00	0.26
			C	9960	2460	22.62	18-D38@300	5853	40719.00	0.15
			D	9960	2460	22.63	18-D38@300	15750	45658.00	0.35
②	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	6505	22461.00	0.29
			B	9960	2460	9.07	16-D35@300	11350	33352.00	0.35
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5015	40719.00	0.13
			D	9960	2460	9.03	18-D38@300	17840	45658.00	0.40
③	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.07	12-D32@300	7147	22461.00	0.32
			B	9960	2460	9.07	16-D35@300	12340	33352.00	0.37
			C	9960	2460	9.06	18-D38@300	5464	40719.00	0.14
			D	9960	2460	9.06	18-D38@300	18210	45658.00	0.40
④	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.1	12-D32@300	7884	22461.00	0.24
			B	9960	2460	9.1	16-D35@300	10440	33352.00	0.32
			C	9960	2460	8.73	18-D38@300	5870	40719.00	0.15
			D	9960	2460	9.21	18-D38@300	20130	45658.00	0.45
⑤	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.04	12-D32@300	6652	22461.00	0.30
			B	9960	2460	9.05	16-D35@300	11100	33352.00	0.34
			C	9960	2460	9.05	18-D38@300	5731	40719.00	0.15
			D	9960	2460	9.05	18-D38@300	15790	45658.00	0.35
⑥	Ss-31	H+V+	A	9960	2460	9.04	12-D32@300	6380	22461.00	0.29
			B	9960	2460	9.05	16-D35@300	10730	33352.00	0.33
			C	9960	2460	9.04	18-D38@300	5819	40719.00	0.15
			D	9960	2460	9.04	18-D38@300	14830	45658.00	0.33

注記 \*1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

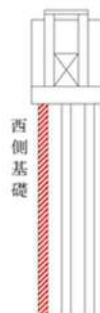
③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

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

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 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

\*2: 評価位置を下記に示す。





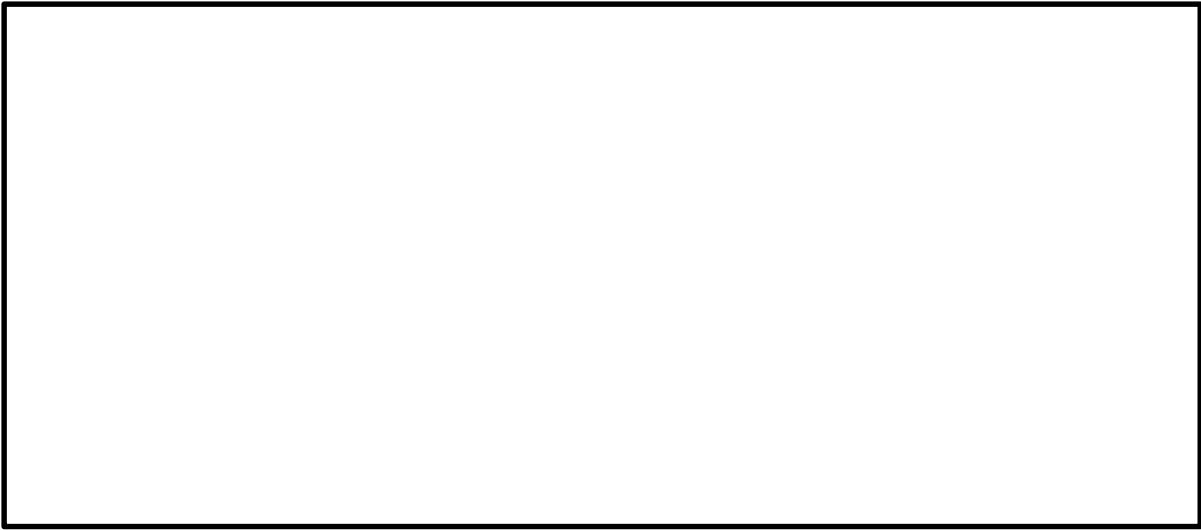


図 5.2-5 (1) 概略配筋図（せん断力に対する評価）（A 区間）

表 5.2-15 (1) 断面諸元一覧（せん断力に対する評価）（A 区間）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300

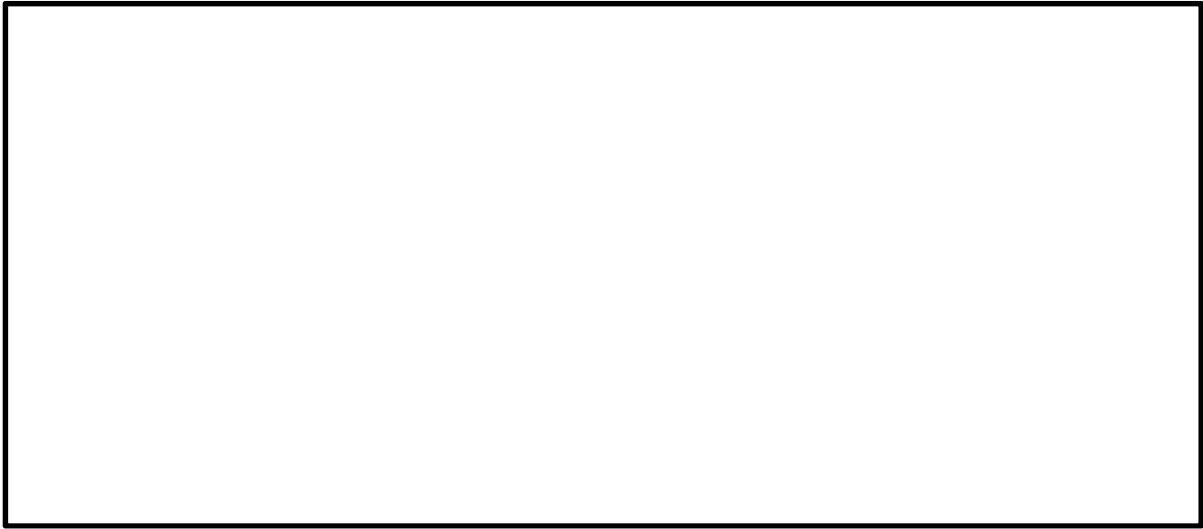


図 5.2-5 (2) 概略配筋図（せん断力に対する評価）（B 区間）

表 5.2-15 (2) 断面諸元一覧（せん断力に対する評価）（B 区間）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300



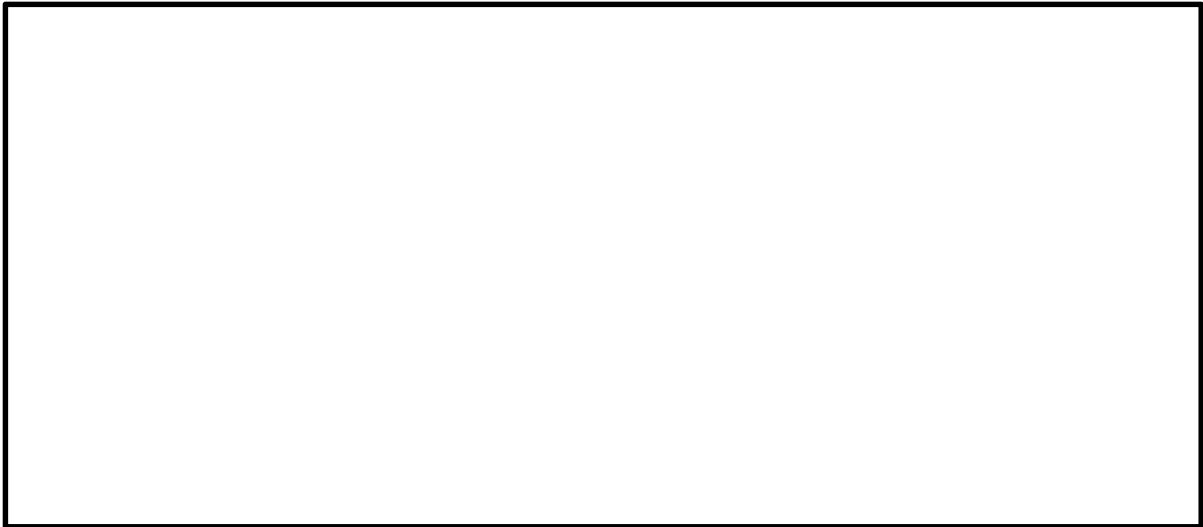


図 5.2-5 (3) 概略配筋図（せん断力に対する評価）（C 区間）

表 5.2-15 (3) 断面諸元一覧（せん断力に対する評価）（C 区間）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



図 5.2-5 (4) 概略配筋図（せん断力に対する評価）（D 区間）

表 5.2-15 (4) 断面諸元一覧（せん断力に対する評価）（D 区間）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



(5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

支持性能評価結果を表 5.3-1 及び表 5.3-2 に示す。また、基礎地盤の接地圧分布図を図 5.3-1 及び図 5.3-2 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁による最大接地圧は検討ケース④（地震動： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，断面：①-①断面）で  $3474 \text{ kN/m}^2$  であり，基礎地盤の極限支持力度  $6201 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから，基準地震動  $S_s$  における鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は，支持性能を有する。



表 5.3-1 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面）

検討ケース	地震動	位相	接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	2874	6201
		[H+, V-]	2876	6201
		[H-, V+]	2888	6201
		[H-, V-]	2678	6201
	S <sub>s</sub> -1 1	-	2201	6201
	S <sub>s</sub> -1 2	-	2586	6201
	S <sub>s</sub> -1 3	-	2475	6201
	S <sub>s</sub> -1 4	-	2089	6201
	S <sub>s</sub> -2 1	-	2182	6201
	S <sub>s</sub> -2 2	-	2253	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	2254	6201
		[H-, V+]	2184	6201
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	2865	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	2242	6201
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	2830	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	2296	6201
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	3474	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	2657	6201
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	2509	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	2241	6201
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	2472	6201
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	2242	6201

注記 \* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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 : 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

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



表 5.3-2 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

検討ケース	地震動	位相	接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S s - D 1	[H +, V +]	1925	6201
		[H +, V -]	1968	6201
		[H -, V +]	1950	6201
		[H -, V -]	1786	6201
	S s - 1 1	-	1274	6201
	S s - 1 2	-	1648	6201
	S s - 1 3	-	1597	6201
	S s - 1 4	-	1587	6201
	S s - 2 1	-	1403	6201
	S s - 2 2	-	1472	6201
	S s - 3 1	[H +, V +]	1316	6201
		[H +, V -]	1232	6201
ケース②	S s - D 1	[H +, V +]	1908	6201
	S s - 3 1	[H +, V +]	1357	6201
ケース③	S s - D 1	[H +, V +]	1911	6201
	S s - 3 1	[H +, V +]	1277	6201
ケース④	S s - D 1	[H +, V +]	2182	6201
	S s - 3 1	[H +, V +]	1671	6201
ケース⑤	S s - D 1	[H +, V +]	1509	6201
	S s - 3 1	[H +, V +]	1315	6201
ケース⑥	S s - D 1	[H +, V +]	1489	6201
	S s - 3 1	[H +, V +]	1315	6201

注記 \* : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 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 : 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  
 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



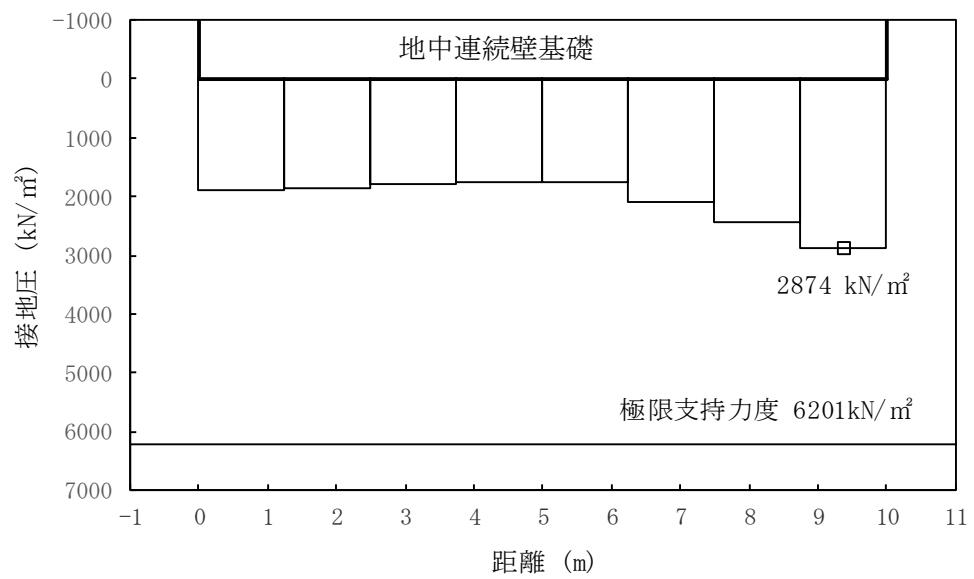


図 5.3-1 (1) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

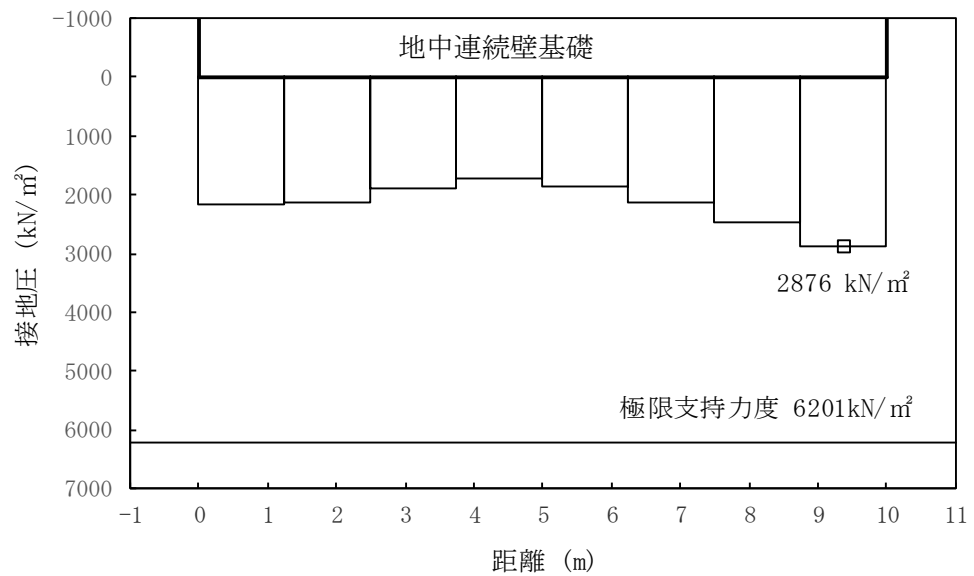


図 5.3-1 (2) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



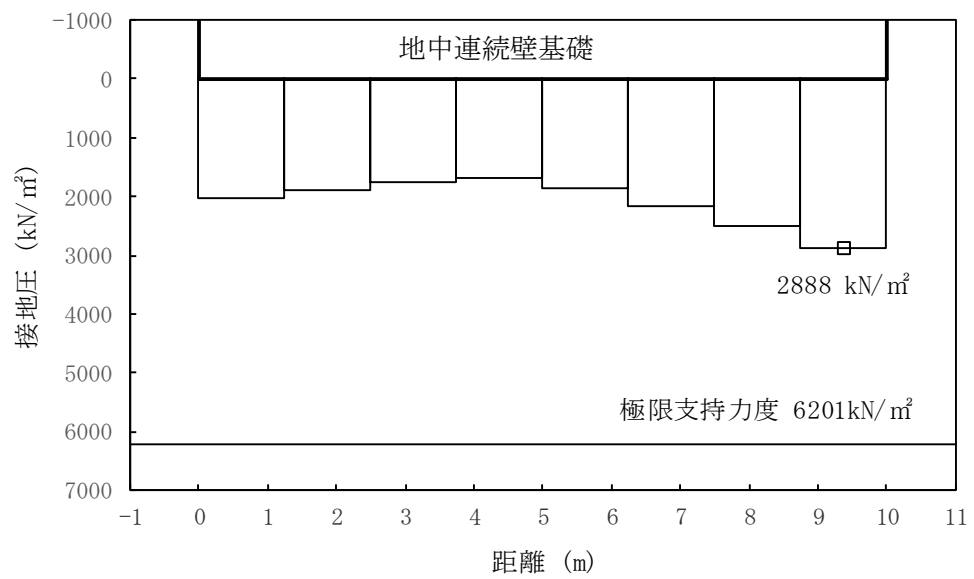


図 5.3-1 (3) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

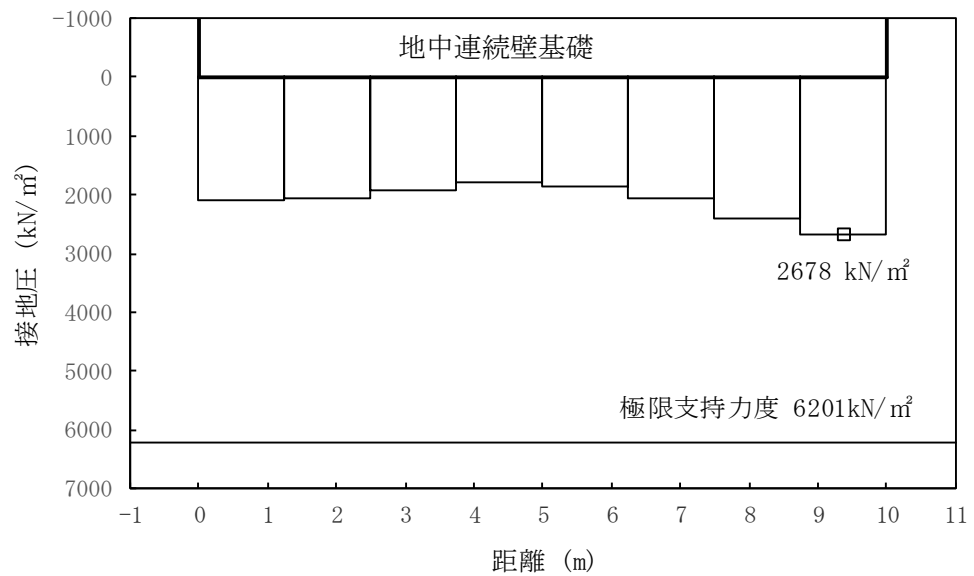


図 5.3-1 (4) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



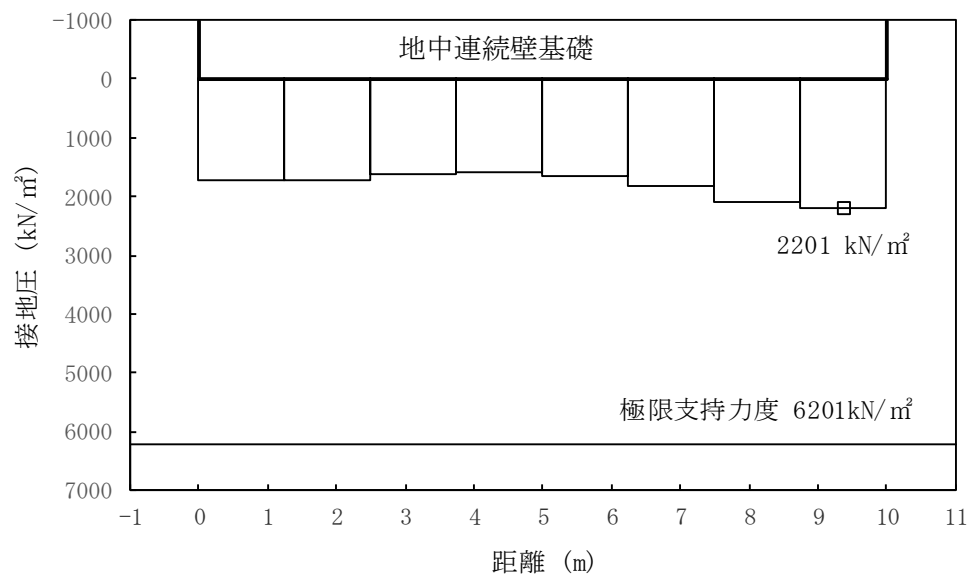


図 5.3-1 (5) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

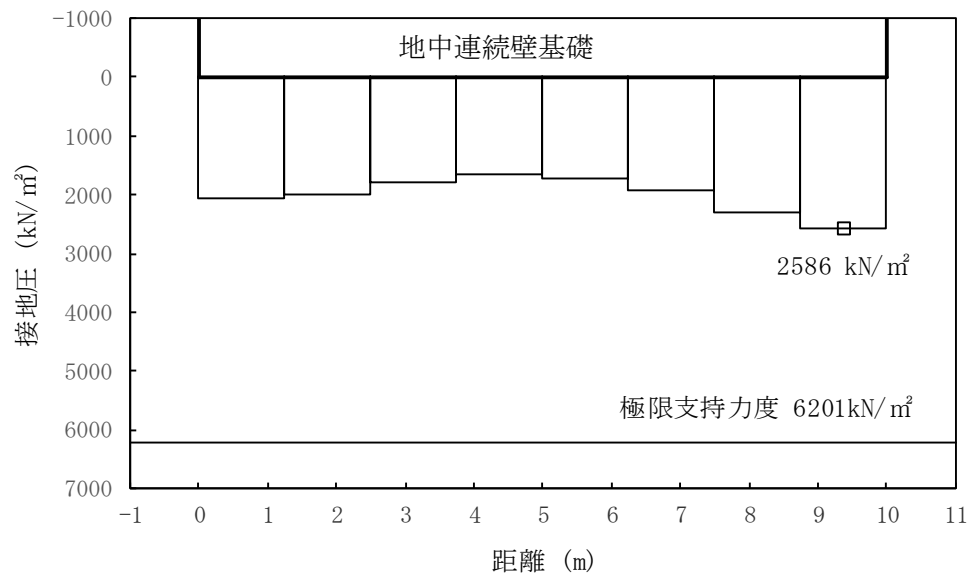


図 5.3-1 (6) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



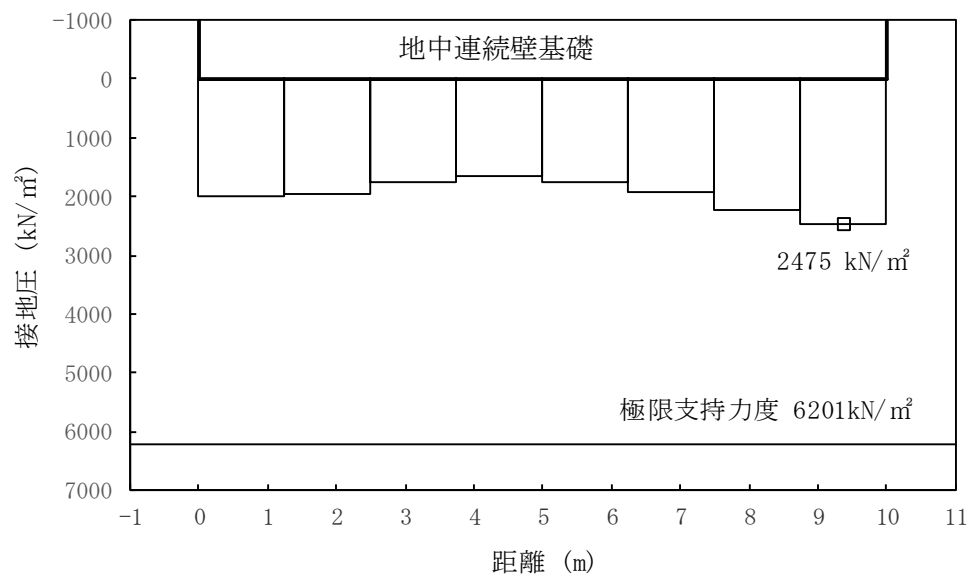


図 5.3-1 (7) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

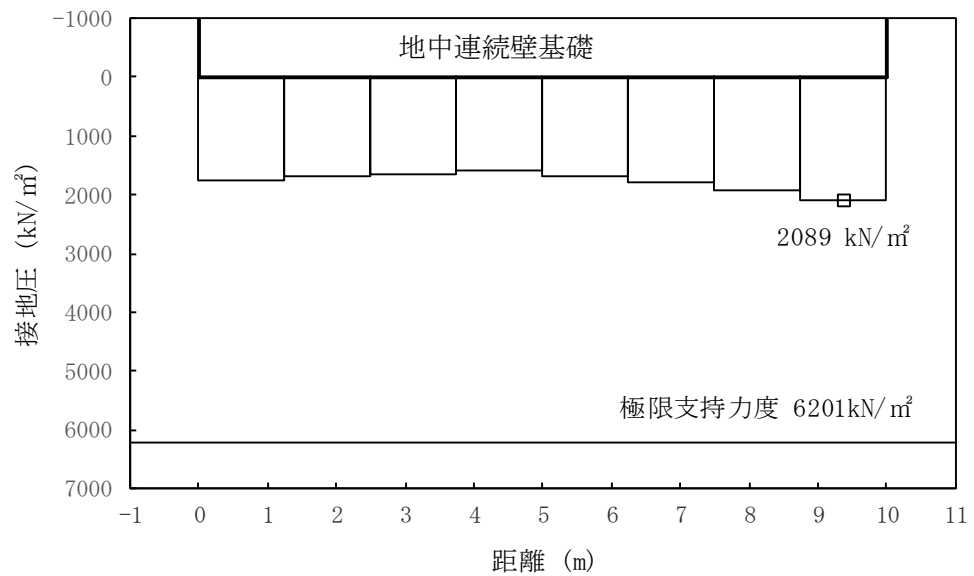


図 5.3-1 (8) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



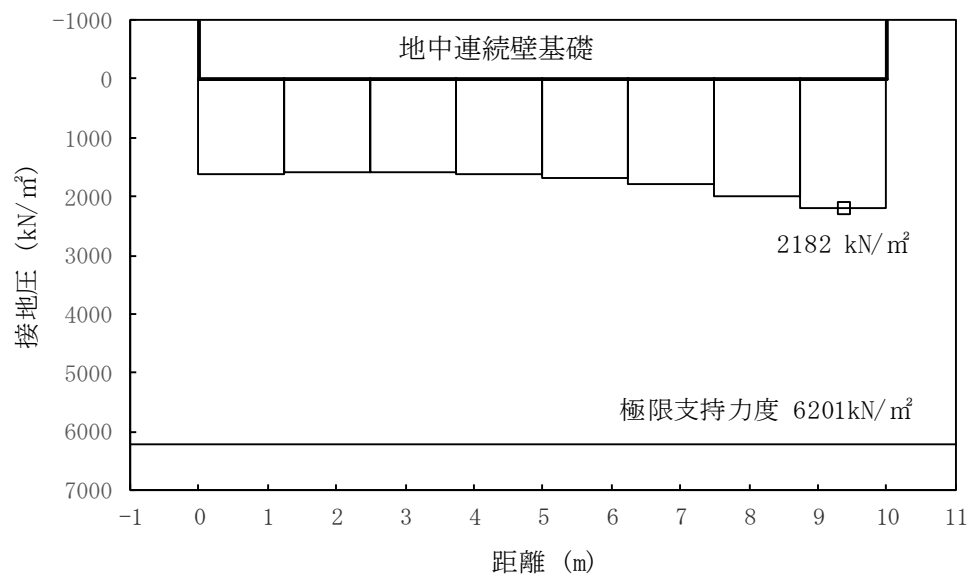


図 5.3-1 (9) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

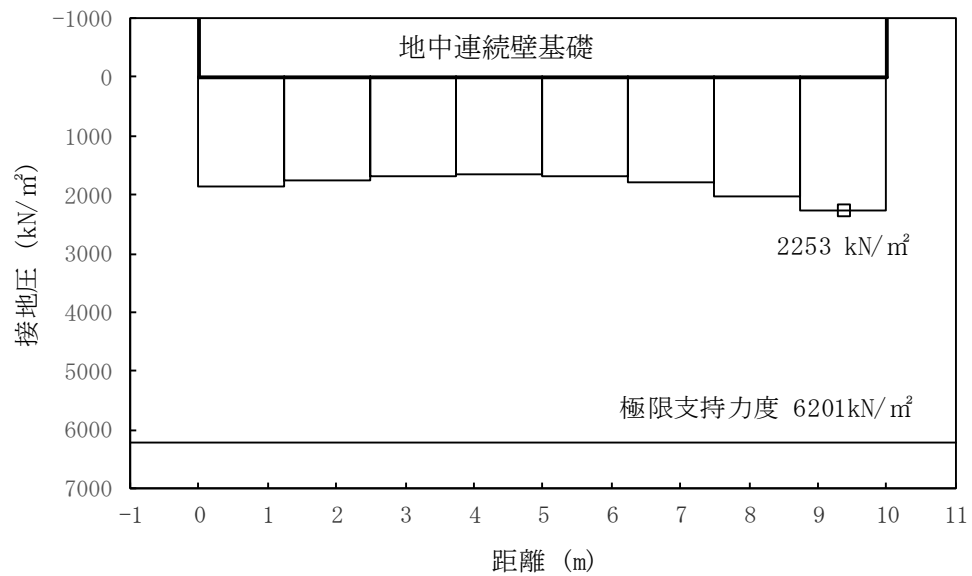


図 5.3-1 (10) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



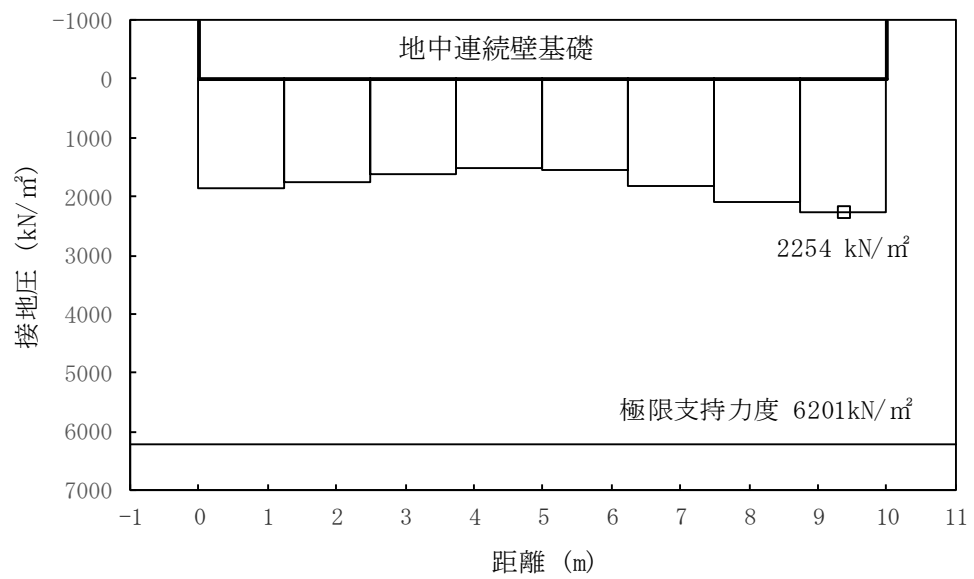


図 5.3-1 (11) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

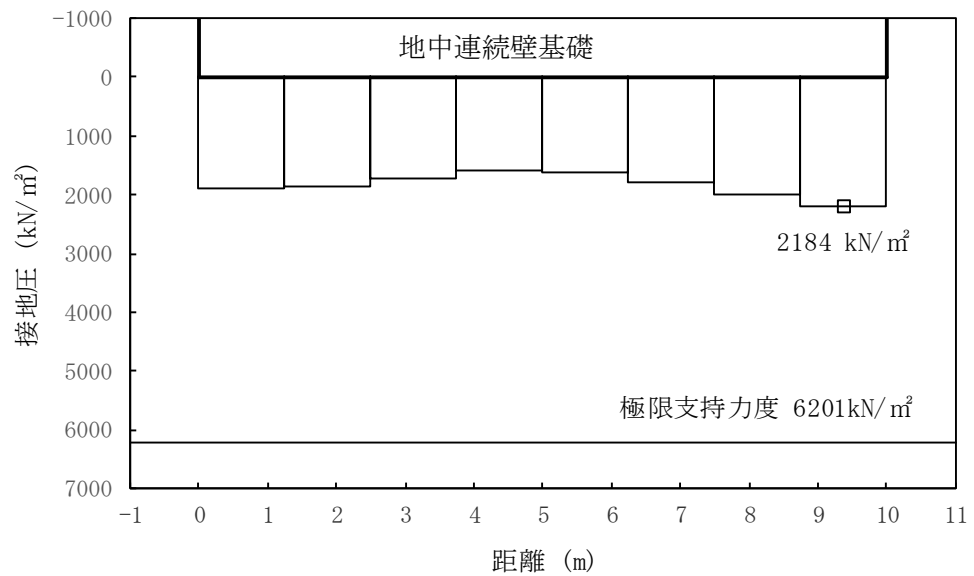


図 5.3-1 (12) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



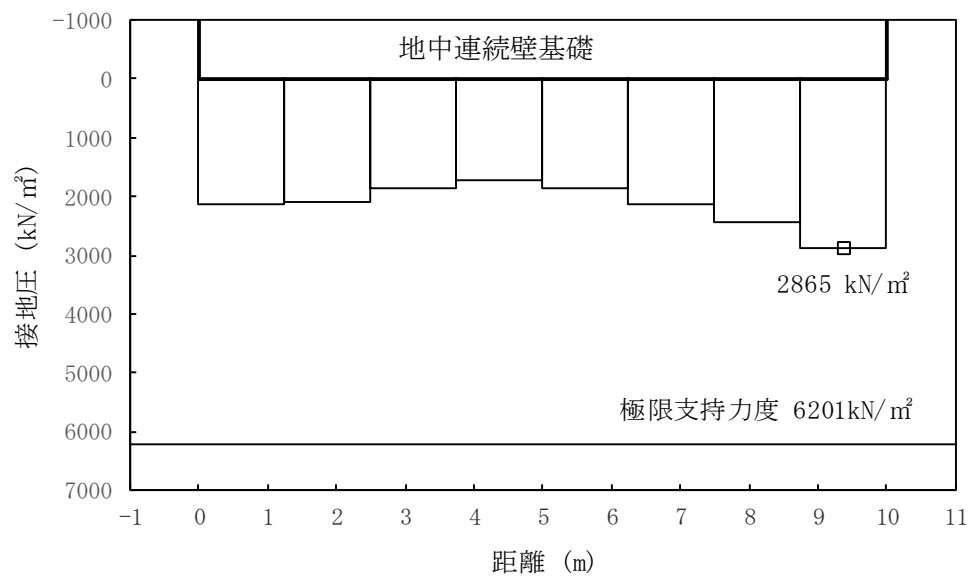


図 5.3-1 (13) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

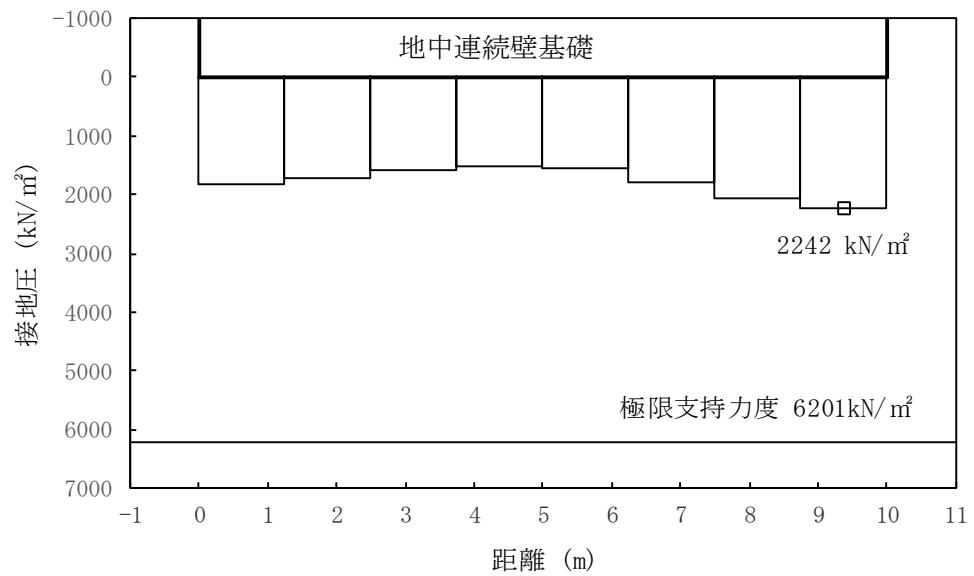


図 5.3-1 (14) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



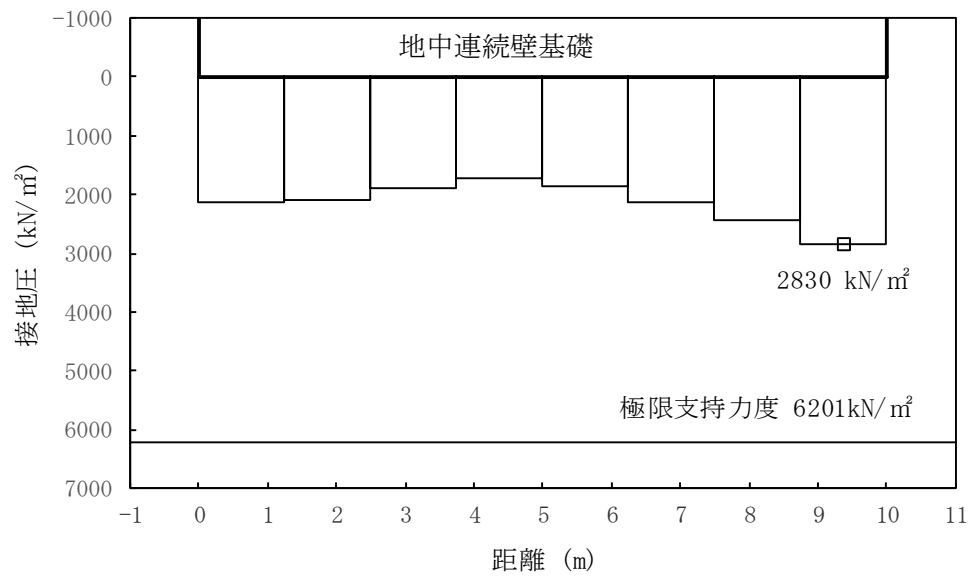


図 5.3-1 (15) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

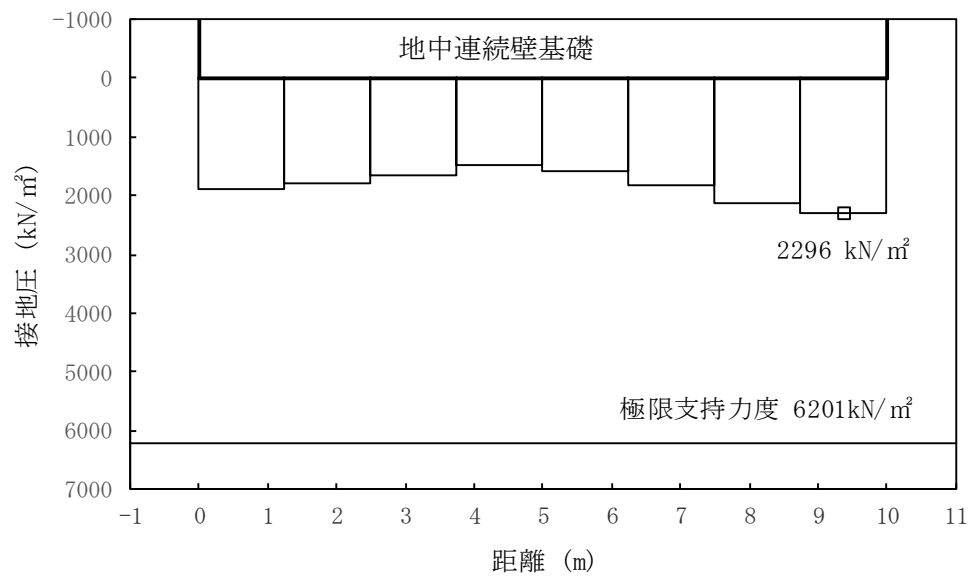


図 5.3-1 (16) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



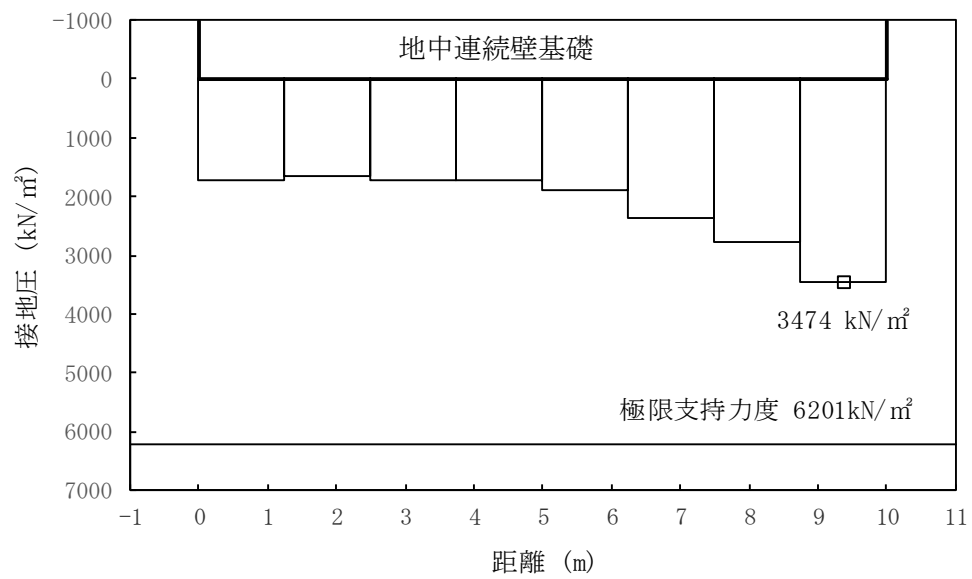


図 5.3-1(17) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

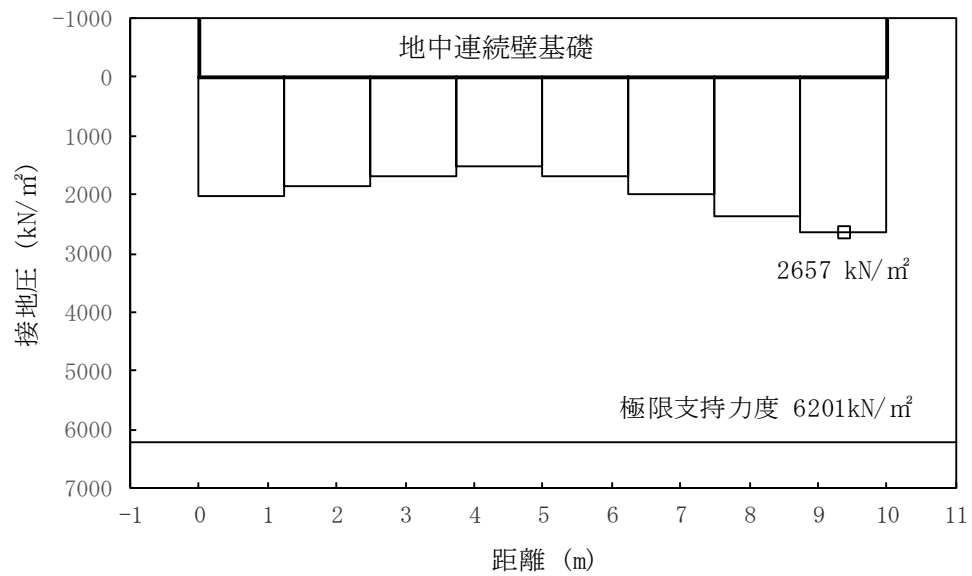


図 5.3-1(18) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



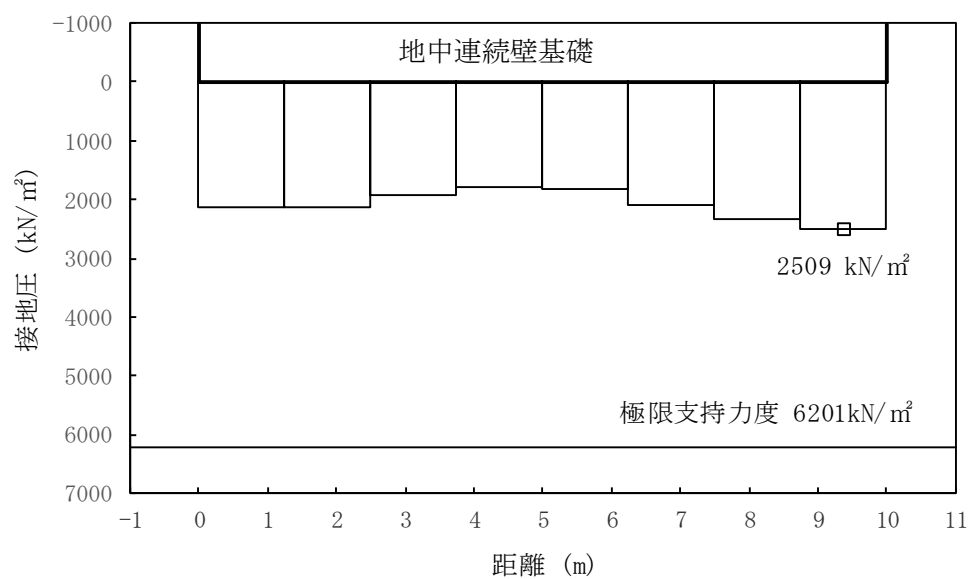


図 5.3-1 (19) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

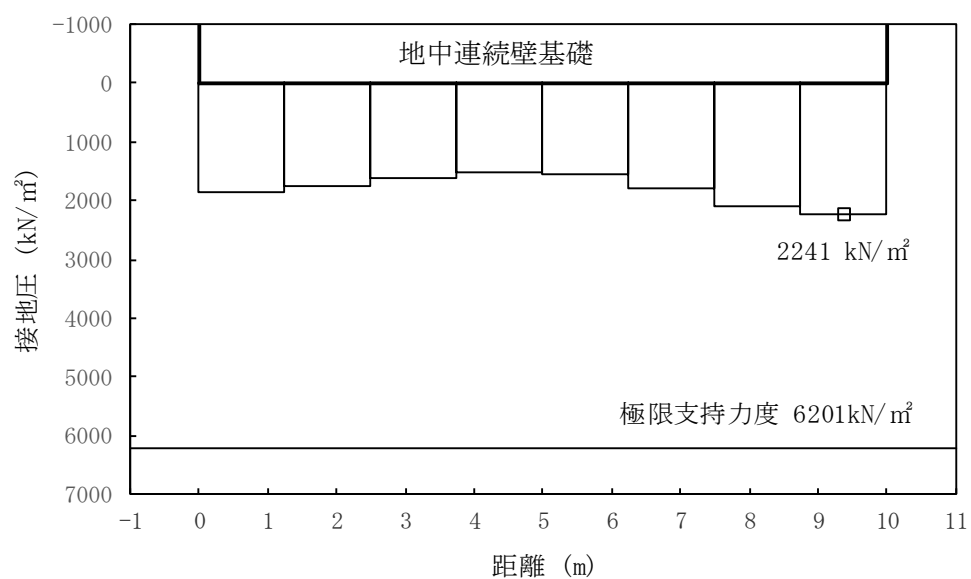


図 5.3-1 (20) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



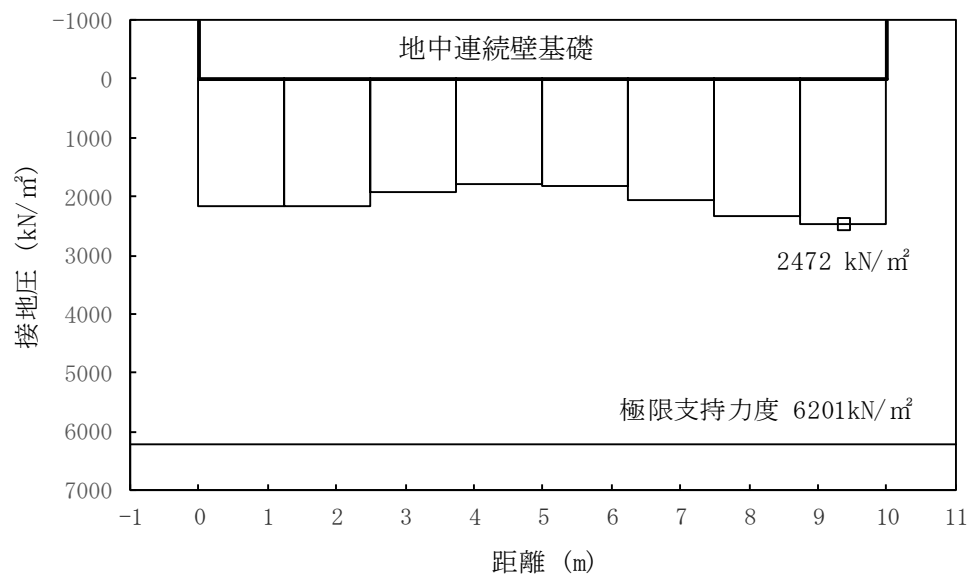


図 5.3-1 (21) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

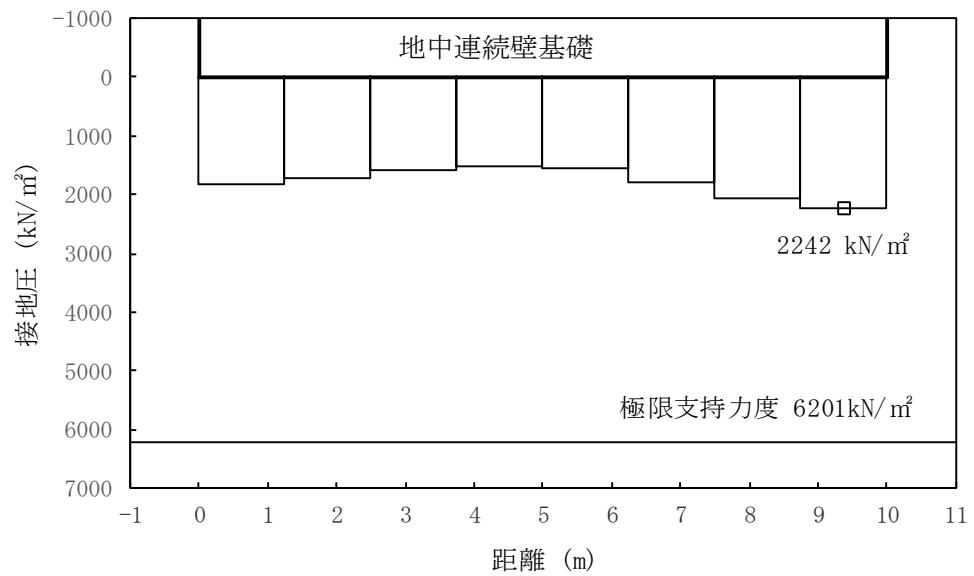


図 5.3-1 (22) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



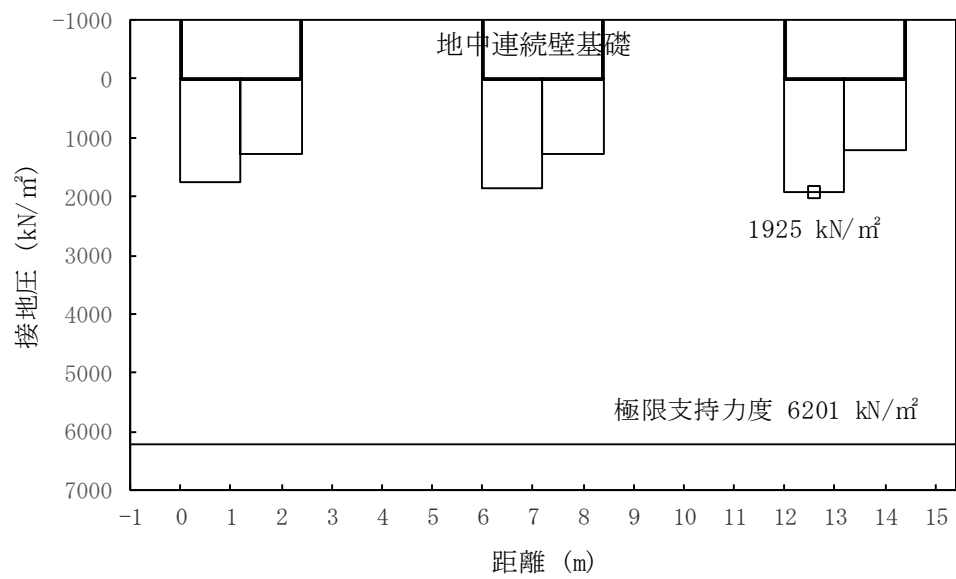


図 5.3-2 (1) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

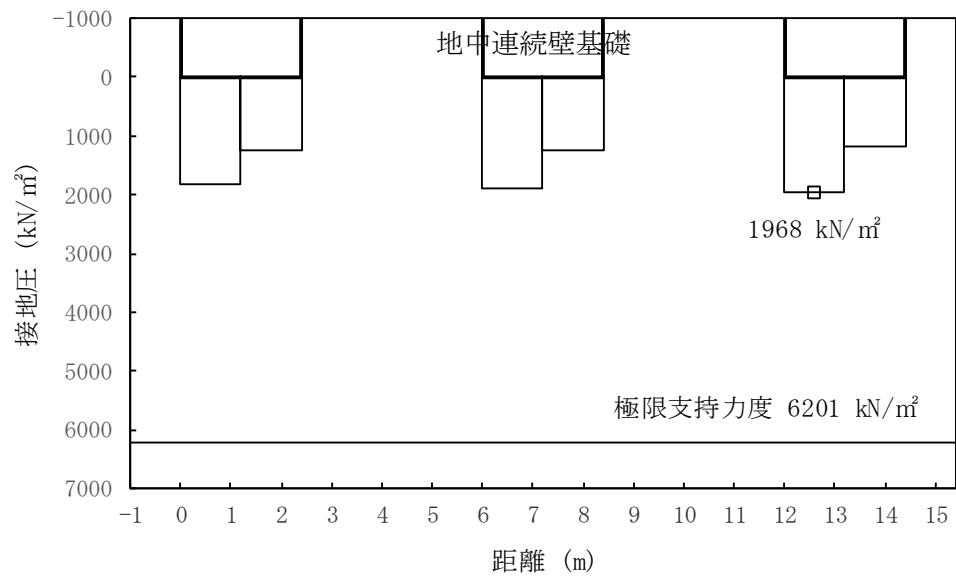


図 5.3-2 (2) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



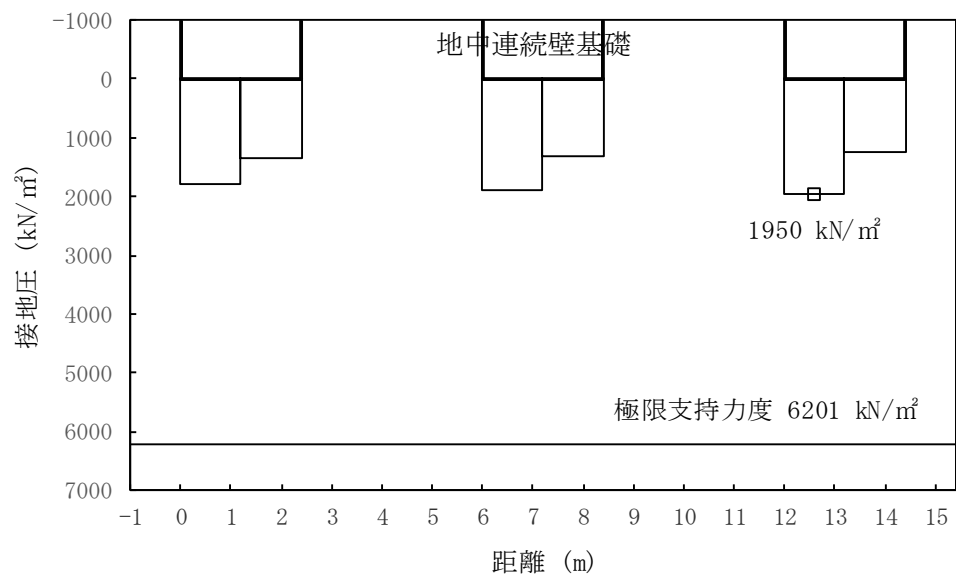


図 5.3-2 (3) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

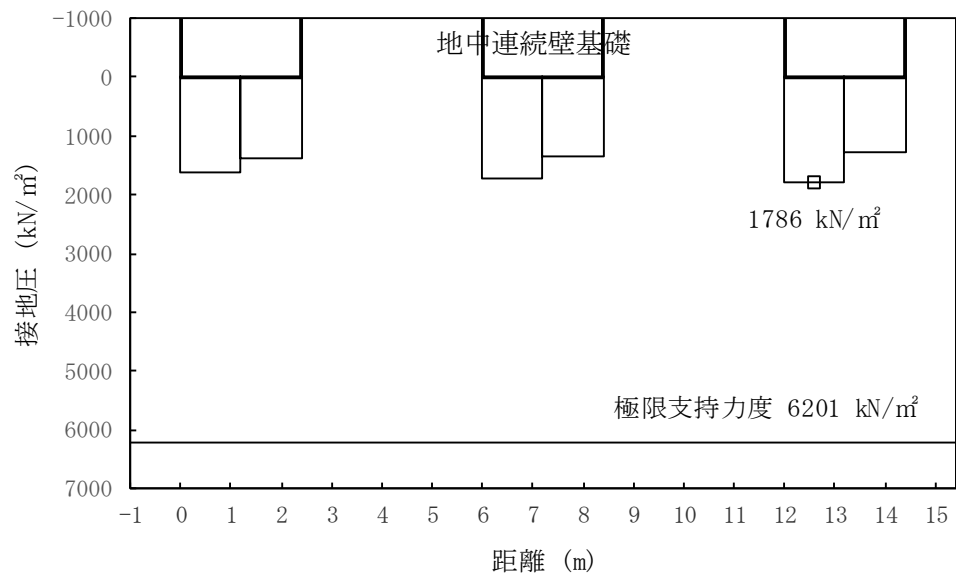


図 5.3-2 (4) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



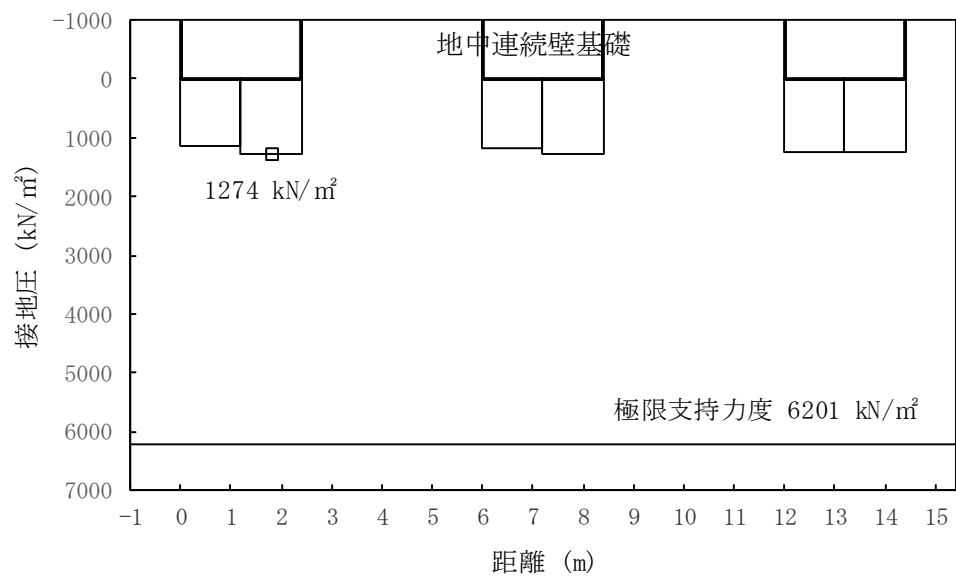


図 5.3-2 (5) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-1\ 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

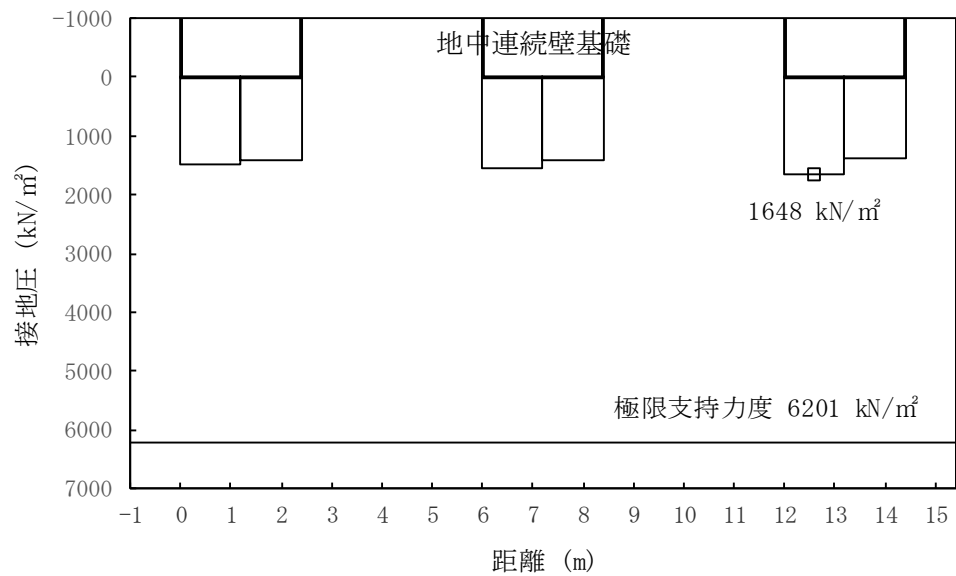


図 5.3-2 (6) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-1\ 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



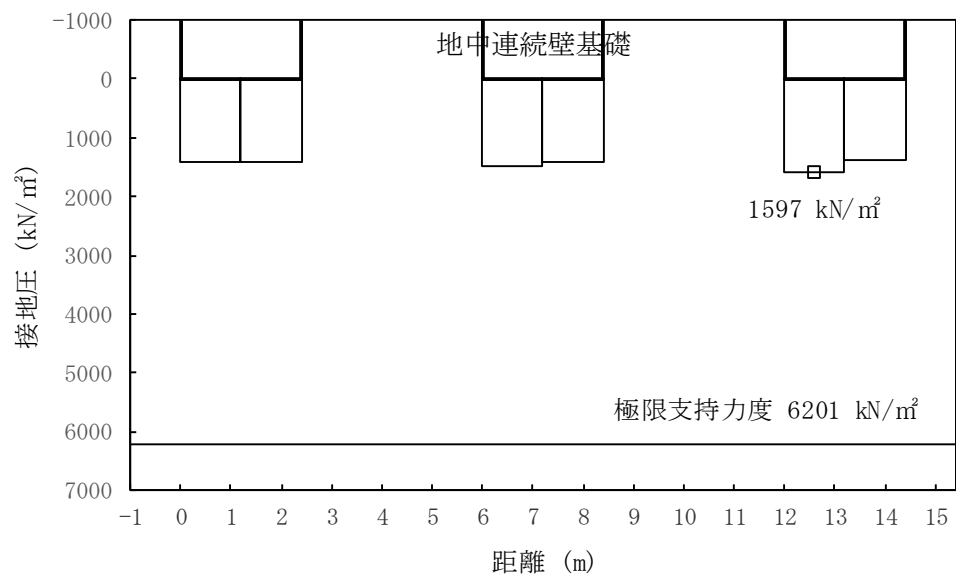


図 5.3-2 (7) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

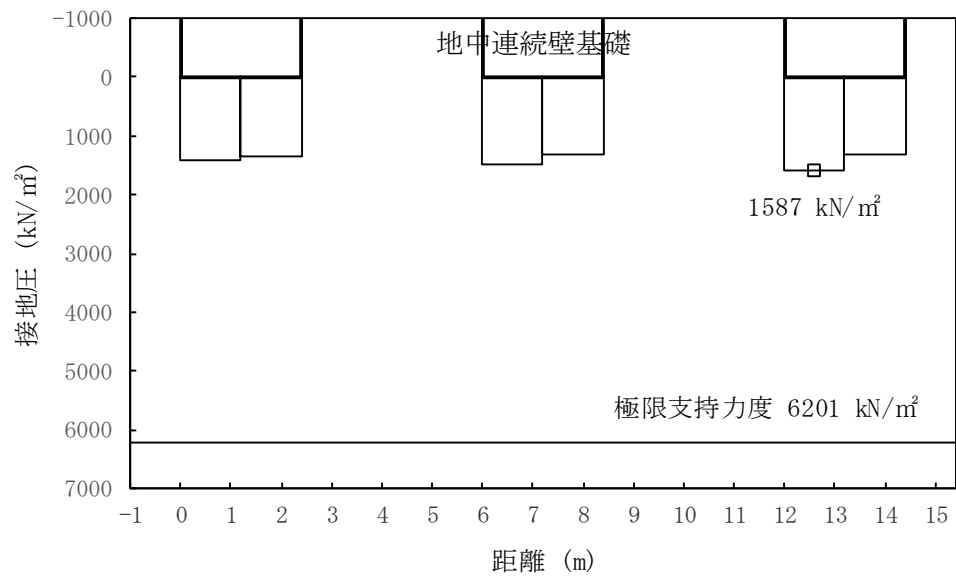


図 5.3-2 (8) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



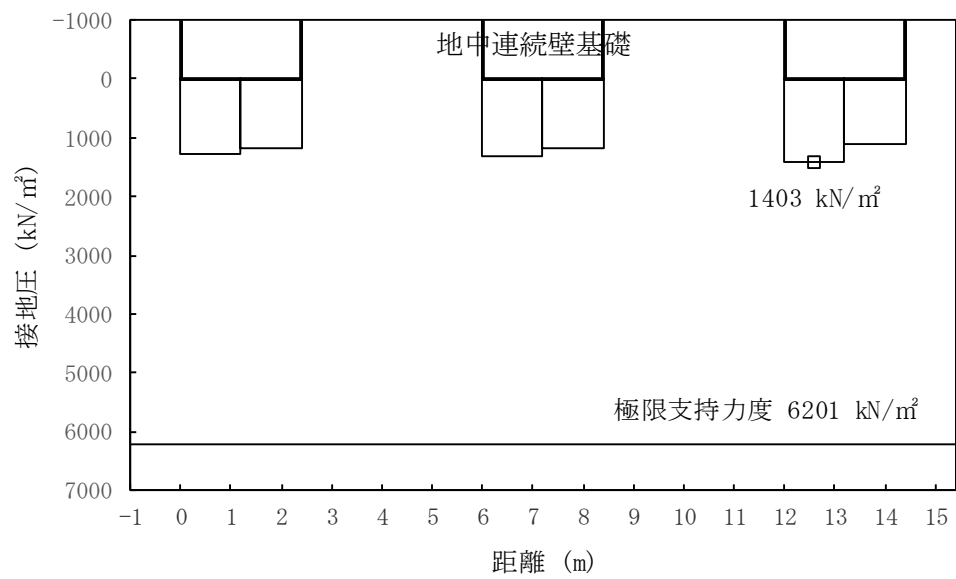


図 5.3-2 (9) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

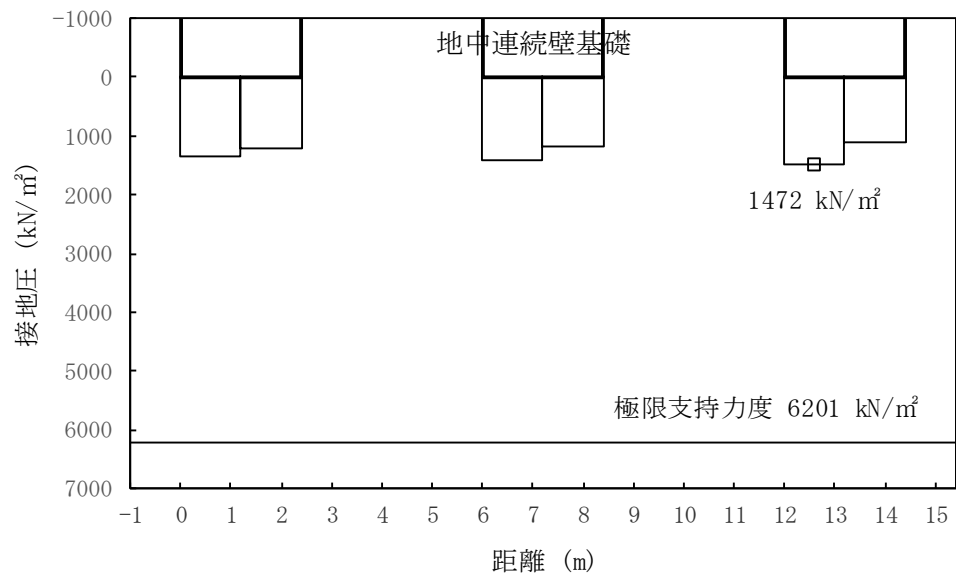


図 5.3-2 (10) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



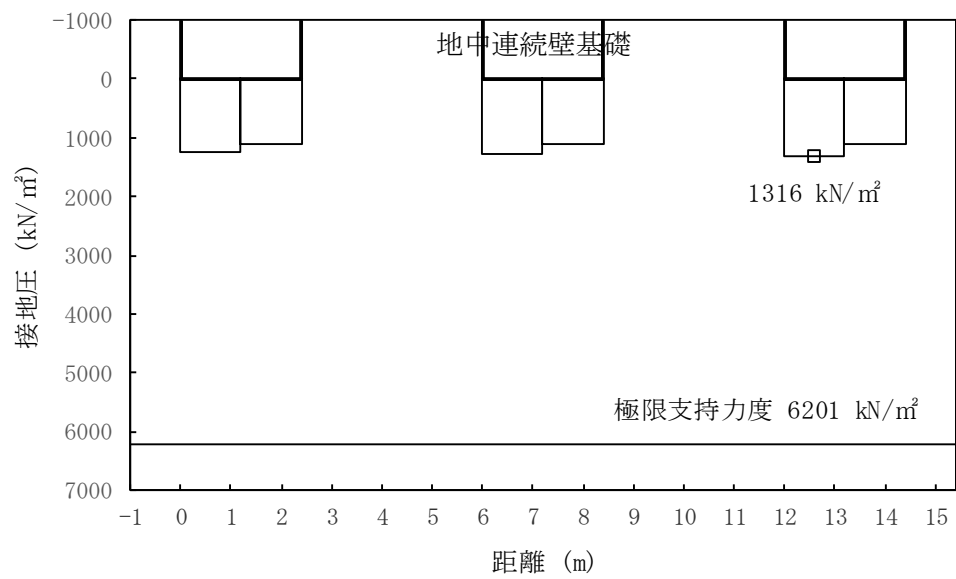


図 5.3-2 (11) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

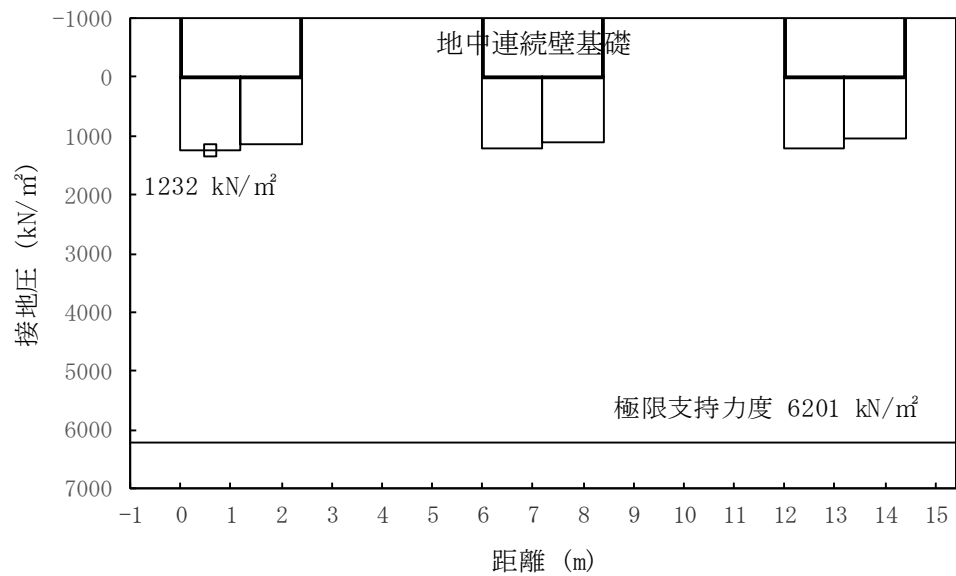


図 5.3-2 (12) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



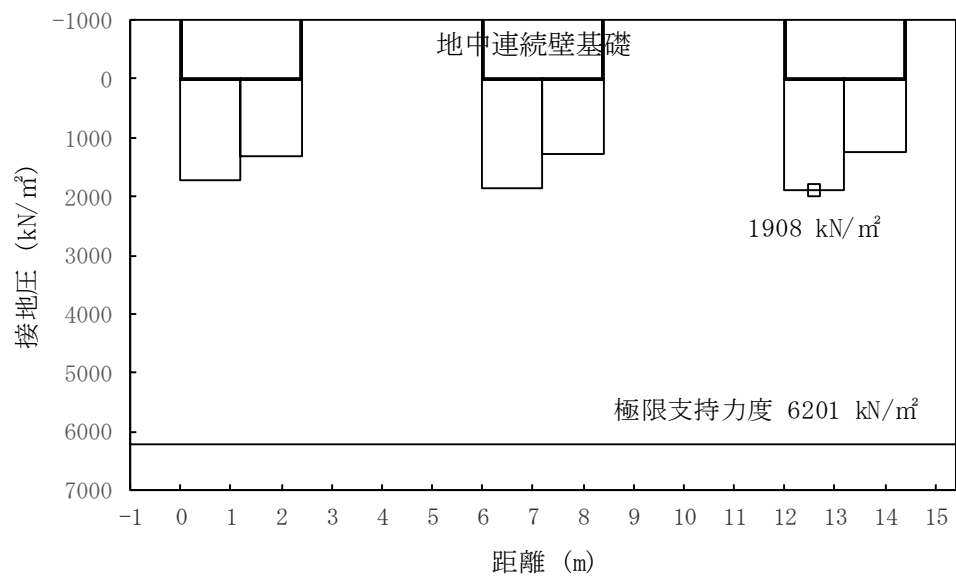


図 5.3-2 (13) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

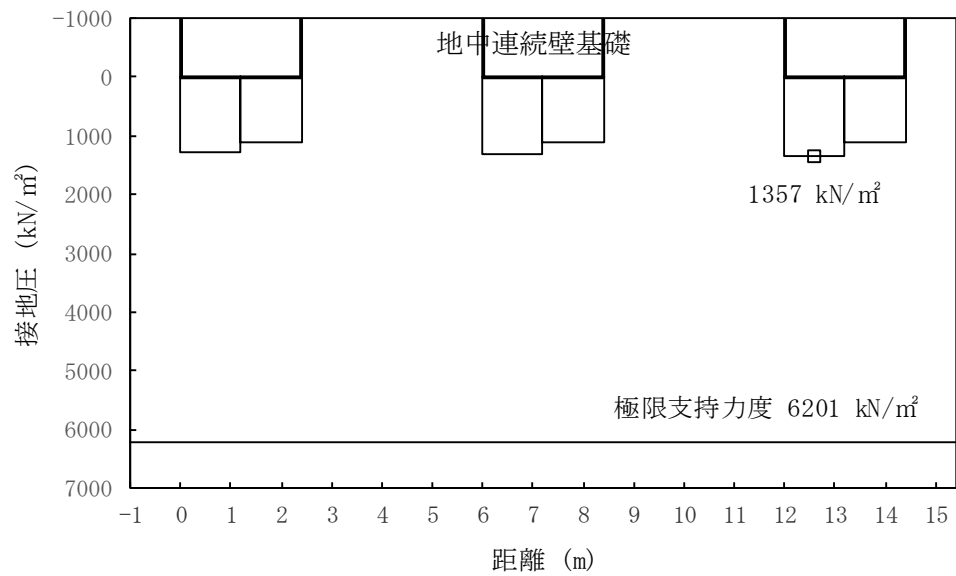


図 5.3-2 (14) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



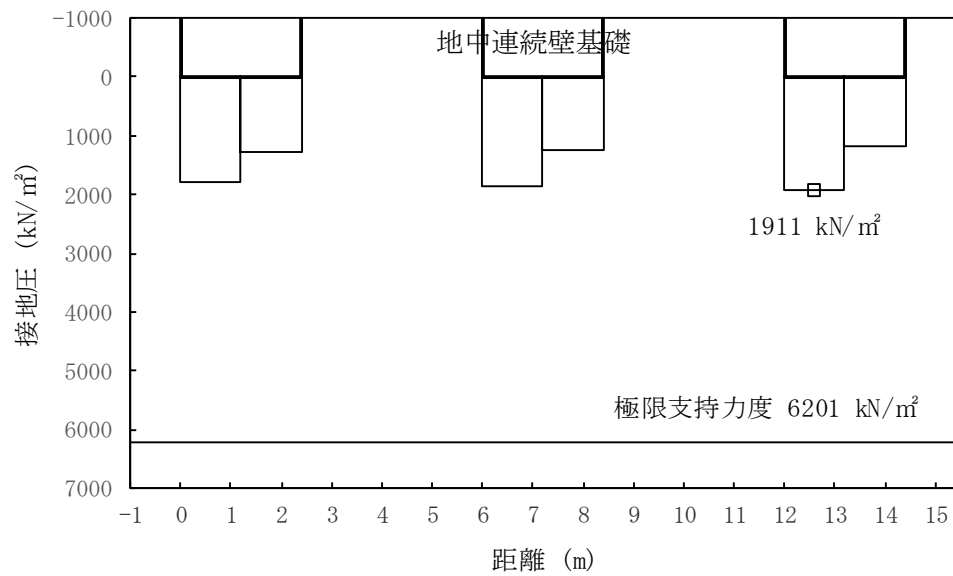


図 5.3-2 (15) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

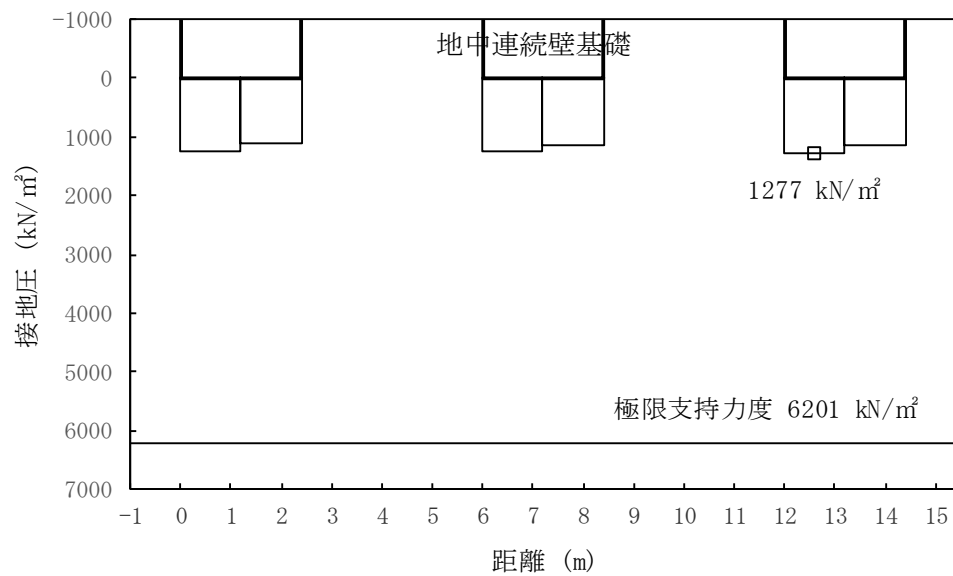


図 5.3-2 (16) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



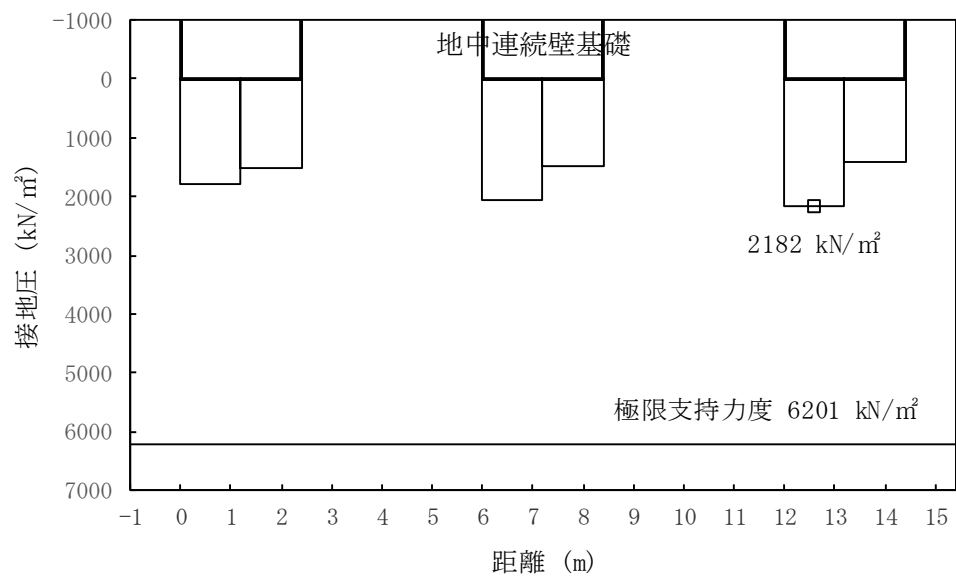


図 5.3-2 (17) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

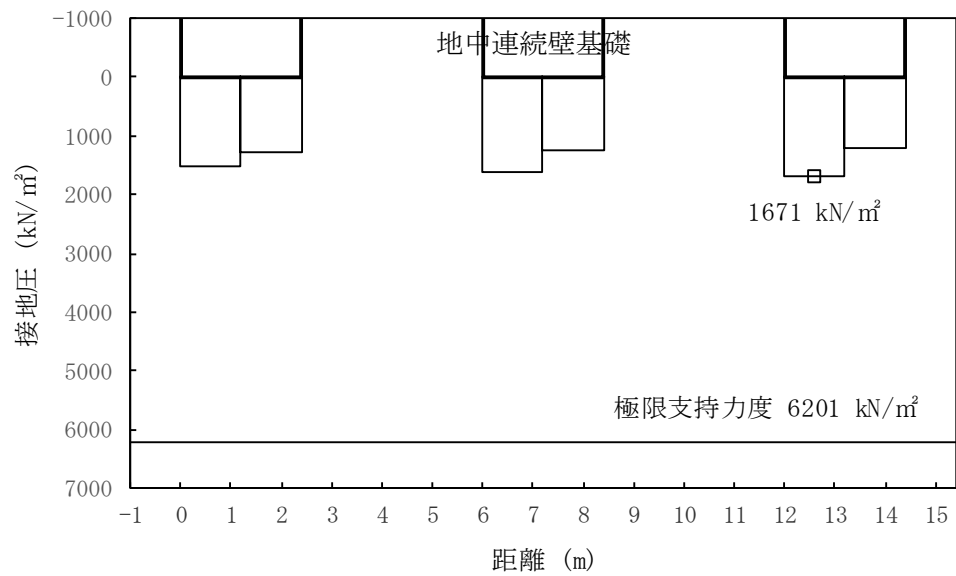


図 5.3-2 (18) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



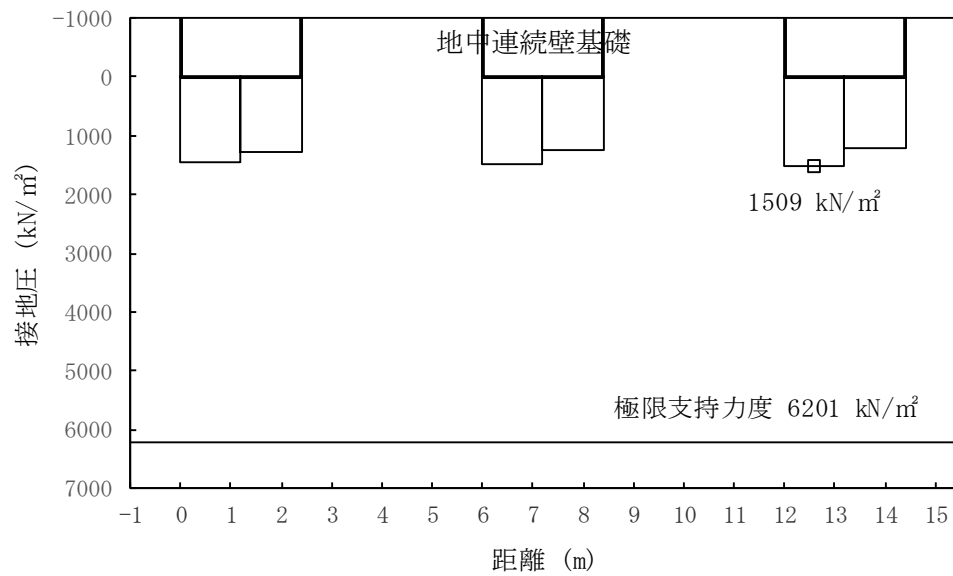


図 5.3-2 (19) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

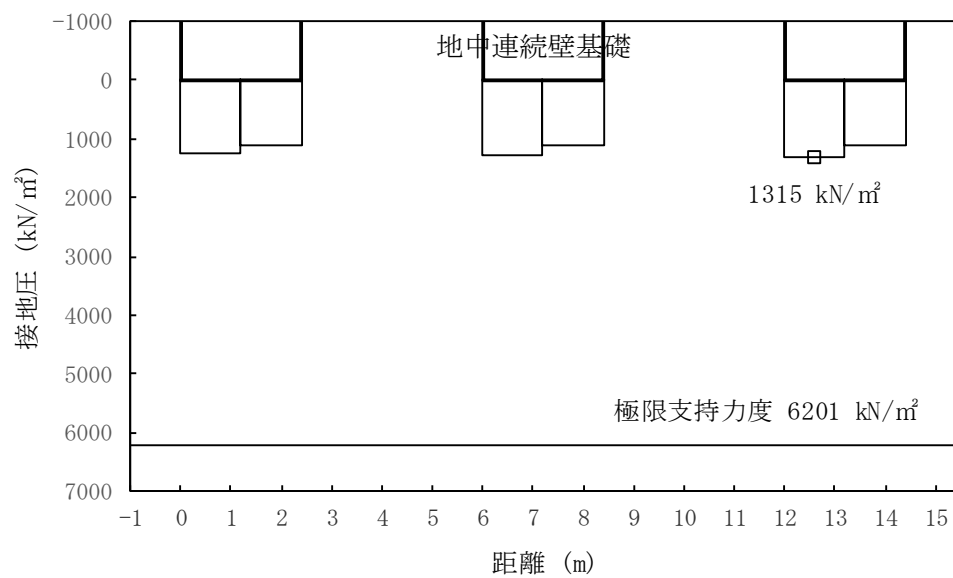


図 5.3-2 (20) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



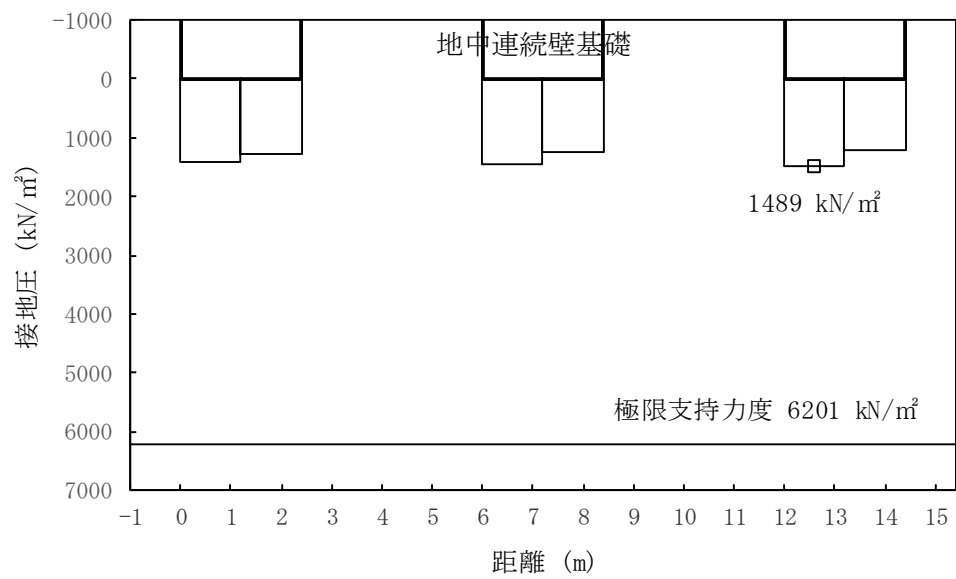


図 5.3-2 (21) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

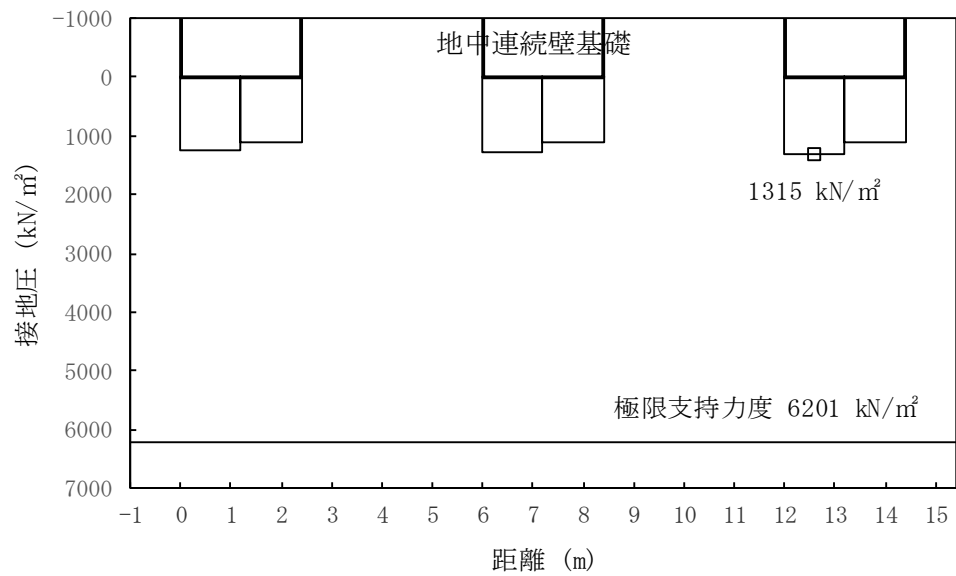


図 5.3-2 (22) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)



### 5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、基準地震動  $S_s$  による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して、要求機能を維持できる。



鉄筋コンクリート防潮壁の耐震安全性評価に関する参考資料



## 1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、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。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.2.1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.2.1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。構造物の 1 次モードについては、構造系がせん断変形しているモードに着目することによりを選定している。

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。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについては 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



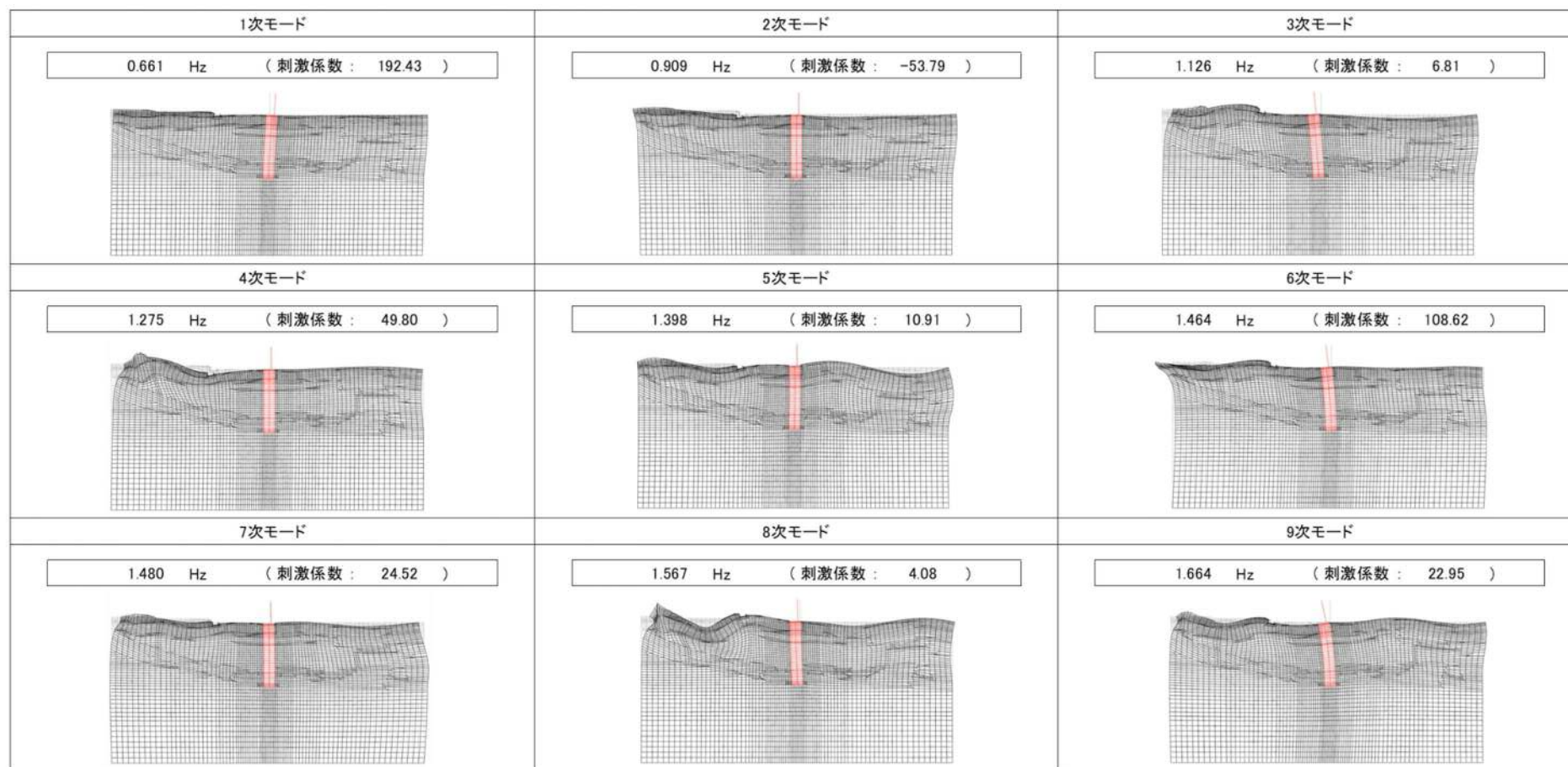


図 6.2.1-1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)



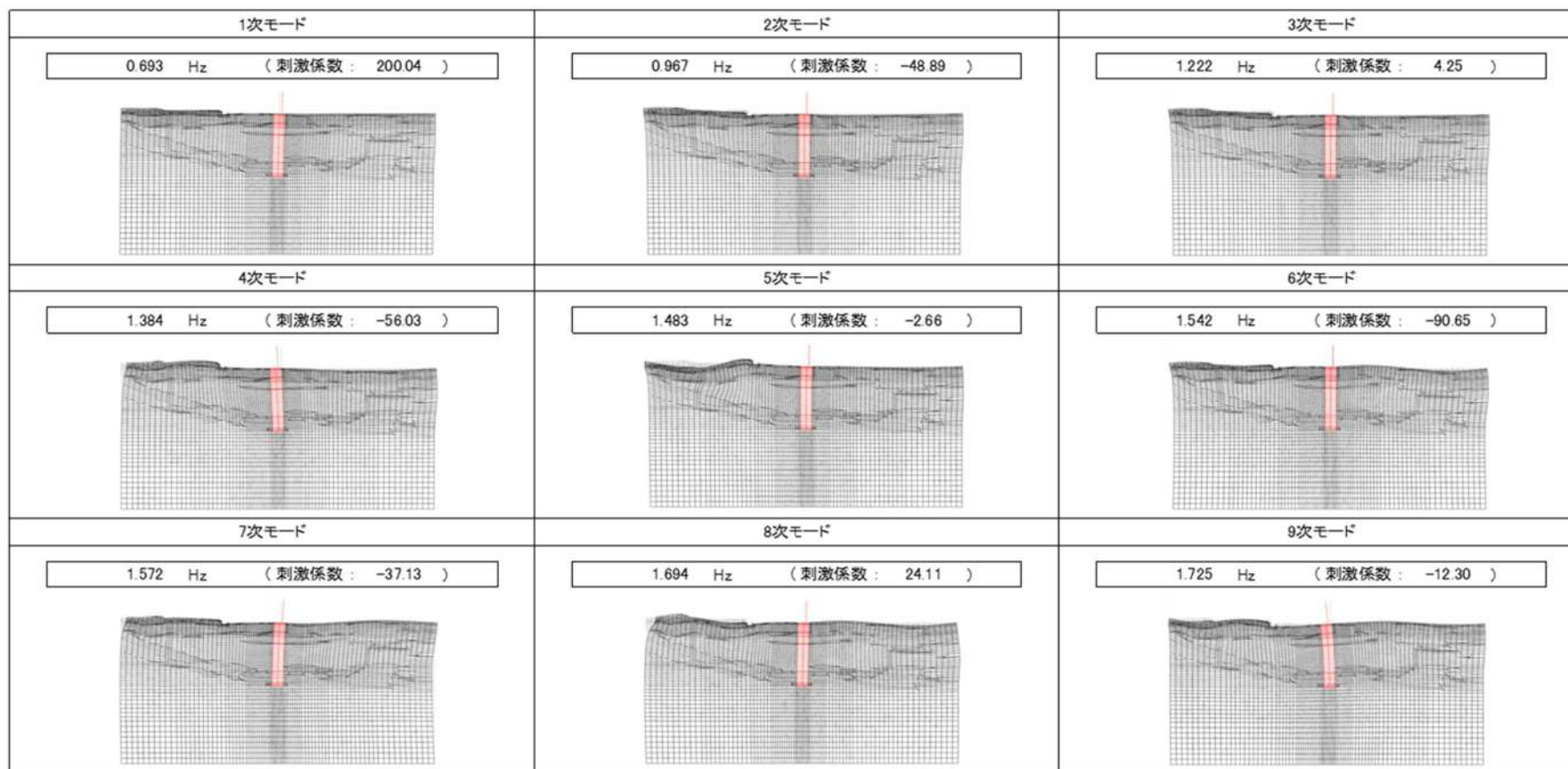


図 6.2.1-1(2) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



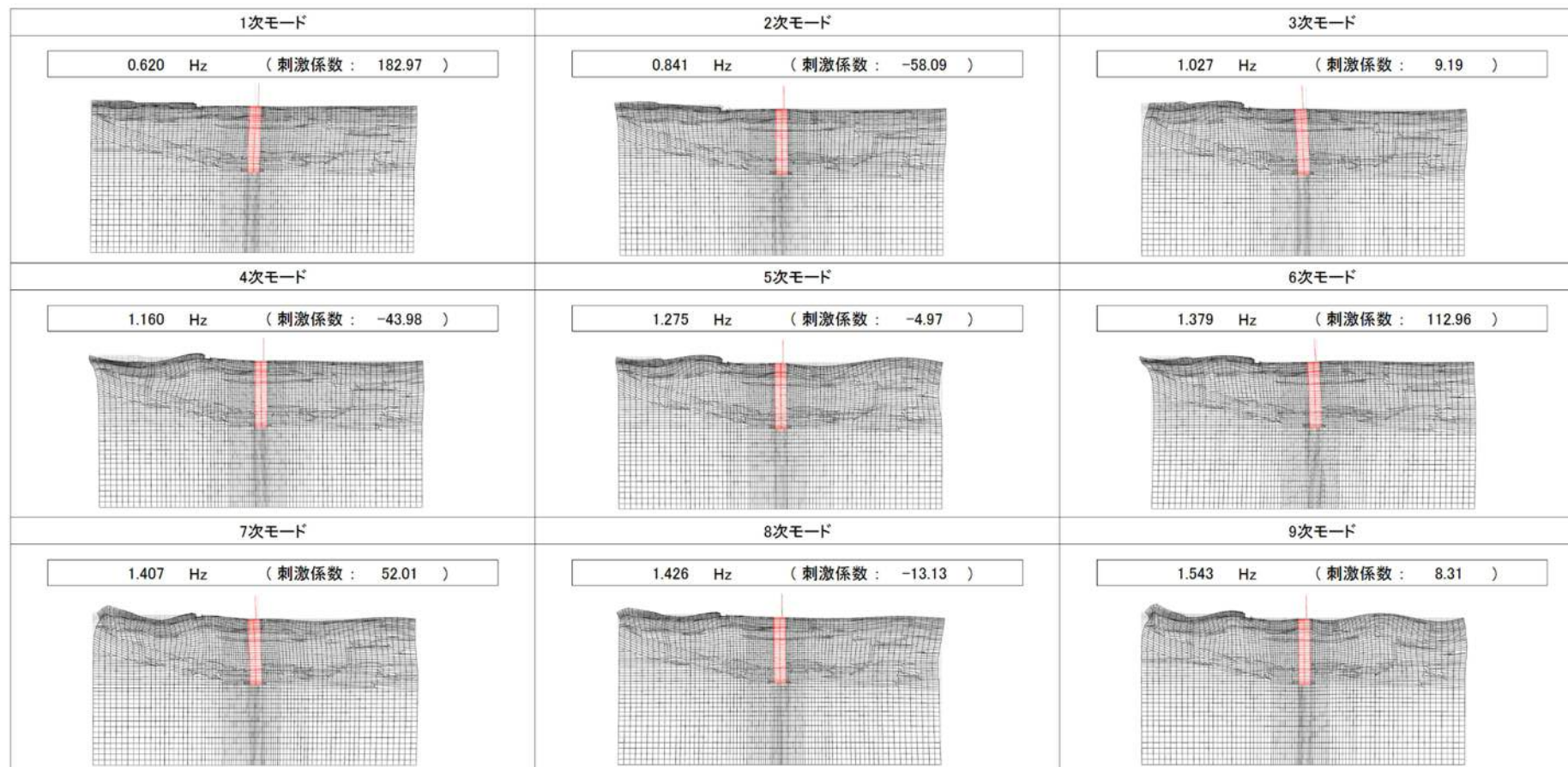


図 6.2.1-1(3) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



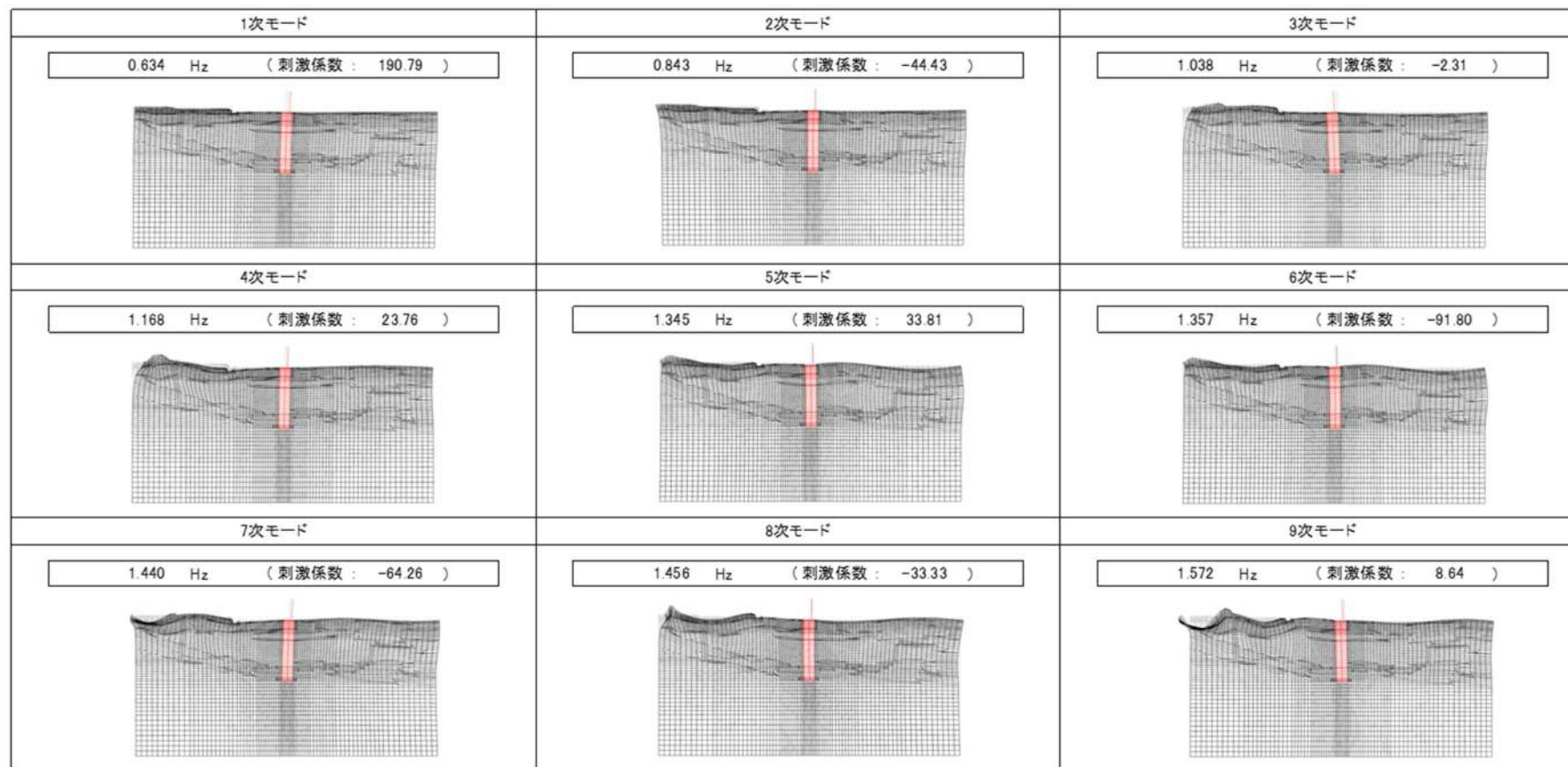


図 6.2.1-1(4) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(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)

(①-①断面)



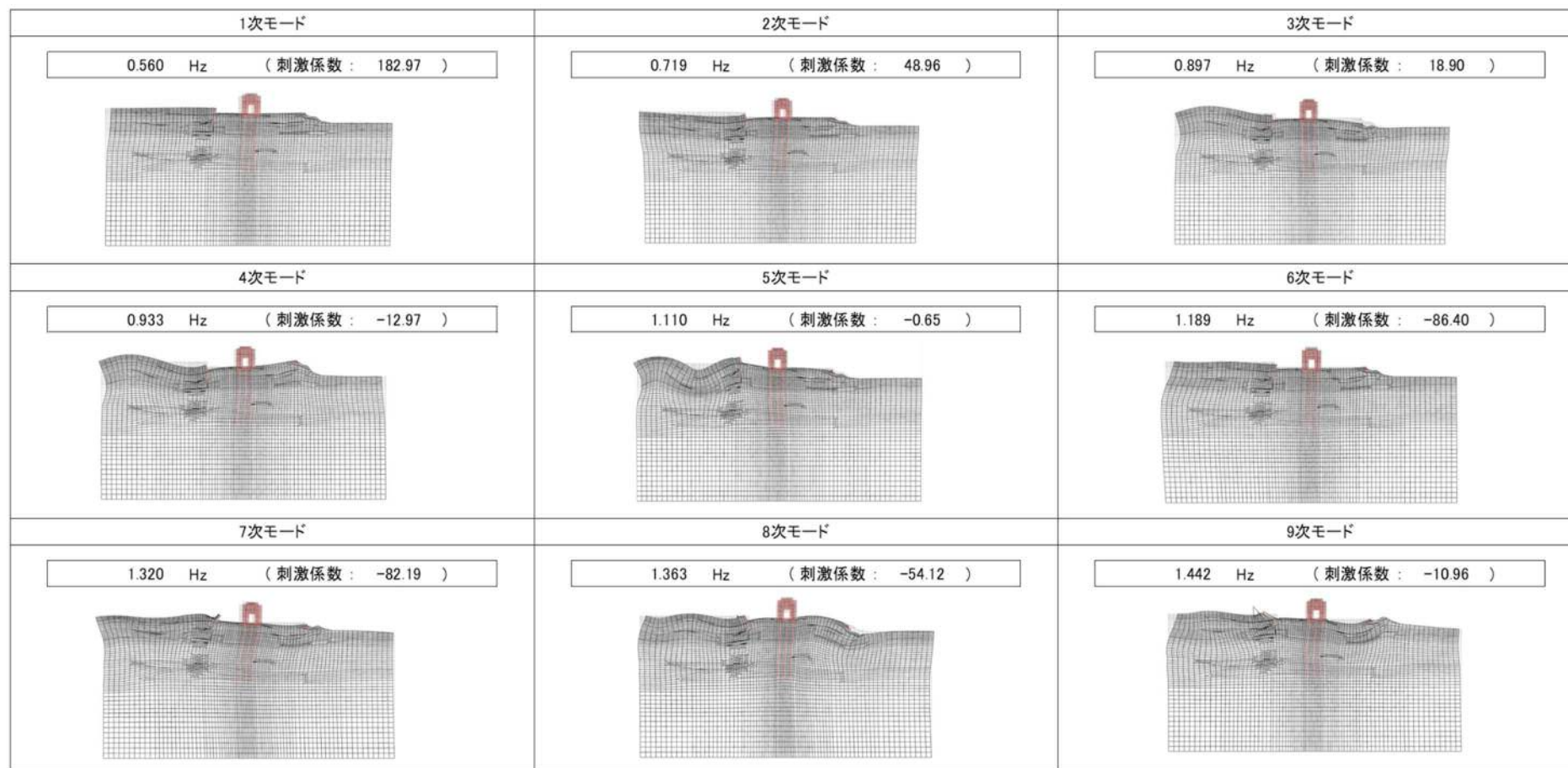


図 6.2.1-1(5) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 (②-②断面))



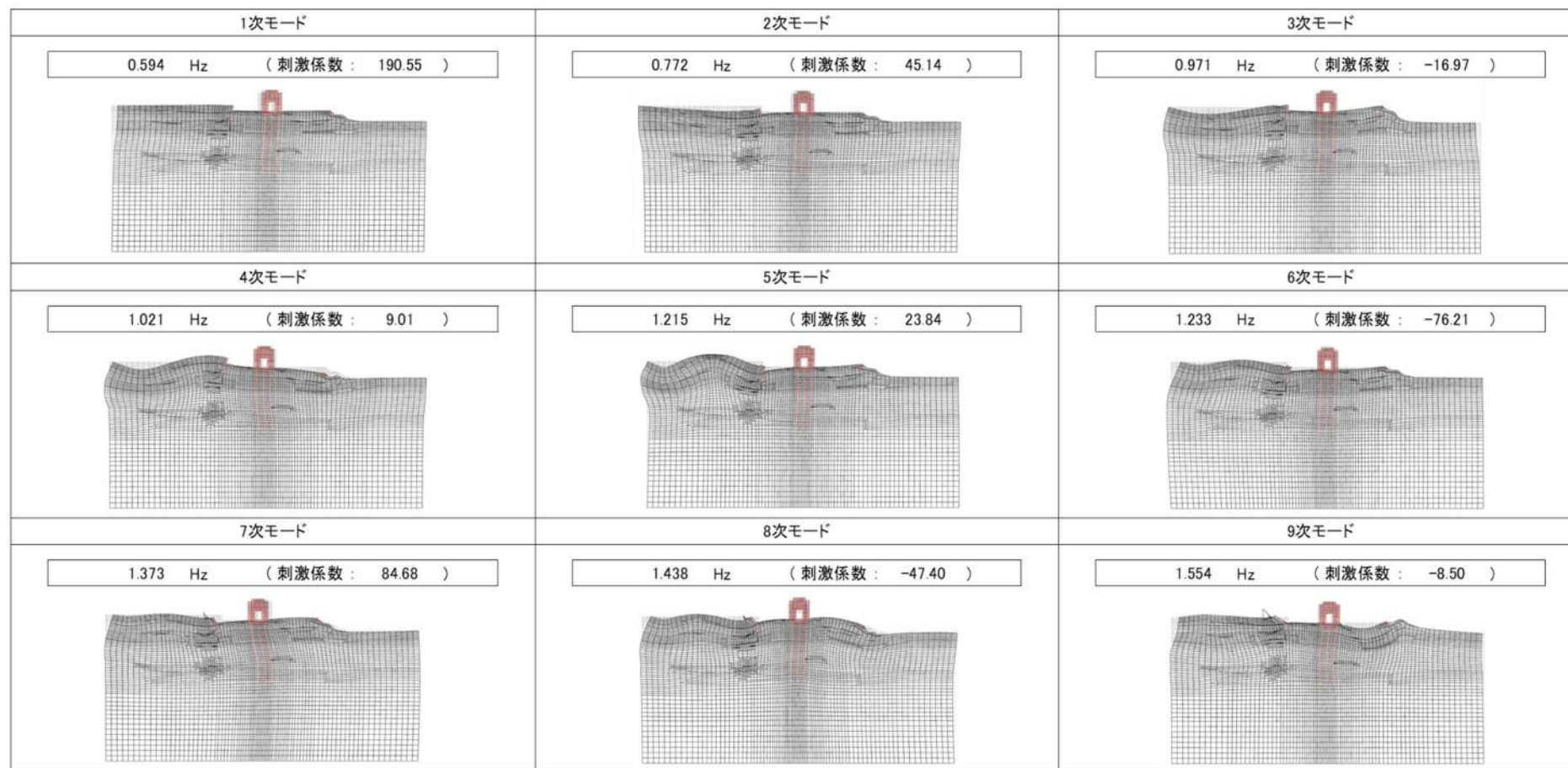


図 6.2.1-1(6) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
(②-②断面)



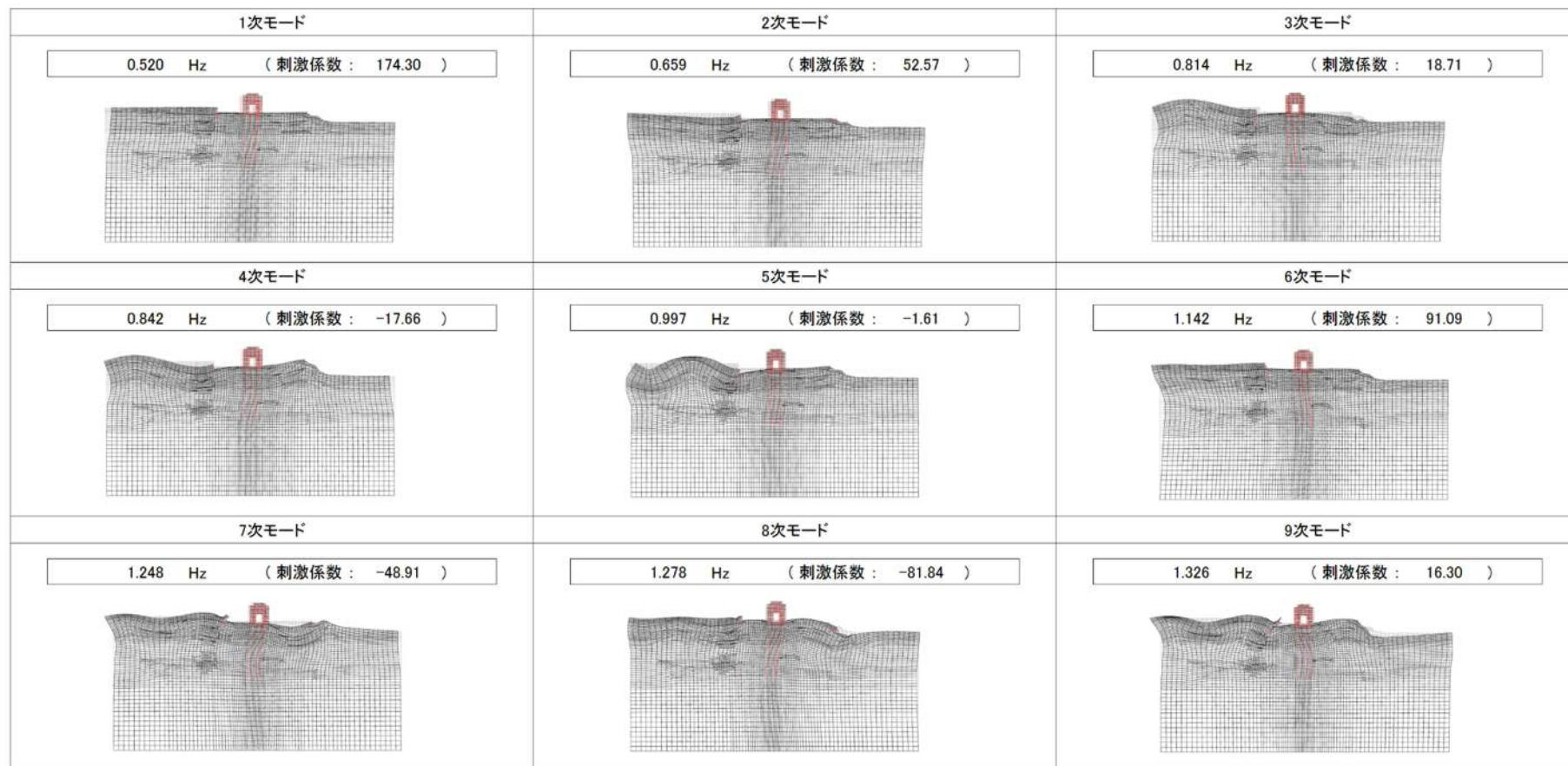


図 6.2.1-1(7) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



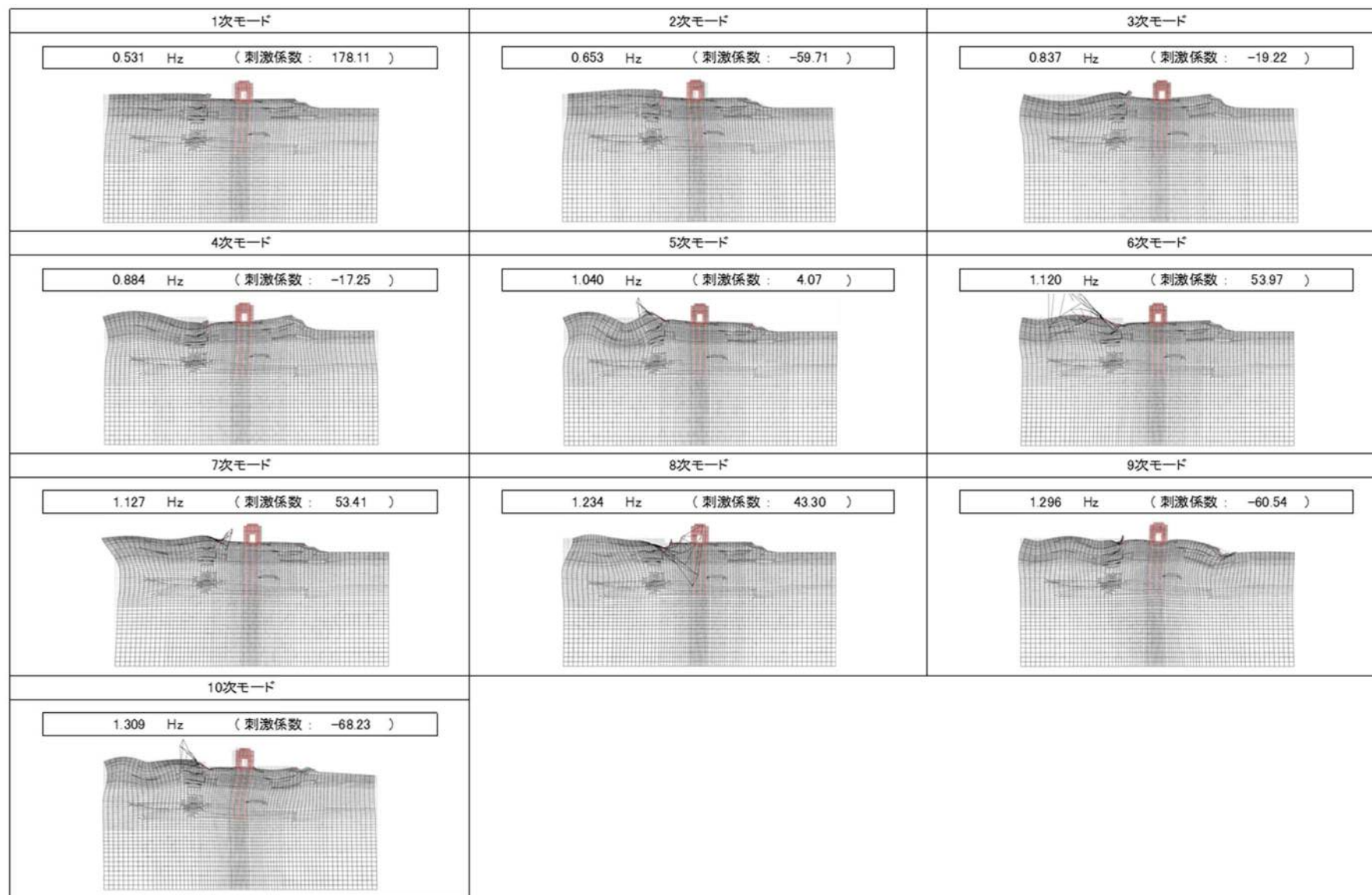


図 6.2.1-1(8) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(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)

(②-②断面)



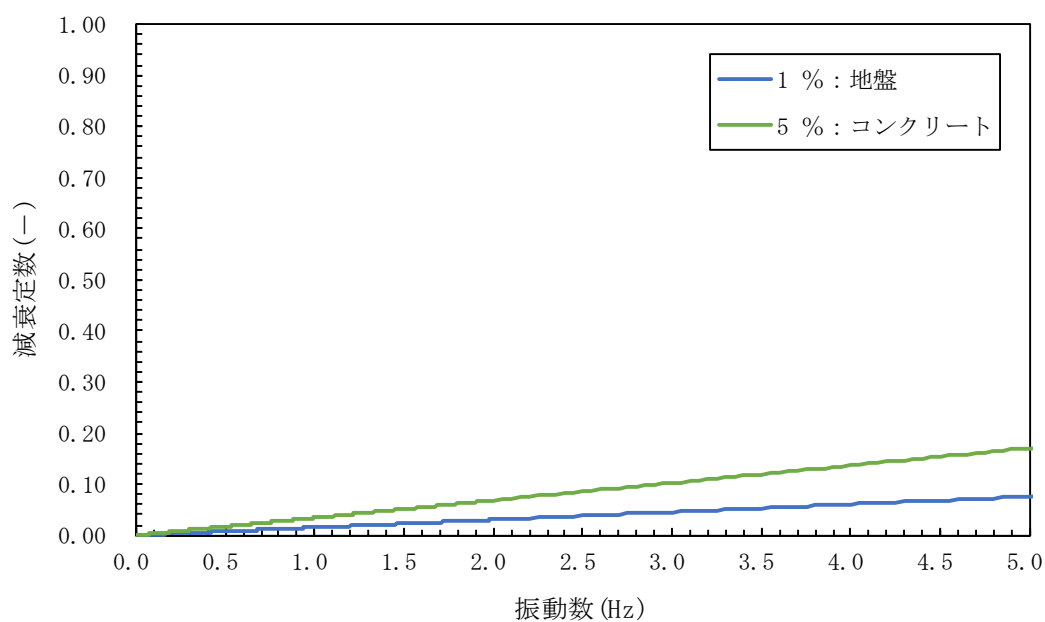


図 6.2.1-2(1) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)

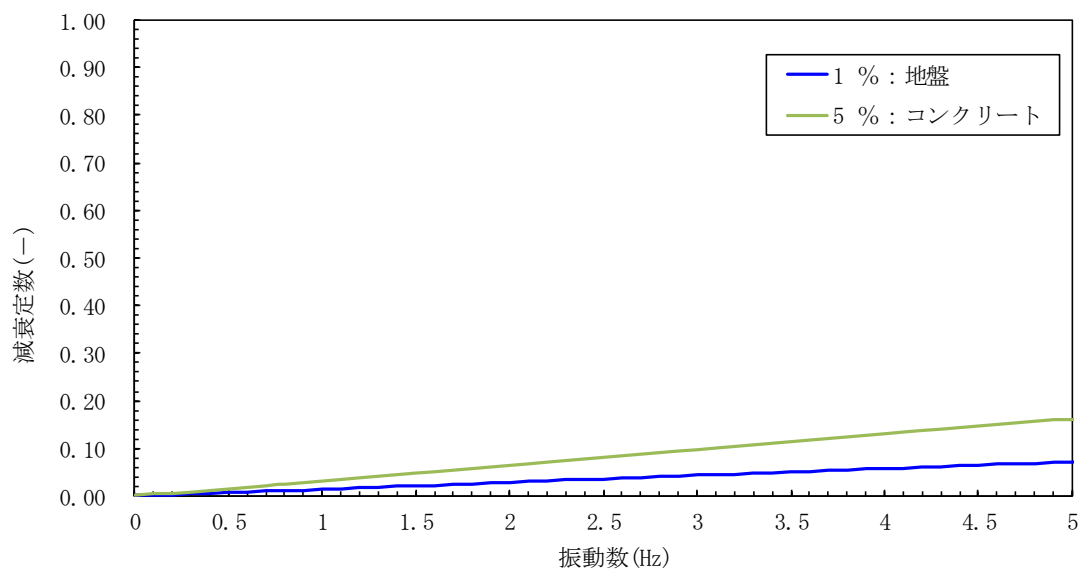


図 6.2.1-2(2) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)



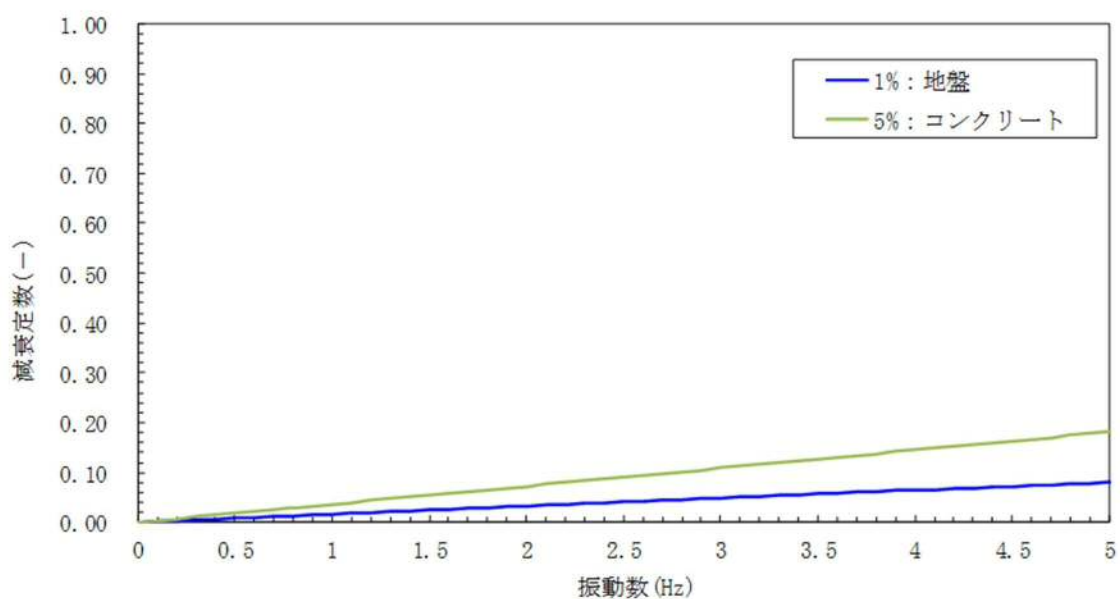


図 6.2.1-2(3) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

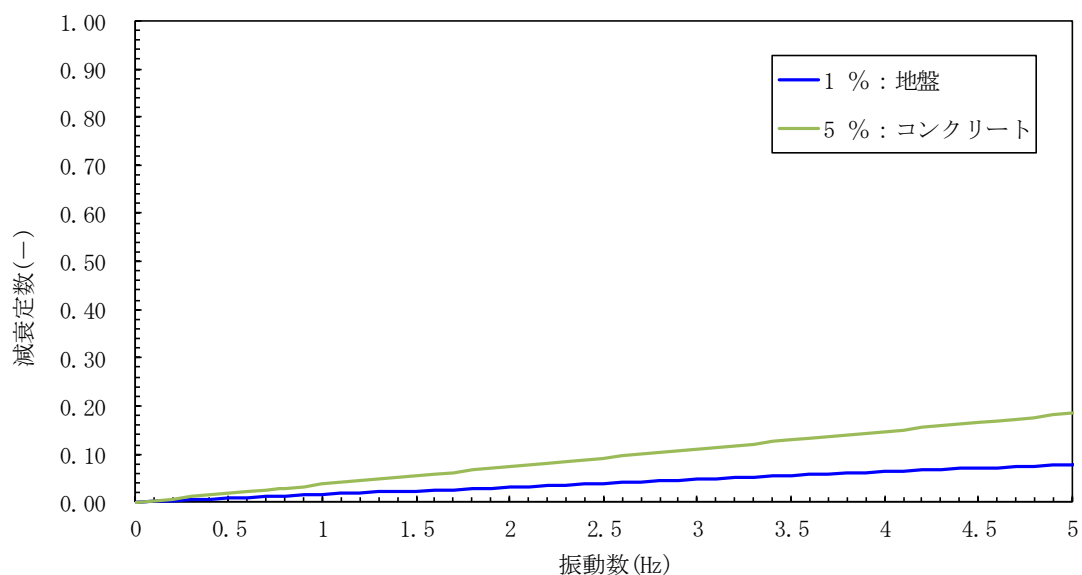


図 6.2.1-2(4) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (①-①断面)



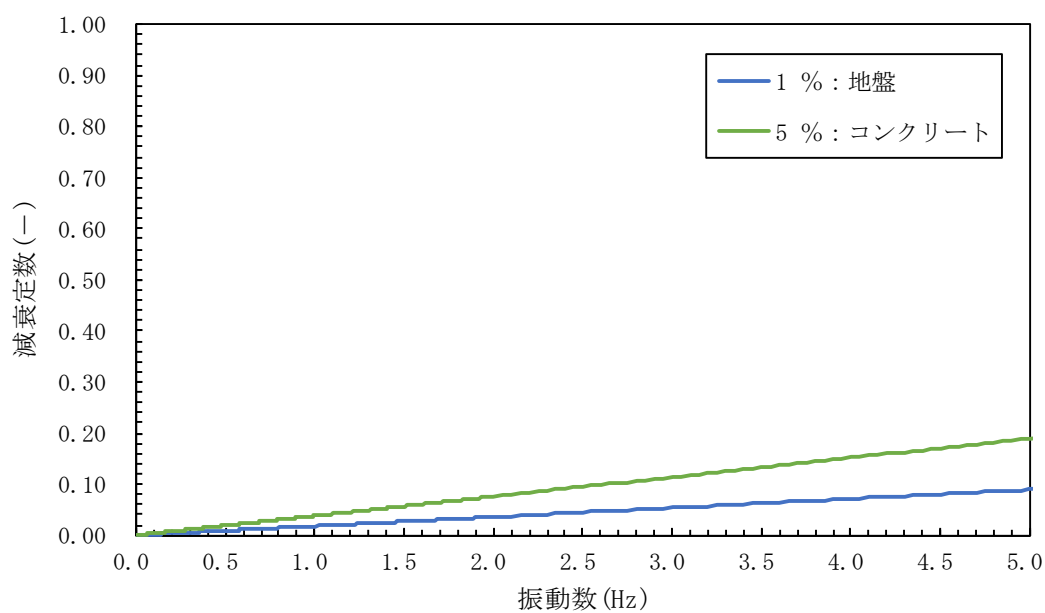


図 6.2.1-2(5) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (②-②断面)

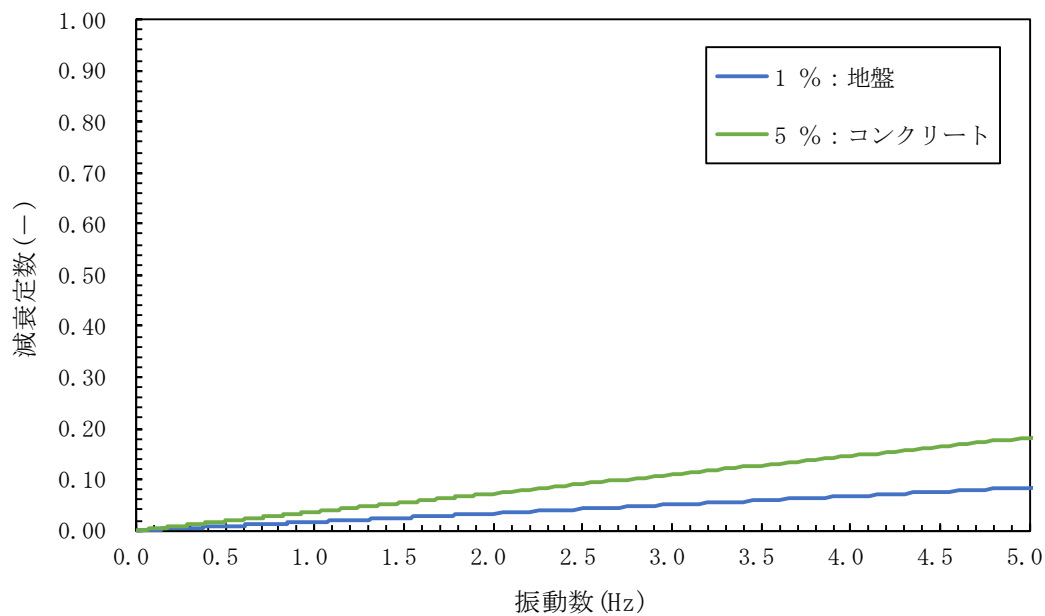


図 6.2.1-2(6) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)



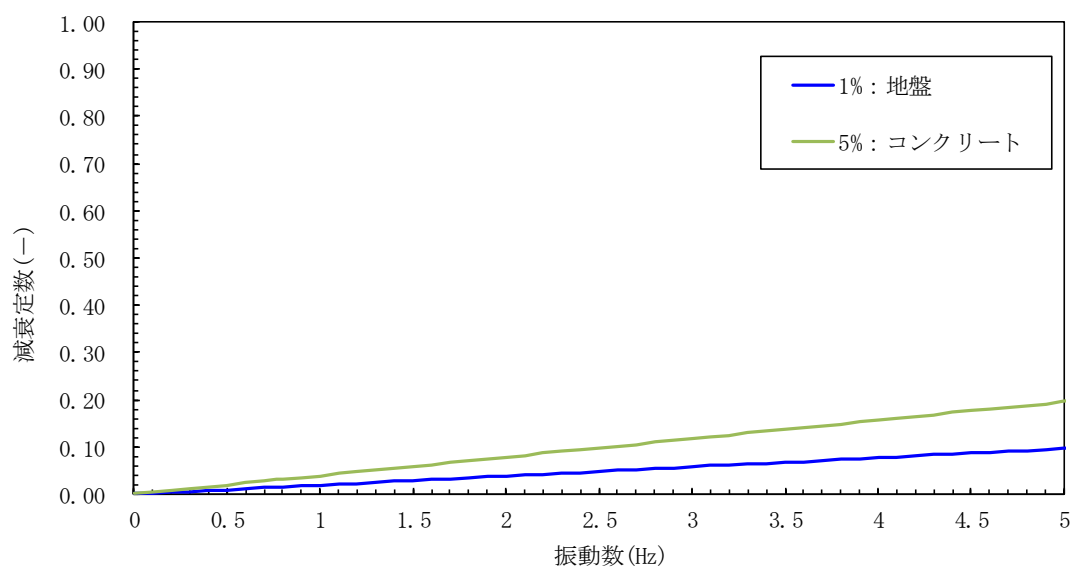


図 6.2.1-2(7) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)

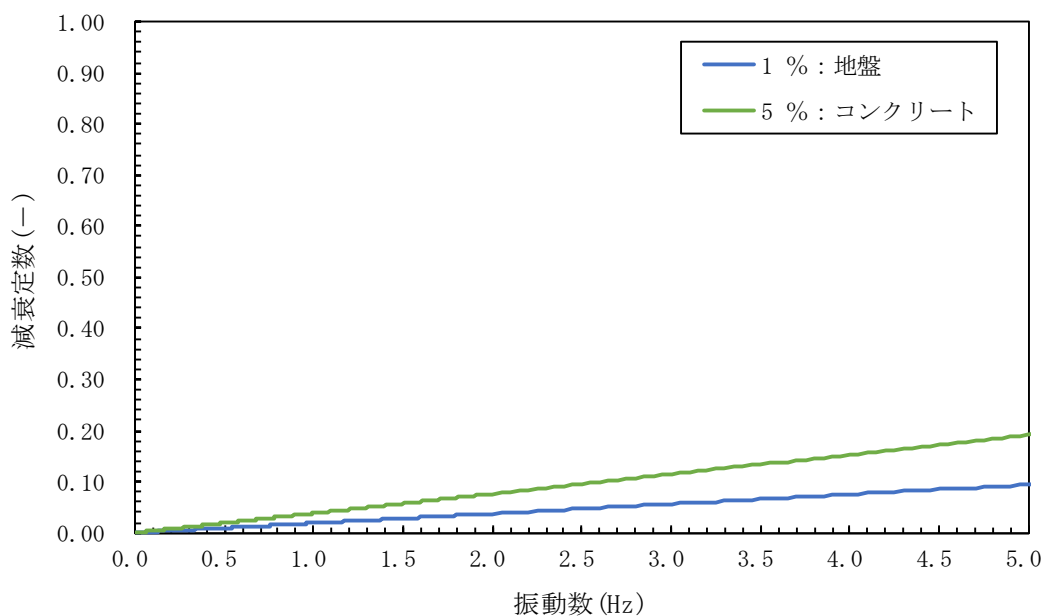


図 6.2.1-2(8) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (②-②断面)



- 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
- 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	15
3. 度評価方法	16
3.1 記号の定義	16
3.2 評価対象断面及び部位	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	20
3.3.1 荷重	20
3.3.2 荷重の組合せ	22
3.4 許容限界	26
3.5 評価方法	28
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	28
3.5.2 地盤沈下の考慮	29
3.5.3 津波時	30
3.5.4 重畳時	44
4. 評価結果	62
4.1 津波時の強度評価結果	62
4.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁	66
4.1.2 フーチング	71
4.1.3 地中連続壁基礎	85
4.1.4 概略配筋図	125
4.2 重畳時の強度評価結果	130
4.2.1 1次元有効応力解析結果	130
4.2.2 鉄筋コンクリート防潮壁	139
4.2.3 フーチング	144
4.2.4 地中連続壁基礎	139
4.2.5 概略配筋図	139
4.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	139
4.3 まとめ	211



## 1. 概要

本資料は、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、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地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。



## 2. 基本方針

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

### 2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

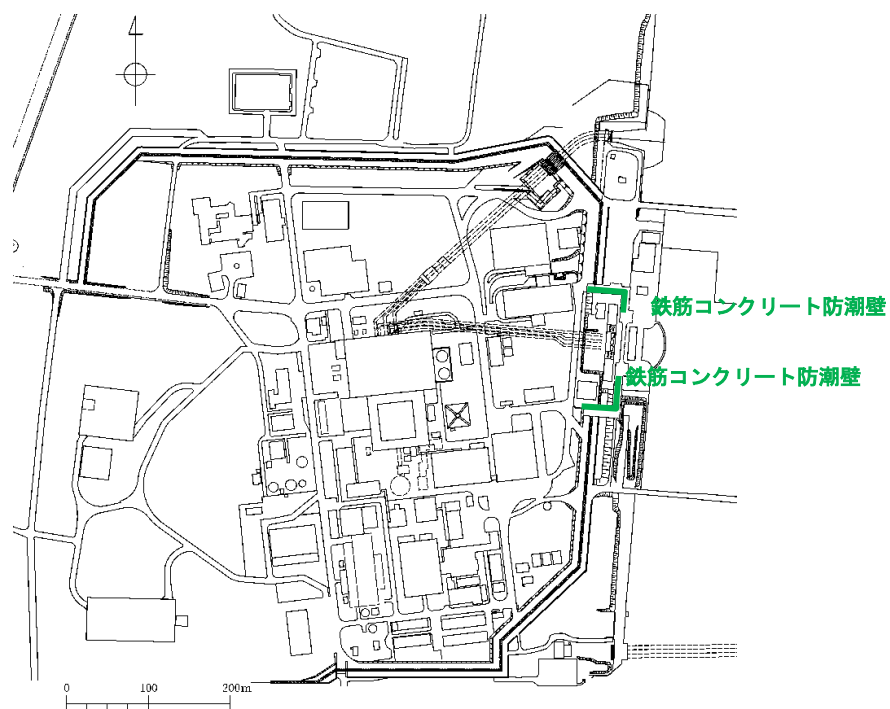


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図



## 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P.+20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。

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

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

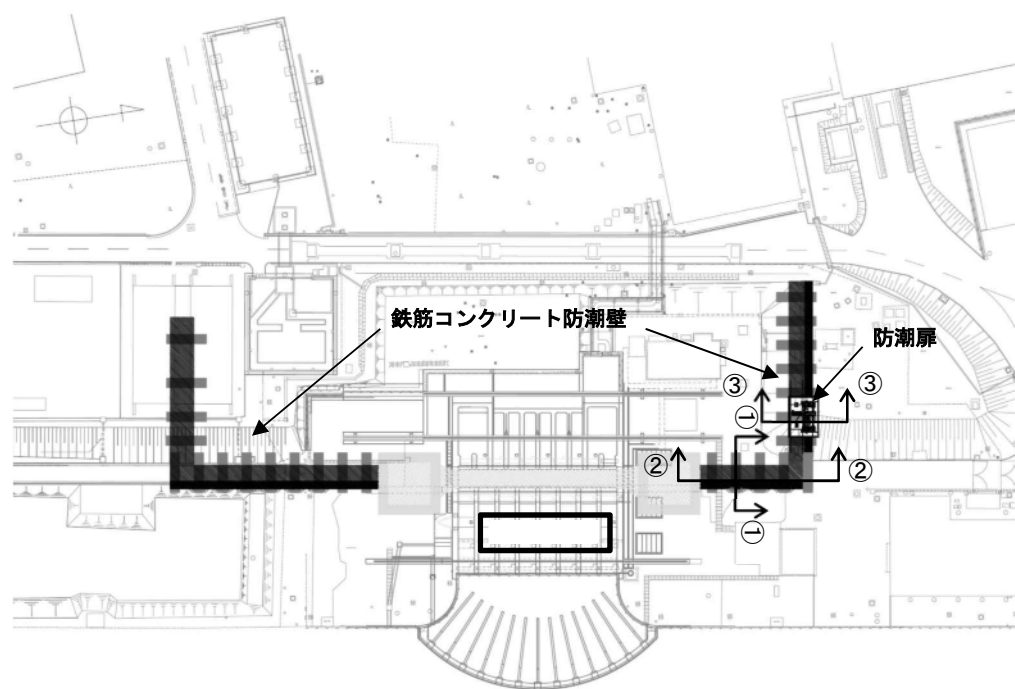
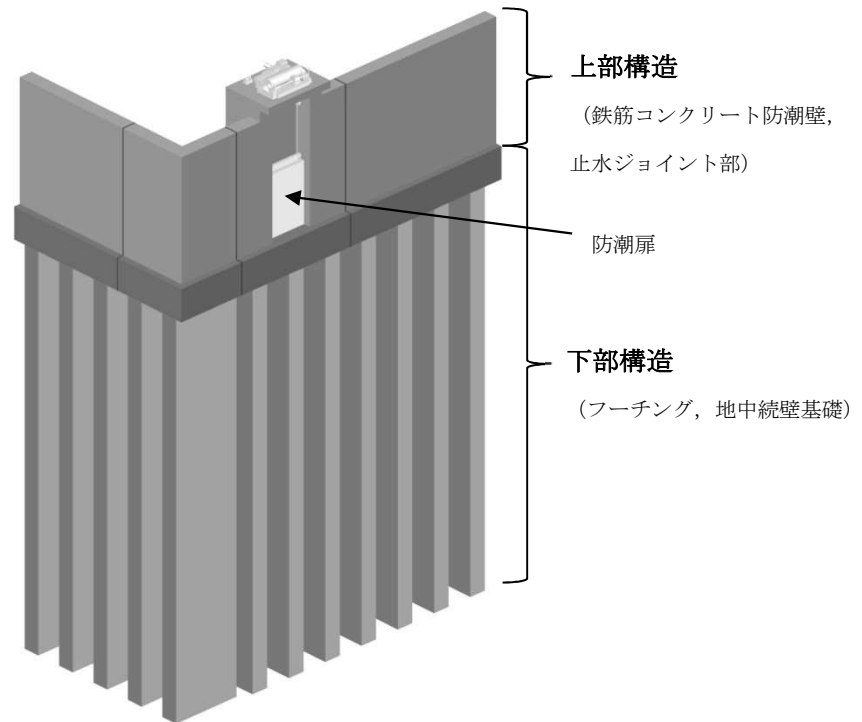


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図





鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図

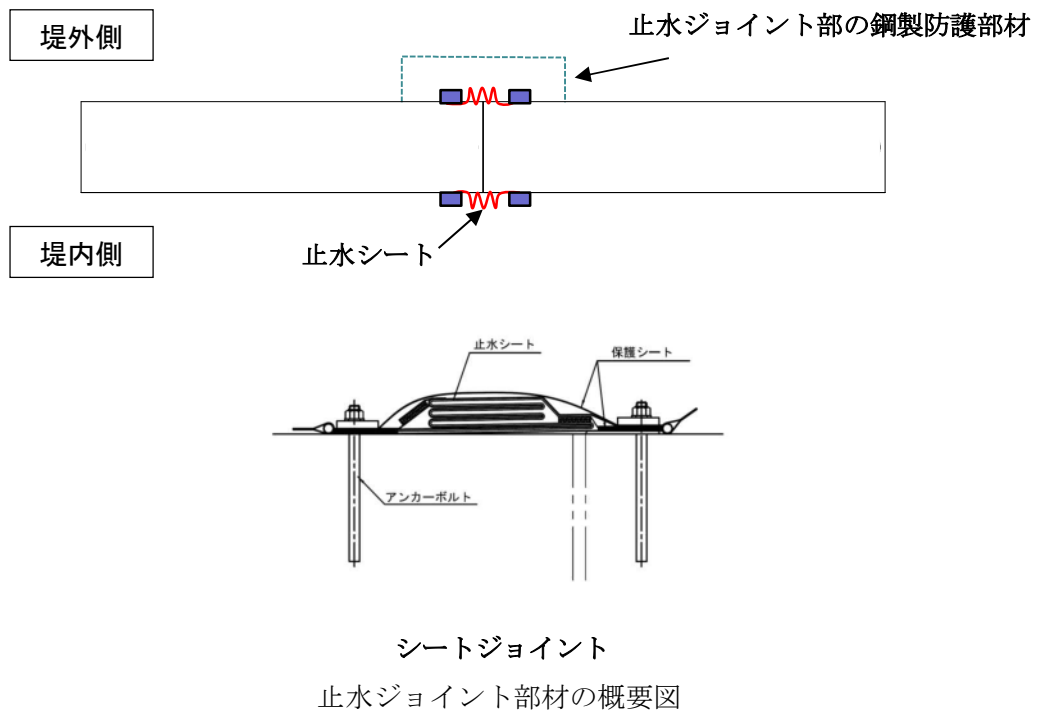


図 2.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図



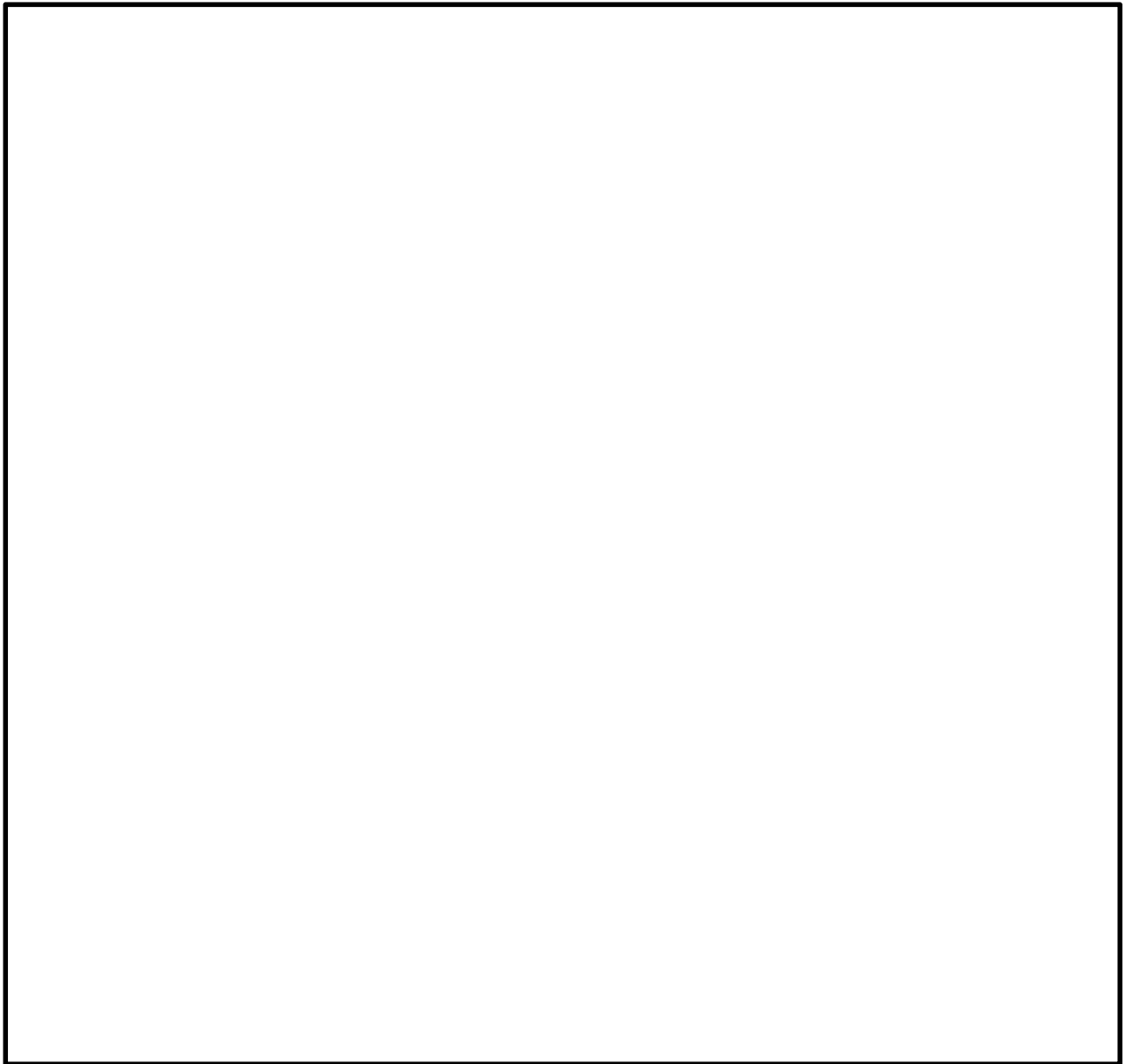


図 2.2-3 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図（フラップゲート部）



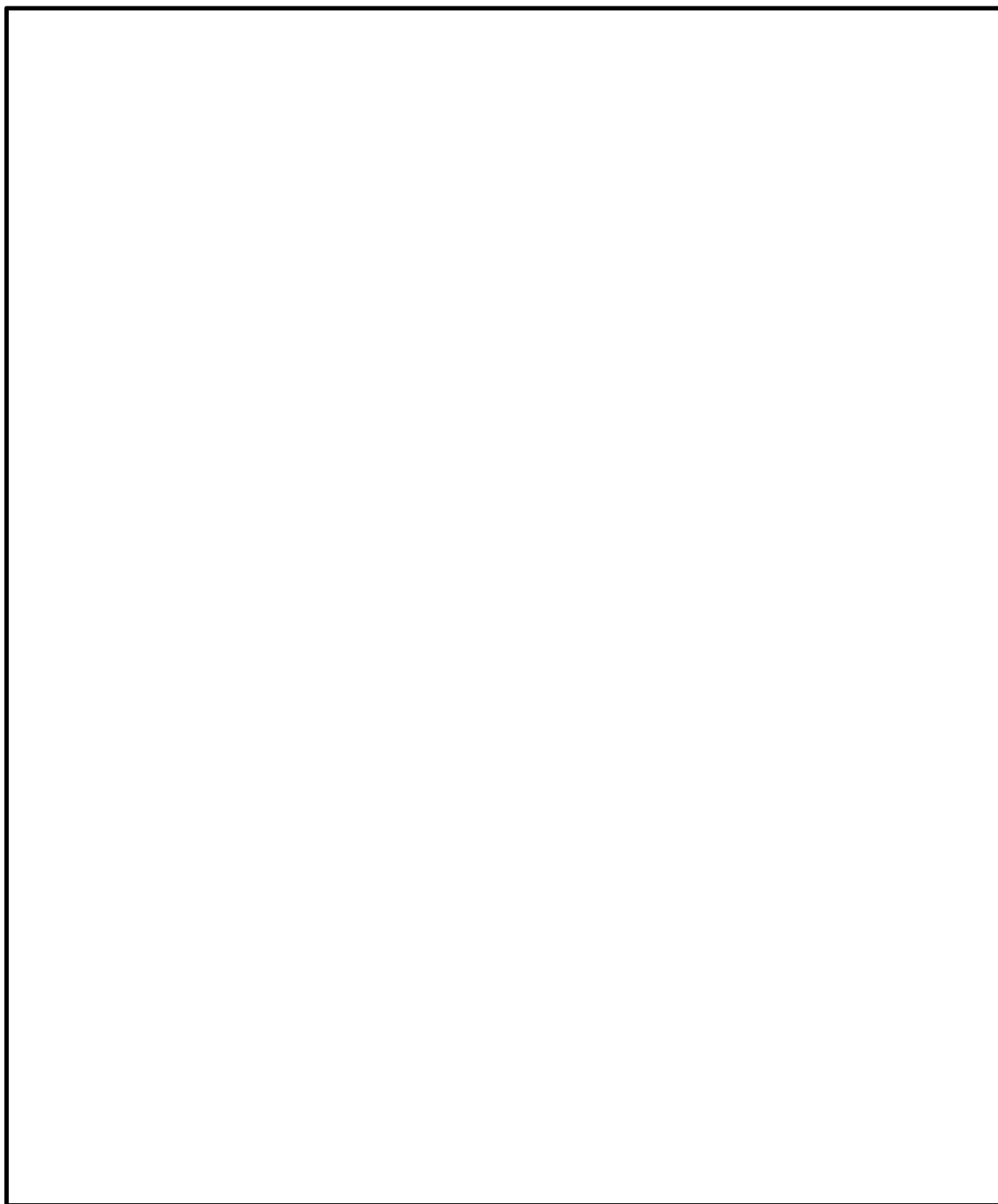


図 2.2-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)



津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-4 に示す。

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

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

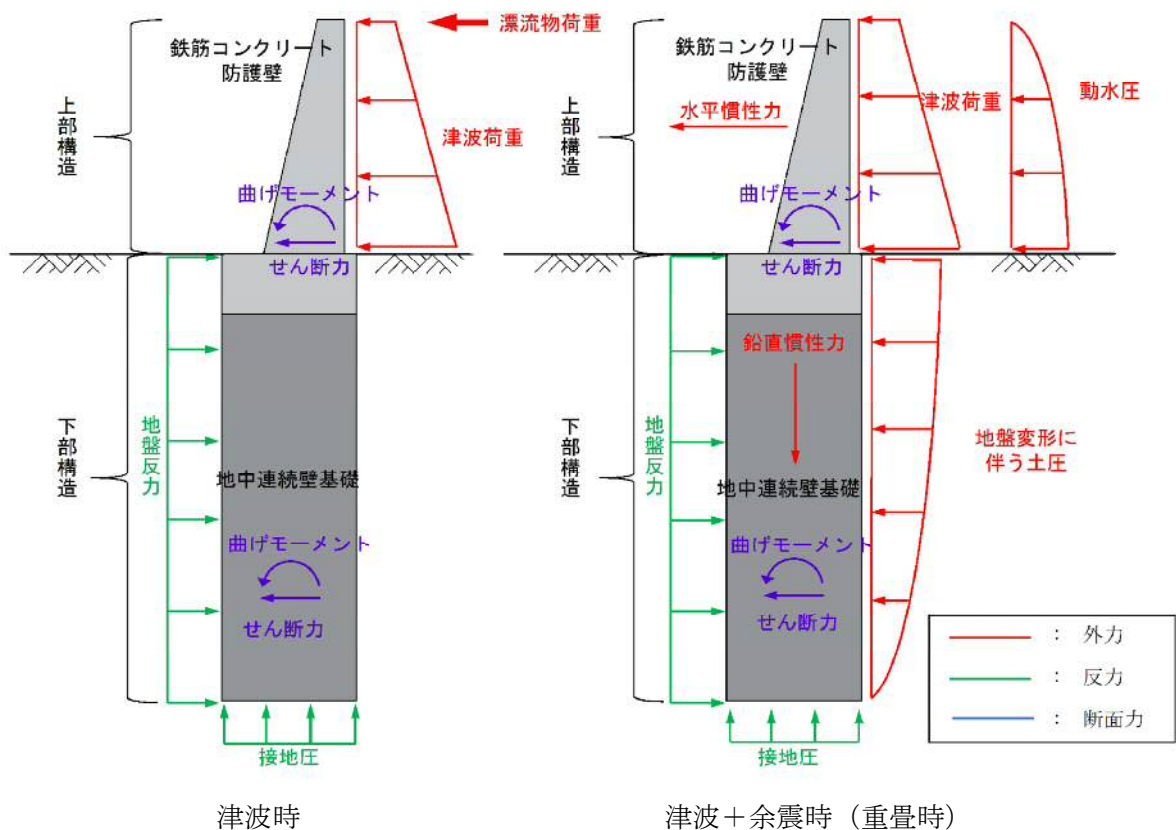


図 2.2-4 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図



## 2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

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

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

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

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

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

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

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

重畳時の支持性能評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d-D1$ 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を用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。

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



表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界	
			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			
防護壁（鉄筋コンクリート防潮壁）	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、鉄筋コンクリート防潮壁の要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、入力津波に対して鉄筋コンクリート防潮壁の要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁の設計における荷重の組み合わせとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重、漂流物による衝突荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	<p>・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。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。</p> <p>②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>④上部構造を、フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>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り止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とともに、主要な構造体の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。	下部構造	基礎地盤		支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。		地中連続壁基礎		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						基地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、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。		鉄筋コンクリート	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
								鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁				
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	上部構造	止水ジョイント部	止水ジョイント部材		変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
									鋼製アンカー		引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
									止水ジョイント部材の鋼製防護部材		曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。



表 2.3-2 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	鉄筋コンクリート防潮壁		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
		フーチング		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止 水 ジ ョ イ ン ト 部	鋼製アンカー	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
			鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ジ ョイ ン ト 部	鋼製アンカー	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
			鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジ ョイ ン ト 部	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 \*：妥当な安全余裕を考慮する。



津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3 (1) に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を用いて、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（ピーク強度（平均））の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（残留強度（ $-1\sigma$ ））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（ $-1\sigma$ ）の組合せを用いる。表 2.3-3 (2) に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せを示し、表 2.3-3 (3) に重畳時の検討で考慮する地盤剛性及び液状化パラメータの適用を示す。

表 2.3-3 (1) 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

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（ $-1\sigma$ ） 残留強度（平均） 残留強度（ $-1\sigma$ ）

表 2.3-3 (2) 津波時の検討で考慮する組み合わせ

検討ケース	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（ $-1\sigma$ ）

表 2.3-3 (3) 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

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

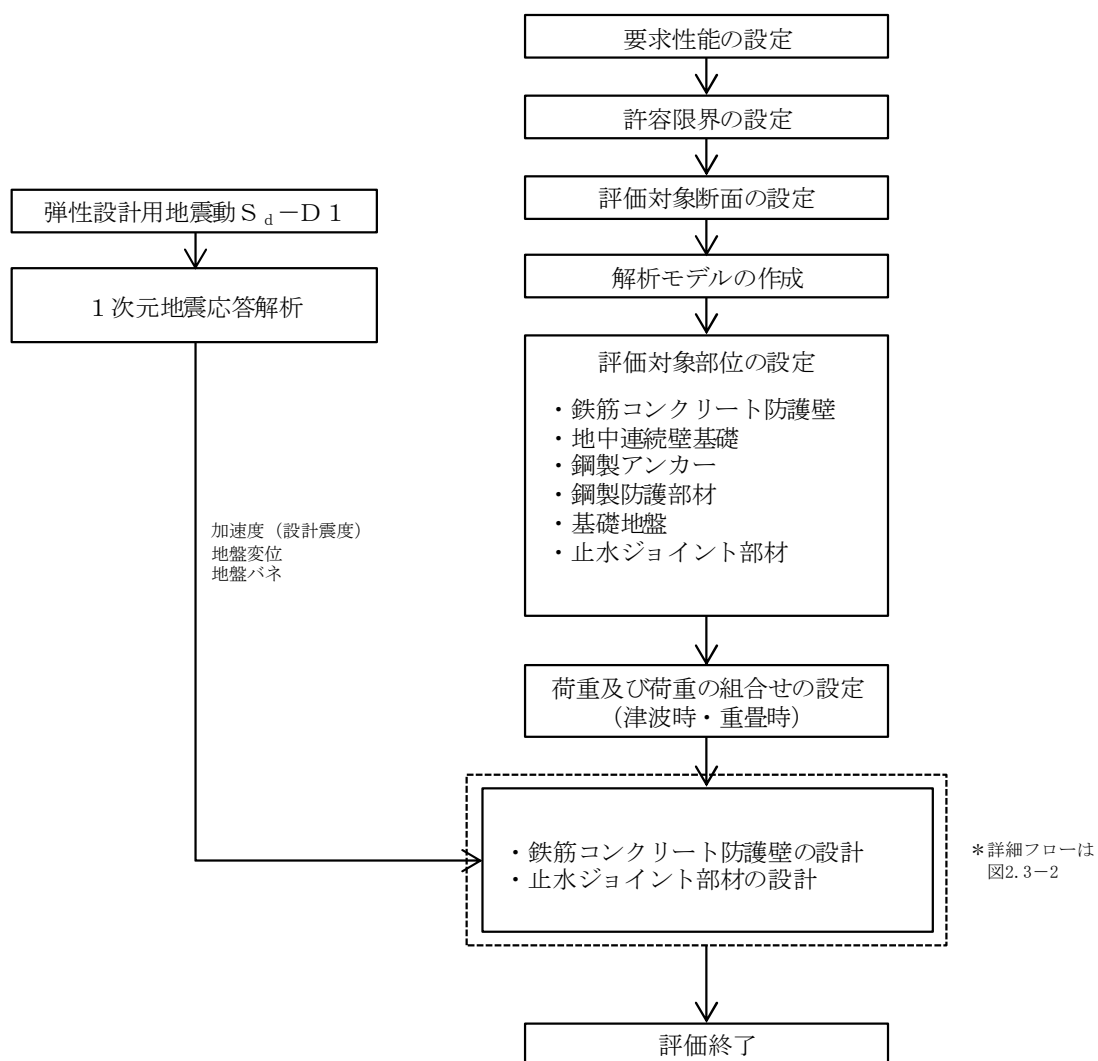
構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 (2) に示すように 3 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

重畳時の検討では、1 次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定



した後に3次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-3 (3) に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

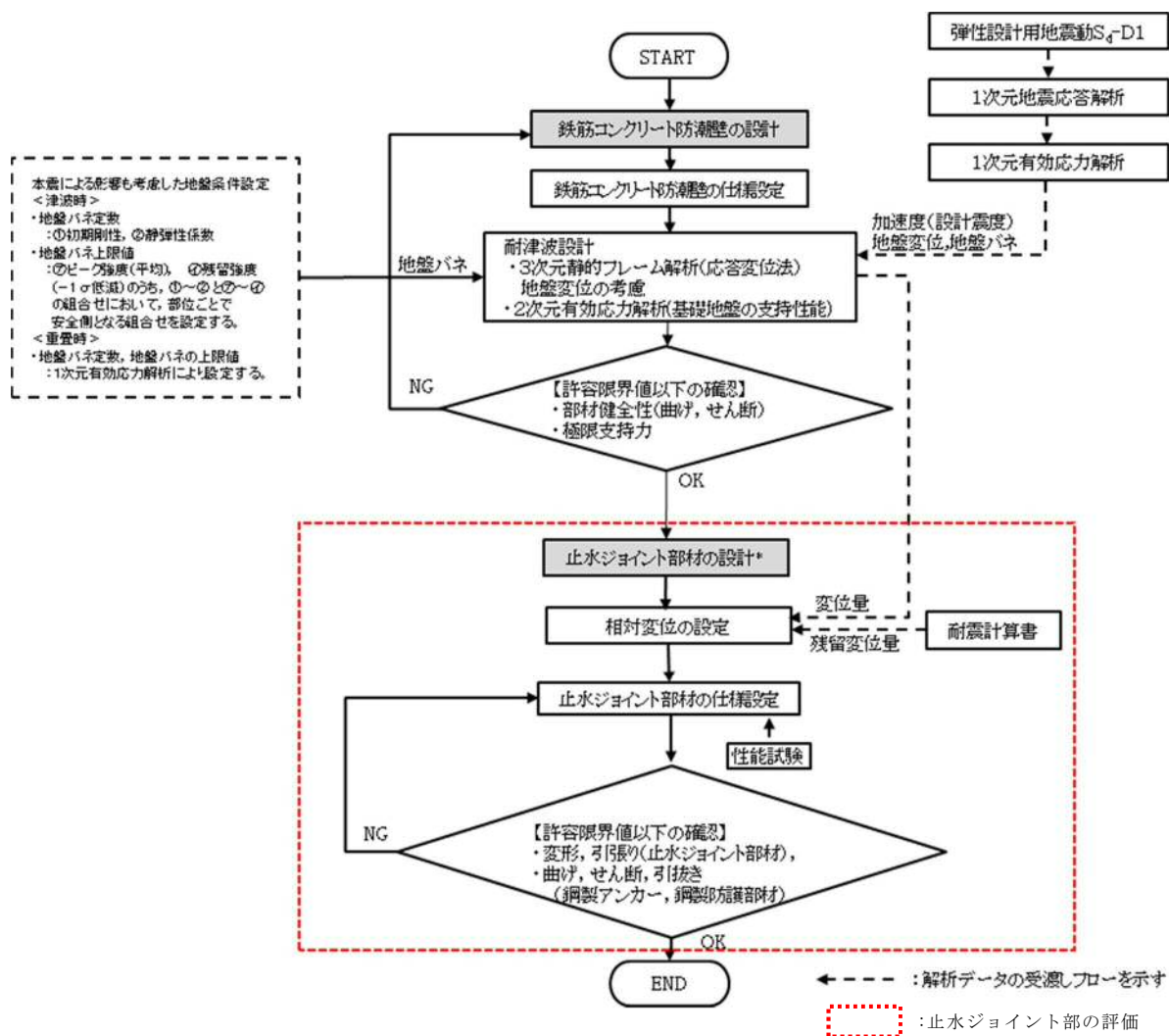




- 注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*3：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。変形性評価は「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」に示す。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フロー





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

図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー



## 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（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（Ⅲコンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許 容 限 界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断力以下であることを確認
	鉄筋	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）	
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析



### 3. 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 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
$P_s$	kN	積雪荷重
$P_t$	$\text{kN/m}^2$	遡上津波荷重
$P_c$	kN	衝突荷重
$K_{Sd}$	kN	余震荷重
$P_k$	$\text{kN/m}^2$	風荷重
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{al}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの許容せん断応力度
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鉄筋の許容引張応力度
$V_a$	$\text{N/mm}^2$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
$V_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの許容せん断力
$V_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	斜め引張鉄筋の許容せん断力
$\tau_{al}$	$\text{N/mm}^2$	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
$b_w$	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
$A_w$	$\text{m}^2$	斜め引張鉄筋断面積
s	m	斜め引張鉄筋間隔
M	$\text{kN}\cdot\text{m}$	曲げモーメント
N	kN	軸力
S	kN	せん断力
$\sigma$	$\text{N/mm}^2$	曲げモーメント及び軸力による応力度
$\tau$	$\text{N/mm}^2$	せん断応力度



### 3.2 評価対象断面及び部位

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

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

#### (1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

#### (2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



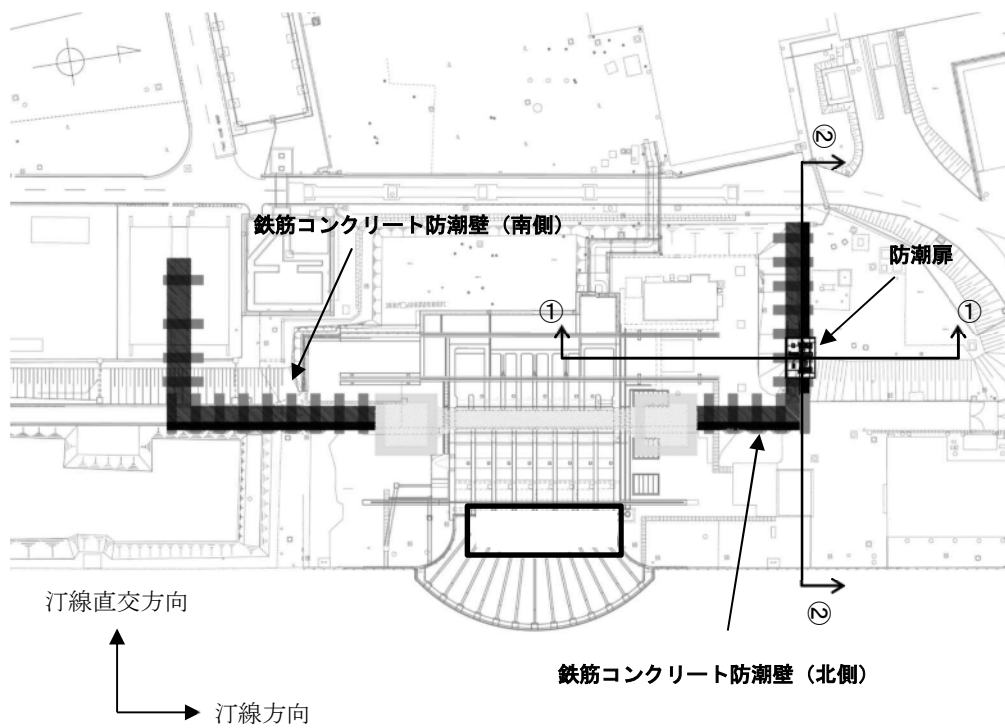


図 3.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置図



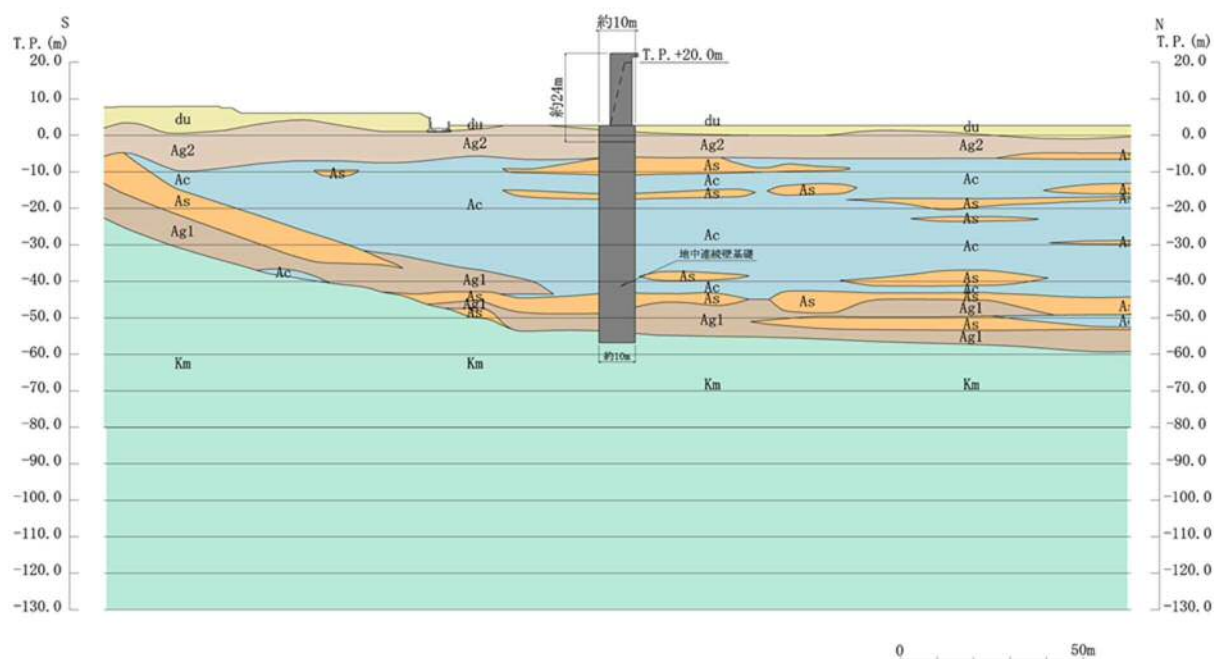


図 3.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (①-①断面)

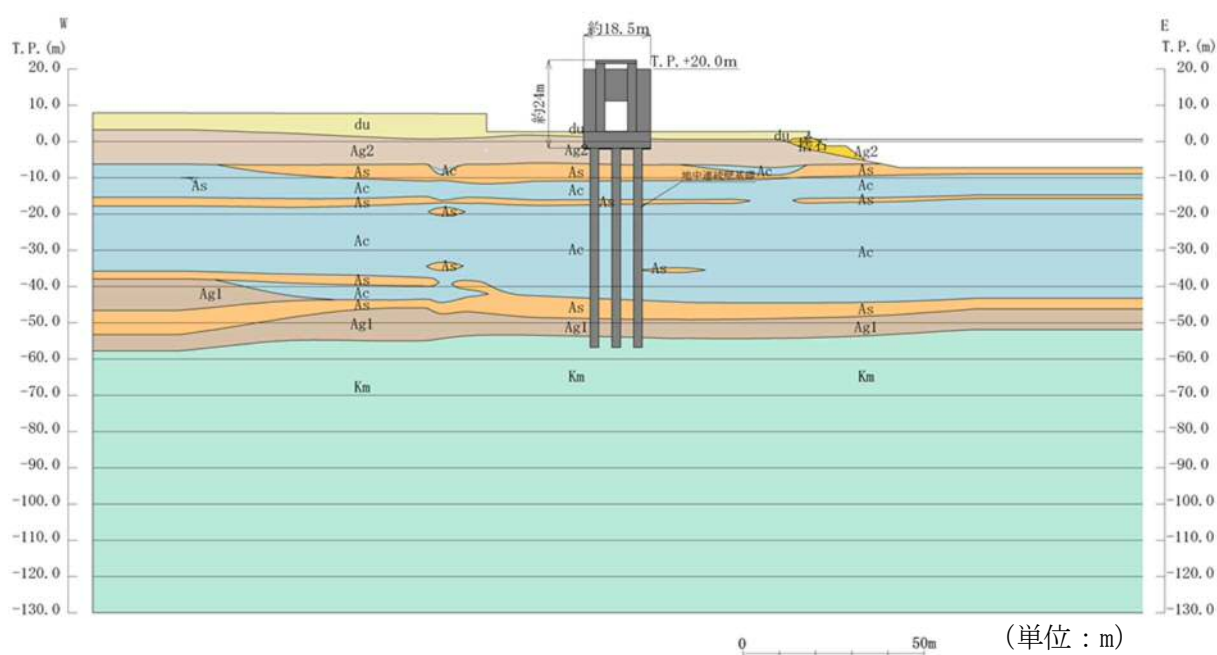


図 3.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (②-②断面)



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

##### (3) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の  $3/2$  倍を考慮して算定する。

##### (4) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重として、表 3.3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) \*式による漂流物荷重を考慮する。

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

表 3.3-2 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

##### (5) 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。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の



最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(6) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

(7) 風荷重 ( $P_k$ )

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



### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24 m 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 3.3-3 (1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合わせ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$P_c$  : 衝突荷重

$P_s$  : 積雪荷重

表 3.3-3 (2) 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	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		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等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・初期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。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。 また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。 したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
		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、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		遡上津波荷重	○	・基準津波及び T.P. +24 m 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	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。



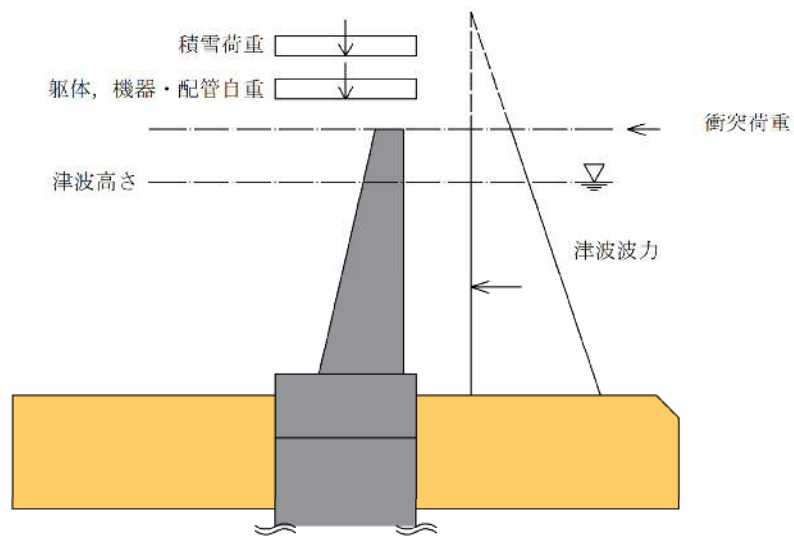


図 3.3-1 基準津波時の作用図

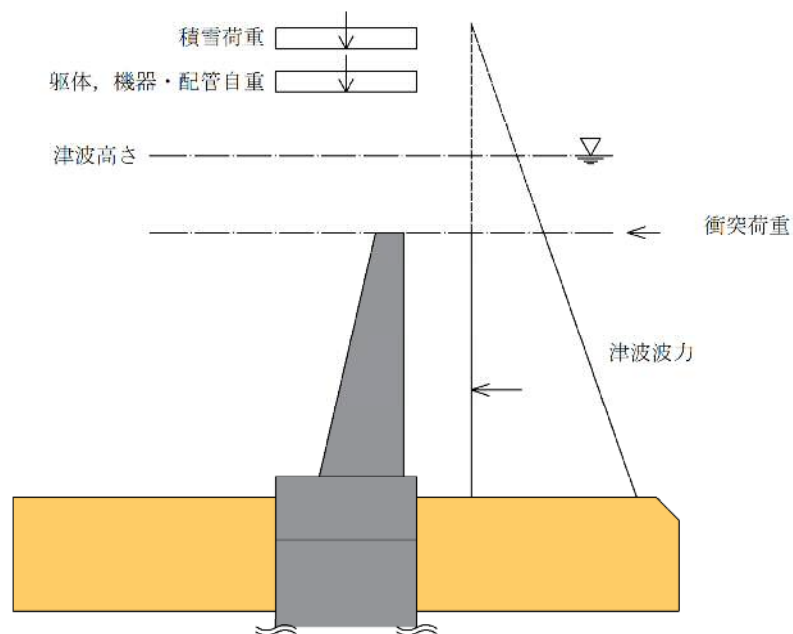


図 3.3-2 T.P. +24 m 津波時の作用図



表 3.3-4 (1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合わせ
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd} + P_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

 $P_t$  : 遡上津波荷重 $K_{sd}$  : 余震荷重 $P_s$  : 積雪荷重

表 3.3-4 (2) 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	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		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等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・初期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。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
		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、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		遡上津波荷重	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		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を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。



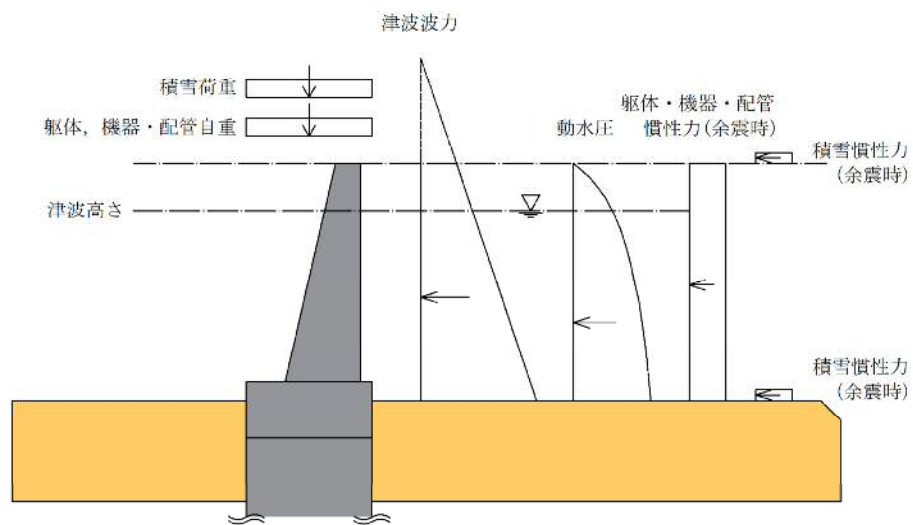


図 3.3-3 重畳時（基準津波時）の作用図

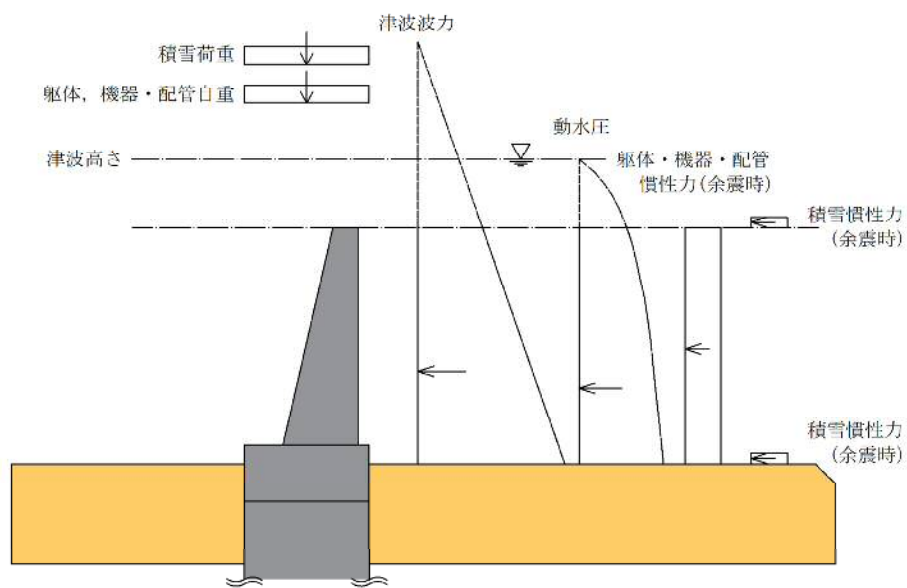


図 3.3-4 重畳時（T.P. + 24 m 津波時）の作用図



### 3.4 許容限界

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

#### (1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容応力度については各規格、基準類に基づき表 3.4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は、基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 2 倍（コンクリート）、1.65 倍（鉄筋）の割増しを考慮する。

表 3.4-1 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート* 1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0 <sup>*3</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825 <sup>*4</sup>
鉄筋	SD490 <sup>*2</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ 軸方向鉄筋	435
		せん断補強筋	300
	SD390 <sup>*1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345 <sup>*1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）  
 \*2：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）  
 \*3：水平 2 方向地震力の影響を考慮することで、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、許容応力度に 1.0 N/mm<sup>2</sup>を加えた値に 1.5 倍の割増を考慮した値とする（道路橋示方書（Ⅲ コンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）。  
 \*4：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）」を適用し、次式により求められる許容せん断力（ $V_a$ ）に 1.5 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

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

ここで、

$V_{ca}$ ：コンクリートの許容せん断力

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

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

$\tau_{a1}$ ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$ ：有効幅

$j$ ：1/1.15

$d$ ：有効高さ

$A_w$ ：斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa}$ ：鉄筋の許容引張応力度

$s$ ：斜め引張鉄筋間隔



表 3.4-1 (2) 許容限界 (T.P. +24 m 津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート* 1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	28.0*3
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	1.1*4
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	軸方向鉄筋 478.5
			せん断補強筋 330
	SD390*1	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	339.9
	SD345*1	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	323.4

注記 \*1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)  
 \*2: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)  
 \*3: 水平 2 方向地震力の影響を考慮することで, 二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は, 許容応力度に  $1.0 \text{ N/mm}^2$  を加えた値に 2 倍の割増しを考慮した値とする (道路橋示方書 (III コンクリート橋編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)。  
 \*4: 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)」を適用し, 基準津波時と同様の許容せん断力 ( $V_a$ ) に 1.65 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価における許容限界

極限支持力は, V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき, 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) により設定する。  
 道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$* c_{cu} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = c_{cu} \times 2$$

ここで,  $c_{cu}$  は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における  $K_m$  層の非排水せん断強度

$A$  : 基礎の底面積 (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-2 に示す

表 3.4-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
$K_m$ 層	6201



### 3.5 評価方法

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

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

#### 3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

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

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

構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。

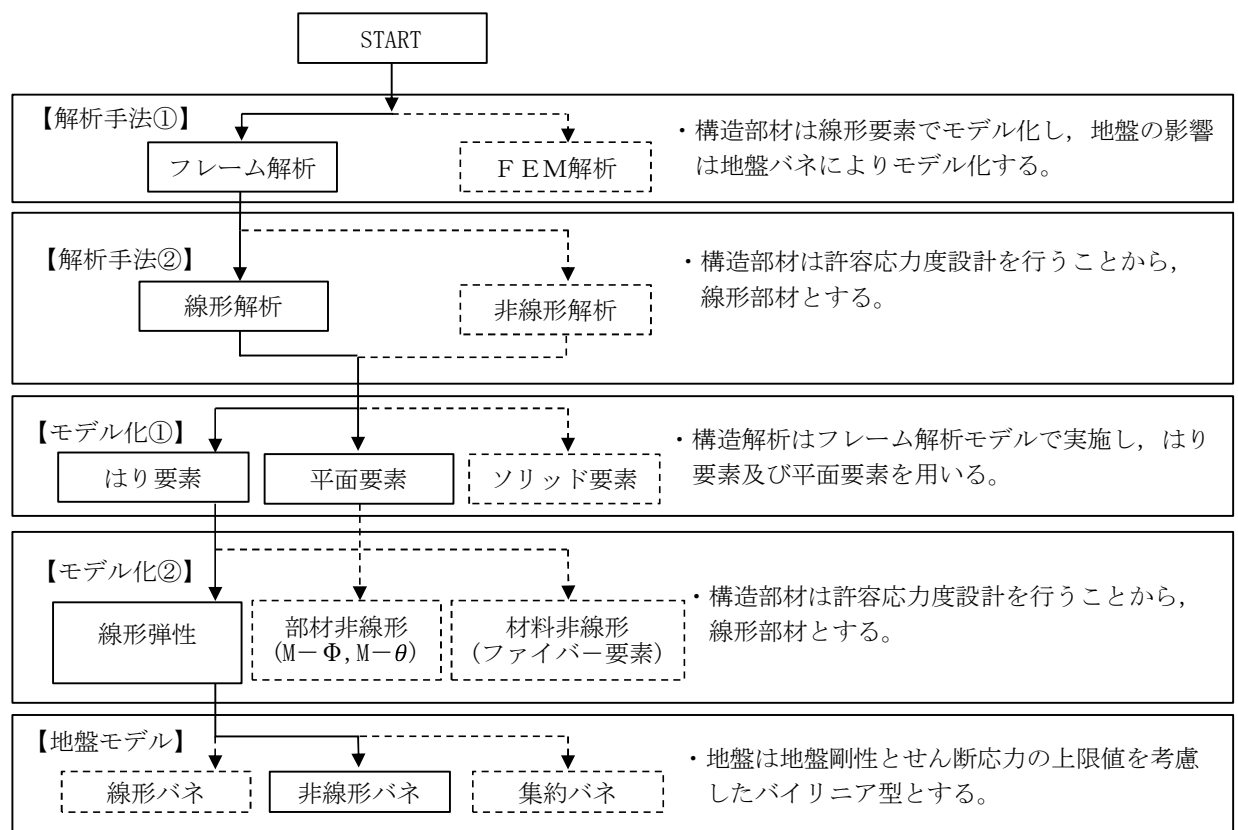


図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー



### 3.5.2 地盤沈下の考慮

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

#### (1) 荷重

津波波力及び動水圧は沈下後の地盤より上側に作用するものとする。

#### (2) 地盤バネ

地盤バネは沈下後の地表面以深に考慮するものとする。

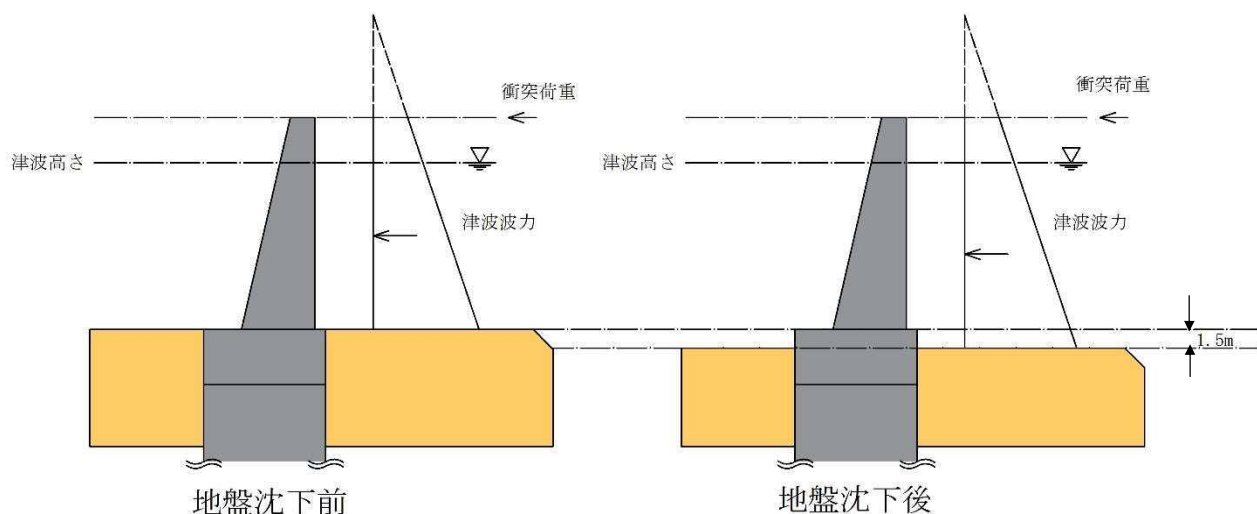


図 3.5-2 地盤沈下の考慮に関する概念図



### 3.5.3 津波時

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

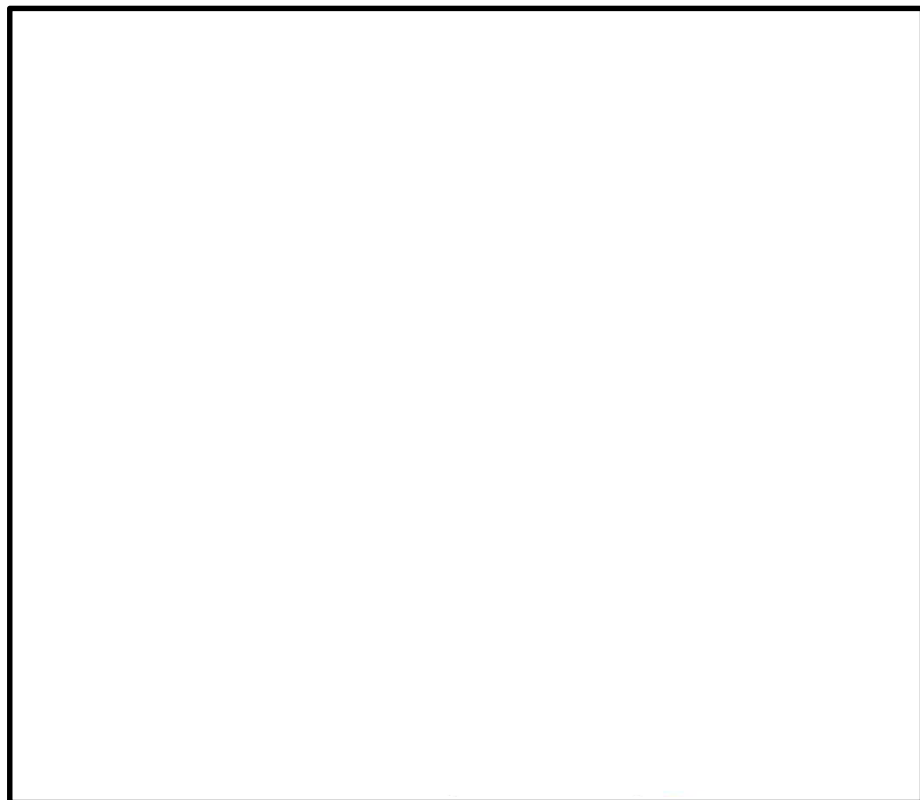
#### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル

##### a. 解析モデル

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

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

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



注記 \*1：基礎底面の鉛直（面直）方向地盤バネ  
基礎前面の水平（面直）方向地盤バネ  
\*2：基礎底面の水平方向地盤バネ  
基礎側面の水平方向地盤バネ  
基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ  
基礎側面の鉛直方向地盤バネ

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



b. 構造物のモデル化

3次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図を図3.5-4に示す。

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

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

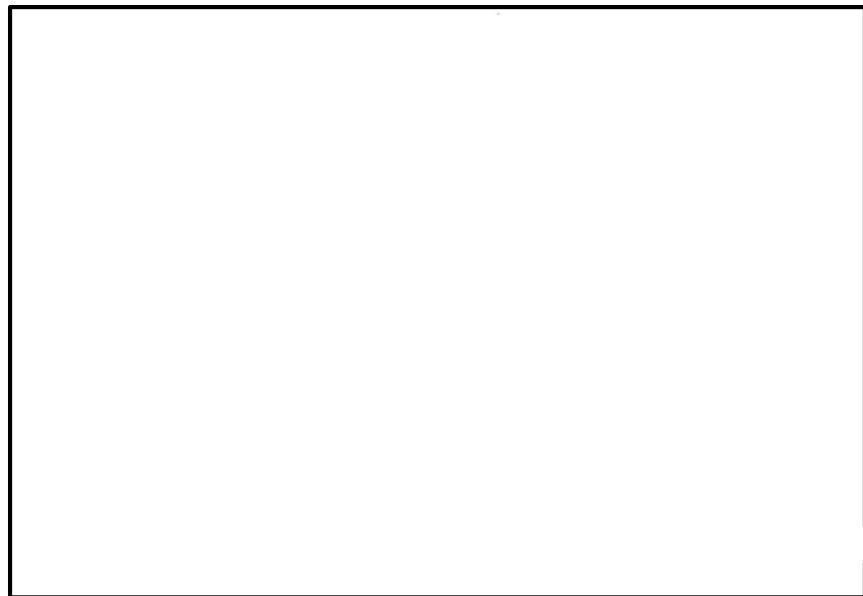


図3.5-4 3次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図

c. 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に準拠し、地盤バネ定数及び地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

津波時の地盤バネの設定について表3.5-1に示し、地盤バネのバイリニアモデルを図3.5-5に示す。津波時については、地盤抵抗が大きいと仮定した地盤バネ1及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ2の2ケースを考慮する。



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

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

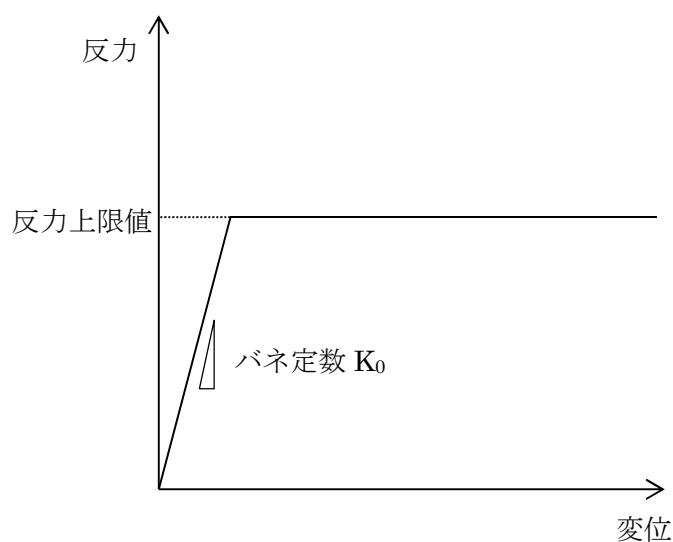


図 3.5-5 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$

水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$ の算定方法を以下に示す。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

$K_H$  : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数（ $\text{kN/m}^3$ ）

$\alpha_k$  :  $K_H$ の推定に用いる補正係数（ $=1.5$ ）

$K_{H0}$  : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平（面直）方向地盤反力係数（ $\text{kN/m}^3$ ）であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造



編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平（面直）方向地盤反力係数  $K_{H0}$  を以下の式より算定する。

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

ここで、

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha = 1$ )

$E_0$  : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$E_0$  は以下の式より算定する。

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

ここで、

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_m$  : 初期せん断弾性係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$B_H$  : 基礎前面の換算載荷幅（②－②方向 10m, ①－①方向 2.4m）

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$  の算定方法を以下に示す。

$$K_{SHD} = 0.6 K_{HD}$$

ここで、

$K_{SHD}$  : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_{HD}$  : 基礎側面の水平（面直）方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_{HD}$  は以下の式より算定する。

$$K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left( \frac{D_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$D_H$  : 基礎側面の換算載荷幅（②－②方向 10m, ①－①方向 2.4m）

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$  の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVB} = 0.3 K_H$$

ここで、

$K_{SVB}$  : 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$  の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVD} = 0.3 K_{HD}$$

ここで、

$K_{SVD}$  : 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

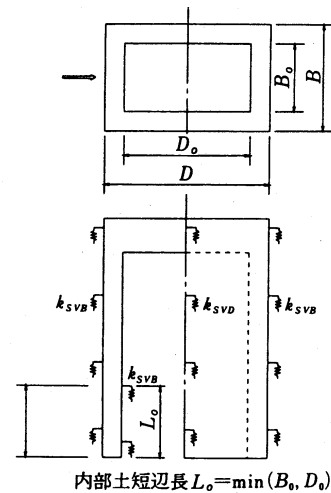
なお、基礎先端付近の側壁及び隔壁内面の鉛直方向地盤反力は図 3.5-6 に示すように、前背面や側面の鉛直方向地盤反力係数の割増しを行う。



・この間の地盤反力係数は

$$k_{SVB}' = \left(1 + \frac{B_0}{B}\right) k_{SVB}, \quad k_{SVD}' = \left(1 + \frac{D_0}{D}\right) k_{SVD}$$

と考える。



内部土短辺長  $L_0 = \min(B_0, D_0)$

隔壁がある場合は隔壁間の内面距離の短い方を  $L_0$  とする。

図 3.5-6 基礎内面の鉛直方向地盤反力

ホ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$  の算定方法を以下に示す。

$$K_V = K_{V0} \left( \frac{B_V}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

$K_V$  : 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{V0}$  : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直（面直）方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) であり、「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に従い、鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_{V0}$  を以下の式より算定する。

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

$B_V$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$B_V$  は以下の式より算定する。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

$A_V$  : 鉛直方向の載荷面積 (24.0 m<sup>2</sup>)

ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

水平方向地盤反力係数  $K_S$  の算定方法を以下に示す。

$$K_S = 0.3 K_V$$

ここで、

$K_S$  : 基礎底面の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ト. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$

水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$  の算定方法を以下に示す。



$$P_{HU} = \alpha_P P_{EP}$$

ここで、

$P_{HU}$  : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$\alpha_P$  : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数

$\alpha_P$ は以下の式により算定する。ただし、N値2以下の軟弱な粘性土の場合は  
 $\alpha_P=1.0$ とする。

$$\alpha_P = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

$z$  : 設計上の地盤面からの高さ（m）

$B_e$  : 基礎の有効前面幅（②－②方向10m，①－①方向2.4m）

$P_{EP}$  : 深さ  $z$  における地震時の地盤の受働土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）

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

$$P_{EP1} = K_{EP1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{P1}}$$

$$P_{EP2} = K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{P2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1$$

$$P_{EP3} = K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{P3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

$P_{EP1}$ ,  $P_{EP2}$ ,  $P_{EP3}$  : 深さ  $h_1$ ,  $h_1+h_2$ ,  $h_1+h_2+h_3$  における  
地震時の受働土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）

$K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数

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

$c$  : 土の粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\varphi$  : 土のせん断抵抗角（°）

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

$\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度（°）



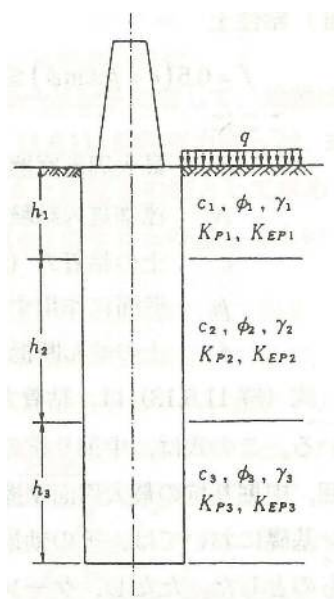


図 3.5-7 受働土圧強度算定式における各層物性  
(3 層地盤の場合)

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

$$\text{(砂質土)} \quad \tau_f = \min[5N, (c + p_0 \tan \varphi)] \leq 200$$

$$\text{(粘性土・地盤改良体)} \quad \tau_f = c + p_0 \tan \varphi \leq 150$$

ここで,

$\tau_f$  : 地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験より得られたN値 (平均値)

$c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_0$  : 基礎壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi$  : せん断抵抗角 (°)

リ. 基礎底面の鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

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

$$q_d = 3q_u$$

ここで,

$q_d$  : 基礎地盤 (Km 層) の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  は Km 層の非排水せん断強度  $\times 2$



又、基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値 $P_{SU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = C_B + p_V \tan \varphi_B + \frac{1}{A_e} (A_i c + W_s \tan \varphi)$$

ここで、

$P_{SU}$  : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m<sup>2</sup>

$p_V$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

岩とコンクリートの摩擦角  $\tan \phi = 0.6$

$A_e$  : 基礎底面の有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 基礎内部土の面積 (m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎底面地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_s$  : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)

$\phi$  : 基礎底面地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)



(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

- ・  $K_m$  層の粘着力はピーク強度（平均値）とする。
- ・  $K_m$  層以外の粘着力は残留強度（ $-1\sigma$ ）

イ. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$

水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数  $E_0$  は静弾性係数とする。

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

水平方向地盤反力係数  $K_S$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ト. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$

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



チ． 基礎前背面の鉛直方向及び側面の水平方向地盤反力度の上限値  $\tau_f$   
 地盤反力度の上限値 $\tau_f$ の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」  
 と同様に、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に従って算  
 出する。

リ． 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$   
 鉛直（面直）方向地盤反力度の上限値 $P_{BVU}$ の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きい  
 と仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成 14 年 3  
 月）」に従って算出する。

ヌ． 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$   
 水平方向地盤反力度の上限値 $P_{SU}$ の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定し  
 た場合」と同様に、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に従  
 って算出する。

d. 使用材料及び材料定数

強度計算に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を  
 表 3.5-2 に、材料物性値を表 3.5-3 に示す。

地盤の諸定数は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性  
 値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-2 使用材料

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

表 3.5-3 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンク リート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> *1	24.5 *1	3.1×10 <sup>4</sup> *1	0.2 *1	5 *2

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

\*2：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）



表 3.5-4 (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								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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 3.5-4 (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
								Km	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	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 <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高(m)



表 3.5-4 (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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{CB}$	粘着力 $C_{CB}$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{CB}$ ( $^{\circ}$ )	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $C_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 $K_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 mf, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 $\nu_d$	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

## e. 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

## (a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。



(b) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-5 のとおりである。

表 3.5-5 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

(c) 遡上津波荷重 (P<sub>t</sub>)

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 3/2 倍を考慮して算定する。

(d) 衝突荷重 (P<sub>c</sub>)

衝突荷重として、表 3.5-6 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 3.5-6 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(e) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

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/m<sup>2</sup>/cm とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m<sup>2</sup>であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m<sup>2</sup>を考慮する。

(f) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

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

f. 地下水位

地下水位は地表面として設定する。



## (2) 評価方法

上記で示した津波時における鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下記のとおりとなる。

### a. 鉄筋コンクリート防潮壁

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

### b. フーチング

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

### c. 地中連続壁基礎

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

### d. 基礎地盤の支持性能評価

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



### 3.5.4 重畳時

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

#### (1) 1次元有効応力解析

##### a. 解析方法

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

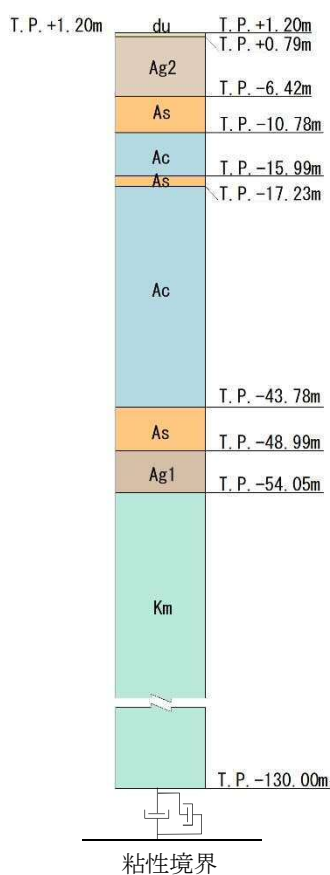


図 3.5-8 1次元有効応力解析モデル概念図

##### (a) 地盤のモデル化

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



(b) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  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  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  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

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  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た 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数

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

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



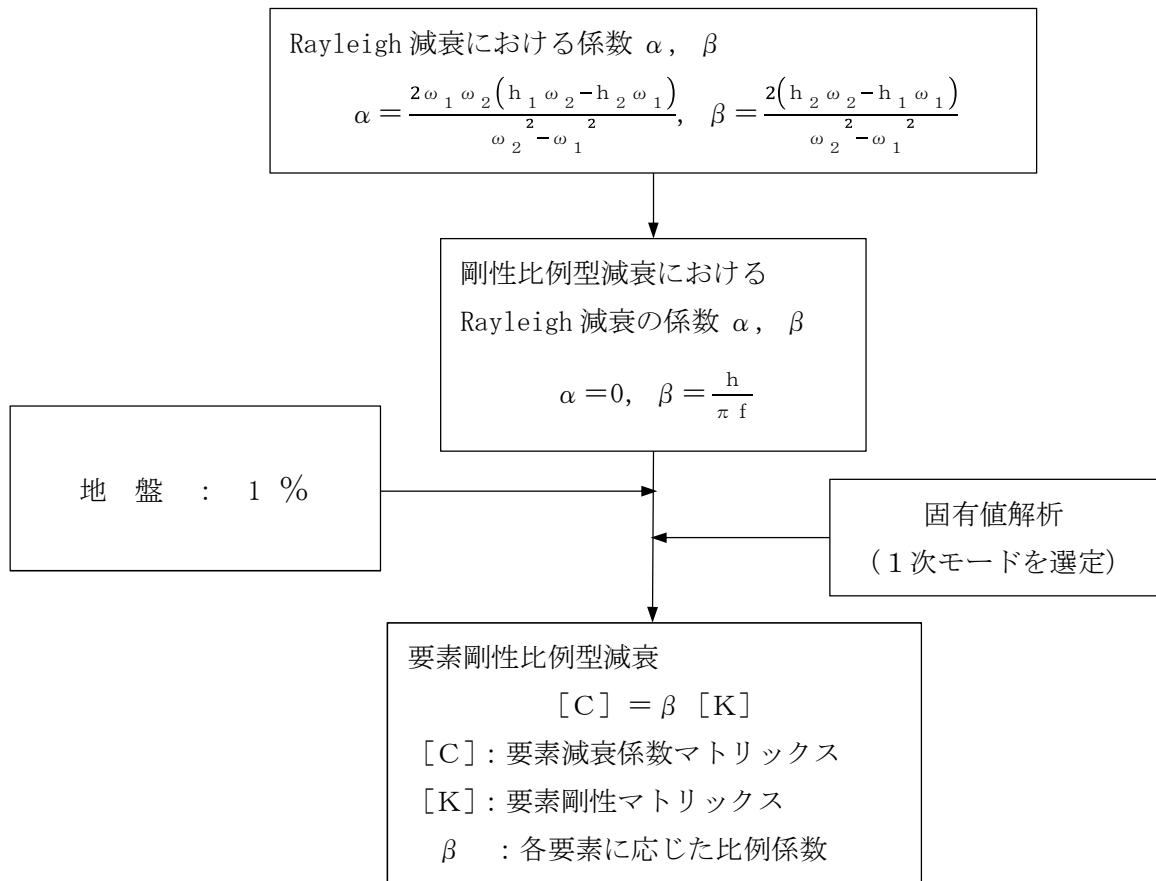


図 3.5-9 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-7 (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)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.528	33.52	1次として採用
2	1.256	-27.14	—
3	1.944	-10.74	—
4	2.957	6.71	—
5	3.763	7.86	—
6	4.496	5.75	—
7	5.372	-3.63	—
8	6.206	-3.98	—
9	6.971	3.84	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.564	34.69	1次として採用
2	1.306	-26.24	—
3	2.111	9.62	—
4	3.179	7.36	—
5	3.960	7.59	—
6	4.824	5.13	—
7	5.752	3.68	—
8	6.619	-4.14	—
9	7.392	-3.56	—



表 3.5-7 (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 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.486	32.26	1次として採用
2	1.202	-27.63	—
3	1.770	-12.71	—
4	2.695	6.25	—
5	3.541	-7.33	—
6	4.167	-6.92	—
7	4.937	3.79	—
8	5.739	-3.69	—
9	6.499	3.77	—

表 3.5-7 (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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.503	33.59	1次として採用
2	1.230	-26.30	—
3	1.818	-12.89	—
4	2.645	-6.63	—
5	3.463	-5.82	—
6	4.158	7.41	—
7	4.758	4.81	—
8	5.611	3.03	—
9	6.525	3.14	—



b. 入力地震動

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

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を用いる。有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.5-10に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5-11に示す。

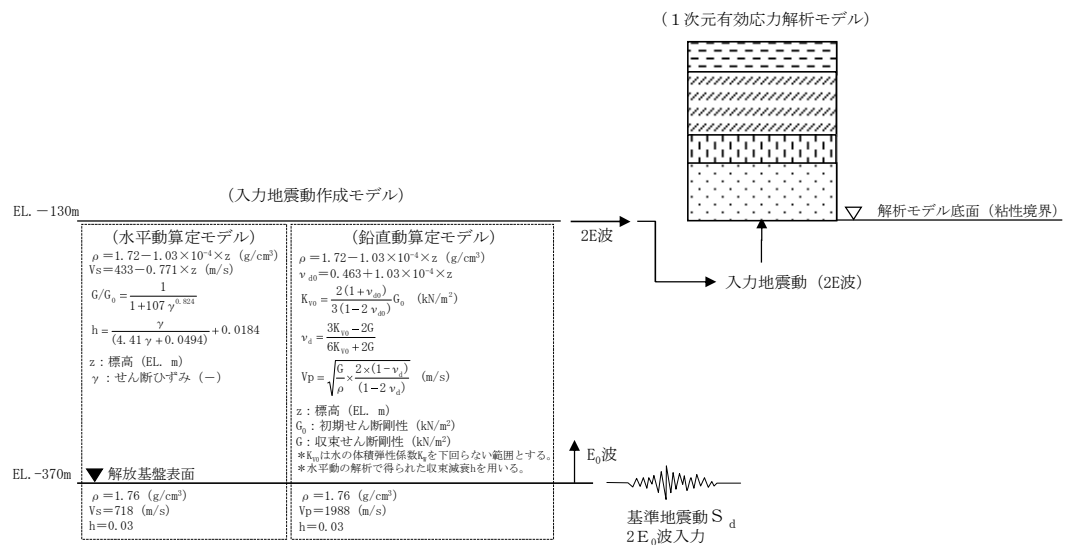
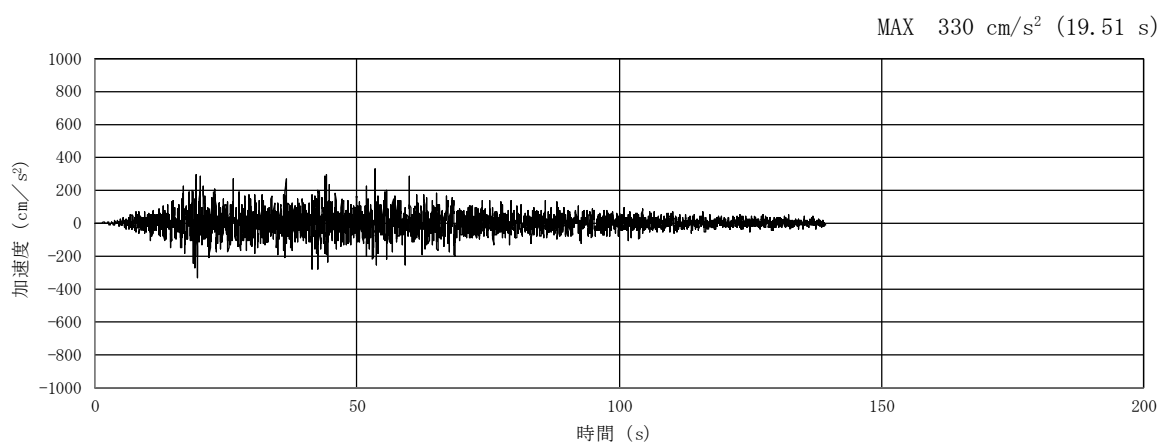
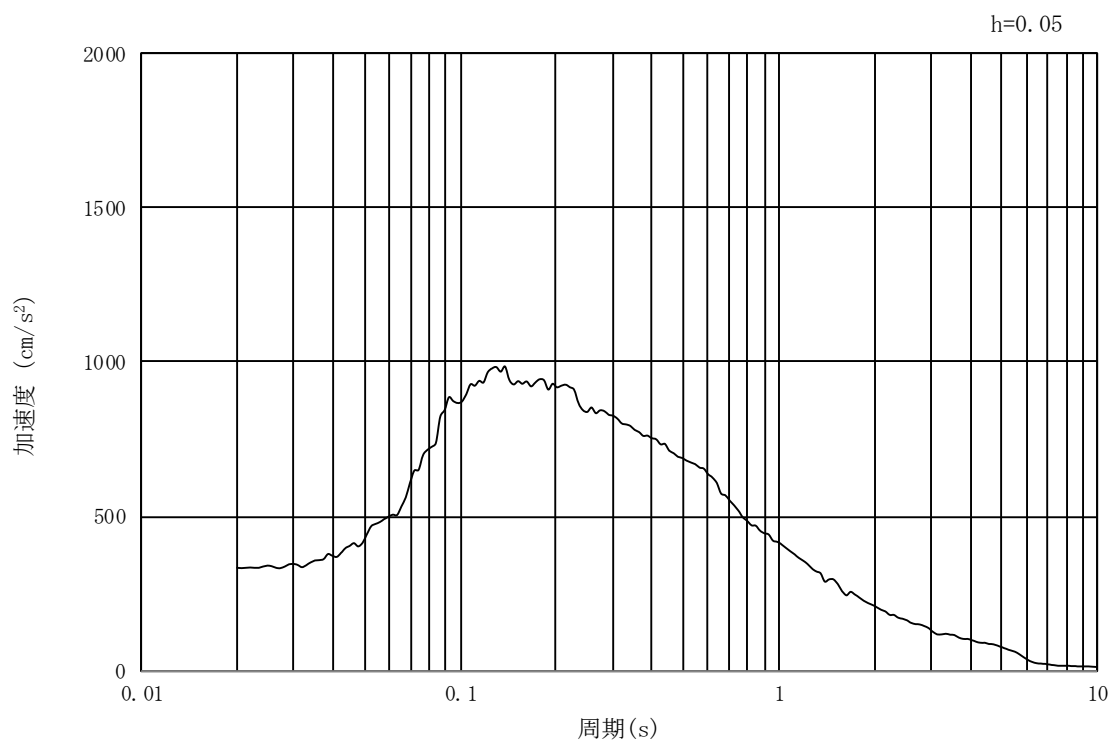


図 3.5-10 入力地震動算定の概念図





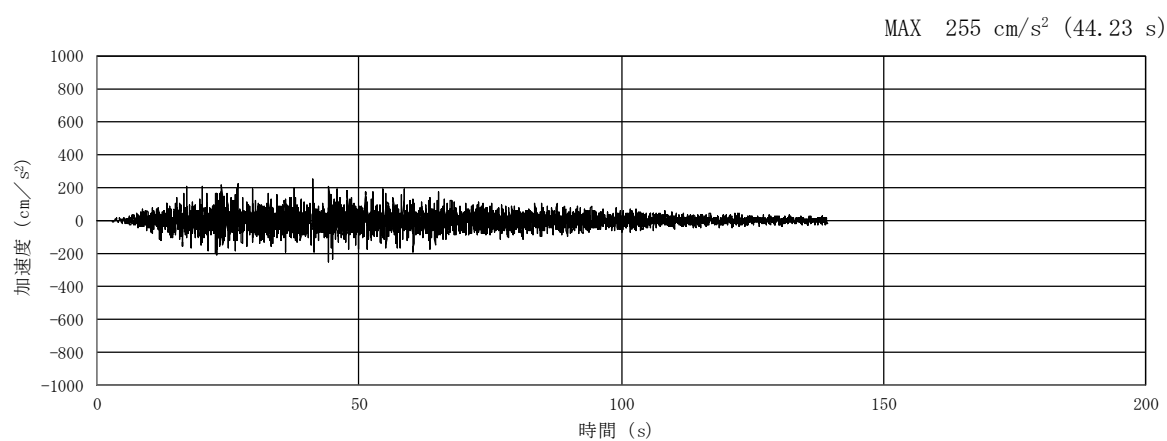
(a) 加速度時刻歴波形



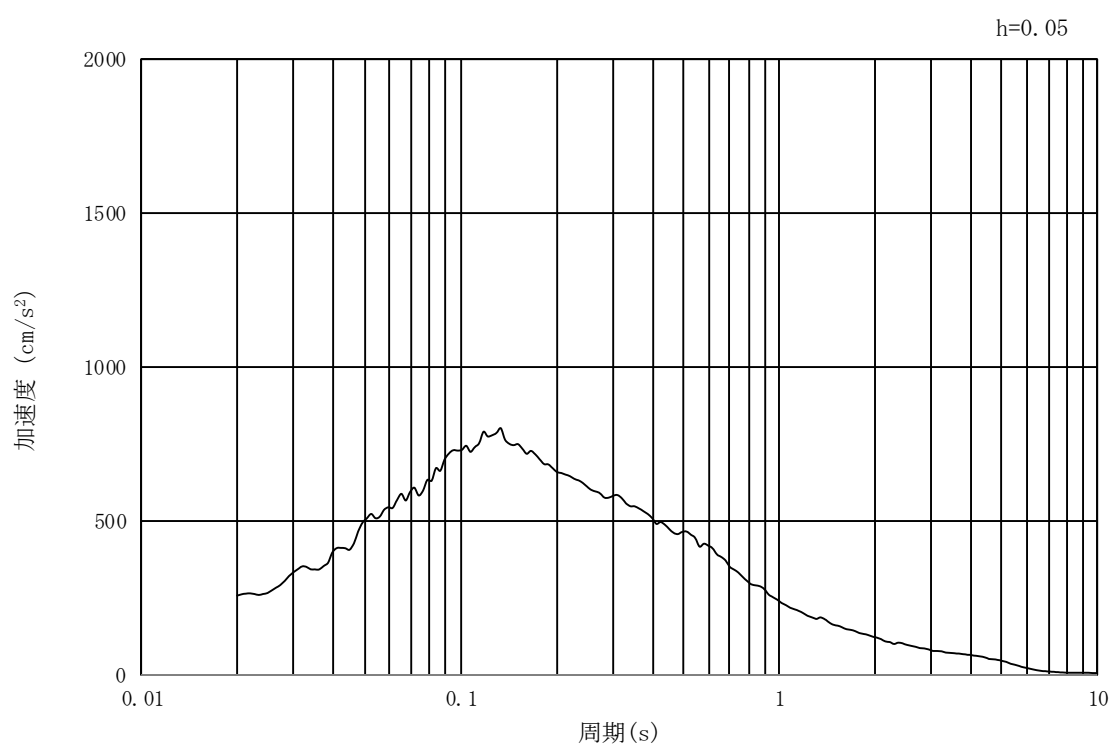
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-11 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面及び②-②断面, 水平成分:  $S_d-D1$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-11 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面及び②-②断面, 鉛直成分: S<sub>d</sub>-D 1)

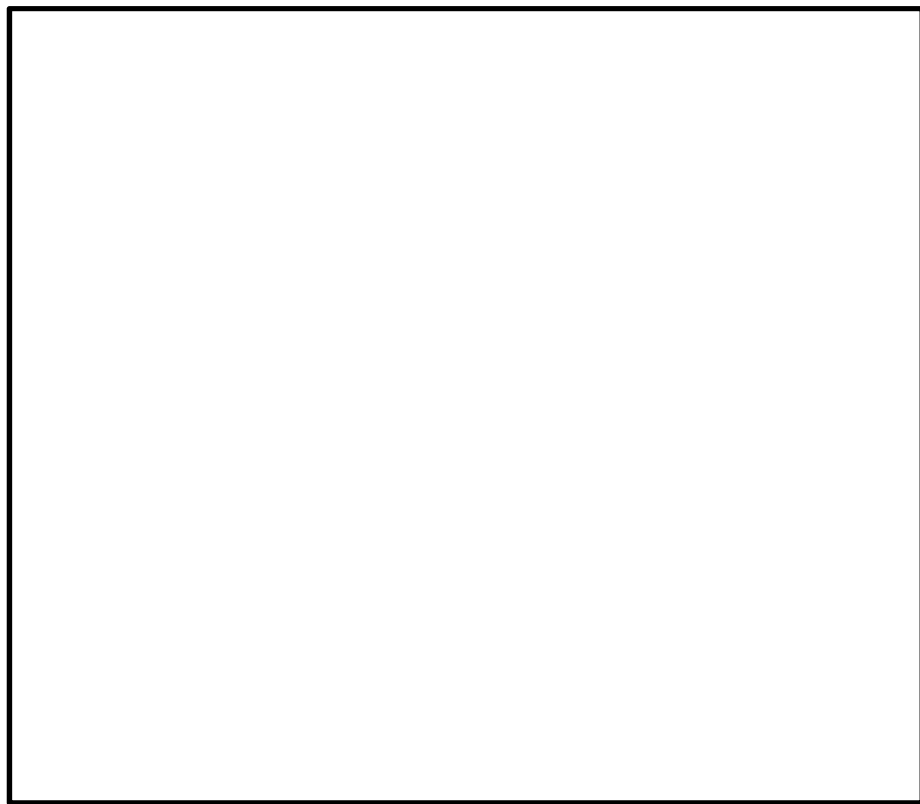


(2) 解析モデル及び諸元

a. 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル

(a) 解析モデル

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



注記 \*1: 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤バネ  
基礎前面の水平(面直)方向地盤バネ  
\*2: 基礎底面の水平方向地盤バネ  
基礎側面の水平方向地盤バネ  
基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ  
基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図 3.5-12 鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図



(b) 構造物のモデル化

「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

(c) 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは、「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に準拠し、地盤のバネ定数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

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

表 3.5-8 3次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷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
地震波	S <sub>d</sub> -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

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

表 3.5-9 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数及び 反力上限値	備考
地盤バネ3	S <sub>d</sub> 波による1次元有効応力解析から 地表面応答加速度が最大とな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 <sub>d</sub> 波による1次元有効応力解析から 地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ5	S <sub>d</sub> 波による1次元有効応力解析から せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	



(a) 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$

水平（面直）方向地盤反力係数  $K_H$ の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 $E_0$ は、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5）それぞれの時刻  $t_{\max}$  での平均有効主応力  $\sigma'_m$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  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、

$\nu_d$	: 動ポアソン比
$G_s$	: 割線せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )
$\tau_s$	: 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )
$\gamma$	: せん断ひずみ
$C$	: 粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )
$\phi_{CD}$	: 内部摩擦角 (°)

(b) 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

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

(c) 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

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

(d) 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

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



- (e) 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直（面直）方向地盤反力係数 $K_V$ の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 $E_0$ は、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」と同様、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5） $t_{\max}$ の応答値に基づき算出する。

- (f) 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

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

- (g) 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$

水平（面直）方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここで、

$P_{HU}$  : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$c_{CD}$  : 基礎地盤（Km層）の粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤（Km層）のせん断抵抗角（°）

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力（kN/m<sup>2</sup>）

- (h) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値及び基礎前背面と側面の水平方向及び鉛直方向地盤反力度の上限値  $\tau_f$

地盤反力度の上限値 $\tau_f$ の算定方法を以下に示す。

(砂質土) 
$$\tau_f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 200$$

(粘性土) 
$$\tau_f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 150$$

ここで、

$\tau_f$  : 地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$c_{CD}$  : 粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\varphi_{CD}$  : せん断抵抗角（°）

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力（kN/m<sup>2</sup>）



- (i) 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

鉛直方向地盤反力度の上限値 $P_{BVU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{BVU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここで、

$P_{BVU}$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

- (j) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値 $P_{SU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD}$$

ここで、

$P_{SU}$  : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)



b. 基礎地盤の支持力

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

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

また、津波波圧及び動水圧による接地圧は、同じ３つのケースに対応する地盤剛性を用いた２次元静的FEM解析を実施して求める。２次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」に記載する２次元有効応力解析モデルに、「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した沈下量 1.5m を考慮した解析モデルを使用し、図 3.5-13 に示すように、側方境界条件を水平ローラー、底面境界条件を固定として津波波圧及び動水圧を作用させる。

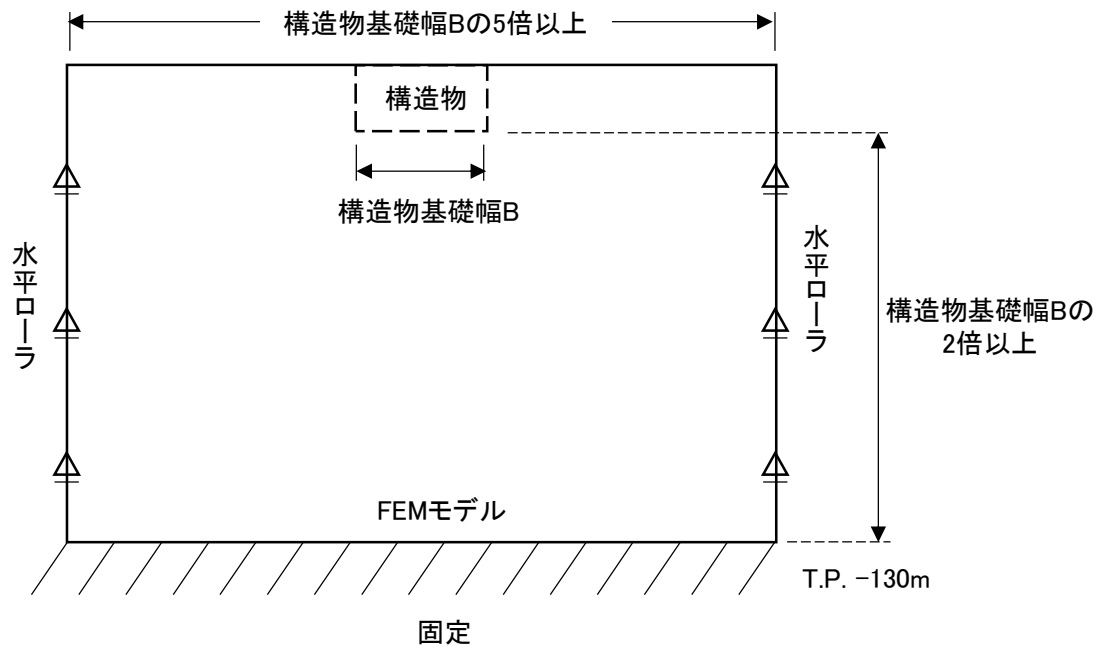
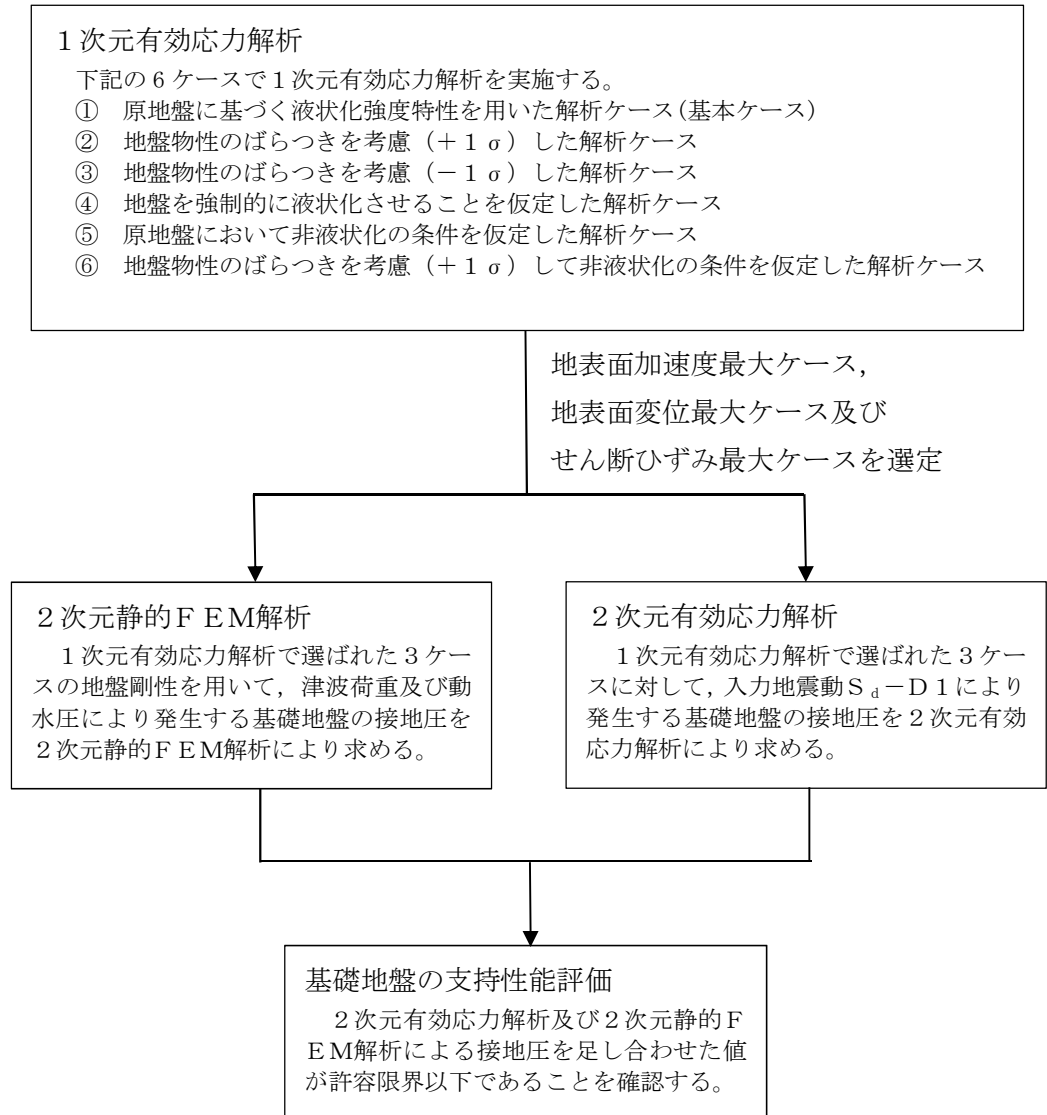


図 3.5-13 ２次元静的FEM解析モデル



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



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

図 3.5－14 基礎地盤の支持性能評価フロー



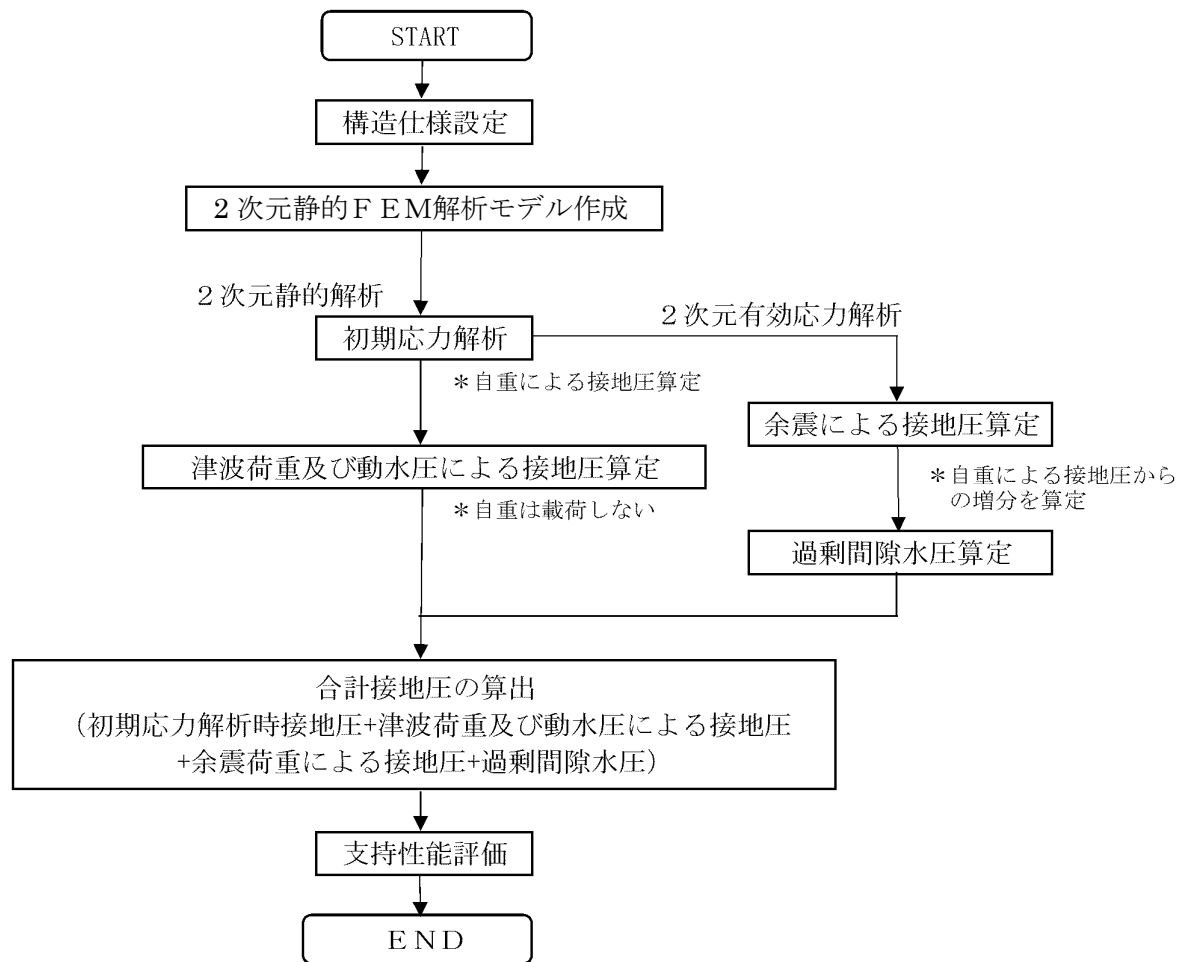


図 3.5-15 接地圧の算出フロー

c. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

d. 地盤の物性値

地盤の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

e. 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。



(b) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-10 のとおりである。

表 3.5-10 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

(c) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の  $3/2$  倍を考慮して算定する。

(d) 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。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(e) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

(f) 風荷重 ( $P_k$ )

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

f. 地下水位

地下水位は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。



(3) 評価方法

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

a. 鉄筋コンクリート防潮壁

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

b. フーチング

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

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した 3 次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。

d. 基礎地盤の支持力

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



#### 4. 評価結果

##### 4.1 津波時の強度評価結果

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①－①断面及び②－②断面について図4.1-1～図4.1-6に示す。

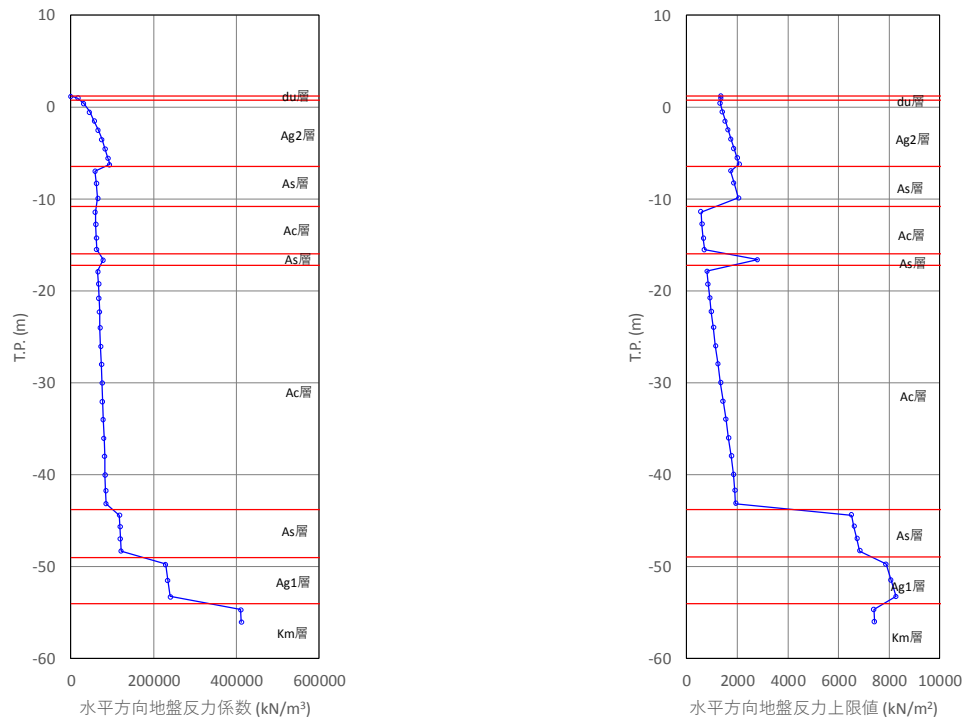


図 4.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（①－①断面：地盤バネ1）

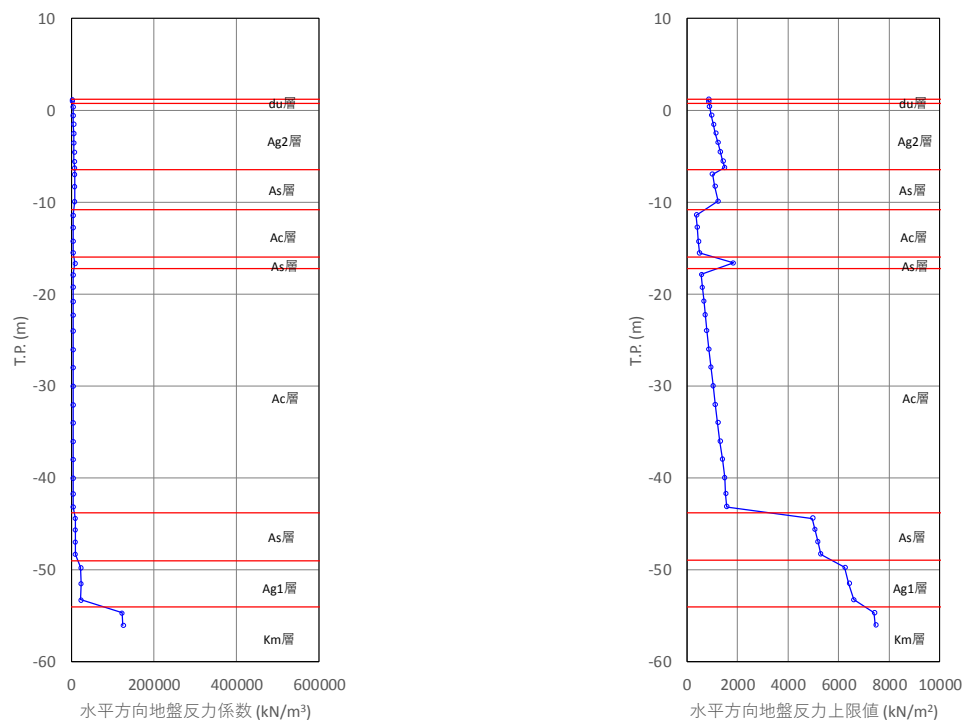


図 4.1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（①－①断面：地盤バネ2）



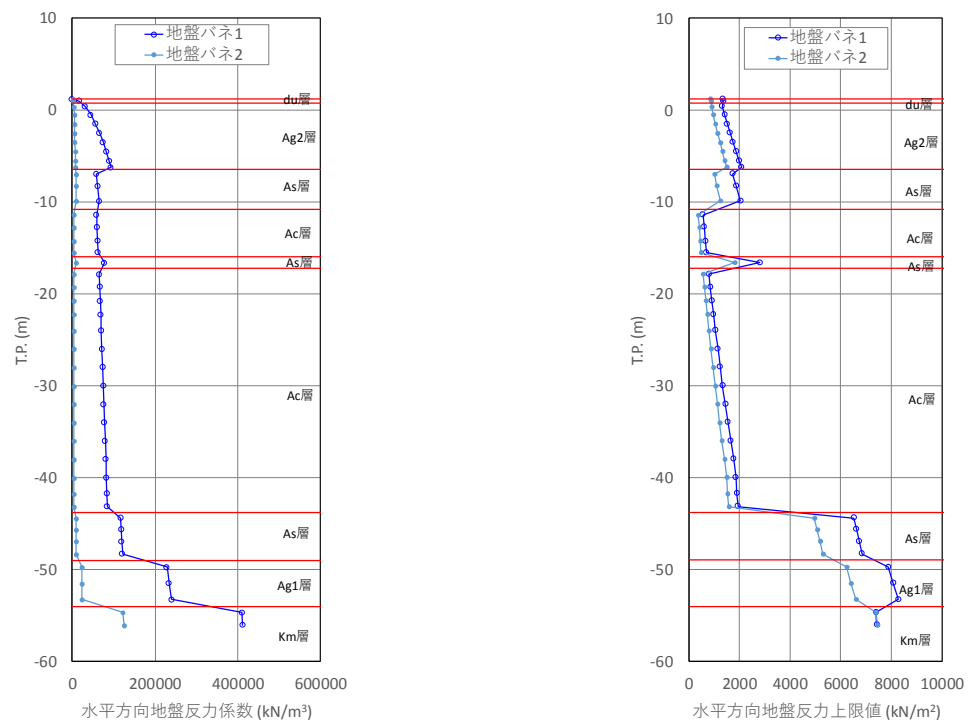


図 4.1-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (①-①断面)



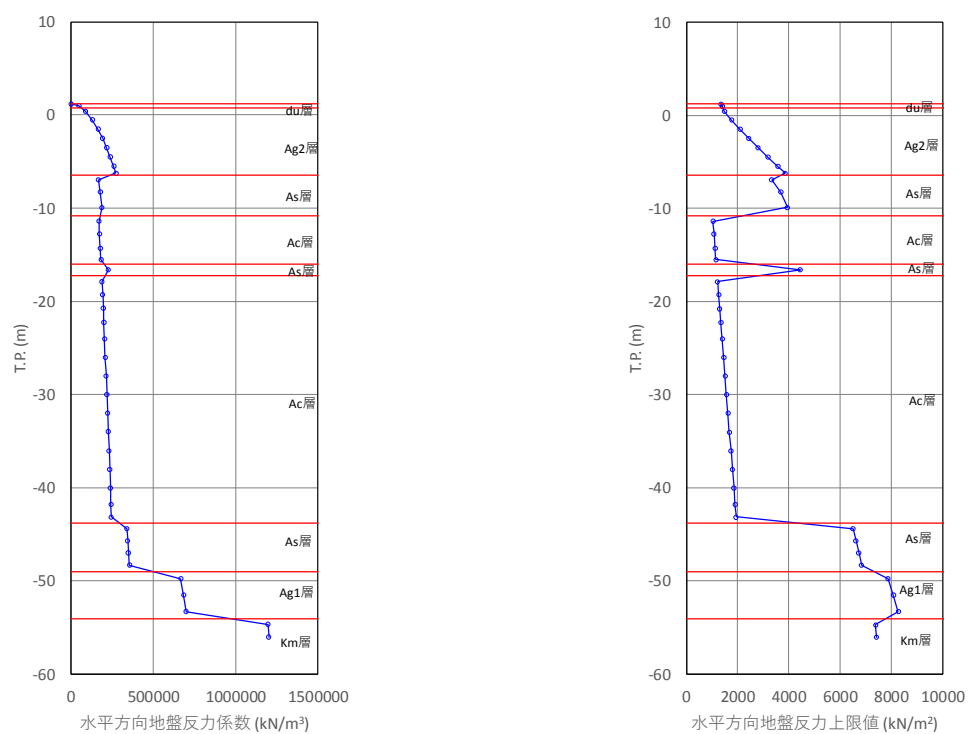


図 4.1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（②-②断面：地盤バネ 1）

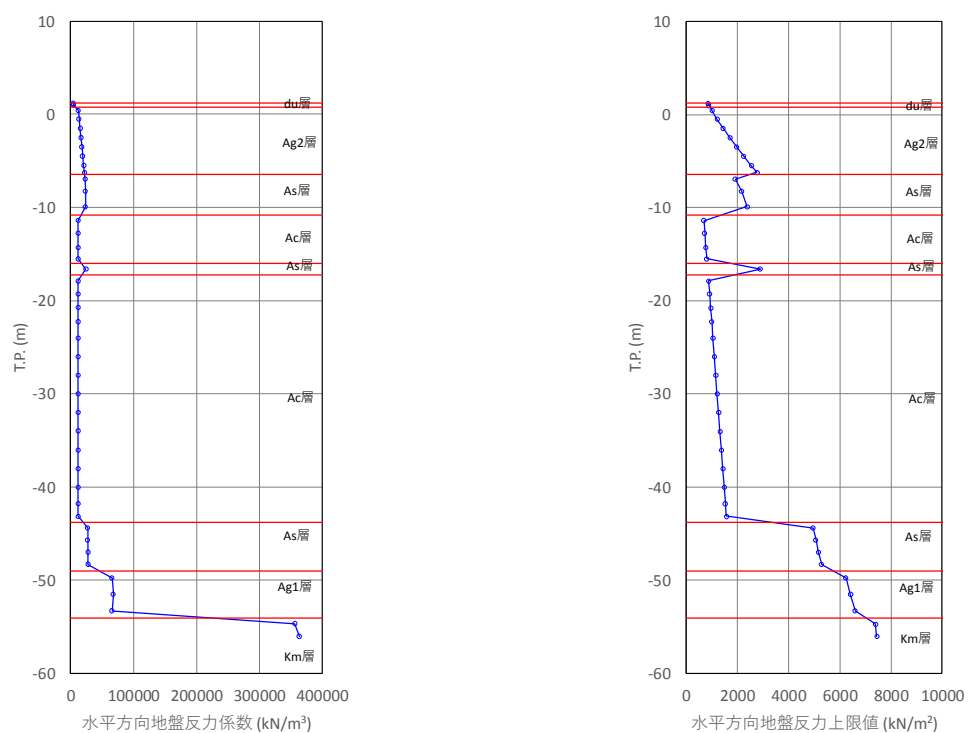


図 4.1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（②-②断面：地盤バネ 2）



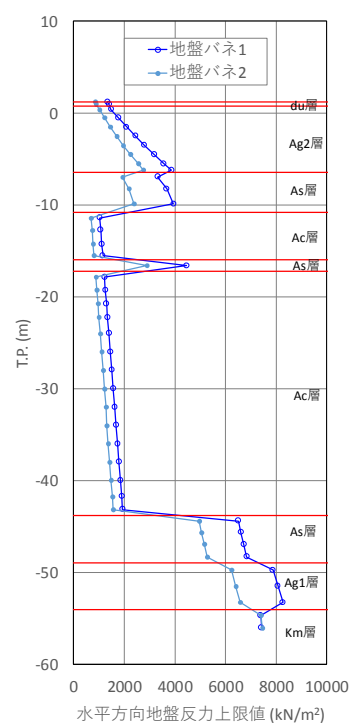
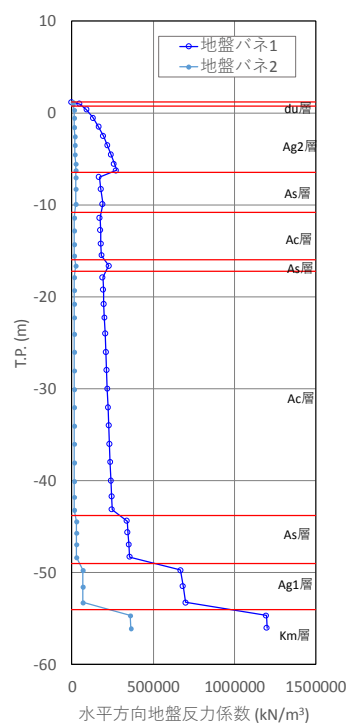


図 4.1-6 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (②-②断面)



#### 4.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.1-1 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.1-2 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.1-7～図 4.1-8 に示す。

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

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各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) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8579	180	1.5	21	0.08
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8516	184	1.5	21	0.07

表 4.1-1 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16471	819	2.7	28	0.10
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16342	804	2.7	28	0.10

表 4.1-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8459	254	49.0	435	0.12
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8403	250	48.7	435	0.12

表 4.1-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16211	1082	101.2	478.5	0.22
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16098	1060	100.3	478.5	0.21



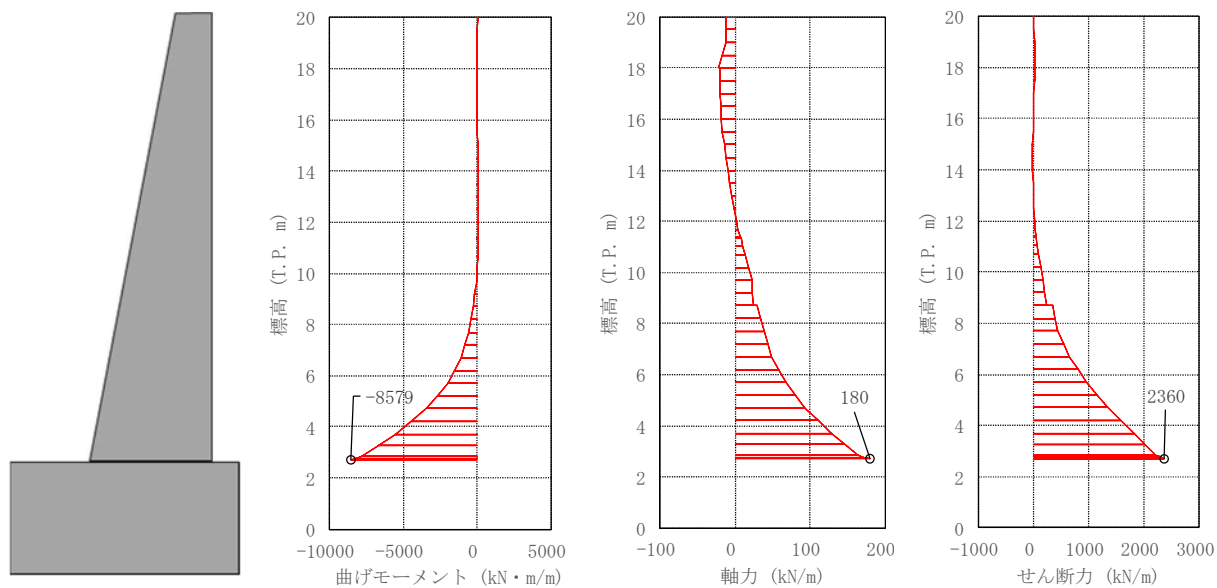


図 4.1-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力（津波時：基準津波時）

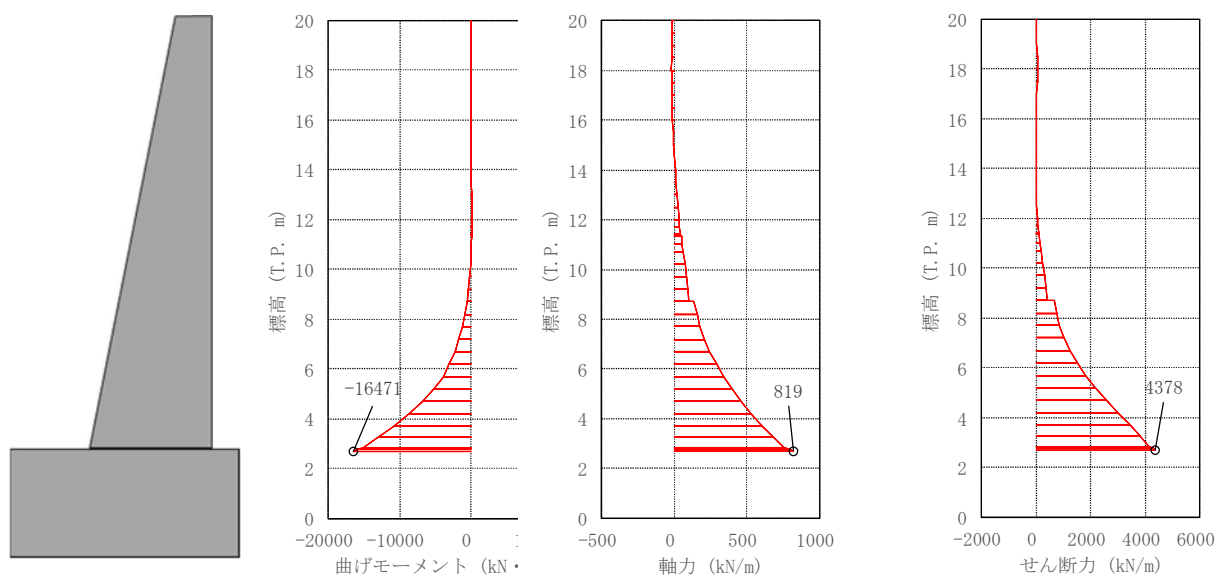


図 4.1-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力（津波時：T.P. +24 m 津波時）



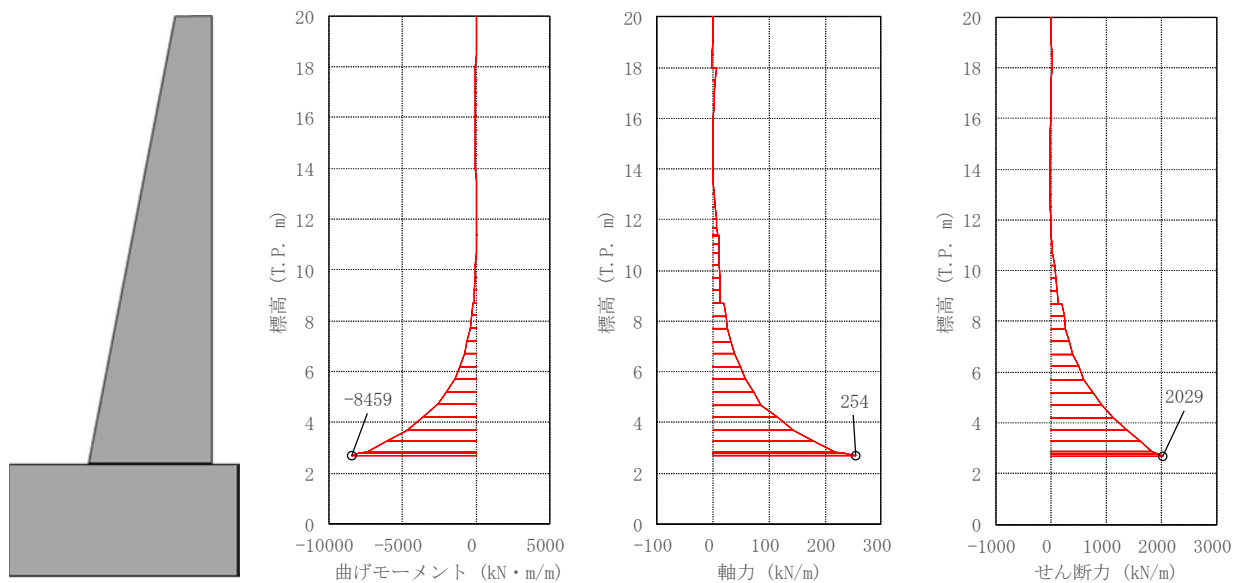


図 4.1-8 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

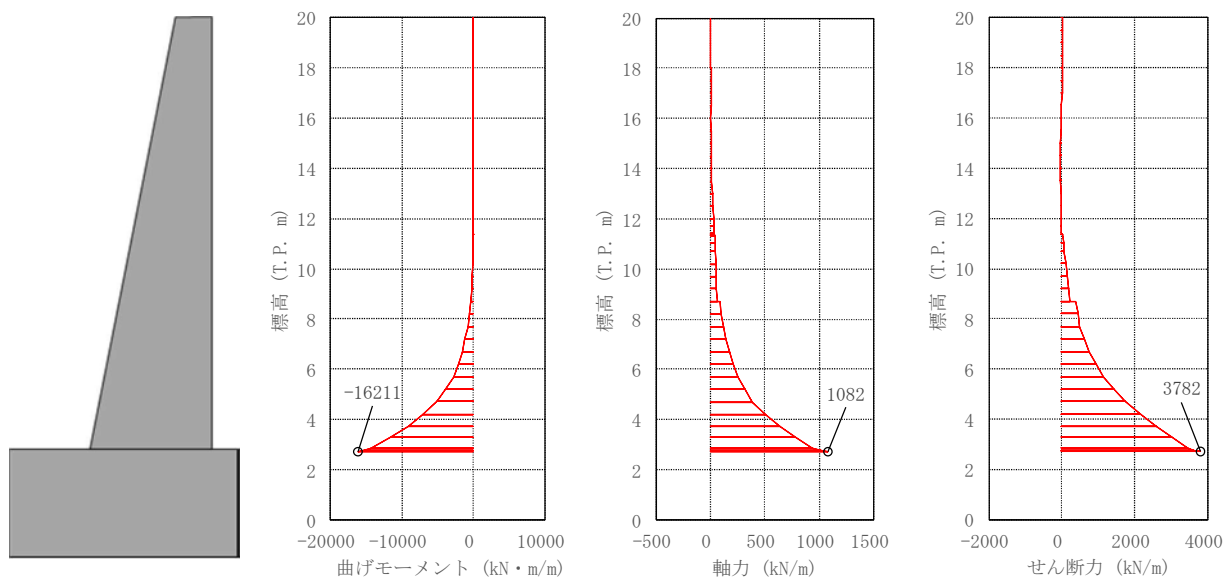


図 4.1-8 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. + 24 m 津波時)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.1-3 に示す。また、断面力の分布図を図 4.1-9 に示す。

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

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各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) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2452	6301	0.39
						@600×300			
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2430	6301	0.39
						@600×300			

表 4.1-3 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5800	D25	4555	7403	0.62
						@600×300			
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5800	D25	4511	7403	0.61
						@600×300			



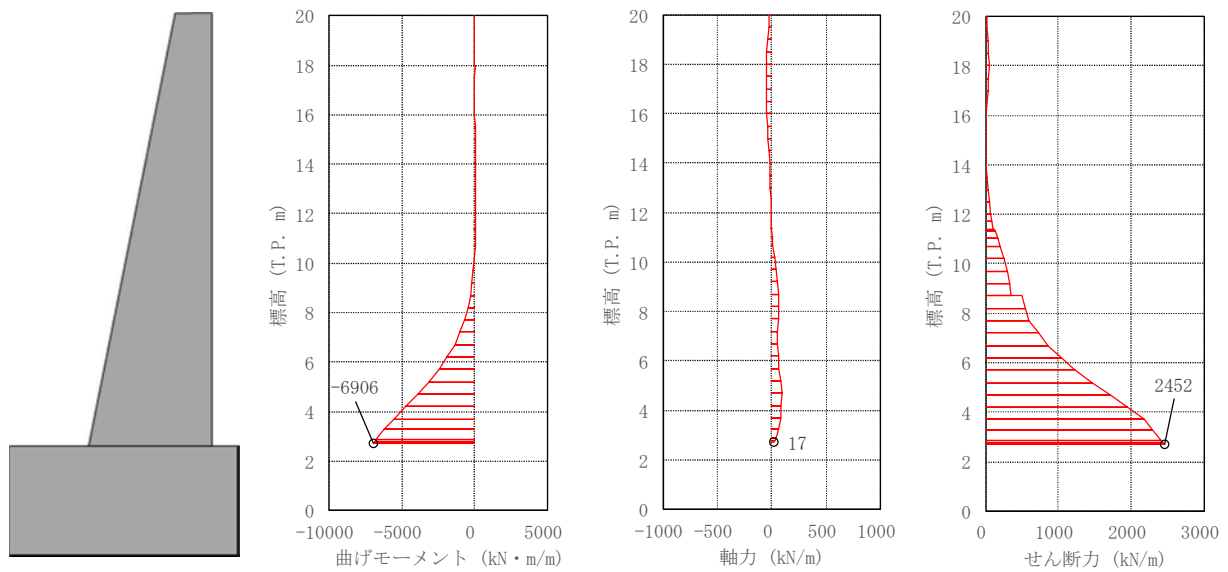


図 4.1-9 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

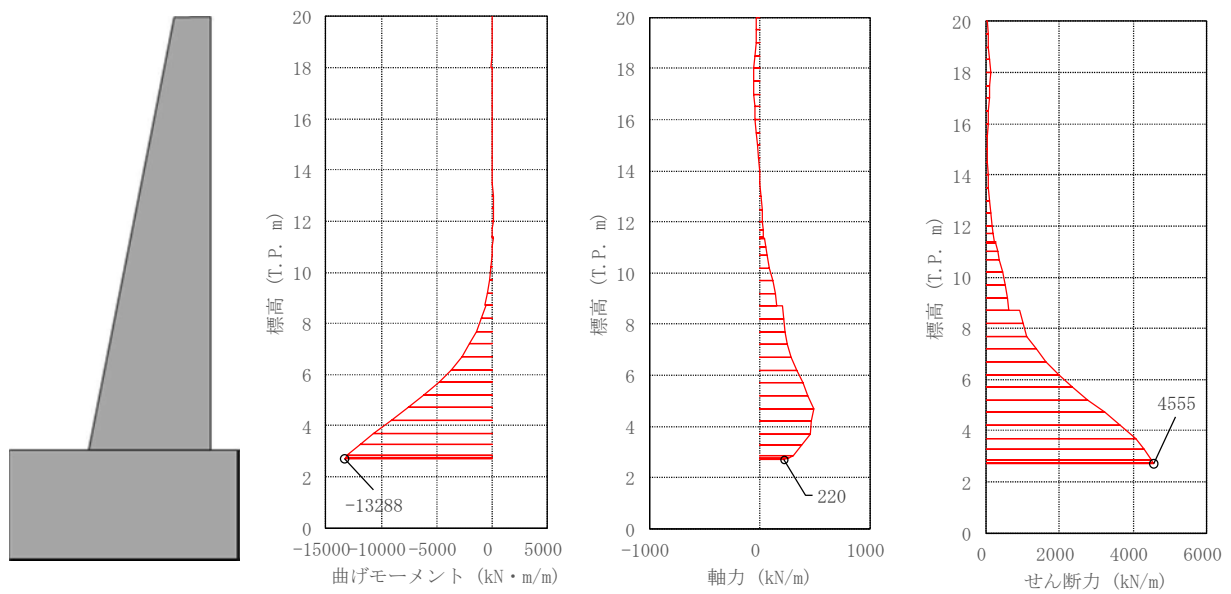


図 4.1-9 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. + 24 m 津波時)



#### 4.1.2 フーチング

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.1-4 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.1-5 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.1-10～図 4.1-11 に示す。

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

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各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) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	3383	-1001	1.4	21	0.07
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4109	-969	1.7	21	0.09
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3182	-2	1.2	21	0.06
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4964	-797	2.0	21	0.10

表 4.1-4 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6083	-37	2.3	28	0.09
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6918	-1686	2.9	28	0.11
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	6336	-1552	2.6	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-8525	-1299	3.5	28	0.13

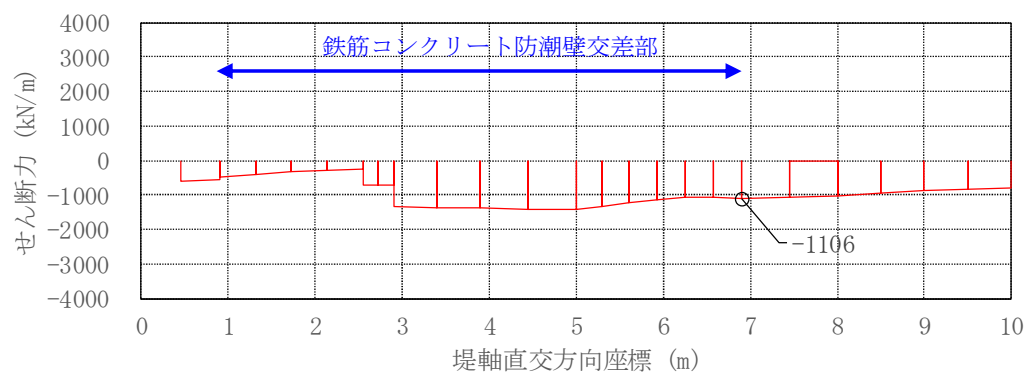
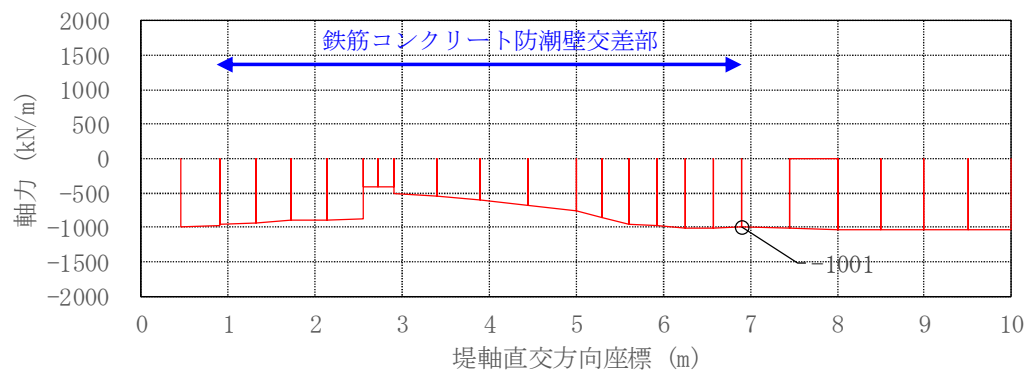
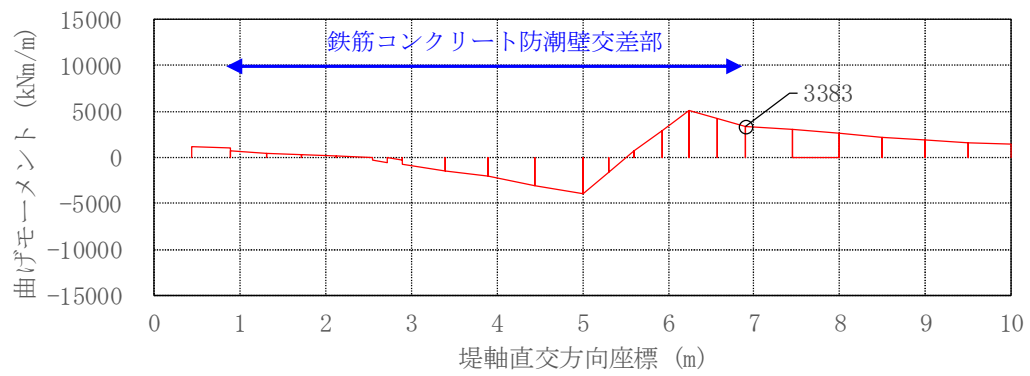
表 4.1-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3189	-29	58.5	435	0.14
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	253	3602	141.4	435	0.33
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3182	-2	59.3	435	0.14
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	624	3281	136.1	435	0.32

表 4.1-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6083	-37	112.3	478.5	0.24
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	2328	5985	270.2	478.5	0.57
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6064	16	113.7	478.5	0.24
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	3220	5277	259.9	478.5	0.55

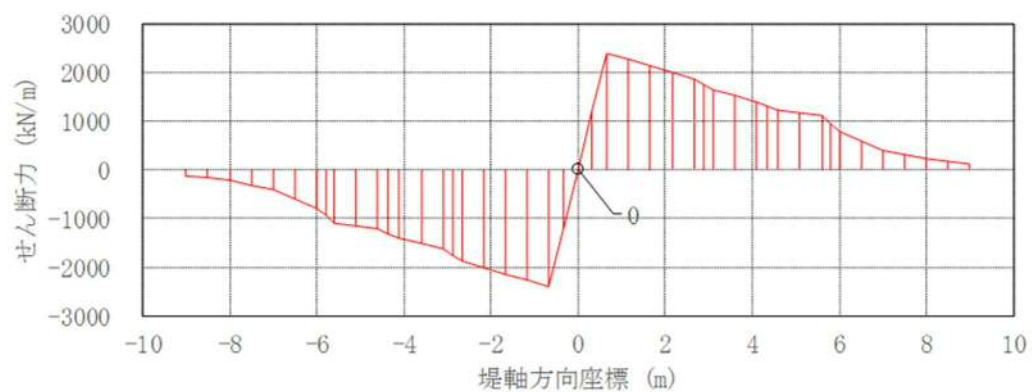
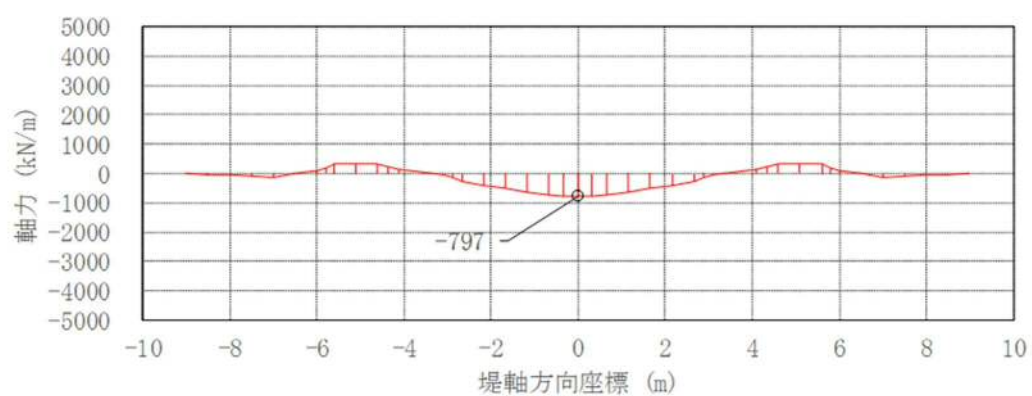
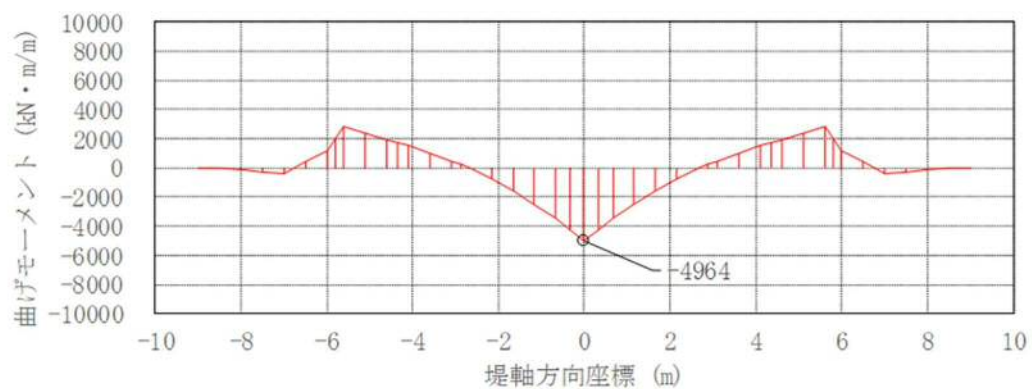




①—①断面

図 4.1-10 (1) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

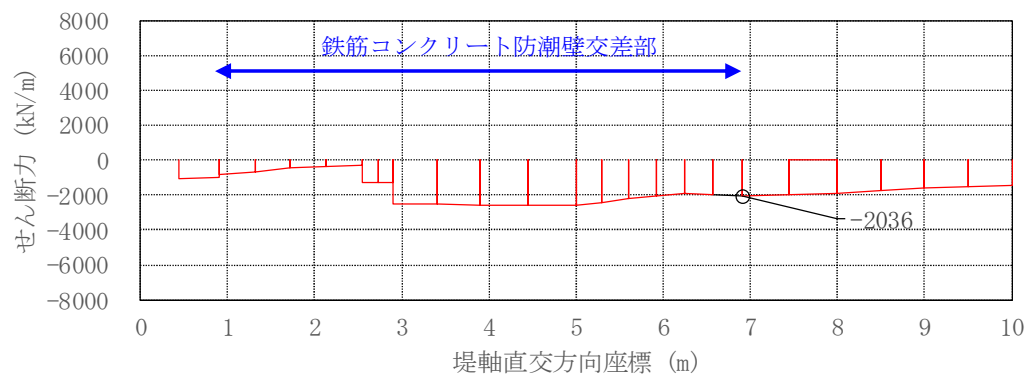
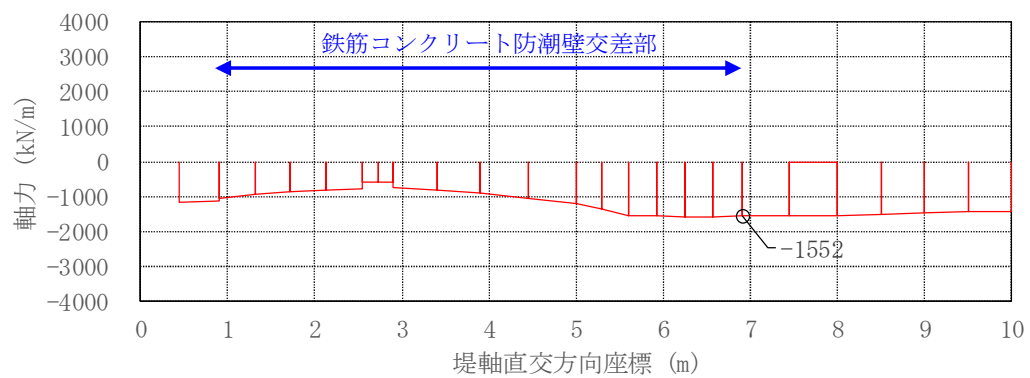
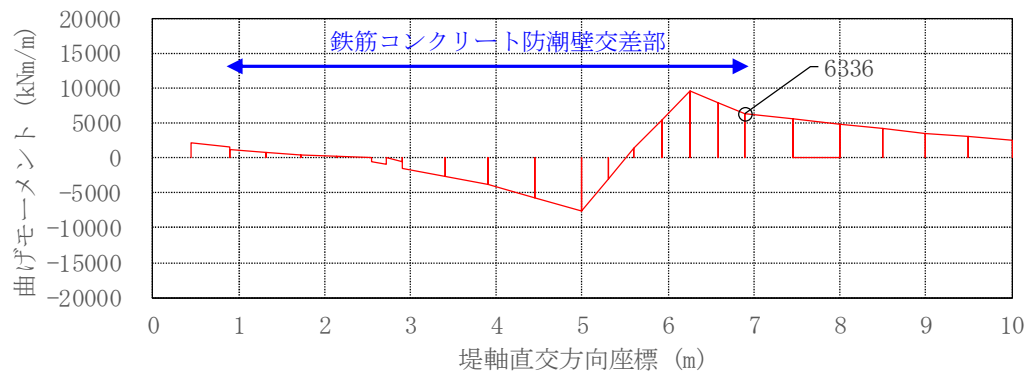




②-②断面

図 4.1-10 (2) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

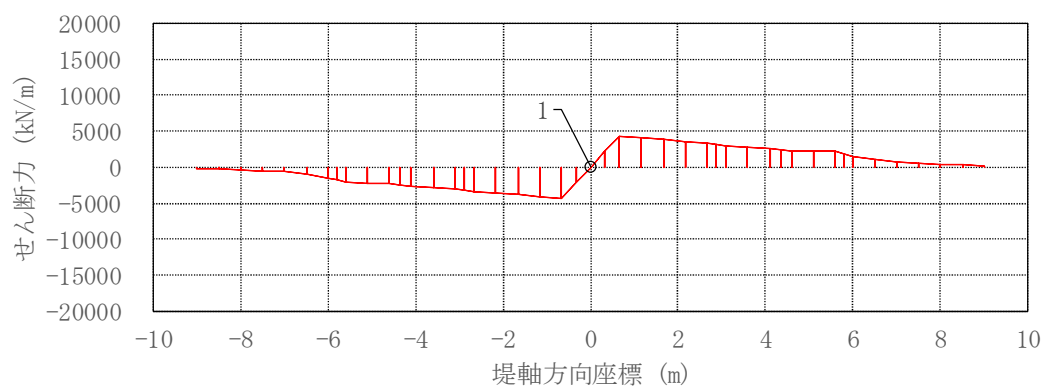
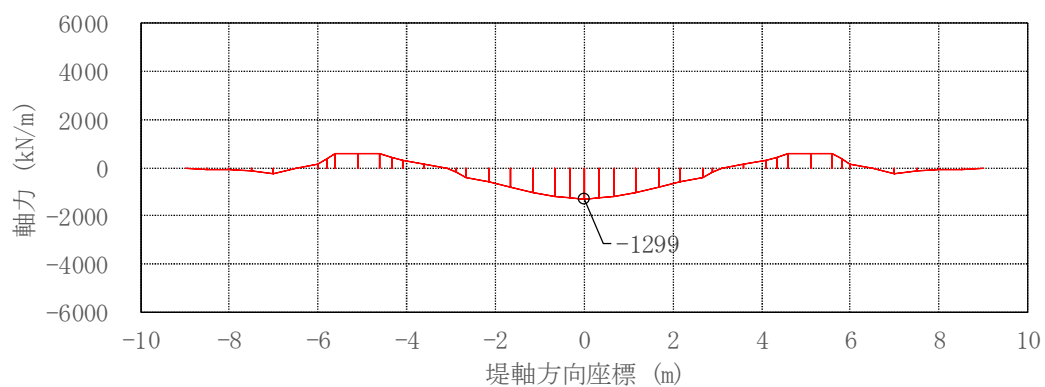
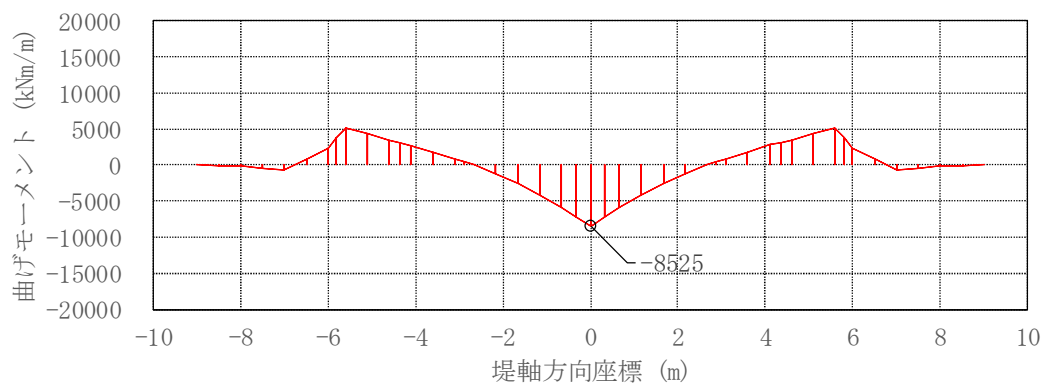




①－①断面

図 4.1-10 (3) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. + 24 m 津波時)

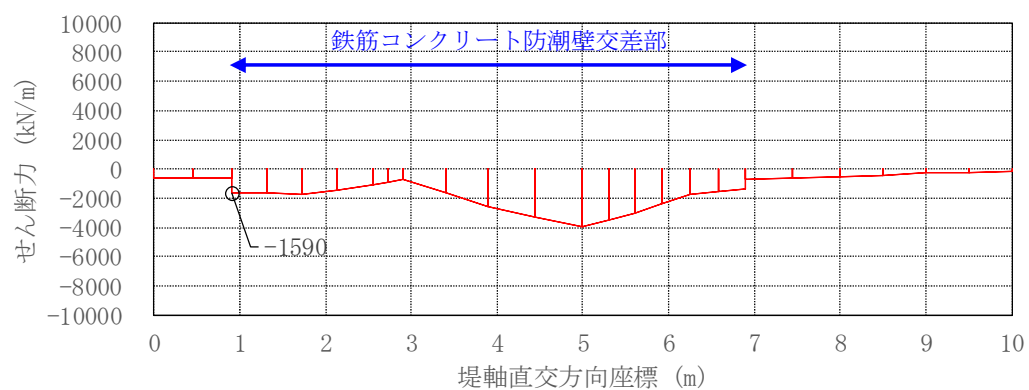
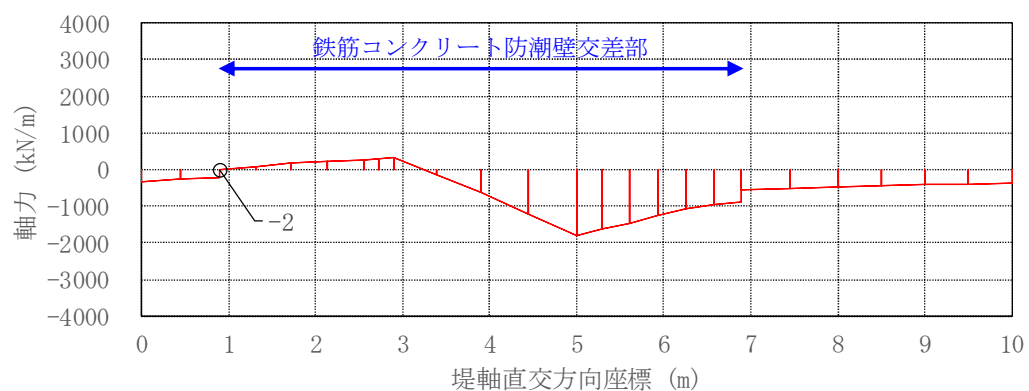
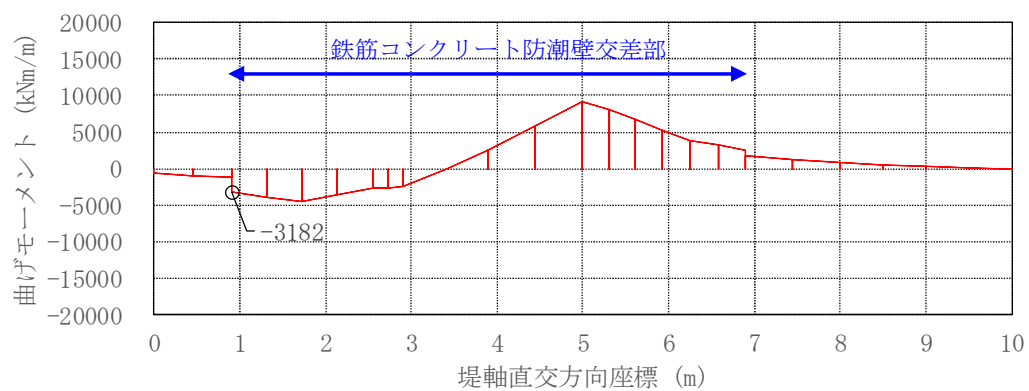




②-②断面

図 4.1-10 (4) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)

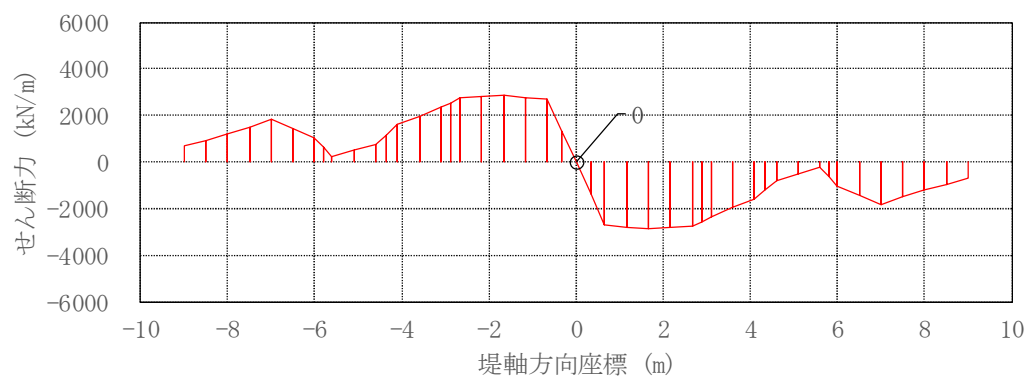
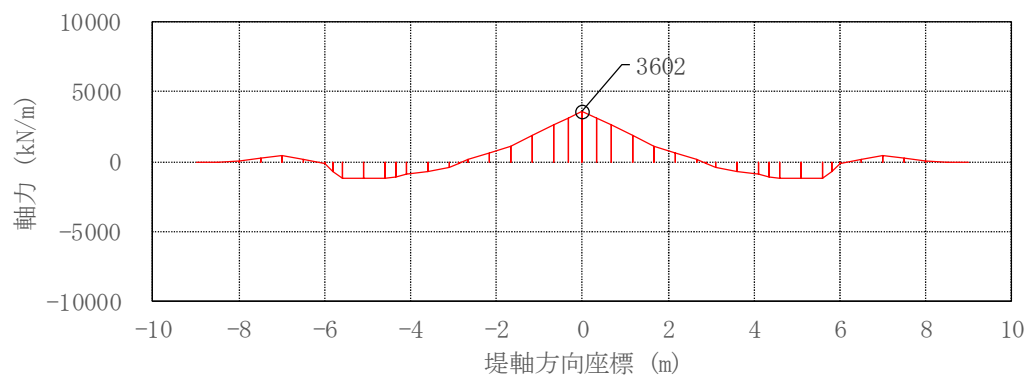
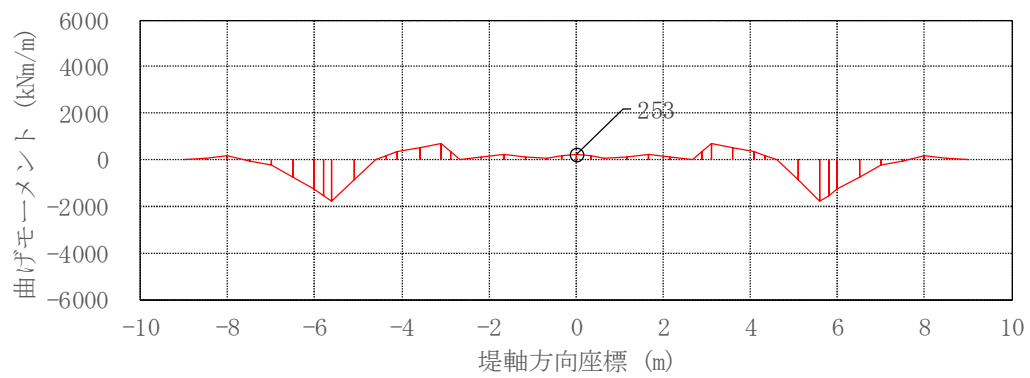




①—①断面

図 4.1-11 (1) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

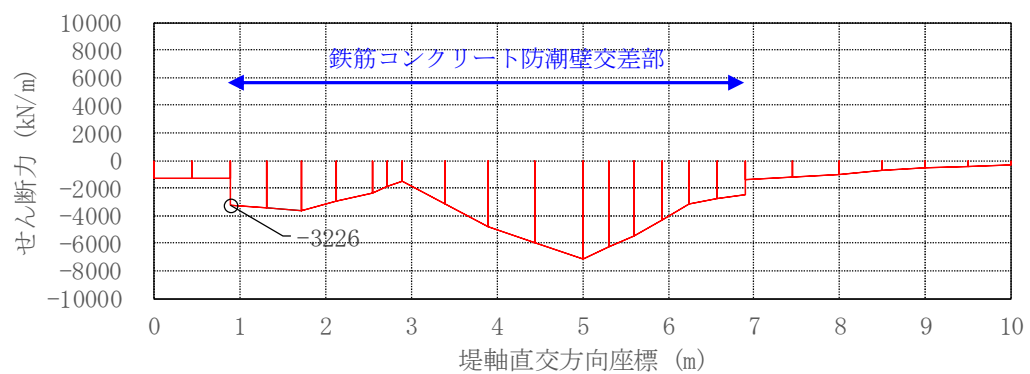
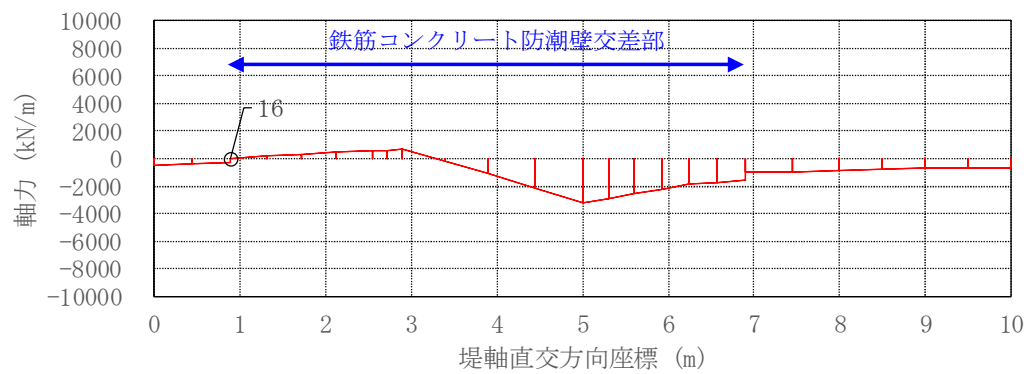
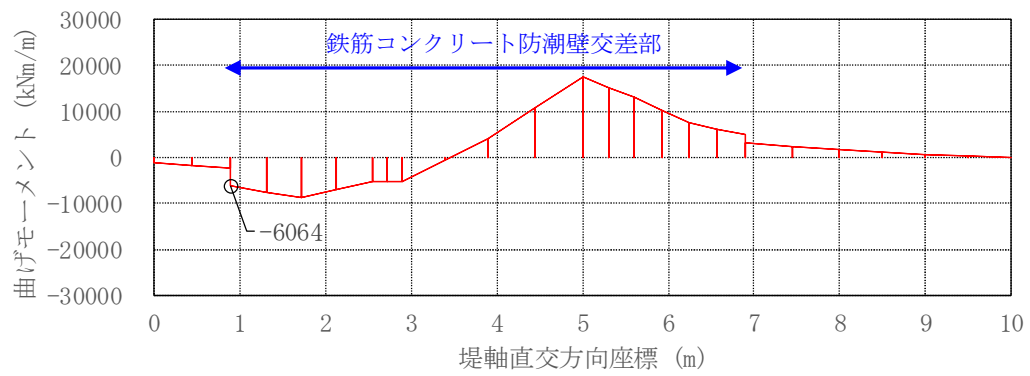




②—②断面

図 4.1-11 (2) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

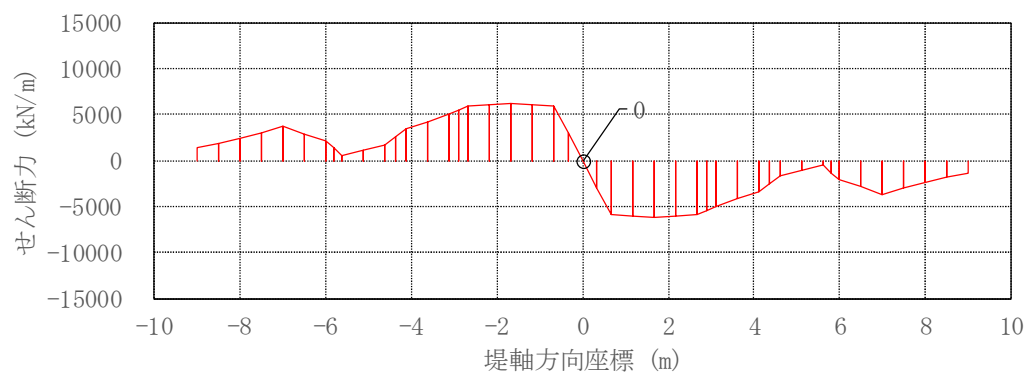
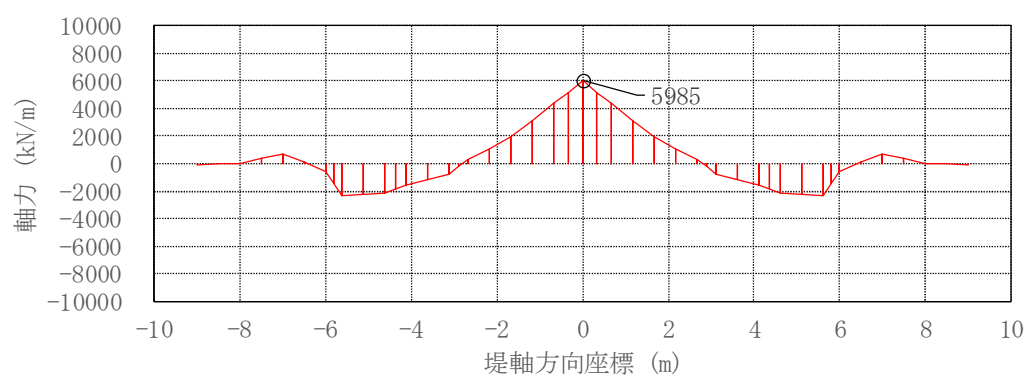
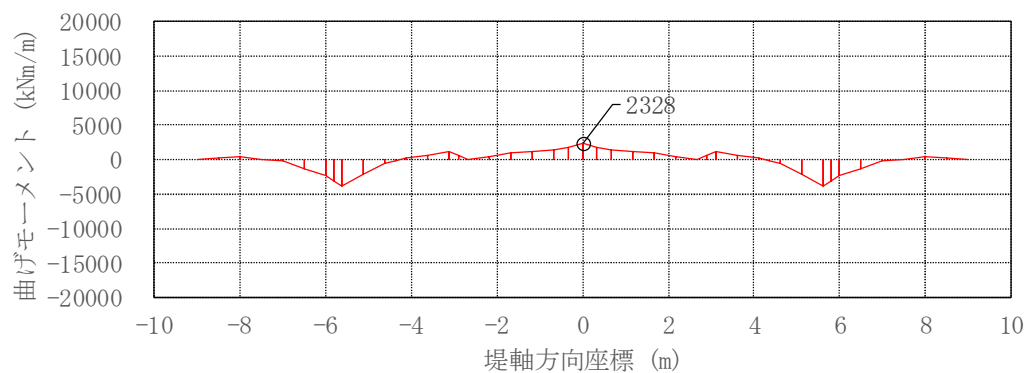




①－①断面

図 4.1-11 (3) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T. P. + 24 m 津波時)





②-②断面

図 4.1-11 (4) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. + 24 m 津波時)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.1-6 に示す。また、断面力の分布図を図 4.1-12 に示す。

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

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

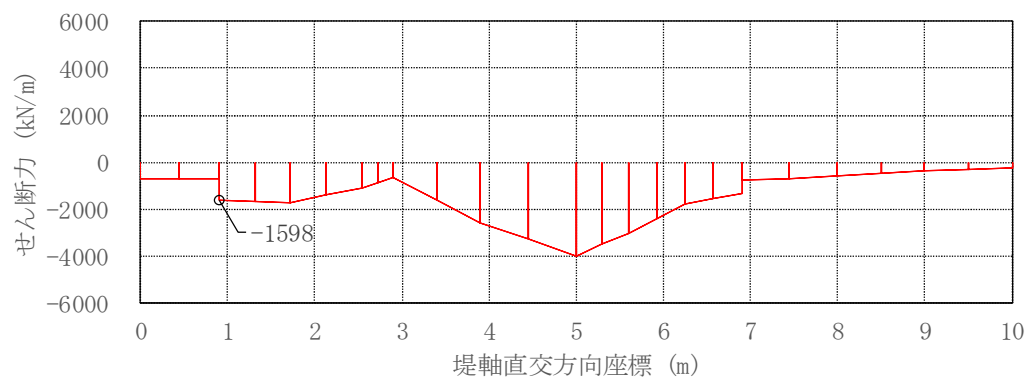
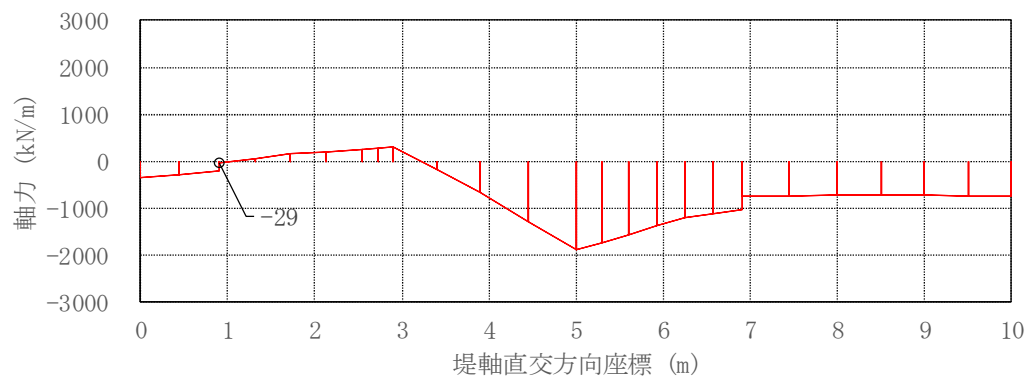
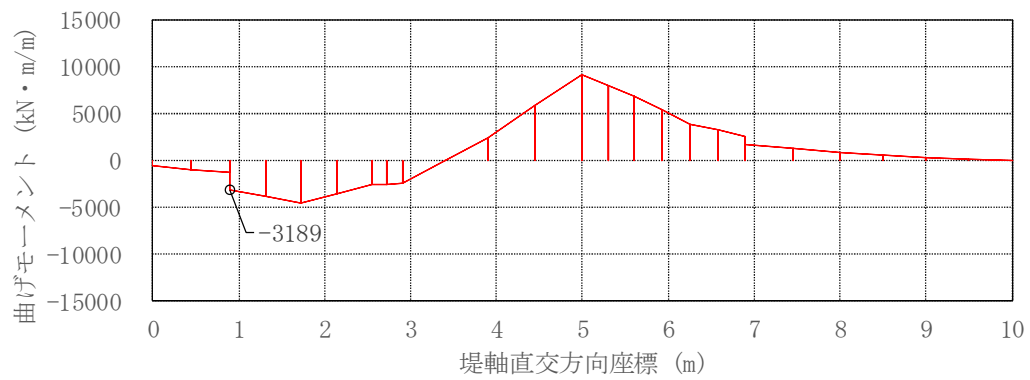
表 4.1-6 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1598	4027	0.40
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	2867	9788	0.30
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1590	4027	0.40
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	3309	9788	0.34

表 4.1-6 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3246	4790	0.68
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	6162	11127	0.56
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3226	4790	0.68
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	7116	11127	0.64

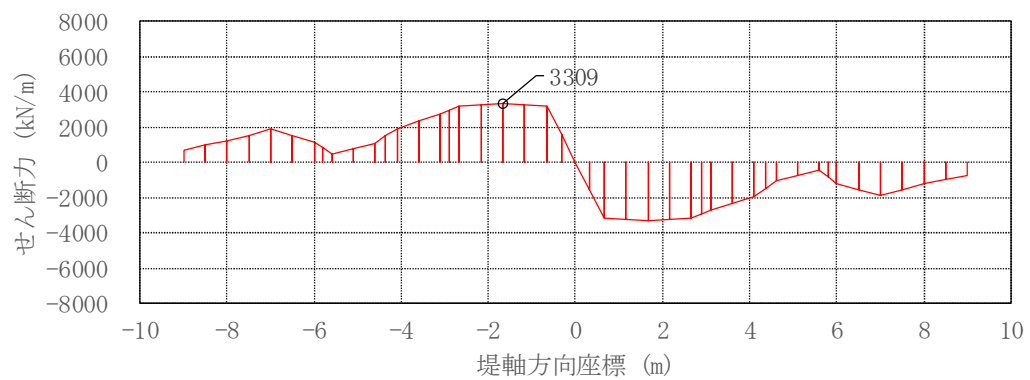
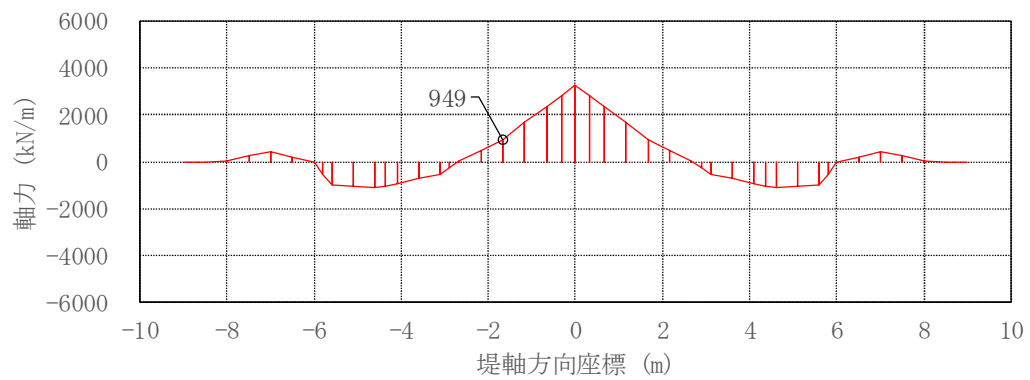
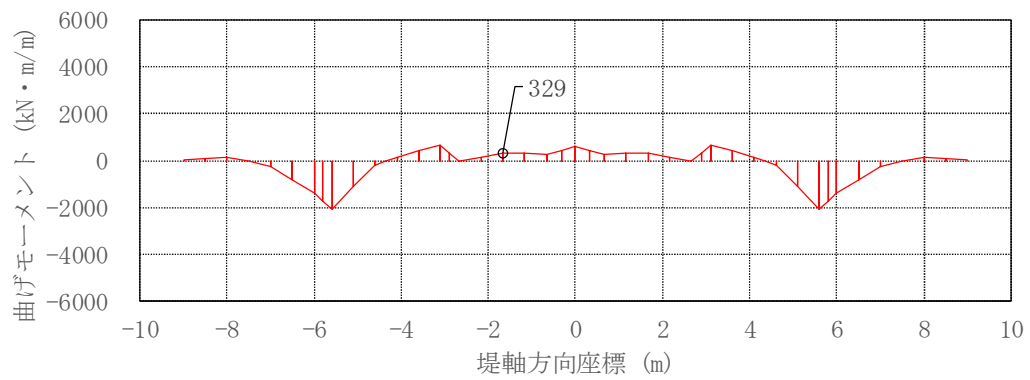




①—①断面

図 4.1-12 (1) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

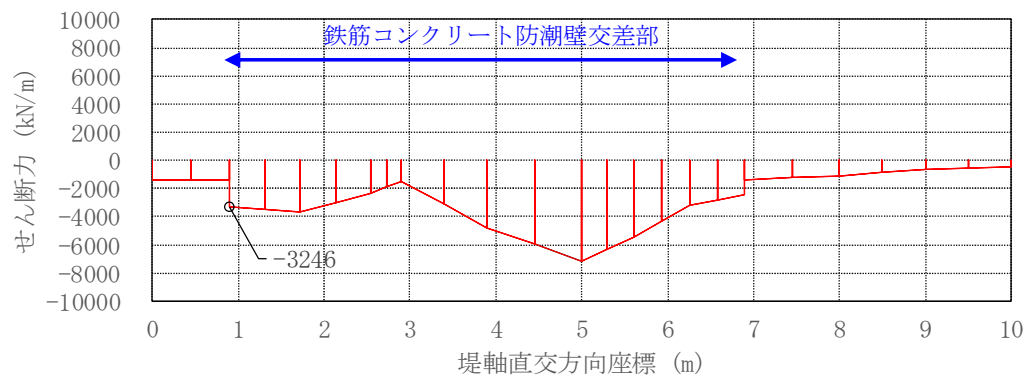
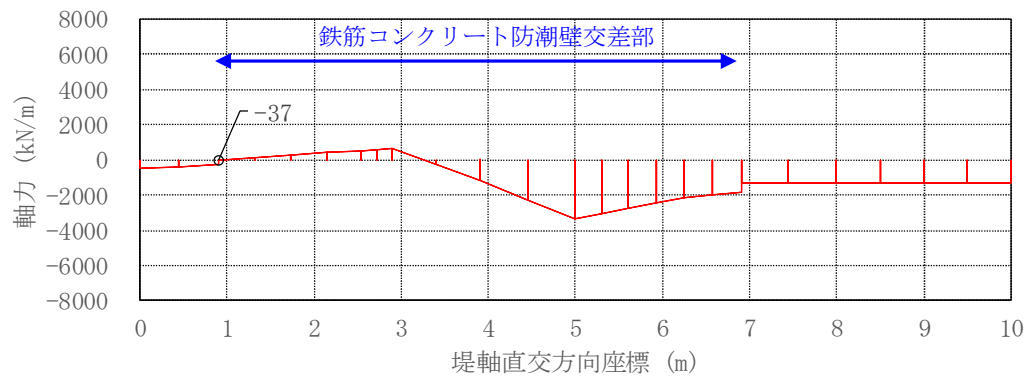
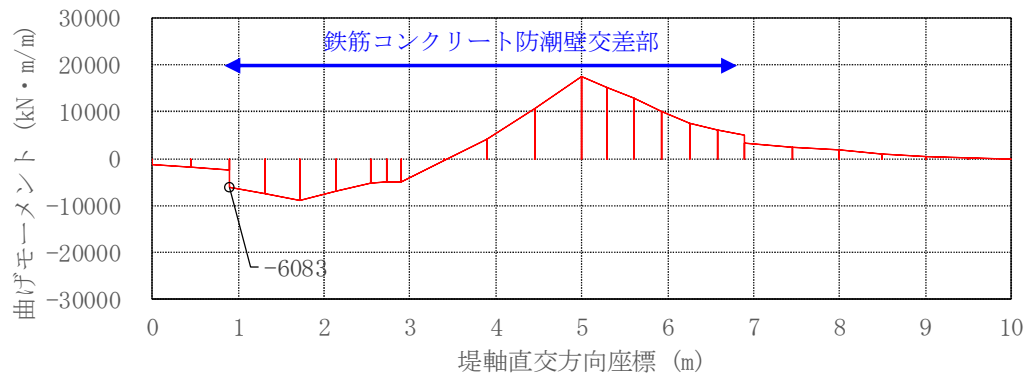




②—②断面

図 4.1-12 (2) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時)

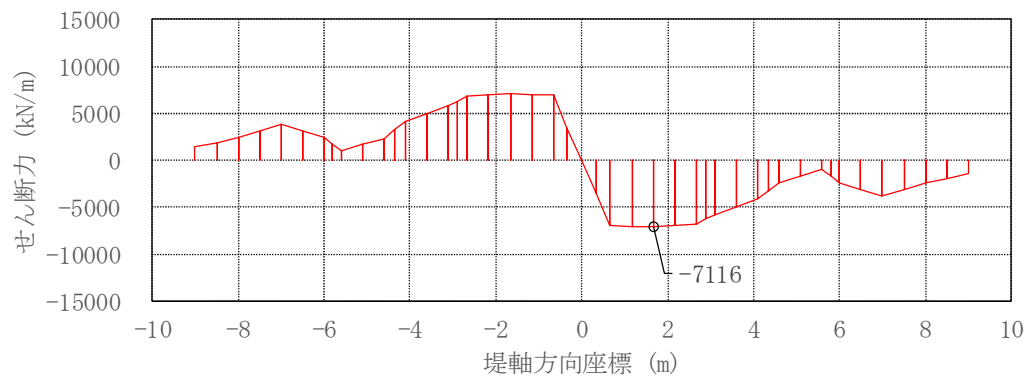
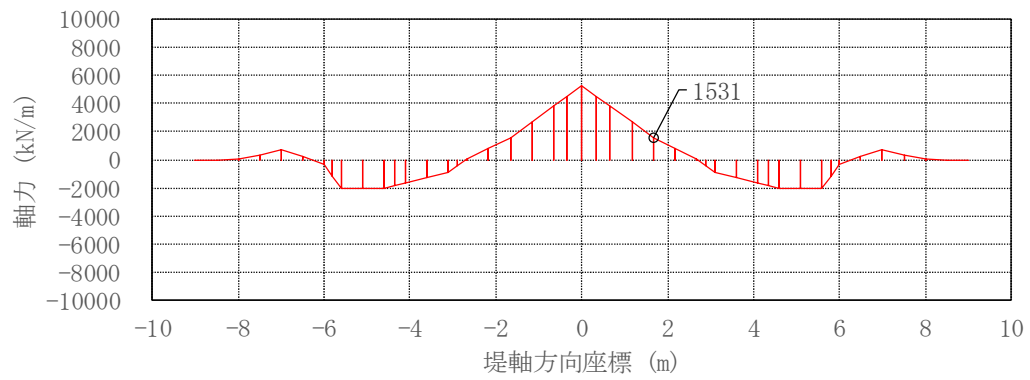
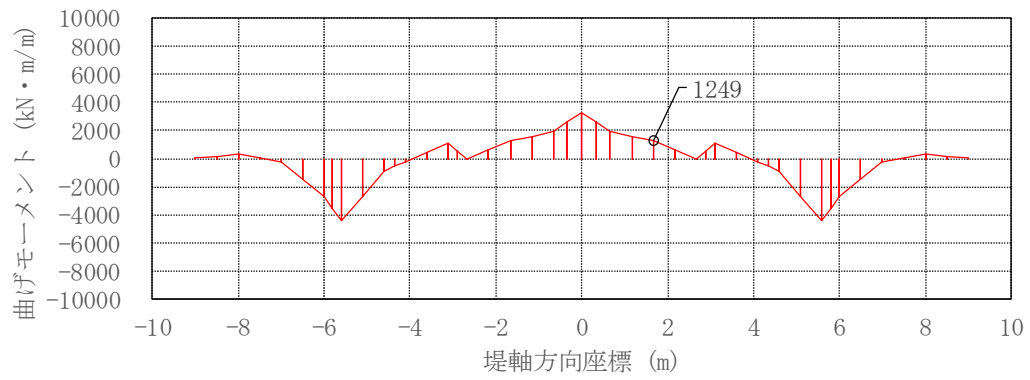




①—①断面

図 4.1-12 (3) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. + 24 m 津波時)





②—②断面

図 4.1-12 (4) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. + 24 m 津波時)



#### 4.1.3 地中連続壁基礎

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.1-7 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.1-8 にそれぞれ示す。また、評価位置図を図 4.1-13 に、断面力の分布図を図 4.1-14～図 4.1-15 に示す。

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

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

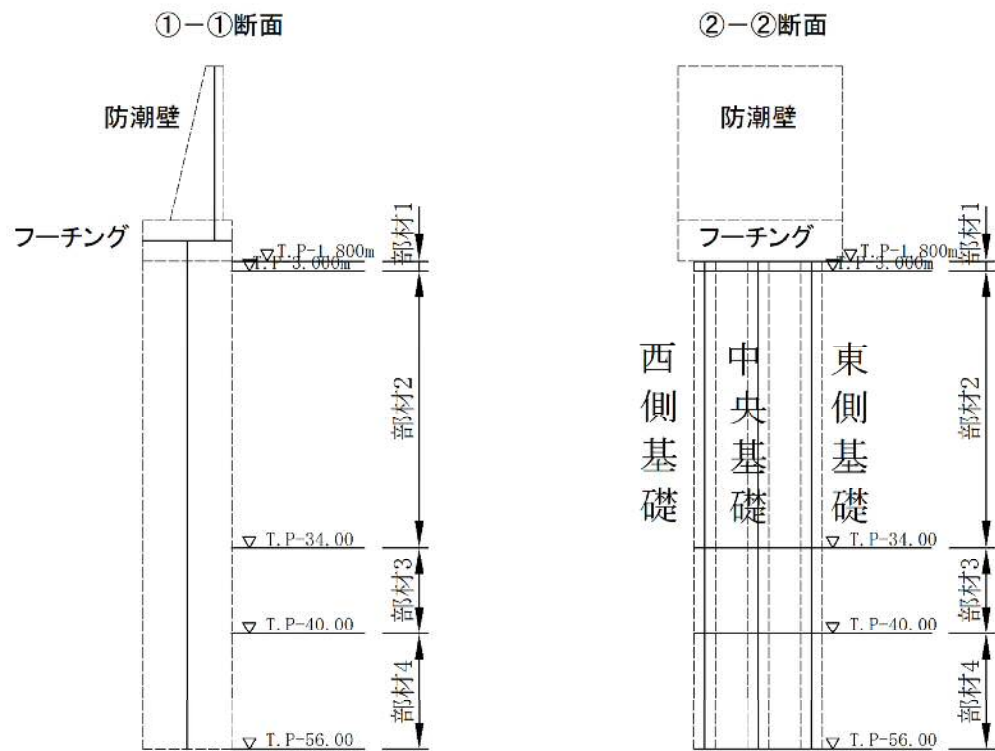


図 4.1-13 評価位置図



表 4.1-7 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-193408	-16789	3.8	22.5	0.17
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-144				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-198927	-16426	4.2	22.5	0.19
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-95				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	7174	-16181	0.5	22.5	0.03
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	7144	-16229	0.6	22.5	0.03
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-201380	-17083	3.9	22.5	0.18
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-149				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-252230	-18765	5.3	22.5	0.24
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-49				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-139226	-27290	2.9	22.5	0.14
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	10				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-62587	-31748	2.1	22.5	0.10
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	4				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



表 4.1-7 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-379124	-17026	7.2	30	0.24
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	210				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-385039	-17060	7.9	30	0.27
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	155				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	14235	-16891	0.6	30	0.02
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	14025	-16929	0.8	30	0.03
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-393036	-17363	7.4	30	0.25
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	9				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-470440	-19246	9.6	30	0.33
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-2				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-249519	-27795	5.0	30	0.17
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-110150	-32039	3.1	30	0.11
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



表 4.1-8 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-193408	-16789	61.0	435	0.15
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-144				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-198927	-16426	72.3	435	0.17
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-95				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-4809	-14527	0.0	435	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-4809	-14527	0.0	435	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-201380	-17083	63.9	435	0.15
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-149				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-252230	-18765	93.8	435	0.22
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-49				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-139225	-27290	31.2	435	0.08
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-10				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-62589	-31473	1.5	435	0.01
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



表 4.1-8 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-379124	-17026	133.5	478.5	0.28
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	210				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-385039	-17060	155.6	478.5	0.33
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	155				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	478.5	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	478.5	0.00
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-1				
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-393036	-17363	138.4	478.5	0.29
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	9				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-470585	-19032	192.0	478.5	0.41
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-1				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-249519	-27795	73.2	478.5	0.16
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-110150	-32039	21.8	478.5	0.05
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0				

注記 : 評価位置は図 4.1-13 に示す。



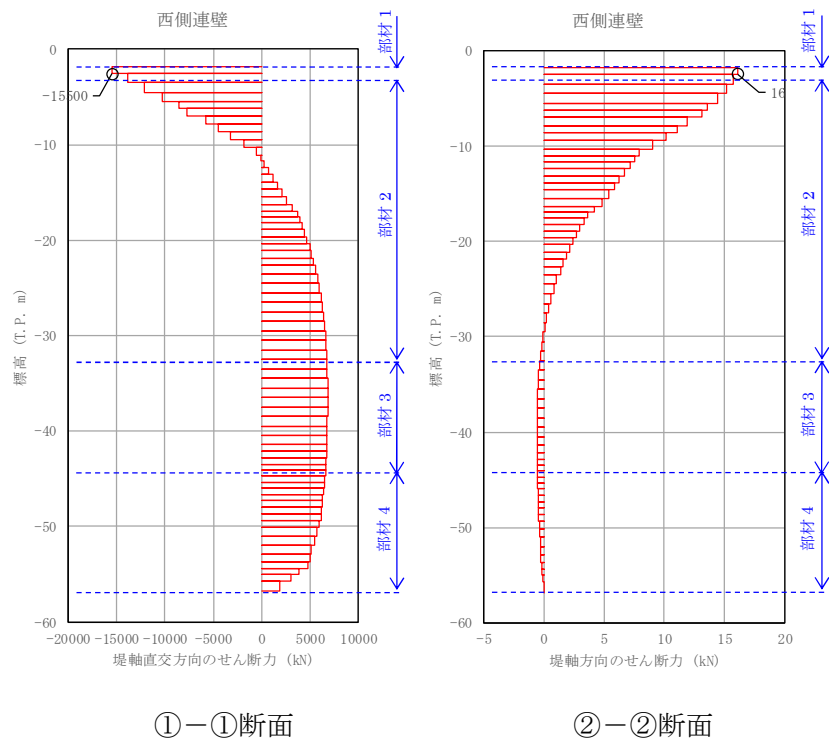
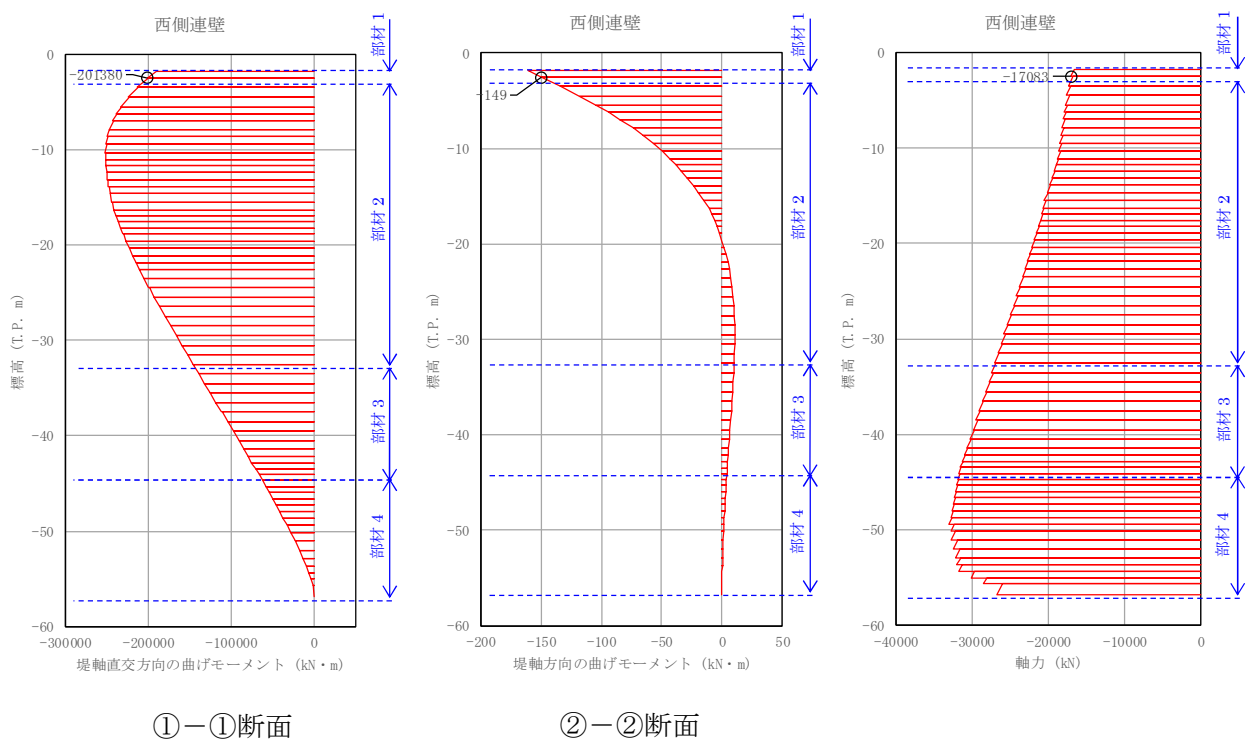


図 4.1-14 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)



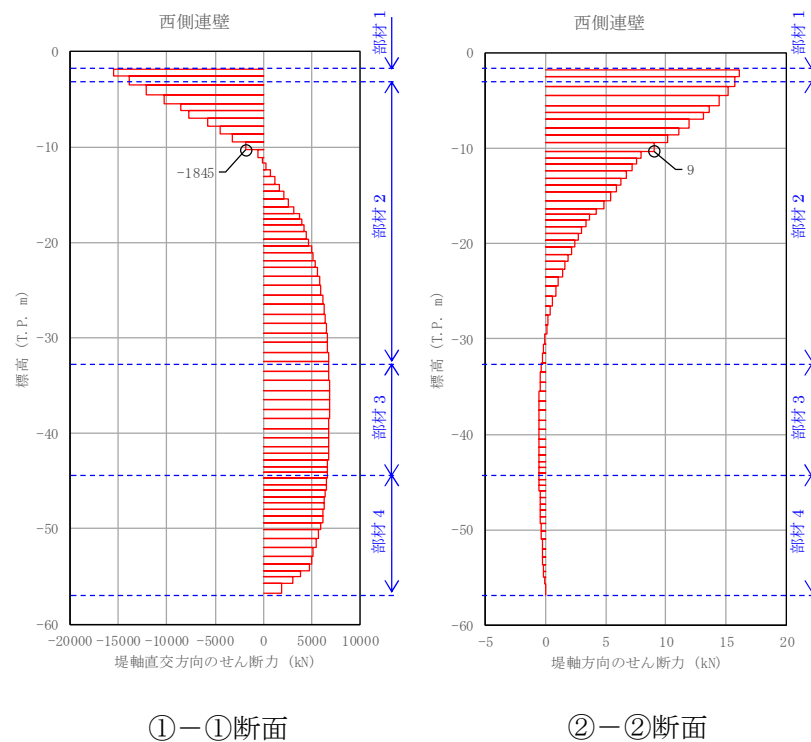
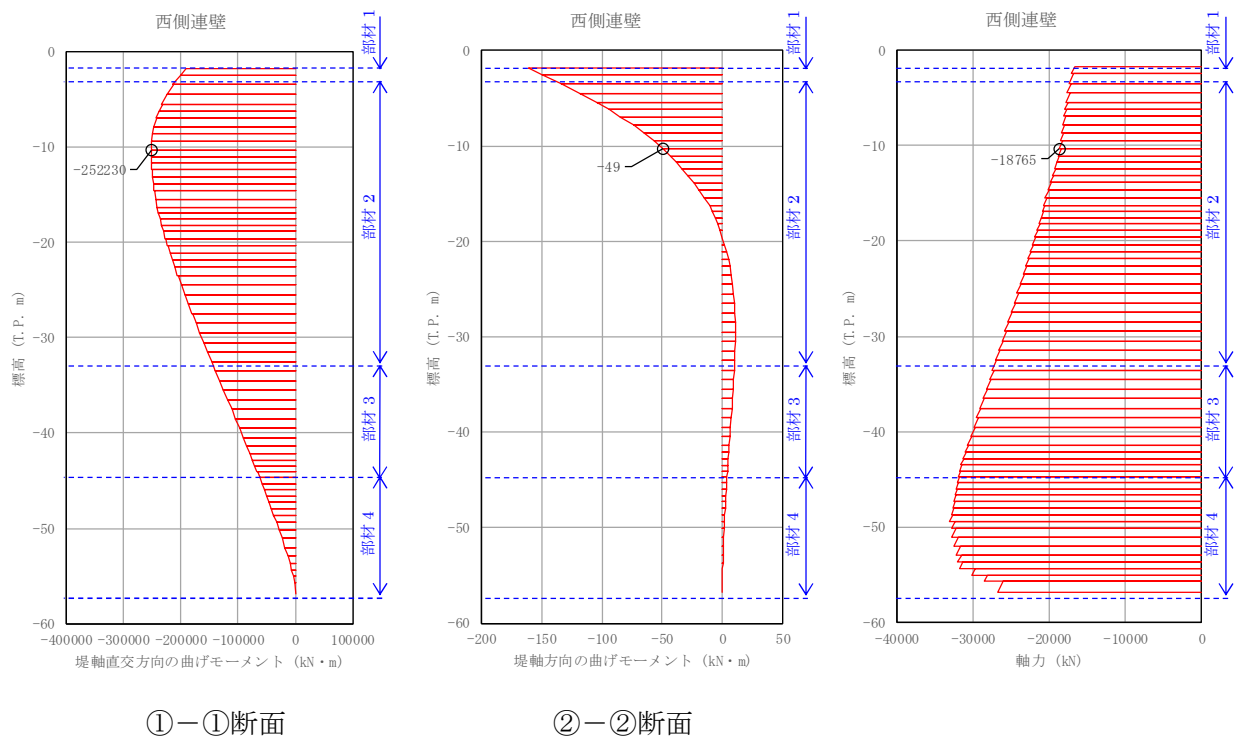


図 4.1-14 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)



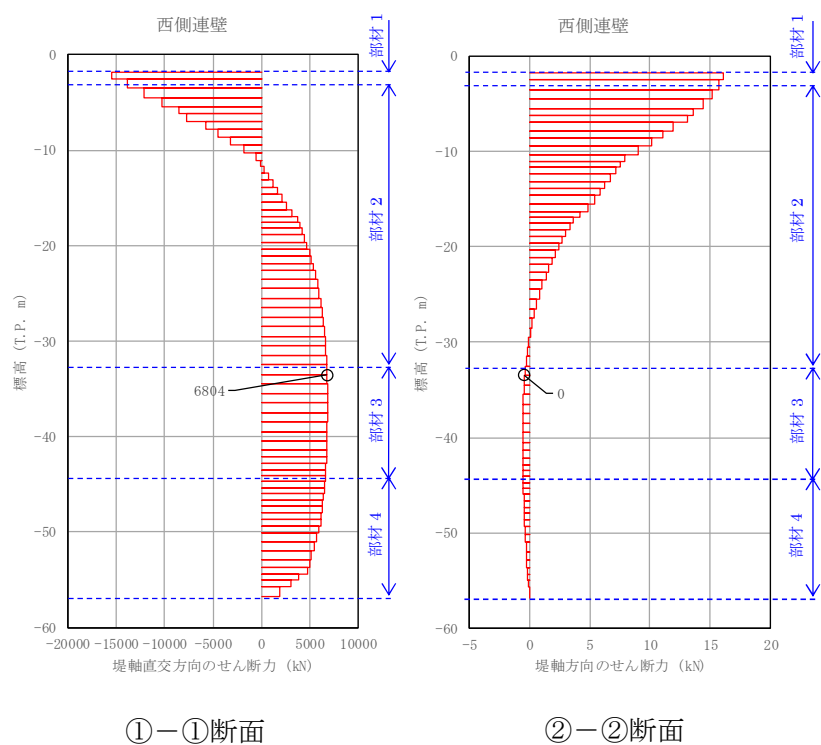
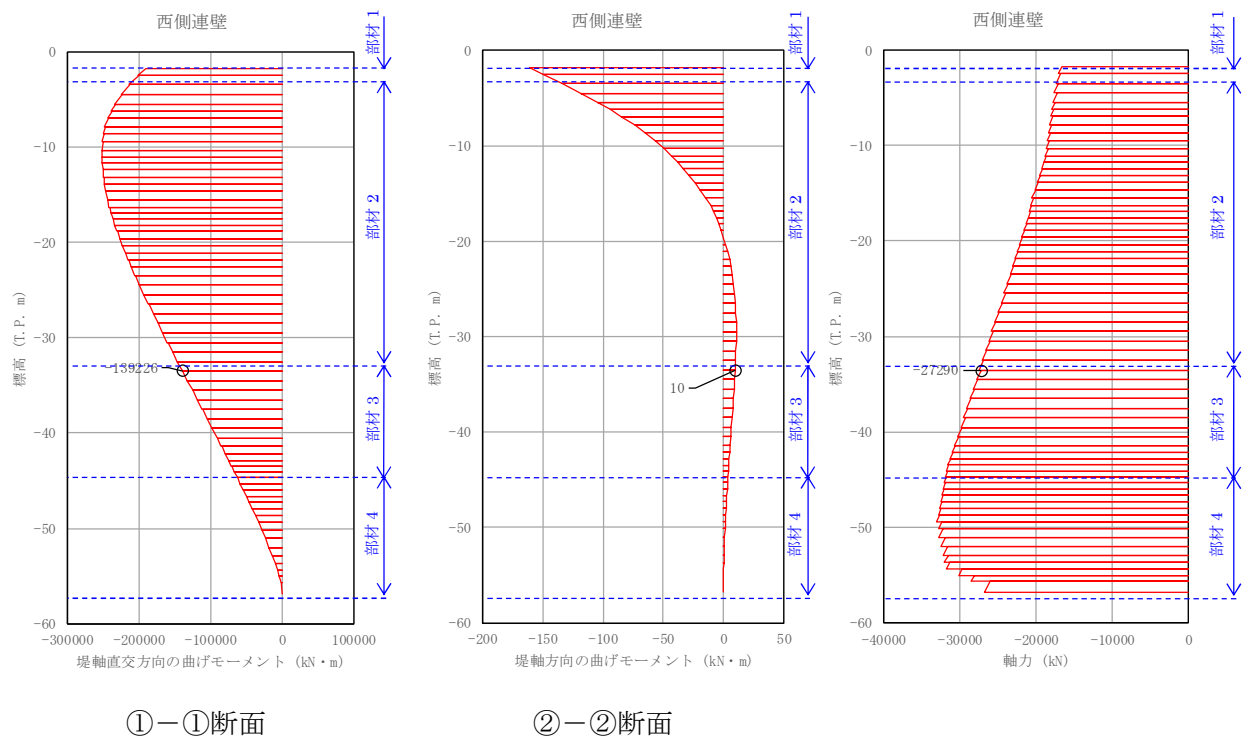
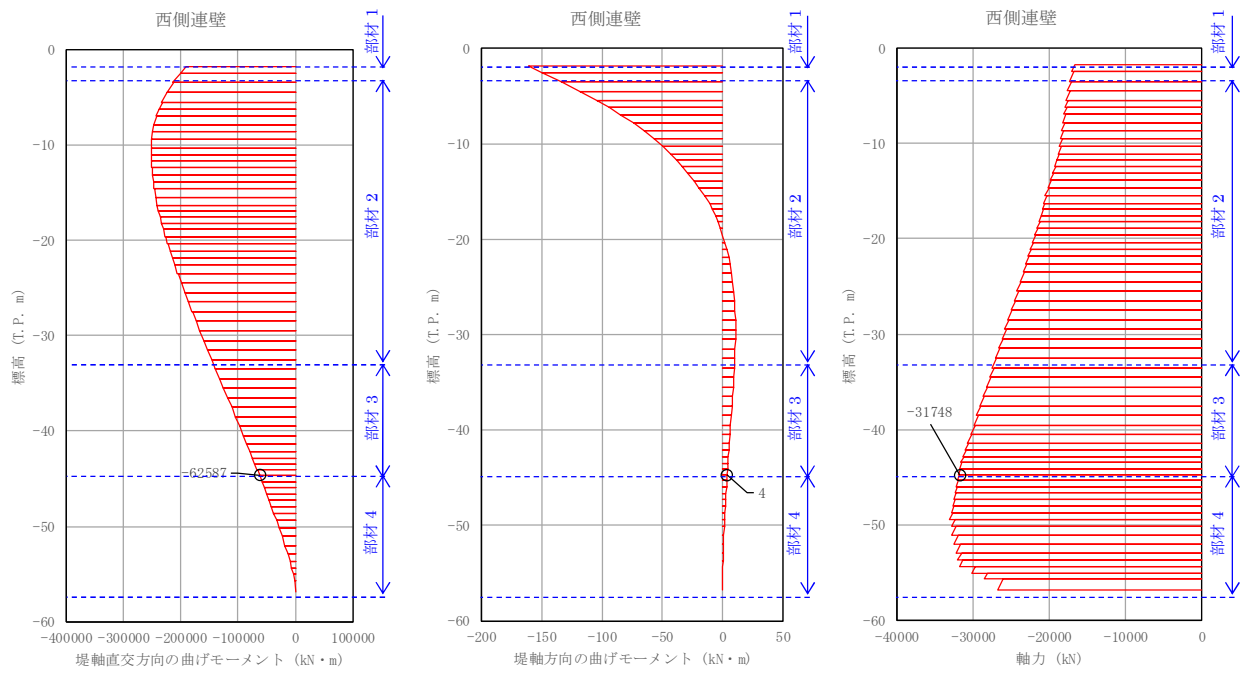


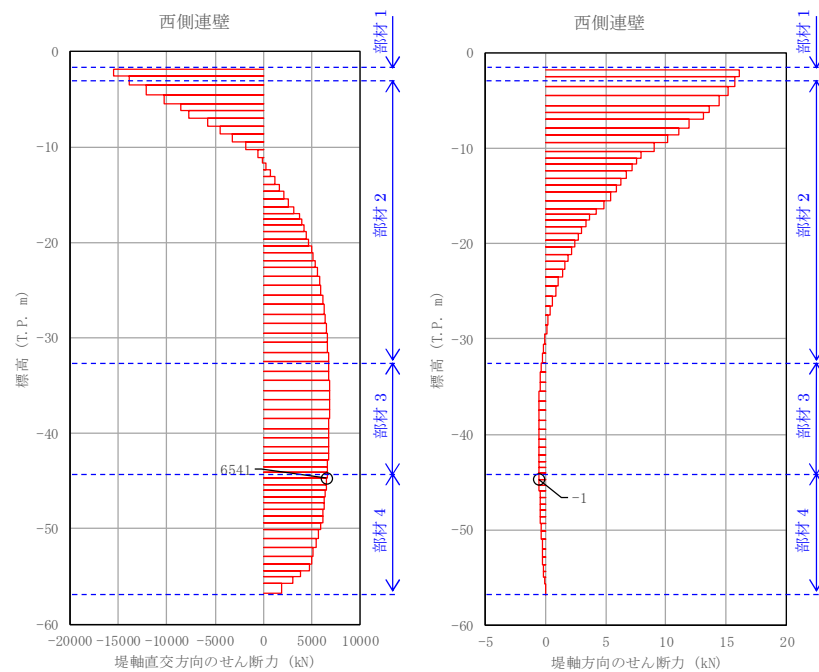
図 4.1-14 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.1-14 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)



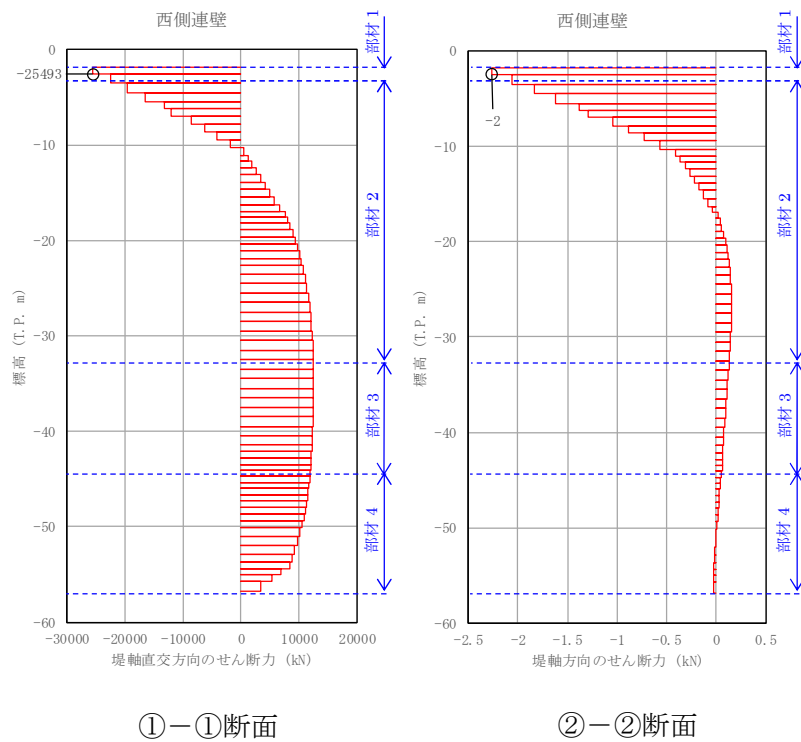
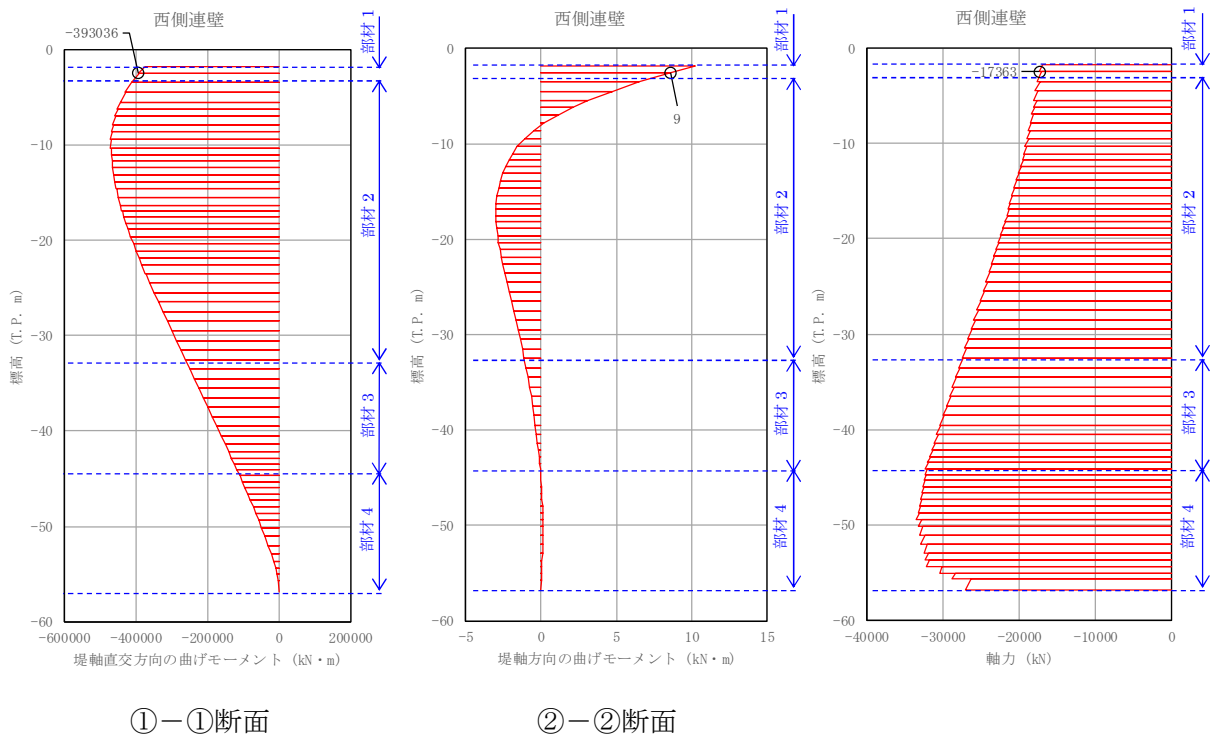
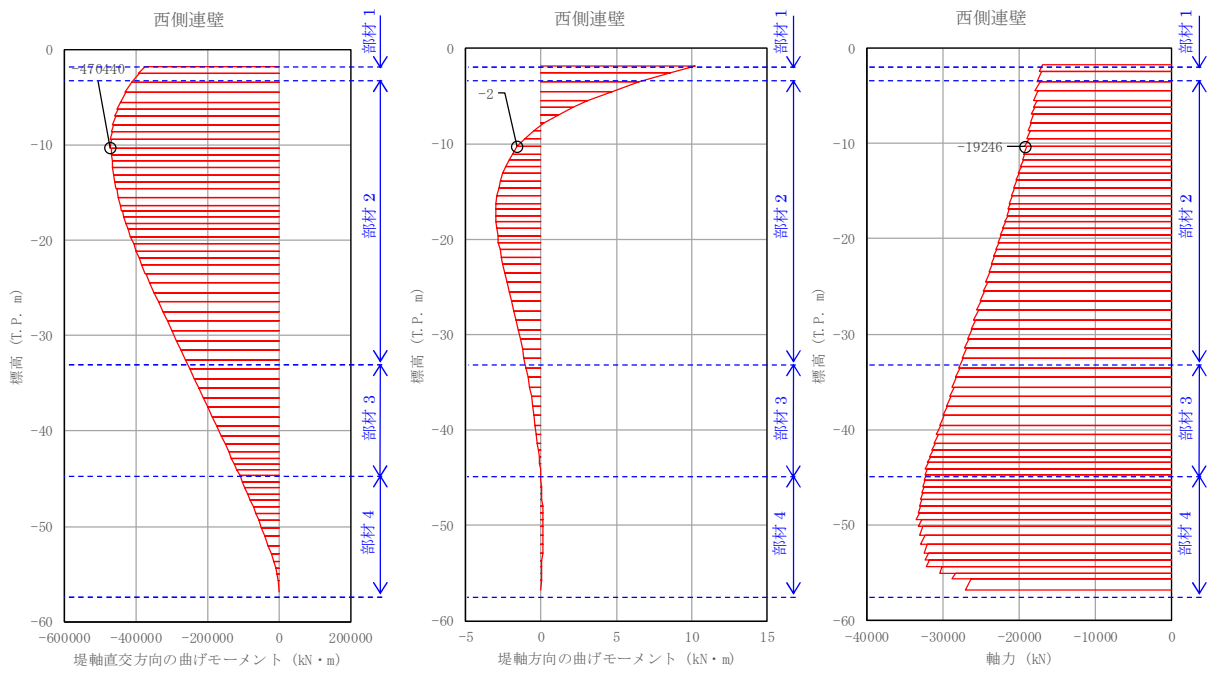


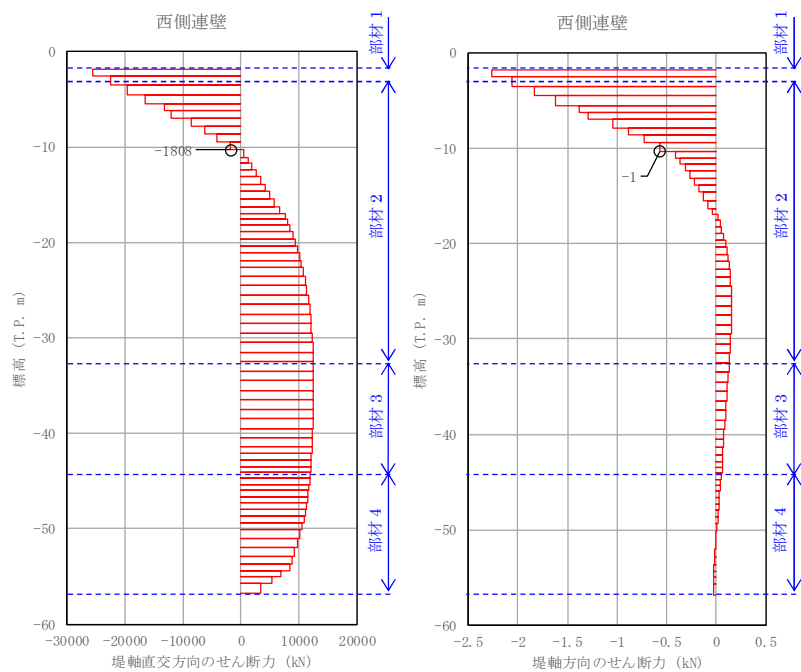
図 4.1-14 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)





①—①断面

②—②断面



①—①断面

②—②断面

図 4.1-14 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



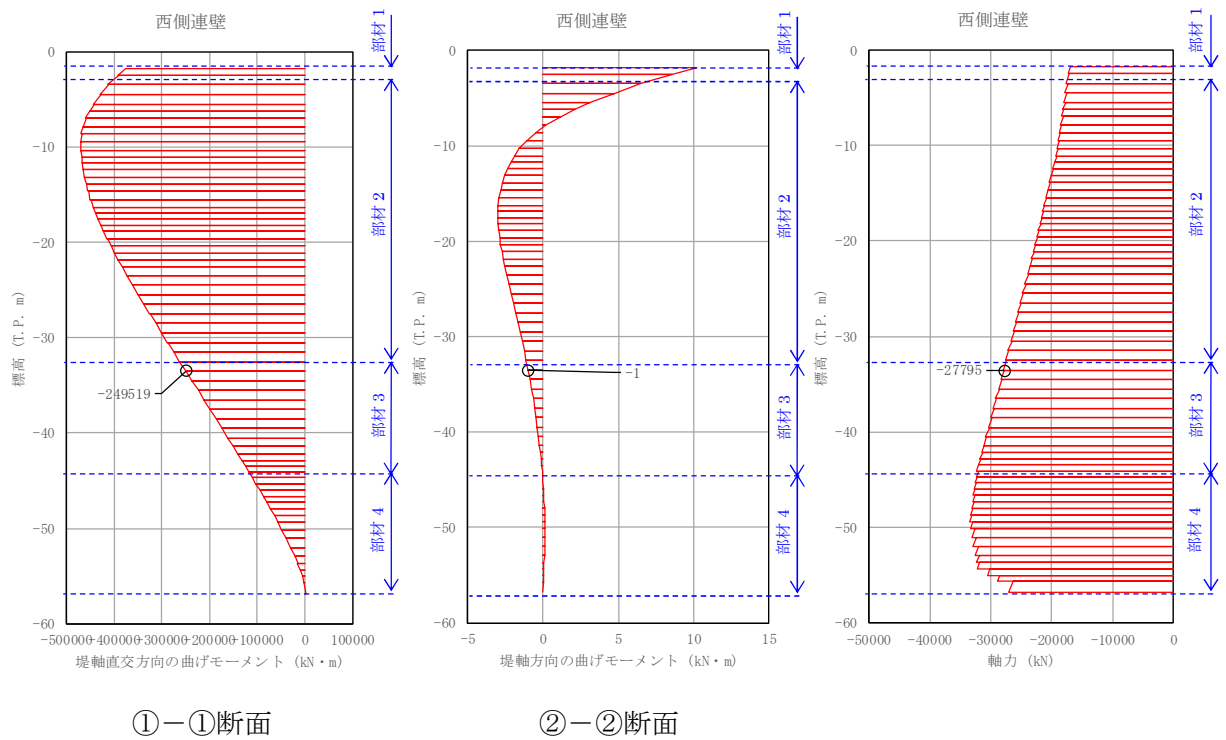


図 4.1-14 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



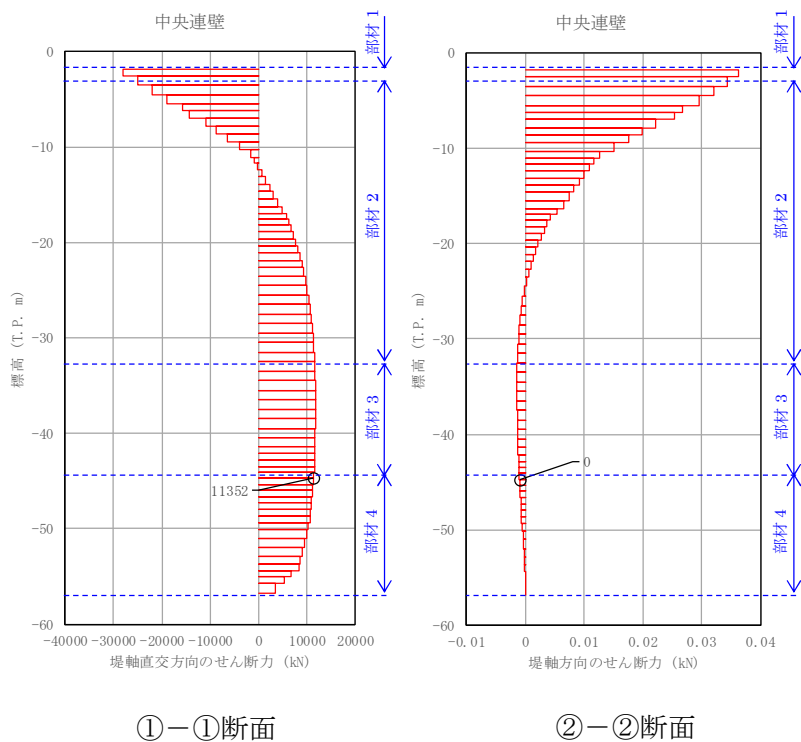
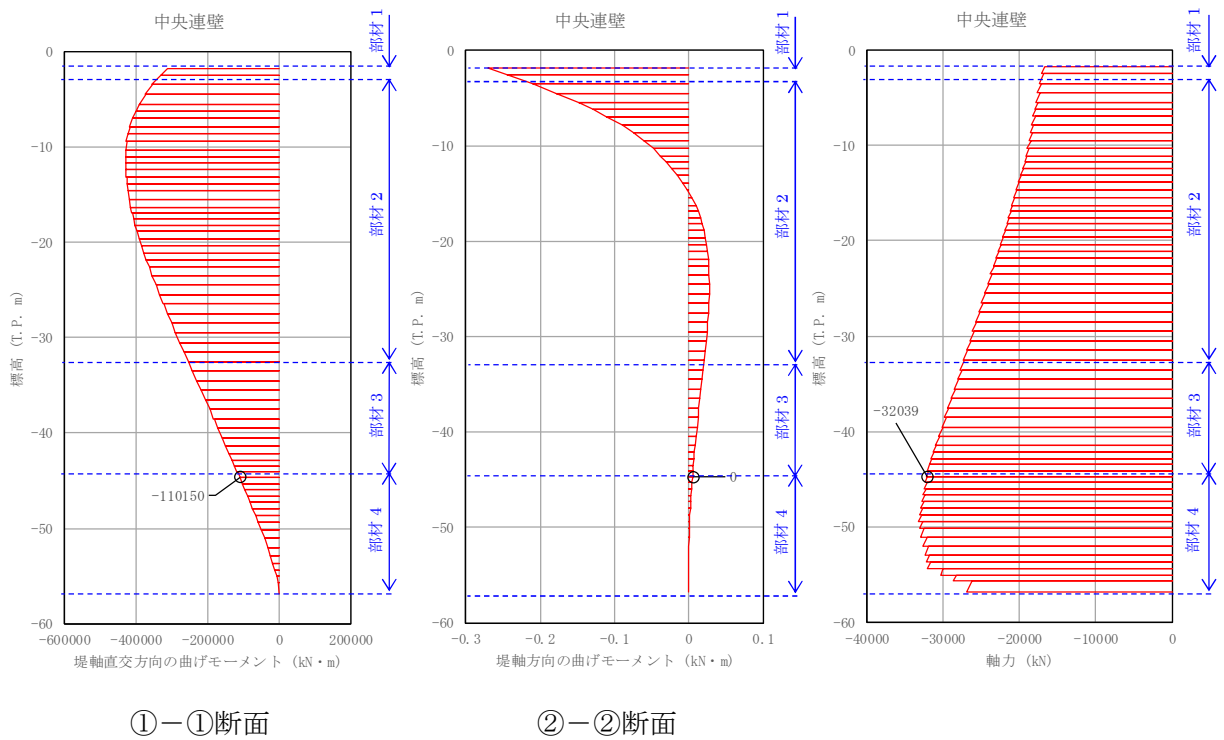
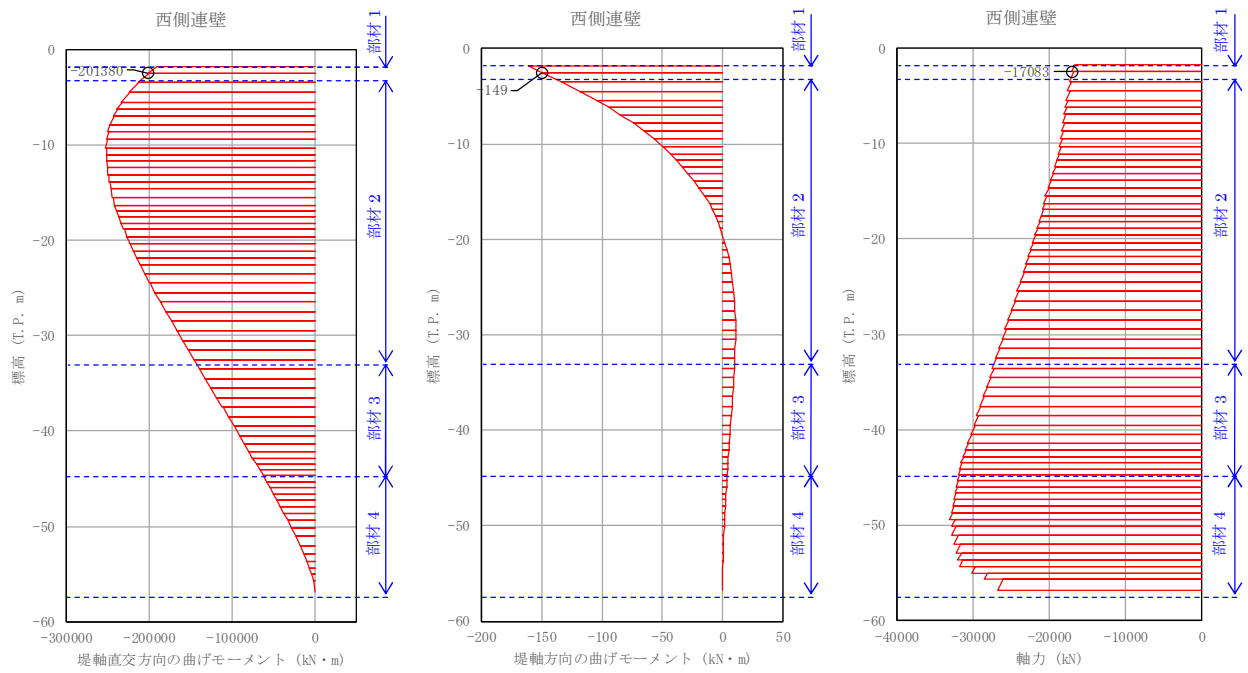


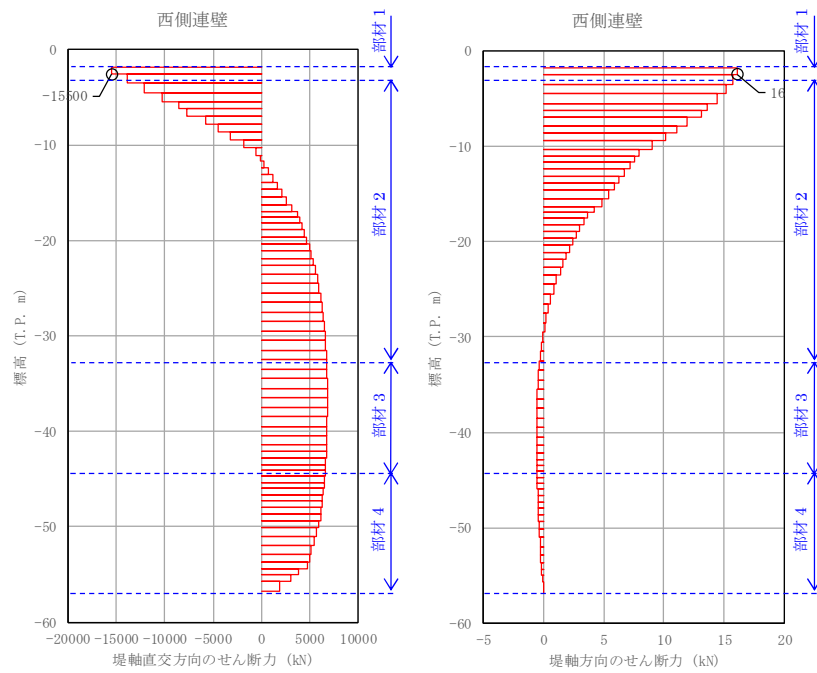
図 4.1-14 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 4)





①-①断面

②-②断面

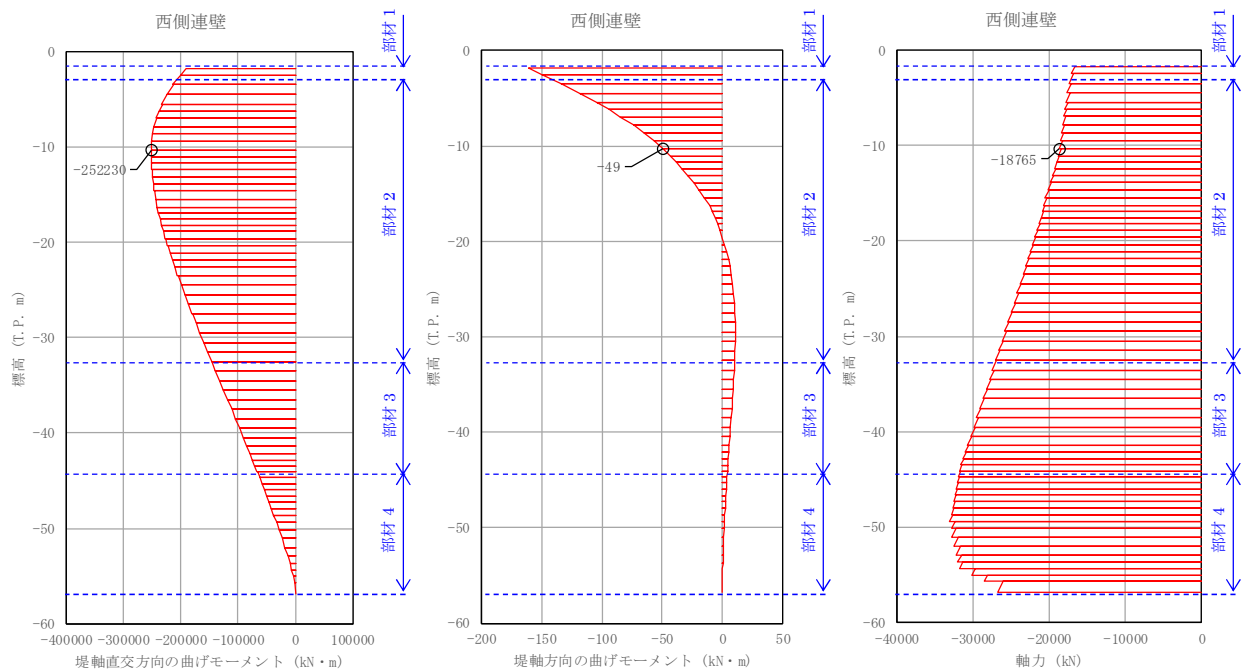


①-①断面

②-②断面

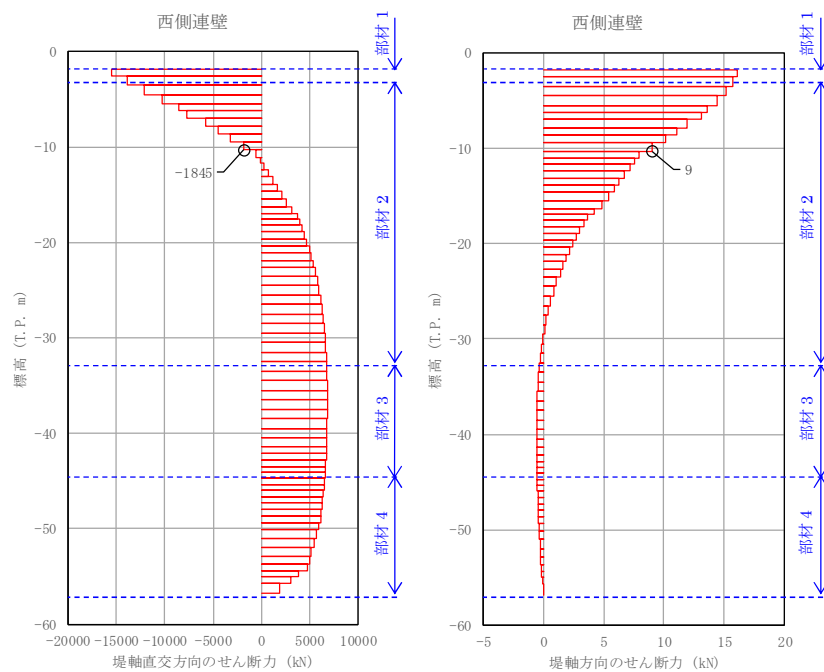
図 4.1-15 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.1-15 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)



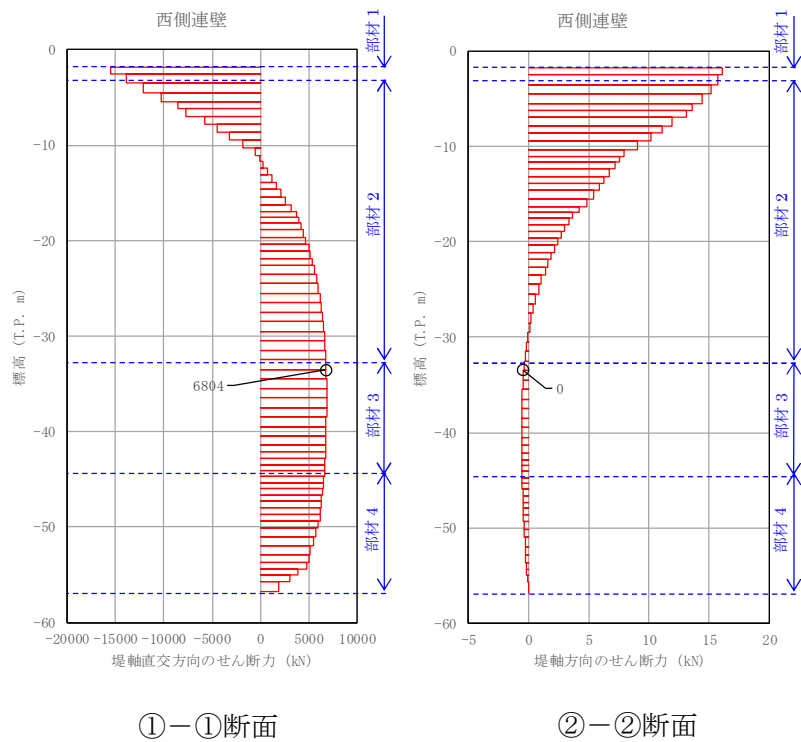
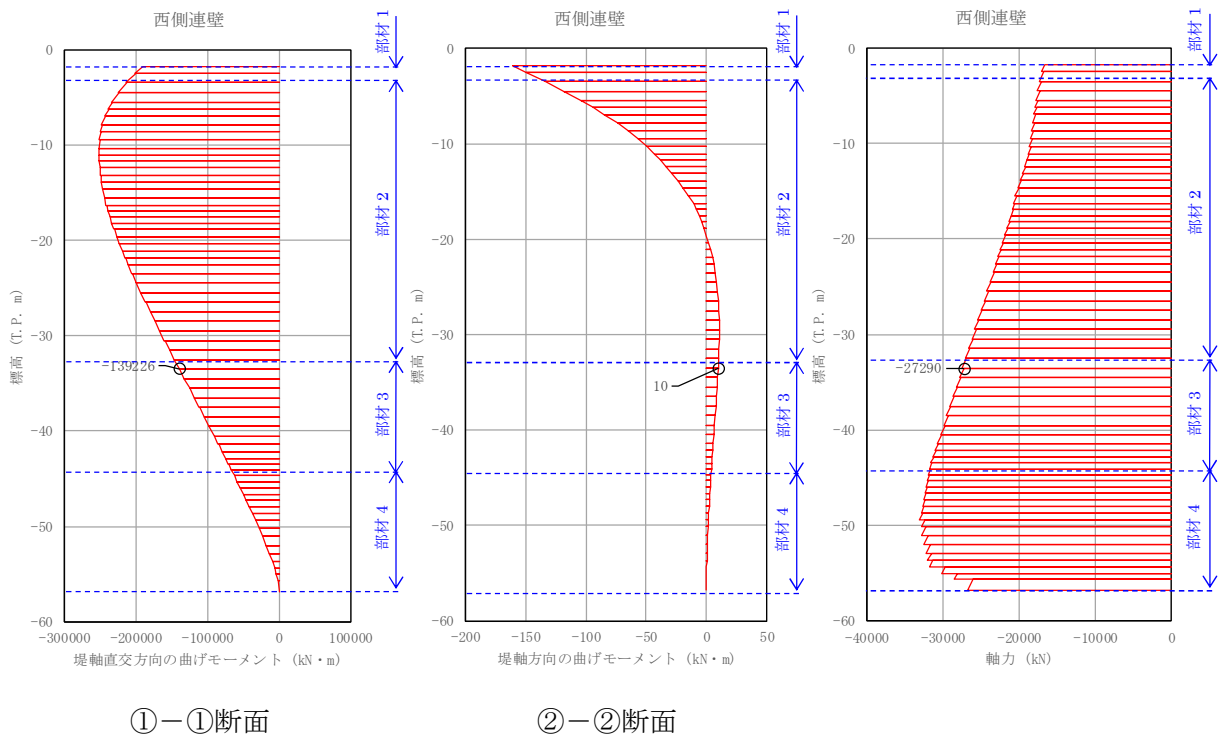
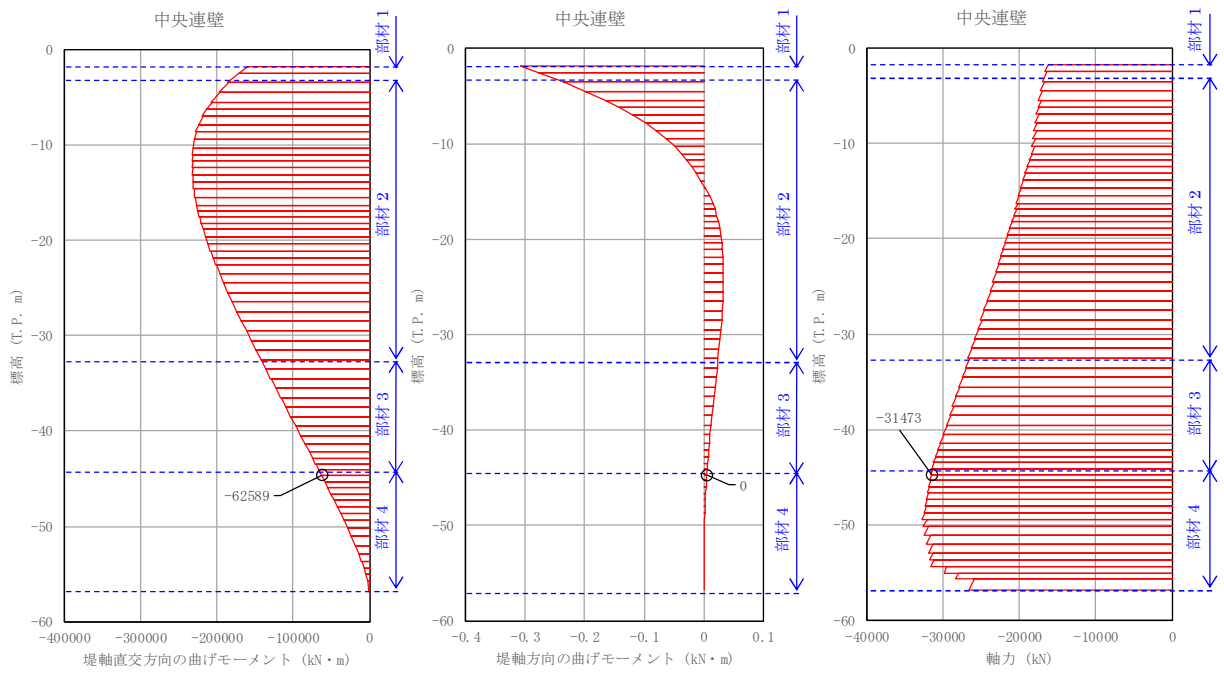


