

- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
- 6.1.1.1 鋼製防護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
2.2.1	構造概要	3
2.2.2	鋼製防護壁の平面配置における配置位置	14
2.3	評価方針	16
2.4	適用規格	21
3.	地震応答解析	23
3.1	評価対象断面	23
3.2	解析方法	26
3.2.1	地震応答解析手法	26
3.2.2	構造部材	27
3.2.3	地盤	27
3.2.4	減衰特性	27
3.3	荷重及び荷重の組合せ	28
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	28
3.3.2	荷重	28
3.3.3	荷重の組合せ	29
3.4	入力地震動	31
3.5	解析モデル及び諸元	60
3.5.1	2次元有効応力解析モデル	60
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	78
3.5.3	地下水位	80
3.6	解析ケース	81
4.	耐震評価	83
4.1	評価対象部位	83
4.2	解析方法	84
4.4	許容限界	88
4.5	解析モデル及び諸元	91
4.6	評価方法	97

4.6.1	鋼製防護壁	97
4.6.2	鋼製防護壁の接合部アンカー	100
4.6.3	地中連続壁基礎	104
4.6.4	基礎地盤の支持性能評価	105
5.	評価結果	106
5.1	地中連続壁基礎（下部構造）	106
5.1.1	地中連続壁基礎の地震応答解析結果	106
5.1.2	地中連続壁基礎の耐震評価結果	260
5.2	鋼製防護壁（上部構造）	342
5.2.1	上部構造の地震応答解析結果	342
5.2.2	上部構造の耐震評価結果	360
5.3	鋼製防護壁（接合部）	370
5.3.1	接合部の地震応答解析結果	370
5.3.2	接合部の耐震評価結果	371
5.4	まとめ	374

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、防潮堤のうち鋼製防護壁が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持性能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製防護壁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

鋼製防護壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

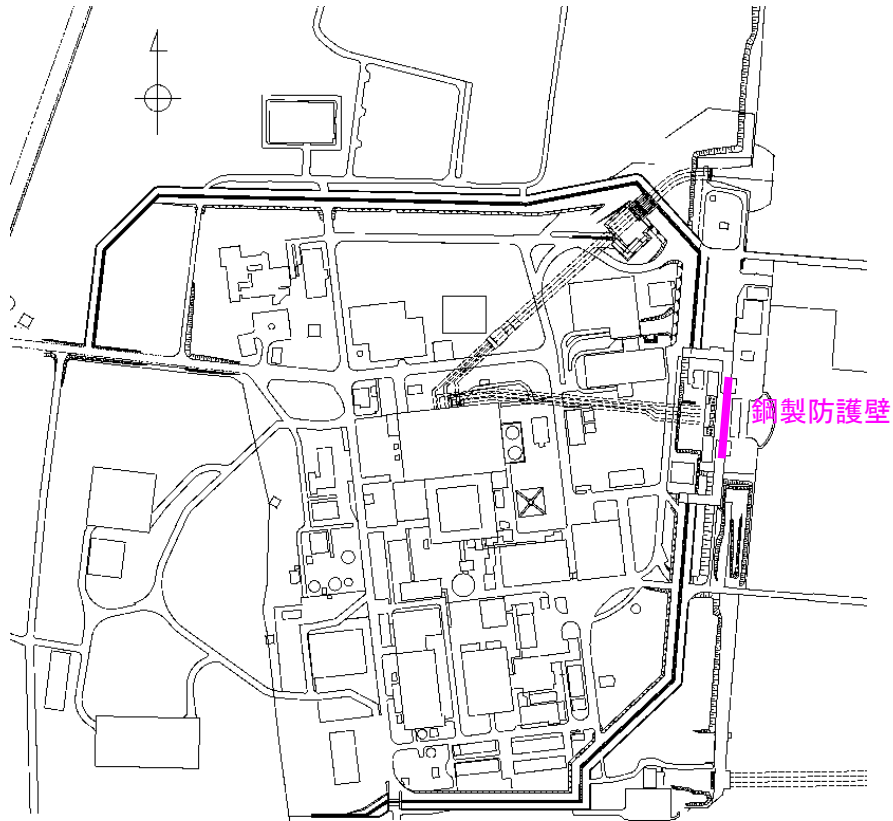


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図

2.2 構造概要

2.2.1 構造概要

鋼製防護壁は、幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の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。

鋼製防護壁の検討対象位置平面図を図 2.2-1 に、構造概要図を図 2.2-2 に、構造図を図 2.2-3 に示す。

鋼製防護壁は鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造であり、施工性を考慮して分割したブロックの集合体として全体を構成する。各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により固定するため、地震時及び津波時にブロック同士の変位は生じない設計である。継ぎ手部にはシール材を設置し、漏えいが生じないようにする。

基礎部は、図 2.2-4 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化し、両者で発生断面力を負担する。

図 2.2-5 に鋼製防護壁の構造概要を示す。鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板で構成される。各層は、図 2.2-5 に示すブロックが複数結合された構造である。鋼材ブロック継目部の添接板の間に止水性の維持のためシール材を設置する。また、止水性維持のため、鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の境界部に止水ジョイント部を、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部に止水機構を設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

鋼製防護壁の基礎直上は図 2.2-6 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻と一体化し、下部構造への確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部の概要図を図 2.2-7 に、結合部構造図を図 2.2-8 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2.2-1 に示す。

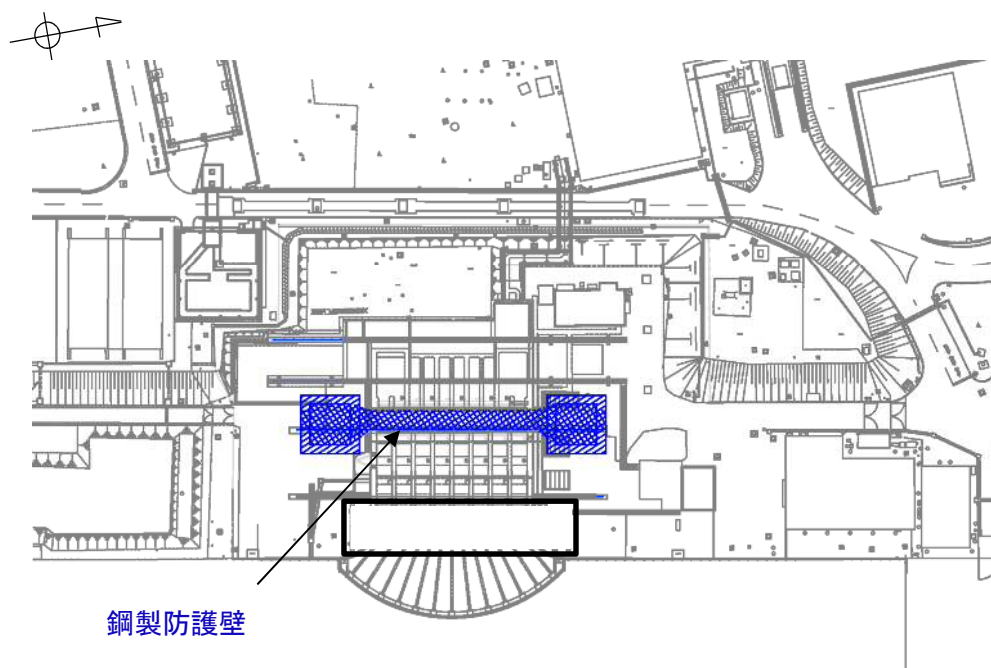


図 2.2-1 鋼製防護壁 検討対象位置平面図

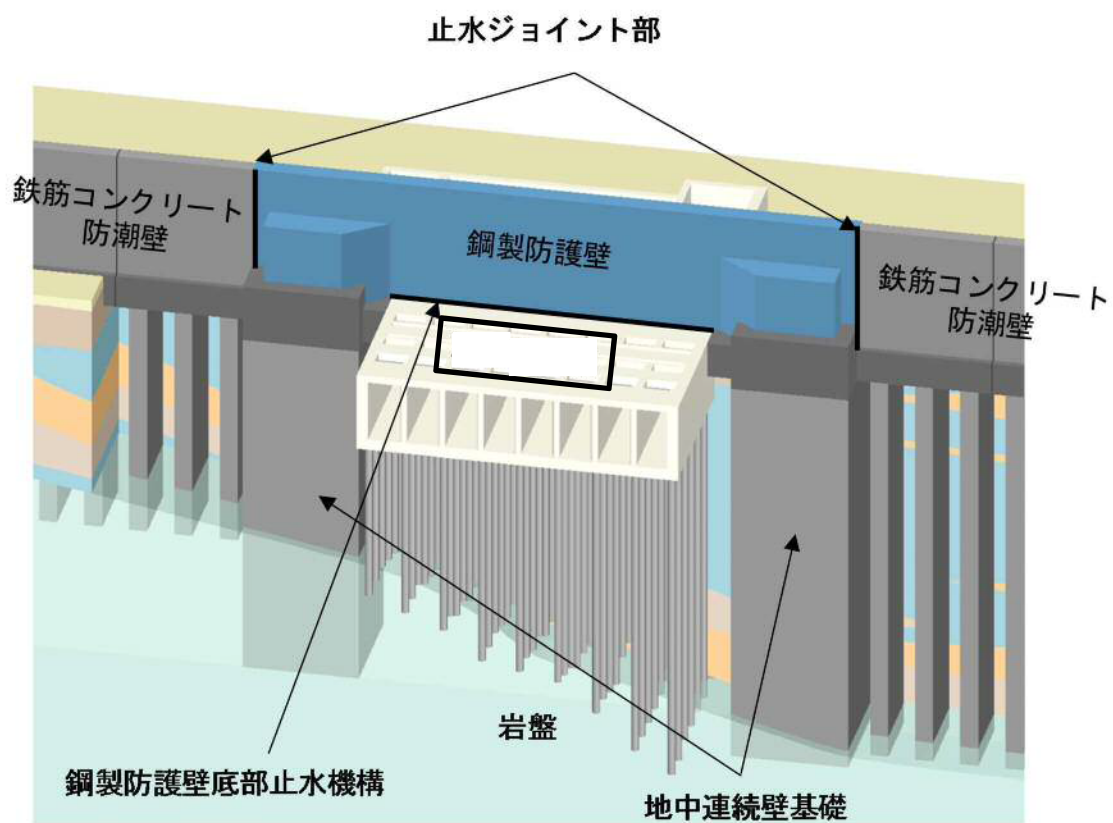


図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図

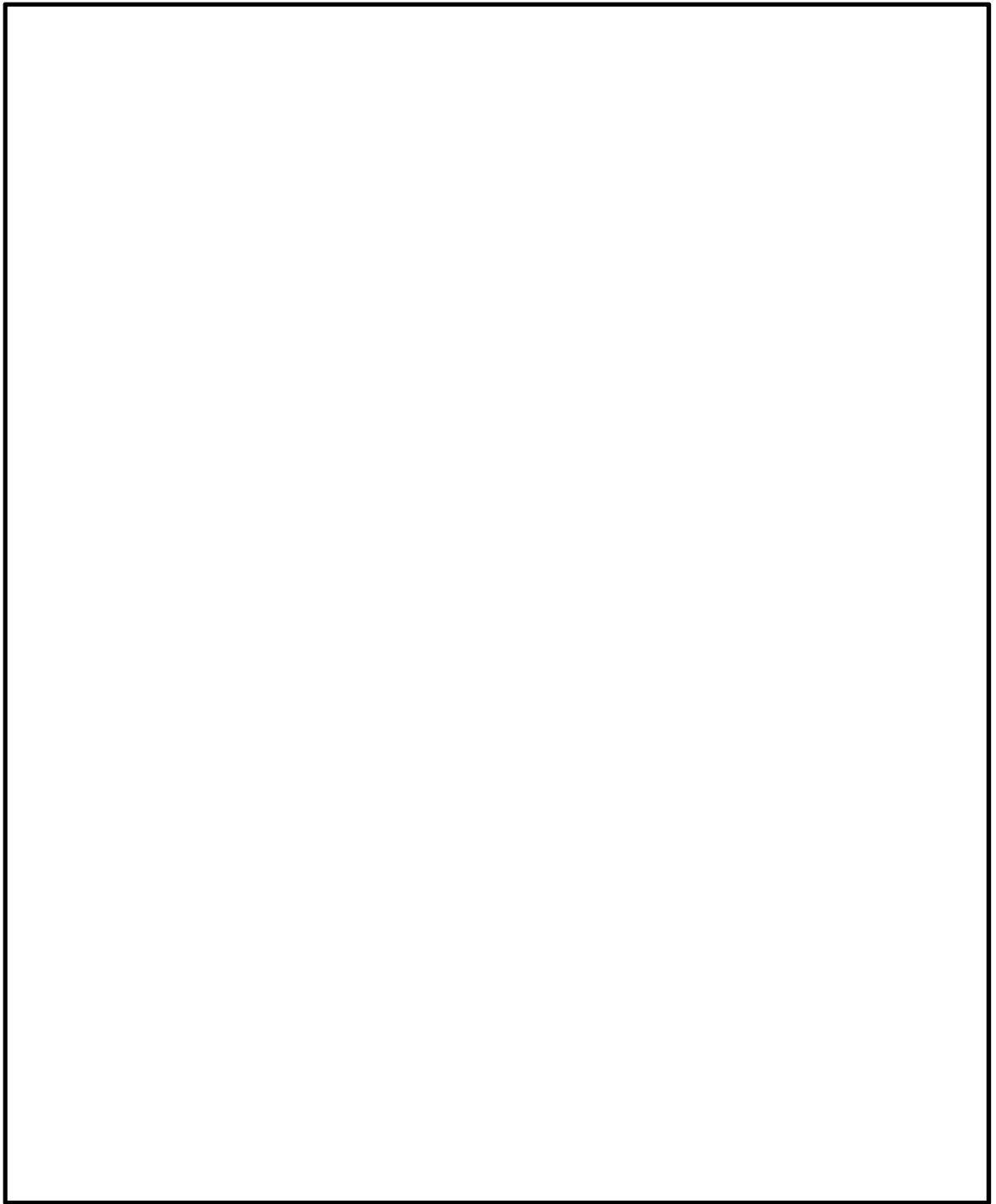


図 2. 2－3 鋼製防護壁の構造図

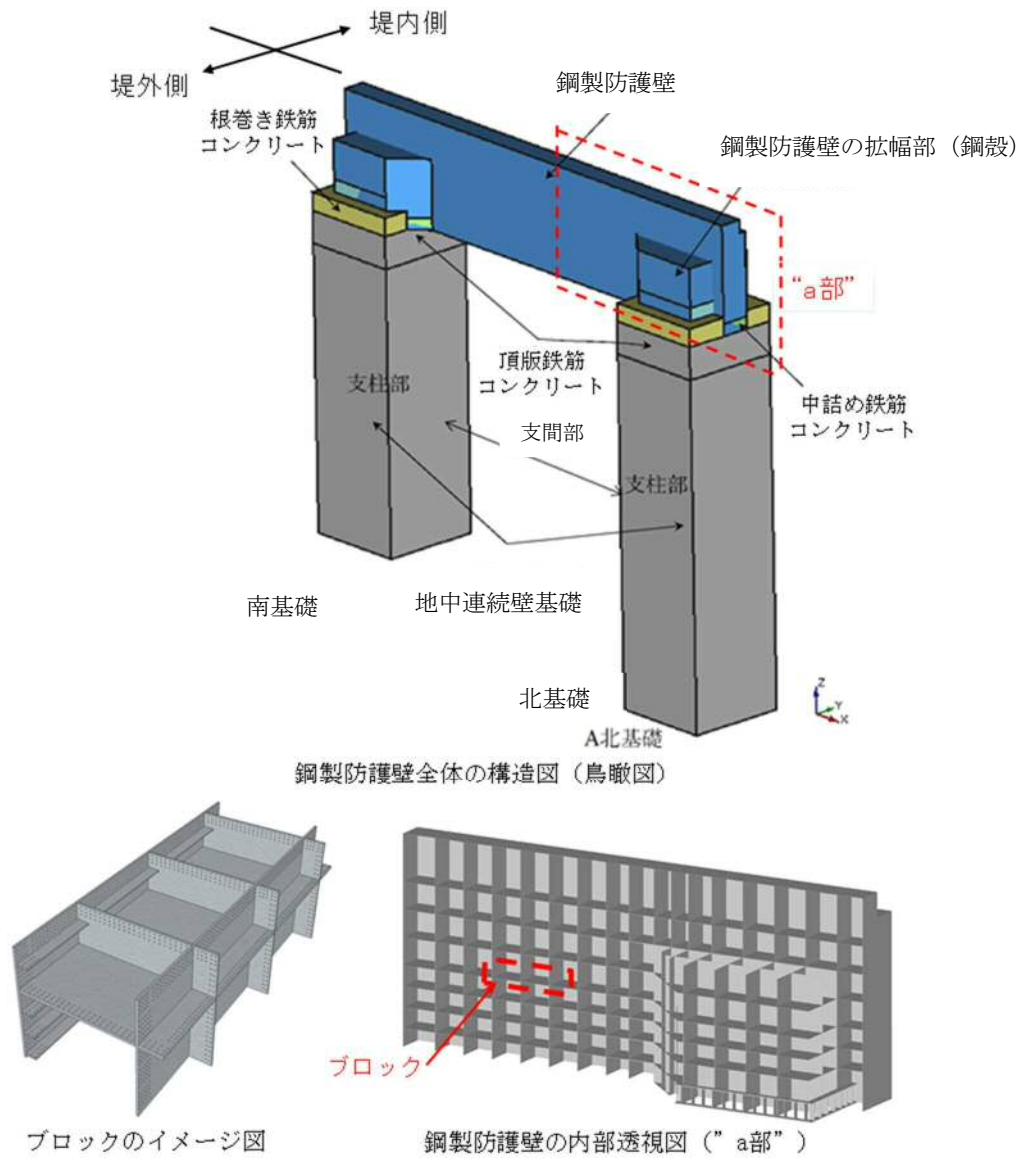


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造概要図

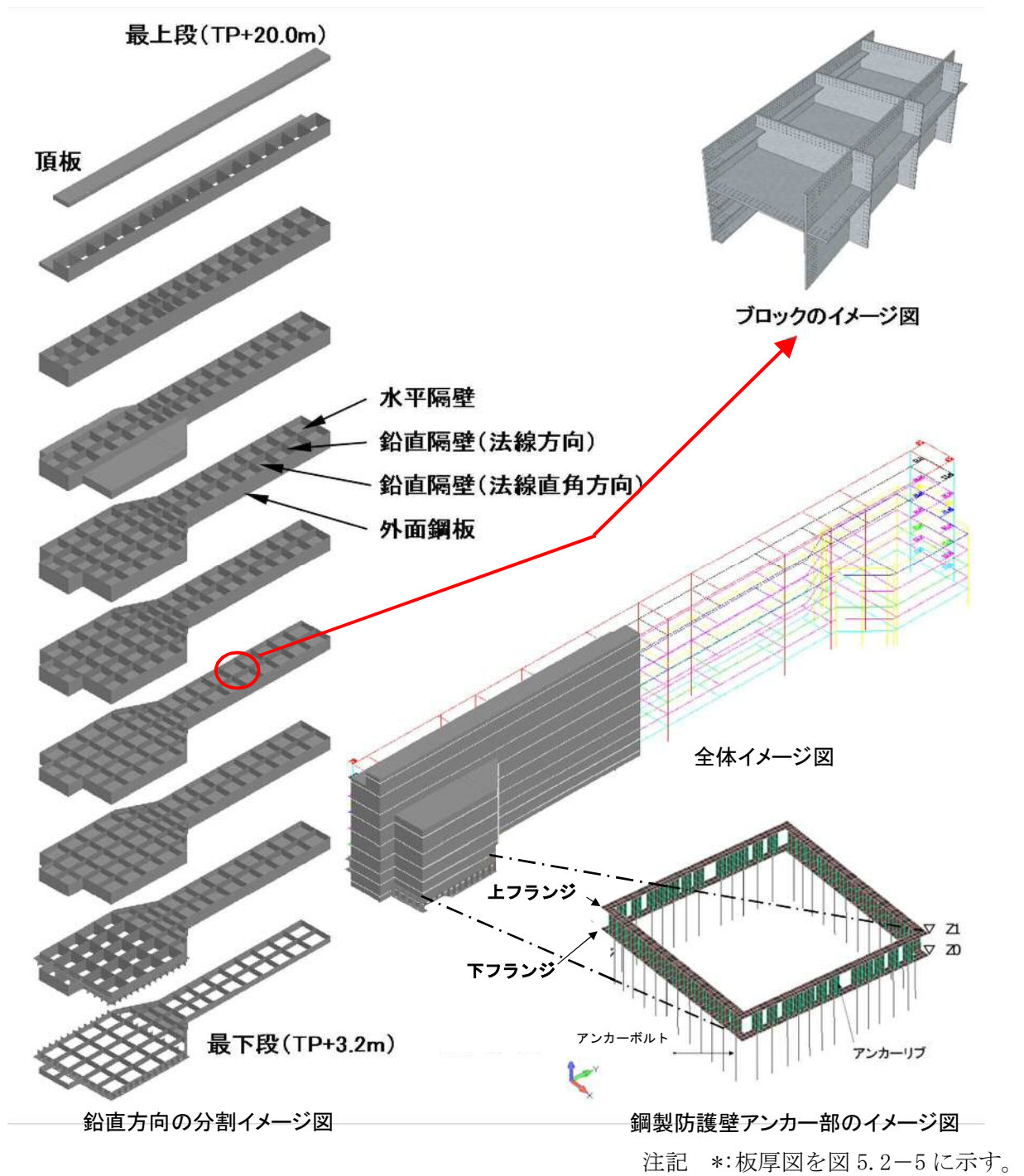


図 2.2-5 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

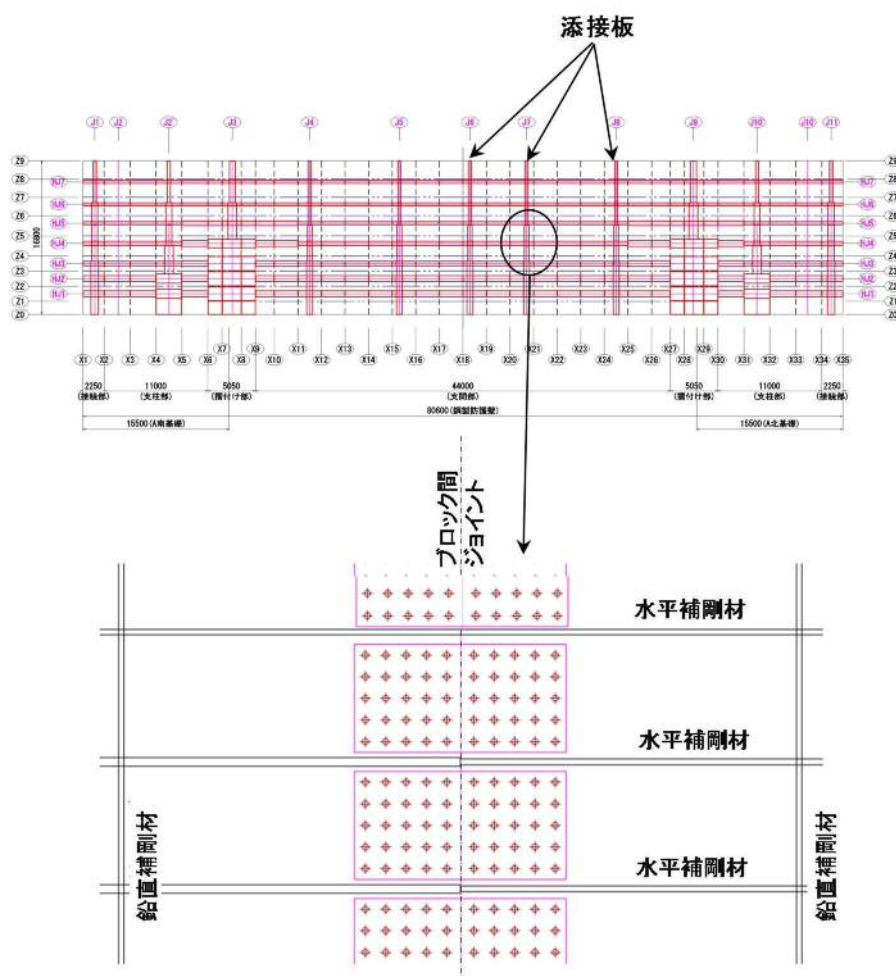


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

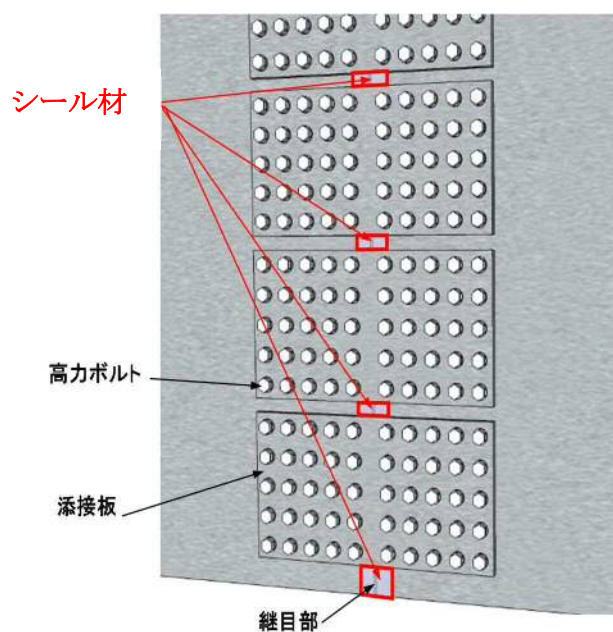


図 2.2-5 (3) シーリング材の概念図

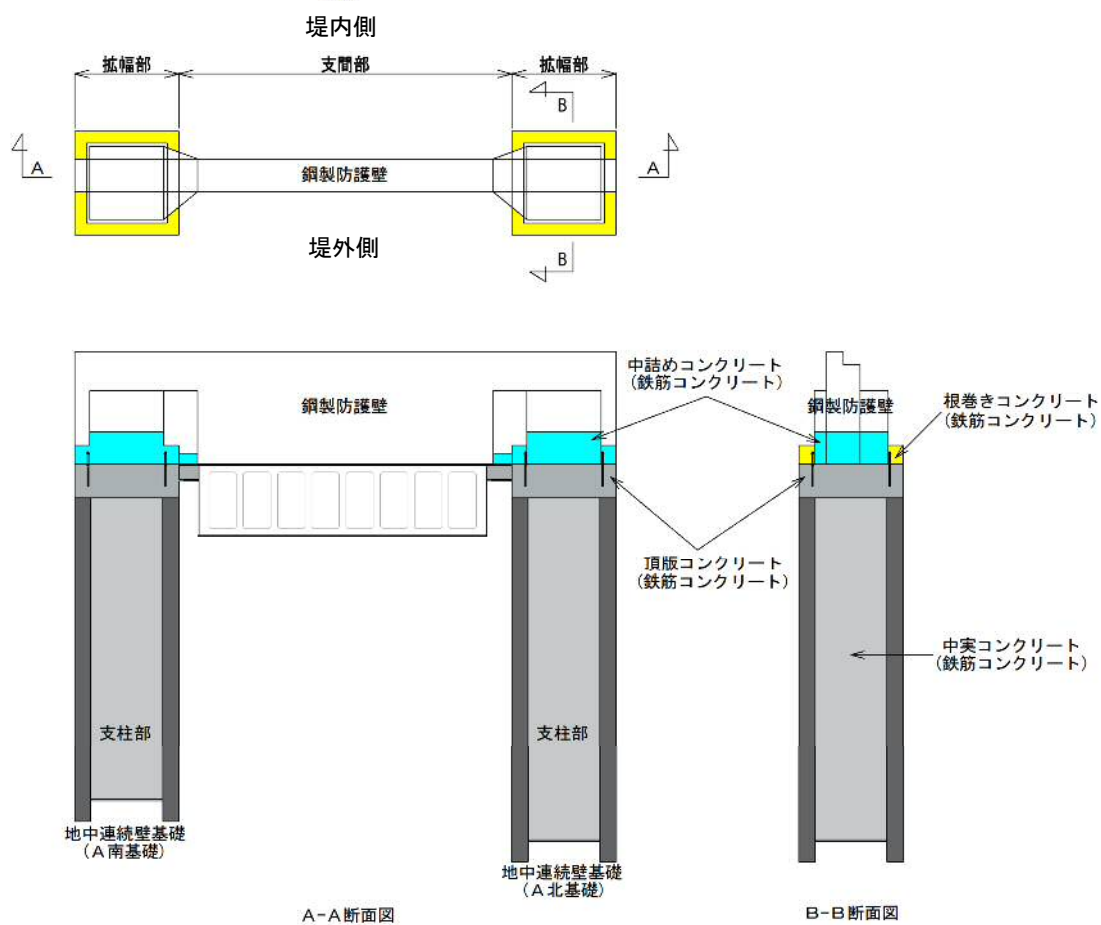


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

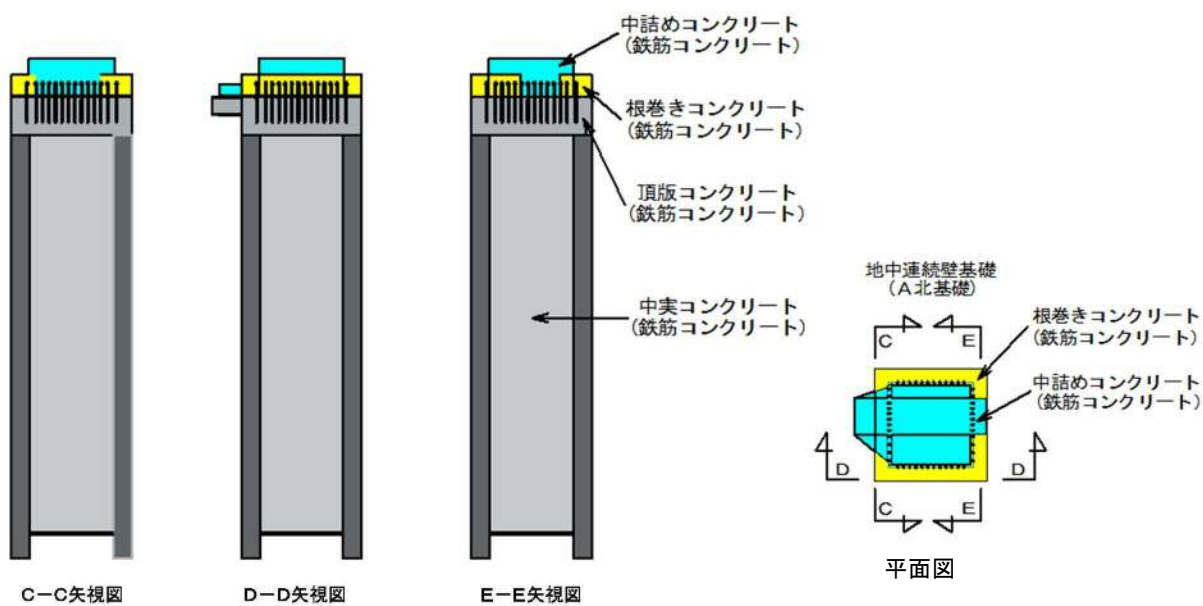


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）の構成図

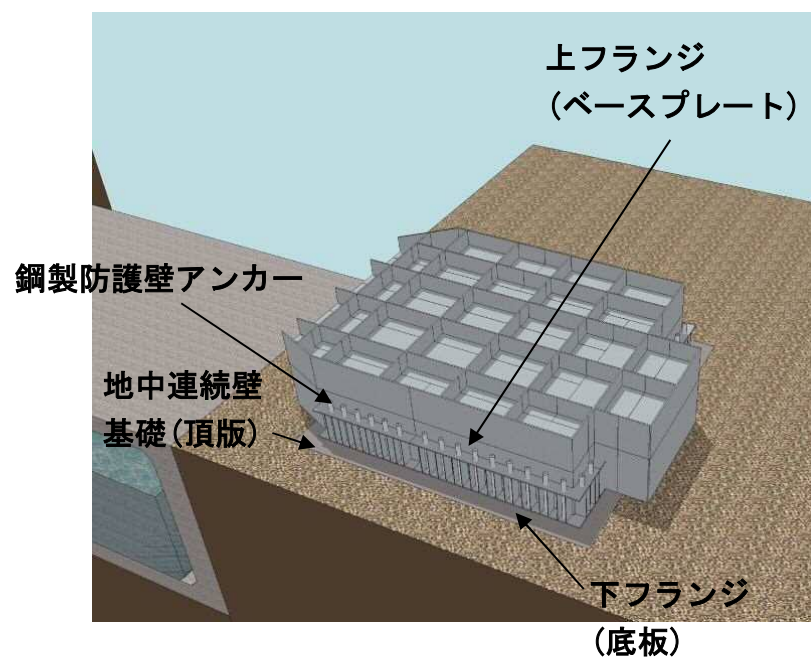
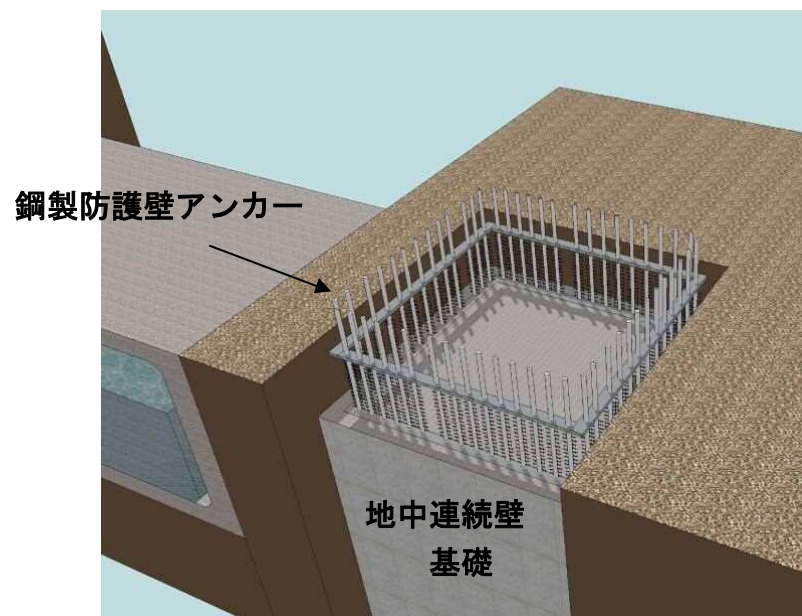


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部概要図



図 2.2-8 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (A-A 断面)

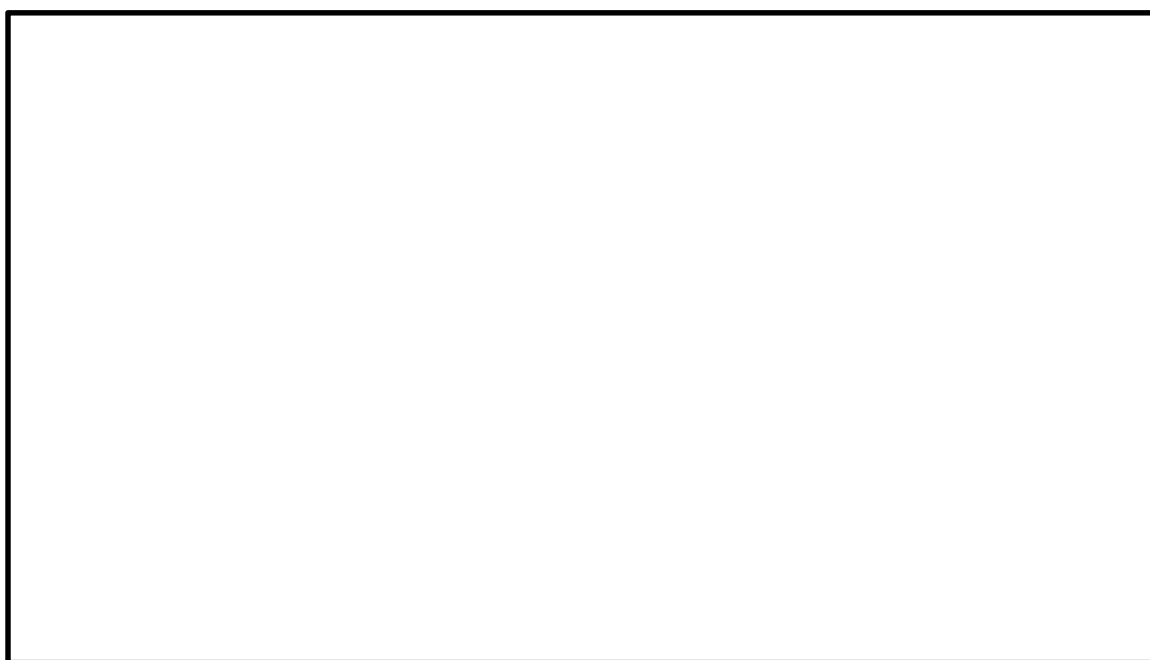


図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (B-B 断面)



図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (C-C 断面)

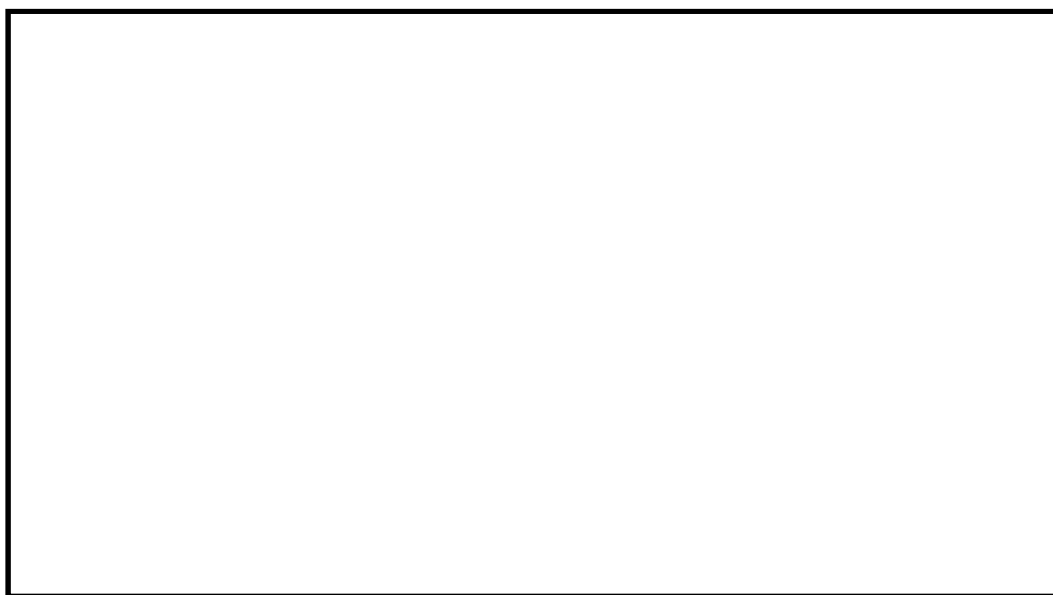


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (D-D 断面)

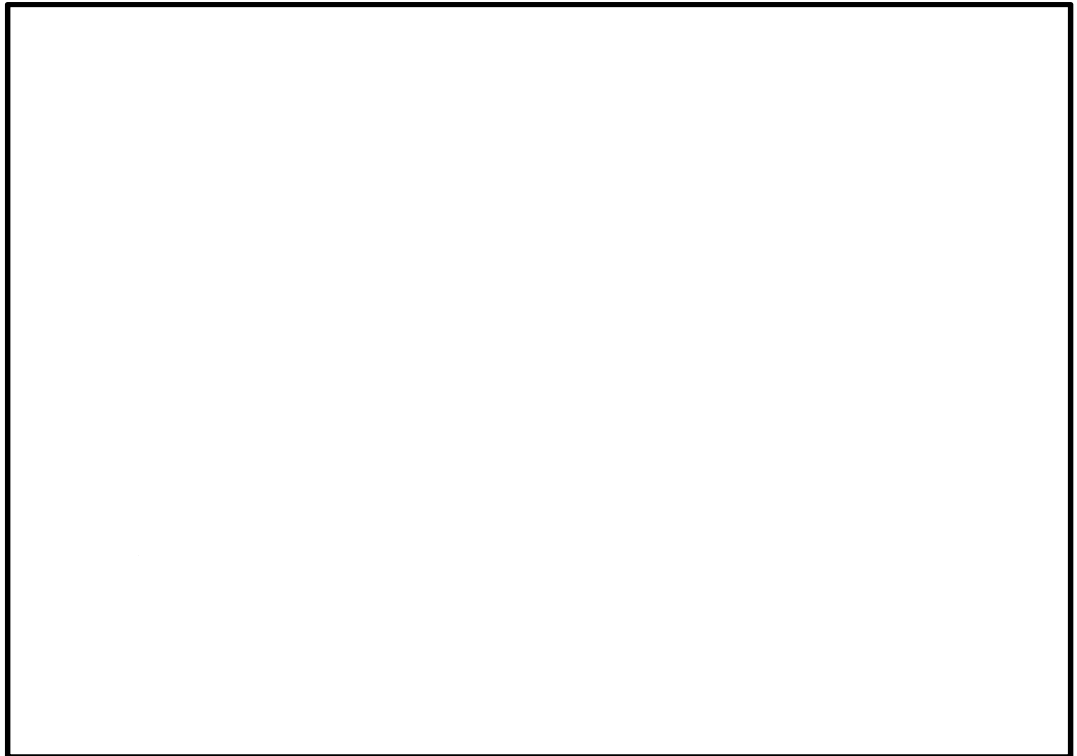


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (E-E 断面)

表 2.2-1 部材と設計上の役割

部材名	設計上の役割
中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
頂版(フーチング) 鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

2.2.2 鋼製防護壁の平面配置における配置位置

鋼製防護壁の支間部は、地震時の変位により既設構造物と接触しないよう設計する。また、施工時にポンプ室クレーンと取水口の離隔を確保できるよう設計する。これらのことを踏まえ、鋼製防護壁中心と地中連続壁基礎中心の位置を適切に設定する。

鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況を図 2.2-9 に示す。

(1) 上部構造（鋼製防護壁）の中心位置の設定

地震時の動的解析による検討結果を踏まえ、許容変位量を（約 70 cm）と設定する。上部構造には止水板押え（約 50 cm）を設置することから、堤外側角落しから 120 cm の離隔が必要となる。

下部構造の中心位置に上部構造を設置する場合、上部構造の堤外側角落しとの隔離が約 20 cm あることから、堤外側角落しから必要離隔 120 cm を確保するため、上部構造を陸側へ 115 cm 離れた位置に設定する。

(2) 下部構造（地中連続壁基礎）の中心位置の設定

堤内側は施工上、ポンプ室クレーンと取水口の離隔を 3 m 確保できるよう設定する。

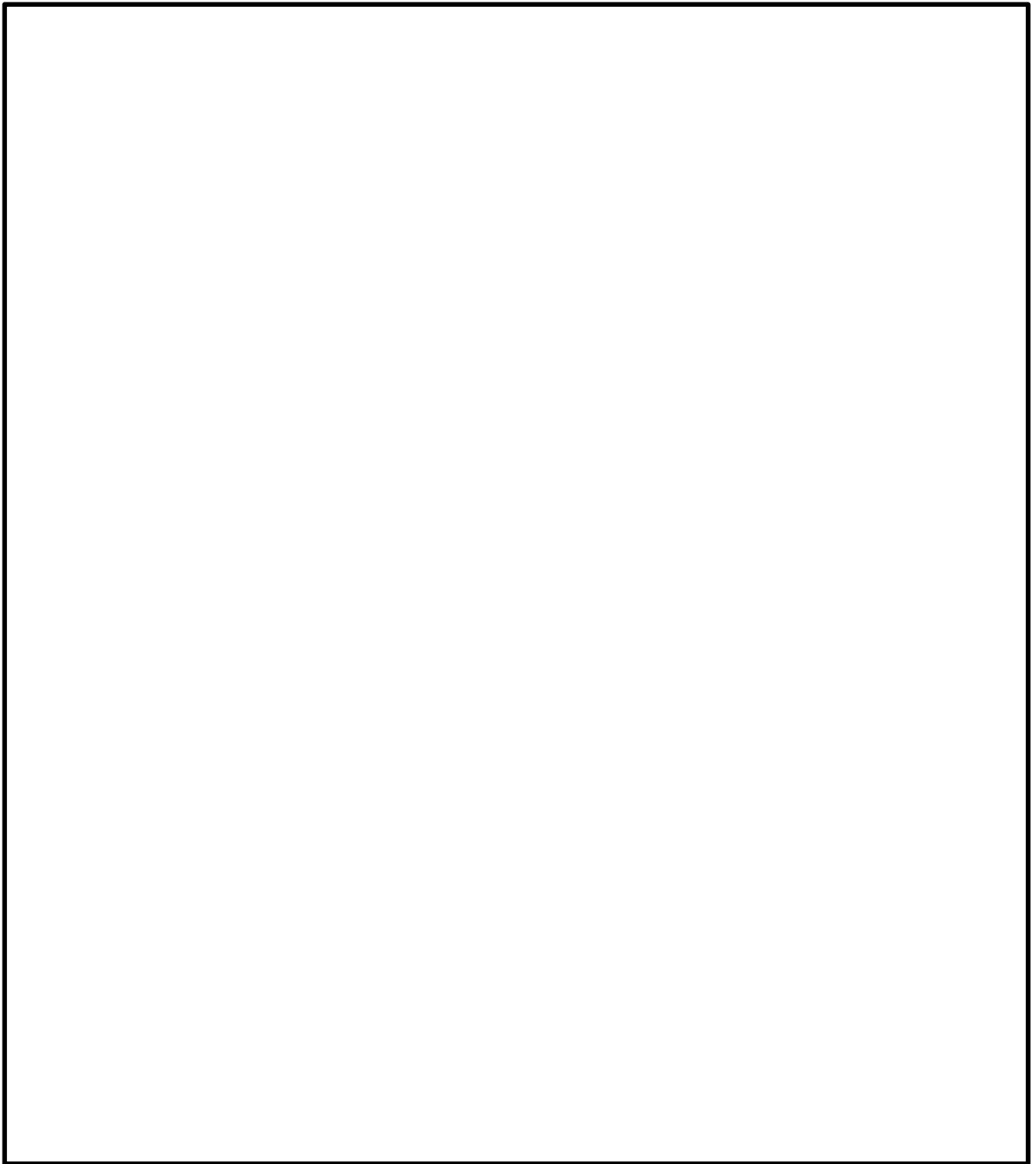


図 2.2－9 鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況

2.3 評価方針

防潮堤（鋼製防護壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。鋼製防護壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）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、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。

鋼製防護壁の耐震評価は、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。また、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部に設置する止水機構の評価を「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。

鋼製防護壁の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3－1 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

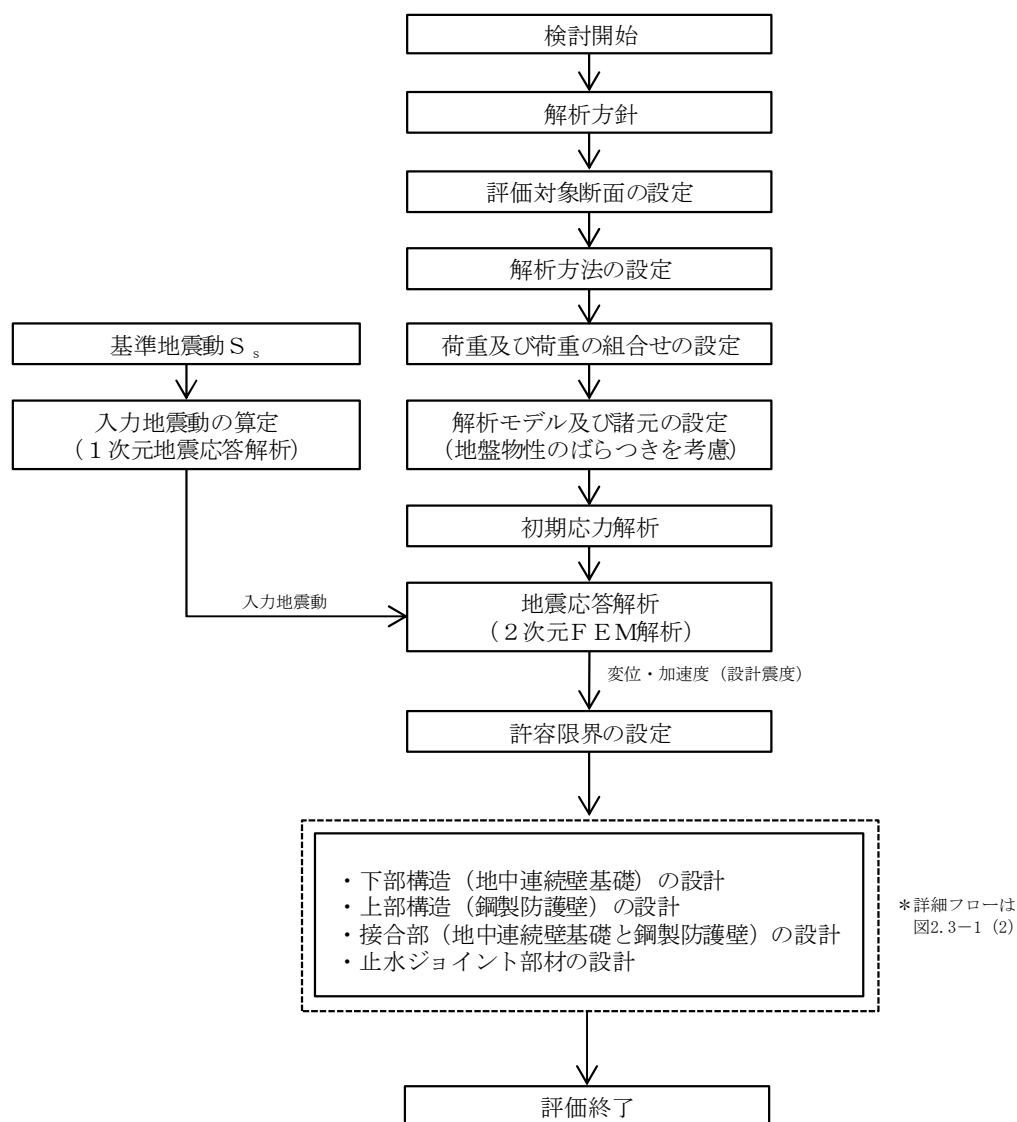
赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

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
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位		応力等の 状態	損傷モード	
鋼製防護壁	・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s に対して、鋼製防護壁に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 ・鋼製防護壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 ・鋼製防護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 S_s 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。	・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s 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。	・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s 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。	・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s に対し、 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を保持する設計とする。 ②上部構造は、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 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随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。	・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート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。	基準地震動 S_s 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、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	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とする。
						基準地震動 S_s 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 (中実鉄筋コンクリート)	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「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とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）」に基づき短期許容応力度とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼製防護壁アンカー	アンカーボルト	引抜き	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（Ⅱ 鋼橋編）」「鋼構造物設計基準」「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度とする。
						頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート		曲げ、せん断			
						基準地震動 S_s 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ゴム、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水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、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り
						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とする。	
								鋼製防護壁底部止水機構	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・Ⅱ 鋼橋編）」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度とする。

表 2.3-2 鋼製防護壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鋼製防護壁		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 (中実鉄筋コンクリート)		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
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート)		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
		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	鋼製防護壁		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 (中実鉄筋コンクリート)		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
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート)		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
		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) 鋼製防護壁の耐震評価フロー

図 2.3-1 (2) 鋼製防護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〕（土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・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（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）
- ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）
- ・鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）（土木学会，平成 21 年 11 月）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 2.4－1 に示す。

表 2.4－1 (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	<ul style="list-style-type: none"> ・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・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・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（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月） ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月） ・鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月） 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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

表 2.4-1 (2) 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考
許容 限界	コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・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） ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月） ・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	
	鋼製防護壁	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月） ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）（土木学会，平成 21 年 11 月） 	
	鋼製防護壁 アンカー	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月） 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会） ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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、鋼製防護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、縦断方向 1 断面（①-①断面）及び南北基礎の横断方向（堤軸に対して直交する方向）2 断面（②-②断面，③-③断面）を用いて実施する。

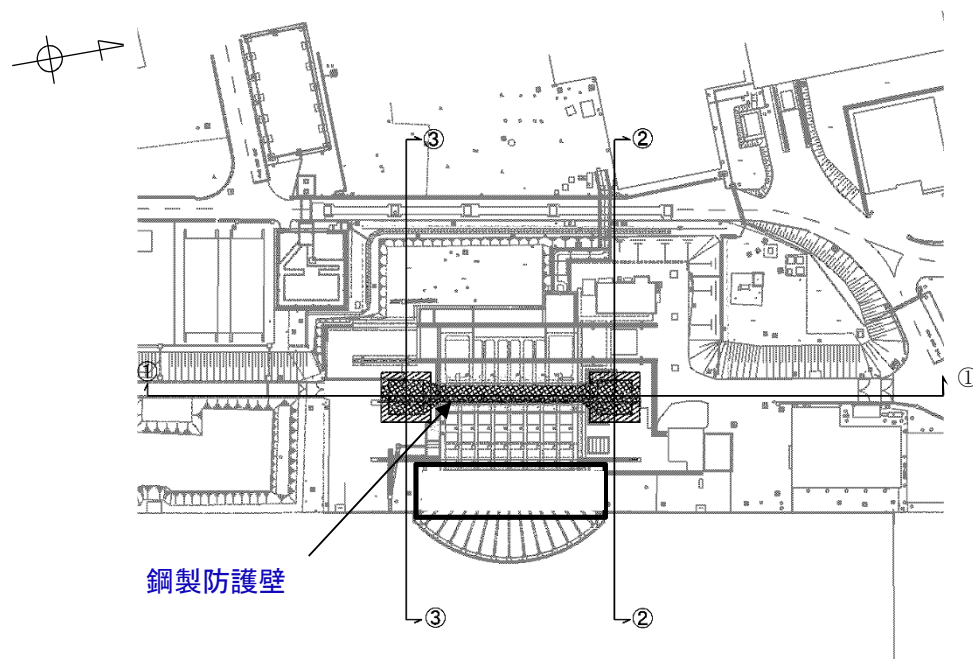


図 3.1-1 鋼製防護壁の評価対象断面位置図

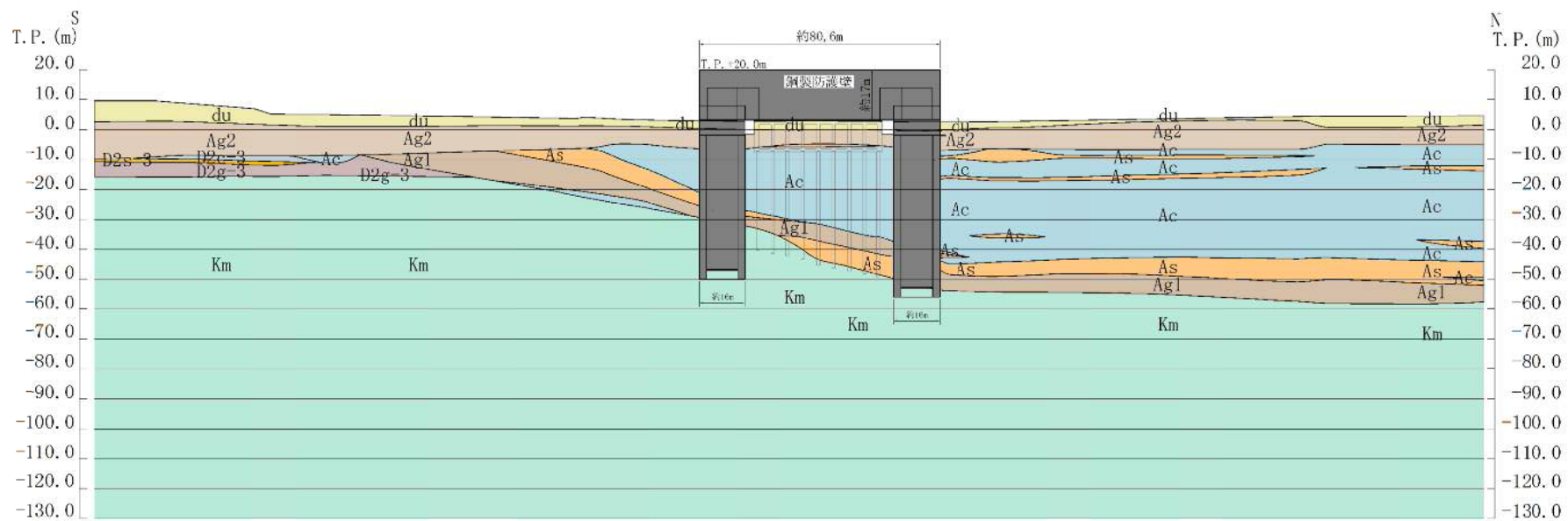


図 3.1—2 (1) 鋼製防護壁 断面図 (①—①断面)

0 50m

3.2 解析方法

鋼製防護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。

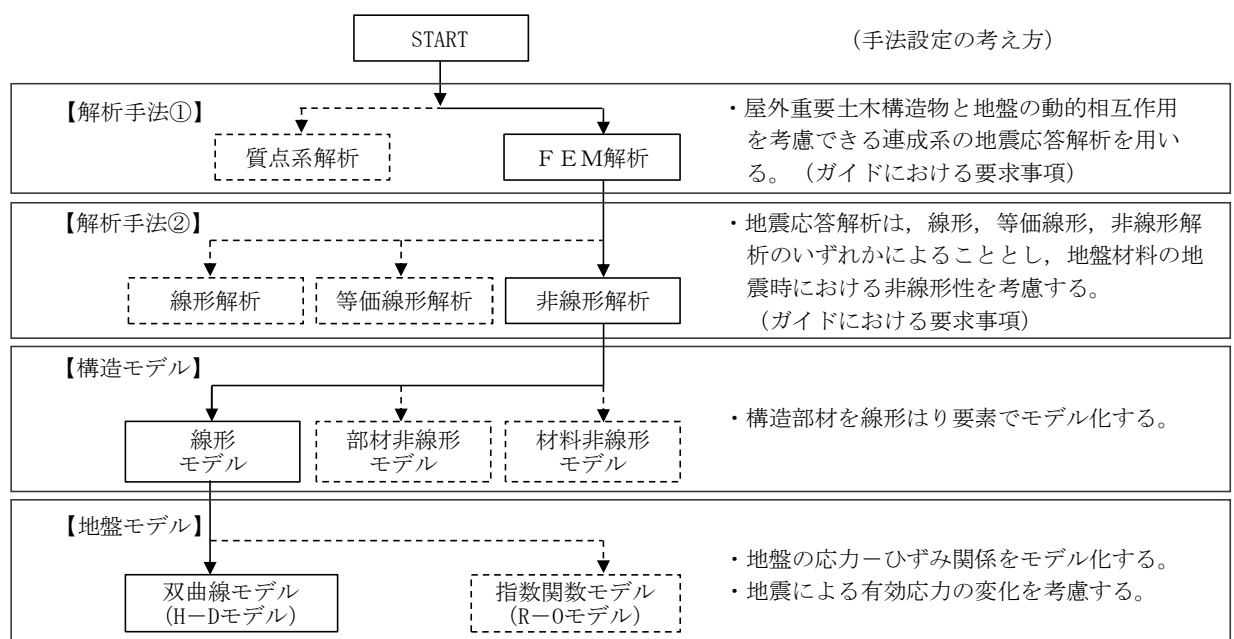


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

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

鋼製防護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、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製防護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

鋼製防護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 (G)

常時考慮荷重として、躯体及び機器・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
スクリーン室クレーン	840 kN

(2) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 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 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 kN/m^2 を考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

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 3.3-2 及び表 3.3-3 に示し、荷重概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G：固定荷重

K_s ：地震荷重

P_s ：積雪荷重

P_k ：風荷重

表 3.3-3 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。

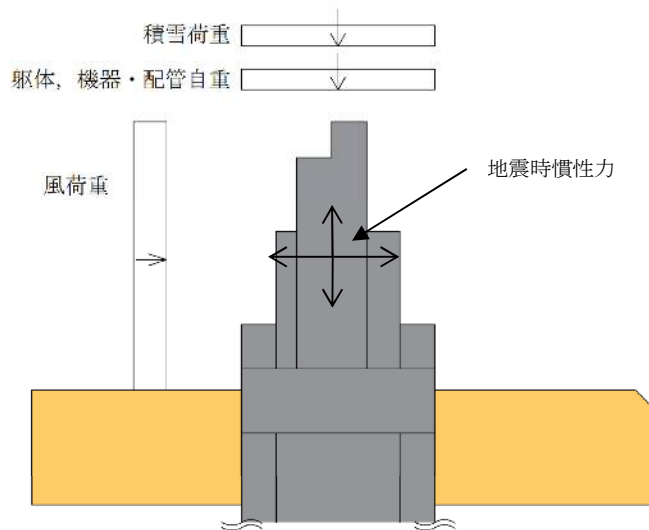


図 3.3-1 荷重概念図

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を考慮し、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並びに加速度応答スペクトルを示す。

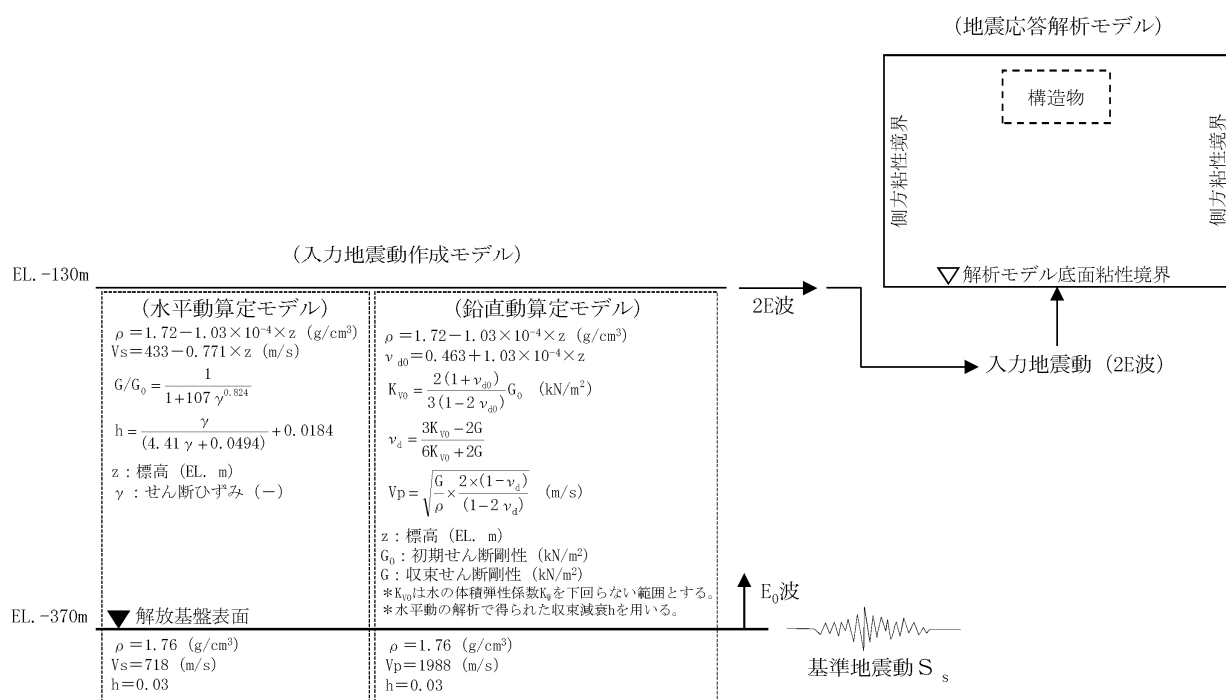
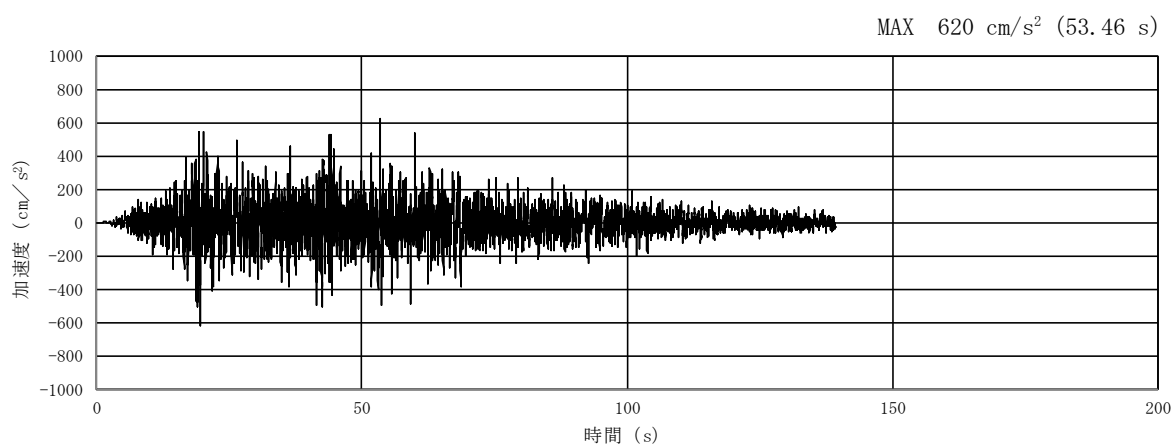
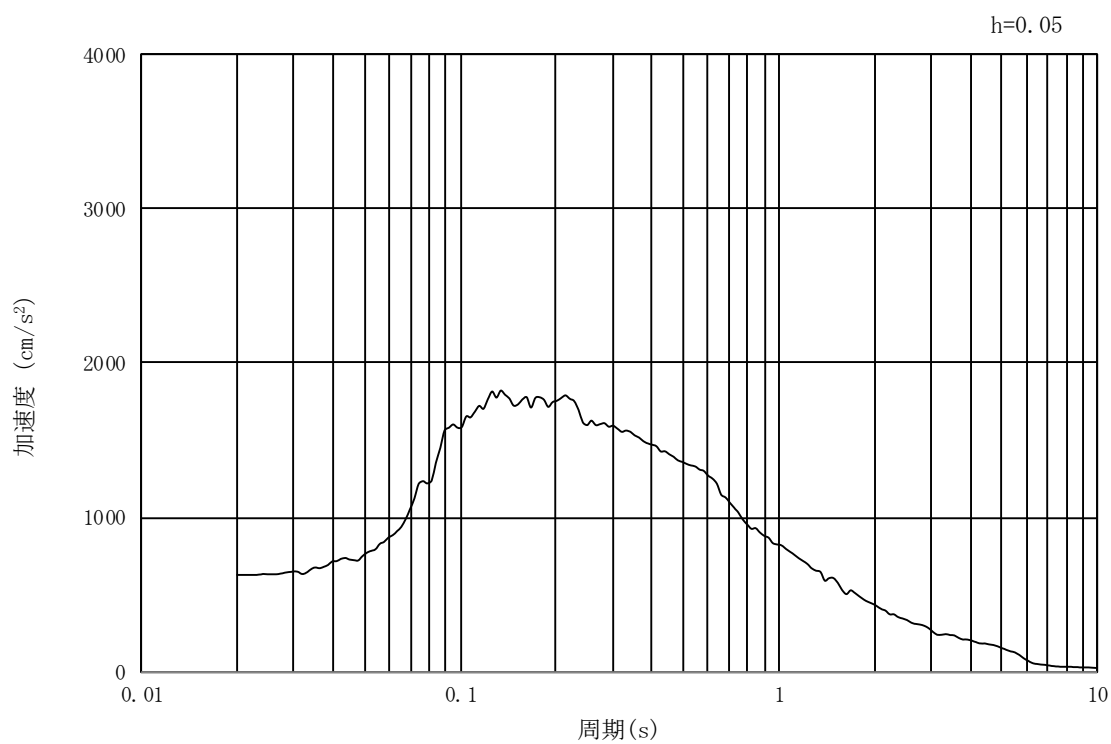


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

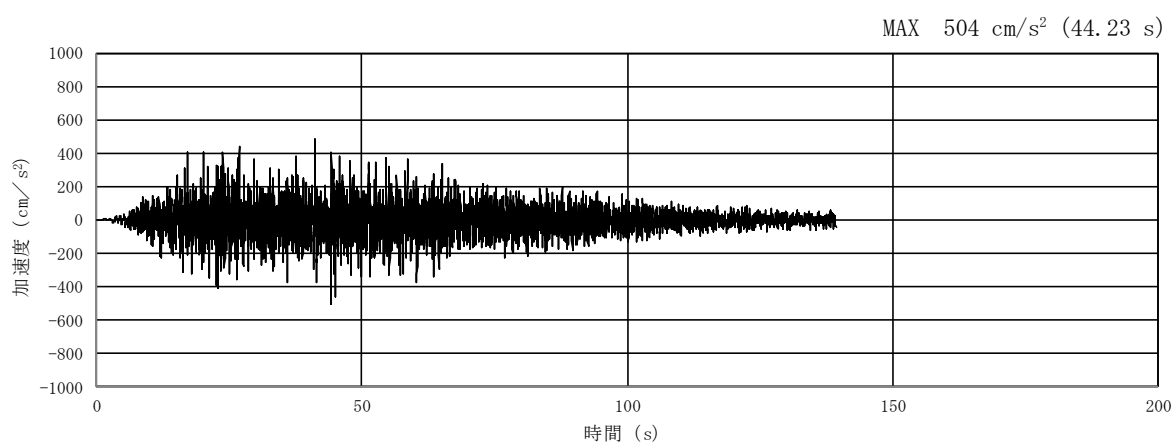


(a) 加速度時刻歴波形

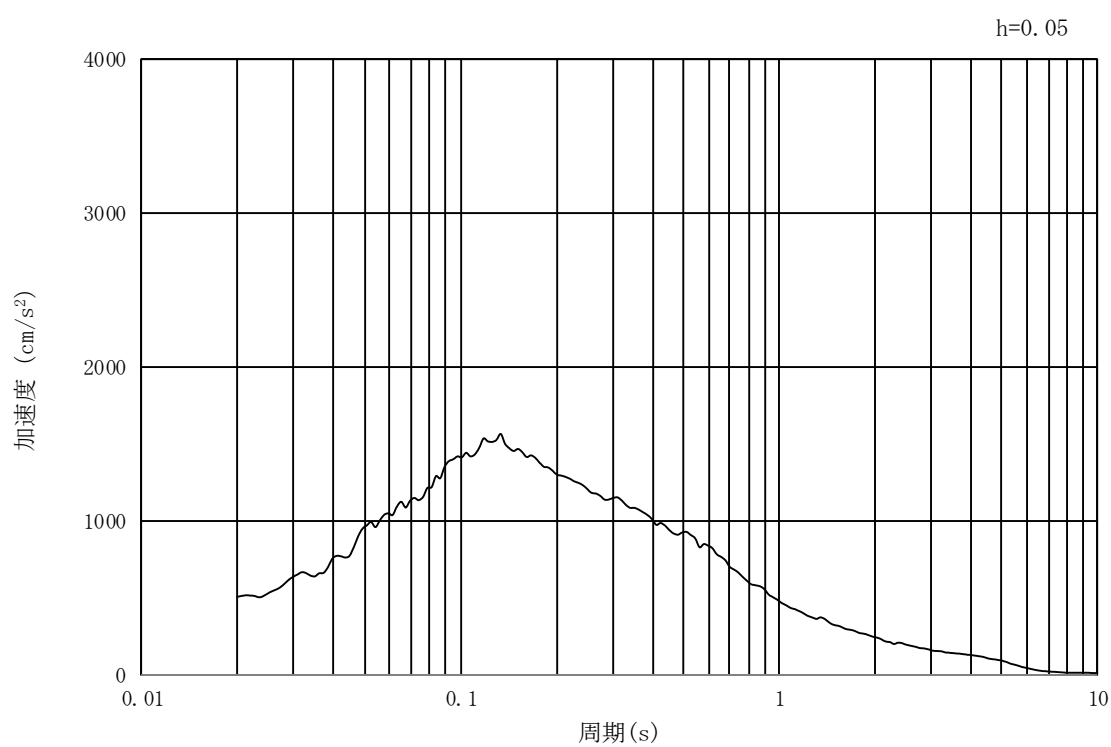


(b) 加速度応答スペクトル

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断面, ②-②断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - D1$)

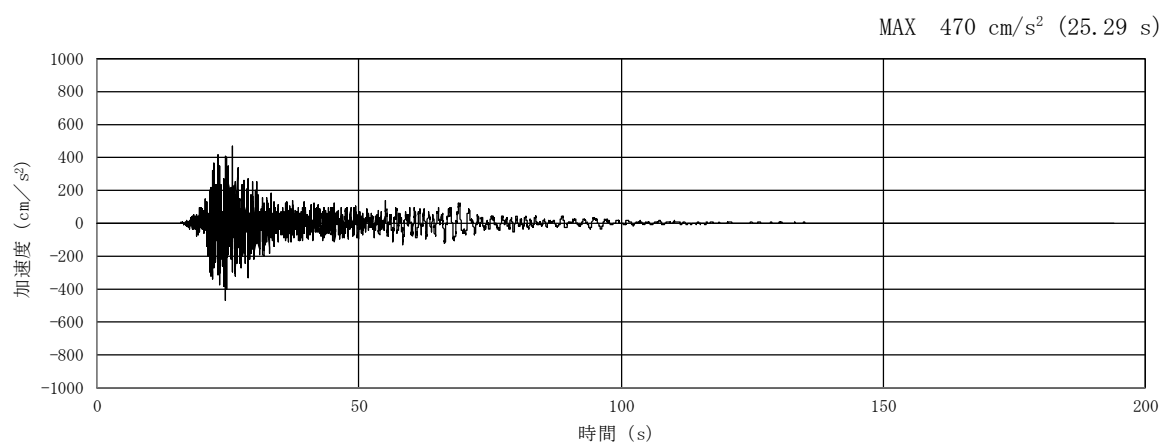


(a) 加速度時刻歴波形

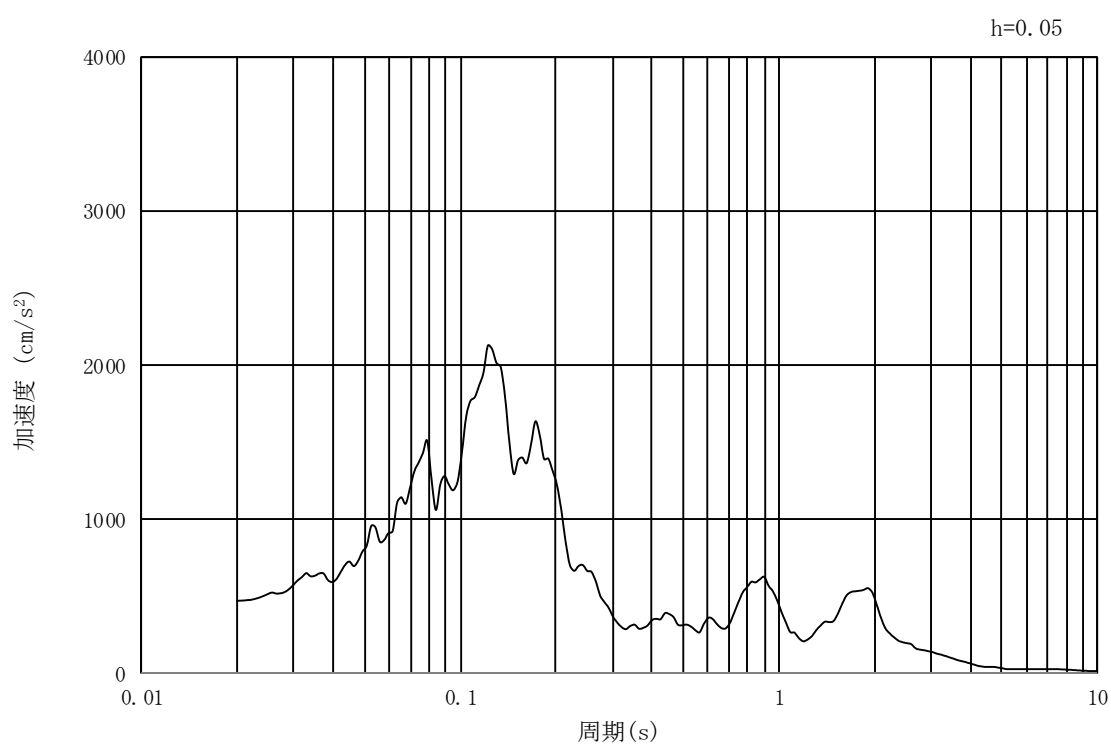


(b) 加速度応答スペクトル

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断面, ②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分: $S_s - D1$)

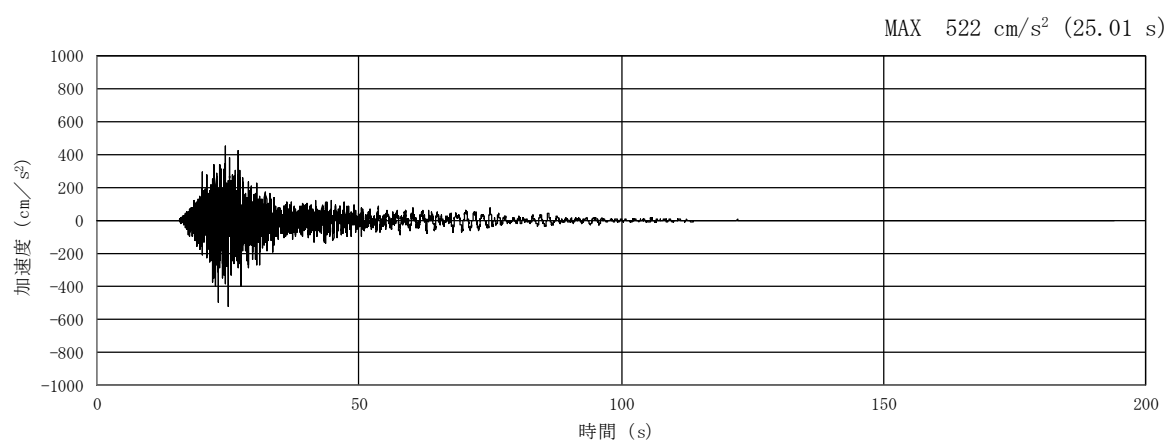


(a) 加速度時刻歴波形

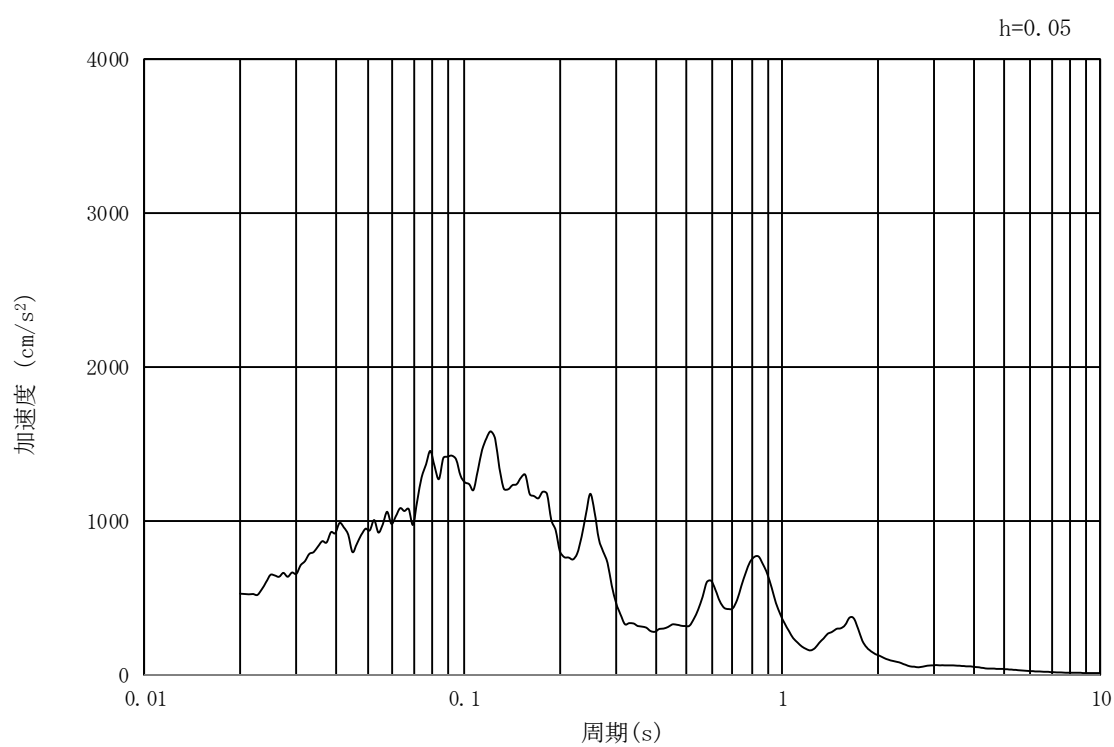


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 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: $S_s - 1.1$)