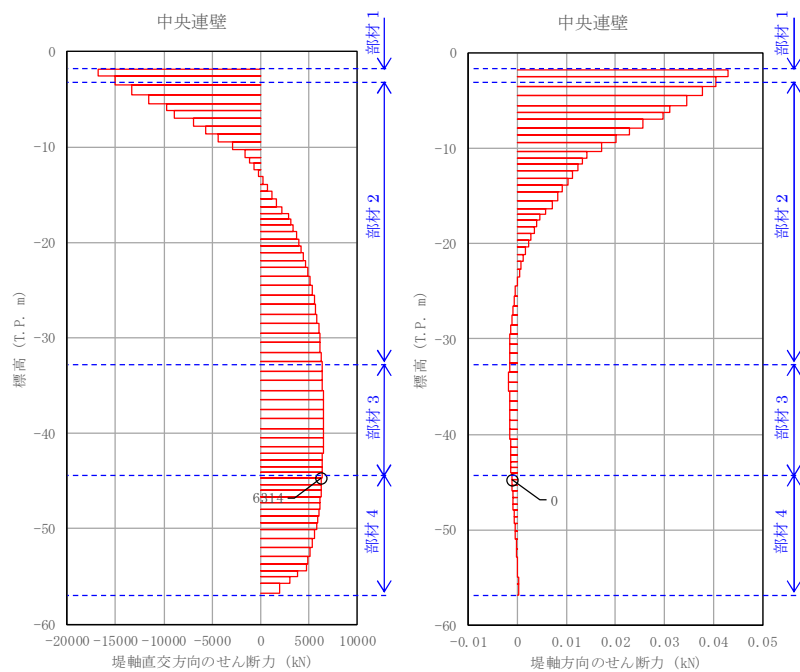
図 4.1-15 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)





①－①断面

②－②断面

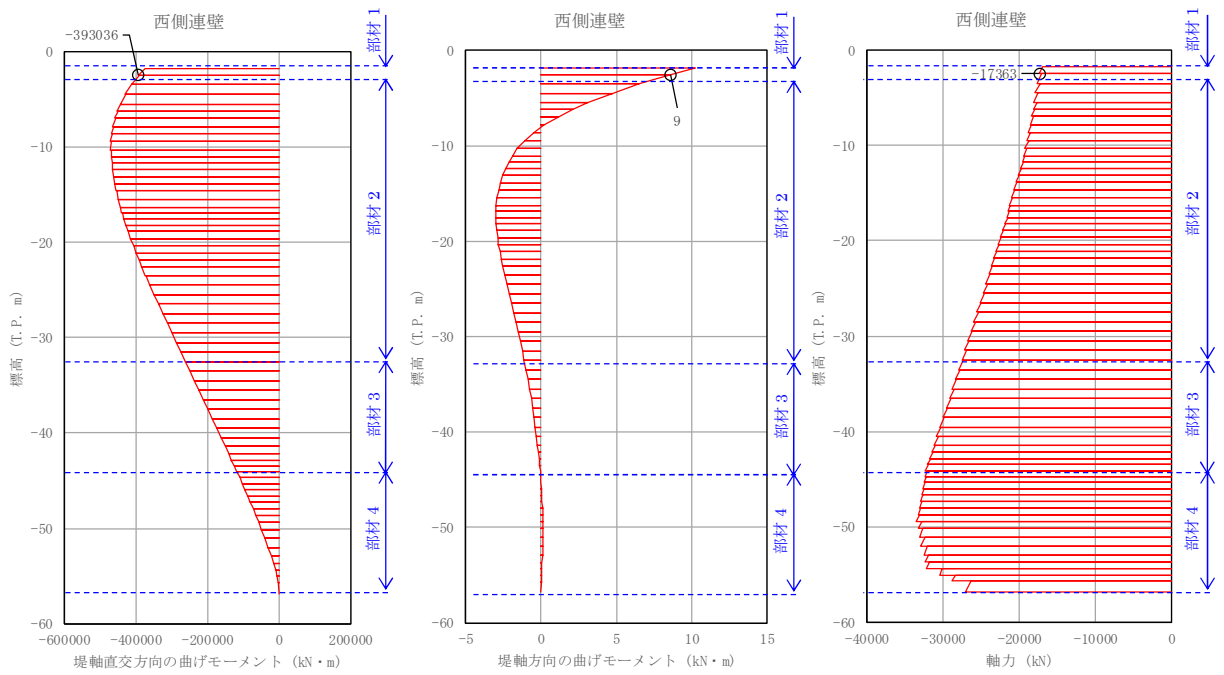


①－①断面

②－②断面

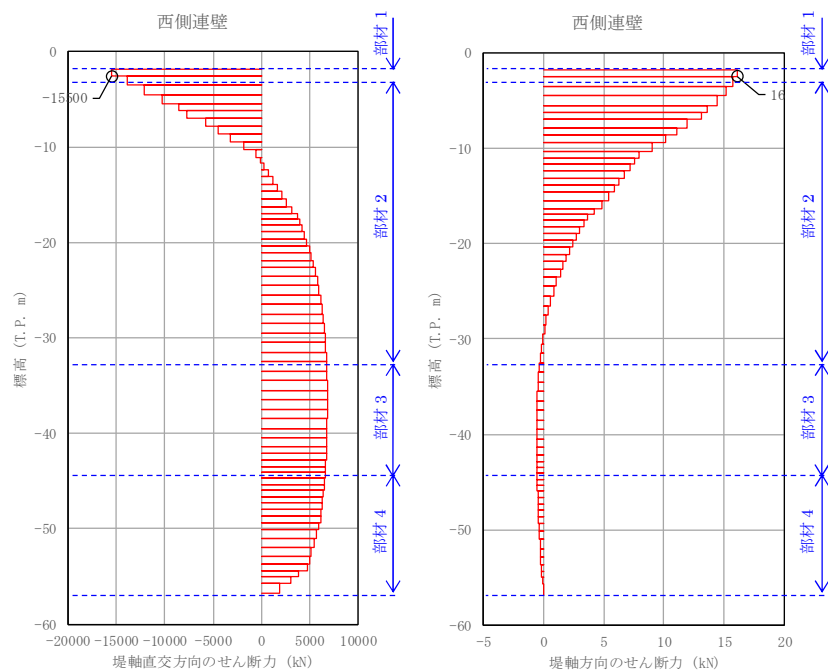
図 4.1-15 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)





①-①断面

②-②断面

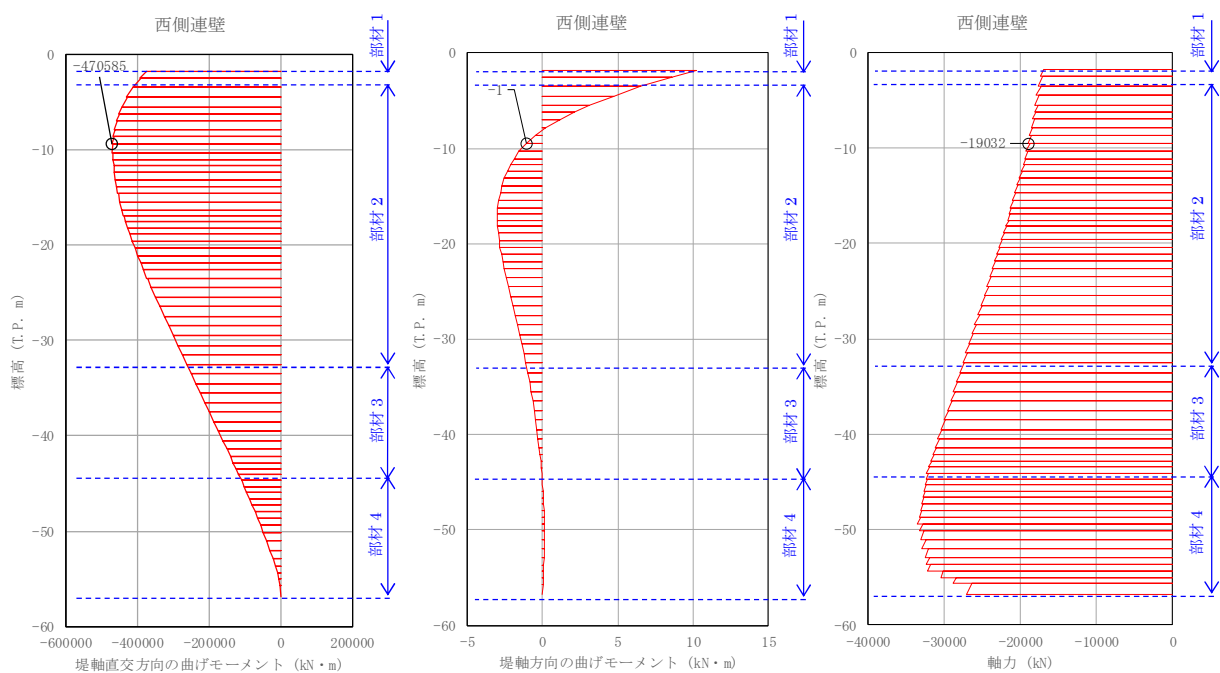


①-①断面

②-②断面

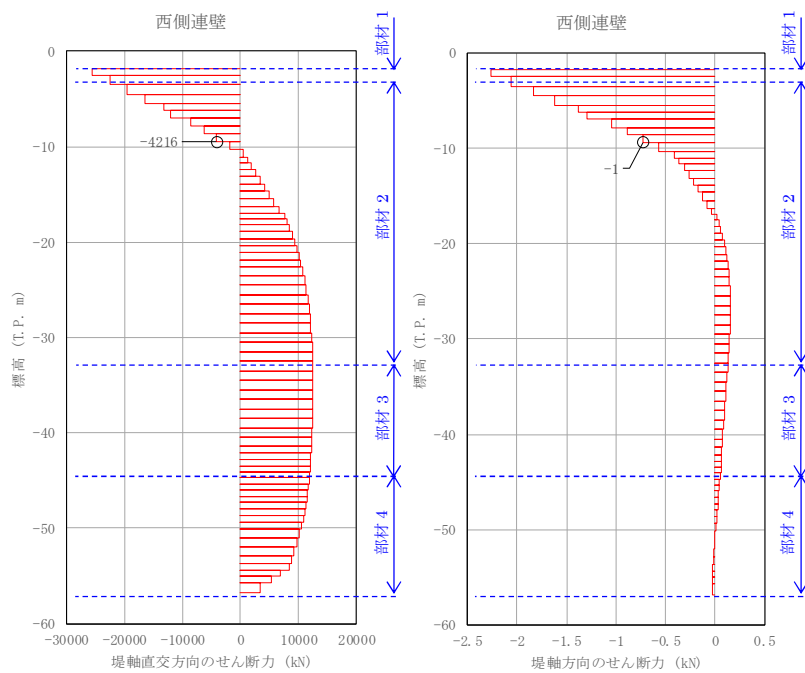
図 4.1-15 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.1-15 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)



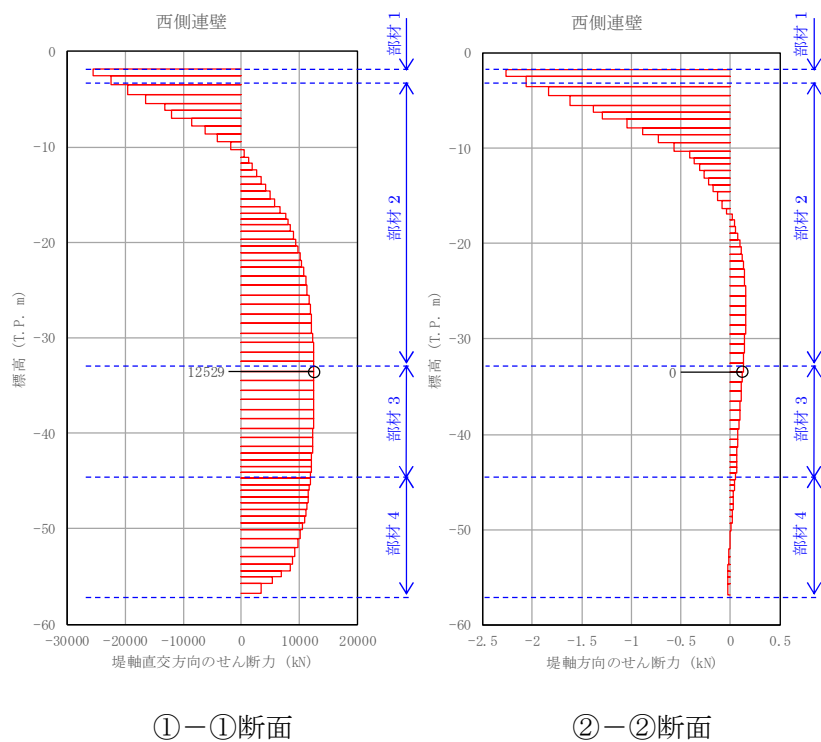
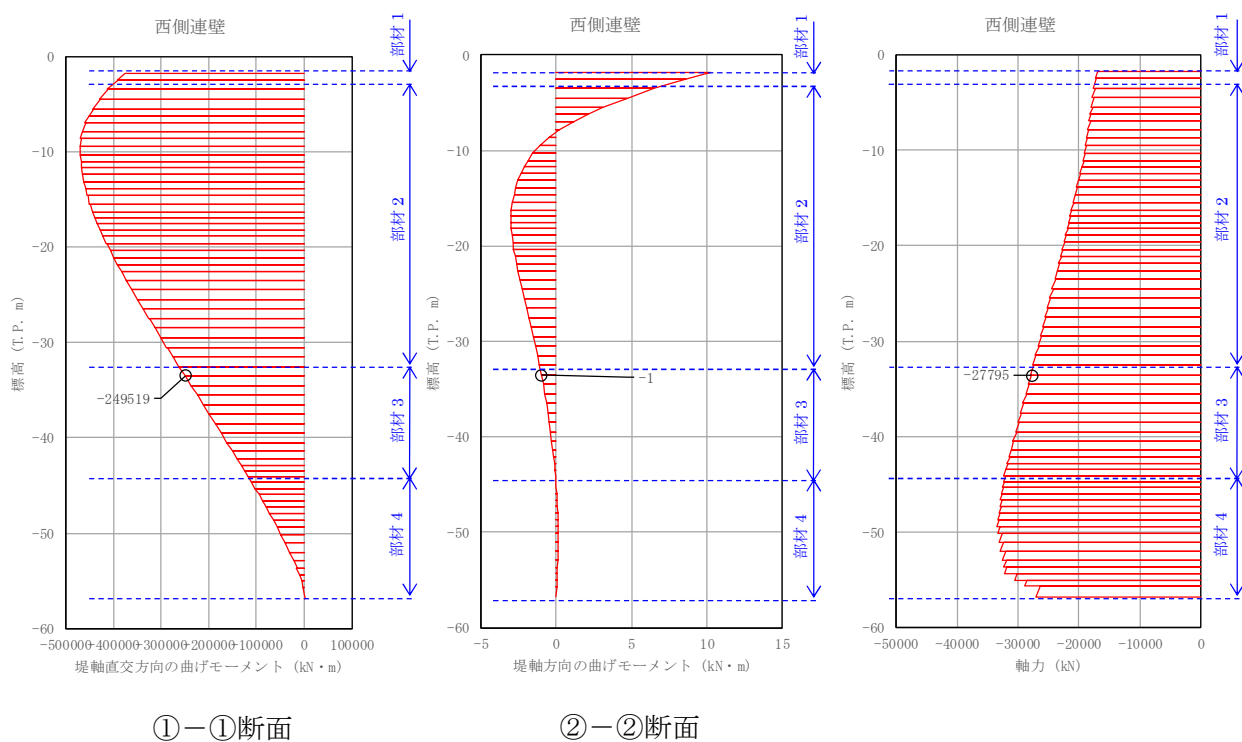


図 4.1-15 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



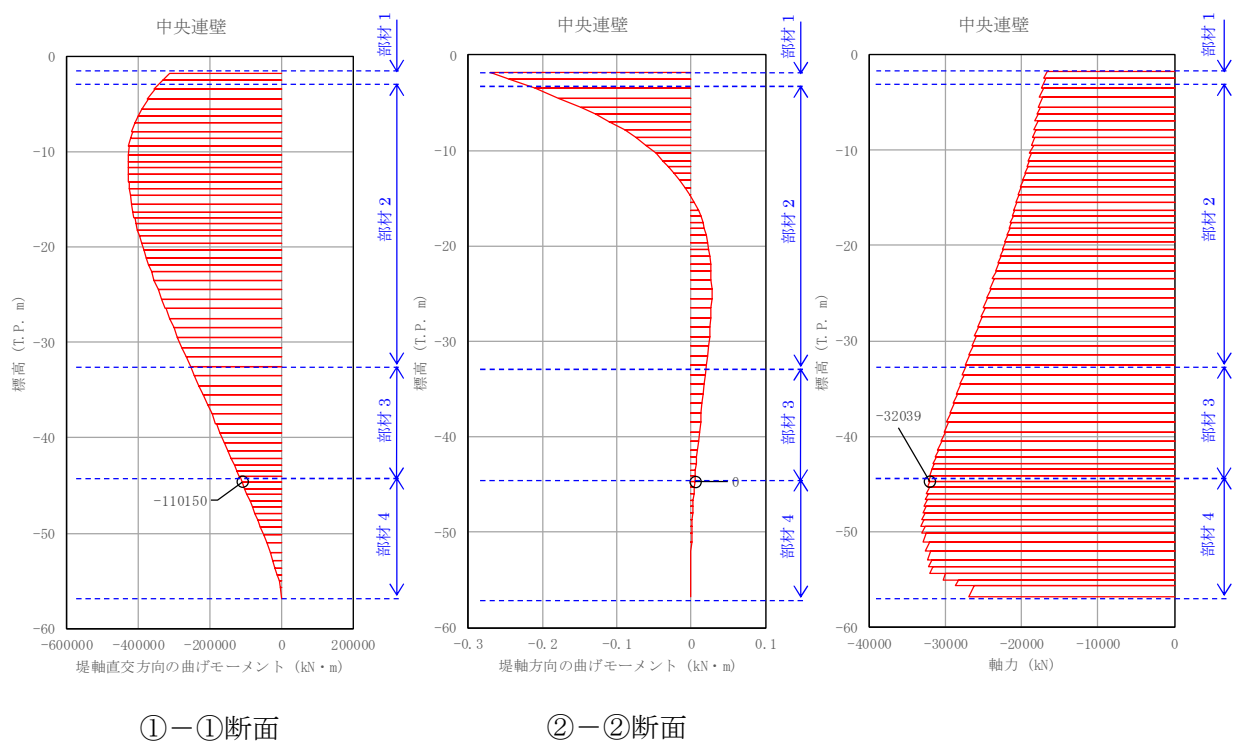


図 4.1-15 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.1-9 に示す。また、評価位置図を図 4.1-16 に、断面力の分布図を図 4.1-17 に示す。

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

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

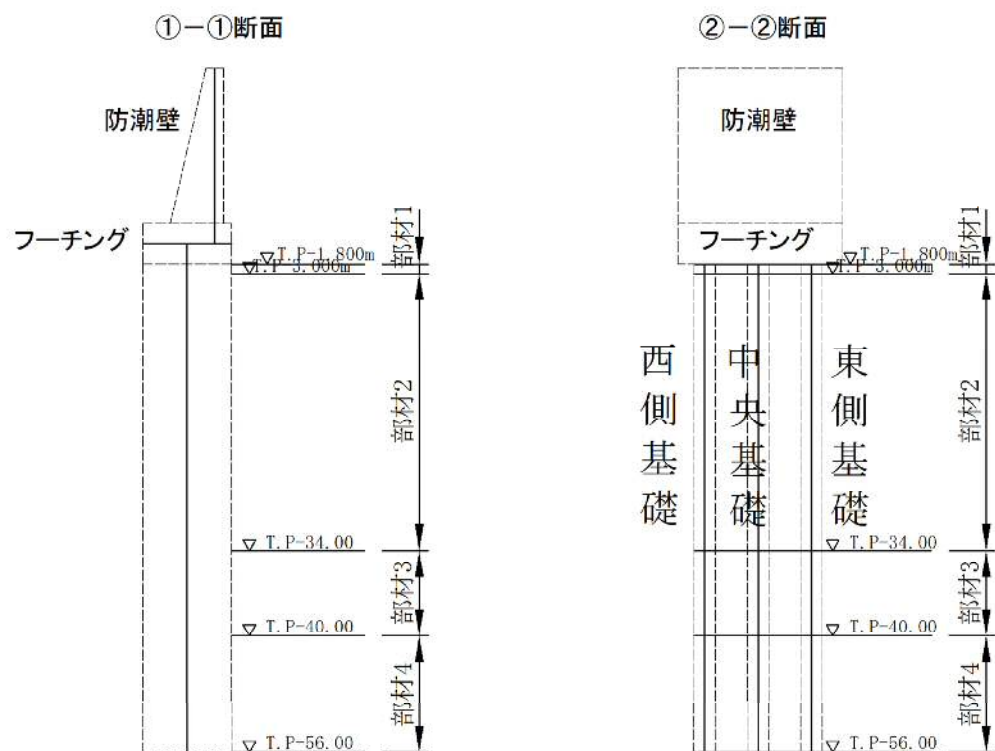


図 4.1-16 評価位置図



表 4.1-9 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁 基礎	地盤パネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	15672	63279	0.25
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	26	17404	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	12381	63279	0.20
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	26	28091	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	2617	87263	0.03
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	35662	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	395	87263	0.01
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	45658	0.01
	地盤パネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	16758	63279	0.27
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	17	17404	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	15062	63279	0.24
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	16	28091	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6832	87263	0.08
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	35662	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6541	87263	0.08
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	45658	0.01

注記 : 評価位置は図 4.1-16 に示す。



表 4.1-9 (2) せん断力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤パネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	26452	69606.5	0.39
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	62	24707	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	20511	69606.5	0.30
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	55	36688	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	4741	95989.5	0.05
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	44791	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	780	95989.5	0.01
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	50224	0.01
	地盤パネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	28044	69606.5	0.41
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3	24707	0.01
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	25068	69606.5	0.37
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	3	36688	0.01
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	12535	95989.5	0.14
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1	44791	0.01
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	11815	95989.5	0.13
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1	50224	0.01

注記 : 評価位置は図 4.1-16 に示す。



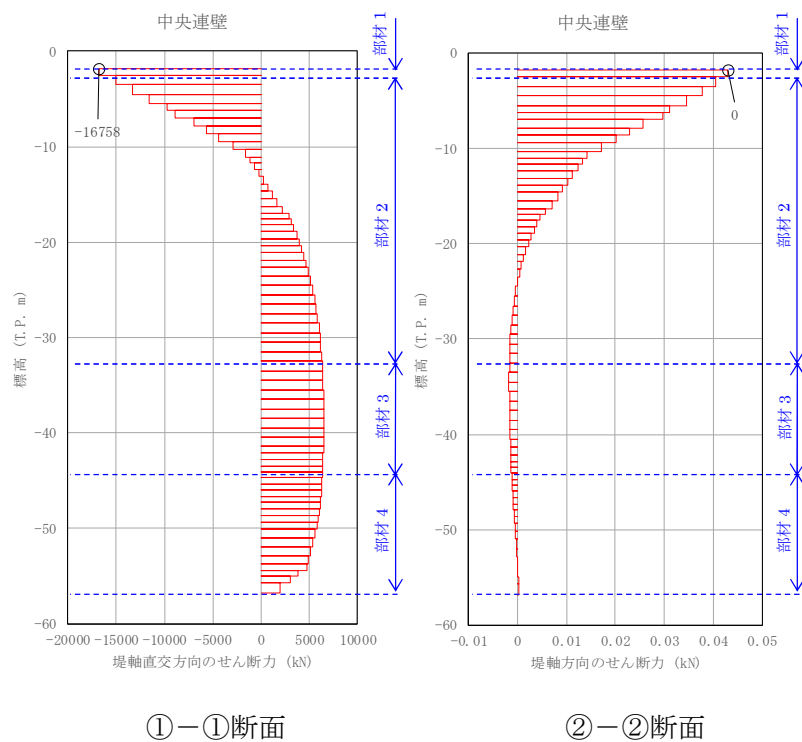
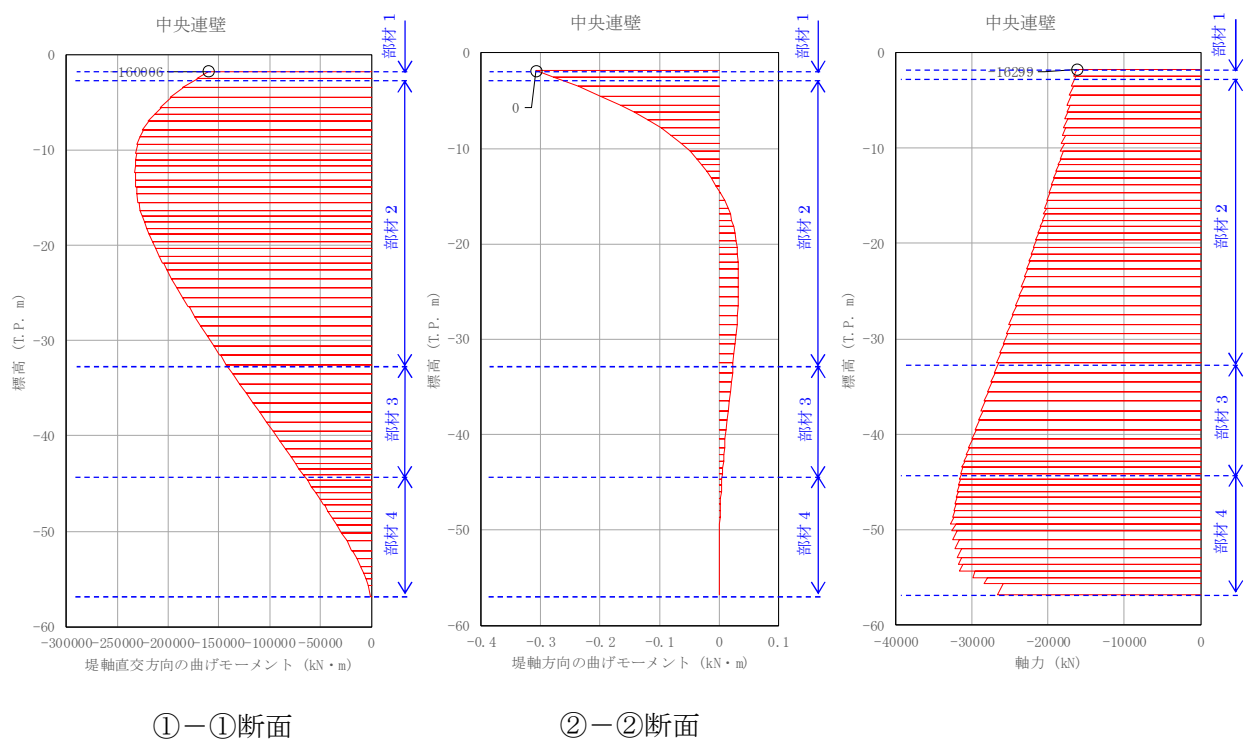


図 4.1-17 (1) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)



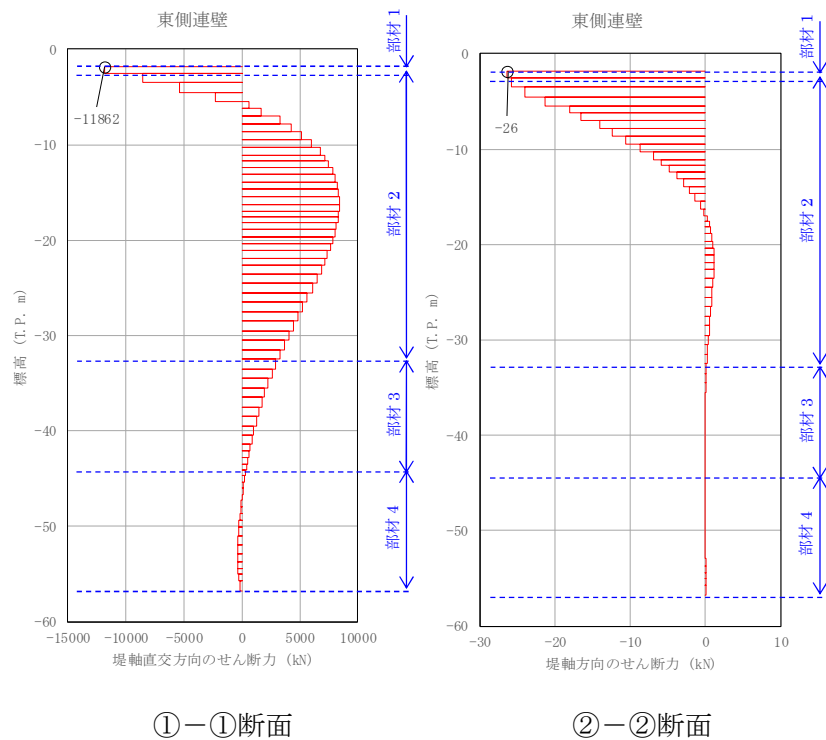
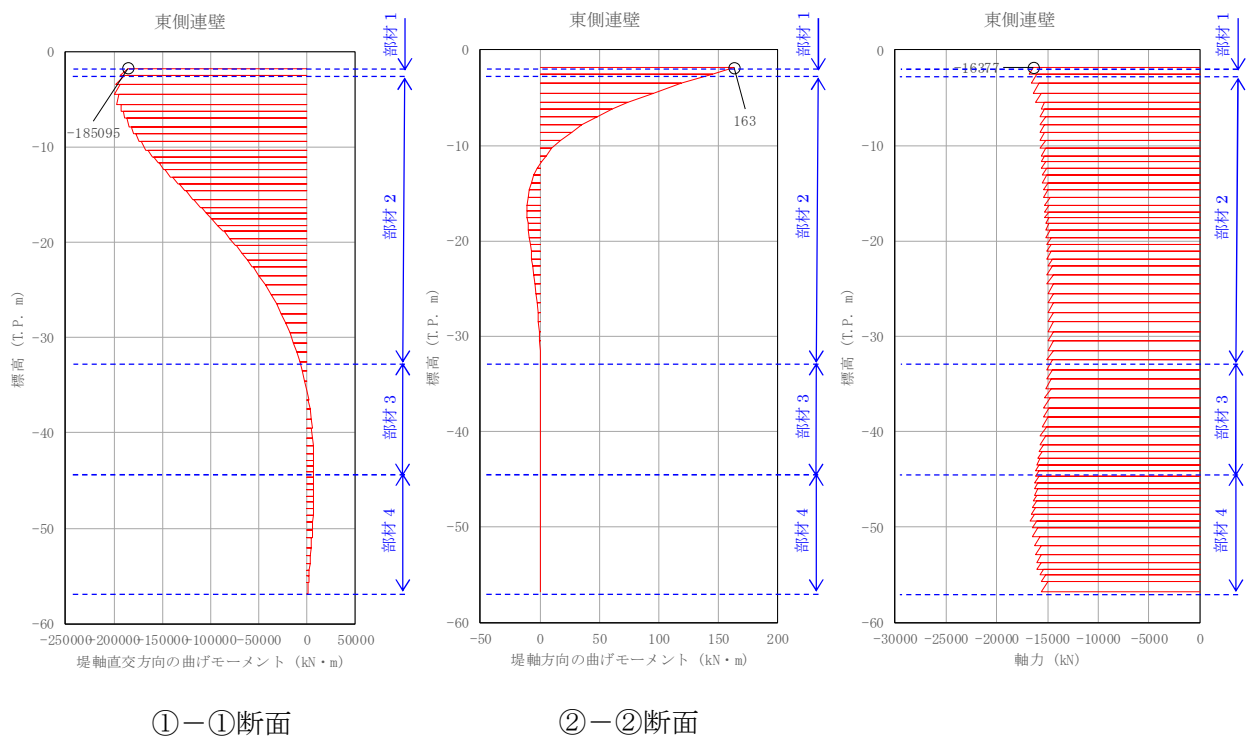


図 4.1-17 (2) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 1)



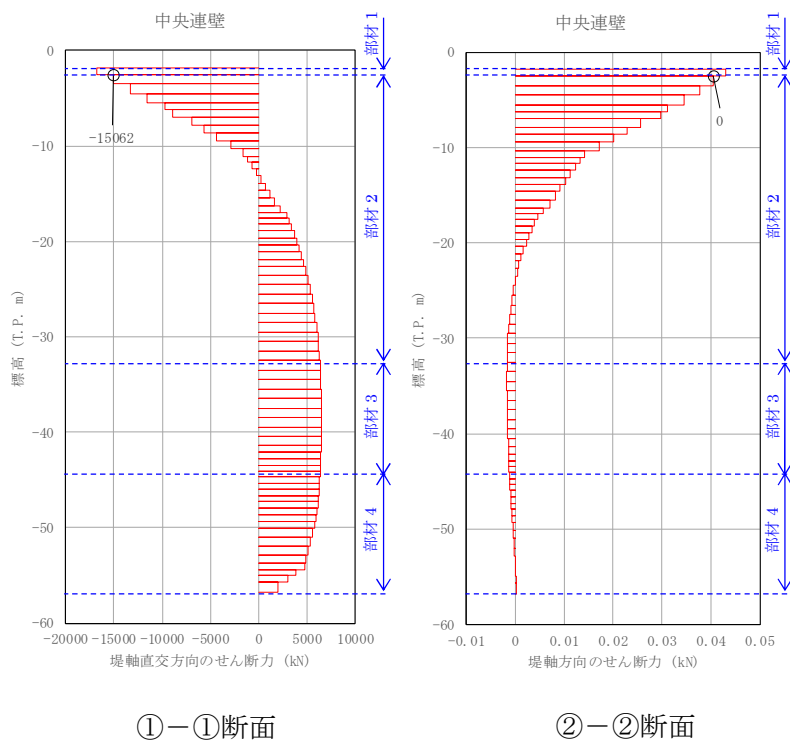
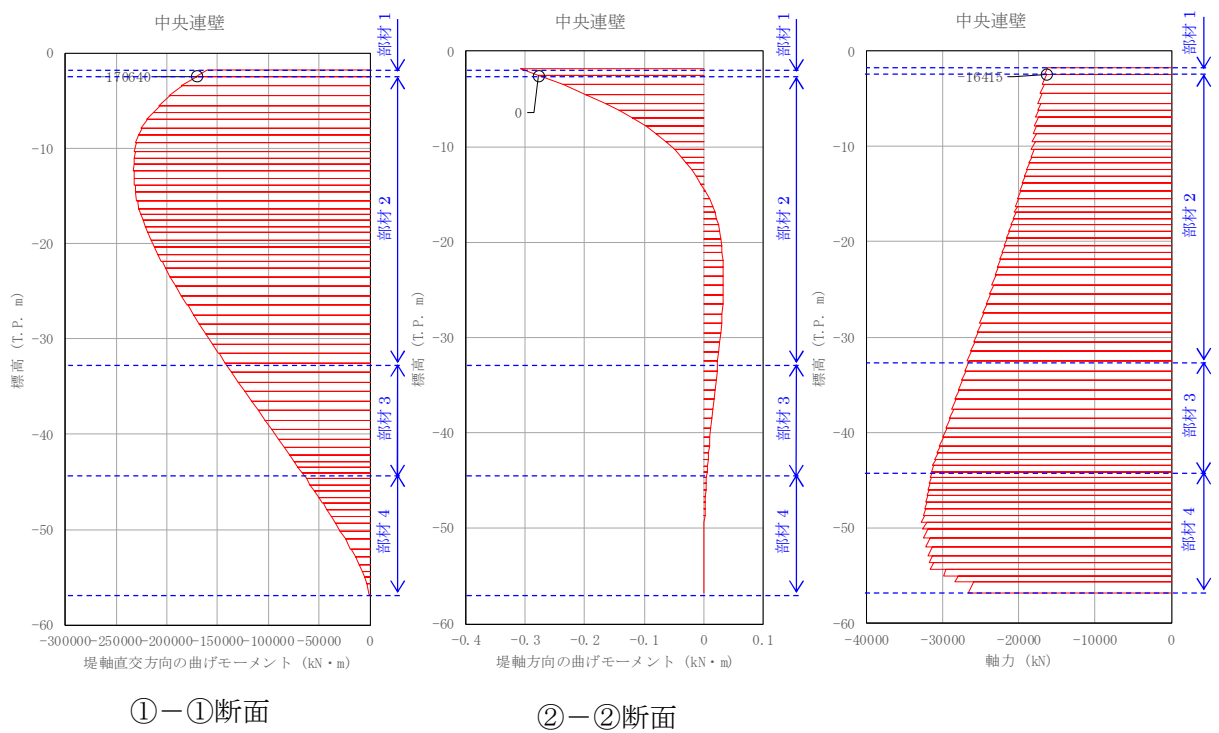
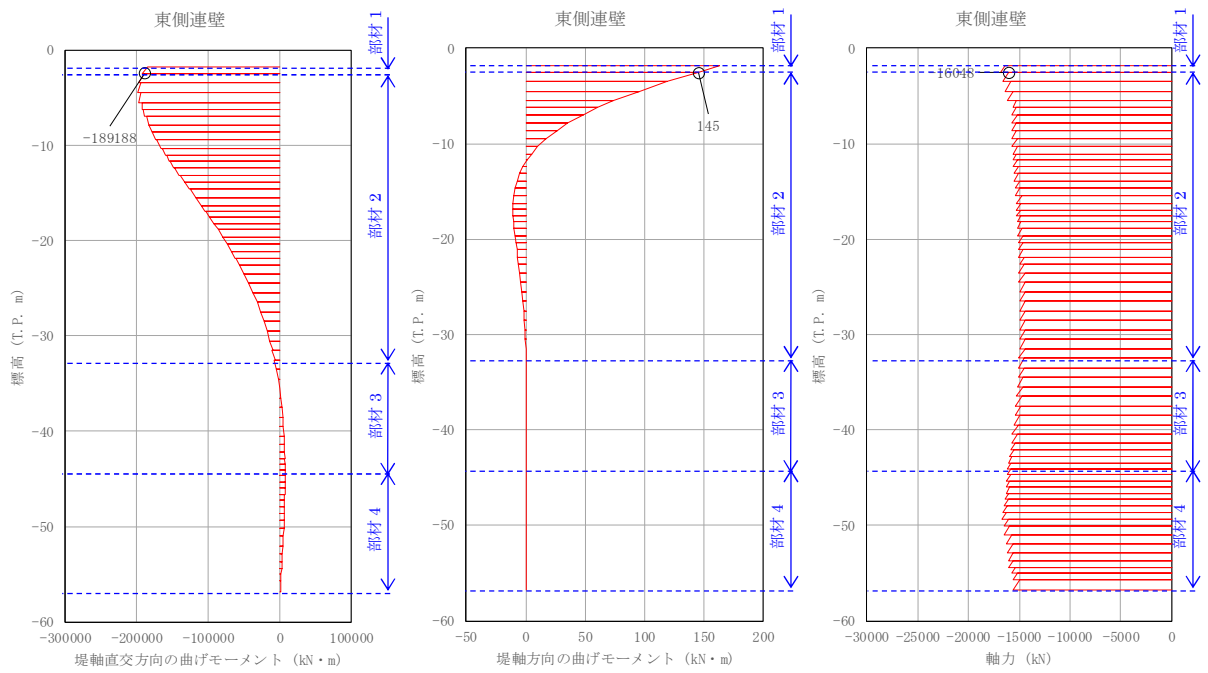


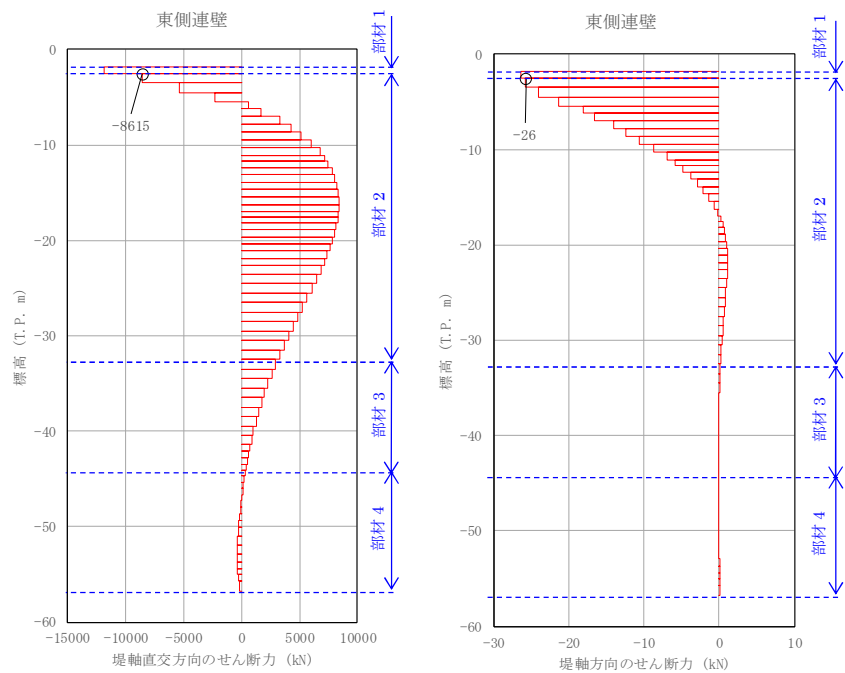
図 4.1-17 (3) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面

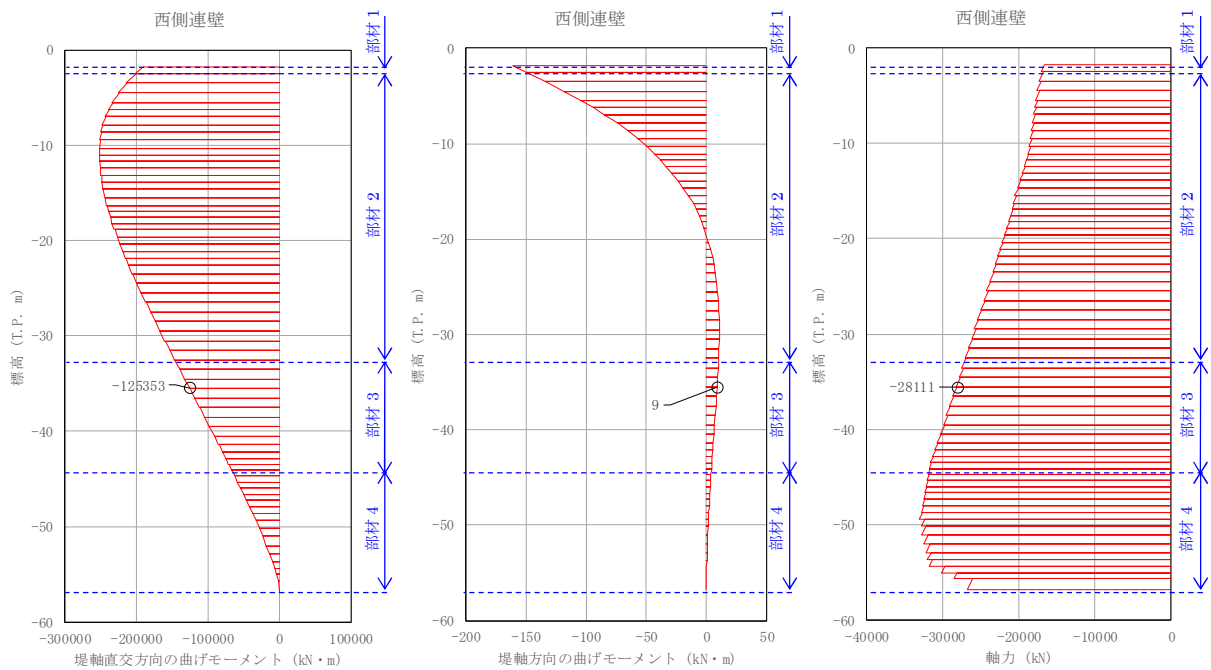


①－①断面

②－②断面

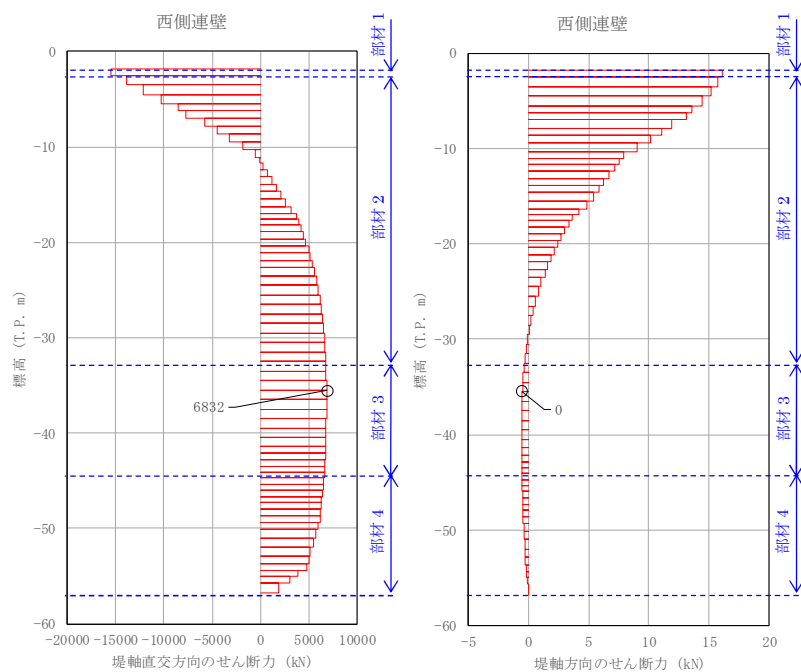
図 4.1-17 (4) 地中連続壁基礎において②－②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 2)





①—①断面

②—②断面

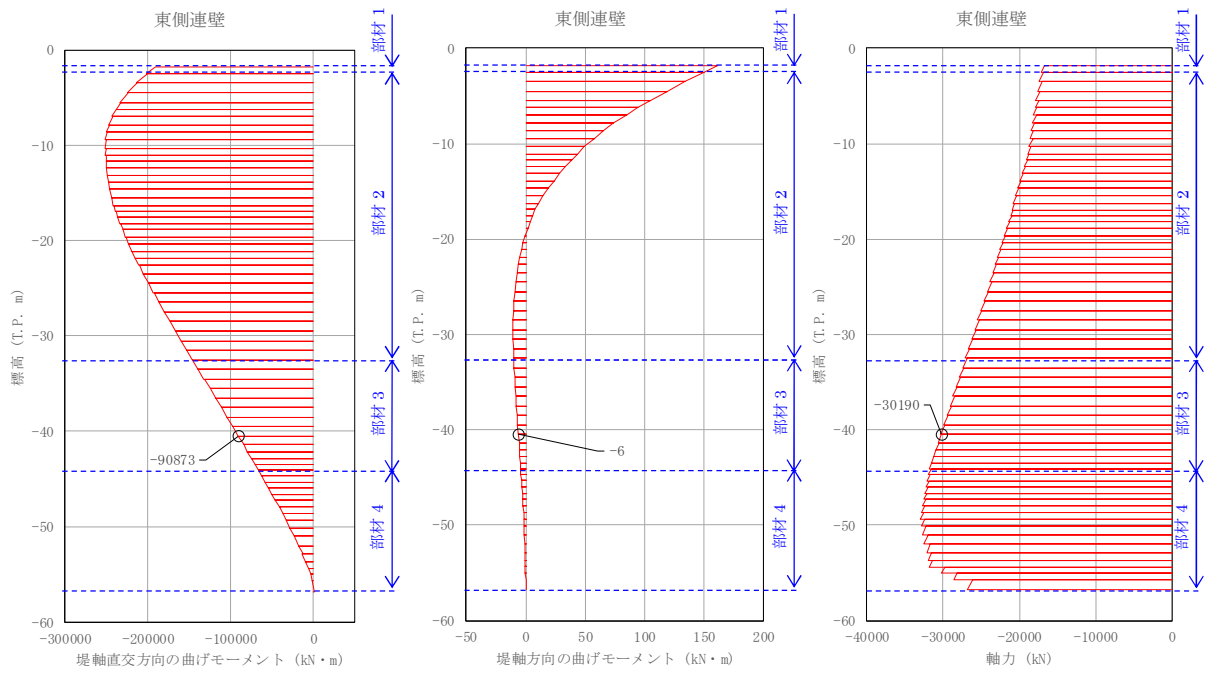


①—①断面

②—②断面

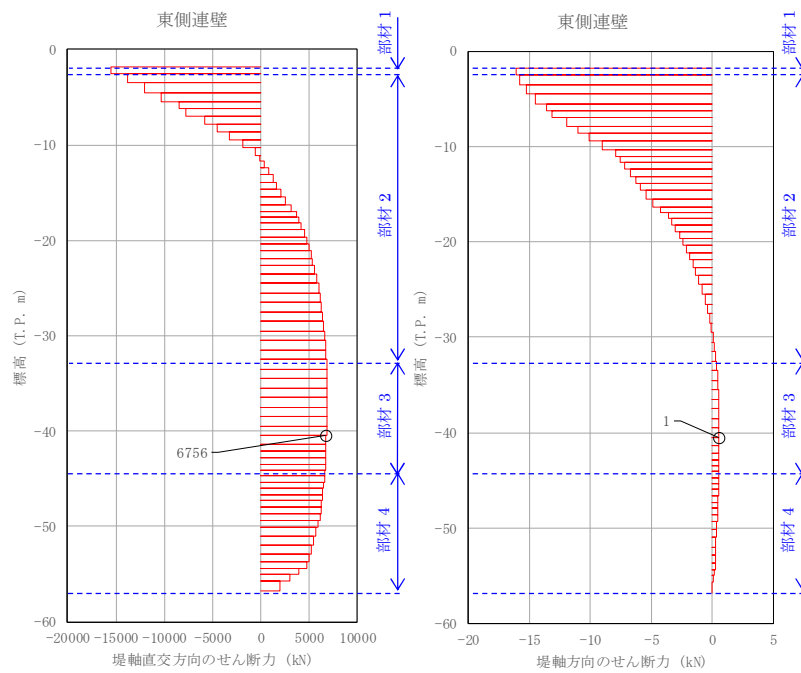
図 4.1-17 (5) 地中連続壁基礎において①—①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)





①-①断面

②-②断面

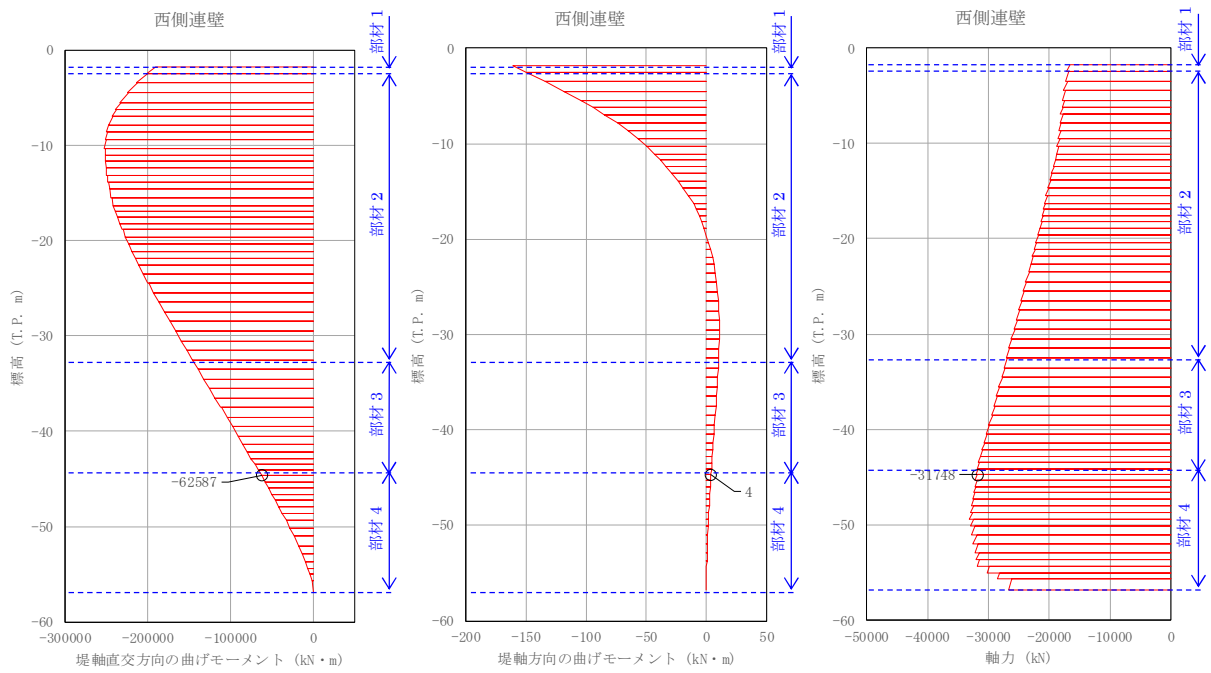


①-①断面

②-②断面

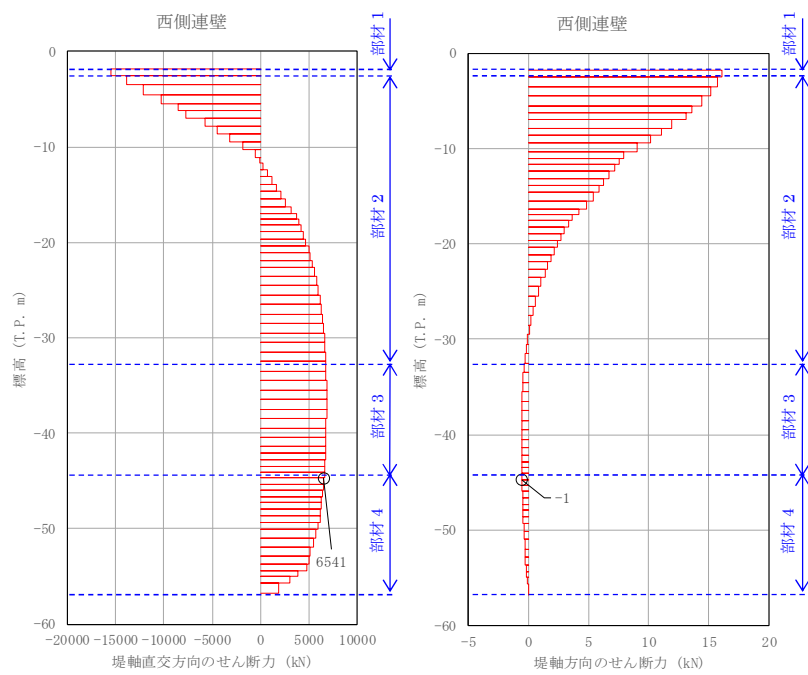
図 4.1-17 (6) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 3)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.1-17 (7) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)



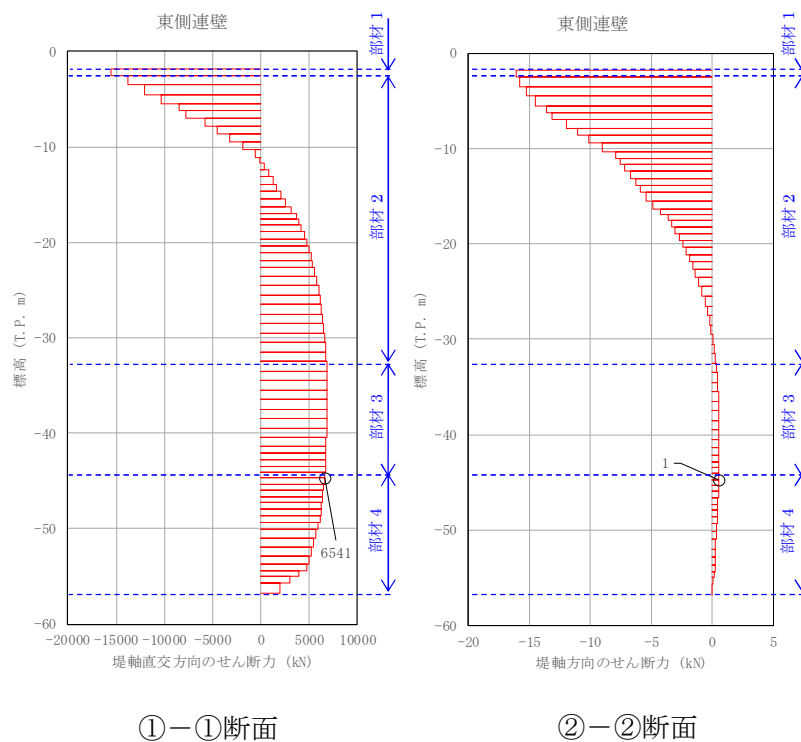
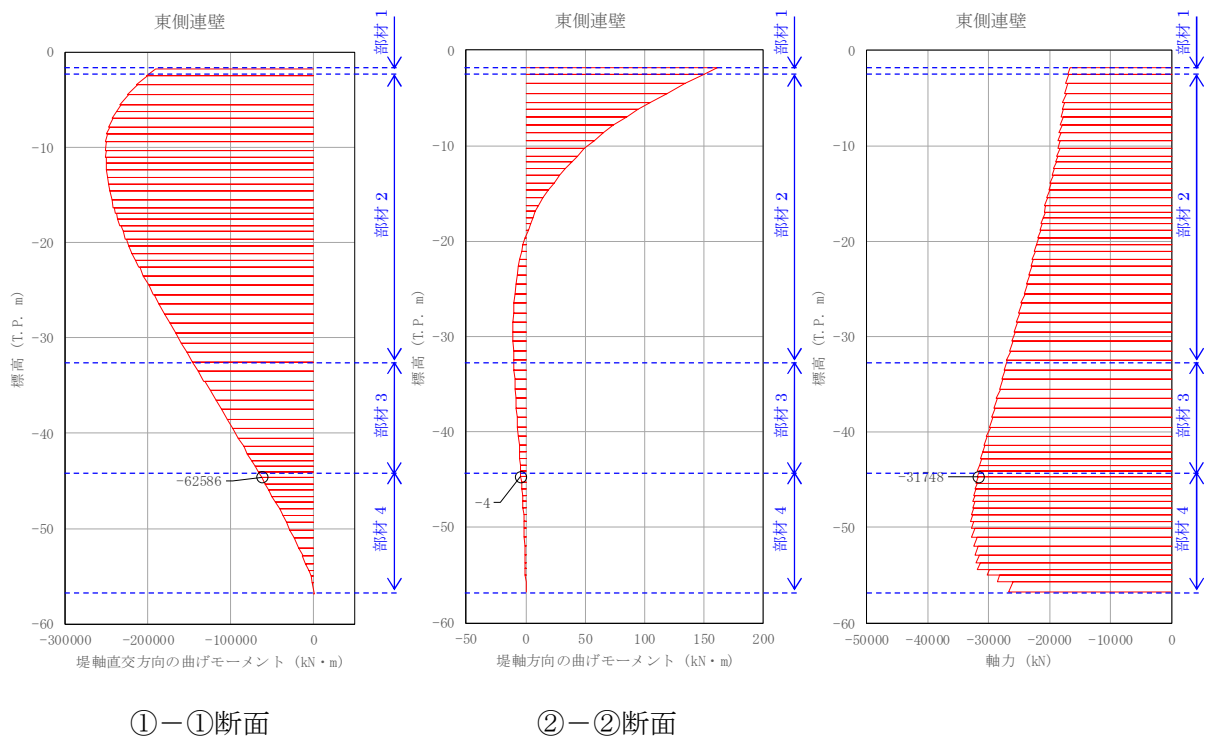


図 4.1-17 (8) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：基準津波時，部材 4)



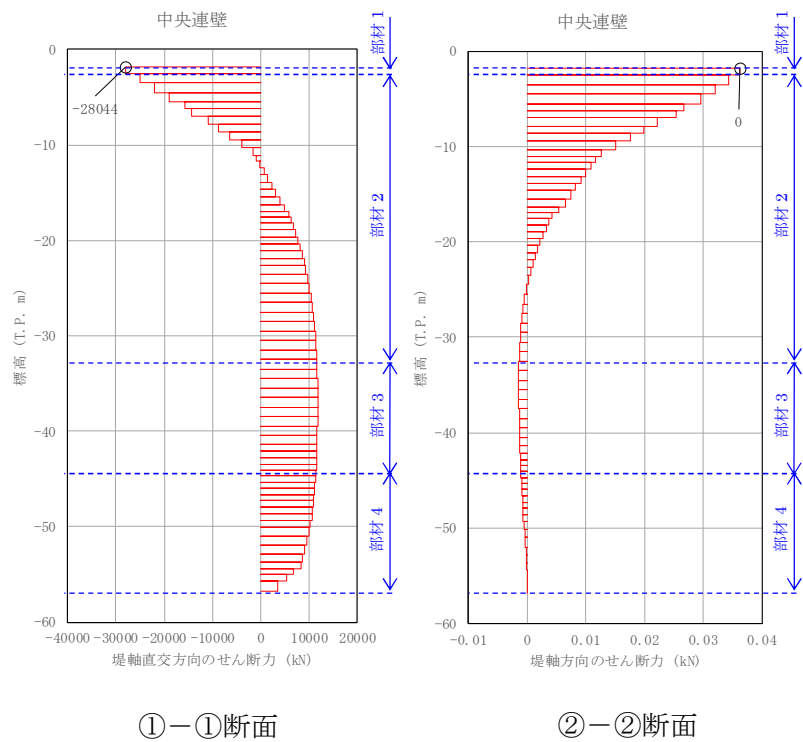
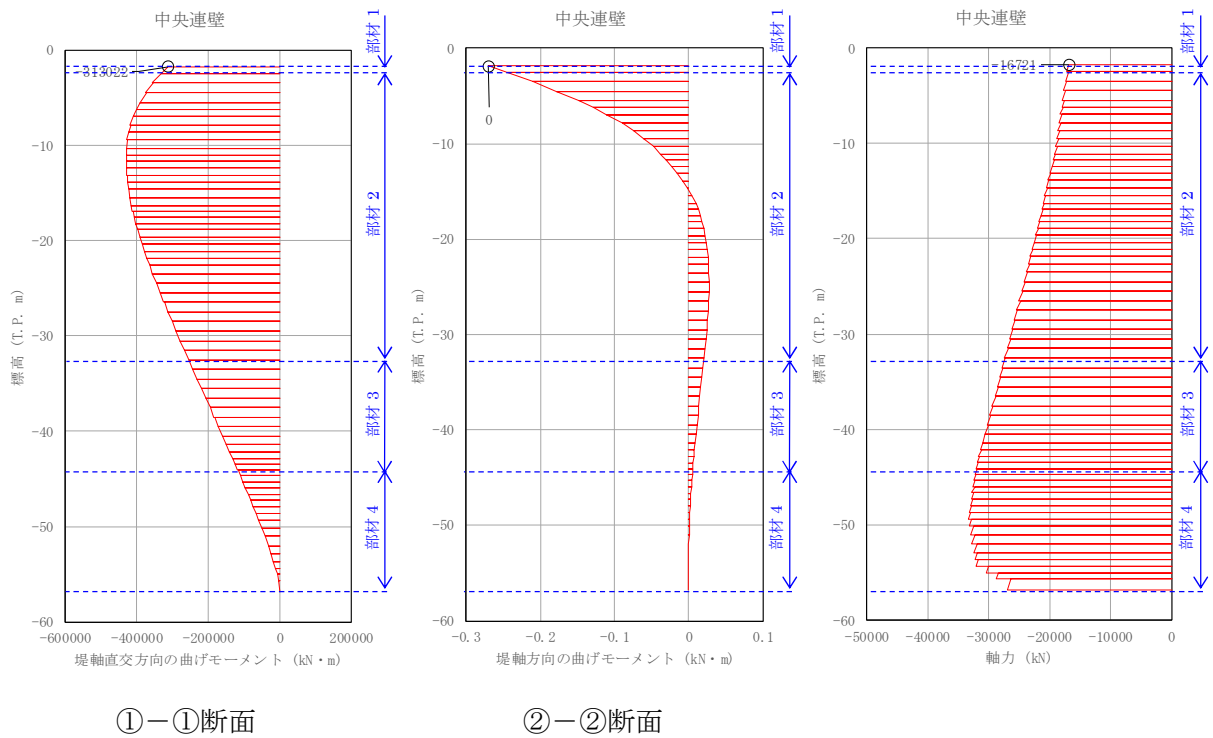


図 4.1-17 (9) 地中連続壁基礎において①—①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



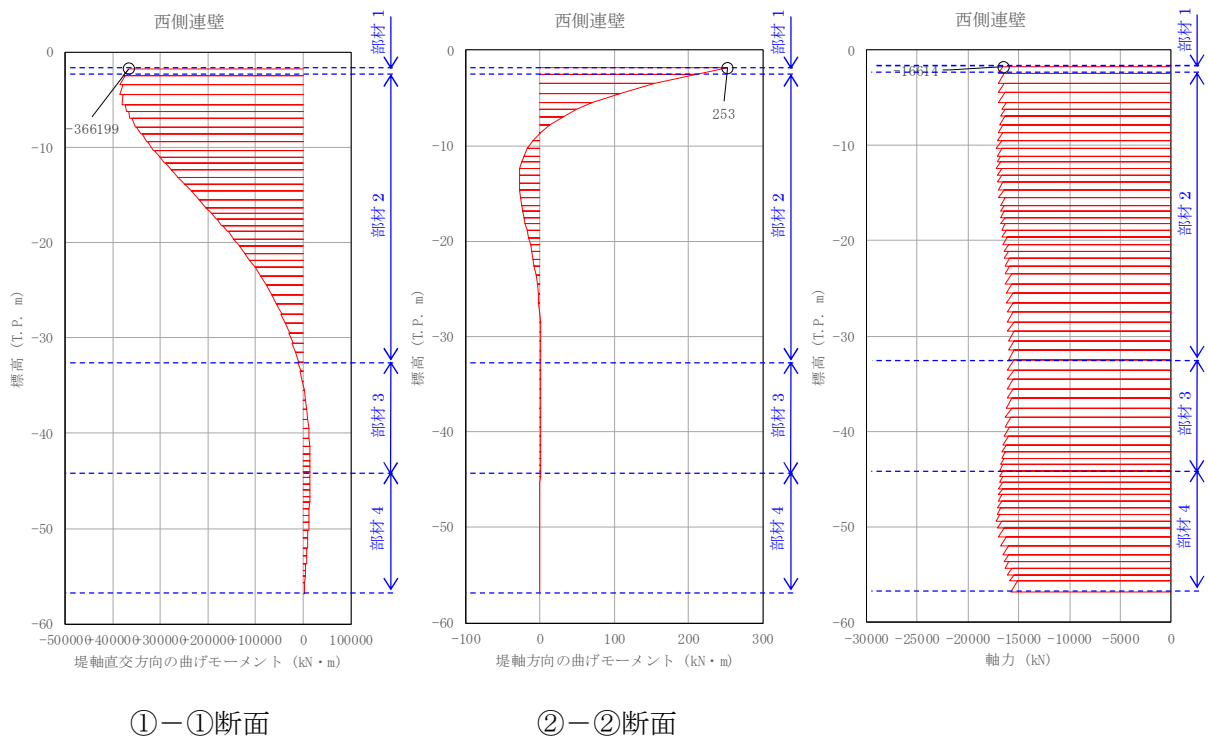
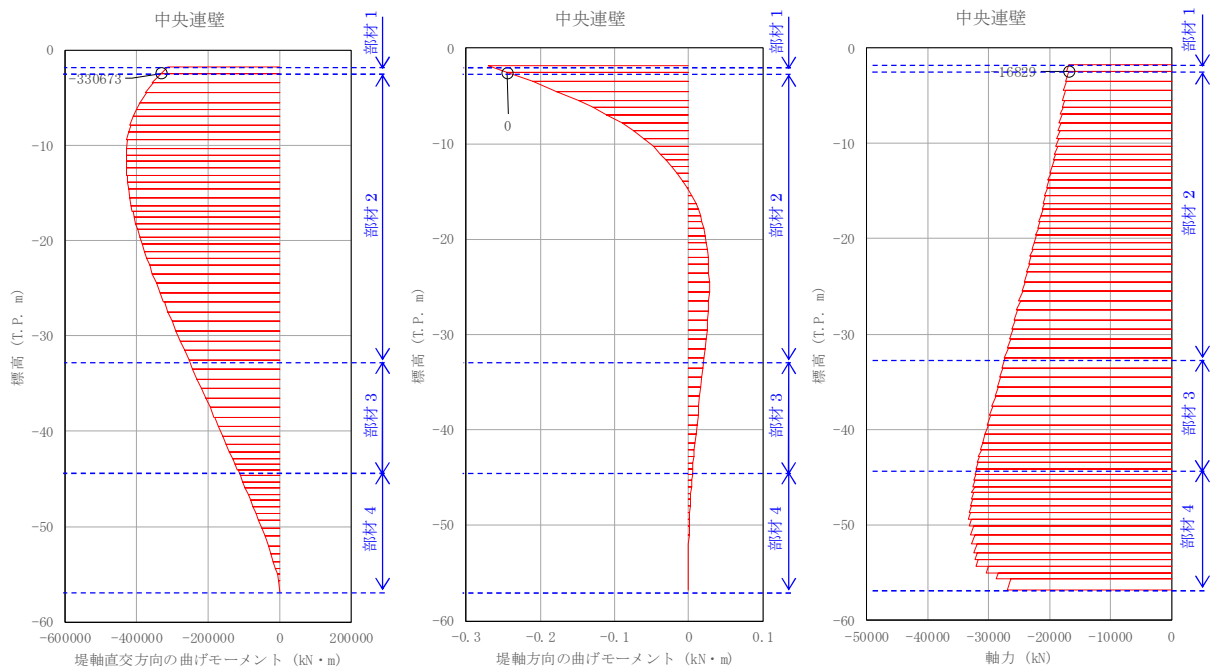


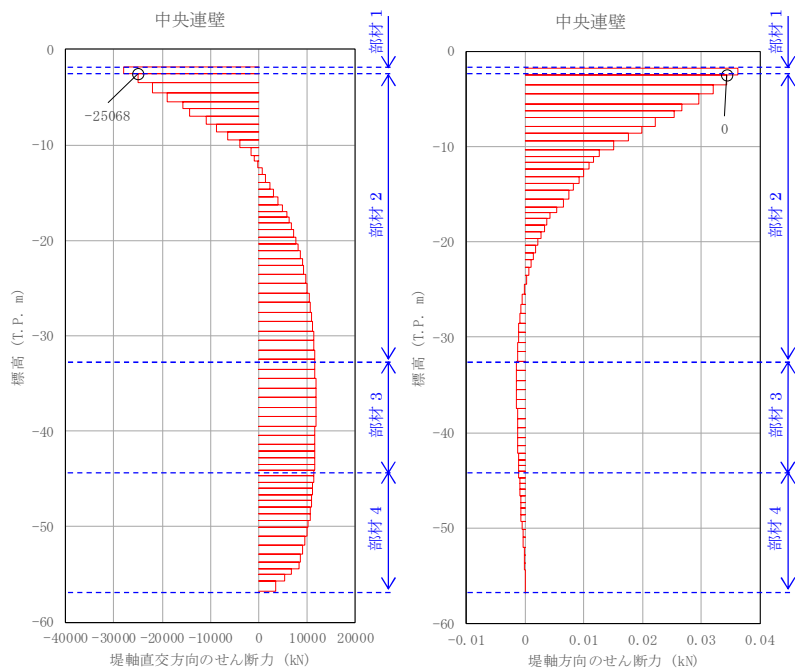
図 4.1-17 (10) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面

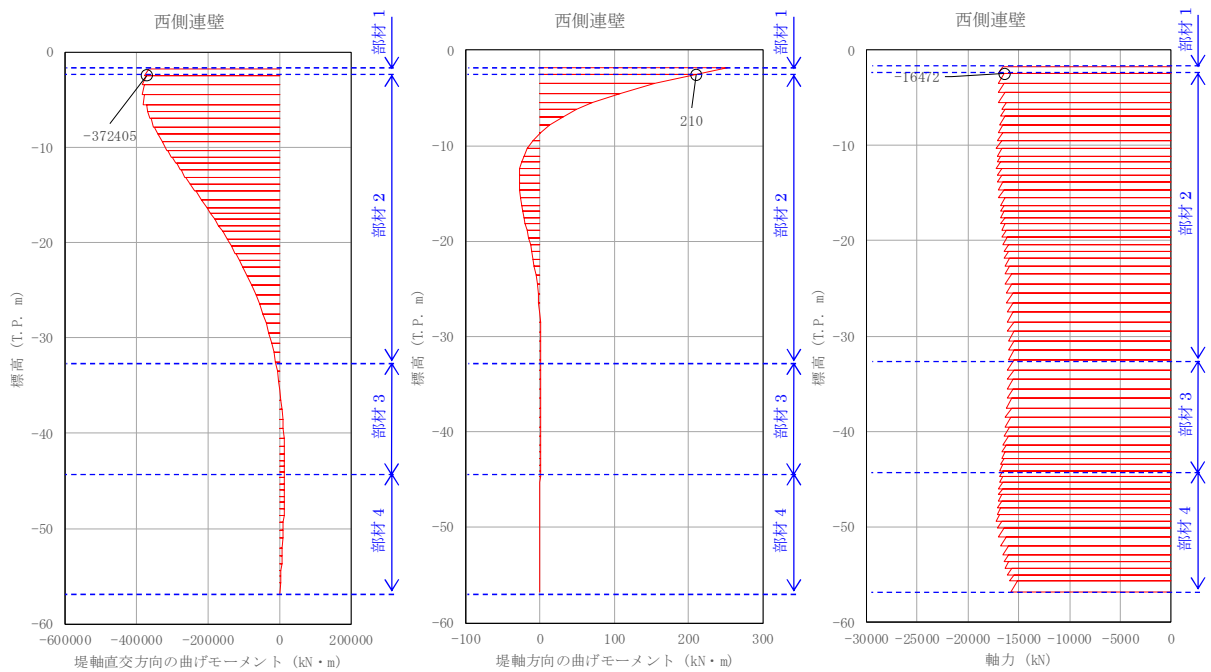


①－①断面

②－②断面

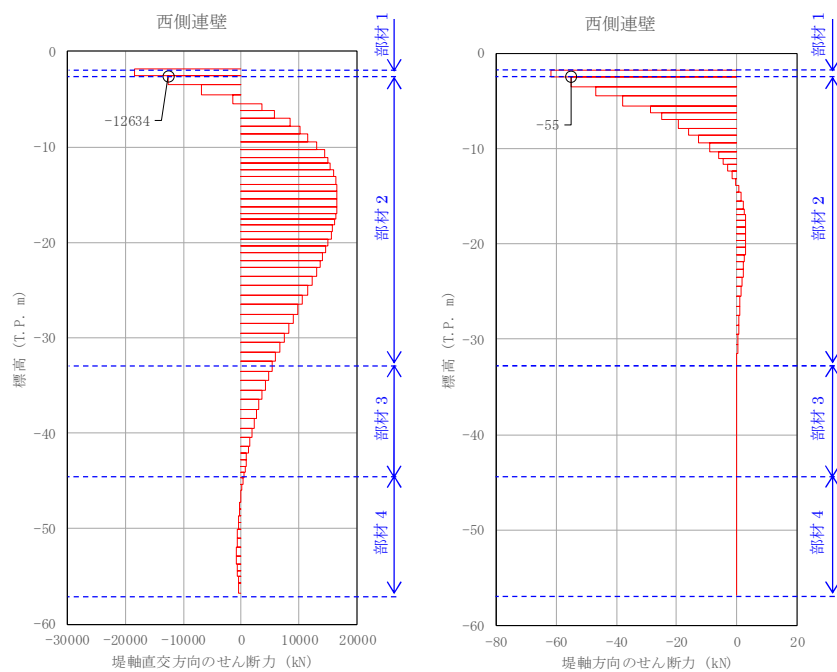
図 4.1-17 (11) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)





①—①断面

②—②断面



①—①断面

②—②断面

図 4.1-17 (12) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



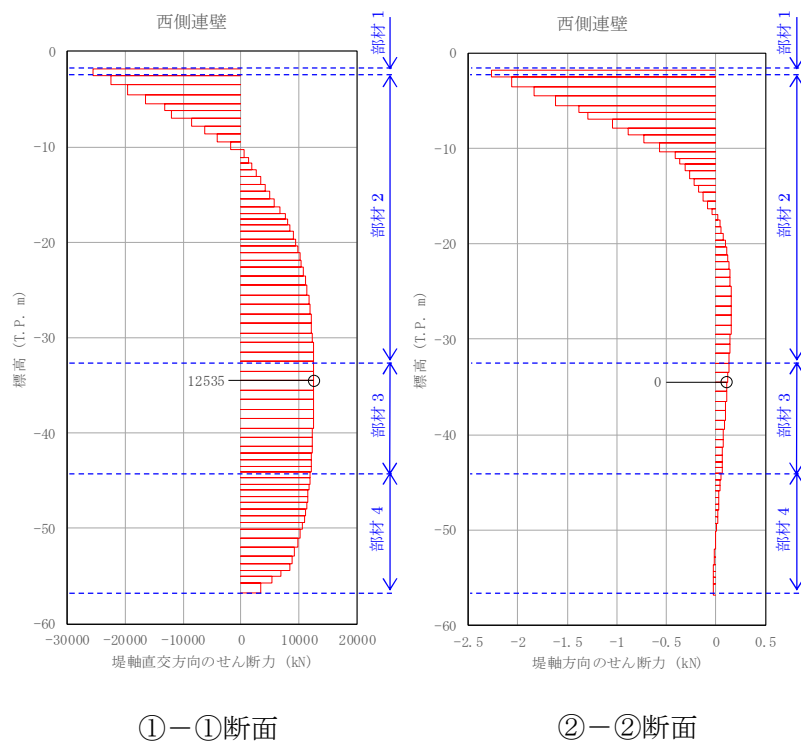
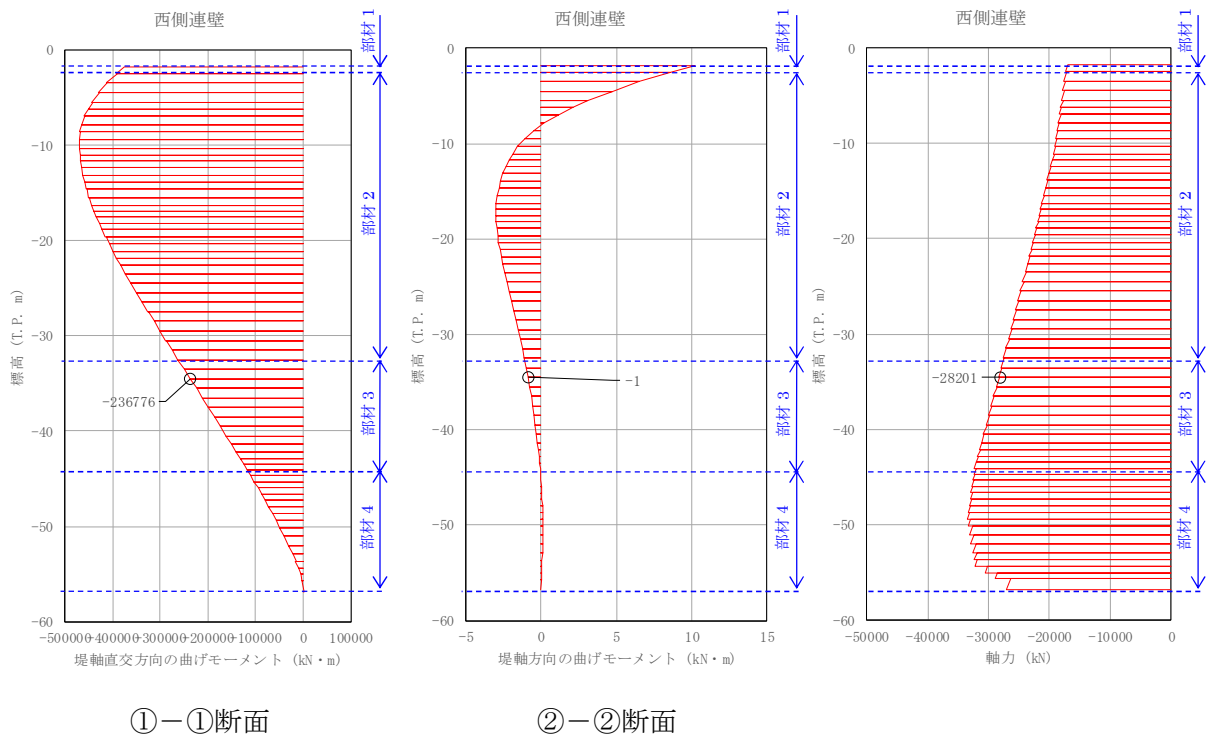


図 4.1-17 (13) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



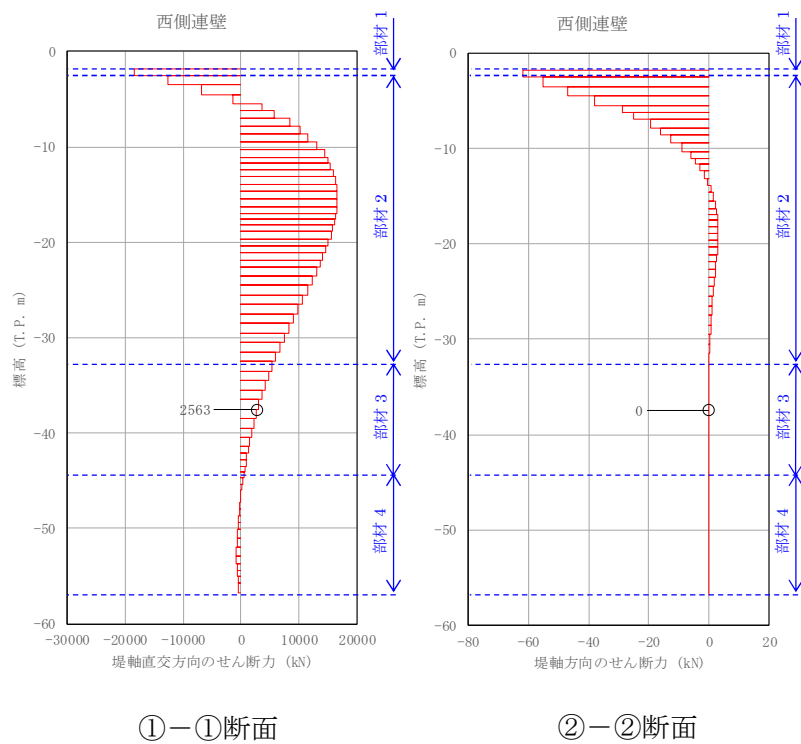
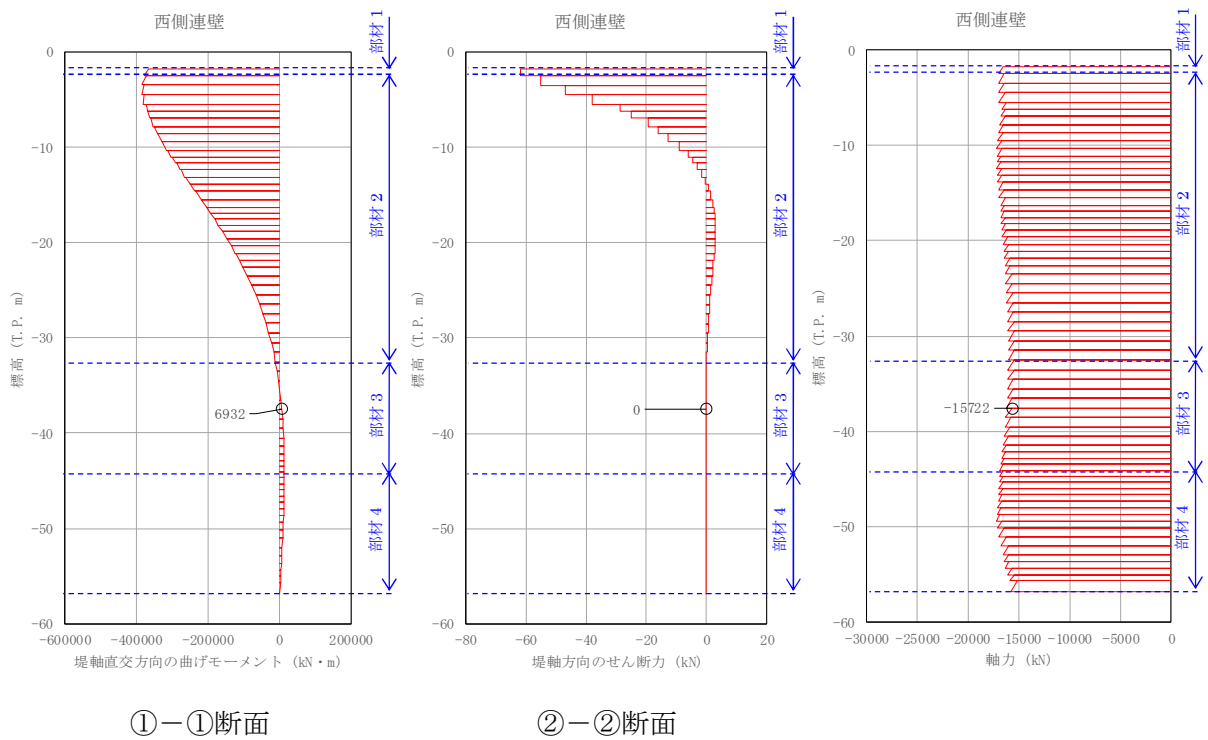


図 4.1-17 (14) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



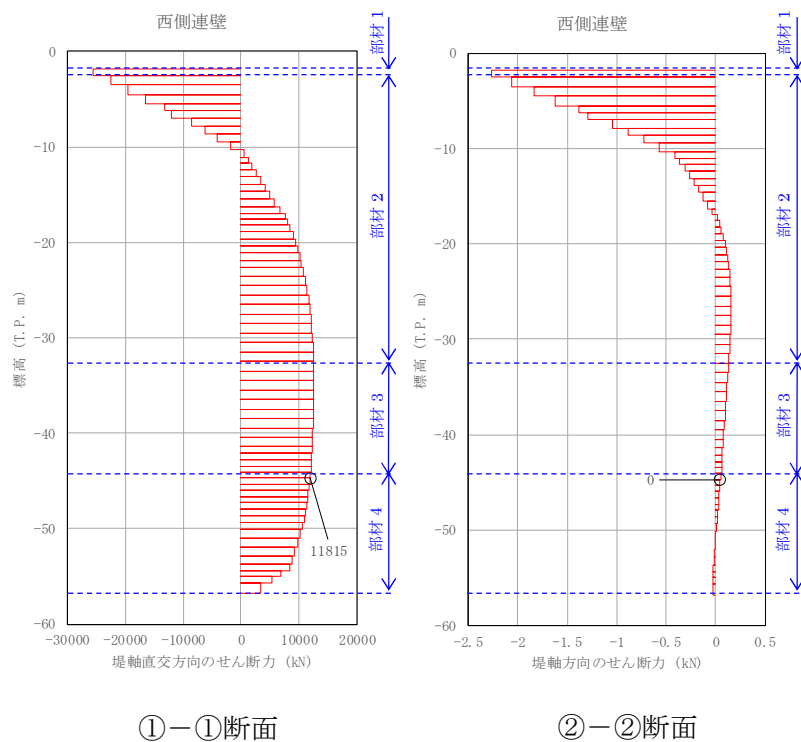
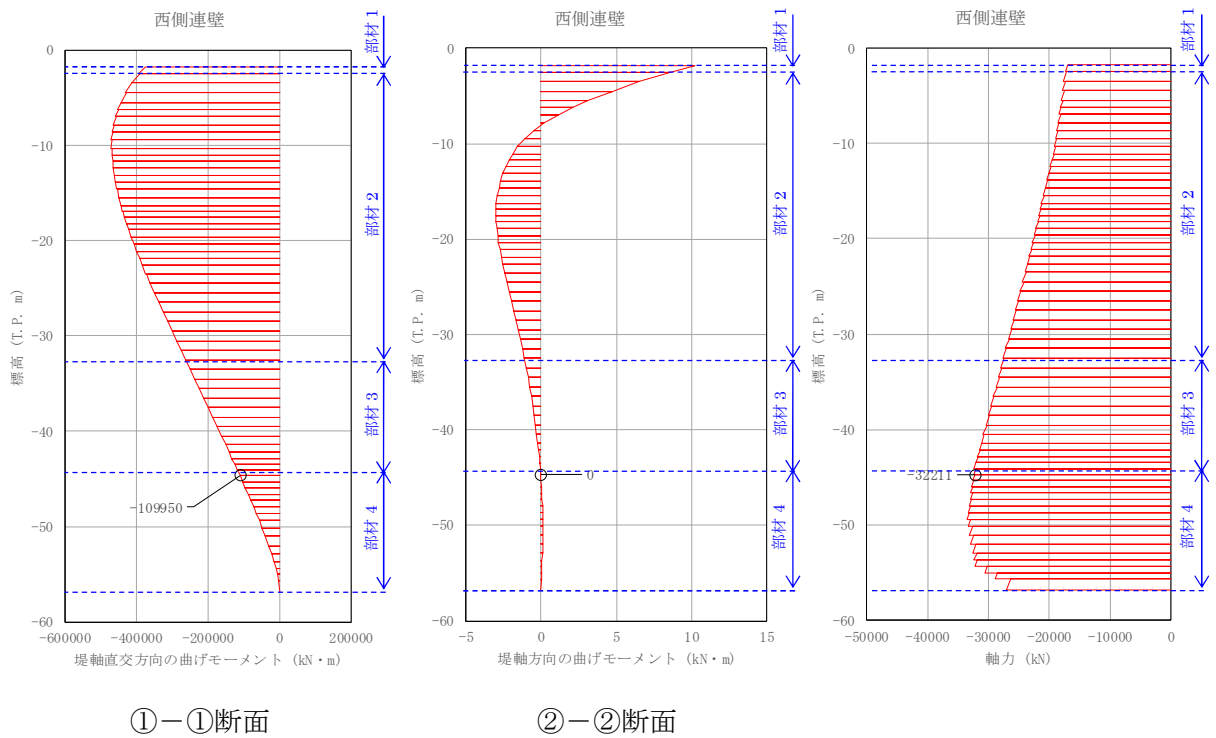


図 4.1-17 (15) 地中連続壁基礎において①—①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



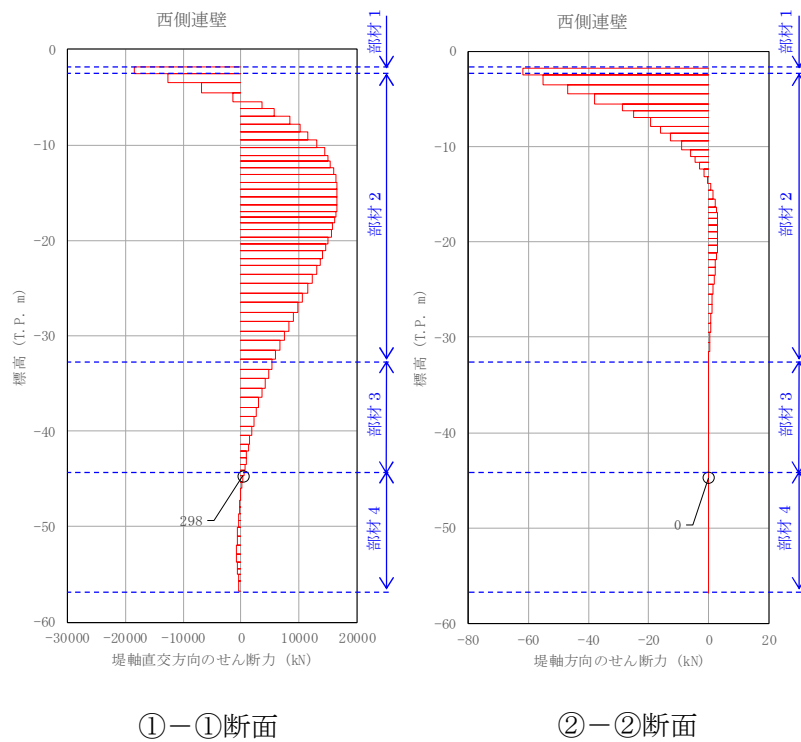
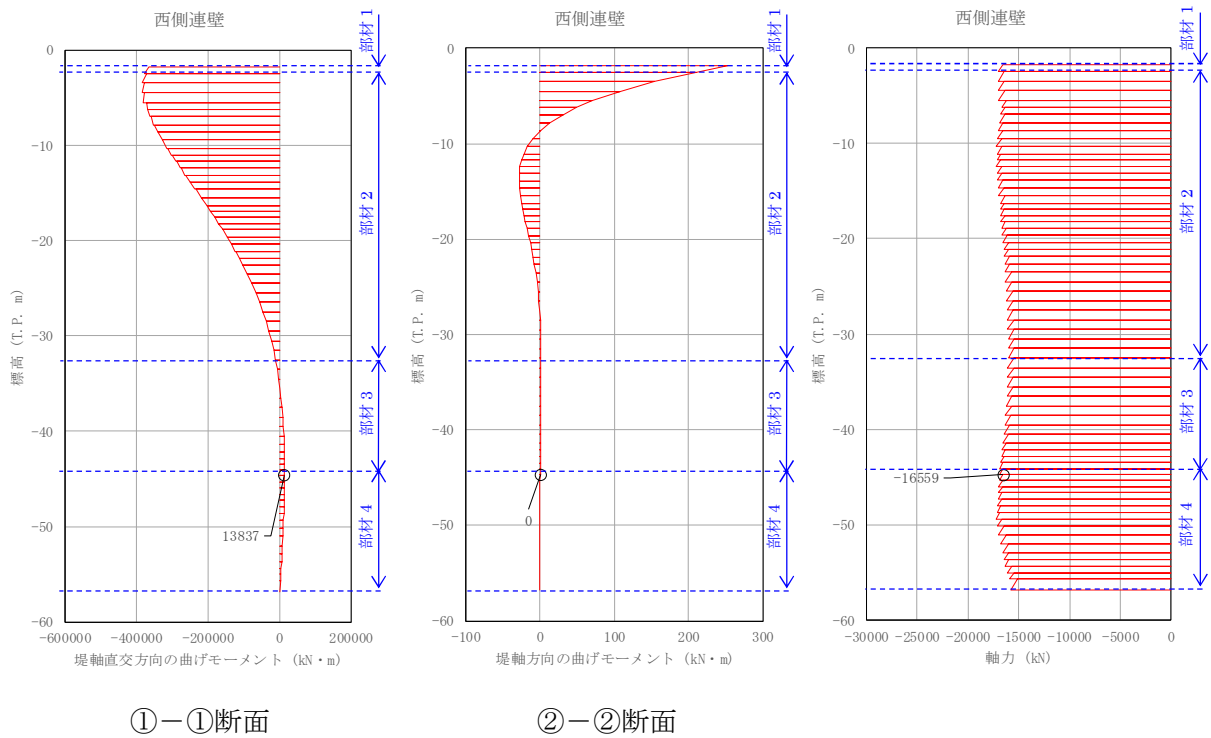


図 4.1-17 (16) 地中連続壁基礎において②—②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(津波時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



#### 4. 1. 4 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 4. 1－18 及び図 4. 1－19 に、断面諸元一覧を表 4. 1－10～表 4. 1－15 に示す。

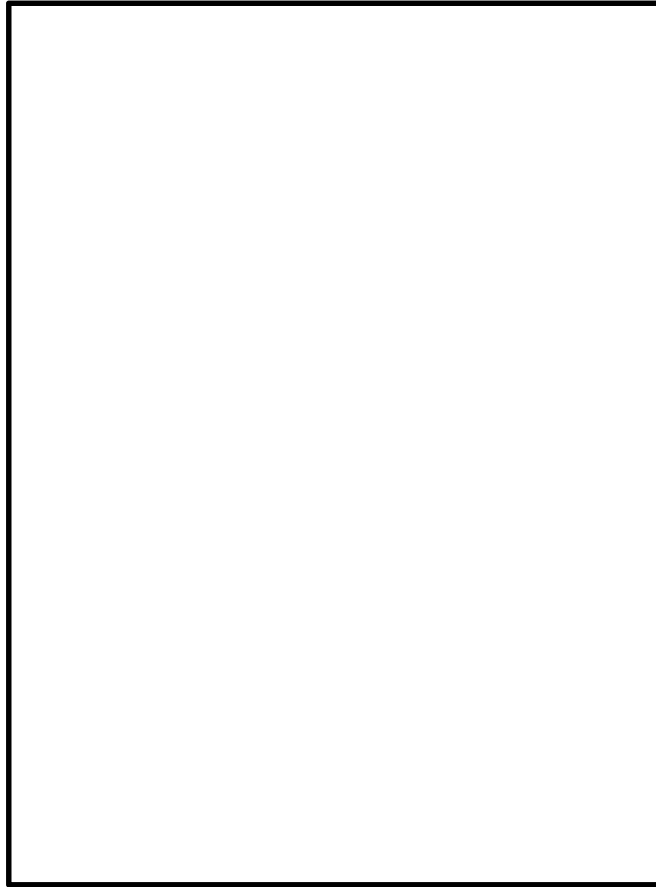


図 4. 1－18 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図

表 4. 1－10 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面（下面）				内面（上面）			
				外面 （下面）	内面 （上面）	外面 （下面）	内面 （上面）		径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	－	(mm)	－	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
フーチング	①－①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
	②－②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 4. 1－11 断面諸元一覧（せん断補強筋）

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





図 4.1-19 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 1 : T. P-1.8m~T. P-3.0m 区間)

表 4.1-12 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.1-12 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300





図 4.1-19 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 2 : T.P-3.0m~T.P-34.0m 区間)

表 4.1-13 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588

表 4.1-13 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300



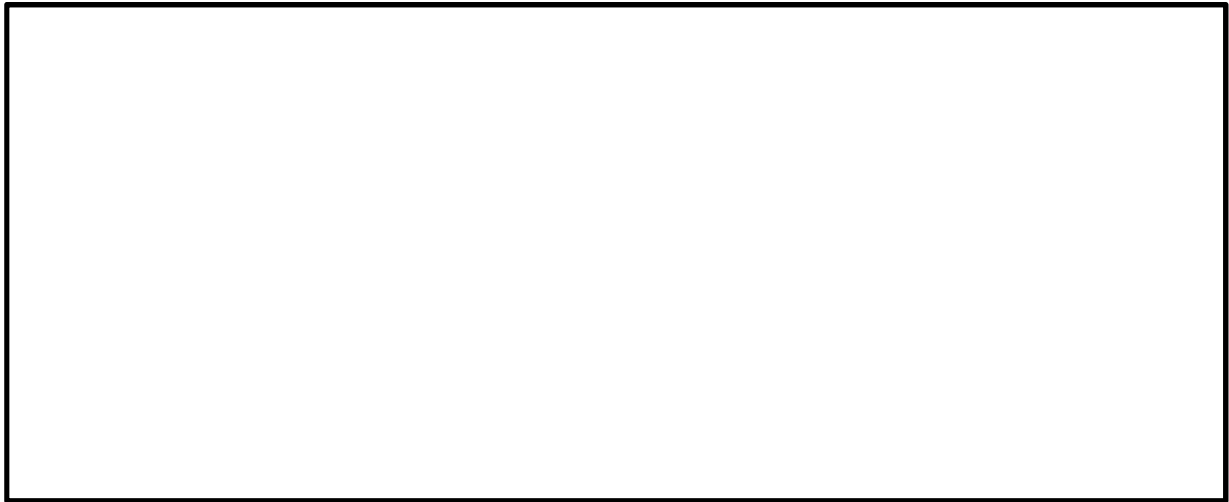


図 4.1-19 (3) 地中連続壁基礎の概略配筋図（部材 3：T.P-34.0m～T.P-40.0m 区間）

表 4.1-14 (1) 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.1-14 (2) 断面諸元一覧（せん断補強筋）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300





図 4.1-19 (4) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 4 : T.P-40.0m~T.P-56.0m 区間)

表 4.1-15 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294

表 4.1-15 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



## 4.2 重畳時の強度評価結果

### 4.2.1 1次元有効応力解析結果

#### (1) ①－①断面

①－①断面における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2-1に示す。

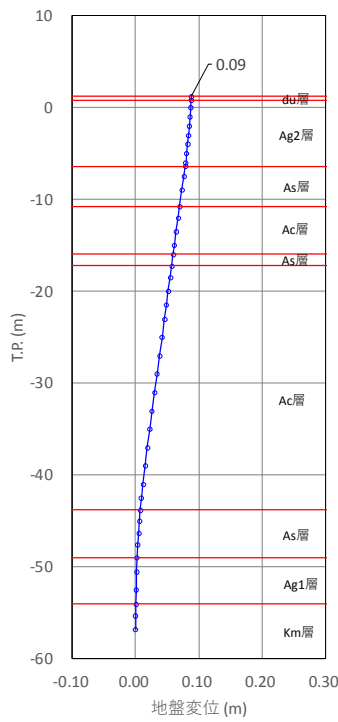
表 4.2-1 1次元有効応力解析結果（①－①断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大変位 (cm)	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
地表面最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
最大せん断ひずみ	$2.70 \times 10^{-2}$	$2.54 \times 10^{-2}$	$2.82 \times 10^{-2}$	$3.77 \times 10^{-2}$	$3.58 \times 10^{-3}$	$2.90 \times 10^{-3}$

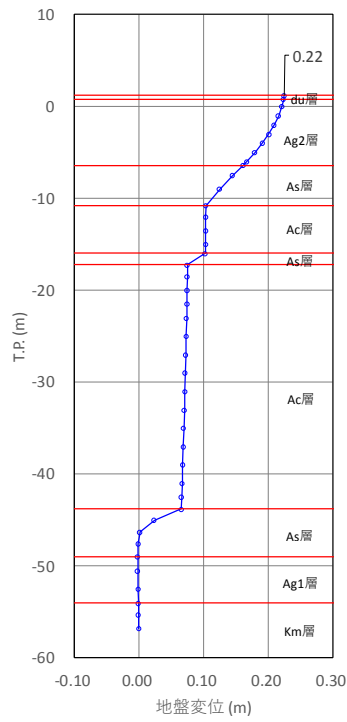
表4.2-1より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 $\sigma'_m$ 及びせん断ひずみ $\gamma$ の深度分布により求め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地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2-1及び図4.2-2に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2-3～図4.2-6に示す。

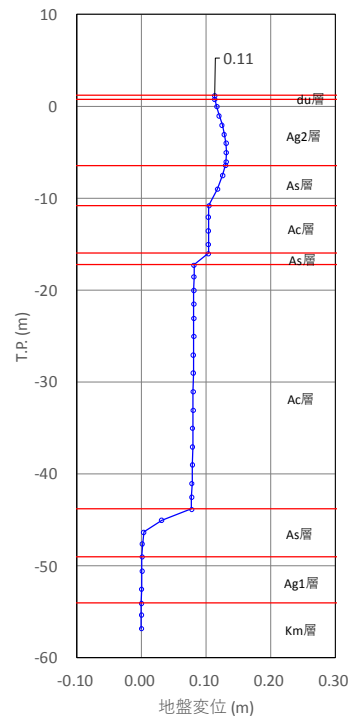




地盤バネ 3



地盤バネ 4



地盤バネ 5

図 4.2-1 地盤バネケースの地盤変位分布図 (①-①断面)

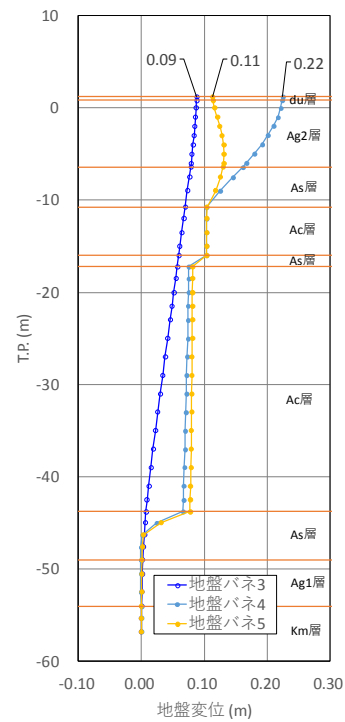


図 4.2-2 地盤バネケースの地盤変位比較図 (①-①断面)



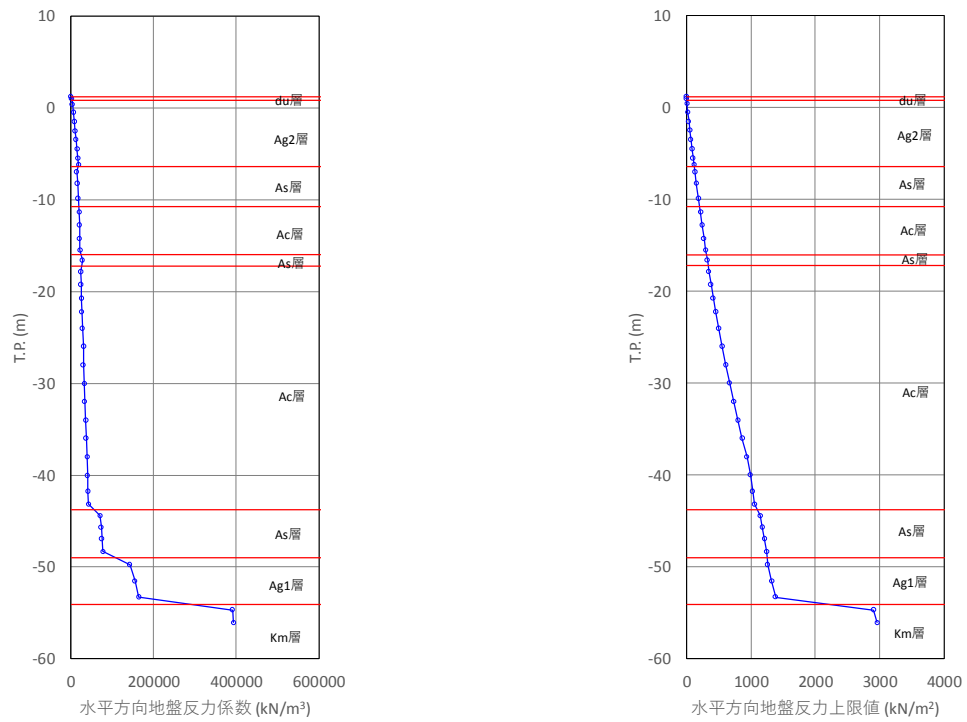


図 4.2-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (①-①断面：地盤バネ 3)

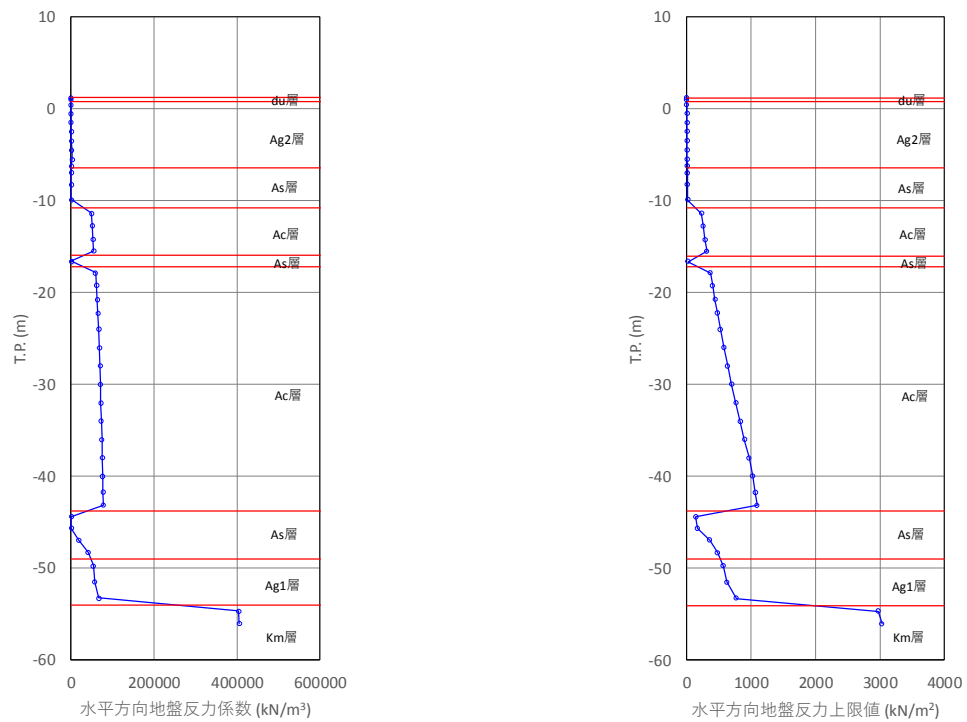


図 4.2-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (①-①断面：地盤バネ 4)



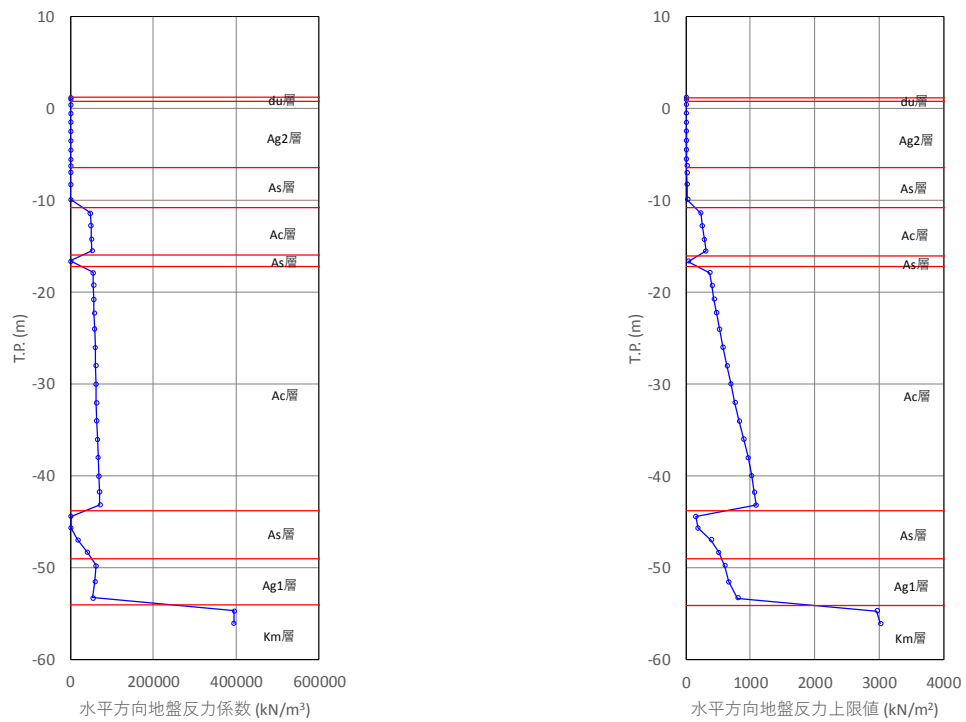


図 4.2-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (①-①断面：地盤バネ 5)

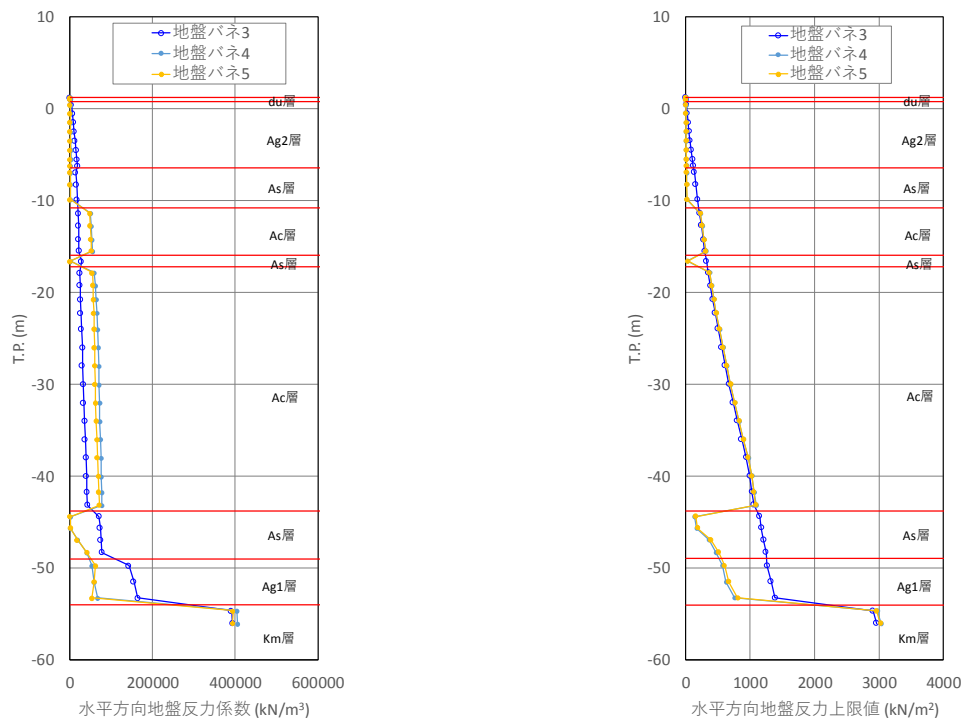


図 4.2-6 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図 (①-①断面)



(2) ②－②断面

②－②断面における 1 次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2-2 に示す。

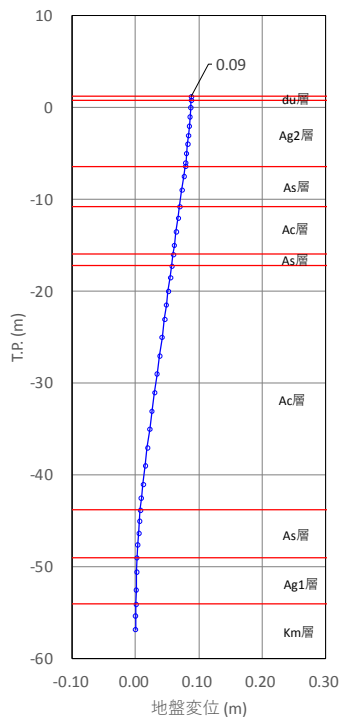
表 4.2-2 1 次元有効応力解析結果（②－②断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）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（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大変位 (cm)	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
地表面最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
最大せん断ひずみ	$2.70 \times 10^{-2}$	$2.54 \times 10^{-2}$	$2.82 \times 10^{-2}$	$3.77 \times 10^{-2}$	$3.58 \times 10^{-3}$	$2.90 \times 10^{-3}$

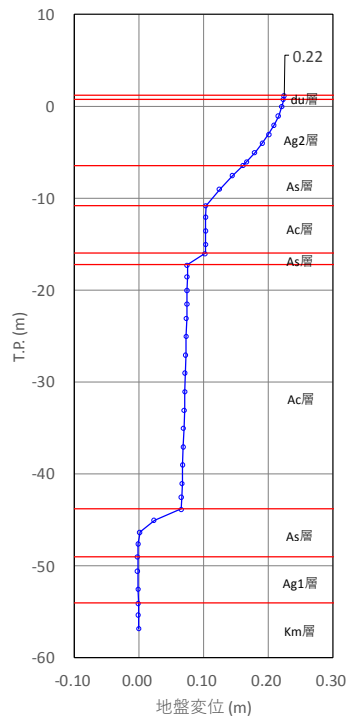
表 4.2-2 より，地盤バネ 3 は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ 4 は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力  $\sigma'_m$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  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地中連続壁基礎に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.2-7 及び図 4.2-8 に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.2-9～図 4.2-12 に示す。

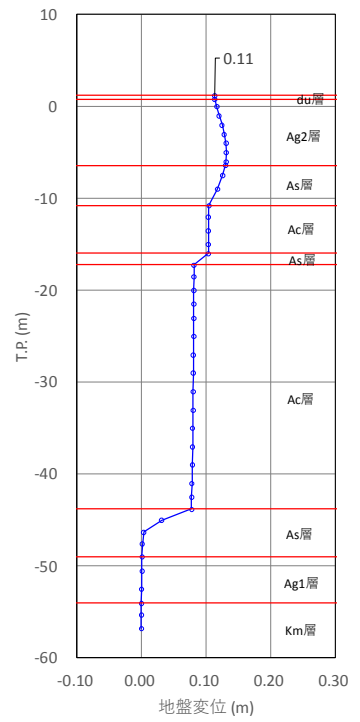




地盤バネ 3



地盤バネ 4



地盤バネ 5

図 4.2-7 地盤バネケースの地盤変位分布図 (②-②断面)

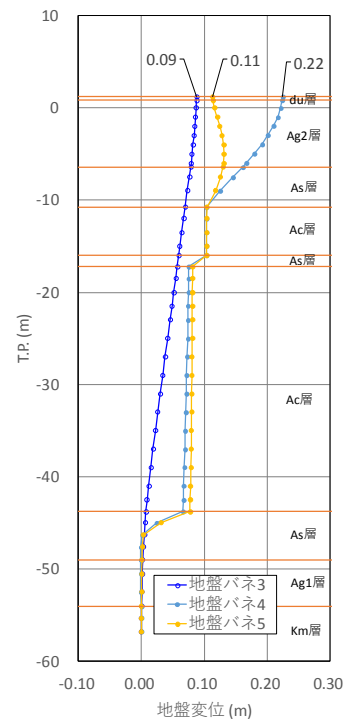


図 4.2-8 地盤バネケースの地盤変位比較図 (②-②断面)



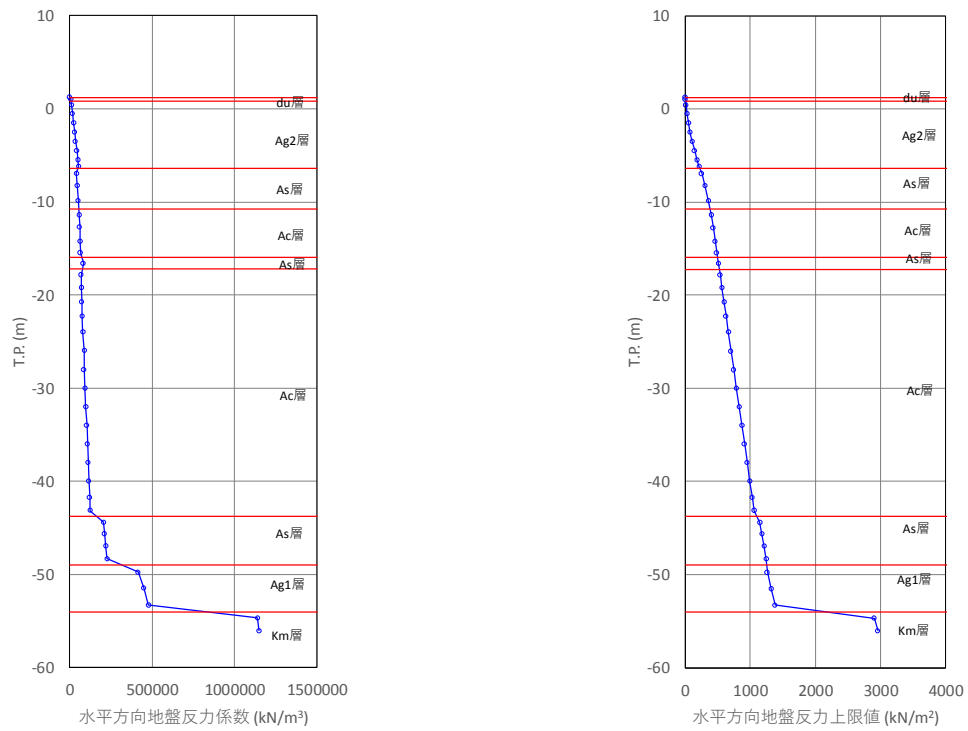


図 4.2-9 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤バネ 3)

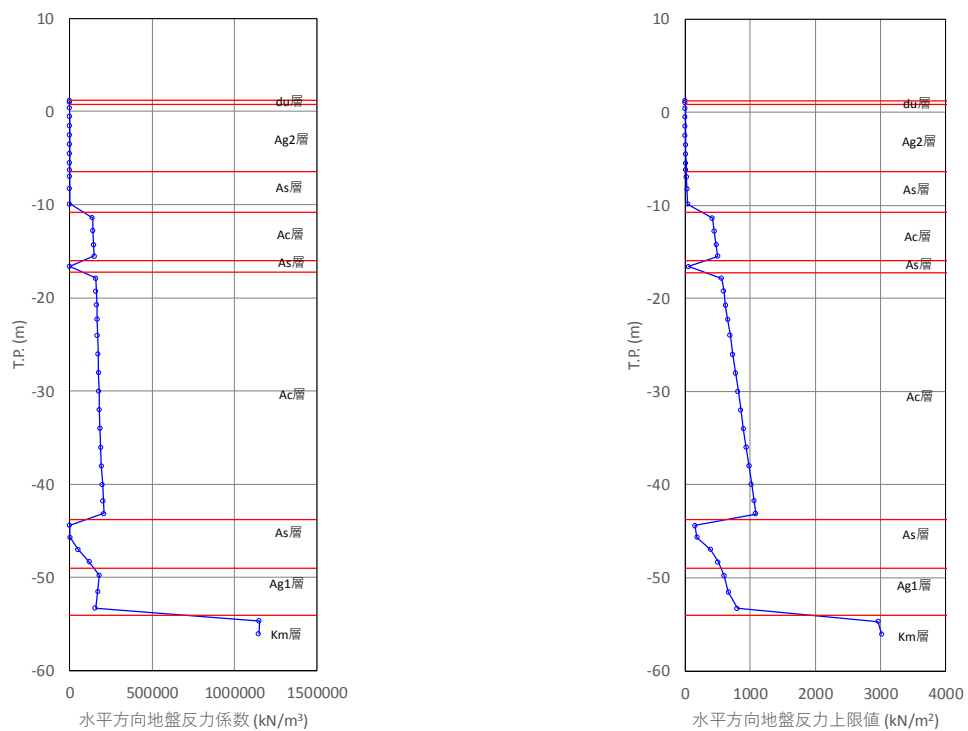


図 4.2-10 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤バネ 4)



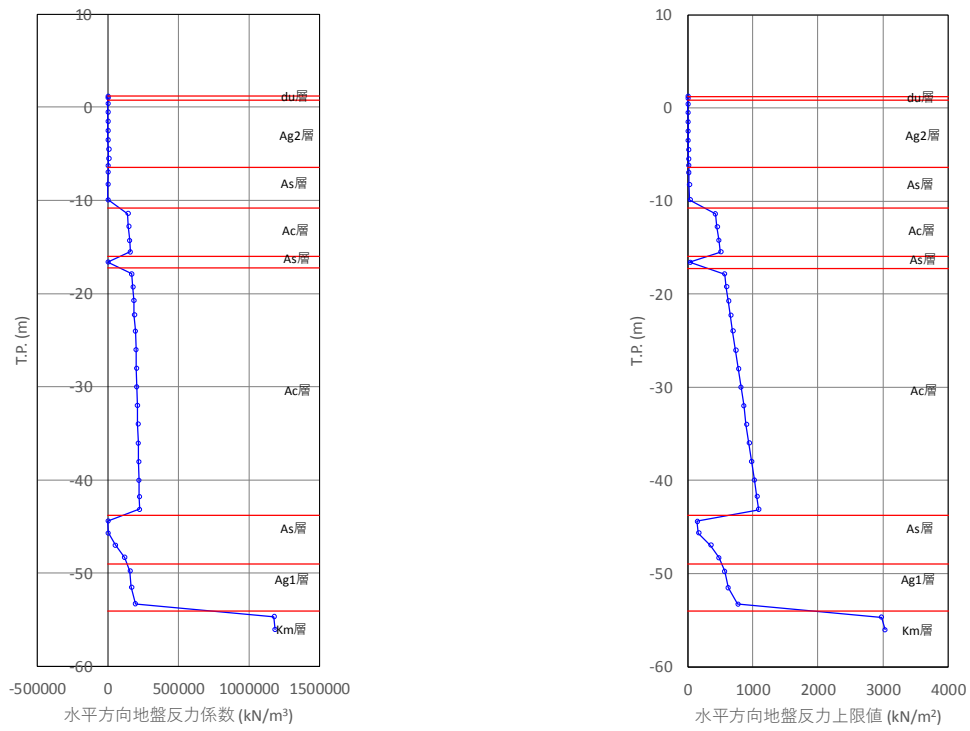


図 4.2-11 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (②-②断面：地盤バネ 5)

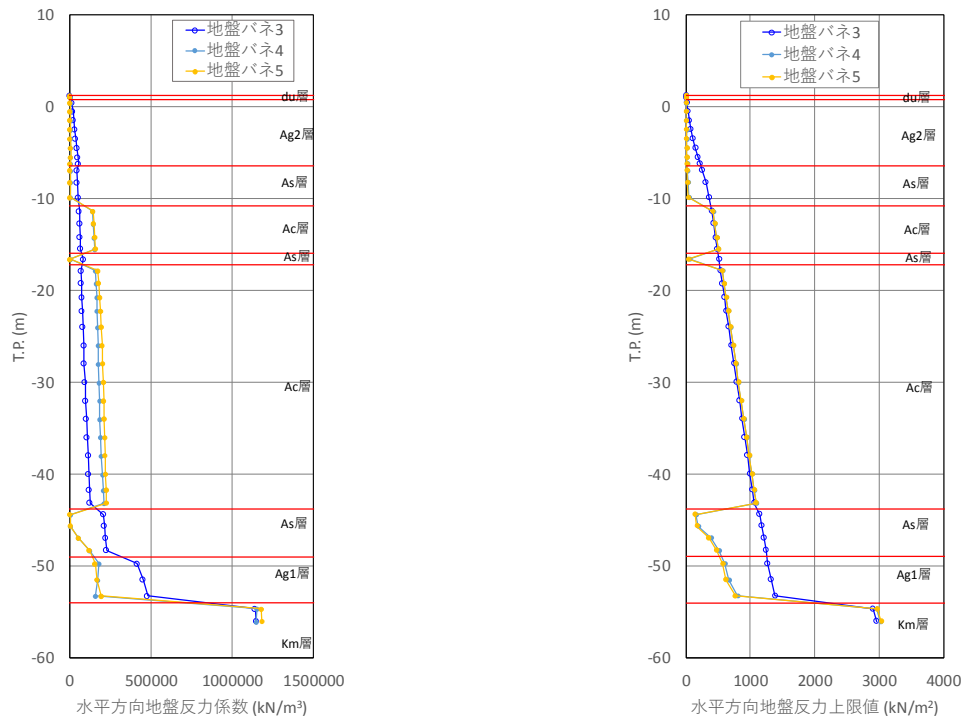


図 4.2-12 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図 (②-②断面)



各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の地表面加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2-3 に示す。

表 4.2-3 各地盤ケースでの余震時の設計震度

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.20 (186.35cm/s <sup>2</sup> )	0.20 (189.08cm/s <sup>2</sup> )
地盤バネ 4	0.09 (82.11cm/s <sup>2</sup> )	0.19 (185.01cm/s <sup>2</sup> )
地盤バネ 5	0.09 (82.11cm/s <sup>2</sup> )	0.19 (185.01cm/s <sup>2</sup> )

上記の水平震度を用いて、次式により算出した鉄筋コンクリート防潮壁天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2-4 及び表 4.2-5 に示す。

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

ここで、 $\gamma_0$ ：水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_h$ ：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 4.2-4 余震時の動水圧（基準津波時）

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

表 4.2-5 余震時の動水圧（T.P. +24 m 津波時）

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



#### 4.2.2 鉄筋コンクリート防潮壁

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.2-6 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.2-7 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.2-13～図 4.2-14 に示す。

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

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

表 4.2-6 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10583	228	1.8	21	0.09
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9295	281	1.6	21	0.08
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9296	277	1.6	21	0.08

表 4.2-6 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24.0 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-19287	915	3.2	28	0.12
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17456	924	2.9	28	0.11
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17454	920	2.9	28	0.11

表 4.2-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10001	841	64.5	435	0.15
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8953	557	55.4	435	0.13
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8956	557	55.4	435	0.13

表 4.2-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果（T.P. +24.0 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-18560	1743	122.0	478.5	0.26
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1401	109.2	478.5	0.23
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1402	109.3	478.5	0.23



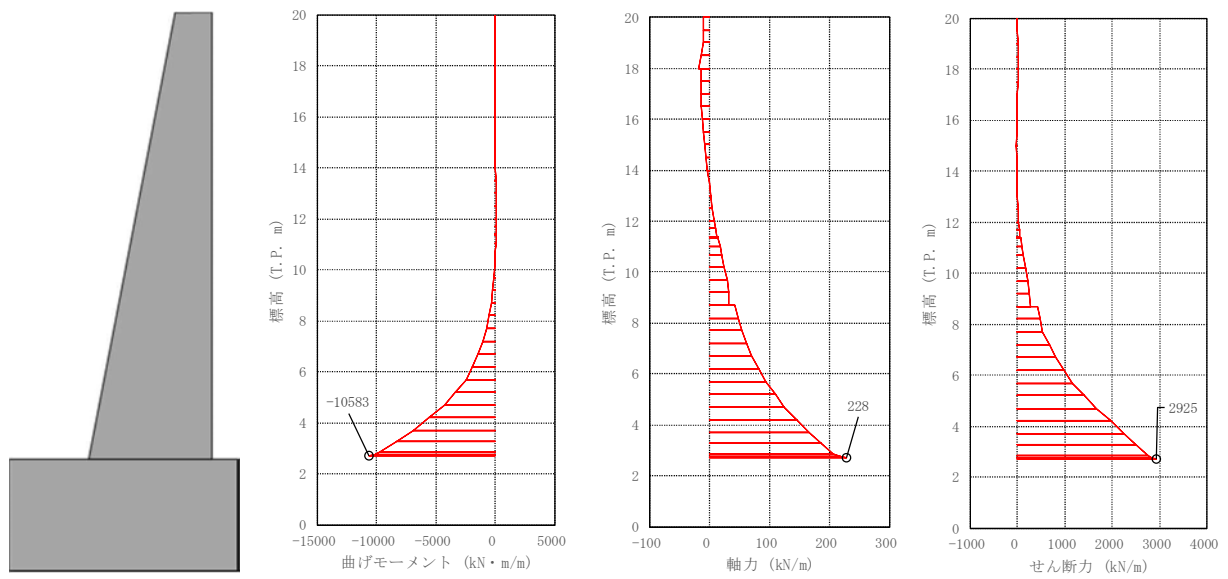


図 4.2-13 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

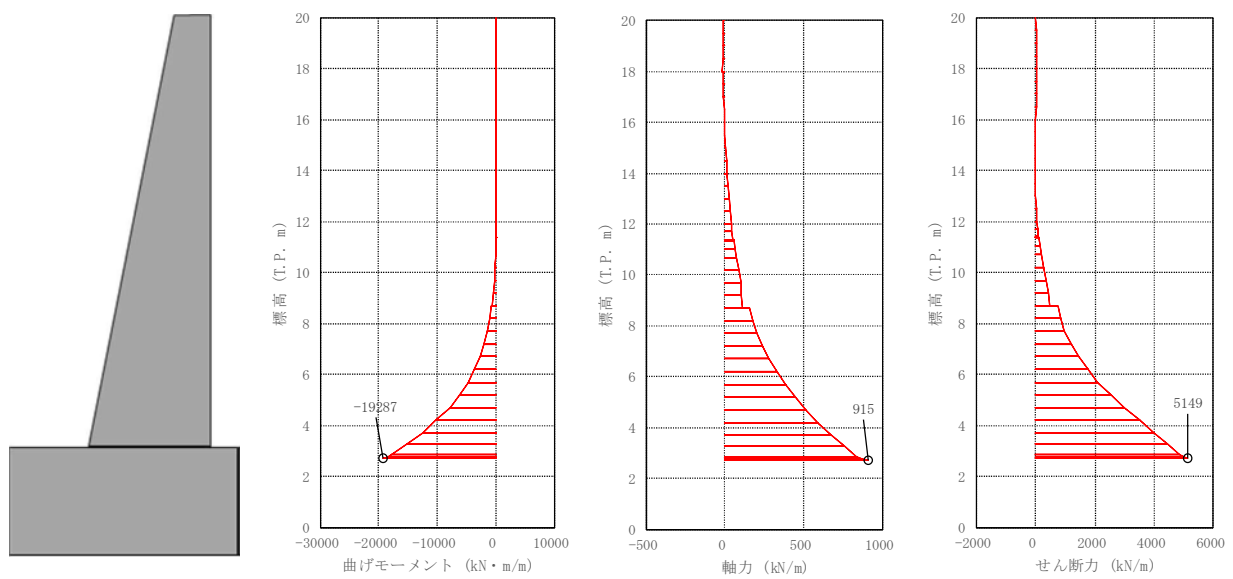


図 4.2-13 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてコンクリートの照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)



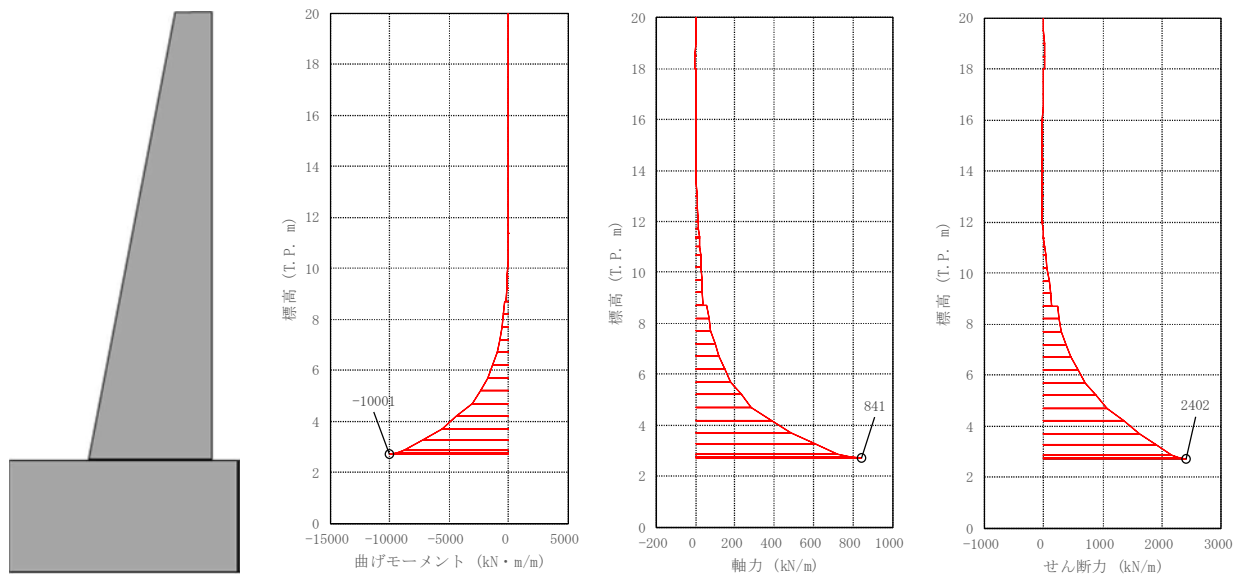


図 4.2-14 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

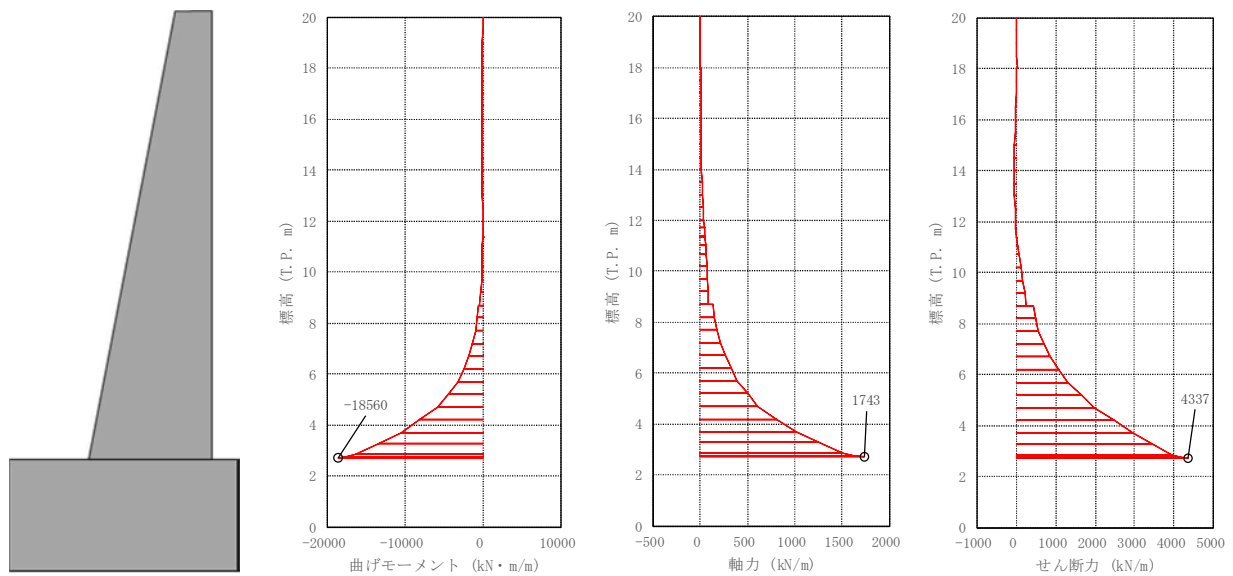


図 4.2-14 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. + 24 m 津波時)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-8 に示す。また、断面力の分布図を図 4.2-15 に示す。

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

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

表 4.2-8 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	3040	6301	0.49
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2664	6301	0.43
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	2664	6301	0.43

表 4.2-8 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	5347	7403	0.73
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4785	7403	0.65
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25 @600×300	4785	7403	0.65



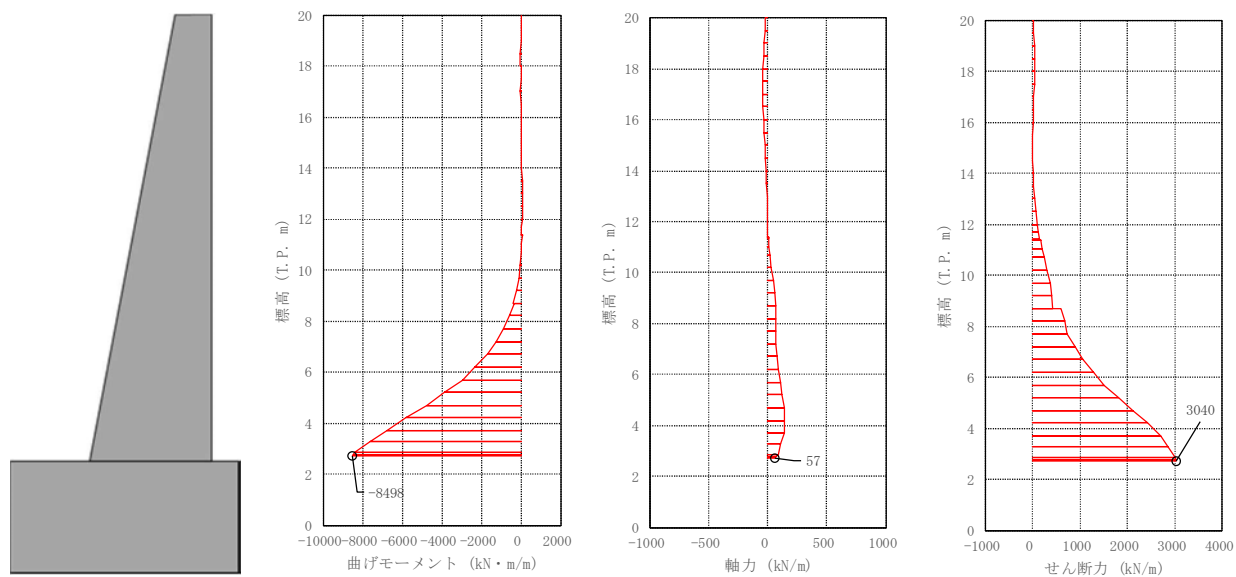


図 4.2-15 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

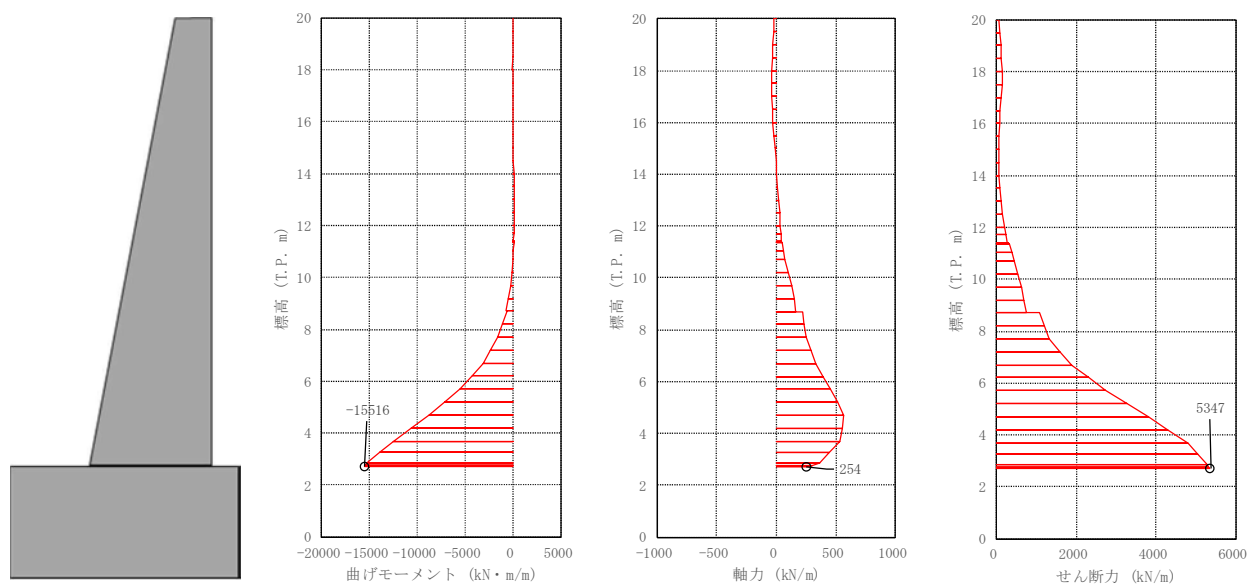


図 4.2-15 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. + 24 m 津波時)



#### 4.2.3 フーチング

##### (1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.2-9 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.2-10 にそれぞれ示す。また、断面力の分布図を図 4.2-16～図 4.2-17 に示す。

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

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

表 4.2-9 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（基準津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4082	4	1.5	21	0.08
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-5122	-1107	2.1	21	0.11
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	3548	-792	1.5	21	0.07
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4734	-952	1.9	21	0.10
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3538	-5	1.3	21	0.07
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4717	-955	1.9	21	0.10

表 4.2-9 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果（T.P. +24 m 津波時）

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-7220	-84	2.7	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-9044	-1662	3.7	28	0.14
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	6675	-1406	2.7	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-8498	-1456	3.5	28	0.13
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6674	-86	2.5	28	0.10
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	-8500	-1454	3.5	28	0.13



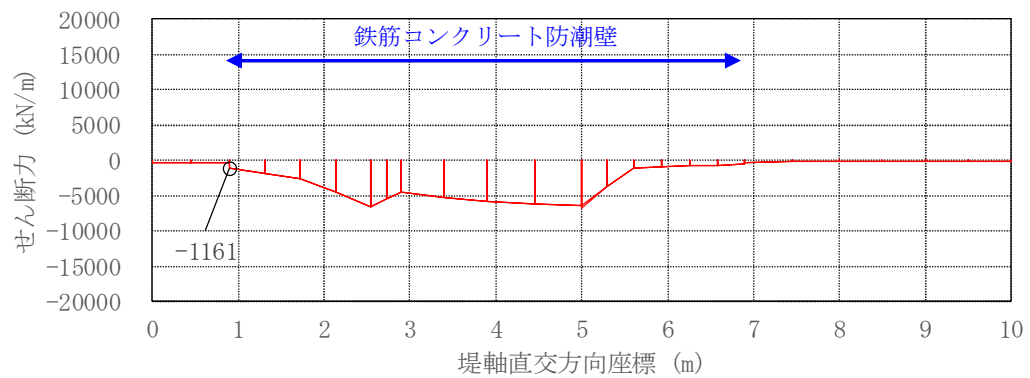
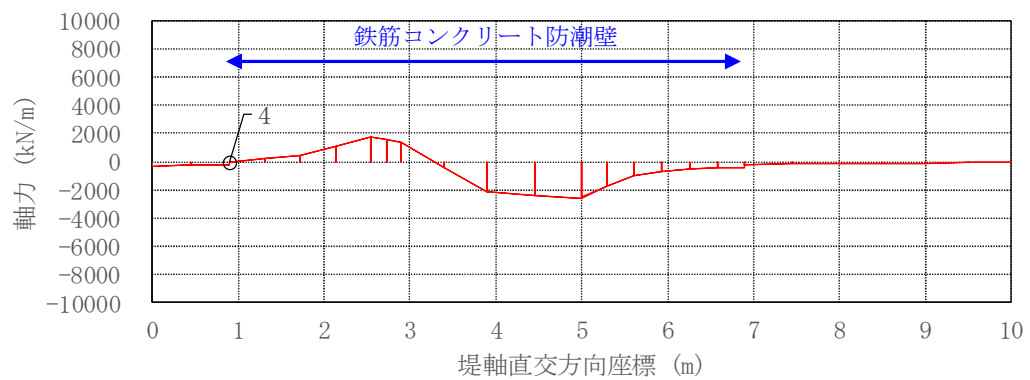
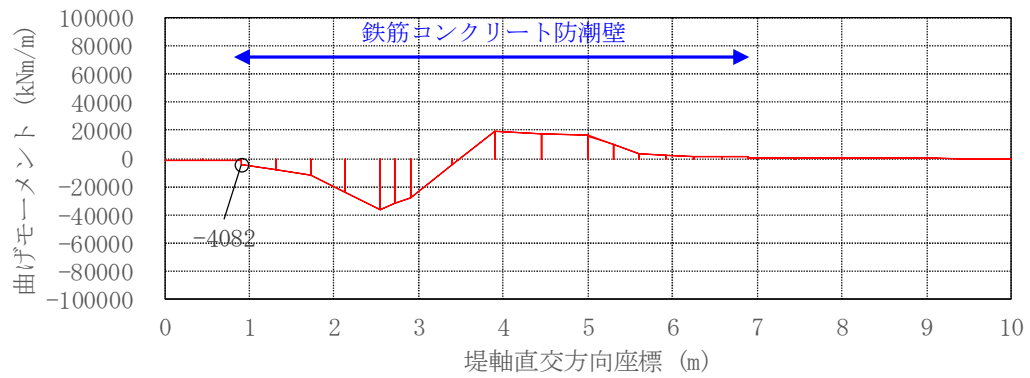
表 4.2-10 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-4082	4	76.3	435	0.18
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	1535	4362	194.0	435	0.45
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3511	18	66.1	435	0.16
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	1178	3844	167.7	435	0.39
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-3510	17	66.1	435	0.16
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	1168	3852	167.8	435	0.39

表 4.2-10 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-7234	56	136.9	478.5	0.29
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	4409	6655	334.2	478.5	0.70
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6510	49	123.2	478.5	0.26
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	3932	5958	298.9	478.5	0.63
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51 @150	-6552	48	123.9	478.5	0.26
		②-②断面	1000	4500	4300	D51 @150	3934	5956	298.8	478.5	0.63

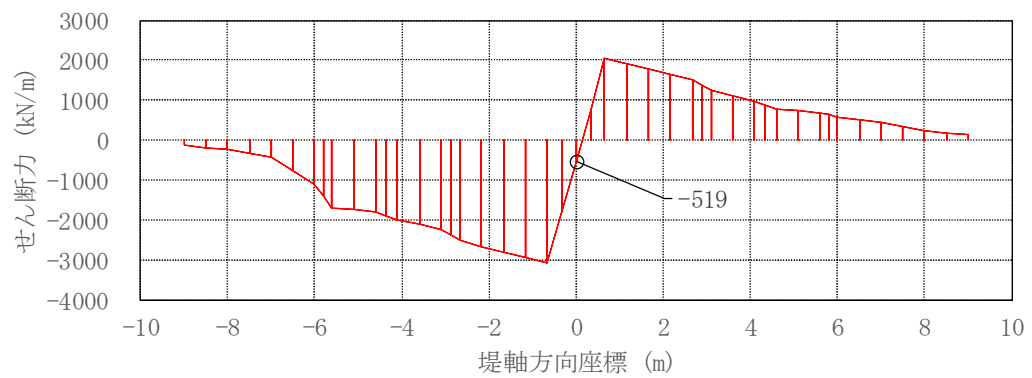
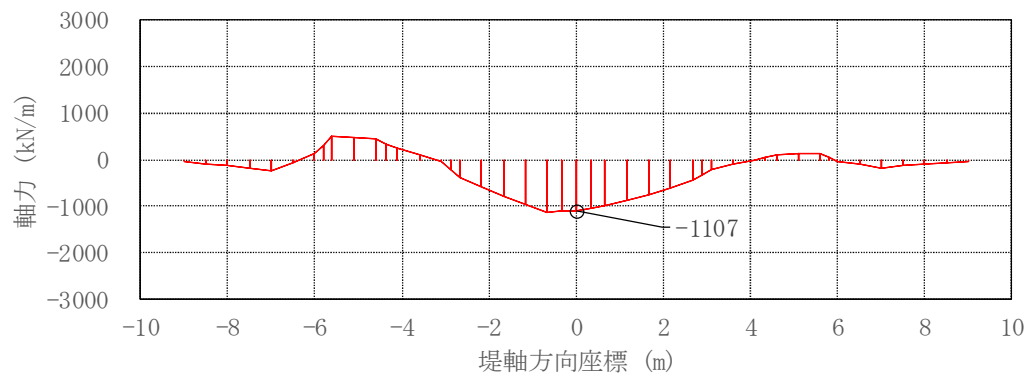
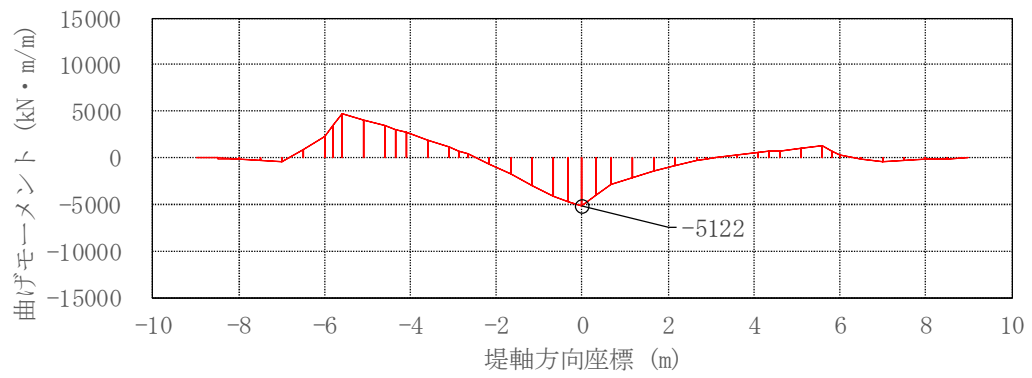




①—①断面

図 4.2-16 (1) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

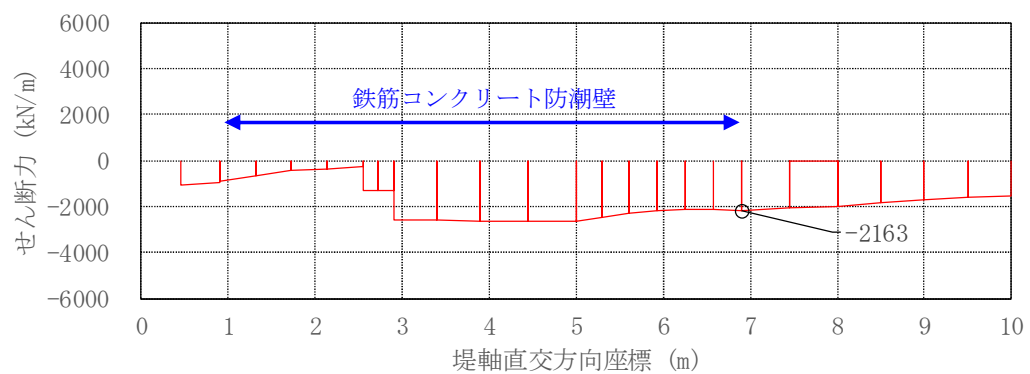
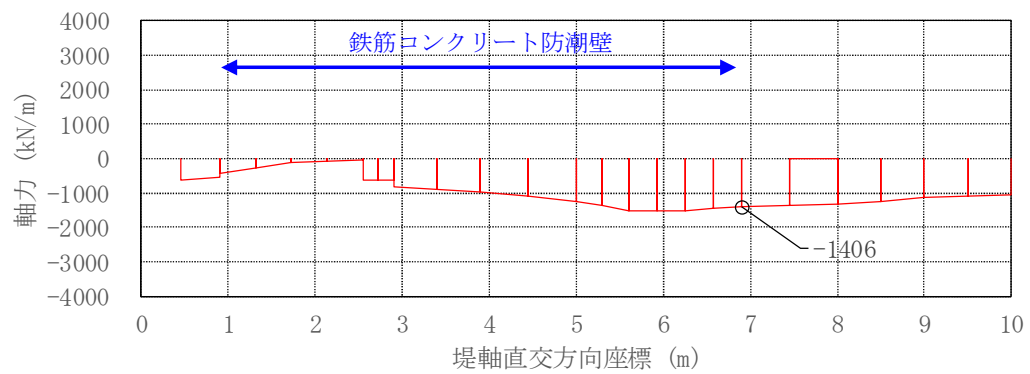
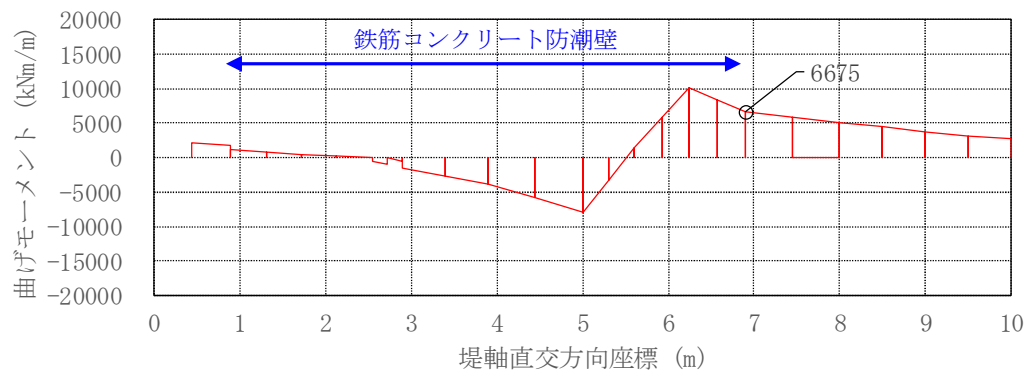




#### ②-②断面

図 4.2-16 (2) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

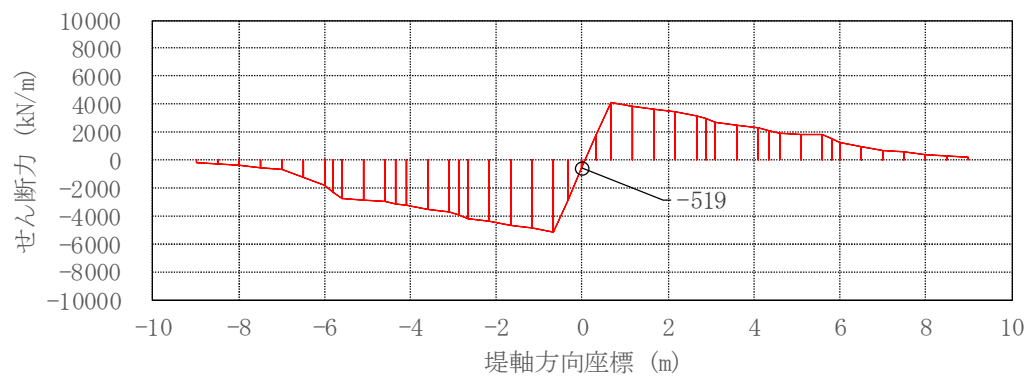
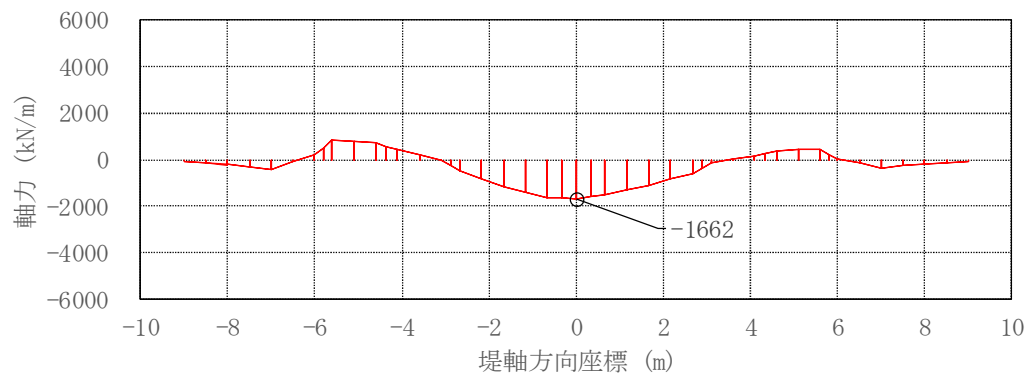
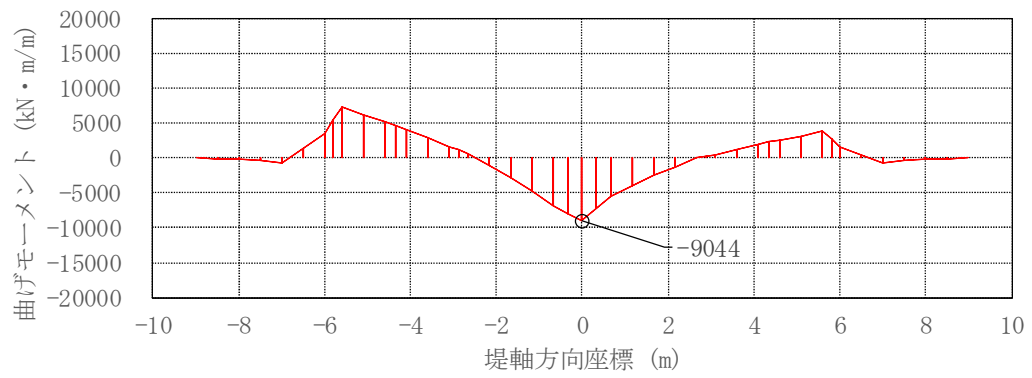




①－①断面

図 4.2-16 (3) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時 : T.P. +24 m 津波時)

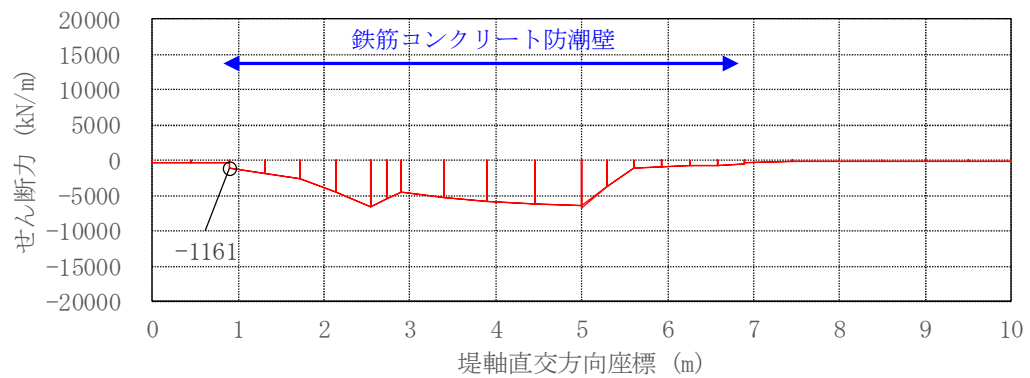
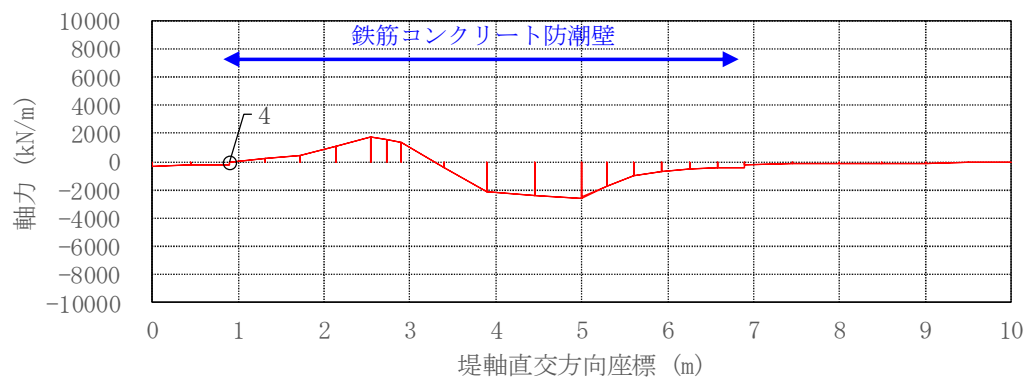
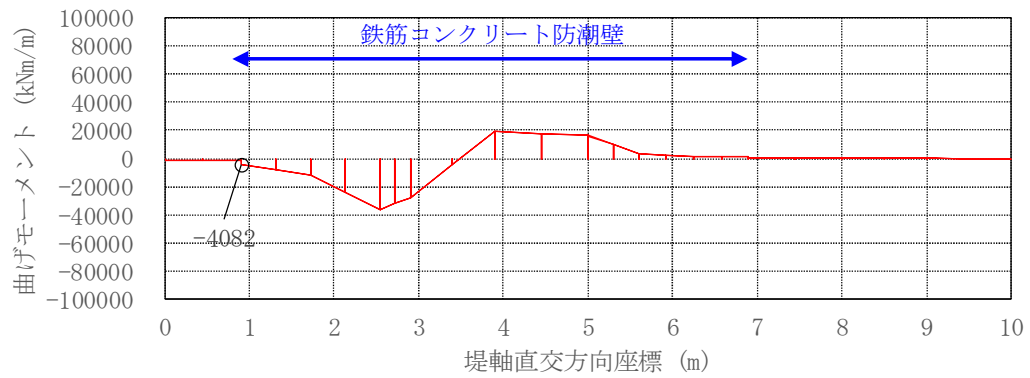




②-②断面

図 4.2-16 (4) フーチングにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時 : T.P. + 24 m 津波時)

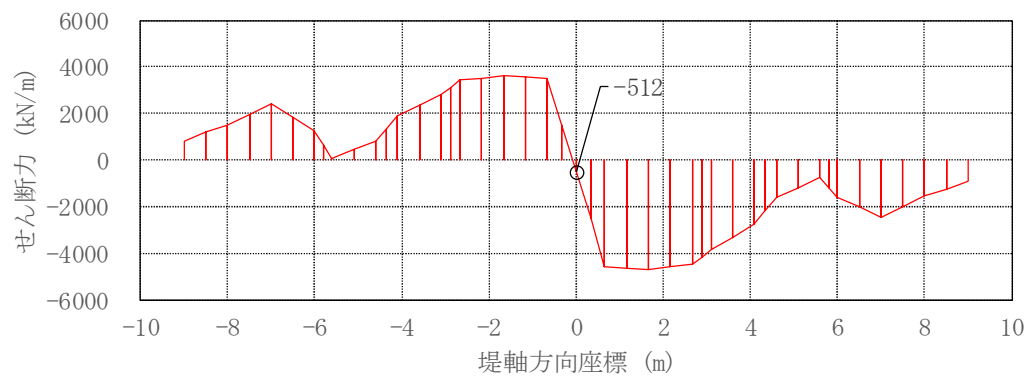
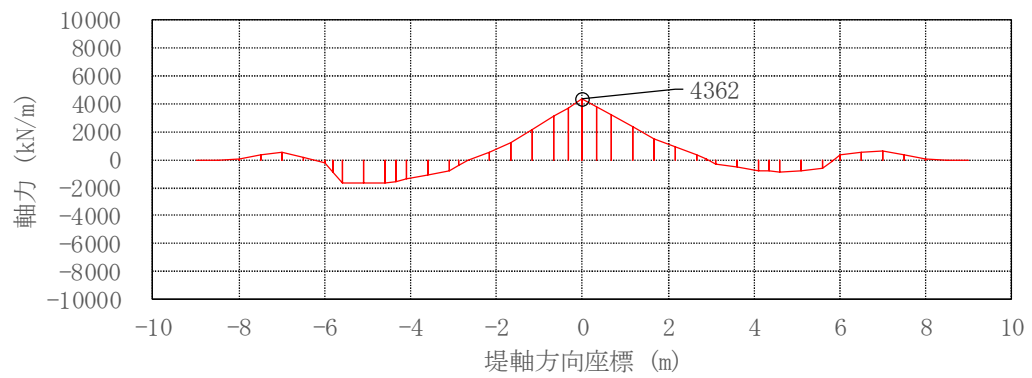
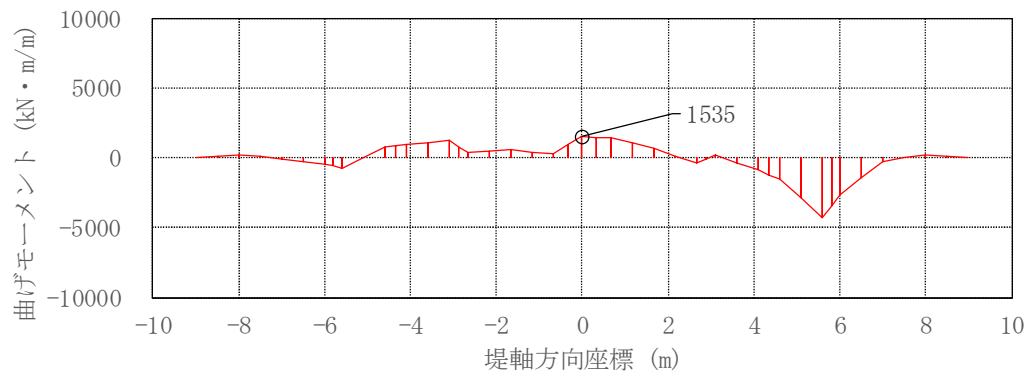




①—①断面

図 4.2-17 (1) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

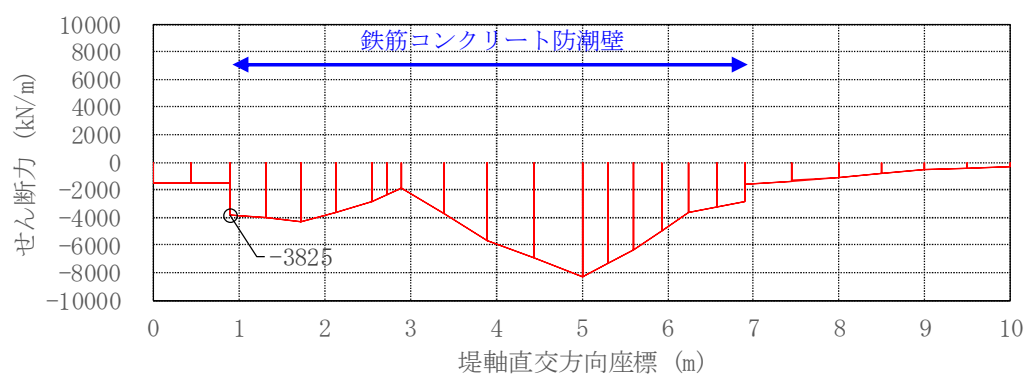
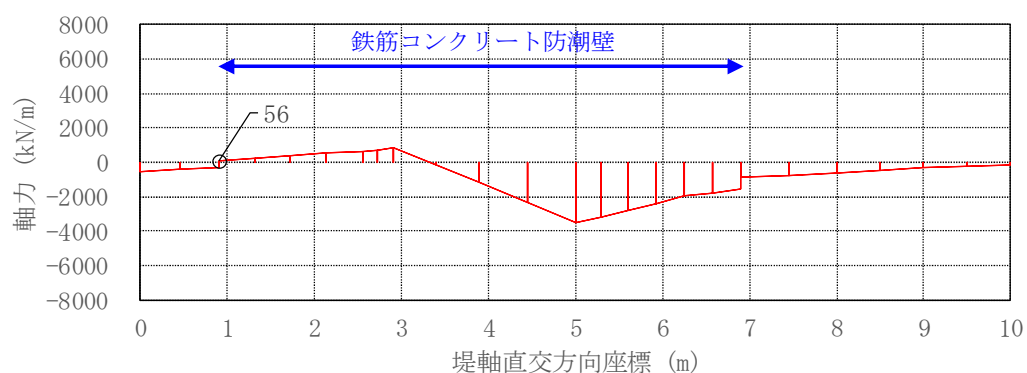
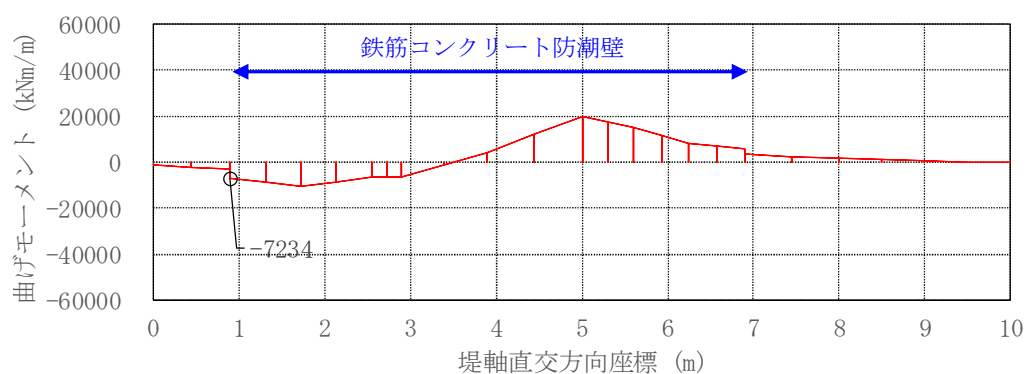




②-②断面

図 4.2-17 (2) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

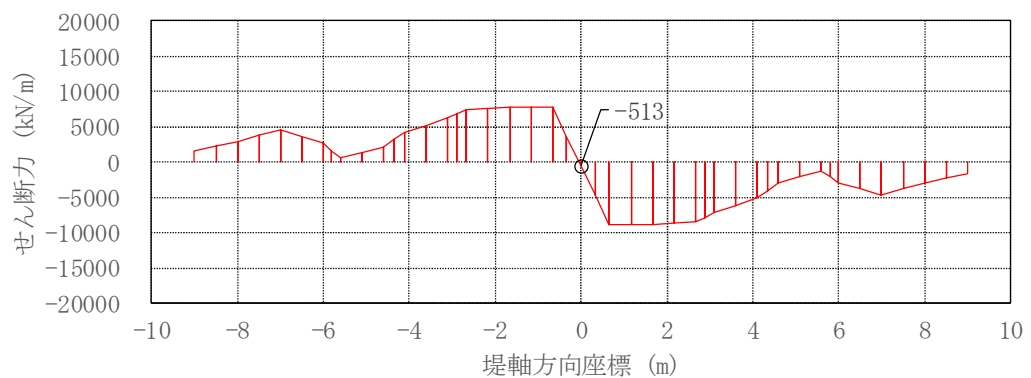
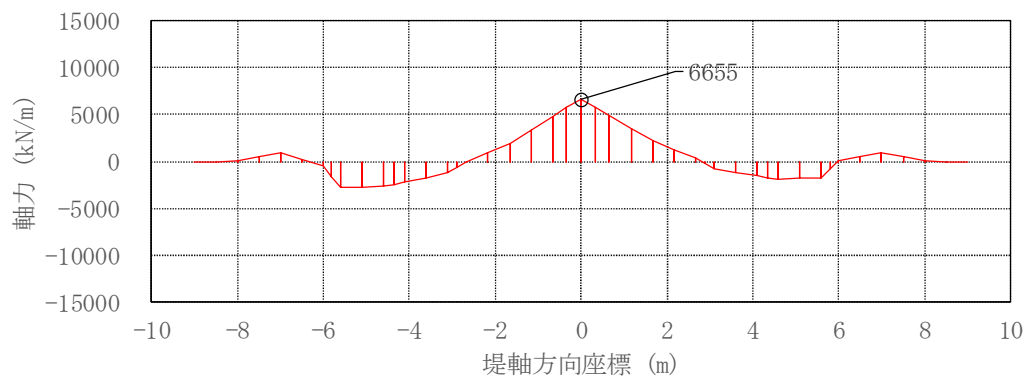
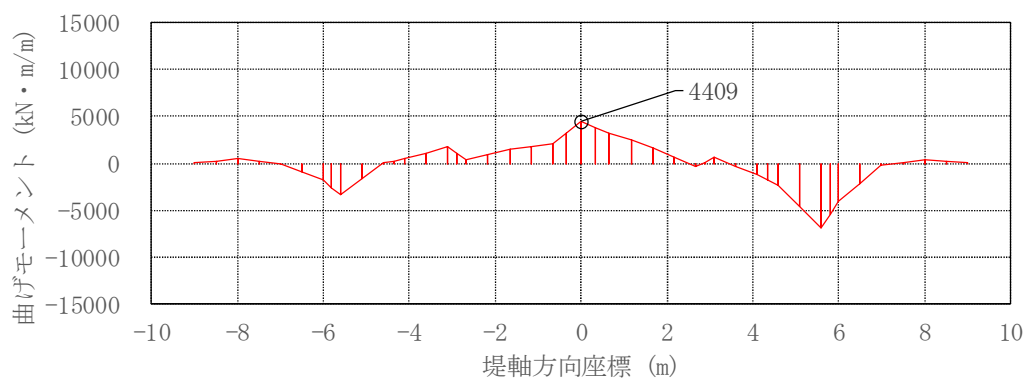




①－①断面

図 4.2-17 (3) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時 : T.P. +24 m 津波時)





②-②断面

図 4.2-17 (4) フーチングにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時)



(2) セン断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-11 に示す。また、断面力の分布図を図 4.2-18 に示す。

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

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

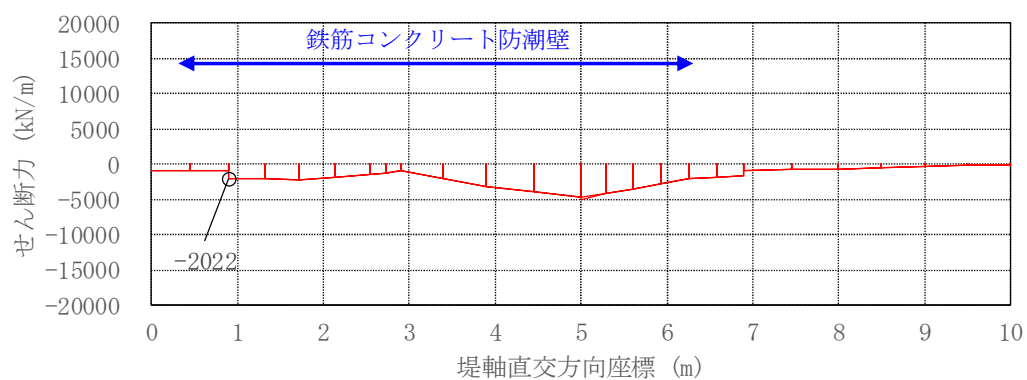
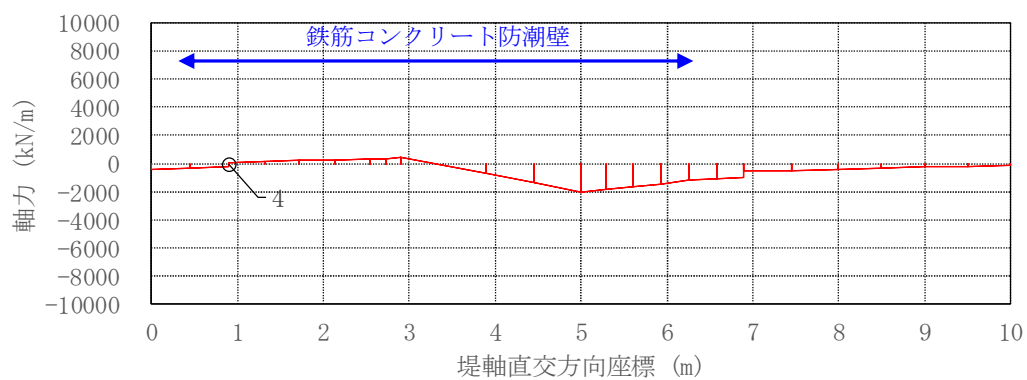
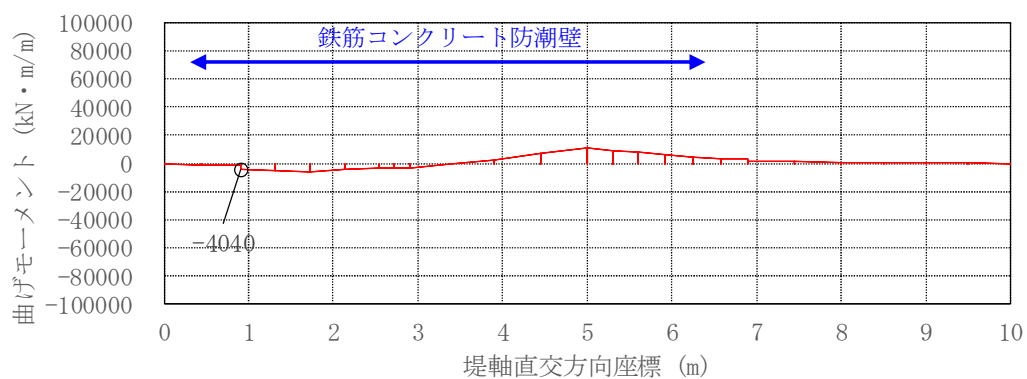
表 4.2-11 (1) セン断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	2022	4027	0.51
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	4693	9788	0.48
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1756	4027	0.44
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	4019	9788	0.42
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1756	4027	0.44
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	3999	9788	0.41

表 4.2-11 (2) セン断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3825	4790	0.80
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8915	11127	0.81
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3450	4790	0.73
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8037	11127	0.73
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3468	4790	0.73
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8028	11127	0.73

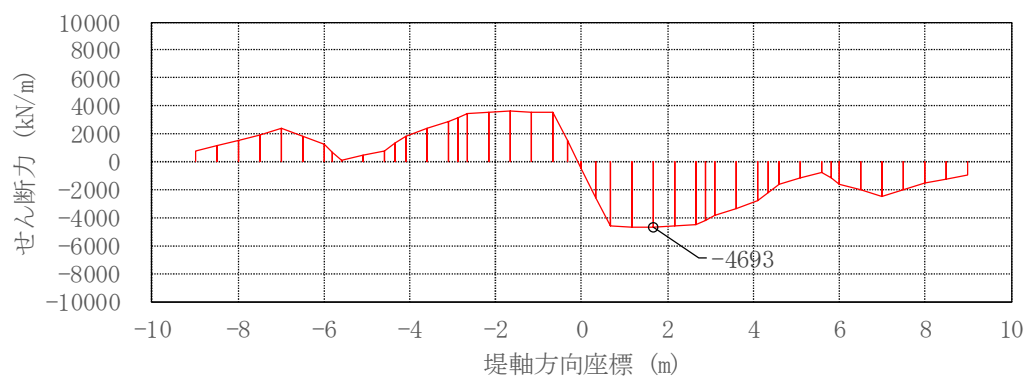
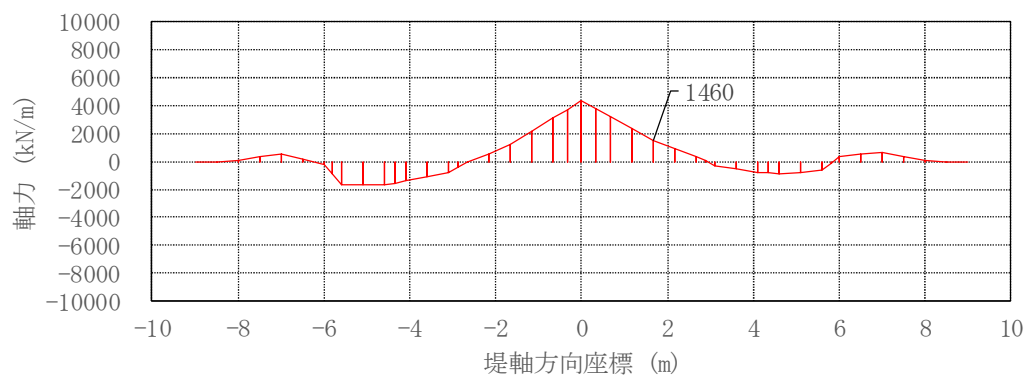
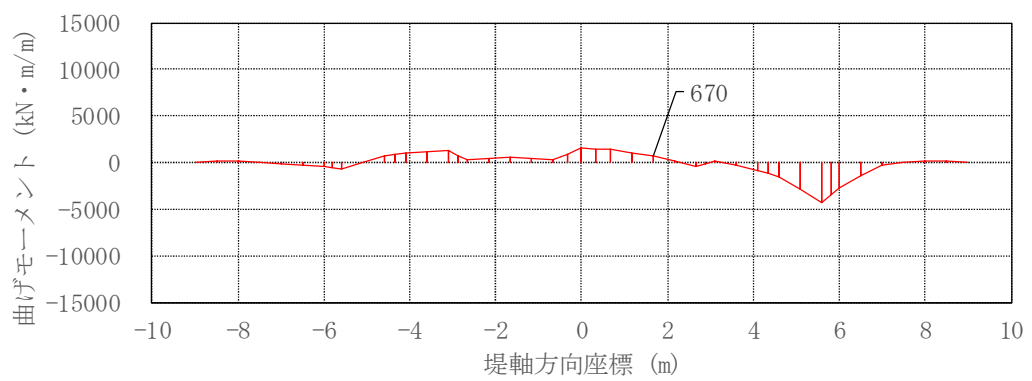




①-①断面

図 4.2-18 (1) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

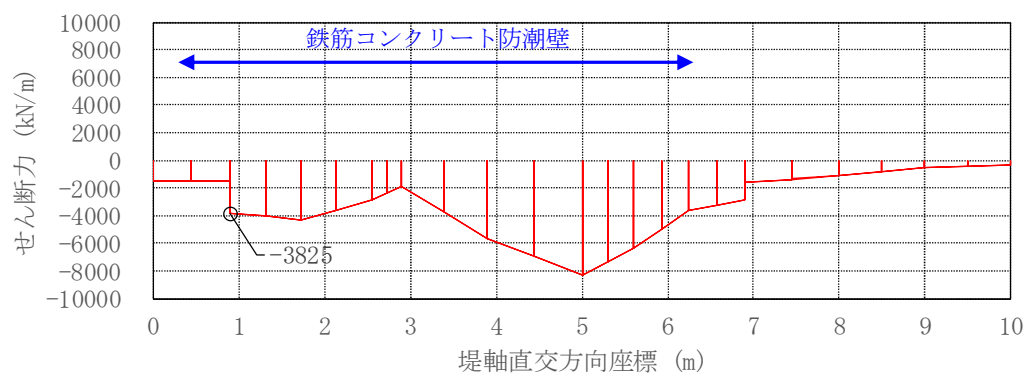
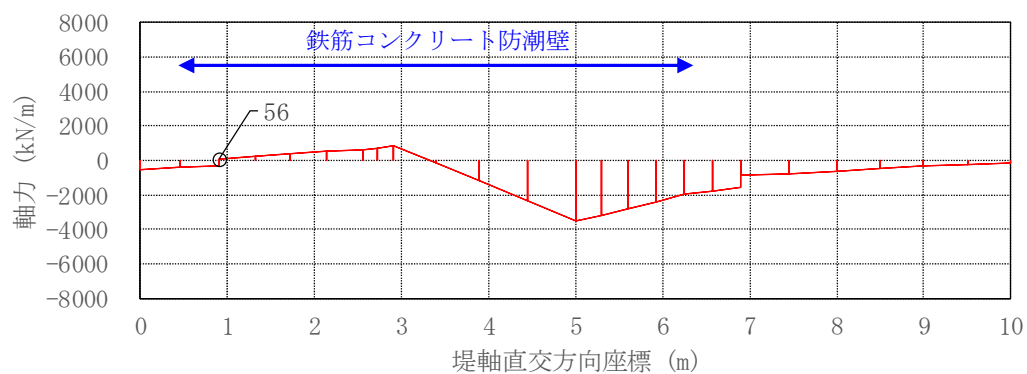
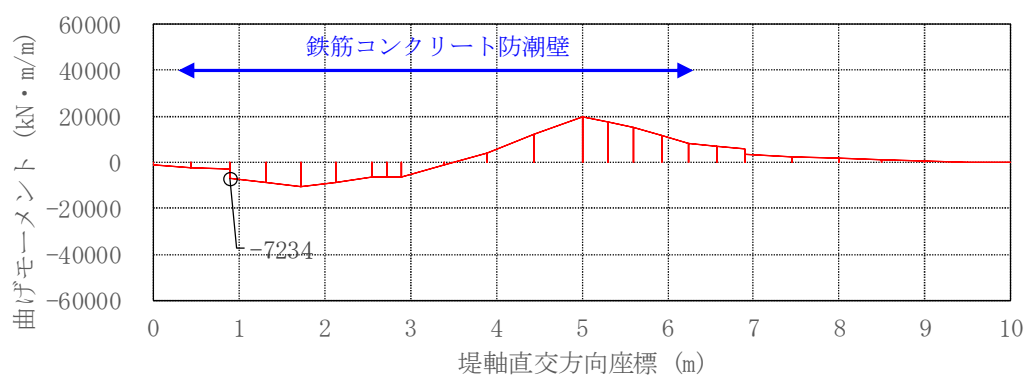




②-②断面

図 4.2-18 (2) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時)

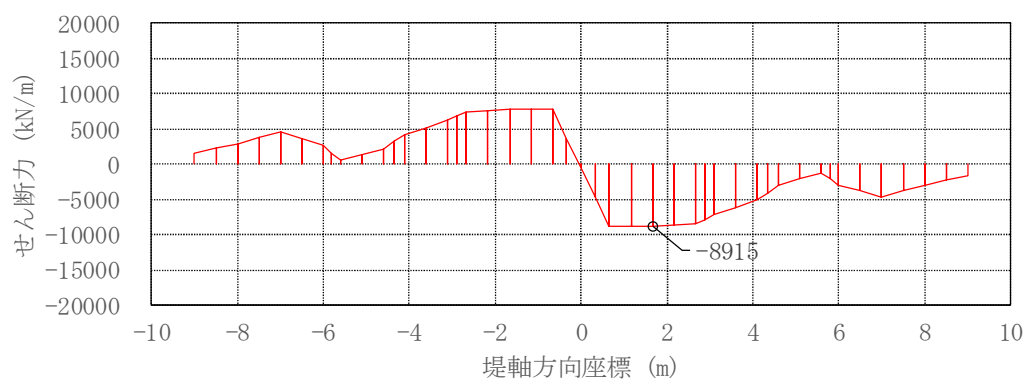
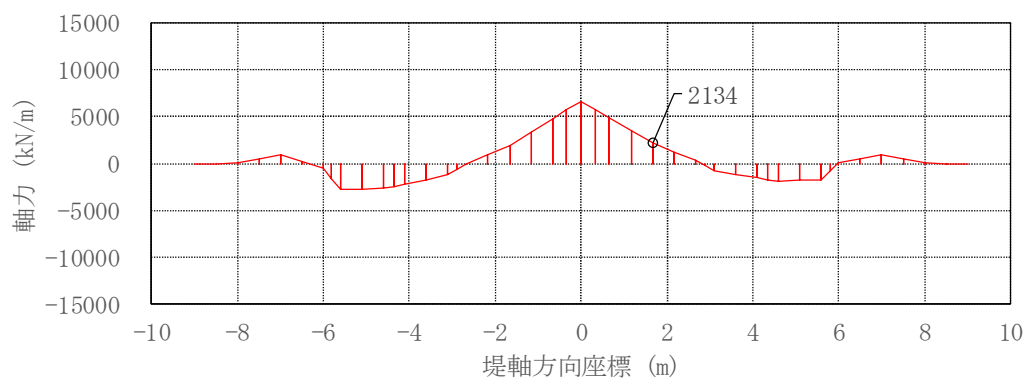
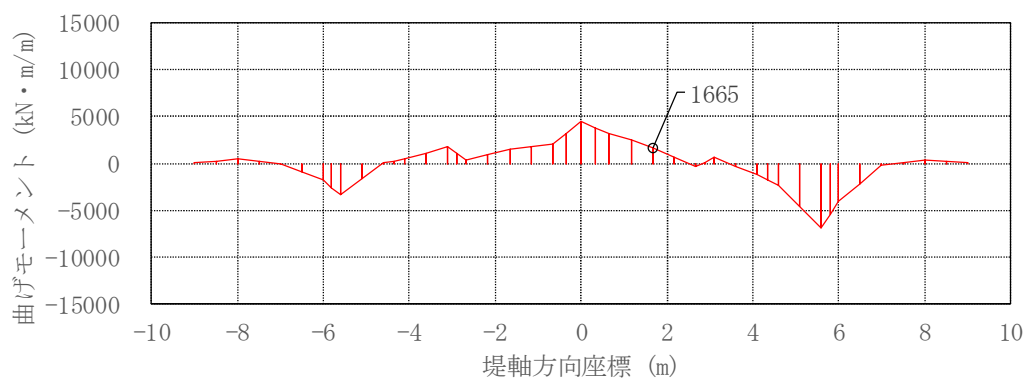




①－①断面

図 4.2-18 (3) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時)





②-②断面

図 4.2-18 (4) フーチングにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時)



#### 4.2.4 地中連続壁基礎

##### (1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 4.2-12 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 4.2-13 にそれぞれ示す。また、評価位置図を図 4.1-19 に、断面力の分布図を図 4.2-20～図 4.2-21 に示す。

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

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

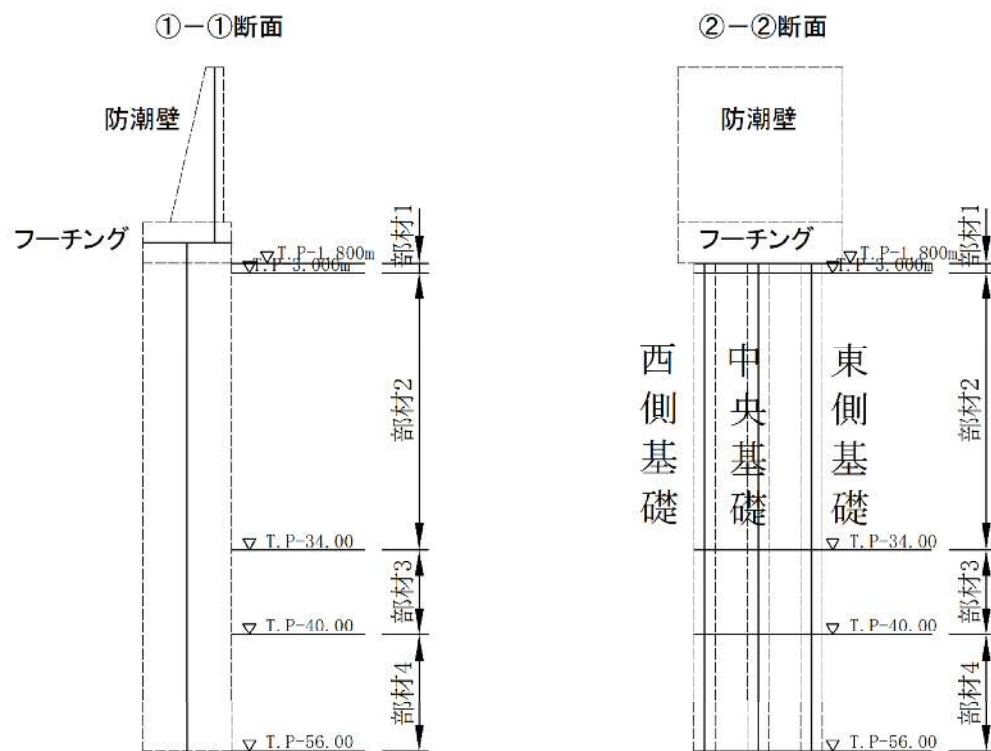


図 4.2-19 評価位置図



表 4.2-12 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-259841	-41375	10.7	22.5	0.48
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	72209				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-297468	-41586	11.5	22.5	0.52
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	63960				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-251961	-49044	9.4	22.5	0.42
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-72024				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-323496	-31576	12.1	22.5	0.54
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	36502				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-235403	-32556	9.1	22.5	0.41
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	56390				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-432685	-40727	14.2	22.5	0.64
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	61602				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-351555	-40056	17.7	22.5	0.79
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	141219				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	192485	-45132	12.9	22.5	0.58
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	79754				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-235426	-31243	8.7	22.5	0.39
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	51221				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-514683	-40184	16.8	22.5	0.75
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	72084				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-411064	-39618	21.0	22.5	0.94
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	169928				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-195367	-34447	13.8	22.5	0.62
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-89134				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



表 4.2-12 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-482718	-41573	15.1	30	0.51
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	72443				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-675231	-41669	17.3	30	0.58
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	38458				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-572112	-47577	12.1	30	0.41
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-12033				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-404208	-31554	14.1	30	0.47
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	36114				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-443774	-32775	13.1	30	0.44
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	56599				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-842176	-43621	22.0	30	0.74
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-54890				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-636683	-31169	22.6	30	0.76
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-133456				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-296748	-34096	14.3	30	0.48
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-65600				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-443653	-31461	12.6	30	0.42
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	51431				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-890531	-30439	24.2	30	0.81
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-72073				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-702604	-31747	25.9	30	0.87
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-159846				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-337959	-34848	17.7	30	0.59
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-89134				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



表 4.2-13 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-271457	13901	199.1	435	0.46
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-72197				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-322634	12308	226.4	435	0.53
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-59261				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-327940	-9410	157.0	435	0.37
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-35419				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-319544	-10018	247.5	435	0.57
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-36123				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-241958	4487	162.3	435	0.38
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-56488				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-440441	-4761	251.7	435	0.58
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	51598				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-351138	-19607	284.9	435	0.66
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	141221				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	192710	-28841	210.4	435	0.49
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-79754				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-241832	3207	154.8	435	0.36
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-51320				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-514528	-16327	295.5	435	0.68
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	72084				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-410615	-21448	340.8	435	0.79
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	169930				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-192848	-25380	235.6	435	0.55
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	89131				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



表 4.2-13 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)						
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-494334	13704	284.9	478.5	0.60
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-71963				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-747253	7591	365.7	478.5	0.77
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	-17676				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-570744	-3365	233.0	478.5	0.49
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-12029				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-395027	-10250	298.0	478.5	0.63
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	-36125				
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-450329	4268	241.1	478.5	0.51
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-56279				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-846311	-5376	437.2	478.5	0.92
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	54866				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-667906	-18161	378.2	478.5	0.80
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	122178				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-289114	-23754	249.5	478.5	0.53
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	65596				
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-450060	2989	233.9	478.5	0.49
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	-51110				
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-882422	-16467	460.2	478.5	0.97
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 Ø150	72084				
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-737738	-19973	430.4	478.5	0.90
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 Ø150	145650				
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 Ø150	-329991	-25663	313.1	478.5	0.66
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 Ø150	89131				

注記 : 評価位置は図 4.1-19 に示す。



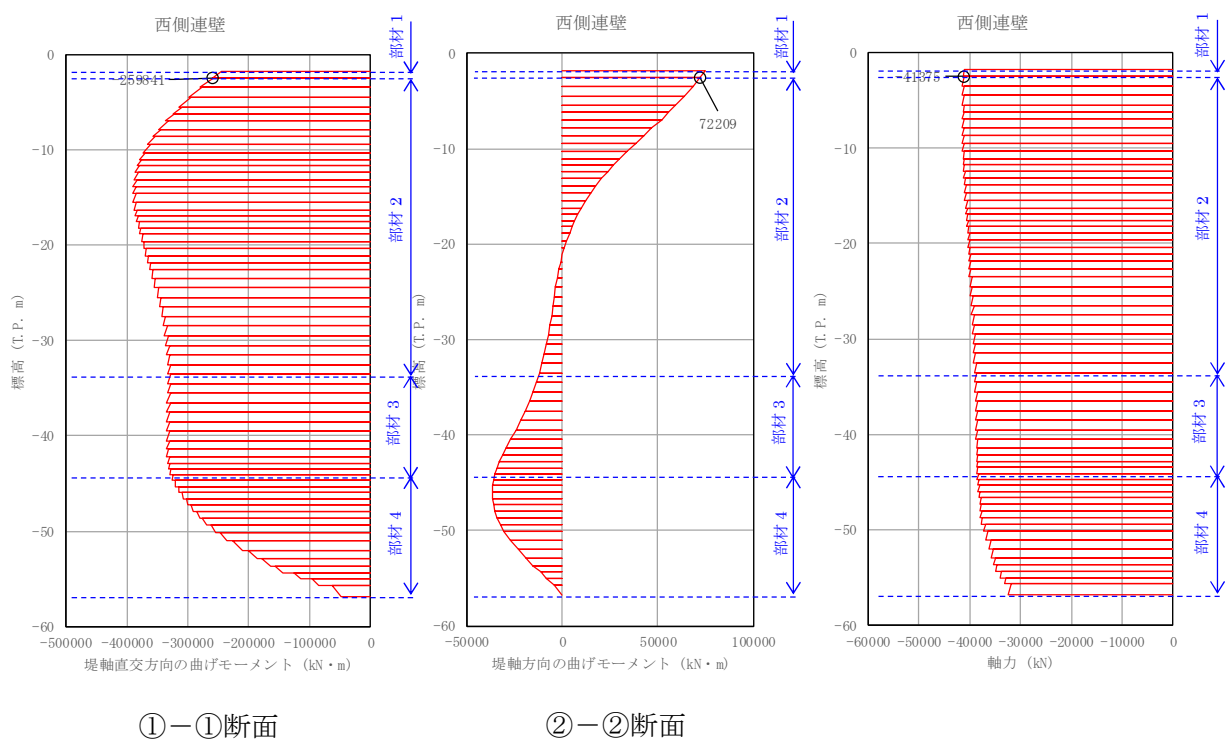


図 4.2-20 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 1)







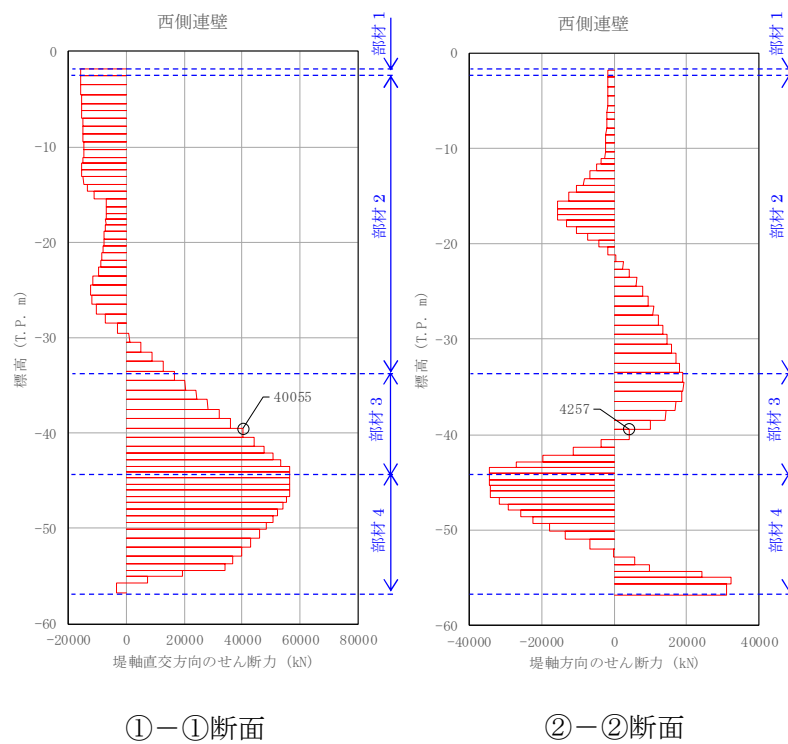
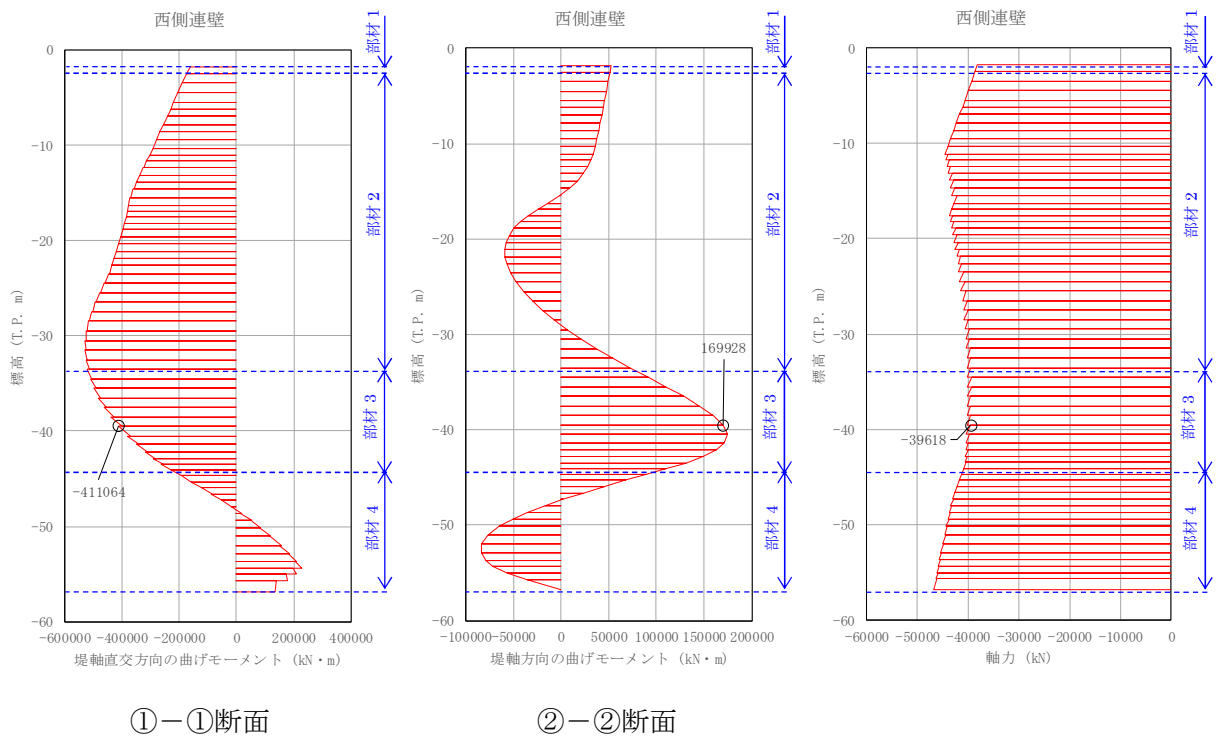
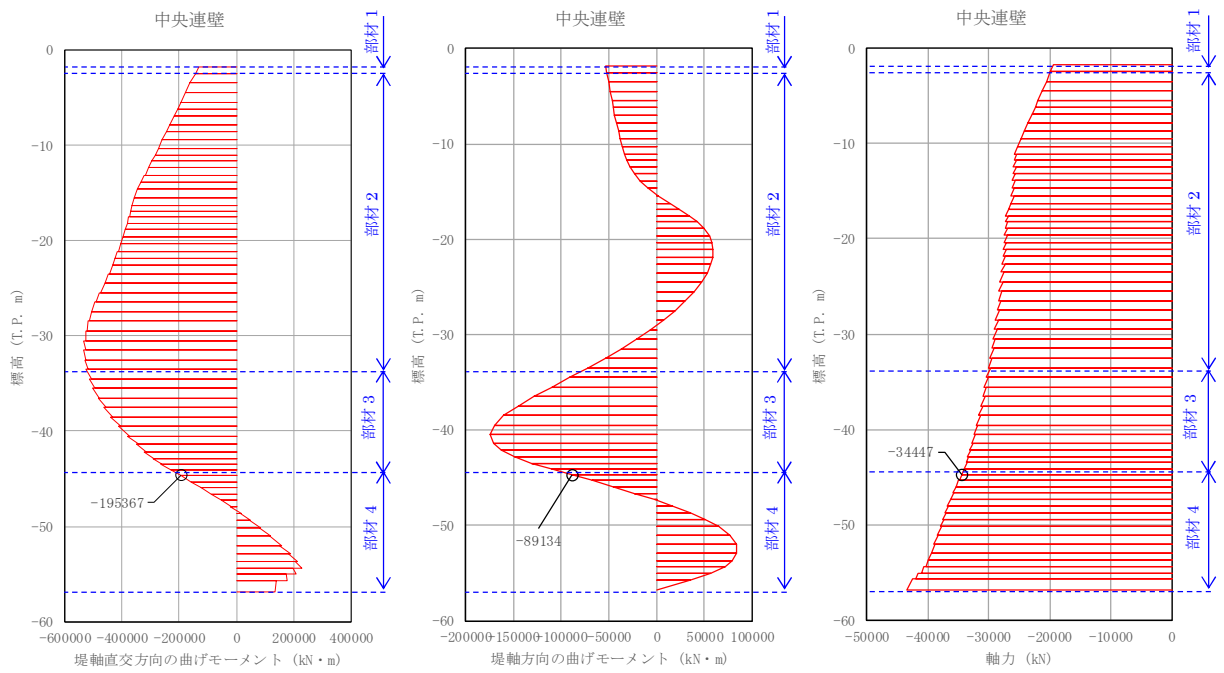


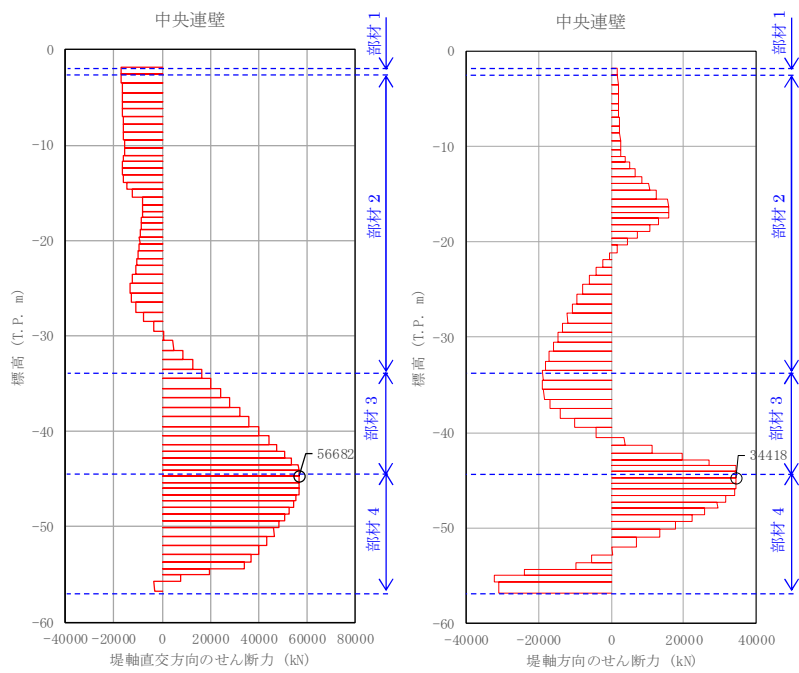
図 4.2-20 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 3)





①-①断面

②-②断面

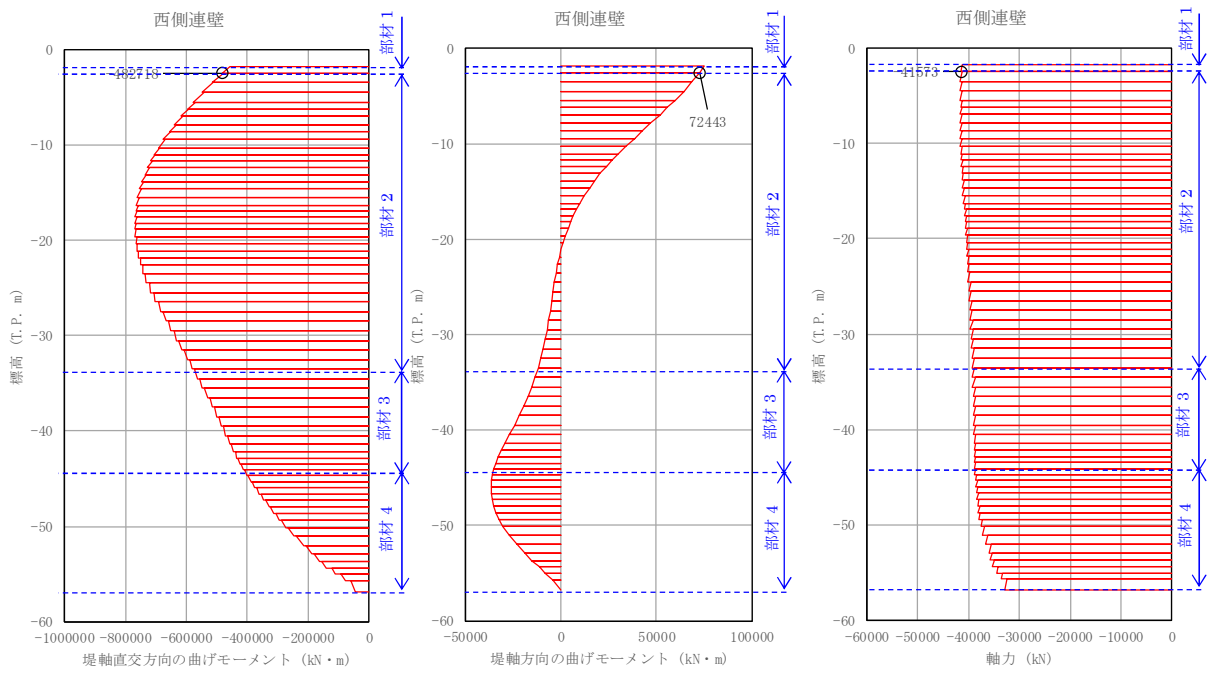


①-①断面

②-②断面

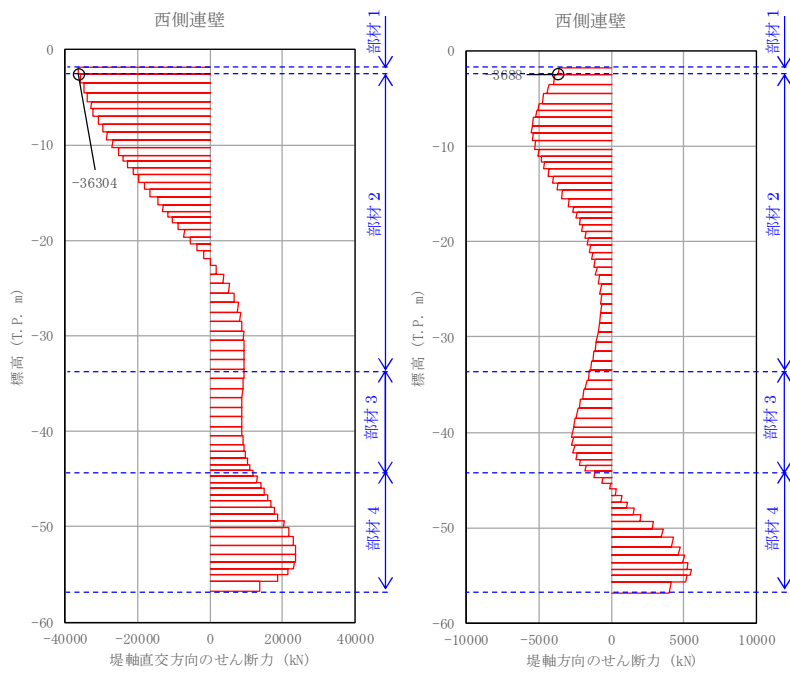
図 4.2-20 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 4)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.2-20 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)



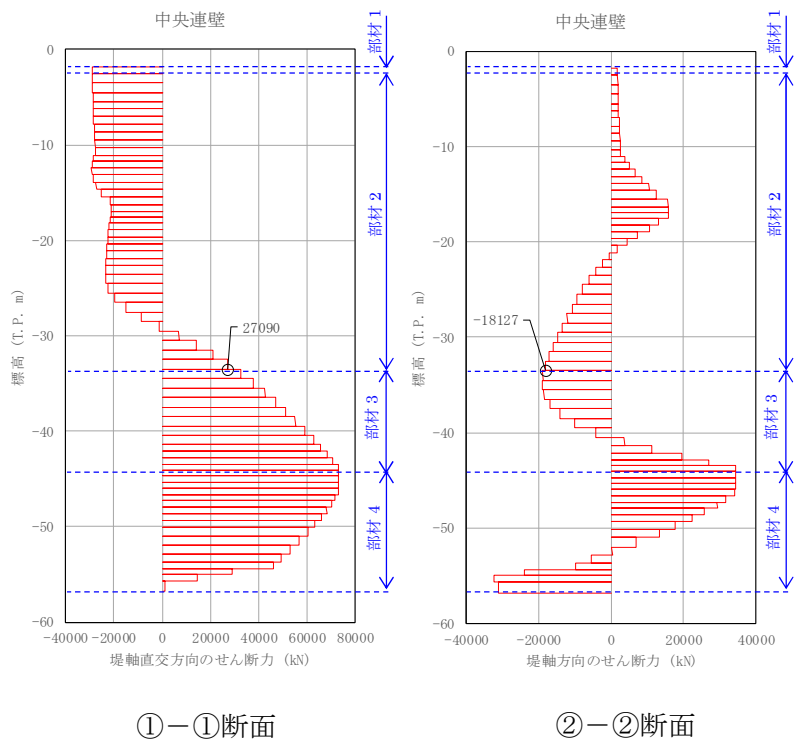
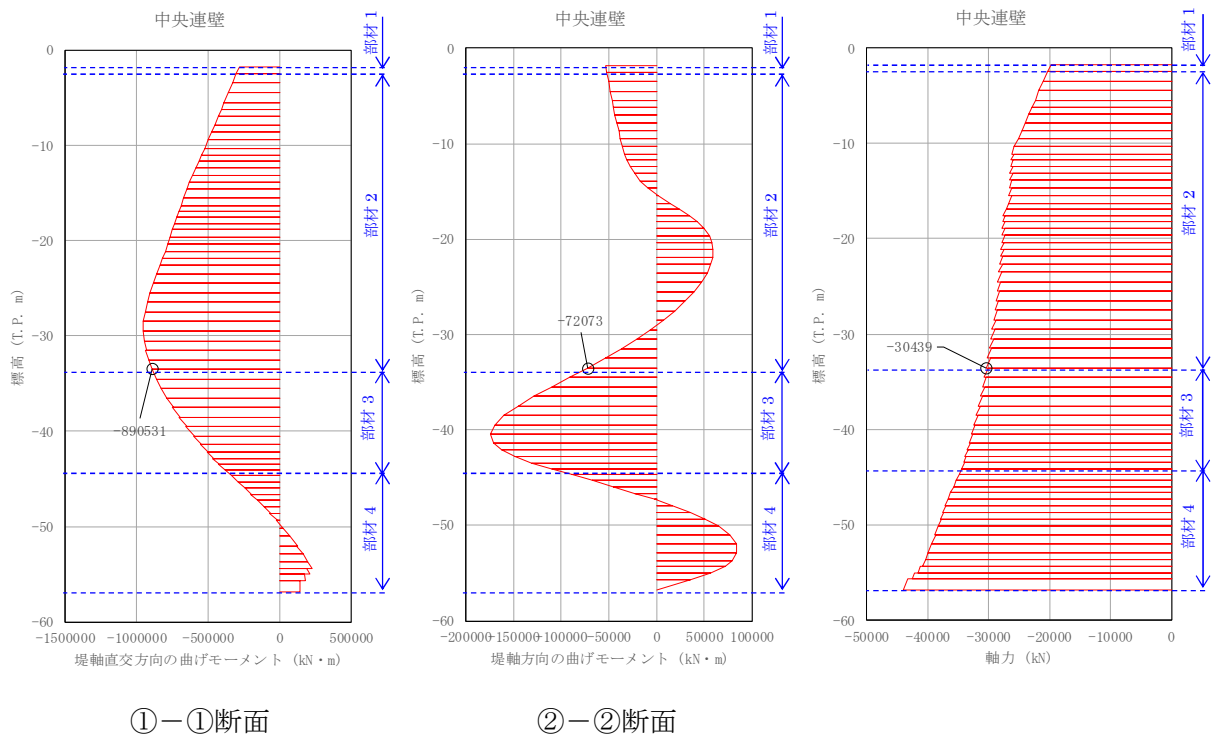


図 4.2-20 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 2)



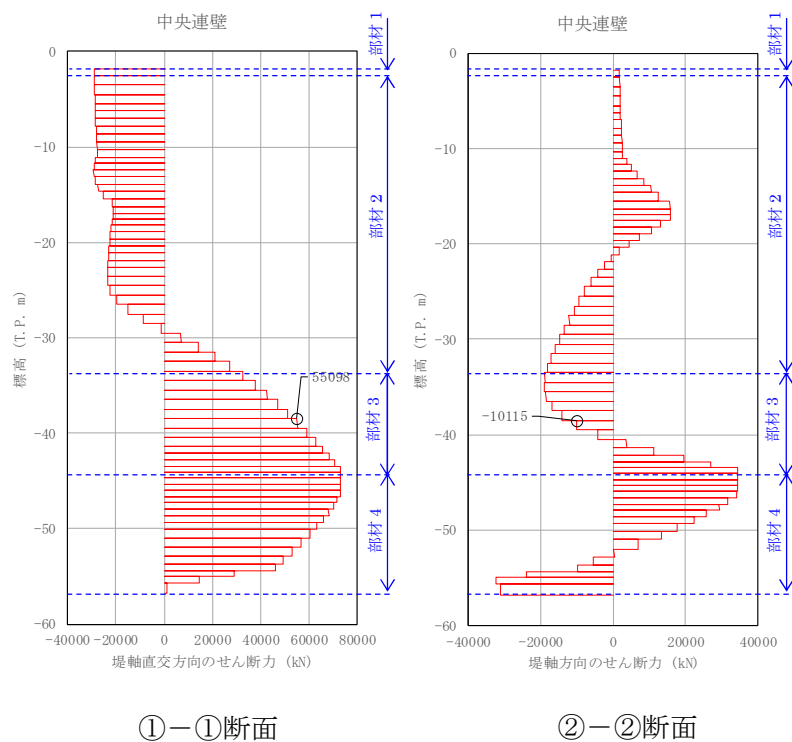
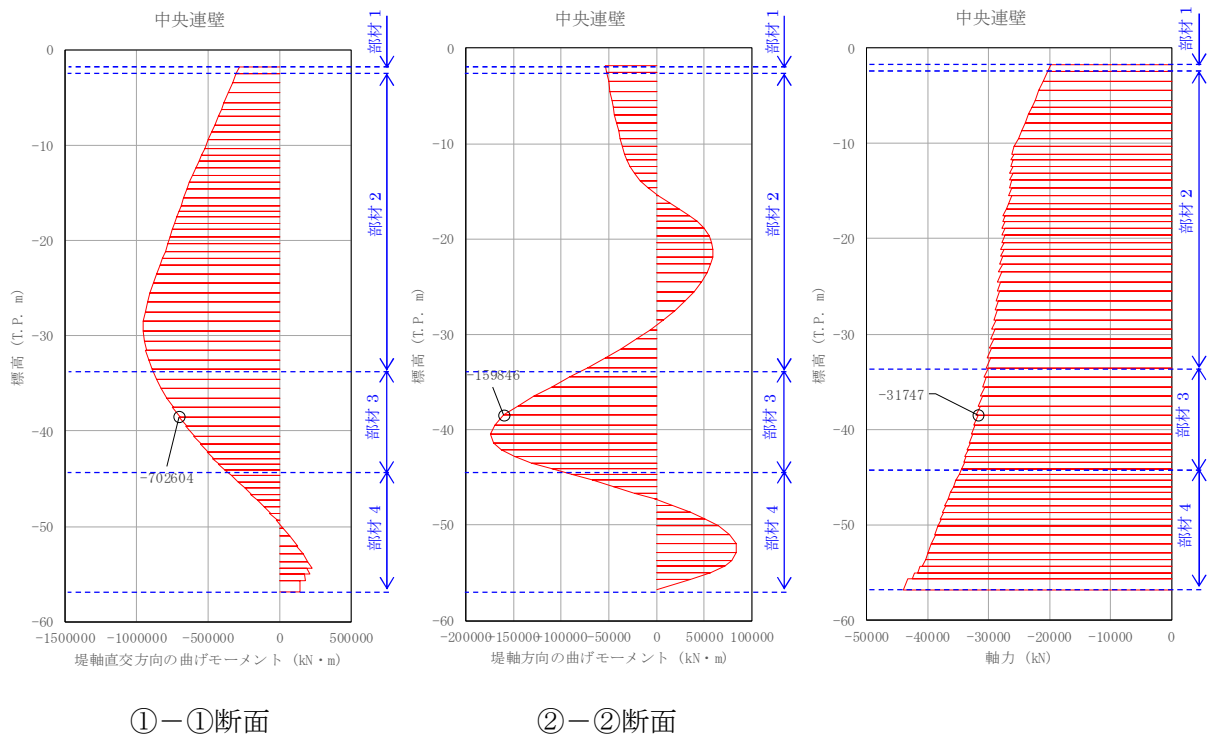


図 4.2-20 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 3)



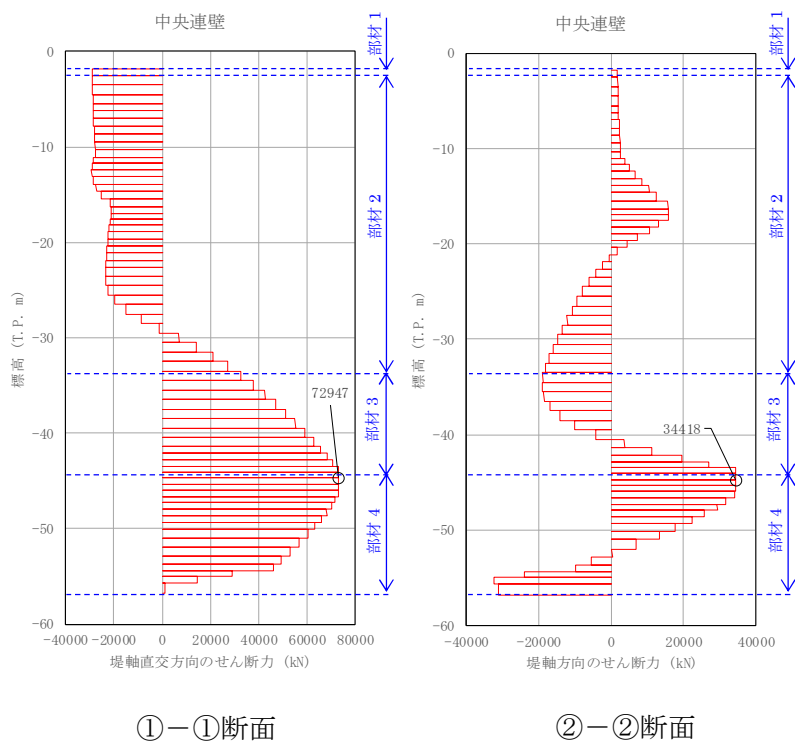
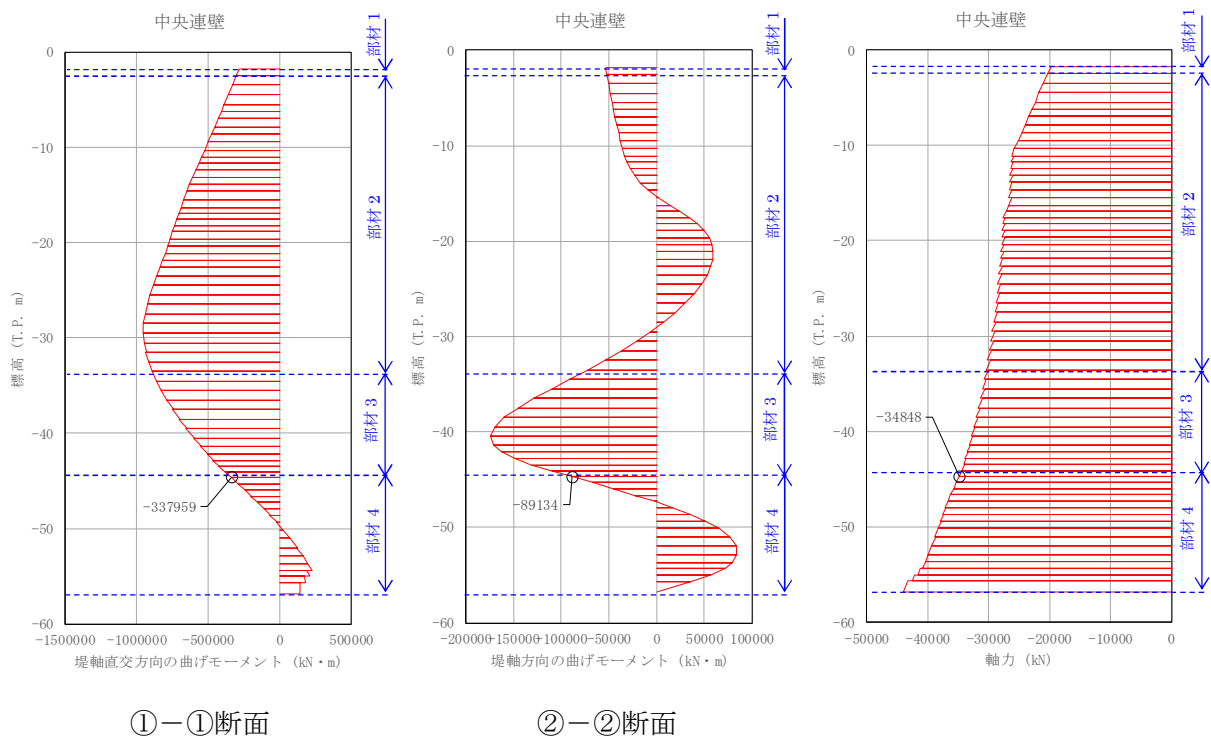
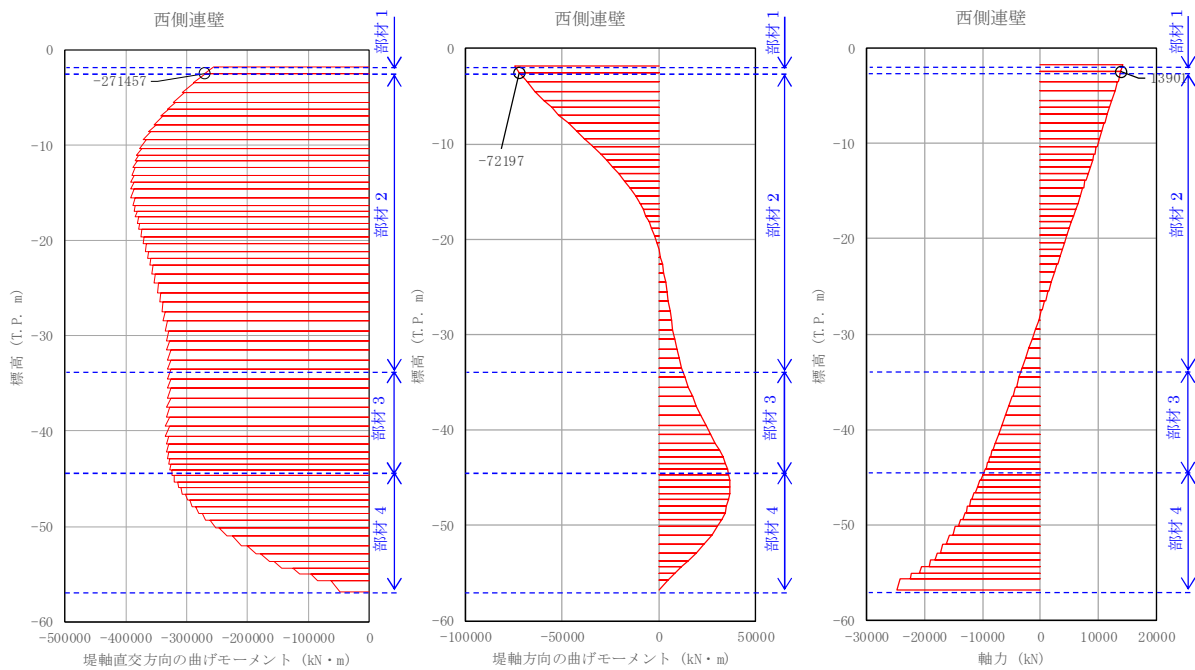


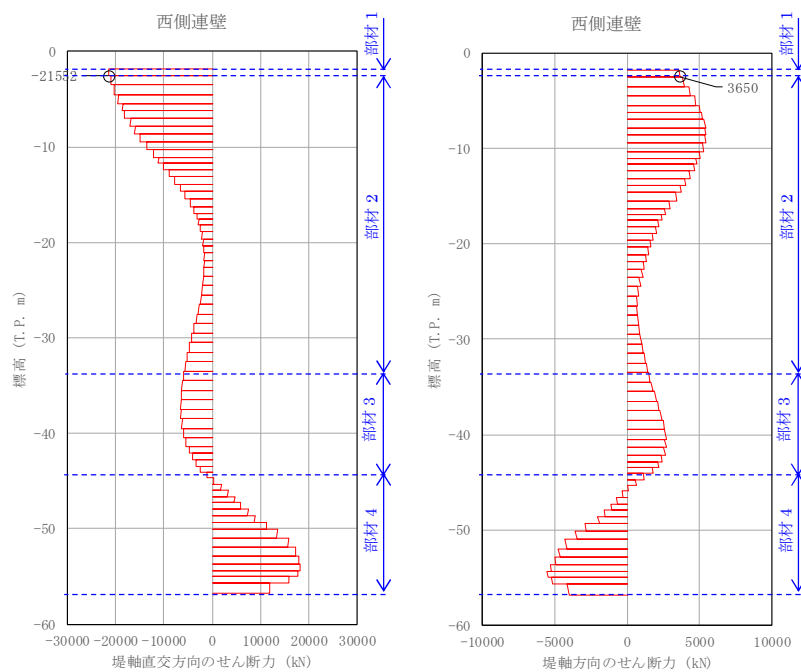
図 4.2-20 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 4)





①—①断面

②—②断面

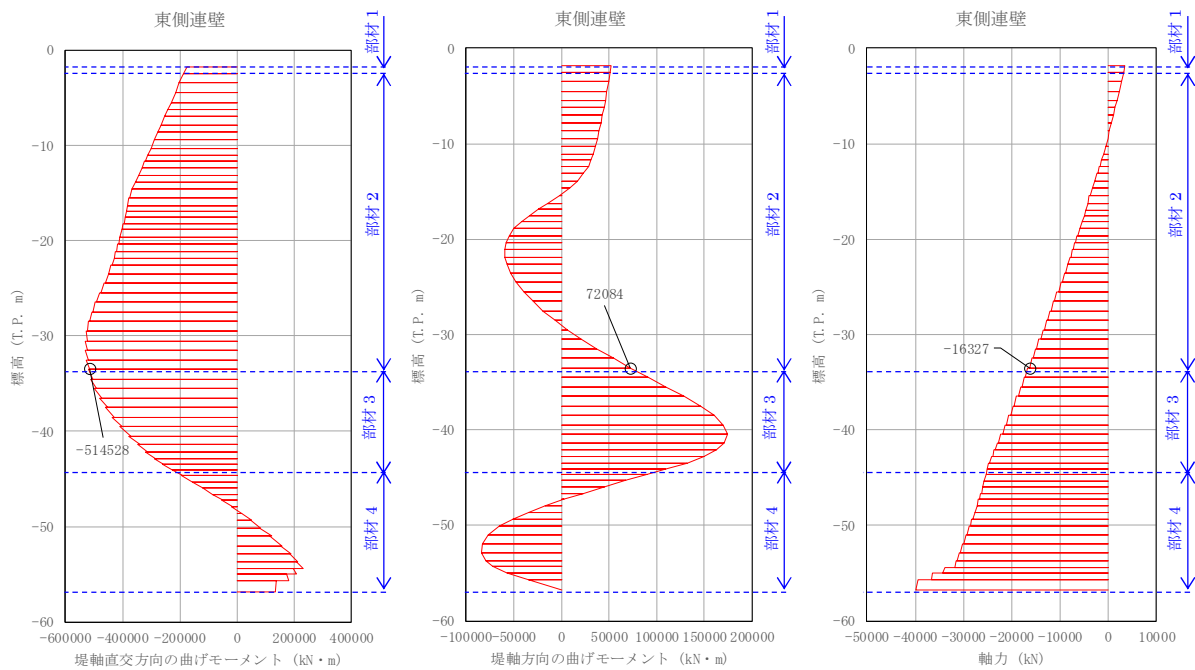


①—①断面

②—②断面

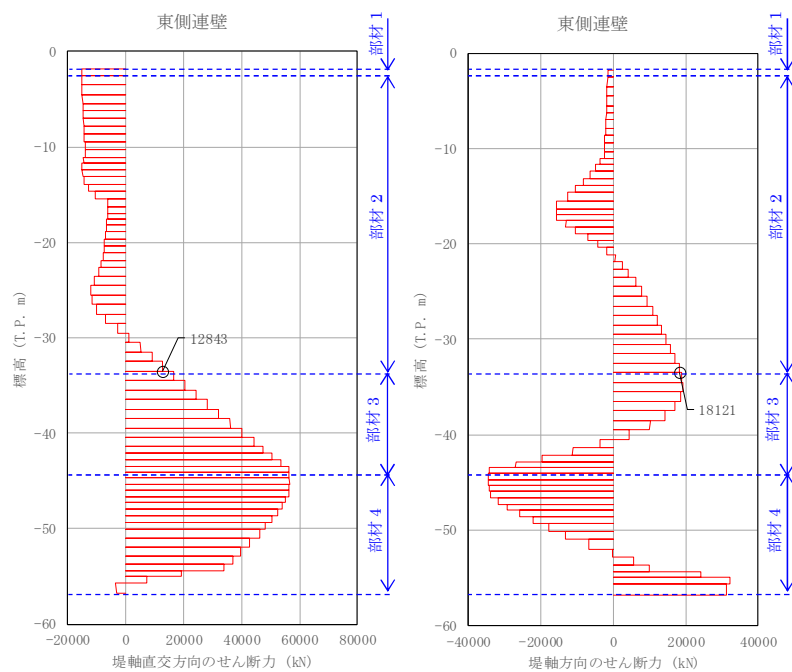
図 4.2-21 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 1)





①-①断面

②-②断面

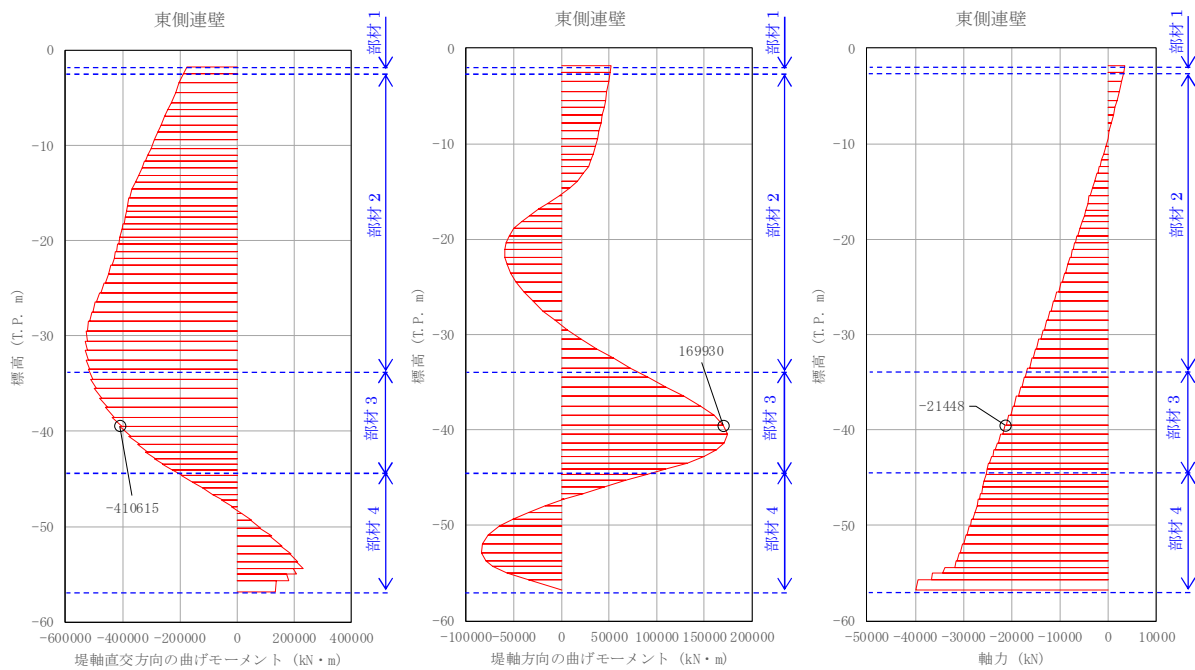


①-①断面

②-②断面

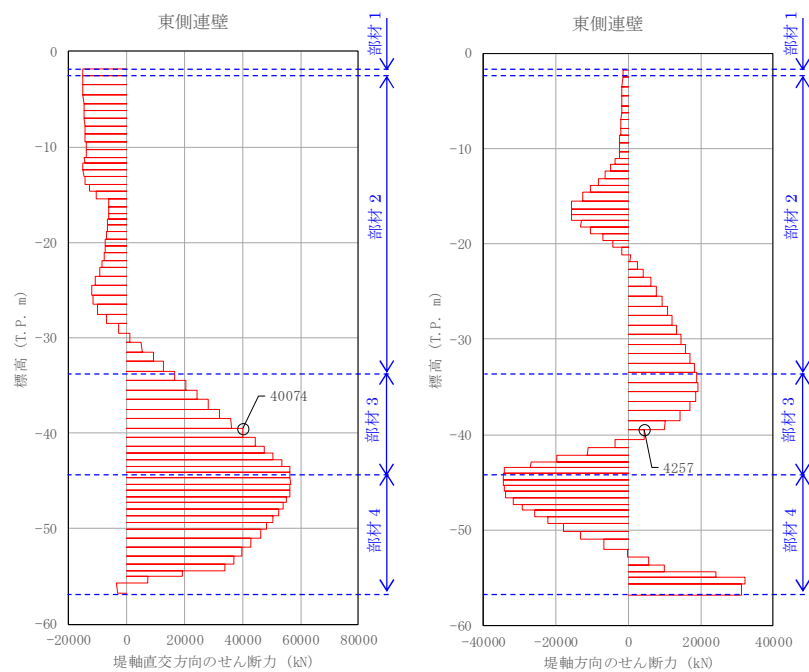
図 4.2-21 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面

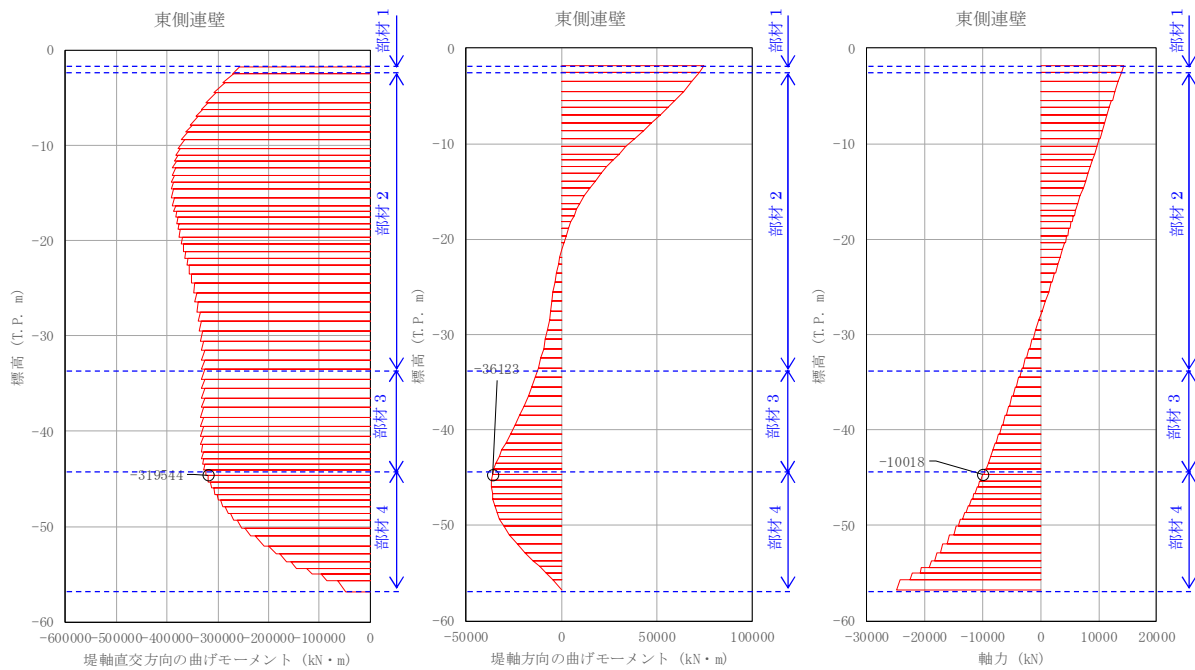


①－①断面

②－②断面

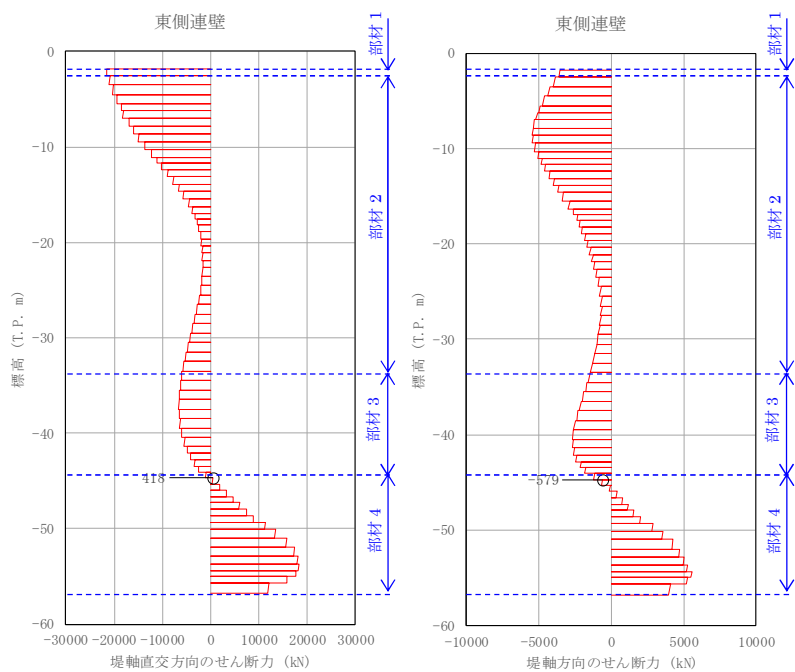
図 4.2-21 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 3)





①—①断面

②—②断面

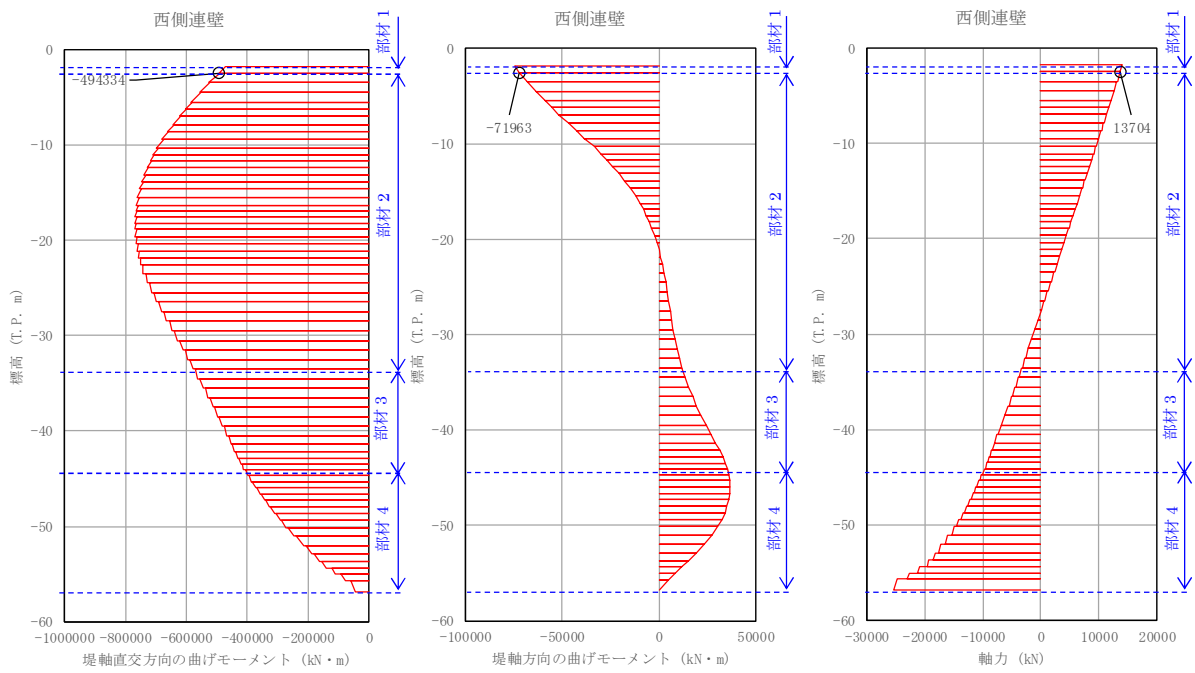


①—①断面

②—②断面

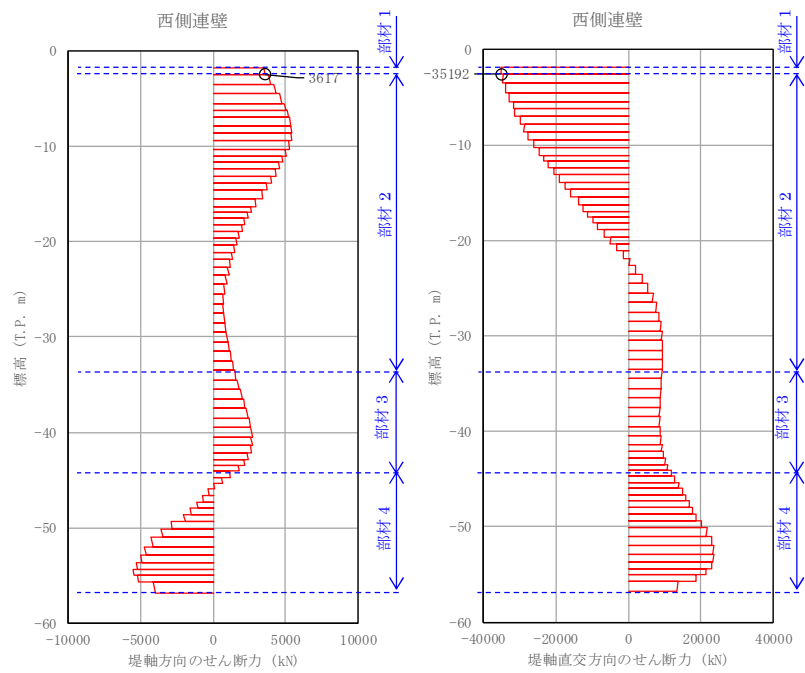
図 4.2-21 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 4)





①—①断面

②—②断面

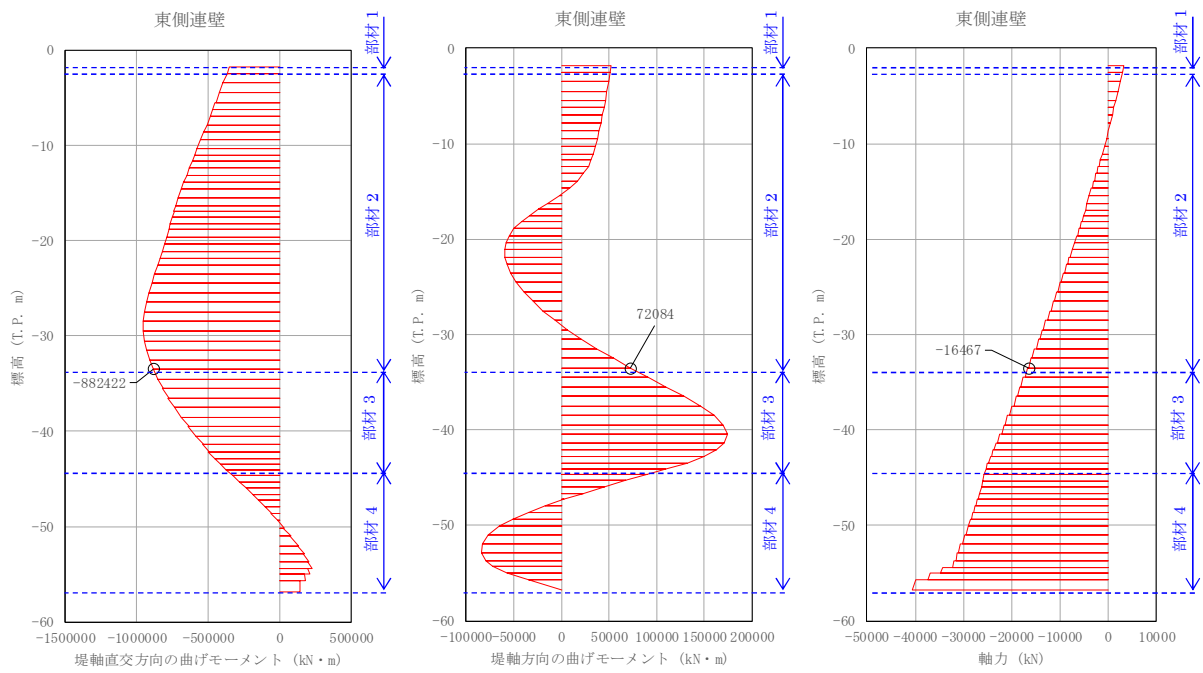


①—①断面

②—②断面

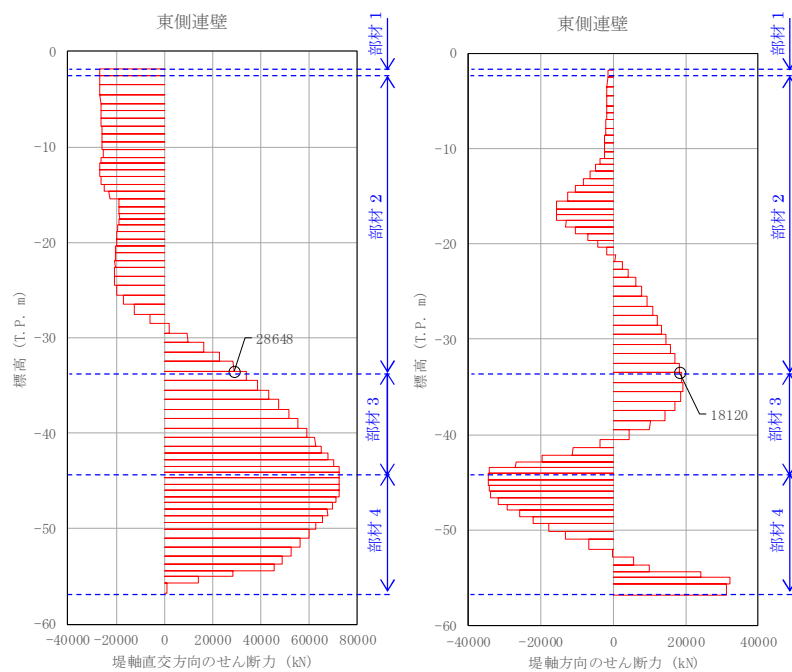
図 4.2-21 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時 : T.P. +24 m 津波時, 部材 1)





①－①断面

②－②断面

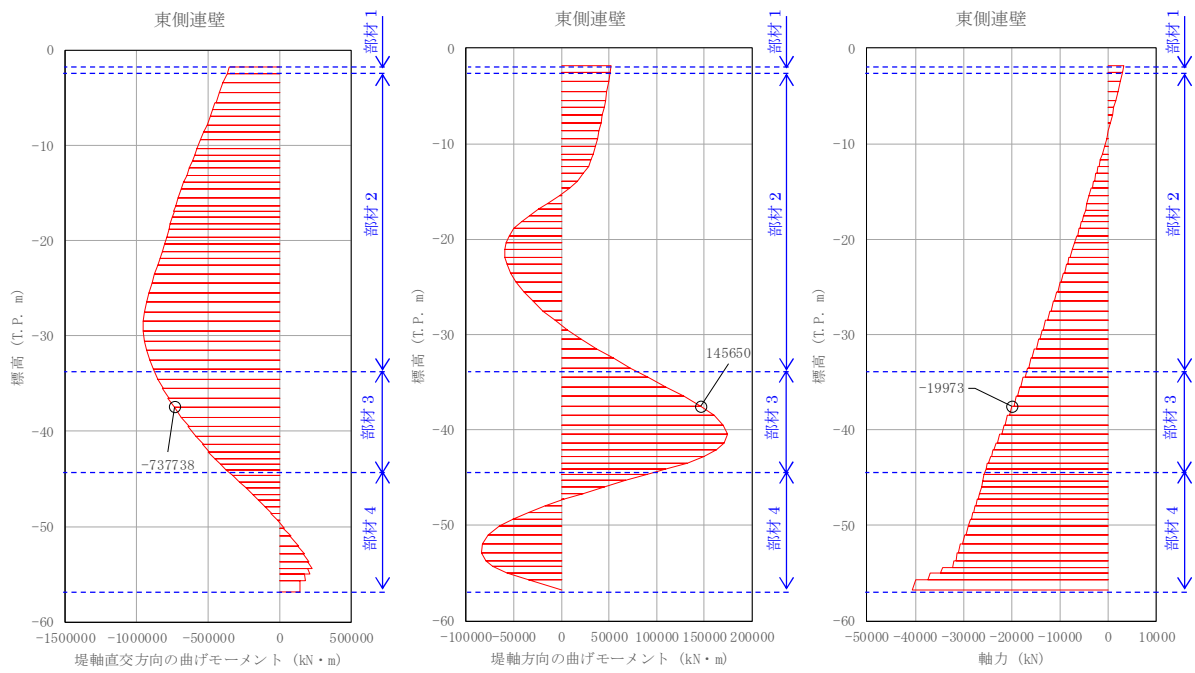


①－①断面

②－②断面

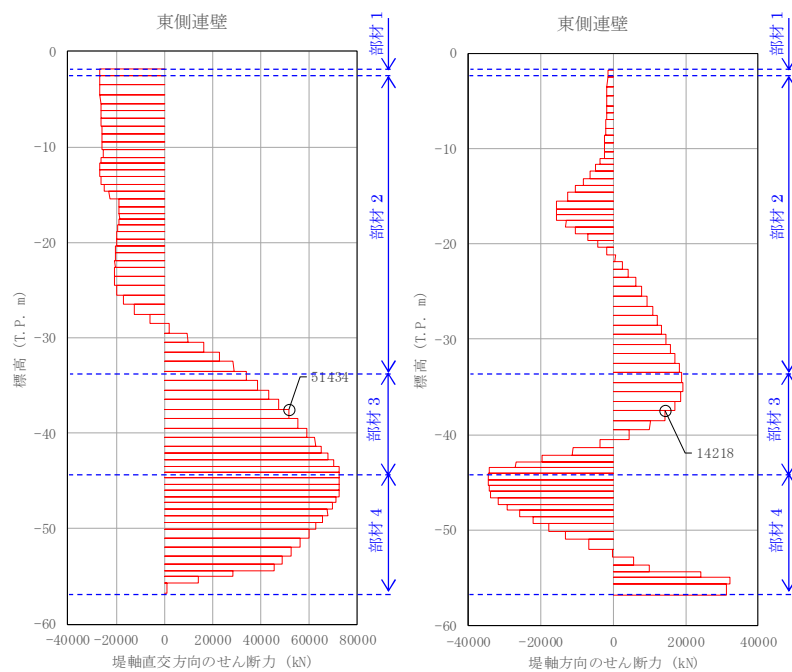
図 4.2-21 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.2-21 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



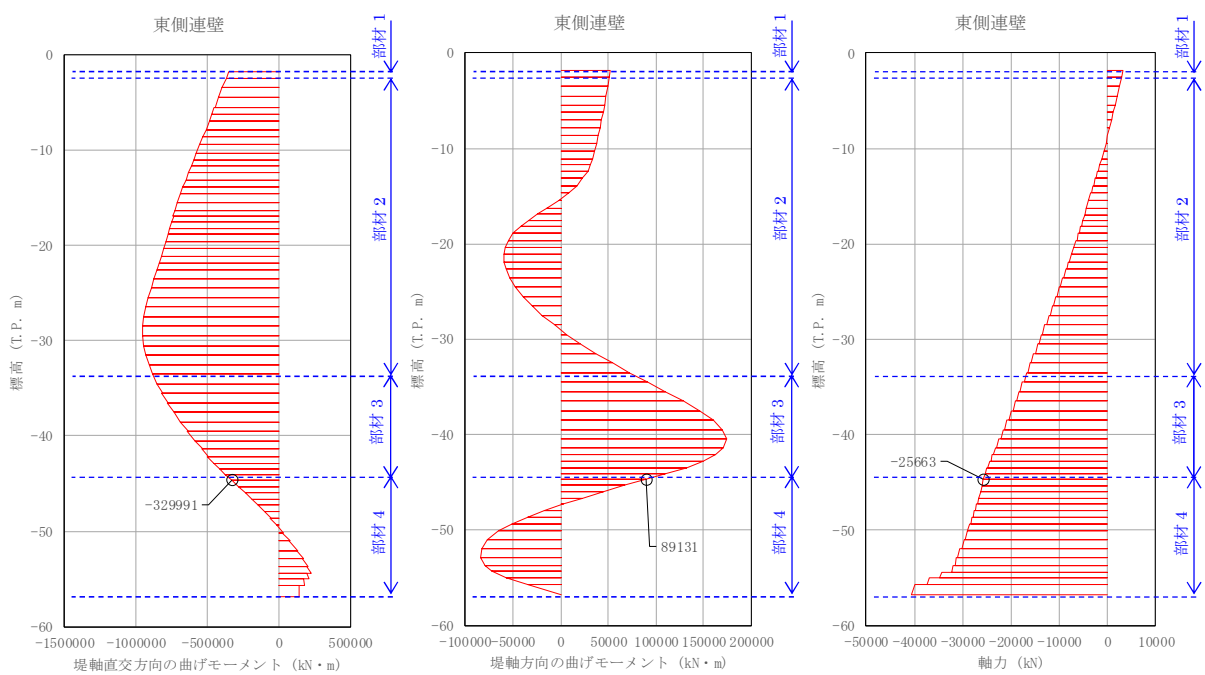


図 4.2-21 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-14 に示す。また，評価位置図を図 4.1-22 に，断面力の分布図を図 4.2-23 に示す。

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

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

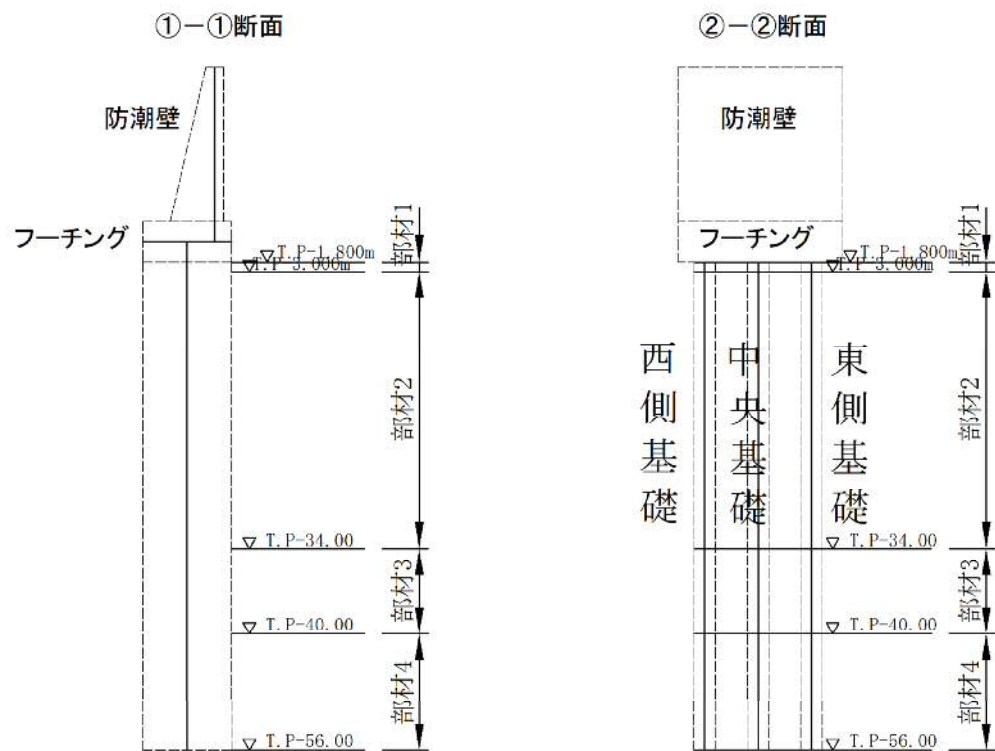


図 4.1-22 評価位置図



表 4.2-14 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	24713	63279	0.40
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3903	22461	0.18
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	27000	63279	0.43
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	5649	33352	0.17
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	26712	87263	0.31
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	2718	40719	0.07
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	18493	87263	0.22
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	5544	45658	0.13
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	22336	63279	0.36
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1717	22461	0.08
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	40381	63279	0.64
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	15839	33352	0.48
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	53125	87263	0.61
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	32240	40719	0.80
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	53168	87263	0.61
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	32236	45658	0.71
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	22307	63279	0.36
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1714	22461	0.08
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	43102	63279	0.69
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	18180	33352	0.55
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	56693	87263	0.65
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	34451	40719	0.85
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	56752	87263	0.66
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	34452	45658	0.76

注記 : 評価位置は図 4.1-22 に示す。



表 4.2-14 (2) セン断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)				
地中連続壁基礎	地盤バネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	39590	69606.5	0.57
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3903	24707	0.16
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	40020	69606.5	0.58
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	5649	36688	0.16
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	40109	95989.5	0.42
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	2718	44791	0.07
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	24163	95989.5	0.26
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	5544	50224	0.12
	地盤バネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	36149	69606.5	0.52
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1717	24707	0.07
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	46373	69606.5	0.67
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	15839	36688	0.44
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	69256	95989.5	0.73
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	32240	44791	0.72
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	69296	95989.5	0.73
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	32236	50224	0.65
	地盤バネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	36081	69606.5	0.52
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1714	24707	0.07
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	43300	69606.5	0.63
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	18180	36688	0.50
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	72964	95989.5	0.77
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	34451	44791	0.77
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	73020	95989.5	0.77
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	34452	50224	0.69

注記 : 評価位置は図 4.1-22 に示す。



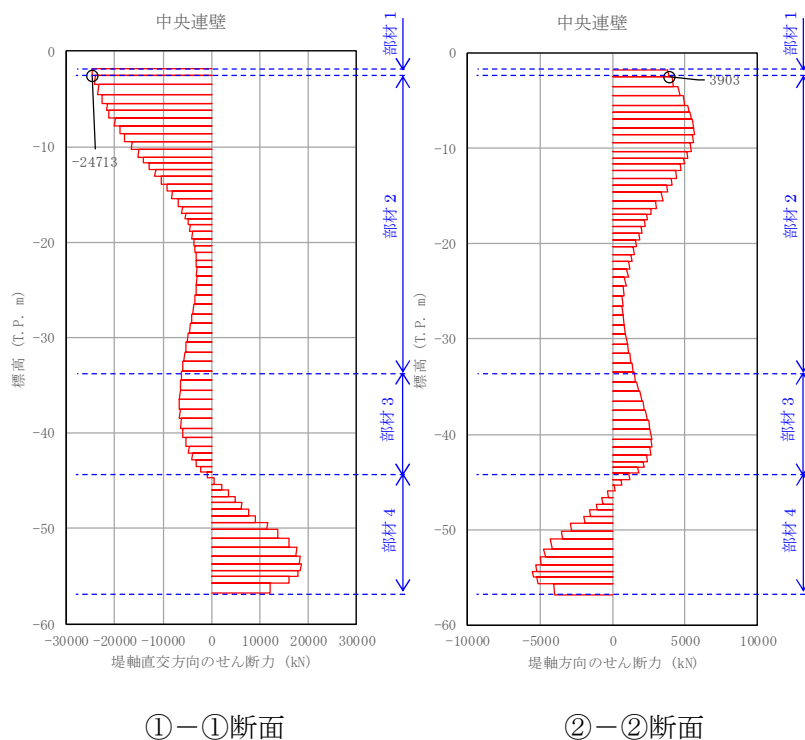
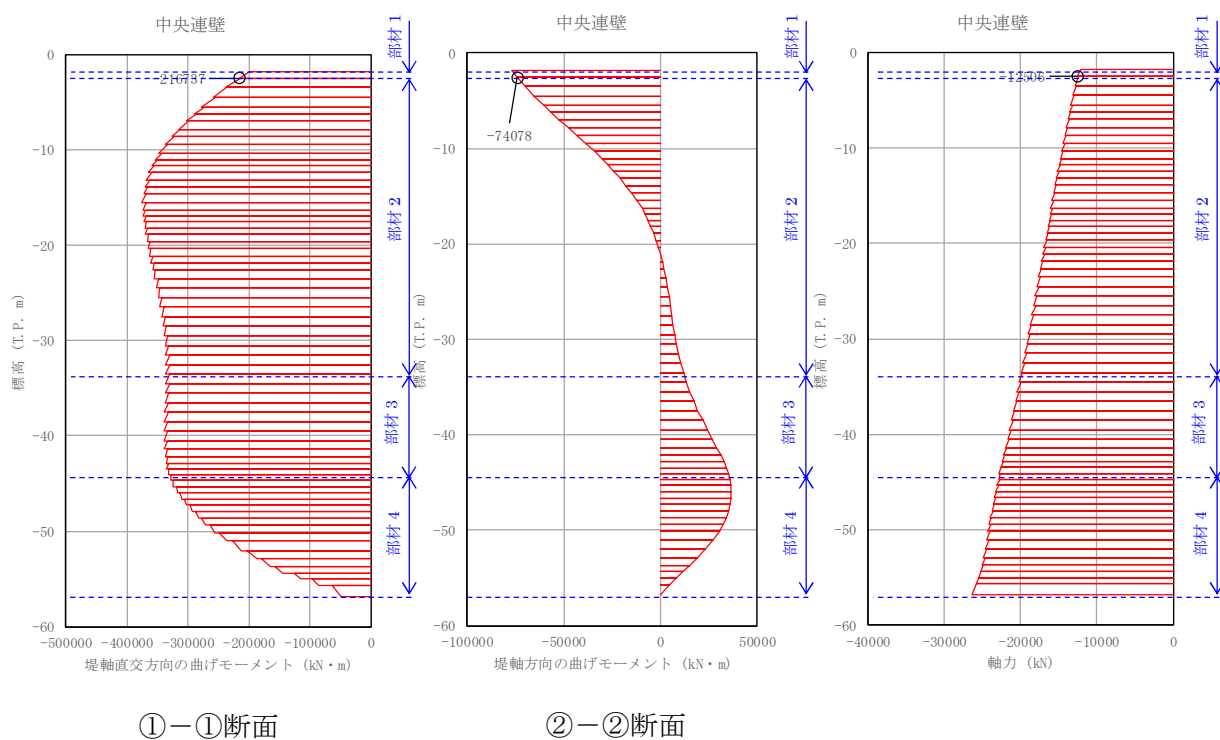


図 4.2-23 (1) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 1)



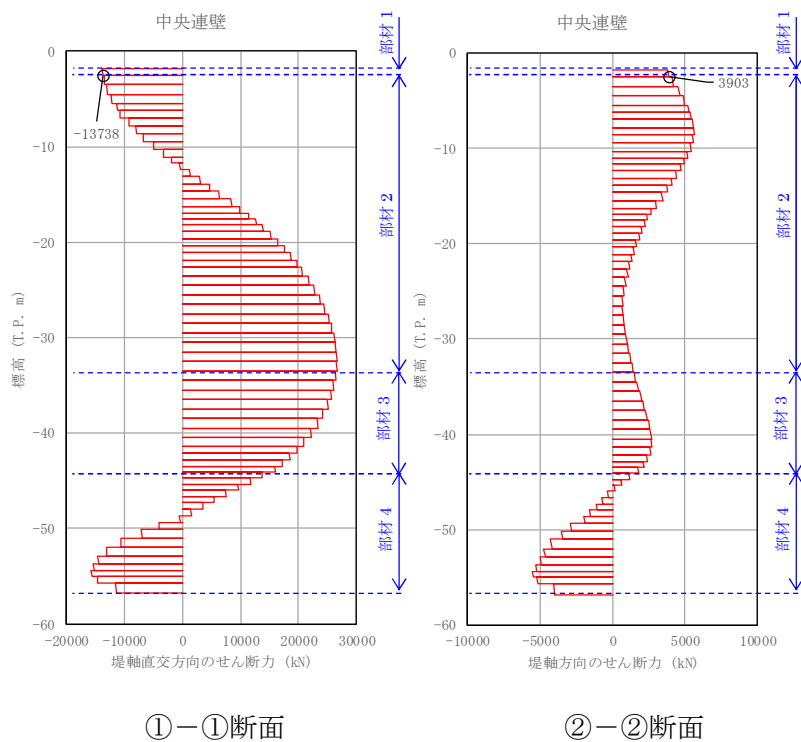
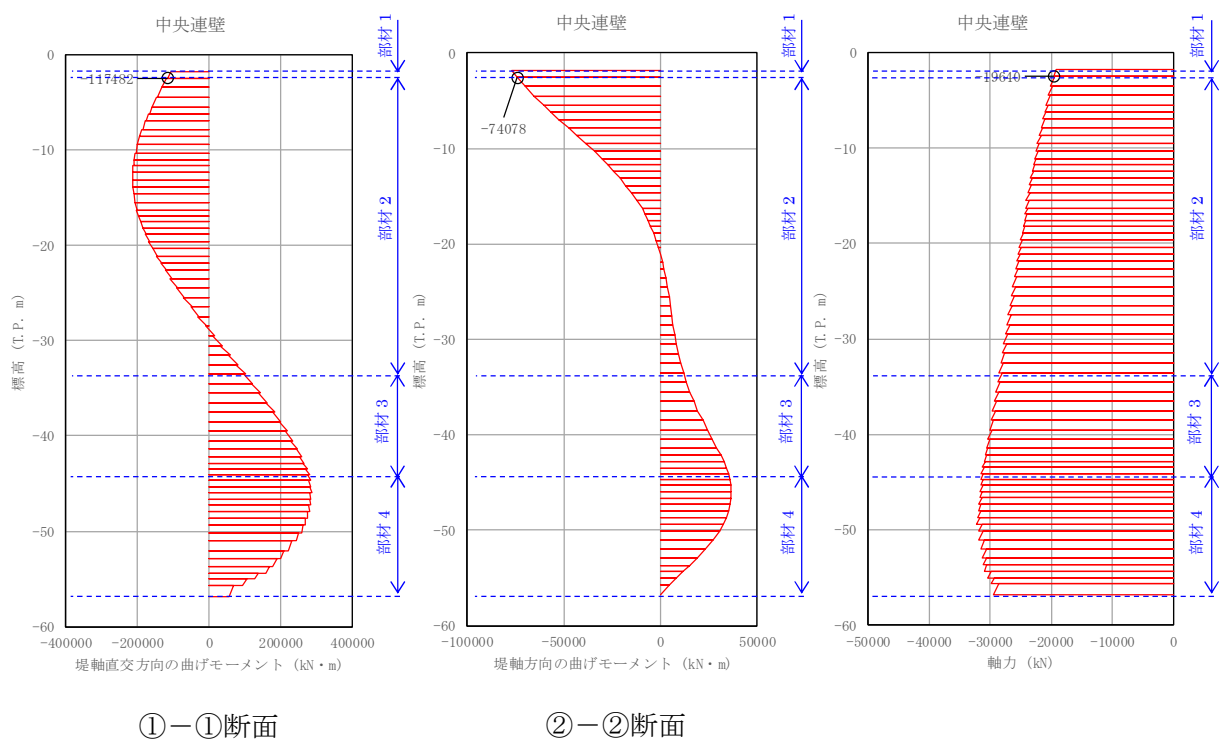
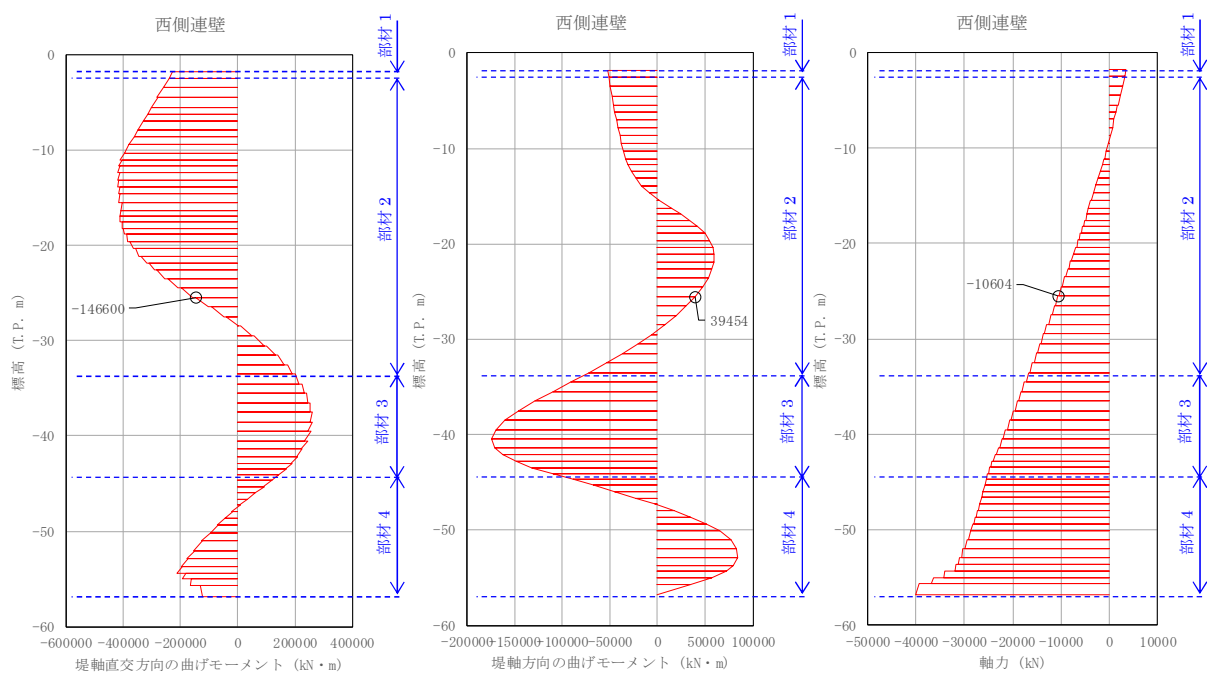


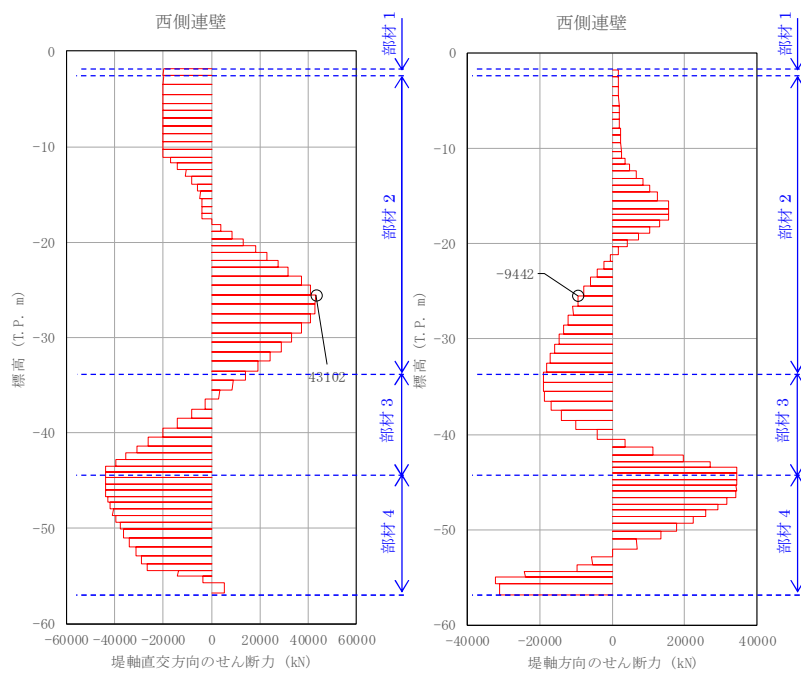
図 4.2-23 (2) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 1)





①-①断面

②-②断面



①-①断面

②-②断面

図 4.2-23 (3) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 2)



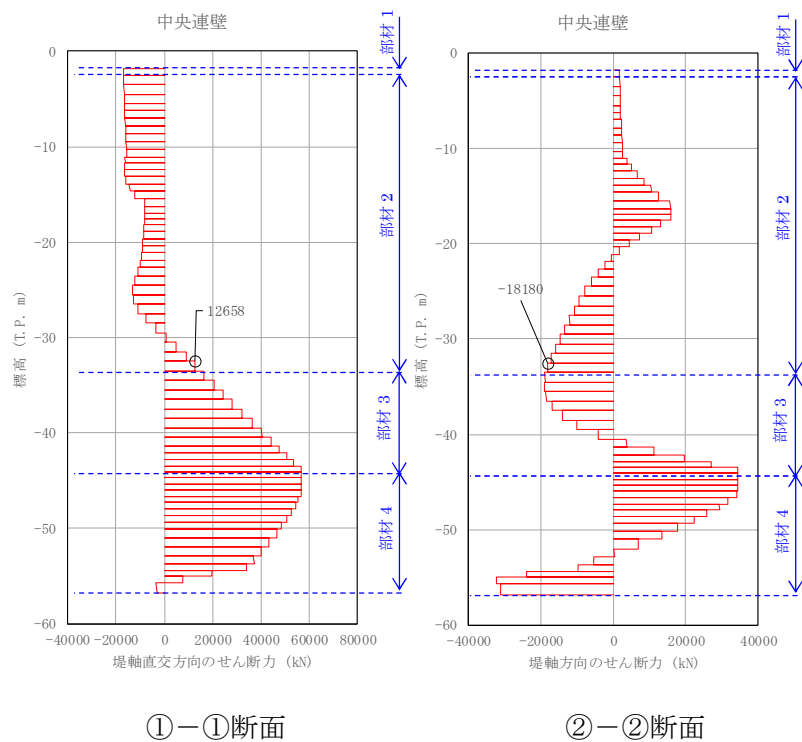
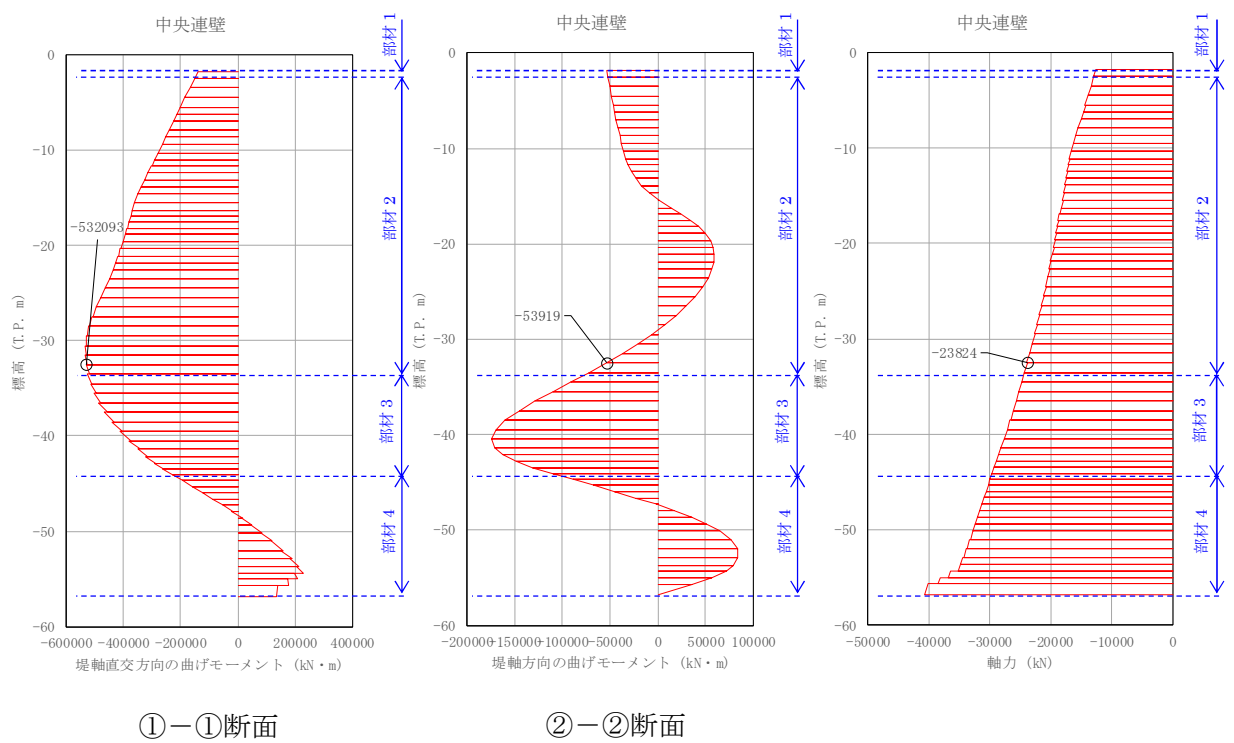


図 4.2-23 (4) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 2)



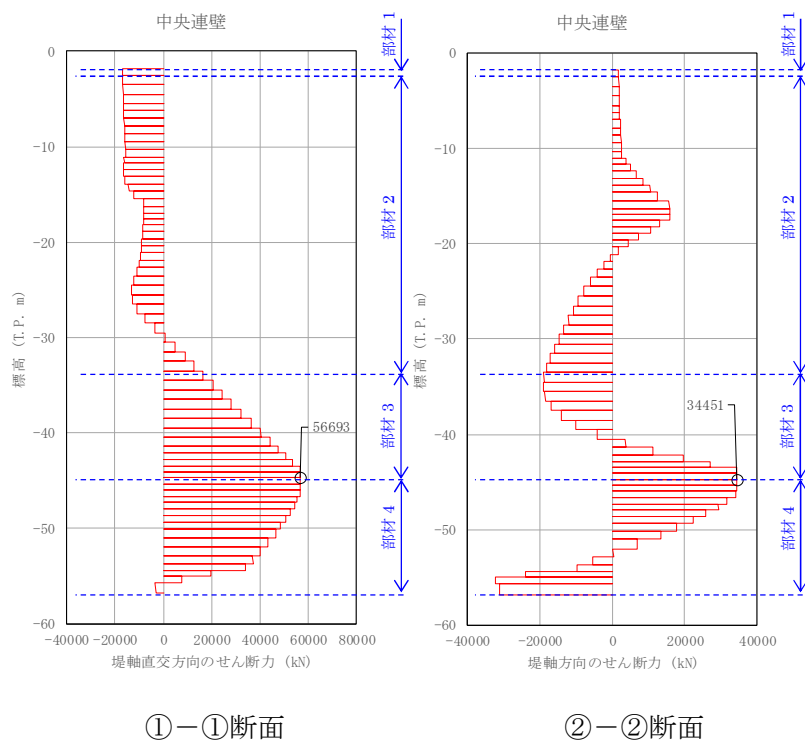
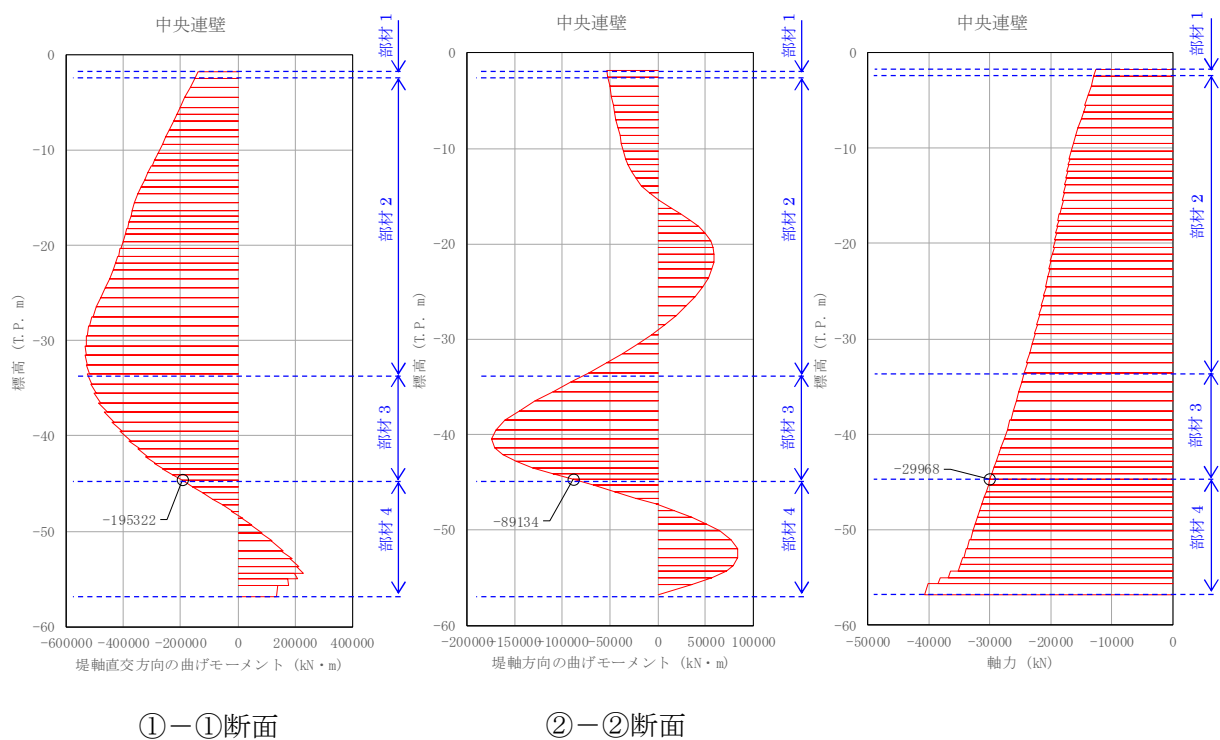


図 4.2-23 (5) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 3)



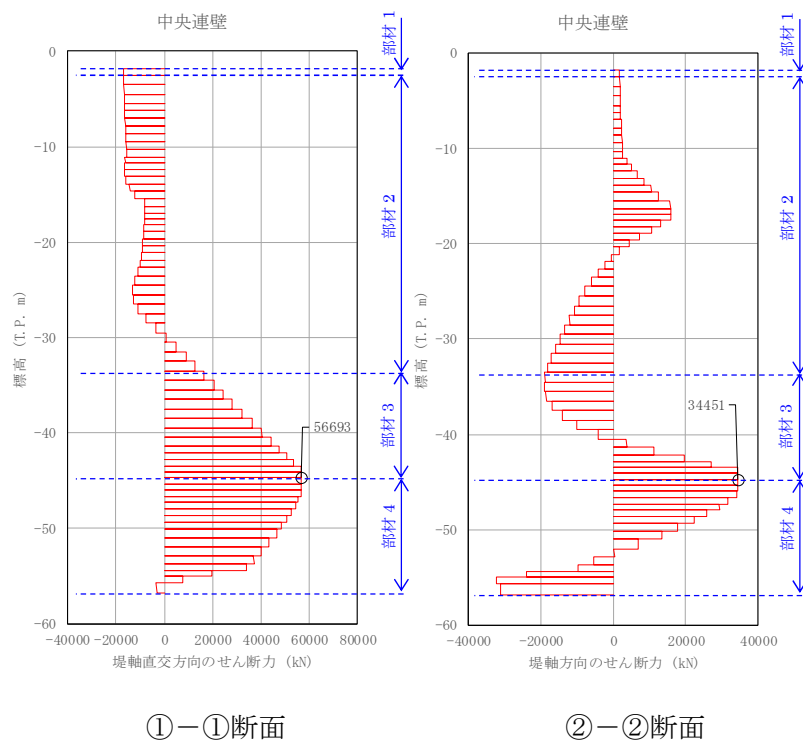
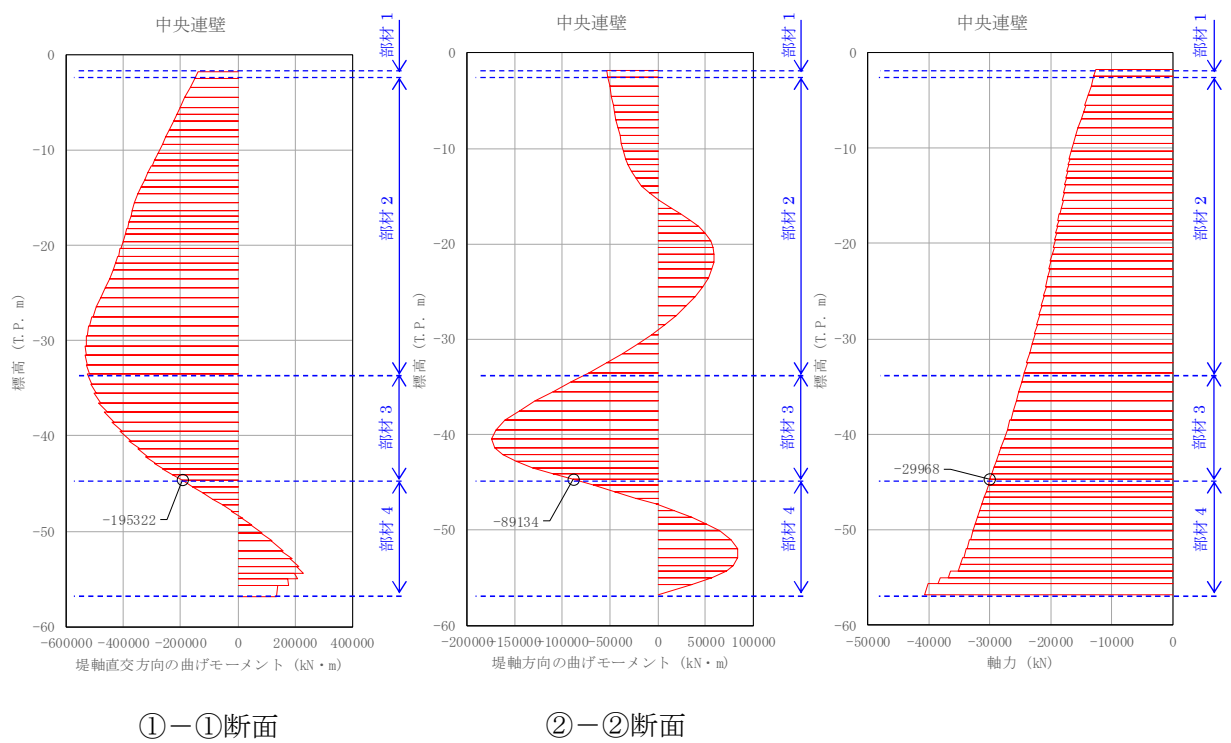


図 4.2-23 (6) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 3)



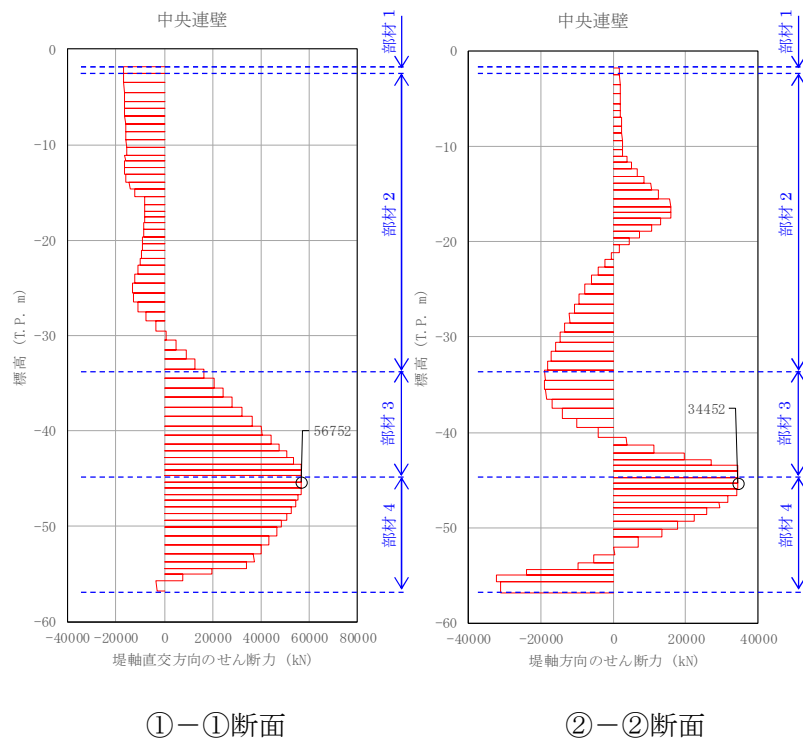
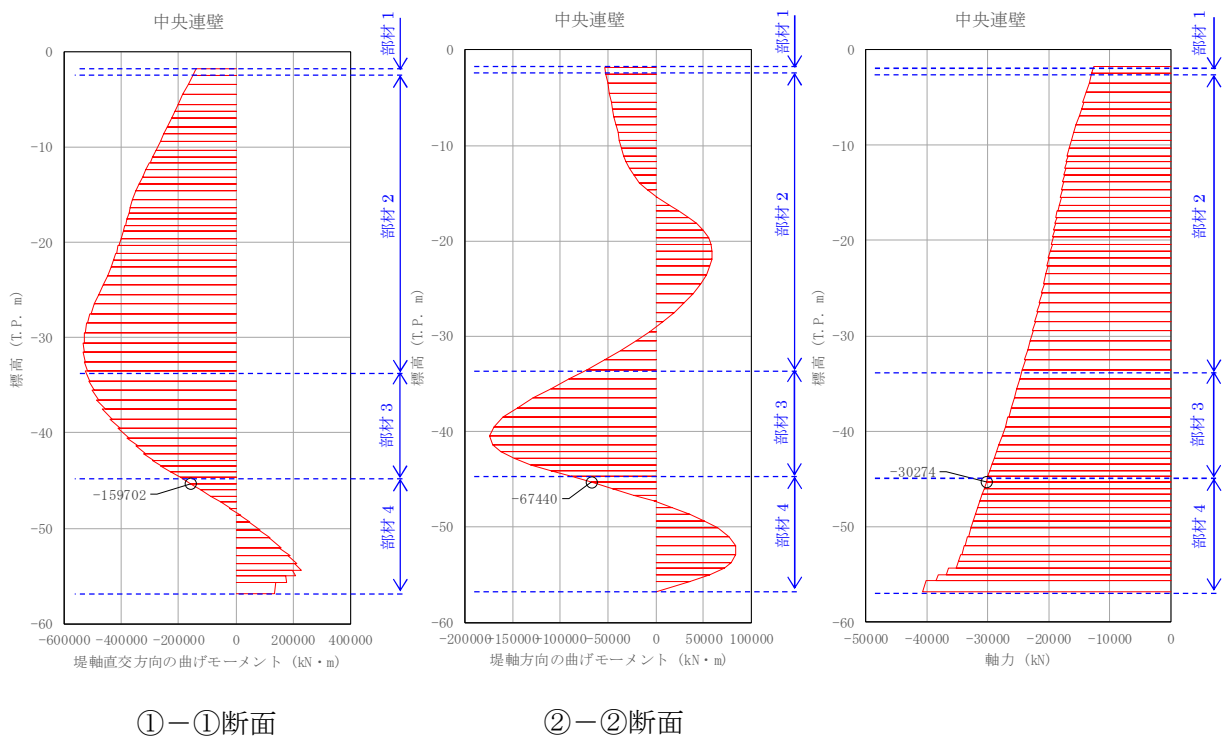


図 4.2-23 (7) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：基準津波時，部材 4)



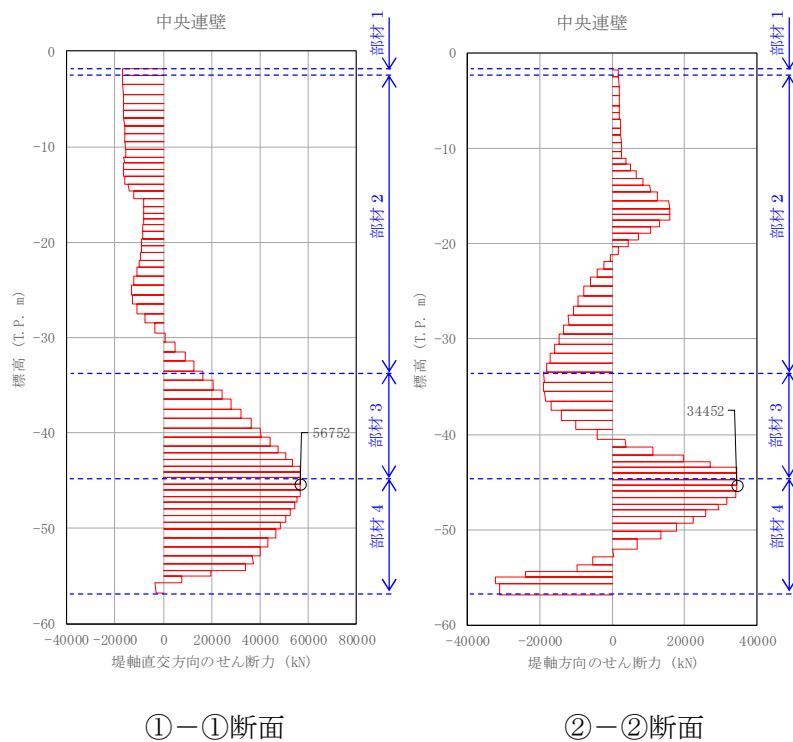
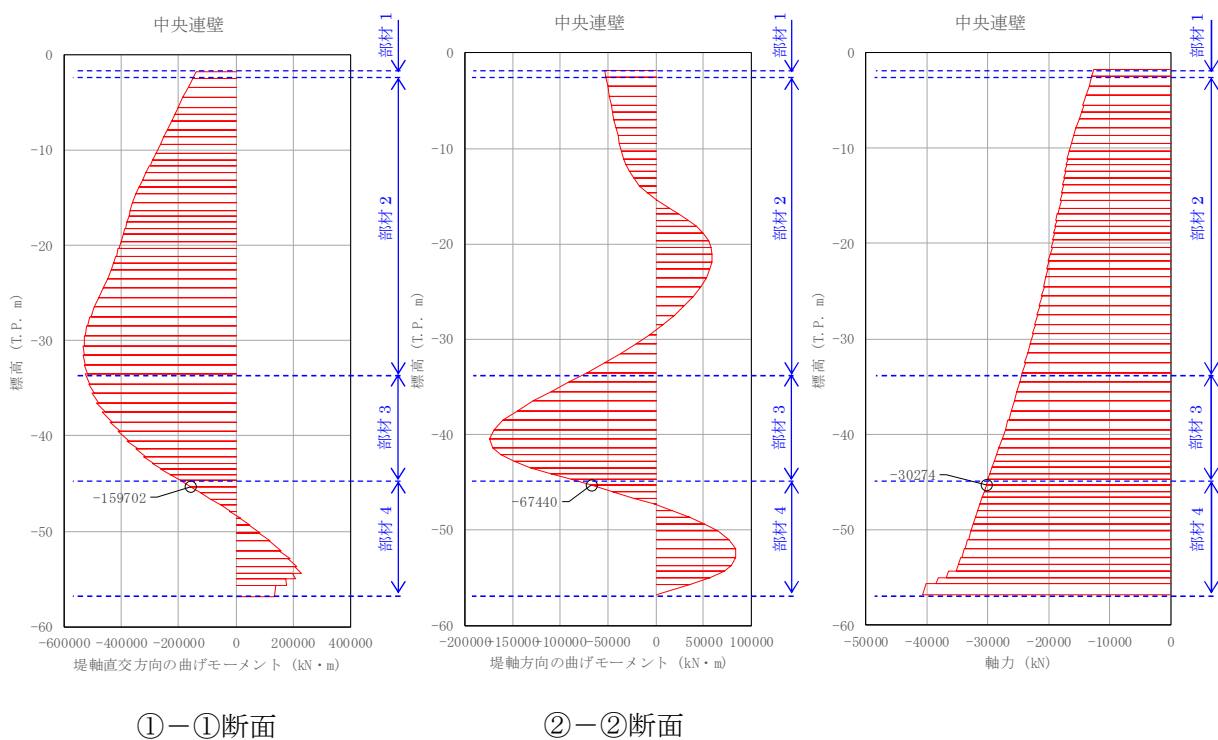


図 4.2-23 (8) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重疊時：基準津波時，部材 4)



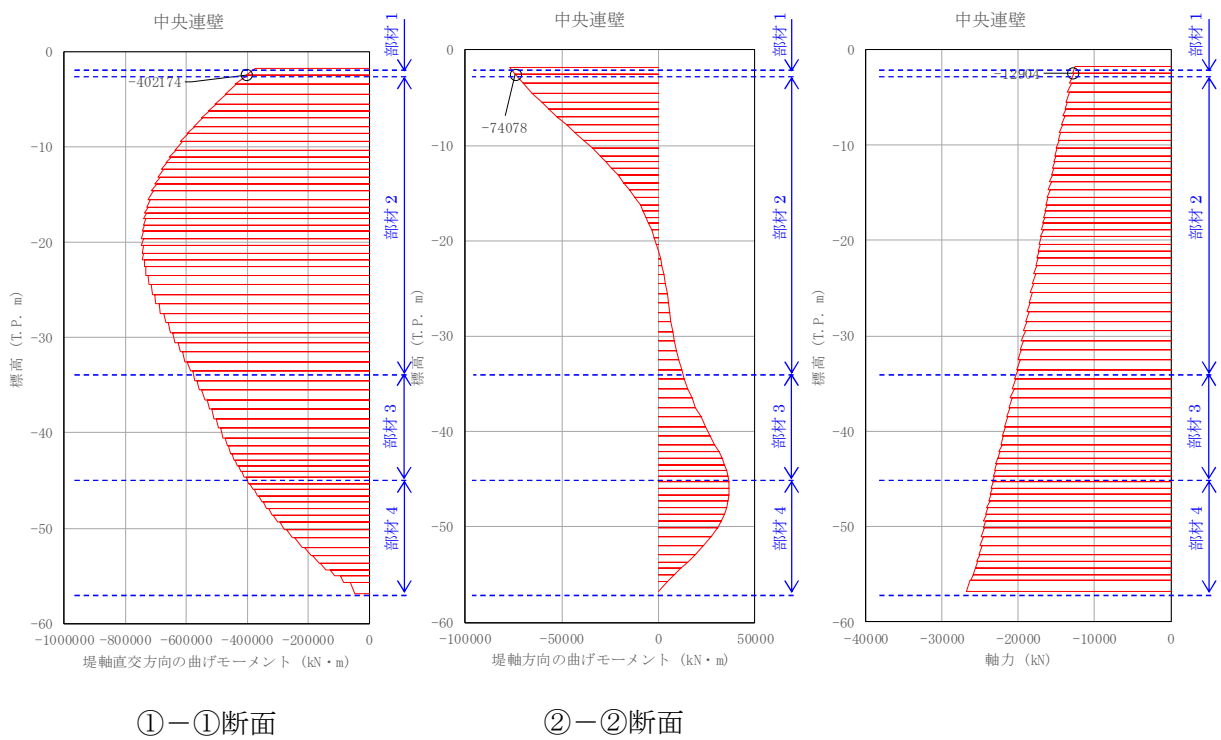


図 4.2-23 (9) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 1)



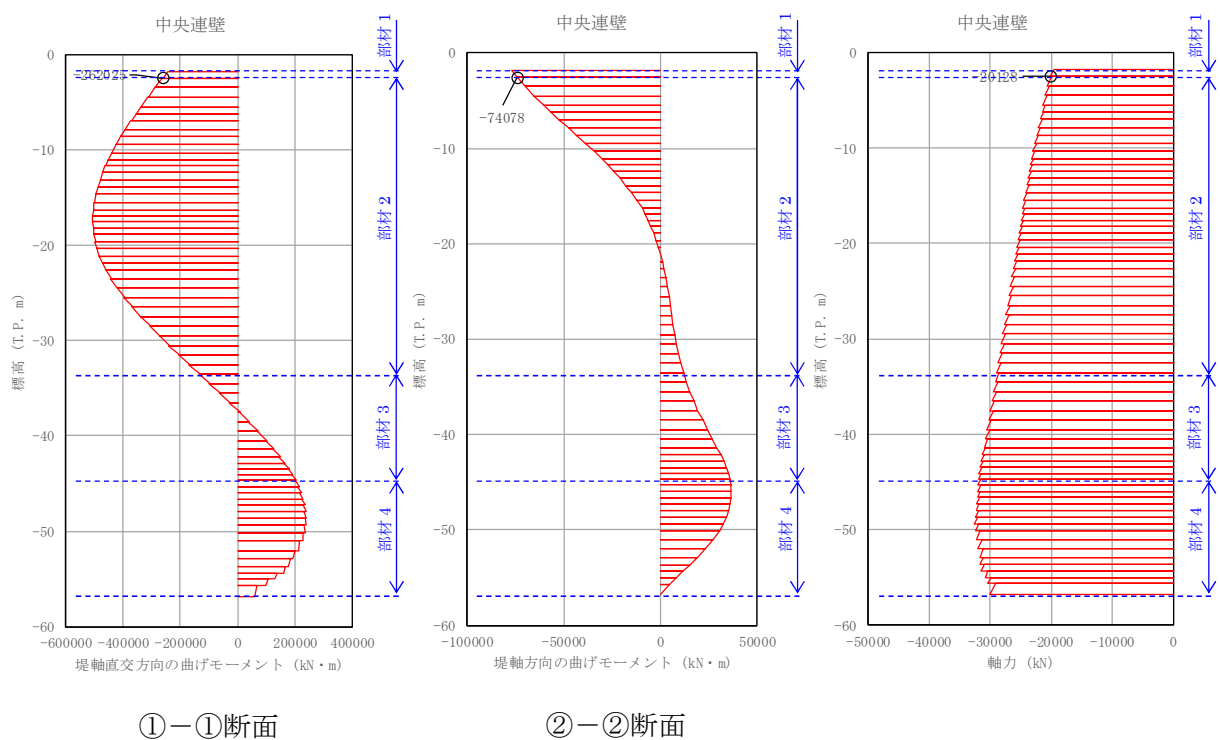
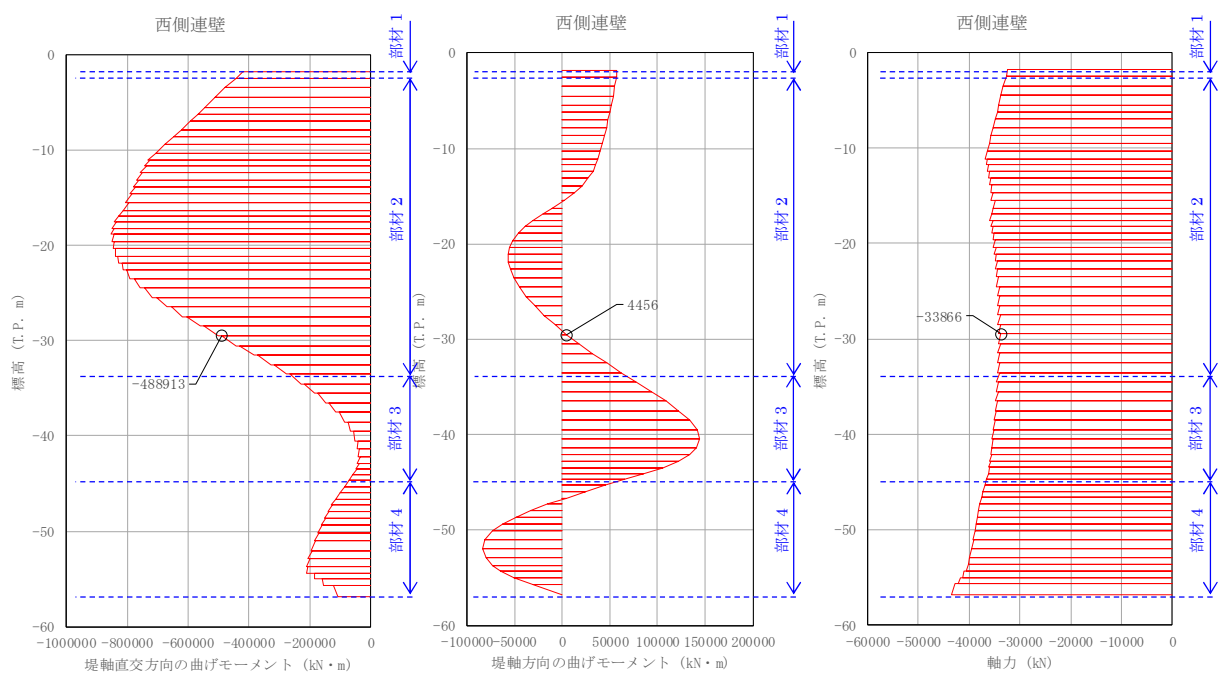


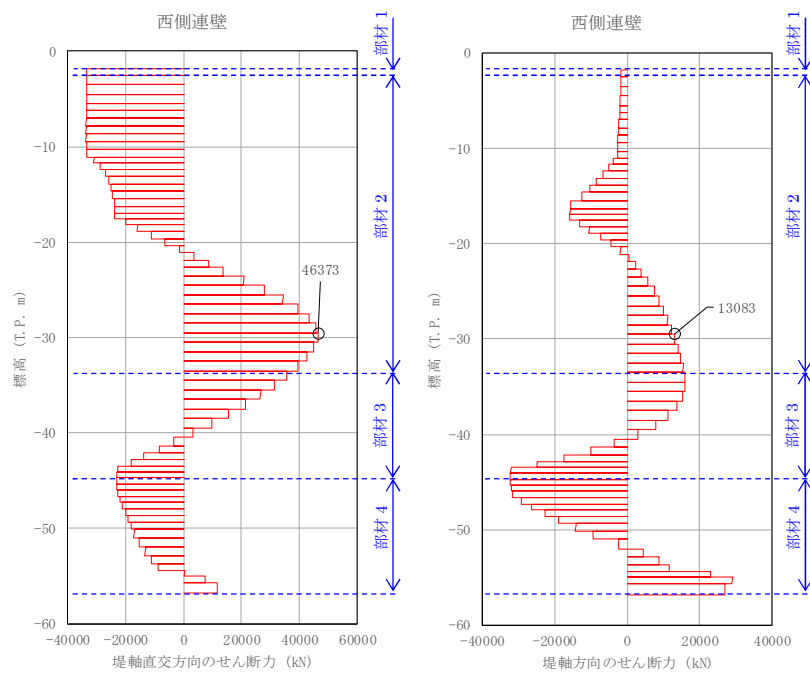
図 4.2-23 (10) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 1)





①－①断面

②－②断面



①－①断面

②－②断面

図 4.2-23 (11) 地中連続壁基礎において①－①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)



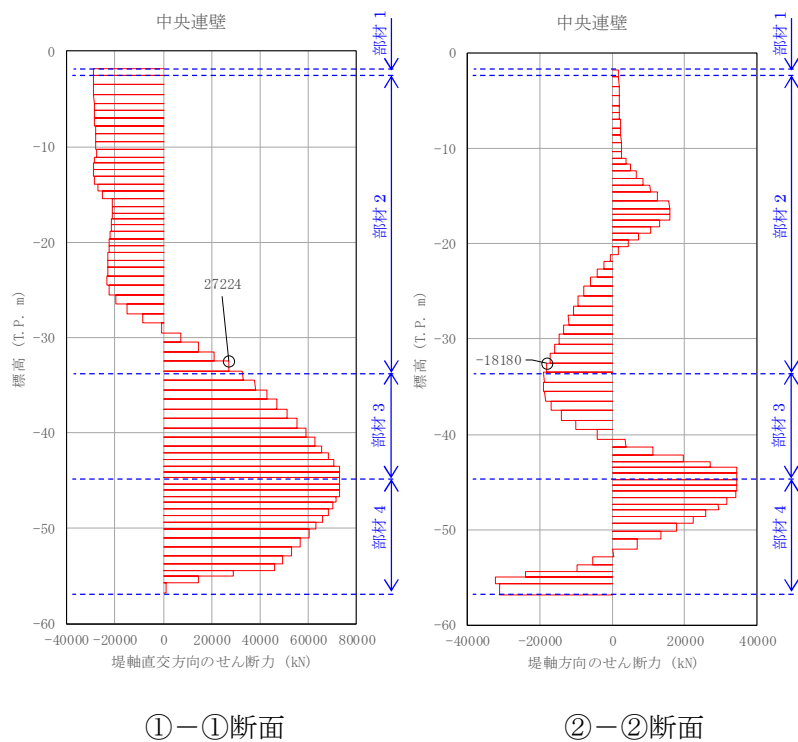
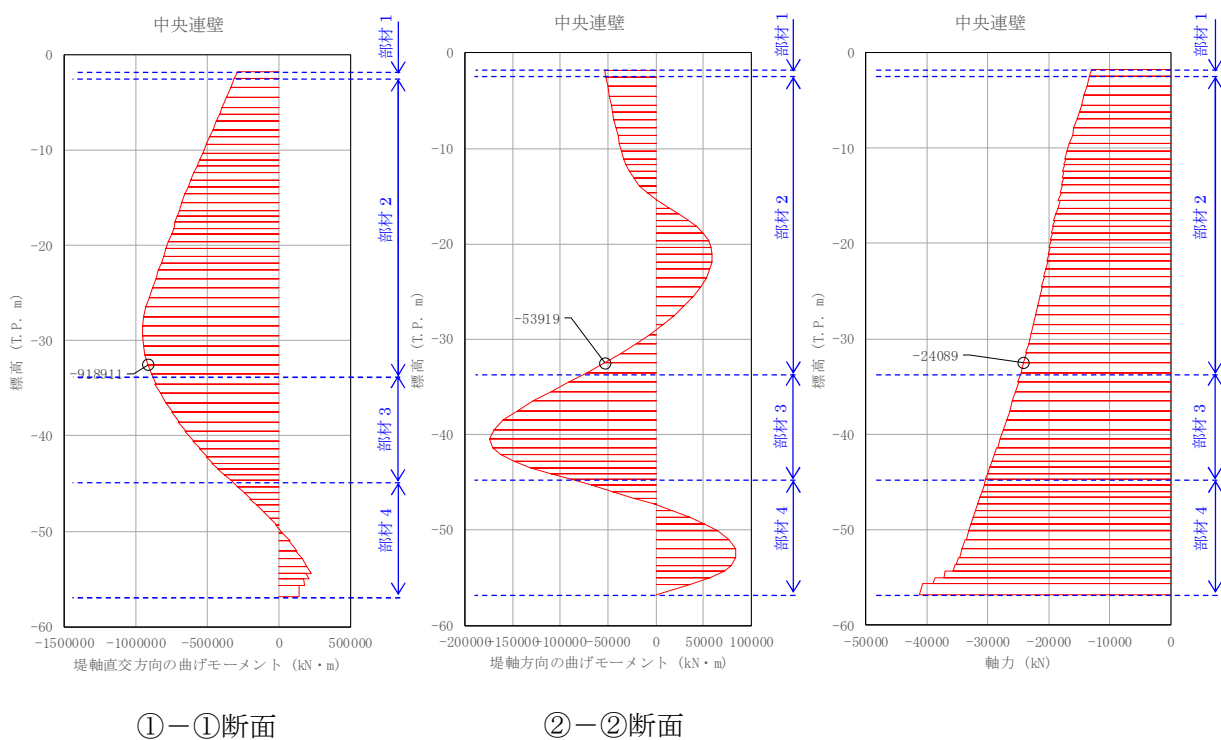


図 4.2-23 (12) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 2)



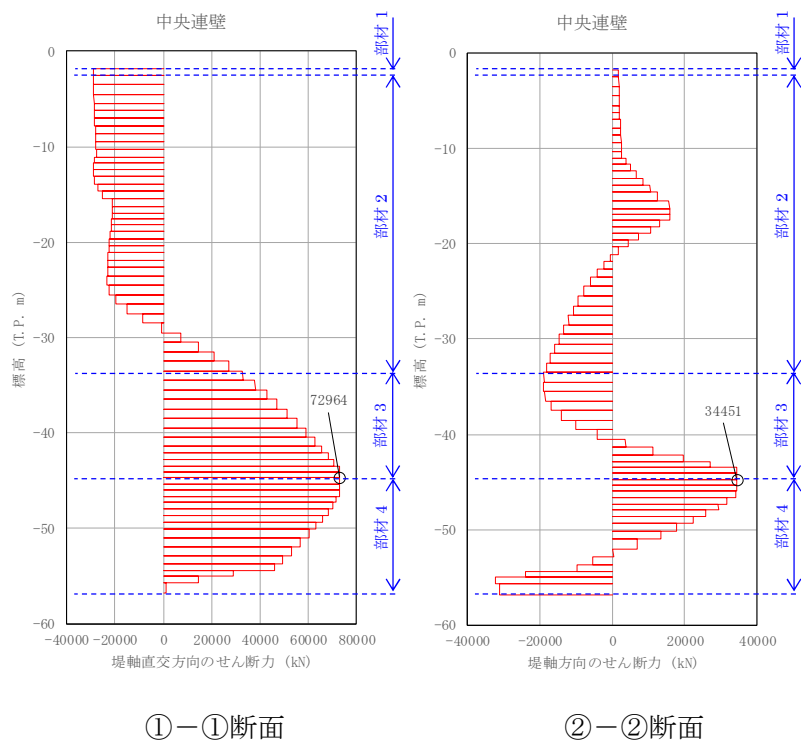
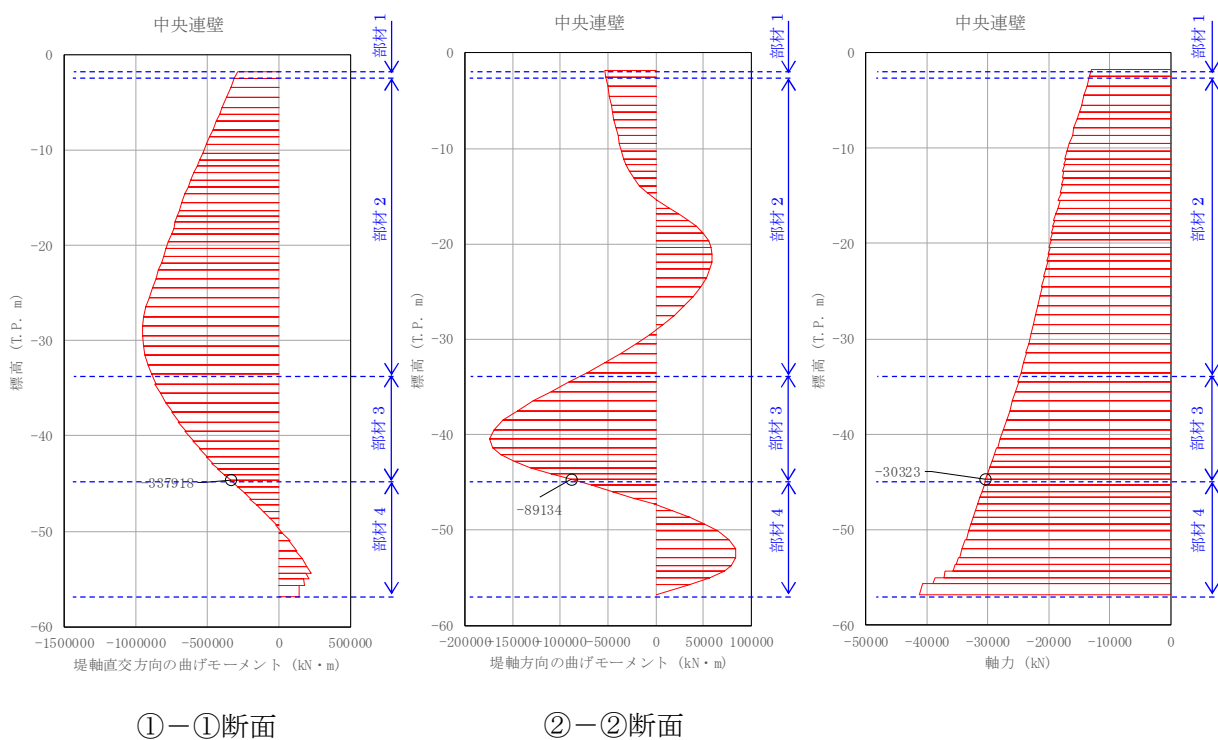


図 4.2-23 (13) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



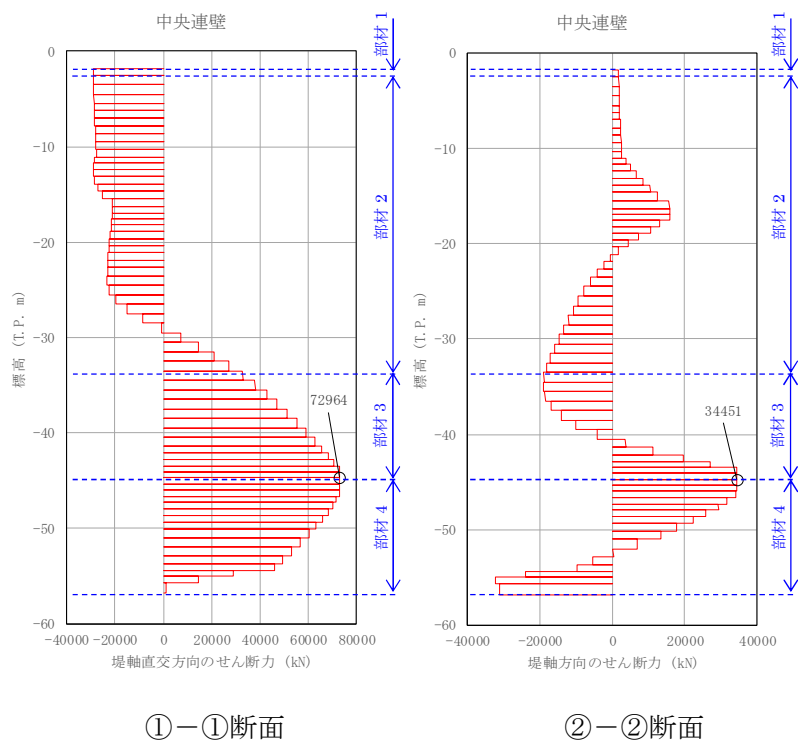
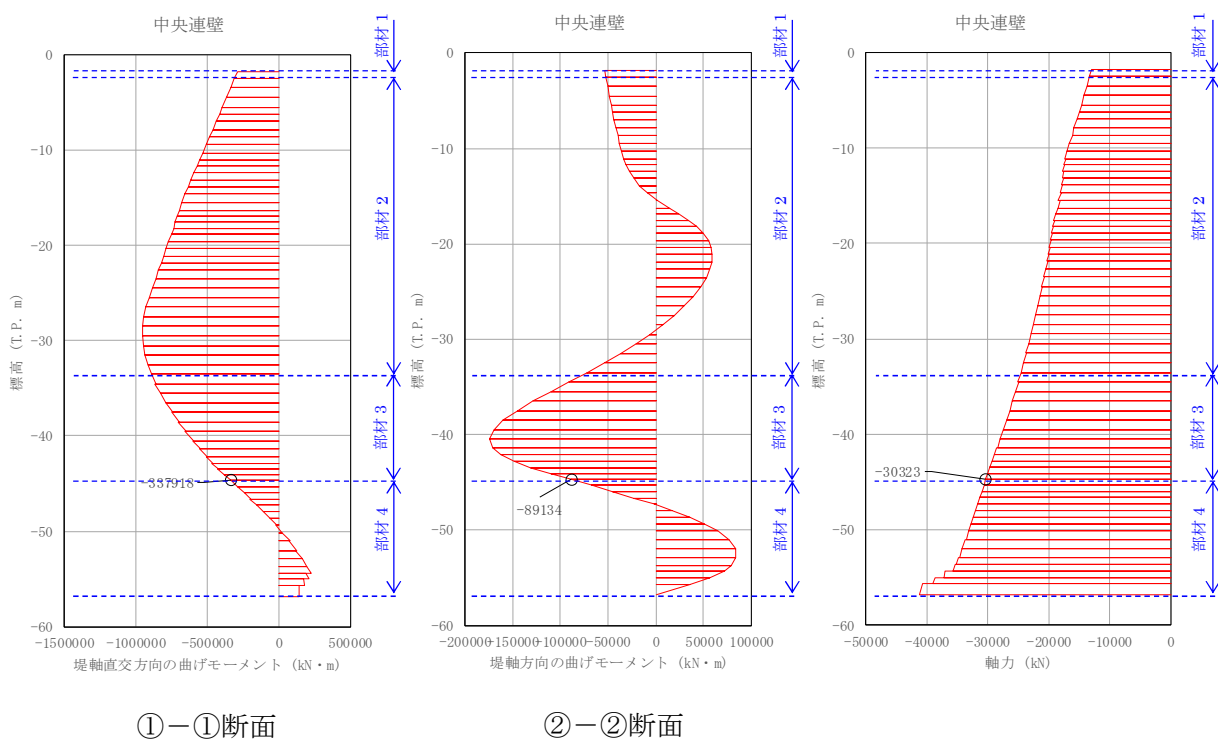


図 4.2-23 (14) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 3)



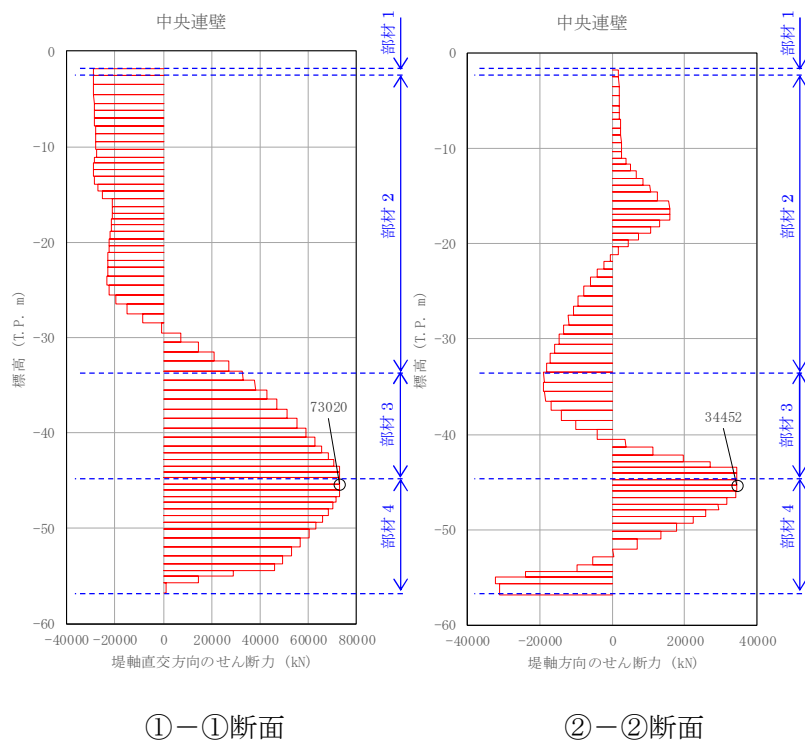
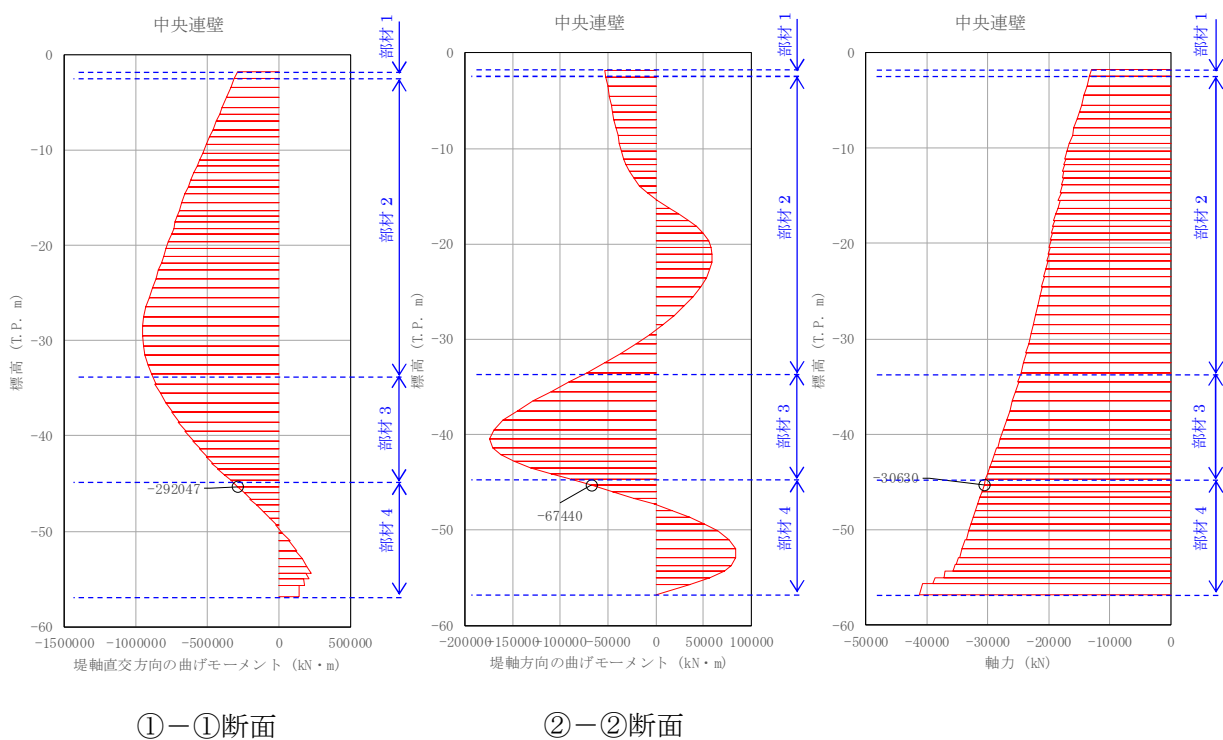


図 4.2-23 (15) 地中連続壁基礎において①-①断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



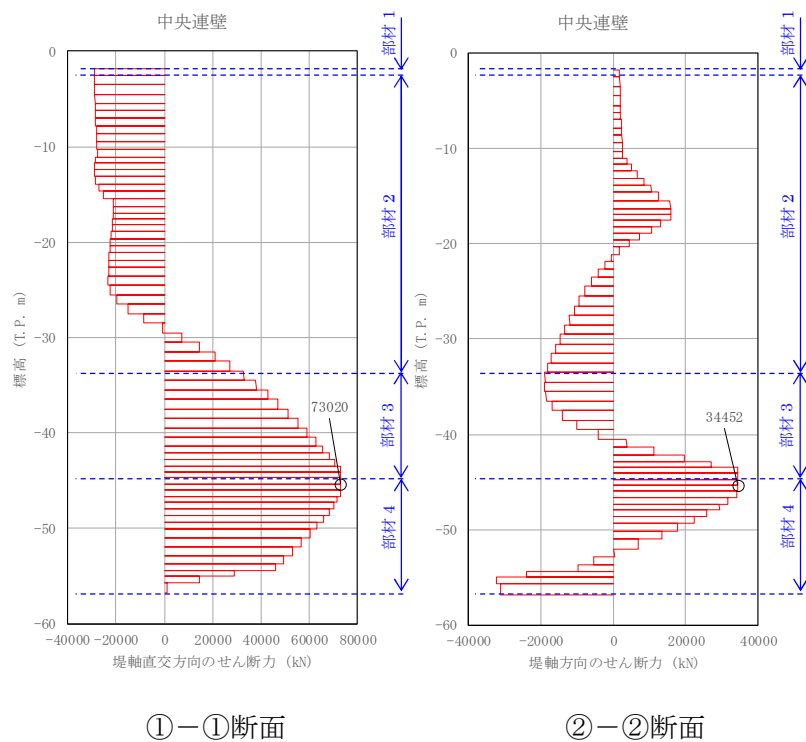
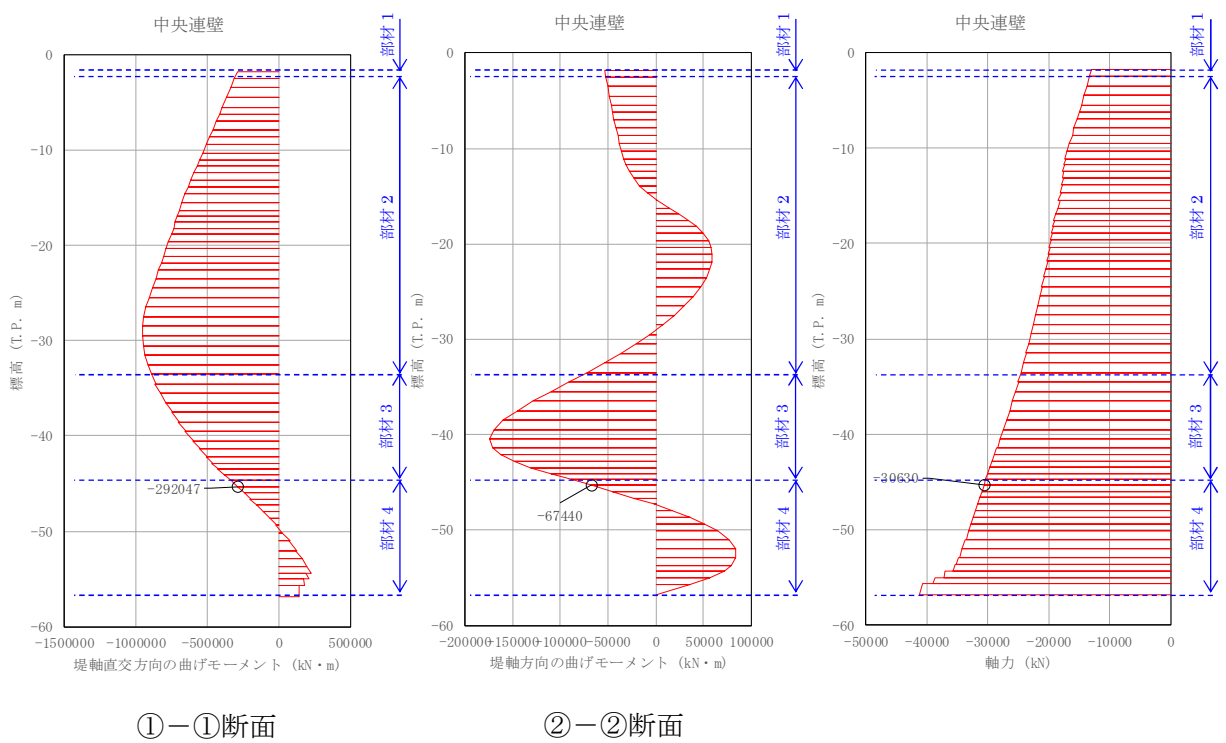


図 4.2-23 (16) 地中連続壁基礎において②-②断面のせん断力照査結果が最も厳しい断面力  
(重畳時：T.P. +24 m 津波時，部材 4)



#### 4.2.5 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 4.2-24 及び図 4.2-25 に、断面諸元一覧を表 4.2-15～表 4.2-20 に示す。

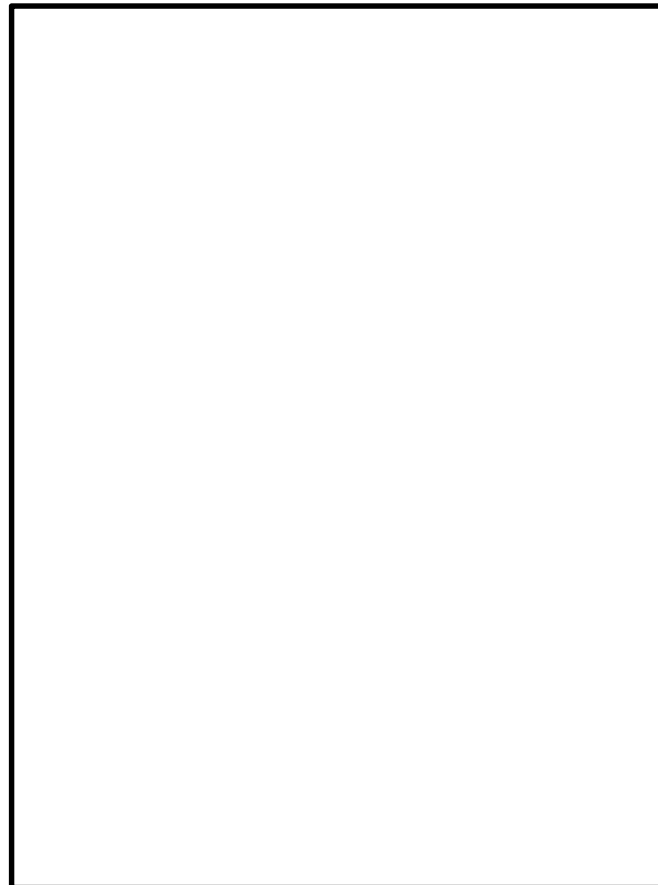


図 4.2-24 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図

表 4.2-15 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面（下面）				内面（上面）			
				外面 （下面）	内面 （上面）	外面 （下面）	内面 （上面）		径	段数	間隔	鉄筋量	径	段数	間隔	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	－	(mm)	－	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
鉄筋コンクリート防潮壁		1000	6000	200	200	5650	5800	SD490	D51	3	150	40540	D51	1	150	13513
フーチング	①－①断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513
	②－②断面	1000	4500	200	200	4300	4300	SD490	D51	1	150	13513	D51	1	150	13513

表 4.2-16 断面諸元一覧（せん断補強筋）

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



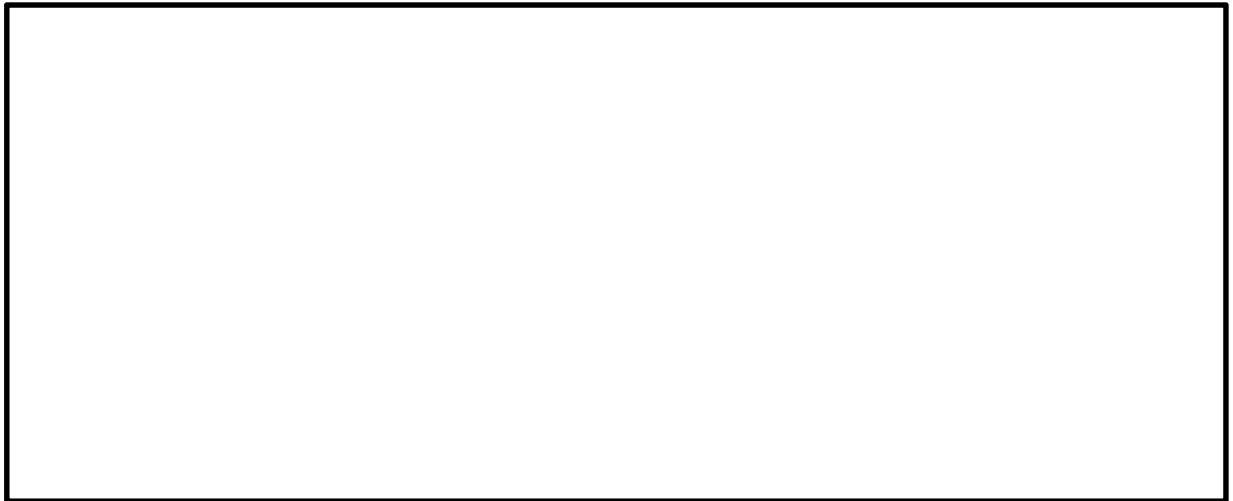


図 4.2－25 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図（部材 1：T.P-1.8m～T.P-3.0m 区間）

表 4.2－17 (1) 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.2－17 (2) 断面諸元一覧（せん断補強筋）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	－	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②－②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD390	D32	12	9530	300



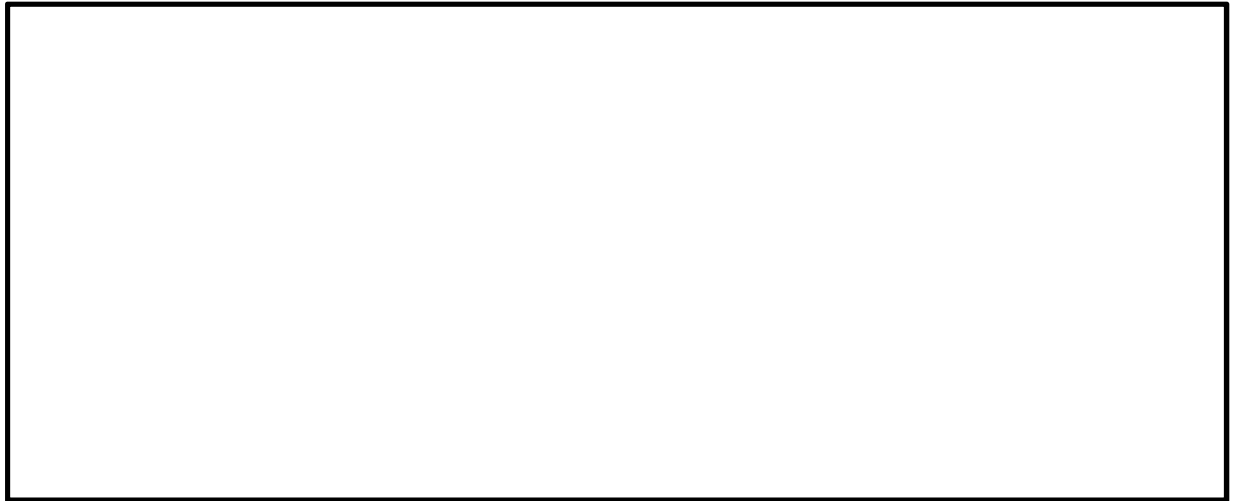


図 4.2-25 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図（部材 2：T. P-3.0m～T. P-34.0m 区間）

表 4.2-18 (1) 断面諸元一覧（主鉄筋）

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD490	D51	4	61	494588	D51	4	61	494588

表 4.2-18 (2) 断面諸元一覧（せん断補強筋）

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	—	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D32	8	6354	300
	②－②断面	10000	2400	225	225	1930	1930	SD390	D35	16	15306	300





図 4.2-25 (3) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 3 : T.P-34.0m~T.P-40.0m 区間)

表 4.2-19 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	—	(mm)	—	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①—①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②—②断面	10000	2400	225	225	1855	1855	SD490	D51	5	61	618235	D51	5	61	618235

表 4.2-19 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300





図 4.2-25 (4) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 4 : T. P-40. 0m~T. P-56. 0m 区間)

表 4.2-20 (1) 断面諸元一覧 (主鉄筋)

位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	本数	鉄筋量	径	段数	本数	鉄筋量
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
地中 連続壁	①－①断面	2400	10000	225	225	9680	9680	SD490	D51	2	12	48648	D51	2	12	48648
	②－②断面	10000	2400	225	225	2080	2080	SD490	D51	2	61	247294	D51	2	61	247294

表 4.2-20 (2) 断面諸元一覧 (せん断補強筋)

位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本/断面)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
地中 連続壁	①-①断面	2400	10000	225	225	9960	9960	SD390	D38	8	9120	300
	②-②断面	10000	2400	225	225	2255	2255	SD390	D38	18	20520	300



#### 4.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の最大接地圧分布図を図 4.2-26 に、支持性能評価結果を表 4.2-19 に示す。  
鉄筋コンクリート防潮壁による最大接地圧は T.P. +24 m 津波時（検討ケース③）で 2559 kN/m<sup>2</sup> であり、基礎地盤の極限支持力度 6201 kN/m<sup>2</sup> 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は、重畳時の荷重に対し、支持性能を有する。

表 4.2-19 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース		最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
基準 津波時	①	2037	6201
	②	1971	6201
	③	2099	6201
	④	2359	6201
	⑤	2049	6201
	⑥	1993	6201
T.P. +24 m 津波時	①	2435	6201
	②	2326	6201
	③	2559	6201
	④	2337	6201
	⑤	2469	6201
	⑥	2363	6201

注記 : ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース  
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 $\sigma$ ）した解析ケース  
 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  
 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（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



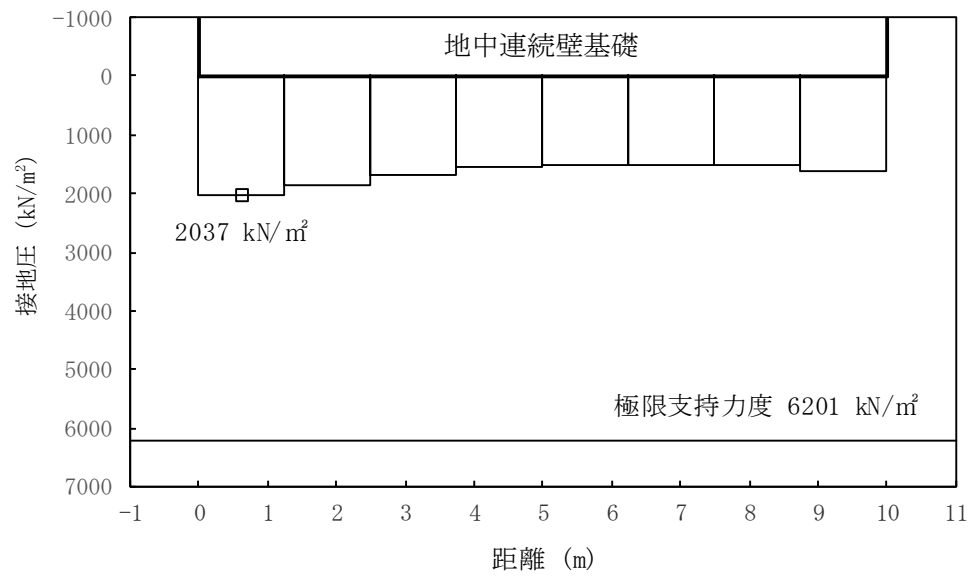


図 4.2-26 (1) 接地圧分布図（重畳時：基準津波時）  
 （検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

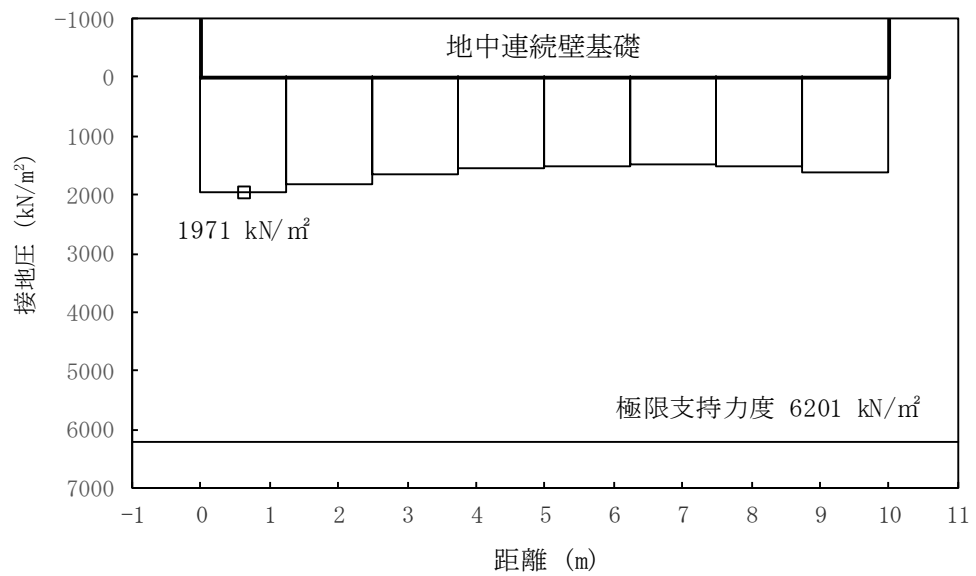


図 4.2-26 (2) 接地圧分布図（重畳時：基準津波時）  
 （検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース）



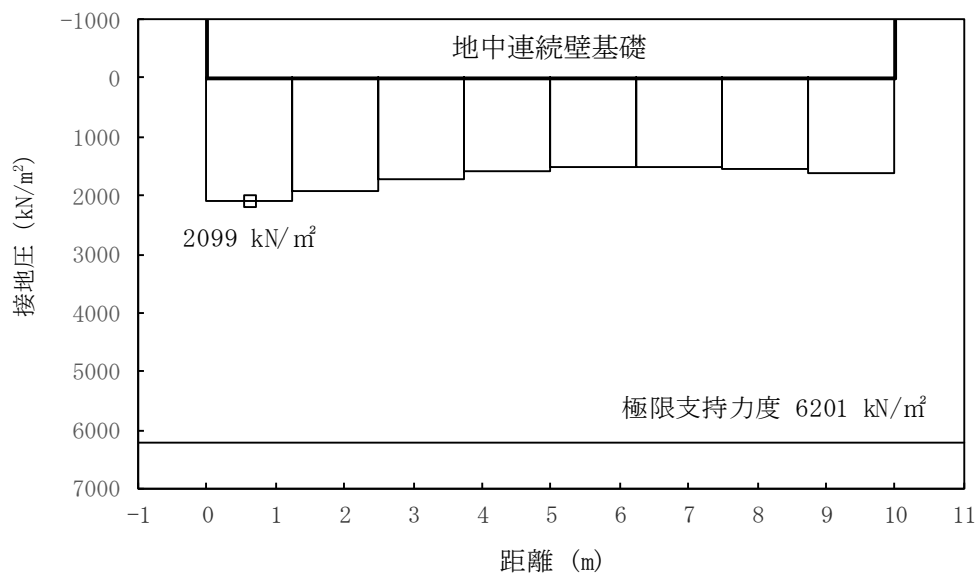


図 4.2-26 (3) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

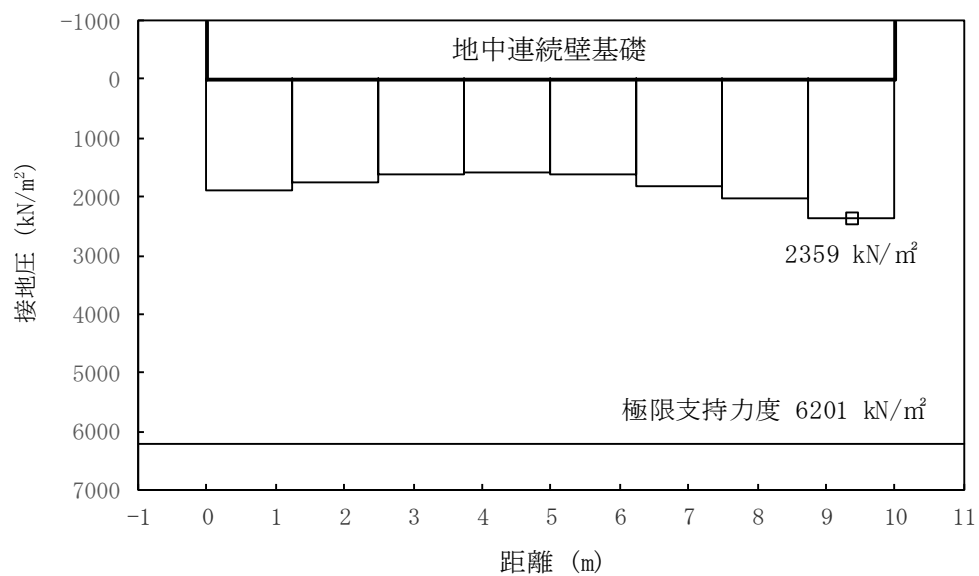


図 4.2-26 (4) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)  
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



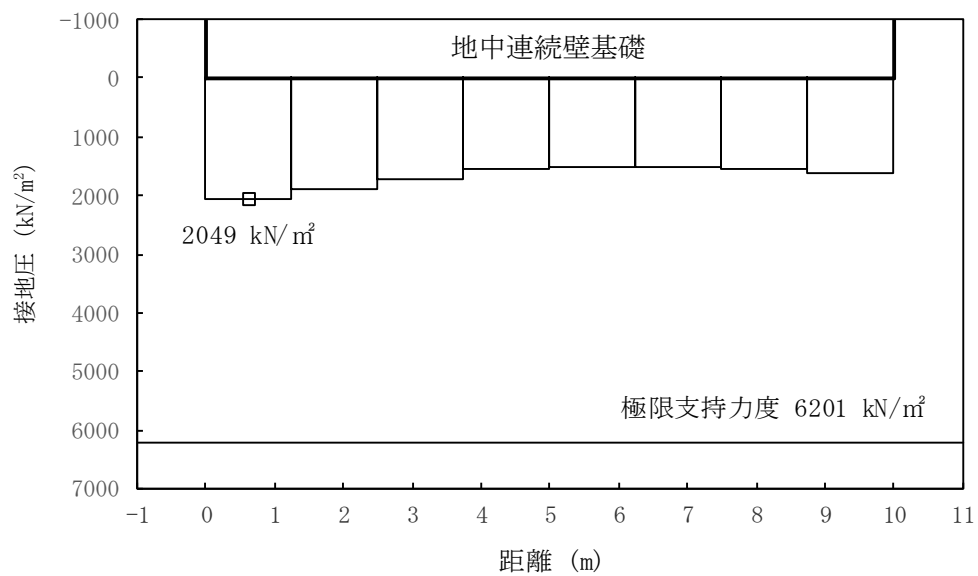


図 4.2-26 (5) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

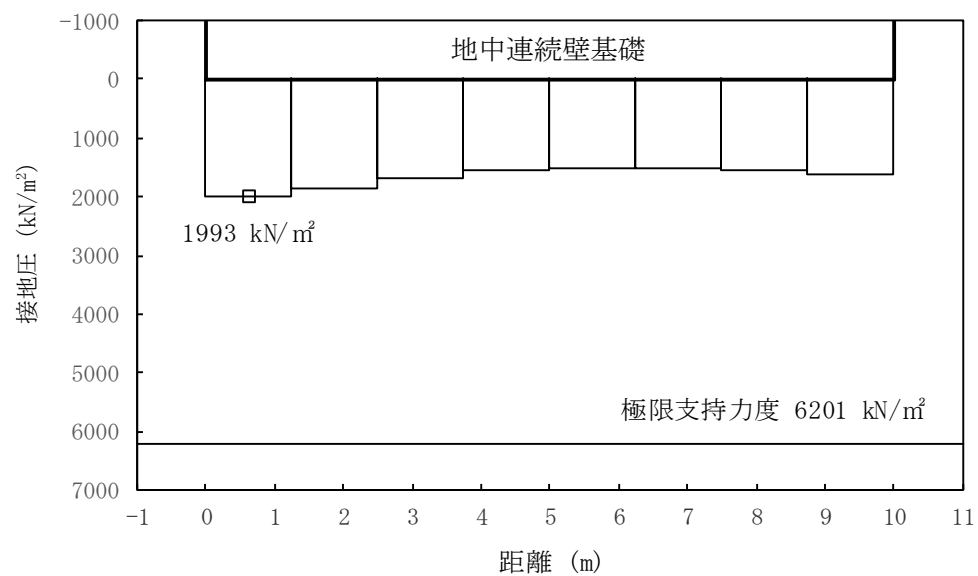


図 4.2-26 (6) 接地圧分布図 (重畳時：基準津波時)  
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1  $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



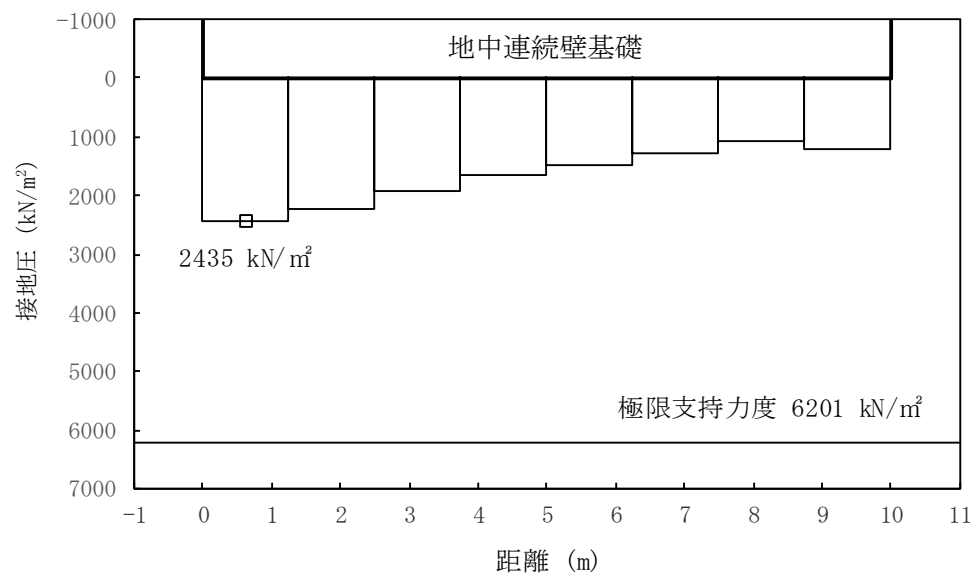


図 4.2-26 (7) 接地圧分布図（重畳時：T.P. +24 m 津波時）  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

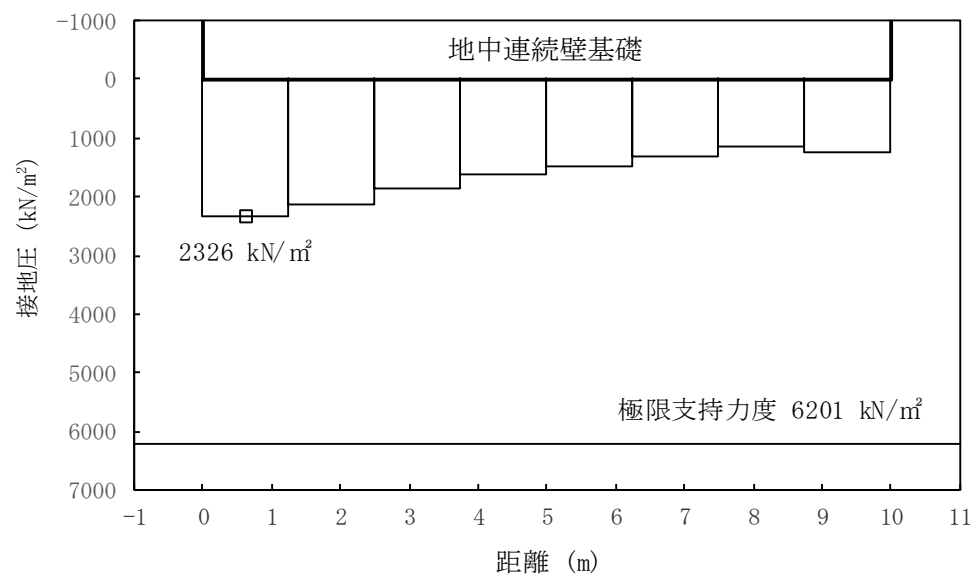


図 4.2-26 (8) 接地圧分布図（重畳時：T.P. +24 m 津波時）  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）した解析ケース)



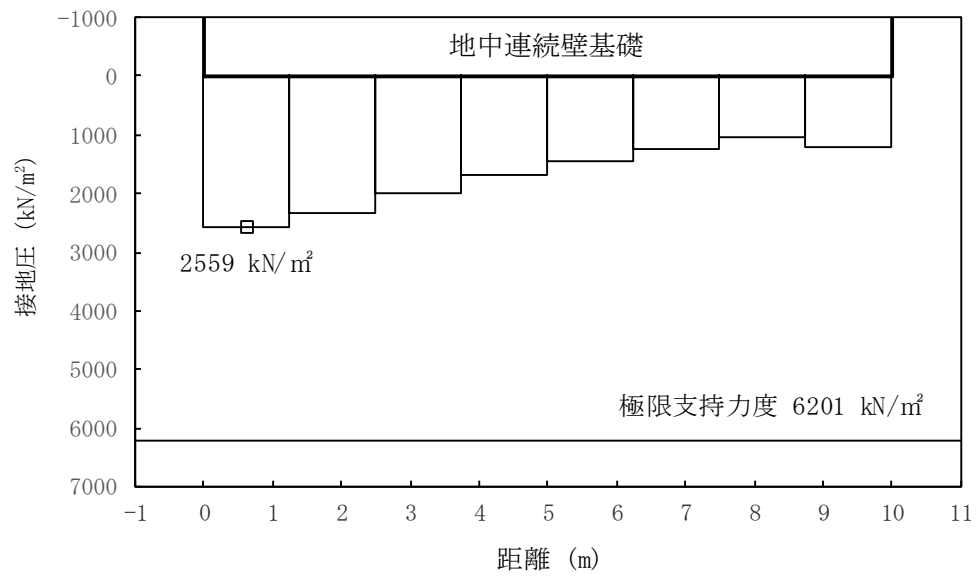


図 4.2-26 (9) 接地圧分布図 (重畳時: T.P. +24 m 津波時)  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

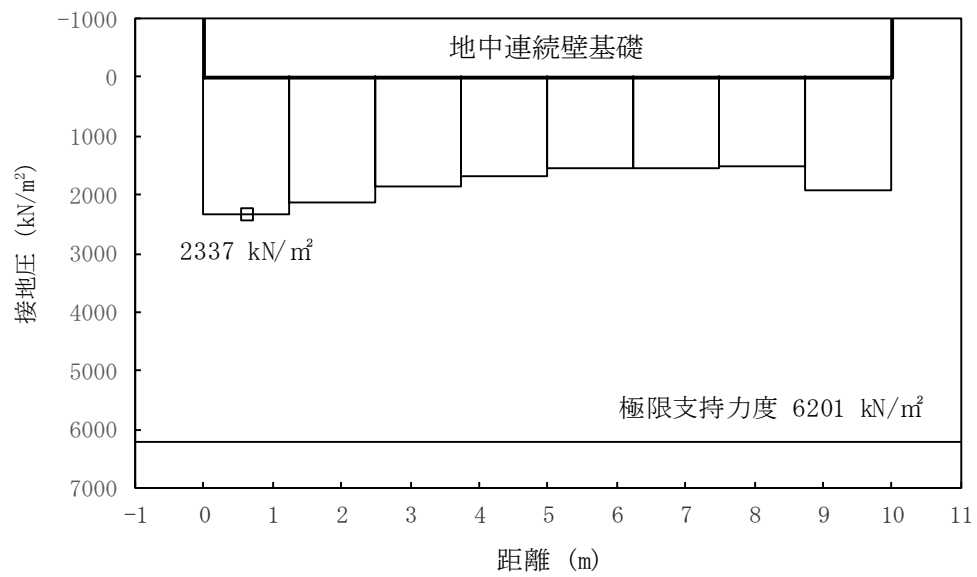


図 4.2-26 (10) 接地圧分布図 (重畳時: T.P. +24 m 津波時)  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



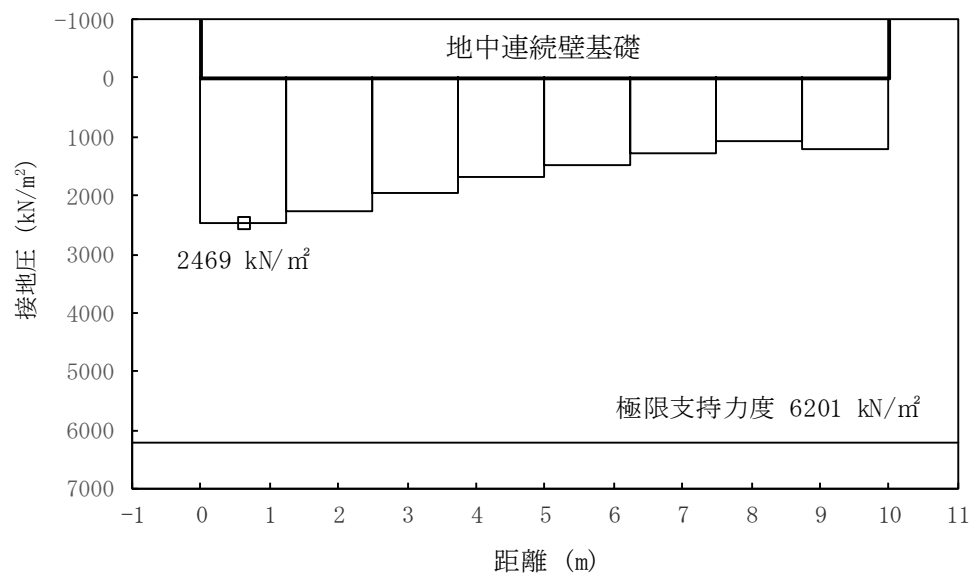


図 4.2-26 (11) 接地圧分布図（重畳時：T.P. +24 m 津波時）  
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