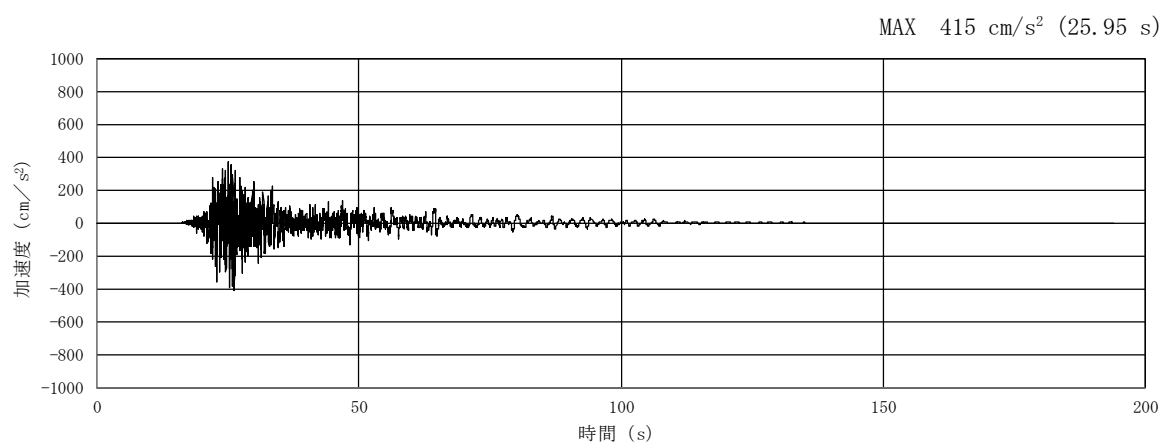


(a) 加速度時刻歴波形

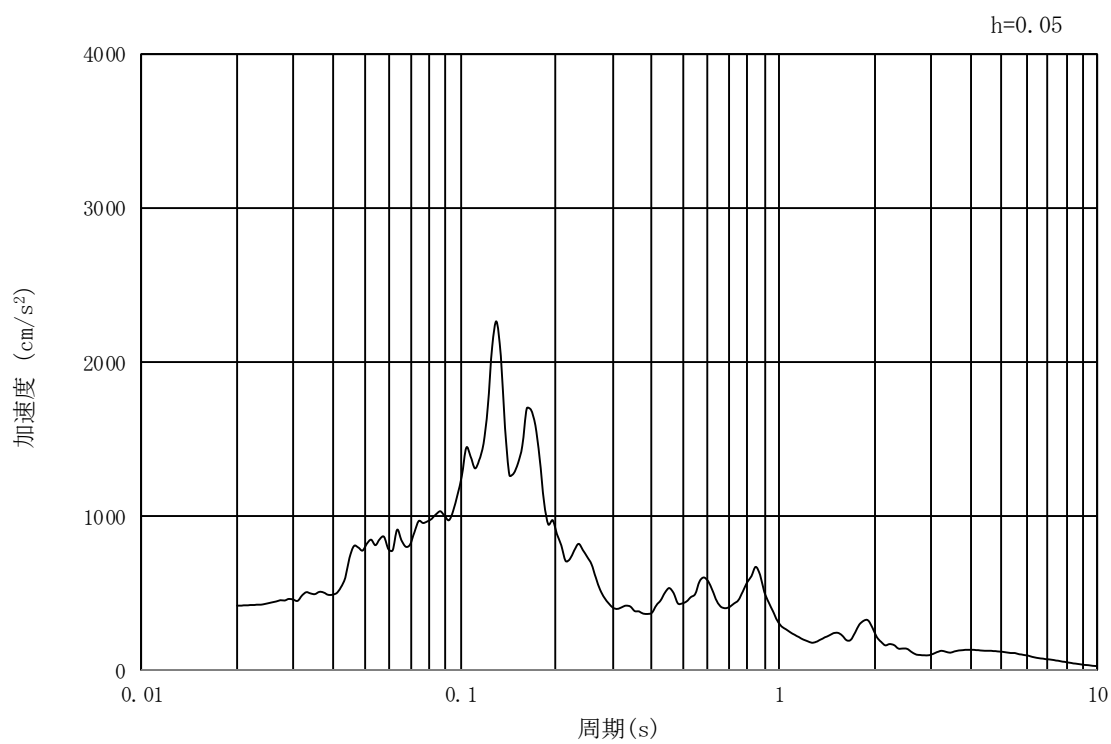


(b) 加速度応答スペクトル

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_s-1 1)

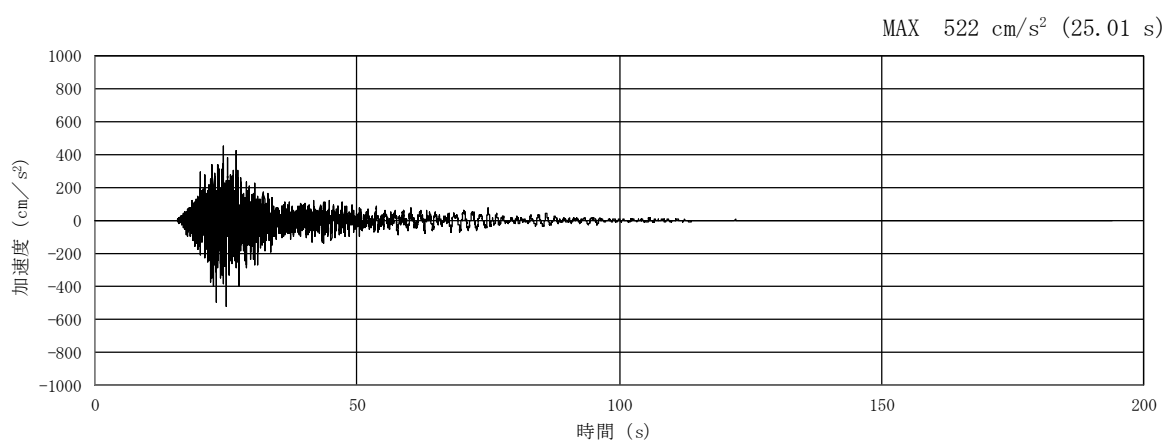


(a) 加速度時刻歴波形

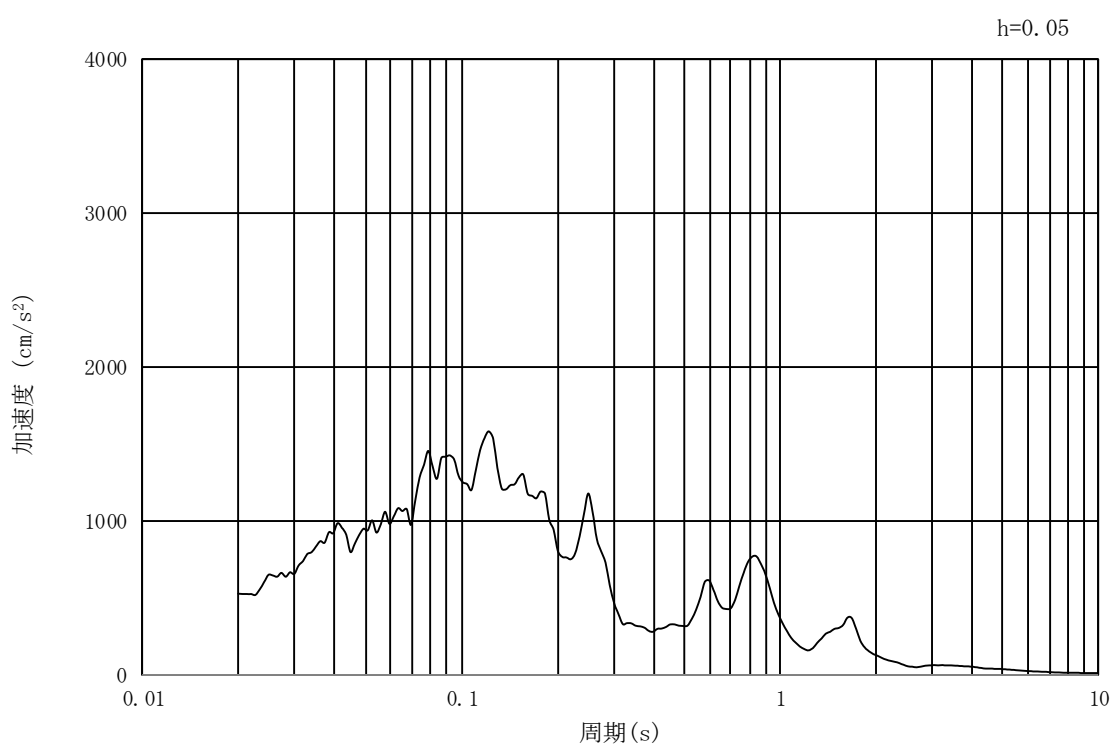


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - 1.1$)

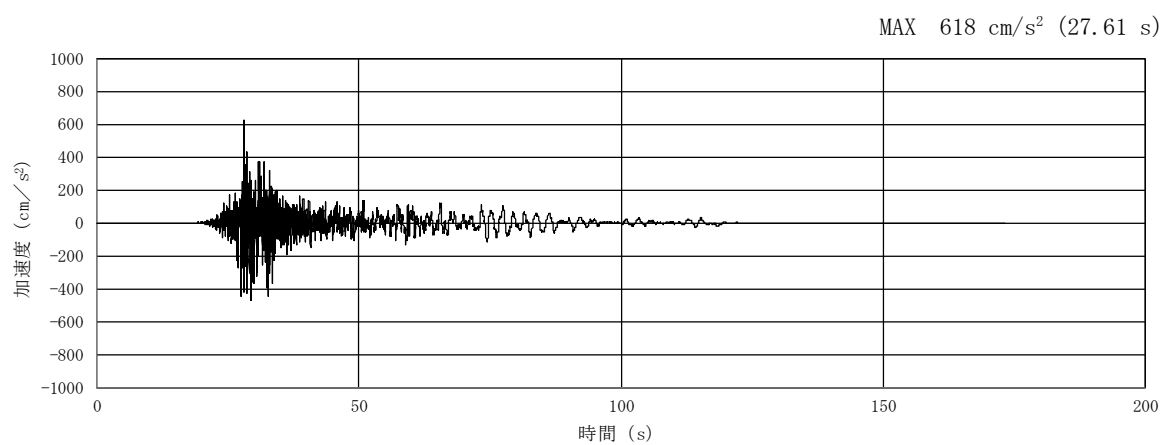


(a) 加速度時刻歴波形

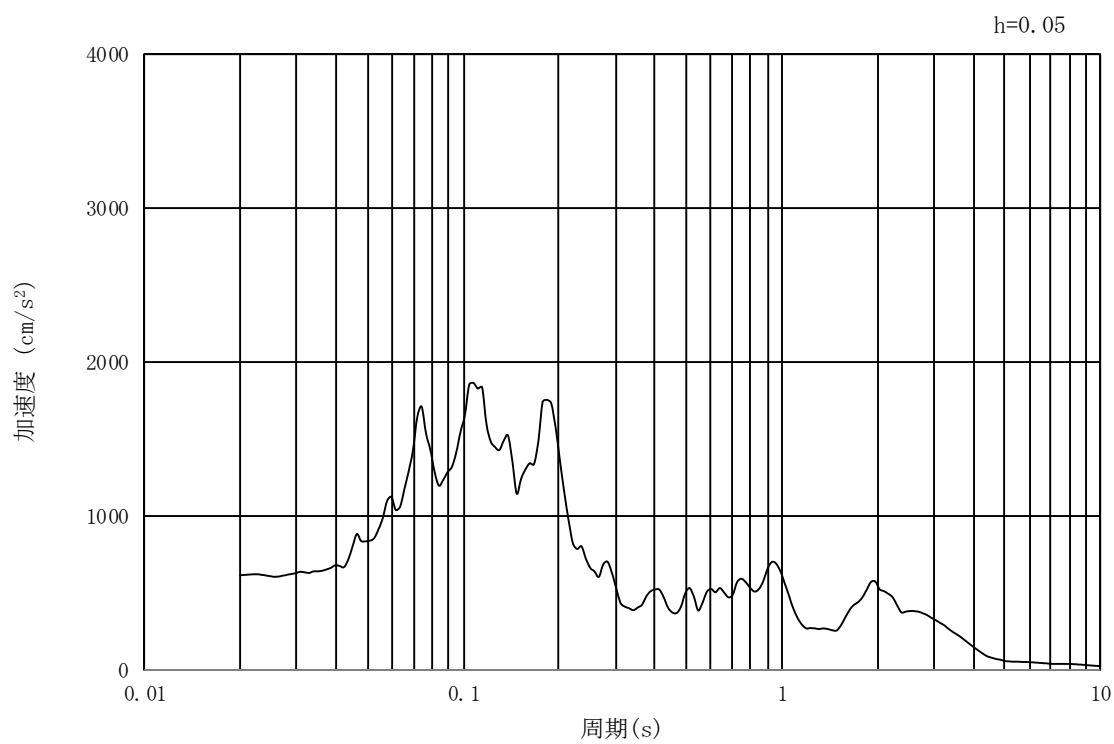


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面，鉛直成分： $S_s - 1.1$)

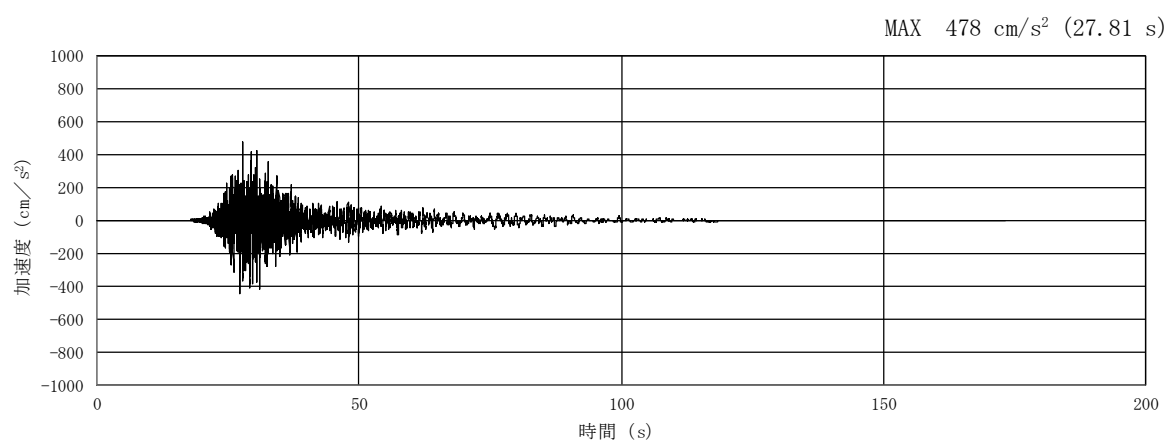


(a) 加速度時刻歴波形

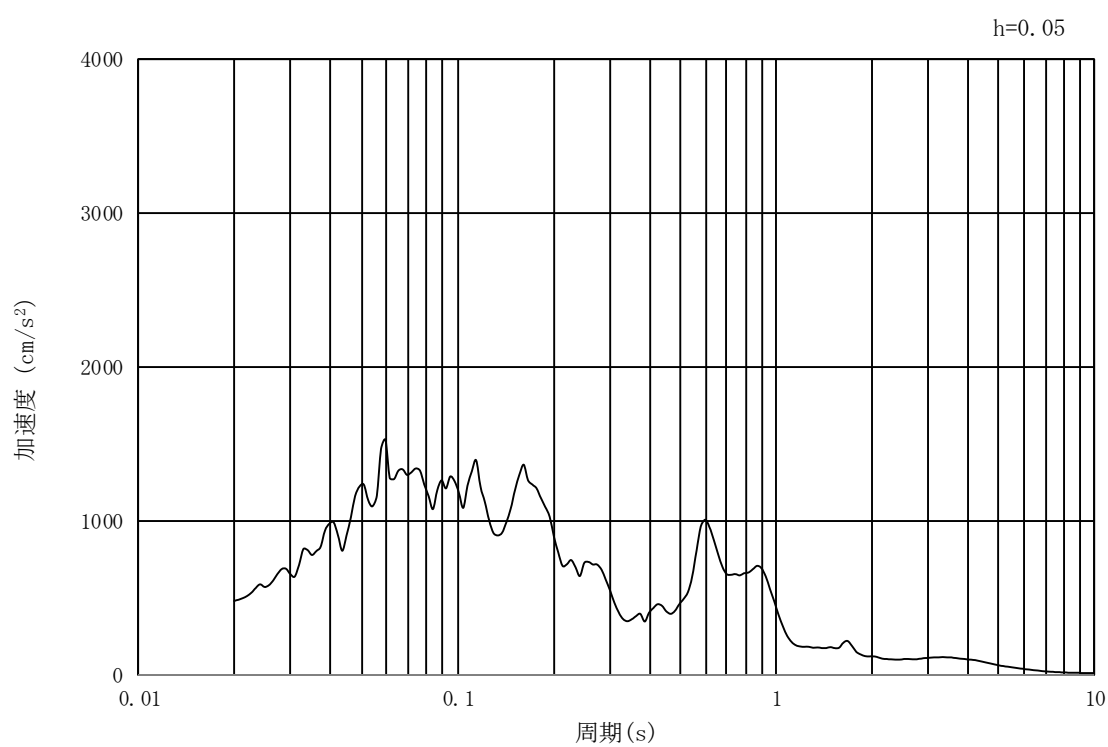


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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-12)

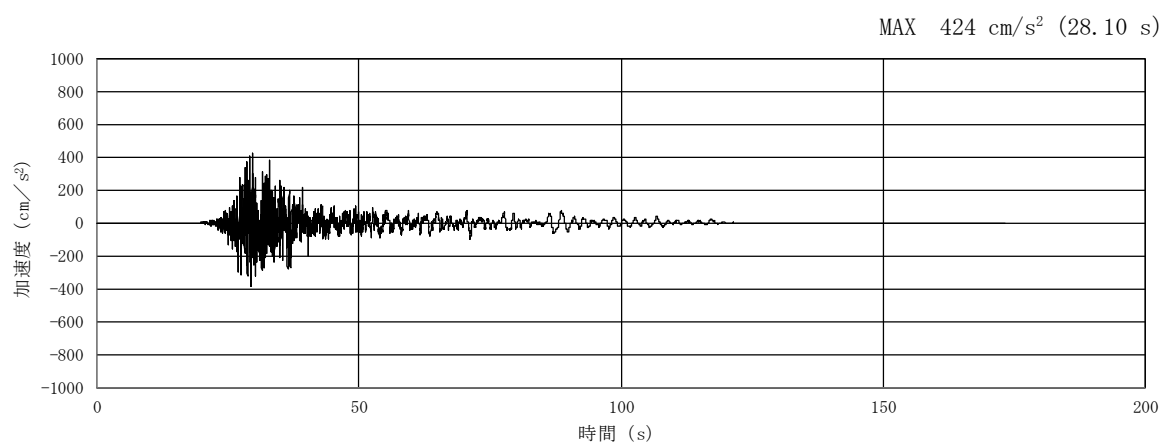


(a) 加速度時刻歴波形

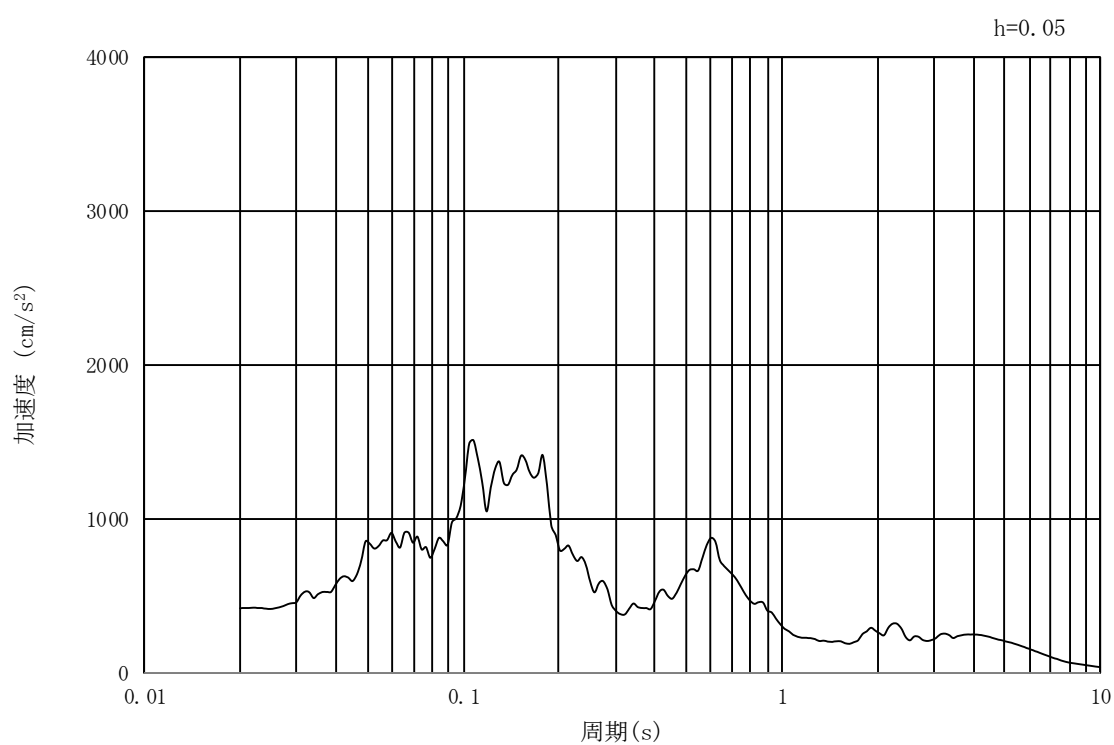


(b) 加速度応答スペクトル

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_s-1 2)

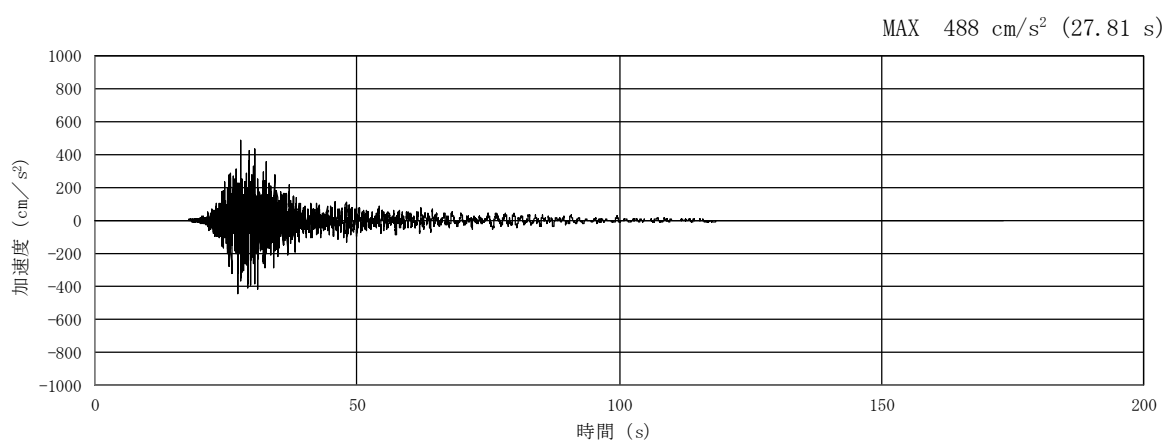


(a) 加速度時刻歴波形

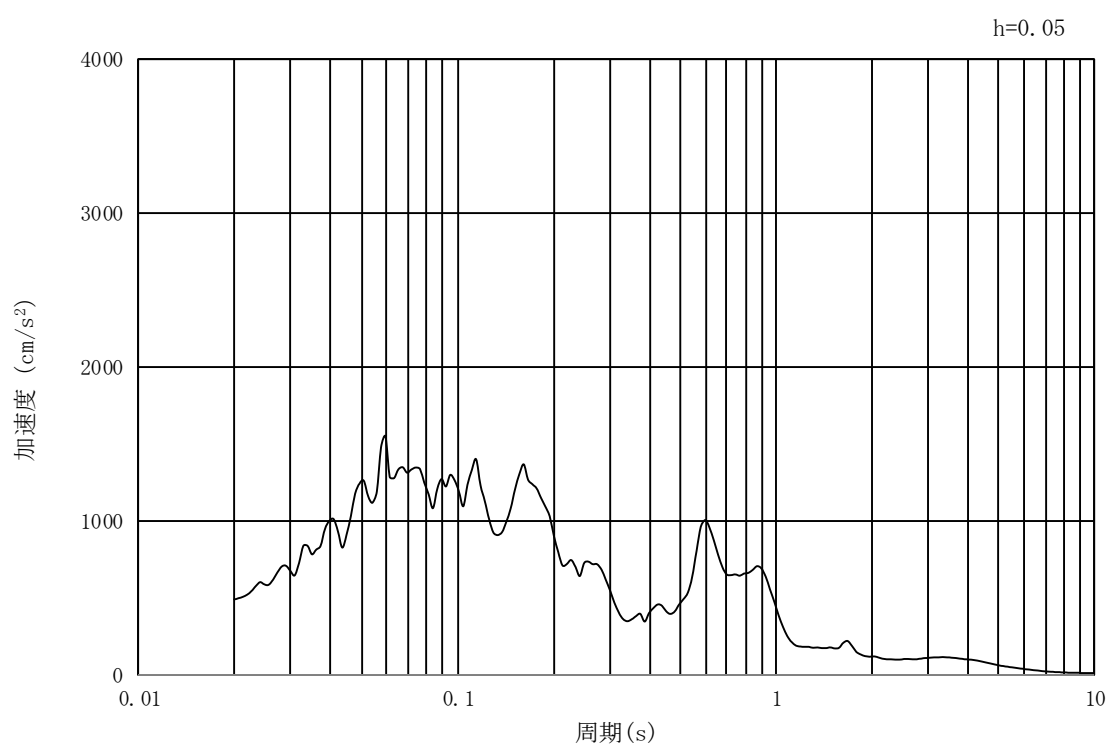


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

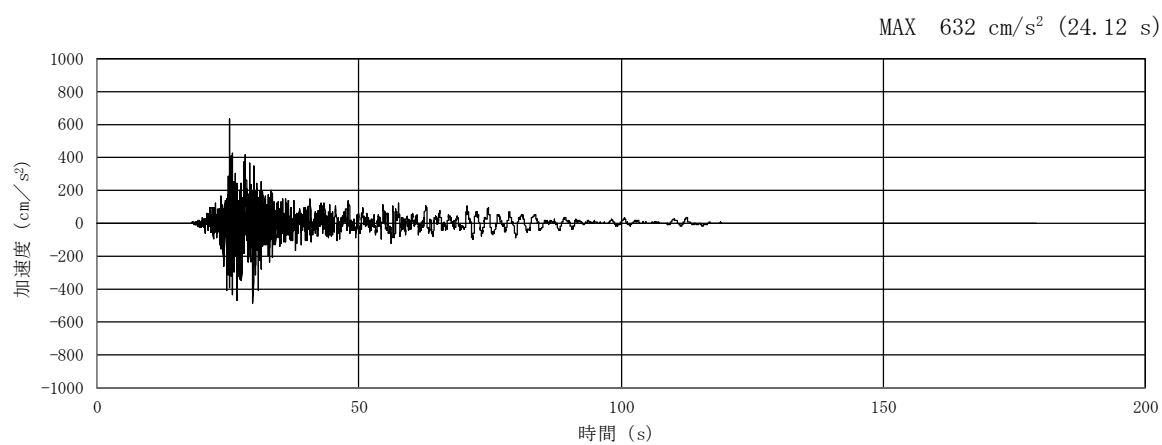


(a) 加速度時刻歴波形

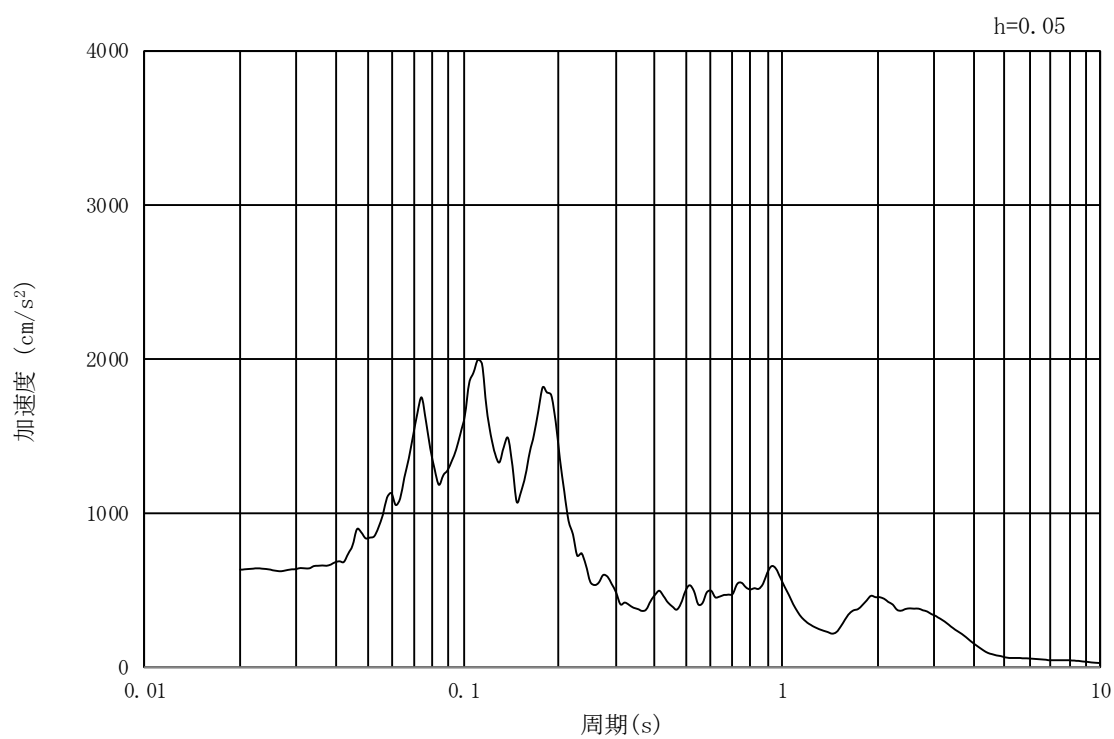


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 鉛直成分: $S_s - 1.2$)

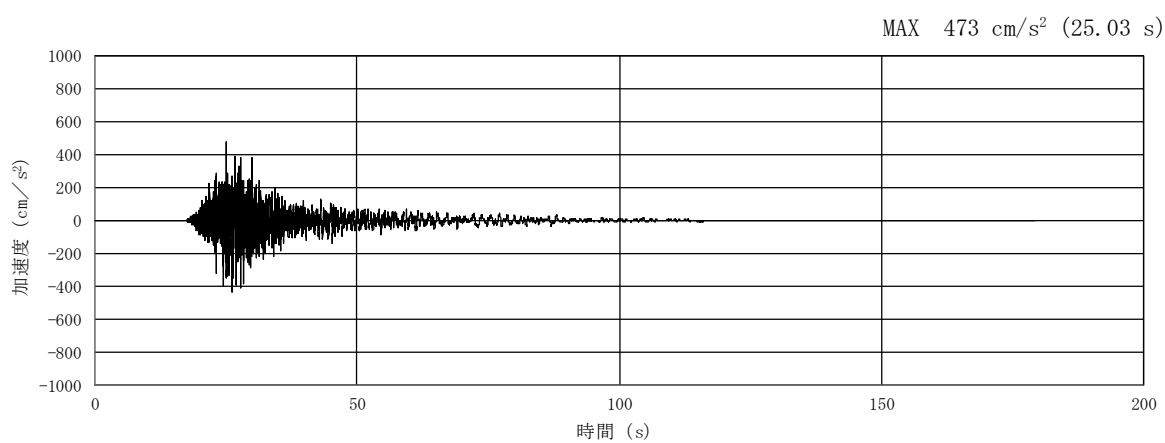


(a) 加速度時刻歴波形

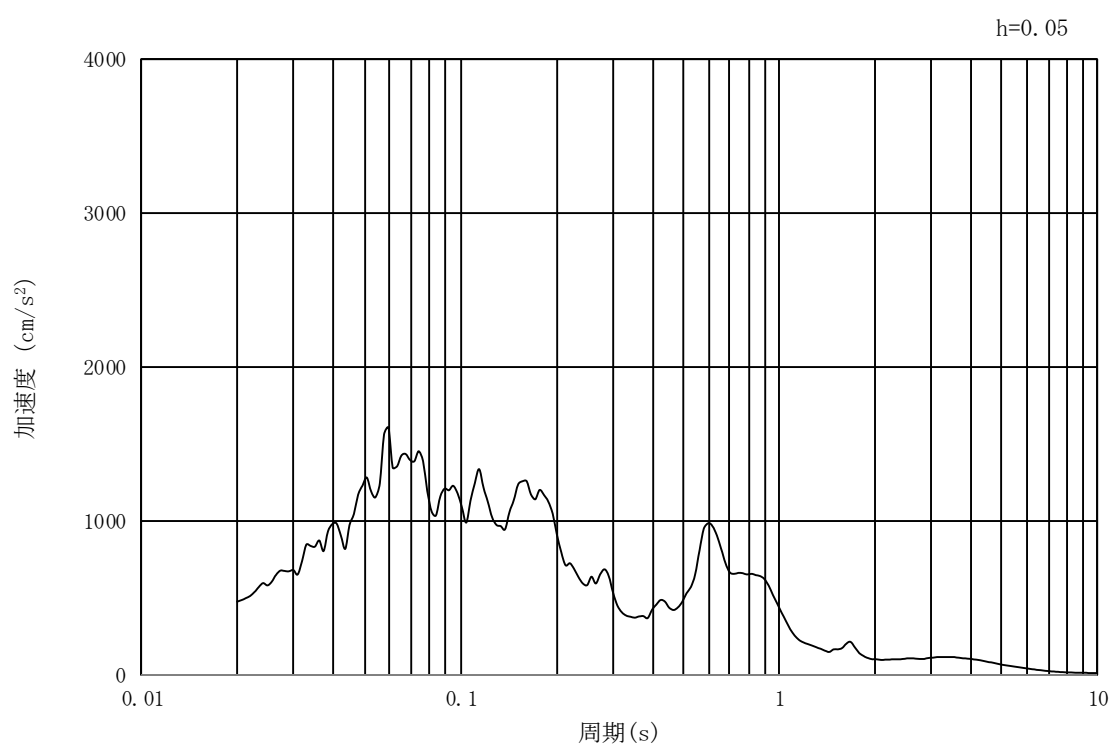


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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断面及び水平成分: $S_s - 1.3$)

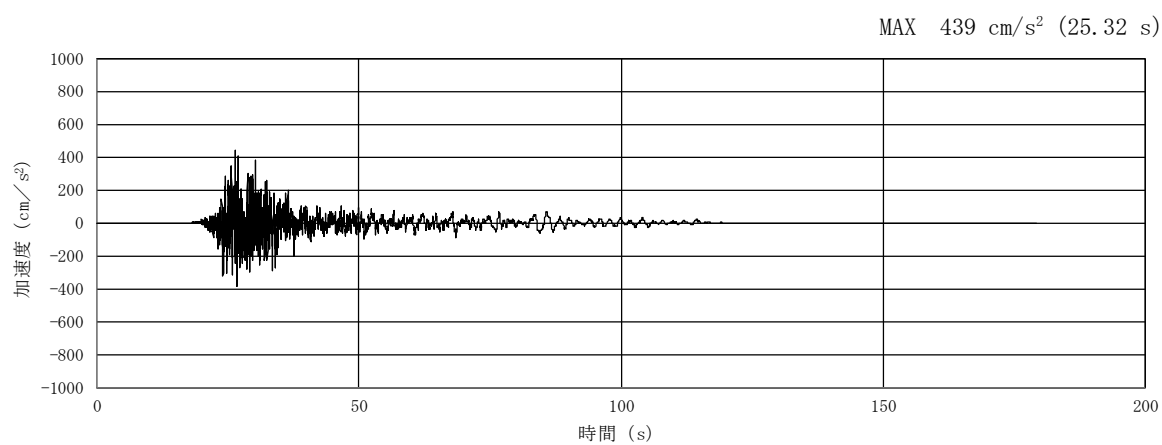


(a) 加速度時刻歴波形

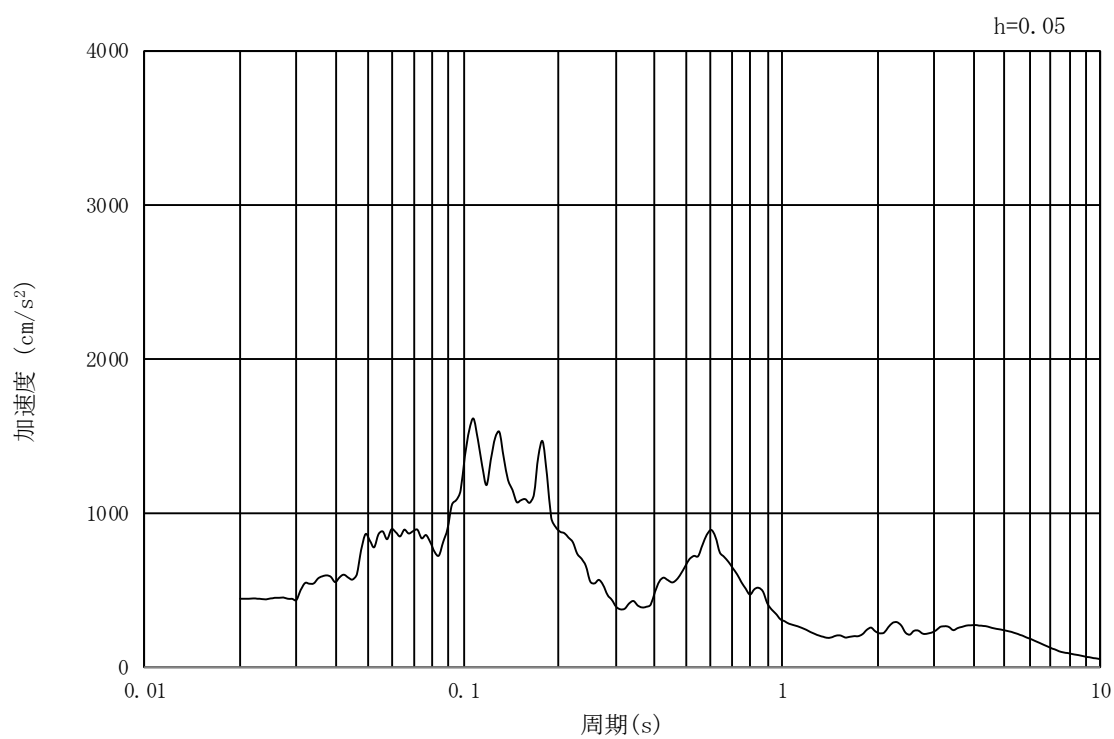


(b) 加速度応答スペクトル

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_s-13)

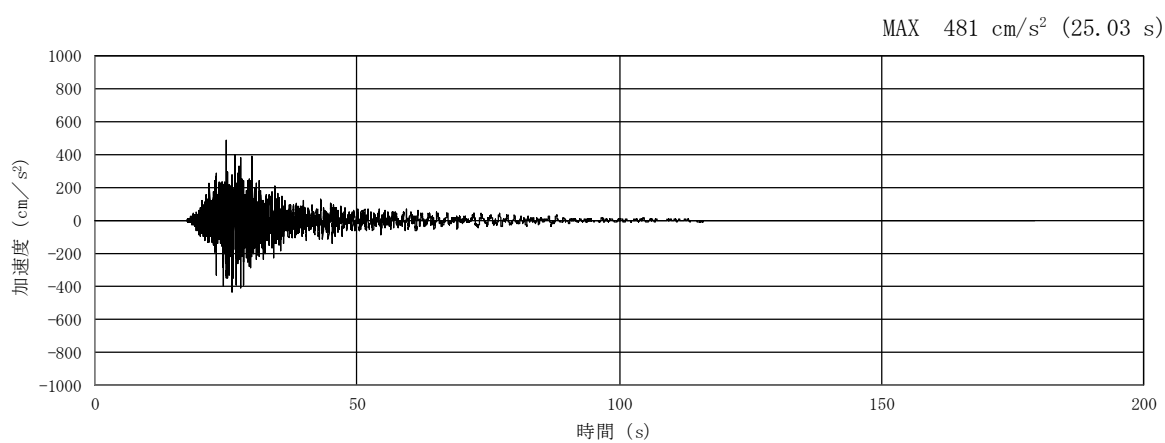


(a) 加速度時刻歴波形

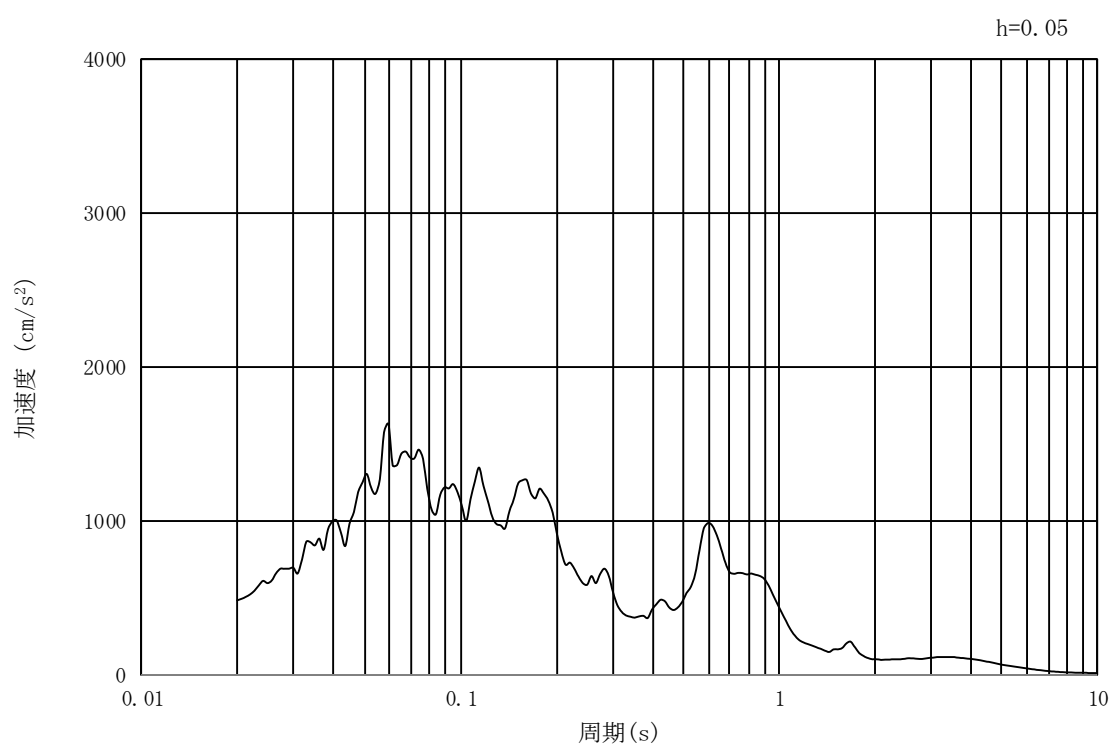


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - 1.3$)

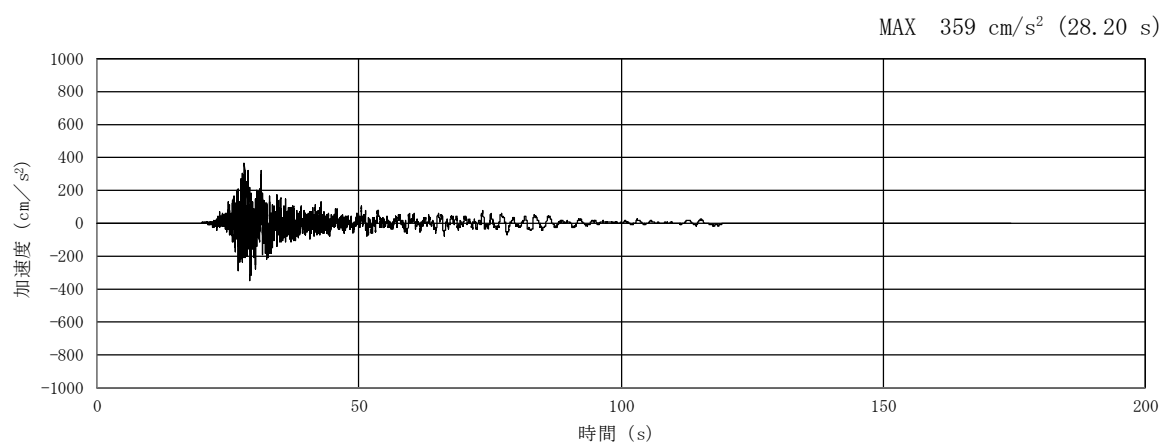


(a) 加速度時刻歴波形

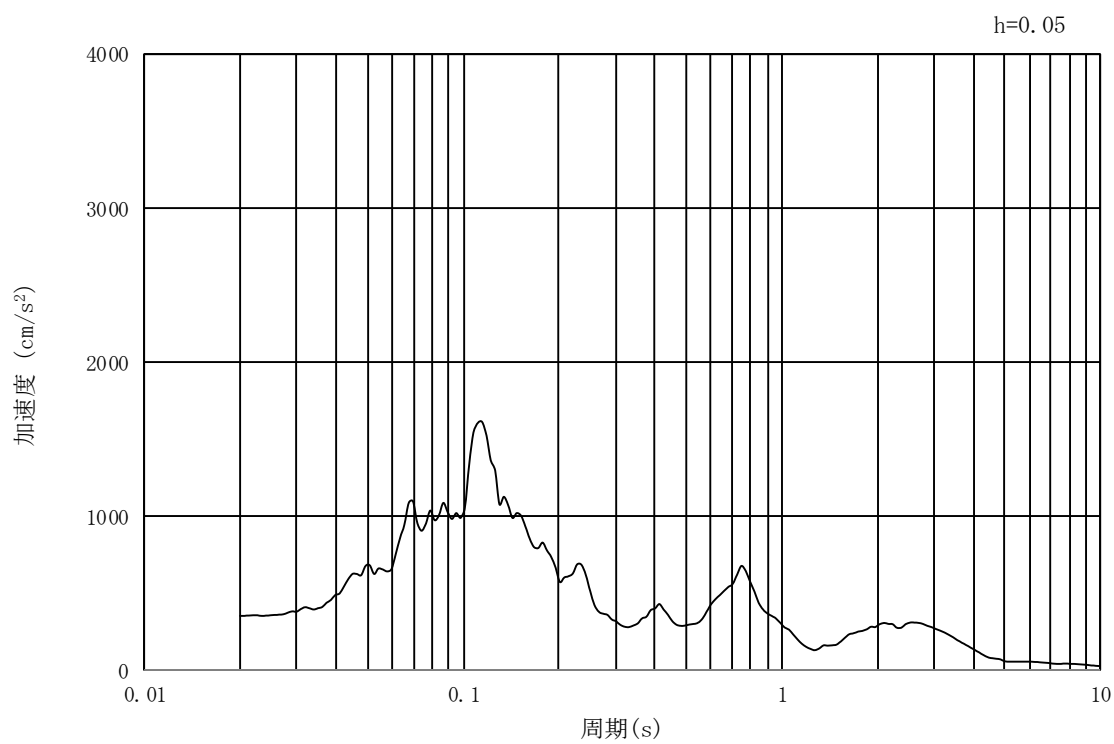


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 鉛直成分: $S_s - 1.3$)

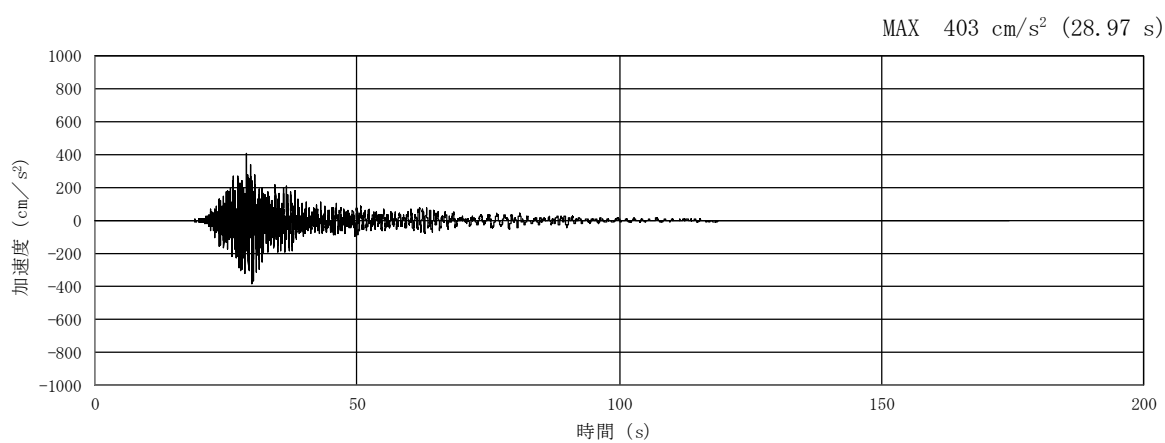


(a) 加速度時刻歴波形

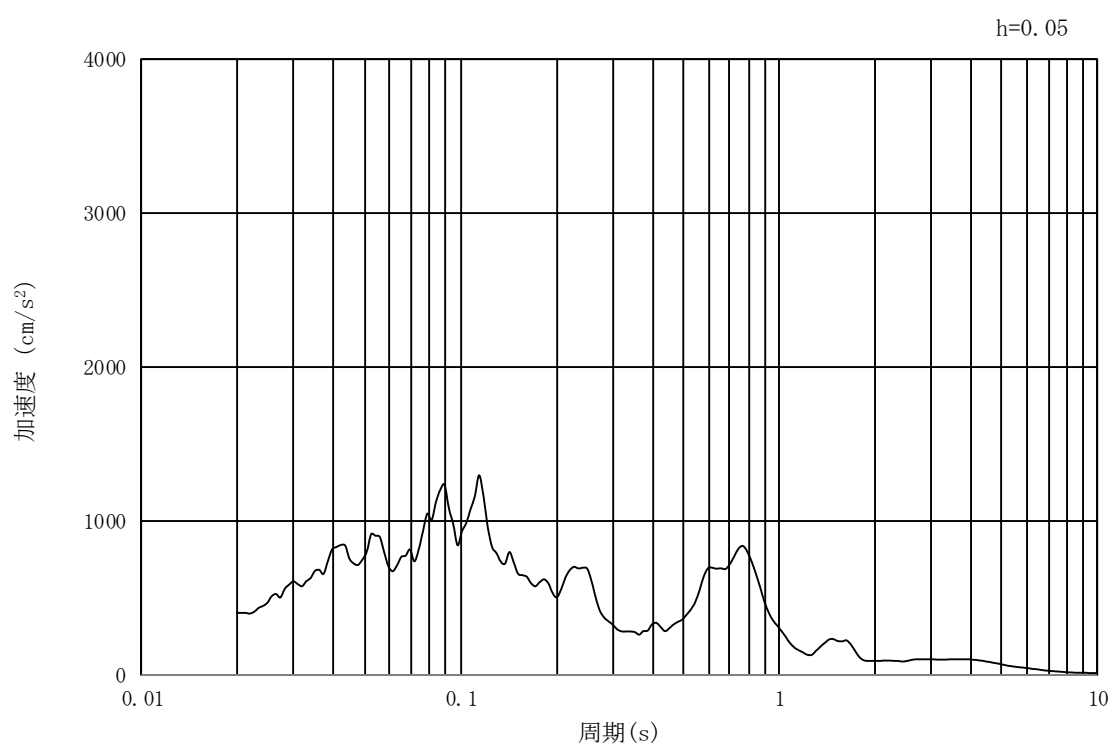


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 1.4$)

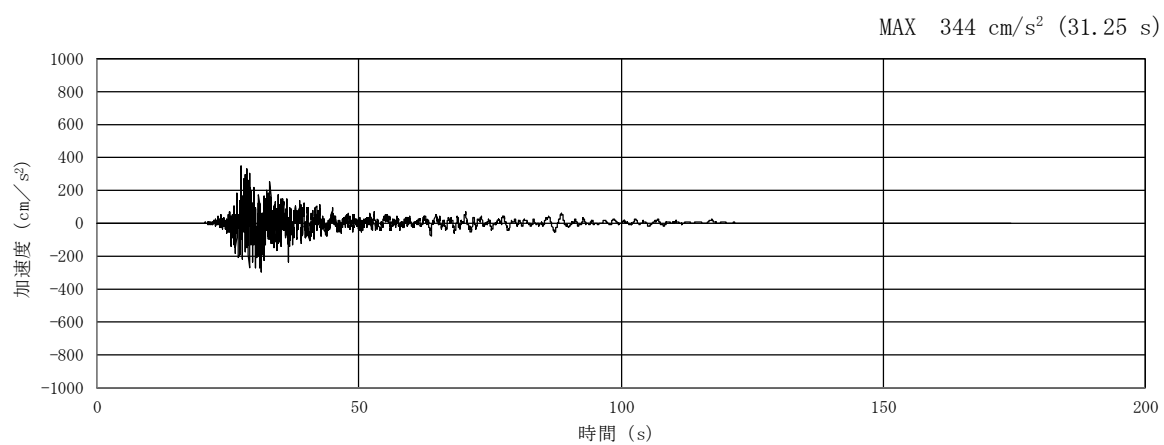


(a) 加速度時刻歴波形

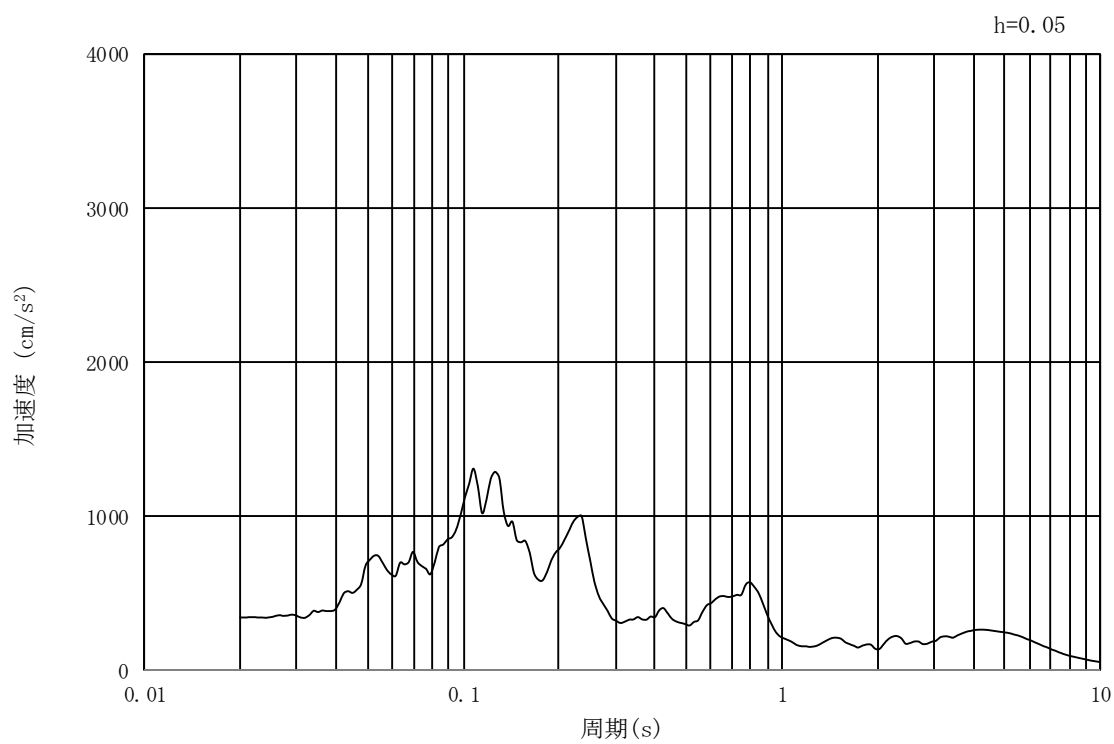


(b) 加速度応答スペクトル

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-14)

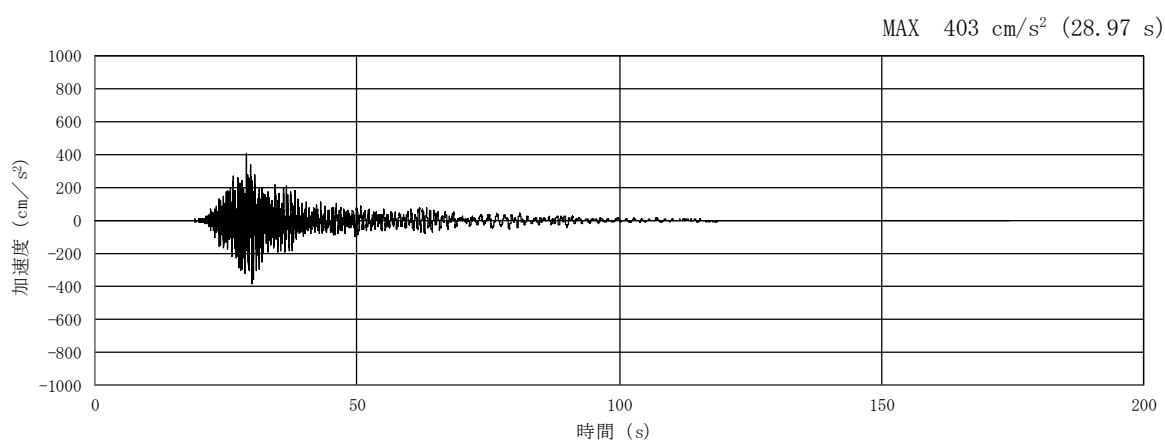


(a) 加速度時刻歴波形

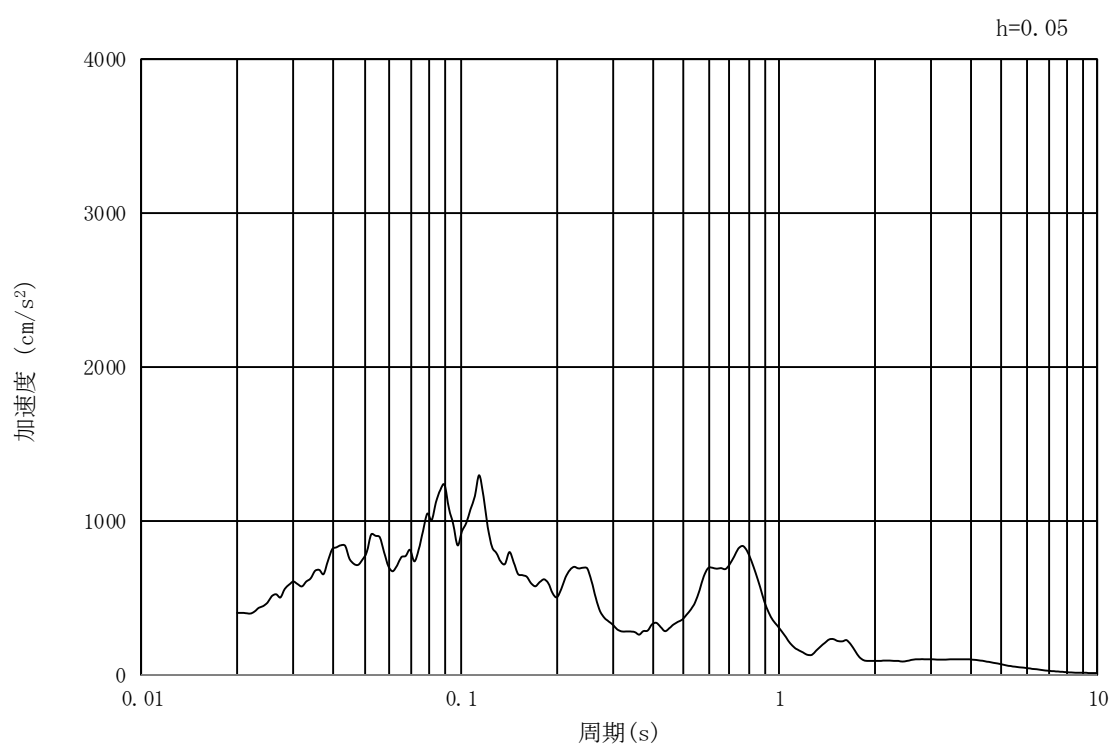


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

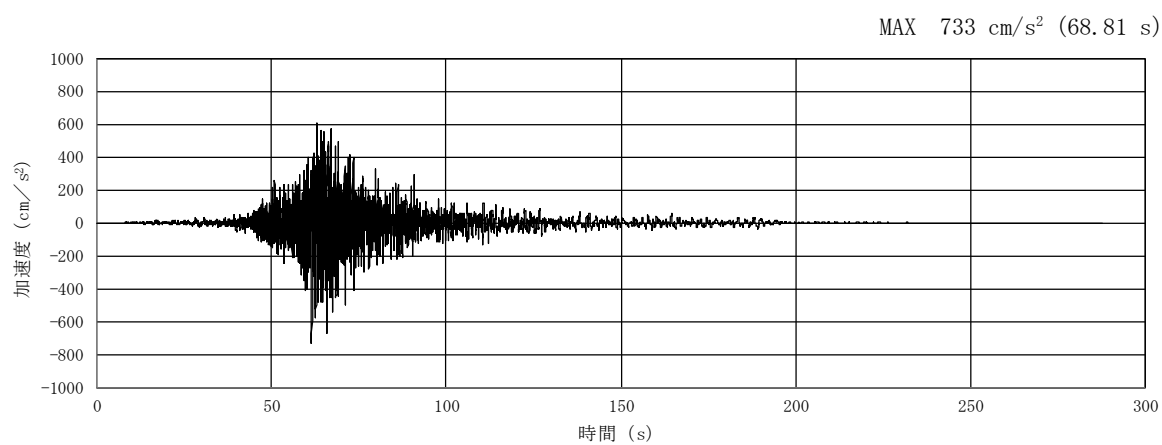


(a) 加速度時刻歴波形

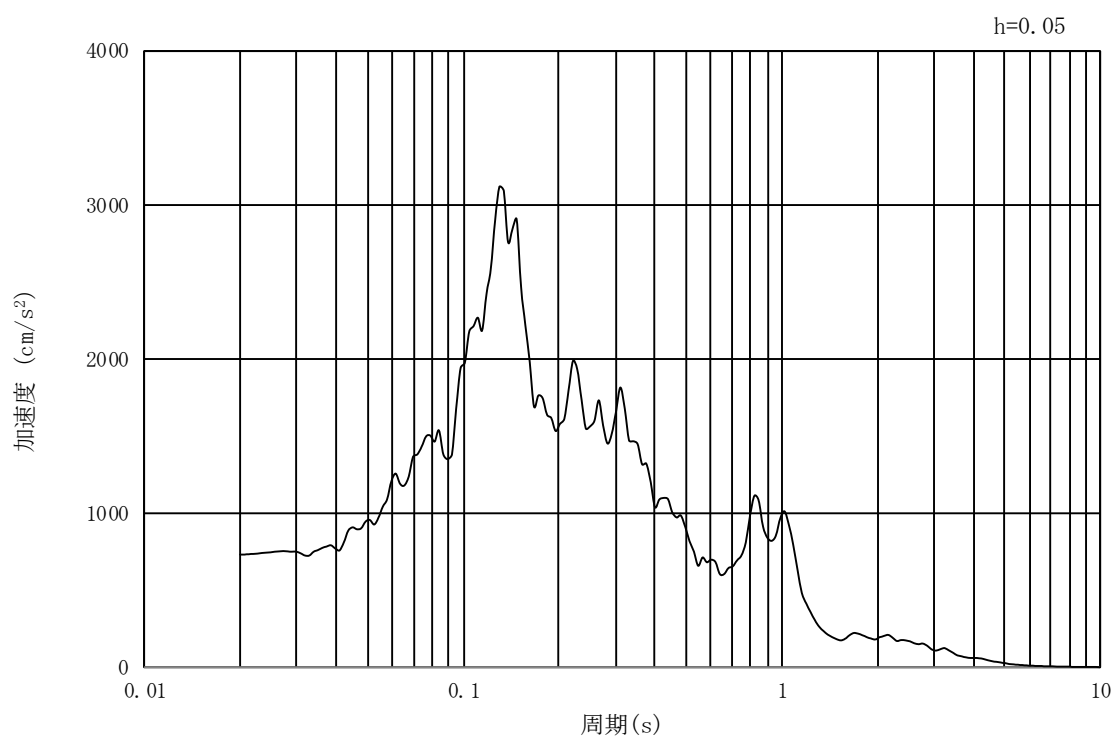


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

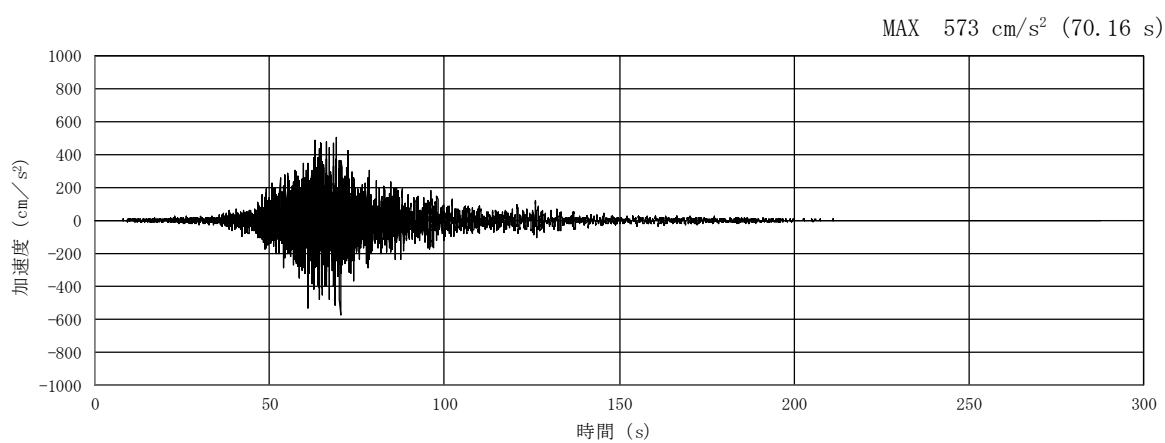


(a) 加速度時刻歴波形

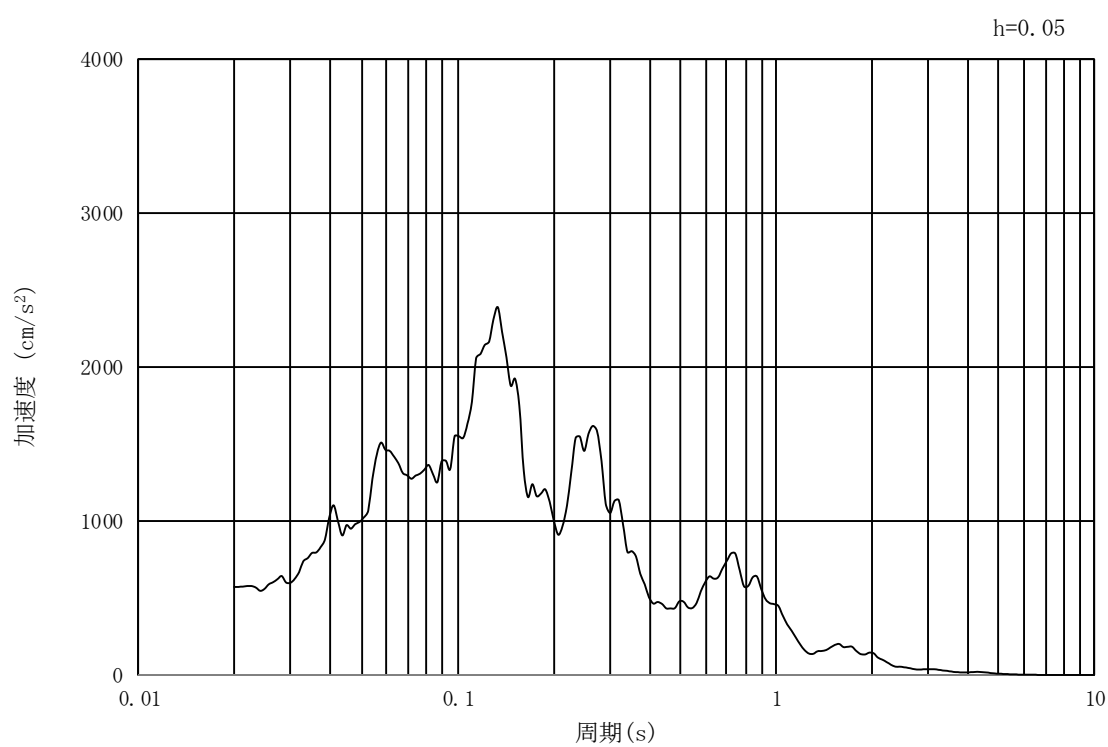


(b) 加速度応答スペクトル

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: $S_s - 2.1$)

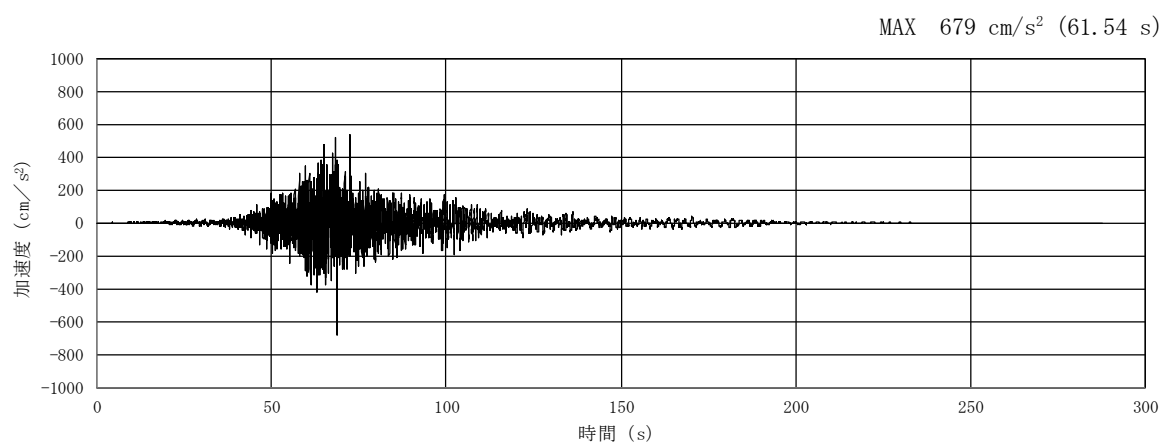


(a) 加速度時刻歴波形

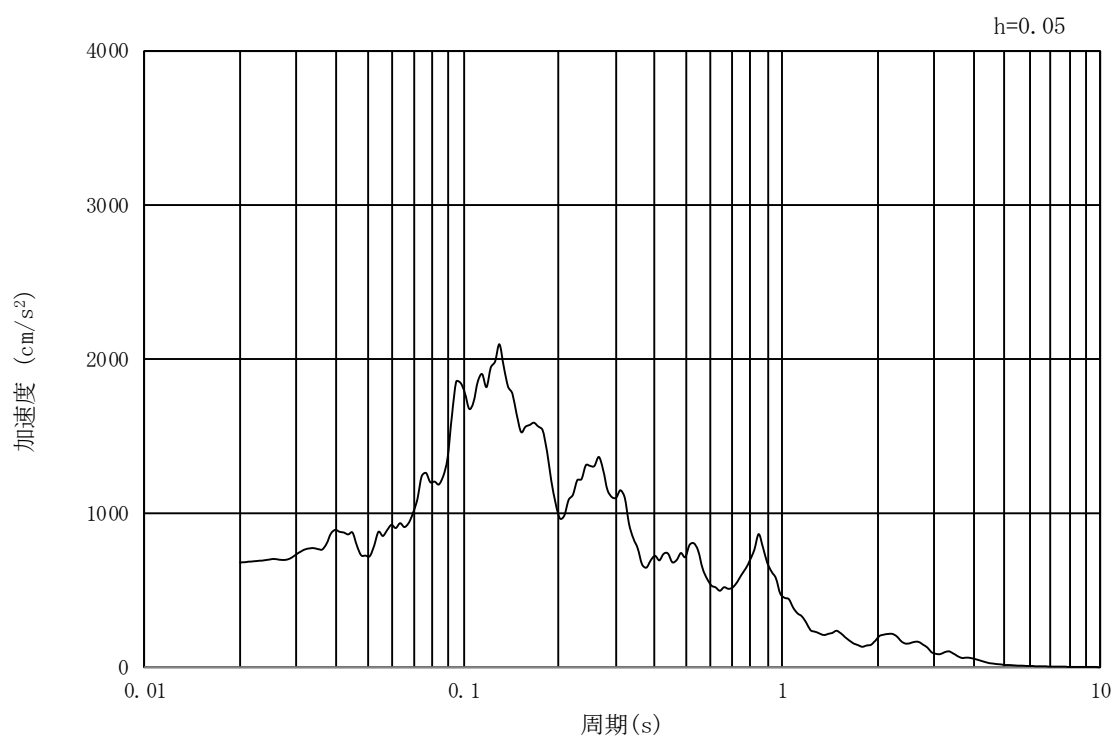


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-21 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)

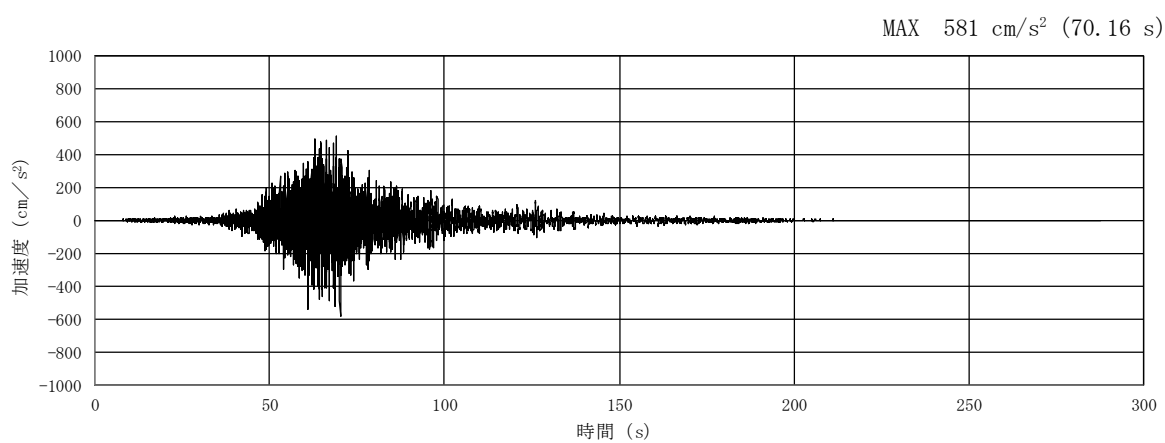


(a) 加速度時刻歴波形

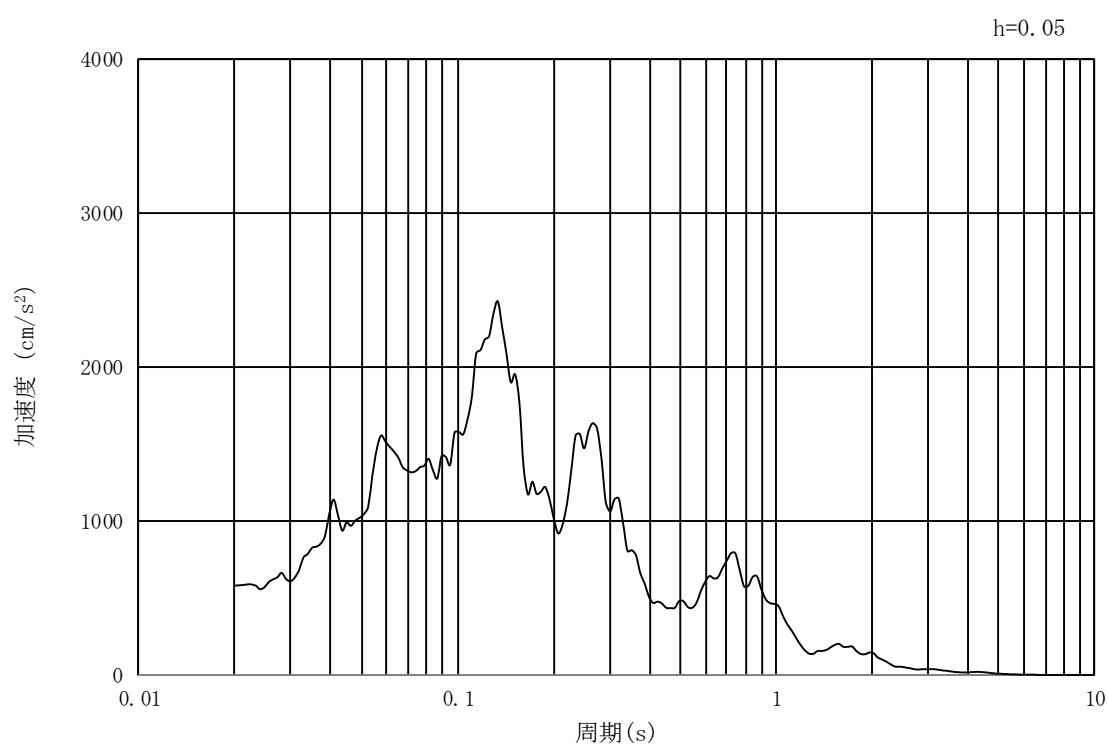


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - 21$)

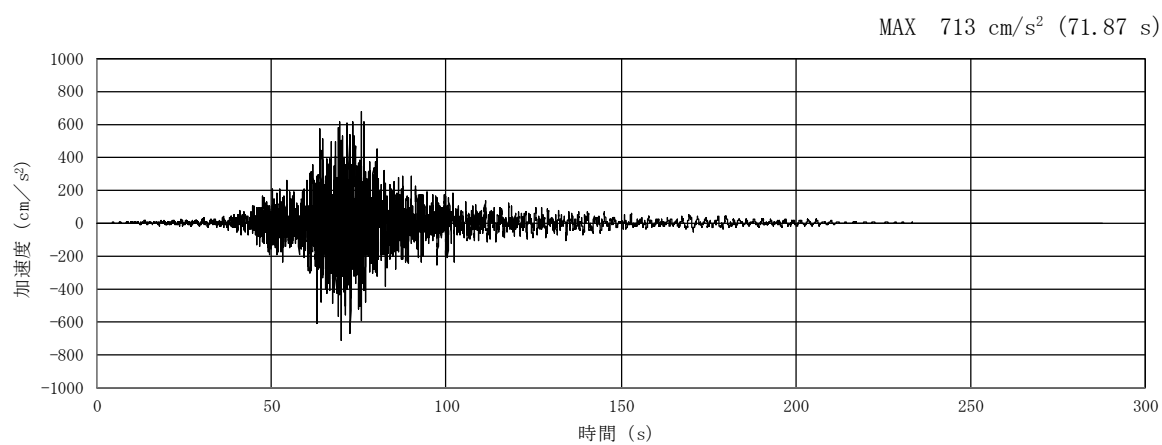


(a) 加速度時刻歴波形

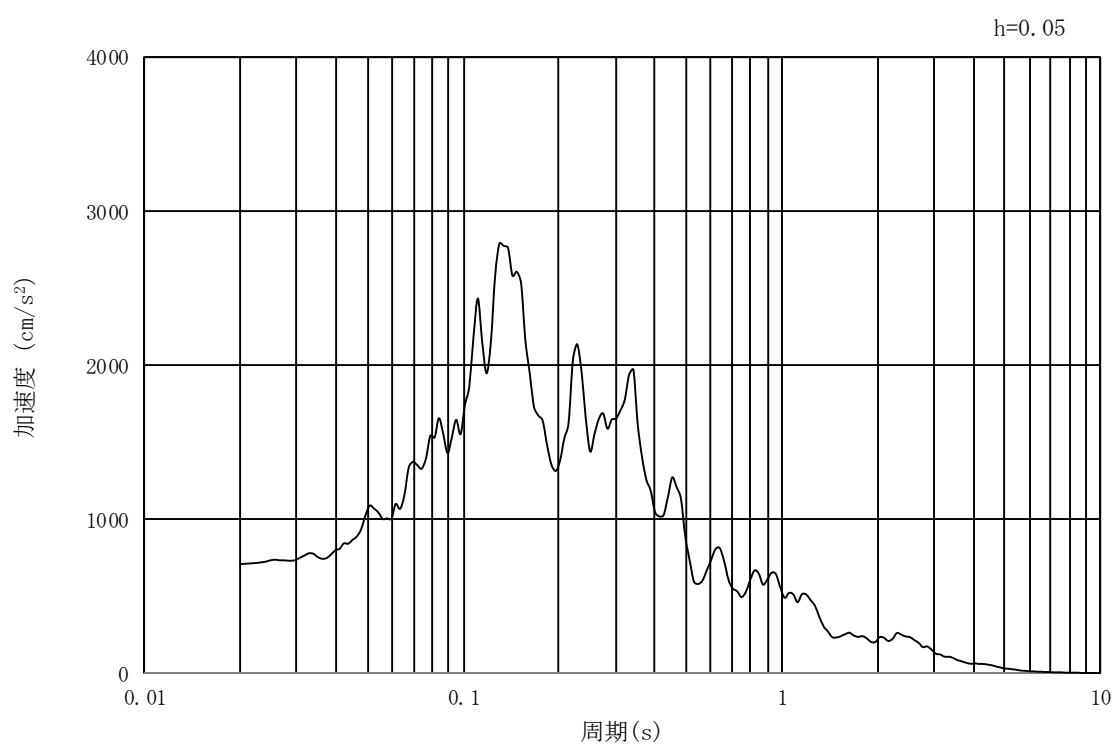


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 鉛直成分: S_s-21)

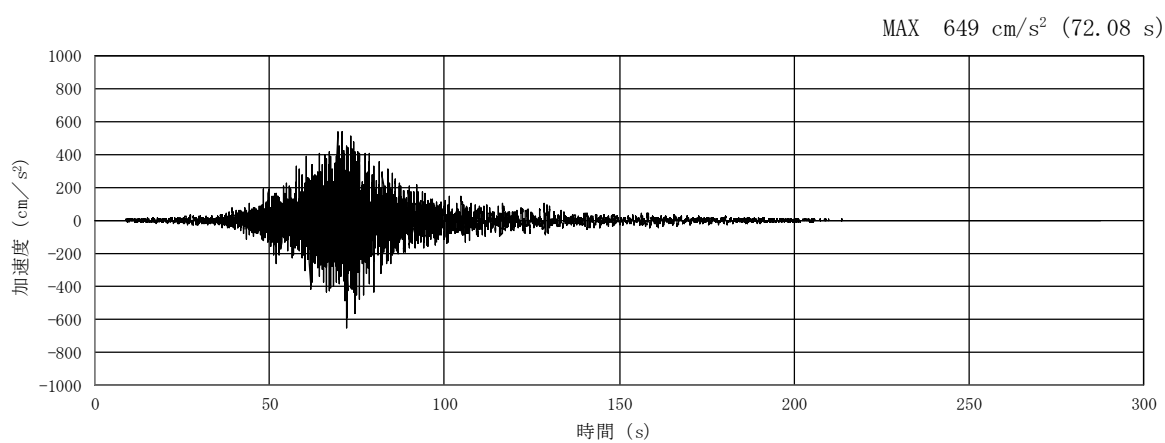


(a) 加速度時刻歴波形

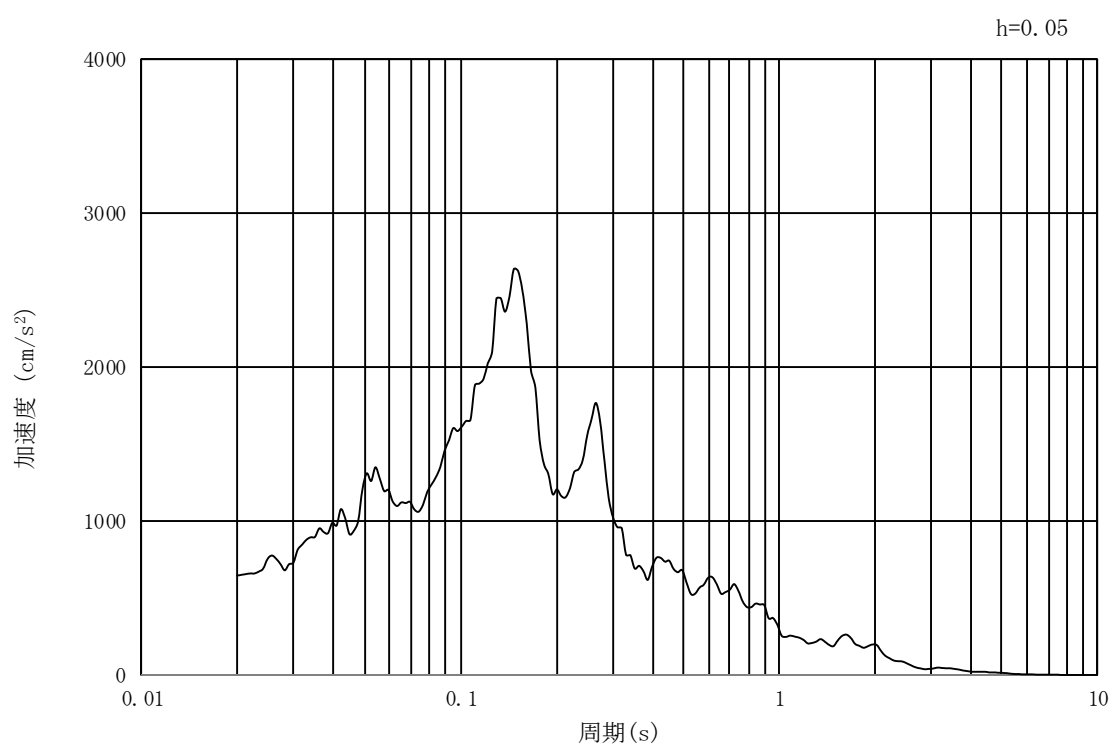


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 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: $S_s - 2.2$)

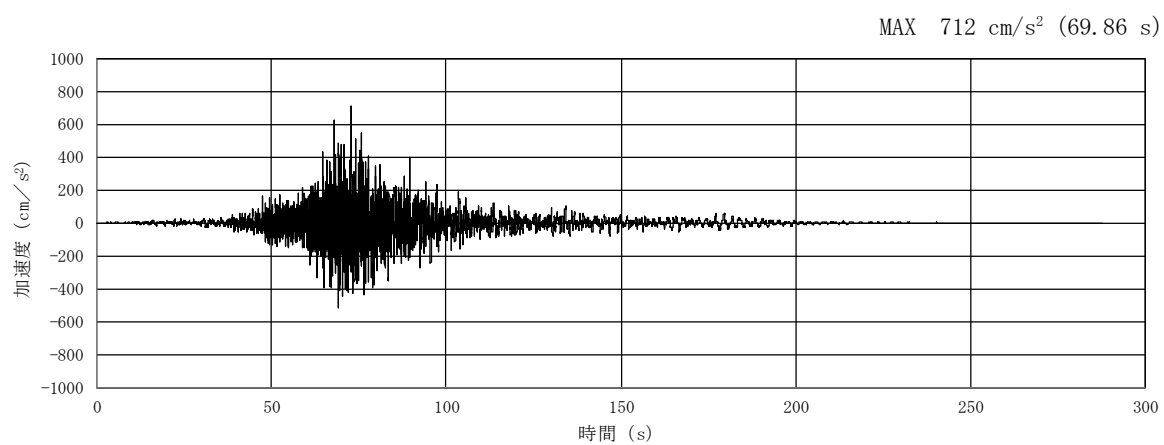


(a) 加速度時刻歴波形

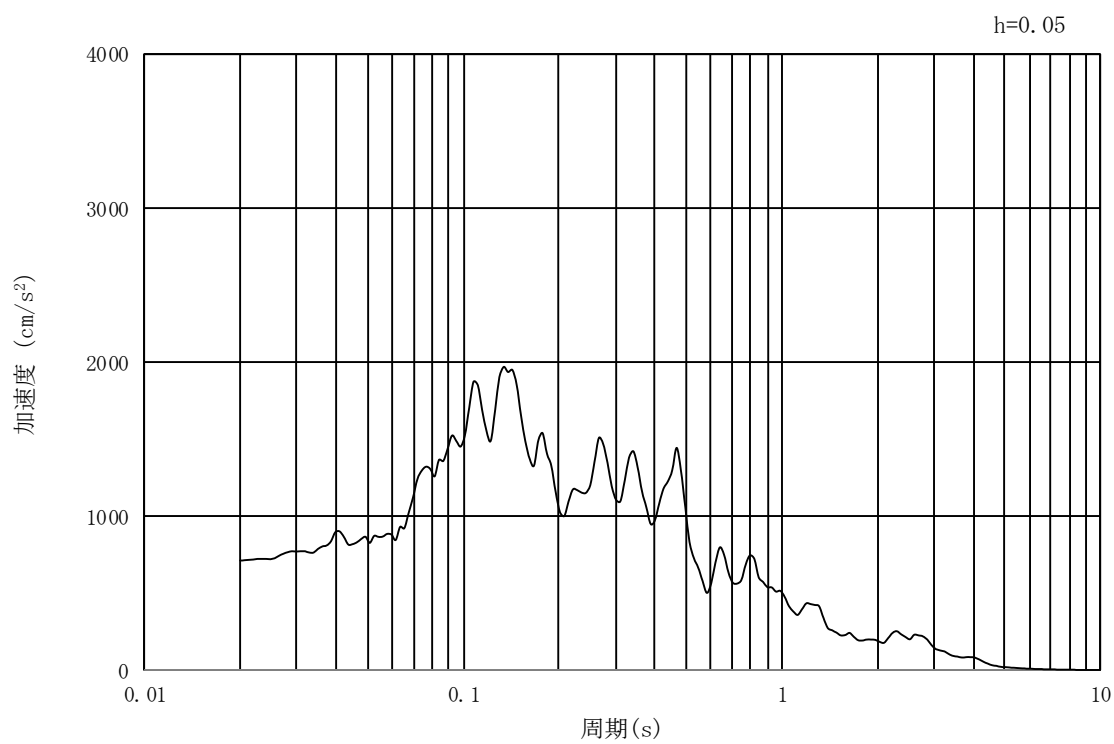


(b) 加速度応答スペクトル

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_s-22)

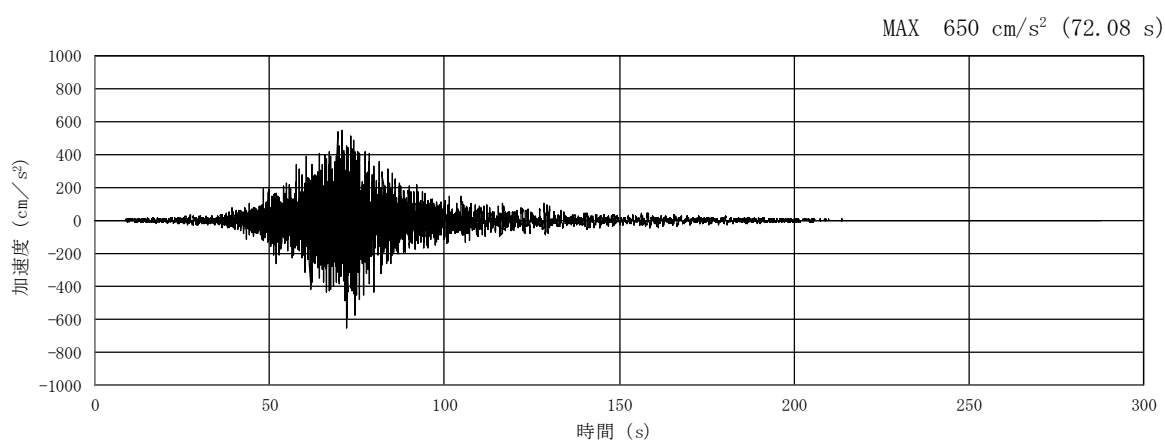


(a) 加速度時刻歴波形

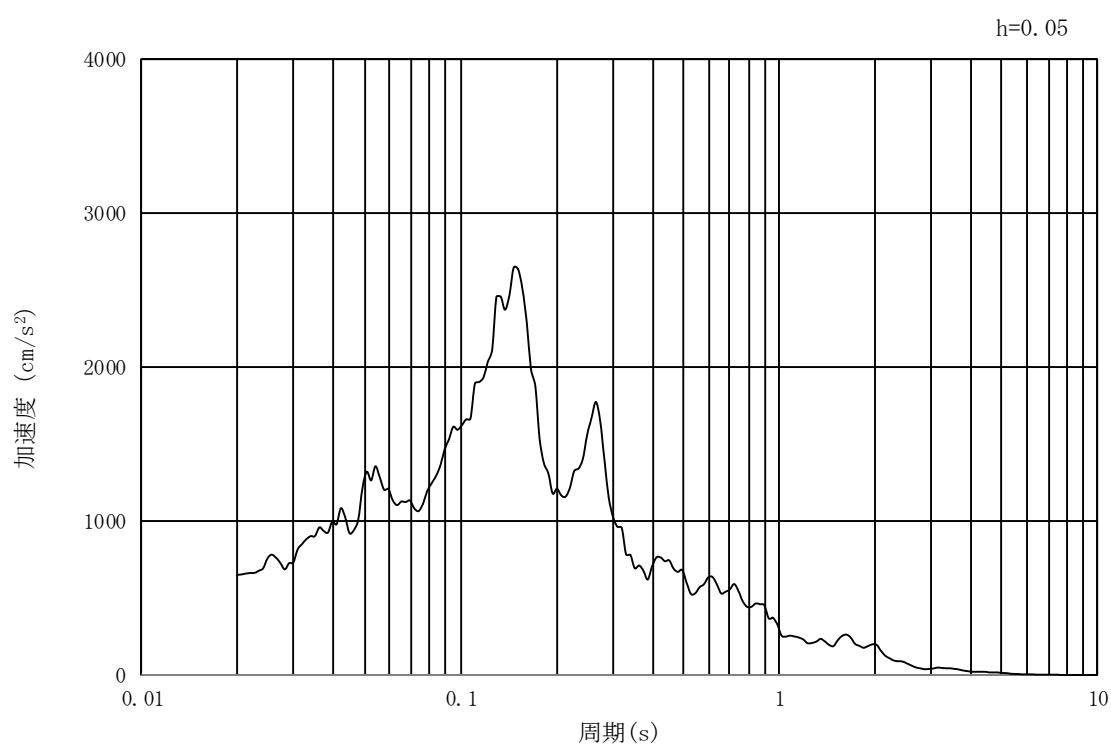


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 水平成分: $S_s - 2.2$)

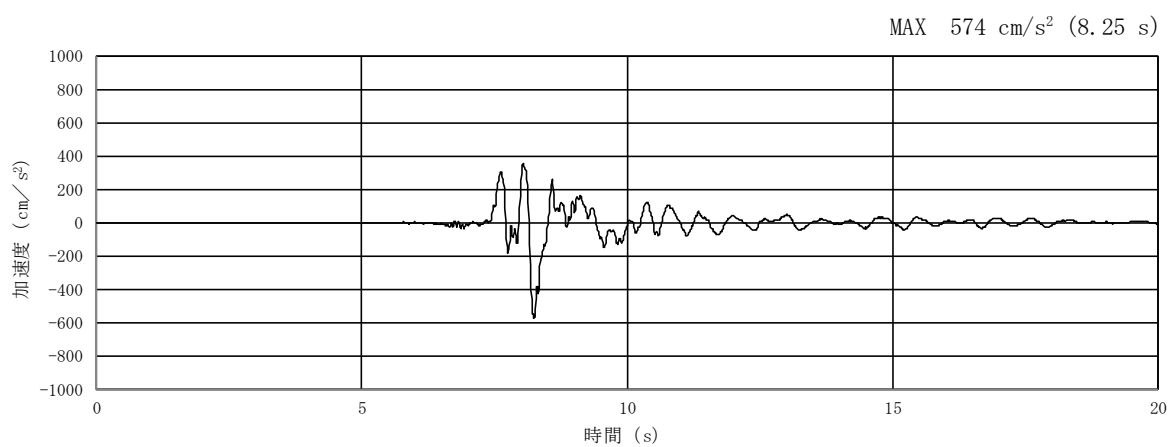


(a) 加速度時刻歴波形

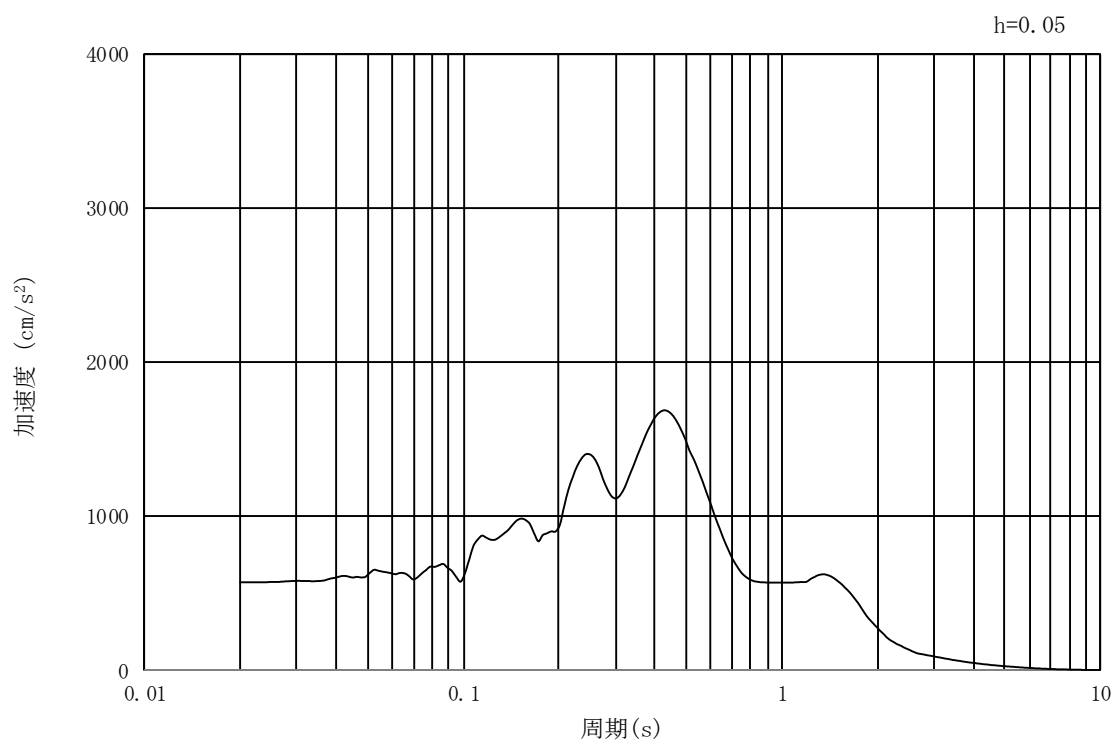


(b) 加速度応答スペクトル

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断面及び③-③断面, 鉛直成分: $S_s - 2.2$)

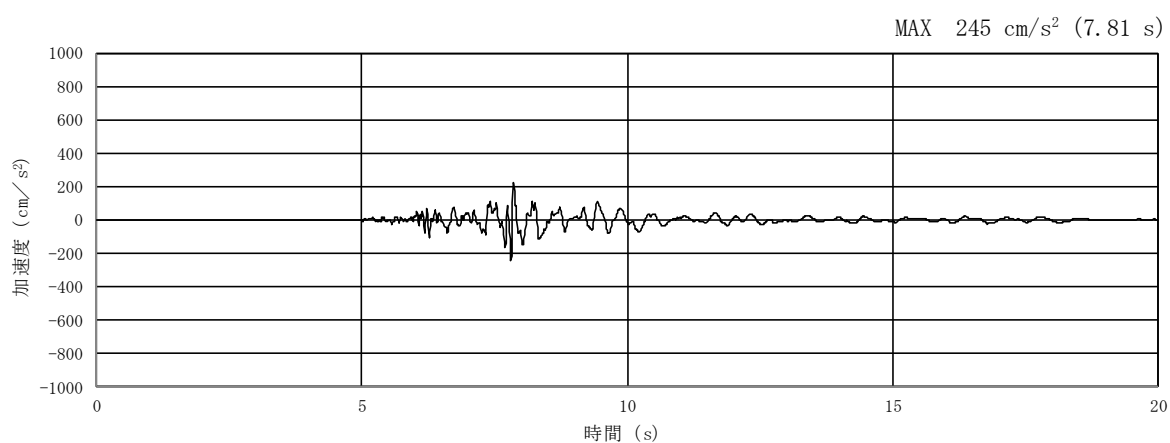


(a) 加速度時刻歴波形

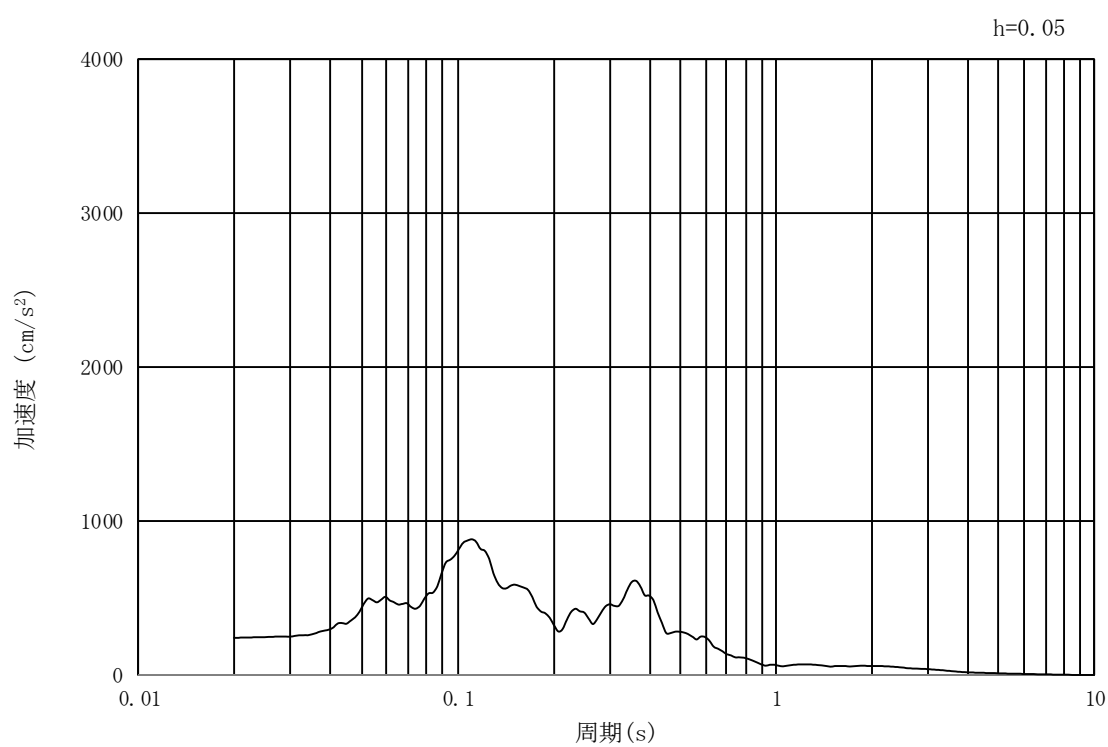


(b) 加速度応答スペクトル

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断面, ②-②断面及び③-③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断面, ②-②断面及び③-③断面, 鉛直成分: $S_s - 3.1$)

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、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、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。

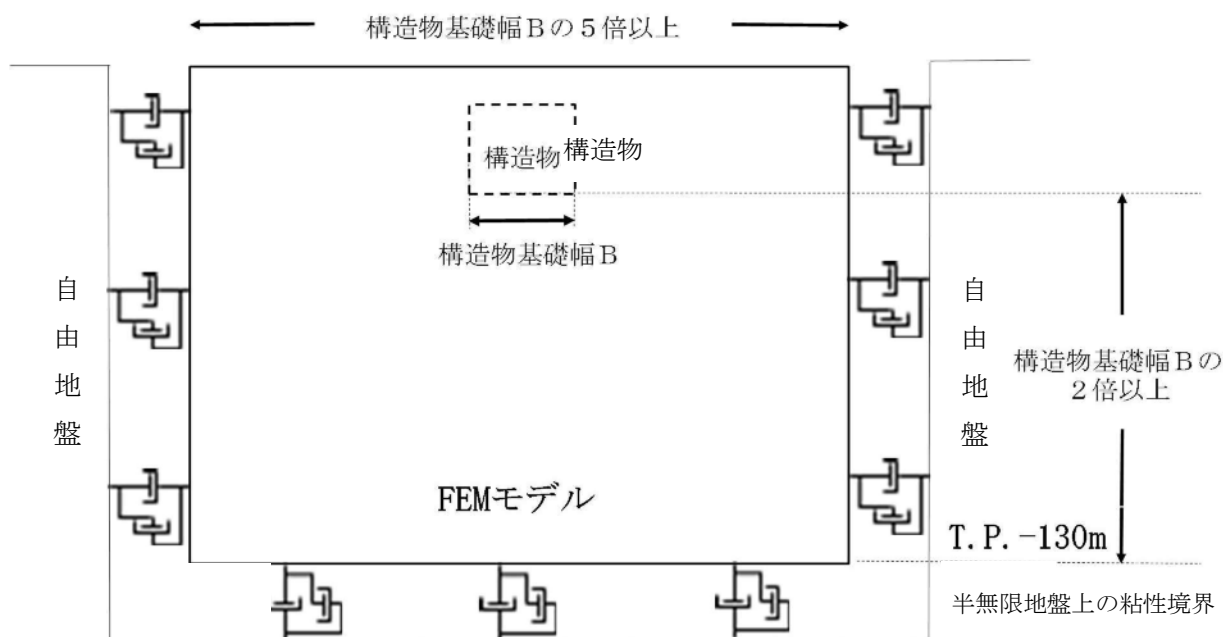


図 3.5-1 解析領域の考え方

(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。

鋼製防護壁の2次元有効応力解析モデルを図 3.5-5 に示す。

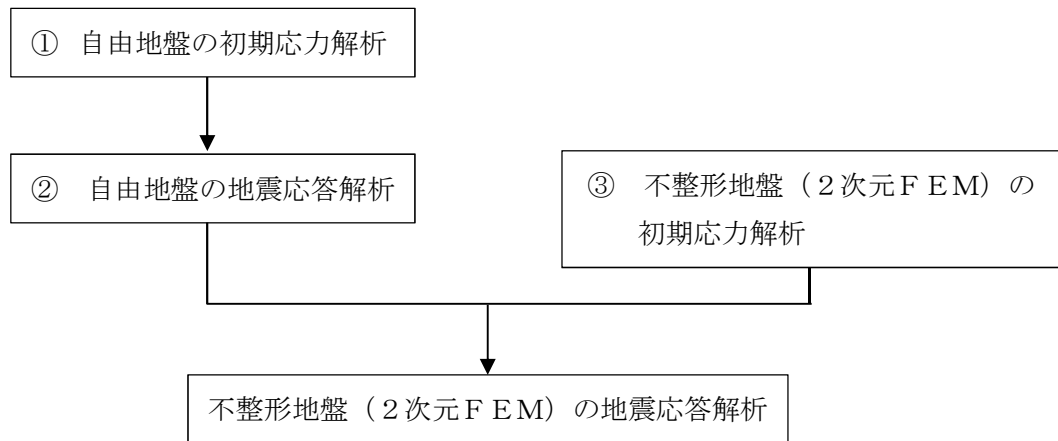


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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。

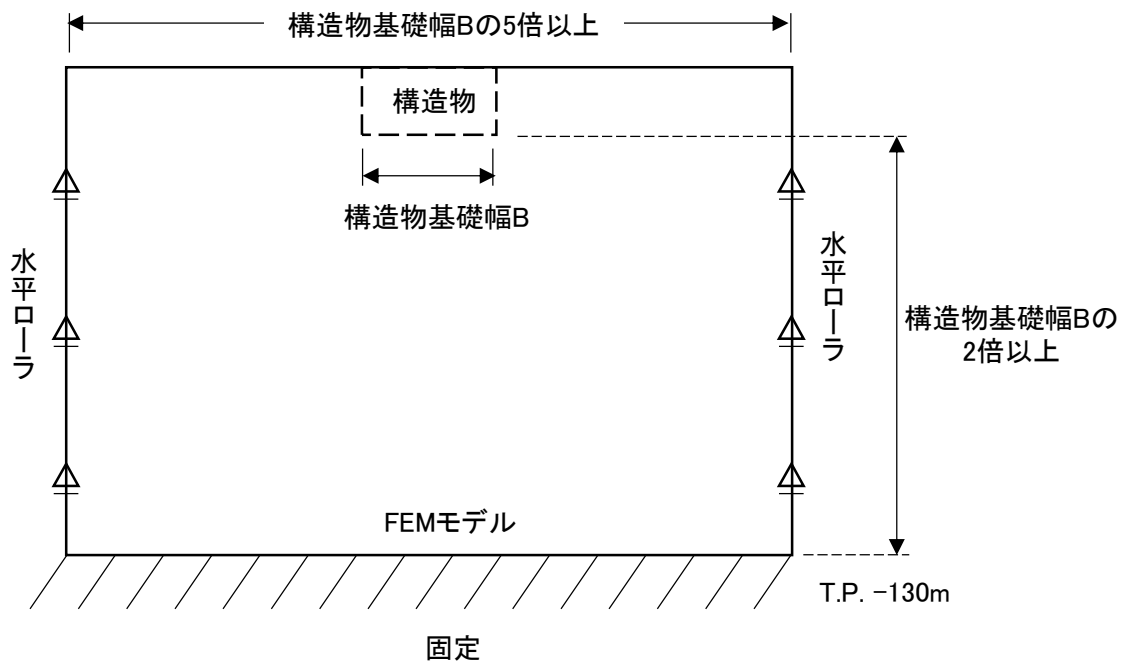


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

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。

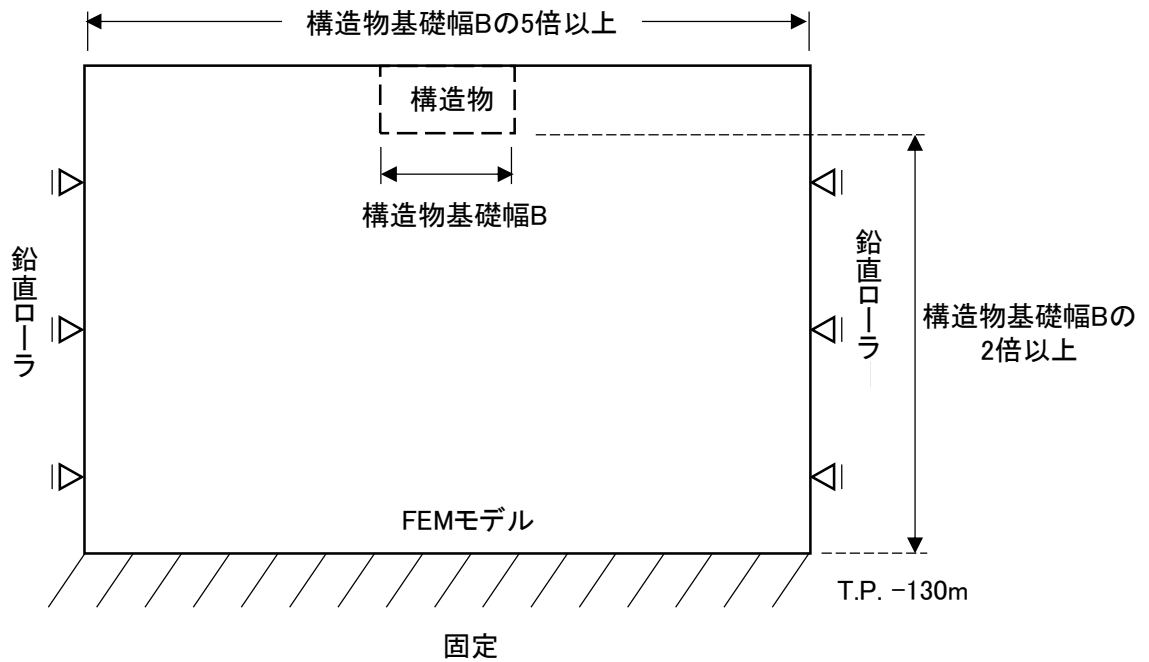


図 3.5-4 初期解析における境界条件の概念図

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。

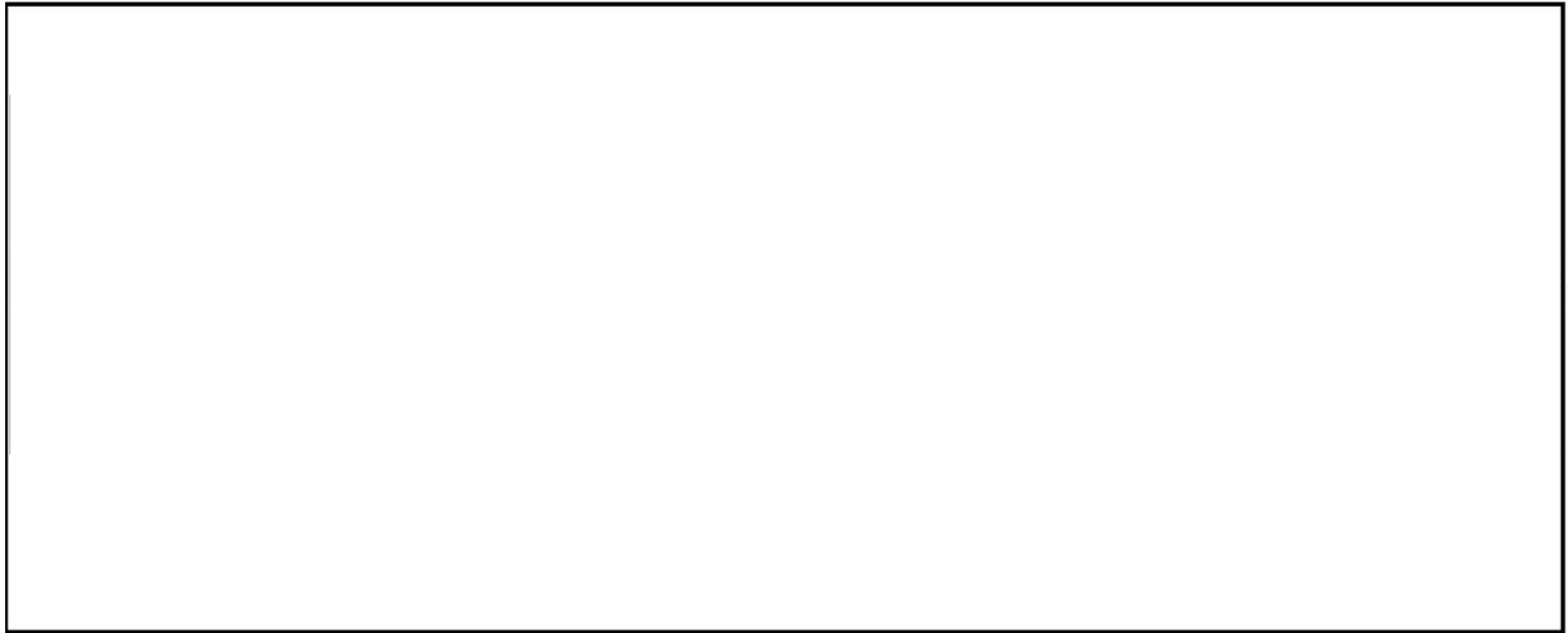


図 3.5-5 (1) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)



図 3.5-5 (2) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

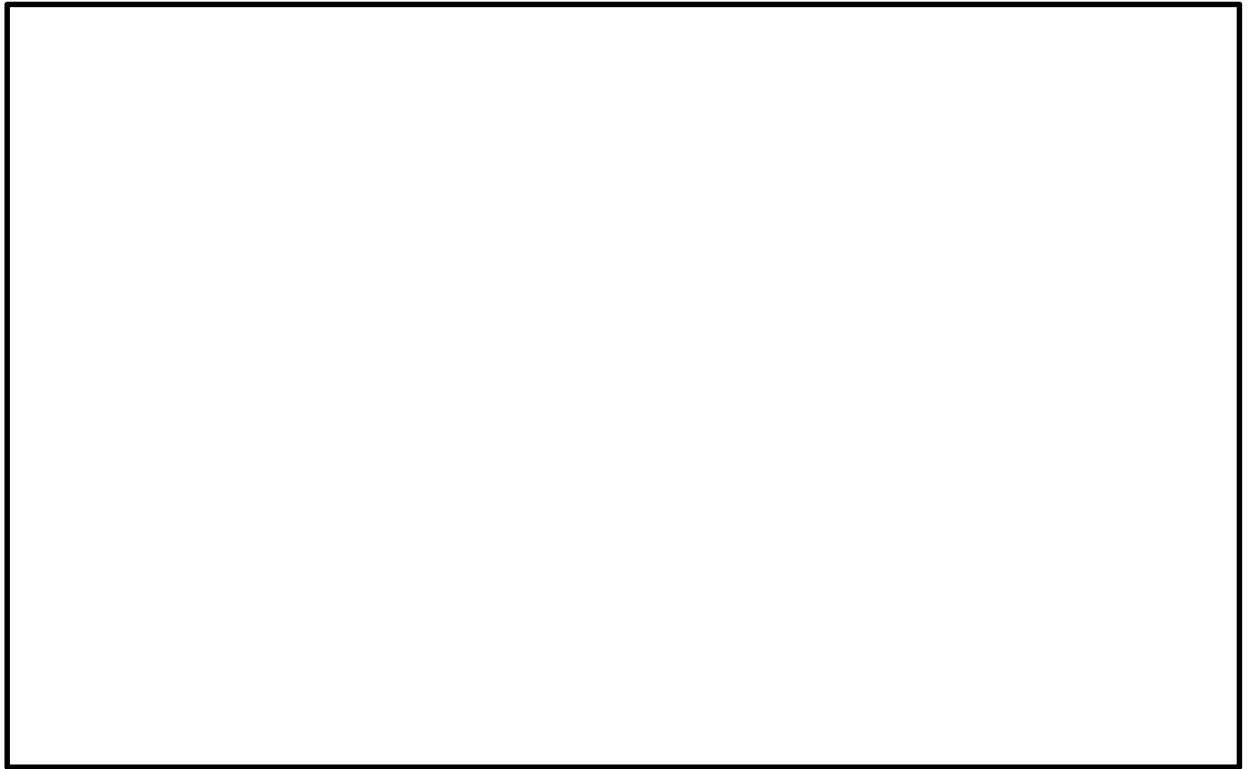


図 3.5-5 (3) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)

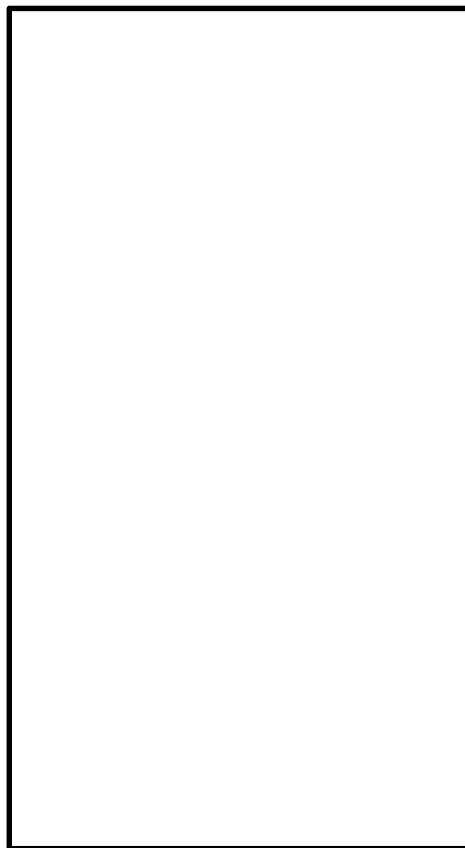


図 3.5-5 (4) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)

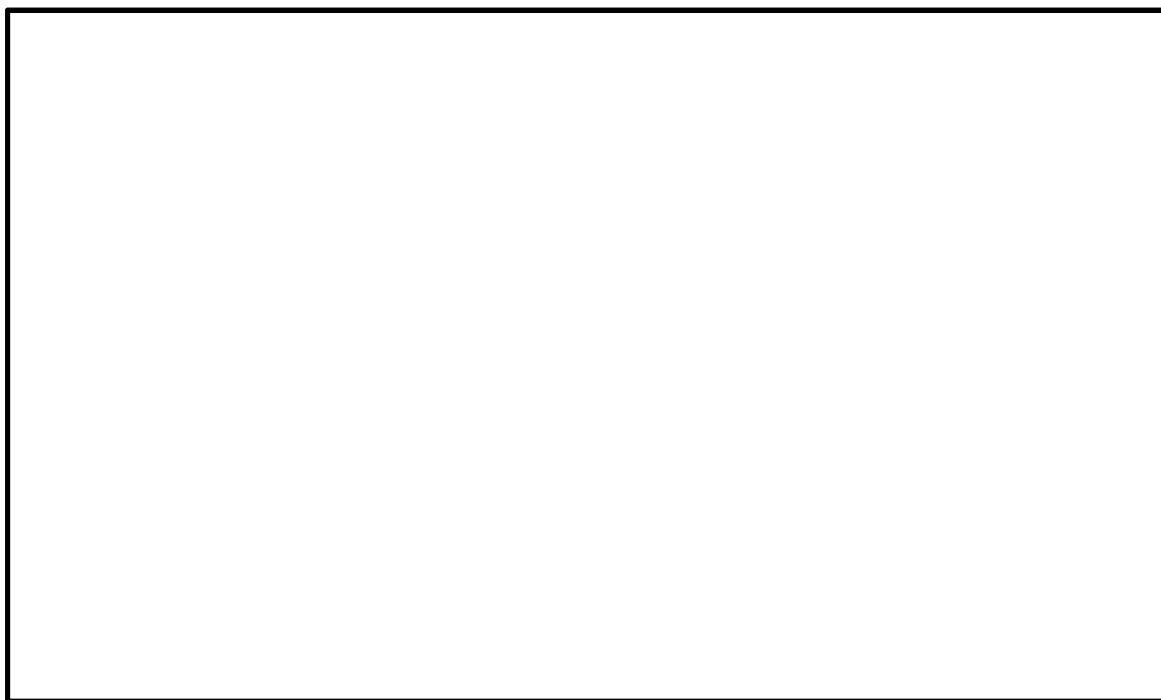


図 3.5-5 (5) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)



図 3.5-5 (6) 鋼製防護壁の 2 次元 F E Mモデル拡大図 (③-③断面)

(4) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素でモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の評価は、「4.5 解析モデル及び諸元」で示す動的解析モデルで行うため、上部構造の下部構造への影響を考慮し線形はり要素でモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の堤軸方向については、拡幅部と支間部に分けてモデル化する。拡幅部は基礎頂版に対して拘束を高め基礎への断面力を大きく評価できる剛梁要素とし、堤軸直交方向は構造梁要素によりモデル化する。地中連続壁基礎は、縦梁（構造梁要素）及び横梁（仮想剛梁要素）で構成する。側面にはジョイント要素を設定するため、仮想柔梁要素を配置する。構造物の質量は、各節点に質点としてモデル化する。

また、堤軸直交方向のモデル化においては、鋼製防護壁（上部構造）と地中連続壁基礎との離隔を考慮するため、水平離隔分の長さを有する水平剛梁要素を設定する。奥行き方向のモデル化の範囲は、南北基礎のうち片側基礎から鋼製防護壁の支間中央位置までとする。

堤軸方向の既設取水口及び杭基礎については鋼製防護壁本体の挙動と相互作用があると考えられることから構造梁要素でモデル化する。

構造物のモデル化の概念図を図 3.5-6 に示す。

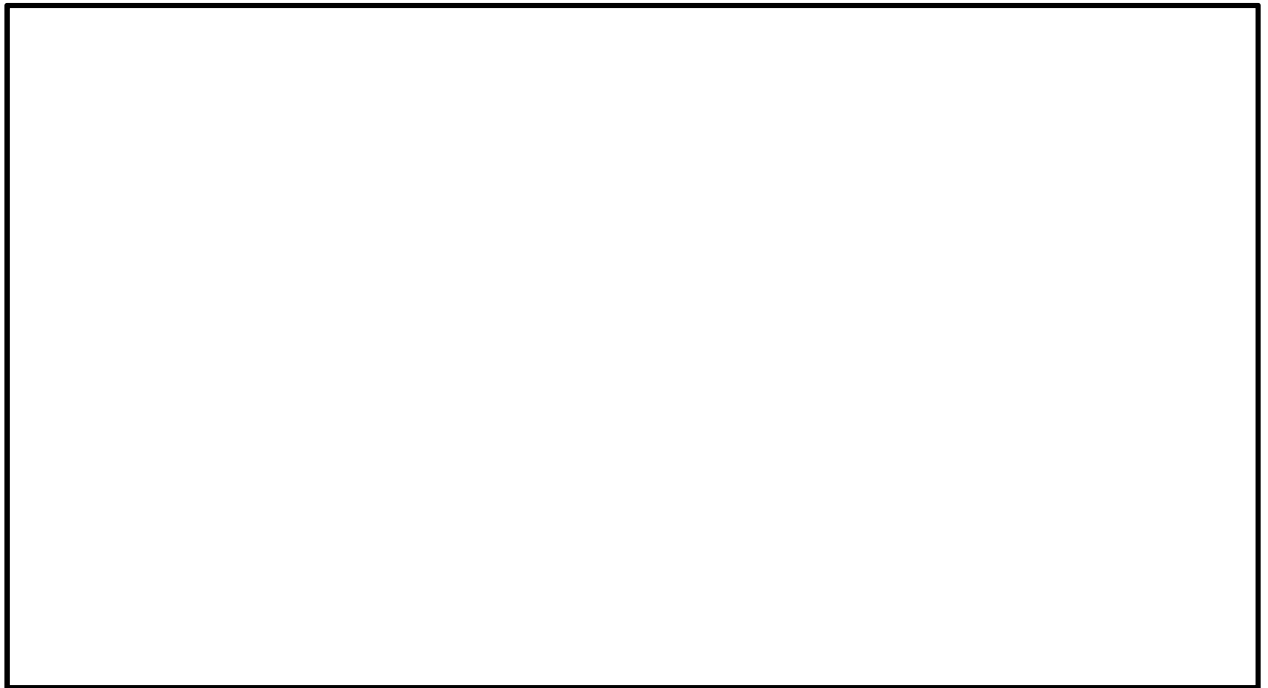


図 3.5-6 鋼製防護壁の構造物モデル概念図

(5) 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。

(6) ジョイント要素の設定

有効応力解析では，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 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

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

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	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 ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

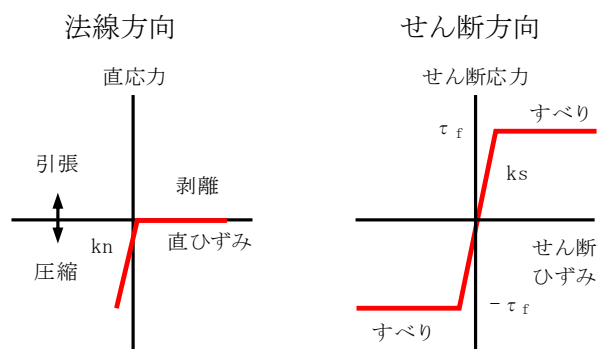
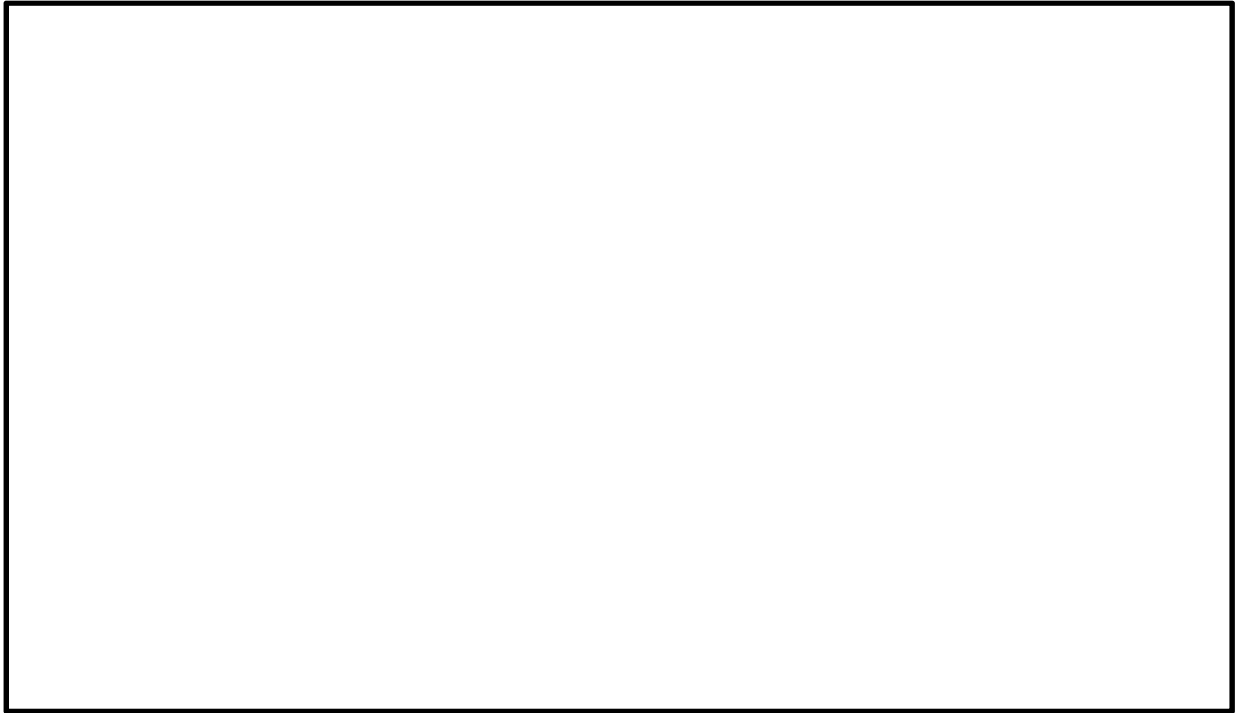


図 3.5-7 ジョイント要素の考え方

(7) 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 α 、 β 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

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた 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鋼材の減衰定数は 3 %（道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とし、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。

図 3.5-8 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-3 に固有値解析結果を示す。

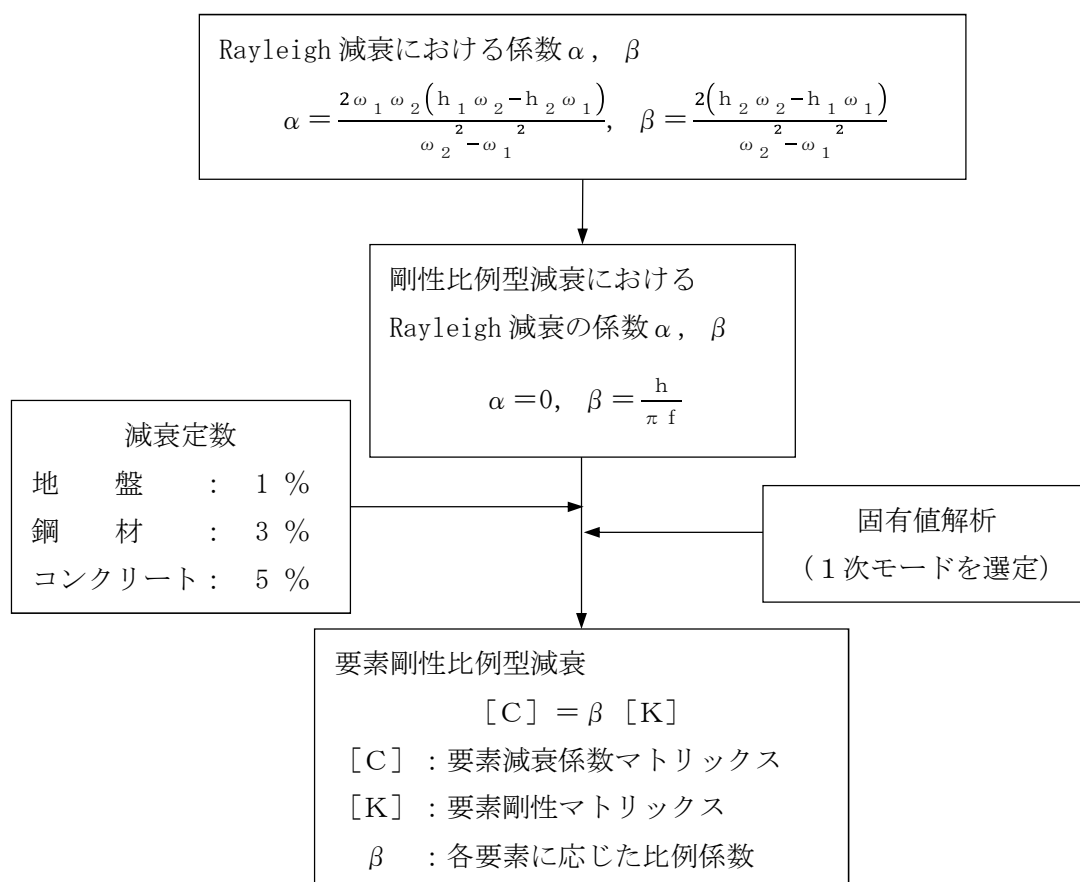


図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー

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	0.547	366.27	地盤の1次として採用
2	0.698	-355.38	—
3	0.779	317.07	—
4	0.855	-73.53	—
5	0.903	72.85	—
6	0.993	41.70	—
7	1.075	-27.07	構造物の1次として採用
8	1.191	83.45	—
9	1.235	192.50	—

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 σ) 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	0.586	405.14	地盤の1次として採用
2	0.727	-408.46	—
3	0.822	211.60	—
4	0.929	46.58	—
5	0.982	39.14	—
6	1.058	-2.80	—
7	1.140	47.89	構造物の1次として採用
8	1.272	-195.36	—
9	1.287	-49.69	—

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 (-1σ) 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	0.501	332.40	地盤の1次として採用
2	0.651	-258.67	—
3	0.741	-362.45	—
4	0.774	165.40	—
5	0.819	-151.31	—
6	0.909	84.80	—
7	1.014	18.89	—
8	1.100	59.14	構造物の1次として採用
9	1.186	-205.02	—

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	0.526	356.94	地盤の1次として採用
2	0.677	-329.47	—
3	0.747	336.07	—
4	0.819	-121.85	—
5	0.884	64.51	—
6	0.966	-24.18	—
7	1.041	33.27	構造物の1次として採用
8	1.140	-62.42	—
9	1.200	-187.63	—

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	0.684	192.98	地盤の1次として採用
2	0.895	39.56	—
3	1.099	11.33	—
4	1.249	28.69	—
5	1.399	62.92	—
6	1.460	66.80	—
7	1.583	-68.74	構造物の1次として採用
8	1.613	-38.44	—
9	1.691	14.07	—

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 σ) 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	0.713	199.06	地盤の1次として採用
2	0.950	35.70	—
3	1.189	11.35	—
4	1.345	-35.28	—
5	1.459	66.94	—
6	1.568	-44.59	—
7	1.640	70.24	構造物の1次として採用
8	1.684	-33.23	—
9	1.818	5.81	—

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 (-1σ) 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	0.647	185.09	地盤の1次として採用
2	0.828	44.41	—
3	1.000	10.56	—
4	1.137	-26.18	—
5	1.300	-20.39	—
6	1.375	99.57	—
7	1.495	37.89	—
8	1.519	-53.82	構造物の1次として採用
9	1.571	-49.71	—

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	0.650	180.21	地盤の1次として採用
2	0.810	72.16	—
3	1.015	19.11	—
4	1.170	15.85	—
5	1.309	22.19	—
6	1.331	74.02	—
7	1.406	-31.96	—
8	1.509	61.77	—
9	1.547	-26.78	—
10	1.601	66.18	構造物の1次として採用
11	1.692	6.03	—

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	0.787	217.99	地盤の1次として採用
2	1.063	64.16	—
3	1.390	15.86	—
4	1.472	-43.80	—
5	1.609	48.53	構造物の1次として採用
6	1.715	14.36	—
7	1.738	-16.23	—
8	1.873	47.87	—
9	1.941	-30.31	—

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 σ) 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	0.800	223.20	地盤の1次として採用
2	1.109	51.26	—
3	1.469	2.50	—
4	1.534	-49.30	—
5	1.703	41.67	—
6	1.736	-17.91	—
7	1.855	-0.45	—
8	1.972	-53.51	構造物の1次として採用
9	2.029	-5.93	—

表 3.5-3 (11) 固有値解析結果
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

(①モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.767	209.18	地盤の1次として採用
2	1.009	-81.90	—
3	1.295	23.06	—
4	1.402	-30.95	—
5	1.516	-60.35	構造物の1次として採用
6	1.586	-6.93	—
7	1.714	37.42	—
8	1.746	-19.30	—
9	1.820	-47.00	—

表 3.5-3 (12) 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	0.750	199.81	地盤の1次として採用
2	0.982	-101.75	—
3	1.194	37.74	—
4	1.393	17.93	—
5	1.470	-54.23	—
6	1.566	28.78	構造物の1次として採用
7	1.677	-1.30	—
8	1.704	-21.10	—
9	1.798	-2.94	—

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。なお、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	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm ²
	中詰コンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500

表 3.5-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm ² *1	24.5 *1	3.3 × 10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm ² *2	24.5 *2	3.1 × 10 ⁴ *2	0.2 *2	
鋼材	SS400 *3, SM400 *3 SM490 *3, SM490Y *3 SM520B 相当 *4, SM570 *3 SBHS500 *7	77.0 *3 *4	2.0 × 10 ⁵ *3 *4	0.3 *3 *4	3 *6

注記 *1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*2：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）

*3：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*7：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）

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	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5－6 (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	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・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	ν_{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	σ'_{ma}	kN/m ²	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 ²	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 ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{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 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C _{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m ₅ , m _k	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	確密波 速度V _p (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

鋼製防護壁の耐震評価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、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（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）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（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。

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。

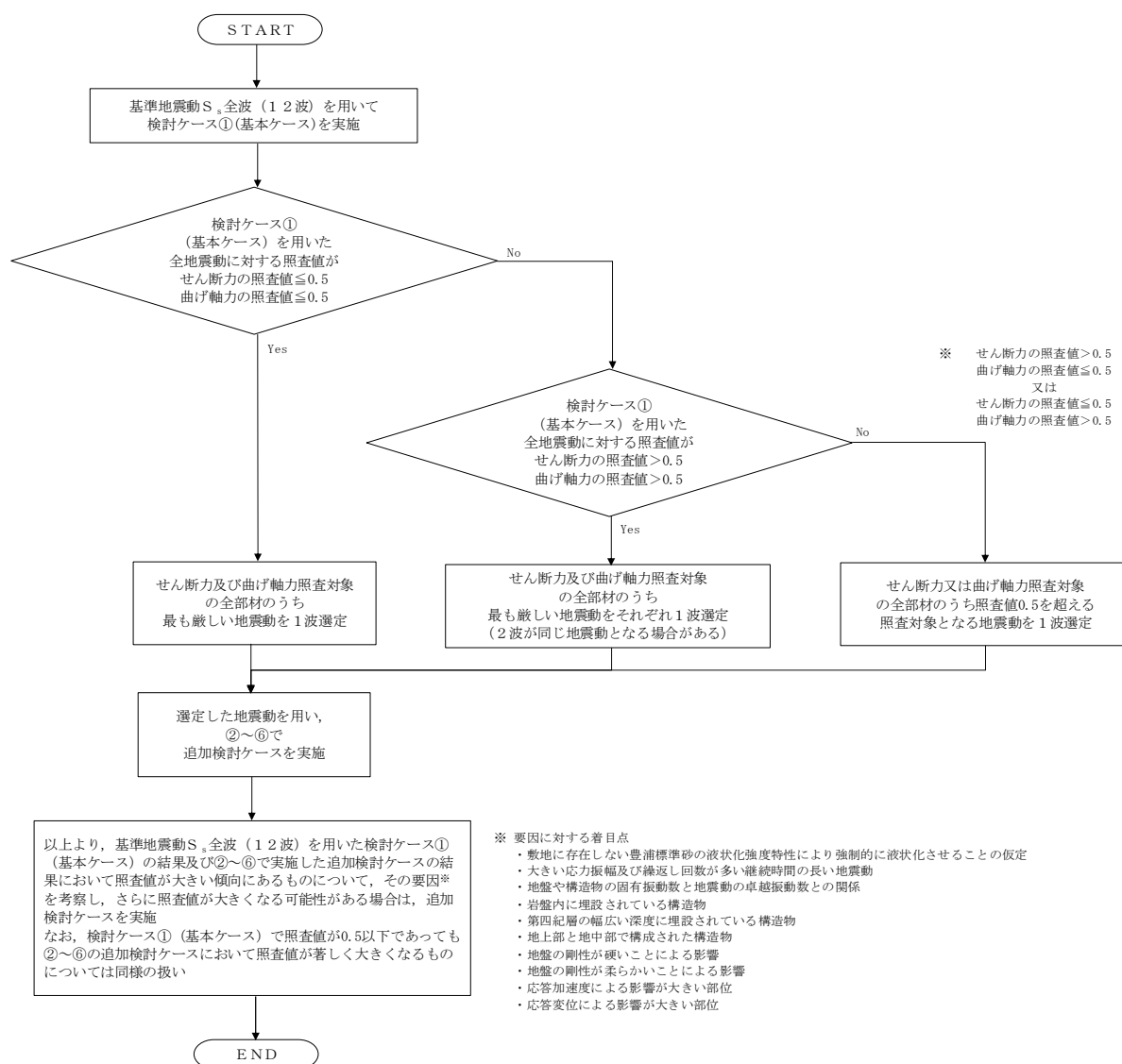


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製防護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、鋼製防護壁、地中連続壁基礎を連結する鋼製防護壁アンカー及び地中連続壁基礎について設定する。

(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、鋼製防護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) 鋼製防護壁

鋼製防護壁の上部構造は，3次元動的フレーム解析モデルを用いて実施する。

耐震評価には，解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」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，別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(2) 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次元地震応答解析を行い，有効応力の変化を考慮して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、添付書類V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 耐震評価上考慮する状態

鋼製防護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

鋼製防護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（G）

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 4.3-1 のとおりである。

表 4.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

b. 地震荷重（ K_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

c. 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 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 kN/m^2 を考慮する。

d. 風荷重（ P_k ）

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

(3) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3-2 及び表 4.3-3 に示す。

表 4.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 4.3-3 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	—	・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。

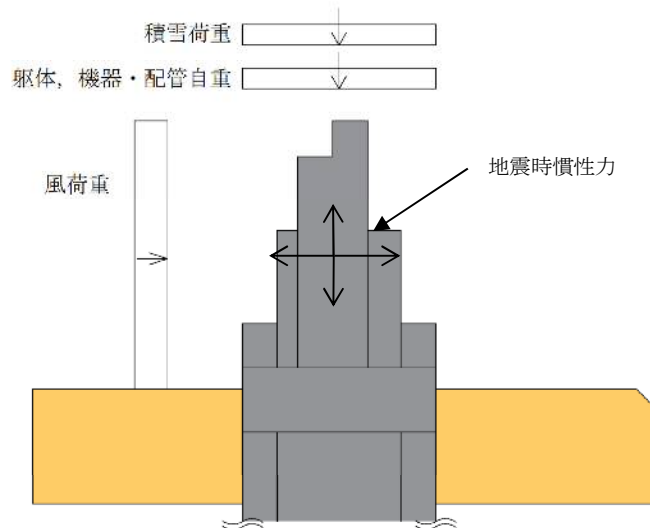


図 4.3-1 荷重概念図

4.4 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) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界

鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界は、規格、基準類に基づき表 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 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ *3	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	24.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*5
		短期許容付着応力度 τ_a	6.0*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa1}	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa2}	1.815*4
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*5
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	軸方向 435
			上記以外 300
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

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：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm² に対応する値を適用する。

*5：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} ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

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

(2) 鋼製防護壁及びアンカーボルトの許容限界

許容限界については各規格、基準類に基づき表 4.4-2 のとおり設定する。表 4.4-2 に示す許容限界は短期許容応力度とし、短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.7 倍の割増しを考慮する。

表 4.4-2 鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	SS400	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	238 ^{*1}
	SM400	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	136 ^{*1}
	SM490	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	314.5 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	178.5 ^{*1}
	SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	357 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	204 ^{*1}
	SM520B 相当	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315 ^{*2}
	SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	433.5 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	246.5 ^{*1}
	SBHS500	引張降伏 σ_y	500 ^{*3}
		せん断降伏 τ_y	285 ^{*3}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

上記値は、板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は、3.2.1，3.2.3，15.3 に示される許容応力度を用いる。

*2：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）を適用し、許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）

(3) 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/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

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

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 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力度を表 4.4-3 に示す

表 4.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	極限支持力度 (kN/m ²)
基礎地盤の支持性能（北側）	6116
基礎地盤の支持性能（南側）	5991

4.5 解析モデル及び諸元

鋼製防護壁の耐震評価には、解析コード「TDAPIII Ver. 3.08」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-5-45「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。また、下記に鋼製防護壁の動的解析モデルについて示す。

(1) 鋼製防護壁の動的解析モデルのモデル化

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図4.5-1に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（図4.5-1の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（図4.5-1の赤色表示部分）。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

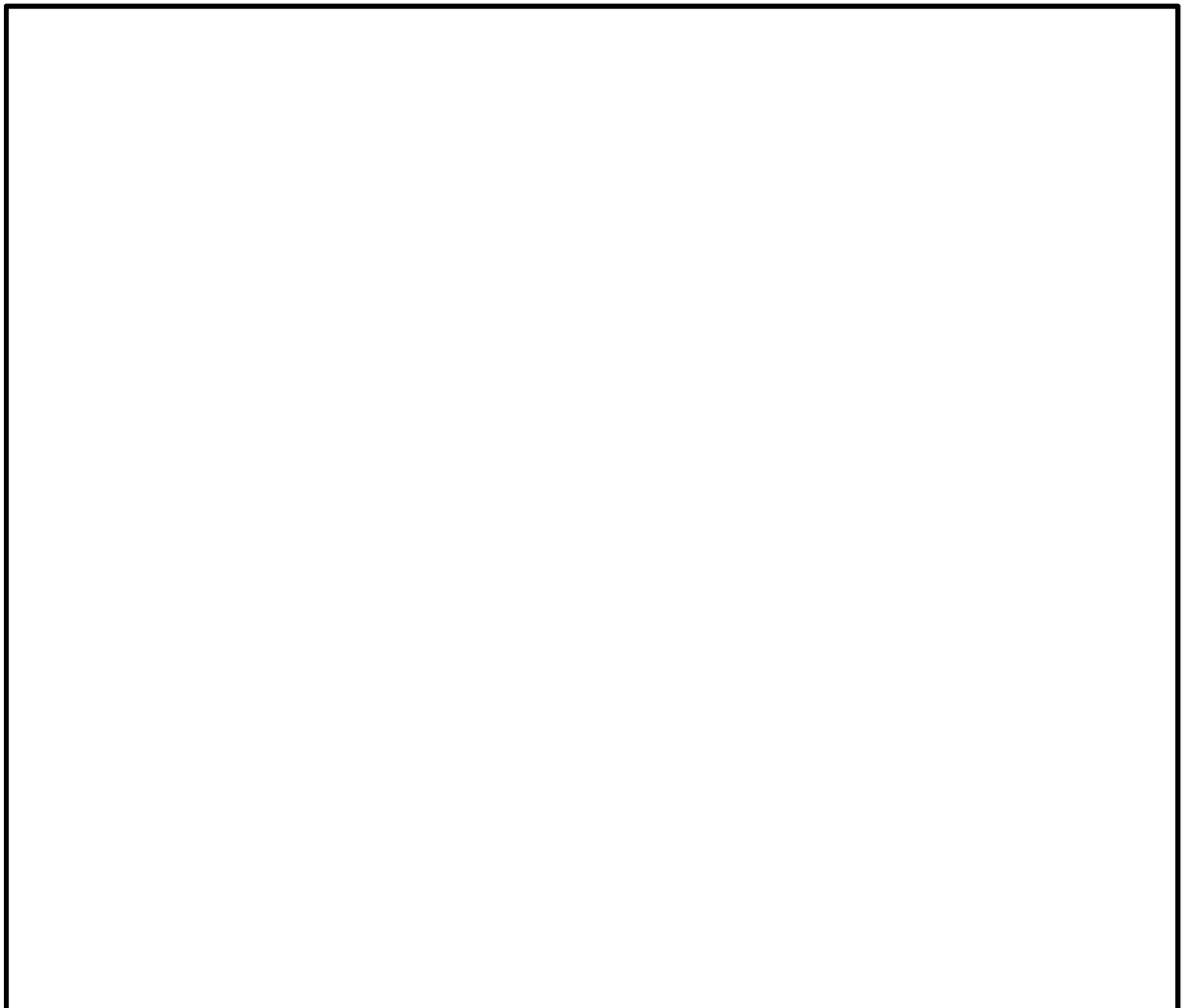


図 4.5-1 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

(2) 荷重条件

a. 基礎天端の変位時刻歴

2次元有効応力解析により算定される基礎天端中心における並進3成分（堤軸方向，堤軸直交方向，鉛直方向）及び回転2成分（堤軸方向断面内，堤軸直交方向断面内の回転成分）の変位時刻歴を強制変位として与える。これにより鋼製防護壁に慣性力が作用することとなる。各方向の動的解析によって得られる断面力に対して，組合せ係数法を適用して耐震評価を実施する。2次元有効応力解析からの変位時刻歴入力概念図を図4.5-2に示す。

なお，水平成分については南北それぞれの応答時刻歴を入力し，鉛直成分については軸方向及び軸直交方向の組合せのうち時刻歴鉛直変位差が大きい方を選定する。

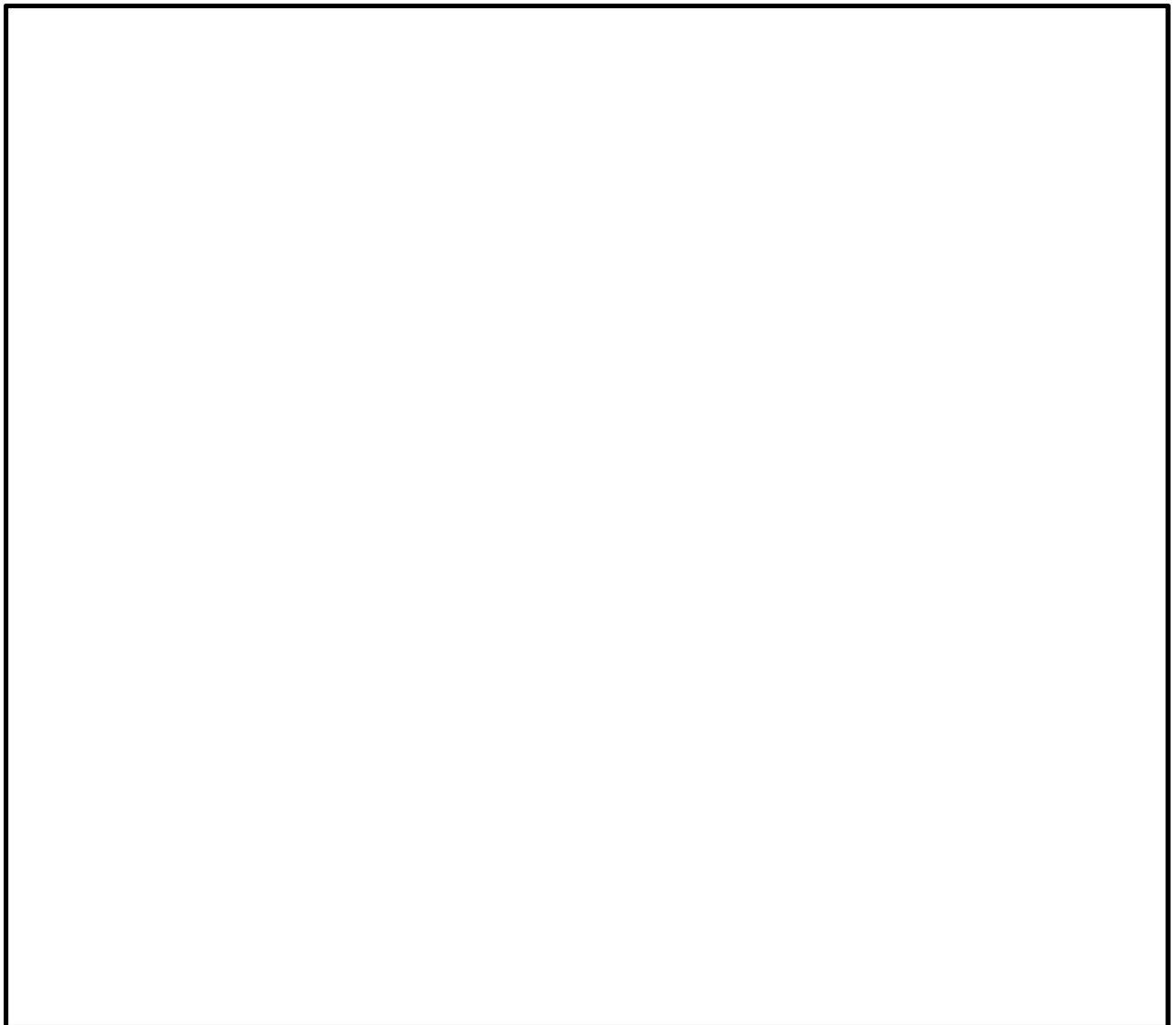


図 4.5-2 2次元有効応力解析による変位時刻歴の入力概念図

b. 水平回転成分の考慮

前述の2次元有効応力解析では堤軸直交方向への水平回転成分を考慮することができないため、同じ解析モデルにて堤軸直交方向の水平震度による静的解析を実施する。

これにより得られる応答値を、「a.」で得られる断面力のうち堤軸直交方向加振時の断面力に重ね合わせて水平回転成分による影響を考慮する。

水平回転成分の重ね合わせの概念を図4.5-3に示す。

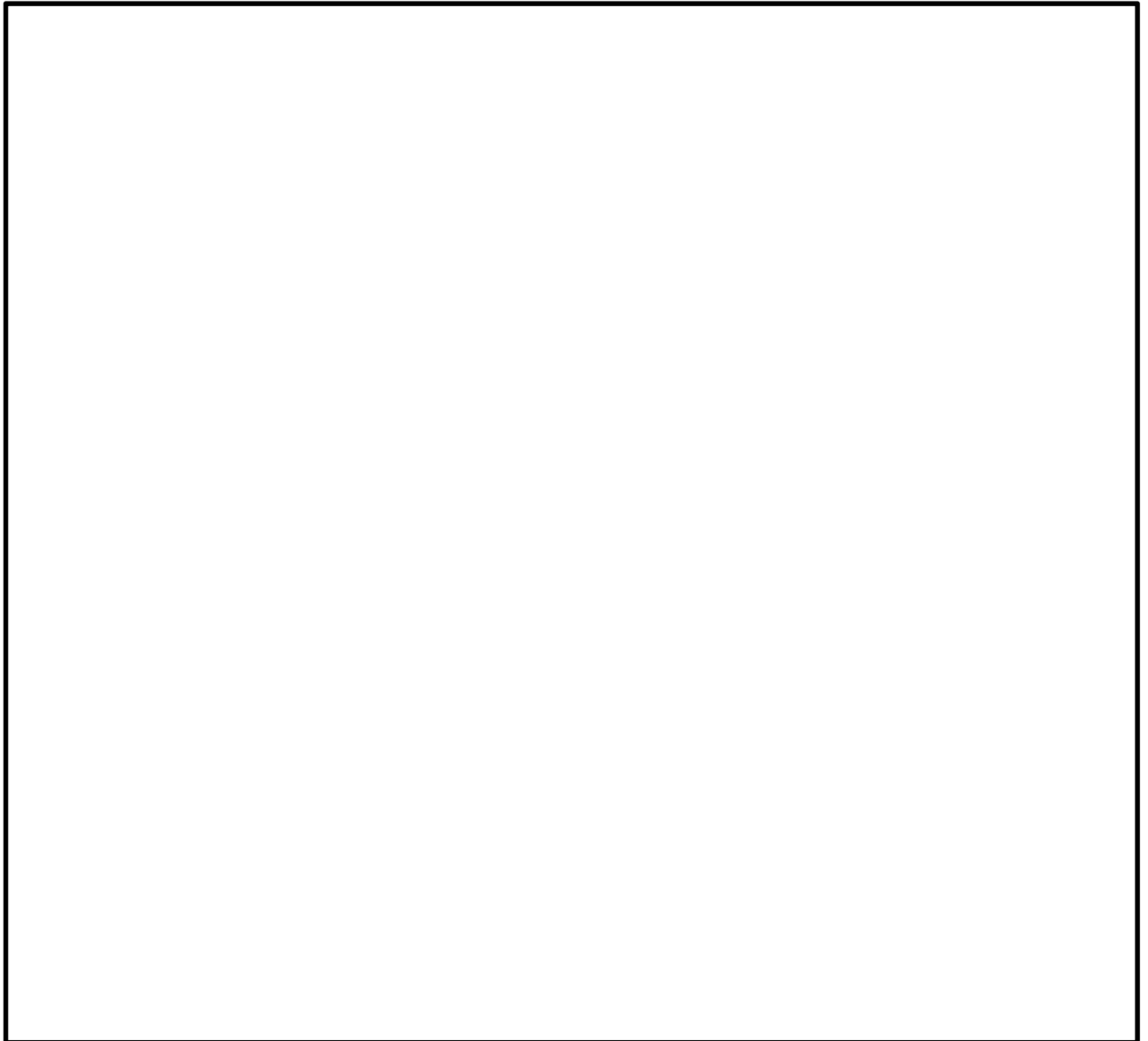


図 4.5-3 水平回転成分の重ね合わせの概念図

(3) 使用する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	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm ²
	中詰めコンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500