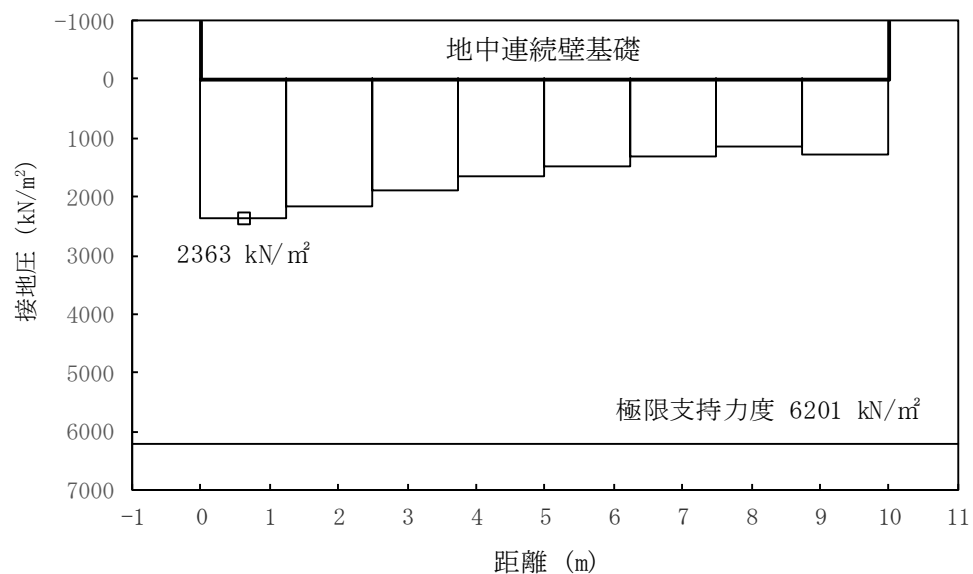


図 4.2-26 (12) 接地圧分布図（重畳時：T.P. +24 m 津波時）  
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1  $\sigma$ ）して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース）



#### 4.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁は、津波時及び重畳時に対して、要求機能を維持できる。



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) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  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 6.2-1 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。



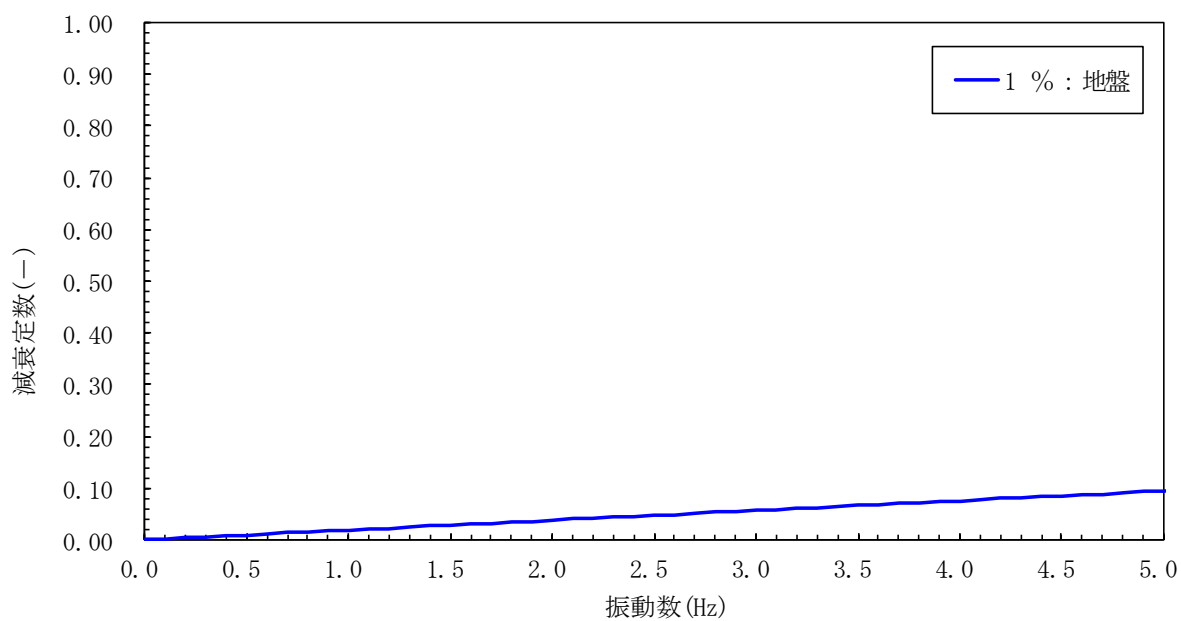


図 6.2-1(1) 設定した Rayleigh 減衰  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

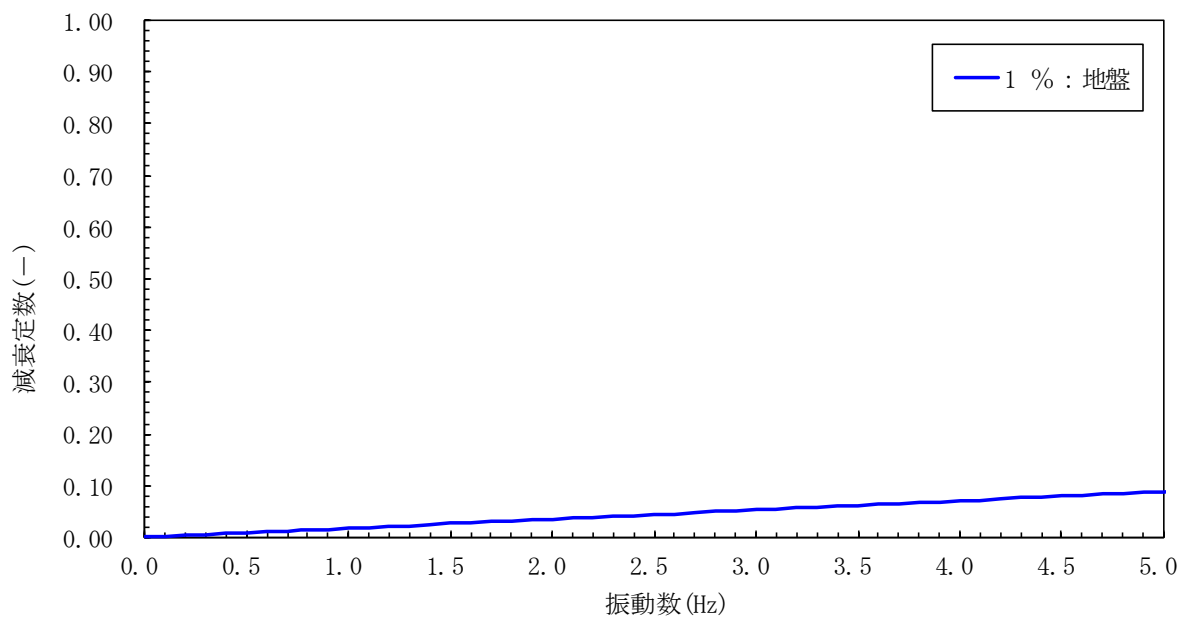


図 6.2-1(2) 設定した Rayleigh 減衰  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



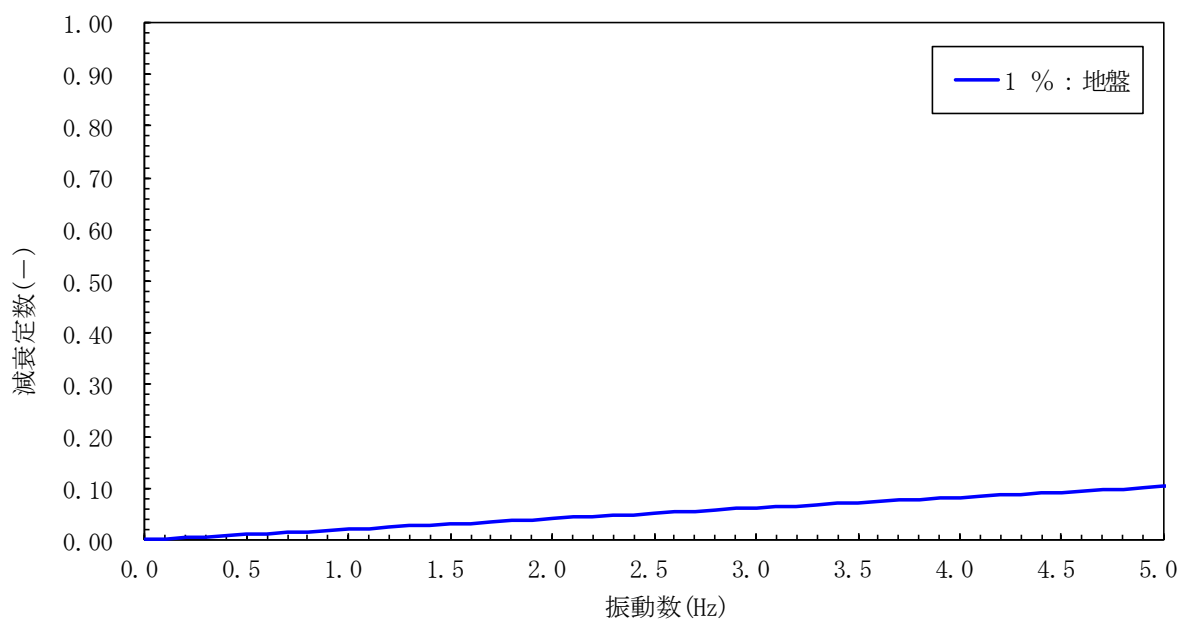


図 6.2-1(3) 設定した Rayleigh 減衰  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

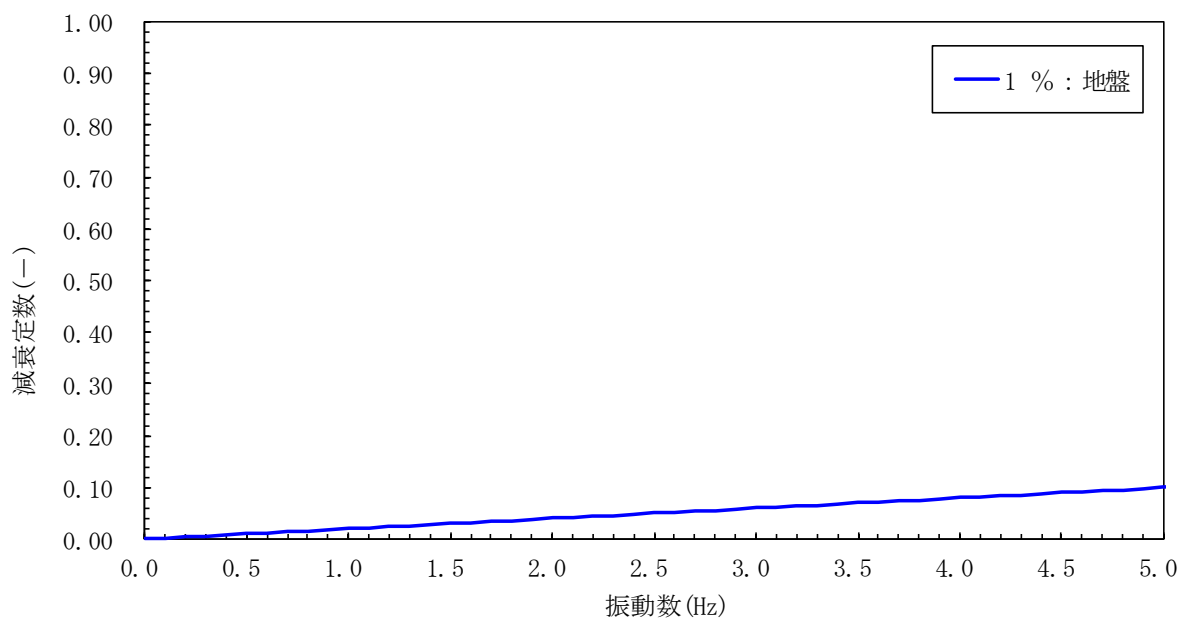


図 6.2-1(4) 設定した Rayleigh 減衰  
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



### 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）には、防潮堤を構成する部品のひとつとして鋼製のフラップゲートが取り付けられ、防潮堤内側に水が滞留した場合にはフラップゲートが開となり排水し、津波が襲来した場合にはフラップゲートが閉となり津波の流入を防止できる設計としている。

本資料は、フラップゲートに要求される機能を整理し、設計方針について示す。

#### (1) フラップゲートの構造について

フラップゲートは、図 6.2.2-1 に示すように、取水路北側の防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）に 2 箇所、取水路南側の防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）に 5 箇所の計 7 箇所に取り付けられる。

フラップゲートは、扉体（スキンプレート、主桁、補助桁及び端桁）、ヒンジ及び戸当りで構成し、ヒンジを介して防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の上部工に取り付けられる。ヒンジにより扉体が防潮堤の外側に開くため、防潮堤内側の滞留水の水压により扉体が開となり排水できる構造となっている。また、防潮堤の外側から水压が作用した場合には、扉体が閉となり、扉体と戸当りが水密ゴムを挟んで密着して津波の流入を防止する構造となっている。図 6.2.2-2 にフラップゲートの構造、表 6.2.2-1 にフラップゲートの主要仕様を示す。



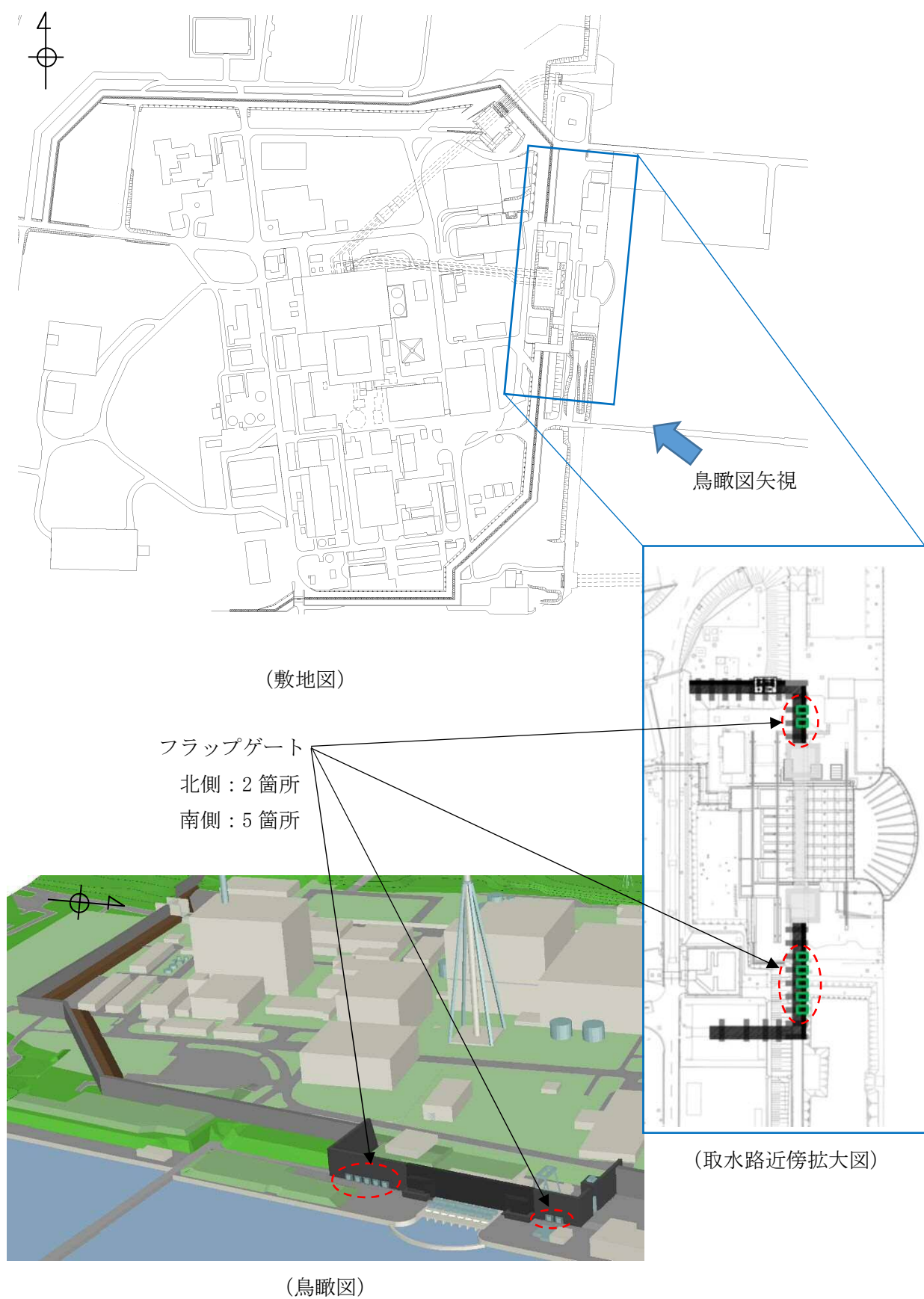
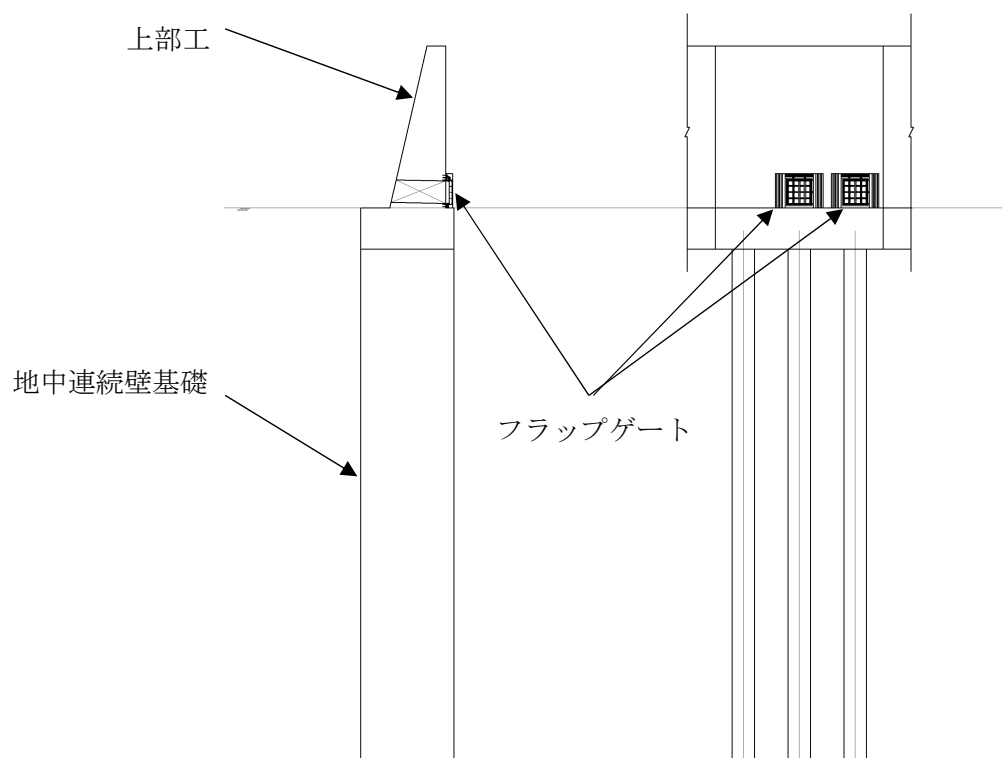


図 6.2.2-1 フラップゲート取付位置





(防潮堤への取付図 (北側))

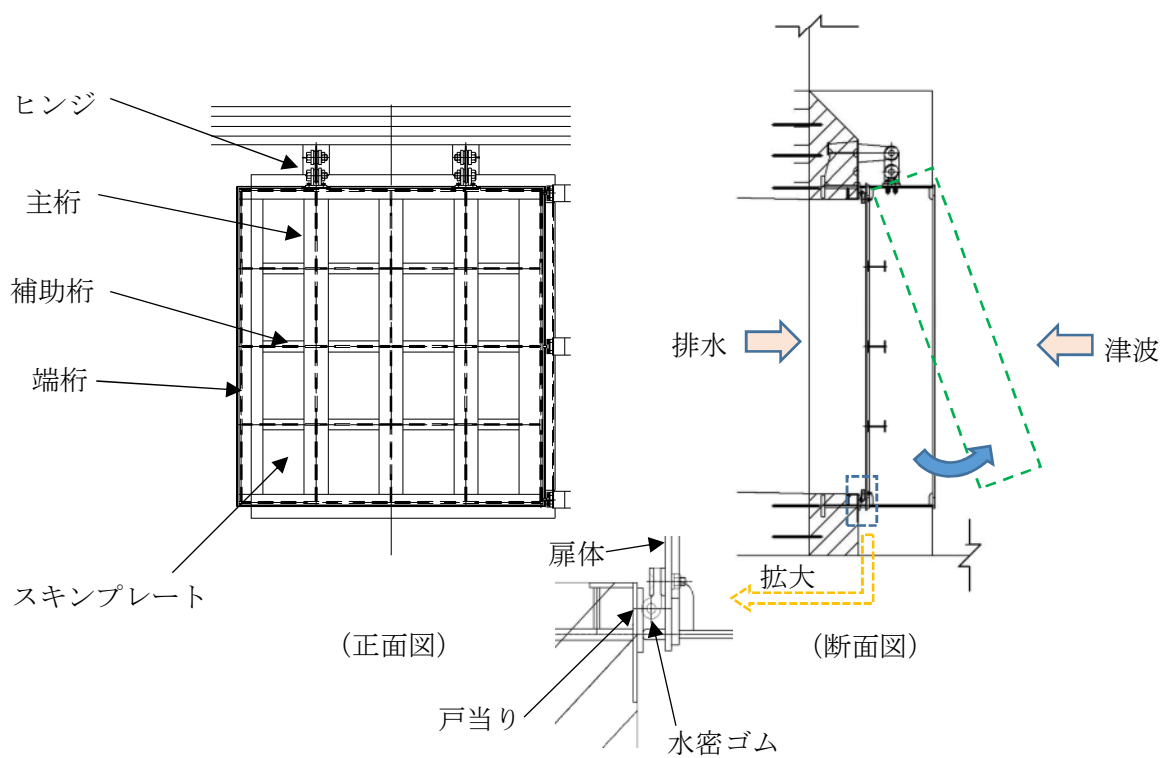


図 6. 2. 2-2 フラップゲート構造図



表 6. 2. 2-1 フラップゲート主要仕様

項目		仕様
主要寸法	たて	2660mm
	横	2560mm
	厚さ	609mm
	スキンプレート厚さ	13mm
材料	スキンプレート	ステンレス鋼
	主桁	ステンレス鋼
	補助桁	ステンレス鋼
	端桁	ステンレス鋼
	ヒンジ	ステンレス鋼

(2) フラップゲートの機能について

フラップゲートは、防潮堤内の滞留水に対して、フラップゲートを構成する扉体が開となることで流路を形成し、滞留水の排水機能を保持する必要がある。

フラップゲートは、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）を構成する部品のひとつであり、津波に対して、津波防護施設として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した場合においても、止水機能を保持することが必要となる。

(3) フラップゲートの設計方針について

フラップゲートは、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）を構成する部品のひとつであり、津波に対して、津波防護施設として、耐震重要度分類 S クラスとして設計する。

また、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を考慮して、津波の波力及び余震による荷重に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。

大規模な自然災害で津波により防潮堤内側が防潮堤高さ（T.P. +18m）まで冠水する事象において、フラップゲートの排水機能を考慮しており、T.P. +11m までの冠水解消に 3 時間、T.P. +8m までの冠水解消に 4 時間と想定している。このため、フラップゲートの排水機能は、フラップゲート 7 箇所からの排水で、T.P. +18m から T.P. +11m までの排水に約 2.4 時間、さらに T.P. +8m までの排水に約 3.7 時間となる排水容量として設計している。



## 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明

### 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明

#### 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	14
3. 地震応答解析	15
3.1 評価対象断面	15
3.2 解析方法	19
3.2.1 地震応答解析手法	20
3.2.2 構造部材	22
3.2.3 地盤	22
3.2.4 減衰特性	22
3.3 荷重及び荷重の組合せ	23
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	23
3.3.2 荷重	24
3.3.3 荷重の組合せ	25
3.4 入力地震動	28
3.5 解析モデル及び諸元	61
3.5.1 解析モデルの設定	61
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	79
3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値	80
3.5.4 地下水位	82
3.6 解析ケース	83
4. 耐震評価	86
4.1 評価対象部位	86
4.2 解析方法	87
4.3 許容限界	88
4.4 評価方法	93
5. 評価結果	100
5.1 地震応答解析結果	100
5.1.1 断面力分布（部材に着目した断面力図）	100
5.1.2 断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）	192
5.1.3 最大せん断ひずみ分布	267
5.1.4 過剰間隙水圧比分布	319



5.1.5 最大加速度分布	341
5.2 耐震評価結果	366
5.2.1 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果	366
5.2.2 構造部材のせん断力に対する評価結果	405
5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	427
5.3 まとめ	458



## 1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が基準地震動 $S_0$ に対して十分な構造強度を有していること及び有意な漏えいを生じない構造であること確認するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面位置図を図 2.1-1 に示す。

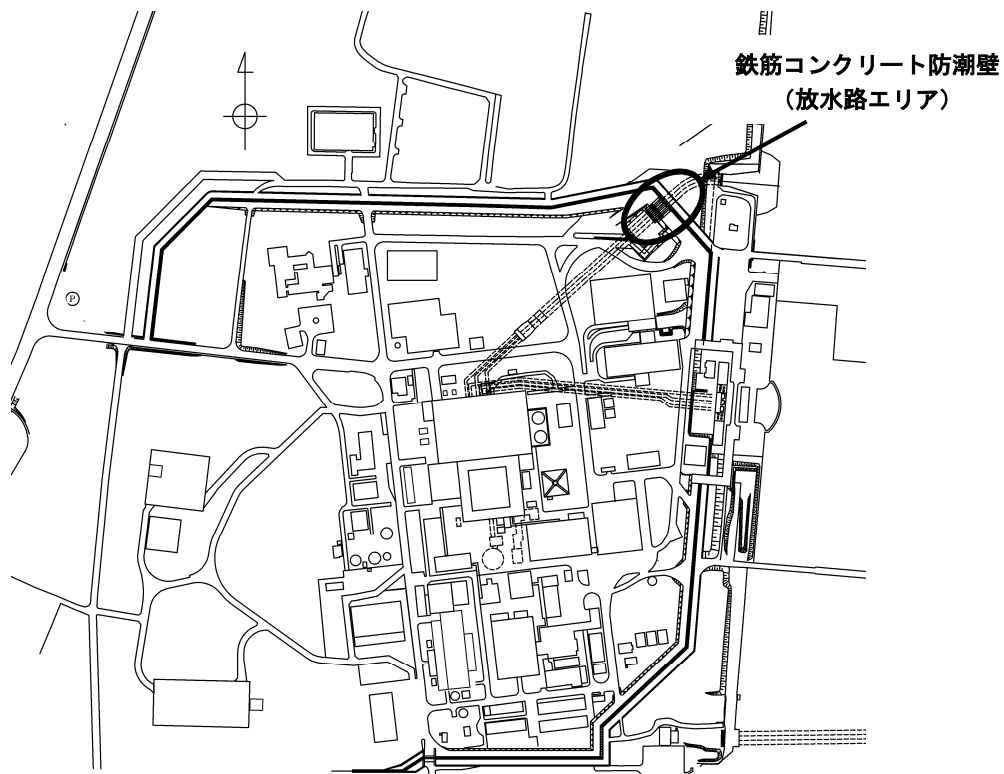


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図



## 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じさせないために、変位追従性を有する止水ジョイント部材を設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概念図を図 2.2-4 に示す。

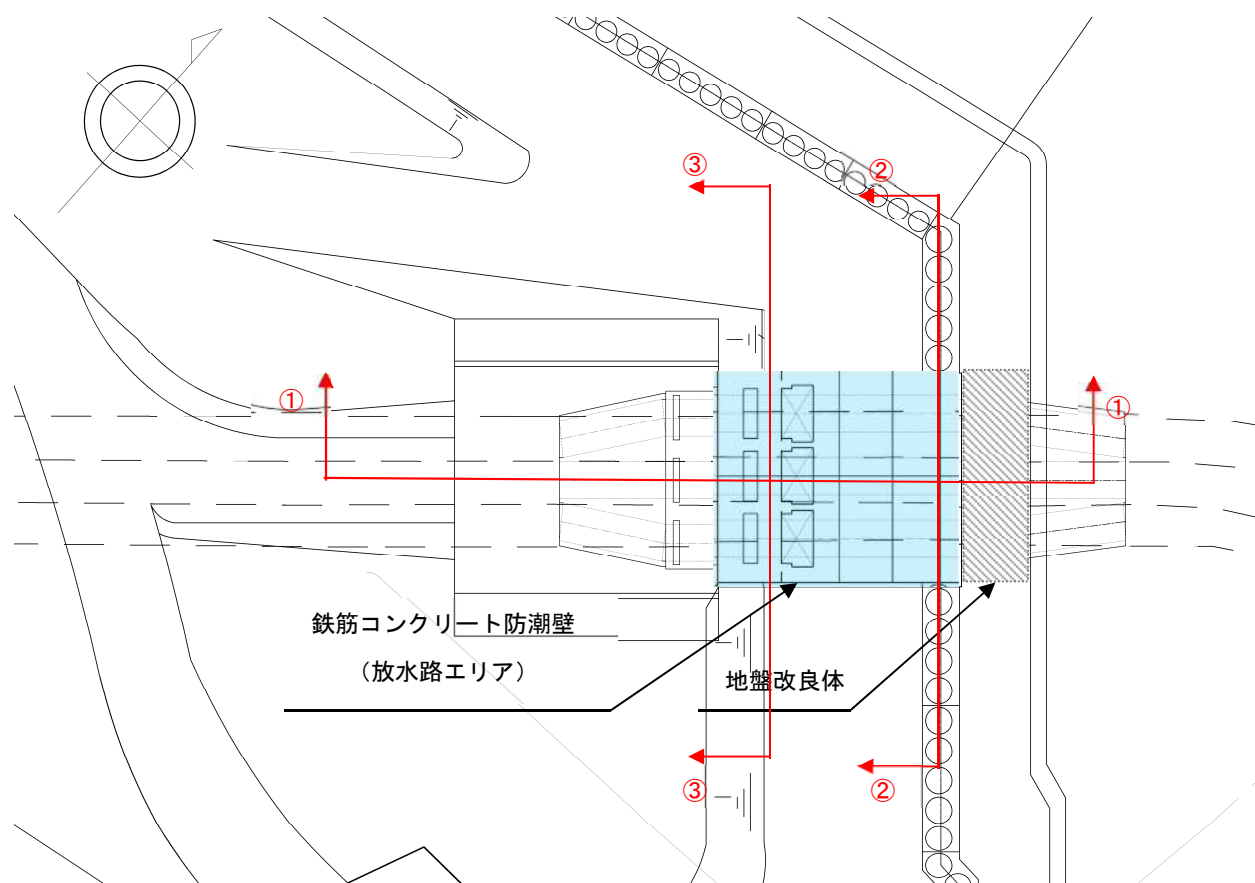


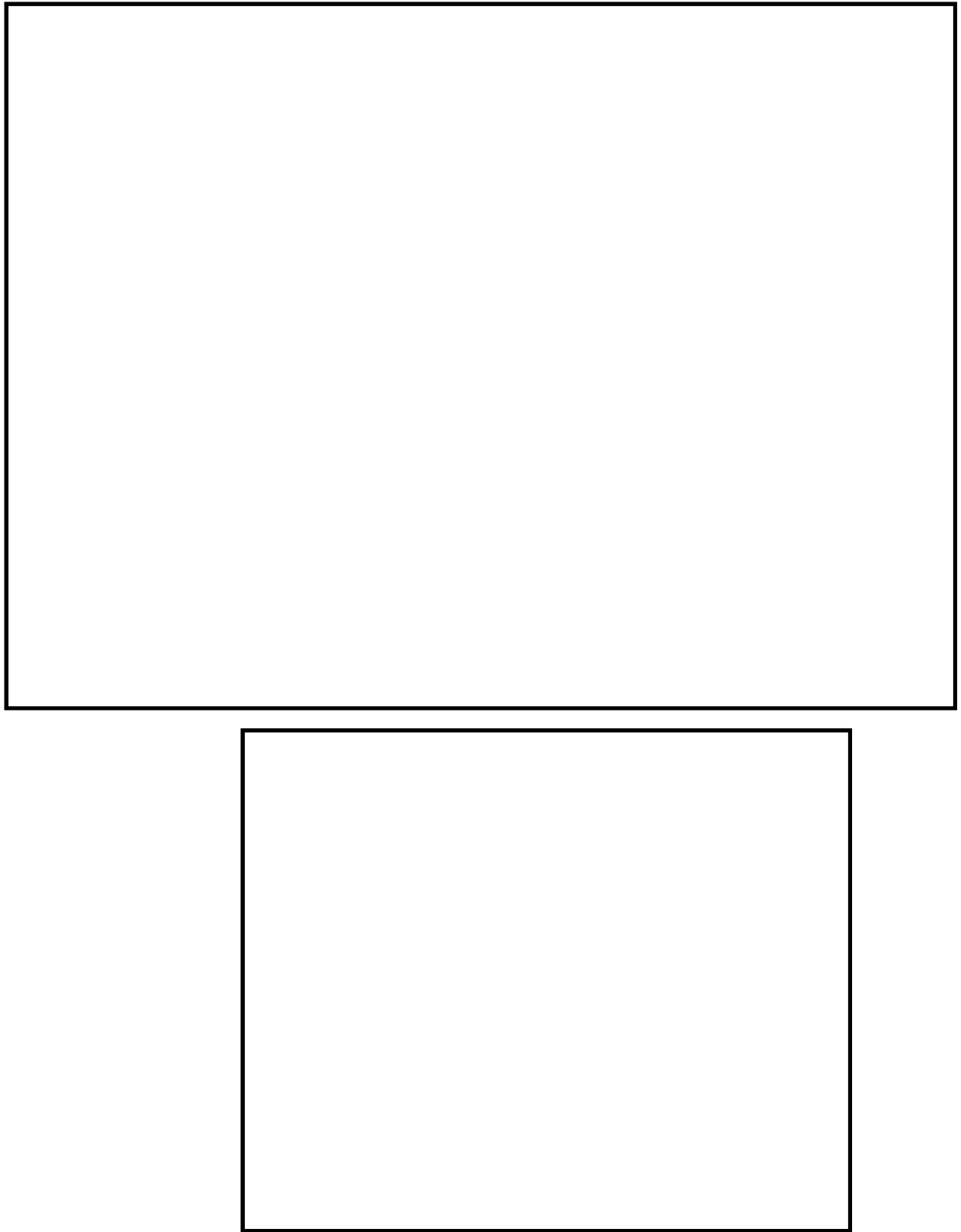
図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図





図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図





水平方向：④—④断面

注：寸法は mm を示す。

図 2.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図



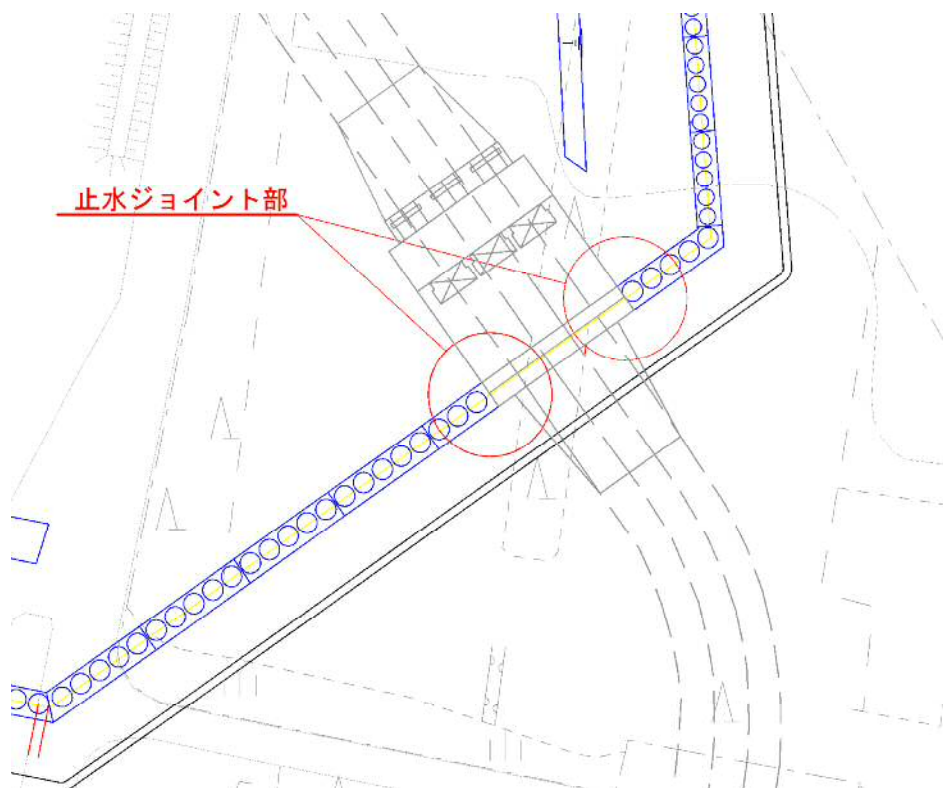
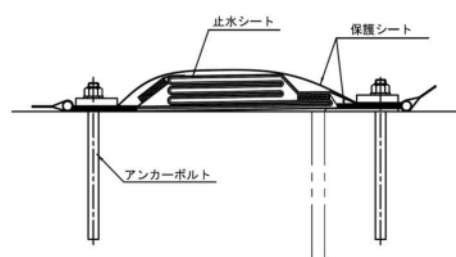


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図



シートジョイント

図 2.2-4 止水ジョイント部材の概念図



地震時における荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。地震時には、地震による慣性力及び地盤変形に伴い、上部構造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

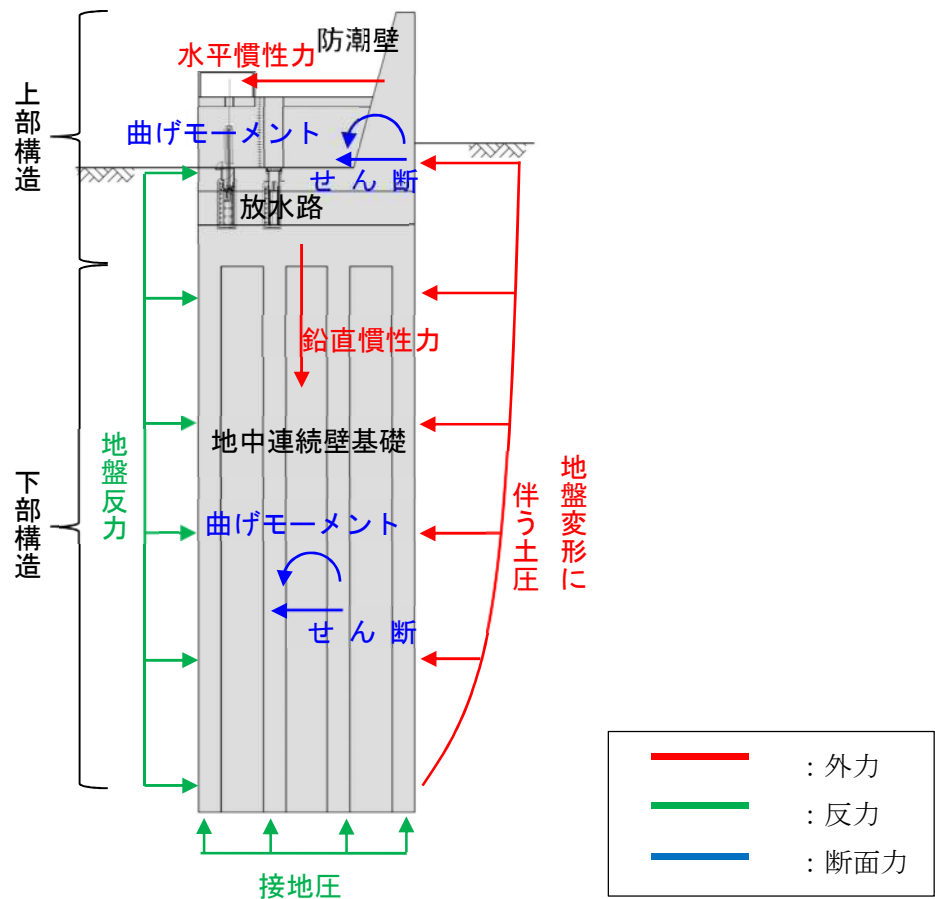


図 2.2-5 荷重伝達の概念図



## 2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

浸水防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

浸水防護施設及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針を表 2.3-1 に示す。また、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、設計基準対象施設として、表 2.3-2 に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が鉄筋、又はコンクリートの短期許容応力度に基づく許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、防潮壁を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

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、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。止水ジョイント部材の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

また、許容応力度法による照査を行う防潮壁（放水路エリア）の評価構造物諸元を表 2.3-3 に、評価部位を図 2.3-2 に示す。



表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界
	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）		評価対象部位		応力等の状態	損傷モード	
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S <sub>o</sub> に対して、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動S <sub>o</sub> による地震荷重及び自然条件として積雪荷重及び風荷重を適切に考慮する。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S <sub>o</sub> に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S <sub>o</sub> に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S <sub>o</sub> に対し、 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.＋15.4 m～T.P.＋17.9 mに余裕を考慮した天端高さT.P.＋20.0 m）の設定により、東二放水路上部に設置する設計とする。 ②防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を地中連続壁基礎によって、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ③上部構造の異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追隨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。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S <sub>o</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動S <sub>o</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押込み力が許容限界以下に留まることを確認する。		下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						基準地震動S <sub>o</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			地中連続壁基礎	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
						基準地震動S <sub>o</sub> による地震時荷重、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、構造部材である放水路が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		上部構造	放水路	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
	基準地震動S <sub>o</sub> による地震時荷重、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、構造部材である防潮壁が、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	防潮壁	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。					
	基準地震動S <sub>o</sub> による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接統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		メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張力以下とする。			
					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	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。				
									止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ，引張，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

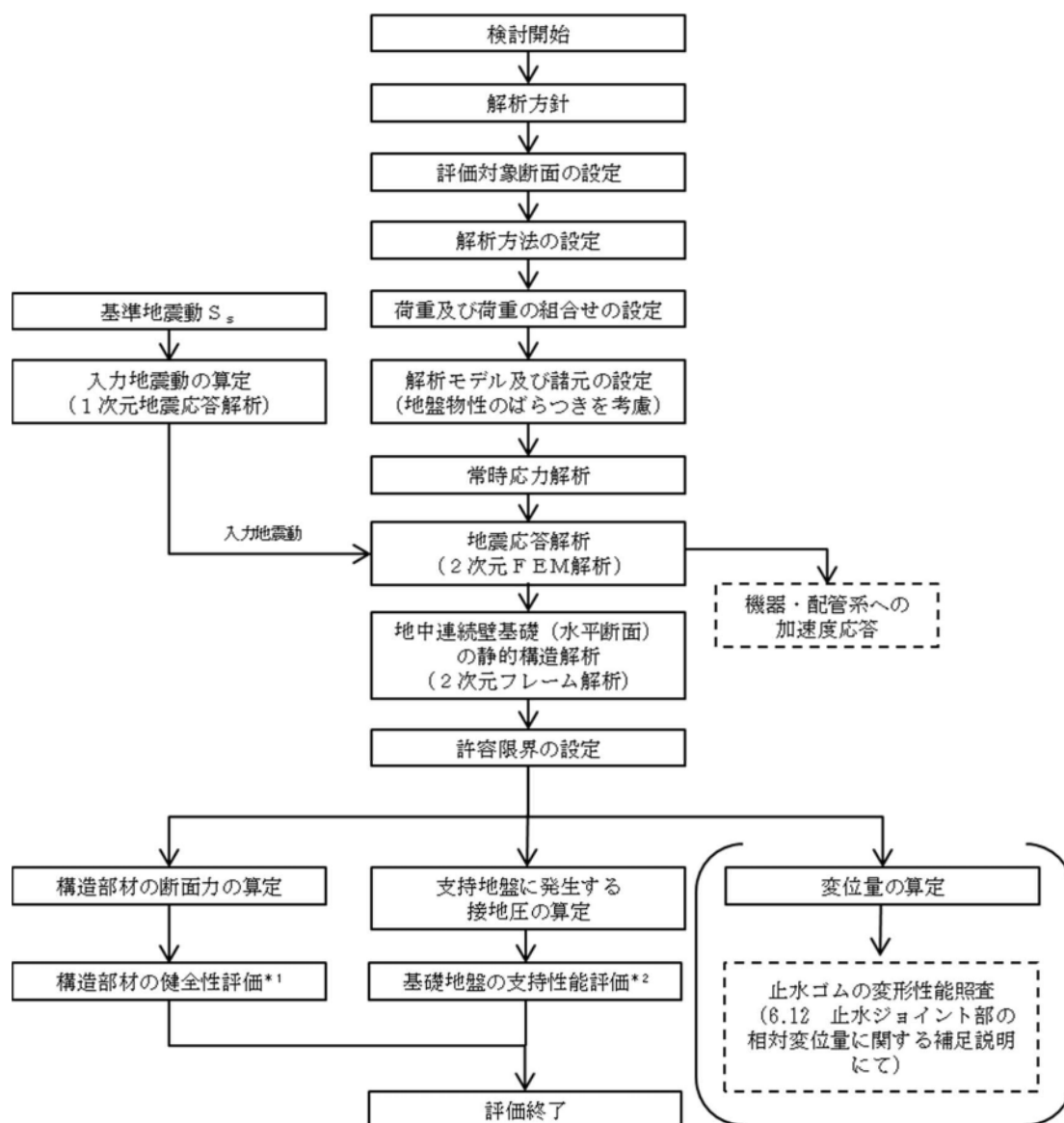


表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

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	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	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 \*：妥当な安全余裕を考慮する。





注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

\*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

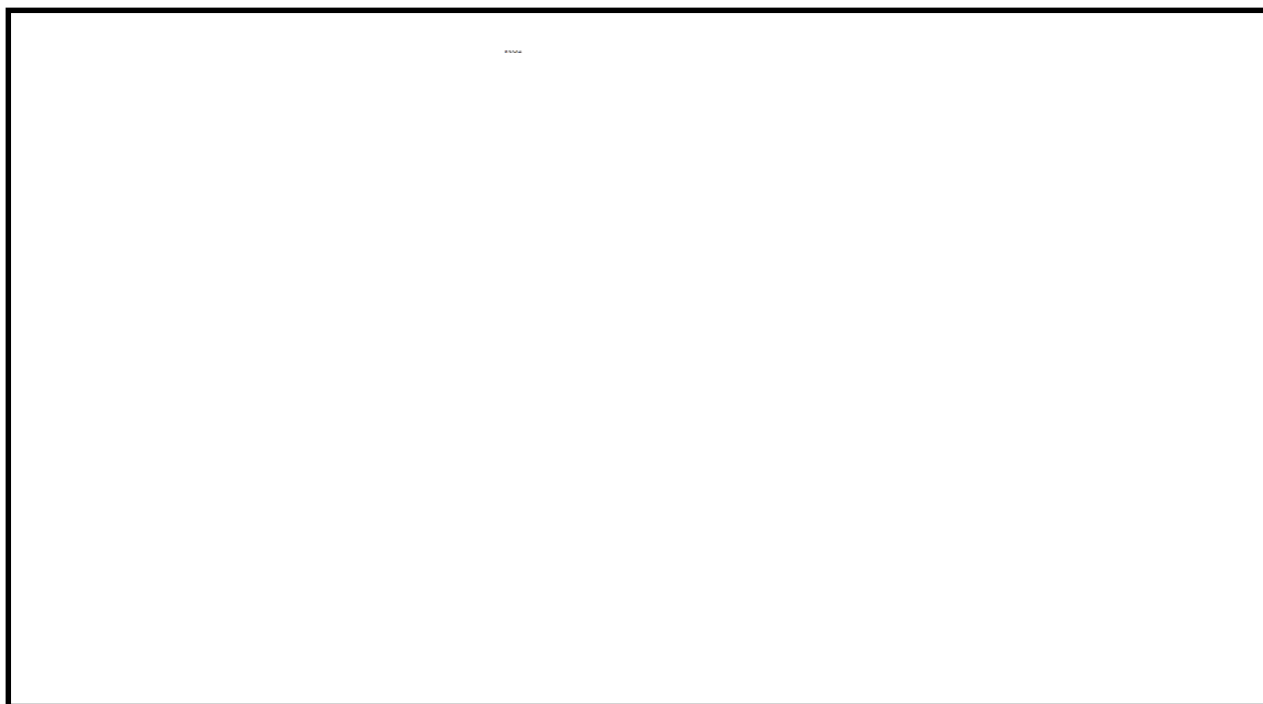
図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フロー



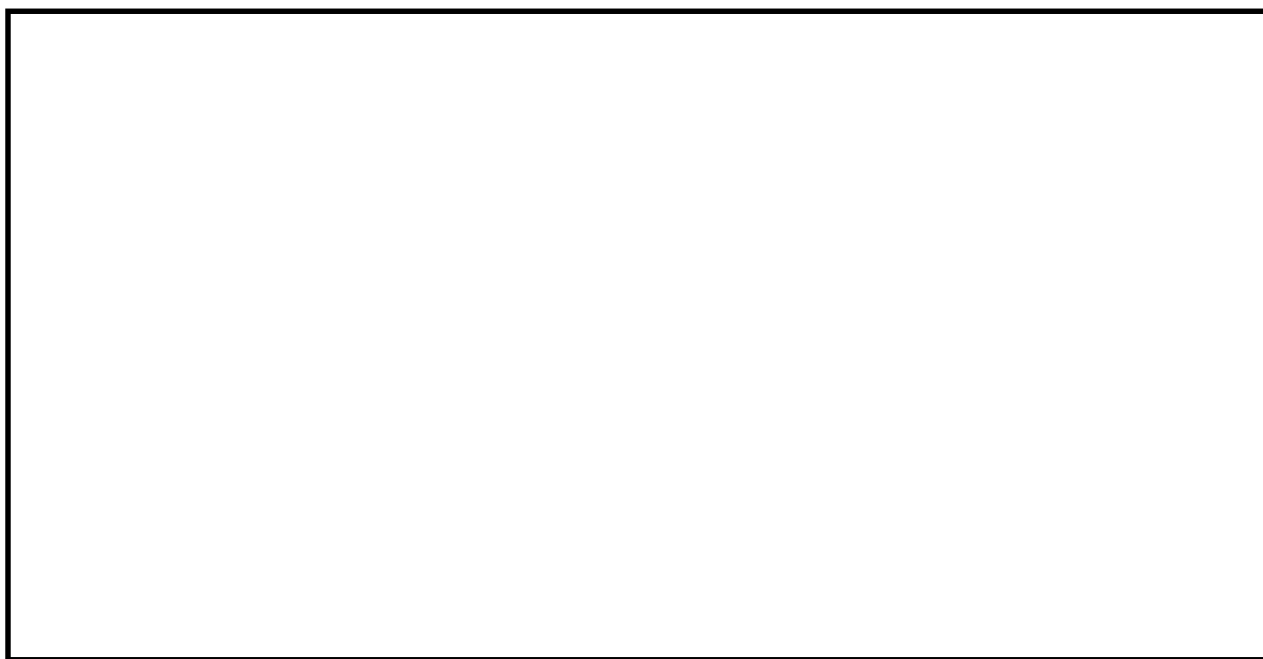
表 2.3-3 評価構造物諸元

名称	仕様			材料		機能要求
	部材幅 (m)	部材高 (m)	延長 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
防潮壁	天端：2.0 下端：6.5	16.5	20.1	40	SD345 SD490	鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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。
放水路	20.1	10.5	23.0	40	SD345	
地中 連続壁 基礎	23.0	58.0	20.1	40	SD345 SD490	





(a) 防潮壁横断方向



(b) 防潮壁縦断方向

図 2.3-2 評価部位



## 2.4 適用規格

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）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1－1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価に当たっては，J E A G 4 6 0 1－1987，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）等を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）を適用する。

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断力に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が短期許容応力度，又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1－1987	・有限要素法を用いた時刻歴非線形解析



### 3. 地震応答解析

#### 3.1 評価対象断面

評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、評価対象断面図を図 3.1-2 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は防潮壁天端厚さ 2 m，下部厚さ 6.5 m，構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向 23 m，防潮壁縦断方向 20.1 m であり，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は，壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，防潮壁，放水路，放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。

評価対象断面は，「5.11.4 防潮堤鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面選定の考え方」で記載したとおり，防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があるため，構造物に直交する両方向を評価対象断面とする。防潮壁横断方向については，断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため，代表断面として①-①断面を選定する。防潮壁縦断方向については，防潮壁と放水路ゲートで上部構造の形状が異なることで地震時の応答が変化すると考えられることから，防潮壁位置の②-②断面（防潮壁部），及び放水路ゲート位置の③-③断面（ゲート部）の 2 断面を評価対象断面として選定する。

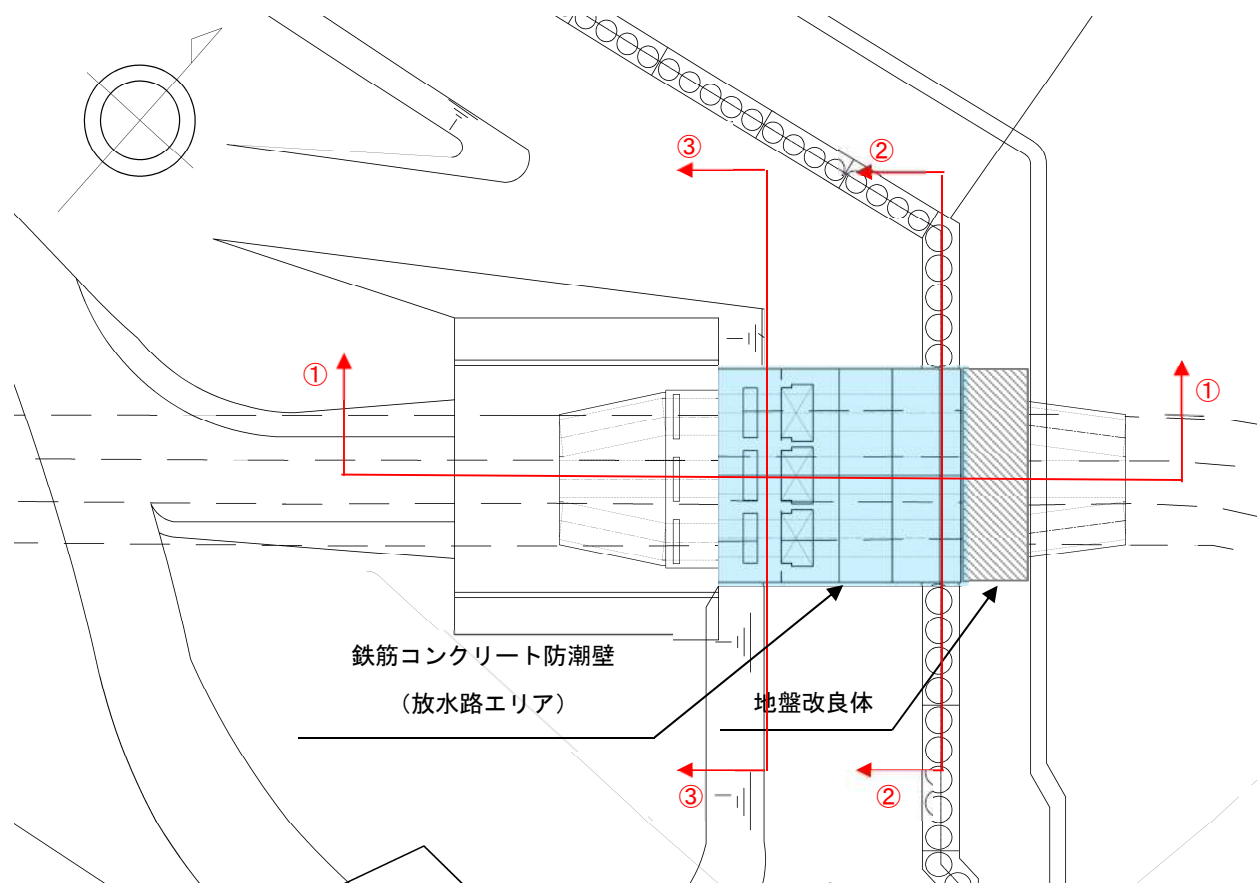


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面位置図



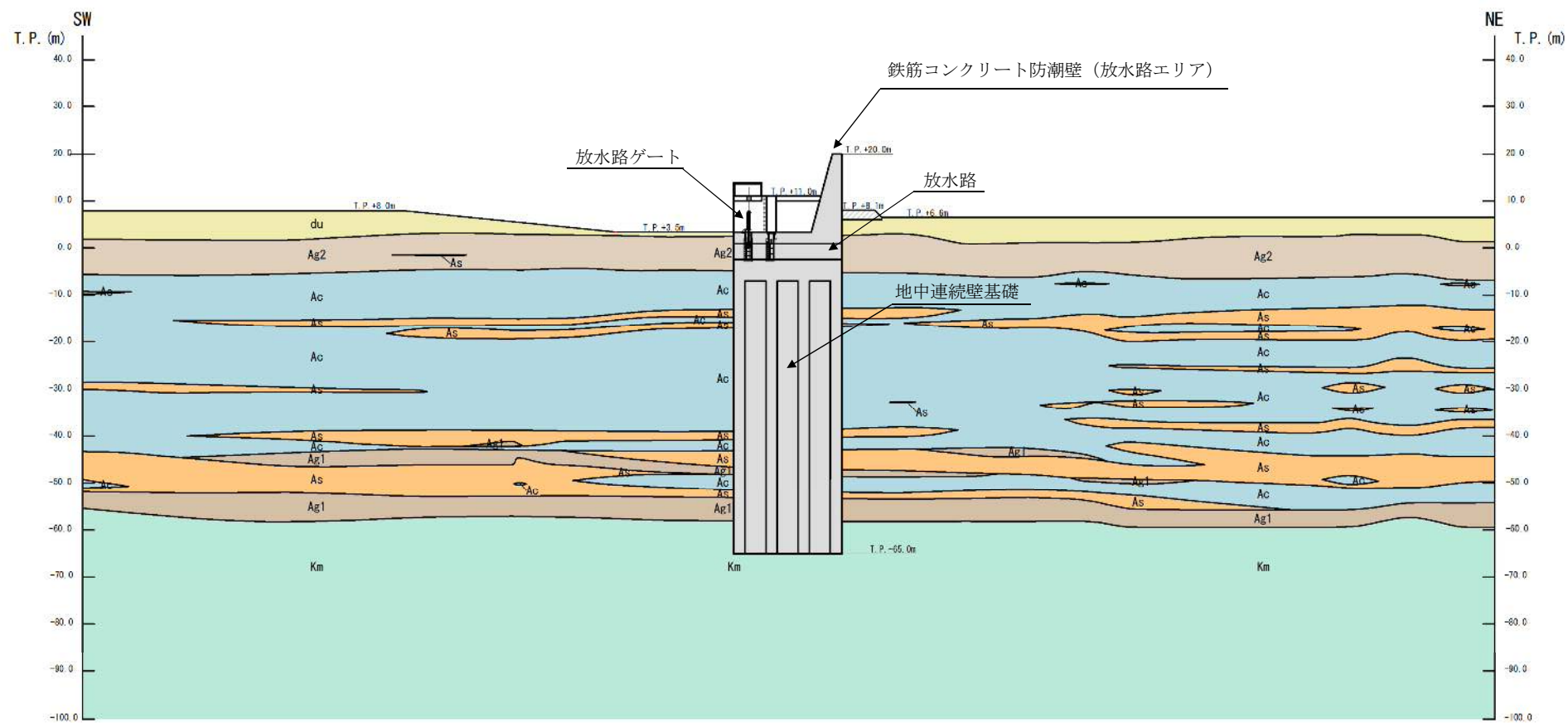


図 3.1-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面図（防潮壁横断方向：①-①断面）



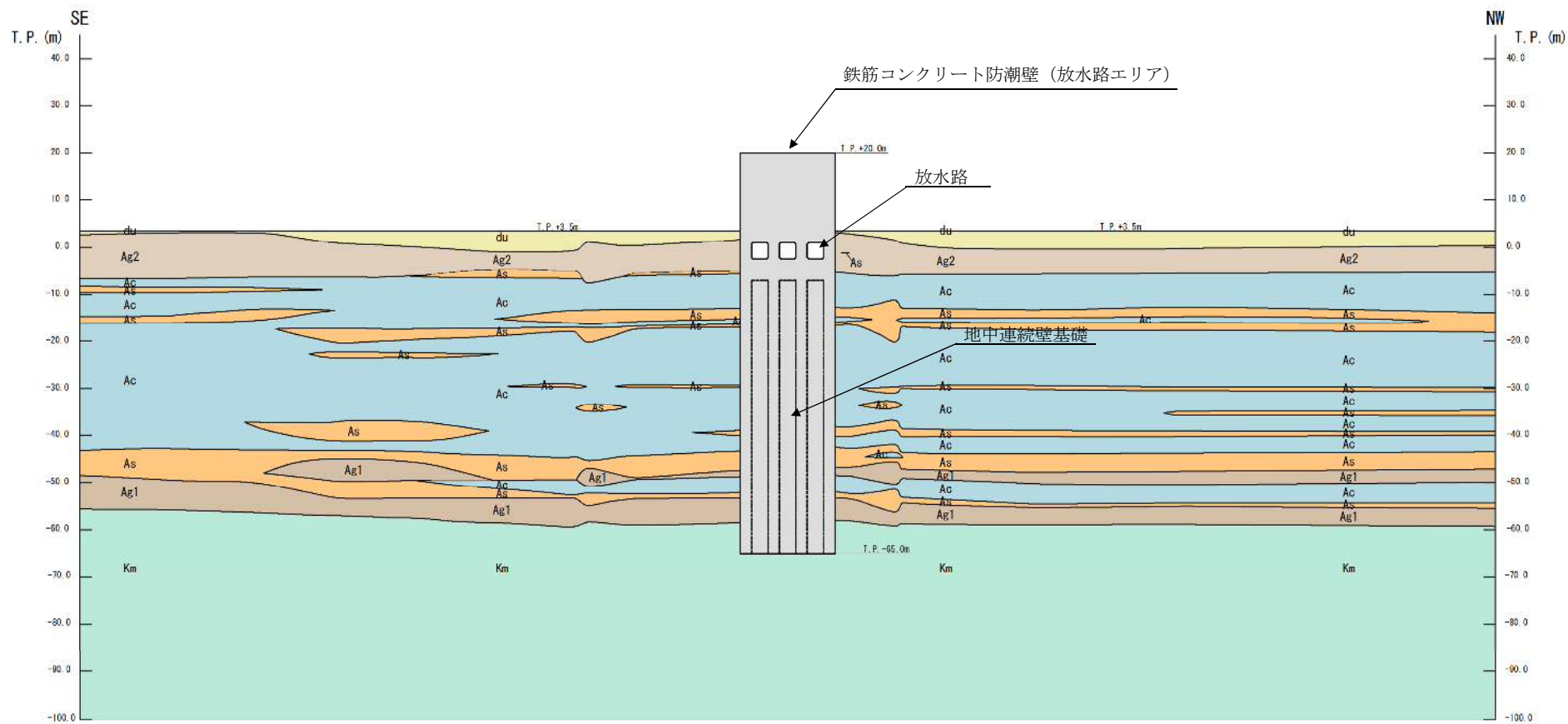


図 3.1-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面図（防潮壁縦断方向：②-②断面，防潮壁部）



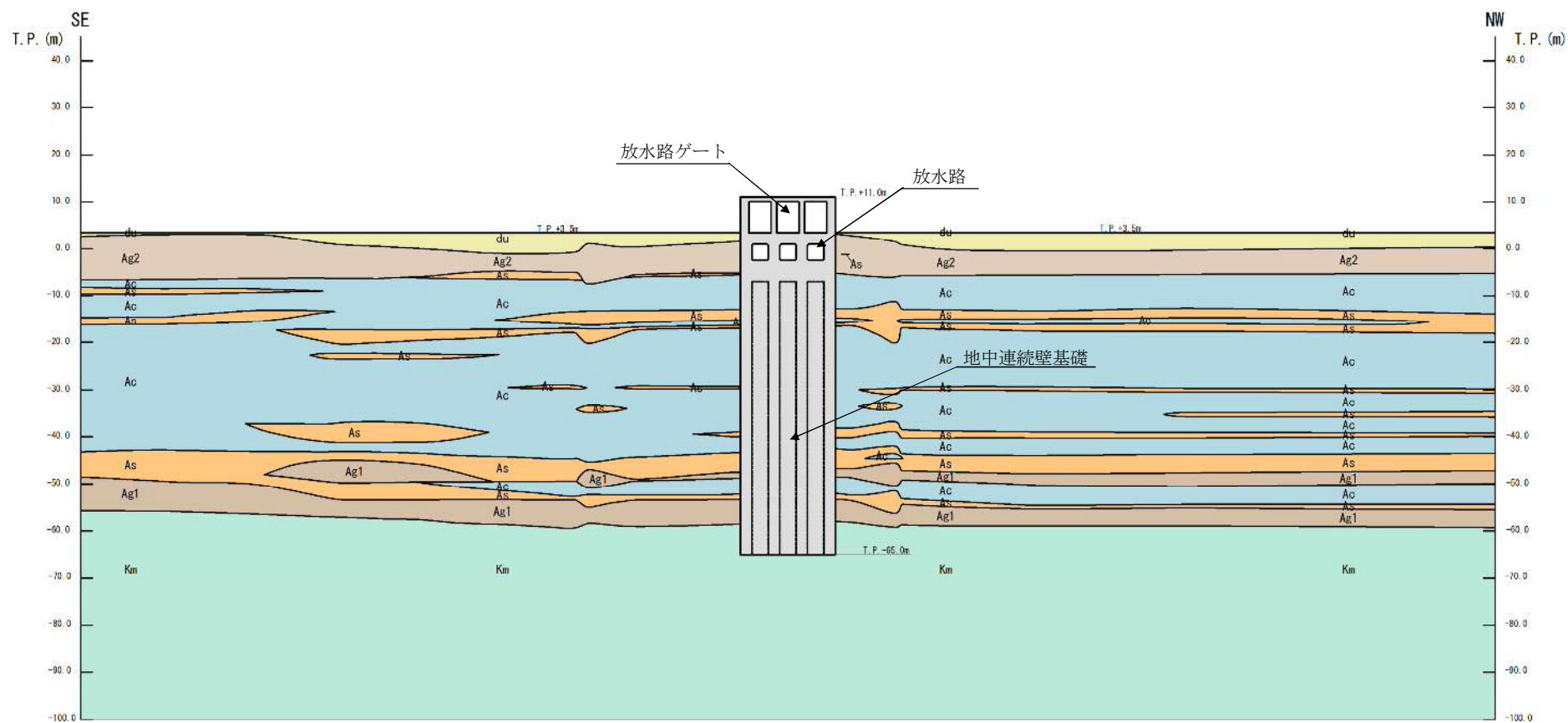


図 3.1-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面図（防潮壁縦断方向：③-③断面，ゲート部）



### 3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



### 3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鉄筋コンクリート部材は、はり要素及び平面要素でモデル化し、発生断面力が弾性範囲に収まっていることを確認する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

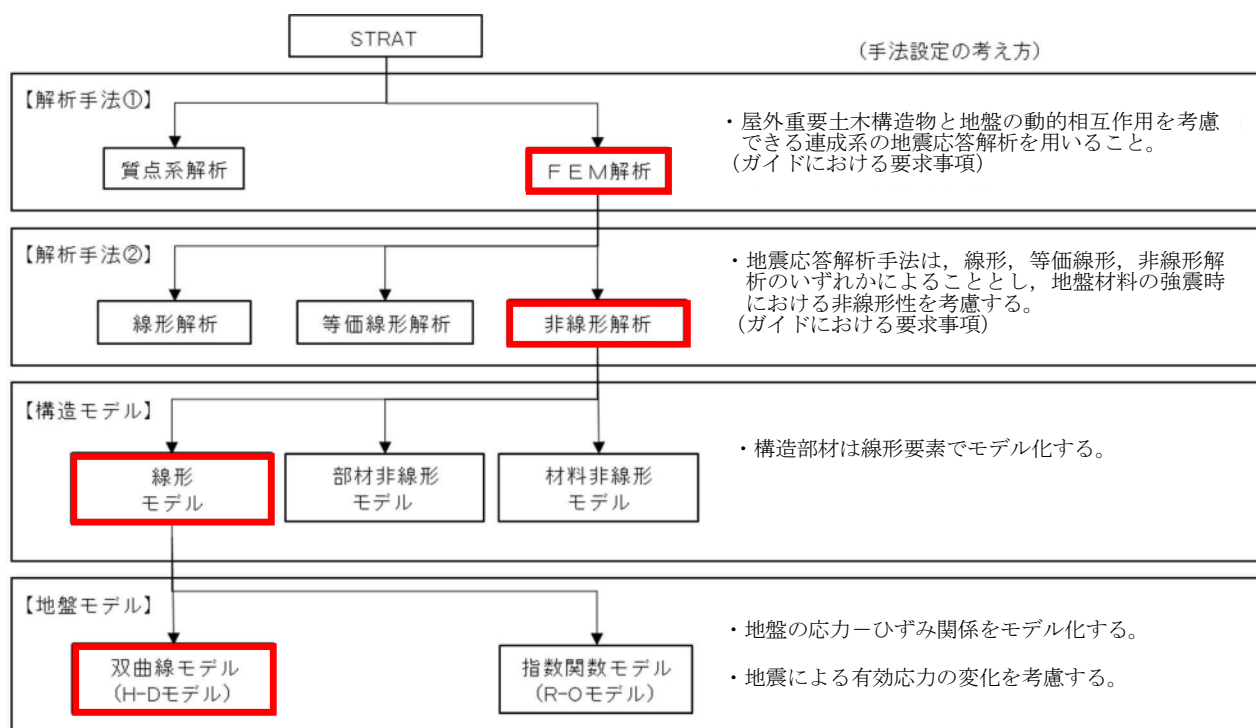


図3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー



地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。



### 3.2.2 構造部材

構造部材は、はり要素及び平面要素を適用し、線形部材としてモデル化する。

### 3.2.3 地盤

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

### 3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。



### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。



### 3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重（G）

常時考慮荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として，放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重，並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお，考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

(3) 地震荷重（ $K_s S_s$ ）

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重（ $P_s$ ）

積雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  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。

(5) 風荷重（ $P_k$ ）

風荷重として，風速  $30 \text{ m/s}$  の風圧力を考慮する。



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重考慮の有無を表 3.3-3 に示す。また、荷重概念図を図 3.3-1 及び表 3.3-4 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P + K_{S_s} + P_s + P_k$

$G$  : 固定荷重

$P$  : 積載荷重

$K_{S_s}$  : 地震荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

表 3.3-3 荷重考慮の有無

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
		機器・配管荷重	○	・放水路ゲート及び巻上機
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・放水路内部の静水圧
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮
		風荷重	○	・風荷重を考慮
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び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）と組合せるべき変動荷重はない
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・放水路内部の動水圧を考慮



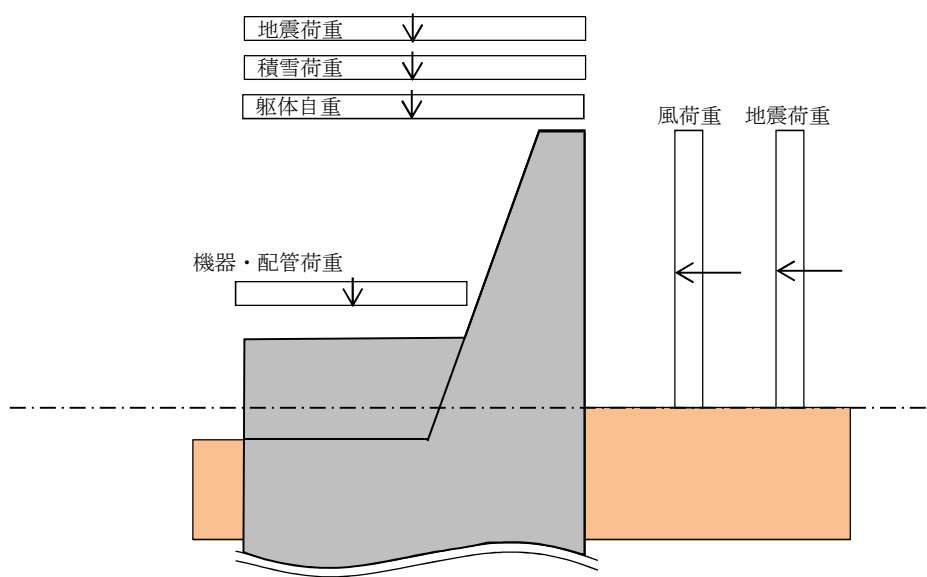


図 3.3-1 荷重概念図



表 3.3-4 水荷重概念

検討方向	想定事象	解析で考慮する水荷重	水荷重図
横断方向	地震時	静水圧	
		動水圧	
縦断方向	地震時	静水圧	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> <p>防潮壁縦断方向（ゲート部）</p> </div> <div> <p>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</p> </div> </div>
		動水圧	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> <p>防潮壁縦断方向（ゲート部）</p> </div> <div> <p>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</p> </div> </div>

水平荷重  
 付加質量で考慮（水平方向に作用）  
 付加質量で考慮（鉛直方向に作用）



### 3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を1次元波動論により、地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に、防潮壁横断方向の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 3.4-2 に、防潮壁縦断方向の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 3.4-3 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-17「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはN S方向及びE W方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

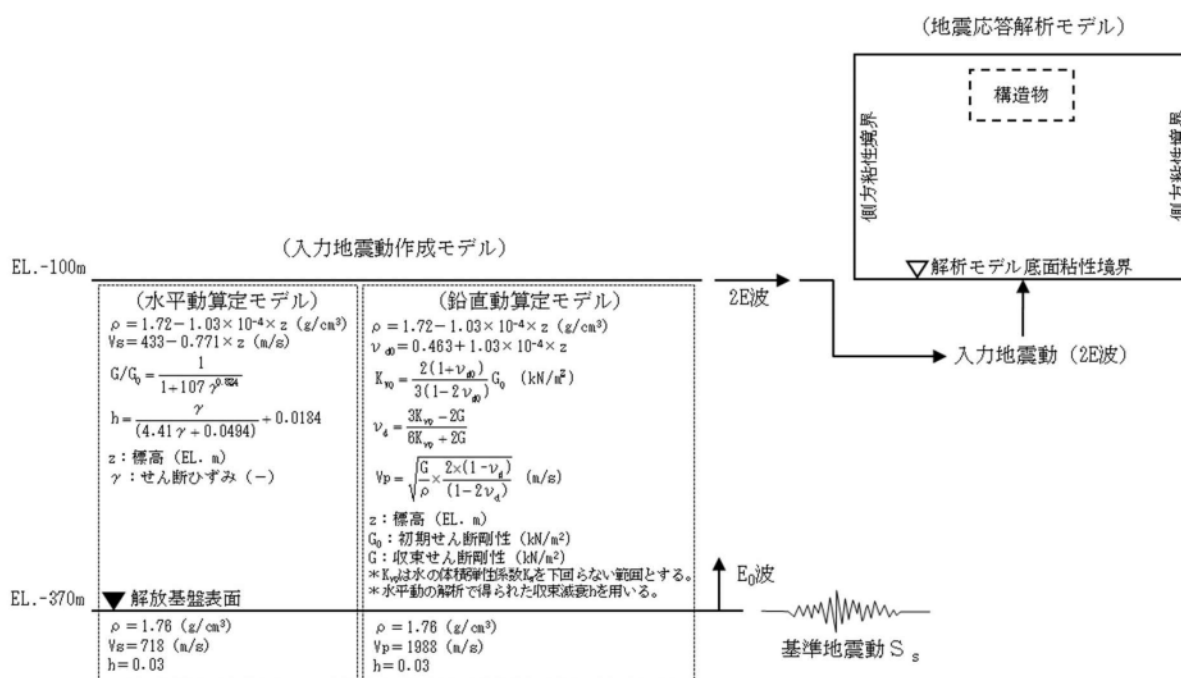
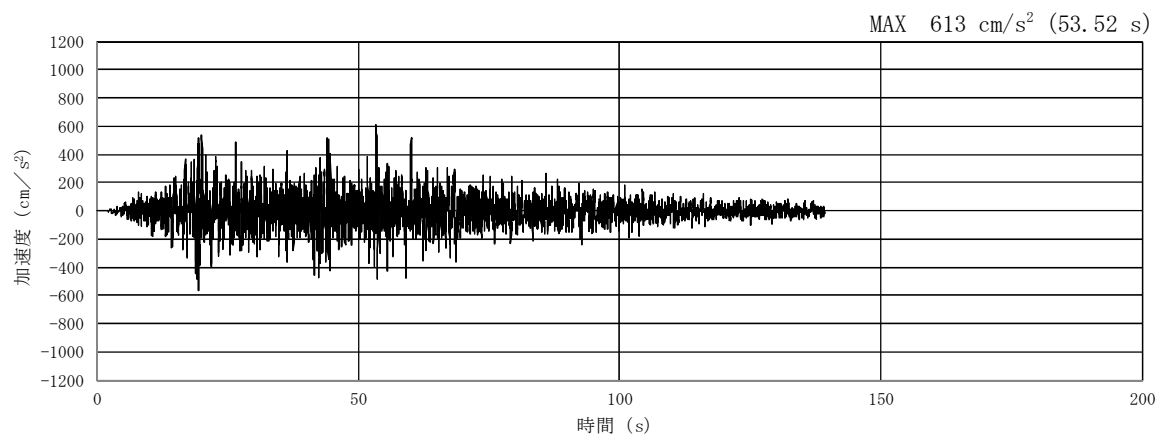
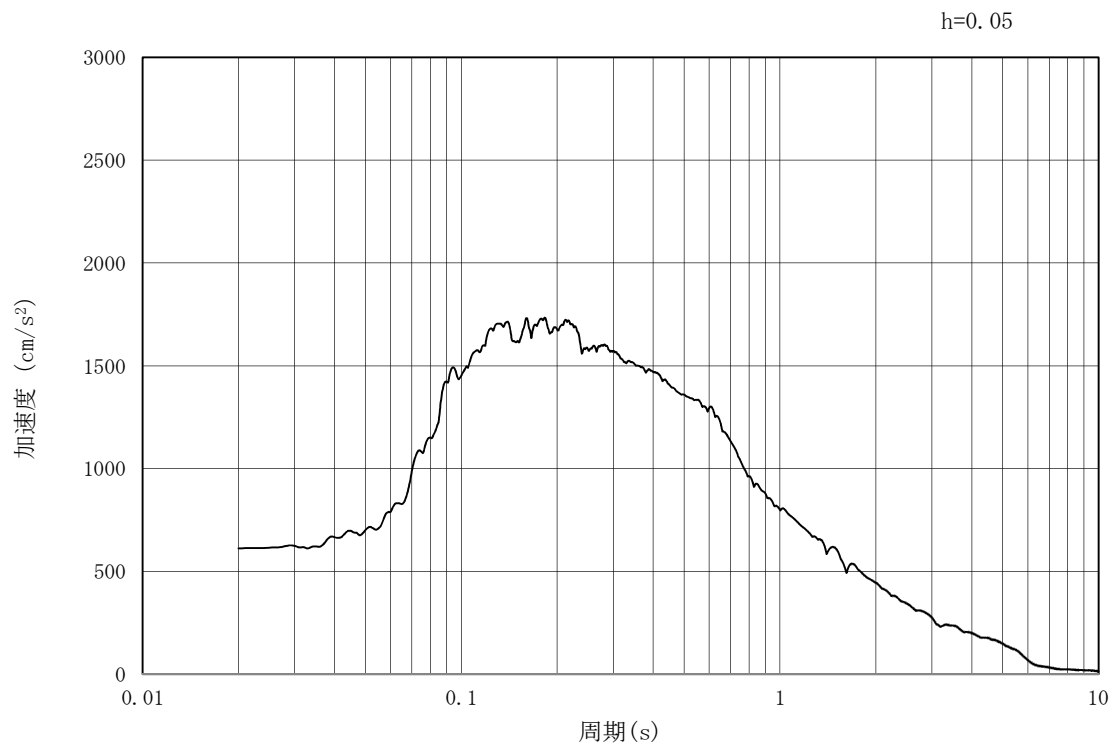


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図





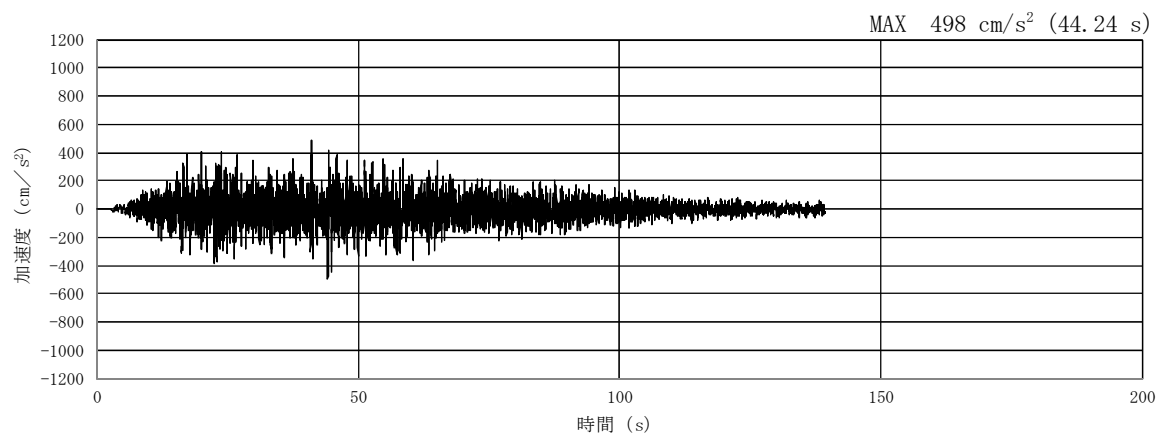
(a) 加速度時刻歴波形



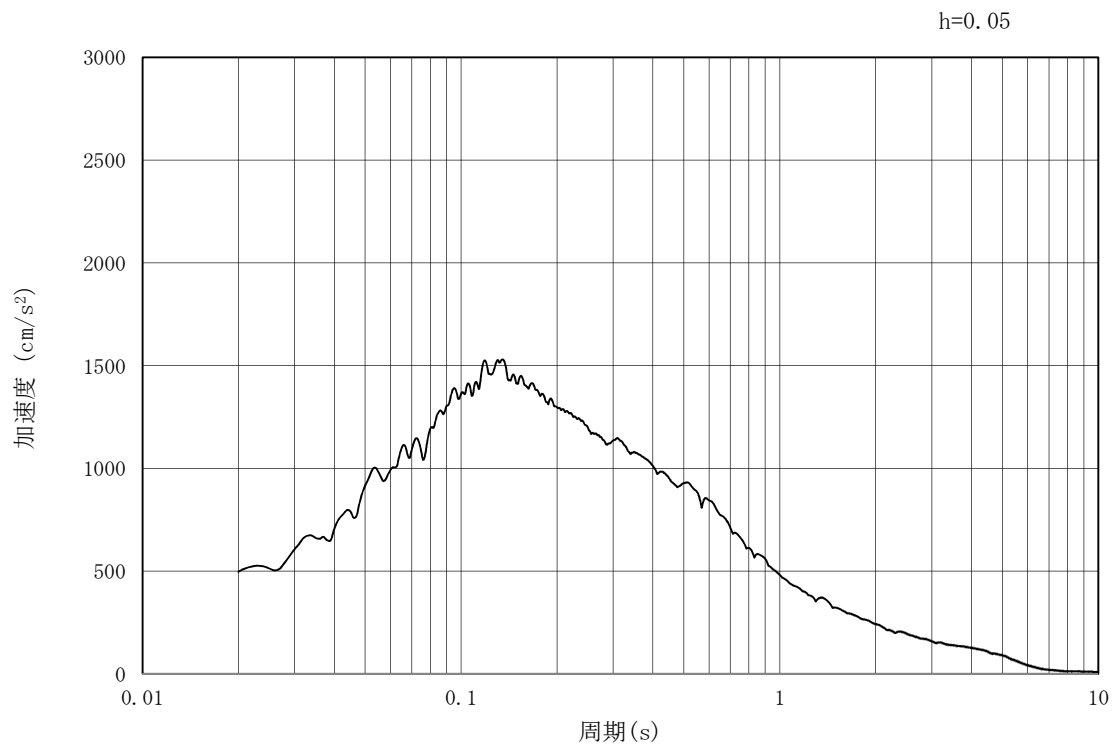
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - D1$ )





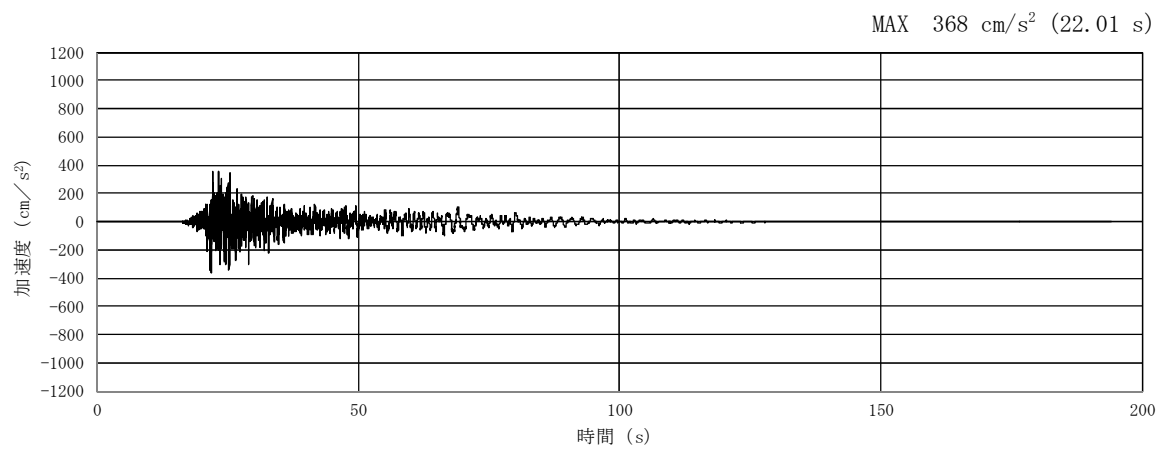
(a) 加速度時刻歴波形



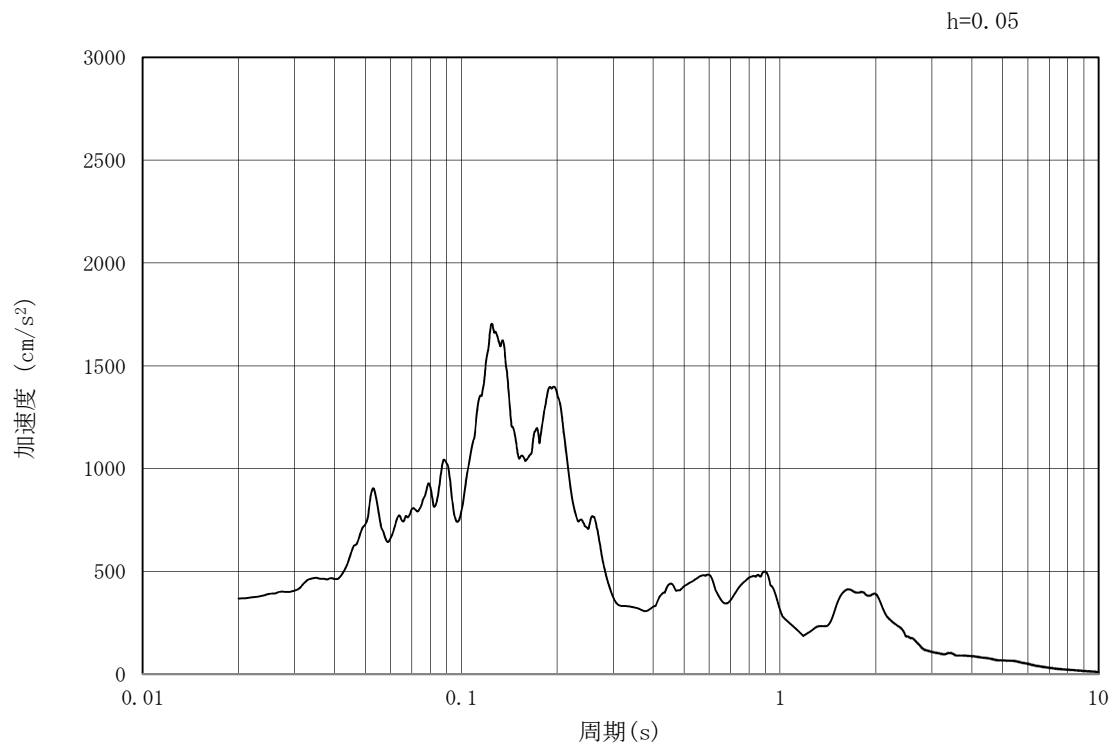
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - D1$ )





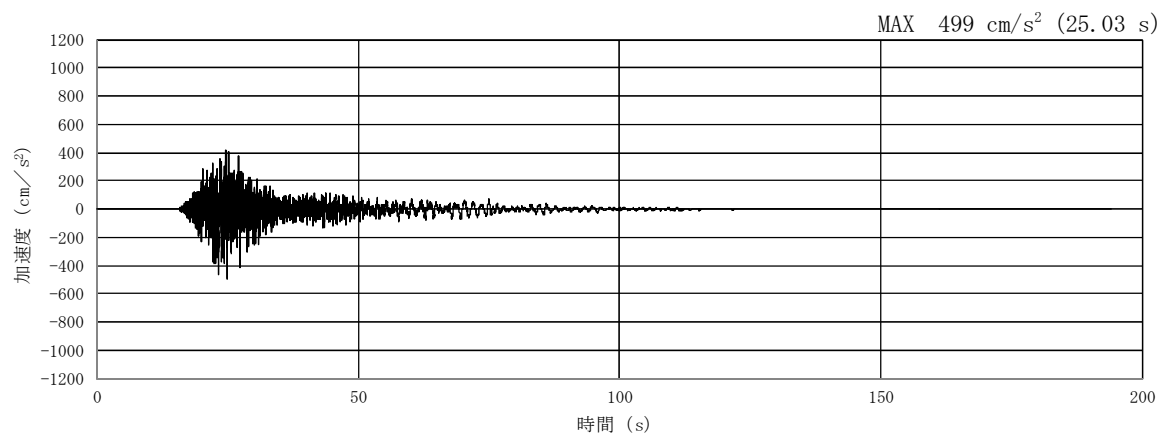
(a) 加速度時刻歴波形



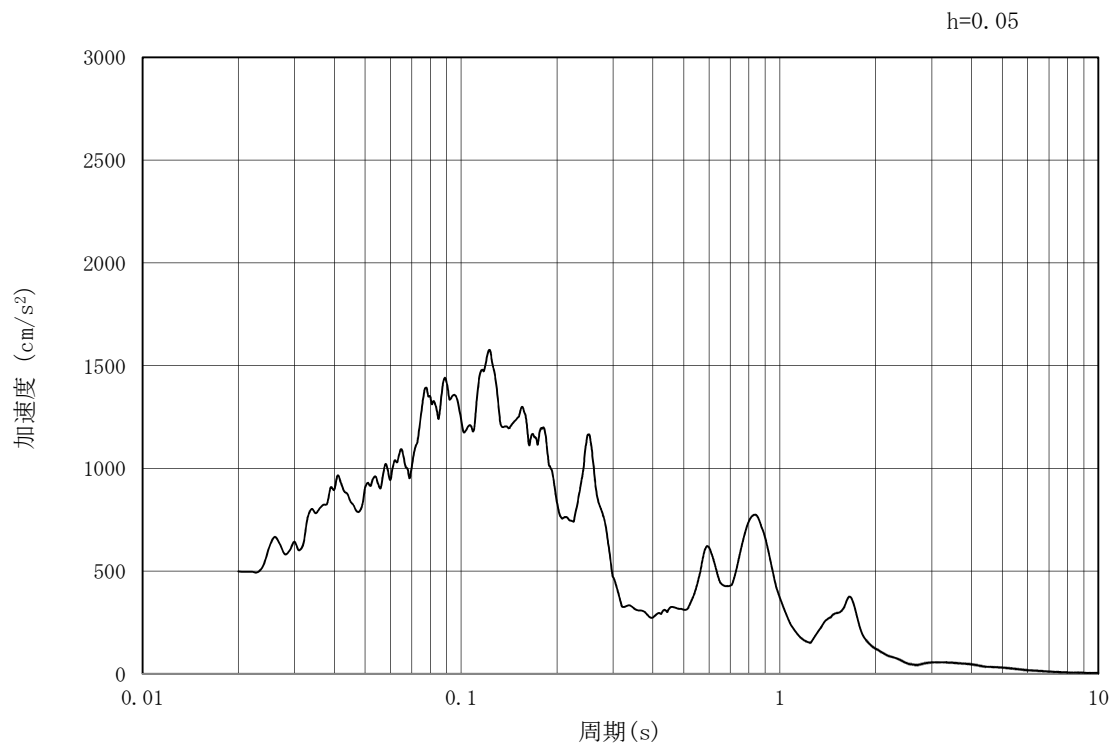
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.1$ )





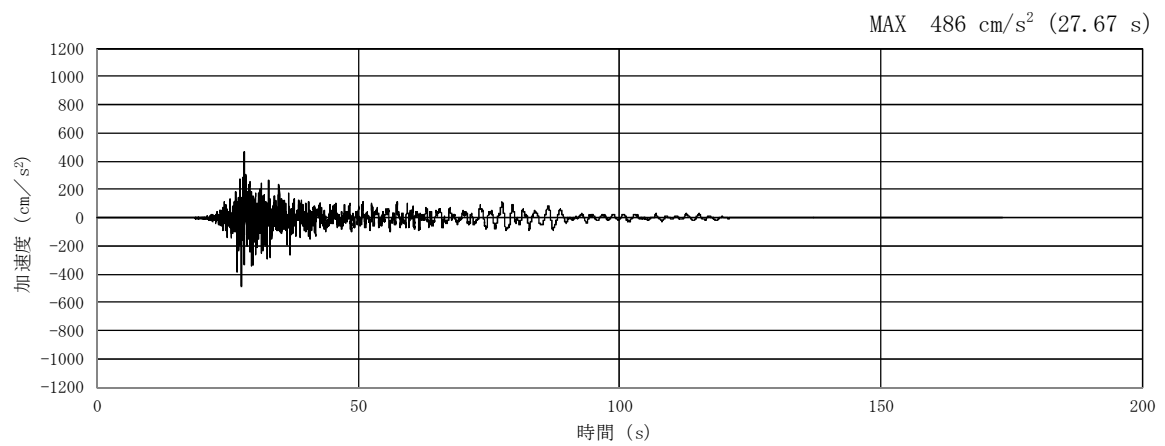
(a) 加速度時刻歴波形



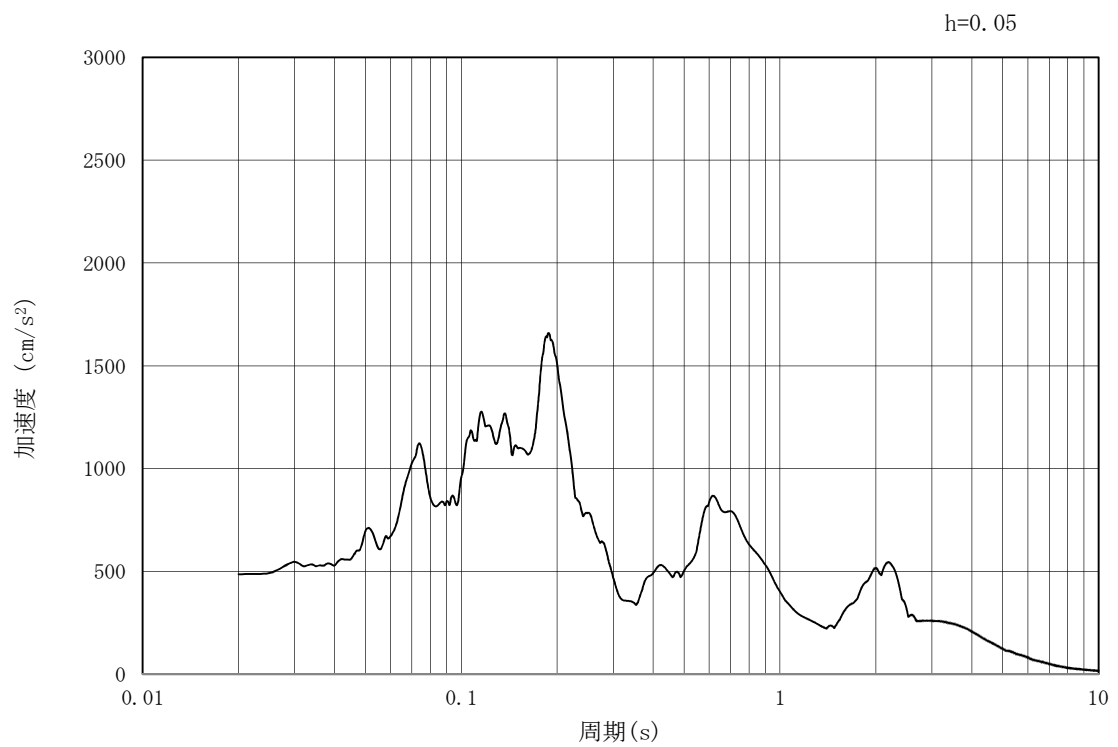
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.1$ )





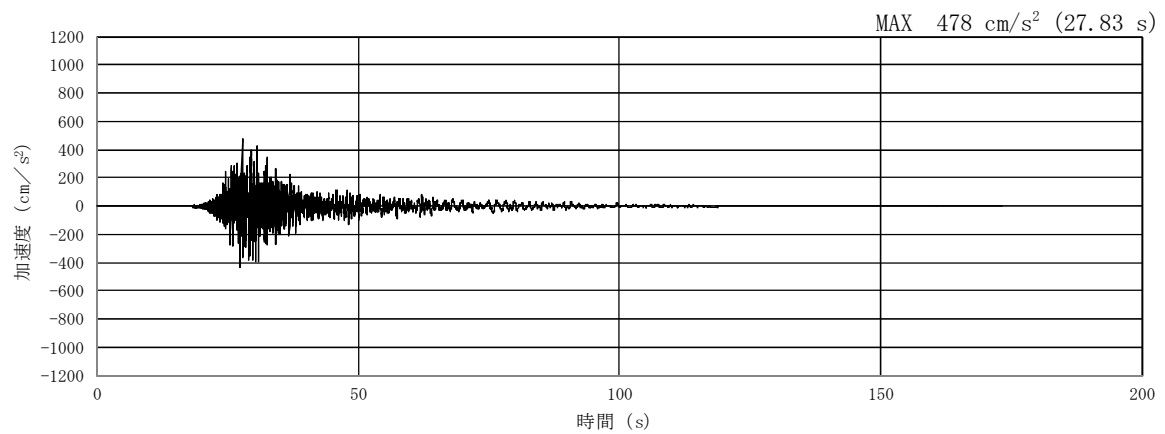
(a) 加速度時刻歴波形



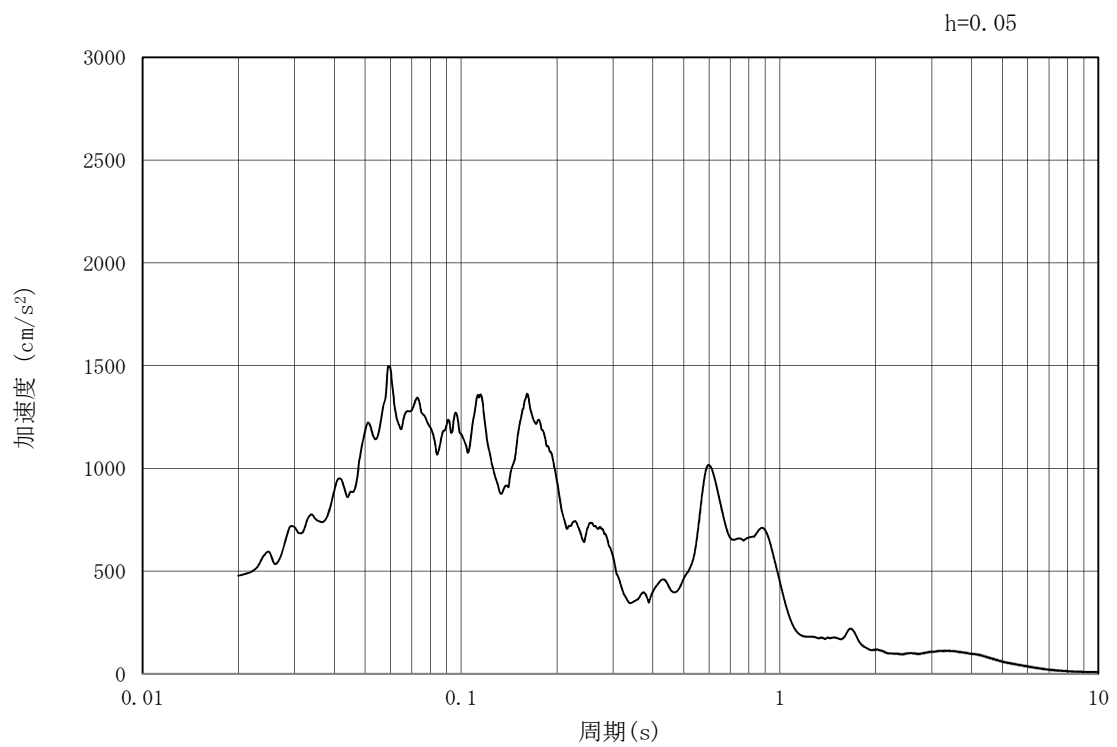
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.2$ )





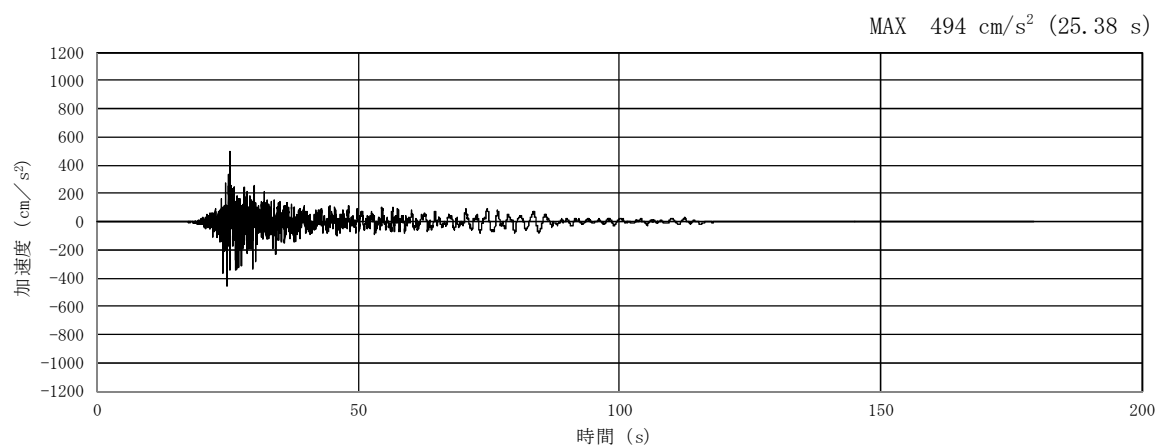
(a) 加速度時刻歴波形



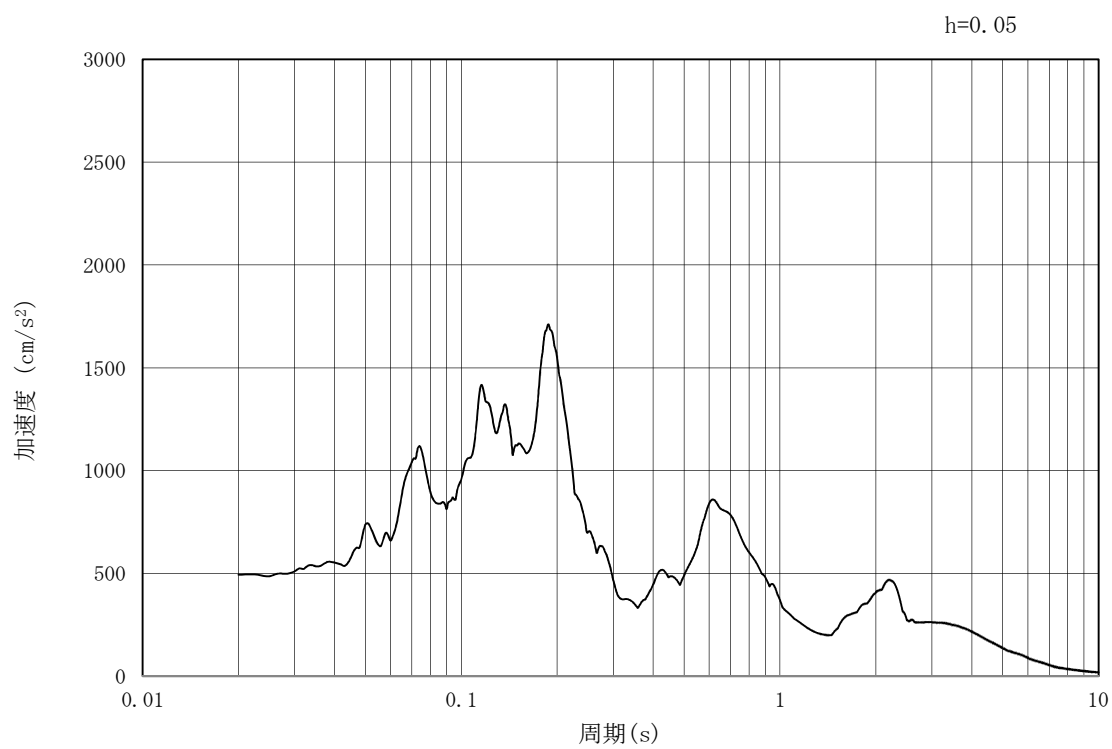
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.2$ )





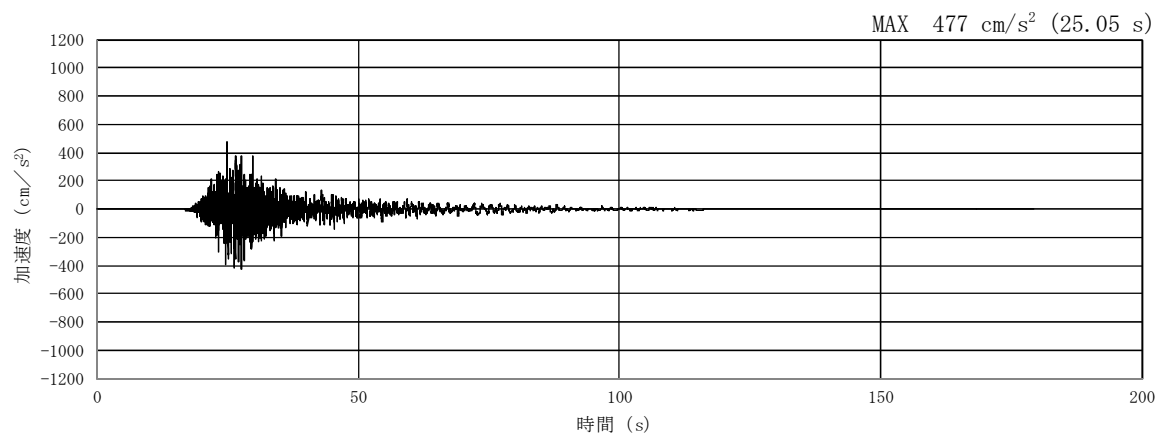
(a) 加速度時刻歴波形



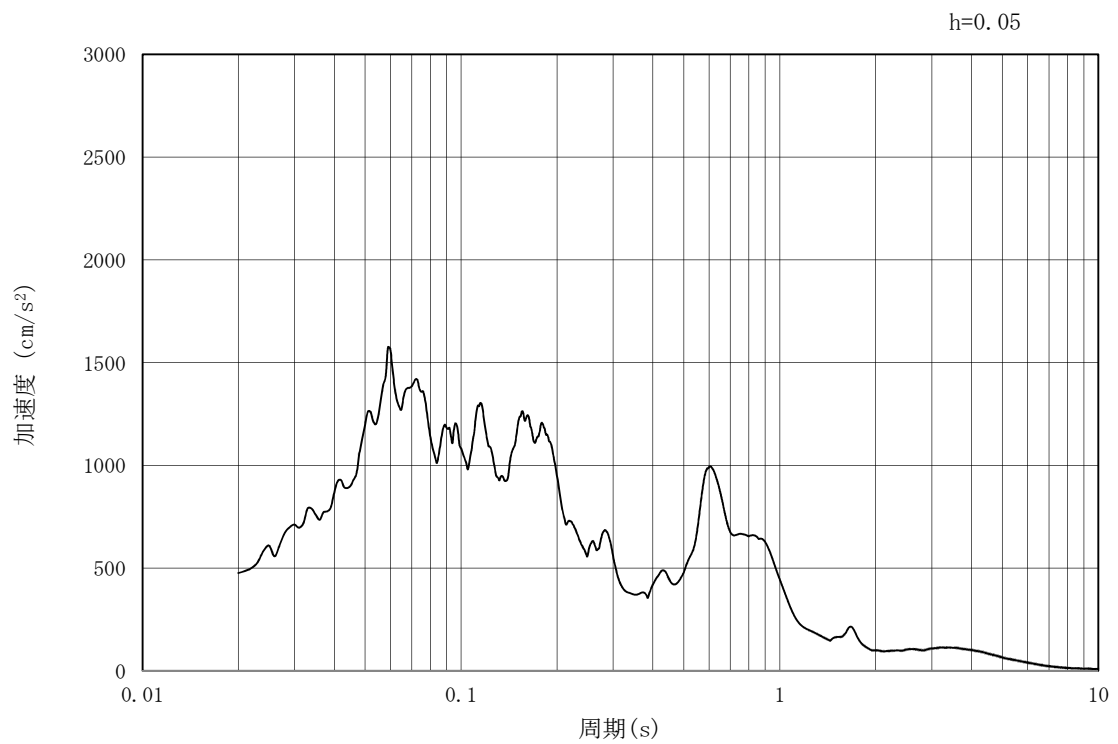
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.3$ )





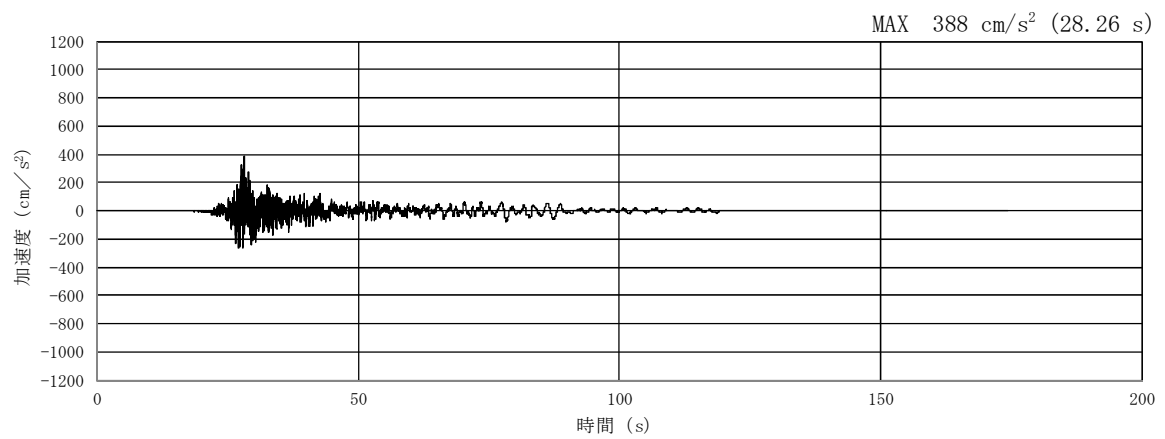
(a) 加速度時刻歴波形



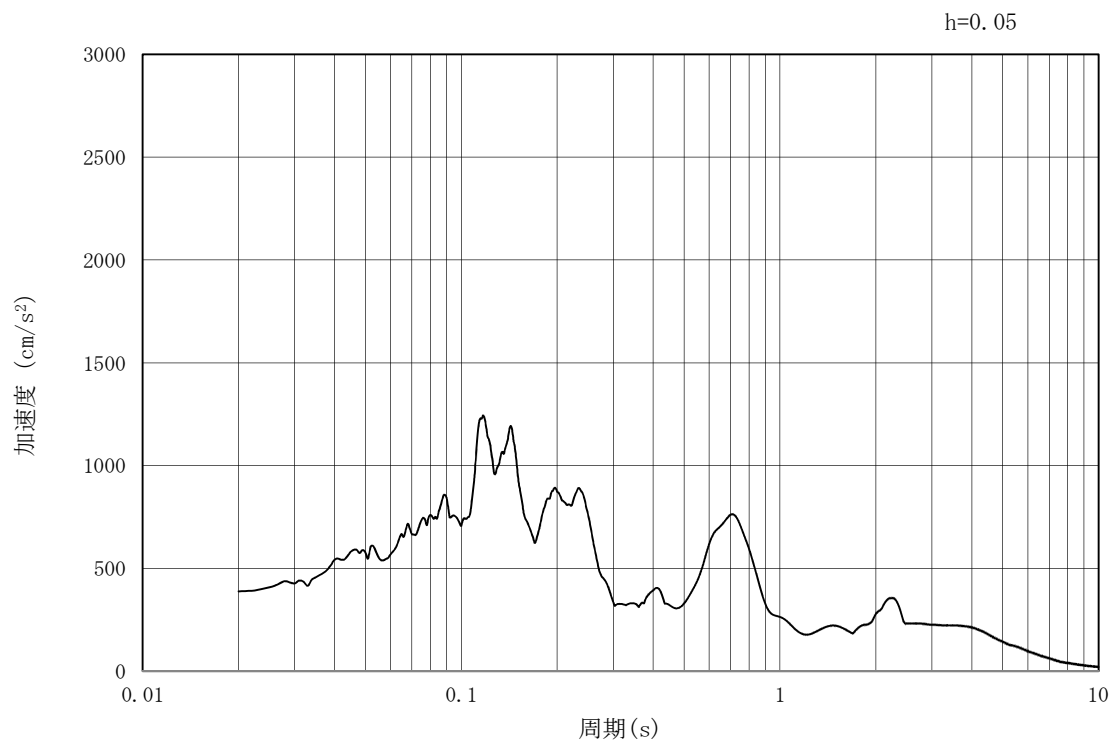
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.3$ )





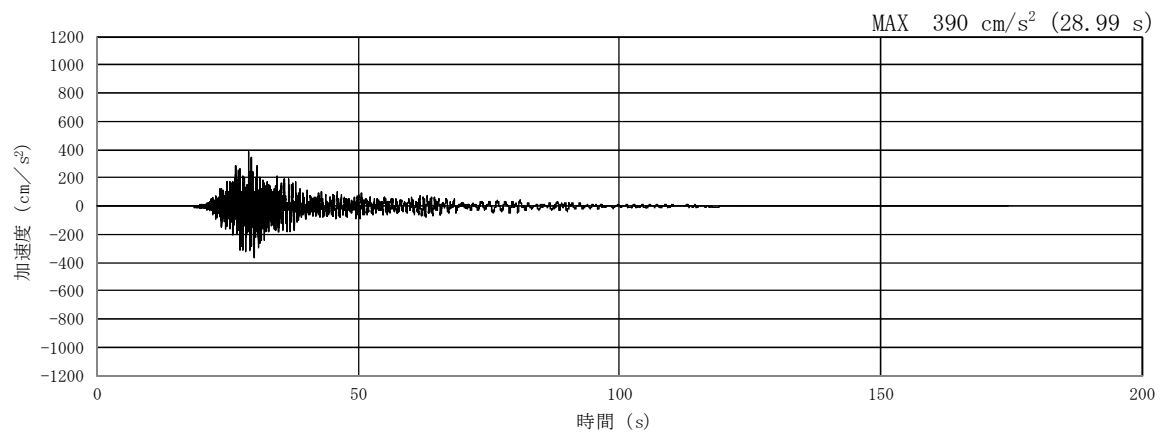
(a) 加速度時刻歴波形



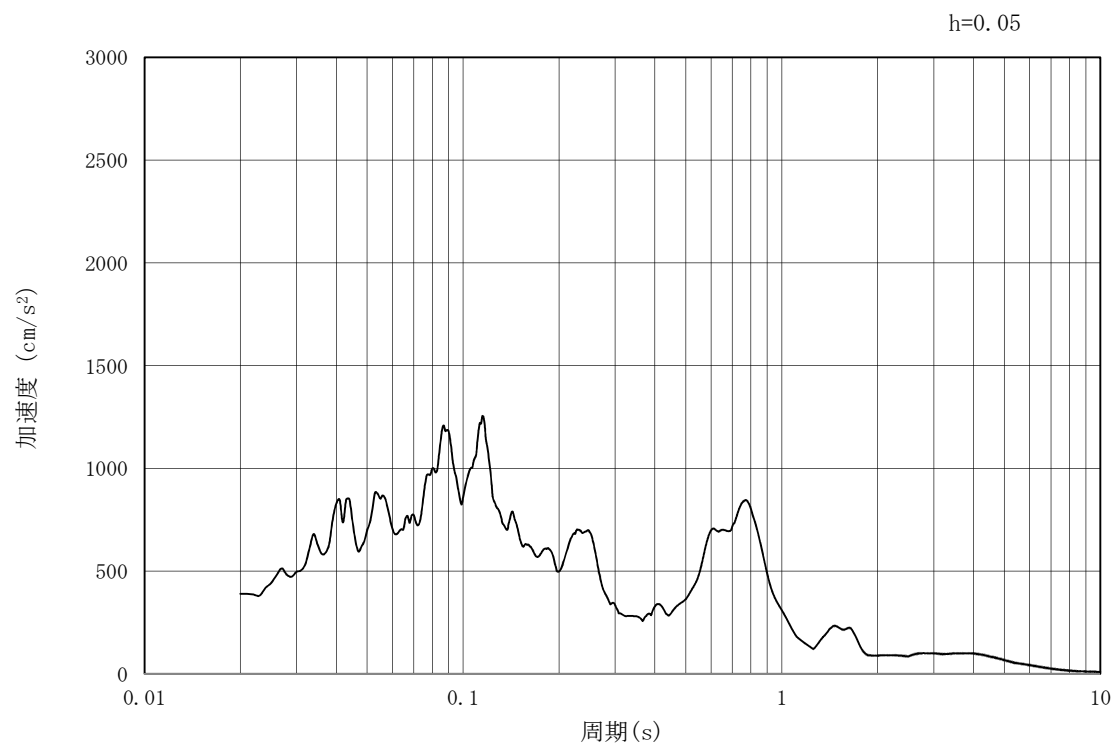
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.4$ )





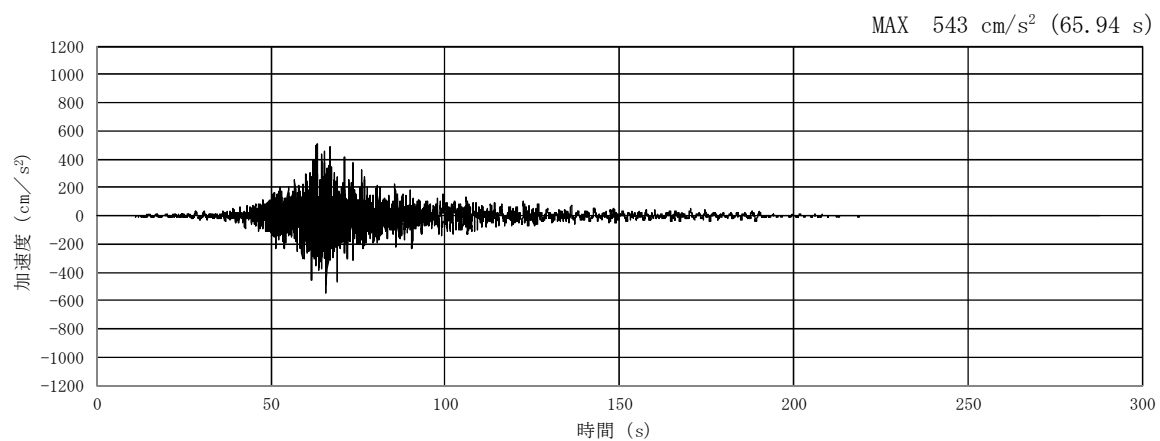
(a) 加速度時刻歴波形



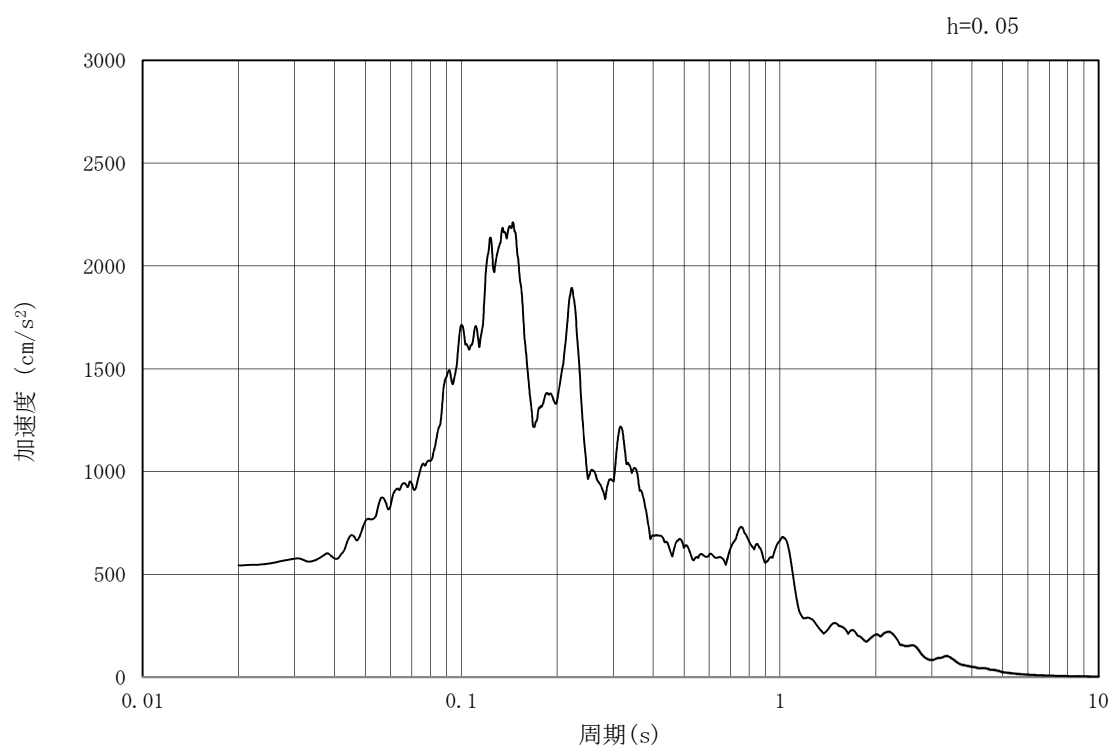
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 1.4$ )





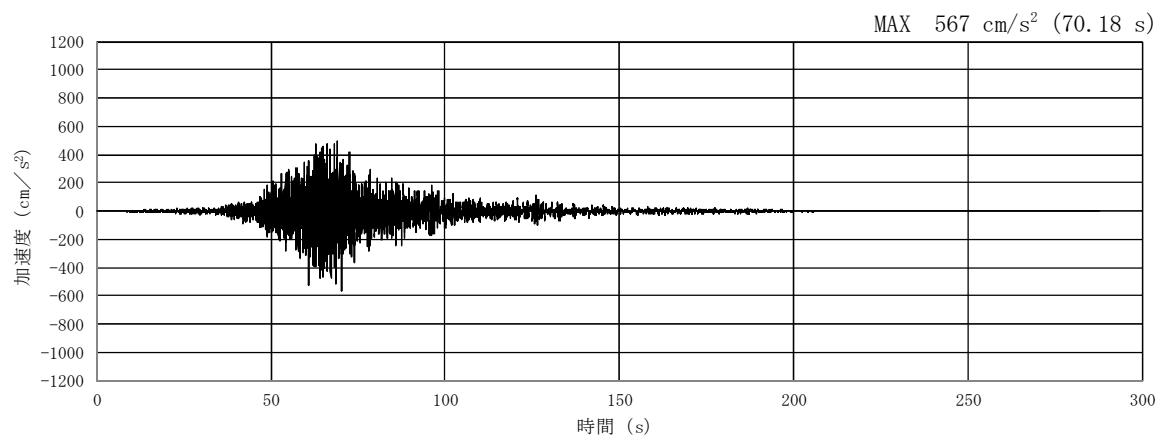
(a) 加速度時刻歴波形



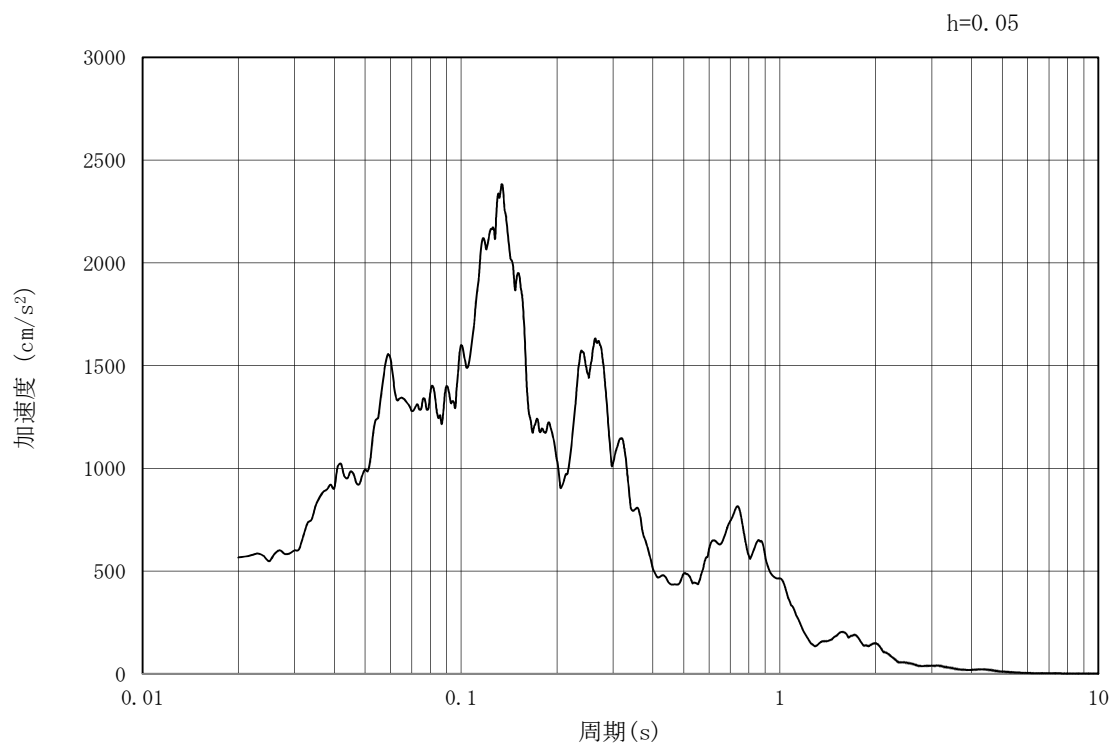
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 防潮壁横断方向の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 :  $S_s - 2.1$ )





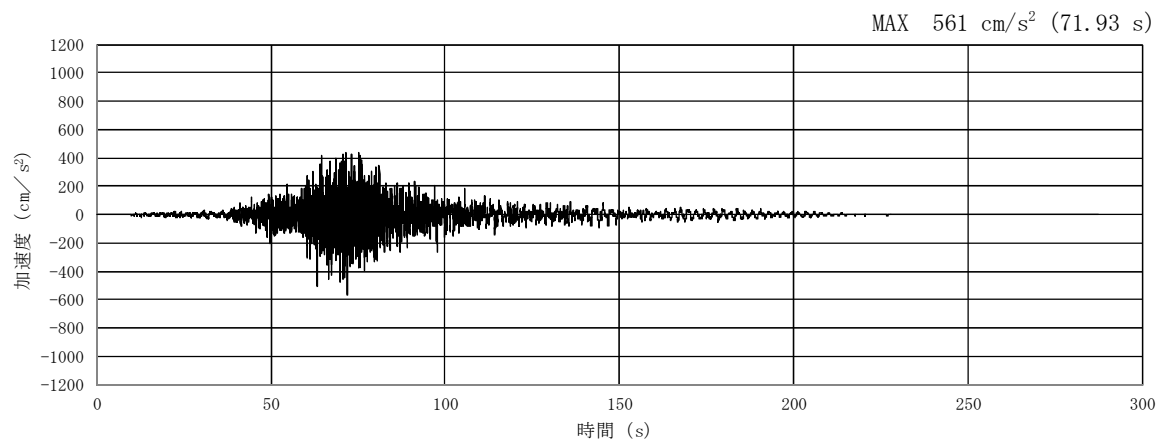
(a) 加速度時刻歴波形



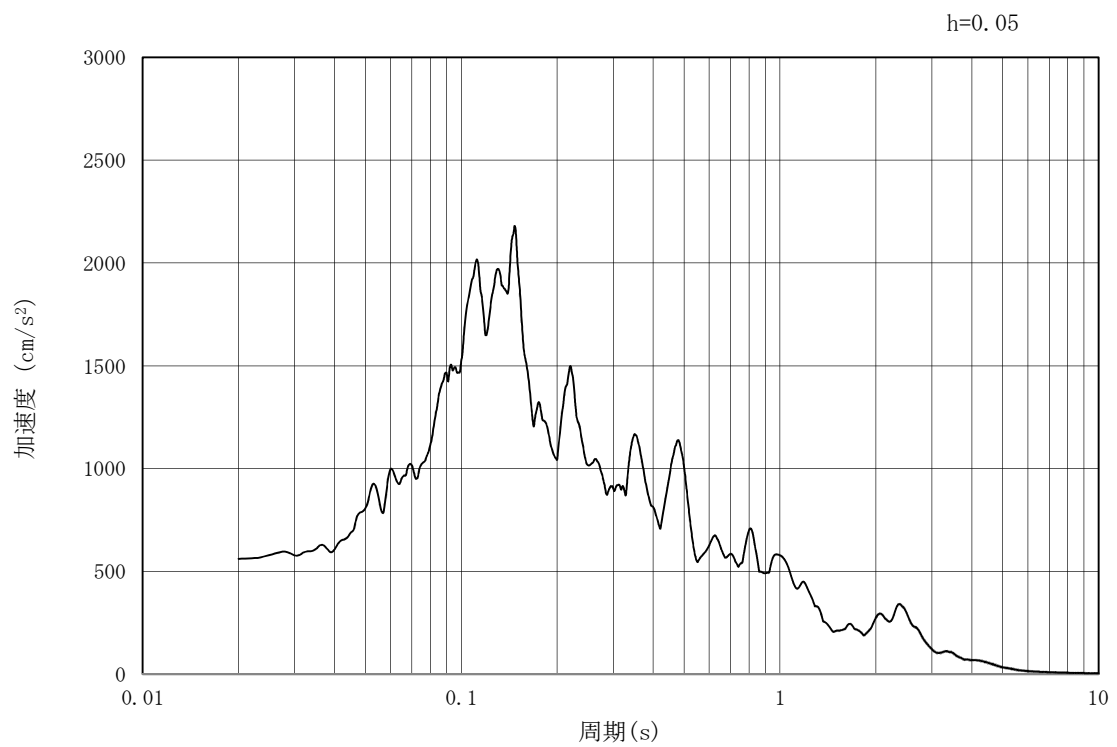
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 2.1$ )





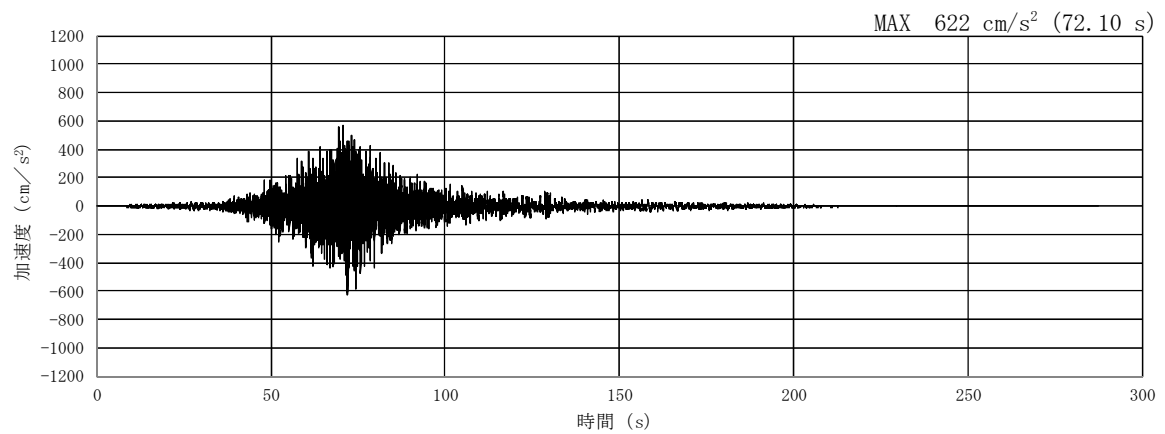
(a) 加速度時刻歴波形



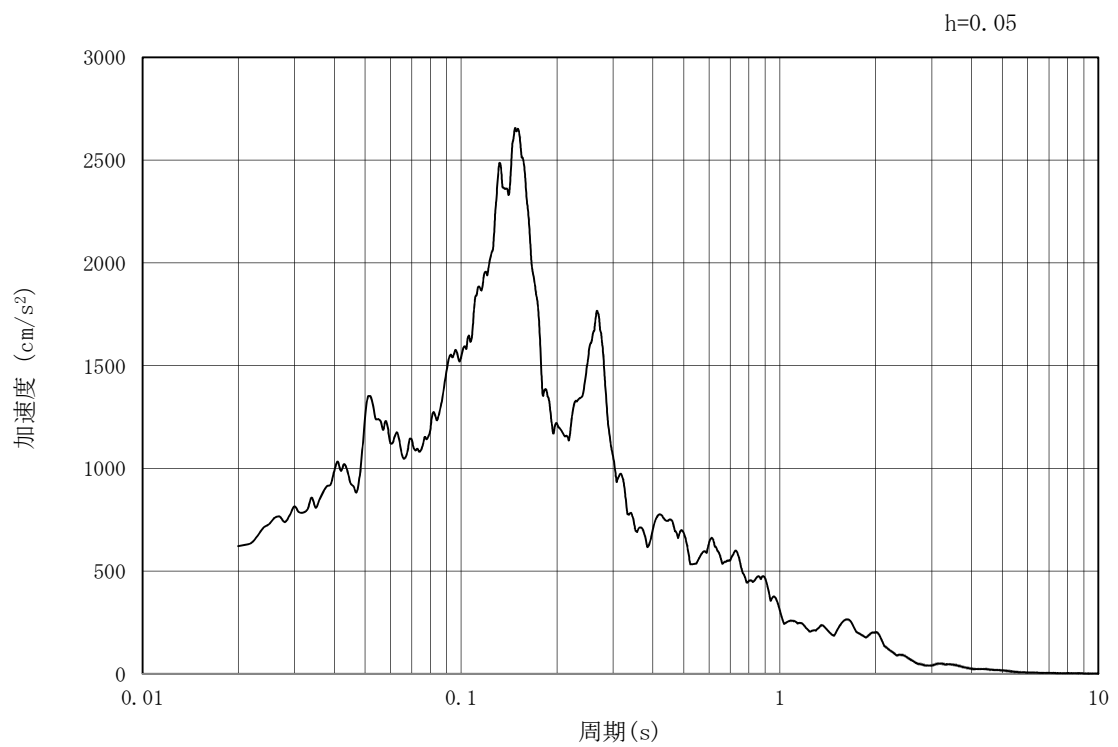
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 2.2$ )





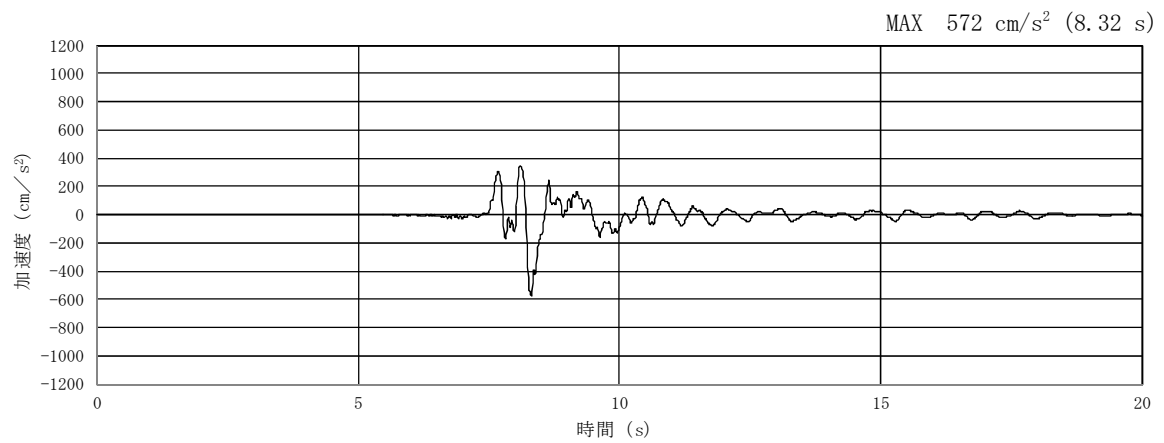
(a) 加速度時刻歴波形



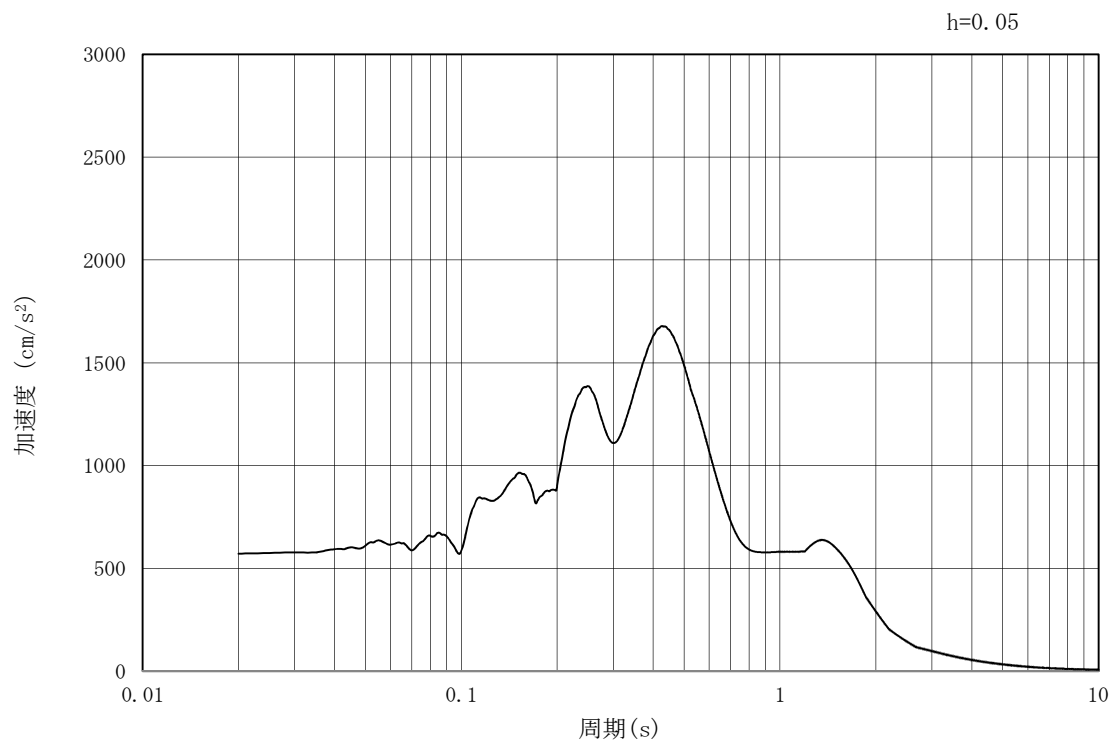
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 2.2$ )





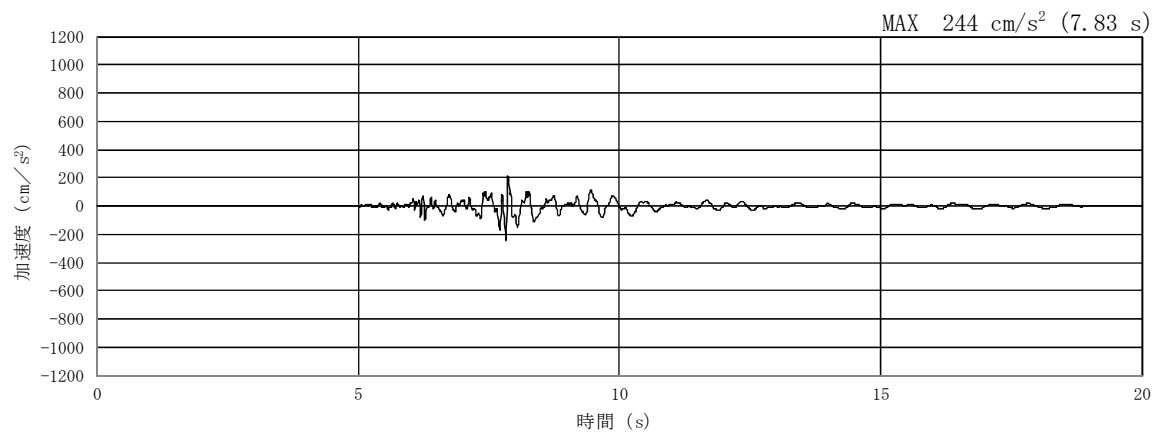
(a) 加速度時刻歴波形



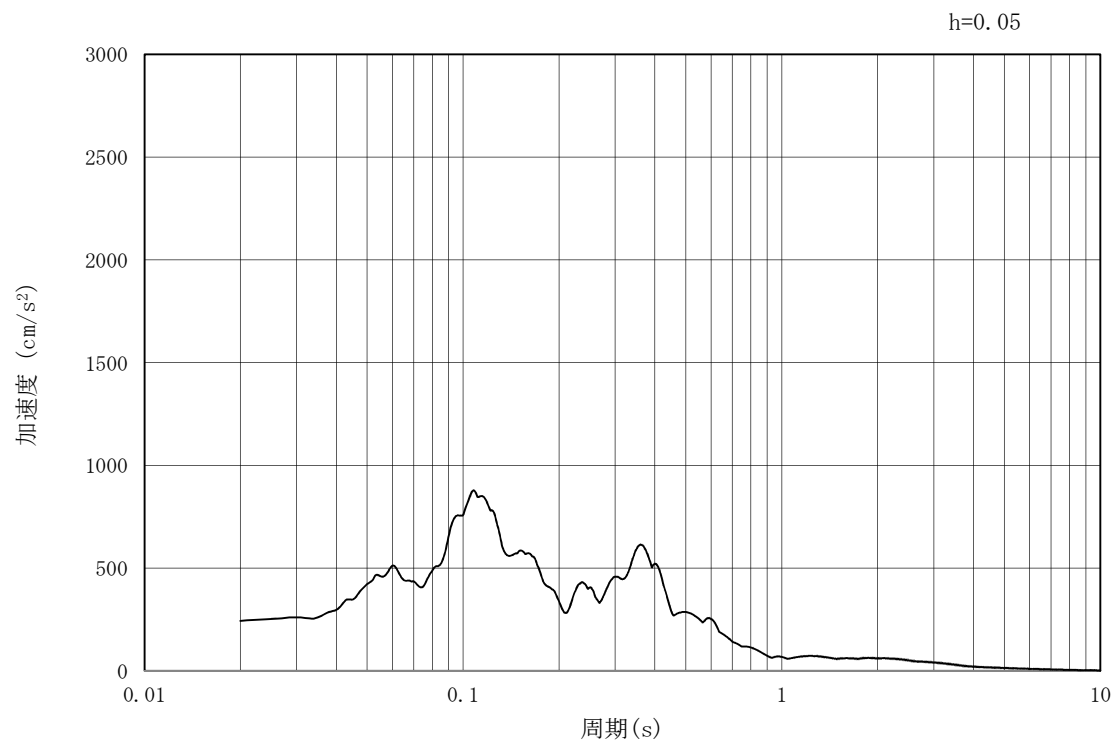
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 防潮壁横断方向の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<sub>s</sub> - 3 1)





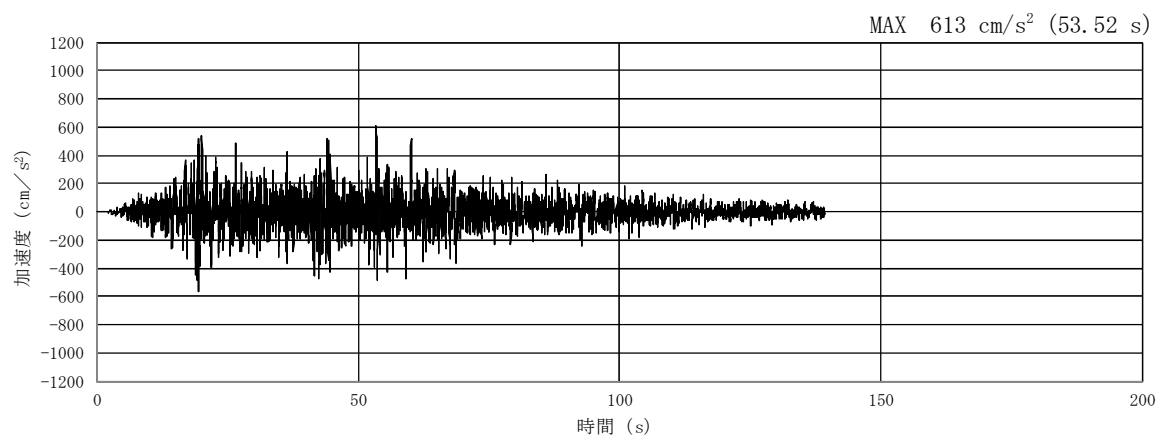
(a) 加速度時刻歴波形



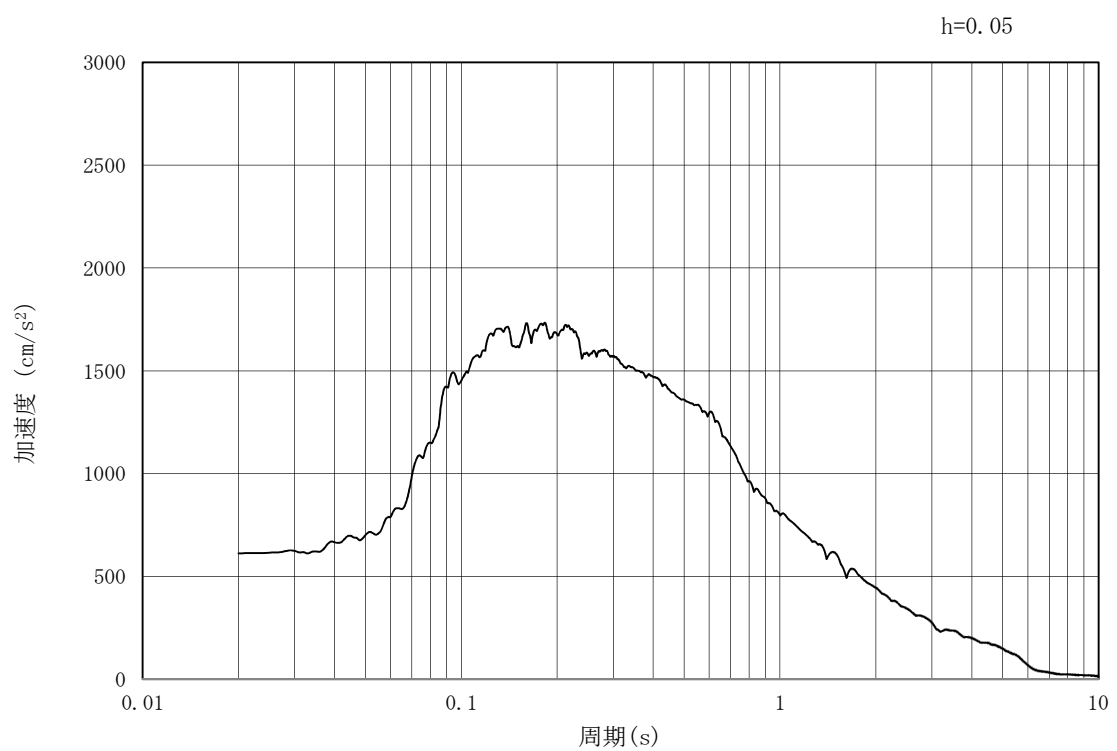
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 防潮壁横断方向の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:  $S_s - 31$ )





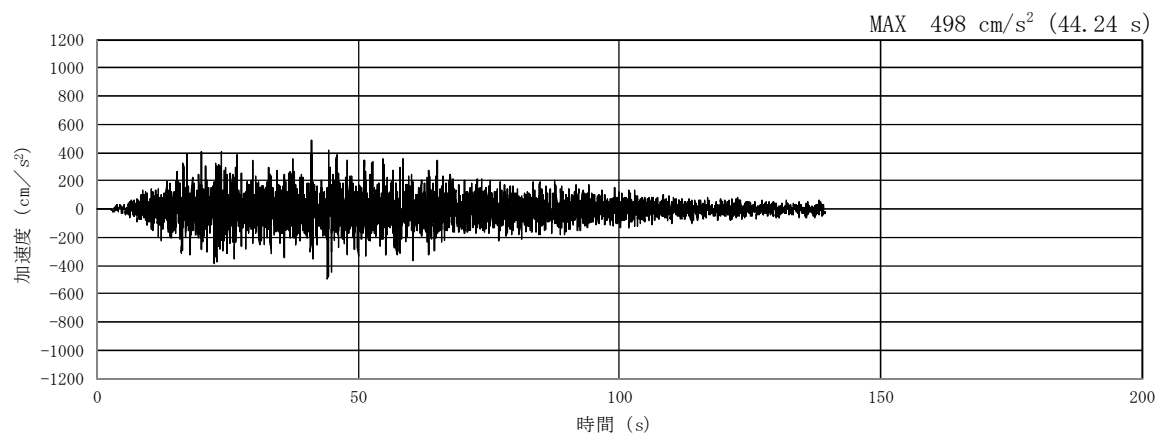
(a) 加速度時刻歴波形



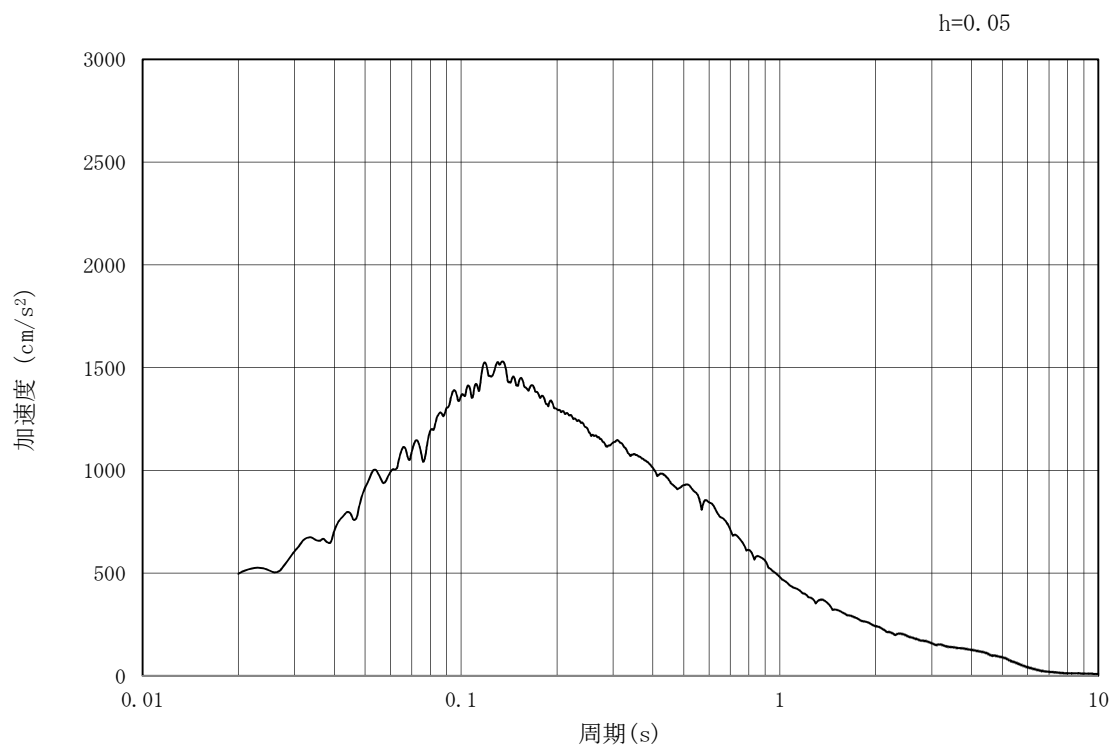
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (1) 防潮壁縦断方向の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<sub>s</sub>-D1)





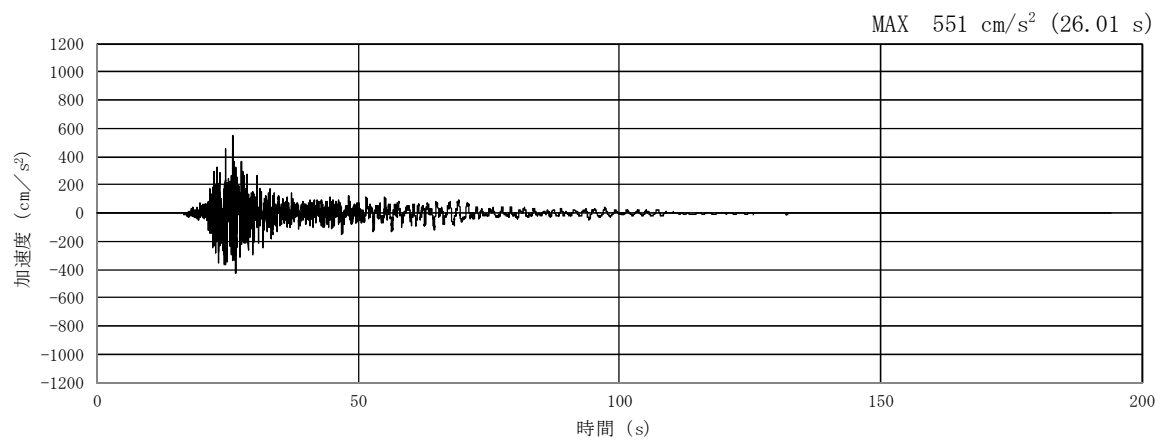
(a) 加速度時刻歴波形



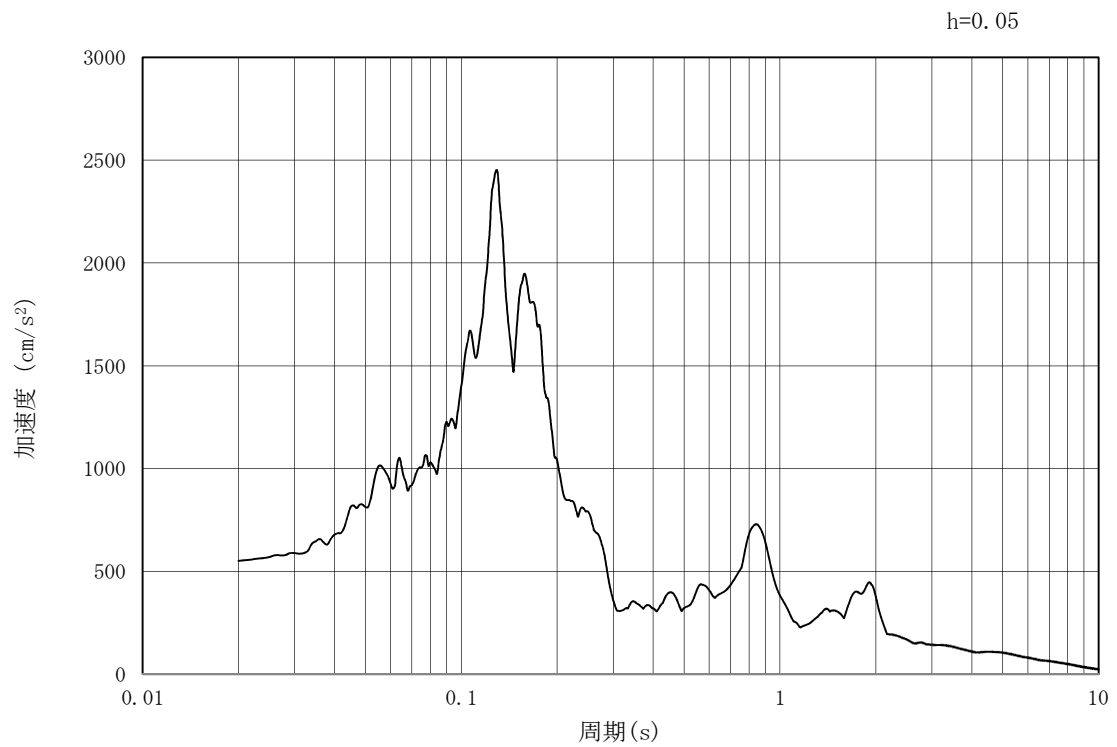
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (2) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - D1$ )





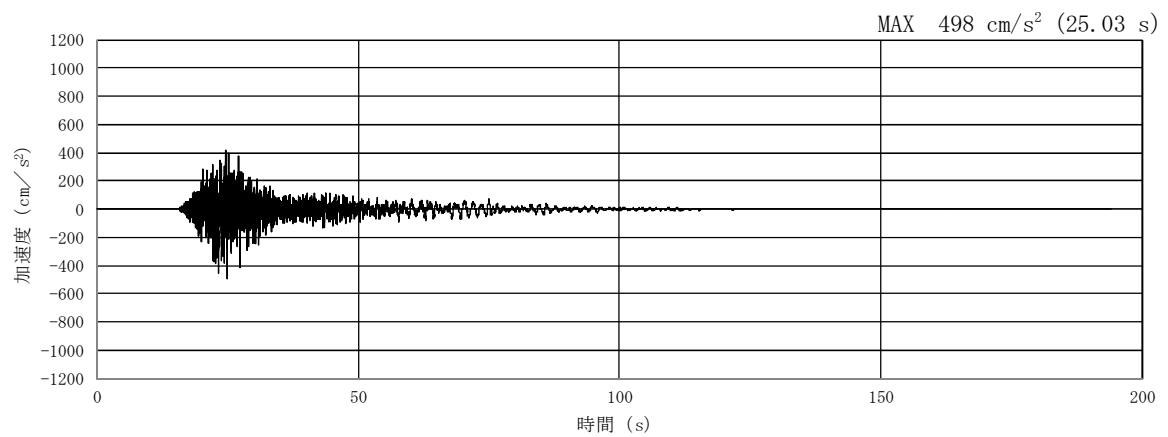
(a) 加速度時刻歴波形



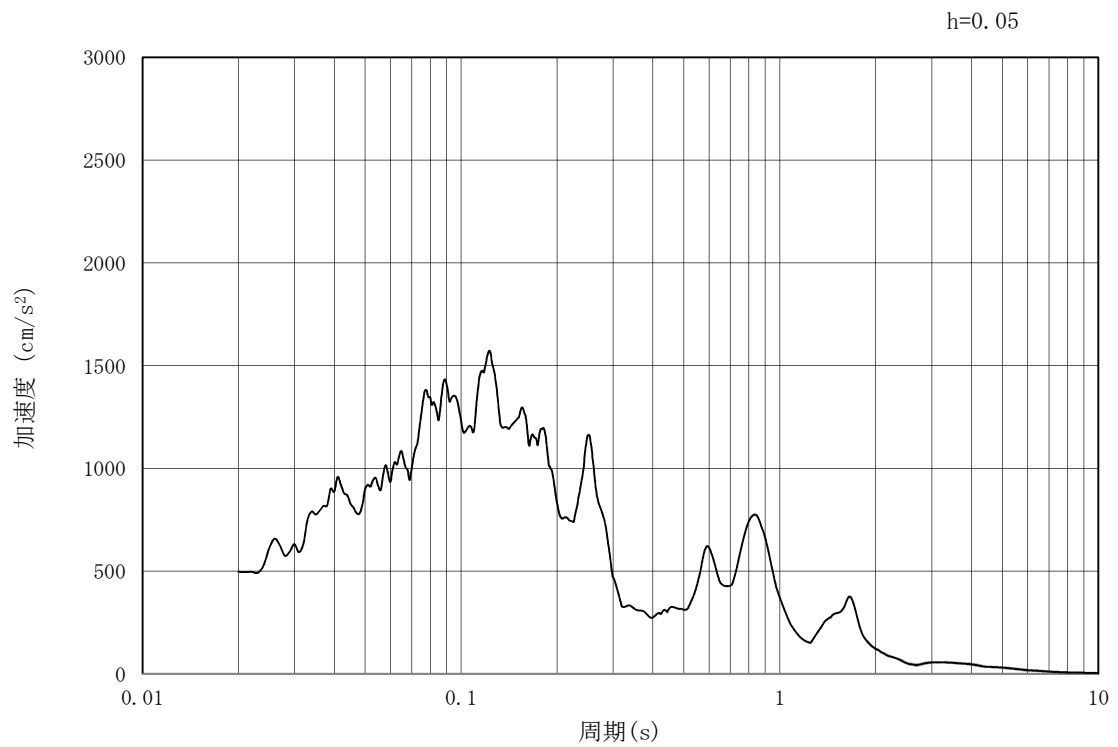
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (3) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.1$ )





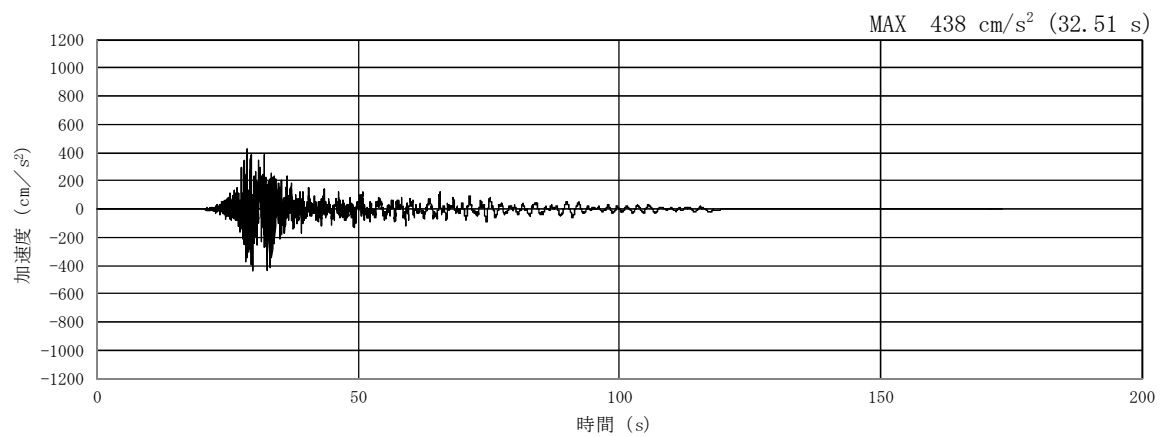
(a) 加速度時刻歴波形



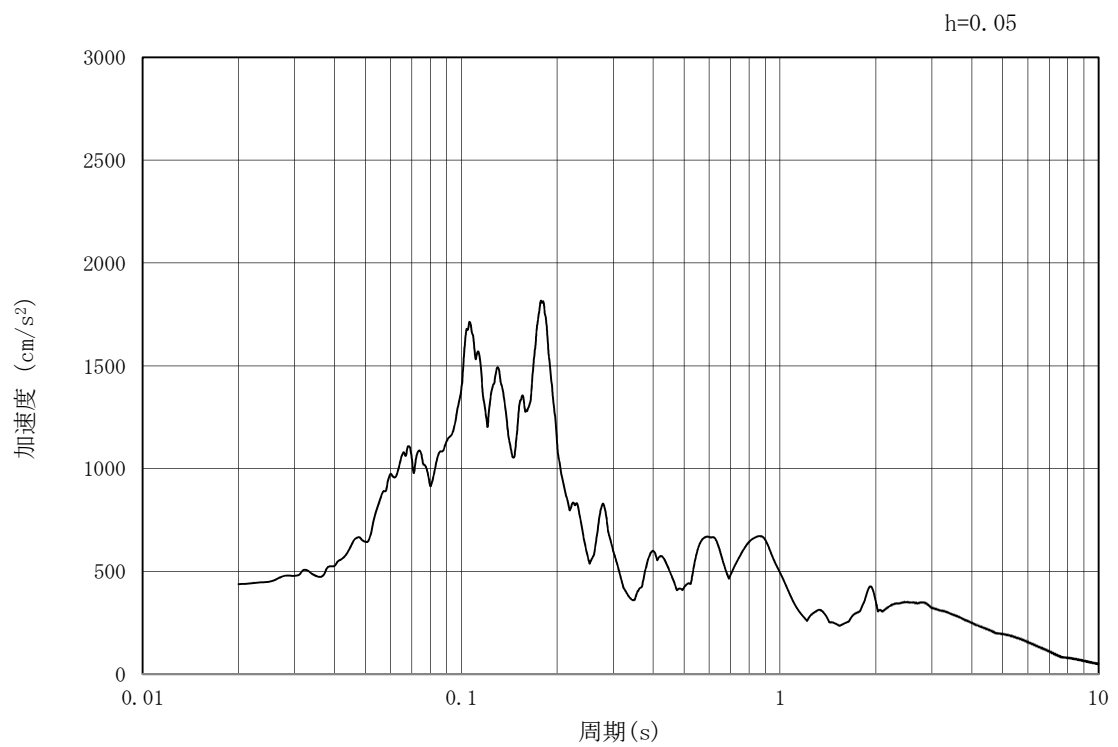
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (4) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.1$ )





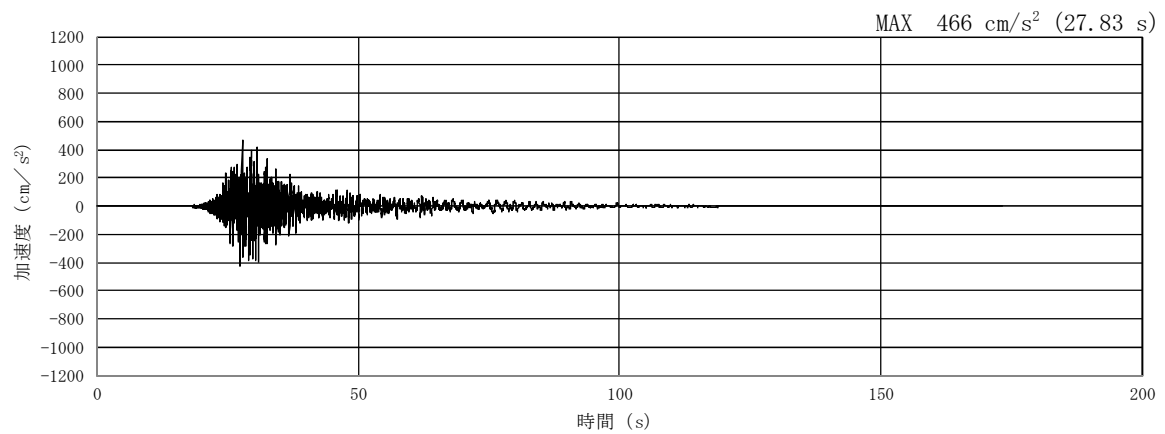
(a) 加速度時刻歴波形



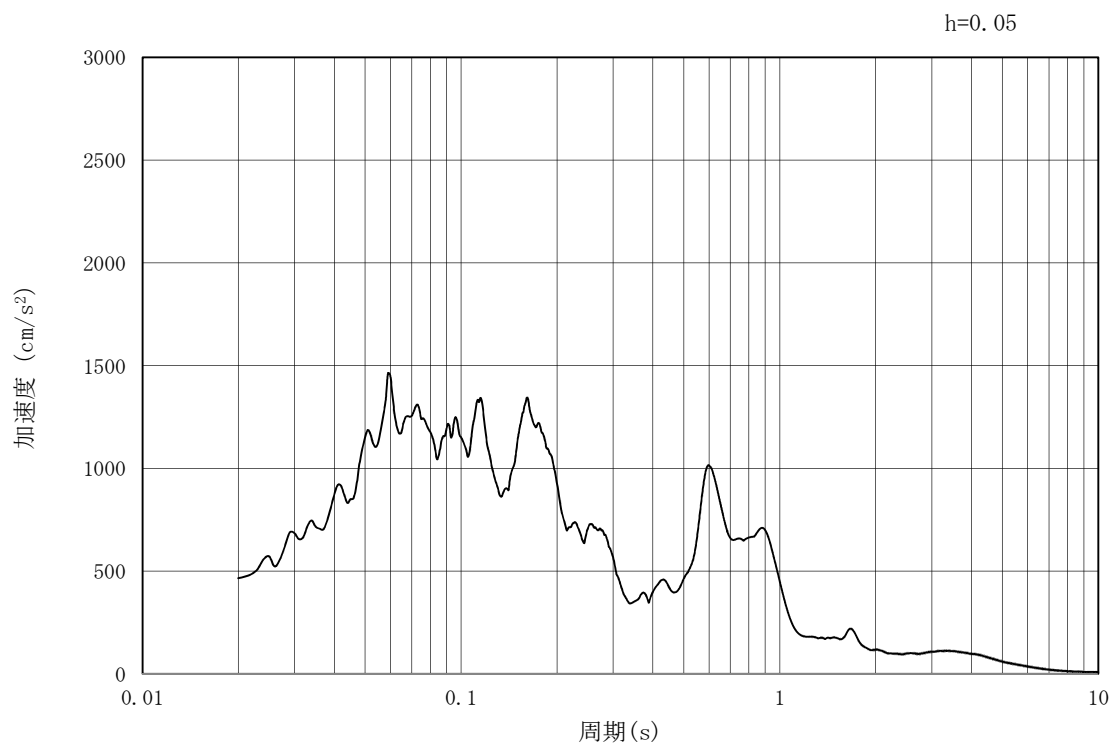
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (5) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.2$ )





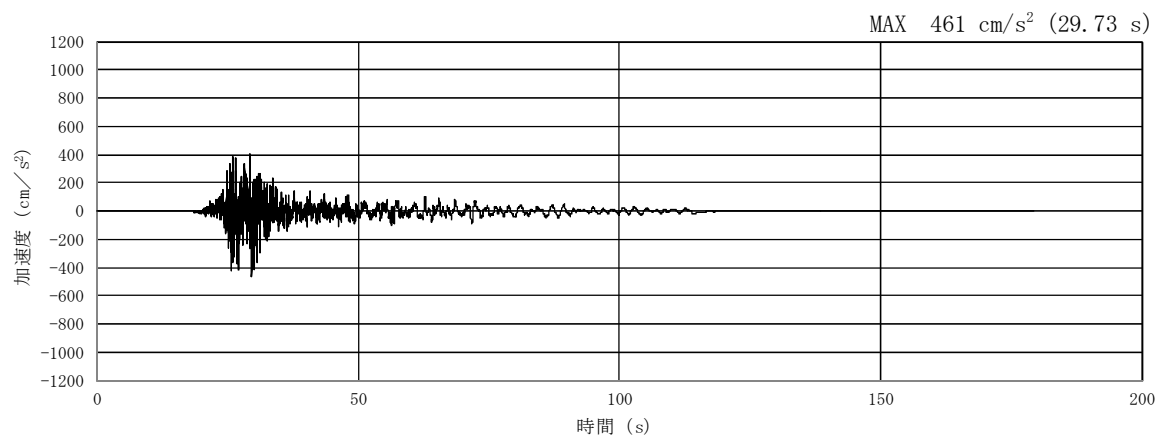
(a) 加速度時刻歴波形



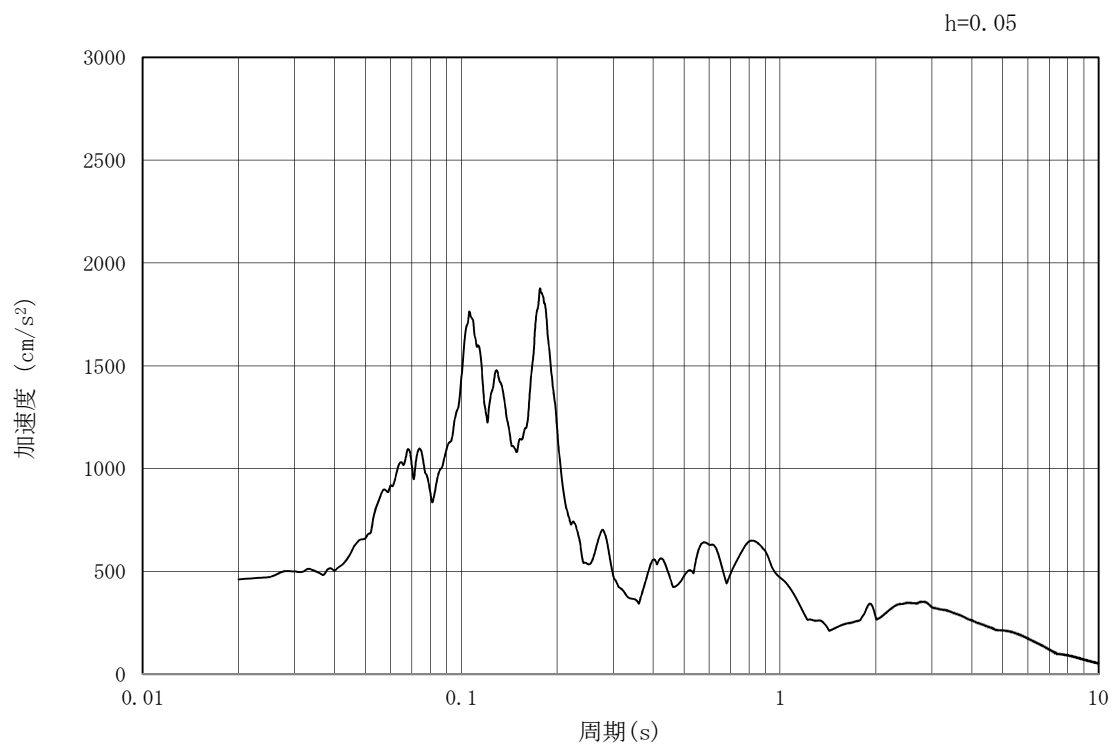
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (6) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.2$ )





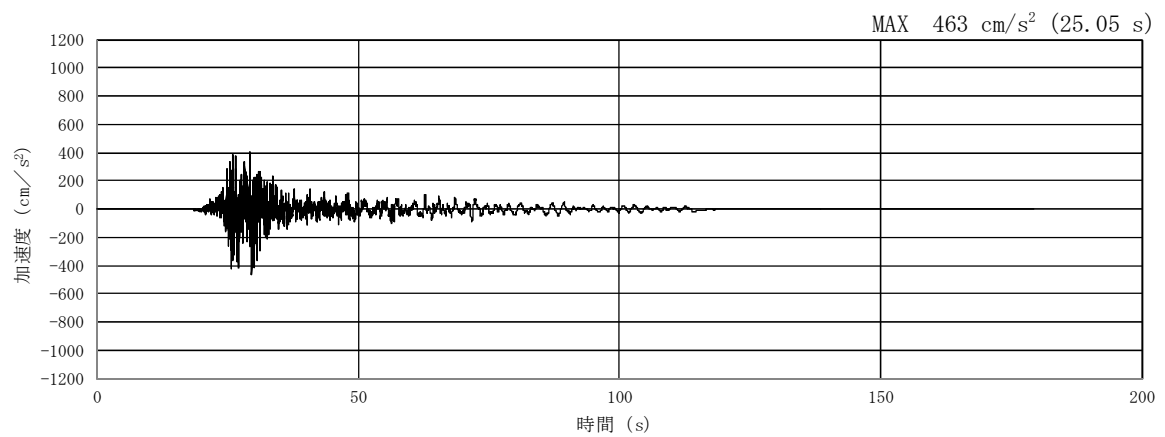
(a) 加速度時刻歴波形



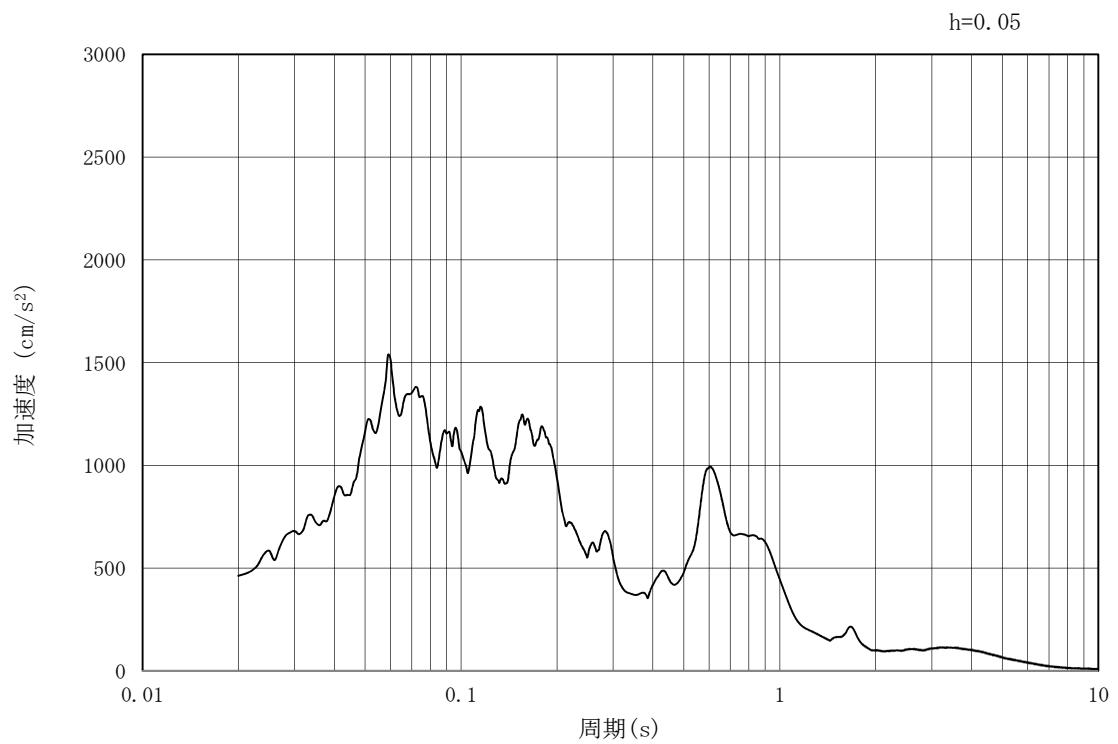
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (7) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.3$ )





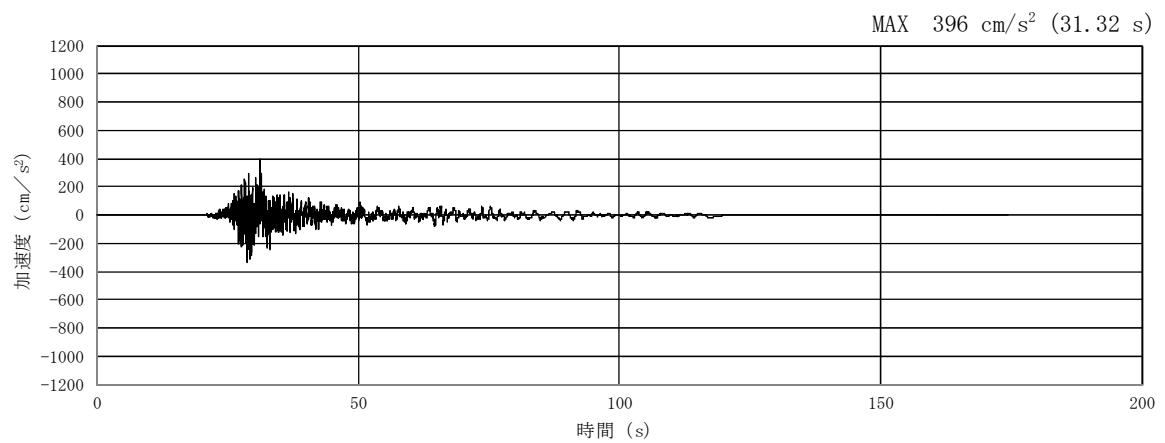
(a) 加速度時刻歴波形



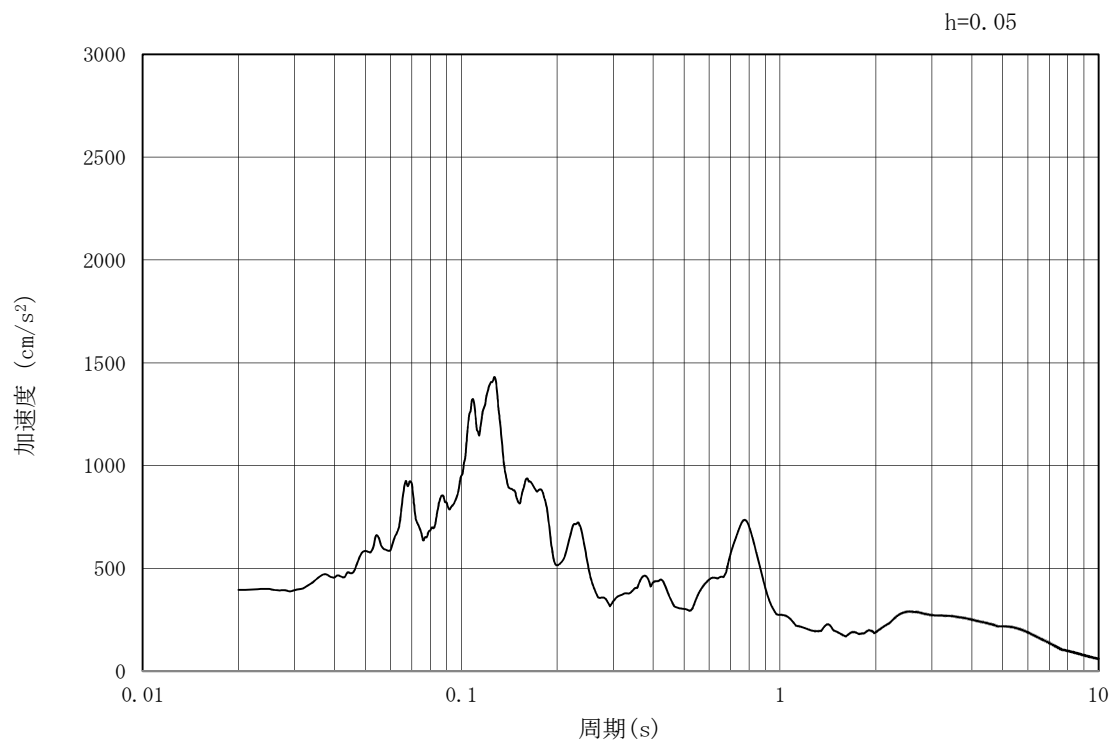
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (8) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.3$ )





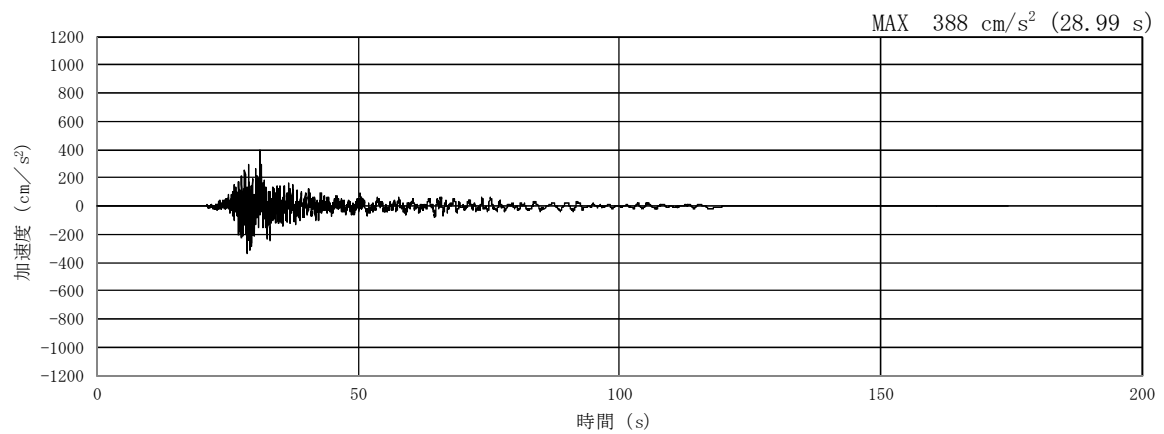
(a) 加速度時刻歴波形



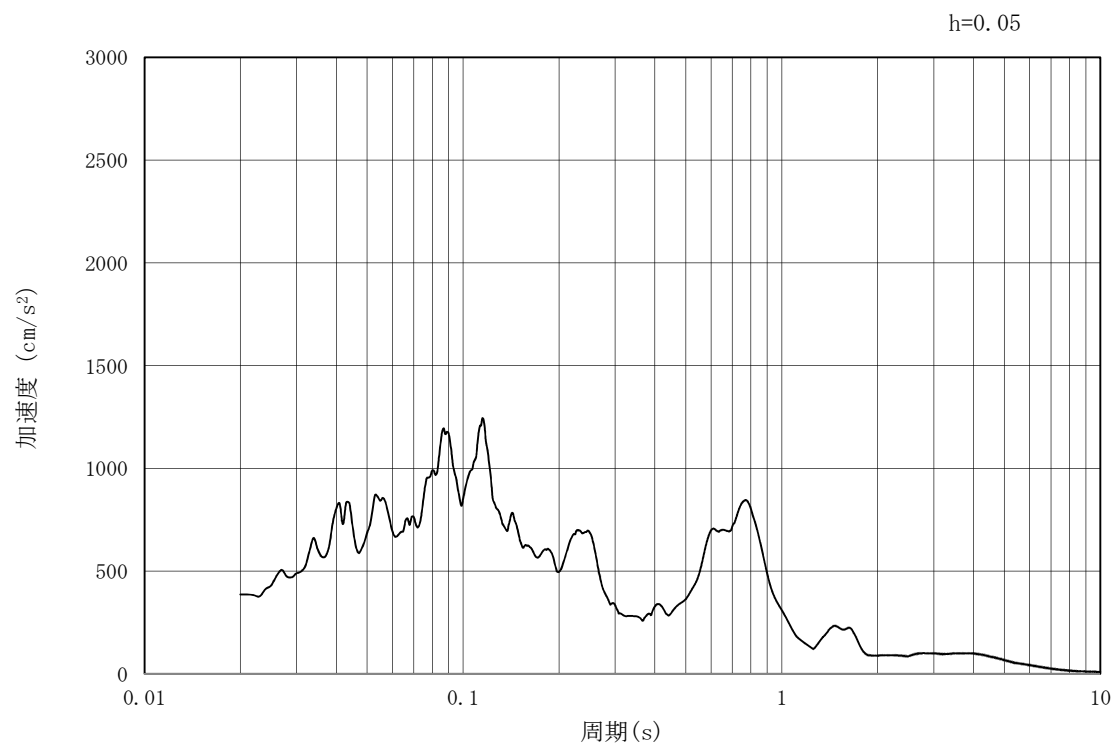
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (9) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.4$ )





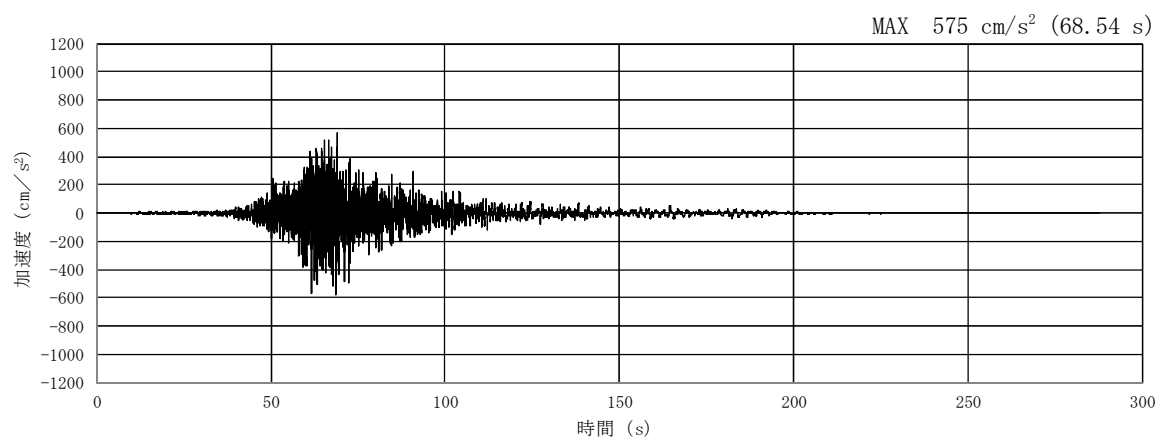
(a) 加速度時刻歴波形



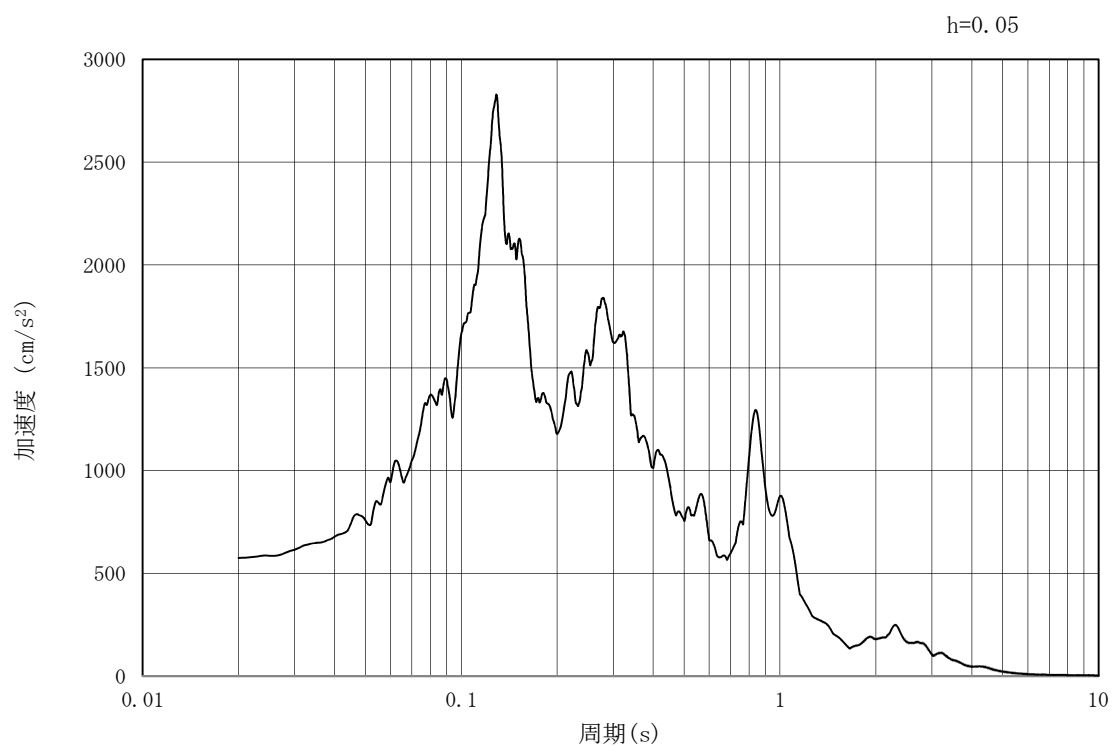
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (10) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 1.4$ )





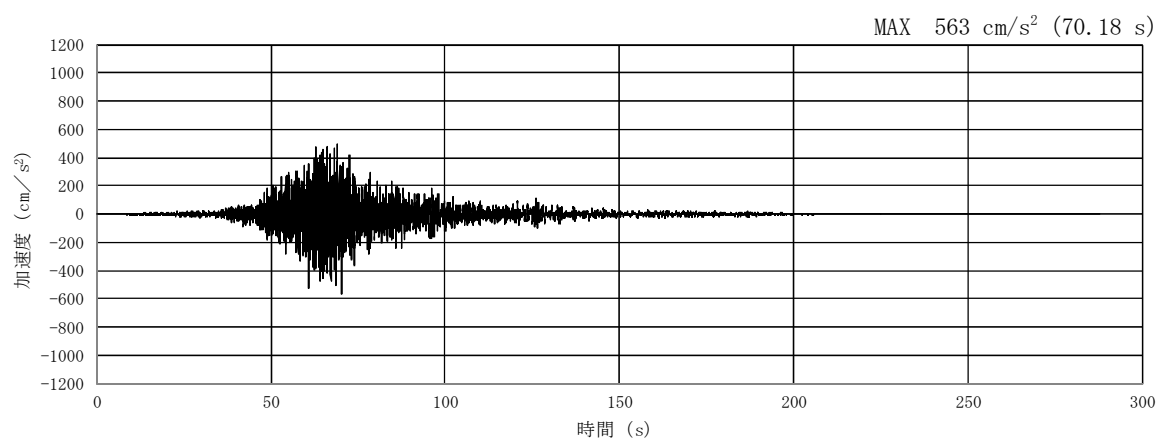
(a) 加速度時刻歴波形



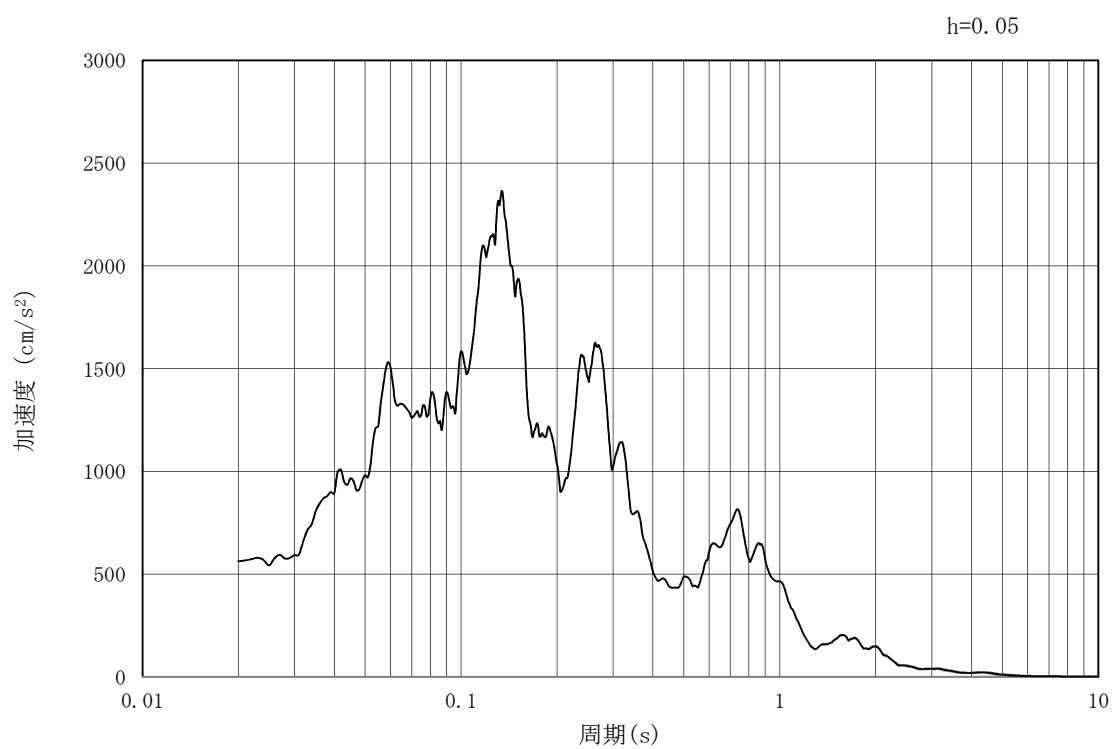
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (11) 防潮壁縦断方向の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 :  $S_s - 21$ )





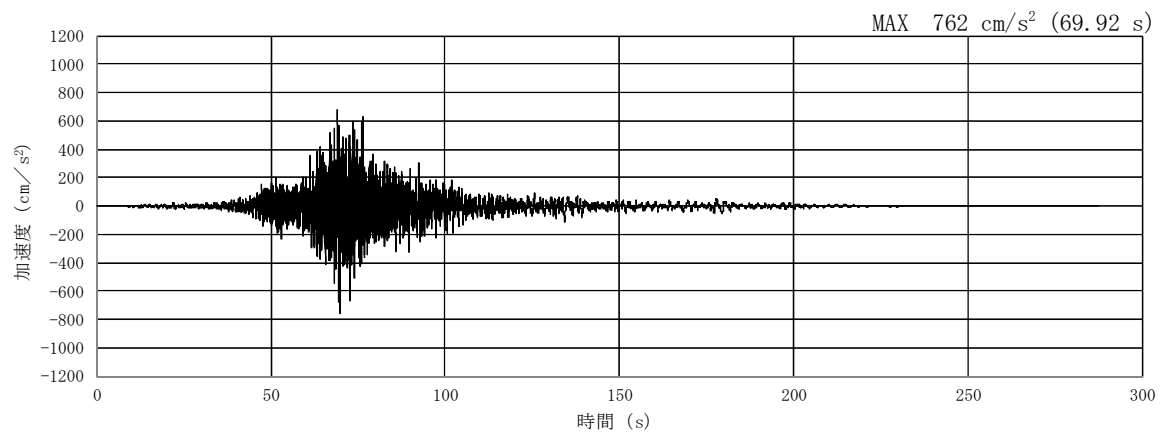
(a) 加速度時刻歴波形



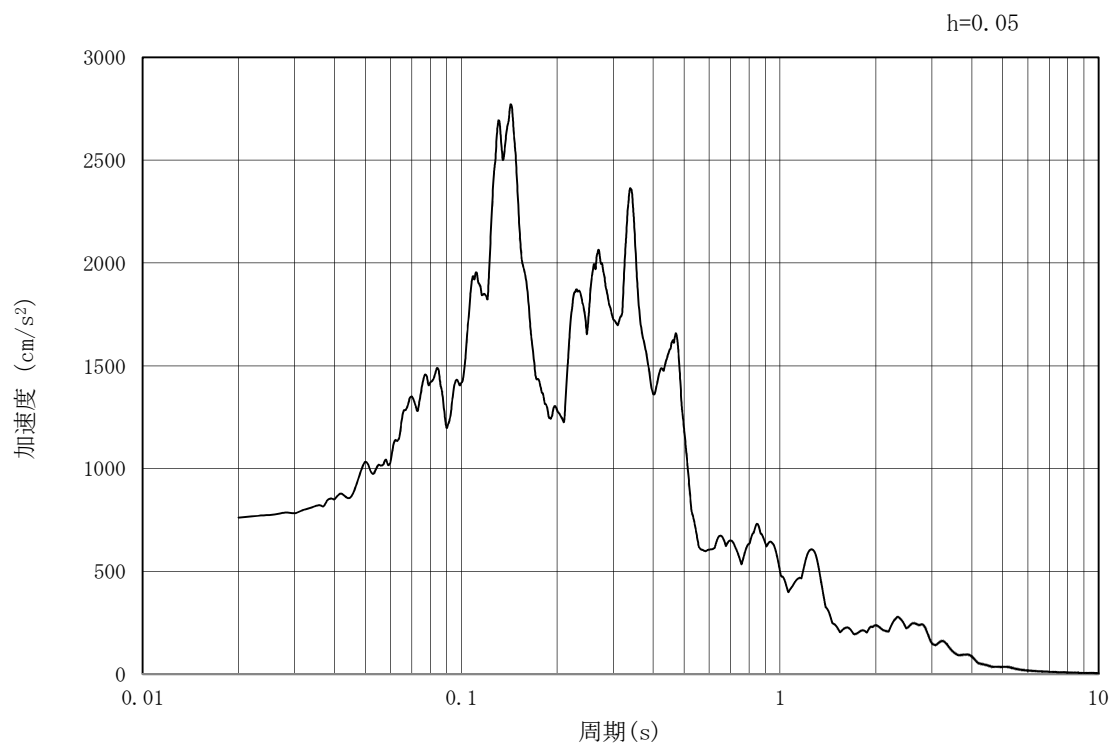
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (12) 防潮壁縦断方向の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 :  $S_s - 2.1$ )





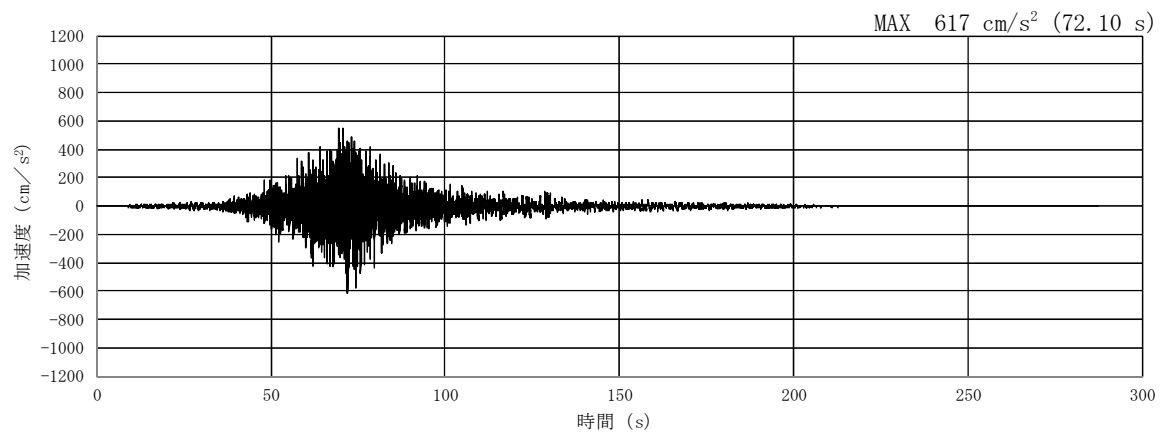
(a) 加速度時刻歴波形



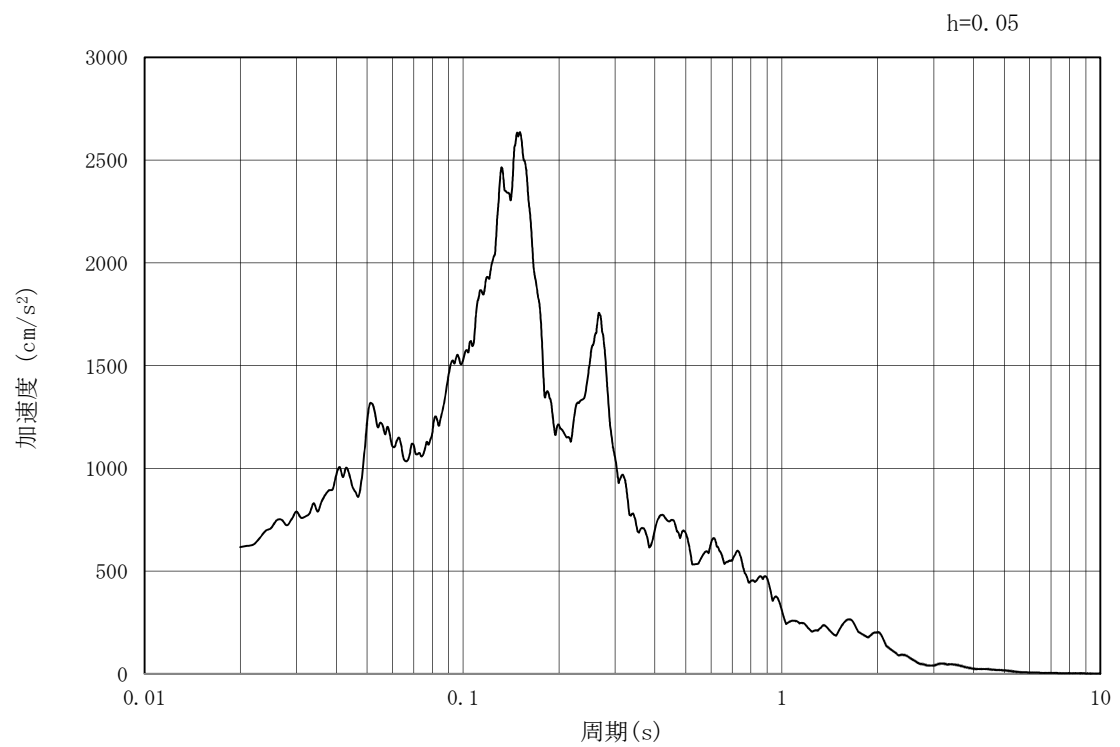
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (13) 防潮壁縦断方向の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 :  $S_s - 2.2$ )





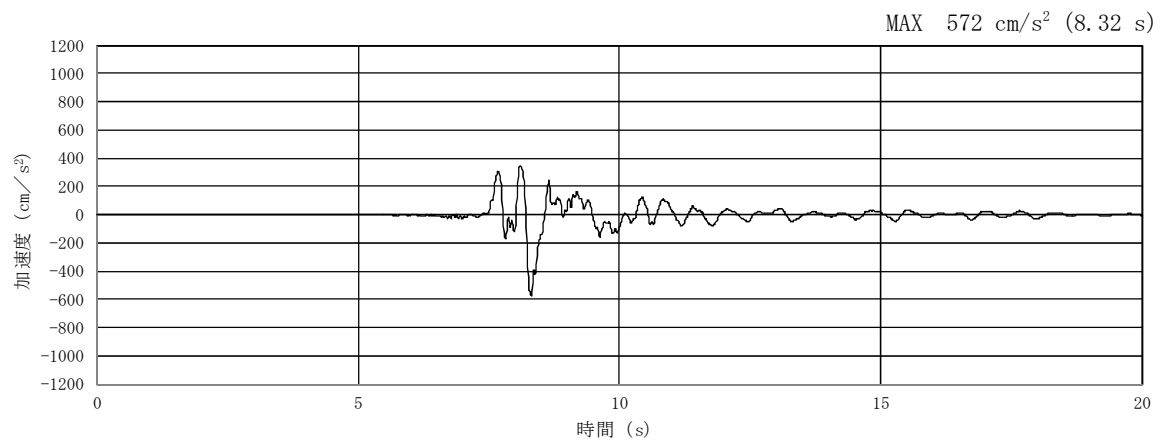
(a) 加速度時刻歴波形



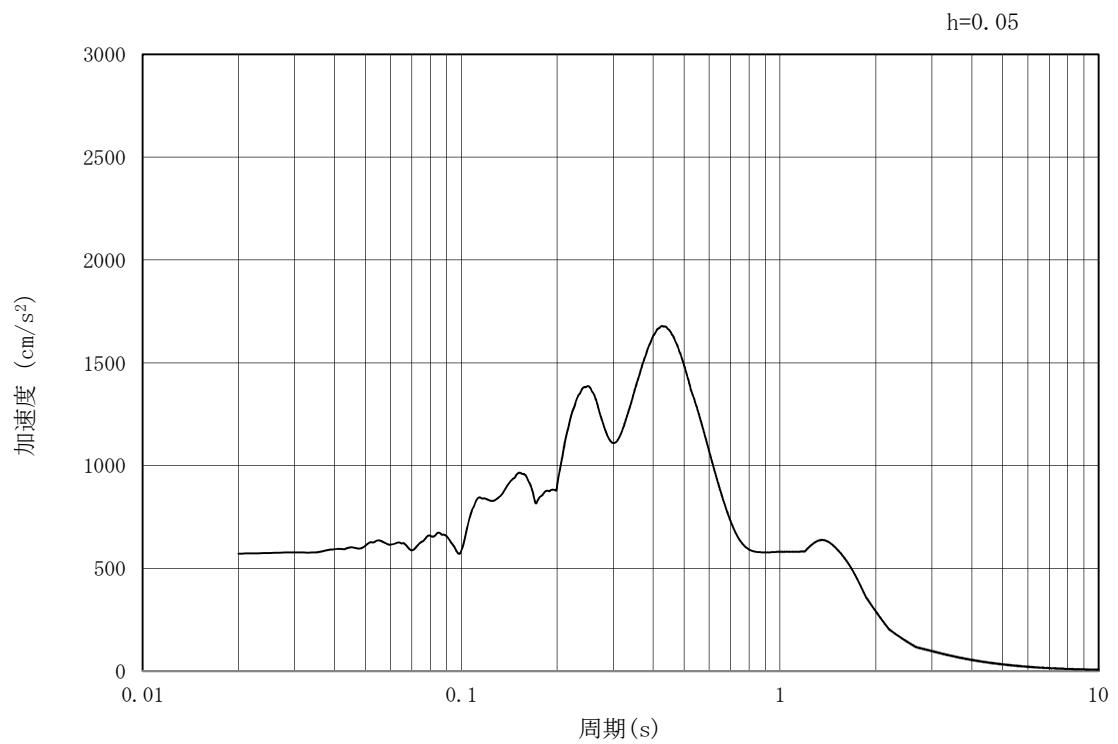
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (14) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 2.2$ )





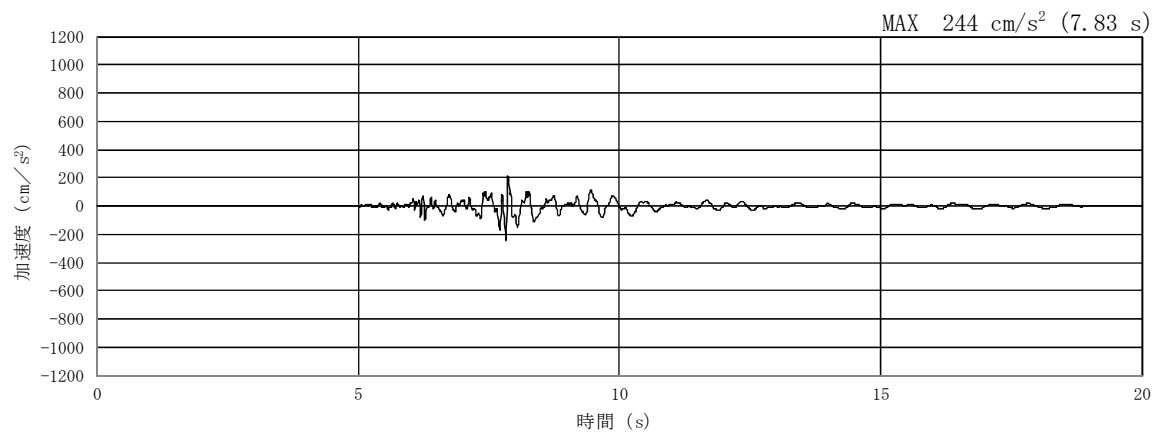
(a) 加速度時刻歴波形



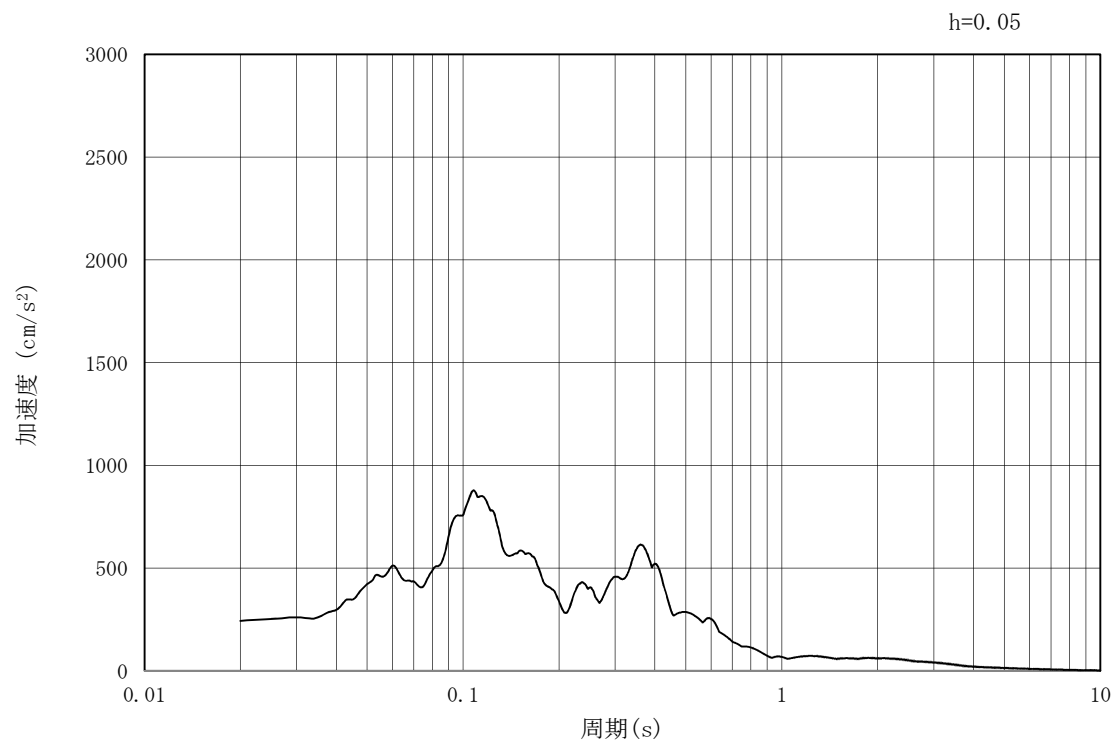
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (15) 防潮壁縦断方向の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<sub>s</sub> - 3 1)





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (16) 防潮壁縦断方向の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:  $S_s - 3.1$ )



### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデルの設定

##### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、J E A C 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき、モデル幅を構造物幅の3倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数20 Hz及びせん断波速度 $V_s$ で算定される波長の5または4分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、第四紀層の要素高さを1 m程度まで細分化して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定するとともに、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-1に示す。

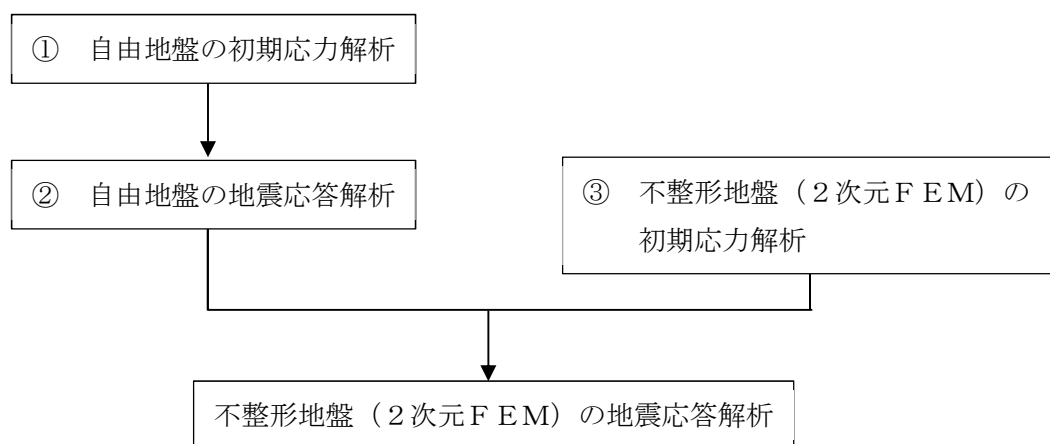


図 3.5-1 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー



## (2) 境界条件

### a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-2 に示す。



図 3.5-2 固有値解析における境界条件の概念図

### b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。



図 3.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図



c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデルを図 3.5-4 に示す。



図 3.5-4 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル  
（防潮壁横断方向：①－①断面）



図 3.5-4 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル  
（防潮壁縦断方向：②－②断面）





図 3.5-4 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル  
（防潮壁縦断方向：③-③断面）



### (3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、加振方向に対して弱軸断面方向となる部材を軸線位置ではり要素としてモデル化し、強軸断面方向となる部材は、平面要素でモデル化する方針を基本とする。また、構造物の隅角部には、部材厚に応じた剛域を設定する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定するとともに、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

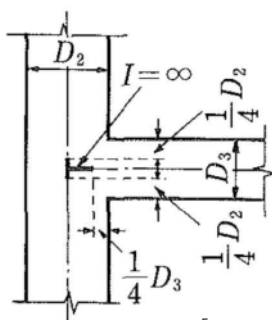
#### a. 防潮壁横断方向

防潮壁横断方向の検討では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁、放水路頂版、放水路底版及び地中連続壁基礎は、はり要素を用いてモデル化する。側壁及び隔壁で構成される地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては、基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また、地中連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては、基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお、仮想剛梁の剛性は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005 年 6 月）に基づき、地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の 1000 倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。また、はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は、「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）」に基づき、図 3.5-5 に示すように剛域を設定する。



「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会」より

図 3.5-5 剛域の設定方法



加振方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-6 に示すように、2次元有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めたヤング係数を算定することで考慮する。

放水路ゲート格納室については、加振方向に対して強軸断面方向部材となり防潮壁を水平支持するが、防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため、部材の剛性は考慮せず、躯体自重及び慣性力のみ考慮する。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$

ここに、 $E_{eq}$  : モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性

$t_1 \sim t_3$  : 放水路側壁及び隔壁の壁厚

$E_c$  : コンクリートのヤング係数

$b$  : モデル化対象範囲

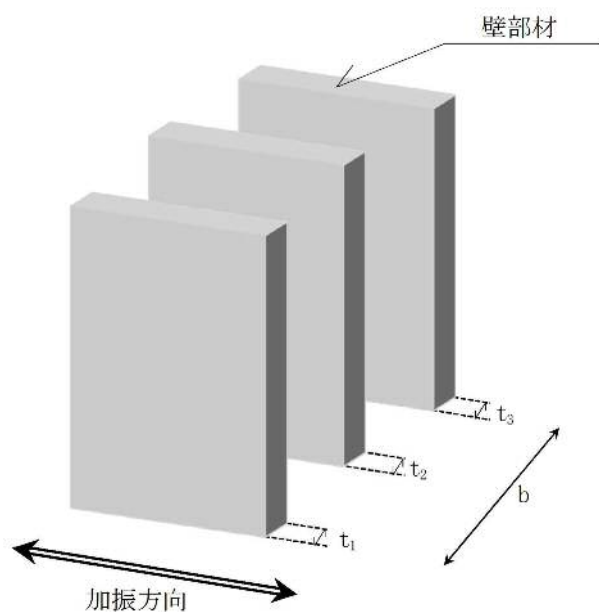


図 3.5-6 壁部材の等価剛性の考え方



b. 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

防潮壁縦断方向（防潮壁部）の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m、防潮壁は奥行幅 6.5 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる放水路及び地中連続壁基礎は、はり要素でモデル化する。

地中連続壁基礎は、防潮壁横断方向の検討と同様に、水平方向に対しては基礎幅分の仮想剛梁を設定し、鉛直方向に対しては地中連続壁基礎と放水路底版を基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。

放水路は、図 3.5-5 に示した剛域の設定方法に基づき、構造物の隅角部に剛域を設定する。なお、放水路内空に設けるハンチは、放水路の部材厚さに対して十分に小さいため、考慮しない。

加振方向に対して強軸断面方向部材となる防潮壁は、平面要素でモデル化する。

c. 防潮壁縦断方向（ゲート部）

防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m、放水路ゲート格納室は奥行幅 16.5 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる放水路、放水路ゲート格納室及び地中連続壁基礎は、はり要素でモデル化する。

地中連続壁基礎は、防潮壁横断方向の検討と同様に、水平方向に対しては基礎幅分の仮想剛梁を設定し、鉛直方向に対しては地中連続壁基礎と放水路底版を基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。

放水路及び放水路ゲート格納室については、図 3.5-5 に示した剛域の設定方法に基づき、構造物の隅角部に剛域を設定する。

構造物のモデル化の概要図を図 3.5-7 に示す。



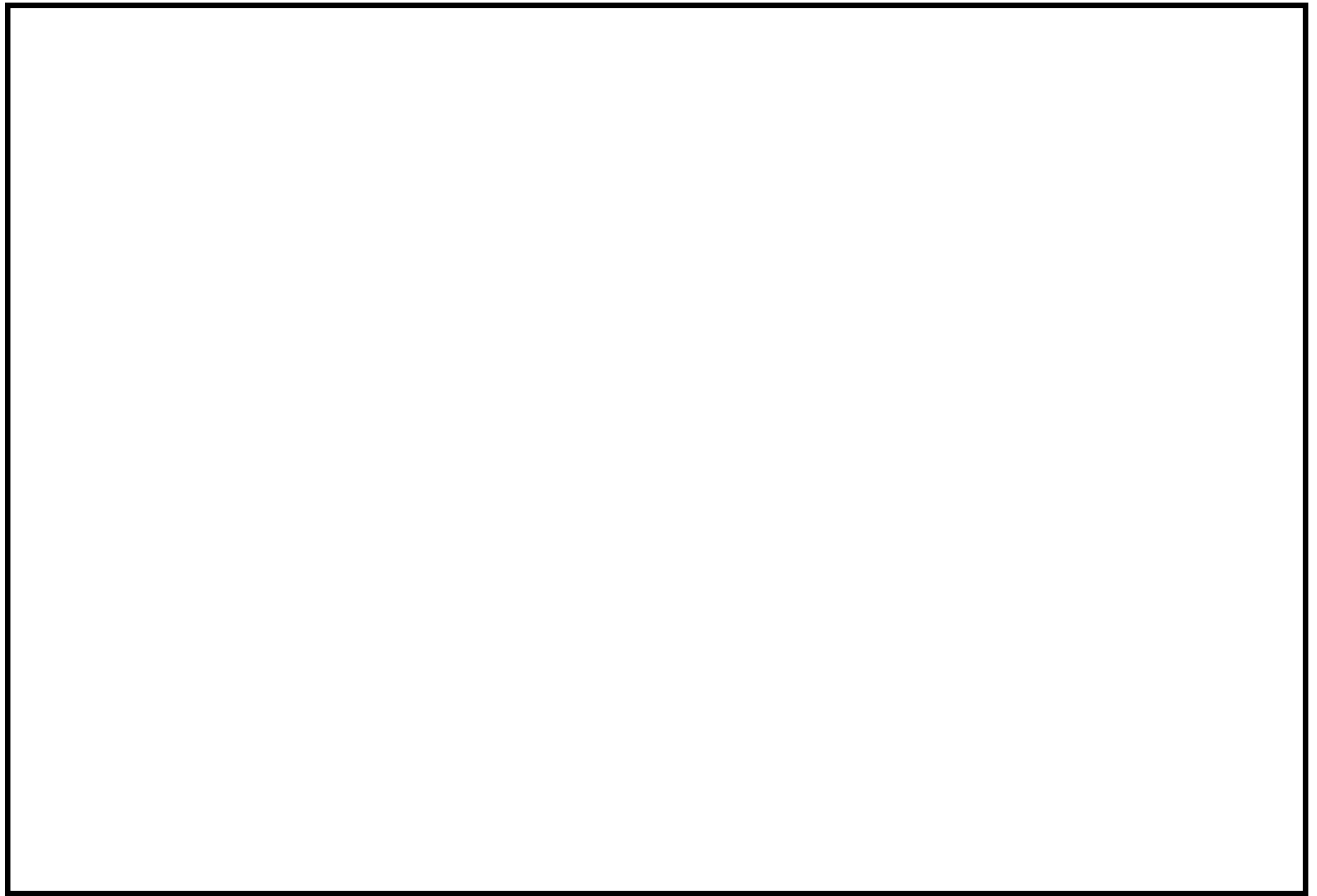


図 3.5-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図  
（防潮壁横断方向：①-①断面）



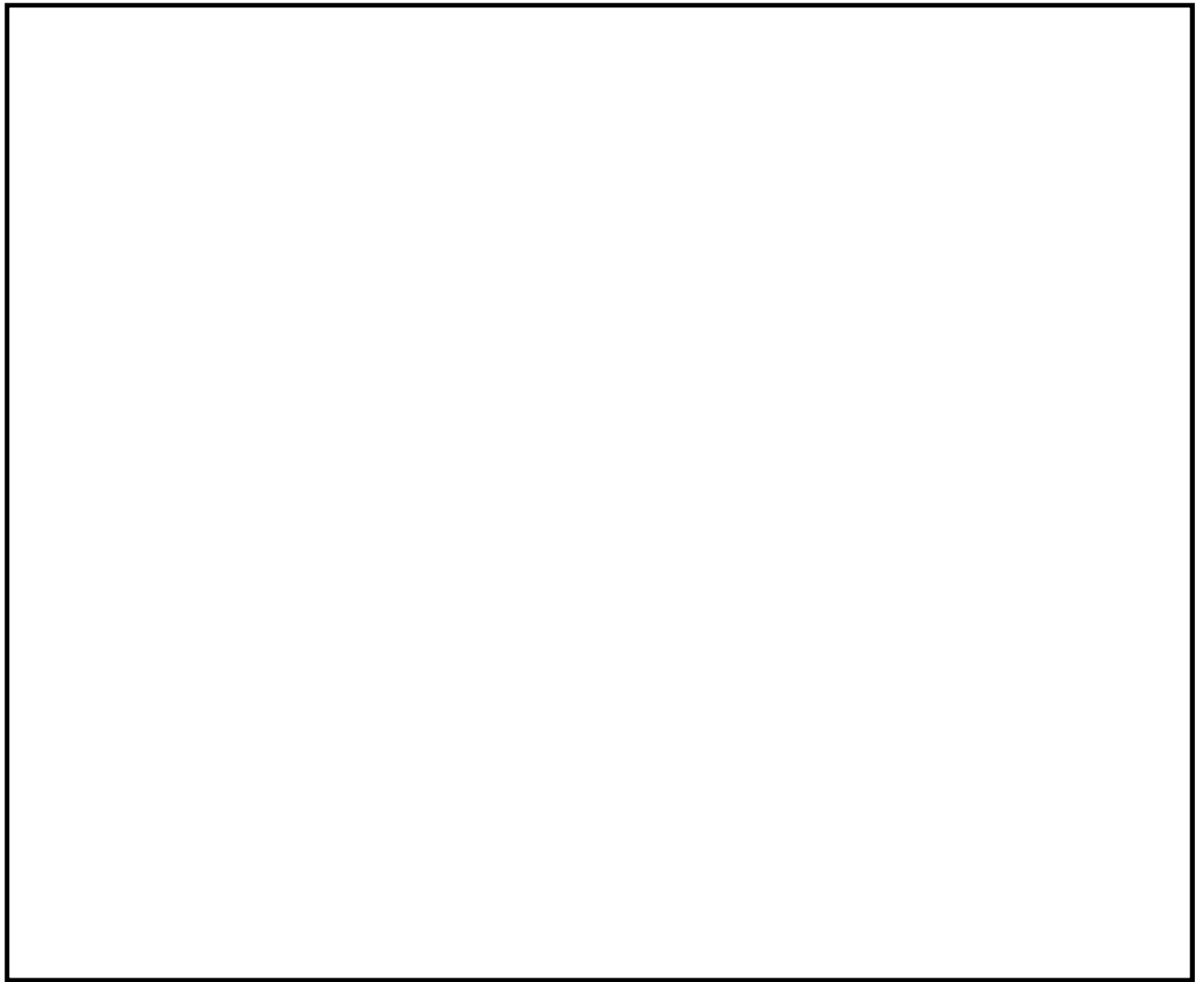


図 3.5-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図  
（防潮壁縦断方向：②-②断面）



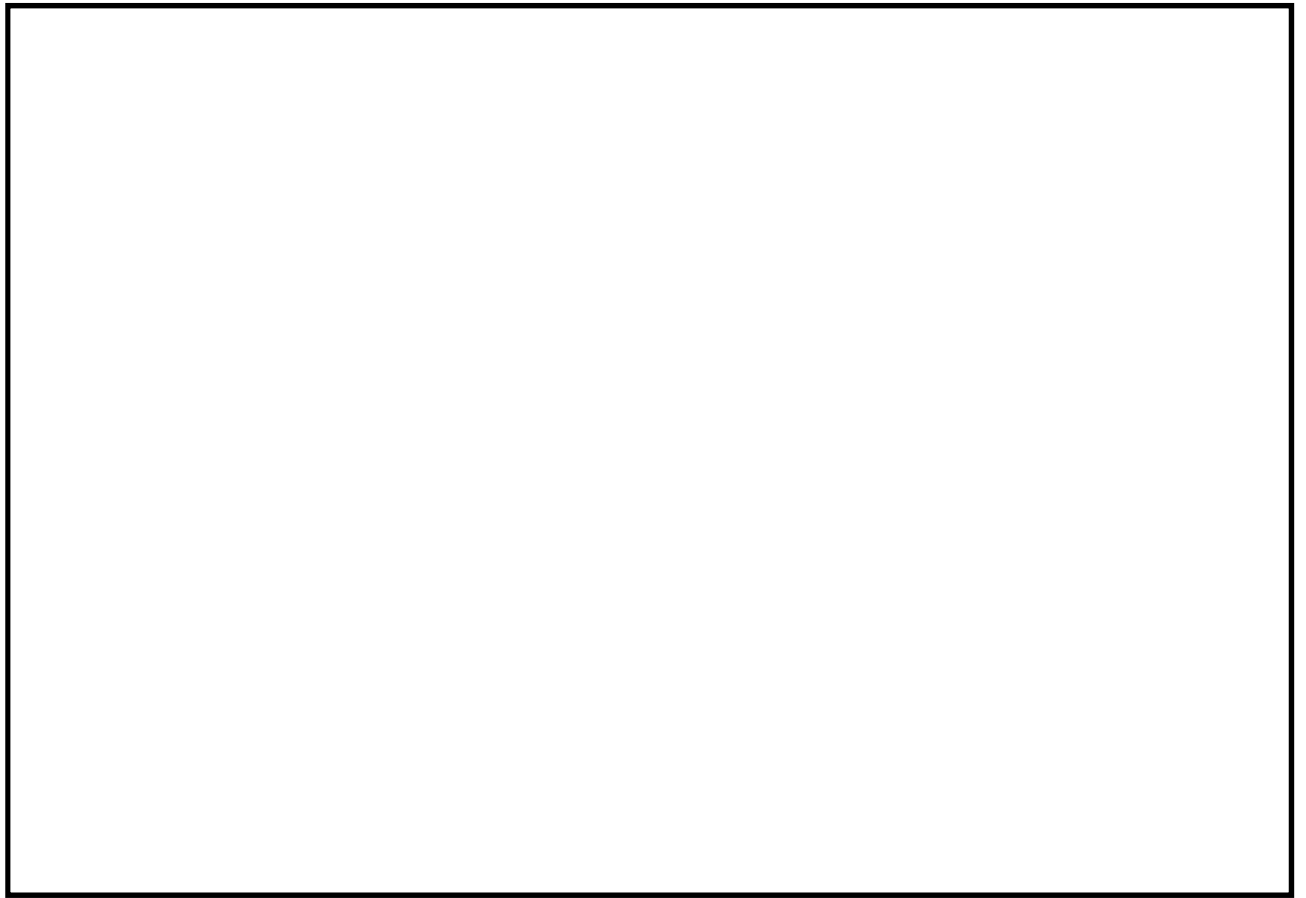


図 3.5-7 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図  
（防潮壁縦断方向：③-③断面）



(4) 地盤のモデル化

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

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$  ,  $\phi$  は周辺地盤の  $c$  ,  $\phi$  とする。(表 3.5-1 参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで,

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
第四紀層	du 層	0	37.3
	Ag2 層	0	37.4
	Ac 層	0.025	29.1
	As 層	0.012	41.0
	Ag1 層	0	37.4
	D2c-3 層	0.026	35.6
	D2s-3 層	0.010	35.8
	D2g-3 層	0	44.4
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0

$z$  : 標高(m)

$q_u$  : 一軸圧縮強さ (N/mm<sup>2</sup>)



ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-8 に示す。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

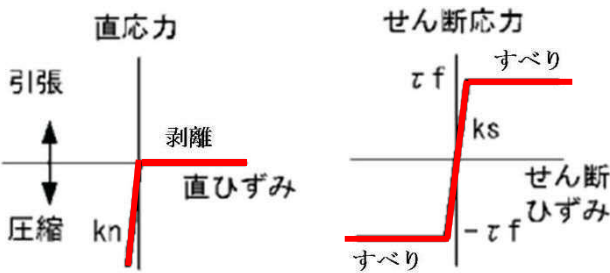


図 3.5-8 ジョイント要素設定の考え方



#### (6) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は、 $\alpha = 0$  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いくことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで、

$[C]$  : 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

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  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た 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数



地盤の減衰定数は 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。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。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-9 に、固有値解析結果を表 3.5-3 に示す。

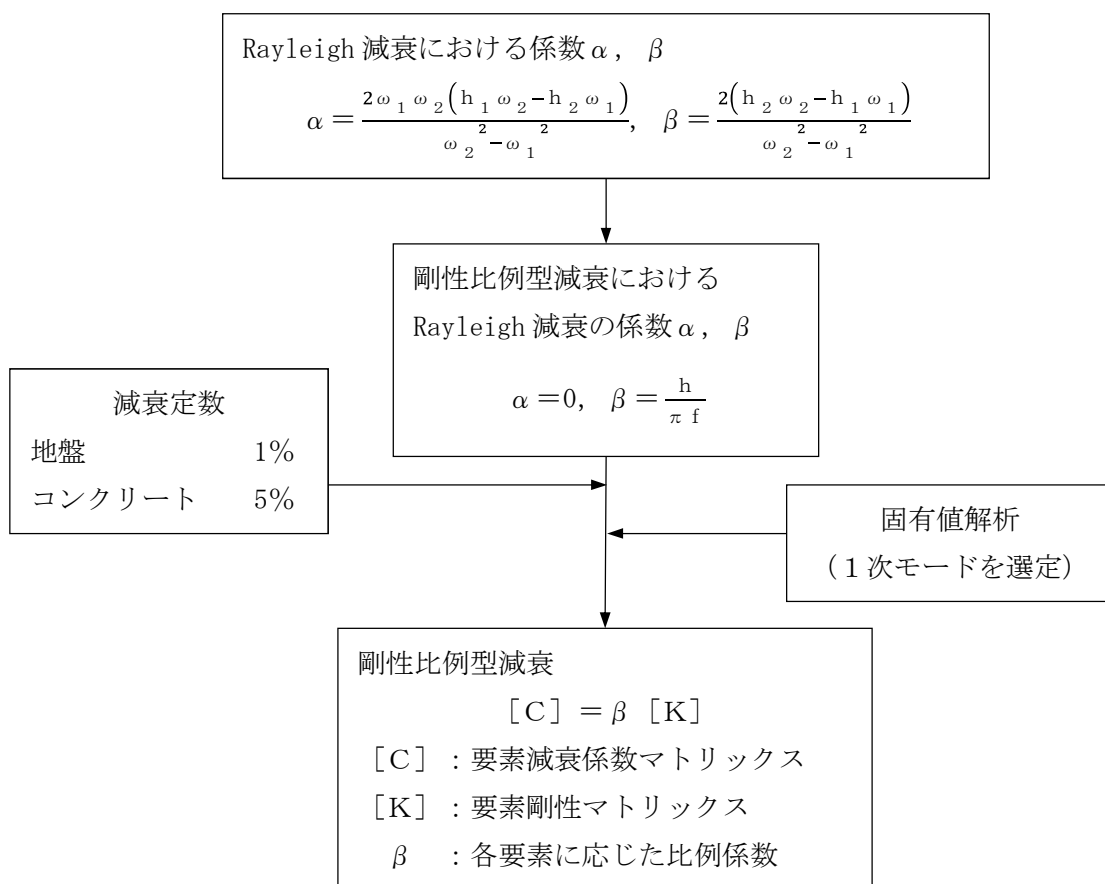


図 3.5-9 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-3 (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) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.735	185.92	地盤の1次として採用
2	0.938	20.50	—
3	1.238	-18.01	—
4	1.477	10.53	—
5	1.588	10.50	—
6	1.783	17.37	—
7	1.838	-60.05	構造物の1次として採用
8	1.846	23.73	—
9	1.965	5.93	—

(b) 防潮壁縦断方向（ゲート部）

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.663	173.96	地盤の1次として採用
2	0.783	26.85	—
3	0.958	-5.23	—
4	1.135	-25.53	構造物の1次として採用
5	1.274	-2.57	—
6	1.359	-24.03	—
7	1.518	17.92	—
8	1.549	-32.46	—
9	1.578	25.39	—

(c) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.658	176.81	地盤の1次として採用
2	0.791	15.11	—
3	0.947	3.39	—
4	1.149	22.46	構造物の1次として採用
5	1.293	-17.33	—
6	1.369	15.66	—
7	1.530	7.31	—
8	1.553	-34.90	—
9	1.594	21.18	—



表 3.5-3 (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 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

## (a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.781	190.20	地盤の1次として採用
2	1.017	18.95	—
3	1.339	15.30	—
4	1.603	11.40	—
5	1.729	-11.77	—
6	1.890	11.60	—
7	1.934	55.97	構造物の1次として採用
8	1.990	-23.14	—
9	2.085	81.66	—

## (b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.710	178.91	地盤の1次として採用
2	0.849	19.12	—
3	1.036	-4.73	—
4	1.244	-23.55	構造物の1次として採用
5	1.388	-12.40	—
6	1.470	-23.40	—
7	1.641	-25.41	—
8	1.645	36.52	—
9	1.698	-24.78	—

## (c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.702	180.89	地盤の1次として採用
2	0.856	9.55	—
3	1.024	5.02	—
4	1.258	20.72	—
5	1.397	-23.49	—
6	1.494	-11.96	—
7	1.643	16.46	—
8	1.654	36.61	—
9	1.713	-30.46	構造物の1次として採用



### 3.5-3 (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 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

#### (a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	179.32	地盤の1次として採用
2	0.823	-21.03	—
3	1.089	-22.15	—
4	1.281	-8.77	—
5	1.368	-10.76	—
6	1.565	-10.90	—
7	1.649	-3.18	—
8	1.663	57.05	構造物の1次として採用
9	1.702	46.72	—

#### (b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.586	162.75	地盤の1次として採用
2	0.679	-45.76	—
3	0.822	4.10	—
4	0.970	28.86	構造物の1次として採用
5	1.075	-13.37	—
6	1.198	-15.03	—
7	1.291	20.38	—
8	1.320	-16.50	—
9	1.385	36.53	—

#### (c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.584	168.40	地盤の1次として採用
2	0.684	-28.17	—
3	0.811	6.74	—
4	0.966	26.91	構造物の1次として採用
5	1.095	-3.89	—
6	1.167	-18.71	—
7	1.310	-10.84	—
8	1.330	-27.50	—
9	1.375	-13.97	—



表 3.5-3 (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化強度特性により  
地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.707	186.96	地盤の1次として採用
2	0.887	17.16	—
3	1.171	18.90	—
4	1.429	7.75	—
5	1.532	-9.86	—
6	1.694	17.32	—
7	1.723	52.97	構造物の1次として採用
8	1.779	-6.29	—
9	1.844	36.79	—

(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.636	176.09	地盤の1次として採用
2	0.745	13.90	—
3	0.907	-7.97	—
4	1.082	-20.10	—
5	1.199	27.63	構造物の1次として採用
6	1.305	-13.06	—
7	1.434	16.73	—
8	1.441	-20.64	—
9	1.487	33.78	—

(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.631	178.31	地盤の1次として採用
2	0.753	5.67	—
3	0.899	2.52	—
4	1.096	-16.54	—
5	1.203	29.18	構造物の1次として採用
6	1.339	4.55	—
7	1.446	21.54	—
8	1.450	-14.84	—
9	1.494	34.50	—



### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。

表 3.5-4 使用材料

使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
放水路	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
地中連続壁基礎	鉄筋	SD390, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5-5 材料の物性値

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> ) *1	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) *1	ポアソン比 *1	減衰定数 (%) *2
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	$3.1 \times 10^4$	0.2	5
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	$3.1 \times 10^4$	0.2	5
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	$3.1 \times 10^4$	0.2	5

注記 \*1：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）

\*2：原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）



### 3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデルとし、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6 に、地盤改良体の物性値を表 3.5-7 に示す。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は  $1.5 \text{ N/mm}^2$  として、動的変形特性及び強度特性を設定する。

表 3.5-6 (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									豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ボアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	$\sigma'_{za}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	$G_{sa}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (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	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_D$	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	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	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	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	0.60	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	3.82	2.83	1.44

表 3.5-6 (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
				Ac	D2c-3	D2c-2	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 ○は地下水位で浅	$\rho$	$\text{g/cm}^3$	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ボアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	$0.16-0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ○は地下水位で浅	$\sigma'_{za}$	$\text{kN/m}^2$	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ○は地下水位で浅	$G_{sa}$	$\text{kN/m}^2$	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	$\text{N/mm}^2$	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）



表 3.5－6 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系K m層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{co}$	粘着力 $C_{co}$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{co}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
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	1,640,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,651,000
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	1,651,000
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	1,655,000
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	1,638,000
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	1,642,000
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	1,642,000
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	1,646,000
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	1,650,000
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	1,653,000
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	1,657,000
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	1,657,000
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	1,661,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,648,000
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	1,652,000
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	1,656,000
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	1,659,000
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	1,663,000
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	1,671,000
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	1,654,000
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	1,662,000
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	1,665,000
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	1,673,000
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	1,680,000
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	1,664,000
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	1,672,000
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	1,675,000
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	1,683,000
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	1,667,000
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	1,675,000
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	1,678,000
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	1,685,000
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	1,689,000
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	1,678,000
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	1,681,000
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	1,688,000
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	1,696,000
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	1,699,000
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	1,688,000
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	1,692,000
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	1,699,000
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	1,702,000
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	1,709,000
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	1,695,000
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	1,702,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,719,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,716,000
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	1,723,000
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	1,726,000
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	1,726,000
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	1,736,000
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	1,736,000
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	1,733,000
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	1,737,000
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	1,754,000
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	1,758,000



表 3.5-7 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ $q_u$ : 一軸圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ $q_u$ : 一軸圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	

注記：地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度は、 $1.5 \text{ N/mm}^2$

#### 3.5.4 地下水位

地下水位は、地表面として設定する。



### 3.6 解析ケース

#### (1) 耐震設計における検討ケース

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、曲げ軸力照査及びせん断力照査をはじめとしたすべての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6-1 に示す。

表 3.6-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震設計における検討ケース

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(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	$S_s - D1$	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	$S_s - 11$		実施					
	$S_s - 12$		実施					
	$S_s - 13$		実施					
	$S_s - 14$		実施					
	$S_s - 21$		実施					
	$S_s - 22$		実施					
	$S_s - 31$	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

注記：構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。



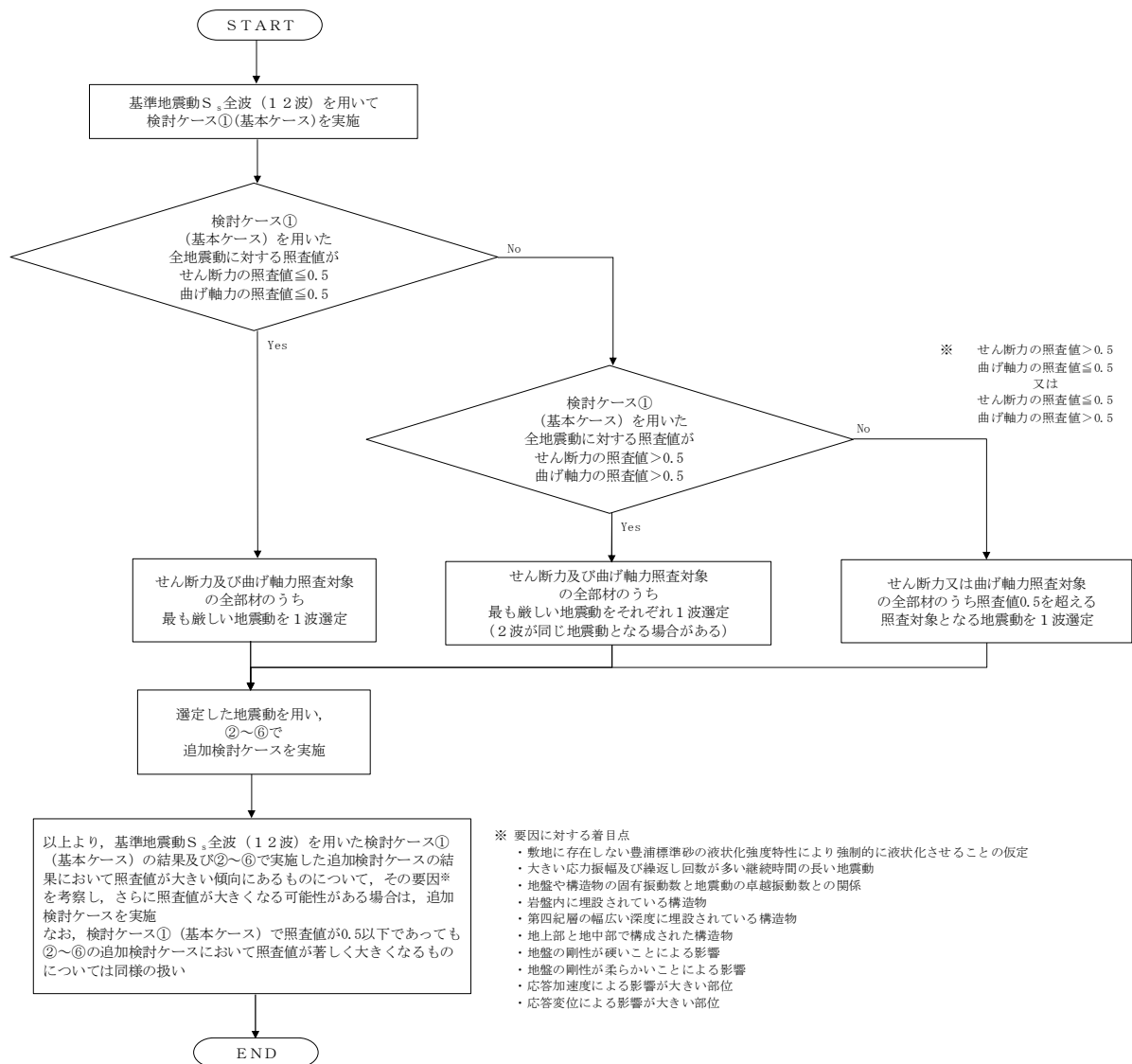


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー



(2) 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6-2 に示す。

すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.6-2 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			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（+1 $\sigma$ ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	$S_s-D1$	(H+V+)	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s-11$			実施	
	$S_s-12$			実施	
	$S_s-13$			実施	
	$S_s-14$			実施	
	$S_s-21$			実施	
	$S_s-22$			実施	
	$S_s-31$	(H+V+)		実施	
		(H-V+)		実施	



## 4. 耐震評価

### 4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造上の特徴や周辺の状況を踏まえて設定する。

#### (1) 鉄筋コンクリートの健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、一体化された防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

防潮壁横断方向の検討では、防潮壁を評価対象部位とする。また、放水路上に設置される防潮壁では、防潮壁横断方向に作用する水平地震力によって慣性力が発生し、放水路の隔壁及び側壁が耐震壁としての役割を担うと考えられる。したがって、防潮壁横断方向の検討では、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした耐震評価を併せて実施する。

防潮壁縦断方向（防潮壁部・ゲート部）の検討では、放水路及び放水路ゲート格納室を評価対象部位とする。

地中連続壁基礎は、平面的形状が正方形に近いいため強軸方向と弱軸方向が明確でなく、防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があることから、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向ともに、地中連続壁基礎を評価対象部位とする。

#### (2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

#### (3) 止水ジョイント部材の変形性

防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置する止水ジョイント部材は、本震時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。



## 4.2 解析方法

### (1) 鉄筋コンクリート防潮壁

上部構造である鉄筋コンクリート防潮壁は，設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる 2 次元地震応答解析を行い，地震時の構造健全性を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし，2 次元地震応答解析を実施する。

### (2) 地中連続壁基礎

下部構造である地中連続壁基礎は，設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる 2 次元地震応答解析を行い，鉛直断面における地震時の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし，2 次元地震応答解析を実施する。また，水平断面における地震時の構造健全性については，2 次元静的フレーム解析を実施する。2 次元静的フレーム解析では，「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説（日本道路協会，1991 年）」に基づき，側壁及び隔壁位置に仮想支点を設け，側壁及び隔壁を線形はり要素としてモデル化する。解析モデルに作用させる荷重は，2 次元地震応答解析より，構造物側面に作用する地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ $\sigma_x'$ ）＋間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ）の最大値を抽出し，図 4.2-1 に示すように，仮想支点の反対側から作用させる。

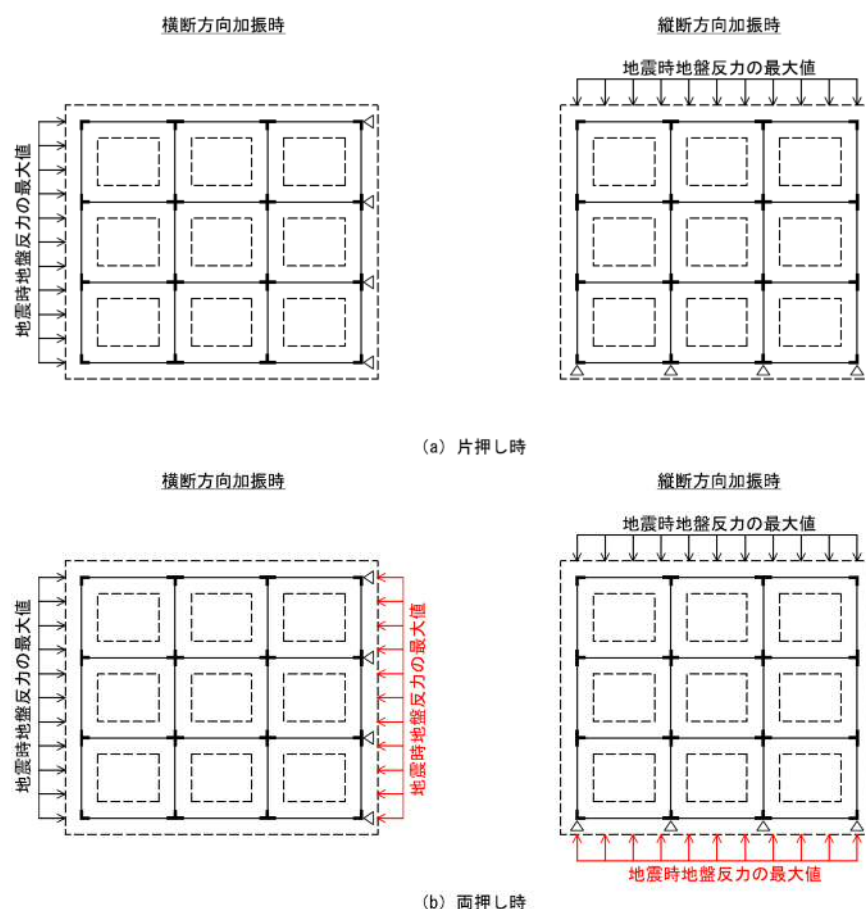


図 4.2-1 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法



### 4.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### (1) 構造部材に対する許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の照査は、許容応力度による照査を行う。許容応力度については、「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）」、「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）」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）」に基づき，表 4.3-1 のとおり設定する。なお，表 4.3-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

また，斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界については「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）」に基づき，表 4.3-2 のとおり設定する。

地中連続壁基礎の水平方向断面におけるコンクリート及び鉄筋の許容限界は，施工時におけるエレメント間の継手部を考慮して，コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を 20 %低減したものをを用いる。

表 4.3-1 許容限界

評価項目				許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	f' <sub>c k</sub> = 40 N/mm <sup>2</sup>	短期許容曲げ圧縮応力度 σ <sub>c a</sub>		21* <sup>1</sup>
		短期許容せん断応力度 τ <sub>a 1</sub>		0.825* <sup>3</sup>
		短期許容せん断応力度 τ <sub>a 2</sub>		3.6* <sup>1</sup>
		短期許容せん断応力度 τ <sub>a</sub>		1.35* <sup>4</sup>
鉄筋	SD345 * <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 σ <sub>s a</sub>	主筋	294
			せん断補強筋	294
	SD390 * <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 σ <sub>s a</sub>	主筋	309
			せん断補強筋	309
	SD490 * <sup>2</sup>	短期許容引張応力度 σ <sub>s a</sub>	主筋	435
			せん断補強筋	300

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）



注記 \*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）」を適用し，次式により求められる許容せん断力  
（ $V_a$ ）を許容限界とする。

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

ここに，

$V_{ca}$  : コンクリートの許容せん断力

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

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

$\tau_{a1}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$  : 有効幅

$j$  :  $1/1.15$

$d$  : 有効高さ

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔

\*4：放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合，「鉄筋コンクリート構造計算  
規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，許容限  
界を設定する。

許容せん断応力度： $\tau_a = F_c / 30$  かつ， $0.5 + F_c / 100$

で表される。

ここで，

$F_c$ ：コンクリートの設計基準強度（ $\text{N/mm}^2$ ）



表 4.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

		部位	断面性状		短期許容せん断力
			部材幅	部材高	
			(m)	(m)	(kN)
鉛直断面の設計	横断方向断面	地中連読壁基礎	20.100	23.000	565452
	縦断方向断面	地中連読壁基礎	23.000	20.100	493210
水平断面の設計	横断・縦断共通	地中連読壁基礎	1.000	2.360	3245
防潮壁の設計	横断方向断面	防潮壁	1.000	6.500	8587
壁部材の設計	縦断方向断面	ゲート側壁	1.000	1.800	1306
		ゲート中壁	1.000	1.200	816
		放水路側壁	1.000	2.400	1796
		放水路中壁	1.000	2.400	1796
版部材の設計	縦断方向断面	ゲート頂版	1.000	1.000	653
		放水路頂版	1.000	2.500	1877
		放水路底版	1.000	4.500	3510



## (2) 基礎地盤の支持力

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

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

\*  $c_{cu} = q_u / 2$  より,  $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで,  $c_{cu}$  は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度

$A$  : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 4.3-3 に示す

表 4.3-3 極限支持力度の算定結果

項目	算定結果
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	6371
支持岩盤の一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	1061.9



(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.3-4 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.3-4 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	シートジョイント	2 m



#### 4.4 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は，地震応答解析結果より得られる照査用応答値が「4.2 許容限界」で設定した，許容限界以下であることを確認する。

##### (1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは，耐震評価により算定したコンクリートの曲げ圧縮方向及び鉄筋の引張方向，並びにせん断方向に発生する荷重が許容限界以下であることを確認する。

##### a. 防潮壁

防潮壁は，引張及び圧縮については，はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき，主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また，せん断については，はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向の検討から得られるせん断力に基づき，部材に発生するせん断応力度，又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

壁部の曲げ軸力照査において，堤内側の軸方向鉄筋の有効断面積  $A_s'$  を図 4.4-1 より，下式のとおりとする。

$$A_s' = A_s \sin \theta$$

ただし，

$A_s$  : 軸方向鉄筋の断面積 ( $\text{m}^2$ )

$\theta$  : 設計断面と軸方向鉄筋のなす角

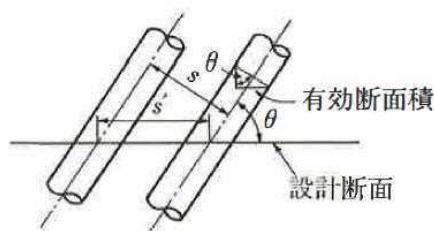


図 4.4-1 鉄筋の有効断面積

なお，設計断面に沿う鉄筋の間隔  $s'$  は下式のとおりとする。

$$s' = s \cdot \operatorname{cosec} \theta$$

ただし，

$s$  : 鉄筋の直角方向の間隔 ( $\text{mm}$ )



以上より，壁部の斜め構造を考慮した応力度照査に使用する鉄筋量および鉄筋間隔は以下のとおりである。

図 4.4-2 より，

$$\theta = \tan^{-1}(16500/4500) = 74.74^\circ \approx 75^\circ$$

$$\sin \theta = 0.966$$

$$A_s = 202.7 \text{ cm}^2 \text{ より,}$$

$$A_s' = 195.8 \text{ cm}^2$$

$$s = 200.0 \text{ mm}$$

$$\operatorname{cosec} \theta = 1/\sin \theta$$

$$s' = 207.1 \text{ mm}$$

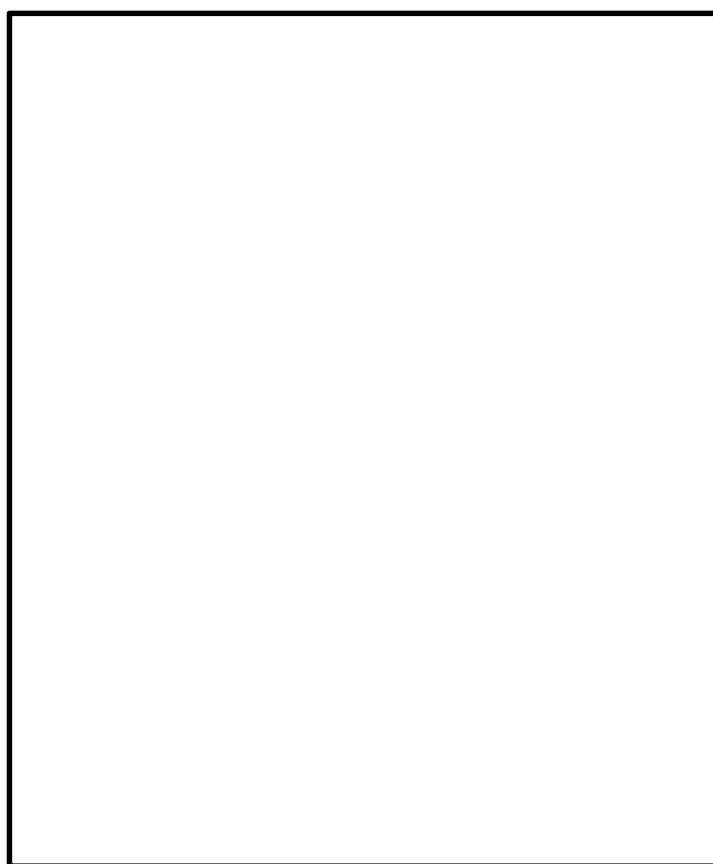


図 4.4-2 防潮壁（横断方向断面）



b. 放水路ゲート格納室

放水路ゲート格納室は、引張及び圧縮については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（断面方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

c. 放水路

放水路は、引張及び圧縮については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部及び防潮壁部）の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（断面方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部及び防潮壁部）の検討より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

また、せん断に関して防潮壁横断方向の検討では、放水路側壁及び放水路隔壁は荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となるため、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき、耐震壁として評価する。放水路側壁及び放水路隔壁では、平面要素としてモデル化した2次元有効応力解析より得られるせん断ひずみに、コンクリートのせん断弾性係数を乗じることで、部材に発生するせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。



d. 地中連続壁基礎

鉛直断面に対する評価では、2次元有効応力解析でモデル化したはり要素の曲げモーメント及び軸力に基づき、鉛直鉄筋の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断については、はり要素のせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

水平断面に対する評価では、2次元有効応力解析より抽出した水平荷重を考慮したフレーム解析を実施し、はり要素に発生する曲げモーメント及び軸力に基づき、水平鉄筋の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断については、はり要素のせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度、又はせん断力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 鉛直断面の曲げ及び軸力に対する設計

地中連続壁基礎は、平面的な強軸断面方向及び弱軸断面方向が明確でないことから、防潮壁横断方向及び縦断方向の二方向を設計断面として検討を実施する。地中連続壁基礎の鉛直鉄筋は、2次元有効応力解析にて算定される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行う。RC断面計算で考慮する鉛直鉄筋は、図 4.4-3 に示すように、加振方向に応じて配置した鉄筋の発生応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

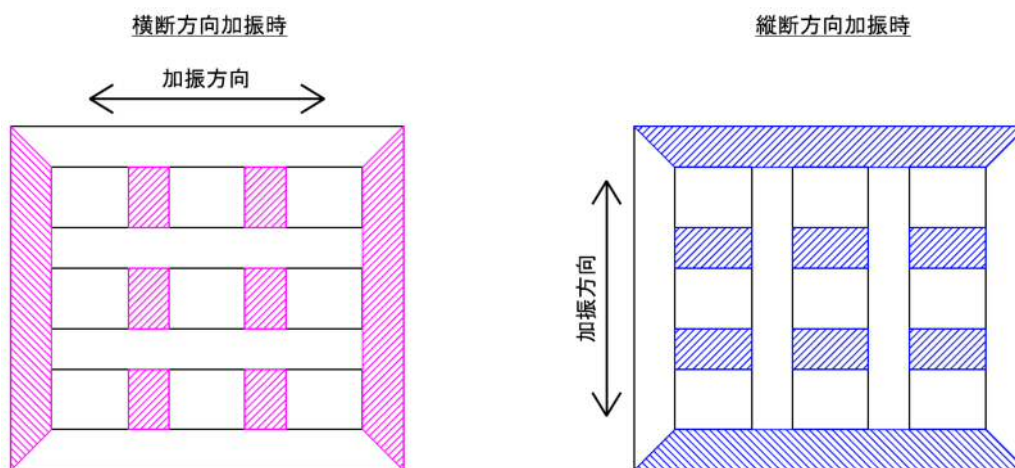


図 4.4-3 鉛直断面の曲げ及び軸力照査時に考慮する鉛直鉄筋



(b) 鉛直断面のせん断に対する設計

鉛直断面のせん断照査では，2次元有効応力解析にて算定される線形はり要素の発生断面力（せん断力）を用い，図 4.4-4 に示すように，加振方向に対して強軸断面方向部材となる側壁及び隔壁（耐震壁）の断面積を考慮した検討を実施する。

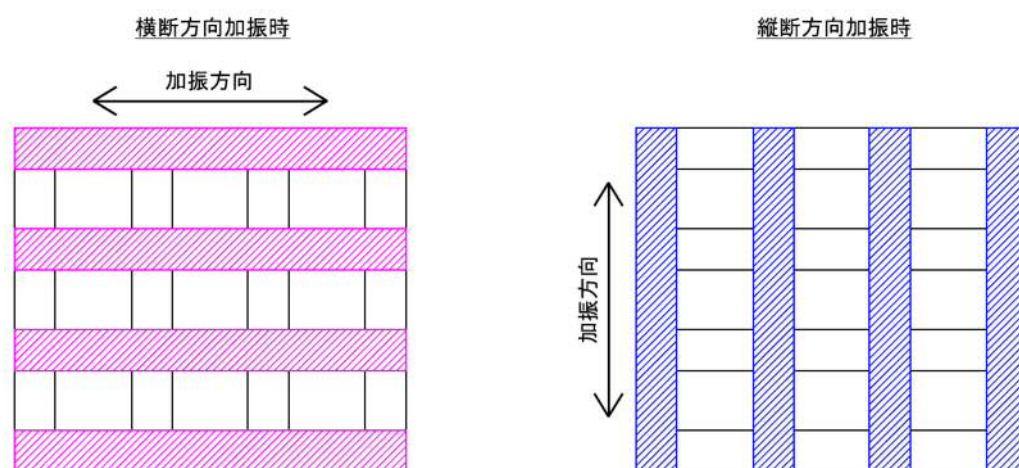


図 4.4-4 鉛直断面のせん断照査時に考慮する有効面積



(c) 水平断面の曲げ及び軸力・せん断に対する設計

地中連続壁基礎側壁及び隔壁に発生する水平方向断面力に対する検討では、「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説（日本道路協会，1991 年）」に基づき，側壁及び隔壁位置に仮想支点を設け，側壁及び隔壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析を実施する。静的フレーム解析では，地盤と構造物の連成系モデルによる 2 次元有効応力解析より構造物側面に作用する地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ $\sigma_x'$ ）＋間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ）の最大値を抽出し，図 4.4-5 に示すように，仮想支点の反対側から作用させ，部材に発生する曲げモーメント，軸力及びせん断力に基づき，コンクリートや鉄筋に発生する応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお，水平断面の設計で実施する静的フレーム解析では，検討ケース①において仮想支点の反対側から全時刻最大水平荷重を作用させた検討（片押し時）で最も大きな断面力が発生するケースに加え，検討ケース②～⑥で最も荷重が大きくなるケースについて，図 4.4-5 に示すように，仮想支点側からも全時刻最大水平荷重を作用させた検討（両押し時）を実施する。

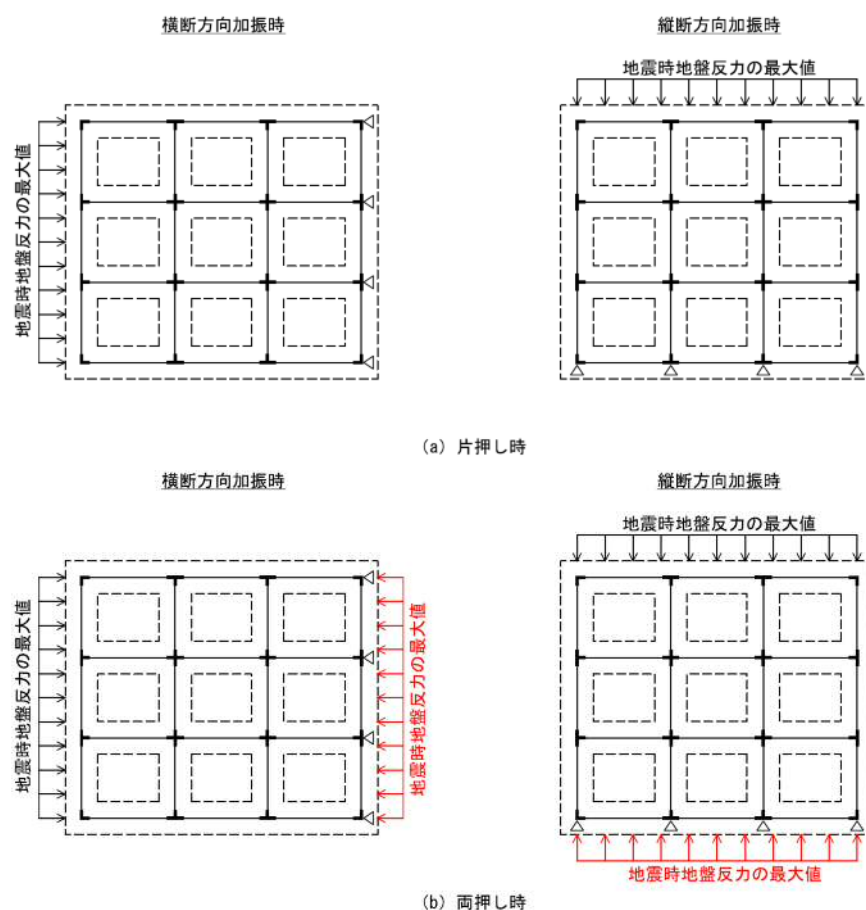


図 4.4-5 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法



(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、地震応答解析で算定した各構造物間に生じる相対変位量が止水ジョイント部材の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」に示す。



## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとしたすべての評価項目について、各照査値が厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

#### 5.1.1 断面力分布（部材に着目した断面力図）

2次元有効応力解析の実施ケース及び防潮壁（放水路エリア）の曲げ軸力及びせん断力に対する照査値、並びに水平断面設計に用いる地盤反力を表 5.1-1～表 5.1-3 に示す。また、部材ごとに曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果が最も厳しくなるケースをまとめたものを表 5.1-4～表 5.1-6 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基準地震動  $S_s$  による断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）および評価位置図を図 5.1-1、図 5.1-3～図 5.1-7 に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力分布を示したものである。

概略配筋図を図 5.1-2 に示す。



表 5.1-1 (1) 防潮壁横断方向のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(防潮壁) (地中連続壁基礎 (鉛直))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12					
S <sub>s</sub> -11		0.08					
S <sub>s</sub> -12		0.09					
S <sub>s</sub> -13		0.09					
S <sub>s</sub> -14		0.07					
S <sub>s</sub> -21		0.11					
S <sub>s</sub> -22		0.09					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.12					
	H-, V+	0.11					

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.29	0.29	0.30	0.31	0.29	0.29
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27					
S <sub>s</sub> -11		0.18					
S <sub>s</sub> -12		0.26					
S <sub>s</sub> -13		0.25					
S <sub>s</sub> -14		0.23					
S <sub>s</sub> -21		0.17					
S <sub>s</sub> -22		0.20					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.32					

(地中連続壁基礎 (水平))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.28	0.29	0.28	0.30	0.25	0.25
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.28					
S <sub>s</sub> -11		0.18					
S <sub>s</sub> -12		0.25					
S <sub>s</sub> -13		0.24					
S <sub>s</sub> -14		0.24					
S <sub>s</sub> -21		0.17					
S <sub>s</sub> -22		0.19					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.23					

表 5.1-1 (2) 防潮壁横断方向の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(防潮壁) (地中連続壁基礎 (鉛直))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.14	0.13	0.15	0.14	0.14	0.14
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.15					
S <sub>s</sub> -11		0.07					
S <sub>s</sub> -12		0.09					
S <sub>s</sub> -13		0.09					
S <sub>s</sub> -14		0.07					
S <sub>s</sub> -21		0.11					
S <sub>s</sub> -22		0.10					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.25					
	H+, V-	0.09	0.08	0.09	0.17	0.09	0.08
	H-, V+	0.09					
	H-, V-	0.09					
S <sub>s</sub> -11		0.01					
S <sub>s</sub> -12		0.07					
S <sub>s</sub> -13		0.05					
S <sub>s</sub> -14		0.02					
S <sub>s</sub> -21		—					
S <sub>s</sub> -22		—					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.17					

(地中連続壁基礎 (水平))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.19					
	H+, V-	0.20	0.21	0.20	0.21	0.18	0.18
	H-, V+	0.19					
	H-, V-	0.20					
S <sub>s</sub> -11		0.13					
S <sub>s</sub> -12		0.18					
S <sub>s</sub> -13		0.17					
S <sub>s</sub> -14		0.17					
S <sub>s</sub> -21		0.13					
S <sub>s</sub> -22		0.14					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.17					



表 5.1-1 (3) 防潮壁横断方向のせん断力に対する検討ケースと照査値  
(防潮壁) (地中連続壁基礎 (鉛直))

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.15					
	H+, V-	0.15	0.15	0.16	0.15	0.17	0.17
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.14					
S <sub>s</sub> -11		0.09					
S <sub>s</sub> -12		0.11					
S <sub>s</sub> -13		0.10					
S <sub>s</sub> -14		0.08					
S <sub>s</sub> -21		0.12					
S <sub>s</sub> -22		0.10					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.15					

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.36					
	H+, V-	0.37	0.37	0.34	0.39	0.32	0.31
	H-, V+	0.34					
	H-, V-	0.35					
S <sub>s</sub> -11		0.19					
S <sub>s</sub> -12		0.29					
S <sub>s</sub> -13		0.29					
S <sub>s</sub> -14		0.28					
S <sub>s</sub> -21		0.18					
S <sub>s</sub> -22		0.19					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.33					

(地中連続壁基礎 (水平))

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.28					
	H+, V-	0.31	0.31	0.30	0.32	0.27	0.27
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.30					
S <sub>s</sub> -11		0.18					
S <sub>s</sub> -12		0.27					
S <sub>s</sub> -13		0.25					
S <sub>s</sub> -14		0.26					
S <sub>s</sub> -21		0.19					
S <sub>s</sub> -22		0.21					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.25					

表 5.1-1 (4) 防潮壁横断方向の水平断面設計に用いる地盤反力 (地中連続壁基礎)

検討ケース		地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	1396					
	H+, V-	1524	1530	1504	1608	1355	1361
	H-, V+	1432					
	H-, V-	1506					
S <sub>s</sub> -11		930					
S <sub>s</sub> -12		1320					
S <sub>s</sub> -13		1258					
S <sub>s</sub> -14		1265					
S <sub>s</sub> -21		917					
S <sub>s</sub> -22		1024					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	1068					
	H-, V+	1233					



表 5.1-2 (1) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）のコンクリートの  
曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(放水路左側壁) (放水路右側壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.13			0.13		
	H+, V-	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.13					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.10					
$S_x-13$		0.10					
$S_x-14$		0.10					
$S_x-21$		0.12					
$S_x-22$		0.11					
$S_x-31$	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.13					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.12			0.14		
	H+, V-	0.13	0.13	0.13	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.13					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.09					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.08					
$S_x-21$		0.12					
$S_x-22$		0.12					
$S_x-31$	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.14					

(放水路左中壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.14			0.14		
	H+, V-	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.14					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.09					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.09					
$S_x-21$		0.13					
$S_x-22$		0.13					
$S_x-31$	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(放水路右中壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.13			0.15		
	H+, V-	0.14	0.13	0.14	0.15	0.15	0.16
	H-, V+	0.14					
	H-, V-	0.13					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.09					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.08					
$S_x-21$		0.12					
$S_x-22$		0.13					
$S_x-31$	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(放水路底版)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.01			0.01		
	H+, V-	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
$S_x-11$		0.01					
$S_x-12$		0.01					
$S_x-13$		0.01					
$S_x-14$		0.01					
$S_x-21$		0.01					
$S_x-22$		0.01					
$S_x-31$	H+, V+	0.01					
	H-, V+	0.01					

(地中連続壁基礎（鉛直）)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.36			0.32		
	H+, V-	0.34	0.32	0.33	0.31	0.34	0.34
	H-, V+	0.35					
	H-, V-	0.34					
$S_x-11$		0.22					
$S_x-12$		0.35					
$S_x-13$		0.35					
$S_x-14$		0.32					
$S_x-21$		0.24					
$S_x-22$		0.23					
$S_x-31$	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.36					

(地中連続壁基礎（水平）)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.30			0.32		
	H+, V-	0.31	0.32	0.30	0.34	0.29	0.29
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
$S_x-11$		0.23					
$S_x-12$		0.27					
$S_x-13$		0.27					
$S_x-14$		0.23					
$S_x-21$		0.21					
$S_x-22$		0.24					
$S_x-31$	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.22					



表 5.1-2 (2) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(放水路左側壁) (放水路右側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.51			0.47		
	H+, V-	0.41	0.38	0.43	0.44	0.40	0.43
	H-, V+	0.44					
	H-, V-	0.43					
$S_s-11$		0.05					
$S_s-12$		0.05					
$S_s-13$		0.05					
$S_s-14$		0.06					
$S_s-21$		0.35					
$S_s-22$		0.33					
$S_s-31$	H+, V+	0.43					
	H-, V+	0.49					

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.44			0.50		
	H+, V-	0.42	0.43	0.46	0.53	0.54	0.57
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.40					
$S_s-11$		0.06					
$S_s-12$		0.06					
$S_s-13$		0.06					
$S_s-14$		0.08					
$S_s-21$		0.33					
$S_s-22$		0.44					
$S_s-31$	H+, V+	0.49					
	H-, V+	0.43					

(放水路左中壁)

(放水路右中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.15			0.05		
	H+, V-	0.09	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05					
$S_s-11$		0.05					
$S_s-12$		0.06					
$S_s-13$		0.06					
$S_s-14$		0.05					
$S_s-21$		0.05					
$S_s-22$		0.05					
$S_s-31$	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.14					

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.05			0.14		
	H+, V-	0.05	0.05	0.12	0.16	0.16	0.17
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.08					
$S_s-11$		0.06					
$S_s-12$		0.06					
$S_s-13$		0.06					
$S_s-14$		0.06					
$S_s-21$		0.07					
$S_s-22$		0.12					
$S_s-31$	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.11					

(放水路底板)

(地中連続壁基礎（鉛直）)

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.03			0.02		
	H+, V-	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
$S_s-11$		0.03					
$S_s-12$		0.03					
$S_s-13$		0.03					
$S_s-14$		0.03					
$S_s-21$		0.03					
$S_s-22$		0.03					
$S_s-31$	H+, V+	0.03					
	H-, V+	0.03					

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.29			0.18		
	H+, V-	0.11	0.09	0.11	0.06	0.13	0.13
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.10					
$S_s-11$		—					
$S_s-12$		0.18					
$S_s-13$		0.20					
$S_s-14$		0.13					
$S_s-21$		0.07					
$S_s-22$		—					
$S_s-31$	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.22					

(地中連続壁基礎（水平）)

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	H+, V+	0.23			0.25		
	H+, V-	0.24	0.24	0.23	0.26	0.22	0.22
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
$S_s-11$		0.18					
$S_s-12$		0.21					
$S_s-13$		0.21					
$S_s-14$		0.18					
$S_s-21$		0.16					
$S_s-22$		0.18					
$S_s-31$	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.17					



表 5.1-2 (3) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値  
(放水路左側壁) (放水路右側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.49			0.53		
	H+, V-	0.48	0.49	0.50	0.53	0.55	0.56
	H-, V+	0.51					
	H-, V-	0.50					
$S_x-11$		0.29					
$S_x-12$		0.32					
$S_x-13$		0.32					
$S_x-14$		0.32					
$S_x-21$		0.48					
$S_x-22$		0.50					
$S_x-31$	H+, V+	0.49					
	H-, V+	0.52					

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.49			0.49		
	H+, V-	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.49					
$S_x-11$		0.29					
$S_x-12$		0.30					
$S_x-13$		0.30					
$S_x-14$		0.25					
$S_x-21$		0.45					
$S_x-22$		0.43					
$S_x-31$	H+, V+	0.51					
	H-, V+	0.49					

(放水路左中壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.48			0.53		
	H+, V-	0.48	0.48	0.50	0.53	0.55	0.56
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.49					
$S_x-11$		0.25					
$S_x-12$		0.30					
$S_x-13$		0.29					
$S_x-14$		0.30					
$S_x-21$		0.45					
$S_x-22$		0.48					
$S_x-31$	H+, V+	0.50					
	H-, V+	0.51					

(放水路右中壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.49			0.52		
	H+, V-	0.49	0.47	0.49	0.52	0.54	0.55
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.48					
$S_x-11$		0.25					
$S_x-12$		0.29					
$S_x-13$		0.28					
$S_x-14$		0.29					
$S_x-21$		0.45					
$S_x-22$		0.47					
$S_x-31$	H+, V+	0.51					
	H-, V+	0.50					

(放水路底板)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.04			0.04		
	H+, V-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.04					
$S_x-11$		0.04					
$S_x-12$		0.04					
$S_x-13$		0.04					
$S_x-14$		0.04					
$S_x-21$		0.04					
$S_x-22$		0.04					
$S_x-31$	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

(地中連続壁基礎（鉛直）)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.50			0.53		
	H+, V-	0.50	0.51	0.47	0.53	0.42	0.42
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.50					
$S_x-11$		0.20					
$S_x-12$		0.38					
$S_x-13$		0.37					
$S_x-14$		0.36					
$S_x-21$		0.33					
$S_x-22$		0.38					
$S_x-31$	H+, V+	0.42					
	H-, V+	0.43					

(地中連続壁基礎（水平）)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.46			0.50		
	H+, V-	0.49	0.50	0.47	0.53	0.45	0.44
	H-, V+	0.46					
	H-, V-	0.46					
$S_x-11$		0.36					
$S_x-12$		0.42					
$S_x-13$		0.42					
$S_x-14$		0.35					
$S_x-21$		0.32					
$S_x-22$		0.37					
$S_x-31$	H+, V+	0.38					
	H-, V+	0.34					



表 5.1-2 (4) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）の  
水平断面設計に用いる地盤反力（地中連続壁基礎）

地震動 \ 検討ケース		地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	1354			1454		
	H+, V-	1417	1447	1365	1537	1307	1282
	H-, V+	1340					
	H-, V-	1339					
S <sub>s</sub> -1 1		1054					
S <sub>s</sub> -1 2		1231					
S <sub>s</sub> -1 3		1230					
S <sub>s</sub> -1 4		1030					
S <sub>s</sub> -2 1		939					
S <sub>s</sub> -2 2		1074					
S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	1113					
	H-, V+	974					



表 5.1-3 (1) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）の  
コンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(ゲート頂版) (ゲート左側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.14					
	H+, V-	0.14	0.14	0.14	0.16	0.16	0.16
	H-, V+	0.14					
	H-, V-	0.14					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.09					
$S_x-13$		0.08					
$S_x-14$		0.09					
$S_x-21$		0.13					
$S_x-22$		0.16					
$S_x-31$	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.15					

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.11	0.14	0.14
	H-, V+	0.11					
	H-, V-	0.11					
$S_x-11$		0.07					
$S_x-12$		0.07					
$S_x-13$		0.07					
$S_x-14$		0.06					
$S_x-21$		0.10					
$S_x-22$		0.11					
$S_x-31$	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.12					

(ゲート右側壁)

(ゲート左中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11	0.11	0.12	0.13	0.13	0.13
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
$S_x-11$		0.06					
$S_x-12$		0.06					
$S_x-13$		0.06					
$S_x-14$		0.05					
$S_x-21$		0.11					
$S_x-22$		0.13					
$S_x-31$	H+, V+	0.12					
	H-, V+	0.11					

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.19					
	H+, V-	0.18	0.18	0.19	0.21	0.22	0.22
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.18					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.09					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.09					
$S_x-21$		0.17					
$S_x-22$		0.21					
$S_x-31$	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.19					

(ゲート右中壁)

(放水路頂版)

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.18	0.18	0.19	0.21	0.21	0.21
	H-, V+	0.19					
	H-, V-	0.19					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.09					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.08					
$S_x-21$		0.16					
$S_x-22$		0.20					
$S_x-31$	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.19					

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13
	H-, V+	0.11					
	H-, V-	0.11					
$S_x-11$		0.07					
$S_x-12$		0.07					
$S_x-13$		0.07					
$S_x-14$		0.07					
$S_x-21$		0.11					
$S_x-22$		0.12					
$S_x-31$	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.11					

(放水路左側壁)

(放水路右側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
$S_x-11$		0.05					
$S_x-12$		0.06					
$S_x-13$		0.06					
$S_x-14$		0.06					
$S_x-21$		0.09					
$S_x-22$		0.09					
$S_x-31$	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.10					

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.09					
	H+, V-	0.10	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
$S_x-11$		0.06					
$S_x-12$		0.06					
$S_x-13$		0.06					
$S_x-14$		0.06					
$S_x-21$		0.09					
$S_x-22$		0.10					
$S_x-31$	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.10					



(放水路左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.09					
S <sub>1</sub> -11			0.05					
S <sub>1</sub> -12			0.06					
S <sub>1</sub> -13			0.06					
S <sub>1</sub> -14			0.06					
S <sub>1</sub> -21			0.08					
S <sub>1</sub> -22			0.10					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.09					
S <sub>1</sub> -11			0.05					
S <sub>1</sub> -12			0.06					
S <sub>1</sub> -13			0.06					
S <sub>1</sub> -14			0.06					
S <sub>1</sub> -21			0.08					
S <sub>1</sub> -22			0.10					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.01					
	H+, V-		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+		0.01					
	H-, V-		0.01					
S <sub>1</sub> -11			0.01					
S <sub>1</sub> -12			0.01					
S <sub>1</sub> -13			0.01					
S <sub>1</sub> -14			0.01					
S <sub>1</sub> -21			0.01					
S <sub>1</sub> -22			0.01					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.01					
	H-, V+		0.01					

(地中連続壁基礎 (鉛直) )

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.34					
	H+, V-		0.31	0.30	0.31	0.30	0.32	0.32
	H-, V+		0.33					
	H-, V-		0.32					
S <sub>1</sub> -11			0.19					
S <sub>1</sub> -12			0.34					
S <sub>1</sub> -13			0.34					
S <sub>1</sub> -14			0.30					
S <sub>1</sub> -21			0.22					
S <sub>1</sub> -22			0.22					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.35					
	H-, V+		0.35					

(地中連続壁基礎 (水平) )

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.29					
	H+, V-		0.31	0.32	0.29	0.33	0.28	0.27
	H-, V+		0.29					
	H-, V-		0.29					
S <sub>1</sub> -11			0.22					
S <sub>1</sub> -12			0.26					
S <sub>1</sub> -13			0.26					
S <sub>1</sub> -14			0.22					
S <sub>1</sub> -21			0.21					
S <sub>1</sub> -22			0.23					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.25					
	H-, V+		0.22					



表 5.1-3 (2) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）の  
鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
(ゲート頂版) (ゲート左側壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.44					
	H+, V-	0.44	0.43	0.46	0.50	0.52	0.52
	H-, V+	0.45					
	H-, V-	0.44					
$S_x-11$		0.21					
$S_x-12$		0.21					
$S_x-13$		0.21					
$S_x-14$		0.21					
$S_x-21$		0.41					
$S_x-22$		0.50					
$S_x-31$	H+, V+	0.46					
	H-, V+	0.46					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.27					
	H+, V-	0.23	0.23	0.26	0.28	0.28	0.28
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.29					
$S_x-11$		0.08					
$S_x-12$		0.08					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.08					
$S_x-21$		0.24					
$S_x-22$		0.31					
$S_x-31$	H+, V+	0.26					
	H-, V+	0.32					

(ゲート右側壁)

(ゲート左中壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.30					
	H+, V-	0.29	0.28	0.30	0.35	0.36	0.36
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.23					
$S_x-11$		0.09					
$S_x-12$		0.08					
$S_x-13$		0.08					
$S_x-14$		0.07					
$S_x-21$		0.25					
$S_x-22$		0.35					
$S_x-31$	H+, V+	0.31					
	H-, V+	0.26					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.41					
	H+, V-	0.40	0.39	0.42	0.49	0.50	0.50
	H-, V+	0.38					
	H-, V-	0.37					
$S_x-11$		0.14					
$S_x-12$		0.13					
$S_x-13$		0.13					
$S_x-14$		0.13					
$S_x-21$		0.35					
$S_x-22$		0.48					
$S_x-31$	H+, V+	0.43					
	H-, V+	0.40					

(ゲート右中壁)

(放水路頂版)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.38					
	H+, V-	0.36	0.36	0.39	0.45	0.46	0.46
	H-, V+	0.41					
	H-, V-	0.41					
$S_x-11$		0.12					
$S_x-12$		0.12					
$S_x-13$		0.13					
$S_x-14$		0.11					
$S_x-21$		0.34					
$S_x-22$		0.45					
$S_x-31$	H+, V+	0.40					
	H-, V+	0.44					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.42					
	H+, V-	0.41	0.41	0.43	0.46	0.48	0.48
	H-, V+	0.42					
	H-, V-	0.41					
$S_x-11$		0.23					
$S_x-12$		0.25					
$S_x-13$		0.24					
$S_x-14$		0.25					
$S_x-21$		0.39					
$S_x-22$		0.45					
$S_x-31$	H+, V+	0.42					
	H-, V+	0.42					

(放水路左側壁)

(放水路右側壁)

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.26	0.24	0.27	0.26	0.26	0.26
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.27					
$S_x-11$		0.03					
$S_x-12$		0.08					
$S_x-13$		0.09					
$S_x-14$		0.03					
$S_x-21$		0.23					
$S_x-22$		0.25					
$S_x-31$	H+, V+	0.27					
	H-, V+	0.30					

地震動	検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.26	0.26	0.28	0.32	0.34	0.34
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.25					
$S_x-11$		0.07					
$S_x-12$		0.10					
$S_x-13$		0.10					
$S_x-14$		0.10					
$S_x-21$		0.21					
$S_x-22$		0.29					
$S_x-31$	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.26					



(放水路左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.11					
	H+, V-		0.10	0.10	0.12	0.14	0.14	0.14
	H-, V+		0.12					
	H-, V-		0.09					
S <sub>1</sub> -11			0.03					
S <sub>1</sub> -12			0.03					
S <sub>1</sub> -13			0.03					
S <sub>1</sub> -14			0.03					
S <sub>1</sub> -21			0.07					
S <sub>1</sub> -22			0.13					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.12					
	H-, V+		0.10					

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.13					
	H+, V-		0.08	0.08	0.09	0.11	0.12	0.12
	H-, V+		0.11					
	H-, V-		0.10					
S <sub>1</sub> -11			0.03					
S <sub>1</sub> -12			0.03					
S <sub>1</sub> -13			0.03					
S <sub>1</sub> -14			0.03					
S <sub>1</sub> -21			0.09					
S <sub>1</sub> -22			0.11					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.12					

(放水路底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.03					
	H+, V-		0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+		0.03					
	H-, V-		0.03					
S <sub>1</sub> -11			0.03					
S <sub>1</sub> -12			0.03					
S <sub>1</sub> -13			0.03					
S <sub>1</sub> -14			0.03					
S <sub>1</sub> -21			0.03					
S <sub>1</sub> -22			0.03					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.03					
	H-, V+		0.03					

(地中連続壁基礎（鉛直）)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.31					
	H+, V-		0.12	0.11	0.11	0.09	0.14	0.14
	H-, V+		0.27					
	H-, V-		0.12					
S <sub>1</sub> -11			—					
S <sub>1</sub> -12			0.24					
S <sub>1</sub> -13			0.25					
S <sub>1</sub> -14			0.16					
S <sub>1</sub> -21			0.08					
S <sub>1</sub> -22			0.05					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.23					
	H-, V+		0.23					

(地中連続壁基礎（水平）)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>1</sub> -D1	H+, V+		0.23					
	H+, V-		0.24	0.25	0.22	0.25	0.21	0.21
	H-, V+		0.22					
	H-, V-		0.22					
S <sub>1</sub> -11			0.17					
S <sub>1</sub> -12			0.20					
S <sub>1</sub> -13			0.20					
S <sub>1</sub> -14			0.17					
S <sub>1</sub> -21			0.17					
S <sub>1</sub> -22			0.17					
S <sub>1</sub> -31	H+, V+		0.19					
	H-, V+		0.17					



表 5.1-3 (3) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）の

せん断力に対する検討ケースと照査値

(ゲート頂版)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.25					
	H+, V-		0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28
	H-, V+		0.25					
	H-, V-		0.26					
$S_x-11$			0.19					
$S_x-12$			0.19					
$S_x-13$			0.19					
$S_x-14$			0.19					
$S_x-21$			0.26					
$S_x-22$			0.27					
$S_x-31$	H+, V+		0.25					
	H-, V+		0.25					

(ゲート左側壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.18					
	H+, V-		0.18	0.18	0.19	0.20	0.21	0.21
	H-, V+		0.17					
	H-, V-		0.17					
$S_x-11$			0.10					
$S_x-12$			0.11					
$S_x-13$			0.11					
$S_x-14$			0.10					
$S_x-21$			0.17					
$S_x-22$			0.20					
$S_x-31$	H+, V+		0.18					
	H-, V+		0.18					

(ゲート右側壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.17					
	H+, V-		0.17	0.16	0.17	0.18	0.17	0.17
	H-, V+		0.18					
	H-, V-		0.18					
$S_x-11$			0.10					
$S_x-12$			0.10					
$S_x-13$			0.10					
$S_x-14$			0.08					
$S_x-21$			0.16					
$S_x-22$			0.18					
$S_x-31$	H+, V+		0.18					
	H-, V+		0.18					

(ゲート左中壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.20					
	H+, V-		0.20	0.19	0.20	0.22	0.23	0.23
	H-, V+		0.20					
	H-, V-		0.20					
$S_x-11$			0.11					
$S_x-12$			0.11					
$S_x-13$			0.11					
$S_x-14$			0.10					
$S_x-21$			0.19					
$S_x-22$			0.22					
$S_x-31$	H+, V+		0.20					
	H-, V+		0.20					

(ゲート右中壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.20					
	H+, V-		0.20	0.19	0.20	0.22	0.23	0.23
	H-, V+		0.20					
	H-, V-		0.20					
$S_x-11$			0.10					
$S_x-12$			0.11					
$S_x-13$			0.11					
$S_x-14$			0.10					
$S_x-21$			0.19					
$S_x-22$			0.22					
$S_x-31$	H+, V+		0.20					
	H-, V+		0.20					

(放水路頂版)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.31					
	H+, V-		0.32	0.32	0.33	0.34	0.36	0.36
	H-, V+		0.32					
	H-, V-		0.32					
$S_x-11$			0.20					
$S_x-12$			0.21					
$S_x-13$			0.21					
$S_x-14$			0.21					
$S_x-21$			0.31					
$S_x-22$			0.33					
$S_x-31$	H+, V+		0.32					
	H-, V+		0.32					

(放水路左側壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.36					
	H+, V-		0.38	0.37	0.39	0.33	0.36	0.35
	H-, V+		0.32					
	H-, V-		0.34					
$S_x-11$			0.22					
$S_x-12$			0.30					
$S_x-13$			0.31					
$S_x-14$			0.22					
$S_x-21$			0.30					
$S_x-22$			0.28					
$S_x-31$	H+, V+		0.36					
	H-, V+		0.33					

(放水路右側壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
$S_x-D1$	H+, V+		0.32					
	H+, V-		0.34	0.33	0.36	0.35	0.37	0.38
	H-, V+		0.34					
	H-, V-		0.37					
$S_x-11$			0.22					
$S_x-12$			0.28					
$S_x-13$			0.28					
$S_x-14$			0.27					
$S_x-21$			0.32					
$S_x-22$			0.32					
$S_x-31$	H+, V+		0.34					
	H-, V+		0.36					



(放水路左中壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.33					
	H+, V-	0.33	0.32	0.34	0.37	0.38	0.38
	H-, V+	0.33					
	H-, V-	0.33					
S <sub>s</sub> -11		0.18					
S <sub>s</sub> -12		0.21					
S <sub>s</sub> -13		0.20					
S <sub>s</sub> -14		0.20					
S <sub>s</sub> -21		0.31					
S <sub>s</sub> -22		0.35					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.34					
	H-, V+	0.34					

(放水路右中壁)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.33					
	H+, V-	0.33	0.32	0.34	0.37	0.38	0.38
	H-, V+	0.33					
	H-, V-	0.33					
S <sub>s</sub> -11		0.17					
S <sub>s</sub> -12		0.21					
S <sub>s</sub> -13		0.20					
S <sub>s</sub> -14		0.20					
S <sub>s</sub> -21		0.31					
S <sub>s</sub> -22		0.35					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.34					
	H-, V+	0.34					

(放水路底板)

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.04					
S <sub>s</sub> -11		0.04					
S <sub>s</sub> -12		0.04					
S <sub>s</sub> -13		0.04					
S <sub>s</sub> -14		0.04					
S <sub>s</sub> -21		0.04					
S <sub>s</sub> -22		0.04					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

(地中連続壁基礎 (鉛直) )

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.46					
	H+, V-	0.46	0.46	0.43	0.46	0.37	0.37
	H-, V+	0.46					
	H-, V-	0.46					
S <sub>s</sub> -11		0.21					
S <sub>s</sub> -12		0.38					
S <sub>s</sub> -13		0.37					
S <sub>s</sub> -14		0.36					
S <sub>s</sub> -21		0.30					
S <sub>s</sub> -22		0.36					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.39					
	H-, V+	0.40					

(地中連続壁基礎 (水平) )

地震動	検討ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.46					
	H+, V-	0.48	0.50	0.45	0.51	0.43	0.42
	H-, V+	0.45					
	H-, V-	0.45					
S <sub>s</sub> -11		0.34					
S <sub>s</sub> -12		0.40					
S <sub>s</sub> -13		0.40					
S <sub>s</sub> -14		0.35					
S <sub>s</sub> -21		0.33					
S <sub>s</sub> -22		0.35					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.39					
	H-, V+	0.34					

表 5.1-3 (4) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) の  
水平断面設計に用いる地盤反力 (地中連続壁基礎)

地震動	検討ケース	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	1327					
	H+, V-	1410	1448	1308	1501	1265	1233
	H-, V+	1298					
	H-, V-	1317					
S <sub>s</sub> -11		1001					
S <sub>s</sub> -12		1172					
S <sub>s</sub> -13		1170					
S <sub>s</sub> -14		1004					
S <sub>s</sub> -21		957					
S <sub>s</sub> -22		1013					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	1128					
	H-, V+	976					



表 5.1-4 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12599	2449	2.48	21.0	0.12	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎（鉛直）	3	470	22960	22700	D51 @200	262309	31571	6.61	21.0	0.32	①	Ss-31 (-/+)
地中連読壁 基礎（水平） 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	5.76	16.8	0.35	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12525	2246	63	435	0.15	①	Ss-D1 (-/-)
地中連読壁 基礎（鉛直）	3	470	22960	22700	D51 @200	247298	25433	108	435	0.25	①	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎（水平） 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	150	348	0.44	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-4 (3) セン断力に対する照査（防潮壁横断方向）

評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d									
防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1441	0.268	0.825	0.33	8587	0.17	⑥	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎（鉛直）	3	470	22960	22700	D51 @150	10692	-	0.825	-	28131	0.39	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎（水平） 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	1727	-	0.660	-	3245	0.54	④	Ss-D1 (+/-)

注記 \* : 評価位置は次ページに示す。



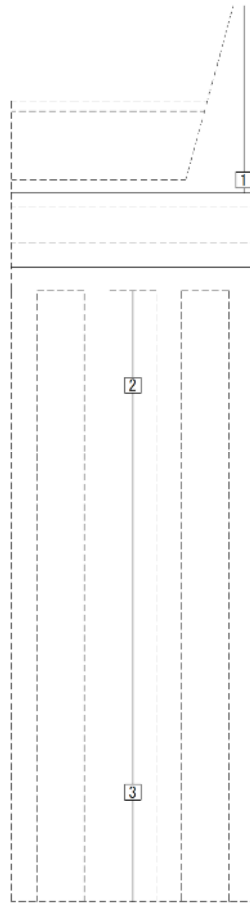
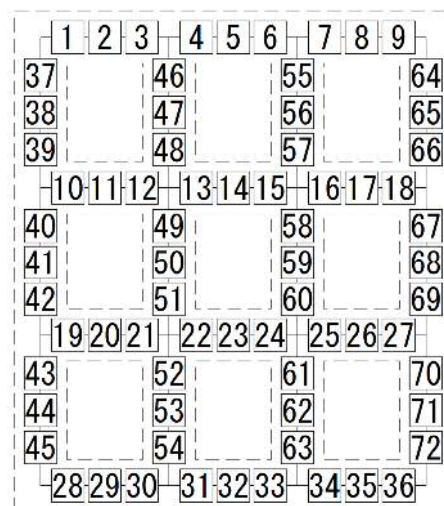


図 5.1-1 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の評価位置図  
（防潮壁横断方向）

（堤外側）



（堤内側）

図 5.1-1 (2) 地中連続壁基礎（水平）の評価位置図  
（防潮壁横断方向）



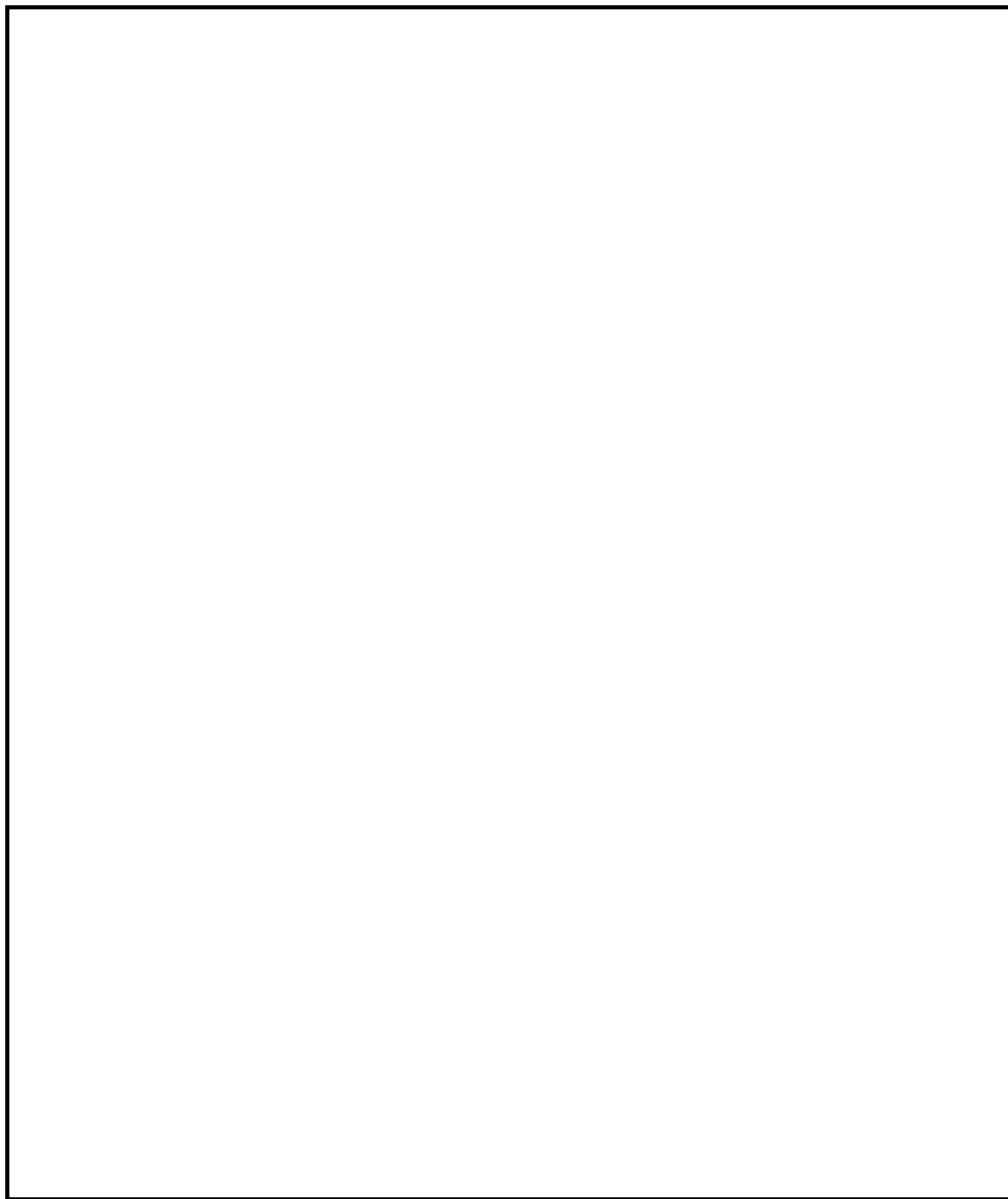


图 5.1-2 (1) 概略配筋图 (防潮堤横断方向)



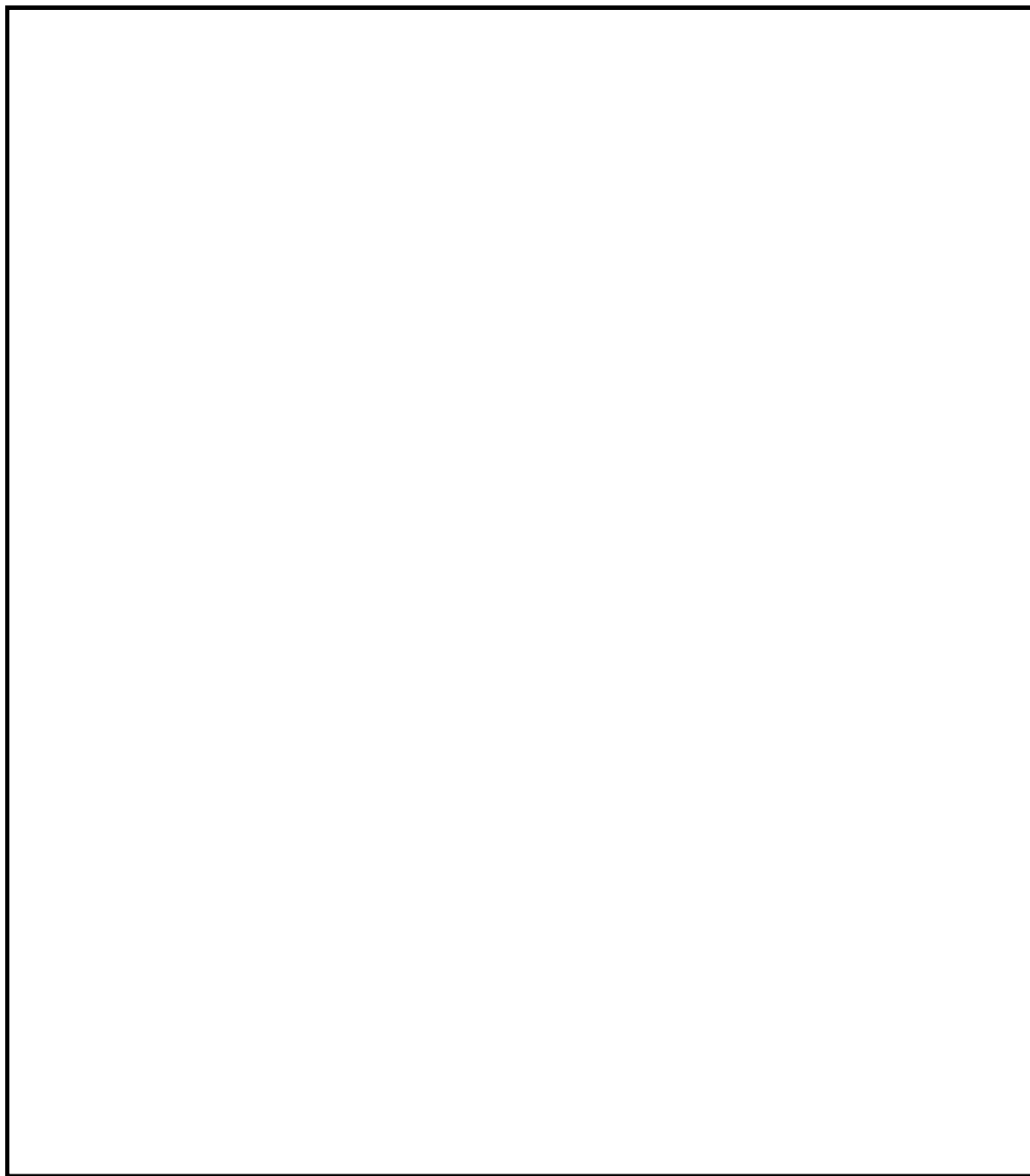


図 5.1-2 (2) 概略配筋図 (防潮堤縦断方向)



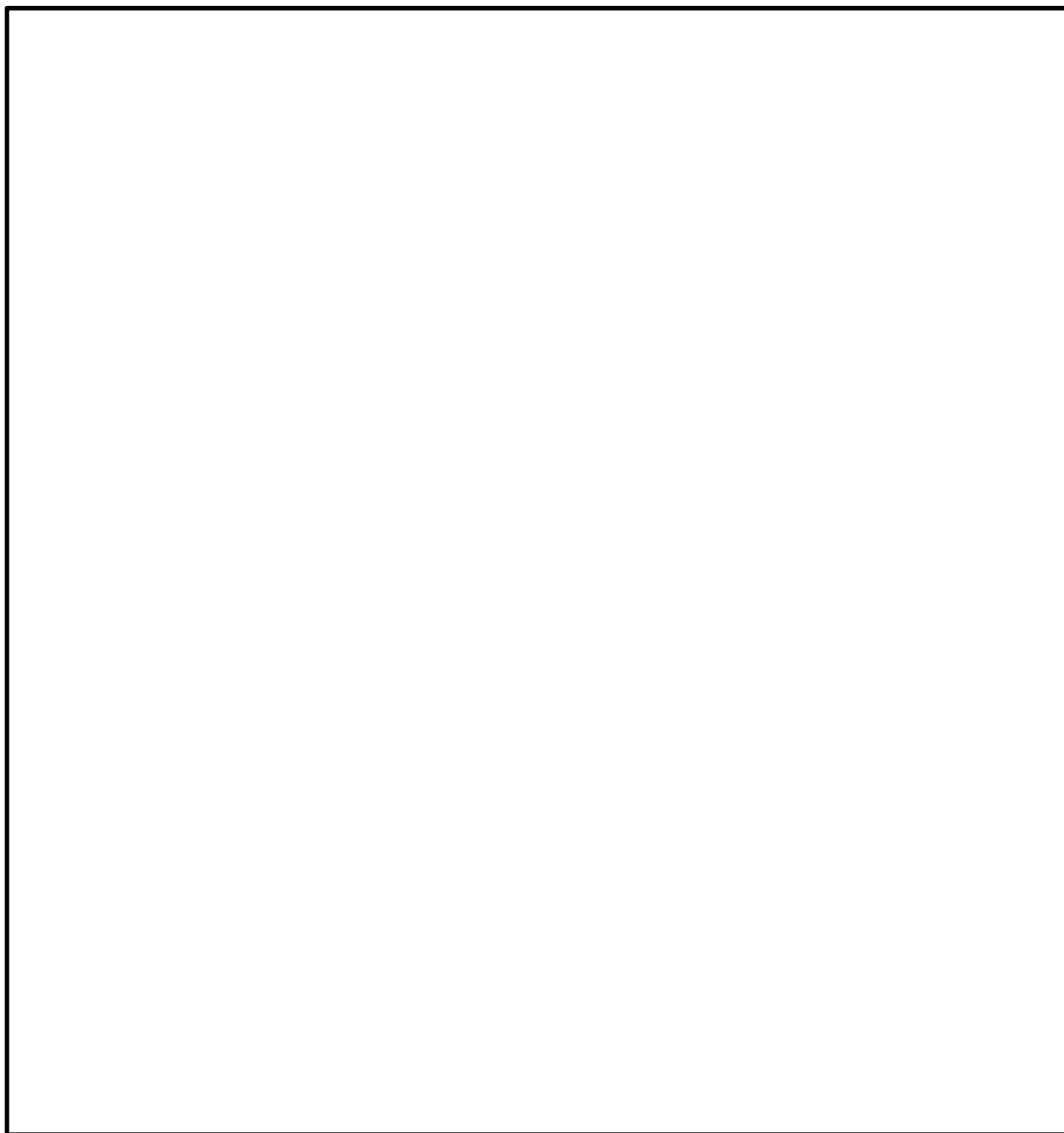


図 5.1-2 (3) 概略配筋図 (地中連続壁基礎, 横断方向)





図 5.1-2 (4) 概略配筋図 (地中連続壁基礎, 縦断方向)



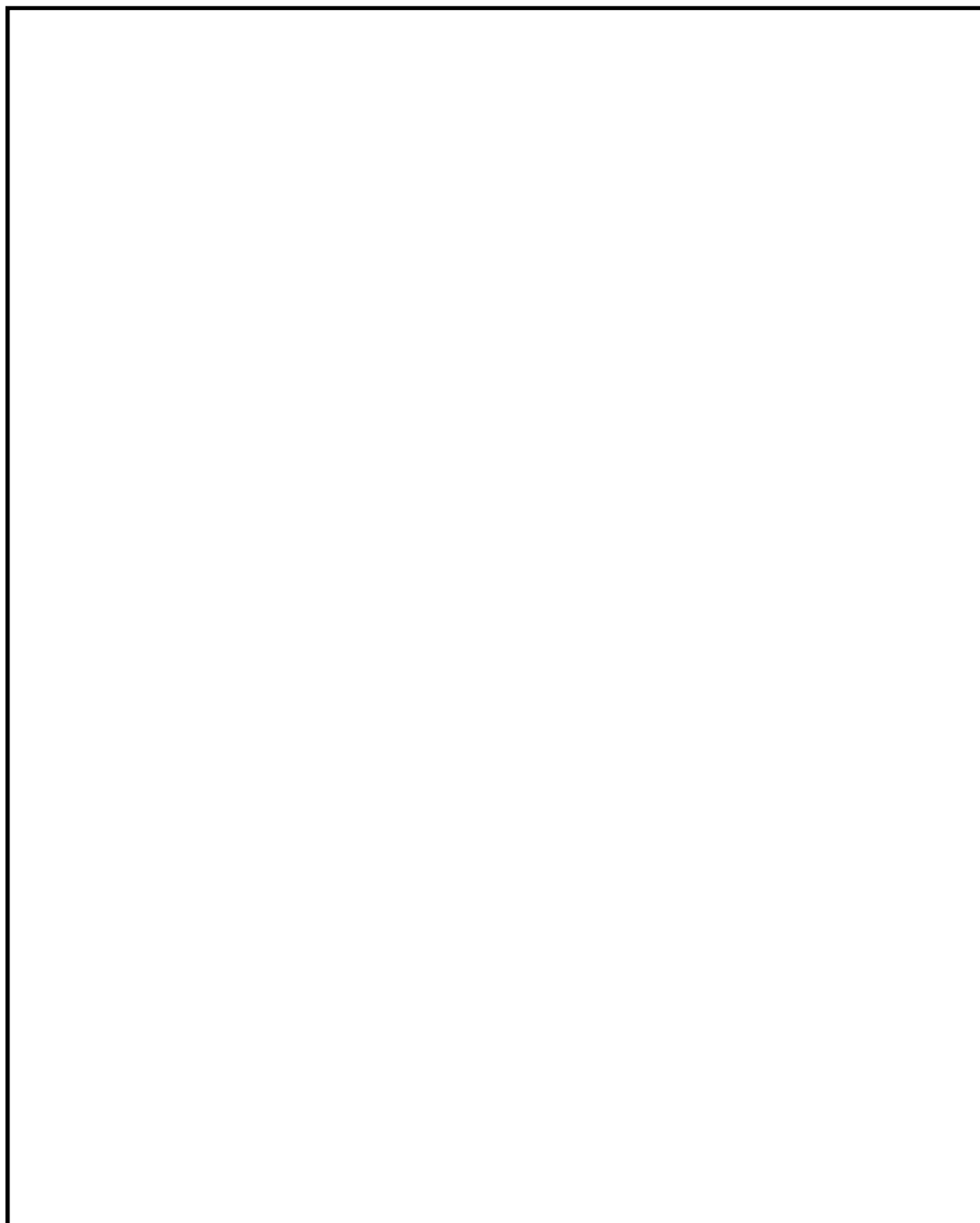


図 5.1-2 (5) 曲げに着目した概略配筋図（防潮堤横断方向）



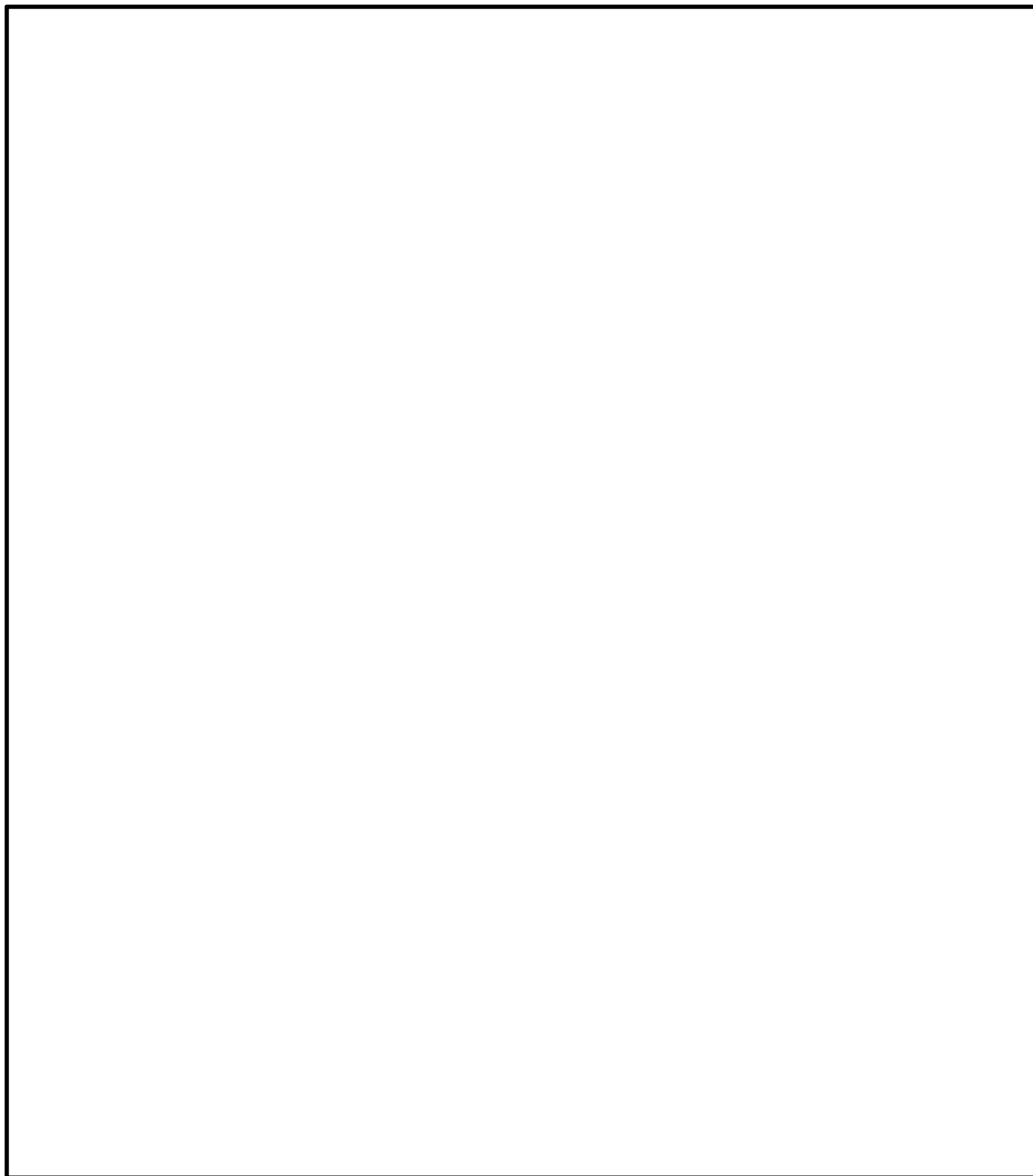


図 5.1-2 (6) 曲げに着目した概略配筋図（地中連続壁基礎，横断方向）



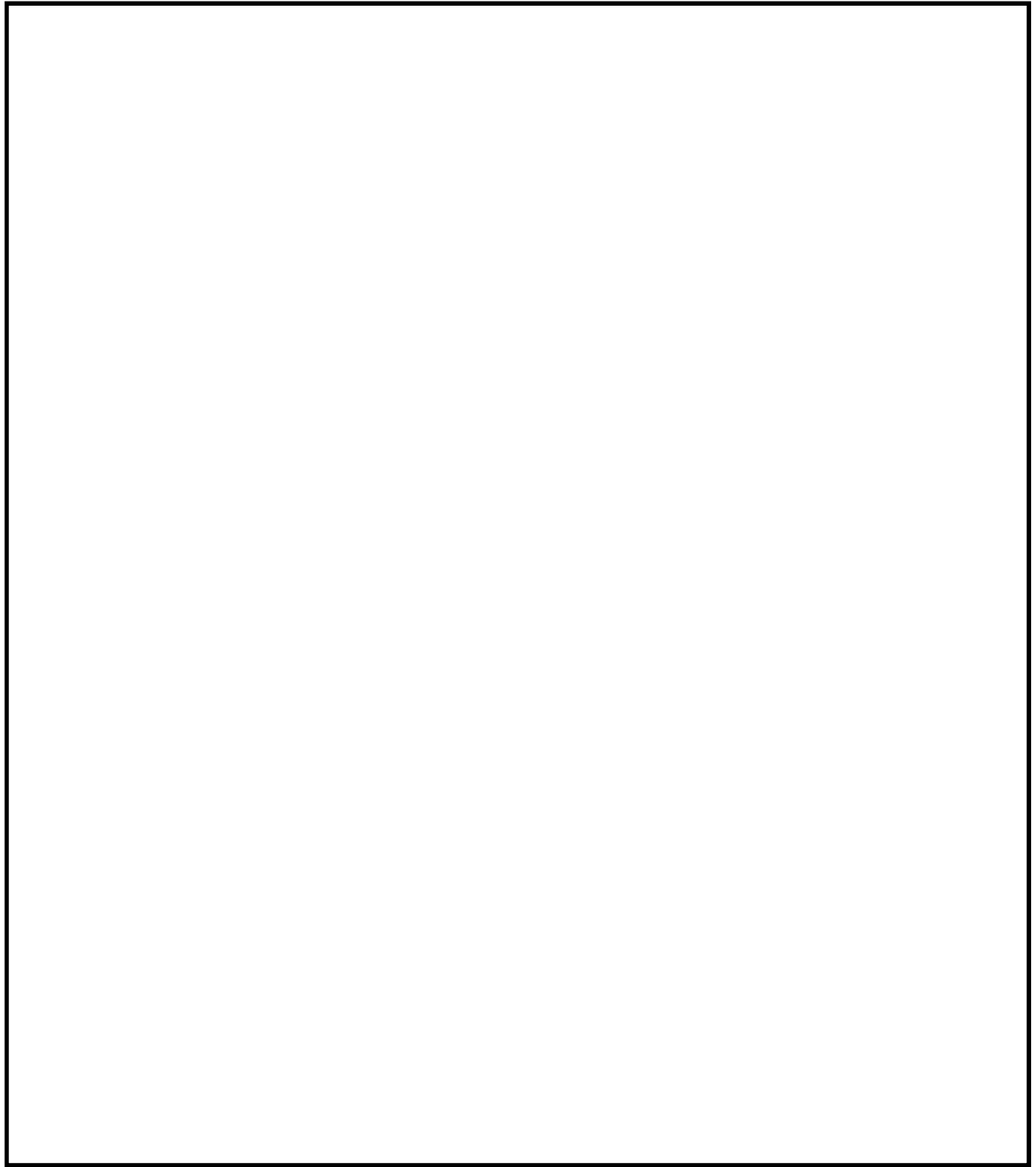


図 5.1-2 (7) 曲げに着目した概略配筋図（防潮堤縦断方向）



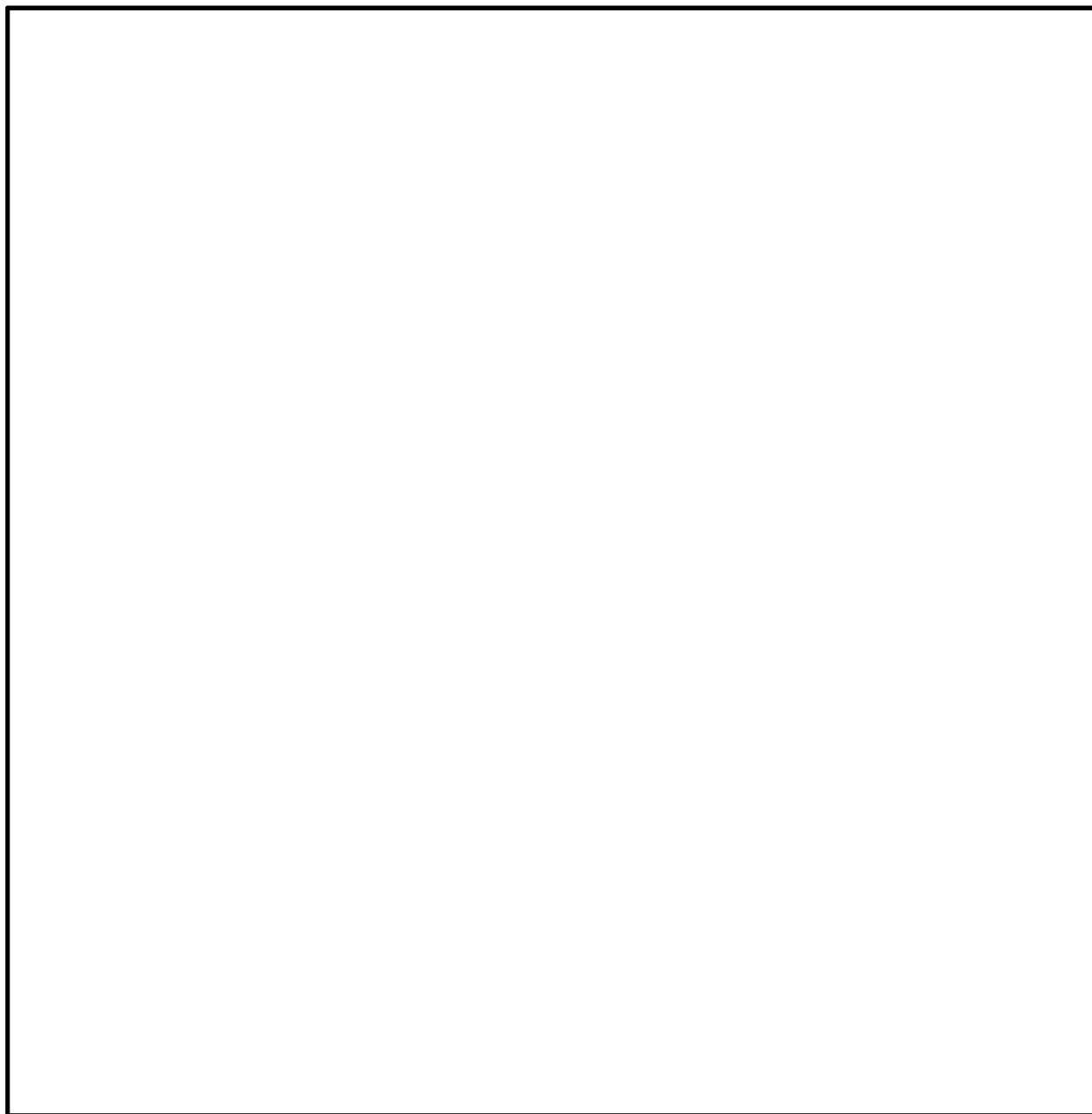


図 5.1-2 (8) 曲げに着目した概略配筋図（地中連続壁基礎，縦断方向）



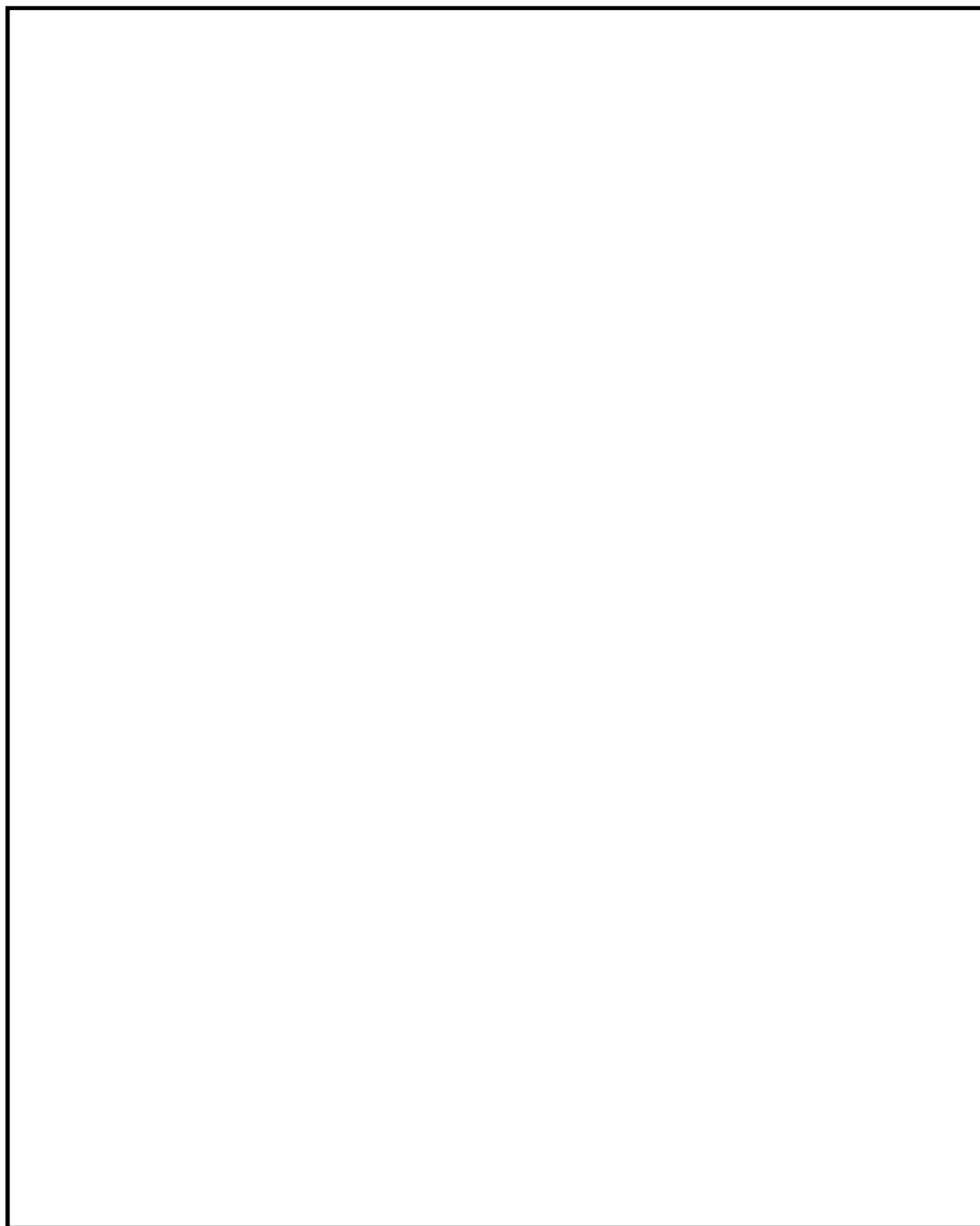


図 5.1-2 (9) せん断に着目した概略配筋図 (防潮堤横断方向)



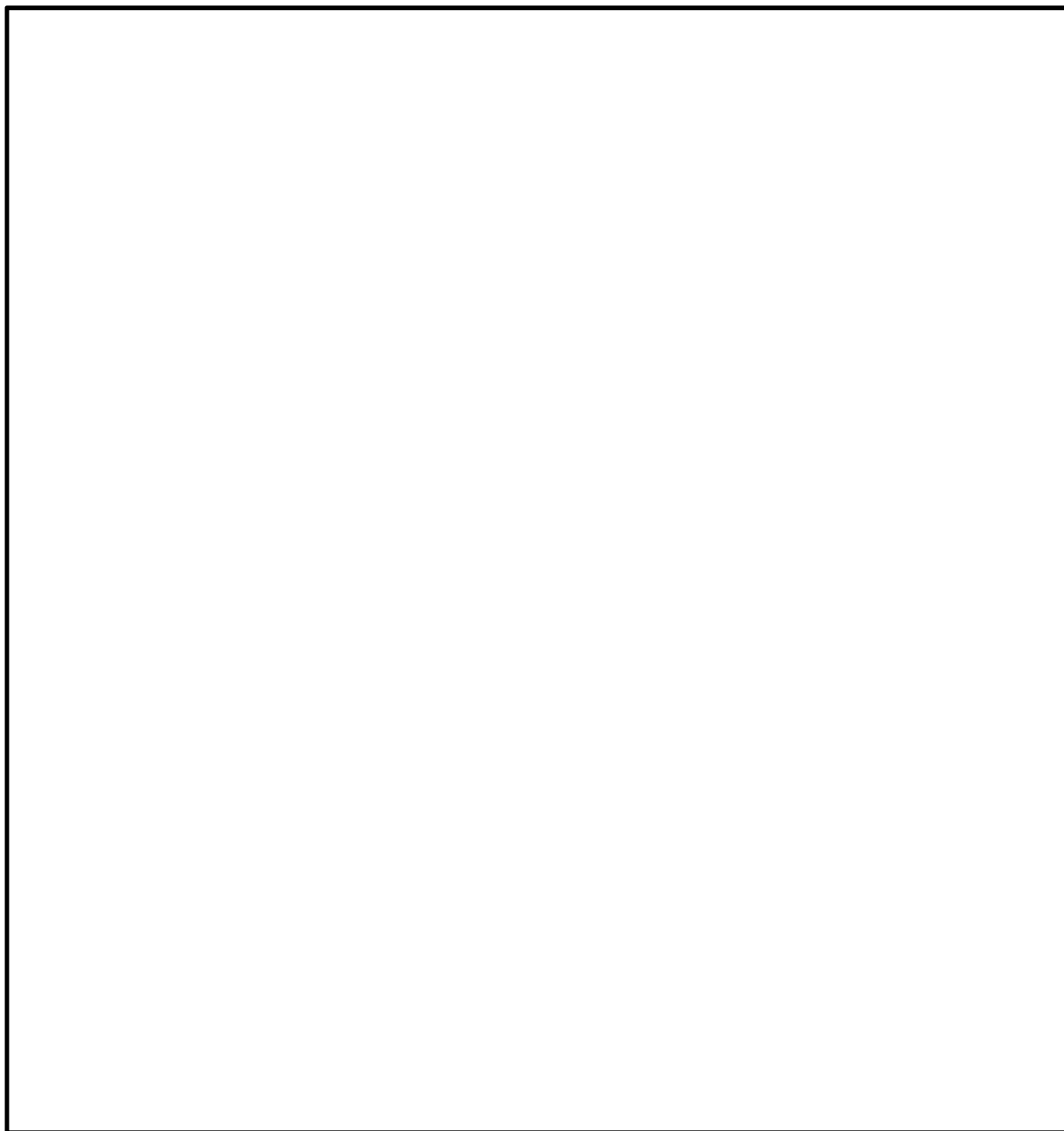


図 5.1－2 (10) せん断に着目した概略配筋図（地中連続壁基礎，横断方向）



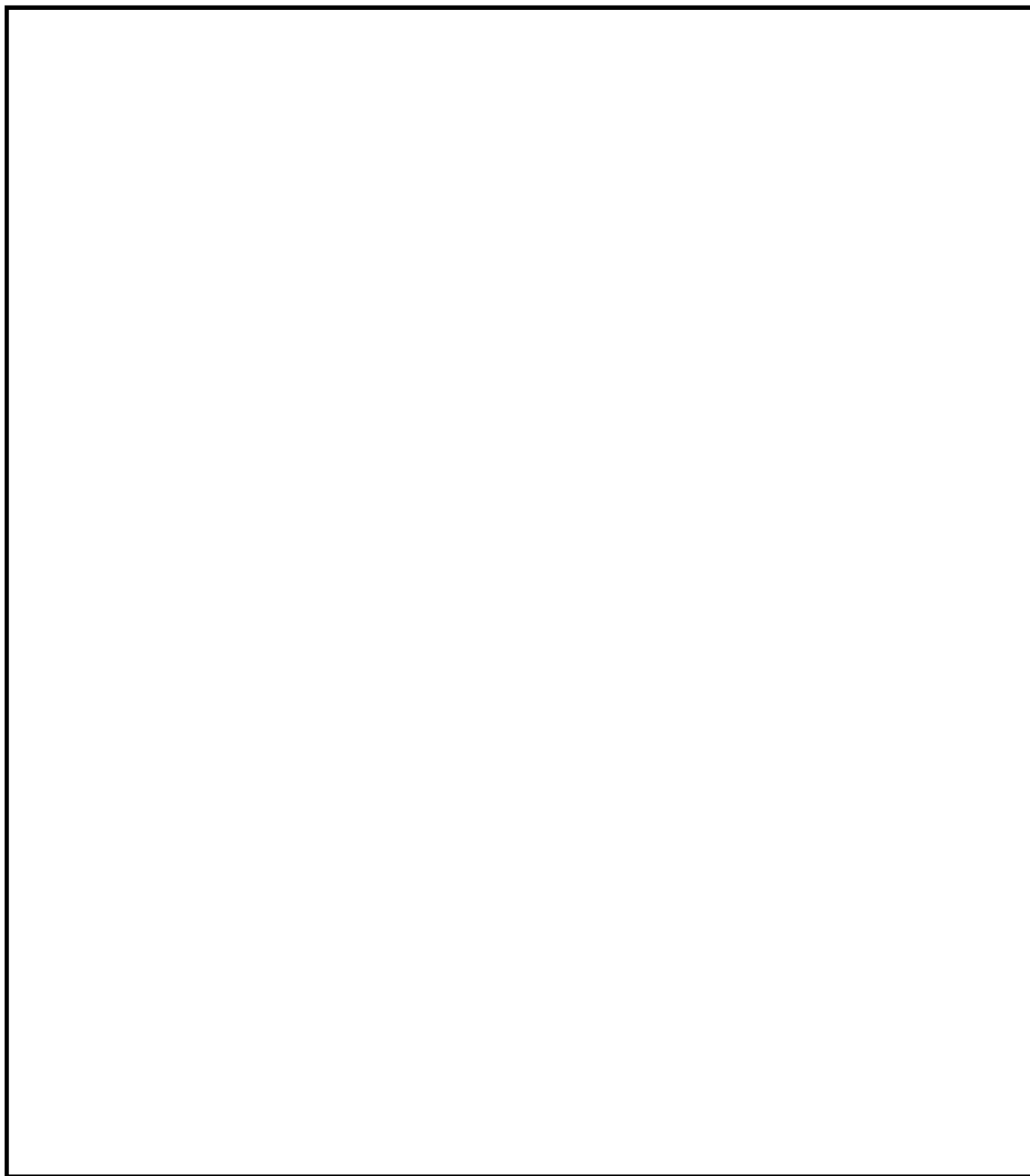


図 5.1-2 (11) せん断に着目した概略配筋図 (防潮堤縦断方向)



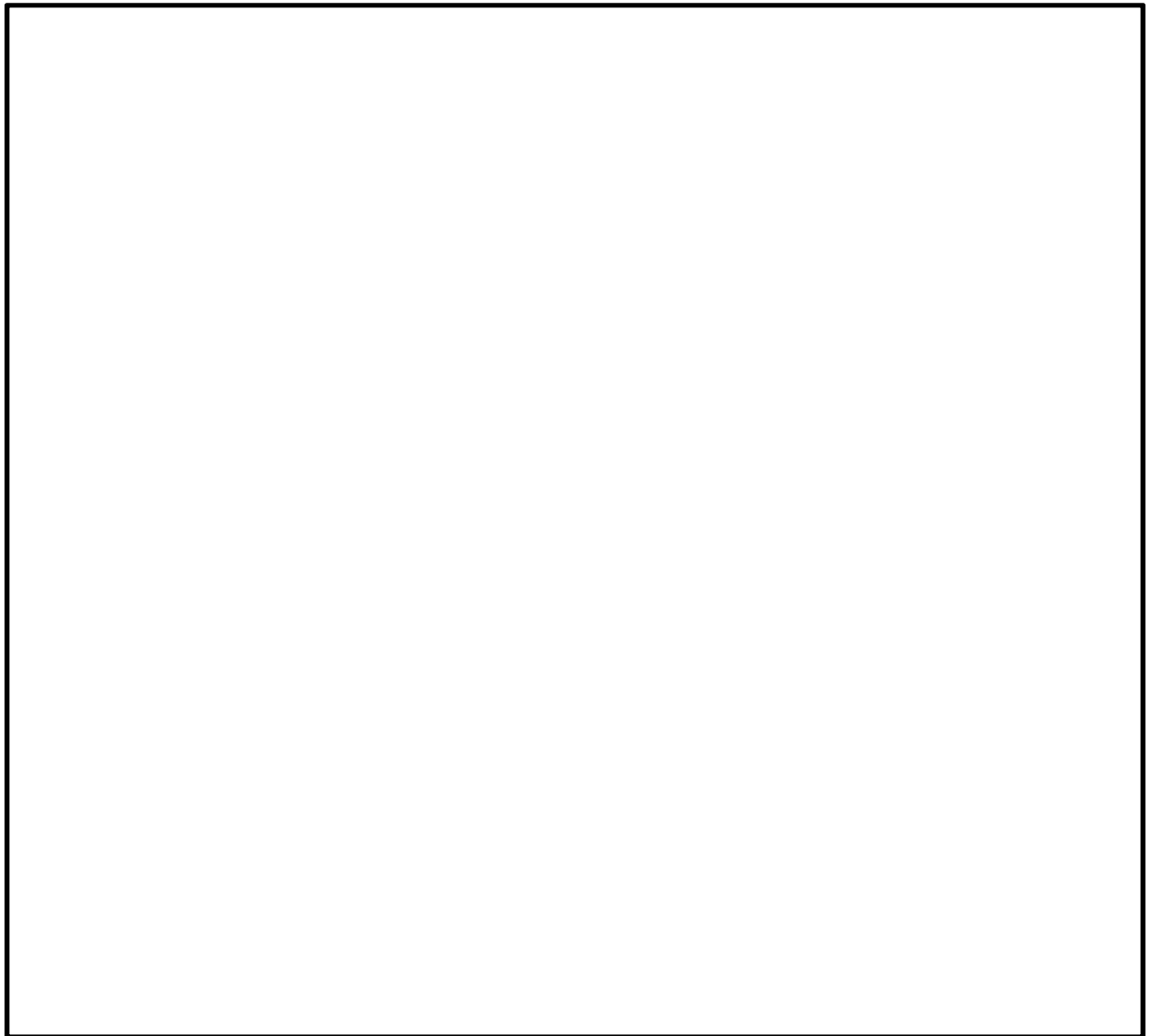


図 5.1-2 (12) せん断に着目した概略配筋図（地中連続壁基礎，縦断方向）



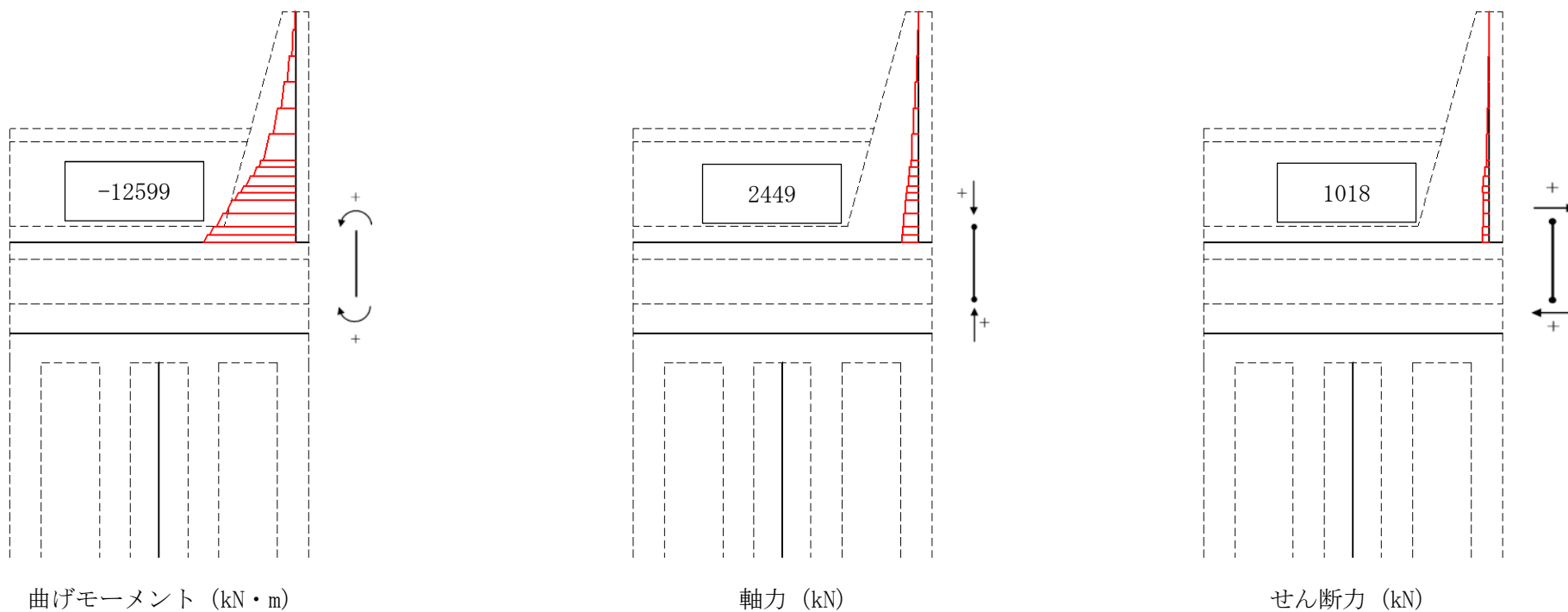


図 5.1-3 (1) 防潮壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース， $t=19.59$  s）



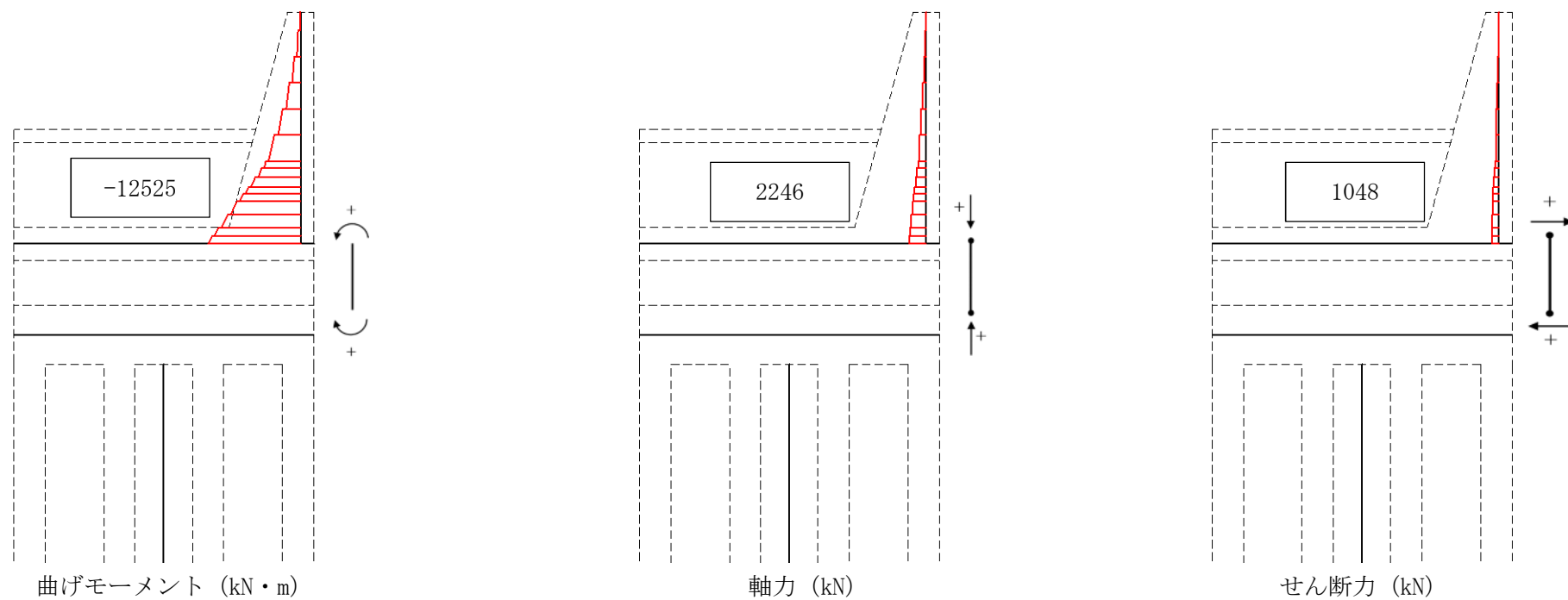


図 5.1-3 (2) 防潮壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)  
 (地震波:  $S_s-D1$  [H-, V-],  
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース),  $t=53.95$  s)



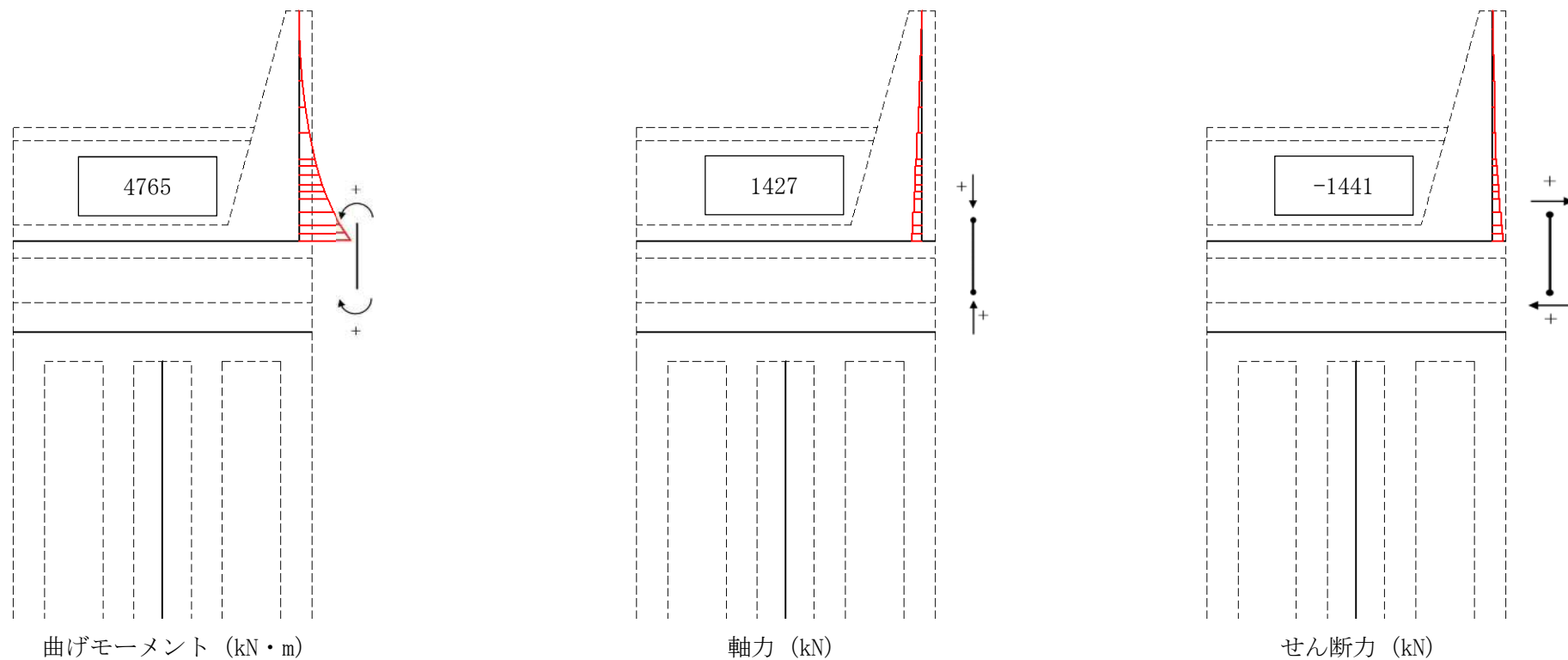


図 5.1-3 (3) 防潮壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.94$  s)



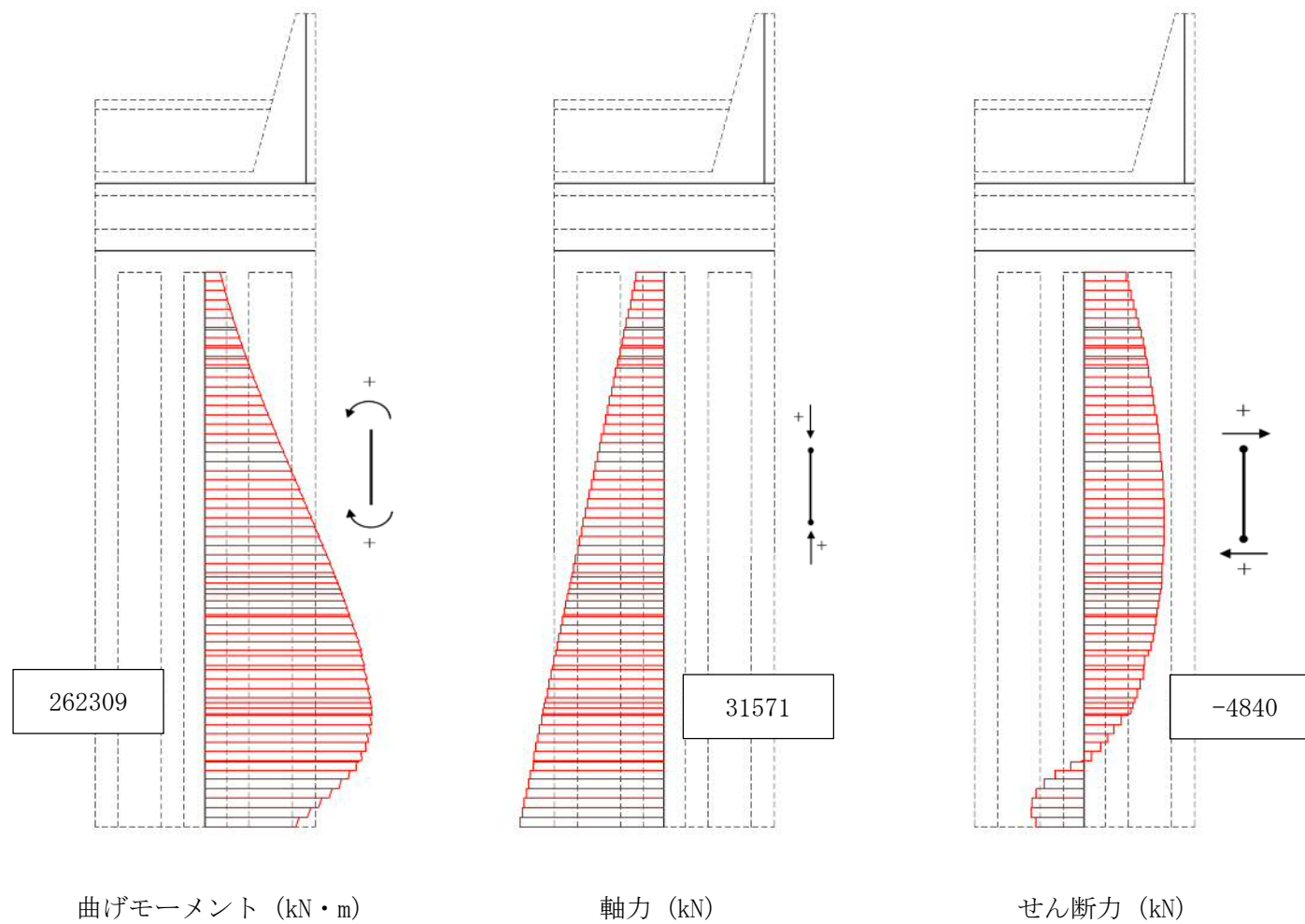


図 5.1-3 (4) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)  
 (地震波:  $S_s-31$  [H-, V+],  
 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース),  $t=8.84$  s)



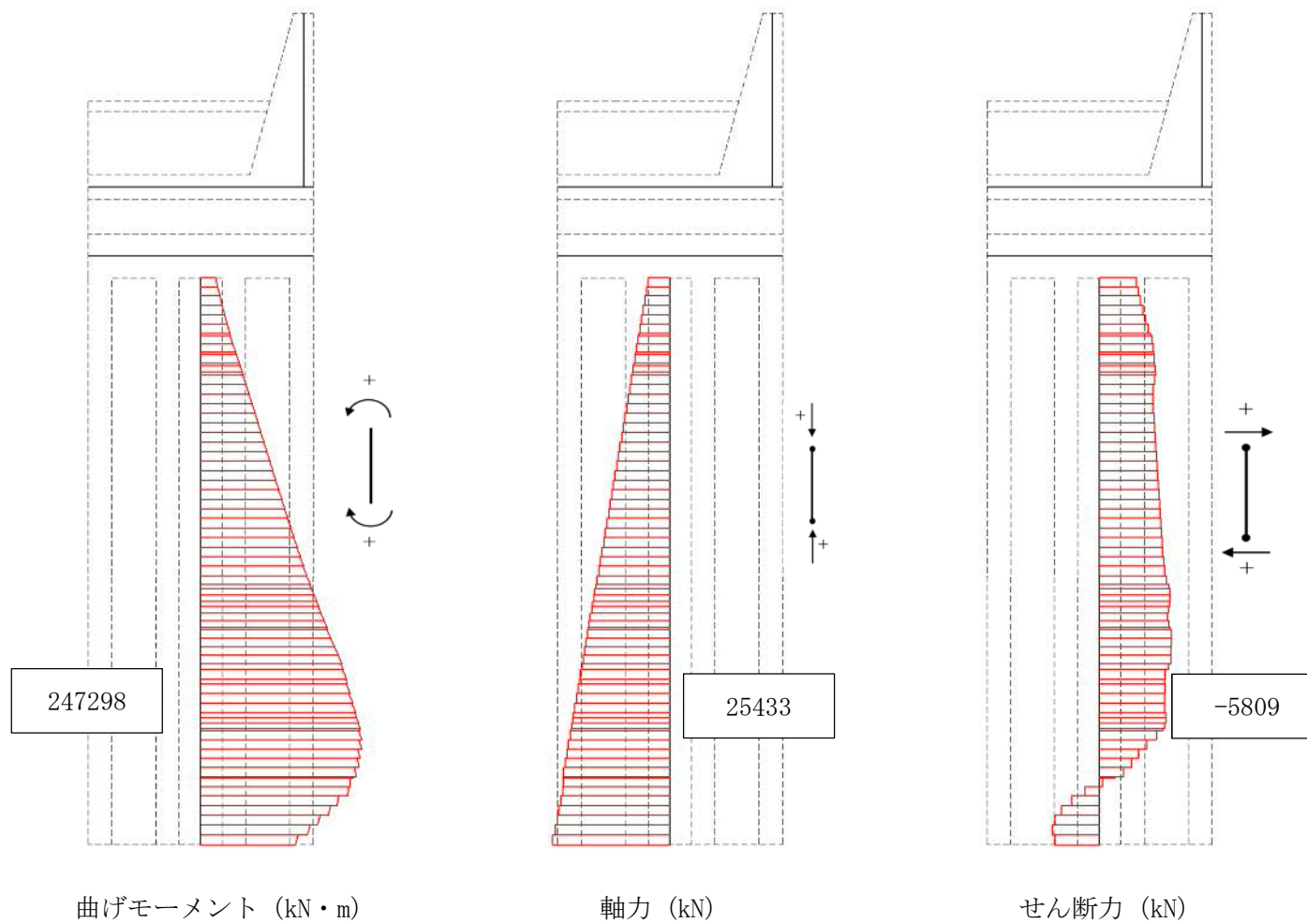


図 5.1-3 (5) 地中連続壁基礎（鉛直）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H+, V+〕，  
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）， t = 23.36 s）



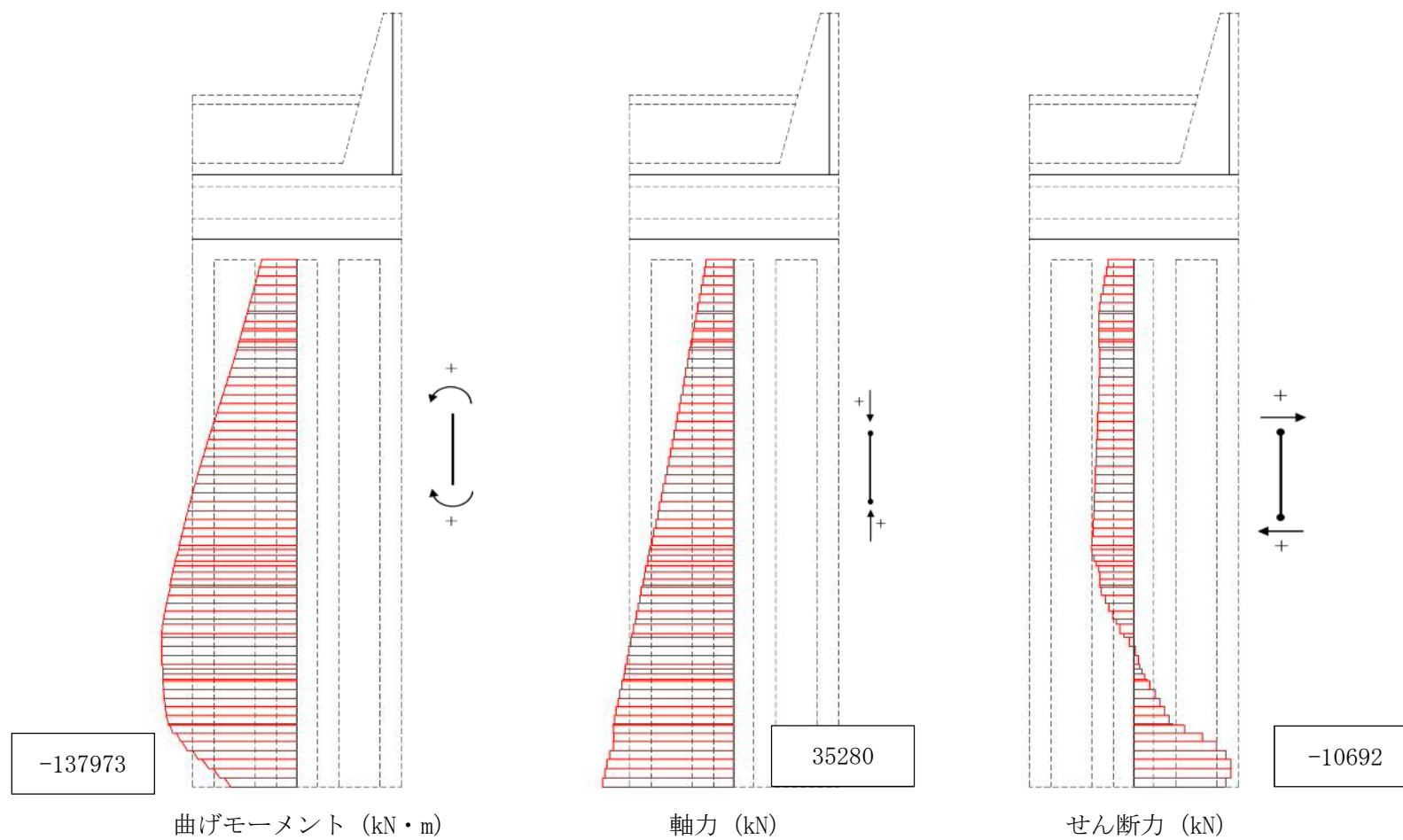


図 5.1-3 (6) 地中連続壁基礎（鉛直）においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース， $t=53.71$  s）



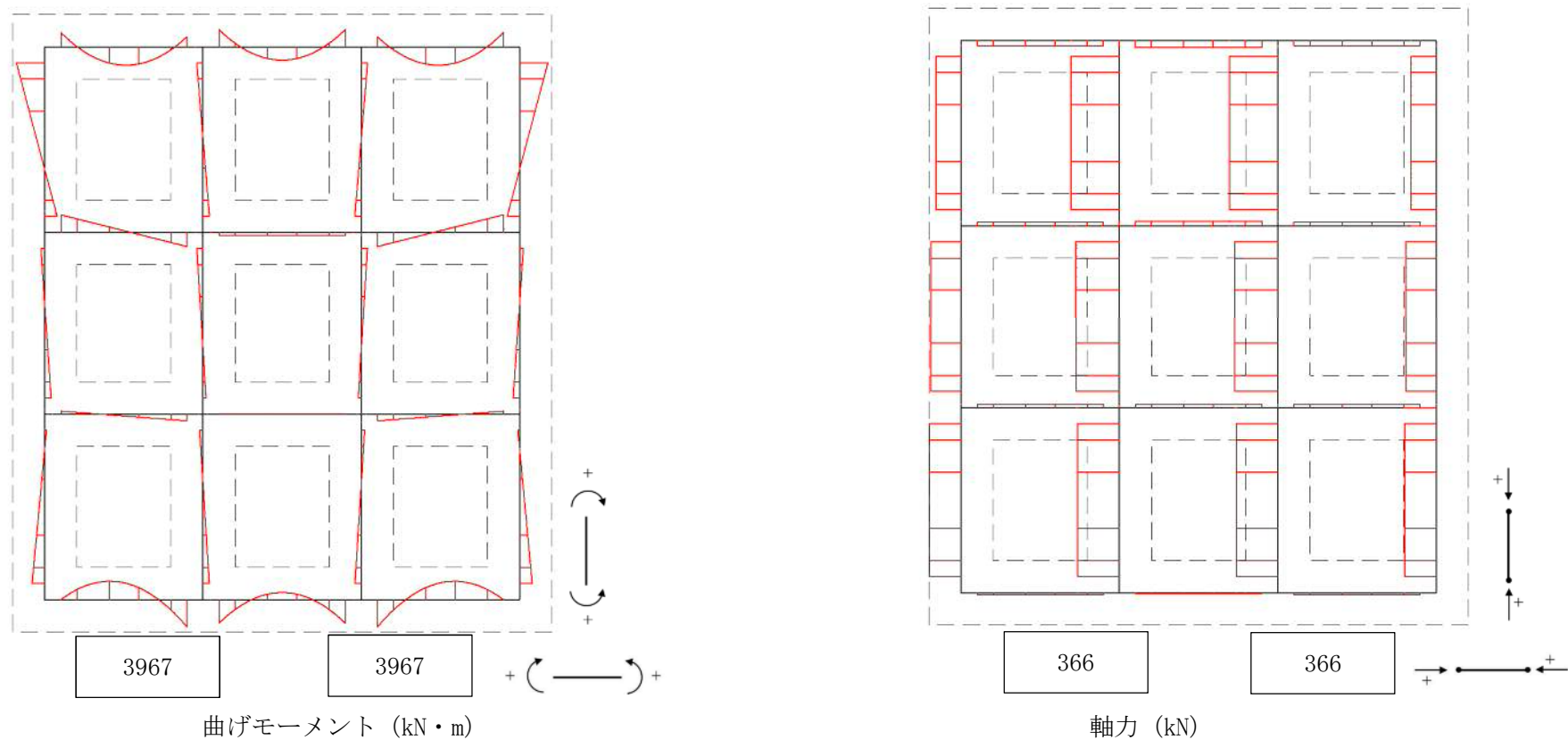


図 5.1-3 (7) 地中連続壁基礎（水平）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



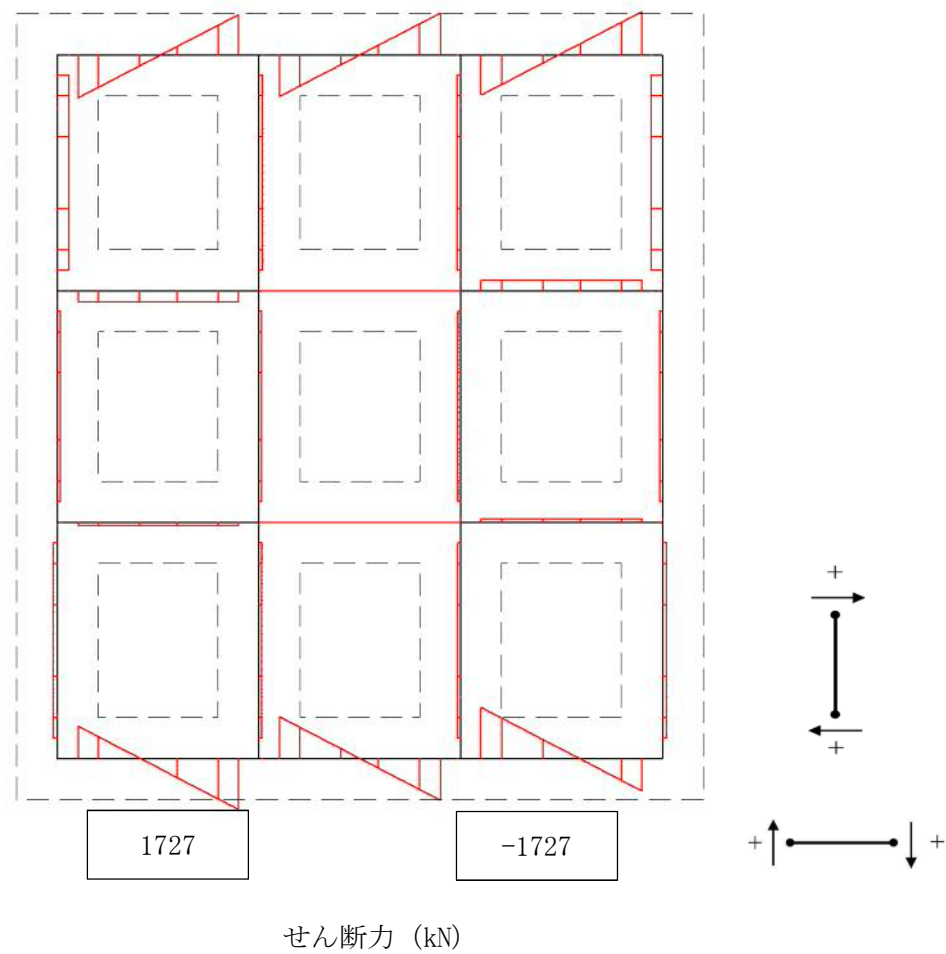


図 5.1-3 (8) 地中連続壁基礎（水平）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



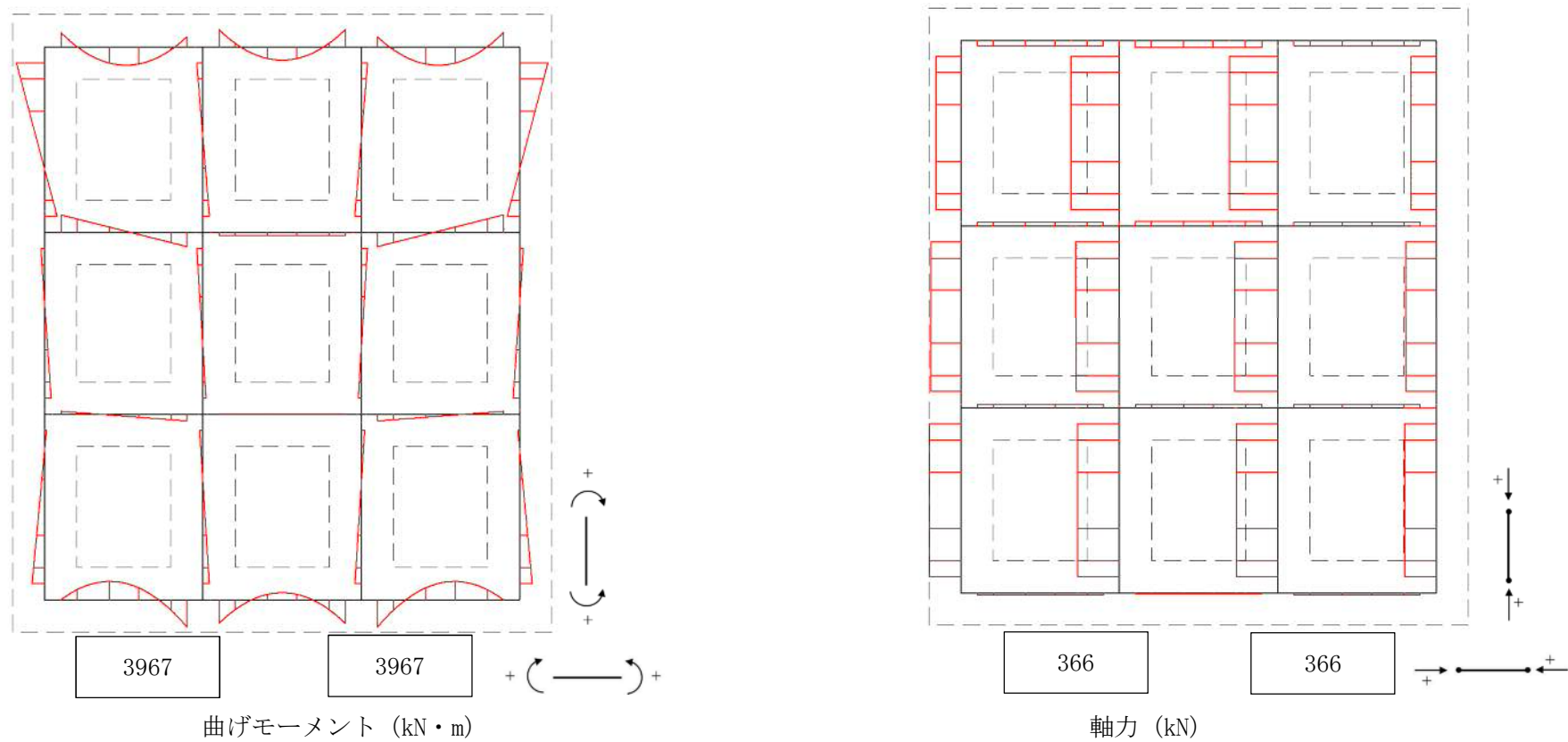


図 5.1-3 (9) 地中連続壁基礎（水平）において鉄筋の曲げ軸力最も厳しくなる各部材の断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