表 4.5-2 材料の物性値

材料		単位体積重 量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm ² *1	24.5 *1	3.3×10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm ² *2	24.5 *2	3.1×10 ⁴ *2	0.2 *2	
鋼材	SS400*3, SM400*3 SM490*3, SM490Y*3 SM520B 相当*4, SM570*3 SBHS500*7	77.0 *3*4	2.0×10 ⁵ *3*4	0.3 *3*4	3 *6

注記 *1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*2：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）

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

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*7：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）

(4) 荷重の入力方法

鋼製防護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 (G)

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 4.5-3 のとおりである。

表 4.5-3 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

b. 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

c. 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 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 kN/m^2 を考慮する。

d. 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

(5) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.5-4 及び表 4.5-5 に示す。

表 4.5-4 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 4.5－5 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	－	・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。

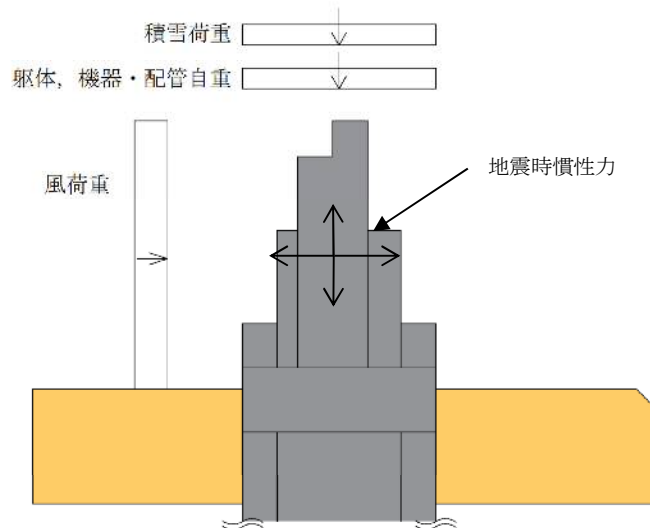


図 4.5－4 荷重概念図

4.6 評価方法

鋼製防護壁の耐震評価は、地震応答解析結果により得られる応答値が「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。

4.6.1 鋼製防護壁

(1) 鋼製防護壁

鋼製防護壁は曲げ軸力及びせん断力に対して、設計上外壁並びに水平及び鉛直隔壁部材のみで負担可能とする。

前述の堤軸方向、堤軸直交方向それぞれの2次元動的有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を3次元フレームモデルに入力する動的解析を実施して応力照査を行う。

各方向に動的解析を実施して得られる断面力を、組合せ係数法により重ね合わせて照査する。なお、鉛直成分については、それぞれの方向の解析から得られる変位時刻歴のうち、南北基礎の相対変位が大きくなる方の結果を採用する。

(2) 補剛材

a) 補剛材の評価

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成14年3月）の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、主部材の座屈に対する安全性を確保する。

b) 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成14年3月）の解説に基づいて座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。

(3) 添接板継手部

鋼殻ブロックの添接板継手部は高力ボルトによる摩擦接合方式とし、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説 7.3」に基づき評価する。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材、添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。また、せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成応力に対する安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図4.6-1に示す。

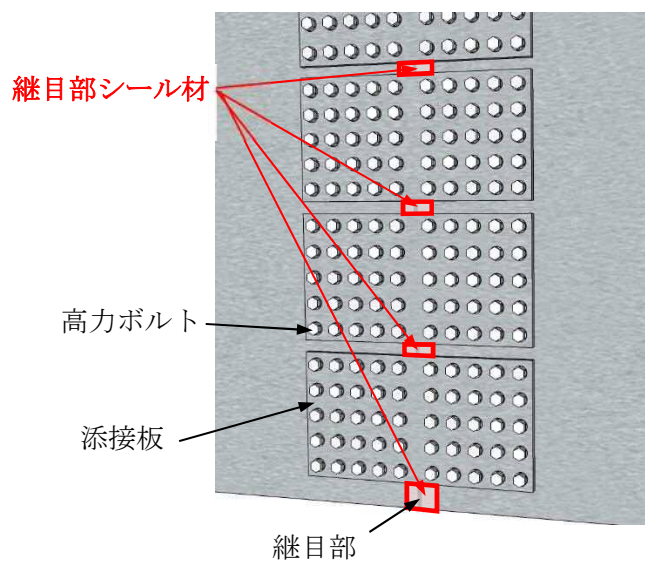
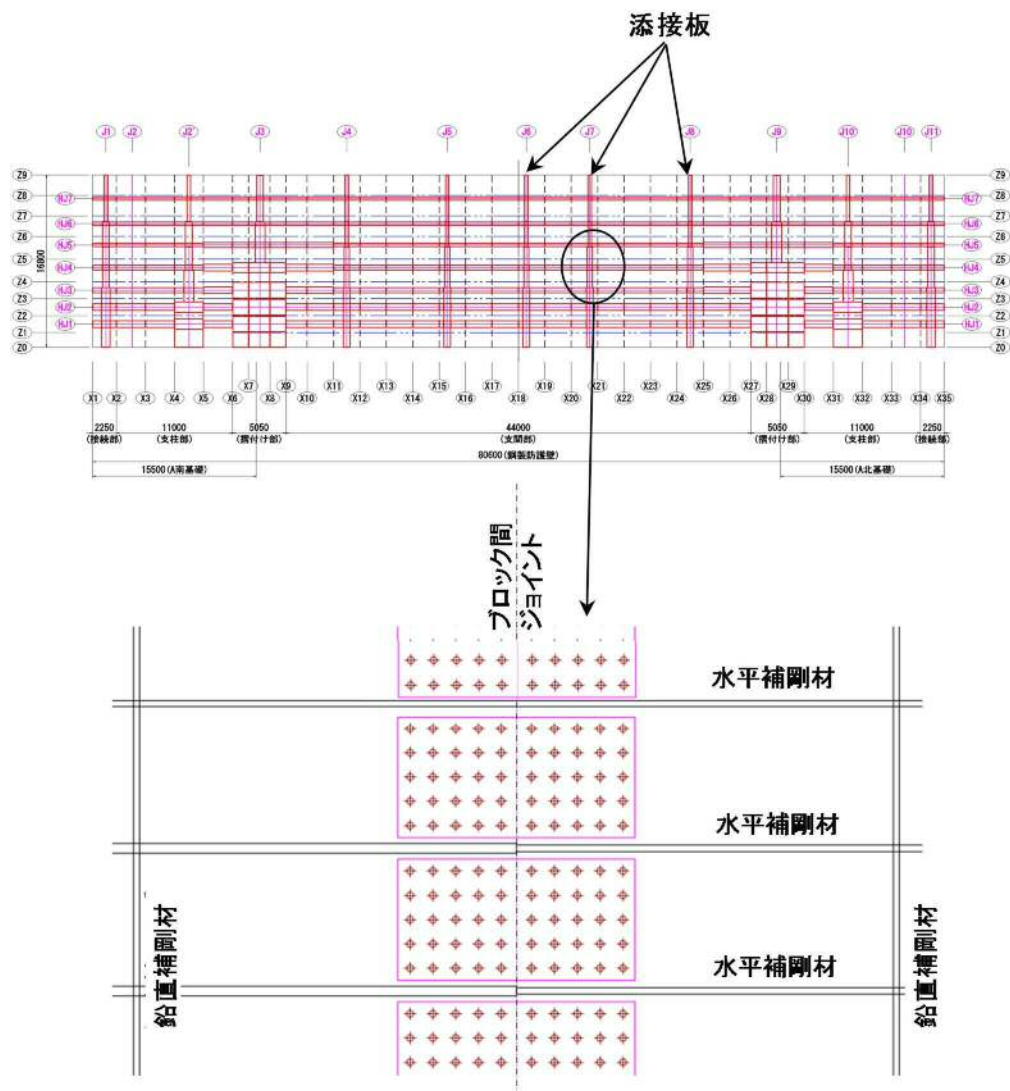


図 4. 6-1 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(4) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁と頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、後述の通り、水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。したがって、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するために、上部構造の鋼殻と中詰めコンクリートを一体化する。

以上より、中詰め鉄筋コンクリート部の接合部は、荷重伝達のためのずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。スタッドの短期許容せん断力は「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき次式により算定する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

Q_a ：スタッドの短期許容せん断力（N/本）

d ：スタッドの軸径（mm）

H ：スタッドの全高，150mm 程度を標準とする（mm）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（＝50 N/mm²）

4.6.2 鋼製防護壁の接合部アンカー

(1) 設計思想

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）平成 15 年 10 月」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、設計上鉄筋コンクリートのみで耐力でも弾性範囲内で負担可能とする。

(2) 接合部の設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、地震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）平成 15 年 10 月」を適用し設計上アンカーボルトのみで負担可能とする。

水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、「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」，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。

接合部の荷重分担の概念図を図 4.6-2 に示す。

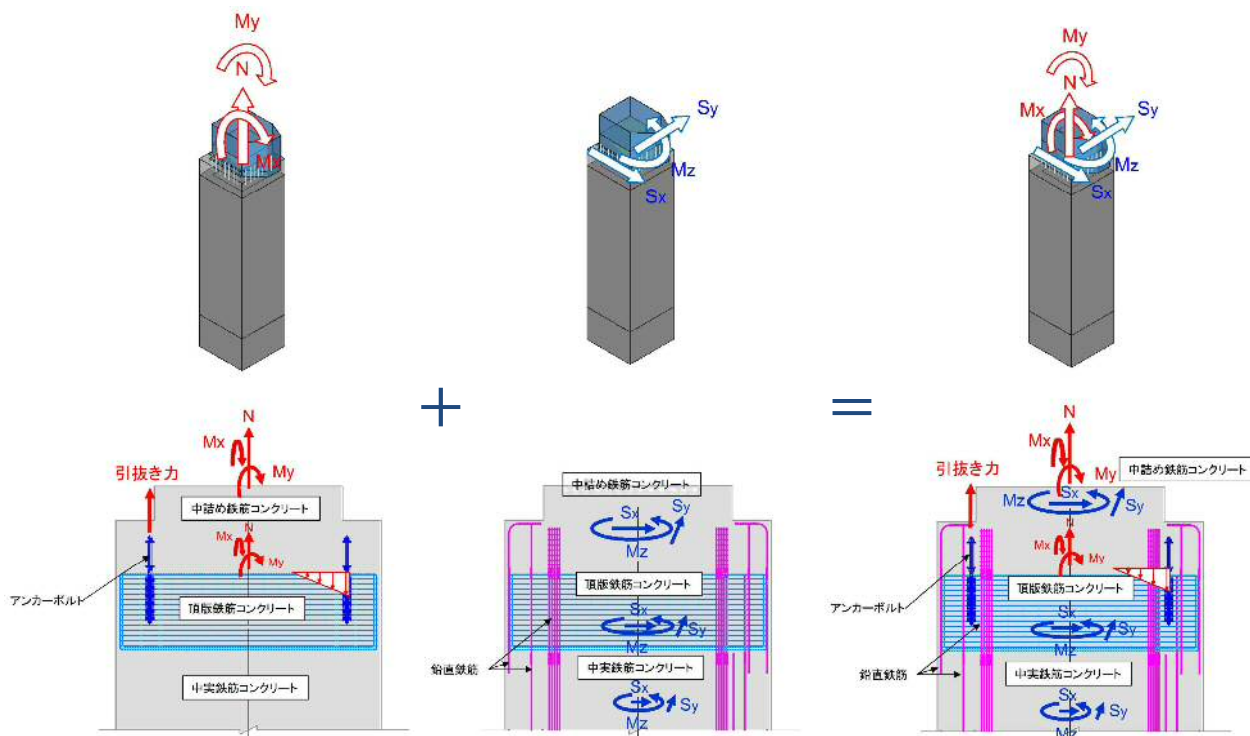


図 4.6-2 接合部の荷重分担の概念図

(3) 接合部の評価

接合部のアンカーボルトに対しては、2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として評価する。鋼製防護壁と基礎との接合部は、鉛直軸力と面内、面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、基礎と一体の中詰め鉄筋コンクリートで負担する。

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析から算定されるアンカーボルト1本当りの付着力と押込力とし、アンカーボルトの引張応力、付着応力並びにコーンせん断が許容限界以下であることを確認する。

a) アンカーボルトの設計定着長及び埋込長

アンカーボルトの設計定着長及び埋込長は、アンカーボルトの許容応力度と母材の断面積をもとに算定する。2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面を図4.6-3に示す。

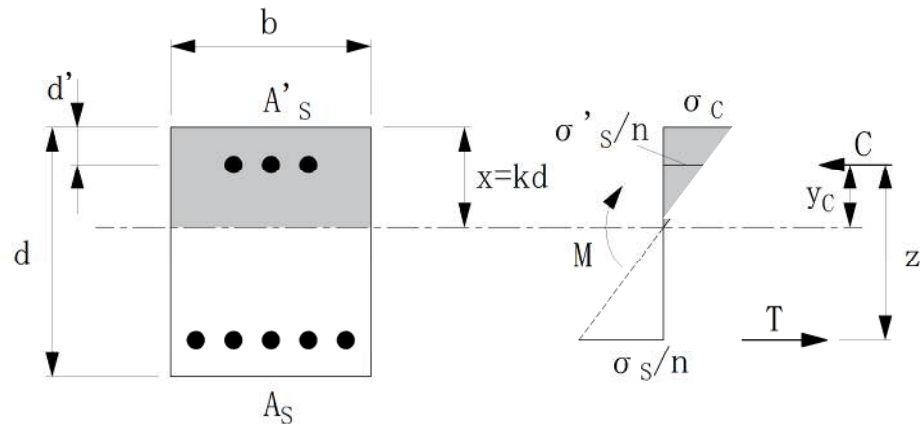


図4.6-3 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

- σ_c : 任意位置のコンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (引張側)
- σ'_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (圧縮側)
- A_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (引張側)
- A'_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (圧縮側)
- d' : 桁高 (mm)
- d : かぶり (mm)
- x : コンクリート上面から中立軸までの距離 (mm)
- k : 中立軸係数
- n : ヤング係数比
- c : 圧縮力 (N)
- T : 引張力 (N)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

b) 定着部コーンせん断に対する評価

定着部のコンクリートのコーンせん断に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析において算定される、アンカーボルト1本当りの軸力とする。

定着部のコーンせん断の照査を行い、補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算定する。

コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカー同士の近接を考慮し、定着部鉄筋コンクリートの応力が許容限界以下であることを確認する。

コーンせん断面の有効水平投影面積を図4.6-4に示す。

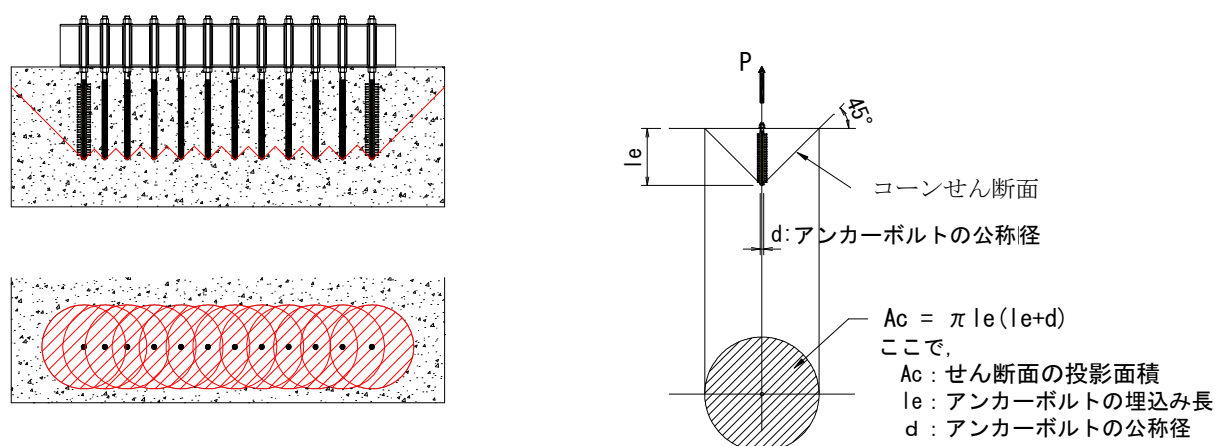


図 4.6-4 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

c) アンカーボルトの埋め込み長，定着長に対する評価

アンカーボルトの埋め込み長，定着長は付着強度によって決定する。

アンカーボルトの埋め込み長，定着長の概念図を図4.6-5に示す。

$$L_{eq} = \sigma_{sa} \cdot Ab / \tau_a \cdot \pi \cdot D \quad (\text{定着長})$$

$$L_{ed} = L_{eq} + 2D \quad (\text{埋め込み長})$$

ここで，

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容付着応力度 (N/mm²)

Ab : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

D : アンカーボルトの公称径 (mm)

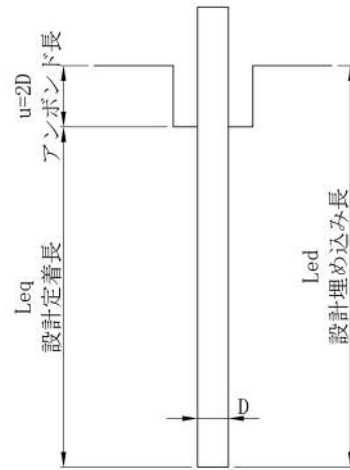


図 4.6-5 アンカー埋め込み長，定着長の概念図

4.6.3 地中連続壁基礎

(1) 地中連続壁基礎

2次元動的有効応力解析によって得られる堤軸方向，堤軸直交方向それぞれの断面力に対して，鉄筋コンクリートの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドで一体化するものとし，「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（（社）土木学会，2006 年制定）に基づき，スタッドの配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するスタッドは，接合面に作用する全設計せん断力に対し，必要な強度となる本数及び設置間隔に設計する。設計検討は次式による。

$$\gamma_a \gamma_b \gamma_i \frac{V}{V_u} \leq 1.0, V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \frac{\mu(nf_{syd}A_{sg} + \sigma_N A_{cg})}{\gamma_c}, V_{ul} = \frac{\mu\sigma_N A_{ul}}{\gamma_c}$$

ここで，

- V : 接合面に作用する全設計せん断力（= $V_o + V_B$ ）
- V_o : 鉛直せん断力
- V_B : 接合面区間に生じる区間のずれせん断力
- V_u : 接合面における全せん断耐力
- V_{ug} : スタッド配置区間の全せん断耐力
- V_{ul} : スタッド配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力
- μ : 摩擦係数（1.4 程度：地中連続壁面は洗浄し，レイタンスを取り除き，深さ 7mm 程度の粗さとした場合）
- n : スタッドの本数（単位幅あたり）
- f_{syd} : スタッドの設計引張降伏強度
- σ_N : 接合面に作用する垂直応力度（地中連続壁に作用する側圧等の外力）
- A_{sg} : スタッド 1 本あたりの断面積
- A_{cg} : スタッド配置区間の全面積（面積の境界は，最外縁の鉄筋から鉄筋間隔の半分程度の距離まで）
- A_{ul} : スタッド配置区間以外のコンクリート面積（地中連続壁の接合処理面処理を行う部分のみ）
- γ_a, γ_i : 安全係数
- γ_b : 部材係数で一般に 1.3
- γ_c : コンクリート材料係数

4.6.4 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 地中連続壁基礎（下部構造）

5.1.1 地中連続壁基礎の地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力図」，「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。

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の照査結果の照査値が最大となるケースを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-2 に，二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。

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(南基礎)

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
Ss-D1	++	0.20					
	+-	0.20					
	-+	0.20	0.20	0.20	0.23	0.17	0.17
	--	0.20					
Ss-11	++	0.14					
Ss-12	++	0.16					
Ss-13	++	0.15					
Ss-14	++	0.12					
Ss-21	++	0.17					
Ss-22	++	0.14					
Ss-31	++	0.19					
	+-	0.20					

表 5.1-1(2) 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(北基礎)

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
Ss-D1	++	0.23					
	+-	0.22	0.21	0.22	0.24	0.19	0.19
	-+	0.23					
	--	0.23					
Ss-11	++	0.14					
Ss-12	++	0.19					
Ss-13	++	0.18					
Ss-14	++	0.12					
Ss-21	++	0.16					
Ss-22	++	0.13					
Ss-31	++	0.24					
	+-	0.24					

表 5.1-1(3) ③-③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 (南基礎)

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
Ss-D1	++	0.22					
	+-	0.22					
	-+	0.25					
	--	0.25					
Ss-11	++	0.14					
Ss-12	++	0.14					
Ss-13	++	0.16					
Ss-14	++	0.13					
Ss-21	++	0.18					
Ss-22	++	0.16					
Ss-31	++	0.25	0.25	0.26	0.25	0.24	0.24
	+-	0.25					

表 5.1-1(4) ②-②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(北基礎)

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
Ss-D1	++	0.27	0.27	0.28	0.27	0.27	0.25
	+-	0.27					
	-+	0.27					
	--	0.27					
Ss-11	++	0.14					
Ss-12	++	0.19					
Ss-13	++	0.20					
Ss-14	++	0.19					
Ss-21	++	0.18					
Ss-22	++	0.15					
Ss-31	++	0.29					
	+-	0.25					

表 5.1-1(5) 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(南基礎)

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.20					
	+-	0.19					
	-+	0.23	0.22	0.23	0.35	0.17	0.16
	--	0.24					
Ss-11	++	0.08					
Ss-12	++	0.12					
Ss-13	++	0.11					
Ss-14	++	0.06					
Ss-21	++	0.14					
Ss-22	++	0.08					
Ss-31	++	0.23					
	+-	0.20					

表 5.1-1(6) 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(北基礎)

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.34					
	+-	0.36	0.35	0.37	0.41	0.28	0.28
	-+	0.28					
	--	0.26					
Ss-11	++	0.18					
Ss-12	++	0.28					
Ss-13	++	0.26					
Ss-14	++	0.15					
Ss-21	++	0.15					
Ss-22	++	0.13					
Ss-31	++	0.25					
	+-	0.37					

表 5.1-1(7) ③-③断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値(南基礎)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査(鉄筋曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++		0.20					
	+-		0.19					
	-+		0.22					
	--		0.22					
Ss-11	++		0.10					
Ss-12	++		0.09					
Ss-13	++		0.11					
Ss-14	++		0.08					
Ss-21	++		0.13					
Ss-22	++		0.11					
Ss-31	++		0.22	0.22	0.22	0.22	0.20	0.20
	+-		0.19					

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

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査(鉄筋曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++		0.21	0.19	0.23	0.20	0.23	0.20
	+-		0.17					
	-+		0.20					
	--		0.18					
Ss-11	++		0.05					
Ss-12	++		0.07					
Ss-13	++		0.08					
Ss-14	++		0.07					
Ss-21	++		0.07					
Ss-22	++		0.05					
Ss-31	++		0.20					
	+-		0.17					

表 5.1-1(9) ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値(南基礎)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++		0.83					
	+-		0.83					
	-+		0.77	0.75	0.78	0.85	0.66	0.65
	--		0.71					
Ss-11	++		0.53					
Ss-12	++		0.66					
Ss-13	++		0.66					
Ss-14	++		0.46					
Ss-21	++		0.46					
Ss-22	++		0.64					
Ss-31	++		0.78					
	-+		0.49					

表 5.1-1(10) ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値(北基礎)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.44					
	+-	0.42	0.43	0.41	0.46	0.35	0.35
	-+	0.36					
	--	0.37					
Ss-11	++	0.30					
Ss-12	++	0.37					
Ss-13	++	0.37					
Ss-14	++	0.26					
Ss-21	++	0.31					
Ss-22	++	0.31					
Ss-31	++	0.37					
	-+	0.28					

表 5.1-1(11) ③-③断面のせん断に対する検討ケースと照査値(南基礎)

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.54					
	+-	0.53					
	-+	0.59					
	--	0.59					
Ss-11	++	0.36					
Ss-12	++	0.37					
Ss-13	++	0.41					
Ss-14	++	0.36					
Ss-21	++	0.44					
Ss-22	++	0.38					
Ss-31	++	0.64	0.64	0.64	0.61	0.61	0.61
	-+	0.58					

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

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
Ss-D1	++	0.39	0.41	0.37	0.43	0.29	0.29
	+-	0.39					
	-+	0.39					
	--	0.36					
Ss-11	++	0.20					
Ss-12	++	0.28					
Ss-13	++	0.27					
Ss-14	++	0.26					
Ss-21	++	0.23					
Ss-22	++	0.27					
Ss-31	++	0.29					
	-+	0.28					

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)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)					
北-上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-2363674	166377	4.9	21	0.23	①	S _s -31 H+V+
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2414071	232358	4.3	21	0.20	④	S _s -D1 H-V+
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2270981	19386	5.0	21	0.24	④	S _s -D1 H+V-
南-下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1826236	265644	4.2	21	0.20	④	S _s -D1 H-V+

注記 * : 評価位置は下図に示す。

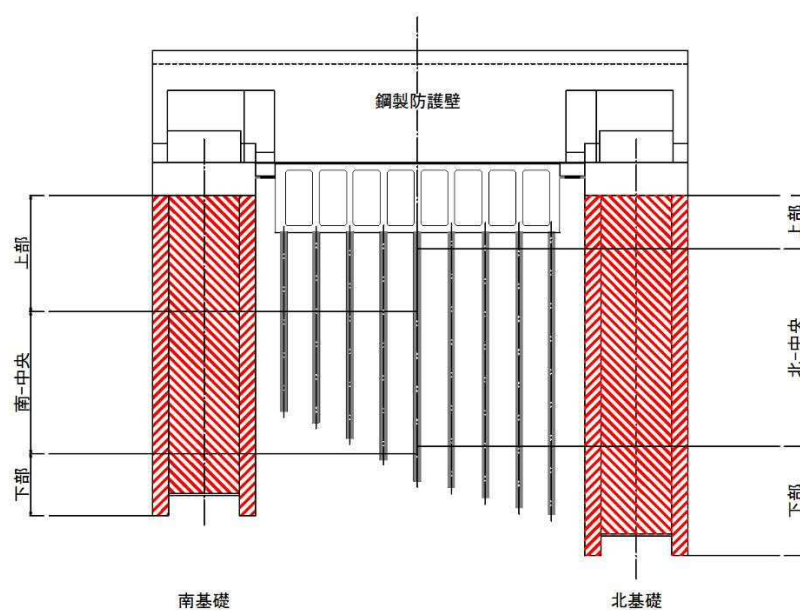


表 5.1-2(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)					
北-上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2451095	20963	168.0	435	0.39	④	S _s -D1 H+V-
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2242734	171871	70.0	435	0.16	①	S _s -D1 H-V-
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2270981	19386	176.0	435	0.40	④	S _s -D1 H+V-
南-下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1620177	201929	63.0	435	0.14	④	S _s -D1 H-V+

注記 * : 評価位置は下図に示す。

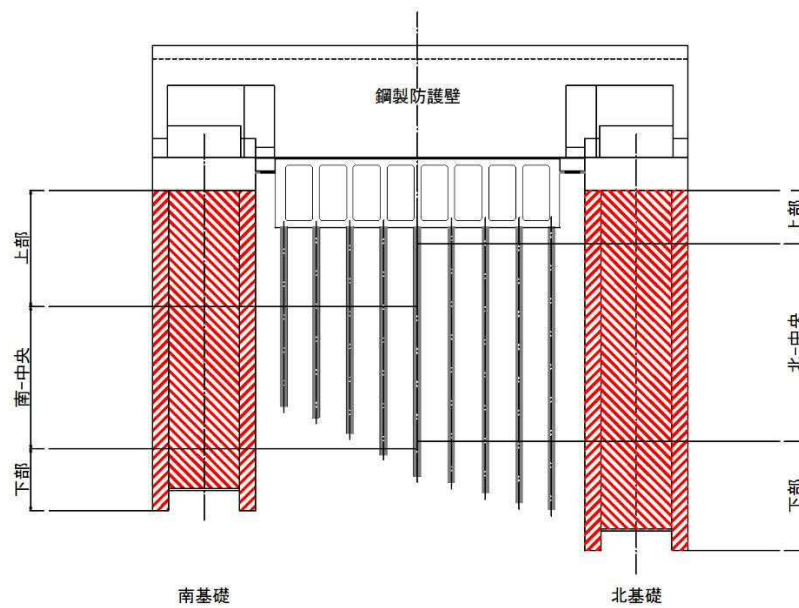


表 5.1-2(3) セン断力に対する照査結果(①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	有効高 d(mm)						
南-上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	192161	226924	0.85	④	S s - D1 H-V+
南-中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	267372	410783	0.66	④	S s - D1 H-V+
北-中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	135520	335426	0.41	①	S s - D1 H+V+
北-下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	154559	337247	0.46	④	S s - D1 H+V+

注記 * : 評価位置は下図に示す。

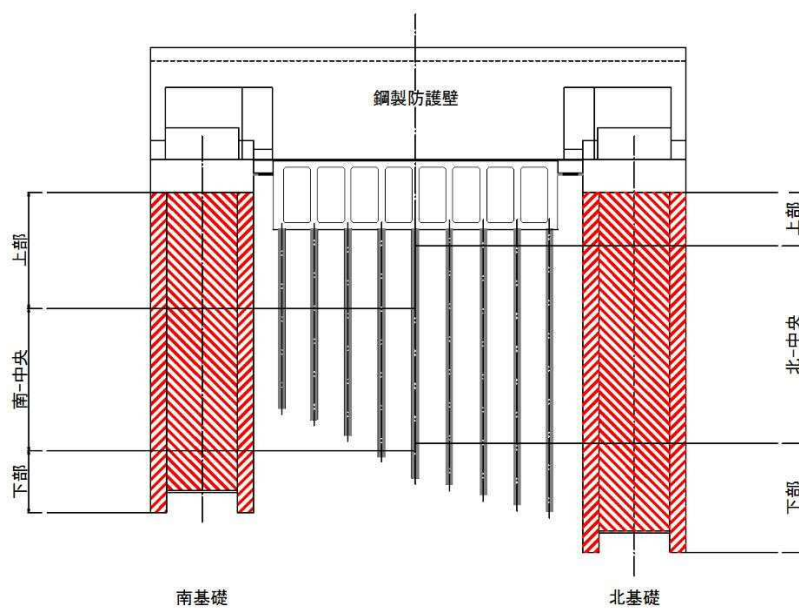


表 5.1-2(4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面, ③-③断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{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 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)					
南-上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1912195	175254	4.0	21	0.19	③	S _s -31 H+V+
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2961745	218370	5.3	21	0.25	③	S _s -31 H+V+
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (17段)	2394817	327514	5.4	21	0.26	①	S _s -31 H+V+
北-下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2534777	354745	5.9	21	0.29	①	S _s -31 H+V+

注記 * : 評価位置は下図に示す。

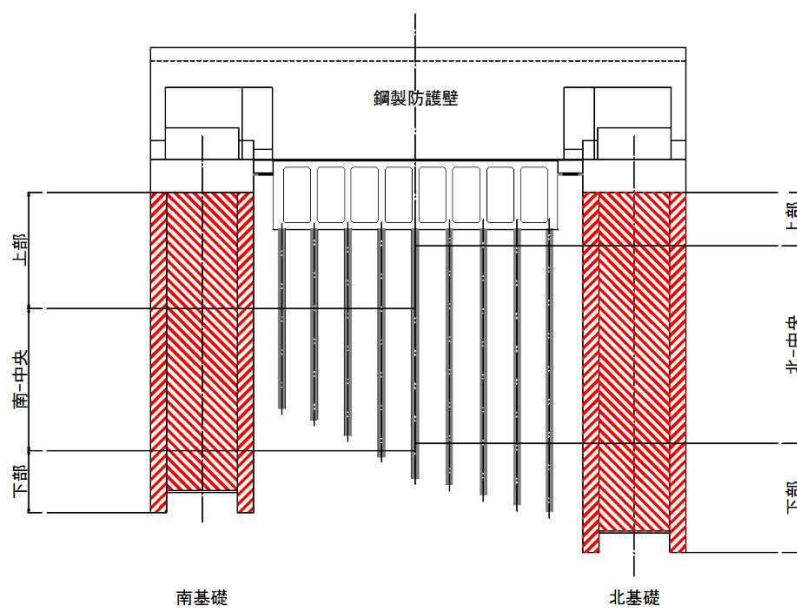


表 5.1-2(5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面, ③-③断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)					
南-上部	15500	15500	12050	D51@150 11段	1899196	158335	79.0	435	0.19	①	$S_s - D1$ H-V-
南-中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2886147	182219	95.0	435	0.22	①	$S_s - D1$ H-V-
北-中央	15500	15500	13400	D51@150 (17段)	2251291	253370	88.0	435	0.21	⑤	$S_s - D1$ H+V+
北-下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2262196	258040	97.0	435	0.23	⑤	$S_s - D1$ H+V+

注記 * : 評価位置は下図に示す。

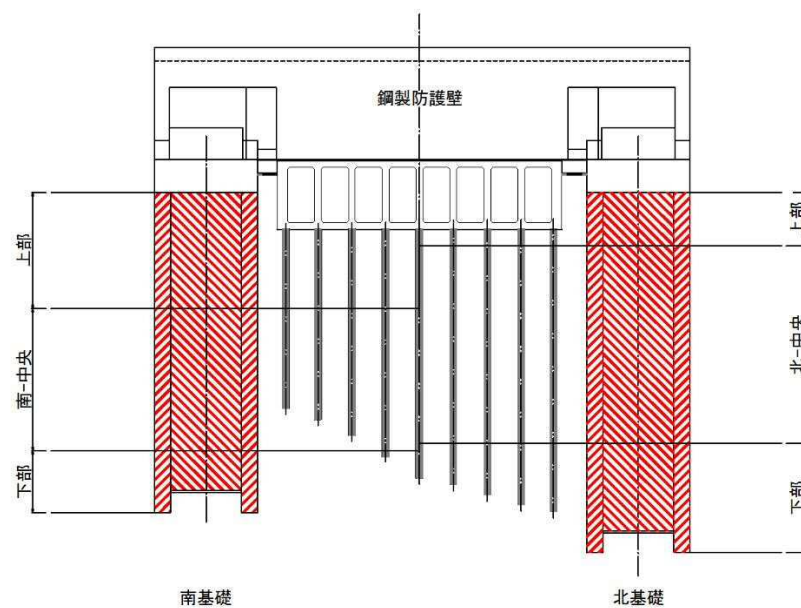
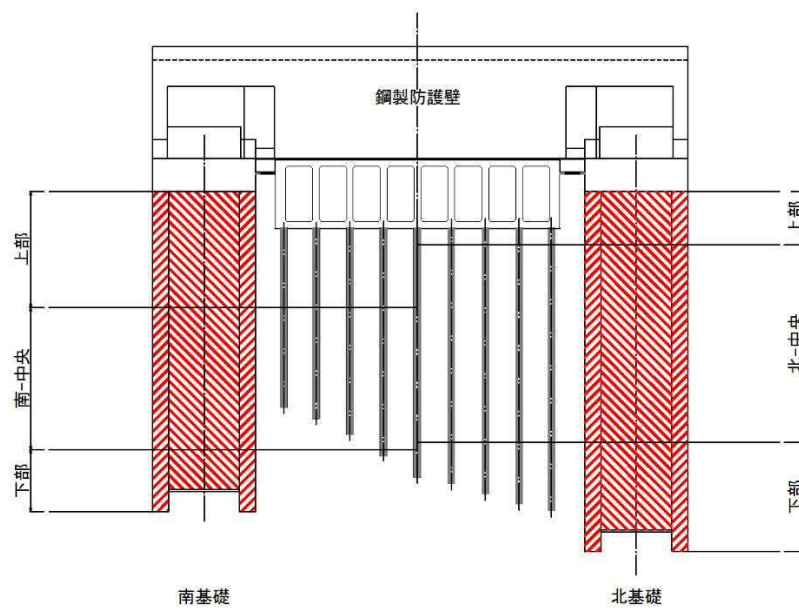
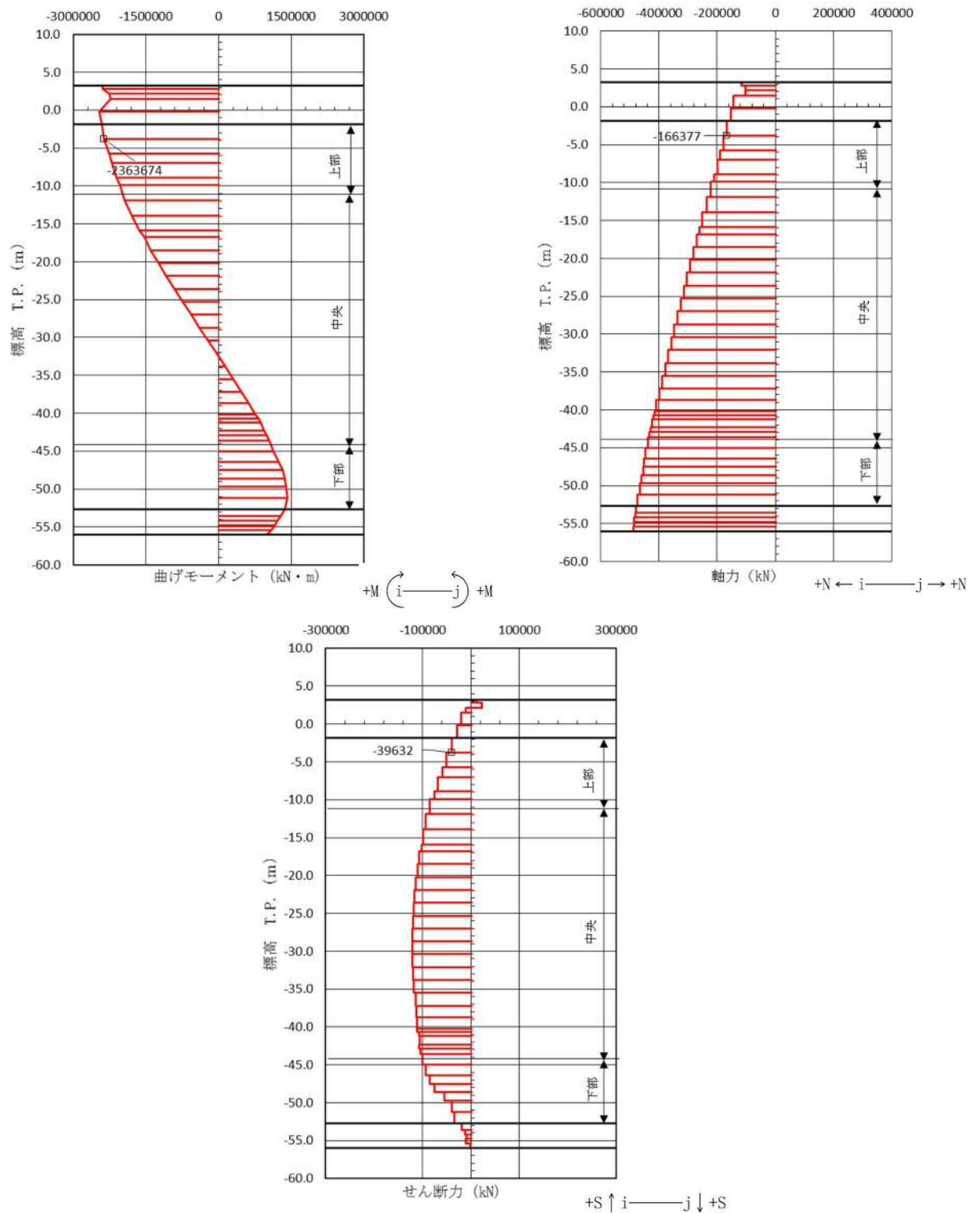


表 5.1-2(6) せん断力に対する照査結果(②-②断面, ③-③断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	照査値 V/Va	検討 ケース	地震波
	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	有効高 d(mm)						
南-上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144845	226924	0.64	③	S s -31 H+V+
南-中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	165949	410783	0.41	④	S s -31 H+V+
北-中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	128987	335426	0.39	④	S s -D1 H+V-
北-下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	143805	337247	0.43	④	S s -D1 H+V-

注記 * : 評価位置は下図に示す。





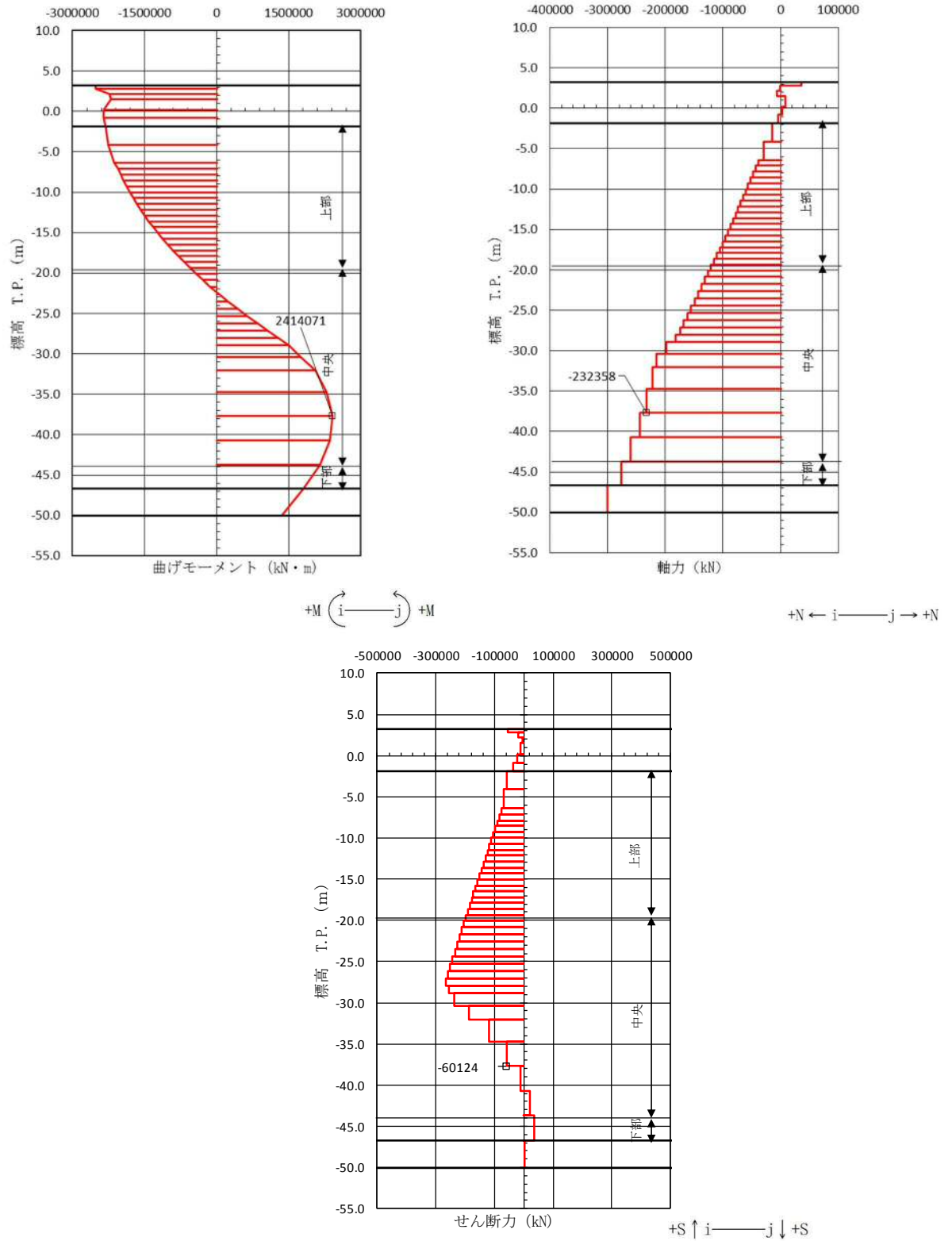
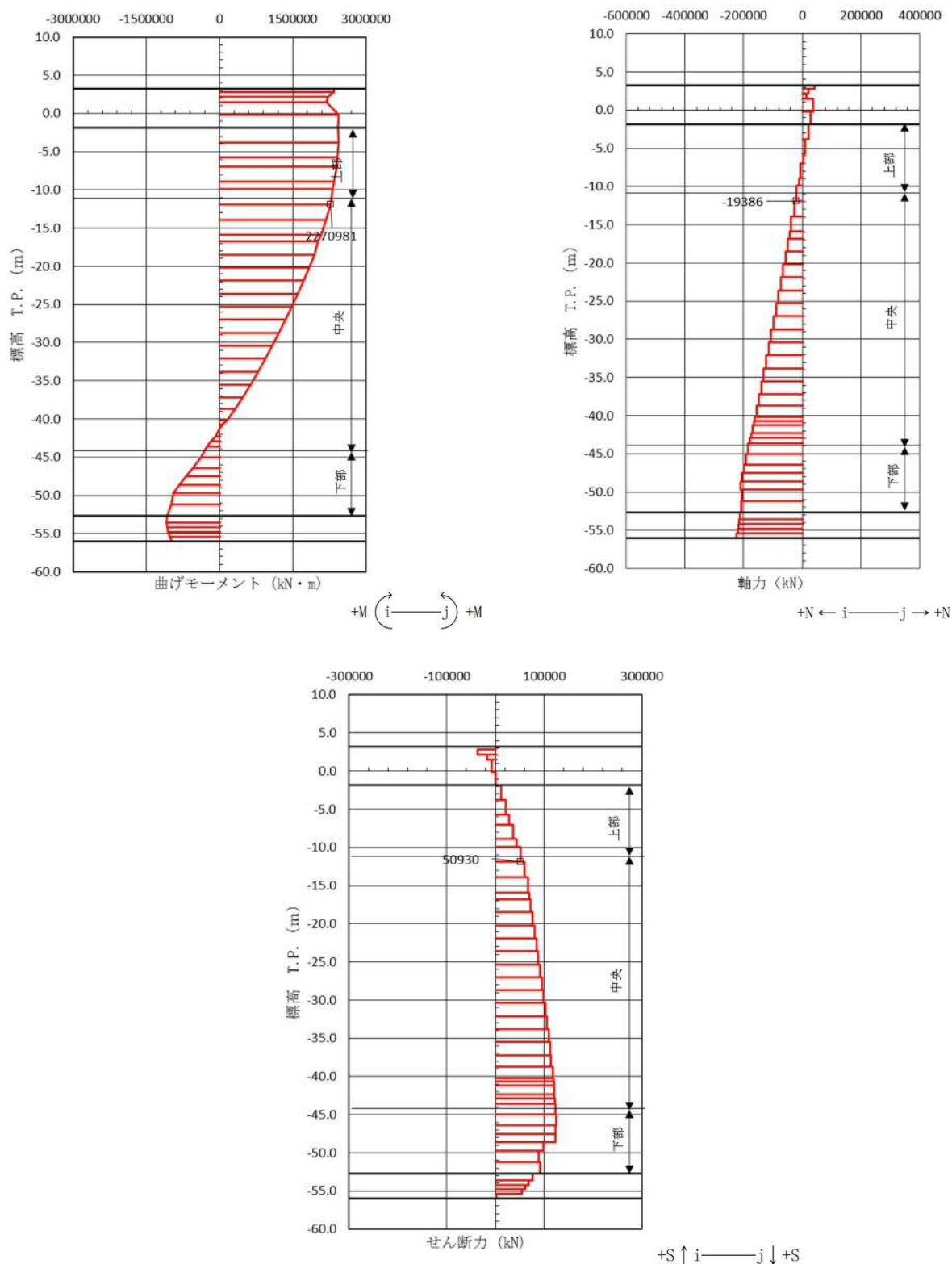


図 5.1-3 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①-①断面南基礎 中央）

($S_s - D1$ [H-, V+] $t = 26.96$ 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)



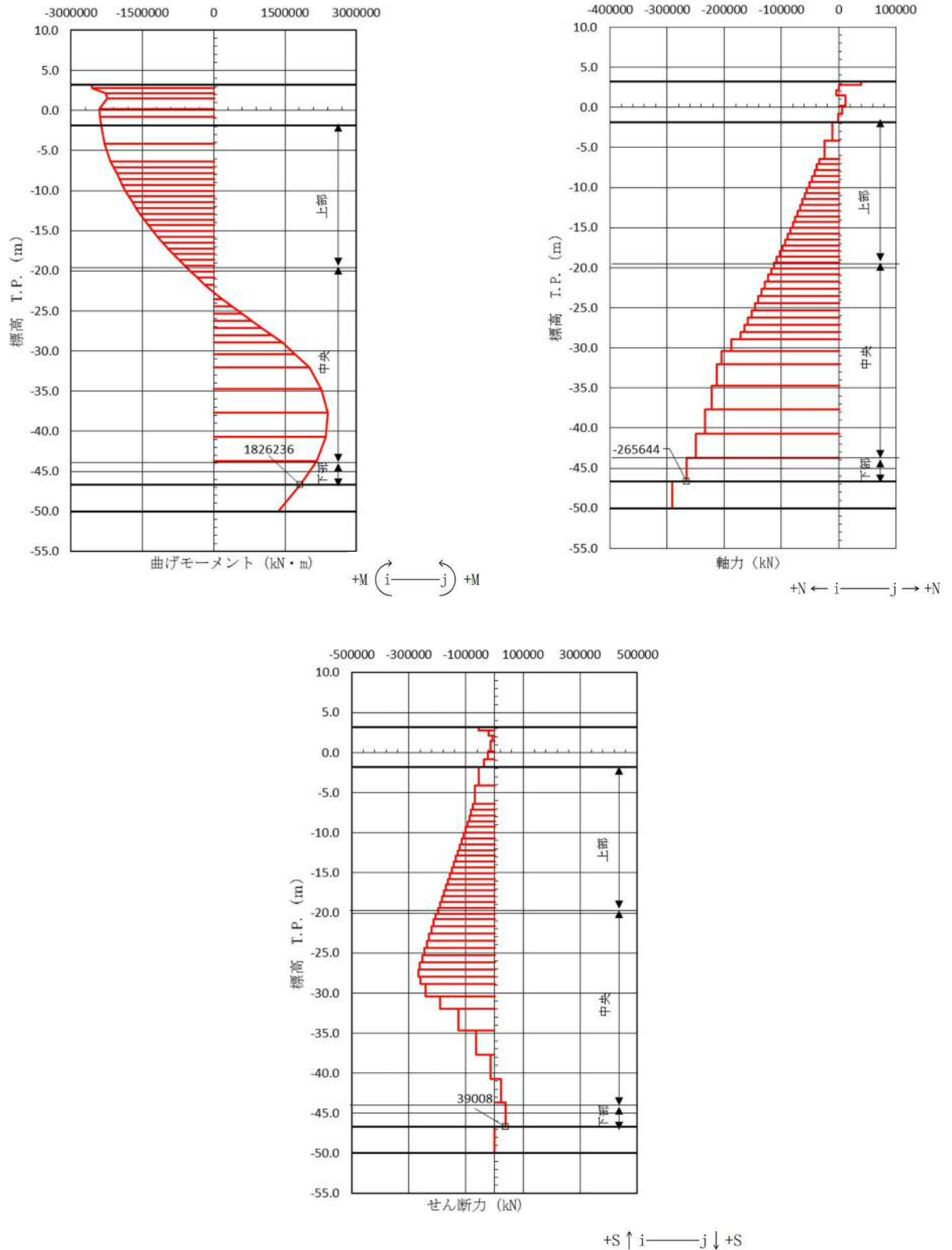
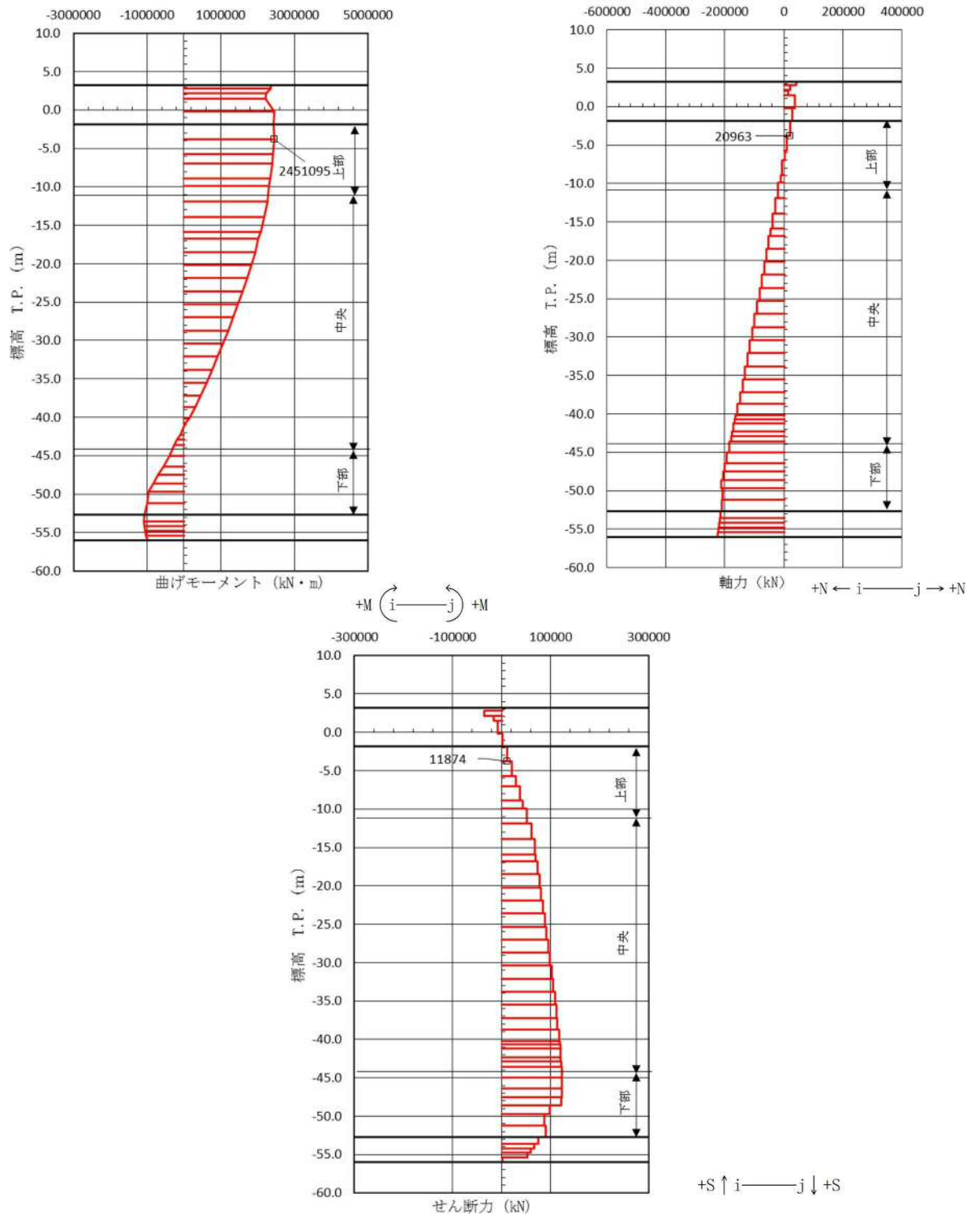
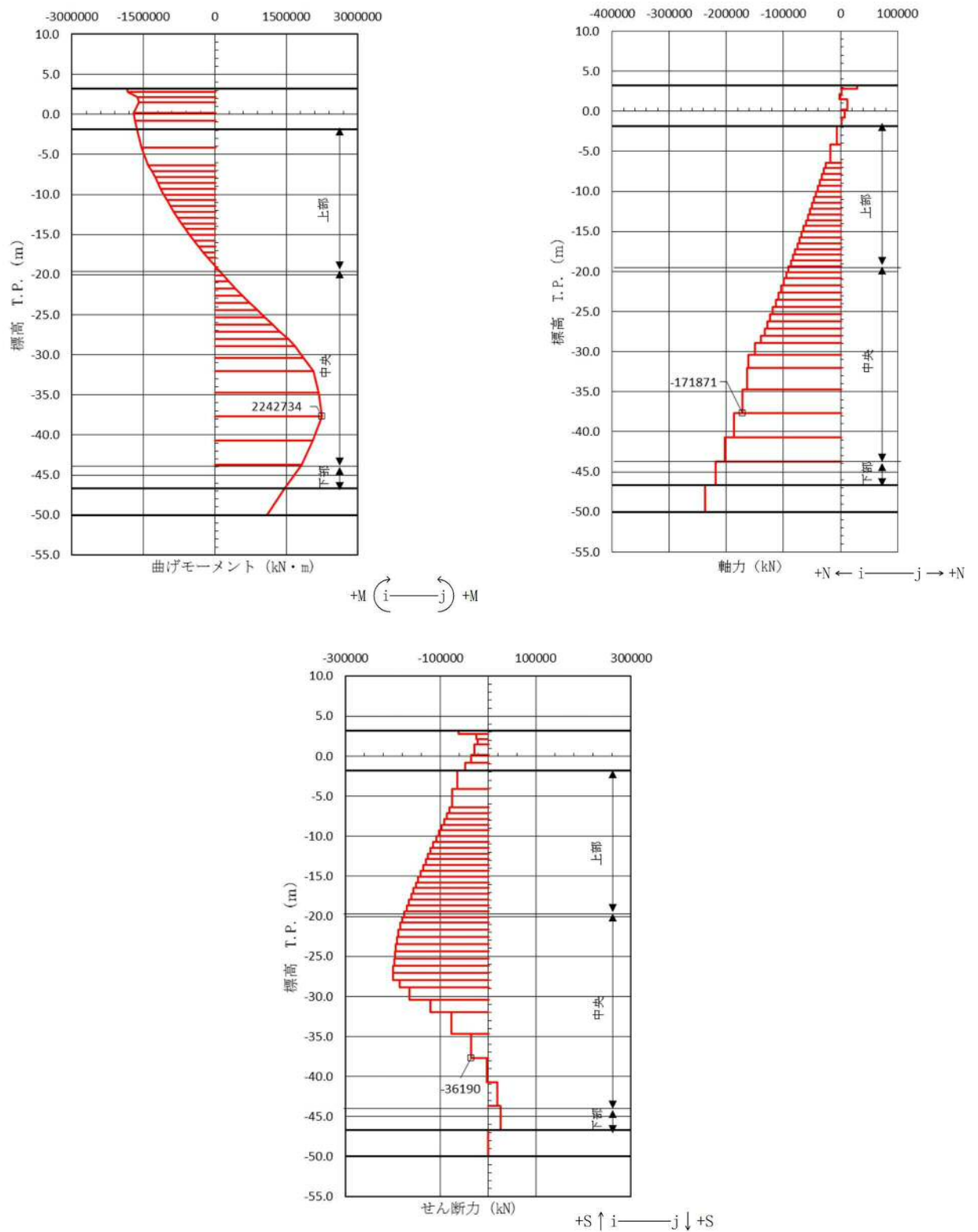
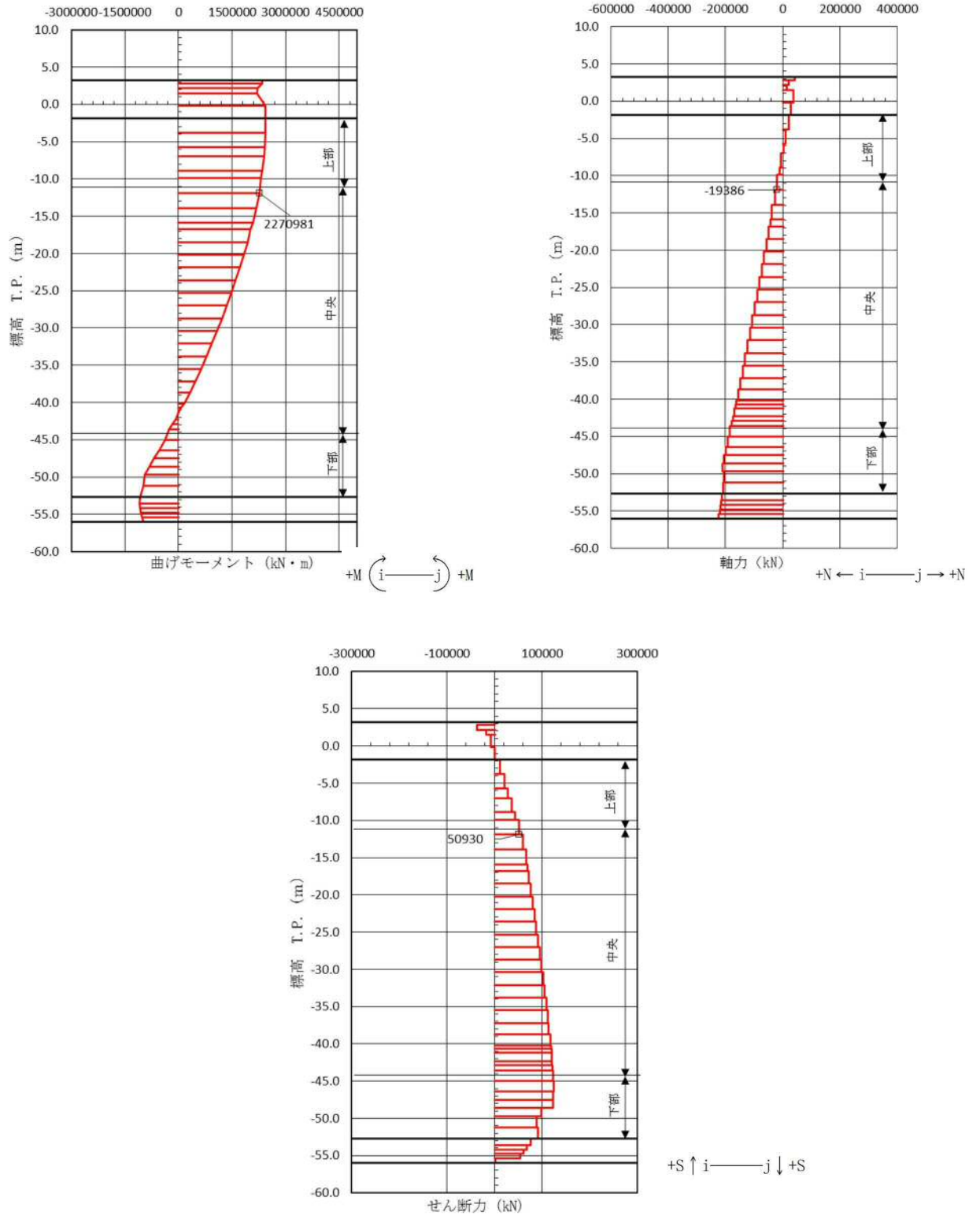


図 5.1-3 (4) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 下部)
($S_s - D1$ [H-, V+] $t = 26.99$ s)

(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)







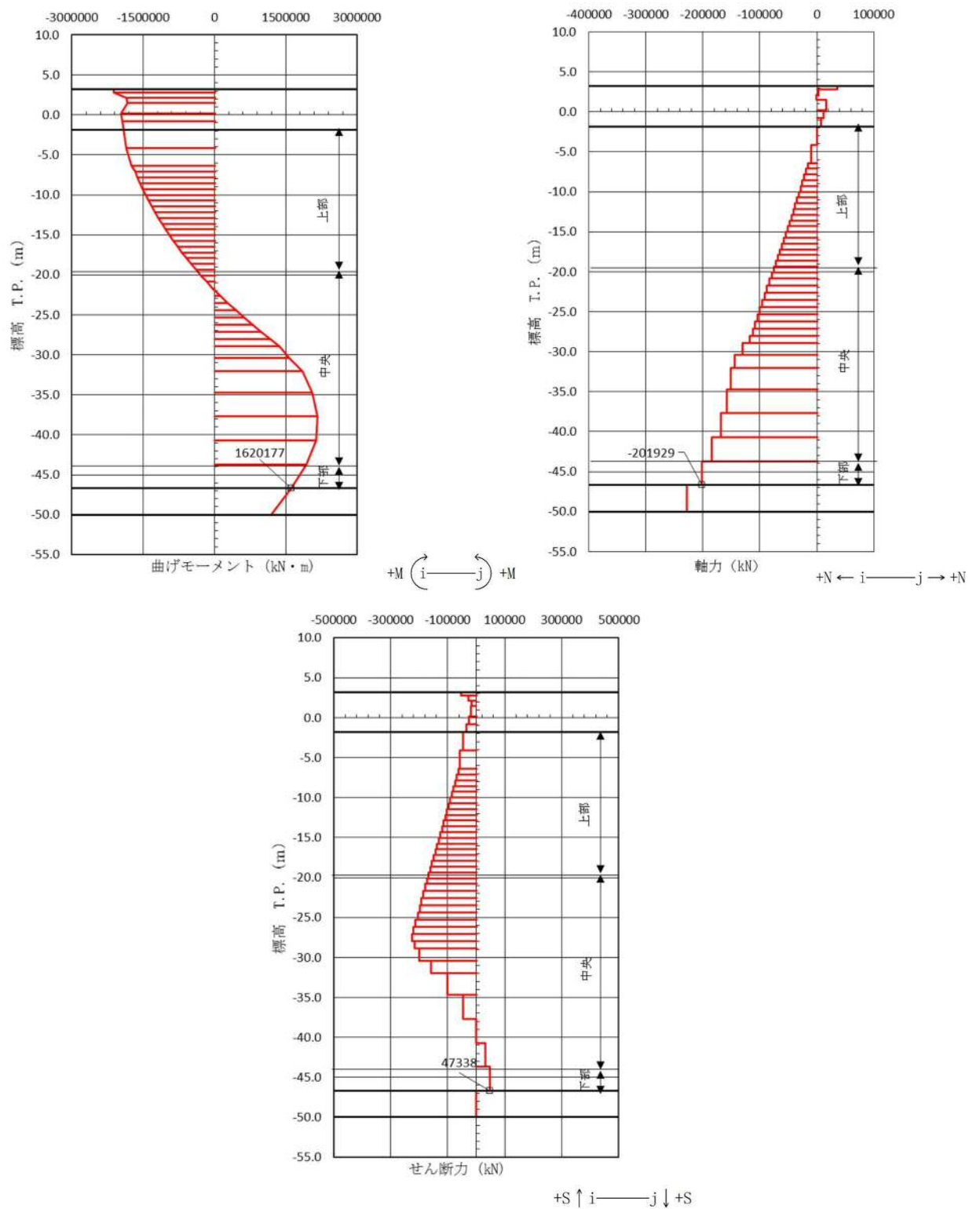
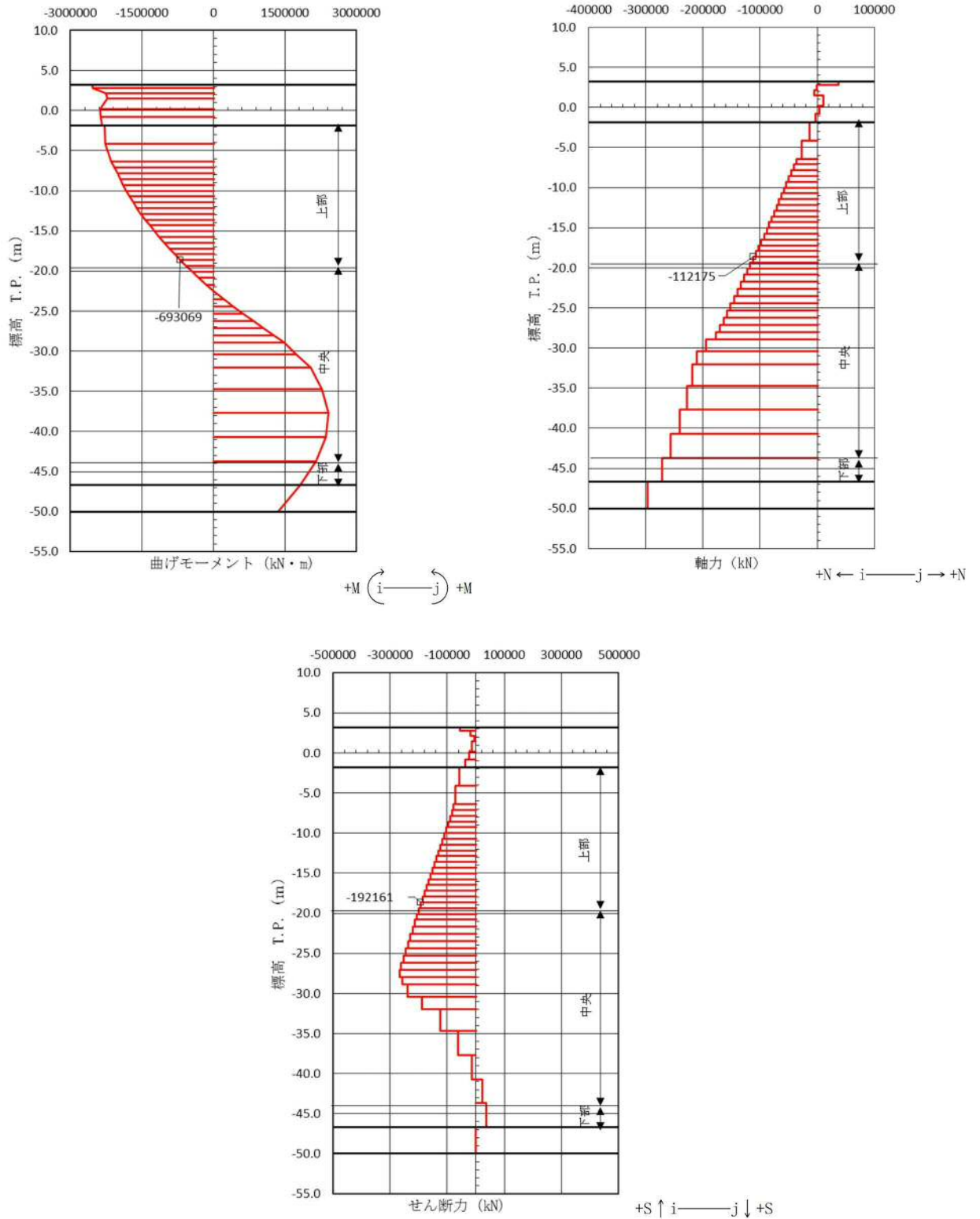
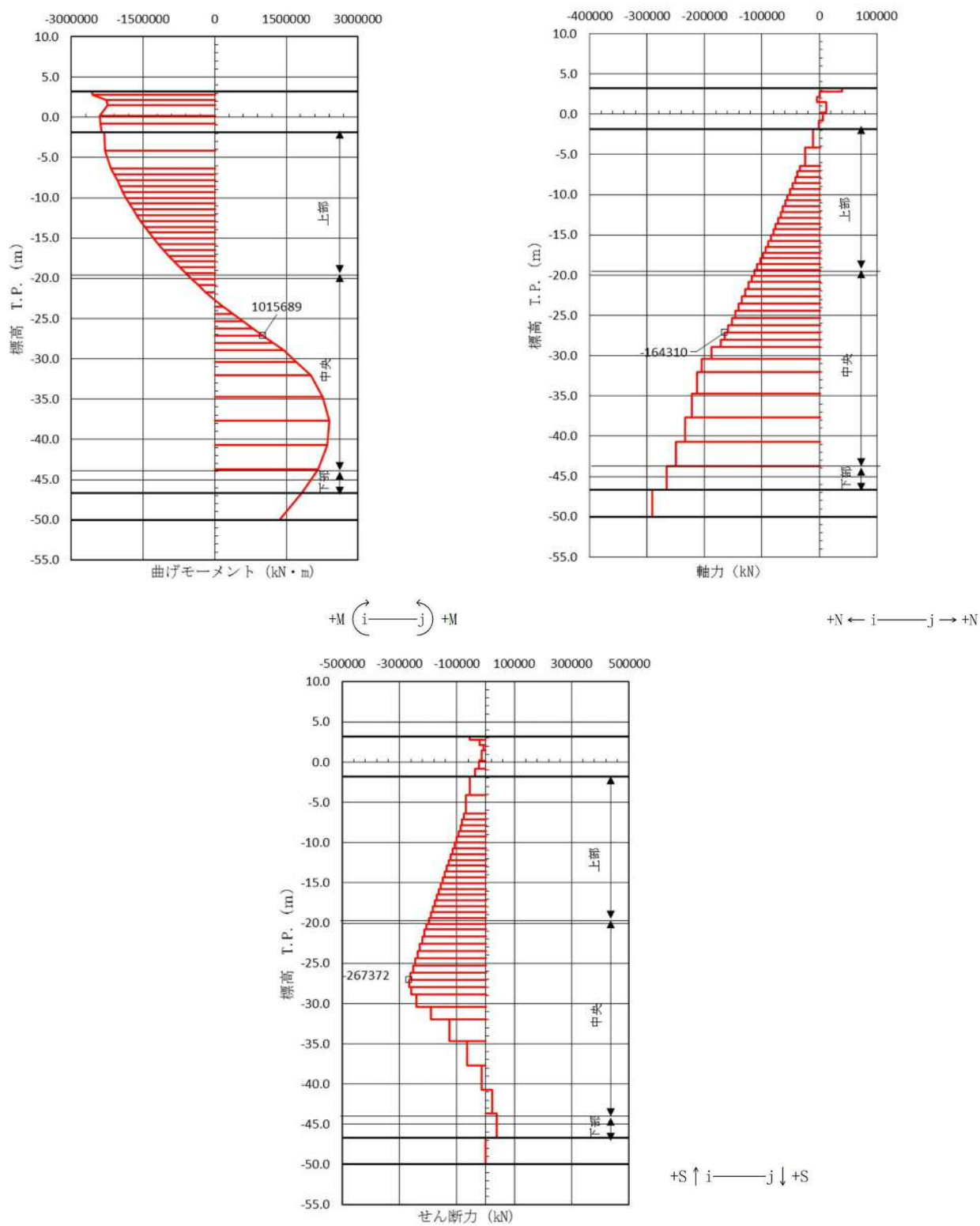
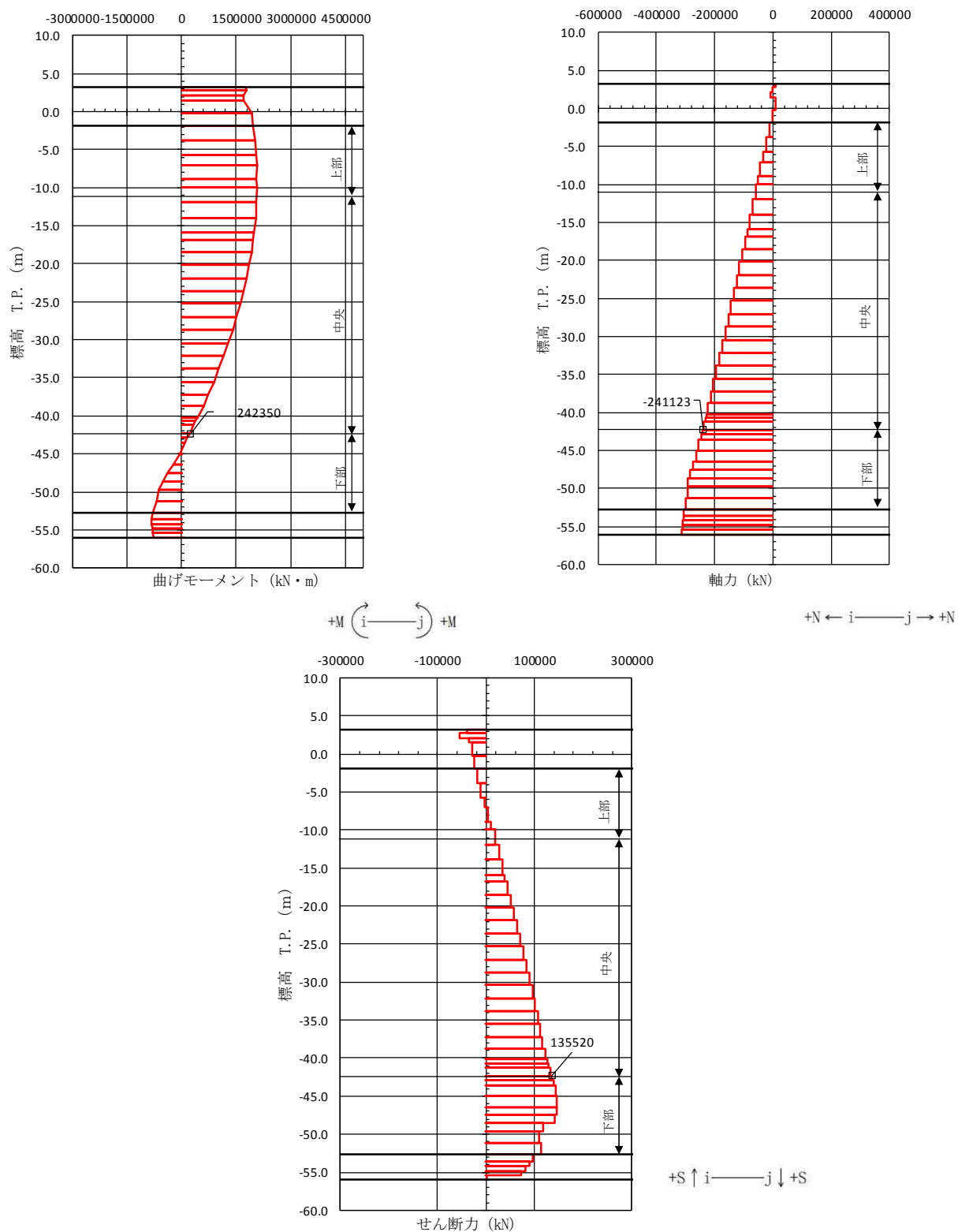


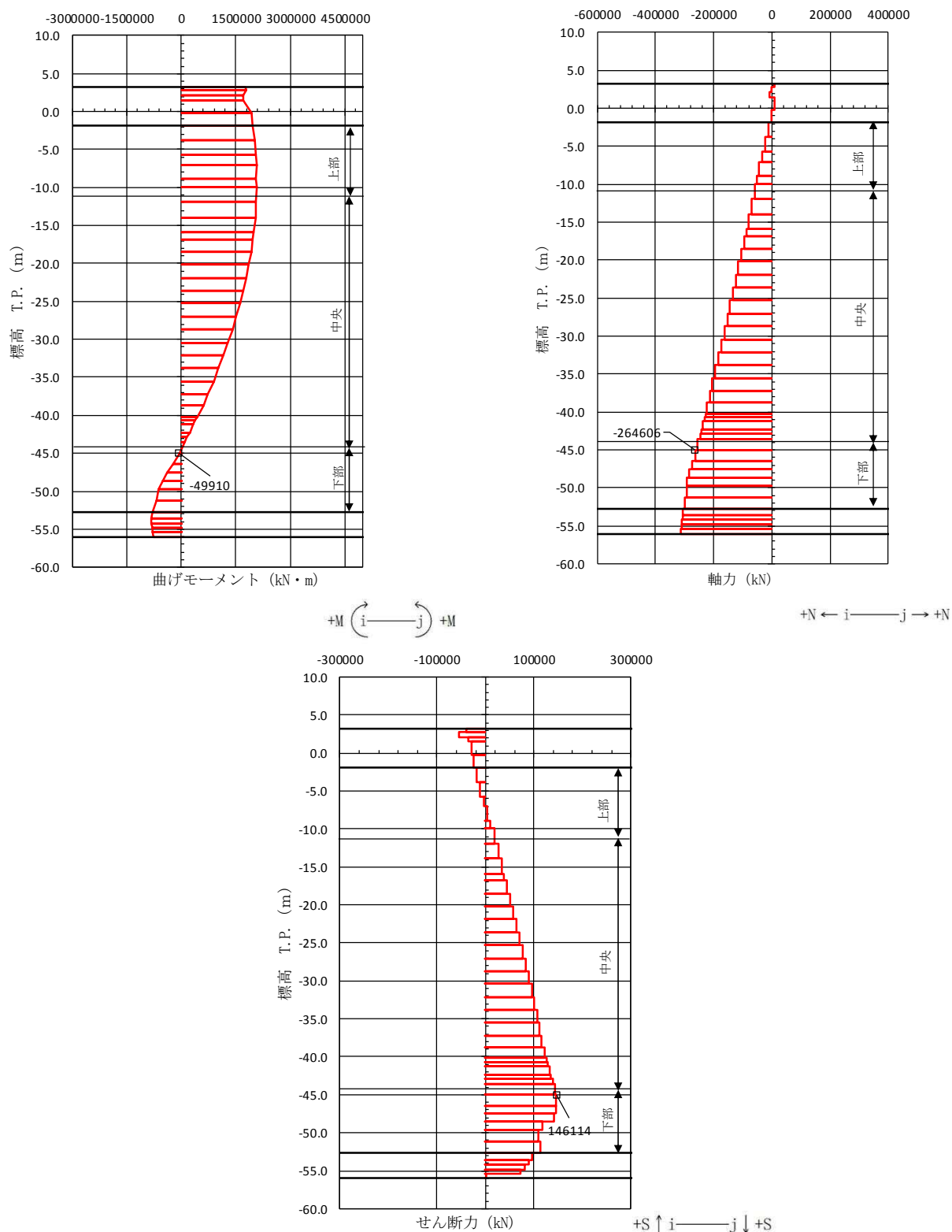
図 5.1-3 (8) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 下部)
($S_s - D1$ [H-, V+] $t = 23.37$ s)

(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)









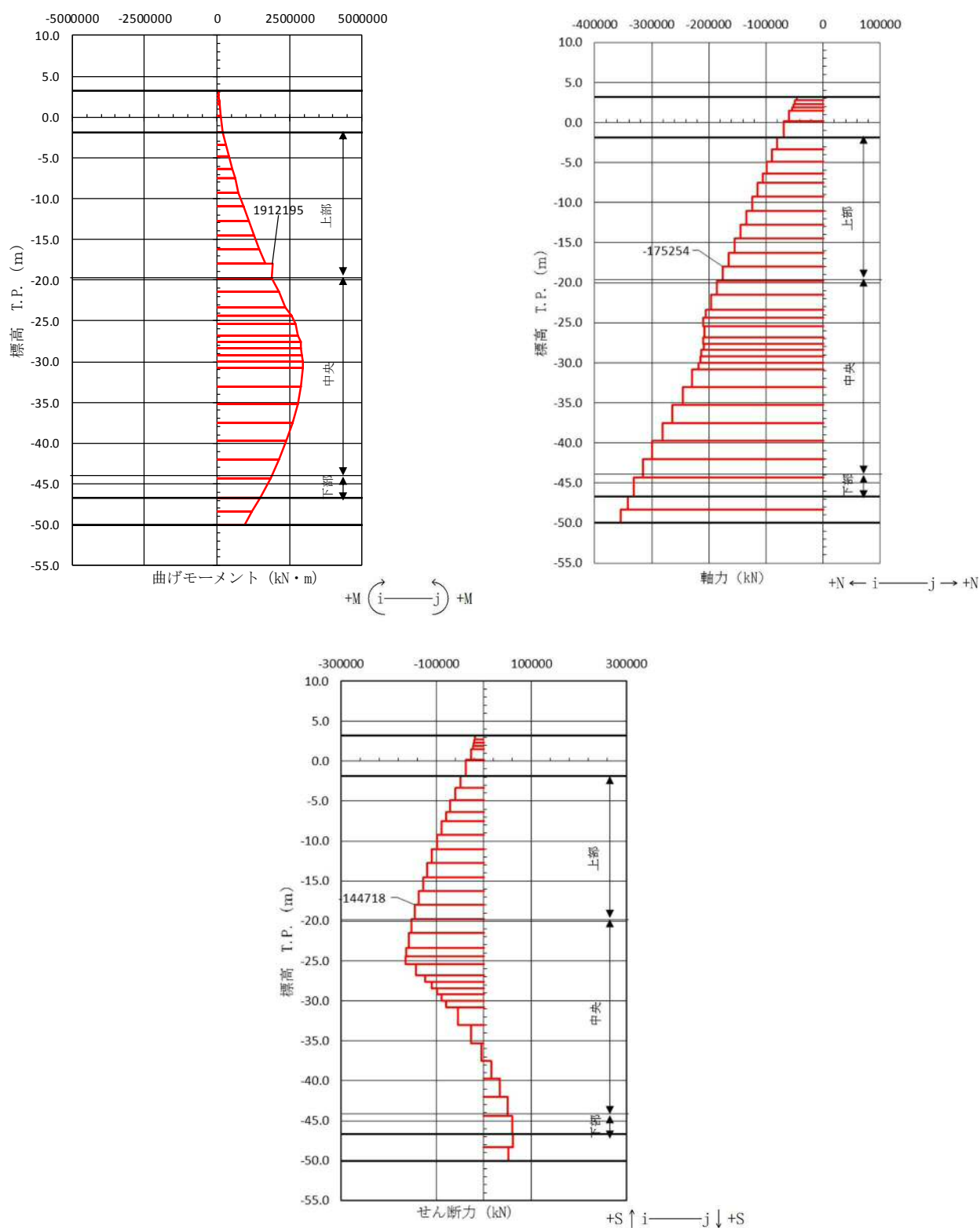
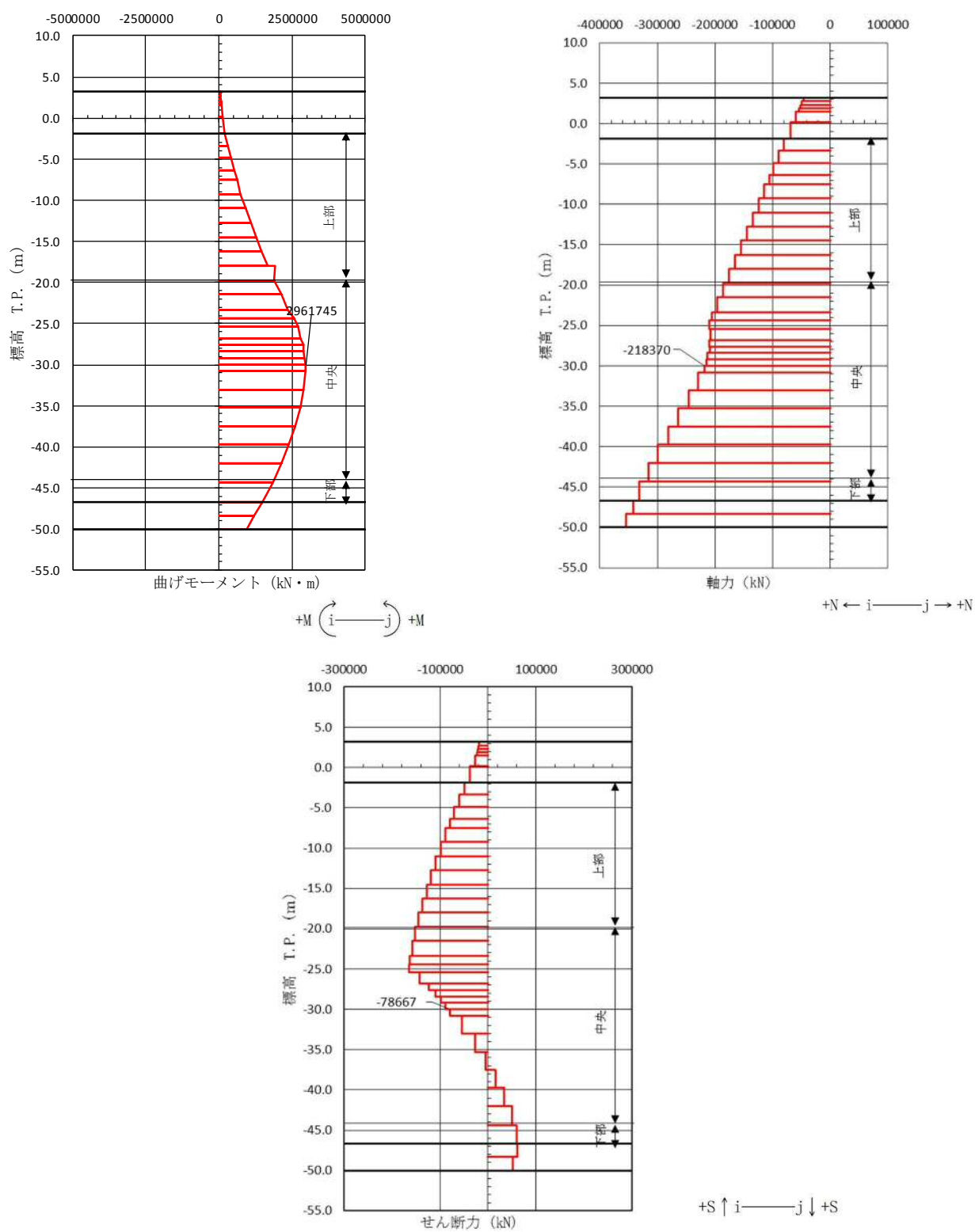
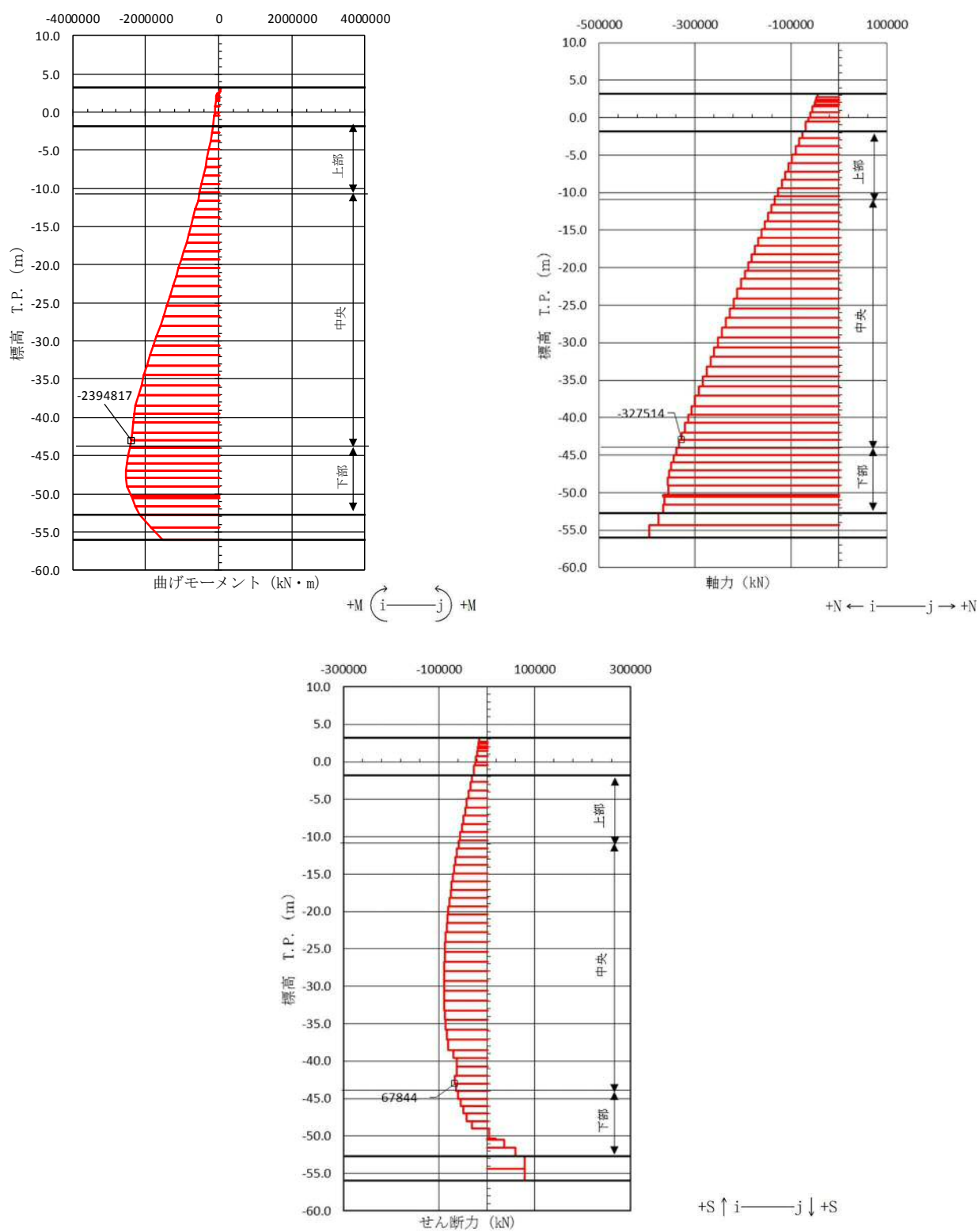
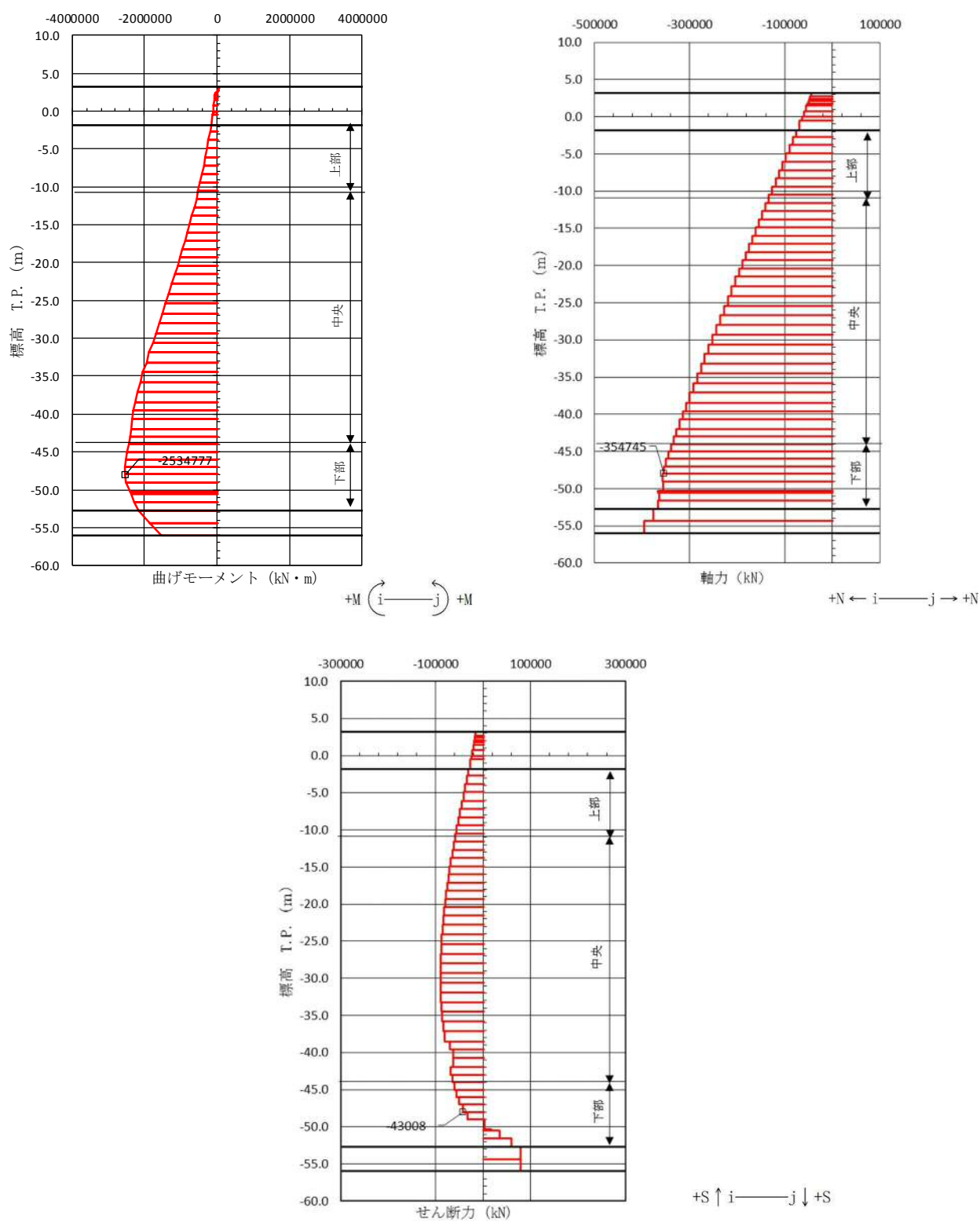
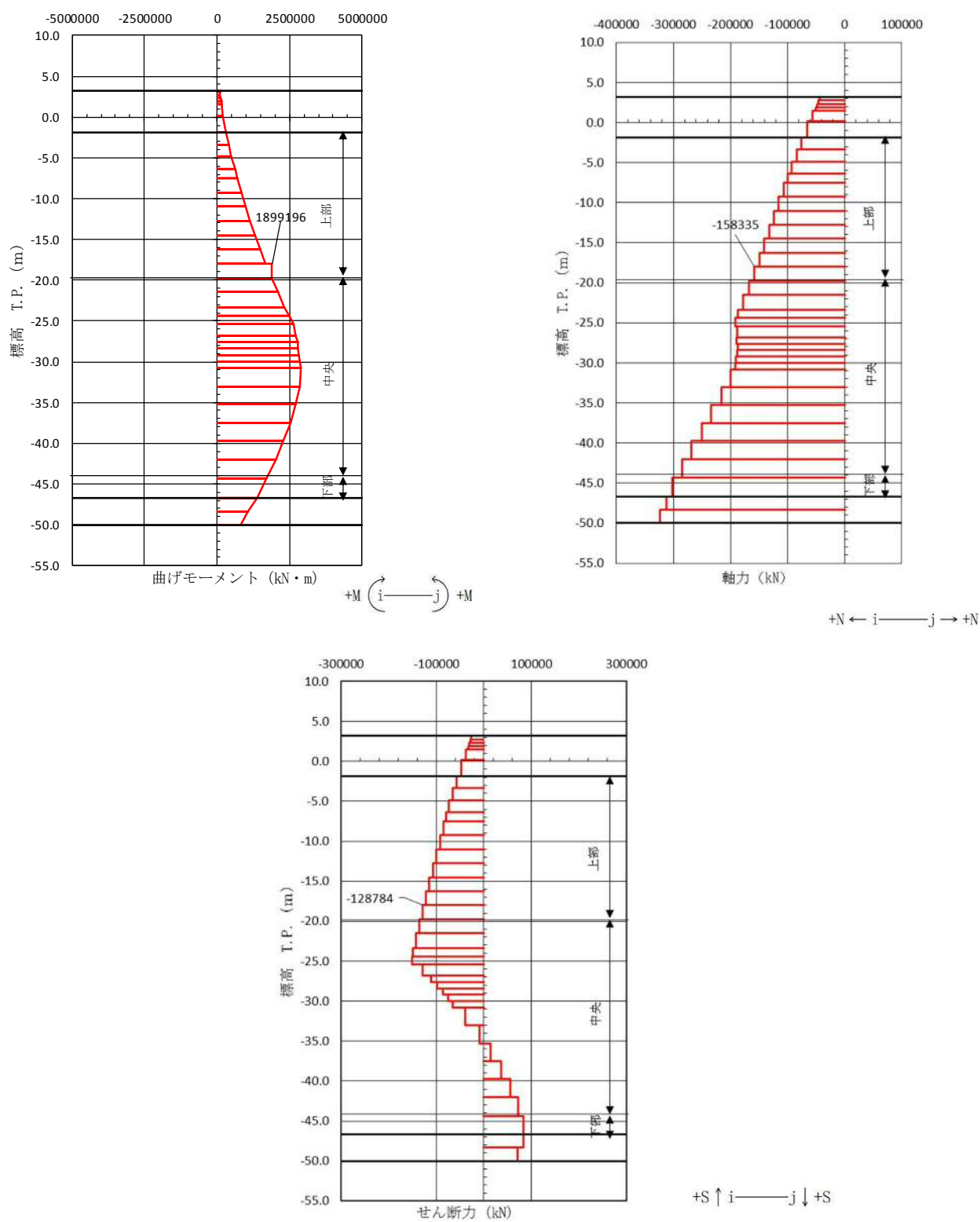


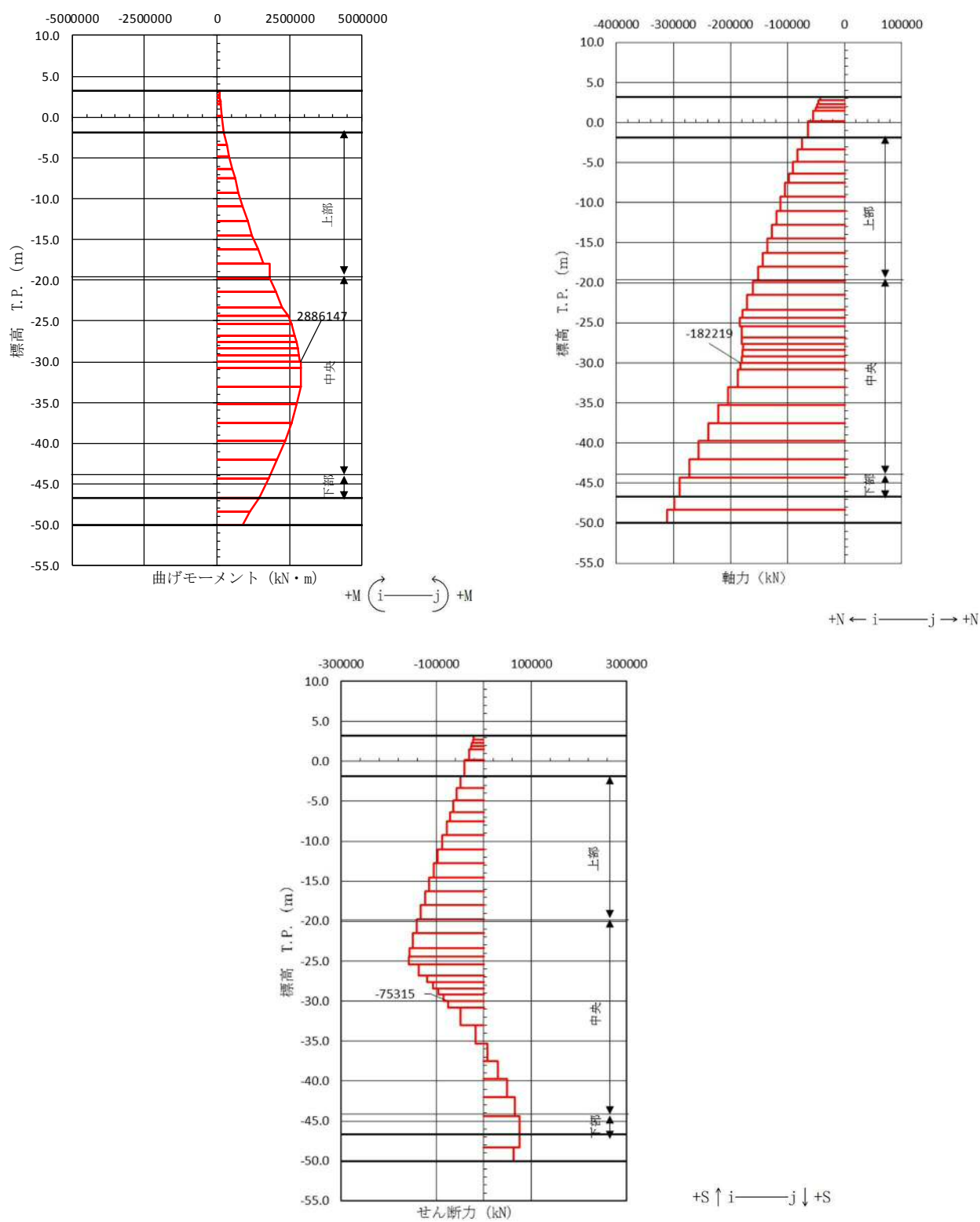
図 5.1-3 (13) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面 上部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 8.83 s)$
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

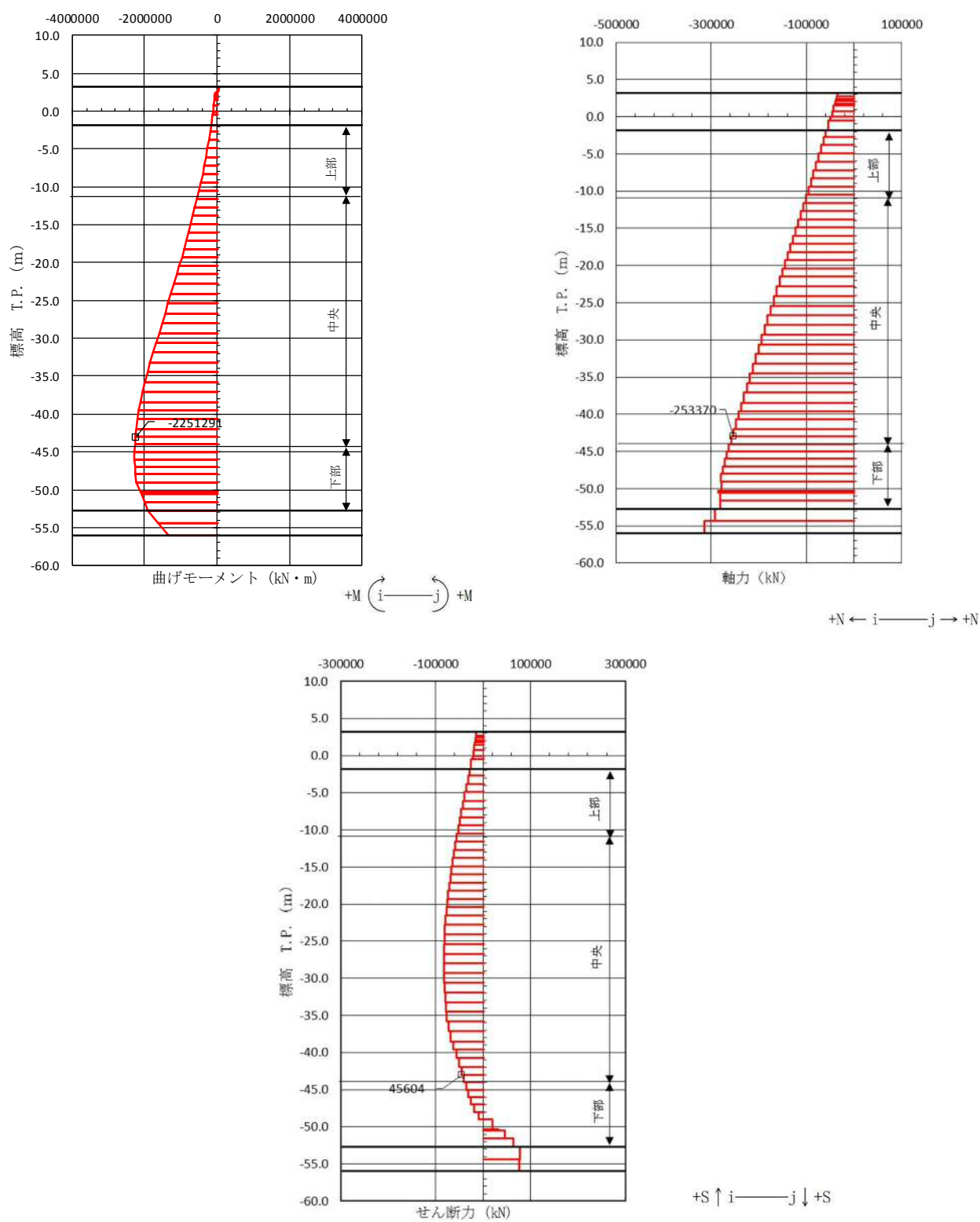












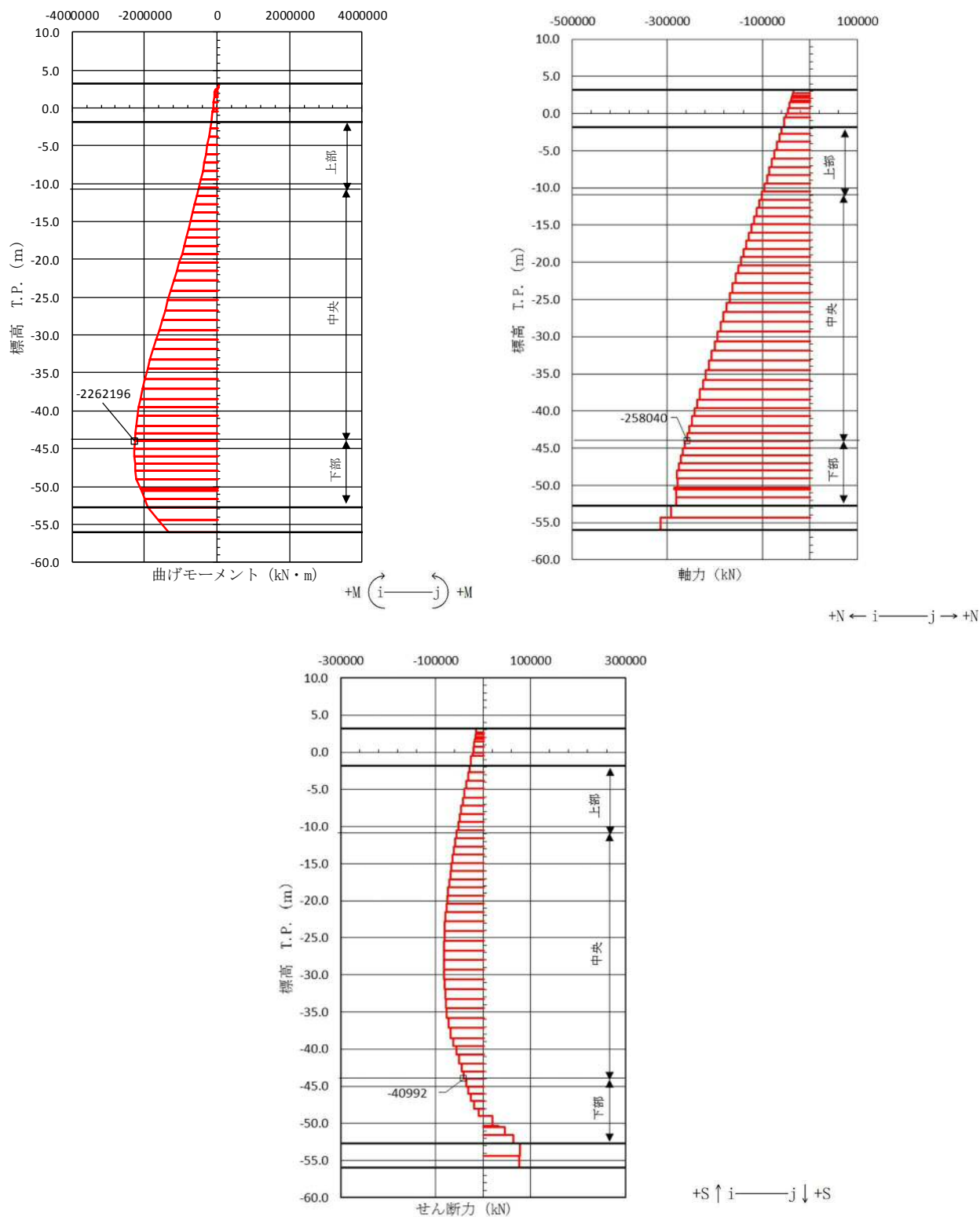


図 5.1-3 (20) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面 下部)
 $(S_s - D1 [H+, V+] t = 22.62 \text{ s})$
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

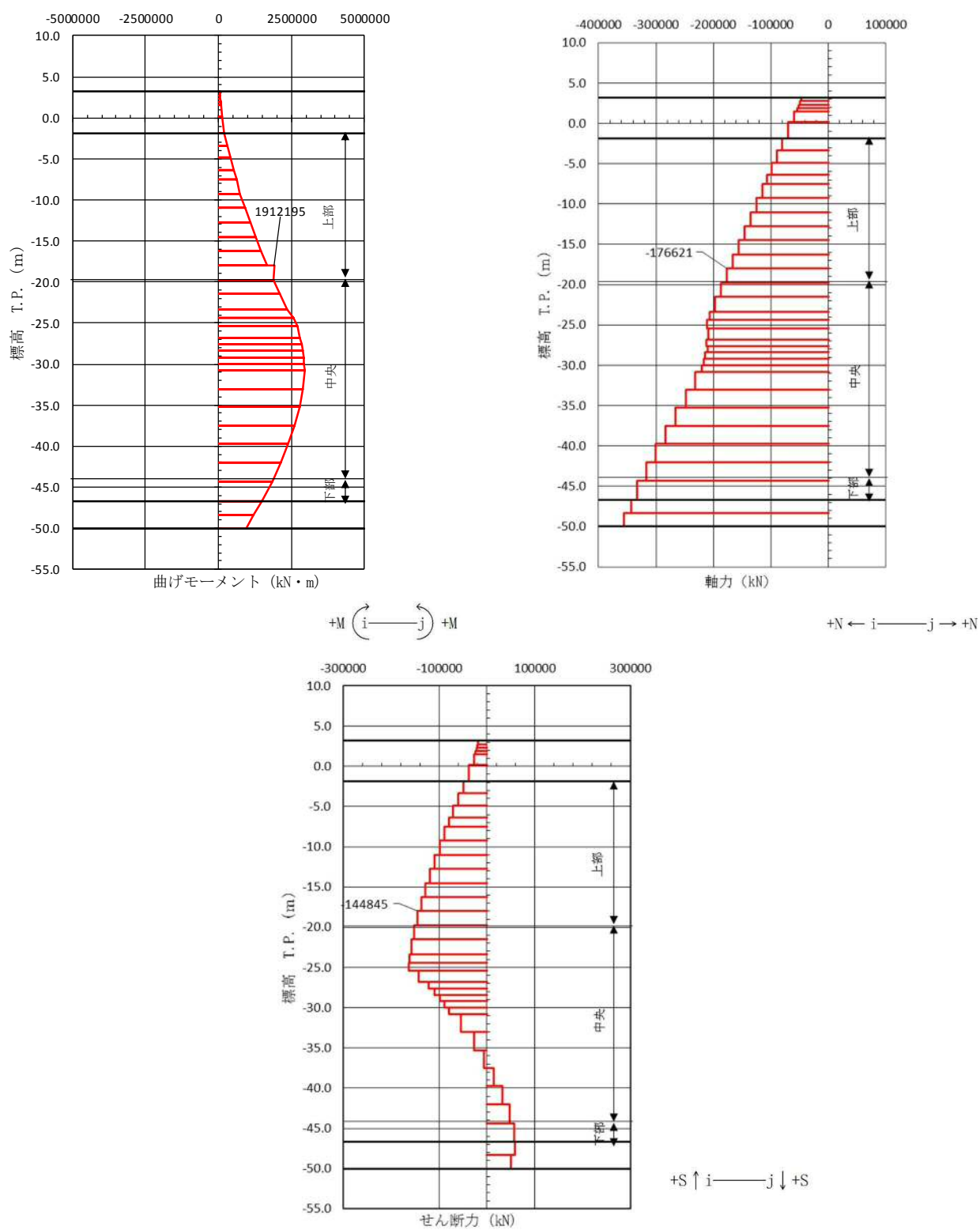
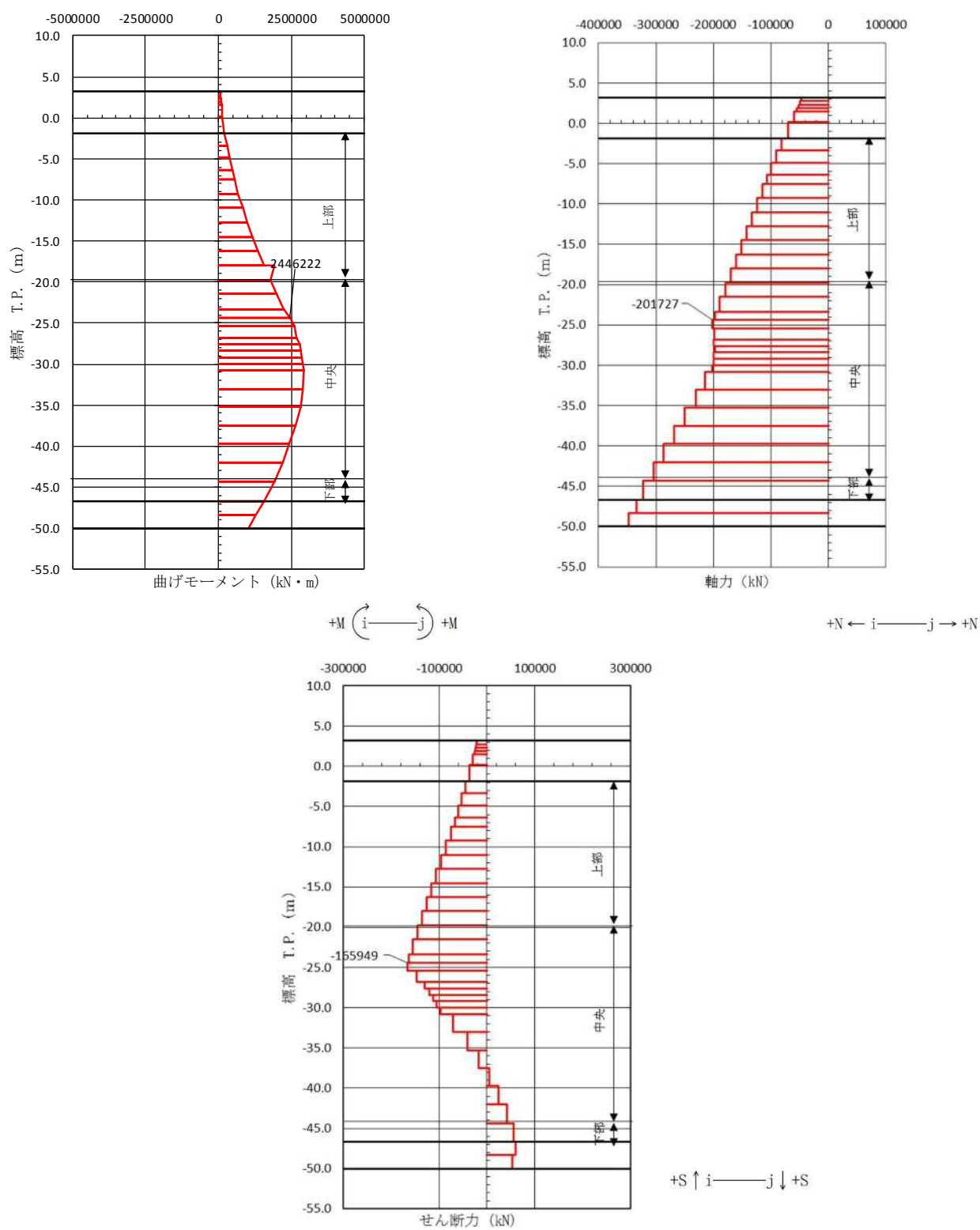
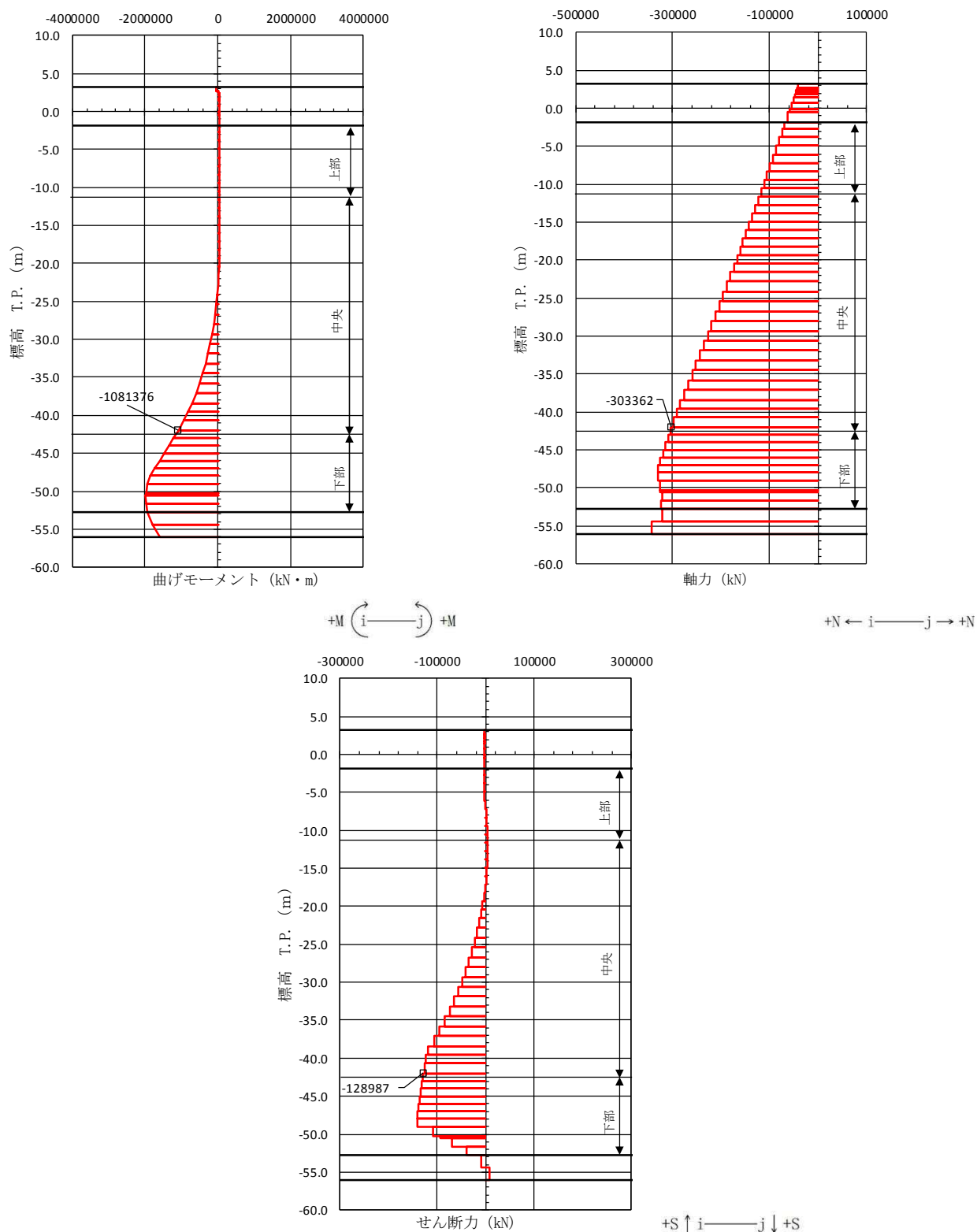
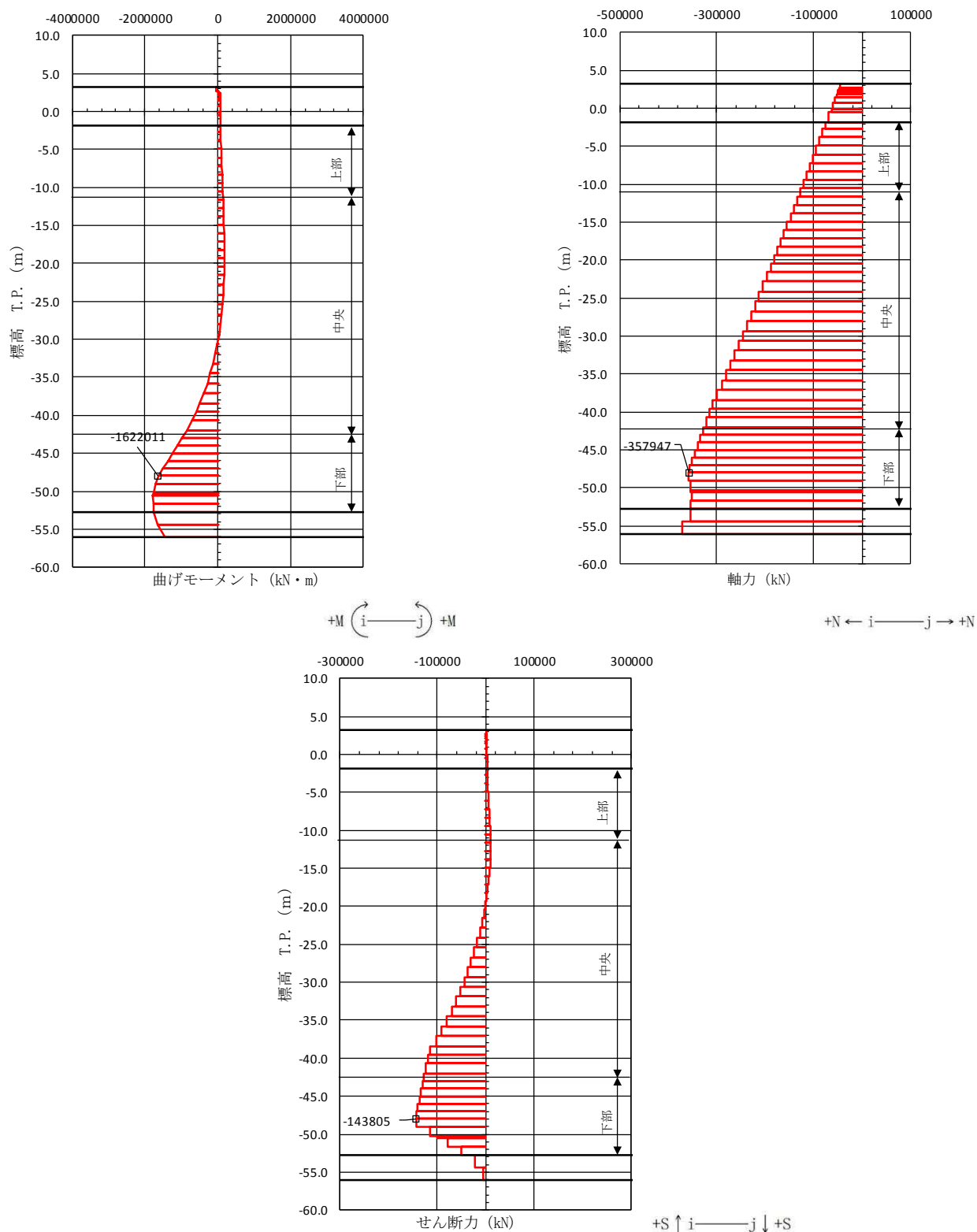


図 5.1-3 (21) せん断が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面 上部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 8.82 s)$
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)







(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 5.1-3 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 5.1-3 (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)

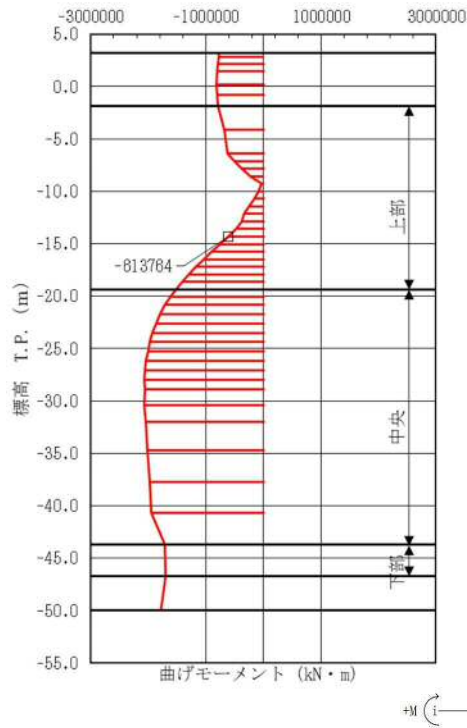
検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	Ss-D1	H+, V+	①①断面	0.83	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H+, V-	①-①断面	0.83	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V+	①-①断面	0.77	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V-	①-①断面	0.71	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-11	H+, V+	①-①断面	0.53	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-12	H+, V+	①-①断面	0.66	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-13	H+, V+	①-①断面	0.66	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-14	H+, V+	①-①断面	0.46	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-21	H+, V+	①-①断面	0.46	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-22	H+, V+	①-①断面	0.64	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H+, V+	①-①断面	0.78	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H-, V+	①-①断面	0.49	せん断力	上部	南基礎

表 5.1-3 (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
(③-③断面)

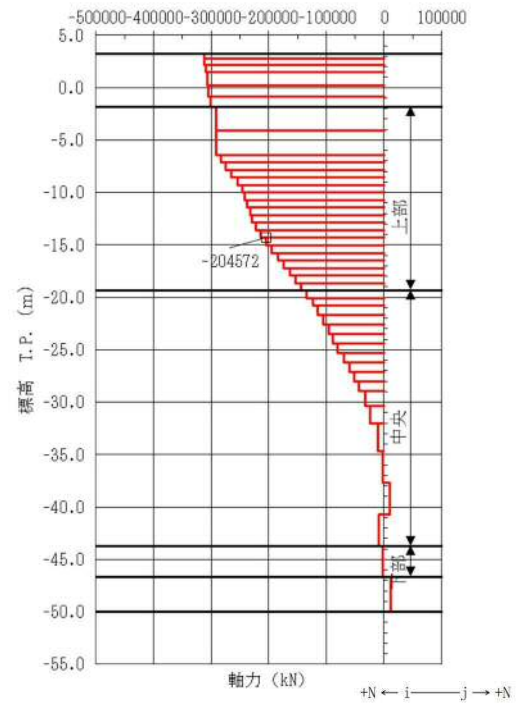
検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	Ss-D1	H+, V+	②-②断面	0.54	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H+, V-	②-②断面	0.53	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V+	②-②断面	0.59	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-D1	H-, V-	②-②断面	0.59	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-11	H+, V+	②-②断面	0.36	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-12	H+, V+	②-②断面	0.37	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-13	H+, V+	②-②断面	0.41	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-14	H+, V+	②-②断面	0.36	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-21	H+, V+	②-②断面	0.44	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-22	H+, V+	②-②断面	0.38	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H+, V+	②-②断面	0.64	せん断力	上部	南基礎
①	Ss-31	H-, V+	②-②断面	0.58	せん断力	上部	南基礎

表 5.1-3 (3) 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)

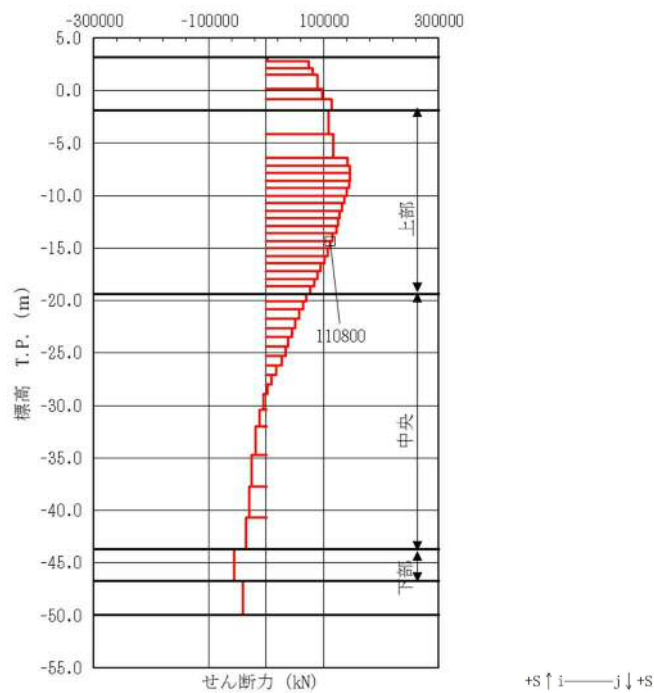
検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	Ss-D1	H+, V+	②-②断面	0.39	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-D1	H+, V-	②-②断面	0.39	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-D1	H-, V+	②-②断面	0.39	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-D1	H-, V-	②-②断面	0.36	せん断力	中央部	北基礎
①	Ss-11	H+, V+	②-②断面	0.20	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-12	H+, V+	②-②断面	0.28	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-13	H+, V+	②-②断面	0.27	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-14	H+, V+	②-②断面	0.26	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-21	H+, V+	②-②断面	0.23	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-22	H+, V+	②-②断面	0.27	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-31	H+, V+	②-②断面	0.29	せん断力	下部	北基礎
①	Ss-31	H-, V+	②-②断面	0.28	せん断力	下部	北基礎



曲げモーメント図



軸力図

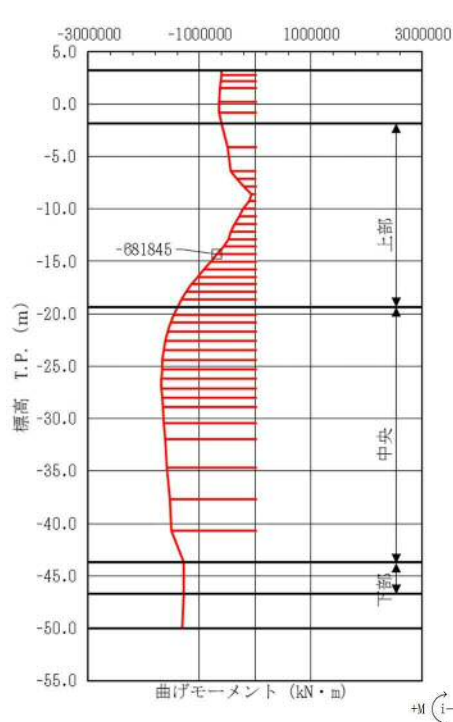


せん断力図

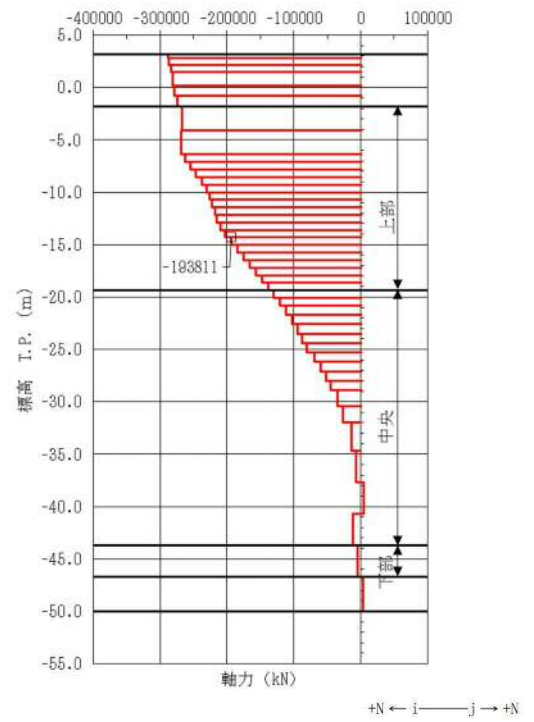
図 5.1-4 (1) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

($S_s - D1$ [H+, V+] $t = 23.26$ s)

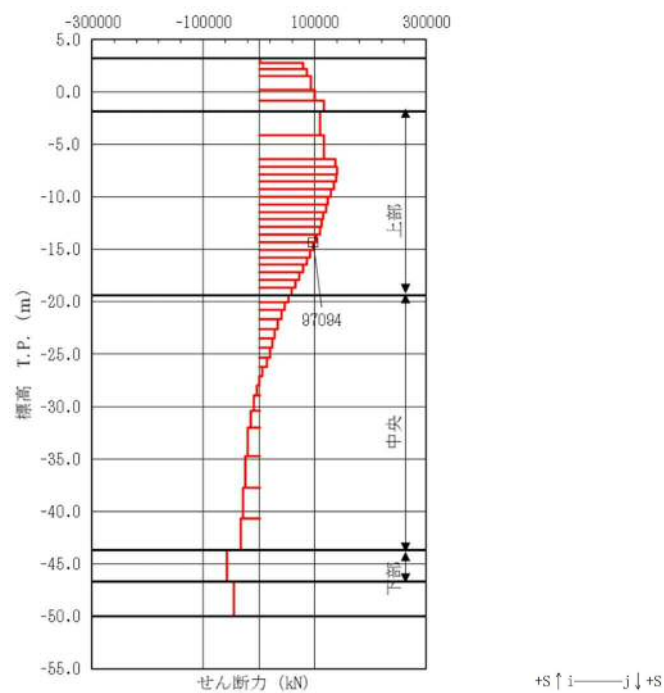
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

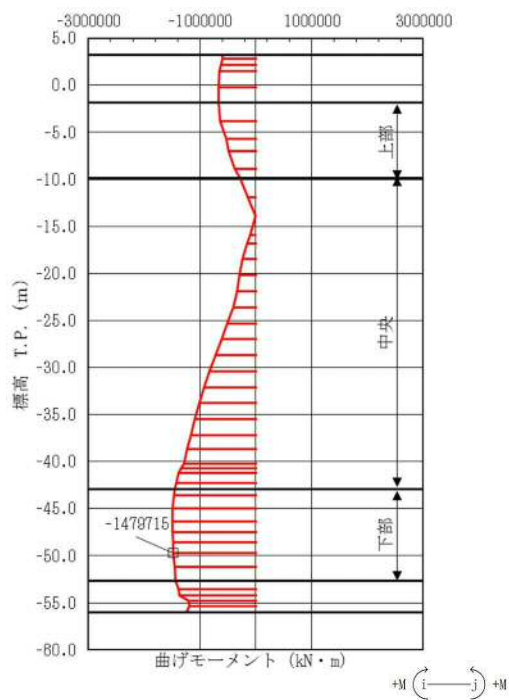


せん断力図

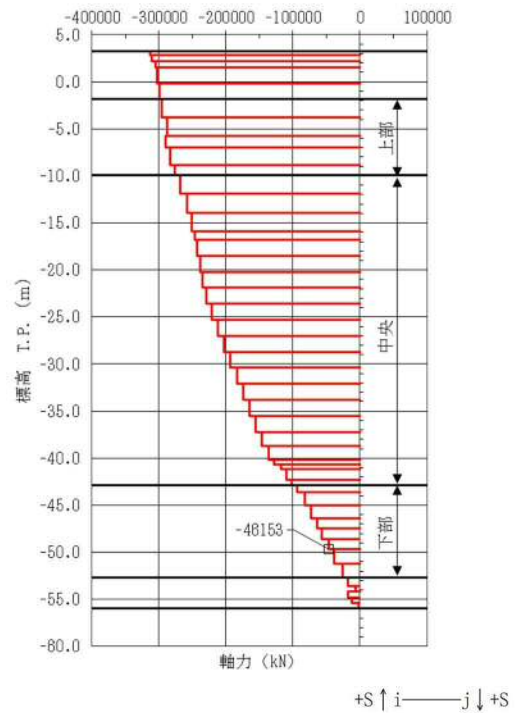
図 5.1-4 (2) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)

($S_s - D1$ [H+, V-], $t = 23.07$ s)

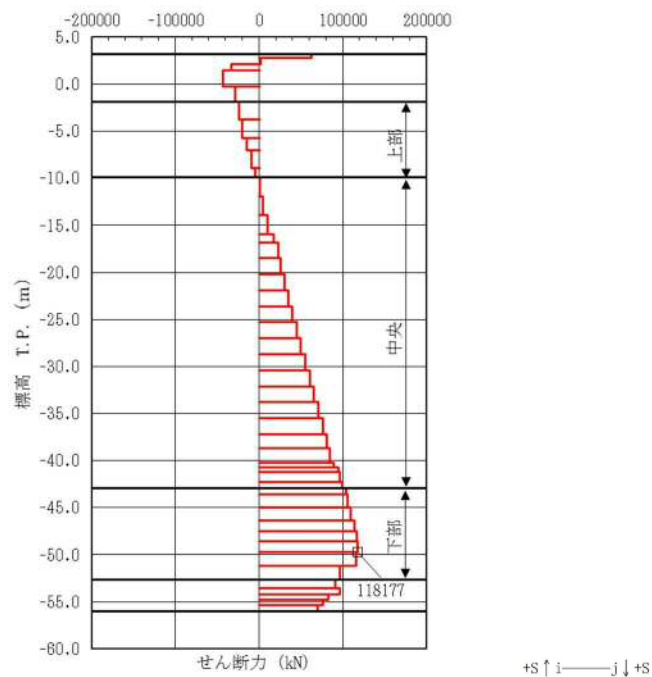
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

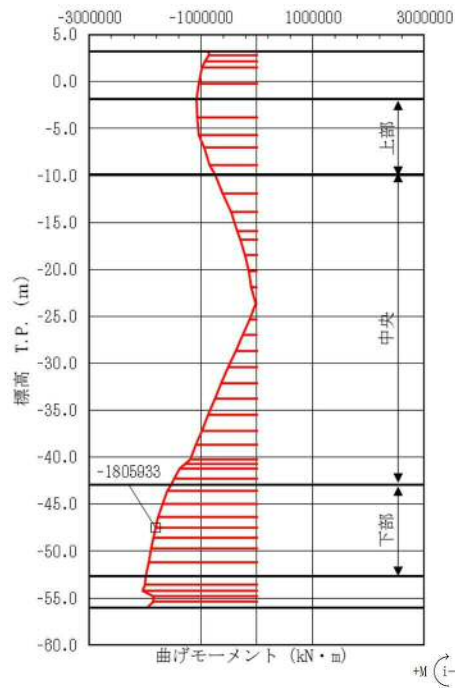


せん断力図

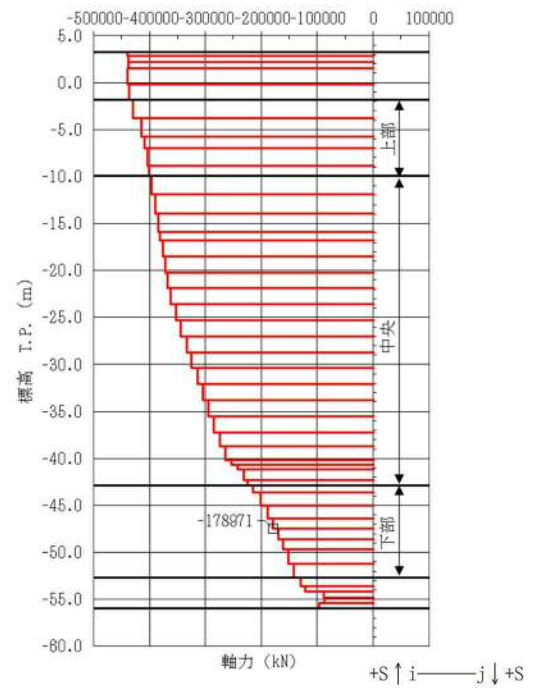
図 5.1-4 (3) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

($S_s - D1$ [H-, V+], $t = 26.13$ s)

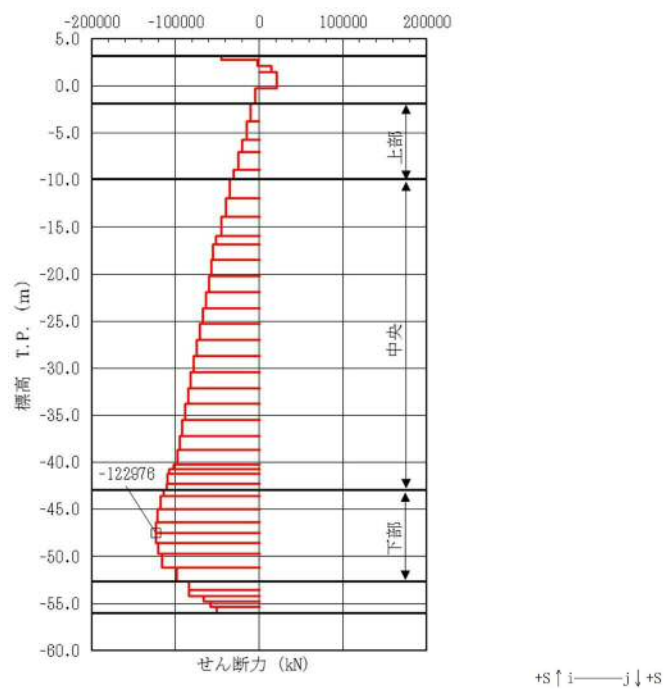
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

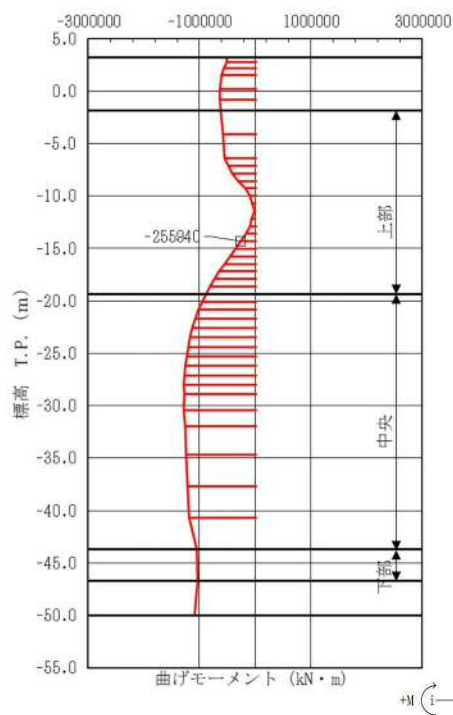


軸力図

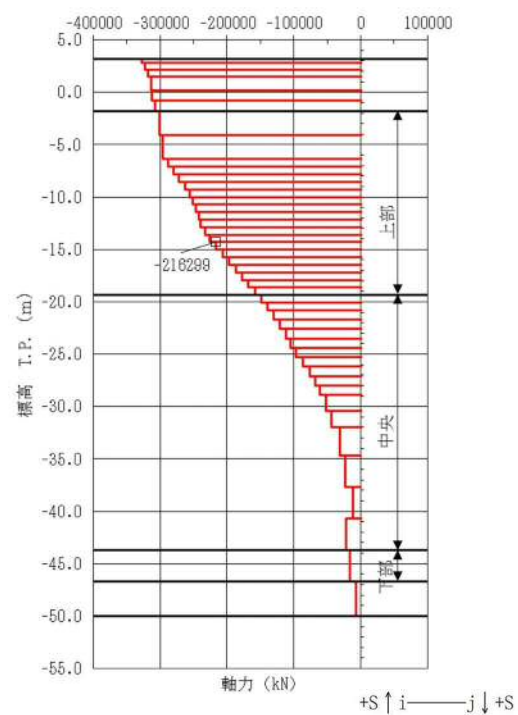


せん断力図

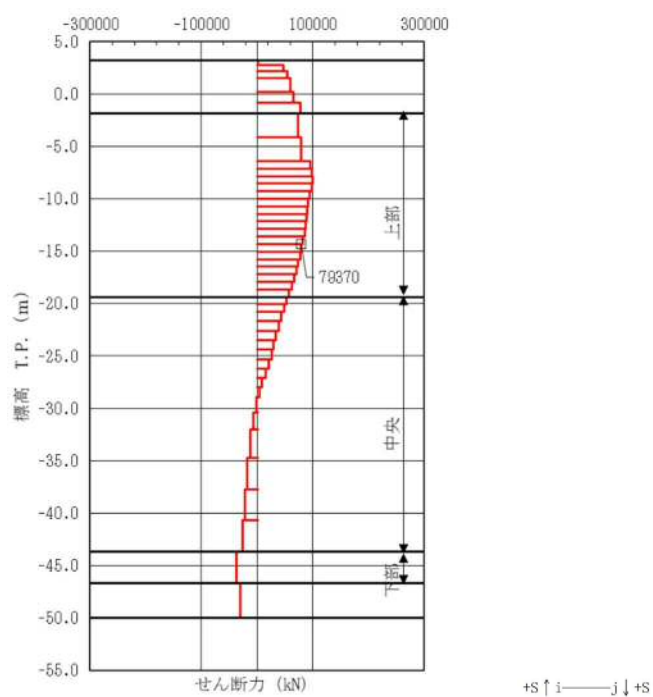
図 5.1-4 (4) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)
 $(S_s - D1 [H-, V-], t = 23.26 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

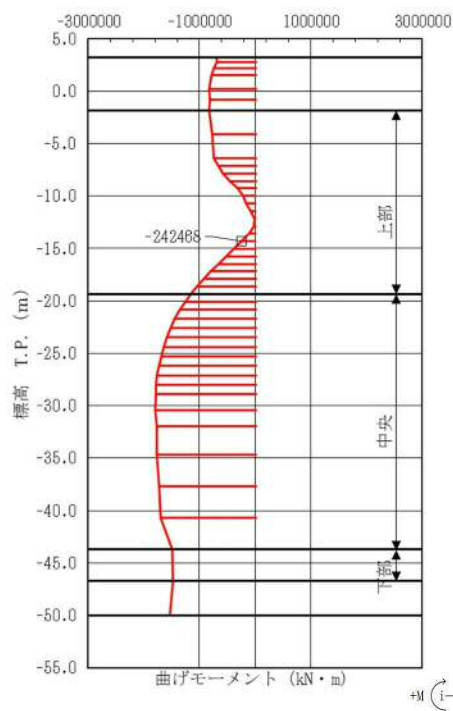


軸力図

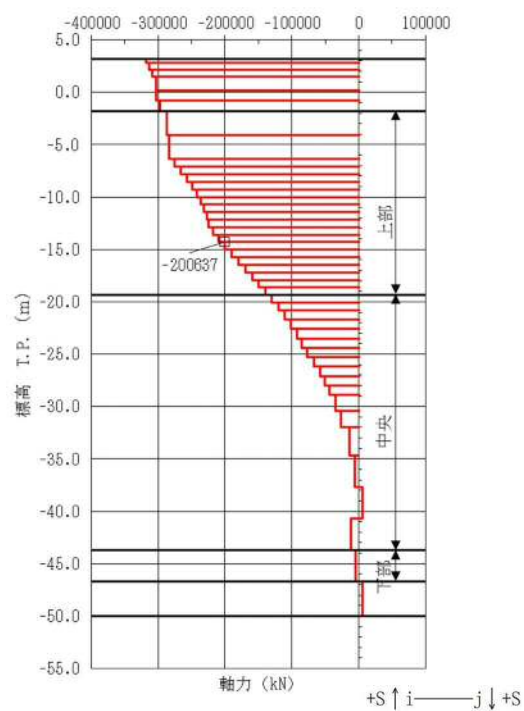


せん断力図

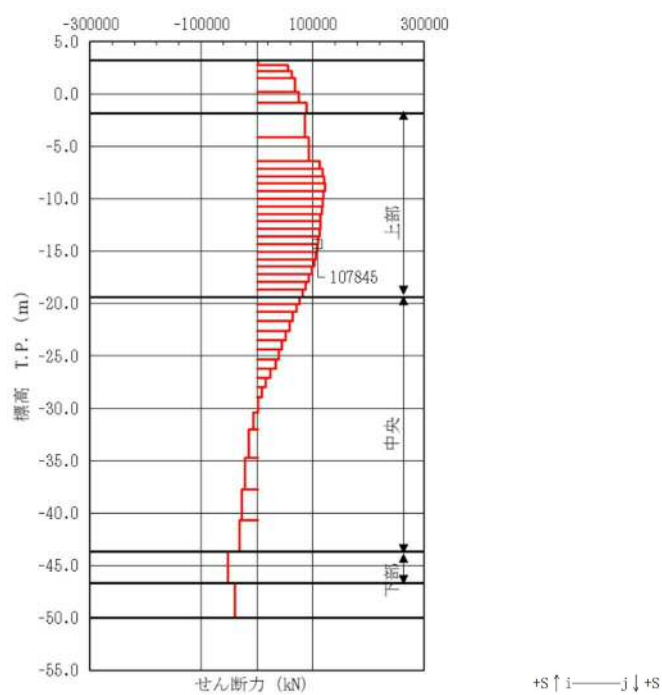
図 5.1-4 (5) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)
 $(S_s - 1.1 [H+, V+], t = 69.54 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

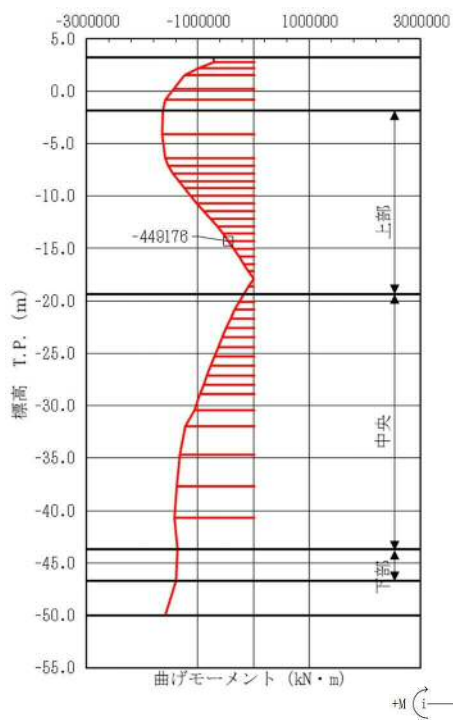


軸力図

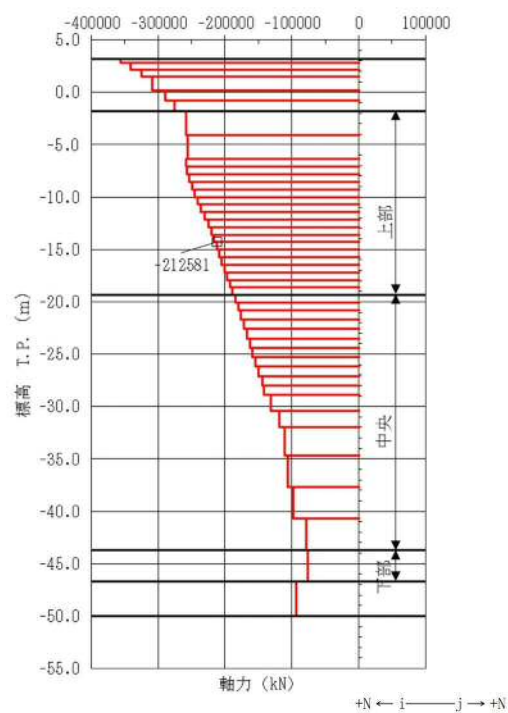


せん断力図

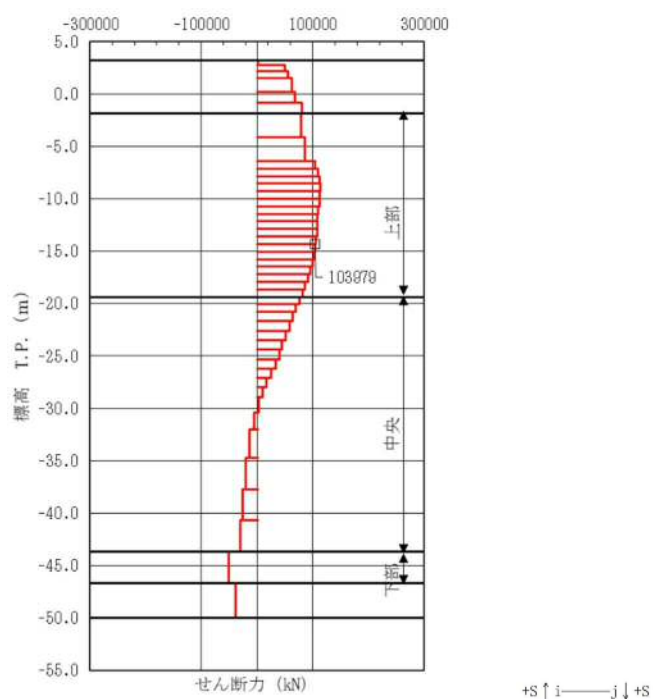
図 5.1-4 (6) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)
 $(S_s - 1.2 [H+, V+], t = 31.67 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