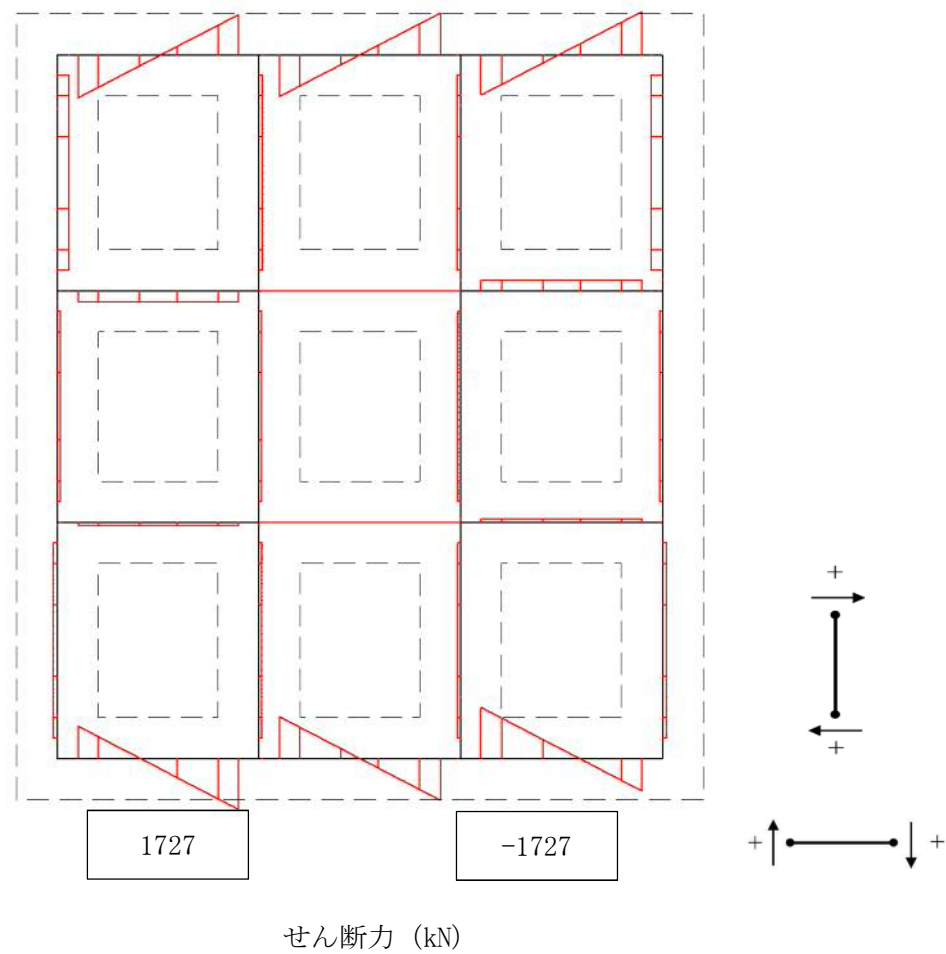


図 5.1-3 (10) 地中連続壁基礎（水平）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



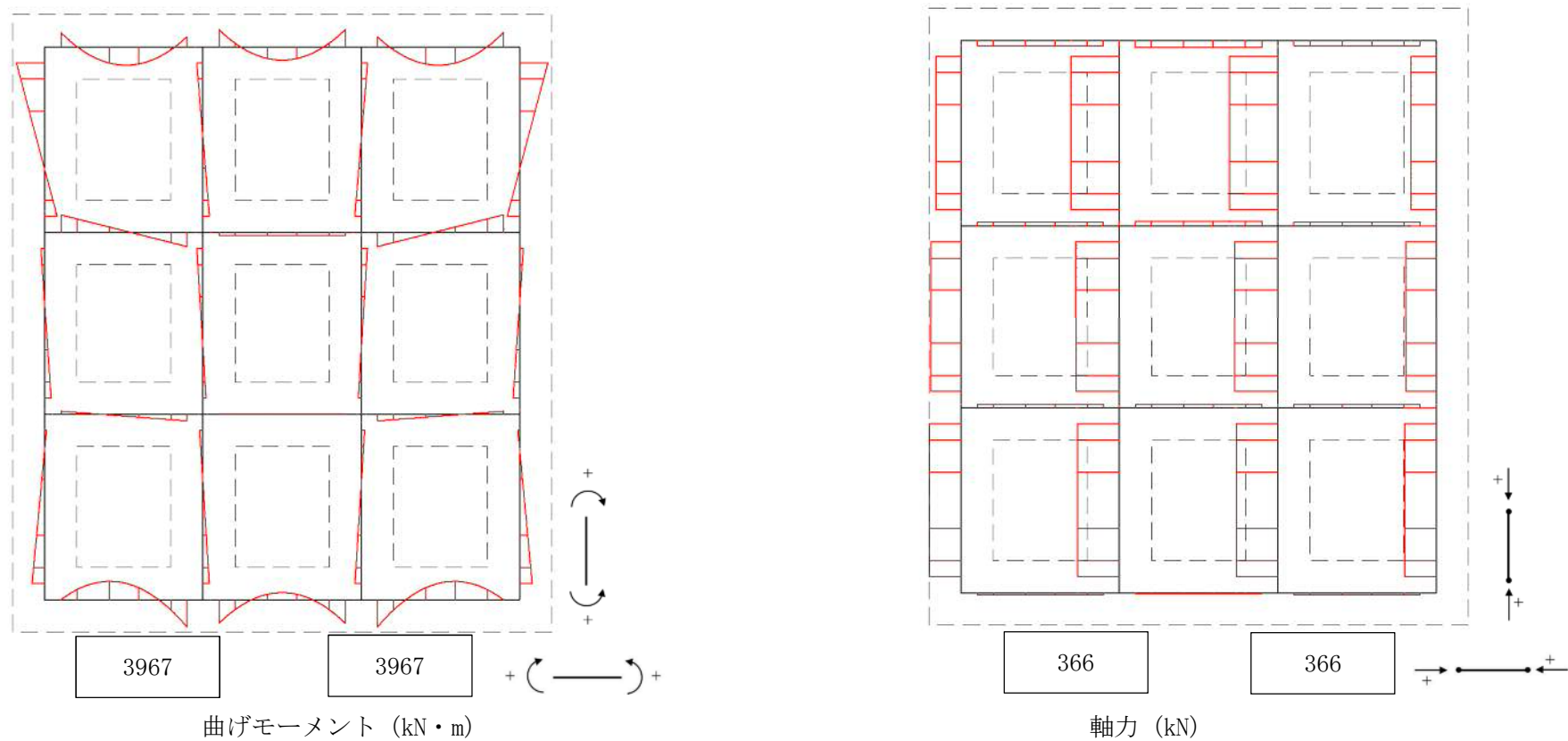


図 5.1-3 (11) 地中連続壁基礎（水平）においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



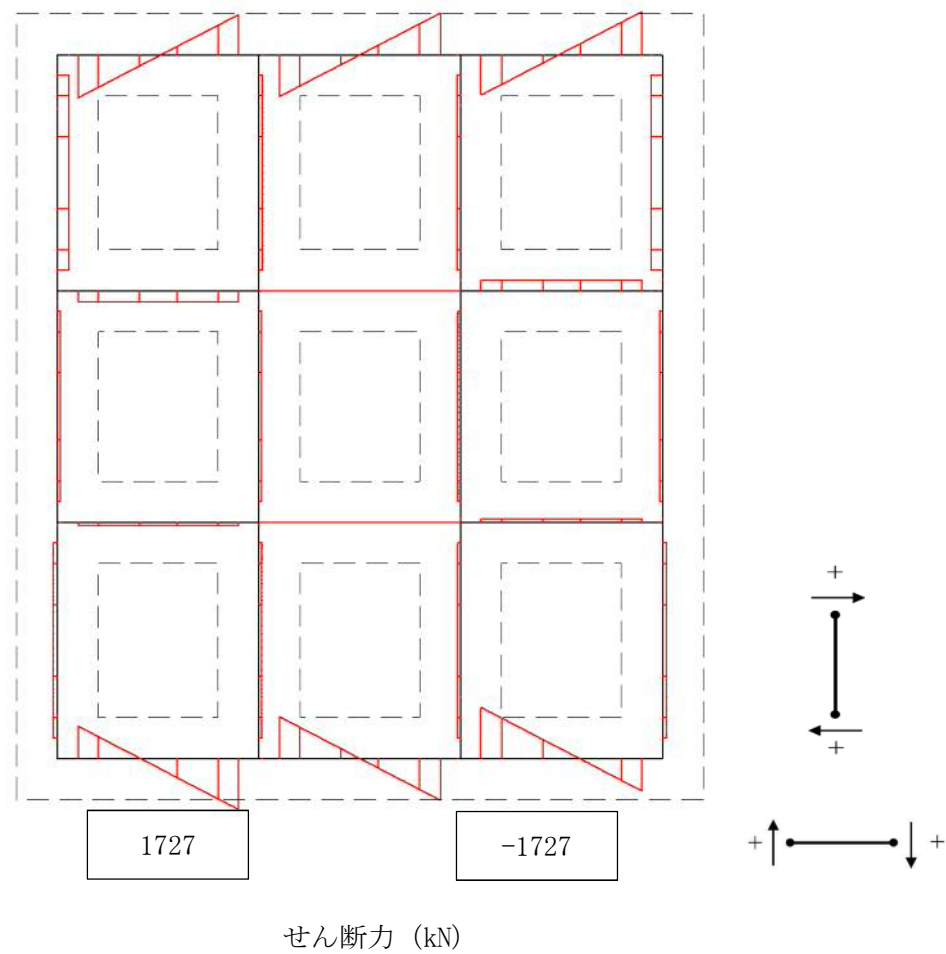


図 5.1-3 (12) 地中連続壁基礎（水平）においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



表 5.1-5 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
放水路 側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	3.01	21.0	0.14	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	3.19	21.0	0.15	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	7	0.11	21.0	0.01	①	Ss-12 (+/+)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	235973	30380	7.65	21.0	0.37	①	Ss-31 (+/+)
地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	7.11	16.8	0.42	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
放水路 側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	166	294	0.57	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	50	294	0.17	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	229	-23	7	294	0.03	⑥	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-223060	26026	126	435	0.29	①	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	201	348	0.58	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-5 (3) セン断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d									
放水路 側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	999	0.523	0.825	0.64	1796	0.56	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	995	0.521	0.825	0.64	1796	0.56	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.036	0.825	0.05	3510	0.04	②	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	11254	-	0.825	-	21443	0.53	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2443	-	0.660	-	3245	0.76	④	Ss-D1 (+/-)

注記 \* : 評価位置は次ページに示す



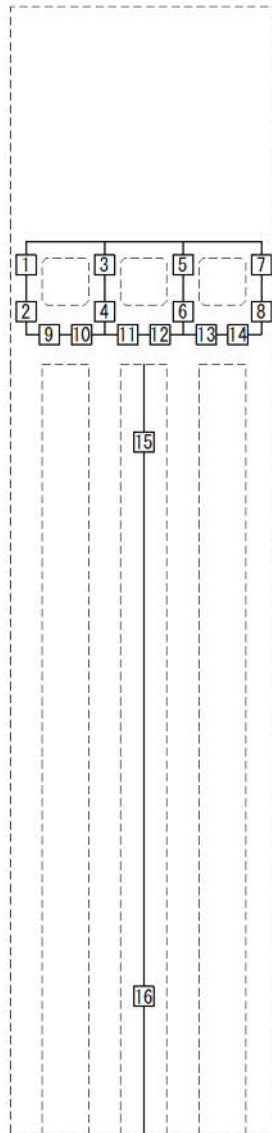
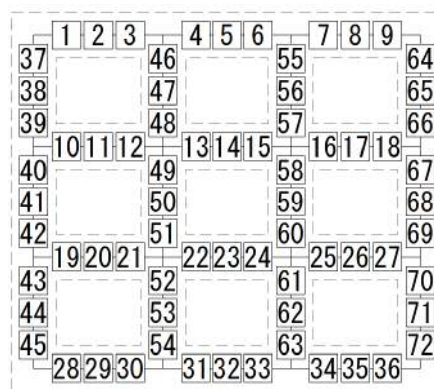


図 5.1-4 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の評価位置図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（堤外側）



（堤内側）

図 5.1-4 (2) 地中連続壁基礎（水平）の評価位置図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））



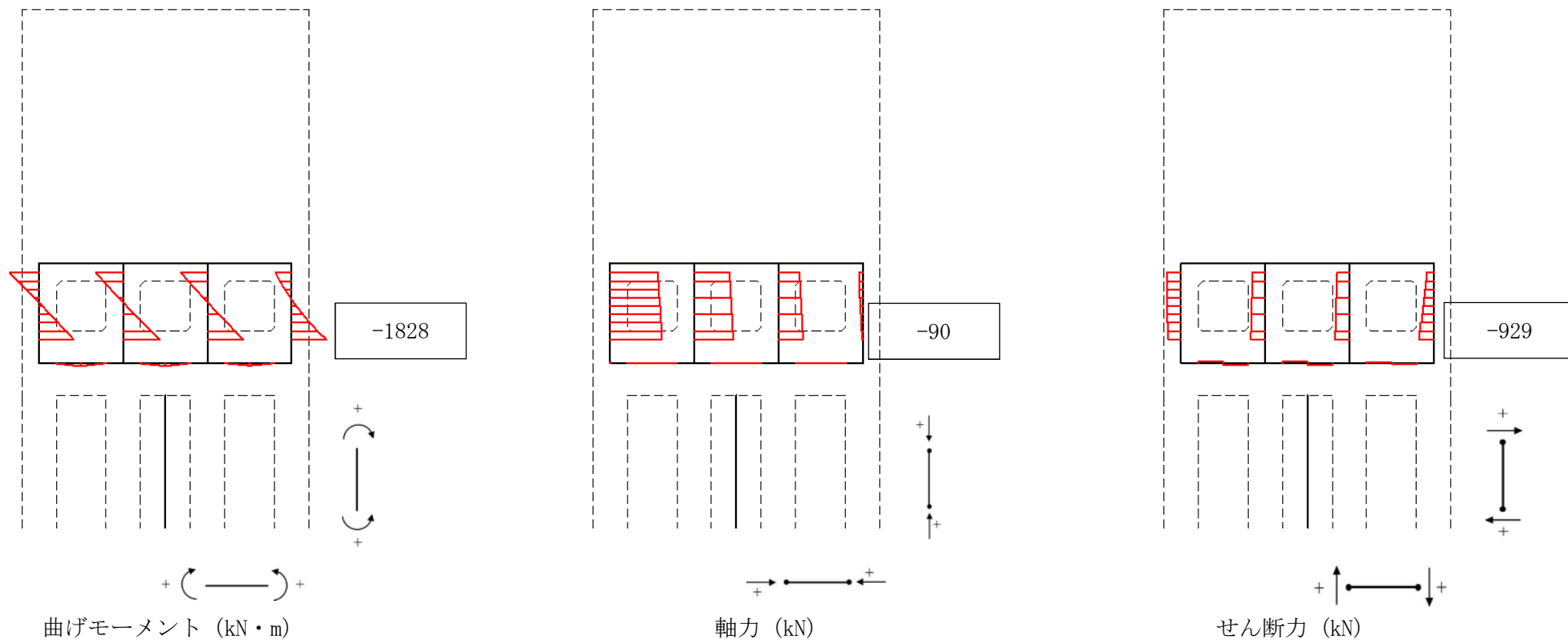


図 5.1-5 (1) 放水路側壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.96$  s）



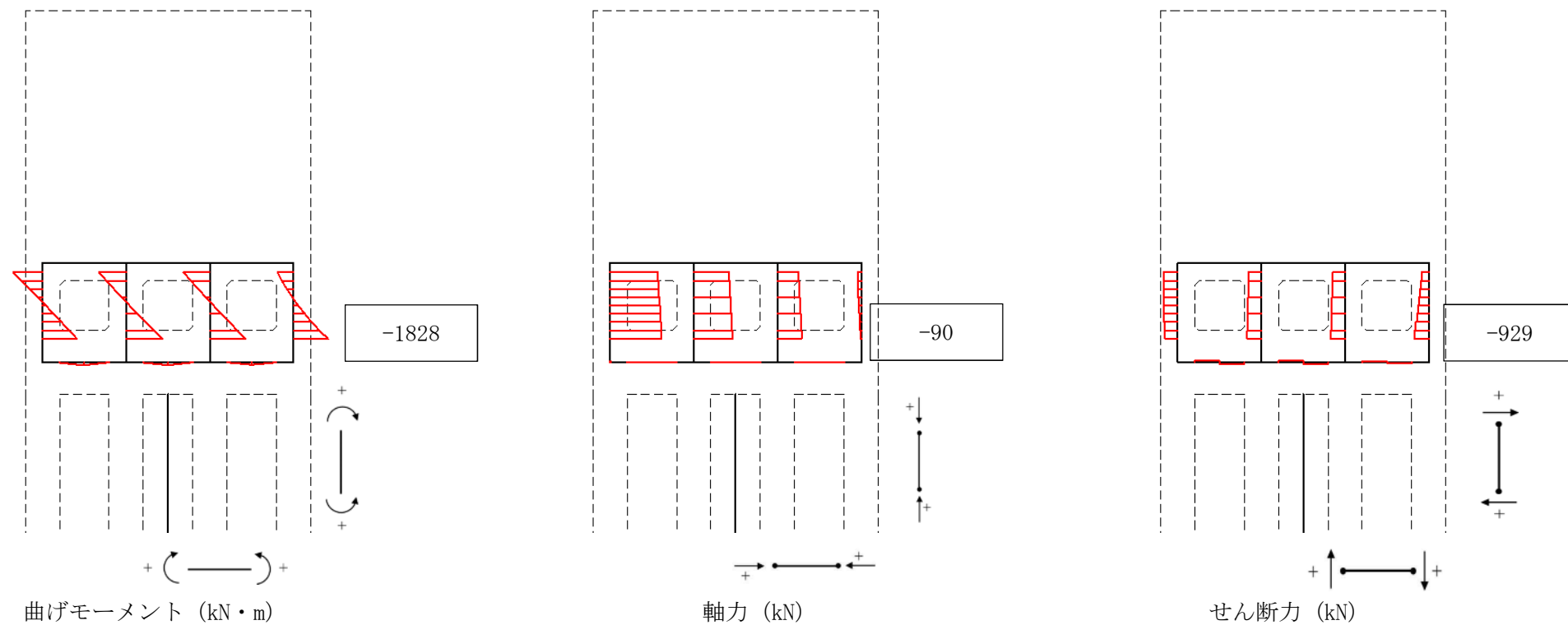


図 5.1-5 (2) 放水路側壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.96$  s)



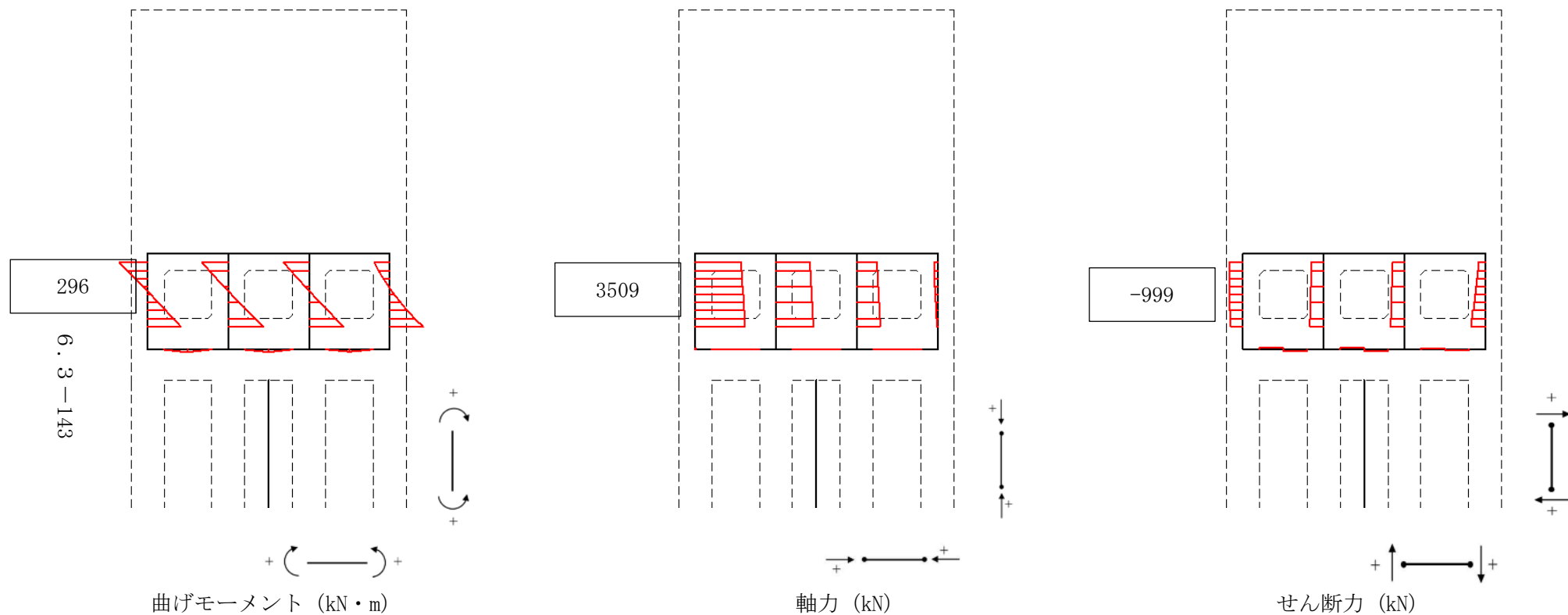


図 5.1-5 (3) 放水路側壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕，  
 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.95$  s）



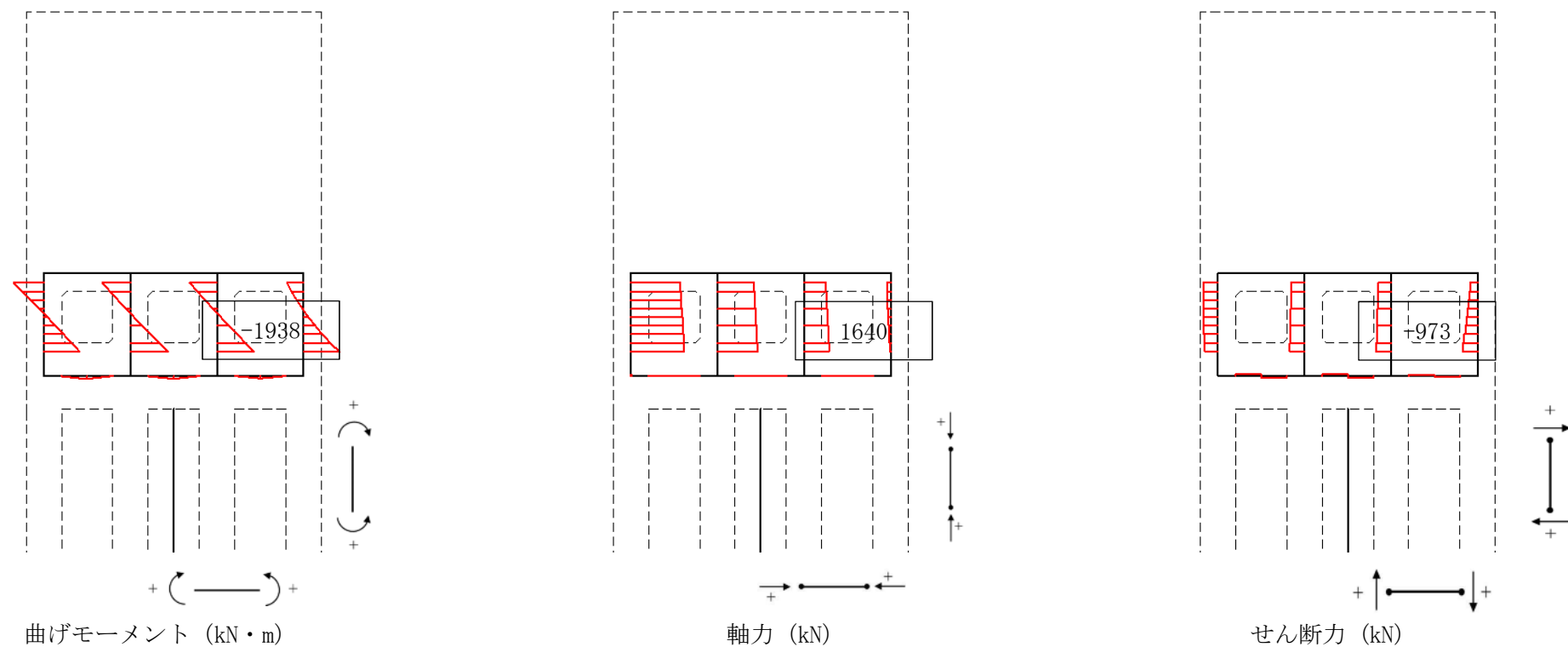


図 5.1-5 (4) 放水路中壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.96$  s)



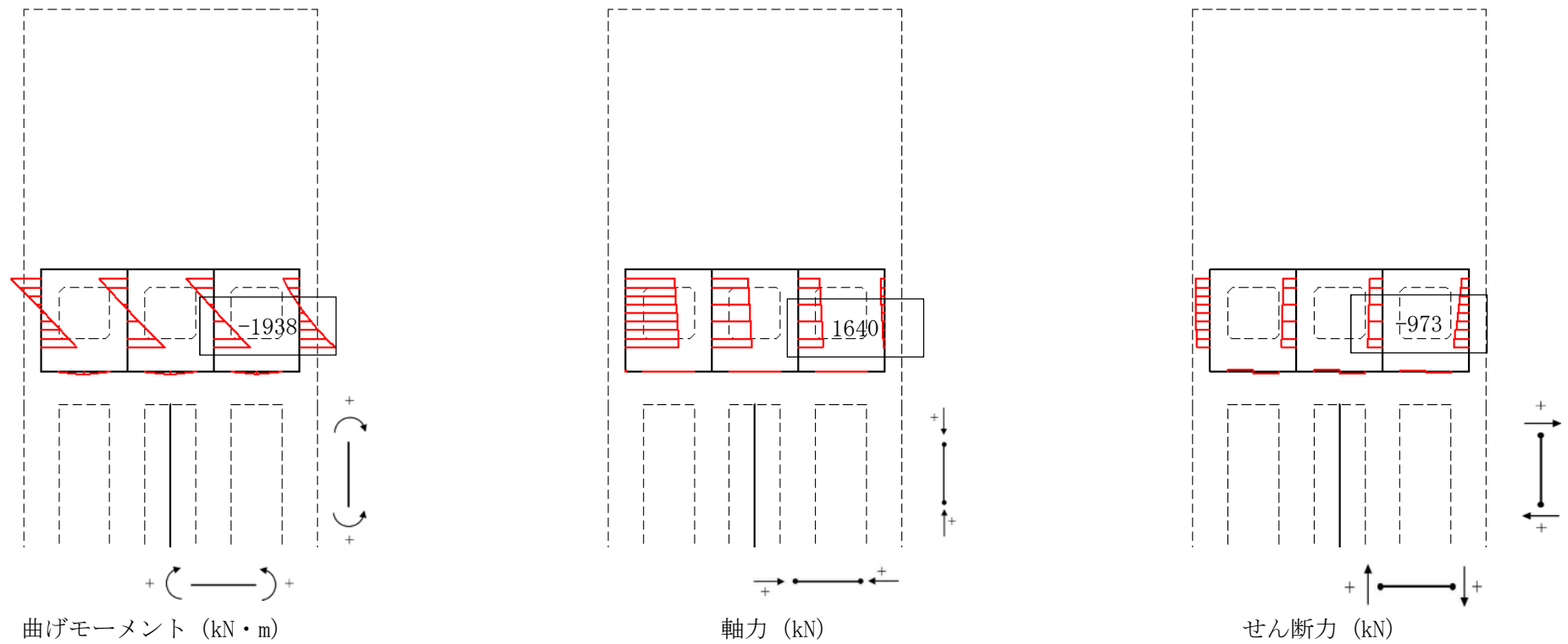


図 5.1-5 (5) 放水路中壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース⑥：（地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）として非液化化の条件を仮定した解析ケース， $t=53.96$  s）



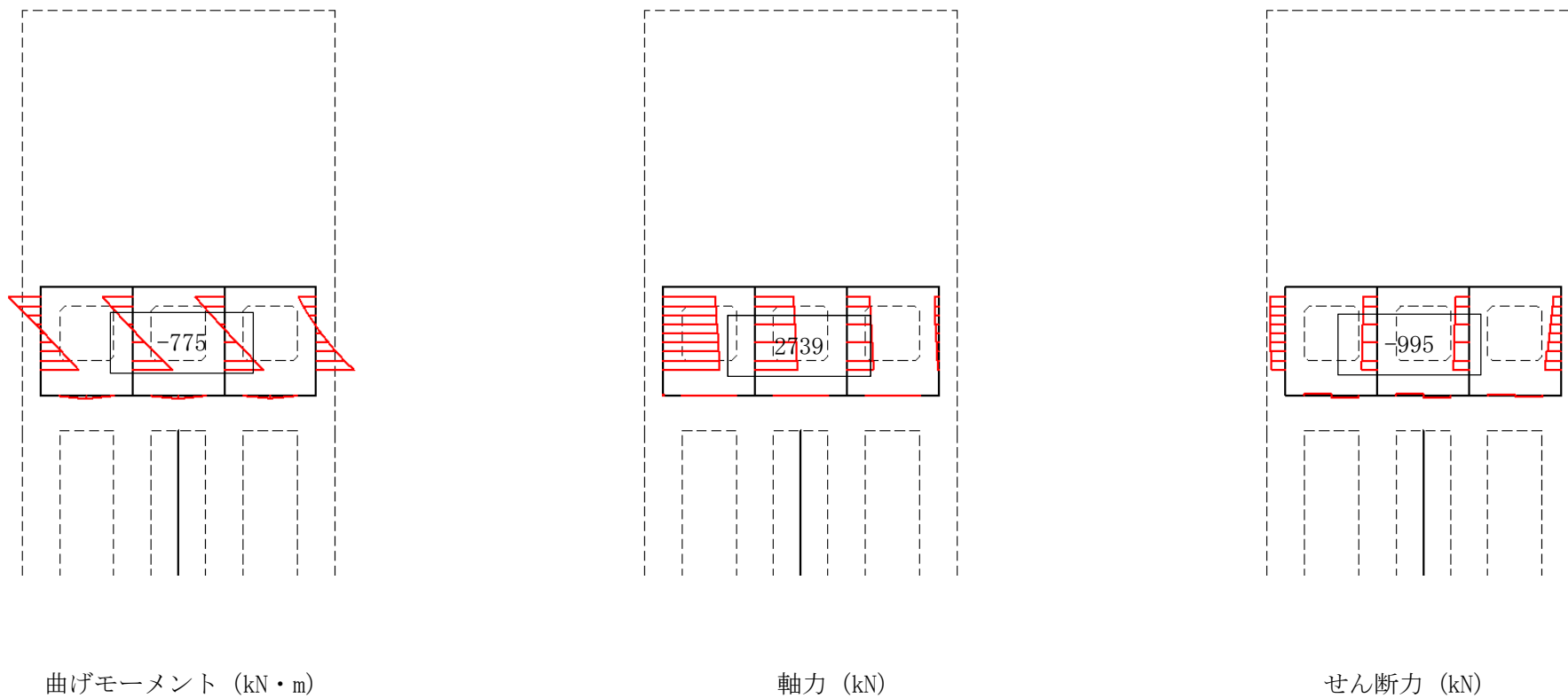
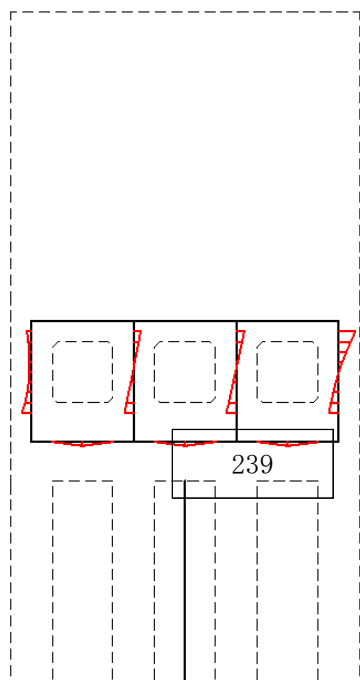
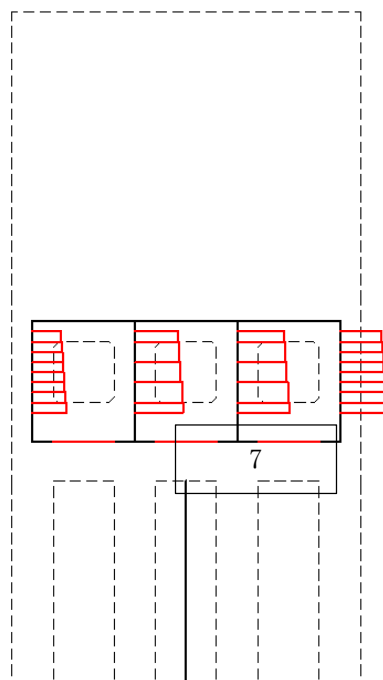


図 5.1-5 (6) 放水路中壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))  
 (地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.95$  s)

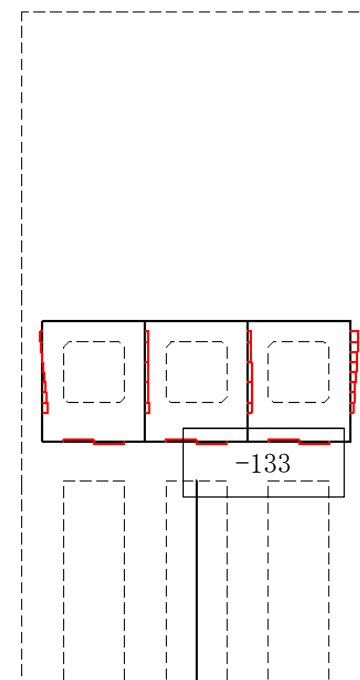




曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.1-5 (7) 放水路底版においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波:  $S_s - 12$  [H+, V+],

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),  $t = 29.55$  s)



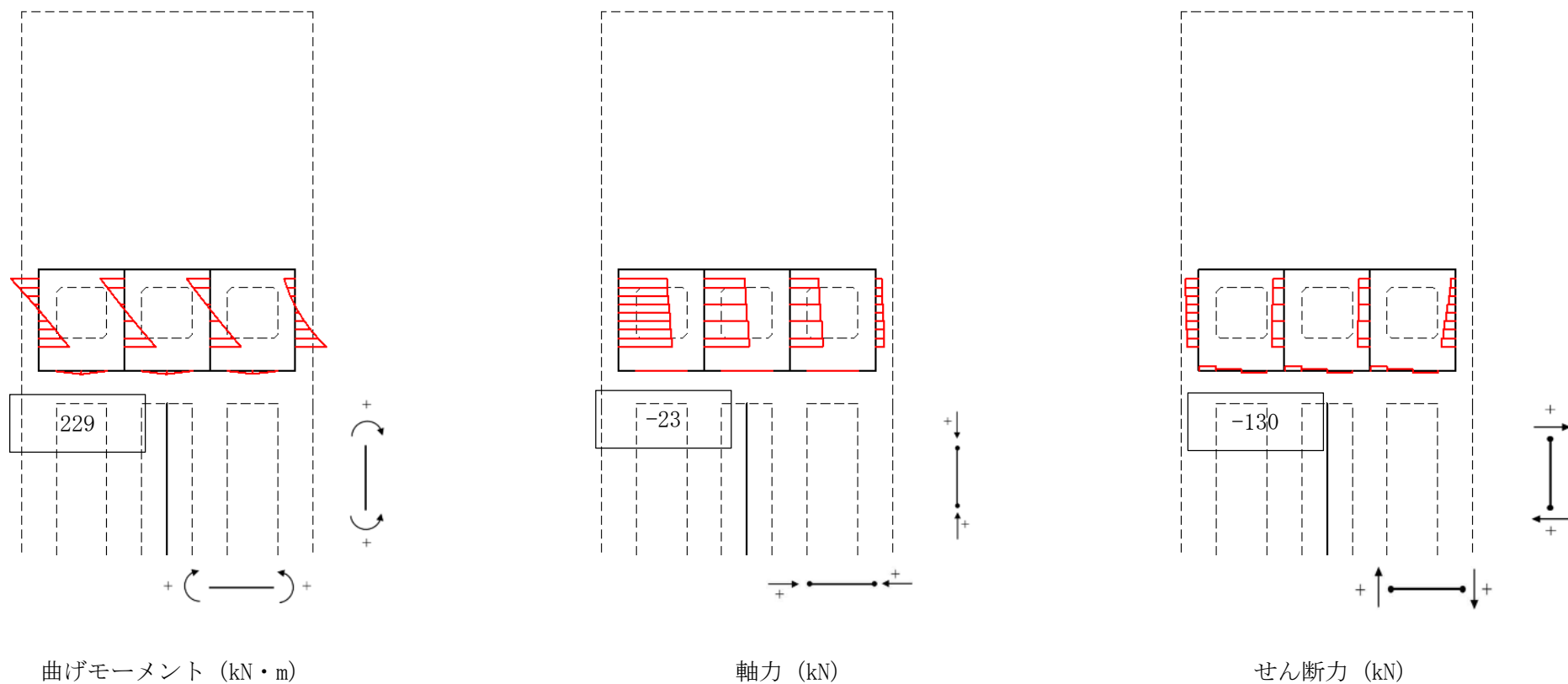


図 5.1-5 (8) 放水路底版において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t=23.43$  s）



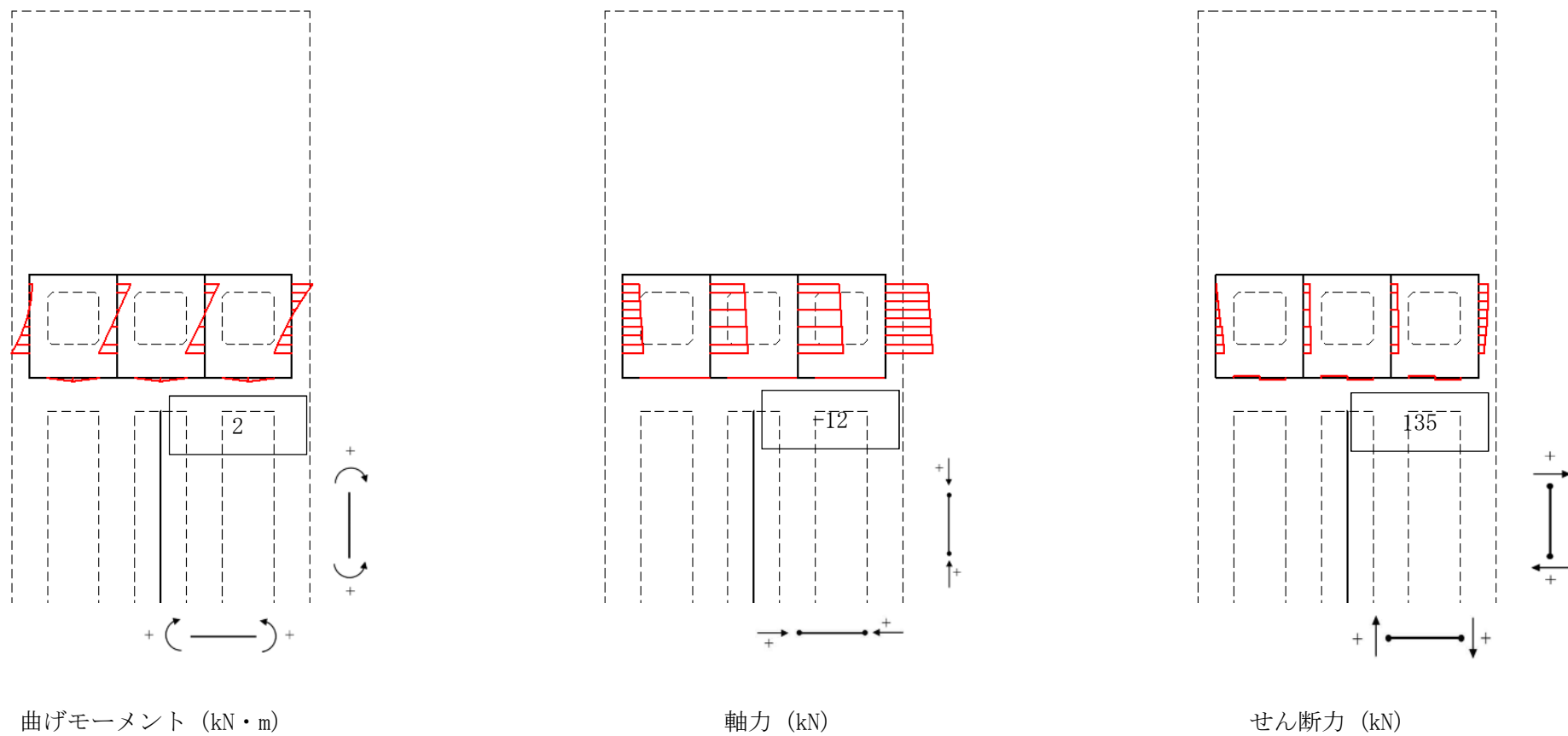


図 5.1-5 (9) 放水路底版においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース， $t=44.31$  s）



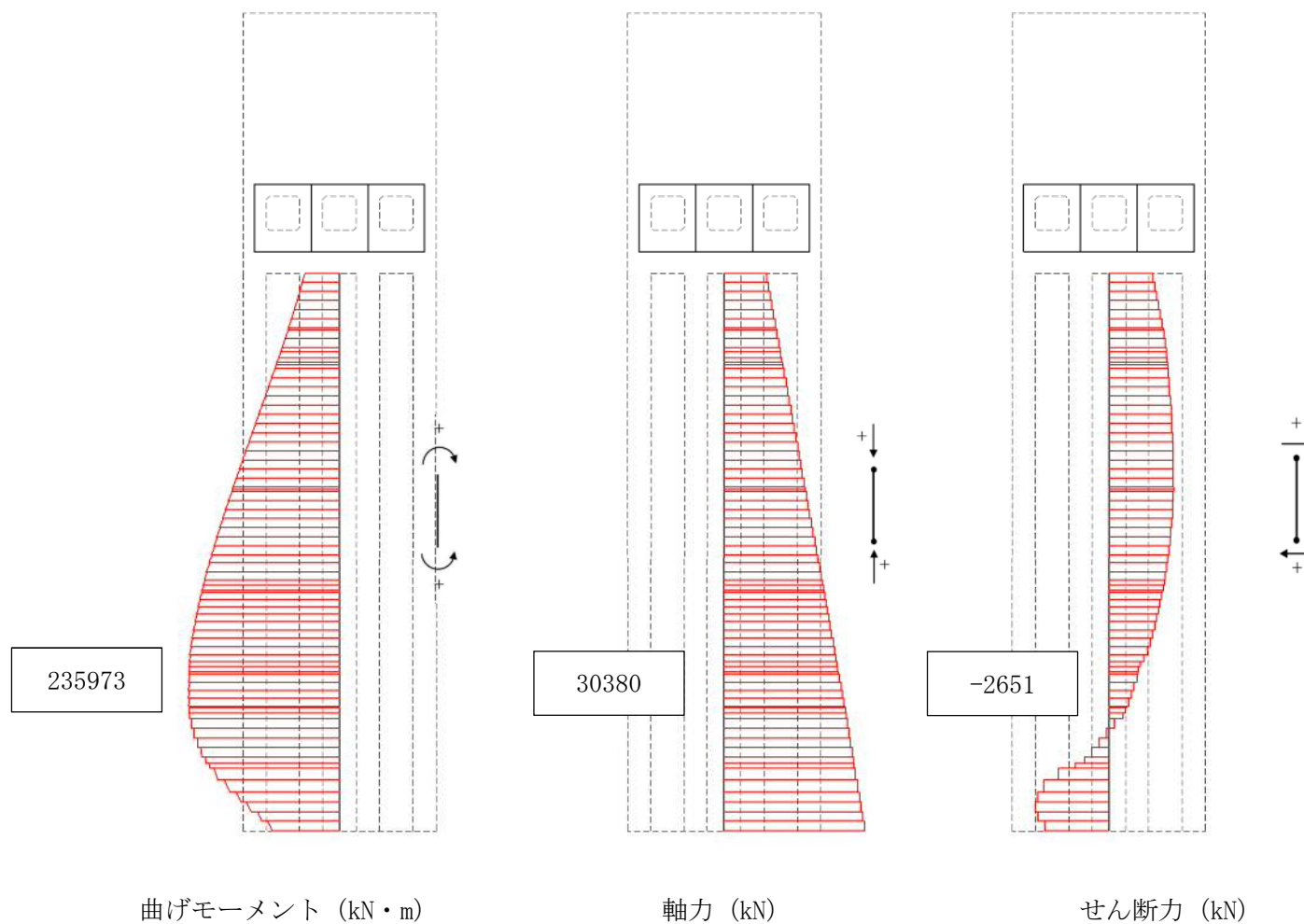


図 5.1-5 (10) 地中連続壁基礎（鉛直）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波：S<sub>s</sub>-3 1〔H+, V+〕，  
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）， t = 8.86 s）



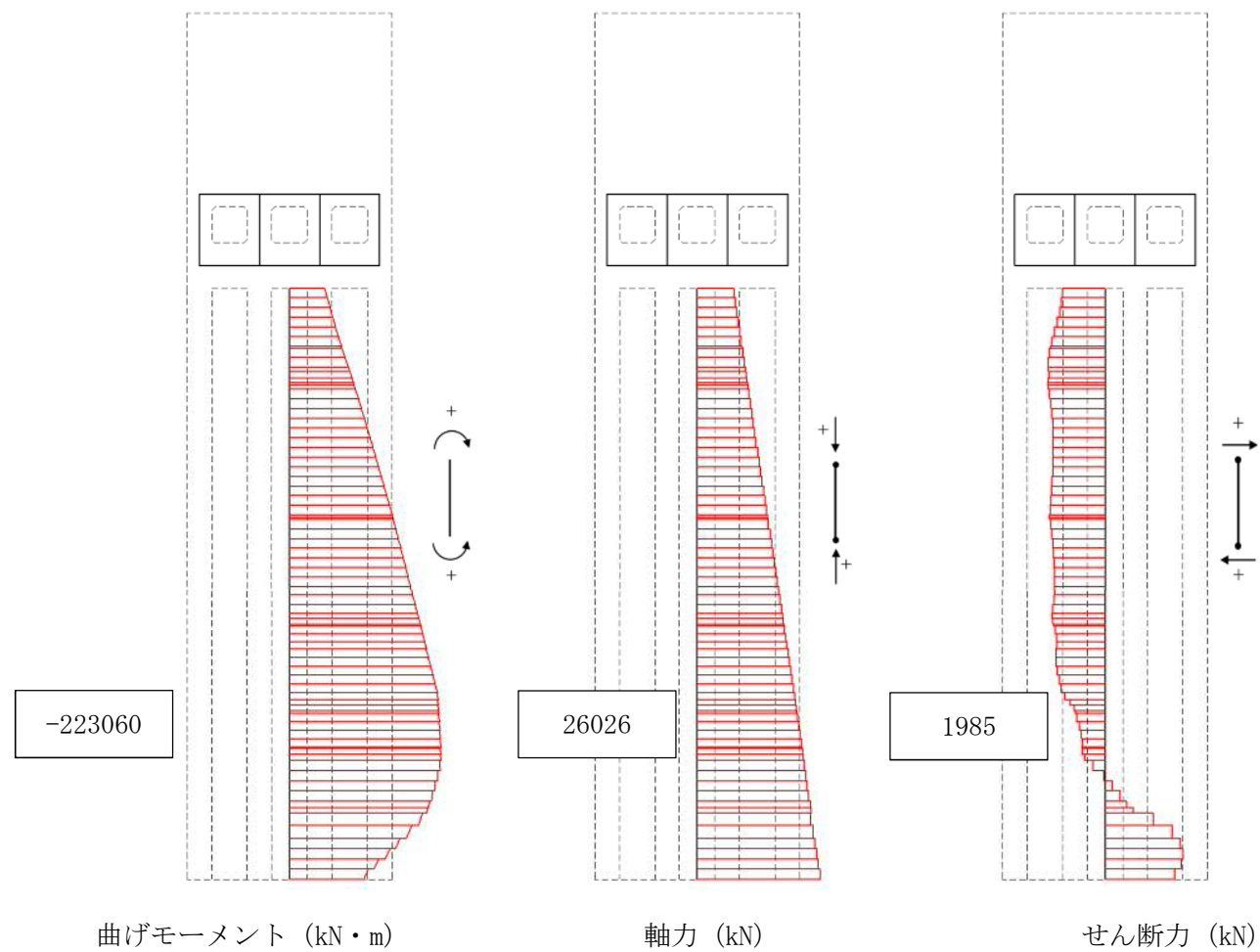


図 5.1-5 (11) 地中連続壁基礎（鉛直）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V+〕，  
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）， $t=23.42$  s）



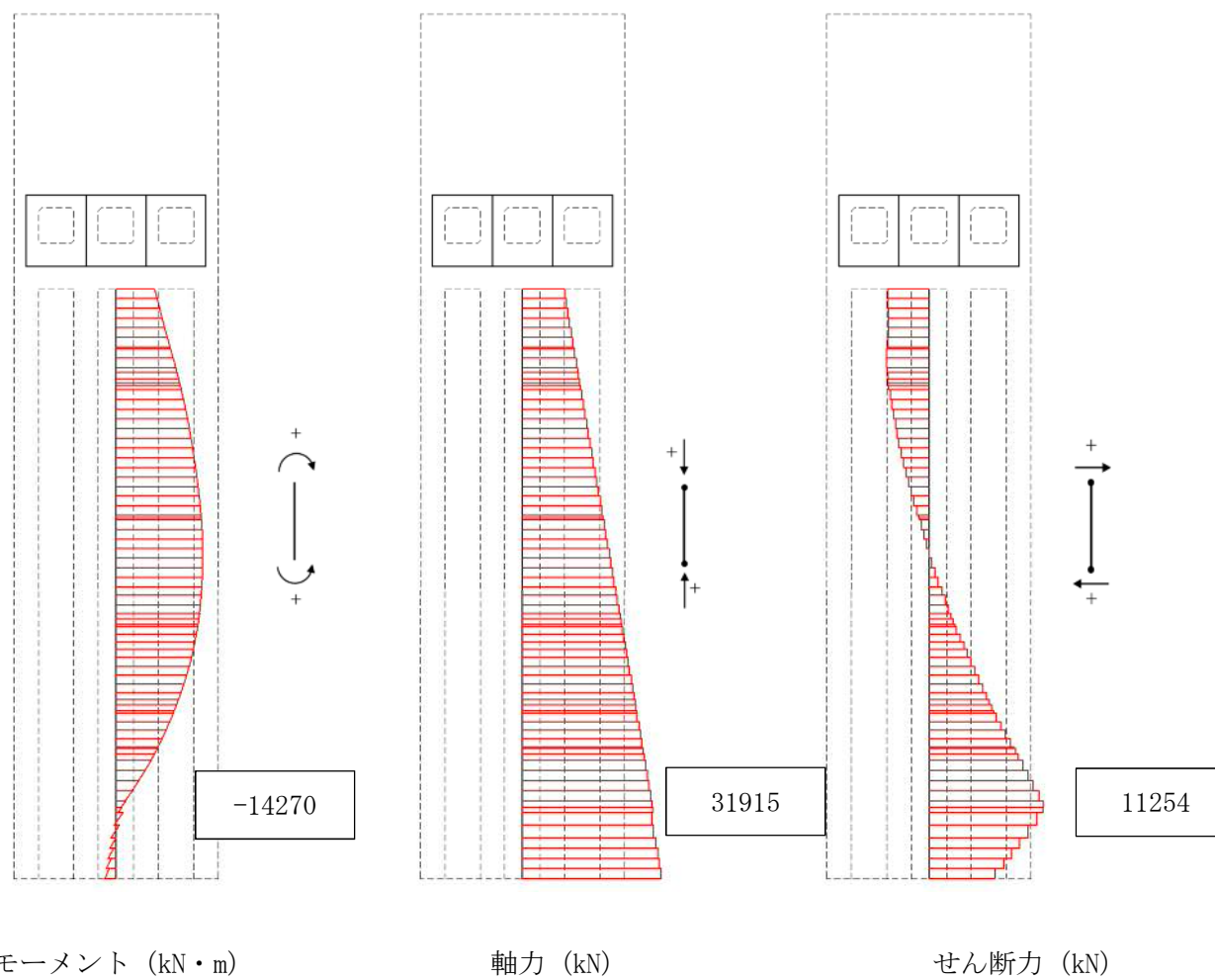


図 5.1-5 (12) 地中連続壁基礎（鉛直）においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース， $t=54.00$  s）



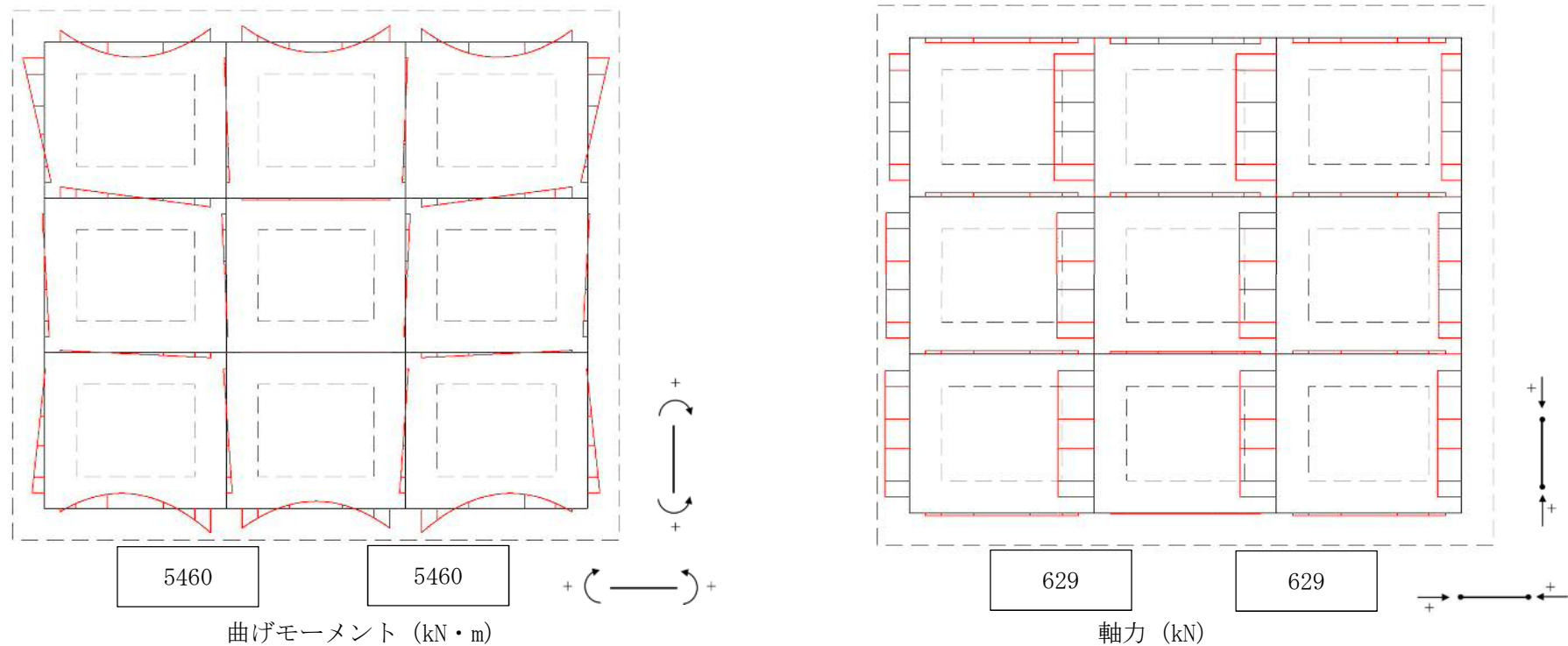


図 5.1-5 (13) 地中連続壁基礎（水平）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布  
 （防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



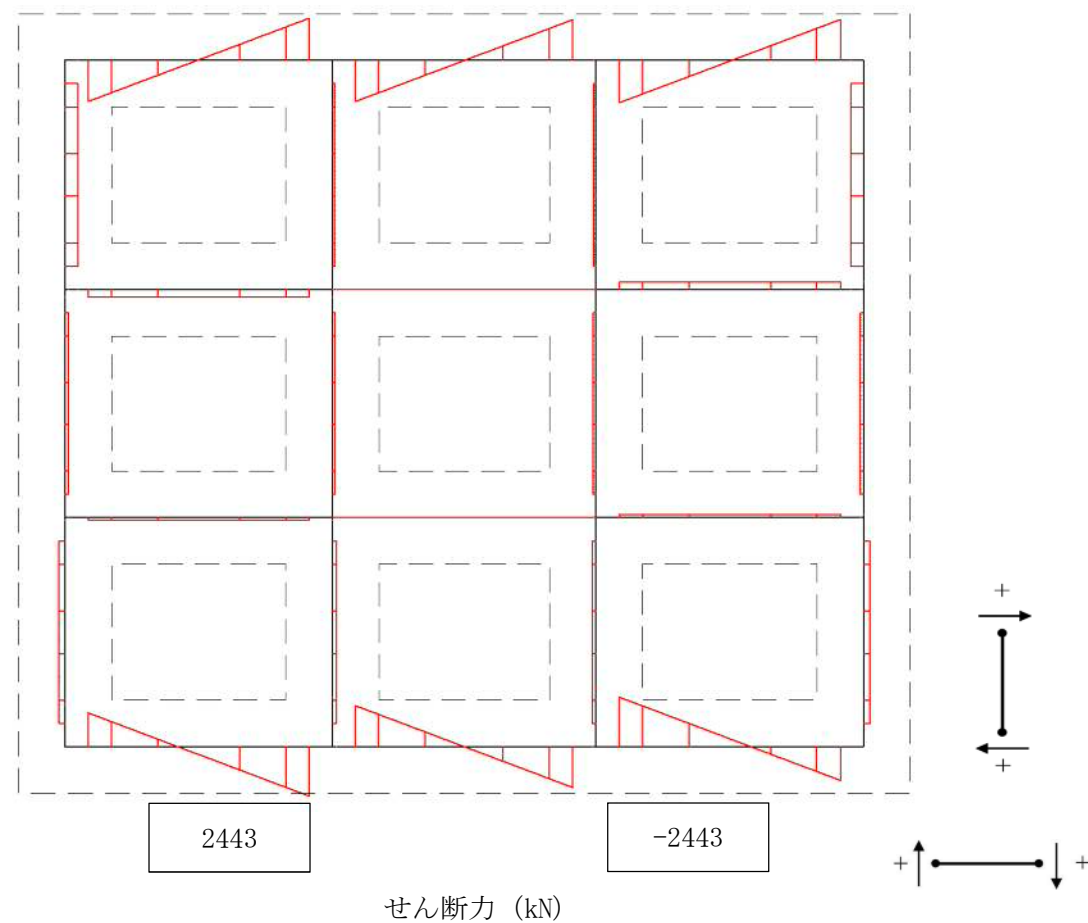


図 5.1-5 (14) 地中連続壁基礎（水平）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布  
（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，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）



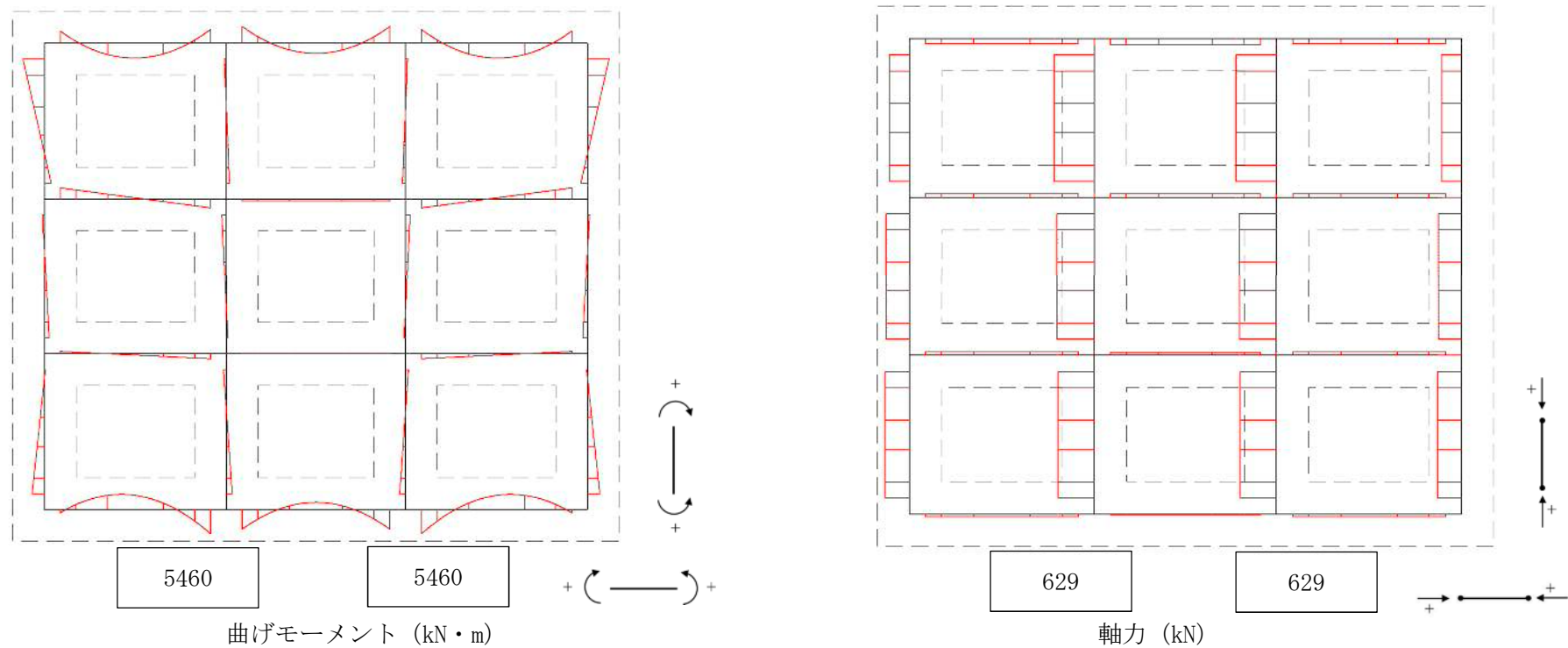


図 5.1-5 (15) 地中連続壁基礎（水平）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



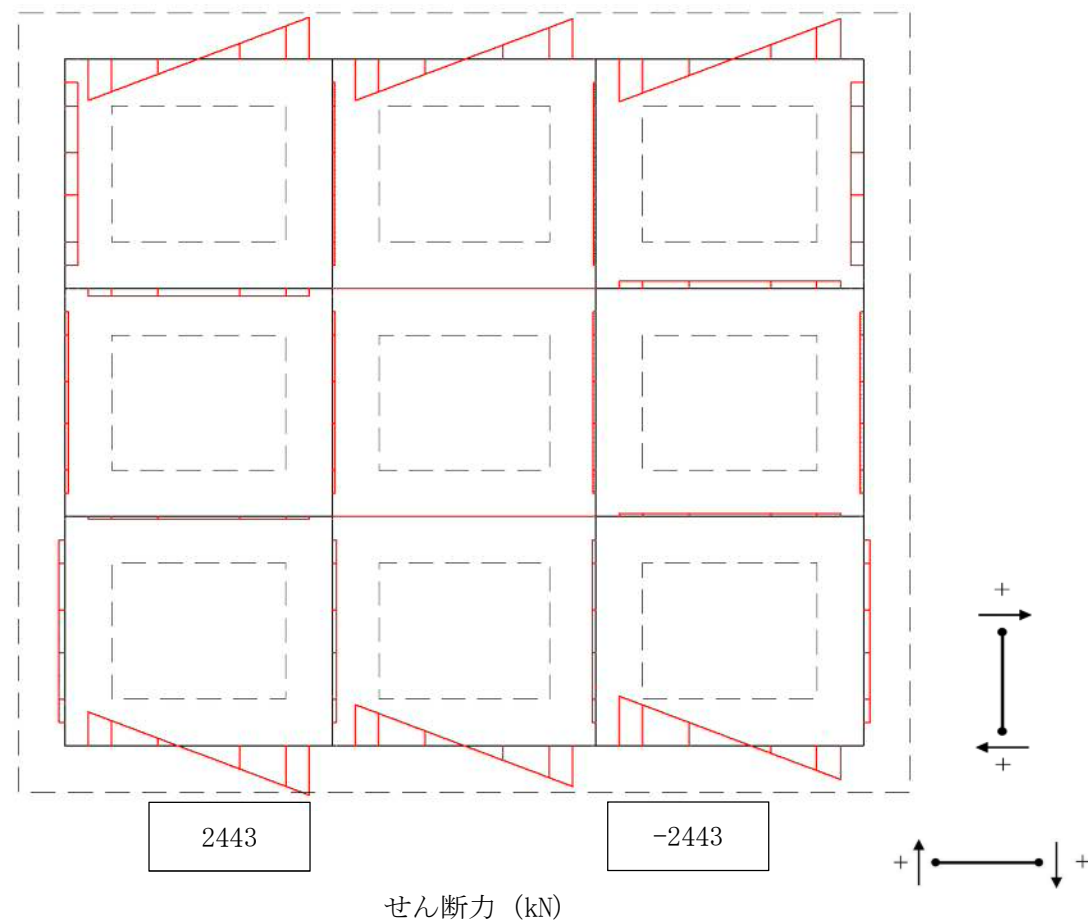


図 5.1-5 (16) 地中連続壁基礎（水平）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



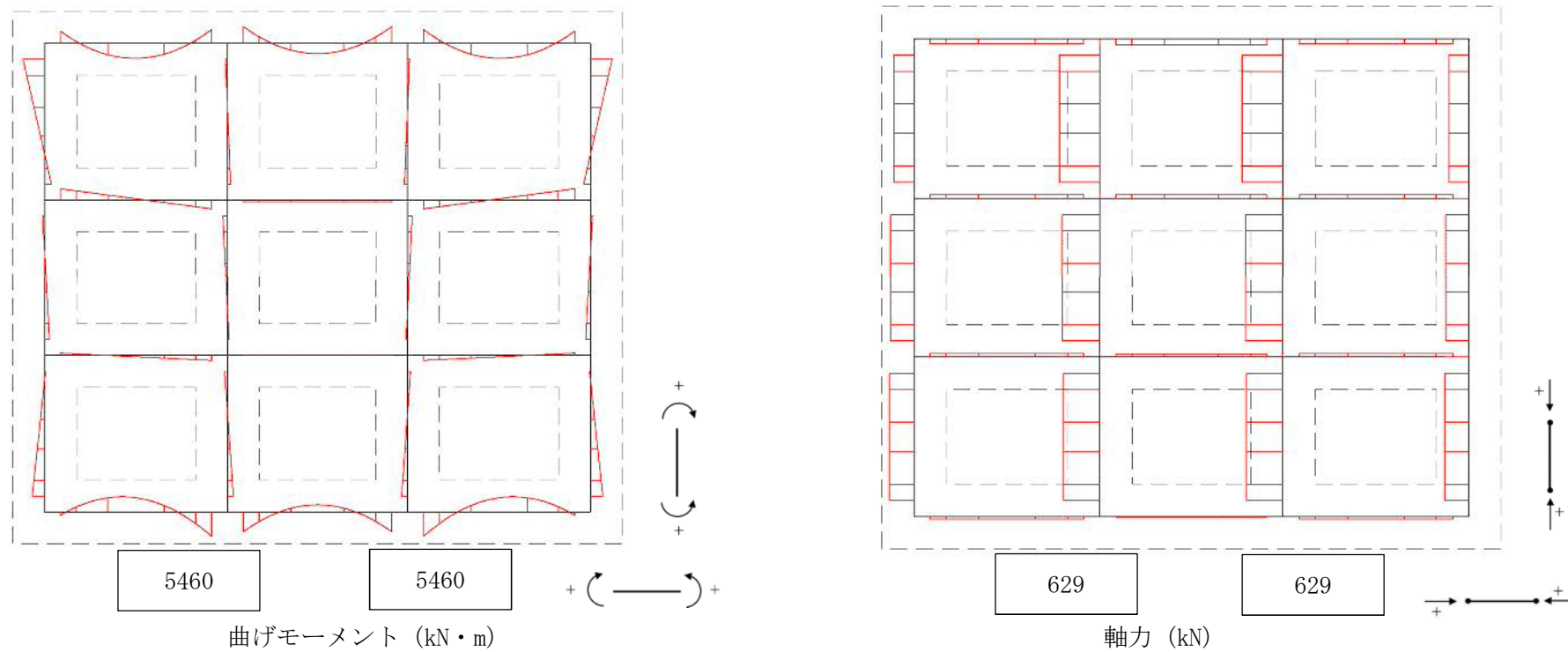


図 5.1-5 (17) 地中連続壁基礎（水平）においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



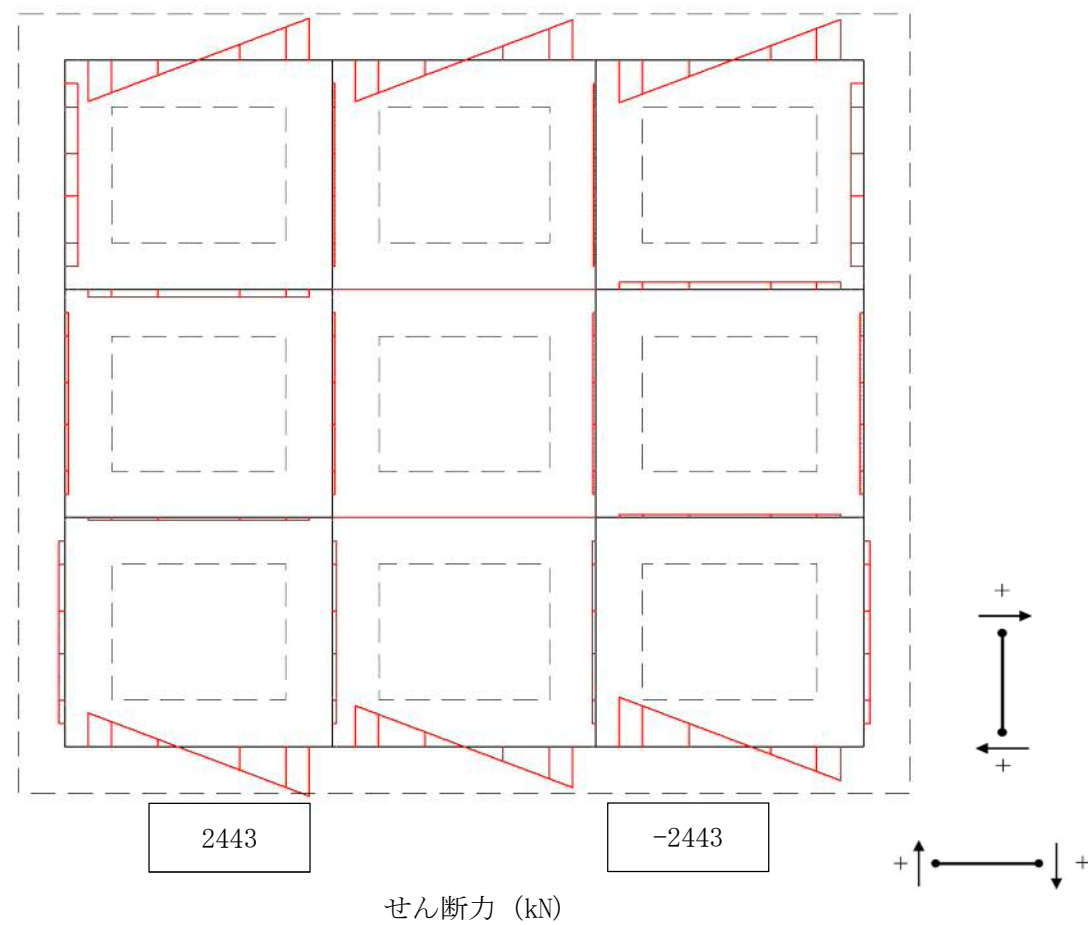


図 5.1-5 (18) 地中連続壁基礎（水平）においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



表 5.1-6 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	3.34	21.0	0.16	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	860	565	2.84	21.0	0.14	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	4.43	21.0	0.22	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	2.60	21.0	0.13	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	2.21	21.0	0.11	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1309	973	2.19	21.0	0.11	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	7	0.11	21.0	0.01	①	Ss-12 (+/+)
地中連読壁 基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	224055	27991	7.31	21.0	0.35	①	Ss-31 (+/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	6.94	16.8	0.42	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-6 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	151	294	0.52	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	103	294	0.35	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	145	294	0.50	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	139	294	0.48	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	99	294	0.34	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1307	972	41	294	0.14	⑤	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	-23	7	294	0.03	⑥	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207313	22997	131	435	0.31	①	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎(水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	197	348	0.57	④	Ss-D1 (+/-)



表 5.1-6 (3) セン断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容 せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$	検討 ケース	地震波
		部材幅 $b$	部材高 $h$	有効高 $d$									
ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	180	0.260	0.825	0.32	653	0.28	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	263	0.190	0.825	0.24	1306	0.21	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	182	0.210	0.825	0.26	816	0.23	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	669	0.335	0.825	0.41	1877	0.36	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	685	0.359	0.825	0.44	1796	0.39	③	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	681	0.357	0.825	0.44	1796	0.38	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	136	0.037	0.825	0.05	3510	0.04	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9818	-	0.825	-	21443	0.46	①	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎(水平) 面押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2384	-	0.660	-	3245	0.74	④	Ss-D1 (+/-)

注記 \* : 評価位置は次ページに示す。



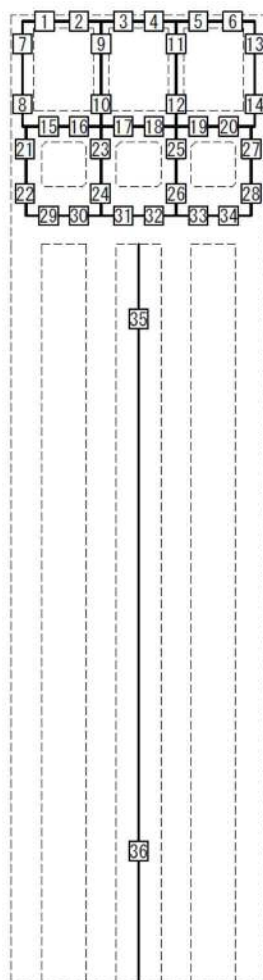
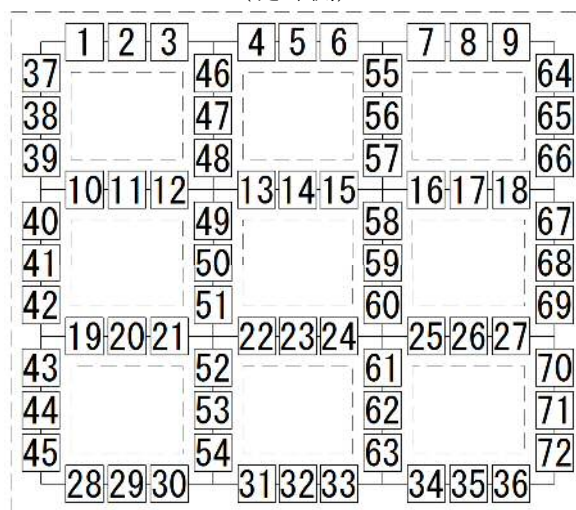


図 5.1-6 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の評価位置（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
（堤外側）



（堤内側）

図 5.1-6 (2) 地中連続壁基礎（水平）の評価位置（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））



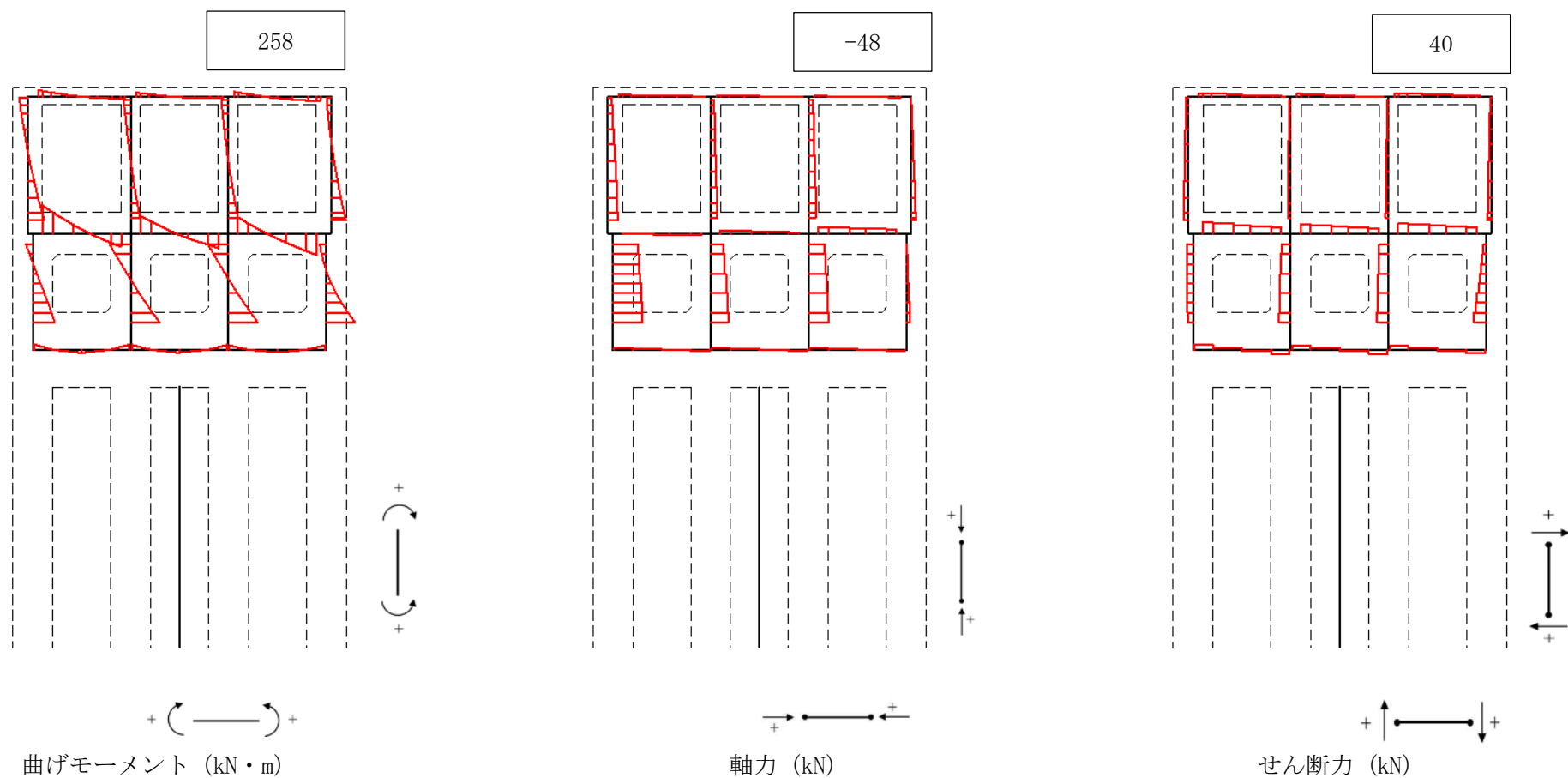


図 5.1-7 (1) 放水路ゲート頂版においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.94$  s）



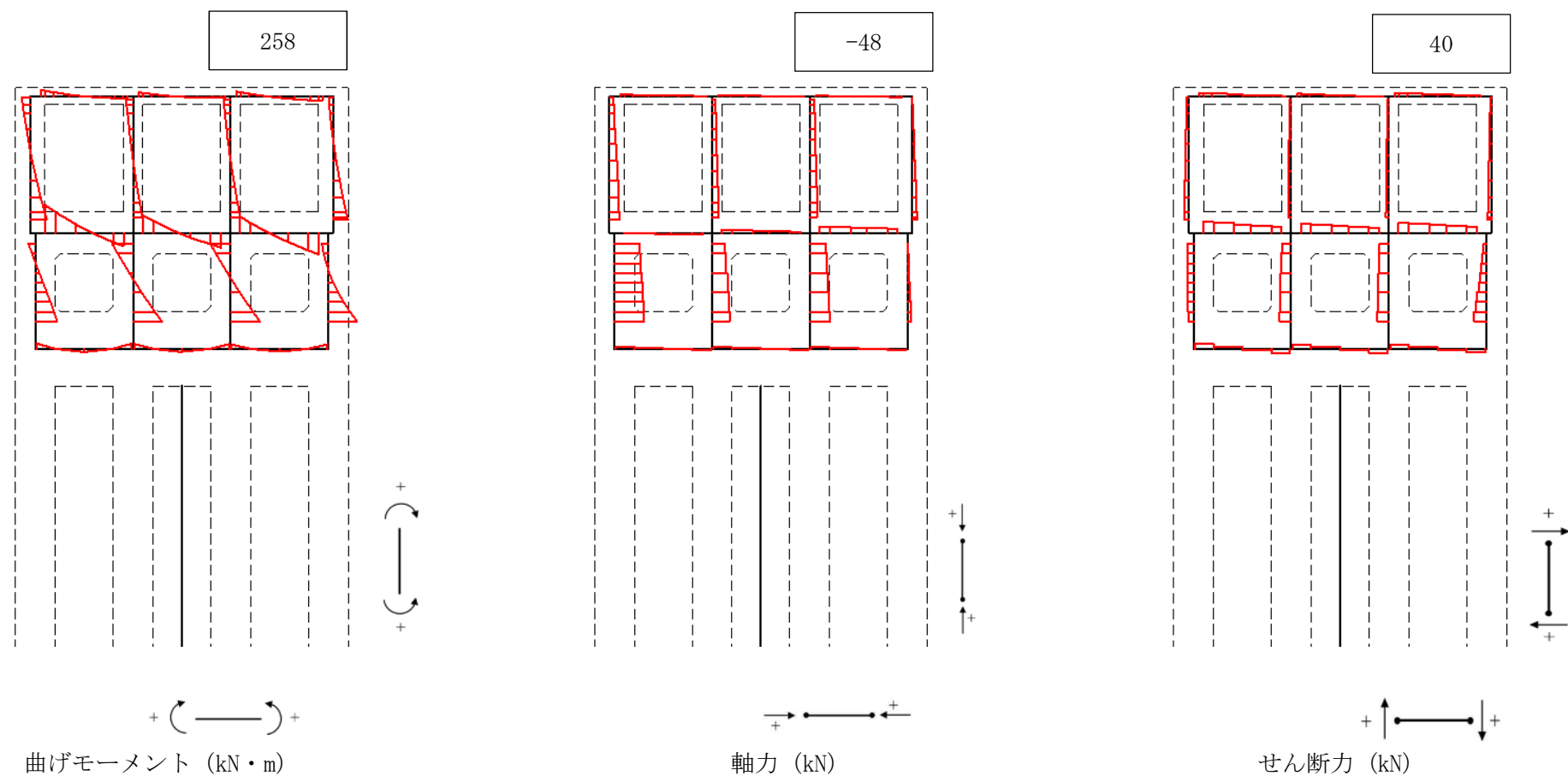


図 5.1-7 (2) 放水路ゲート頂版において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.94$  s)



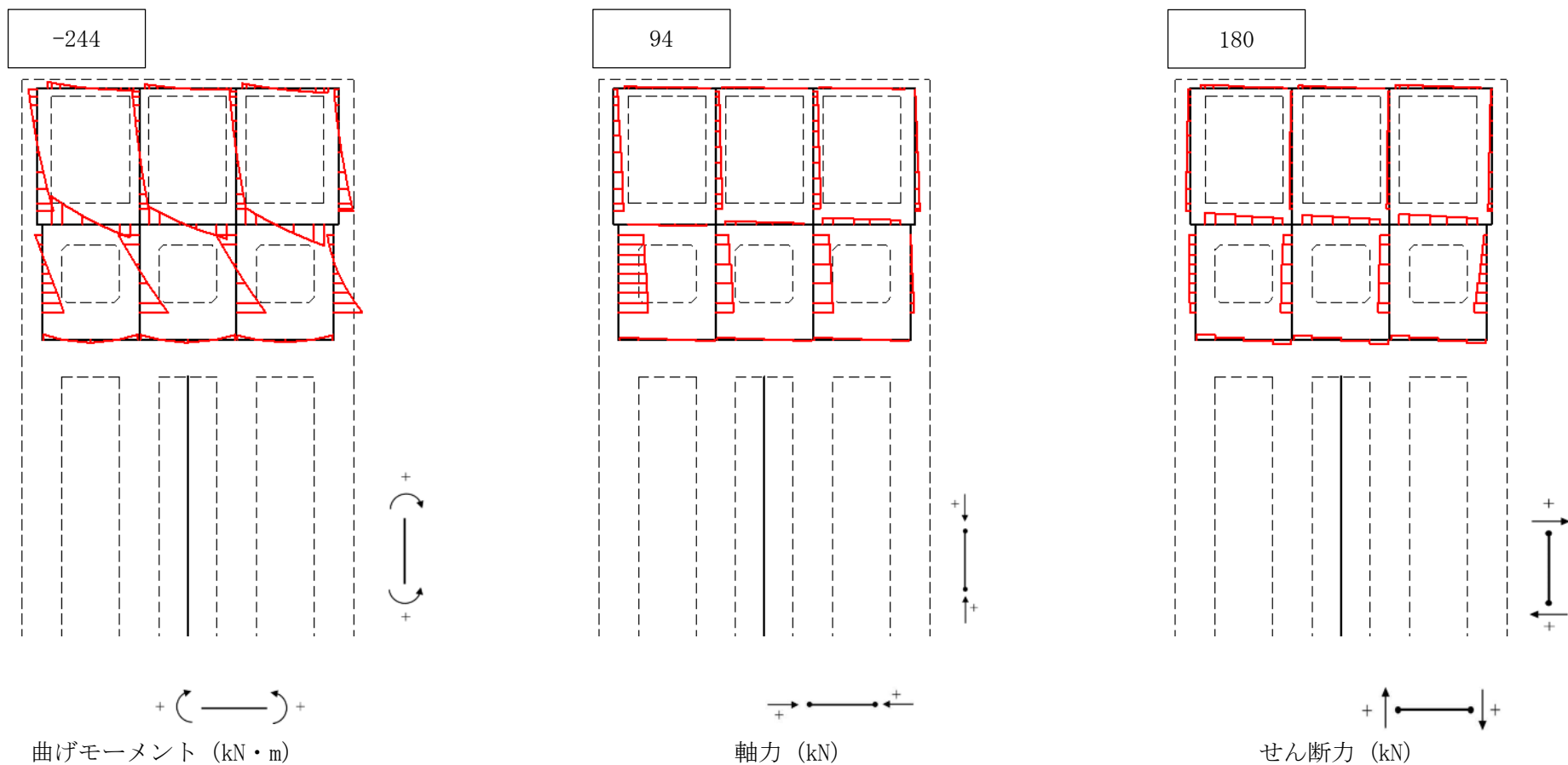


図 5.1-7 (3) 放水路ゲート頂版においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.94 \text{ s}$ ）



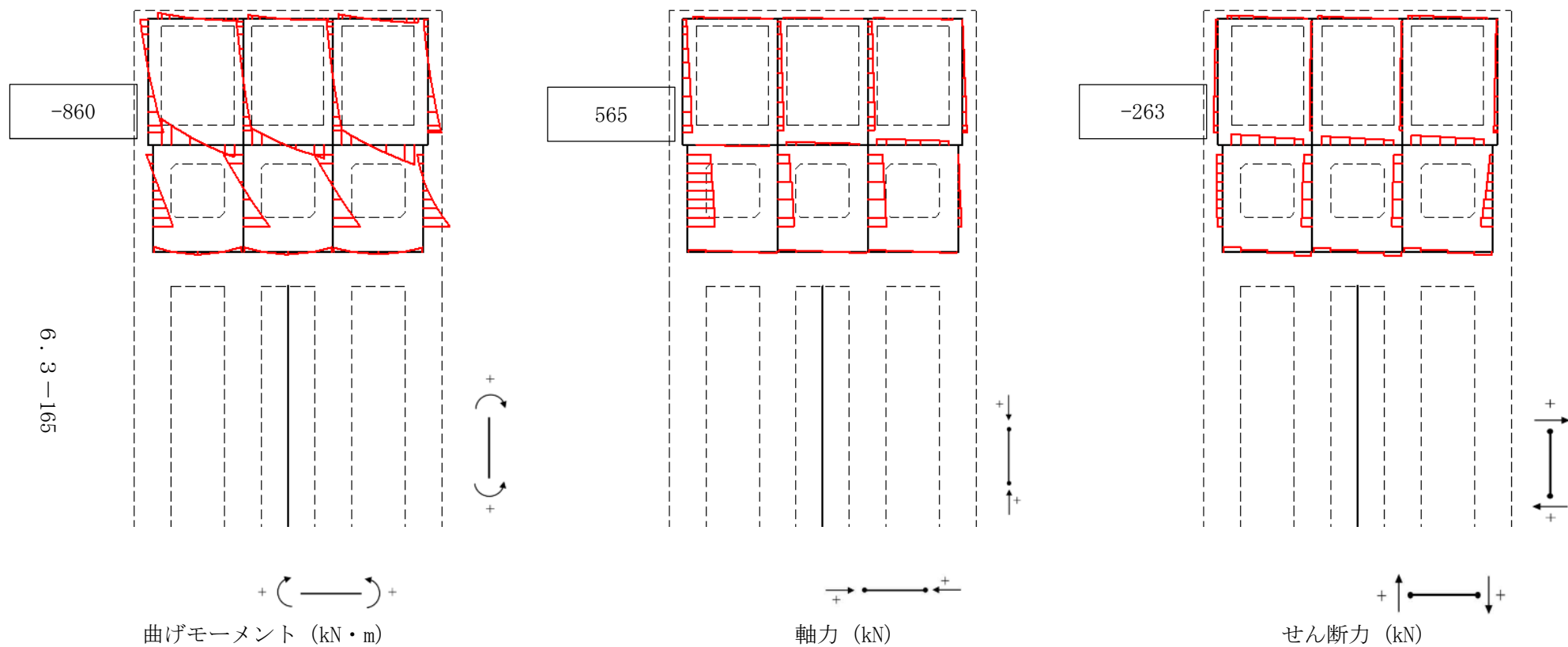


図 5.1-7 (4) 放水路ゲート側壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.94$  s）



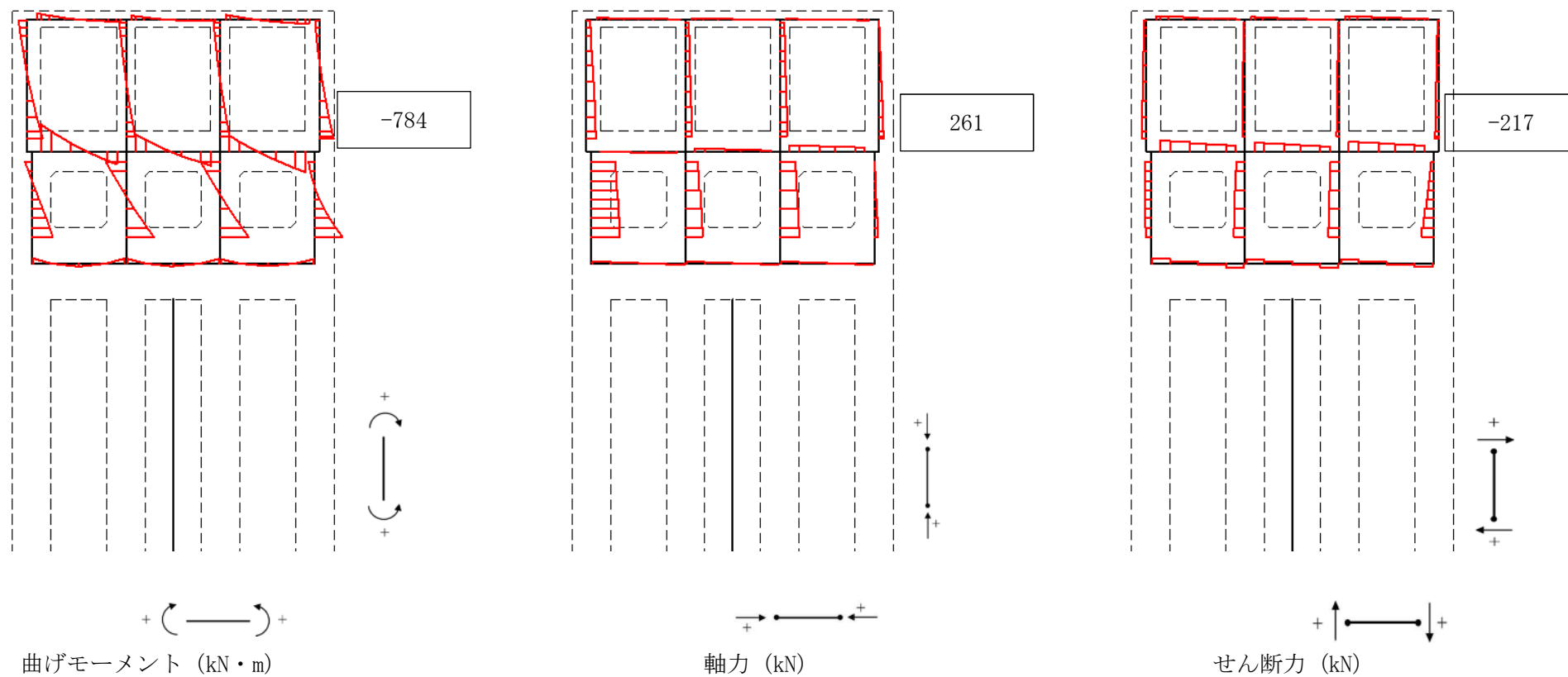


図 5.1-7 (5) 放水路ゲート側壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t=53.94$  s）



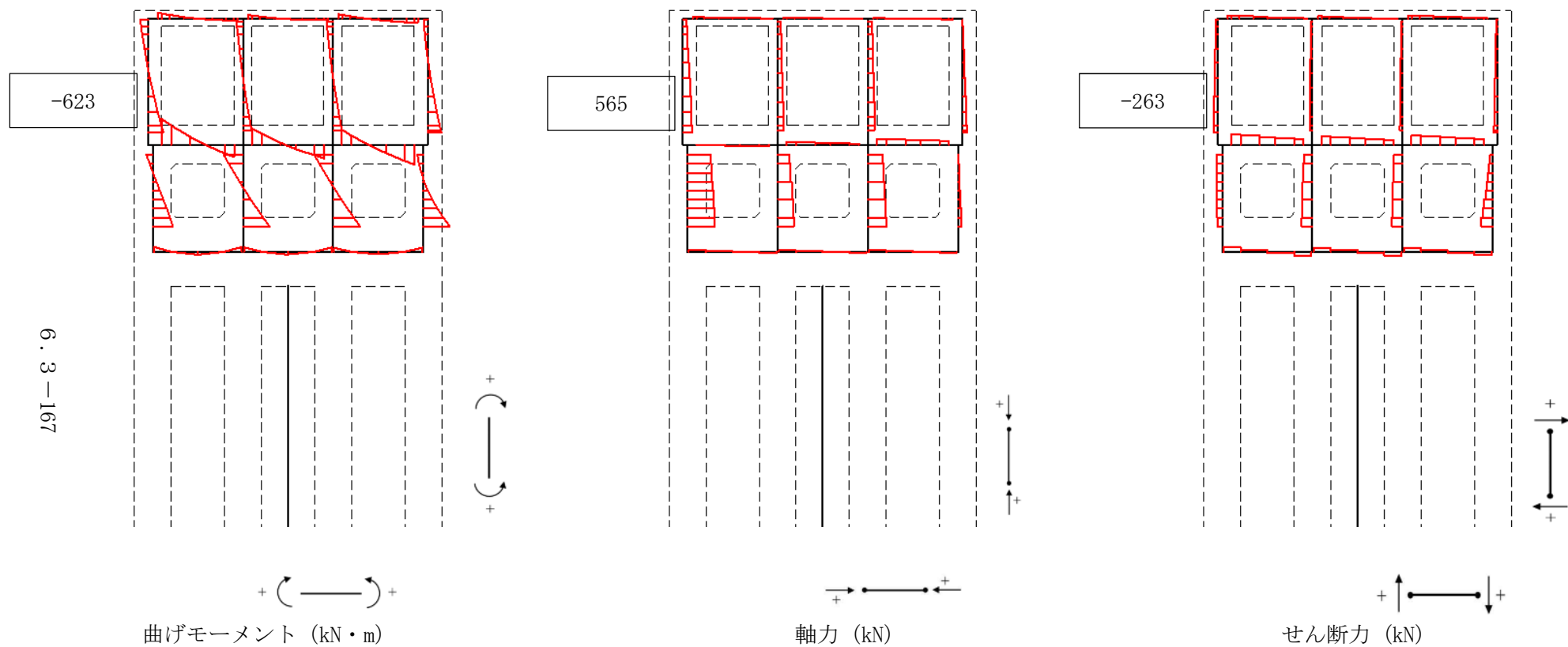


図 5.1-7 (6) 放水路ゲート側壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t=53.94$  s）



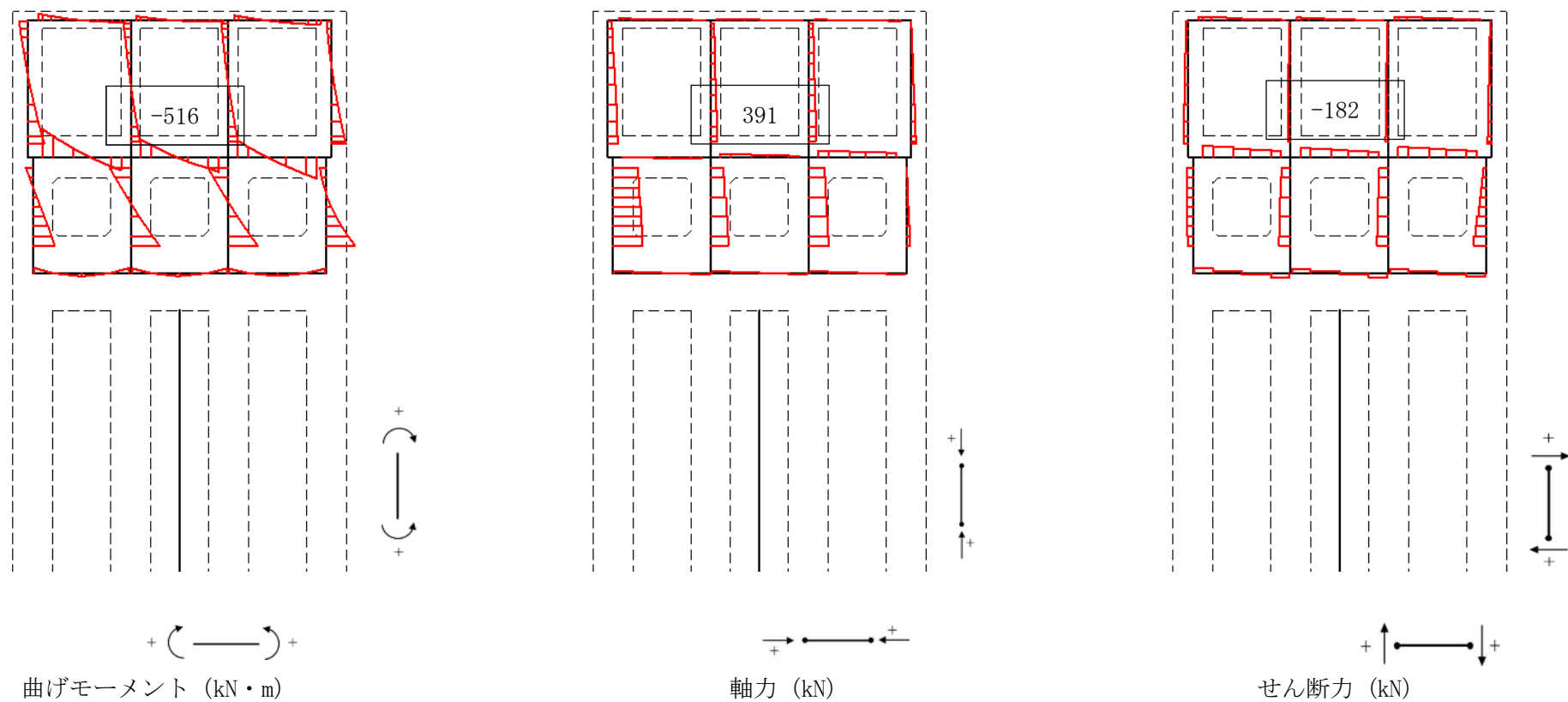


図 5.1-7 (7) 放水路ゲート中壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t=53.94$  s）



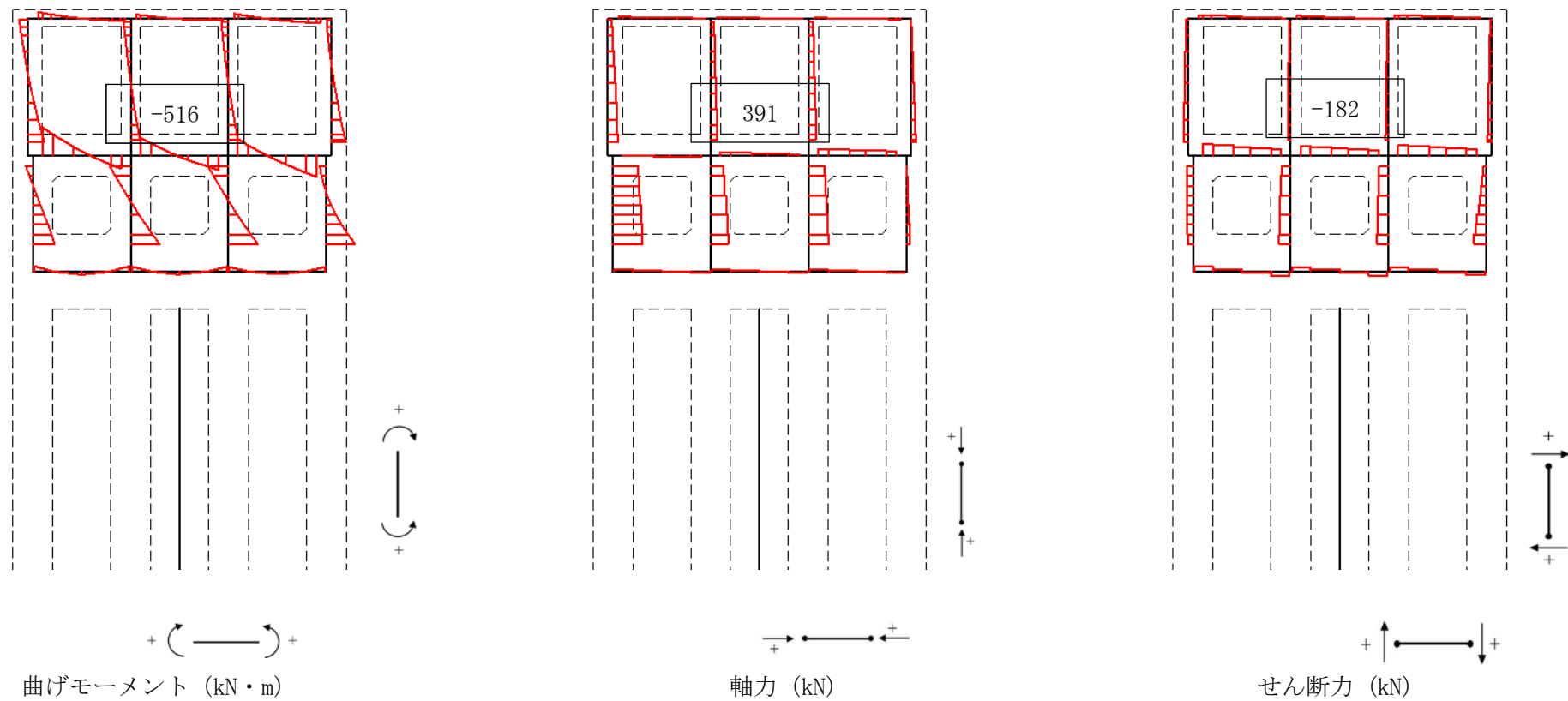


図 5.1-7 (8) 放水路ゲート中壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.94$  s)



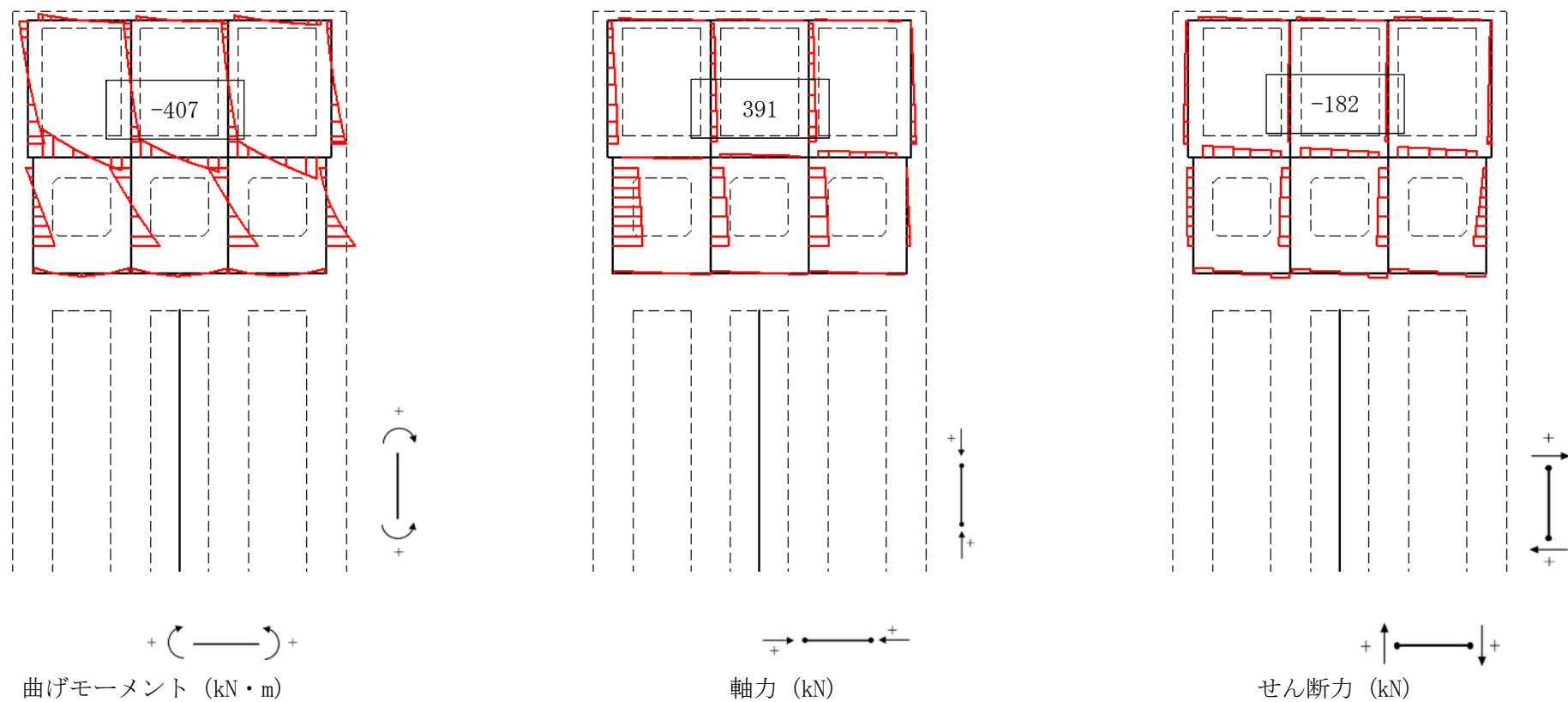


図 5.1-7 (9) 放水路ゲート中壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.94$  s）



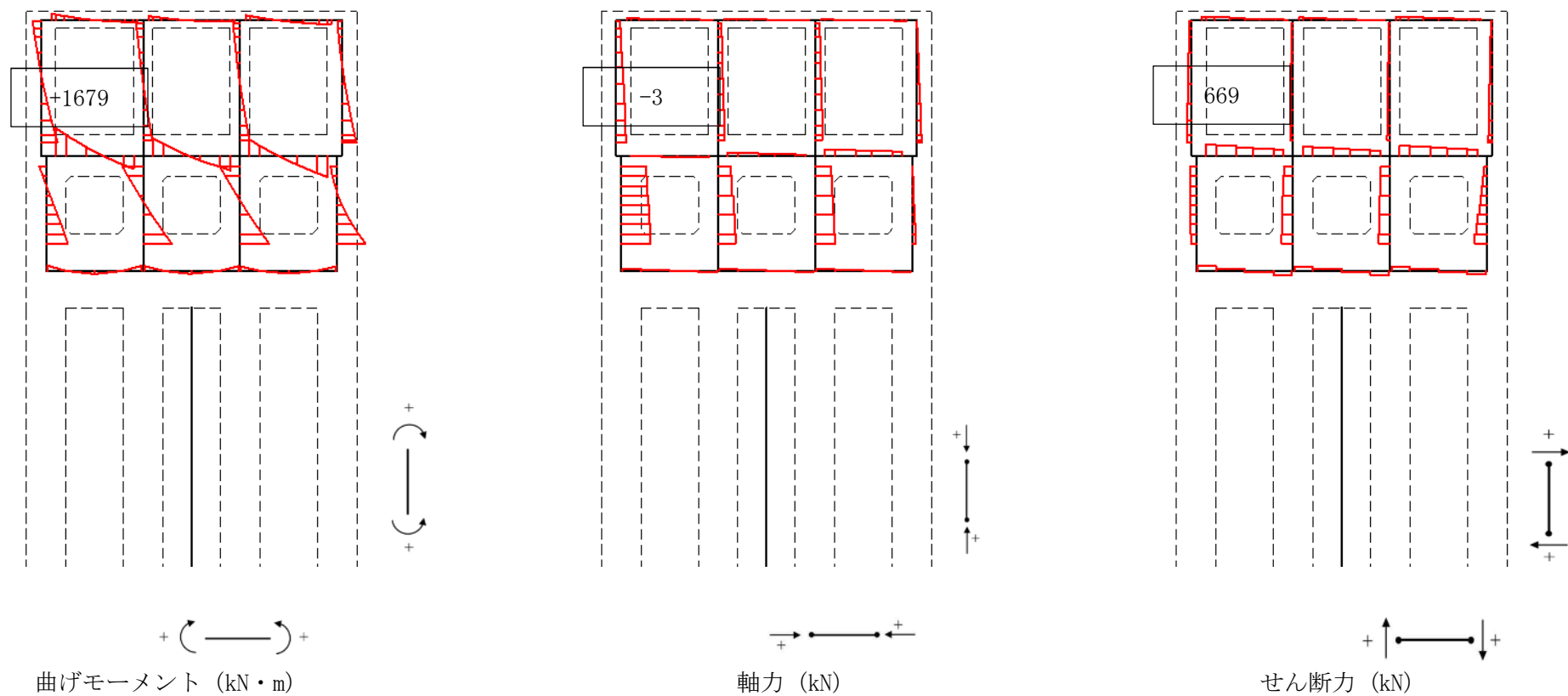


図 5.1-7 (10) 放水路頂版においてコンクリートの曲げ曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.94$  s）



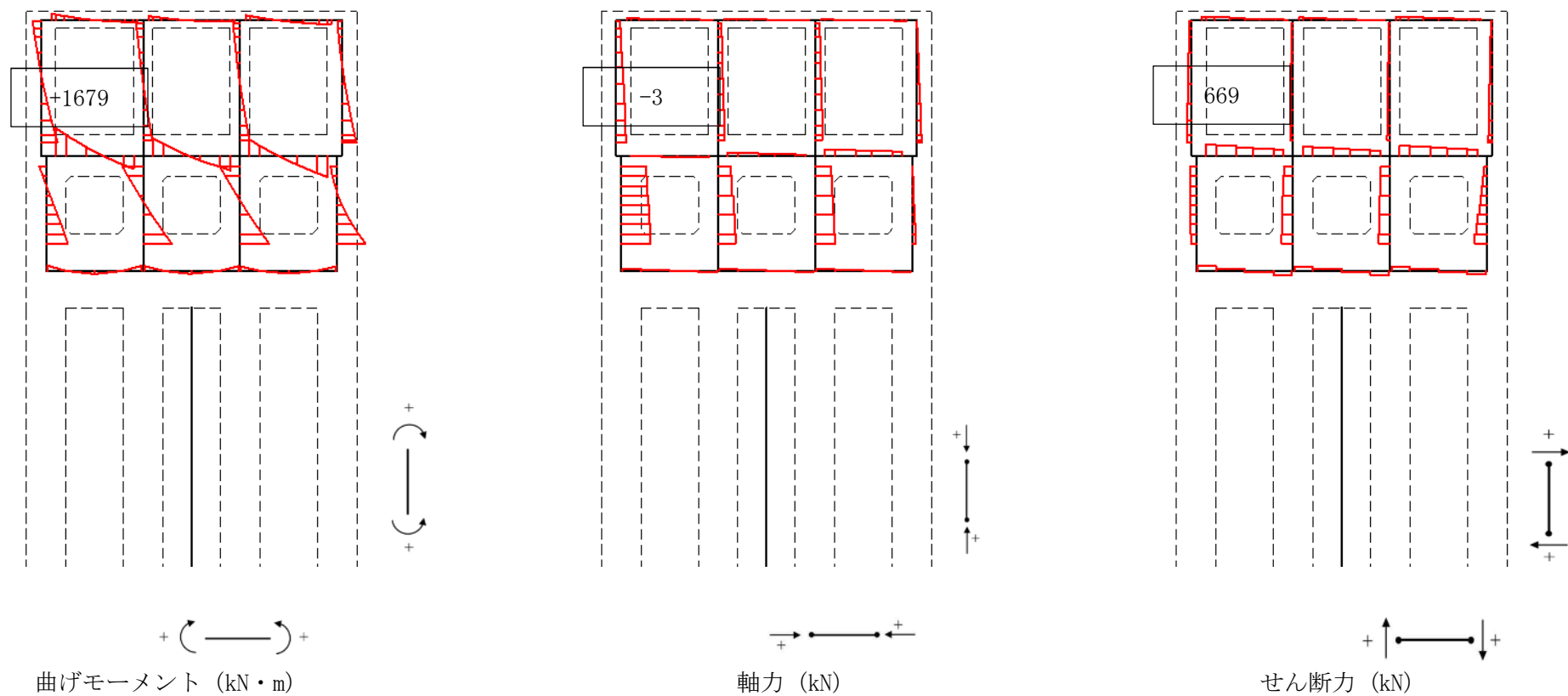


図 5.1-7 (11) 放水路頂版において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t=53.94$  s）



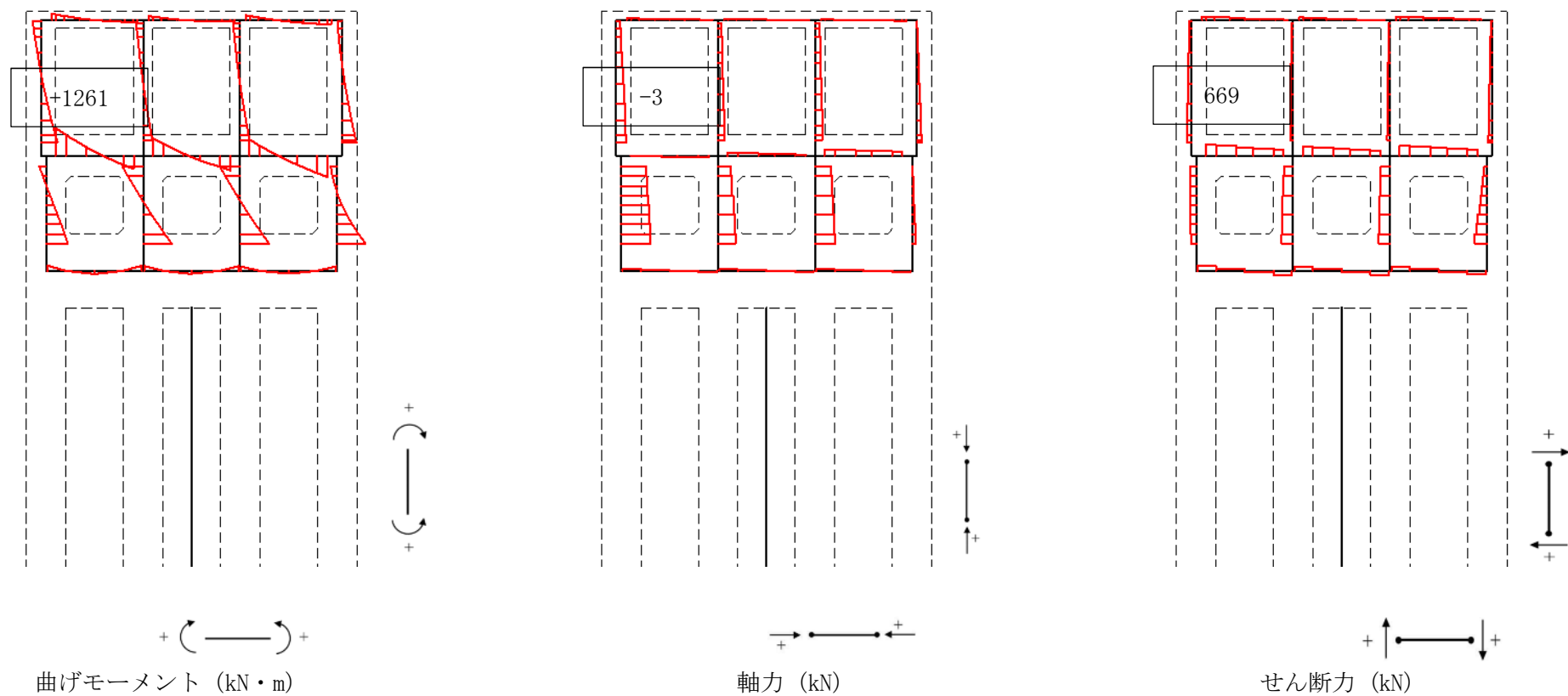


図 5.1-7 (12) 放水路頂版においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕, 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t=53.94$  s）



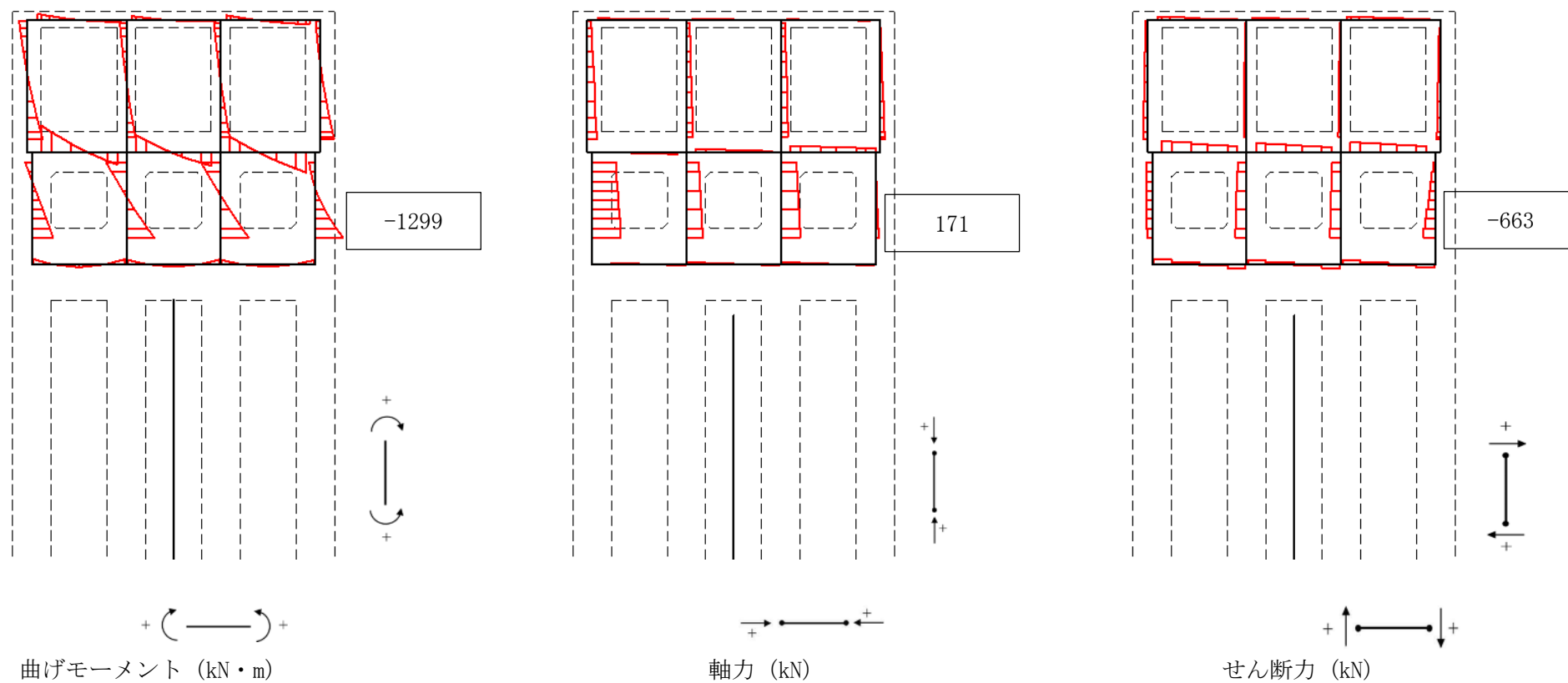


図 5.1-7 (13) 放水路側壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.95$  s)



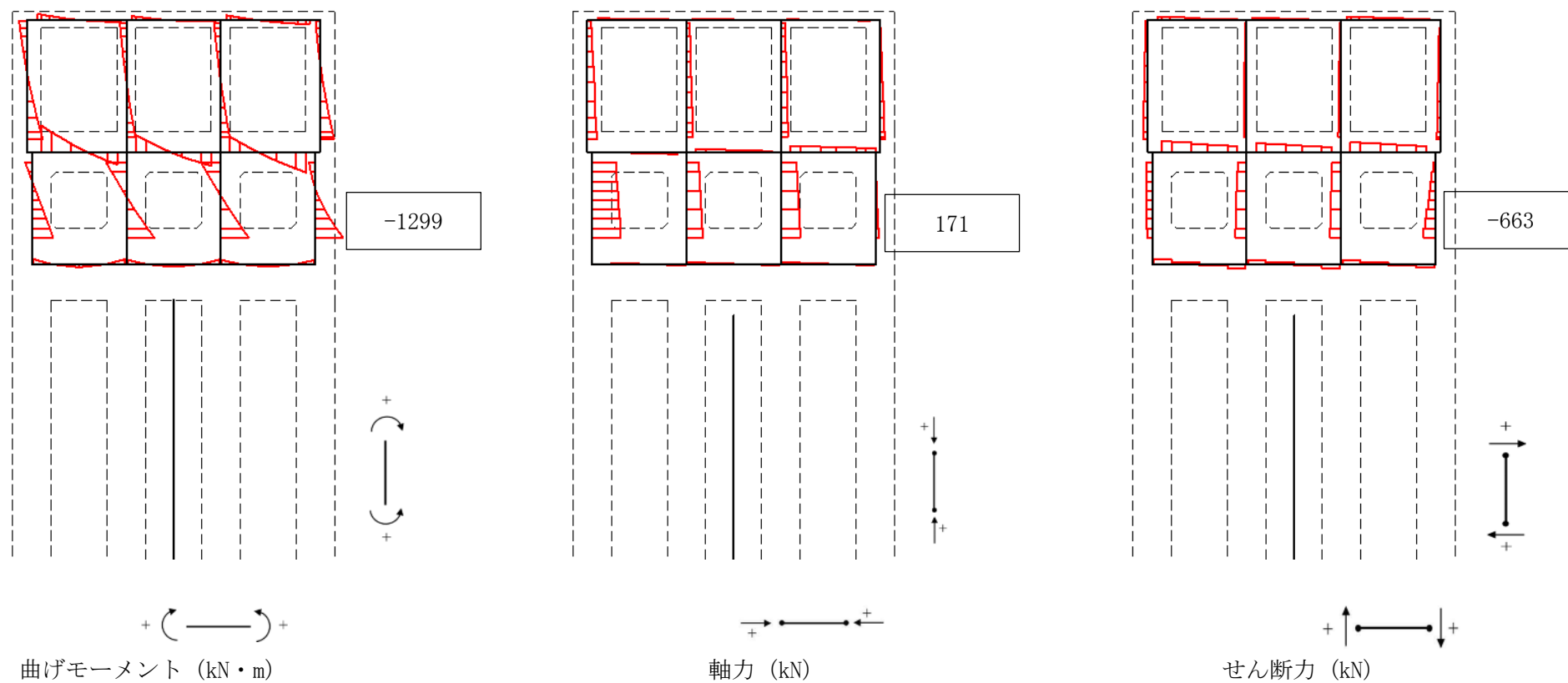


図 5.1-7 (14) 放水路側壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.95$  s）



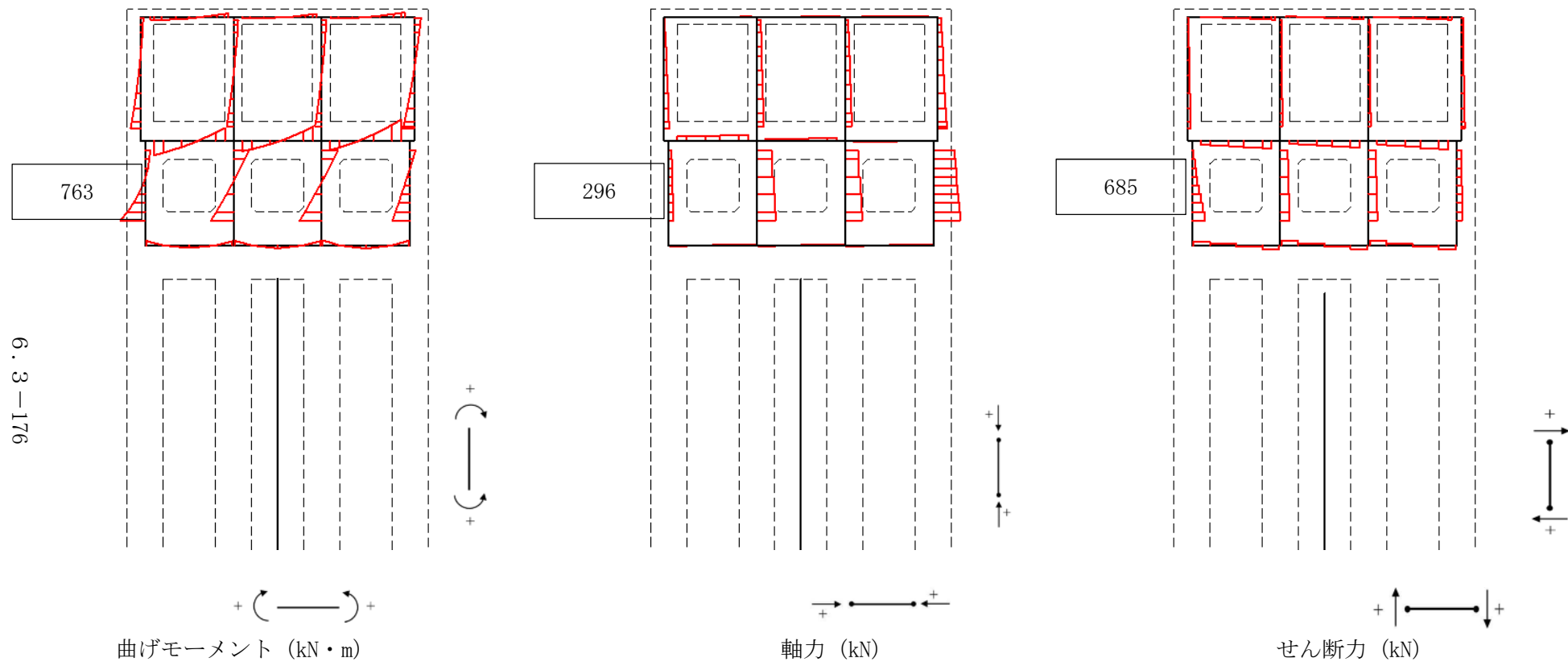


図 5.1-7 (15) 放水路側壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース,  $t = 19.59$  s)



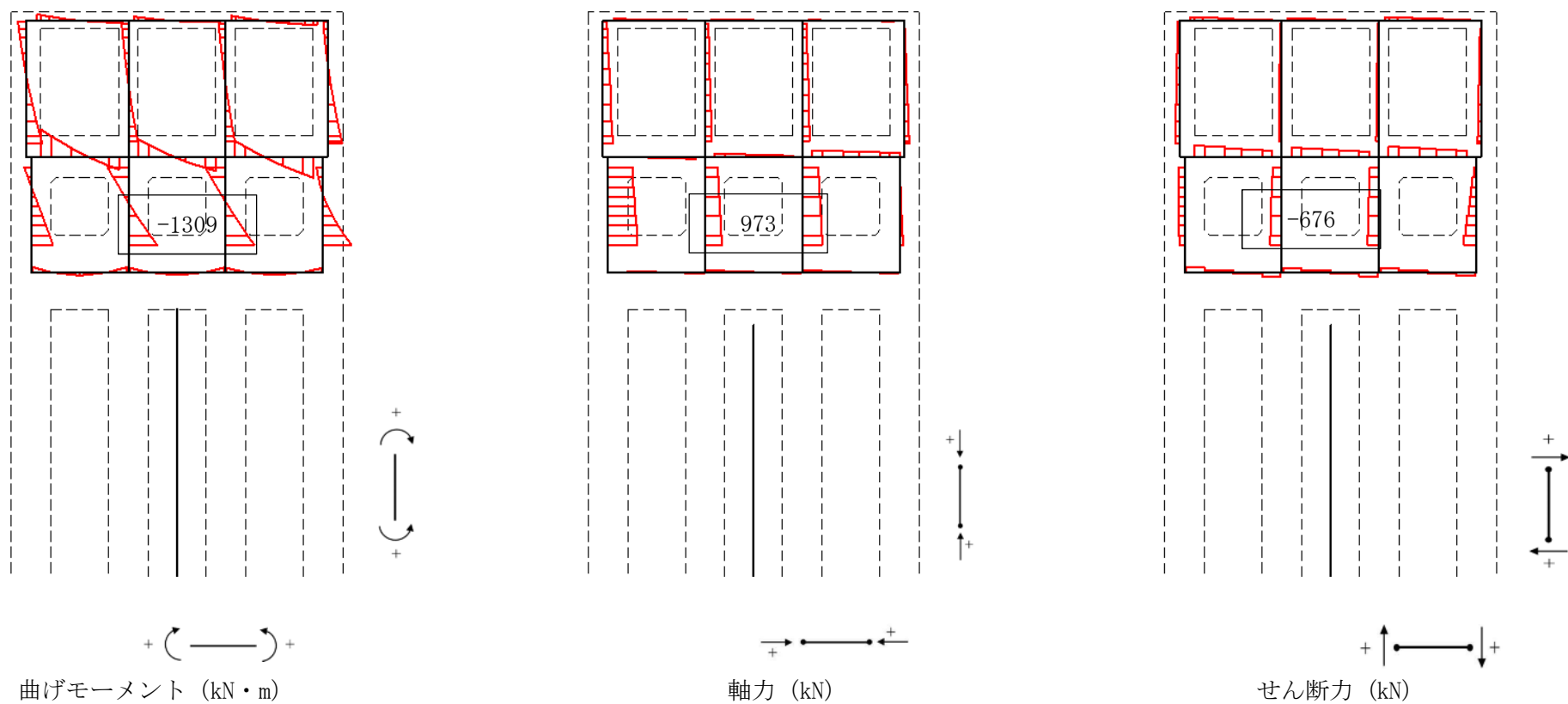


図 5.1-7 (16) 放水路中壁においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース， $t = 53.95 \text{ s}$ ）



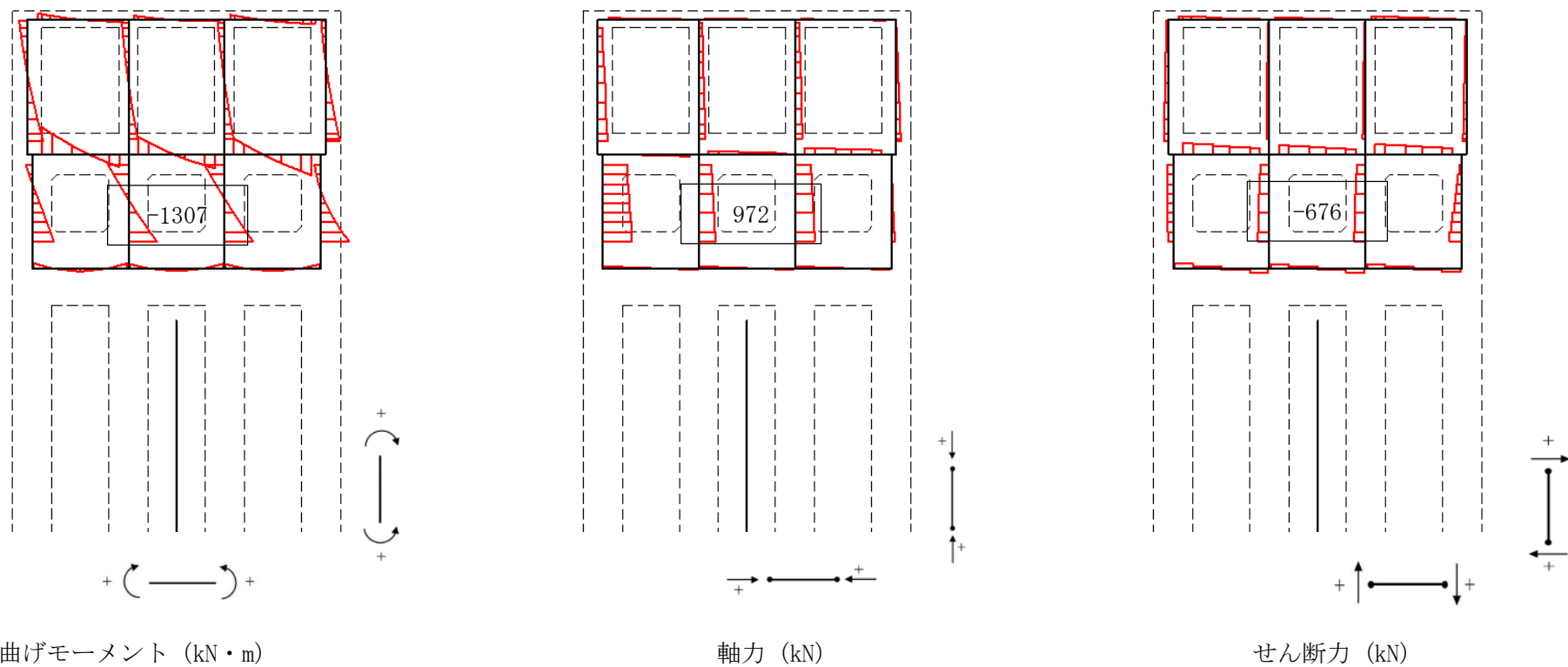


図 5.1-7 (17) 放水路中壁において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,

検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.95$  s)



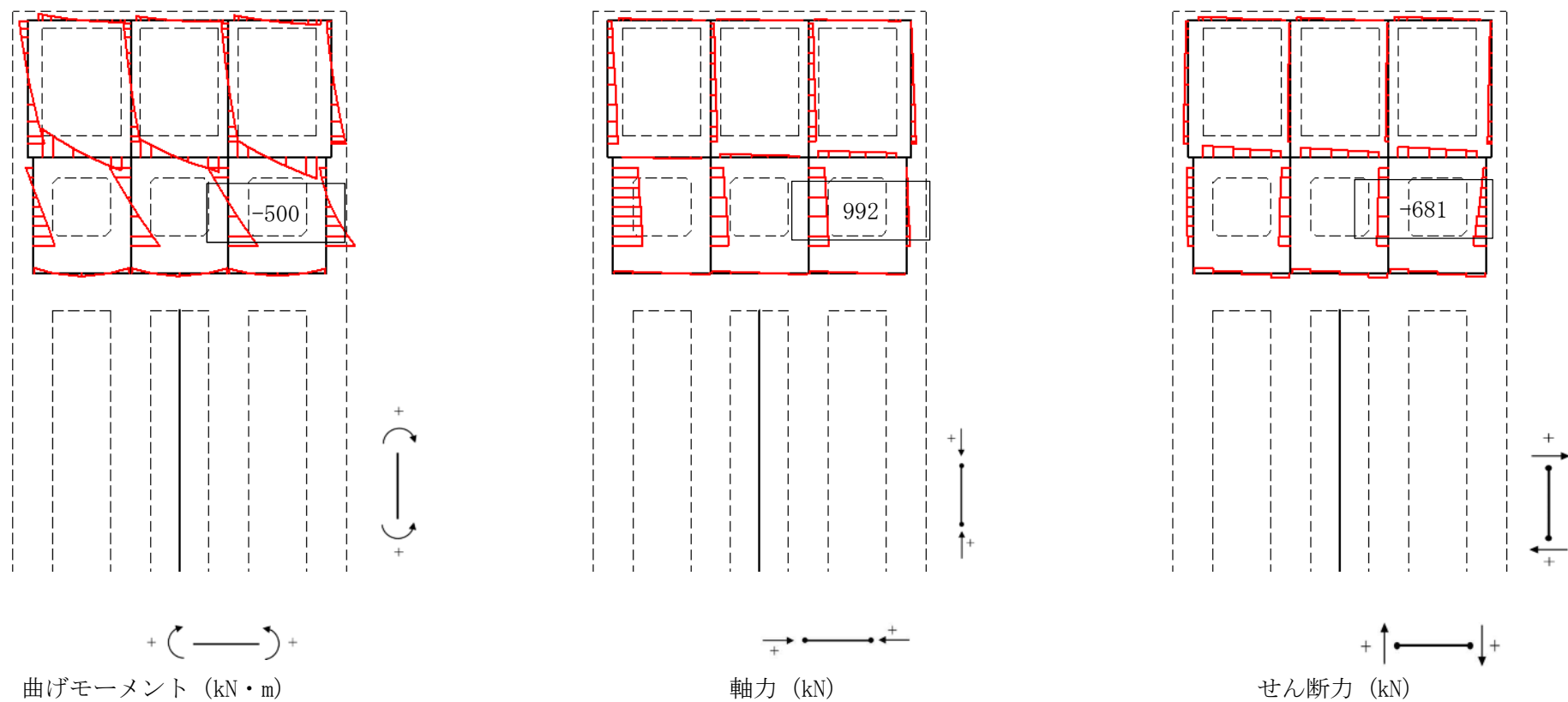


図 5.1-7 (18) 放水路中壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,  $t = 53.94$  s)



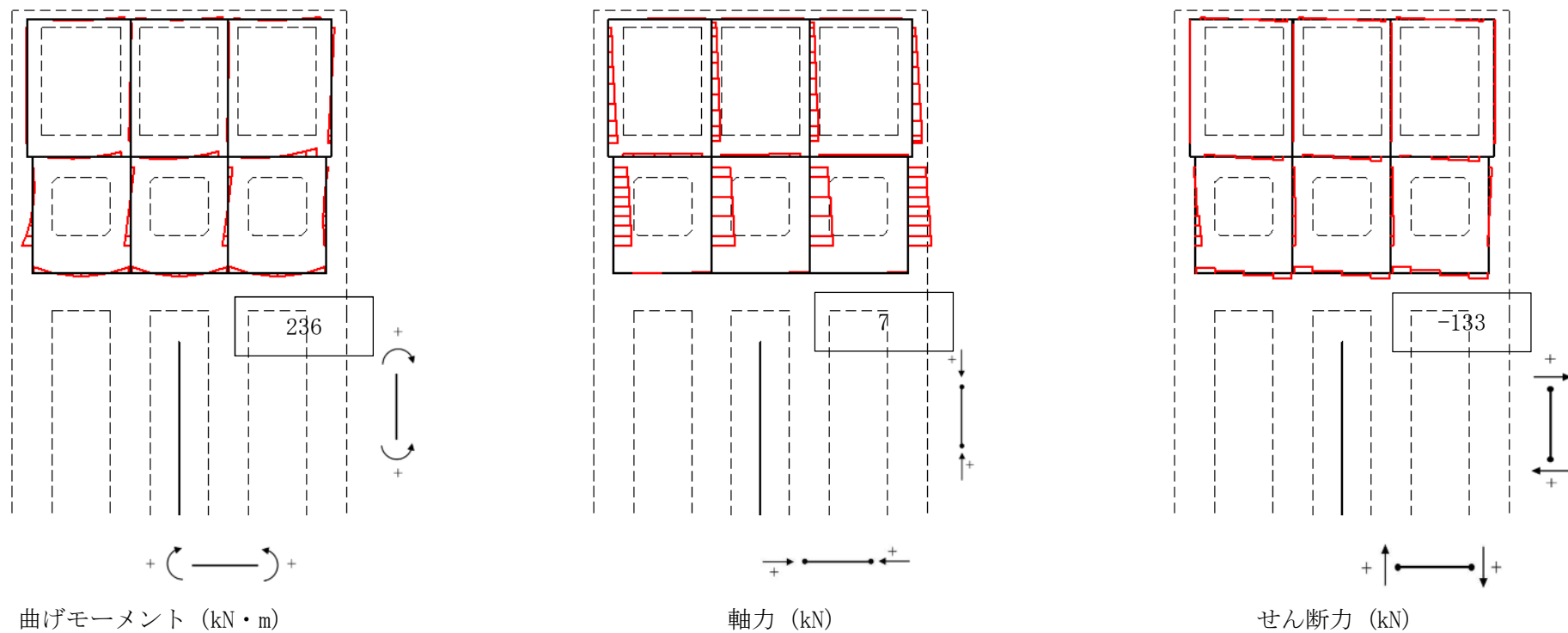


図 5.1-7 (19) 放水路底版においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.2$  [H+, V+],

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）， $t = 29.55$  s)



図 5.1-7 (20) 放水路底版において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕，  
検討ケース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， t = 23.43 s）



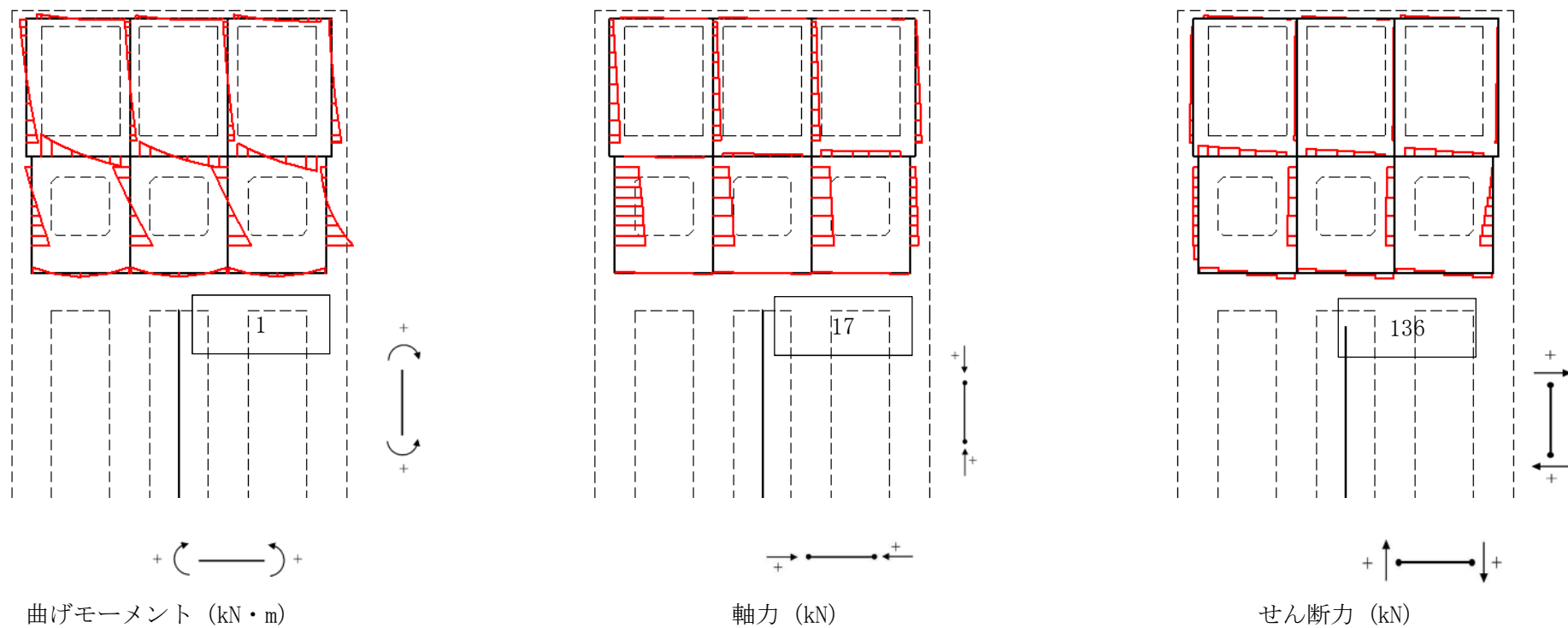


図 5.1-7 (21) 放水路底版においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))  
 (地震波:  $S_s - D1$  [H+, V-], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース,  $t = 44.31$  s)



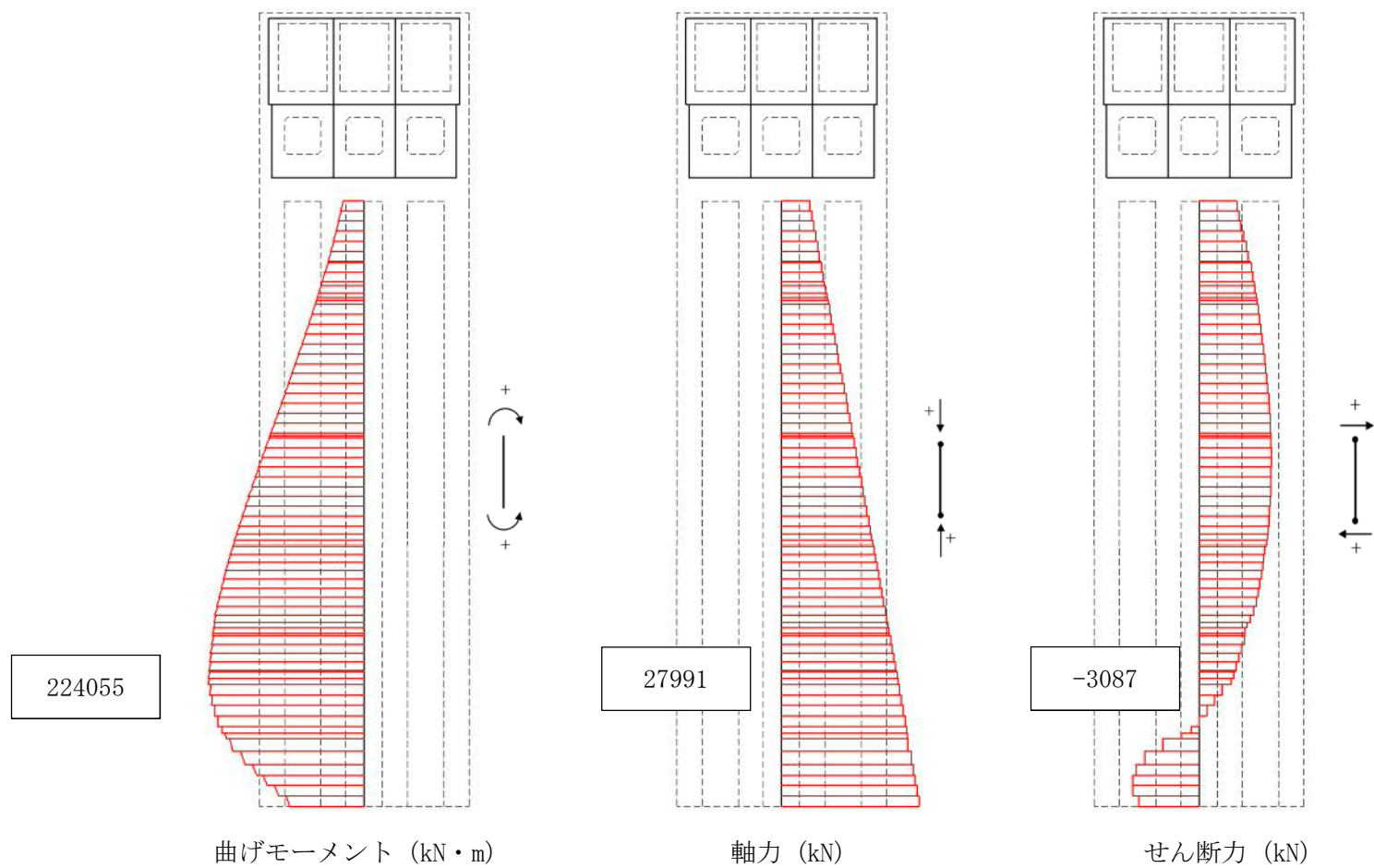


図 5.1-7 (22) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布  
(防潮壁縦断方向 (ゲート部) )

(地震波 :  $S_s-31$  [H+, V+],

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) ,  $t=8.84$  s)



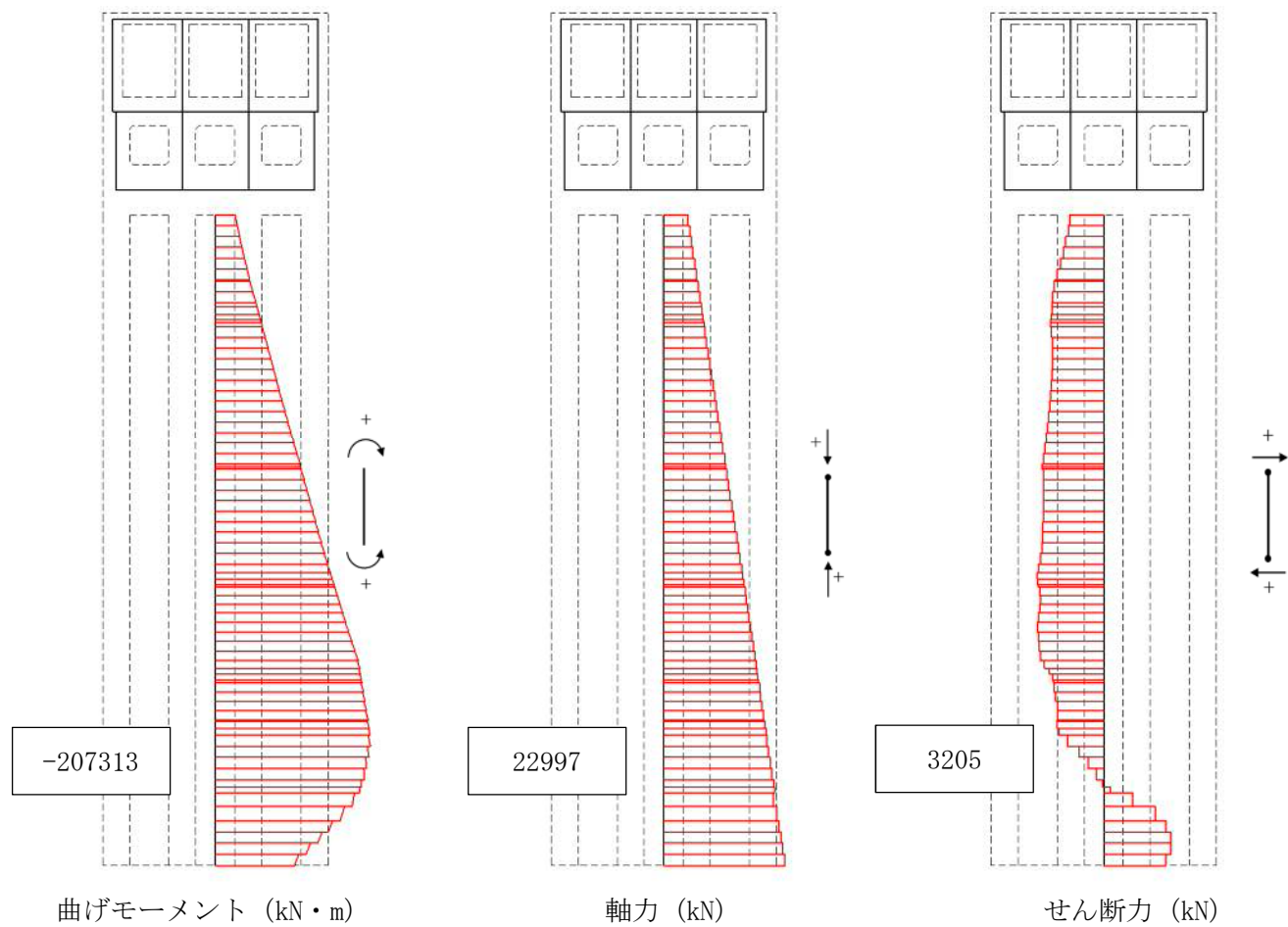


図 5.1-7 (23) 地中連続壁基礎（鉛直）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波：S<sub>s</sub>-D 1〔H+, V+〕，  
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース），t = 23.38 s）



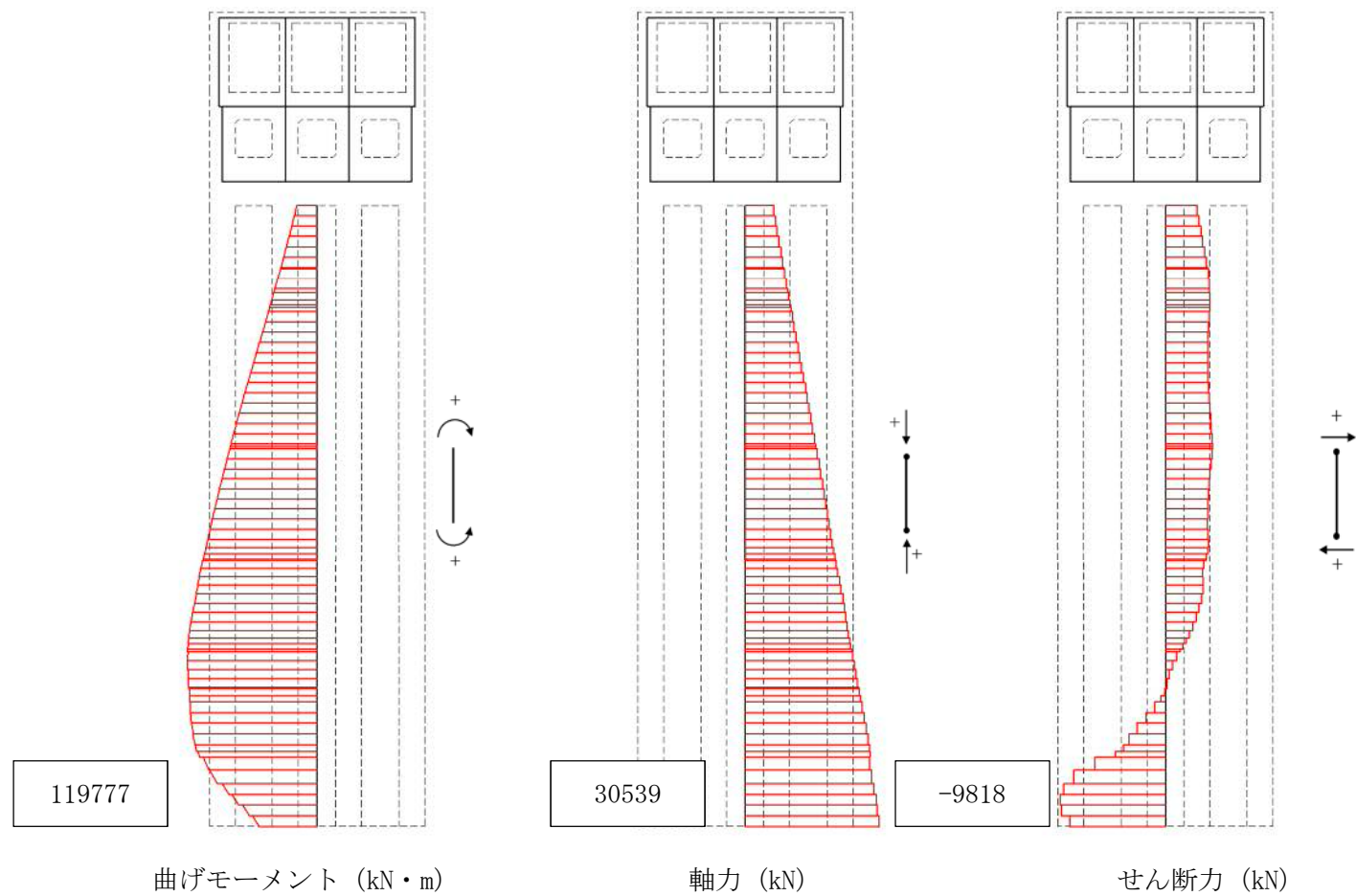


図 5.1-7 (24) 地中連続壁基礎（鉛直）においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）， $t=53.69$  s）



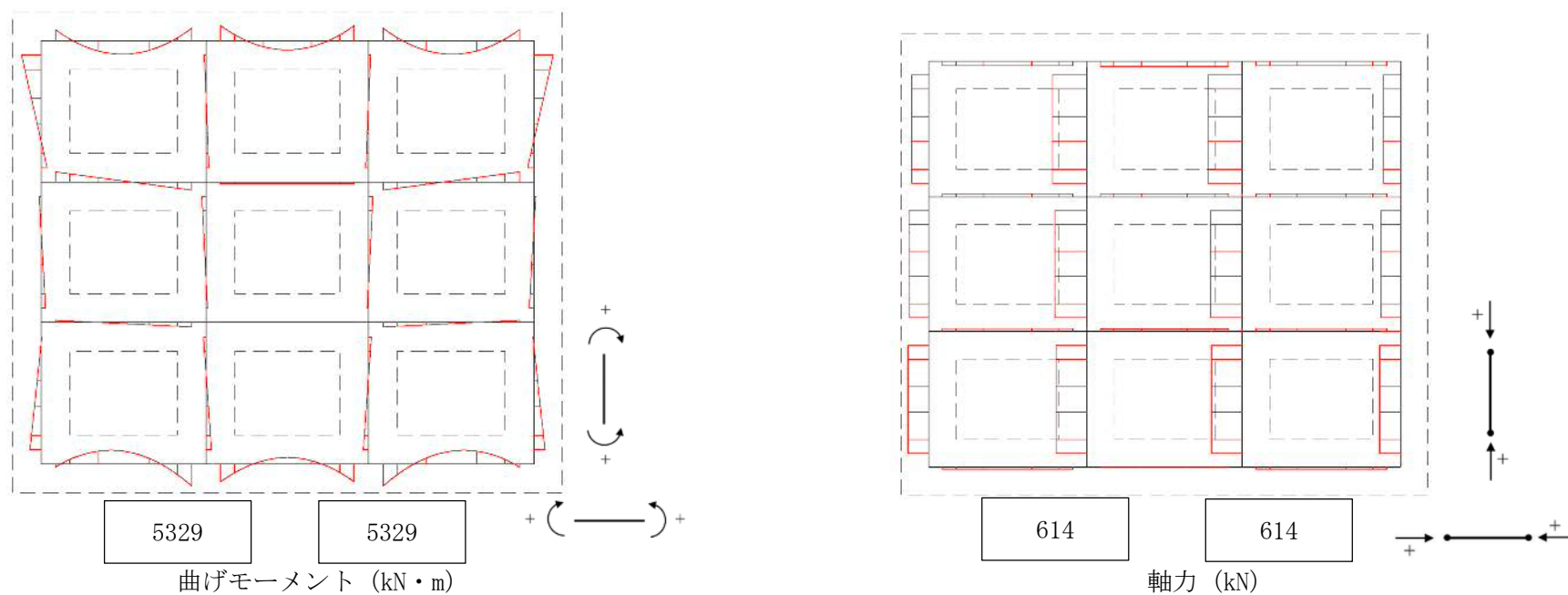


図 5.1-7 (25) 地中連続壁基礎（水平）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力  
（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，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）



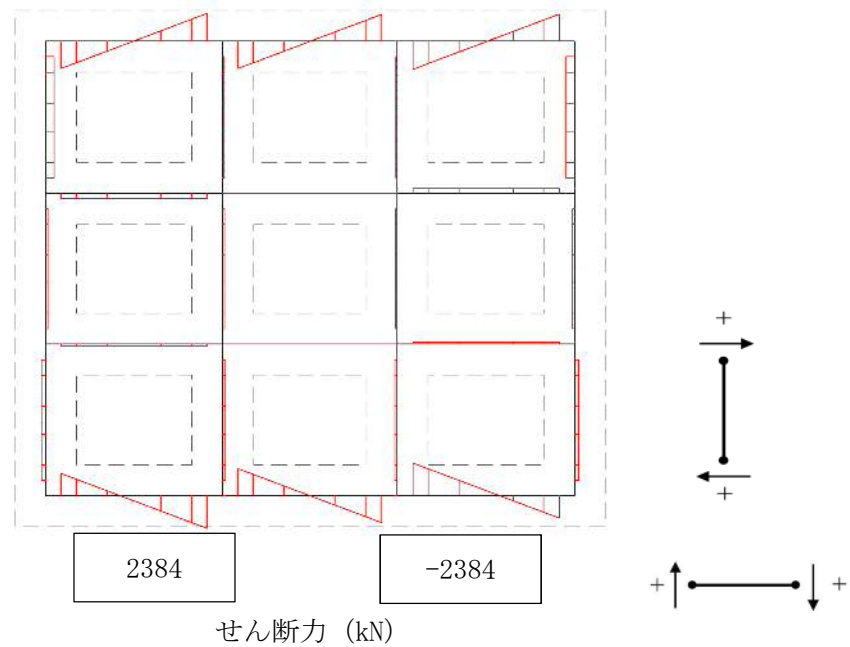


図 5.1-7 (26) 地中連続壁基礎（水平）においてコンクリートの曲げ軸力が最も厳しくなる断面力  
（防潮壁縦断方向（ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-]，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）



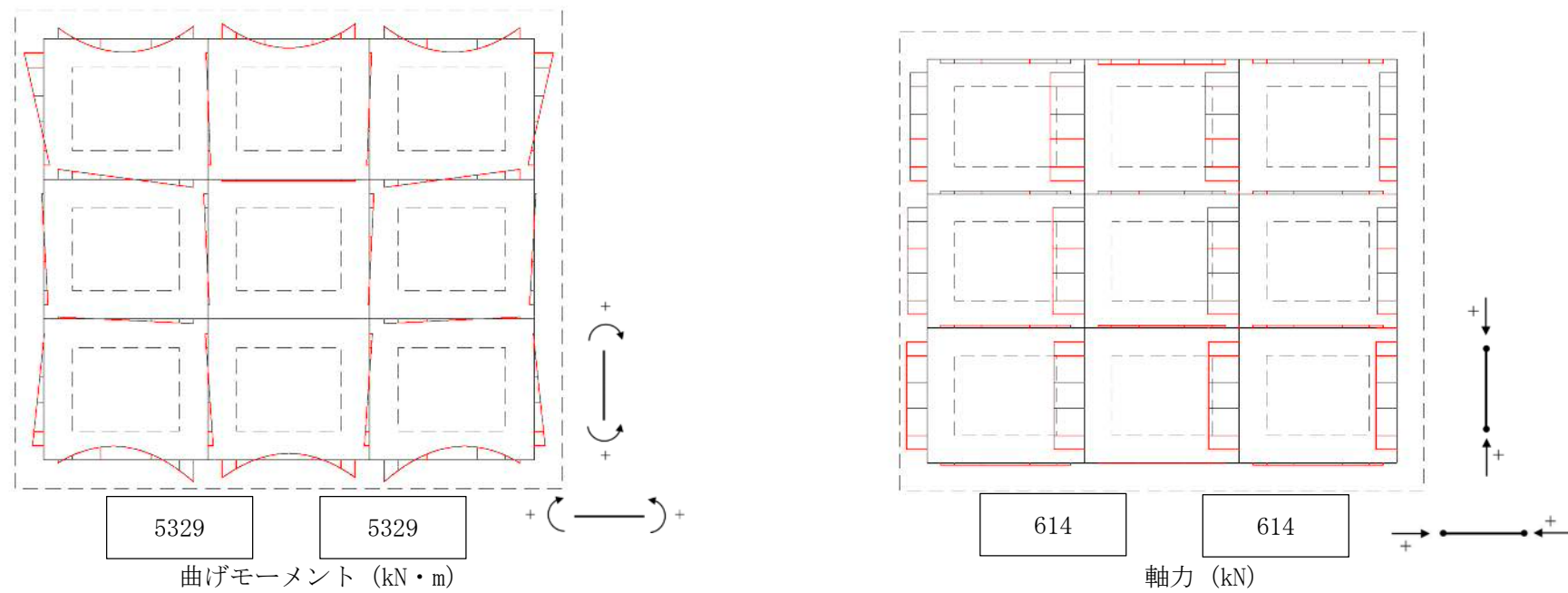


図 5.1-7 (27) 地中連続壁基礎（水平）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$  [H+, V-]，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



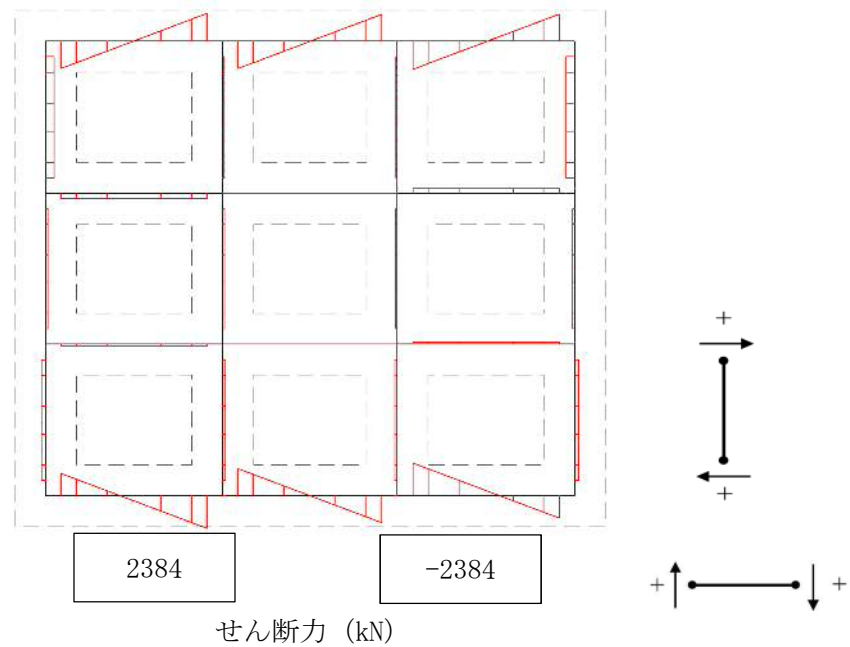


図 5.1-7 (28) 地中連続壁基礎（水平）において鉄筋の曲げ軸力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$  [H+, V-]，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



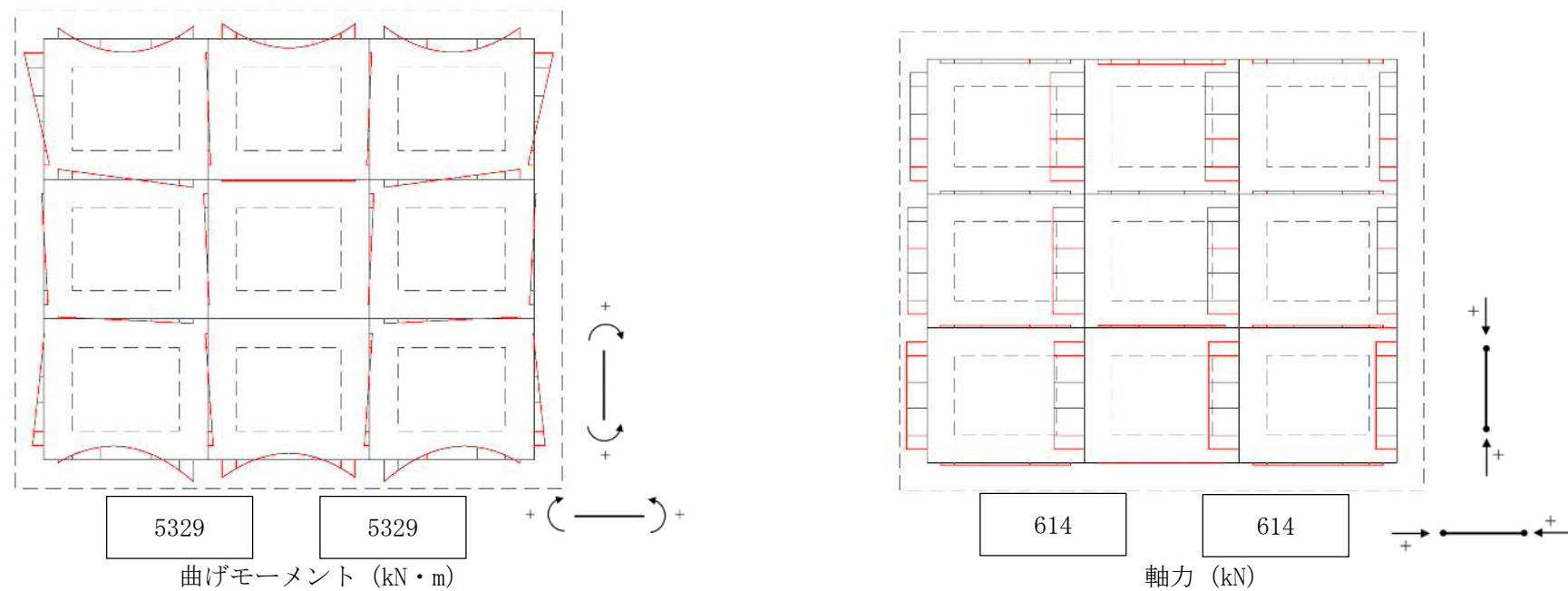


図 5.1-7 (29) 地中連続壁基礎（水平）においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



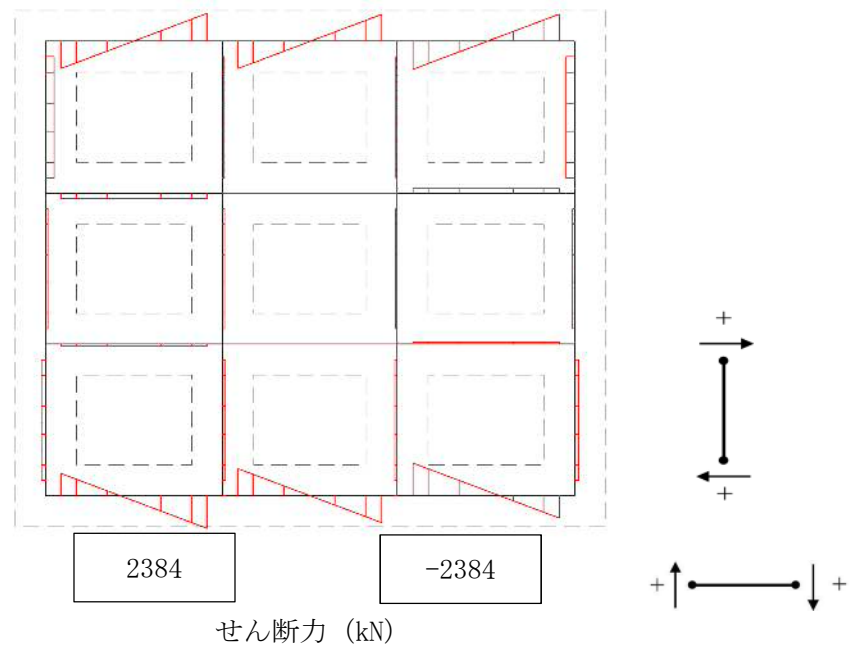


図 5.1-7 (30) 地中連続壁基礎（水平）においてせん断力が最も厳しくなる断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



### 5.1.2 断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

各基準地震動において、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に対する照査のうち最も厳しい照査値となる部材の評価時刻においての断面力分布を示す。表 5.1-7～表 5.1-9 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 5.1-8～図 5.1-10 に断面力図を示す。

表 5.1-7 (1) 防潮壁横断方向（上部工）の各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

地震波	位相	抽出照査値と照査項目			
		照査値	照査項目	評価位置	
$S_s - D1$	H+, V+	0.15	せん断照査	防潮壁	1
	H+, V-	0.15	せん断照査	防潮壁	1
	H-, V+	0.15	せん断照査	防潮壁	1
	H-, V-	0.15	曲げ照査（鉄筋）	防潮壁	1
$S_s - 11$		0.09	せん断照査	防潮壁	1
$S_s - 12$		0.11	せん断照査	防潮壁	1
$S_s - 13$		0.10	せん断照査	防潮壁	1
$S_s - 14$		0.08	せん断照査	防潮壁	1
$S_s - 21$		0.12	せん断照査	防潮壁	1
$S_s - 22$		0.10	曲げ照査（鉄筋）	防潮壁	1
$S_s - 31$	H+, V+	0.15	せん断照査	防潮壁	1
	H-, V+	0.15	せん断照査	防潮壁	1

表 5.1-7 (2) 防潮壁横断方向（下部工）の各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

地震波	位相	抽出照査値と照査項目			
		照査値	照査項目	評価位置	
$S_s - D1$	H+, V+	0.36	せん断照査	地中連続壁基礎	3
	H+, V-	0.37	せん断照査	地中連続壁基礎	3
	H-, V+	0.34	せん断照査	地中連続壁基礎	3
	H-, V-	0.35	せん断照査	地中連続壁基礎	3
$S_s - 11$		0.19	せん断照査	地中連続壁基礎	3
$S_s - 12$		0.29	せん断照査	地中連続壁基礎	3
$S_s - 13$		0.29	せん断照査	地中連続壁基礎	3
$S_s - 14$		0.28	せん断照査	地中連続壁基礎	3
$S_s - 21$		0.18	せん断照査	地中連続壁基礎	3
$S_s - 22$		0.20	曲げ照査（コンクリート）	地中連続壁基礎	3
$S_s - 31$	H+, V+	0.30	曲げ照査（コンクリート）	地中連続壁基礎	3
	H-, V+	0.33	せん断照査	地中連続壁基礎	3

注記 \*：評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



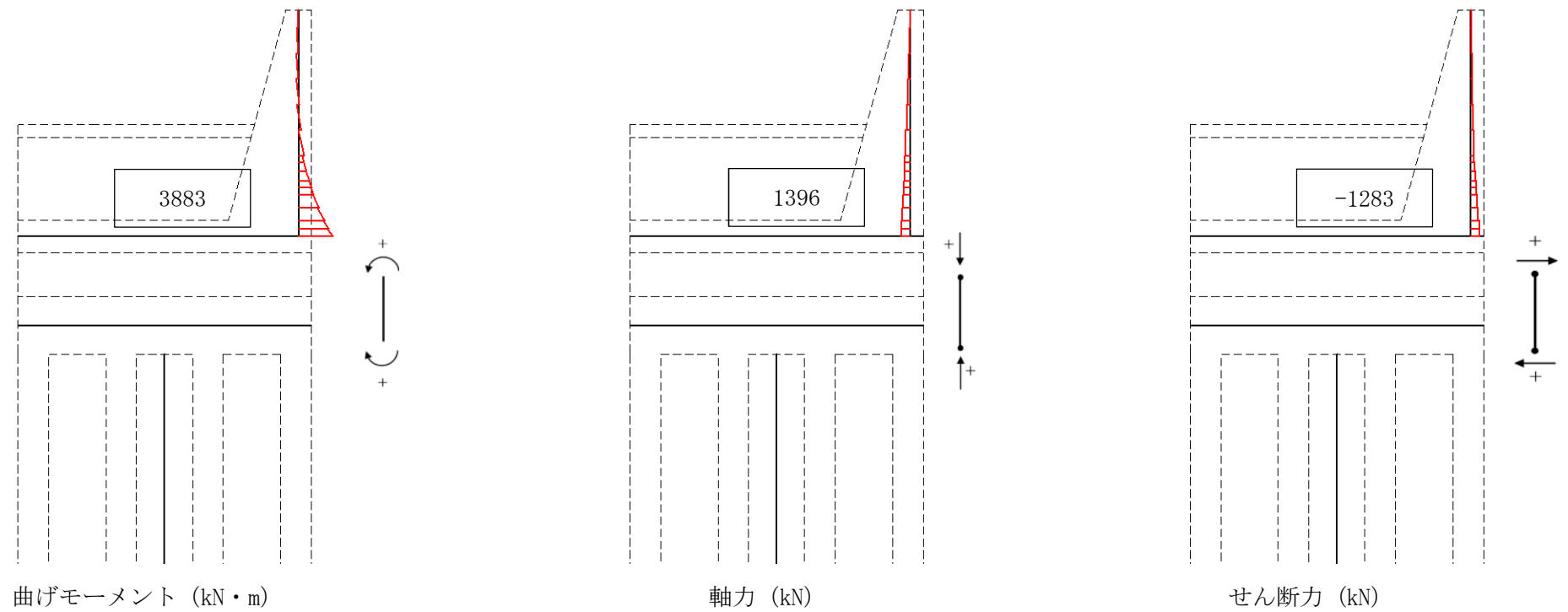


図 5.1-8 (1) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-D1$  [H+, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.96$  s)



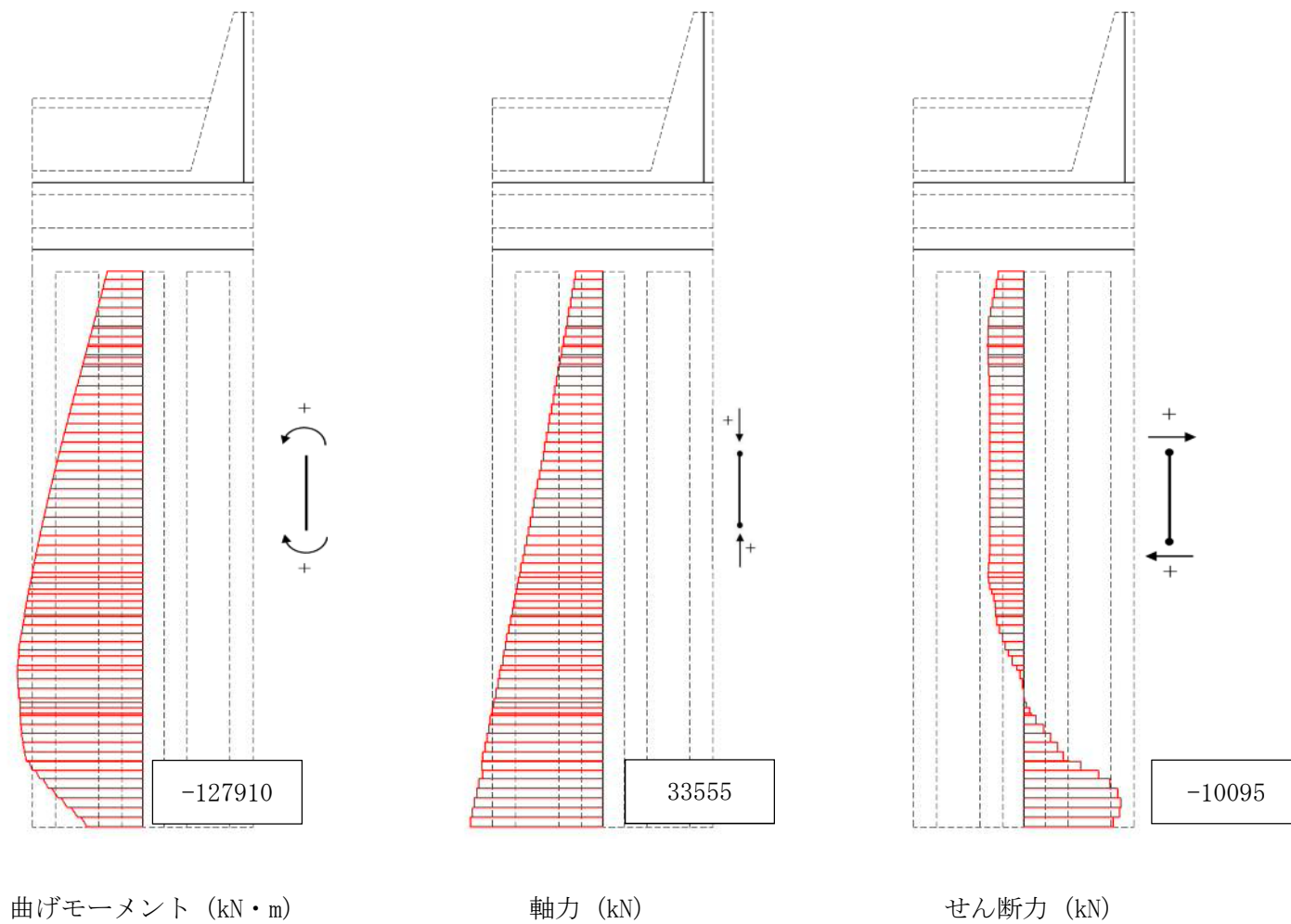


図 5.1-8 (2) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-D1$  [H+, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



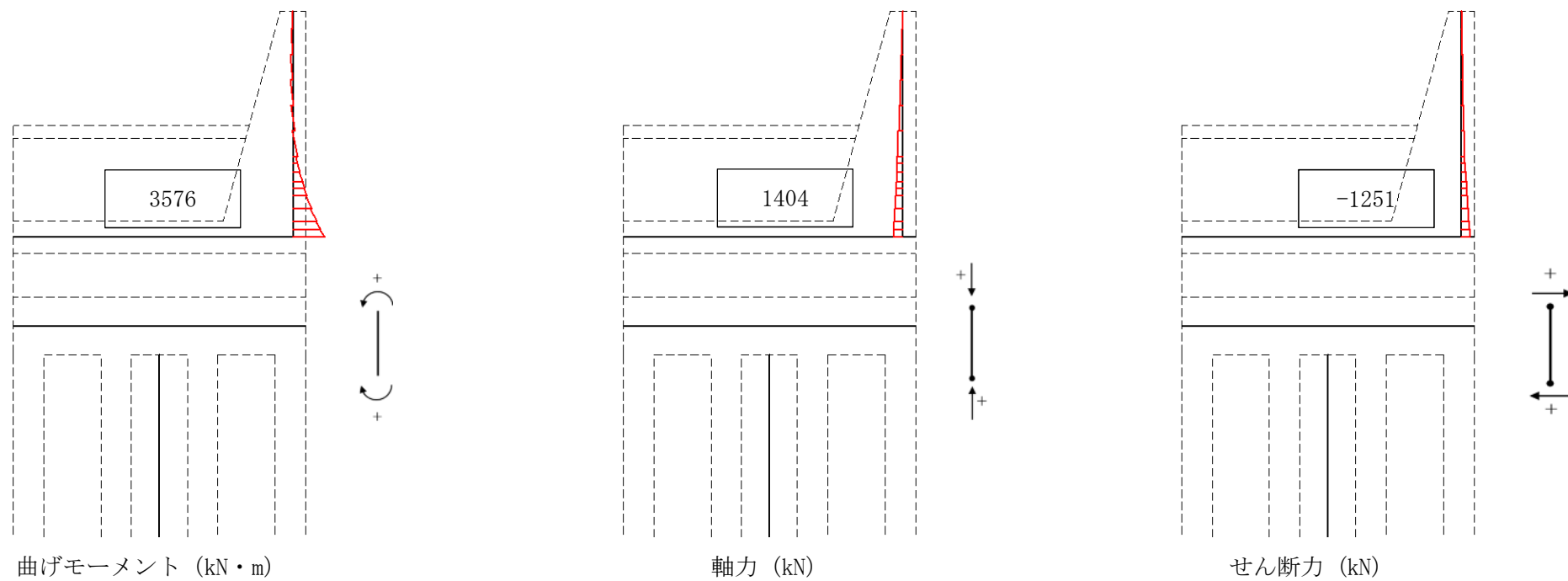


図 5.1-8 (3) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-D1$  [H+, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=53.95$  s)



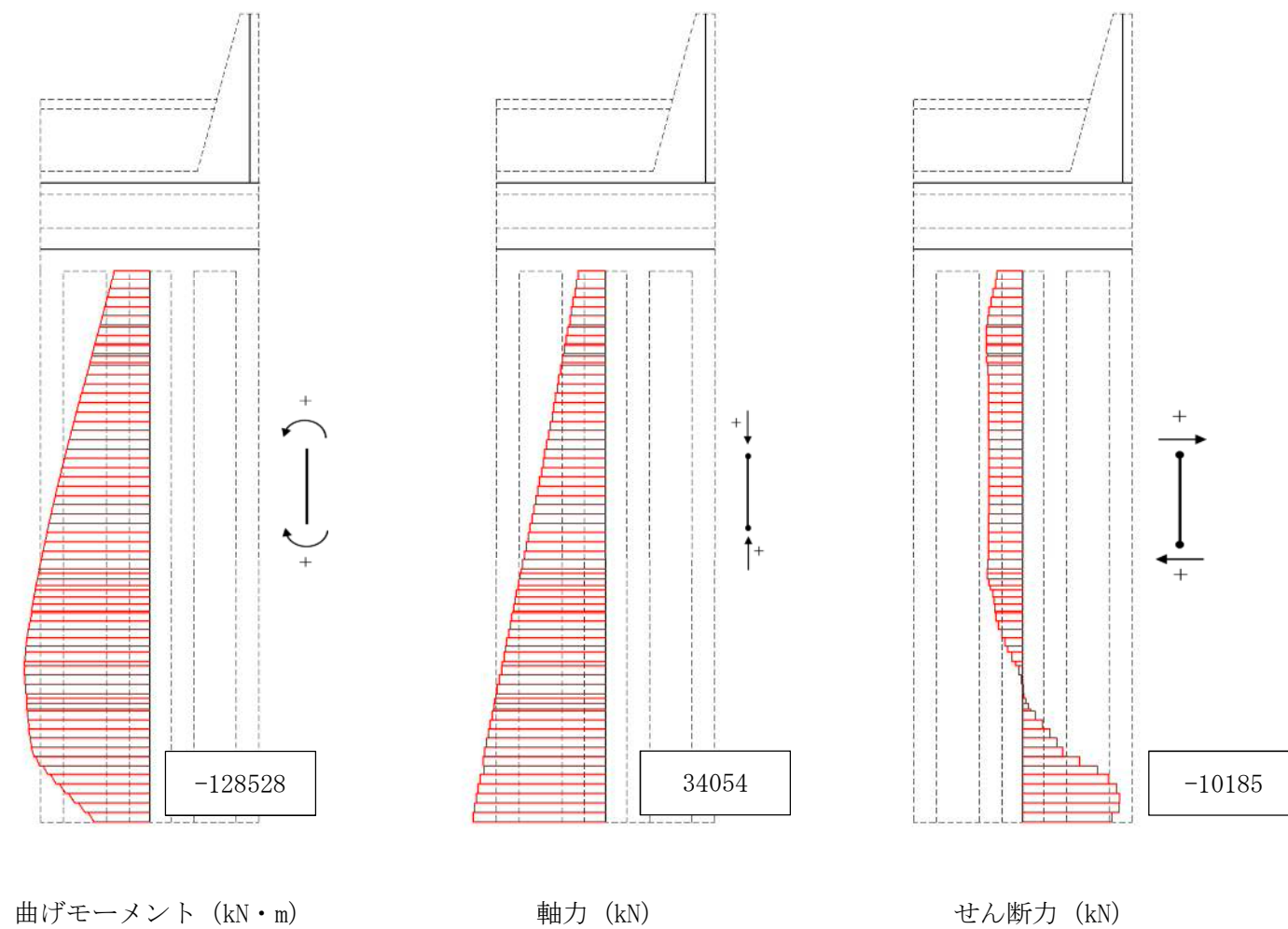


図 5.1-8 (4) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-D1$  [H+, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



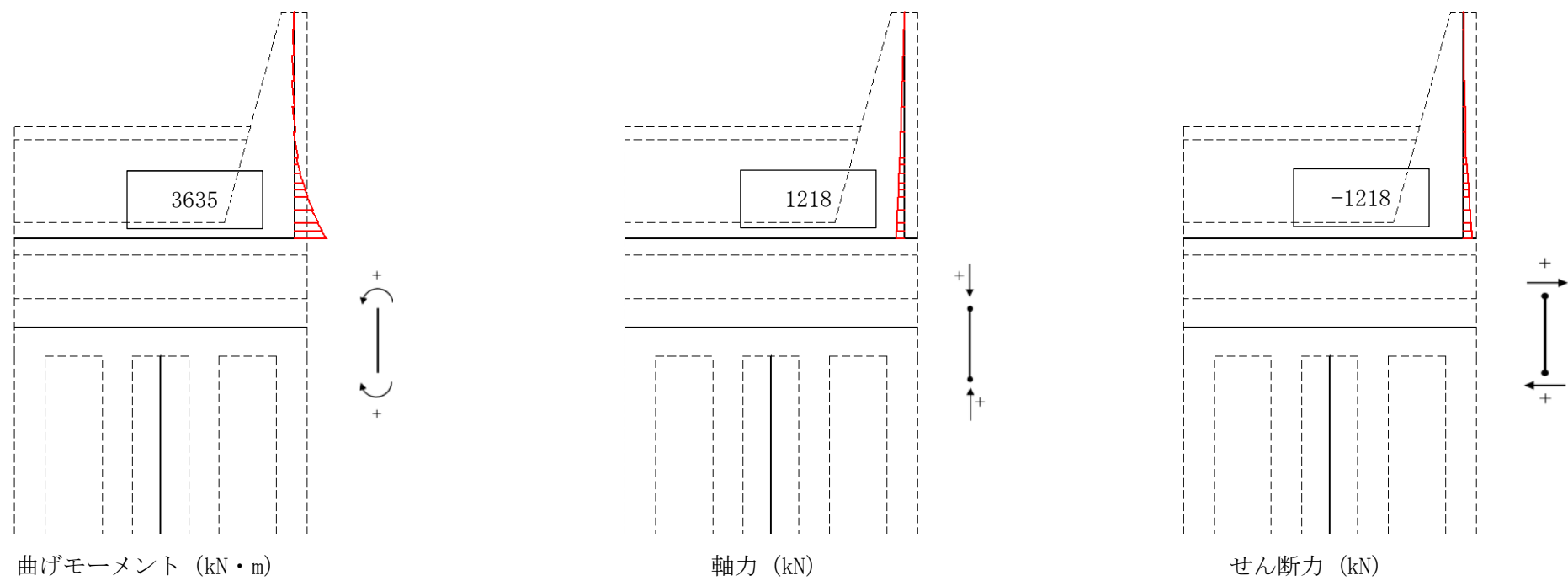


図 5.1-8 (5) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-D1$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 19.58 \text{ s}$ )



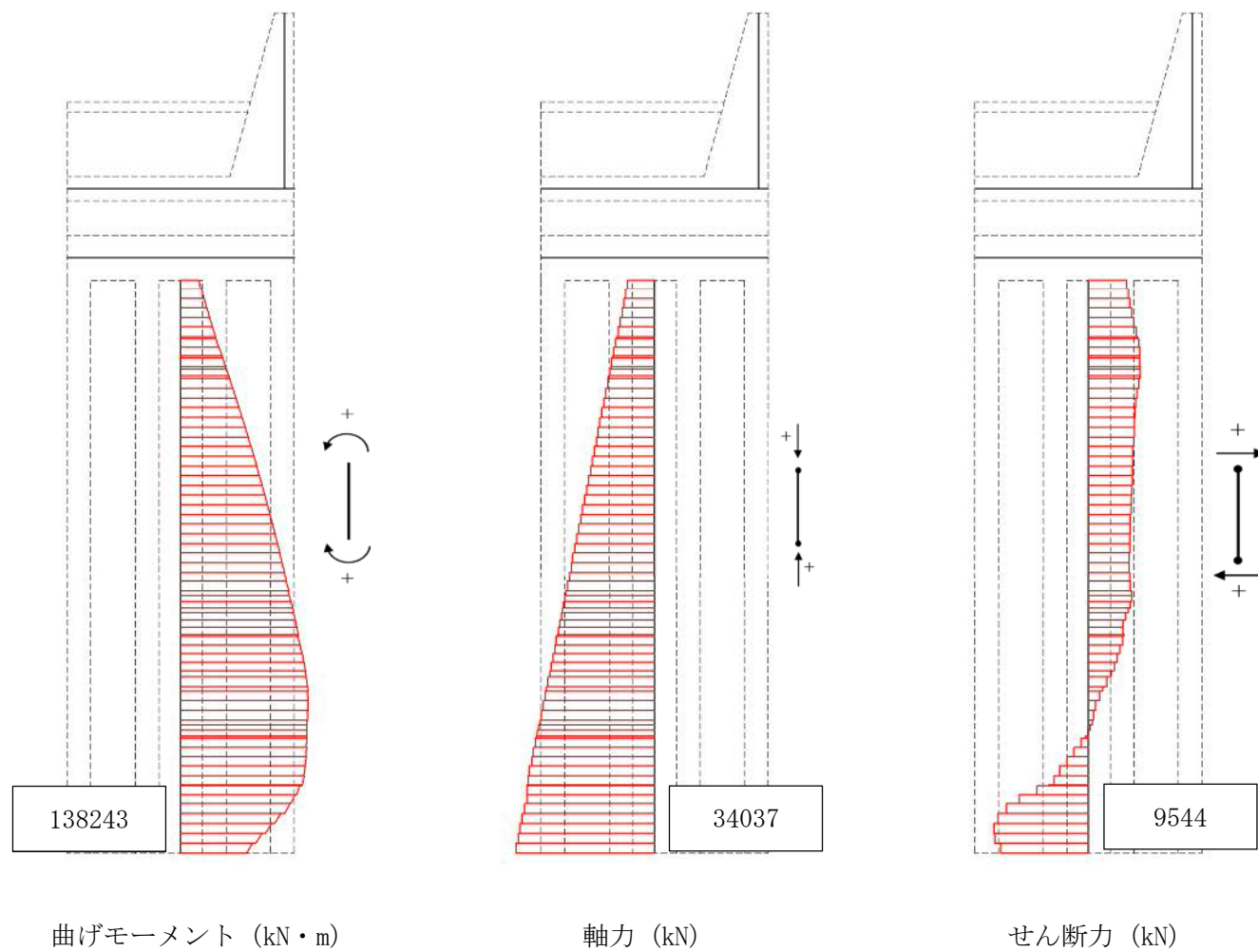


図 5.1-8 (6) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-D1$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



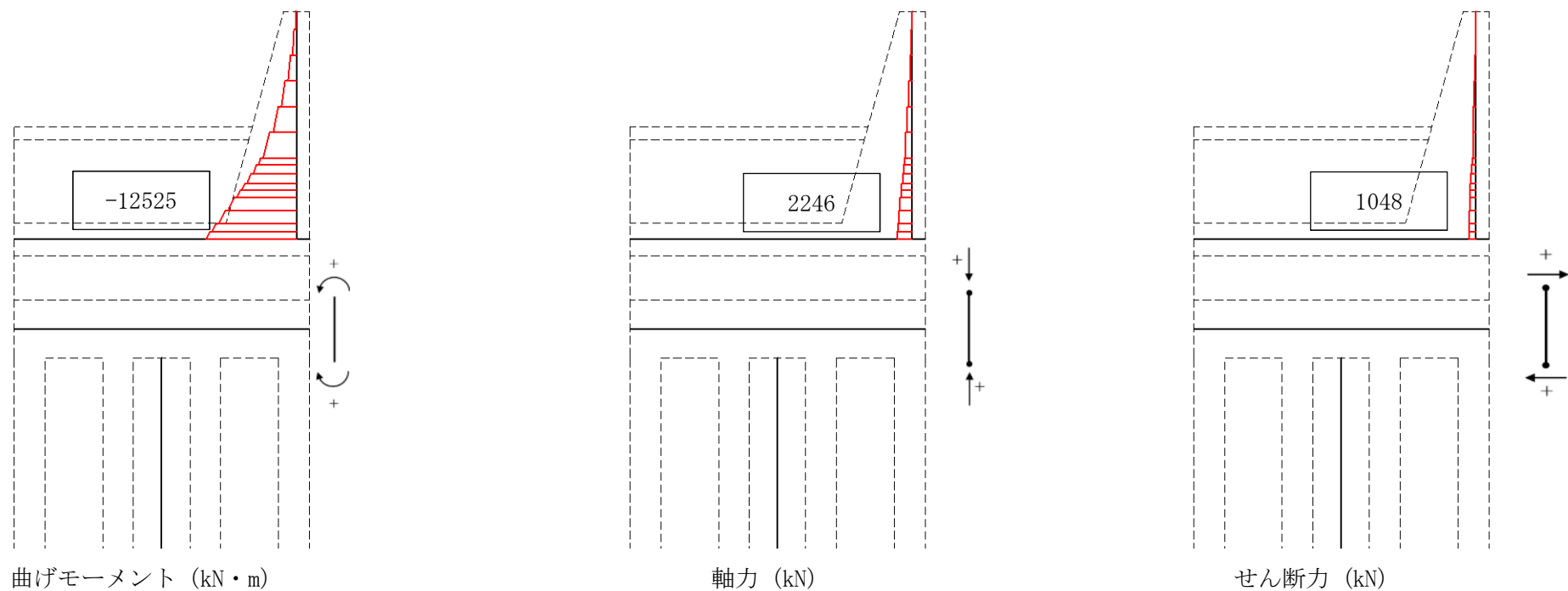


図 5.1-8 (7) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-D1$  [H-, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.95 \text{ s}$ )



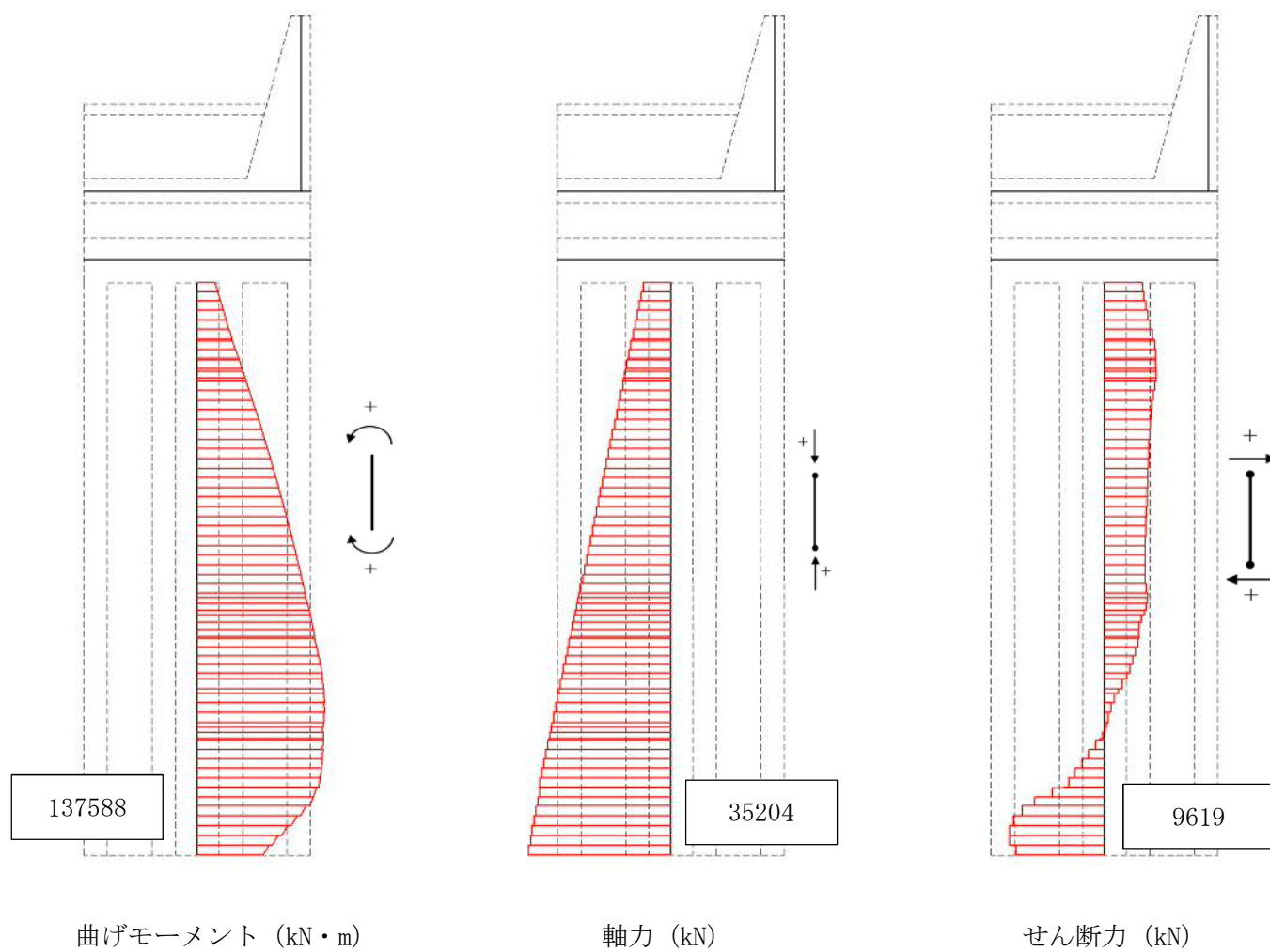


図 5.1-8 (8) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-D1$  [H-, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.70 \text{ s}$ )



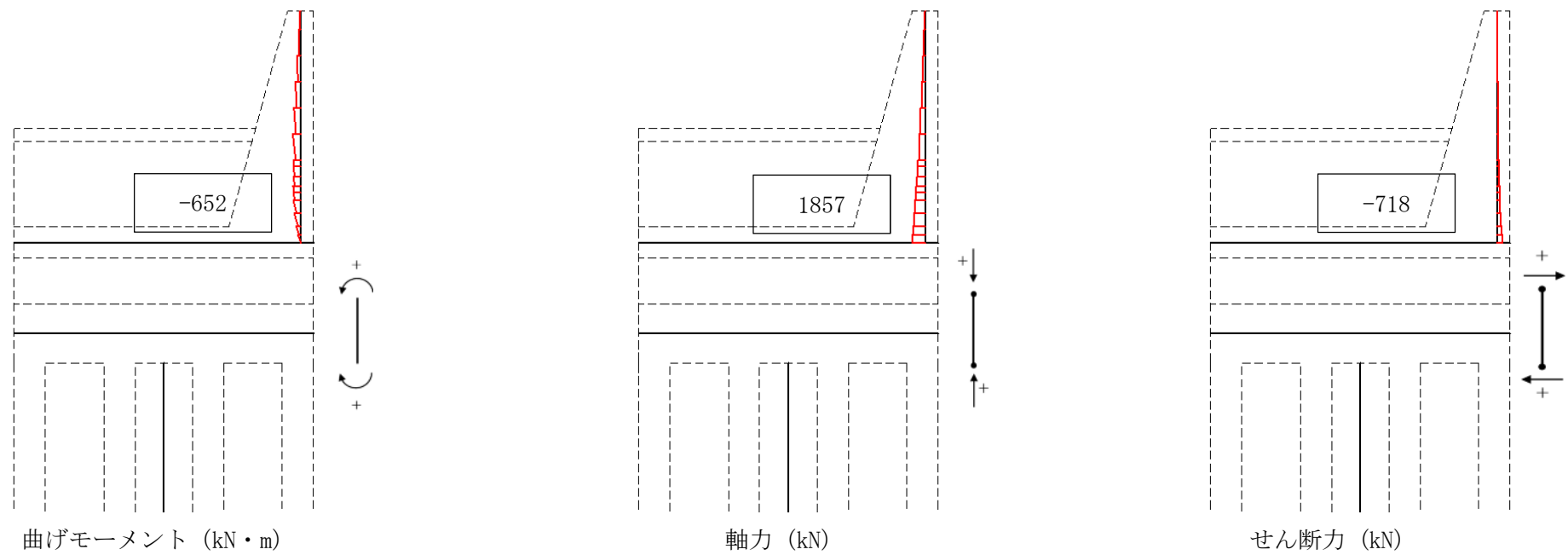


図 5.1-8 (9) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-11$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 23.68 \text{ s}$ )



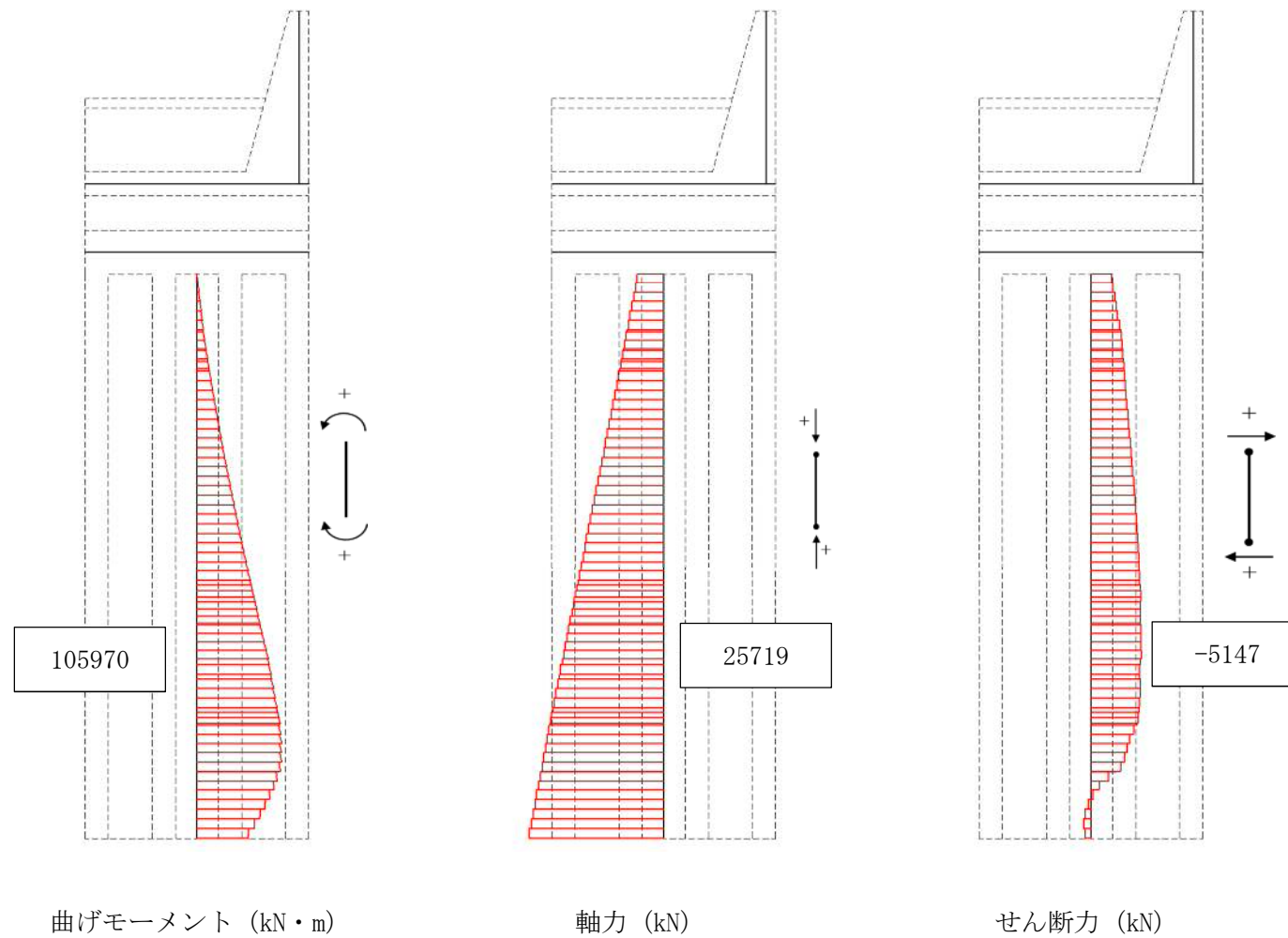


図 5.1-8 (10) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-11$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=69.51$  s)



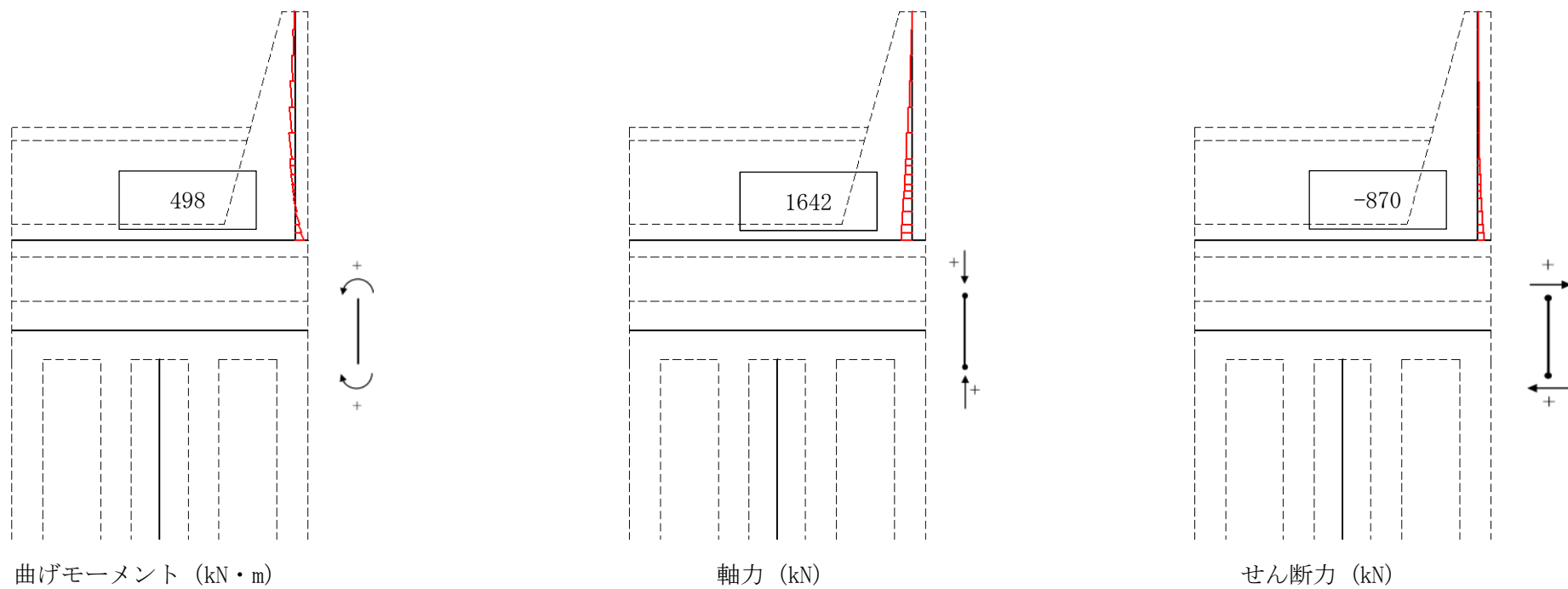
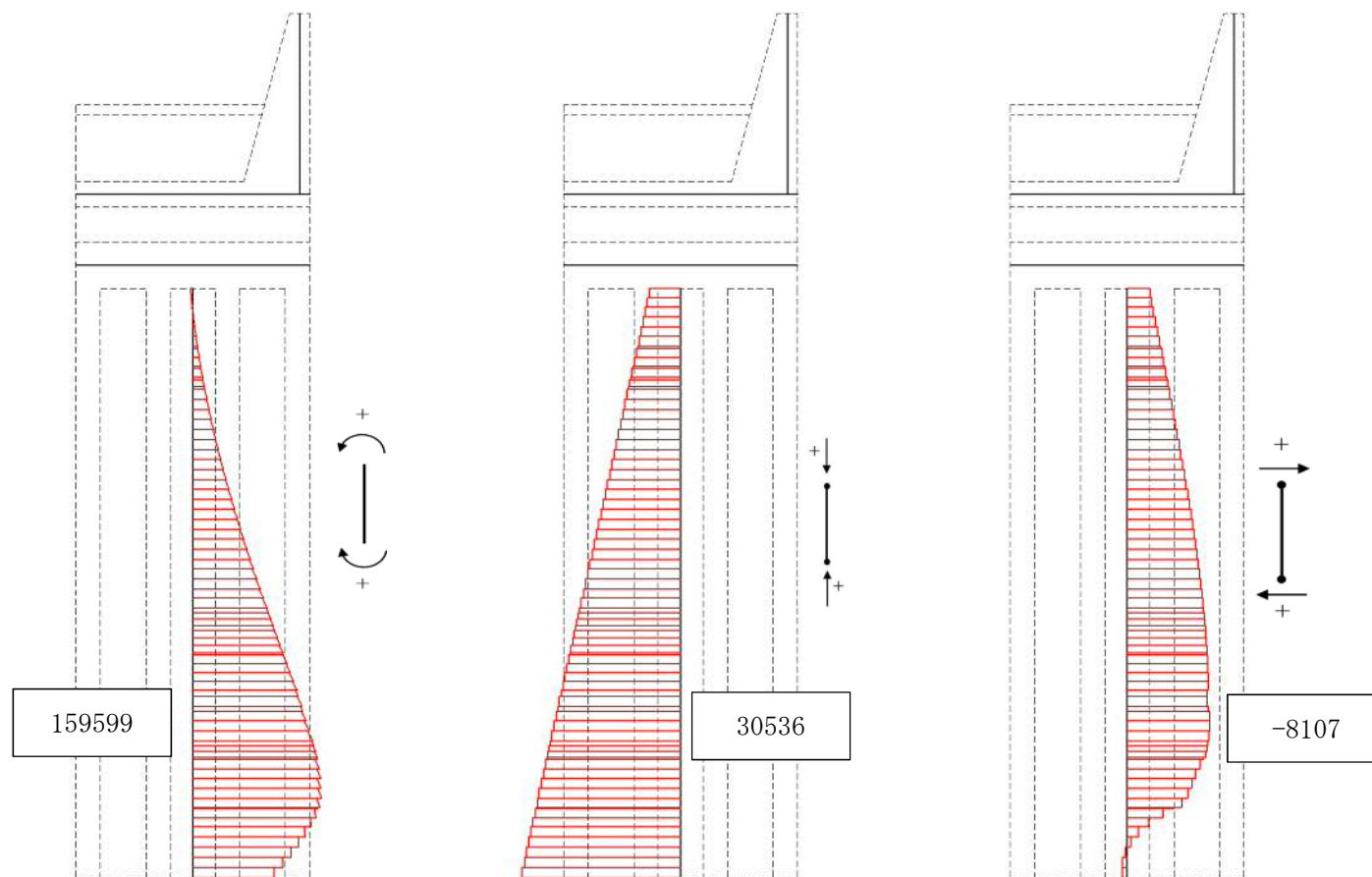


図 5.1-8 (11) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s - 12$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 28.96 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-8 (12) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-12$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=28.86$  s)



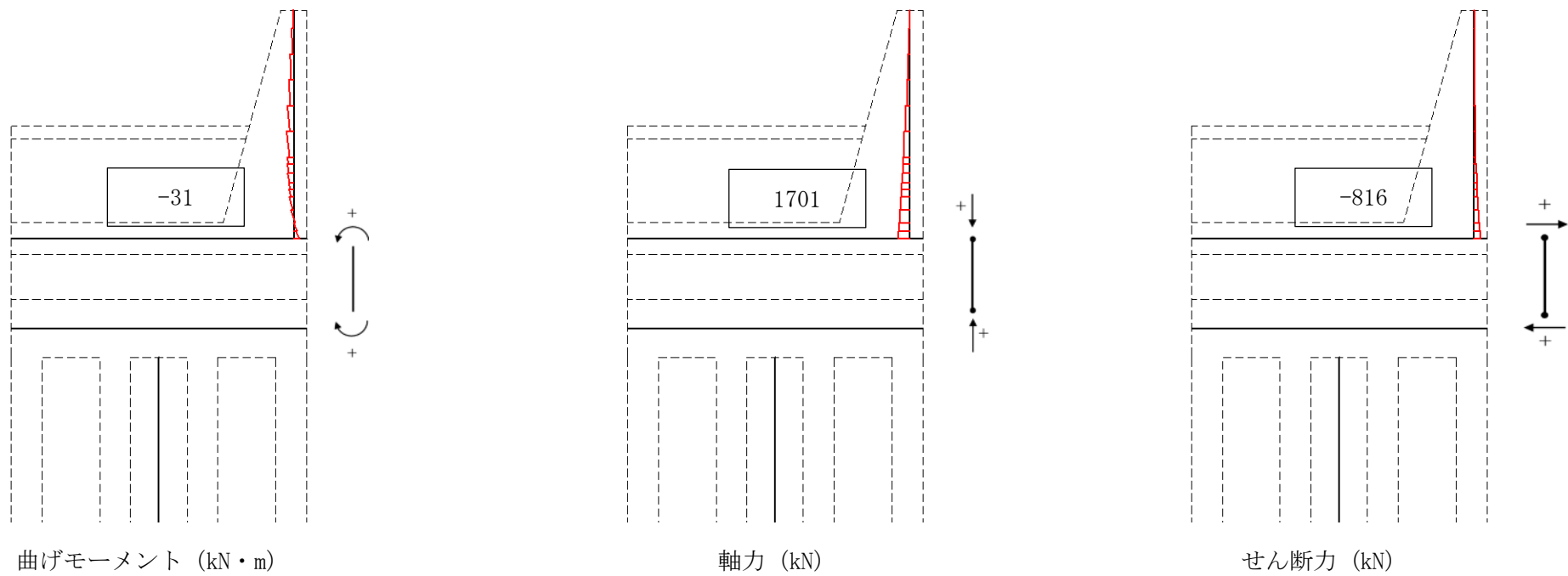
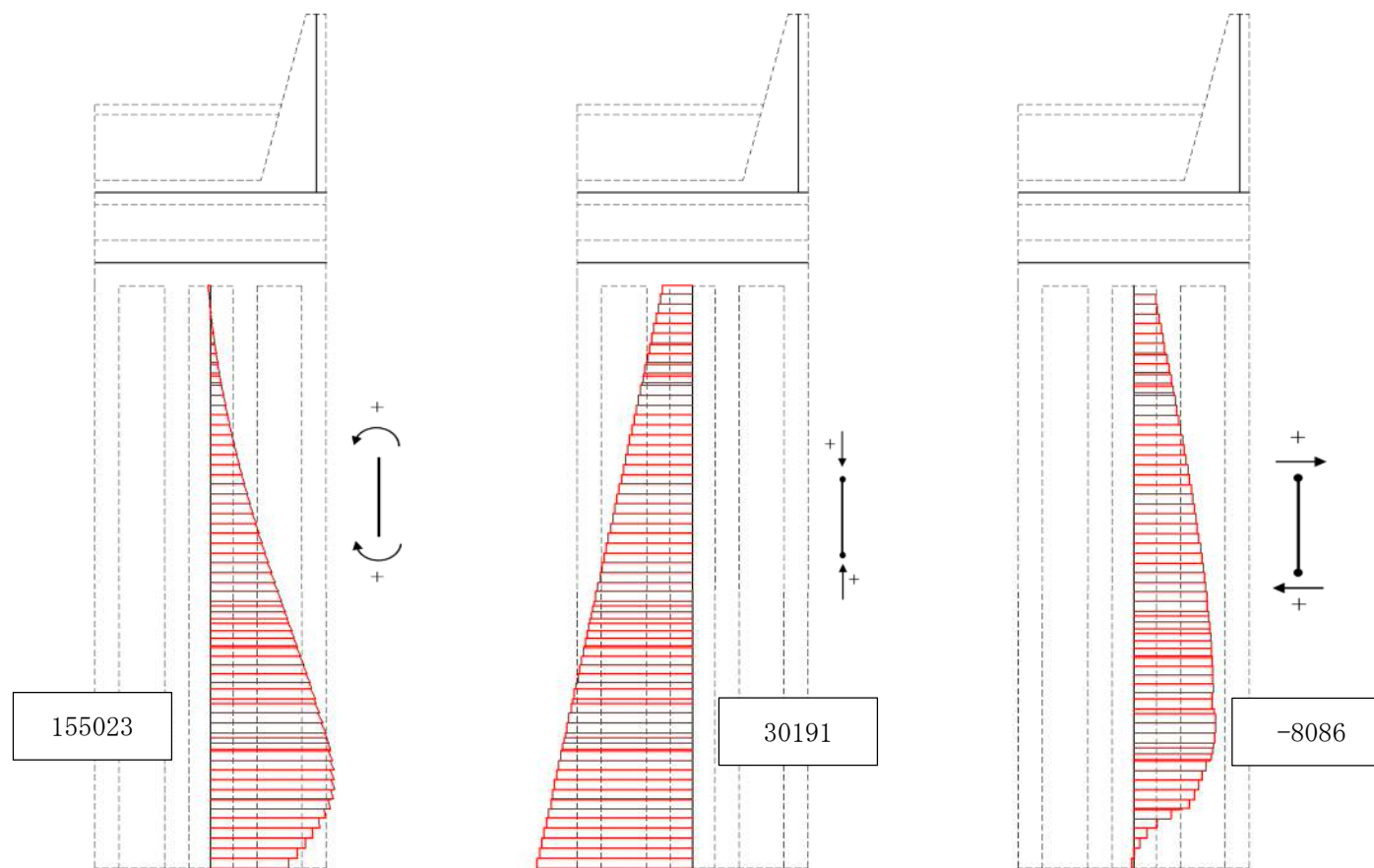


図 5.1-8 (13) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-13$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=26.17\text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-8 (14) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-13$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=26.07$  s)



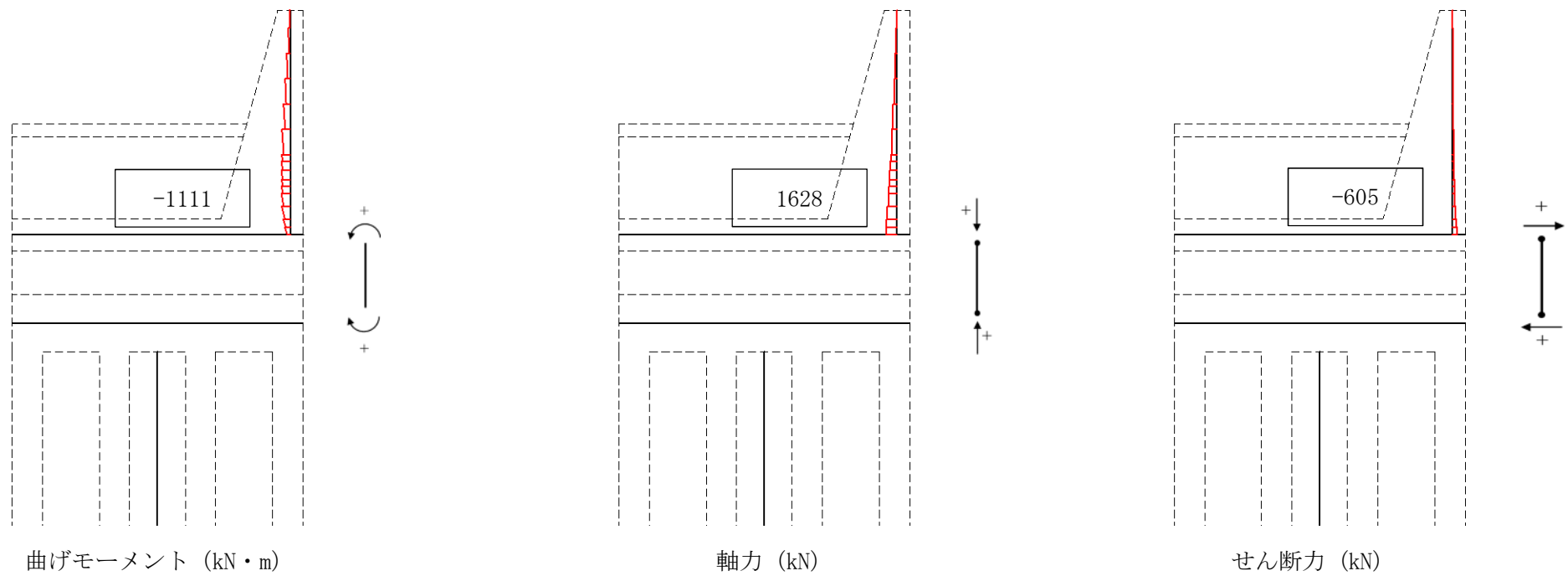


図 5.1-8 (15) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s - 14$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 28.93 \text{ s}$ )



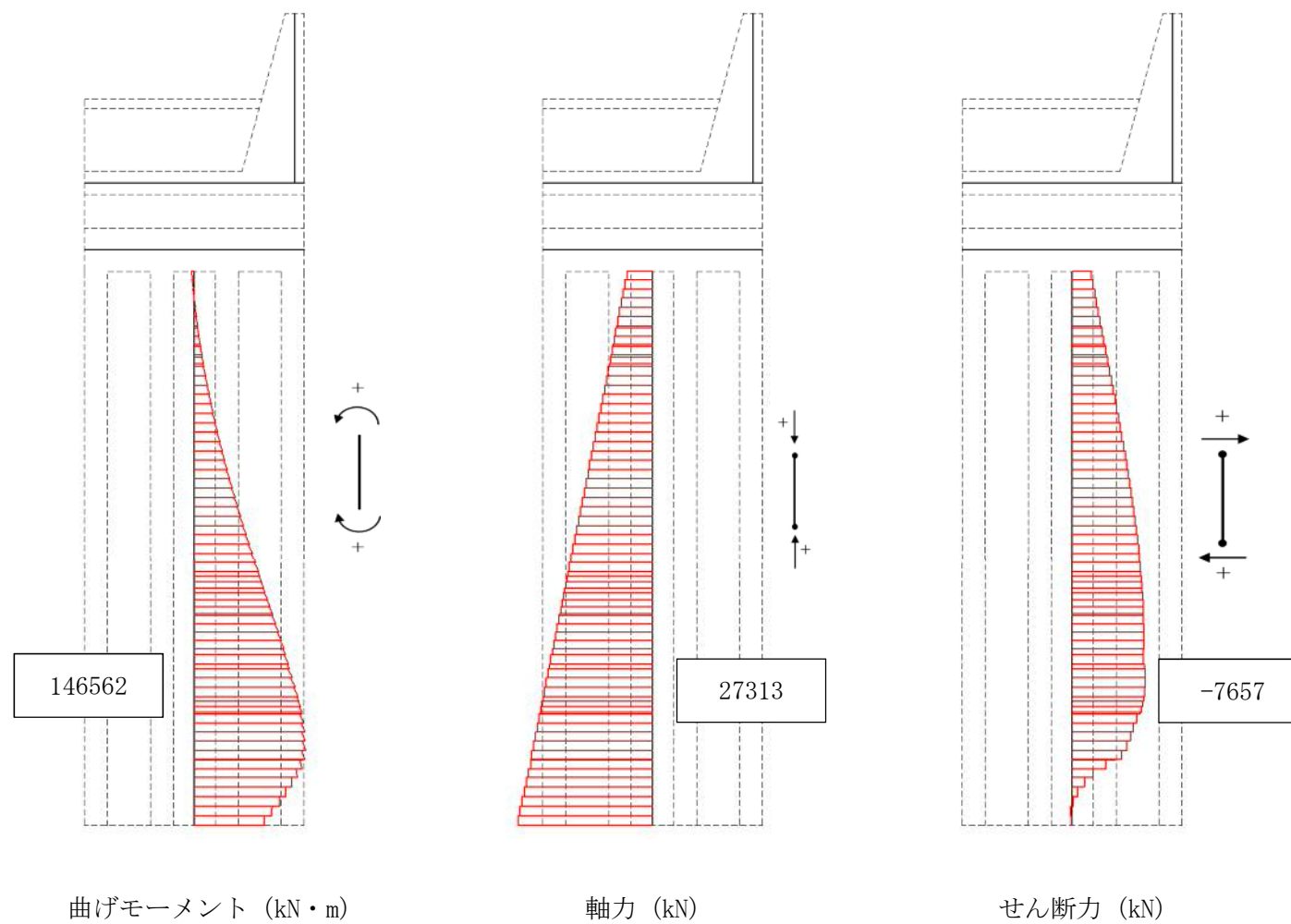


図 5.1-8 (16) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s - 14$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 28.85 \text{ s}$ )



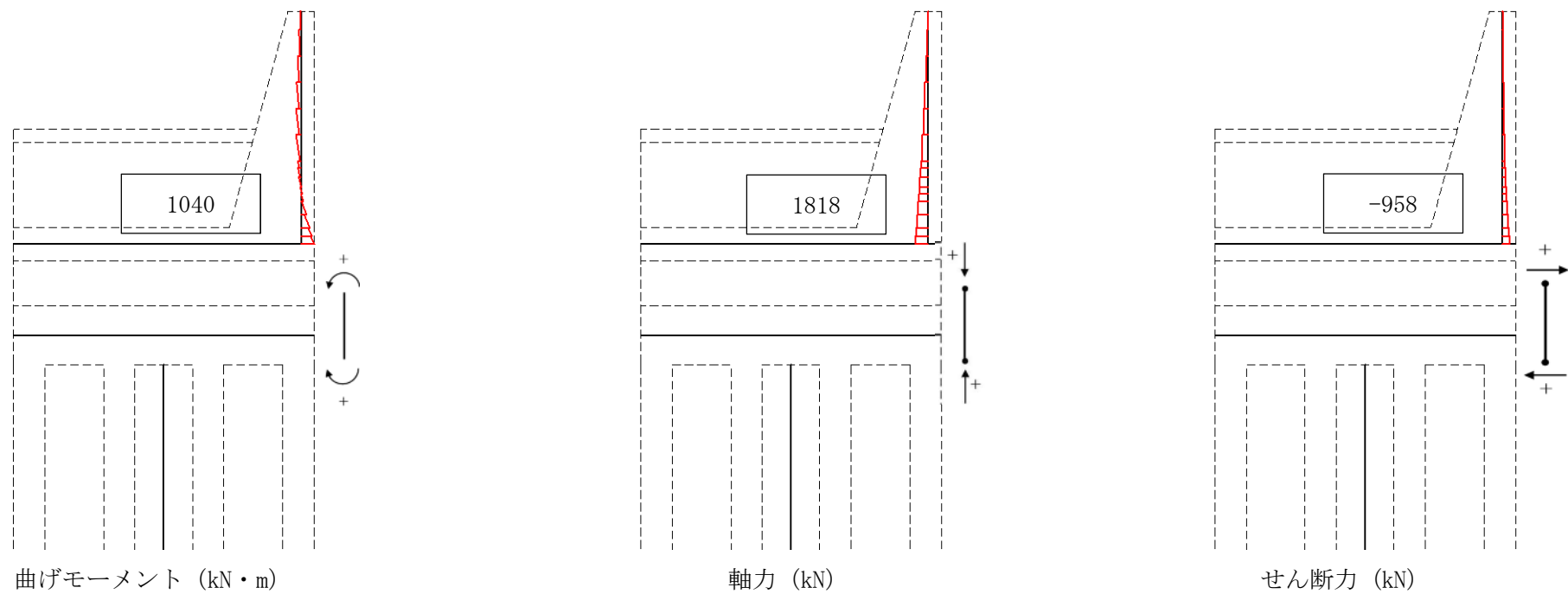


図 5.1-8 (17) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s - 21$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 64.71$  s)



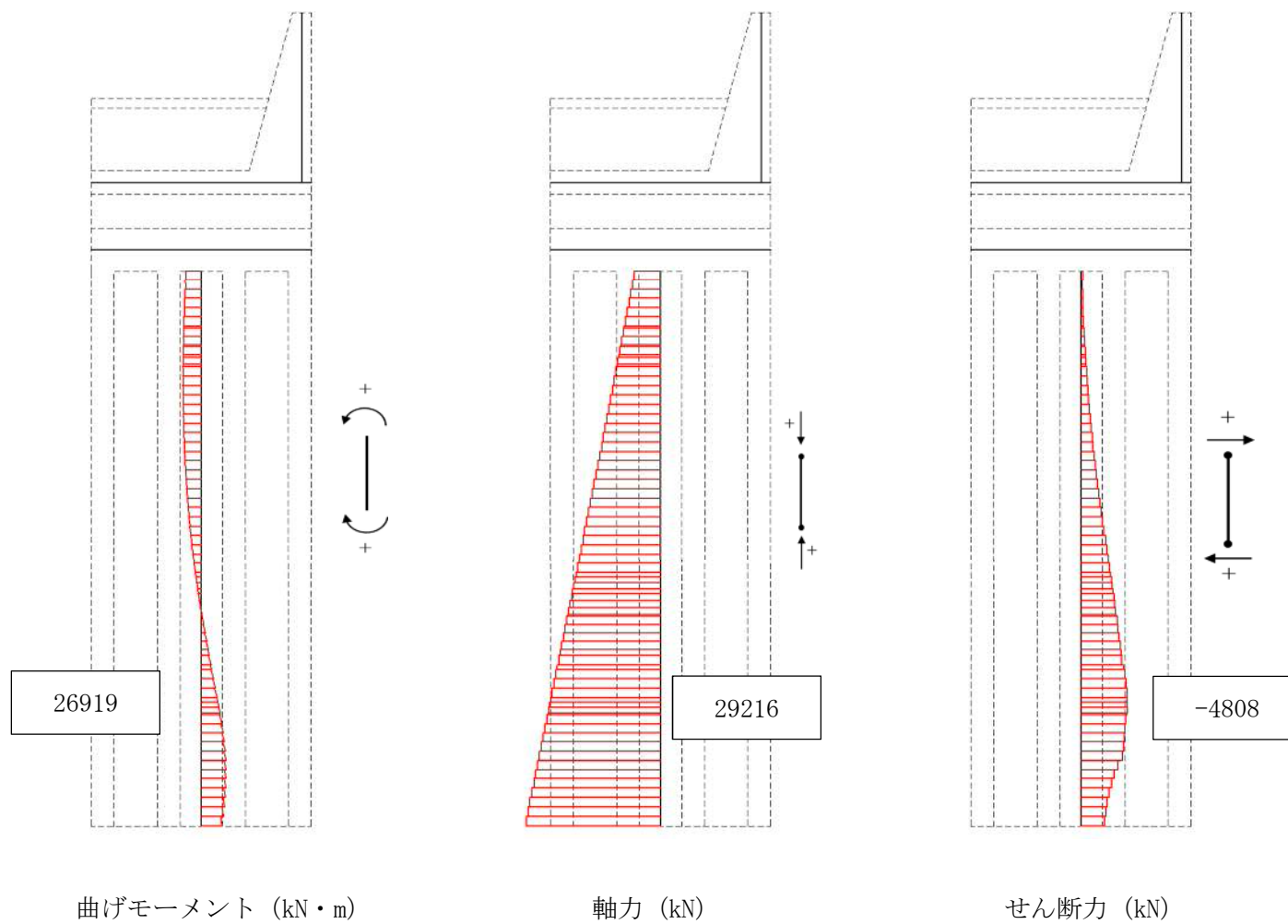


図 5.1-8 (18) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-21$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=66.66$  s)



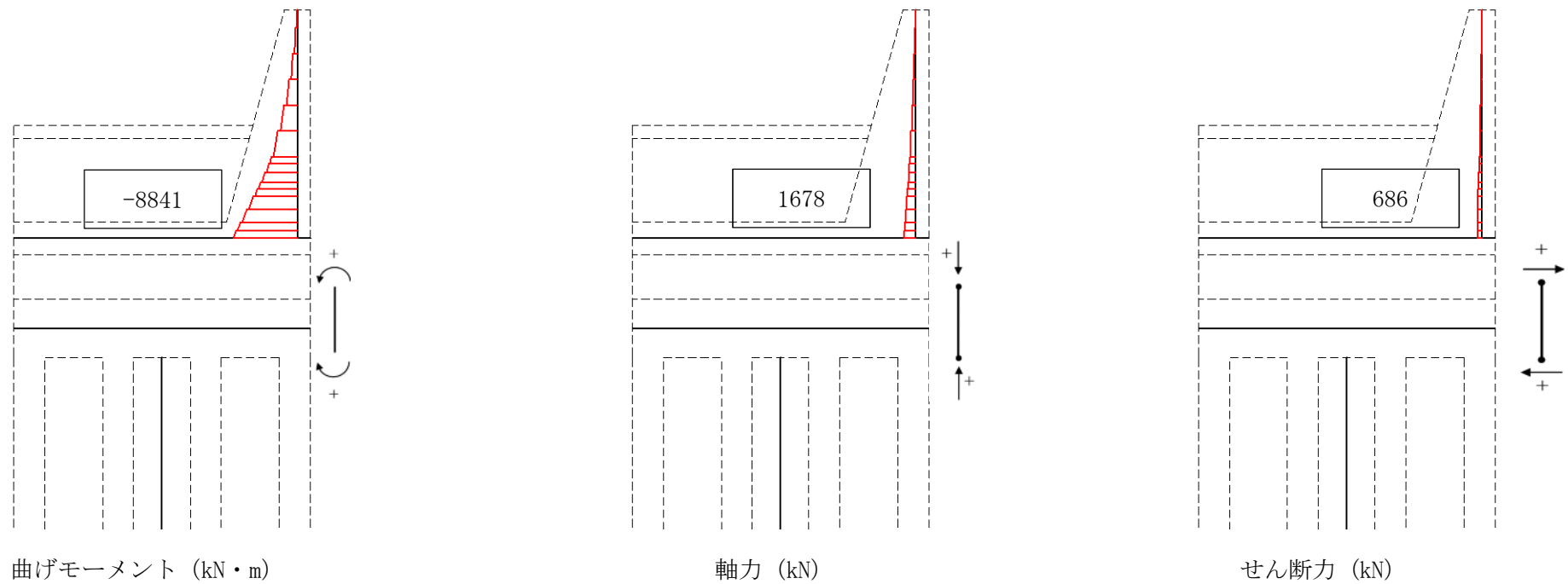


図 5.1-8 (19) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s - 22$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 79.88$  s)



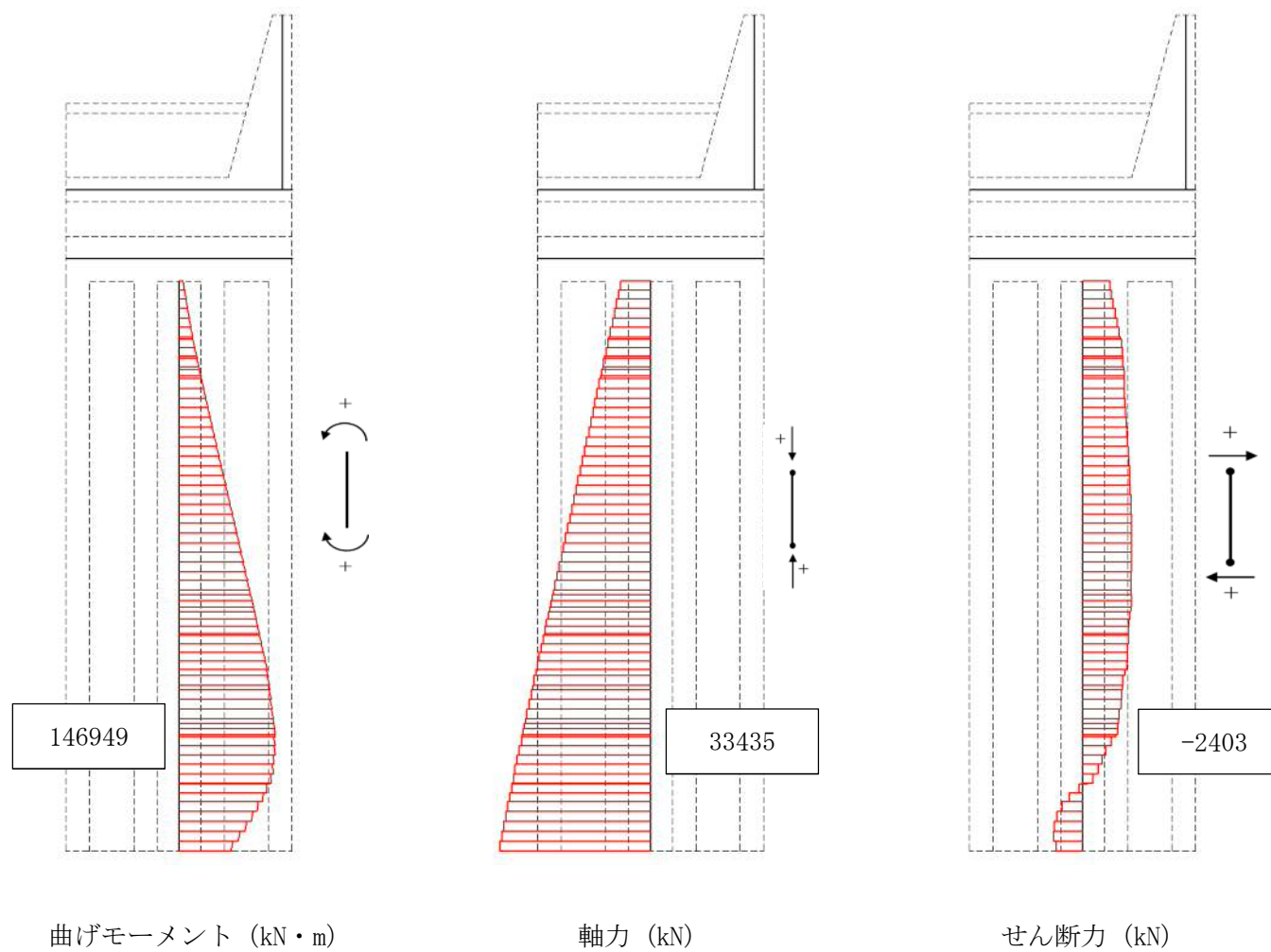


図 5.1-8 (20) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-22$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=81.56$  s)



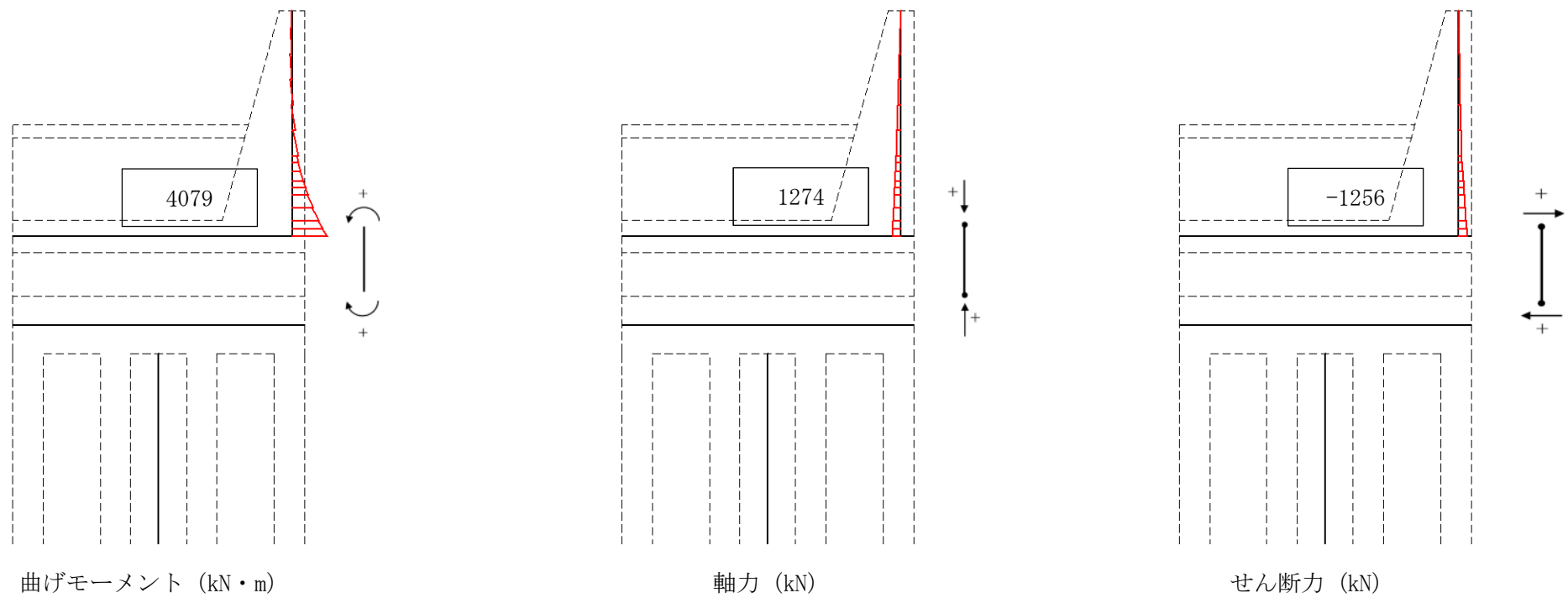
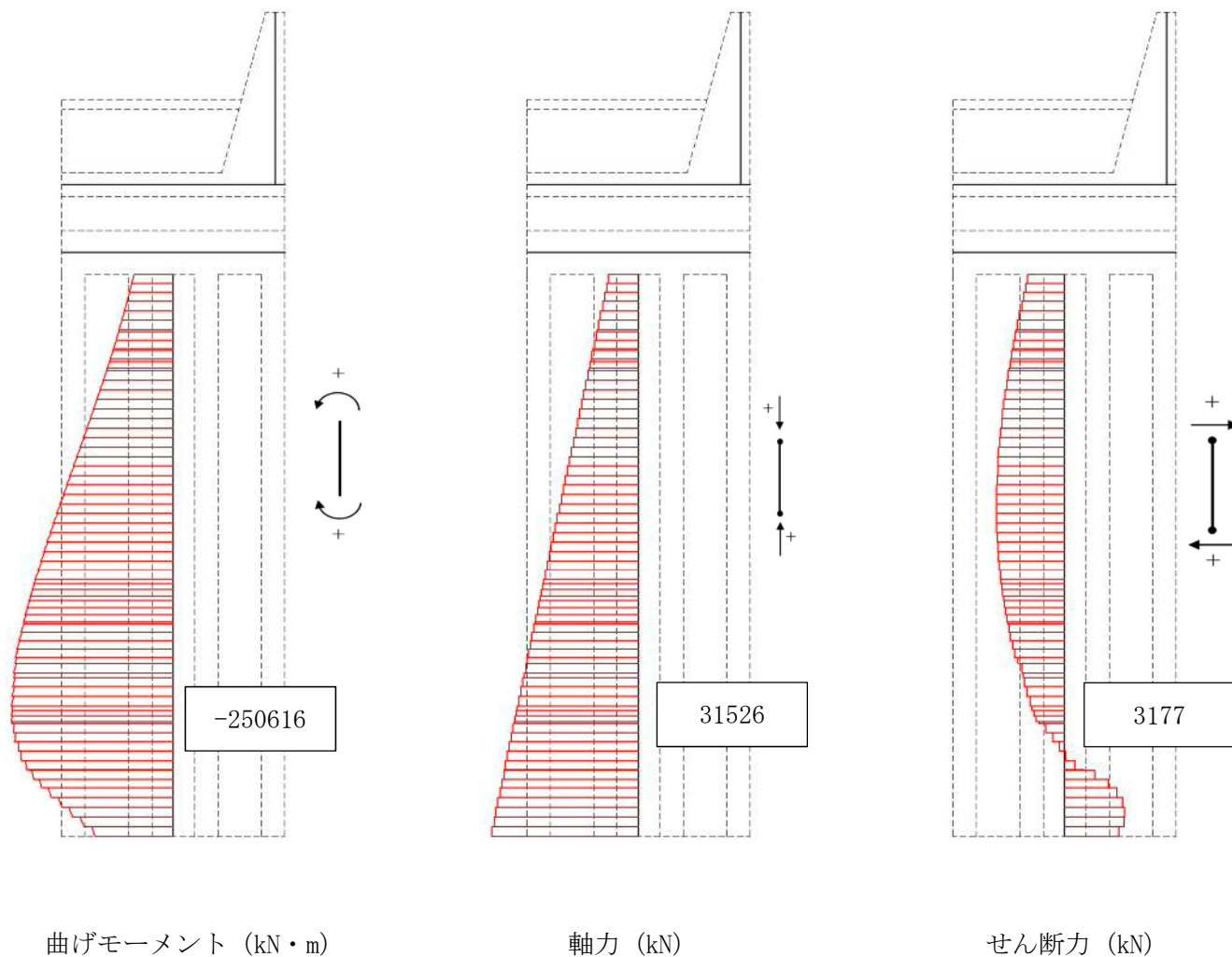


図 5.1-8 (21) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-31$  [H+, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.43$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-8 (22) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-31$  [H+, V+] において

最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.83$  s)



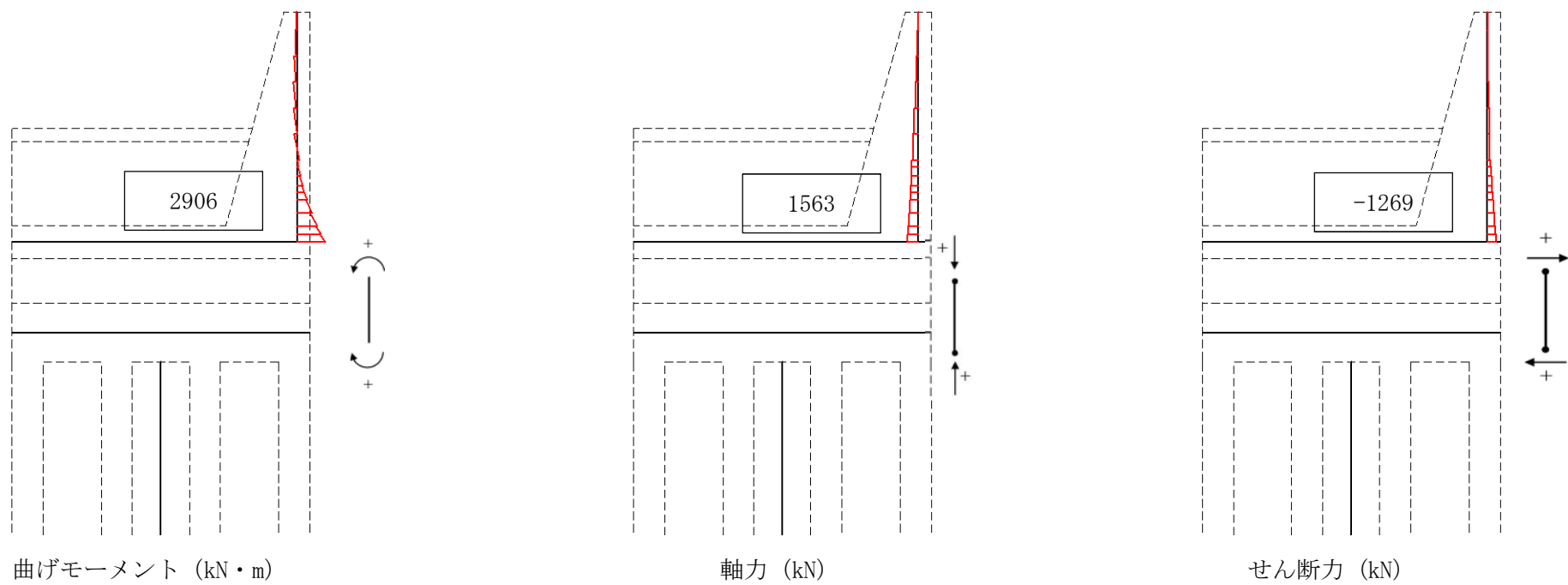
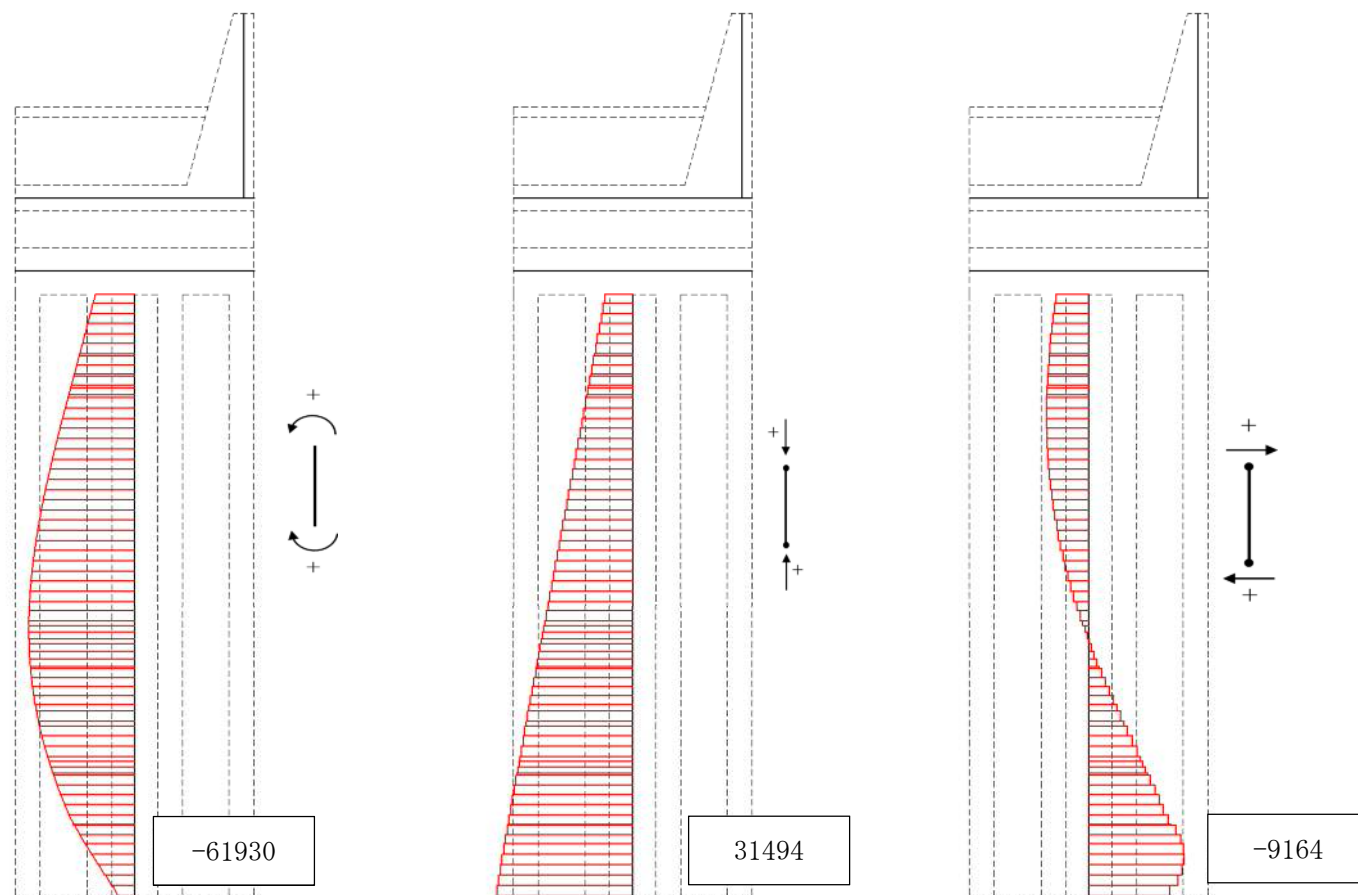


図 5.1-8 (23) 防潮壁横断方向 (上部工) の  $S_s-31$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=8.80$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-8 (24) 防潮壁横断方向 (下部工) の  $S_s-31$  [H-, V+] において

最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=8.47$  s)



表 5.1-8 (1) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）（上部工）の各地震波に対して最も厳しい照査値と  
その照査項目及び評価位置の結果

地震波	位相	抽出照査値と照査項目			
		照査値	照査項目	評価位置	
$S_s - D1$	H+, V+	0.51	曲げ照査（鉄筋）	放水路左側壁	2
	H+, V-	0.50	せん断照査	放水路右側壁	7
	H-, V+	0.51	せん断照査	放水路左側壁	2
	H-, V-	0.50	せん断照査	放水路左側壁	1
$S_s - 11$		0.29	せん断照査	放水路右側壁	7
$S_s - 12$		0.32	せん断照査	放水路左側壁	1
$S_s - 13$		0.32	せん断照査	放水路左側壁	1
$S_s - 14$		0.32	せん断照査	放水路左側壁	1
$S_s - 21$		0.48	せん断照査	放水路左側壁	1
$S_s - 22$		0.50	せん断照査	放水路左側壁	1
$S_s - 31$	H+, V+	0.51	せん断照査	放水路右側壁	7
	H-, V+	0.52	せん断照査	放水路左側壁	1

表 5.1-8 (2) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）（下部工）の各地震波に対して最も厳しい照査値と  
その照査項目及び評価位置の結果

地震波	位相	抽出照査値と照査項目			
		照査値	照査項目	評価位置	
$S_s - D1$	H+, V+	0.50	せん断照査	地中連続壁基礎	16
	H+, V-	0.50	せん断照査	地中連続壁基礎	16
	H-, V+	0.50	せん断照査	地中連続壁基礎	16
	H-, V-	0.50	せん断照査	地中連続壁基礎	16
$S_s - 11$		0.22	曲げ照査（コンクリート）	地中連続壁基礎	16
$S_s - 12$		0.38	せん断照査	地中連続壁基礎	16
$S_s - 13$		0.37	せん断照査	地中連続壁基礎	16
$S_s - 14$		0.36	せん断照査	地中連続壁基礎	16
$S_s - 21$		0.33	せん断照査	地中連続壁基礎	16
$S_s - 22$		0.38	せん断照査	地中連続壁基礎	16
$S_s - 31$	H+, V+	0.42	せん断照査	地中連続壁基礎	16
	H-, V+	0.43	せん断照査	地中連続壁基礎	16

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 に示す。



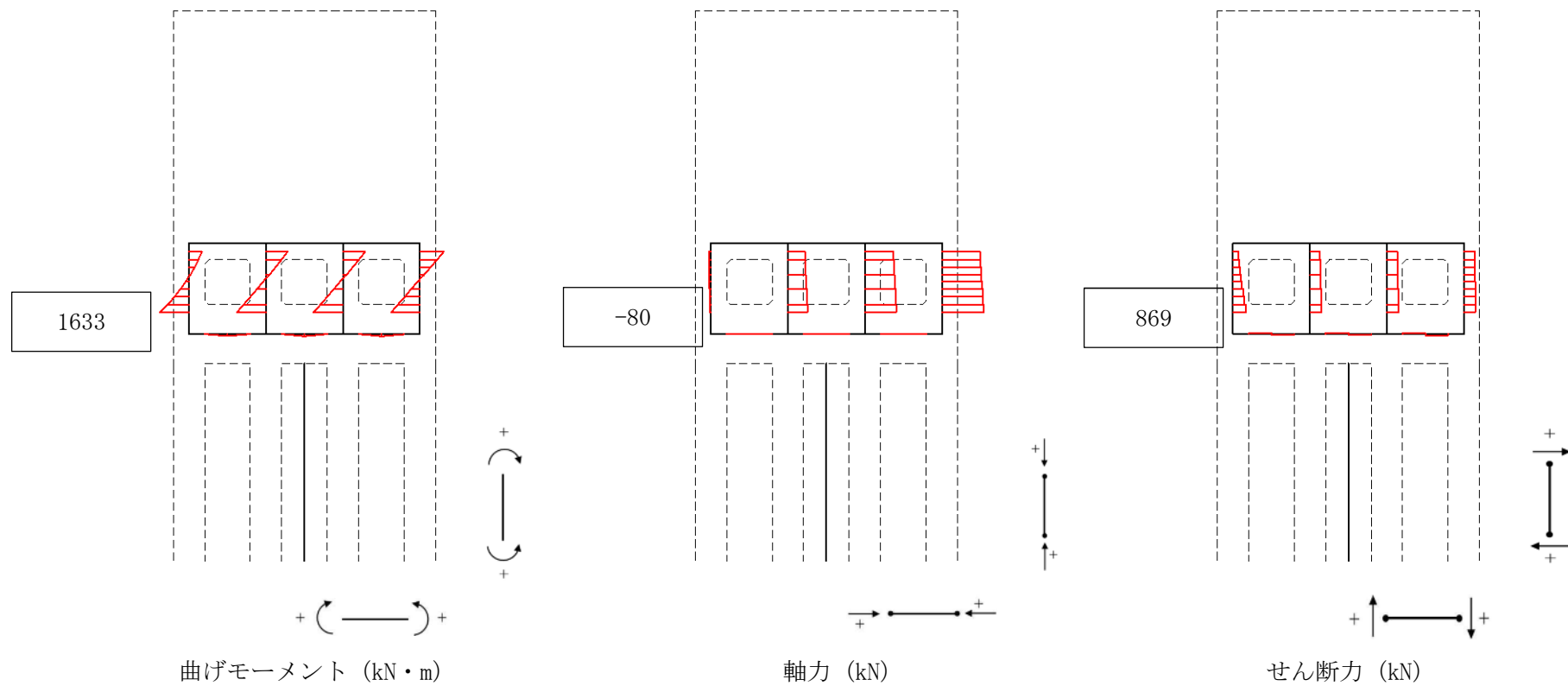
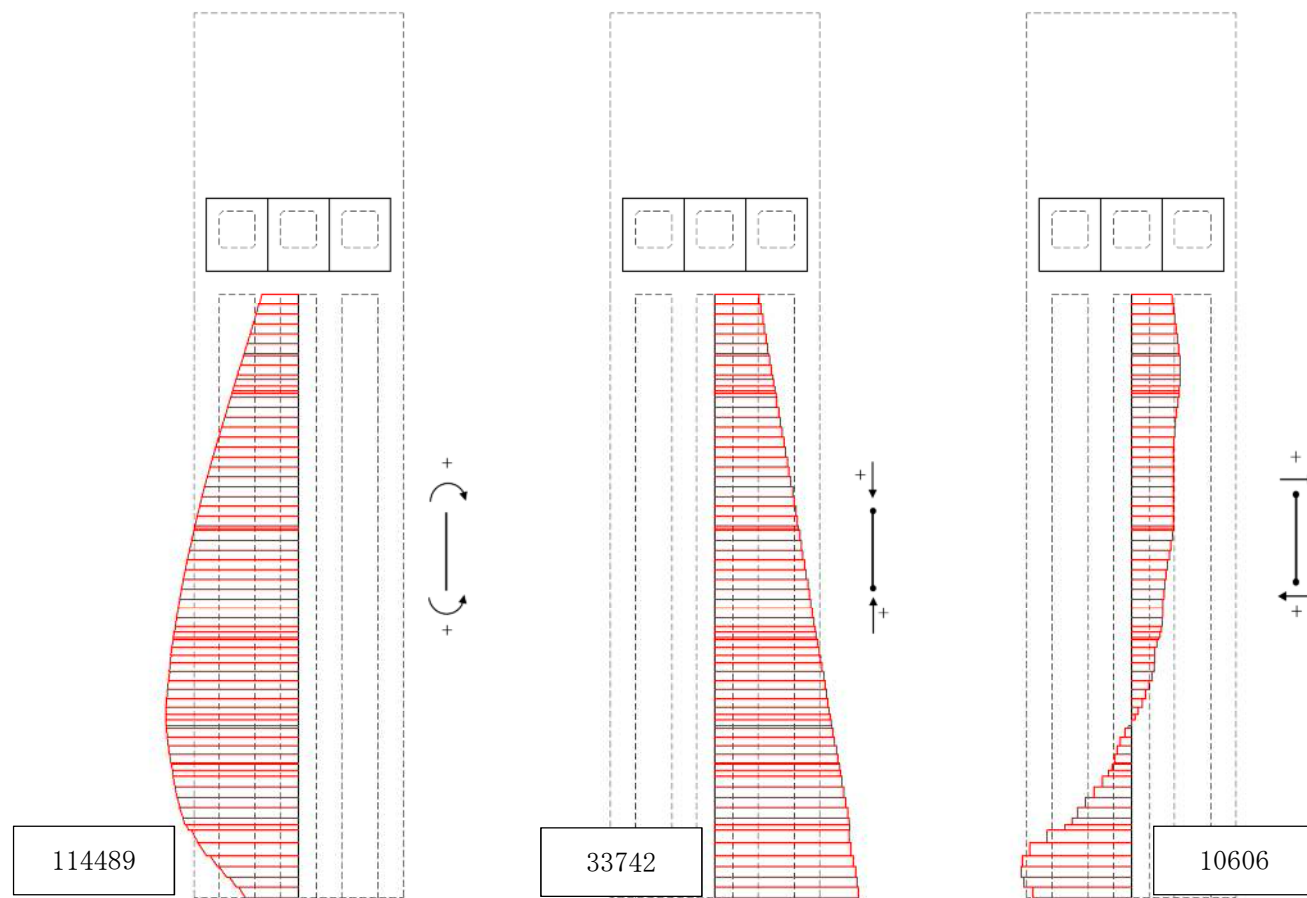


図 5.1-9 (1) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）（上部工）の  $S_s - D 1$  [H+, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 19.58 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (2) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s-D1$  [H+, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=53.70$  s)



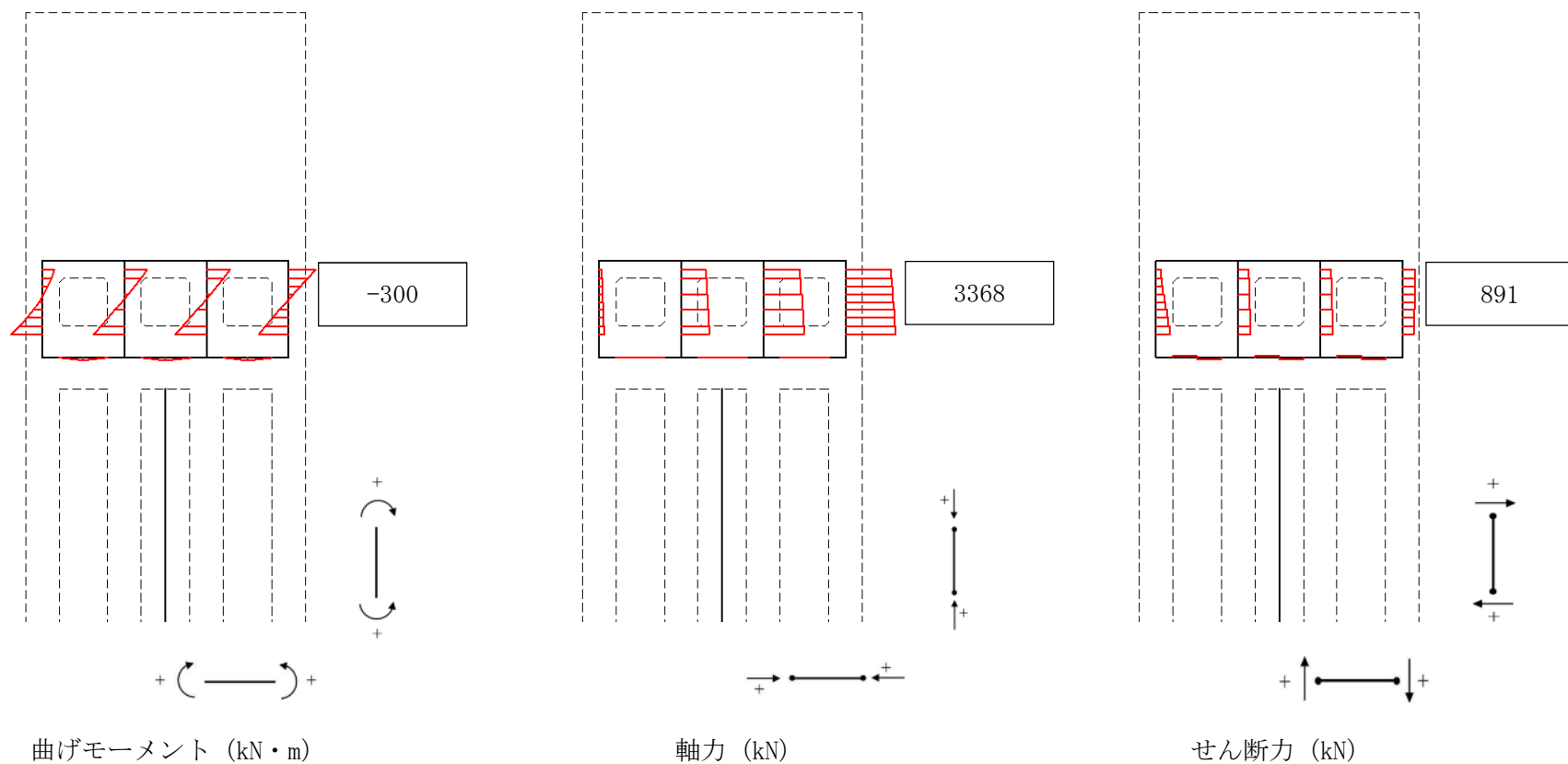
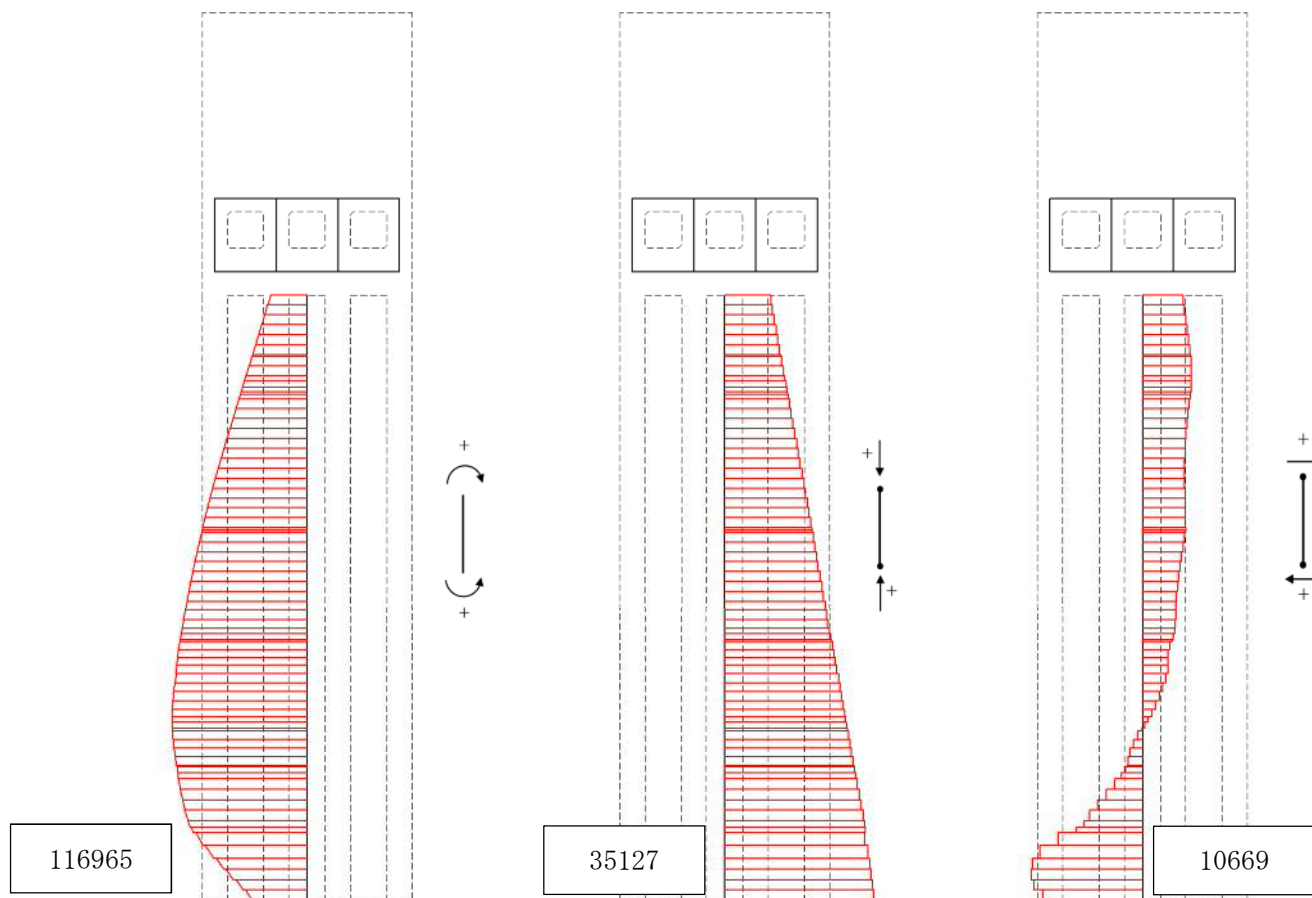


図 5.1-9 (3) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）（上部工）の  $S_s-D1$  [H+, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 19.58 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (4) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s-D1$  [H+, V-] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=53.70$  s)



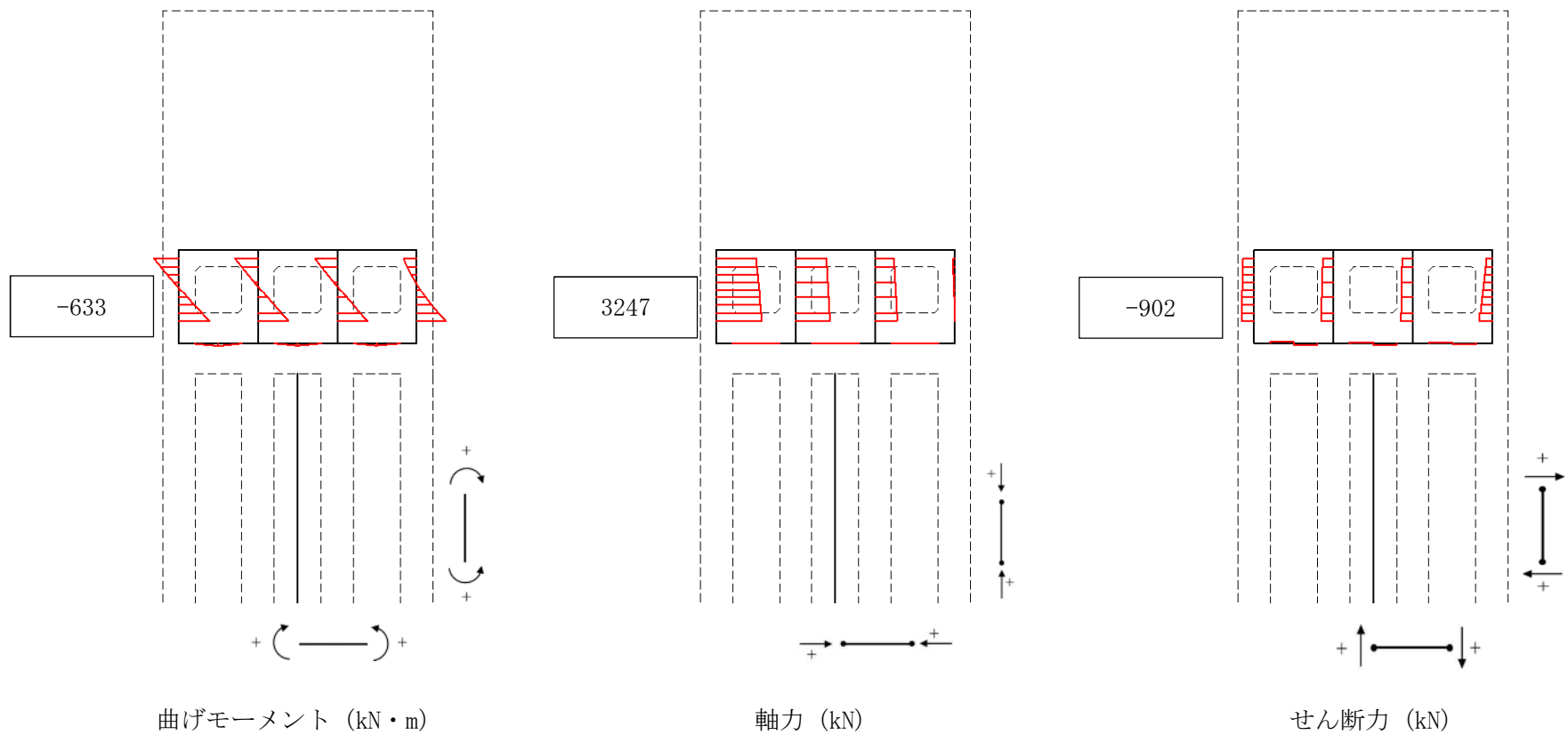
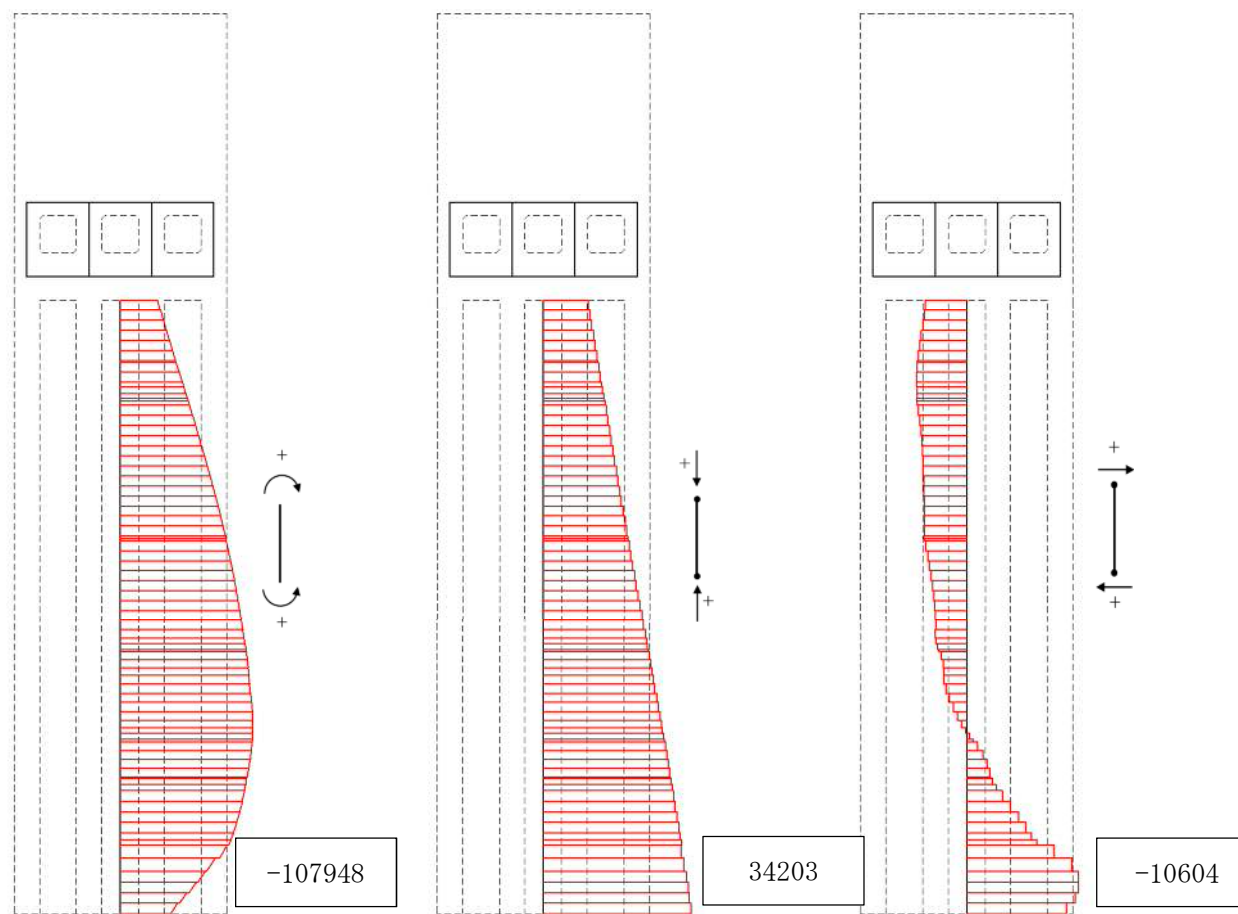


図 5.1-9 (5) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）（上部工）の  $S_s-D1$  [H-, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 19.60 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (6) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s-D1$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.70$  s)



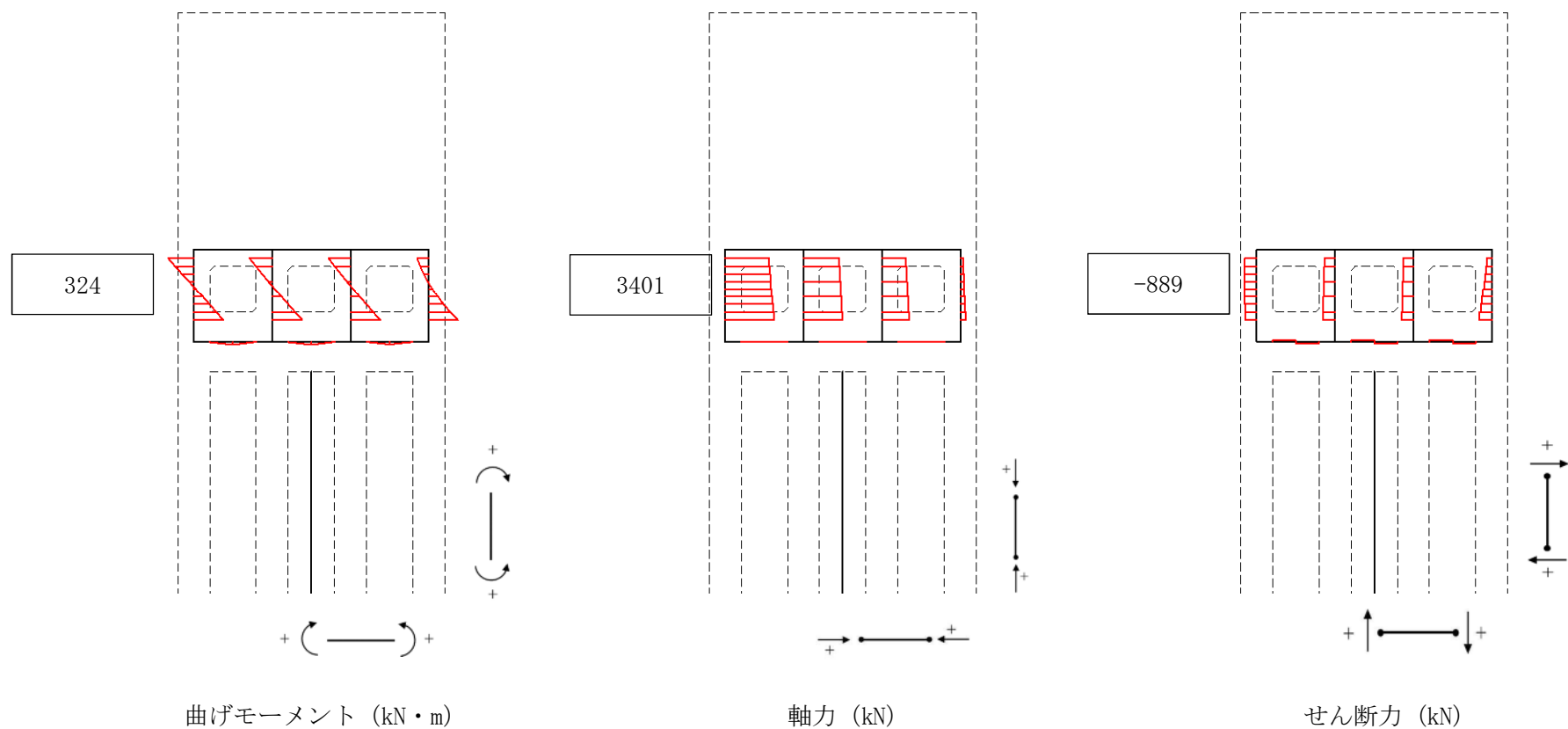
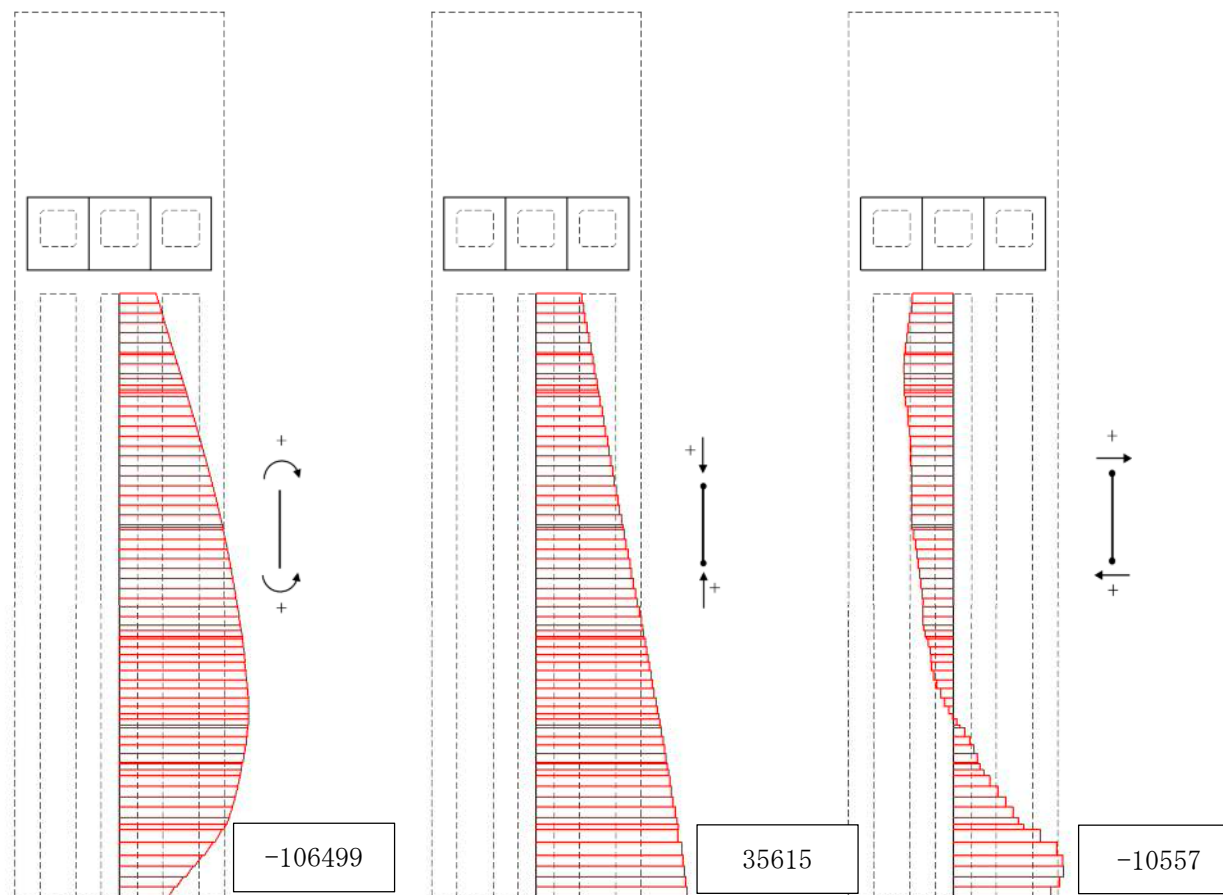


図 5.1-9 (7) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s-D1$  [H-, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 19.58$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (8) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s-D1$  [H-, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=53.70$  s)



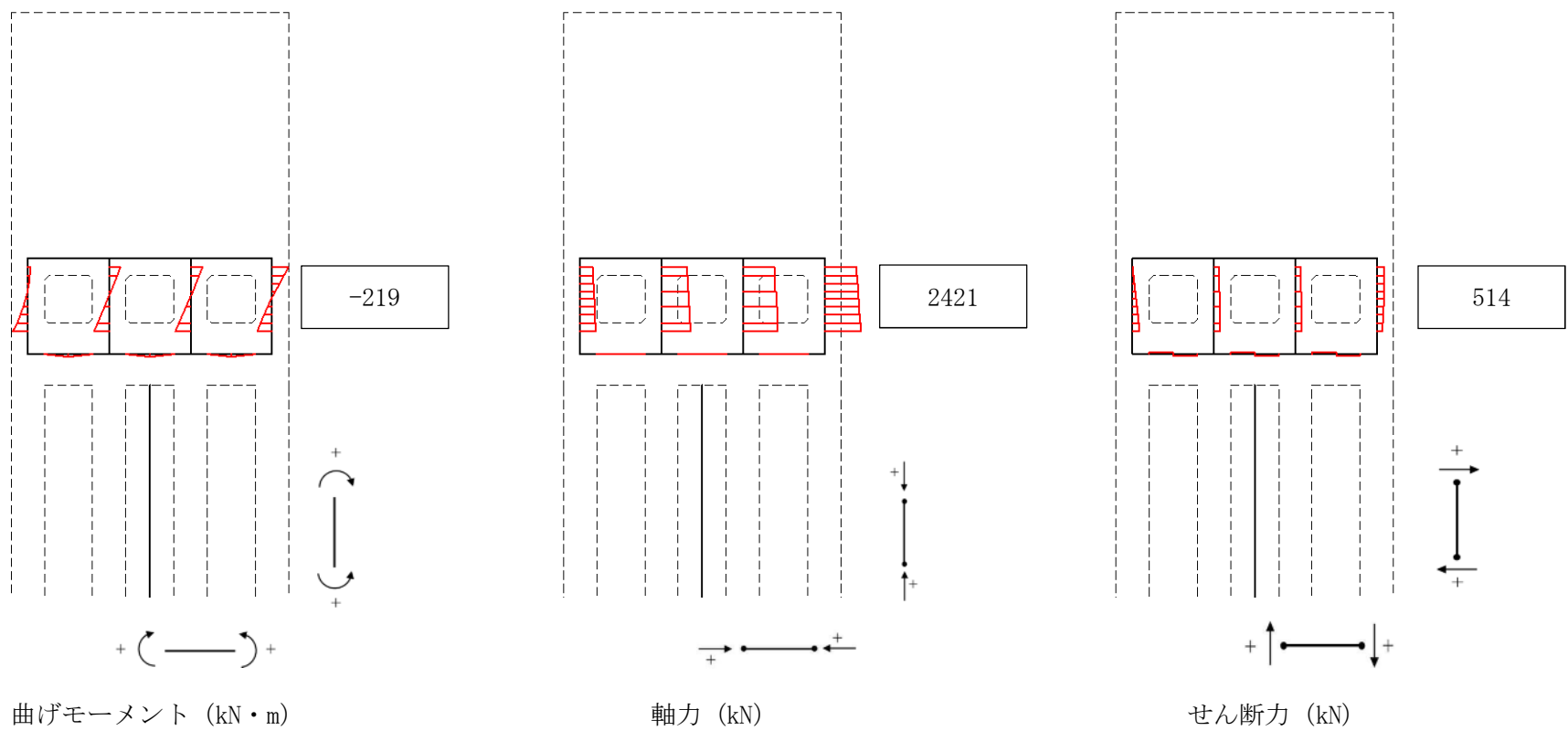
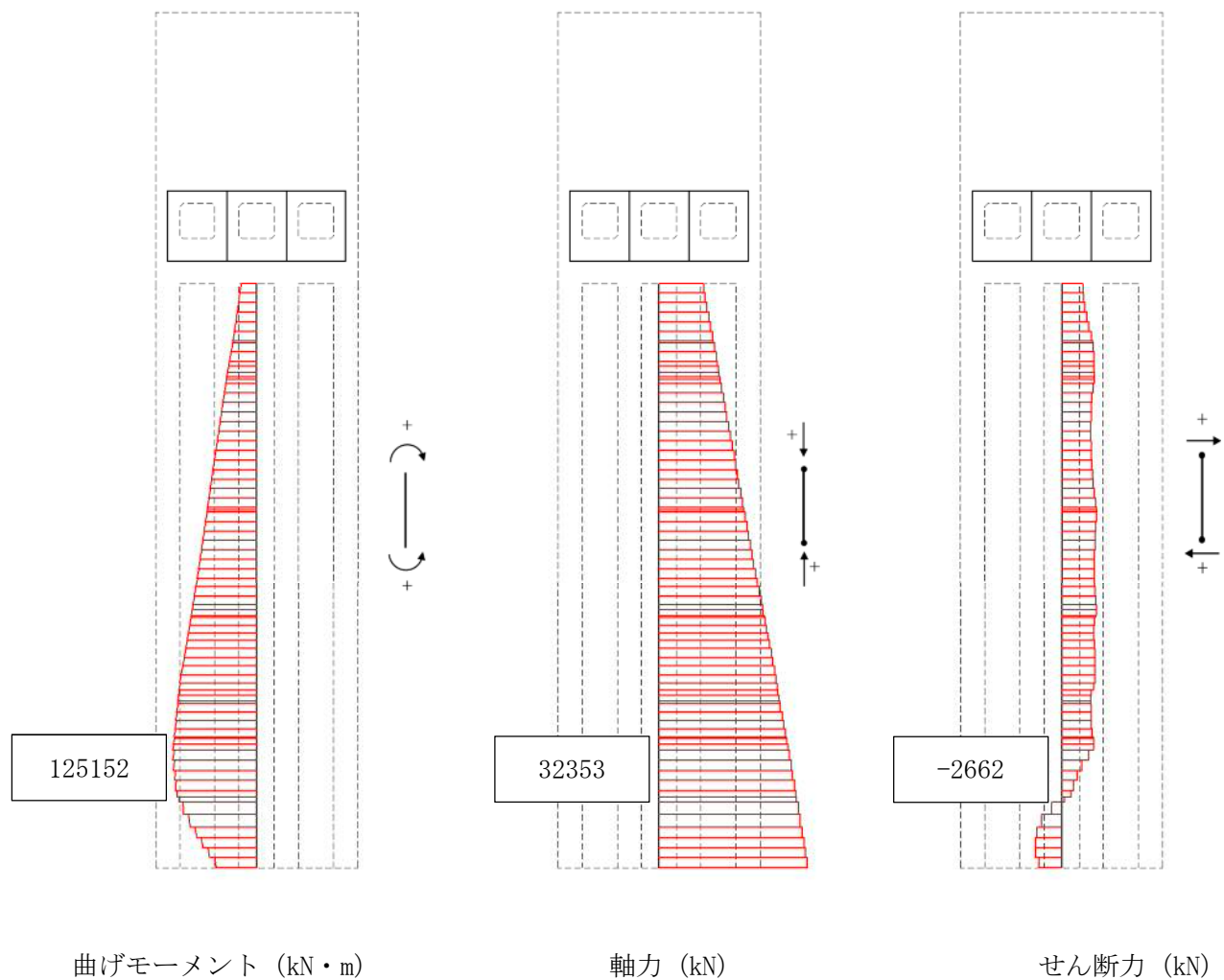


図 5.1-9 (9) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の S<sub>s</sub>-11 において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t = 65.01 s)





曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

軸力 ( $\text{kN}$ )

せん断力 ( $\text{kN}$ )

図 5.1-9 (10) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 1.1$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 68.83 \text{ s}$ )



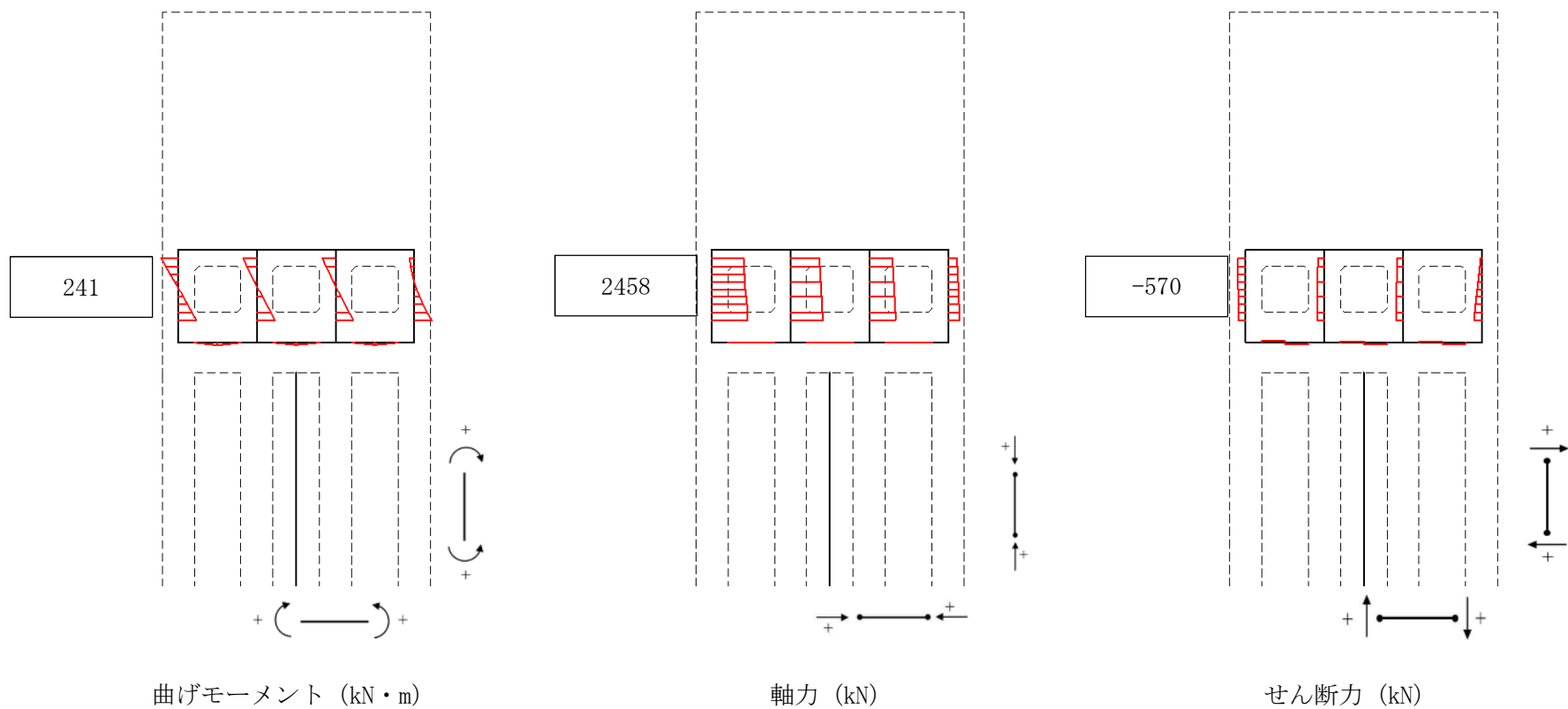
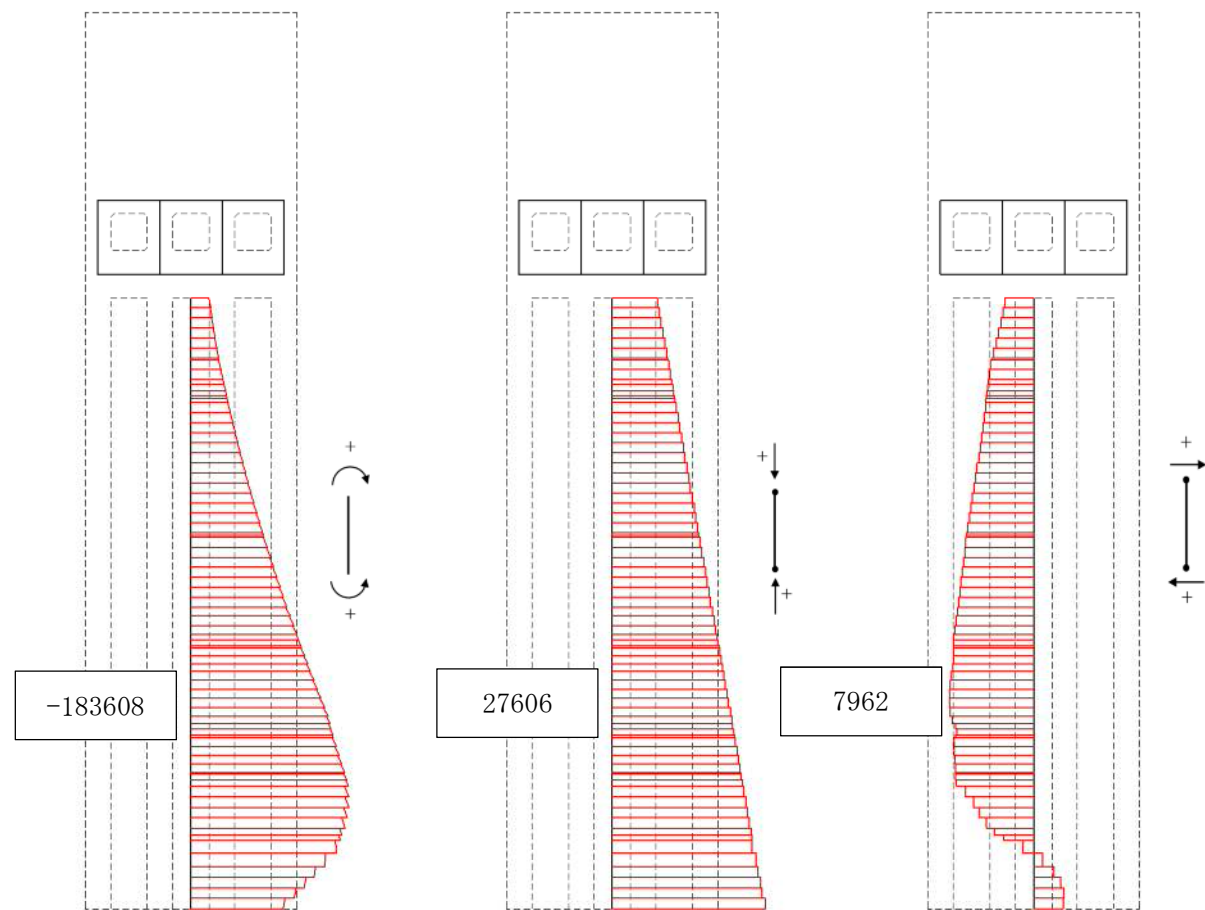


図 5.1-9 (11) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s-12$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=31.78$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (12) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 12$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 31.85 \text{ s}$ )



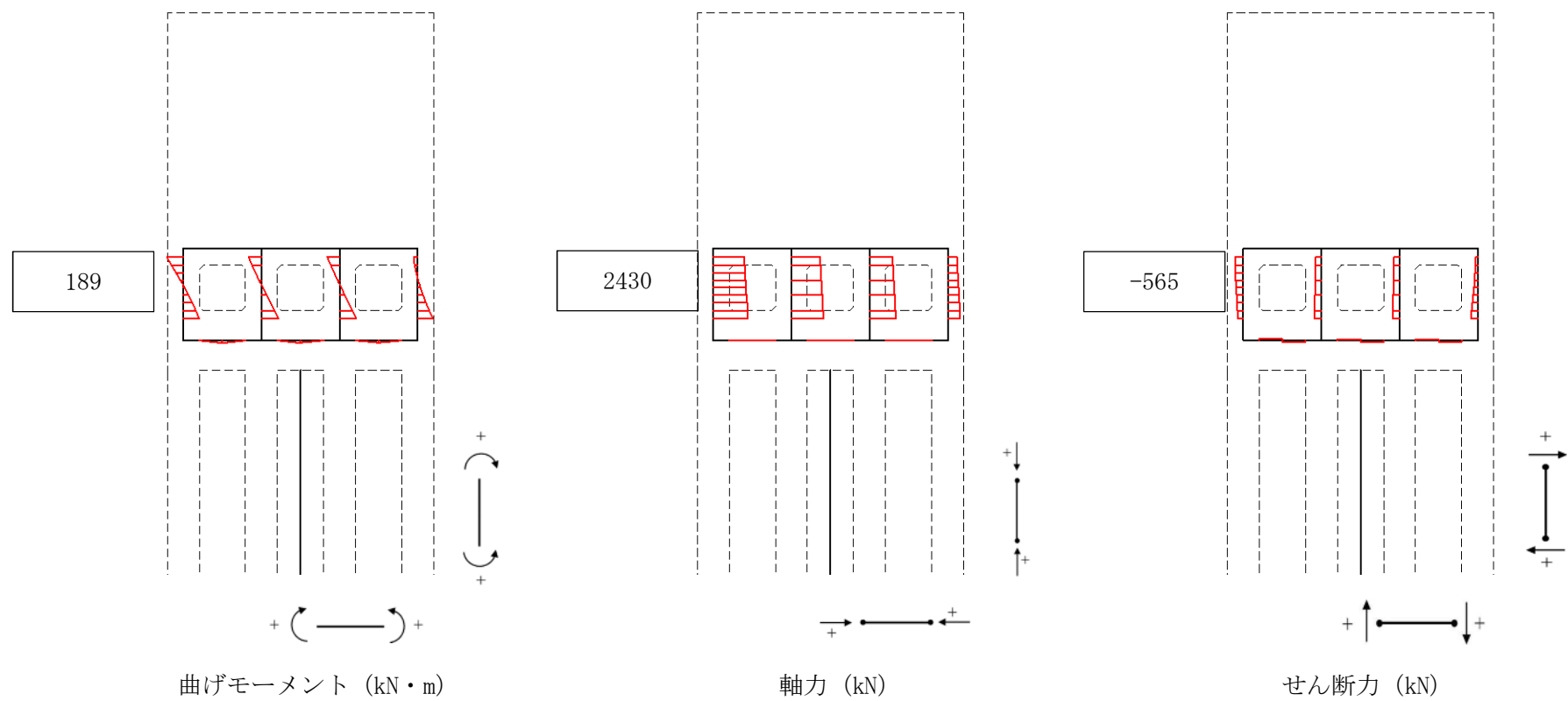
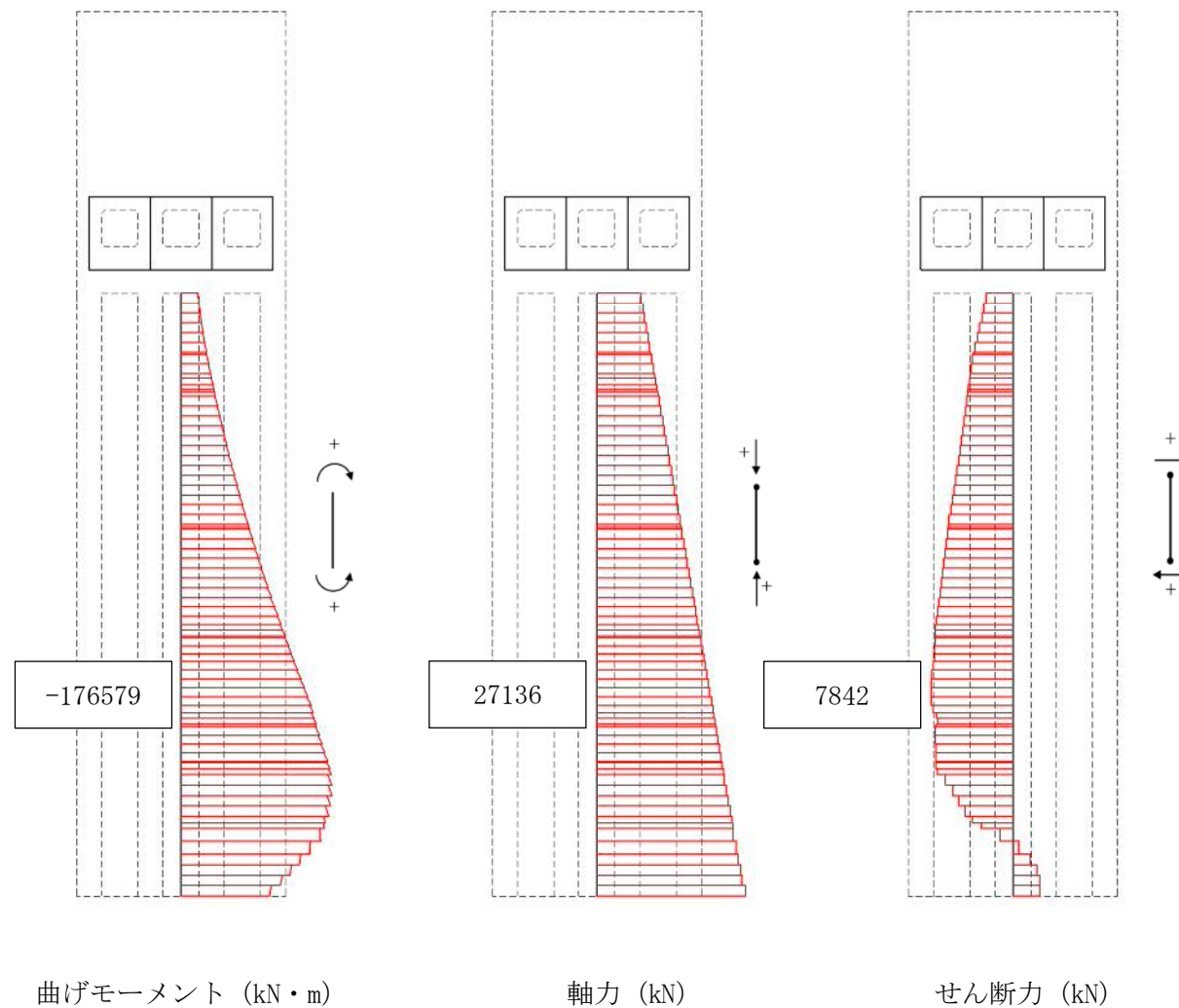


図 5.1-9 (13) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s - 1.3$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 28.82 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (14) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s-13$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=29.07$  s)



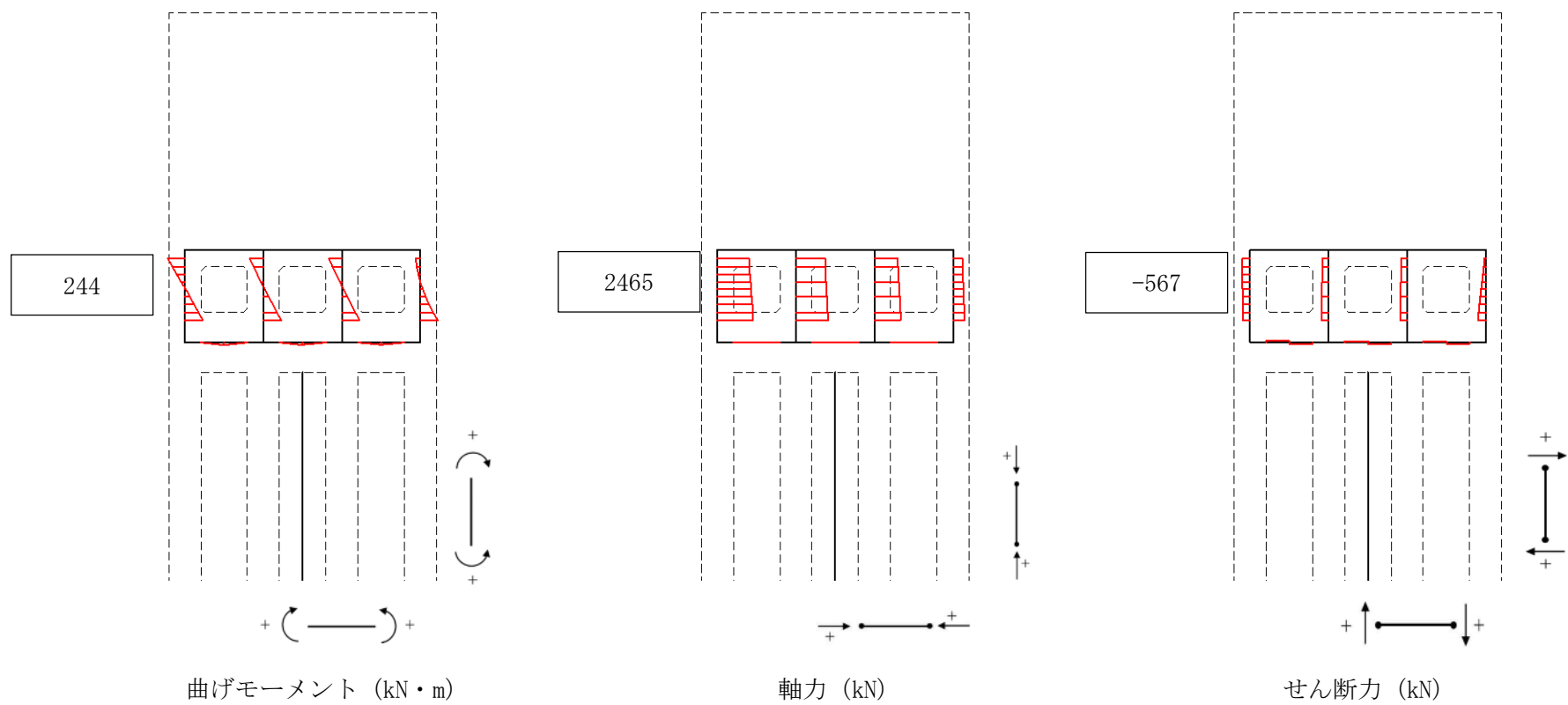
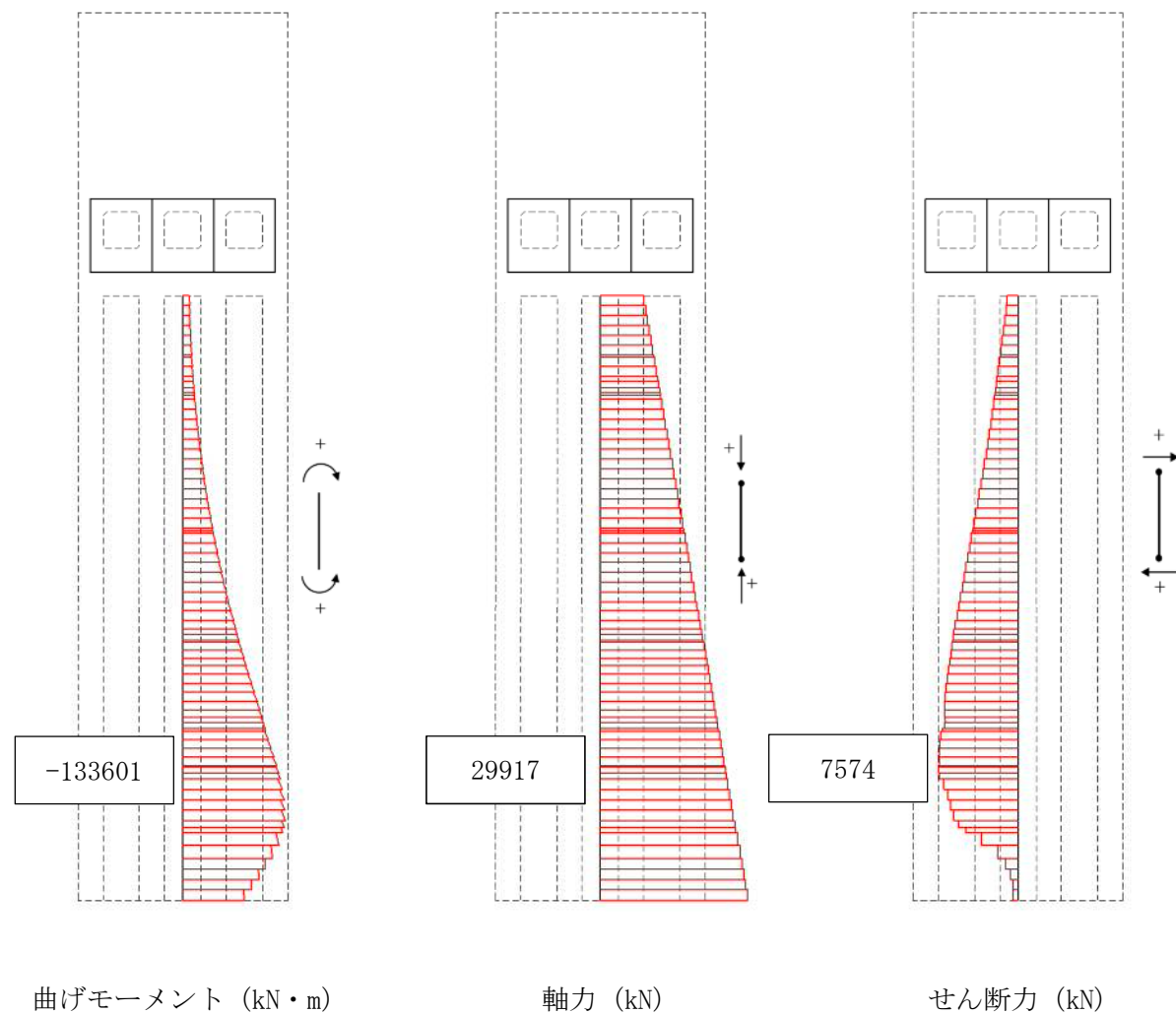


図 5.1-9 (15) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s - 14$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 31.95$  s)





曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

軸力 ( $\text{kN}$ )

せん断力 ( $\text{kN}$ )

図 5.1-9 (16) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 14$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 31.61 \text{ s}$ )



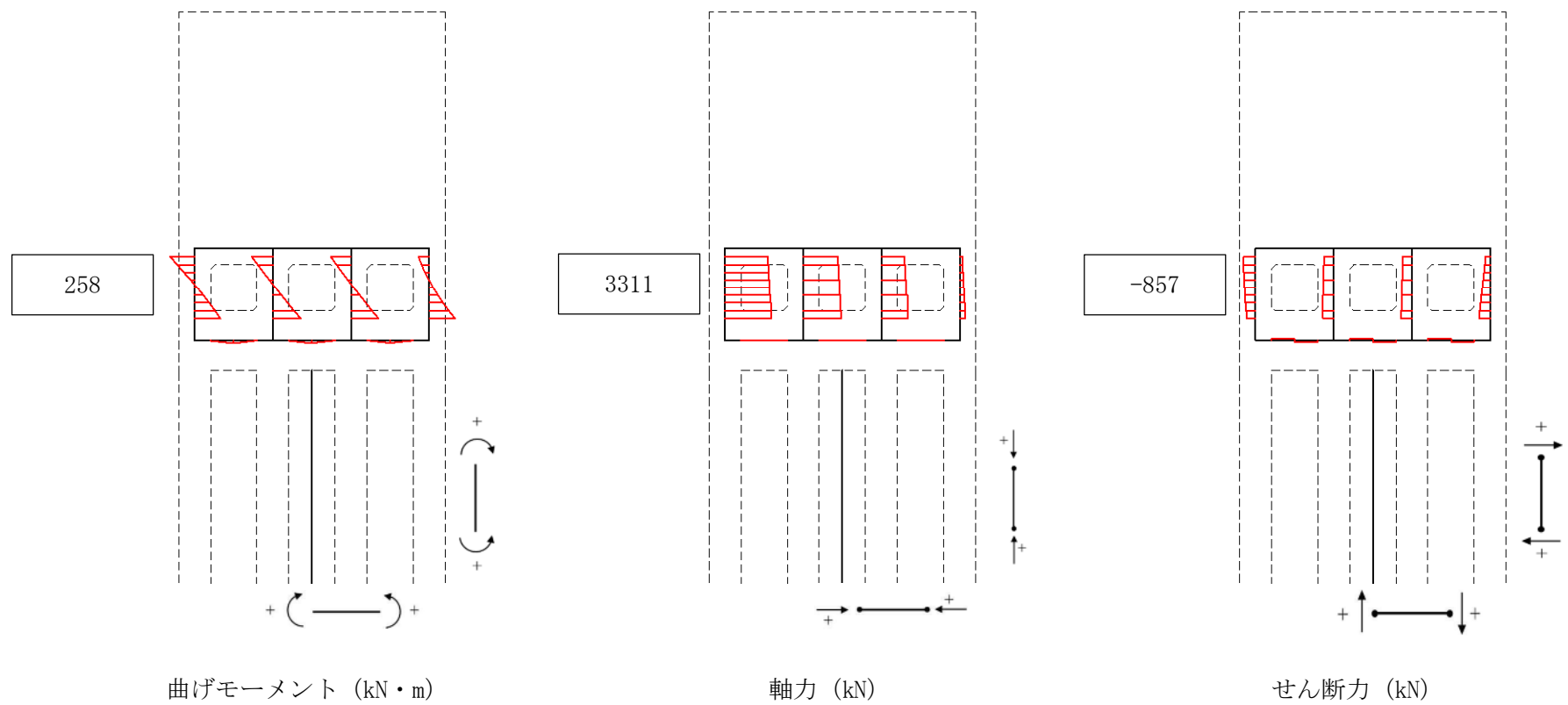
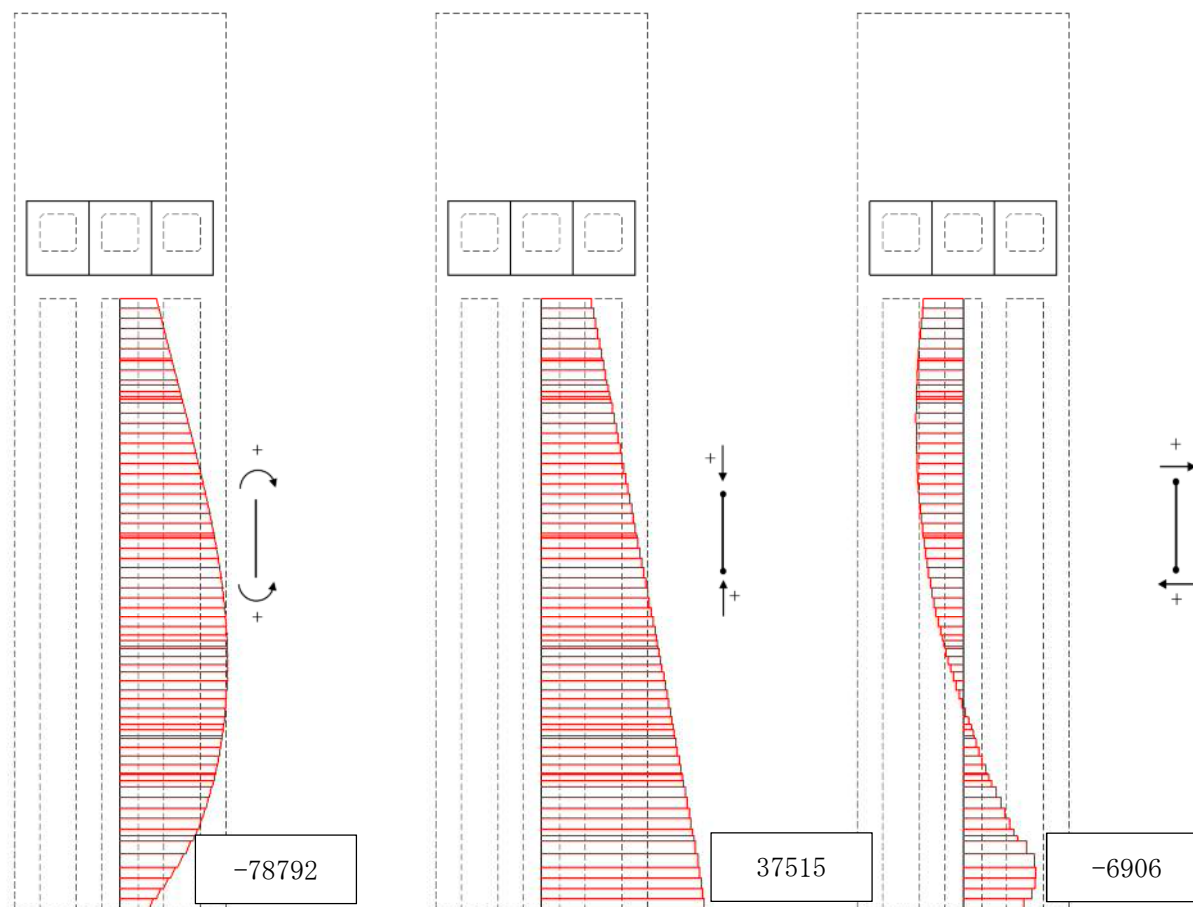


図 5.1-9 (17) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s - 2.1$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 61.76 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (18) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 21$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 61.76$  s)



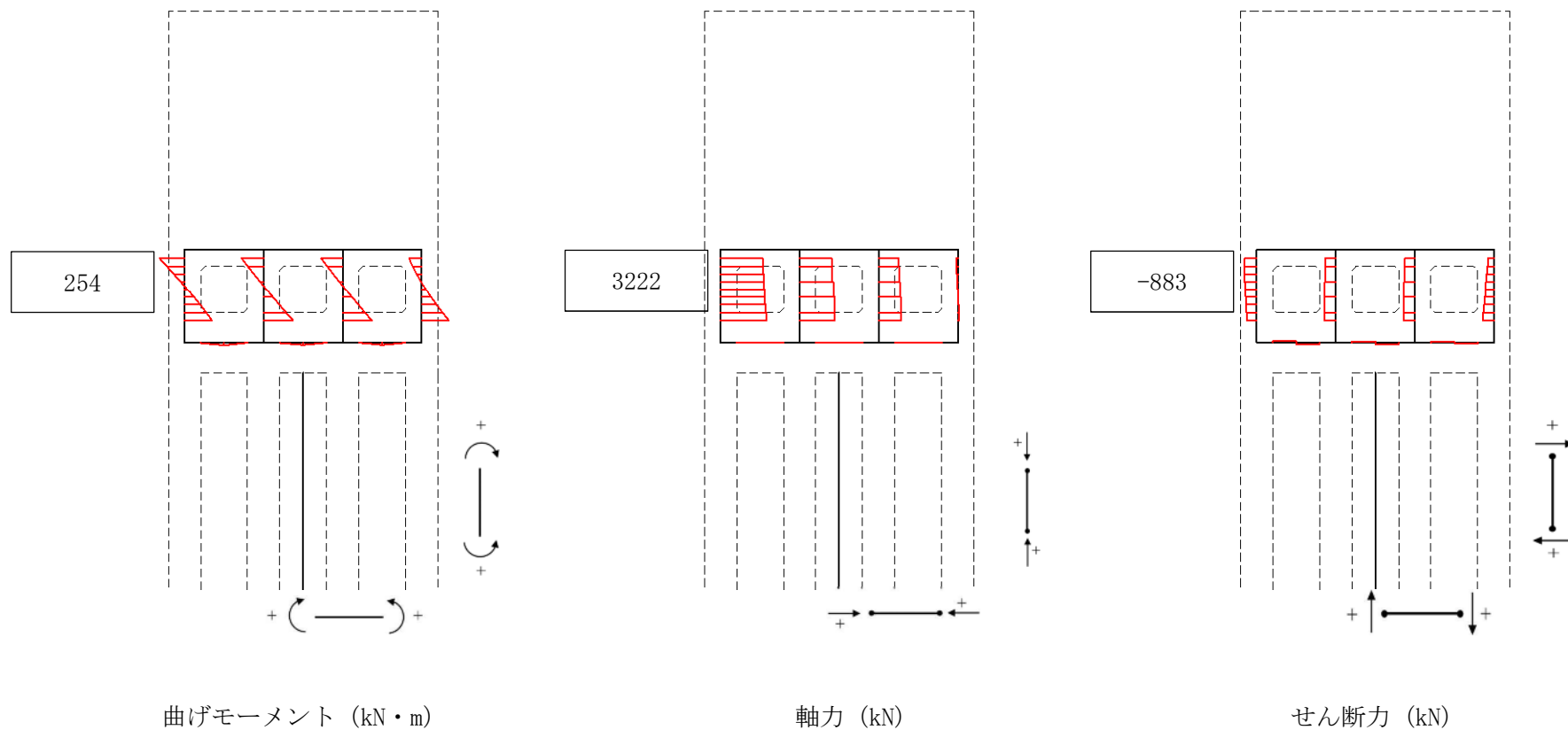


図 5.1-9 (19) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）（上部工）の  $S_s - 2.2$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 69.54 \text{ s}$ )



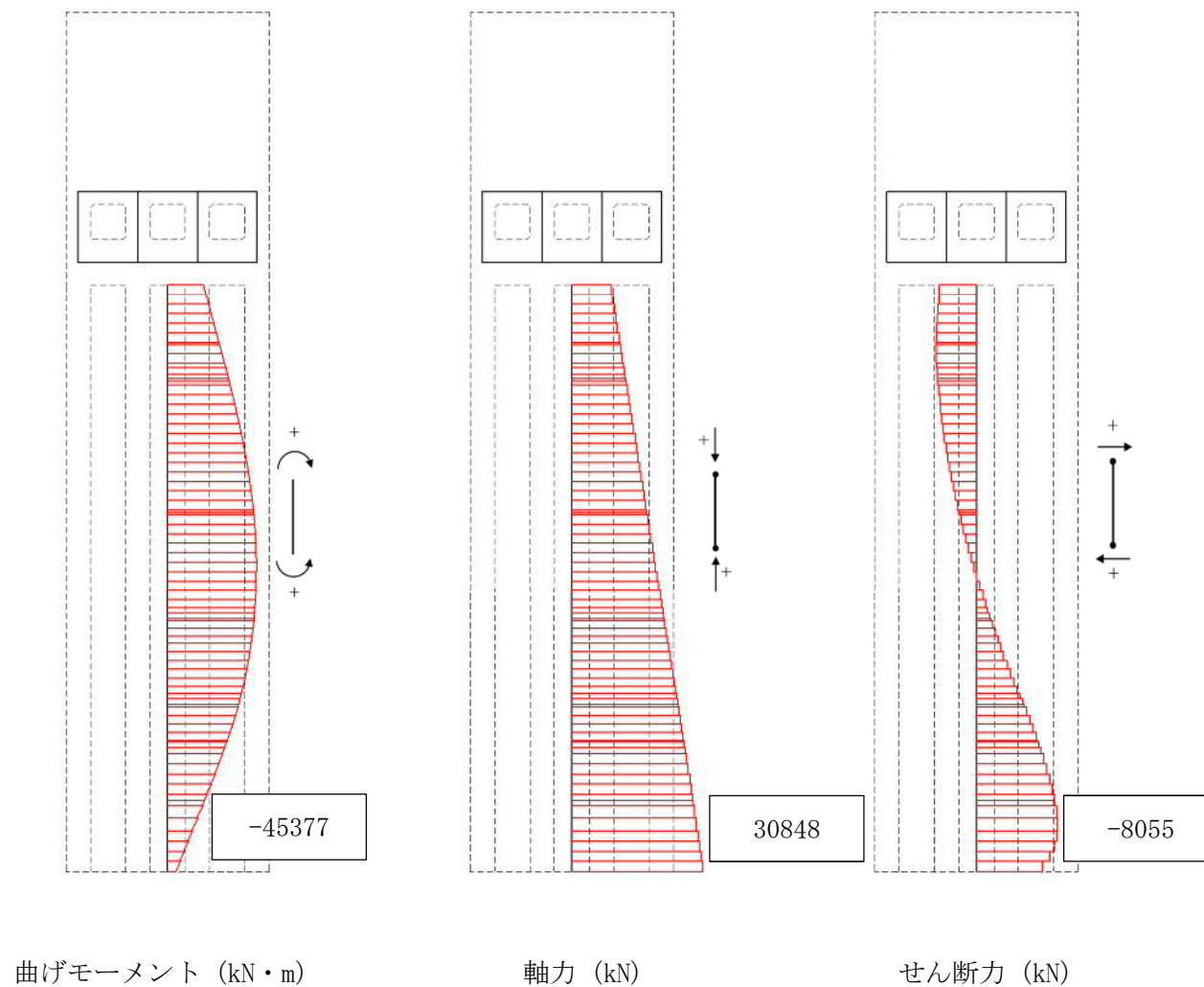


図 5.1-9 (20) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 2.2$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 72.85$  s)



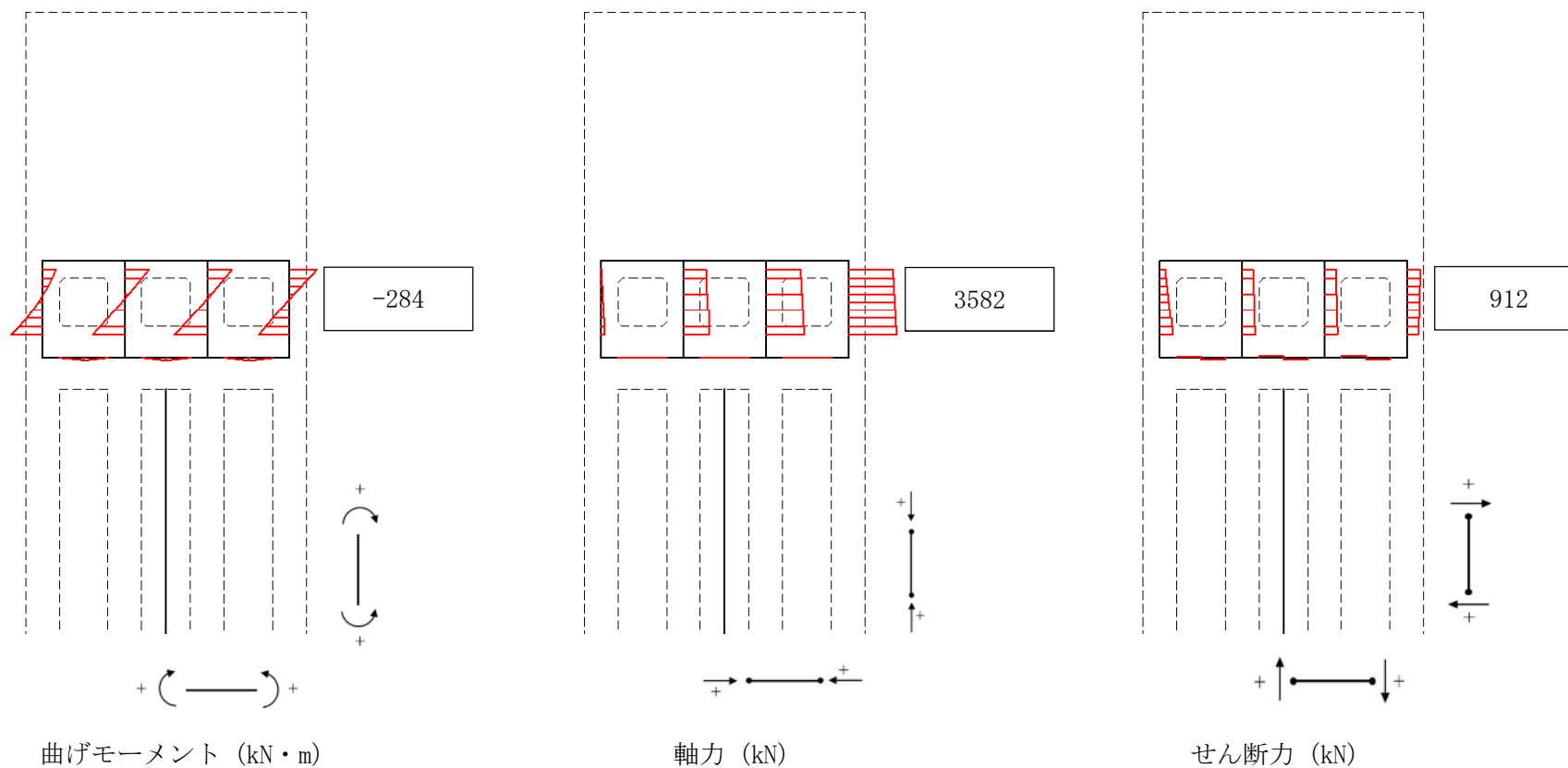
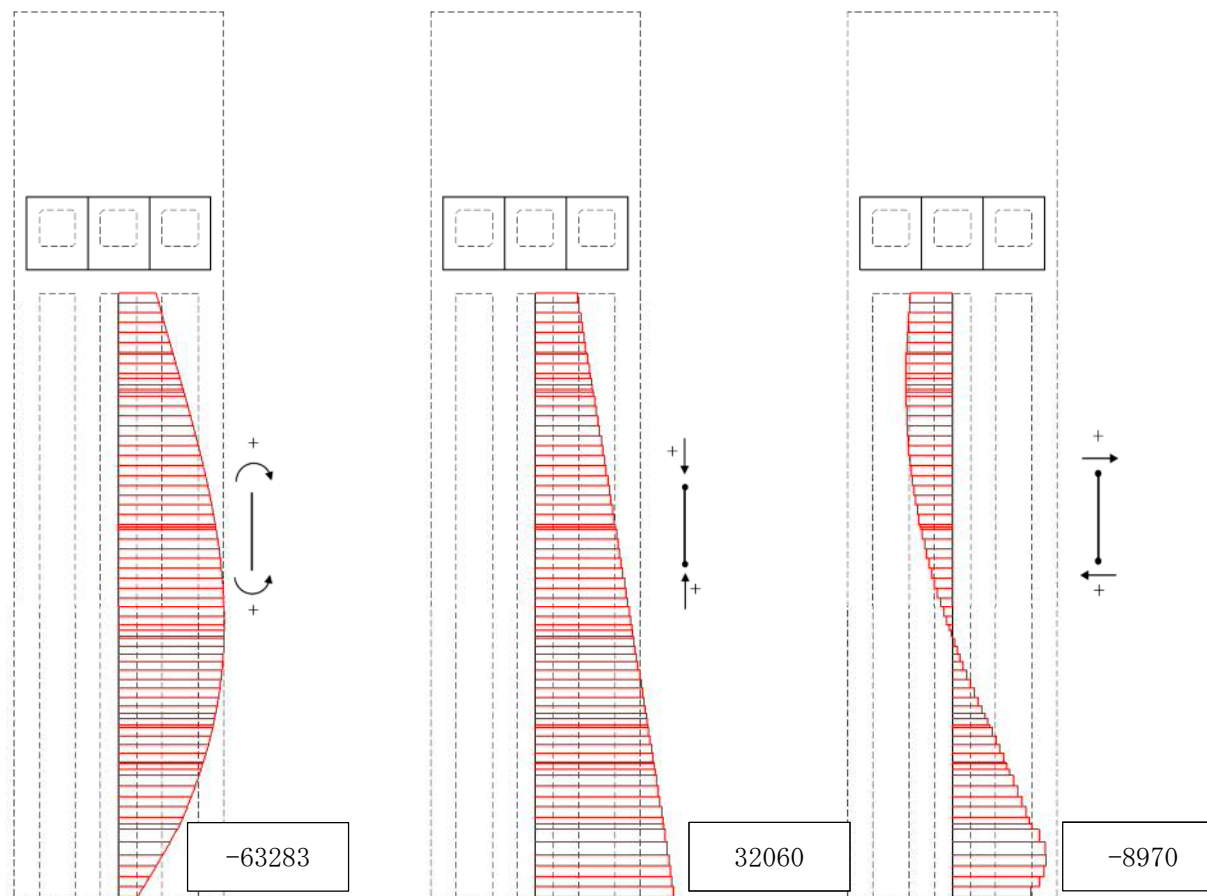


図 5.1-9 (21) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s - 3.1$  [H+, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.81$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (22) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 3.1$  [H+, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.49$  s)



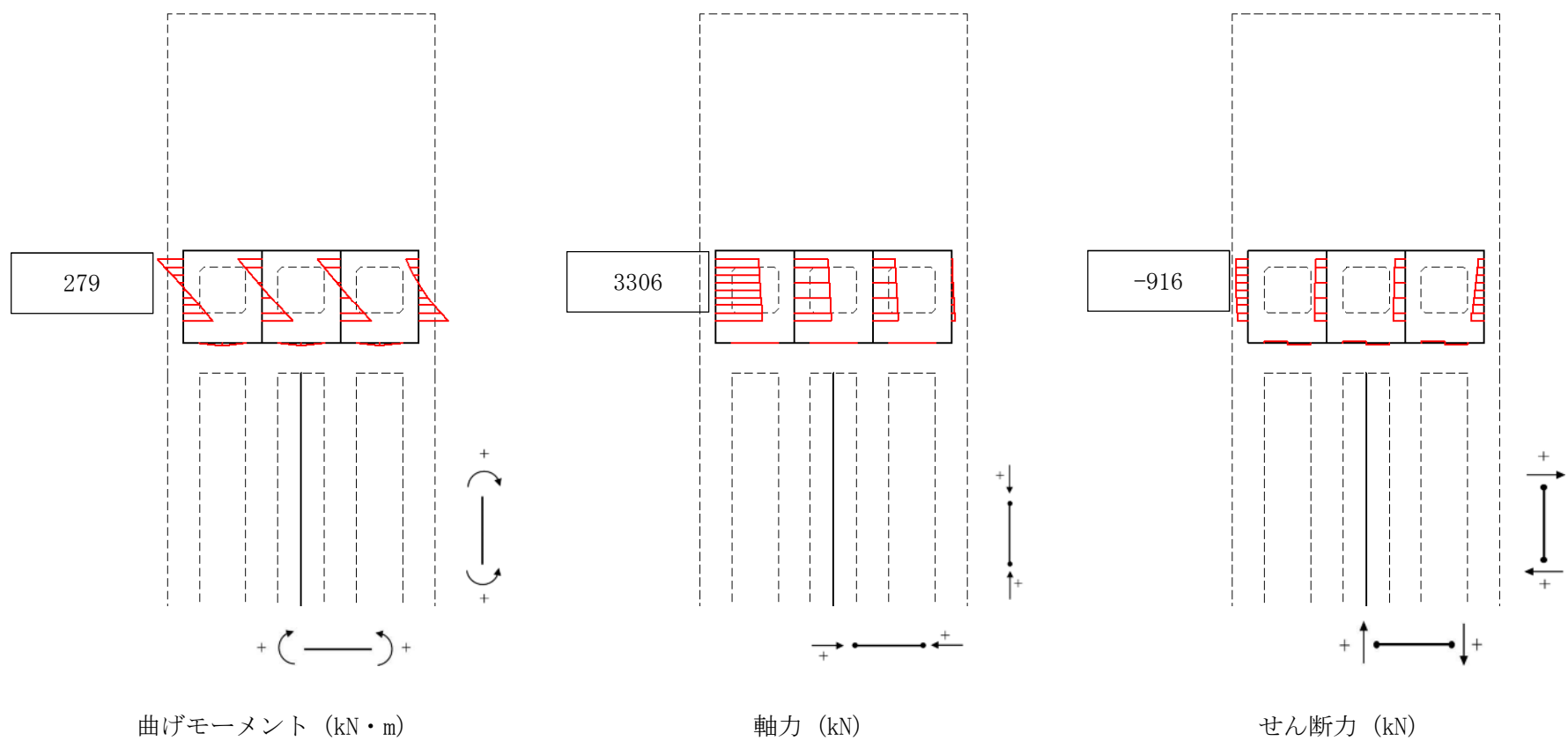
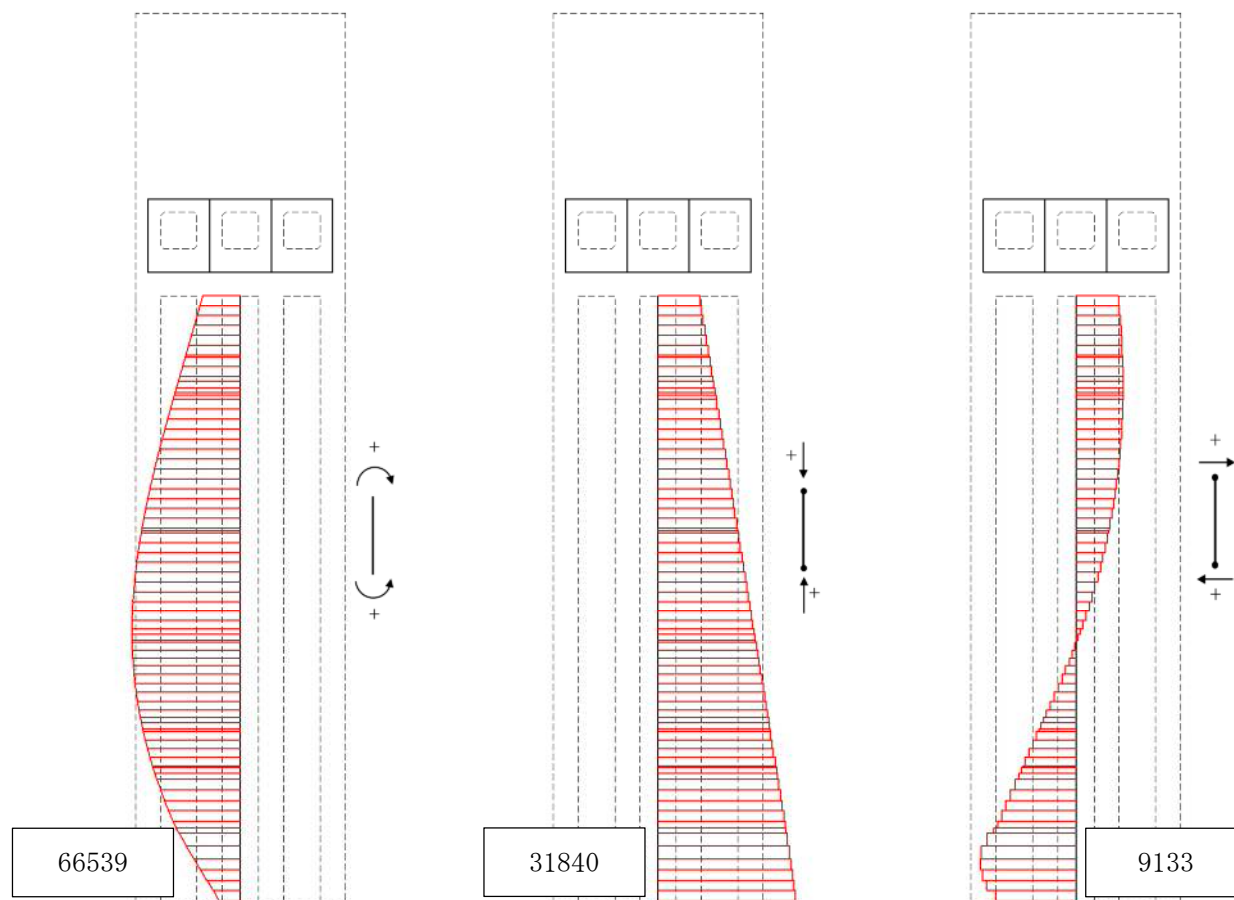


図 5.1-9 (23) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (上部工) の  $S_s - 3.1$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.81 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-9 (24) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部) (下部工) の  $S_s - 3.1$  [H-, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.49$  s)



表 5.1-9 (1) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（上部工）の各地震波に対して  
最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

地震波	位相	抽出照査値と照査項目			
		照査値	照査項目	評価位置	
$S_s - D1$	H+, V+	0.44	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	6
	H+, V-	0.44	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	6
	H-, V+	0.45	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	1
	H-, V-	0.44	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	1
$S_s - 11$		0.23	曲げ照査（鉄筋）	放水路頂版	15
$S_s - 12$		0.30	せん断照査	放水路左側壁	22
$S_s - 13$		0.31	せん断照査	放水路左側壁	22
$S_s - 14$		0.27	せん断照査	放水路右側壁	28
$S_s - 21$		0.41	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	6
$S_s - 22$		0.50	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	6
$S_s - 31$	H+, V+	0.46	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	6
	H-, V+	0.46	曲げ照査（鉄筋）	ゲート頂版	1

表 5.1-9 (2) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（下部工）の各地震波に対して  
最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果

地震波	位相	抽出照査値と照査項目			
		照査値	照査項目	評価位置	
$S_s - D1$	H+, V+	0.46	せん断照査	地中連続壁基礎	36
	H+, V-	0.46	せん断照査	地中連続壁基礎	36
	H-, V+	0.46	せん断照査	地中連続壁基礎	36
	H-, V-	0.46	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 11$		0.21	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 12$		0.38	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 13$		0.37	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 14$		0.36	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 21$		0.30	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 22$		0.36	せん断照査	地中連続壁基礎	36
$S_s - 31$	H+, V+	0.39	せん断照査	地中連続壁基礎	36
	H-, V+	0.40	せん断照査	地中連続壁基礎	36

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 に示す。



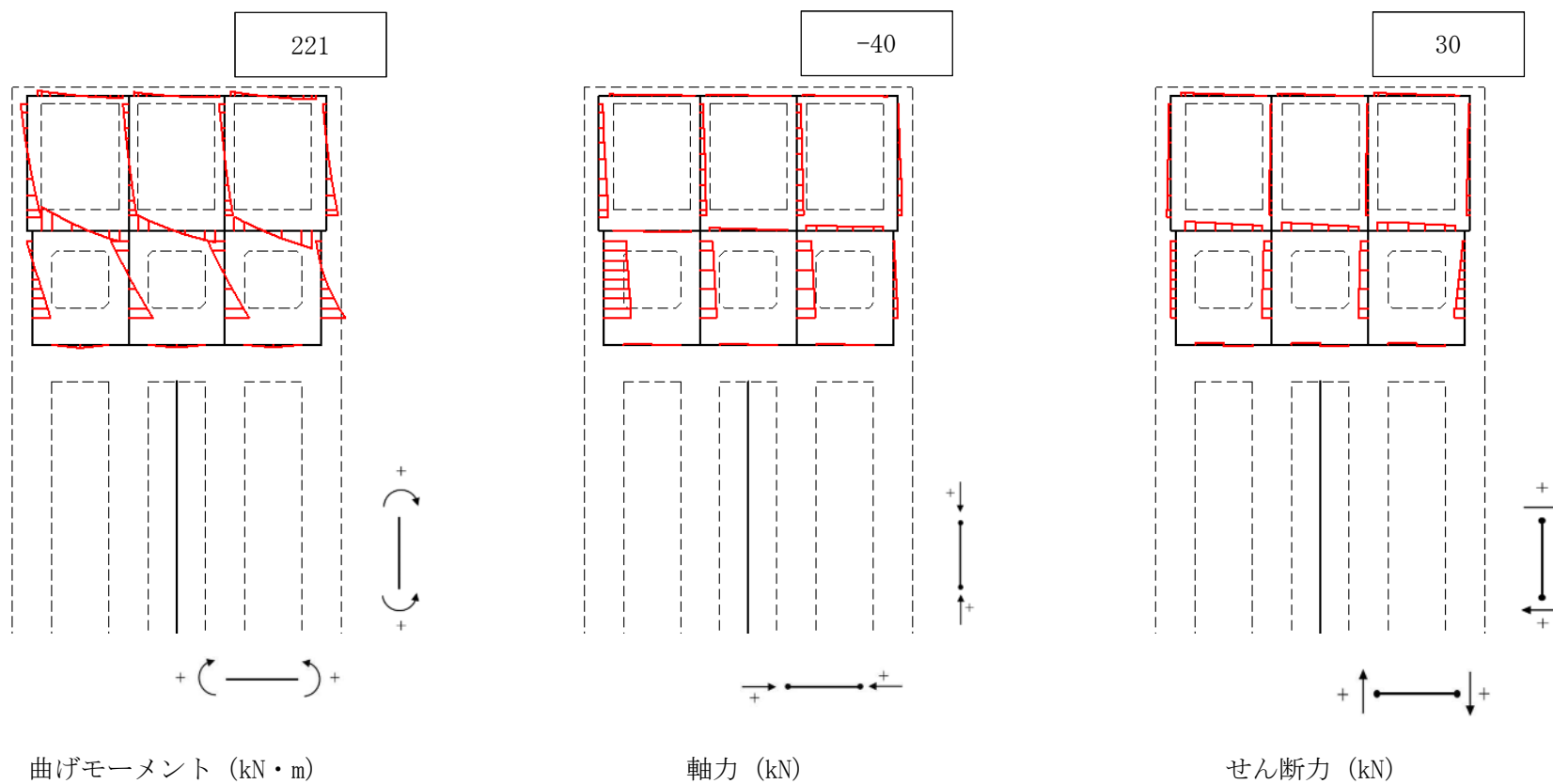
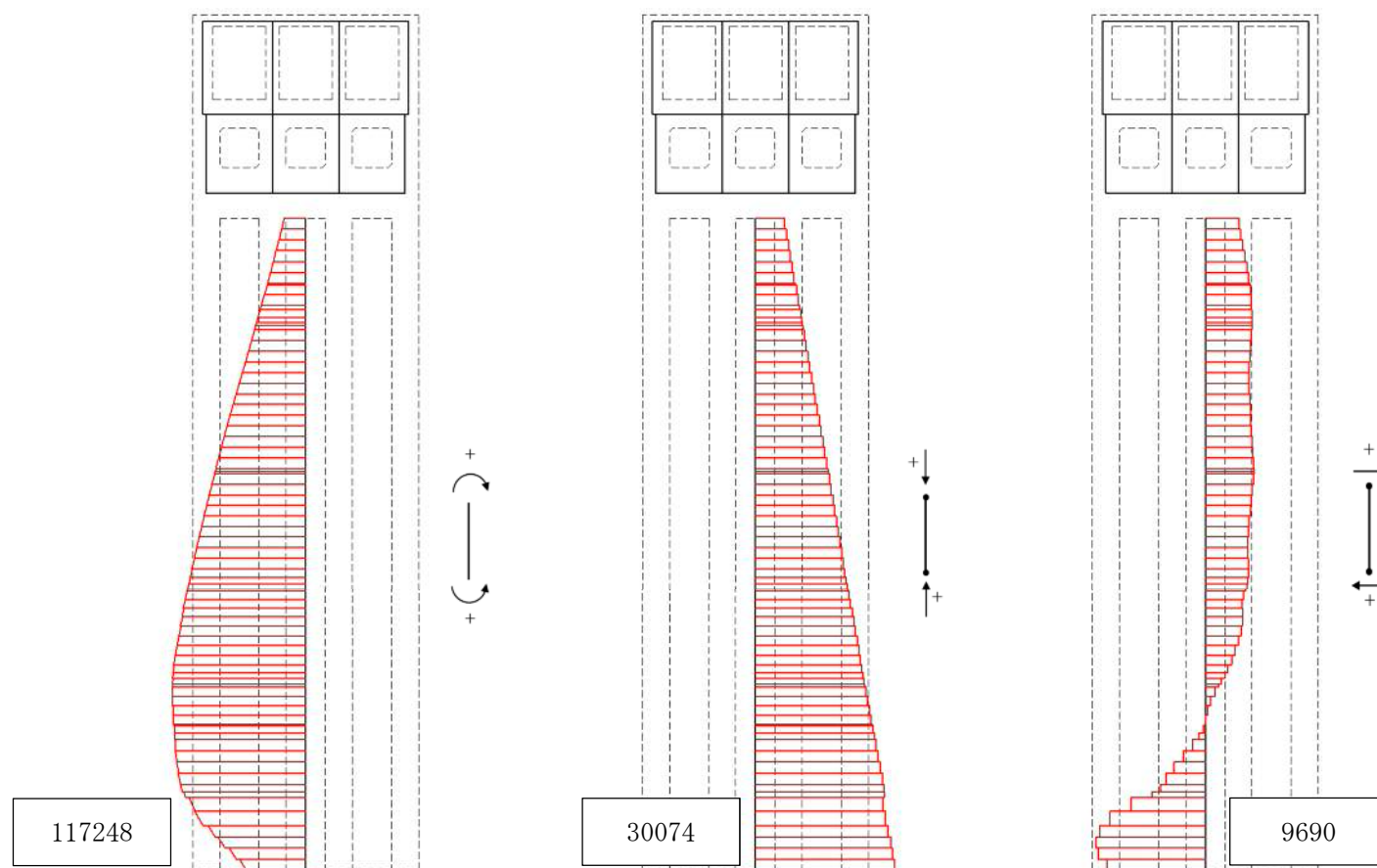


図 5.1-10 (1) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（上部工）の  $S_s-D1$  [H+, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.95$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

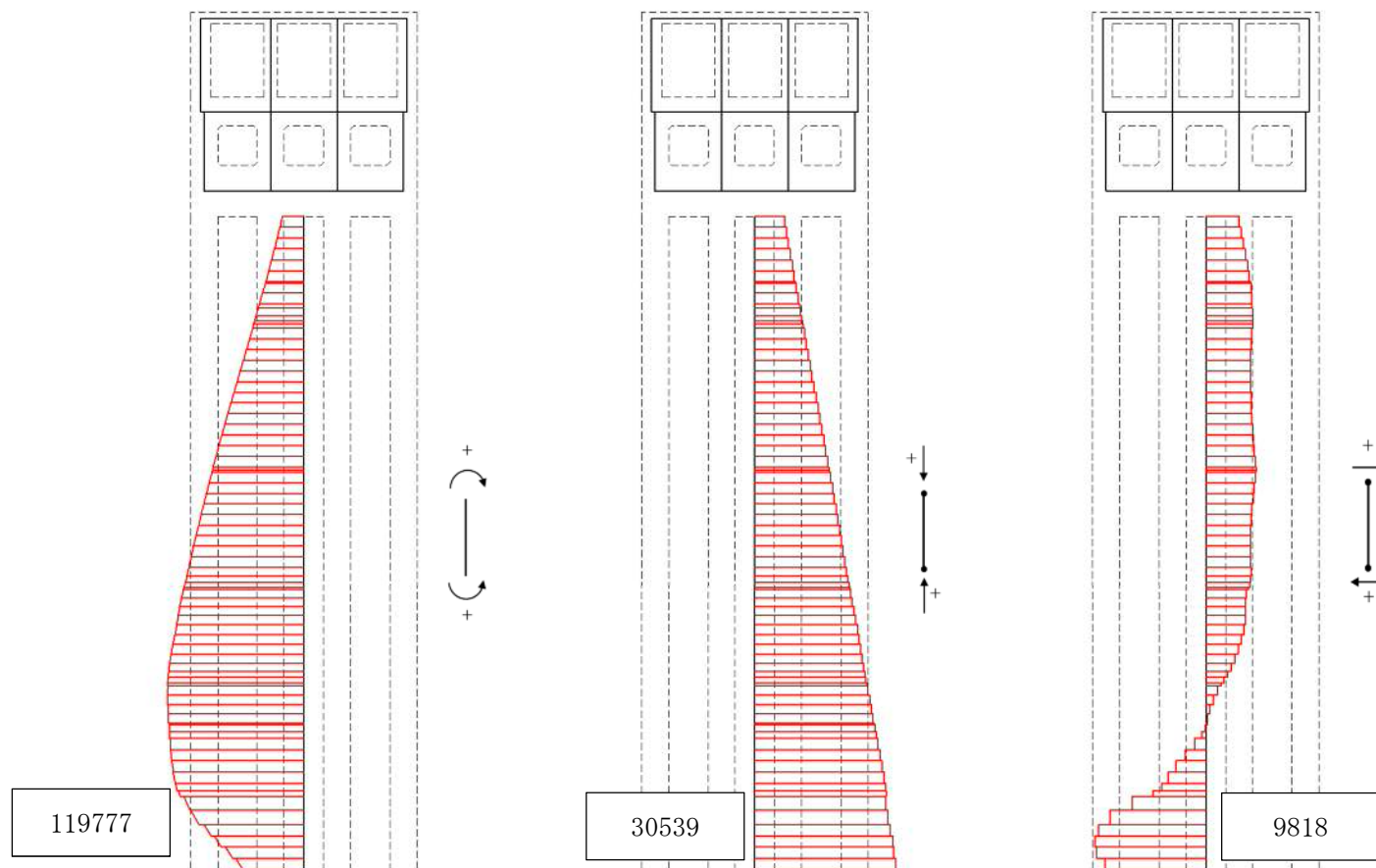
せん断力 (kN)

図 5.1-10 (2) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-D1$  [H+, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



図 5.1-10 (3) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（上部工）の  $S_s-D1$  [H+, V-] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=53.95$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (4) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s-D1$  [H+, V-] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



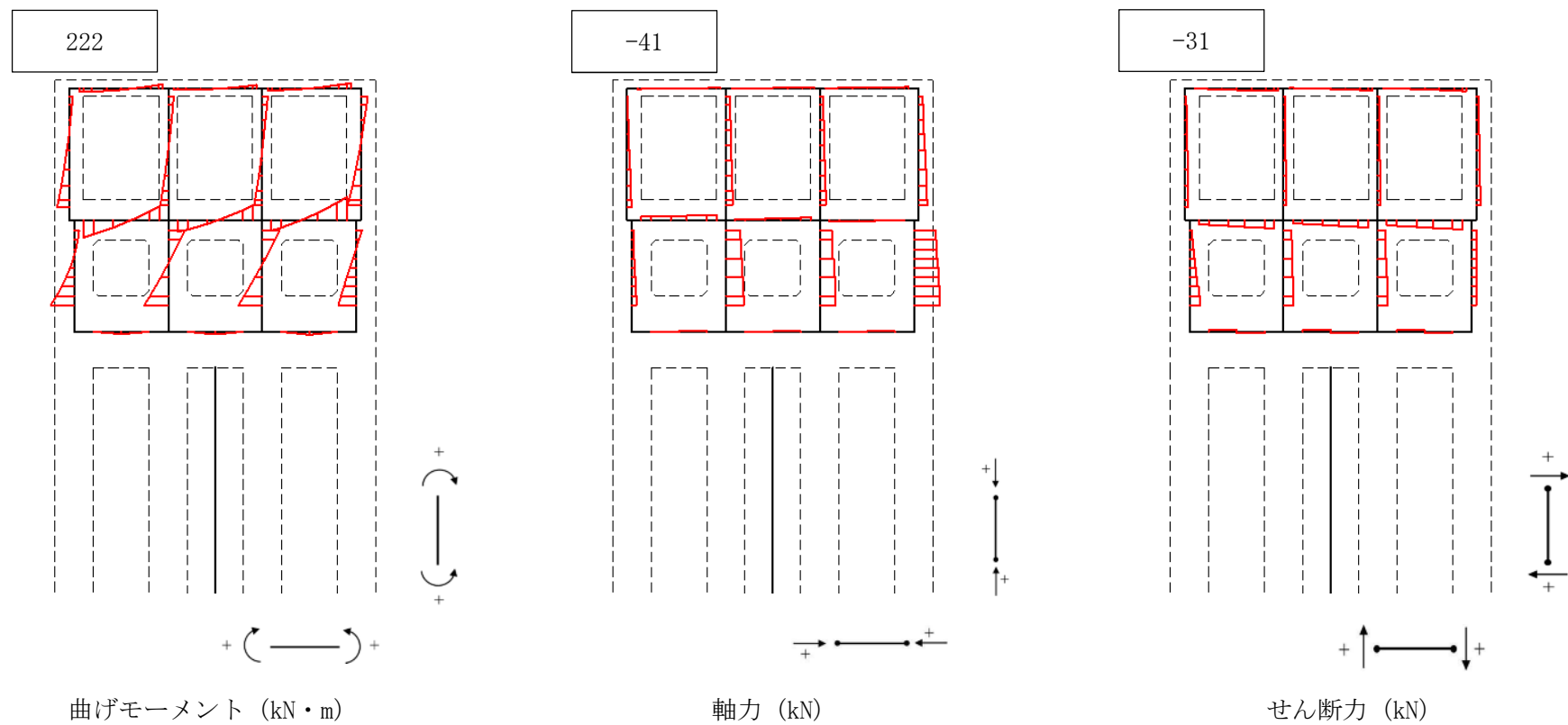
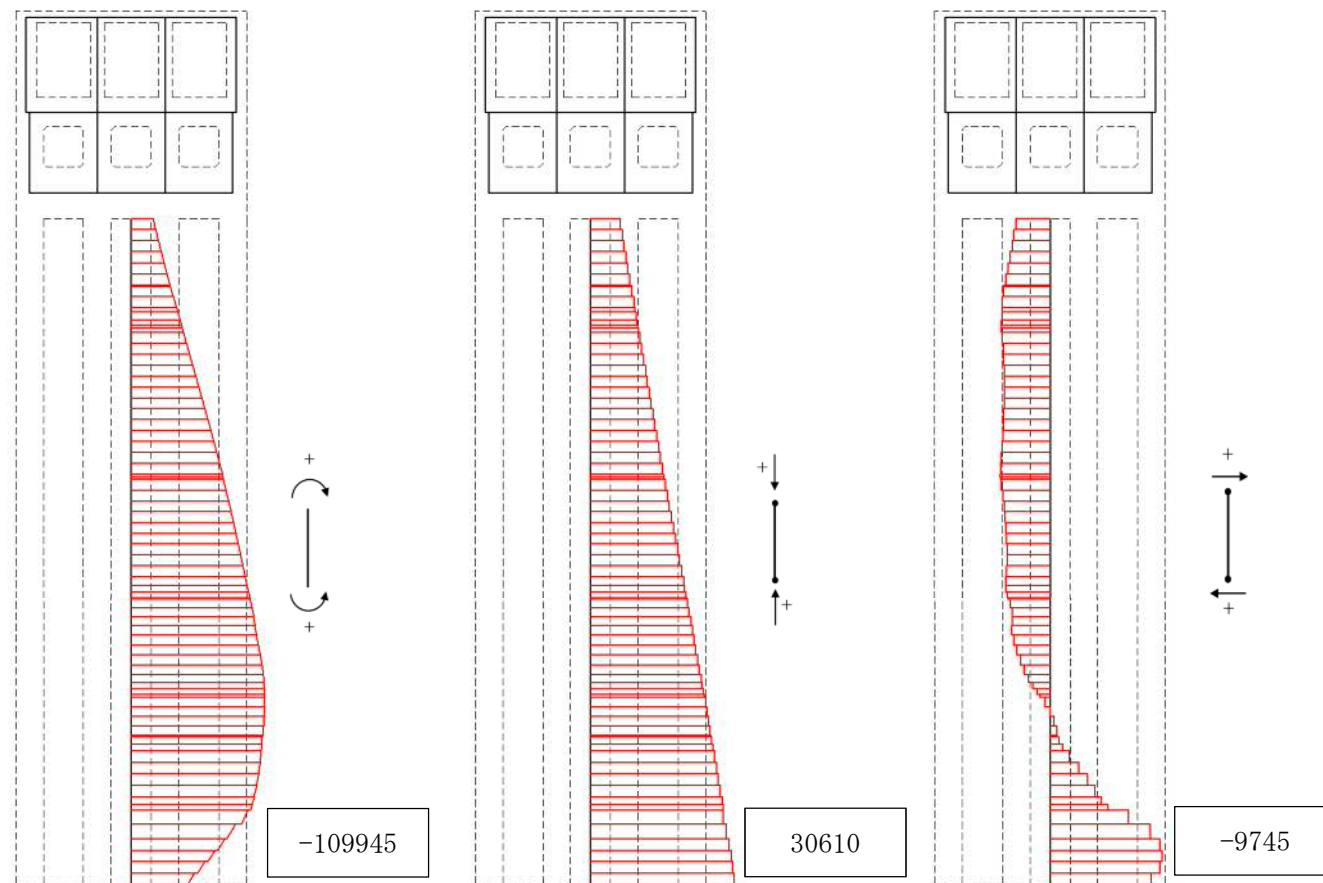


図 5.1-10 (5) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（上部工）の  $S_s-D1$  [H-, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.95 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (6) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-D1$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



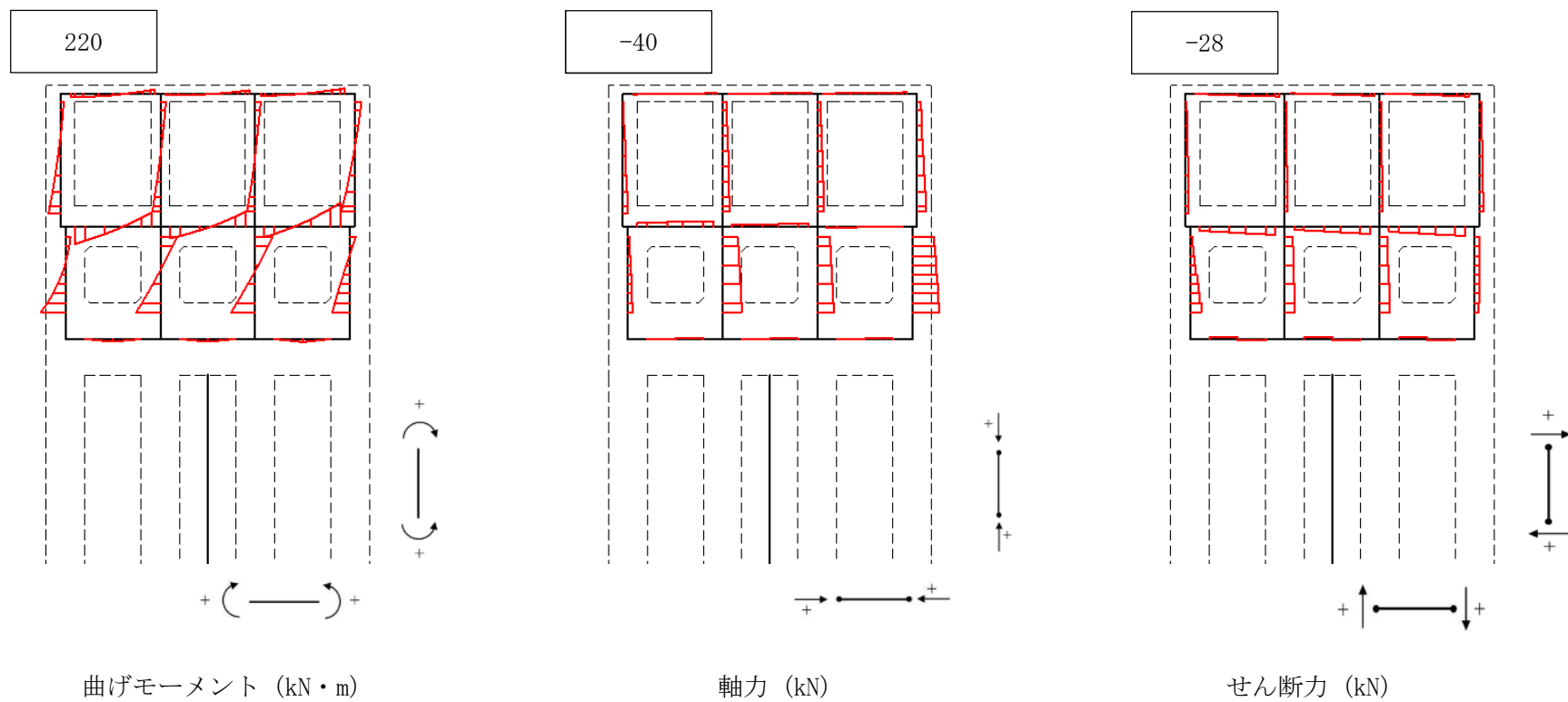
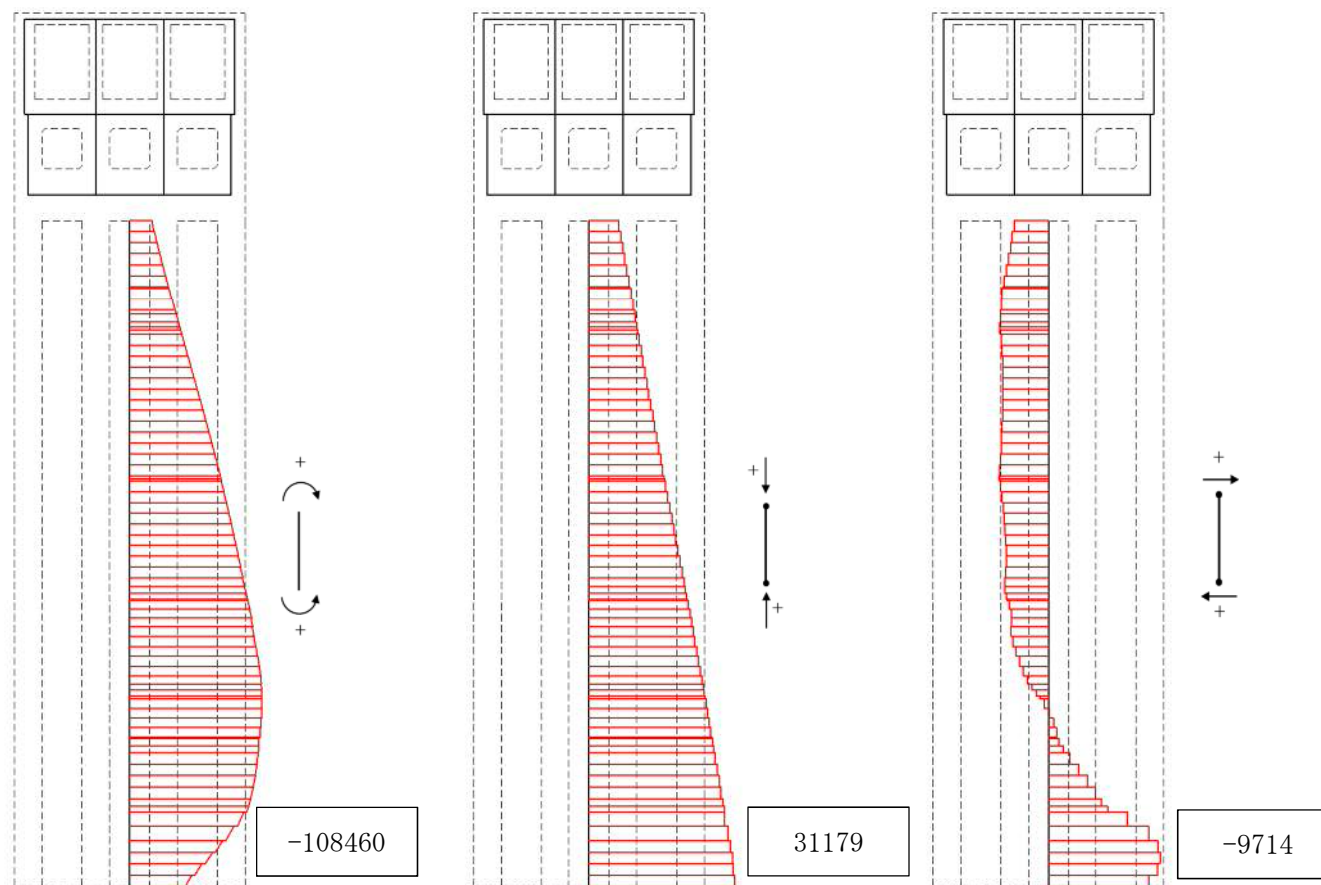


図 5.1-10 (7) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（上部工）の  $S_s-D1$  [H-, V-] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.95$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (8) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s - D 1$  [H-, V-] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 53.69$  s)



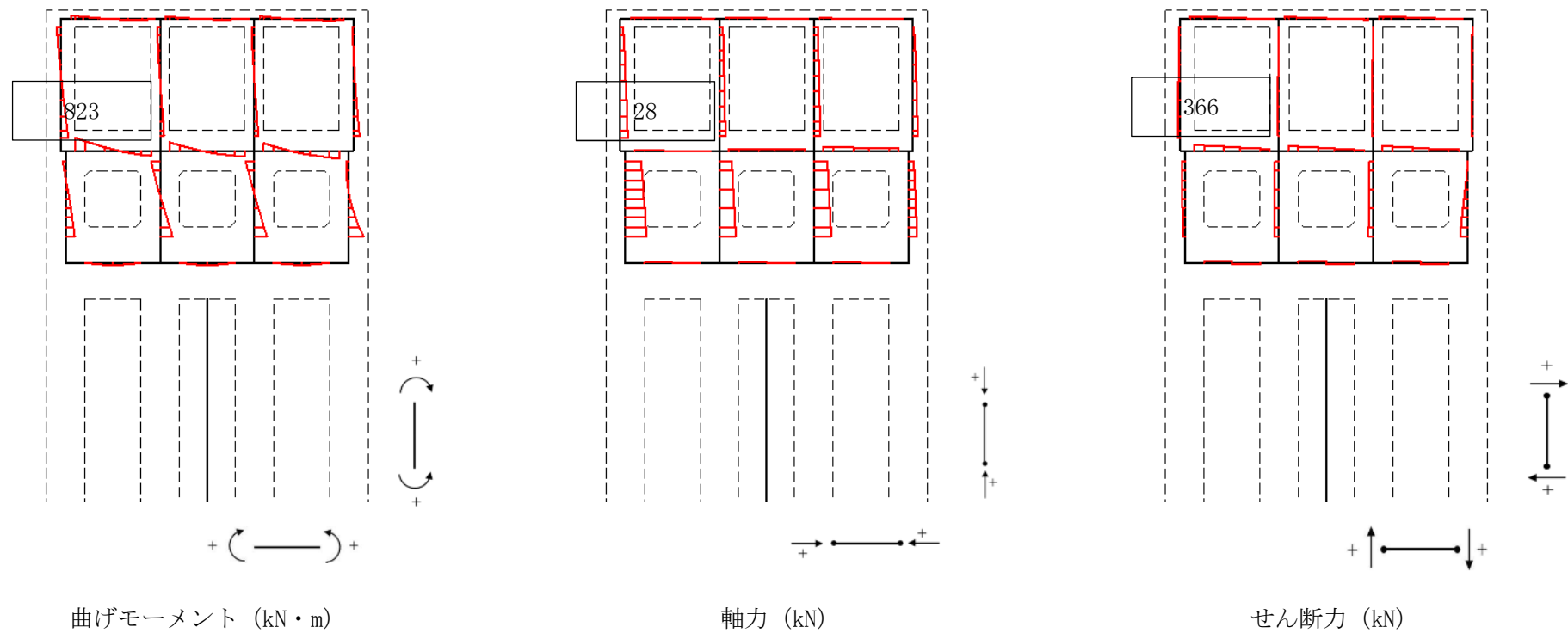
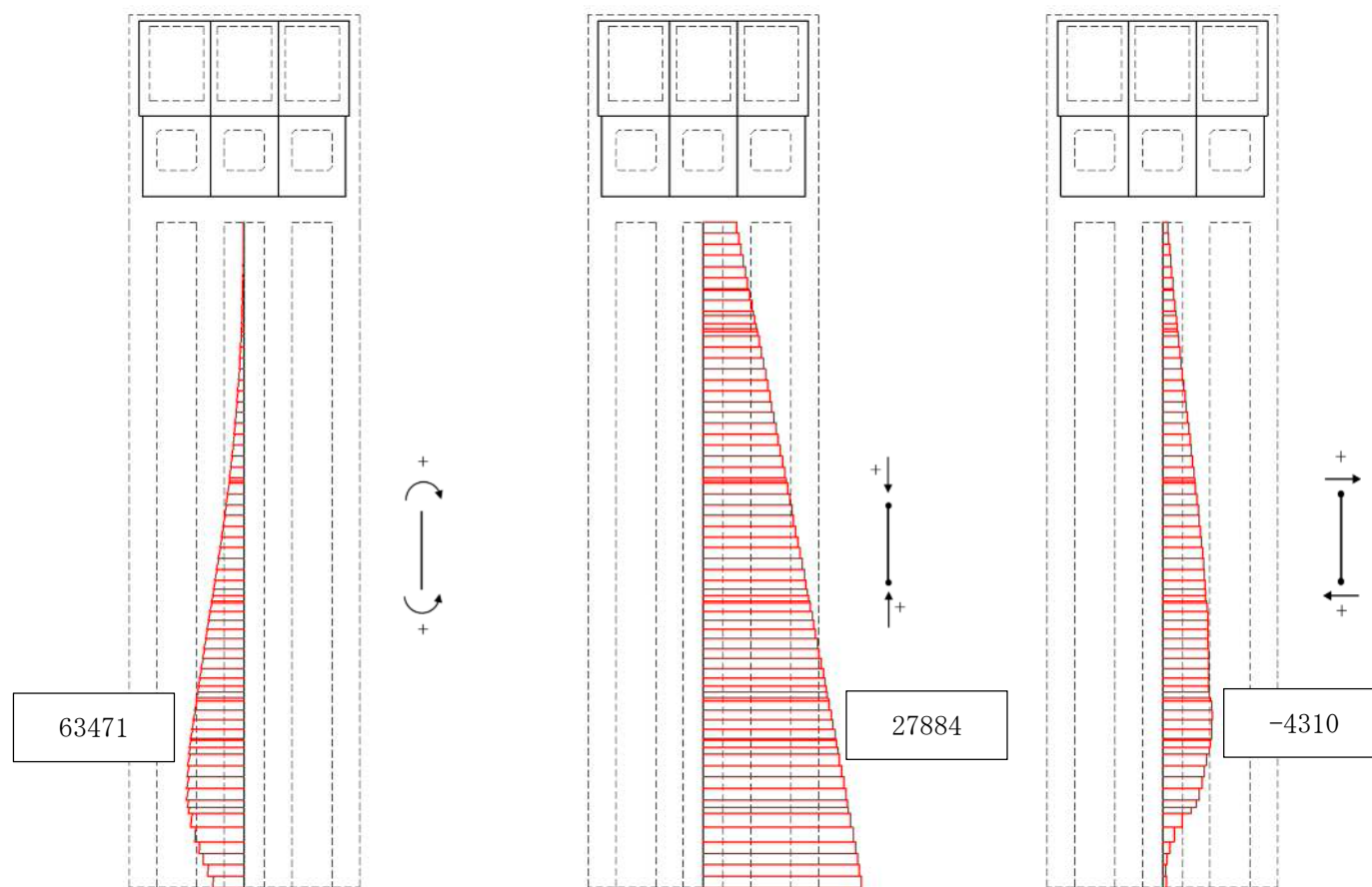


図 5.1-10 (9) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s-11$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=26.75$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (10) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-11$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=24.46$  s)



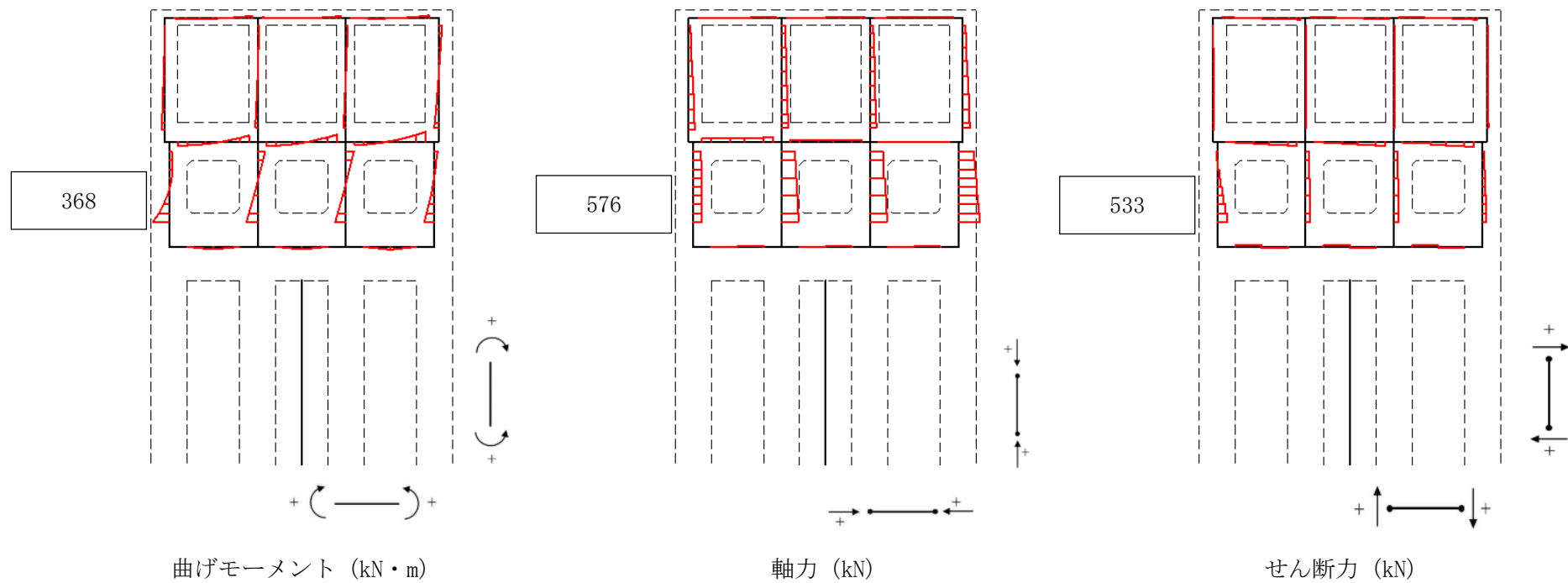
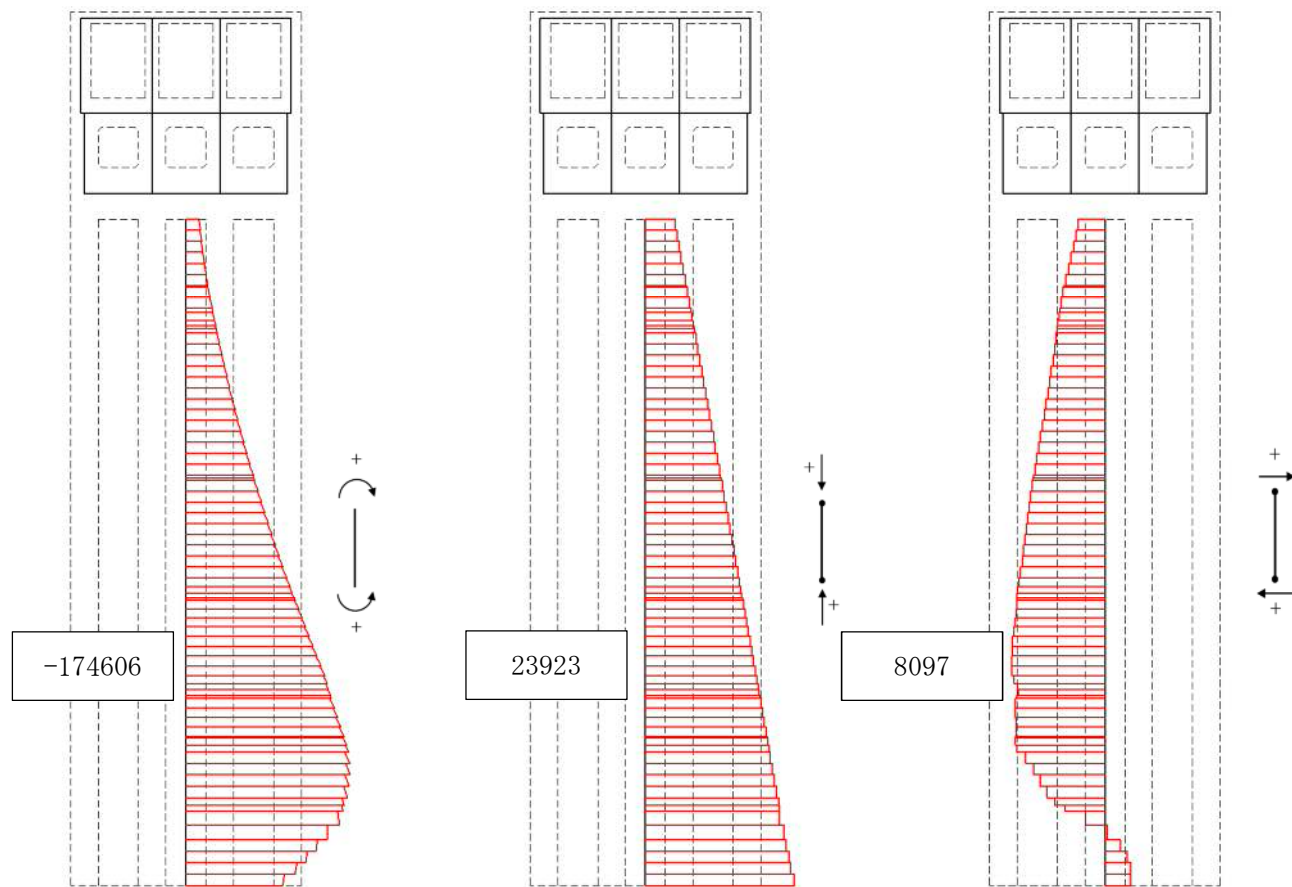


図 5. 1-10 (11) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s - 1$  2 において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 33.62$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (12) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-12$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=31.84$  s)



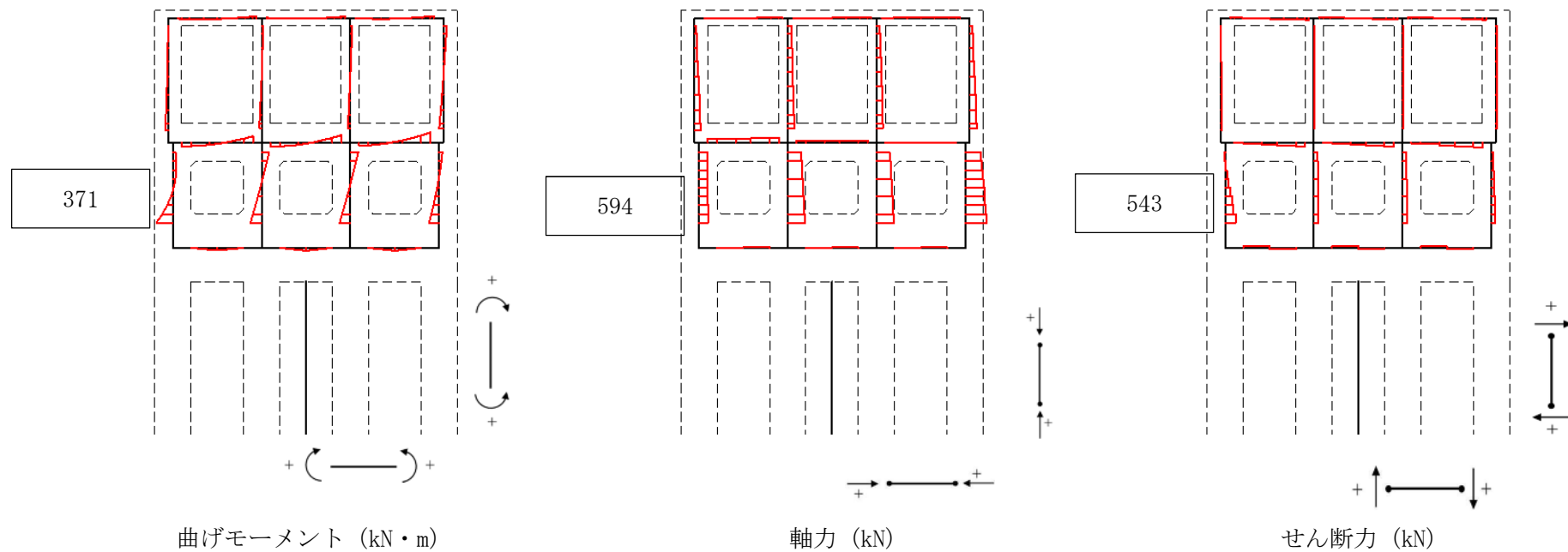
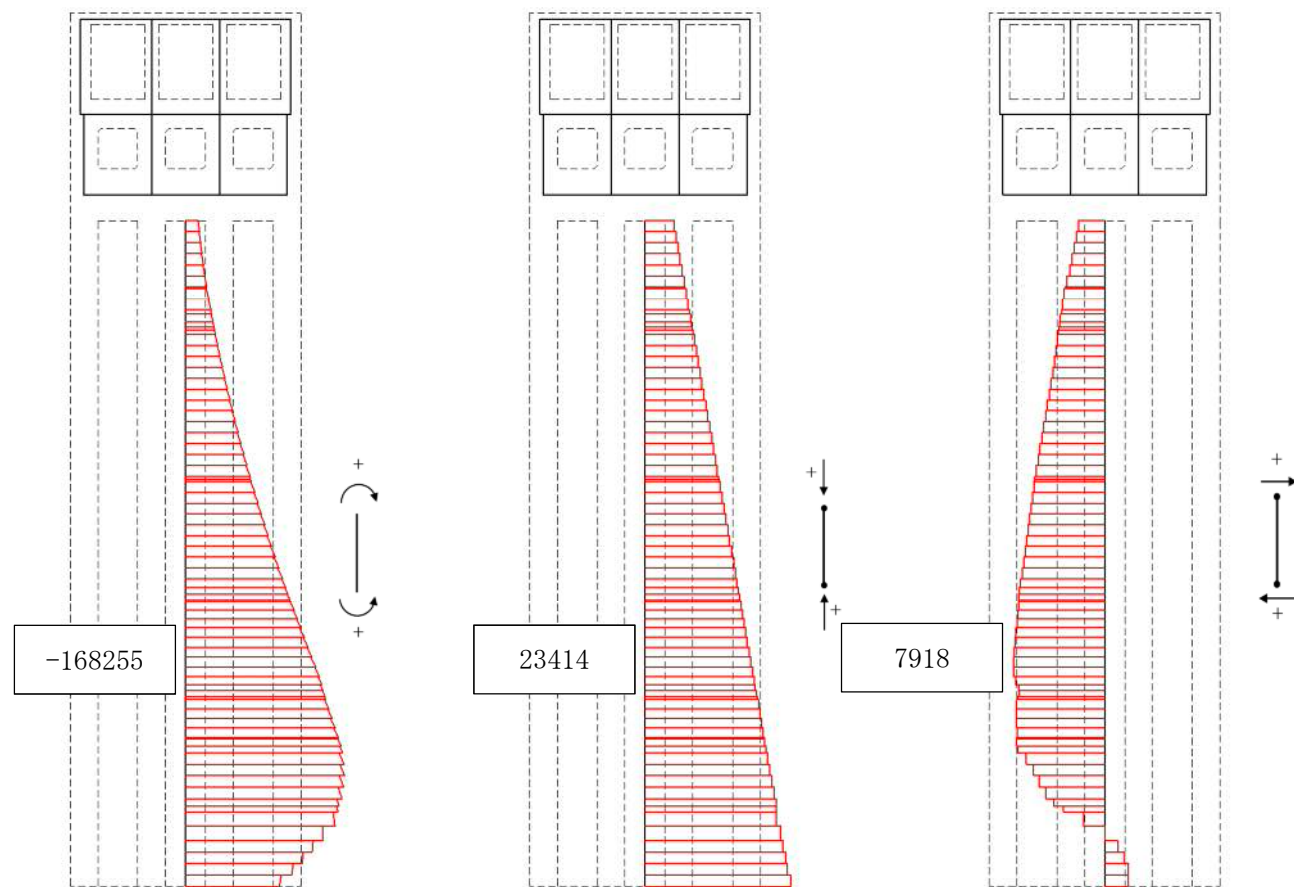


図 5.1-10 (13) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s - 13$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 30.84 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (14) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-13$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 29.06$  s)



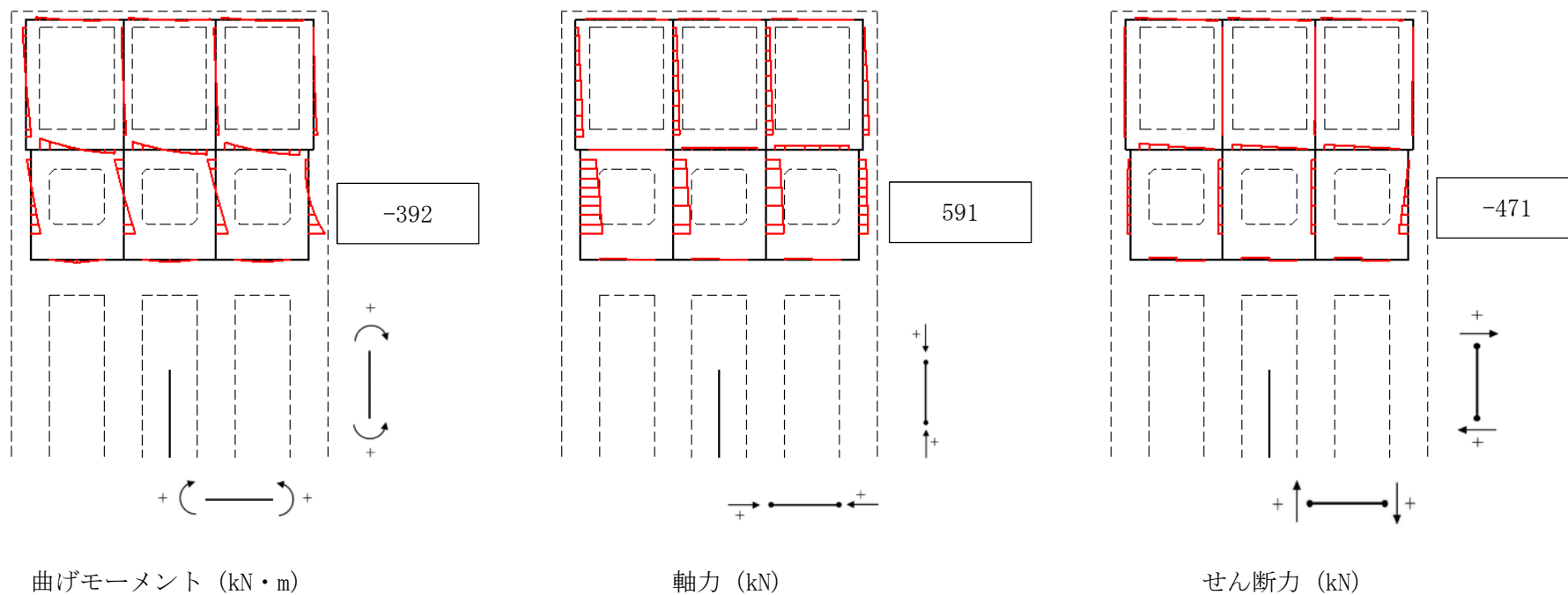


図 5.1-10 (15) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s - 1.4$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 32.02 \text{ s}$ )



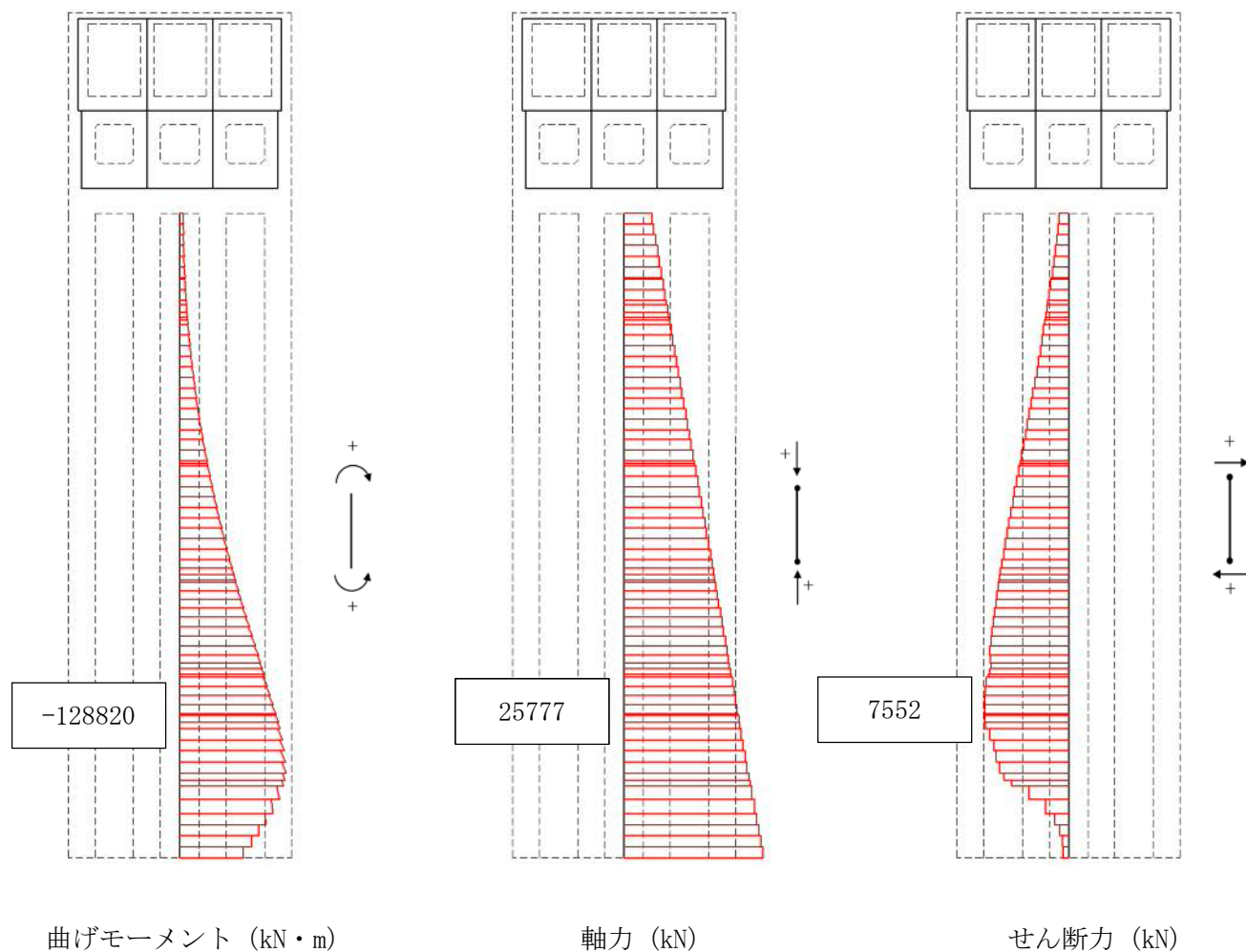
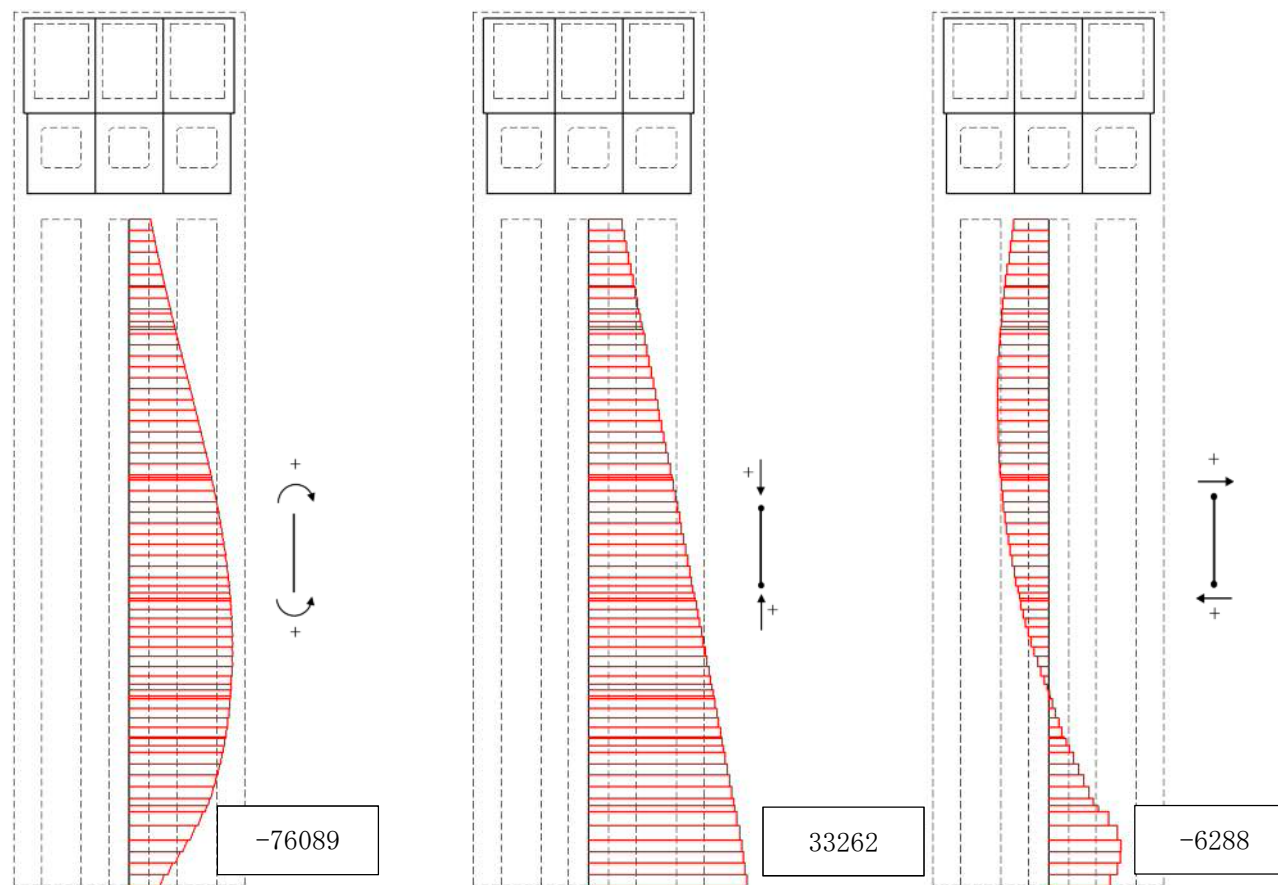


図 5.1-10 (16) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s - 14$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 31.61$  s)



図 5.1-10 (17) 防潮壁縦断方向(放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s - 2.1$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 61.75 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (18) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-21$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=61.76$  s)



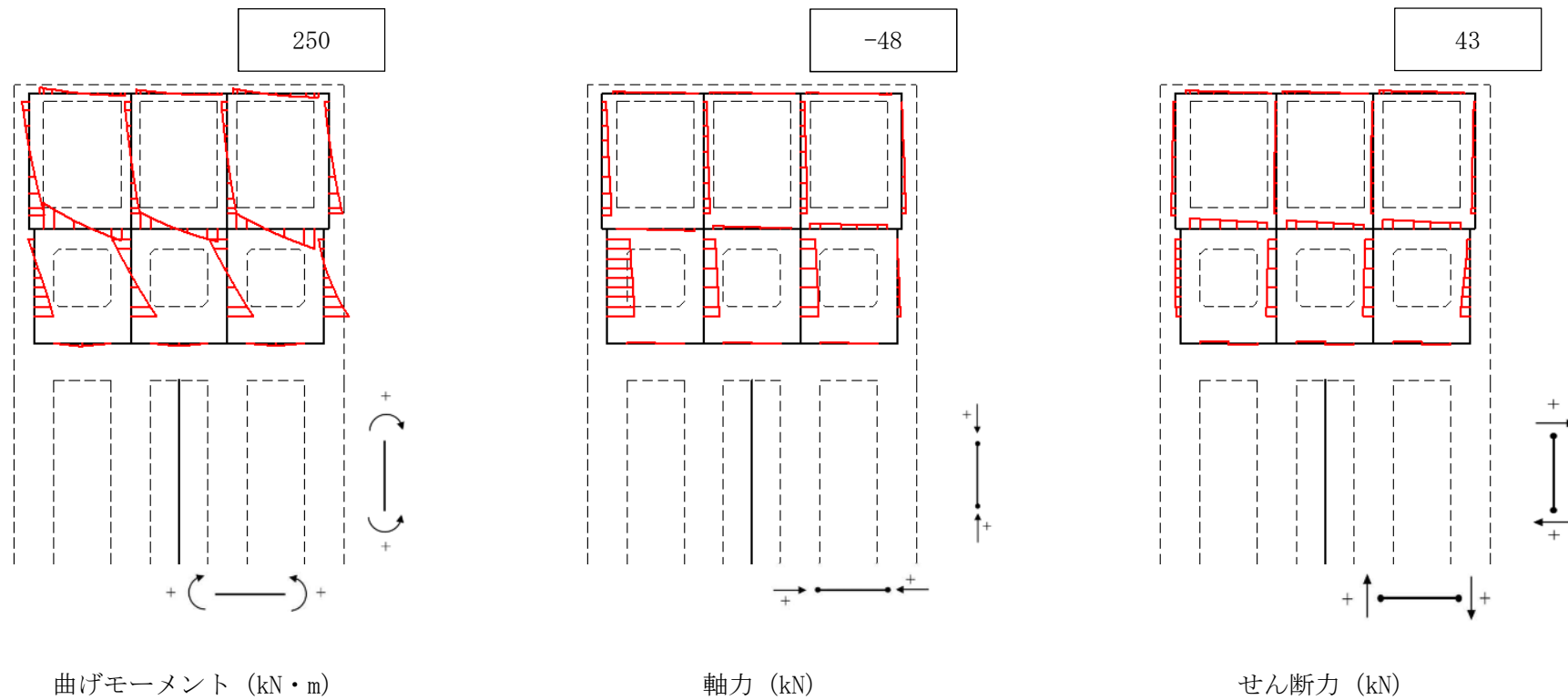
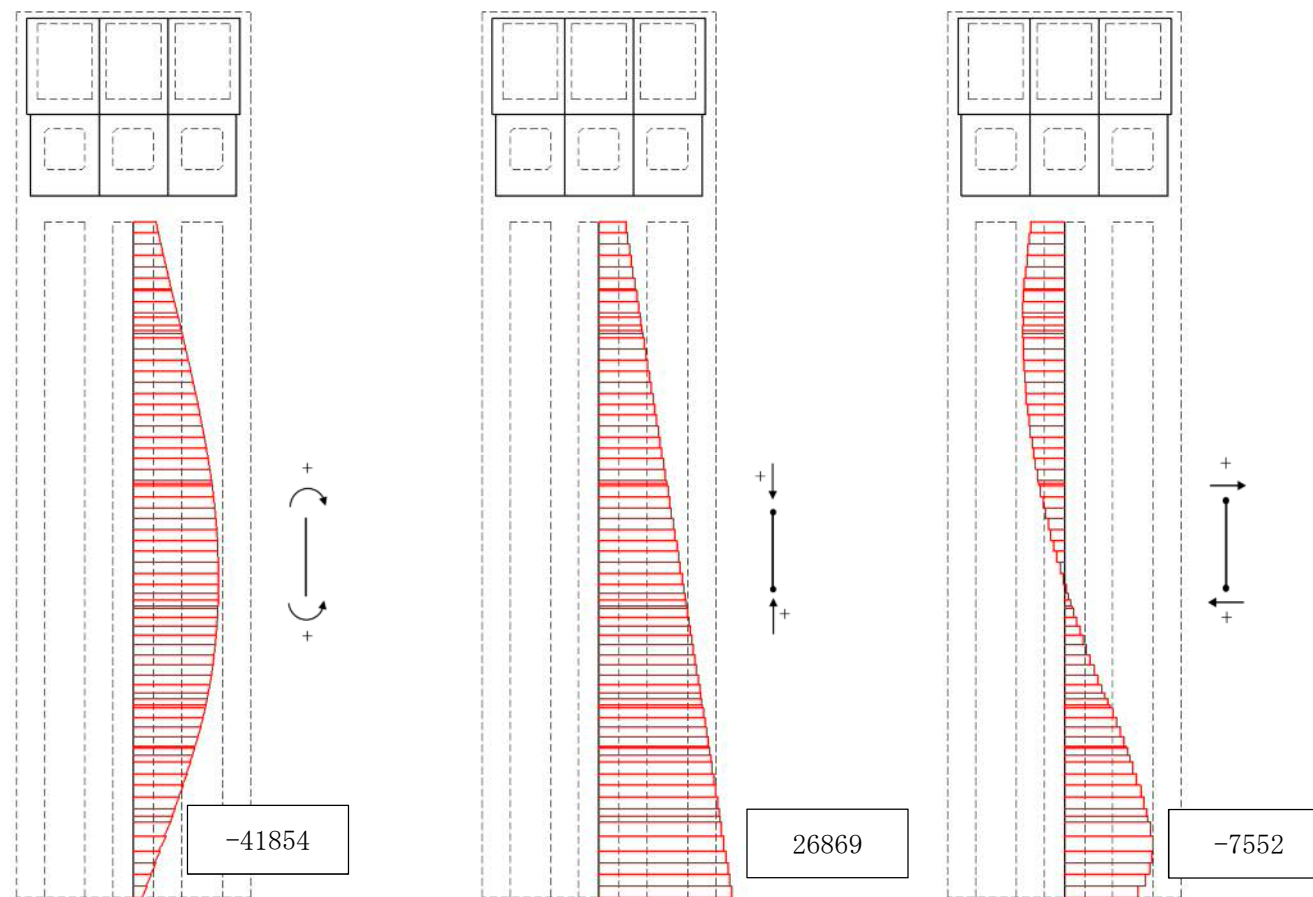


図 5.1-10 (19) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s - 2.2$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 69.52 \text{ s}$ )





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

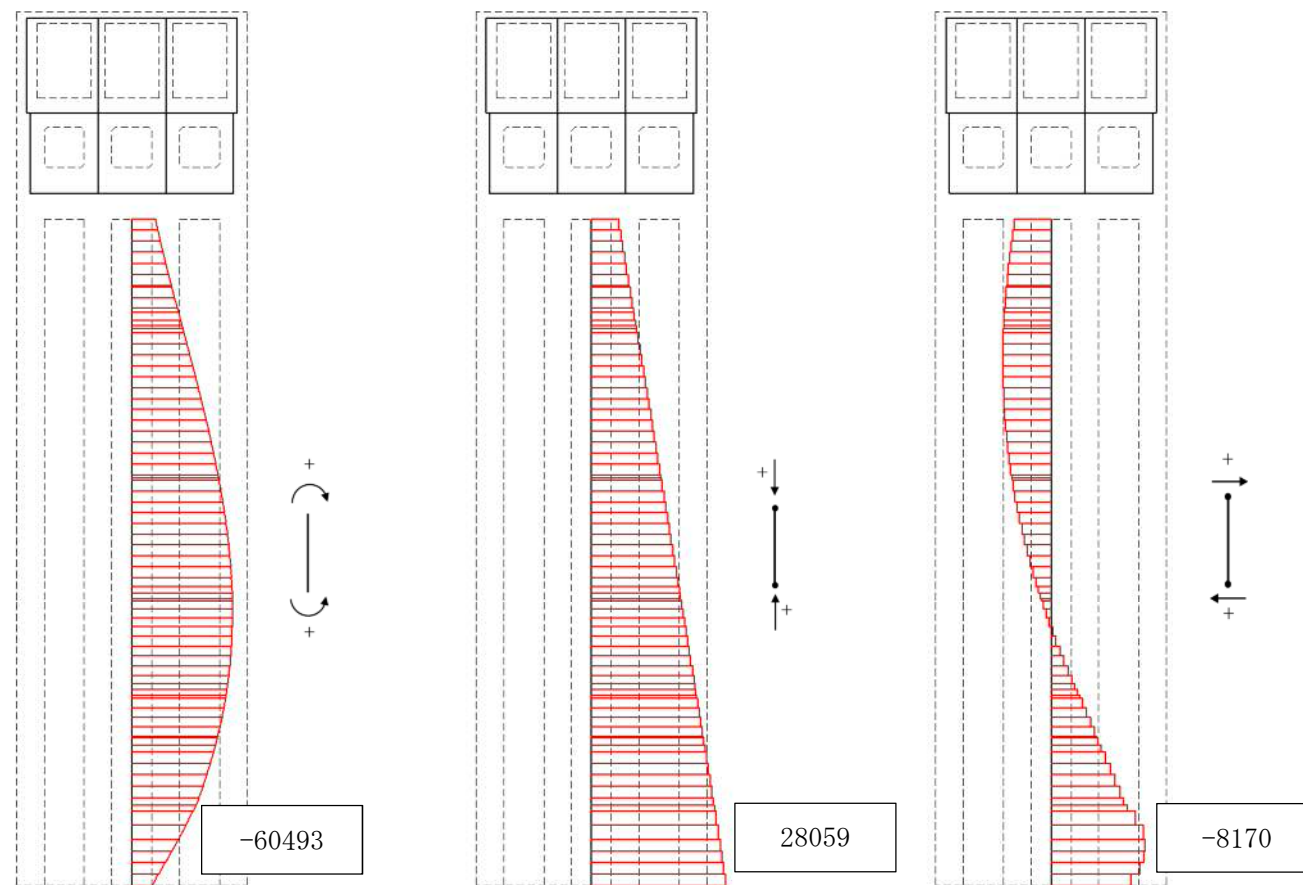
せん断力 (kN)

図 5. 1-10 (20) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s - 2.2$  において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 72.85 \text{ s}$ )



図 5.1-10 (21) 防潮壁縦断方向（放水路ゲート部）（上部工）の  $S_s - 3.1$  [H+, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.44$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (22) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-31$  [H+, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t=8.48$  s)



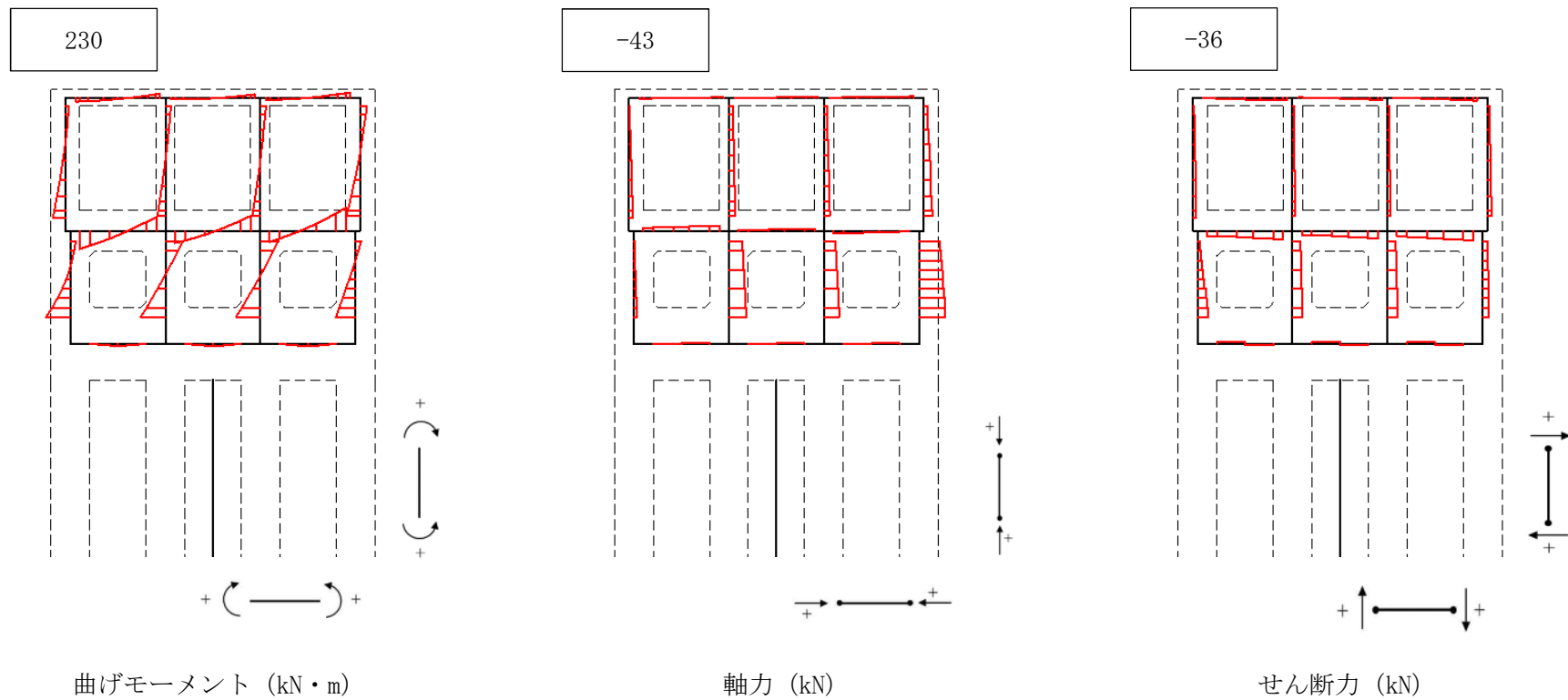
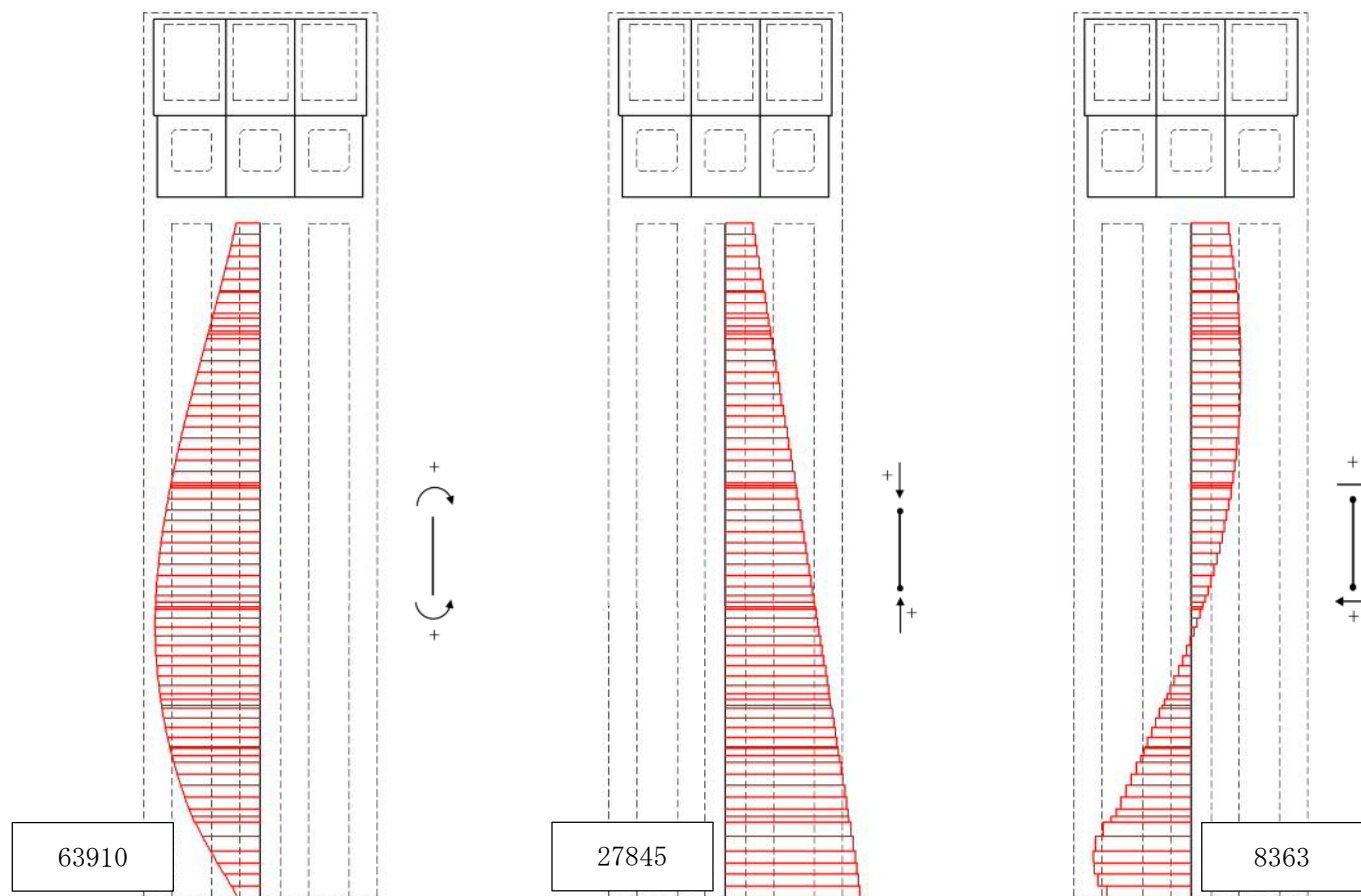


図 5.1-10 (23) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (上部工) の  $S_s - 31$  [H-, V+] において  
最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.44$  s)





曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5.1-10 (24) 防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部) (下部工) の  $S_s-31$  [H-, V+] において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ( $t = 8.48$  s)



### 5.1.3 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-11～図 5.1-13 に示す。

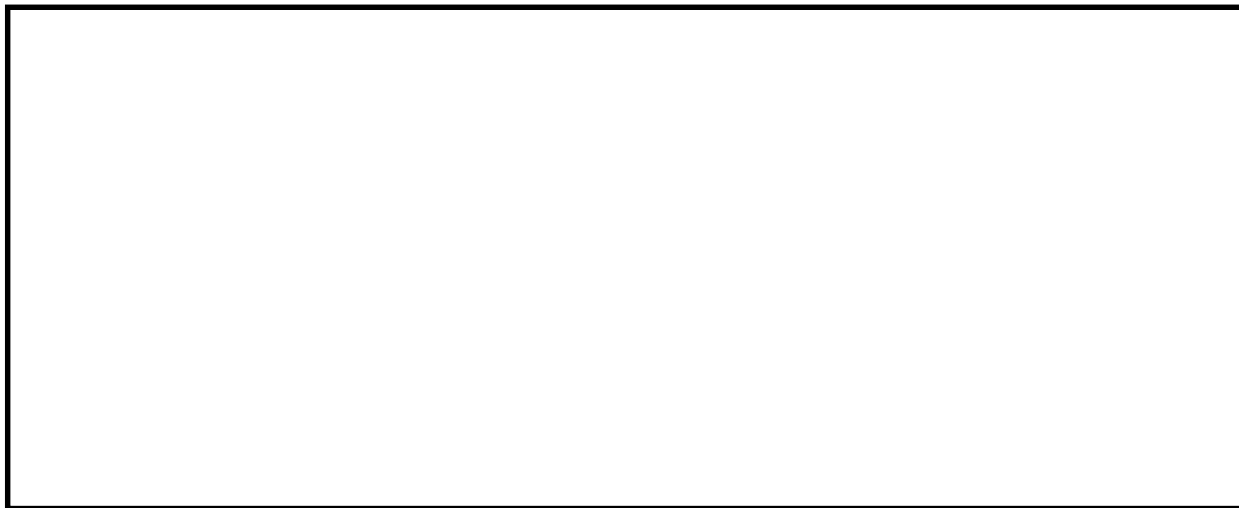


図 5.1-11 (1) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V+],

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))

解析モデル全体を示す図

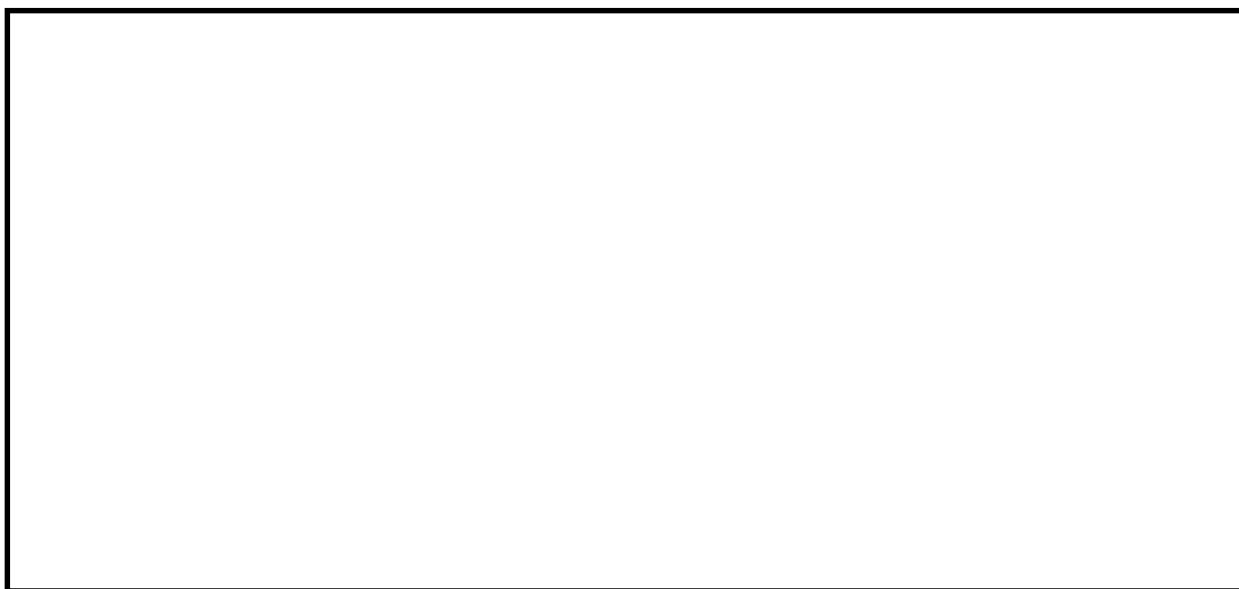


図 5.1-11 (2) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V+],

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))

構造物周辺に着目した拡大図



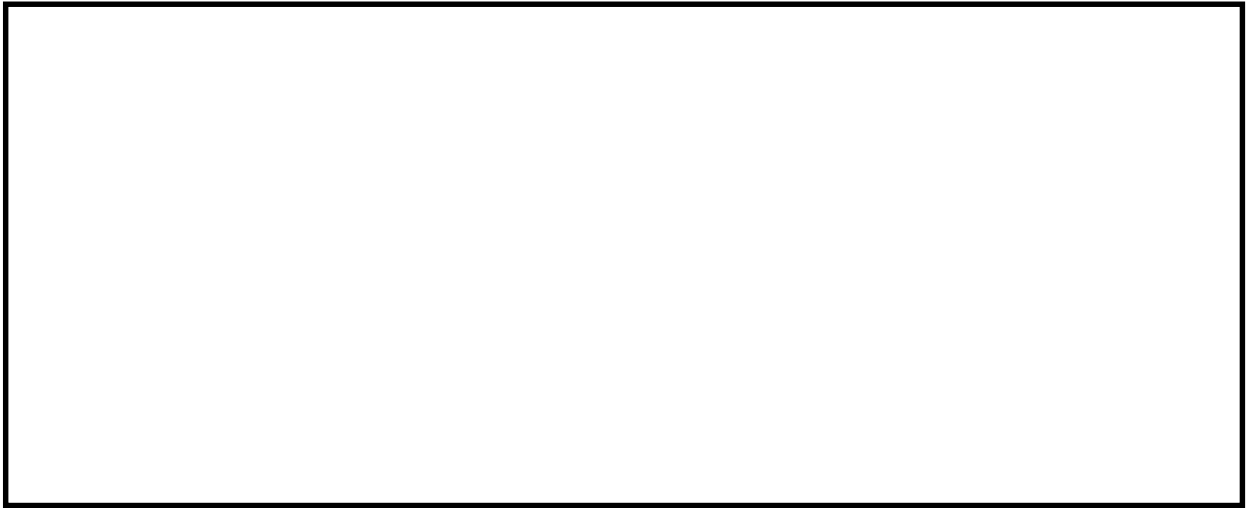


図 5.1-11 (3) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

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))

解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (4) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

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))

構造物周辺に着目した拡大図



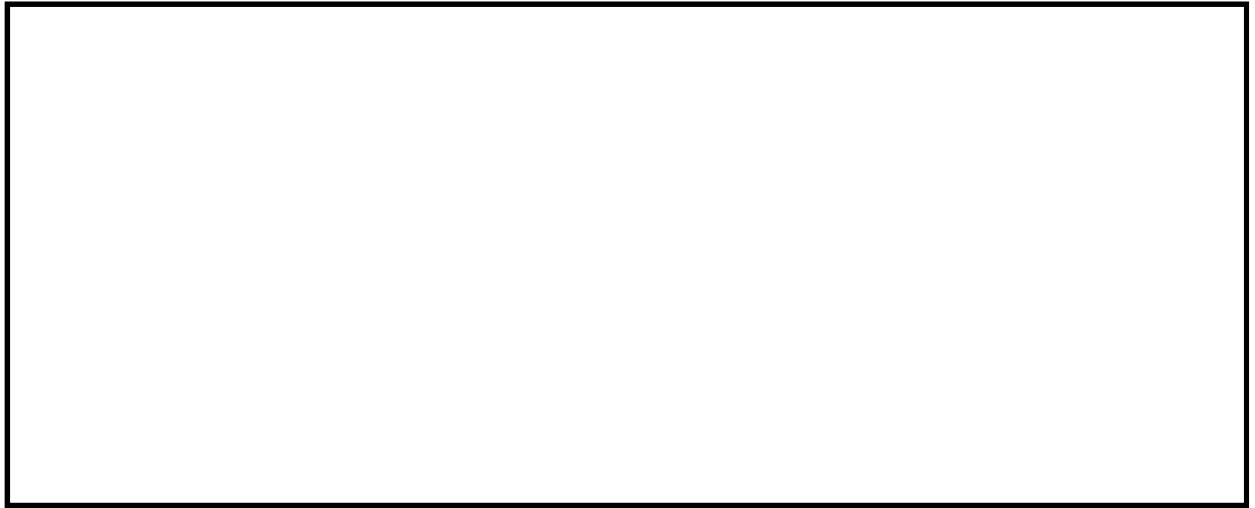


図 5.1-11 (5) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H-, V+],

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))

解析モデル全体を示す図

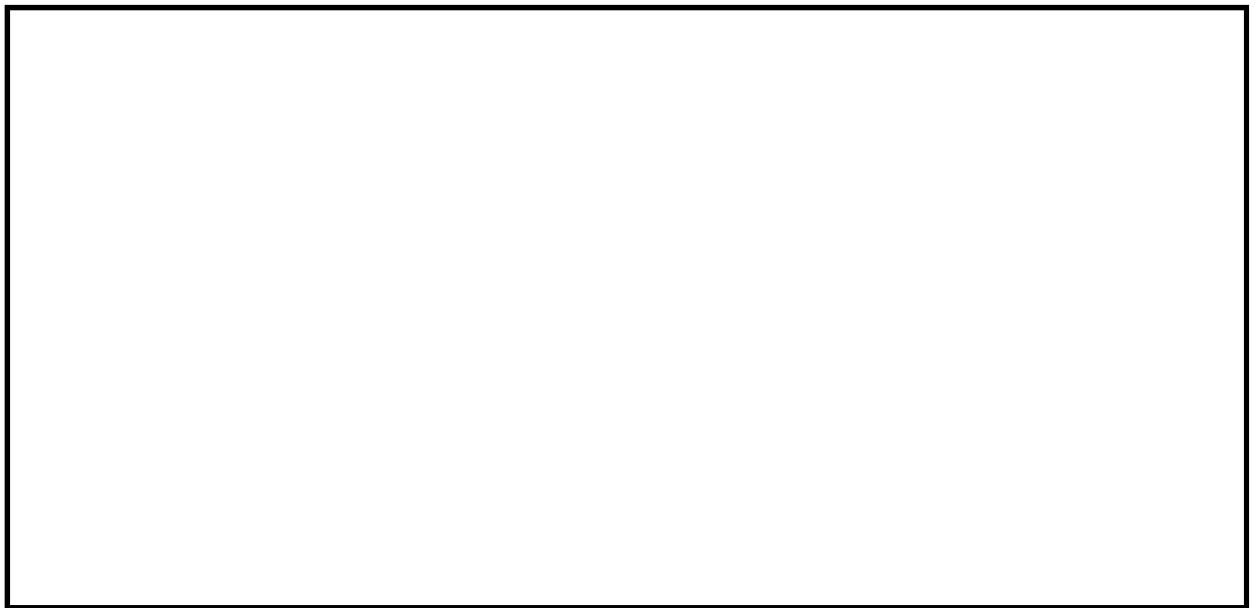


図 5.1-11 (6) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H-, V+],

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))

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (7) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H-, V-],

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))

解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (8) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H-, V-],

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))

構造物周辺に着目した拡大図



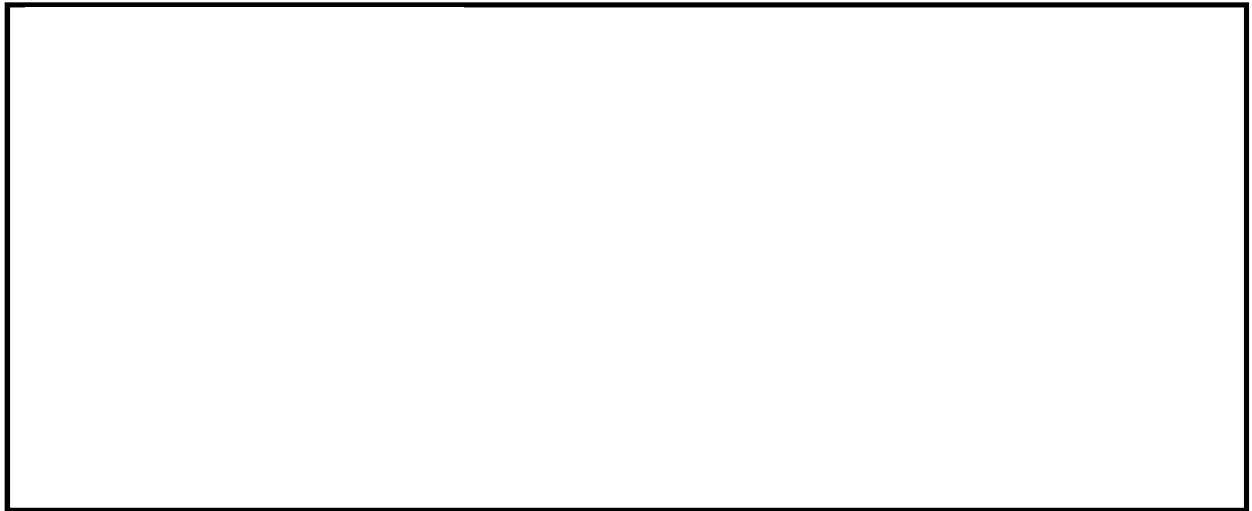


図 5.1-11 (9) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 1.1$ ,

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))

解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (10) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 1.1$ ,

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))

構造物周辺に着目した拡大図



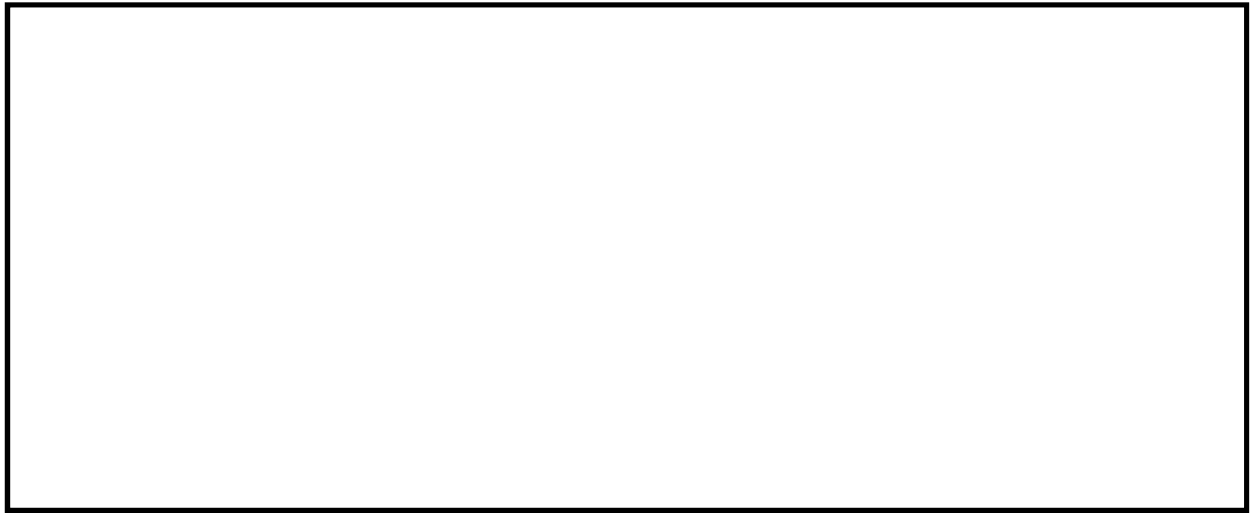


図 5.1-11 (11) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>-12，

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））

解析モデル全体を示す図

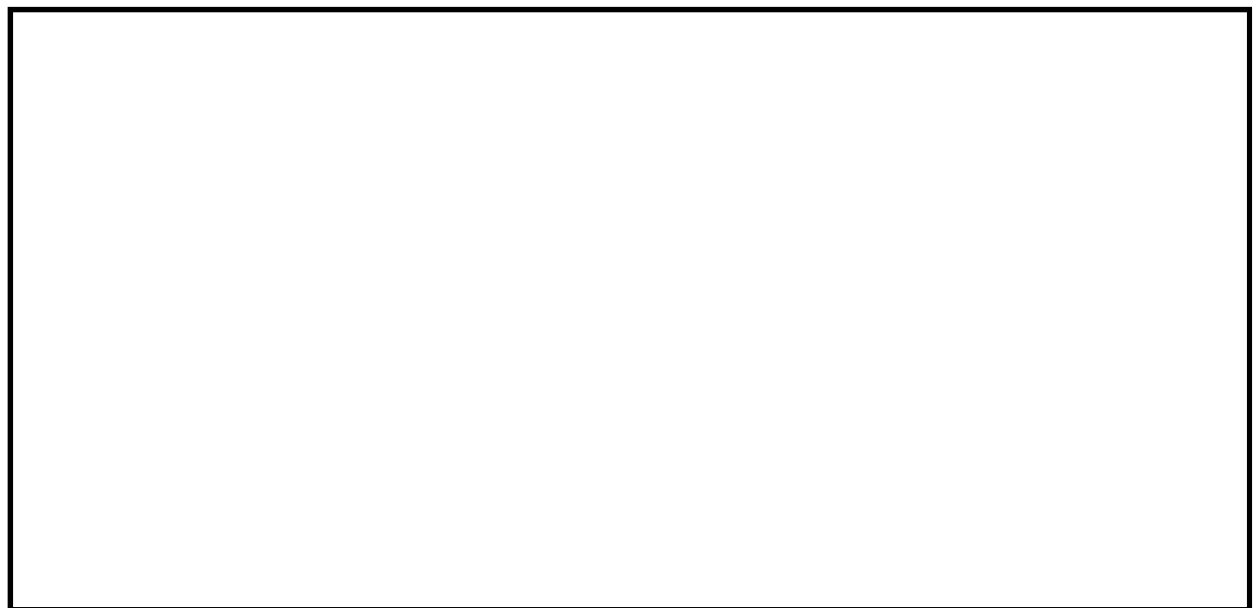


図 5.1-11 (12) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>-12，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (13) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 13$ ,

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))

解析モデル全体を示す図

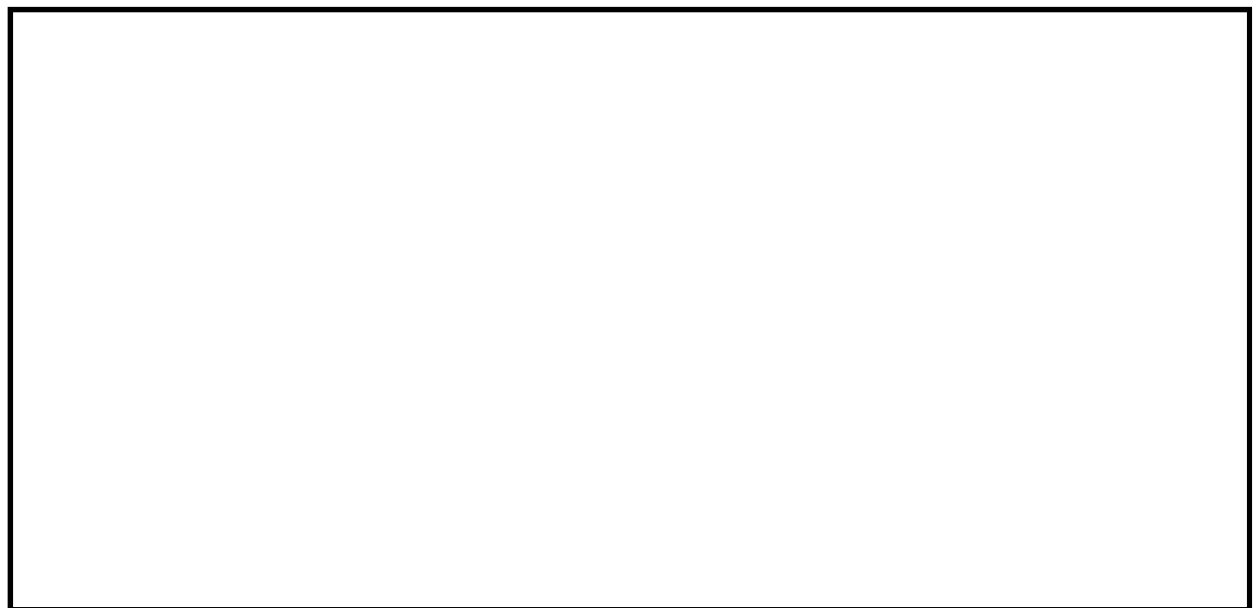


図 5.1-11 (14) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 13$ ,

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))

構造物周辺に着目した拡大図



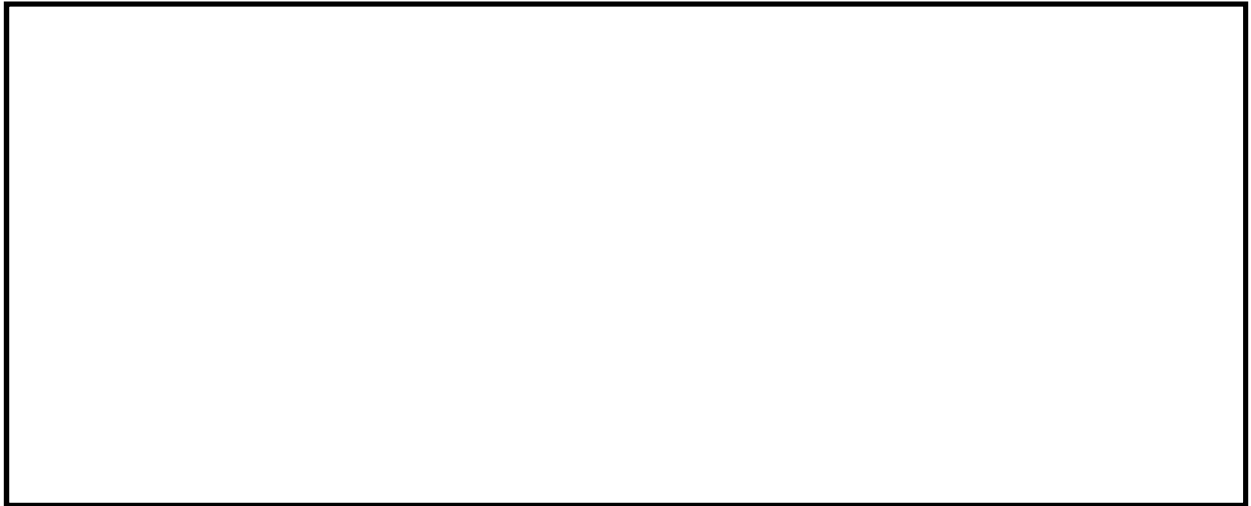


図 5.1-11 (15) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>－1 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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (16) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>－1 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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (17) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 21$ ,

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))

解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (18) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 21$ ,

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))

構造物周辺に着目した拡大図



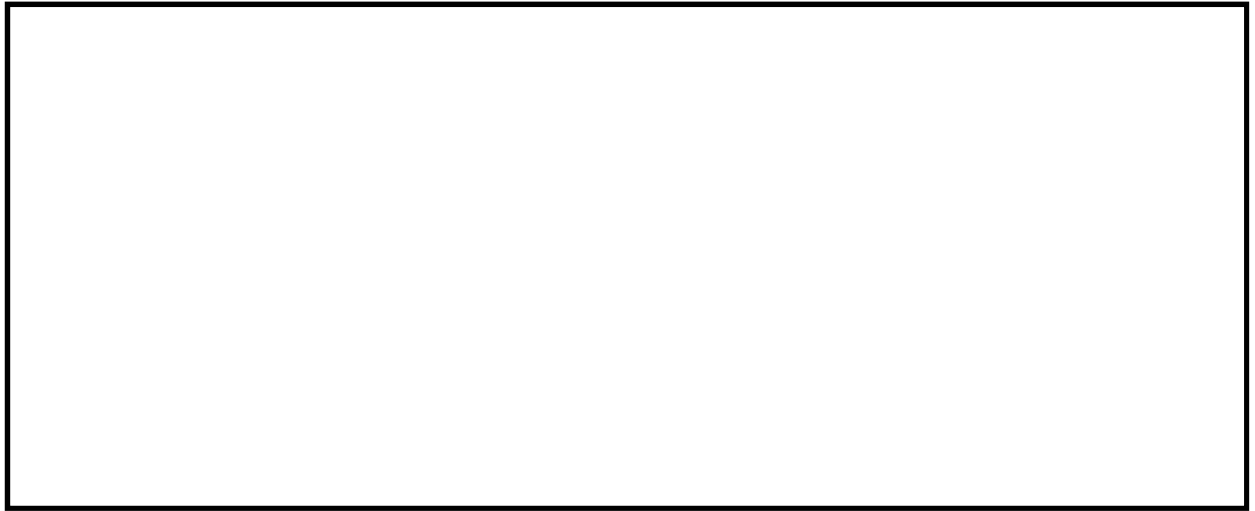


図 5.1-11 (19) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 22$ ,

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))

解析モデル全体を示す図

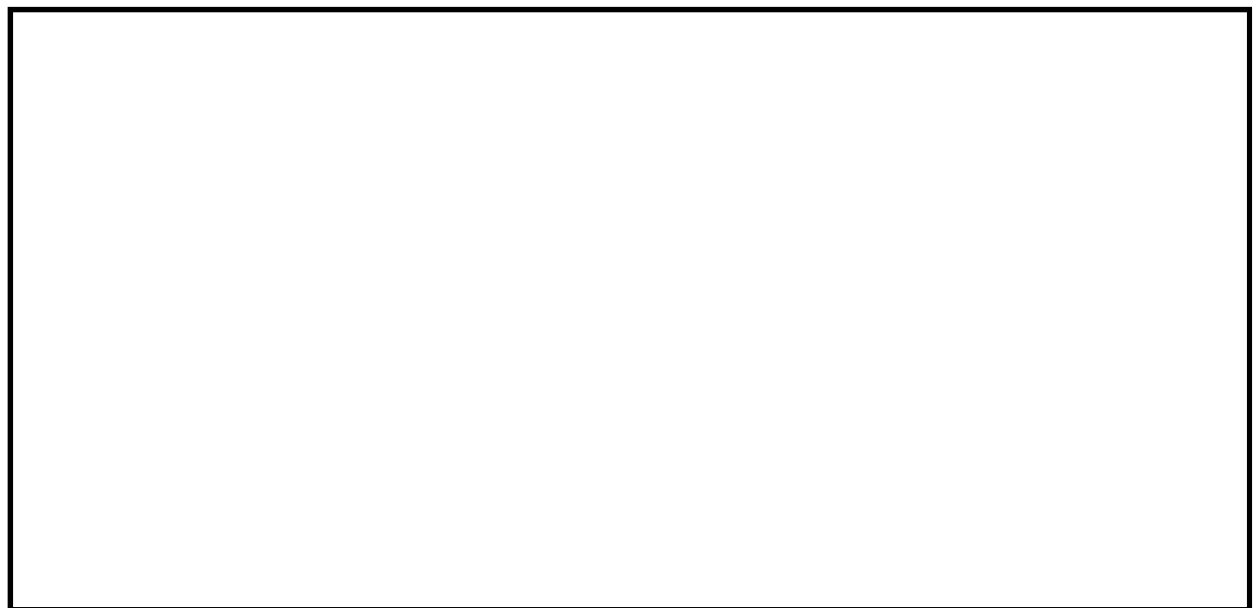


図 5.1-11 (20) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 22$ ,

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))

構造物周辺に着目した拡大図



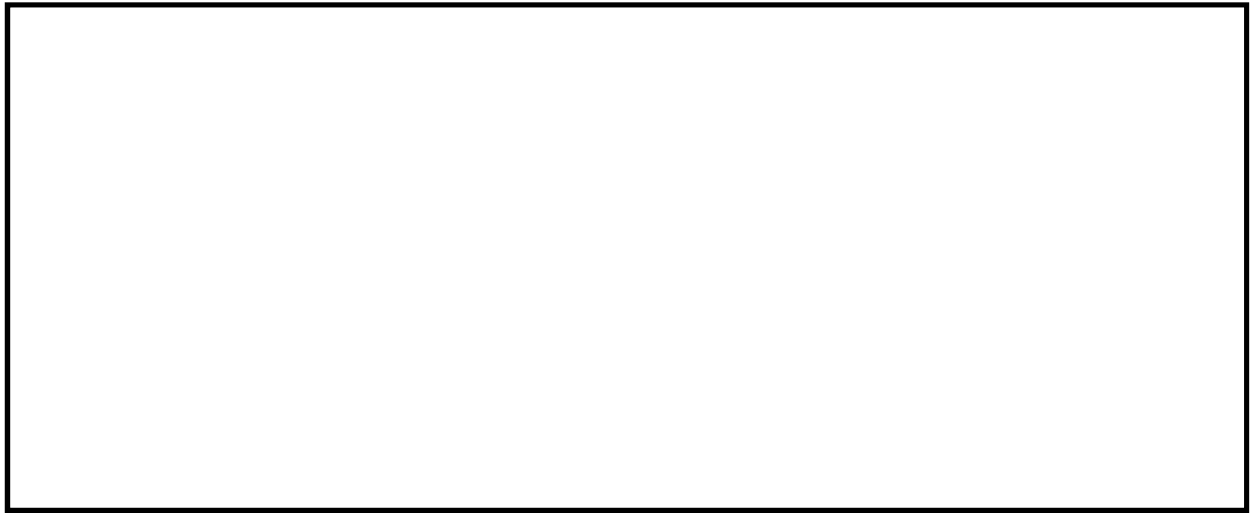


図 5.1-11 (21) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],

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））

解析モデル全体を示す図

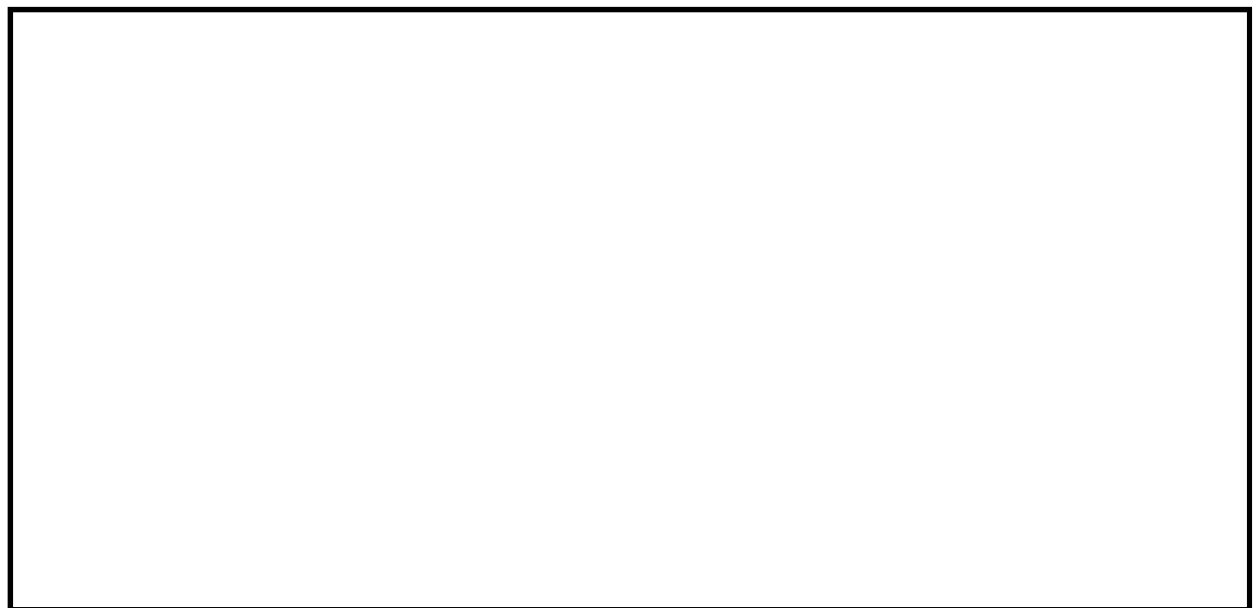


図 5.1-11 (22) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (23) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 3.1$  [H-, V+],

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))

解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (24) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 3.1$  [H-, V+],

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))

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (25) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ,  $V-$ 〕，  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (26) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ,  $V-$ 〕，  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図



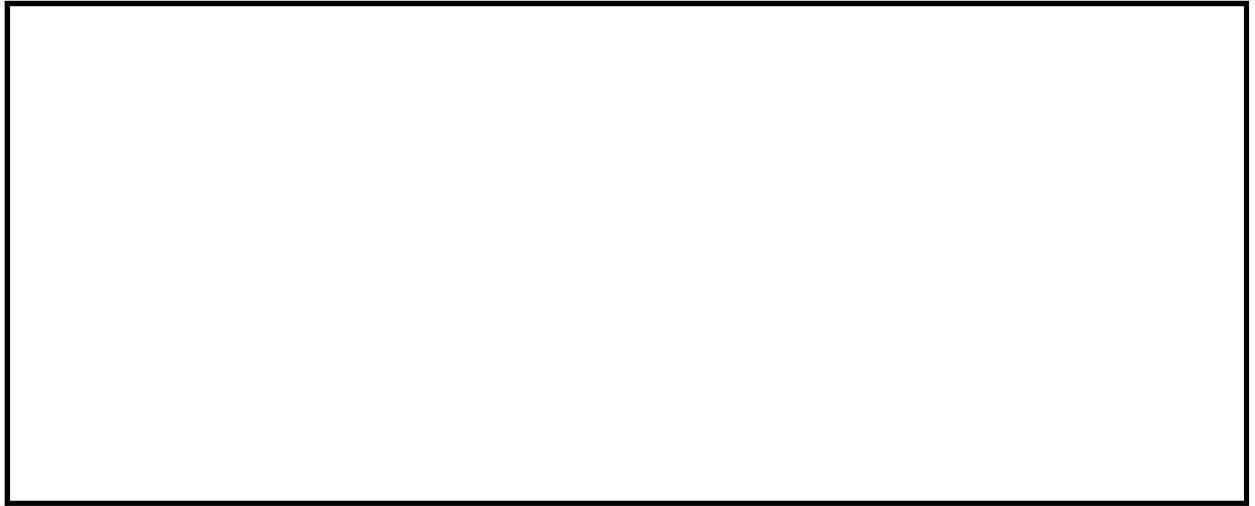


図 5.1-11 (27) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (28) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (29) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-], 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)  
解析モデル全体を示す図

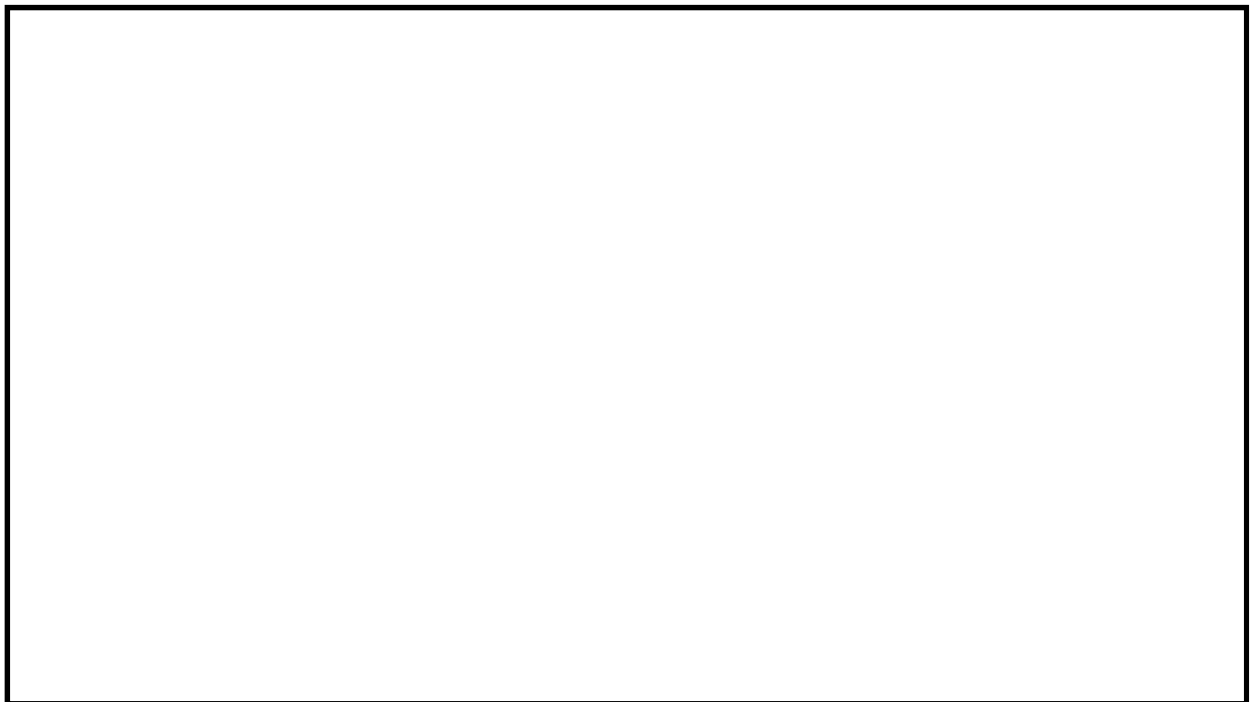


図 5.1-11 (30) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-11 (31) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-11 (32) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)  
構造物周辺に着目した拡大図



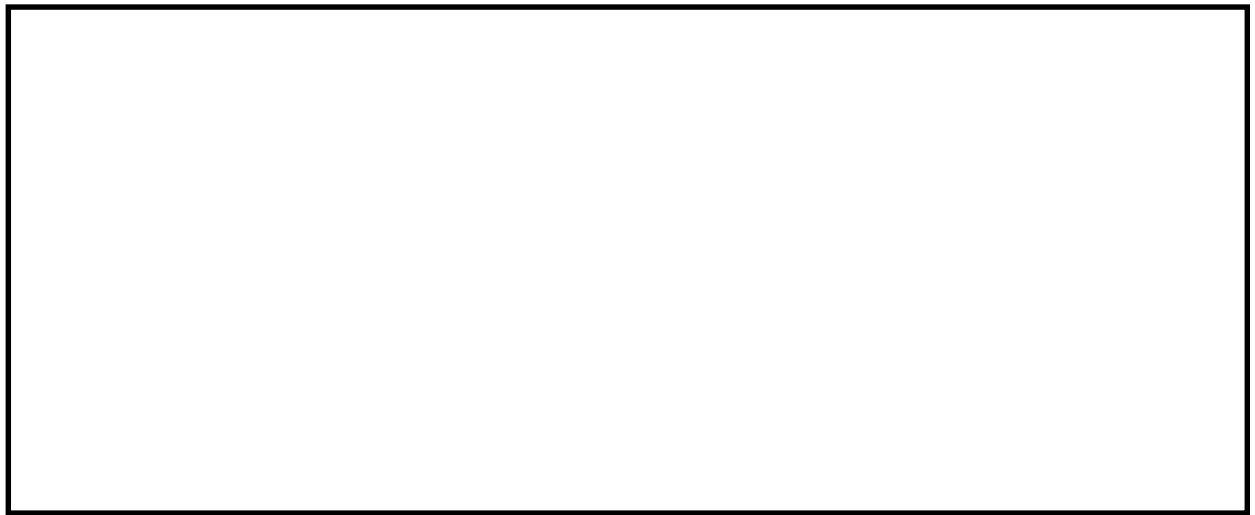


図 5.1-11 (33) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

解析モデル全体を示す図

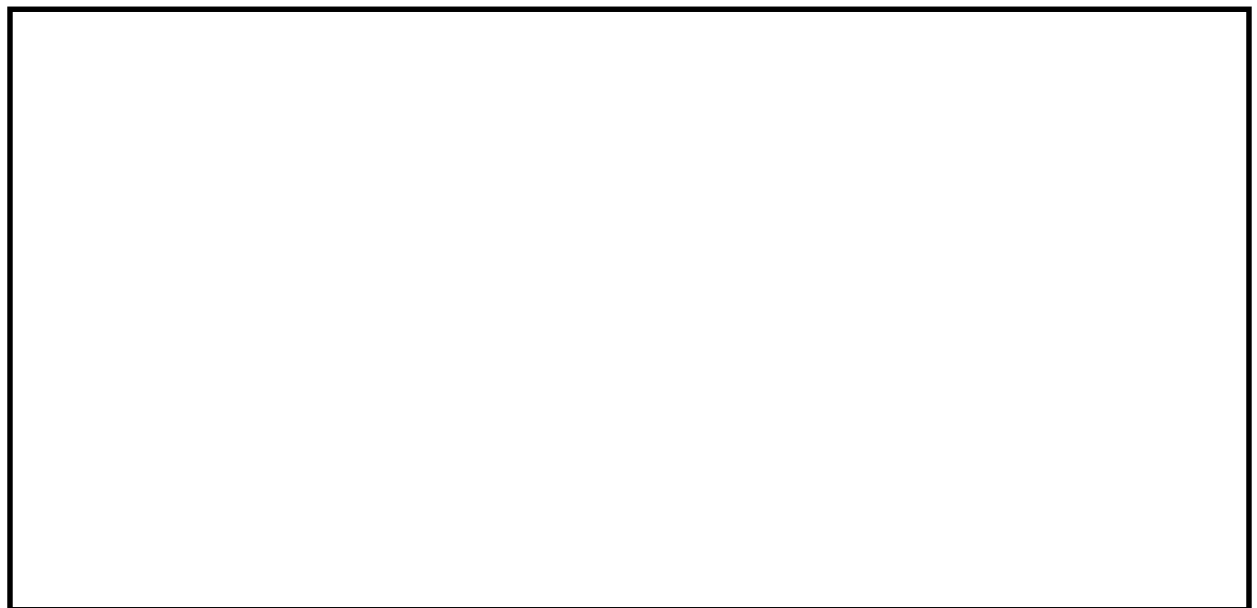


図 5.1-11 (34) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

構造物周辺に着目した拡大図



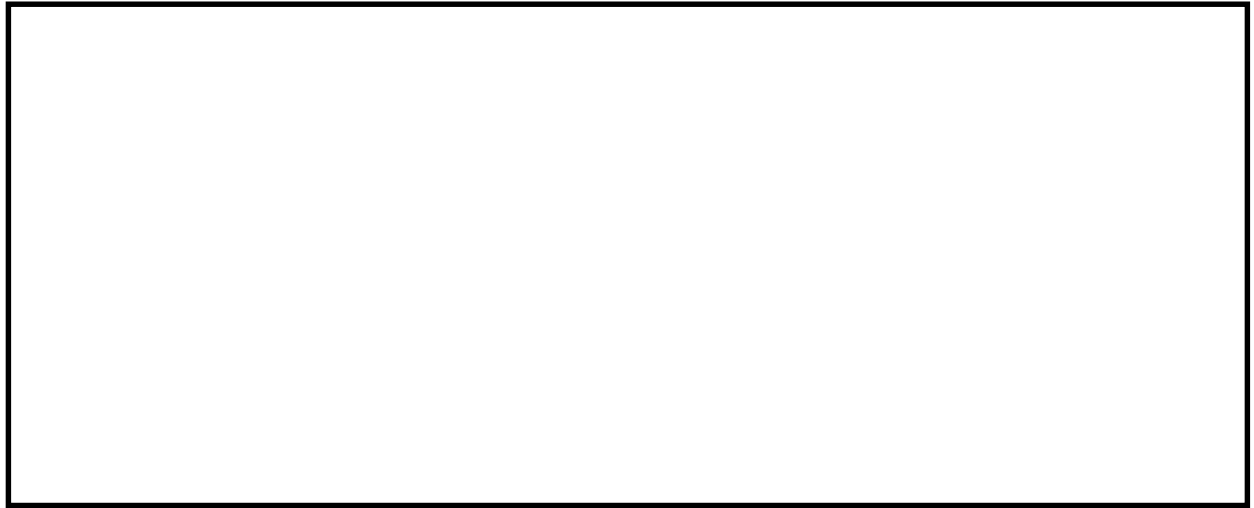


図 5.1-12 (1) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V+〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
解析モデル全体を示す図

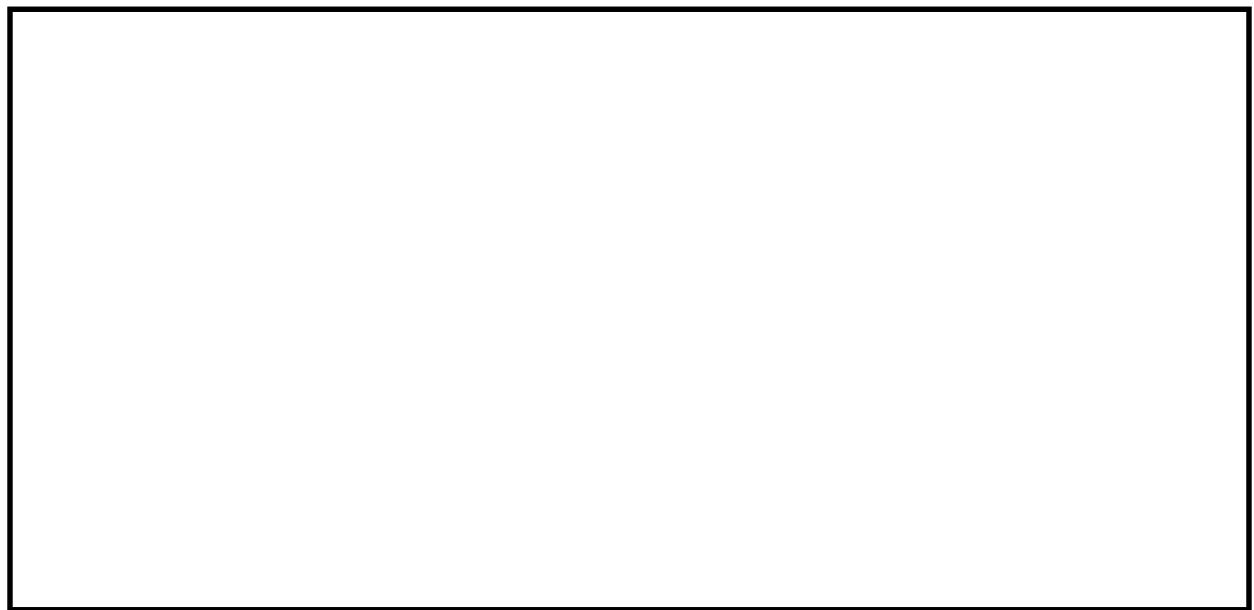


図 5.1-12 (2) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V+〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (3) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
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））  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-12 (4) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
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））  
構造物周辺に着目した拡大図



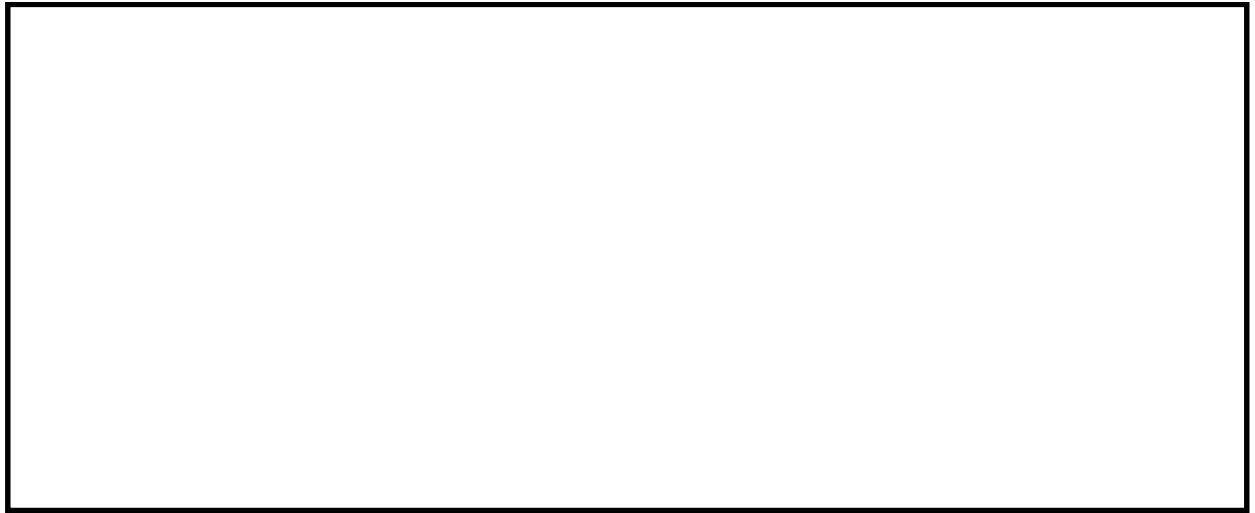


図 5.1-12 (5) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H－, V＋〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
解析モデル全体を示す図

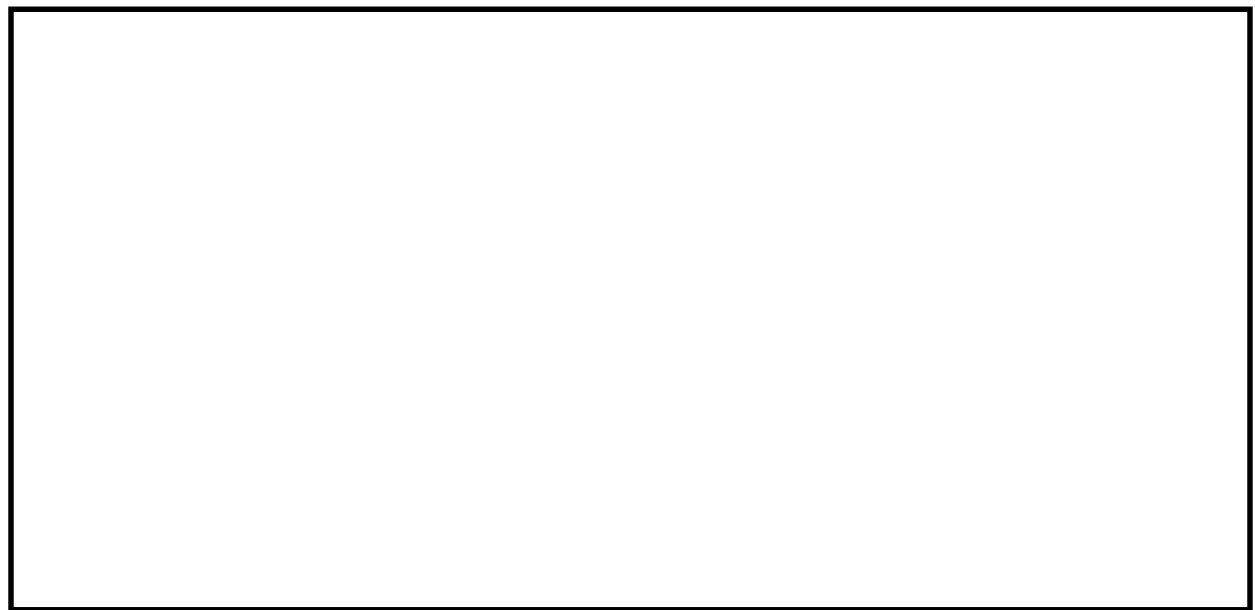


図 5.1-12 (6) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H－, V＋〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図



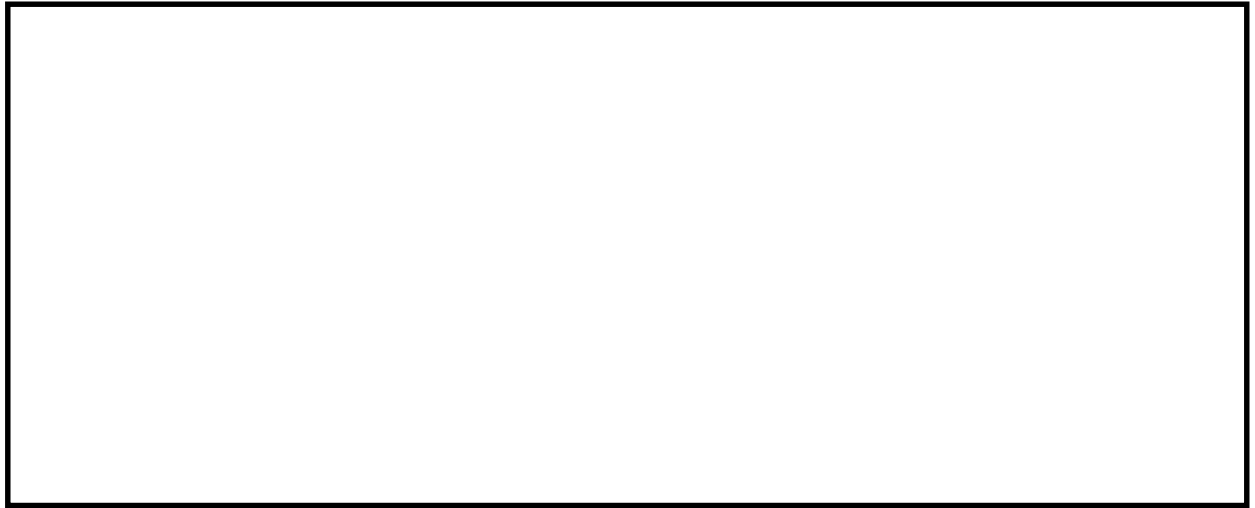


図 5.1-12 (7) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H-, V-〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
解析モデル全体を示す図

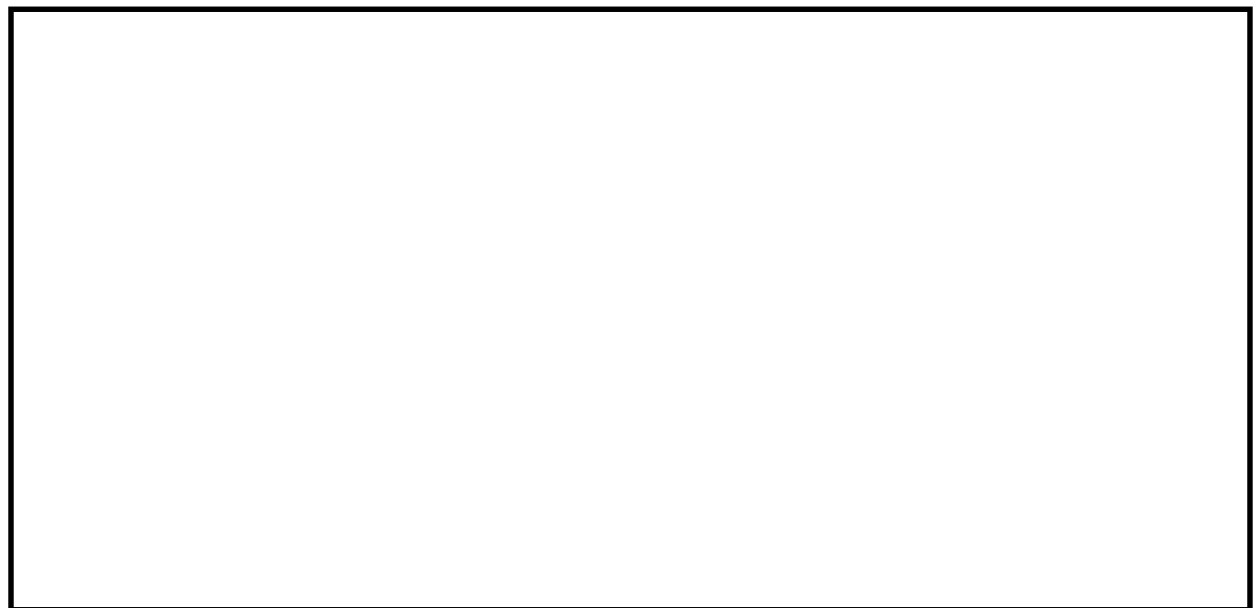


図 5.1-12 (8) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H-, V-〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (9) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

解析モデル全体を示す図

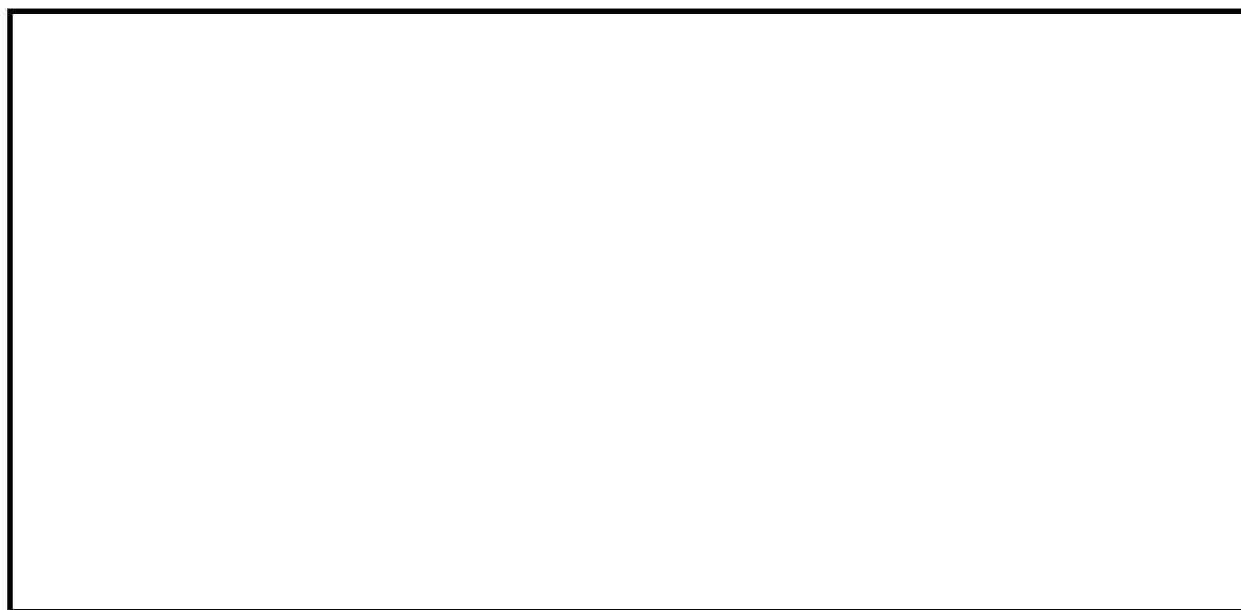


図 5.1-12 (10) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (11) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-12，

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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-12 (12) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-12，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (13) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>－13，

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））

解析モデル全体を示す図

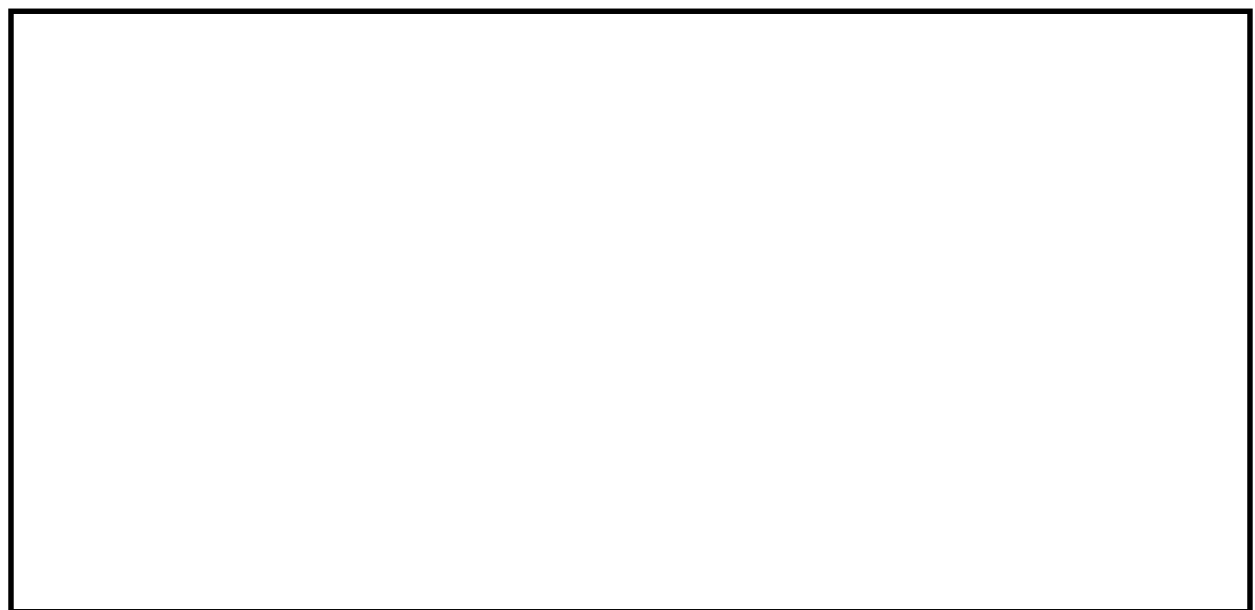


図 5.1-12 (14) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>－13，

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））

構造物周辺に着目した拡大図



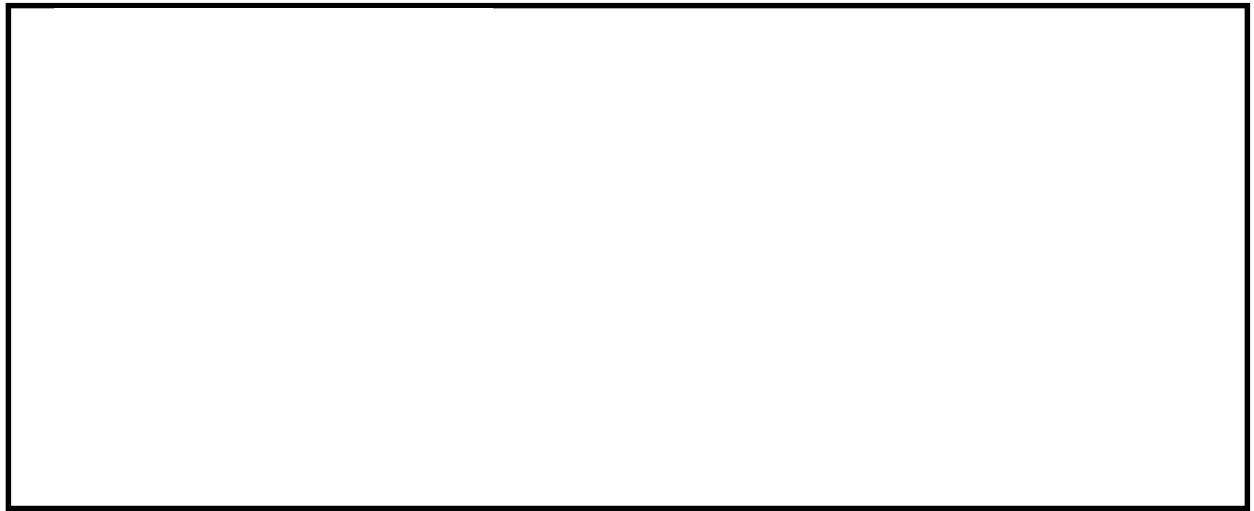


図 5.1-12 (15) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>－14，

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））

解析モデル全体を示す図

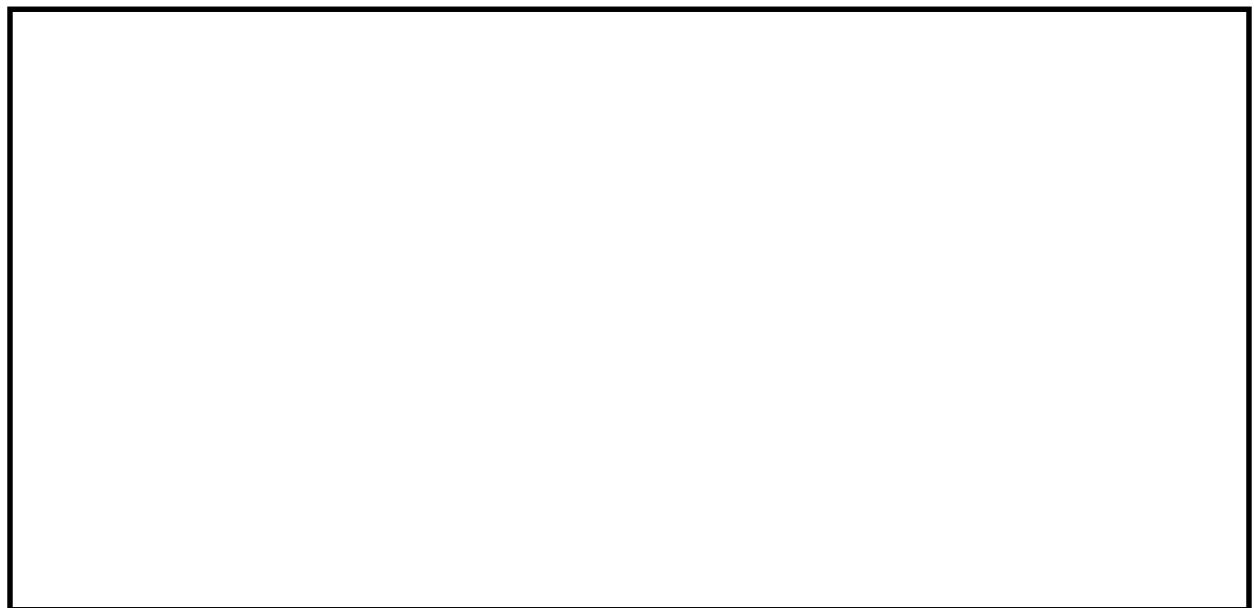


図 5.1-12 (16) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>－14，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (17) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-2 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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-12 (18) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-2 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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (19) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-22，

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））

解析モデル全体を示す図

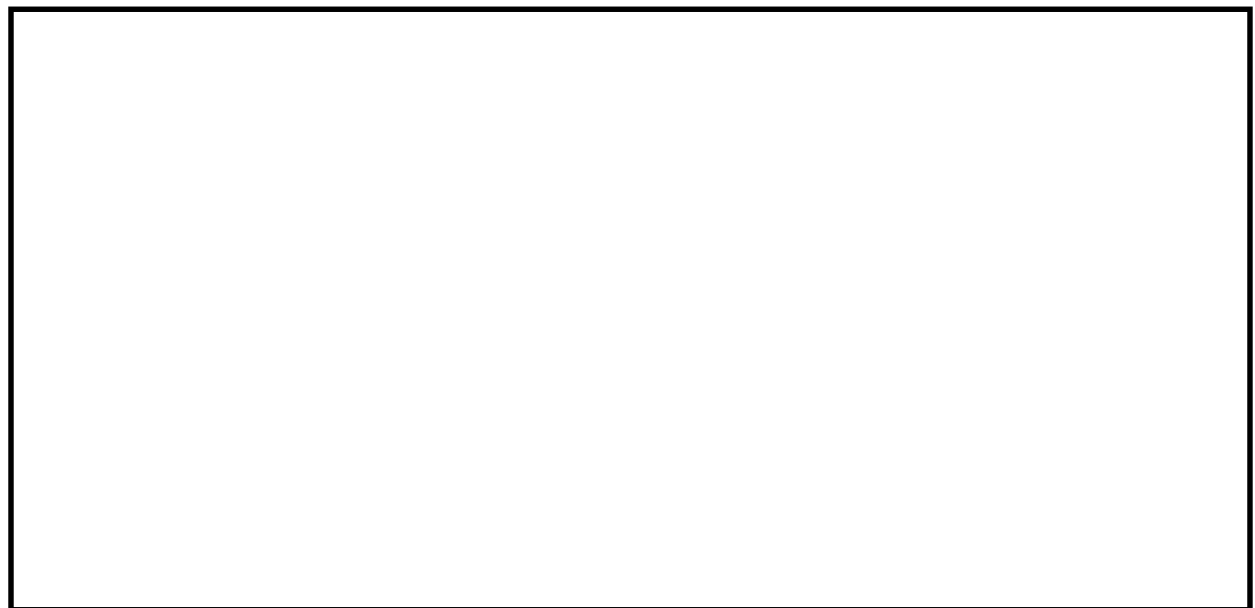


図 5.1-12 (20) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-22，

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））

構造物周辺に着目した拡大図



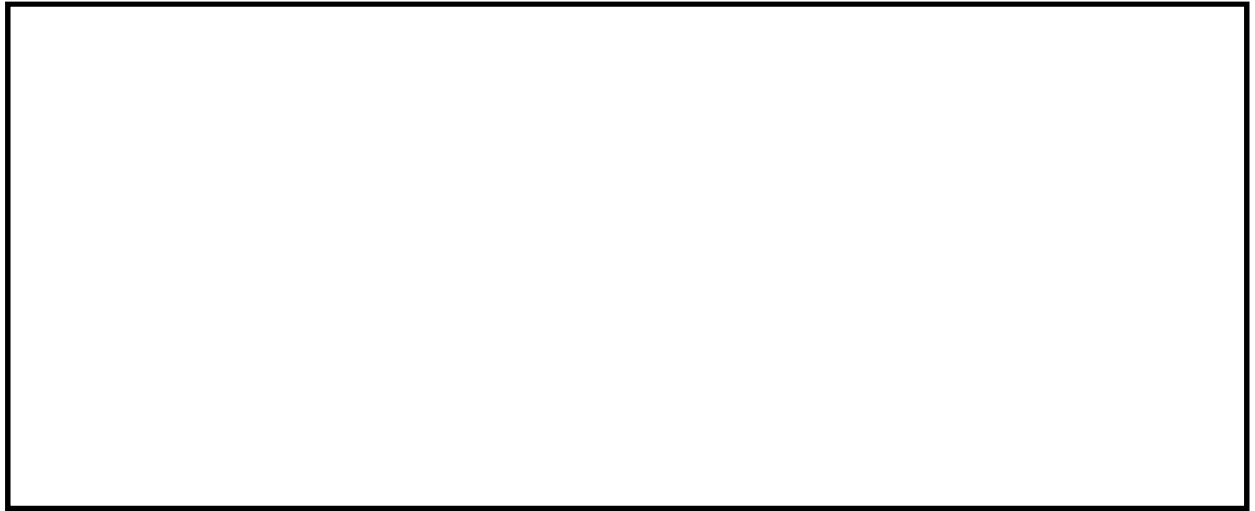


図 5.1-12 (21) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-31$ 〔H+, V+〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
解析モデル全体を示す図

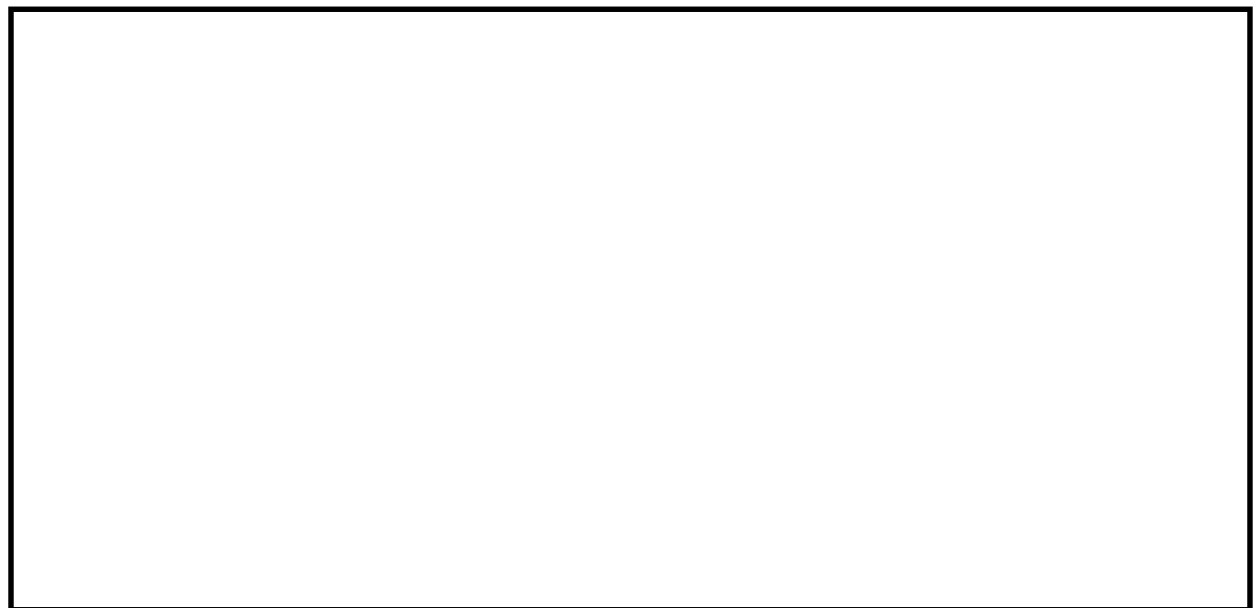


図 5.1-12 (22) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-31$ 〔H-, V+〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (23) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-3 1〔H-, V+〕，  
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））  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-12 (24) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-3 1〔H-, V+〕，  
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））  
構造物周辺に着目した拡大図



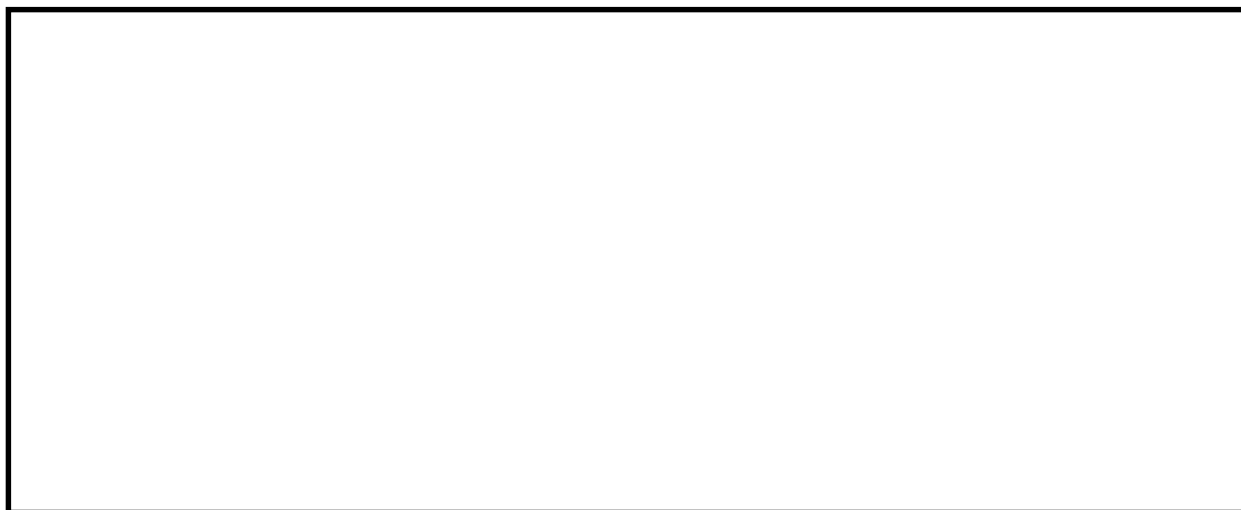


図 5.1-12 (25) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図

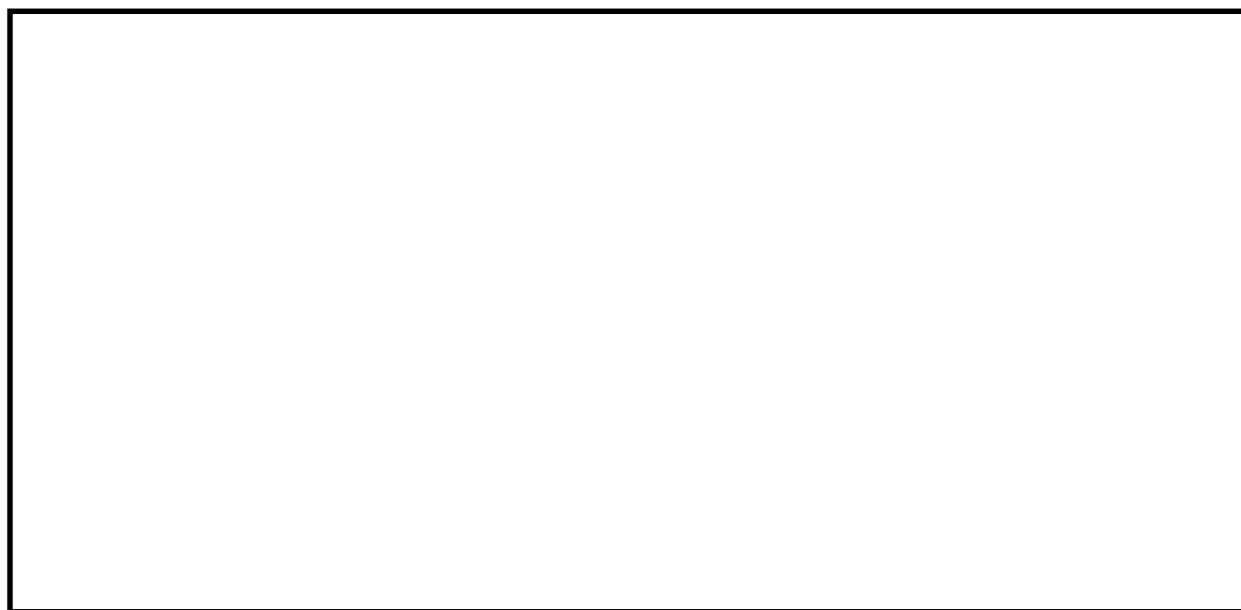


図 5.1-12 (26) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (27) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図

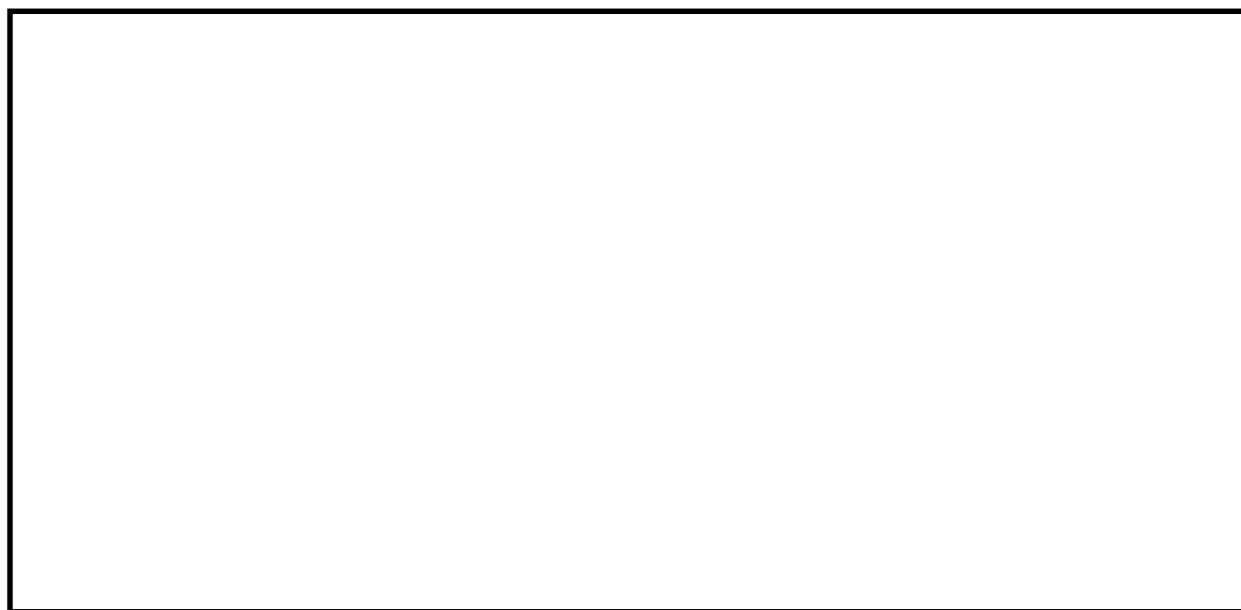


図 5.1-12 (28) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (29) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，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）  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-12 (30) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，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）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (31) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，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）  
解析モデル全体を示す図

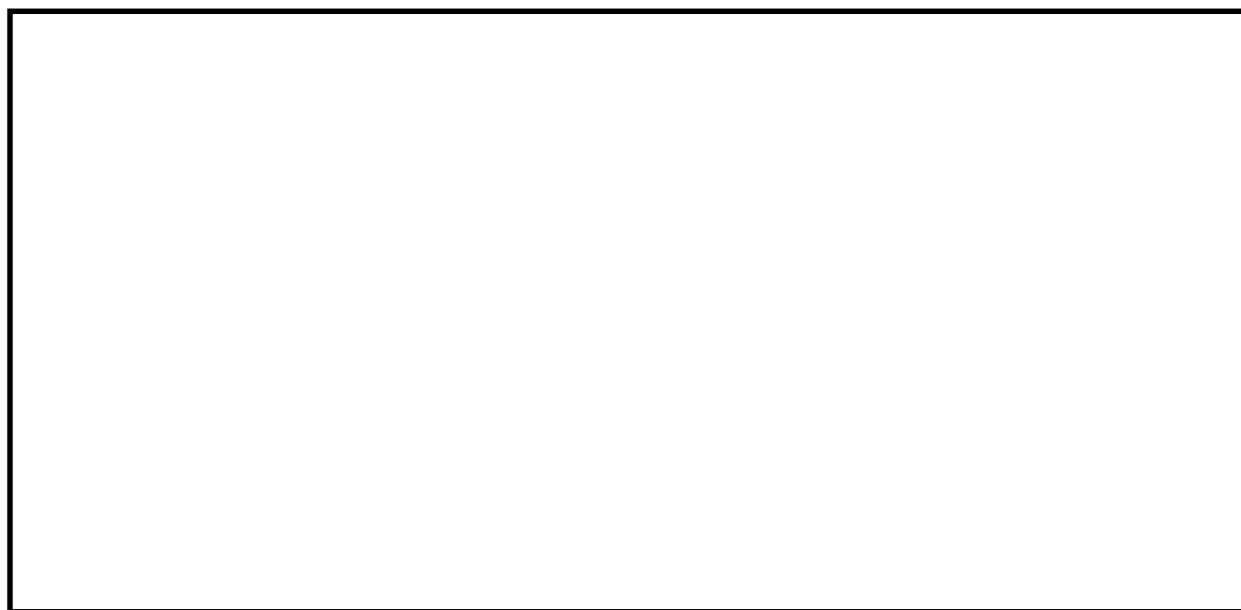


図 5.1-12 (32) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図



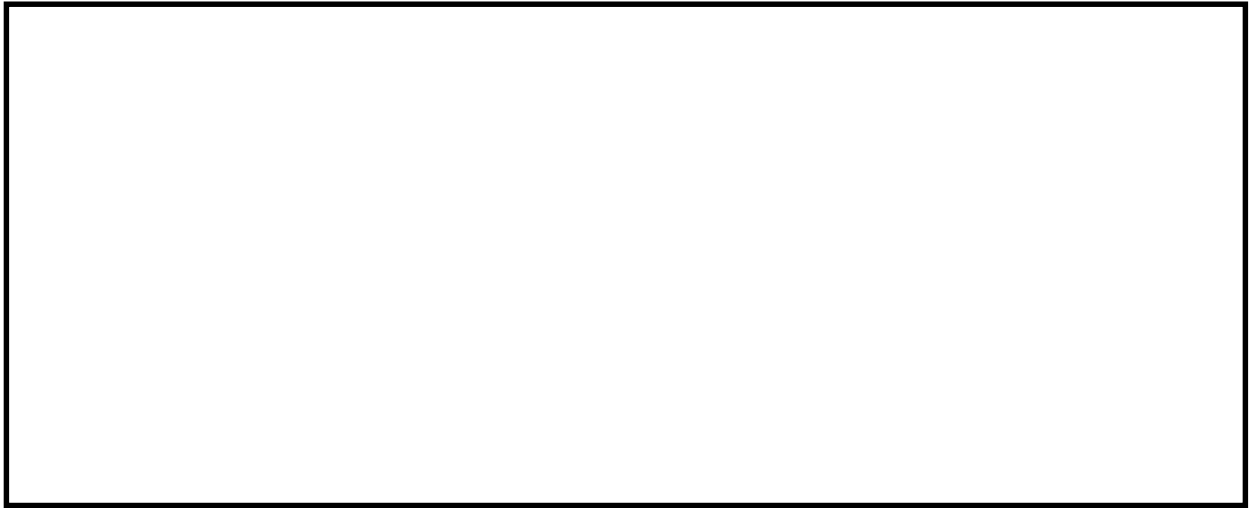


図 5.1-12 (33) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，  
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図

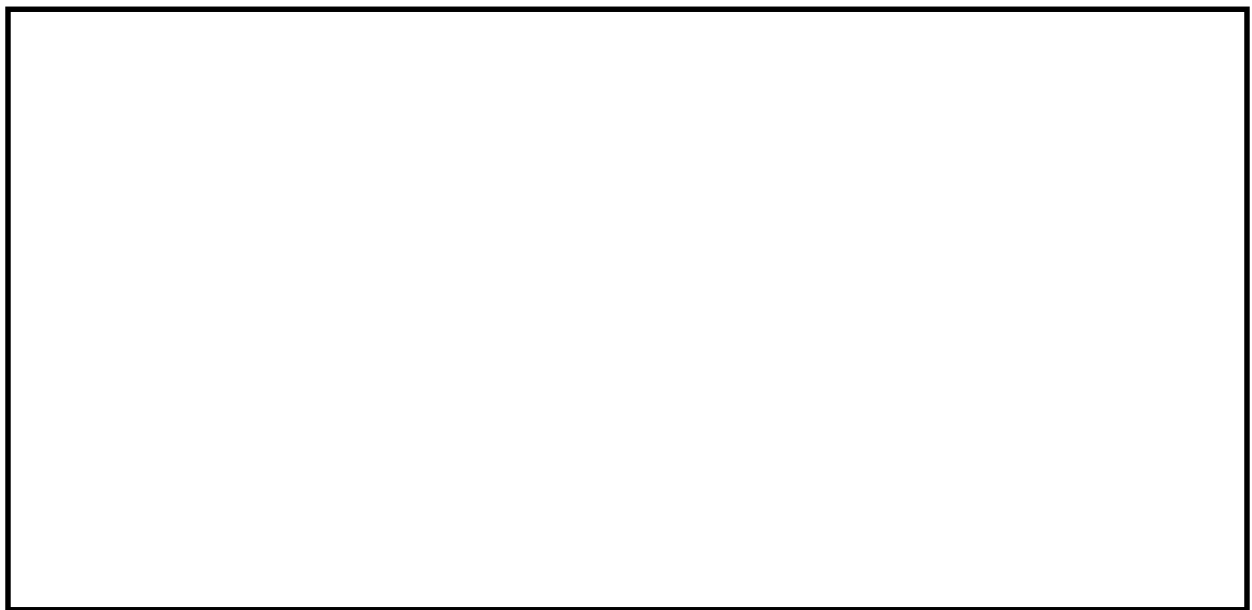


図 5.1-12 (34) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，  
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-12 (35) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

解析モデル全体を示す図



図 5.1-12 (36) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (1) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，  
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））  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (2) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，  
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））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (3) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

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））

解析モデル全体を示す図

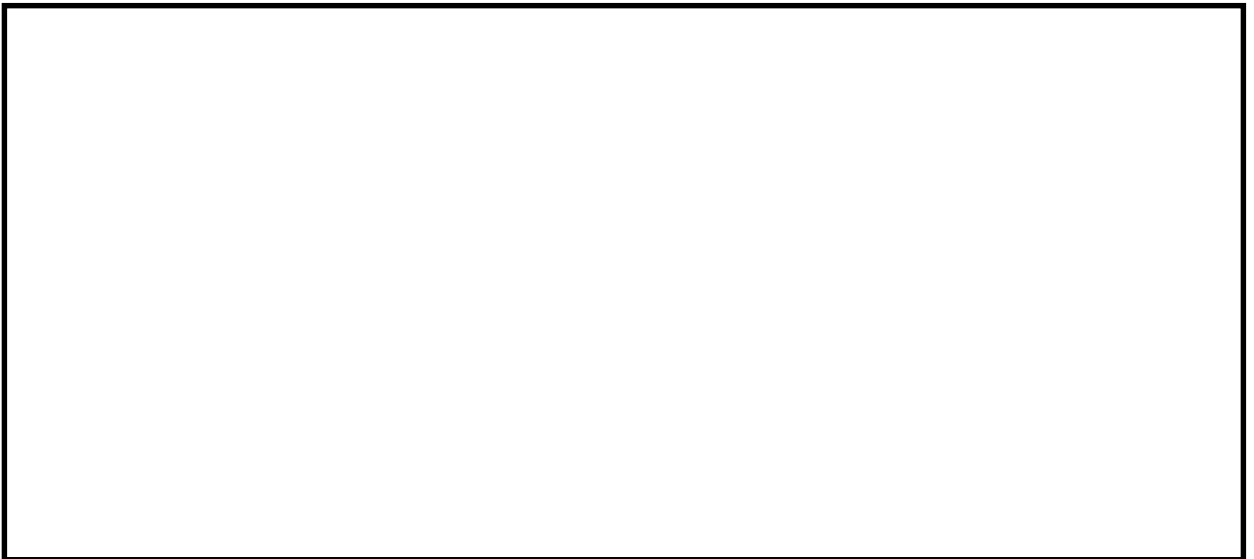


図 5.1-13 (4) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

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））

構造物周辺に着目した拡大図



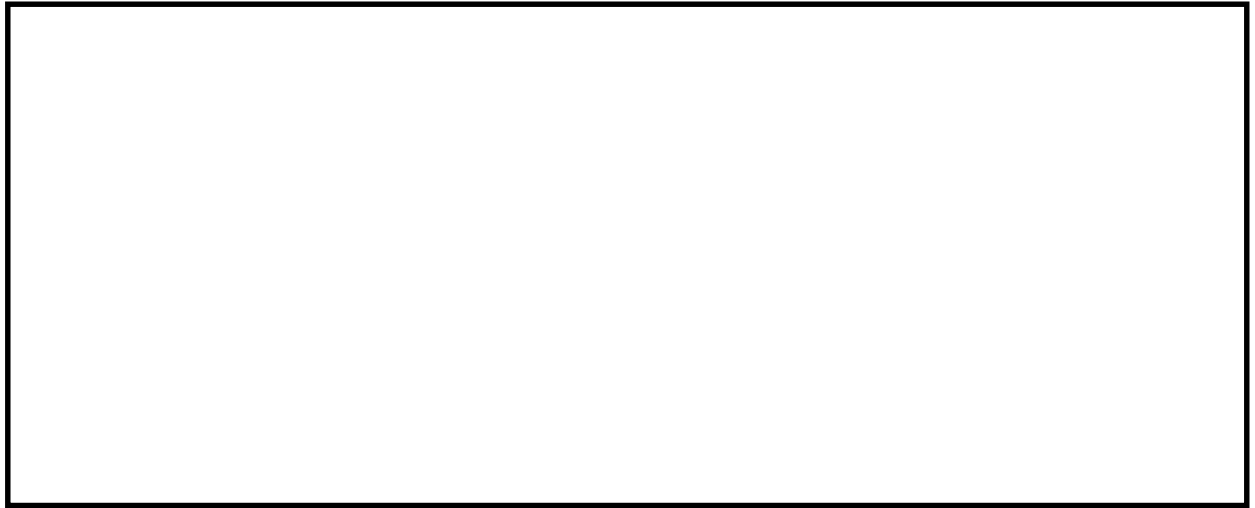


図 5.1-13 (5) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H－, V＋〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
解析モデル全体を示す図

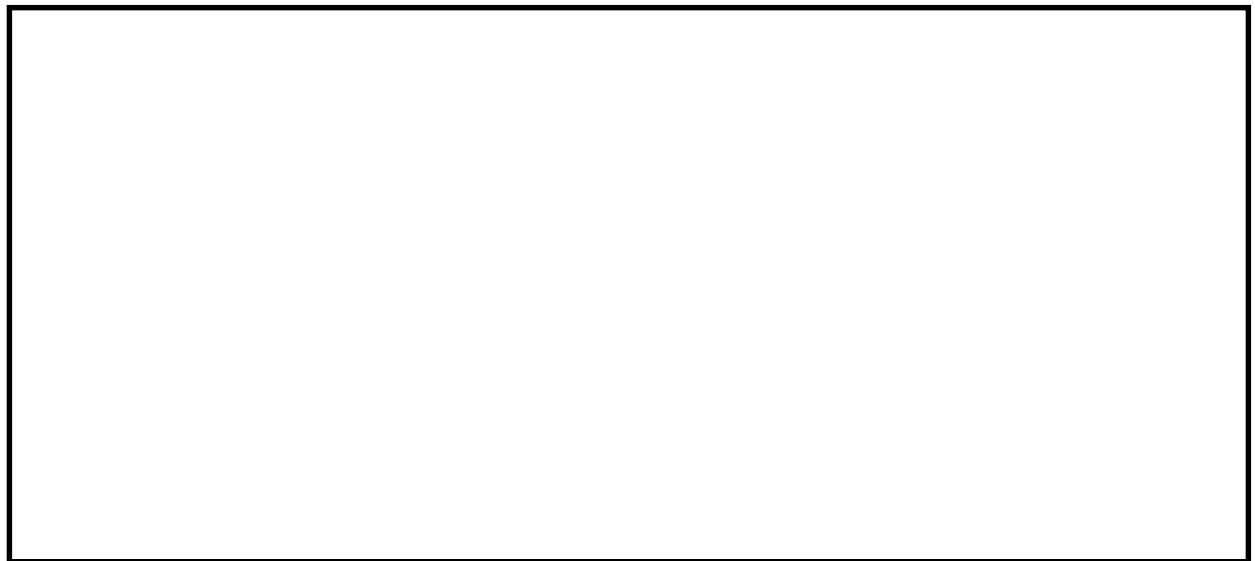


図 5.1-13 (6) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H－, V＋〕，  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (7) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H－, V－〕,   
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））  
解析モデル全体を示す図

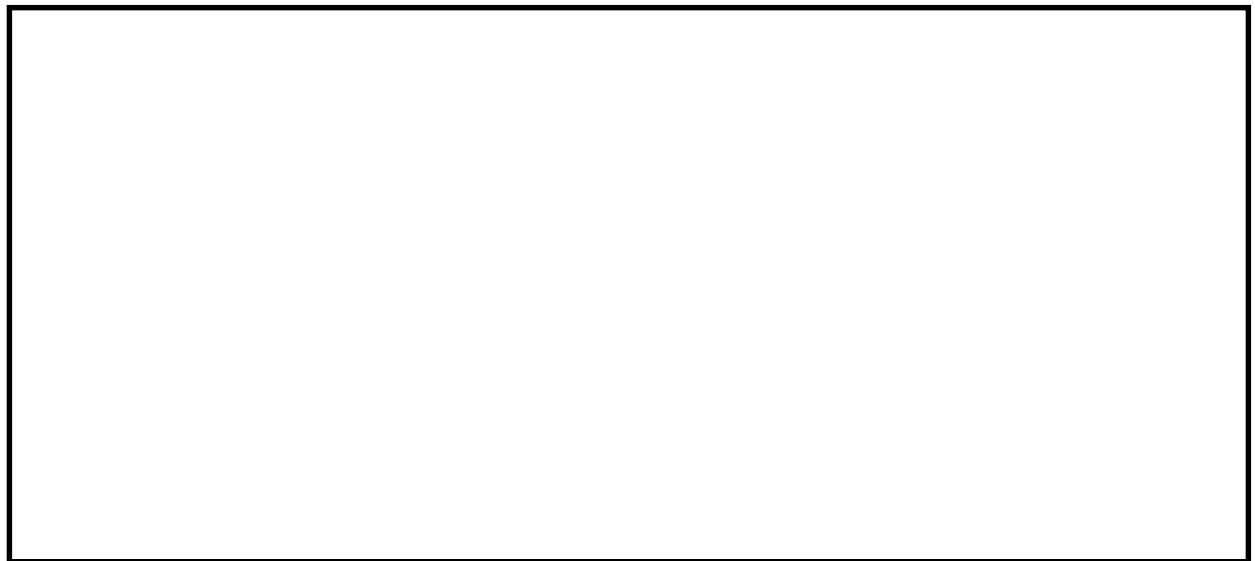


図 5.1-13 (8) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H－, V－〕,   
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (9) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (10) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (11) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1/2$ ，

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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (12) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1/2$ ，

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））

構造物周辺に着目した拡大図



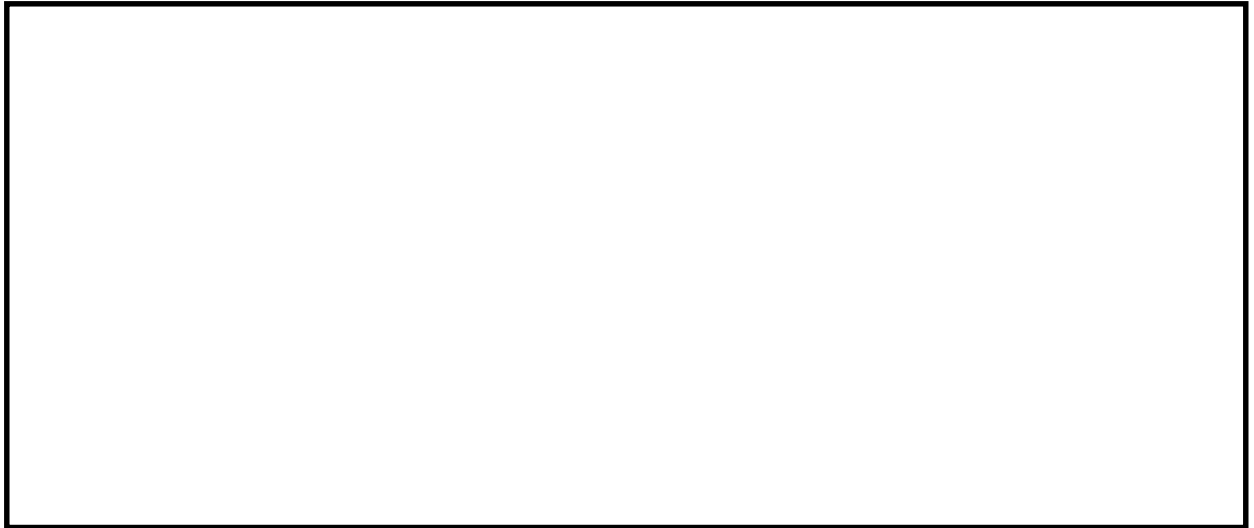


図 5.1-13 (13) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.3$ ，

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））

解析モデル全体を示す図

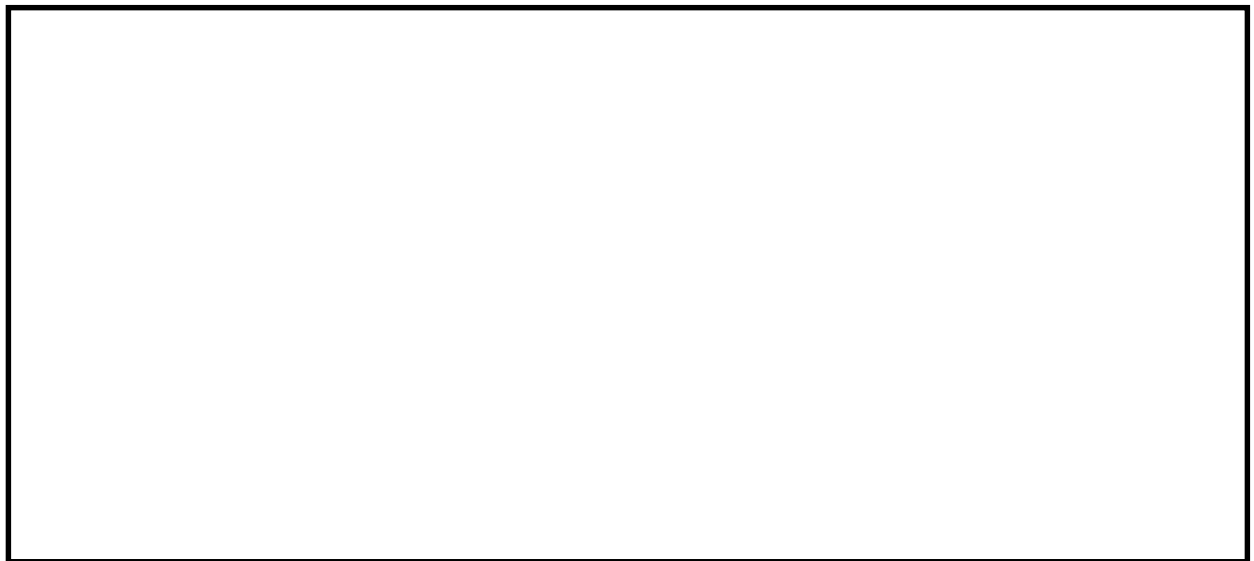


図 5.1-13 (14) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.3$ ，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (15) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.4$ ，

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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (16) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.4$ ，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (17) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-21$ ，

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））

解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (18) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-21$ ，

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））

構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (19) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-22，

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））

解析モデル全体を示す図

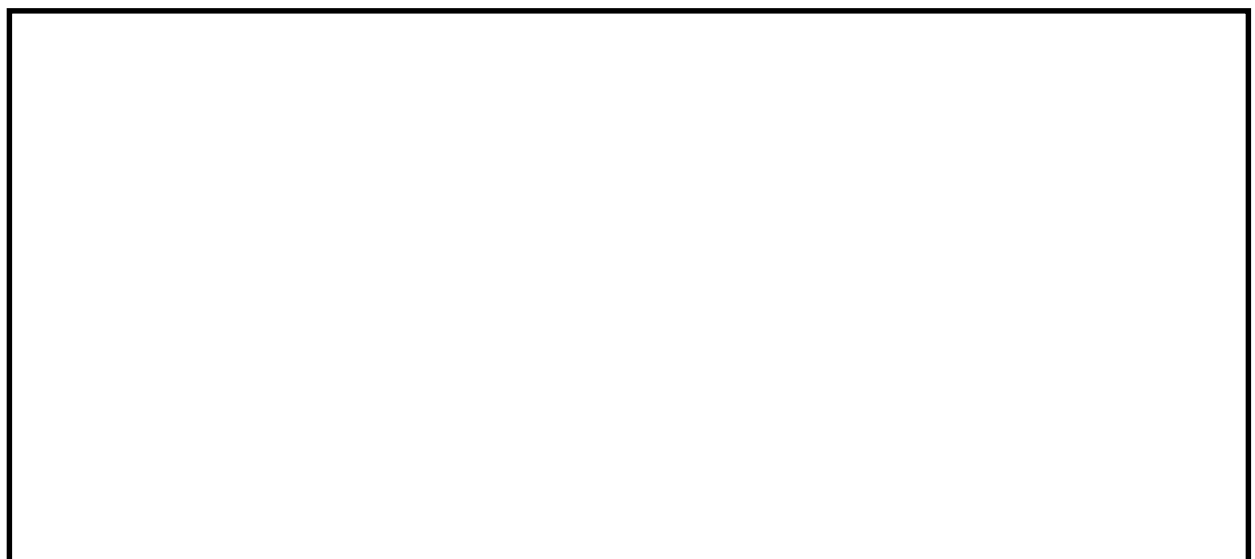


図 5.1-13 (20) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-22，

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））

構造物周辺に着目した拡大図



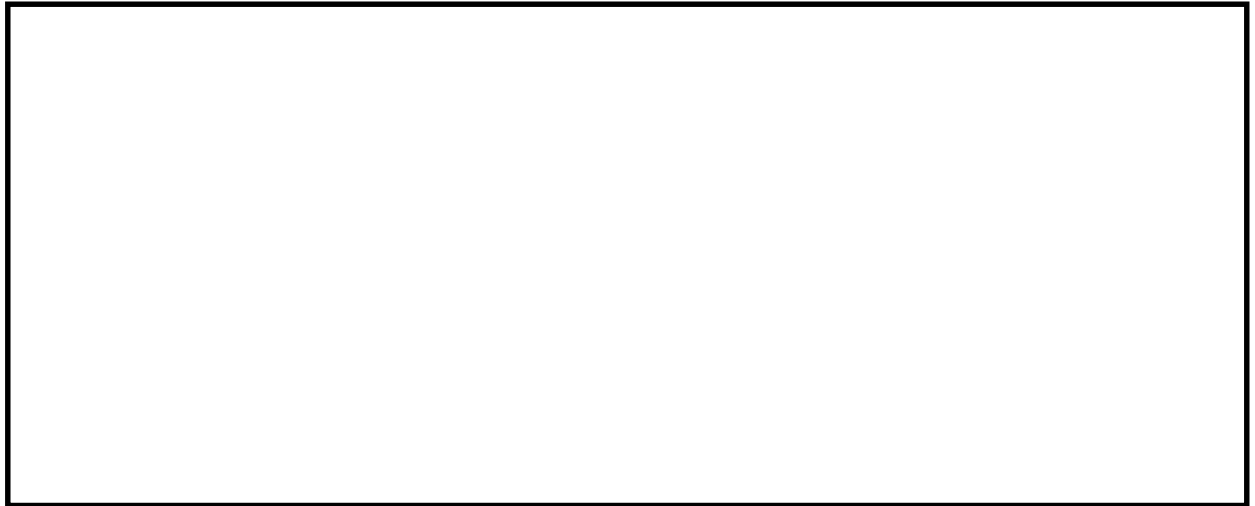


図 5.1-13 (21) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
解析モデル全体を示す図

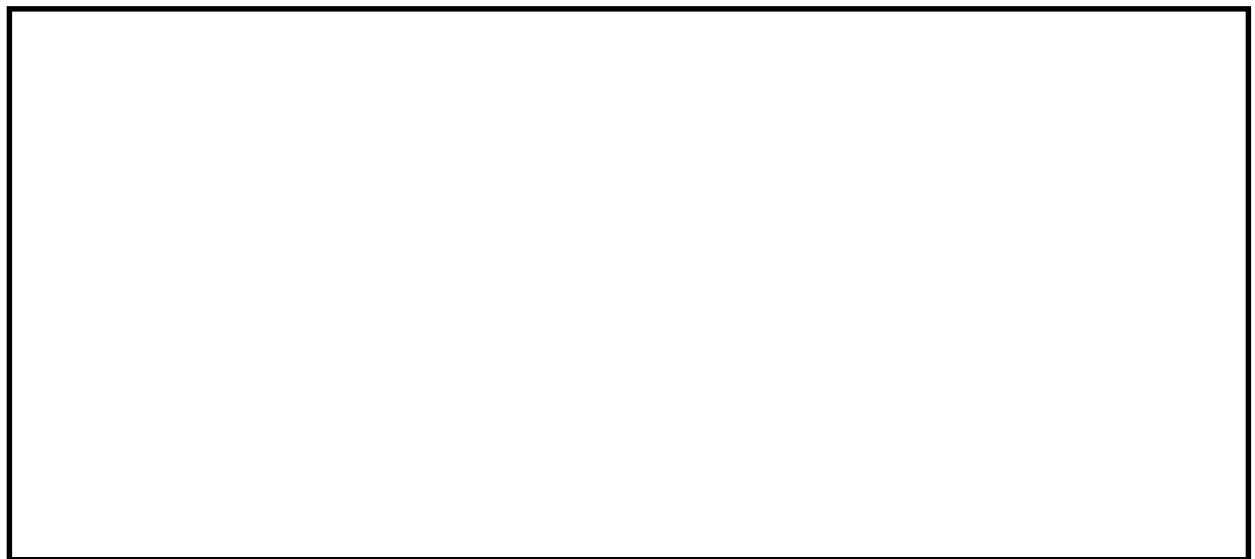


図 5.1-13 (22) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (23) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-31$  [H-, V+],  
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））  
解析モデル全体を示す図

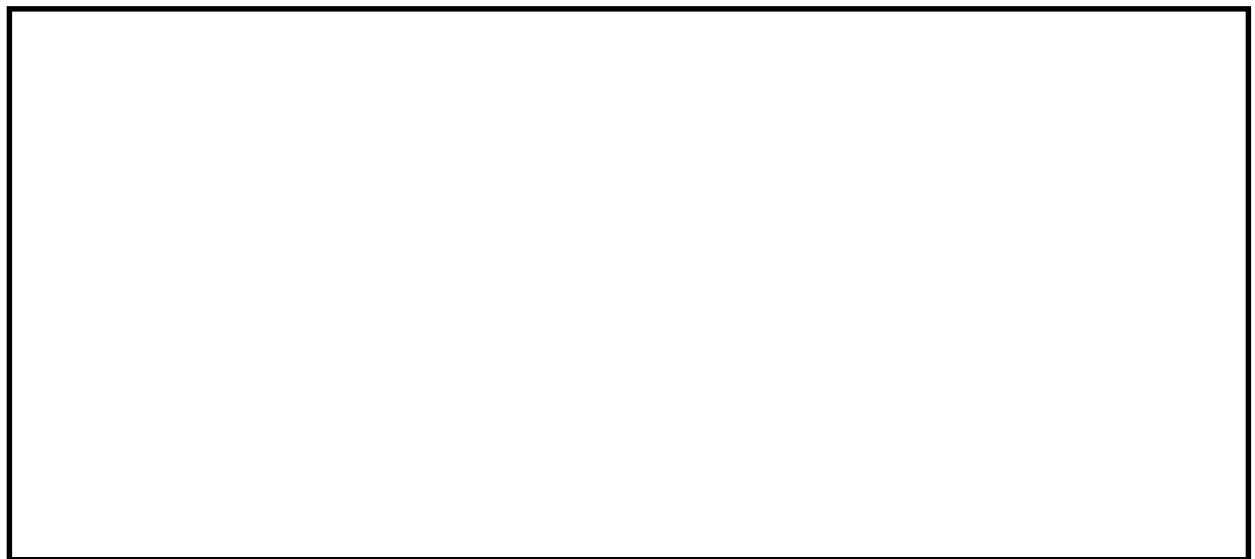


図 5.1-13 (24) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-31$  [H-, V+],  
検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース））  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (25) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図

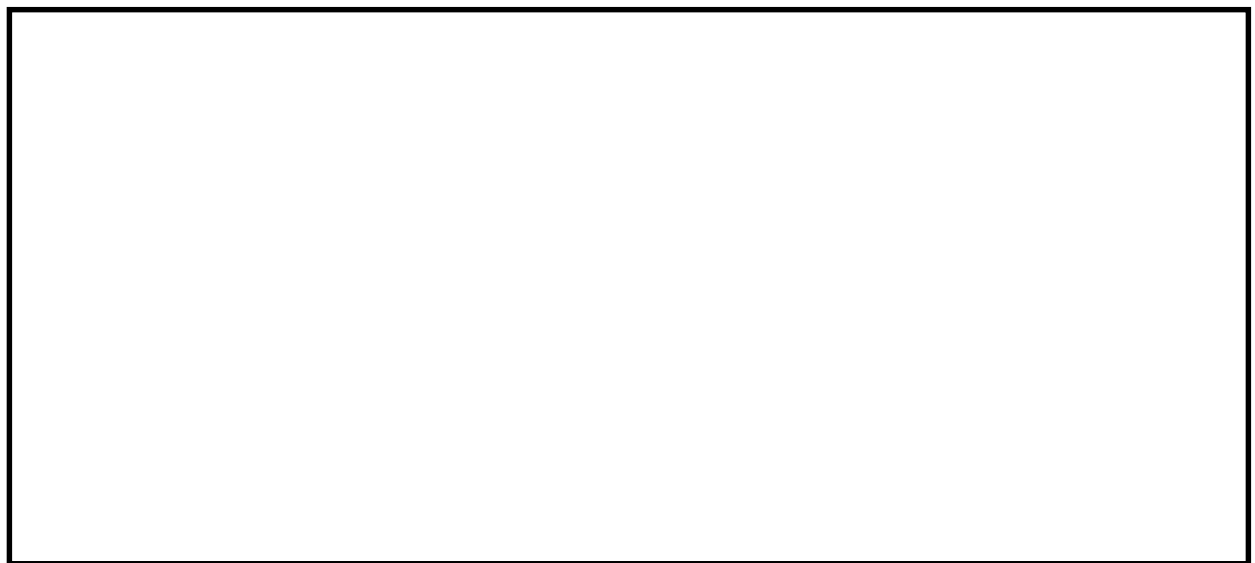


図 5.1-13 (26) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (27) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (28) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (29) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，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）  
解析モデル全体を示す図

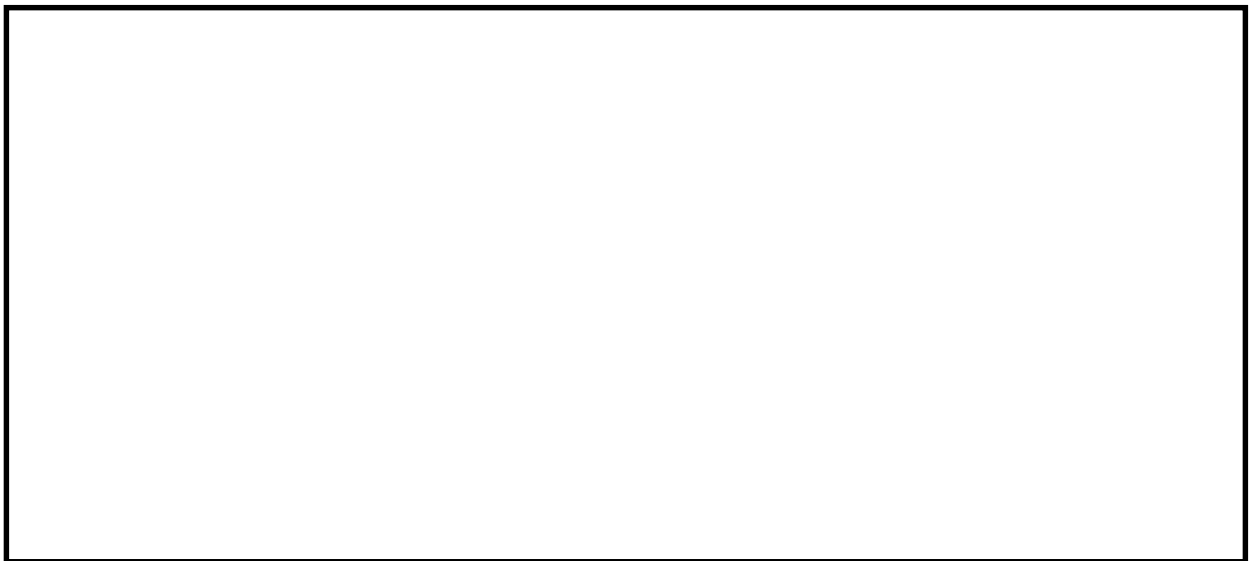


図 5.1-13 (30) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (31) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕，  
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）  
解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (32) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波：S<sub>s</sub>-D1〔H+, V-〕，  
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）  
構造物周辺に着目した拡大図





図 5.1-13 (33) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

解析モデル全体を示す図



図 5.1-13 (34) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

構造物周辺に着目した拡大図



#### 5.1.4 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を図 5.1-14～図 5.1-16 に示す。



図 5.1-14 (1) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V+],

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））

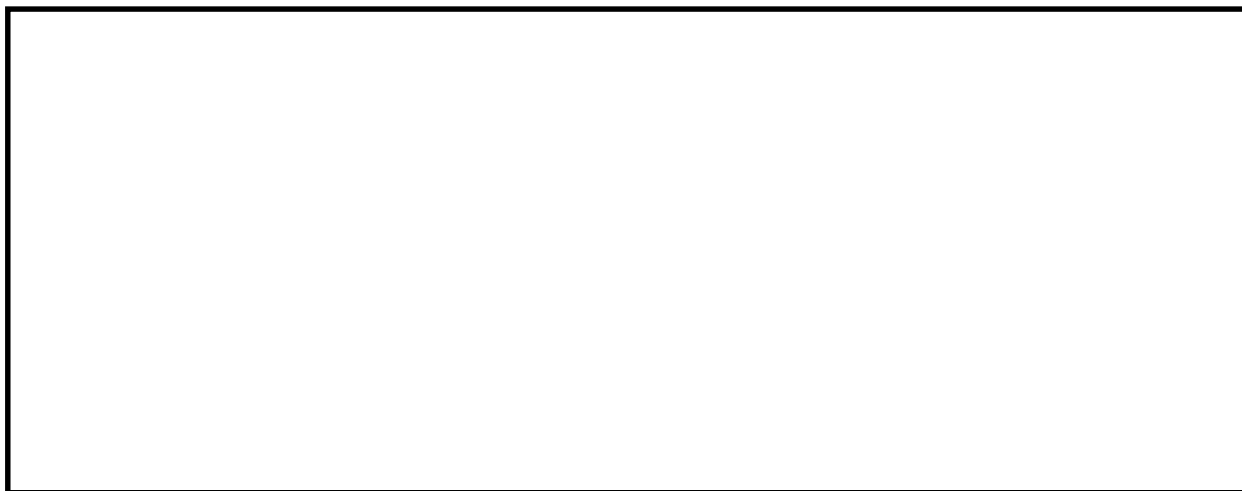


図 5.1-14 (2) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-],

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））





図 5.1-14 (3) 横断方向の過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V+],

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））



図 5.1-14 (4) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V-],

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））



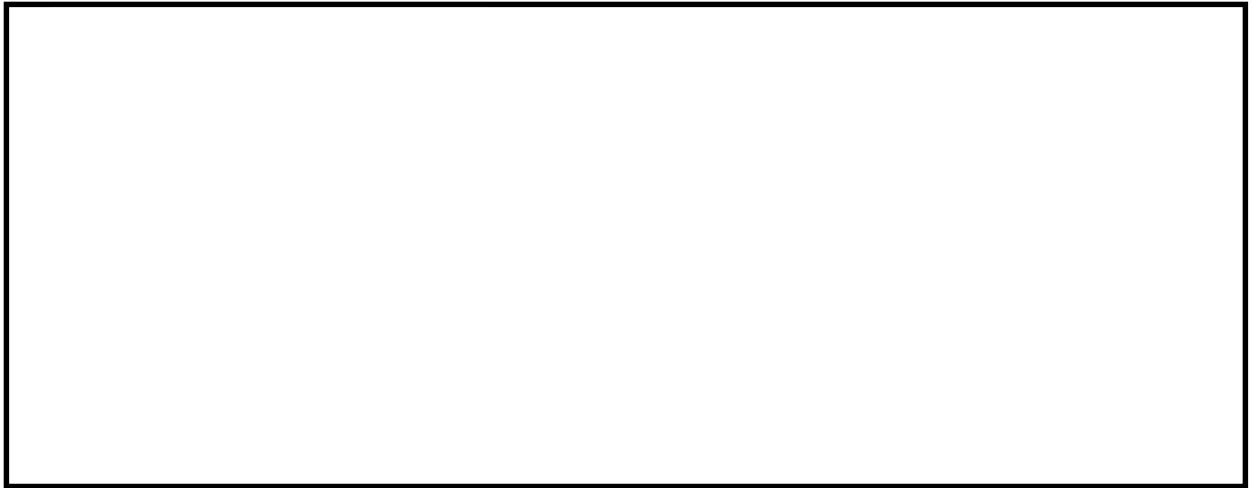


図 5.1-14 (5) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

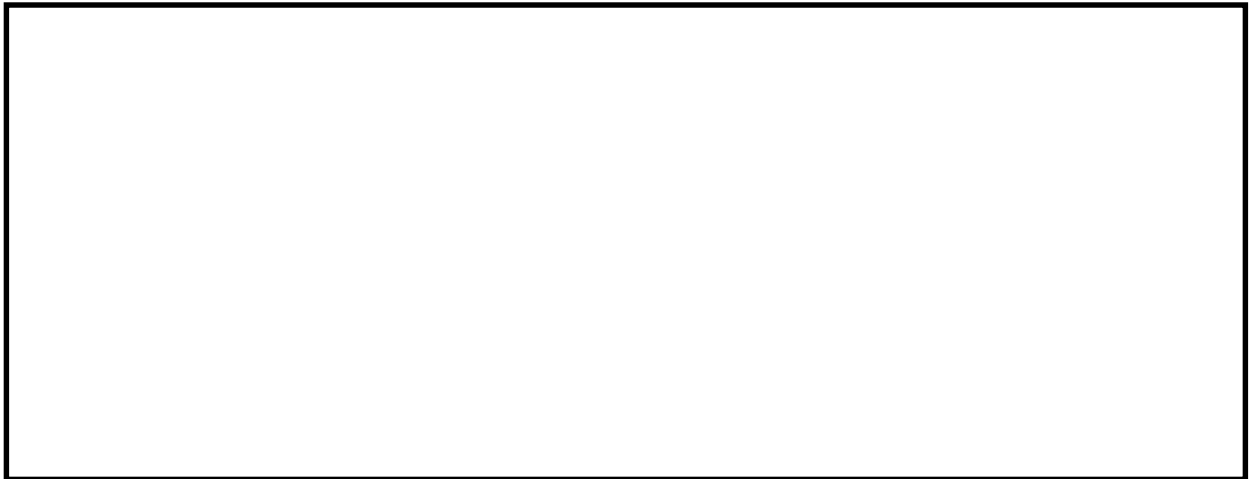


図 5.1-14 (6) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 1.2$ ，

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））





図 5.1-14 (7) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-13$ ，

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））

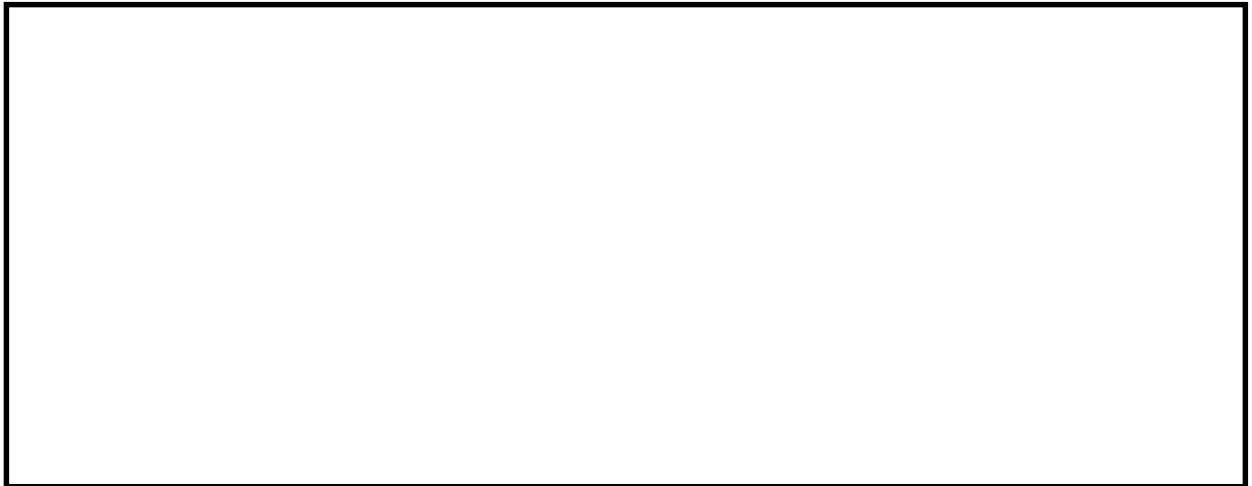


図 5.1-14 (8) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-14$ ，

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））





図 5.1-14 (9) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>－2 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））

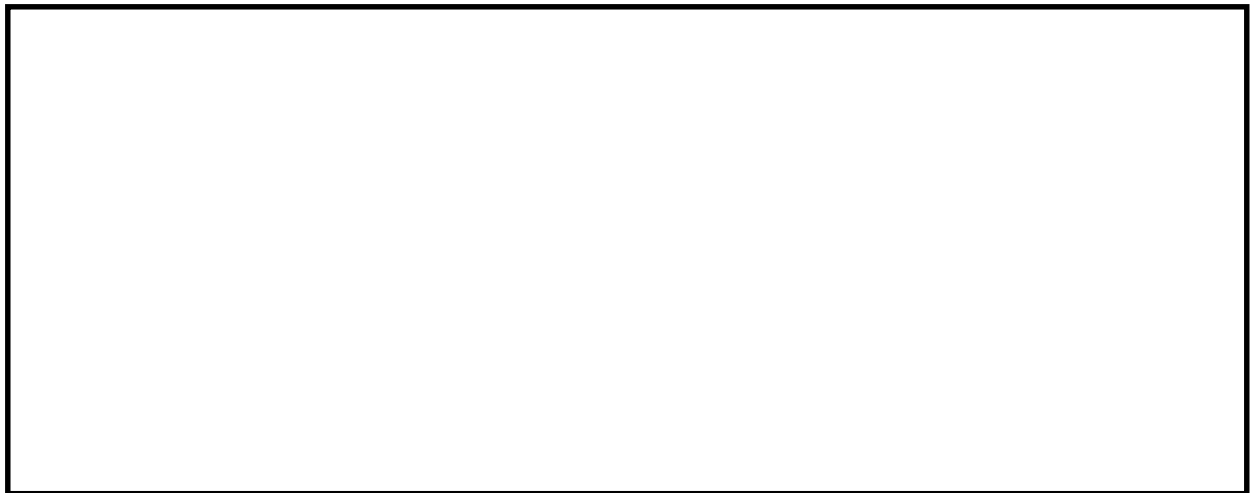


図 5.1-14 (10) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>－2 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））





図 5.1-14 (11) 横断方向の過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 31$  [H+, V+],

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））



図 5.1-14 (12) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 31$  [H-, V+],

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））





図 5.1-14 (13) 過剰間隙水圧比 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 5.1-14 (14) 過剰間隙水圧比 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

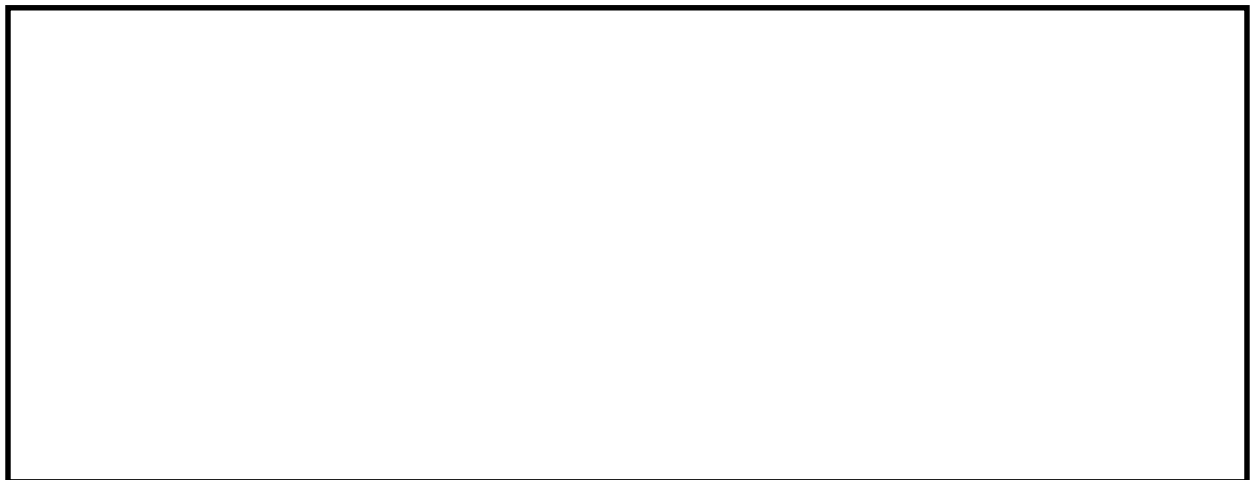


図 5.1-14 (15) 過剰間隙水圧比 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)





図 5.1-15 (1) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，

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））



図 5.1-15 (2) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

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））





図 5.1-15 (3) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H－，V＋〕，

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））



図 5.1-15 (4) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔H－，V－〕，

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））





図 5.1-15 (5) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

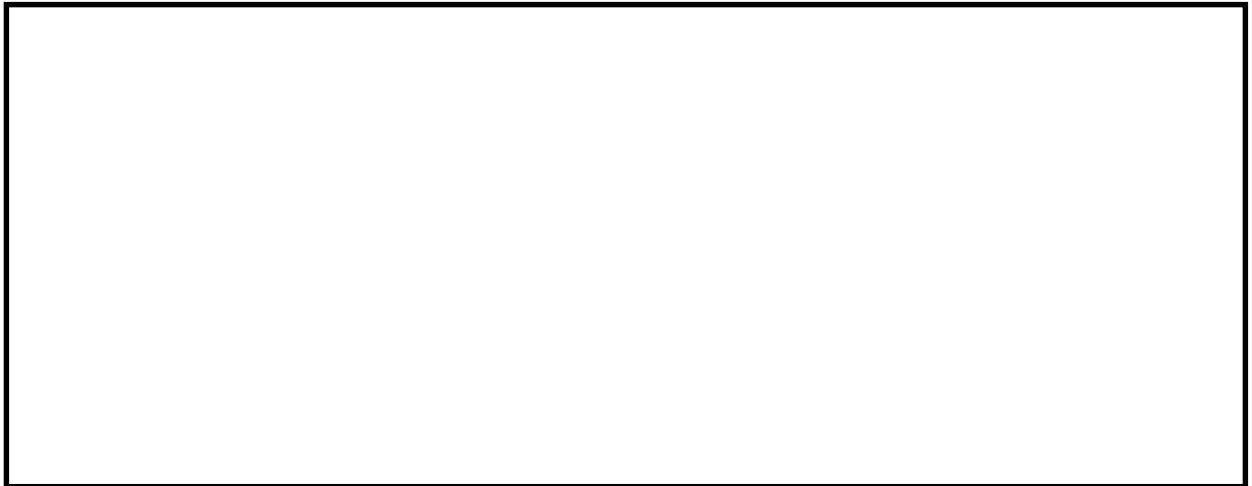


図 5.1-15 (6) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.2$ ，

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））





図 5.1-15 (7) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.3$ ，

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））



図 5.1-15 (8) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.4$ ，

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））





図 5.1-15 (9) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>－2 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））



図 5.1-15 (10) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>－2 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））





図 5.1-15 (11) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 31$  [H+, V+] ,

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））



図 5.1-15 (12) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 31$  [H-, V+] ,

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））



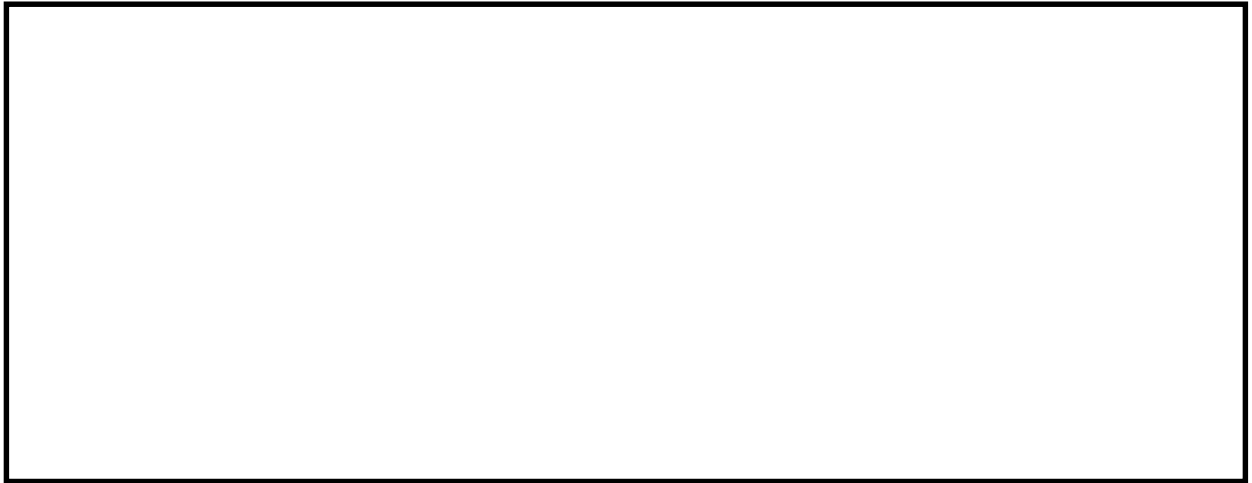


図 5.1-15 (13) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）



図 5.1-15 (14) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）



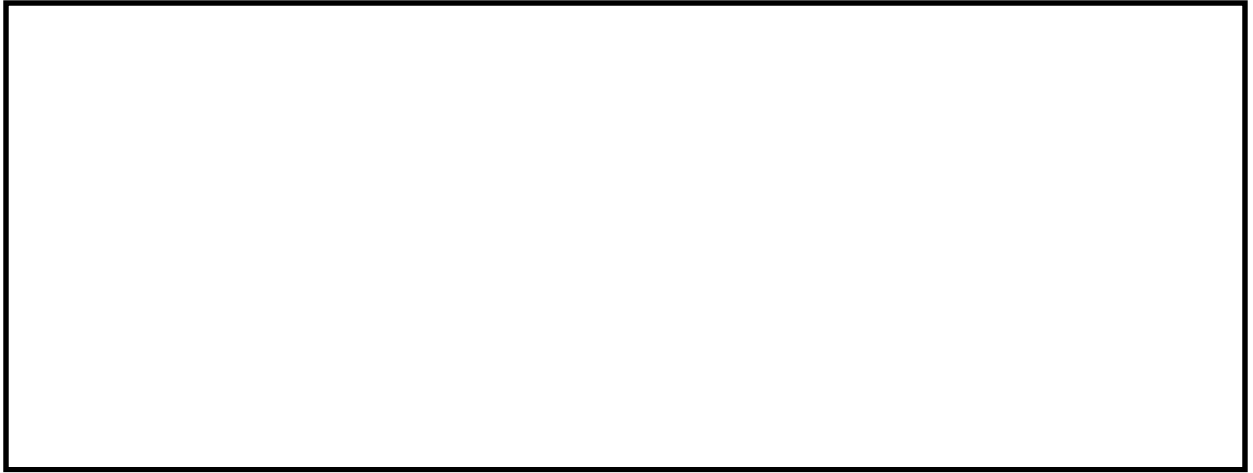


図 5.1-15 (15) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V+], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

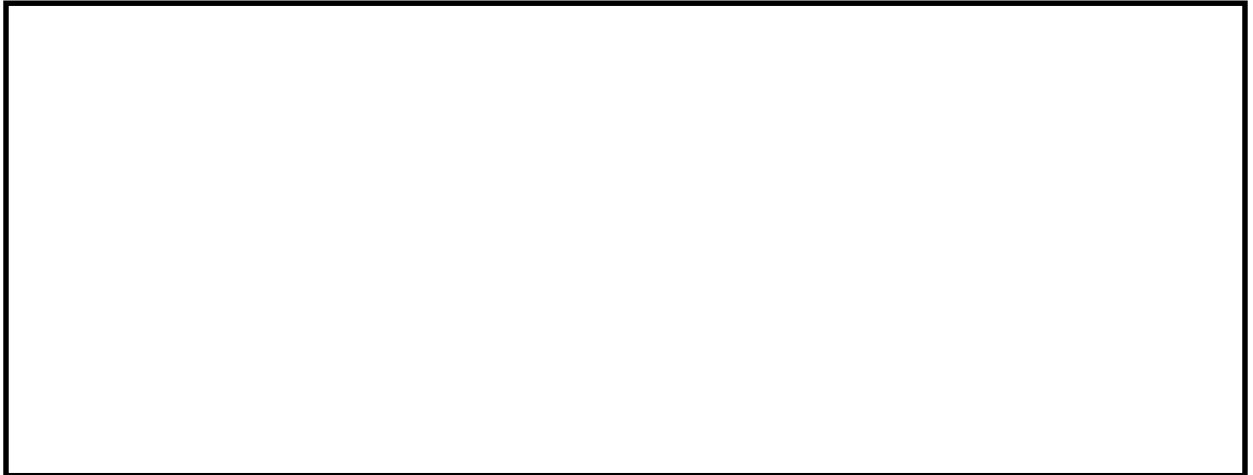


図 5.1-15 (16) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-], 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)





図 5.1-16 (1) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V+],

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))

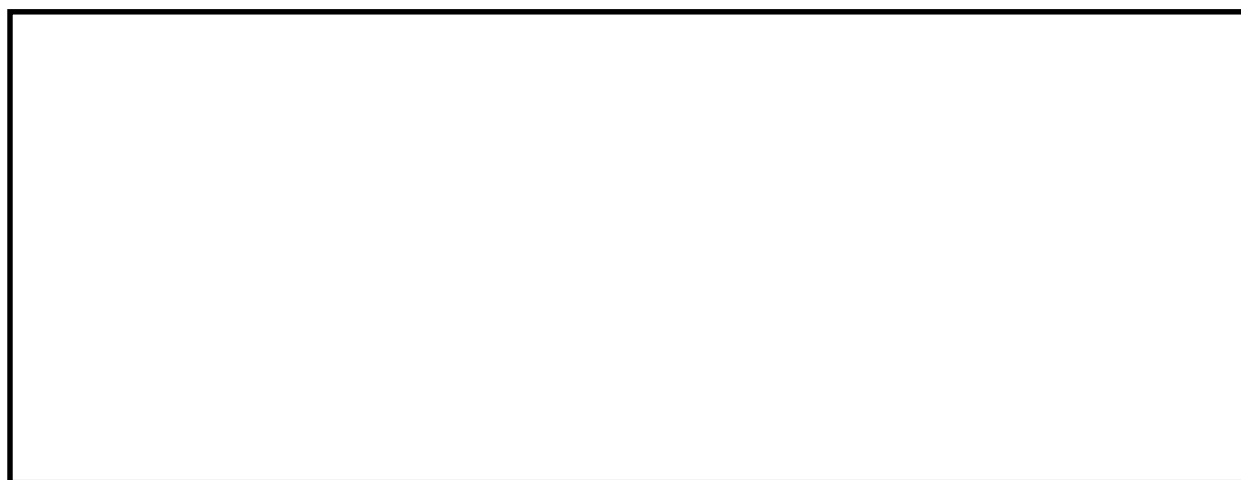


図 5.1-16 (2) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

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))





図 5.1-16 (3) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H-$ ， $V+$ 〕，

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））

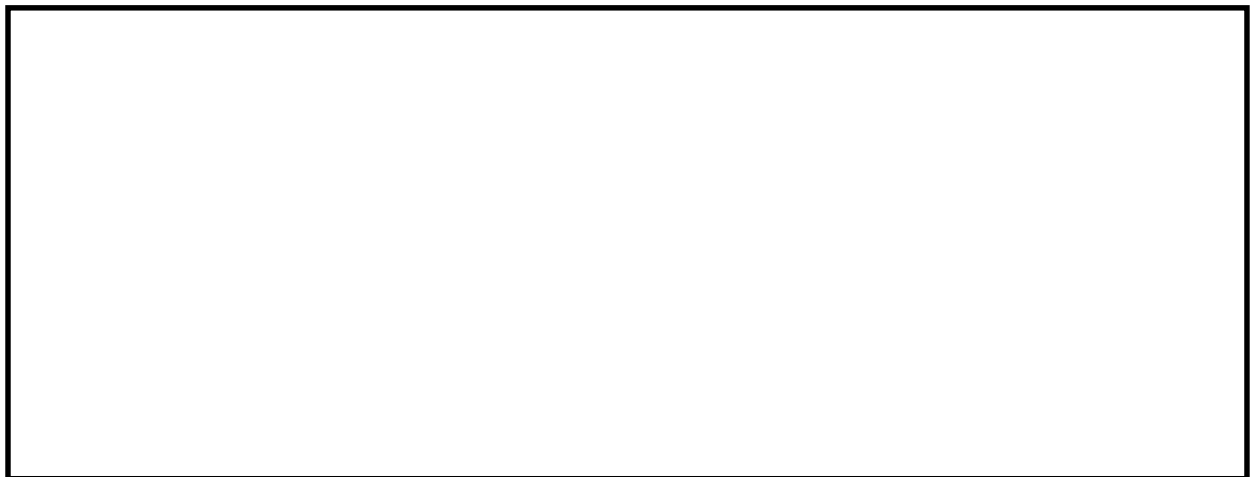


図 5.1-16 (4) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H-$ ， $V-$ 〕，

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））



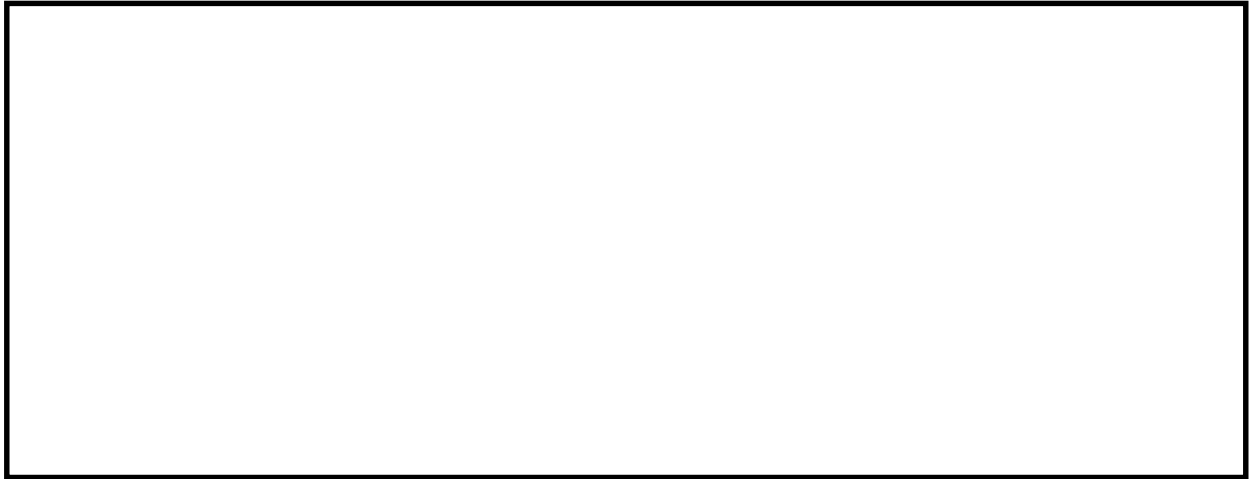


図 5.1-16 (5) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s - 1.1$ ,

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))



図 5.1-16 (6) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s - 1.2$ ,

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))



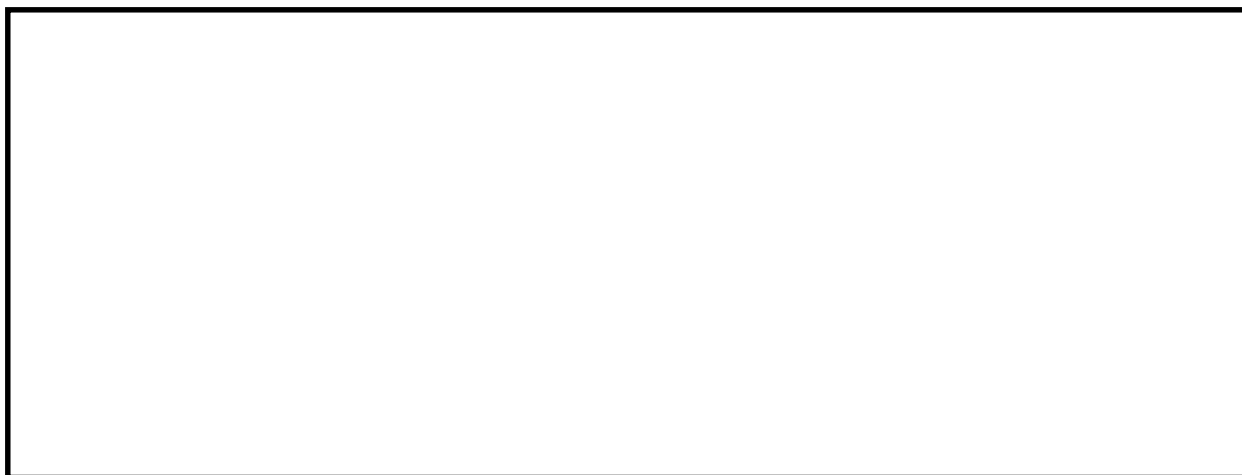


図 5.1-16 (7) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-13$ ，

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））



図 5.1-16 (8) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-14$ ，

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））



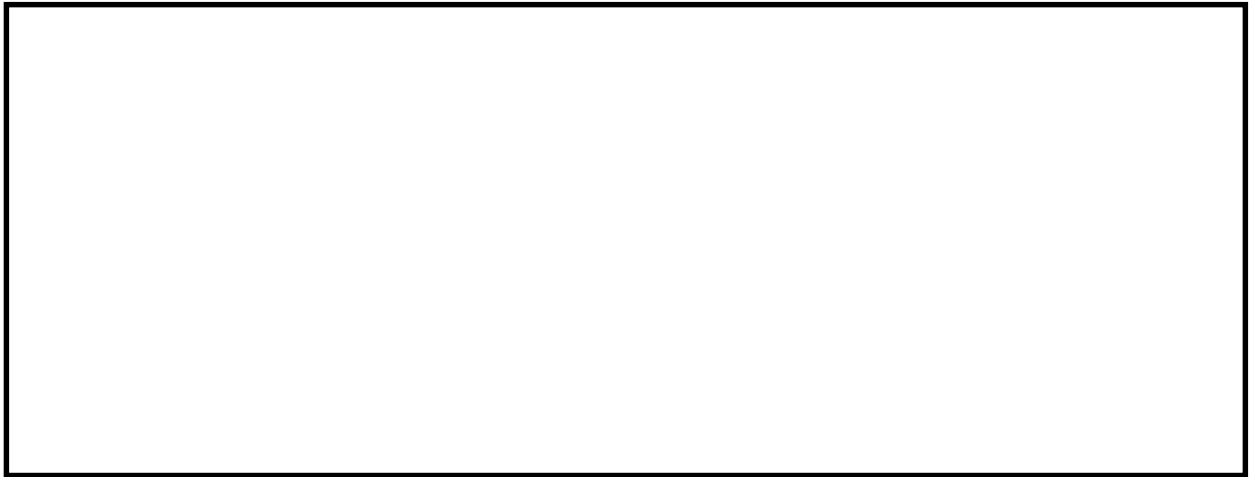


図 5.1-16 (9) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 21$ ，

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））

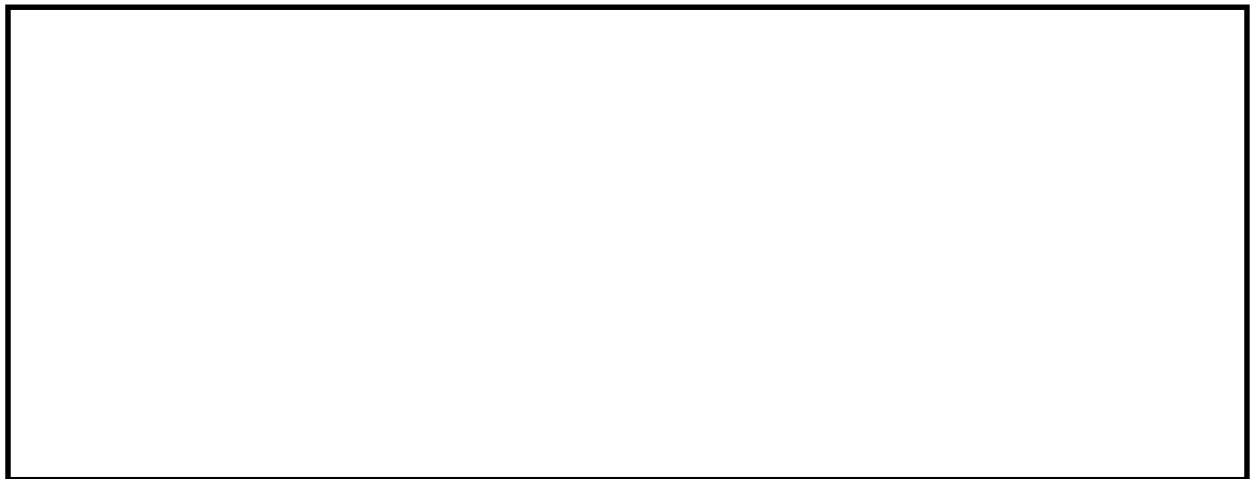


図 5.1-16 (10) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 22$ ，

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））



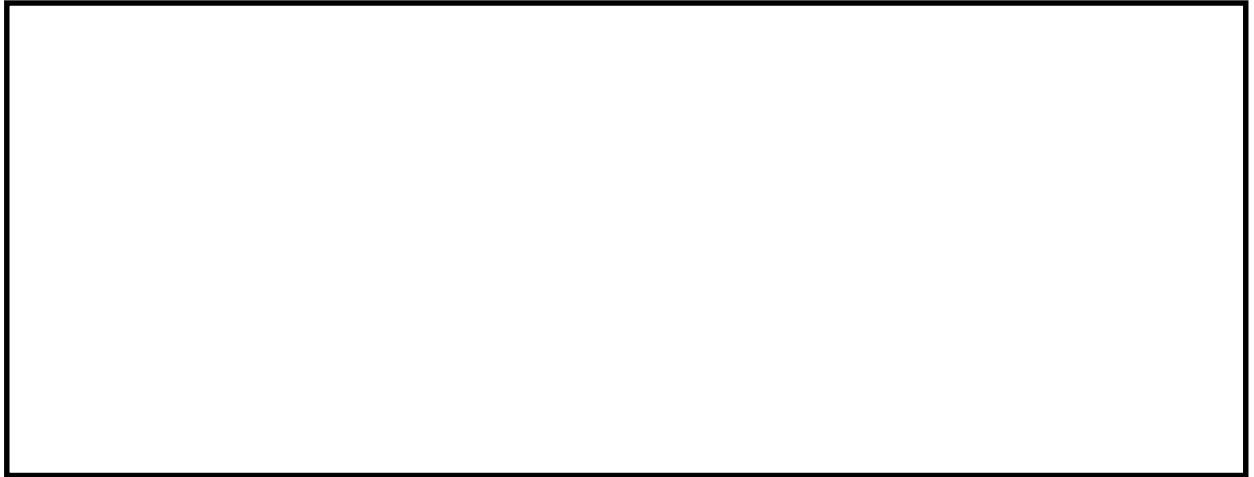


図 5.1-16 (11) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 31$  [H+, V+] ,

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））

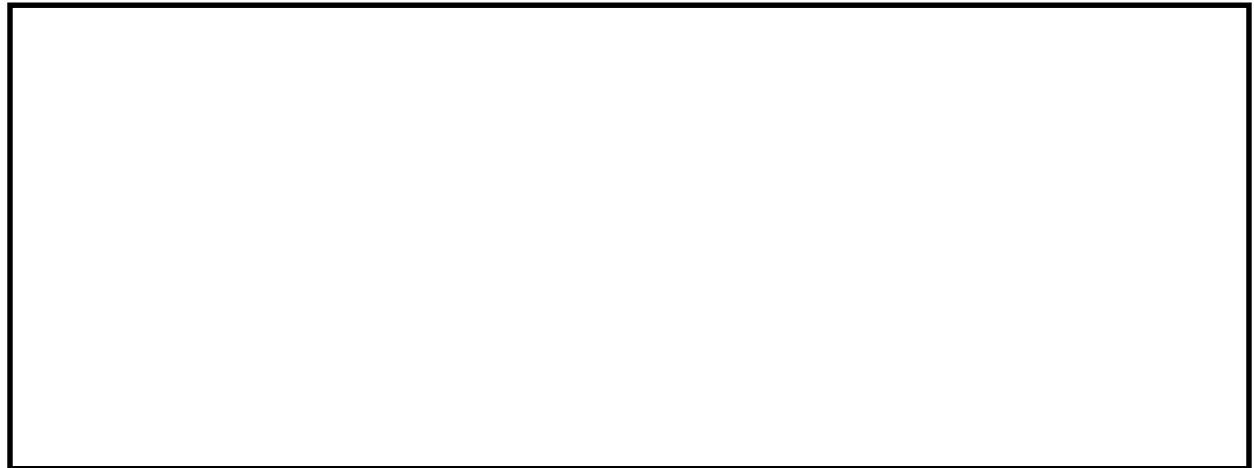


図 5.1-16 (12) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 31$  [H-, V+] ,

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））



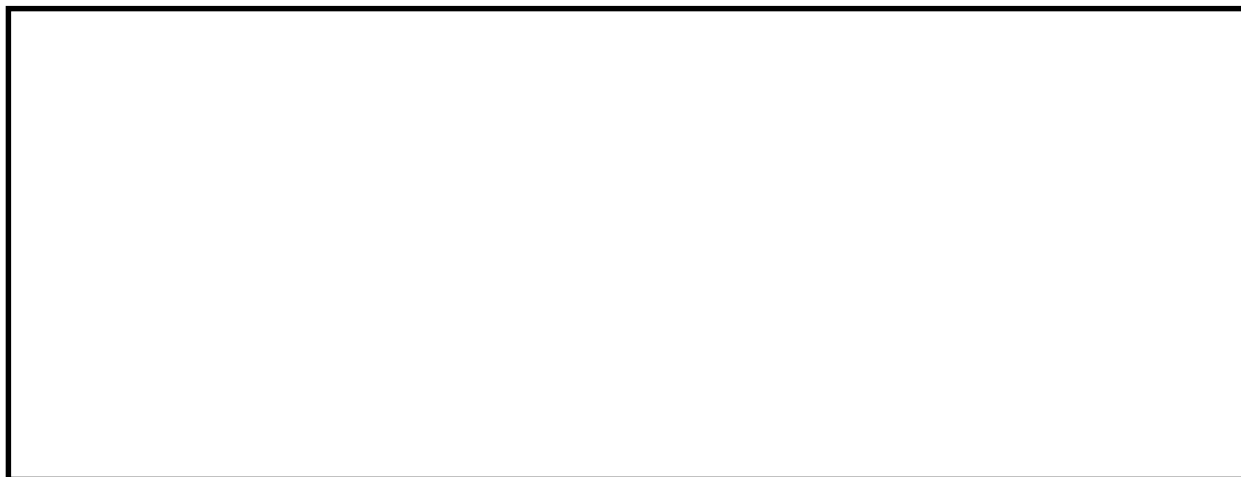


図 5.1-16 (13) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）



図 5.1-16 (14) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）

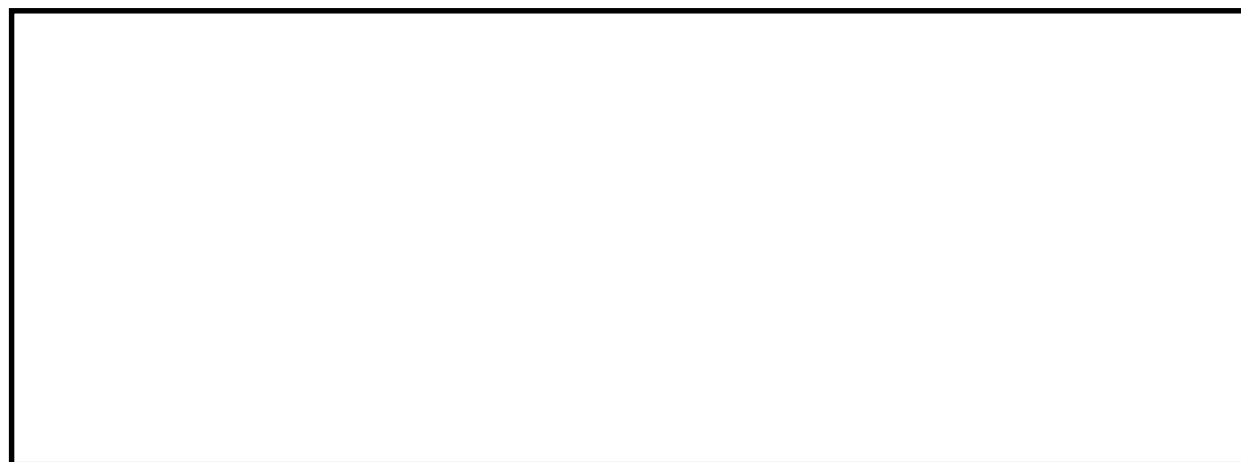


図 5.1-16 (15) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] , 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



#### 5.1.5 最大加速度分布

各要素に発生している水平方向の加速度応答分布を確認するため、各基準地震動における最大加速度分布を図 5.1-17～図 5.1-19 に示す。

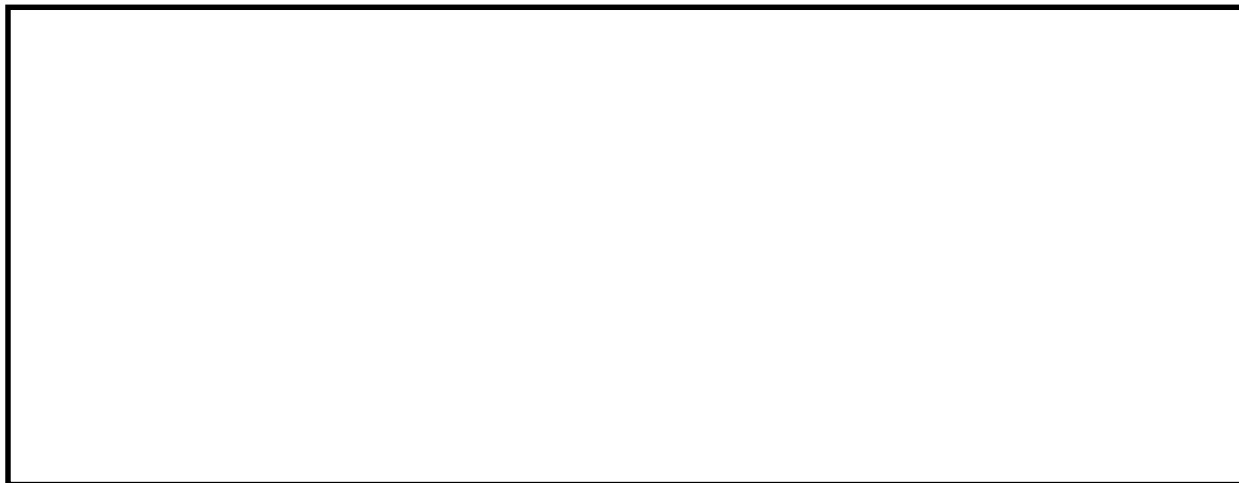


図 5.1-17 (1) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D 1$  [H+, V+],

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））



図 5.1-17 (2) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D 1$  [H+, V-],

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））



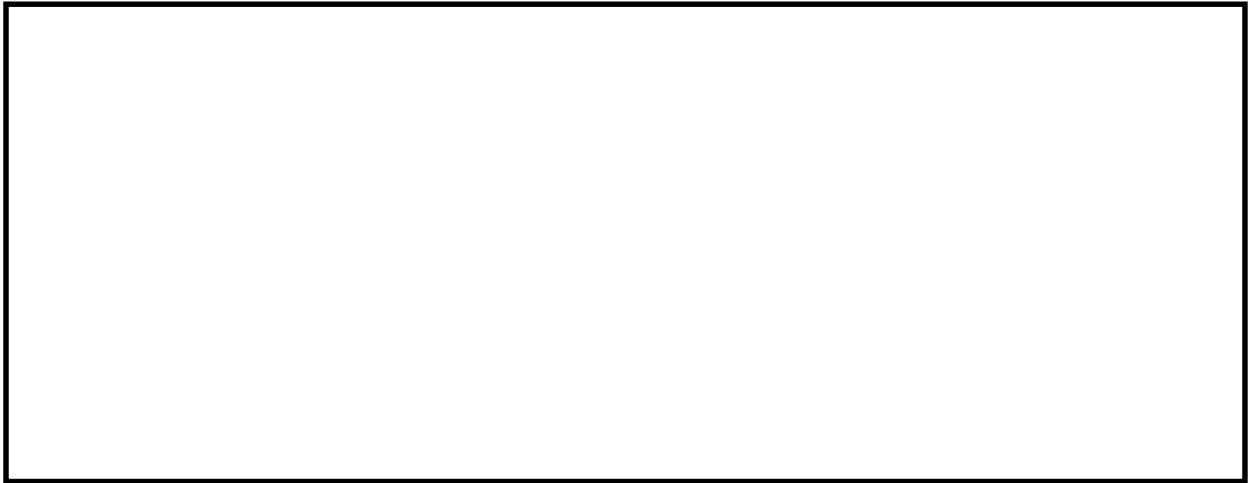


図 5.1-17 (3) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V+],

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））



図 5.1-17 (4) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V-],

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））





図 5.1-17 (5) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-1.1$ ，

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））

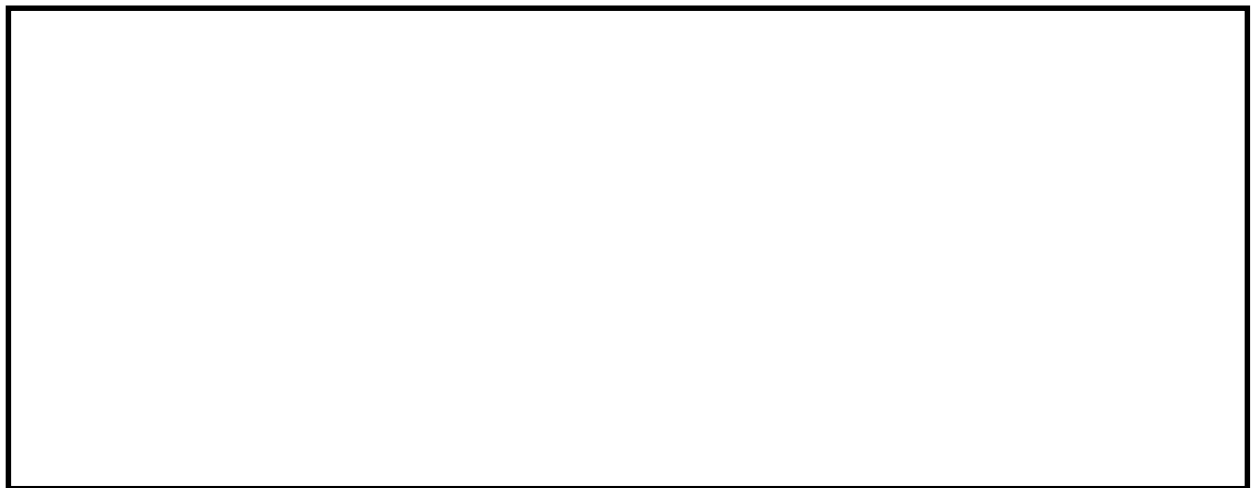


図 5.1-17 (6) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-1.2$ ，

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））





図 5.1-17 (7) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））

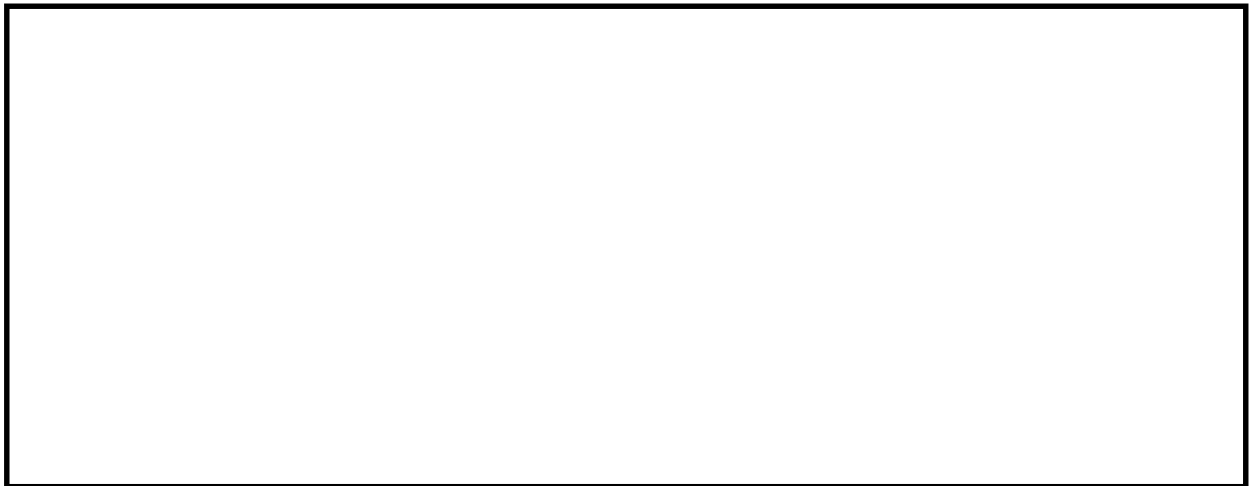


図 5.1-17 (8) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））



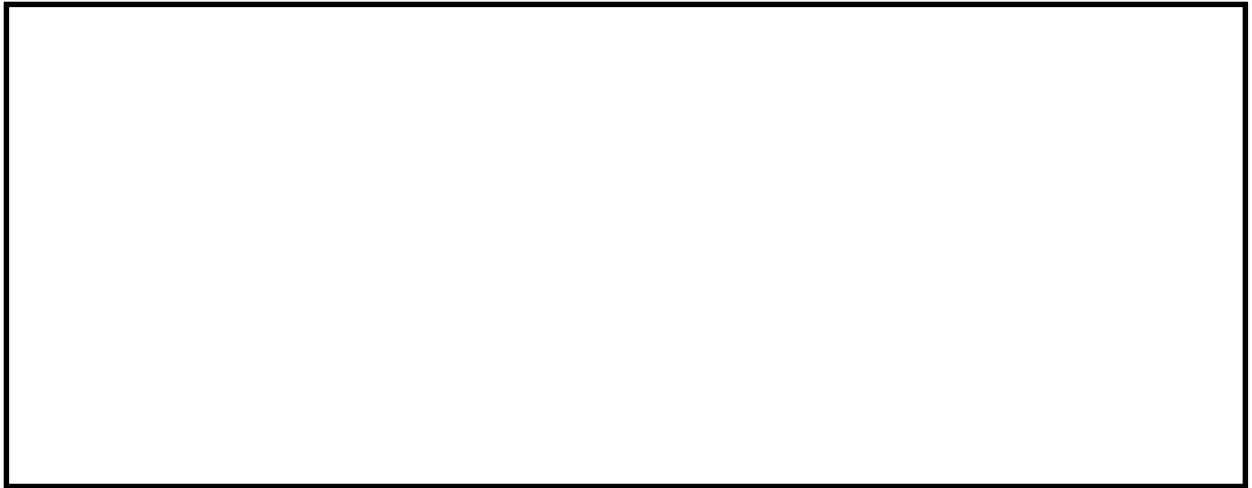


図 5.1-17 (9) 最大水平加速度分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 :  $S_s - 2.1$  ,

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) )



図 5.1-17 (10) 最大水平加速度分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 :  $S_s - 2.2$  ,

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) )



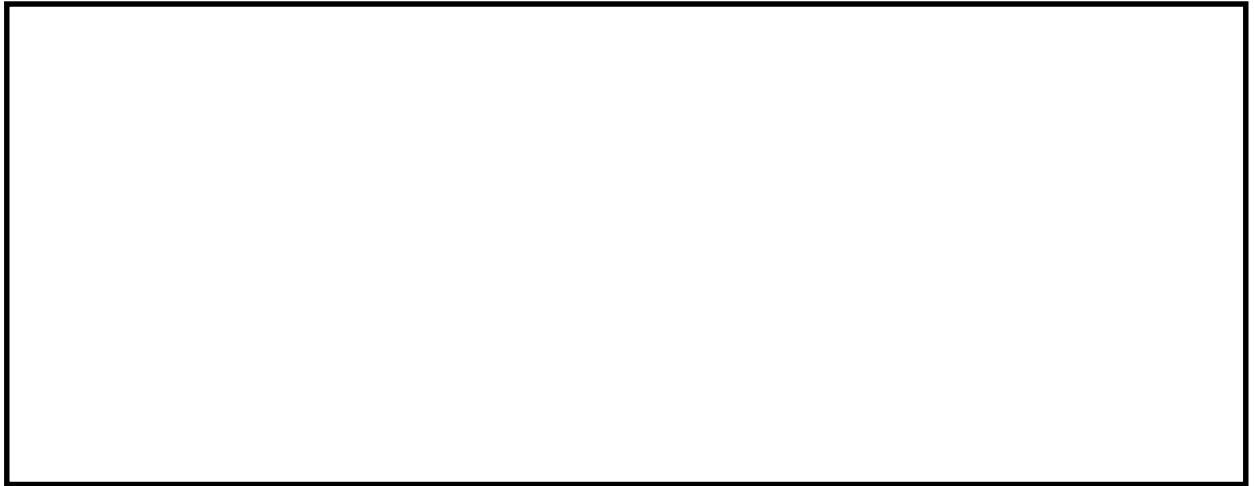


図 5.1-17 (11) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],

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））



図 5.1-17 (12) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-31$  [H-, V+],

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））





図 5.1-17 (13) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）



図 5.1-17 (14) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）

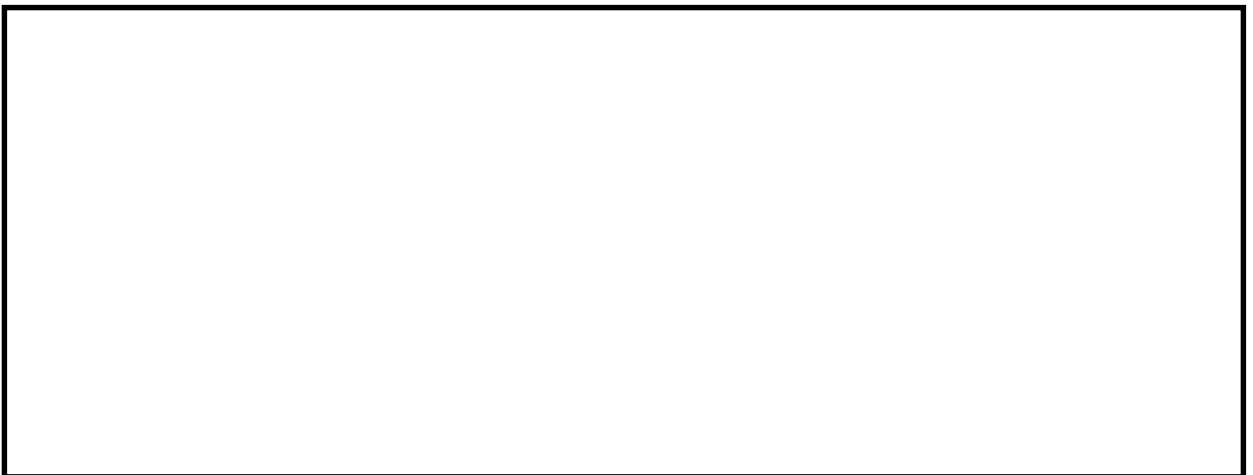


図 5.1-17 (15) 最大水平加速度分布（防潮壁横断方向）  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] , 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）





図 5.1-17 (16) 最大水平加速度分布 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

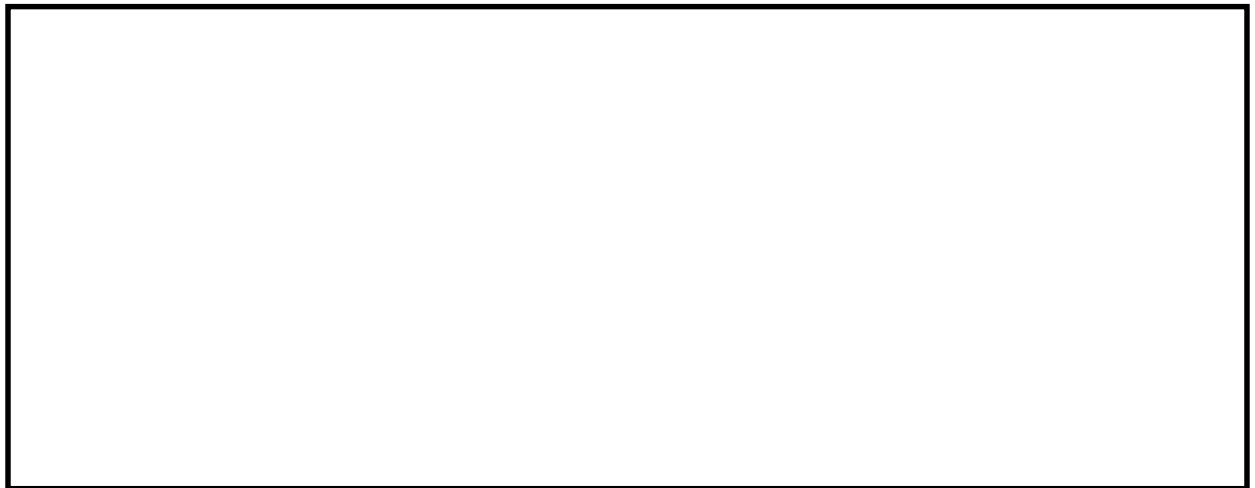


図 5.1-17 (17) 最大水平加速度分布 (防潮壁横断方向)  
(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],  
検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)



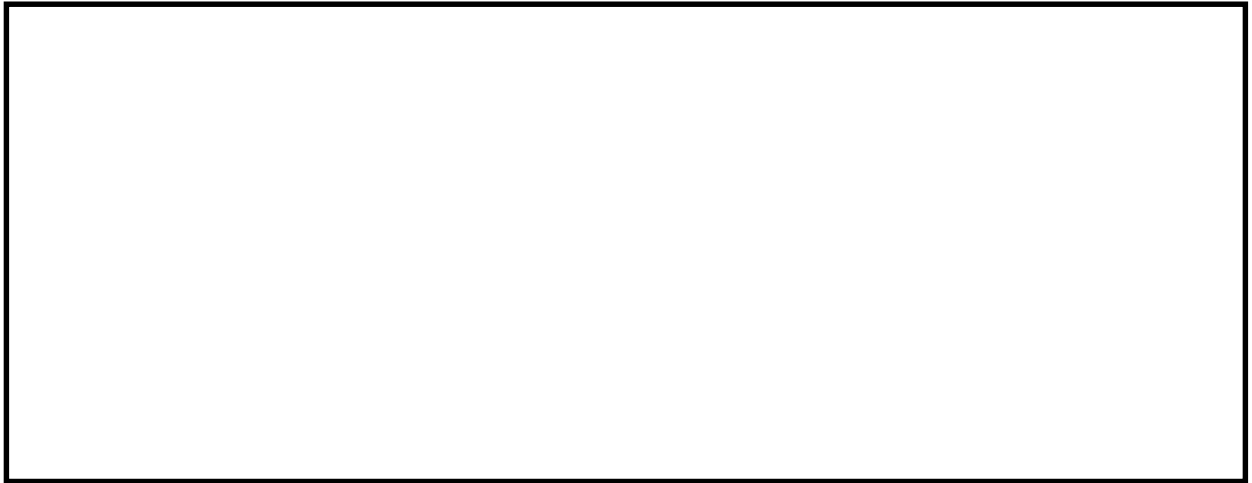


図 5.1-18 (1) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D 1$  [H+, V+],

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））



図 5.1-18 (2) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D 1$  [H+, V-],

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））



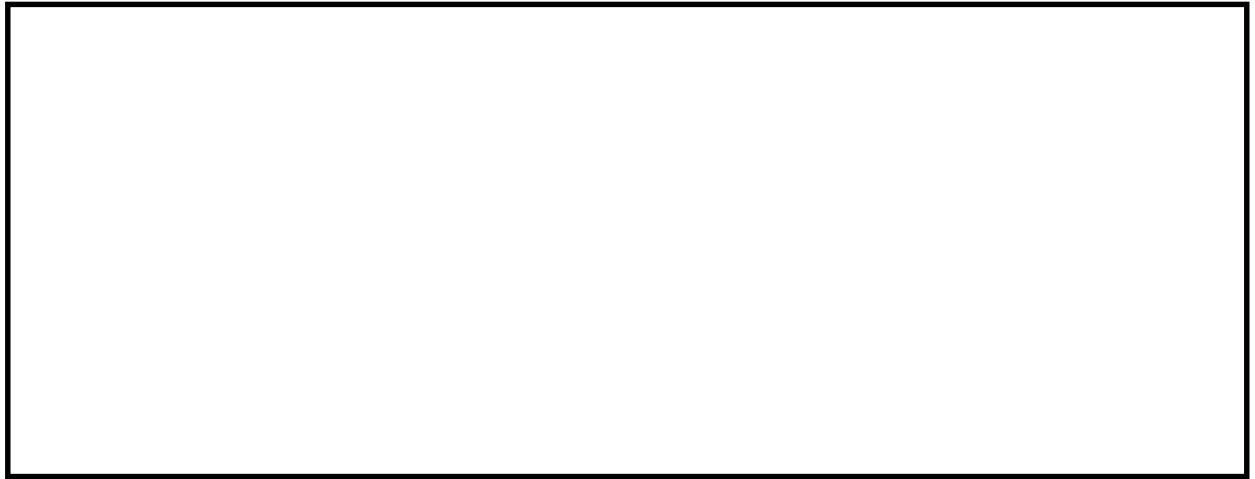


図 5.1-18 (3) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D 1$  [H-, V+],

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））



図 5.1-18 (4) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D 1$  [H-, V-],

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））



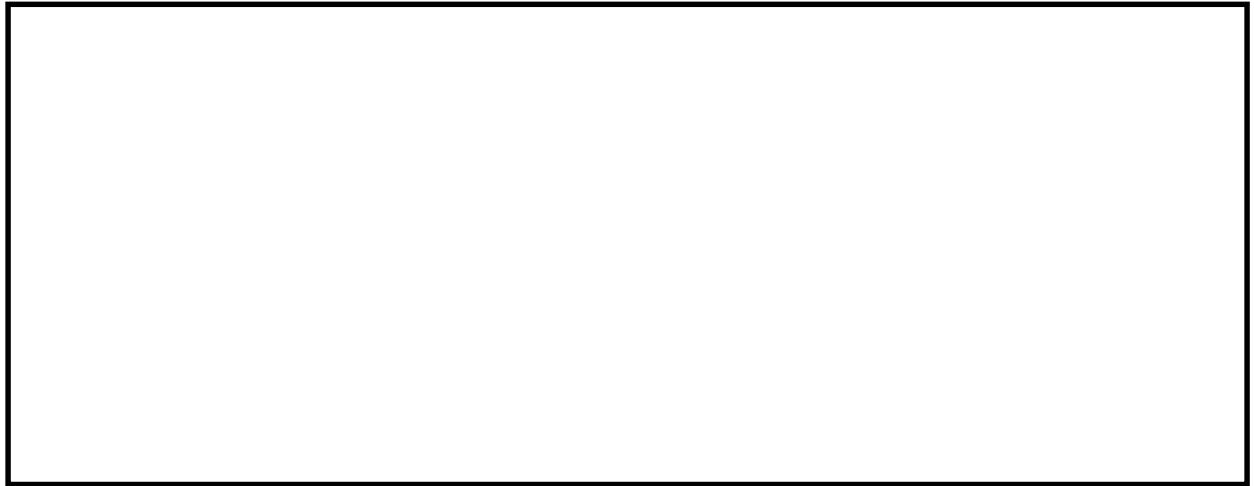


図 5.1-18 (5) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））



図 5.1-18 (6) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））



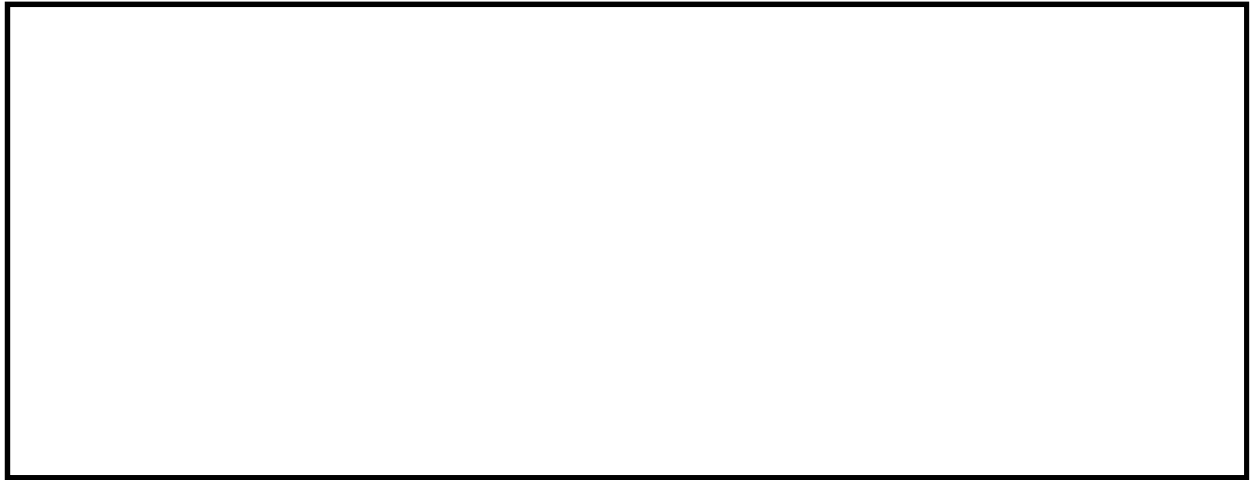


図 5.1-18 (7) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））

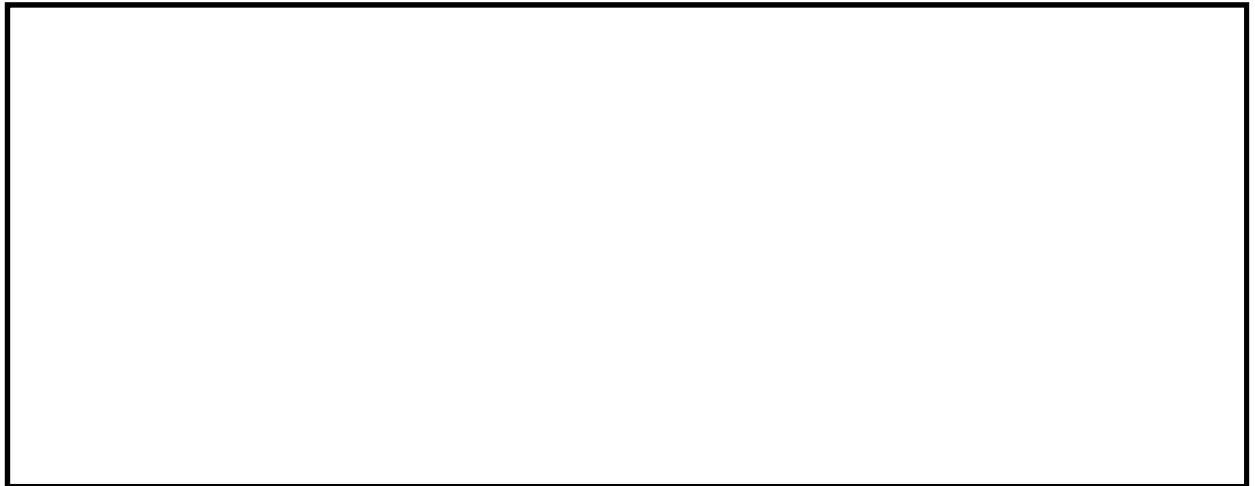


図 5.1-18 (8) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））





図 5.1-18 (9) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-2 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））



図 5.1-18 (10) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S<sub>s</sub>-2 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））



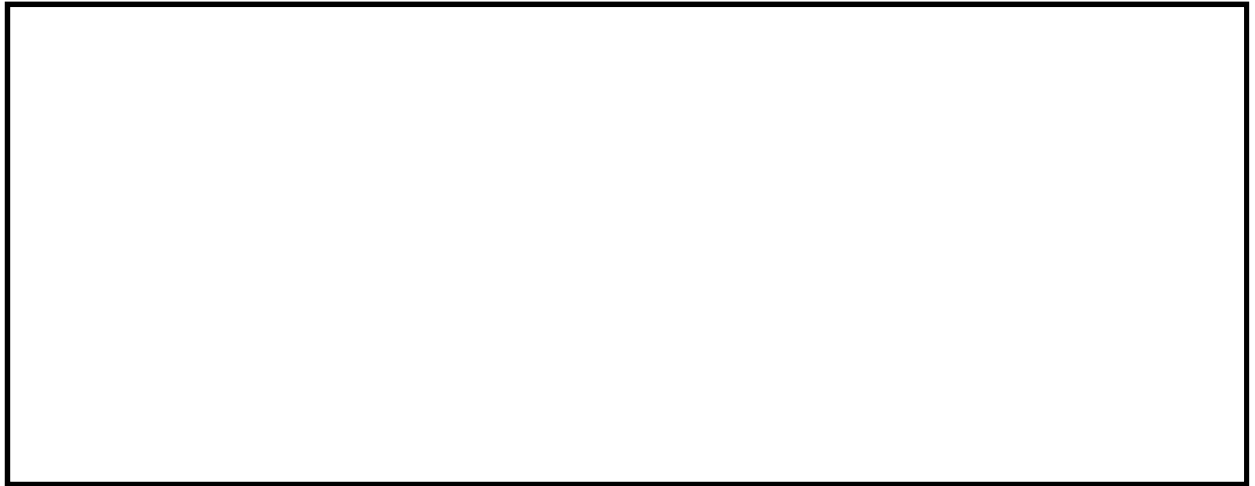


図 5.1-18 (11) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-3\ 1$  [H+, V+],

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））

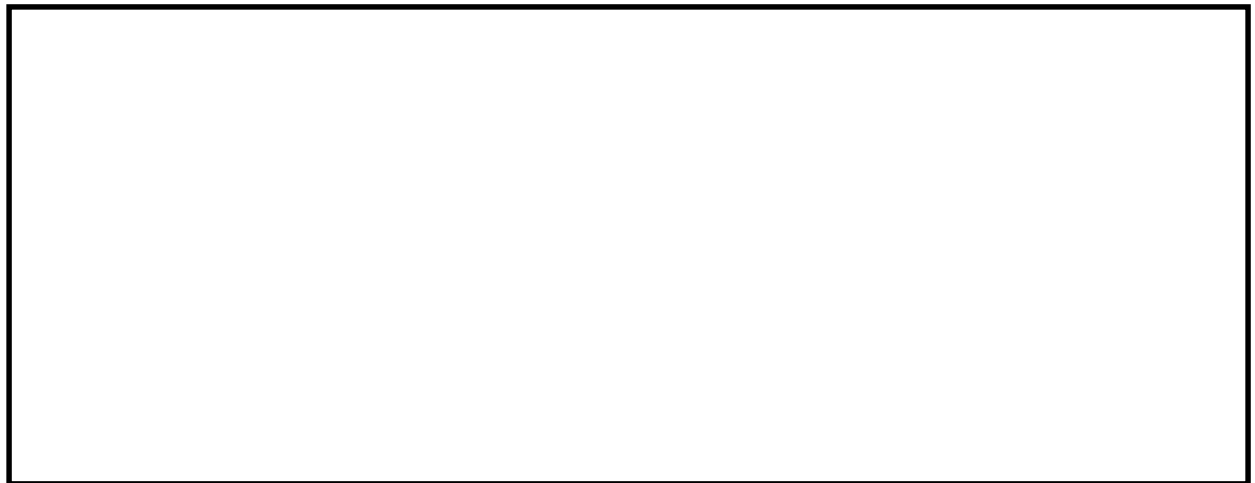


図 5.1-18 (12) 最大水平加速度分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-3\ 1$  [H-, V+],

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））





図 5.1-18 (13) 最大水平加速度分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

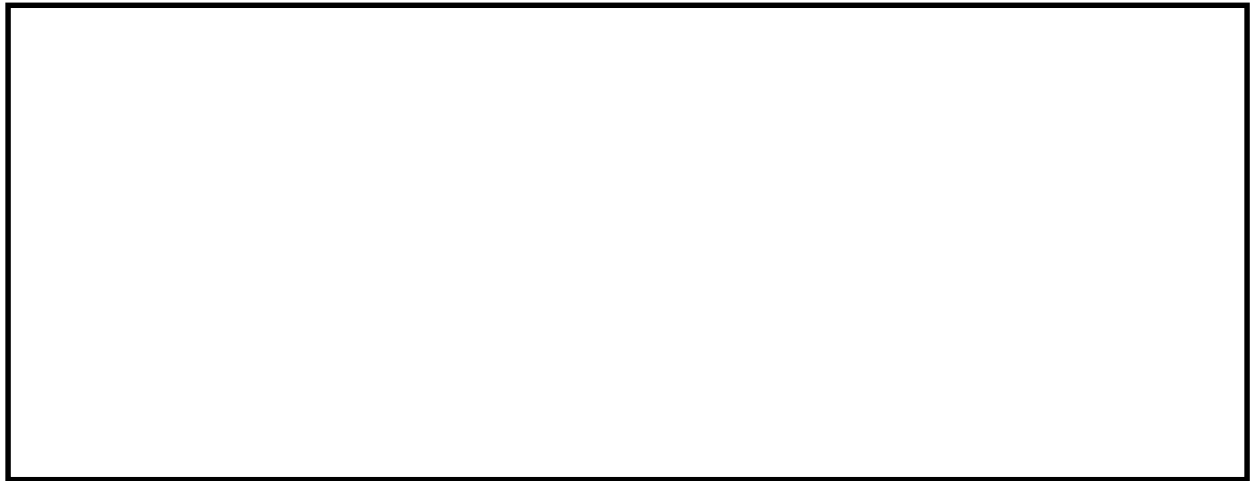


図 5.1-18 (14) 最大水平加速度分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）





図 5.1-18 (15) 最大水平加速度分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V+〕，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 5.1-18 (16) 最大水平加速度分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，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）



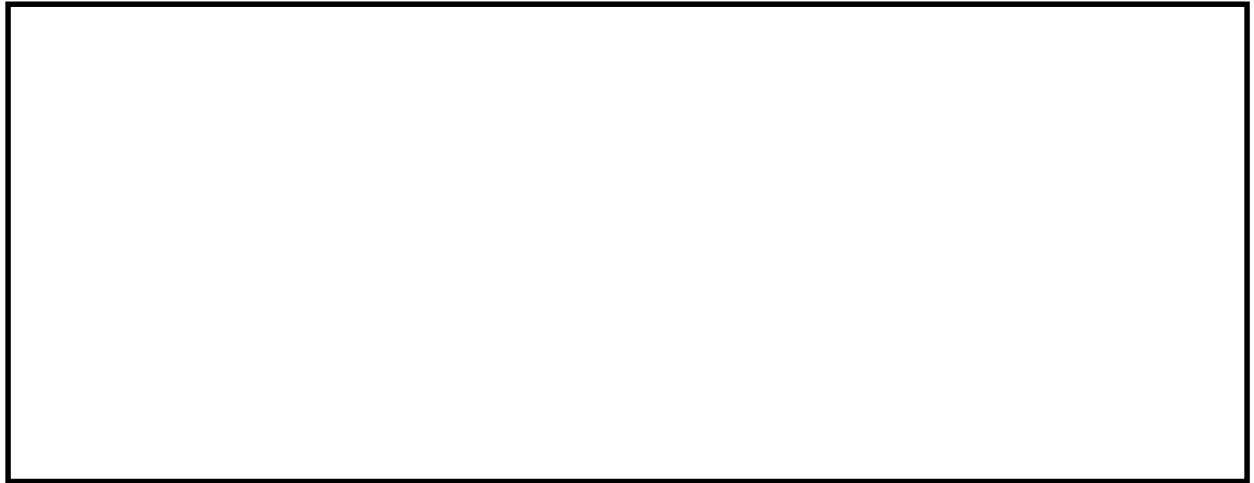


図 5.1-18 (17) 最大水平加速度分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）



図 5.1-18 (18) 最大水平加速度分布（縦断方向（防潮壁部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）



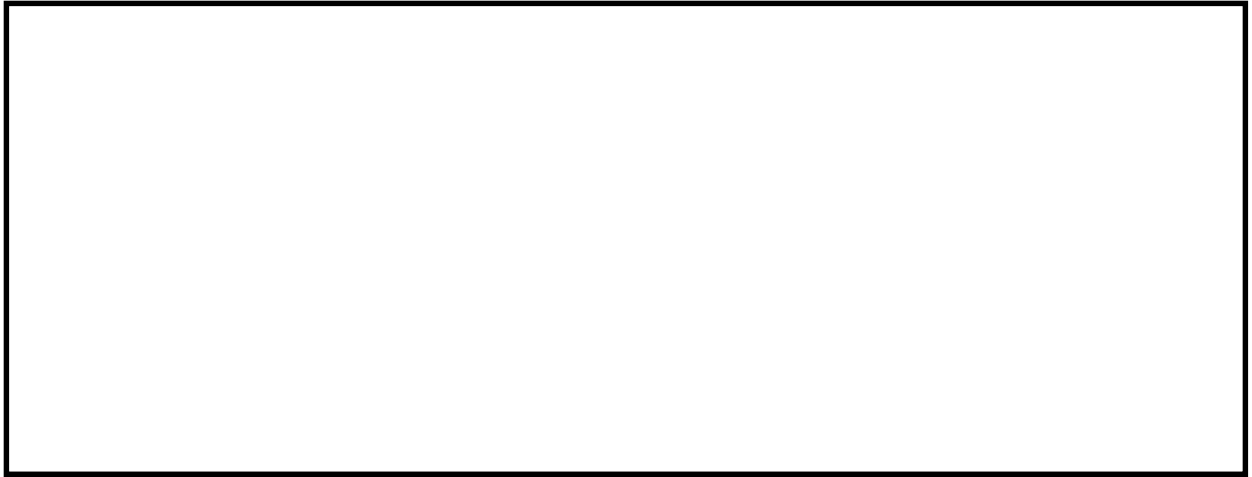


図 5.1-19 (1) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V+],

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））

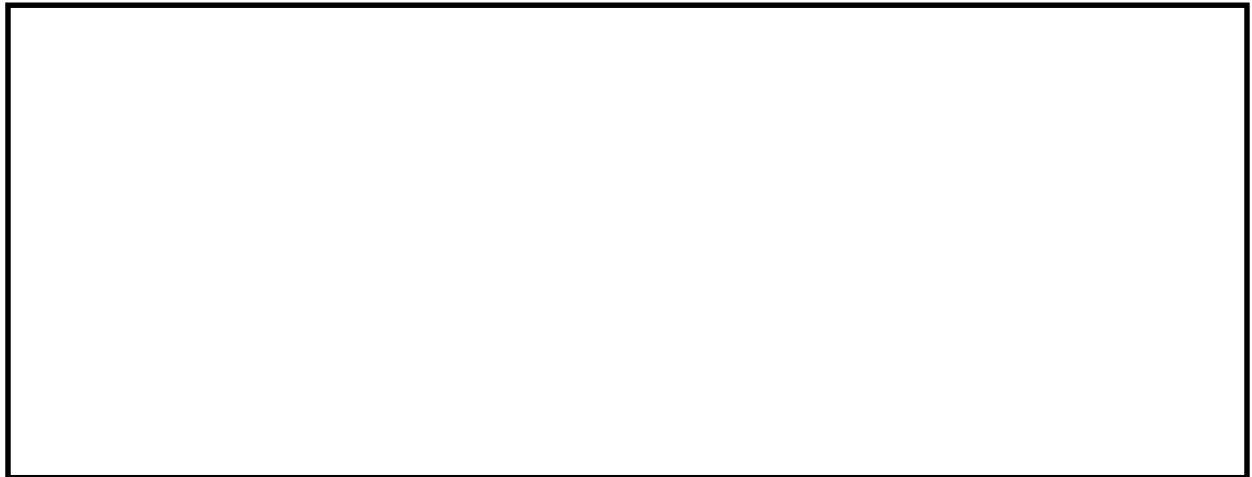


図 5.1-19 (2) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-],

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））



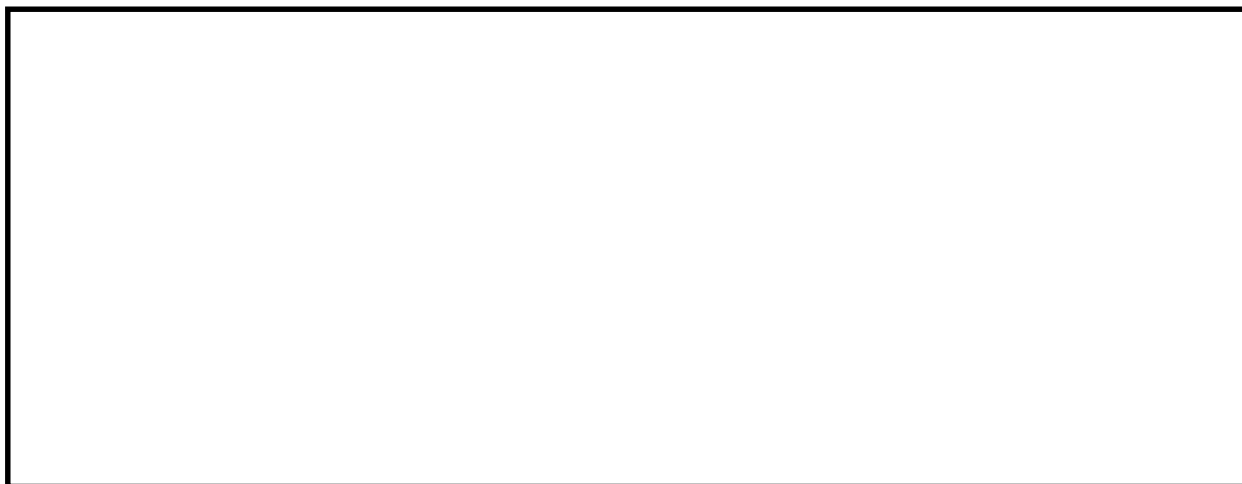


図 5.1-19 (3) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V+] ,

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））



図 5.1-19 (4) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V-] ,

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））



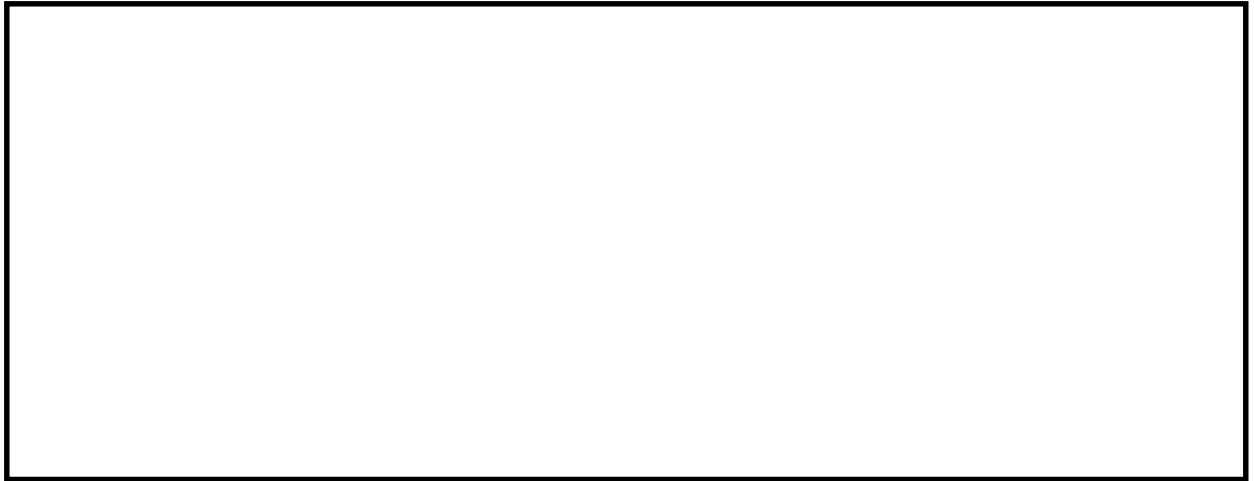


図 5.1-19 (5) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-1.1$ ，

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））



図 5.1-19 (6) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-1.2$ ，

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））



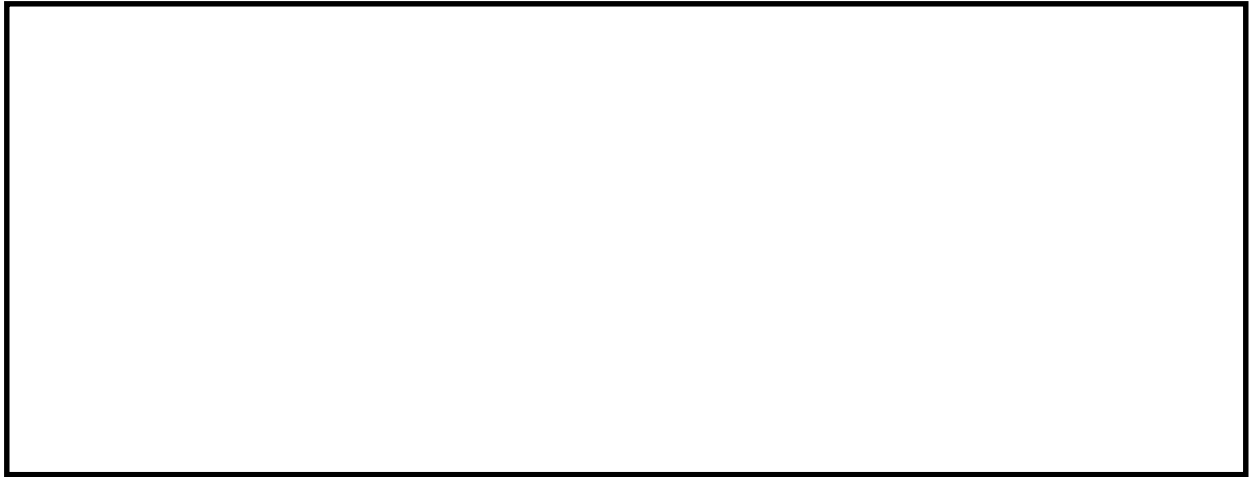


図 5.1-19 (7) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））



図 5.1-19 (8) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-1 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））





図 5.1-19 (9) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-2 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））

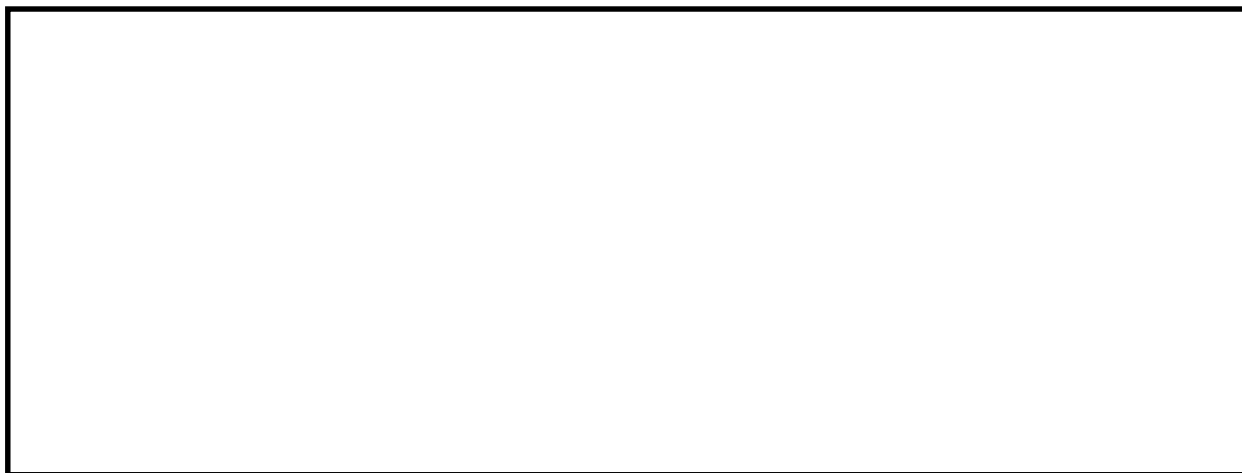


図 5.1-19 (10) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S<sub>s</sub>-2 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））



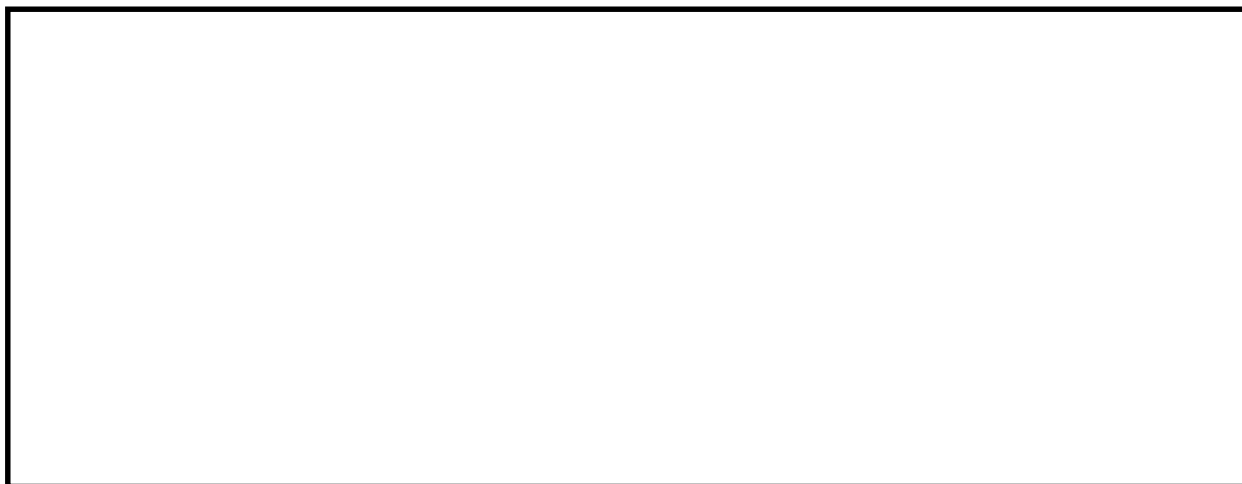


図 5.1-19 (11) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],

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））

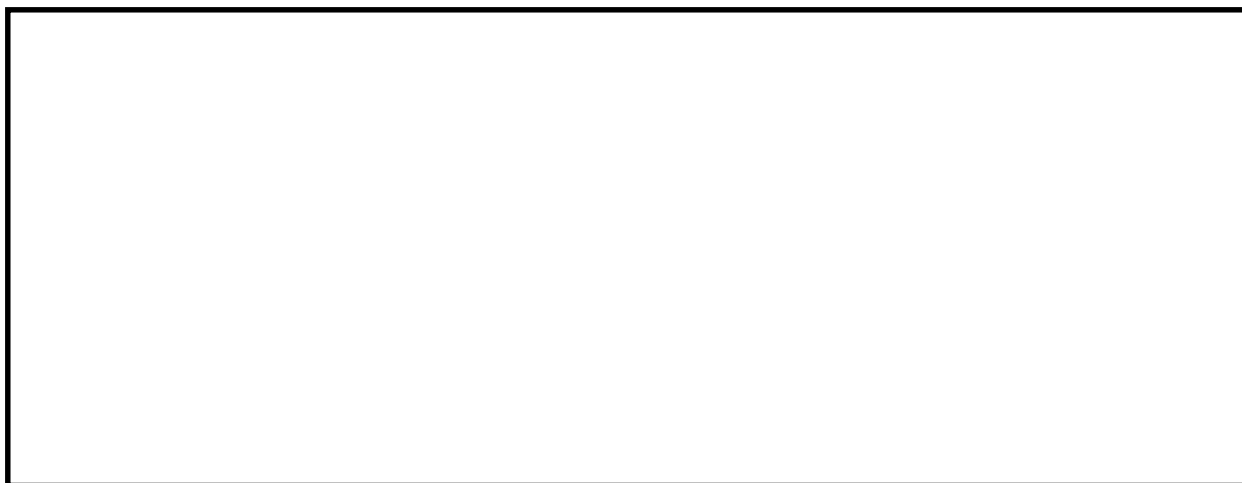


図 5.1-19 (12) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-31$  [H-, V+],

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））





図 5.1-19 (13) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）



図 5.1-19 (14) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）



図 5.1-19 (15) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] , 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）



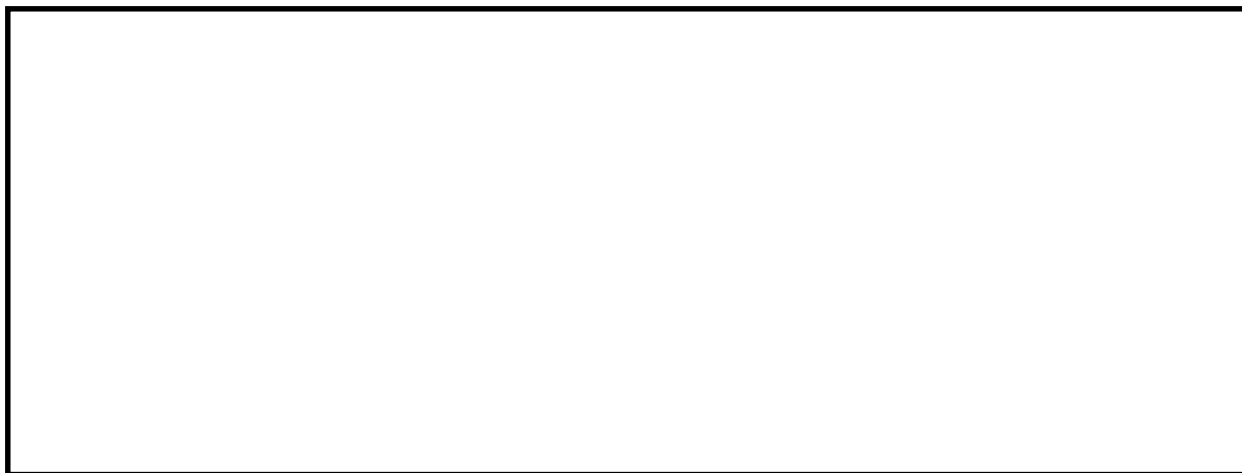


図 5.1-19 (16) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）



図 5.1-19 (17) 最大水平加速度分布（縦断方向（放水路ゲート部））  
（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）



## 5.2 耐震評価結果

### 5.2.1 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における曲げ軸力に対する照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-1～表 5.2-3 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-4～表 5.2-6 にそれぞれ示す。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-7 に示す。



表 5.2-1 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10869	2027	2.14	21.0	0.11
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247298	25433	6.51	21.0	0.31
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3009	4219	4.30	16.8	0.26
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12197	2427	2.40	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	244639	35365	6.04	21.0	0.29
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3285	4606	4.70	16.8	0.28
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3757	346	5.45	16.8	0.33
S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12114	2191	2.38	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	223896	31268	5.52	21.0	0.27
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3089	4331	4.42	16.8	0.27
S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12525	2246	2.46	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	224301	31301	5.53	21.0	0.27
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3246	4552	4.64	16.8	0.28
S <sub>s</sub> -11		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7577	1821	1.49	21.0	0.08
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	139541	29245	3.71	21.0	0.18
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2006	2813	2.87	16.8	0.18
S <sub>s</sub> -12		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9120	2023	1.80	21.0	0.09
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	213428	32853	5.28	21.0	0.26
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2845	3989	4.07	16.8	0.25

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-1 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -13		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9185	2026	1.81	21.0	0.09
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	205793	33524	5.13	21.0	0.25
			地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2711	3802	3.88	16.8	0.24
S <sub>s</sub> -14		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7235	1821	1.43	21.0	0.07
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	185398	36859	4.83	21.0	0.23
			地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2727	3823	3.90	16.8	0.24
S <sub>s</sub> -21		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10808	2349	2.13	21.0	0.11
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	115446	31184	3.48	21.0	0.17
			地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	1976	2770	2.83	16.8	0.17
S <sub>s</sub> -22		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	8841	1678	1.74	21.0	0.09
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	146949	33435	4.05	21.0	0.20
			地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2209	3097	3.16	16.8	0.19
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11982	2267	2.35	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	250616	31526	6.25	21.0	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2304	3230	3.30	16.8	0.20
S <sub>s</sub> -31	H-, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11635	2063	2.28	21.0	0.11
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	262309	31571	6.61	21.0	0.32
			地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2657	3726	3.80	16.8	0.23

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-1 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	②	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12058	2425	2.37	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239232	35606	5.91	21.0	0.29
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3298	4624	4.71	16.8	0.29
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	③	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12329	2287	2.42	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247145	35941	6.10	21.0	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3244	4549	4.64	16.8	0.28
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	④	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12599	2449	2.48	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	251365	30244	6.33	21.0	0.31
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3469	4863	4.96	16.8	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平) 面押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	5.76	16.8	0.35
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	⑤	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12054	2294	2.37	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239961	35454	5.93	21.0	0.29
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2923	4098	4.18	16.8	0.25
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	⑥	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12191	2311	2.40	21.0	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	238717	35524	5.90	21.0	0.29
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2934	4113	4.19	16.8	0.25

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-2 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cs}$
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>u</sub> -D1	H+, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1633	-80	2.69	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1482	-4	2.46	21.0	0.12
			放水路 左中壁	4	1000	2400	D38 @200	1711	1459	2.80	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1732	2398	2.71	21.0	0.13
			放水路 底板	14	1000	4500	2-D38 @200	233	3	0.11	21.0	0.01
			地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-223060	26026	7.47	21.0	0.36
			地中連銃 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	D51 @150	3517	4603	4.97	16.8	0.30
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1606	227	2.73	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1544	149	2.61	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	D38 @200	1698	1917	2.68	21.0	0.13
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1714	2845	2.75	21.0	0.14
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	234	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-221268	36010	6.94	21.0	0.34
			地中連銃 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	D51 @150	3678	4813	5.20	16.8	0.31
S <sub>u</sub> -D1	H-, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1475	6	2.45	21.0	0.12
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1621	-44	2.68	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	D38 @200	1743	2438	2.73	21.0	0.13
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1719	1493	2.81	21.0	0.14
			放水路 底板	9	1000	4500	2-D38 @200	237	4	0.11	21.0	0.01
			地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	222197	26275	7.33	21.0	0.35
			地中連銃 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	D51 @150	3478	4552	4.91	16.8	0.30

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-2 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>u</sub> -D1	H-, V-	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1555	132	2.62	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1597	264	2.72	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1726	2885	2.77	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1708	1953	2.69	21.0	0.13
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	233	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	220015	36199	6.99	21.0	0.34
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3478	4552	4.91	16.8	0.30
S <sub>u</sub> -11		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	866	2510	1.77	21.0	0.09
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	857	2574	1.78	21.0	0.09
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	873	2292	1.69	21.0	0.09
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	850	2457	1.73	21.0	0.09
			放水路 底板	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	1	0.10	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	125152	32353	4.47	21.0	0.22
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2735	3579	3.86	16.8	0.23
S <sub>u</sub> -12		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1037	2631	1.97	21.0	0.10
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	929	2583	1.85	21.0	0.09
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1036	2364	1.86	21.0	0.09
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	901	2390	1.75	21.0	0.09
			放水路 底板	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	7	0.11	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-227203	31839	7.23	21.0	0.35
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3195	4181	4.51	16.8	0.27

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-2 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -13		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1017	2551	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	926	2548	1.84	21.0	0.09
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	987	2356	1.82	21.0	0.09
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	890	2359	1.73	21.0	0.09
			放水路 底板	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	239	7	0.11	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-222758	30039	7.16	21.0	0.35
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3195	4181	4.51	16.8	0.27
S <sub>s</sub> -14		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1032	2633	1.96	21.0	0.10
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	735	2335	1.58	21.0	0.08
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1027	2376	1.86	21.0	0.09
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1008	1901	1.68	21.0	0.08
			放水路 底板	14	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	9	0.10	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-208351	31082	6.56	21.0	0.32
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2673	3498	3.78	16.8	0.23
S <sub>s</sub> -21		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1371	232	2.34	21.0	0.12
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1466	386	2.52	21.0	0.12
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1599	2814	2.60	21.0	0.13
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1578	1945	2.47	21.0	0.12
			放水路 底板	11	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-5	0.10	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	157096	26098	4.99	21.0	0.24
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2436	3188	3.44	16.8	0.21

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-2 (4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -22		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1294	216	2.21	21.0	0.11
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1478	1	2.46	21.0	0.12
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1685	2574	2.66	21.0	0.13
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1666	1629	2.68	21.0	0.13
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	227	-10	0.10	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-127803	36671	4.74	21.0	0.23
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2787	3647	3.94	16.8	0.24
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1659	217	2.82	21.0	0.14
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1606	-41	2.66	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1763	1811	2.81	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1702	1524	2.77	21.0	0.14
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	198	-15	0.09	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	235973	30380	7.65	21.0	0.37
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2891	3783	4.09	16.8	0.25
S <sub>s</sub> -31	H-, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1597	-41	2.64	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1662	239	2.83	21.0	0.14
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1705	1511	2.78	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1768	1836	2.82	21.0	0.14
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	197	-15	0.09	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-232214	30642	7.51	21.0	0.36
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2530	3311	3.58	16.8	0.22

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-2 (5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	②	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1561	297	2.67	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1553	115	2.62	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1682	2598	2.66	21.0	0.13
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1667	2836	2.69	21.0	0.13
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	-14	0.11	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-211126	35807	6.63	21.0	0.32
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3756	4915	5.32	16.8	0.32
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	③	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1585	161	2.68	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1619	76	2.72	21.0	0.13
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1748	2605	2.75	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1729	1672	2.78	21.0	0.14
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	232	-15	0.10	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-220662	35423	6.92	21.0	0.33
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3543	4637	5.00	16.8	0.30
S <sub>u</sub> -D1	H+, V+	④	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1569	-8	2.61	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1726	39	2.88	21.0	0.14
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1866	2716	2.93	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1847	1722	2.99	21.0	0.15
			放水路 底板	9	1000	4500	4300	2-D38 @200	233	3	0.11	21.0	0.01
			地中連続 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-203007	27363	6.52	21.0	0.32
			地中連続 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3774	4939	5.33	16.8	0.32

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-2 (6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{cs}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	④	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 #200	1583	105	2.66	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 #200	1732	-53	2.86	21.0	0.14
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 #200	1862	2588	2.92	21.0	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 #200	1842	1595	3.01	21.0	0.15
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 #200	237	-16	0.10	21.0	0.01
			地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 #200	-202351	38231	6.43	21.0	0.31
			地中連銃 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 #150	3992	5225	5.64	16.8	0.34
			地中連銃 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 #150	5460	629	7.11	16.8	0.43
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	⑤	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 #200	1506	171	2.55	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 #200	1792	-42	2.97	21.0	0.15
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 #200	1923	2733	3.02	21.0	0.15
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 #200	1903	1669	3.10	21.0	0.15
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 #200	234	-15	0.10	21.0	0.01
			地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 #200	-224654	34404	7.05	21.0	0.34
			地中連銃 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 #150	3392	4439	4.79	16.8	0.29
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	⑥	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 #200	1567	115	2.64	21.0	0.13
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 #200	1828	-90	3.01	21.0	0.15
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 #200	1970	2739	3.09	21.0	0.15
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 #200	1938	1640	3.19	21.0	0.16
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 #200	237	-15	0.11	21.0	0.01
			地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 #200	-226622	35022	7.11	21.0	0.34
			地中連銃 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 #150	3330	4358	4.71	16.8	0.29

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>u</sub> -D1	H+, V+	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	221	-40	2.86	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	620	226	2.08	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	676	251	2.27	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	367	3.79	21.0	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	409	331	3.50	21.0	0.17
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1442	-16	2.23	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1134	104	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1101	258	1.89	21.0	0.09
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1122	932	1.85	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	840	1.87	21.0	0.09
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	213	-20	0.09	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207313	22997	7.05	21.0	0.34
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3447	4511	4.87	16.8	0.29
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	218	-39	2.82	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	605	317	2.02	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	672	269	2.25	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	384	3.77	21.0	0.18
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	437	428	3.68	21.0	0.18
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1453	8	2.26	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1150	301	1.97	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1110	262	1.90	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1112	954	1.82	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1134	1122	1.82	21.0	0.09
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-13	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-205969	31354	6.47	21.0	0.31
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3660	4789	5.17	16.8	0.31
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5005	577	6.52	16.8	0.39

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	222	-41	2.87	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	680	250	2.28	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	622	230	2.09	21.0	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	411	335	3.51	21.0	0.17
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	446	366	3.81	21.0	0.19
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1449	-10	2.24	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1107	250	1.90	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1123	138	1.91	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1130	855	1.88	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1127	930	1.85	21.0	0.09
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	212	-20	0.09	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	207113	23257	6.91	21.0	0.33
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3371	4412	4.76	16.8	0.29
S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	220	-40	2.85	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	678	267	2.27	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	576	267	1.93	21.0	0.10
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	442	427	3.72	21.0	0.18
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	447	383	3.81	21.0	0.19
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1466	12	2.28	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1123	248	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1139	337	1.96	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1142	1097	1.84	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	953	1.84	21.0	0.09
			放水路 底版	32	1000	4500	4300	2-D38 @200	226	-13	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	205768	31492	6.52	21.0	0.32
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3421	4477	4.83	16.8	0.29

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -11		①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	169	54	1.82	21.0	0.09
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	408	442	1.28	21.0	0.07
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	340	304	1.10	21.0	0.06
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	233	365	1.82	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	228	389	1.74	21.0	0.09
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	823	28	1.29	21.0	0.07
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	487	1276	0.94	21.0	0.05
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	640	508	1.06	21.0	0.06
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	560	1103	0.95	21.0	0.05
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	608	1015	0.98	21.0	0.05
			放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	223	1	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	94932	32900	3.97	21.0	0.19
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2597	3399	3.67	16.8	0.22
S <sub>s</sub> -12		①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	169	53	1.81	21.0	0.09
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	407	444	1.27	21.0	0.07
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	337	325	1.07	21.0	0.06
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	235	374	1.83	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	231	404	1.75	21.0	0.09
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	873	1	1.36	21.0	0.07
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	709	523	1.18	21.0	0.06
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	748	500	1.26	21.0	0.06
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	696	967	1.09	21.0	0.06
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	710	1044	1.12	21.0	0.06
			放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	7	0.11	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-216326	26931	7.11	21.0	0.34
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3041	3980	4.30	16.8	0.26

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -13		①	ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D25, D32 @200	141	26	1.52	21.0	0.08
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	410	451	1.28	21.0	0.07
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	342	333	1.09	21.0	0.06
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	239	381	1.86	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	231	369	1.79	21.0	0.09
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	832	79	1.31	21.0	0.07
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	720	513	1.21	21.0	0.06
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	734	487	1.24	21.0	0.06
			放水路 左中壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	677	952	1.06	21.0	0.06
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	689	1018	1.09	21.0	0.06
			放水路 底版	34	1000	4500	4300	2-D38 @200	235	7	0.11	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-213771	26178	7.06	21.0	0.34
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3039	3977	4.29	16.8	0.26
S <sub>s</sub> -14		①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	165	52	1.78	21.0	0.09
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	395	449	1.23	21.0	0.06
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	324	329	1.02	21.0	0.05
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	228	379	1.75	21.0	0.09
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	223	407	1.67	21.0	0.08
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	859	8	1.34	21.0	0.07
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	591	1354	1.07	21.0	0.06
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	742	504	1.25	21.0	0.06
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	680	982	1.07	21.0	0.06
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	695	1051	1.10	21.0	0.06
			放水路 底版	29	1000	4500	4300	2-D38 @200	220	8	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-197129	27333	6.29	21.0	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2605	3409	3.68	16.8	0.22

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -2 1		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	204	-35	2.64	21.0	0.13
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	593	278	1.99	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	639	306	2.14	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	424	417	3.57	21.0	0.17
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	397	373	3.36	21.0	0.16
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1399	21	2.18	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	997	255	1.71	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1054	381	1.81	21.0	0.09
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1048	1068	1.67	21.0	0.08
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1000	870	1.63	21.0	0.08
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	210	-15	0.09	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	145893	22876	4.62	21.0	0.22
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2483	3250	3.51	16.8	0.21
S <sub>s</sub> -2 2		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	250	-48	3.23	21.0	0.16
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	684	234	2.30	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	754	225	2.53	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	490	354	4.23	21.0	0.21
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	487	402	4.16	21.0	0.20
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1549	-22	2.39	21.0	0.12
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1028	227	1.76	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1157	183	1.97	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1191	894	1.98	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1210	1063	1.97	21.0	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	224	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	139014	25894	4.48	21.0	0.22
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2631	3443	3.72	16.8	0.23

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>g</sub> -31	H+, V+	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	228	-43	2.94	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	643	292	2.15	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	692	230	2.33	21.0	0.12
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	452	350	3.88	21.0	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	448	393	3.81	21.0	0.19
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1451	5	2.25	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1165	296	2.00	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1142	136	1.94	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1147	888	1.90	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1161	1014	1.90	21.0	0.10
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	195	-19	0.09	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	224055	27991	7.31	21.0	0.35
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2927	3831	4.14	16.8	0.25
S <sub>g</sub> -31	H-, V+	①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	230	-43	2.97	21.0	0.15
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	696	226	2.34	21.0	0.12
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	648	295	2.17	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	450	391	3.83	21.0	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	453	347	3.89	21.0	0.19
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1461	7	2.27	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1131	148	1.92	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1165	317	2.00	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1163	1007	1.90	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1152	878	1.91	21.0	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	194	-19	0.09	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-220406	28077	7.20	21.0	0.35
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2532	3314	3.58	16.8	0.22

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (7) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	②	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	216	-39	2.79	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	568	268	1.90	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	665	269	2.23	21.0	0.11
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	439	384	3.73	21.0	0.18
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	433	427	3.65	21.0	0.18
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1441	5	2.24	21.0	0.11
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1108	333	1.91	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1097	265	1.88	21.0	0.09
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1097	953	1.81	21.0	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1126	1119	1.81	21.0	0.09
			放水路 底板	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	235	-12	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198776	31165	6.23	21.0	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3758	4919	5.32	16.8	0.32
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	③	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	228	-41	2.94	21.0	0.14
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	609	258	2.04	21.0	0.10
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	698	266	2.34	21.0	0.12
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	457	377	3.90	21.0	0.19
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	452	422	3.82	21.0	0.19
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1507	-2	2.34	21.0	0.12
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1163	275	1.99	21.0	0.10
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1169	234	2.00	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1176	959	1.94	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1193	1107	1.93	21.0	0.10
			放水路 底板	31	1000	4500	4300	2-D38 @200	230	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-202588	31723	6.35	21.0	0.31
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3397	4446	4.80	16.8	0.29

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (8) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	④	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	252	-48	3.25	21.0	0.16
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	656	258	2.20	21.0	0.11
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	765	244	2.57	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	499	371	4.29	21.0	0.21
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	494	422	4.21	21.0	0.21
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1597	-6	2.47	21.0	0.12
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1101	253	1.89	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1222	177	2.08	21.0	0.10
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1247	922	2.08	21.0	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1263	1085	2.07	21.0	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	-17	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198059	33355	6.22	21.0	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3896	5099	5.52	16.8	0.33
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	6.94	16.8	0.42
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑤	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	3.33	21.0	0.16
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	859	564	2.84	21.0	0.14
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	2.63	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	390	4.43	21.0	0.22
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	4.34	21.0	0.21
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1678	0	2.60	21.0	0.13
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1074	236	1.84	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1294	172	2.20	21.0	0.11
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1307	972	2.18	21.0	0.11
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1327	1144	2.17	21.0	0.11
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	232	-15	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-206898	30465	6.52	21.0	0.32
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3283	4297	4.65	16.8	0.28

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-3 (9) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑥	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	3.34	21.0	0.16
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	860	565	2.84	21.0	0.14
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	2.63	21.0	0.13
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	4.43	21.0	0.22
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	4.34	21.0	0.21
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	2.60	21.0	0.13
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1092	227	1.87	21.0	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	2.21	21.0	0.11
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1309	973	2.19	21.0	0.11
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1329	1143	2.18	21.0	0.11
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	233	-14	0.10	21.0	0.01
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207812	30361	6.56	21.0	0.32
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3200	4188	4.53	16.8	0.27

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-4 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10869	2027	53	435	0.13
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	247298	25433	108	435	0.25
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2294	898	64	348	0.19
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12197	2427	57	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	244639	35365	38	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2504	980	69	348	0.20
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3757	346	142	348	0.41
S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12114	2191	61	435	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	223896	31268	39	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2354	922	65	348	0.19
S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12525	2246	63	435	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	224301	31301	39	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2474	969	69	348	0.20
S <sub>s</sub> -11		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7259	1656	30	435	0.07
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	139541	29245	3	435	0.01
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	1529	599	43	348	0.13
S <sub>s</sub> -12		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9120	2023	39	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	213428	32853	27	435	0.07
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2169	849	60	348	0.18

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -13		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	9185	2026	39	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	205793	33524	21	435	0.05
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2067	809	57	348	0.17
S <sub>s</sub> -14		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	7235	1821	27	435	0.07
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	185398	36859	6	435	0.02
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2078	814	58	348	0.17
S <sub>s</sub> -21		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	10808	2349	47	435	0.11
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	115446	31184	—	435	—
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	1506	590	42	348	0.13
S <sub>s</sub> -22		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	8841	1678	43	435	0.10
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	146949	33435	—	435	—
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	1684	659	47	348	0.14
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11982	2267	58	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	250616	31526	61	435	0.15
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	1756	687	49	348	0.15
S <sub>s</sub> -31	H-, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	11635	2063	59	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	262309	31571	73	435	0.17
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2026	793	56	348	0.17

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-4 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	②	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12058	2425	56	435	0.13
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239232	35606	34	435	0.08
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2514	984	70	348	0.21
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	③	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12329	2287	61	435	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	246960	36423	38	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2473	968	69	348	0.20
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	④	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12599	2449	60	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	251365	30244	70	435	0.17
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2644	1035	73	348	0.21
			地中連読 壁基礎 (水平) 面押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	3967	366	150	348	0.44
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	⑤	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12054	2294	58	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	239961	35454	35	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2228	872	62	348	0.18
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	⑥	防潮壁	1	1000	6500	6200	2-D51 @200	12191	2311	59	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	238717	35524	34	435	0.08
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2236	875	62	348	0.18

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1633	-80	148	294	0.51
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1482	-4	129	294	0.44
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1711	1459	44	294	0.15
			放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	214	2673	14	294	0.05
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	228	-9	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-223060	26026	126	435	0.29
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2891	1179	79	348	0.23
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1606	227	120	294	0.41
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1544	149	122	294	0.42
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1698	1917	24	294	0.09
			放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	248	2780	14	294	0.05
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	-21	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-221268	36010	44	435	0.11
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3023	1233	82	348	0.24
			地中連読 壁基礎 (水平) 面押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5030	579	186	348	0.54
S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1475	6	127	294	0.44
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1621	-44	144	294	0.49
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	216	2700	14	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1719	1493	43	294	0.15
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	228	-8	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	222197	26275	110	435	0.26
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2859	1166	78	348	0.23

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D 1	H-, V-	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1555	132	124	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1597	264	117	294	0.40
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	249	2819	14	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1708	1953	23	294	0.08
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	226	-20	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	220015	36199	42	435	0.10
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2859	1166	78	348	0.23
S <sub>s</sub> -1 1		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	69	2437	14	294	0.05
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	21	2588	15	294	0.06
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	69	2480	14	294	0.05
			放水路 右中壁	5	1000	2400	D38 @200	96	2692	15	294	0.06
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	223	-10	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	125152	32353	—	435	—
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2248	917	61	348	0.18
S <sub>s</sub> -1 2		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	112	2473	14	294	0.05
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	4	2574	15	294	0.06
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	52	2620	15	294	0.06
			放水路 右中壁	5	1000	2400	D38 @200	73	2828	16	294	0.06
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	239	-6	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-227203	31839	74	435	0.18
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2626	1071	71	348	0.21

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-5 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -13		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	110	2495	14	294	0.05
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	6	2561	15	294	0.06
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	47	2625	15	294	0.06
			放水路 右中壁	5	1000	2400	D38 @200	72	2812	16	294	0.06
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	238	-6	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-222758	30039	83	435	0.20
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2626	1071	71	348	0.21
S <sub>s</sub> -14		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	66	2546	15	294	0.06
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	946	830	23	294	0.08
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	147	2371	13	294	0.05
			放水路 右中壁	5	1000	2400	D38 @200	80	2673	15	294	0.06
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	224	-8	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-208351	31082	55	435	0.13
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2197	896	60	348	0.18
S <sub>s</sub> -21		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1371	232	100	294	0.35
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1466	386	96	294	0.33
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	229	2739	14	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1578	1945	18	294	0.07
			放水路 底板	10	1000	4500	2-D38 @200	210	-20	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	157096	26098	30	435	0.07
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2003	817	55	348	0.16

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-5 (4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -22		①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1294	216	95	294	0.33
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1478	1	128	294	0.44
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	202	2690	14	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1666	1629	33	294	0.12
			放水路 底板	10	1000	4500	2-D38 @200	221	-14	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-127803	36671	—	435	—
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2291	934	62	348	0.18
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1659	217	126	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1606	-41	143	294	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	D38 @200	1763	1811	31	294	0.11
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1702	1524	40	294	0.14
			放水路 底板	13	1000	4500	2-D38 @200	198	-26	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	235973	30380	94	435	0.22
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2376	969	65	348	0.19
S <sub>s</sub> -31	H-, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1597	-41	142	294	0.49
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1662	239	124	294	0.43
			放水路 左中壁	4	1000	2400	D38 @200	1705	1511	41	294	0.14
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1768	1836	31	294	0.11
			放水路 底板	10	1000	4500	2-D38 @200	200	-26	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-232214	30642	93	435	0.22
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2080	848	57	348	0.17

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-5 (5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	②	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1561	297	111	294	0.38
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1553	115	125	294	0.43
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	223	2891	15	294	0.05
			放水路 右中壁	5	1000	2400	D38 @200	242	2779	14	294	0.05
			放水路 底板	10	1000	4500	2-D38 @200	226	-20	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-211126	35807	37	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	3087	1259	84	348	0.24
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	③	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1585	161	124	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1619	76	134	294	0.46
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	243	2913	15	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1729	1672	35	294	0.12
			放水路 底板	10	1000	4500	2-D38 @200	226	-22	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-220662	35423	46	435	0.11
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	2912	1188	79	348	0.23
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	④	放水路 左側壁	2	1000	2400	D38 @200	1569	-8	137	294	0.47
			放水路 右側壁	8	1000	2400	D38 @200	1726	39	146	294	0.50
			放水路 左中壁	3	1000	2400	D38 @200	267	2654	13	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	D38 @200	1847	1722	40	294	0.14
			放水路 底板	10	1000	4500	2-D38 @200	229	-10	6	294	0.02
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	D51 @200	-203007	27363	76	435	0.18
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	D51 @150	3102	1265	84	348	0.25

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-5 (6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	④	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1583	105	129	294	0.44
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1732	-53	155	294	0.53
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	224	2887	15	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1842	1595	46	294	0.16
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	2-D38 @200	237	-16	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-202351	38231	24	435	0.06
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3282	1338	89	348	0.26
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5460	629	201	348	0.58
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	⑤	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1506	171	116	294	0.40
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1792	-42	159	294	0.54
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	244	2921	15	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1903	1669	46	294	0.16
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	228	-23	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-224654	34404	55	435	0.13
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2788	1137	76	348	0.22
S <sub>u</sub> -D1	H+, V-	⑥	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D38 @200	1567	115	126	294	0.43
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D38 @200	1828	-90	166	294	0.57
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	247	2945	15	294	0.05
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1938	1640	50	294	0.17
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	2-D38 @200	229	-23	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	-226622	35022	53	435	0.13
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2737	1116	74	348	0.22

注記 \* : 評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-6 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>o</sub> -D1	H+, V+	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	221	-40	129	294	0.44
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	620	226	79	294	0.27
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	676	251	86	294	0.30
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	367	119	294	0.41
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	409	331	111	294	0.38
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1442	-16	121	294	0.42
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1134	104	90	294	0.31
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1101	258	75	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1122	932	30	294	0.11
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	840	36	294	0.13
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	213	-20	6	294	0.03
			地中連 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207313	22997	131	435	0.31
			地中連 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2833	1155	77	348	0.23
S <sub>o</sub> -D1	H+, V-	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	218	-39	127	294	0.44
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	605	317	66	294	0.23
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	672	269	83	294	0.29
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	443	384	116	294	0.40
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	437	428	105	294	0.36
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1453	8	120	294	0.41
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1150	301	75	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1110	262	75	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1112	954	28	294	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1134	1122	22	294	0.08
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	222	-21	6	294	0.03
			地中連 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-205969	31354	51	435	0.12
			地中連 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3008	1227	82	348	0.24
			地中連 壁基礎 (水平) 面押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5005	577	185	348	0.54

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H-, V+	①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	222	-41	130	294	0.45
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	680	250	87	294	0.30
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	622	230	79	294	0.27
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	411	335	111	294	0.38
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	446	366	120	294	0.41
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1449	-10	121	294	0.42
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1107	250	76	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1123	138	86	294	0.30
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1130	855	35	294	0.12
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1127	930	31	294	0.11
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	212	-20	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	207113	23257	114	435	0.27
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2771	1130	75	348	0.22
S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	220	-40	128	294	0.44
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	678	267	84	294	0.29
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	576	267	67	294	0.23
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	442	427	107	294	0.37
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	447	383	118	294	0.41
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1466	12	120	294	0.41
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1123	248	77	294	0.27
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1139	337	72	294	0.25
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1142	1097	24	294	0.09
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1124	953	29	294	0.10
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	223	-21	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	205768	31492	49	435	0.12
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2812	1147	76	348	0.22

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -11		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	108	-12	61	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	260	186	23	294	0.08
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	340	304	24	294	0.09
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	177	196	39	294	0.14
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	178	227	34	294	0.12
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	823	28	66	294	0.23
			放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D38 @200	82	1077	6	294	0.03
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	640	508	19	294	0.07
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	49	1214	7	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	71	1162	6	294	0.03
			放水路 底板	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	222	-10	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	94932	32900	—	435	—
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2135	871	58	348	0.17
S <sub>s</sub> -12		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	107	-10	61	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	260	186	23	294	0.08
			ゲート 右側壁	13	1000	1800	1600	D32 @200	258	191	23	294	0.08
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	178	201	38	294	0.13
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	180	235	34	294	0.12
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	873	1	72	294	0.25
			放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D38 @200	709	523	23	294	0.08
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	748	500	27	294	0.10
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	27	1269	8	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	52	1249	7	294	0.03
			放水路 底板	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	235	-6	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-216326	26931	103	435	0.24
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2500	1020	68	348	0.20

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -13		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	108	-10	61	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	263	189	24	294	0.09
			ゲート 右側壁	13	1000	1800	1600	D32 @200	256	184	23	294	0.08
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	179	205	38	294	0.13
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	174	198	37	294	0.13
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	829	-12	70	294	0.24
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	720	513	24	294	0.09
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	734	487	27	294	0.10
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	28	1265	8	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	54	1238	7	294	0.03
			放水路 底板	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	234	-6	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-213771	26178	106	435	0.25
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2498	1019	68	348	0.20
S <sub>s</sub> -14		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	104	-9	59	294	0.21
			ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	257	187	23	294	0.08
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	324	329	20	294	0.07
			ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	173	205	36	294	0.13
			ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	174	236	31	294	0.11
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	859	8	71	294	0.25
			放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D38 @200	48	1157	7	294	0.03
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	742	504	27	294	0.10
			放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	35	1205	7	294	0.03
			放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	59	1162	7	294	0.03
			放水路 底板	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	220	-9	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-197129	27333	67	435	0.16
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2142	873	58	348	0.17

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -2 1		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	204	-35	119	294	0.41
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	593	278	69	294	0.24
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	639	306	73	294	0.25
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	424	417	102	294	0.35
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	397	373	98	294	0.34
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1399	21	114	294	0.39
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	997	255	66	294	0.23
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1054	381	61	294	0.21
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1048	1068	19	294	0.07
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1000	870	25	294	0.09
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	207	-24	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	145893	22876	33	435	0.08
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2041	832	56	348	0.17
S <sub>s</sub> -2 2		①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	250	-48	146	294	0.50
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	684	234	89	294	0.31
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	754	225	102	294	0.35
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	490	354	141	294	0.48
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	487	402	131	294	0.45
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1549	-22	130	294	0.45
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1028	227	71	294	0.25
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1157	183	85	294	0.29
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1191	894	37	294	0.13
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1210	1063	30	294	0.11
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	219	-18	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	139014	25894	18	435	0.05
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2163	882	59	348	0.17

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	228	-43	133	294	0.46
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	643	292	76	294	0.26
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	692	230	91	294	0.31
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	452	350	126	294	0.43
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	448	393	116	294	0.40
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1450	-20	122	294	0.42
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1165	296	77	294	0.27
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1142	136	88	294	0.30
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1147	888	34	294	0.12
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1161	1014	29	294	0.10
			放水路 底板	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	195	-29	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	224055	27991	97	435	0.23
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2406	981	65	348	0.19
S <sub>s</sub> -31	H-, V+	①	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	230	-43	134	294	0.46
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	696	226	92	294	0.32
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	648	295	76	294	0.26
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	450	391	117	294	0.40
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	453	347	127	294	0.44
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1446	-43	123	294	0.42
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1131	148	86	294	0.30
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1165	317	75	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1163	1007	29	294	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1152	878	35	294	0.12
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	197	-30	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-220406	28077	98	435	0.23
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2082	849	57	348	0.17

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (7) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	②	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	216	-39	126	294	0.43
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	568	268	66	294	0.23
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	665	269	82	294	0.28
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	439	384	114	294	0.39
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	433	427	104	294	0.36
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1441	5	119	294	0.41
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1108	333	69	294	0.24
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1097	265	74	294	0.26
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1097	953	27	294	0.10
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1126	1119	22	294	0.08
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	222	-21	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198776	31165	45	435	0.11
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3090	1260	84	348	0.25
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	③	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	228	-41	133	294	0.46
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	609	258	74	294	0.26
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	698	266	88	294	0.30
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	457	377	123	294	0.42
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	452	422	112	294	0.39
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1507	-2	125	294	0.43
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1163	275	79	294	0.27
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1169	234	82	294	0.28
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1176	959	33	294	0.12
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1193	1107	26	294	0.09
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	221	-23	6	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-202588	31723	46	435	0.11
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2793	1139	76	348	0.22

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (8) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	④	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	252	-48	147	294	0.50
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	656	258	82	294	0.28
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	765	244	102	294	0.35
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	499	371	142	294	0.49
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	494	422	130	294	0.45
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1597	-6	133	294	0.46
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1101	253	75	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1222	177	92	294	0.32
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1247	922	40	294	0.14
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1263	1085	32	294	0.11
			放水路 底板	33	1000	4500	4300	2-D38 @200	236	-17	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-198059	33355	36	435	0.09
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3203	1306	87	348	0.25
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	30, 34	1000	2360	2051	D51 @150	5329	614	197	348	0.57
S <sub>s</sub> -D1	H+, V-	⑤	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	151	294	0.52
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	859	564	82	294	0.28
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	103	294	0.36
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	390	145	294	0.50
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	133	294	0.46
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1678	0	139	294	0.48
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1074	236	74	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1294	172	98	294	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1307	972	41	294	0.14
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1327	1144	34	294	0.12
			放水路 底板	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	224	-23	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-206898	30465	57	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2699	1101	73	348	0.21

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-6 (9) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑥	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	258	-48	151	294	0.52
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	860	565	82	294	0.28
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	784	261	103	294	0.36
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	516	391	145	294	0.50
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	510	443	133	294	0.46
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1679	-3	139	294	0.48
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1092	227	76	294	0.26
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D38 @200	1299	171	99	294	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1309	973	41	294	0.14
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1329	1143	34	294	0.12
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	2-D38 @200	225	-23	7	294	0.03
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	-207812	30361	59	435	0.14
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	2630	1073	72	348	0.21

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-7 (1) 断面諸元一覧表 (防潮壁横断方向)

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
防潮壁(堤内側)	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
防潮壁(堤外側)	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	202.7
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.2-7 (2) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	38	2	200	114.0
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1



表 5.2-7 (3) 断面諸元一覧表（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
ゲート 頂版（上側）	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	32	1	200	39.7
ゲート 頂版（下側）	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	25	1	200	25.3
ゲート 側壁	1.000	1.800	0.200	1.600	SD345	32	1	200	39.7
ゲート 中壁	1.000	1.200	0.200	1.000	SD345	25	1	200	25.3
放水路 頂版	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	38	1	200	57.0
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	38	2	200	114.0
地中連読壁 基礎（鉛直）	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎（水平）	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1



### 5.2.2 構造部材のせん断力に対する評価結果

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）におけるせん断力に対する照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（ $V_{ca}$ ）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（ $V_{sa}$ ）を合わせた許容せん断力（ $V_a$ ）以下であることを確認した。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。また、防潮壁横断方向断面における放水路側壁及び隔壁については、上部構造である防潮壁からの荷重を下部構造に伝達する部材のため、耐震壁として照査を実施する。せん断力に対する照査結果を表 5.2-8～表 5.2-10 に、横断方向の放水路側壁及び放水路隔壁におけるせん断応力の照査結果を表 5.2-11 に示す。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の発生せん断力は、許容限界以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-12 に示す。



表 5.2-8 (1) セン断力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{al}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D 1	H+, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1283	0.239	0.825	0.29	8587	0.15
			地中連読壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10095	-	0.825	-	28131	0.36
			地中連読壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	898	0.500	0.660	0.76	3245	0.28
S <sub>g</sub> -D 1	H+, V-	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1251	0.233	0.825	0.29	8587	0.15
			地中連読壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10185	-	0.825	-	28131	0.37
			地中連読壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	980	0.541	0.660	0.82	3245	0.31
			地中連読壁基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	1636	-	0.660	-	3245	0.51
S <sub>g</sub> -D 1	H-, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1218	0.226	0.825	0.28	8587	0.15
			地中連読壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9544	-	0.825	-	28131	0.34
			地中連読壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	922	0.511	0.660	0.78	3245	0.29
S <sub>g</sub> -D 1	H-, V-	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1189	0.221	0.825	0.27	8587	0.14
			地中連読壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9619	-	0.825	-	28131	0.35
			地中連読壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	969	0.541	0.660	0.82	3245	0.30
S <sub>g</sub> -1 1		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	718	0.134	0.825	0.17	8587	0.09
			地中連読壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	5147	0.556	0.825	0.68	28131	0.19
			地中連読壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	581	0.330	0.660	0.50	3245	0.18
S <sub>g</sub> -1 2		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	870	0.162	0.825	0.20	8587	0.11
			地中連読壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8107	-	0.825	-	28131	0.29
			地中連読壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×300	849	0.471	0.660	0.72	3245	0.27

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-8 (2) セン断力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -13		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	816	0.152	0.825	0.19	8587	0.10
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8086	-	0.825	-	28131	0.29
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	809	0.451	0.660	0.69	3245	0.25
S <sub>g</sub> -14		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	605	0.113	0.825	0.14	8587	0.08
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	7657	-	0.825	-	28131	0.28
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	814	0.451	0.660	0.69	3245	0.26
S <sub>g</sub> -21		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	958	0.178	0.825	0.22	8587	0.12
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	4808	0.519	0.825	0.63	28131	0.18
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	590	0.330	0.660	0.50	3245	0.19
S <sub>g</sub> -22		①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	836	0.156	0.825	0.19	8587	0.10
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	5140	0.555	0.825	0.68	28131	0.19
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	659	0.361	0.660	0.55	3245	0.21
S <sub>g</sub> -31	H+, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1256	0.234	0.825	0.29	8587	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8367	-	0.825	-	28131	0.30
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	687	0.381	0.660	0.58	3245	0.22
S <sub>g</sub> -31	H-, V+	①	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1269	0.236	0.825	0.29	8587	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9164	-	0.825	-	28131	0.33
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	793	0.440	0.660	0.67	3245	0.25

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-8 (3) せん断力に対する照査（防潮壁横断方向）

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	②	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1236	0.230	0.825	0.28	8587	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10213	-	0.825	-	28131	0.37
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	984	0.541	0.660	0.82	3245	0.31
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	③	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1326	0.246	0.825	0.30	8587	0.16
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	9539	-	0.825	-	28131	0.34
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	968	0.531	0.660	0.81	3245	0.30
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	④	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1268	0.236	0.825	0.29	8587	0.15
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	10692	-	0.825	-	28131	0.39
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	1035	0.571	0.660	0.87	3245	0.32
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	29,35	1000	2360	2051	D38 @600×300	1727	-	0.660	-	3245	0.54
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	⑤	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1433	0.266	0.825	0.33	8587	0.17
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8793	-	0.825	-	28131	0.32
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	872	0.480	0.660	0.73	3245	0.27
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	⑥	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	1441	0.268	0.825	0.33	8587	0.17
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	8695	-	0.825	-	28131	0.31
			地中連読 壁基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×300	875	0.480	0.660	0.73	3245	0.27

注記 \* : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。



表 5.2-9 (1) セン断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{al}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V+	①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	865	0.453	0.825	0.55	1796	0.49
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	875	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	862	0.451	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	875	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10606	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1490	-	0.660	-	3245	0.46
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	862	0.451	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	891	0.467	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	852	0.446	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	868	0.455	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10669	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1559	-	0.660	-	3245	0.49
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2251	-	0.660	-	3245	0.70
S <sub>g</sub> -D1	H-, V+	①	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D19 @400×400	902	0.472	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	867	0.454	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	881	0.461	0.825	0.56	1796	0.50
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	866	0.453	0.825	0.55	1796	0.49
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10604	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1474	-	0.660	-	3245	0.46

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-9 (2) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{al}$	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D1	H-, V-	①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	889	0.465	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	865	0.453	0.825	0.55	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	874	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	857	0.449	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10557	-	0.825	-	21443	0.50
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1474	-	0.660	-	3245	0.46
S <sub>g</sub> -11		①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	512	0.268	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	514	0.269	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	442	0.231	0.825	0.28	1796	0.25
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	435	0.228	0.825	0.28	1796	0.25
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	127	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	4207	0.596	0.825	0.73	21443	0.20
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1159	0.641	0.660	0.98	3245	0.36
S <sub>g</sub> -12		①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	570	0.298	0.825	0.37	1796	0.32
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	525	0.275	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	531	0.278	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	515	0.270	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	7962	-	0.825	-	21443	0.38
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1354	-	0.660	-	3245	0.42

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-9 (3) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{al}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -13		①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	565	0.296	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	524	0.274	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	514	0.269	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	499	0.261	0.825	0.32	1796	0.28
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	7842	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1354	-	0.660	-	3245	0.42
S <sub>g</sub> -14		①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	567	0.297	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	439	0.230	0.825	0.28	1796	0.25
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	525	0.275	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	510	0.267	0.825	0.33	1796	0.29
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	127	0.034	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	7574	-	0.825	-	21443	0.36
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1133	0.631	0.660	0.96	3245	0.35
S <sub>g</sub> -21		①	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	857	0.448	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	800	0.419	0.825	0.51	1796	0.45
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	807	0.423	0.825	0.52	1796	0.45
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	791	0.414	0.825	0.51	1796	0.45
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	130	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	6906	-	0.825	-	21443	0.33
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1033	0.571	0.660	0.87	3245	0.32

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-9 (4) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{al}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
					部材幅 $b$	部材高 $h$	有効高 $d$							
$S_a-2.2$		①	放水路左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	883	0.462	0.825	0.56	1796	0.50
			放水路右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	767	0.401	0.825	0.49	1796	0.43
			放水路左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	847	0.444	0.825	0.54	1796	0.48
			放水路右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	833	0.436	0.825	0.53	1796	0.47
			放水路底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	129	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	8055	-	0.825	-	21443	0.38
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1181	0.651	0.660	0.99	3245	0.37
$S_a-3.1$	$H+$ , $V+$	①	放水路左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	868	0.455	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	912	0.477	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	890	0.466	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	906	0.474	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	113	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	8970	-	0.825	-	21443	0.42
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1225	-	0.660	-	3245	0.38
$S_a-3.1$	$H-$ , $V+$	①	放水路左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	916	0.480	0.825	0.59	1796	0.52
			放水路右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	870	0.455	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	908	0.475	0.825	0.58	1796	0.51
			放水路右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	893	0.467	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路底版	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	114	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	9133	-	0.825	-	21443	0.43
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1072	0.591	0.660	0.90	3245	0.34

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-9 (5) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{ai}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{ai}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	②	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	871	0.456	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	875	0.458	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	848	0.444	0.825	0.54	1796	0.48
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	843	0.441	0.825	0.54	1796	0.47
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	10768	-	0.825	-	21443	0.51
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1592	-	0.660	-	3245	0.50
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	③	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	895	0.468	0.825	0.57	1796	0.50
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	878	0.460	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	882	0.462	0.825	0.56	1796	0.50
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	867	0.454	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	132	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	9958	-	0.825	-	21443	0.47
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1501	-	0.660	-	3245	0.47
S <sub>g</sub> -D1	H+, V+	④	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	947	0.496	0.825	0.61	1796	0.53
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	874	0.457	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	943	0.493	0.825	0.60	1796	0.53
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	927	0.485	0.825	0.59	1796	0.52
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	11201	-	0.825	-	21443	0.53
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1599	-	0.660	-	3245	0.50

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-9 (6) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{al}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	④	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	934	0.489	0.825	0.60	1796	0.53
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	878	0.459	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	940	0.492	0.825	0.60	1796	0.53
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	925	0.484	0.825	0.59	1796	0.52
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	11254	-	0.825	-	21443	0.53
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1692	-	0.660	-	3245	0.53
			地中連読 壁基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2443	-	0.660	-	3245	0.76
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	⑤	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	980	0.513	0.825	0.63	1796	0.55
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	868	0.454	0.825	0.56	1796	0.49
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	972	0.509	0.825	0.62	1796	0.55
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	957	0.501	0.825	0.61	1796	0.54
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	8859	-	0.825	-	21443	0.42
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1438	-	0.660	-	3245	0.45
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	⑥	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	999	0.523	0.825	0.64	1796	0.56
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	855	0.448	0.825	0.55	1796	0.48
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	995	0.521	0.825	0.64	1796	0.56
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	980	0.513	0.825	0.63	1796	0.55
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	8800	-	0.825	-	21443	0.42
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1411	-	0.660	-	3245	0.44

注記 \*：評価位置は図 5.1-4 にて図示する。



表 5.2-10 (1) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V+	①	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	160	0.231	0.825	0.28	653	0.25
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	228	0.164	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	210	0.152	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	156	0.180	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	156	0.180	0.825	0.22	816	0.20
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	580	0.291	0.825	0.36	1877	0.31
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	633	0.331	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	562	0.295	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	579	0.303	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	580	0.304	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路底板	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9690	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1461	-	0.660	-	3245	0.46
			ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	163	0.235	0.825	0.29	653	0.26
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	①	ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	228	0.165	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	214	0.154	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	156	0.180	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	155	0.179	0.825	0.22	816	0.20
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	588	0.294	0.825	0.36	1877	0.32
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	676	0.354	0.825	0.43	1796	0.38
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	599	0.314	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	577	0.302	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	576	0.302	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路底板	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9818	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1551	-	0.660	-	3245	0.48
			地中連読壁基礎 (水平) 両押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2240	-	0.660	-	3245	0.70

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (2) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	発生 せん断力 V (kN/m)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>1</sub> -D1	H-, V+	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	161	0.232	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	211	0.152	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	229	0.165	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	584	0.292	0.825	0.36	1877	0.32
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	568	0.297	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	603	0.316	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9745	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1429	-	0.660	-	3245	0.45
S <sub>2</sub> -D1	H-, V-	①	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	164	0.237	0.825	0.29	653	0.26
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	215	0.155	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	230	0.166	0.825	0.21	1306	0.18
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	157	0.181	0.825	0.22	816	0.20
			放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	592	0.297	0.825	0.36	1877	0.32
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	593	0.310	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	649	0.339	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	582	0.305	0.825	0.37	1796	0.33
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9714	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1450	-	0.660	-	3245	0.45

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (3) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋 D φ (mm)	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>1</sub> -11		①	ゲート頂版	2	1000	1000	800	D19 φ400×400	120	0.173	0.825	0.21	653	0.19
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 φ400×400	129	0.093	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 φ400×400	121	0.088	0.825	0.11	1306	0.10
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 φ400×400	81	0.094	0.825	0.12	816	0.10
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 φ400×400	81	0.094	0.825	0.12	816	0.10
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 φ400×400	366	0.183	0.825	0.23	1877	0.20
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 φ400×400	388	0.203	0.825	0.25	1796	0.22
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 φ400×400	382	0.200	0.825	0.25	1796	0.22
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 φ400×400	306	0.160	0.825	0.20	1796	0.18
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 φ400×400	304	0.160	0.825	0.20	1796	0.17
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 φ400×400	127	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 φ150	4310	0.611	0.825	0.75	21443	0.21
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 φ600×300	1101	0.611	0.660	0.93	3245	0.34
S <sub>1</sub> -12		①	ゲート頂版	2	1000	1000	800	D19 φ400×400	121	0.174	0.825	0.22	653	0.19
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 φ400×400	131	0.095	0.825	0.12	1306	0.11
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 φ400×400	126	0.091	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 φ400×400	84	0.097	0.825	0.12	816	0.11
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 φ400×400	83	0.096	0.825	0.12	816	0.11
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 φ400×400	386	0.193	0.825	0.24	1877	0.21
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 φ400×400	533	0.279	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 φ400×400	497	0.260	0.825	0.32	1796	0.28
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 φ400×400	362	0.190	0.825	0.24	1796	0.21
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 φ400×400	360	0.189	0.825	0.23	1796	0.21
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 φ400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 φ150	8097	-	0.825	-	21443	0.38
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 φ600×300	1289	-	0.660	-	3245	0.40

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (4) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋 D φ (mm)	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>1</sub> -13		①	ゲート頂版	5	1000	1000	800	D19 φ400×400	120	0.173	0.825	0.21	653	0.19
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 φ400×400	133	0.096	0.825	0.12	1306	0.11
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 φ400×400	127	0.092	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 φ400×400	85	0.098	0.825	0.12	816	0.11
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 φ400×400	84	0.097	0.825	0.12	816	0.11
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 φ400×400	380	0.191	0.825	0.24	1877	0.21
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 φ400×400	543	0.284	0.825	0.35	1796	0.31
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 φ400×400	485	0.254	0.825	0.31	1796	0.27
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 φ400×400	351	0.184	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 φ400×400	349	0.183	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 φ400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 φ150	7918	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 φ600×300	1288	-	0.660	-	3245	0.40
S <sub>1</sub> -14		①	ゲート頂版	5	1000	1000	800	D19 φ400×400	117	0.169	0.825	0.21	653	0.18
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 φ400×400	128	0.092	0.825	0.12	1306	0.10
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 φ400×400	96	0.070	0.825	0.09	1306	0.08
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 φ400×400	81	0.093	0.825	0.12	816	0.10
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 φ400×400	80	0.093	0.825	0.12	816	0.10
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 φ400×400	383	0.192	0.825	0.24	1877	0.21
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 φ400×400	391	0.205	0.825	0.25	1796	0.22
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 φ400×400	471	0.247	0.825	0.30	1796	0.27
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 φ400×400	353	0.185	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 φ400×400	352	0.184	0.825	0.23	1796	0.20
			放水路底版	30	1000	4500	4300	D19 φ400×400	126	0.034	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 φ150	7552	-	0.825	-	21443	0.36
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 φ600×300	1104	0.611	0.660	0.93	3245	0.35

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (5) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋 D (mm)	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>1</sub> -2.1		①	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	164	0.237	0.825	0.29	653	0.26
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	221	0.159	0.825	0.20	1306	0.17
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	207	0.150	0.825	0.19	1306	0.16
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	149	0.172	0.825	0.21	816	0.19
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	148	0.171	0.825	0.21	816	0.19
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	577	0.289	0.825	0.36	1877	0.31
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	529	0.277	0.825	0.34	1796	0.30
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	563	0.295	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	542	0.284	0.825	0.35	1796	0.31
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	540	0.283	0.825	0.35	1796	0.31
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	130	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	6288	-	0.825	-	21443	0.30
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1052	0.581	0.660	0.89	3245	0.33
S <sub>2</sub> -2.2		①	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	169	0.244	0.825	0.30	653	0.26
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	249	0.179	0.825	0.22	1306	0.20
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	228	0.164	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	172	0.198	0.825	0.24	816	0.22
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	172	0.198	0.825	0.24	816	0.22
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	614	0.308	0.825	0.38	1877	0.33
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	502	0.263	0.825	0.32	1796	0.28
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	557	0.292	0.825	0.36	1796	0.32
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	615	0.322	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	614	0.322	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	130	0.035	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7552	-	0.825	-	21443	0.36
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1115	0.621	0.660	0.95	3245	0.35

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (6) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋 D19 @400×400	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d							
S <sub>1</sub> -31	H+, V+	①	ゲート頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	161	0.232	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	231	0.167	0.825	0.21	1306	0.18
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	224	0.161	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	159	0.183	0.825	0.23	816	0.20
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	158	0.183	0.825	0.23	816	0.20
			放水路頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	590	0.296	0.825	0.36	1877	0.32
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	641	0.335	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	597	0.312	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	597	0.312	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	597	0.313	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	113	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	8170	-	0.825	-	21443	0.39
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1241	-	0.825	-	3245	0.39
S <sub>2</sub> -31	H-, V+	①	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	162	0.233	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	225	0.162	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	232	0.167	0.825	0.21	1306	0.18
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	159	0.184	0.825	0.23	816	0.20
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	159	0.184	0.825	0.23	816	0.20
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	594	0.298	0.825	0.37	1877	0.32
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	584	0.306	0.825	0.38	1796	0.33
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	635	0.332	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	598	0.313	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	598	0.313	0.825	0.38	1796	0.34
			放水路底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	114	0.031	0.825	0.04	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	8363	-	0.825	-	21443	0.40
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1073	0.591	0.660	0.90	3245	0.34

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (7) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
					部材幅 $b$	部材高 $h$	有効高 $d$							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	②	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	163	0.235	0.825	0.29	653	0.25
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	226	0.163	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	209	0.150	0.825	0.19	1306	0.16
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	154	0.178	0.825	0.22	816	0.19
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	154	0.177	0.825	0.22	816	0.19
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	584	0.292	0.825	0.36	1877	0.32
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	654	0.342	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	584	0.306	0.825	0.38	1796	0.33
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	572	0.300	0.825	0.37	1796	0.32
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	572	0.299	0.825	0.37	1796	0.32
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	135	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9800	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1593	-	0.660	-	3245	0.50
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	③	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	167	0.241	0.825	0.30	653	0.26
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	237	0.171	0.825	0.21	1306	0.19
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	213	0.153	0.825	0.19	1306	0.17
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	162	0.187	0.825	0.23	816	0.20
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	162	0.186	0.825	0.23	816	0.20
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	607	0.304	0.825	0.37	1877	0.33
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	685	0.359	0.825	0.44	1796	0.39
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	631	0.331	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	607	0.318	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	606	0.318	0.825	0.39	1796	0.34
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎(鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9080	-	0.825	-	21443	0.43
			地中連読壁基礎(水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1440	-	0.660	-	3245	0.45

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (8) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{all}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{all}$	短期許容 せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
					部材幅 $b$	部材高 $h$	有効高 $d$							
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	④	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	174	0.251	0.825	0.31	653	0.27
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	255	0.184	0.825	0.23	1306	0.20
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	223	0.161	0.825	0.20	1306	0.18
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	176	0.203	0.825	0.25	816	0.22
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	175	0.202	0.825	0.25	816	0.22
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	636	0.318	0.825	0.39	1877	0.34
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	592	0.310	0.825	0.38	1796	0.33
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	620	0.325	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	647	0.339	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	646	0.338	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	136	0.037	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	9803	-	0.825	-	21443	0.46
			地中連読壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1651	-	0.660	-	3245	0.51
			地中連読壁基礎 (水平) 面押し	29, 35	1000	2360	2051	D38 @600×300	2384	-	0.660	-	3245	0.74
S <sub>g</sub> -D1	H+, V-	⑤	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	180	0.260	0.825	0.32	653	0.28
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	263	0.190	0.825	0.24	1306	0.21
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	221	0.159	0.825	0.20	1306	0.17
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	182	0.210	0.825	0.26	816	0.23
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	181	0.209	0.825	0.26	816	0.23
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	668	0.334	0.825	0.41	1877	0.36
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	638	0.334	0.825	0.41	1796	0.36
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	661	0.346	0.825	0.42	1796	0.37
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	679	0.356	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	679	0.355	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	133	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7892	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1391	-	0.660	-	3245	0.43

注記 \*：評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-10 (9) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

地震波	位相	検討ケース	評価位置		断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{sl}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
					部材幅 $b$	部材高 $h$	有効高 $d$							
S <sub>1</sub> -D1	H+, V-	⑥	ゲート頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	180	0.260	0.825	0.32	653	0.28
			ゲート左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	263	0.190	0.825	0.24	1306	0.21
			ゲート右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	220	0.159	0.825	0.20	1306	0.17
			ゲート左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	182	0.210	0.825	0.26	816	0.23
			ゲート右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	181	0.209	0.825	0.26	816	0.23
			放水路頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	669	0.335	0.825	0.41	1877	0.36
			放水路左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	621	0.325	0.825	0.40	1796	0.35
			放水路右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	665	0.348	0.825	0.43	1796	0.38
			放水路左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	681	0.357	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	681	0.356	0.825	0.44	1796	0.38
			放水路底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	134	0.036	0.825	0.05	3510	0.04
			地中連読壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	7731	-	0.825	-	21443	0.37
			地中連読壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×300	1356	-	0.660	-	3245	0.42

注記 \* : 評価位置は図 5.1-6 にて図示する。



表 5.2-11 放水路の側壁及び隔壁の評価結果

地震波	位相	検討ケース	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_a$
$S_s - D1$	H+, V+	①	0.458	1.350	0.34
$S_s - D1$	H+, V-		0.378	1.350	0.28
$S_s - D1$	H-, V+		0.408	1.350	0.31
$S_s - D1$	H-, V-		0.383	1.350	0.29
$S_s - 11$			0.288	1.350	0.22
$S_s - 12$			0.307	1.350	0.23
$S_s - 13$			0.310	1.350	0.23
$S_s - 14$			0.223	1.350	0.17
$S_s - 21$			0.221	1.350	0.17
$S_s - 22$			0.298	1.350	0.23
$S_s - 31$	H+, V+		0.451	1.350	0.34
$S_s - 31$	H-, V+		0.448	1.350	0.34
$S_s - D1$	H+, V-	②	0.391	1.350	0.29
	H+, V-	③	0.434	1.350	0.33
	H+, V-	④	0.413	1.350	0.31
	H+, V-	⑤	0.379	1.350	0.29
	H+, V-	⑥	0.414	1.350	0.31



表 5.2-12 (1) 断面諸元一覧表 (防潮壁横断方向)

部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	(8本)	150	8.1
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

注記： ( ) 内の値は水平全断面当たりの本数である。

表 5.2-12 (2) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	19	400	400	17.9
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	(8本)	150	7.1
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

注記： ( ) 内の値は水平全断面当たりの本数である。



表 5.2-12 (3) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
ゲート 頂版 (上側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 頂版 (下側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 側壁	1.000	1.800	0.200	1.600	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 中壁	1.000	1.200	0.200	1.000	SD345	19	400	400	17.9
放水路 頂版	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	19	400	400	17.9
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 底版	1.000	4.500	0.300	4.200	SD345	19	400	400	17.9
地中連読壁 基礎 (鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	(8本)	150	7.1
地中連読壁 基礎 (水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

注記： ( ) 内の値は水平全断面当たりの本数である。



### 5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表5.2-13に、接地圧分布図を図5.2-1～図5.2-3に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は $S_s-D1$ 〔H+, V-〕, 平均剛性, 非液状化（② - ②断面方向）で  $3821 \text{ kN/m}^2$  であり, 基礎地盤の極限支持力度  $6371 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから, 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は, 基準地震動  $S_s$  に対し, 支持性能を有する。



表 5.2-13 (1) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

断面	基準地震動	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
横断 方向 ①-① 断面	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	①	3301	6371
		H+, V-		3553	6371
		H-, V+		3360	6371
		H-, V-		3444	6371
	S <sub>s</sub> -1 1			2593	6371
	S <sub>s</sub> -1 2			3214	6371
	S <sub>s</sub> -1 3			3196	6371
	S <sub>s</sub> -1 4			3259	6371
	S <sub>s</sub> -2 1			2630	6371
	S <sub>s</sub> -2 2			2774	6371
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+		3008	6371
		H-, V+		3360	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	②	3506	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	③	3627	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	④	3677	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑤	3575	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑥	3566	6371



表 5.2-13 (2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

断面	基準地震動	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
縦断 方向 ②-② 断面	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	①	3527	6371
		H+, V-		3748	6371
		H-, V+		3430	6371
		H-, V-		3736	6371
	S <sub>s</sub> -1 1			3090	6371
	S <sub>s</sub> -1 2			3769	6371
	S <sub>s</sub> -1 3			3744	6371
	S <sub>s</sub> -1 4			3483	6371
	S <sub>s</sub> -2 1			2977	6371
	S <sub>s</sub> -2 2			3135	6371
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+		3445	6371
		H-, V+		3423	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	②	3666	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	③	3783	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	④	3635	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	④	3799	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑤	3821	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑥	3818	6371



表 5.2-13 (3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

断面	基準地震動	位相	検討ケース	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
縦断 方向 ③-③ 断面	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	①	2984	6371
		H+, V-		3217	6371
		H-, V+		2959	6371
		H-, V-		3221	6371
	S <sub>s</sub> -1 1			2568	6371
	S <sub>s</sub> -1 2			3231	6371
	S <sub>s</sub> -1 3			3166	6371
	S <sub>s</sub> -1 4			2968	6371
	S <sub>s</sub> -2 1			2510	6371
	S <sub>s</sub> -2 2			2538	6371
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+		3040	6371
		H-, V+		3015	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	②	3192	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	③	3322	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	④	3348	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑤	3328	6371
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	⑥	3361	6371



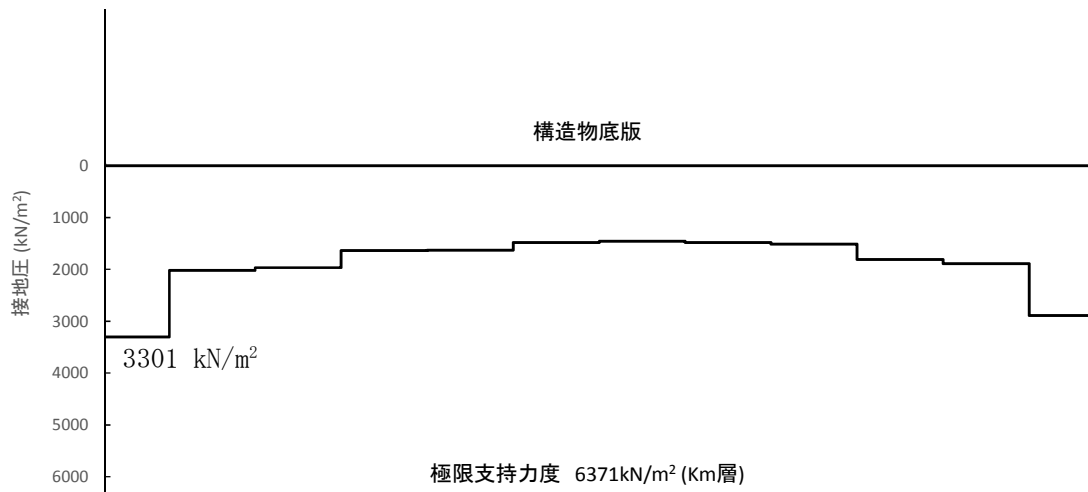


図 5.2-1 (1) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V+],

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）

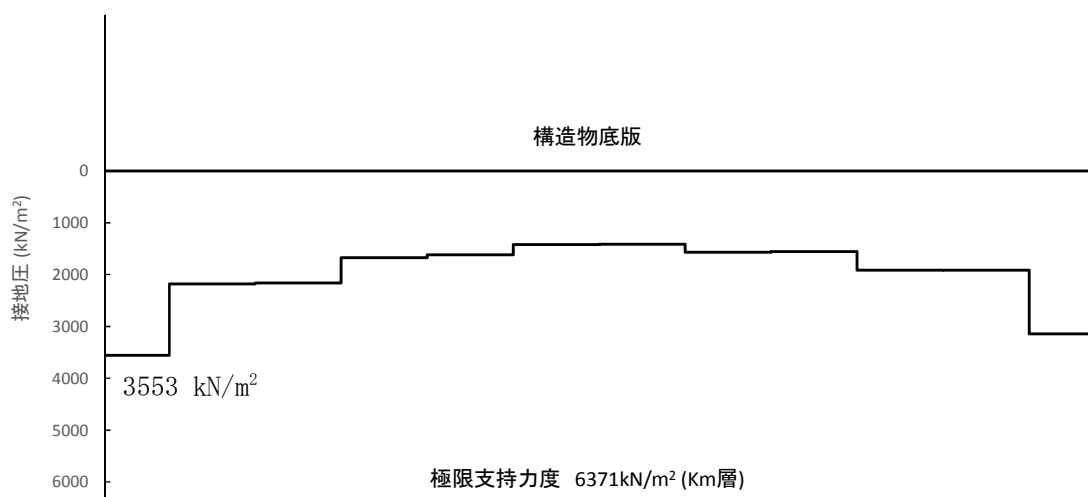


図 5.2-1 (2) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-D1$  [H+, V-],

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）



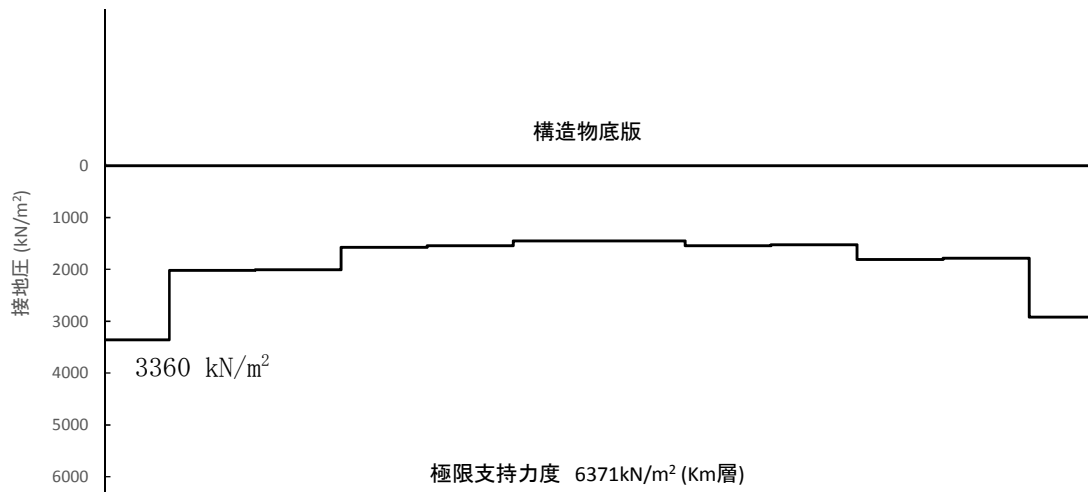


図 5.2-1 (3) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波: S<sub>s</sub>-D 1 [H-, V+],

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) )

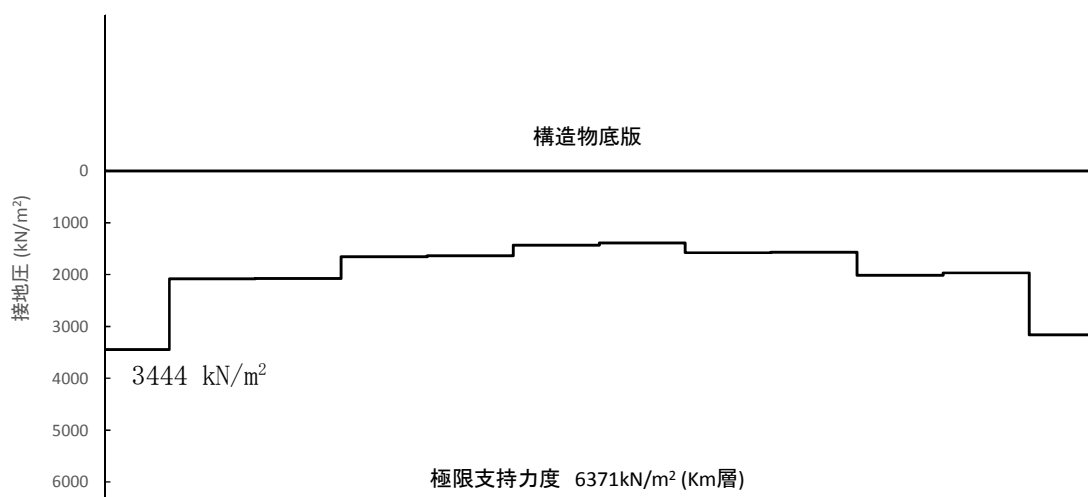


図 5.2-1 (4) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波: S<sub>s</sub>-D 1 [H-, V-],

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) )



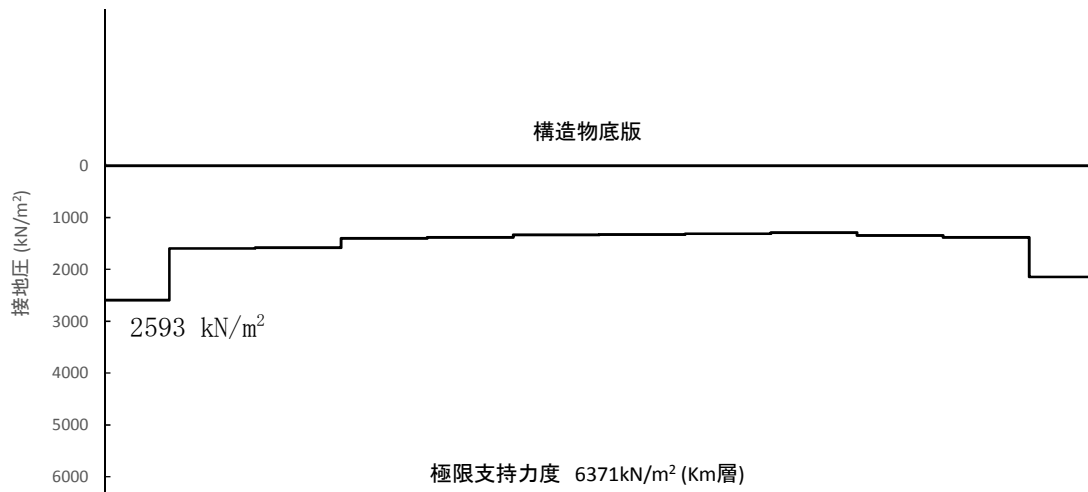


図 5.2-1 (5) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 1.1$  ,

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) )

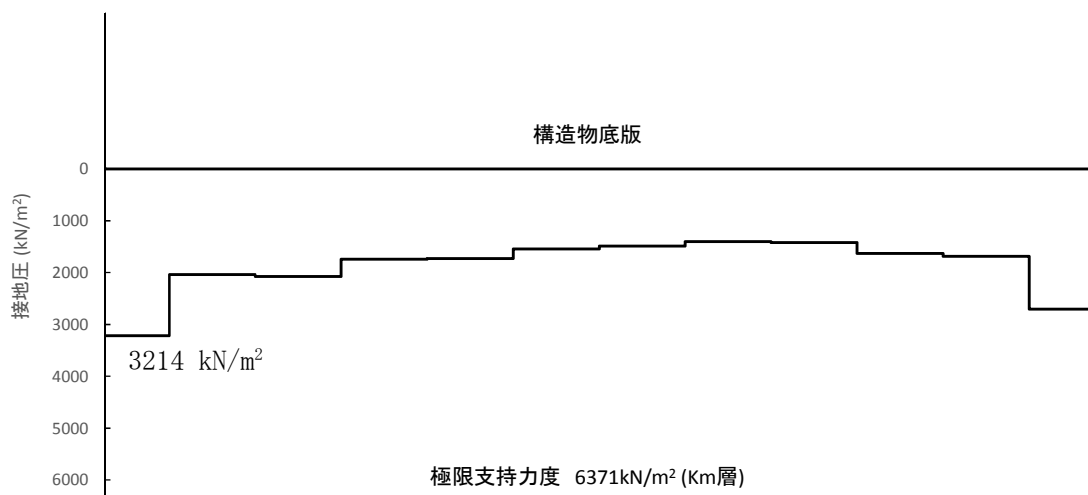


図 5.2-1 (6) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 1.2$  ,

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) )



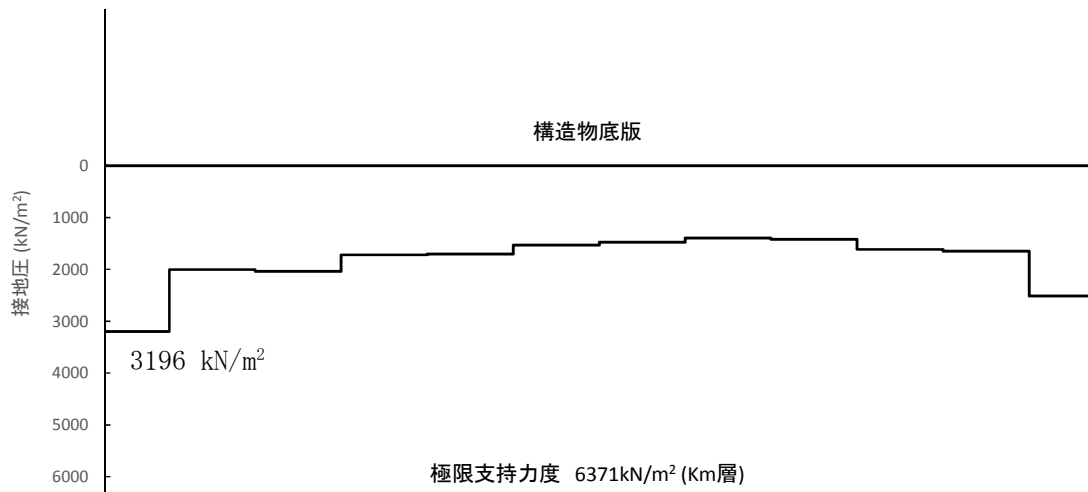


図 5.2-1 (7) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-13$ ，

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））

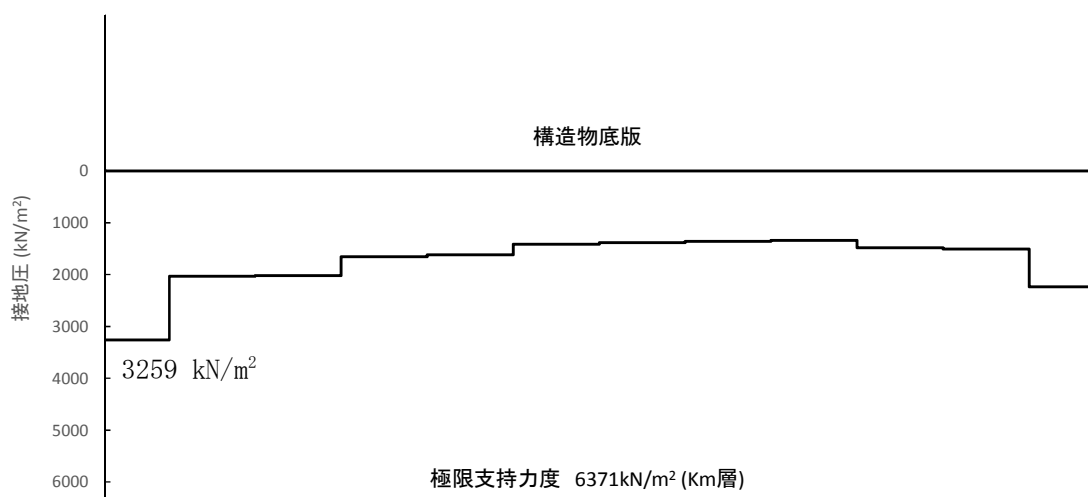


図 5.2-1 (8) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-14$ ，

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））



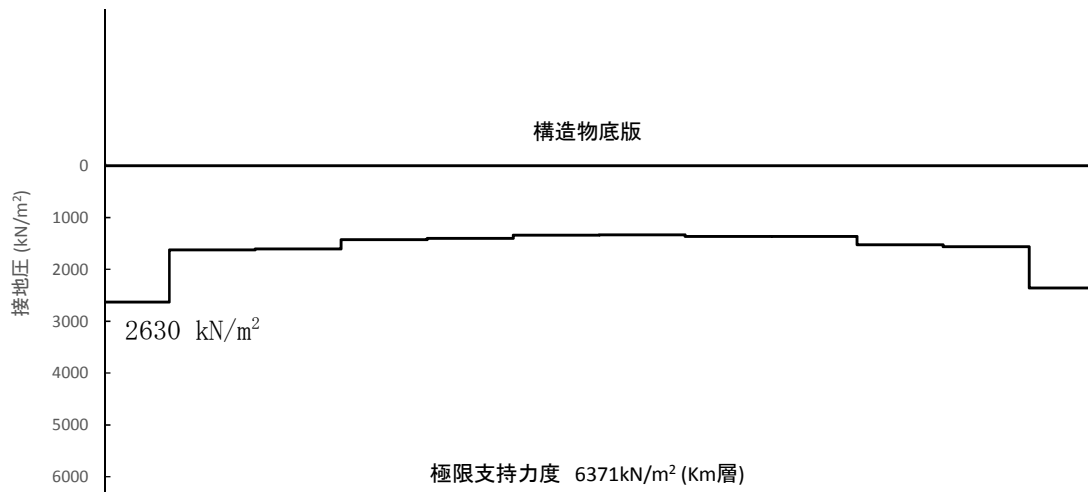


図 5.2-1 (9) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-21$ ，

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））

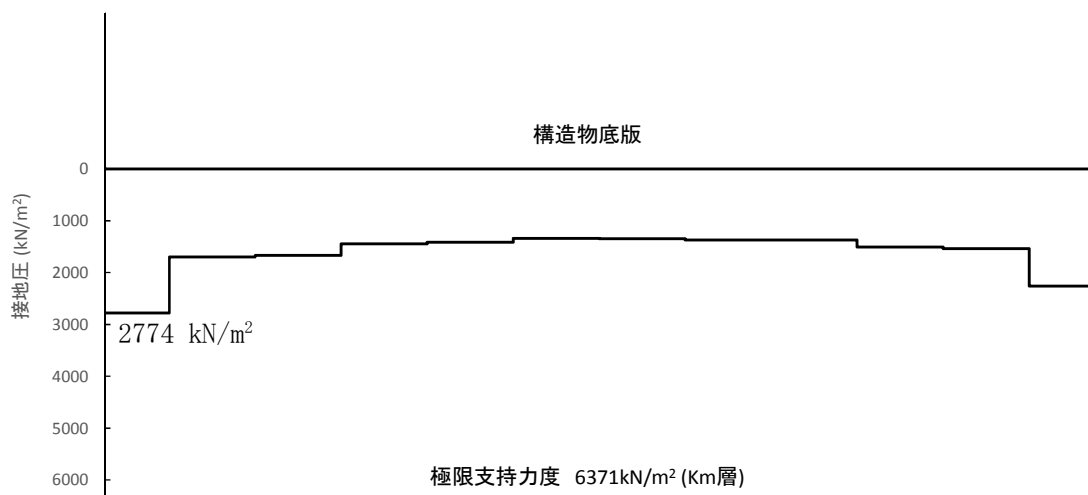


図 5.2-1 (10) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s-22$ ，

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））



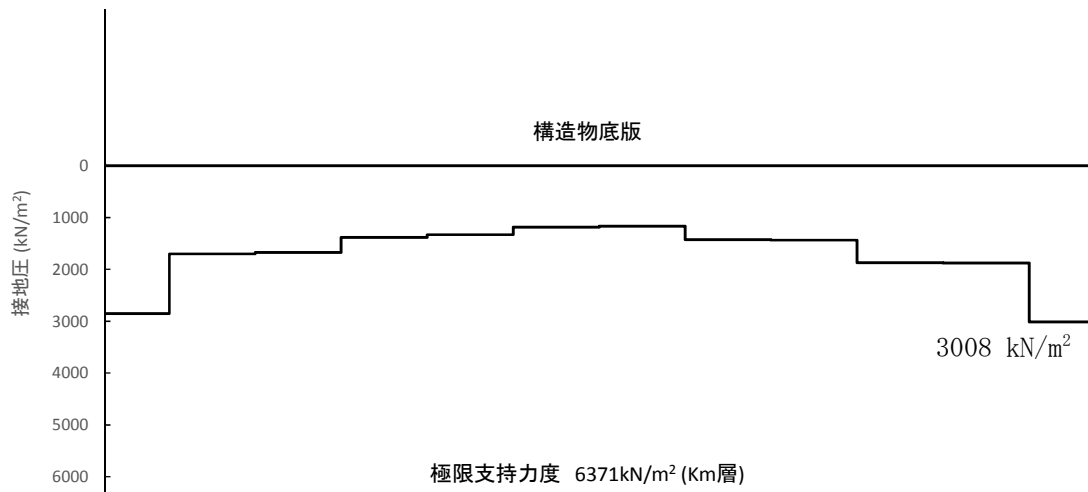


図 5.2-1 (11) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 31$  [H+, V+],

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))

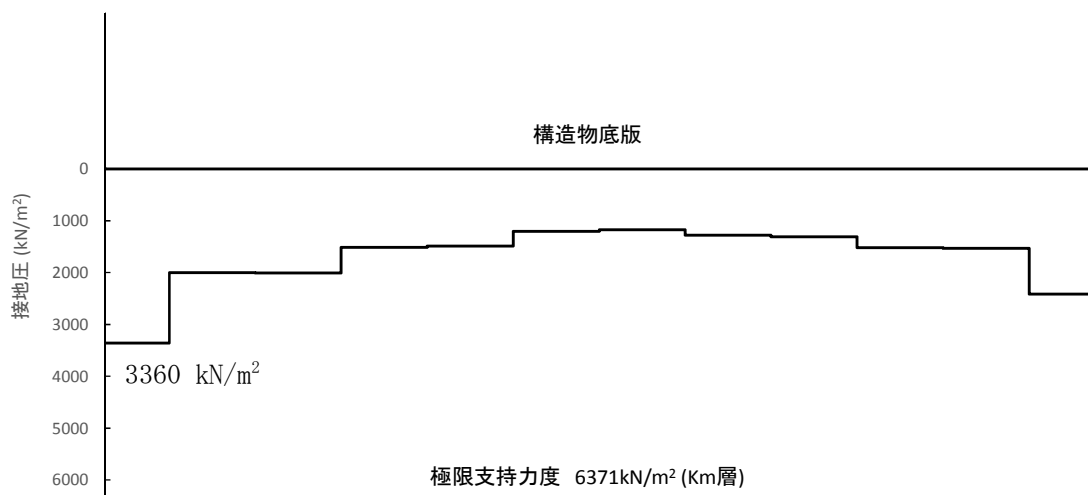


図 5.2-1 (12) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s - 31$  [H-, V+],

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))



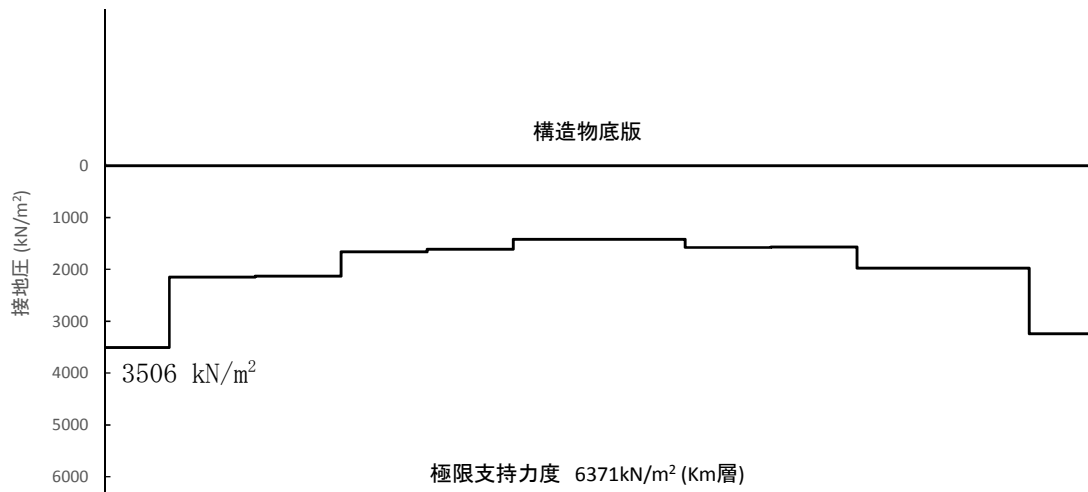


図 5.2-1 (13) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

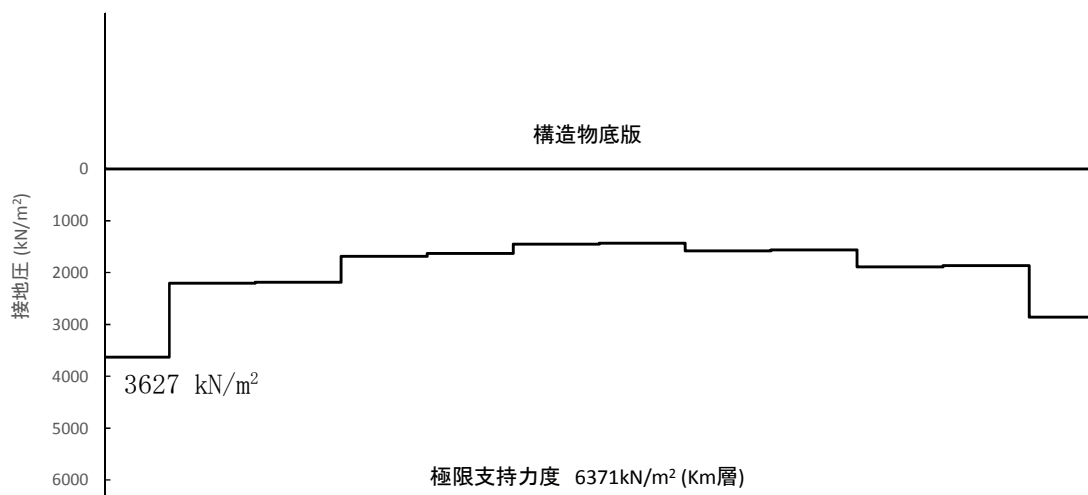


図 5.2-1 (14) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$  [H+, V-] ,  
 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）



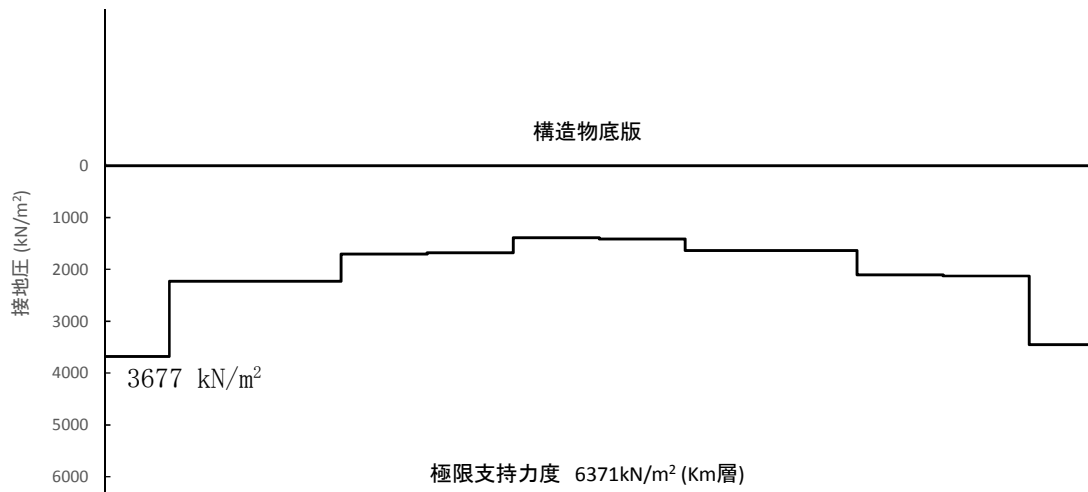


図 5.2-1 (15) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
 液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

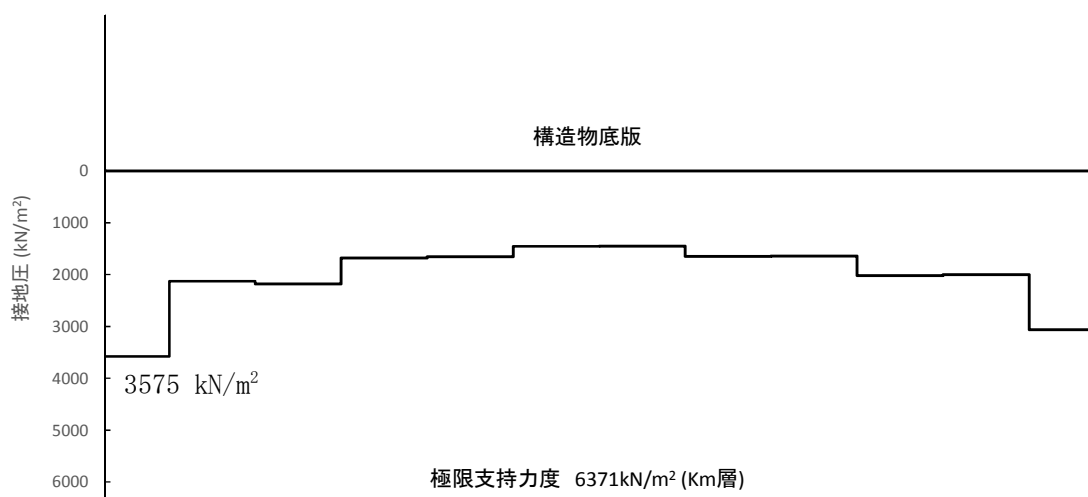


図 5.2-1 (16) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）



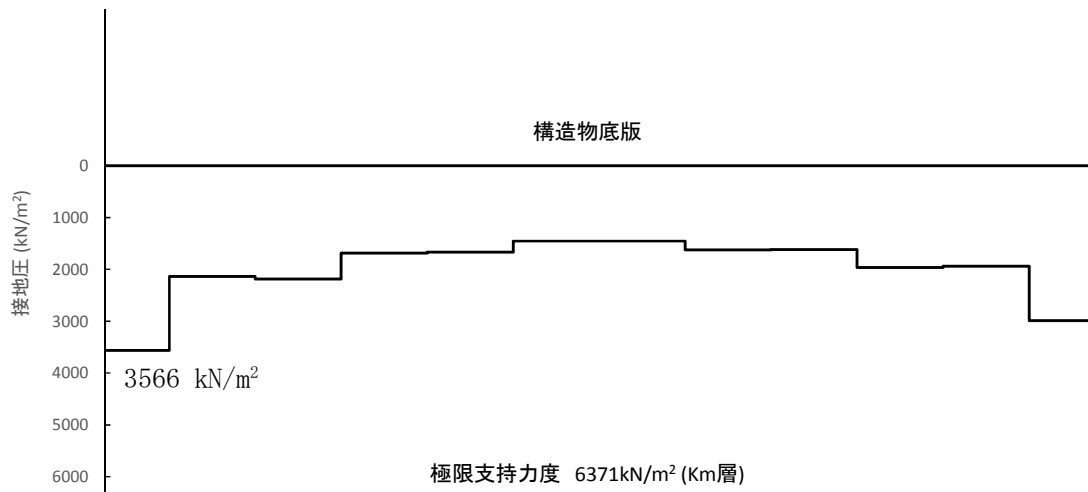


図 5.2-1 (17) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波:  $S_s-D1$  [H+, V-],

検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)



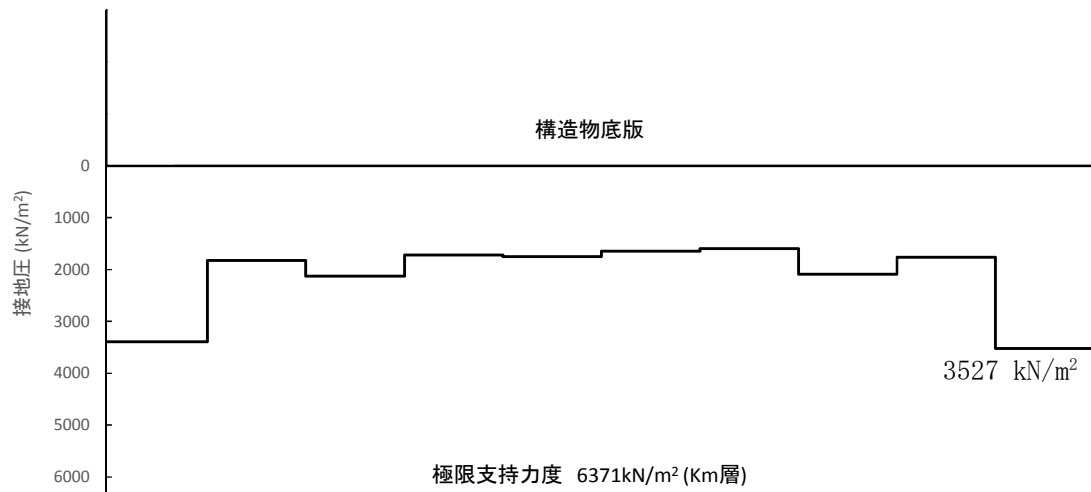


図 5.2-2 (1) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，

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））

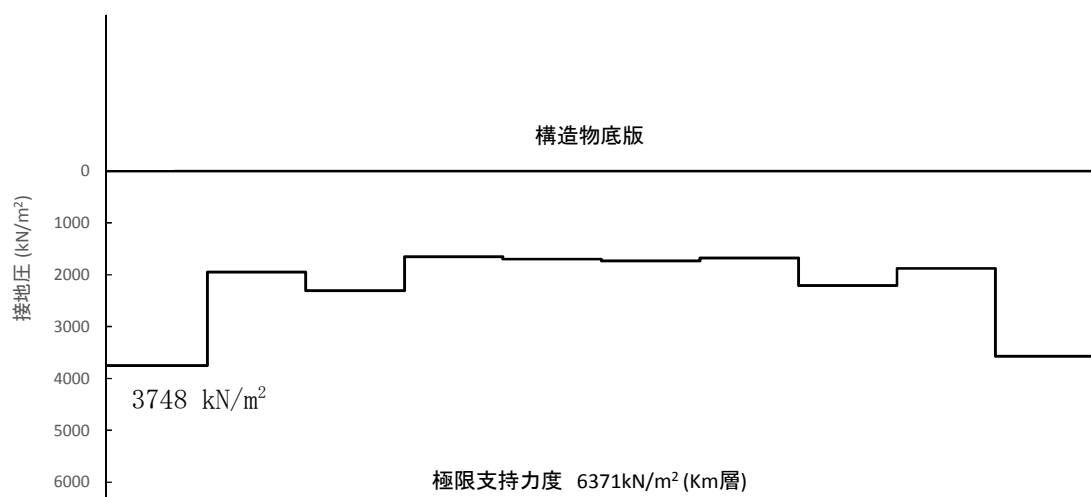


図 5.2-2 (2) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

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））



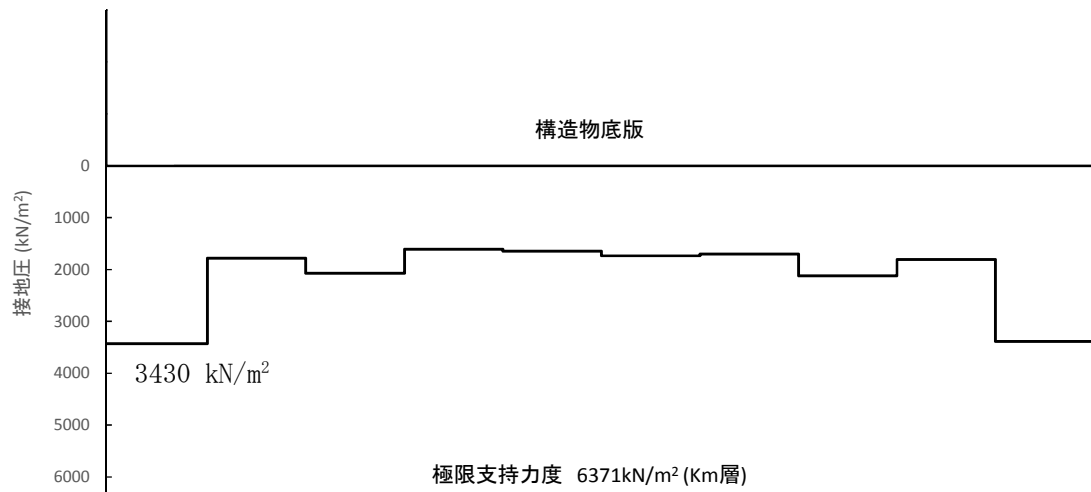


図 5.2-2 (3) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V+],

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））

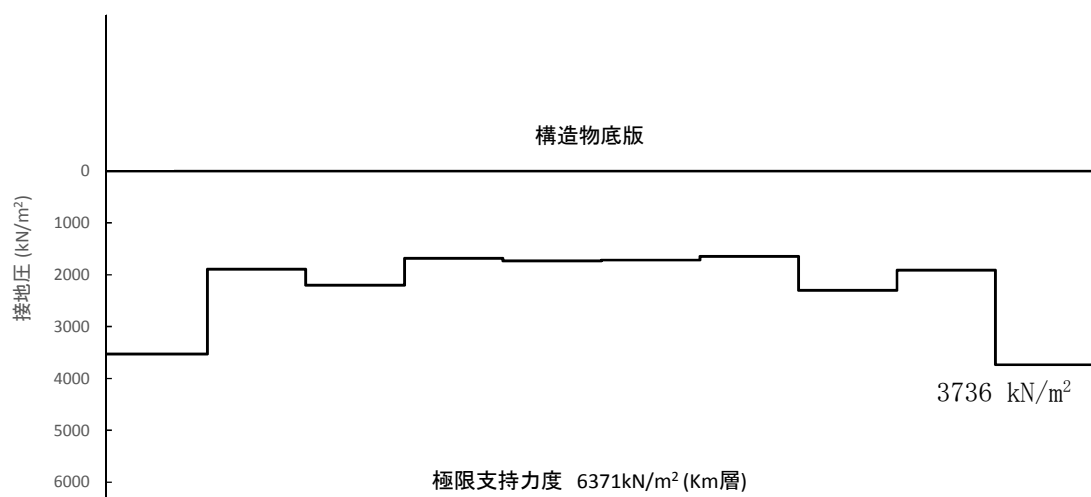


図 5.2-2 (4) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D1$  [H-, V-],

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））



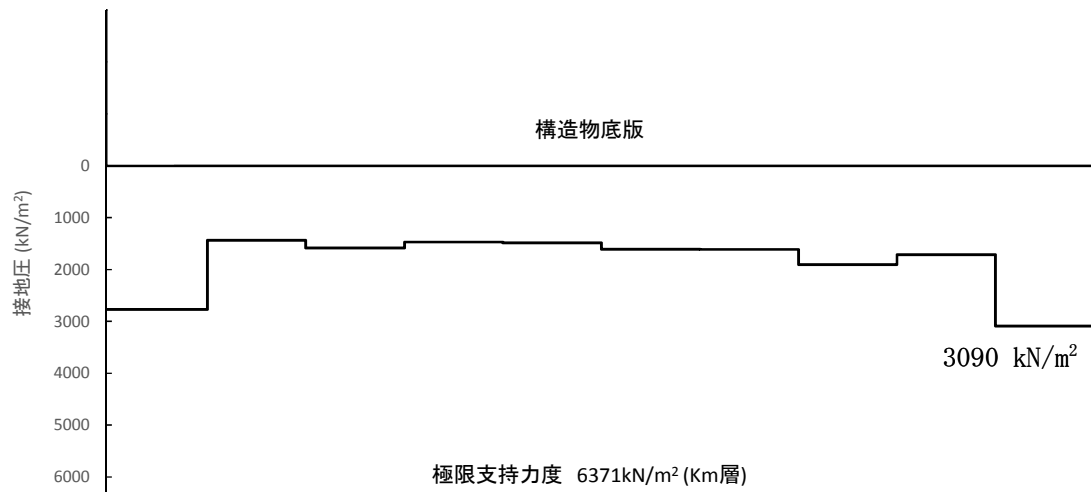


図 5.2-2 (5) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，

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））

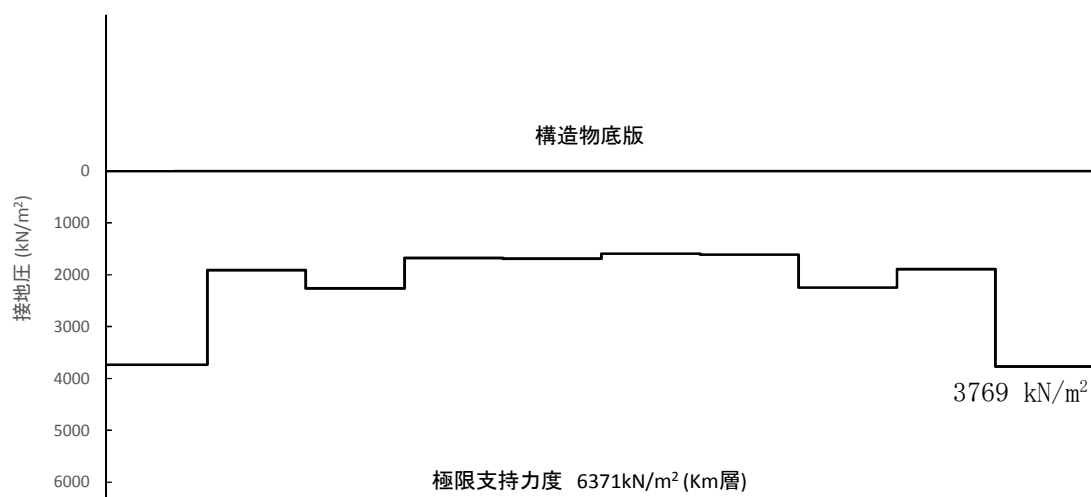


図 5.2-2 (6) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.2$ ，

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））



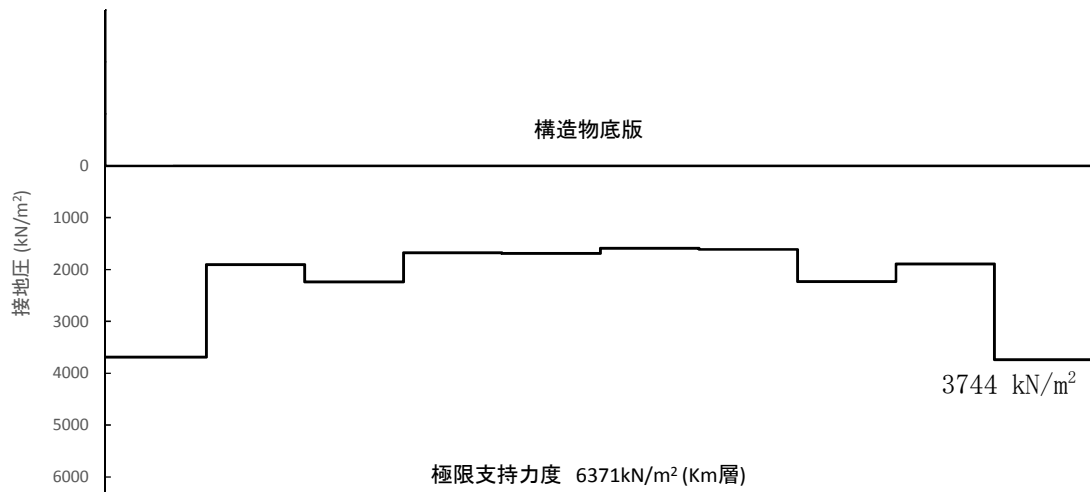


図 5.2-2 (7) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波:  $S_s - 1.3$ ,