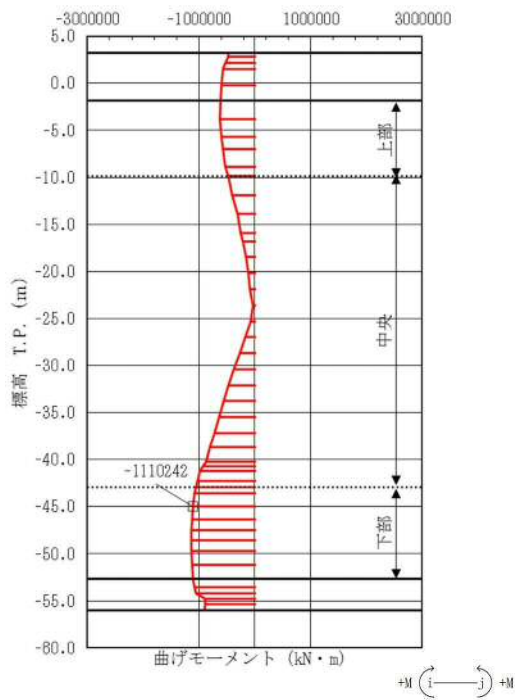


軸力図

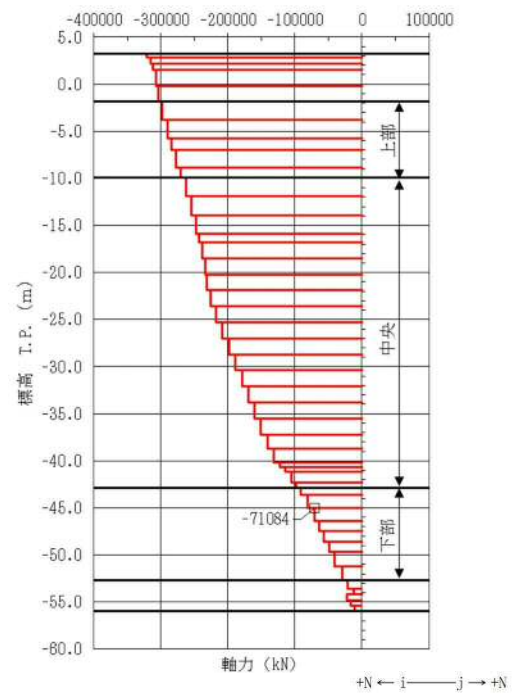


せん断力図

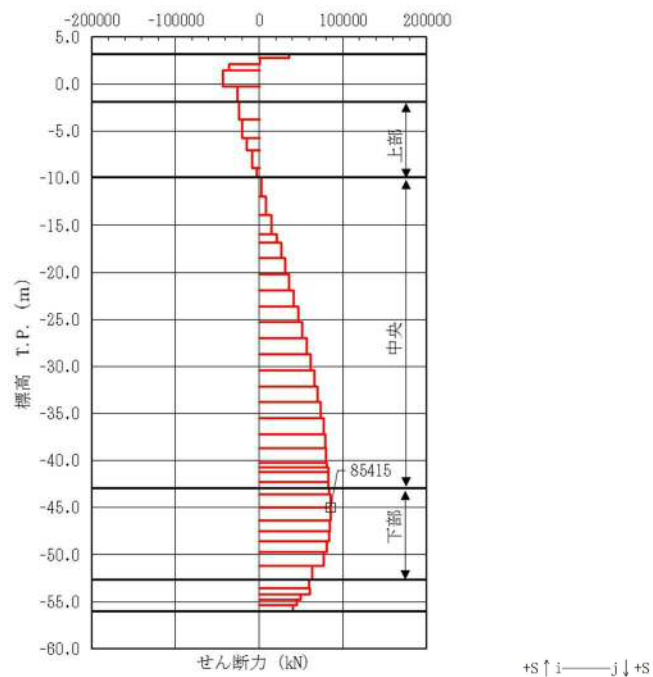
図 5.1-4 (7) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)
 $(S_s - 1.3 [H+, V+], t = 28.87 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

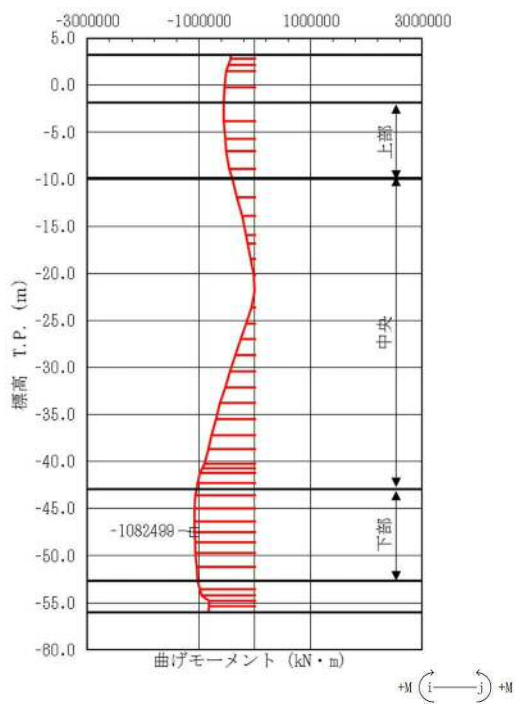


せん断力図

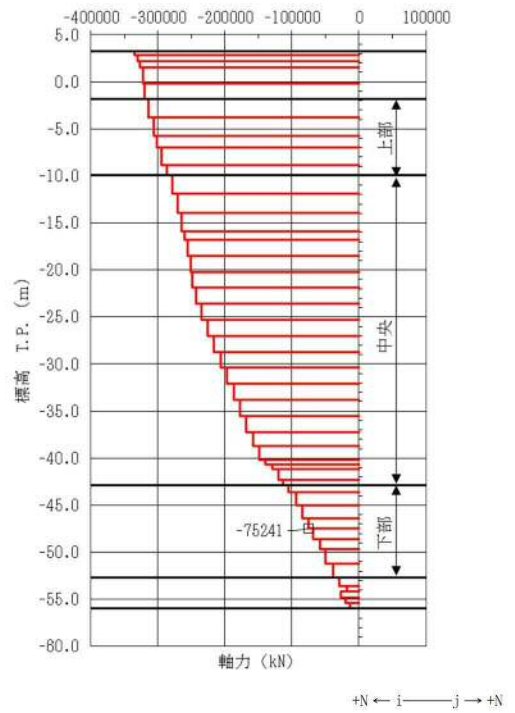
図 5.1-4 (8) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

($S_s - 1.4 [H+, V+]$, $t = 31.84$ s)

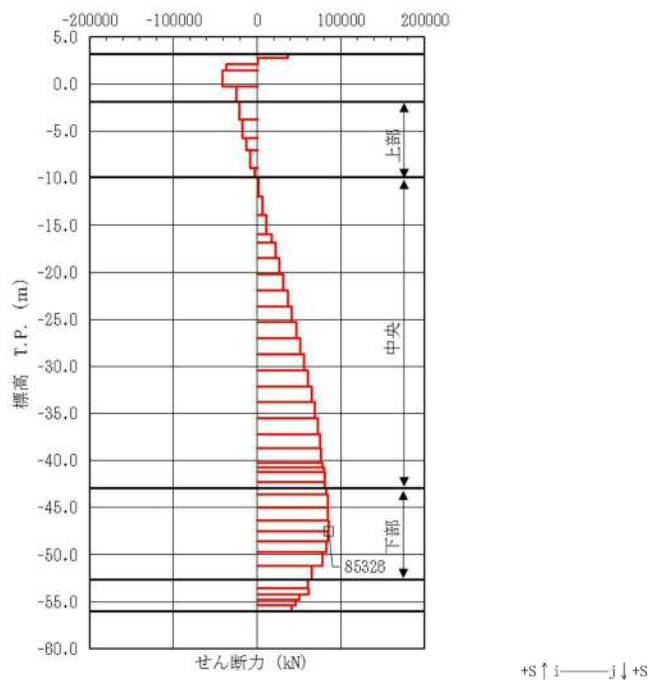
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

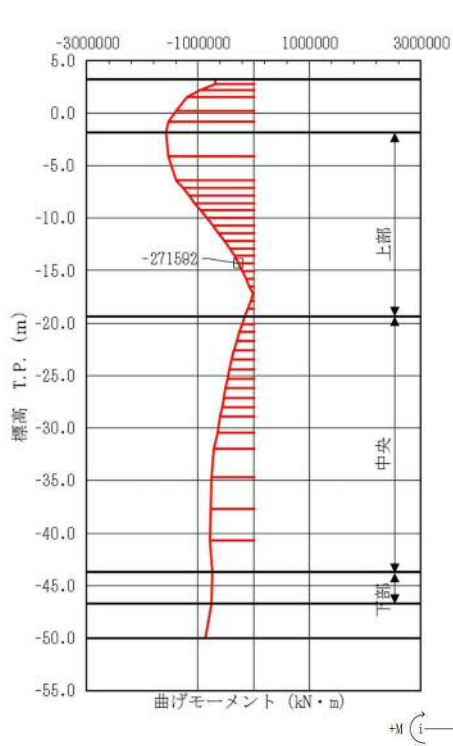


せん断力図

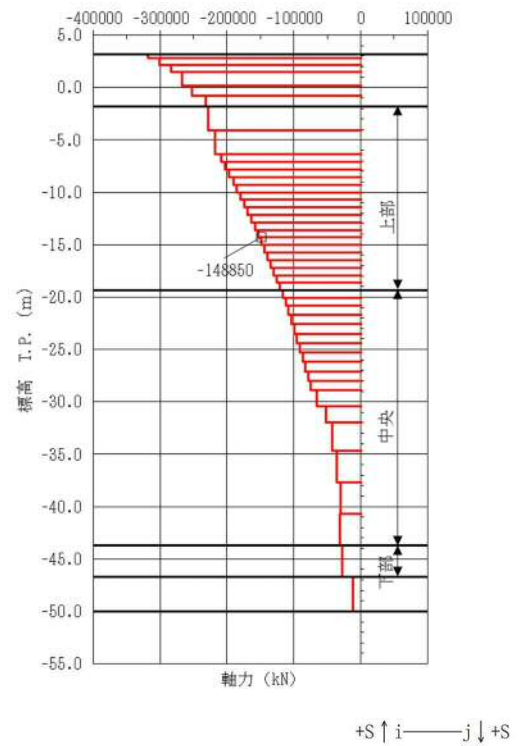
図 5.1-4 (9) セン断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)

($S_s - 2.1$ [H+, V+], $t = 63.51$ s)

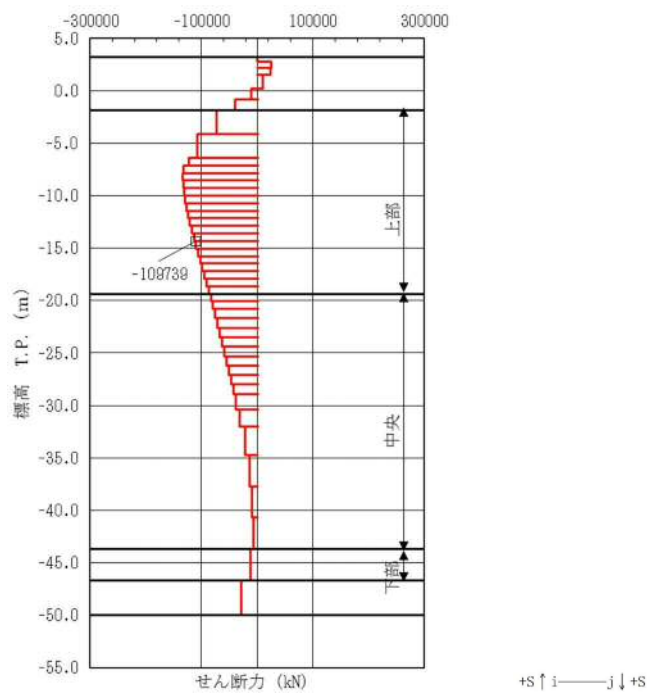
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

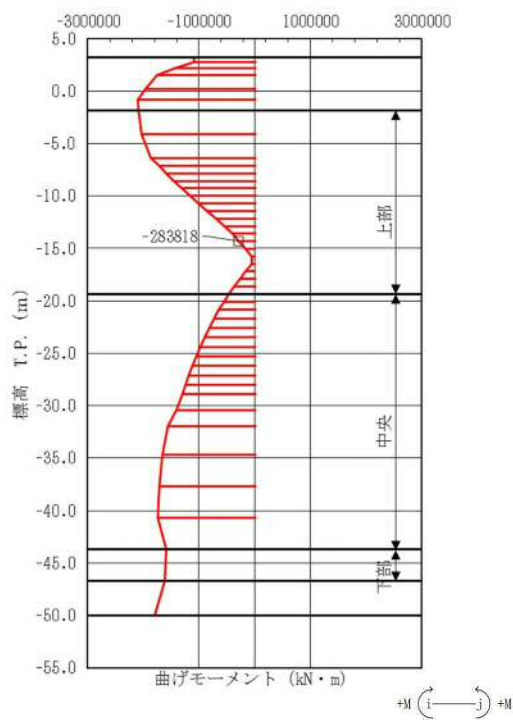


軸力図

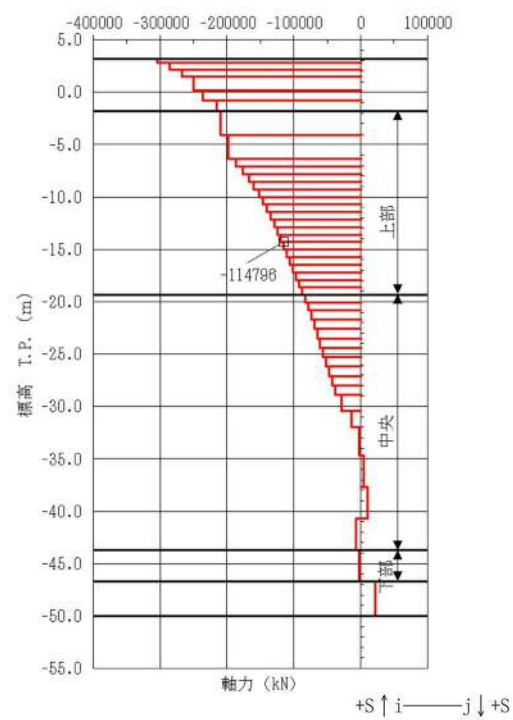


せん断力図

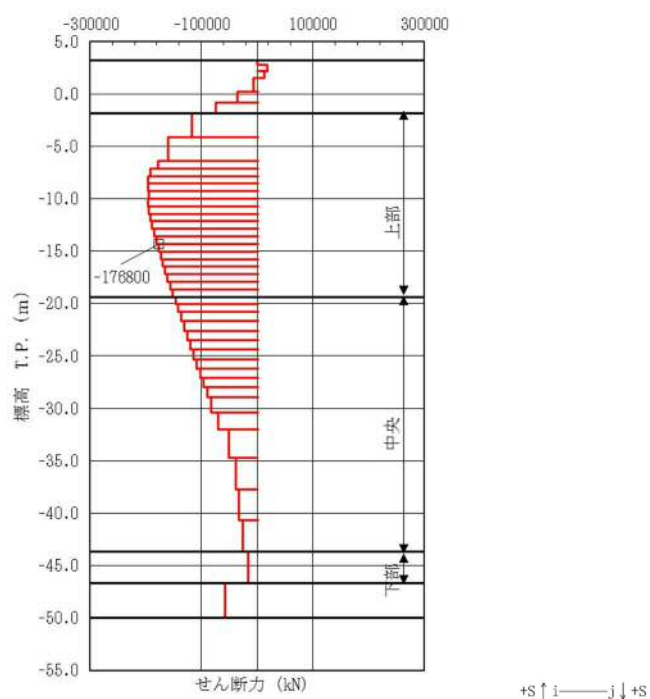
図 5.1-4 (10) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)
 $(S_s - 2.2 [H+, V+], t = 92.41 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

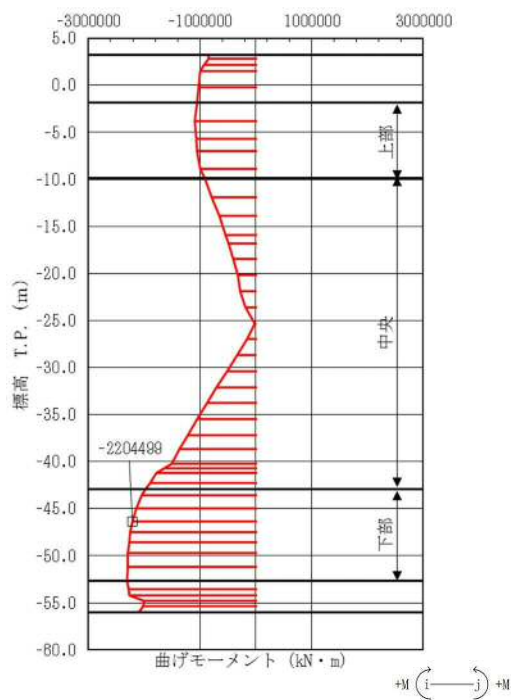


軸力図

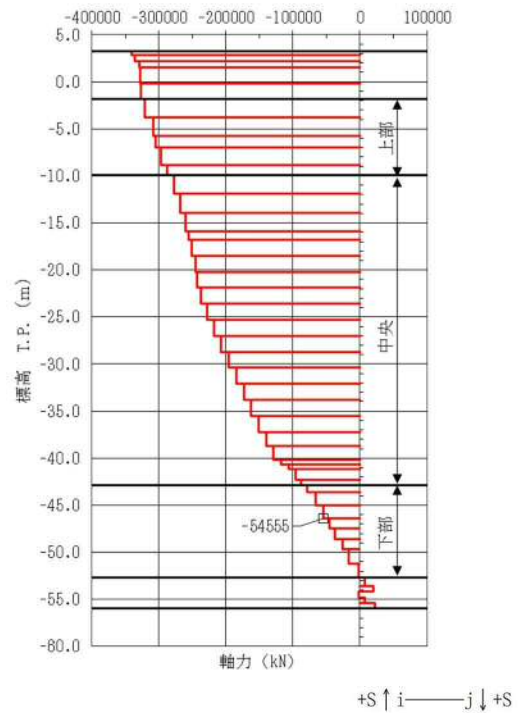


せん断力図

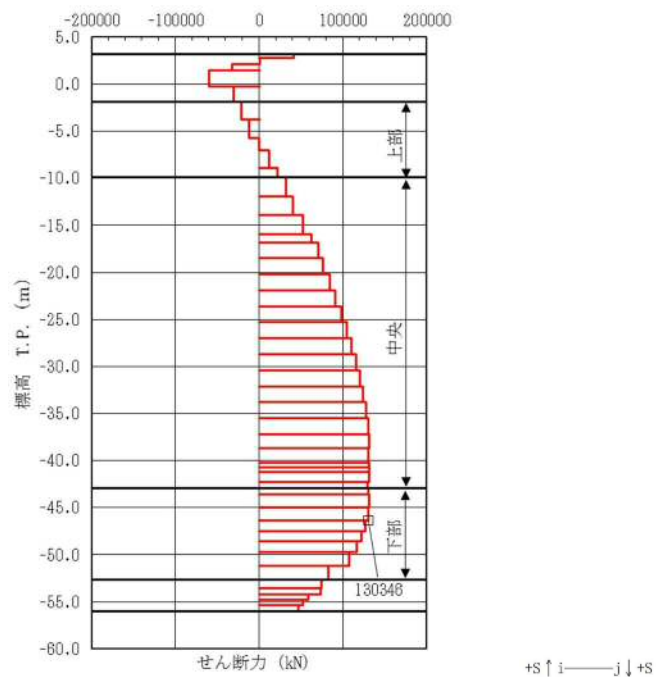
図 5.1-4 (11) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 上部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+], t = 8.82 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

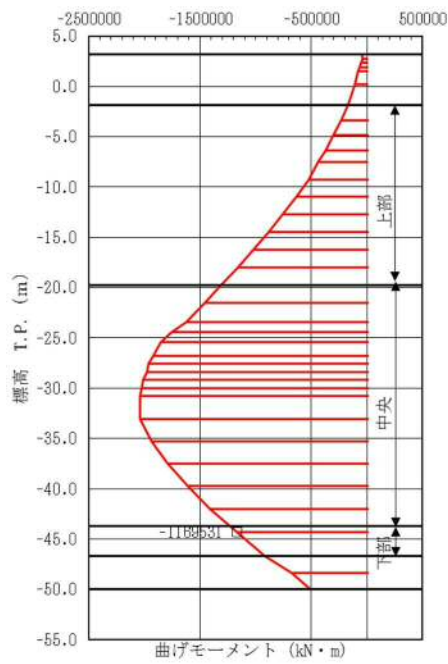


軸力図



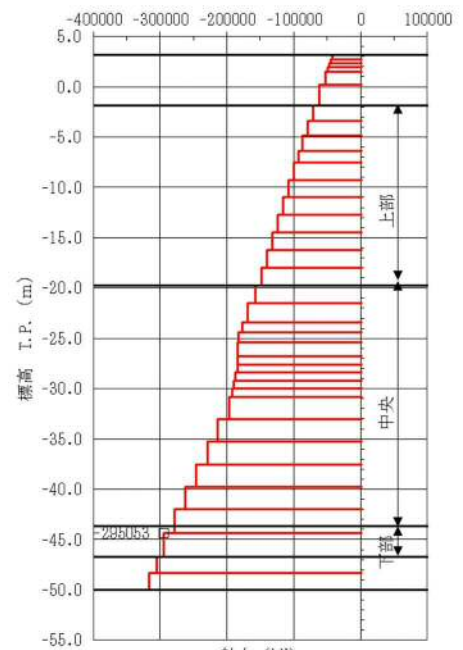
せん断力図

図 5.1-4 (12) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面北基礎 下部)
($S_s - 3.1$ [H-, V+], $t = 8.76$ 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)



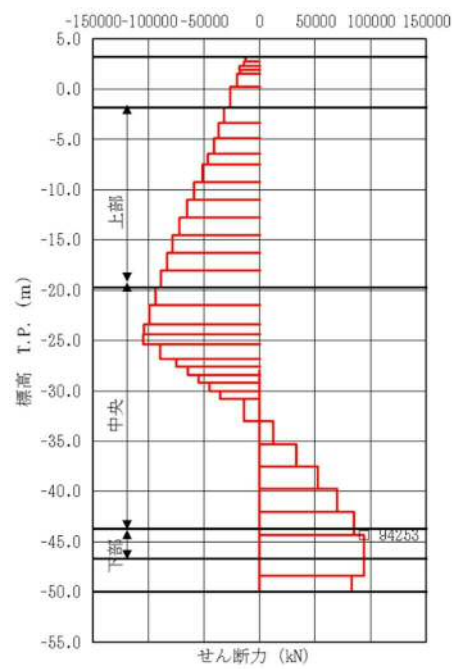
+M (i → j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

軸力図



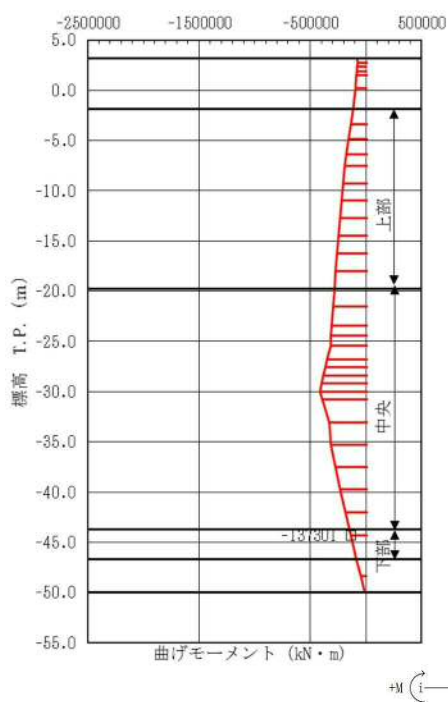
+S ↑ i — j ↓ +S

せん断力図

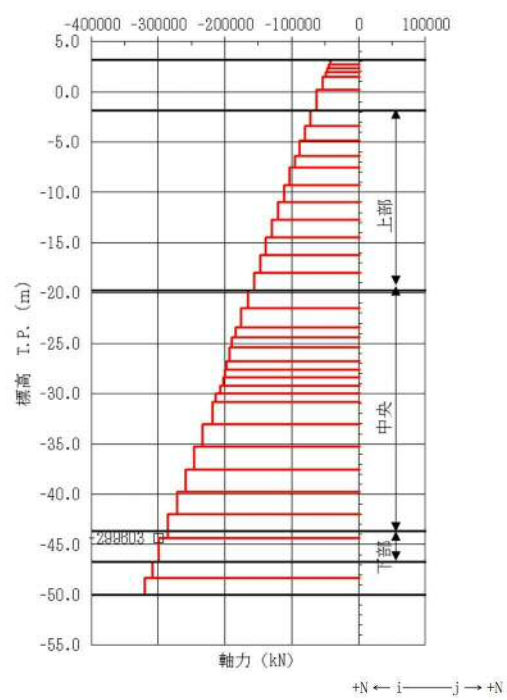
図 5.1-4 (13) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 下部)

(S_s -D 1 [H+, V+] $t=53.70$ s)

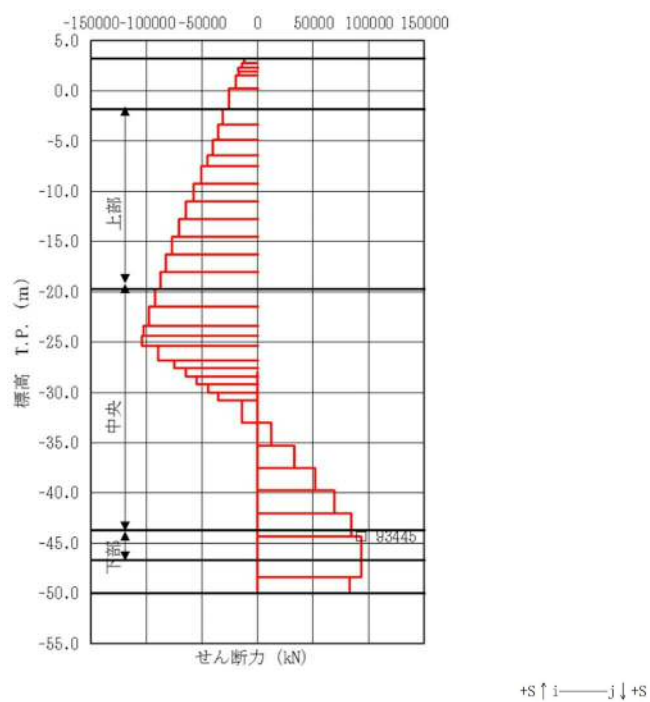
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

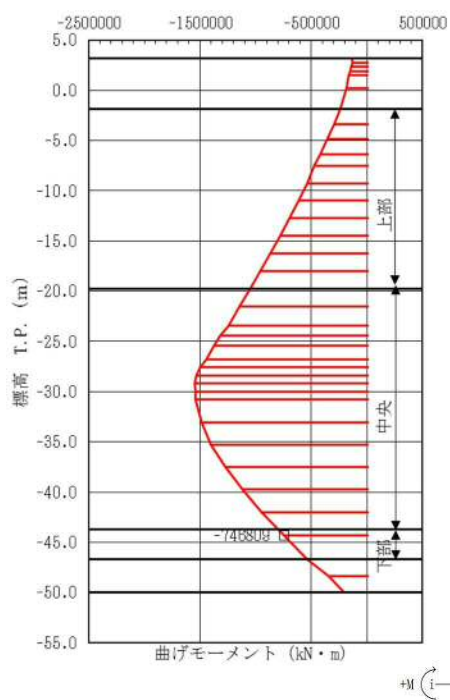


軸力図

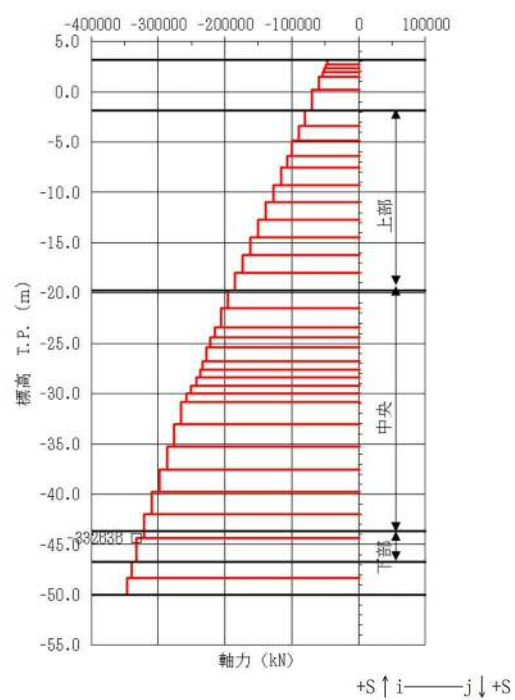


せん断力図

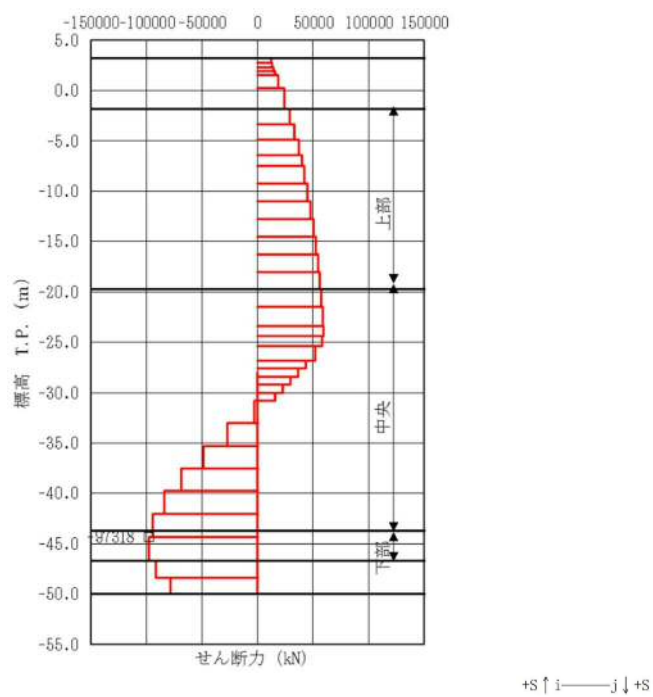
図 5.1-4 (14) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 下部)
 $(S_s-D1 [H+, V-] \ t=53.70 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

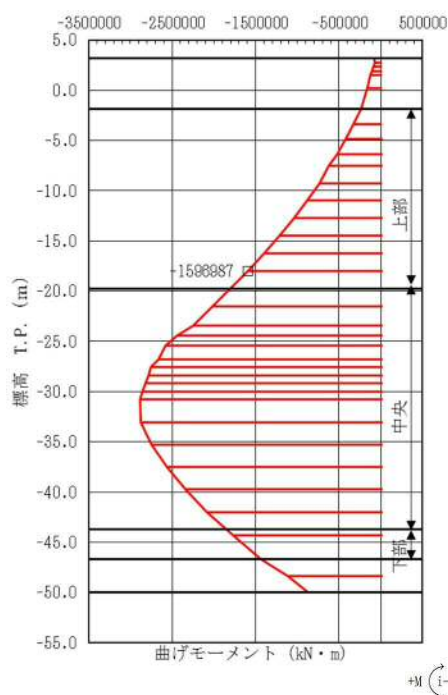


軸力図

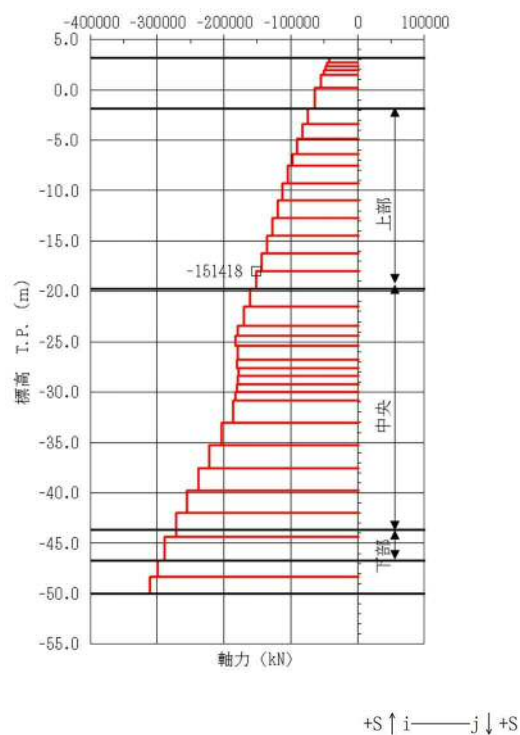


せん断力図

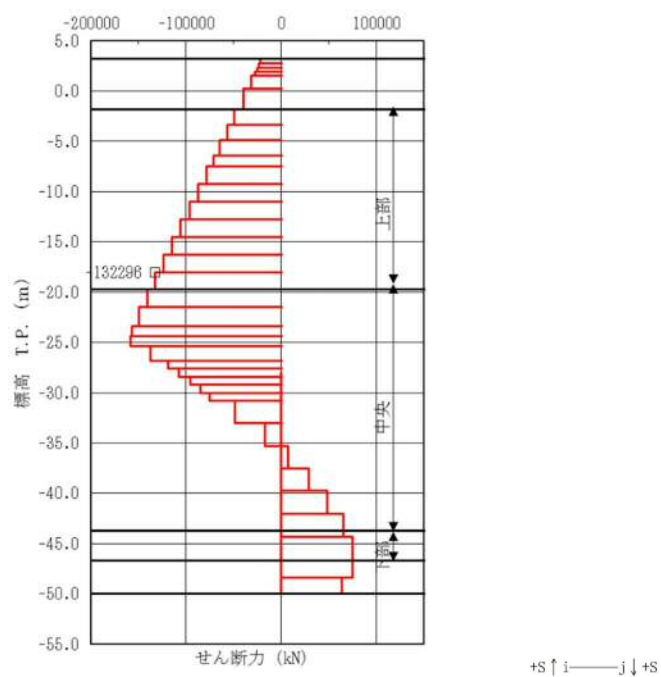
図 5.1-4 (15) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 下部)
 $(S_s-D1 [H-, V+] \quad t=53.69 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

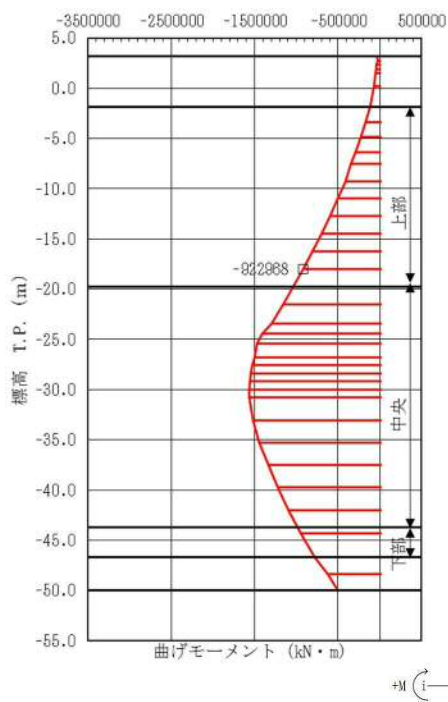


軸力図

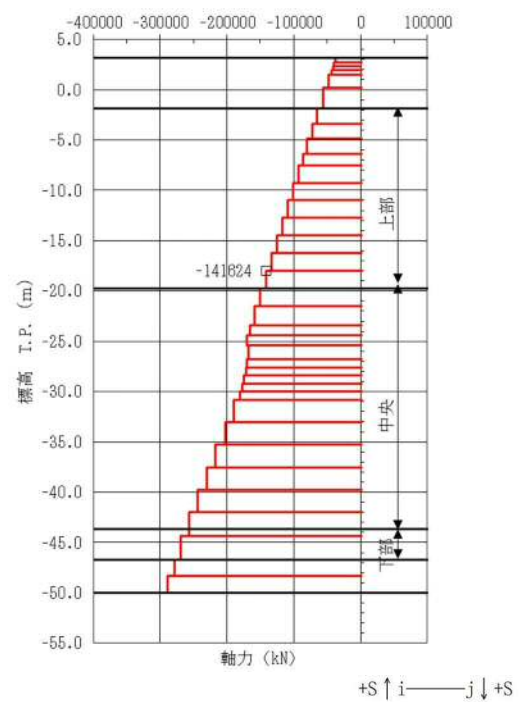


せん断力図

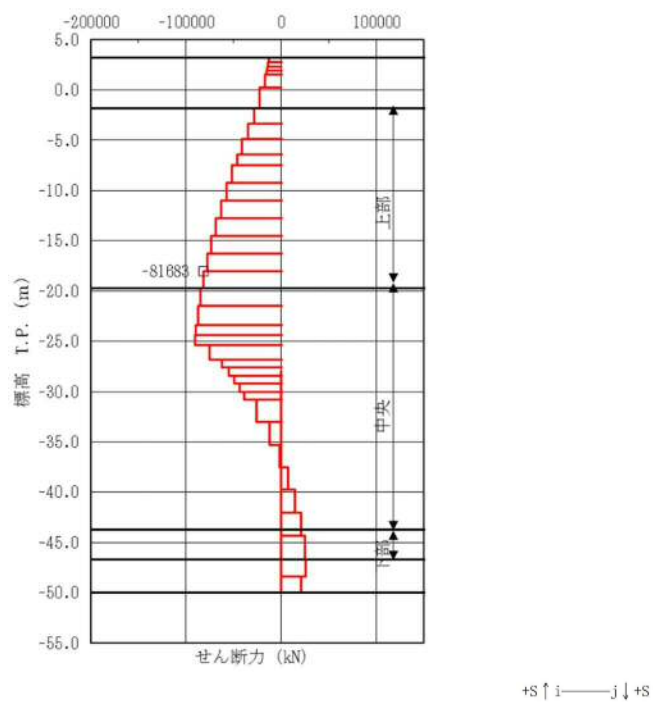
図 5.1-4 (16) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
(S_s-D1 [H-, V-] $t=68.75$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

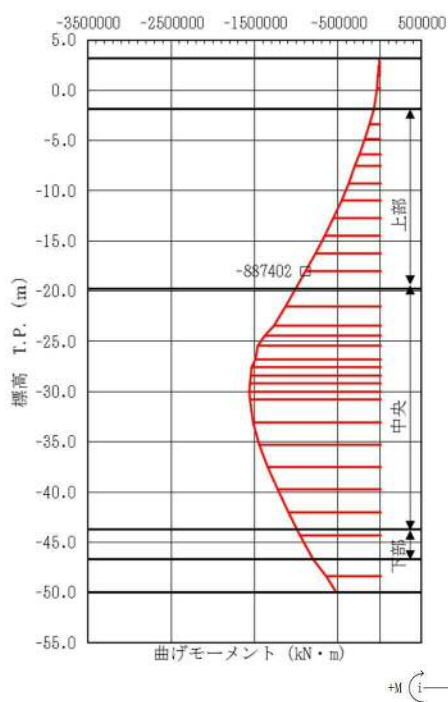


軸力図

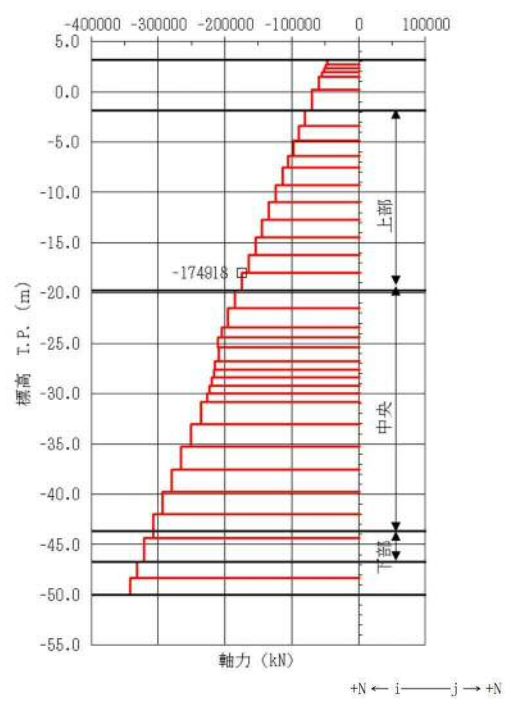


せん断力図

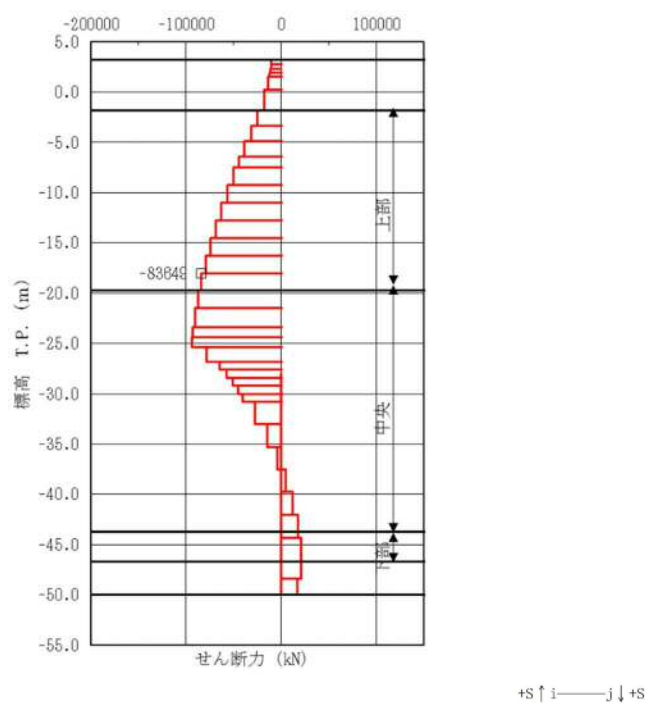
図 5.1-4 (17) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s - 1.1 [H+, V+] \quad t = 25.75 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

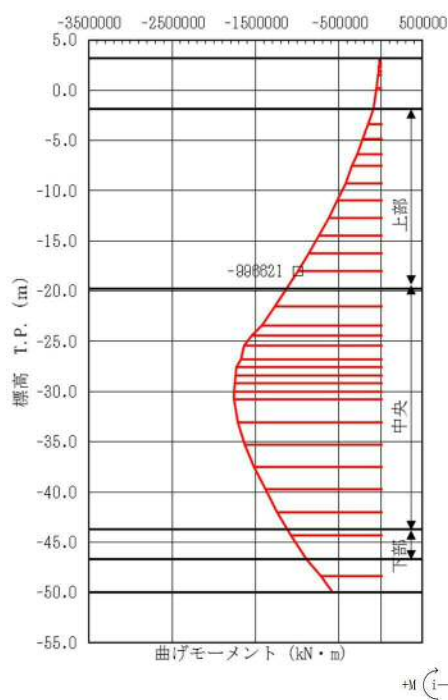


軸力図

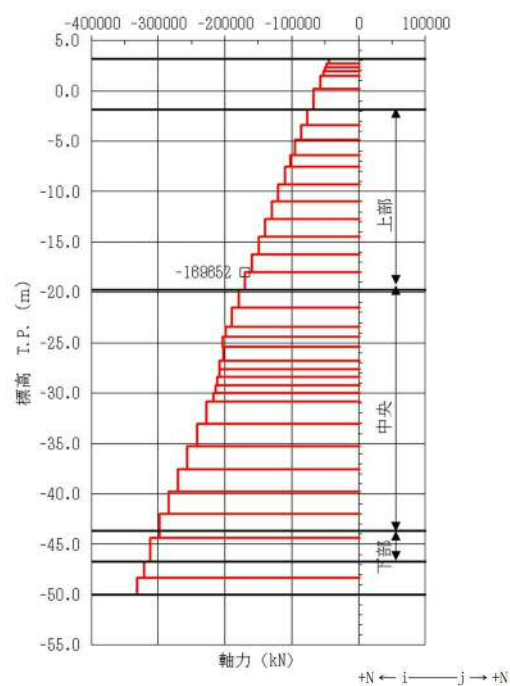


せん断力図

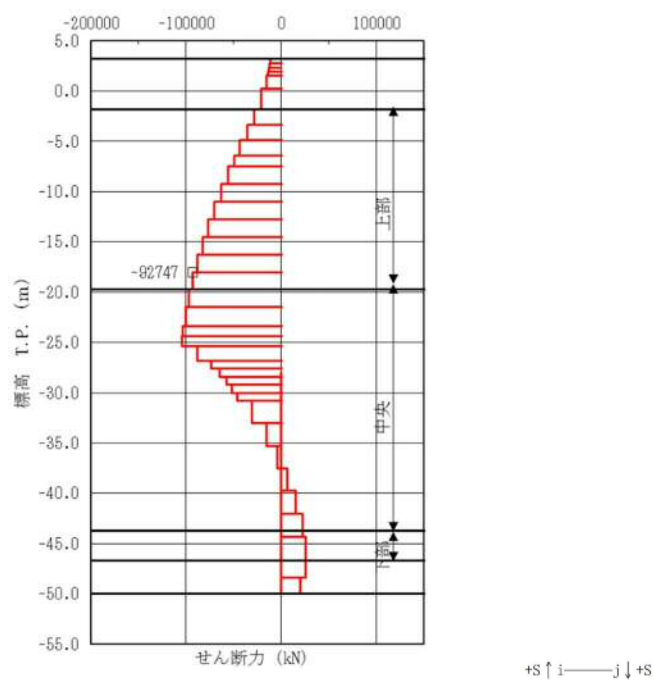
図 5.1-4 (18) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s-12 [H+, V+] t=31.58 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

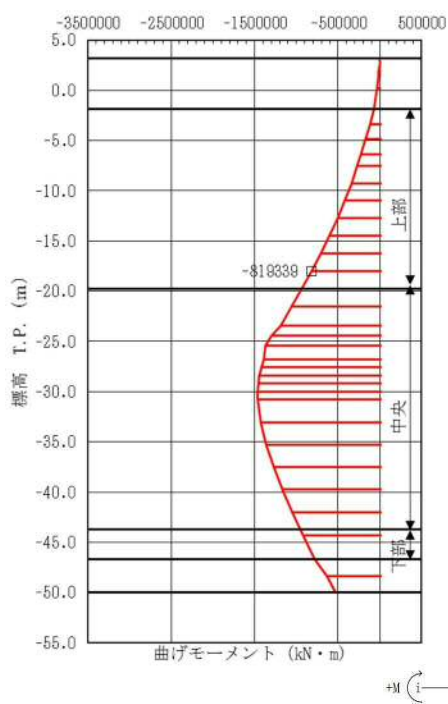


軸力図

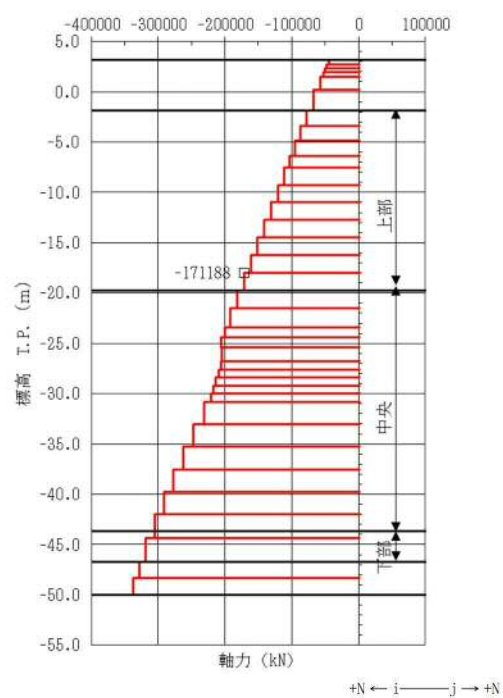


せん断力図

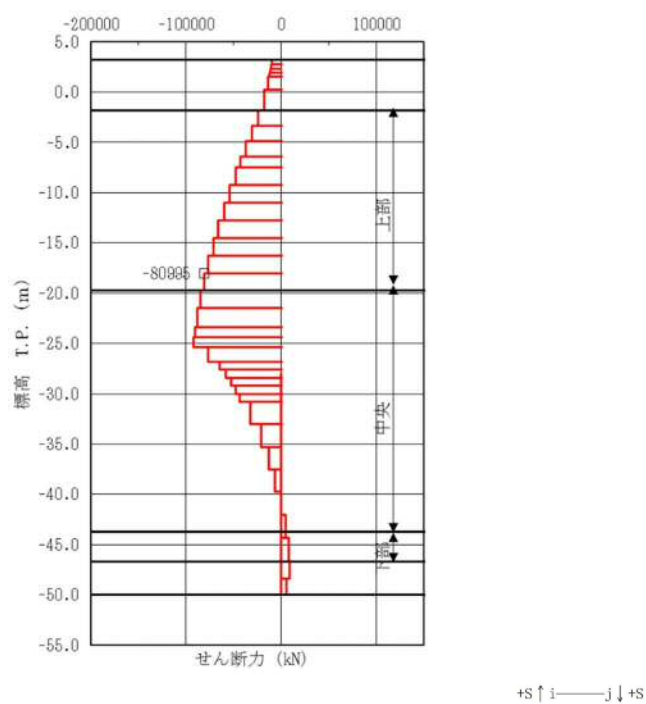
図 5.1-4 (19) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s-13 [H+, V+] t=28.80 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

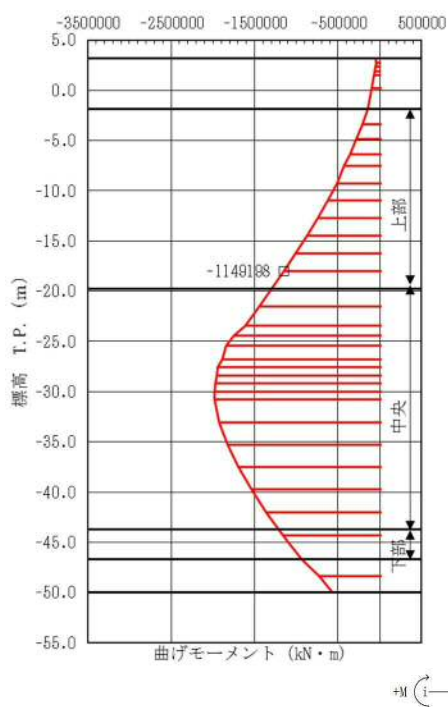


軸力図

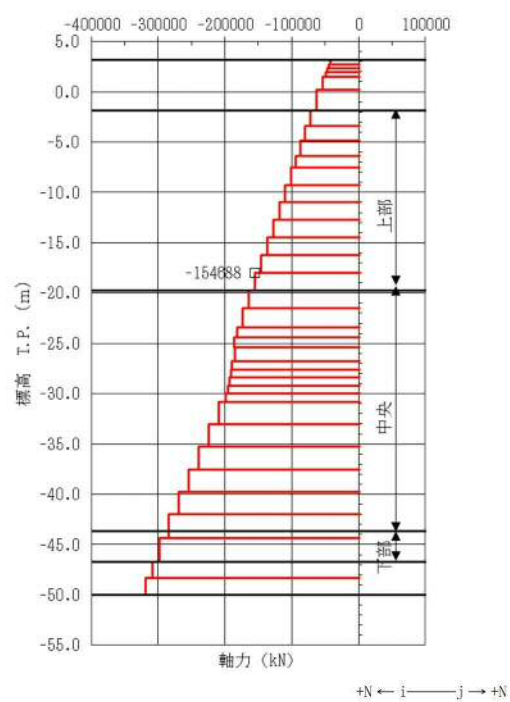


せん断力図

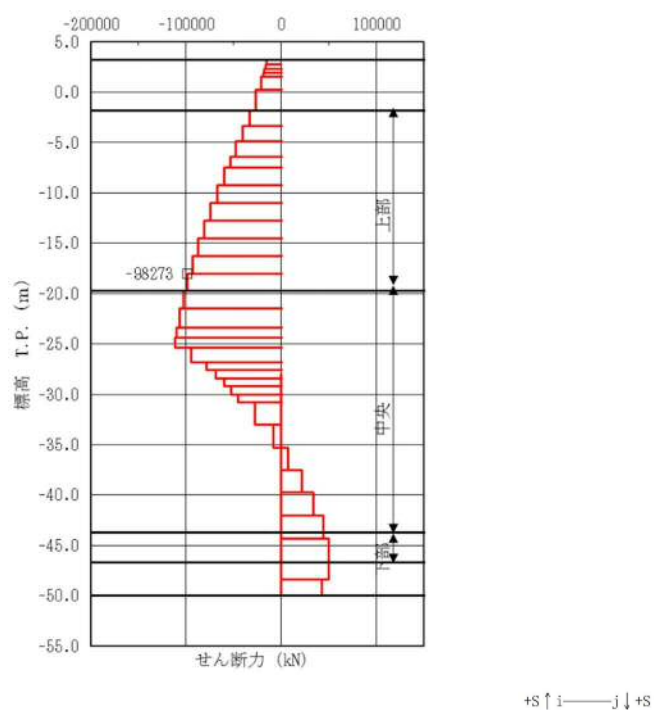
図 5.1-4 (20) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s-14 [H+, V+] t=31.00 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

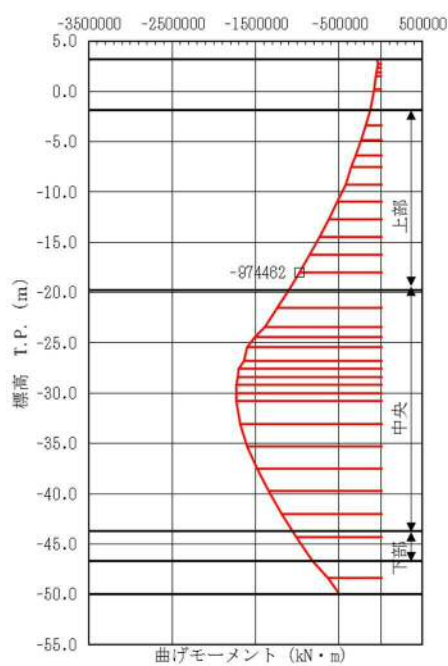


軸力図



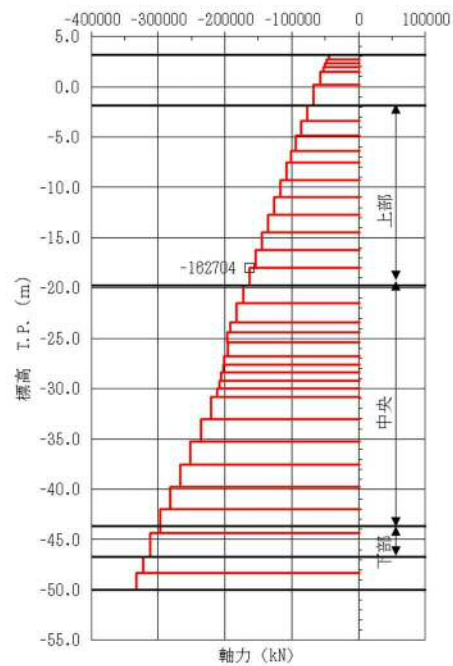
せん断力図

図 5.1-4 (21) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s - 2.1 [H+, V+] \quad t = 65.98 \text{ s})$
 (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)



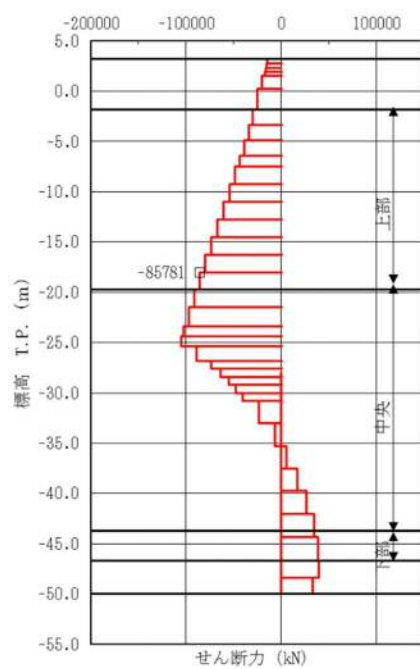
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

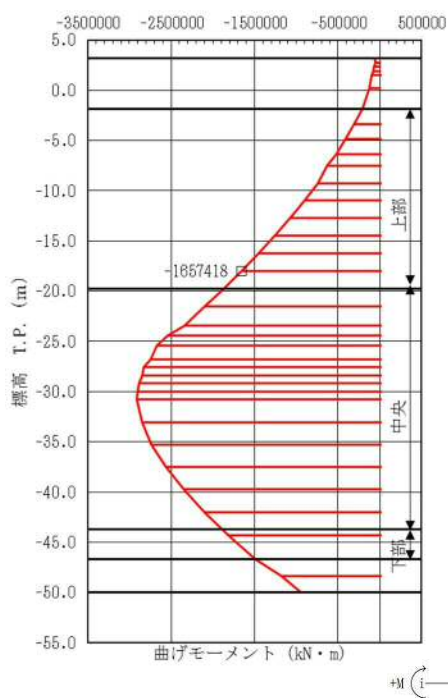
+N ← i — j → +N



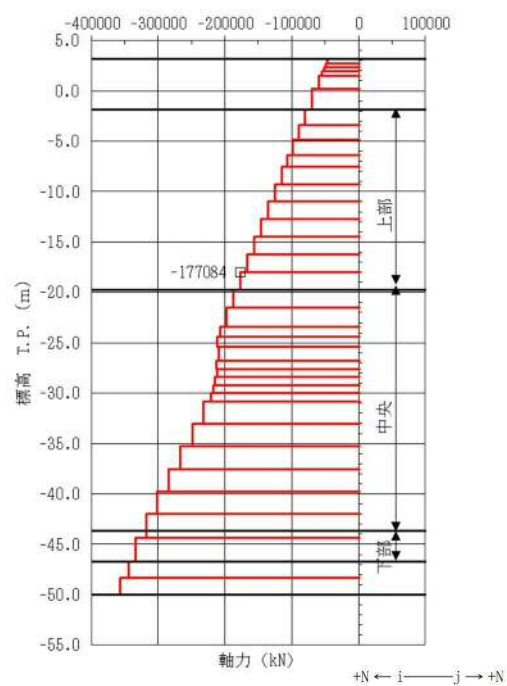
せん断力図

+S ↑ i — j ↓ +S

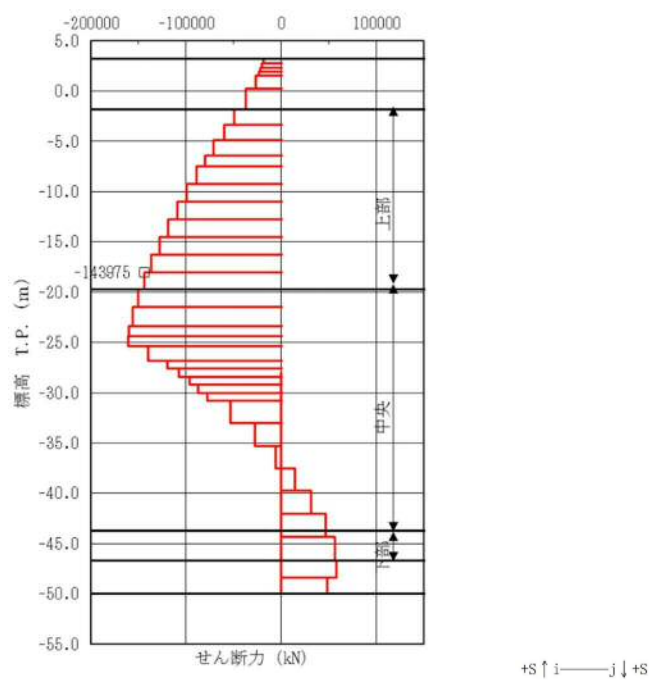
図 5.1-4 (22) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s - 2.2 [H+, V+] \quad t = 85.53 \text{ s})$
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

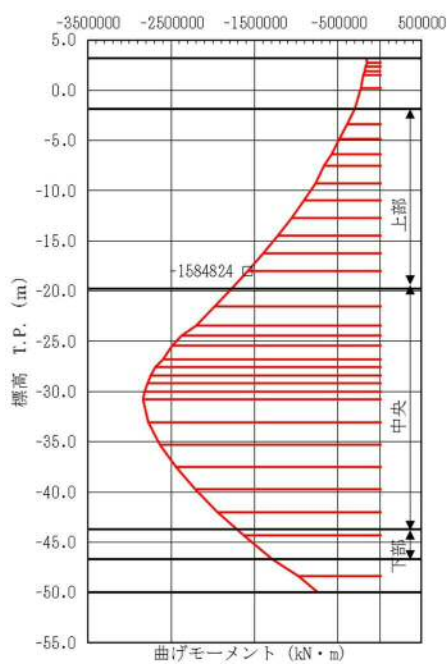


軸力図

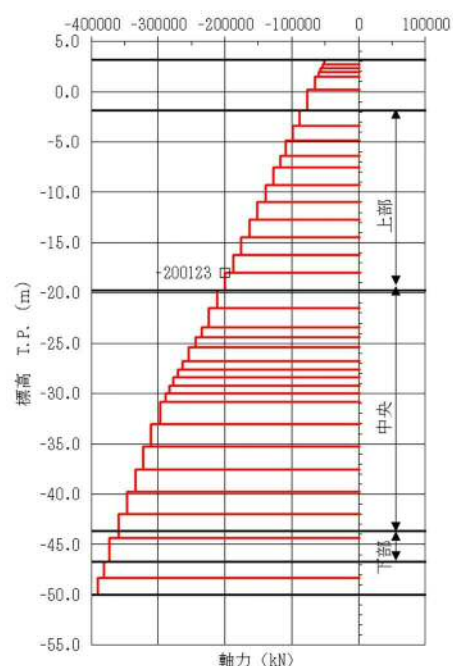


せん断力図

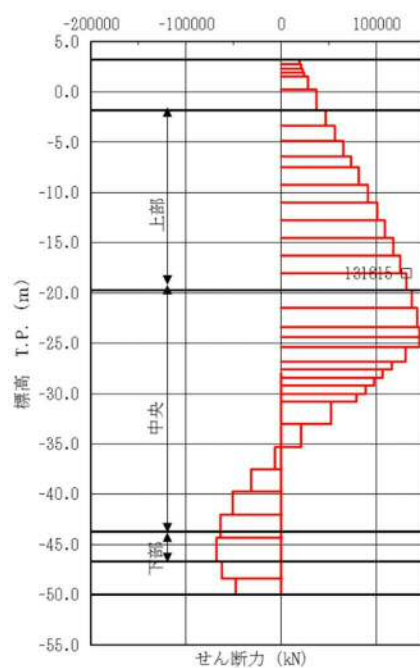
図 5.1-4 (23) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] \quad t = 8.82 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

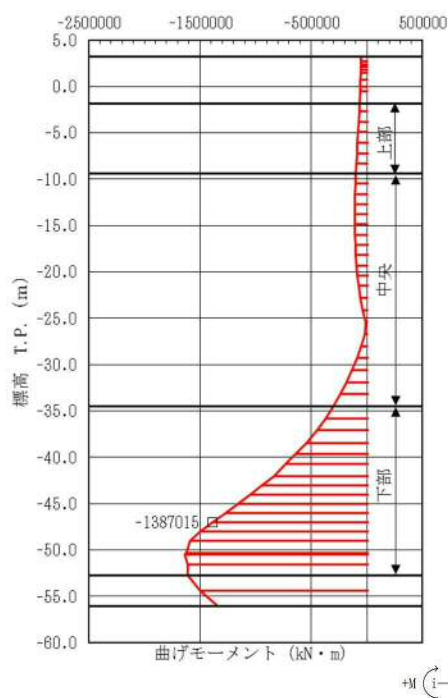


軸力図

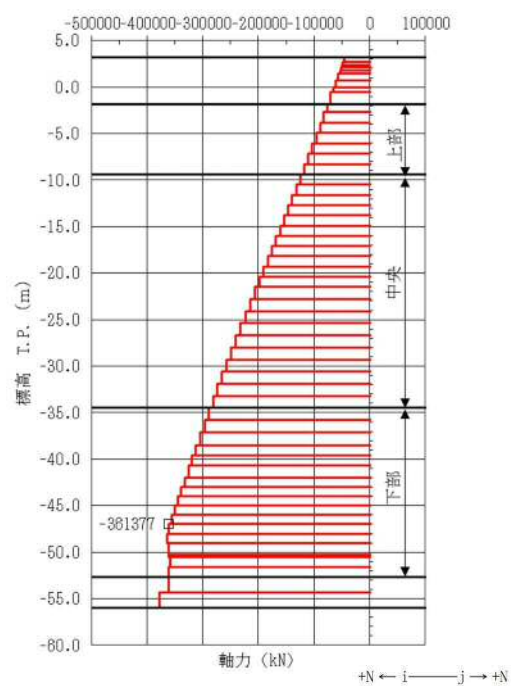


せん断力図

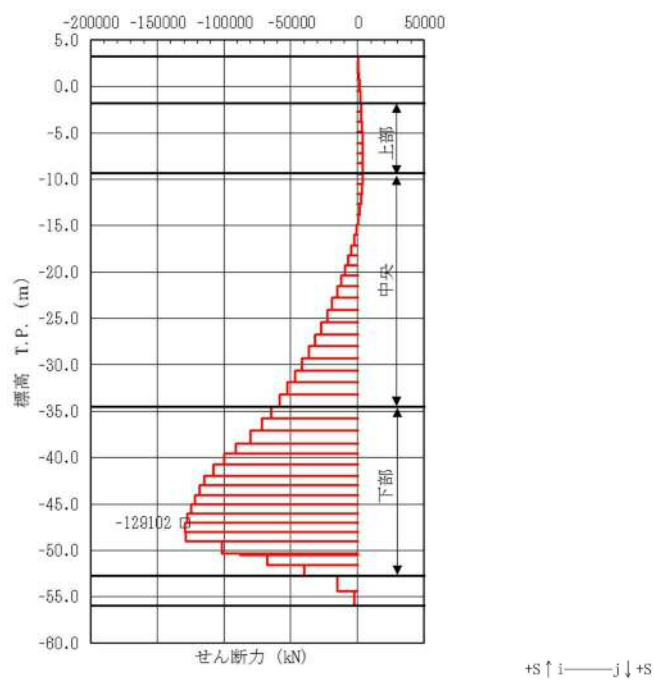
図 5.1-4 (24) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s-31 [H-, V+]) t=8.80 \text{ s}$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

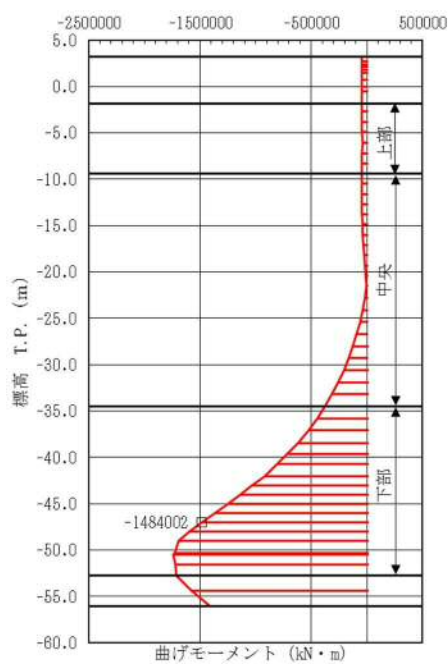


軸力図

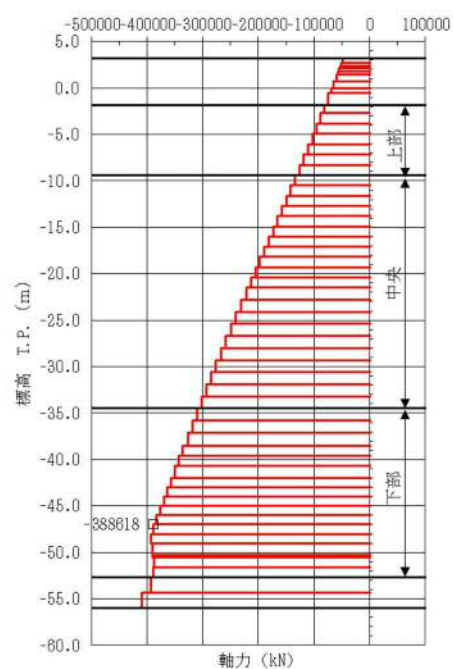


せん断力図

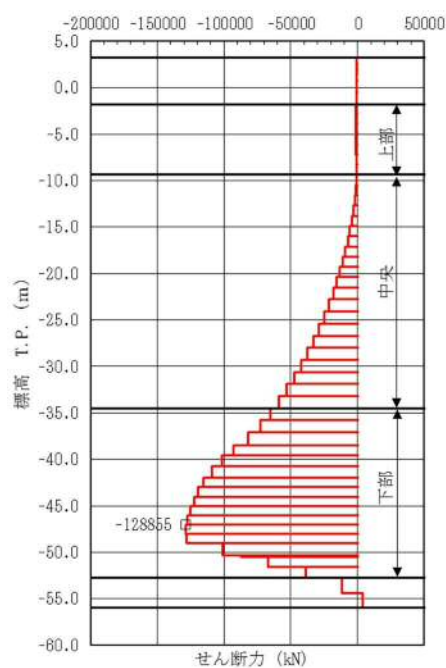
図 5.1-4 (25) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-D1 [H+, V+] $t=53.47$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

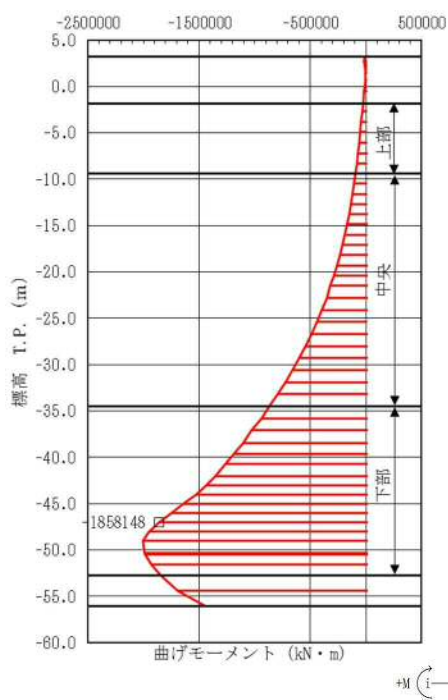


軸力図

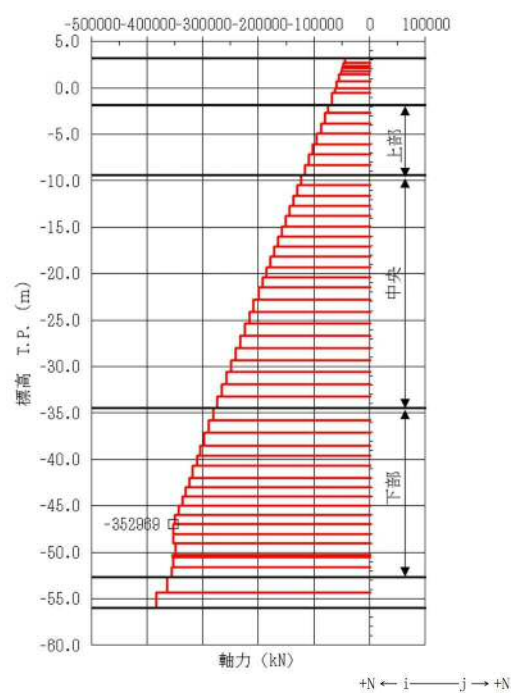


せん断力図

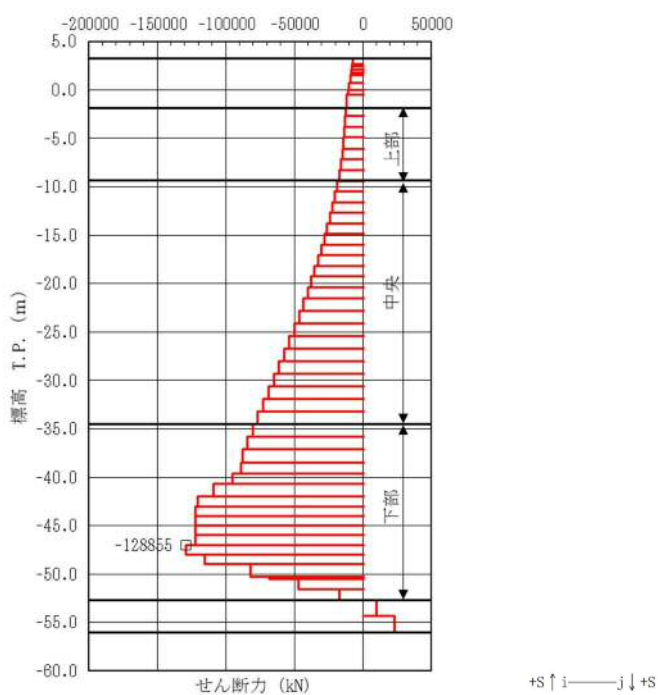
図 5.1-4 (26) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-D1 [H+, V-] $t=57.02$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

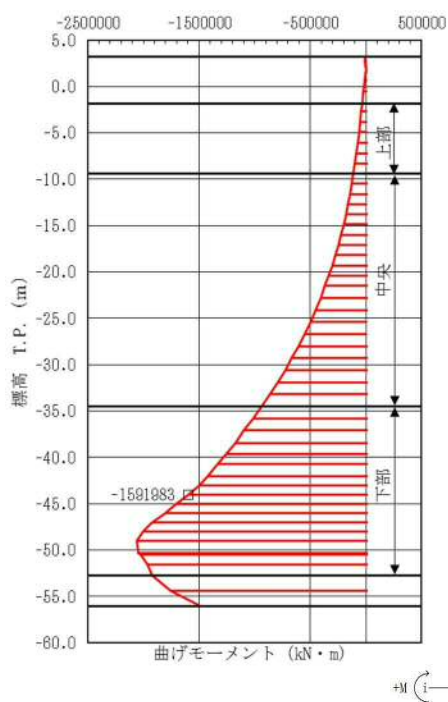


軸力図

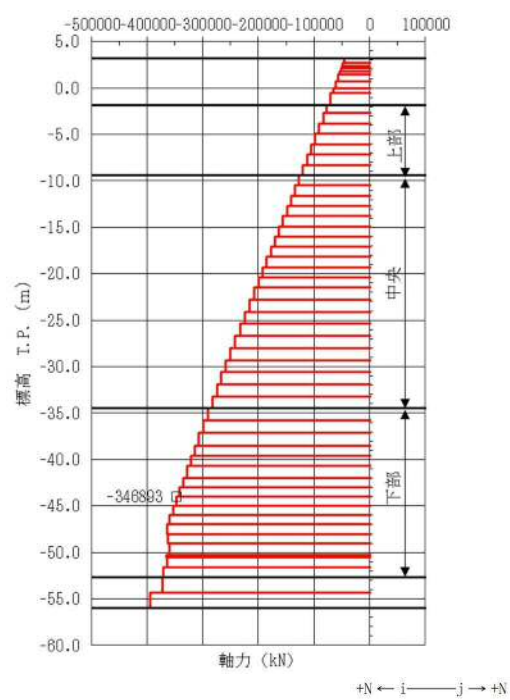


せん断力図

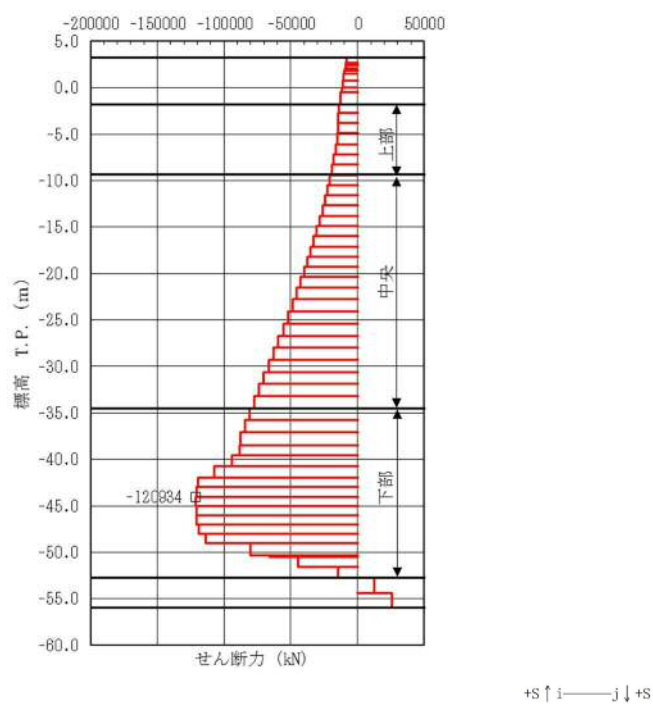
図 5.1-4 (27) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(Ss-D1 [H-, V+] t=23.28 s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

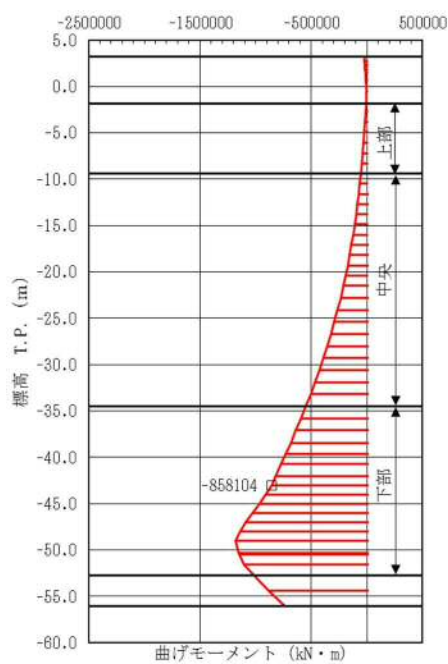


軸力図



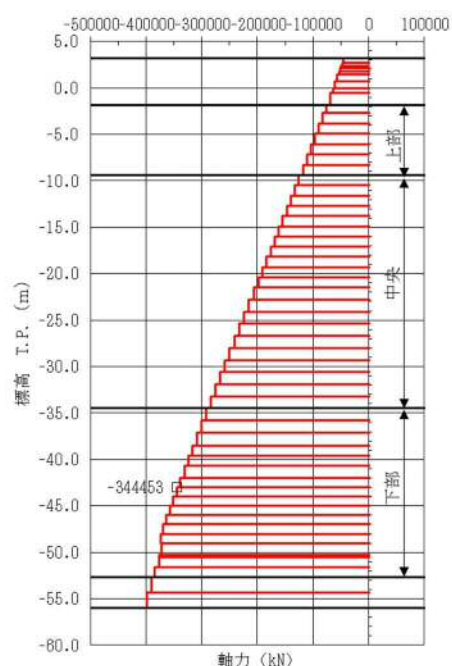
せん断力図

図 5.1-4 (28) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-D1 [H-, V-] t=23.29 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)