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))

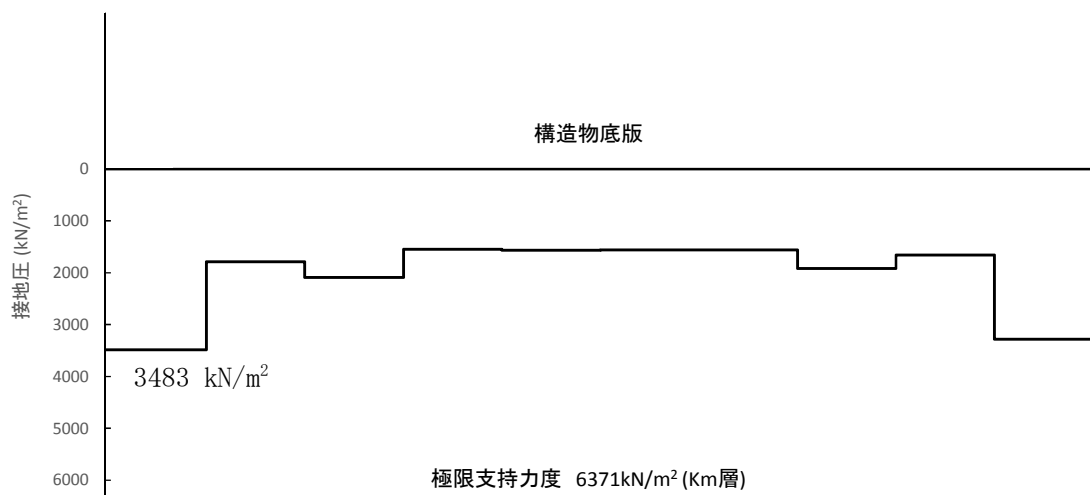


図 5.2-2 (8) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波:  $S_s - 1.4$ ,

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))



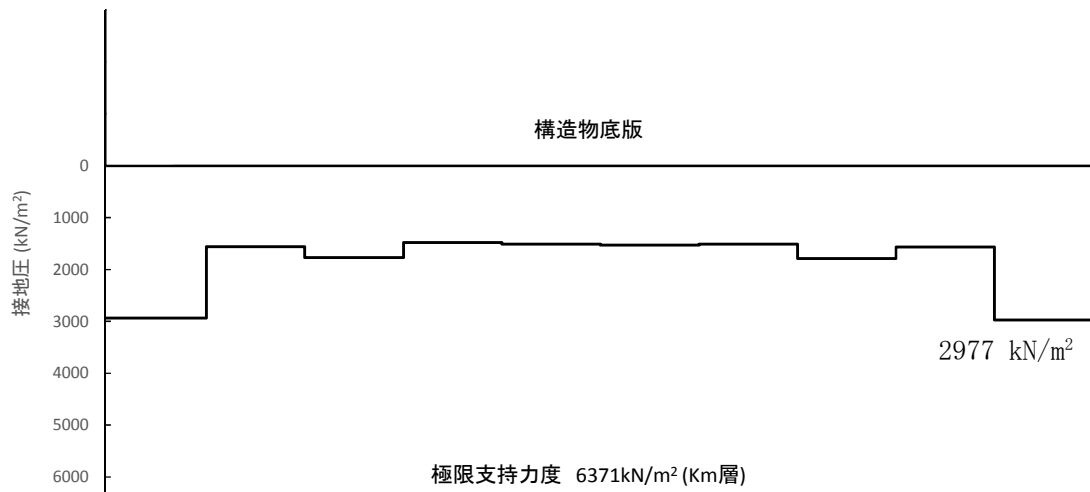


図 5.2-2 (9) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-21$ ，

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））

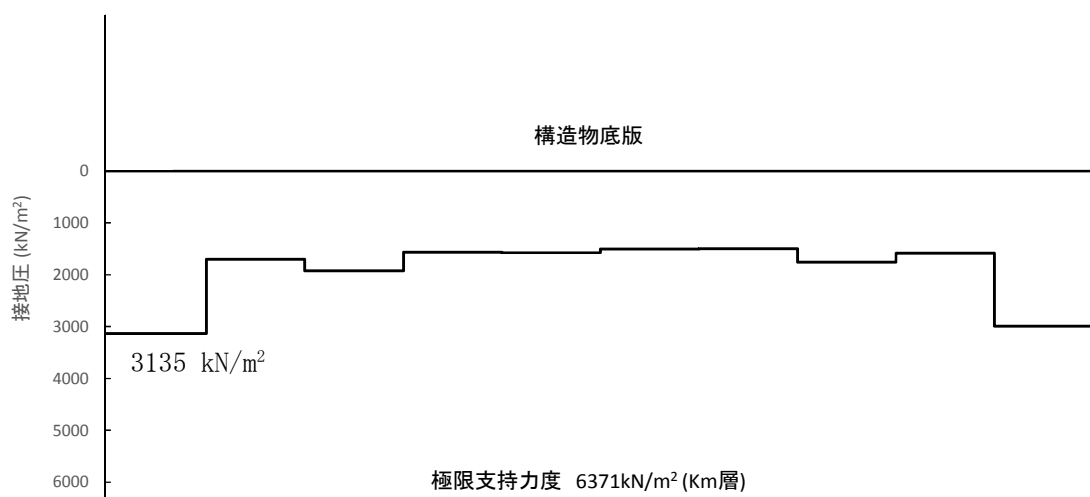


図 5.2-2 (10) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-22$ ，

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））



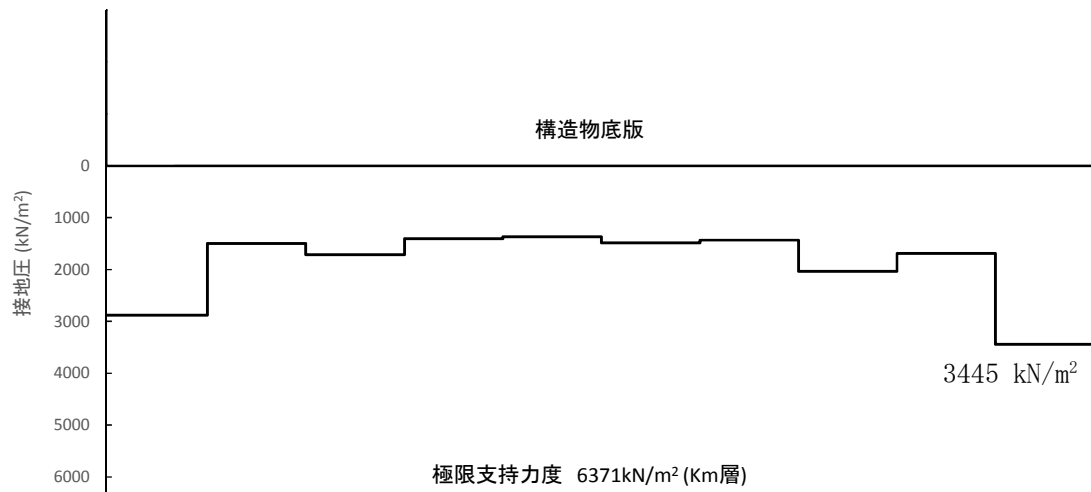


図 5.2-2 (11) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 31$  [H+, V+],

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））

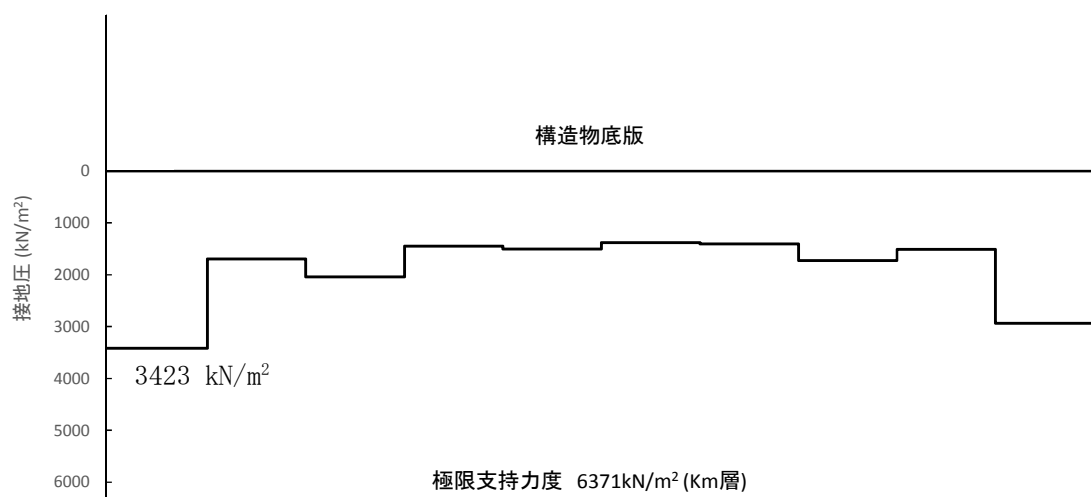


図 5.2-2 (12) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 31$  [H-, V+],

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））



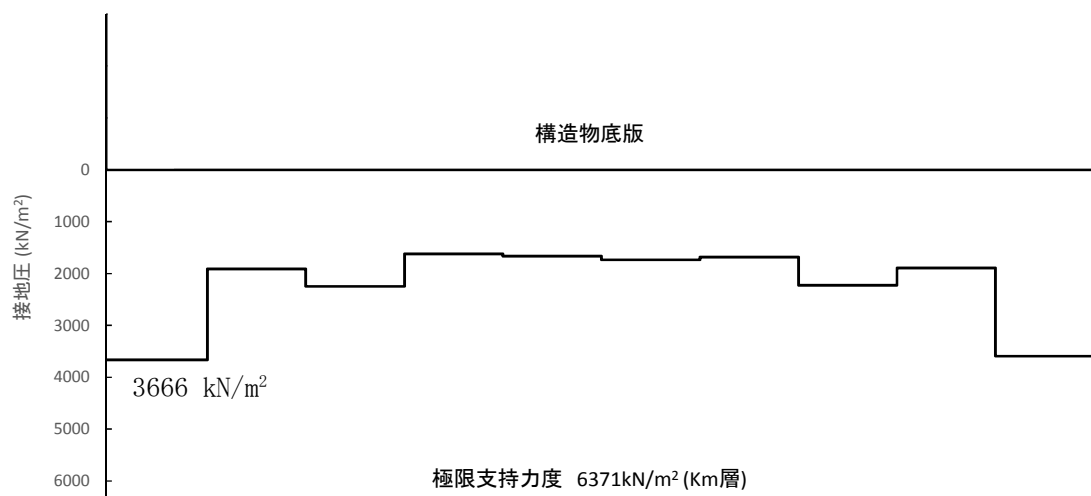


図 5.2-2 (13) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

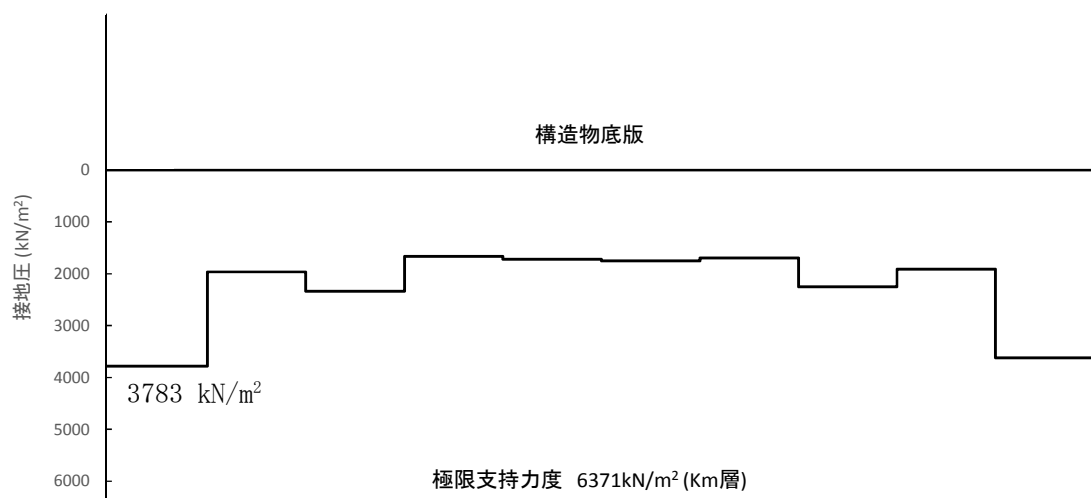


図 5.2-2 (14) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）



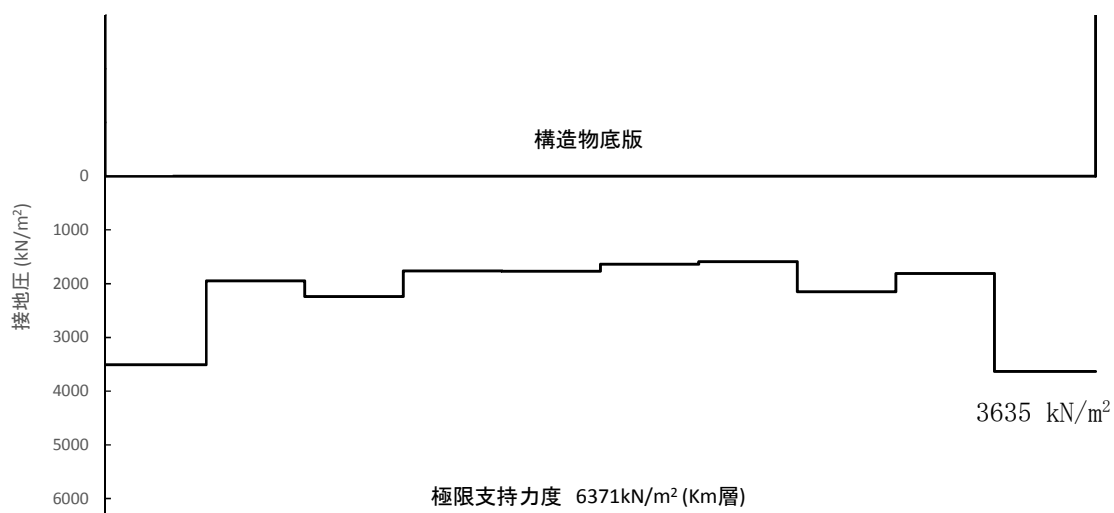


図 5.2-2 (15) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V+〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
 液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

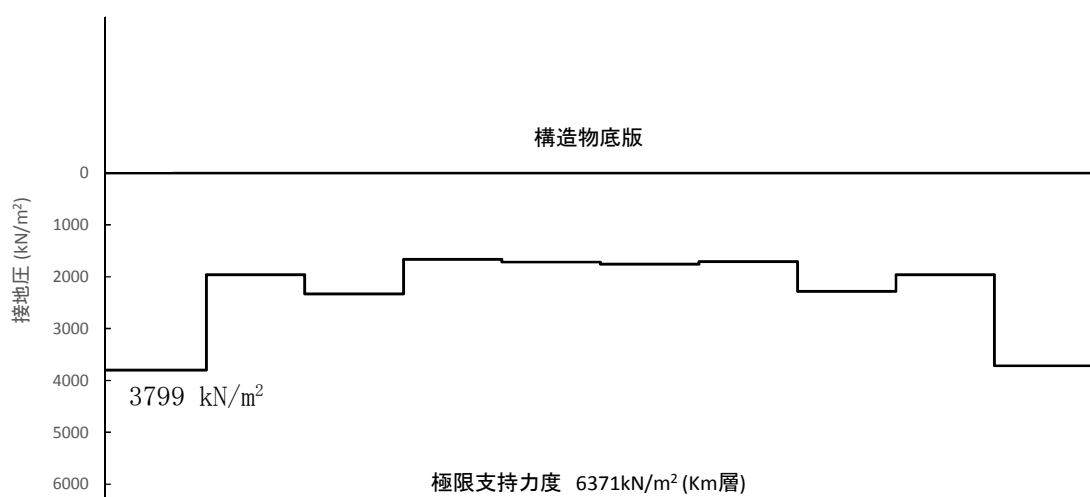
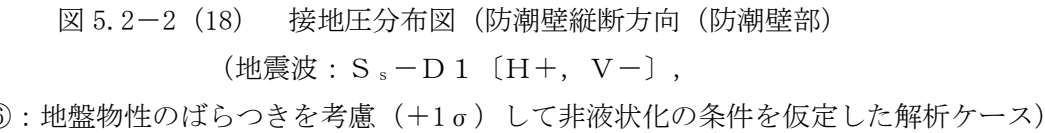
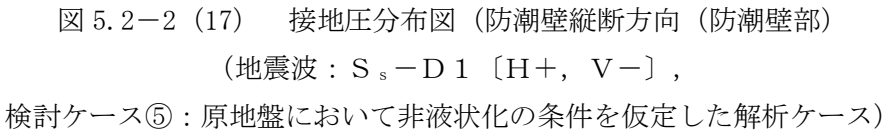


図 5.2-2 (16) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
 液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）







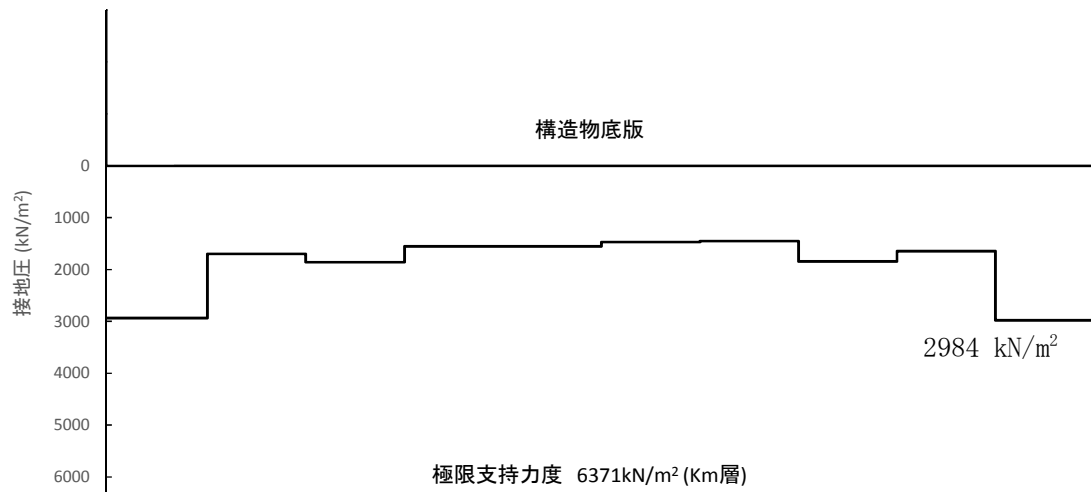


図 5.2-3 (1) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V+$ 〕，

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））

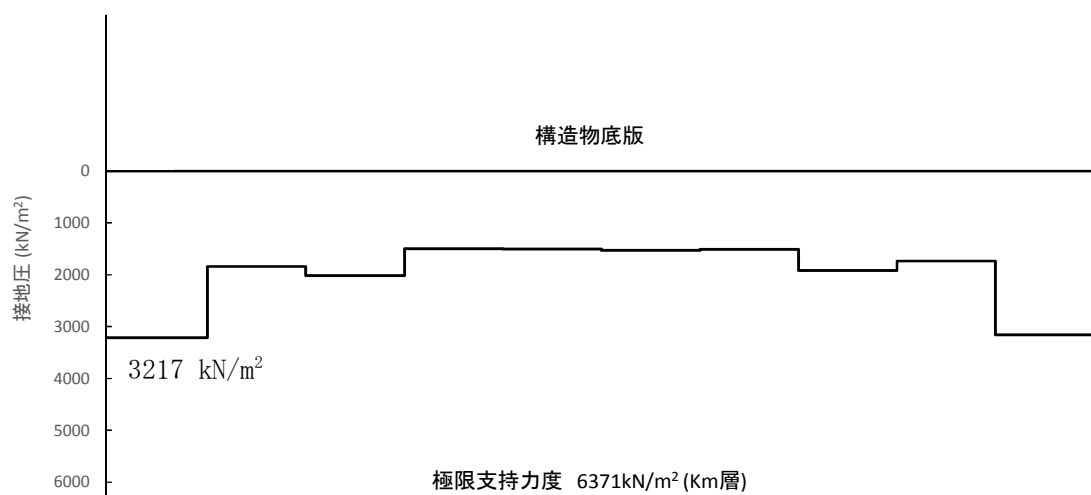


図 5.2-3 (2) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ， $V-$ 〕，

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））



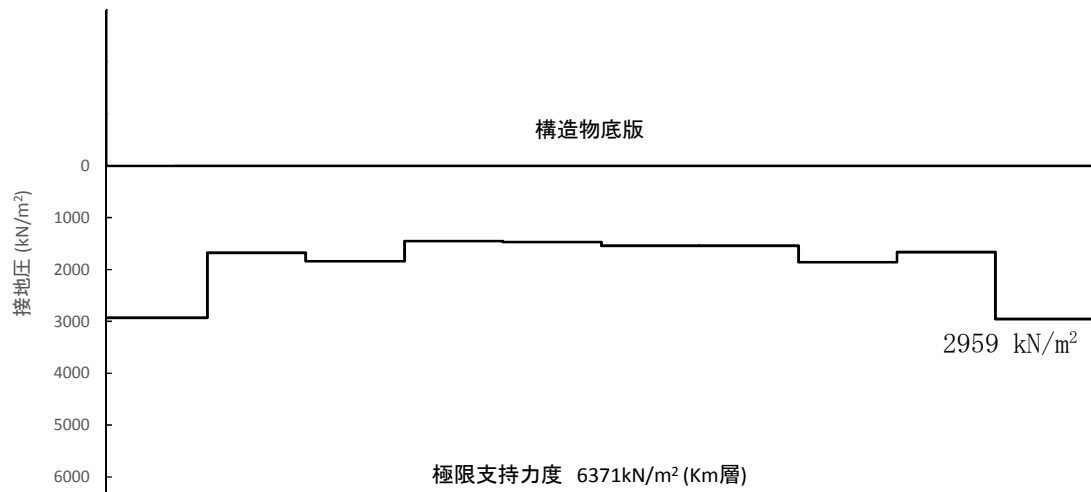


図 5.2-3 (3) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H-$ ， $V+$ 〕，

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））

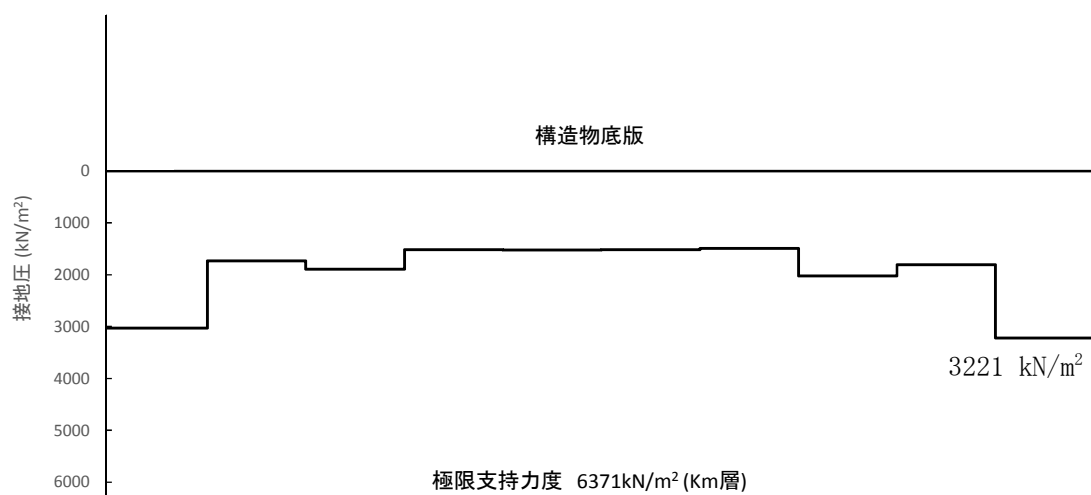


図 5.2-3 (4) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-D1$ 〔 $H-$ ， $V-$ 〕，

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））



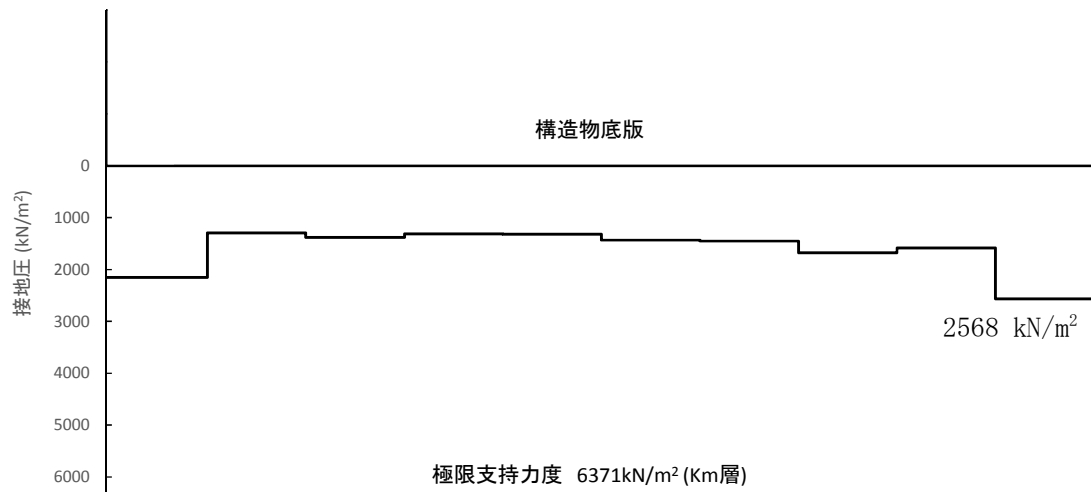


図 5.2-3 (5) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s - 1.1$ ,

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))

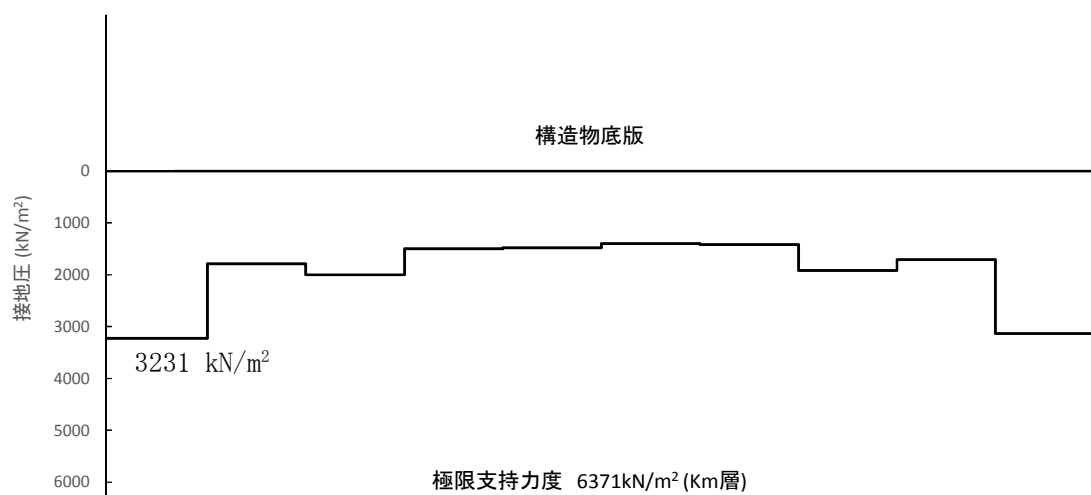


図 5.2-3 (6) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s - 1.2$ ,

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))



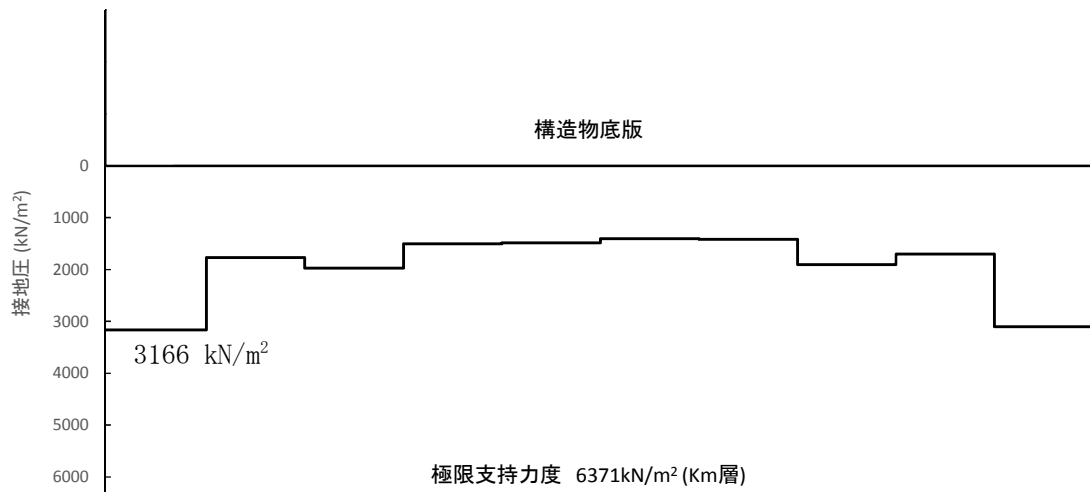


図 5.2-3 (7) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-13$ ，

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））

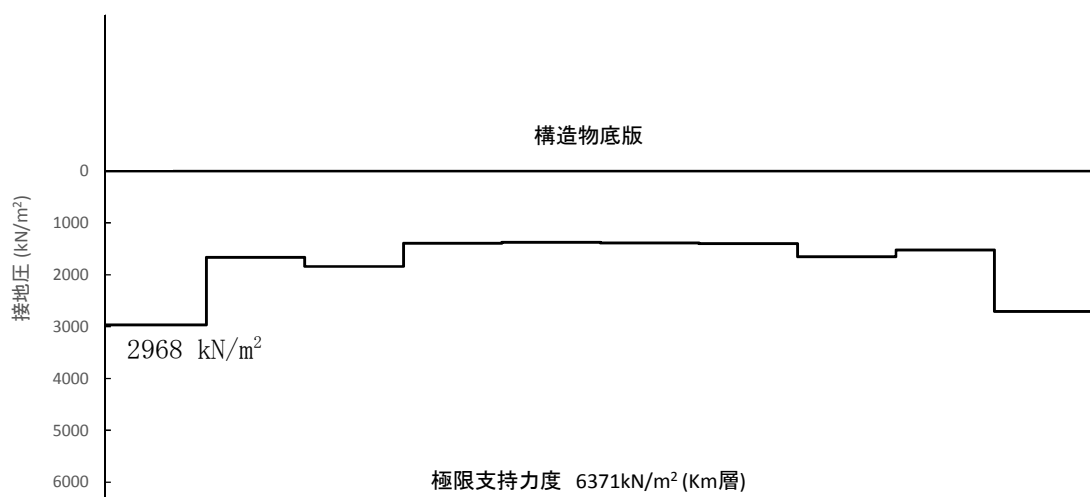


図 5.2-3 (8) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-14$ ，

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））



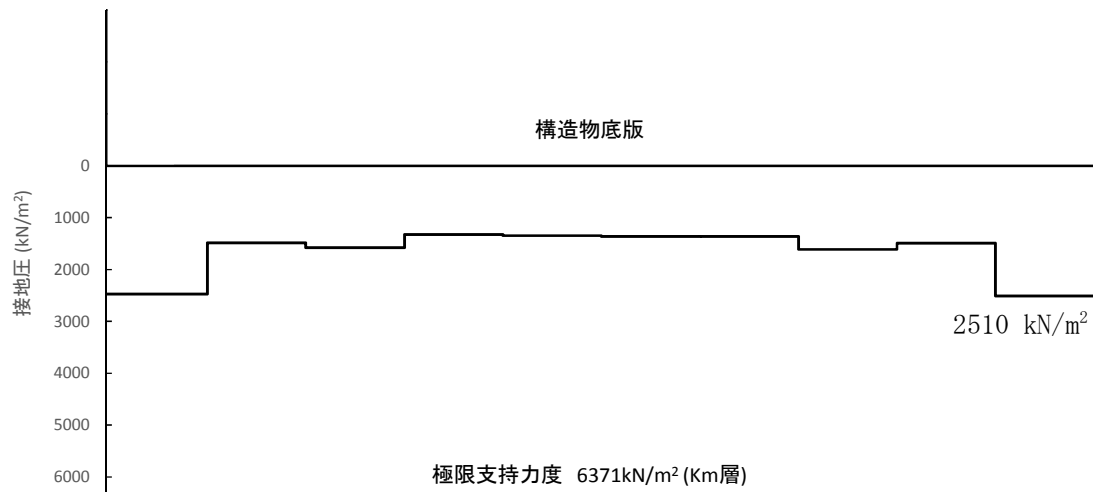


図 5.2-3 (9) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-21$ ，

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））

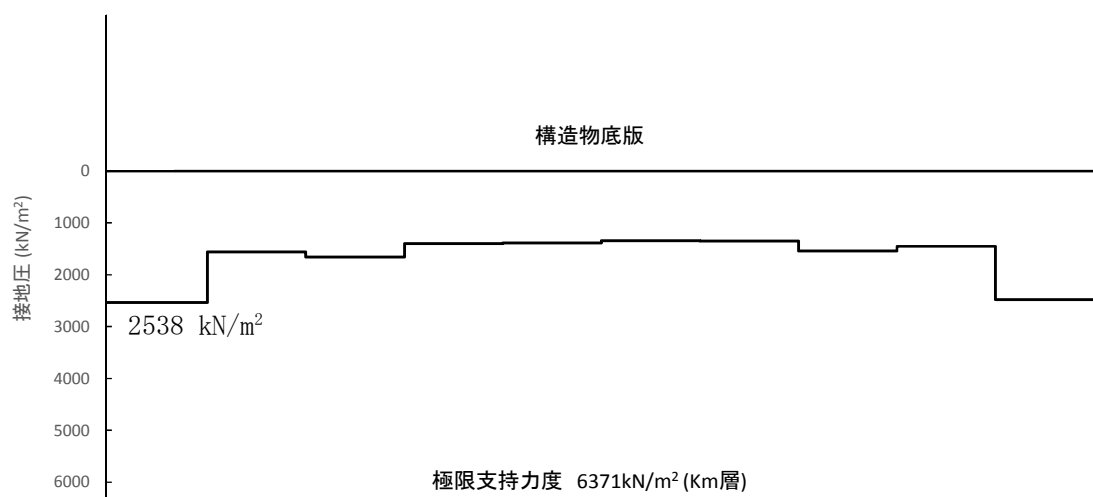


図 5.2-3 (10) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-22$ ，

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））



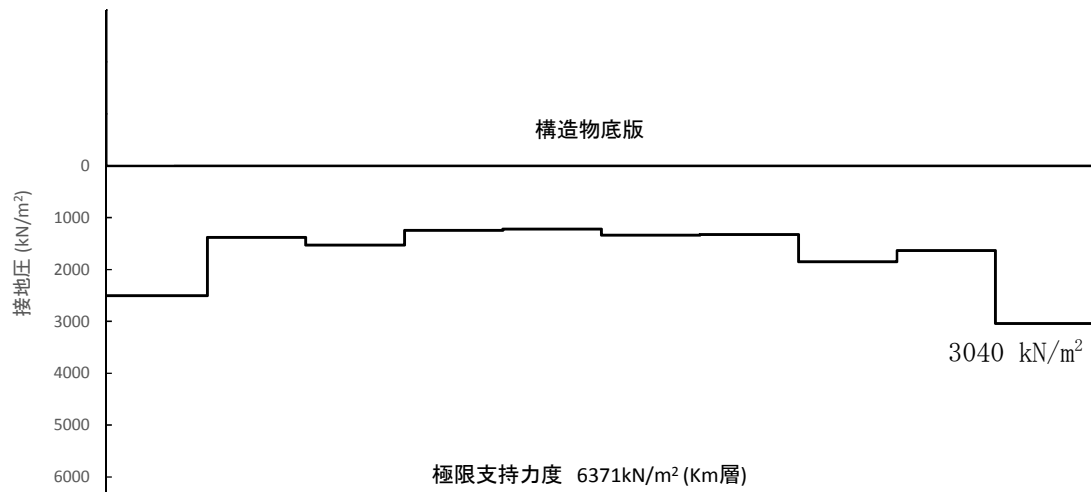


図 5.2-3 (11) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-31$  [H+, V+],

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））

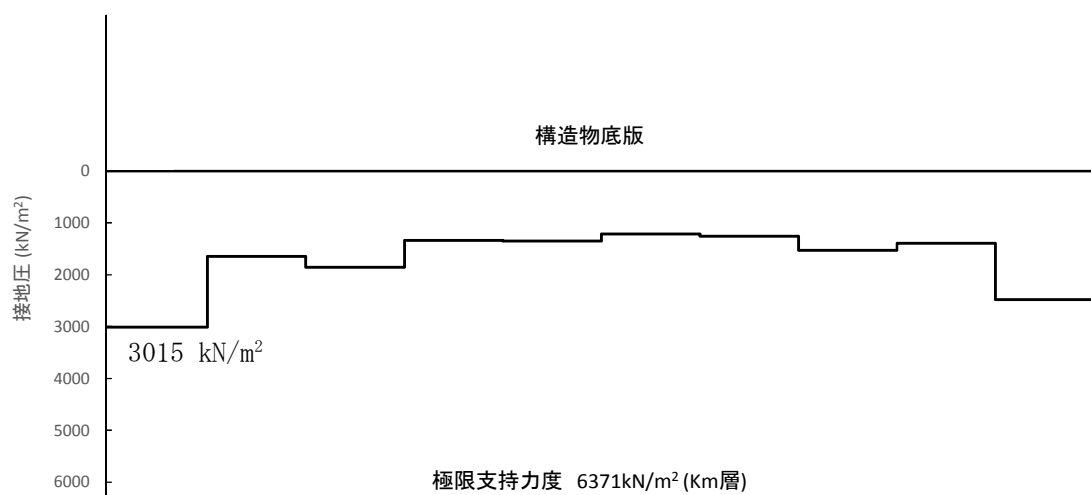


図 5.2-3 (12) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-31$  [H-, V+],

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））



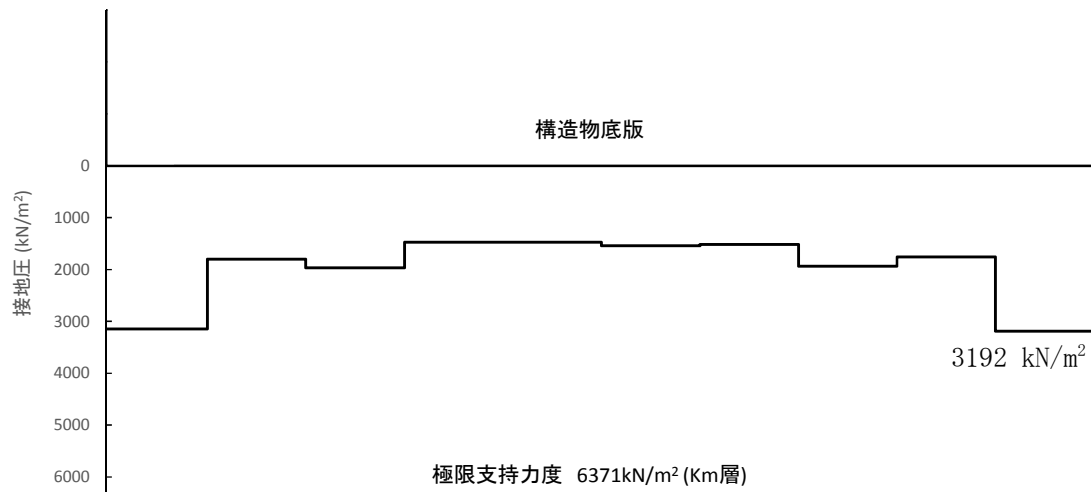


図 5.2-3 (13) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ,  $V-$ 〕，  
 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

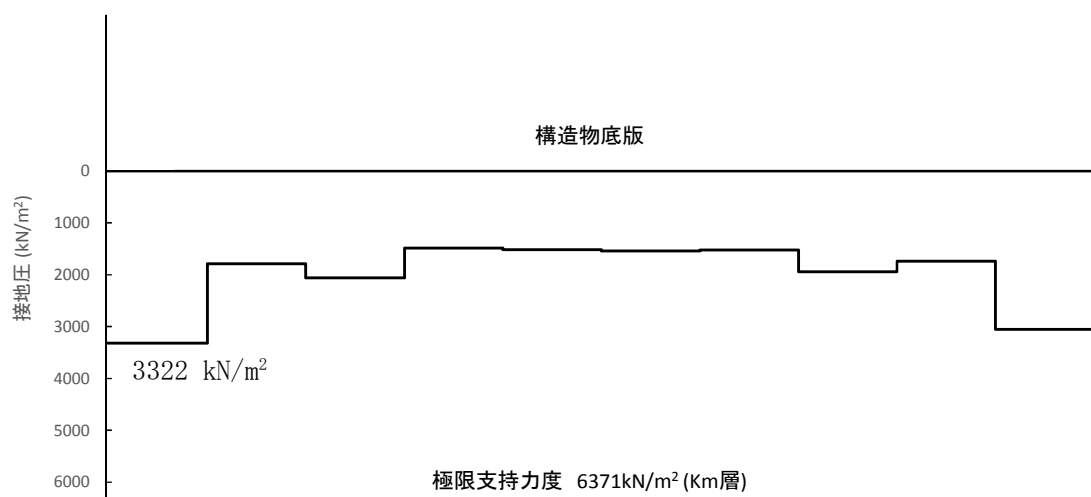


図 5.2-3 (14) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔 $H+$ ,  $V-$ 〕，  
 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース）



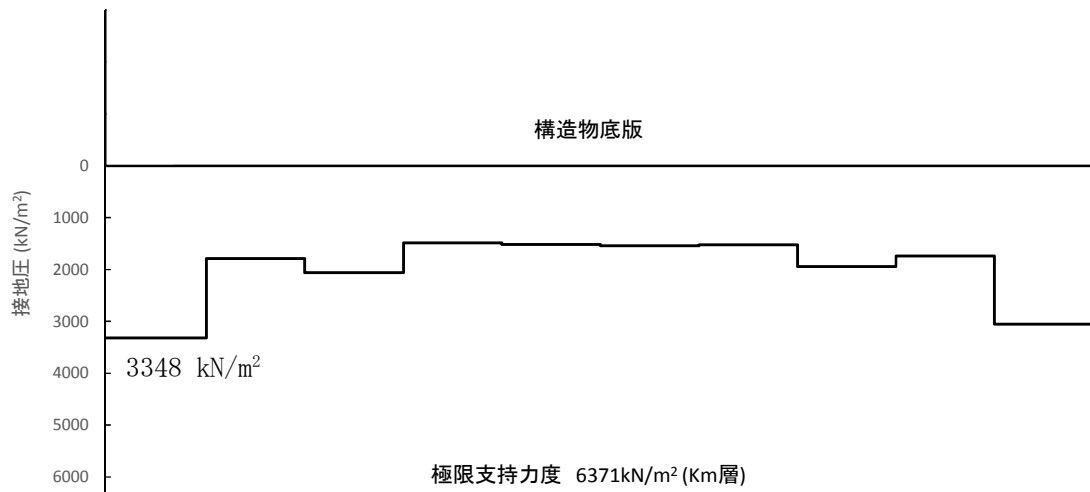


図 5.2-3 (15) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の  
 液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

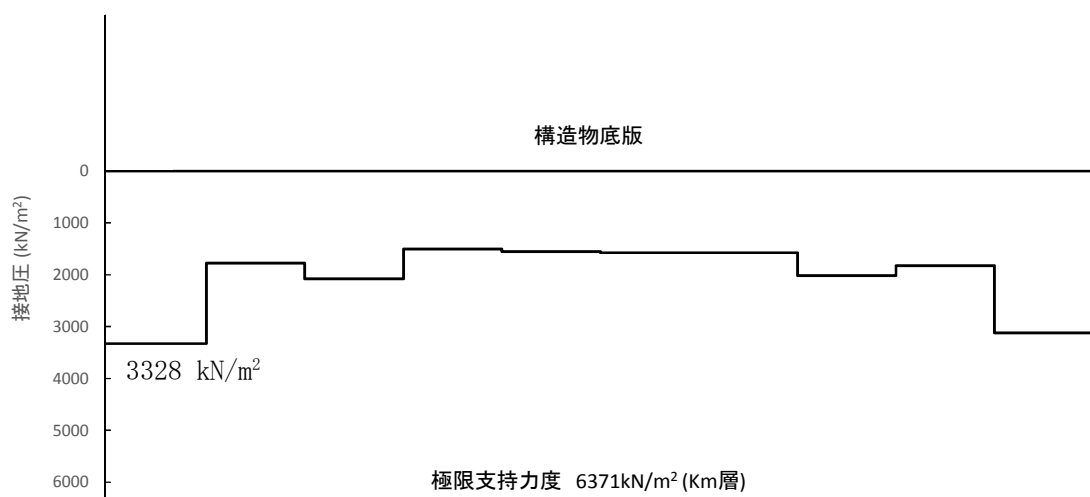


図 5.2-3 (16) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））  
 （地震波： $S_s-D1$ 〔H+, V-〕，  
 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）



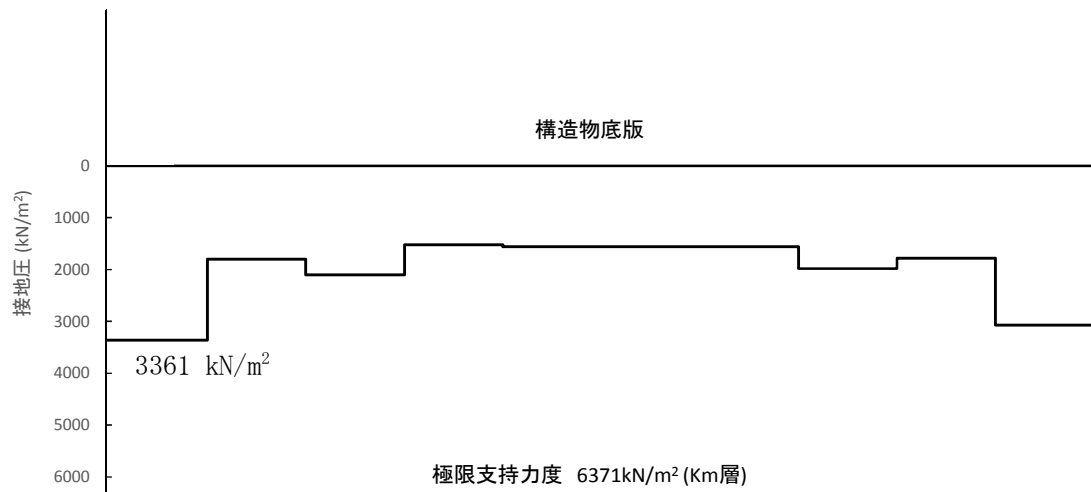


図 5.2-3 (17) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波:  $S_s - D1$  [H+, V-],

解析ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)



### 5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）について，基準地震動  $S_0$  による地震力に対し，構造物に発生する曲げ軸力及びせん断力，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動  $S_0$  による地震力に対して，要求機能を維持できる。



### 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足資料

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	15
3. 強度評価方法	16
3.1 記号の定義	16
3.2 評価対象断面及び部位	18
3.2.1 評価対象断面	18
3.2.2 評価対象部位	20
3.3 荷重及び荷重の組合せ	21
3.3.1 荷重	21
3.3.2 荷重の組合せ	23
3.4 許容限界	27
3.5 解析方法	31
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	31
3.5.2 地盤沈下の考慮	32
3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）	33
3.5.4 解析モデル及び諸元（重畳時）	49
3.5.5 解析ケース	75
3.6 評価方法	76
3.6.1 津波時	76
3.6.2 重畳時	80
4. 評価条件	84
5. 評価結果	92
5.1 津波時の強度評価結果	92
5.1.1 防潮壁の評価結果	94
5.1.2 地中連続壁基礎（鉛直）の評価結果	115
5.1.3 地中連続壁基礎（水平）の評価結果	134
5.1.4 放水路の評価結果	165
5.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	166
5.2 重畳時の強度評価結果	167
5.2.1 1次元有効応力解析結果	167



5.2.2 防潮壁の評価結果	172
5.2.3 地中連続壁基礎（鉛直）の評価結果	217
5.2.4 地中連続壁基礎（水平）の評価結果	260
5.2.5 放水路の評価結果	351
5.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	352
5.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	355
5.3 まとめ	356



## 1. 概要

本資料は、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、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する岩盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。



## 2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「3.2 機能維持の方針」を踏まえ、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

### 2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図を図 2.1-1 に示す。

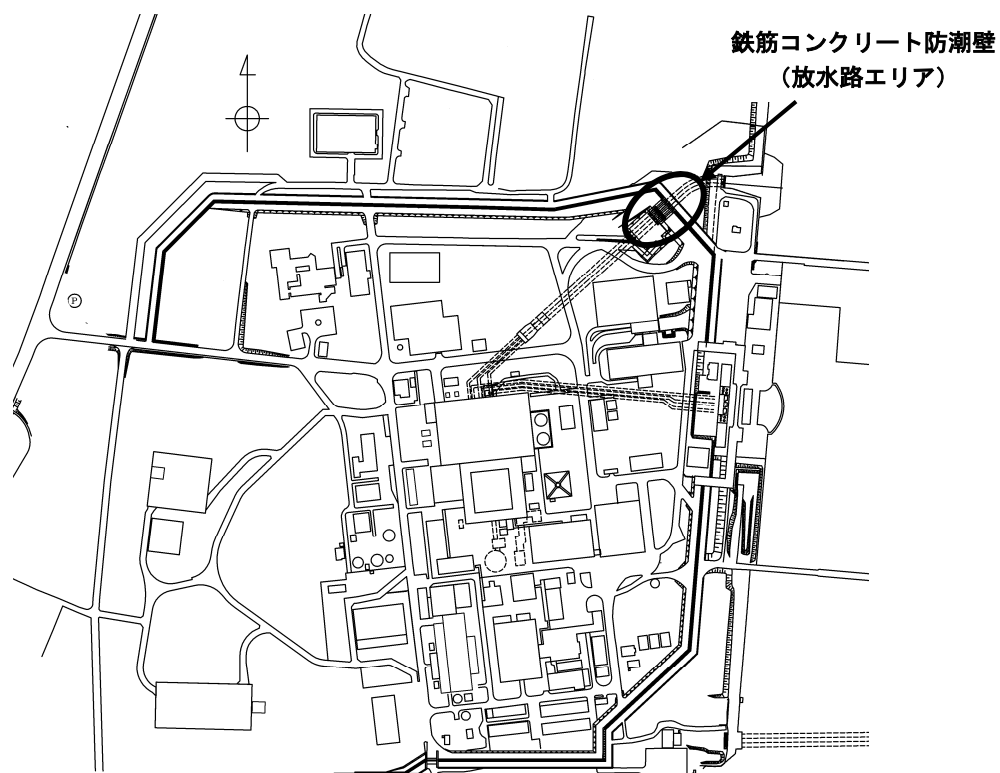


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図



## 2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じないために、変位追従性を有する止水ジョイント部材を設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概要図を図 2.2-4 に示す。

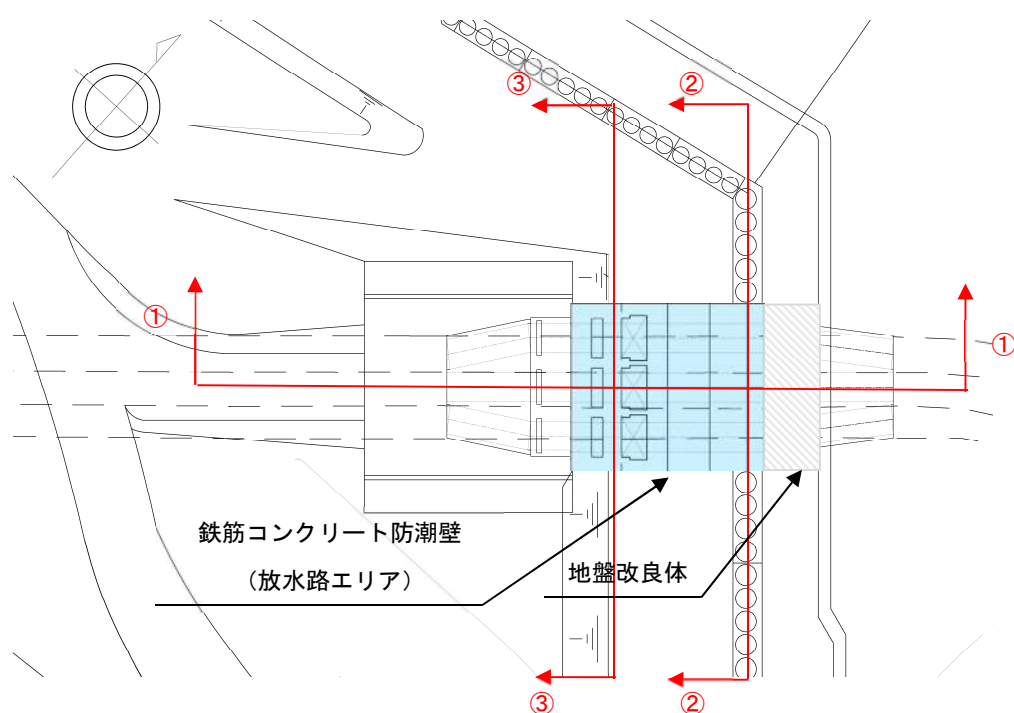


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図



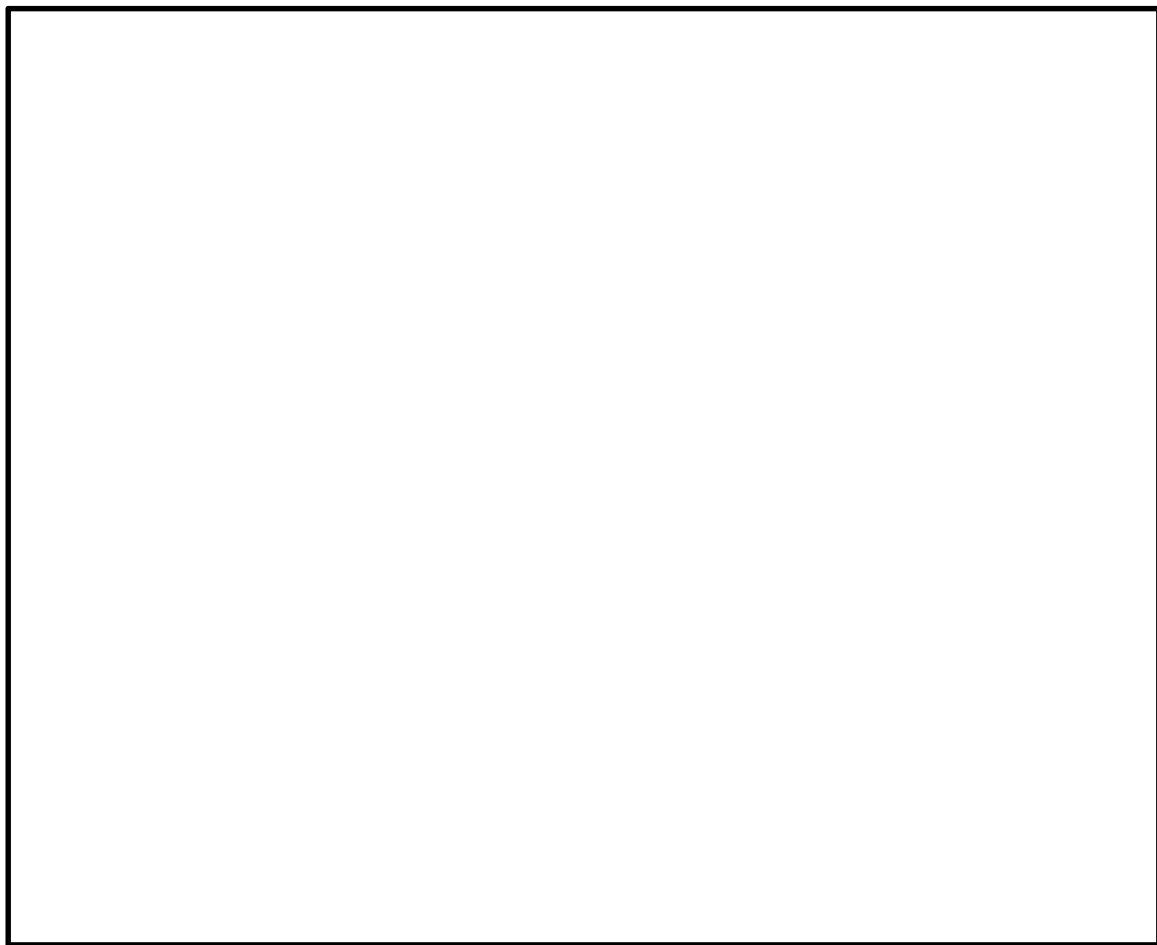


図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図



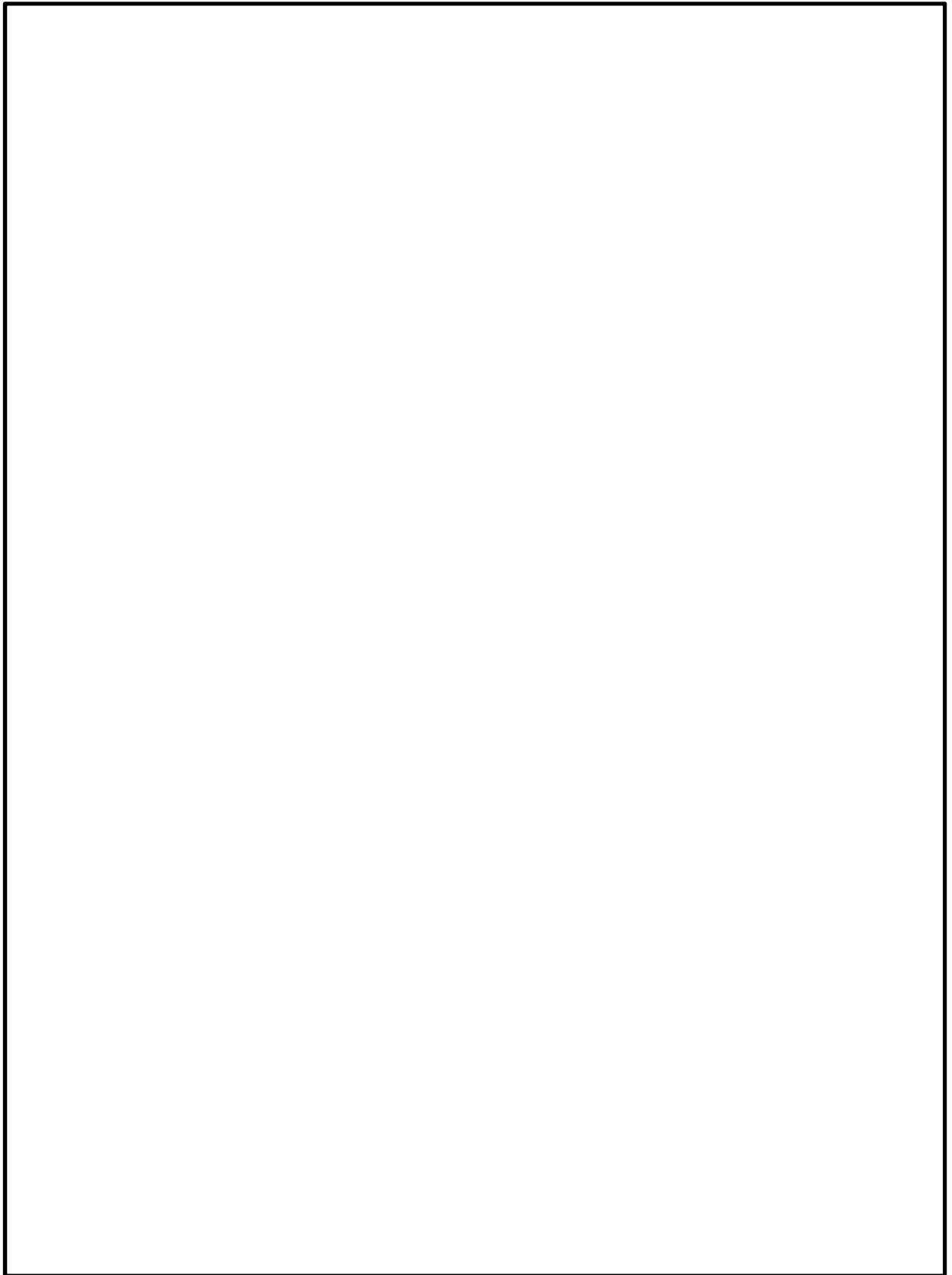


図 2.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図



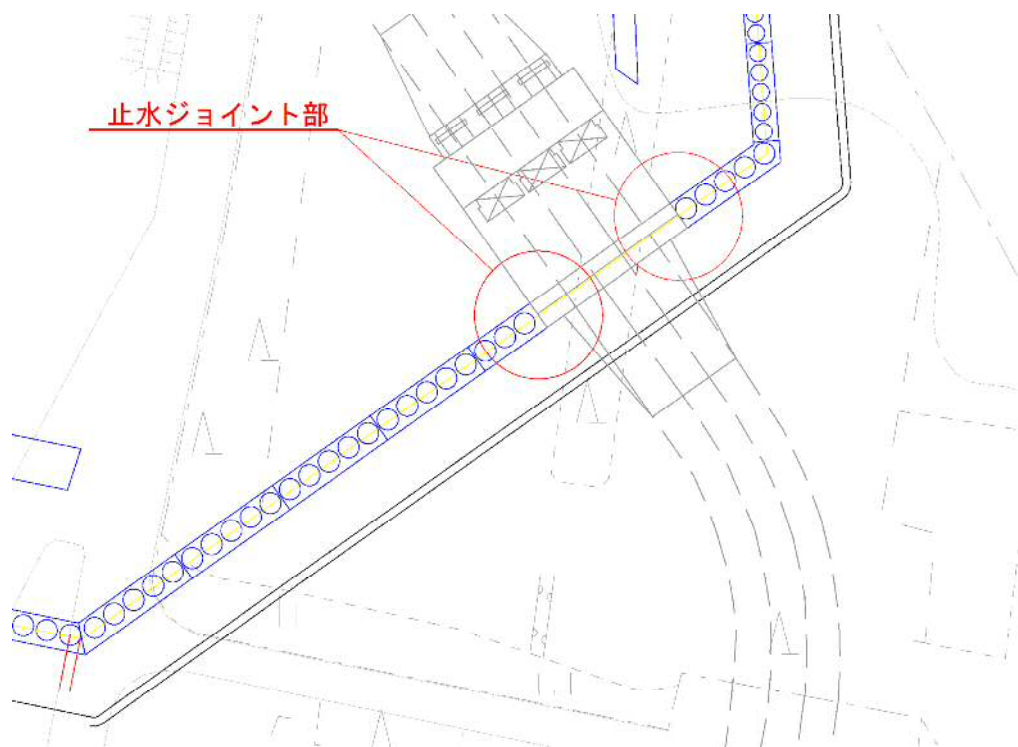
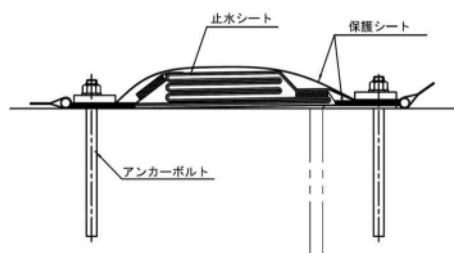


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図



シートジョイント

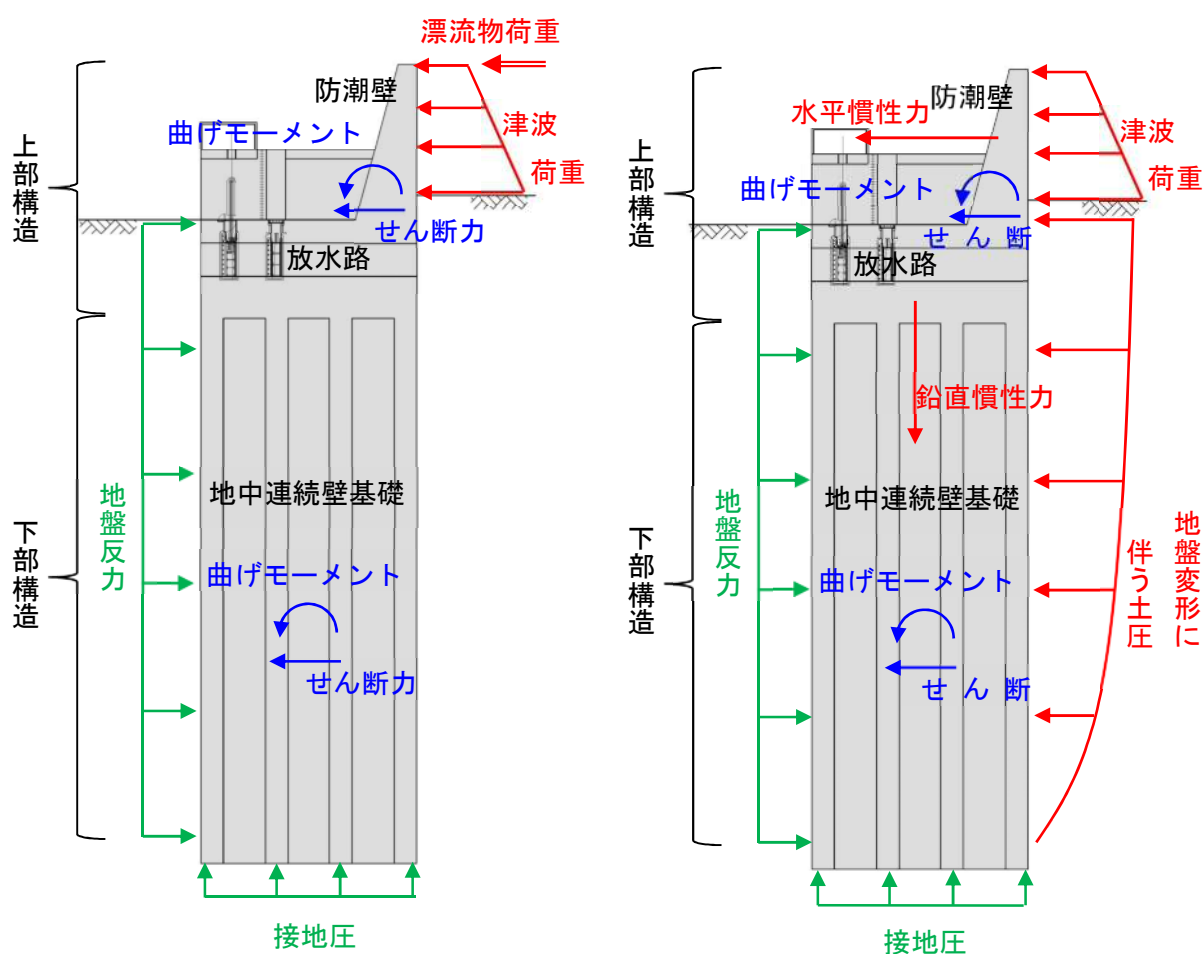
図 2.2-4 止水ジョイント部材の概要図



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の防潮壁に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、鉄筋コンクリート構造として一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。



(a) 津波時

(b) 重畳時

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



## 2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、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」に示す方法及び評価条件を用いて評価し、「4. 評価結果」より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位に発生する応力及び接地圧が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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。

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

構造部材の健全性評価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ばね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 次元有効応力解析により地盤ばね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について、影響評価を実施する。



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐津波設計における要求性能と設計評価方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界	
			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（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重、漂流物による衝突荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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、積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S <sub>0</sub> に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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、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. +15.4 m～T.P. +17.9 mに余裕を考慮した天端高さ T.P. +20.0 m）の設定により、東二放水路上部に設置する設計とする。 ②防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を地中連続壁基礎によって、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ③上部構造の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。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置して有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押込み力が許容限界以下に留まることを確認する。	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						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、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		地中連続壁基礎	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【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】」に基づき降伏応力度・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津波荷重、余震や漂流物の衝突、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、構造部材である放水路が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部構造	放水路	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【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】」に基づき降伏応力度・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津波荷重、余震や漂流物の衝突、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、構造部材である防潮壁が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		防潮壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動S <sub>0</sub> ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【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】」に基づき降伏応力度・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津波荷重、余震や漂流物の衝突、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が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		止水ジョイント部	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	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張力以下とする。
									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	「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	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。



表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
止水性を損なわないこと。	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認する。	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。



津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の設定は、表 2.3-3 に示す地盤剛性 4 種類と地盤ばねの上限値 4 種類を用いて、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（ピーク強度（平均））の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（残留強度（ $-1\sigma$ ））の組合せによる構成式を地盤ばね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（ $-1\sigma$ ）の組合せを用いる。

表 2.3-4 に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せを示す。

表 2.3-3 津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せ

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

表 2.3-4 津波時の検討ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均値）
2	静弾性係数	残留強度（ $-1\sigma$ 低減値）

表 2.3-5 重畳時の検討ケース\*

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	$+1\sigma$ 剛性	
③	$-1\sigma$ 剛性	
④	豊浦標準砂	
⑤	平均剛性	非液状化
⑥	$+1\sigma$ 剛性	

注記 \*：1次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度、地表面最大変位、せん断ひずみが最大となるケースを選定し、評価を実施する。



基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる２次元有効応力解析を実施し、防潮壁を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

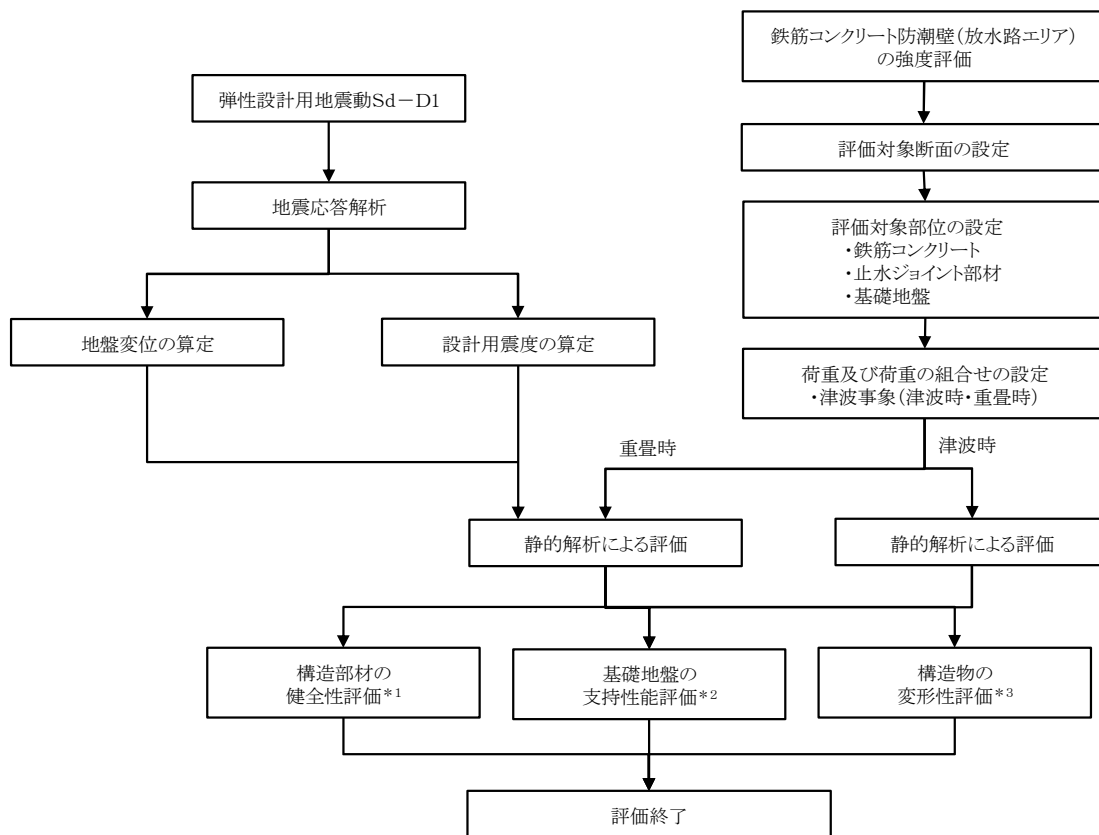
構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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  $S_d-D1$  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を用いる。

また、地下水位は地表面位置に設定する。





- 注記 \*1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- \*3：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価の検討フロー



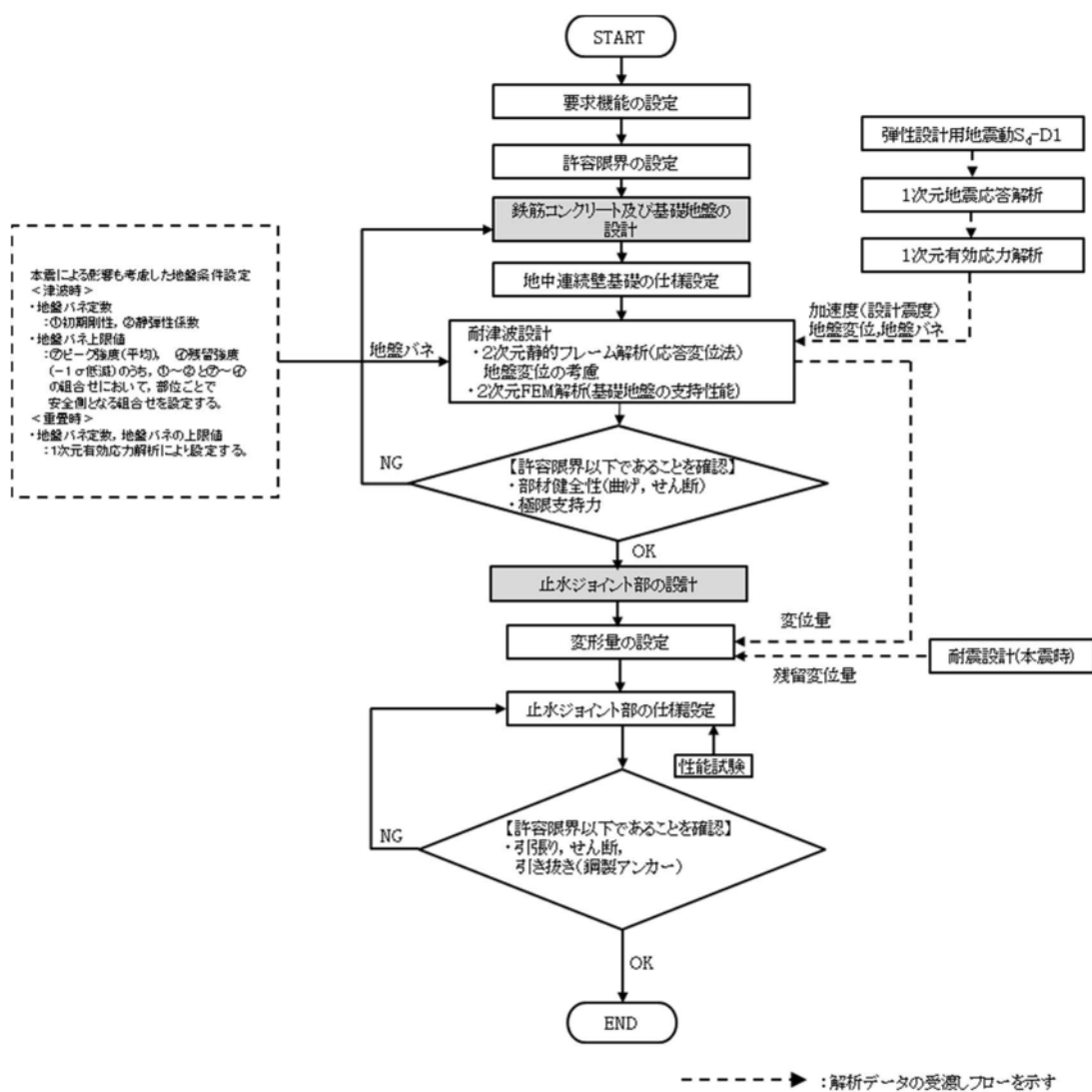


図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の詳細設計フロー



## 2.4 適用規格

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）
- ・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）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1－1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会），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）を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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 24 年 3 月）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）を適用する。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）</li> <li>・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）</li> <li>・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認</li> <li>・せん断力に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認</li> </ul>
地震応答解析 静的フレーム解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ J E A G 4 6 0 1－1987</li> <li>・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005 年）</li> </ul>	・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及び静的フレーム解析



### 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
$g$	$m/s^2$	重力加速度
$\gamma_w$	$kN/m^3$	海水の単位体積重量
$\rho$	$kg/m^3$	海水の密度
$G$	$kN$	固定荷重 (防潮壁)
$P$	$kN$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)
$P_s$	$kN/m^2$	積雪荷重
$h$	$m$	浸水深
$P_t$	$kN/m^2$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6m)
$W_c$	$kN$	漂流物の重量
$v$	$m/s$	津波最大流速
$P_c$	$kN$	衝突荷重
$k_h$	—	水平震度
$k_v$	—	鉛直震度
$K_{sd}$	$kN$	余震荷重
$y$	$m$	動水圧の作用高さ
$P_d$	$kN/m^2$	動水圧
$\sigma_{ca}$	$N/mm^2$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
$\sigma_{sa}$	$N/mm^2$	鉄筋の許容引張応力度
$\tau_{a1}$	$N/mm^2$	コンクリートの許容せん断応力度
$\tau_a$	$N/mm^2$	コンクリート (放水路及び隔壁) の許容せん断応力度
$V_a$	$kN$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
$V_{ca}$	$kN$	コンクリートの負担するせん断力
$V_{sa}$	$kN$	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
$b_w$	$m$	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
$s$	$m$	斜め引張鉄筋間隔



表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$\sigma$	$\text{N/mm}^2$	曲げモーメント及び軸力による応力度
M	$\text{N}\cdot\text{mm}$	最大曲げモーメント
Z	$\text{mm}^3$	断面係数
N	kN	軸力
A	$\text{mm}^2$	断面積
$\tau$	$\text{N/mm}^2$	せん断応力度
S	kN	せん断力



### 3.2 評価対象断面及び部位

#### 3.2.1 評価対象断面

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）では，津波時及び重畳時ともに，防潮壁に作用する津波波力が主荷重であり，津波波力の作用方向と同じ方向に余震荷重や衝突荷重等が作用した場合が構造成立性に対して最も厳しいことになる。したがって，津波時及び重畳時の検討では，防潮壁横断方向を評価対象断面とする。図 3.2-1 に評価対象断面を示す。



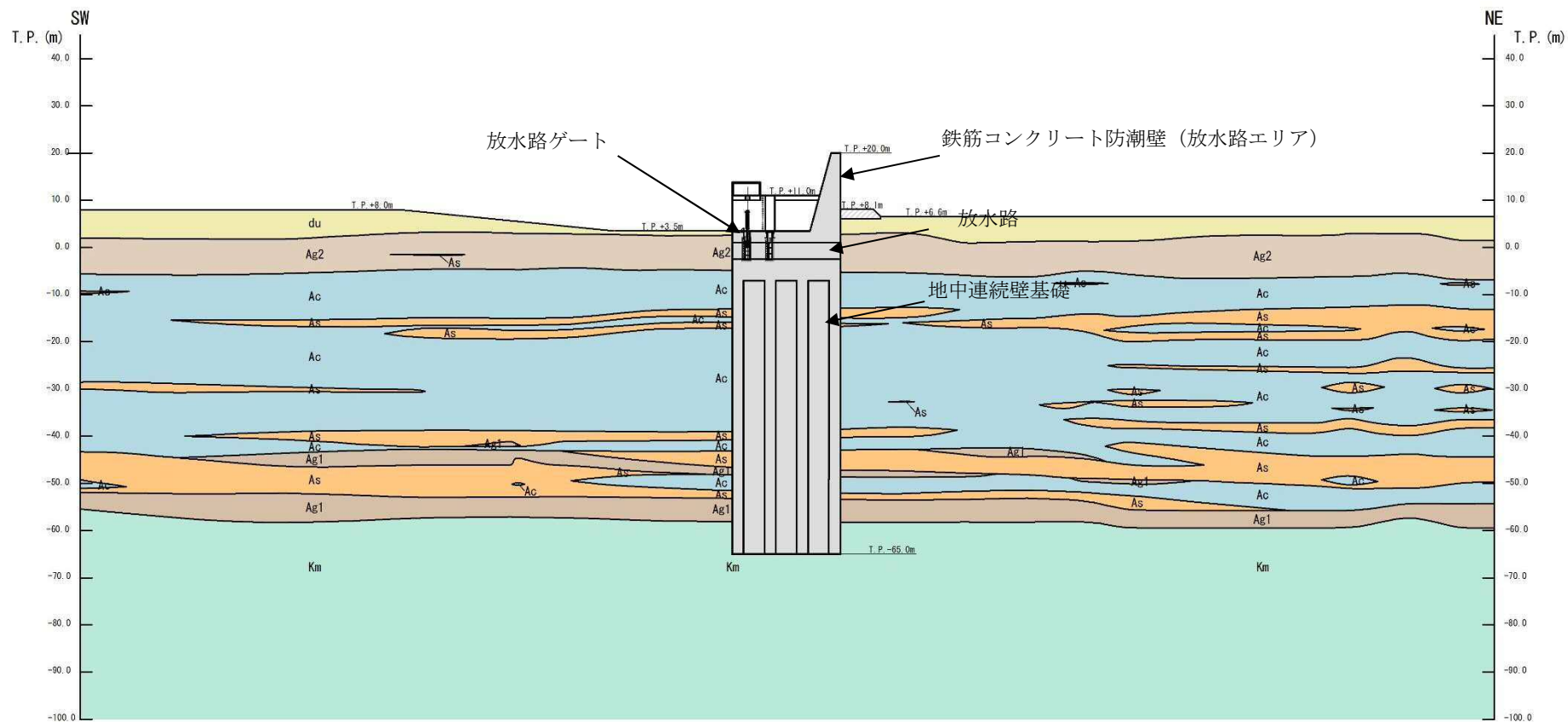


図 3.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面図  
（防潮壁横断方向）



### 3.2.2 評価対象部位

#### (1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、一体構造となっている防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各部材とする。

津波時及び重畳時の検討では、津波波圧を受ける防潮壁及び防潮壁を支持する地中連続壁基礎を評価対象部材とする。また、放水路上に設置される防潮壁には、津波波圧、衝突荷重や水平慣性力等が作用し、放水路の隔壁及び側壁は強軸断面方向となる壁部材の面内方向に荷重を伝達し、耐震壁と同様の役割を担うと考えられることから、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした強度評価を併せて実施する。

#### (2) 基礎地盤

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮堤（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

#### (3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置された止水ジョイント部材とする。止水ジョイント部材の変位量の評価対象部位を図 3.2-2 に示す。

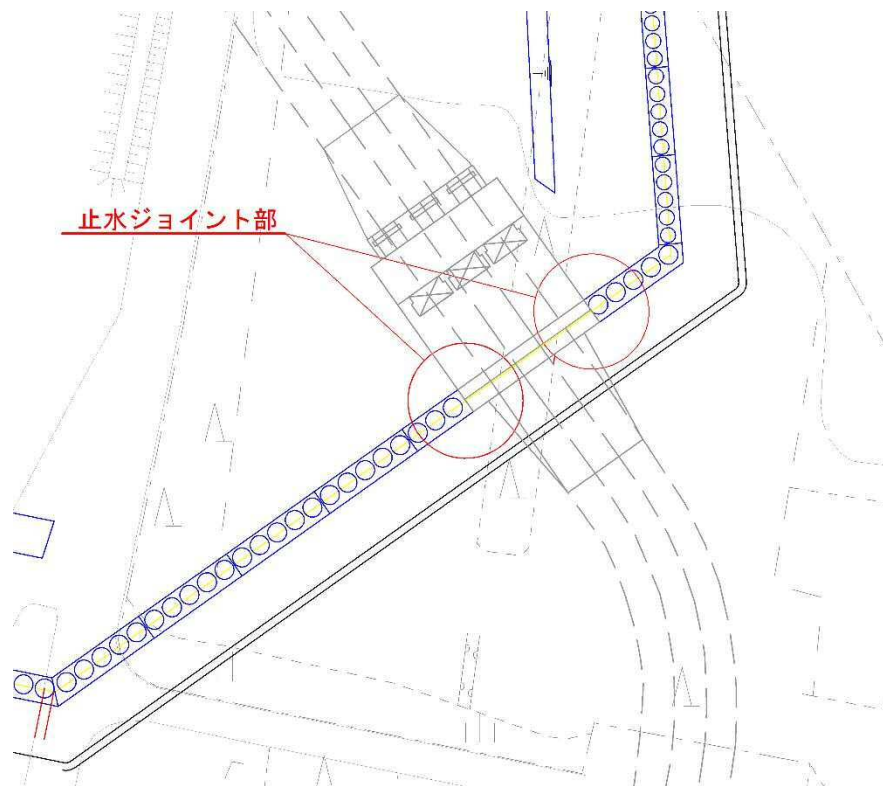


図 3.2-2 止水ジョイント部材の位置図



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

#### 3.3.1 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積雪荷重（ $P_s$ ）

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  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。

##### (3) 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。

##### (4) 津波荷重（ $P_t$ ）

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。なお、防潮堤設置地盤標高については、津波襲来前に発生する地震動による沈下量として「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考 1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」に基づき、保守的に堤外側の嵩上げ部の天端高さを 1.5 m 低くしたモデルとする。また、津波荷重として、管路解析より求めた放水路内に作用する水圧も考慮する。

表 3.3-1 津波波圧

	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 ( $\text{kN/m}^2$ )	設置地盤標高 での波圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
基準津波時	+20.0	+17.9	+6.6	5.65	35.9	171.2
敷地に遡上する津波時	+20.0	+24.0	+6.6	8.70	128.3	263.6



(5) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重として、表 3.3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) \* 式による漂流物荷重を考慮する。

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

表 3.3-2 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

(6) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震と津波の「重畳時」は、余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  による躯体慣性力及び動水圧を考慮する。躯体慣性力及び動水圧は、構造物中心位置で実施した 1 次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、作用させる。

なお、水平方向の動水圧は、以下で示される Westergaard の式を用いて算定し、鉛直方向の動水圧は、固定水の慣性力として設定する。また、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 基準津波と余震時」より、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を用いる。

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

ここで、 $\gamma_0$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$K_h$  : 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)

(7) 積載荷重 ( $P$ )

積載荷重として、放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重、並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-3 のとおりである。

表 3.3-3 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

また、敷地に遡上する津波時では、越流した津波による海水重量を防潮壁天端に対して作用させる。



### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せ及び算定方法を表 3.3-4～表 3.3-7 に示し、荷重の概念図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 3.3-4 荷重の組合せ（津波時）

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$P_t$  : 津波荷重

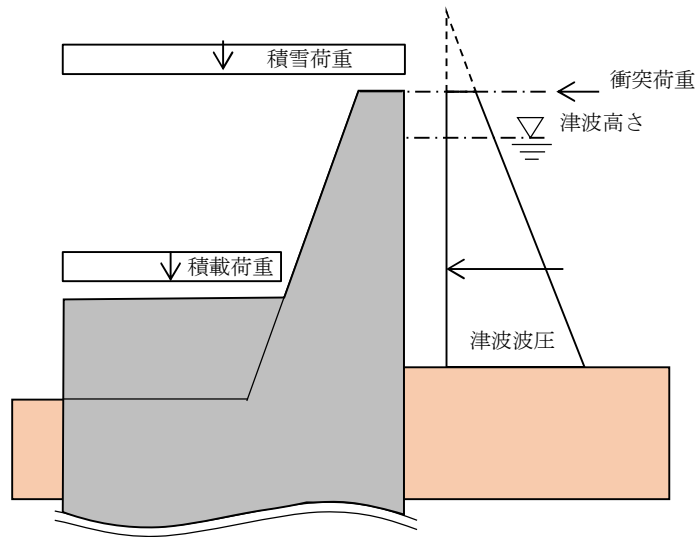
$P_c$  : 衝突荷重

$P_s$  : 積雪荷重

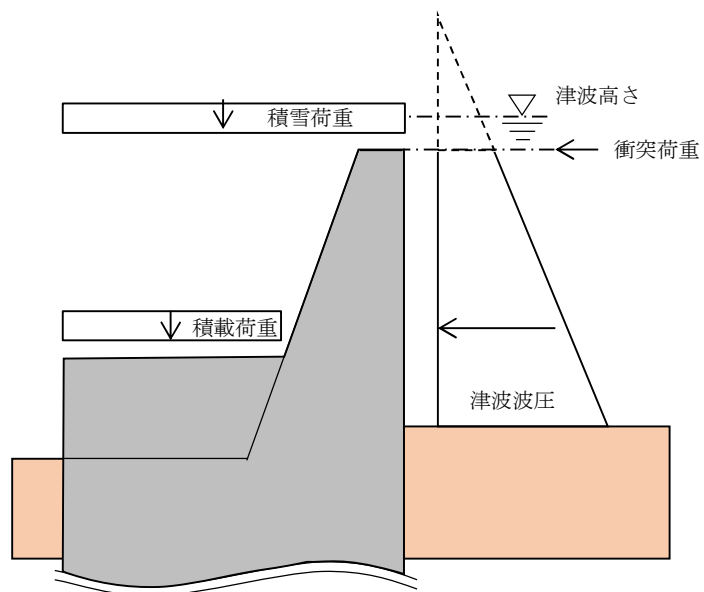
表 3.3-5 荷重の算定方法（津波時）

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	○	・放水路ゲート及び巻上機が該当する。
		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等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位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		○	・放水路内部の静水圧を考慮する。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		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。
		積雪荷重及び 風荷重以外	—	・積雪荷重及び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（津波荷重）と組合せべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・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	○	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。





(a) 基準津波時



(b) 敷地に遡上する津波時

図 3.3-1 荷重概念図 (津波時)



表 3.3-6 荷重の組合せ（重畳時）

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd} + P_s$

G : 固定荷重

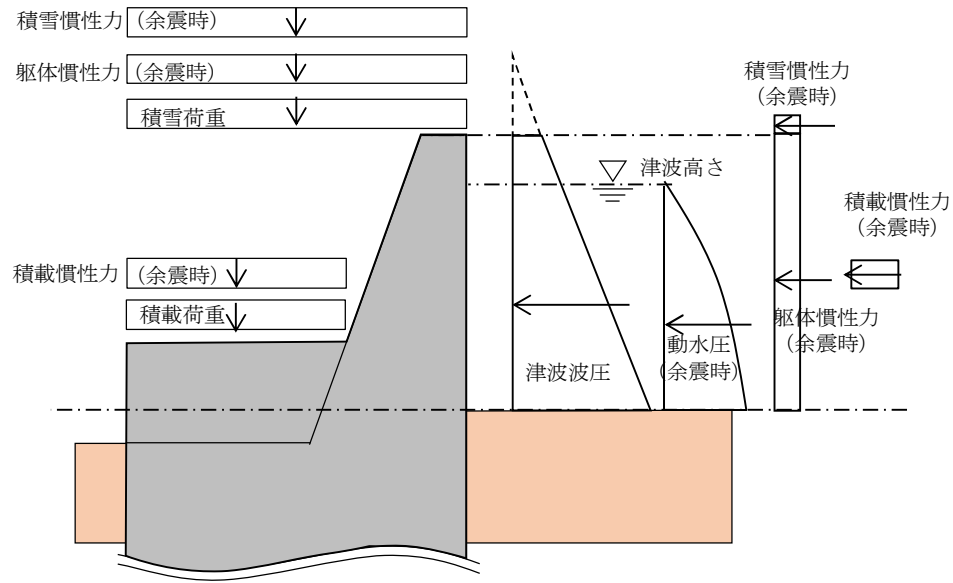
P : 積載荷重

 $P_t$  : 津波荷重 $K_{Sd}$  : 余震荷重 $P_s$  : 積雪荷重

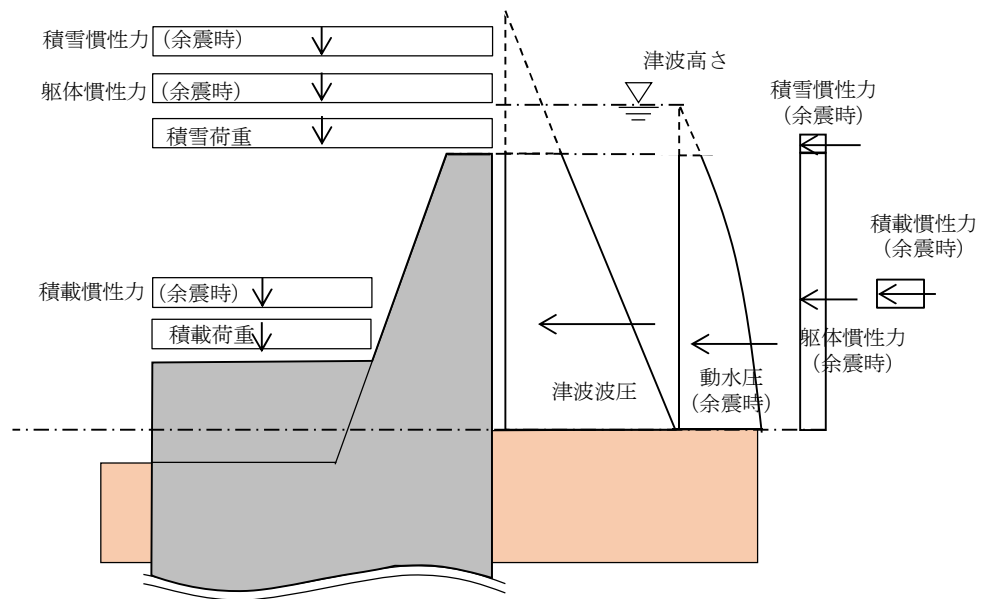
表 3.3-7 荷重の算定方法（重畳時）

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	○ ・放水路ゲート及び巻上機が該当する。
		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等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位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		○ ・放水路内部の静水圧を考慮する。
変動荷重		積雪荷重	○ ・積雪荷重を考慮する。
		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。
		積雪荷重及び 風荷重以外	－ ・積雪荷重及び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（津波荷重）と組合せるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○ ・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	－ ・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	○ ・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	○ ・津波時であることから動水圧は考慮しない。





(a) 基準津波時



(b) 敷地に遡上する津波時

図 3.3-2 荷重概念図 (重畳時)



### 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、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) 鉄筋コンクリート

構造部材である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）」，「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）」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，表 3.4-1 のとおり設定する。なお，表 3.4-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，敷地に遡上する津波時は 2 倍（コンクリート），1.65 倍（鉄筋）の割増を考慮する。

地中連続壁基礎の水平方向断面におけるコンクリート及び鉄筋の許容限界は，施工時におけるエレメント間の継手部を考慮して，コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を 20 %低減したものをを用いる。

表 3.4-1 鉄筋コンクリートの許容限界  
(基準津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21 * <sup>1</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{al}$	0.825 * <sup>3</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_a$	1.35 * <sup>4</sup>
鉄筋	SD345 * <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294
	SD390 * <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD490 * <sup>2</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	435

(敷地に遡上する津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	28 * <sup>1</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_{al}$	1.1 * <sup>3</sup>
		短期許容せん断応力度 $\tau_a$	1.35 * <sup>4</sup>
鉄筋	SD345 * <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	323.4
	SD390 * <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	339.9
	SD490 * <sup>2</sup>	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	478.5



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）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（ $V_a$ ）を許容限界とする。

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

ここに，

$V_{ca}$  : コンクリートの許容せん断力 (kN)

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

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の許容せん断力 (kN)

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

$\tau_{al}$  : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$b_w$  : 有効幅 (m)

$j$  :  $1/1.15$

$d$  : 有効高さ (m)

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積 ( $\text{m}^2$ )

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔 (m)

\*4：放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，許容限界を設定する。

$$\tau_a = F_c / 30 \quad \text{かつ} \quad 0.5 + F_c / 100$$

ここに，

$\tau_a$  : 許容せん断応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ )



表 3.4-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

		部位	断面性状		短期許容せん断力
			部材幅	部材高	
			(m)	(m)	(kN)
防潮壁の設計	基準 津波時	防潮壁	1.000	6.500	8587
	敷地に遡上 する津波時		1.000	6.500	9965
鉛直断面の設計	基準 津波時	地中連読壁基礎	20.100	23.000	565452
	敷地に遡上 する津波時		20.100	23.000	639934
水平断面の設計	基準 津波時	地中連読壁基礎	1.000	2.360	3245
	敷地に遡上 する津波時		1.000	2.360	3707



(2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）により設定する。  
道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

\*  $c_{cu} = q_u / 2$  より,  $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで,  $c_{cu}$  は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 5.1-1 における Km 層の非排水せん断強度

$A$  : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m<sup>2</sup>)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-3 に示す。

表 3.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
Km 層 (T.P. -65 m)	6371

(3) 止水ジョイント部材

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

表 3.4-4 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
シートジョイント	2 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、構造部材の健全性評価においては2次元静的フレーム解析、基礎地盤の支持性能評価においては2次元有効応力解析とする。各解析手法ともに、構造部材となる防潮壁、地中連続壁基礎及び放水路（頂版及び底版）をはり要素、放水路（中壁及び側壁）を平面要素でモデル化する。地盤については、2次元静的フレーム解析では1次元有効応力解析の応答値より設定するバイリニア型の非線形ばねでモデル化する。また、2次元有効応力解析では、地盤はマルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化する。津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図3.5-1に示す。

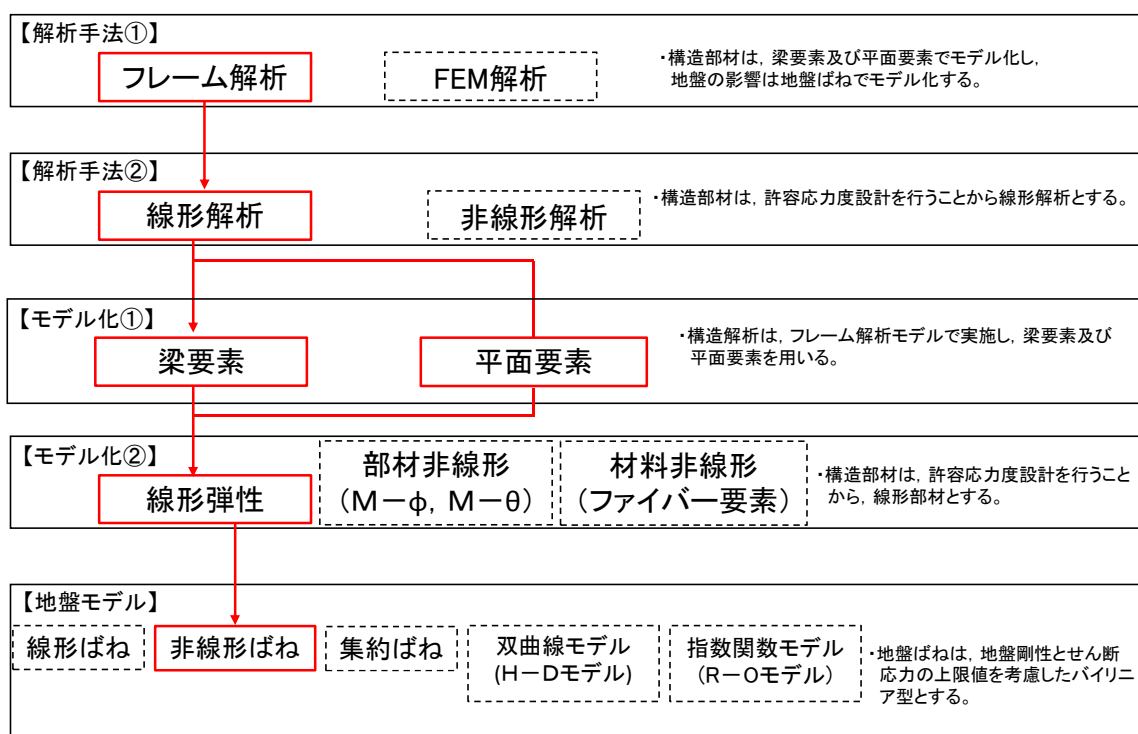


図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー



### 3.5.2 地盤沈下の考慮

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

#### (1) 設計荷重

本震に伴い周辺地盤が 1.5 m 沈下することで、地盤面上の受圧面積が大きくなることを考慮し、津波波力及び動水圧を作用させる。

#### (2) 地盤抵抗

本震に伴い周辺地盤が 1.5 m 沈下することで、地表面以深の地中連続壁基礎に対する地盤抵抗の低減を考慮する。

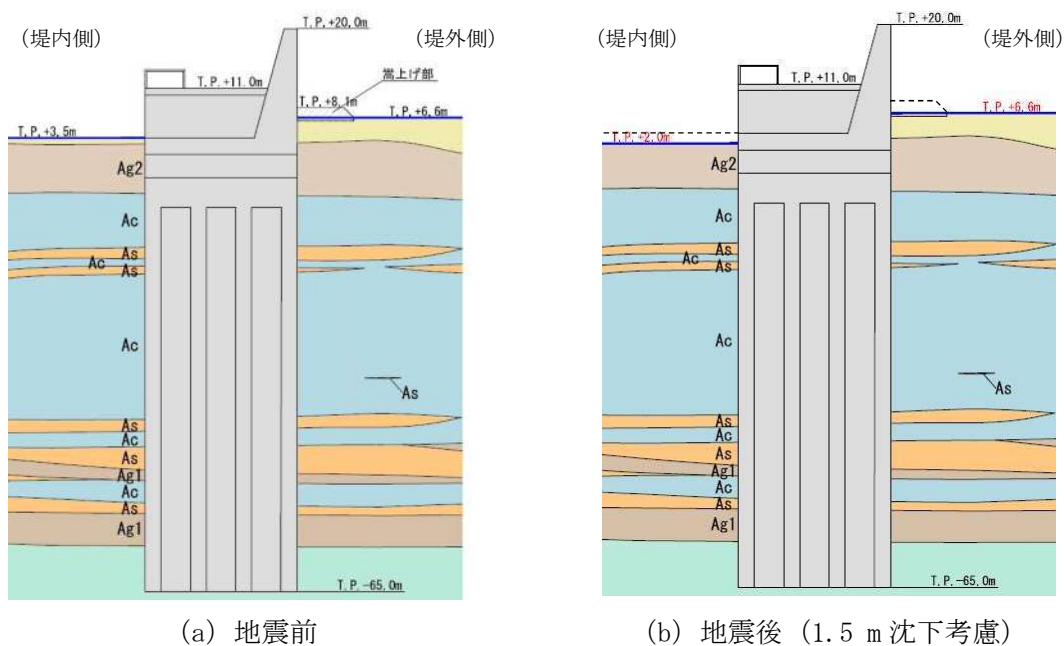


図 3.5-2 本震に伴う地盤沈下の考慮方法



### 3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）

津波時に発生する応答値は，固定荷重，積載荷重及び積雪の長期荷重に加え，津波荷重を作用させるとともに，衝突荷重を防潮壁天端に作用させた２次元静的フレーム解析より算定する。

解析コードは「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，V-5-1「計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

#### (1) ２次元静的フレーム解析

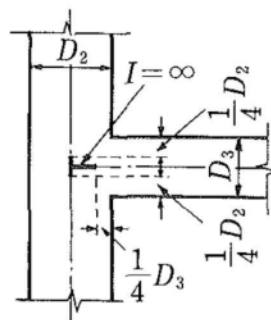
##### a. 構造物のモデル化

２次元静的フレーム解析では，地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし，モデル化対象範囲における構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。

荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁，放水路頂版・底版及び地中連続壁基礎ははり要素を用いてモデル化する。側壁及び隔壁で構成される地中連続壁基礎は，水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし，水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては，基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また，地中連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては，基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお，仮想剛梁の剛性は，原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005 年 6 月）に基づき，地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の 1000 倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は，はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は「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）」に基づき，図 3.5-3 に示すように剛域を設定する。



「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会」より

図 3.5-3 剛域の設定方法



荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-4 に示すように、2次元静的フレーム解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めたヤング係数を算定することで考慮する。

なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。

地盤はバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化し、防潮壁背面の放水路ゲート格納室については、津波波力の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、付加質量として考慮する。津波時の検討で用いる解析モデルを図 3.5-5 に示す。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$

ここに、 $E_{eq}$  : モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性  
 $t_1 \sim t_3$  : 放水路側壁及び隔壁の壁厚  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数  
 $b$  : モデル化対象範囲

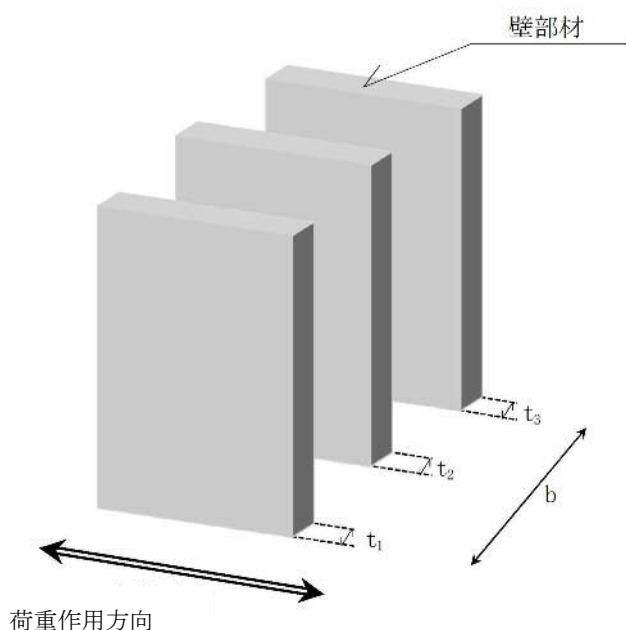


図 3.5-4 壁部材の等価剛性の考え方



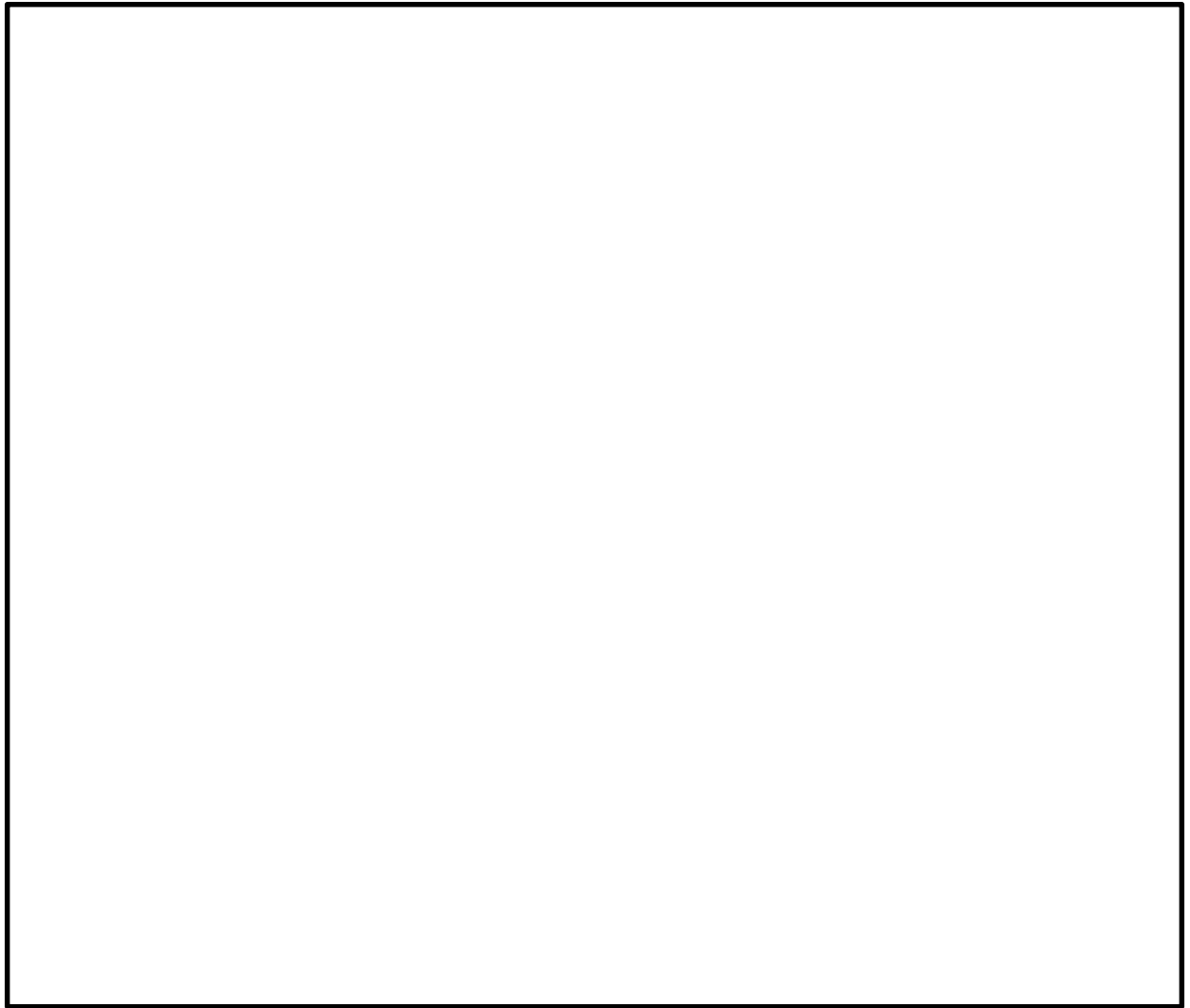


図 3.5-5 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の 2 次元静的フレーム解析モデル



b. 地盤のモデル化

2次元静的フレーム解析に用いる地盤ばねは「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。図3.5-6に地盤ばねのバイリニアモデルを示す。

津波時の地盤ばねは，表3.5-1に示す地盤ばね1及び地盤ばね2の2ケースを考慮する。

表 3.5-1 地盤ばねケース

ケース名	地盤ばねの ばね定数	地盤ばねの 反力上限値	備考
地盤ばね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
地盤ばね2	静弾性係数 から設定	残留強度（ $-1\sigma$ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した 場合

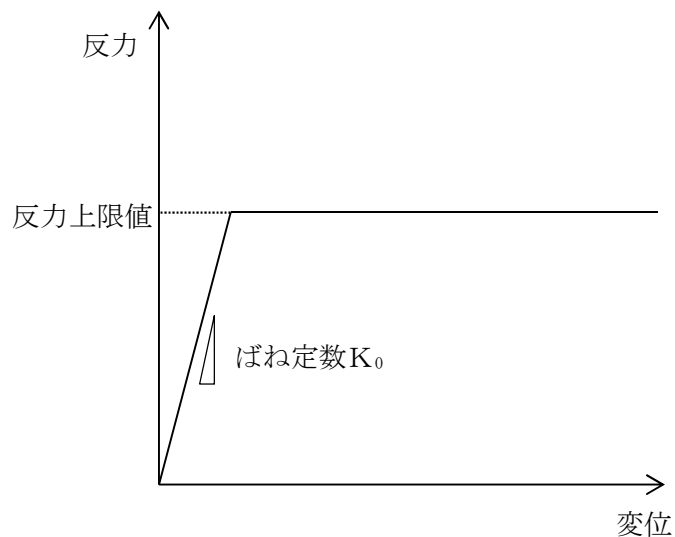


図 3.5-6 地盤ばねのバイリニアモデル



(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のばね定数及び地盤ばねの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平方向（面直）地盤反力係数  $K_H$

水平方向地盤反力係数  $K_H$ の算定方法を以下に示す。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに,

$K_H$  : 基礎前面の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha_k$  :  $K_H$ の推定に用いる補正係数 (=1.5)

$K_{H0}$  : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) であり, 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 水平方向地盤反力係数  $K_{H0}$ を以下の式より算定する。

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

ここに,

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha = 1$ )

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$E_0$ は以下の式より算定する。

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

ここに,

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_m$  : 初期せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_H$  : 基礎前面の換算載荷幅 (=20.1 m)



ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$ の算定方法を以下に示す。

$$K_{SHD} = 0.6K_{HD}$$

ここに,

$K_{SHD}$  : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{HD}$  : 基礎側面の水平方向 (面直) 地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{HD}$ は以下の式より算定する。

$$K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left( \frac{D_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$D_H$  : 基礎側面の換算載荷幅 (=23.0 m)

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$ の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVB} = 0.3K_H$$

ここに,

$K_{SVB}$  : 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$ の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVD} = 0.3K_{HD}$$

ここに,

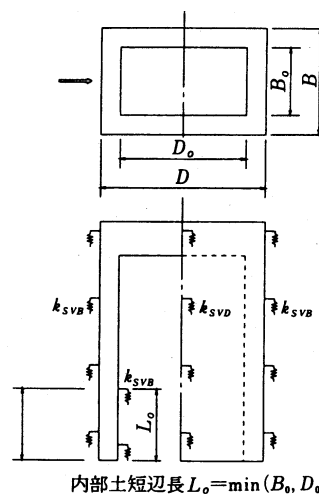
$K_{SVD}$  : 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

なお, 基礎先端付近の側壁及び隔壁内面の鉛直方向地盤反力は図 3.5-7 に示すように, 前背面や側面の鉛直方向地盤反力係数の割り増しを行う。

・この間の地盤反力係数は

$$k_{SVB}' = \left( 1 + \frac{B_0}{B} \right) k_{SVB}, \quad k_{SVD}' = \left( 1 + \frac{D_0}{D} \right) k_{SVD}$$

と考える。



隔壁がある場合は隔壁間の内面距離の短い方を  $L_0$  とする。

図 3.5-7 基礎内面の鉛直方向地盤反力



ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 $K_V$

鉛直方向地盤反力係数  $K_V$ の算定方法を以下に示す。

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

ここに,

$K_V$  : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{V0}$  : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) であり, 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 鉛直方向地盤反力係数  $K_{V0}$ を以下の式より算定する。

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

$B_V$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$B_V$ は以下の式より算定する。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

$A_V$  : 鉛直方向の載荷面積 (=321.60 m<sup>2</sup>)

ヘ. 基礎底面の水平方向 (面直) 地盤反力係数 $K_S$

水平方向地盤反力係数  $K_S$ の算定方法を以下に示す。

$$K_S = 0.3K_V$$

ここに,

$K_S$  : 基礎底面の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

ト. 基礎前面の水平方向地盤反力度の上限値 $P_{HU}$

水平地盤反力度の上限値  $P_{HU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = \alpha_P P_{EP}$$

ここに,

$P_{HU}$  : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_P$  : 水平地盤反力度の上限値の割増係数

$\alpha_P$ は以下の式により算定する。ただし, N値 2 以下の軟弱な粘性土の場合は  $\alpha_P=1.0$  とする。

$$\alpha_P = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

$z$  : 設計上の地盤面からの高さ (m)

$B_e$  : 基礎の有効前面幅 (=20.1m)

$P_{EP}$  : 深さ  $z$  における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{EP}$ は以下の式により算定する。なお, 以下の式は, 図 3.5-8 に示したような 3 層地盤の場合の計算式を示す。

$$P_{EP1} = K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{P1}}$$



$$P_{EP2} = K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{P2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1$$

$$P_{EP3} = K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{P3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

$P_{EP1}$ ,  $P_{EP2}$ ,  $P_{EP3}$  : 深さ  $h_1$ ,  $h_1+h_2$ ,  $h_1+h_2+h_3$  における  
地震時の受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数

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

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

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

$\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (°)

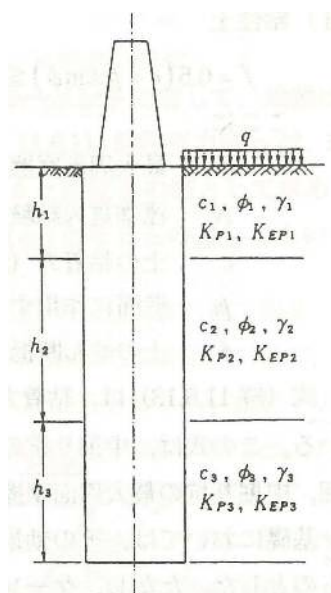


図 3.5-8 受働土圧強度算定式における各層物性  
(3 層地盤の場合)



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

$$\text{(砂質土)} \quad \tau_f = \min[5N, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 200$$

$$\text{(粘性土・地盤改良体)} \quad \tau_f = c + p_0 \tan \phi \leq 150$$

ここに,

$\tau_f$  : 地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験より得られたN値 (平均値)

$c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_0$  : 基礎壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : せん断抵抗角 (°)

リ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$  は, 基礎を支持する基礎地盤 (Km 層) の極限支持力  $q_d$  とする。Km 層の極限支持力度の算定式を以下に示す。

$$q_d = 3q_u$$

ここに,

$q_d$  : 基礎地盤 (Km 層) の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  は Km 層の非排水せん断強度  $\times 2$



ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$  の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = C_B + p_V \tan \varphi_B + \frac{1}{A_e} (A_i c + W_s \tan \phi)$$

ここに,

$P_{SU}$  : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m<sup>2</sup>

$p_V$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

岩とコンクリートの摩擦角  $\tan \phi = 0.6$

$A_e$  : 基礎底面の有効載荷面積 (内部土は含まない) (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 基礎内部土の面積 (m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎底面地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_s$  : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)

$\phi$  : 基礎底面地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)



(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のばね定数及び地盤ばねの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平方向（面直）地盤反力係数  $K_H$

水平方向地盤反力係数  $K_H$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数  $E_0$  は静弾性係数とする。

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数  $K_V$

鉛直方向地盤反力係数  $K_V$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数  $K_S$

水平方向地盤反力係数  $K_S$  の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。



ト. 基礎前面の水平方向（面直）地盤反力度の上限値 $P_{HU}$

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

チ. 基礎前背面の鉛直方向及び側面の水平方向地盤反力度の上限値 $\tau_f$

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

リ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 $P_{BVU}$

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



ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

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

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-2 使用材料

使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
放水路	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
地中連続壁基礎	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5-3 材料の物性値\*

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	$3.1 \times 10^4$	0.2
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	$3.1 \times 10^4$	0.2
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	$3.1 \times 10^4$	0.2

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 24 年 3 月）



(3) 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体（嵩上げ部）の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤物性値を表3.5-4に、地盤改良体の物性値を表3.5-5に示す。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は $1.5 \text{ N/mm}^2$ として、動的変形特性及び強度特性を設定する。

表 3.5-4 (1) 地盤の解析用物性値一覧

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30

パラメータ				原地盤					
				第四系					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	$\rho$	$\text{g/cm}^3$	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	$\text{kN/m}^2$	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、 z（標高）ごとに物性値を設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	$G_{ma}$	$\text{kN/m}^2$	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	$\text{N/mm}^2$	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）



表 3.5-4 (2) 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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{cs}$	粘着力 C <sub>co</sub> (kN/nf)	内部摩擦角 $\phi_{cs}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G <sub>max</sub> (kN/nf)	基準体積 弾性係数 K <sub>max</sub> (kN/nf)	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/nf)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h <sub>max</sub> (-)	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
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	1,640,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,651,000
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	1,651,000
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	1,655,000
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	1,638,000
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	1,642,000
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	1,642,000
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	1,646,000
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	1,650,000
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	1,653,000
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	1,657,000
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	1,657,000
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	1,661,000
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	1,644,000
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	1,648,000
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	1,648,000
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	1,652,000
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	1,656,000
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	1,659,000
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	1,663,000
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	1,671,000
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	1,654,000
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	1,662,000
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	1,665,000
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	1,673,000
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	1,680,000
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	1,664,000
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	1,672,000
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	1,675,000
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	1,683,000
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	1,667,000
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	1,675,000
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	1,678,000
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	1,685,000
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	1,689,000
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	1,678,000
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	1,681,000
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	1,688,000
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	1,696,000
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	1,699,000
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	1,688,000
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	1,692,000
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	1,699,000
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	1,702,000
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	1,709,000
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	1,695,000
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	1,702,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,719,000
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	1,705,000
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	1,712,000
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	1,716,000
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	1,723,000
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	1,726,000
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	1,726,000
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	1,736,000
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	1,736,000
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	1,733,000
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	1,737,000
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	1,754,000
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	1,758,000



表 3.5-5 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ $q_u : \text{一軸圧縮強度} (\text{kgf/cm}^2)$	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ} (-)$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ} (-)$
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ} (-)$	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma : \text{せん断ひずみ} (-)$
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ $q_u : \text{一軸圧縮強度} (\text{N/mm}^2)$	

\* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度： $1.5 \text{ N/mm}^2$



#### 3.5.4 解析モデル及び諸元（重畳時）

重畳時においては，固定荷重，積載荷重の永久荷重及び積雪荷重の変動荷重に加え，津波襲来前に発生する地震動による地盤沈下量を保守的に仮定した 1.5 m を考慮した状態で津波荷重を作用させるとともに，余震荷重を作用させる。

構造物に発生する変形量や断面力は，2次元静的フレーム解析より算定する。なお，2次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は，構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。また，基礎直下の接地圧は，2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析より算定する。

解析コードは，2次元静的フレーム解析については「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を，1次元及び2次元有効応力解析，並びに2次元静的FEM解析については「FLIP Ver. 7.3.0\_2」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それぞれ，V-5-1「計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」及びV-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。



(1) 1次元有効応力解析

a. 解析モデル領域

地震応答解析の解析モデル底面は T.P. -100 m とし，構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には，T.P. -100 m 位置の密度，せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析で用いる解析モデル概要図を図 3.5-9 に示す。

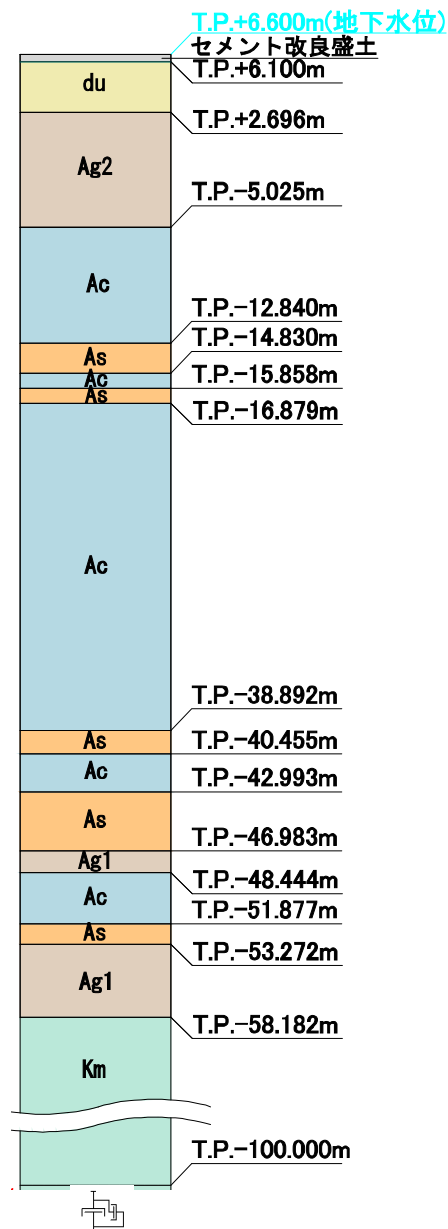


図 3.5-9 1次元有効応力解析で用いる解析モデル概要図



b. 地盤のモデル化

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

e. 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は、 $\alpha=0$  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いくことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  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  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

ここで、

$[C]$  : 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

$\alpha$ 、 $\beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  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た 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数



地盤の減衰定数は 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。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。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1－1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5－10 に，固有値解析結果を表 3.5－6 に示す。

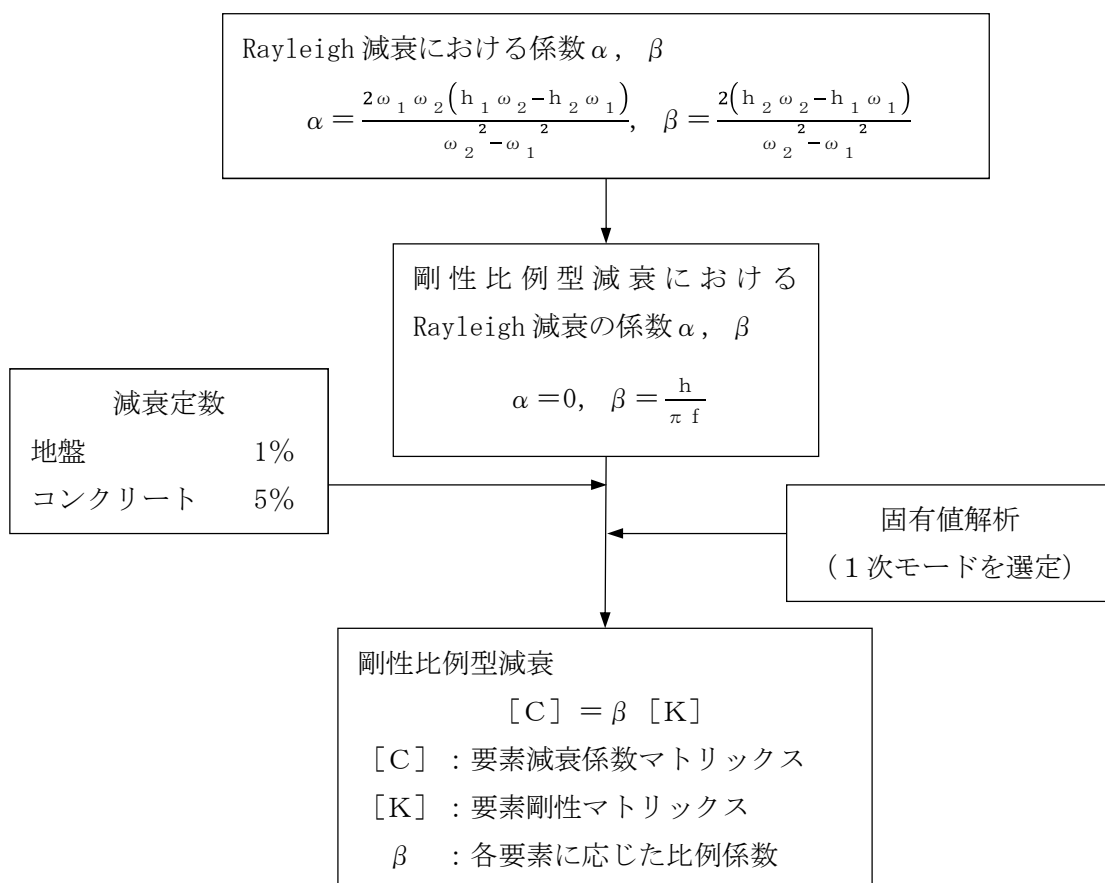


図 3.5－10 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 3.5-6 (1) 固有値解析結果

(a) 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

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.497	9.99	1次として採用
2	1.400	-5.74	—
3	2.151	-4.93	—
4	2.906	-3.22	—
5	3.765	0.00	—
6	3.782	1.69	—
7	4.710	1.00	—
8	5.554	-1.09	—
9	6.413	1.67	—

(b) 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.538	10.17	1次として採用
2	1.493	-5.94	—
3	2.292	-4.65	—
4	3.129	-2.87	—
5	3.769	0.00	—
6	4.097	1.55	—
7	5.097	-1.02	—
8	5.968	1.31	—
9	6.771	-1.68	—



表 3.5-6 (2) 固有値解析結果

(c) 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.451	9.81	1次として採用
2	1.291	-5.44	—
3	2.004	-5.12	—
4	2.675	-3.73	—
5	3.444	-1.94	—
6	3.761	0.00	—
7	4.286	-1.03	—
8	5.072	-0.93	—
9	5.961	-1.32	—

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

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.471	10.12	1次として採用
2	1.302	-5.20	—
3	2.015	-4.58	—
4	2.654	-4.00	—
5	3.327	-2.21	—
6	3.779	0.00	—
7	4.110	1.20	—
8	4.986	1.04	—
9	5.811	1.09	—



d. 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D1$  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を用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.5-11 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 3.5-12 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

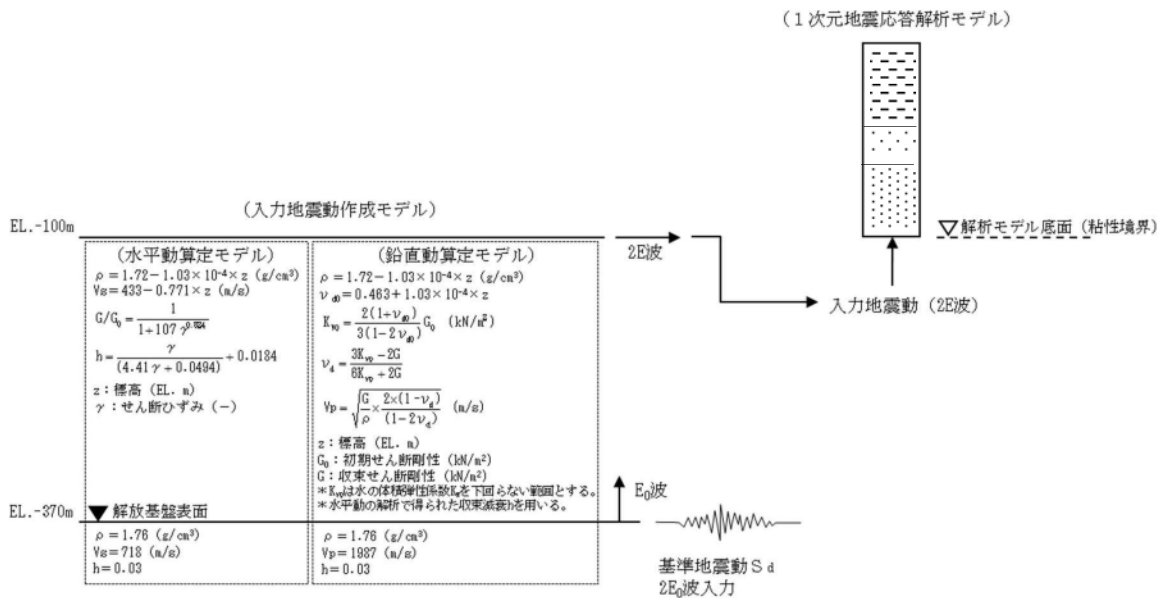
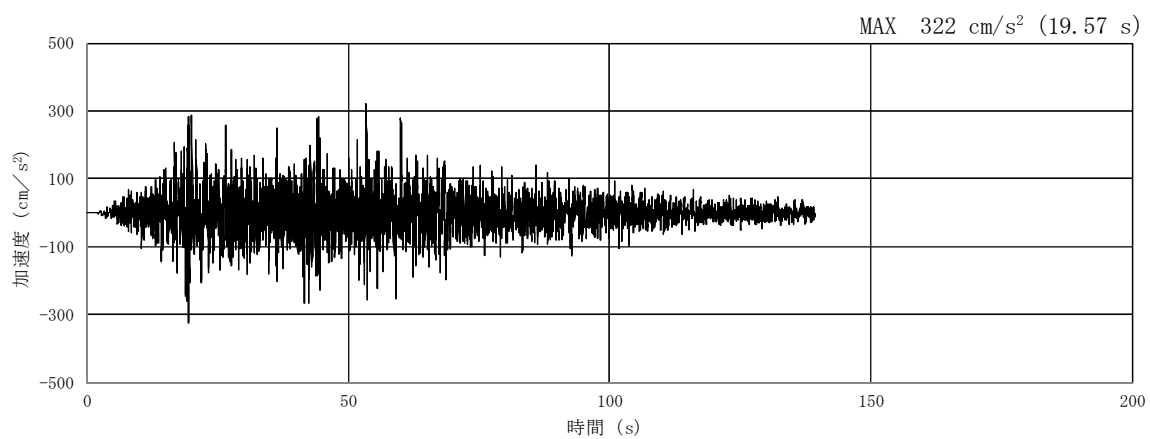
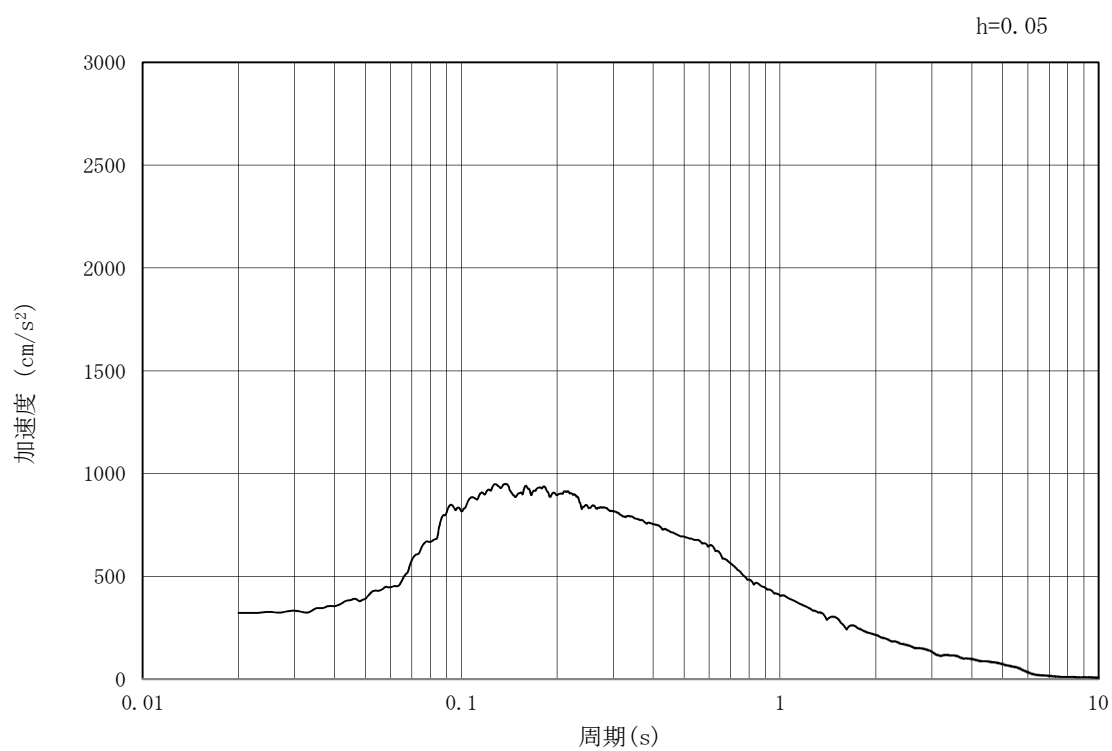


図 3.5-11 入力地震動算定の概念図





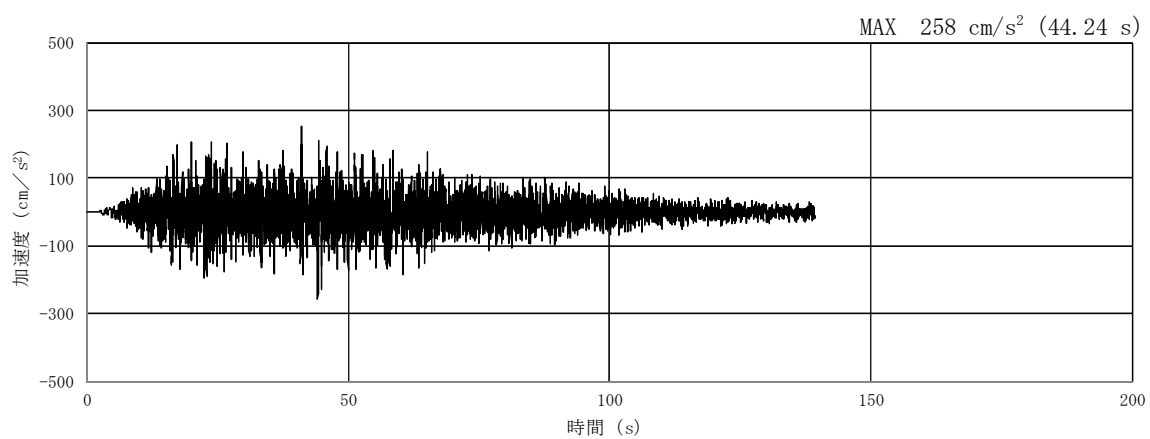
(a) 加速度時刻歴波形



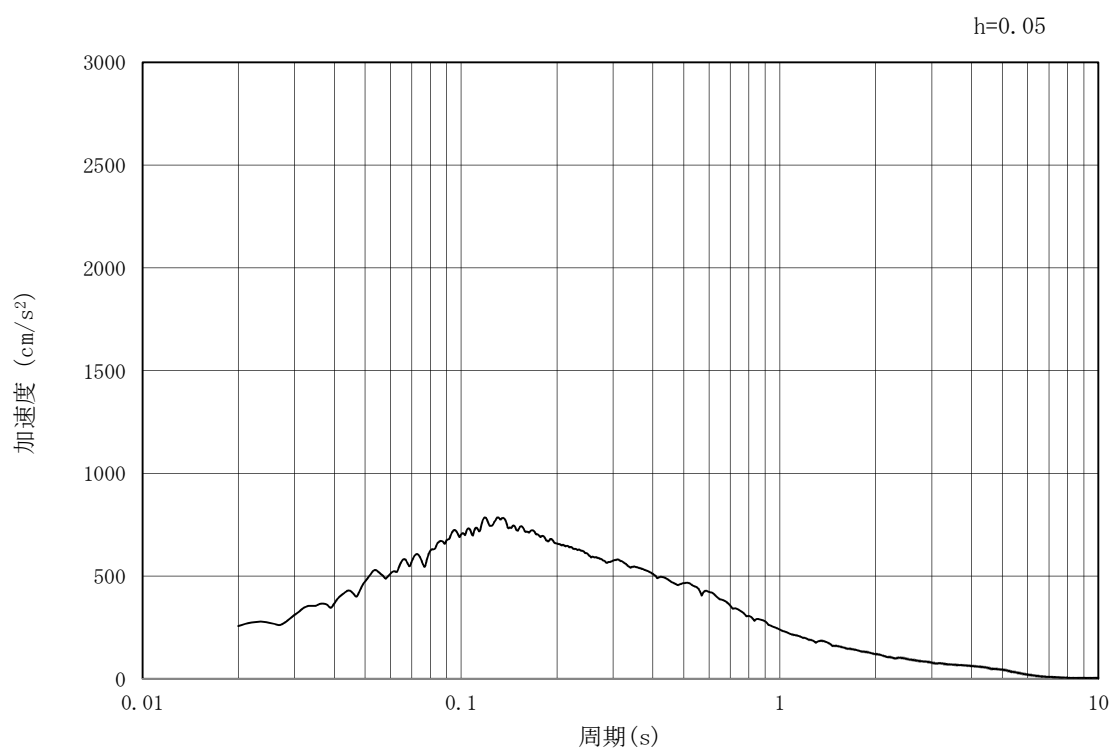
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-12 (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:  $S_d-D1$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-12 (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<sub>d</sub>-D1)



## (2) 2次元静的フレーム解析

### a. 解析モデル

2次元静的フレーム解析においては、防潮壁、地中連続壁基礎及び放水路（頂版及び底版）をはり要素、放水路（中壁及び側壁）を平面要素、地盤を1次元有効応力解析の応答値より設定したバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。防潮壁背面の放水路ゲートは、津波波力等の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、付加質量として考慮する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002年5月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化して設定する。

重畳時の検討で用いる解析モデルを図3.5-13に示す。

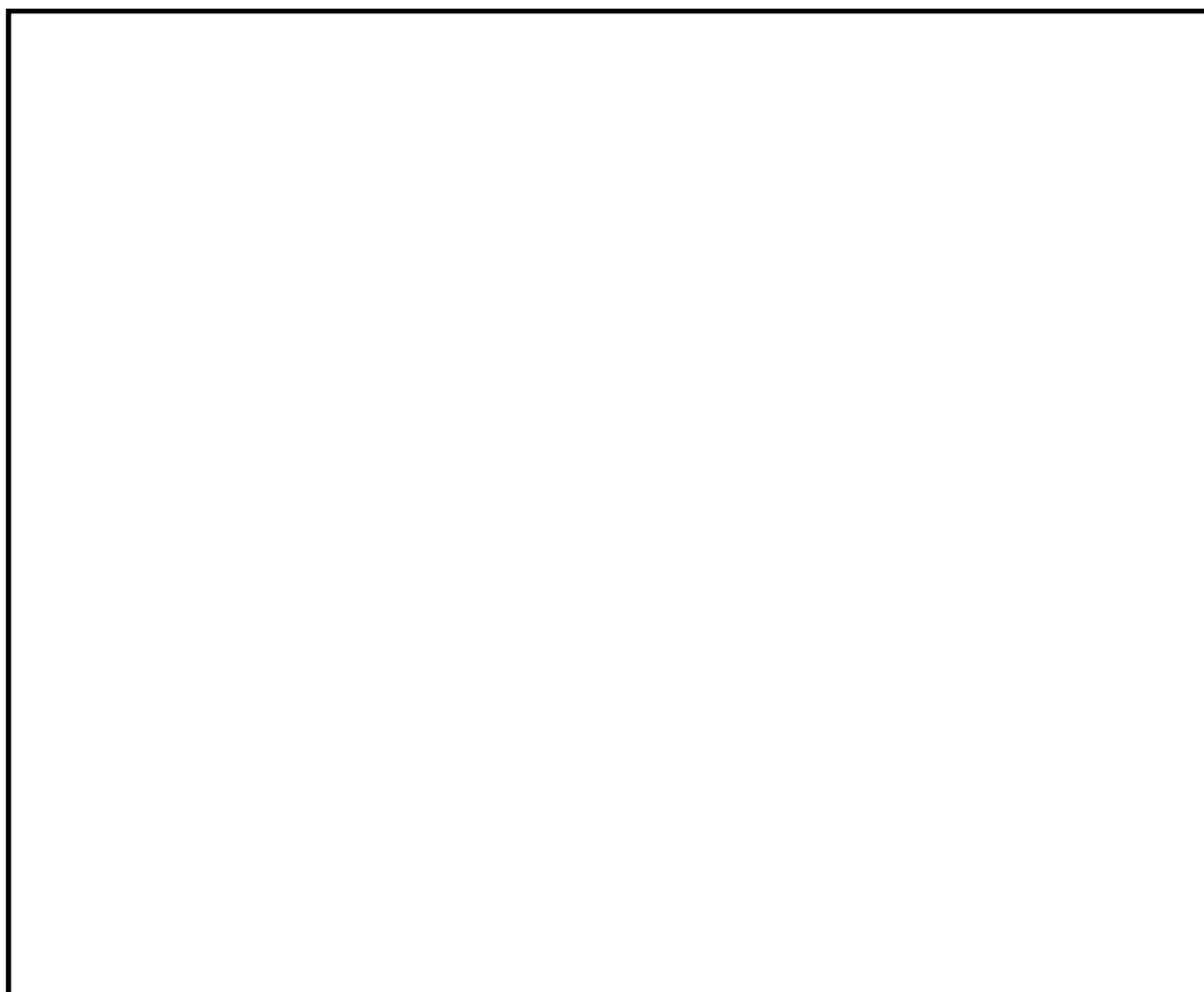


図 3.5-13 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の2次元静的フレーム解析モデル



b. 地盤ばねの設定

2次元静的フレーム解析に用いる地盤ばねは、「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、地盤のばね定数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

重畳時の検討では、表 3.5-7 に示した解析ケースのうち、地表面最大加速度、地表面最大変位及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し、地表面の最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻それぞれにおける地盤の平均有効主応力  $\sigma_m'$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  の深度分布に基づき、地盤反力係数及び反力上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤ばねを表 3.5-8 に示す。

表 3.5-7 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

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷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
地震波	S <sub>a</sub> -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

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

表 3.5-8 地盤ばねケース

ケース名	地盤ばねのばね定数及び 反力上限値	備考
地盤ばね 3	S <sub>a</sub> 波による 1次元有効応力解析から 地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 大きいケース
地盤ばね 4	S <sub>a</sub> 波による 1次元有効応力解析から 地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 小さいケース
地盤ばね 5	S <sub>a</sub> 波による 1次元有効応力解析から せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	



(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数  $K_H$

水平方向地盤反力係数  $K_H$  の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・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、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻  $t_{max}$  での平均有効主応力  $\sigma'_m$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  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。

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

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

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

ここに、

$\nu_d$	: 動ポアソン比
$G_s$	: 割線せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )
$\tau_s$	: 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )
$\gamma$	: せん断ひずみ
$C$	: 粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )
$\phi_{CD}$	: 内部摩擦角 (°)

(b) 基礎側面の水平方向地盤反力係数  $K_{SHD}$

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

(c) 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVB}$

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

(d) 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数  $K_{SVD}$

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



(e) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 $K_V$

鉛直方向地盤反力係数 $K_V$ の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・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、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」と同様、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤ばね5） $t_{\max}$ の応答値に基づき算出する。

(f) 基礎底面の水平方向地盤反力係数 $K_S$

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

(g) 基礎前面の水平方向地盤反力度の上限値 $P_{HU}$

水平方向地盤反力度の上限値  $P_{HU}$ の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここに、

$P_{HU}$  : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

(h) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値及び基礎前背面と側面の水平方向及び鉛直方向地盤反力度の上限値 $\tau_f$

地盤反力度の上限値 $\tau_f$ の算定方法を以下に示す。

$$\text{(砂質土)} \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 200$$

$$\text{(粘性土・地盤改良体)} \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 150$$

ここに、

$\tau_f$  : 地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_{CD}$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_{CD}$  : せん断抵抗角 (°)

$\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)



- (i) 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$

鉛直方向地盤反力度の上限値  $P_{BVU}$  の算定方法を以下に示す。

$$P_{BVU} = c_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \varphi_{CD})$$

ここに、

- $P_{BVU}$  : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)
- $c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)
- $\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

- (j) 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$

水平方向地盤反力度の上限値  $P_{SU}$  の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = c_{CD} \times \sin \varphi_{CD} + \sigma'_m \times \cos \varphi_{CD}$$

ここに、

- $P_{SU}$  : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)
- $c_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\varphi_{CD}$  : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)
- $\sigma'_m$  : 時刻  $t_{\max}$  における地盤の平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)



### (3) 2次元有効応力解析

#### a. 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，J E A C 4 6 0 1－1991 追補版に基づき，モデル幅を構造物幅の3倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。なお，地震応答解析時の解析モデルの境界条件は，側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については，地盤の波動をなめらかに表現するために，最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の5または4分割，すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し，第四紀層の要素高さを 1 m 程度まで細分化して設定する。

2次元有効応力解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で，水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5－14 に示す。

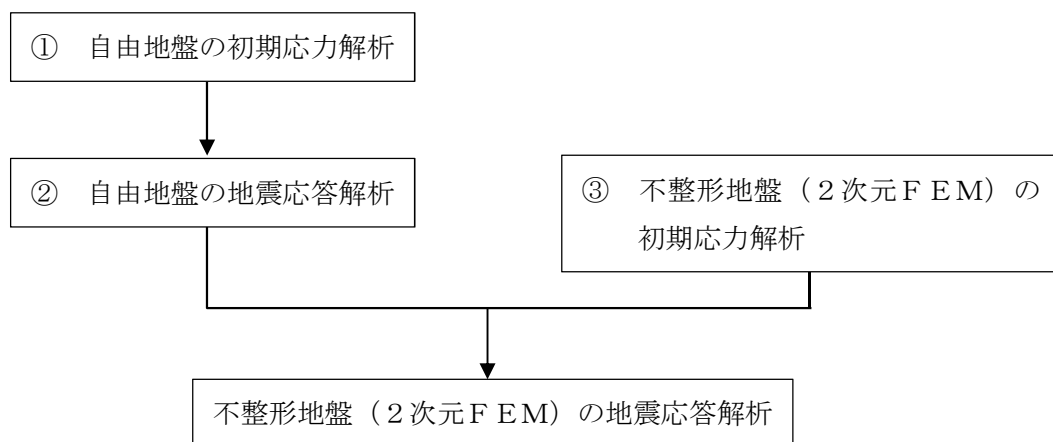


図 3.5－14 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー



b. 境界条件

(a) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-15 に示す。

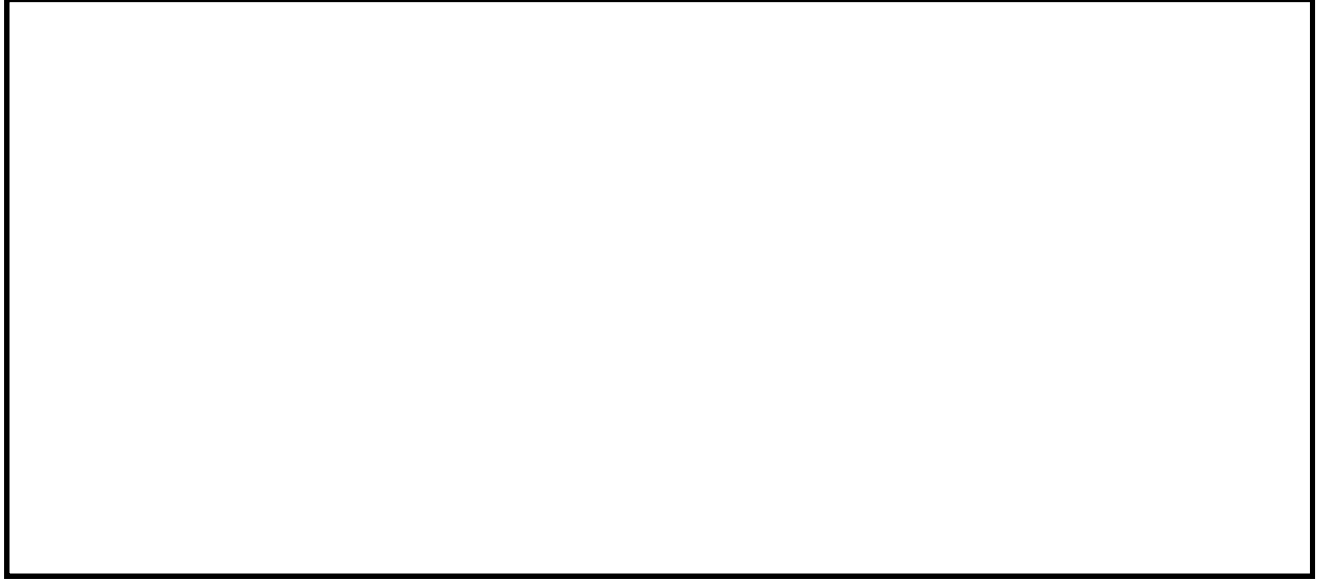


図 3.5-15 固有値解析における境界条件の概念図

(b) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び積雪荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-16 に示す。



図 3.5-16 初期応力解析における境界条件の概念図



(c) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震応答解析モデルを図 3.5-17 に示す。



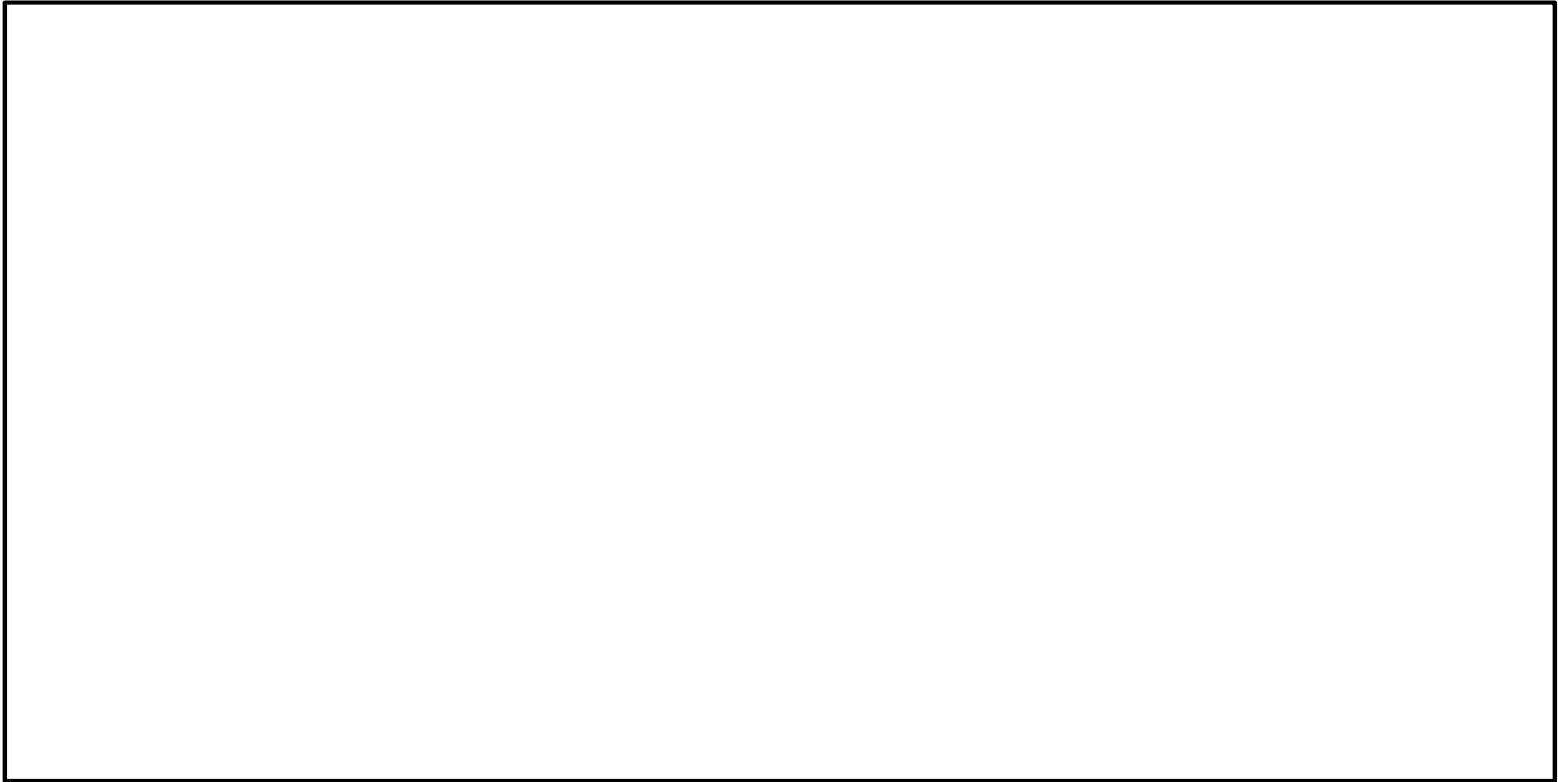


図 3. 5—17 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル



c. 構造物のモデル化

2次元有効応力解析では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁、放水路頂版・底版及び地中連続壁基礎は、はり要素を用いてモデル化する。地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定するとともに、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては、基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また、地中連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては、基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお、仮想剛梁の剛性は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005 年 6 月）に基づき、地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の 1000 倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。また、はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は、「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）に基づき、図 3.5-18 に示すように剛域を設定する。

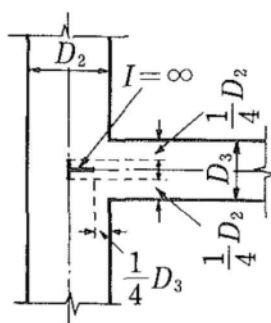


図 3.5-18 剛域の設定方法



荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-19 に示すように、2次元有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めた等価ヤング係数を算定することで考慮する。

放水路ゲート格納室については、荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となり防潮壁を水平支持するが、防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため、部材の剛性は考慮せず、躯体自重及び慣性力のみ考慮する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。また、地盤と接する要素については、地盤の要素分割と同様にする。鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図を図 3.5-20 に示す。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$

ここに、 $E_{eq}$  : モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性  
 $t_1 \sim t_3$  : 放水路側壁及び隔壁の壁厚  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数  
 $b$  : モデル化対象範囲

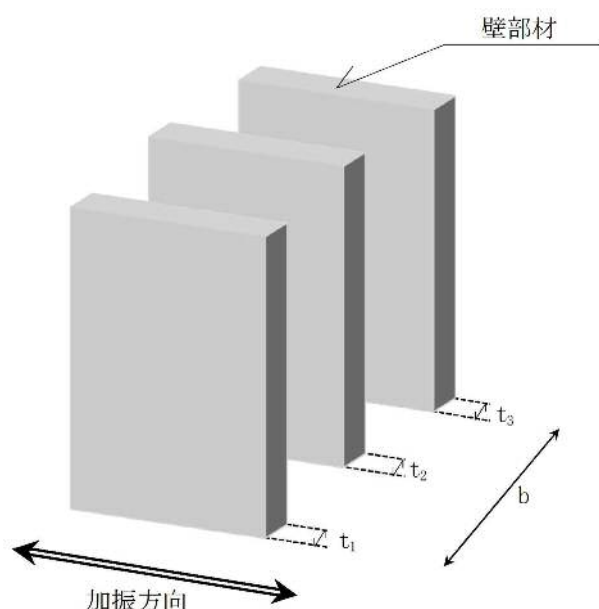


図 3.5-19 壁部材の等価剛性の考え方



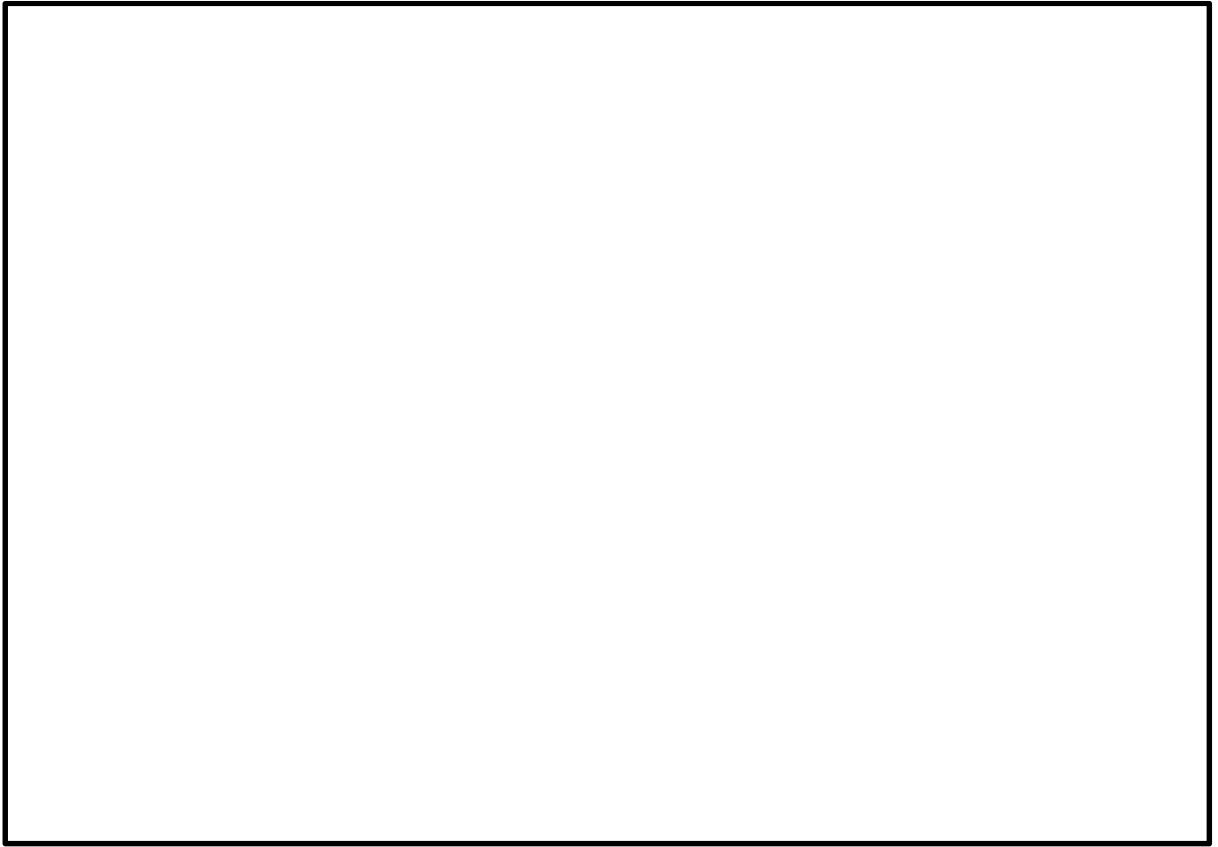


図 3.5-20 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図



d. 地盤のモデル化

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

e. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$  ,  $\phi$  は周辺地盤の  $c$  ,  $\phi$  とする。（表 3.5-9 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-9 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
第四紀層	Du 層	0	37.3
	Ag2 層	0	37.4
	Ac 層	0.025	29.1
	As 層	0.012	41.0
	Ag1 層	0	37.4
	D2c-3 層	0.026	35.6
	D2s-3 層	0.010	35.8
	D2g-3 層	0	44.4
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$
地盤改良体		0.75	0.0

$z$  : 標高 (m)



ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-10 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-21 に示す。

表 3.5-10 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

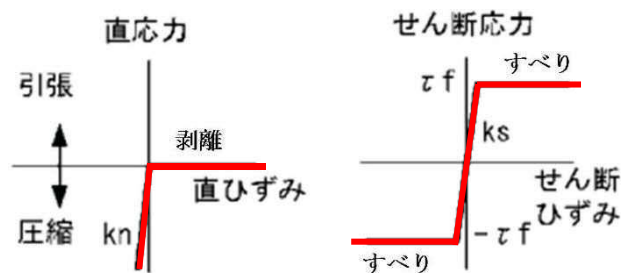


図 3.5-21 ジョイント要素設定の考え方



f. 減衰定数の設定

基礎地盤の支持性能評価における接地圧を求めるために実施する２次元有効応力解析の固有値解析結果を表 3.5-11 に示す。

表 3.5-11 (1) 固有値解析結果

(a) 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

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.735	185.92	地盤の１次として採用
2	0.938	20.50	—
3	1.238	－18.01	—
4	1.477	10.53	—
5	1.588	10.50	—
6	1.783	17.37	—
7	1.838	－60.05	構造物の１次として採用
8	1.846	23.73	—
9	1.965	5.93	—

(b) 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.781	190.20	地盤の１次として採用
2	1.017	18.95	—
3	1.339	15.30	—
4	1.603	11.40	—
5	1.729	－11.77	—
6	1.890	11.60	—
7	1.934	55.97	構造物の１次として採用
8	1.990	－23.14	—
9	2.085	81.66	—



表 3.5-11 (2) 固有値解析結果

(c) 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	179.32	地盤の1次として採用
2	0.823	-21.03	—
3	1.089	-22.15	—
4	1.281	-8.77	—
5	1.368	-10.76	—
6	1.565	-10.90	—
7	1.649	-3.18	—
8	1.663	57.05	構造物の1次として採用
9	1.702	46.72	—

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

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.707	186.96	地盤の1次として採用
2	0.887	17.16	—
3	1.171	18.90	—
4	1.429	7.75	—
5	1.532	-9.86	—
6	1.694	17.32	—
7	1.723	52.97	構造物の1次として採用
8	1.779	-6.29	—
9	1.844	36.79	—



g. 入力地震動

入力地震動は、「d. 入力地震動」と同様に解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

(4) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同じである。

(5) 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同じである。

(6) 地下水位

地下水位は地表面に設定する。



### 3.5.5 解析ケース

#### (1) 津波時

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、地盤ばねを「3.5.3(1) ２次元静的フレーム解析モデル」で示した地盤ばね１及び地盤ばね２の２つのケースで設定し、それぞれの地盤ばねを用いて「3.3 荷重及び荷重の組合せ」で示した荷重条件に対して照査する。

#### (2) 重畳時

重畳時は、２次元静的フレーム解析により構造物に発生する変形量や断面力を算定する。また、２次元有効応力解析により基礎直下の接地圧を算定する。

２次元静的フレーム解析では、表 3.5-12 に示したケースで１次元有効応力解析を実施し、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースに対して地盤ばね及び応答変位を設定する。２次元有効応力解析は、１次元有効応力解析により設定した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に対応する検討ケースについて実施する。これらの２次元静的フレーム解析及び２次元有効応力解析について、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」で示した荷重条件に対して照査する。

表 3.5-12 １次元有効応力解析及び２次元有効応力解析の検討ケース

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(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S <sub>d</sub> -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

\* 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。



### 3.6 評価方法

#### 3.6.1 津波時

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は，解析結果より得られる発生応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

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

#### (1) 鉄筋コンクリート

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度，曲げ引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

##### a. 防潮壁

防潮壁では，はり要素としてモデル化した２次元静的フレーム解析より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき，主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また，２次元静的フレーム解析より得られるせん断力に基づき，部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

壁部の曲げ軸力照査において，堤内側の軸方向鉄筋の有効断面積  $A_s'$  を図 3.6-1 より，下式のとおりとする。

$$A_s' = A_s \sin \theta$$

ただし，

$A_s$  : 軸方向鉄筋の断面積 ( $\text{m}^2$ )

$\theta$  : 設計断面と軸方向鉄筋のなす角

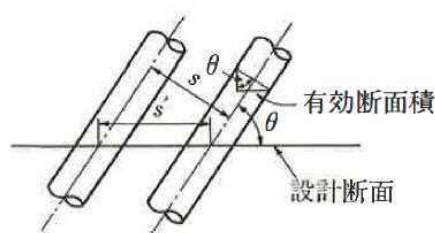


図 3.6-1 鉄筋の有効断面積

なお，設計断面に沿う鉄筋の間隔  $s'$  は下式のとおりとする。

$$s' = s \cdot \operatorname{cosec} \theta$$

ただし，

$s$  : 鉄筋の直角方向の間隔 ( $\text{mm}$ )



以上より，壁部の斜め構造を考慮した応力度照査に使用する鉄筋量および鉄筋間隔は以下のとおりである。

図 3.6-2 より，

$$\theta = \tan^{-1}(16500/4500) = 74.74^\circ \approx 75^\circ$$

$$\sin \theta = 0.966$$

$$A_s = 202.7 \text{ cm}^2 \text{ より,}$$

$$A'_s = 195.8 \text{ cm}^2$$

$$s = 200.0 \text{ mm}$$

$$\operatorname{cosec} \theta = 1/\sin \theta$$

$$s' = 207.1 \text{ mm}$$

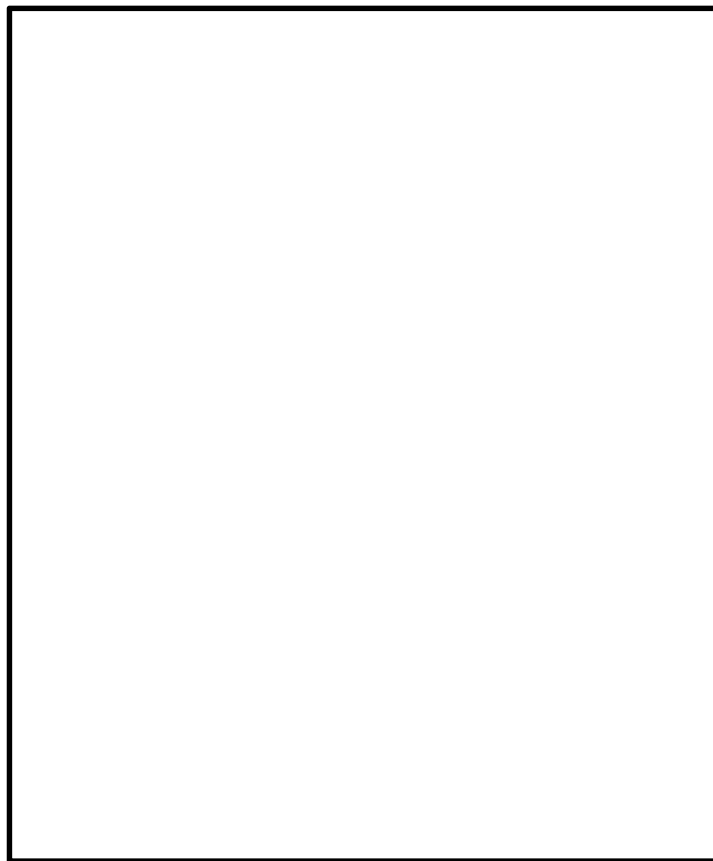


図 3.6-2 防潮壁（横断方向断面）



b. 放水路側壁及び隔壁

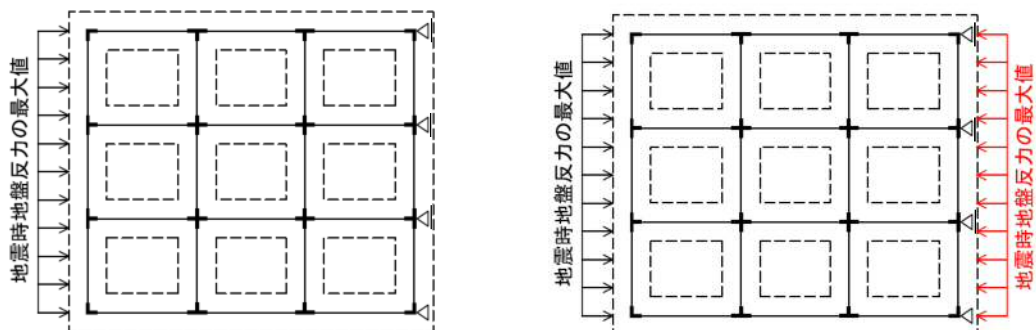
放水路側壁及び隔壁は荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となるため、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，耐震壁として評価する。放水路側壁及び隔壁では，平面要素としてモデル化した 2 次元静的フレーム解析に基づき，部材に発生するせん断応力を算定し，許容限界以下であることを確認する。

c. 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎に発生する鉛直方向断面力に対する検討では，はり要素としてモデル化した 2 次元静的フレーム解析より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき，主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また，2 次元静的フレーム解析より得られるせん断力に基づき，部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

地中連続壁基礎側壁及び隔壁に発生する水平方向断面力に対する検討では，「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説（日本道路協会，1991 年）」に基づき，側壁及び隔壁位置に仮想支点を設け，側壁及び隔壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析を実施する。静的フレーム解析では，2 次元静的フレーム解析より得られる構造物側面に作用するばね反力を，図 3.6-3 に示すように仮想支点の反対側から作用させ，部材に発生する曲げモーメント及びせん断力に基づき，コンクリートや鉄筋に発生する応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお，水平断面の設計で実施する静的フレーム解析では，仮想支点の反対側から最大水平荷重を作用させた検討（片押し時）に加え，重畳時における片押し時の照査結果が最も厳しくなるケースについて，図 3.6-3 に示すように，仮想支点側からも最大水平荷重を作用させた検討（両押し時）を実施する。



片押し時

両押し時

図 3.6-3 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法



(2) 基礎地盤の支持力

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

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、本震後の津波時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。



### 3.6.2 重畳時

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

#### (1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価は，「3.5.3 解析モデル及び諸元（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) 基礎地盤の支持力

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

入力地震動 $S_d-D1$ により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.4 (1) １次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの３つの解析ケースに対して、２次元有効応力解析を実施して求める。２次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明」に記載する２次元有効応力解析モデルに、「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した保守的に仮定した沈下量 1.5m を考慮した解析モデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

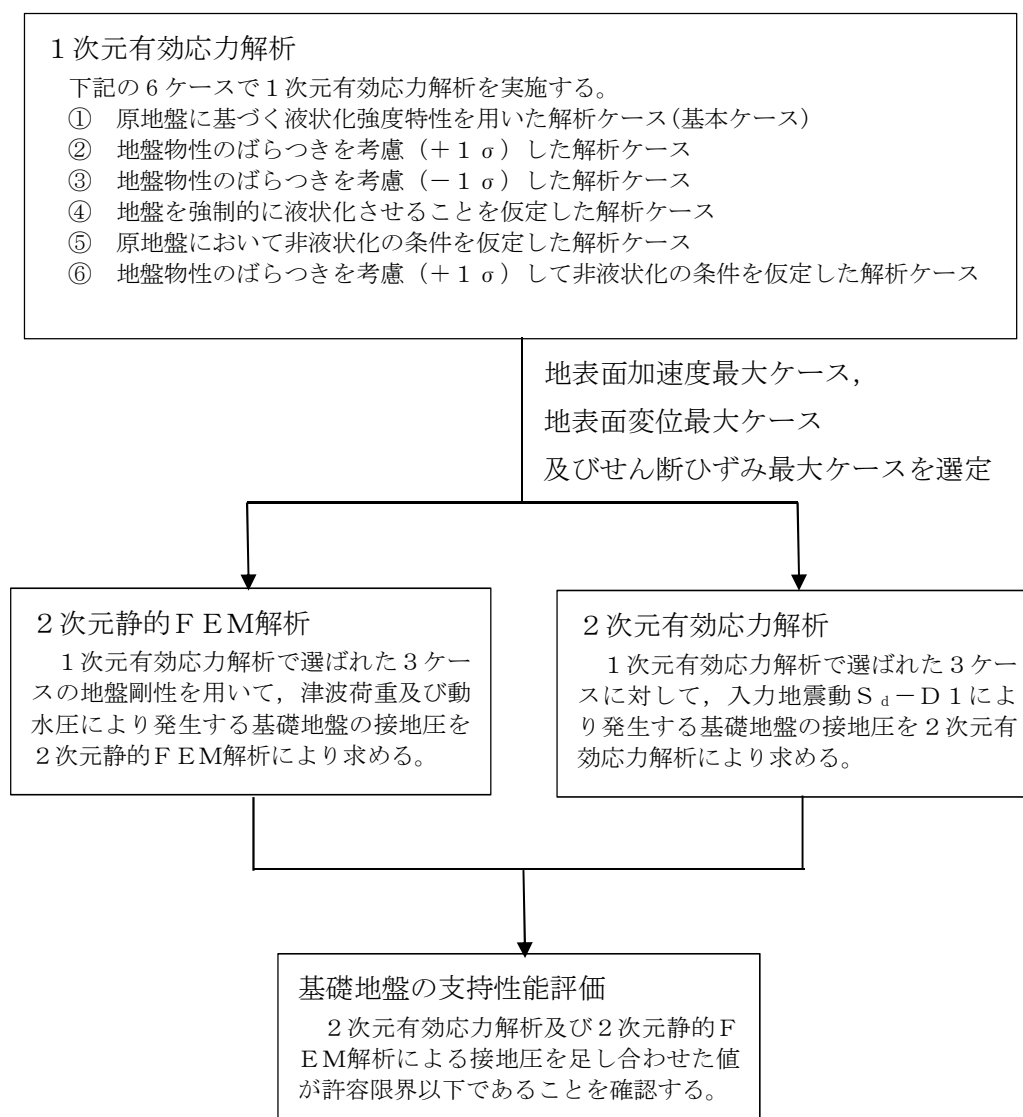
また、津波波圧及び動水圧による接地圧は、同じ３つのケースに対応する地盤剛性を用いた２次元静的FEM解析を実施して求める。２次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、「6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明」に記載する２次元有効応力解析モデルに、「3.5.2 地盤沈下の考慮」で示した沈下量 1.5m を考慮した解析モデルを使用し、図3.6-4に示すように、側方境界条件を水平ローラー、底面境界条件を固定として津波波圧及び動水圧を作用させる。



図 3.6-4 ２次元静的FEM解析モデル



同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.6-5 に基礎地盤の支持性能評価フローを、図 3.6-6 に接地圧の算出フローを示す。



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

図 3.6-5 基礎地盤の支持性能評価フロー



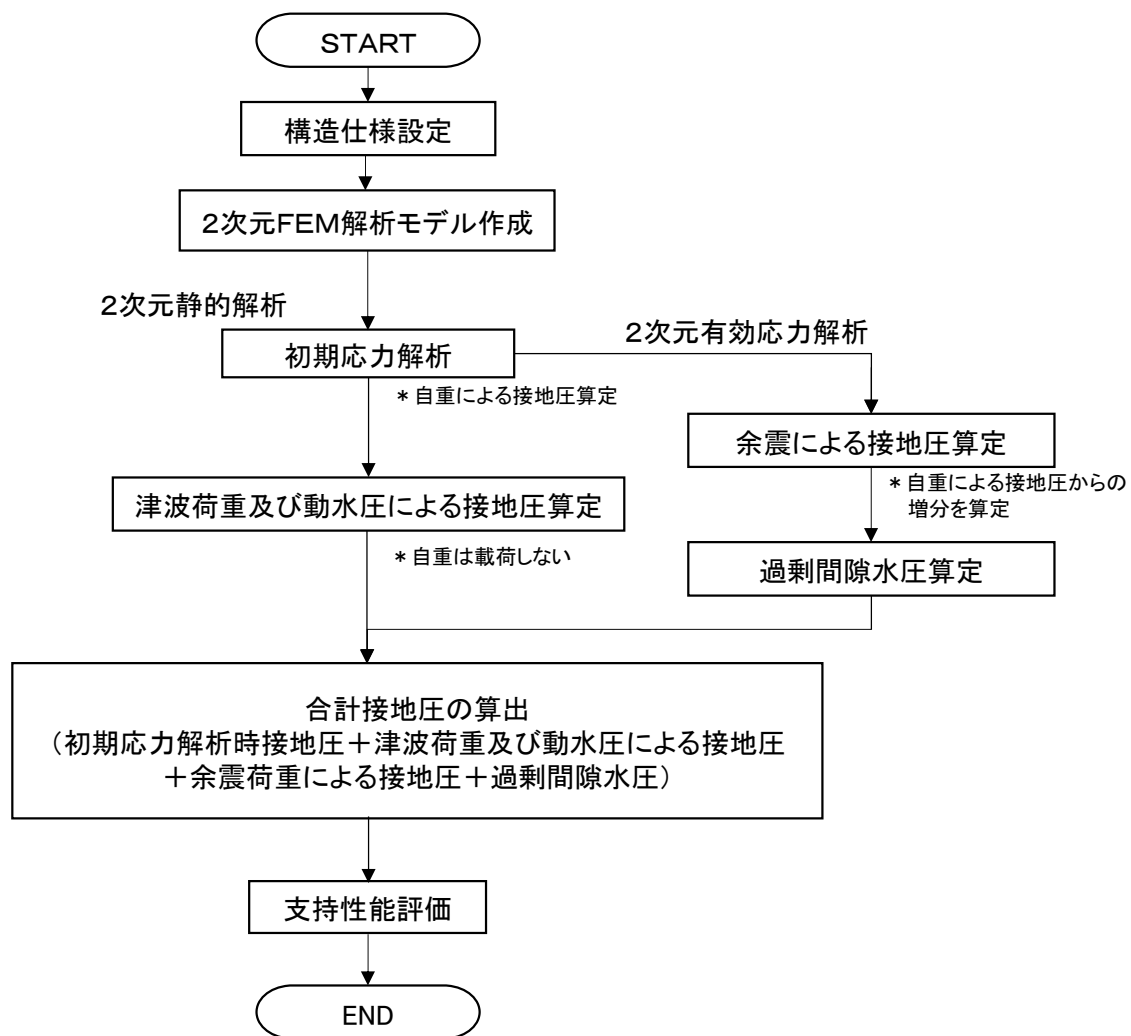


図 3.6-6 接地圧の算出フロー

### (3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同じ方法により、本震後の余震と津波の重畳時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。



#### 4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

##### (1) 津波時

表 4.1-1 強度評価に用いる条件(津波時，基準津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重（防潮壁）	34533	kN
$P$	積載荷重（放水路ゲート及び巻上機）	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.60	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	5.65	m
$P_t$	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +6.6m）	171.2	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	0.69	kN
$v$	津波最大流速	11	m/s
$P_c$	衝突荷重	759	kN
$k_h$	水平震度	—	—
$k_v$	鉛直震度	—	—
$K_{Sd}$	余震荷重	—	kN
$y$	動水圧の作用高さ	—	m
$P_d$	動水圧（設置地盤標高：T.P. +6.6m）	—	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	21	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度（SD490）	435	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	0.825	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	8587	kN



表 4.1-2 強度評価に用いる条件(津波時，敷地に遡上する津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重（防潮壁）	34533	kN
$P$	積載荷重（放水路ゲート及び巻上機）	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.60	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	8.70	m
$P_t$	遡上津波荷重（設置地盤標高：T. P. +6.6m）	263.6	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	0.69	kN
$v$	津波最大流速	15	$\text{m/s}$
$P_c$	衝突荷重	1035	kN
$k_h$	水平震度	—	—
$k_v$	鉛直震度	—	—
$K_{Sd}$	余震荷重	—	kN
$y$	動水圧の作用高さ	—	m
$P_d$	動水圧（設置地盤標高：T. P. +6.6m）	—	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	28	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度（SD490）	478.5	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	1.1	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	9965	kN



表 4.1-3 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 3, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
$P$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.21	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	5.65	m
$P_t$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	171.2	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	—	kN
$v$	津波最大流速	—	m/s
$P_c$	衝突荷重	—	kN
$k_h$	水平震度	0.19	—
$k_v$	鉛直震度	0.20	—
$K_{Sd}$	余震荷重	震度×自重	kN
$y$	動水圧の作用高さ	4.52	m
$P_d$	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	19.0	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	21	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度 (SD490)	435	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	0.825	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	8587	kN



表 4.1-4 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 3, 敷地に遡上する津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
$P$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.21	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	8.70	m
$P_t$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	263.6	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	—	kN
$v$	津波最大流速	—	$\text{m/s}$
$P_c$	衝突荷重	—	kN
$k_h$	水平震度	0.19	—
$k_v$	鉛直震度	0.20	—
$K_{Sd}$	余震荷重	震度×自重	kN
$y$	動水圧の作用高さ	6.96	m
$P_d$	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	29.2	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	28	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度 (SD490)	478.5	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	1.1	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	9965	kN



表 4.1-5 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 4, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
$P$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.21	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	5.65	m
$P_t$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	171.2	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	—	kN
$v$	津波最大流速	—	m/s
$P_c$	衝突荷重	—	kN
$k_h$	水平震度	0.08	—
$k_v$	鉛直震度	0.20	—
$K_{Sd}$	余震荷重	震度×自重	kN
$y$	動水圧の作用高さ	4.52	m
$P_d$	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	8.0	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	21	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度 (SD490)	435	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	0.825	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	8587	kN



表 4.1-6 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 4, 敷地に遡上する津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
$P$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.21	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	8.70	m
$P_t$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	263.6	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	—	kN
$v$	津波最大流速	—	$\text{m/s}$
$P_c$	衝突荷重	—	kN
$k_h$	水平震度	0.08	—
$k_v$	鉛直震度	0.20	—
$K_{Sd}$	余震荷重	震度×自重	kN
$y$	動水圧の作用高さ	6.96	m
$P_d$	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	12.3	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	28	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度 (SD490)	478.5	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	1.1	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	9965	kN



表 4.1-7 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 5, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
$P$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.21	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	5.65	m
$P_t$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	171.2	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	—	kN
$v$	津波最大流速	—	m/s
$P_c$	衝突荷重	—	kN
$k_h$	水平震度	0.13	—
$k_v$	鉛直震度	0.20	—
$K_{Sd}$	余震荷重	震度×自重	kN
$y$	動水圧の作用高さ	4.52	m
$P_d$	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	13.0	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	21	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度 (SD490)	435	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	0.825	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	8587	kN



表 4.1-8 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 5, 敷地に遡上する津波時)

記号	定義	数値	単位
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	$\text{kN/m}^3$
$\rho$	海水の密度	1030	$\text{kg/m}^3$
$G$	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
$P$	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
$P_s$	積雪荷重	0.21	$\text{kN/m}^2$
$h$	浸水深	8.70	m
$P_t$	遡上津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	263.6	$\text{kN/m}^2$
$W_c$	漂流物の重量	—	kN
$v$	津波最大流速	—	m/s
$P_c$	衝突荷重	—	kN
$k_h$	水平震度	0.13	—
$k_v$	鉛直震度	0.20	—
$K_{Sd}$	余震荷重	震度×自重	kN
$y$	動水圧の作用高さ	6.96	m
$P_d$	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6m)	20.0	$\text{kN/m}^2$
$\sigma_{ca}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	28	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{sa}$	鉄筋の許容引張応力度 (SD490)	478.5	$\text{N/mm}^2$
$\tau_{a1}$	コンクリートの許容せん断応力度	1.1	$\text{N/mm}^2$
$\tau_a$	コンクリート(放水路及び隔壁)の許容せん断応力度	1.35	$\text{N/mm}^2$
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	9965	kN



## 5. 評価結果

### 5.1 津波時の強度評価結果

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤ばね1及び地盤ばね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図5.1-1に示す。

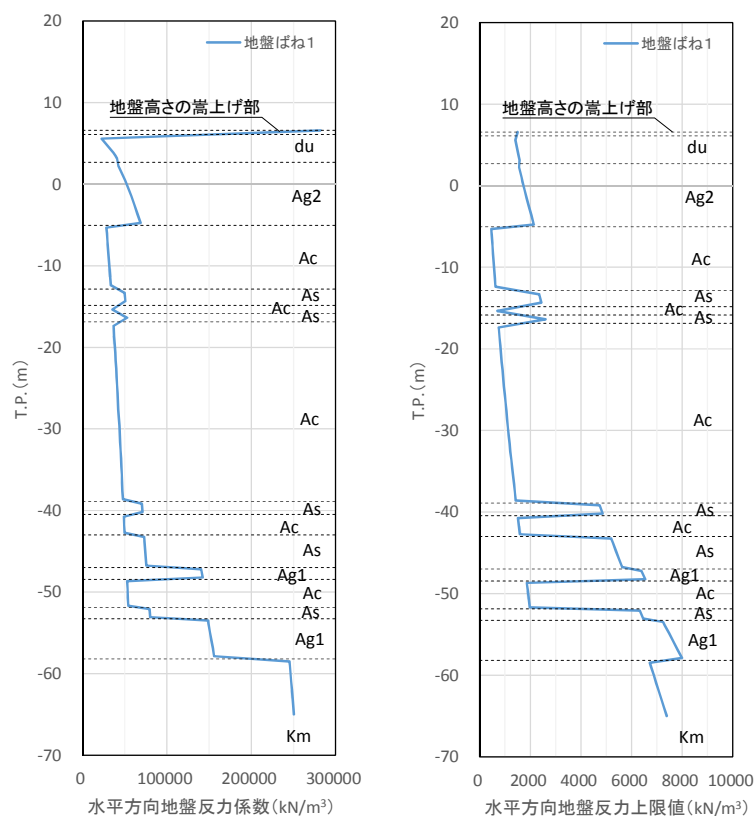


図 5.1-1 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤ばね1）



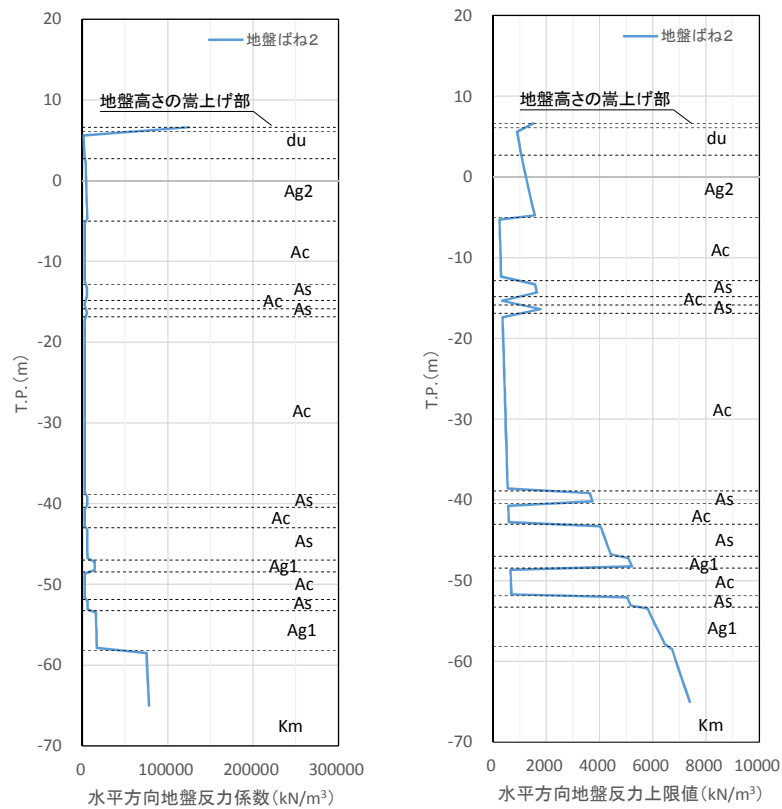


図 5.1-1 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (地盤ばね 2)

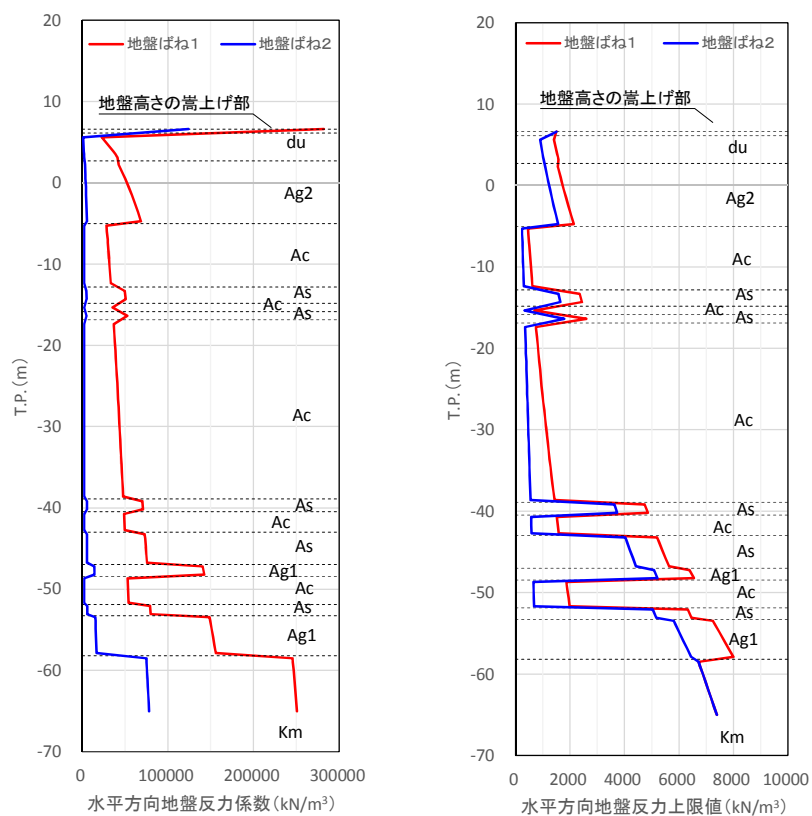


図 5.1-1 (3) 地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の比較



### 5.1.1 防潮壁の評価結果

#### (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.1-1 に、概略配筋図を図 5.1-2 に、評価位置を図 5.1-3 に示す。

津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 5.1-2 に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.1-1 (1) 断面諸元一覧表（主鉄筋）

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
地中連読壁基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.1-1 (2) 断面諸元一覧表（せん断補強鉄筋）

部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	(8本)	150	8.1
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

注記：（）内の値は、水平全断面当たりの本数





图 5.1-2 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



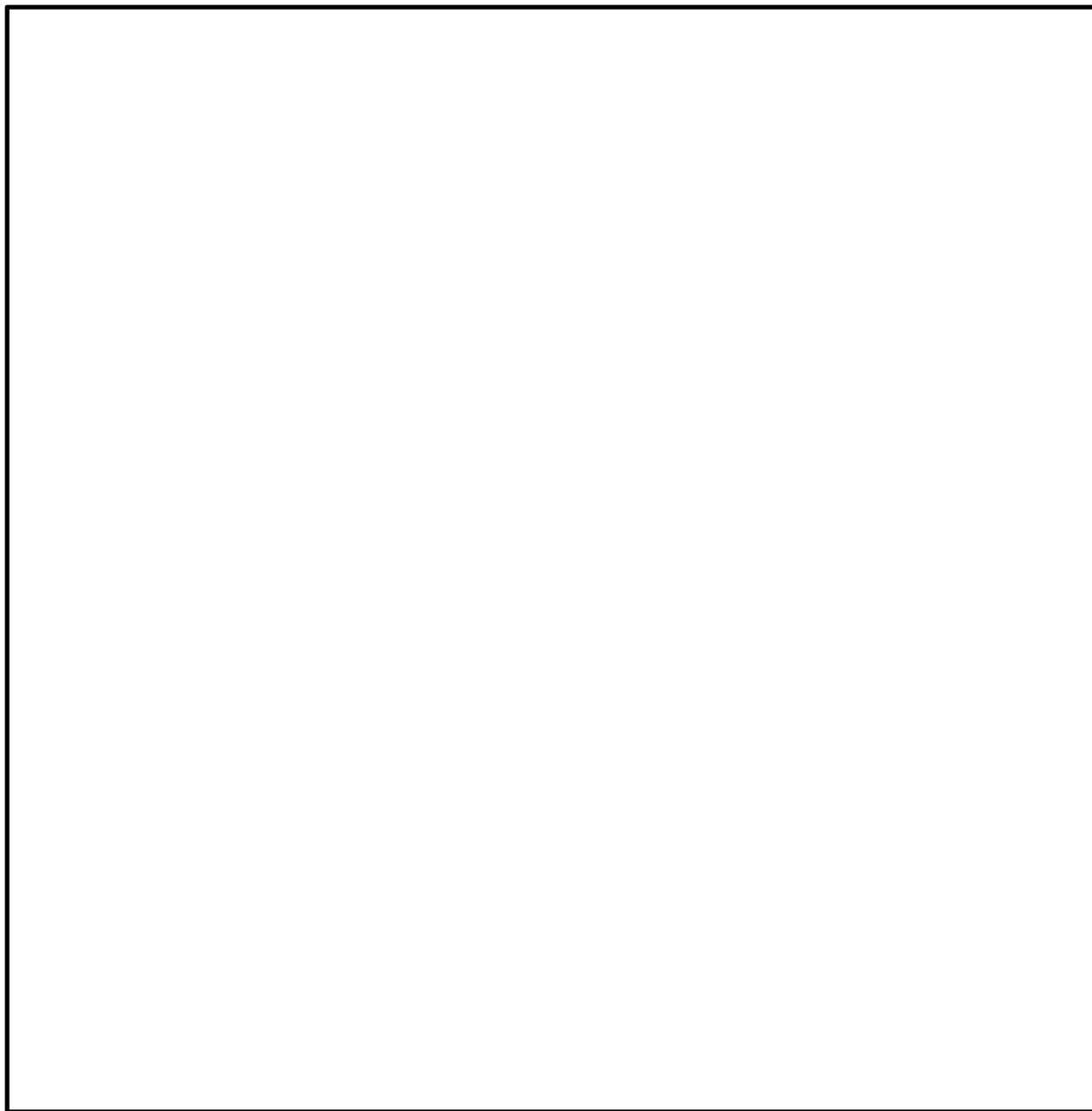
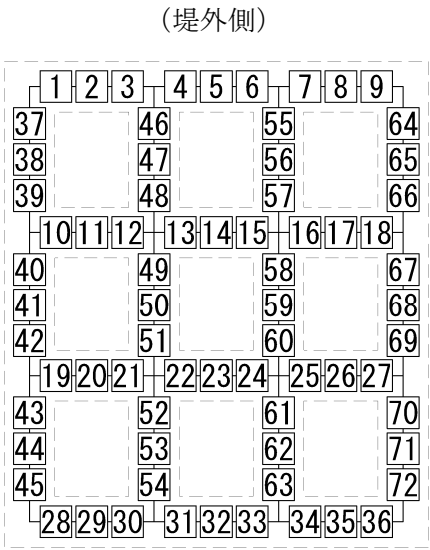
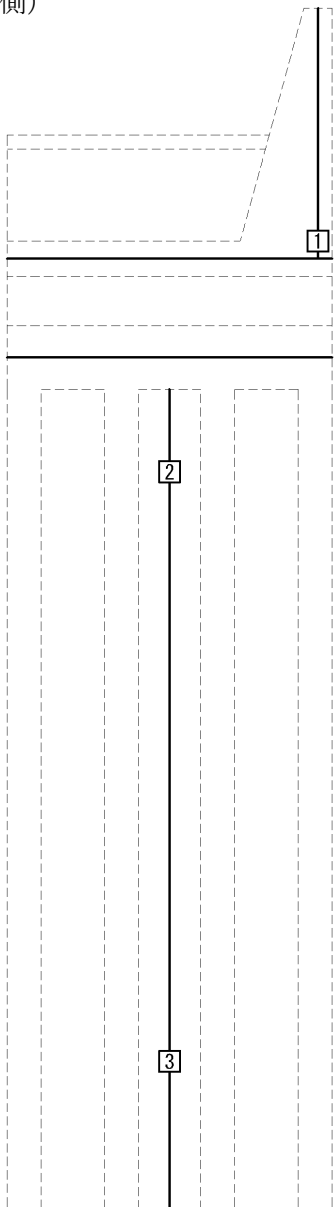


図 5.1-2 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



(堤内側)

(堤外側)



防潮壁及び地中連続壁基礎（鉛直）

地中連続壁基礎（水平）

図 5. 1－3 評価位置



表 5.1-2 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	27947	1694	5.23	21.0	0.25
地盤ばね 2	1	27947	1694	5.23	21.0	0.25

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

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	44820	1774	8.27	28.0	0.30
地盤ばね 2	1	44820	1774	8.27	28.0	0.30



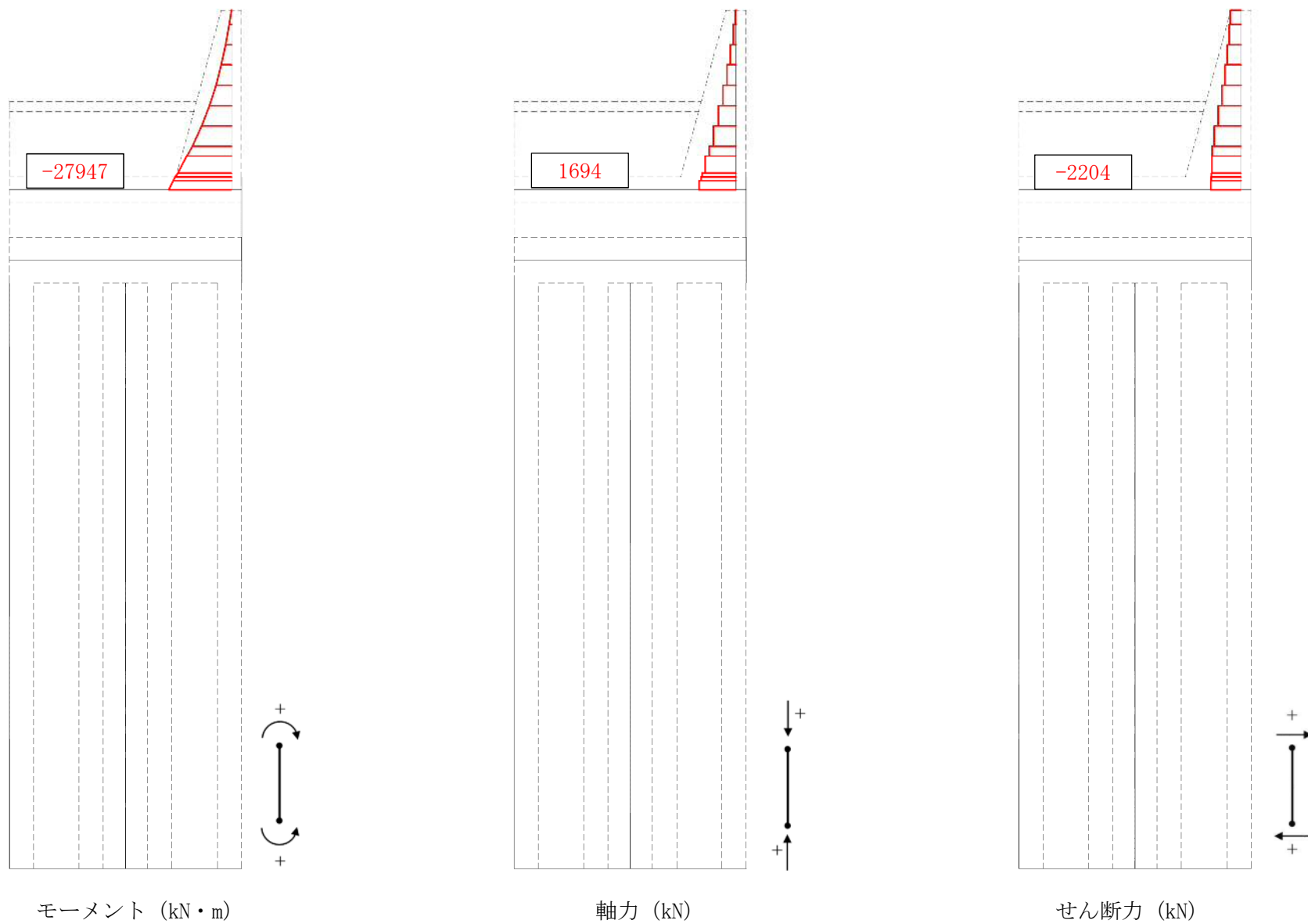


図 5.1-4 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)



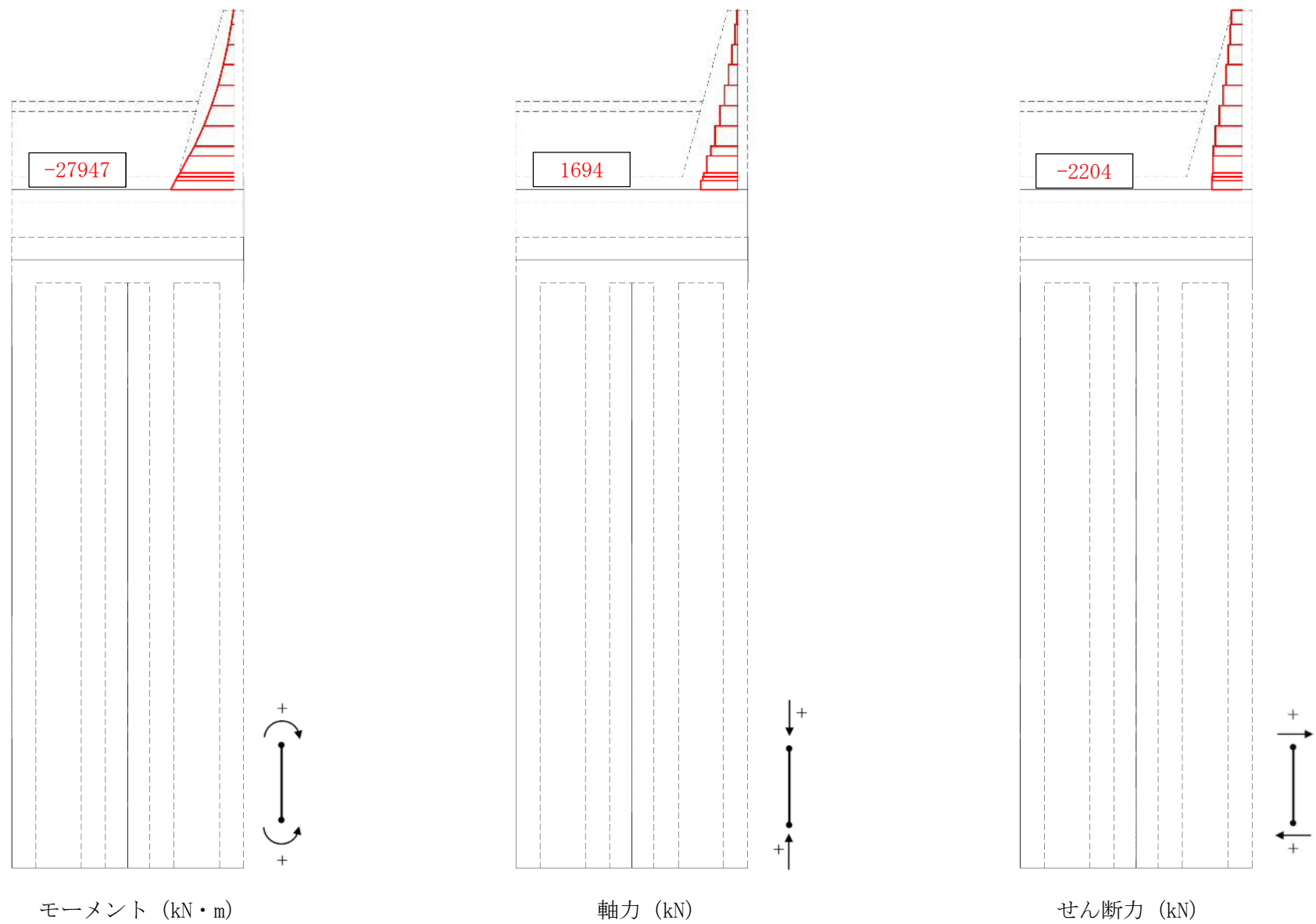


図 5.1-4 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)



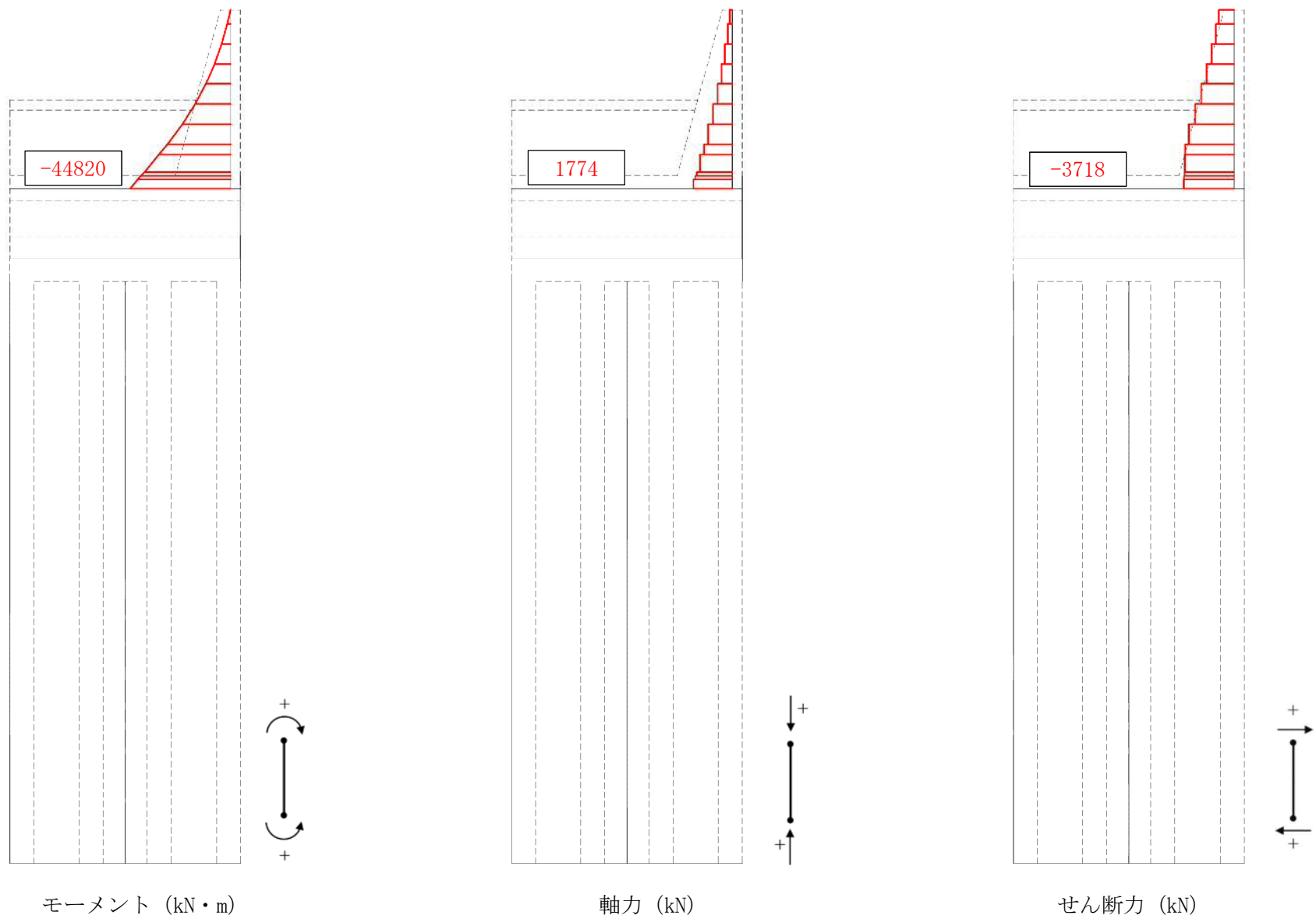


図 5.1-4 (3) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)



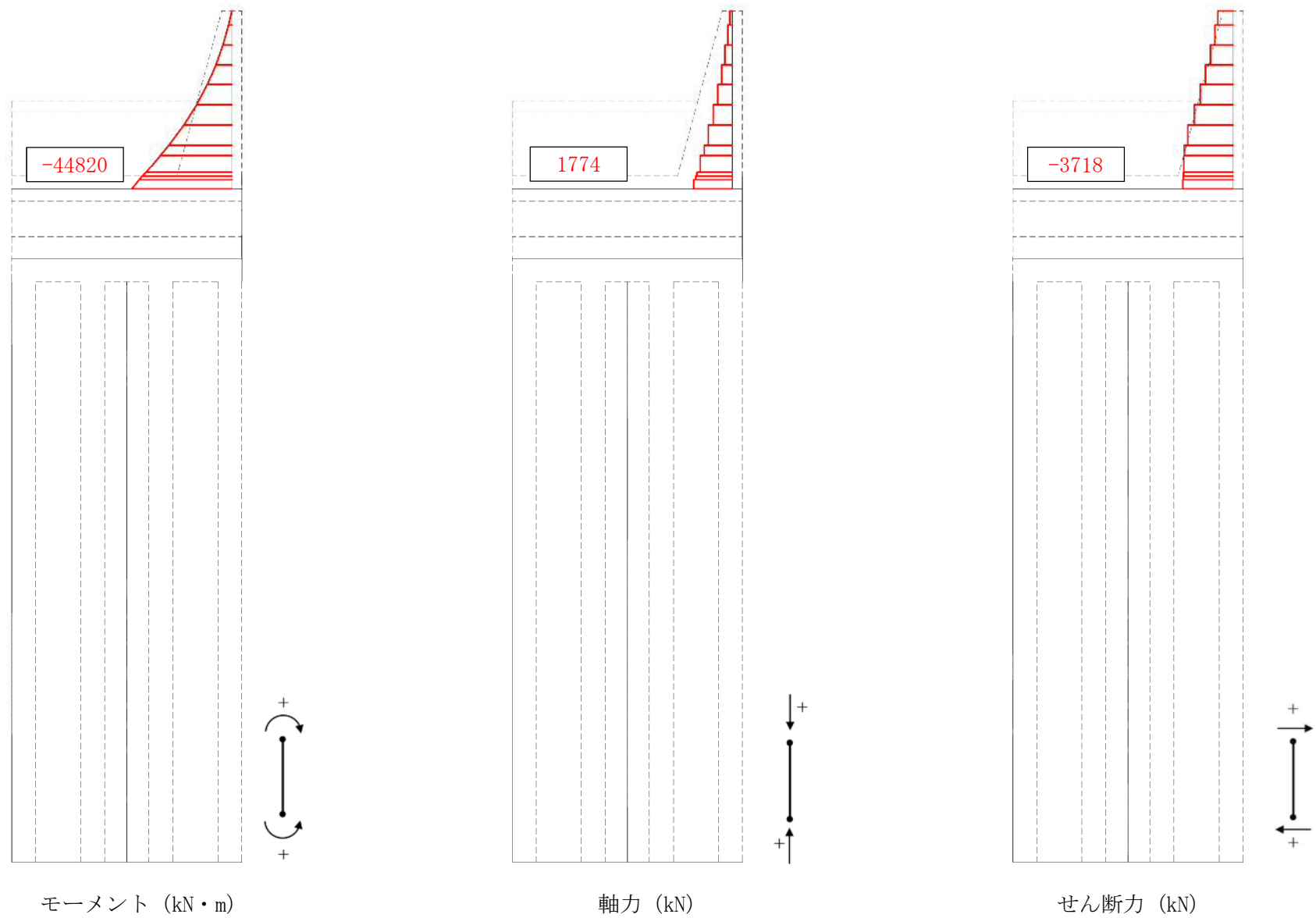


図 5.1-4 (4) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)



(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 5.1-3 に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-5 に示す。

表 5.1-3 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	27947	1694	206.77	435.0	0.48
地盤ばね 2	1	27947	1694	206.77	435.0	0.48

表 5.1-3 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	44820	1774	352.29	478.5	0.74
地盤ばね 2	1	44820	1774	352.29	478.5	0.74





图 5.1—5 概略配筋图（防潮壁）



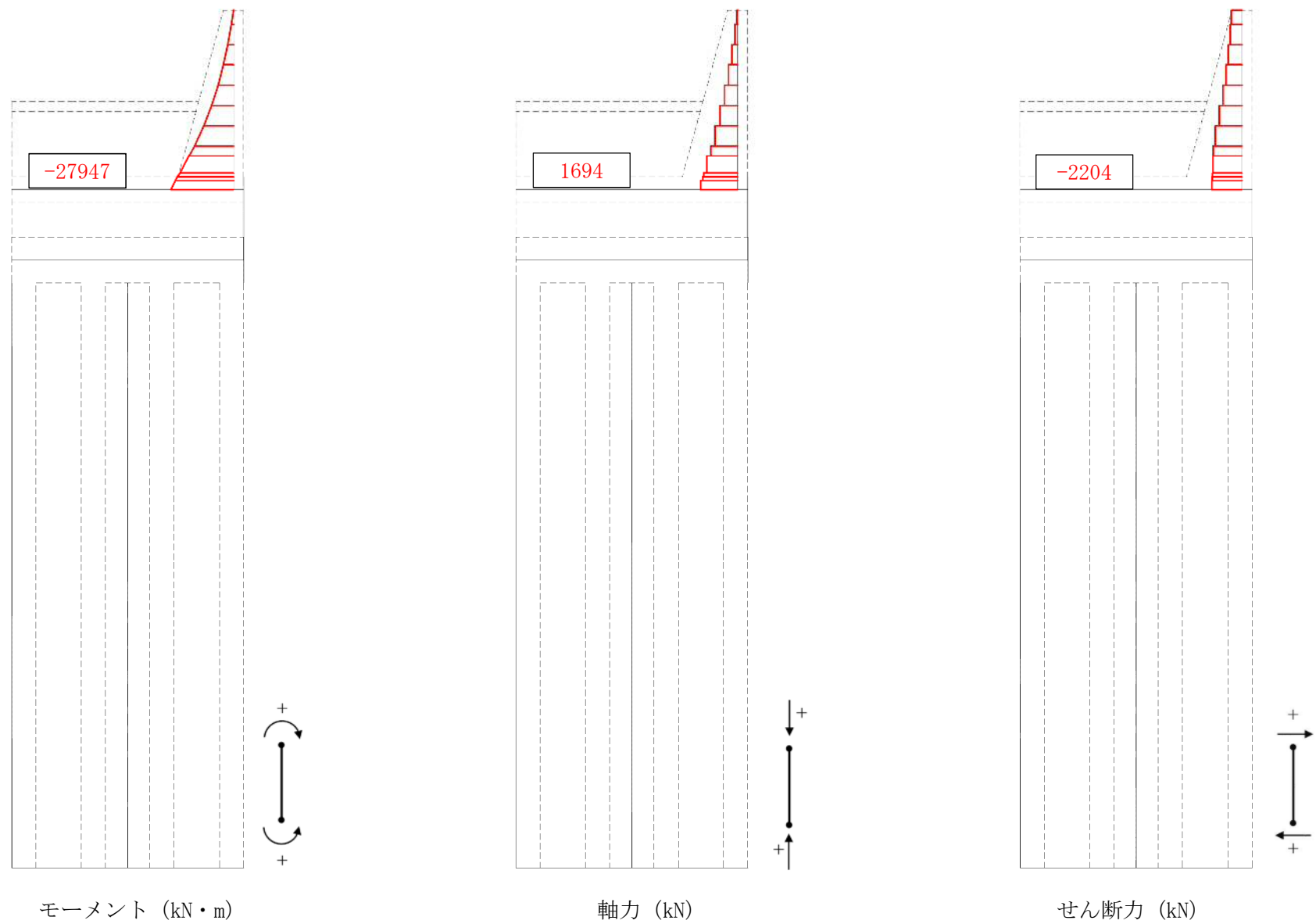


図 5.1-6 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)



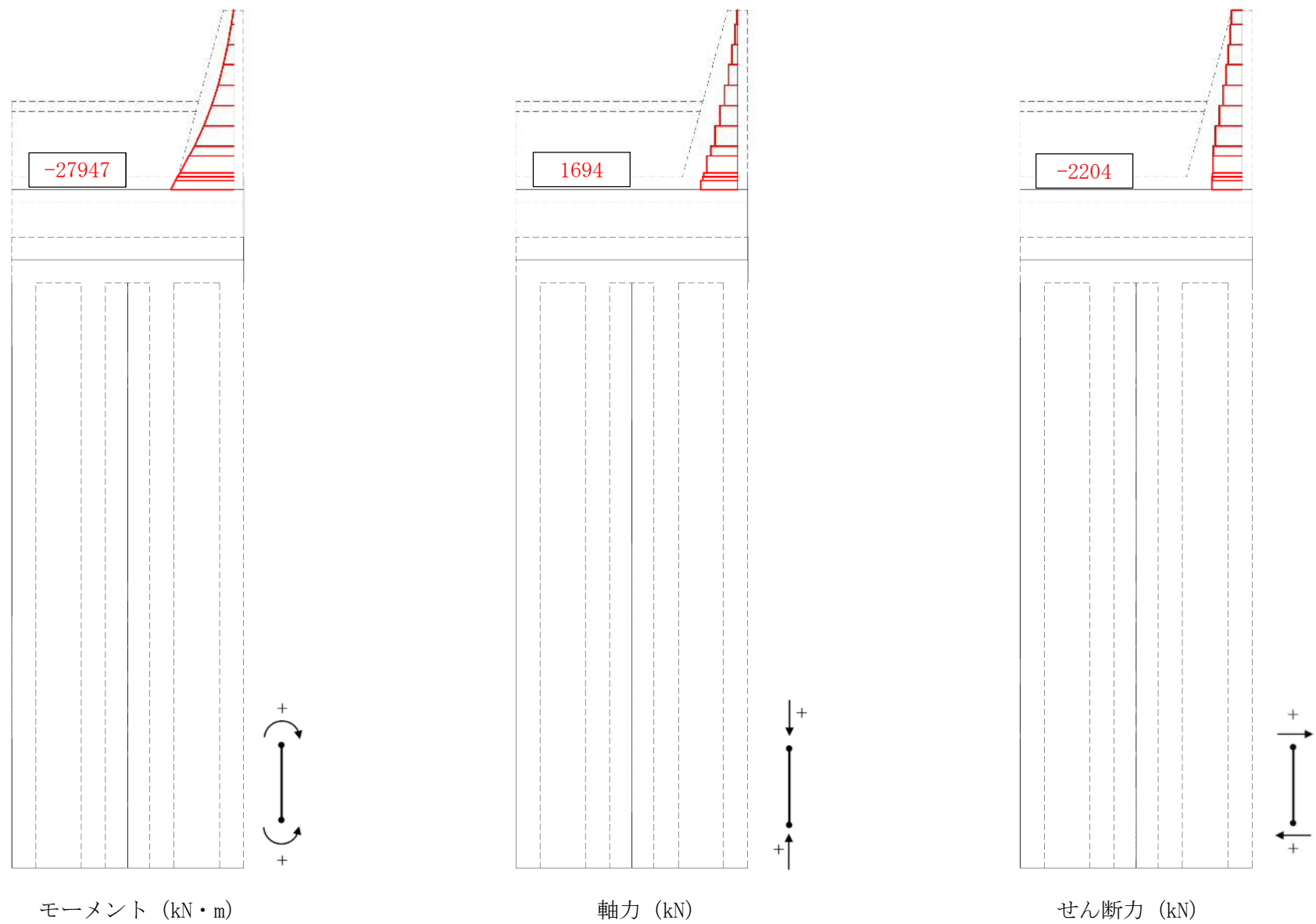


図 5.1-6 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)



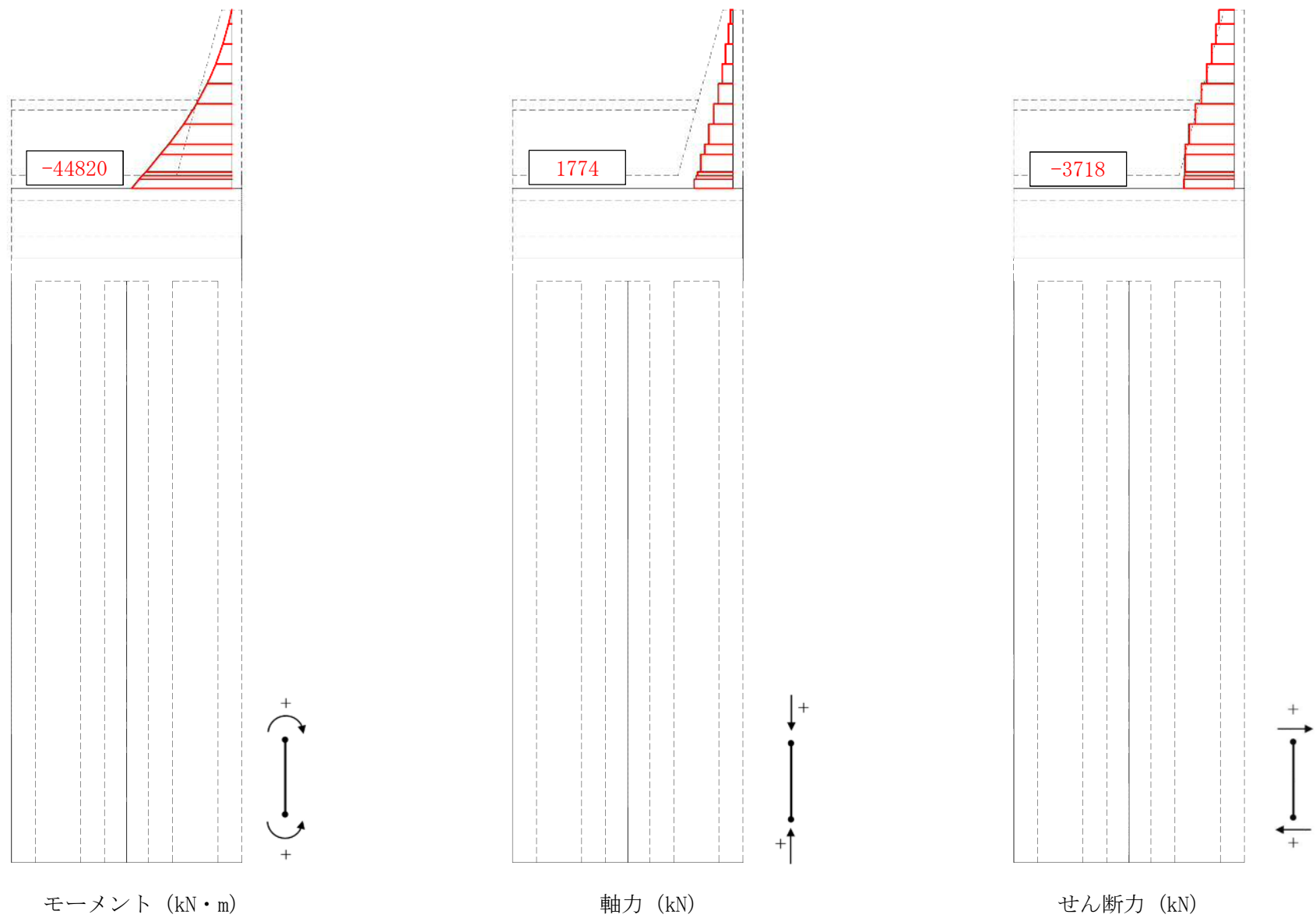


図 5.1-6 (3) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)



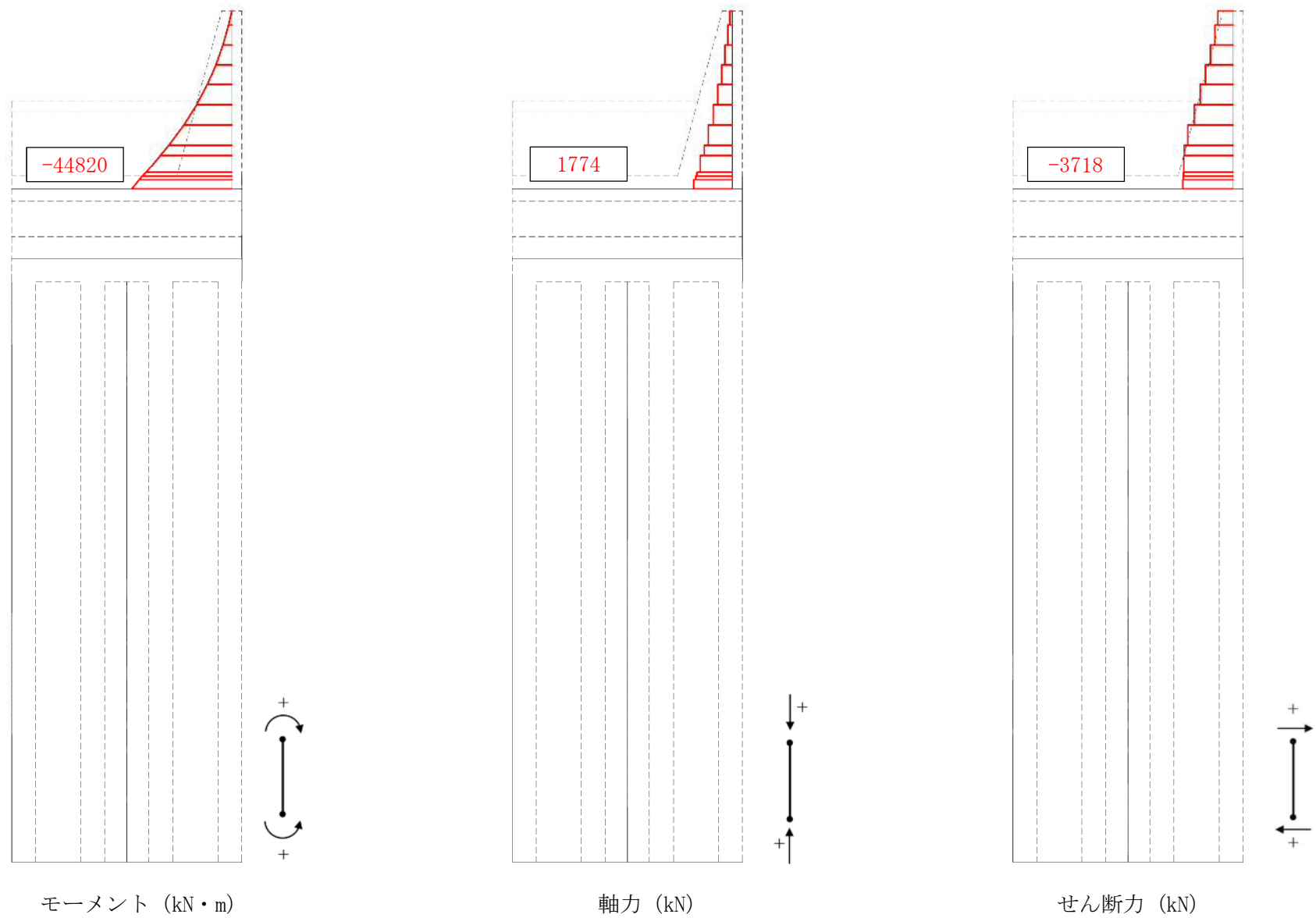


図 5.1-6 (4) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)



(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を表 5.1-4 に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-7 に示す。

表 5.1-4 (1) せん断力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね 1	1	2204	0.380	0.825	0.47	8587	0.26
地盤ばね 2	1	2204	0.380	0.825	0.47	8587	0.26

表 5.1-4 (2) せん断力に対する照査結果 (津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね 1	1	3718	0.650	1.100	0.60	9965	0.38
地盤ばね 2	1	3718	0.650	1.100	0.60	9965	0.38





图 5.1—7 概略配筋图（防潮壁）



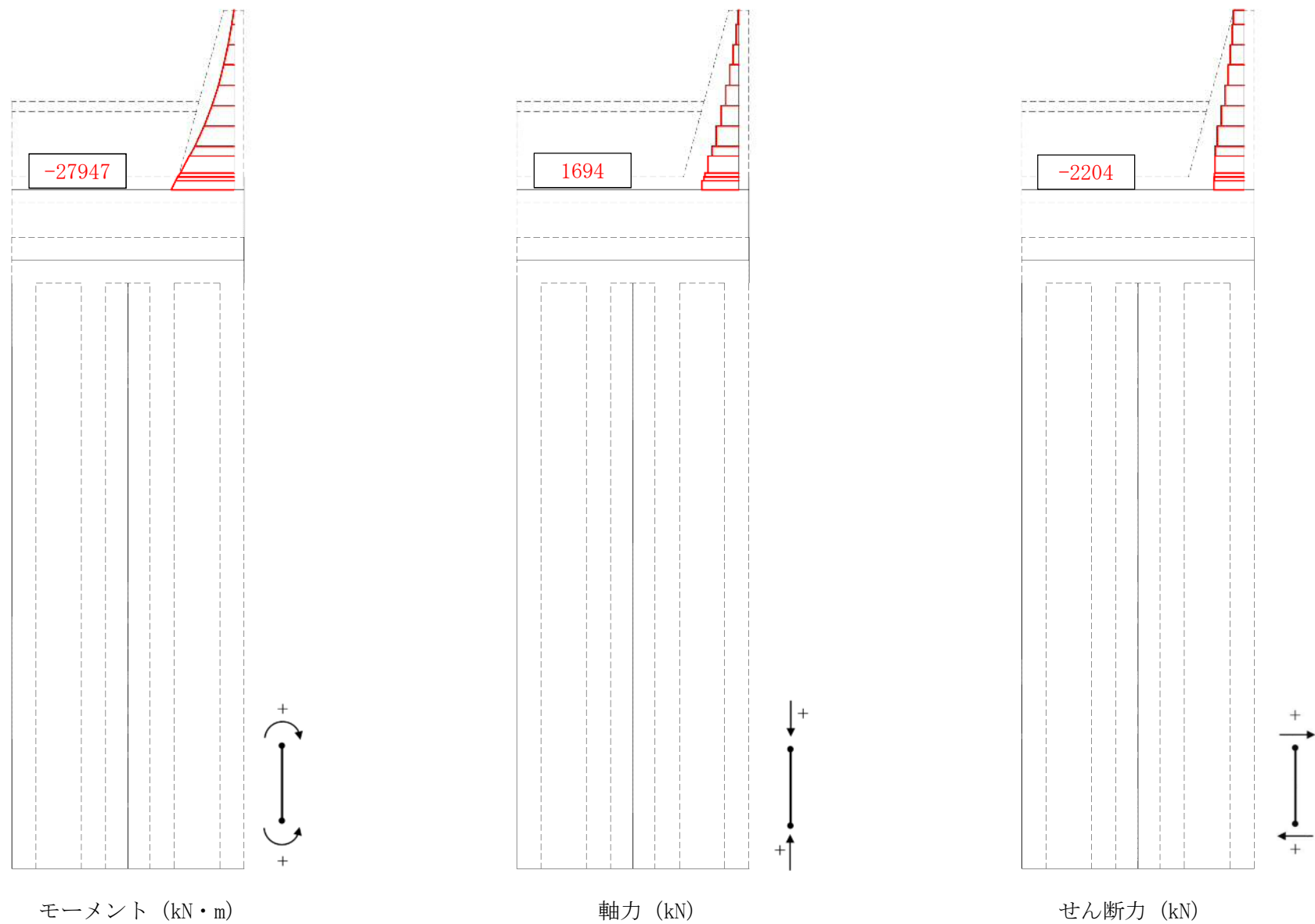
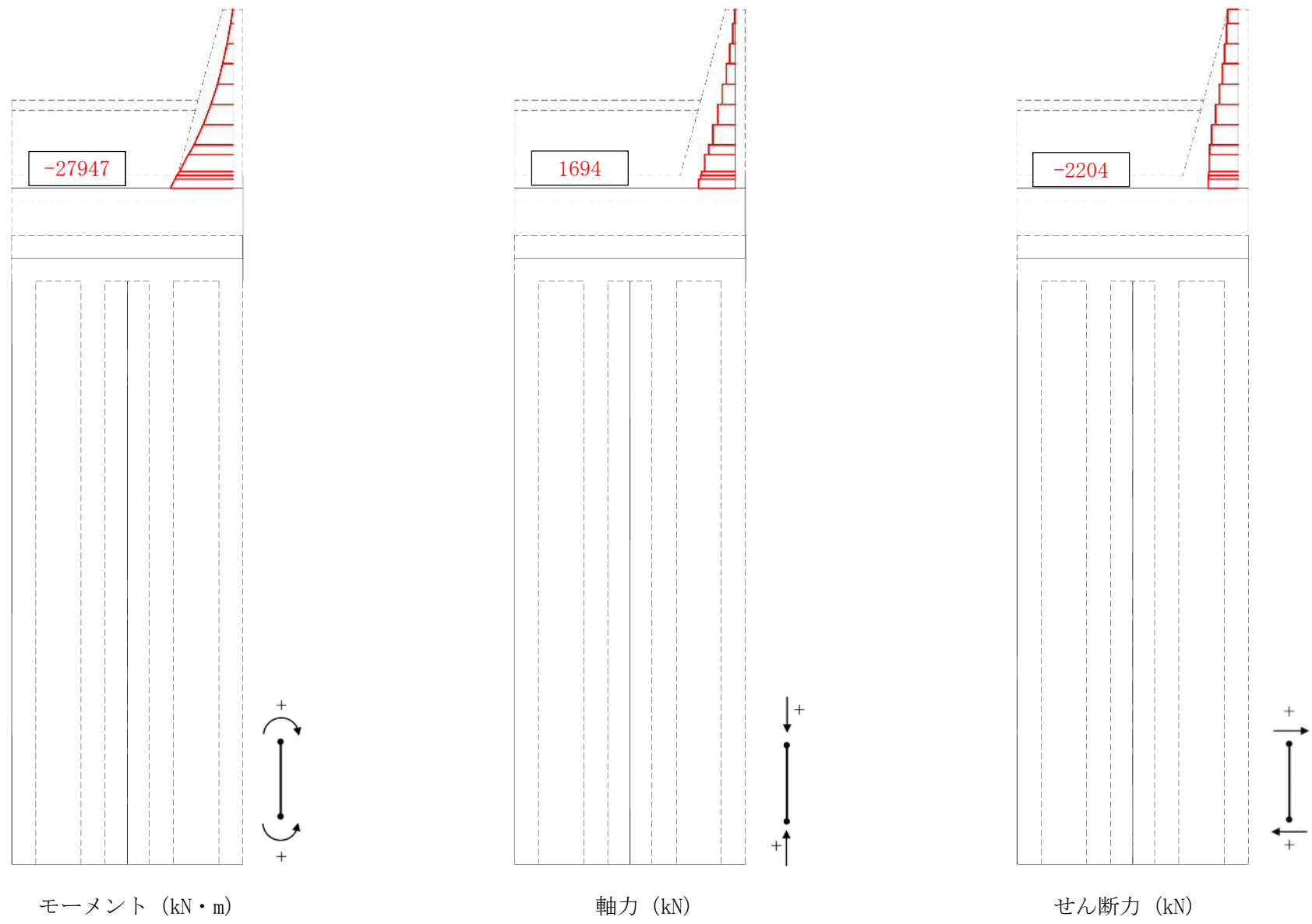


図 5.1-8 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)







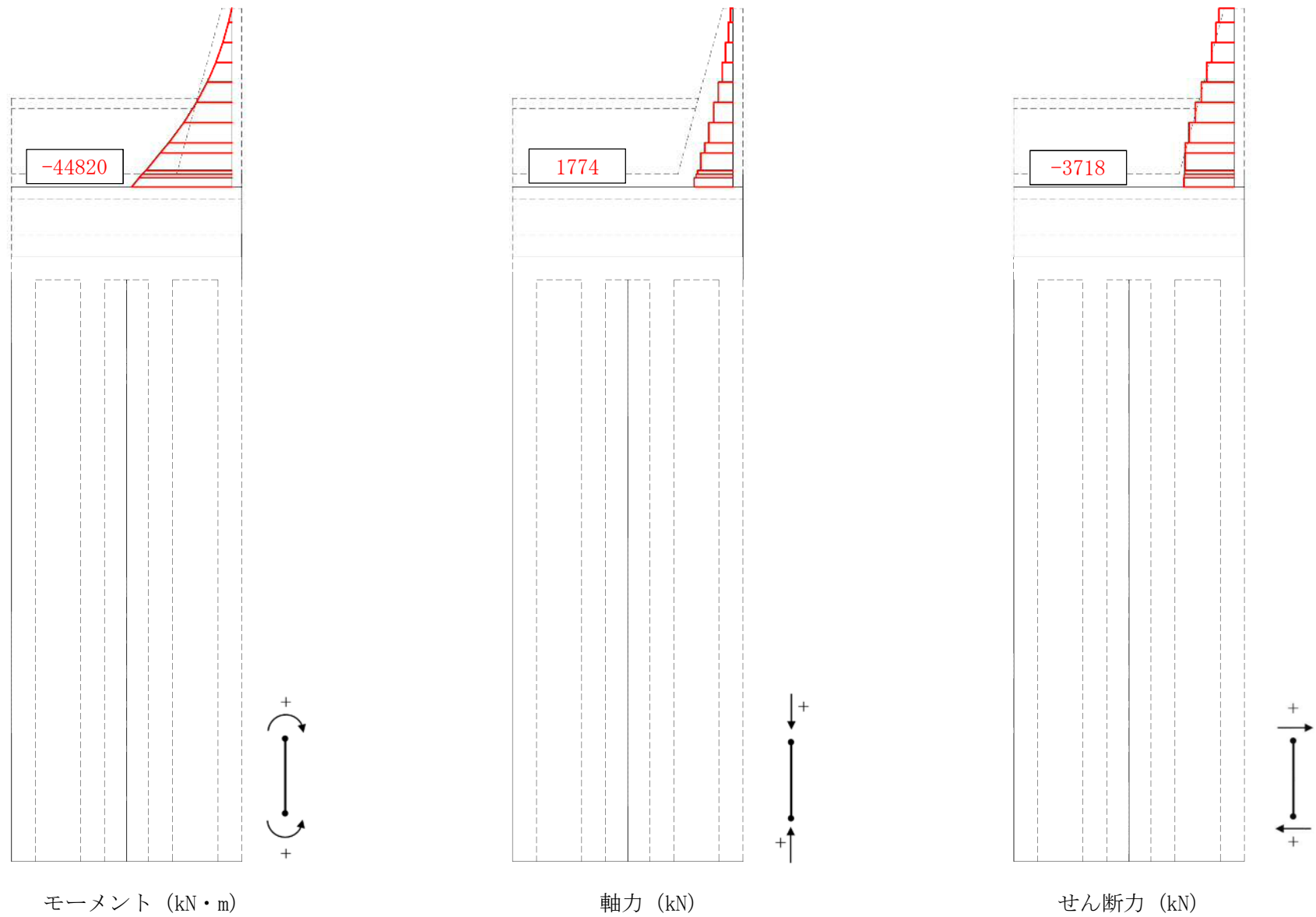


図 5.1-8 (3) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)



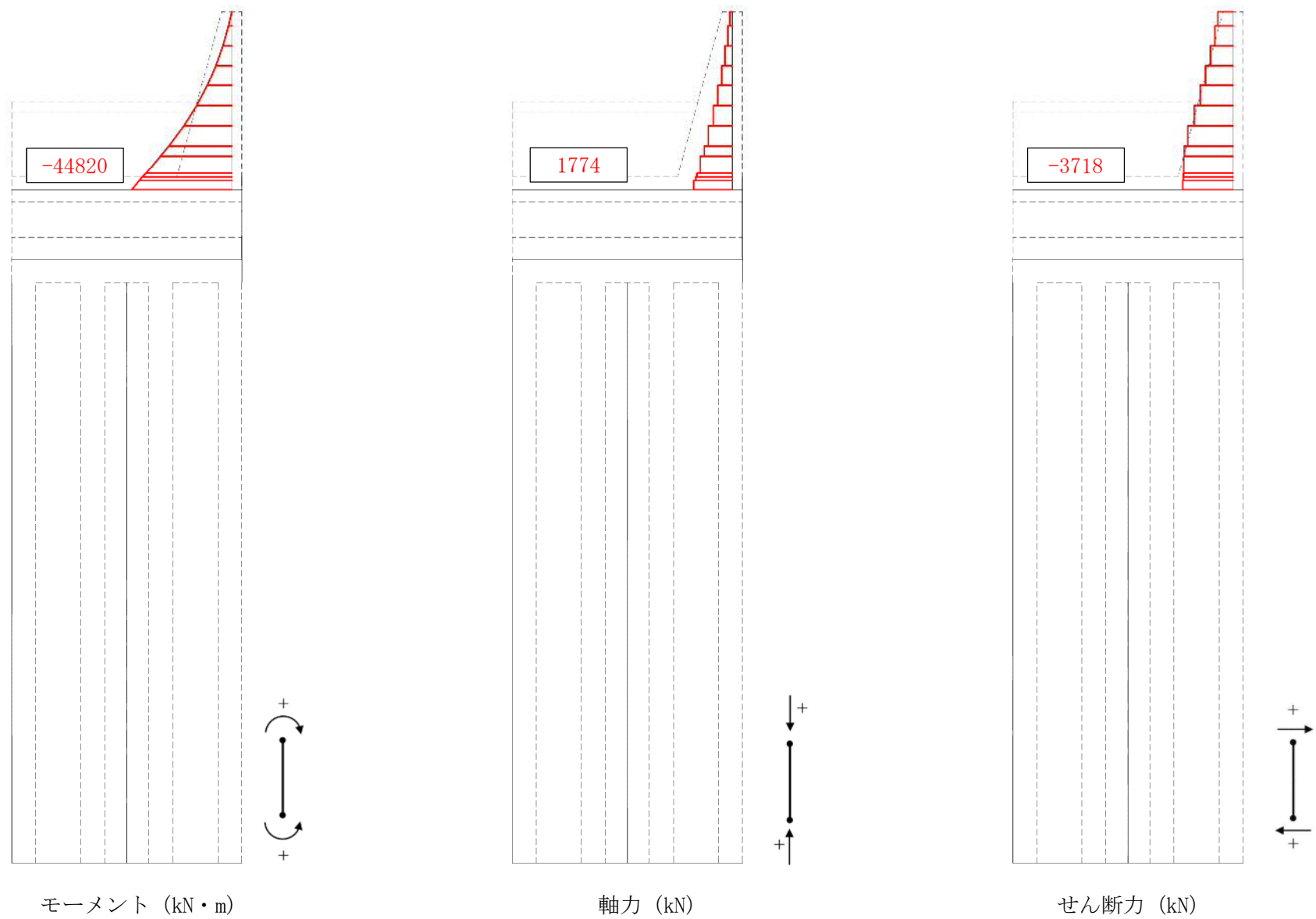


図 5.1-8 (4) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)



### 5.1.2 地中連続壁基礎（鉛直）の評価結果

#### (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 5.1-5 に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.1-5 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	19176	19654	1.37	21.0	0.07
地盤ばね 2	3	35012	27143	2.00	21.0	0.10

表 5.1-5 (2) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果  
(津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	38882	16742	1.47	28.0	0.06
地盤ばね 2	3	46739	27092	2.16	28.0	0.08



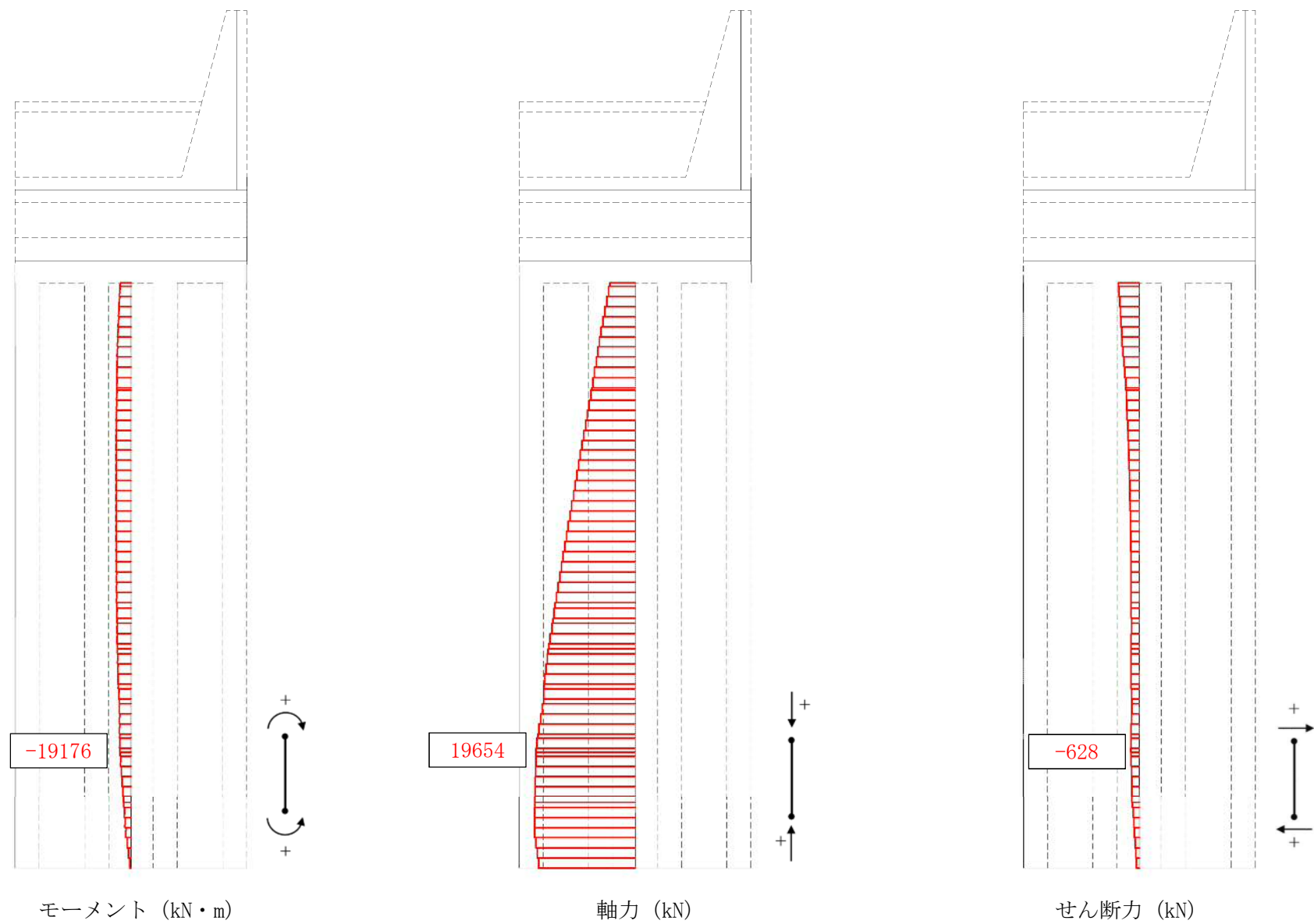


図 5.1-9 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)



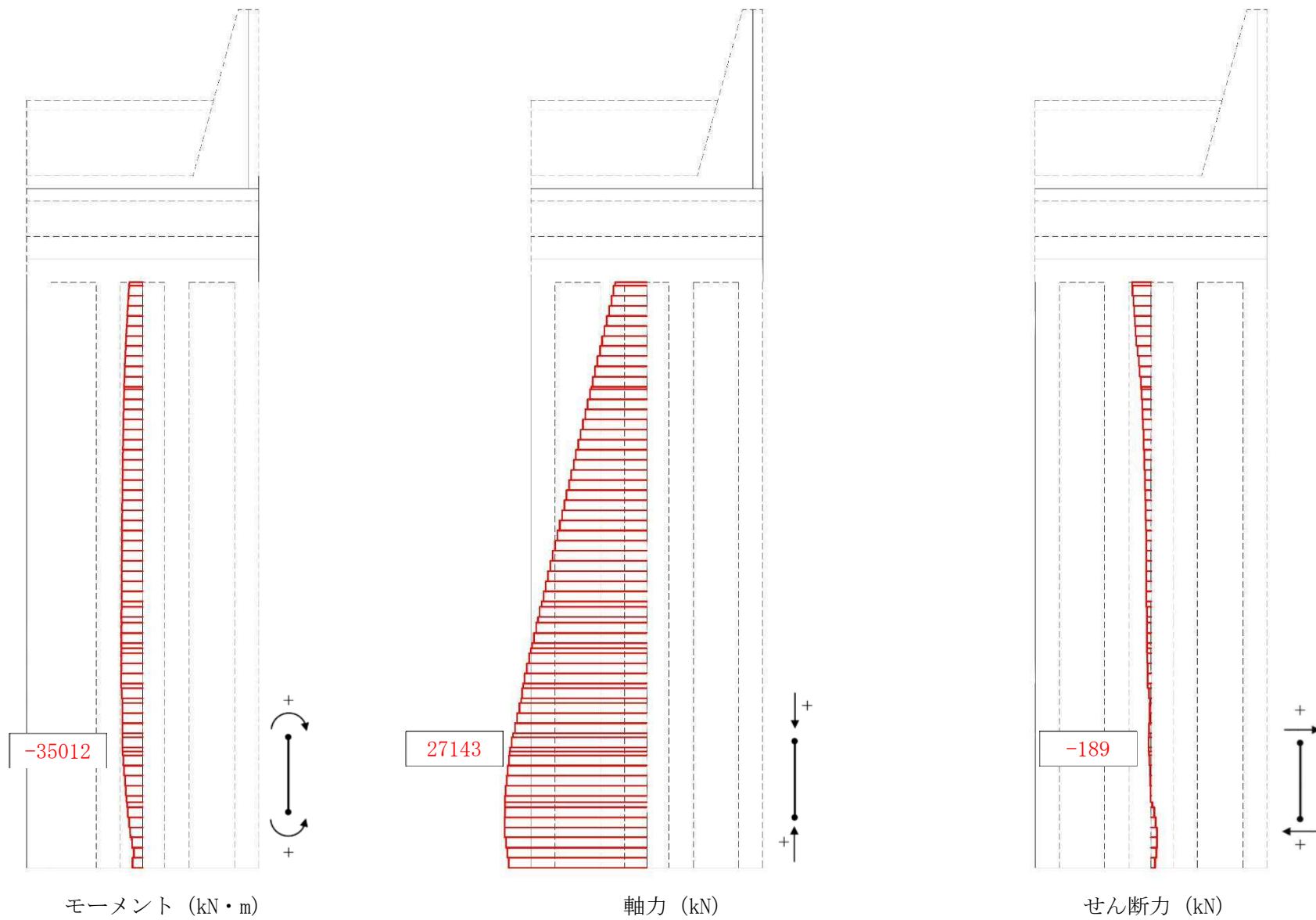


図 5.1-9 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)



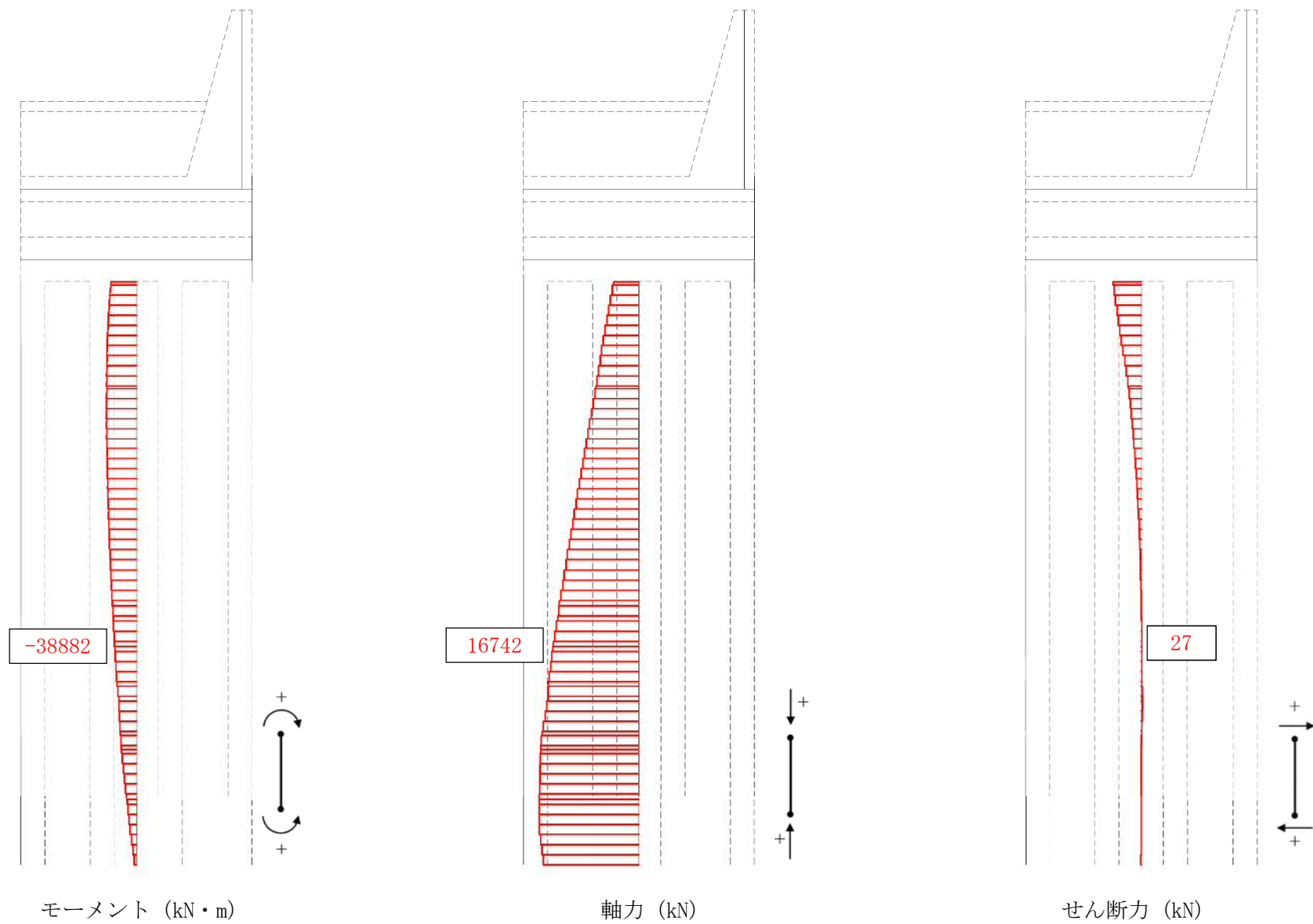


図 5.1-9 (3) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)



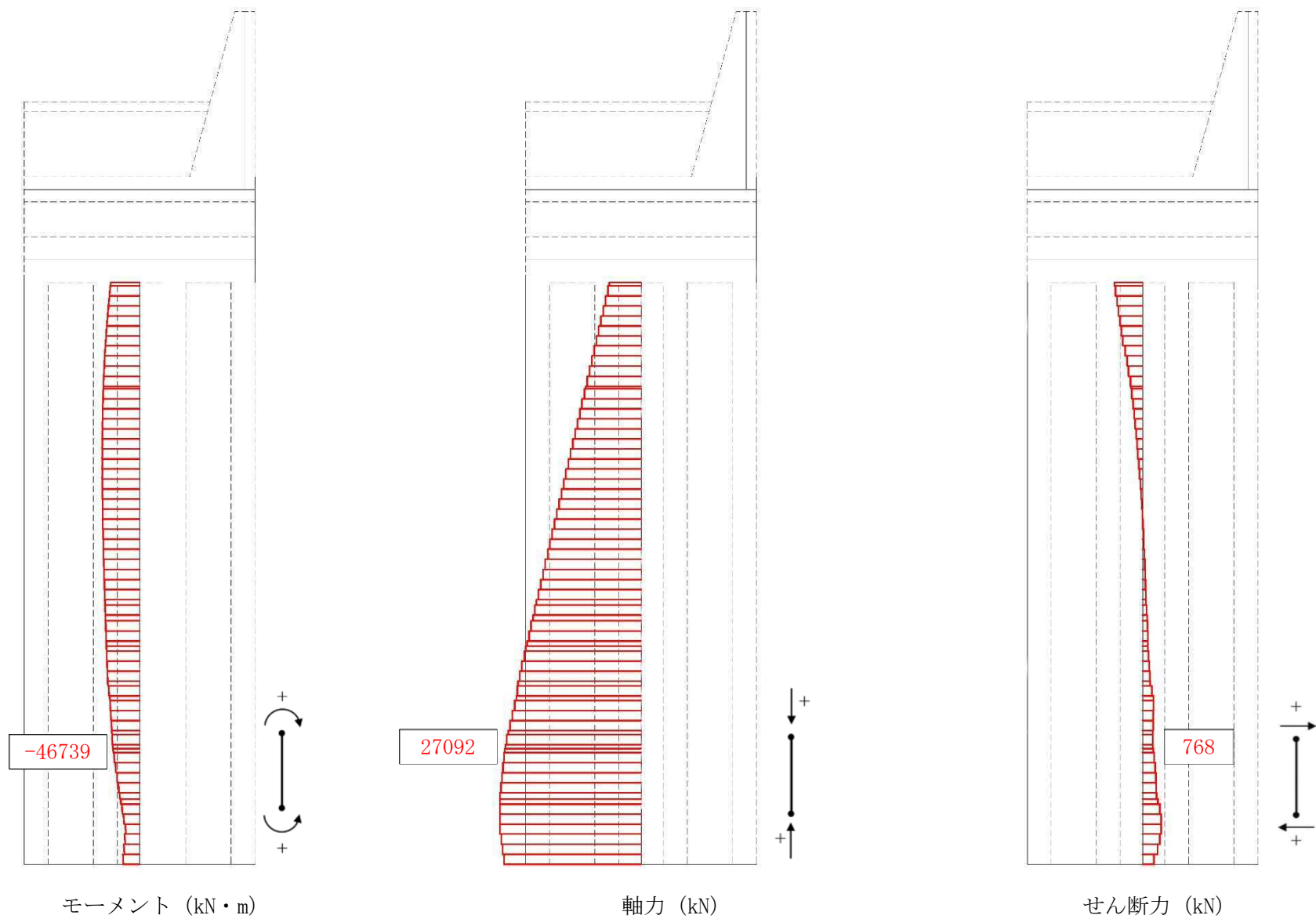


図 5.1-9 (4) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)



(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 5.1-6 に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、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、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-10 に示す。

表 5.1-6 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	1869	19141	15.92	435.0	0.04
地盤ばね 2	3	15079	27685	20.61	435.0	0.05

表 5.1-6 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果  
(津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	3428	19026	15.52	478.5	0.04
地盤ばね 2	3	23615	28164	19.36	478.5	0.05





图 5.1—10 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



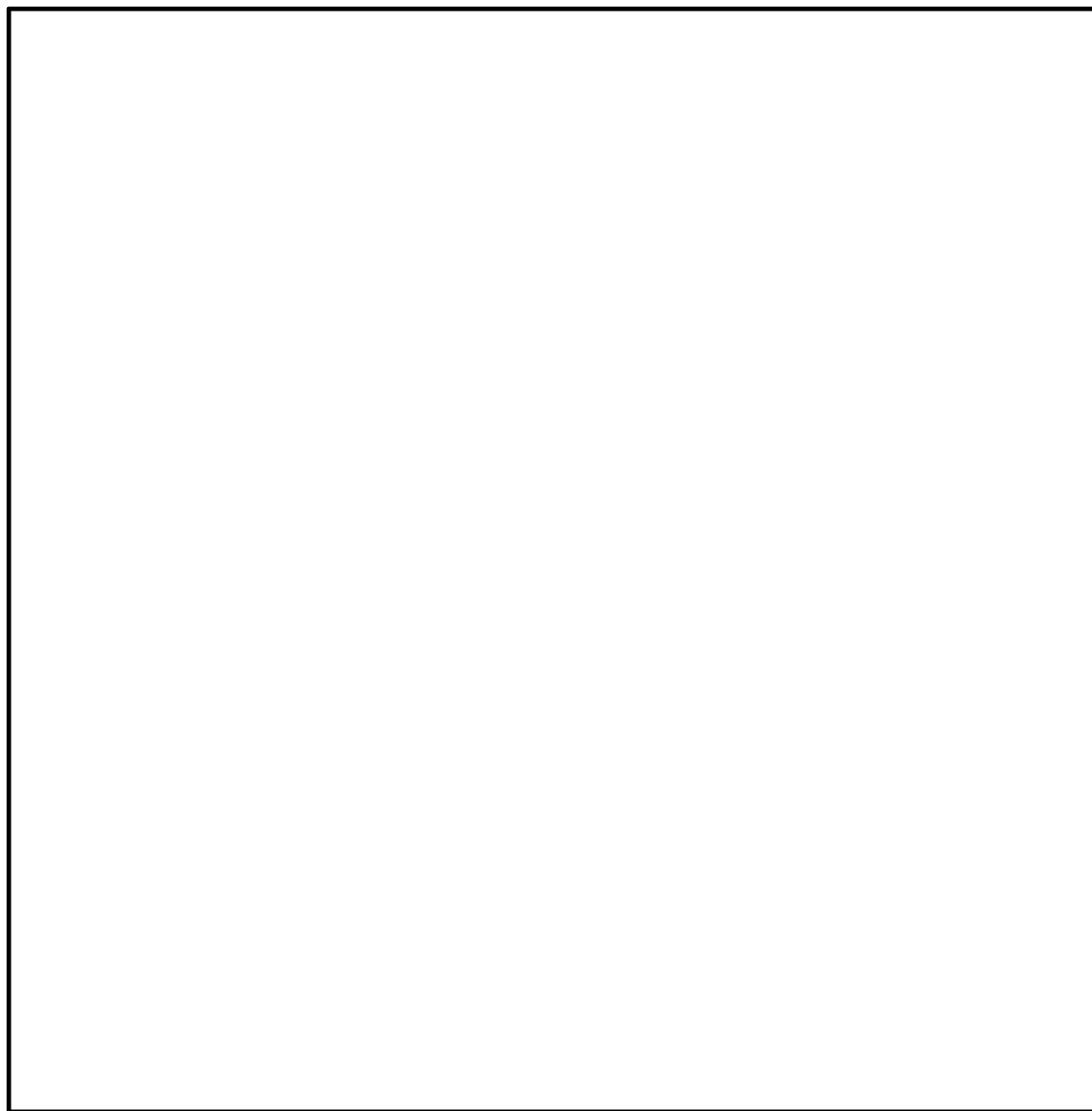


図 5.1-10 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



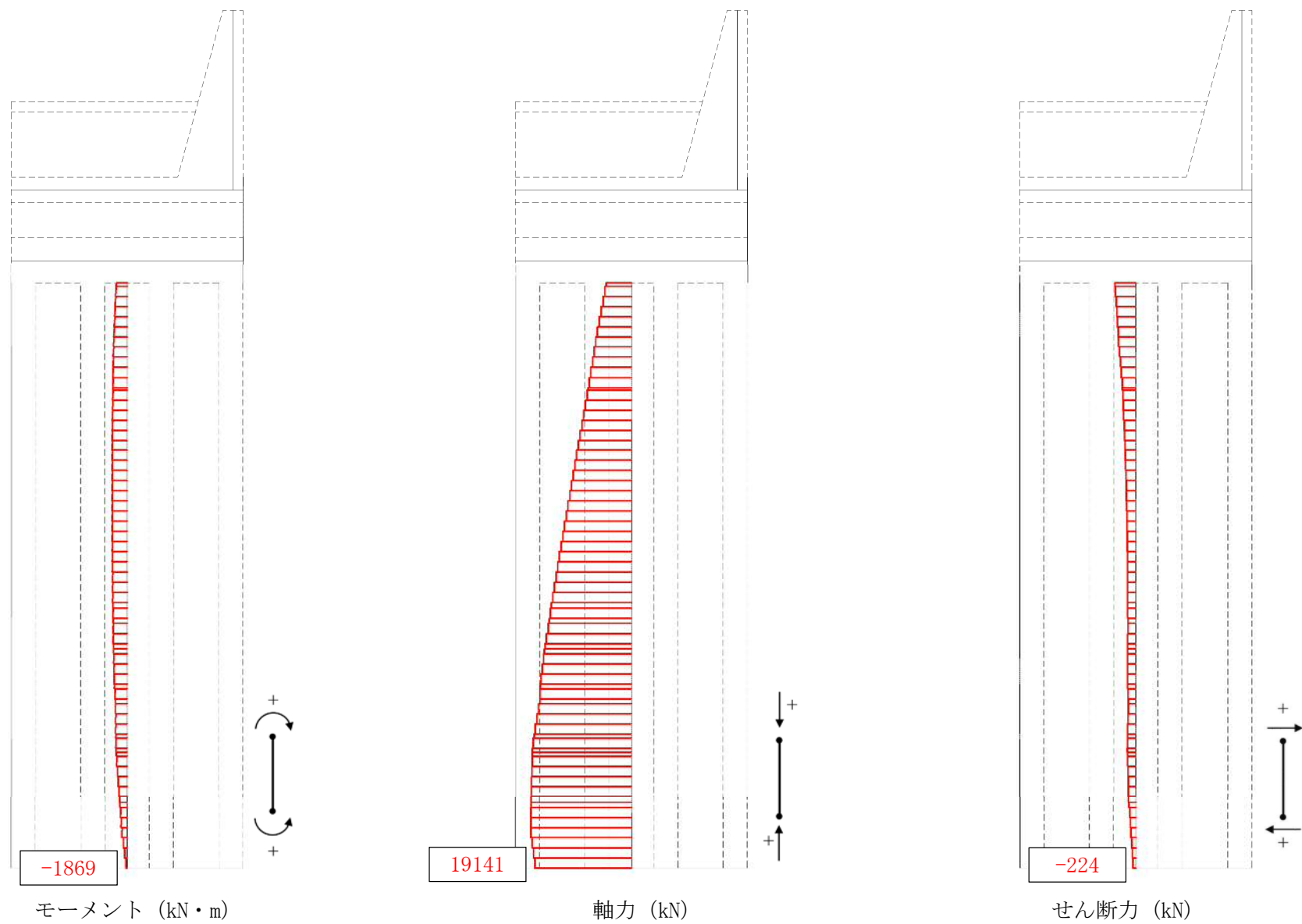


図 5.1-11 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)



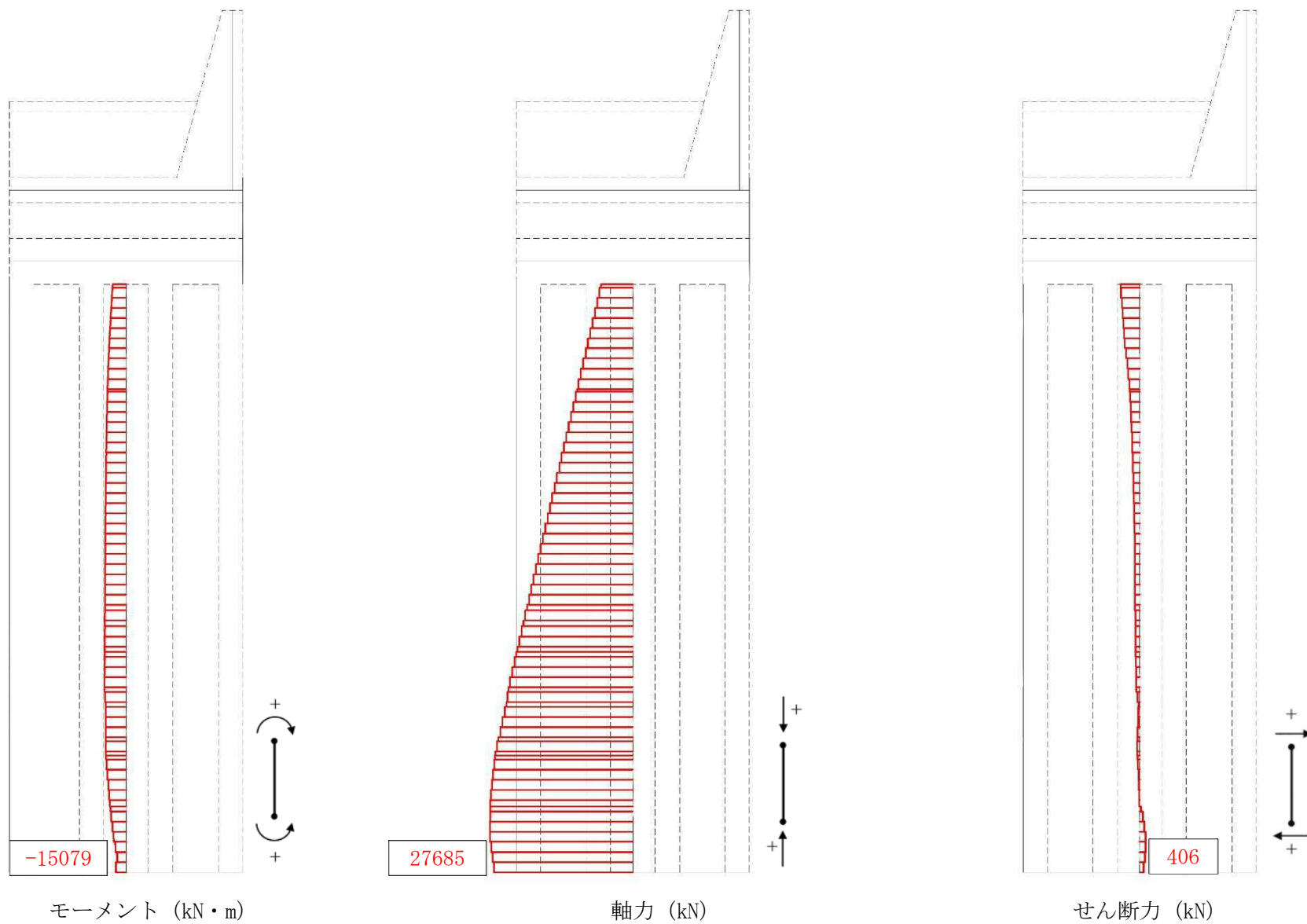


図 5.1-11 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)



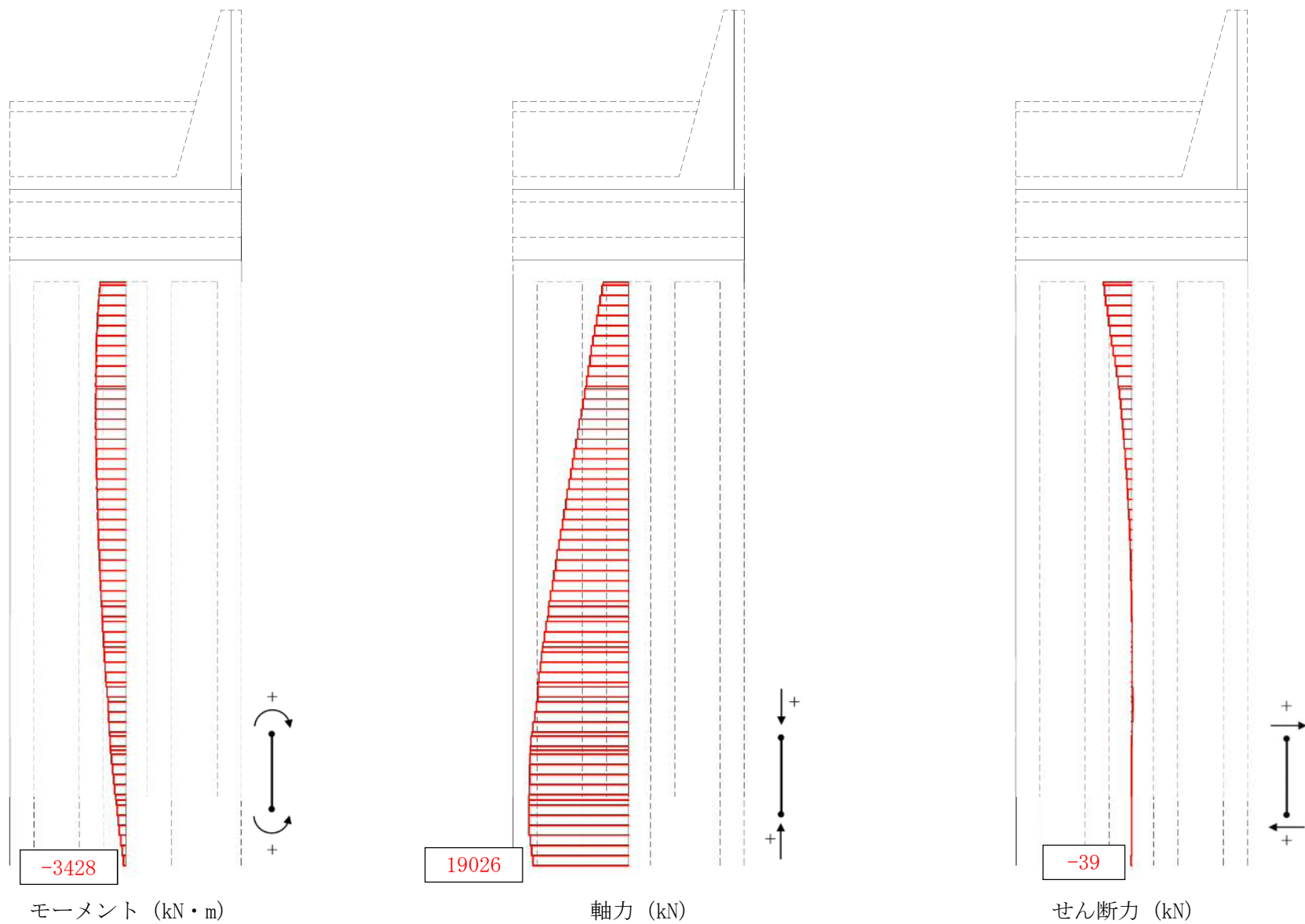


図 5.1-11 (3) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)



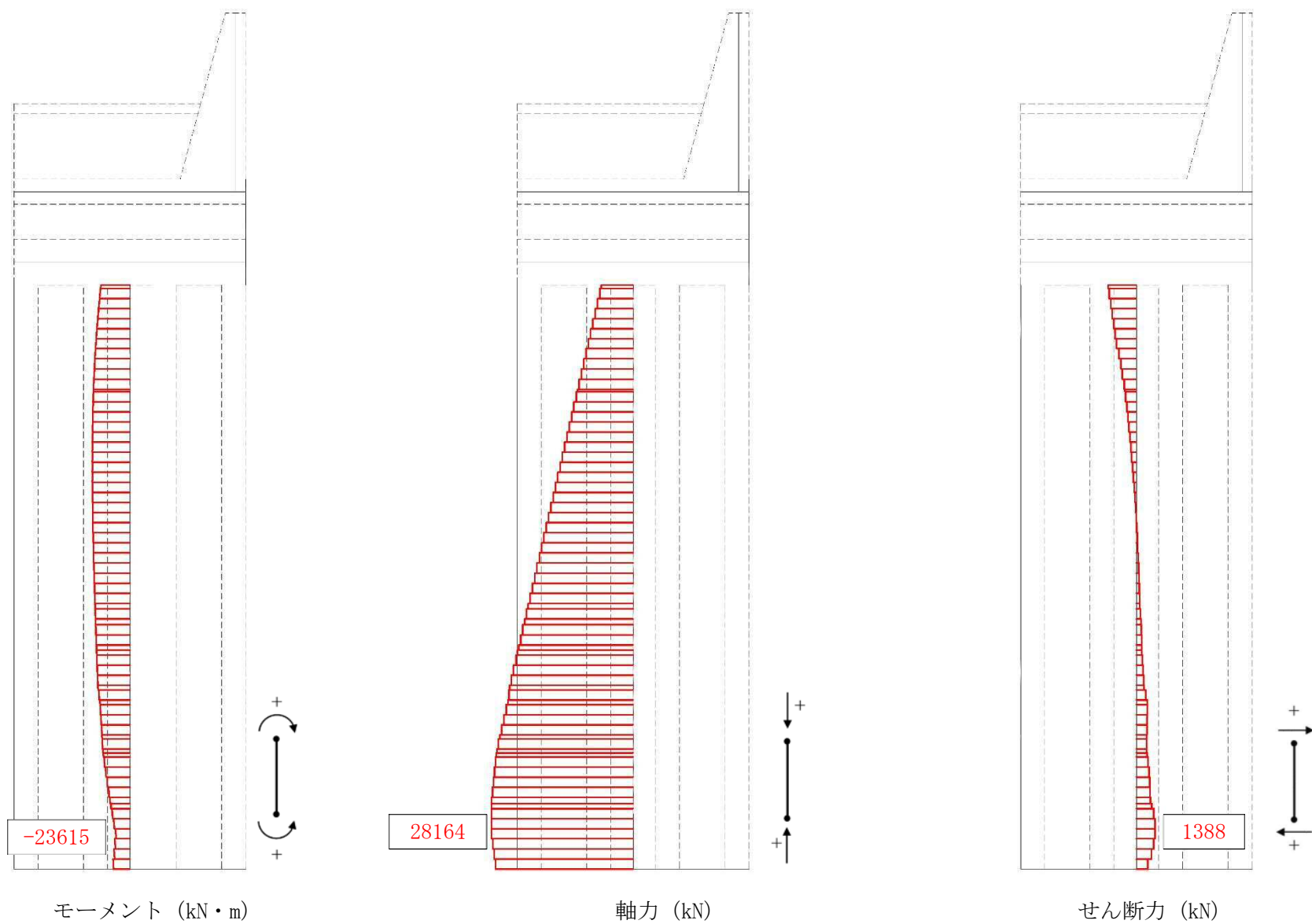


図 5.1-11 (4) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)



(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を表 5.1-7 に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-12 に示す。

表 5.1-7 (1) せん断力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね 1	2	1546	0.210	0.825	0.26	28131	0.06
地盤ばね 2	2	1417	0.190	0.825	0.24	28131	0.06

表 5.1-7 (2) せん断力に対する照査結果 (津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね 1	2	2106	0.280	1.100	0.26	31837	0.07
地盤ばね 2	2	2110	0.280	1.100	0.26	31837	0.07



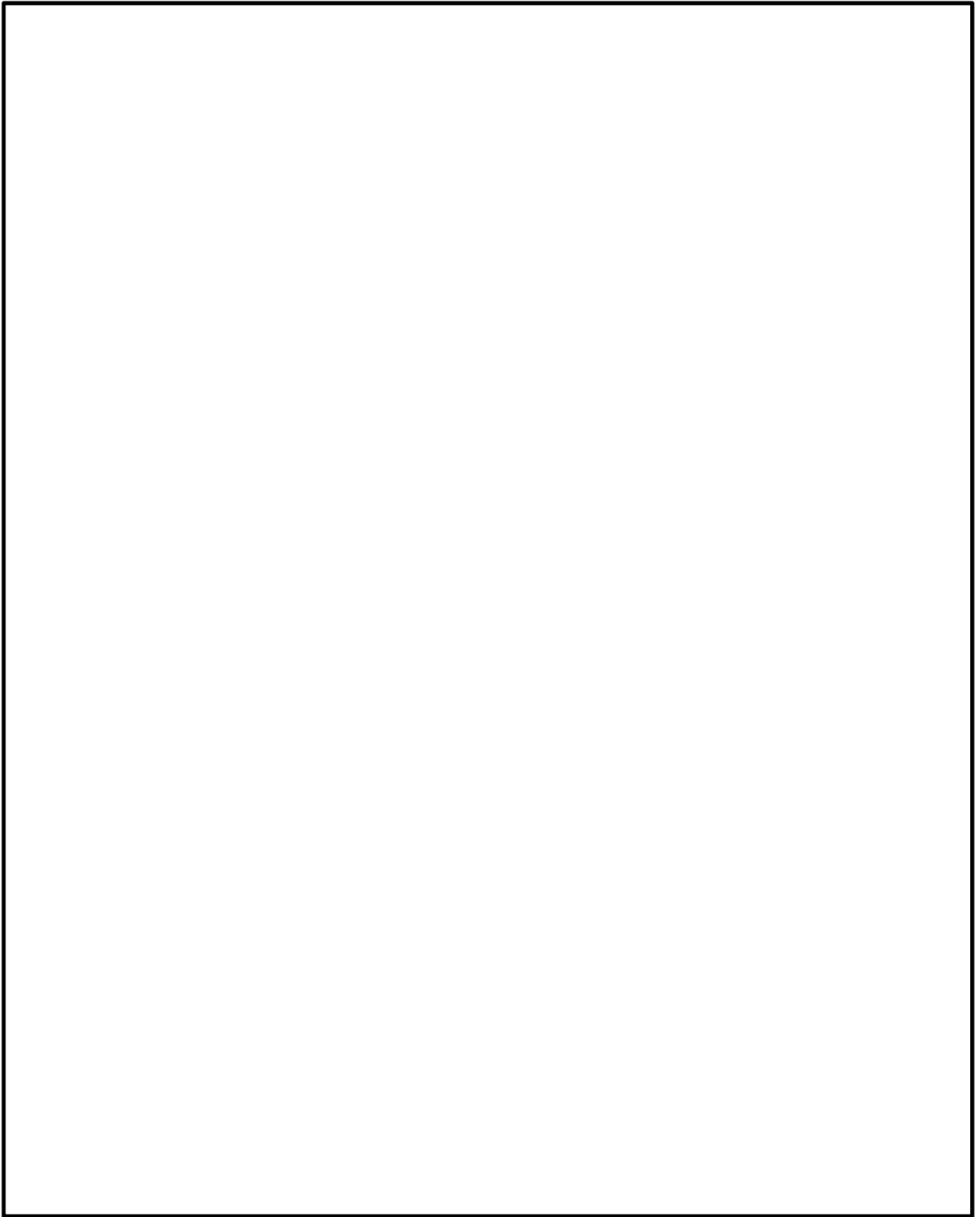


图 5.1—12 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



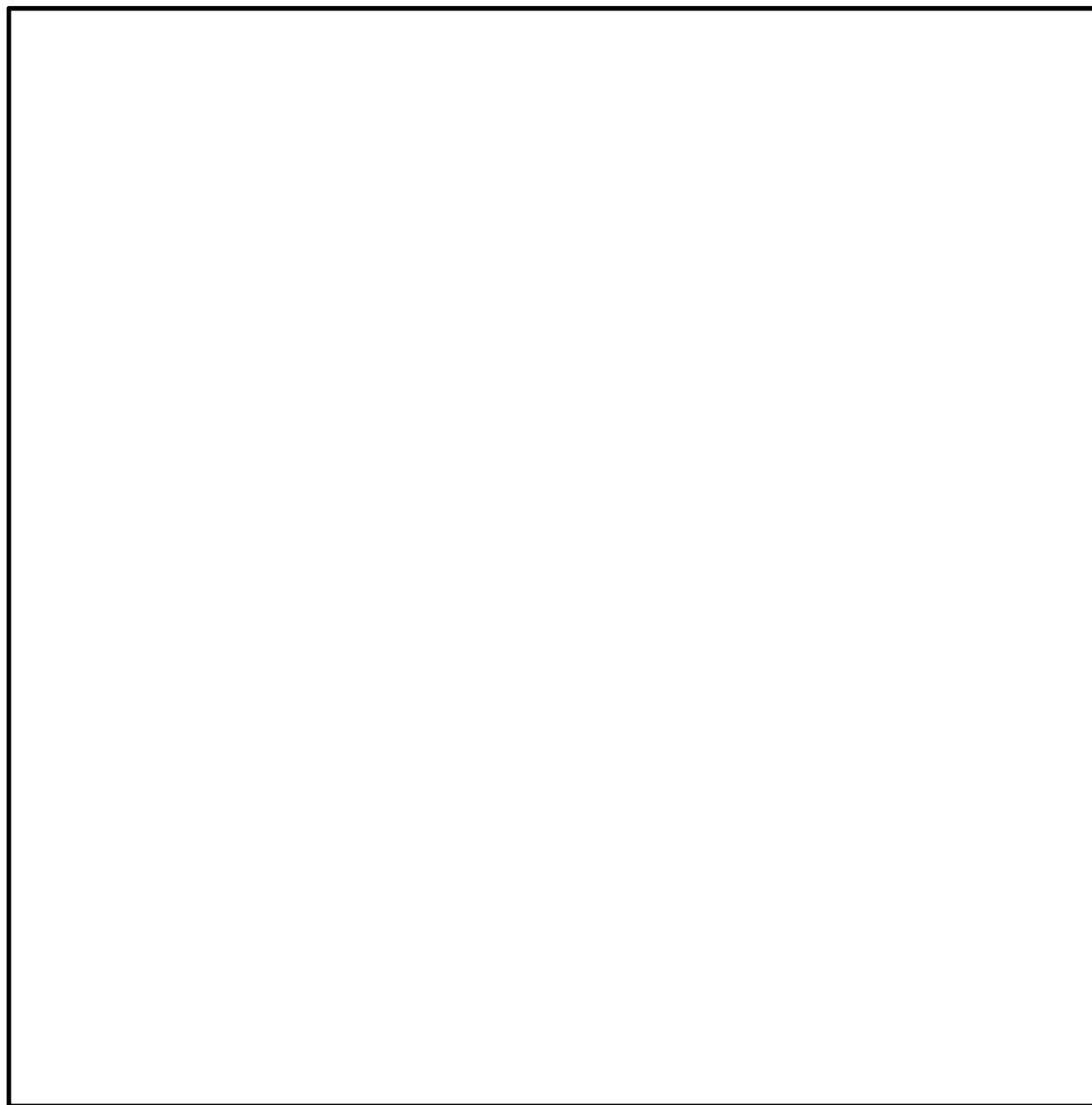


図 5.1-12 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



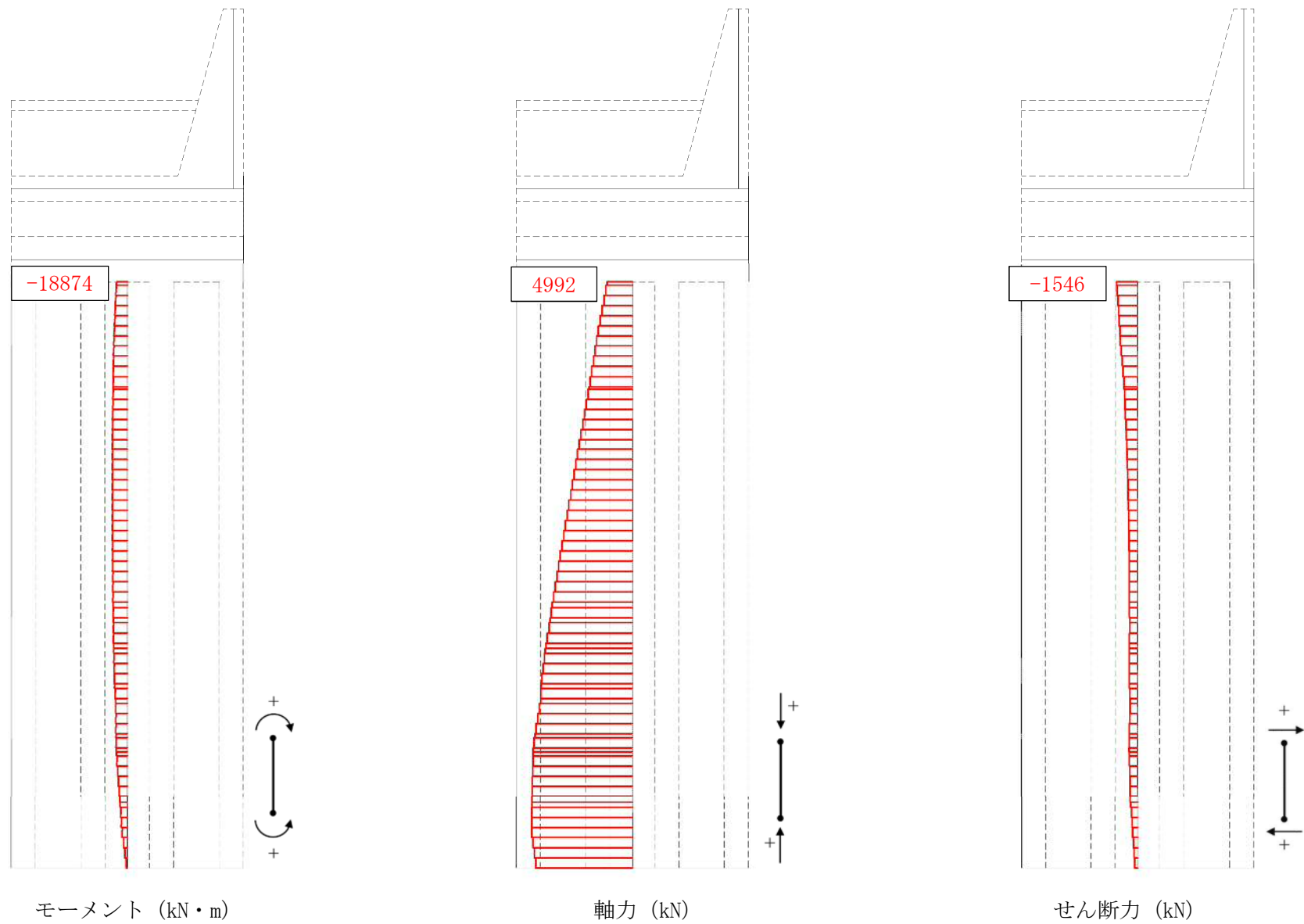


図 5.1-13 (1) 断面力図 (津波時: 基準津波時, 地盤ばね 1)



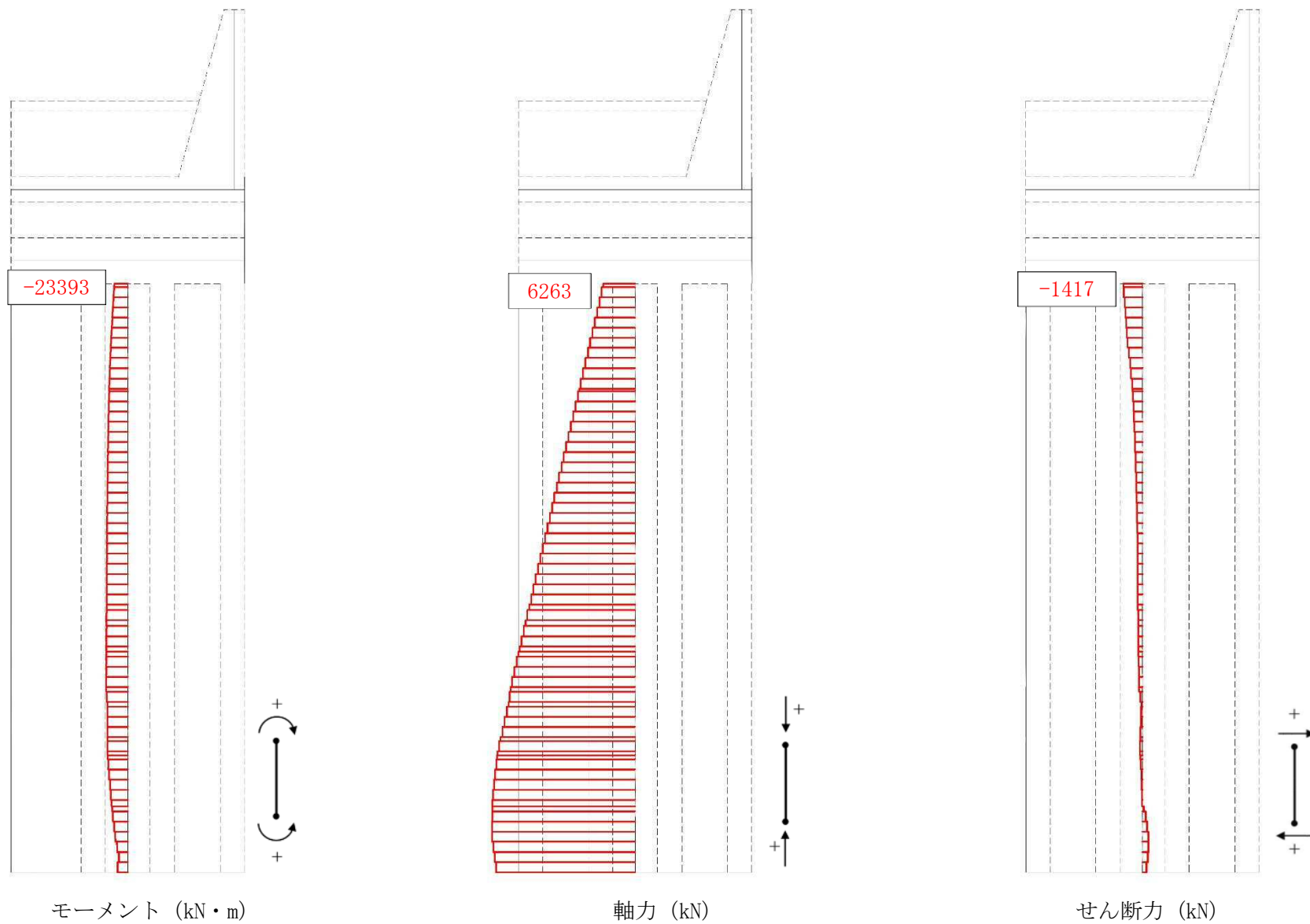


図 5.1-13 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)



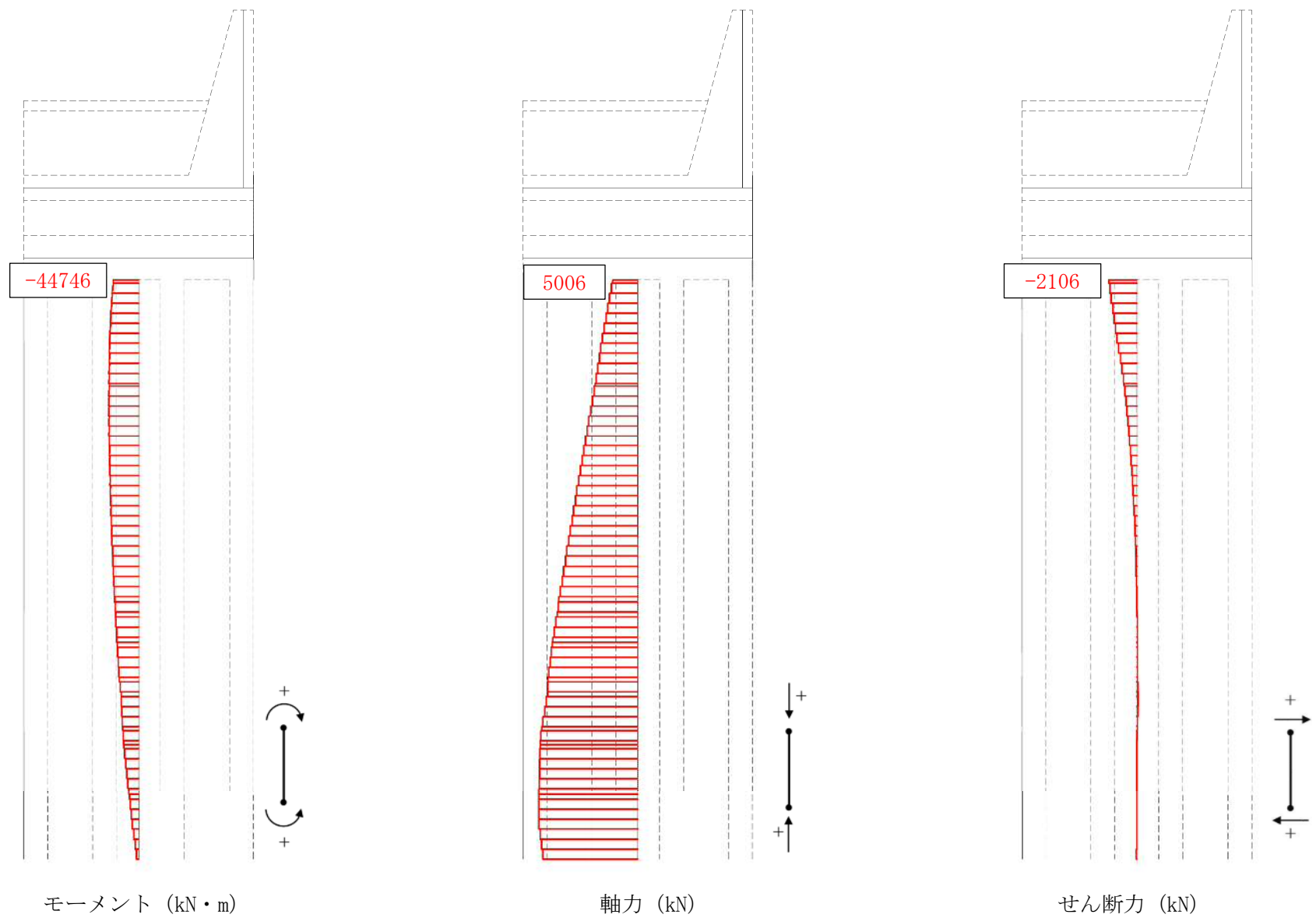


図 5.1-13 (3) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)



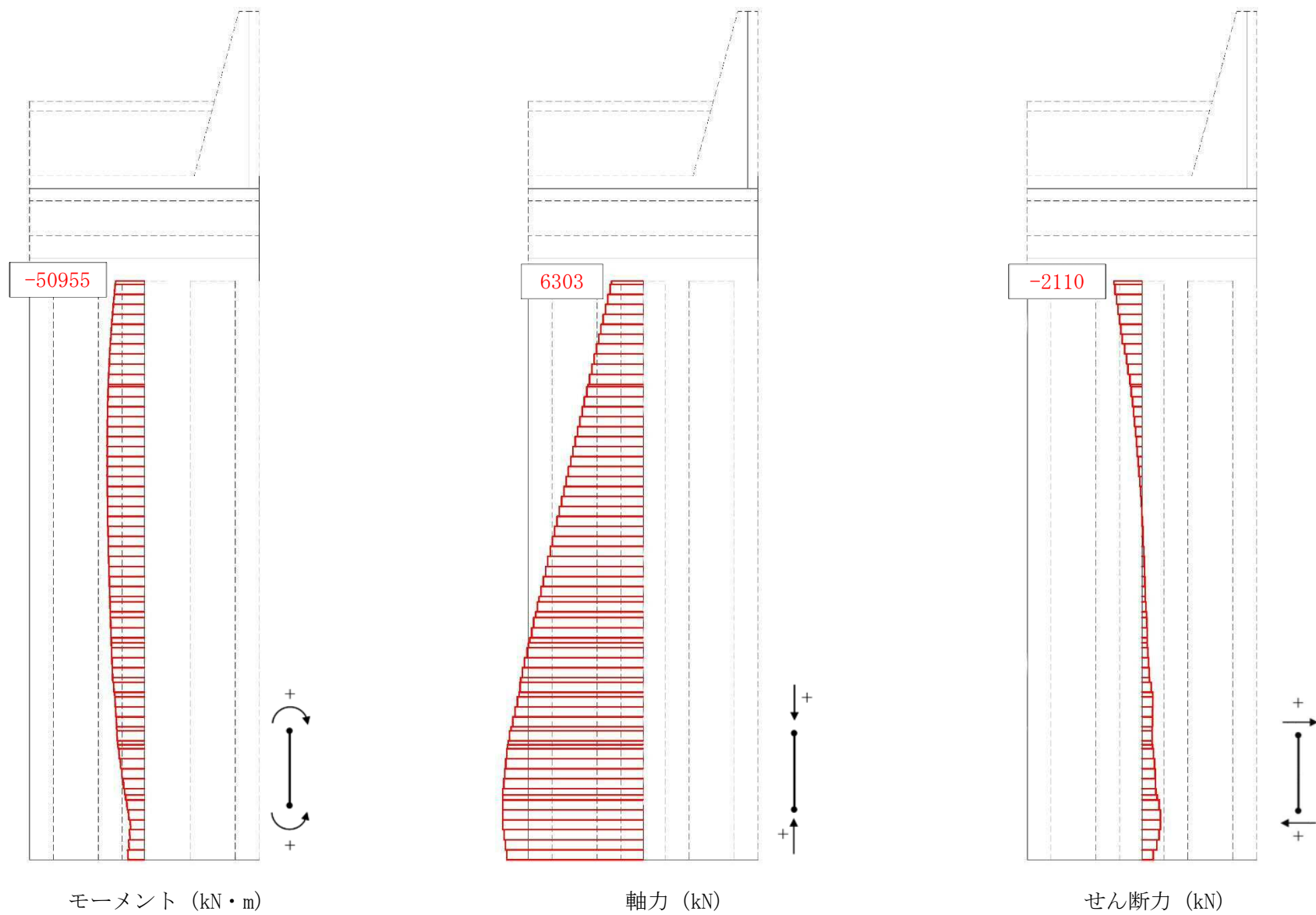


図 5.1-13 (4) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)



### 5.1.3 地中連続壁基礎（水平）の評価結果

#### (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 5.1-8 に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

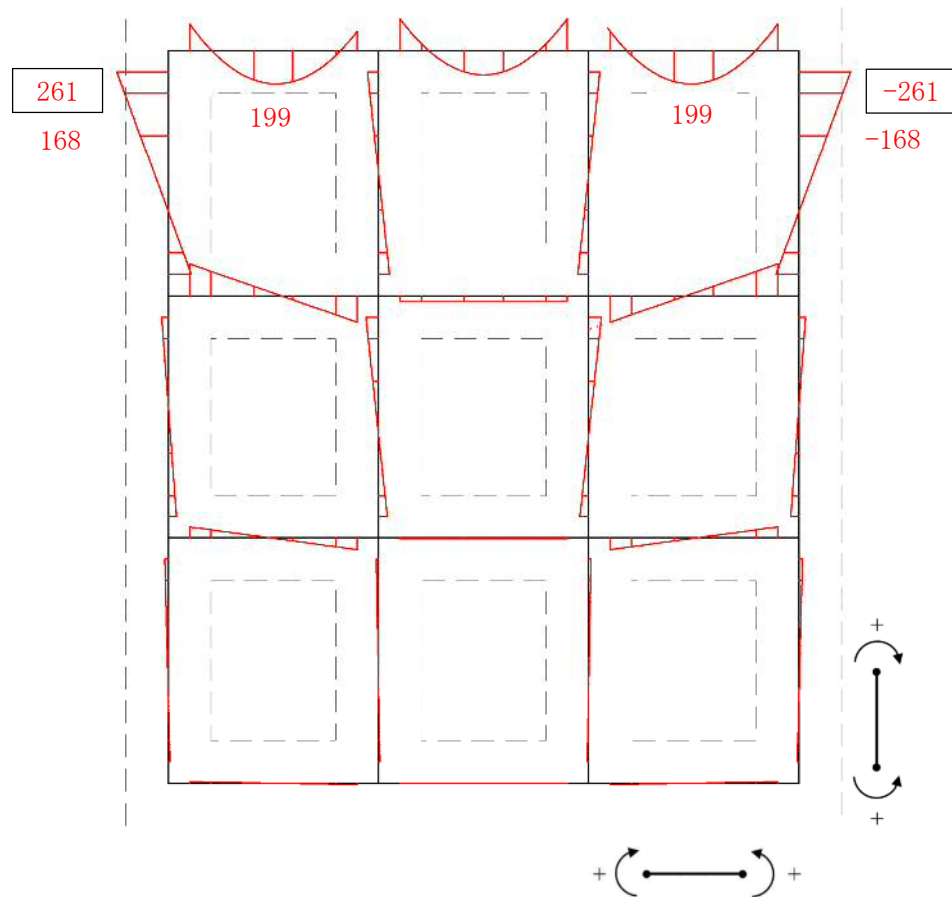
表 5.1-8 (1) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	37, 64	261	366	0.37	16.8	0.03
地盤ばね 2	37, 64	289	405	0.41	16.8	0.03

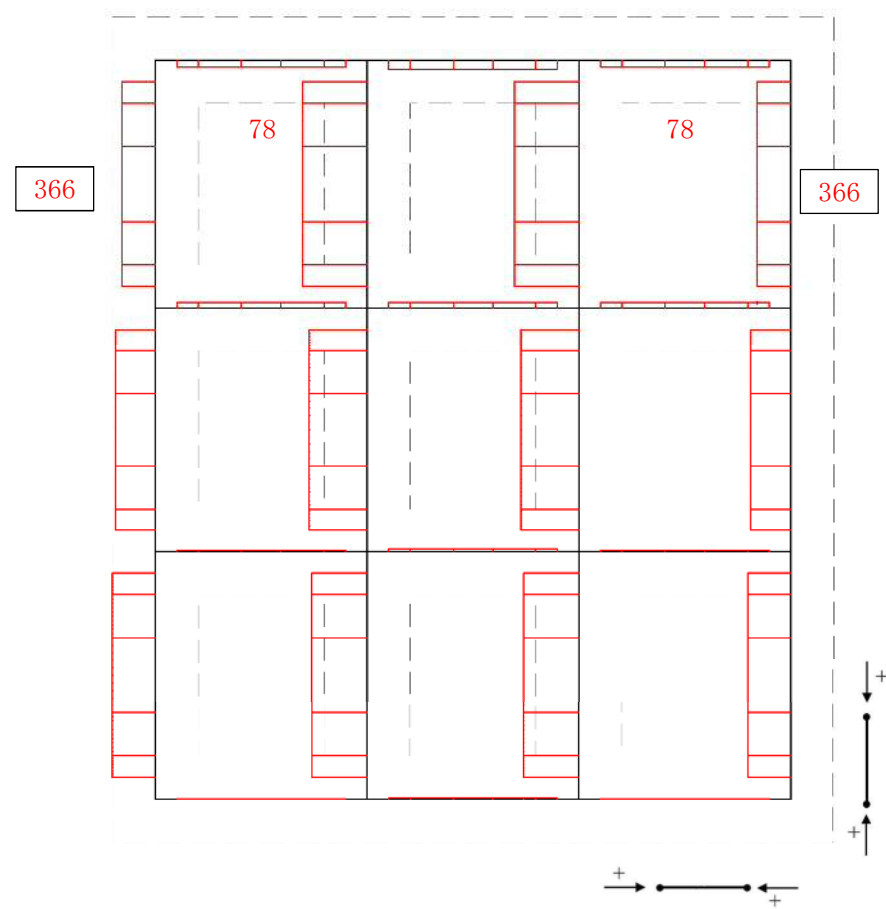
表 5.1-8 (2) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果  
(津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	37, 64	423	593	0.60	22.4	0.03
地盤ばね 2	37, 64	442	620	0.63	22.4	0.03





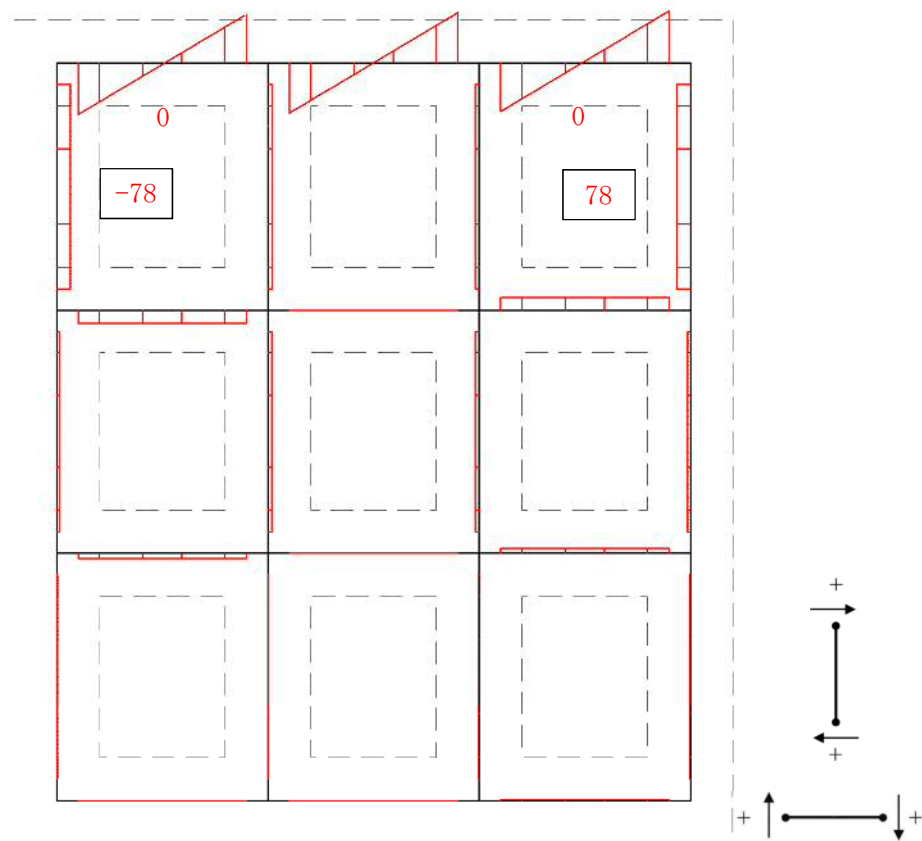
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-14 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)

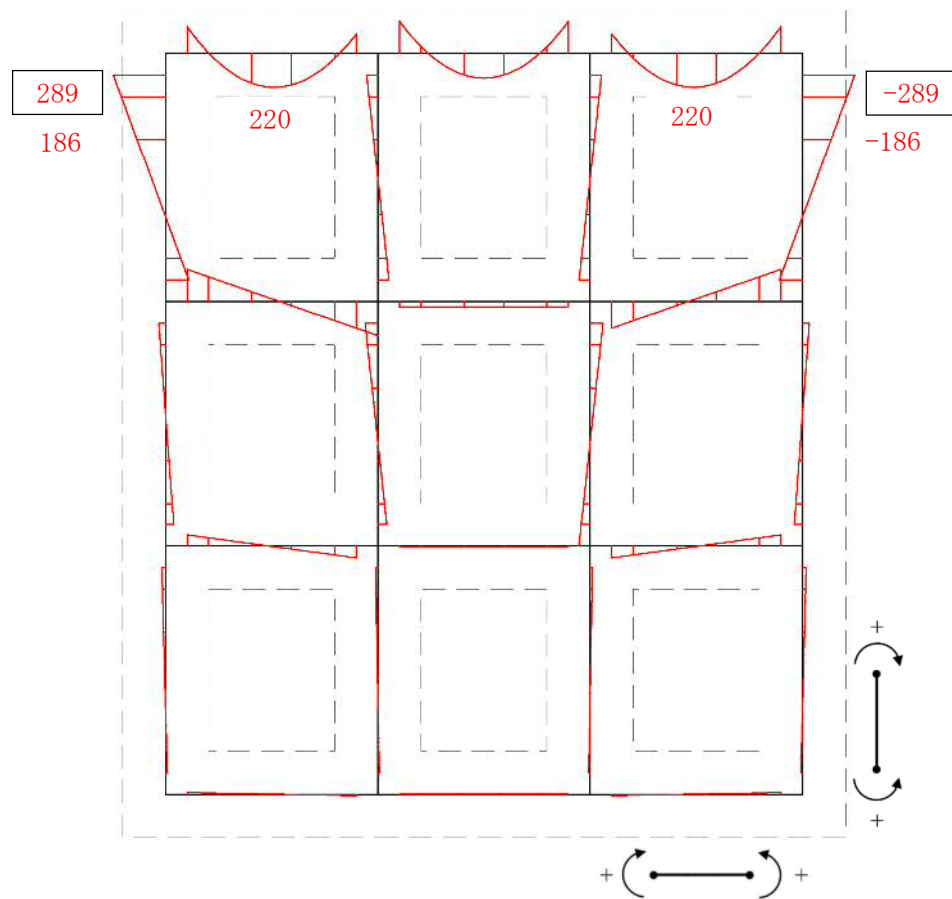




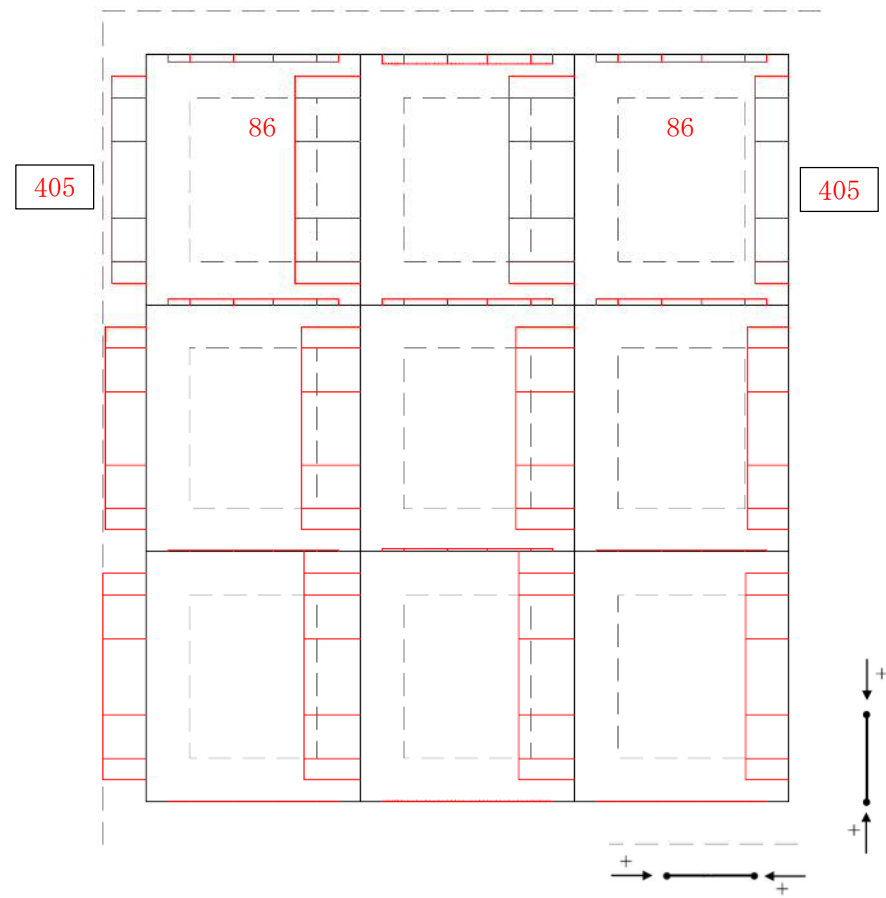
せん断力 (kN)

図 5.1-14 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)





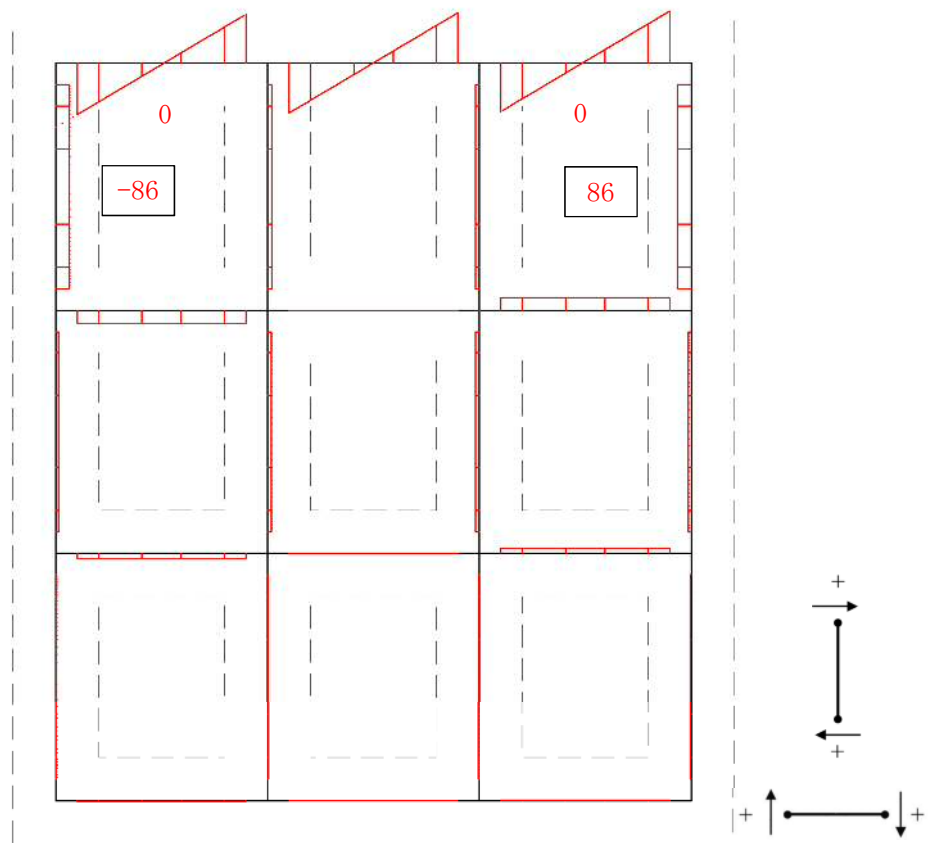
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-14 (3) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)

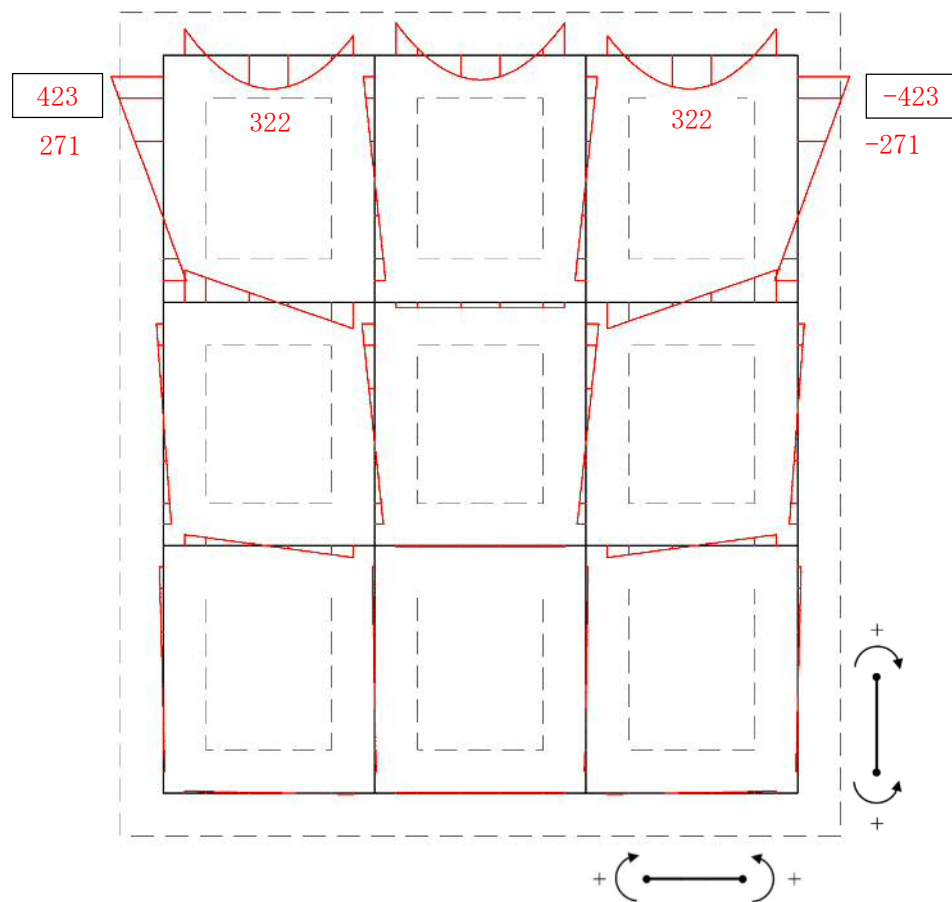




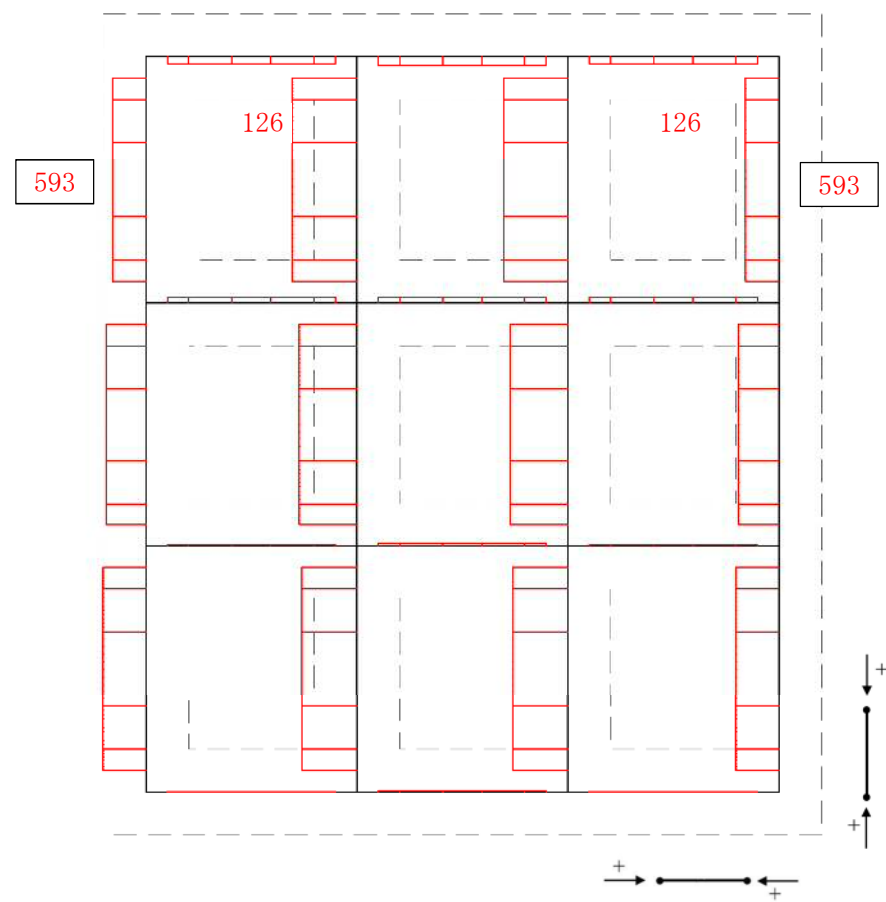
せん断力 (kN)

図 5. 1-14 (4) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)





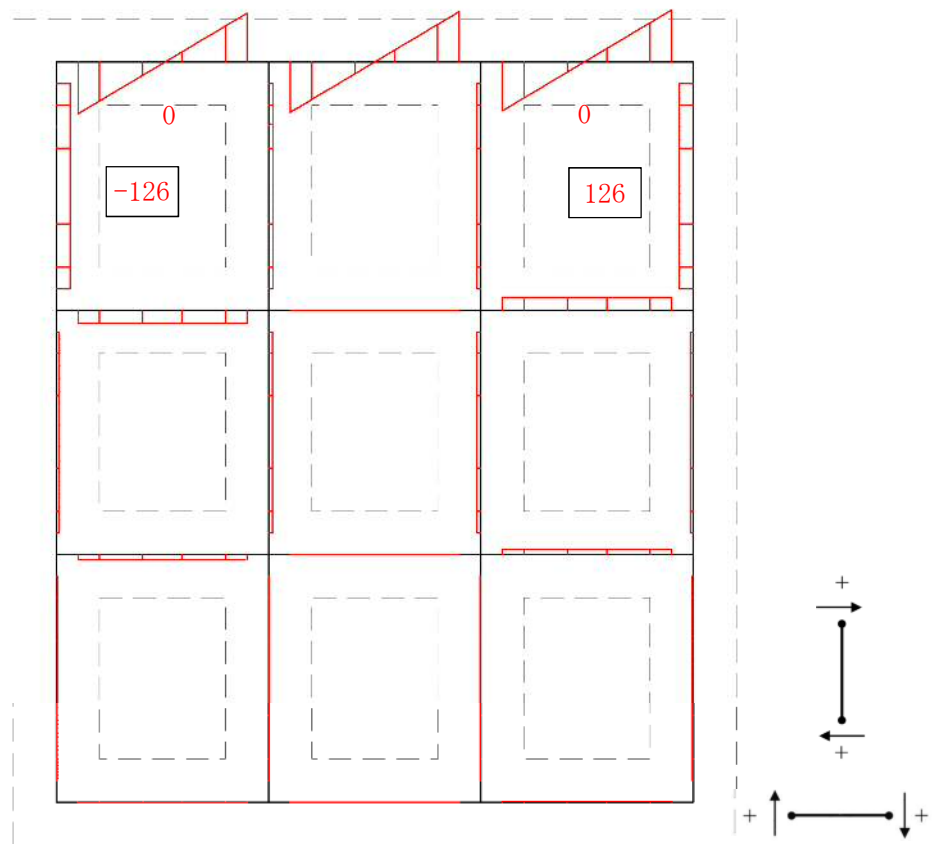
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-14 (5) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)

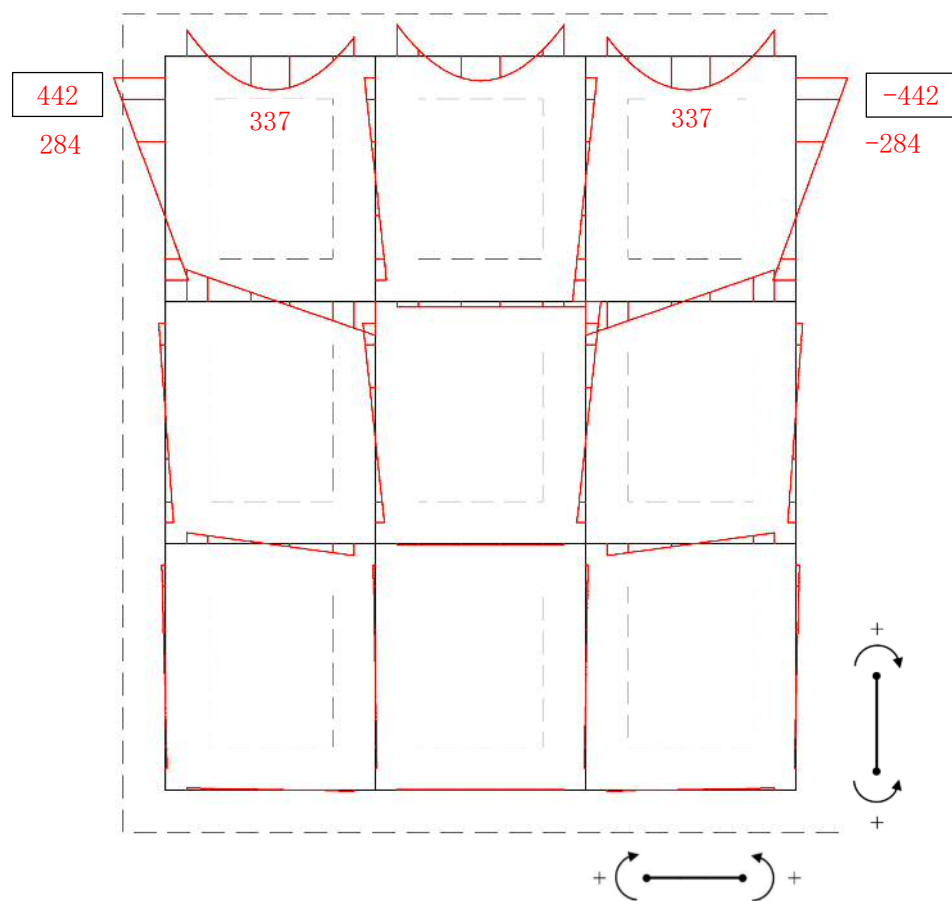




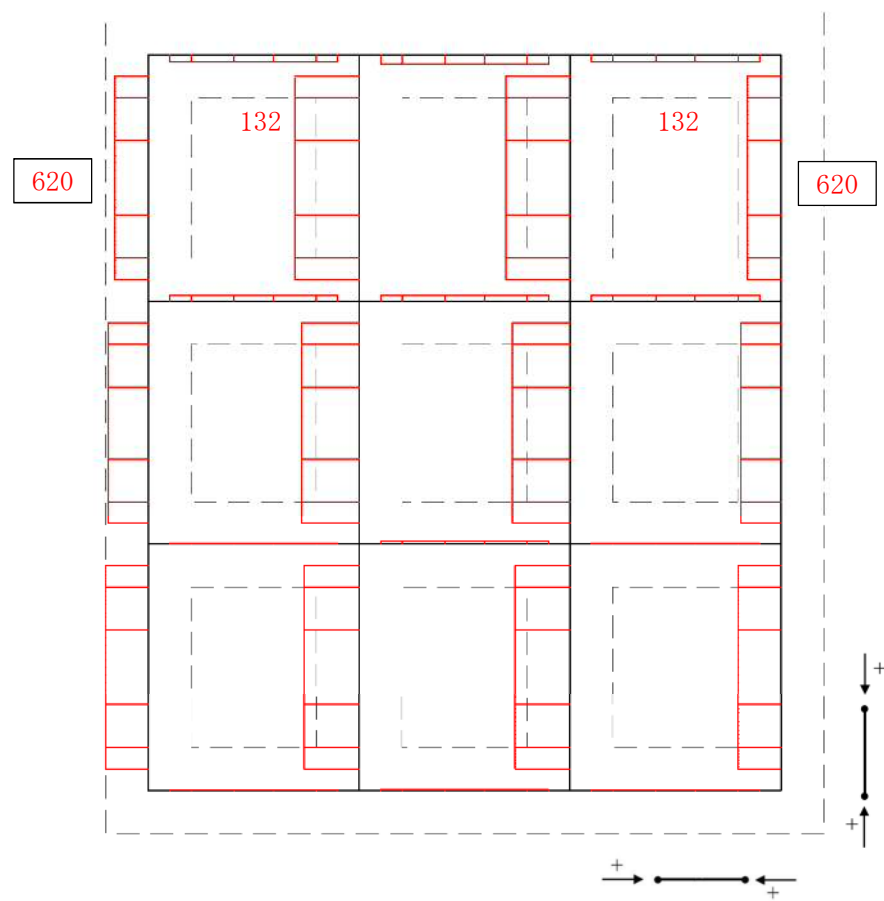
せん断力 (kN)

図 5.1-14 (6) 断面力図 (津波時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 1)





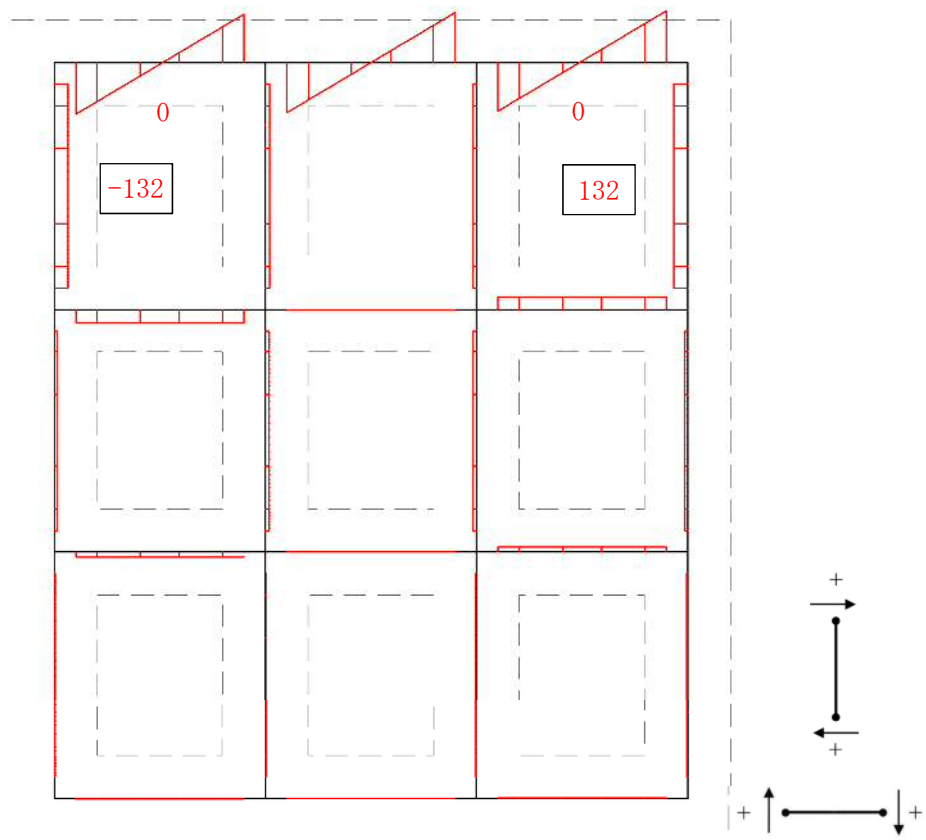
モーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )



軸力 ( $\text{kN}$ )

図 5.1-14 (7) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)





せん断力 (kN)

図 5.1-14 (8) 断面力図 (津波時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 2)



(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 5.1-9 に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-15 に示す。

表 5.1-9 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	2, 8	199	78	5.47	348.0	0.02
地盤ばね 2	2, 8	220	86	6.06	348.0	0.02

表 5.1-9 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果  
(津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	2, 8	322	126	8.87	382.8	0.03
地盤ばね 2	2, 8	337	132	9.28	382.8	0.03



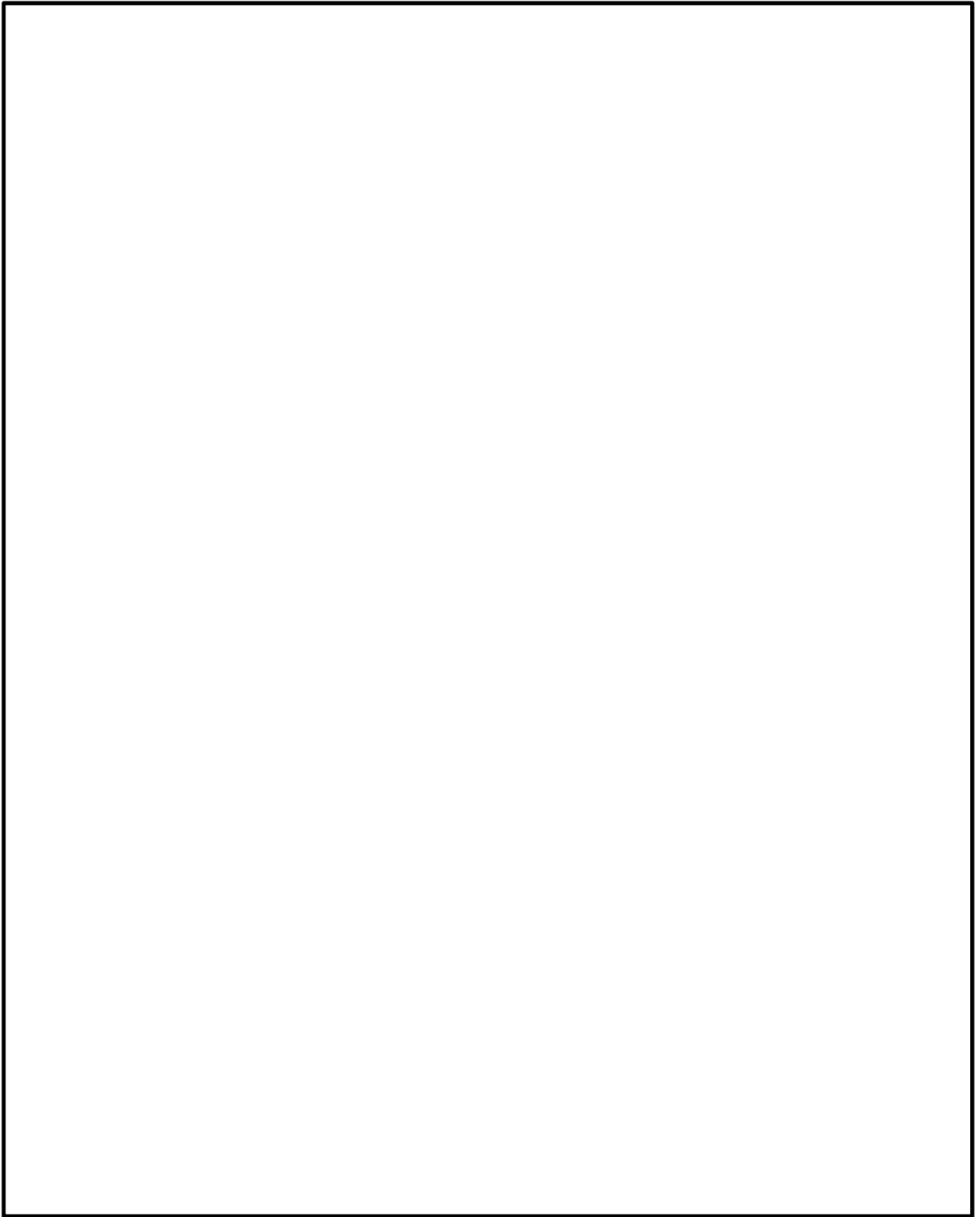


图 5.1—15 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



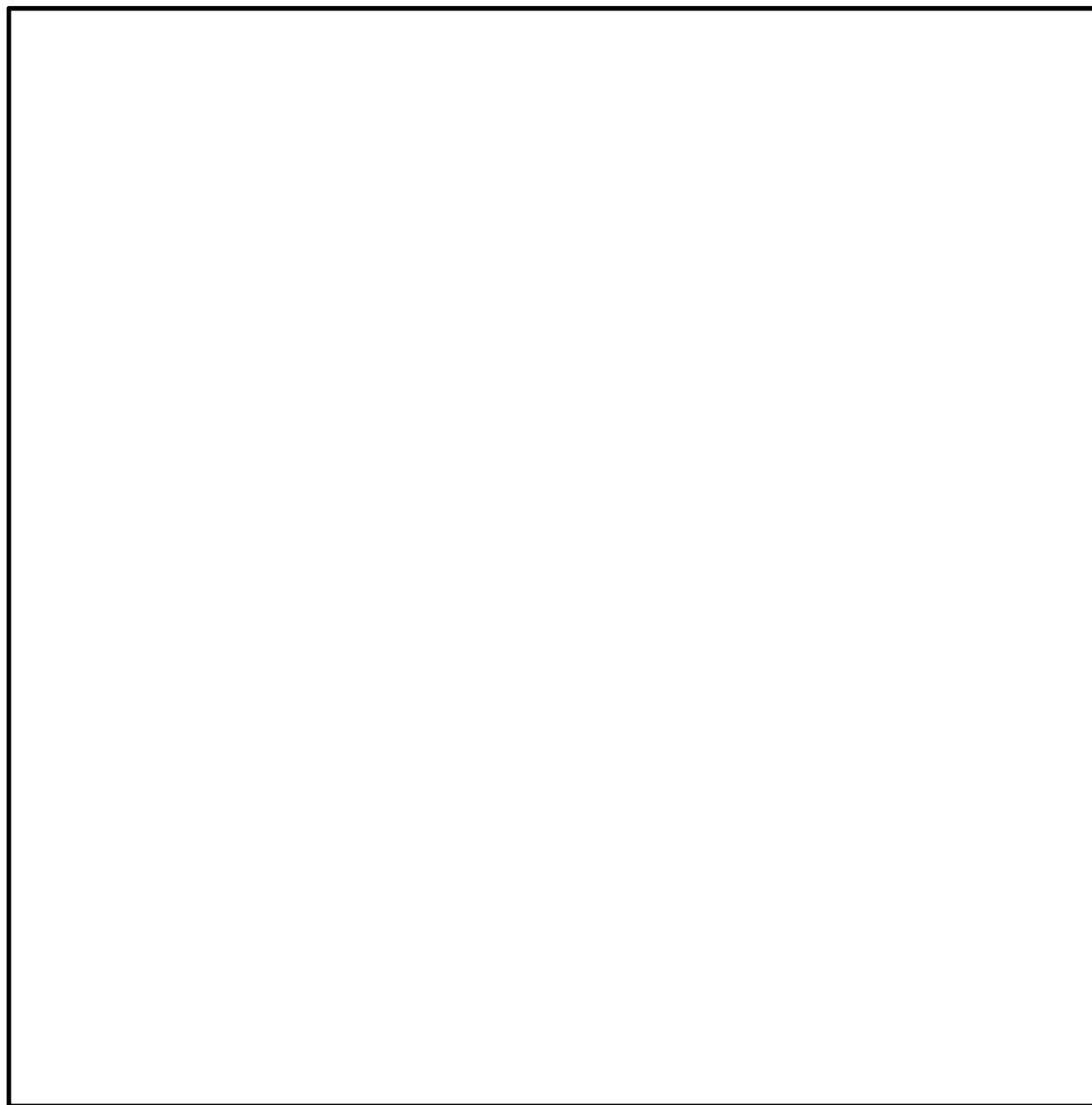


図 5.1-15 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



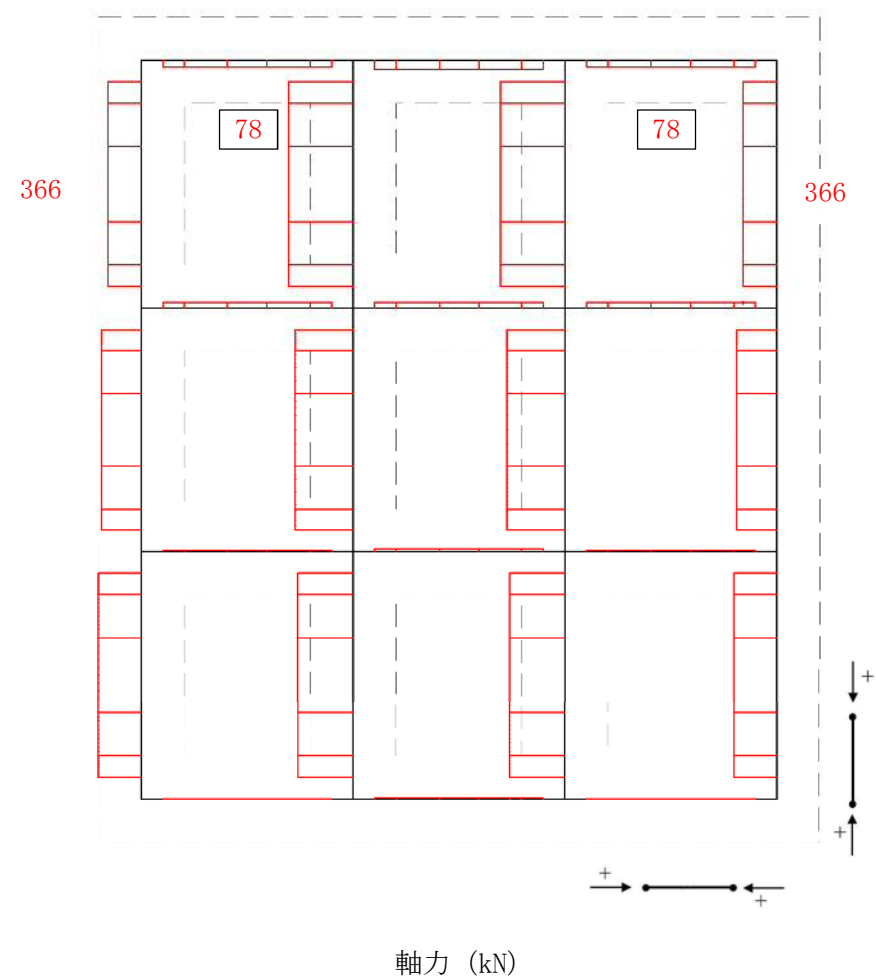
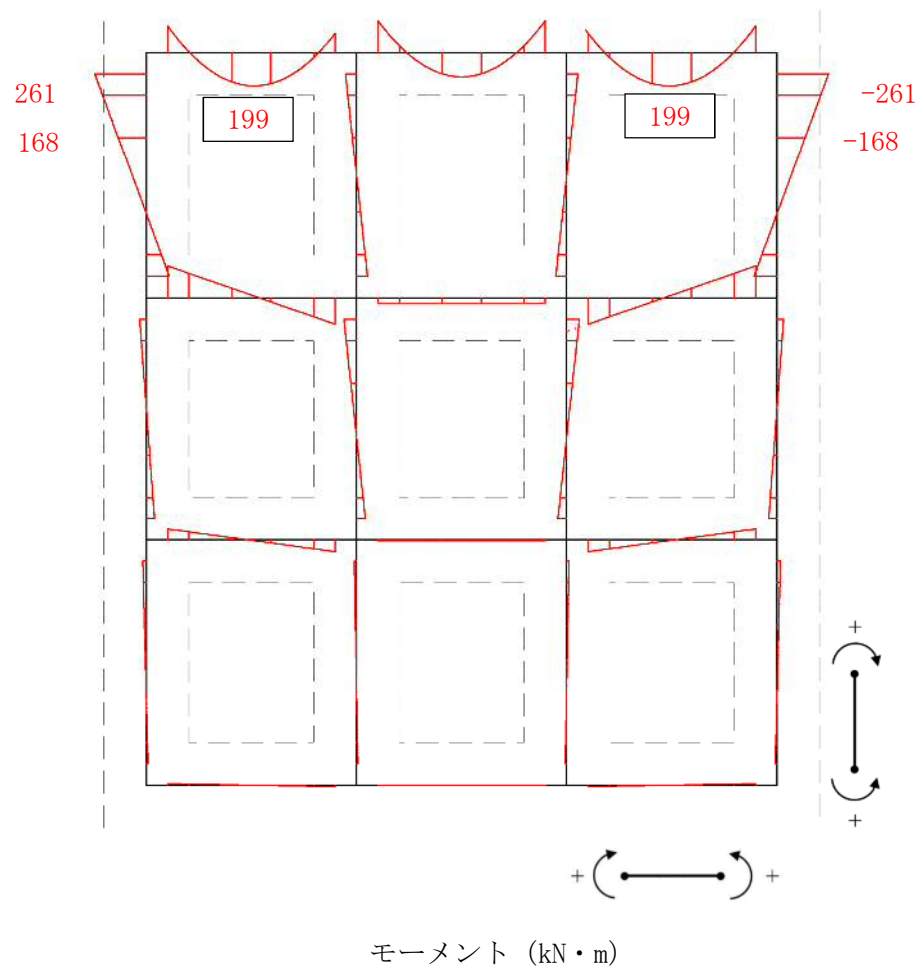
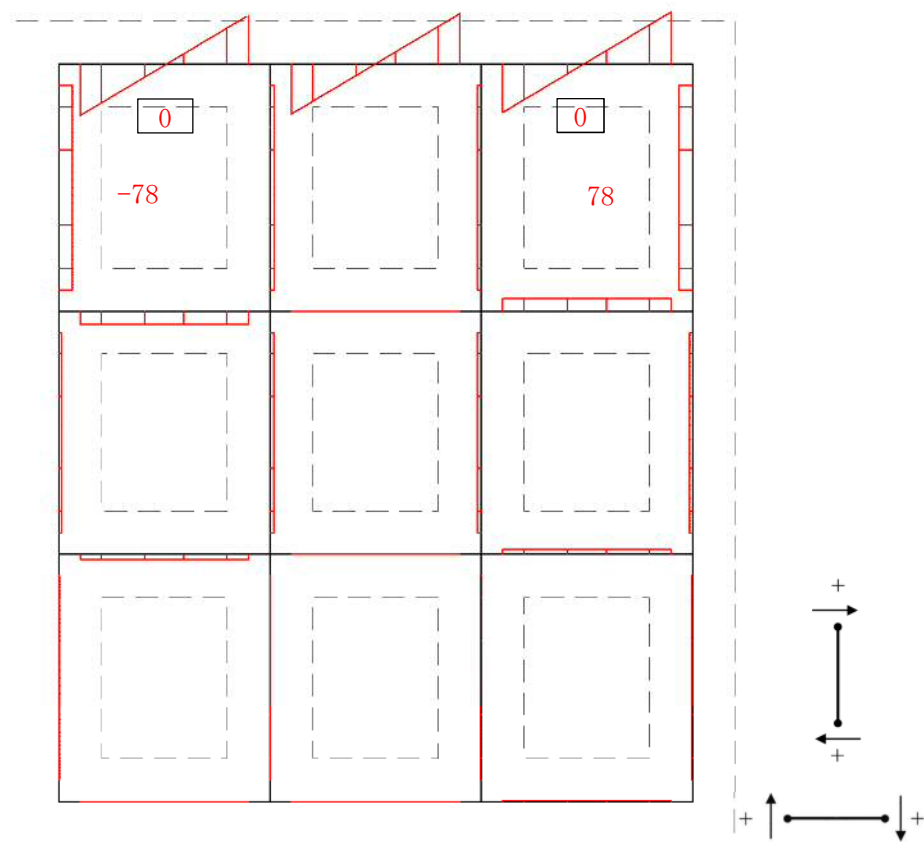


図 5.1-16 (1) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)





せん断力 (kN)

図 5.1-16 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)



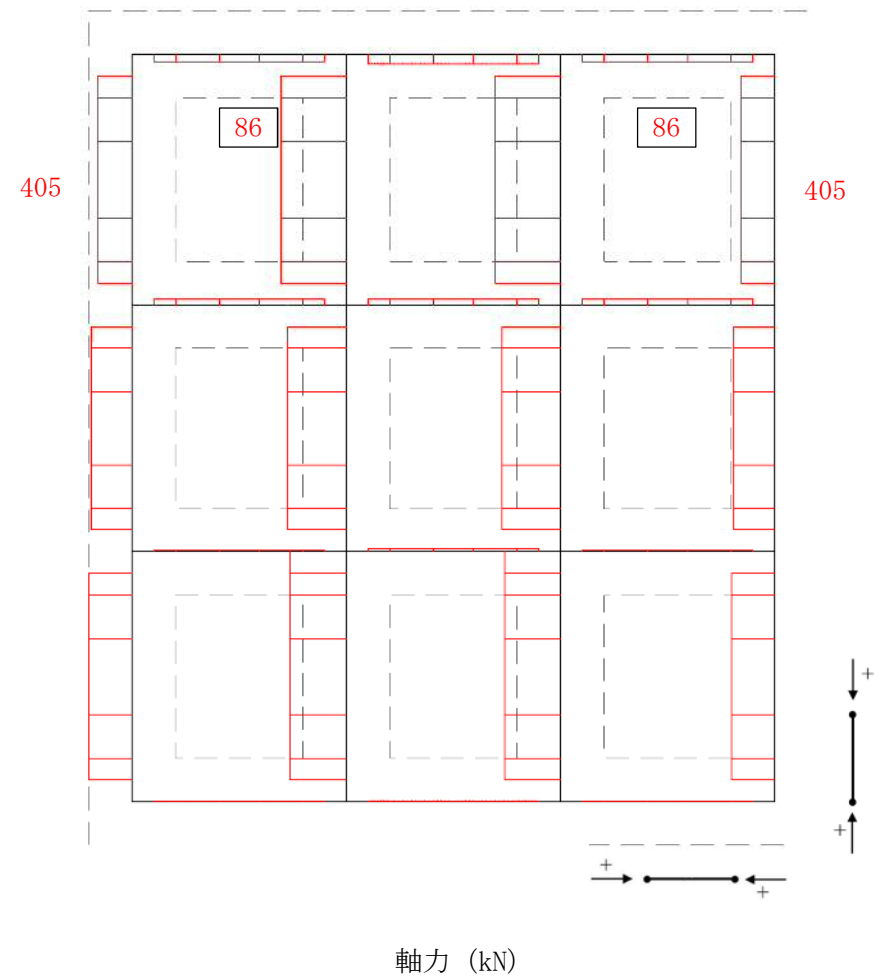
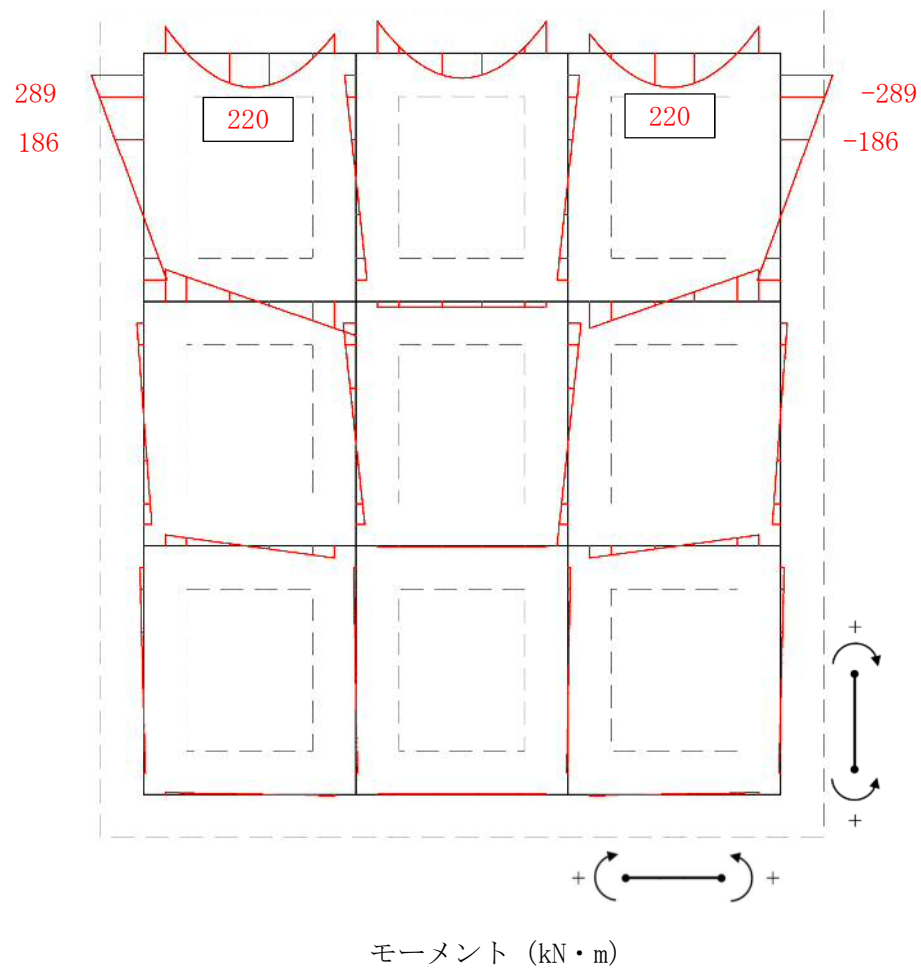
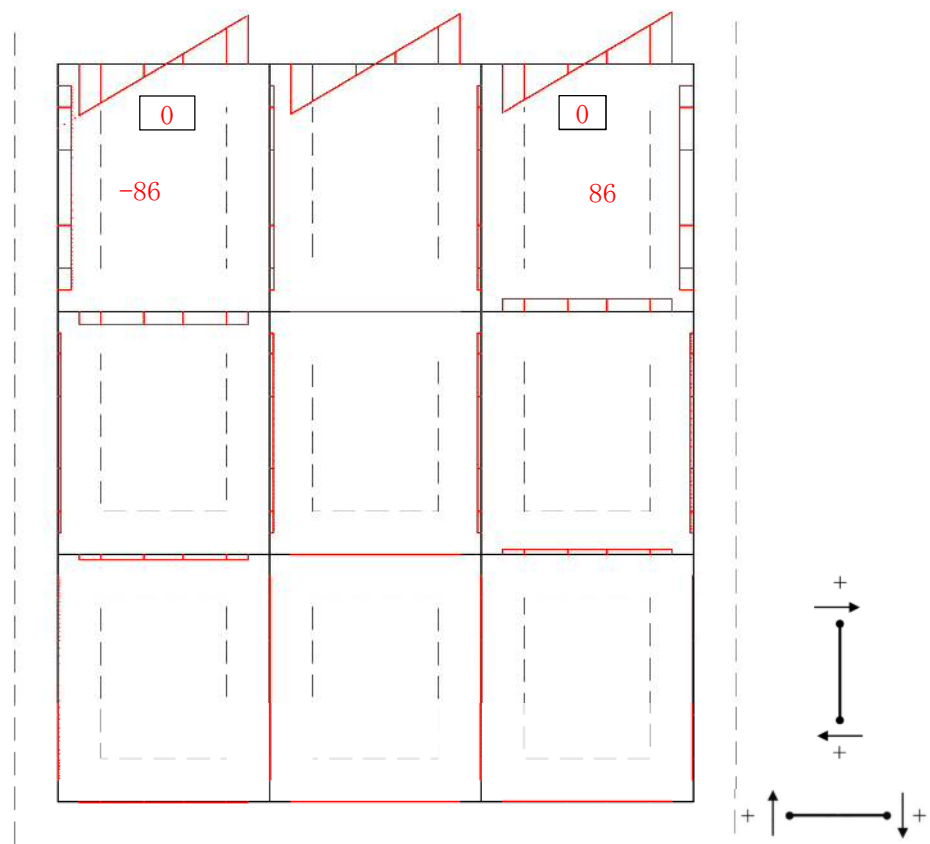


図 5.1-16 (3) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)

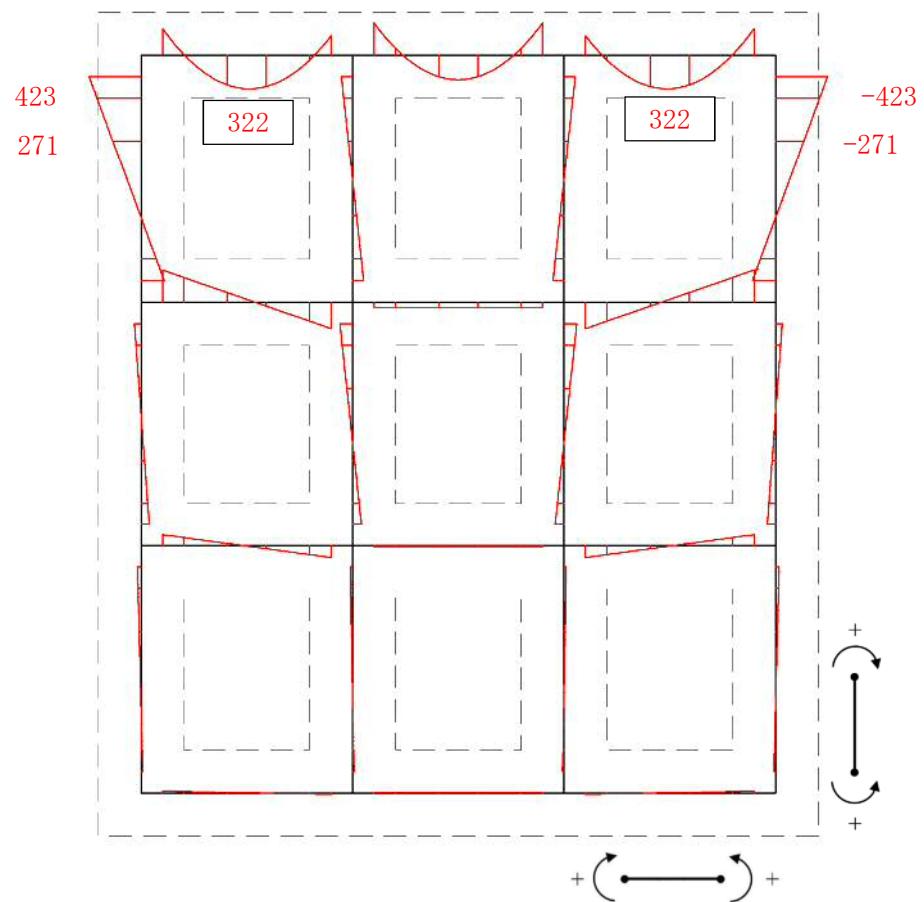




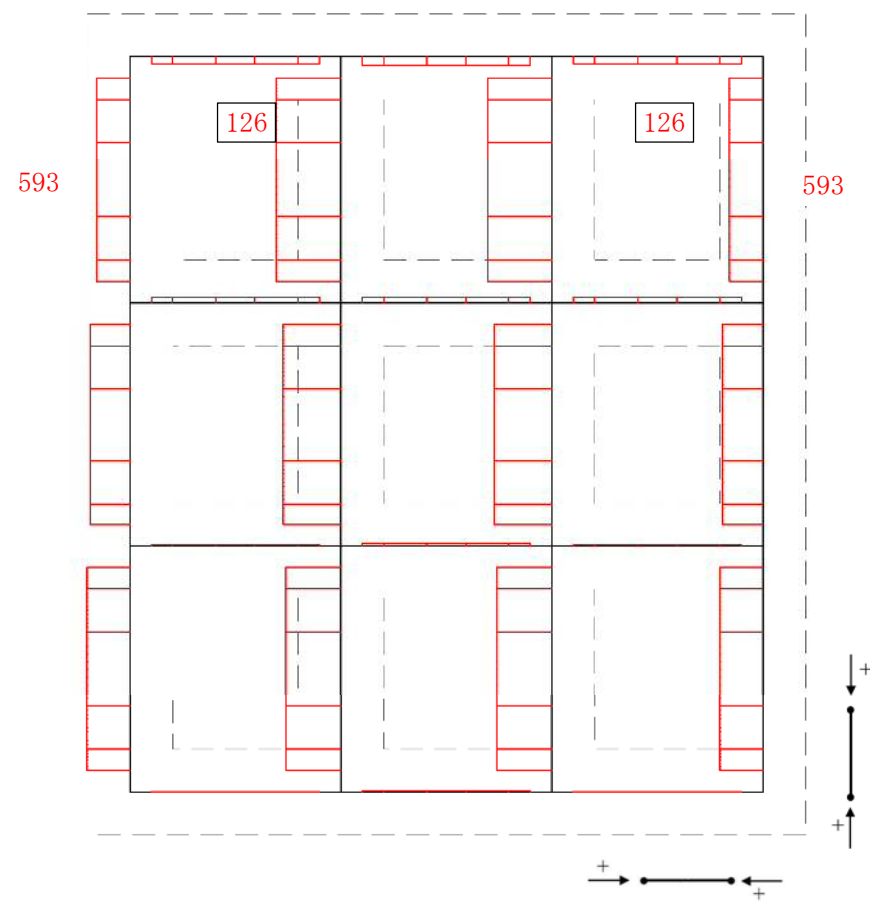
せん断力 (kN)

図 5.1-16 (4) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)





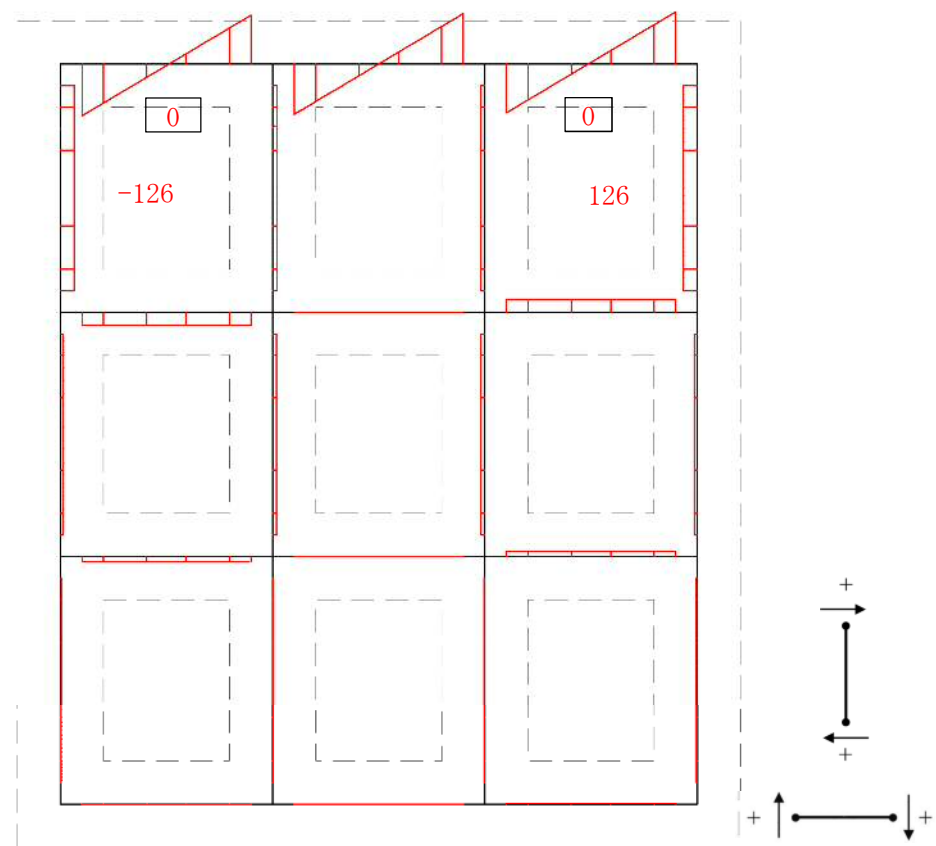
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-16 (5) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)

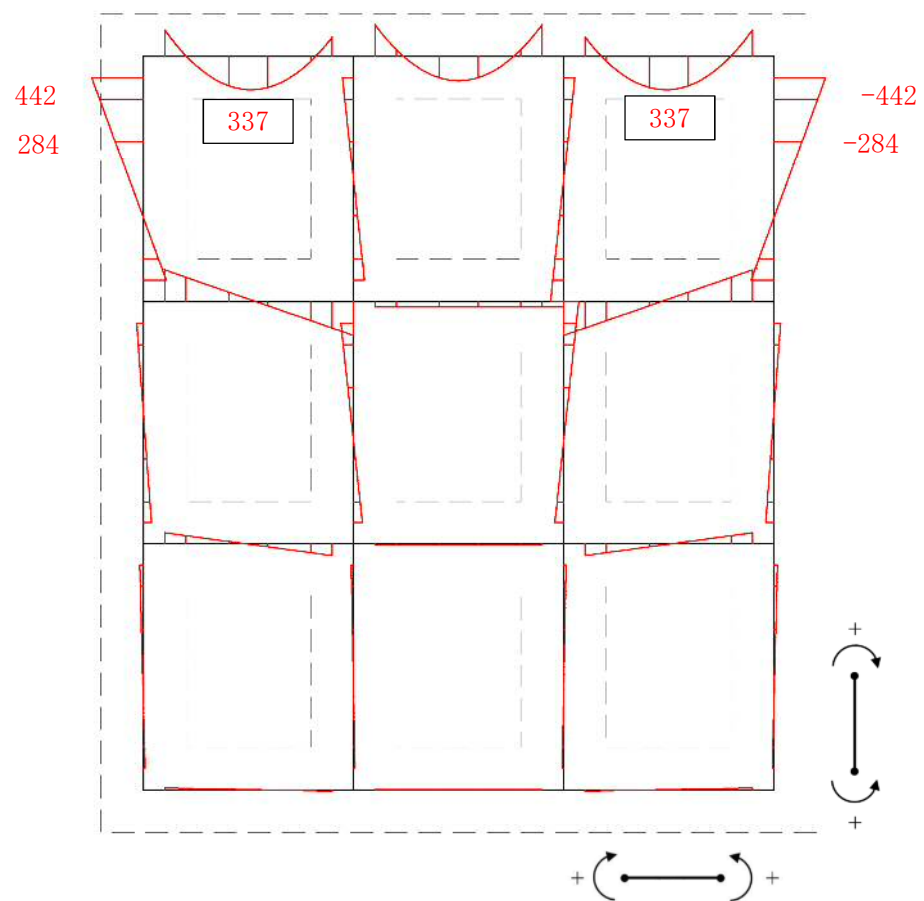




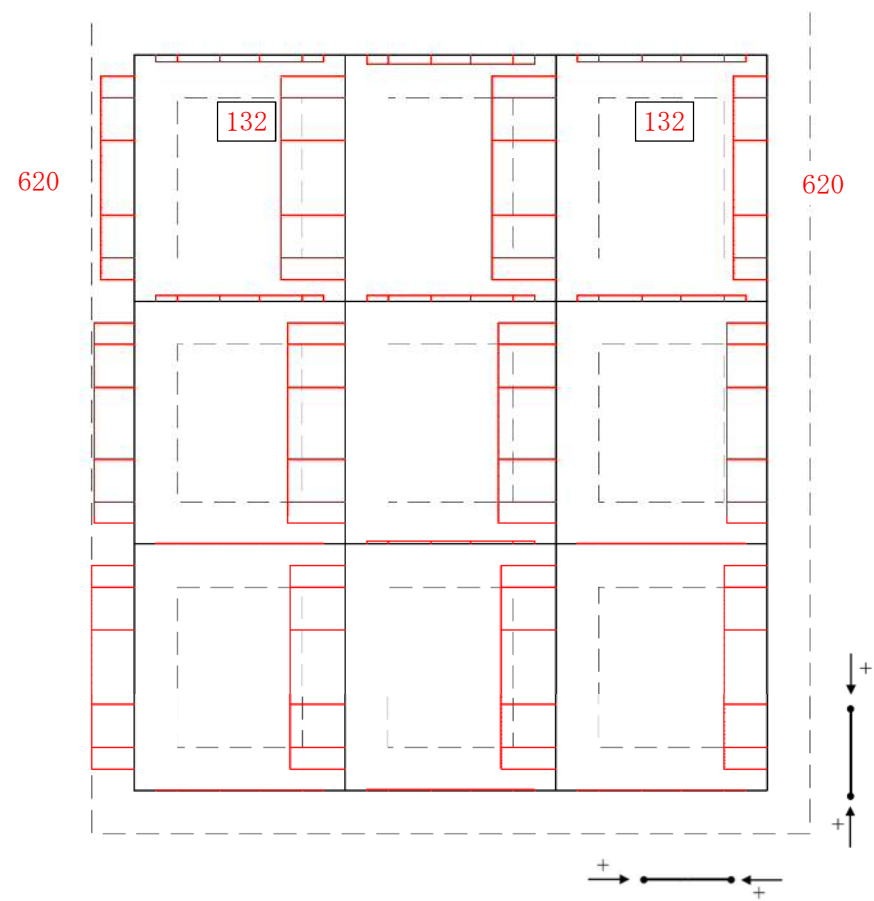
せん断力 (kN)

図 5.1-16 (6) 断面力図 (津波時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 1)





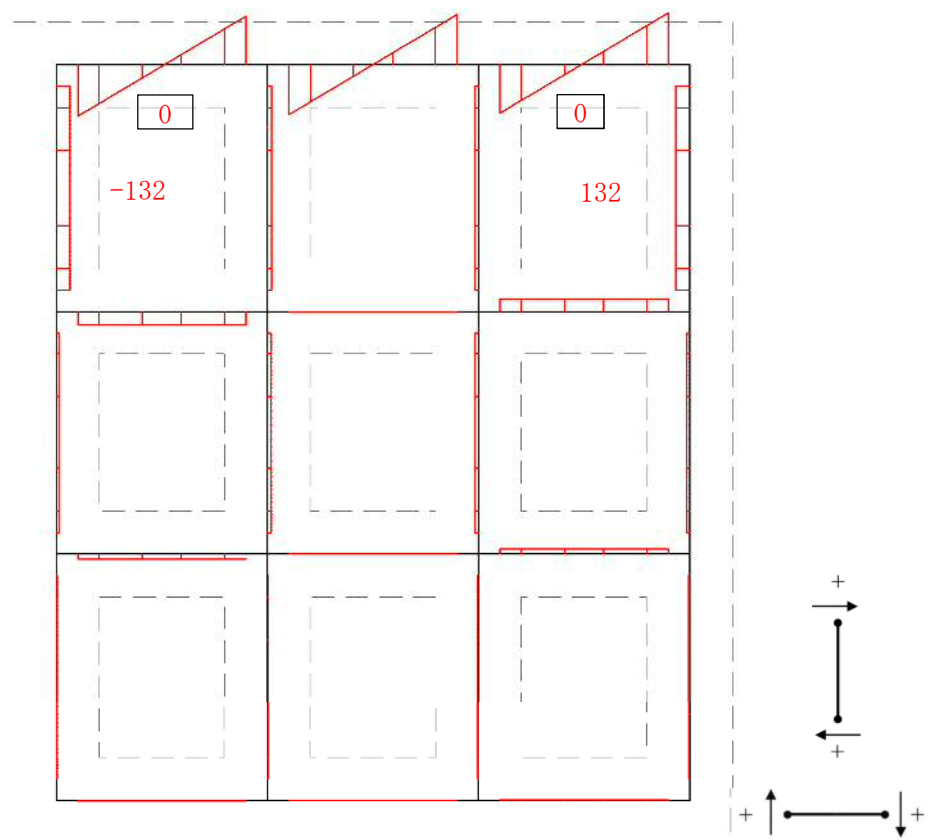
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-16 (7) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 2)





せん断力 (kN)

図 5.1-16 (8) 断面力図 (津波時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 2)



(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を表 5.1-10 に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-17 に示す。

表 5.1-10 (1) せん断力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね 1	38, 65	78	0.043	0.660	0.07	3245	0.03
地盤ばね 2	38, 65	86	0.048	0.660	0.08	3245	0.03

表 5.1-10 (2) せん断力に対する照査結果 (津波時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね 1	38, 65	126	0.070	0.880	0.08	3707	0.04
地盤ばね 2	38, 65	132	0.073	0.880	0.09	3707	0.04



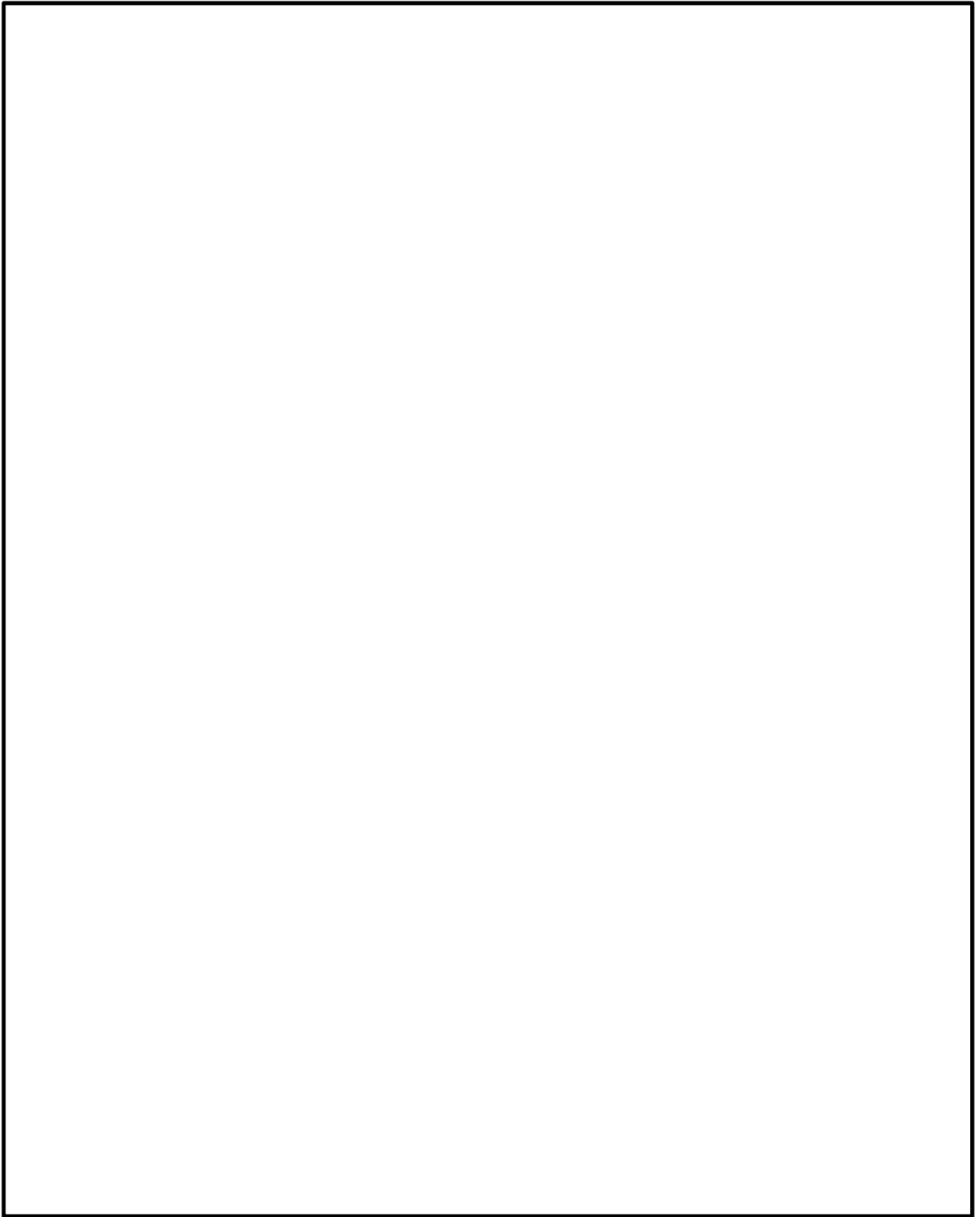


图 5.1—17 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



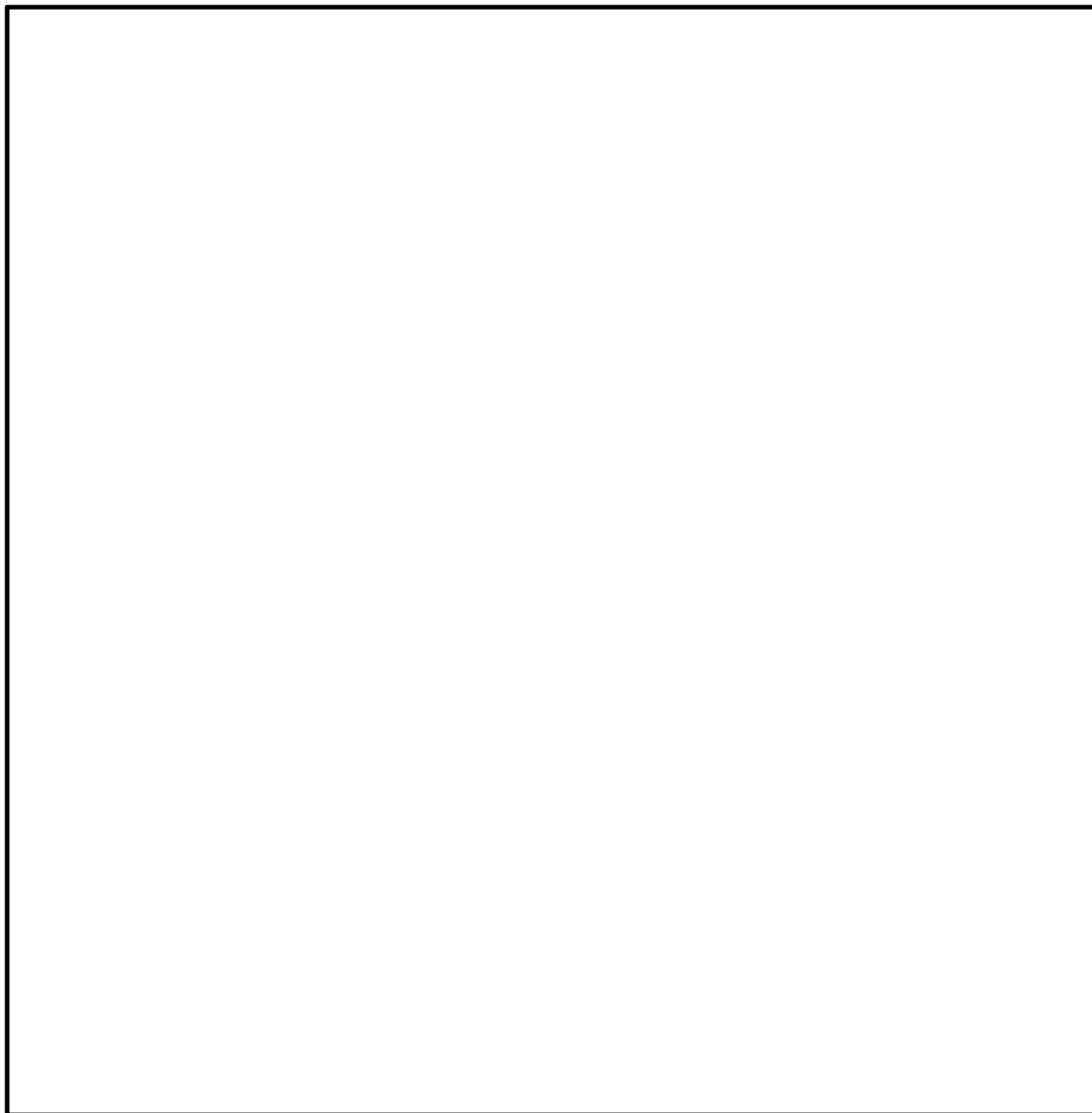
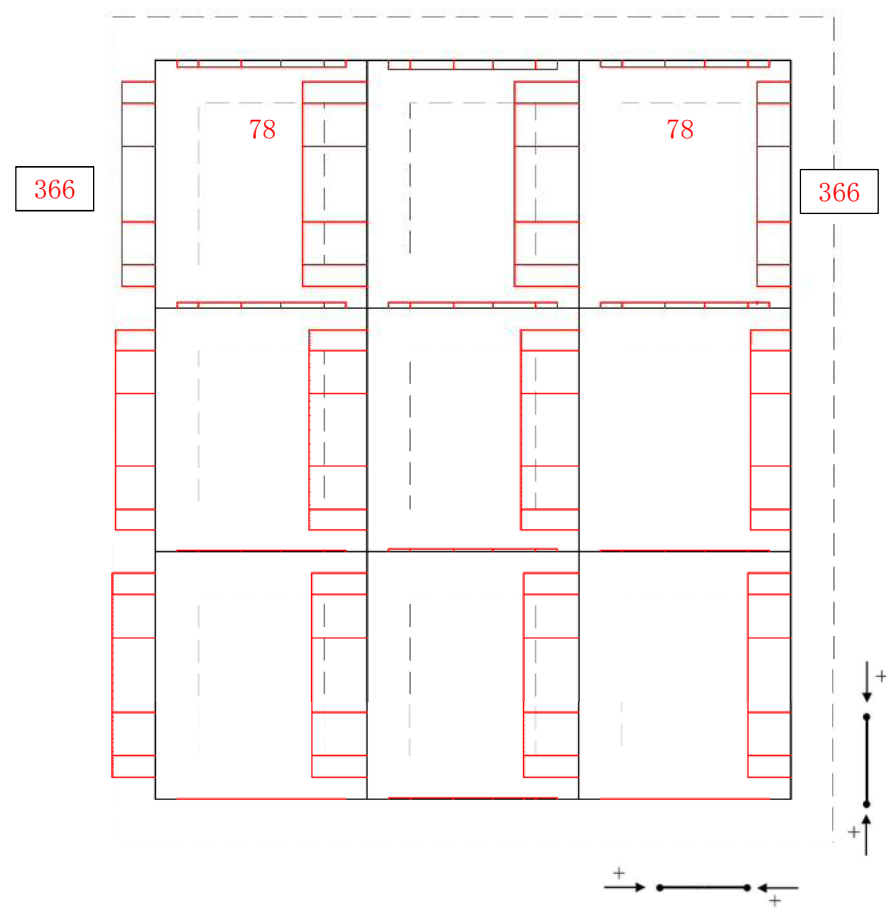


図 5.1-17 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



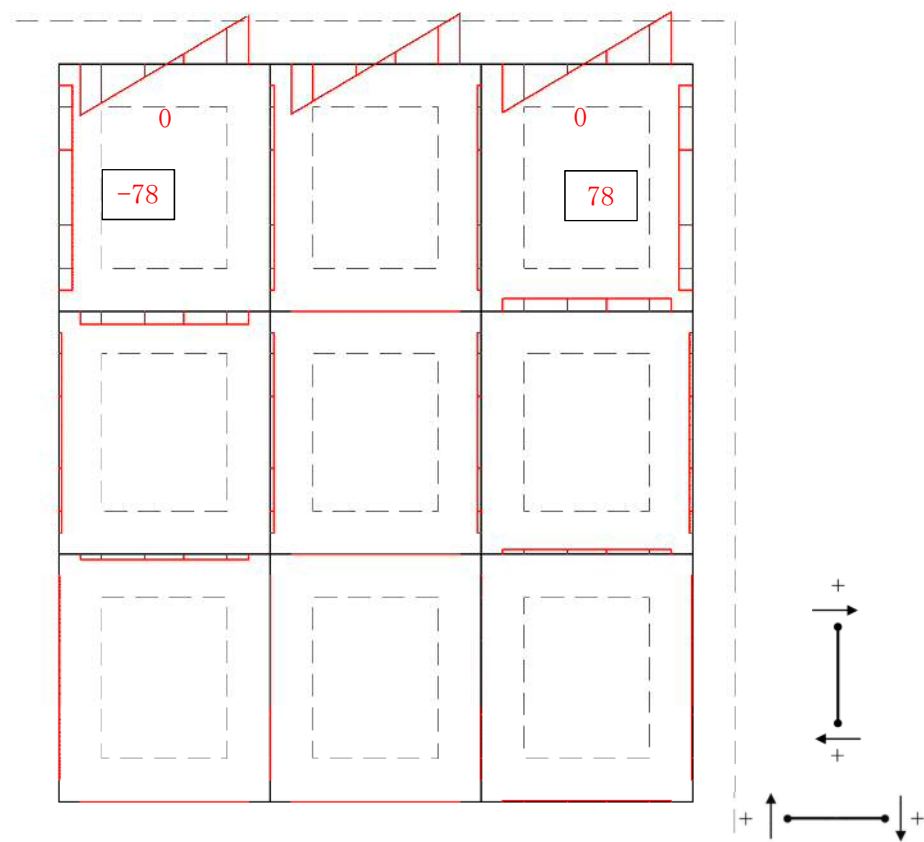
A vertical line with two dots at its ends. At each dot, a curved arrow points upwards and to the right. The diagram is labeled with a plus sign (+) at the top and bottom.



A vertical line with two dots. The top dot has a downward-pointing arrow above it, and the bottom dot has an upward-pointing arrow below it.

図 5.1-18 (1) 断面力図 (津波時: 基準津波時, 地盤ばね 1)

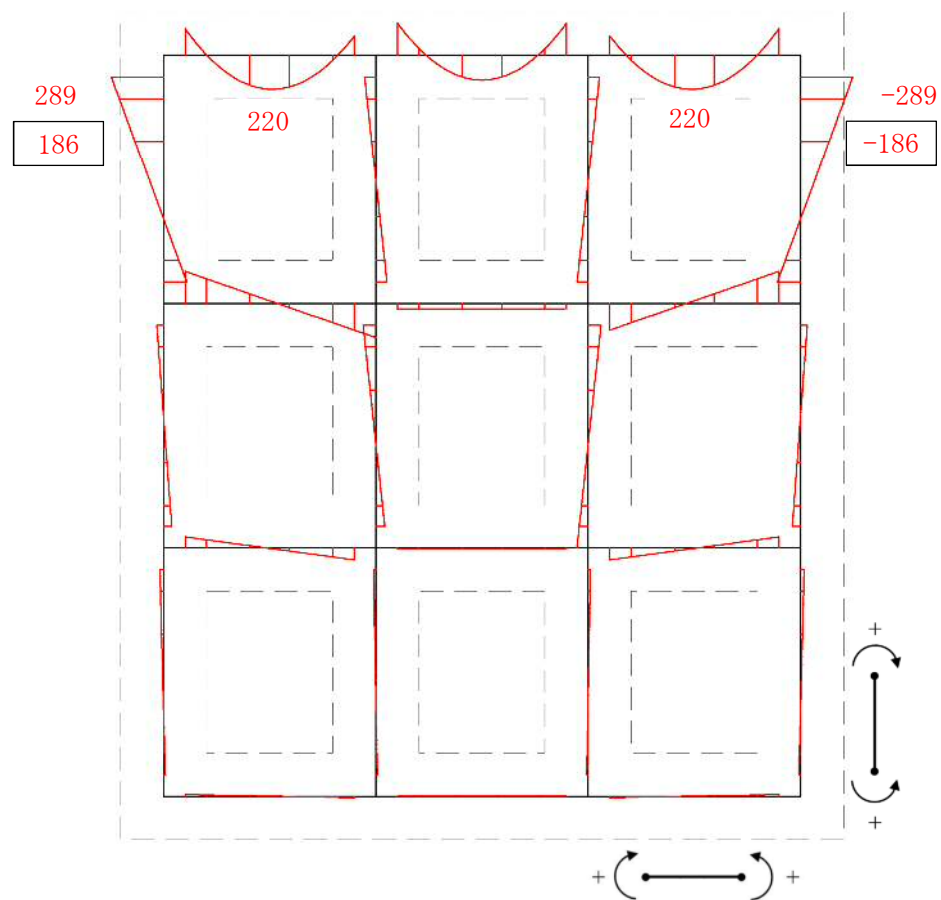




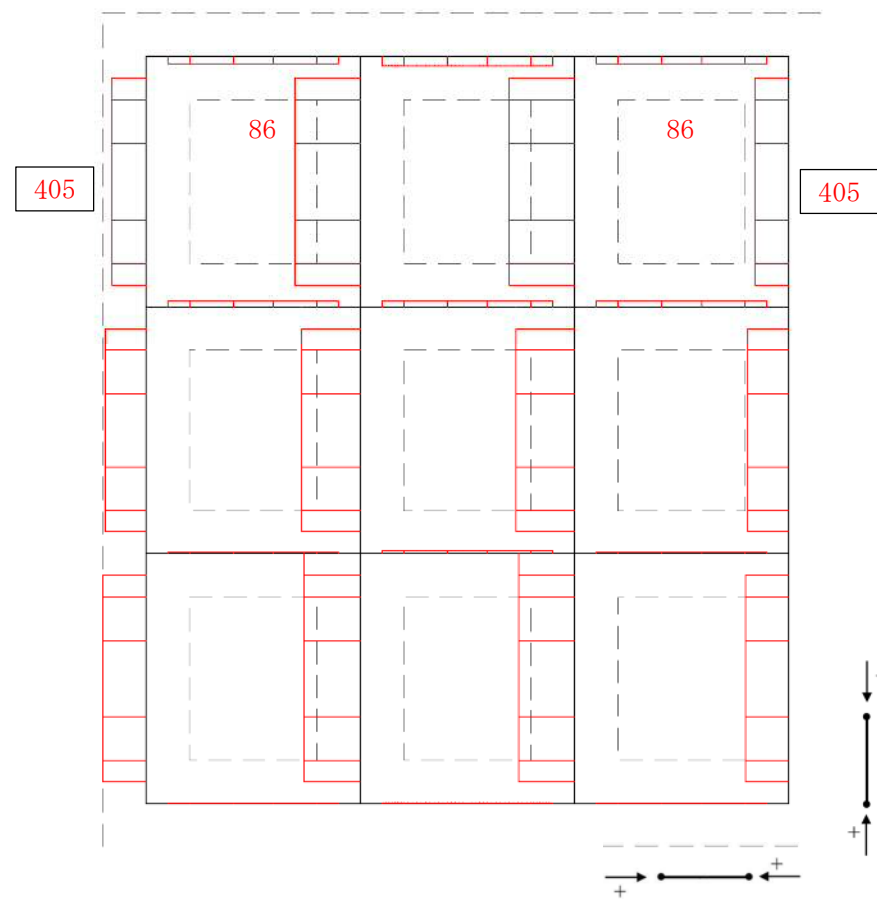
せん断力 (kN)

図 5.1-18 (2) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 1)





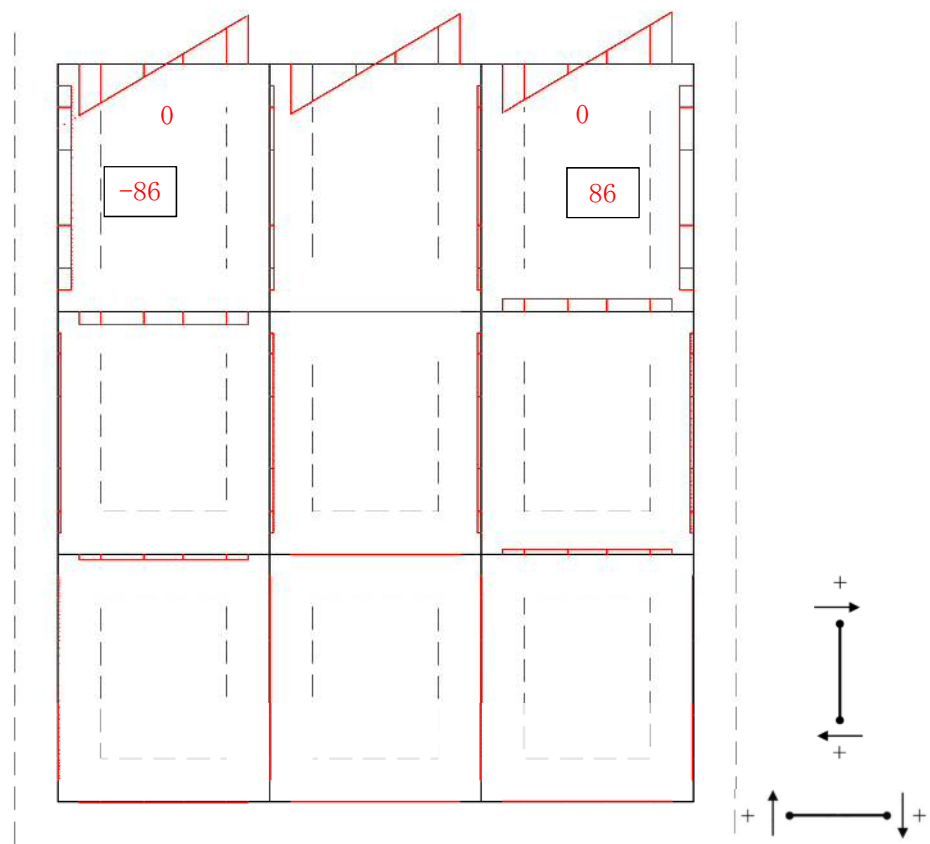
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-18 (3) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)

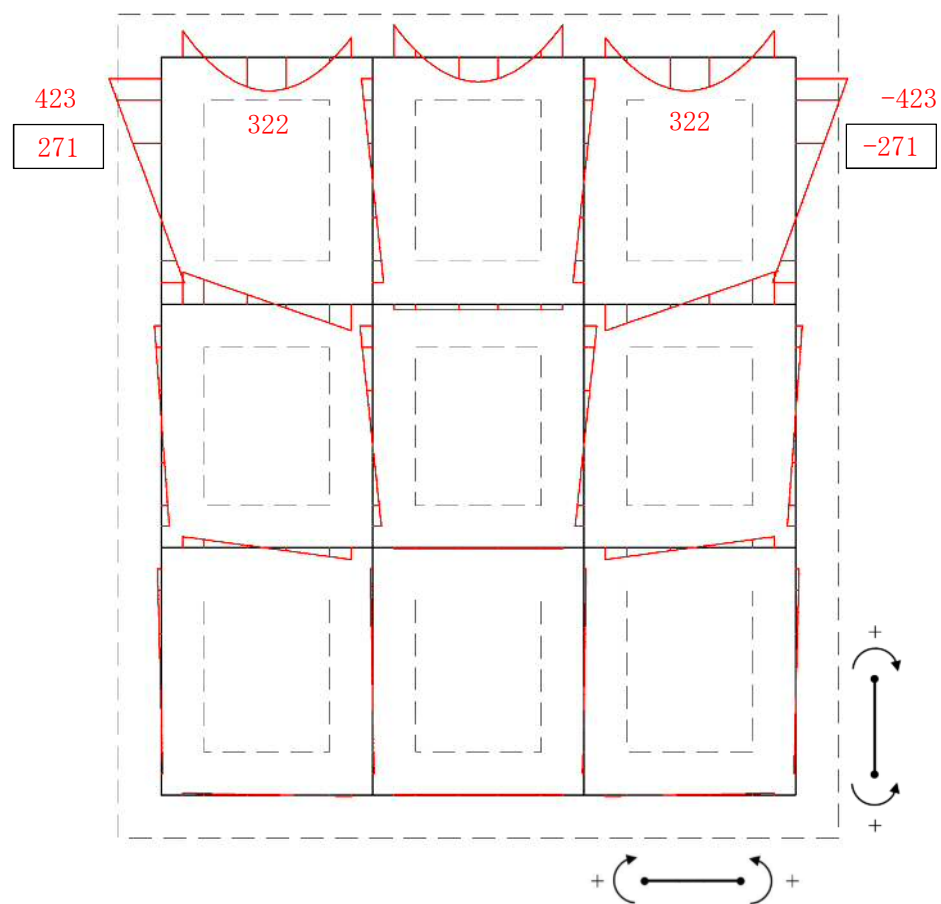




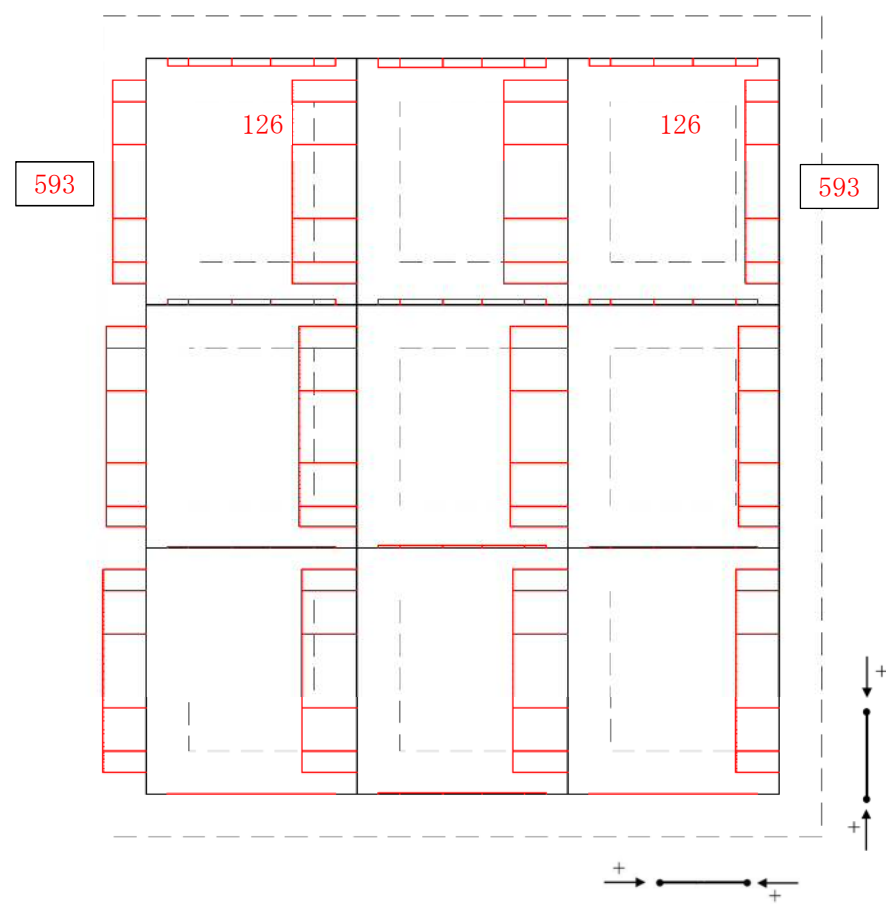
せん断力 (kN)

図 5.1-18 (4) 断面力図 (津波時：基準津波時，地盤ばね 2)





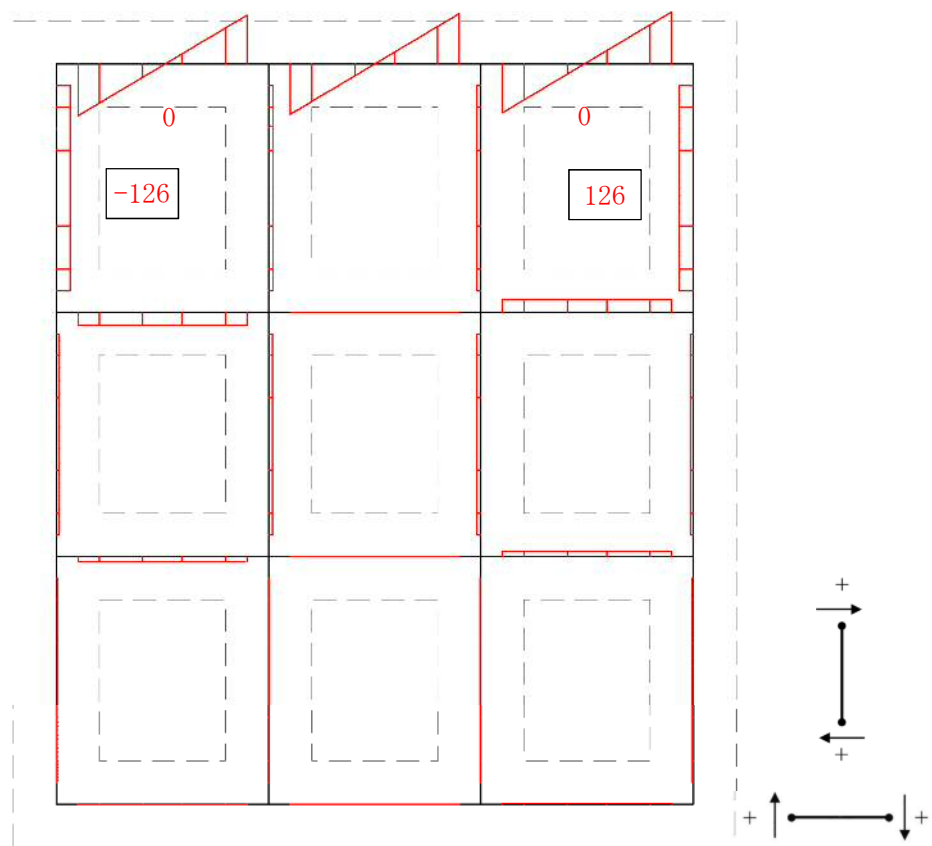
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-18 (5) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)

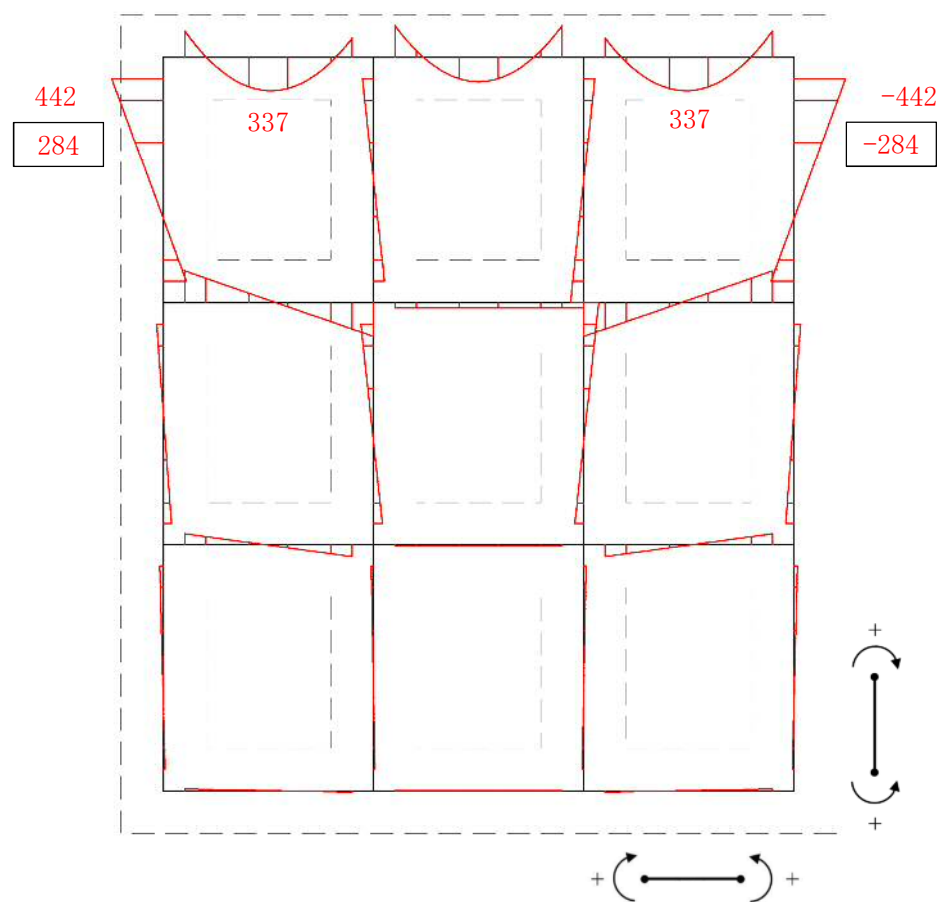




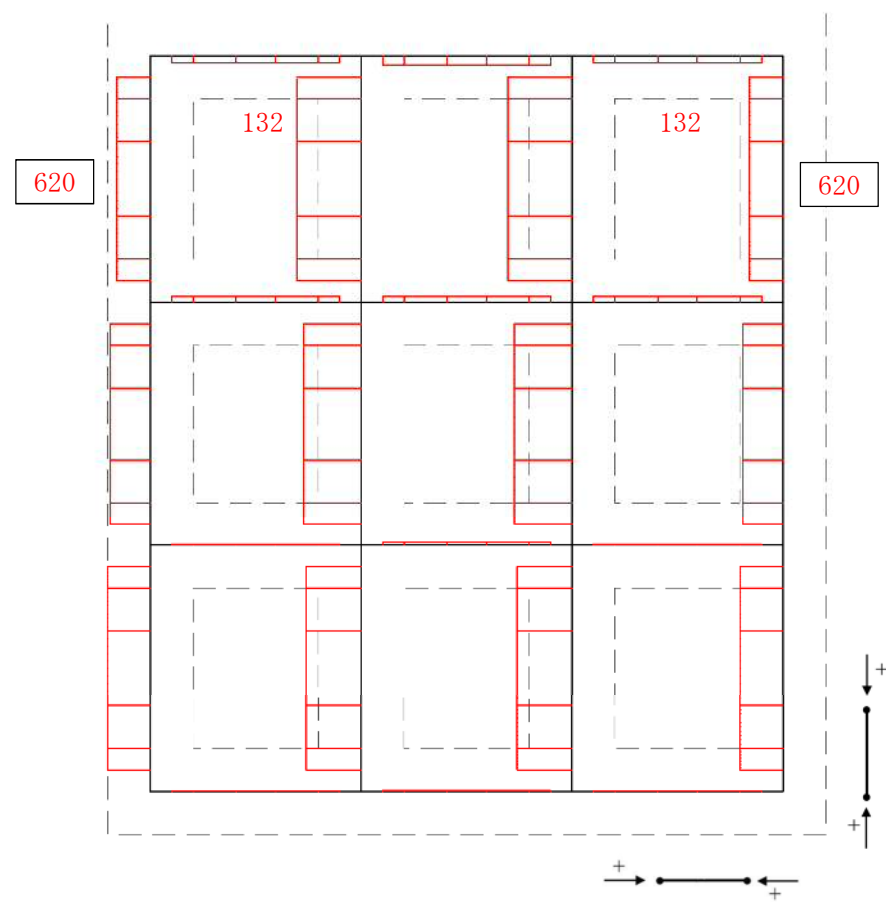
せん断力 (kN)

図 5.1-18 (6) 断面力図 (津波時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 1)





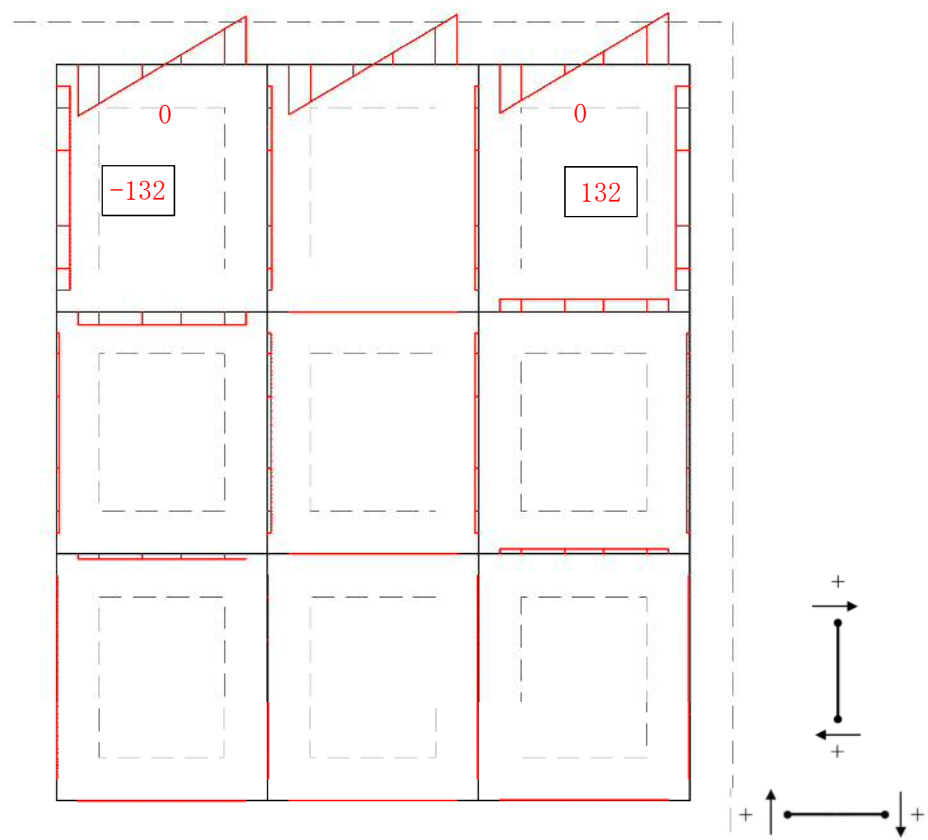
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.1-18 (7) 断面力図 (津波時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 2)





せん断力 (kN)

図 5.1-18 (8) 断面力図 (津波時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 2)



#### 5.1.4 放水路の評価結果

津波時における放水路の側壁及び隔壁の評価結果を表 5.1-11 に示す。放水路の側壁及び隔壁に対して耐震壁の照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.1-11 (1) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_a$
地盤ばね 1	0.093	1.350	0.07
地盤ばね 2	0.095	1.350	0.08

表 5.1-11 (2) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果（津波時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_a$
地盤ばね 1	0.146	1.350	0.11
地盤ばね 2	0.153	1.350	0.12



#### 5.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5.1-12 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 5.1-12 津波時相対変位量

	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	3 成分合計 (m)
$S_s$ 最終変位 $\times 2$ 倍	0.594	0.102	0.074	—
津波時 $\times 1$ 倍	0.061	0.061	0.008	—
合計	0.655	0.163	0.082	0.680



## 5.2 重畳時の強度評価結果 1次元有効応力解析結果

1次元有効応力解析結果から、地表面水平最大加速度、地表面最大変位及び最大せん断ひずみをまとめたものを表 5.2-1 に示す。

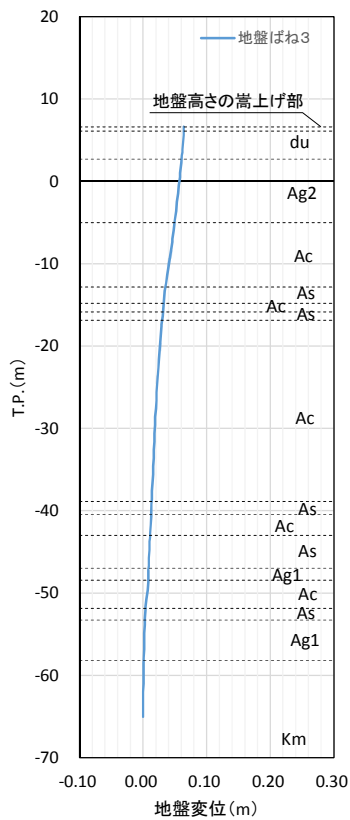
表 5.2-1 1次元有効応力解析結果

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(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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(+1 $\sigma$ )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 <sup>2</sup> )	127.8	123.1	125.2	77.28	182.7	183.0
地表面最大変位 (m)	0.134	0.130	0.145	0.229	0.119	0.106
最大せん断ひずみ(%)	3.03	3.16	3.24	2.87	0.34	0.30

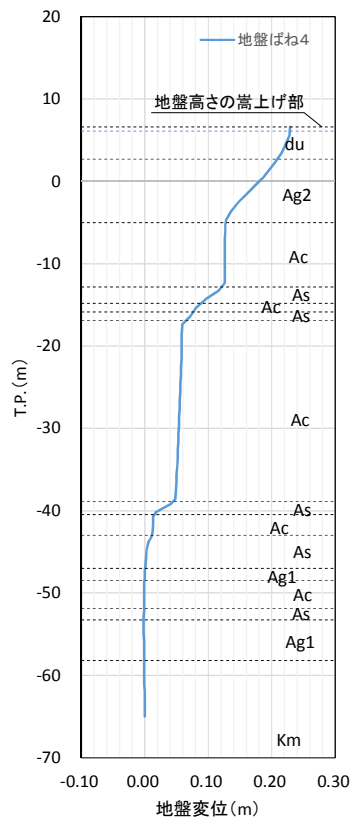
表 5.2-1 より、地盤ばね 3 は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤ばね 4 は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤ばね 5 は最大せん断ひずみが発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 $\sigma'_m$ 及びせん断ひずみ $\gamma$ 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ばねを設定する。

各地盤ケースにおける地盤変位は、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それぞれの地盤変位の深度分布を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 5.2-1 に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 5.2-2 に示す。

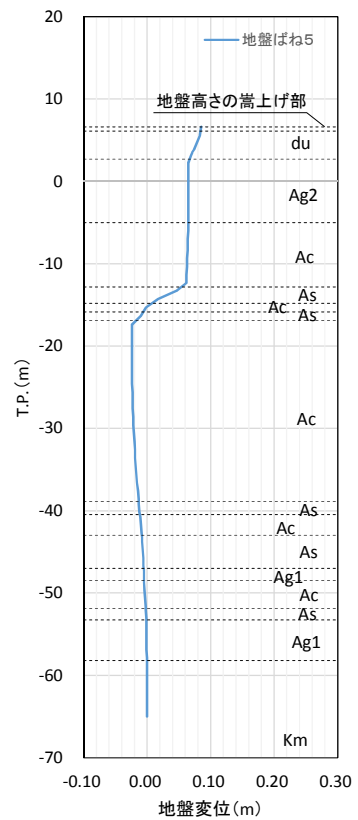




地盤ばね 3



地盤ばね 4



地盤ばね 5

図 5.2-1 (1) 地盤変位分布図 (地盤ばね 3, 地盤ばね 4 及び地盤ばね 5)

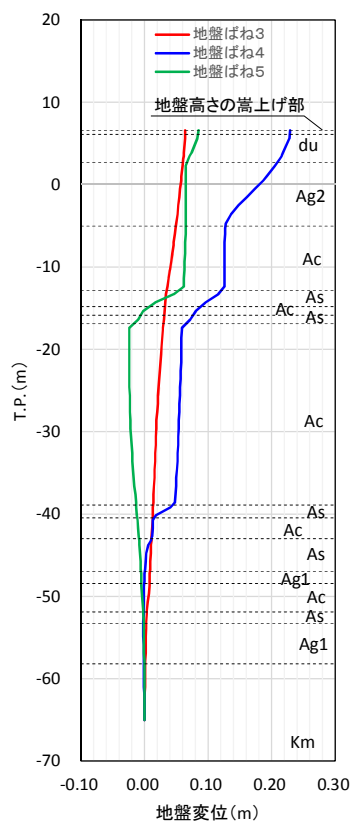


図 5.2-1 (2) 地盤変位分布図の比較 (地盤ばね 3, 地盤ばね 4 及び地盤ばね 5)



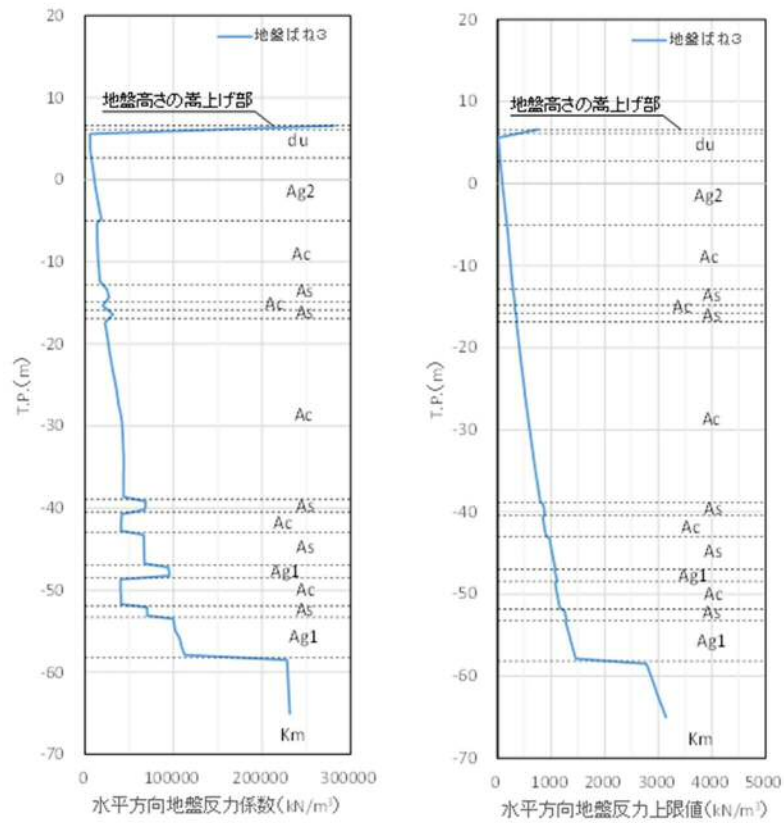


図 5.2-2 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (地盤ばね 3)

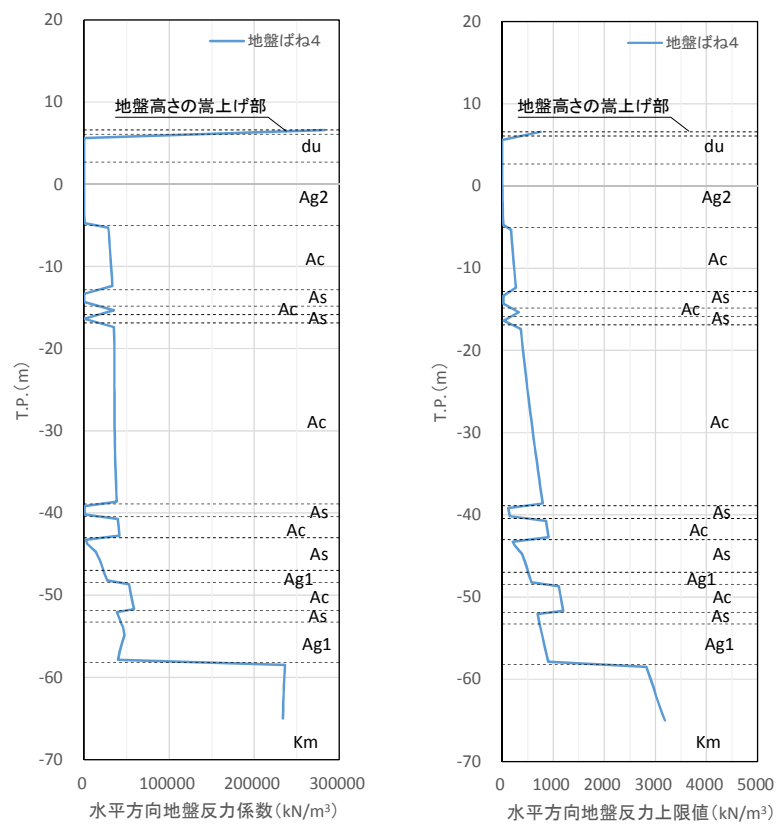


図 5.2-2 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (地盤ばね 4)



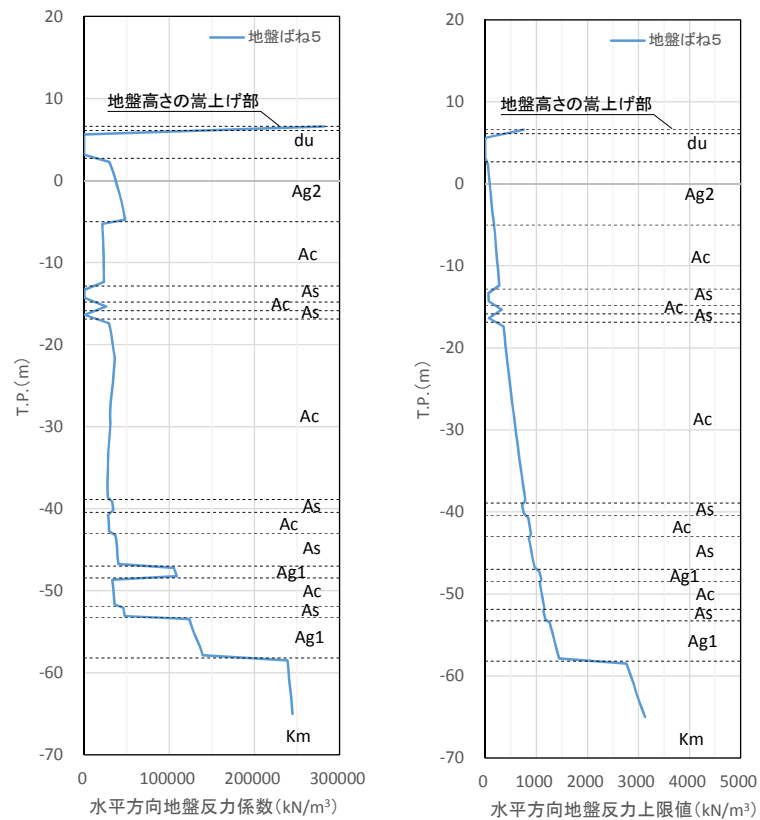


図 5.2-2 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (地盤ばね 5)

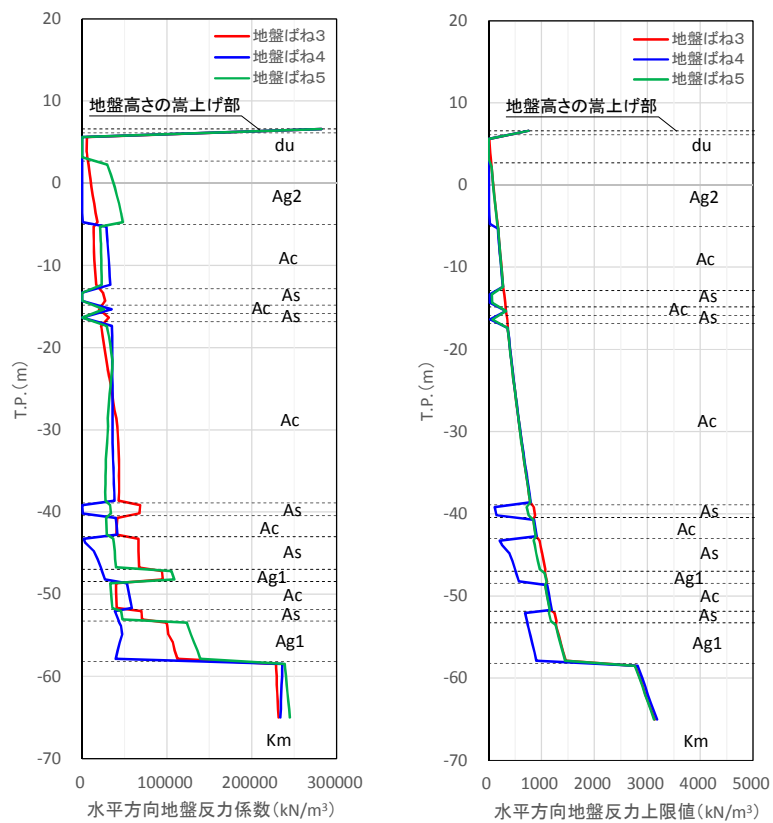


図 5.2-2 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値の比較  
(地盤ばね 3, 地盤ばね 4 及び地盤ばね 5)



各地盤ばね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。各地盤ケースの設計震度を表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.19 (183.00cm/s <sup>2</sup> )	0.20 (194.80cm/s <sup>2</sup> )
地盤ばね 4	0.08 (77.28cm/s <sup>2</sup> )	0.20 (189.30cm/s <sup>2</sup> )
地盤ばね 5	0.13 (125.20cm/s <sup>2</sup> )	0.20 (189.30cm/s <sup>2</sup> )

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 5.2-3 に示す。

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

ここで， $\gamma_0$ ：水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_h$ ：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 5.2-3 (1) 動水圧 (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.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤ばね 3	+20.0	+17.9	+6.6	0.0	19.0
地盤ばね 4				0.0	8.0
地盤ばね 5				0.0	13.0

表 5.2-3 (2) 動水圧 (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.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤ばね 3	+20.0	+24.0	+6.6	14.0	29.2
地盤ばね 4				5.9	12.3
地盤ばね 5				9.6	20.0



### 5.2.2 防潮壁の評価結果

#### (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-4 に、概略配筋図を図 5.2-3 に、評価位置を図 5.2-4 示す。

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 5.2-5 に示す。防潮壁の曲げ軸力に対する照査を行った結果、圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.2-4 (1) 断面諸元一覧表（主鉄筋）

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
地中連読壁基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.2-4 (2) 断面諸元一覧表（せん断補強鉄筋）

部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	150	8本	8.1
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600	31.7



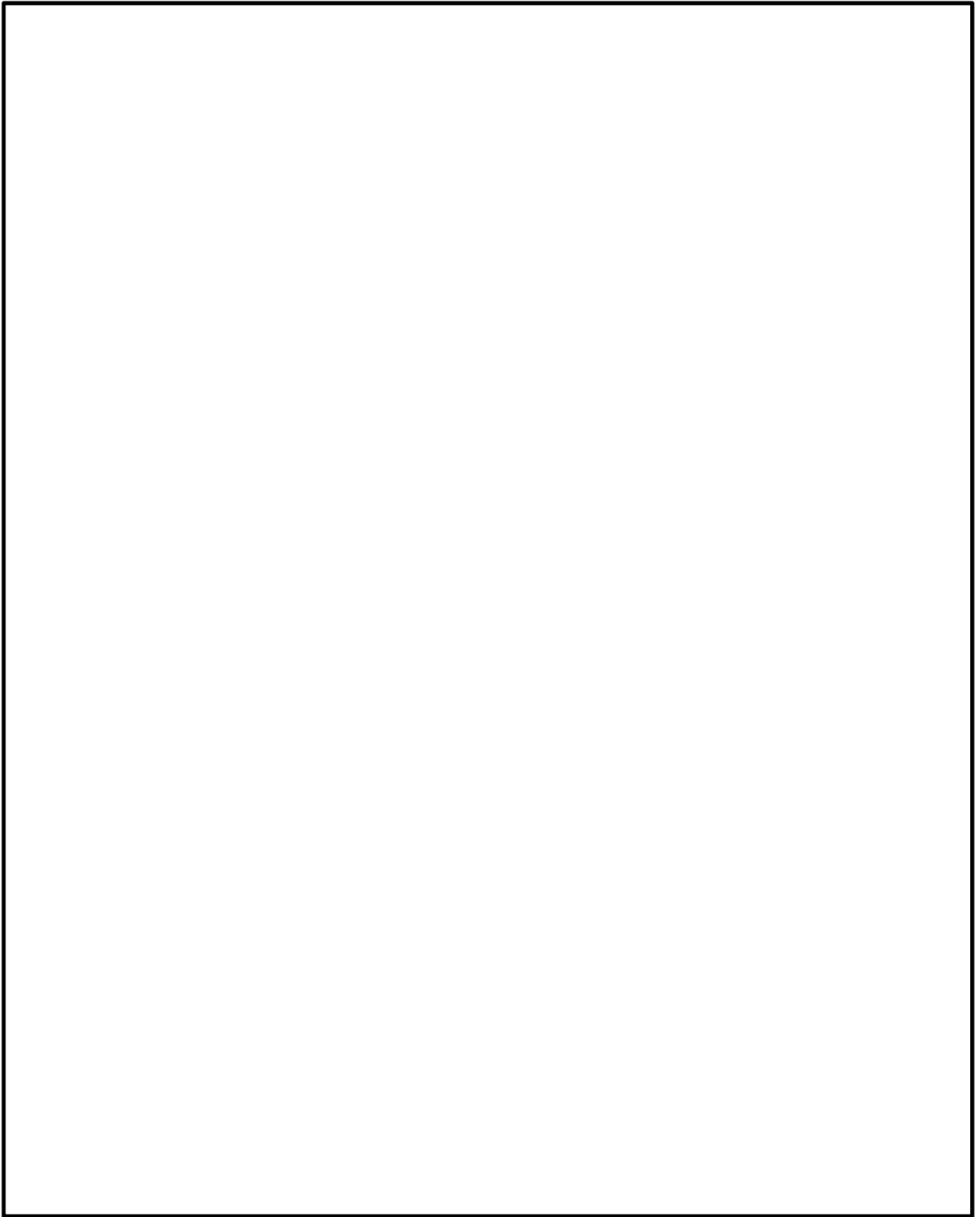


图 5.2—3 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



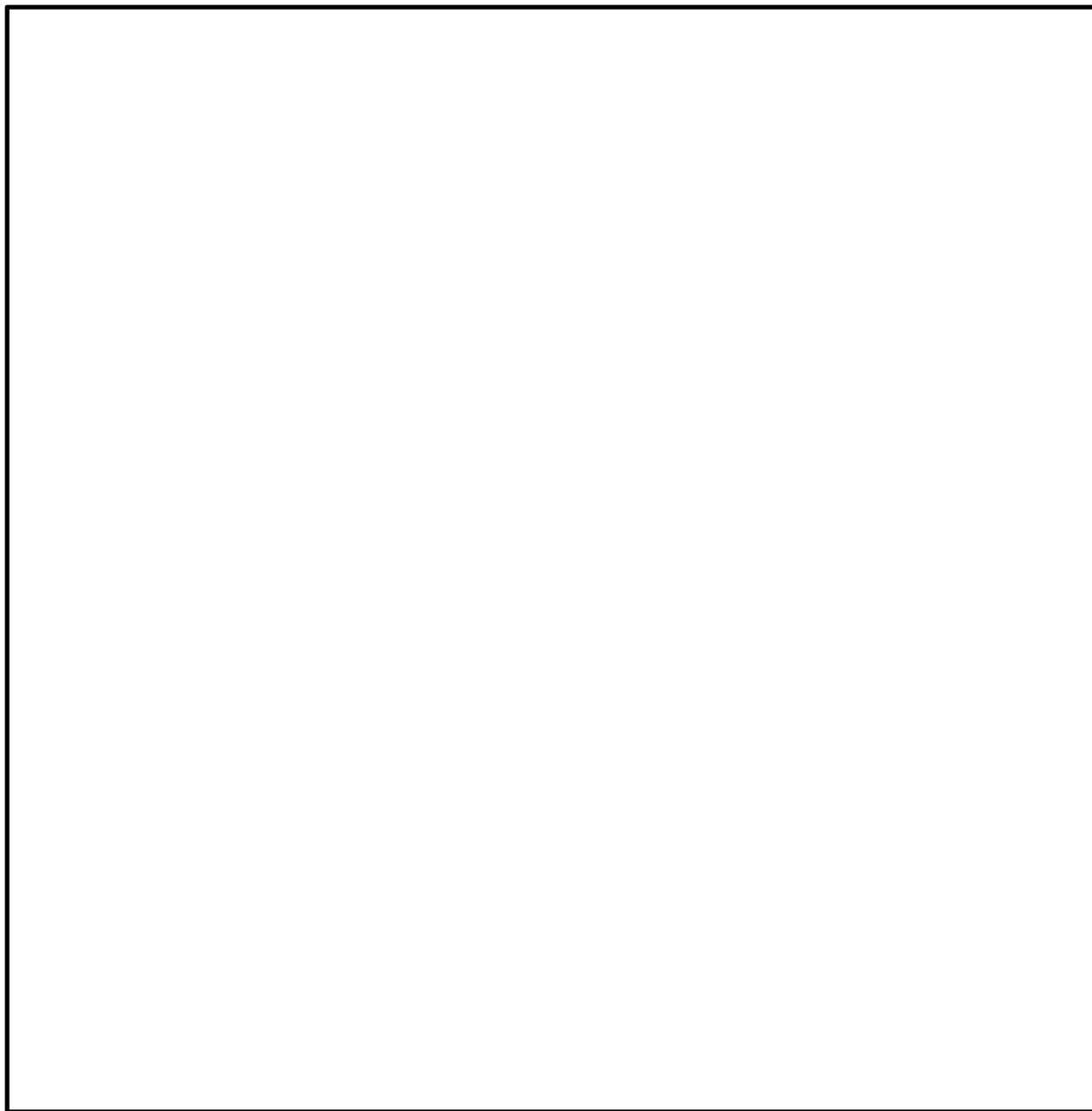
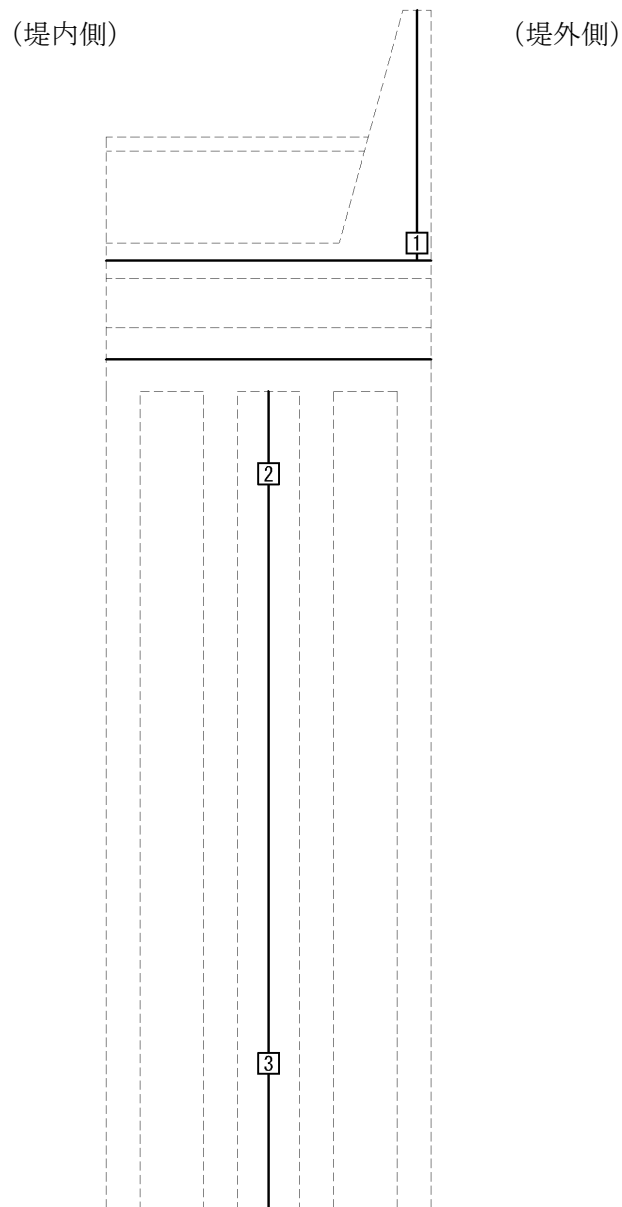
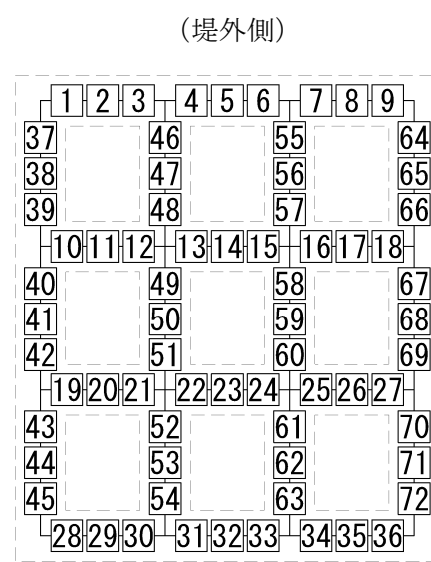


図 5.2-3 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)





防潮壁及び地中連続壁基礎（鉛直）



地中連続壁基礎（水平）

図 5.2-4 評価位置



表 5.2-5 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	19410	1446	3.66	21.0	0.18
	鉛直下向き	1	20765	2048	3.96	21.0	0.19
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	17408	1429	3.29	21.0	0.16
	鉛直下向き	1	18652	1982	3.57	21.0	0.17
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	18091	1346	3.41	21.0	0.17
	鉛直下向き	1	19459	1954	3.71	21.0	0.18

表 5.2-5 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	32878	1528	6.09	28.0	0.22
	鉛直下向き	1	34155	2172	6.40	28.0	0.23
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	30420	1510	5.65	28.0	0.21
	鉛直下向き	1	31781	2115	5.96	28.0	0.22
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	31721	1509	5.88	28.0	0.21
	鉛直下向き	1	32954	2057	6.17	28.0	0.23



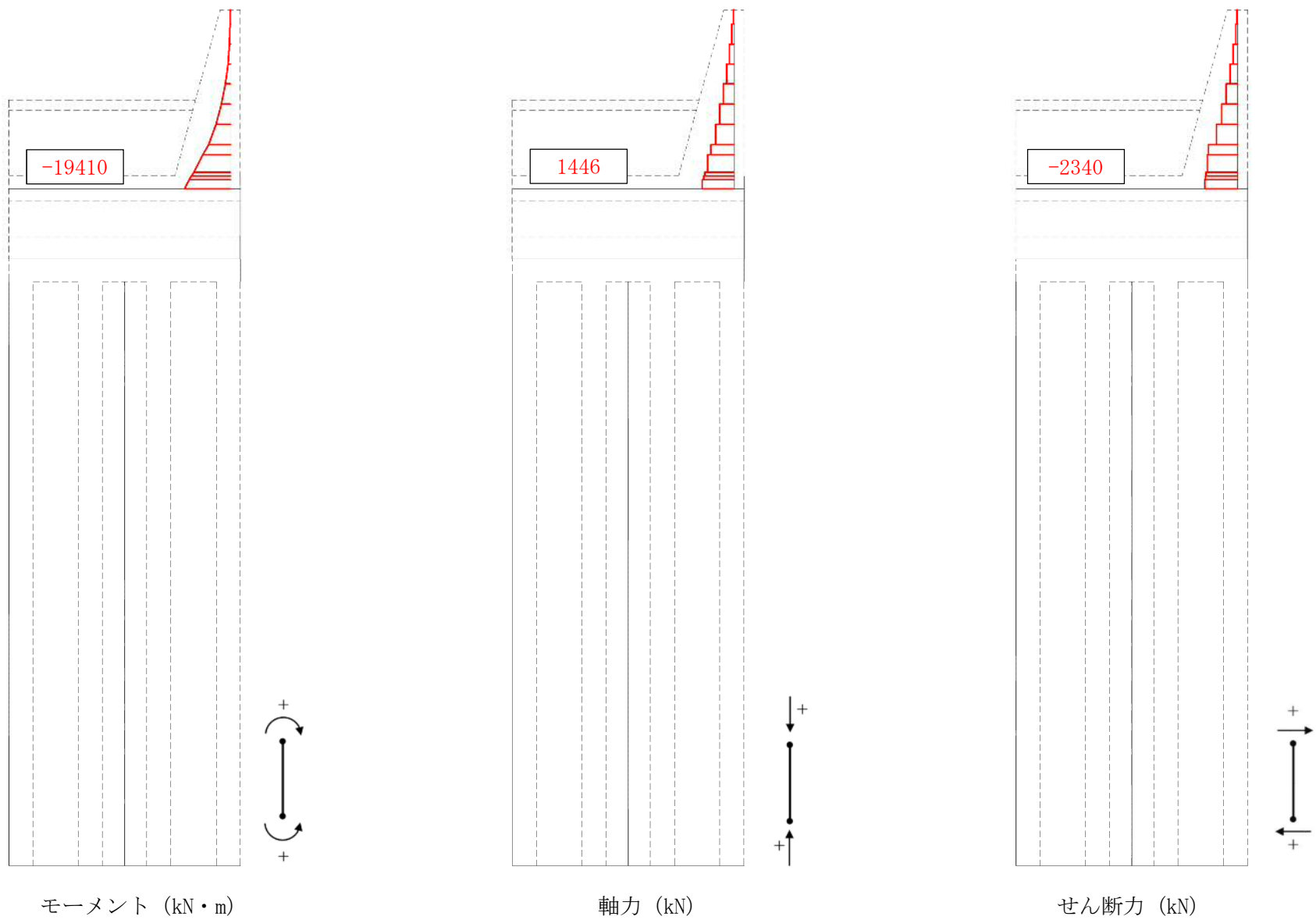


図 5.2-5 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



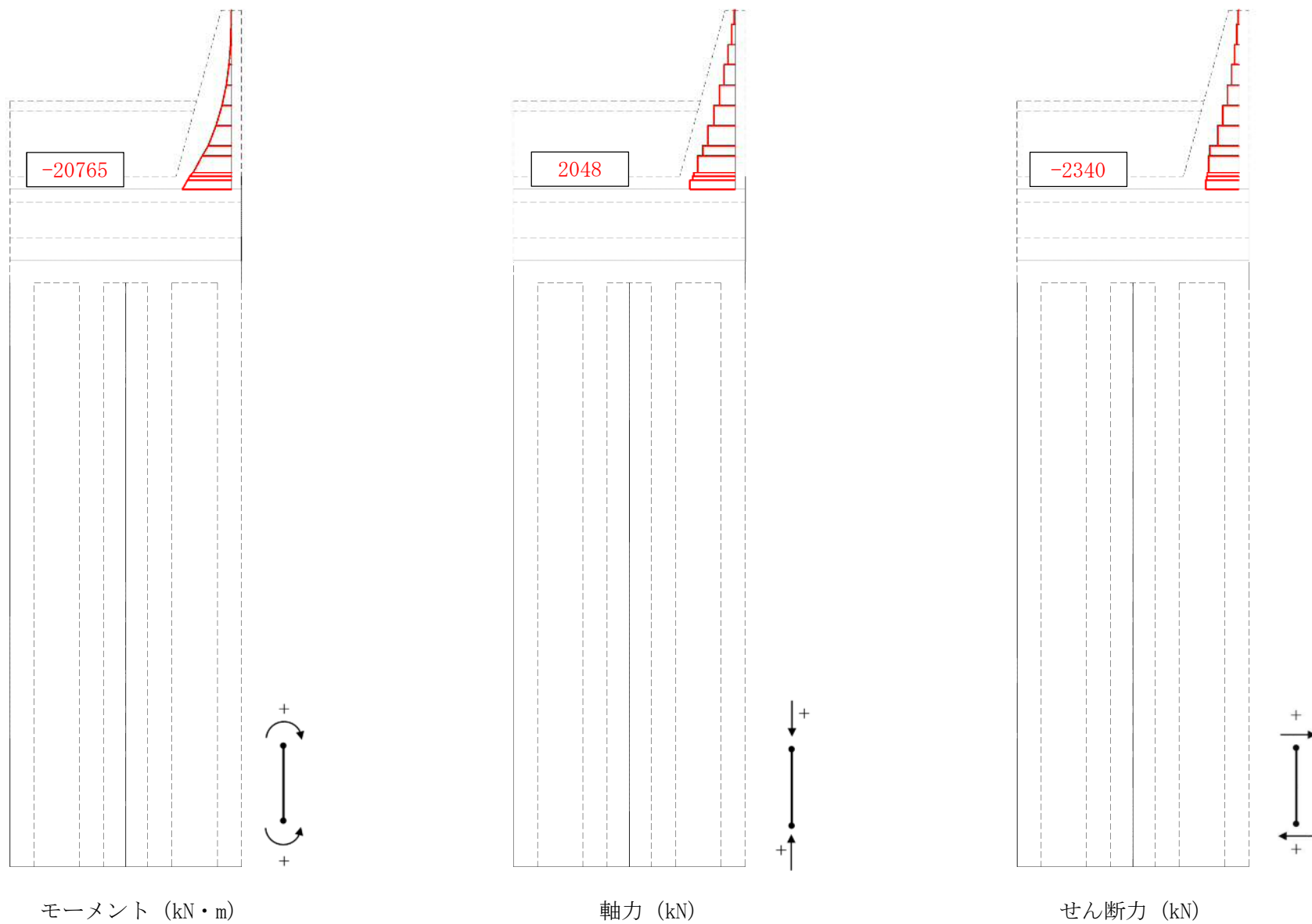


図 5.2-5 (2) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



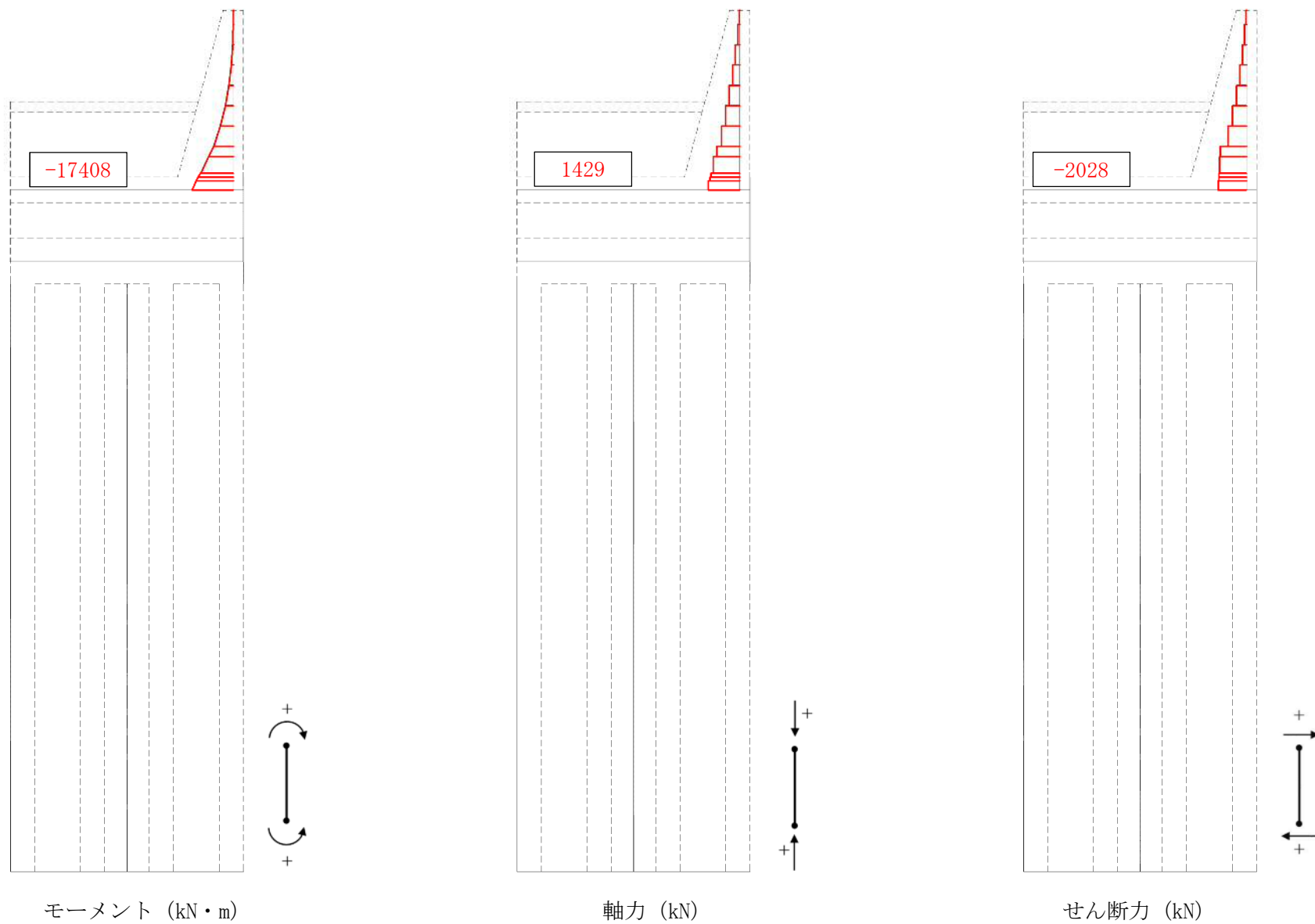


図 5.2-5 (3) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)



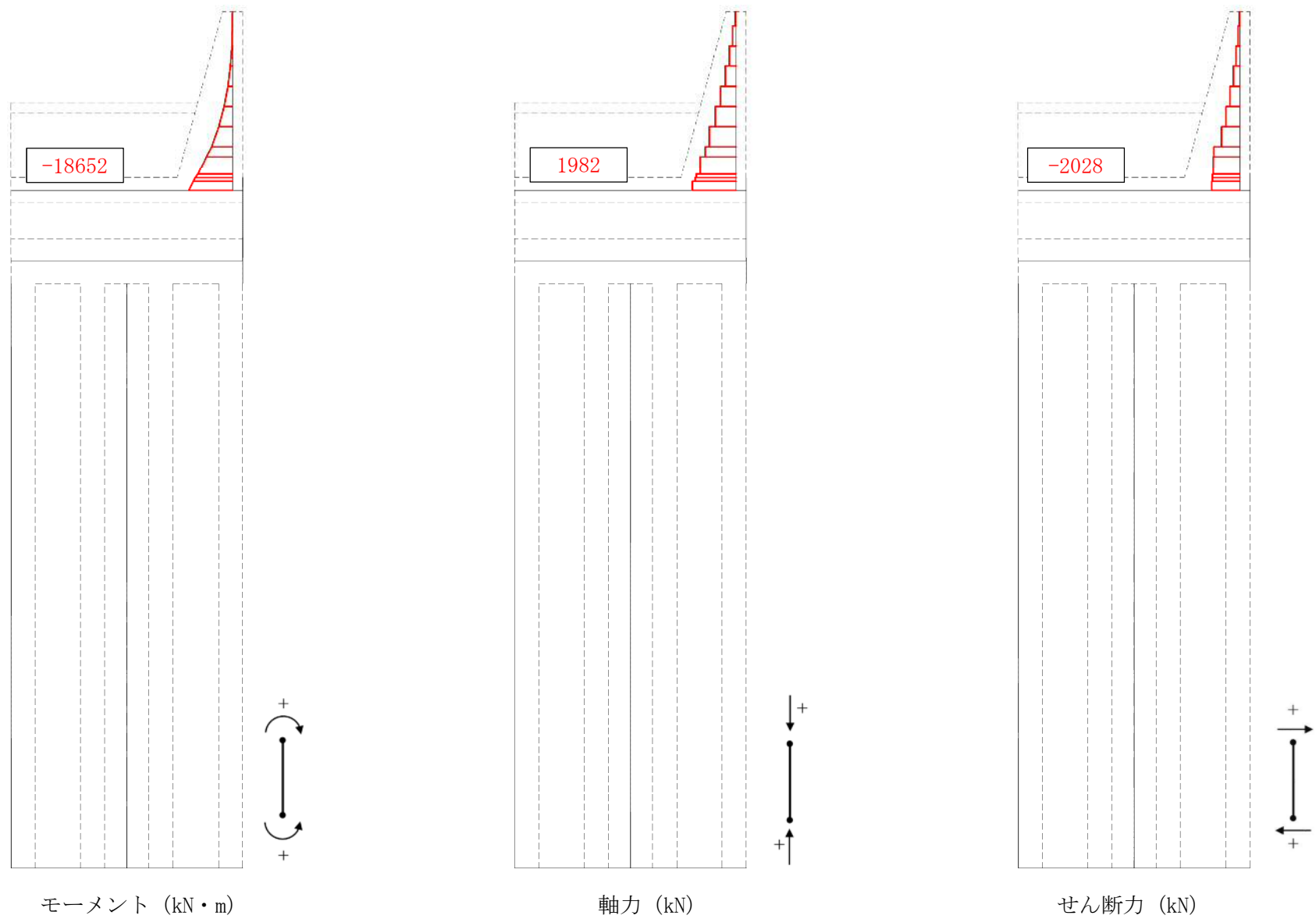


図 5.2-5 (4) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



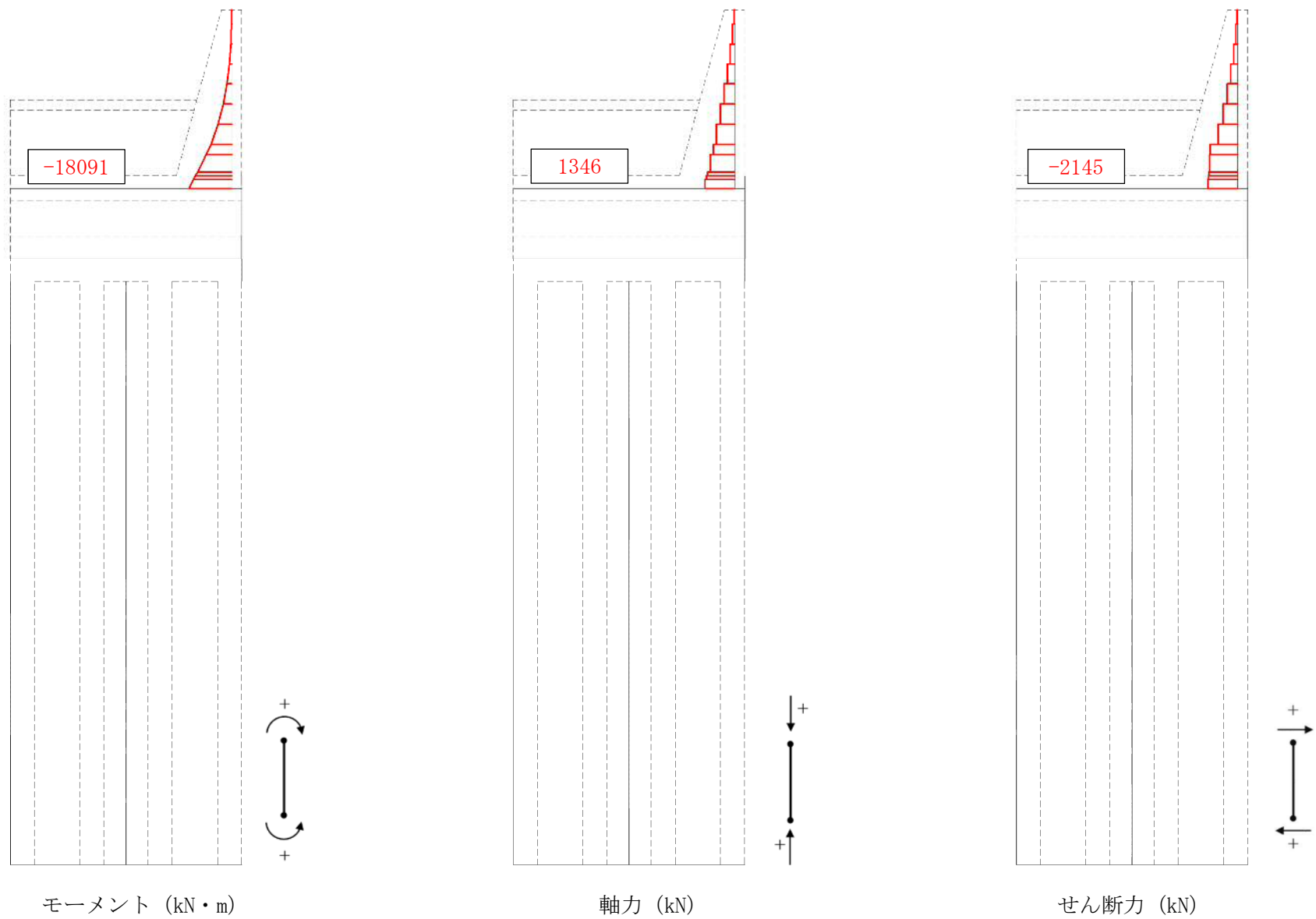


図 5.2-5 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



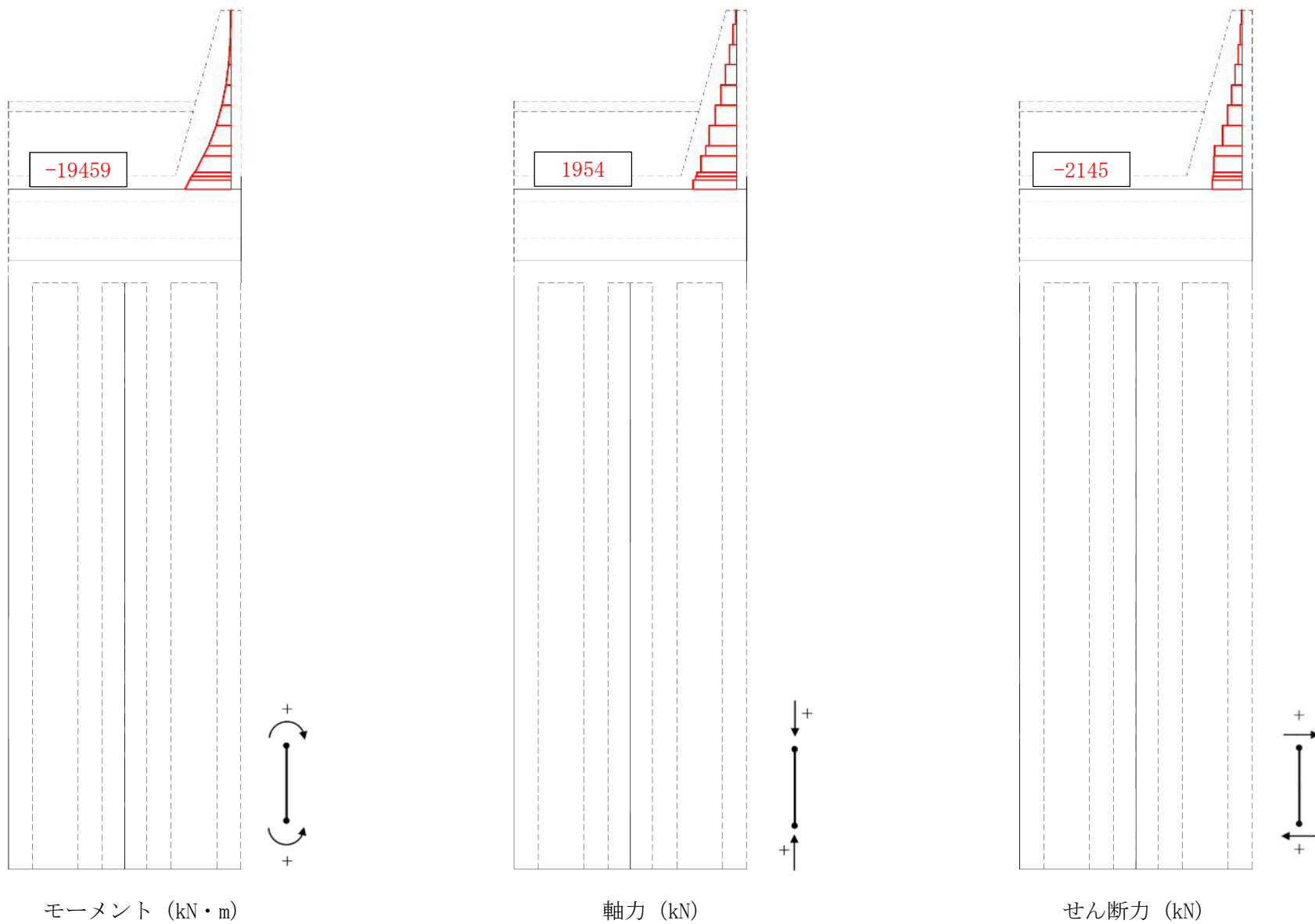


図 5.2-5 (6) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



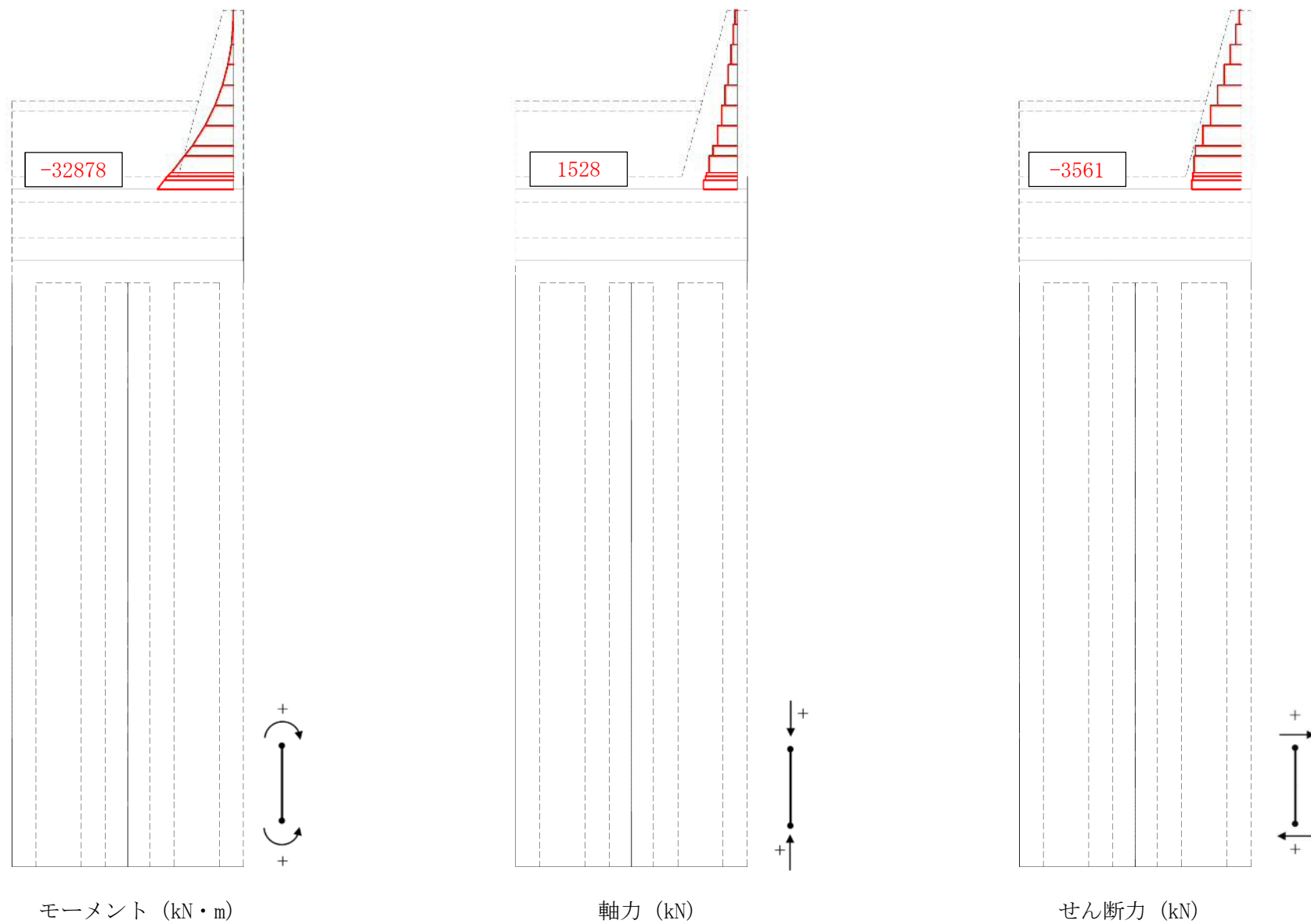


図 5.2-5 (7) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 3, 鉛直上向き)



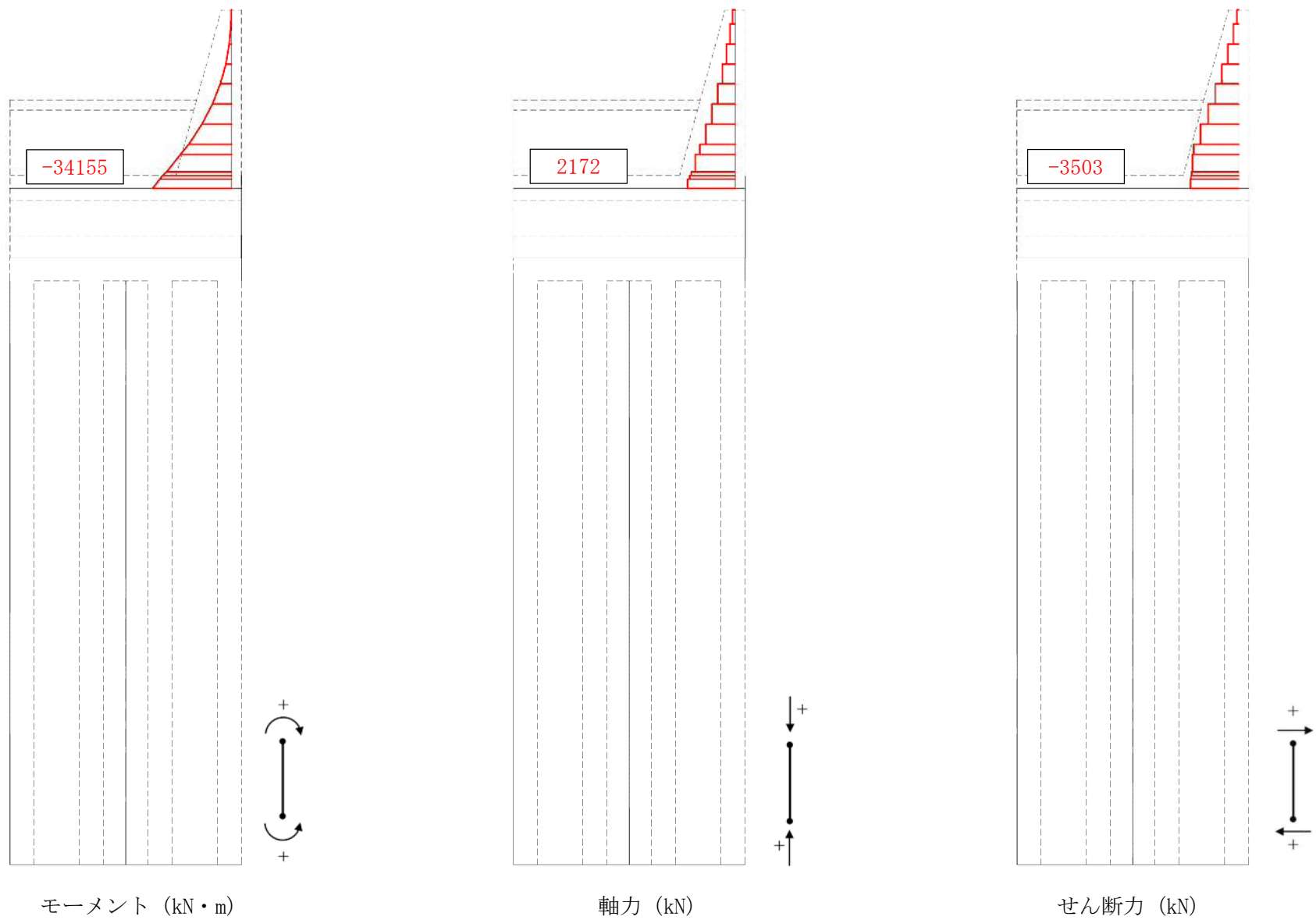


図 5.2-5 (8) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)



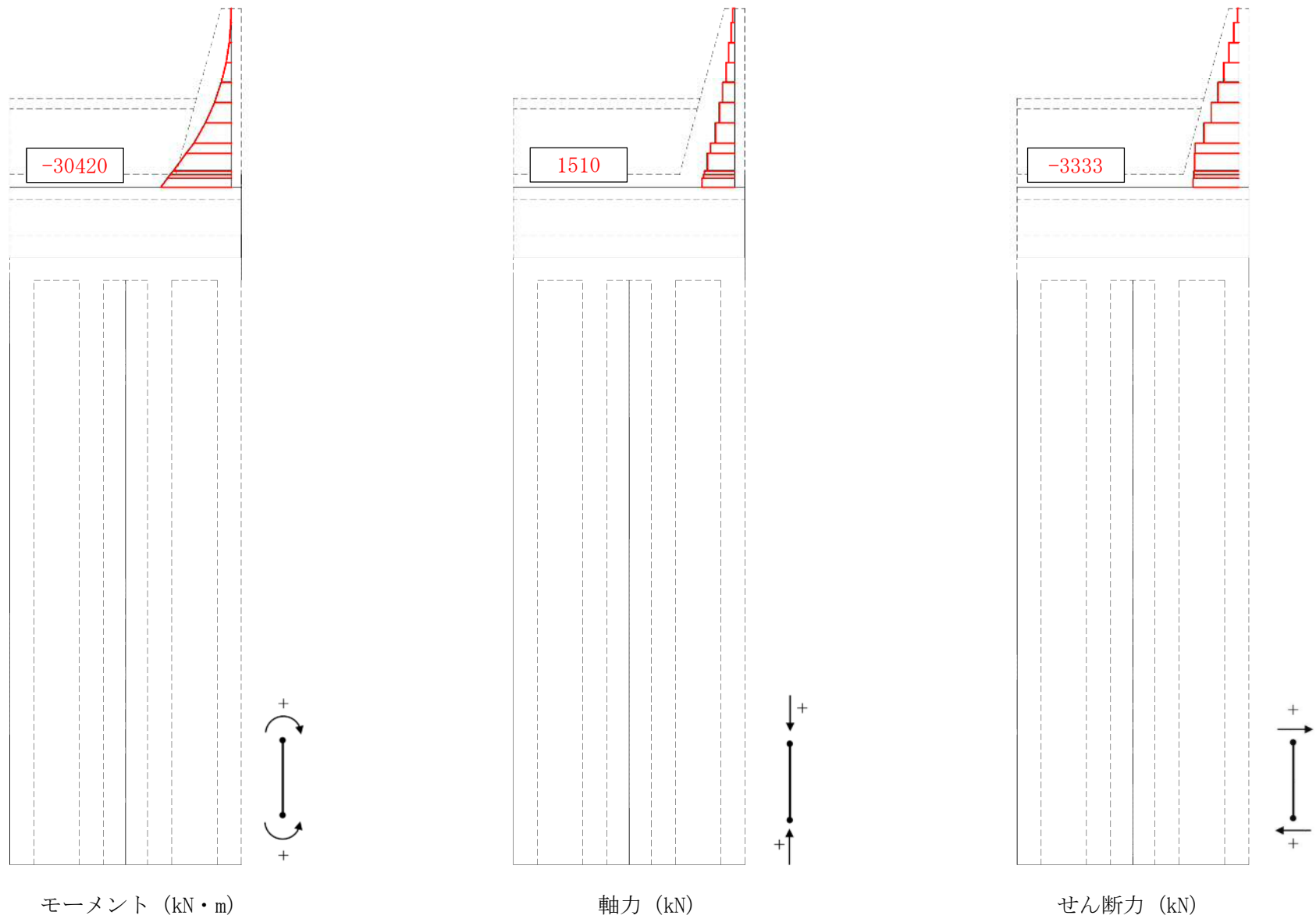


図 5.2-5 (9) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)



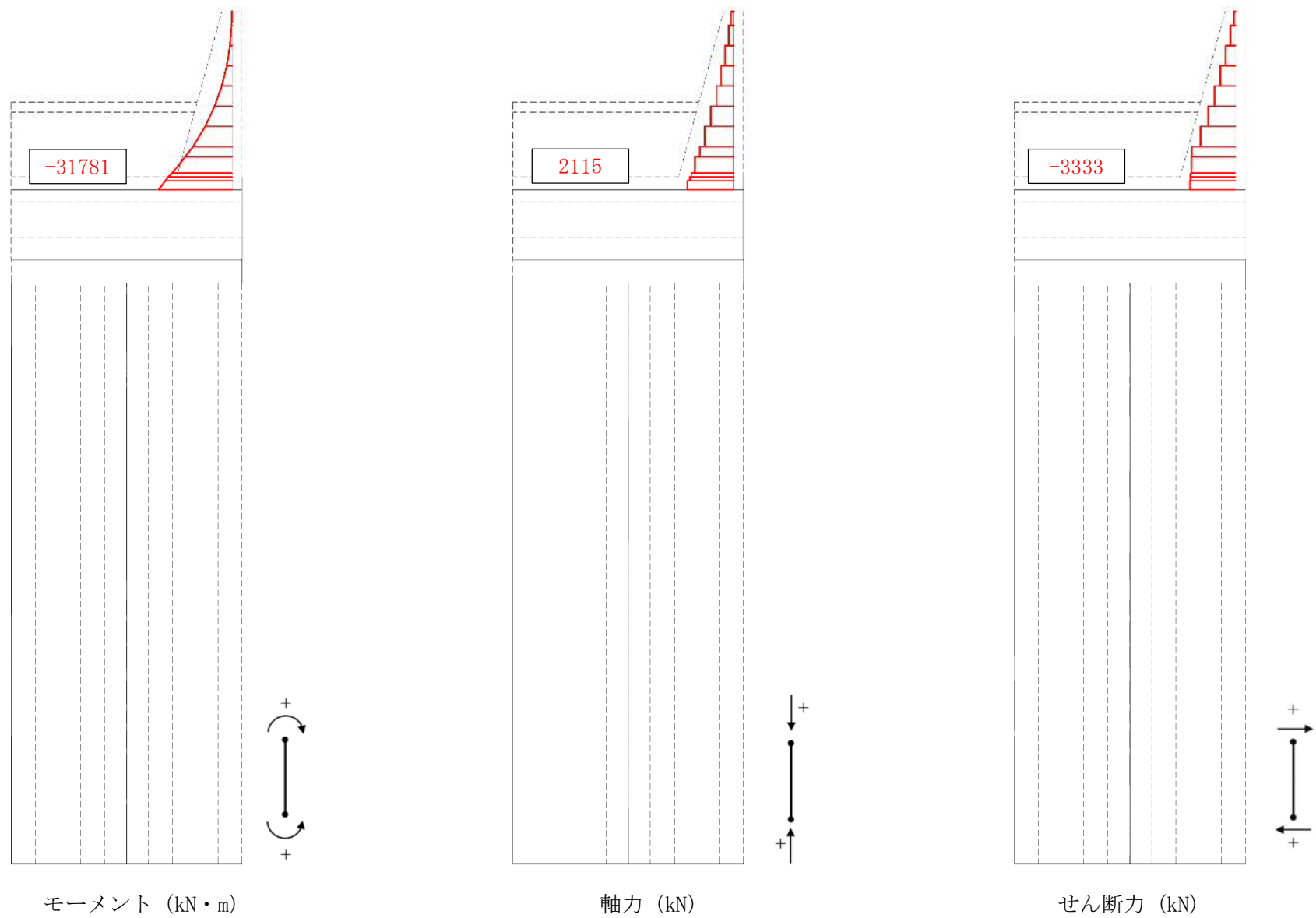


図 5.2-5 (10) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



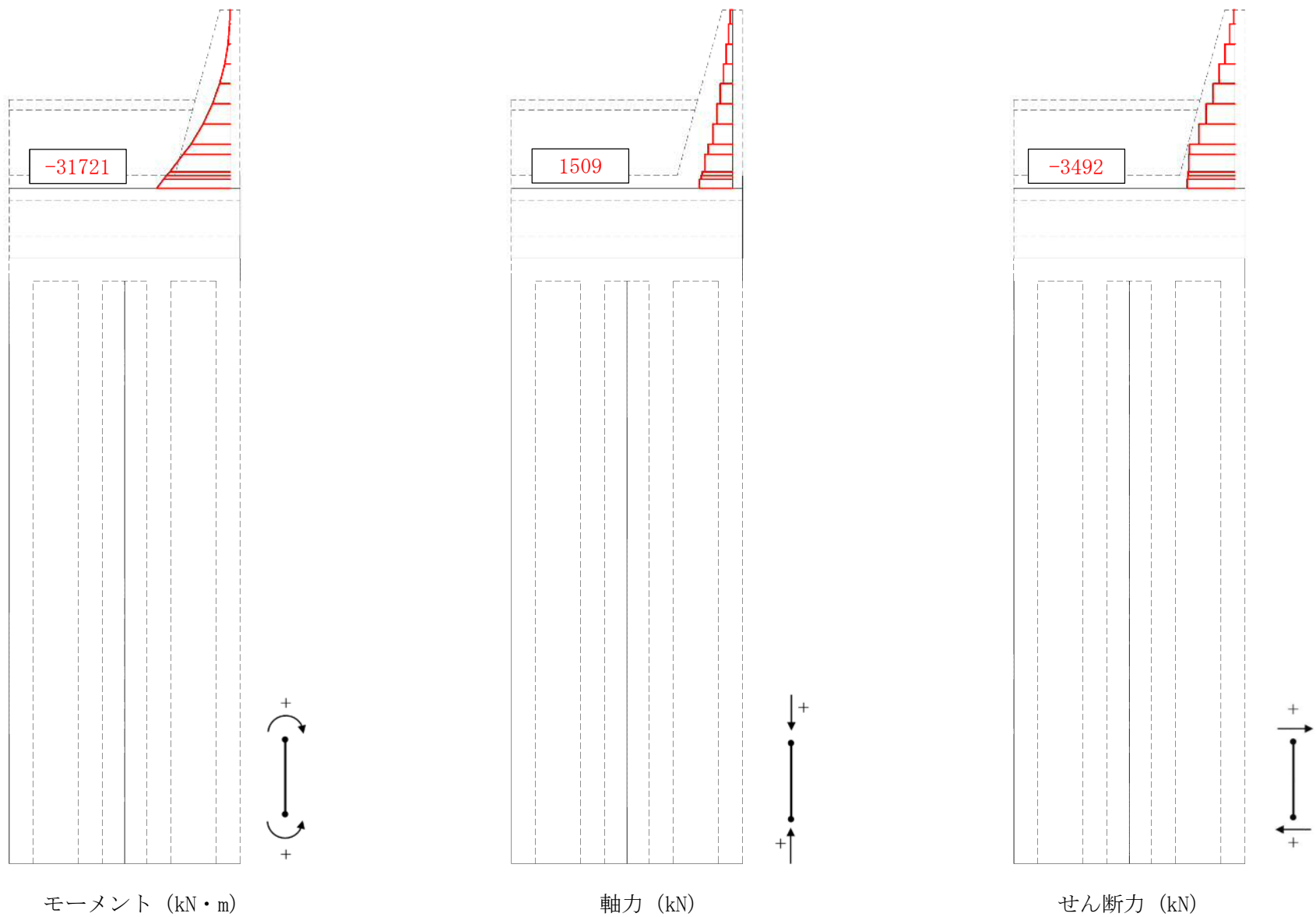


図 5.2-5 (11) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)



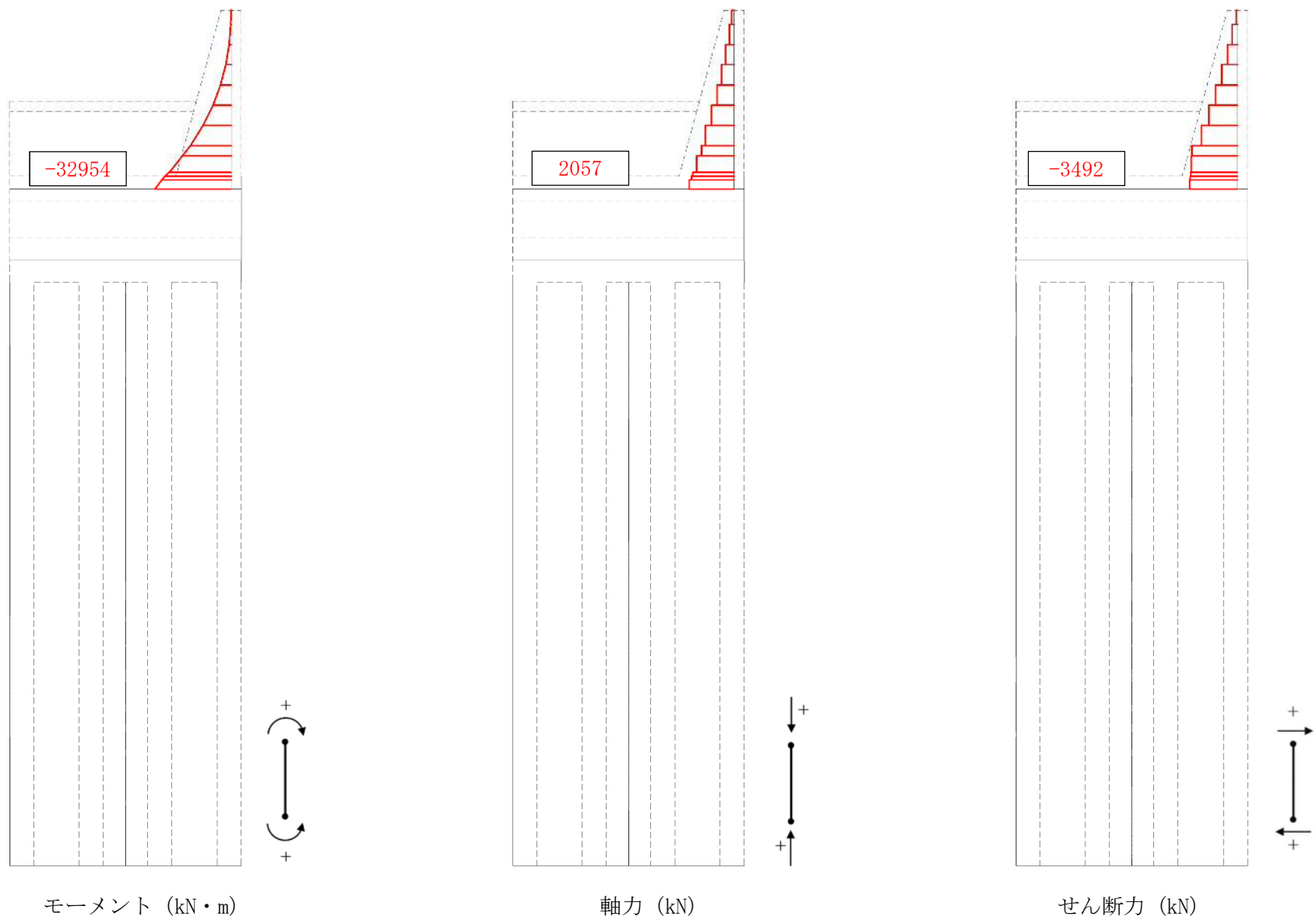


図 5.2-5 (12) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直下向き)



(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 5.2-6 に示す。防潮壁の曲げ軸力に対する照査を行った結果、引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.2-6 に示す。

表 5.2-6 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	19410	1446	137.77	435.0	0.32
	鉛直下向き	1	20765	2048	136.72	435.0	0.32
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	17408	1429	120.73	435.0	0.28
	鉛直下向き	1	18652	1982	119.84	435.0	0.28
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	18091	1346	128.45	435.0	0.30
	鉛直下向き	1	19459	1954	127.40	435.0	0.30

表 5.2-6 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	32878	1528	253.42	478.5	0.53
	鉛直下向き	1	34155	2172	250.47	478.5	0.53
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	30420	1510	232.37	478.5	0.49
	鉛直下向き	1	31781	2115	231.04	478.5	0.49
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	31721	1509	243.75	478.5	0.51
	鉛直下向き	1	32954	2057	242.51	478.5	0.51





图 5.2—6 概略配筋图（防潮壁）



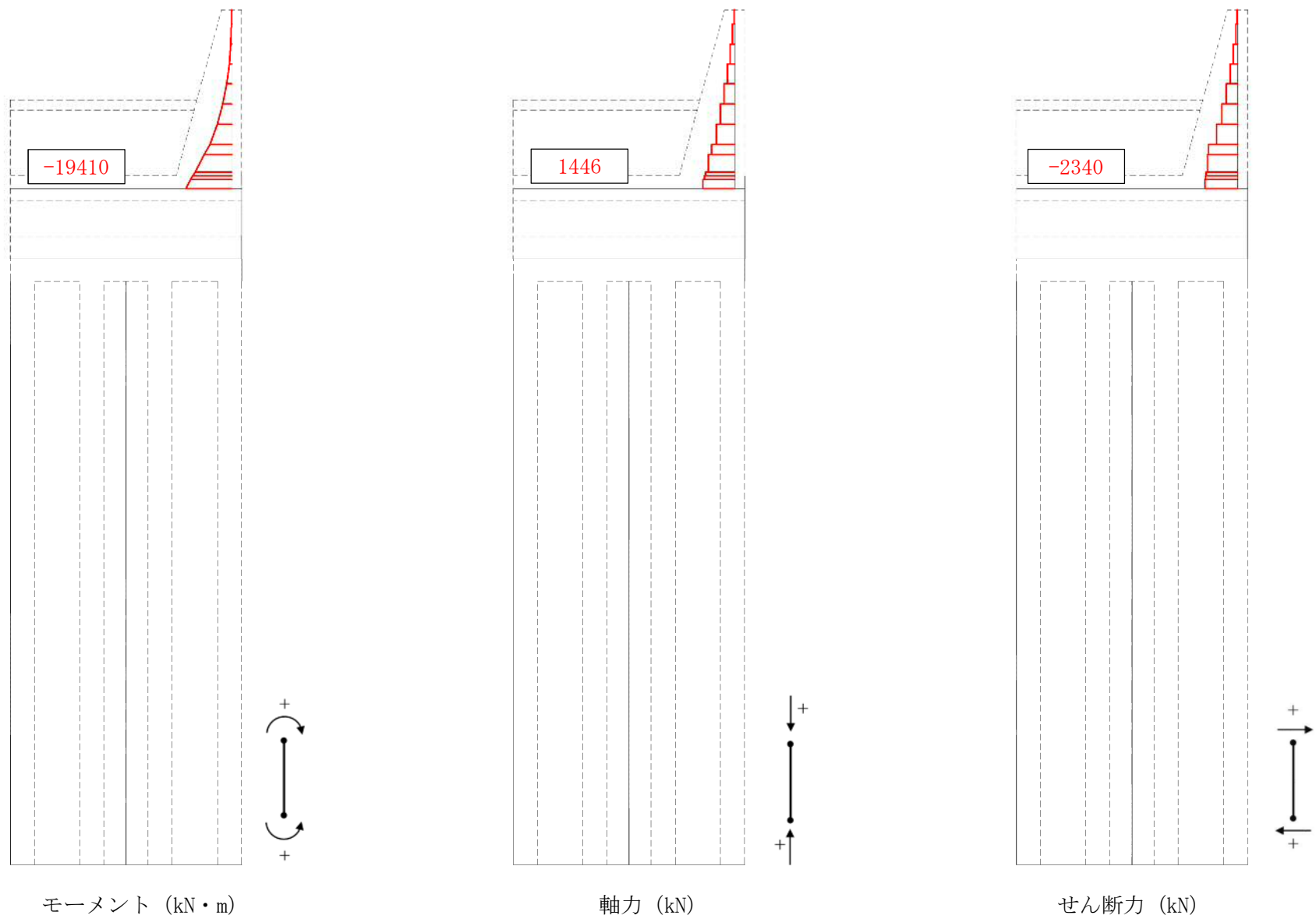


図 5.2-7 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



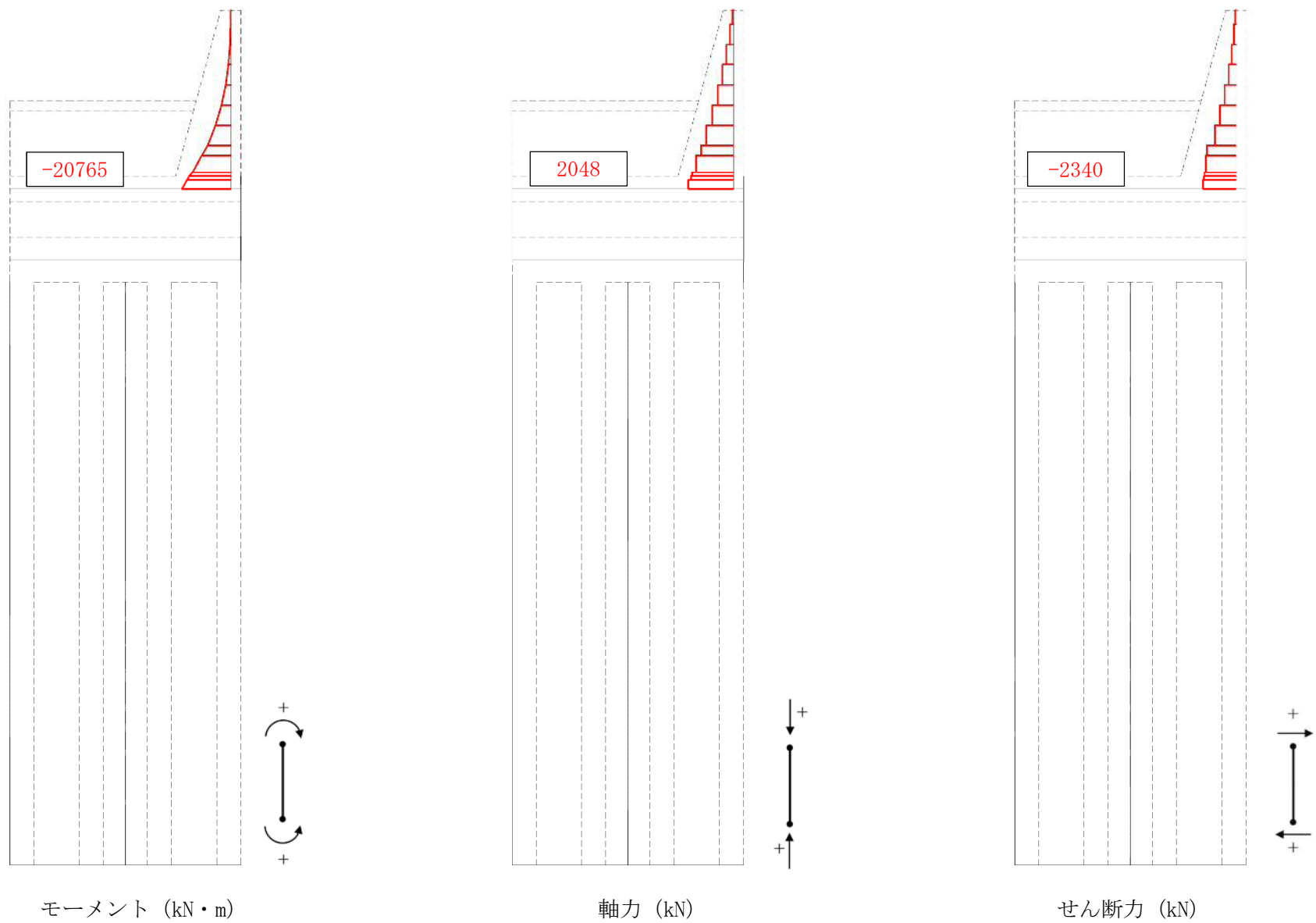


図 5.2-7 (2) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



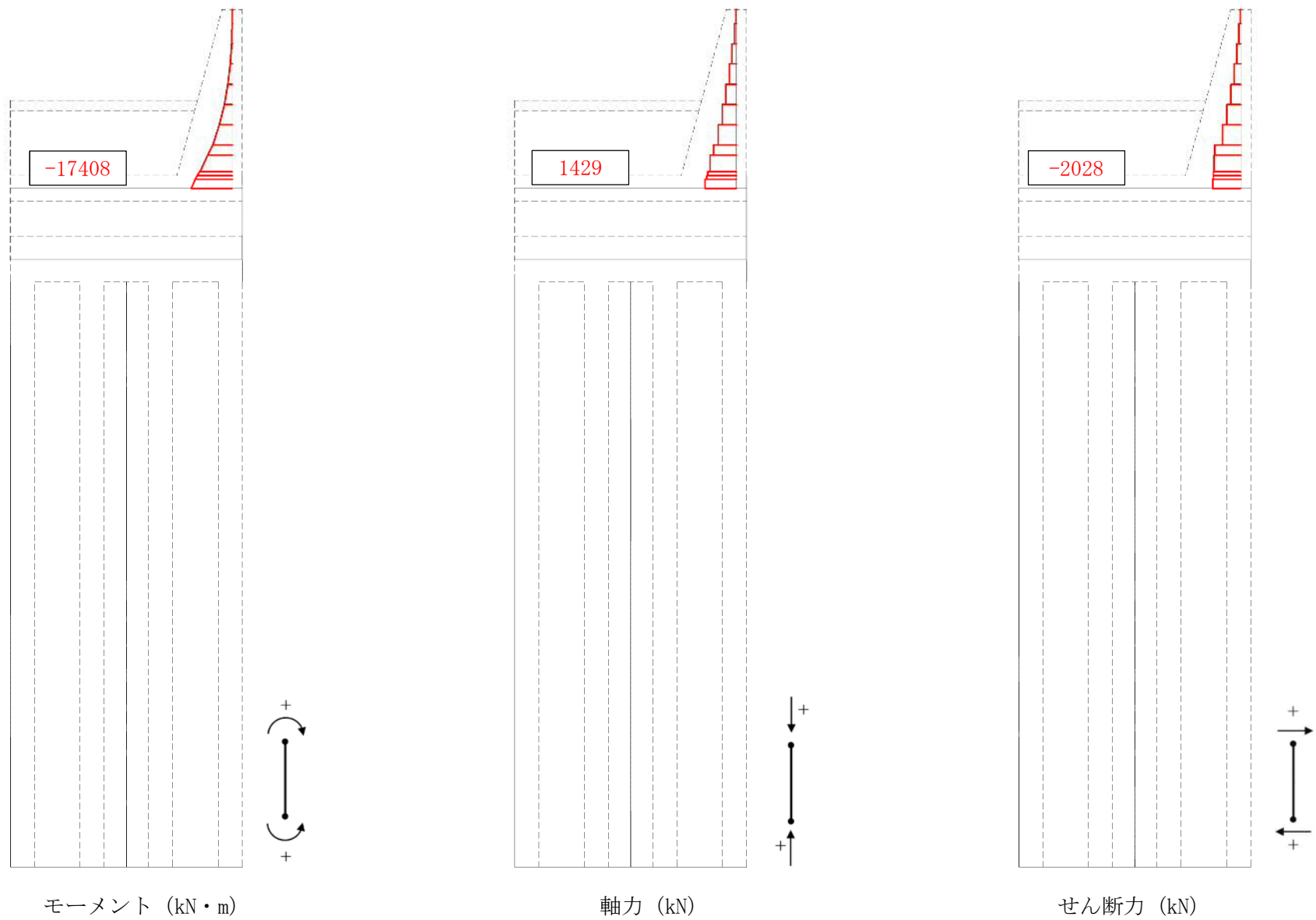


図 5.2-7 (3) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)



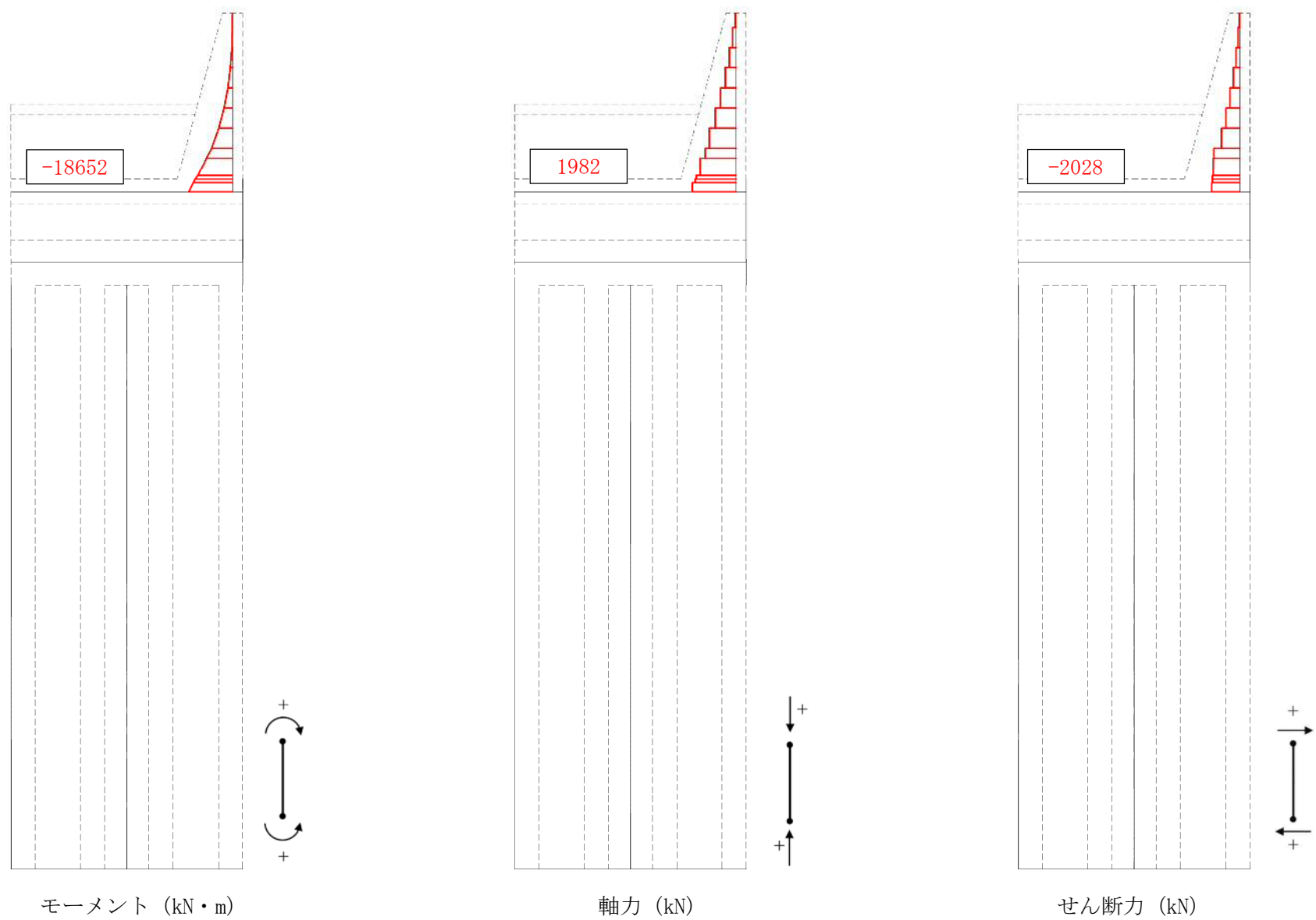


図 5.2-7 (4) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



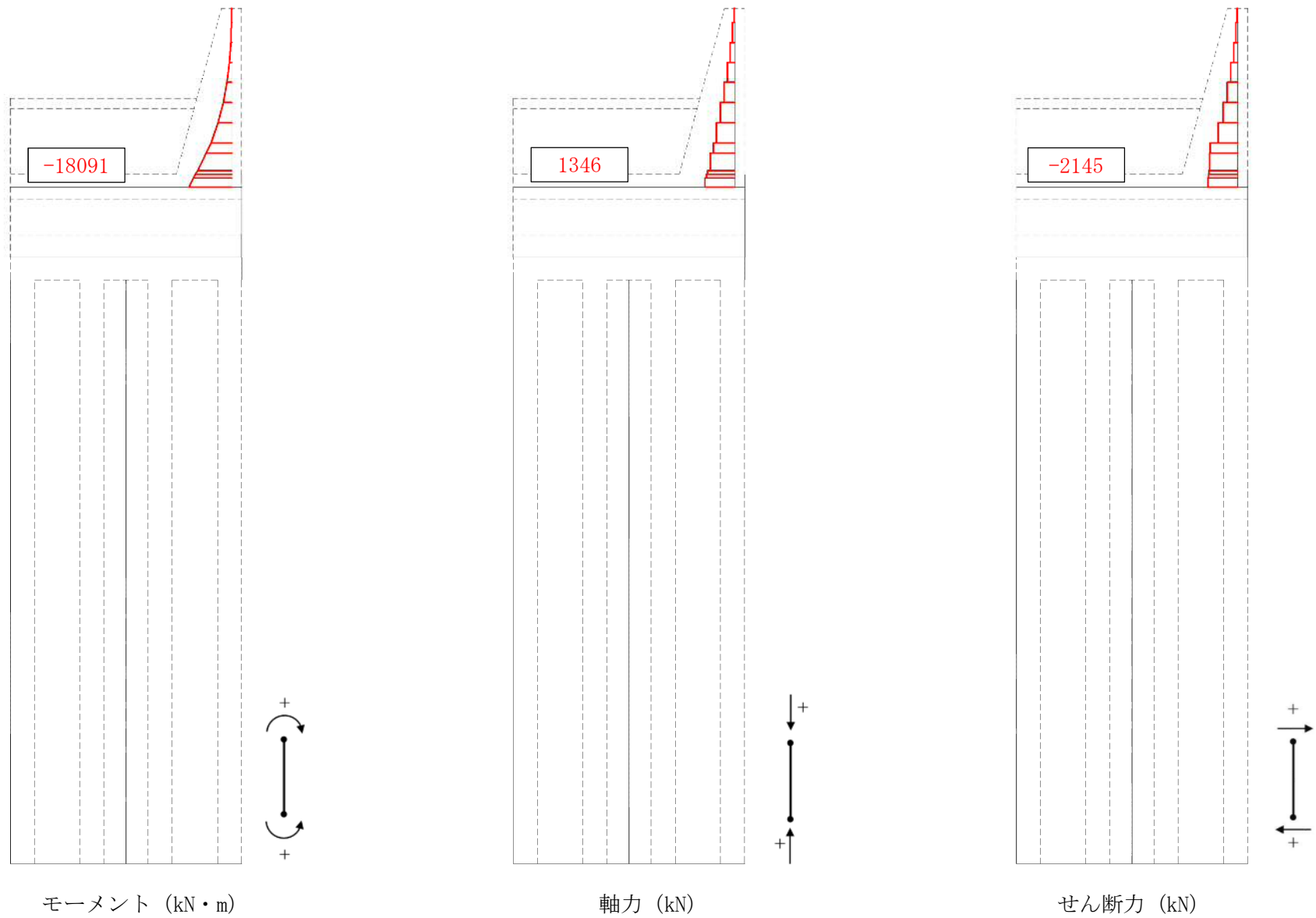


図 5.2-7 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



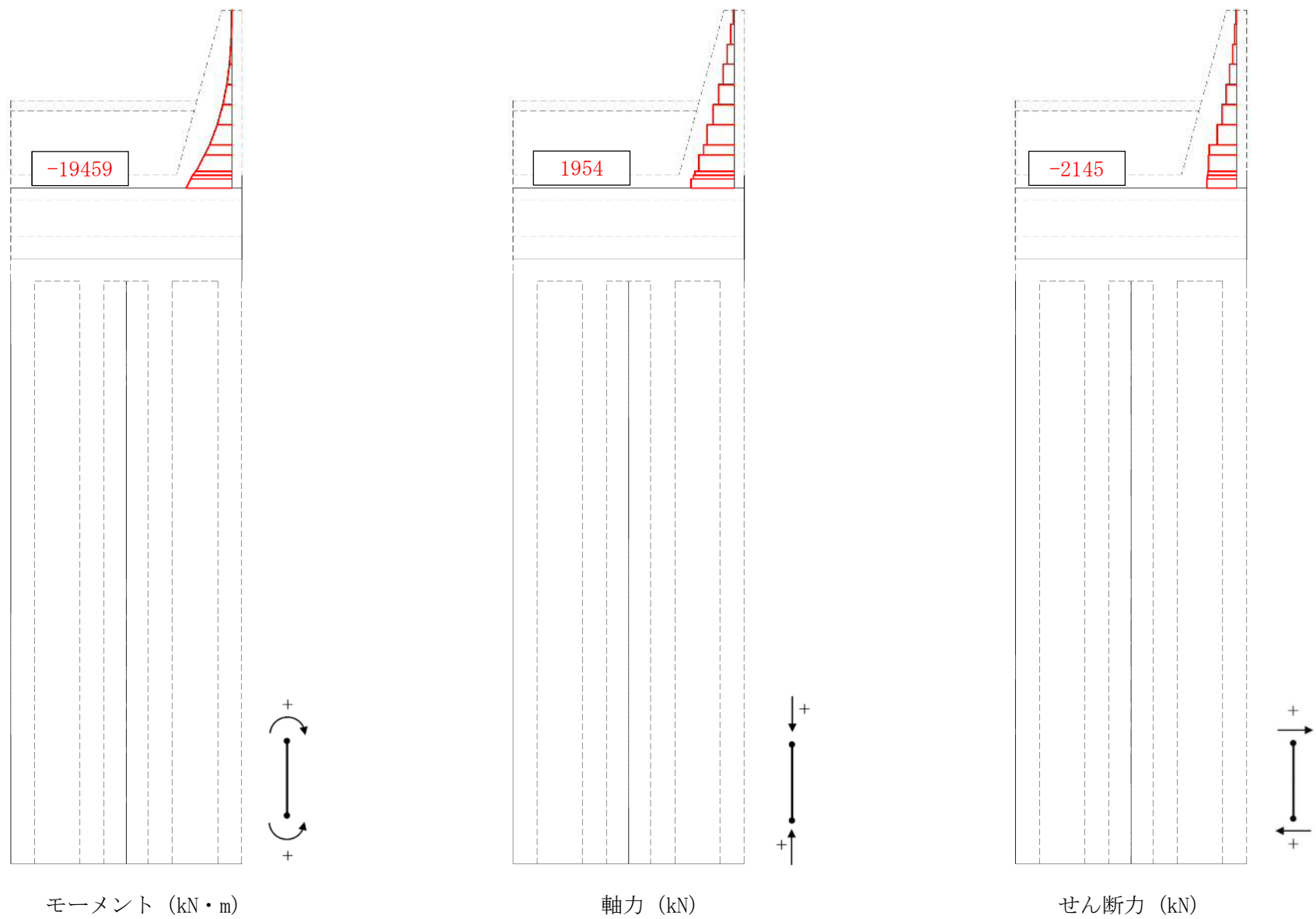


図 5.2-7 (6) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



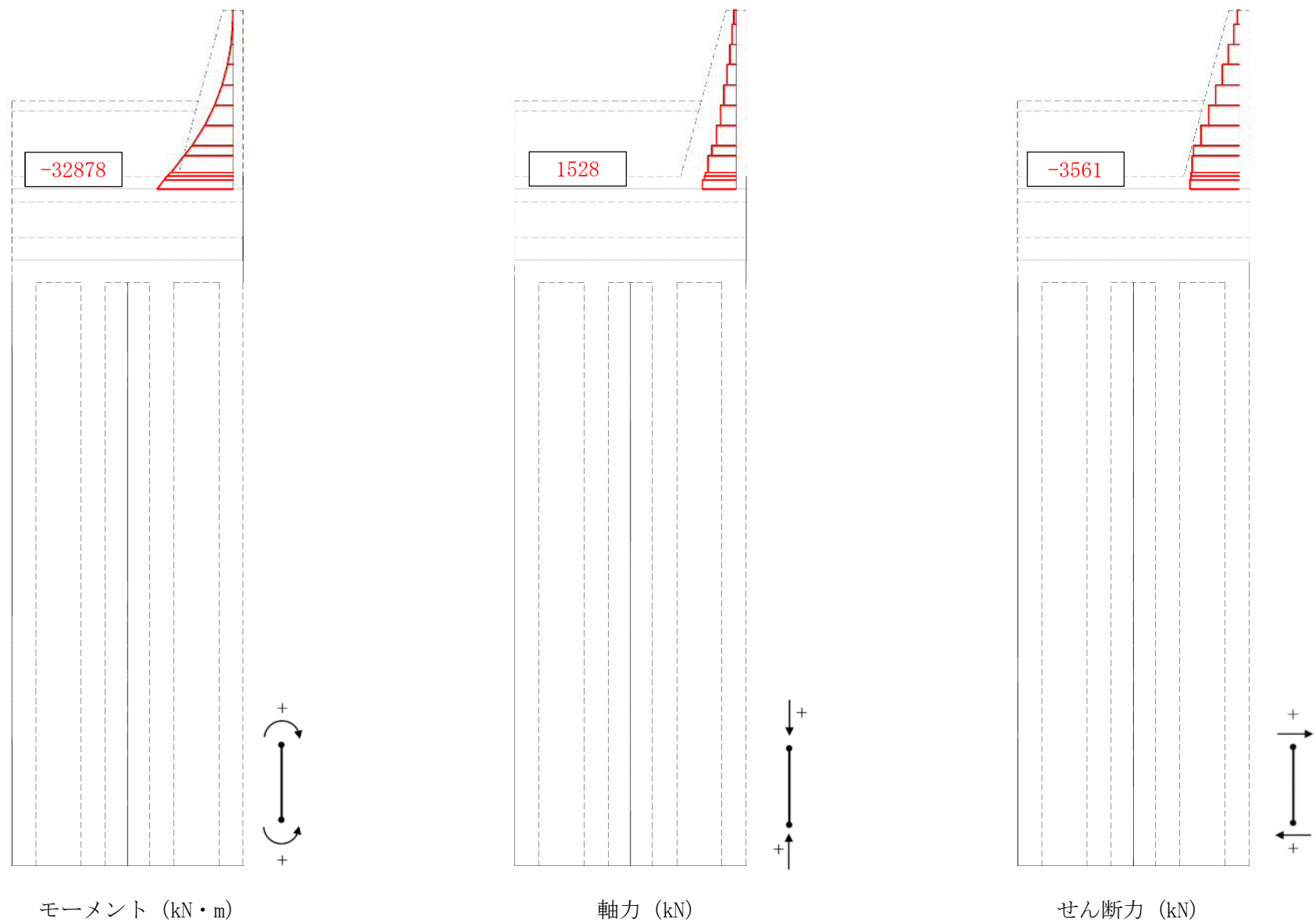


図 5.2-7 (7) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



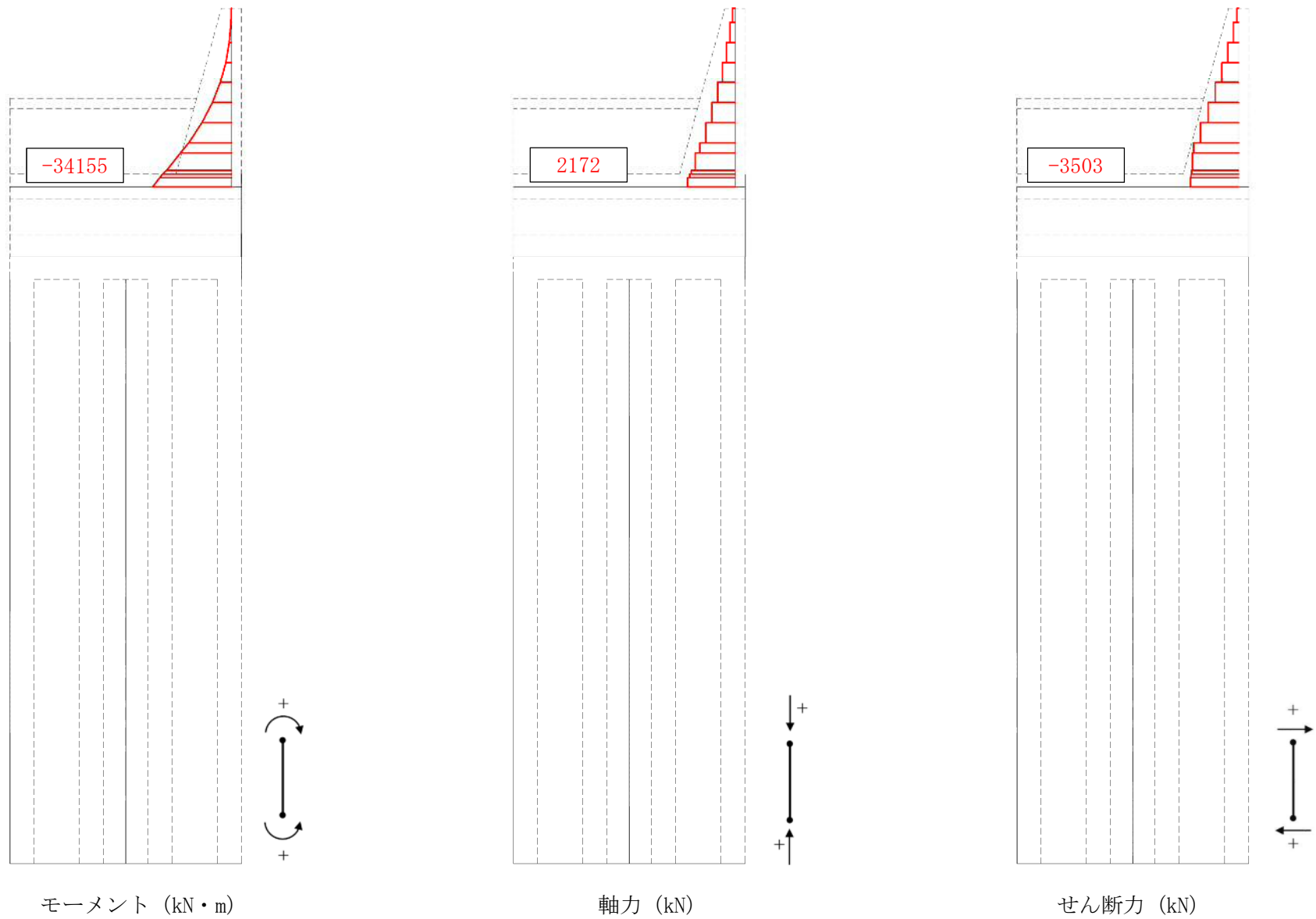


図 5.2-7 (8) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)



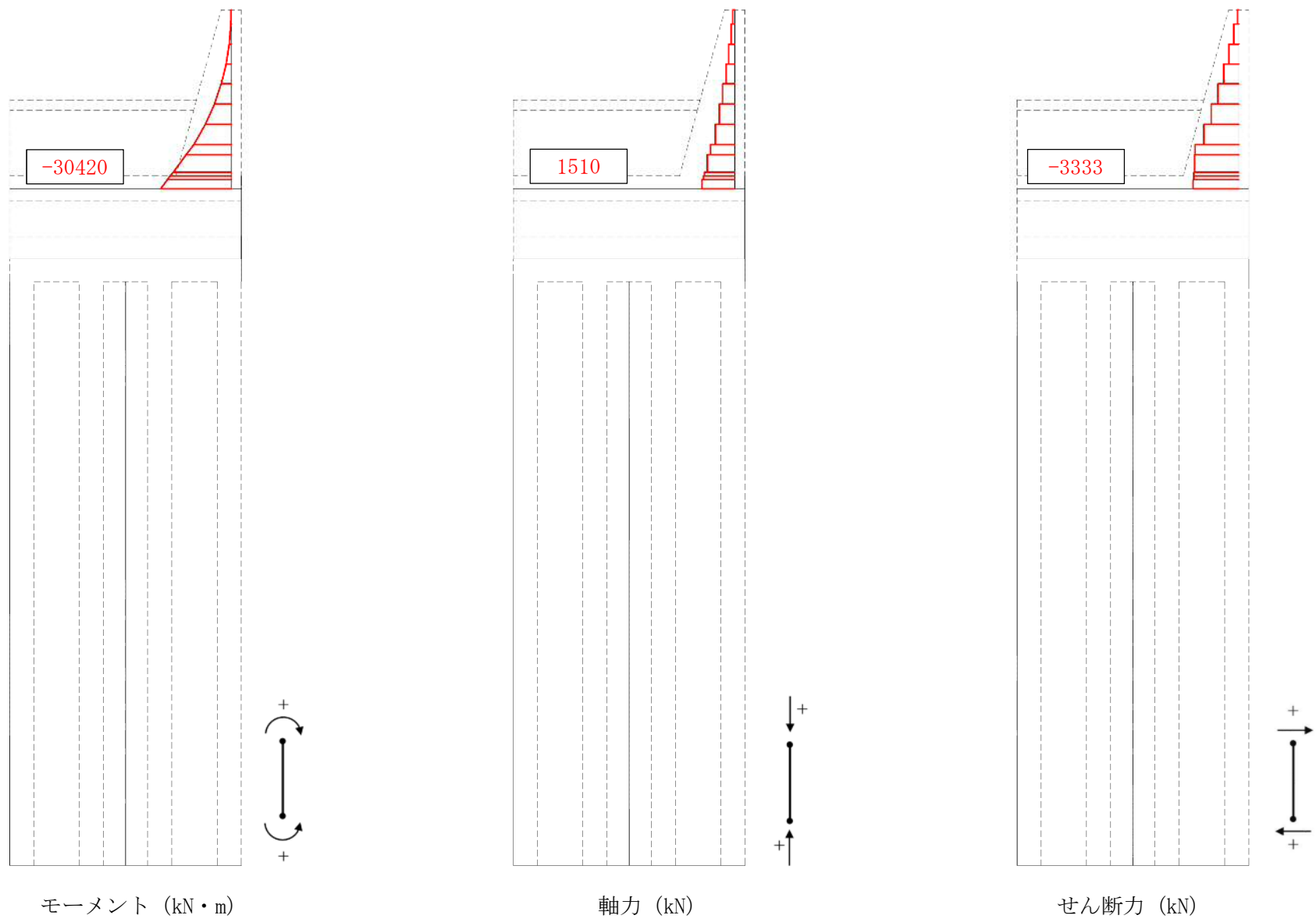


図 5.2-7 (9) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)



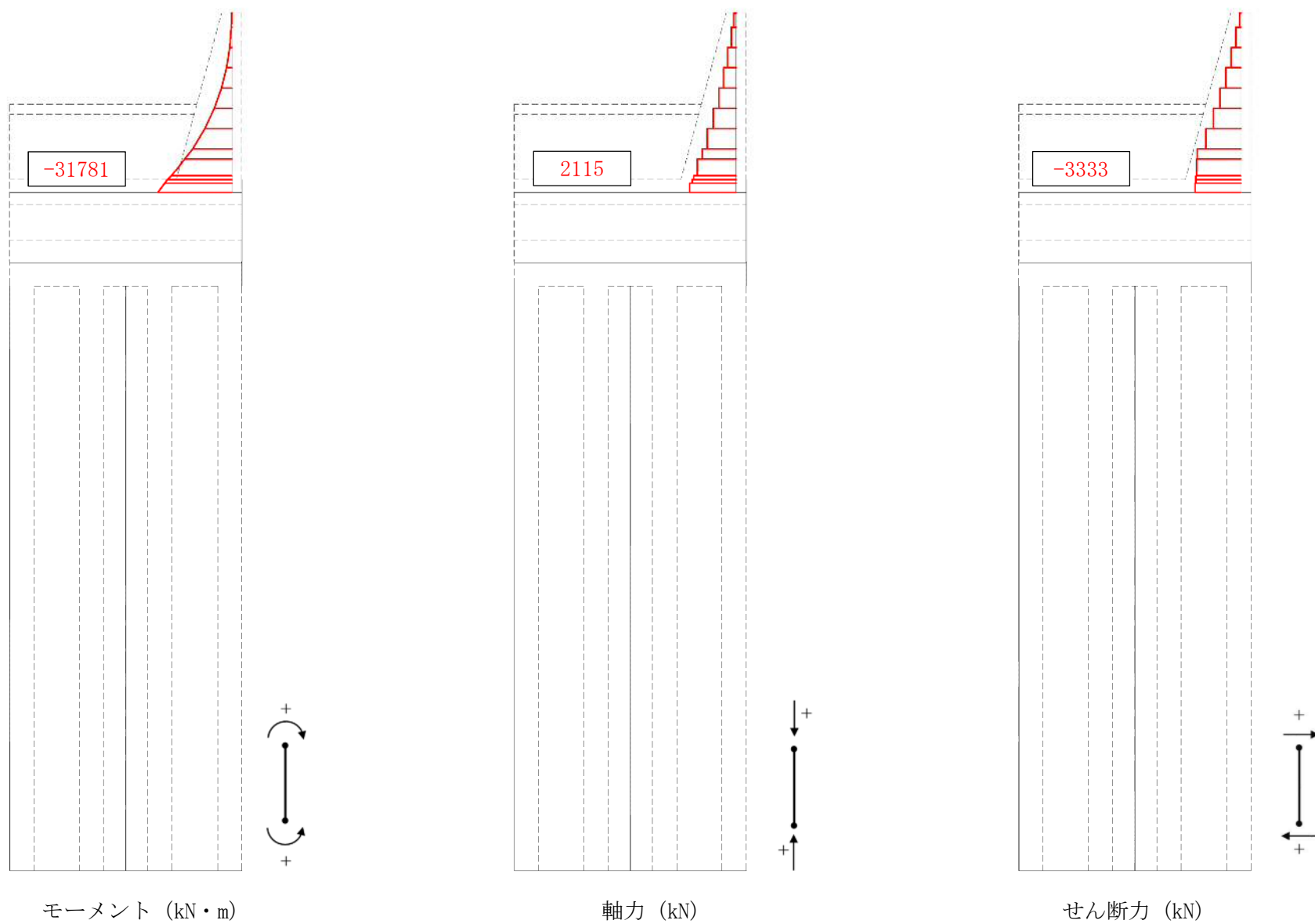


図 5. 2—7 (10) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



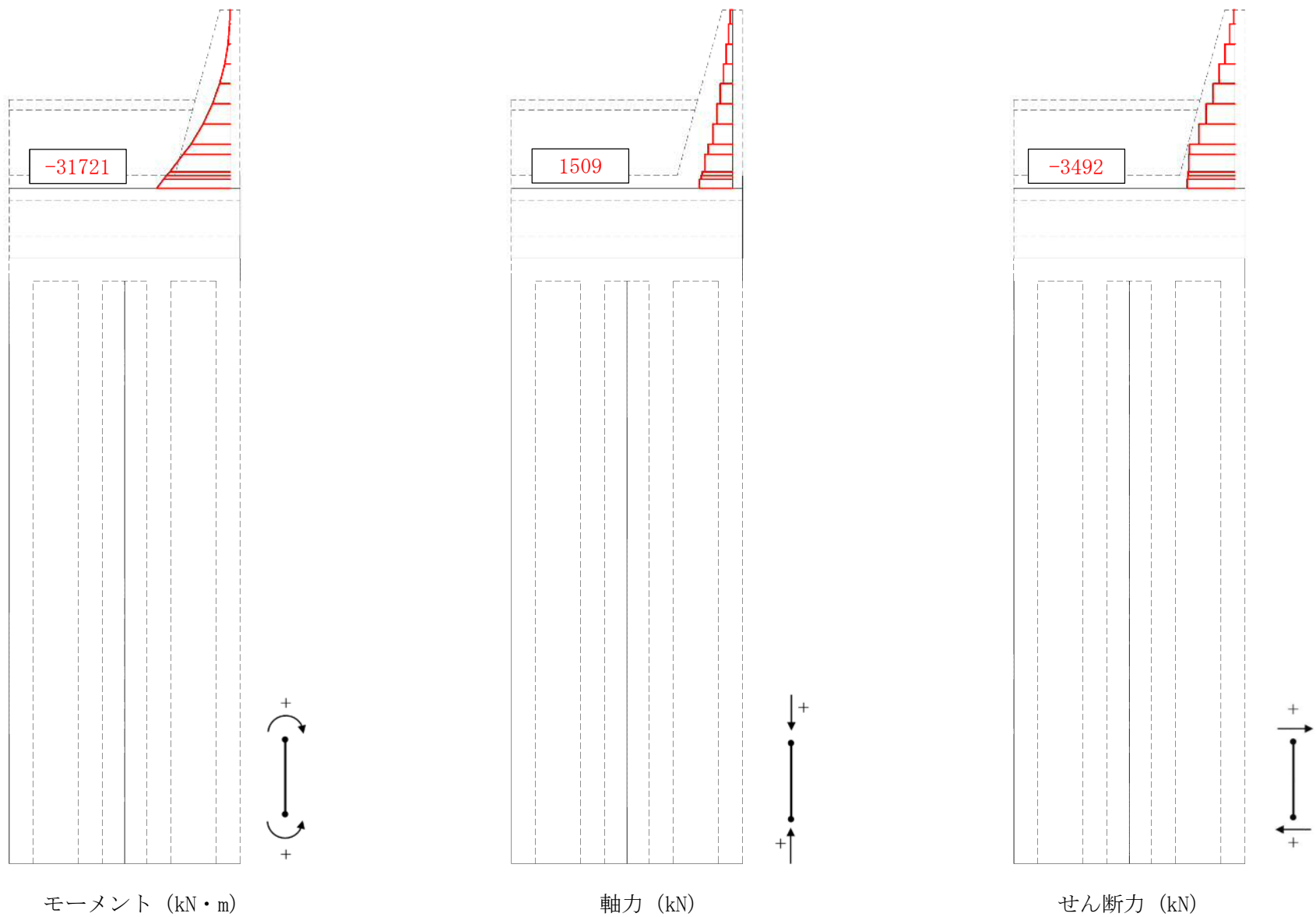


図 5.2-7 (11) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)



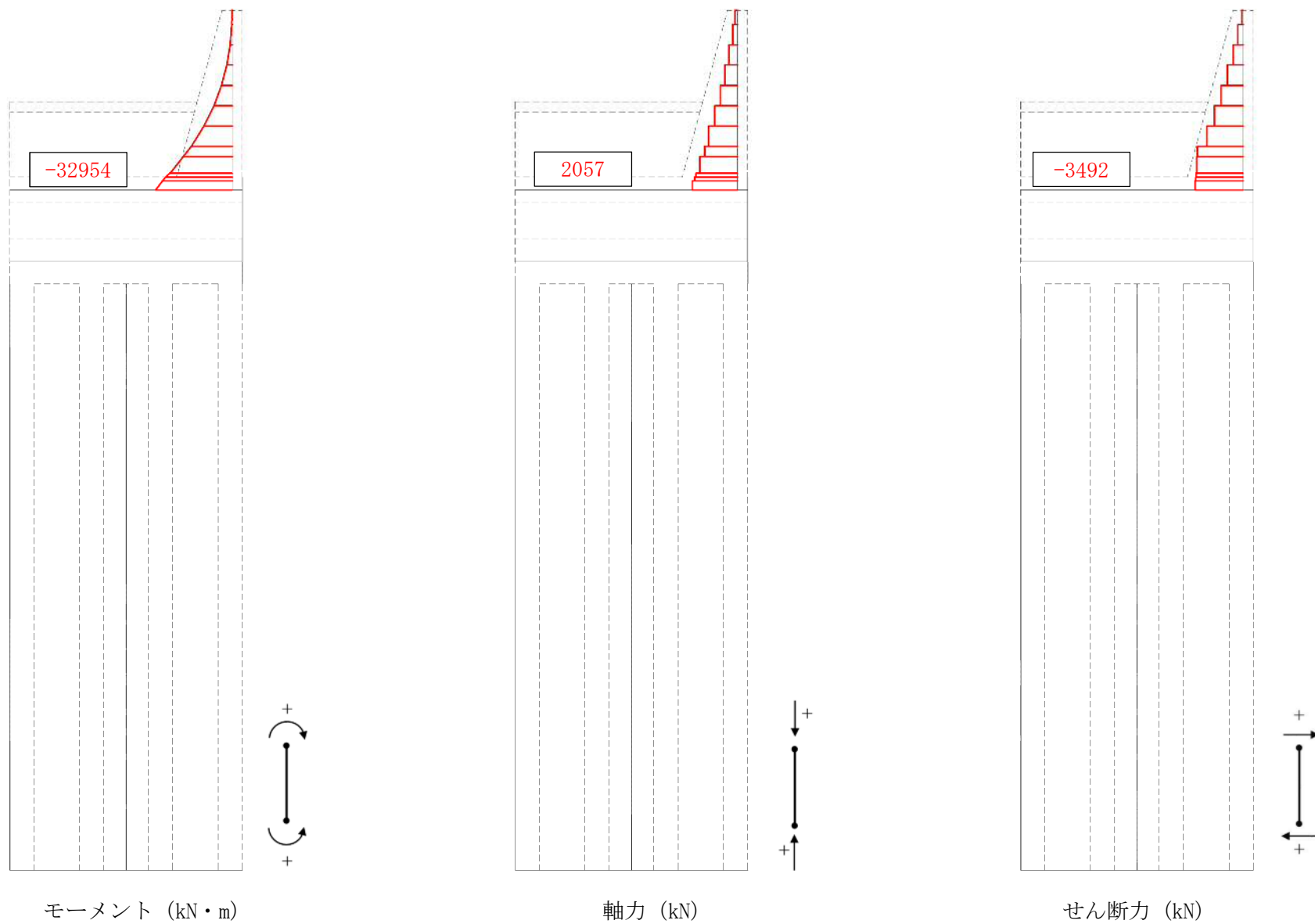


図 5.2-7 (12) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直下向き)



## (3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を表 5.2-7 に示す。防潮壁のせん断力に対する照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-8 に示す。

表 5.2-7 (1) せん断力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	2340	0.410	0.825	0.50	8587	0.28
	鉛直下向き	1	2340	0.410	0.825	0.50	8587	0.28
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	2028	0.350	0.825	0.43	8587	0.24
	鉛直下向き	1	2028	0.350	0.825	0.43	8587	0.24
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	2145	0.370	0.825	0.45	8587	0.25
	鉛直下向き	1	2145	0.370	0.825	0.45	8587	0.25

表 5.2-7 (2) せん断力に対する照査結果 (重畳時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	3561	0.620	1.100	0.57	9965	0.36
	鉛直下向き	1	3503	0.610	1.100	0.56	9965	0.36
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	3333	0.580	1.100	0.53	9965	0.34
	鉛直下向き	1	3333	0.580	1.100	0.53	9965	0.34
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	3492	0.610	1.100	0.56	9965	0.36
	鉛直下向き	1	3492	0.610	1.100	0.56	9965	0.36



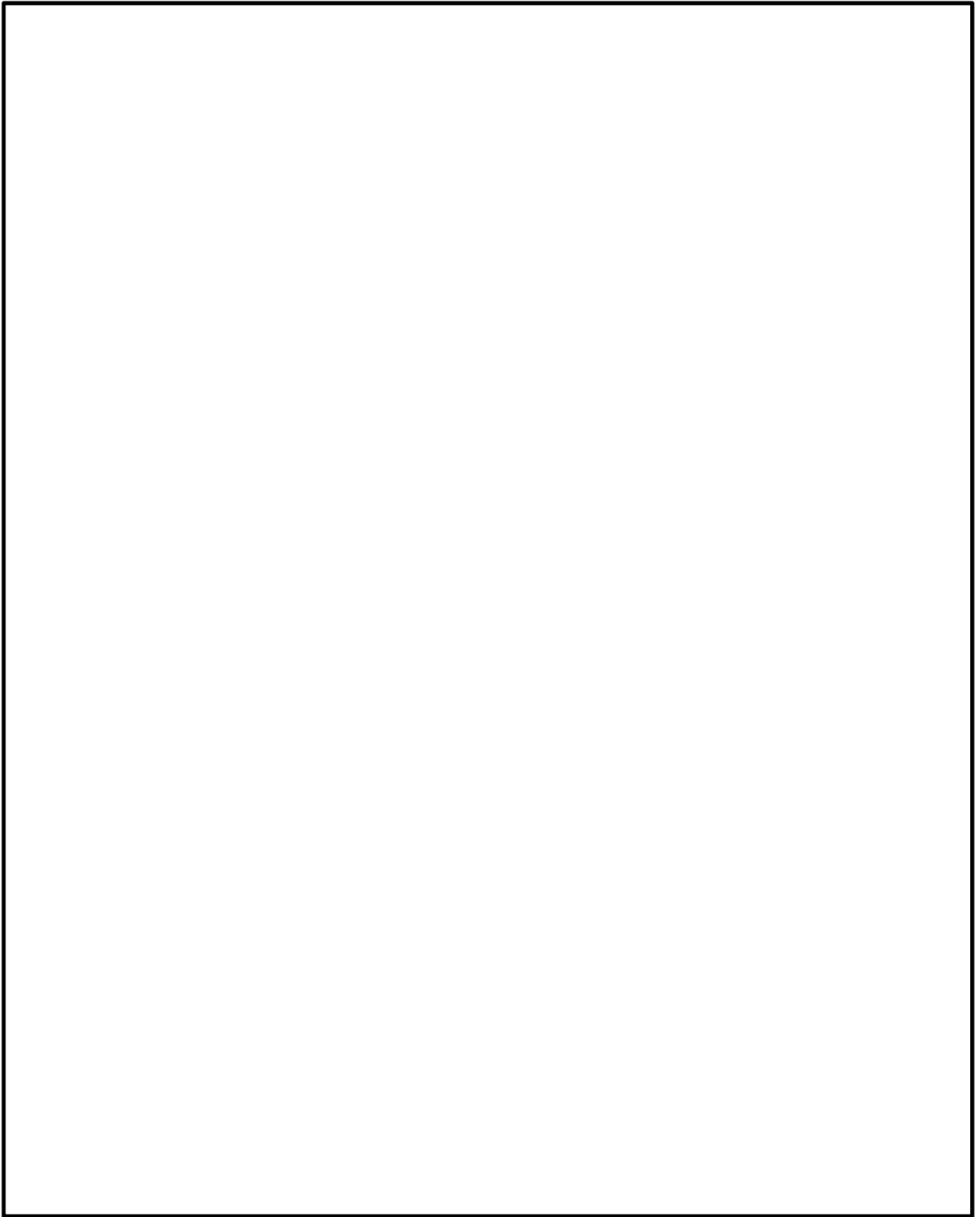


图 5.1—8 概略配筋图（防潮壁）



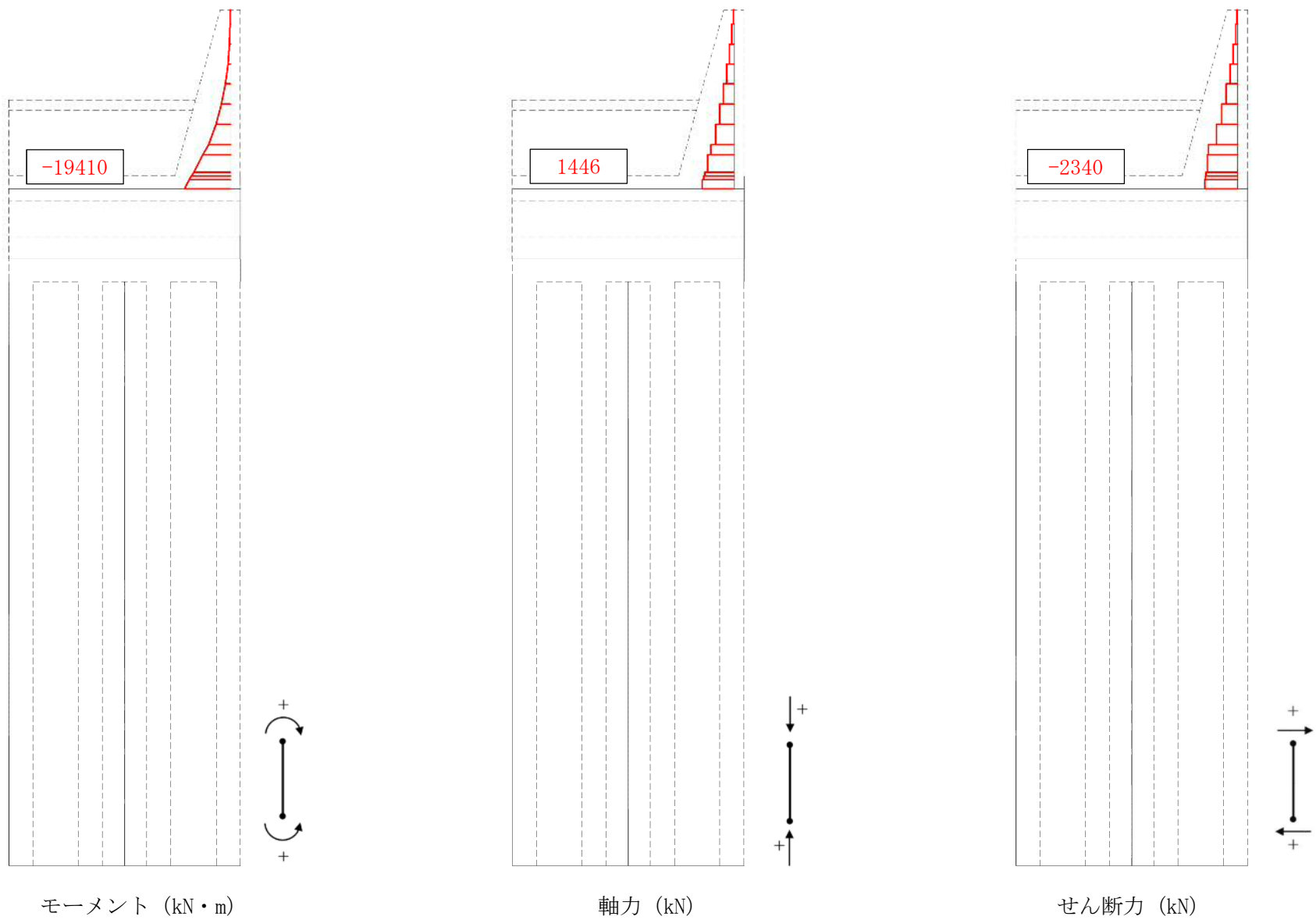


図 5.2-9 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



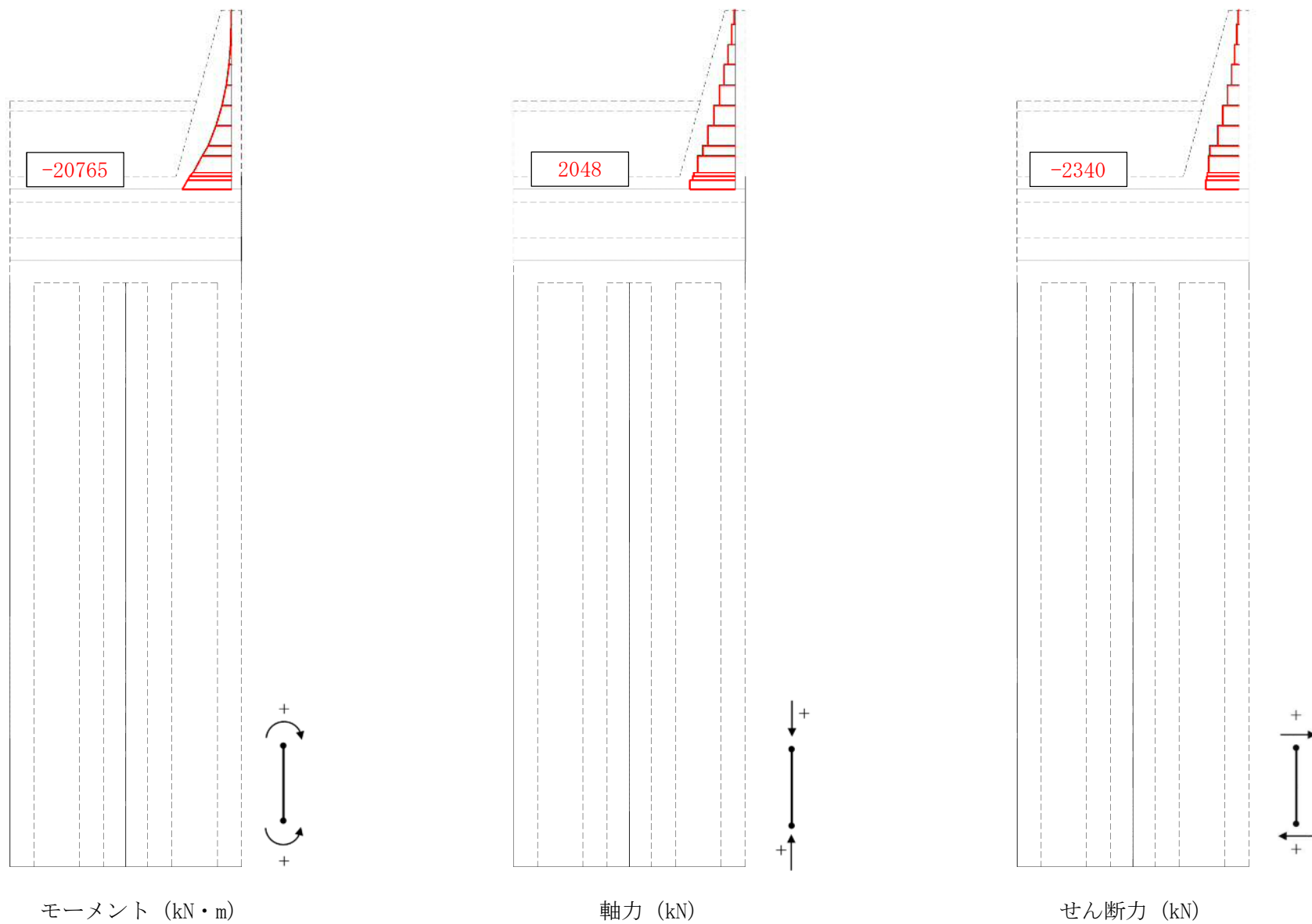


図 5.2—9 (2) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



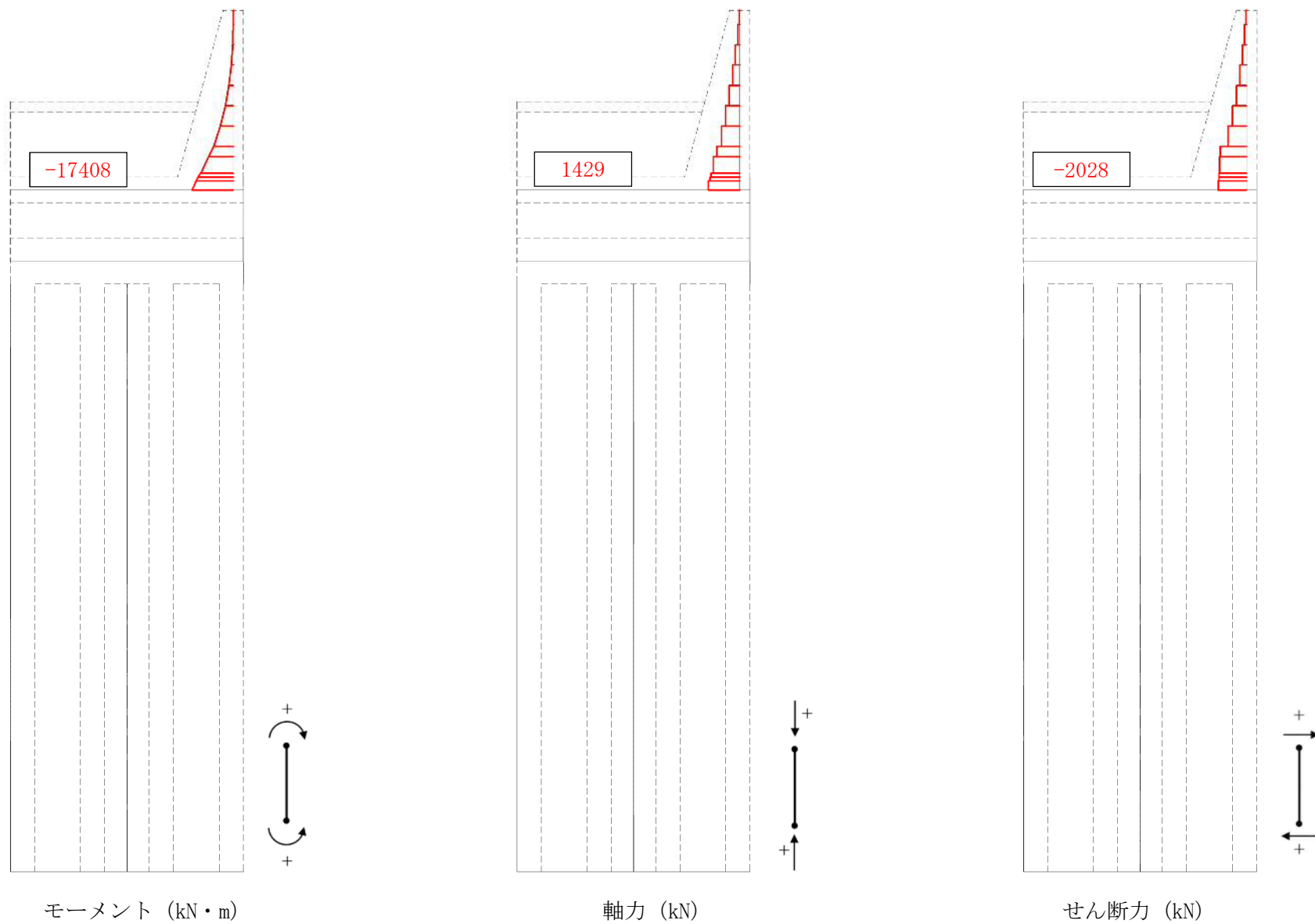


図 5.2-9 (3) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)



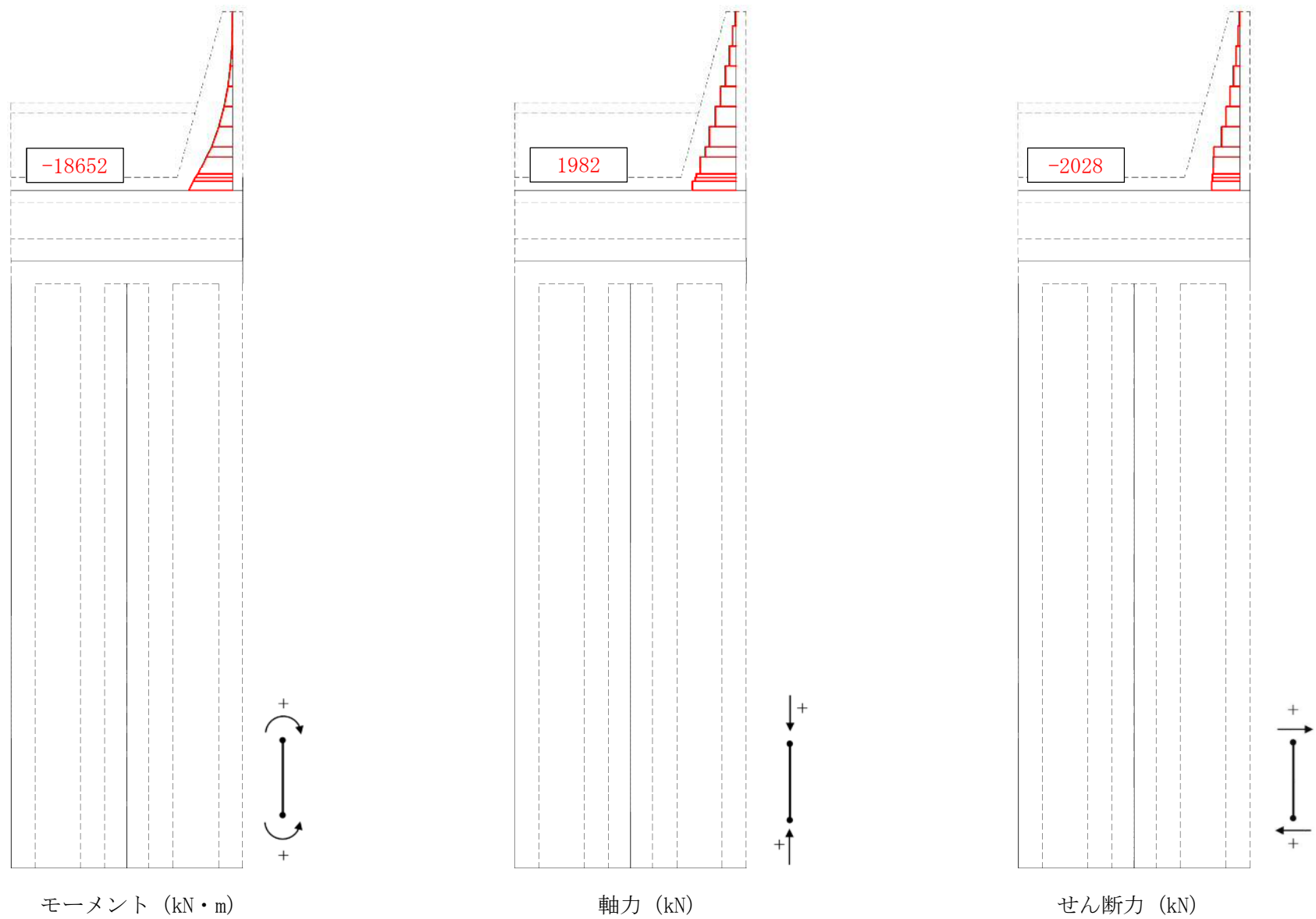


図 5.2-9 (4) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



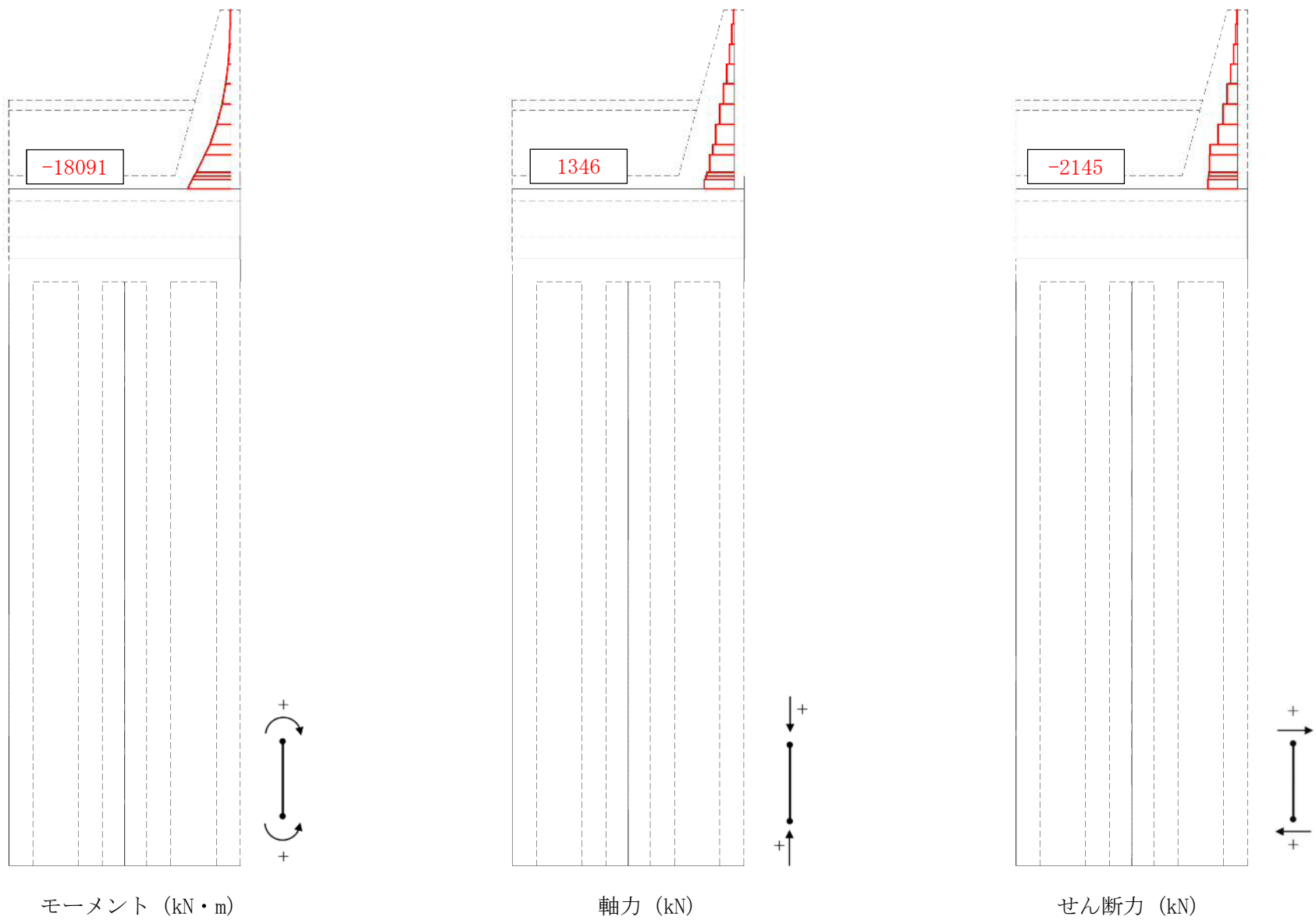


図 5.2-9 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



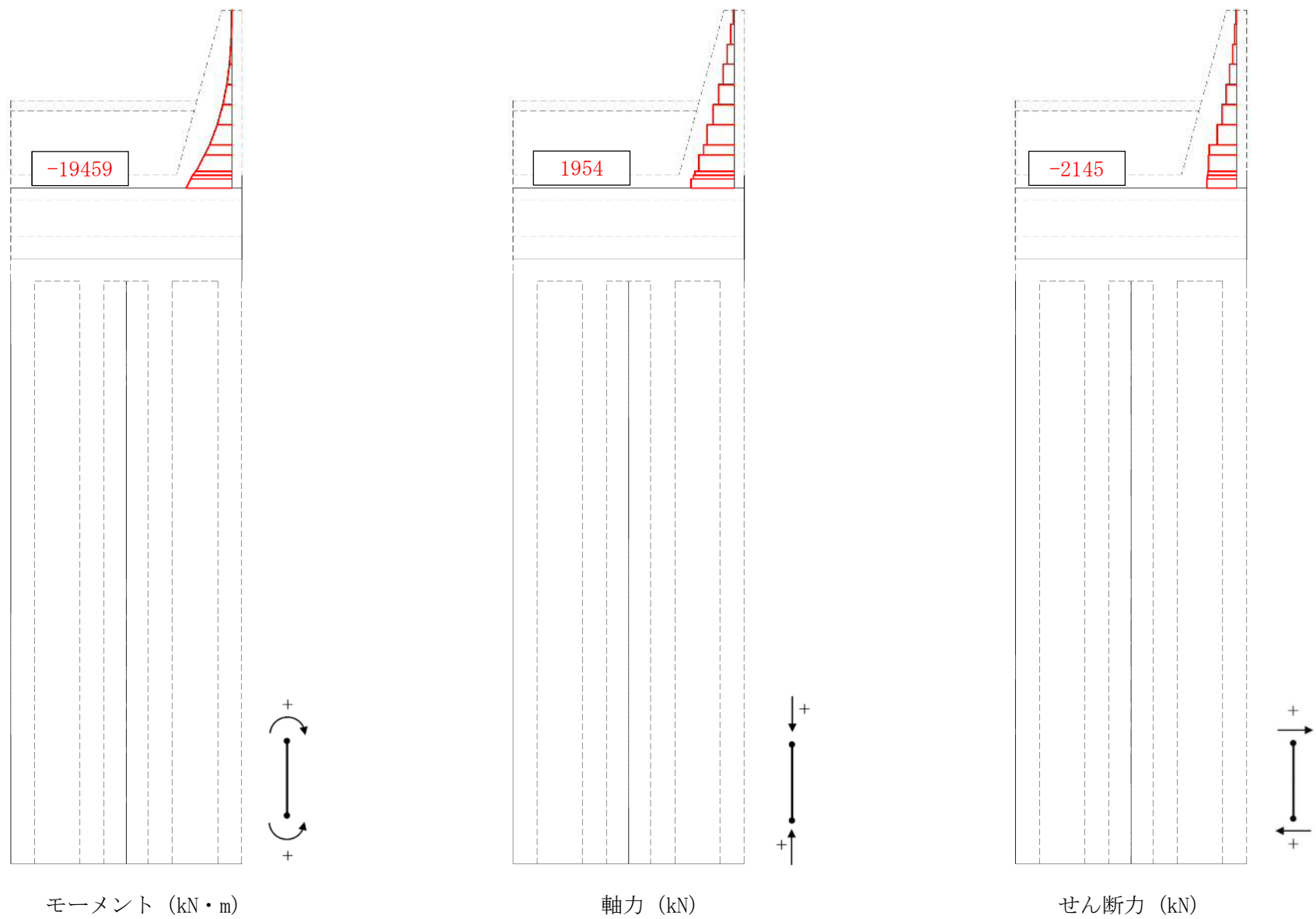


図 5.2-9 (6) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 5, 鉛直下向き)



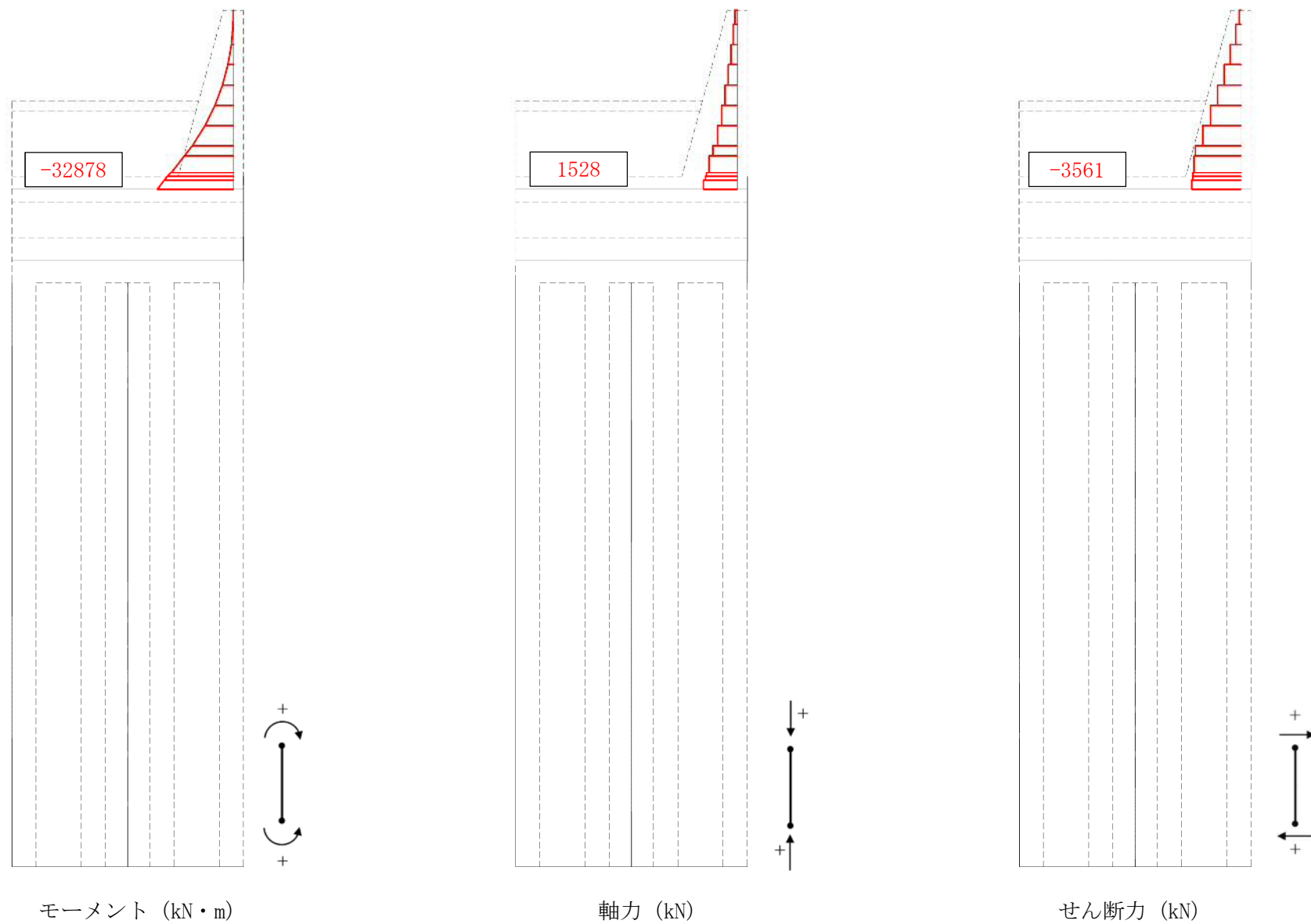


図 5.2-9 (7) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



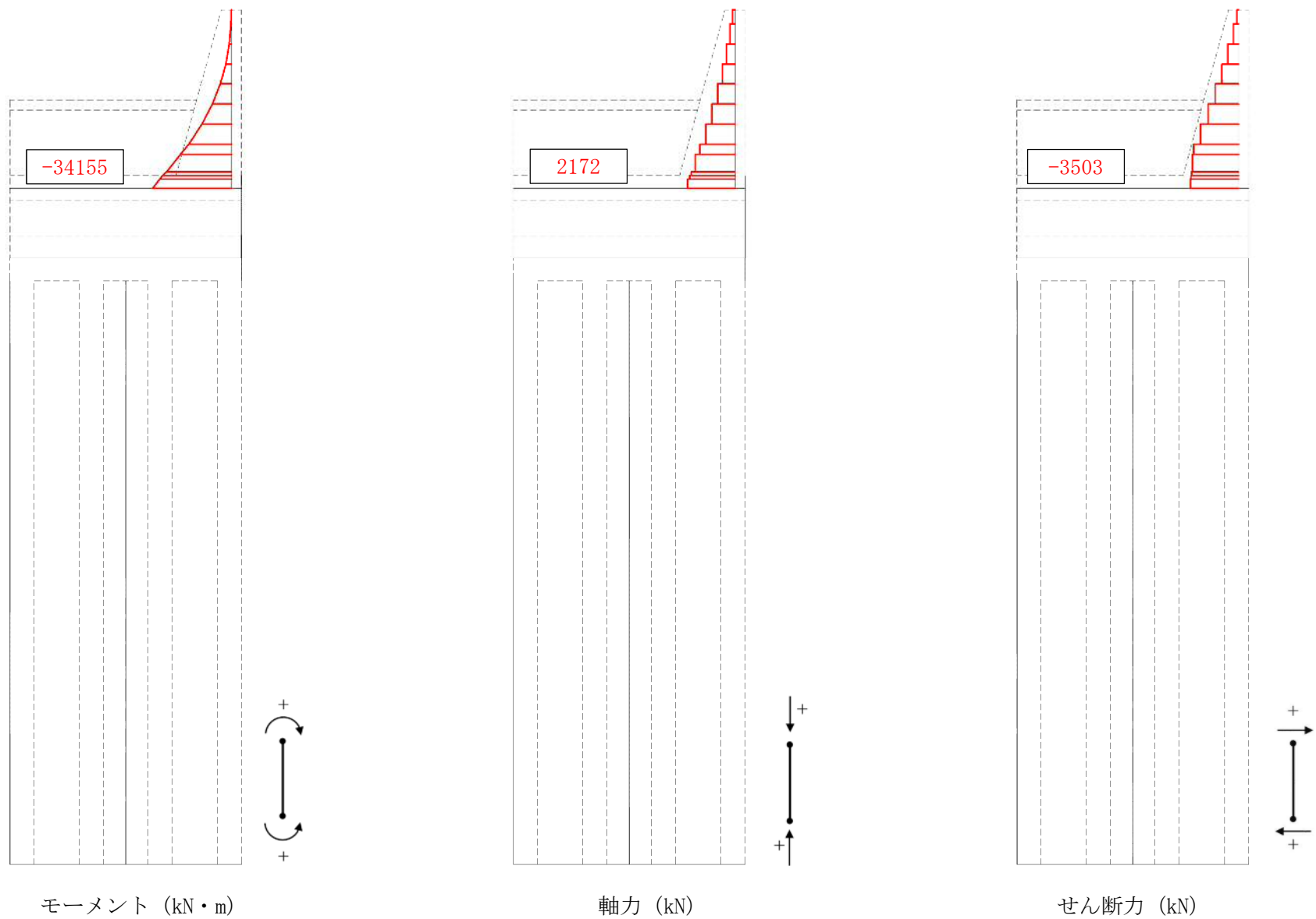


図 5.2-9 (8) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)



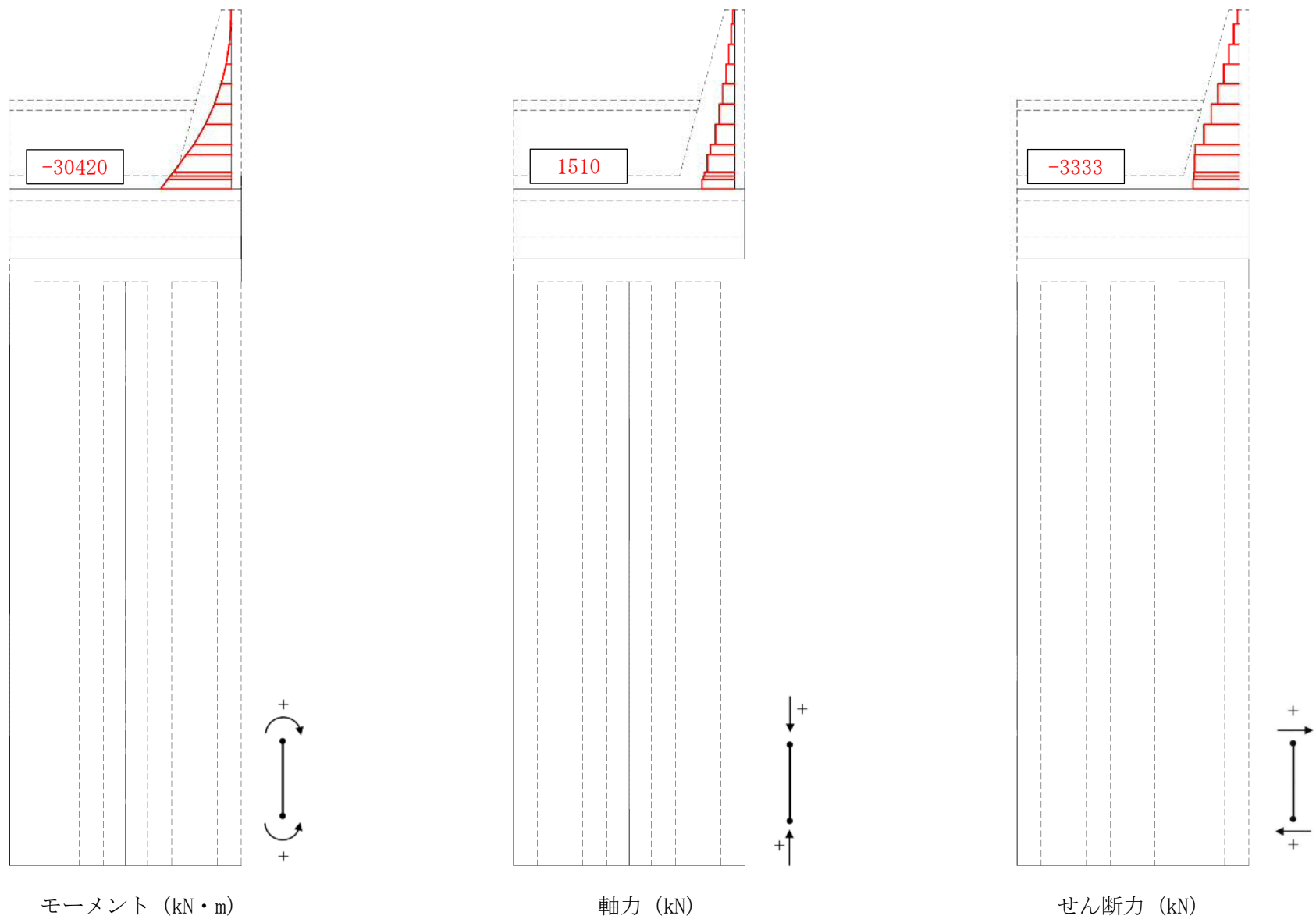


図 5.2-9 (9) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)



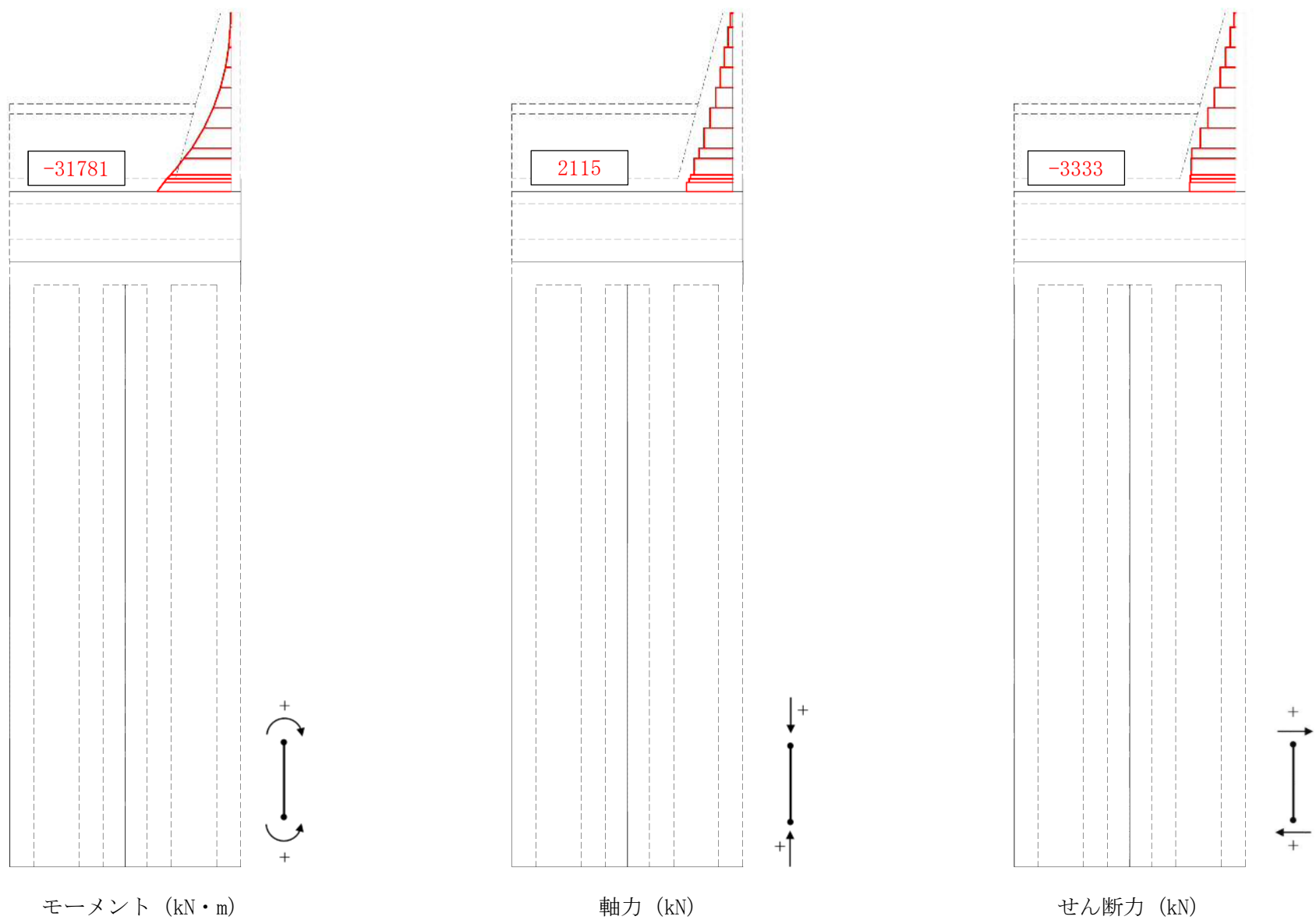


図 5.2-9 (10) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)



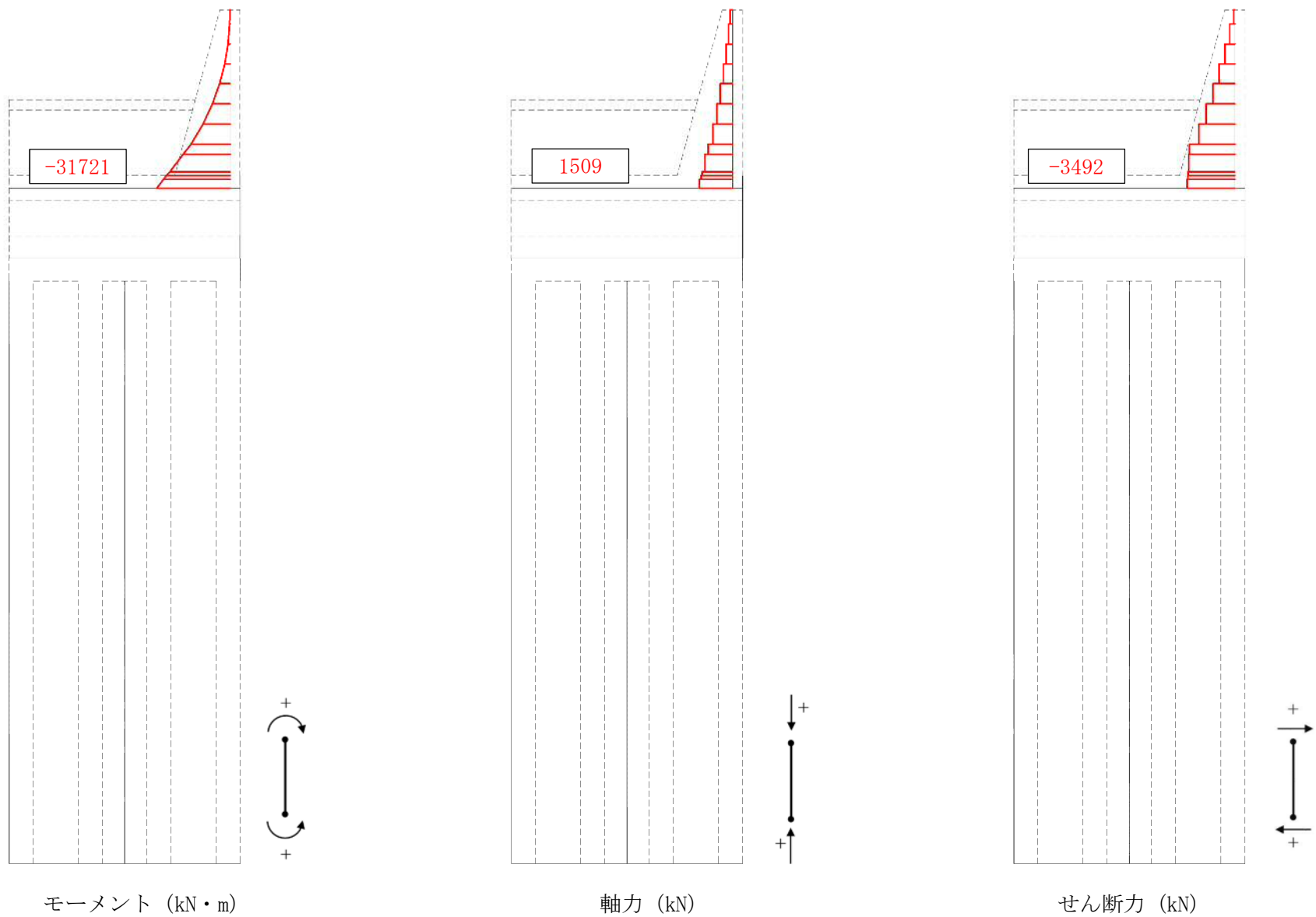


図 5.2-9 (11) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)



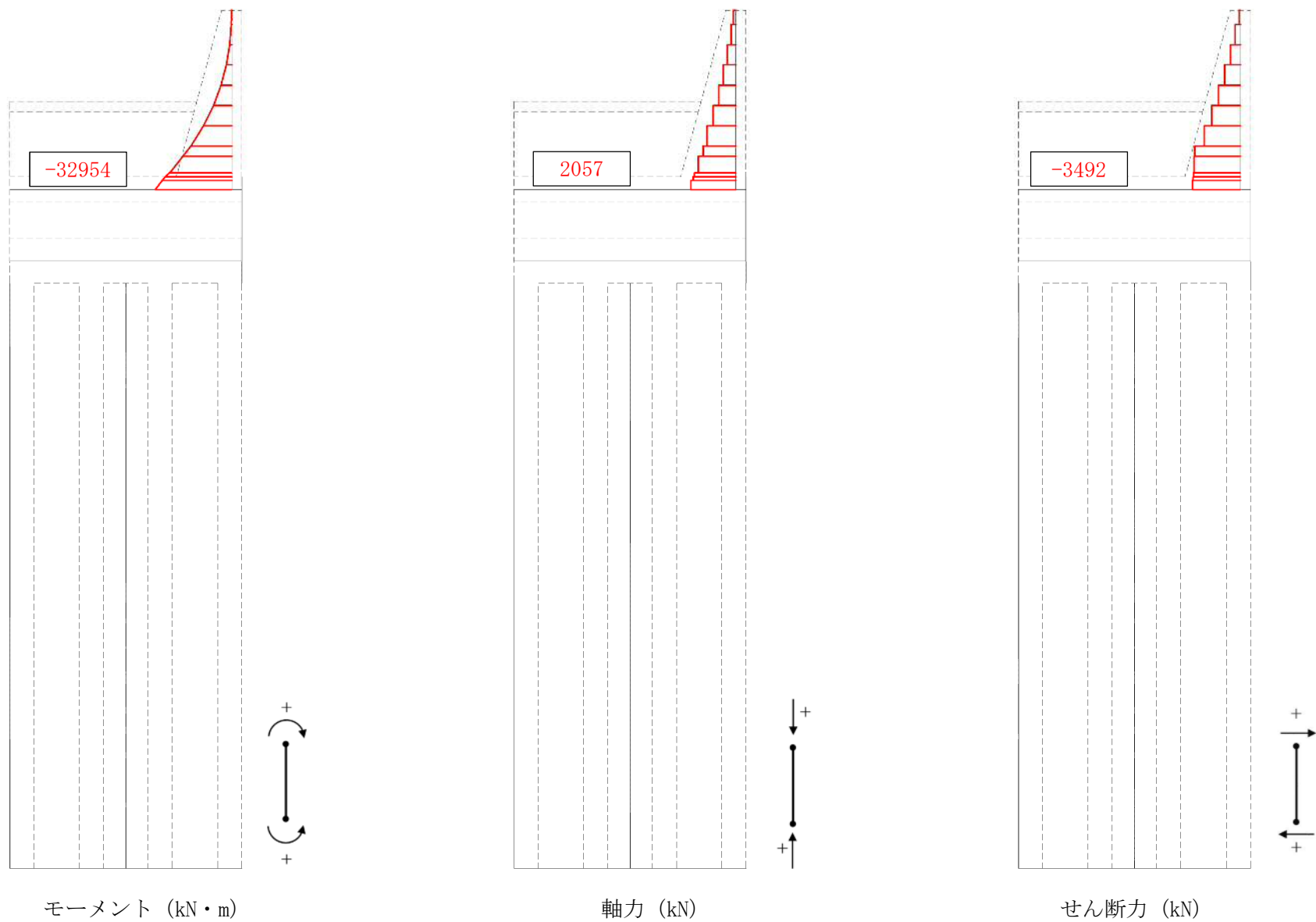


図 5.2-9 (12) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直下向き)



### 5.2.3 地中連続壁基礎（鉛直）の評価結果

#### (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 5.2-8 に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果、圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.2-8 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	129332	12529	3.11	21.0	0.15
	鉛直下向き	2	121350	18367	2.85	21.0	0.14
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	172556	18269	4.10	21.0	0.20
	鉛直下向き	3	155183	23270	3.64	21.0	0.18
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	184603	11932	4.62	21.0	0.22
	鉛直下向き	2	179955	16909	4.34	21.0	0.21

表 5.2-8 (2) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果  
（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	155169	11980	3.82	28.0	0.14
	鉛直下向き	2	144847	17050	3.40	28.0	0.13
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	198840	17586	4.83	28.0	0.18
	鉛直下向き	3	187948	21413	4.42	28.0	0.16
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	235181	12665	5.94	28.0	0.22
	鉛直下向き	2	233634	17619	5.77	28.0	0.21



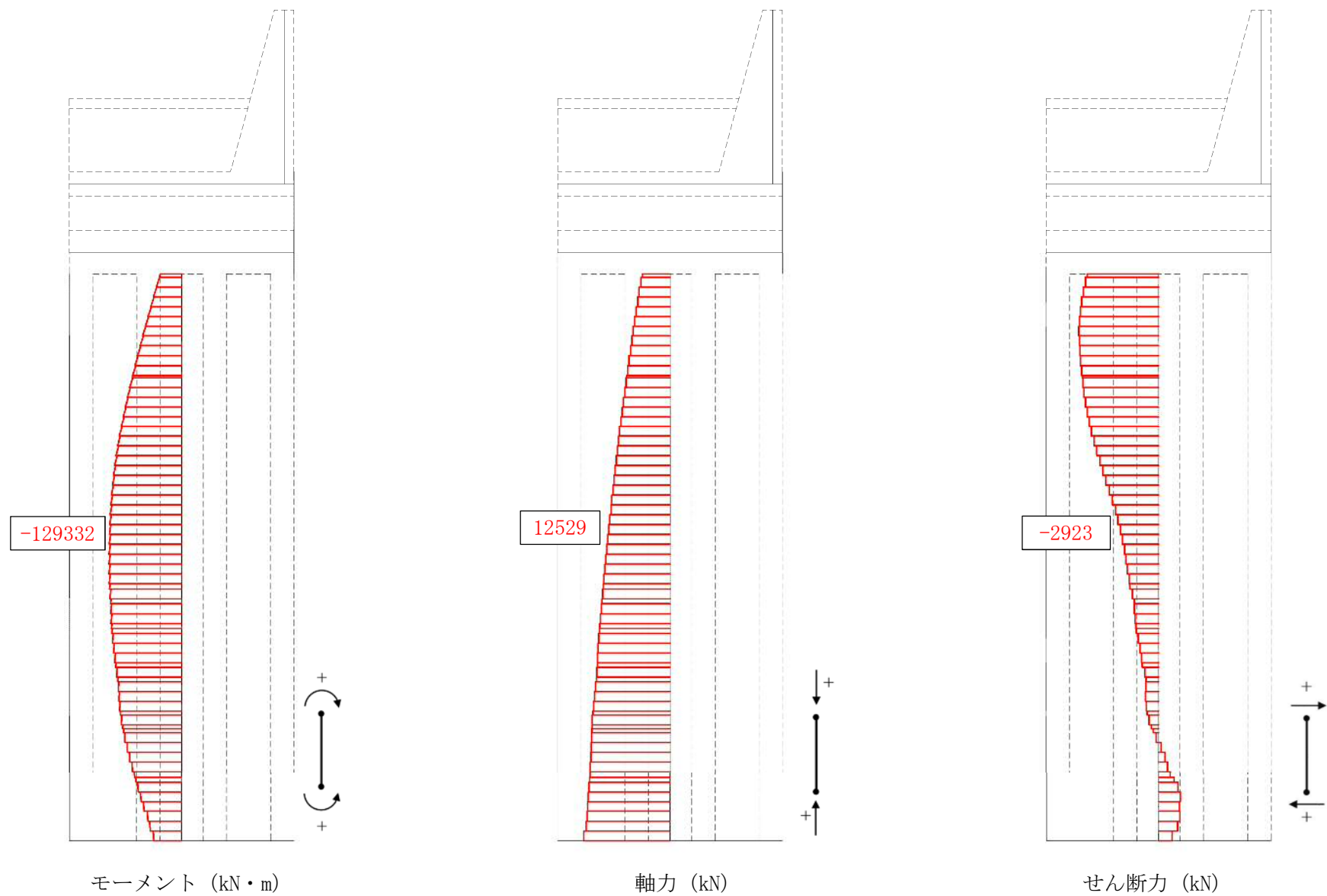


図 5.2-10 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



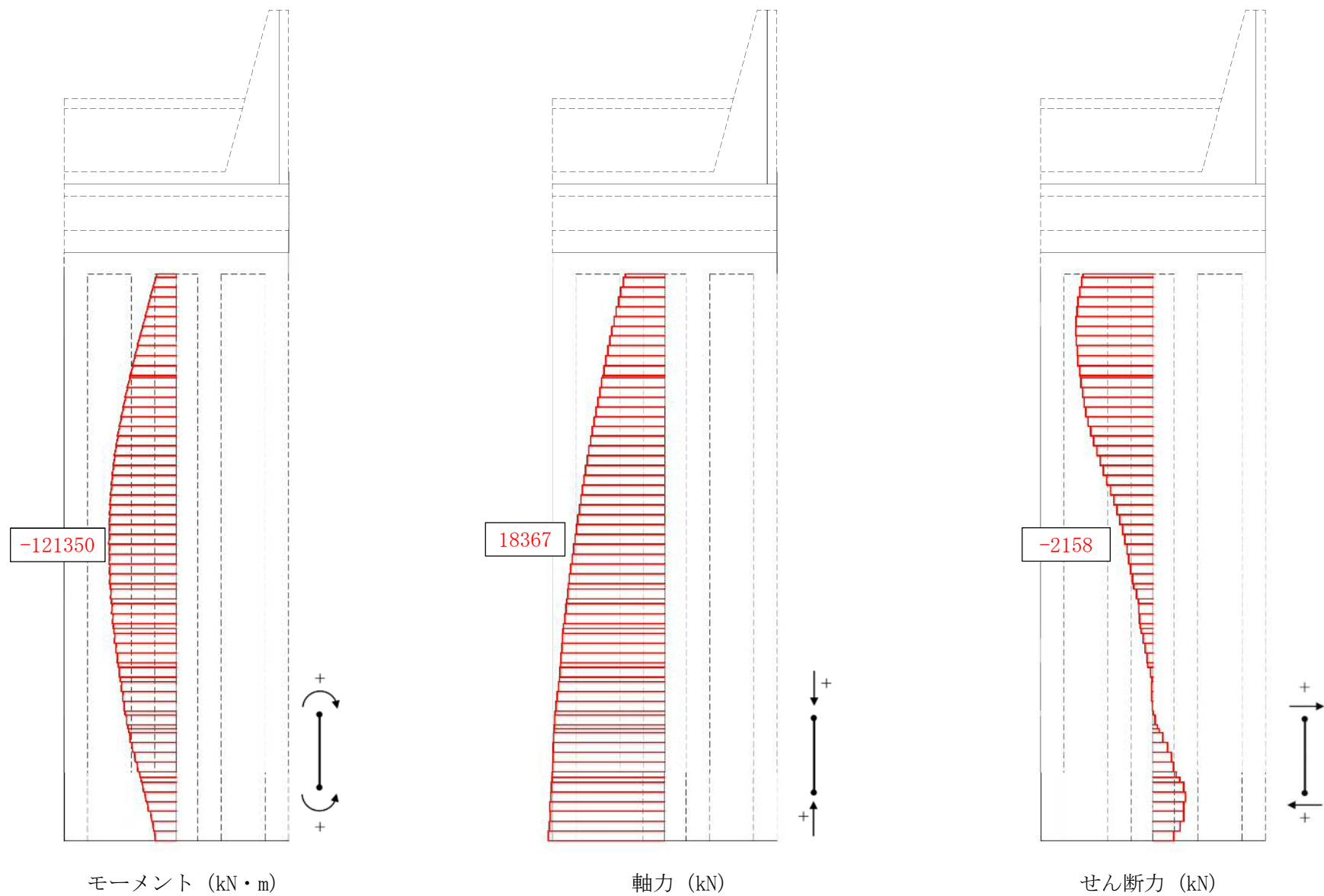


図 5.2-10 (2) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



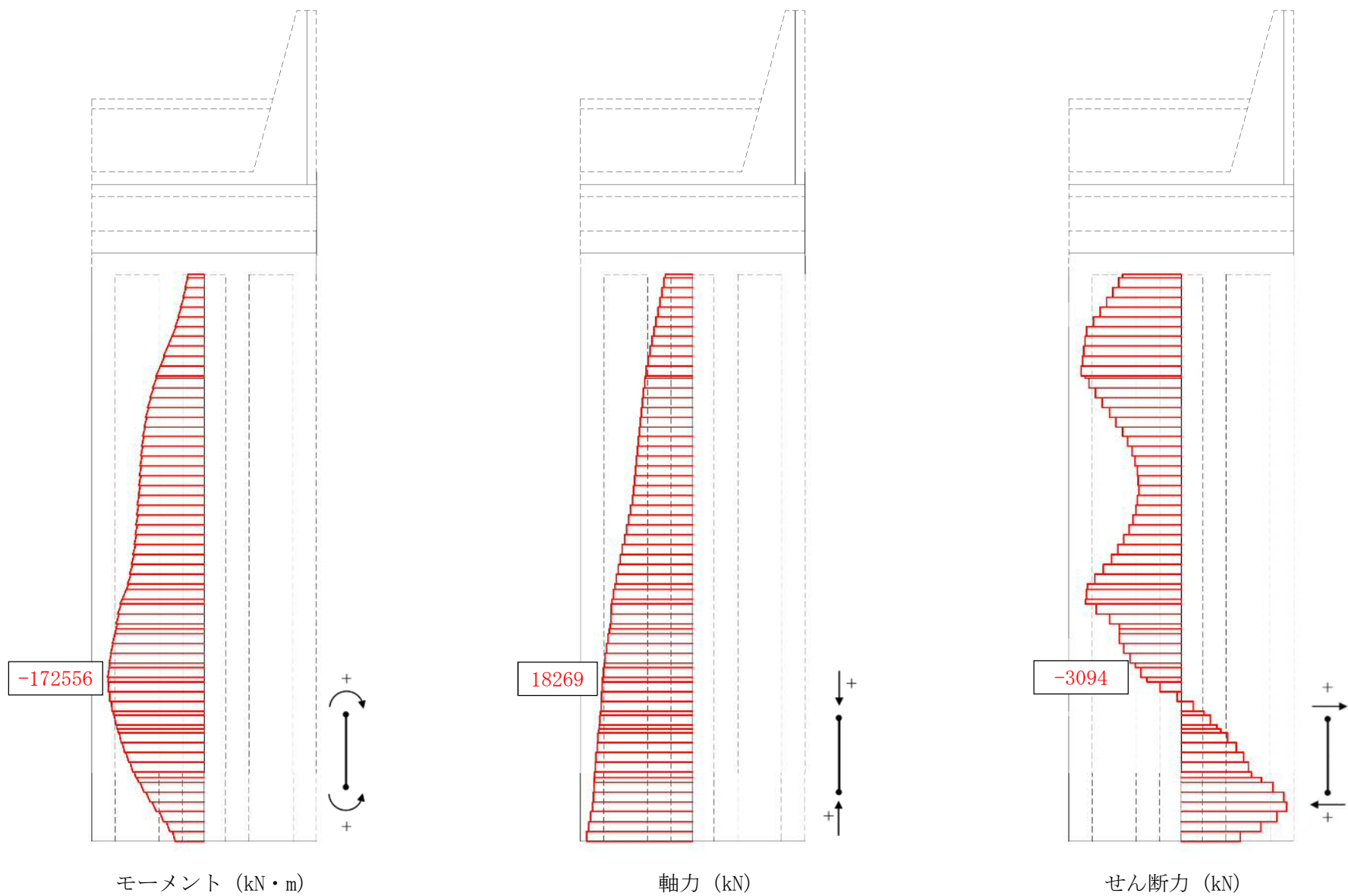


図 5.2-10 (3) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)



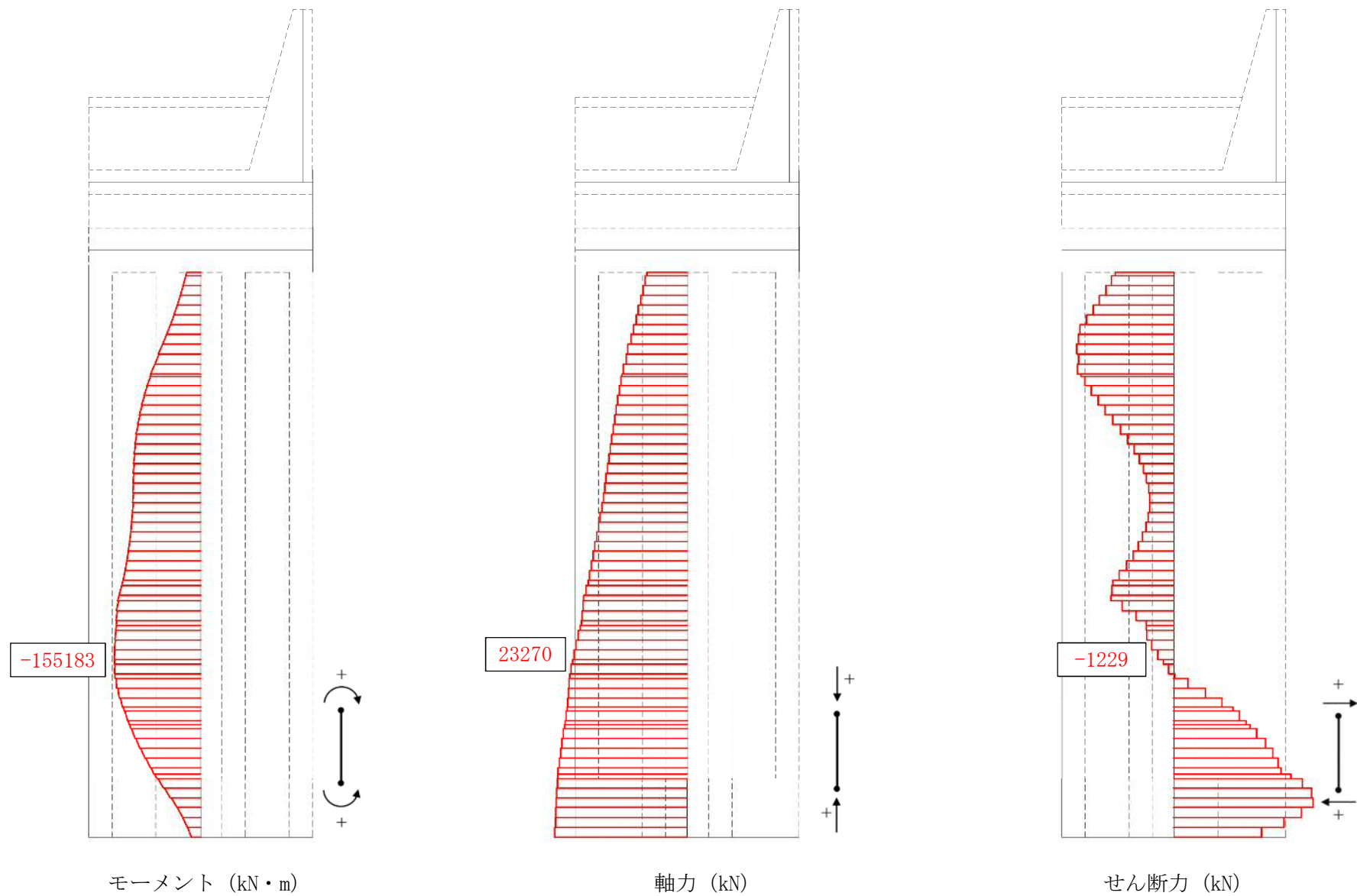


図 5.2-10 (4) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね4，鉛直下向き)



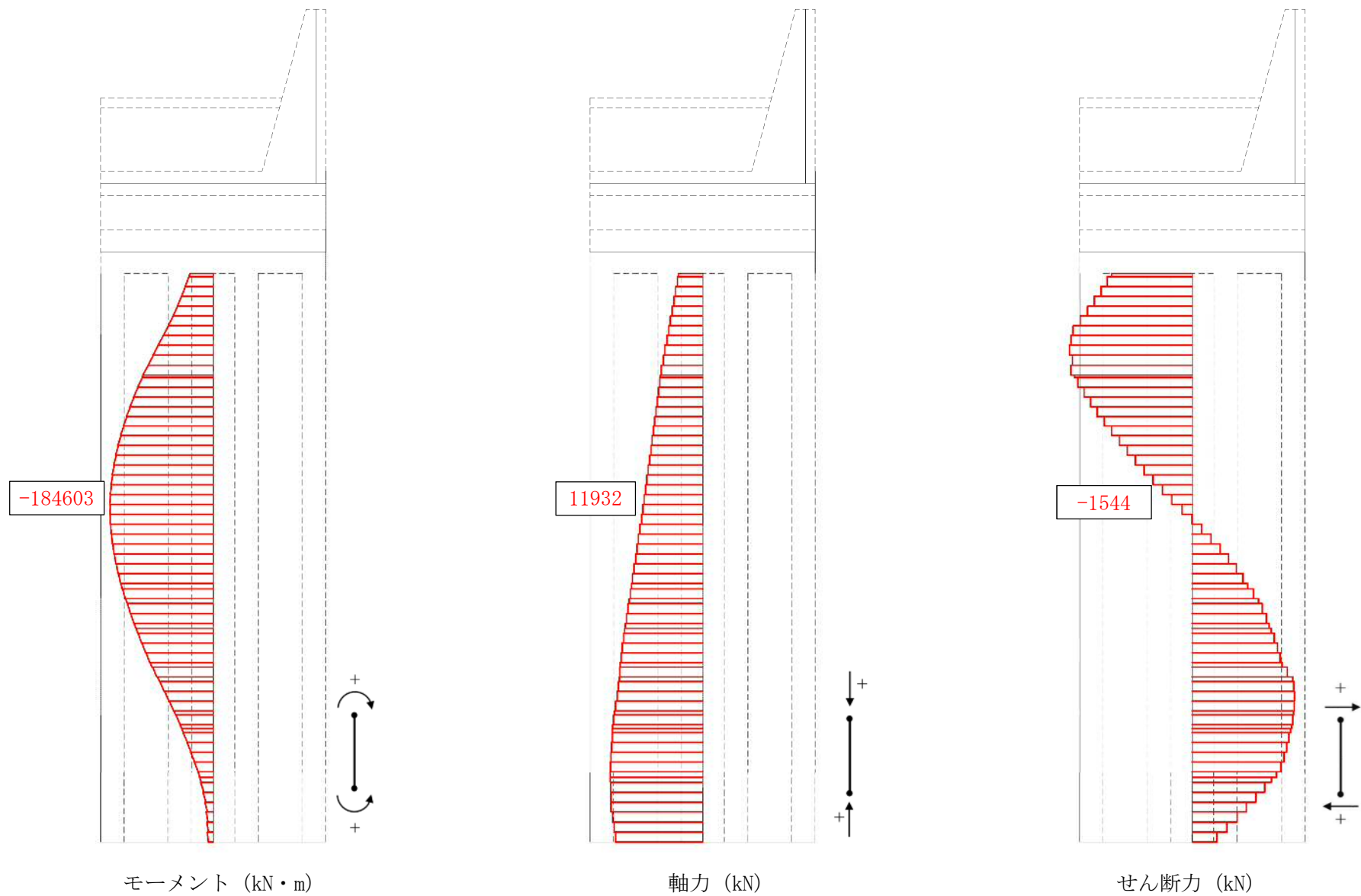


図 5.2-10 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



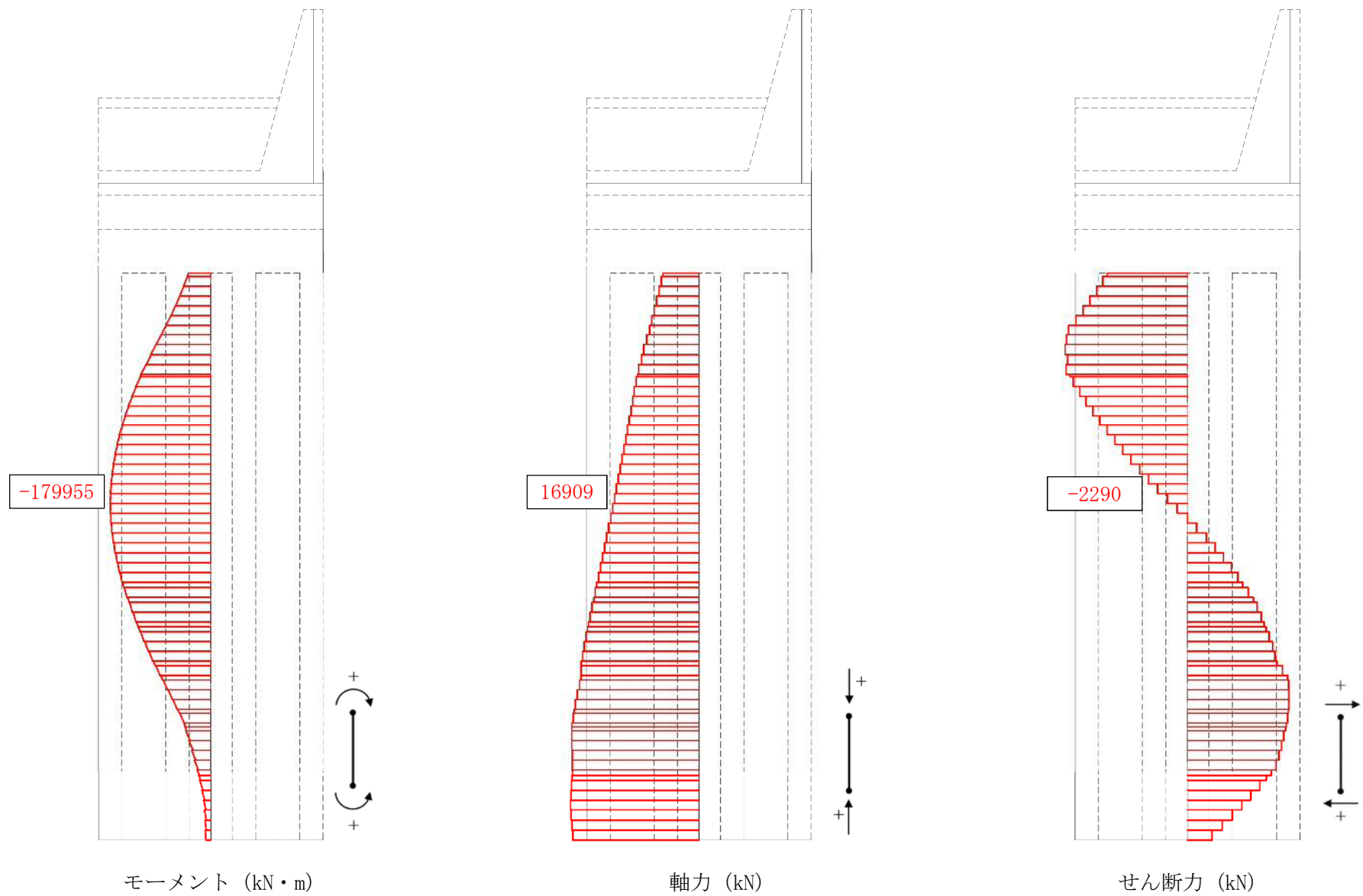


図 5.2-10 (6) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね5，鉛直下向き)



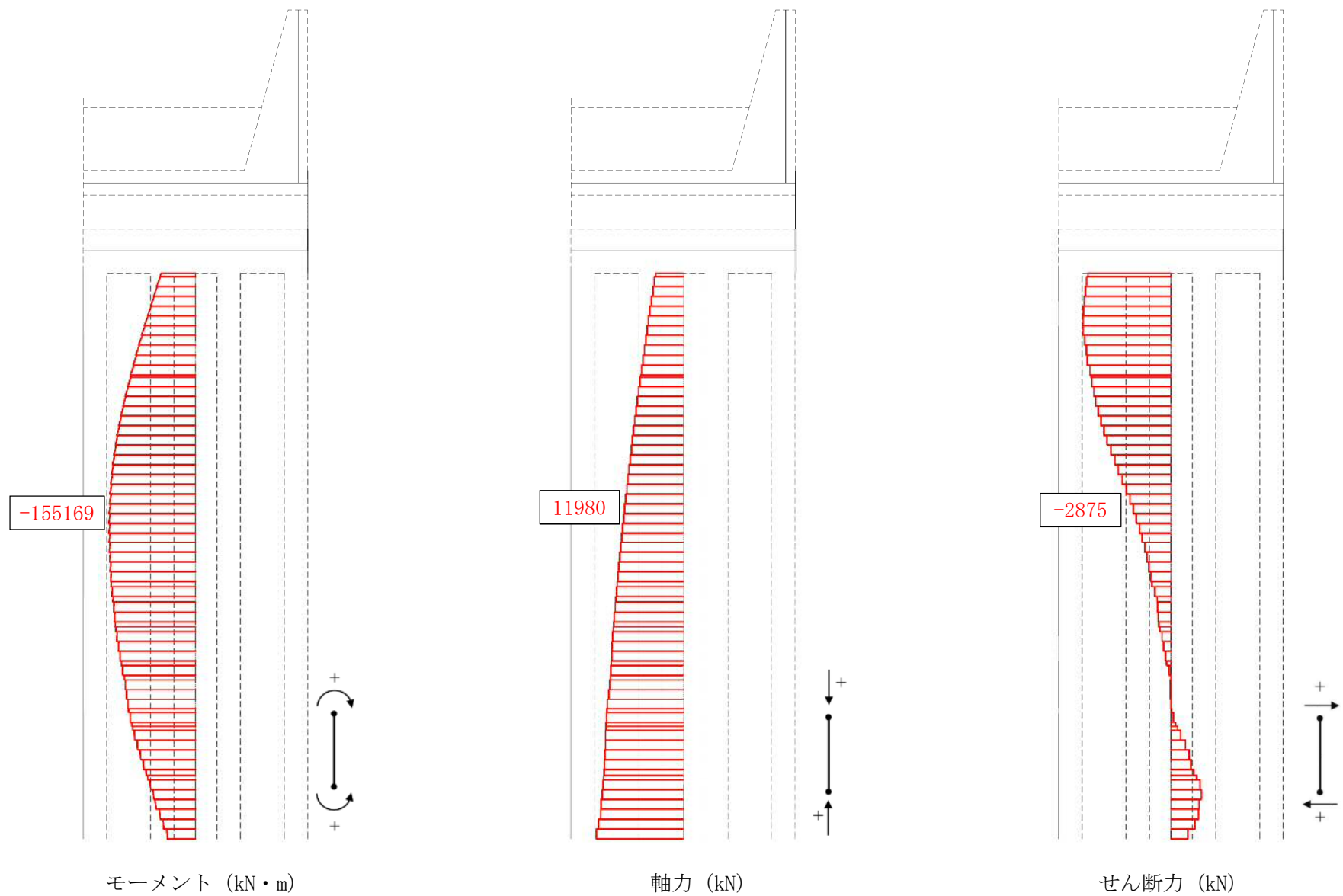


図 5.2-10 (7) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね3，鉛直上向き)



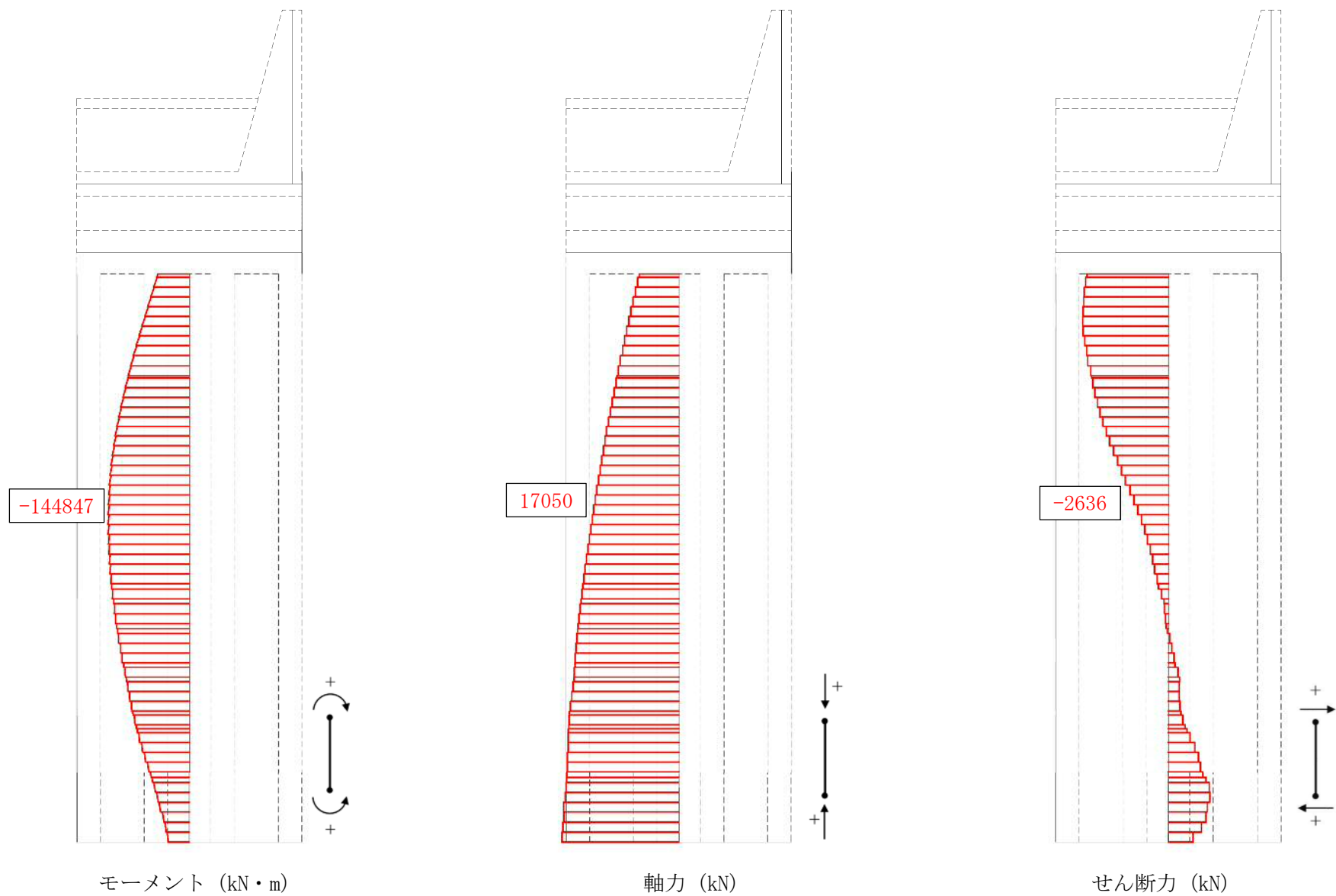


図 5.2-10 (8) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね3，鉛直下向き)



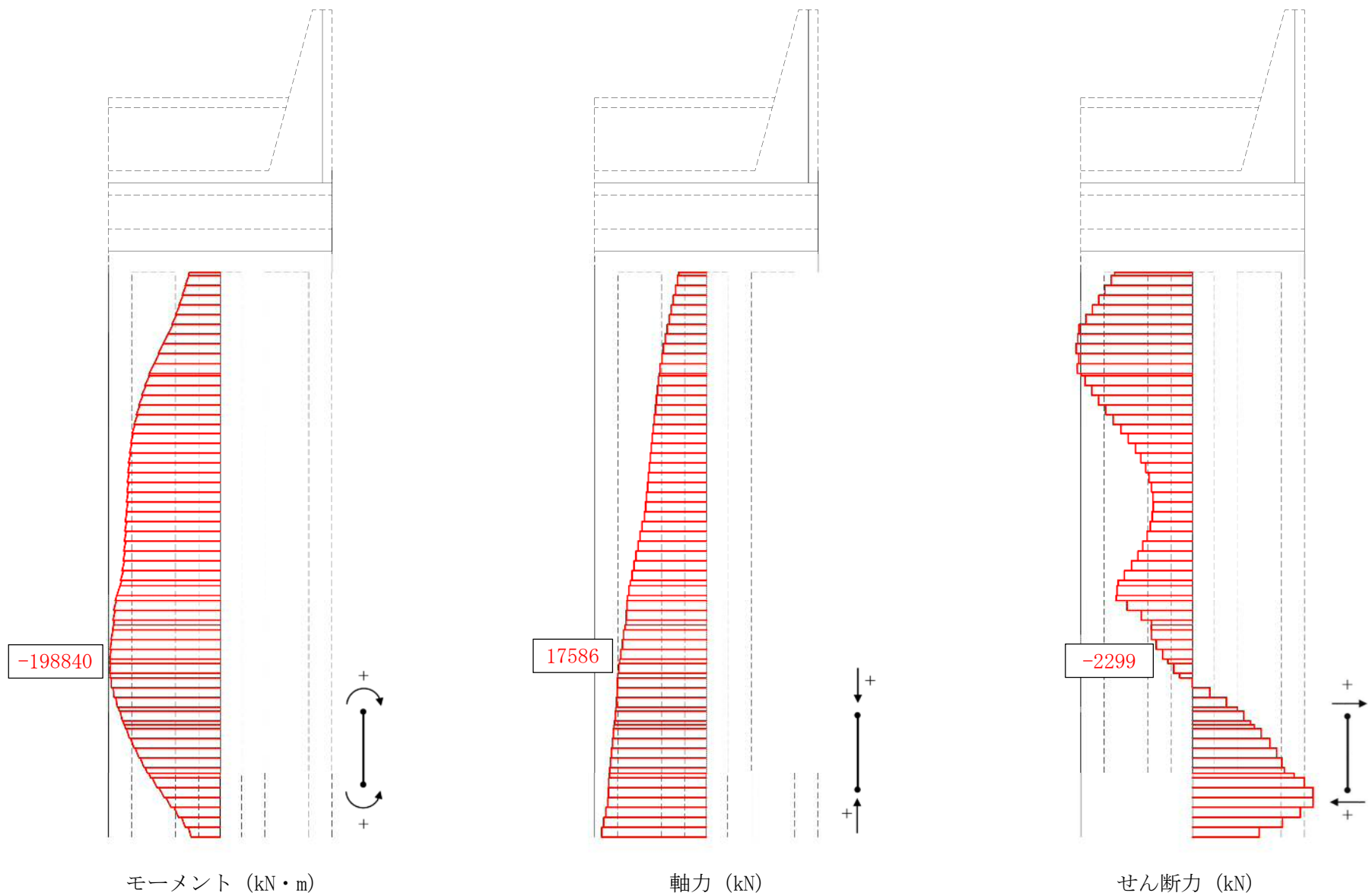


図 5.2-10 (9) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね4，鉛直上向き)



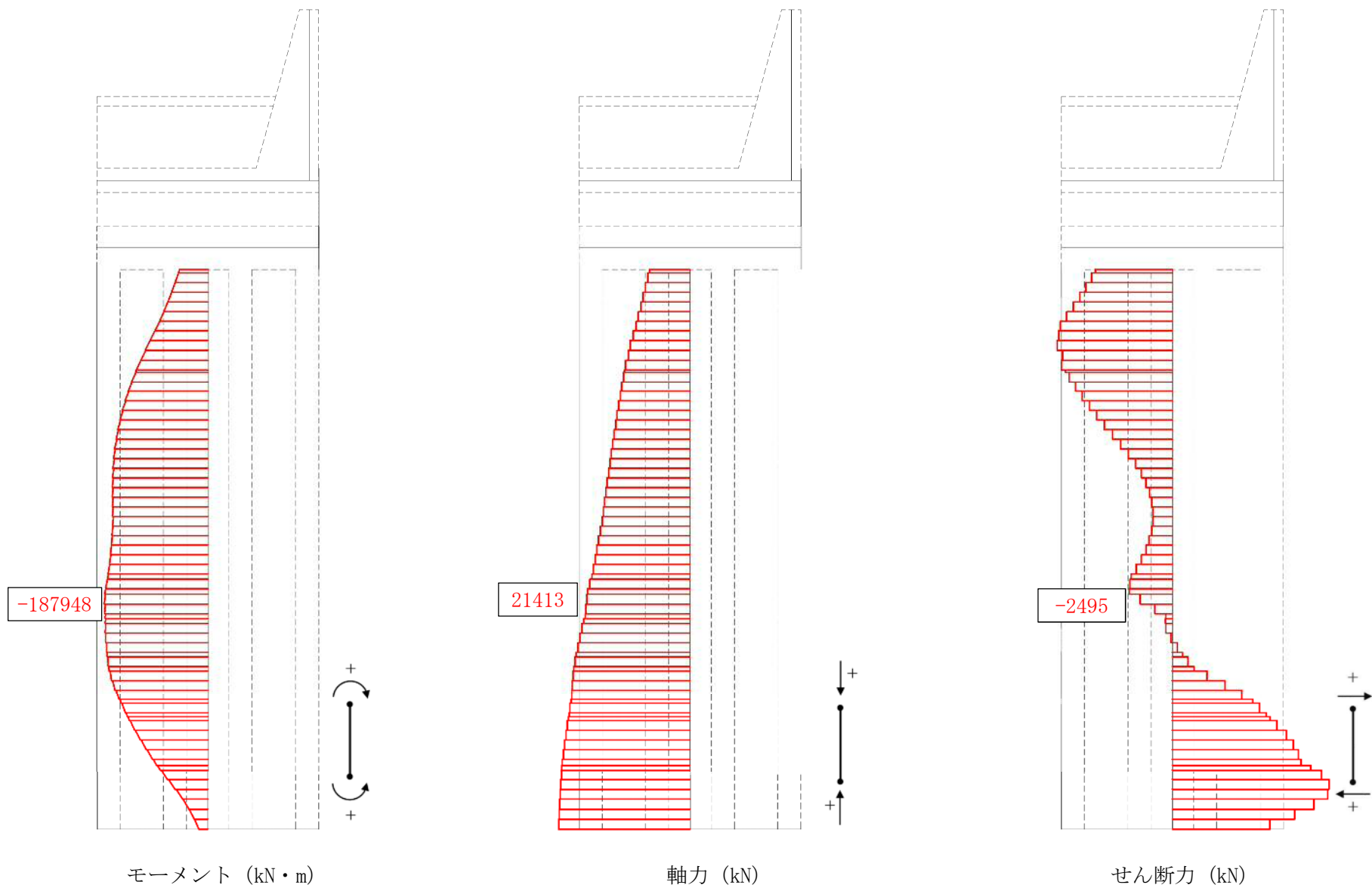


図 5.2-10 (10) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



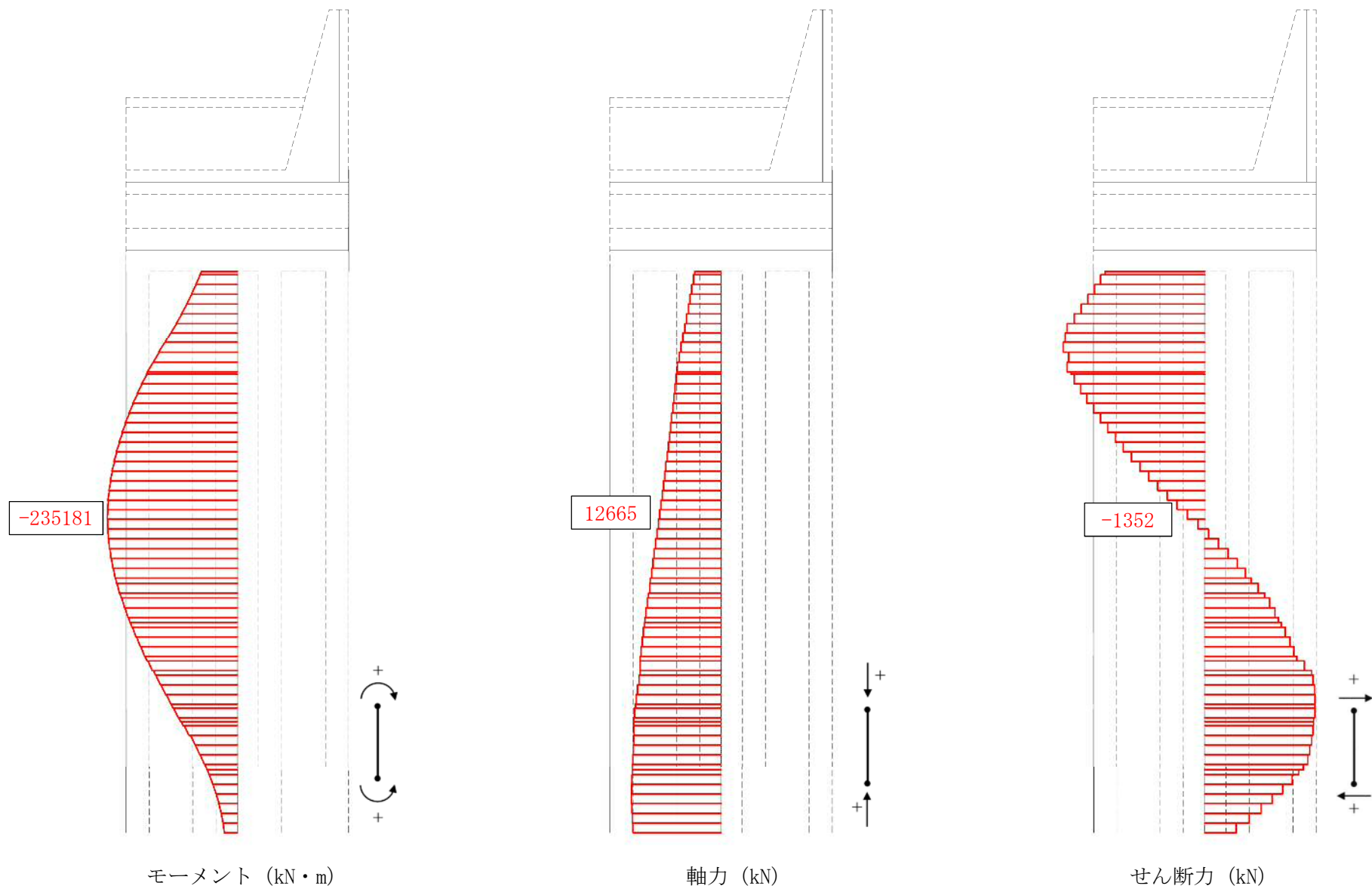


図 5.2-10 (11) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



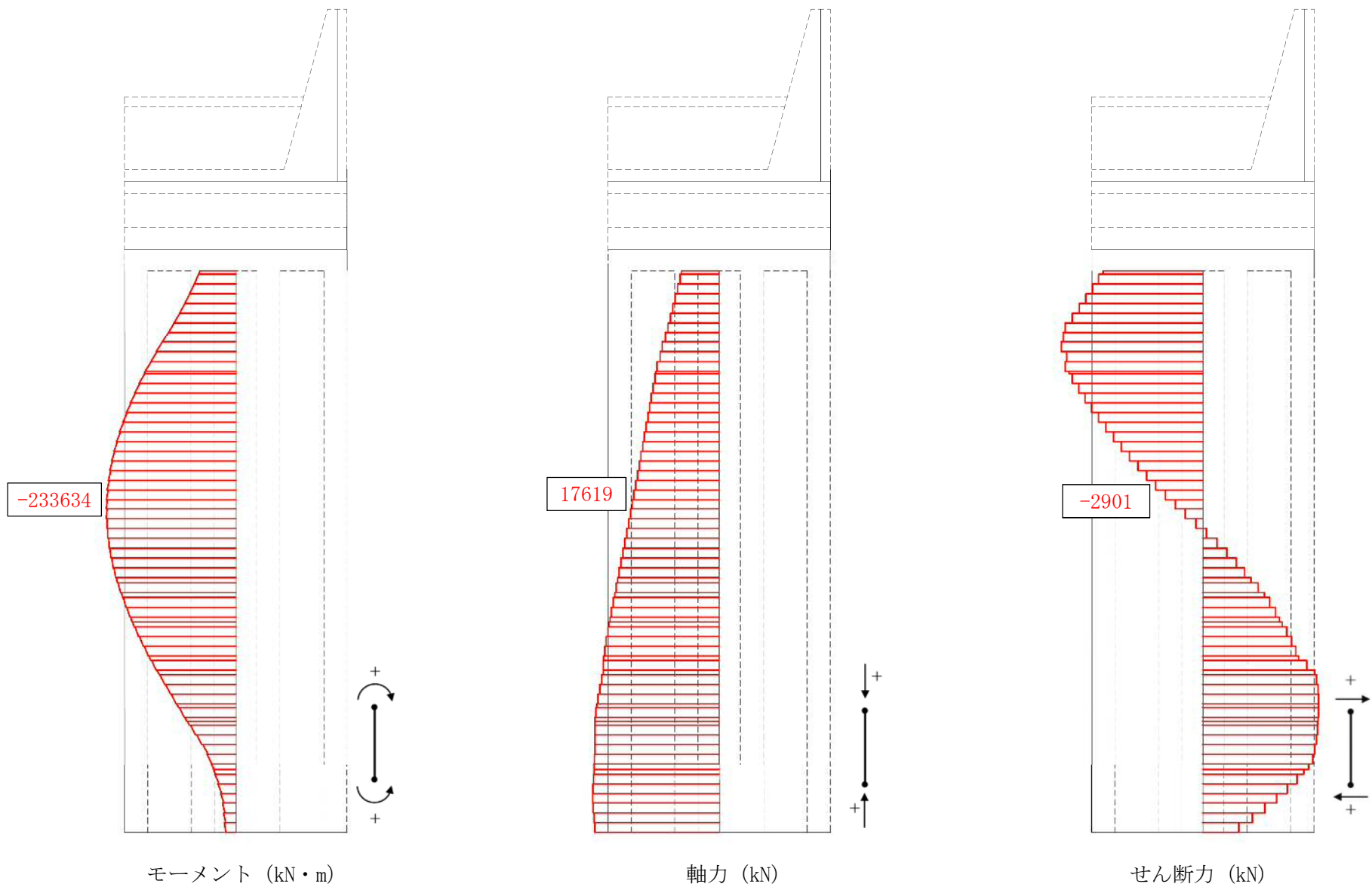


図 5.2—10 (12) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 5.2-9 に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果、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、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-11 に示す。

表 5.2-9 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	125557	11683	49.90	435.0	0.12
	鉛直下向き	2	115469	16198	17.95	435.0	0.05
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	172556	18269	54.26	435.0	0.13
	鉛直下向き	3	151433	21400	23.08	435.0	0.06
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	182487	11370	114.95	435.0	0.27
	鉛直下向き	2	174708	15756	72.89	435.0	0.17

表 5.2-9 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果  
（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	152498	11329	81.40	478.5	0.18
	鉛直下向き	2	137887	15410	38.58	478.5	0.09
地盤ばね 4	鉛直上向き	2	164842	11533	93.53	478.5	0.20
	鉛直下向き	2	169158	16045	65.16	478.5	0.14
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	232329	11878	169.11	478.5	0.36
	鉛直下向き	2	230419	16900	124.66	478.5	0.27



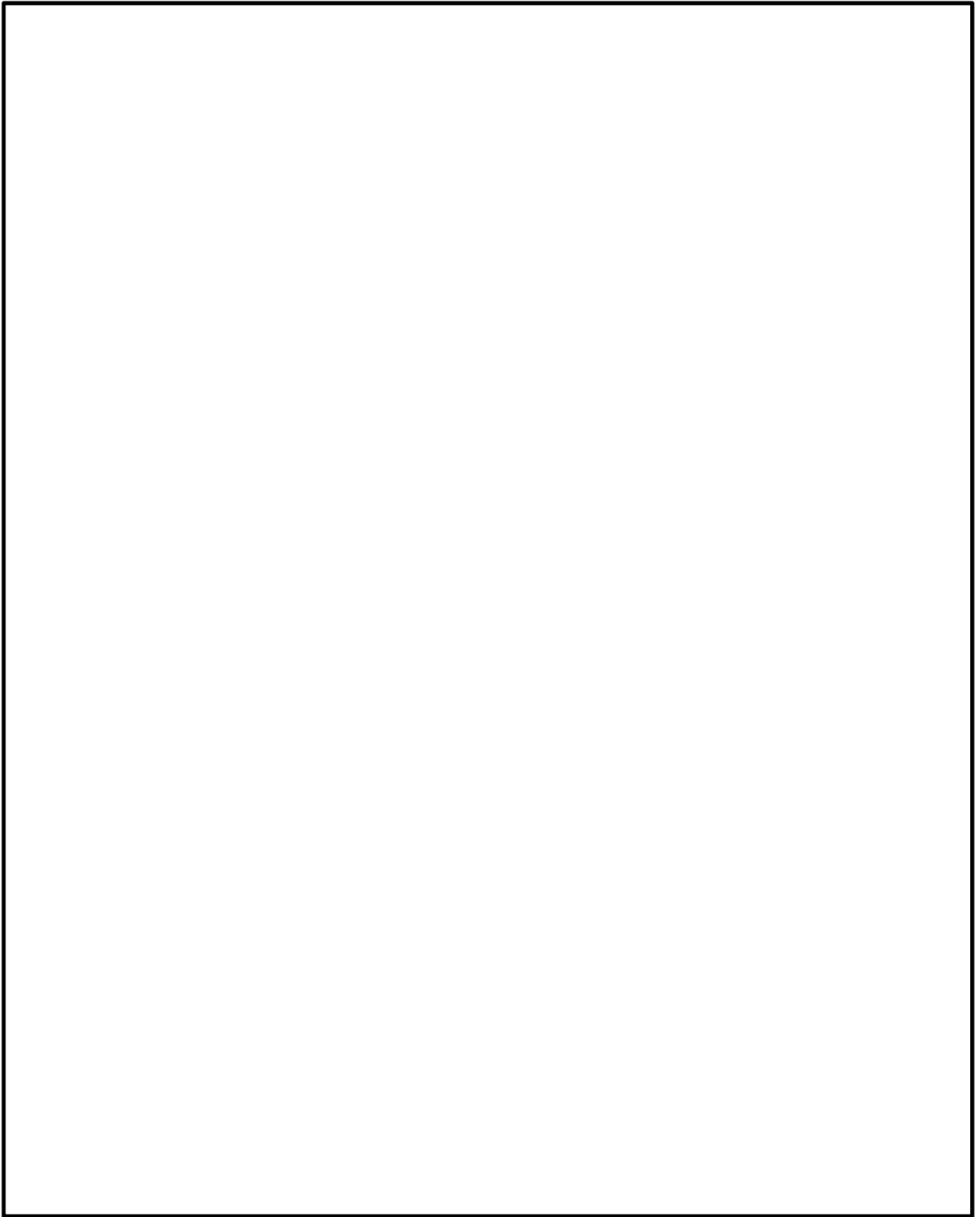


图 5.1—11 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



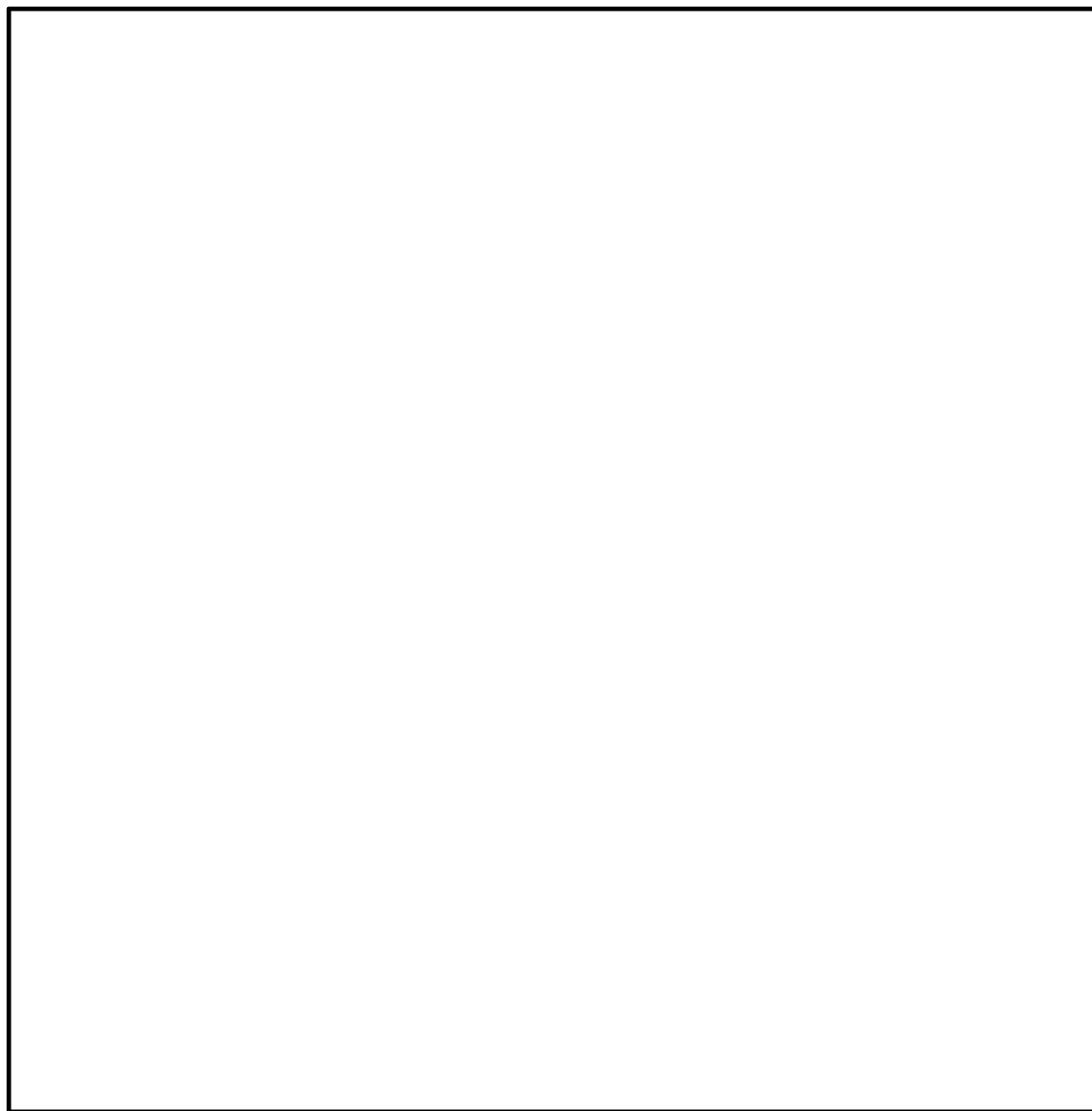


図 5.1-11 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



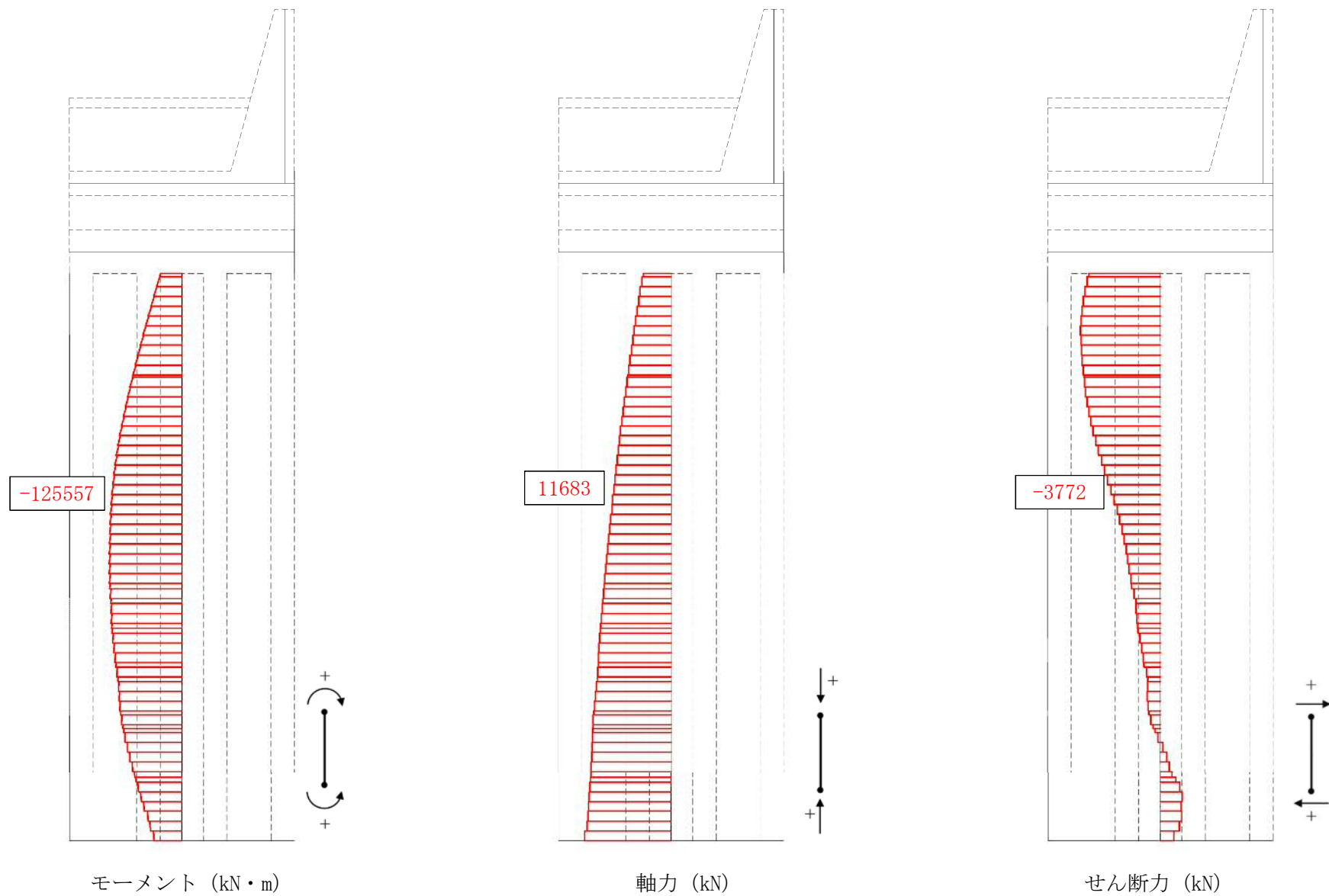


図 5.2-12 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



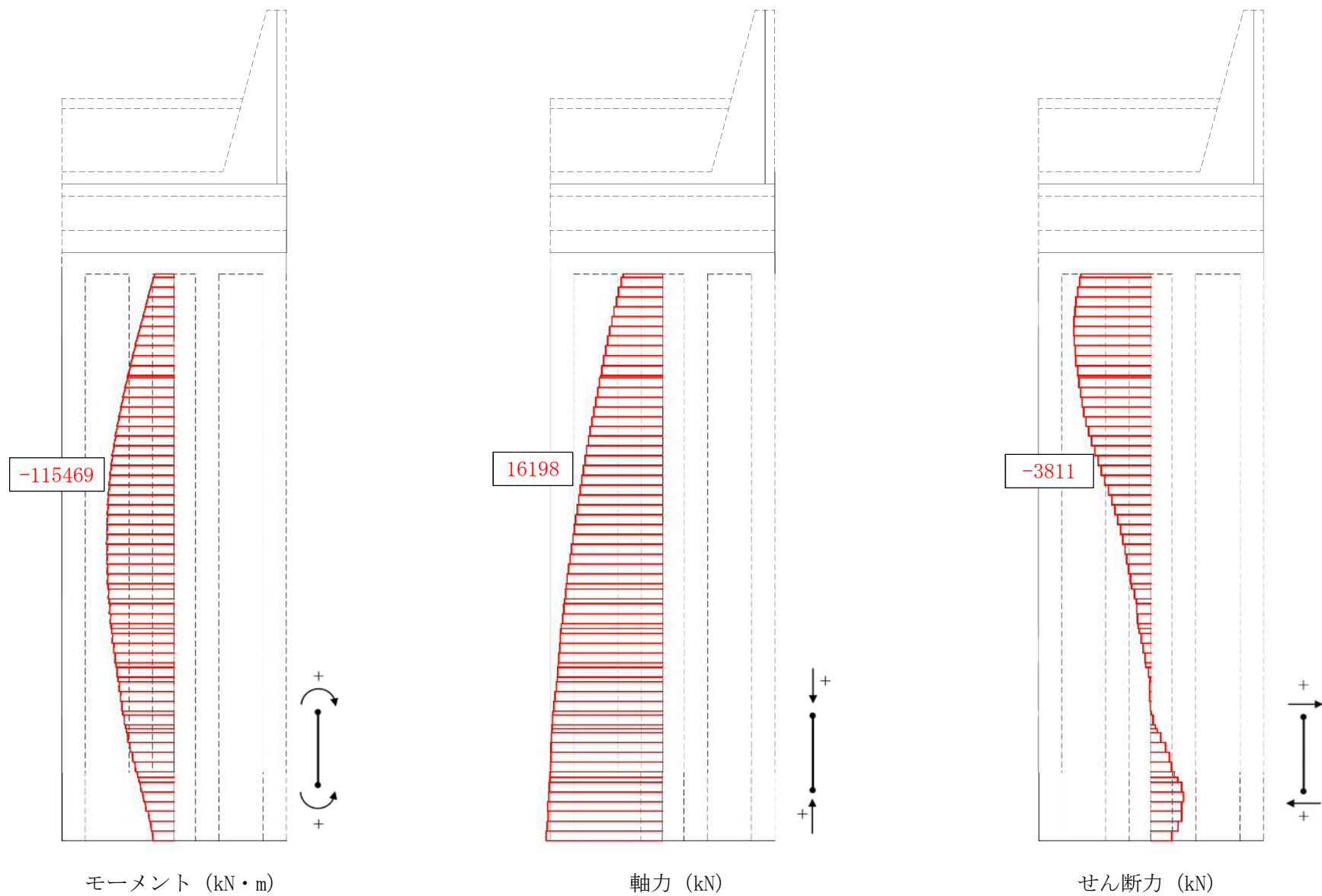


図 5.2-12 (2) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



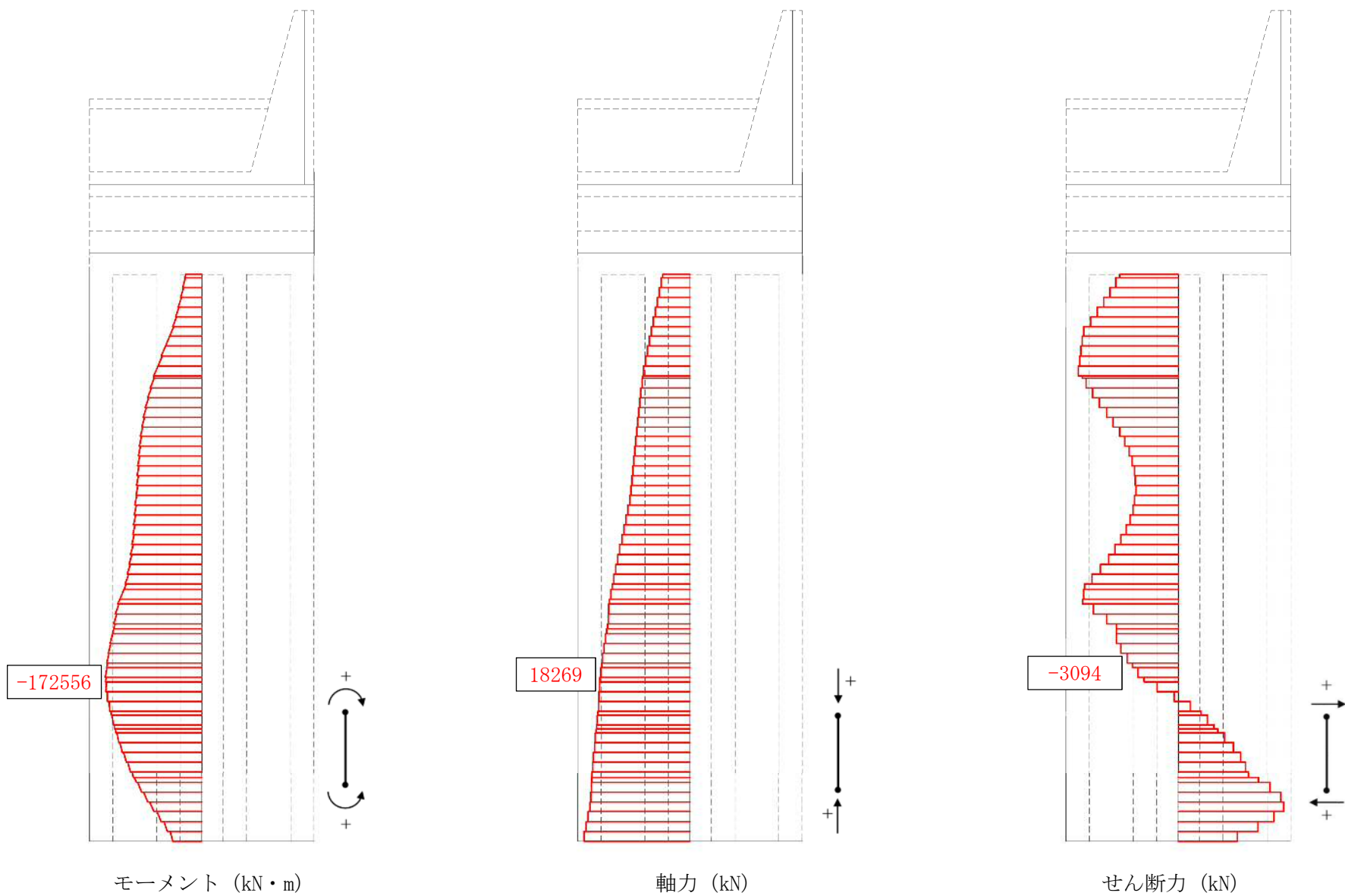
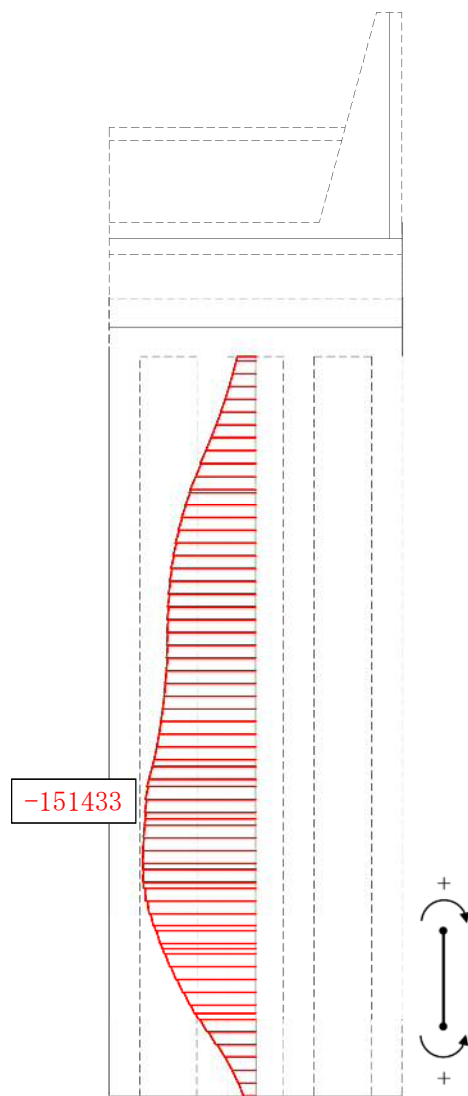
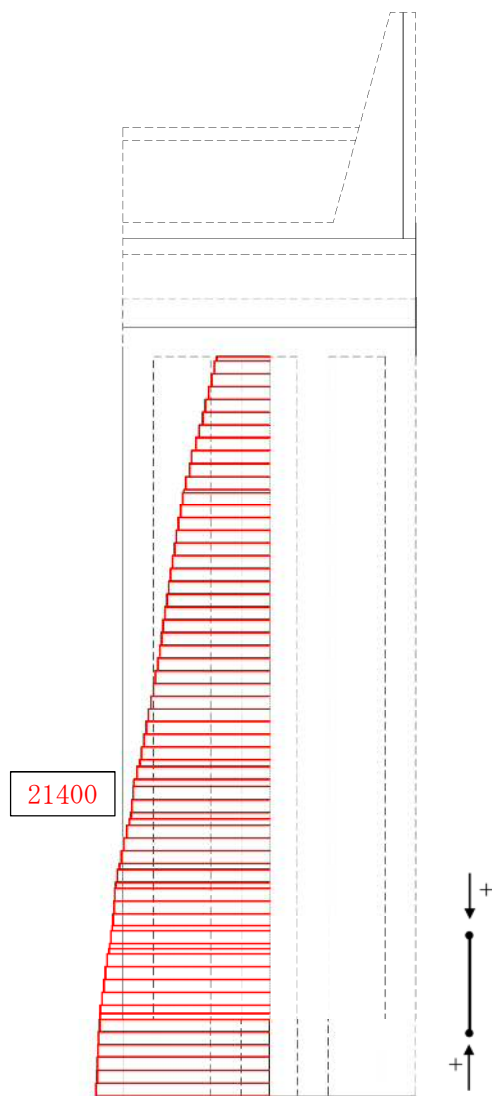


図 5.2-12 (3) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)

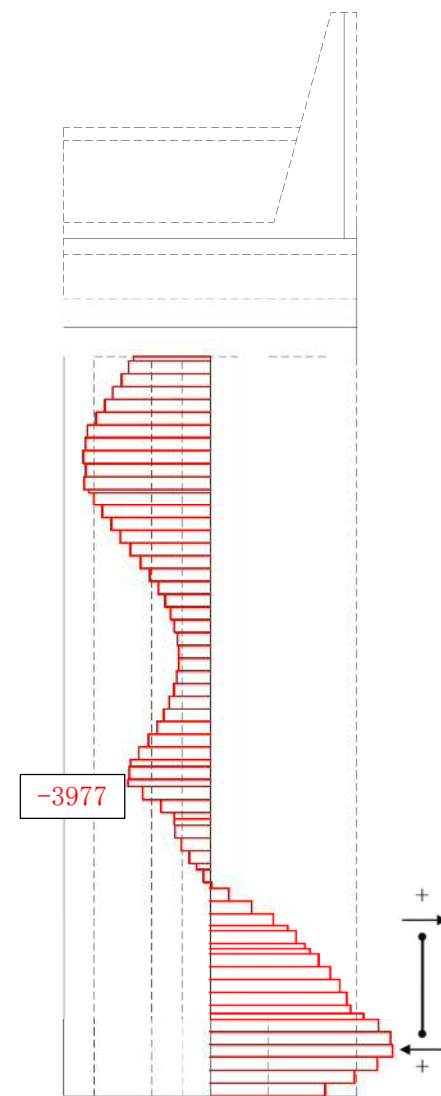




モーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.2-12 (4) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね4，鉛直下向き)



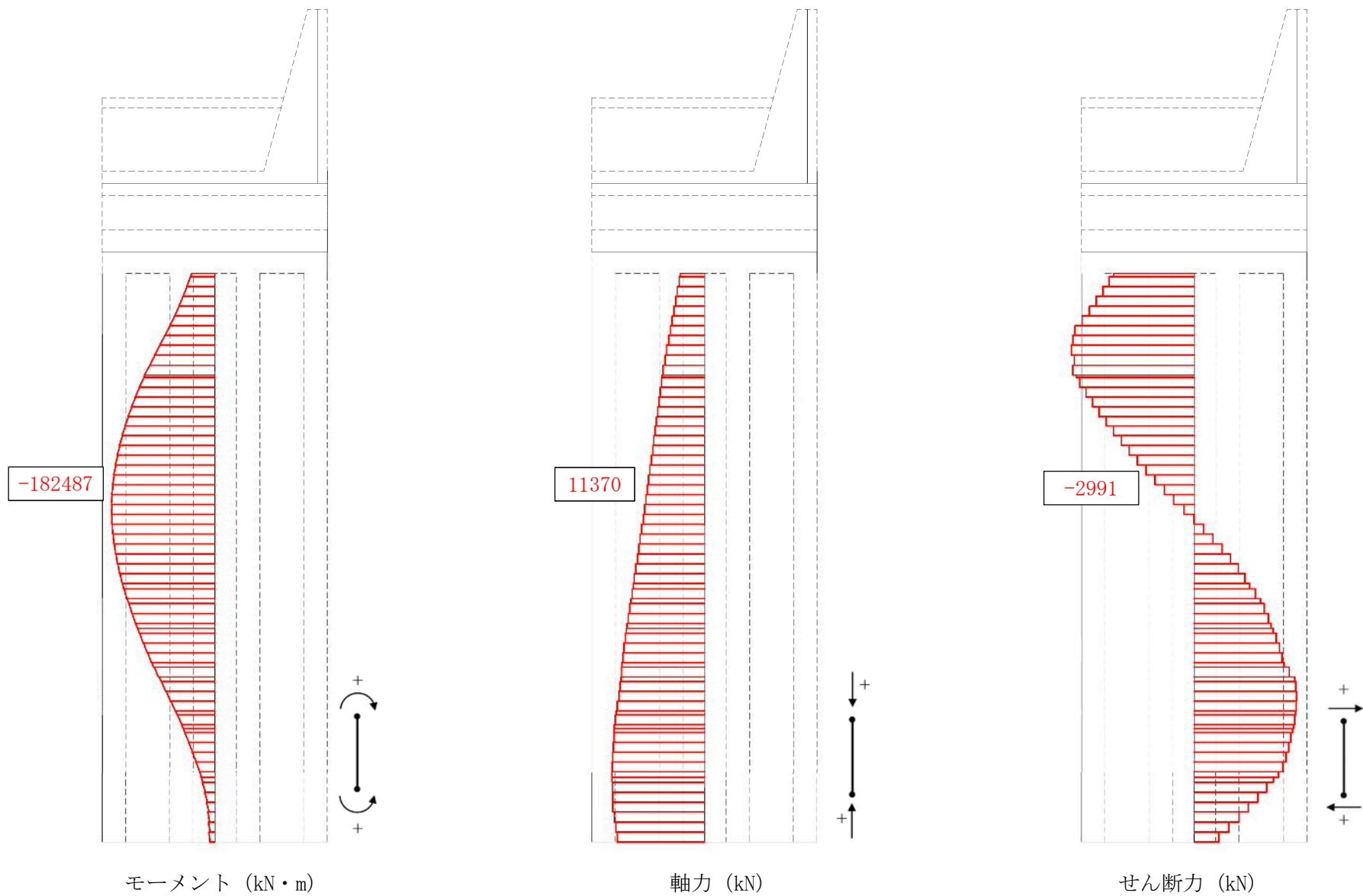


図 5.2-12 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



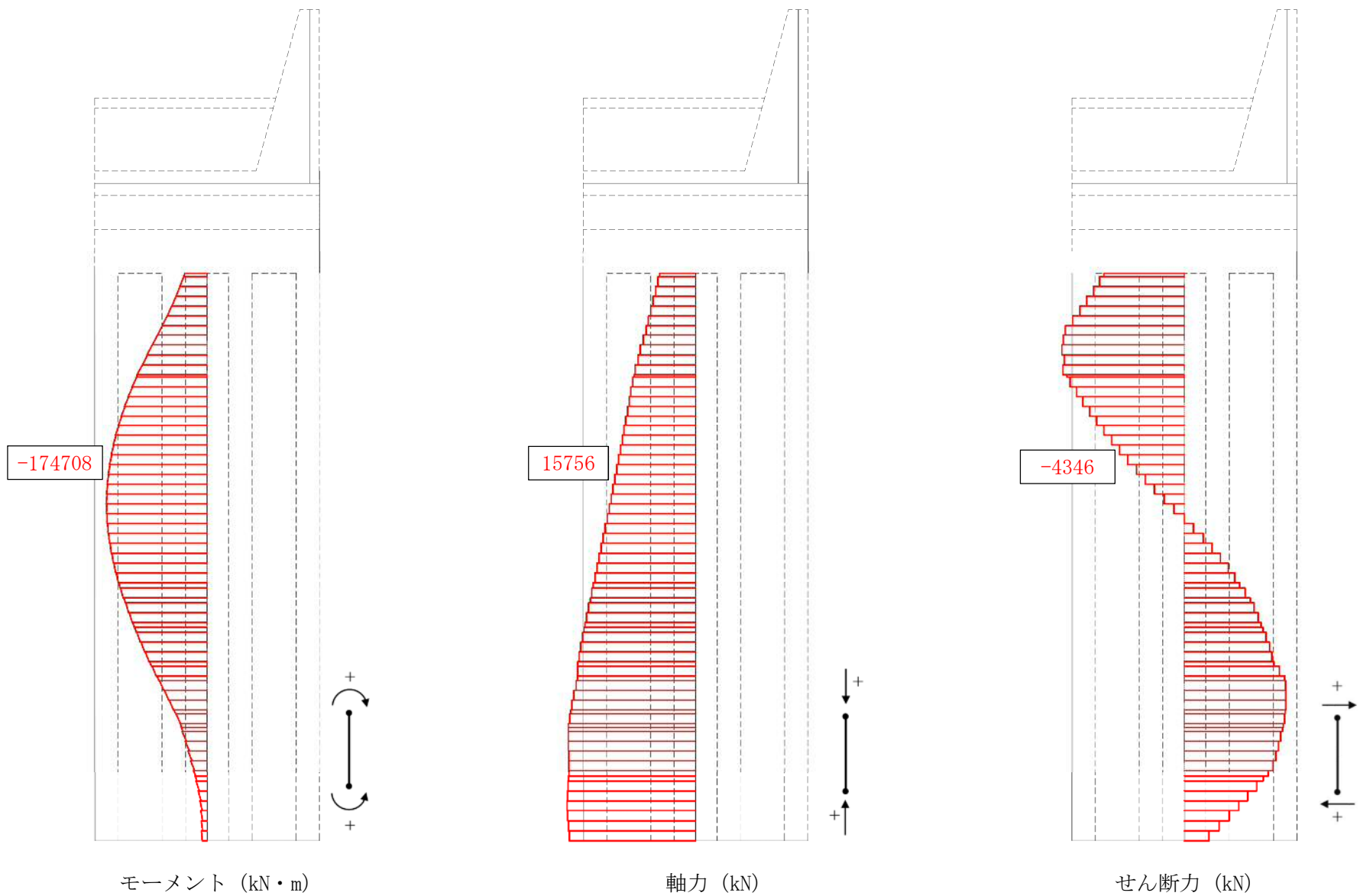


図 5.2-12 (6) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



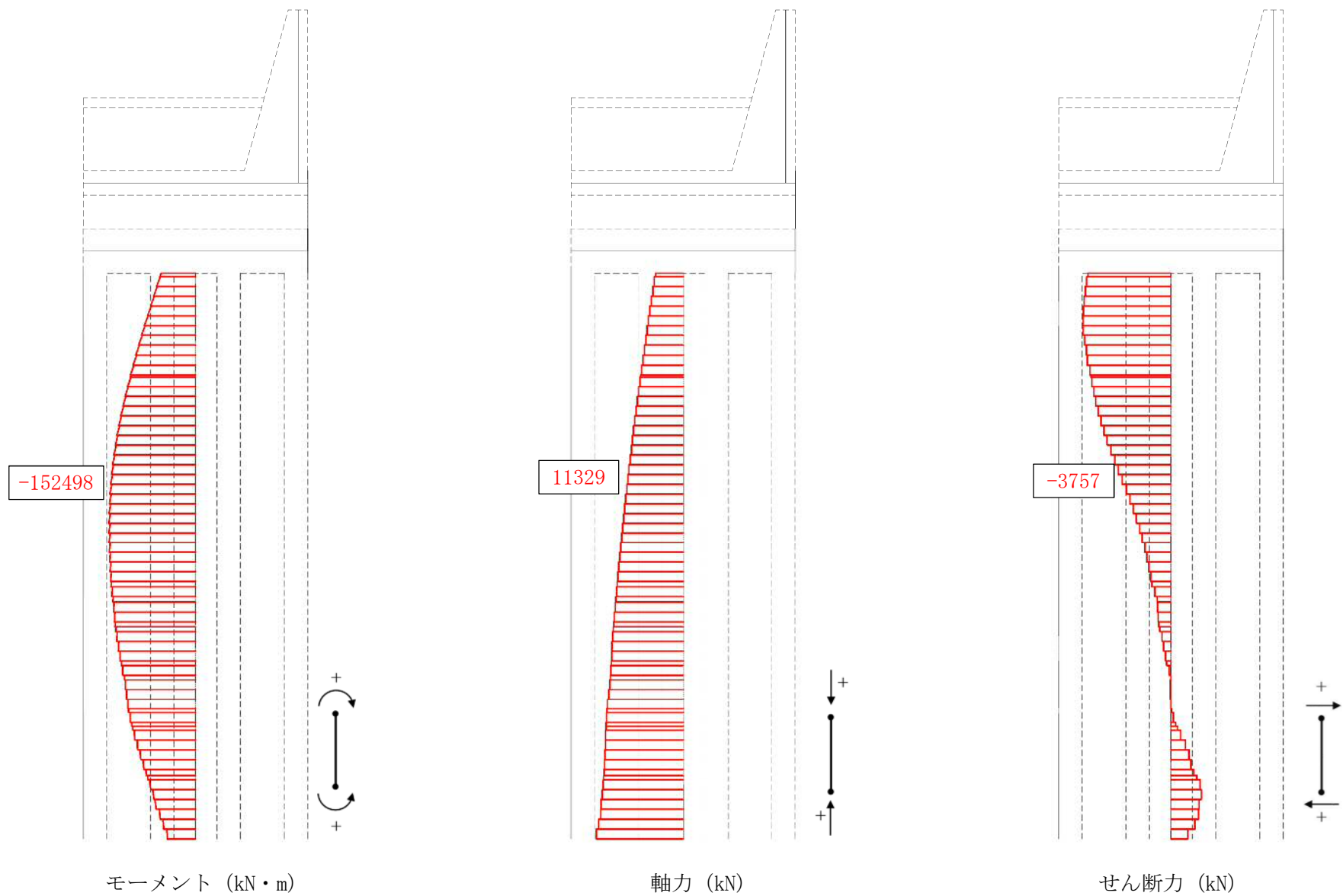


図 5.2-12 (7) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



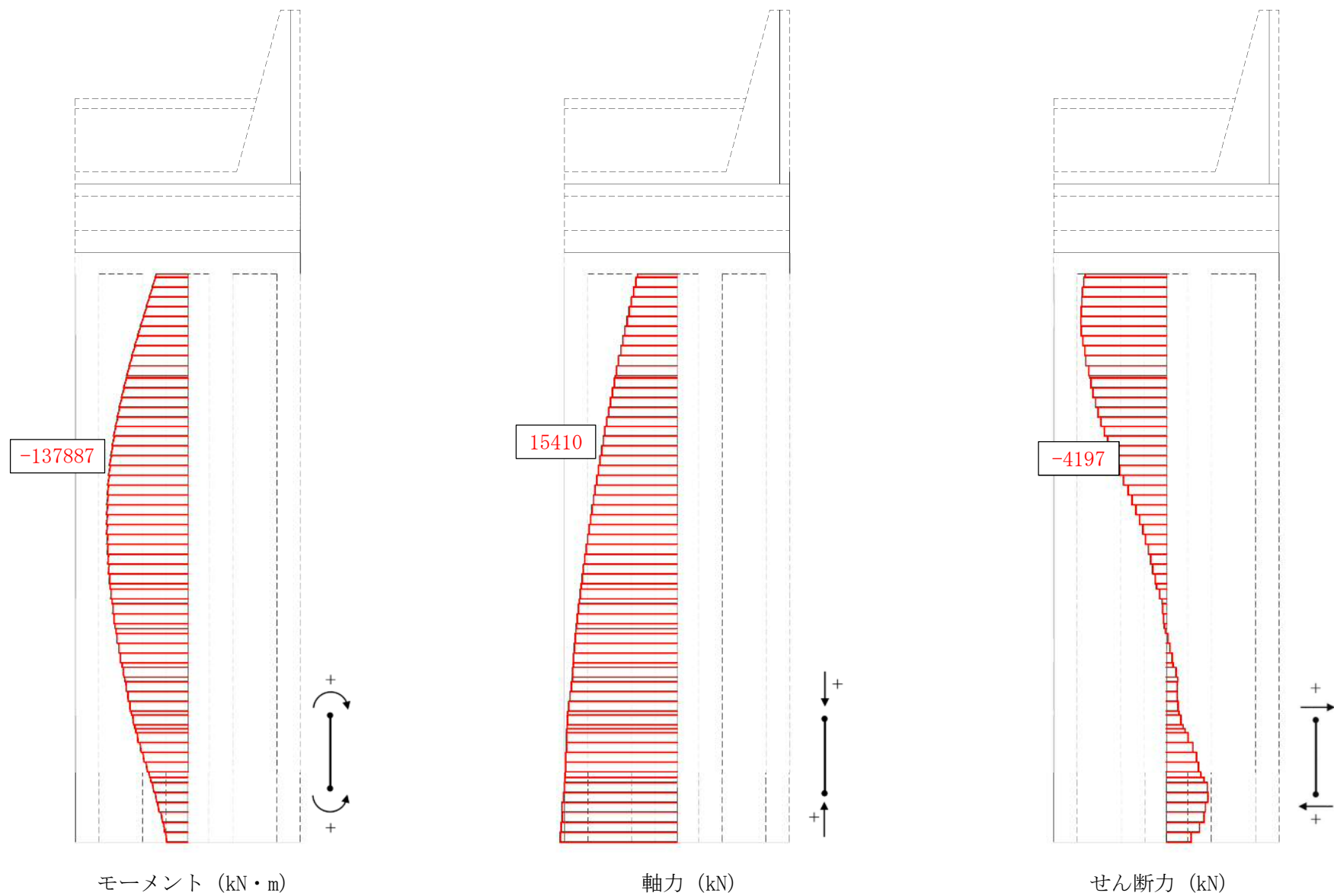


図 5.2-12 (8) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



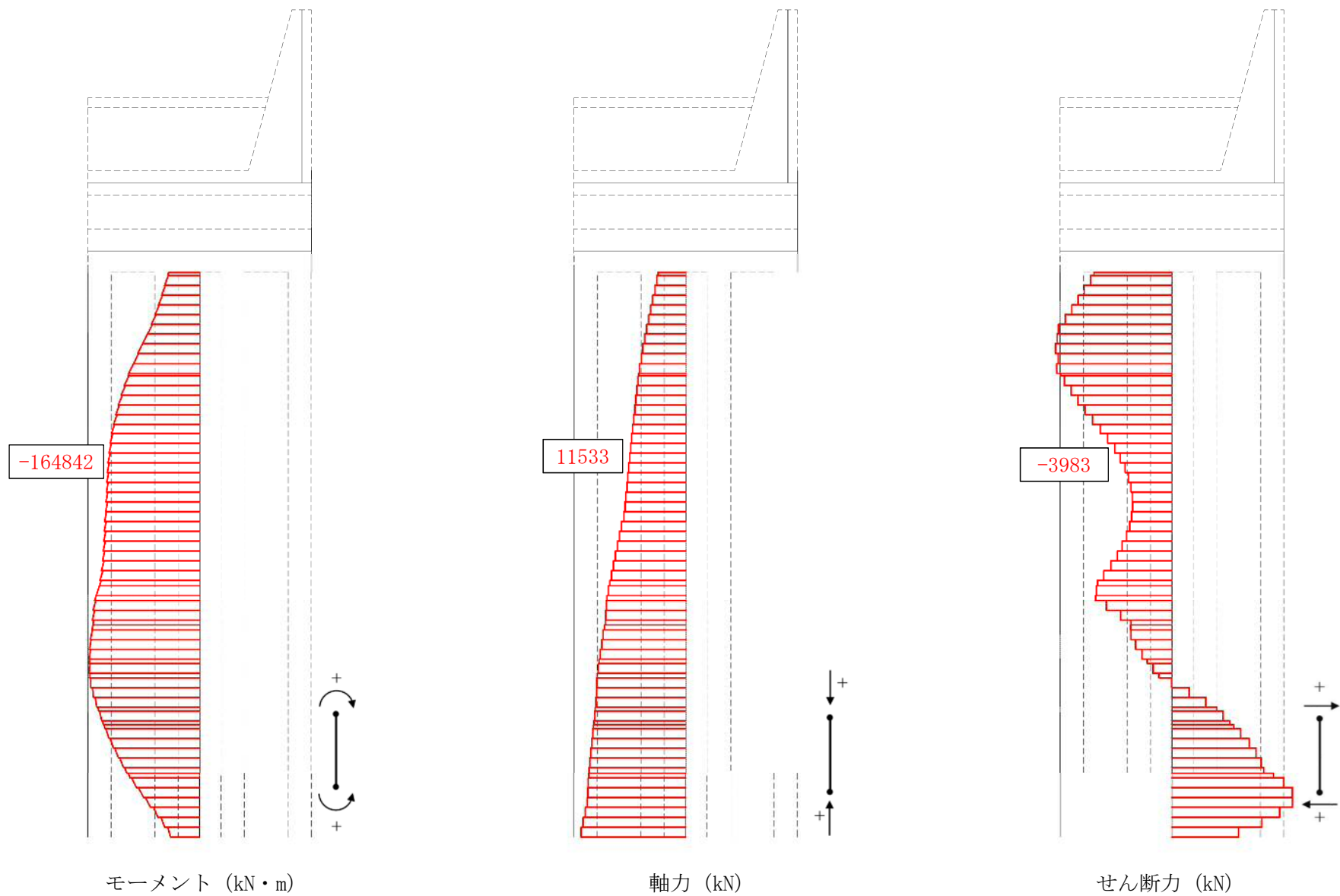


図 5.2-12 (9) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね4，鉛直上向き)



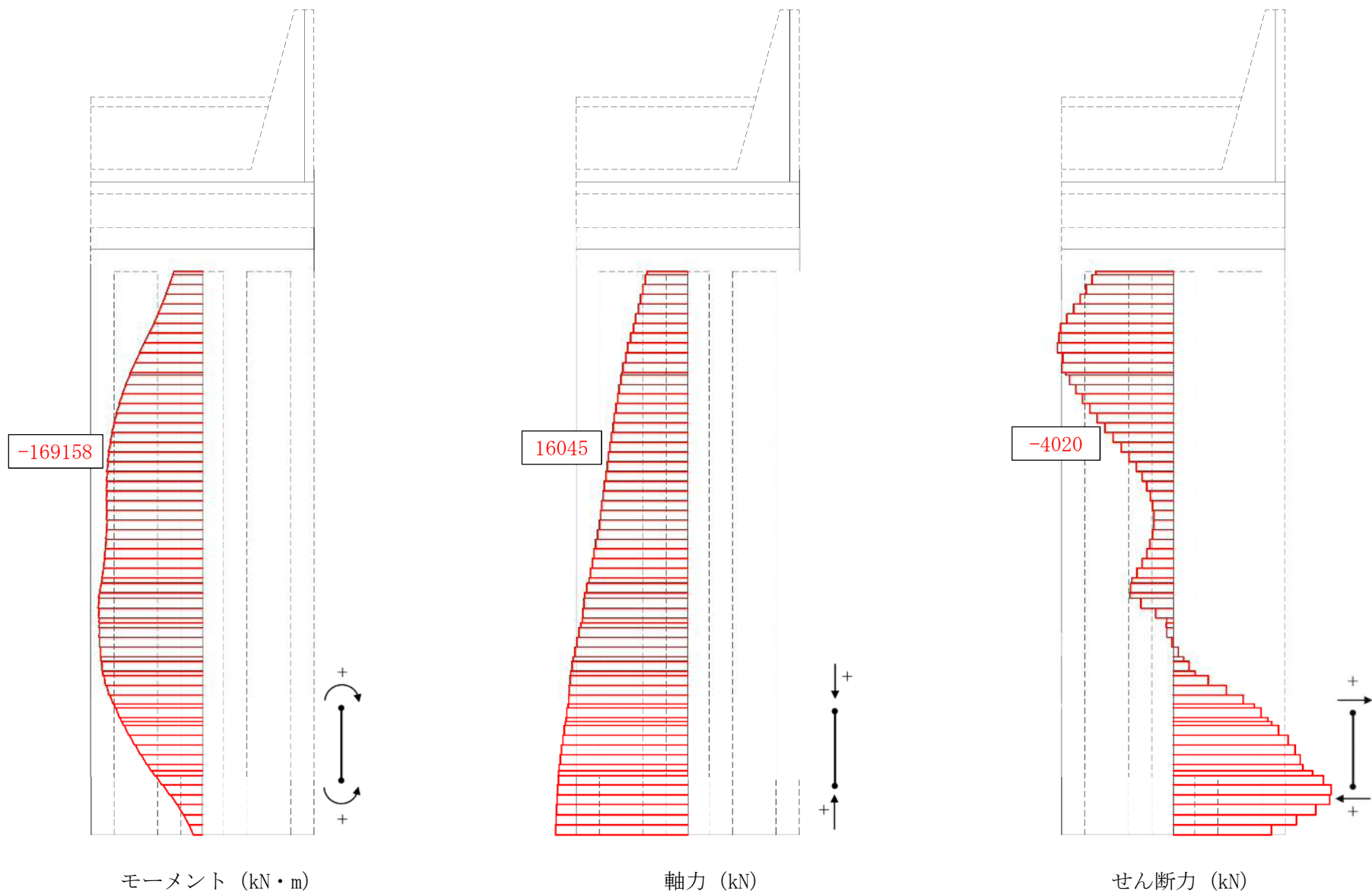


図 5.2-12 (10) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



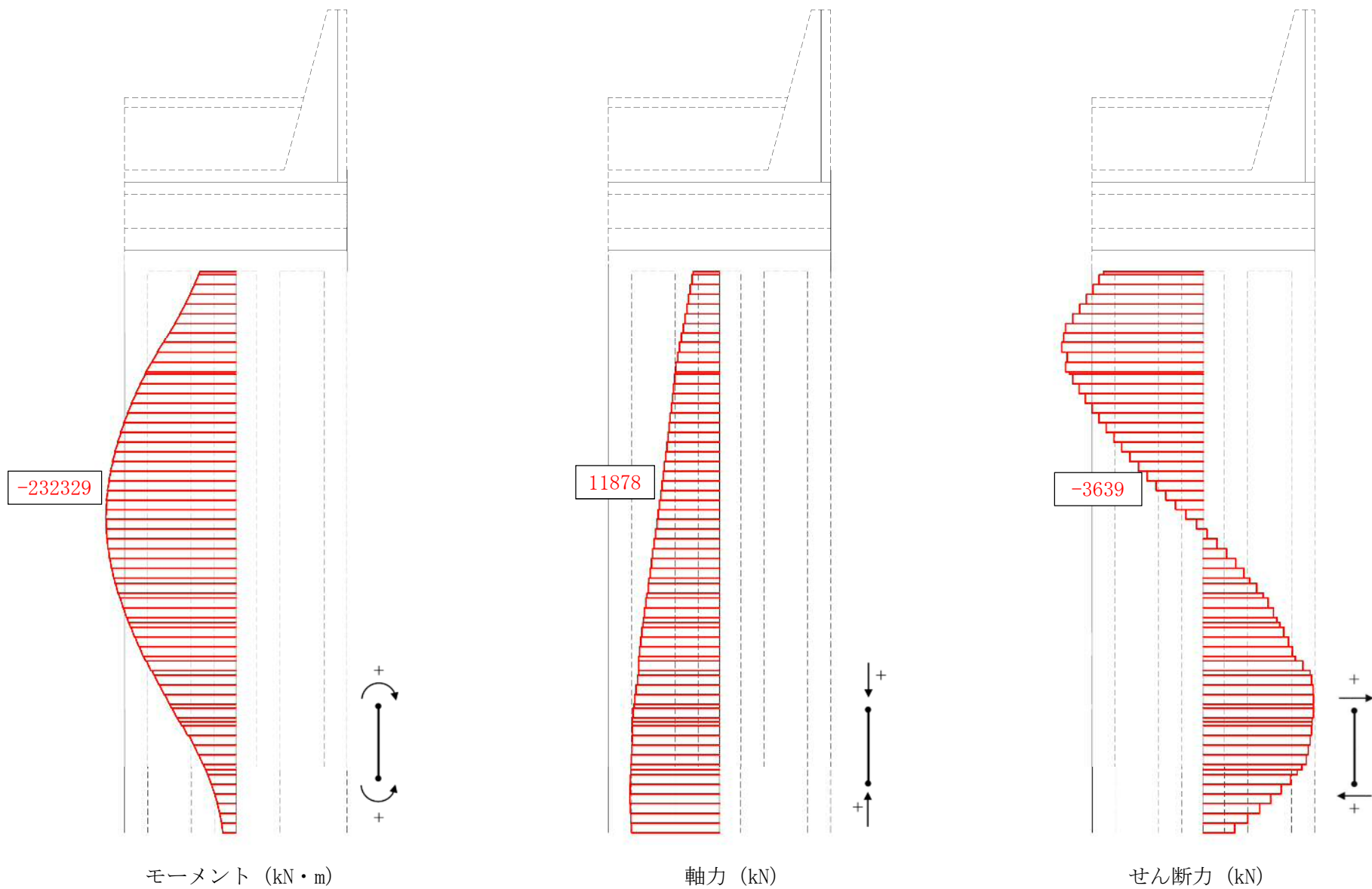


図 5.2-12 (11) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



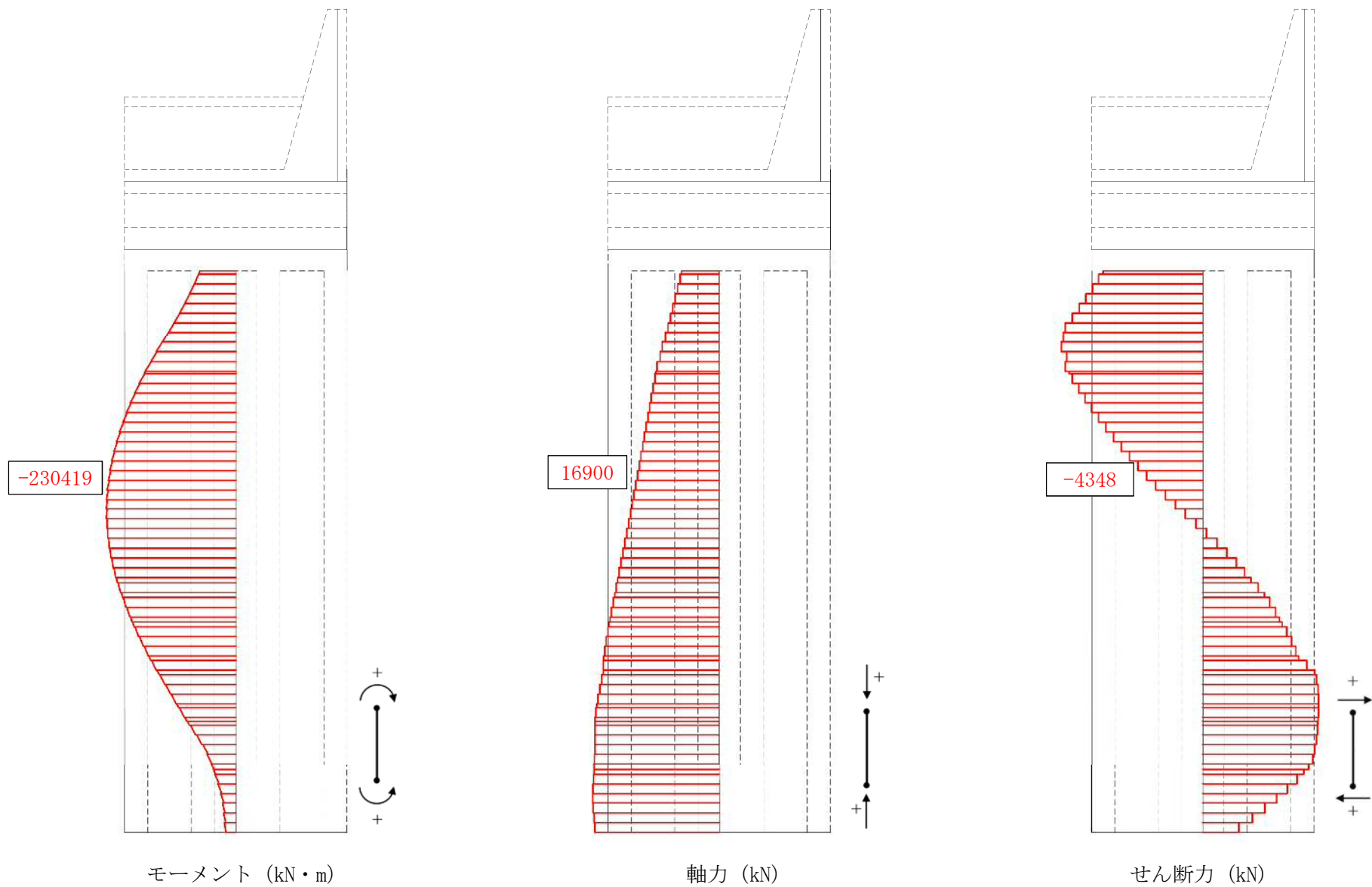


図 5.2-12 (12) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



(3) セン断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を表 5.2-10 に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向のせん断力に対する照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.2-13 に示す。

表 5.2-10 (1) セン断力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	6130	-	-	-	28131	0.22
	鉛直下向き	2	5943	0.795	0.825	0.97	28131	0.22
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	8080	-	-	-	28131	0.29
	鉛直下向き	3	10737	-	-	-	28131	0.39
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	9410	-	-	-	28131	0.34
	鉛直下向き	2	9410	-	-	-	28131	0.34

表 5.2-10 (2) セン断力に対する照査結果 (重畳時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	6755	0.903	1.100	0.83	31837	0.22
	鉛直下向き	2	6556	0.880	1.100	0.80	31837	0.21
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	9304	-	-	-	31837	0.30
	鉛直下向き	3	12170	-	-	-	31837	0.39
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	10965	-	-	-	31837	0.35
	鉛直下向き	2	10964	-	-	-	31837	0.35



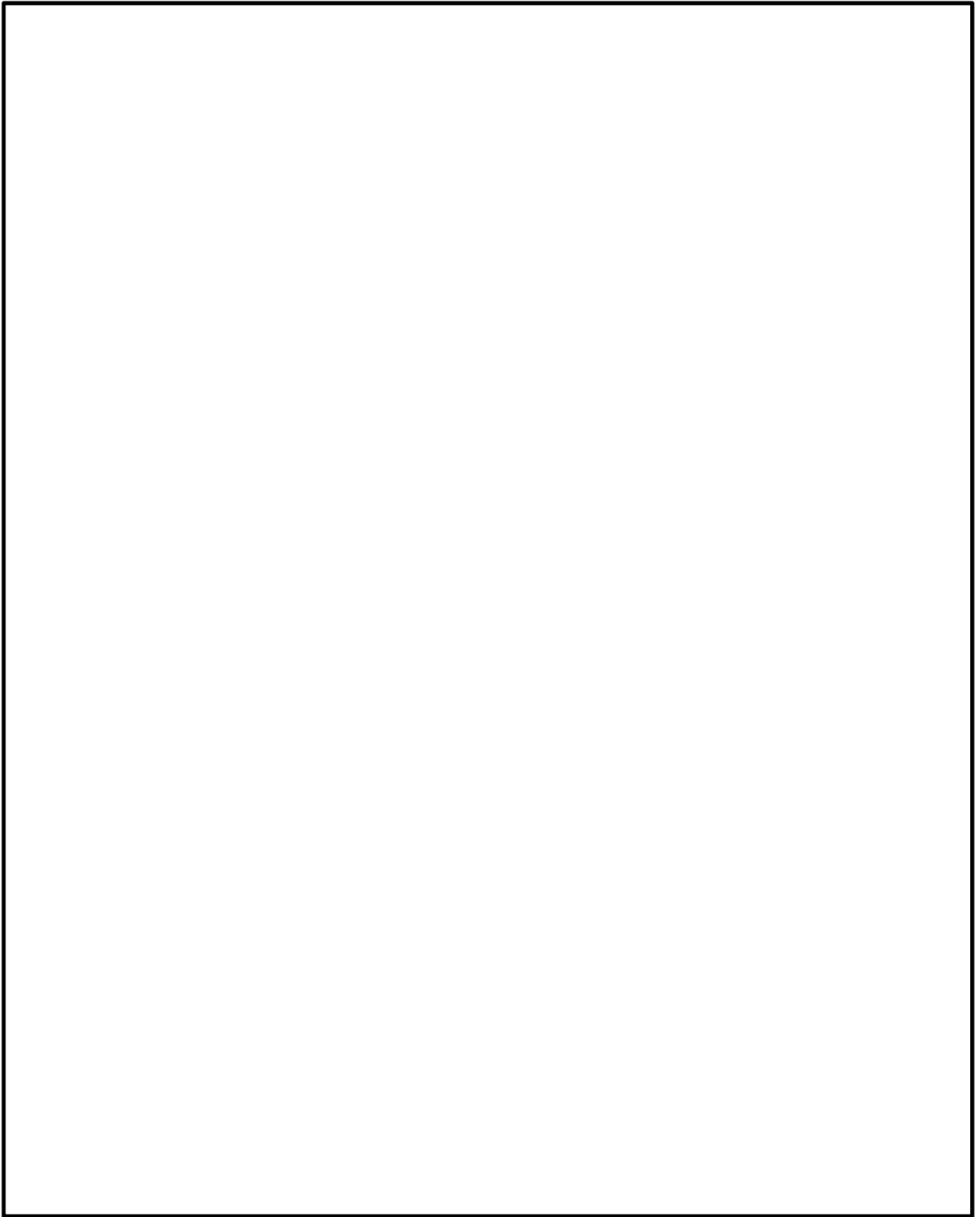


图 5.1—13 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



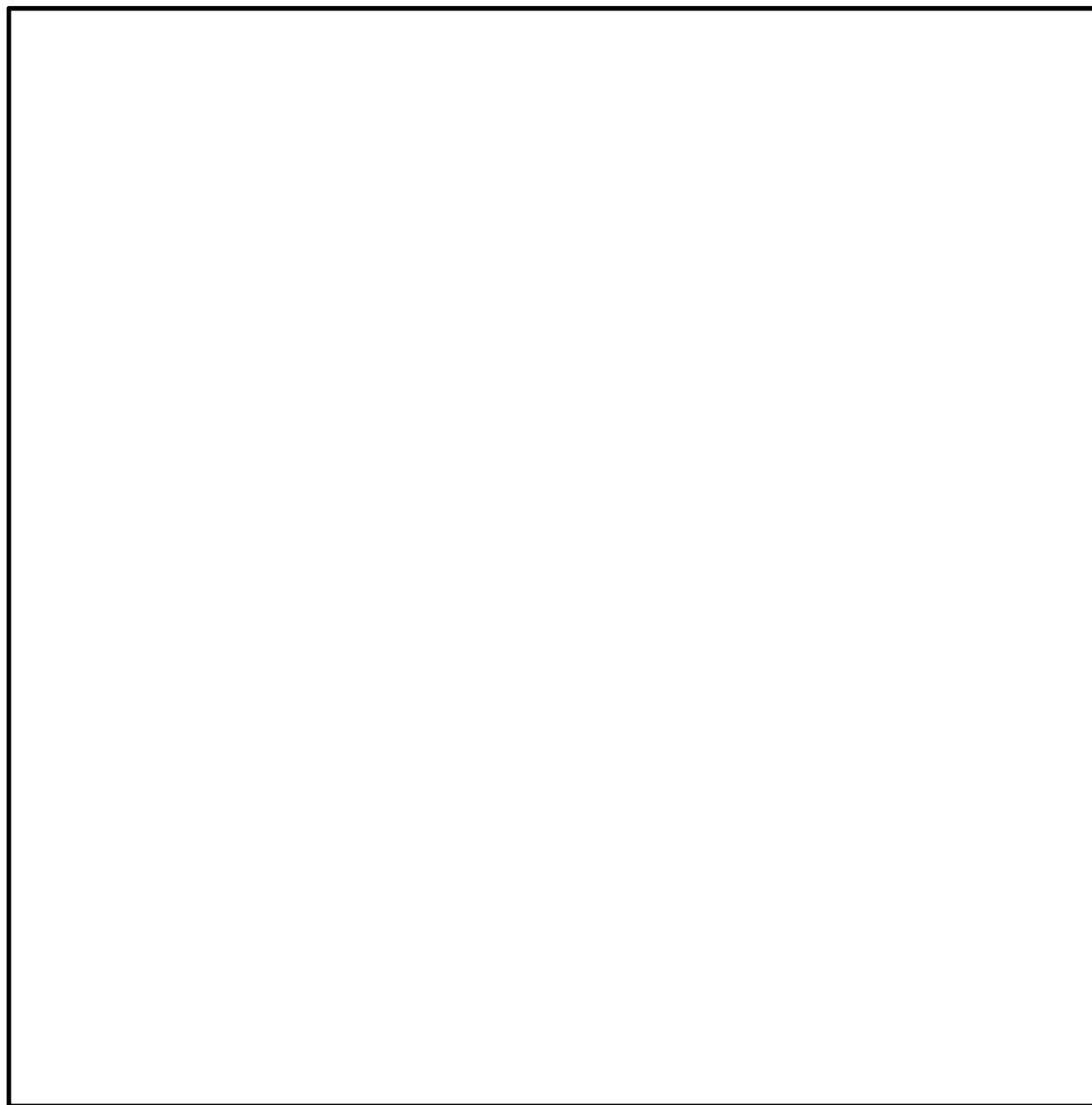


図 5.2-13 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



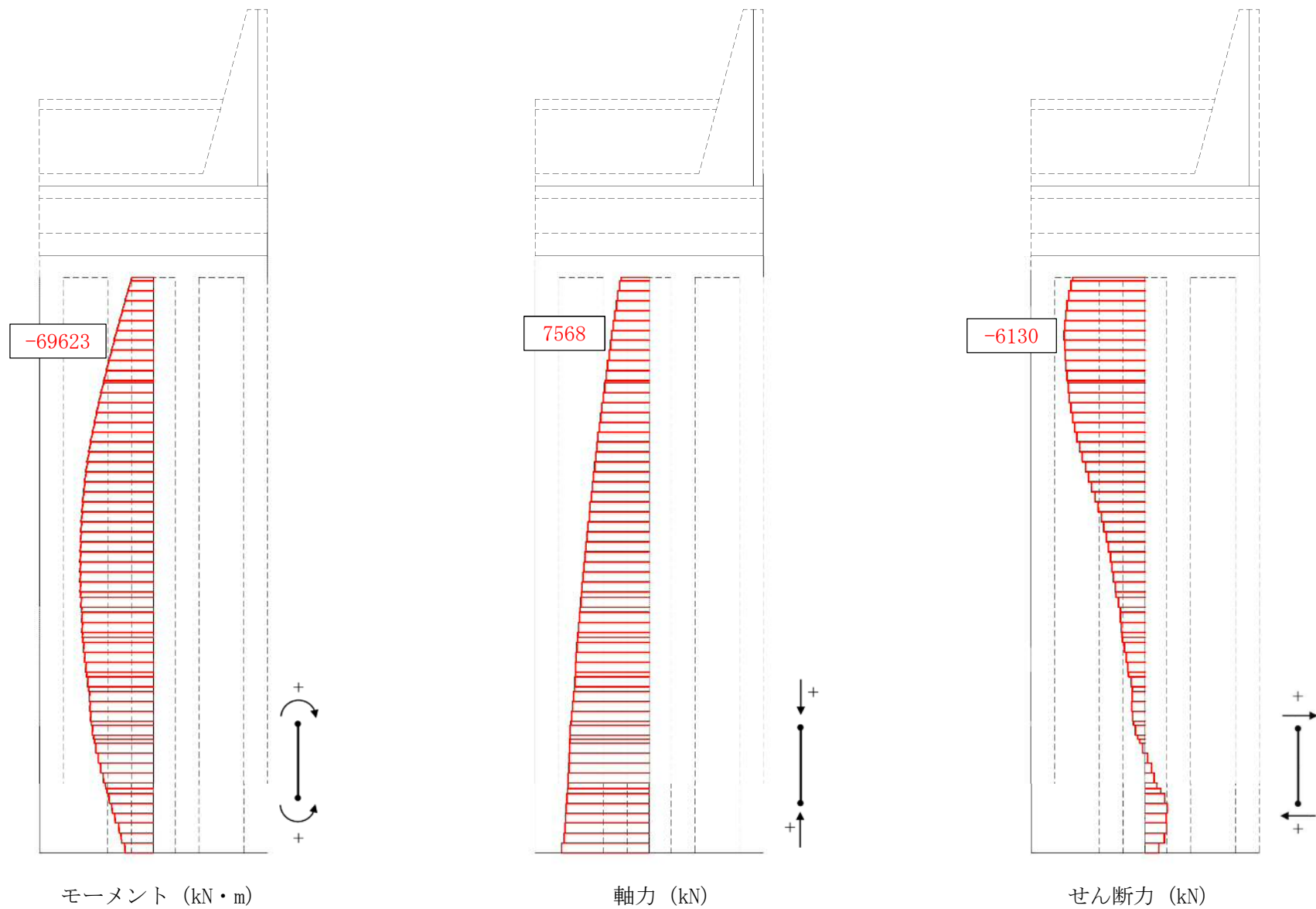


図 5.2-14 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)



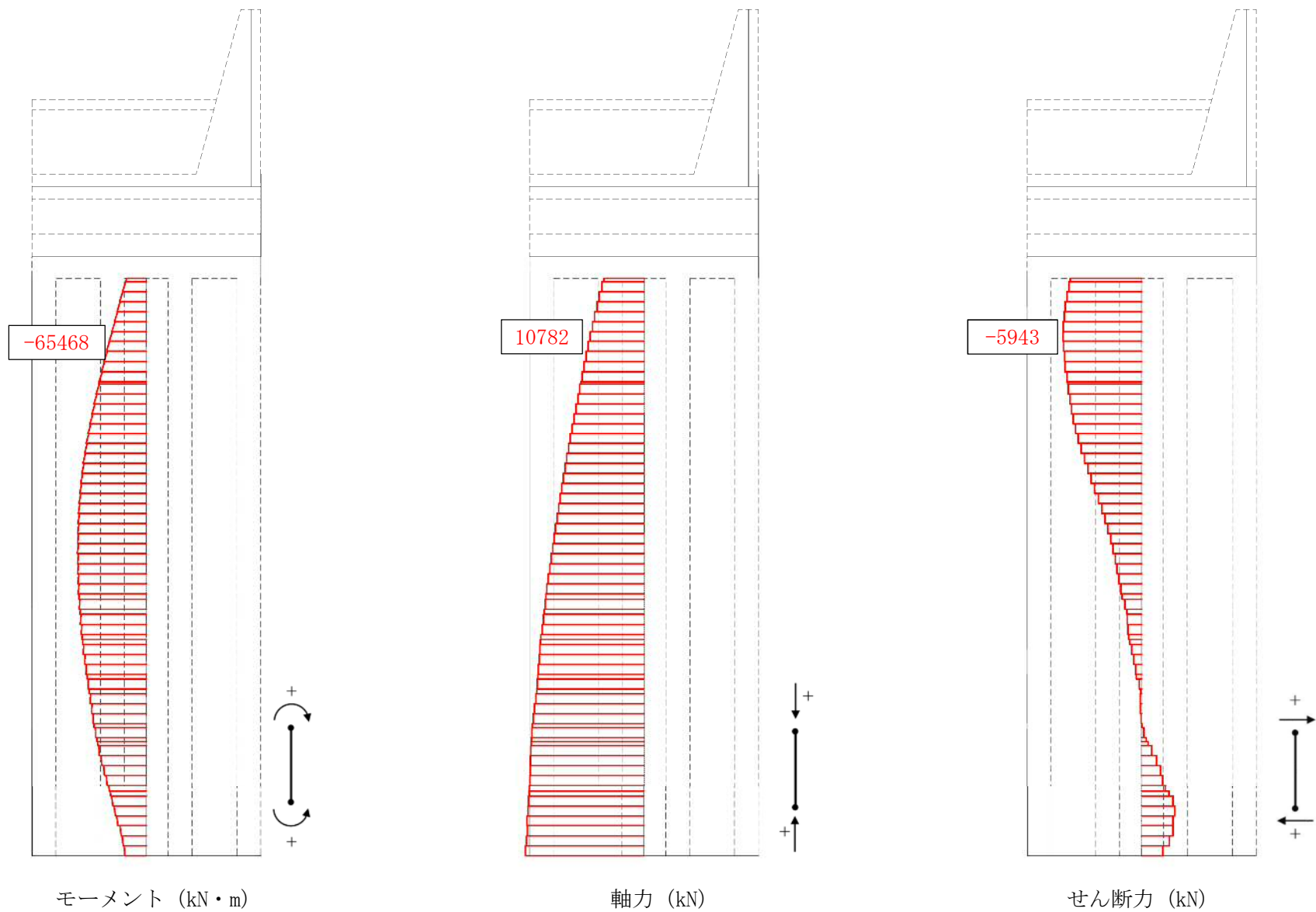


図 5.2-14 (2) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



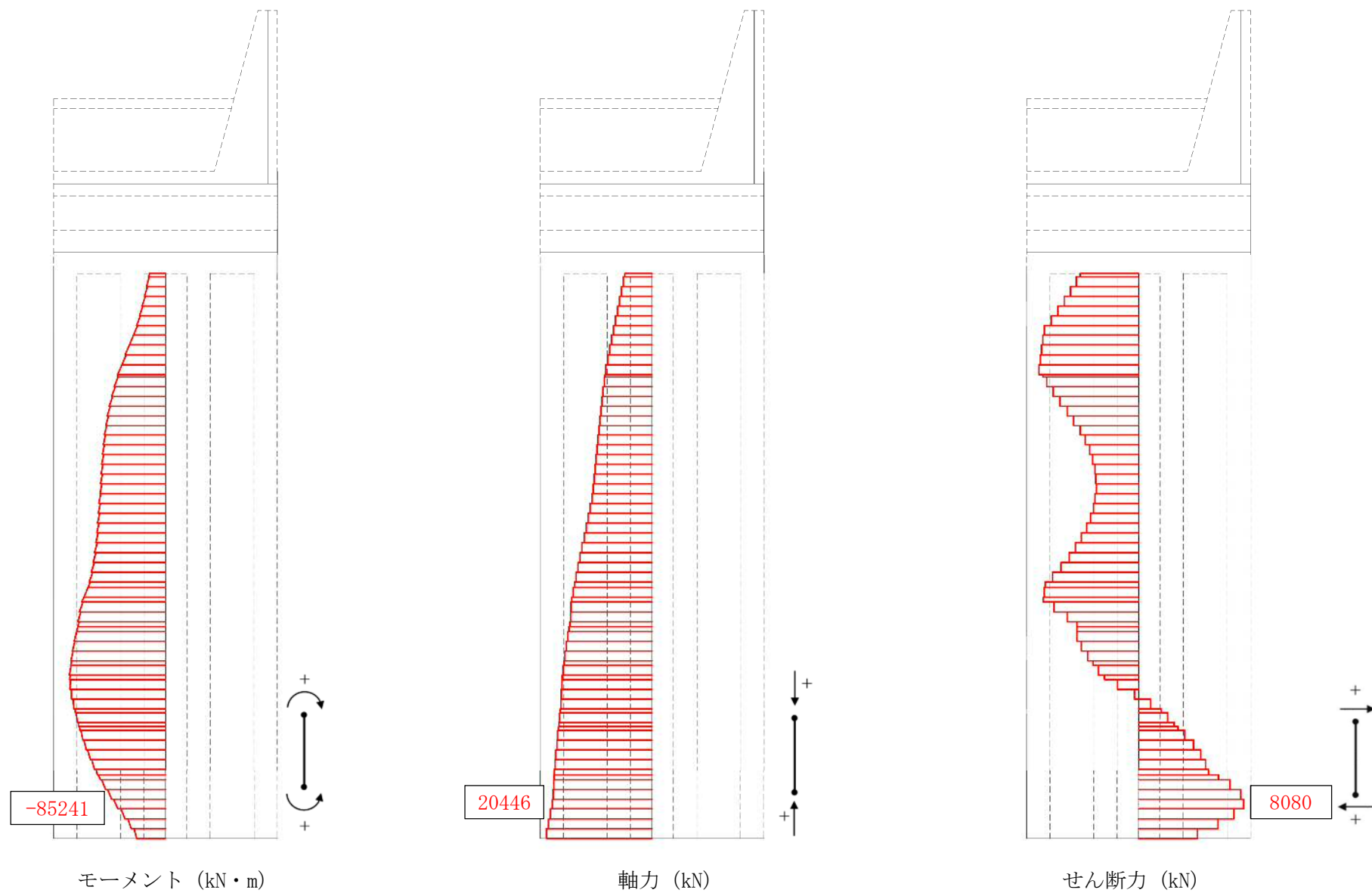


図 5.2-14 (3) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)



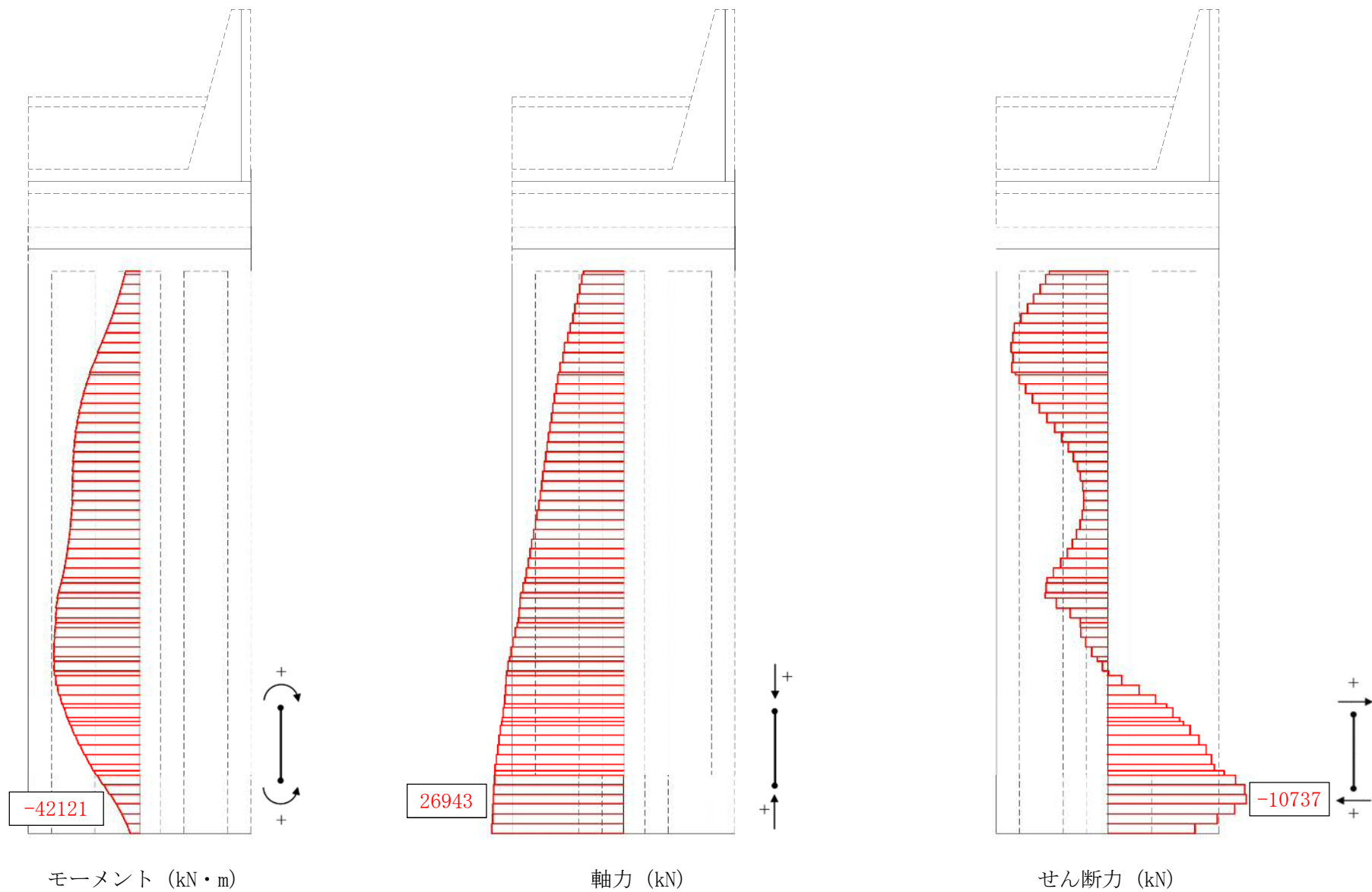


図 5.2-14 (4) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



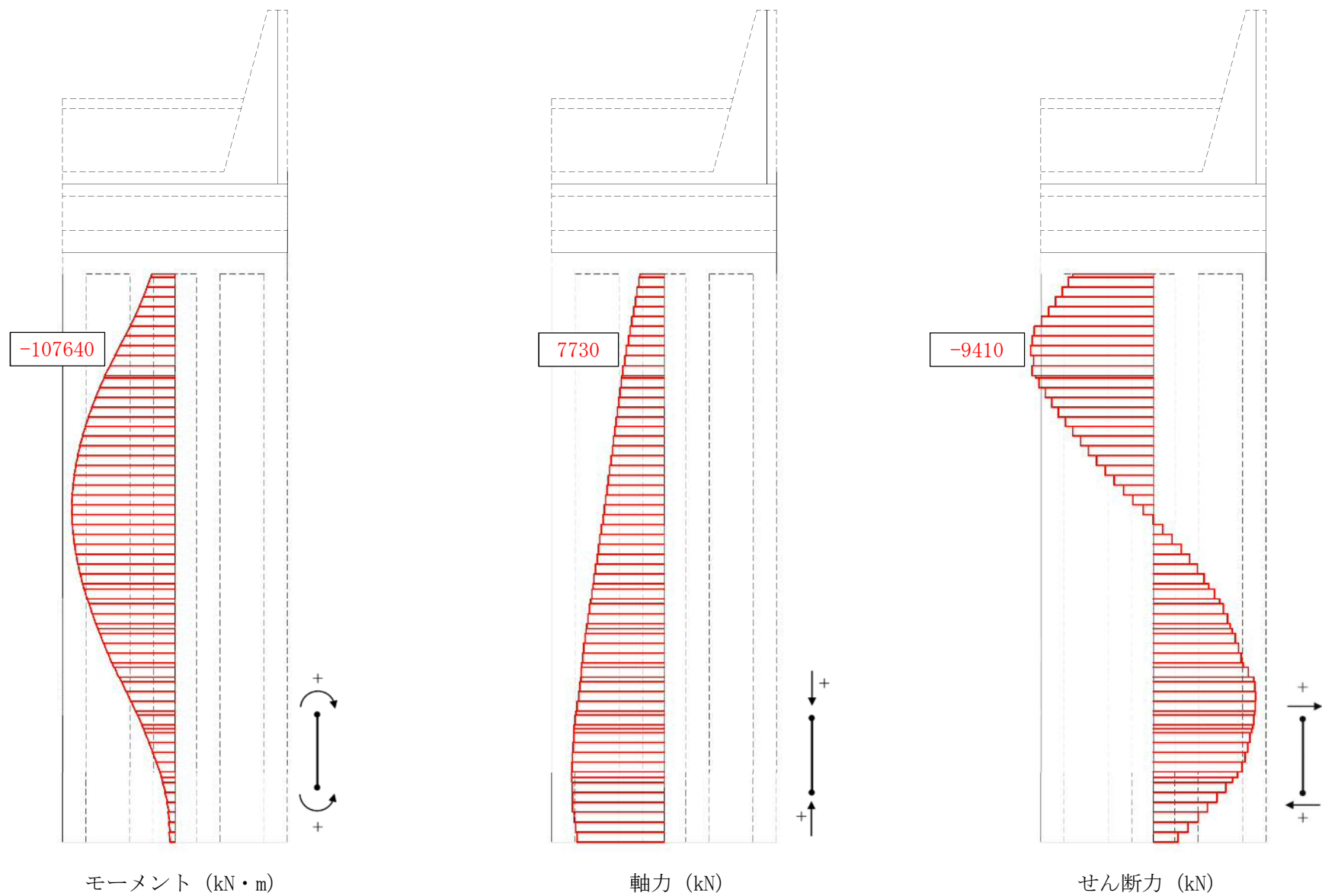


図 5.2-14 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



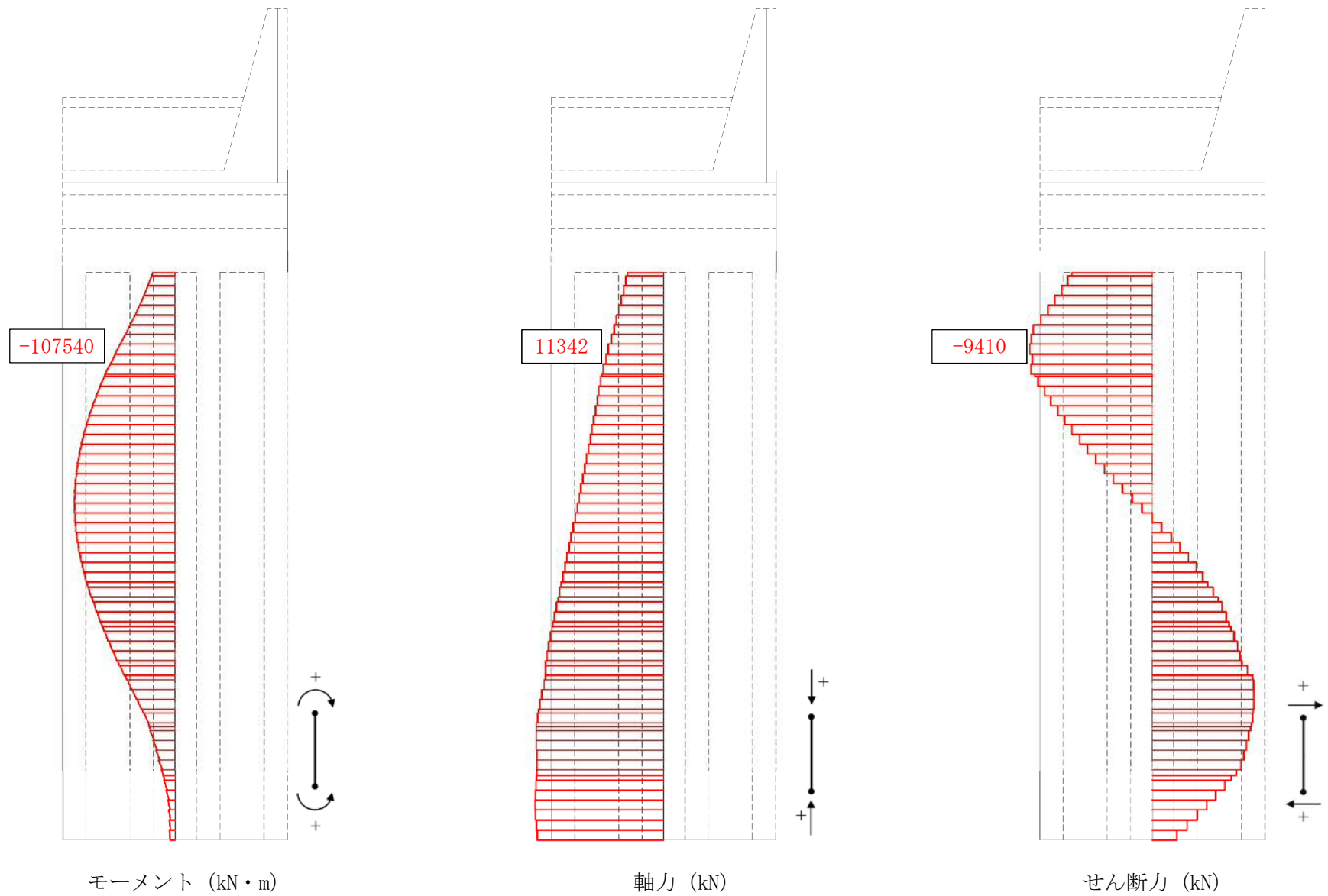


図 5.2-14 (6) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



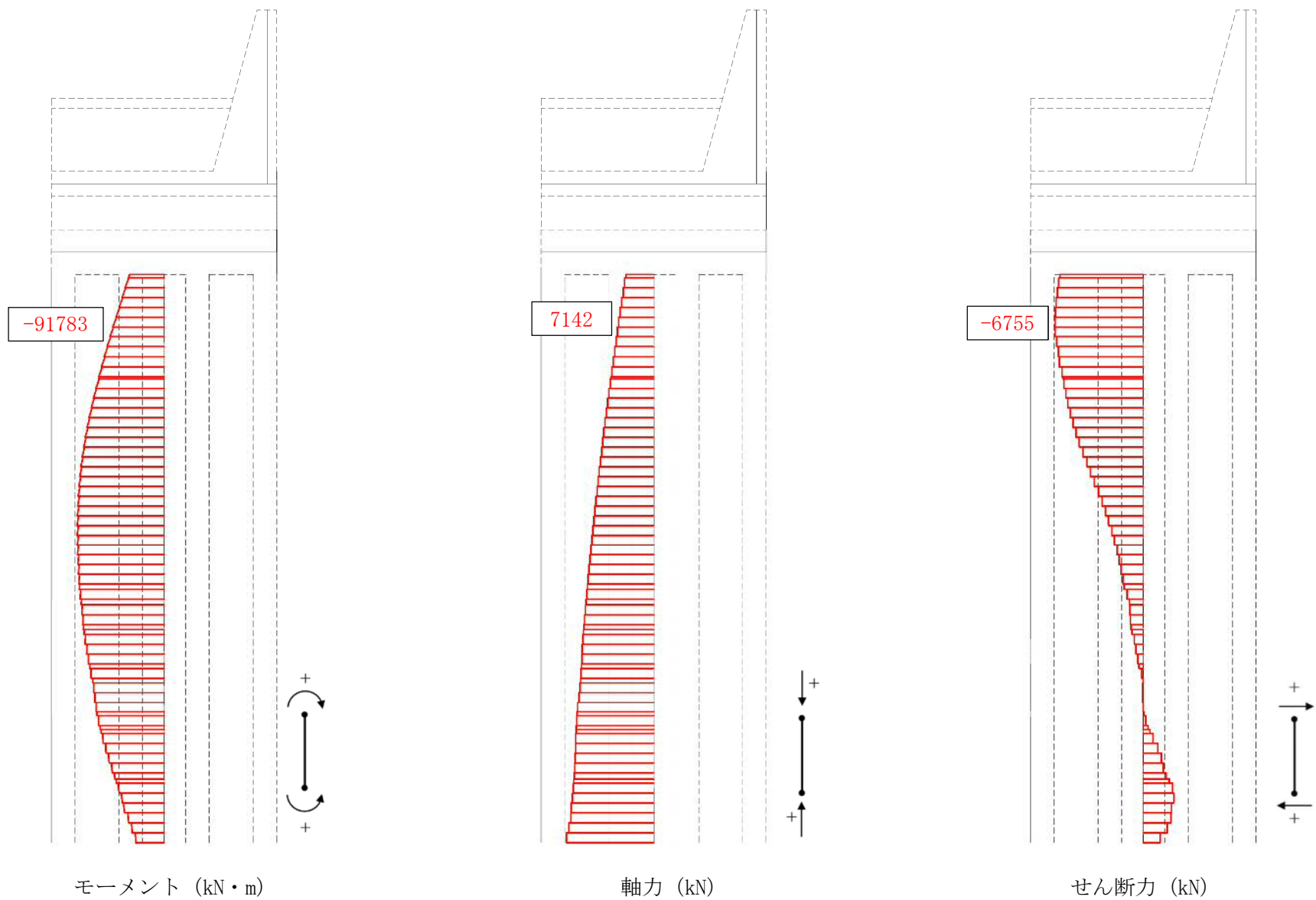


図 5.2-14 (7) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね3，鉛直上向き)



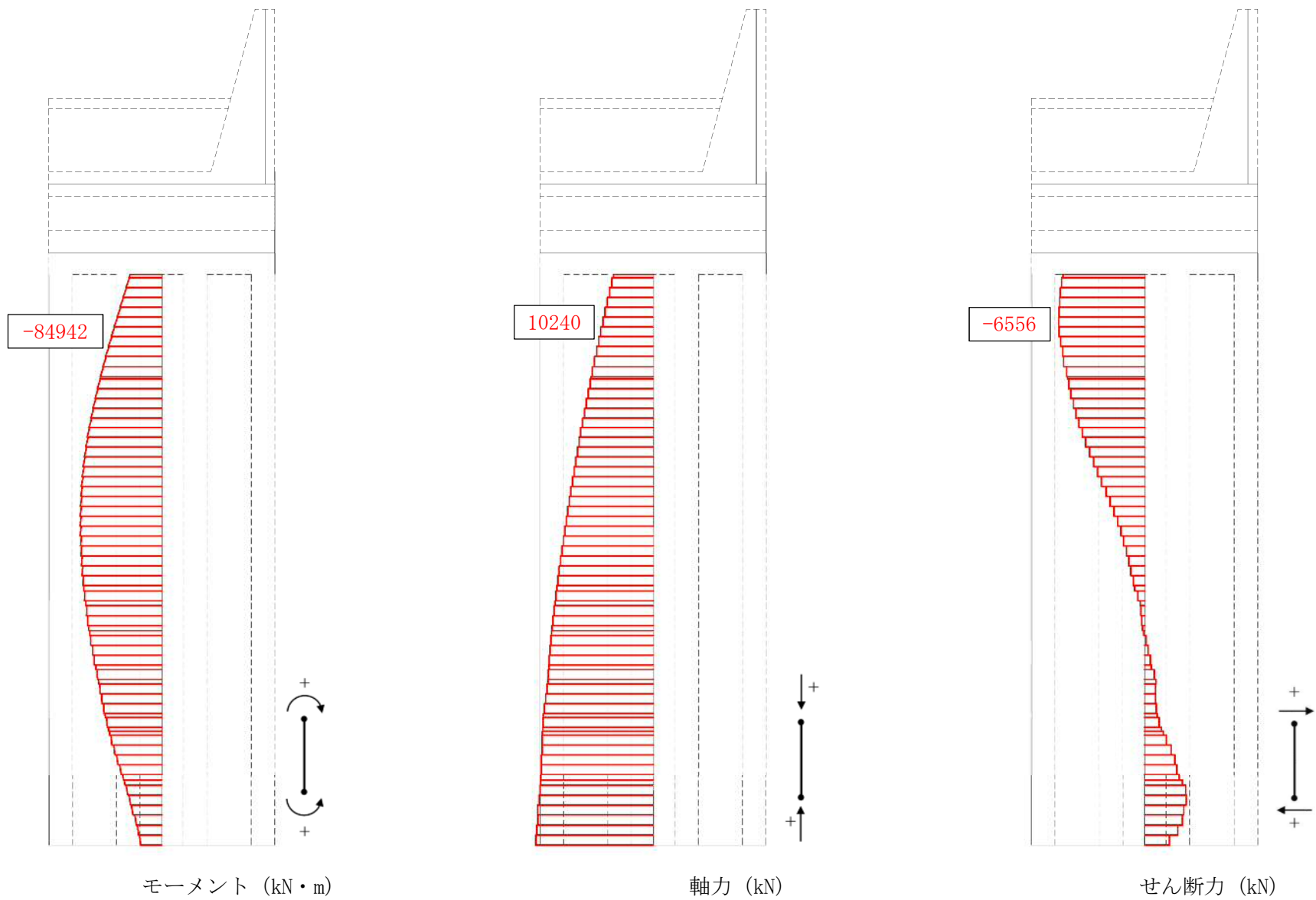


図 5.2—14 (8) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)



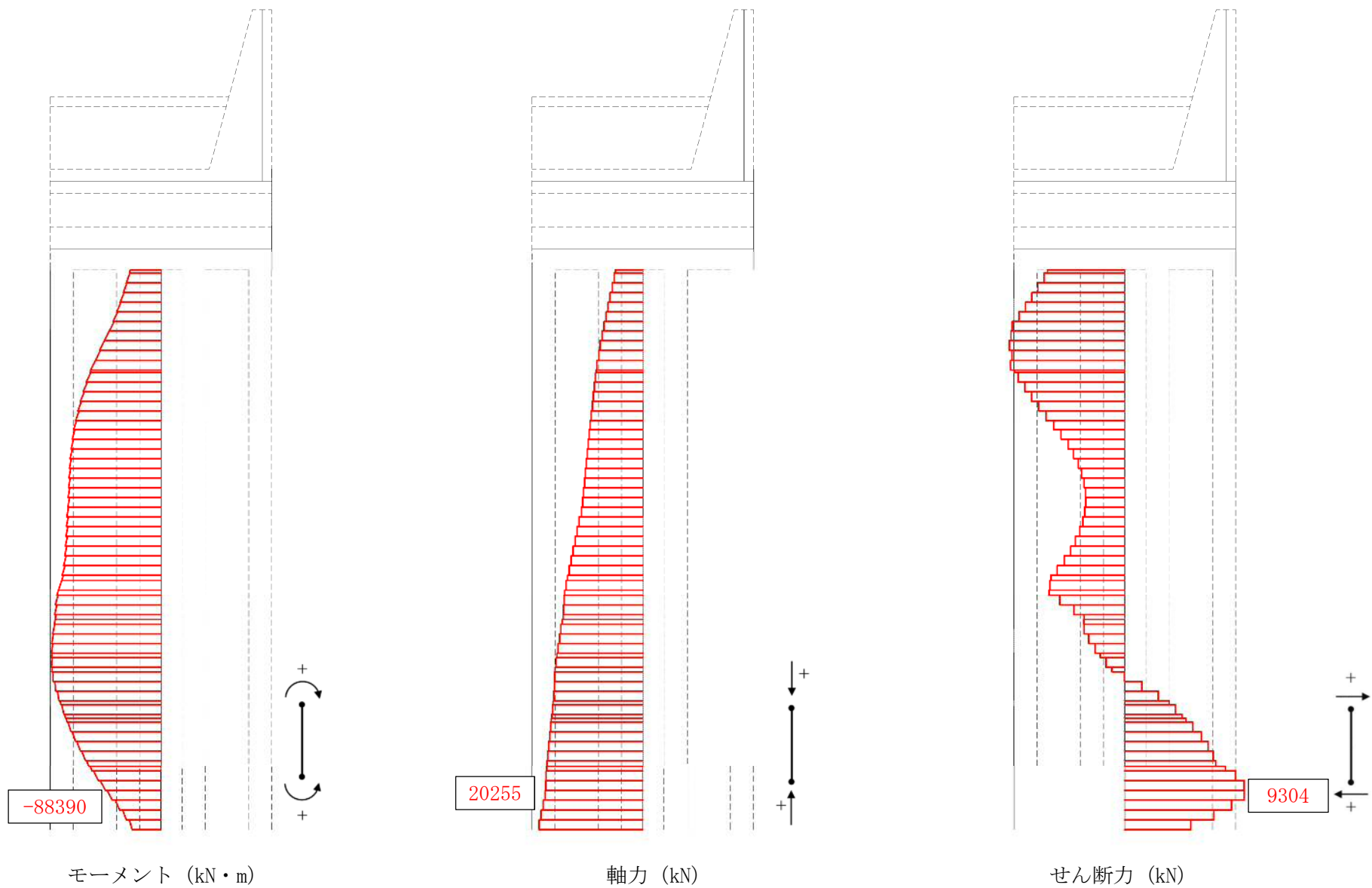


図 5.2-14 (9) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね4，鉛直上向き)



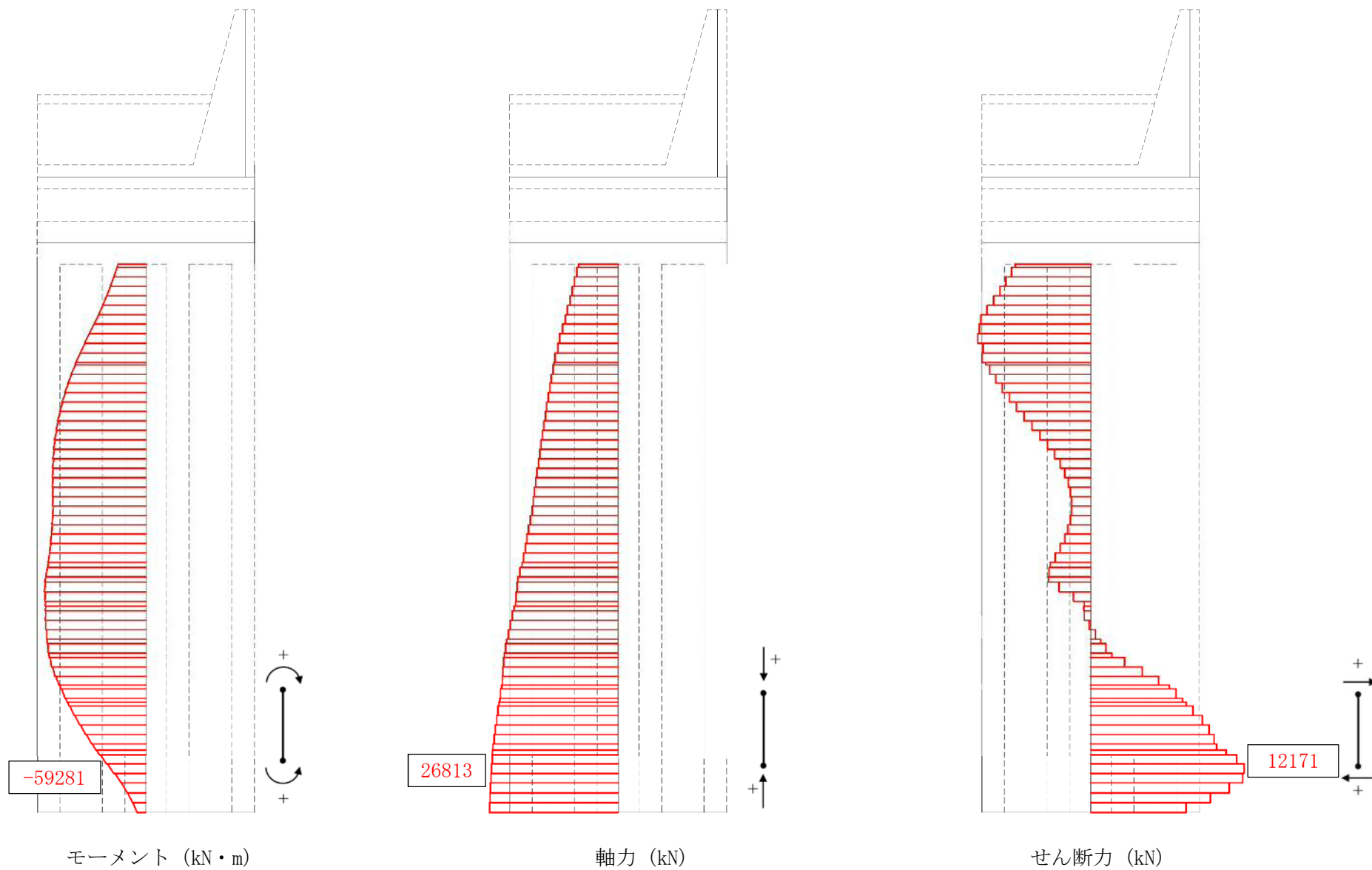


図 5.2-14 (10) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)



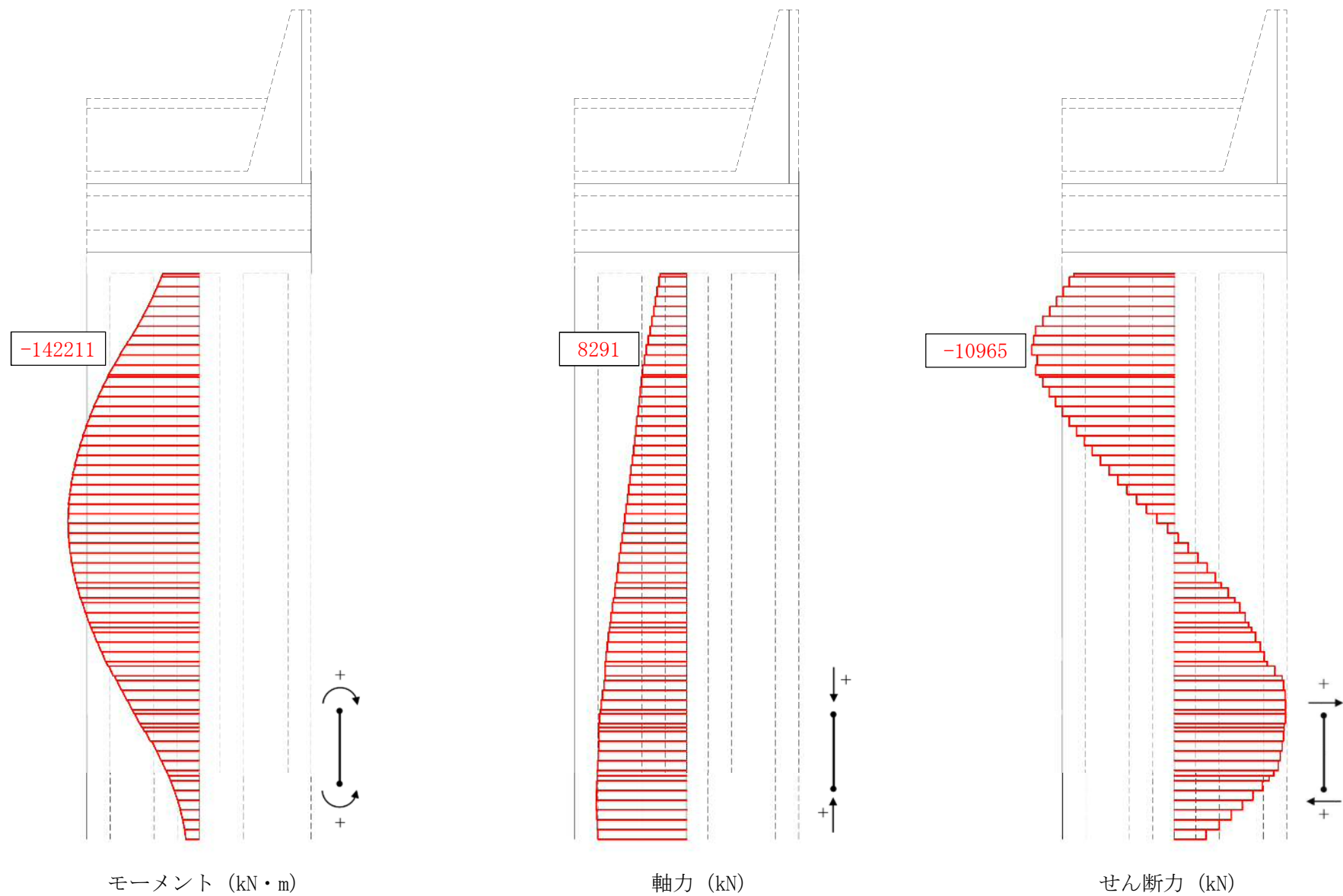


図 5.2-14 (11) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)