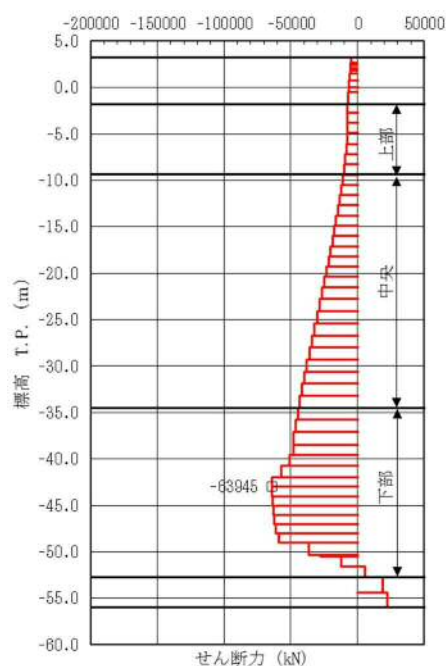
+M (i → j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

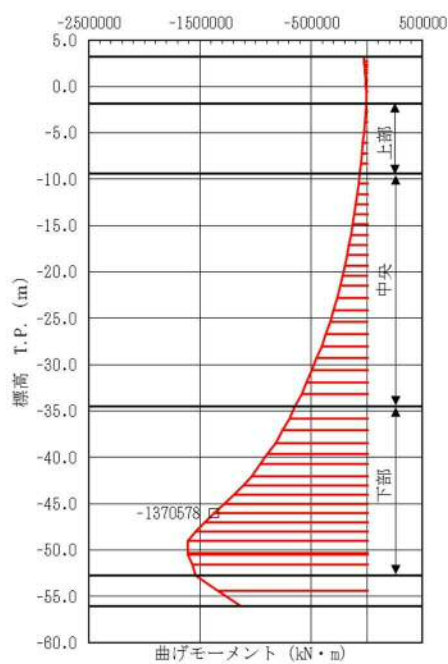
軸力図



+S ↑ i — j ↓ +S

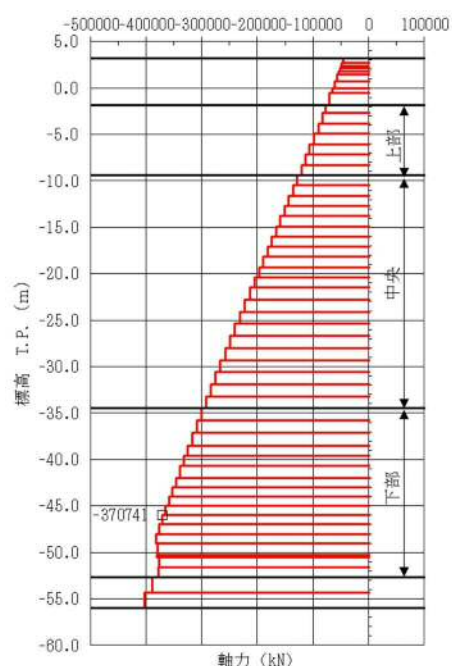
せん断力図

図 5.1-4 (29) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-11 [H+, V+] $t=79.84$ 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)



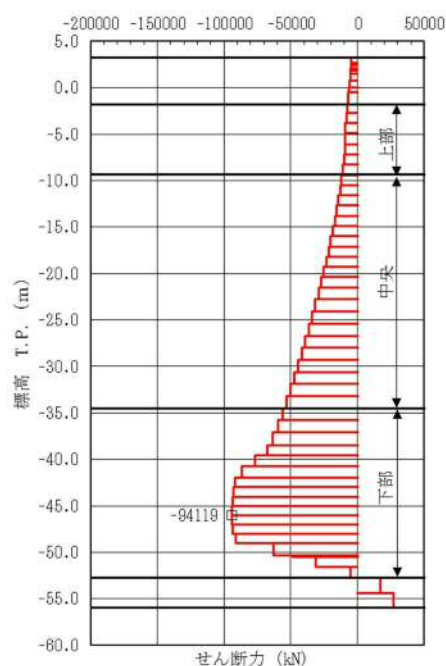
+M (i — j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

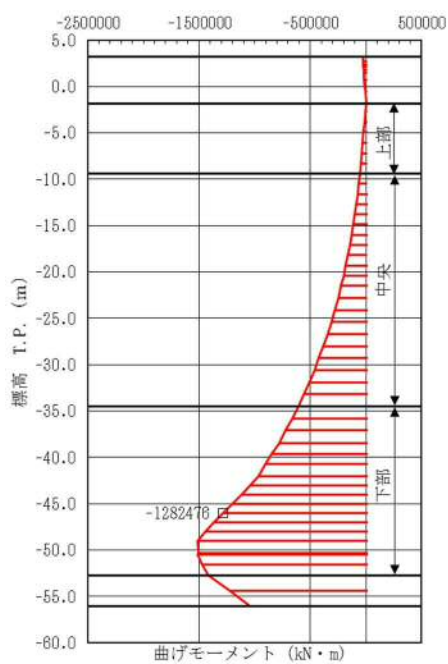
軸力図



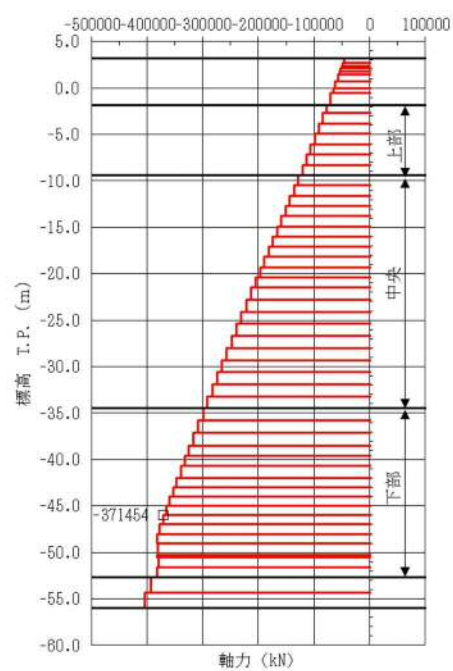
+S ↑ i — j ↓ +S

せん断力図

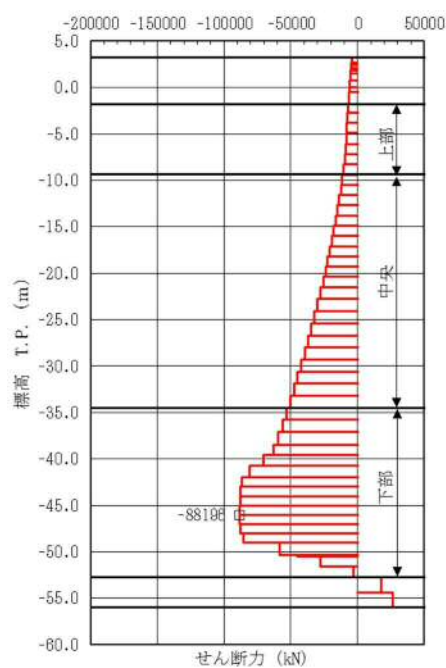
図 5.1-4 (30) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-12 [H+, V+] $t=88.07$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

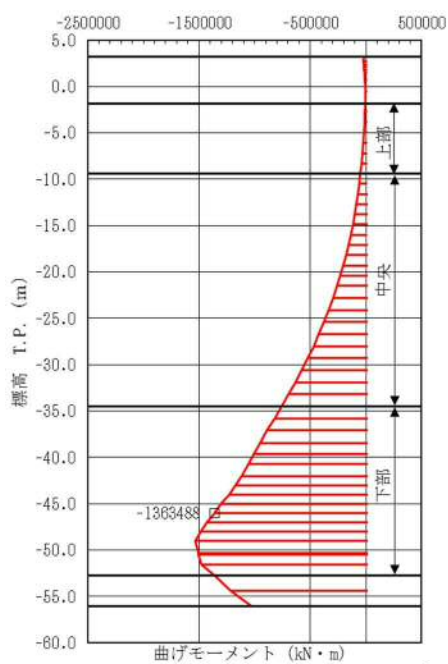


軸力図

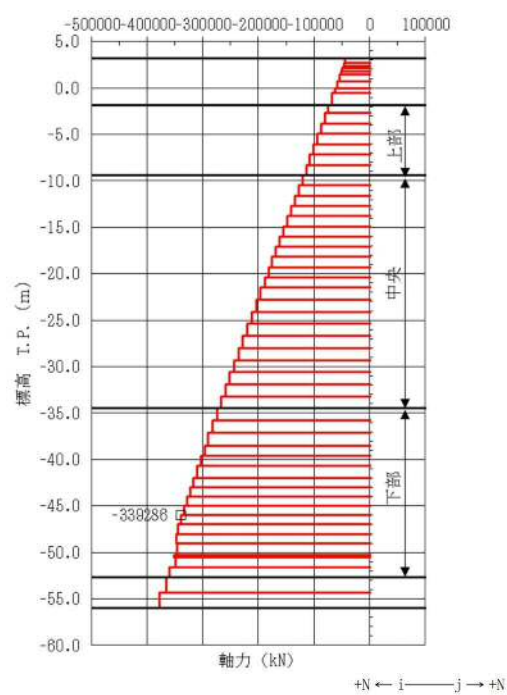


せん断力図

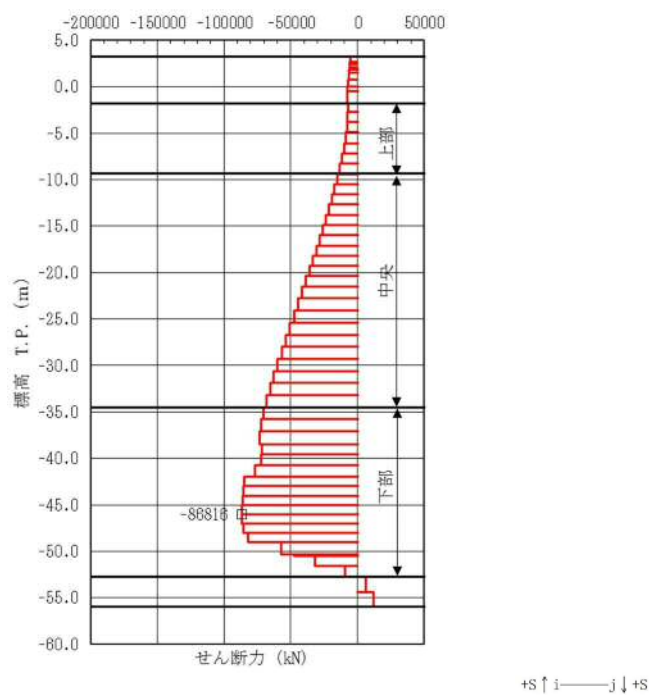
図 5.1-4 (31) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-13 [H+, V+] $t=85.25$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

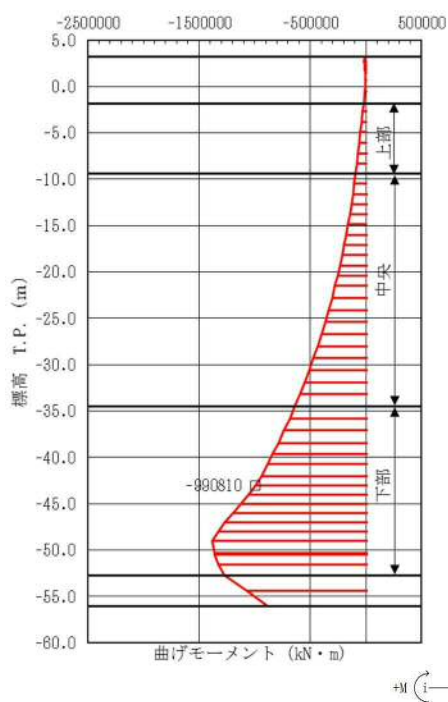


軸力図

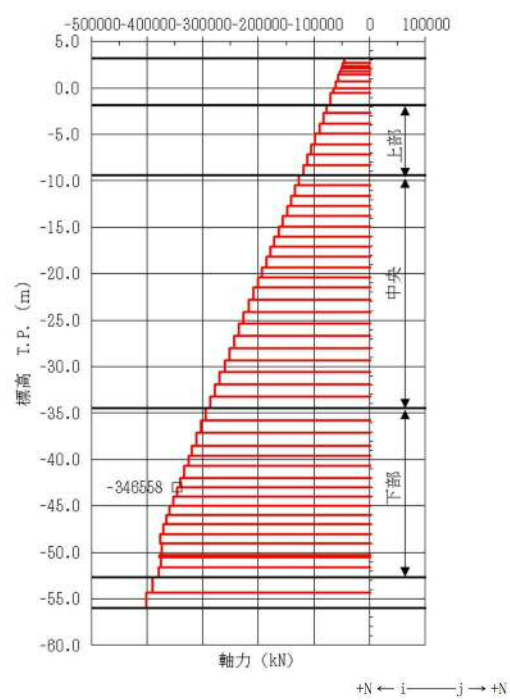


せん断力図

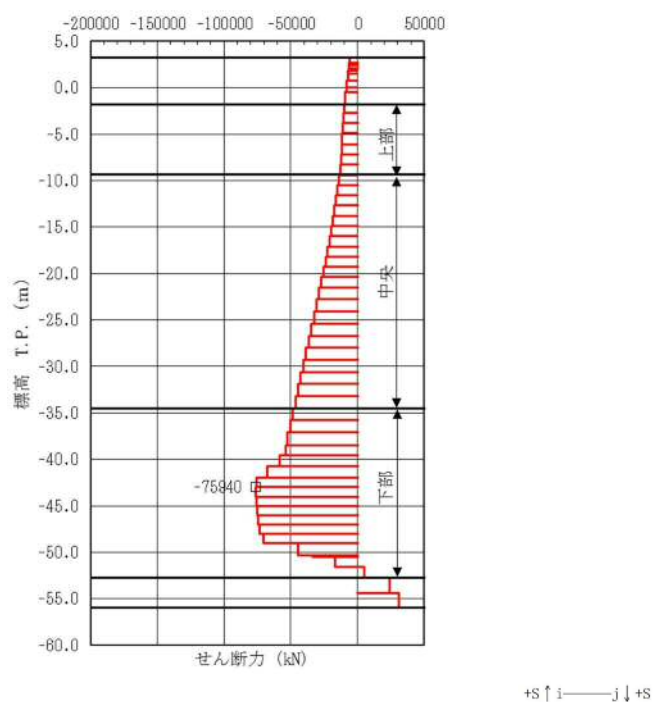
図 5.1-4 (32) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-14 [H+, V+] $t=31.61$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

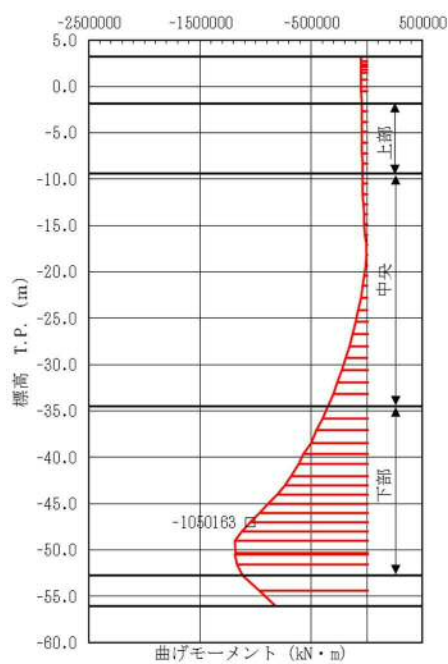


軸力図



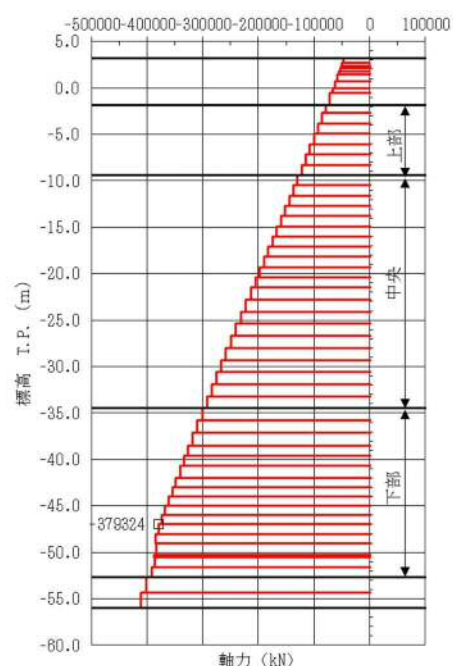
せん断力図

図 5.1-4 (33) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
 $(S_s - 2.1 [H + V] \quad t = 122.38 \text{ s})$
 (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)



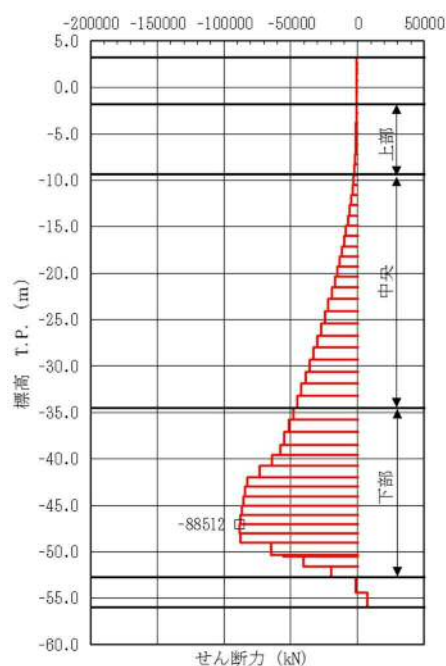
+M (i → j) +M

曲げモーメント図



+N ← i — j → +N

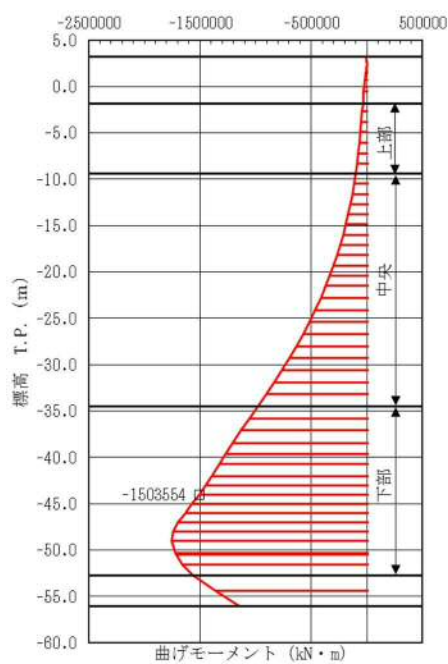
軸力図



+S ↑ i — j ↓ +S

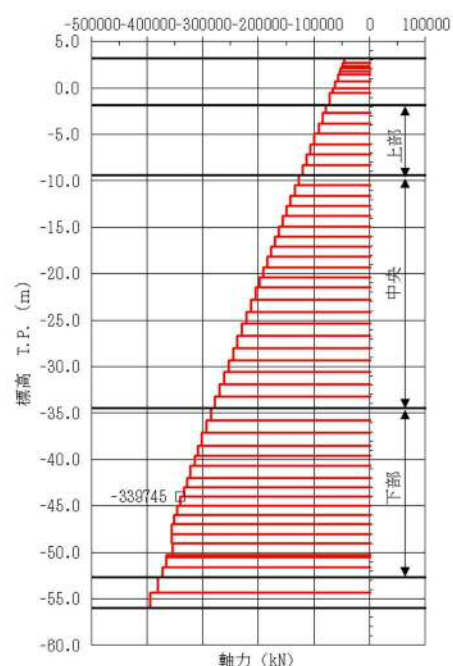
せん断力図

図 5.1-4 (34) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
(S_s-22 [H+, V+] $t=90.84$ 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)



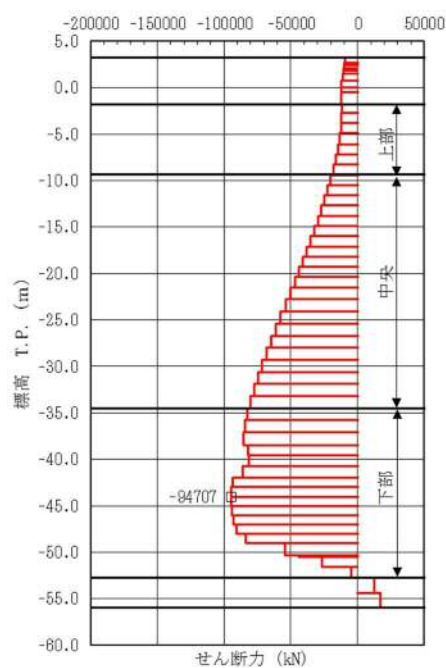
+M (i — j) +M

曲げモーメント図



+S ↑ i — j ↓ +S

軸力図



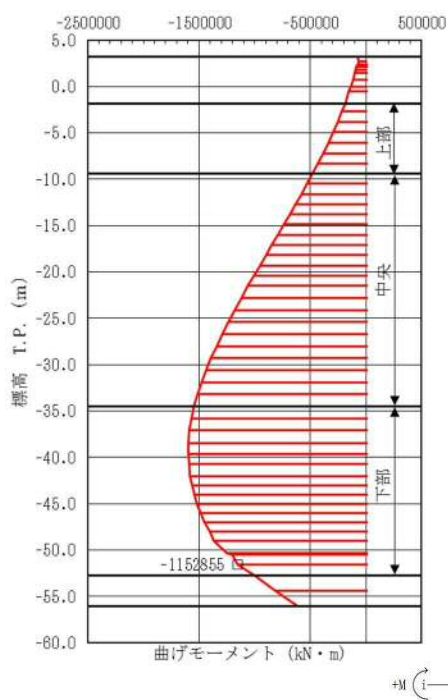
+S ↑ i — j ↓ +S

せん断力図

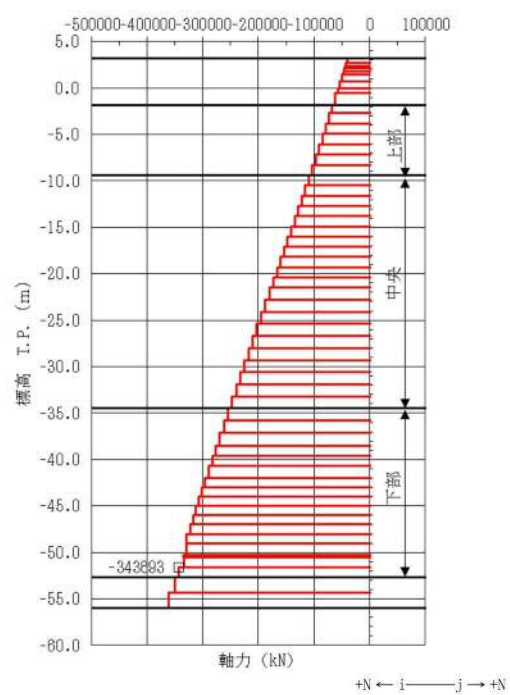
図 5.1-4 (35) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)

($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.72$ s)

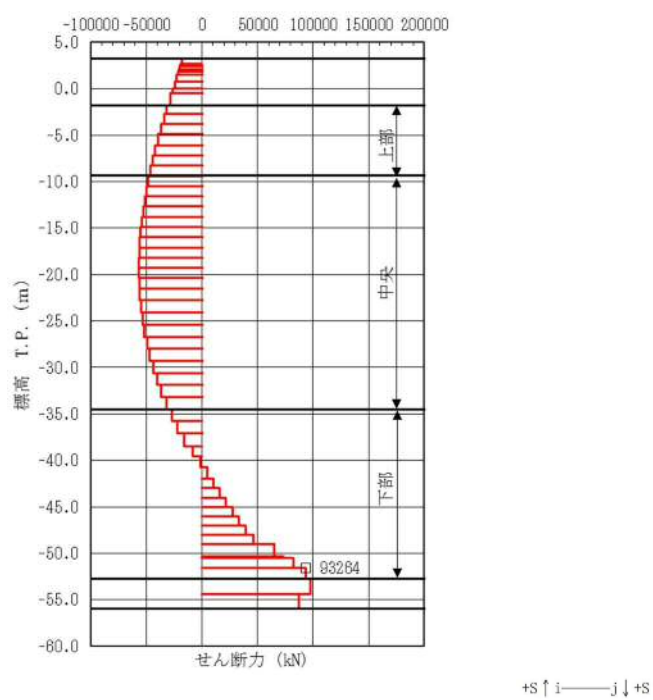
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5.1-4 (36) せん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 下部)
 (Ss-3 1 [H-, V+] t=8.48 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分布図を図 5.1-5，図 5.1-6 及び図 5.1-7 に示す。



図 5.1-5 (1) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - D 1$ [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 (2) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - D 1$ [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 (3) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - D 1$ [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) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - D1$ [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 (5) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 11$)

(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 5.1-5 (6) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 12$)

(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 5.1-5 (7) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 13$)

(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 5.1-5 (8) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 14$)

(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 5.1-5 (9) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 21$)

(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 5.1-5 (10) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 2\ 2$)

(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)



図 5.1-5 (11) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 3\ 1$ [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) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 3\ 1$ [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) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1 [H-, V+]$)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-5 (14) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1 [H+, V-]$)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-5 (15) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1 [H-, V+]$)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-5 (16) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1$ [H+, V-])

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

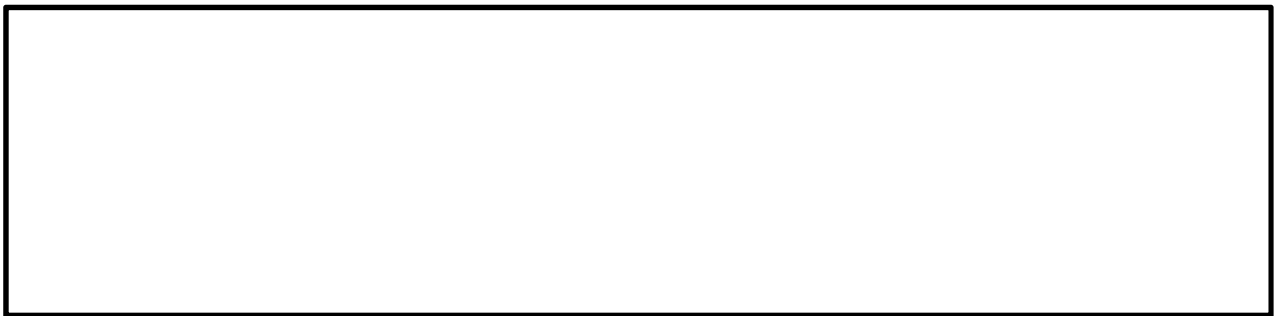


図 5.1-5 (17) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1$ [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)

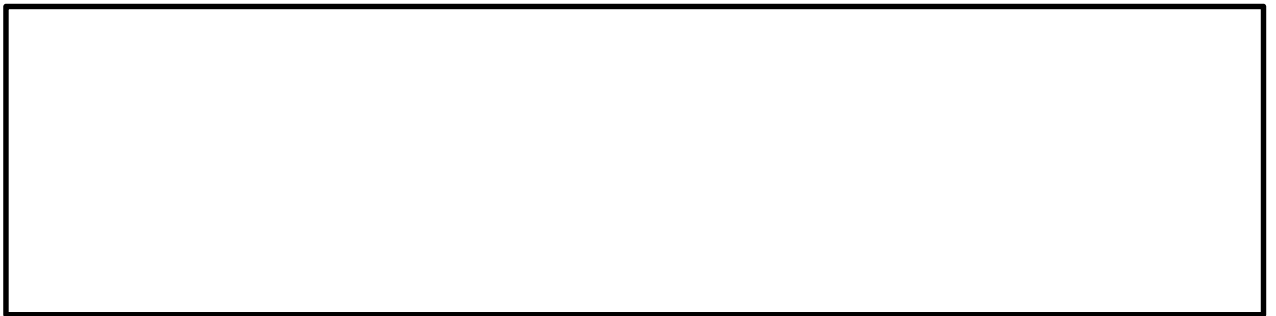


図 5.1-5 (18) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1$ [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 (19) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

($S_s-D1 [H-, V+]$)

(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 (20) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

($S_s-D1 [H+, V-]$)

(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 (21) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

($S_s-D1 [H-, V+]$)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-5 (22) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

(S_s-D1 [H+, V-])

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

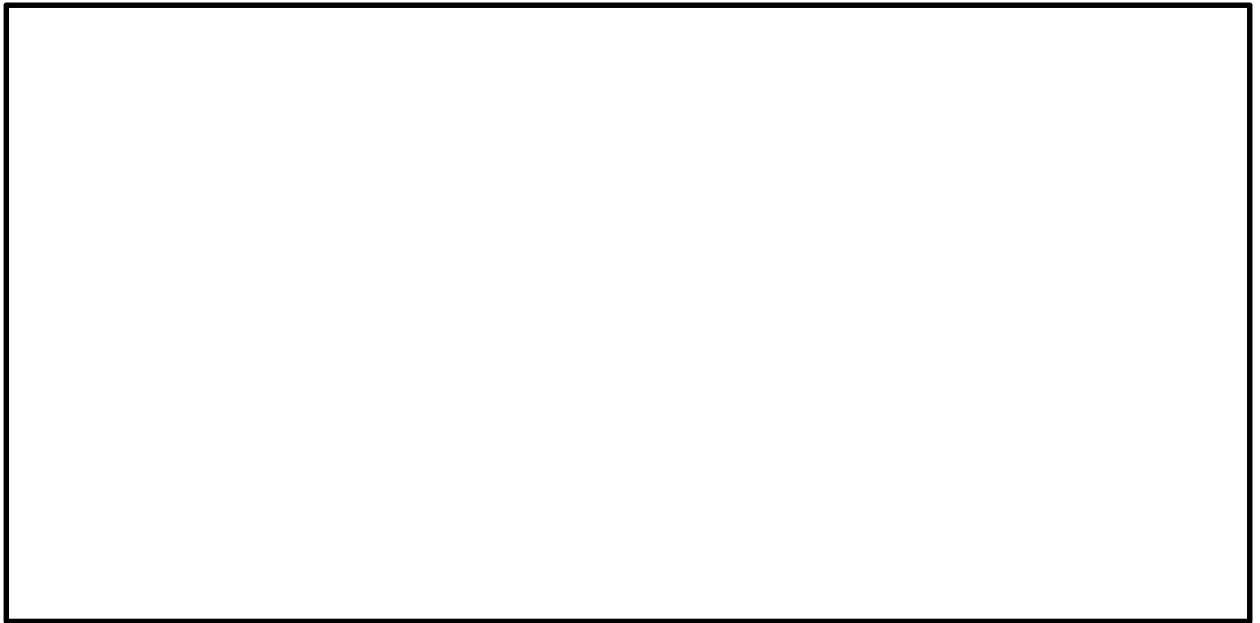


図 5.1-6 (1) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - D 1$ [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 (2) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - D 1$ [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)

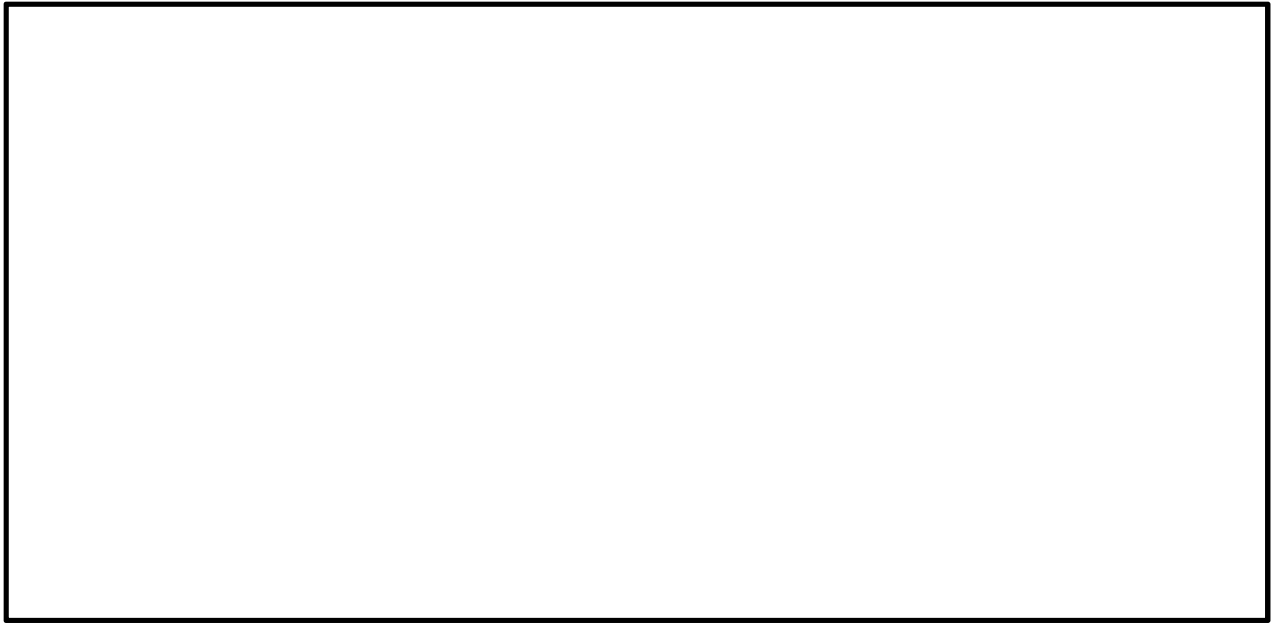


図 5.1-6 (3) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - D 1$ [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)

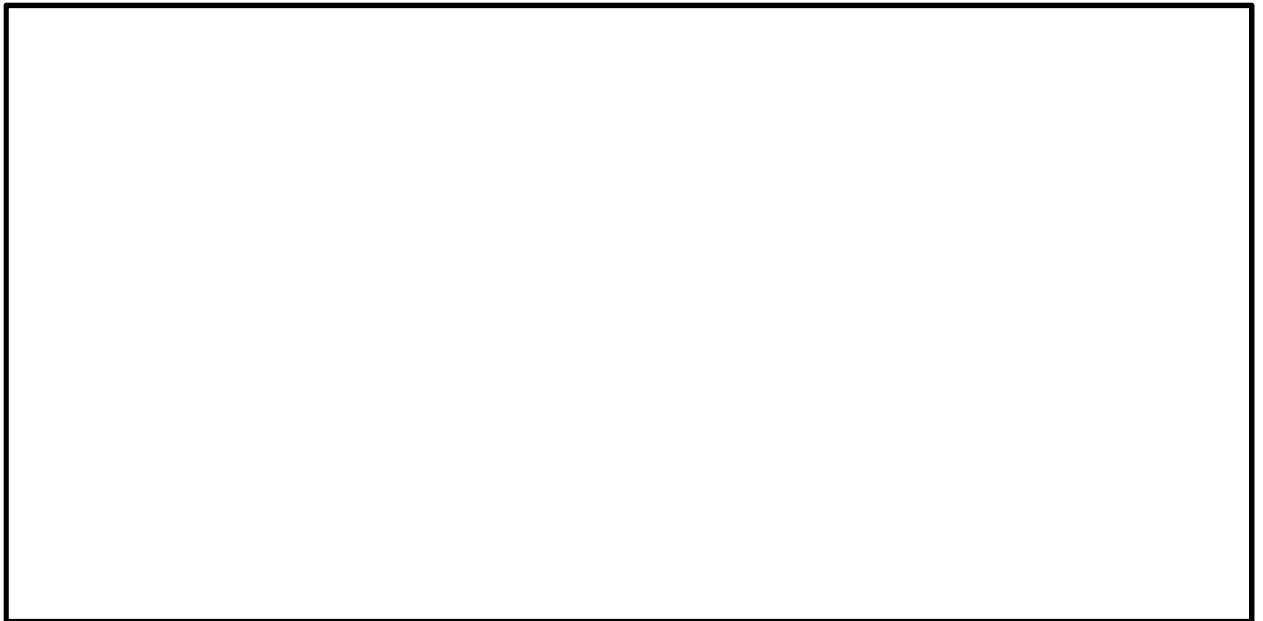


図 5.1-6 (4) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - D 1$ [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)

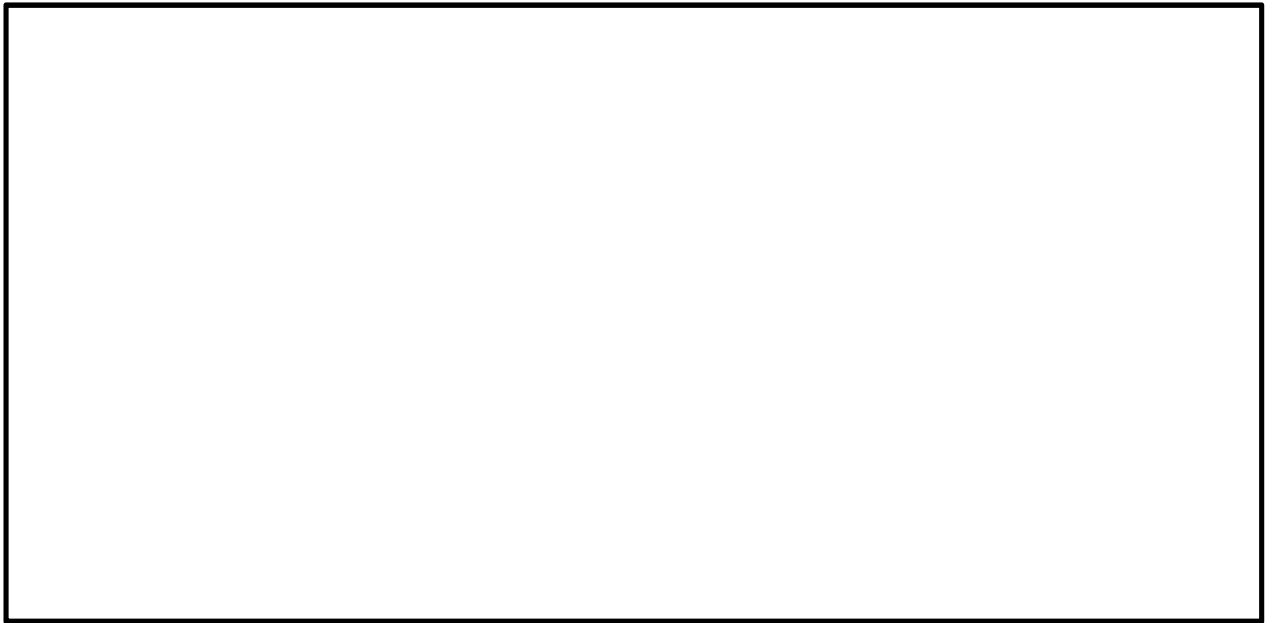


図 5.1-6 (5) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 11$)

(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)

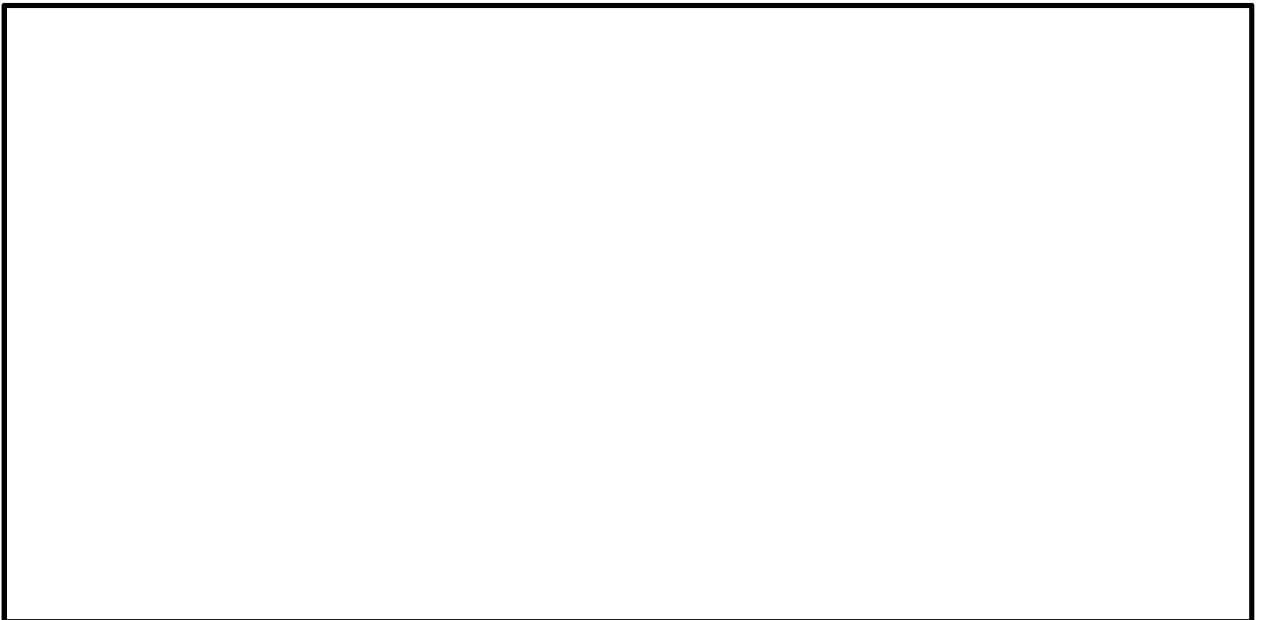


図 5.1-6 (6) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 12$)

(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)

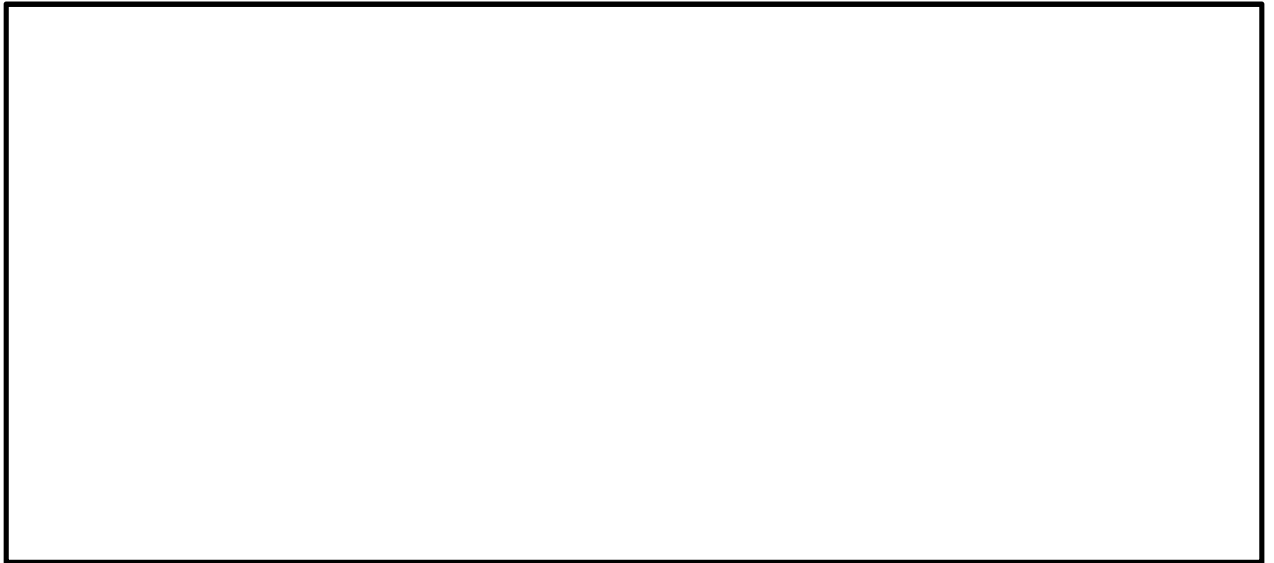


図 5.1-6 (7) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 13$)

(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)

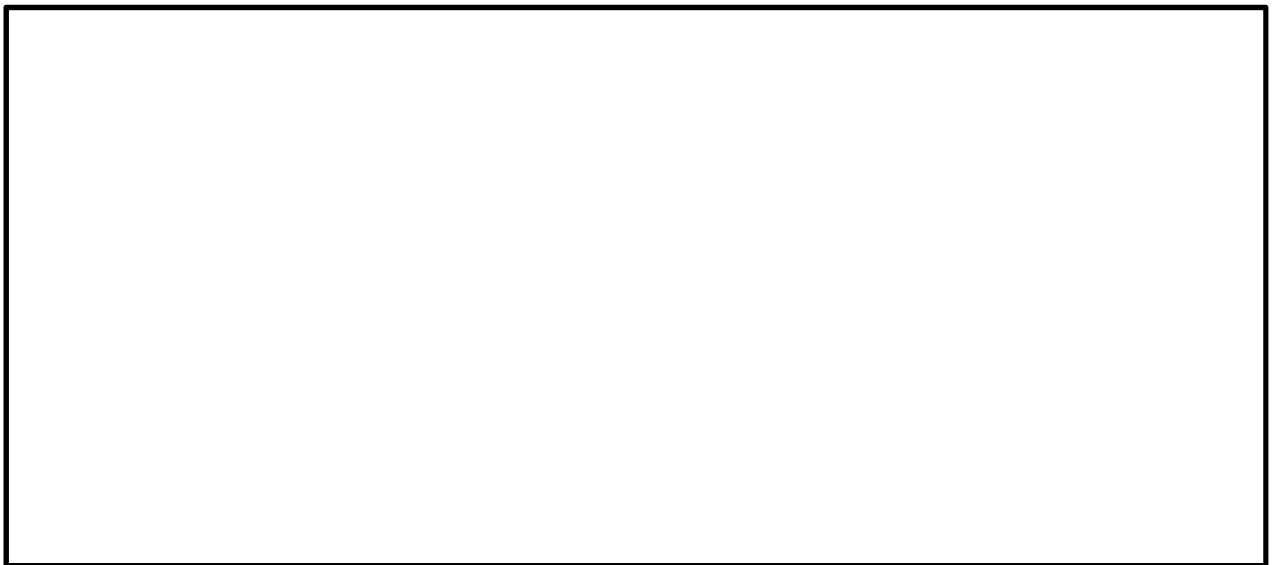


図 5.1-6 (8) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 14$)

(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 5.1-6 (9) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 2\ 1$)

(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)

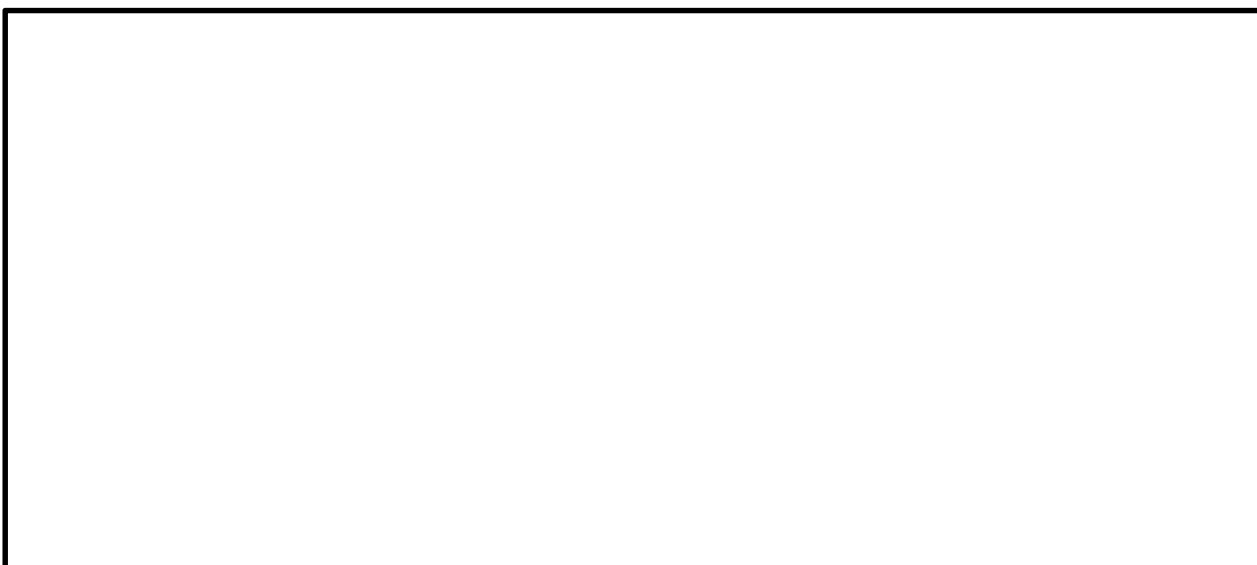


図 5.1-6 (10) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 2\ 2$)

(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)

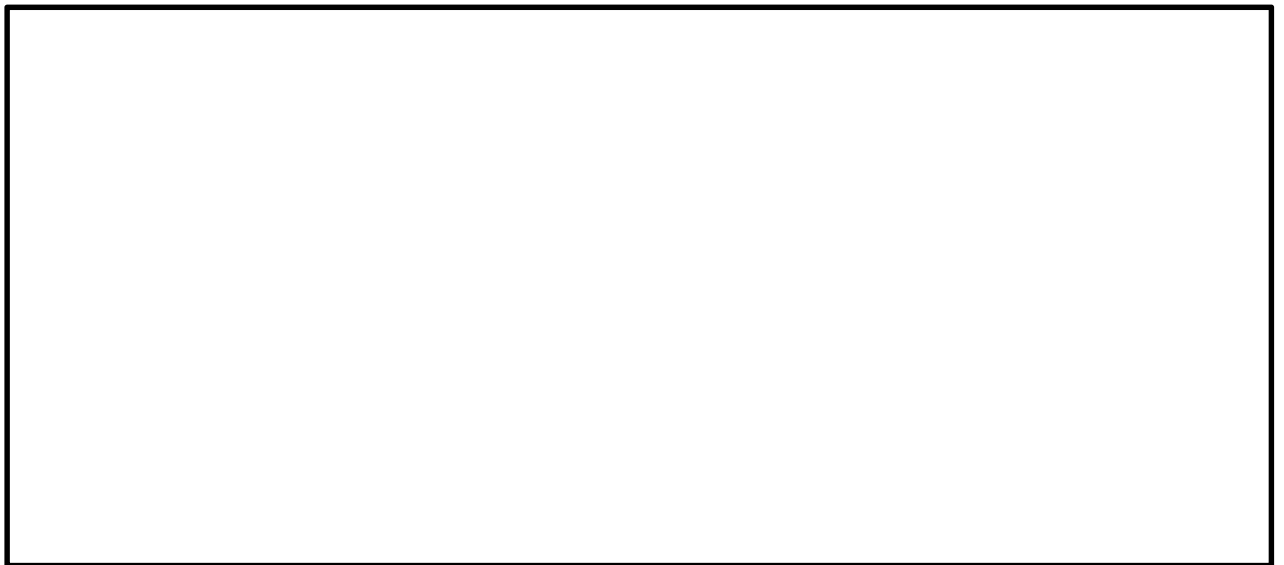


図 5.1-6 (11) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 3 1$ [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)

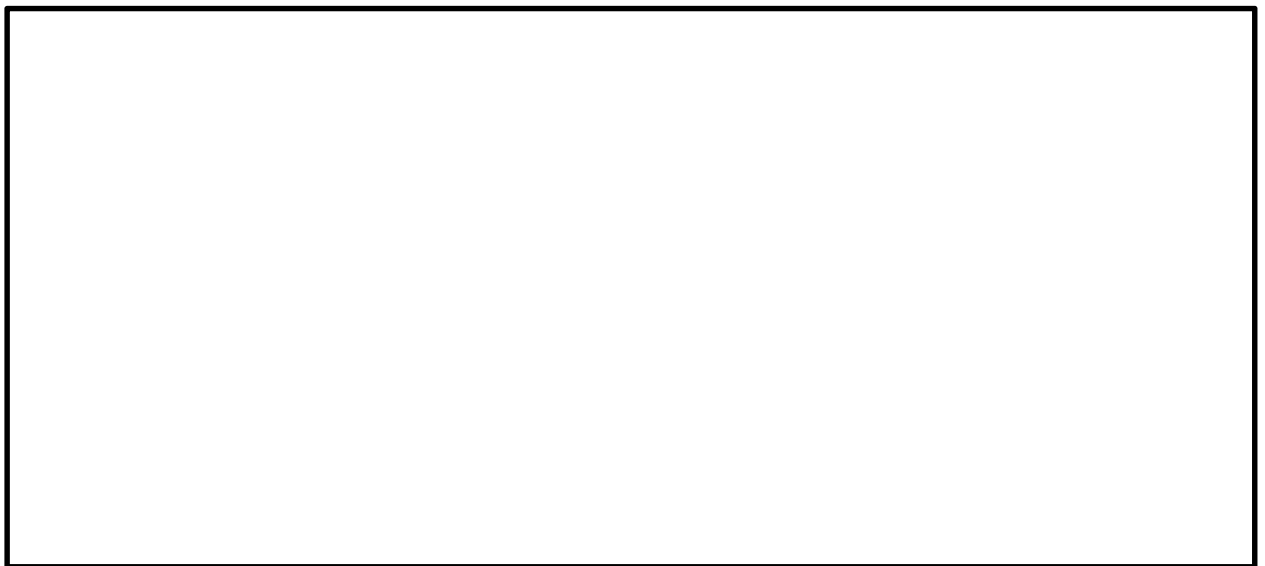


図 5.1-6 (12) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 3 1$ [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)

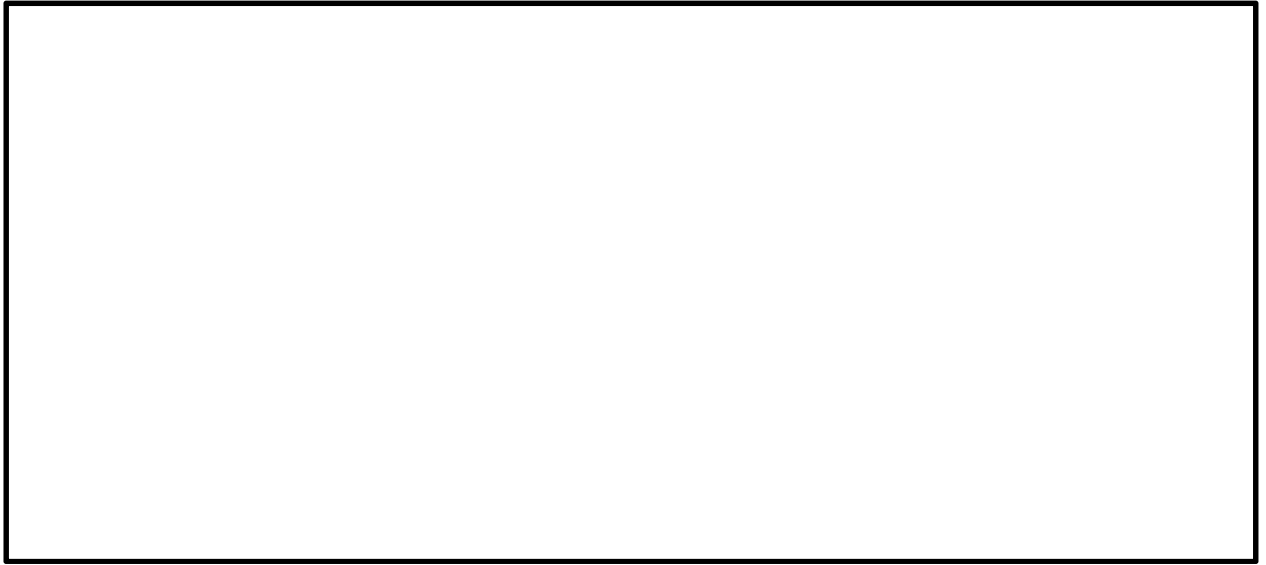


図 5.1-6 (13) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-6 (14) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-6 (15) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

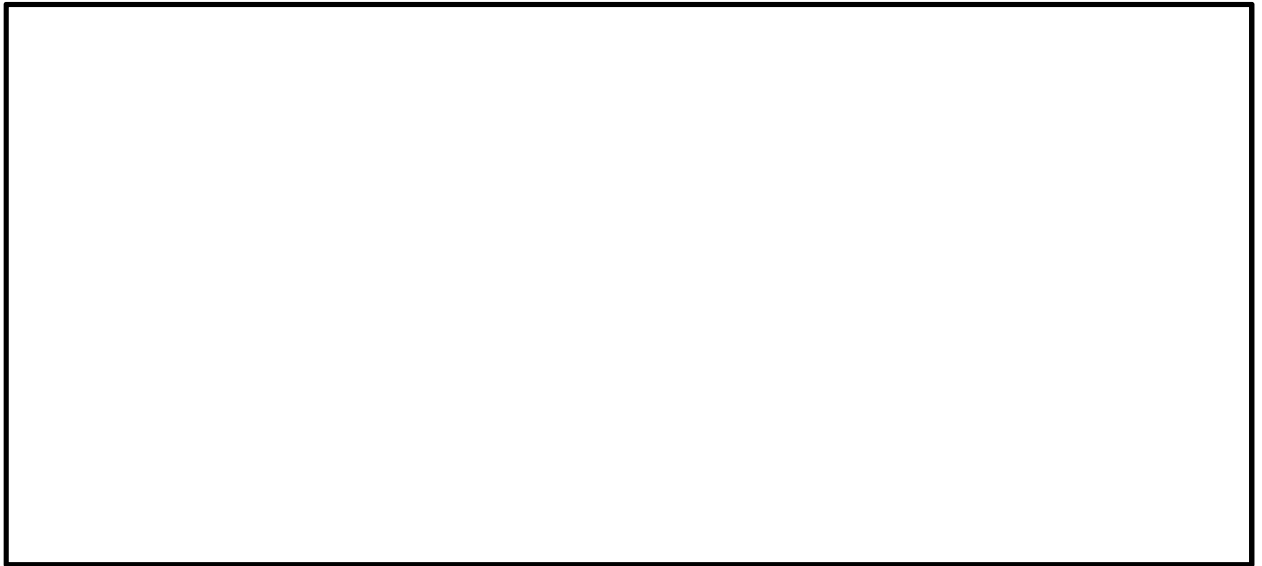


図 5.1-6 (16) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

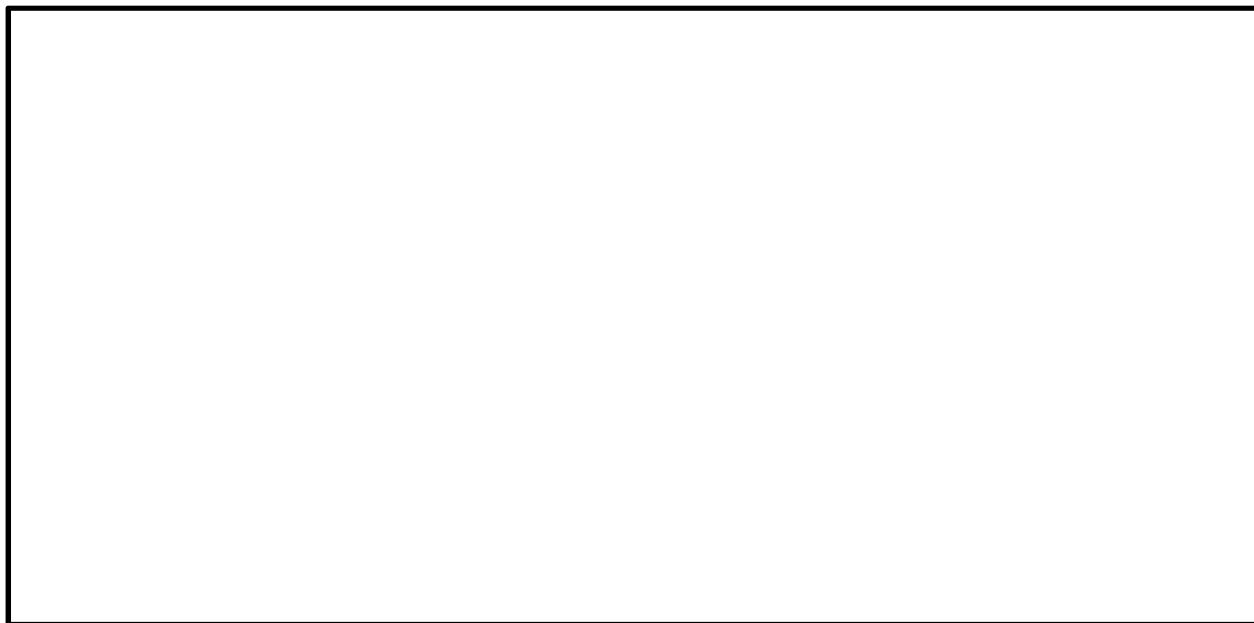


図 5.1-6 (17) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液化化の条件を仮定した解析ケース)

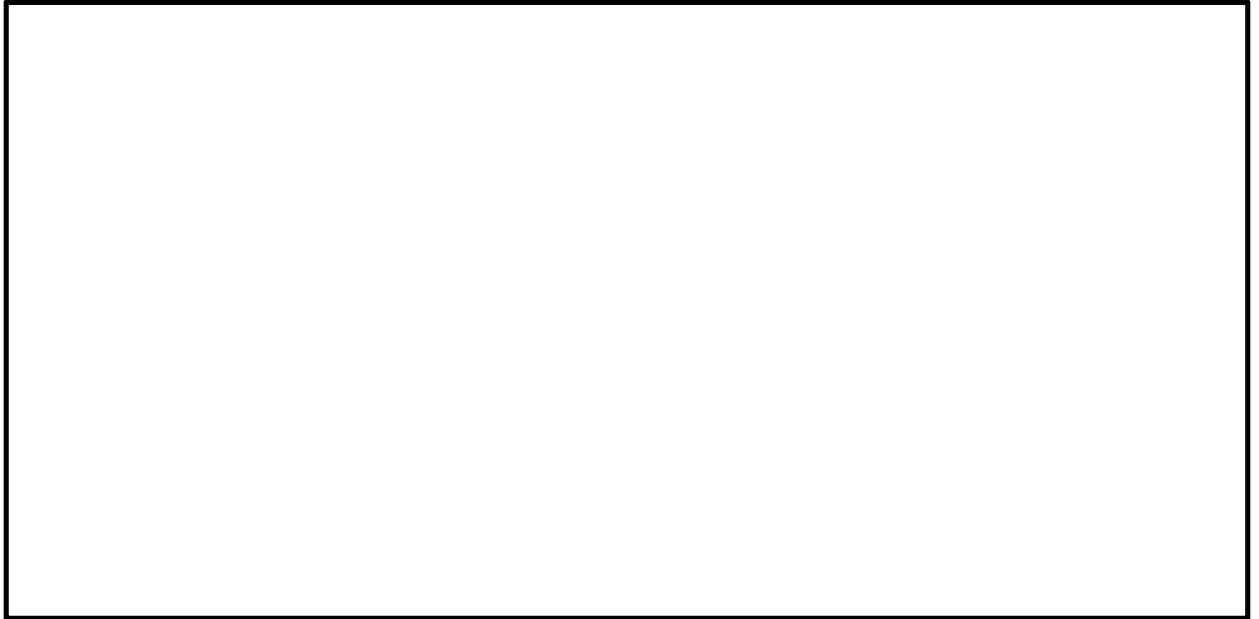


図 5.1-7 (1) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - D 1$ [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)

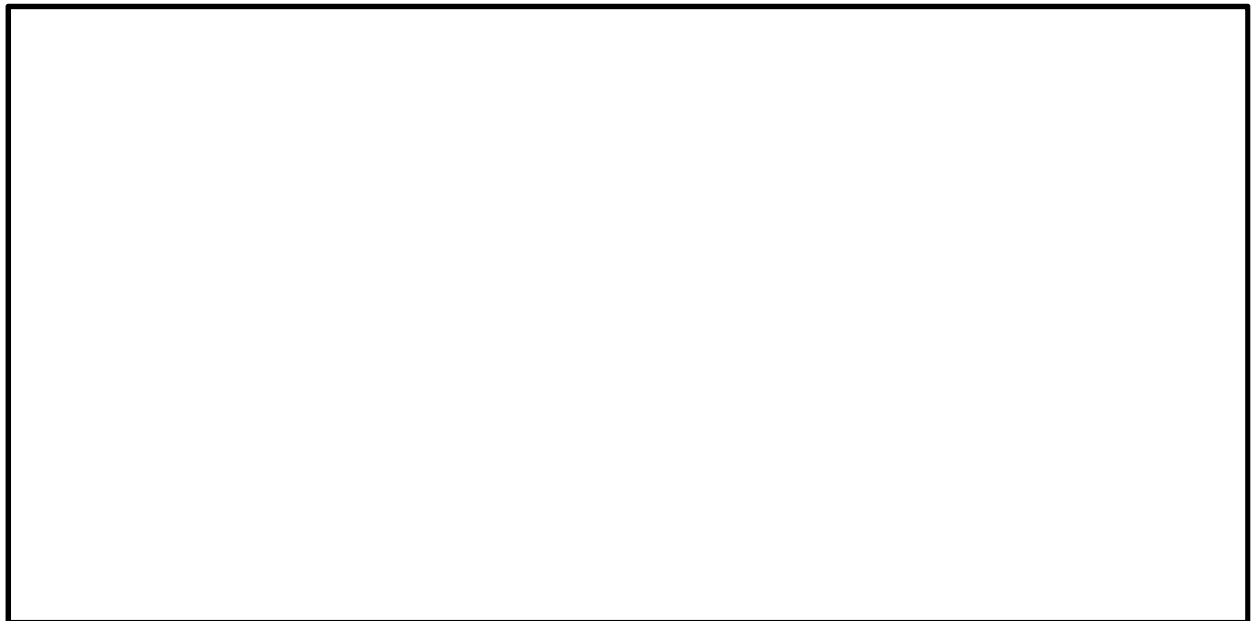


図 5.1-7 (2) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - D 1$ [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)

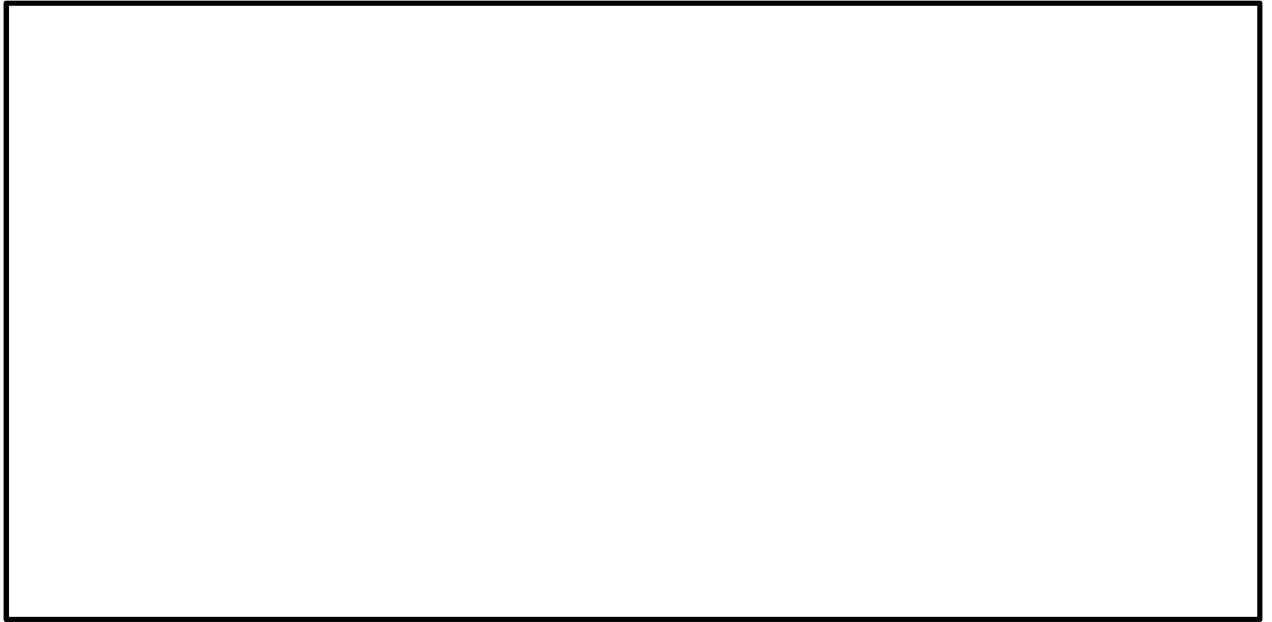


図 5.1-7 (3) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

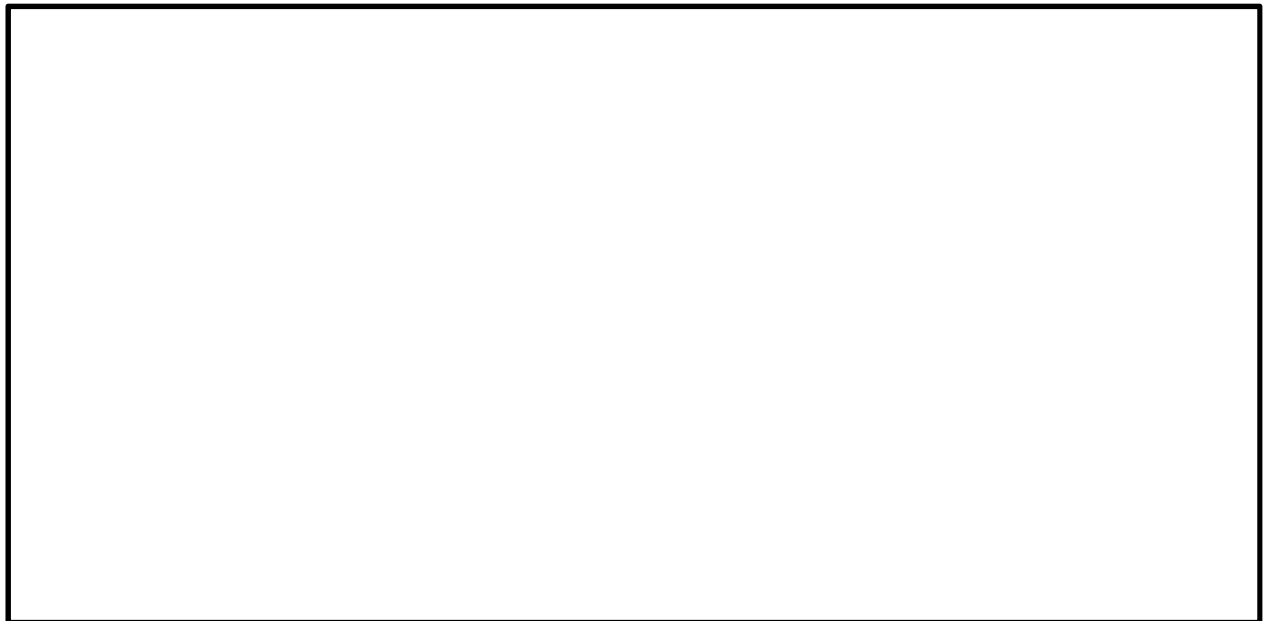


図 5.1-7 (4) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

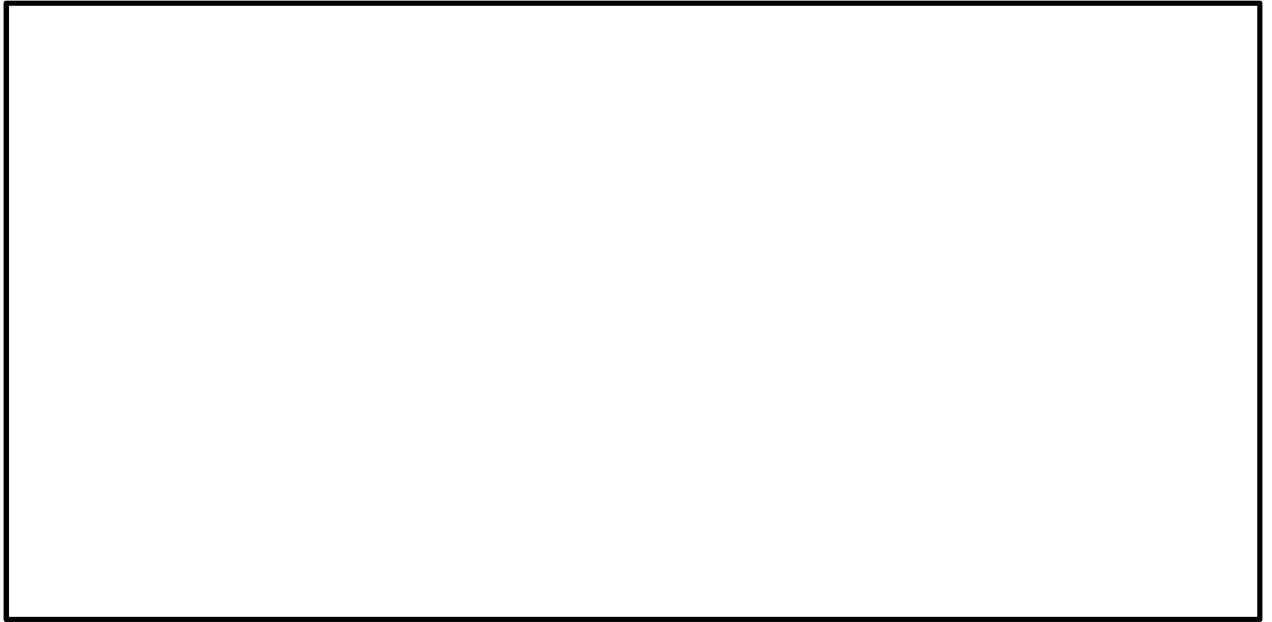


図 5.1-7 (5) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 1\ 1$)

(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)

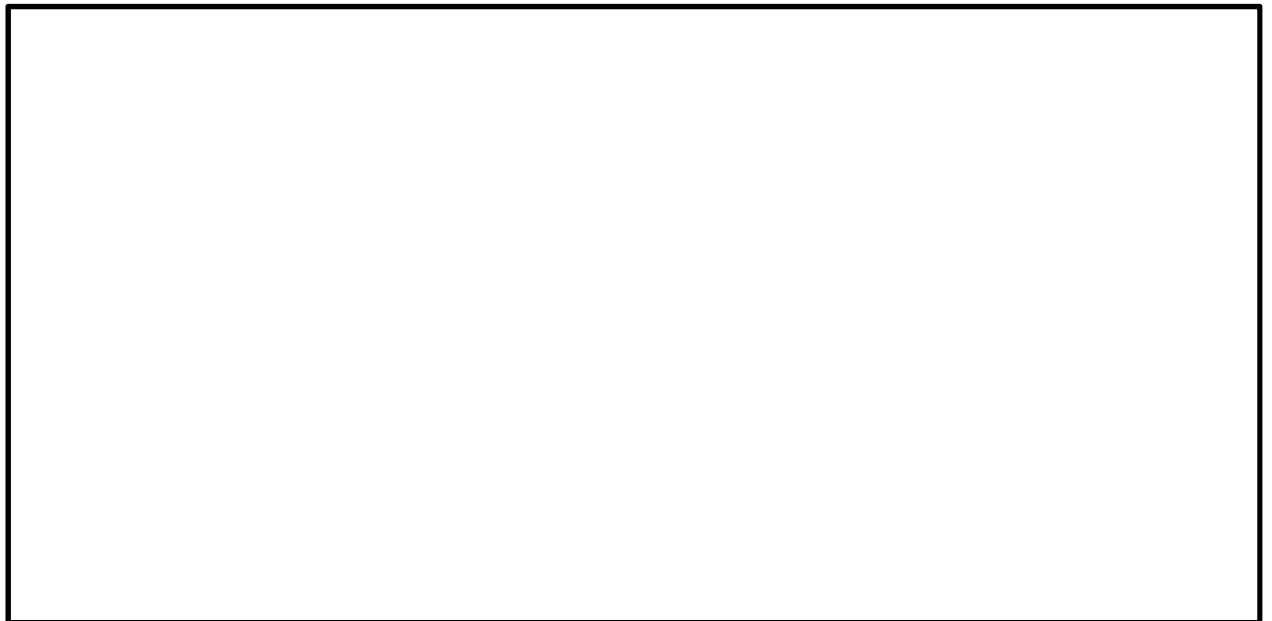


図 5.1-7 (6) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 1\ 2$)

(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)

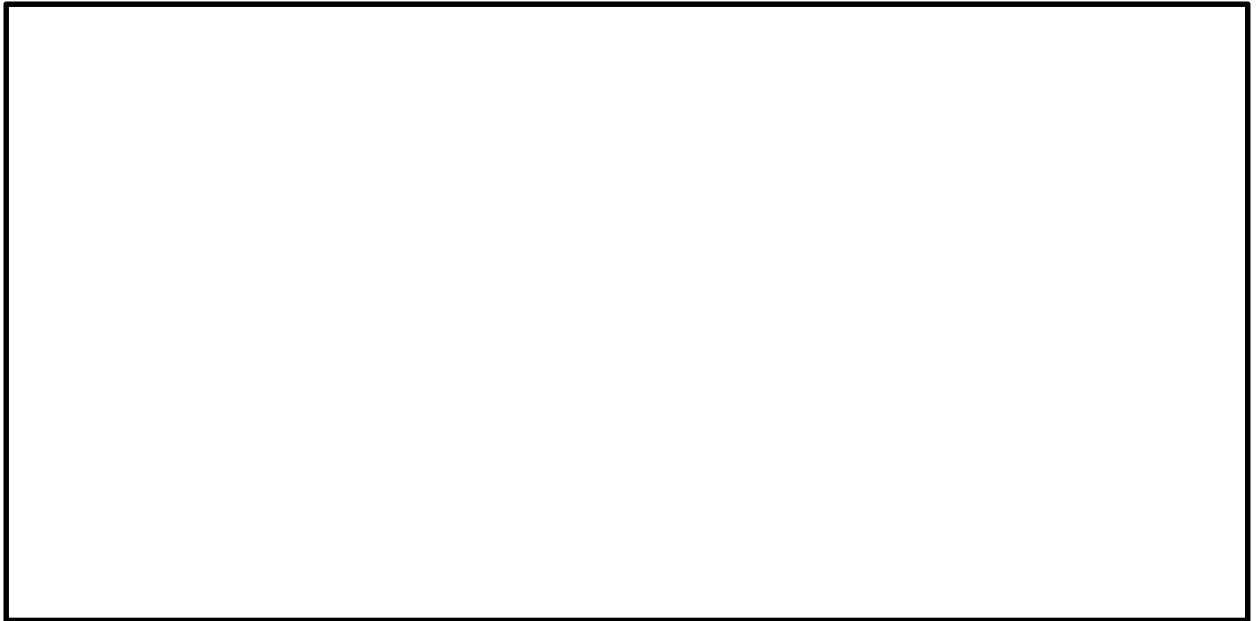


図 5.1-7 (7) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 1\ 3$)

(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)