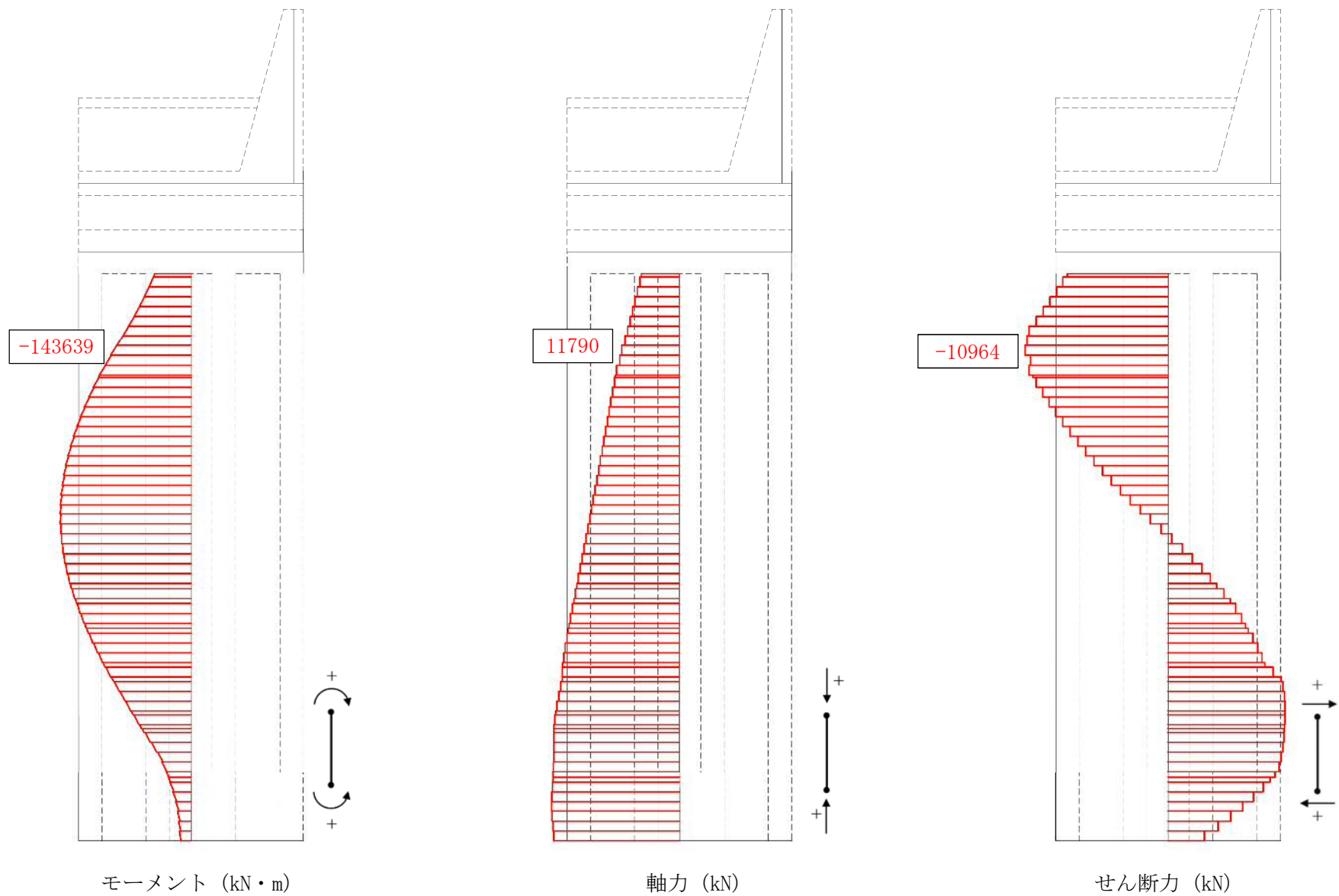


図 5.2—14 (12) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



#### 5.2.4 地中連続壁基礎（水平）の評価結果

##### (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を表 5.2-11 に示す。地中連続壁基礎の水平方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果、圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.2-11 (1) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

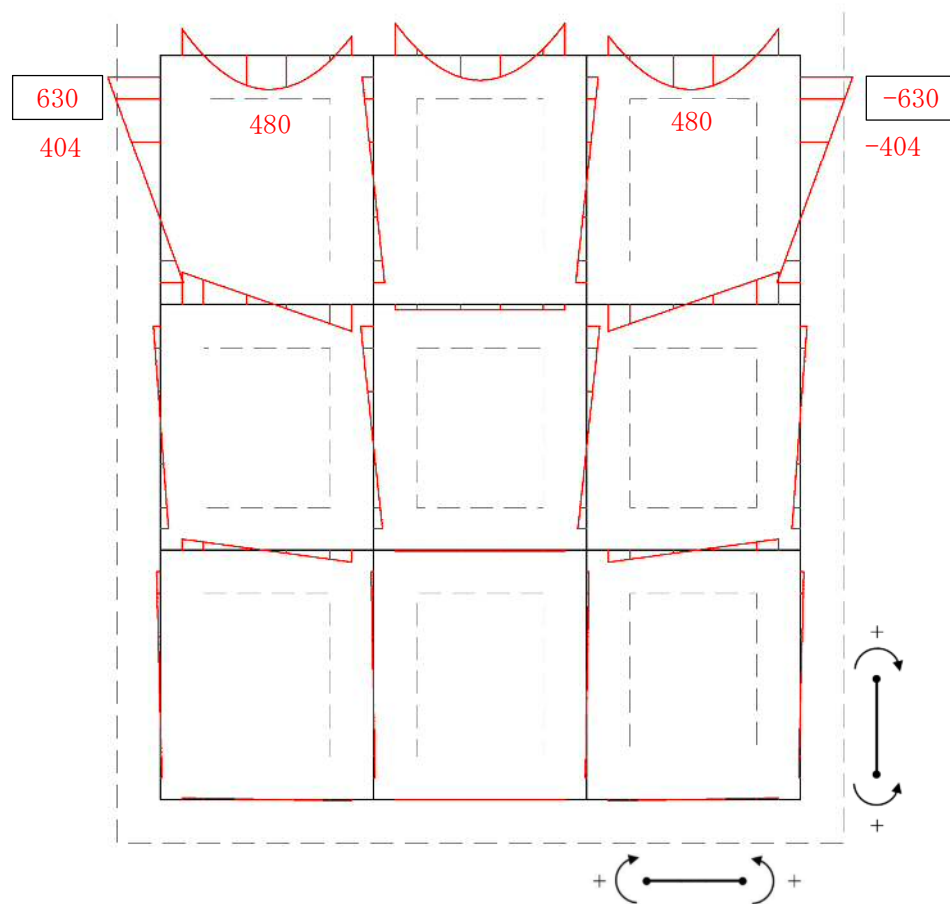
検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	37, 64	630	883	0.90	16.8	0.06
	鉛直下向き	37, 64	598	838	0.90	16.8	0.06
地盤ばね 4	鉛直上向き	37, 64	2551	3507	3.60	16.8	0.22
	鉛直下向き	37, 64	3016 (2588)	4118 (3617)	4.30 (3.69)	16.8	0.26 (0.22)
地盤ばね 5	鉛直上向き	37, 64	1271	1781	1.80	16.8	0.11
	鉛直下向き	37, 64	1268	1778	1.80	16.8	0.11

表 5.2-11 (2) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果  
（重畳時：敷地に遡上する津波時）

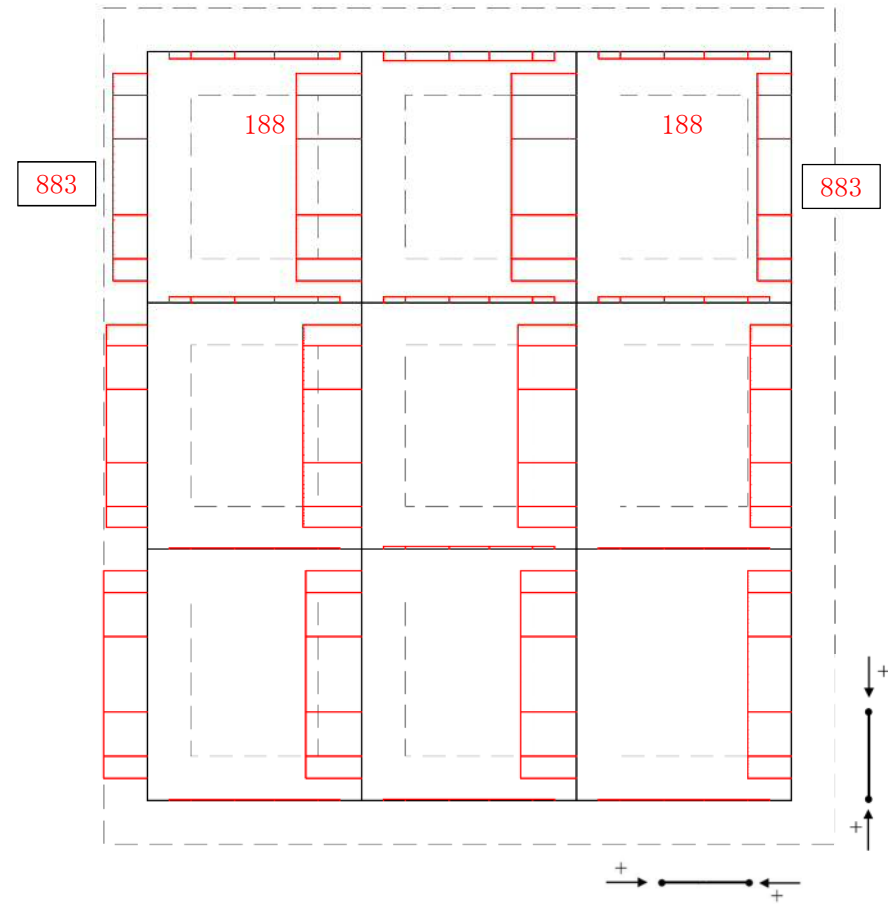
検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	37, 64	554	777	0.79	22.4	0.04
	鉛直下向き	37, 64	685	932	0.97	22.4	0.05
地盤ばね 4	鉛直上向き	37, 64	2994	4118	4.26	22.4	0.20
	鉛直下向き	37, 64	3460 (2977)	4726 (4159)	4.92 (4.24)	22.4	0.22 (0.19)
地盤ばね 5	鉛直上向き	37, 64	1359	1905	1.94	22.4	0.09
	鉛直下向き	37, 64	1417	1942	2.01	22.4	0.09

※1 ( ) 内の値は、両押し時の照査結果





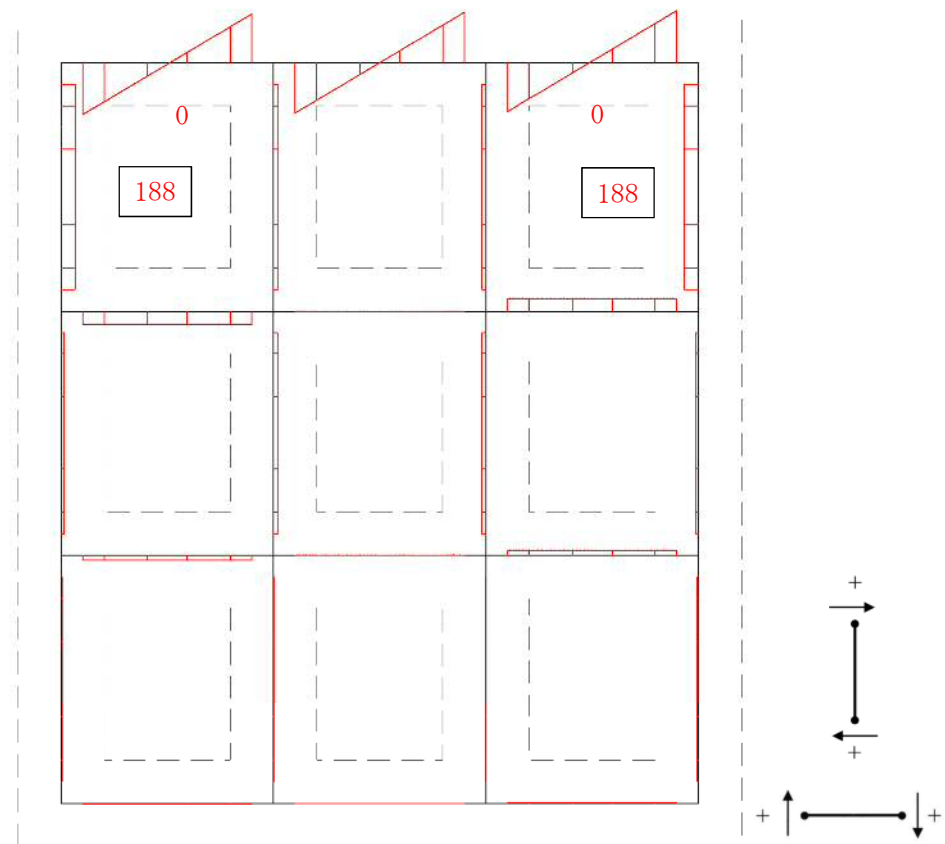
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (1) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直上向き)

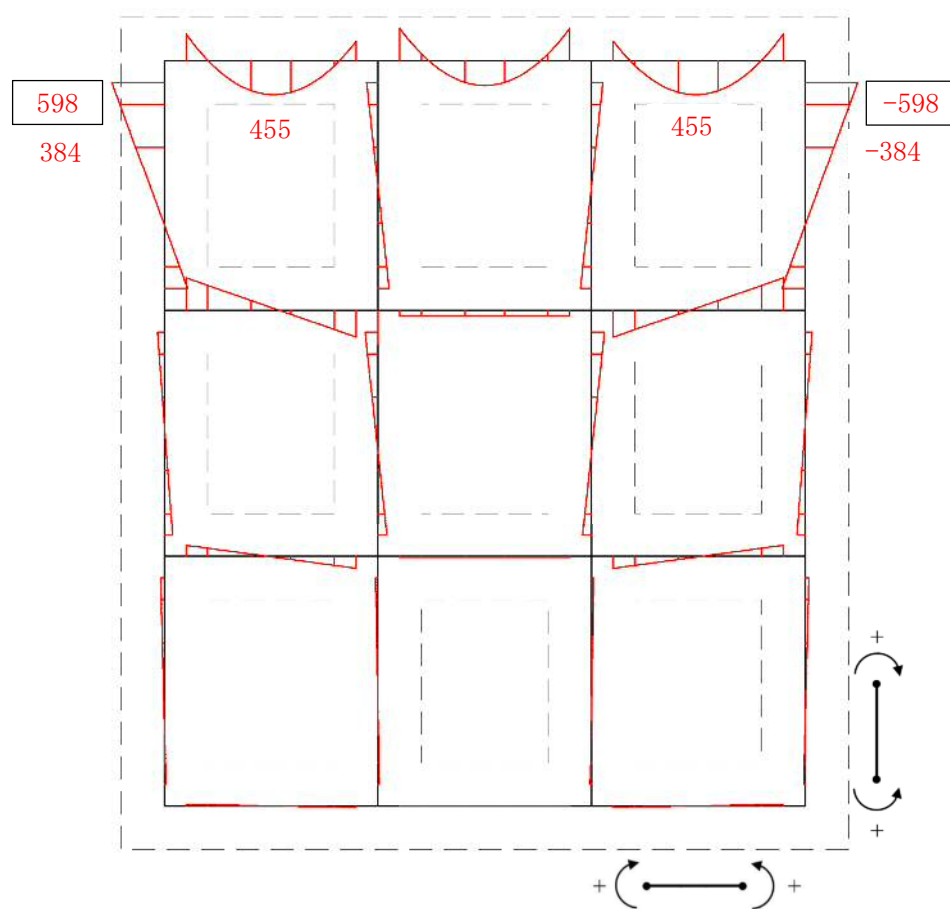




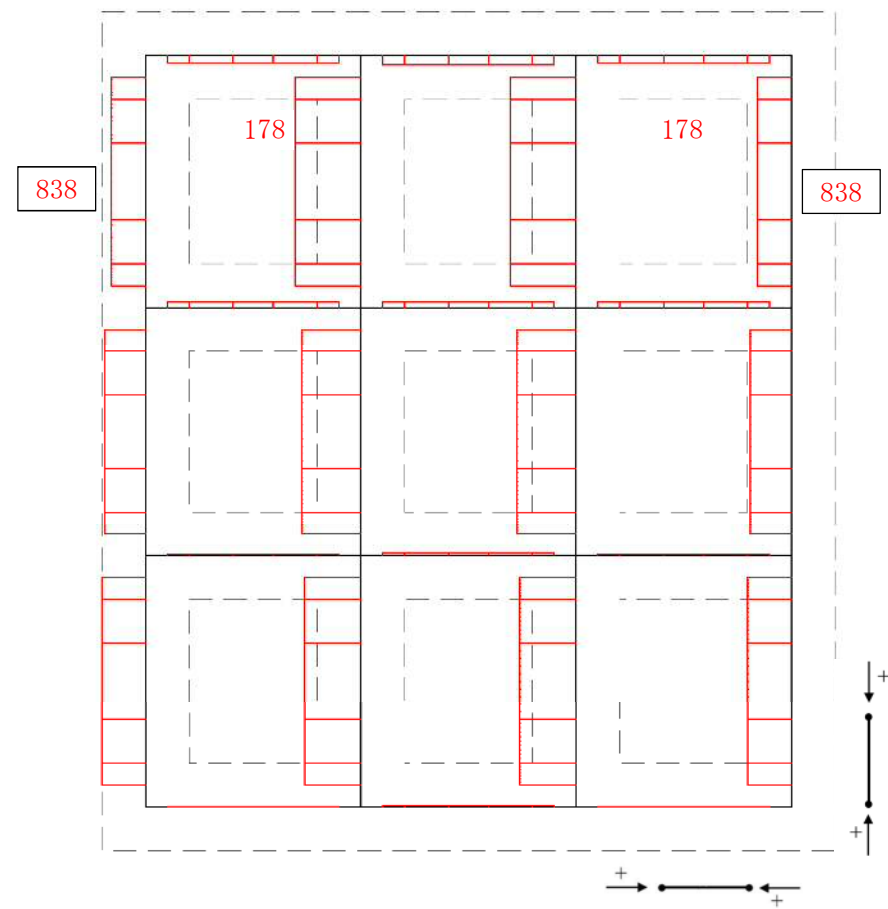
せん断力 (kN)

図 5.2-15 (2) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直上向き)





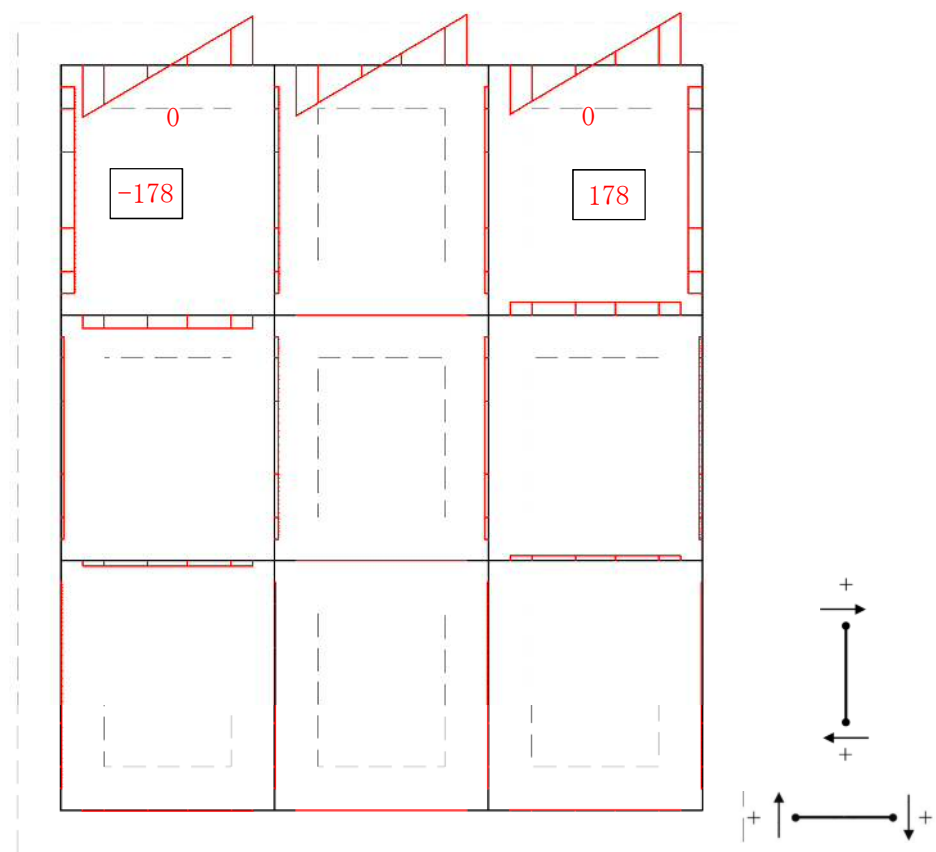
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (3) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)





せん断力 (kN)

図 5.2-15 (4) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)



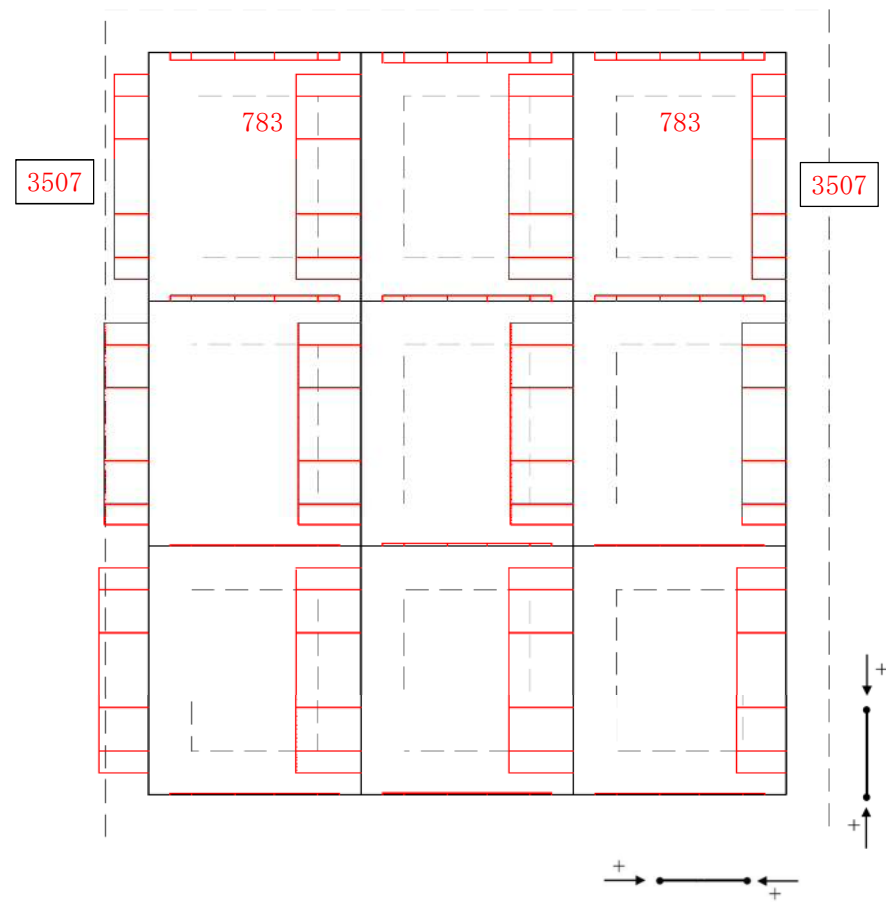
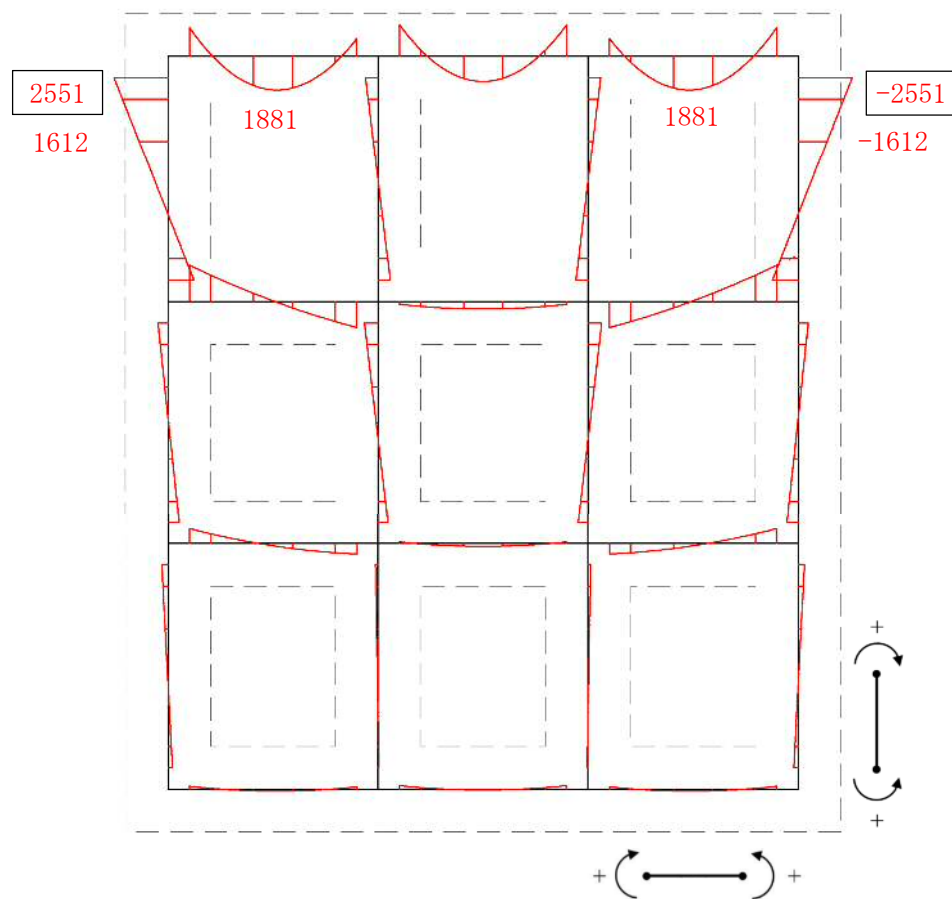
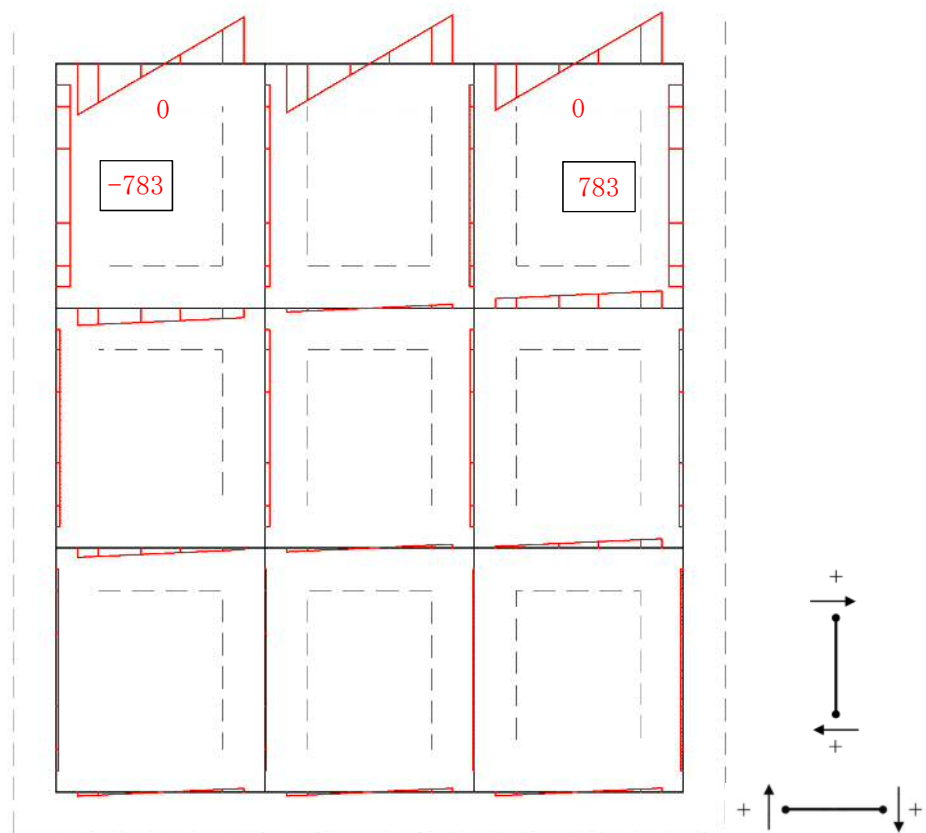


図 5.2—15 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)





せん断力 (kN)

図 5.2—15 (6) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)



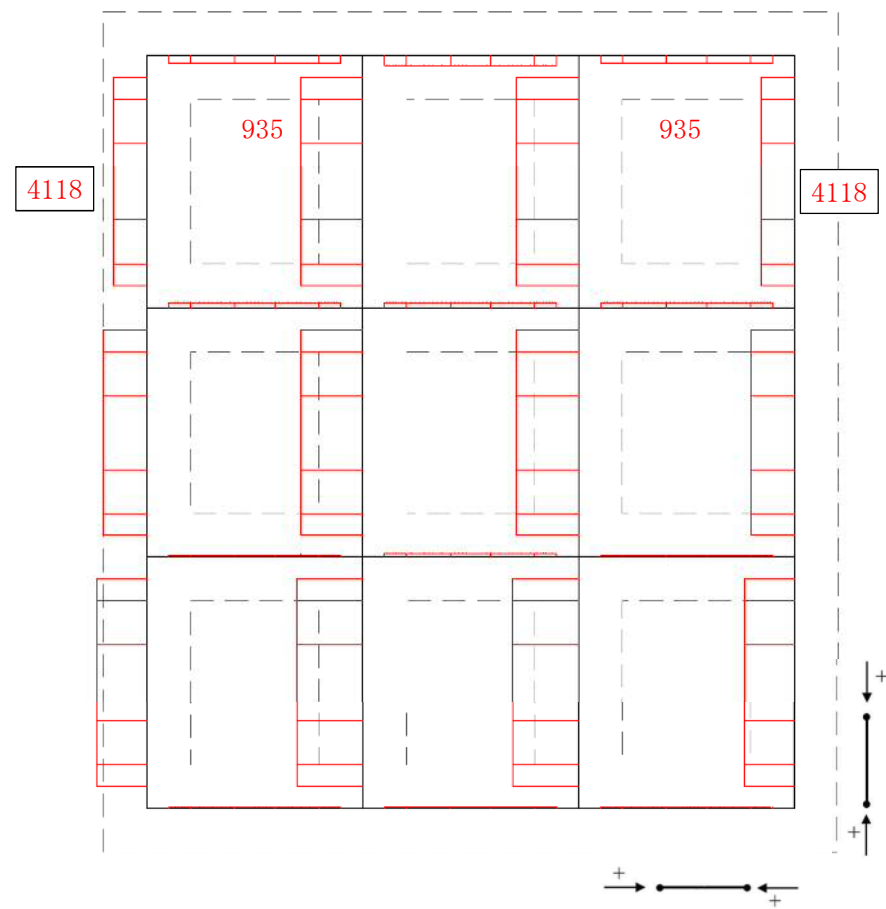
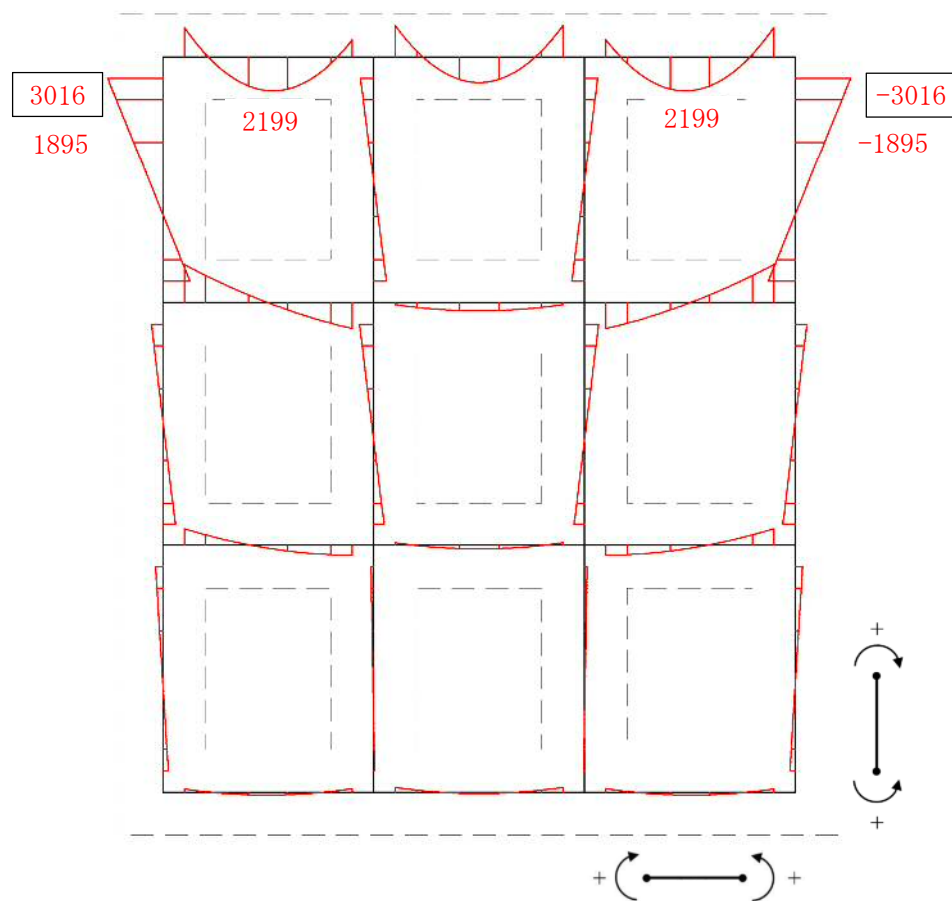
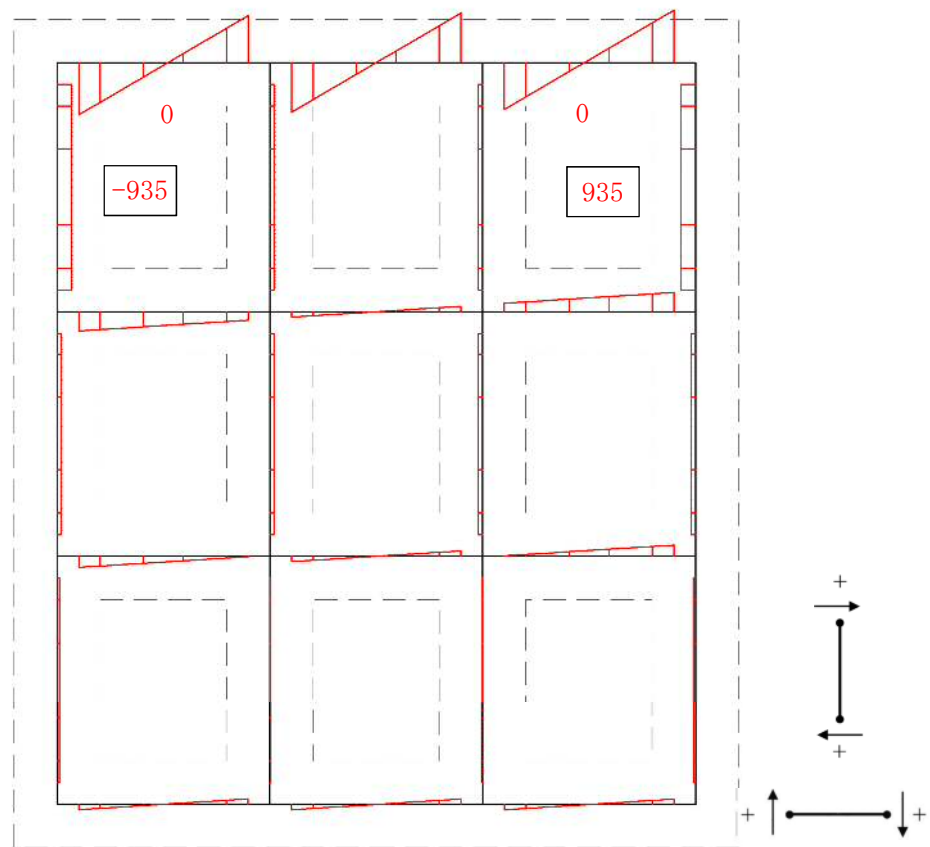


図 5.2-15 (7) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)

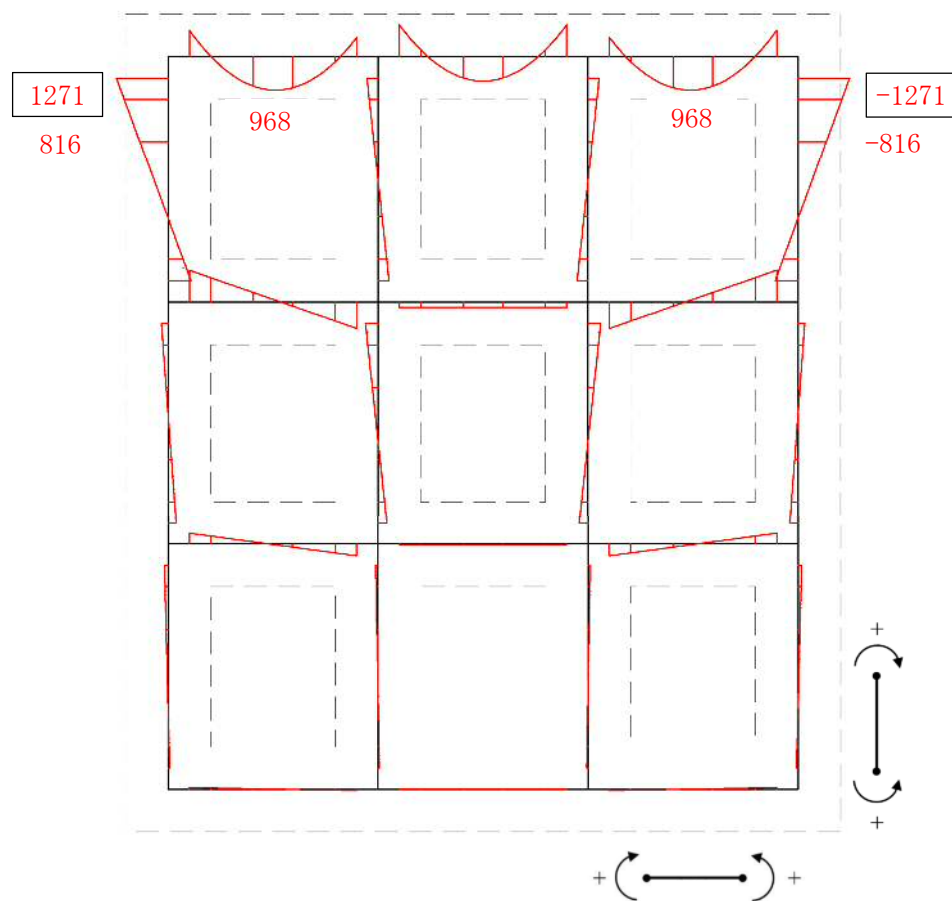




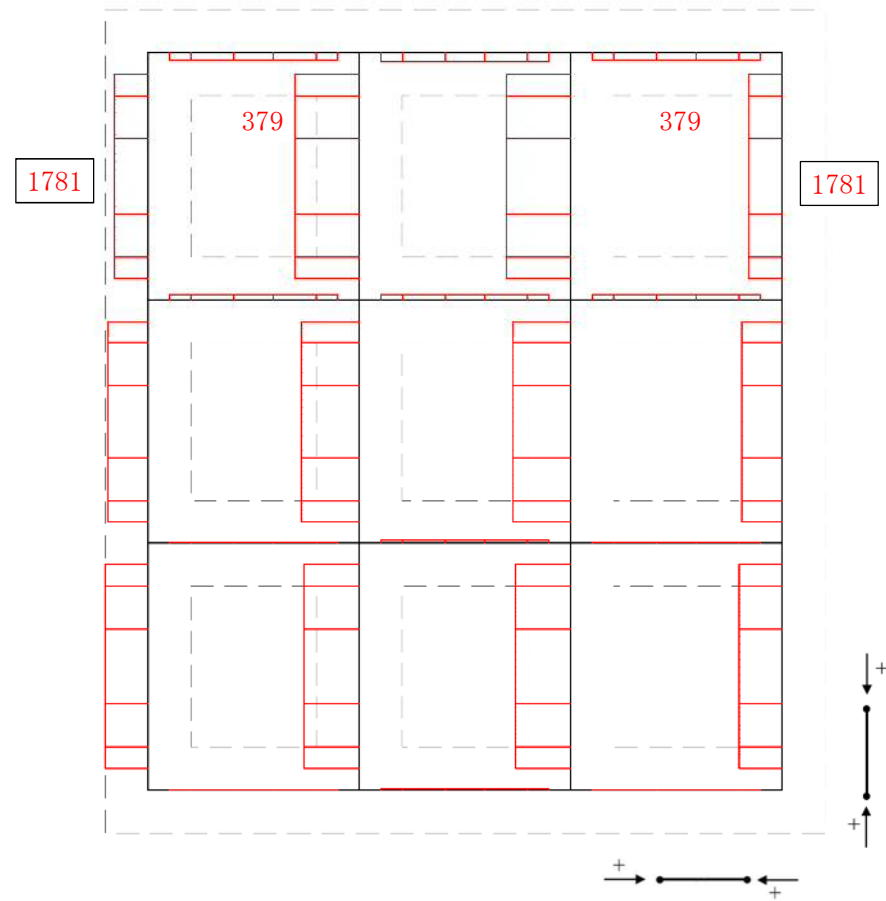
せん断力 (kN)

図 5.2—15 (8) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)





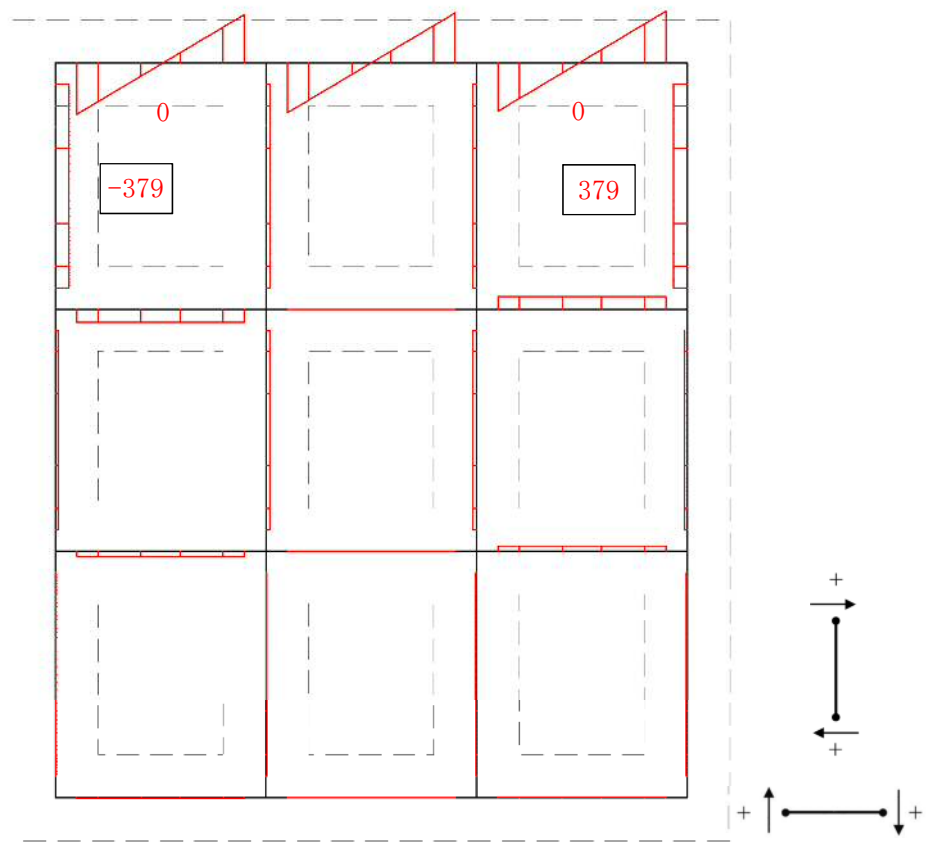
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (9) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)

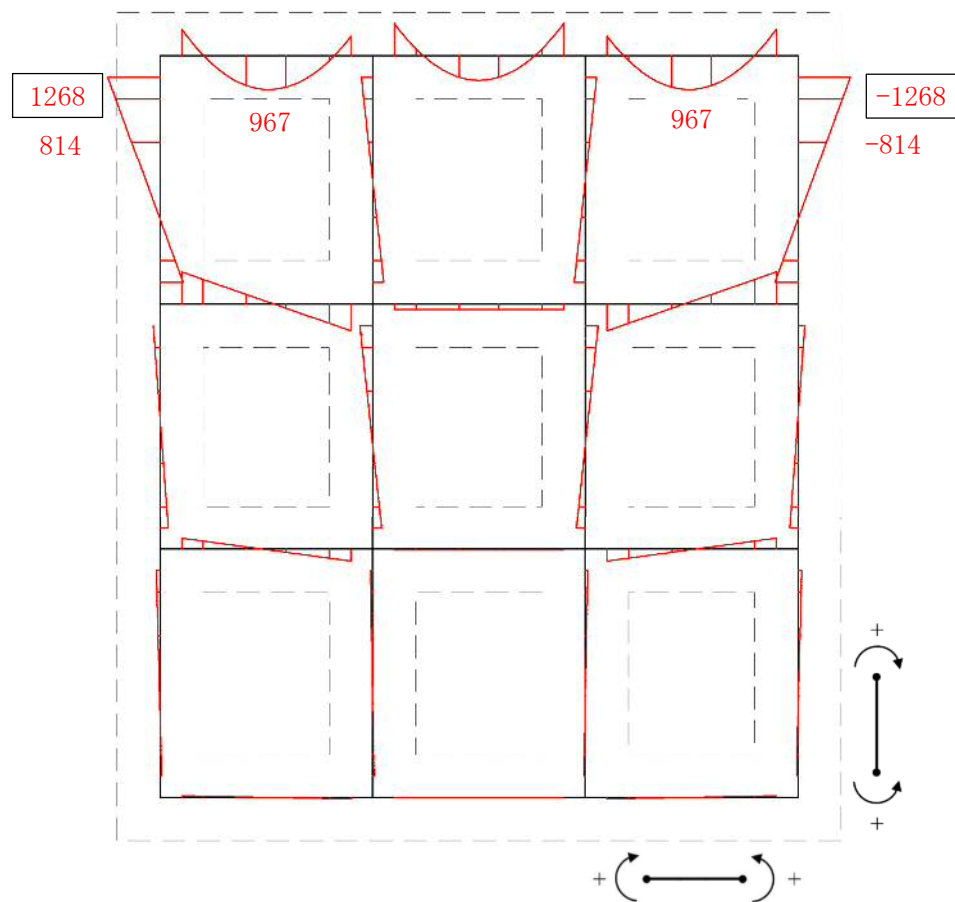




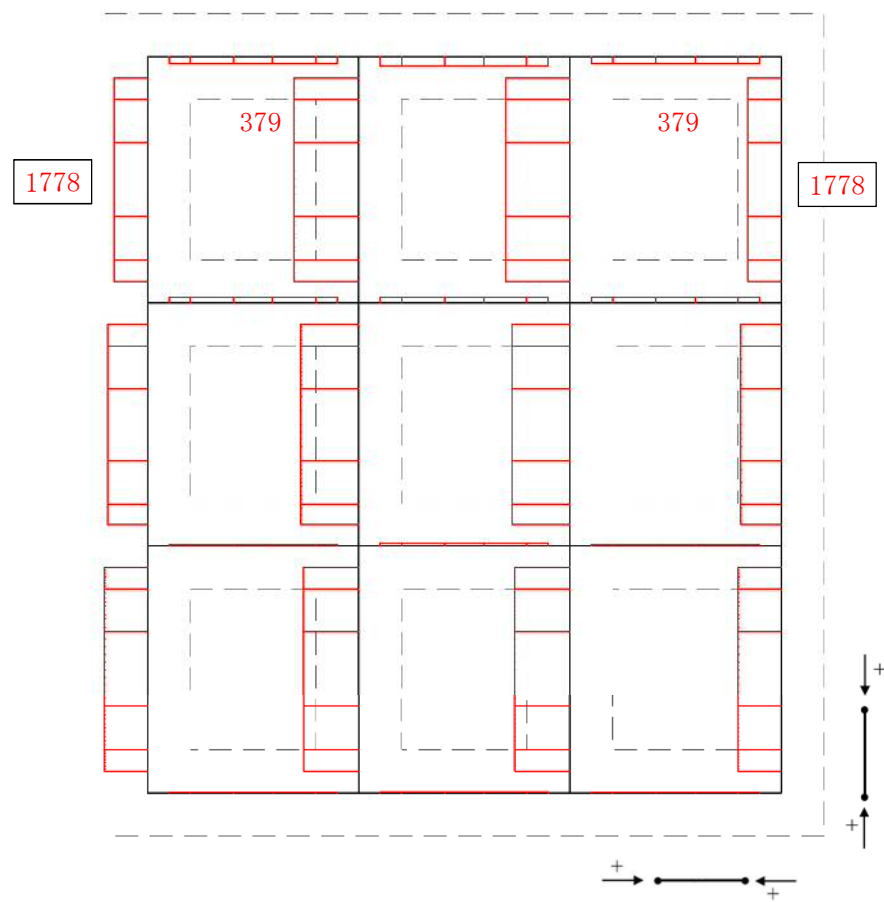
せん断力 (kN)

図 5.2-15 (10) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)





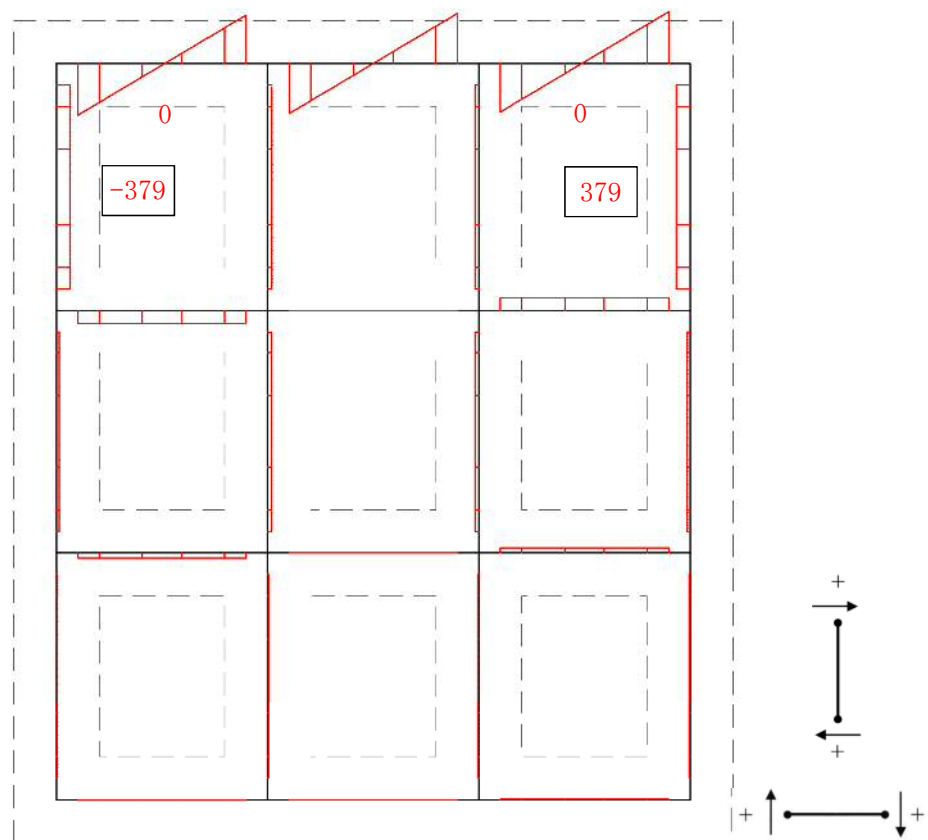
モーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )



軸力 ( $\text{kN}$ )

図 5.2-15 (11) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね5，鉛直下向き)

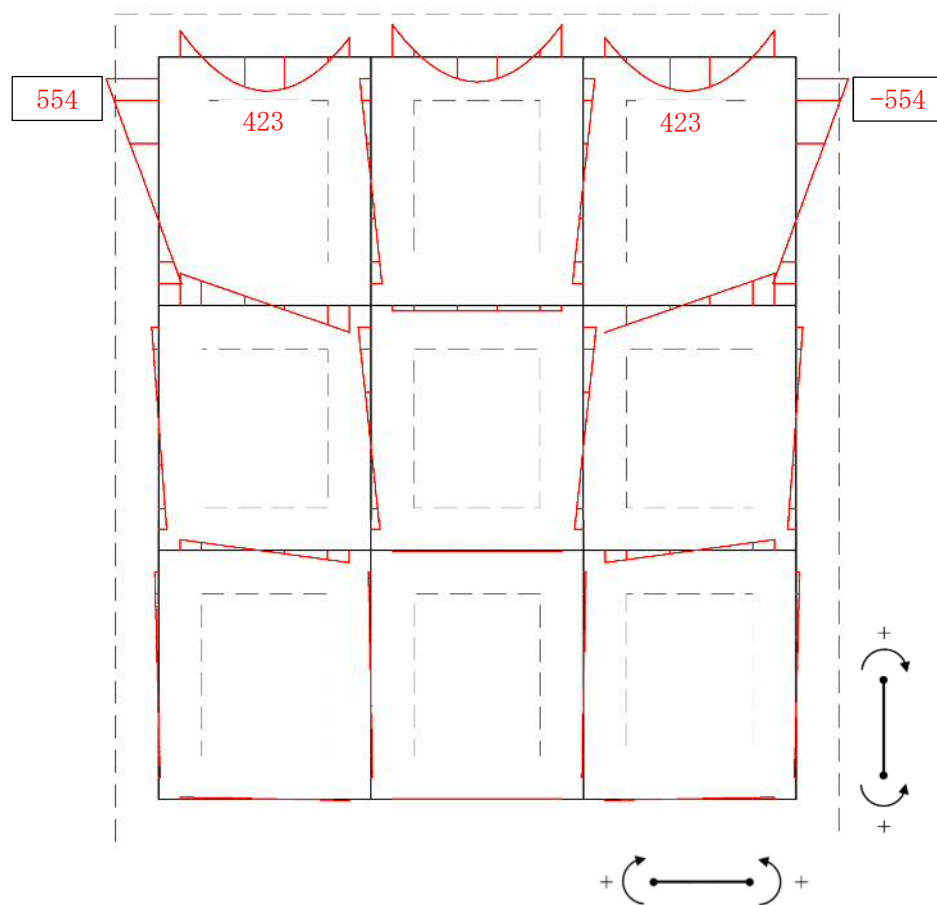




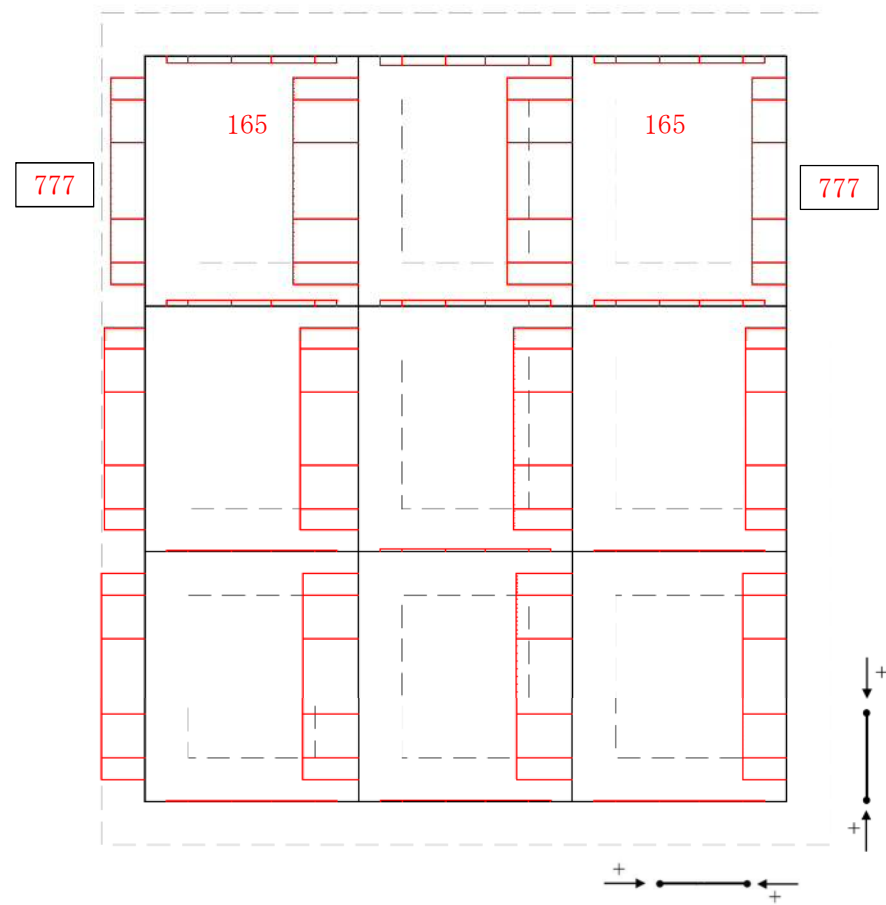
せん断力 (kN)

図 5.2-15 (12) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)





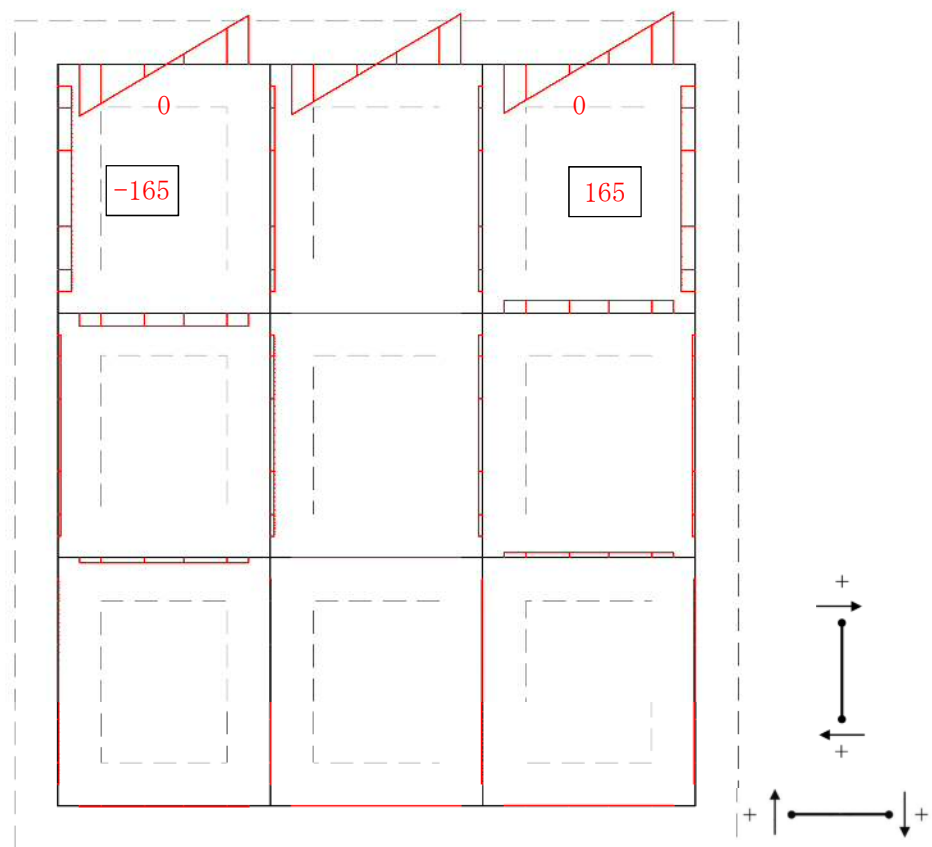
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (13) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)

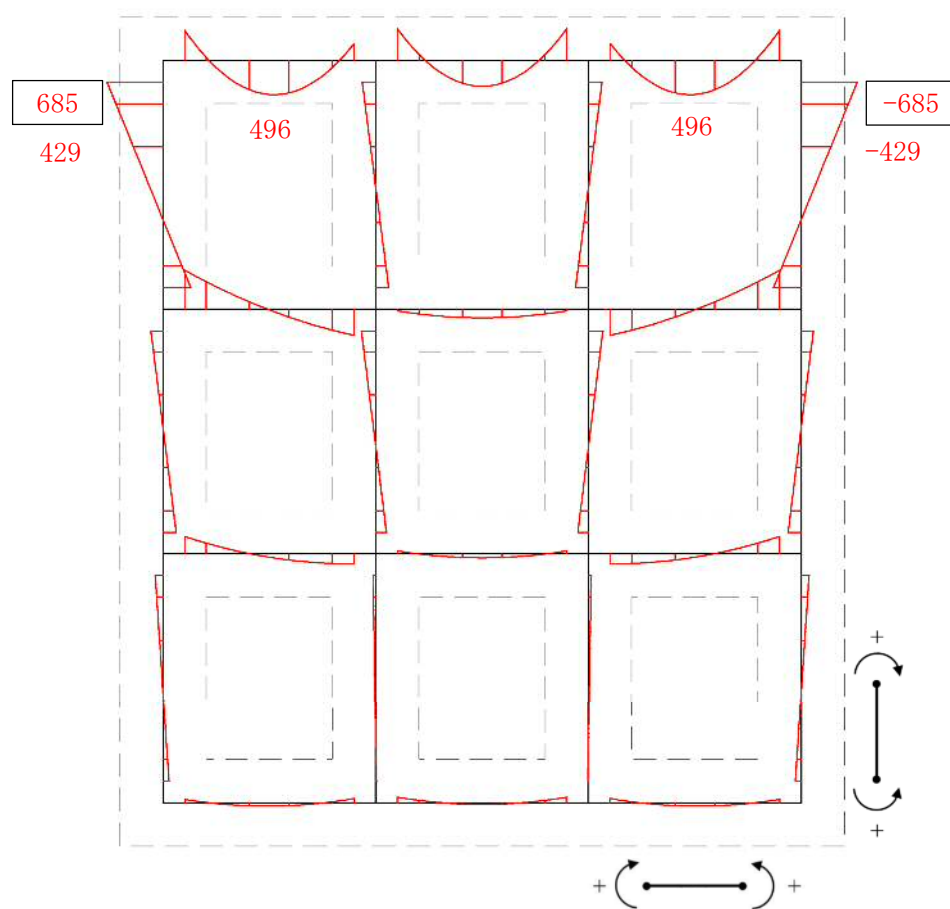




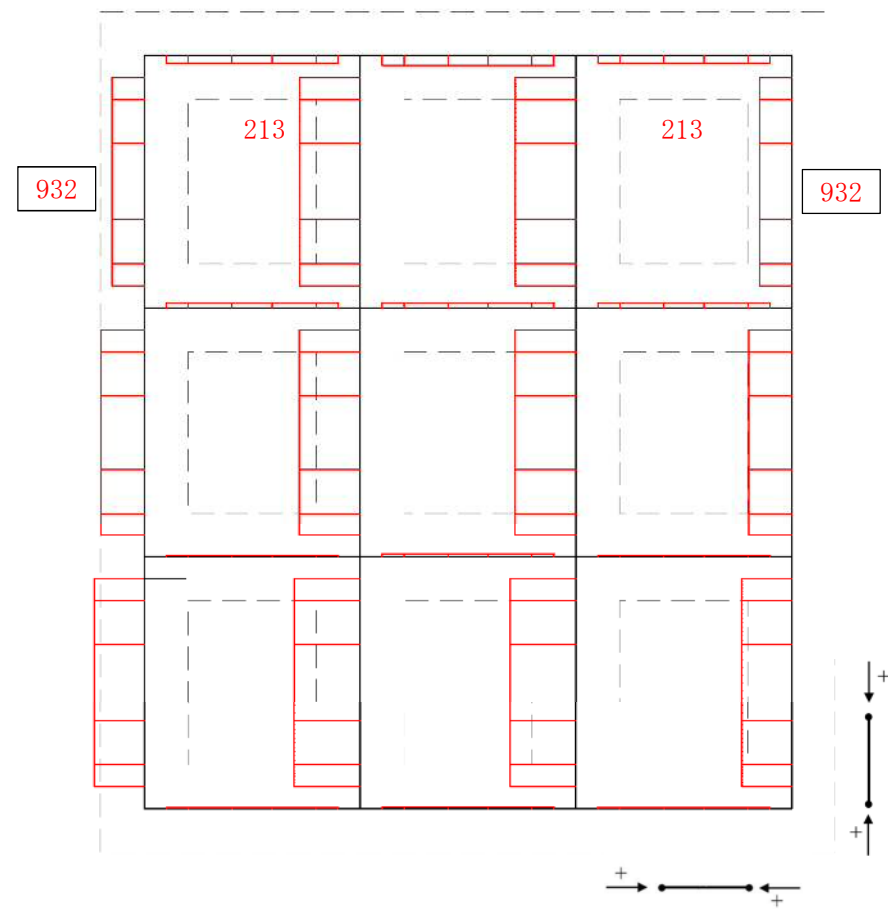
せん断力 (kN)

図 5. 2 - 15 (14) 断面力図 (重畳時 : 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 3, 鉛直上向き)





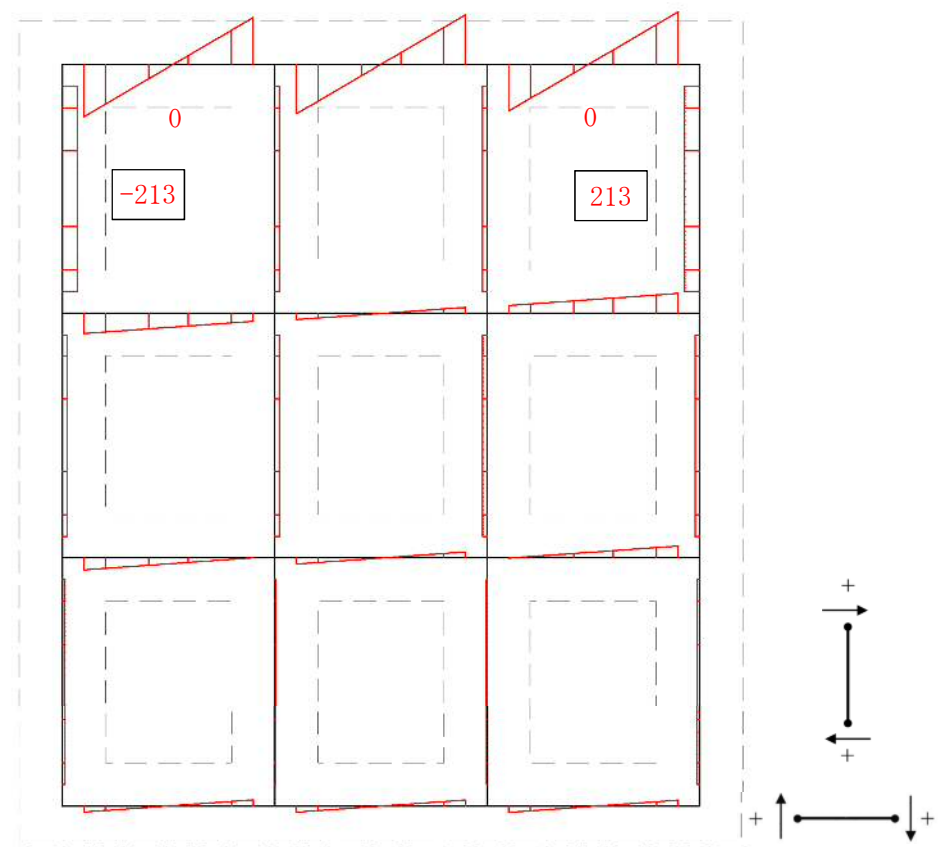
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (15) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)

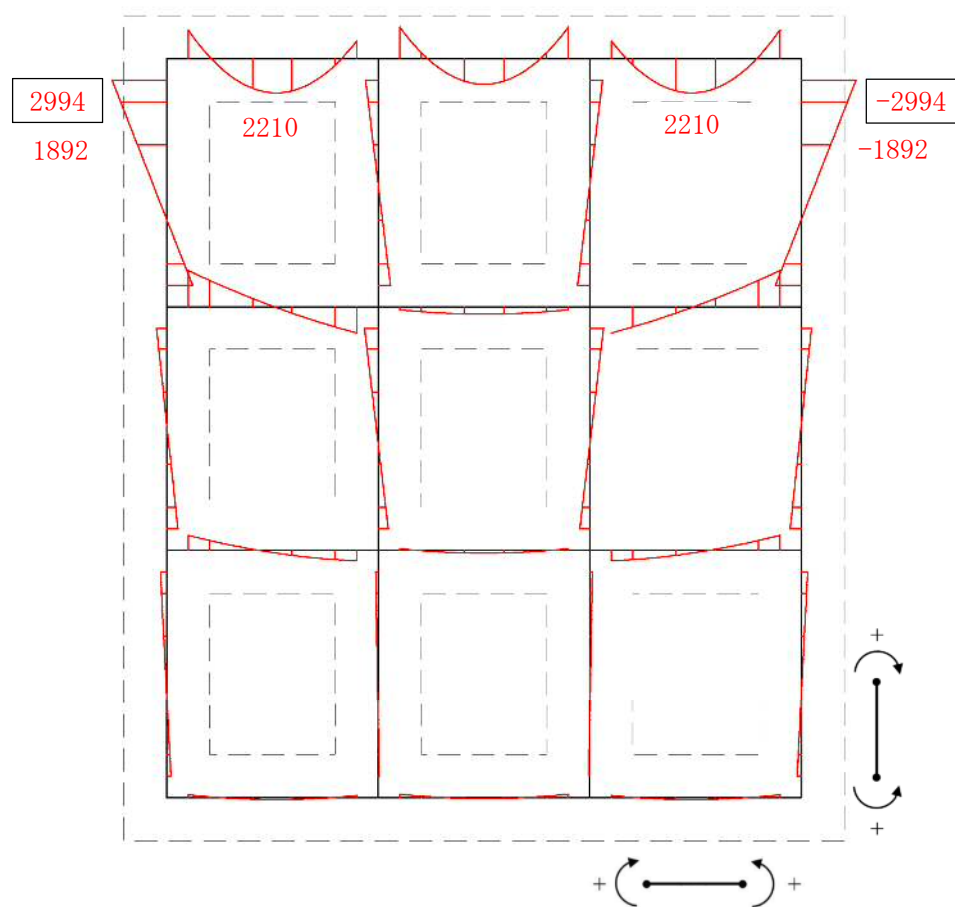




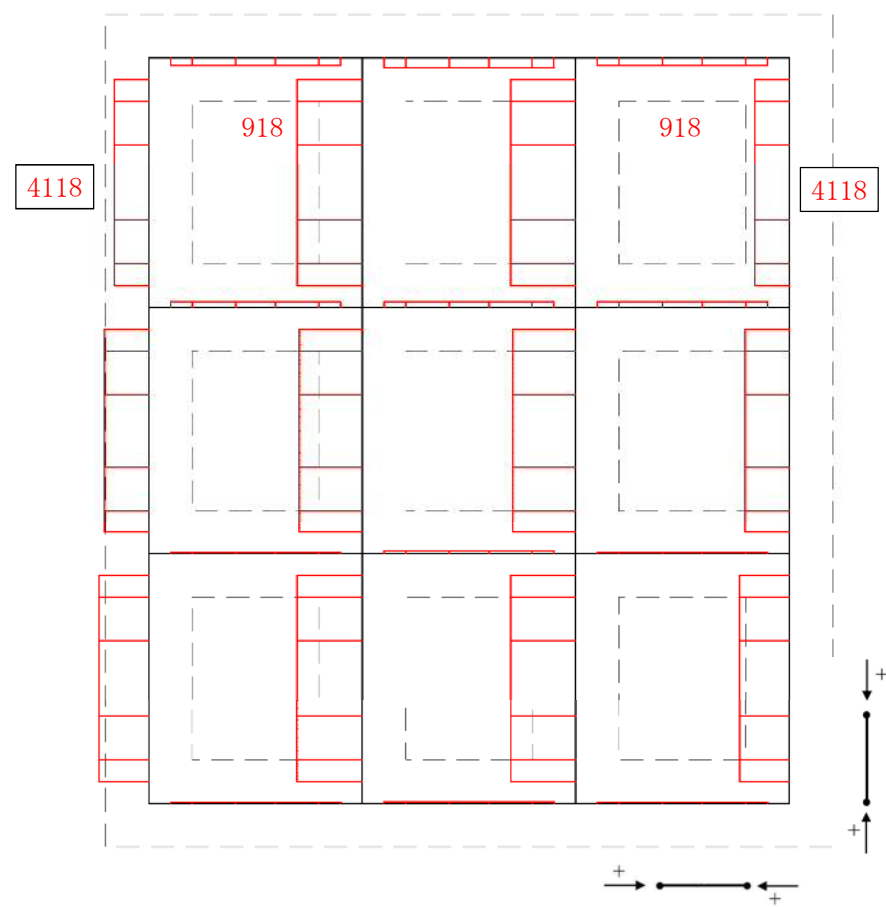
せん断力 (kN)

図 5.2—15 (16) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)





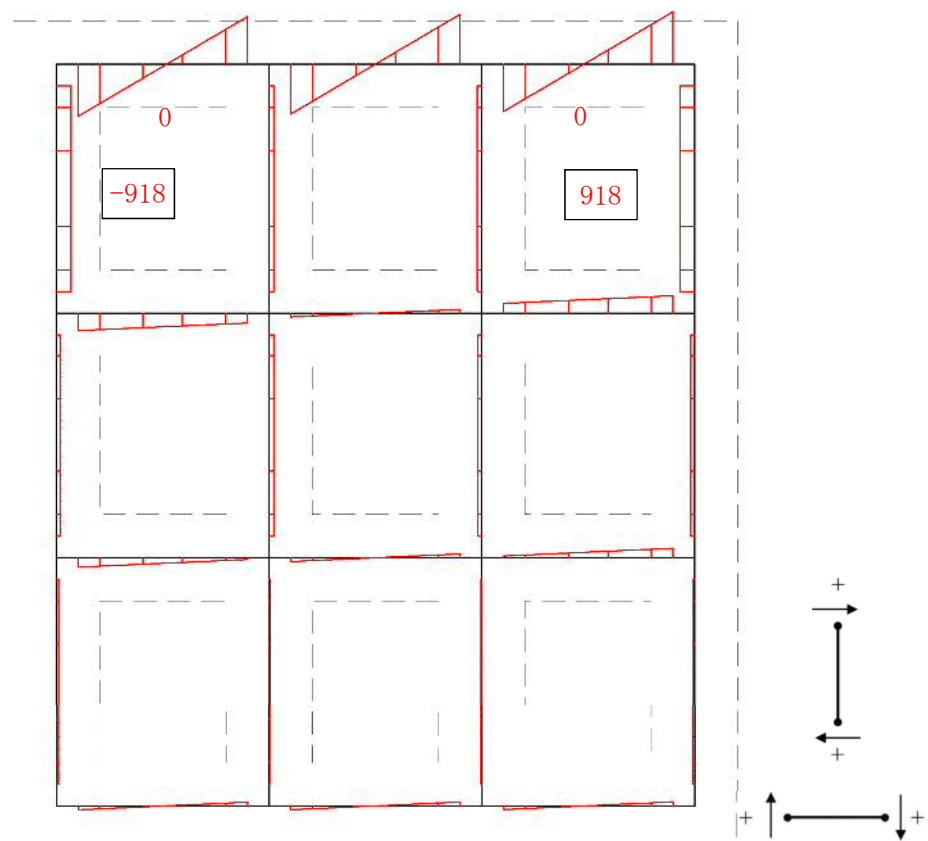
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (17) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)

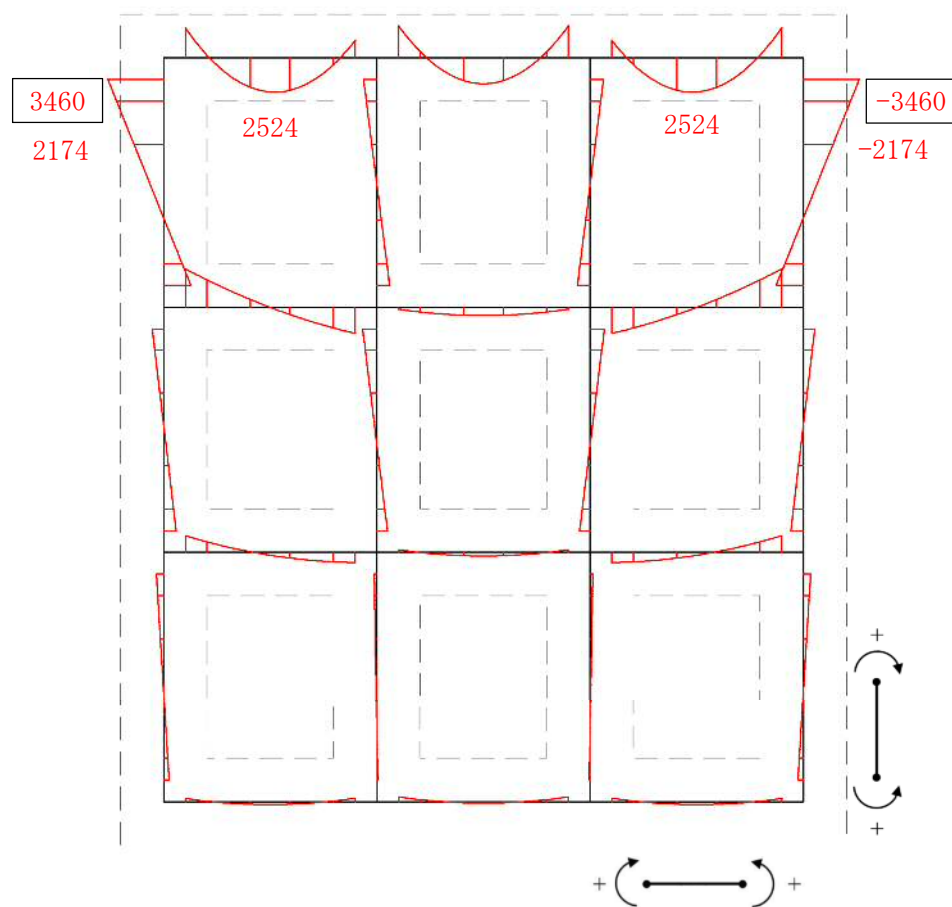




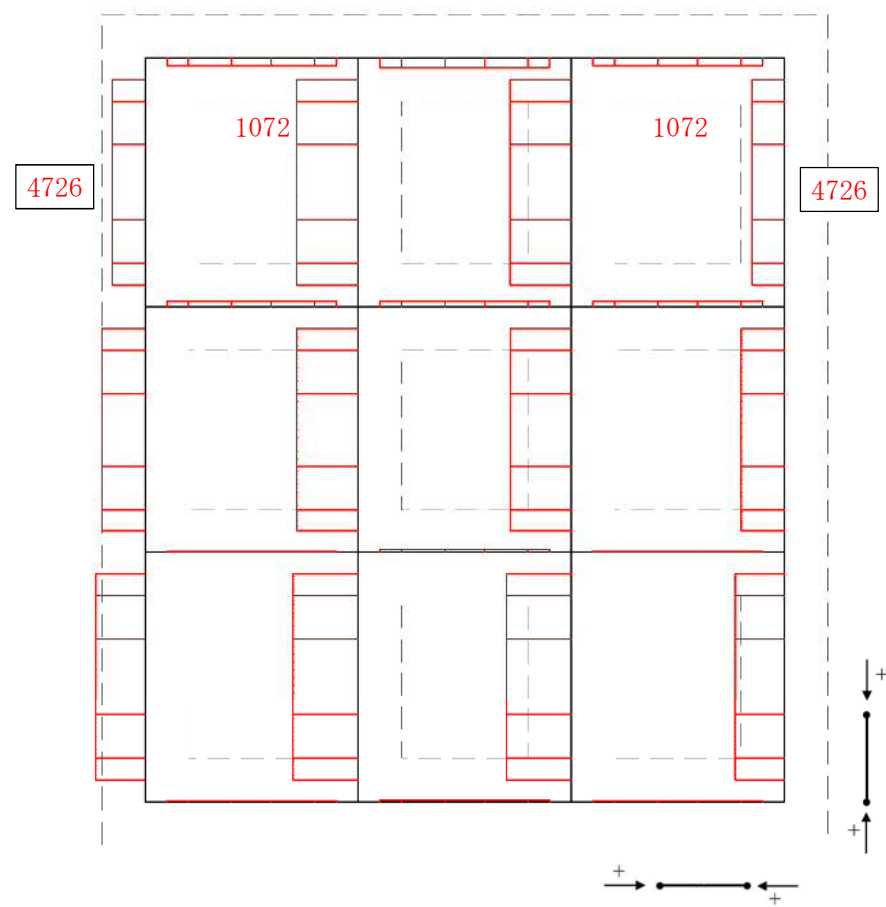
せん断力 (kN)

図 5.2—15 (18) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)





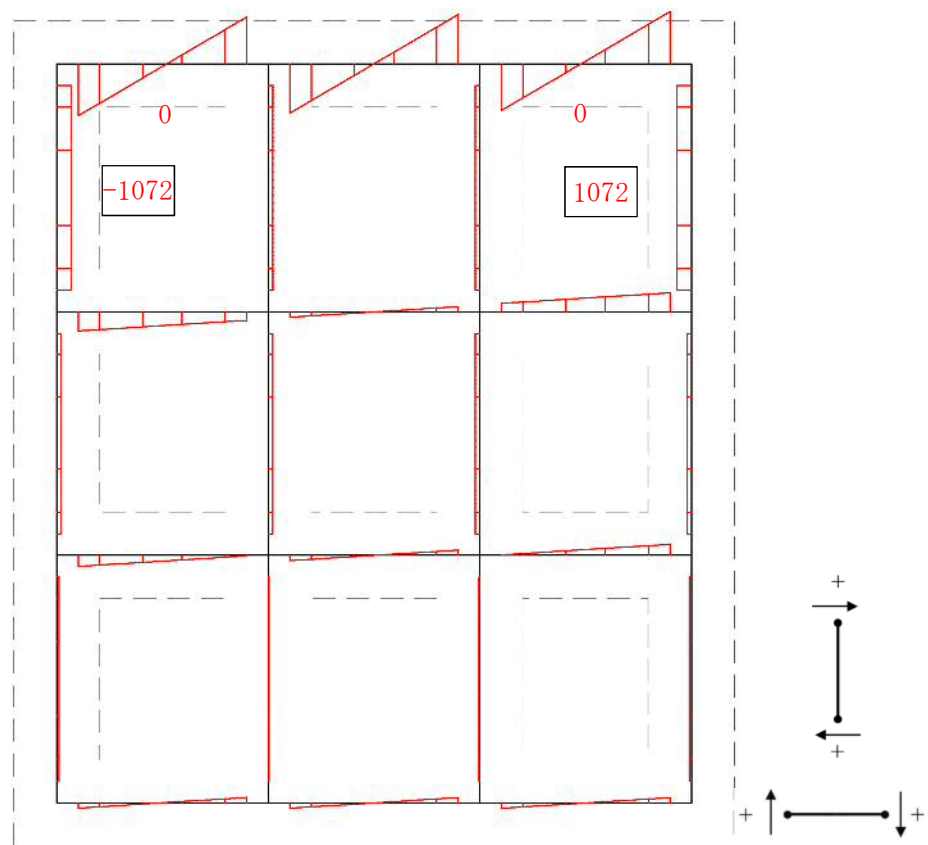
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (19) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね4，鉛直下向き)

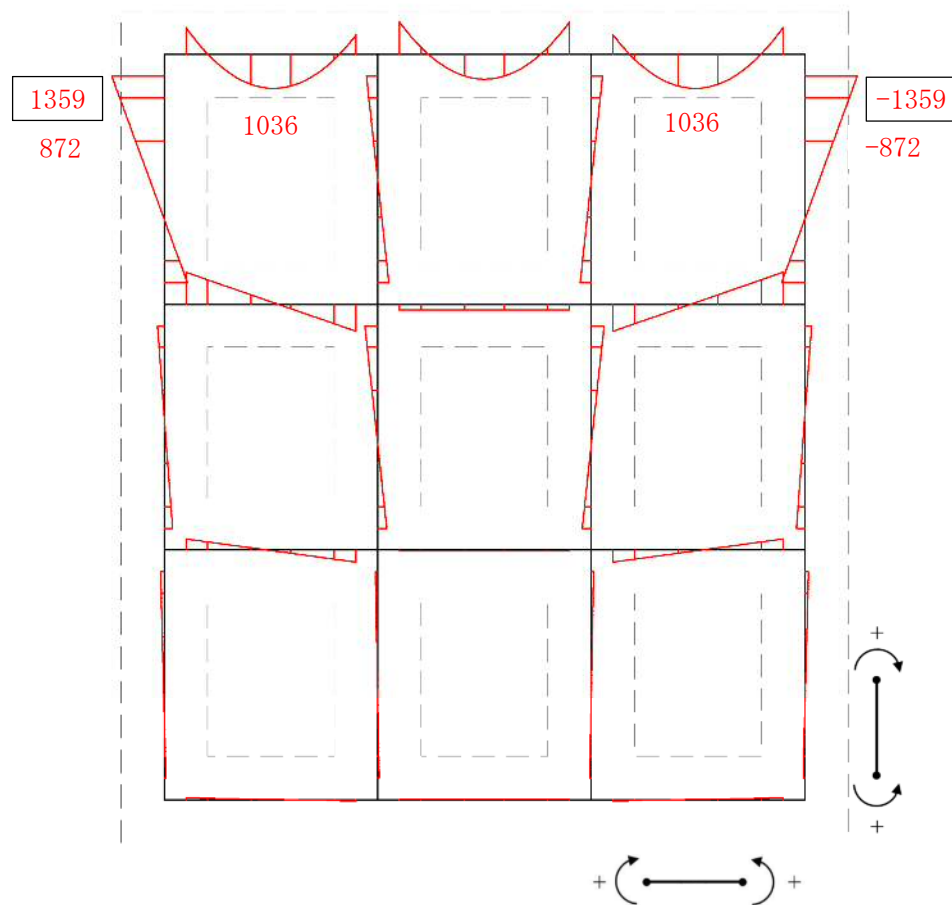




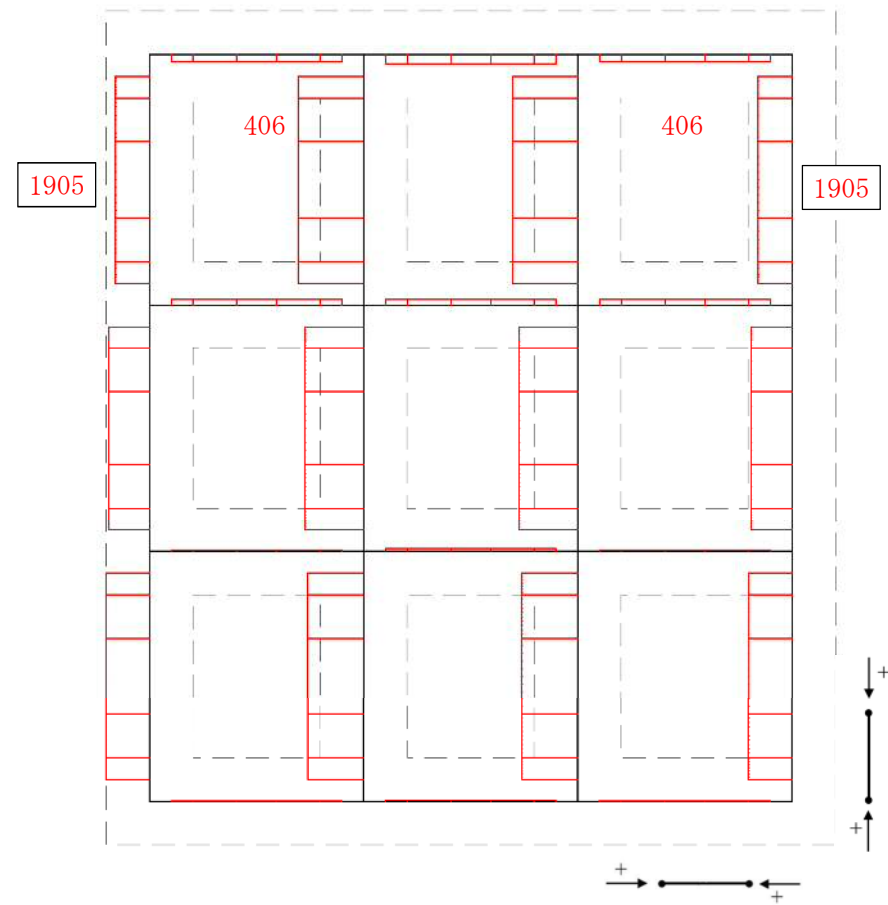
せん断力 (kN)

図 5.2-15 (20) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)





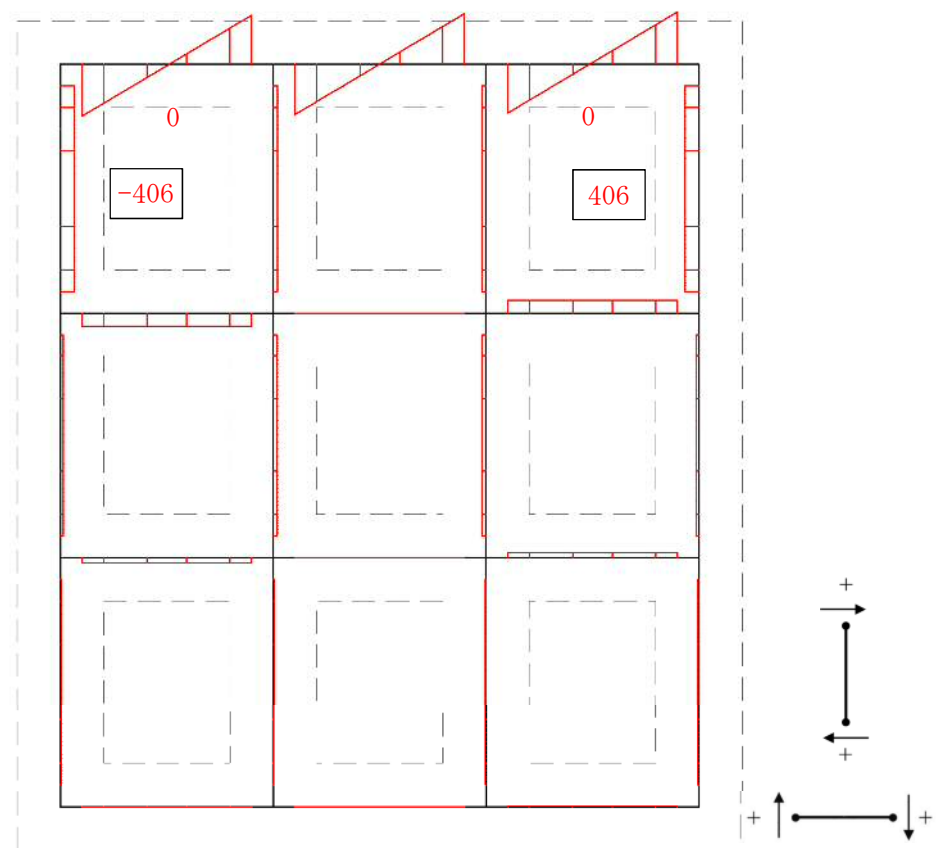
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-15 (21) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)

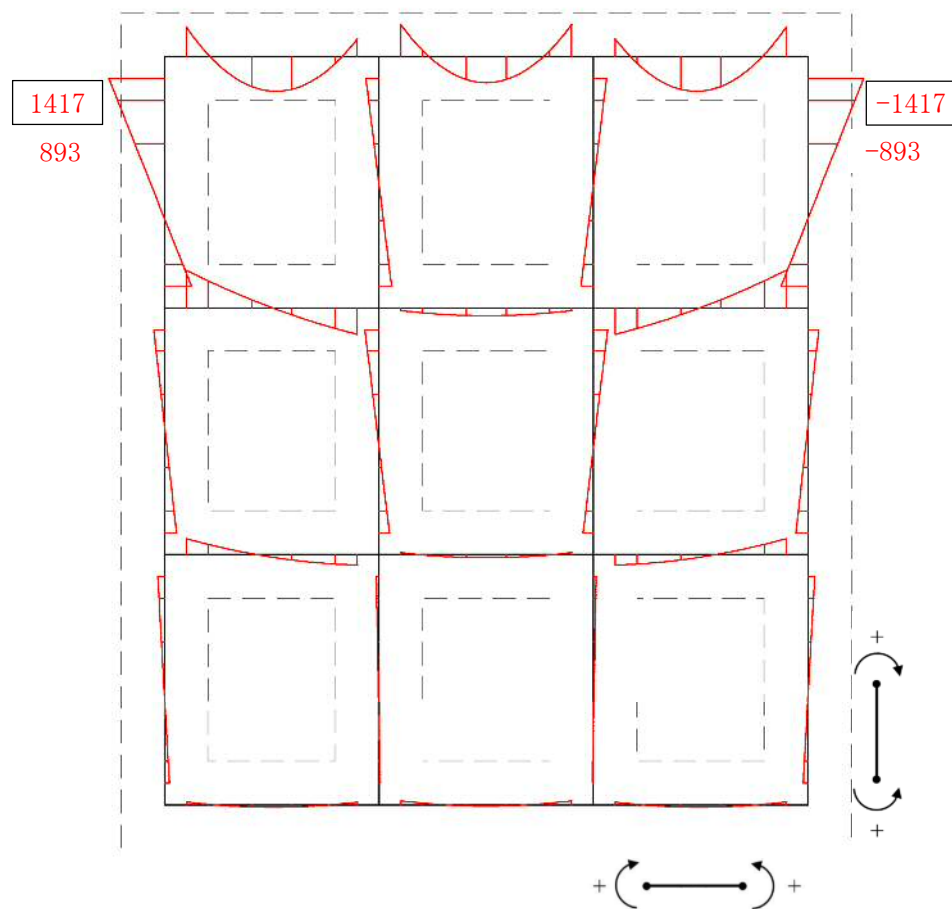




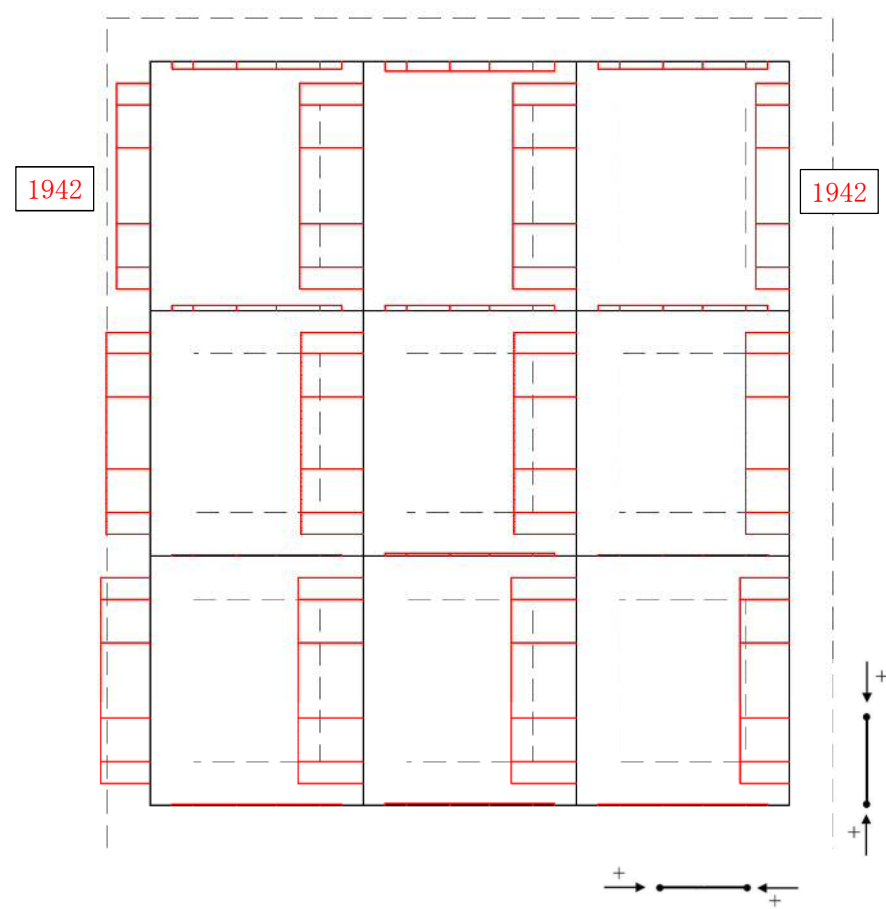
せん断力 (kN)

図 5.2-15 (22) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)





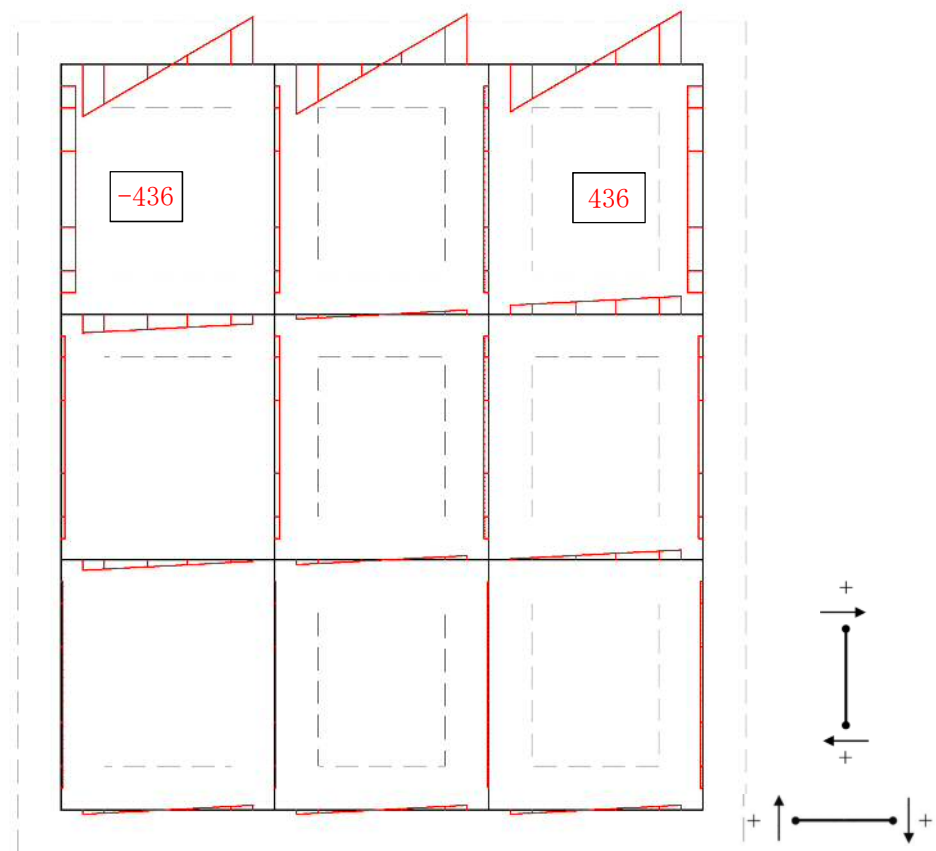
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2—15 (23) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)





せん断力 (kN)

図 5.2-15 (24) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直下向き)



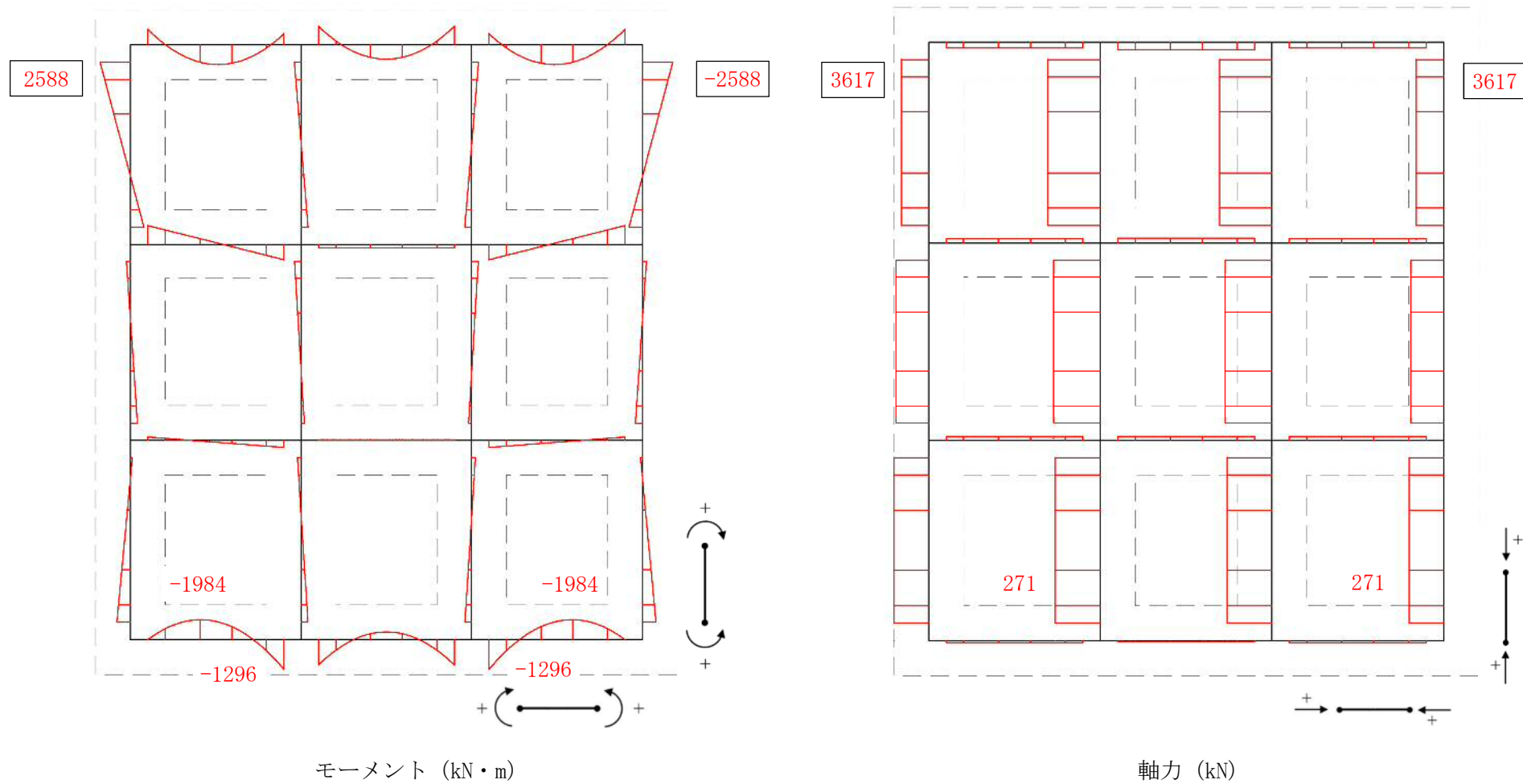
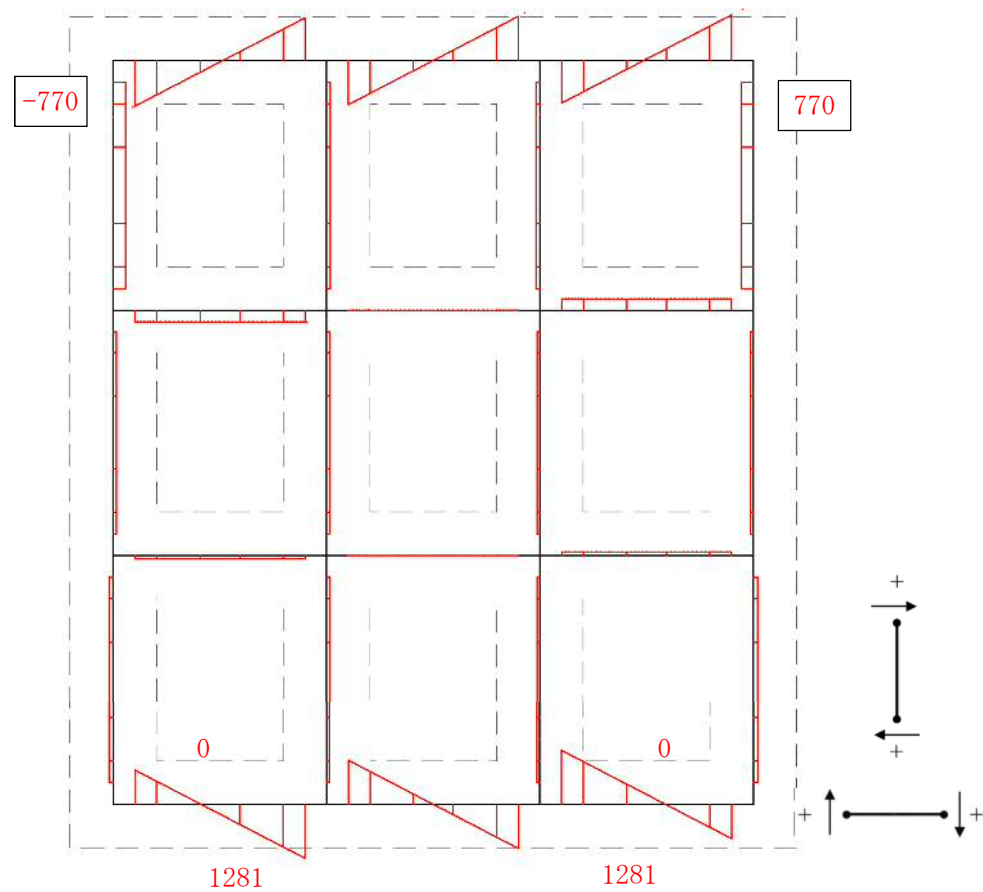


図 5.2-15 (25) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き，両押し時)

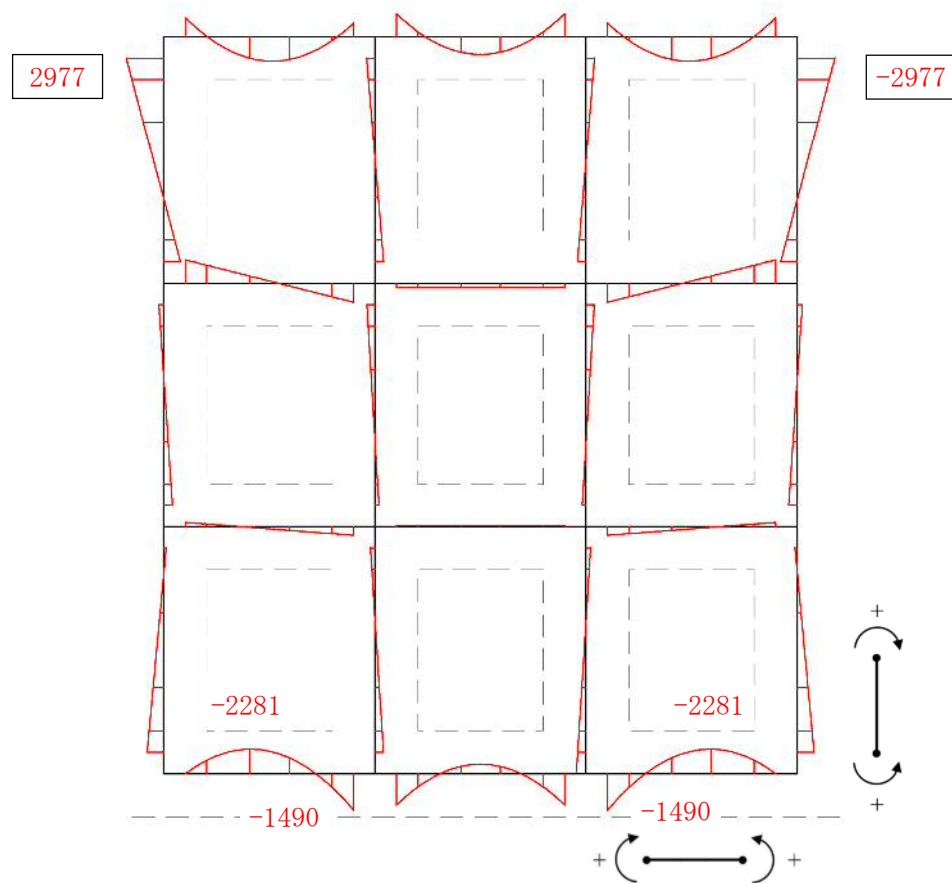




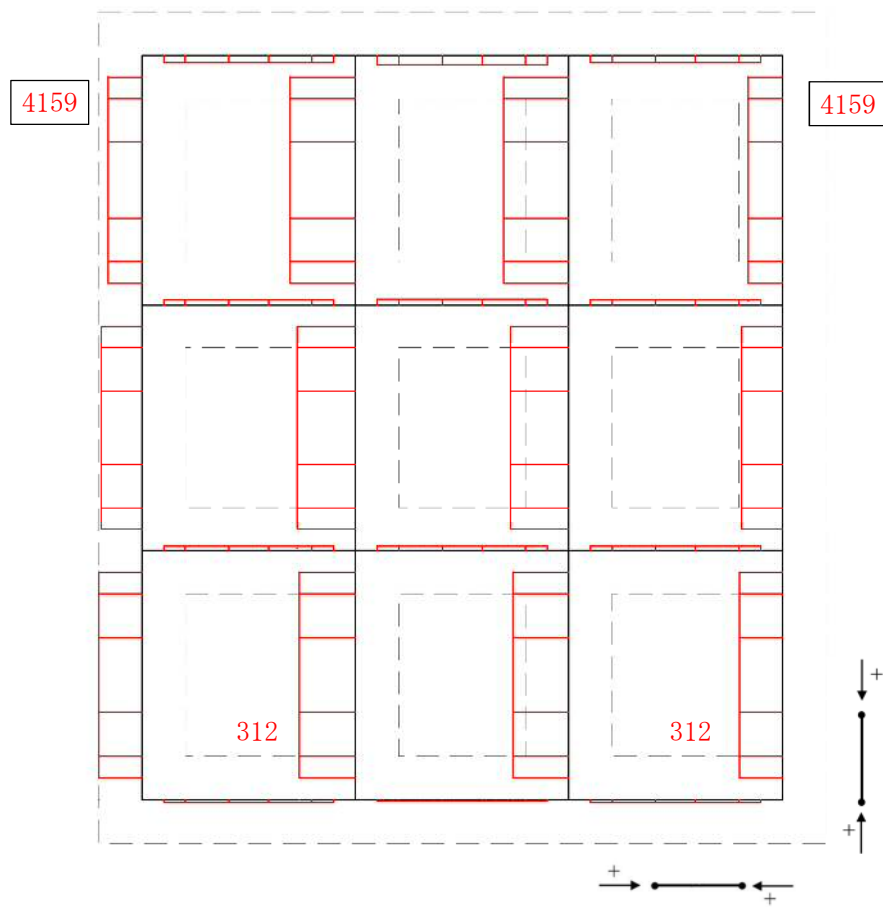
せん断力 (kN)

図 5.2-15 (26) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き, 両押し時)





モーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )



軸力 ( $\text{kN}$ )

図 5.2-15 (27) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き，両押し時)



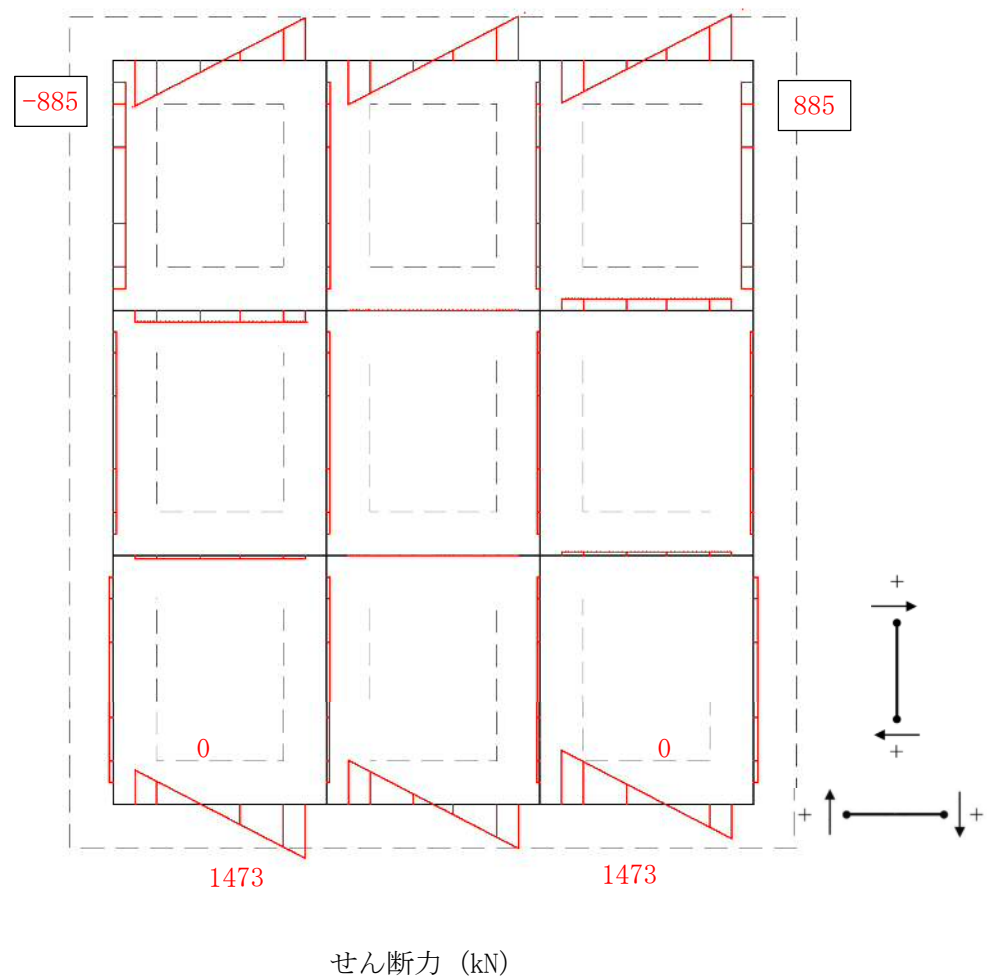


図 5.2-15 (28) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き, 両押し時)



(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を表 5.2-12 に示す。地中連続壁基礎の水平方向の曲げ軸力に対する照査を行った結果、引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.1-16 に示す。

表 5.2-12 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2, 8	480	188	13.20	348.0	0.04
	鉛直下向き	2, 8	455	178	12.50	348.0	0.04
地盤ばね 4	鉛直上向き	2, 8	1,881	783	50.30	348.0	0.15
	鉛直下向き	2, 8	2199 (1984)	935 (271)	58.10 (71.53)	348.0	0.17 (0.21)
地盤ばね 5	鉛直上向き	2, 8	968	379	26.70	348.0	0.08
	鉛直下向き	2, 8	967	379	26.60	348.0	0.08

表 5.2-12 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果  
（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2, 8	423	165	11.63	382.8	0.04
	鉛直下向き	2, 8	496	213	13.06	382.8	0.04
地盤ばね 4	鉛直上向き	2, 8	2210	918	59.13	382.8	0.16
	鉛直下向き	2, 8	2524 (2281)	1072 (312)	66.78 (82.26)	382.8	0.18 (0.22)
地盤ばね 5	鉛直上向き	2, 8	1036	406	28.51	382.8	0.08
	鉛直下向き	2, 8	1047	410	28.82	382.8	0.08

※1 () 内の値は、両押し時の照査結果



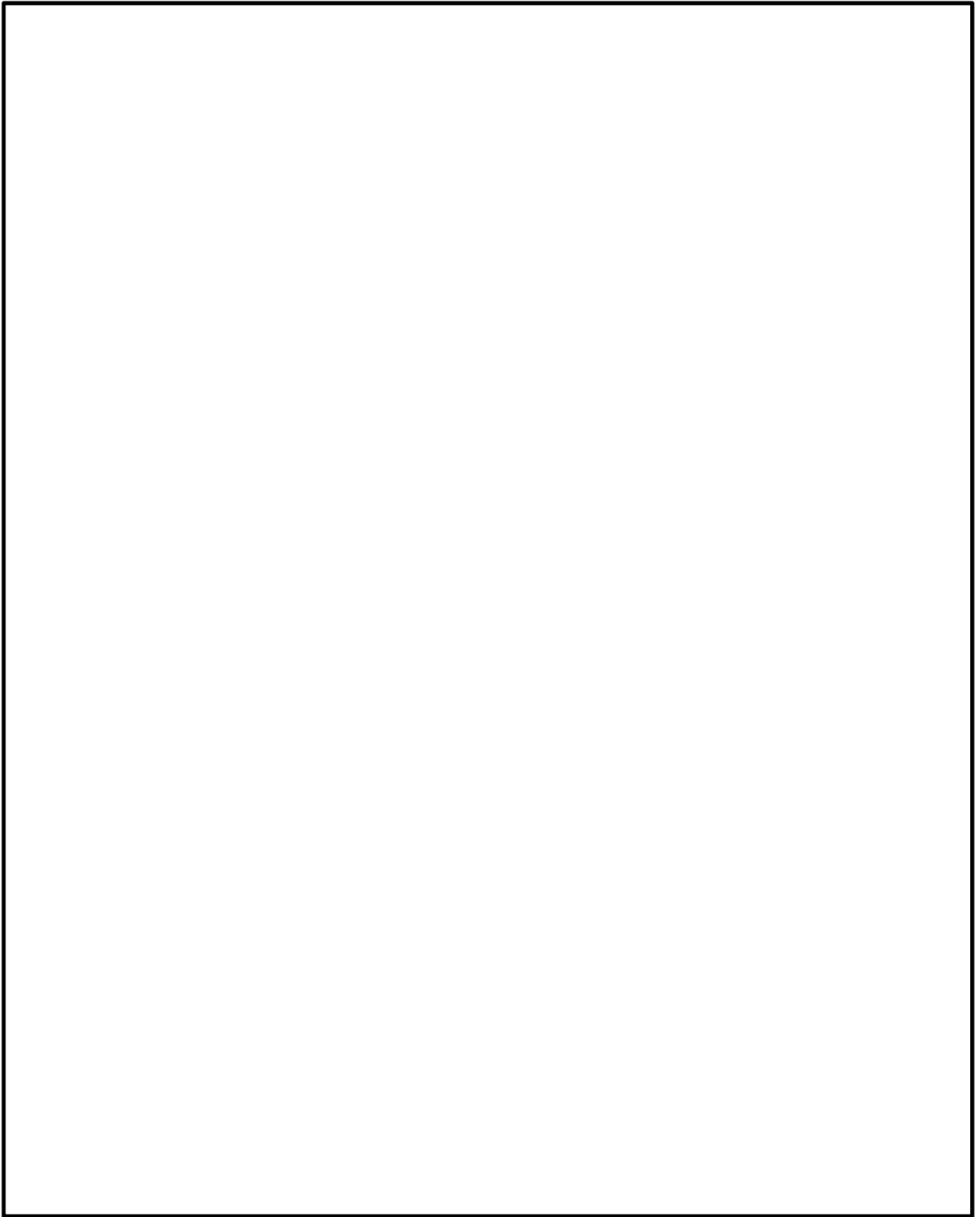


图 5.1—16 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



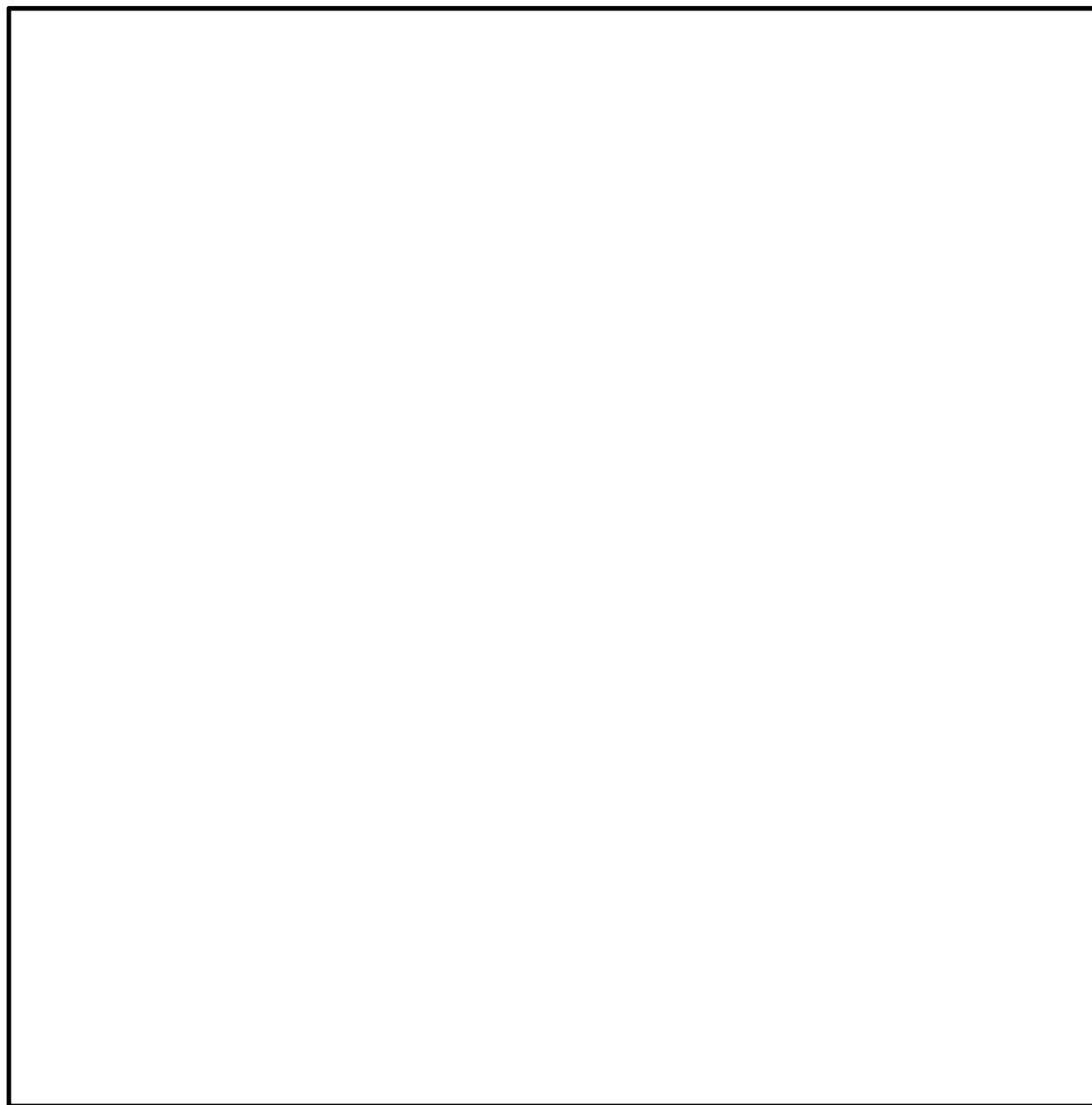
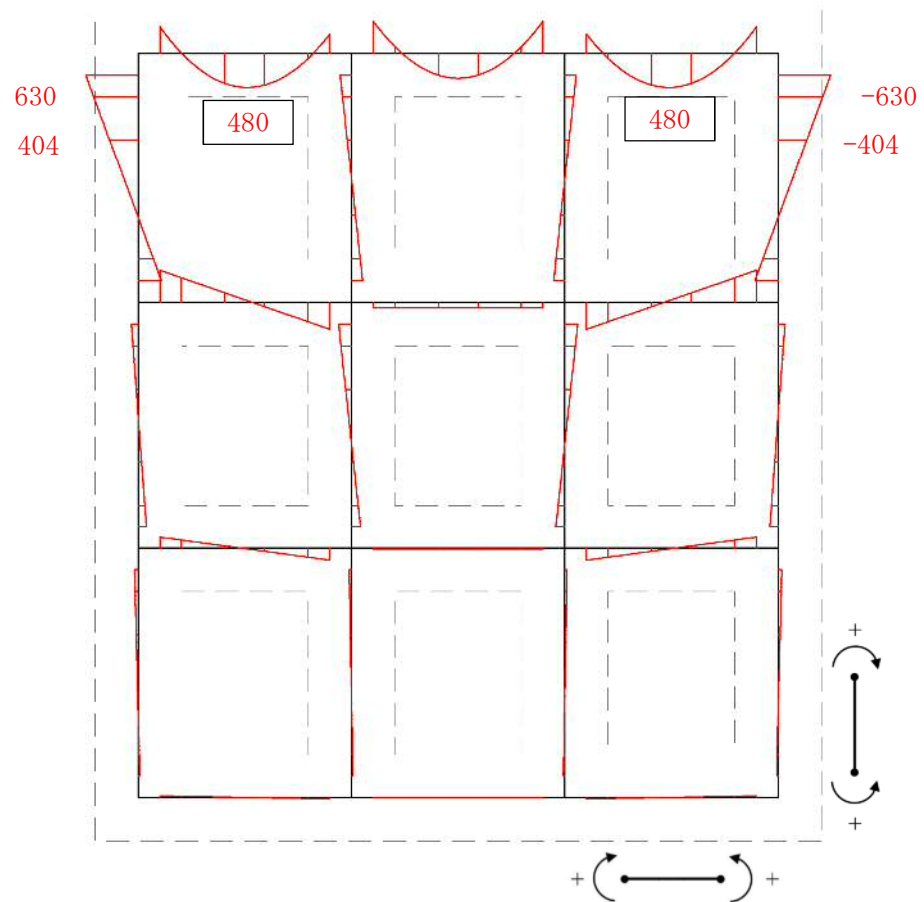
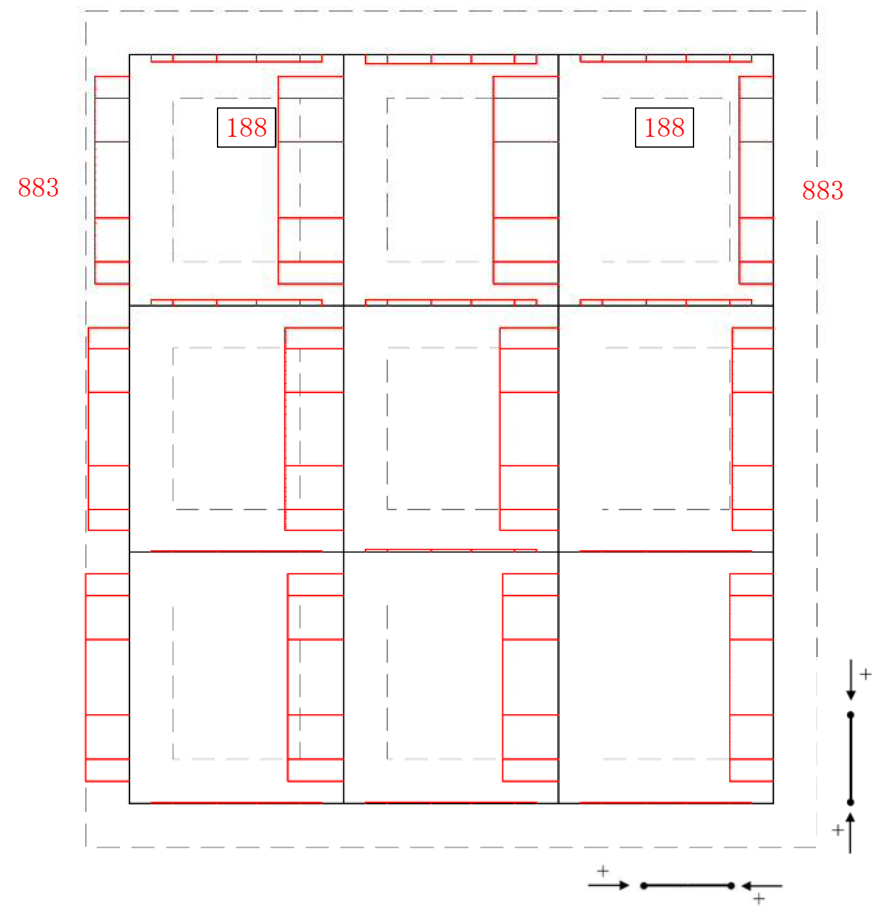


図 5.1-16 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)





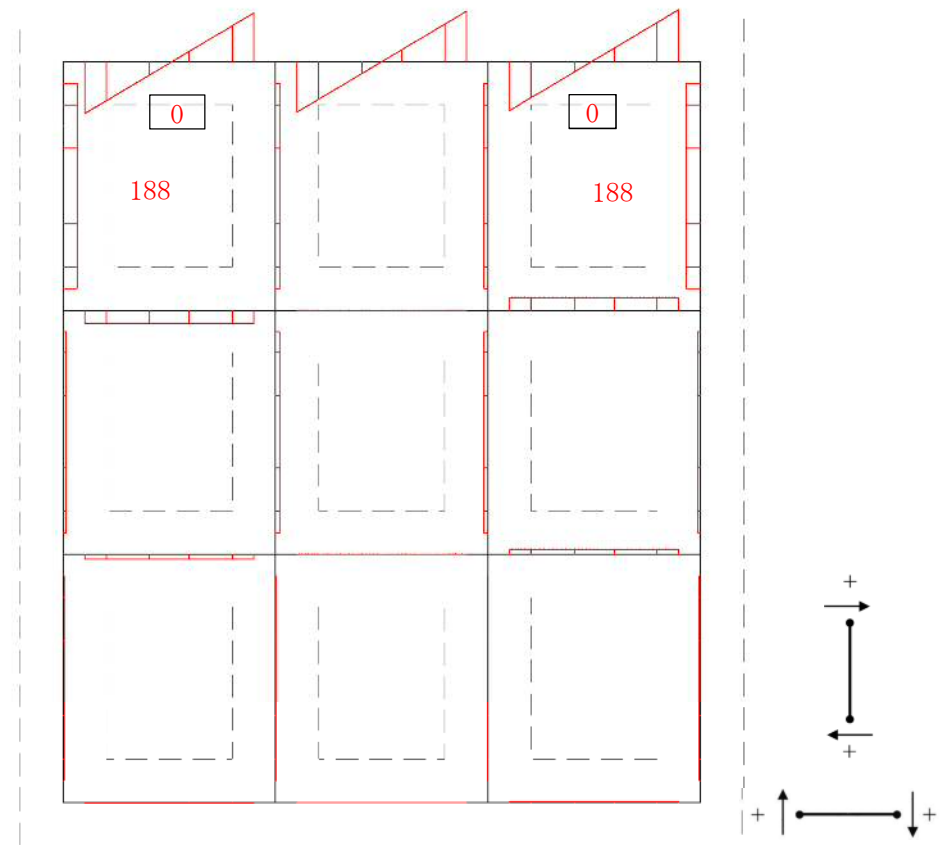
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)

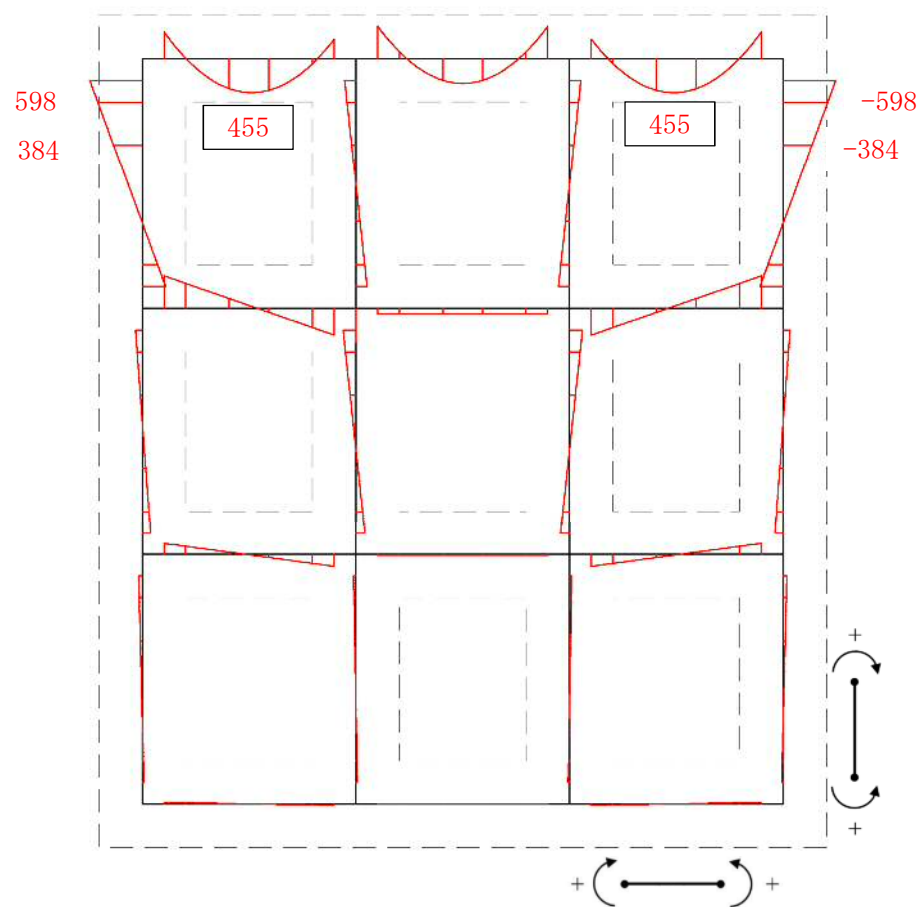




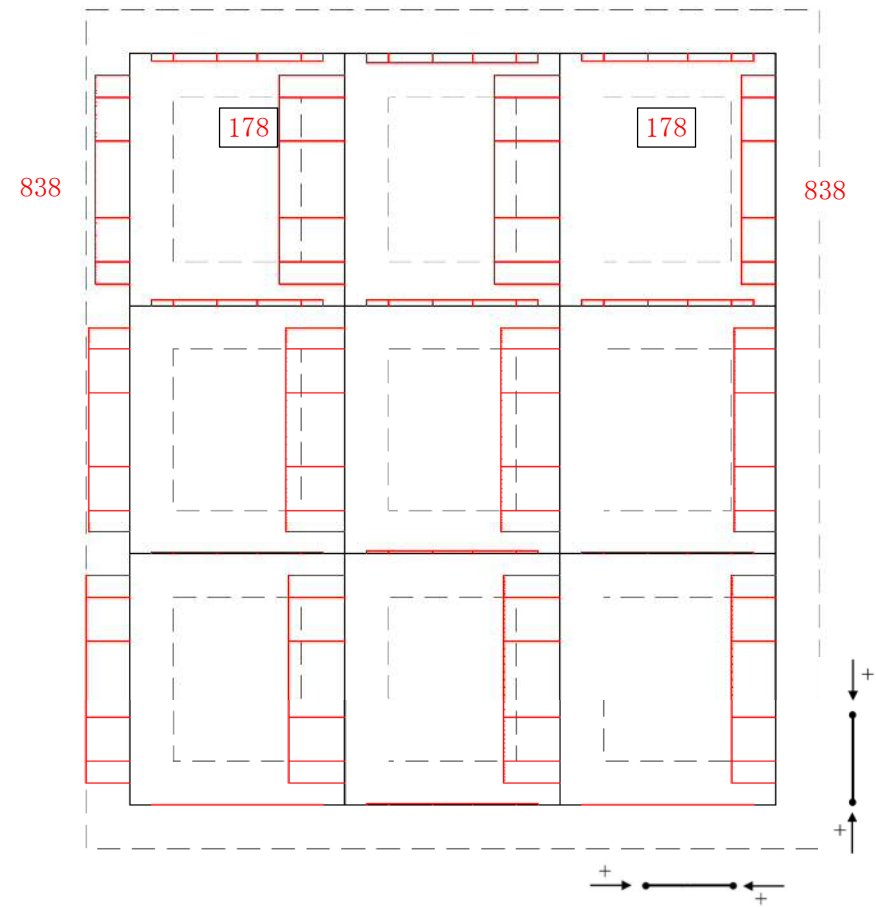
せん断力 (kN)

図 5.2—17 (2) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直上向き)





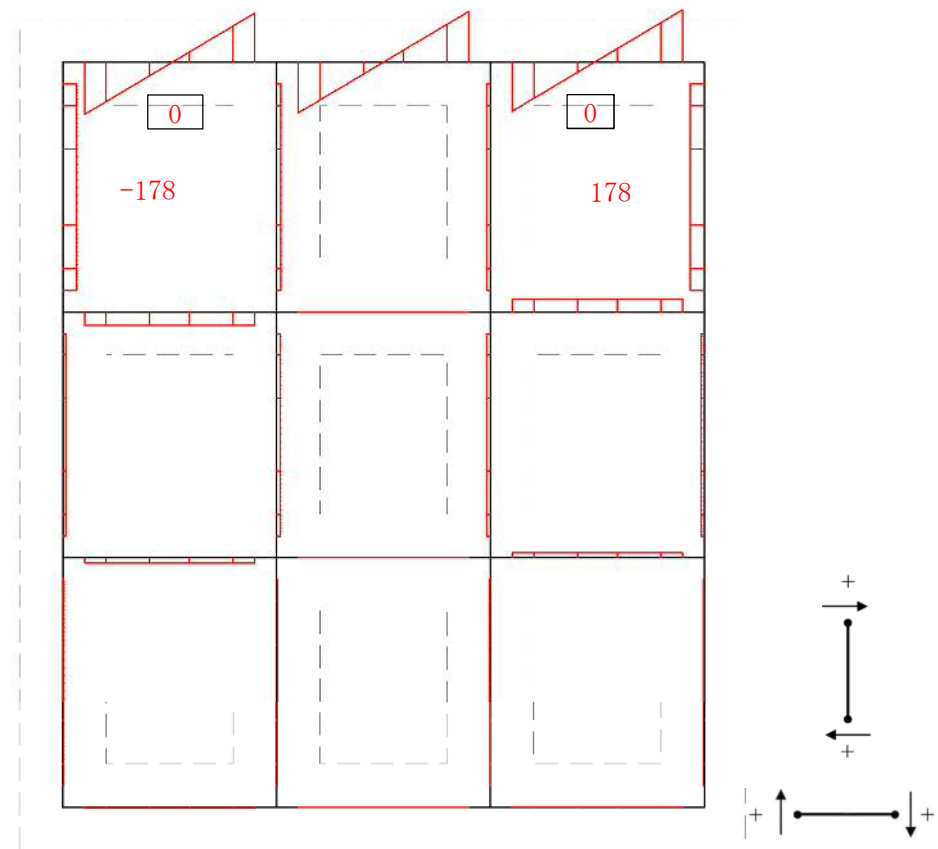
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (3) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)

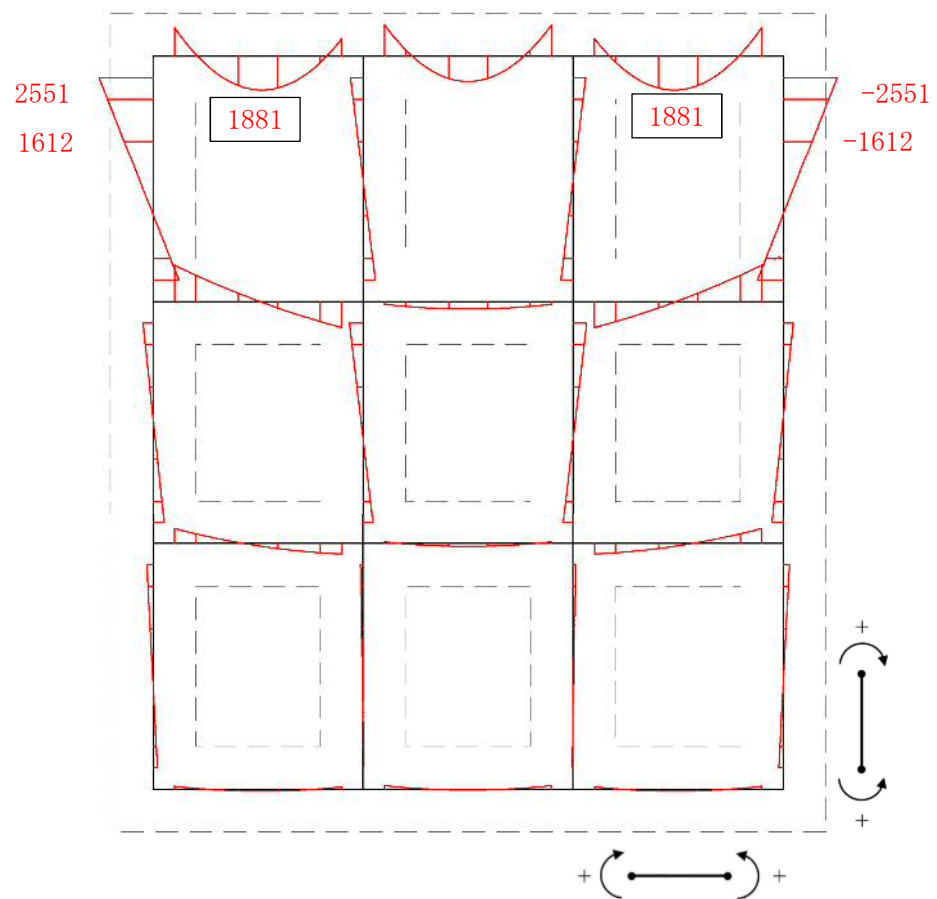




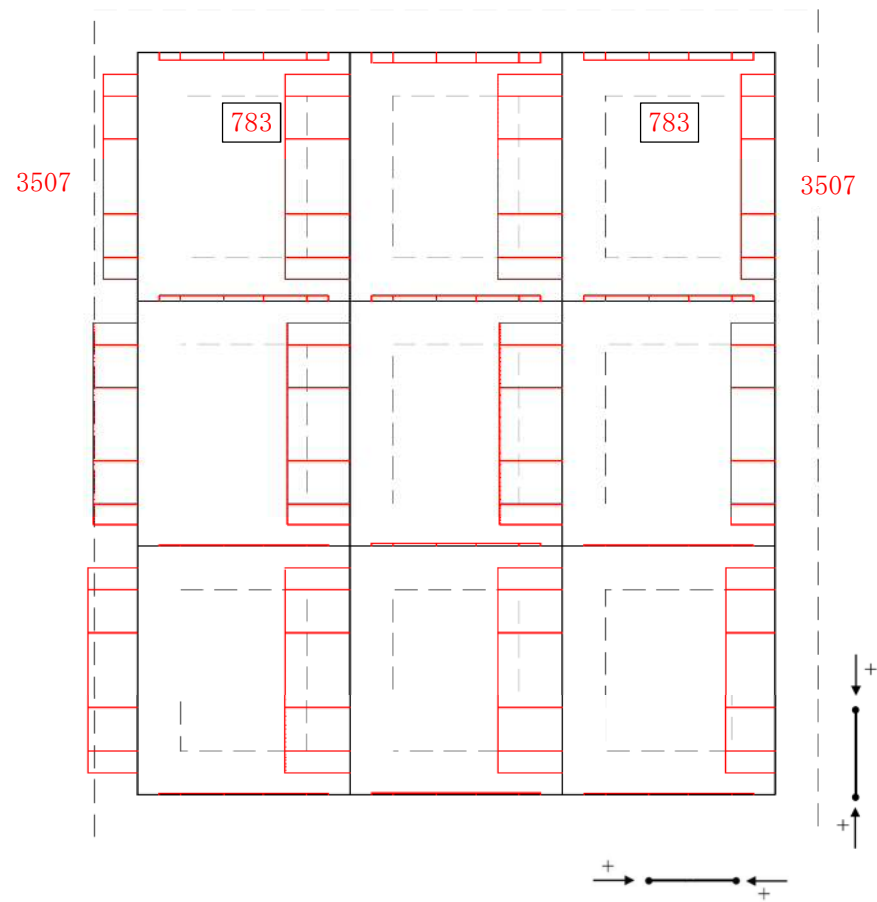
せん断力 (kN)

図 5.2-17 (4) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)





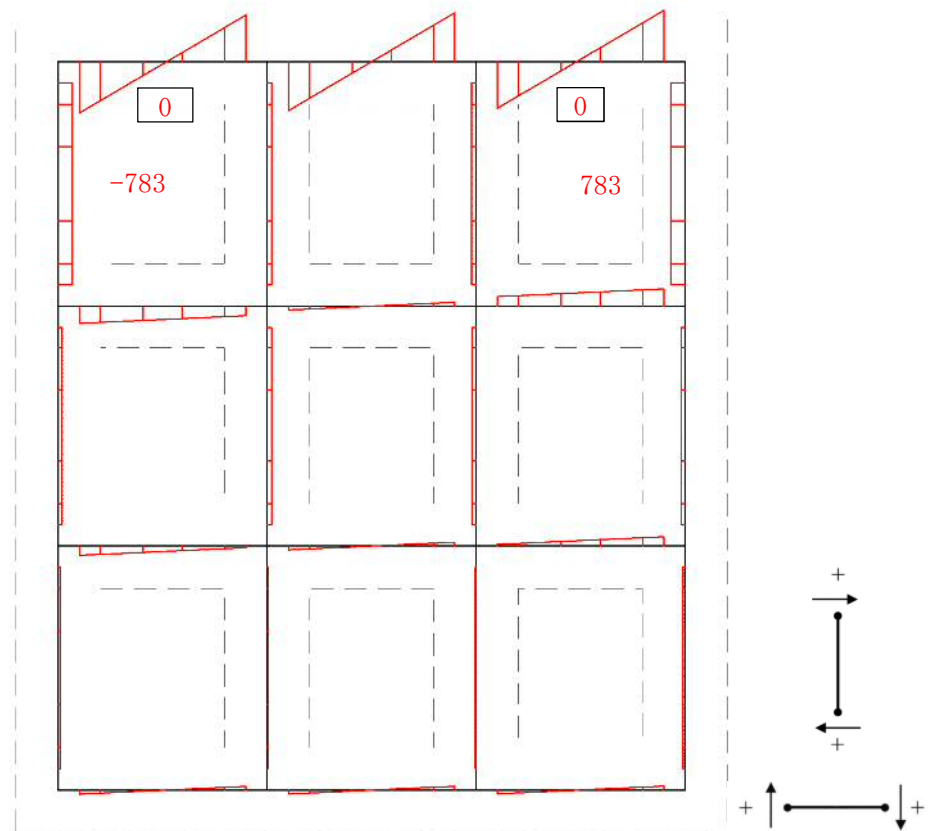
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (5) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)





せん断力 (kN)

図 5.2—17 (6) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)



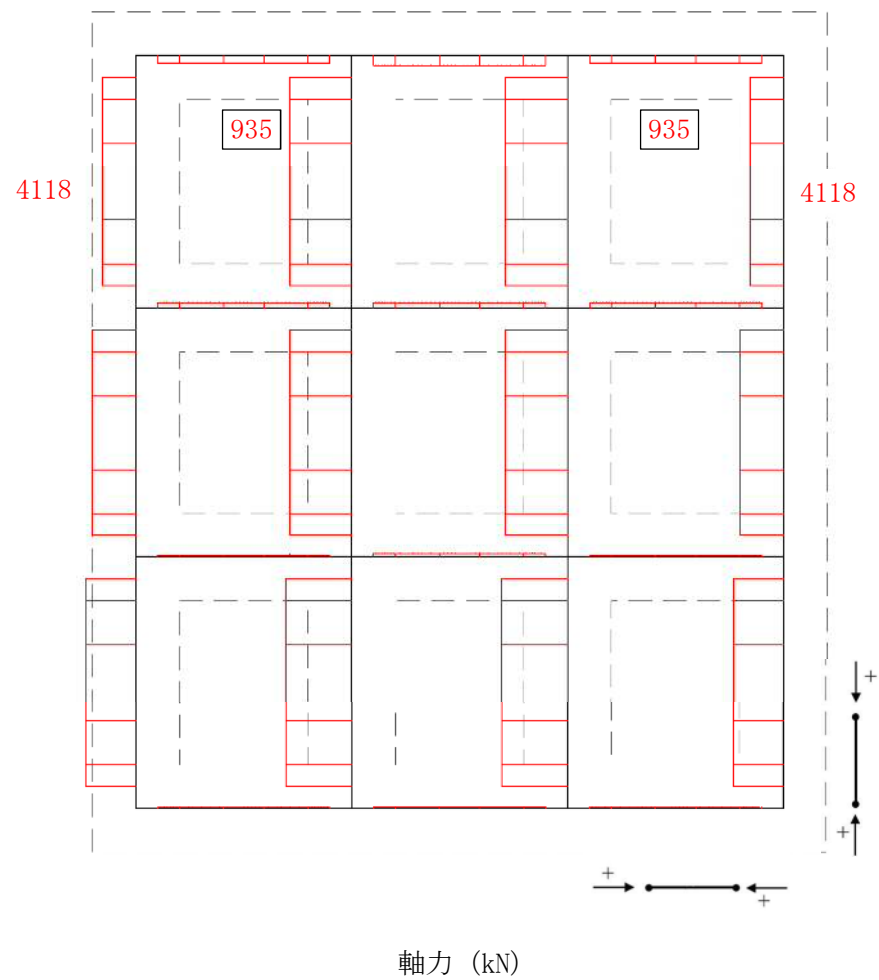
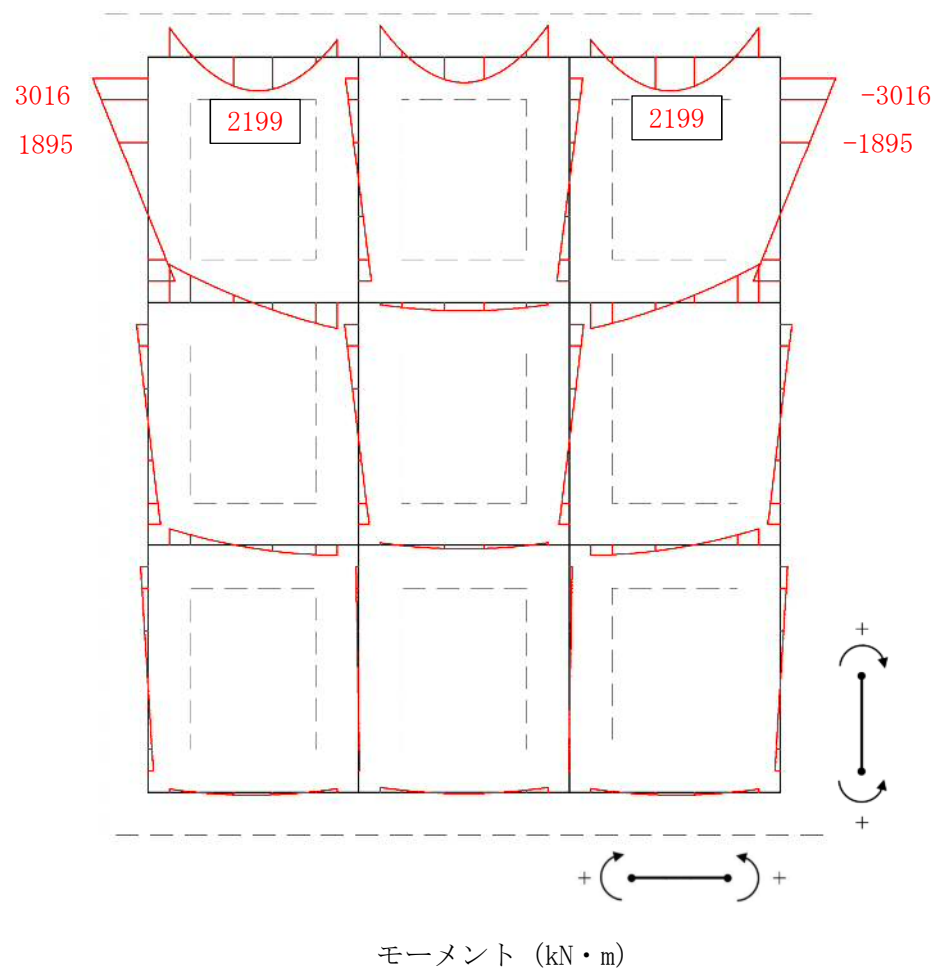
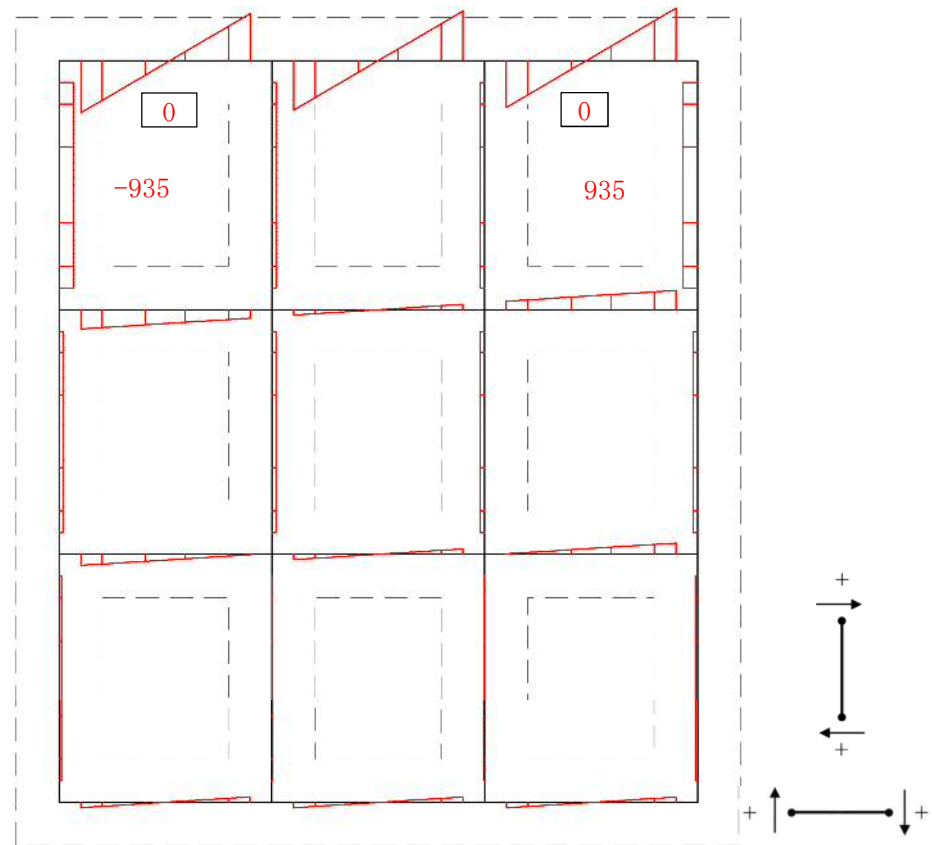


図 5.2-17 (7) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)

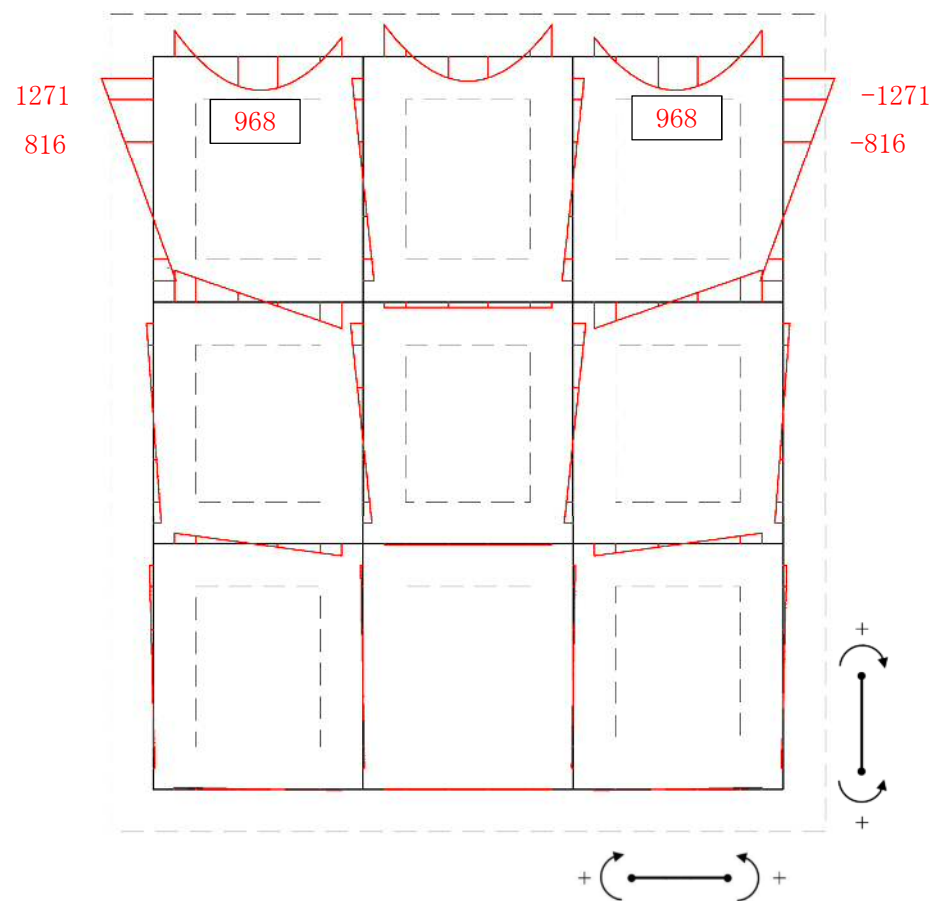




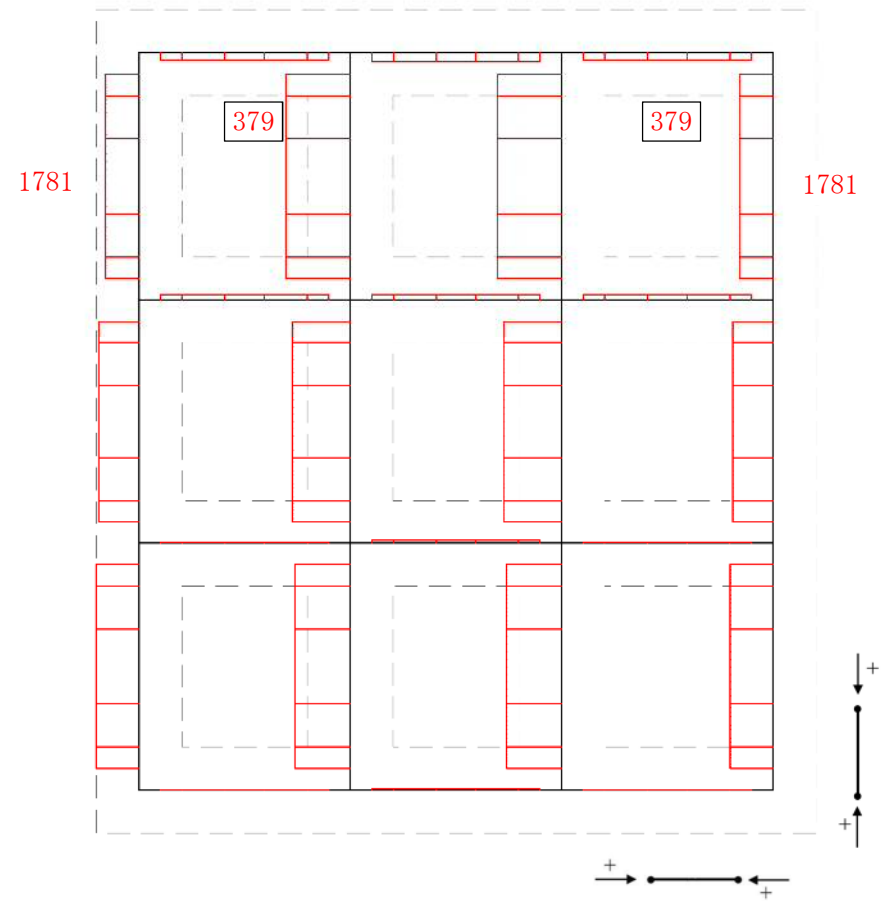
せん断力 (kN)

図 5.2-17 (8) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)





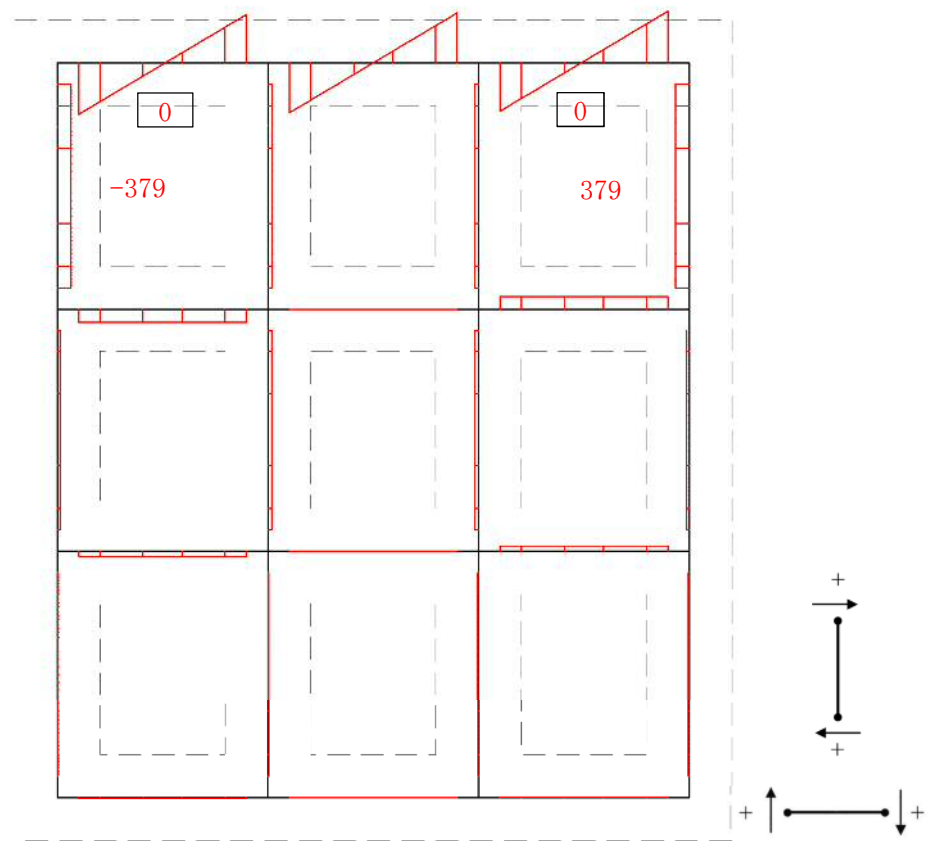
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (9) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)

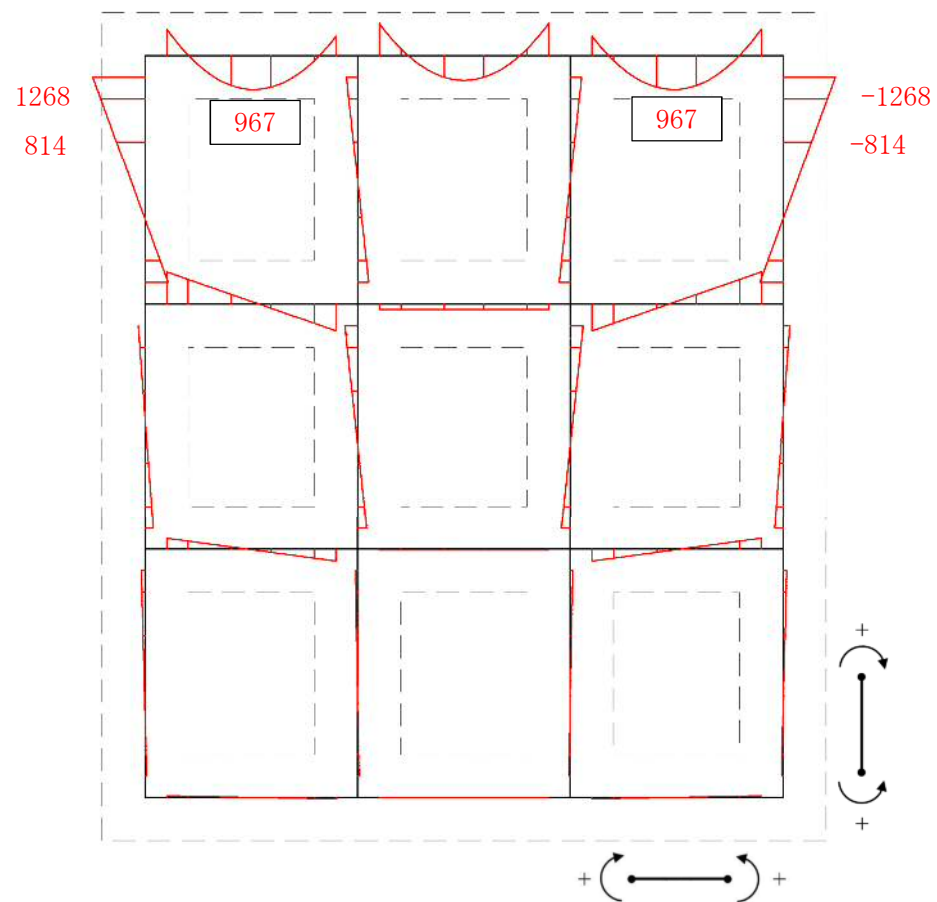




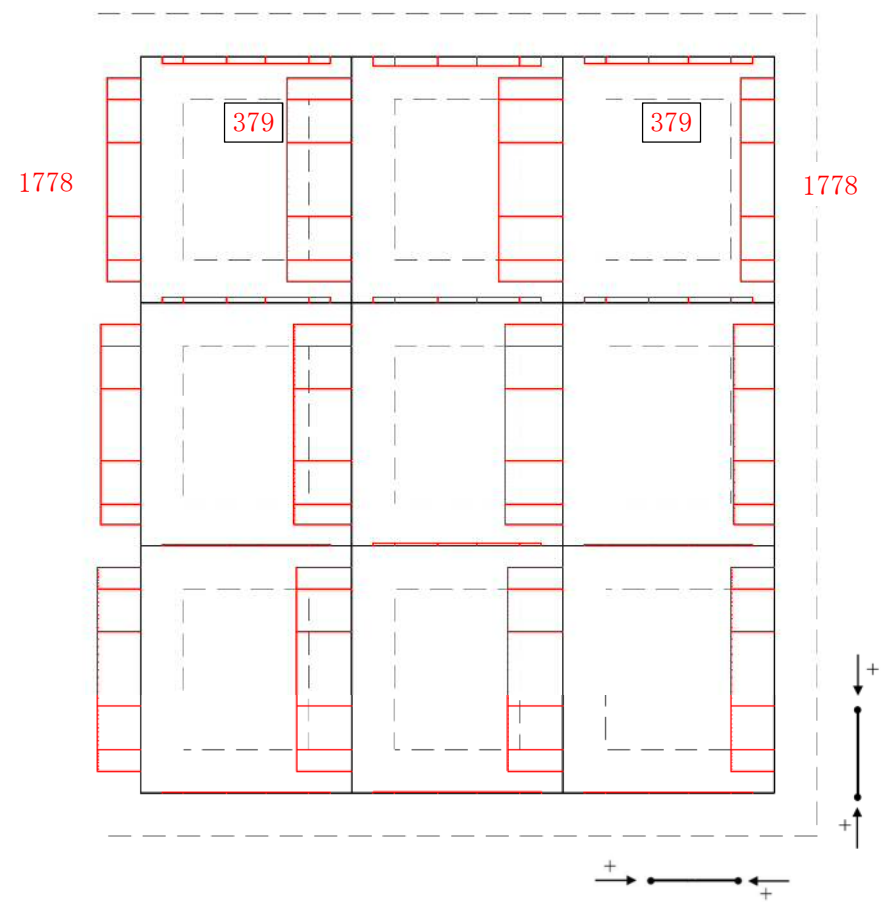
せん断力 (kN)

図 5.2-17 (10) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)





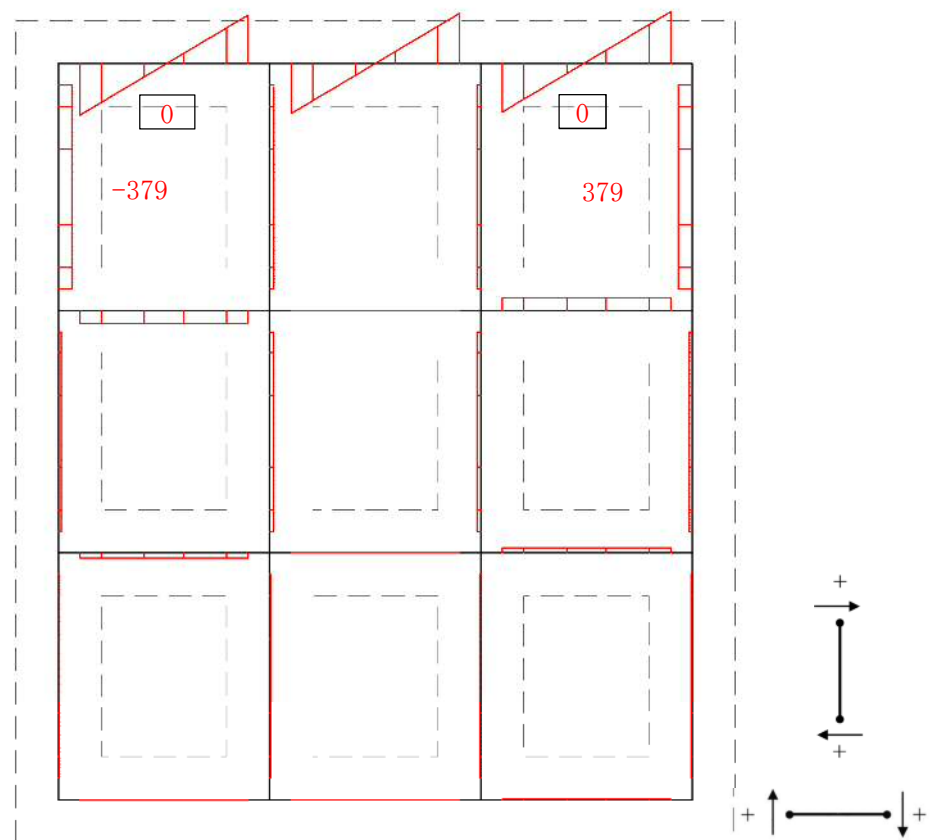
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (11) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)





せん断力 (kN)

図 5.2—17 (12) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)



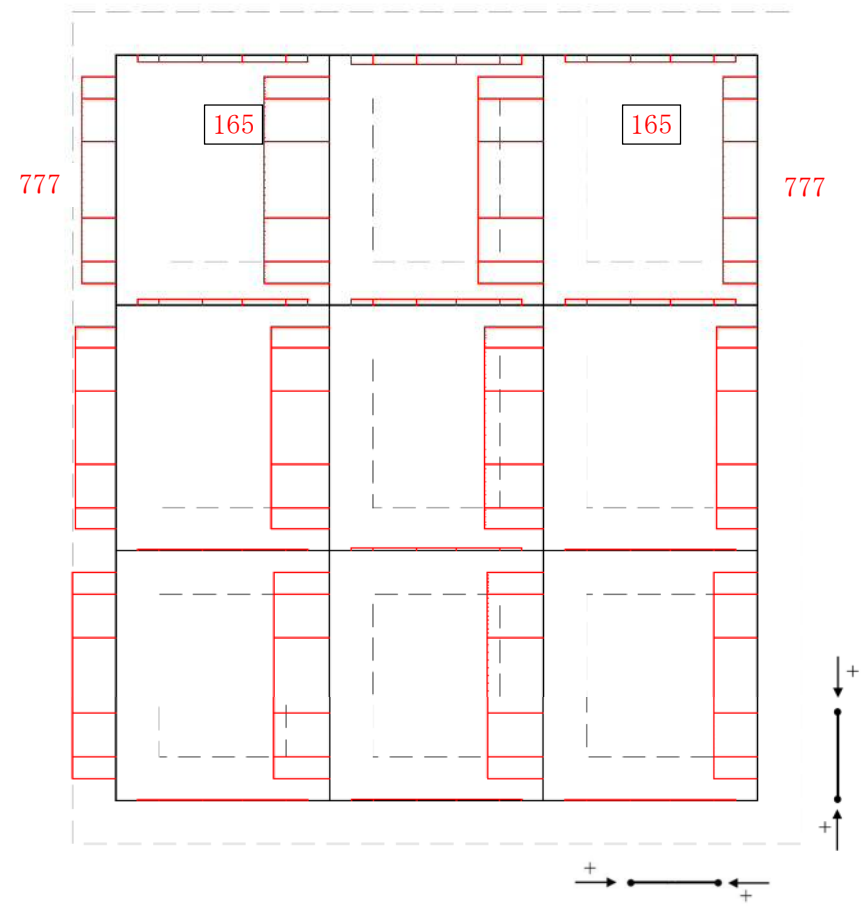
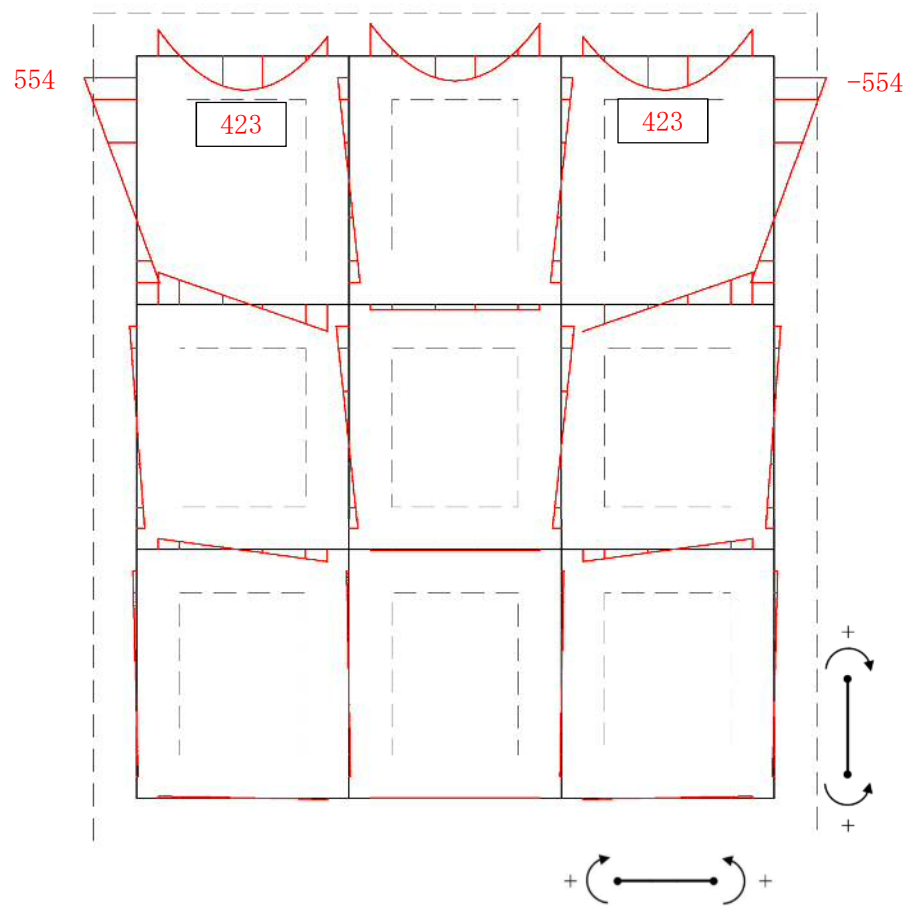
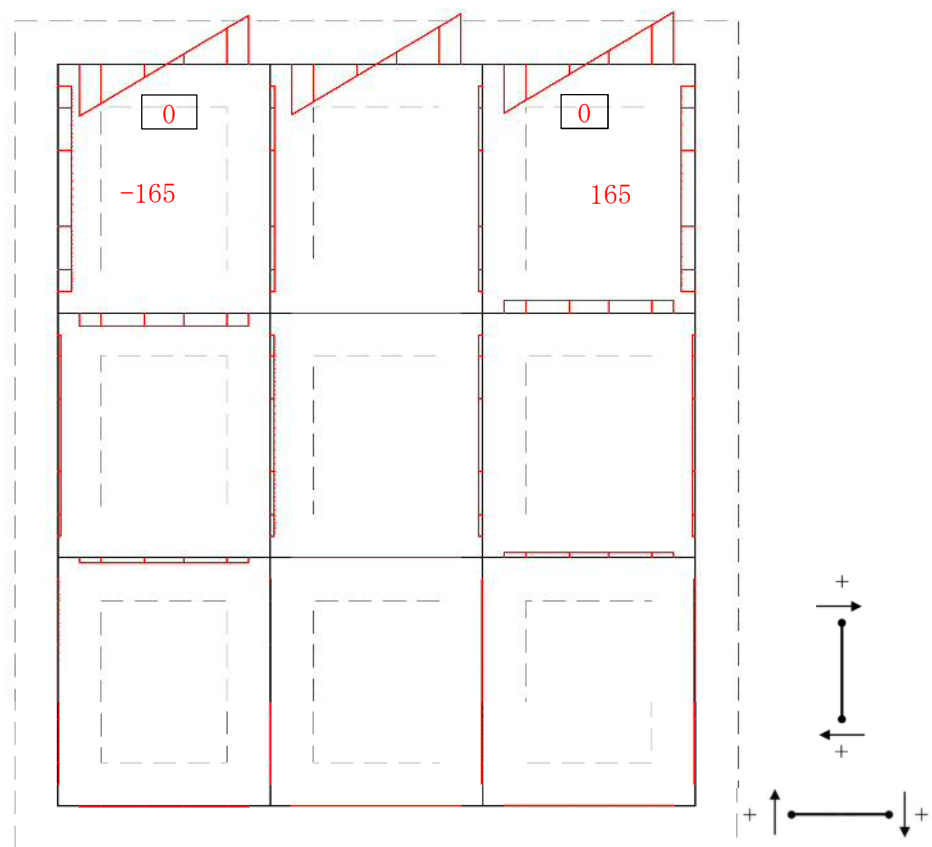


図 5.2-17 (13) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)

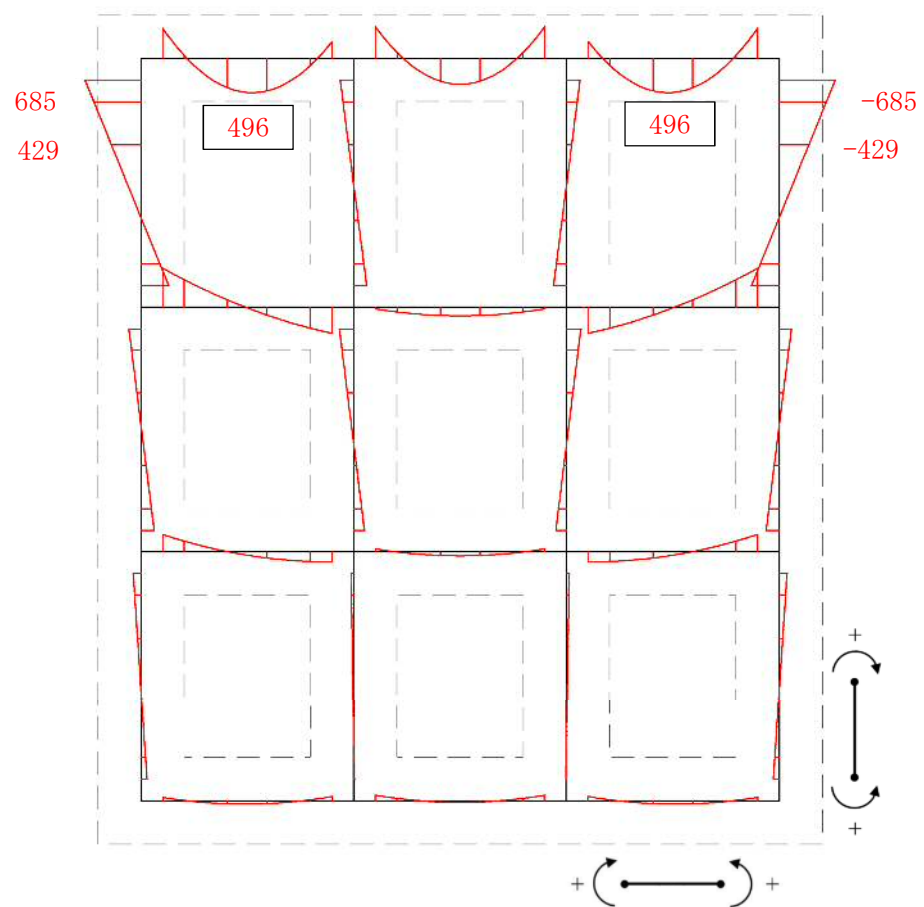




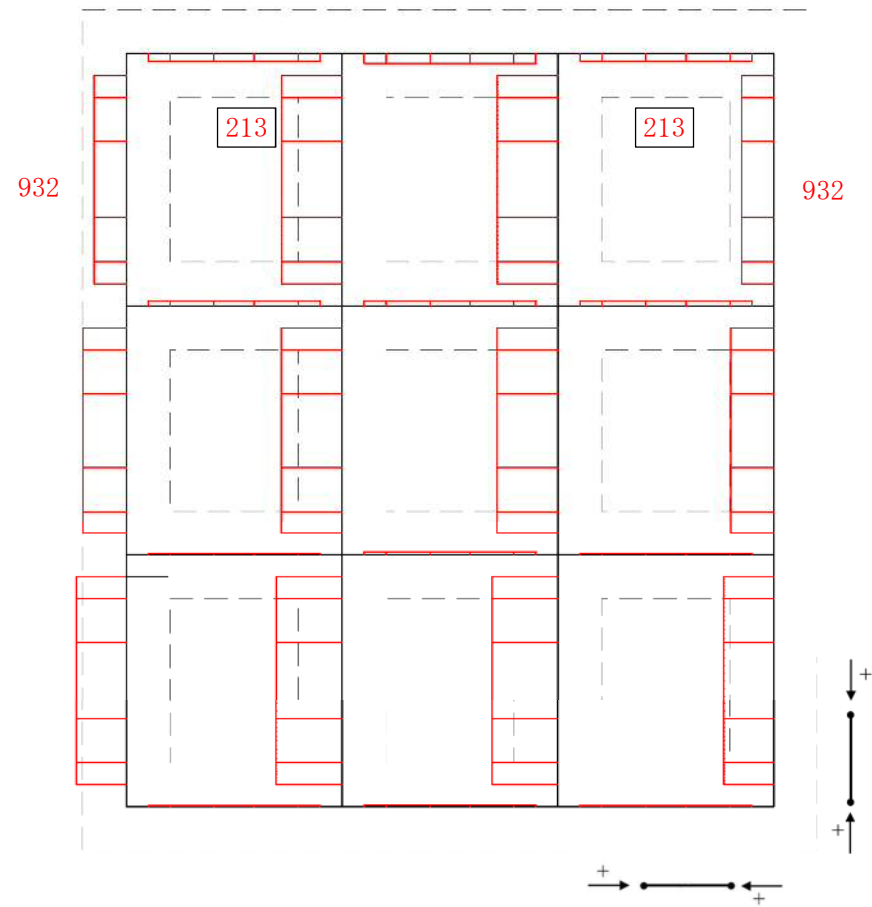
せん断力 (kN)

図 5.2—17 (14) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)





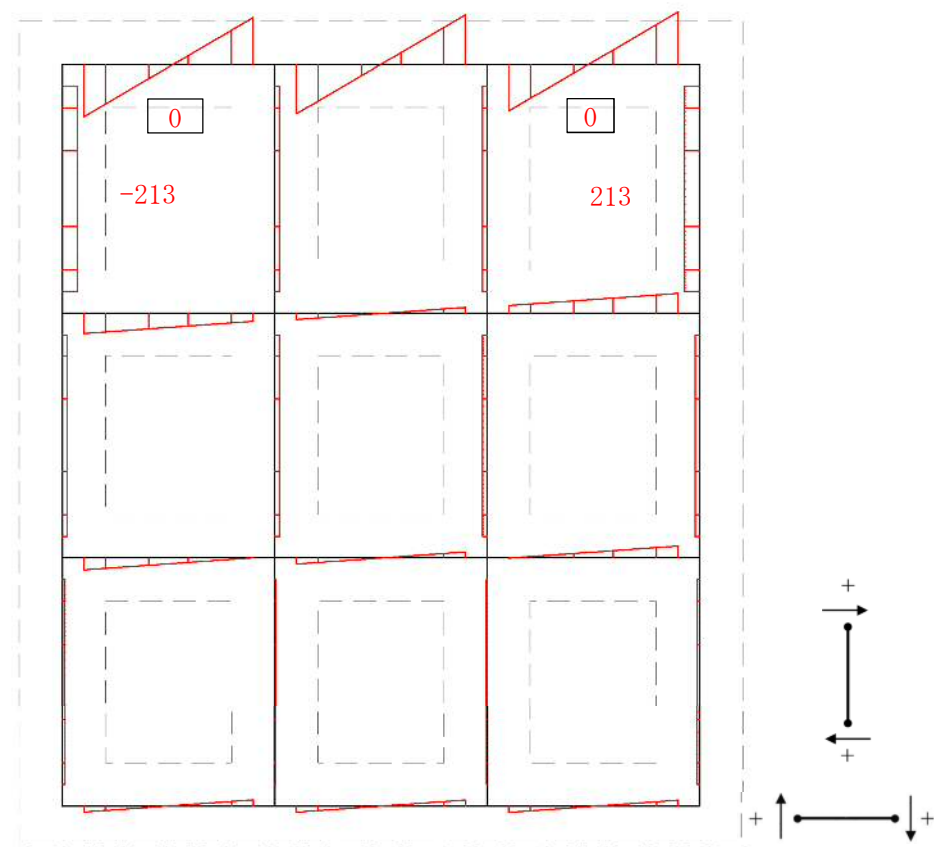
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (15) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)

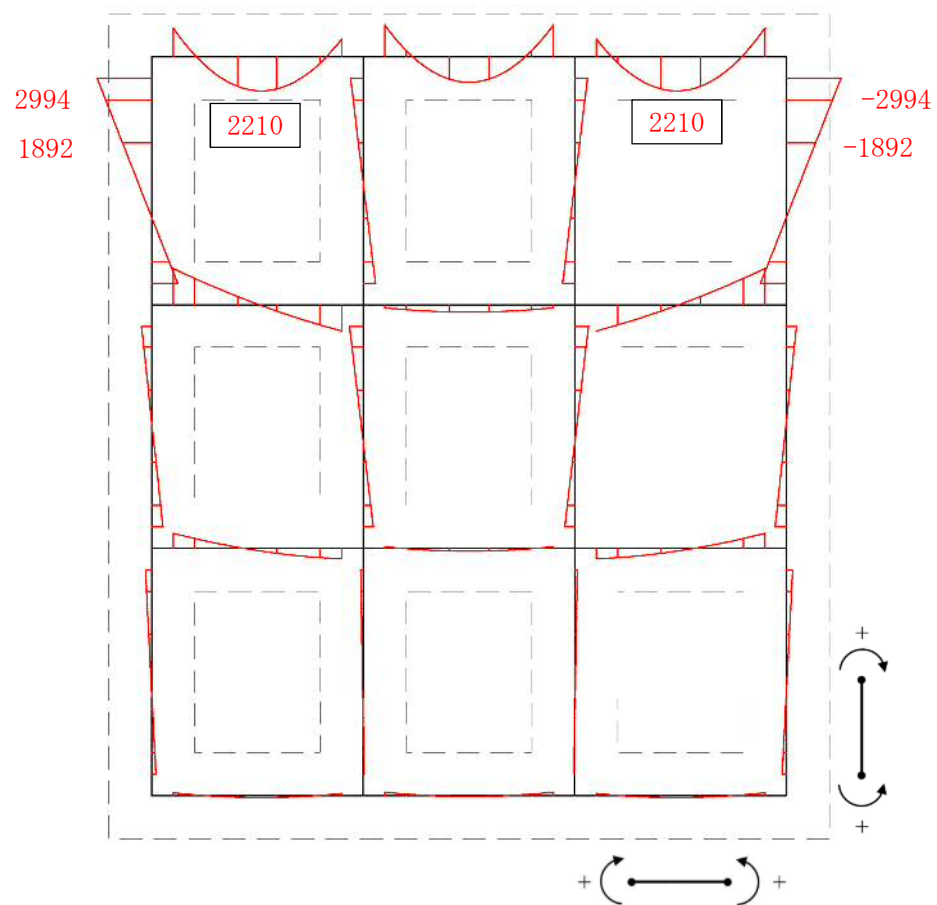




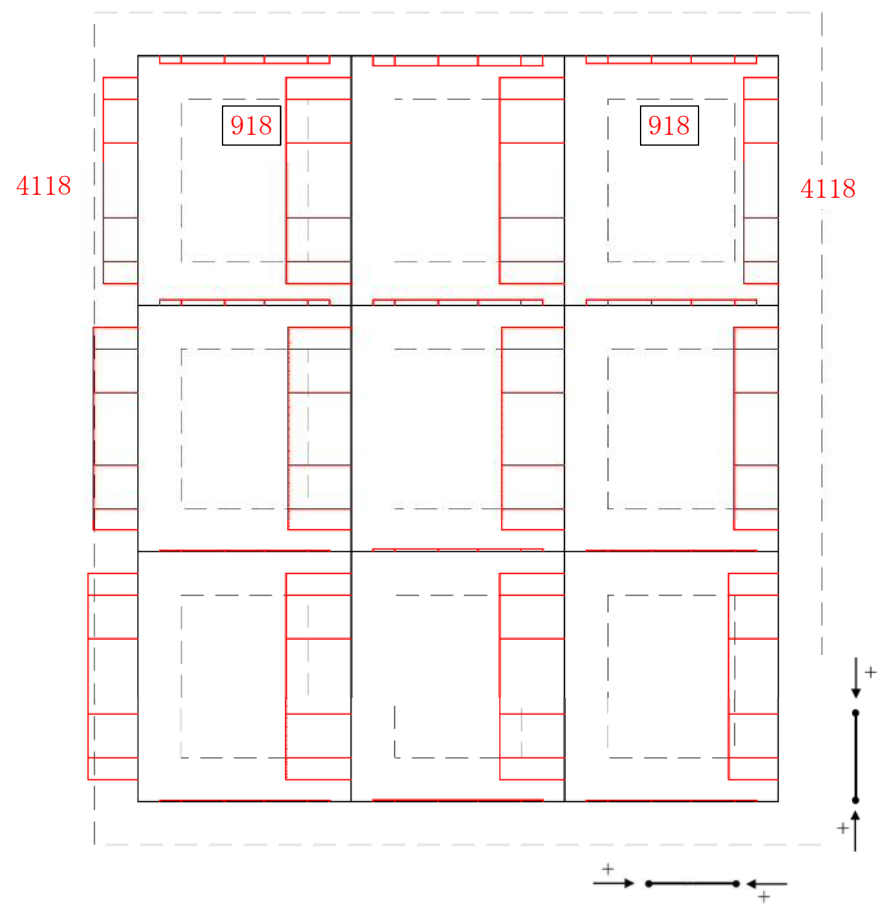
せん断力 (kN)

図 5.2-17 (16) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)





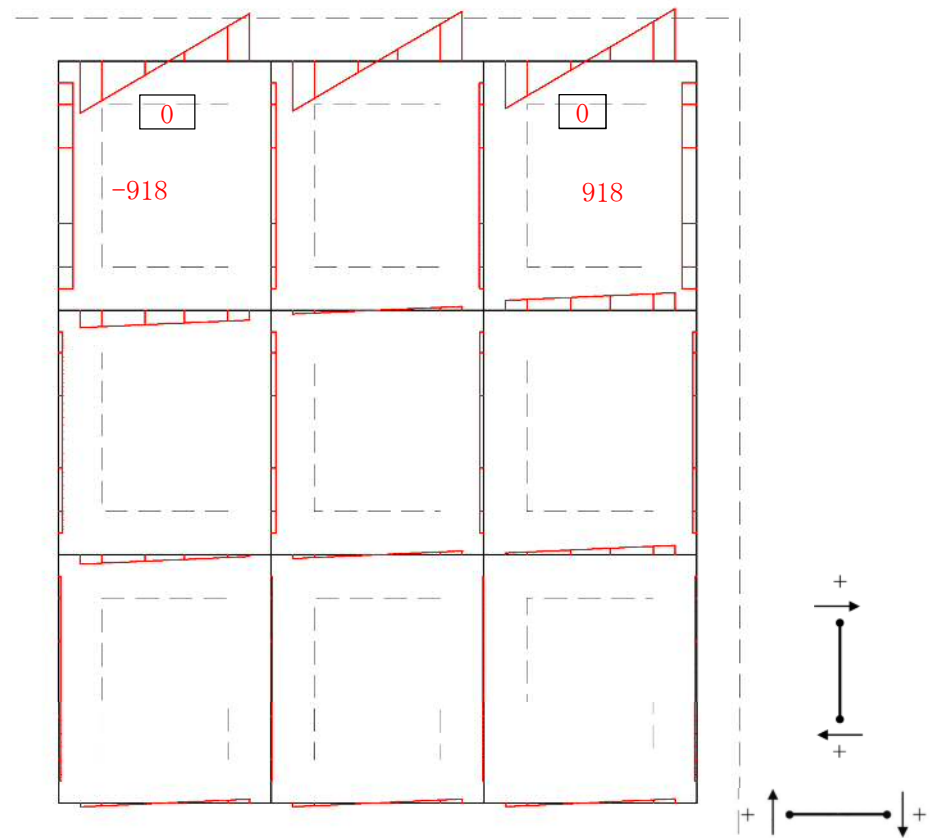
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (17) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)

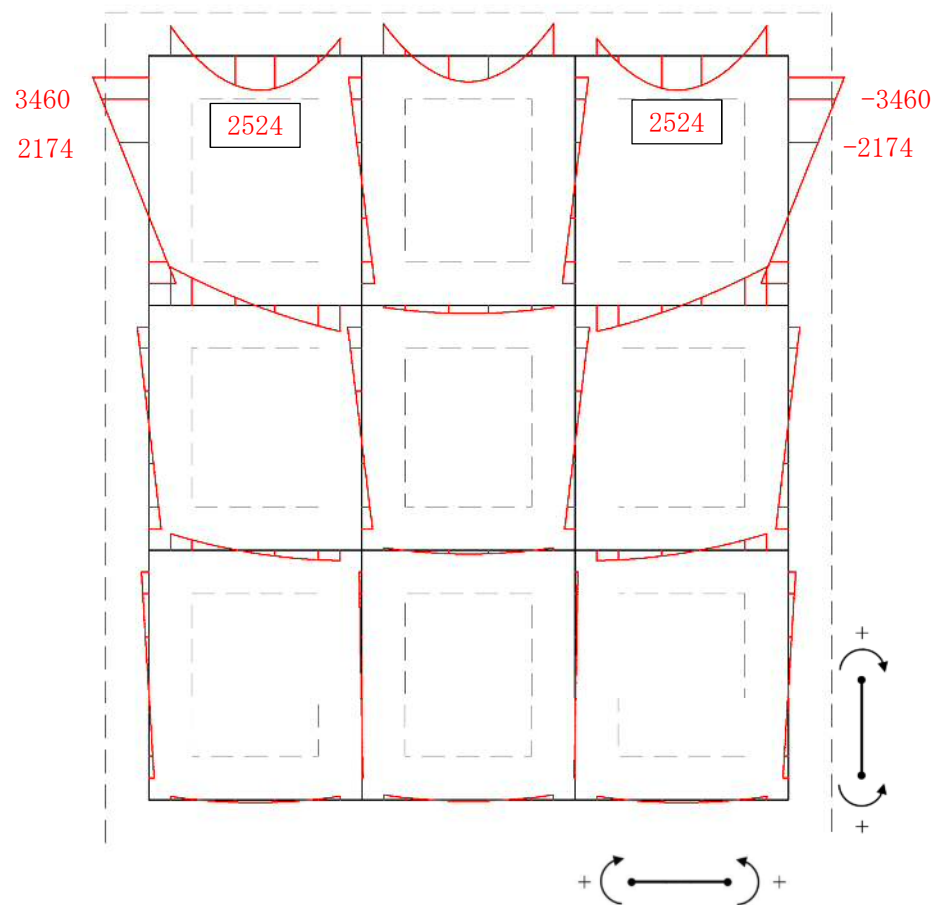




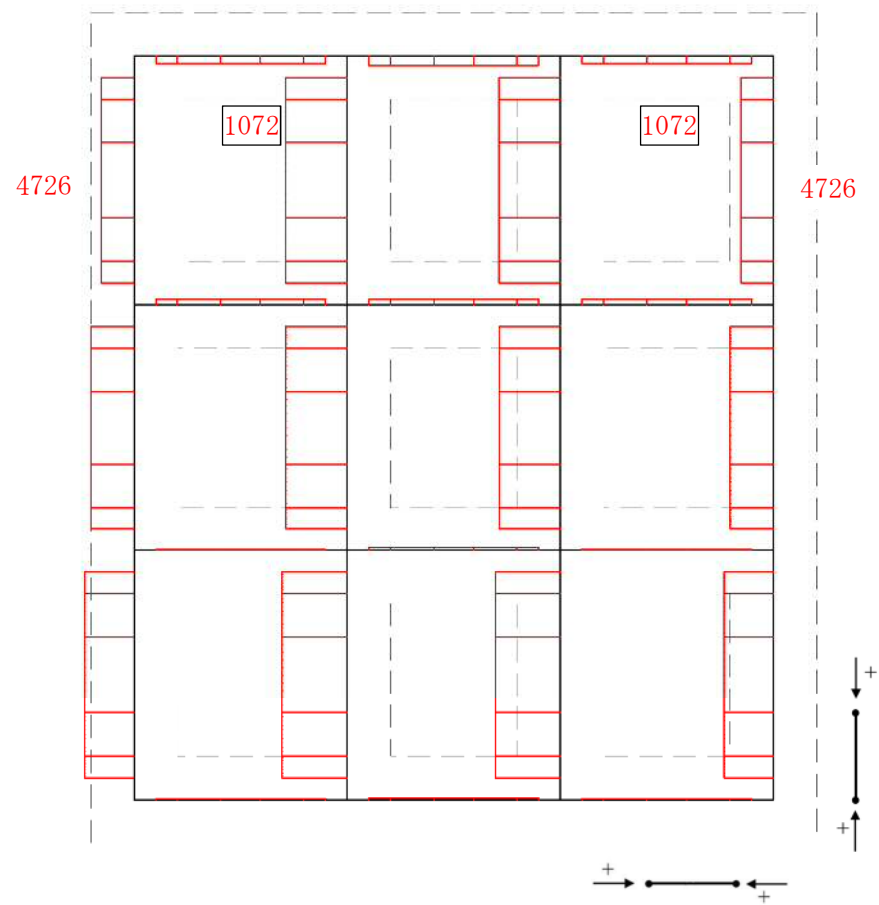
せん断力 (kN)

図 5.2—17 (18) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)





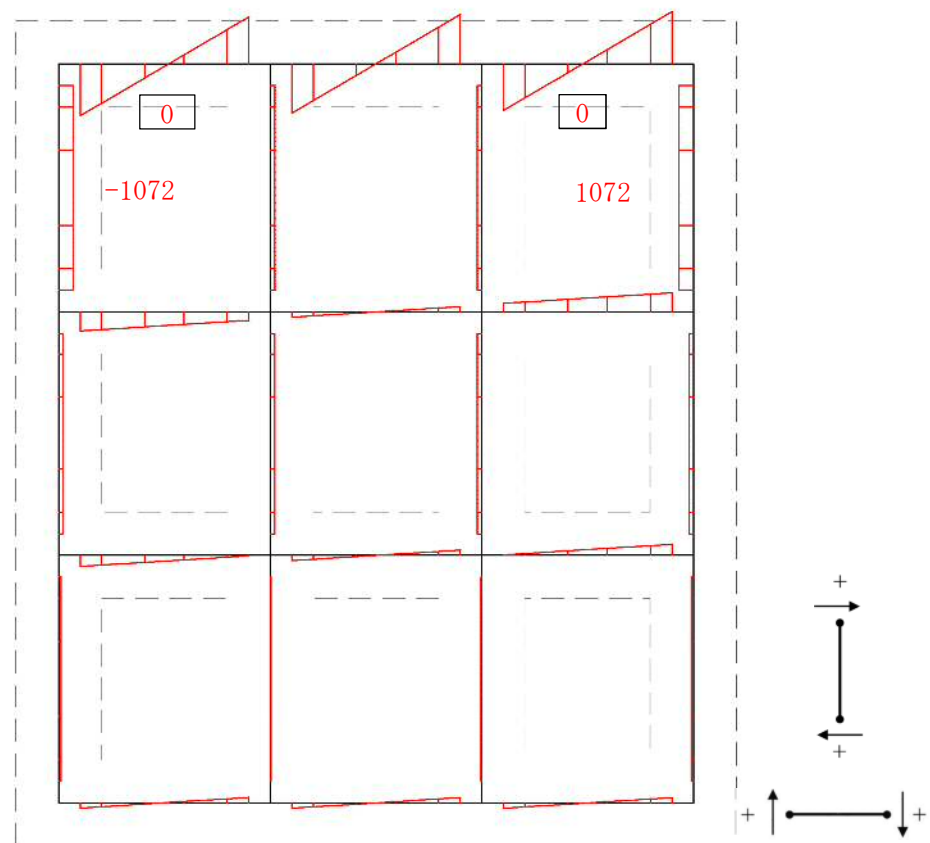
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (19) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)

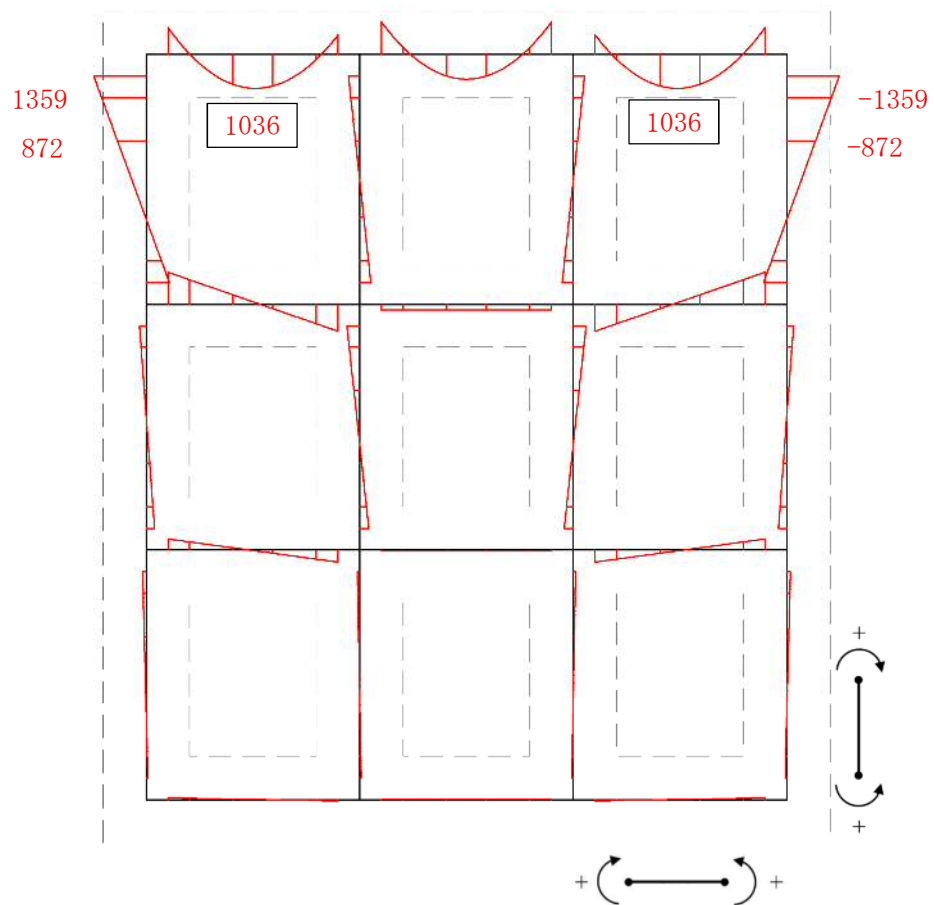




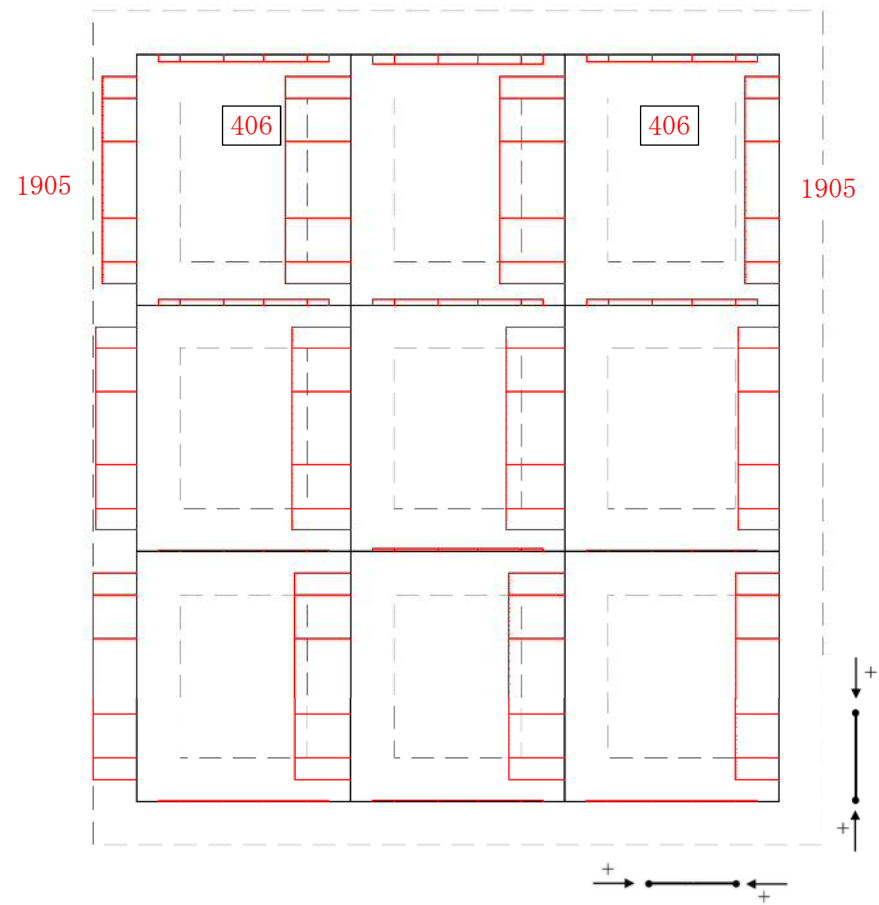
せん断力 (kN)

図 5.2-17 (20) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)





モーメント (kN・m)



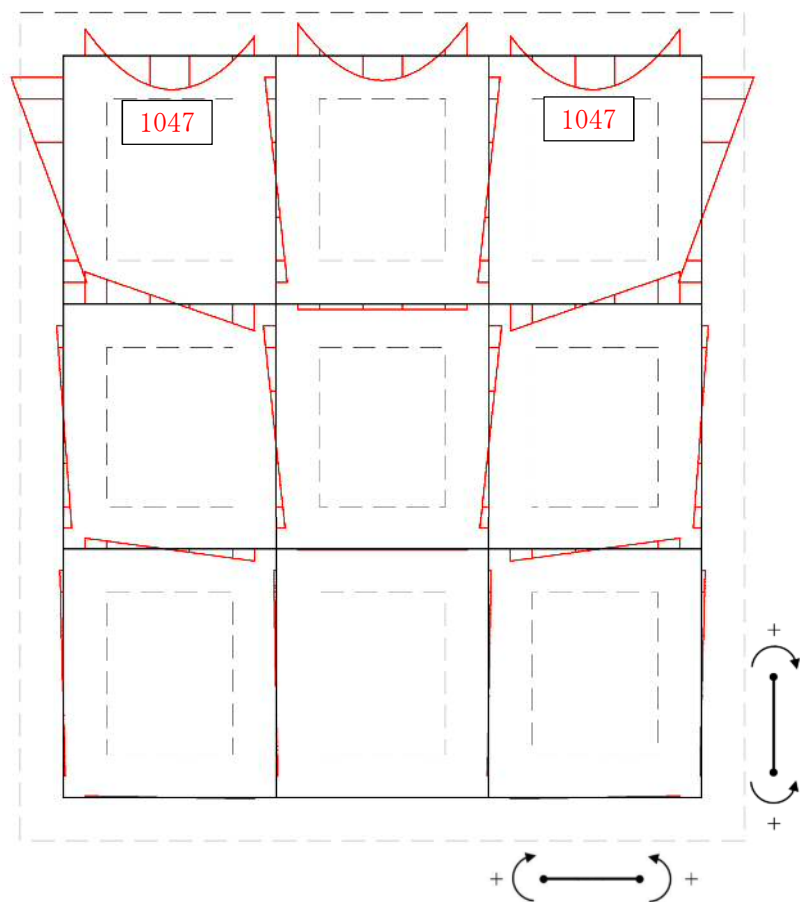
軸力 (kN)

図 5.2-17 (21) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)

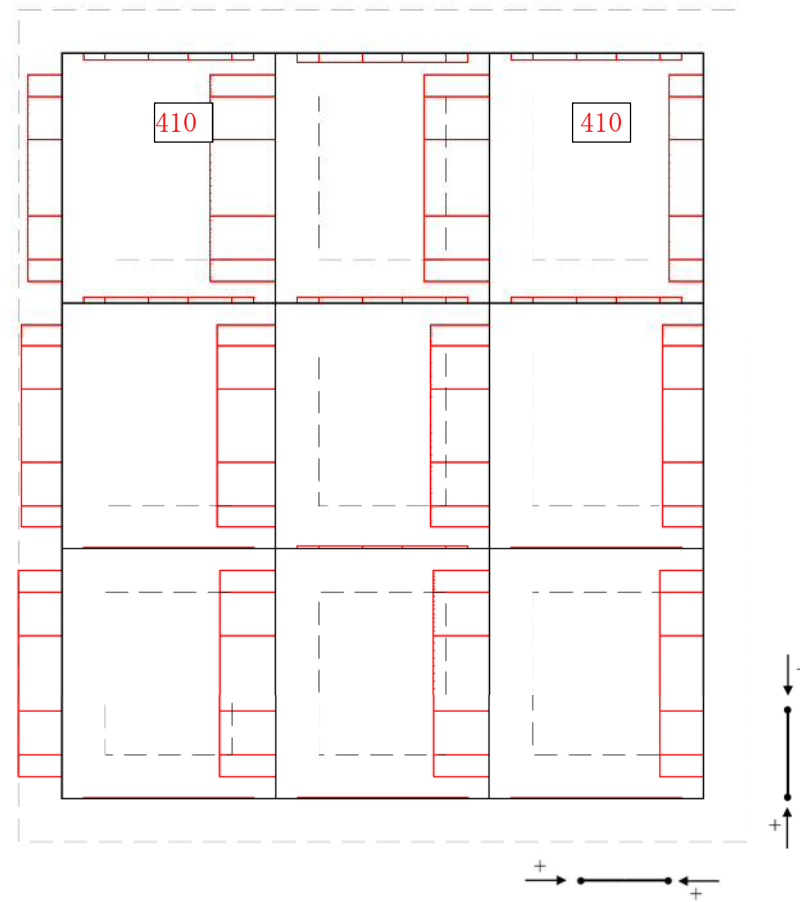








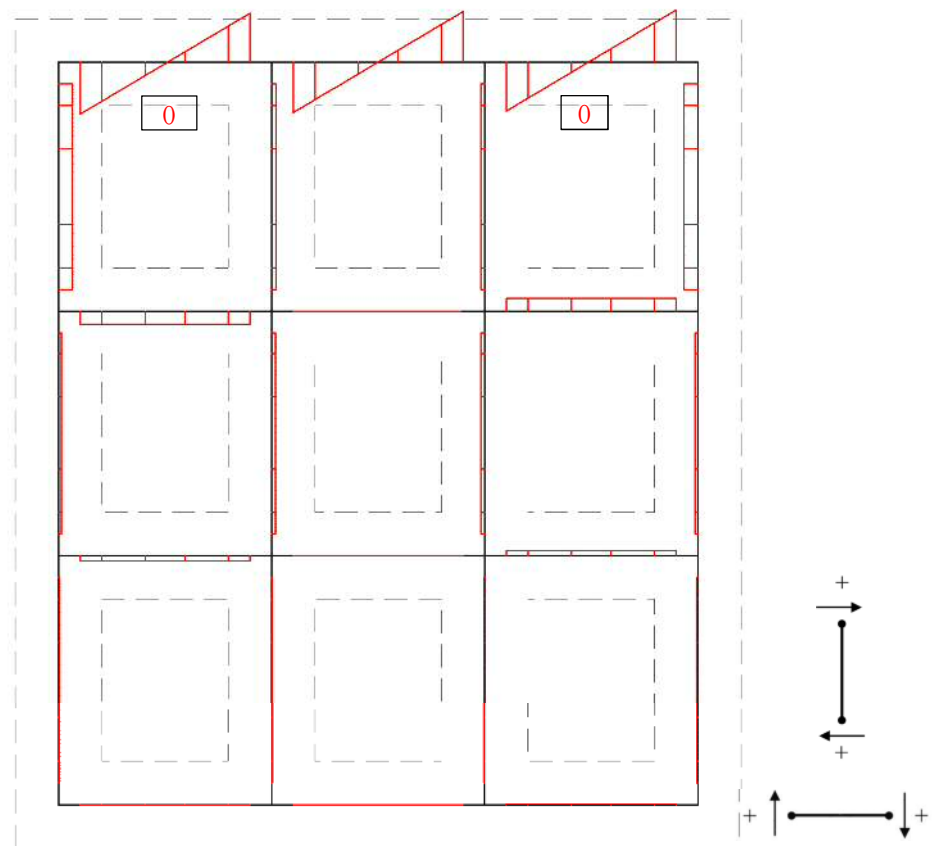
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (23) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)





せん断力 (kN)

図 5.2-17 (24) 断面力図 (重畳時: 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 5, 鉛直下向き)



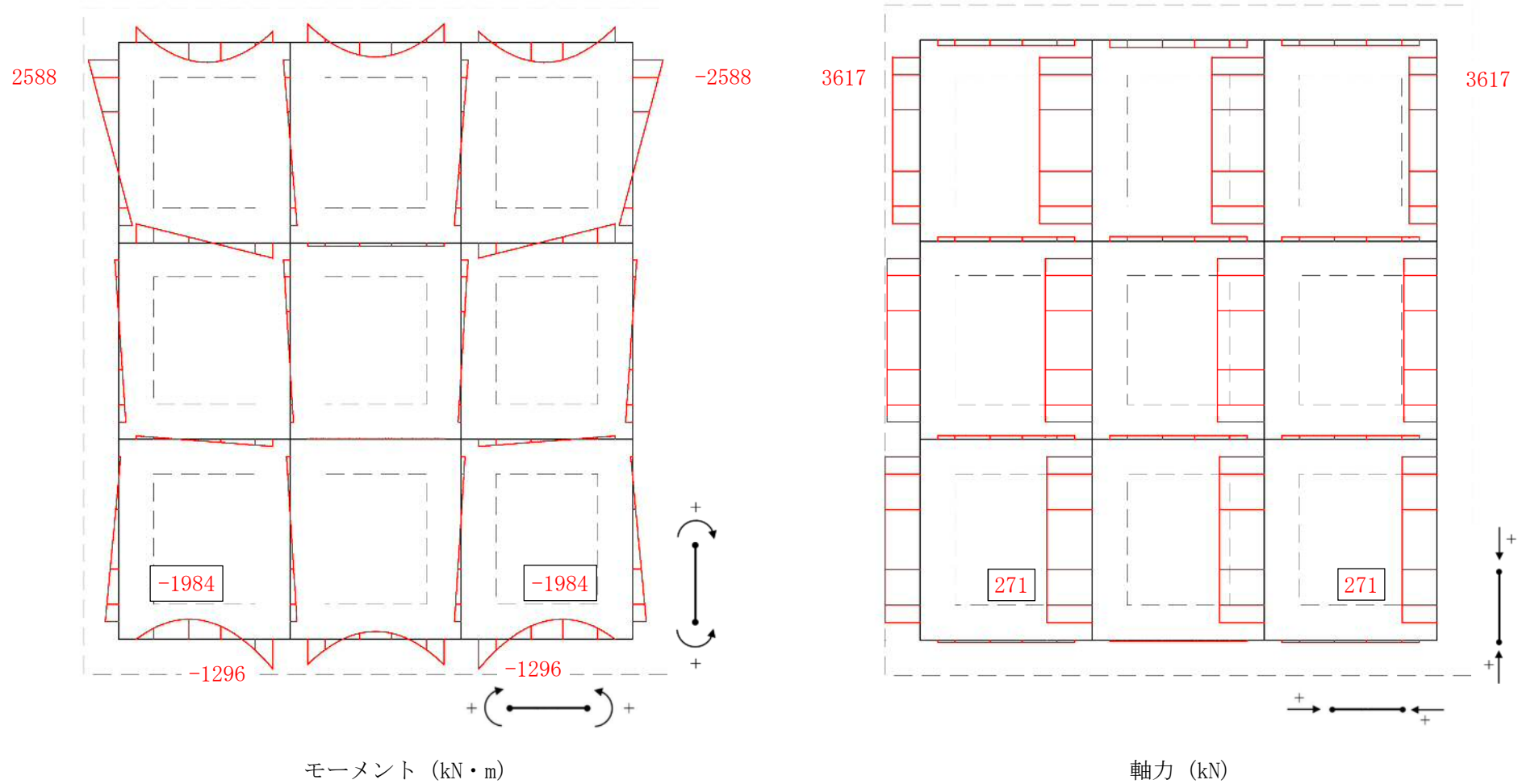
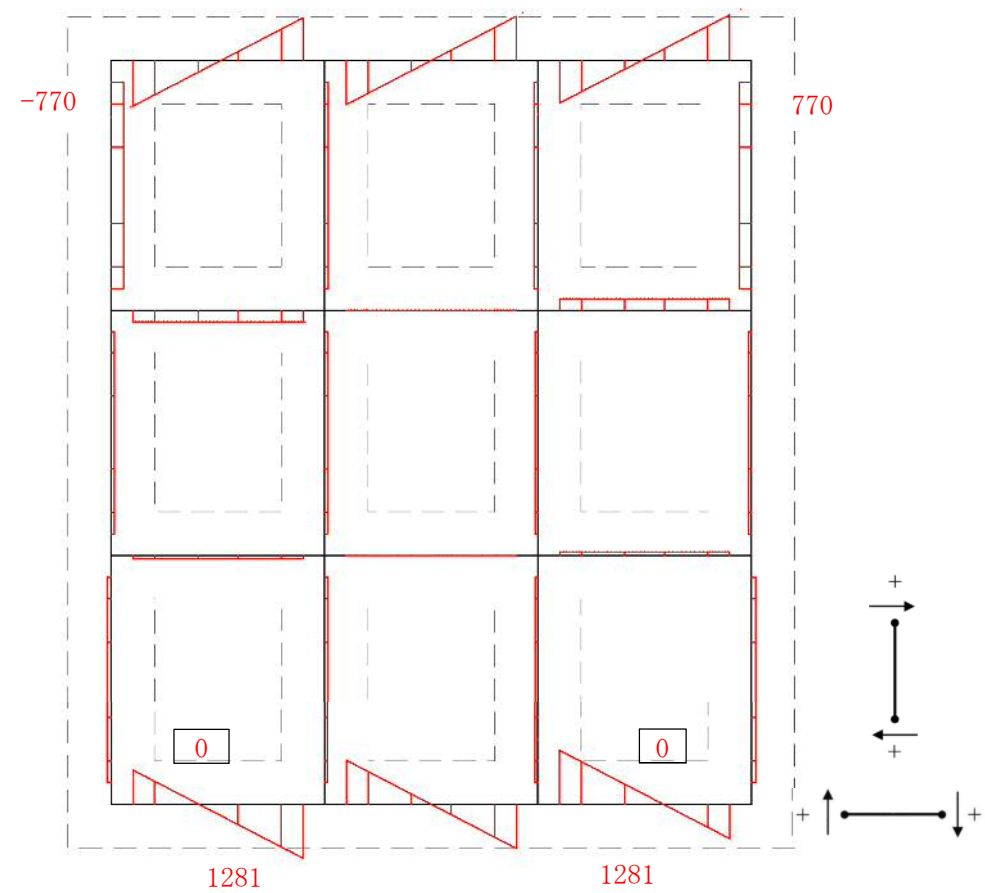


図 5.2-17 (25) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き, 両押し時)

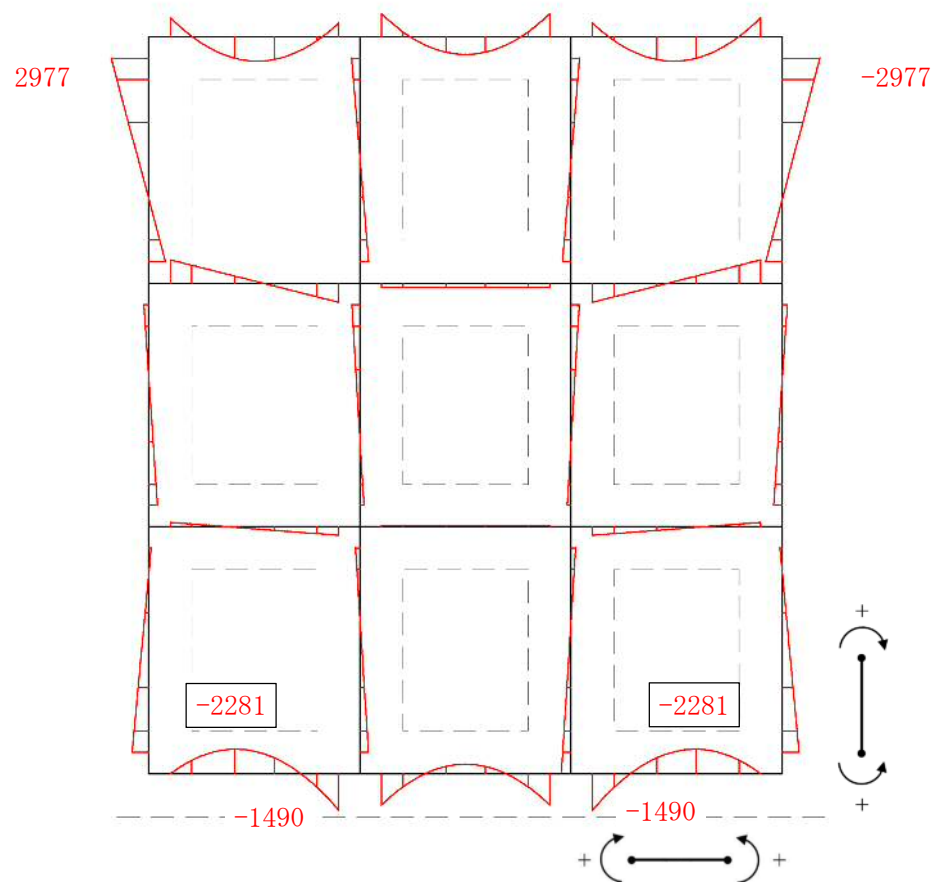




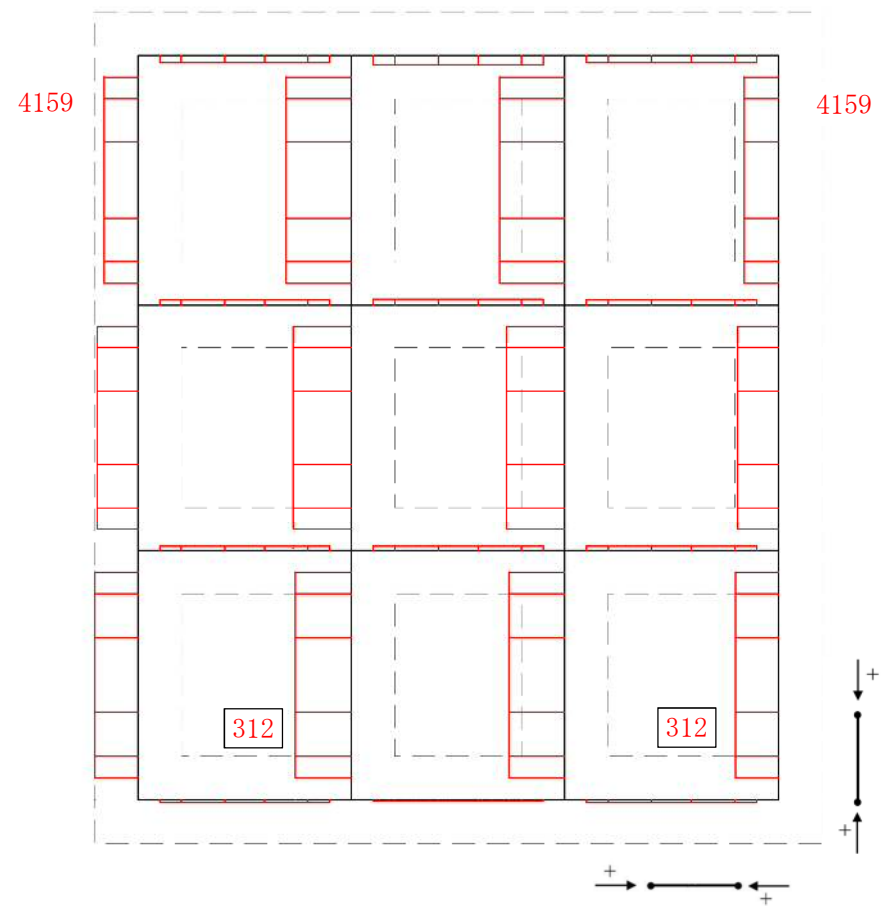
せん断力 (kN)

図 5.2-17 (26) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き, 両押し時)





モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-17 (27) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね4，鉛直下向き，両押し時)



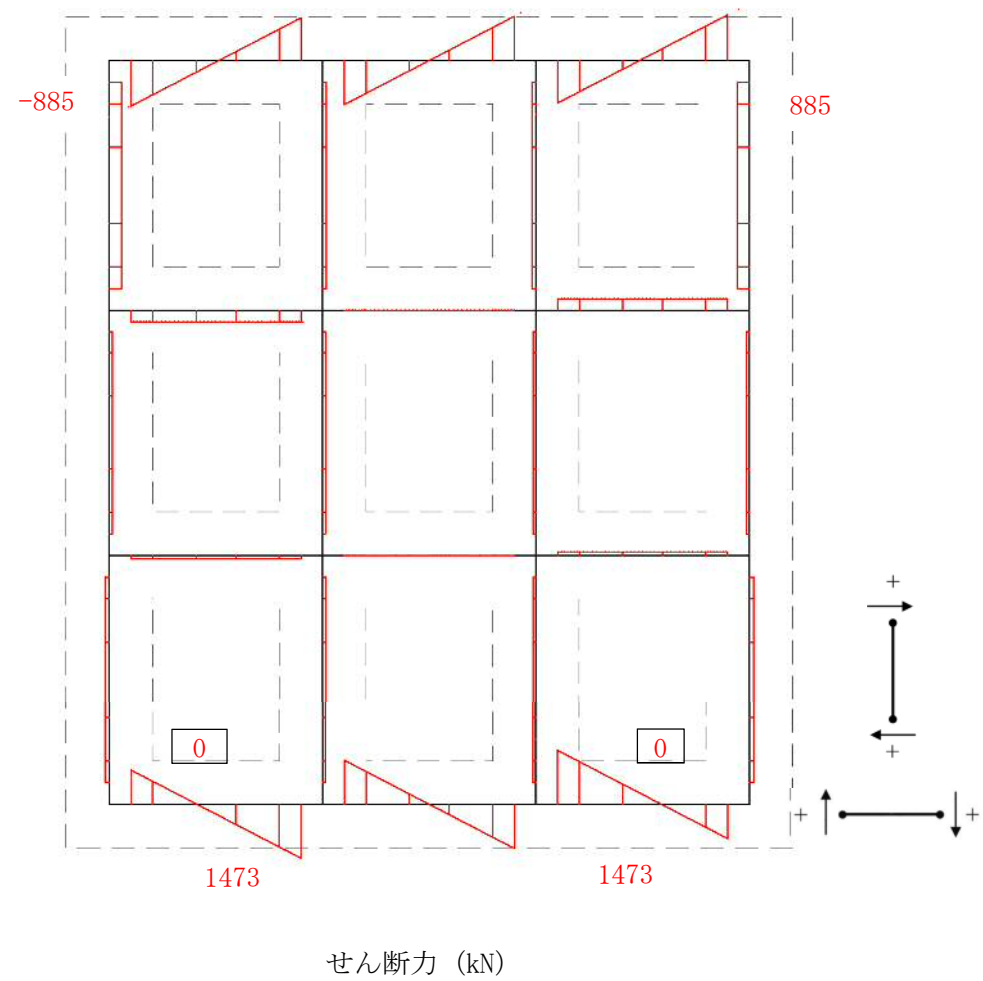


図 5.2-17 (28) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き，両押し時)



(3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を表 5.2-13 に示す。地中連続壁基礎の水平方向のせん断力に対する照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{ca}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{sa}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

また、照査に用いた鉄筋を着色した概略配筋図を図 5.2-18 に示す。

表 5.2-13 (1) せん断力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	38, 65	188	0.104	0.660	0.16	3245	0.06
	鉛直下向き	38, 65	178	0.098	0.660	0.15	3245	0.06
地盤ばね 4	鉛直上向き	38, 65	783	0.430	0.660	0.66	3245	0.25
	鉛直下向き	38, 65	935 (1281)	0.52 (-)	0.660	0.79 (-)	3245	0.29 (0.40)
地盤ばね 5	鉛直上向き	38, 65	379	0.210	0.660	0.32	3245	0.12
	鉛直下向き	38, 65	379	0.210	0.660	0.32	3245	0.12

表 5.2-13 (2) せん断力に対する照査結果 (重畳時：敷地に遡上する津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 $V$ (kN/m)	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_{a1}$	短期許容せん断力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V/V_a$
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	38, 65	172	0.100	0.880	0.12	3707	0.05
	鉛直下向き	38, 65	213	0.120	0.880	0.14	3707	0.06
地盤ばね 4	鉛直上向き	38, 65	918	0.510	0.880	0.58	3707	0.25
	鉛直下向き	38, 65	1072 (1473)	0.59 (0.81)	0.880	0.68 (0.93)	3707	0.29 (0.40)
地盤ばね 5	鉛直上向き	38, 65	406	0.224	0.880	0.26	3707	0.11
	鉛直下向き	38, 65	436	0.240	0.880	0.28	3707	0.12

※1 ( ) 内の値は、両押し時の照査結果





图 5.2—18 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



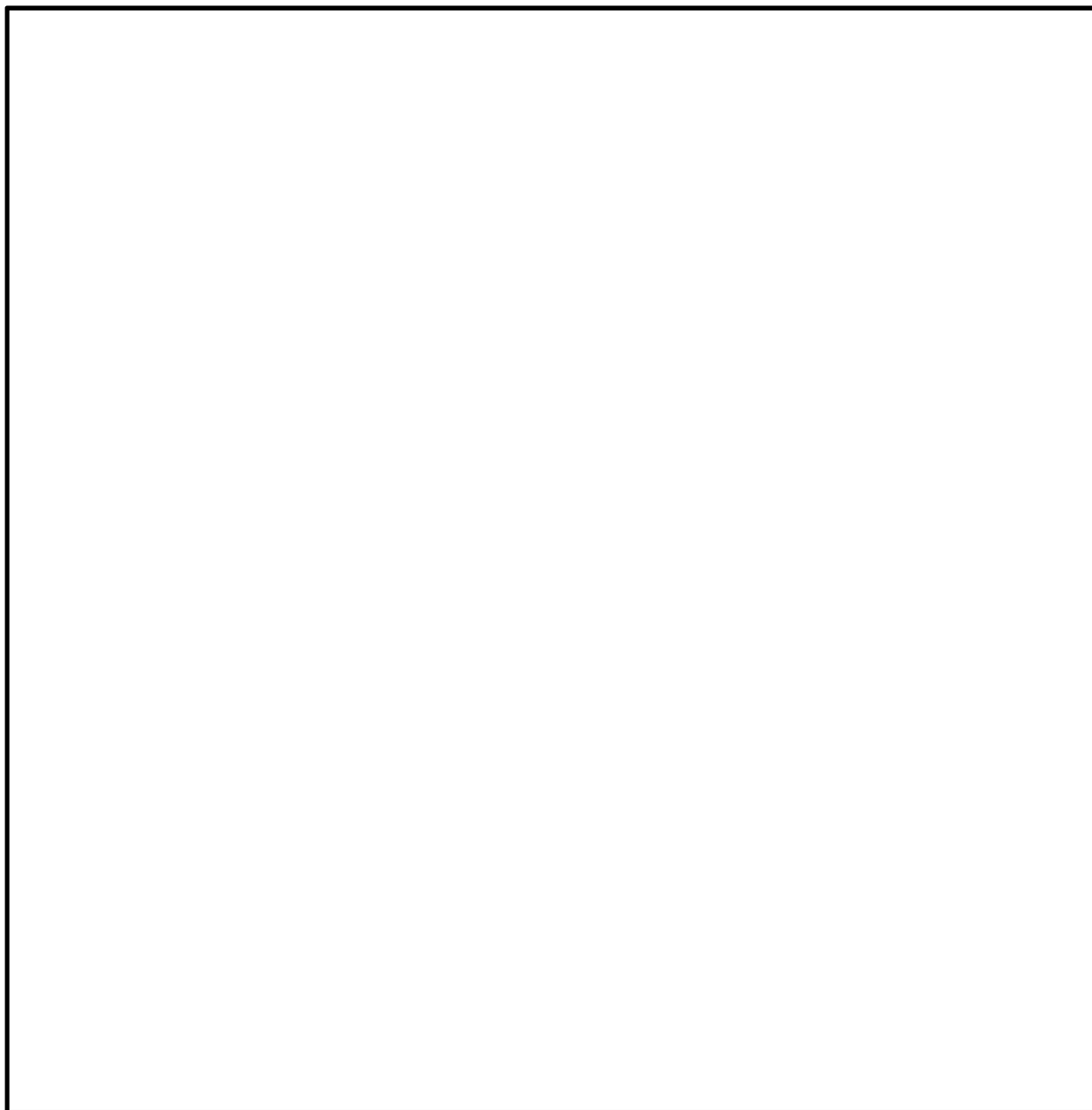


図 5.2-18 (2) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)



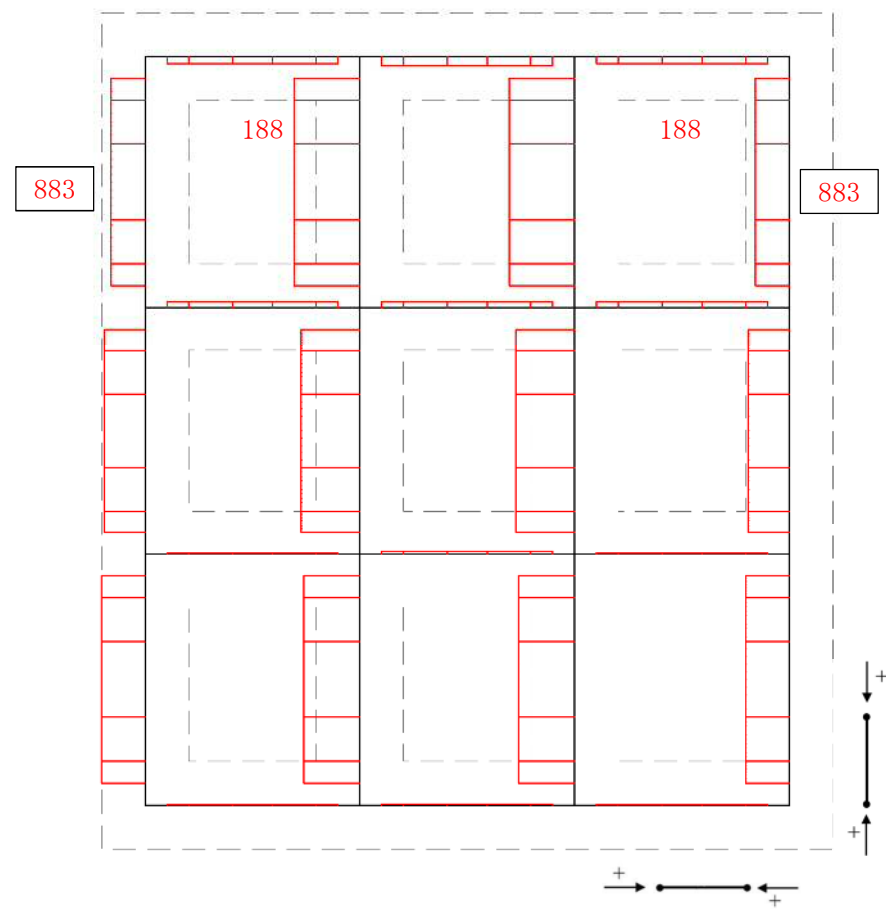
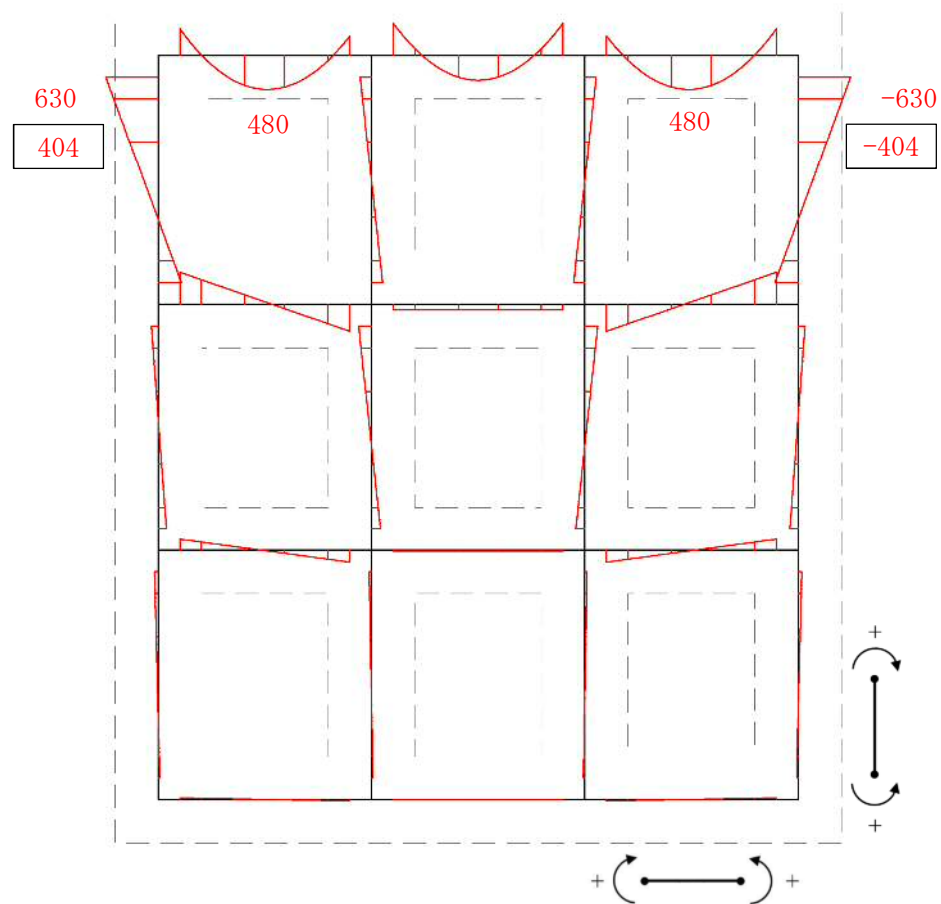
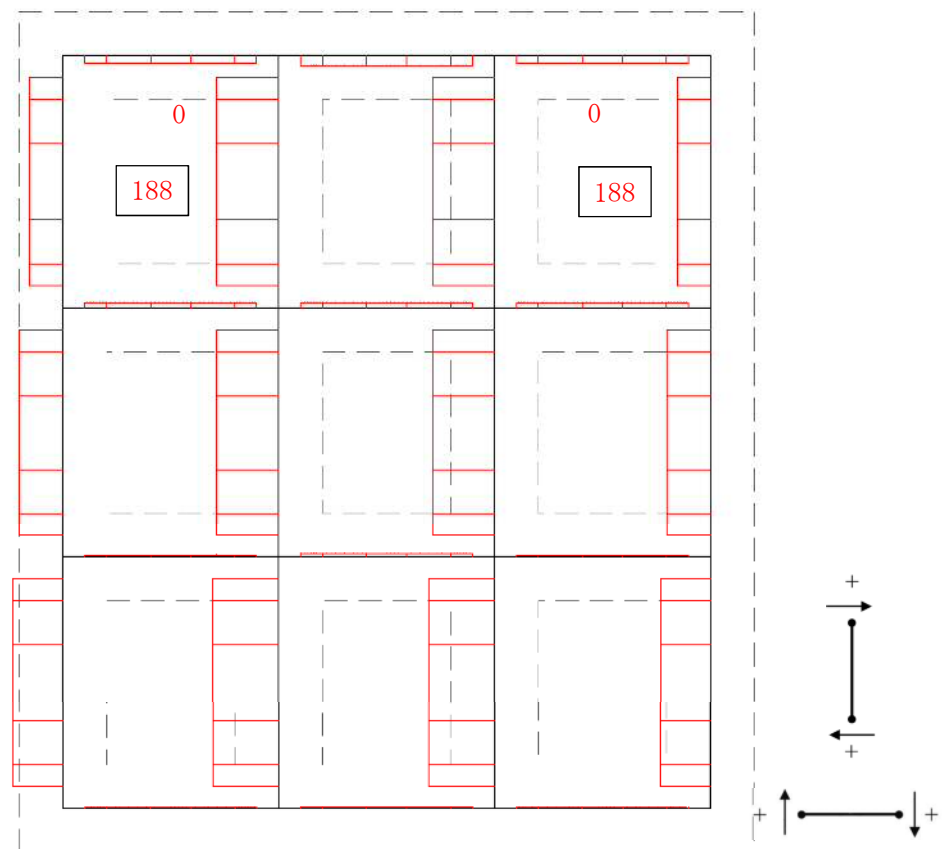


図 5.2-19 (1) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)

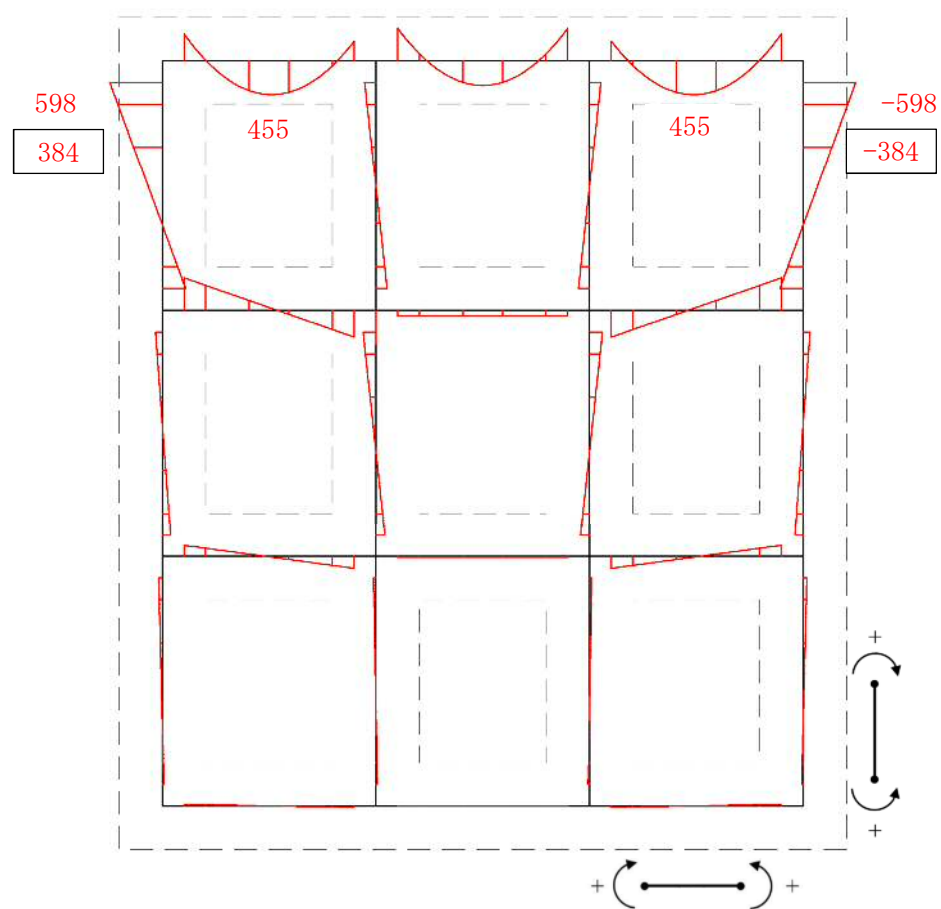




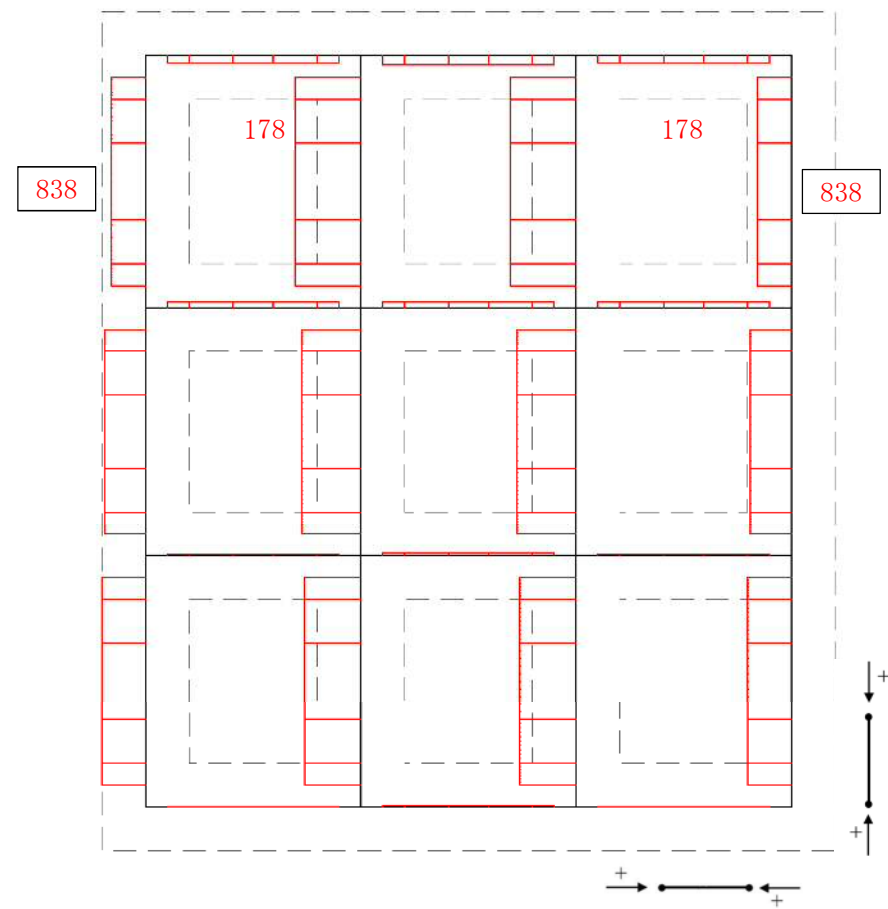
せん断力 (kN)

図 5.2-19 (2) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直上向き)





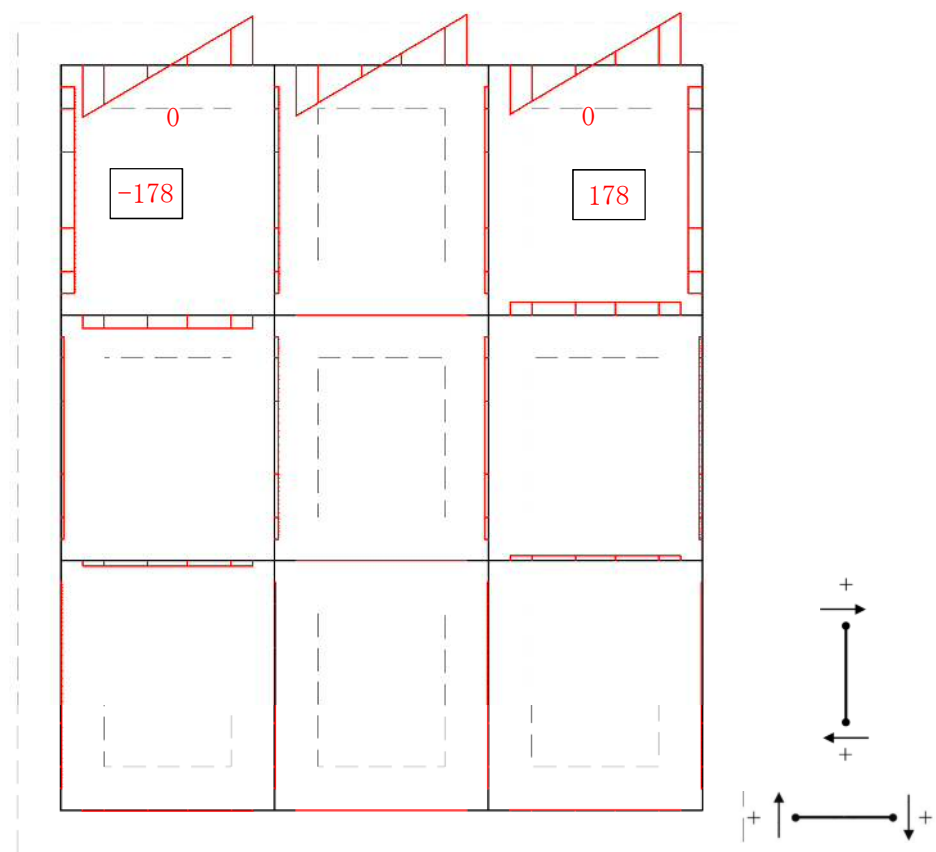
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (3) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)





せん断力 (kN)

図 5.2-19 (4) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 3, 鉛直下向き)



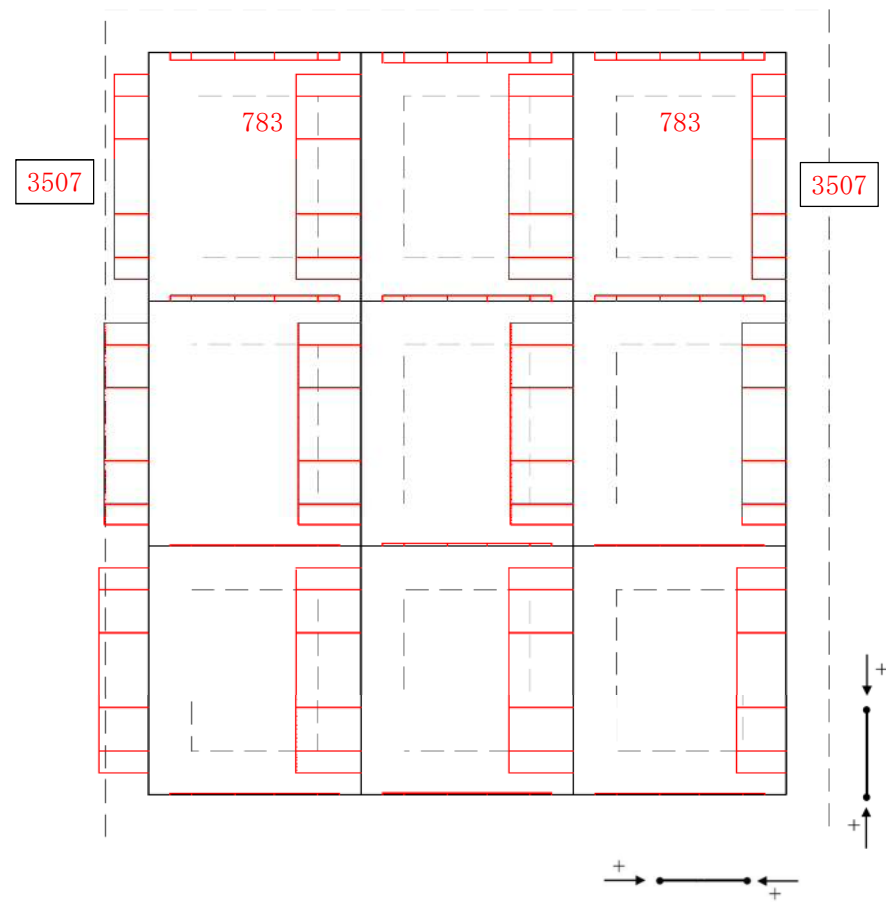
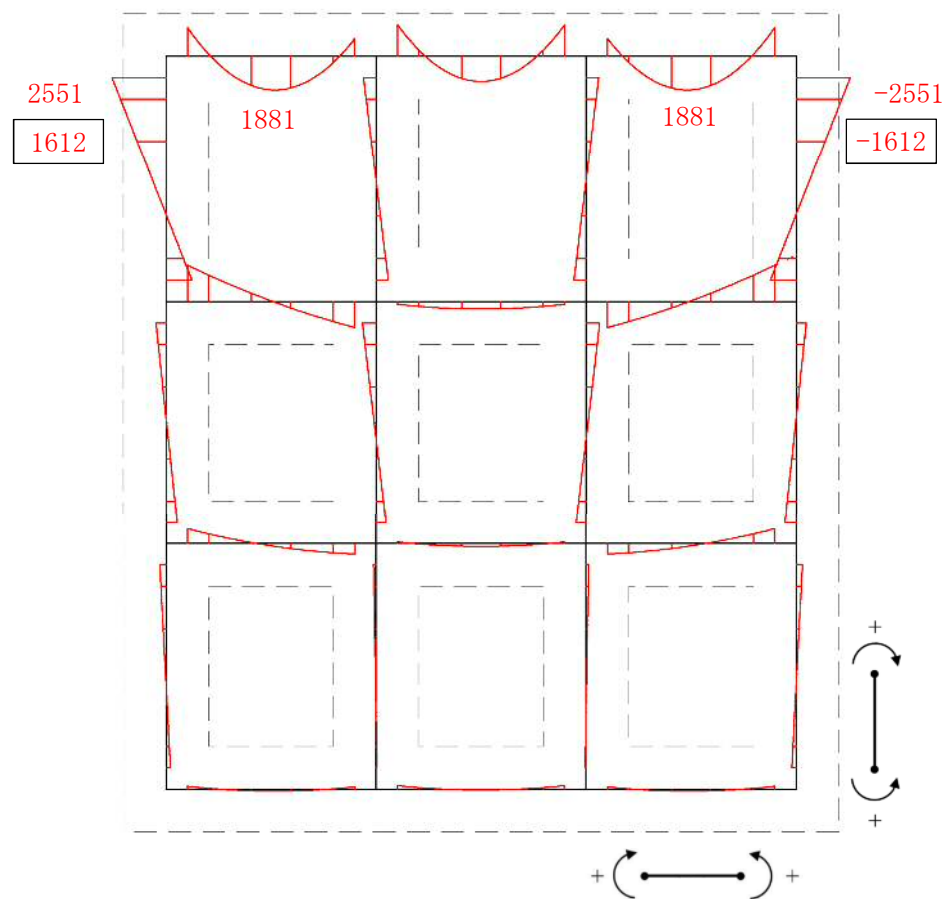
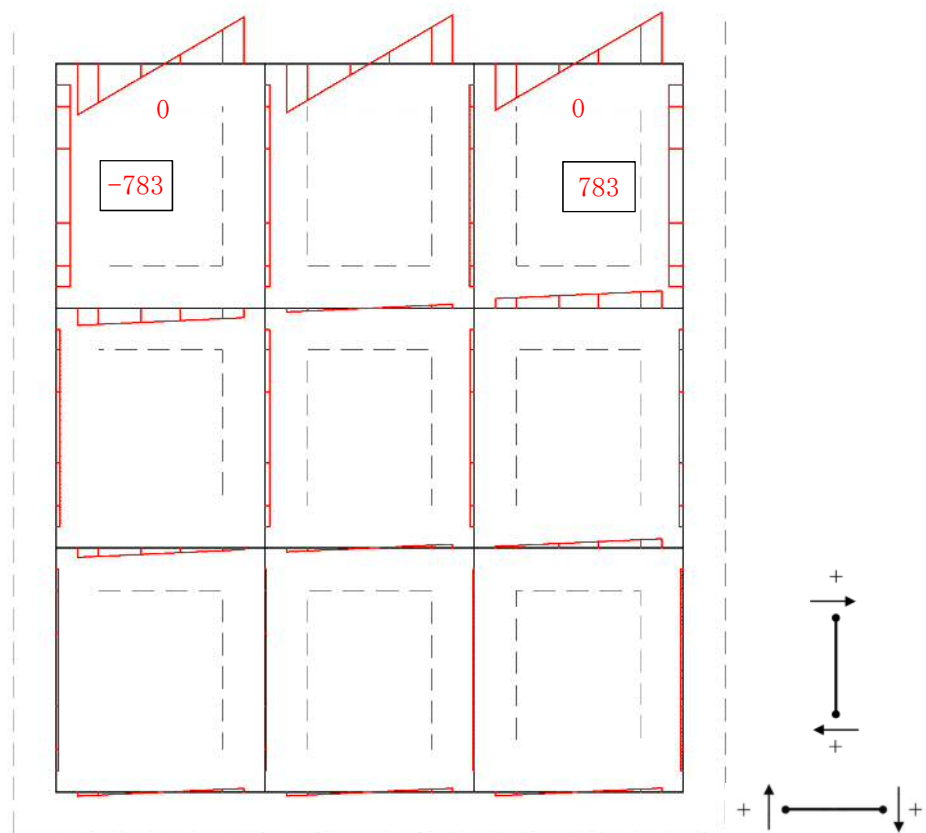


図 5.2—19 (5) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)

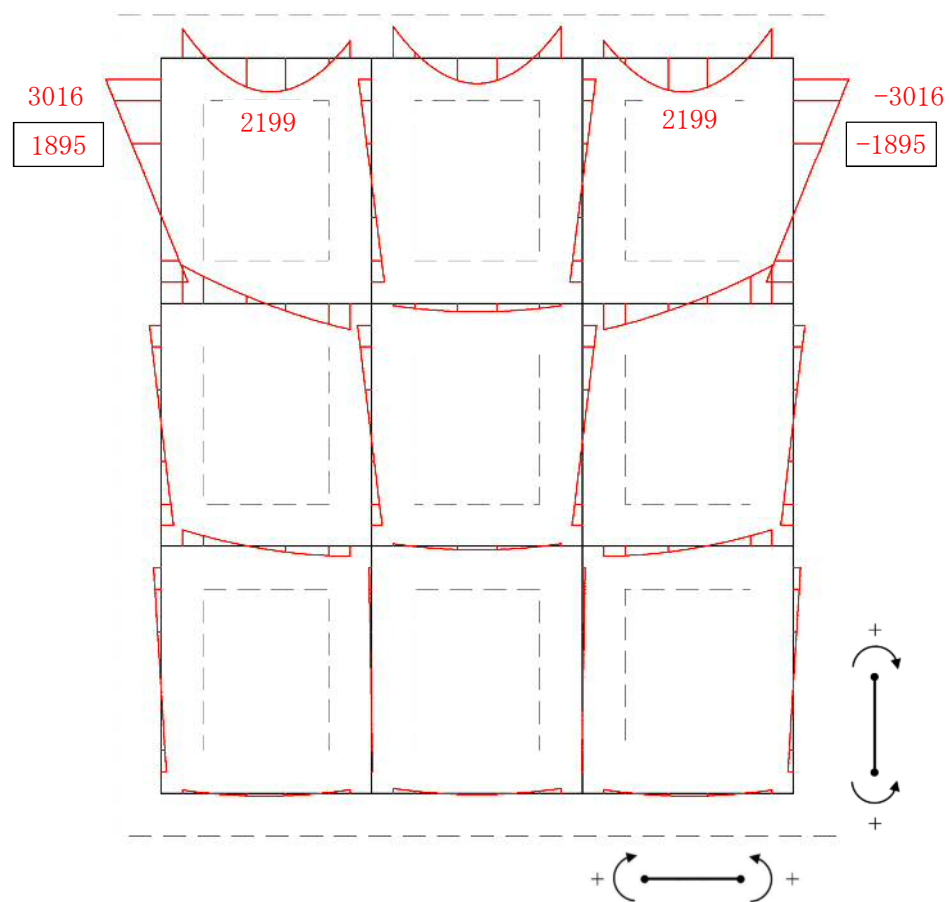




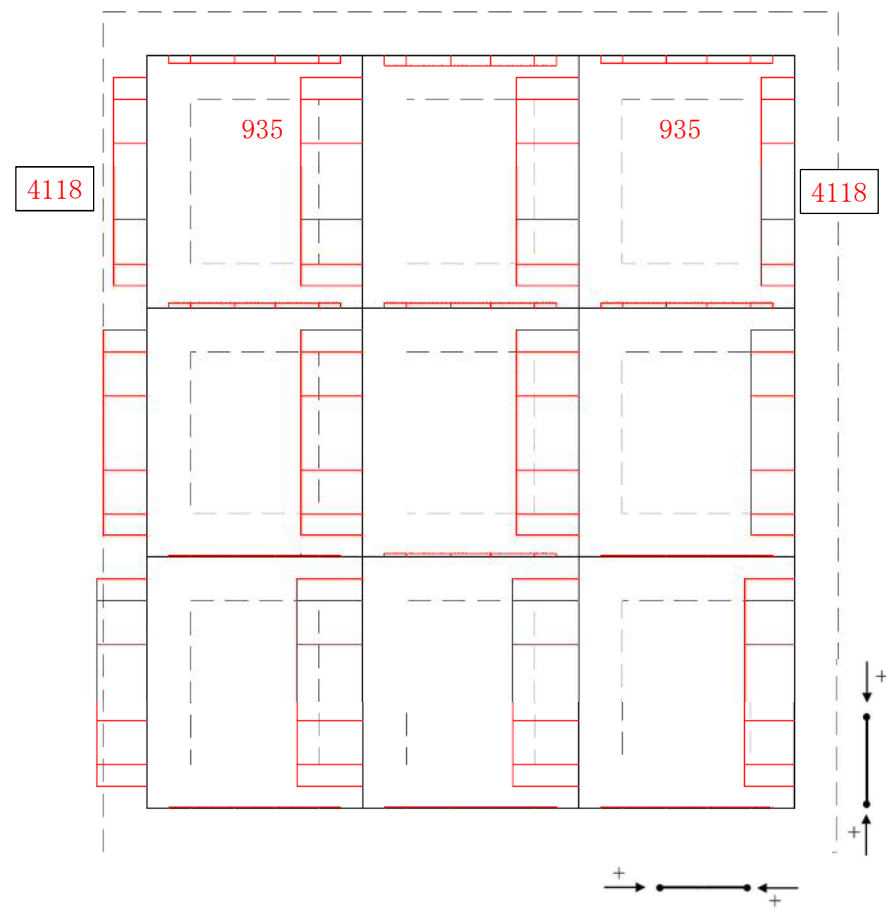
せん断力 (kN)

図 5.2-19 (6) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直上向き)





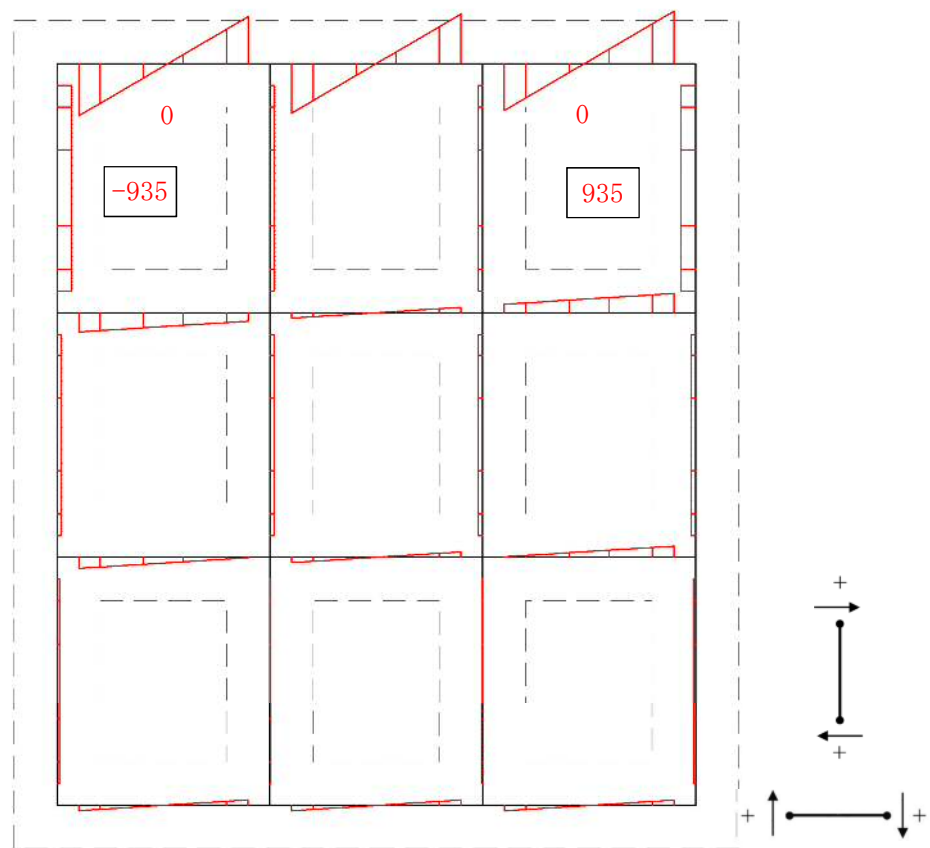
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (7) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)

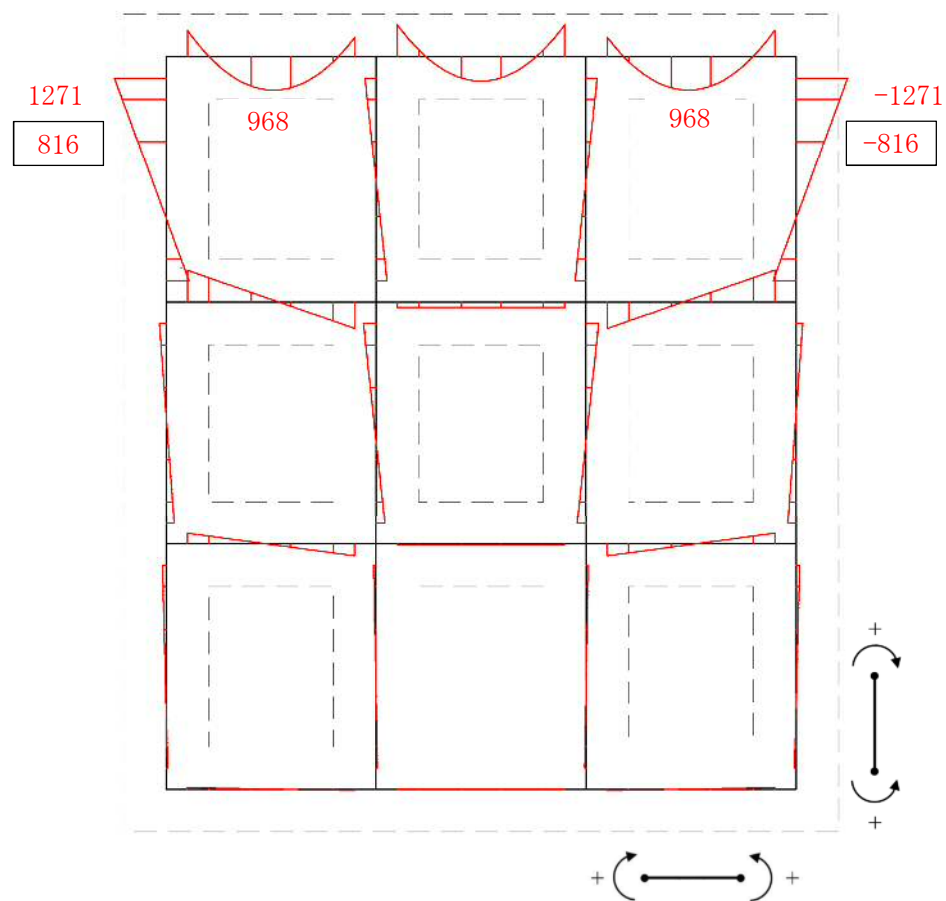




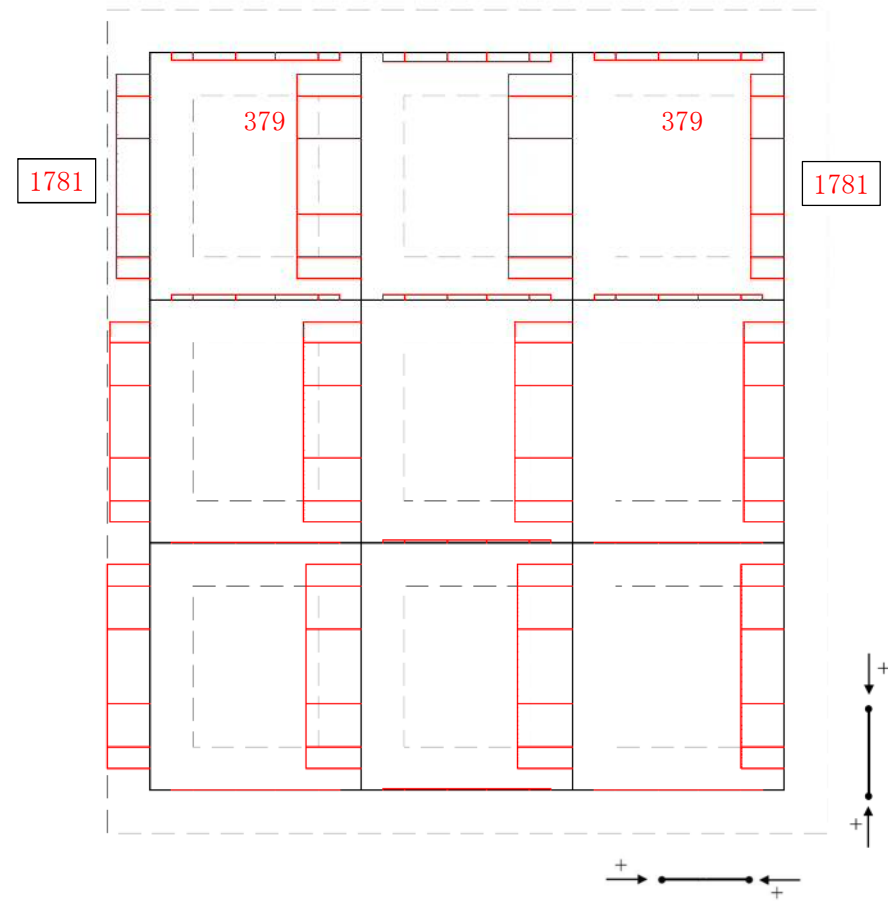
せん断力 (kN)

図 5.2—19 (8) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)





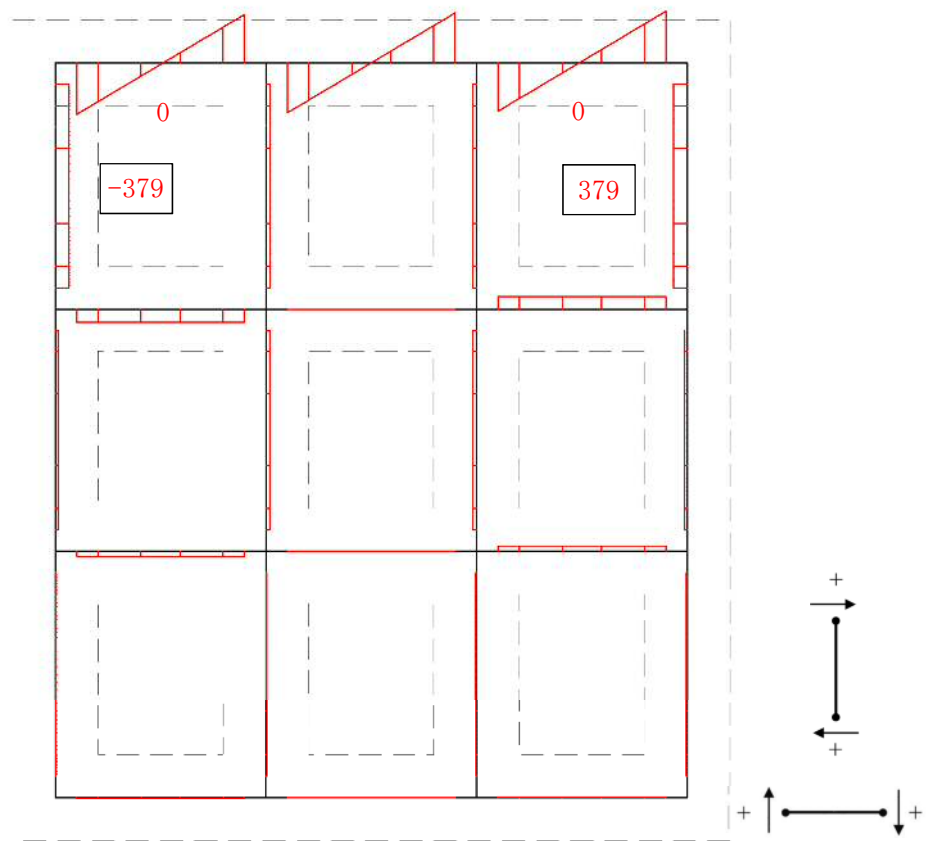
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (9) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)

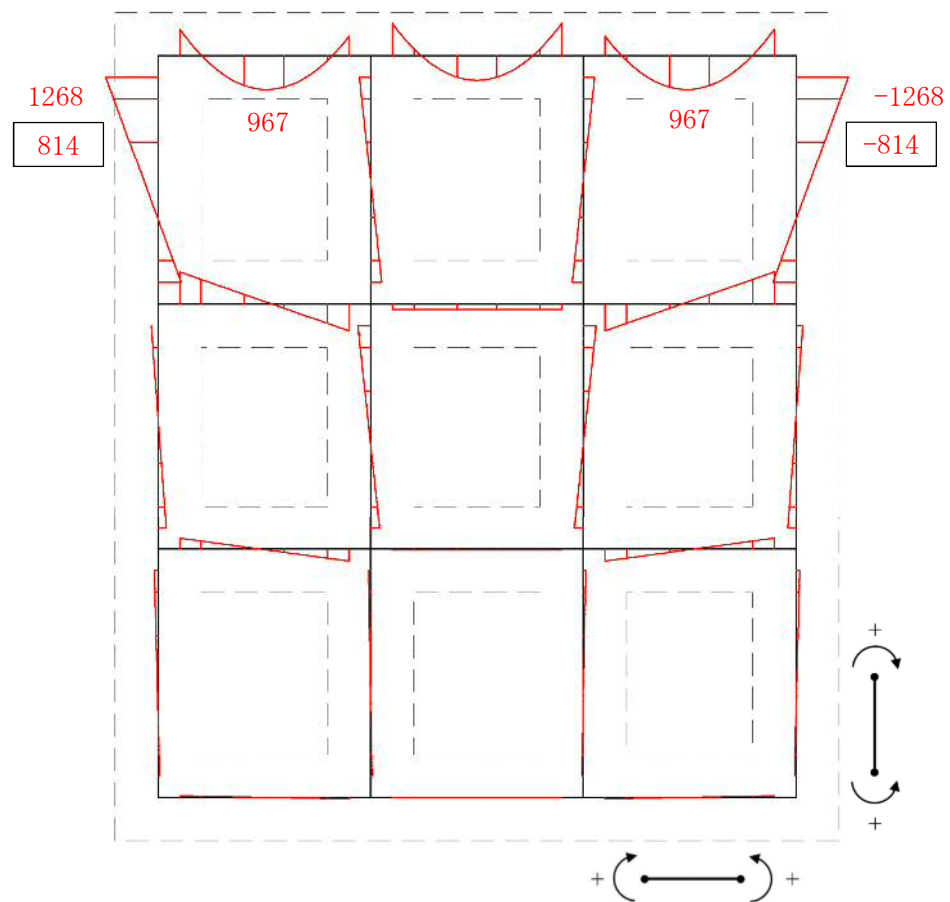




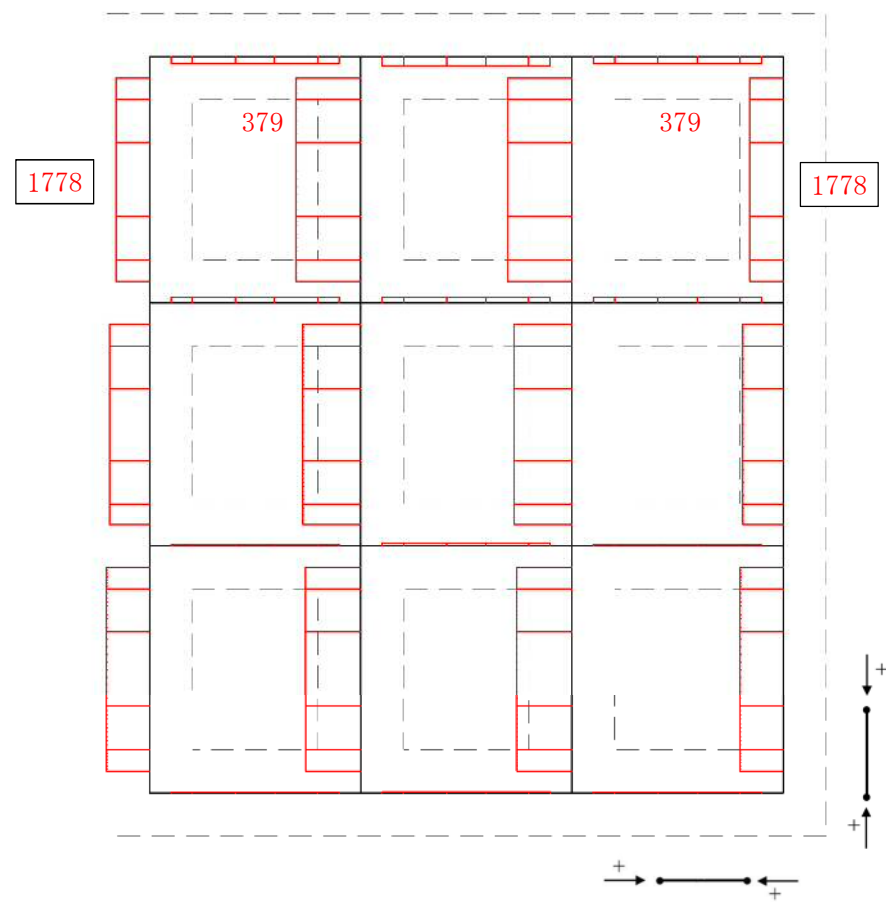
せん断力 (kN)

図 5.2-19 (10) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 5, 鉛直上向き)





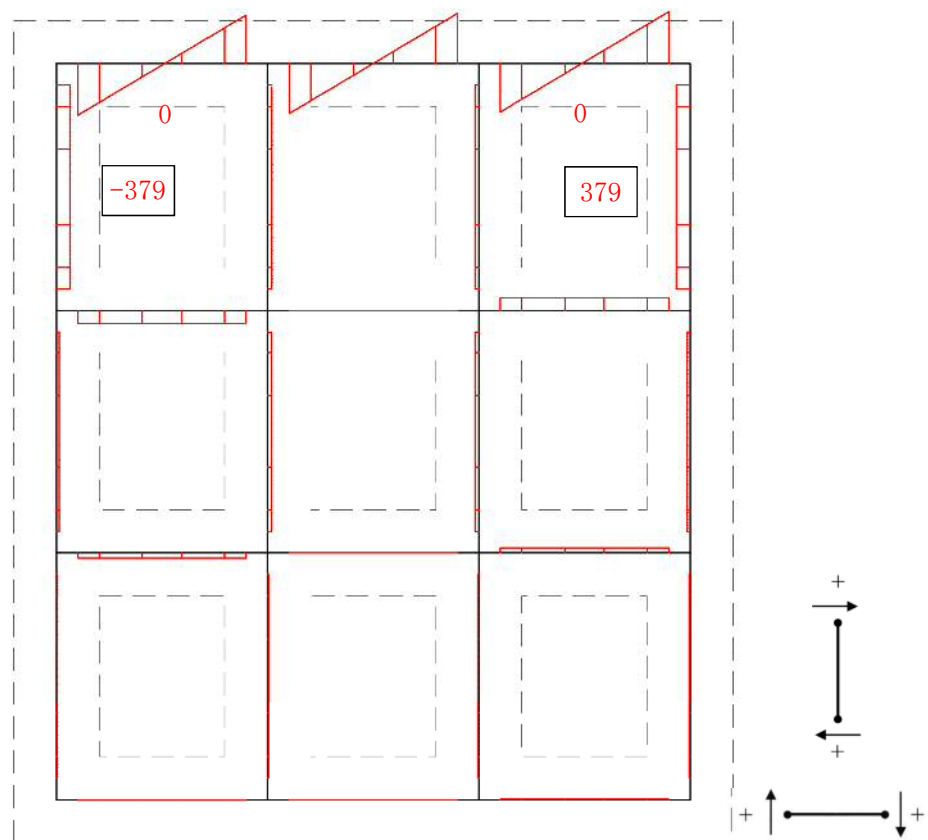
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (11) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね5，鉛直下向き)

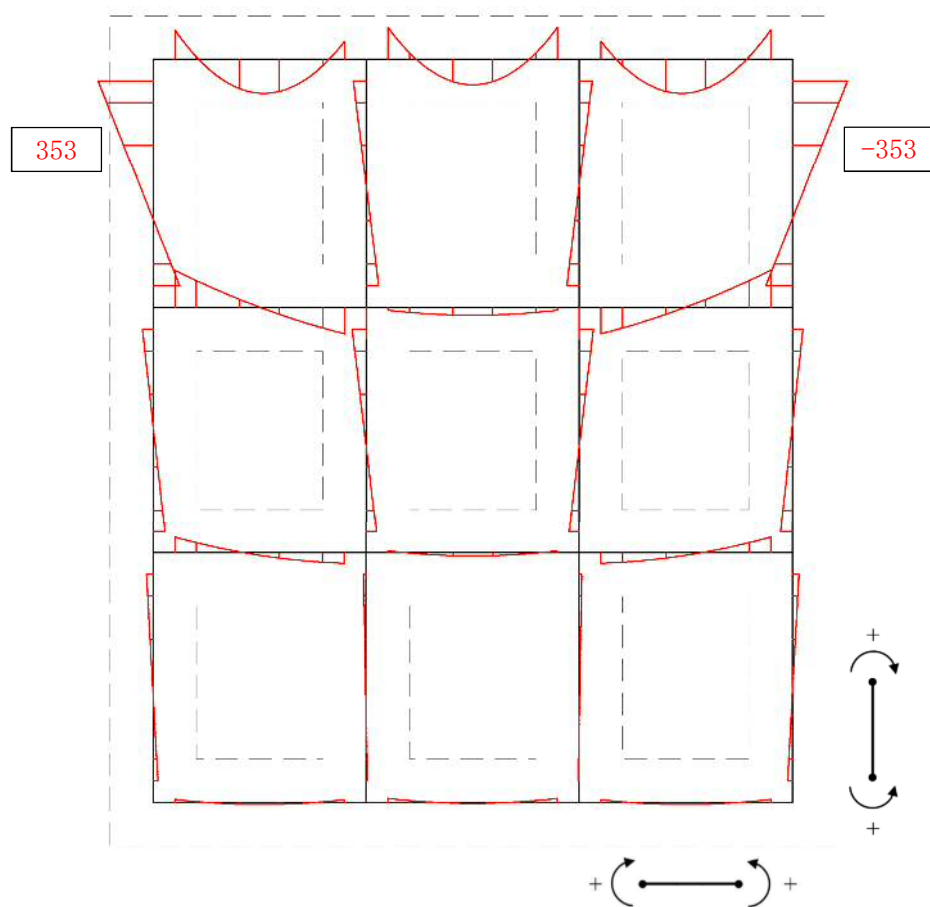




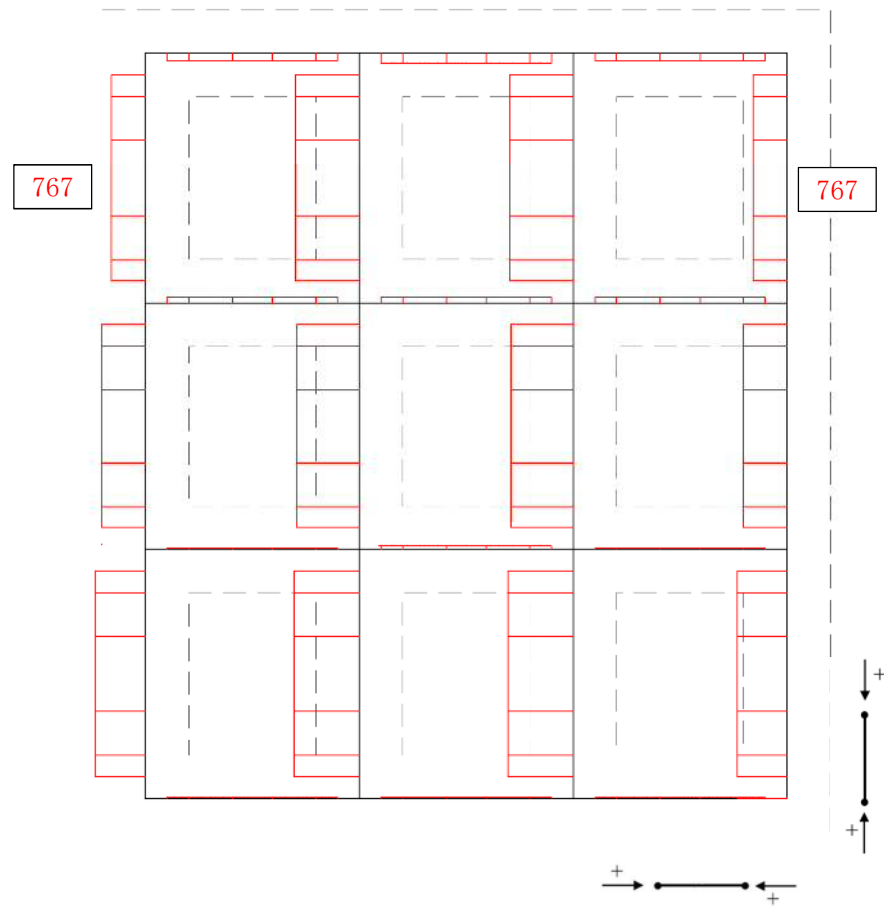
せん断力 (kN)

図 5.2—19 (12) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)





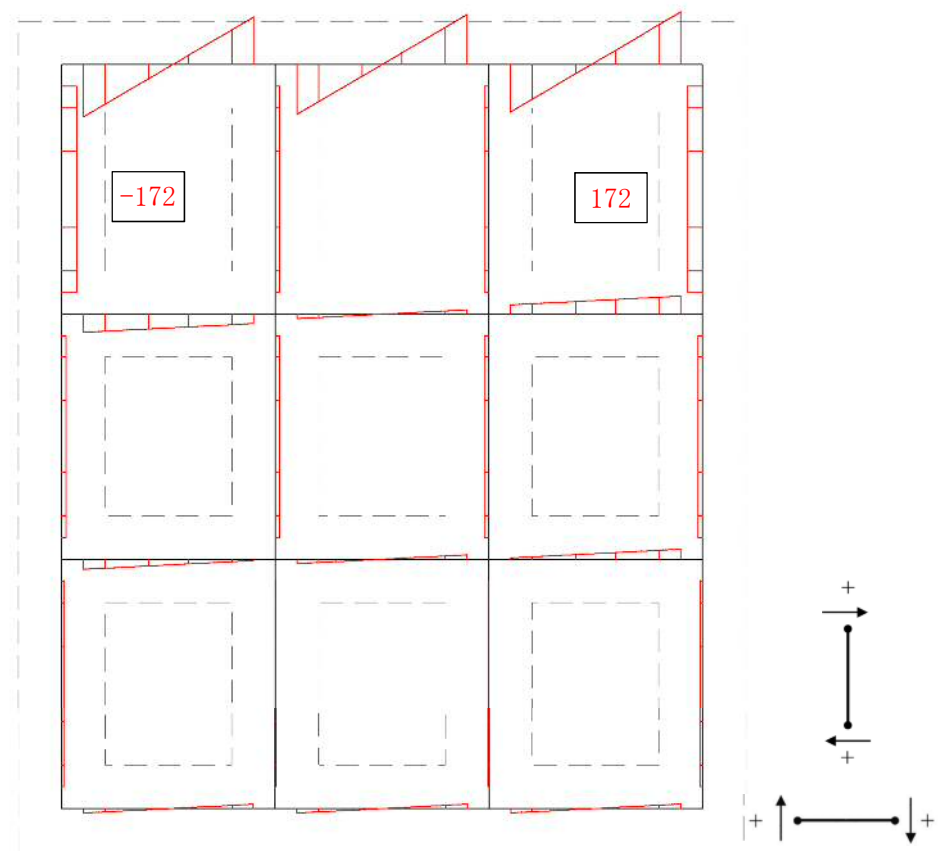
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (13) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)

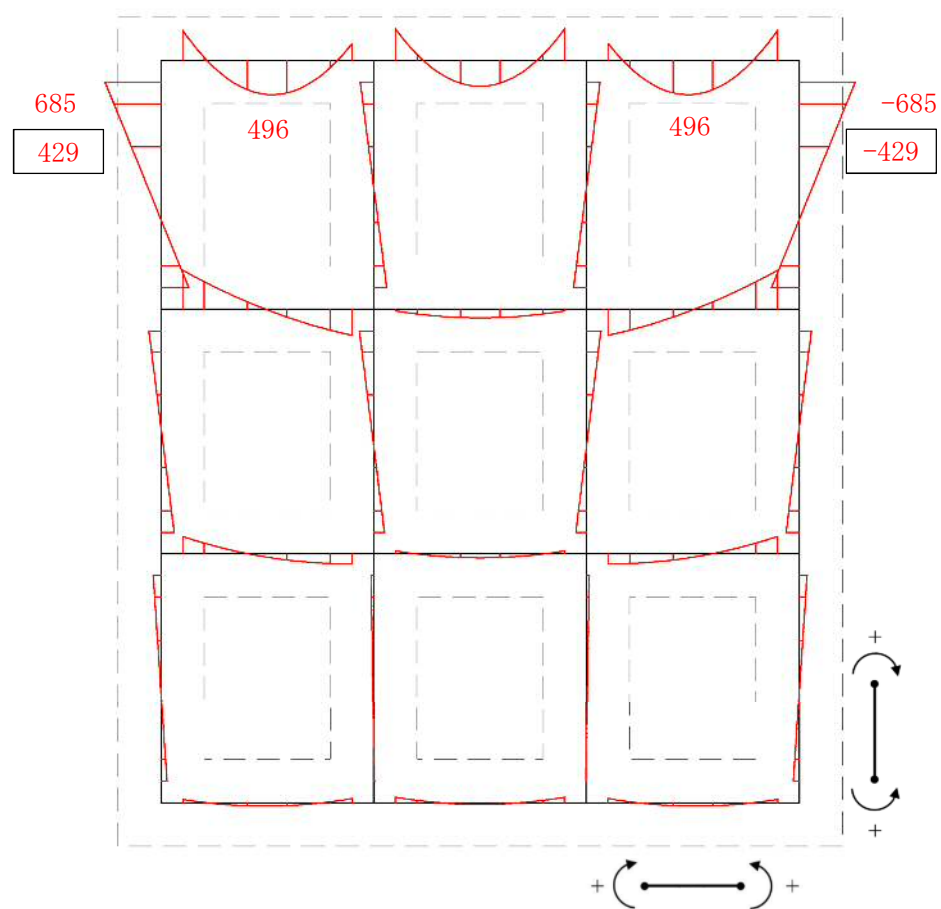




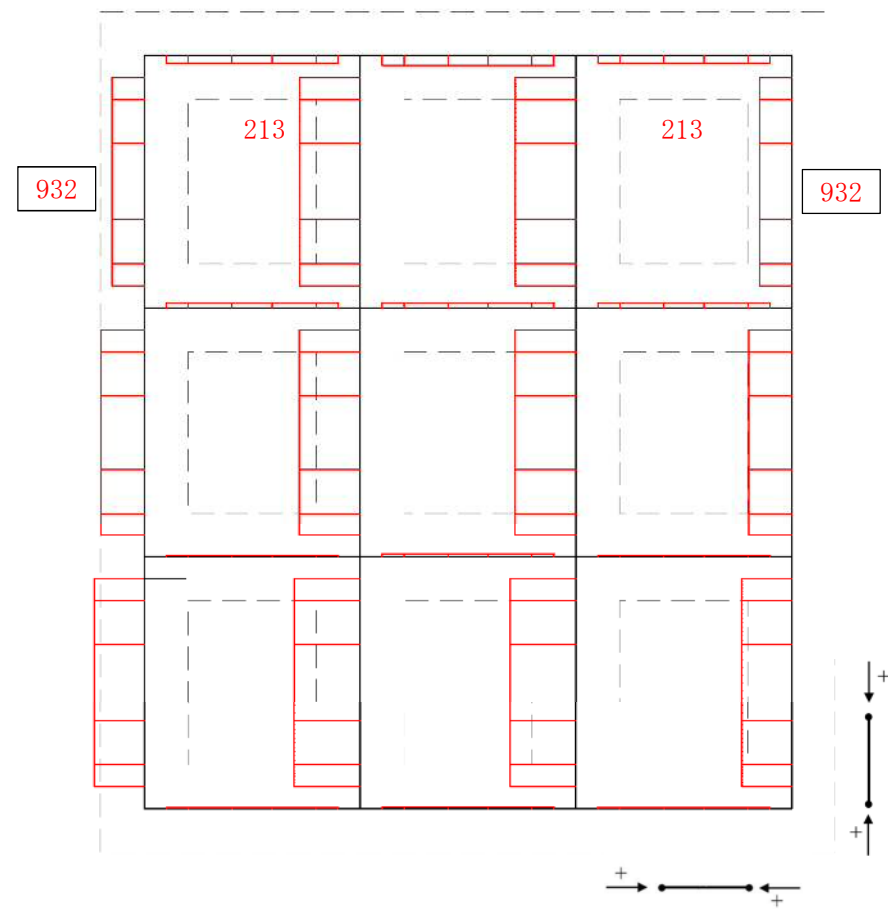
せん断力 (kN)

図 5.2—19 (14) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直上向き)





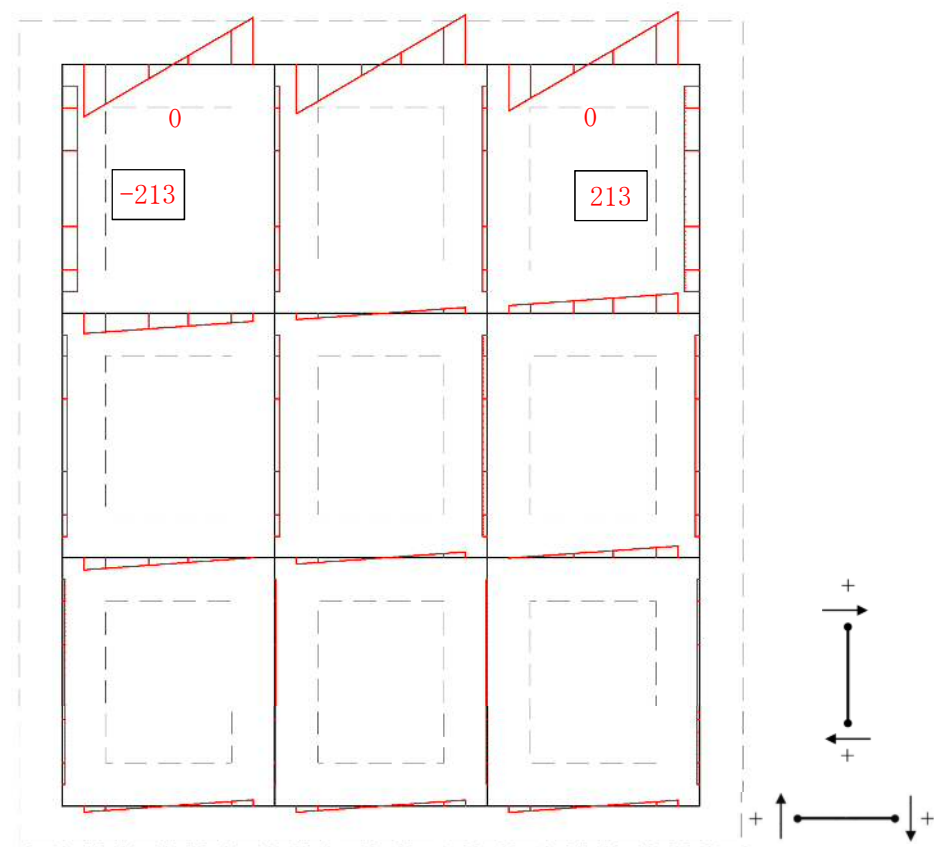
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (15) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)

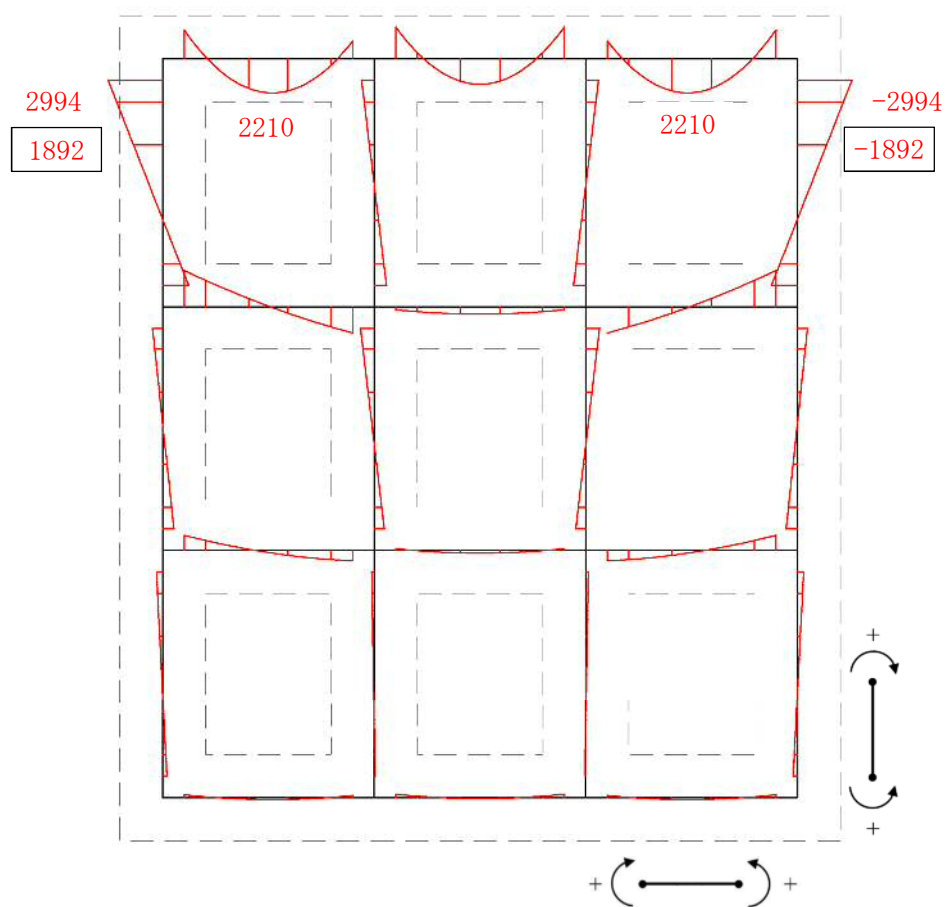




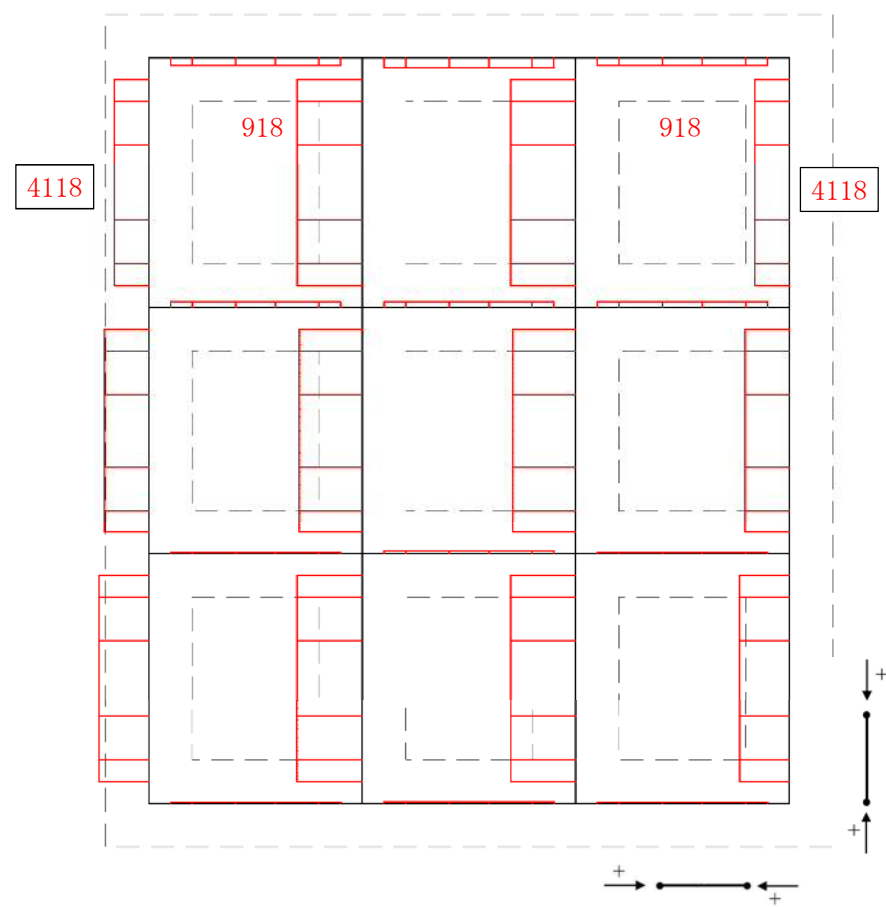
せん断力 (kN)

図 5.2—19 (16) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3，鉛直下向き)





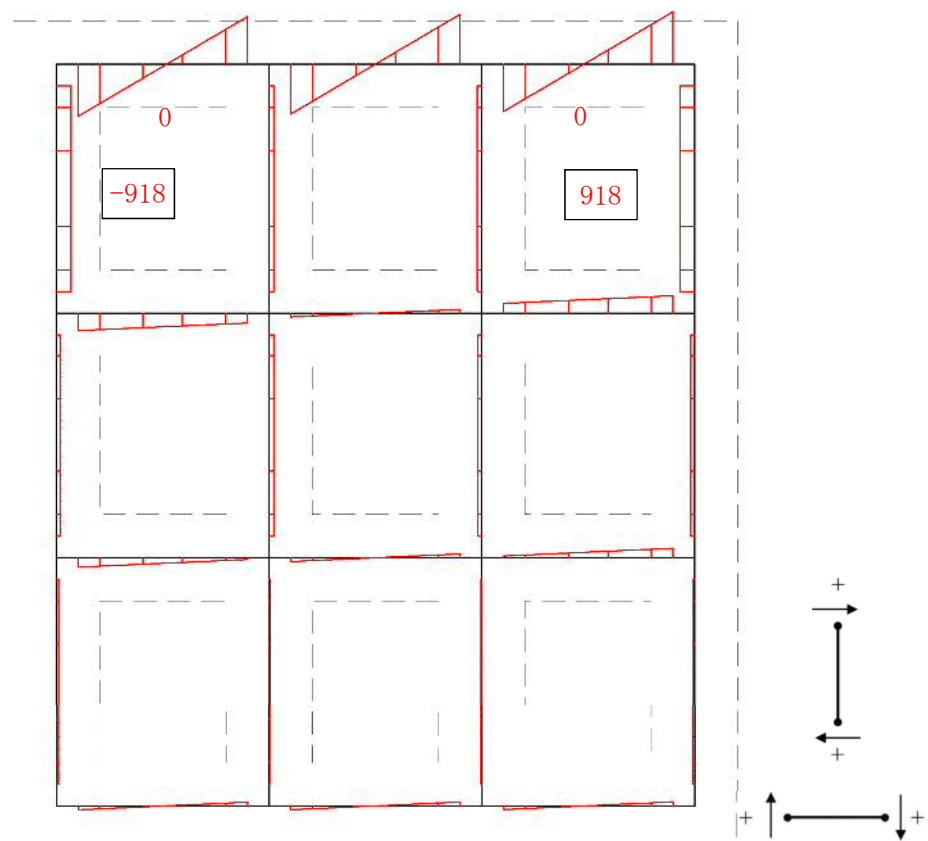
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2—19 (17) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)

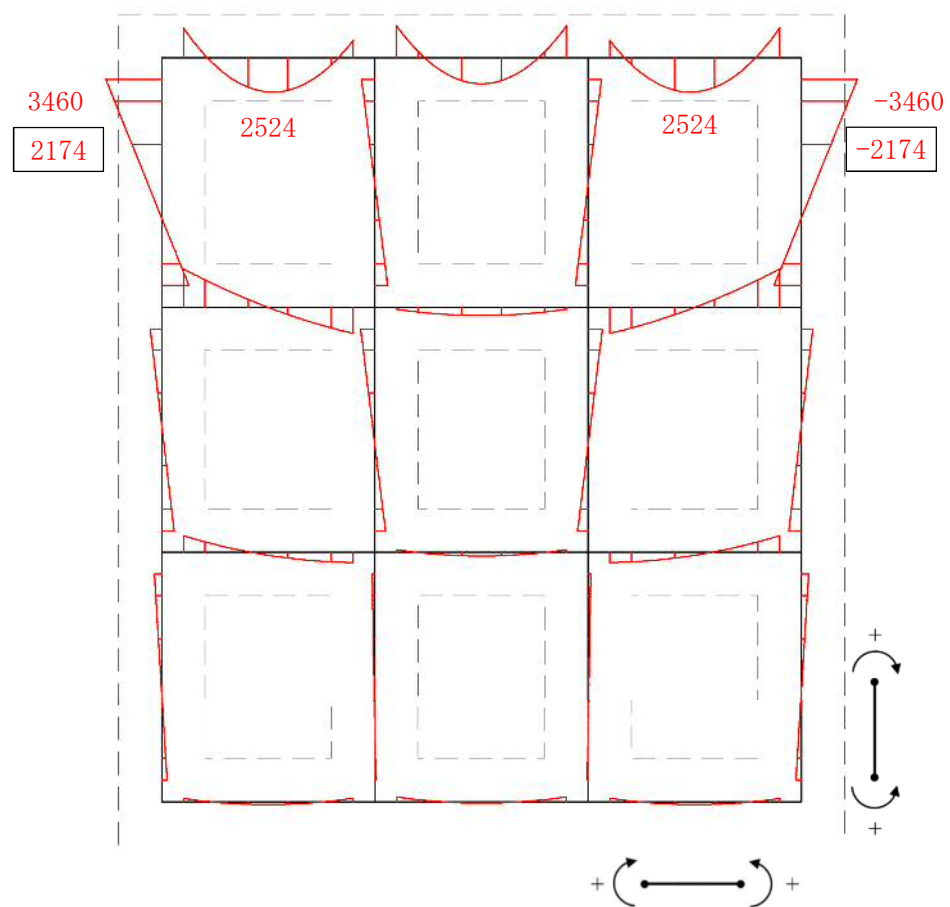




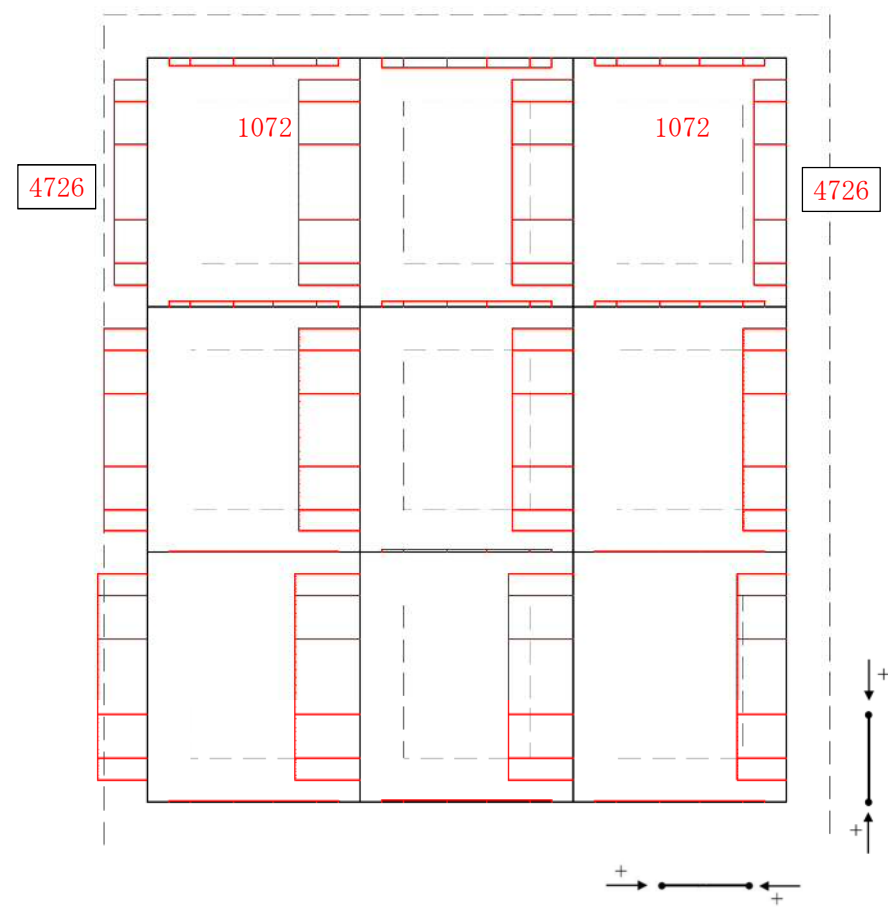
せん断力 (kN)

図 5.2—19 (18) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直上向き)





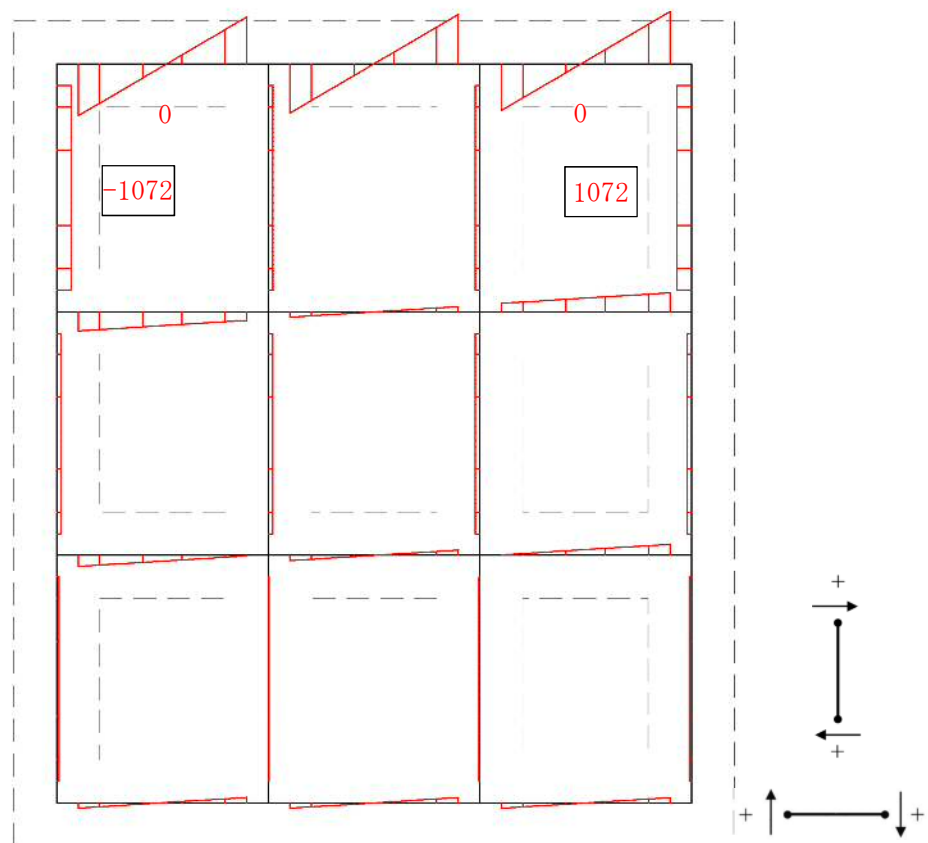
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (19) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き)

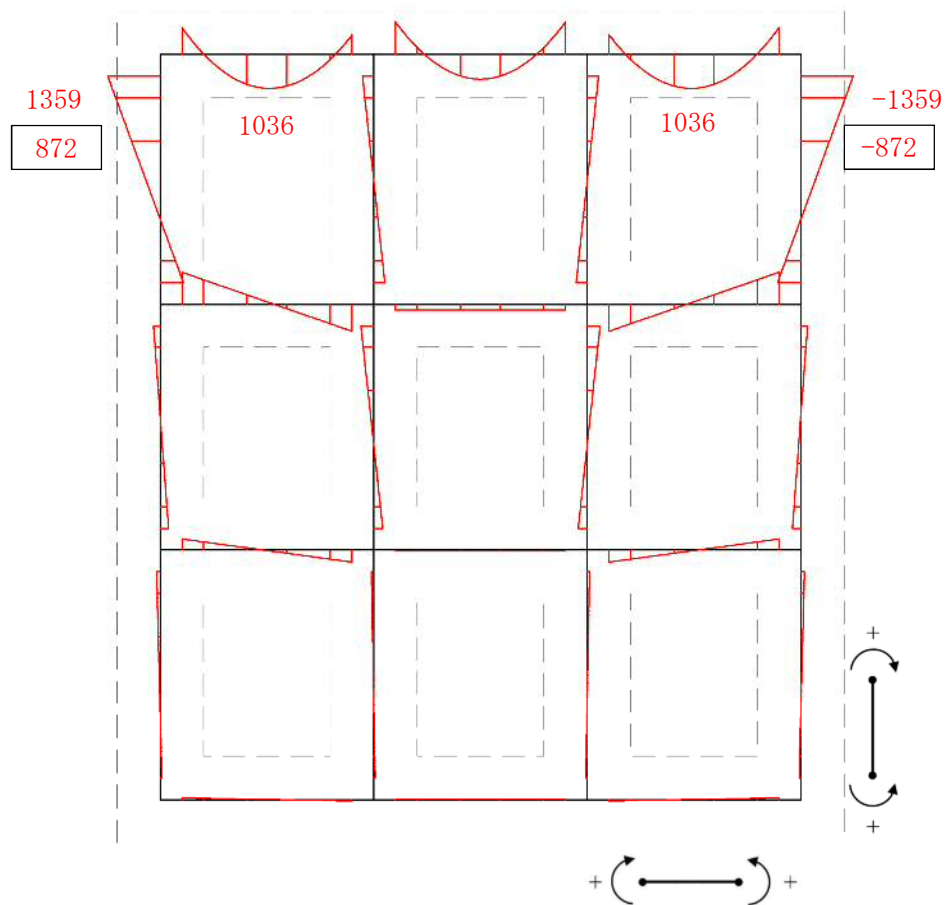




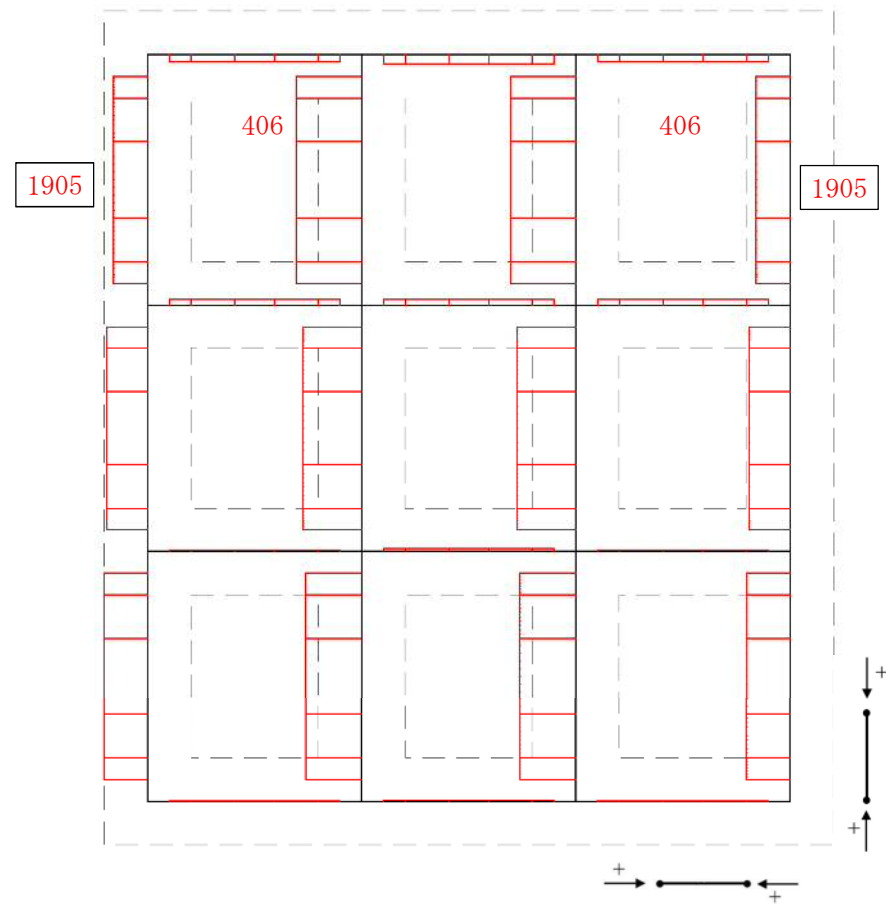
せん断力 (kN)

図 5. 2—19 (20) 断面力図 (重畳時 : 敷地に遡上する津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き)





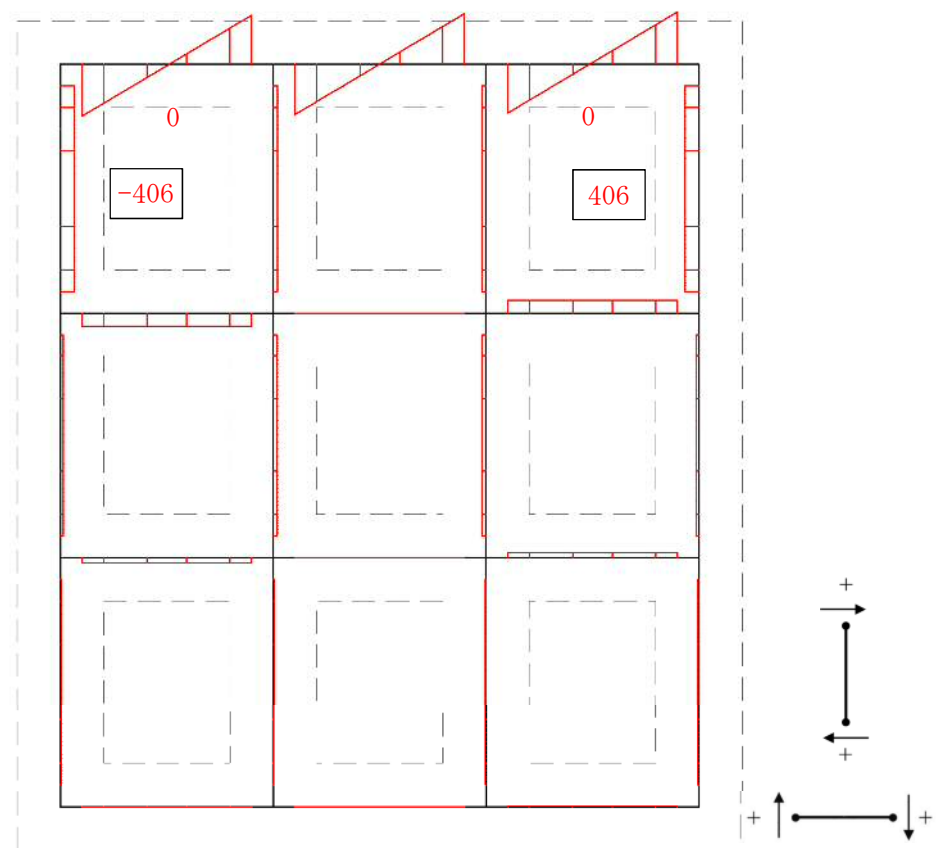
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (21) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)

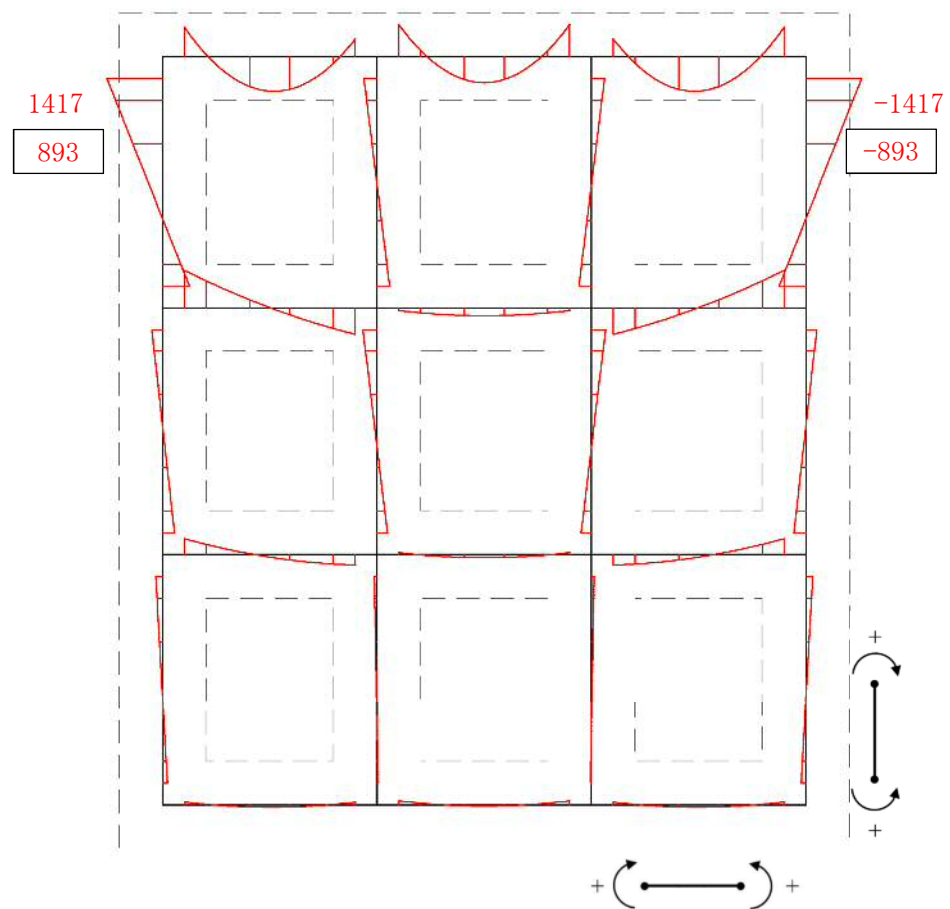




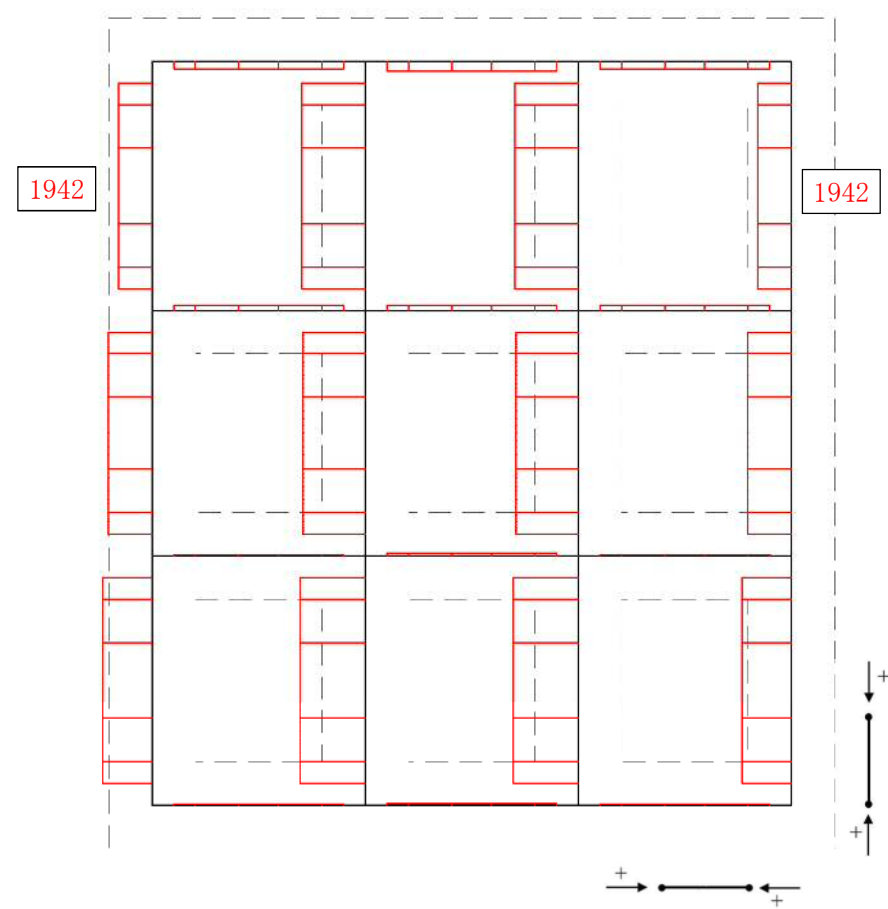
せん断力 (kN)

図 5. 2—19 (22) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直上向き)





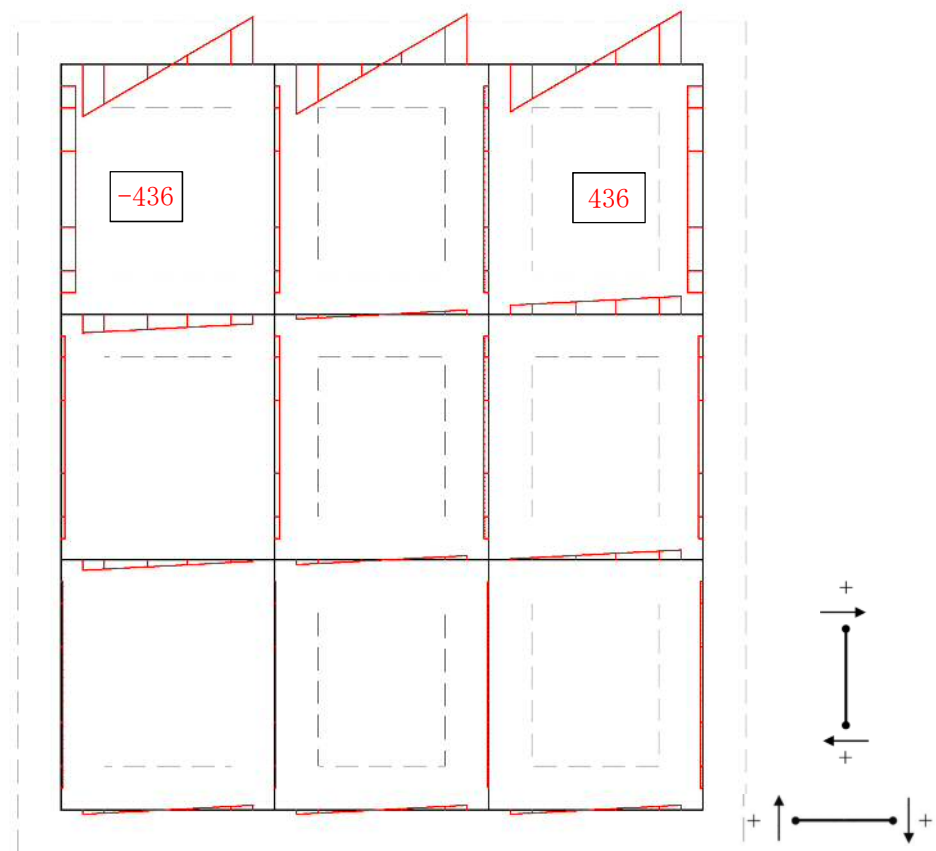
モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2—19 (23) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)

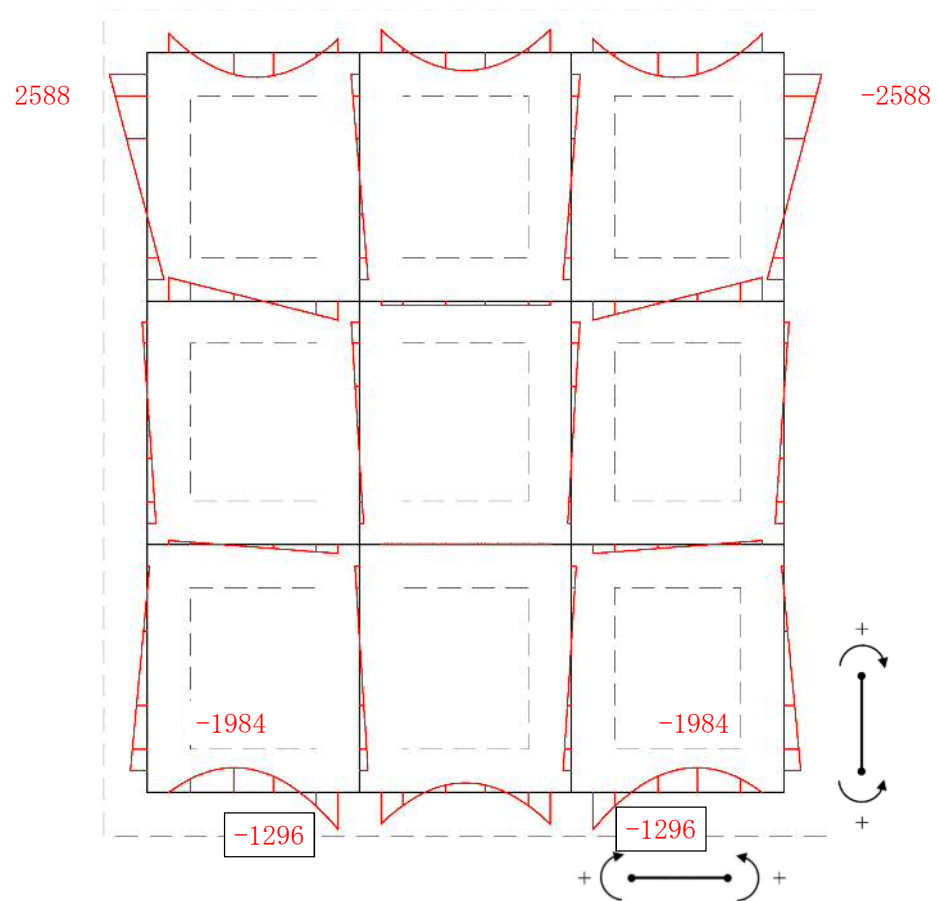




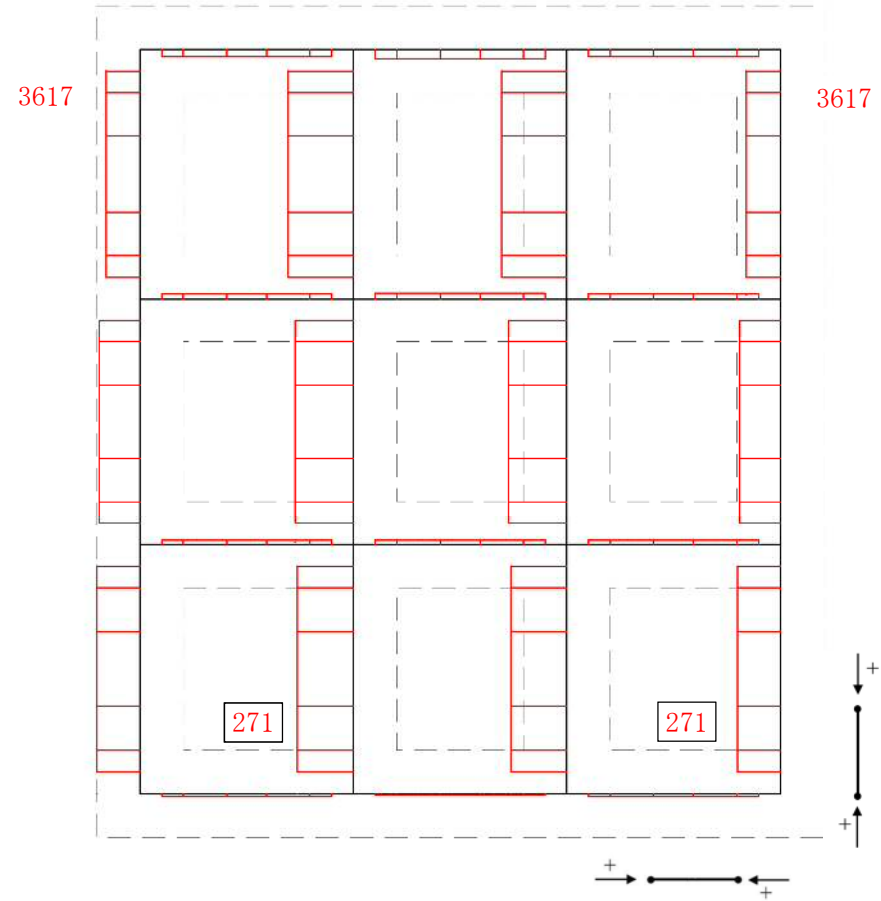
せん断力 (kN)

図 5.2—19 (24) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5，鉛直下向き)





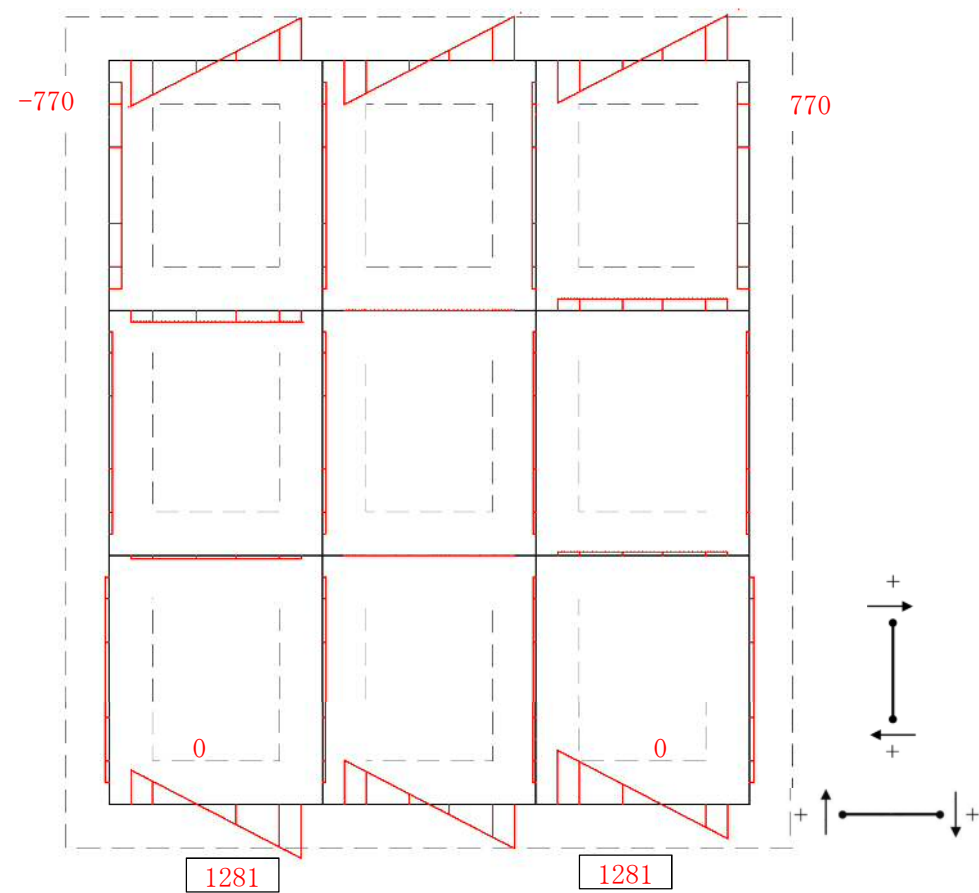
モーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )



軸力 ( $\text{kN}$ )

図 5.2-19 (25) 断面力図 (重畳時: 基準津波時, 地盤ばね 4, 鉛直下向き, 両押し時)

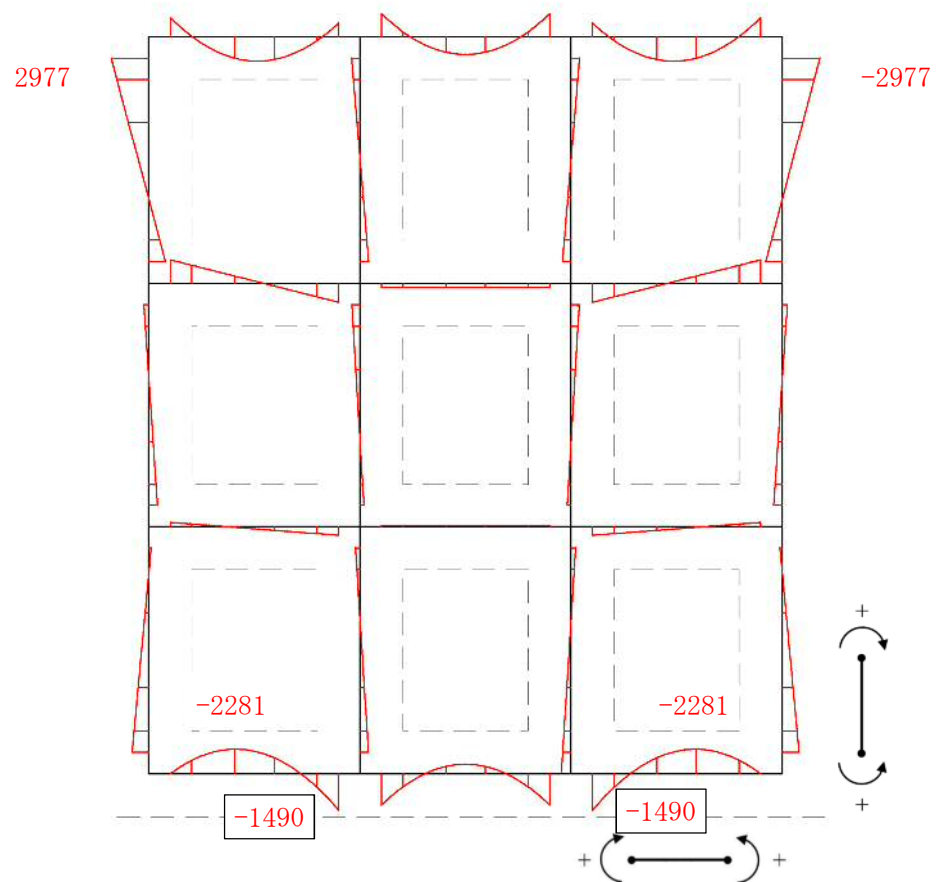




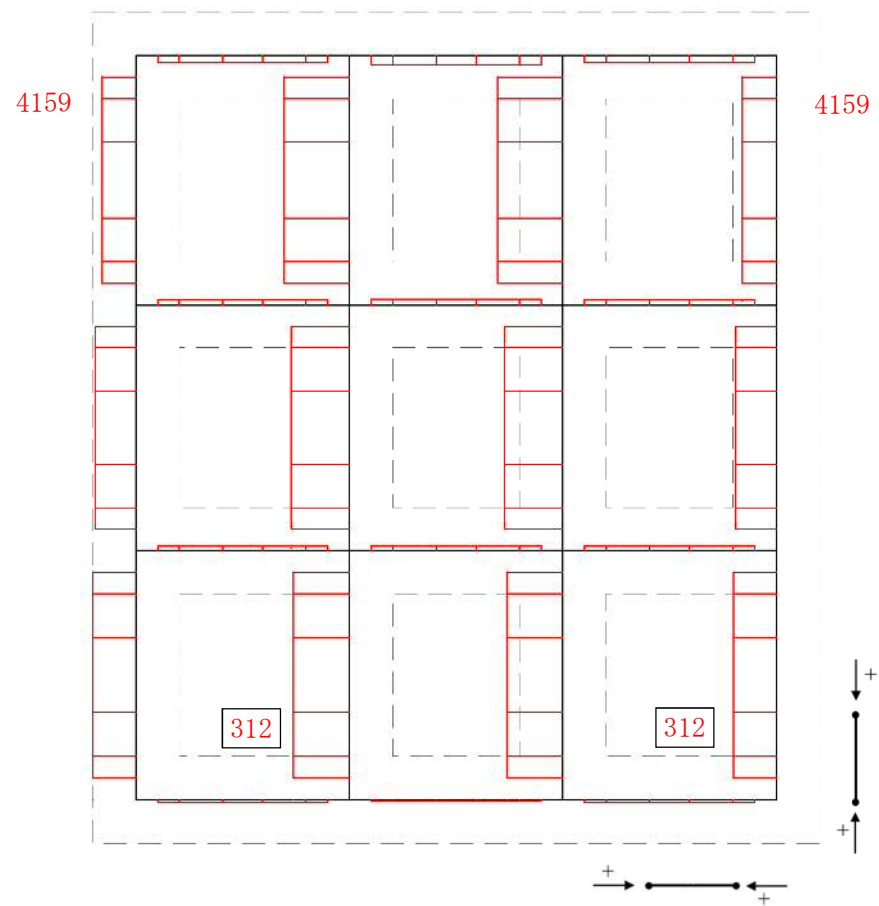
せん断力 (kN)

図 5. 2—19 (26) 断面力図 (重畳時：基準津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き，両押し時)





モーメント (kN・m)



軸力 (kN)

図 5.2-19 (27) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね4，鉛直下向き，両押し時)



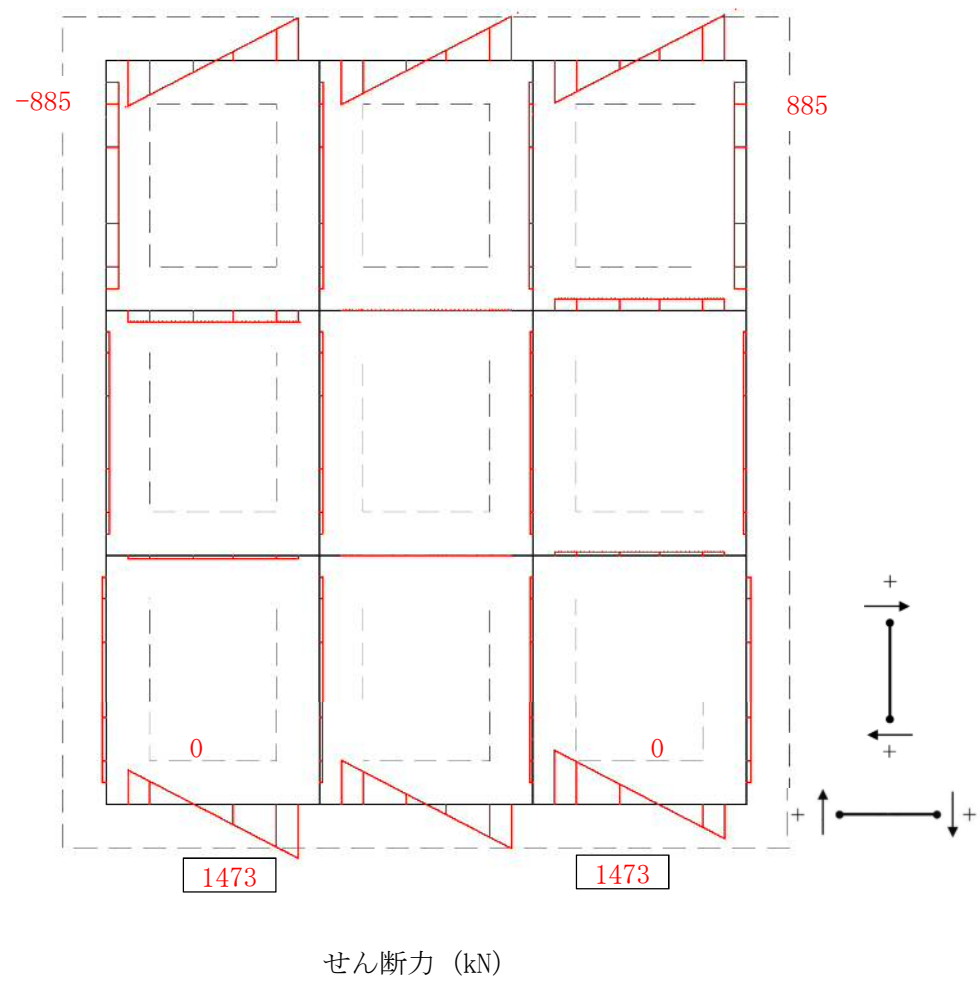


図 5.2-19 (28) 断面力図 (重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4，鉛直下向き，両押し時)



### 5.2.5 放水路の評価結果

重畳時における放水路の側壁及び隔壁の評価結果を表 5.2-14 に示す。放水路の側壁及び隔壁に対して耐震壁の照査を行った結果、せん断応力度が許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.2-14 (1) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_a$
地盤ばね	慣性力			
地盤ばね 3	鉛直上向き	0.202	1.350	0.15
	鉛直下向き	0.202	1.350	0.15
地盤ばね 4	鉛直上向き	0.151	1.350	0.12
	鉛直下向き	0.152	1.350	0.12
地盤ばね 5	鉛直上向き	0.191	1.350	0.15
	鉛直下向き	0.194	1.350	0.15

表 5.2-14 (2) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース		せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau / \tau_a$
地盤ばね	慣性力			
地盤ばね 3	鉛直上向き	0.259	1.350	0.20
	鉛直下向き	0.256	1.350	0.19
地盤ばね 4	鉛直上向き	0.222	1.350	0.17
	鉛直下向き	0.223	1.350	0.17
地盤ばね 5	鉛直上向き	0.263	1.350	0.20
	鉛直下向き	0.266	1.350	0.20



### 5.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5.2-15 に、接地圧分布図を図 5.2-20 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は  $2755 \text{ kN/m}^2$  であり、基礎地盤の極限支持力度  $6371 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は、津波時及び重畳時の荷重に対し、支持性能を有する。

表 5.2-15 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース	最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
地盤ばね 3	2525	6371
地盤ばね 4	2645	6371
地盤ばね 5	2673	6371

表 5.2-15 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果（重畳時：敷地に遡上する津波時）

検討ケース	最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
地盤ばね 3	2589	6371
地盤ばね 4	2717	6371
地盤ばね 5	2755	6371



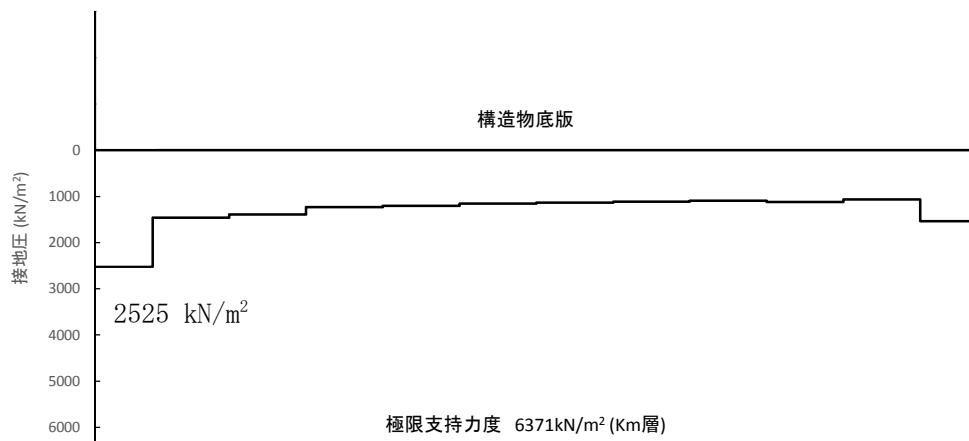


図 5.2-20 (1) 防潮壁横断方向の接地圧分布図（重畳時：基準津波時，地盤ばね 3）

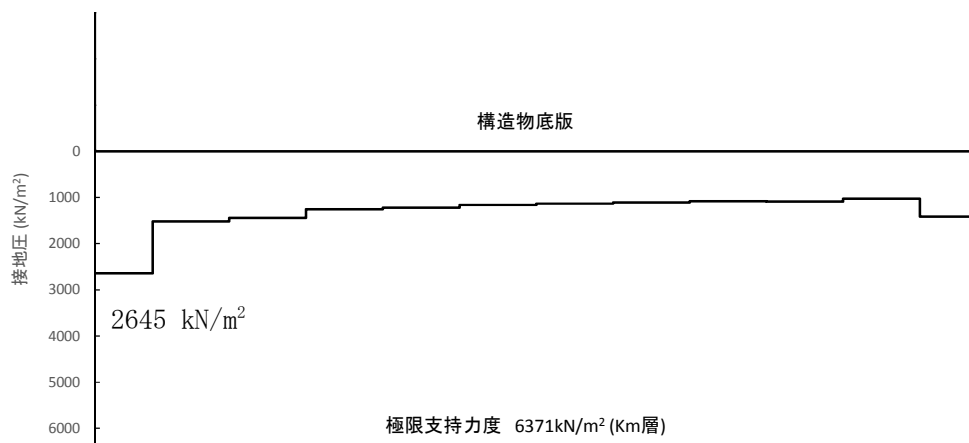


図 5.2-20 (2) 防潮壁横断方向の接地圧分布図（重畳時：基準津波時，地盤ばね 4）

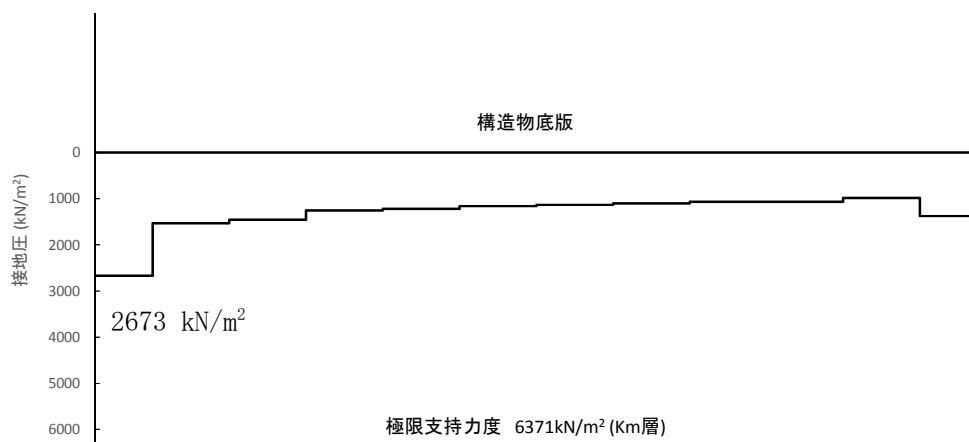


図 5.2-20 (3) 防潮壁横断方向の接地圧分布図（重畳時：基準津波時，地盤ばね 5）



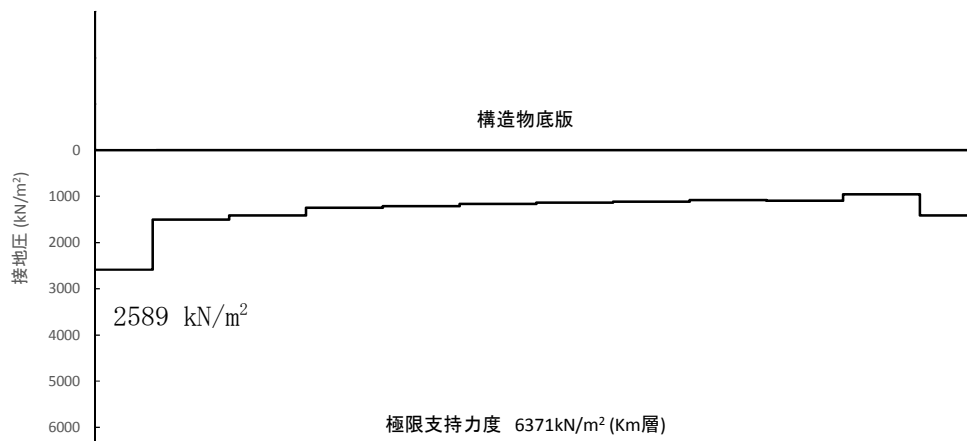


図 5.2-20 (4) 防潮壁横断方向の接地圧分布図（重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 3）

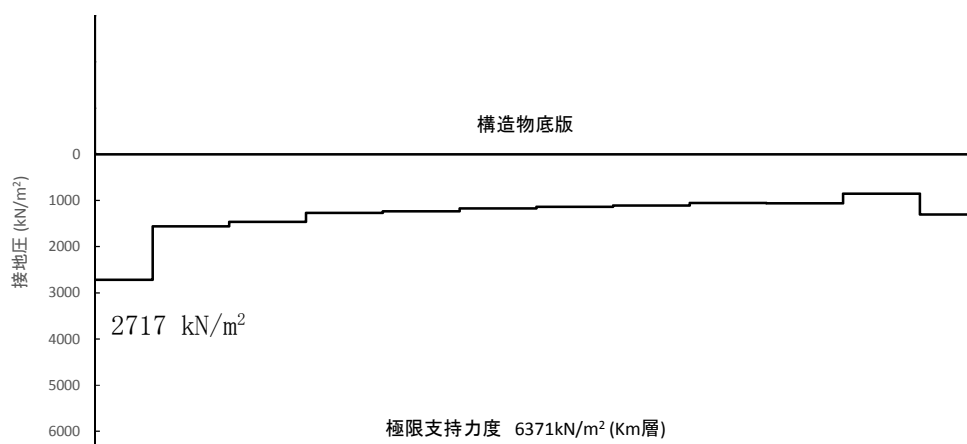


図 5.2-20 (5) 防潮壁横断方向の接地圧分布図（重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 4）

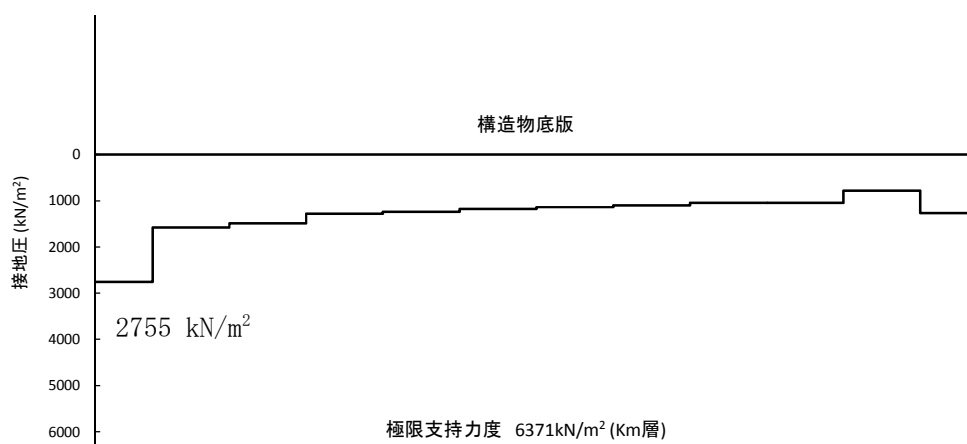


図 5.2-20 (6) 防潮壁横断方向の接地圧分布図（重畳時：敷地に遡上する津波時，地盤ばね 5）



### 5.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5.2-16 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 5.2-16 重畳時相対変位量

	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	3 成分合計 (m)
$S_s$ 最終変位 $\times 2$ 倍	0.594	0.102	0.074	—
重畳時 $\times 1$ 倍	0.150	0.150	0.022	—
合計	0.744	0.252	0.096	0.791



### 5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）について，津波時及び重畳時の荷重に対し，構造物の曲げ軸力及びせん断力，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，津波時及び重畳時の荷重に対して，要求機能を維持できる。



鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する参考資料



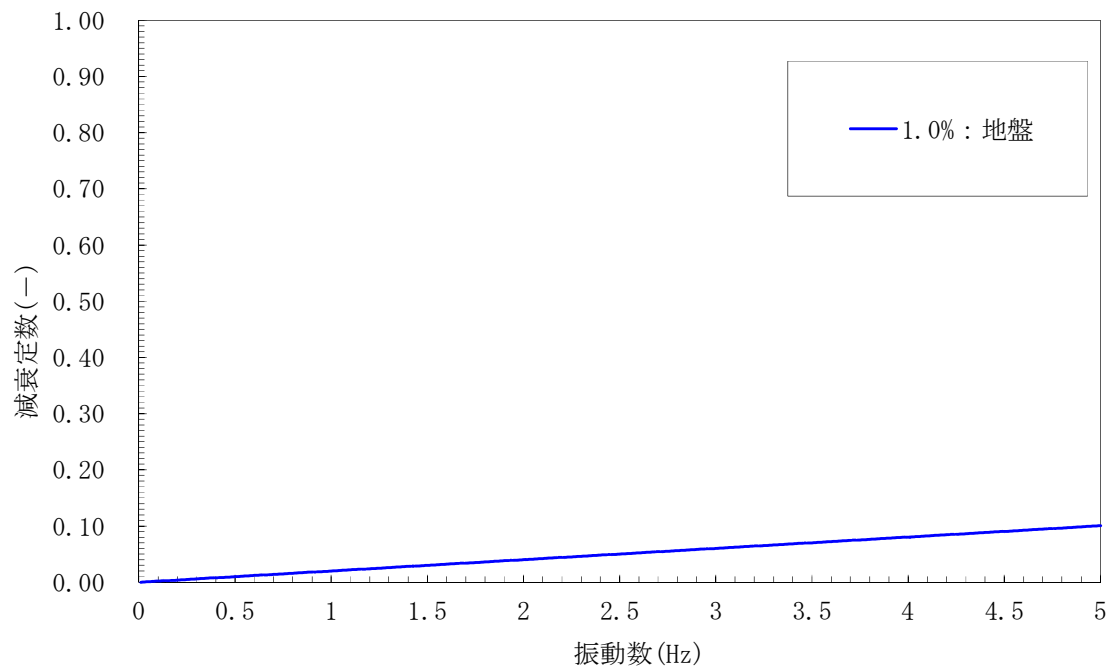
(参考) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  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 1-1 に示す。

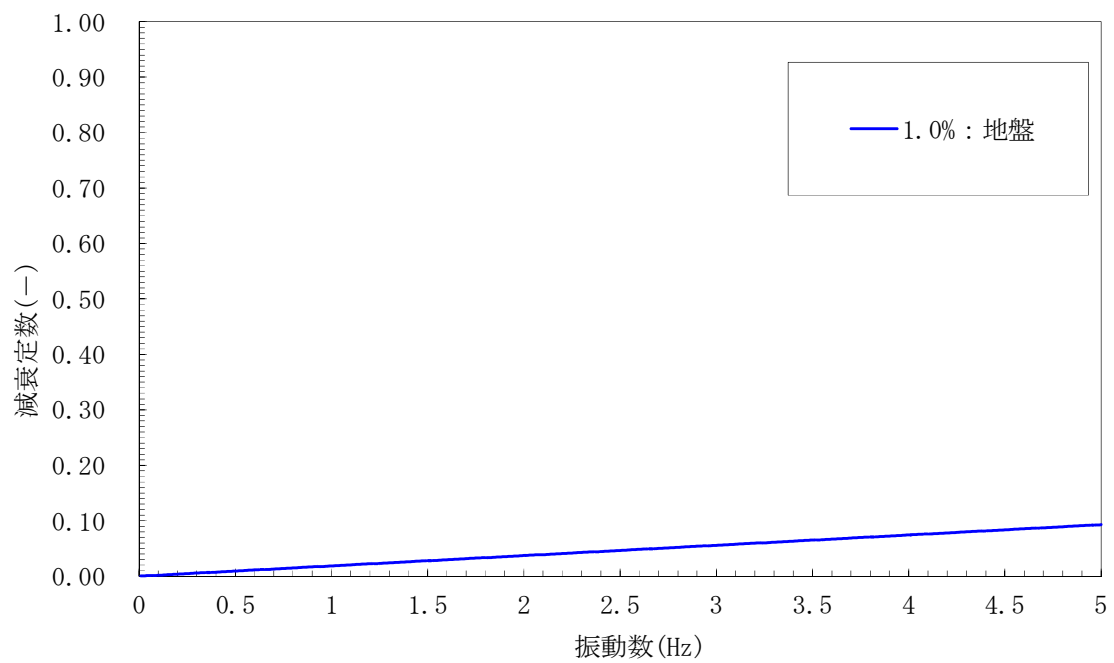
1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

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、ひずみが多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。





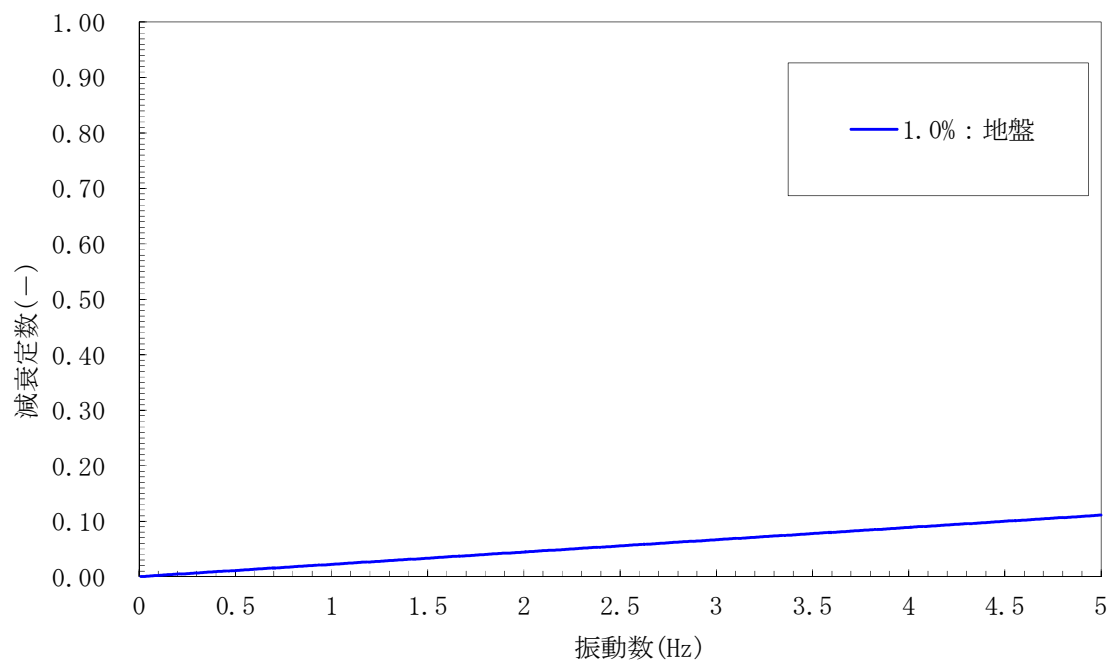
(a) 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



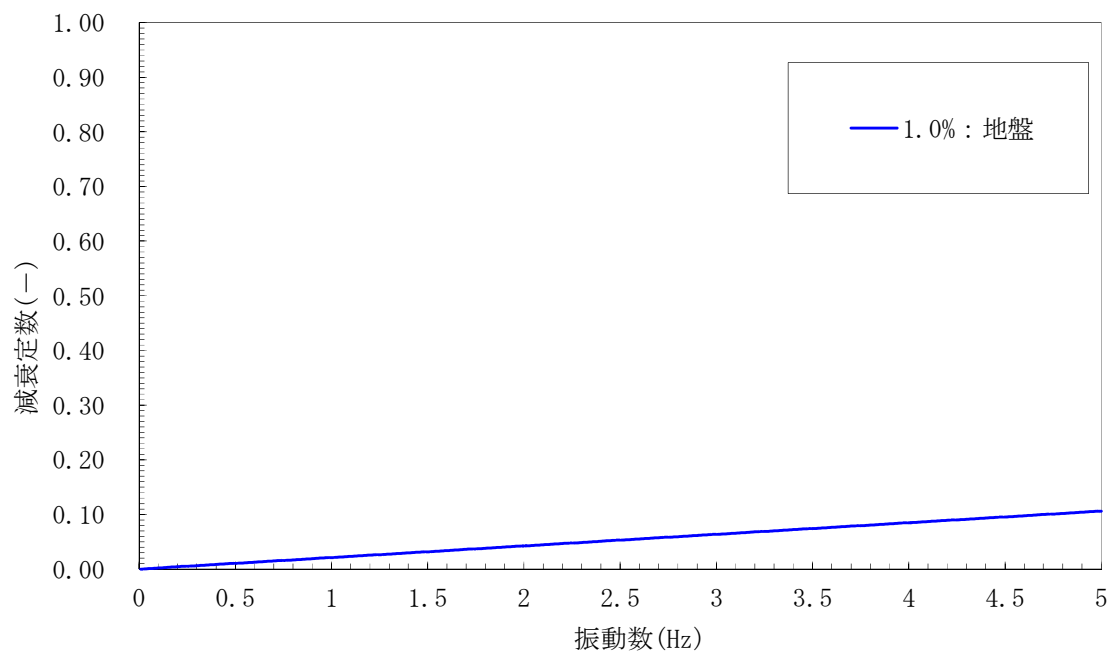
(b) 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース

図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰





(c) 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース



(d) 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 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