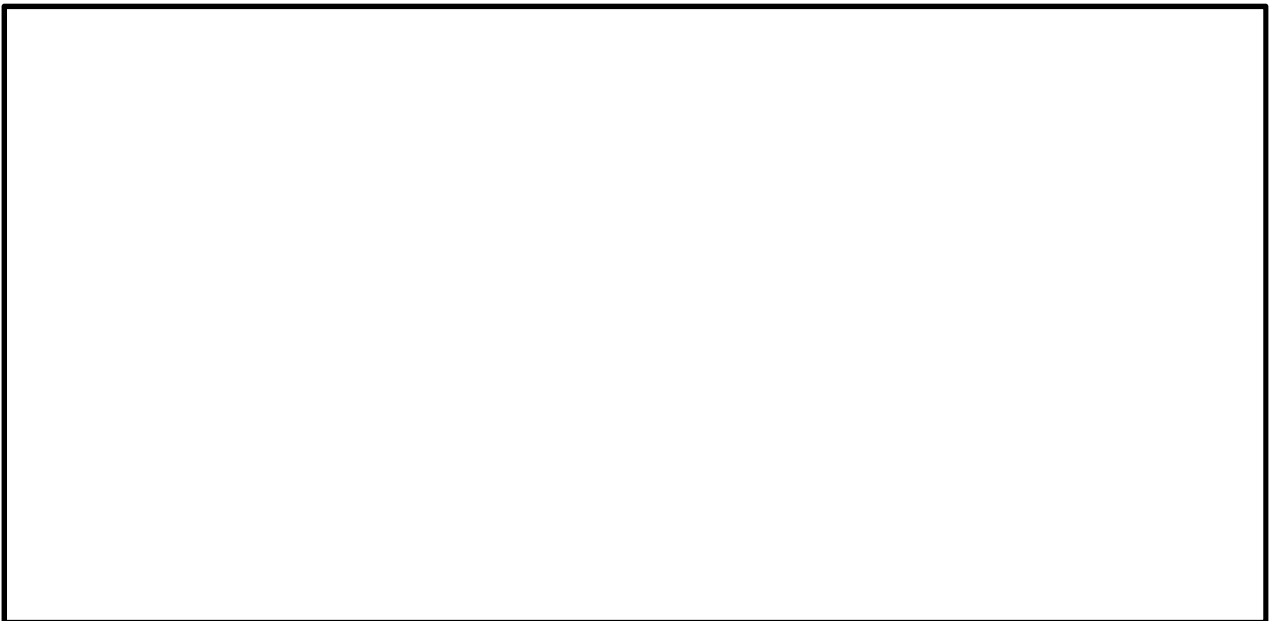


図 5.1-7 (8) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 1\ 4$)

(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)

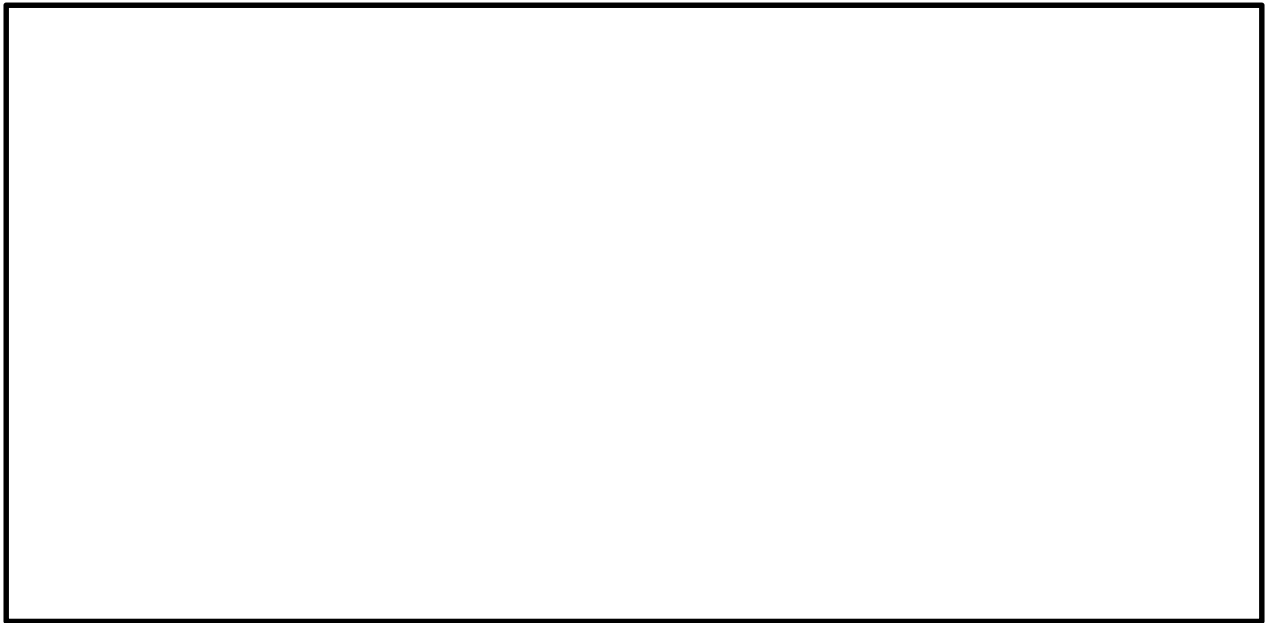


図 5.1-7 (9) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 21$)

(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 5.1-7 (10) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 22$)

(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)

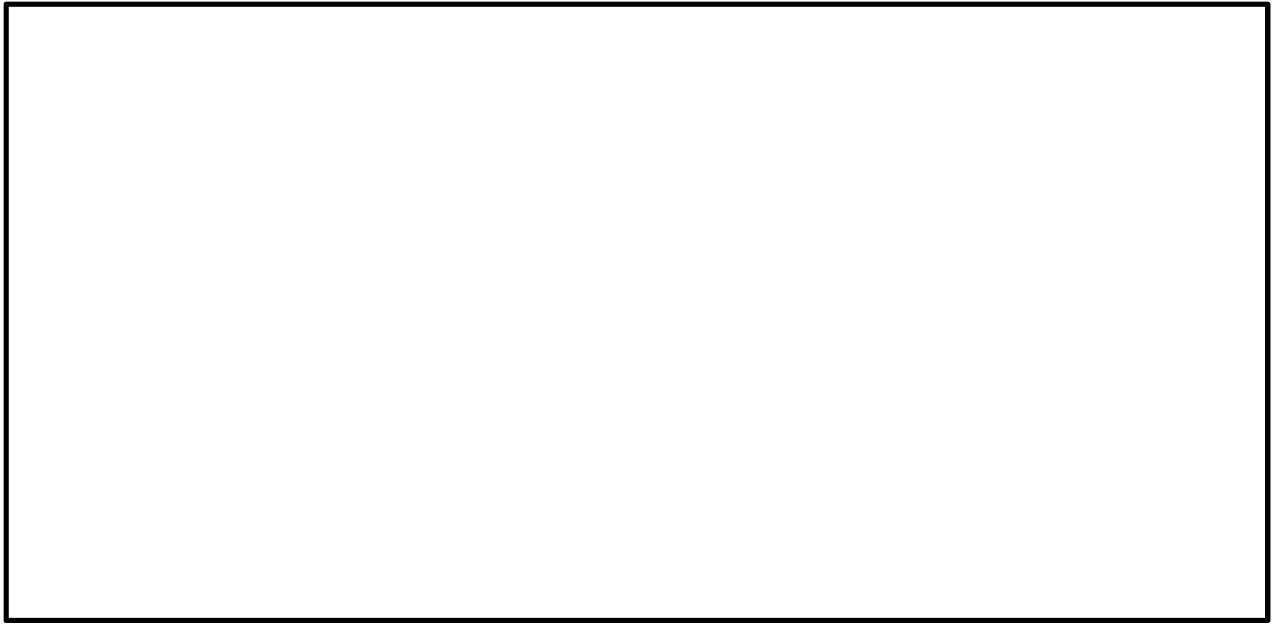


図 5.1-7 (11) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 3 1$ [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) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

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

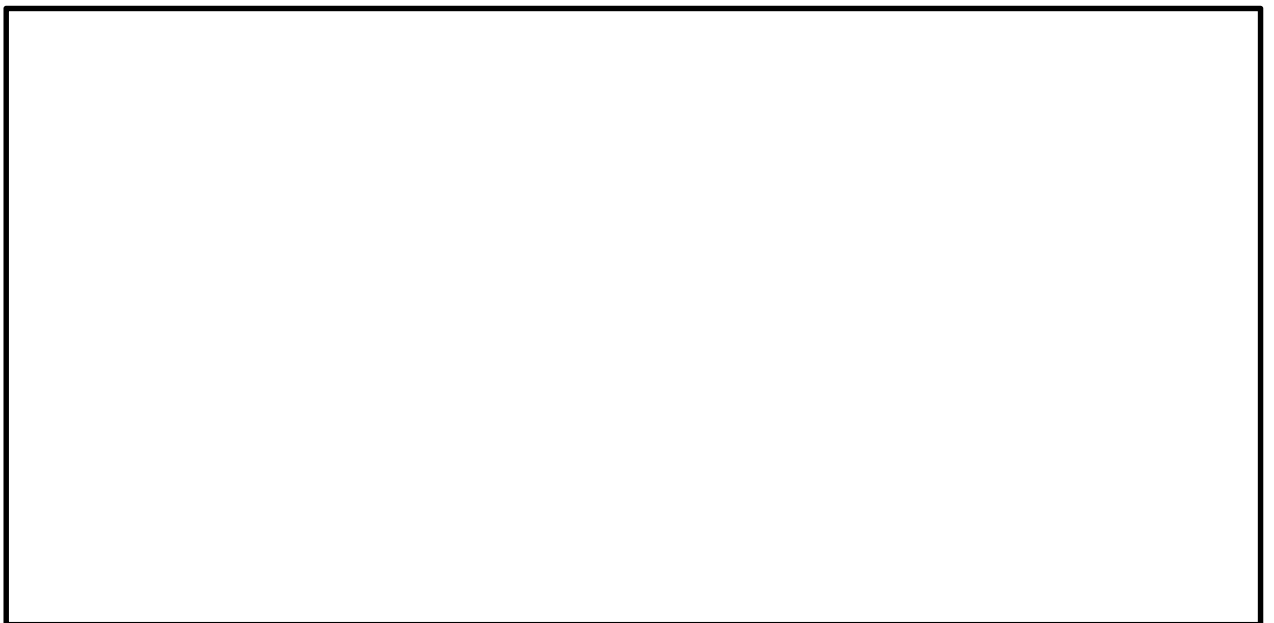


図 5.1-7 (14) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)
($S_s - D1$ [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

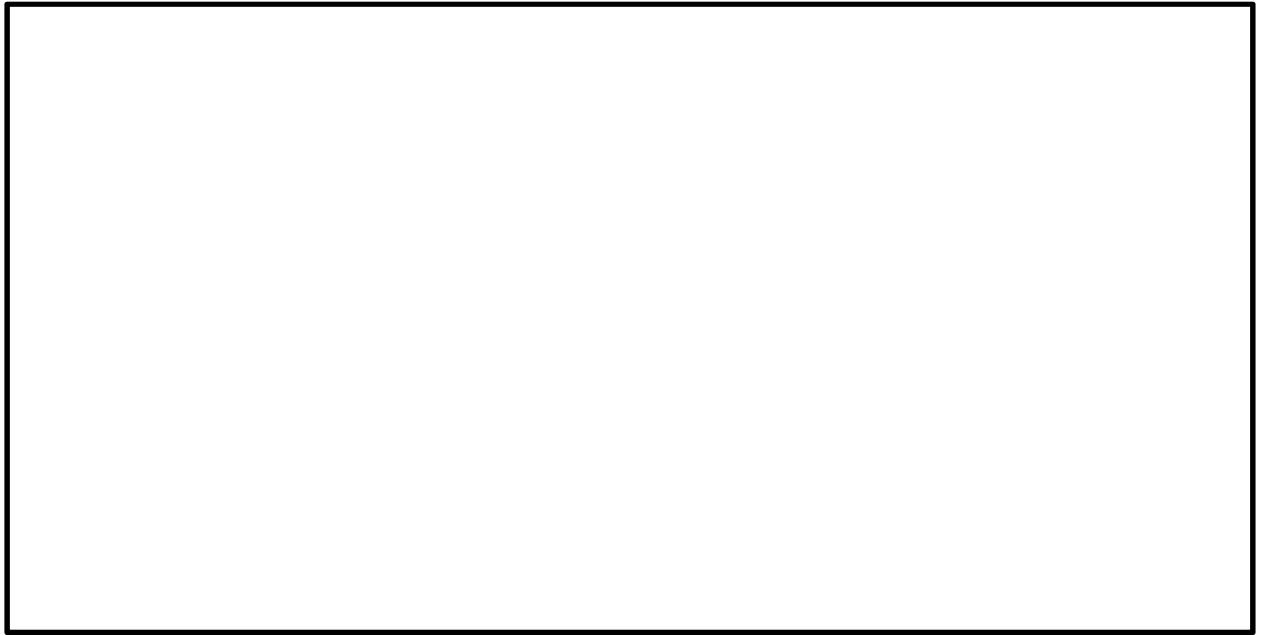


図 5.1-7 (15) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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 (16) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

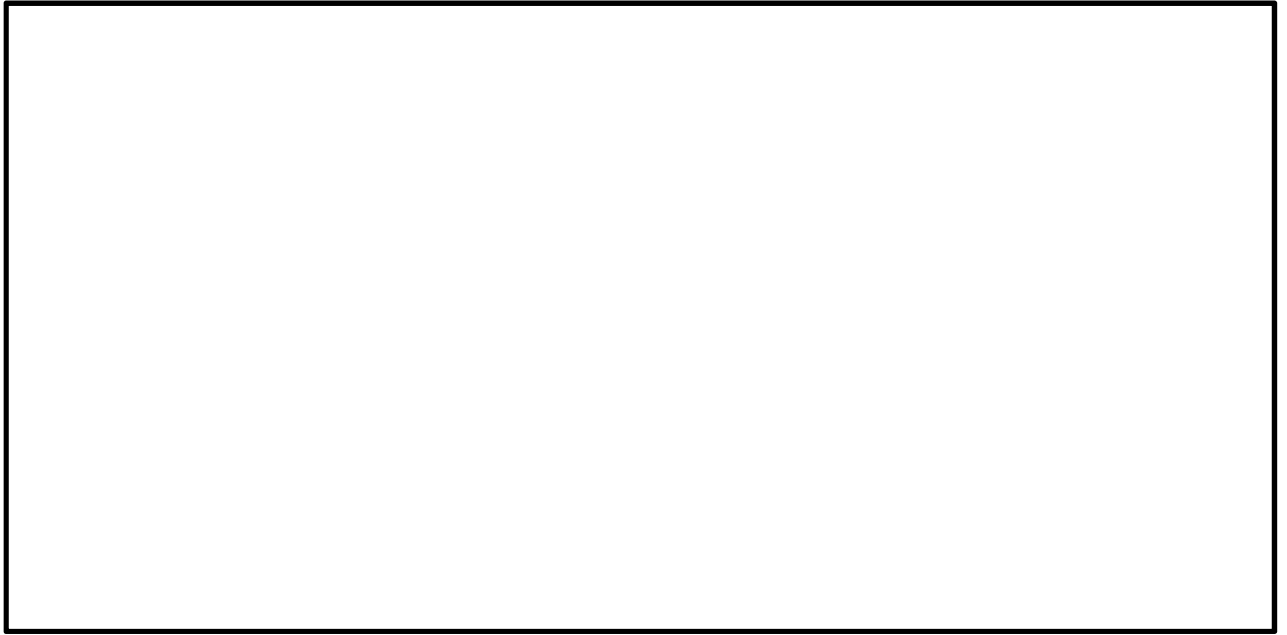


図 5.1-7 (17) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)
($S_s - D1$ [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液化化の条件を仮定した解析ケース)

(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分布図を図 5. 1-8，図 5. 1-9 及び図 5. 1-10 に示す。



図 5.1-8 (1) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - D 1$ [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)

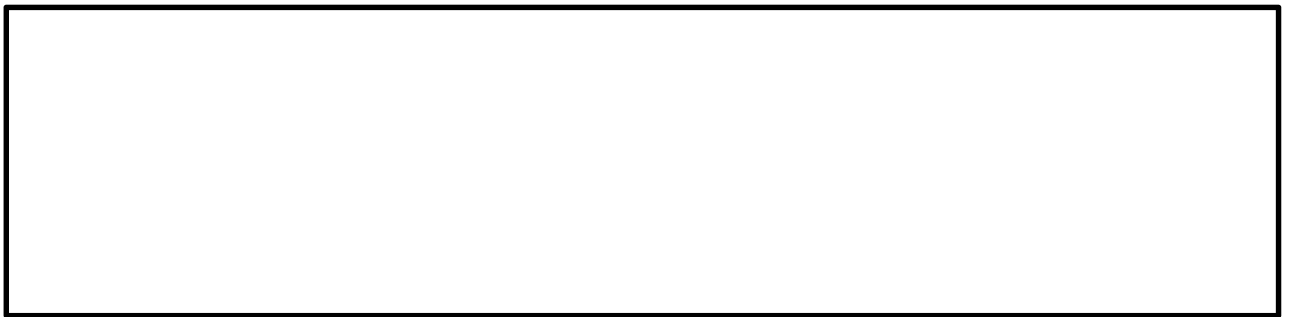


図 5.1-8 (2) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - D 1$ [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) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - D 1$ [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 (4) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - D1$ [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 (5) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 11$)

(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)

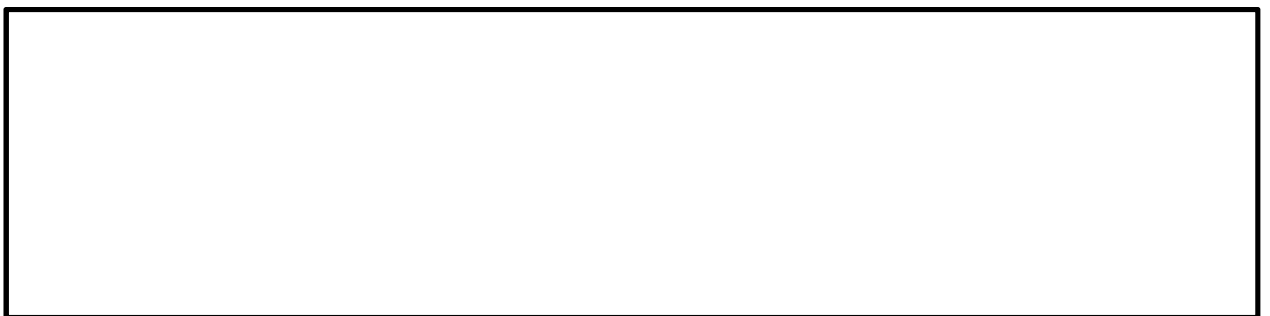


図 5.1-8 (6) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 12$)

(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 5.1-8 (7) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 13$)

(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 5.1-8 (8) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 14$)

(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)

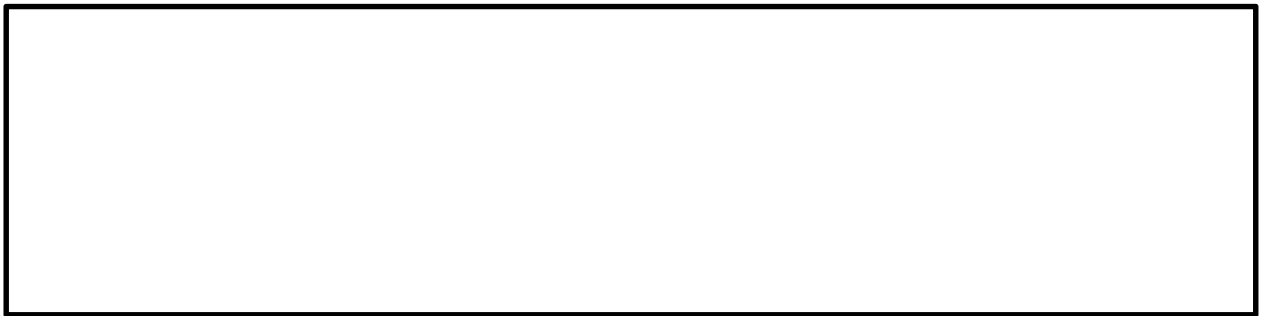


図 5.1-8 (9) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 21$)

(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 5.1-8 (10) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 2\ 2$)

(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)

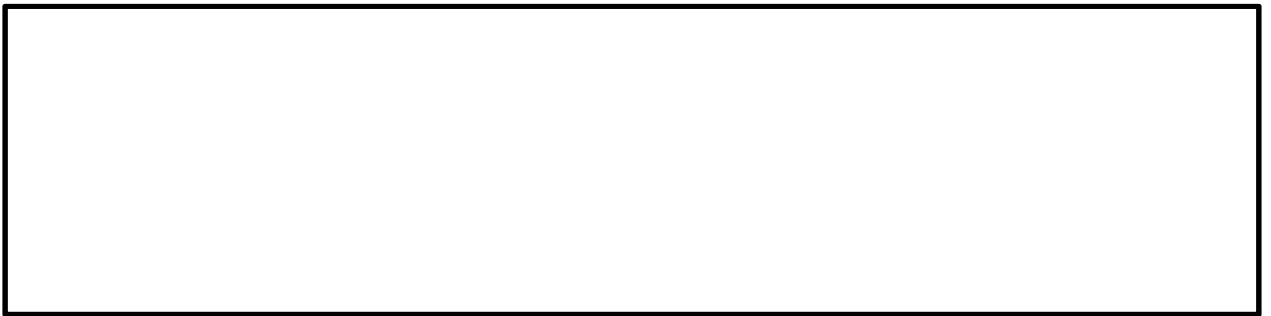


図 5.1-8 (11) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 3\ 1\ [H+, V+]$)

(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) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 3\ 1\ [H-, V+]$)

(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) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (14) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H+, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (15) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (16) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H+, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (17) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [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 5.1-8 (18) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [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 5.1-8 (19) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [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 5.1-8 (20) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [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 5.1-8 (21) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-8 (22) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)

($S_s - D1$ [H+, V-])

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

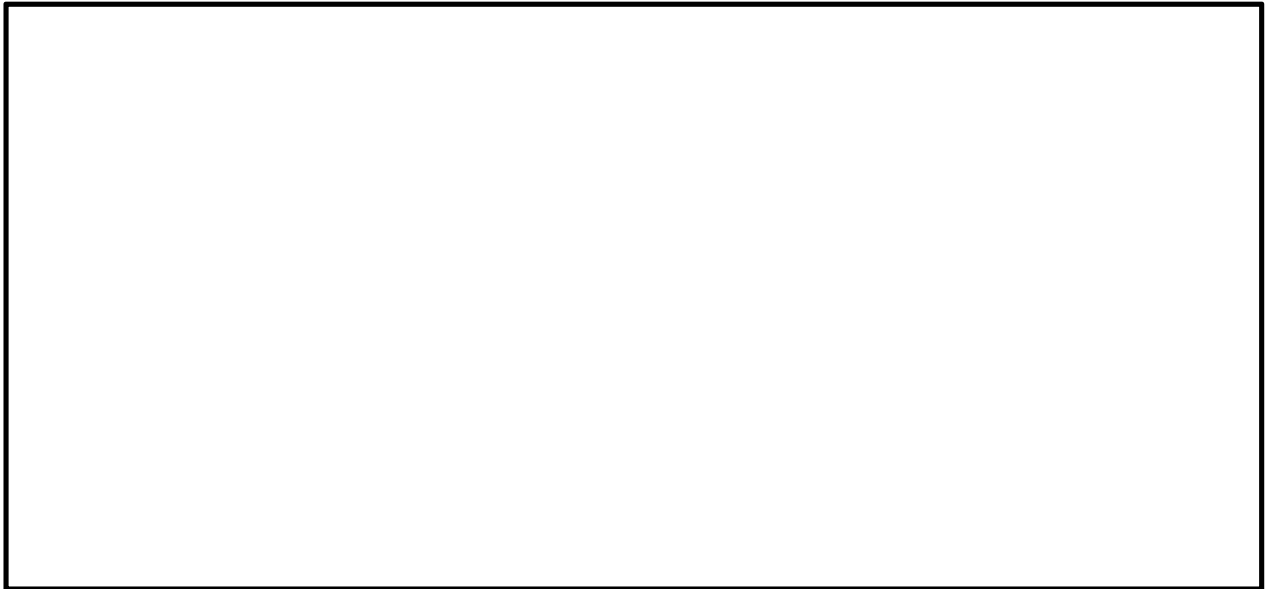


図 5.1-9 (1) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - D1$ [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)

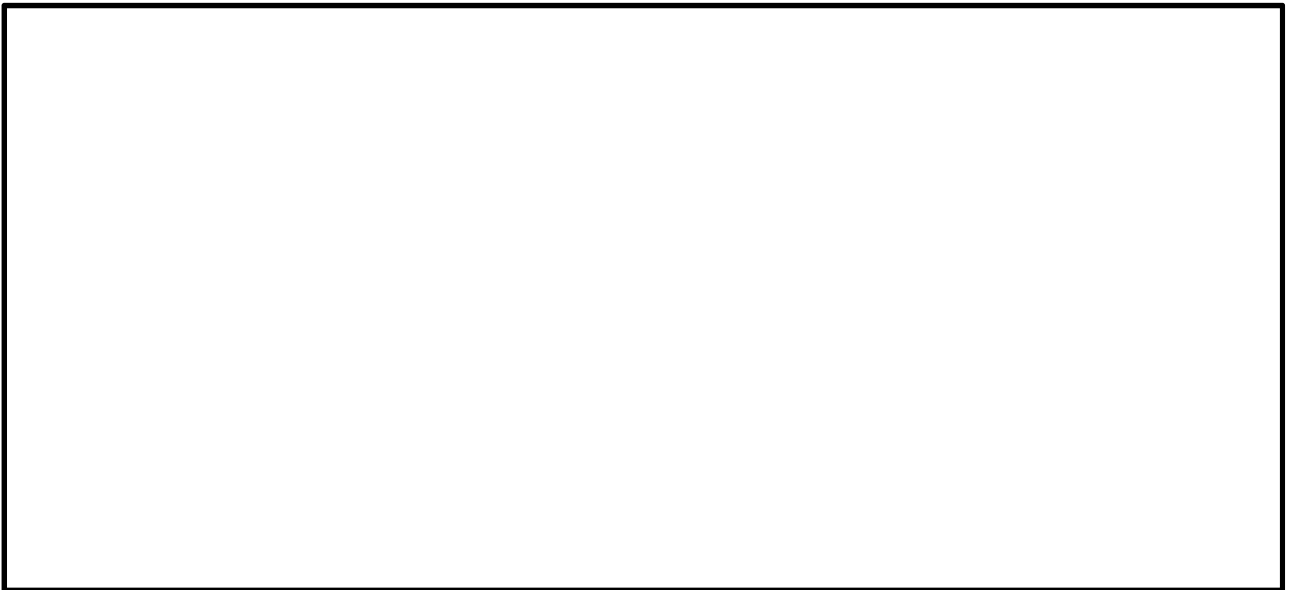


図 5.1-9 (2) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - D1$ [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)

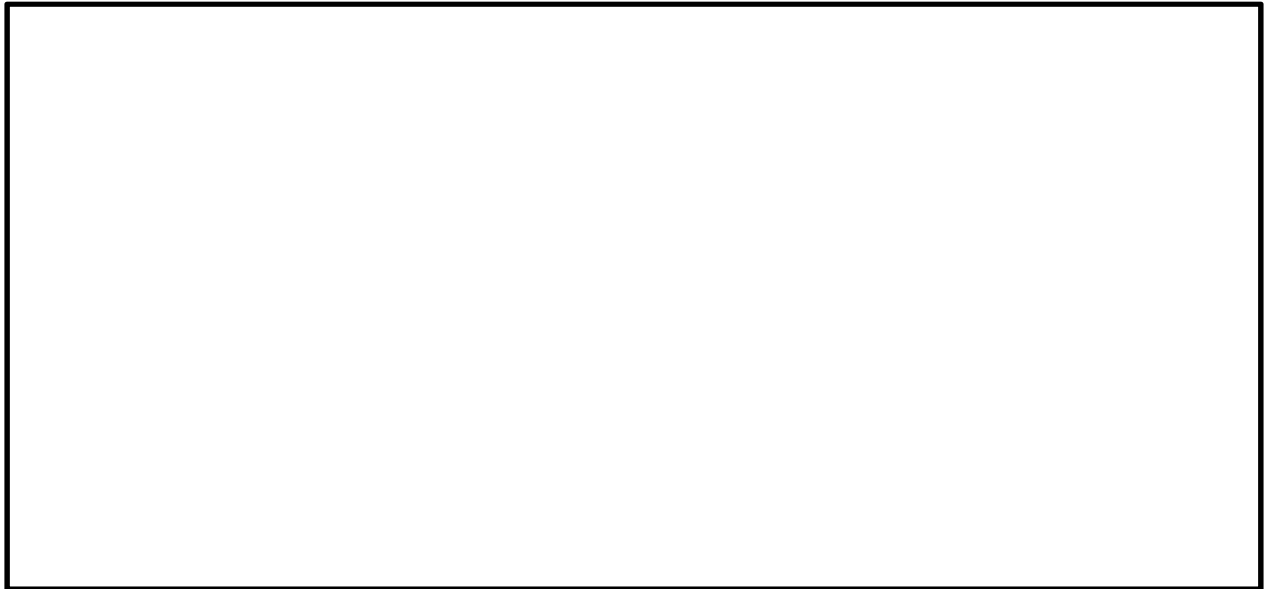


図 5.1-9 (3) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - D1$ [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) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - D1$ [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)

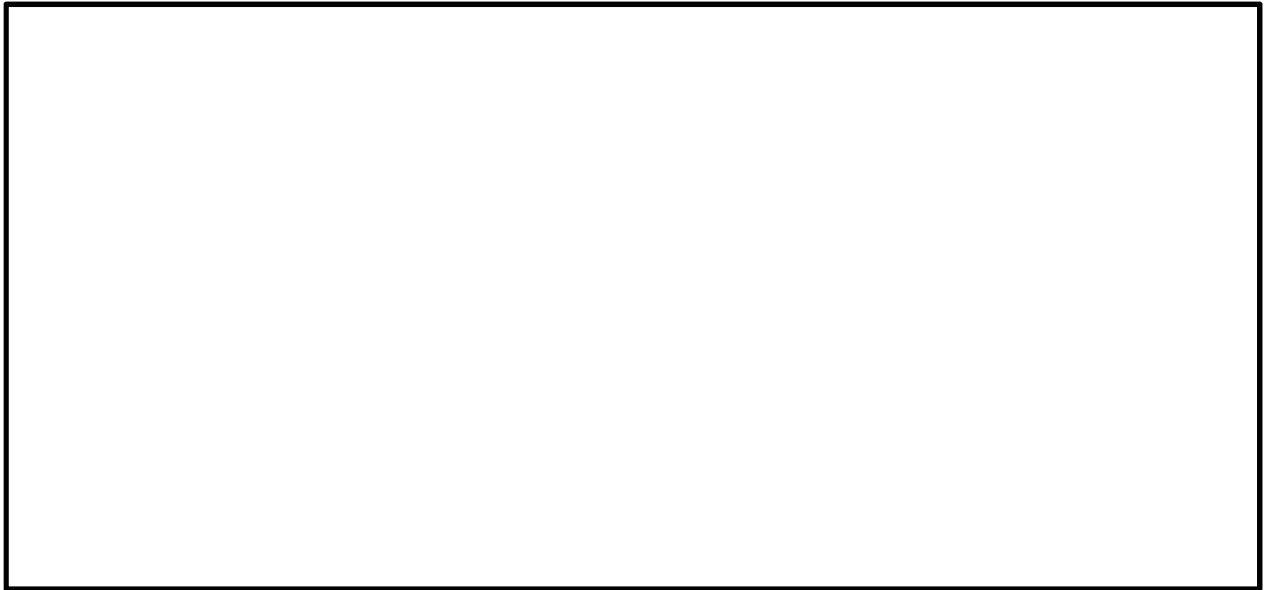


図 5.1-9 (5) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 1\ 1$)

(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 5.1-9 (6) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 1\ 2$)

(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)

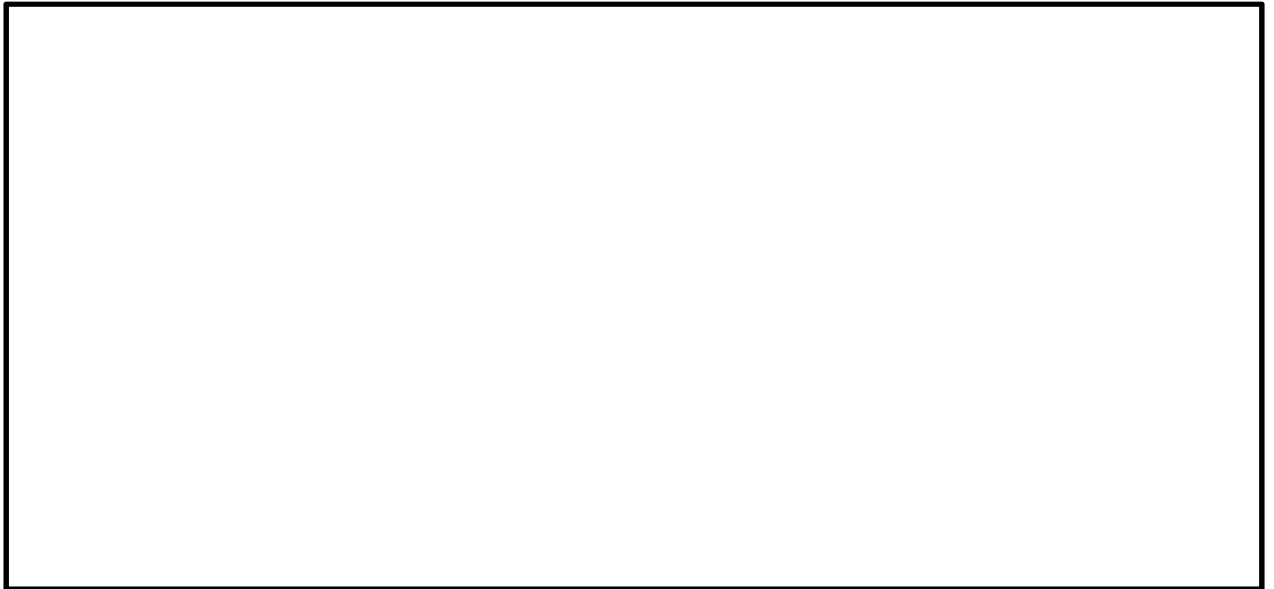


図 5.1-9 (7) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 13$)

(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 5.1-9 (8) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 14$)

(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)

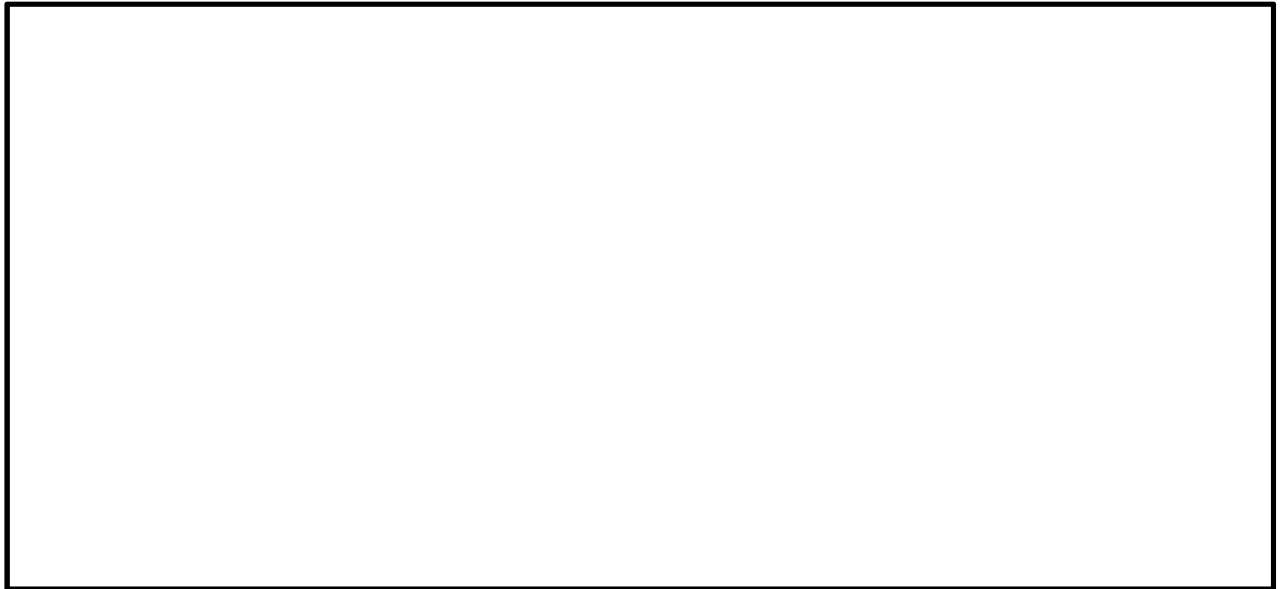


図 5.1-9 (9) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 21$)

(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 5.1-9 (10) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 22$)

(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)

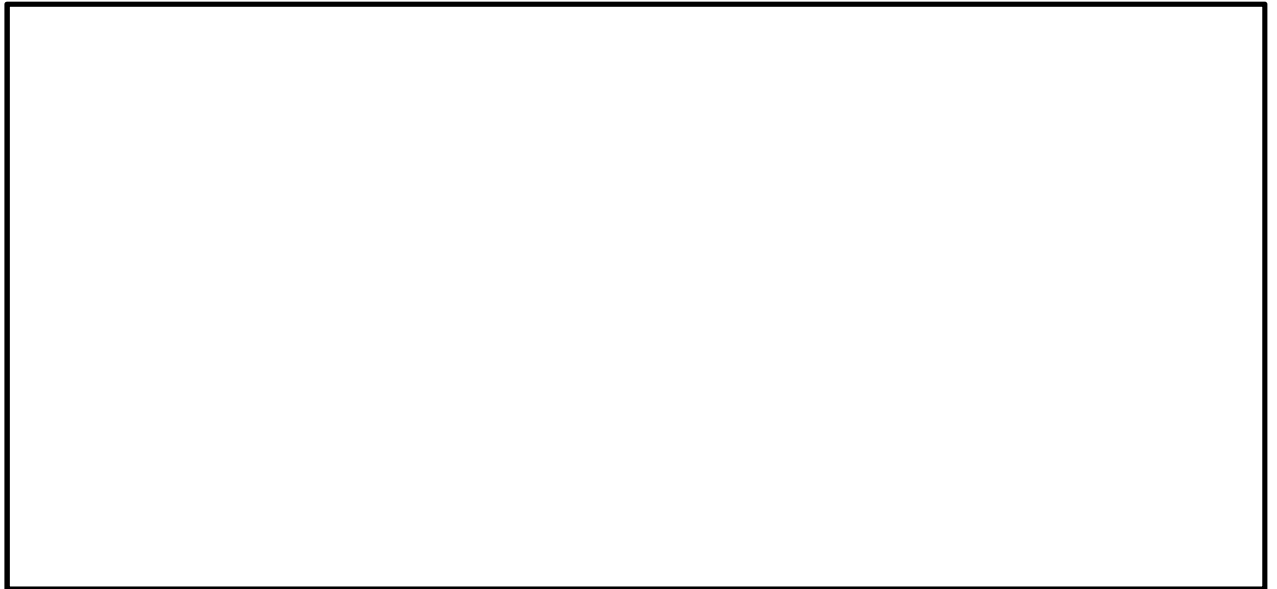


図 5.1-9 (11) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(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)

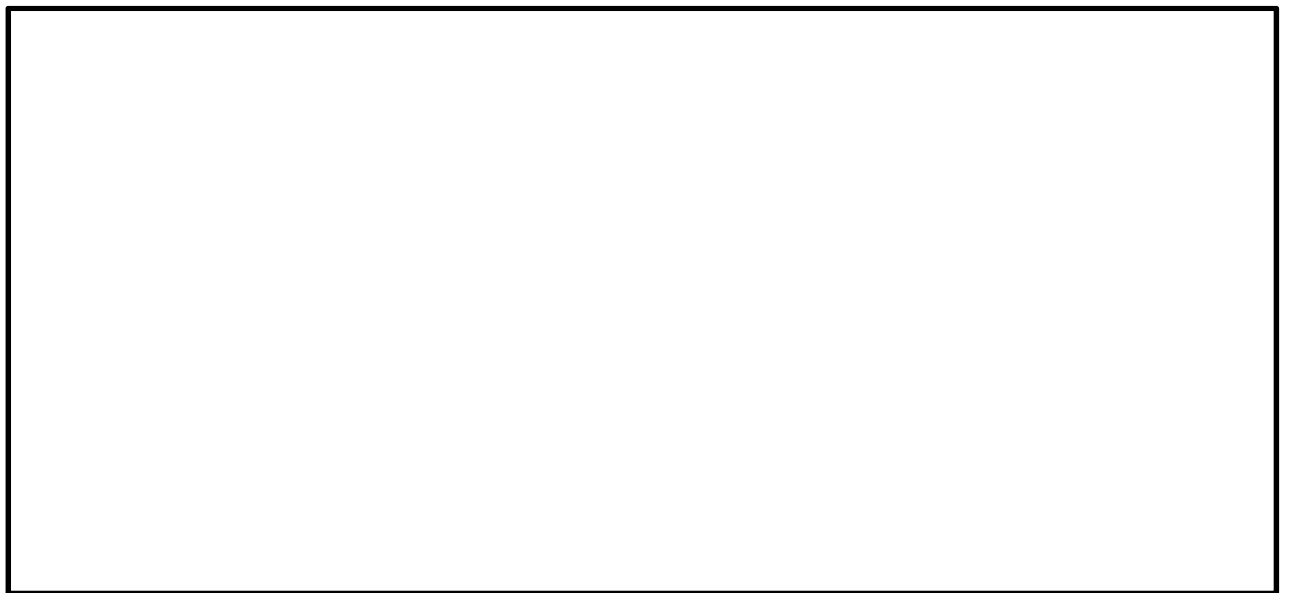


図 5.1-9 (12) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

(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)

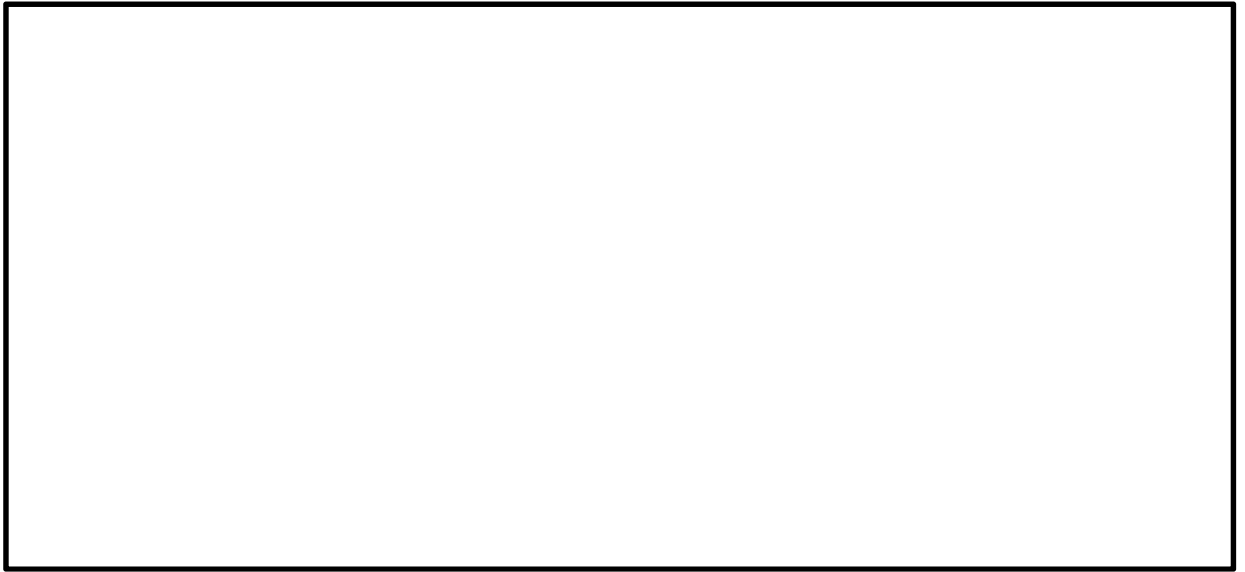


図 5.1-9 (13) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

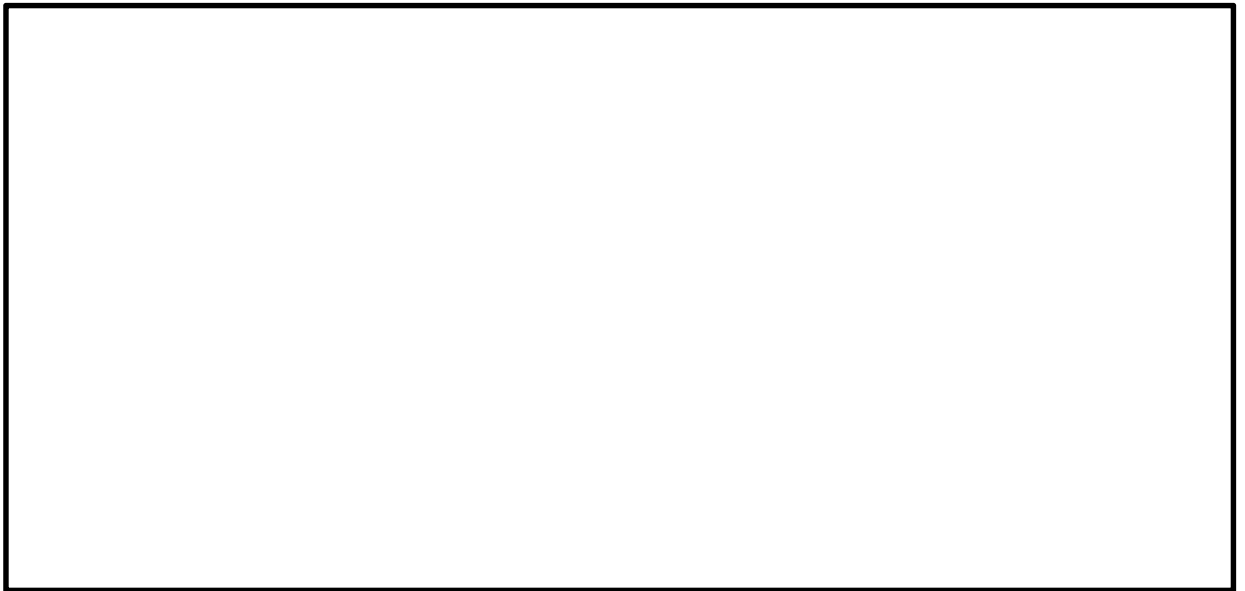


図 5.1-9 (14) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

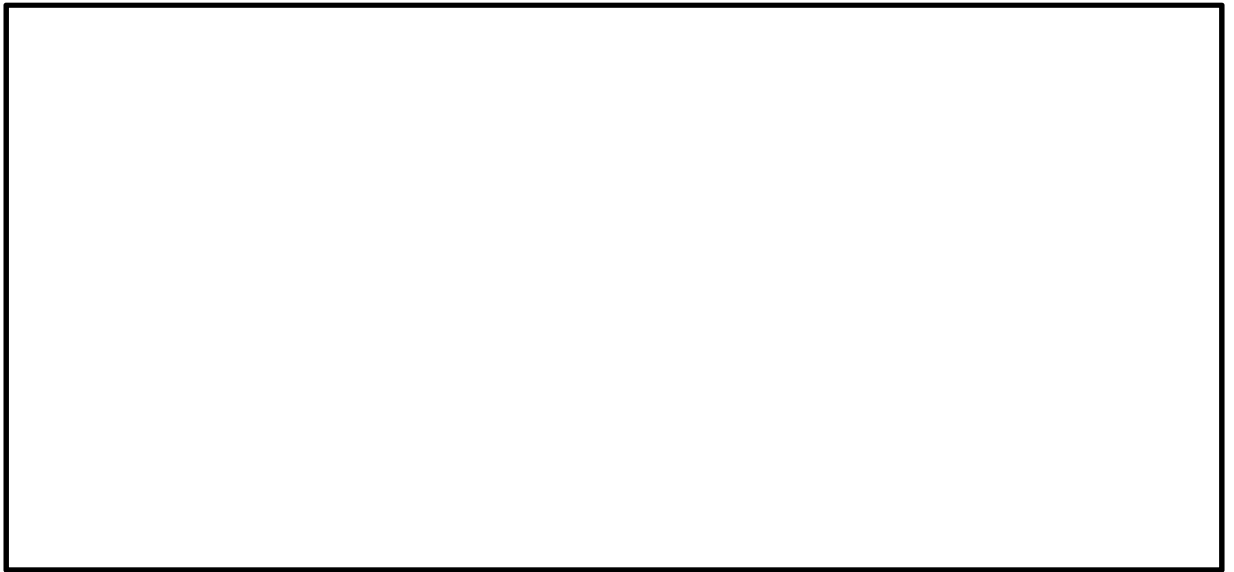


図 5.1-9 (15) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 31$ [H+, V+])

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により
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)

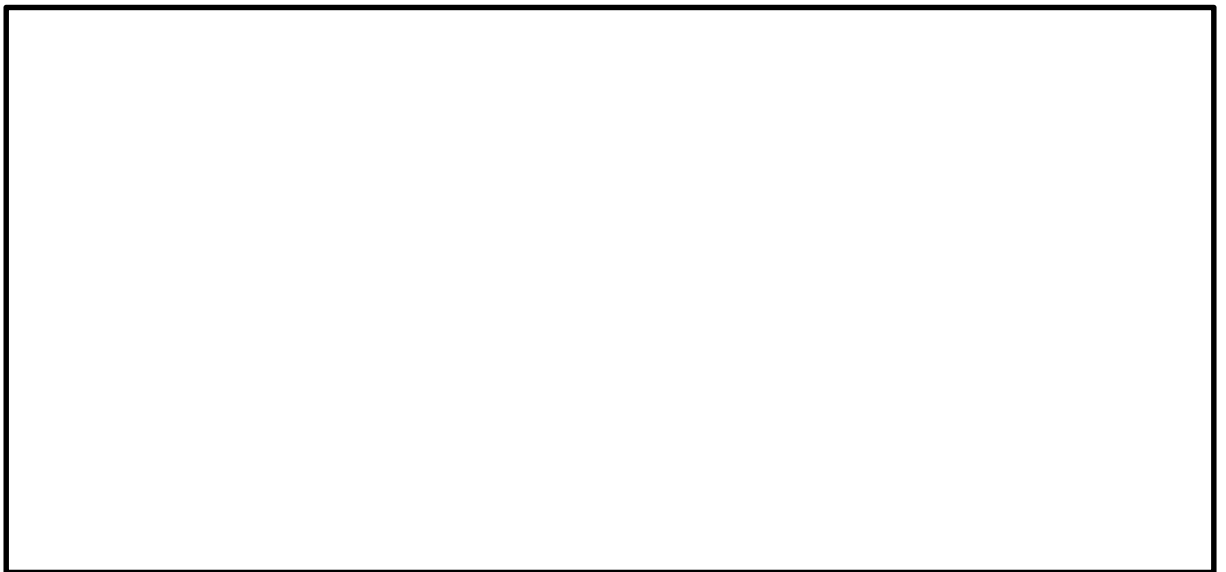


図 5.1-9 (16) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 31$ [H+, V+])

(検討ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

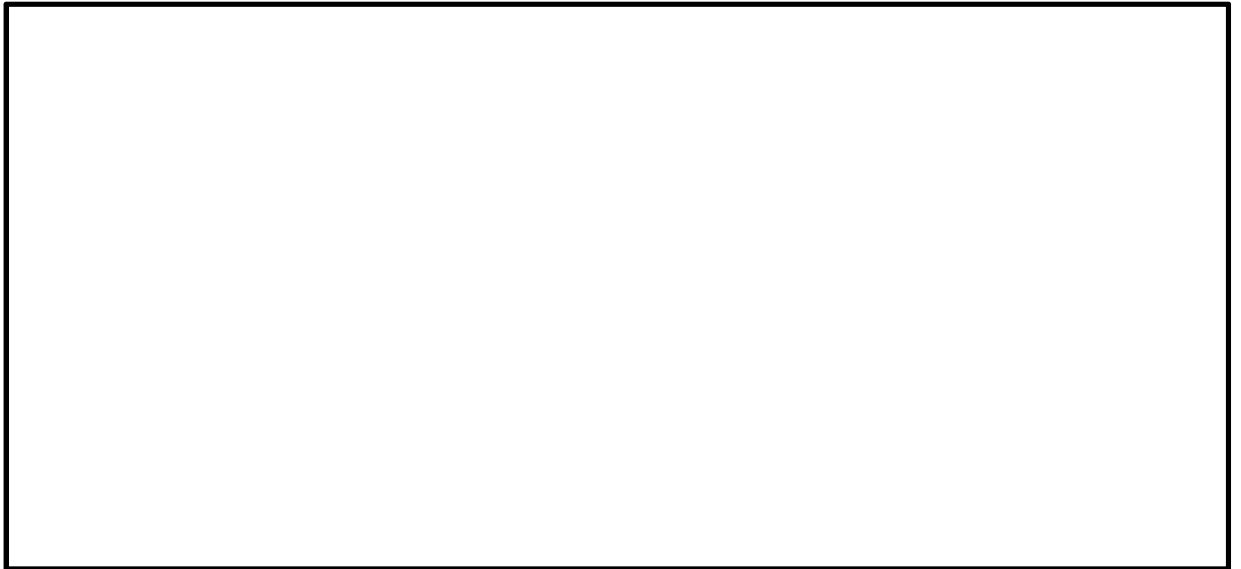


図 5.1-9 (17) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 3.1 [H + V]$)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

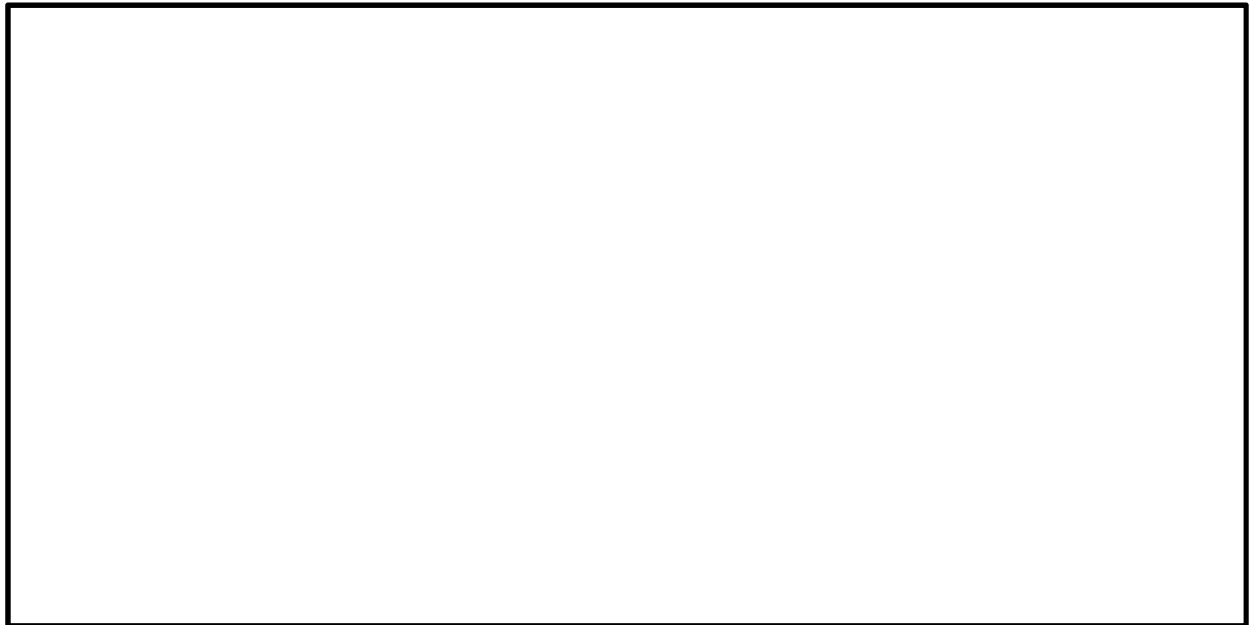


図 5.1-10 (1) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [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 (2) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [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)

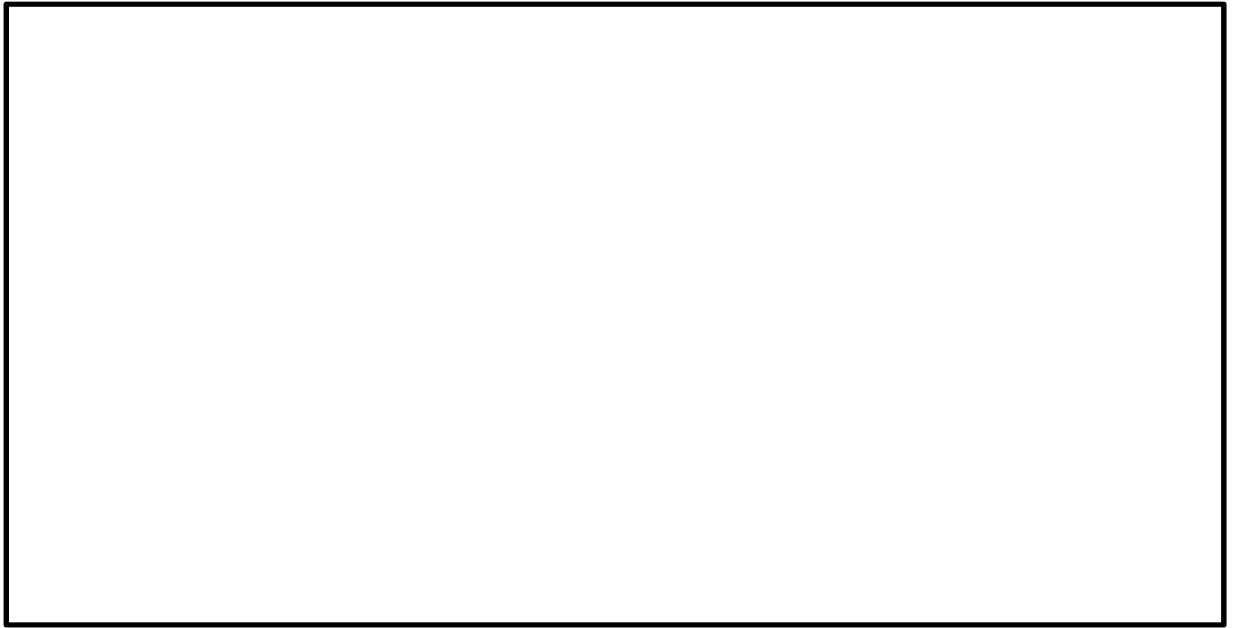


図 5.1-10 (3) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [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)

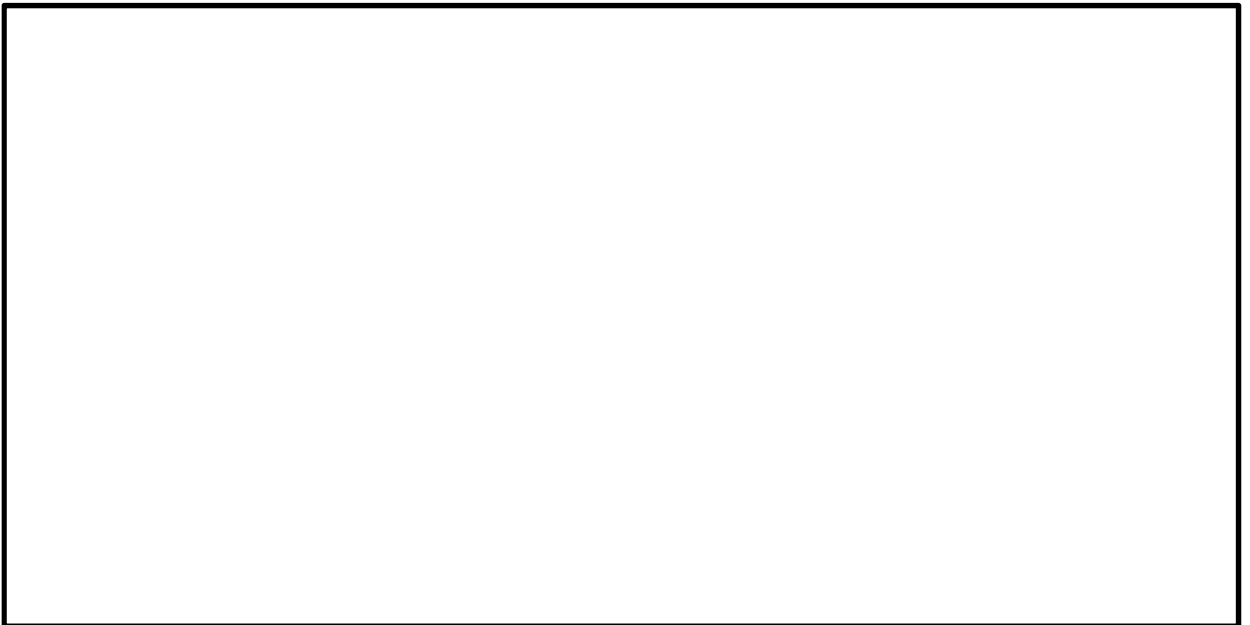


図 5.1-10 (4) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [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)

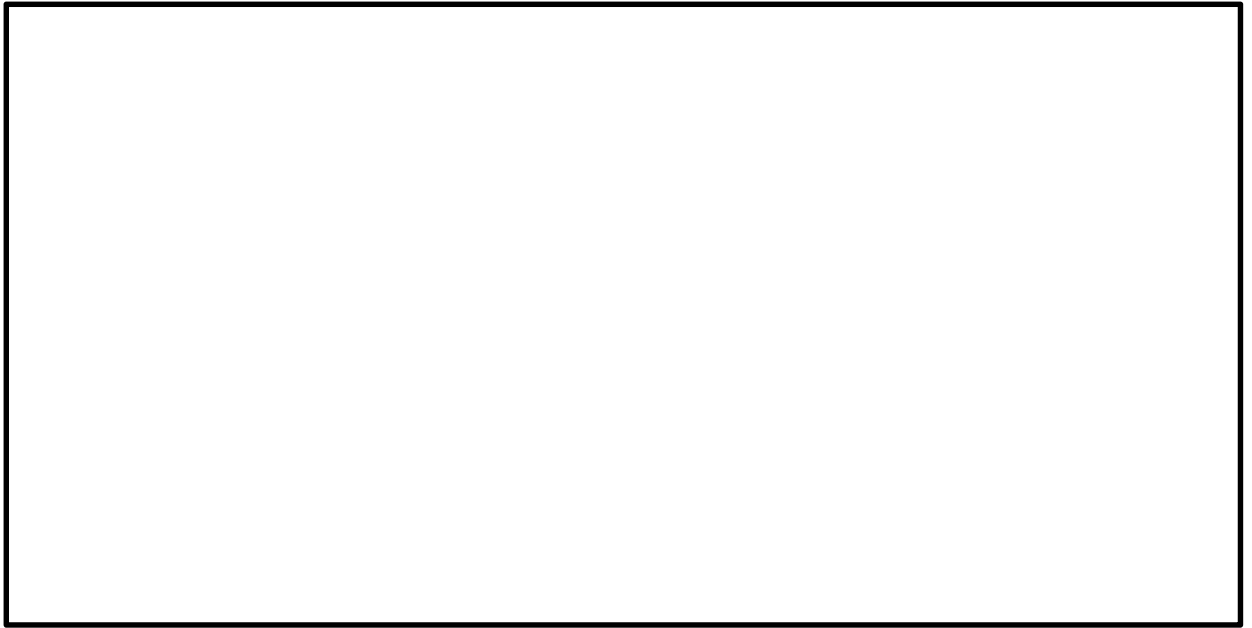


図 5.1-10 (5) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 11$)

(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)

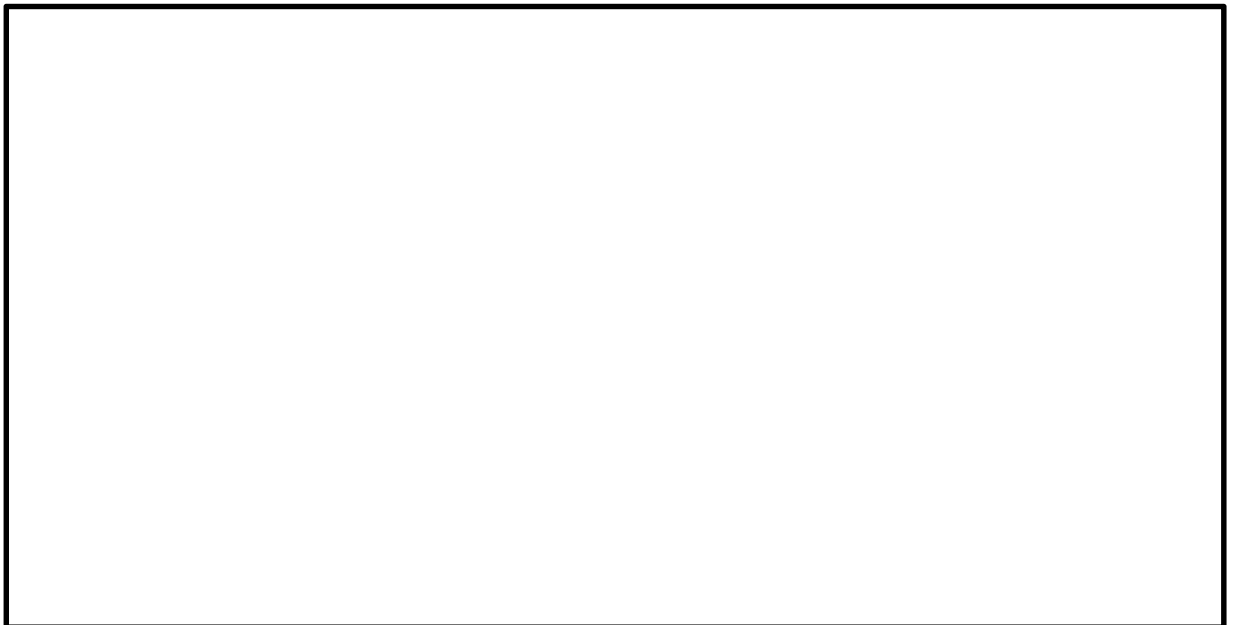


図 5.1-10 (6) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 12$)

(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)

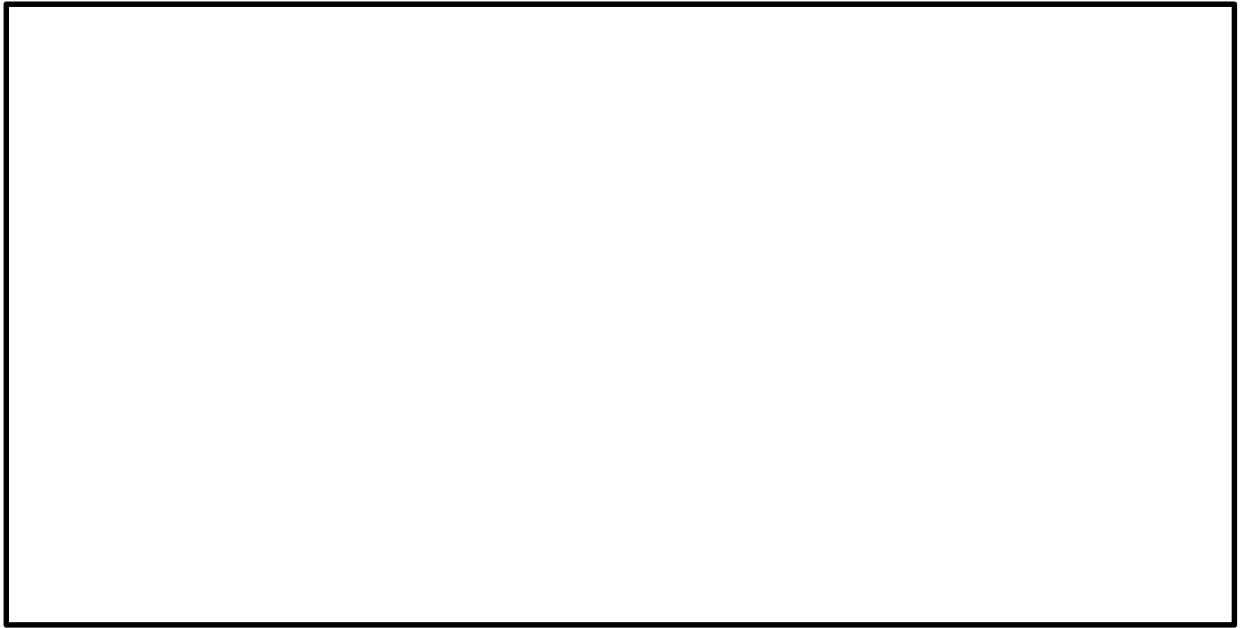


図 5.1-10 (7) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 13$)

(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)

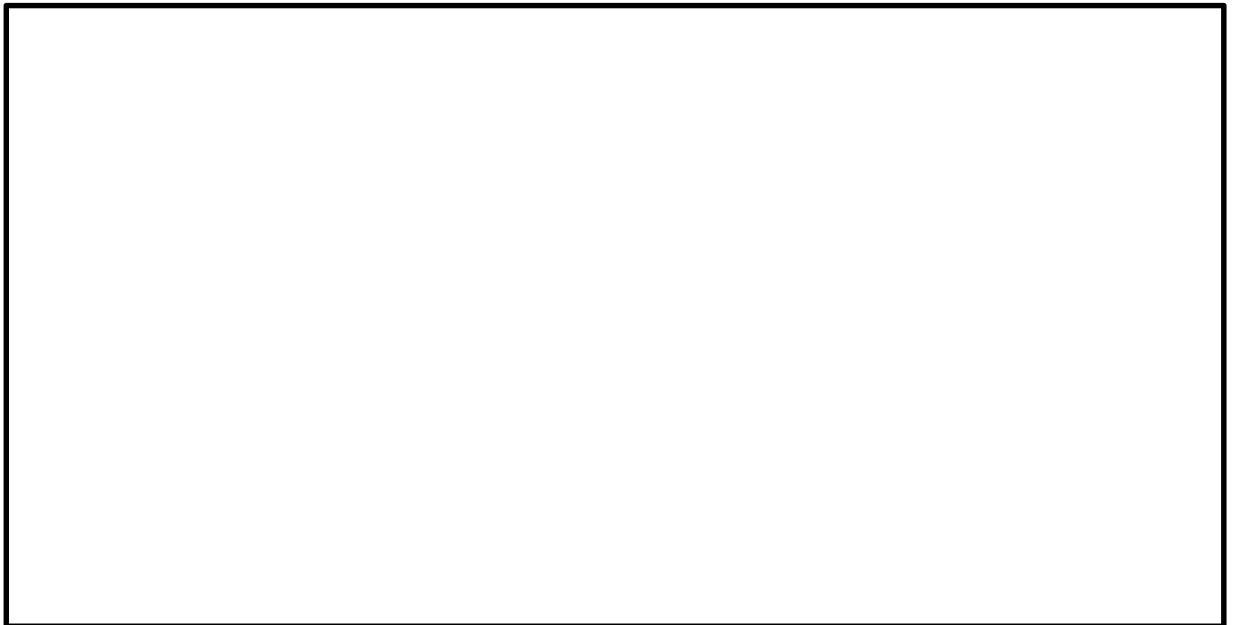


図 5.1-10 (8) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 14$)

(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)

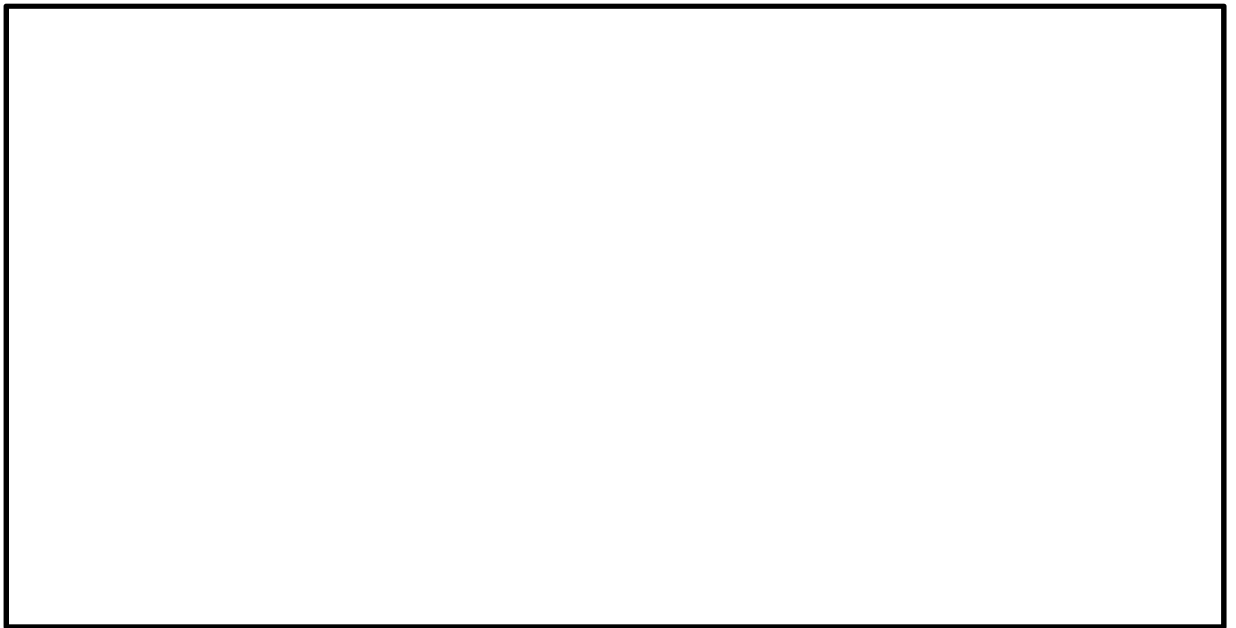


図 5.1-10 (9) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 21$)

(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)

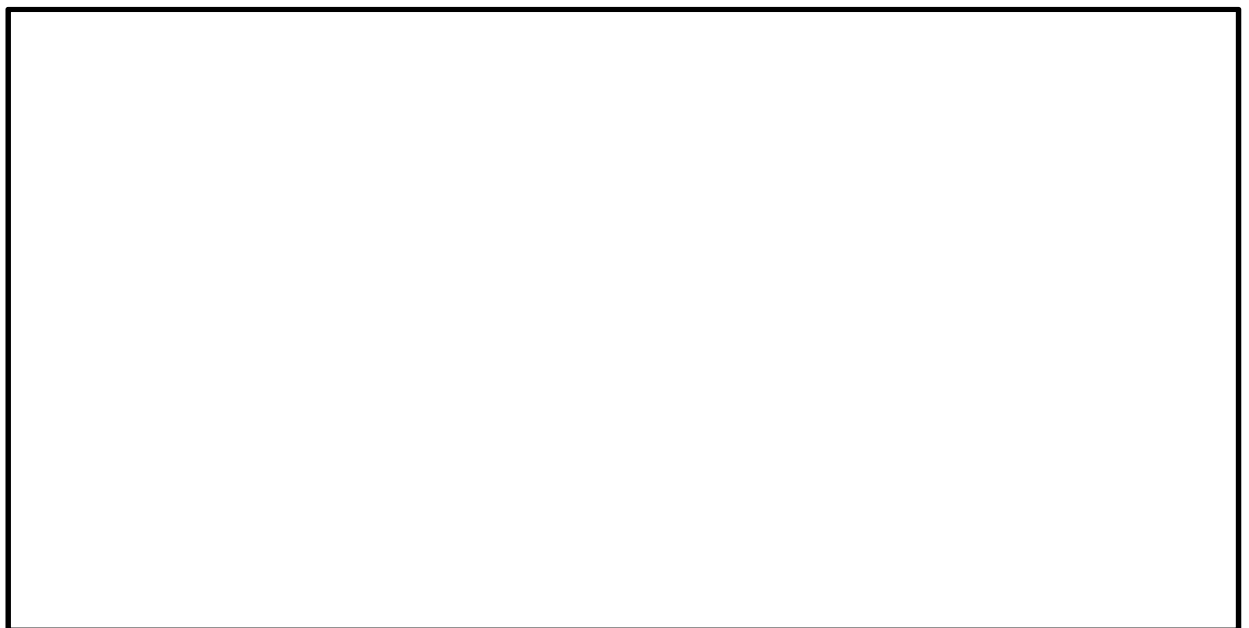


図 5.1-10 (10) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 22$)

(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)

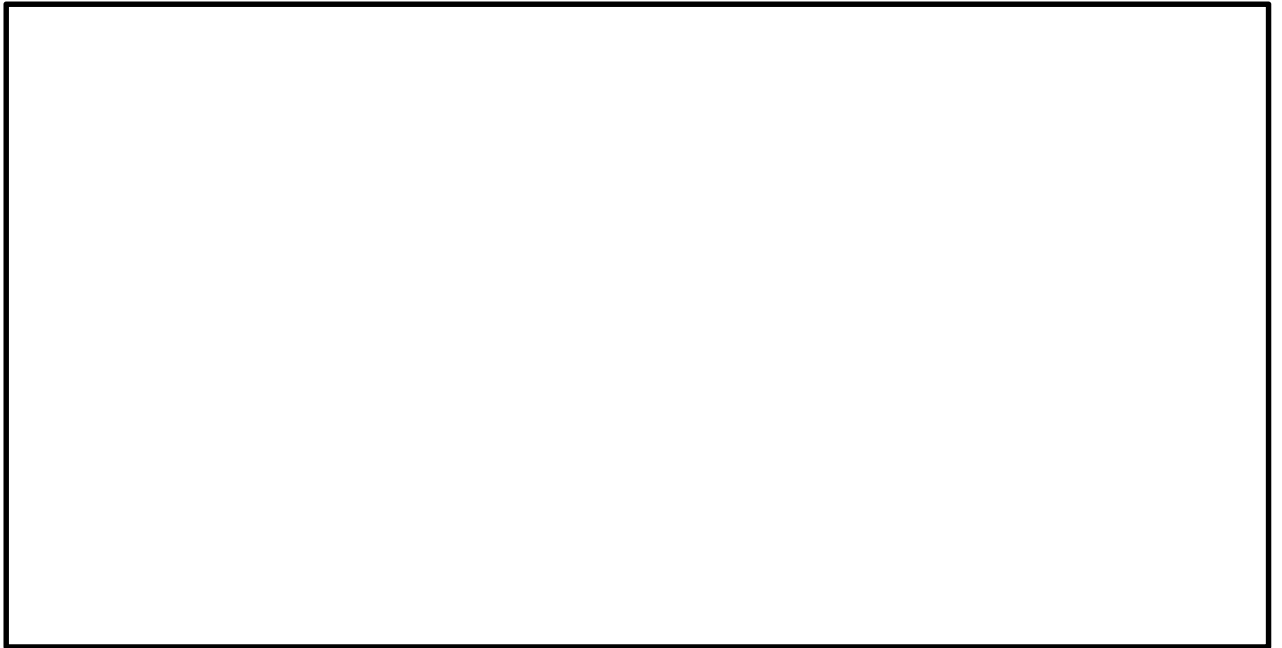


図 5.1-10 (11) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(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) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

(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)

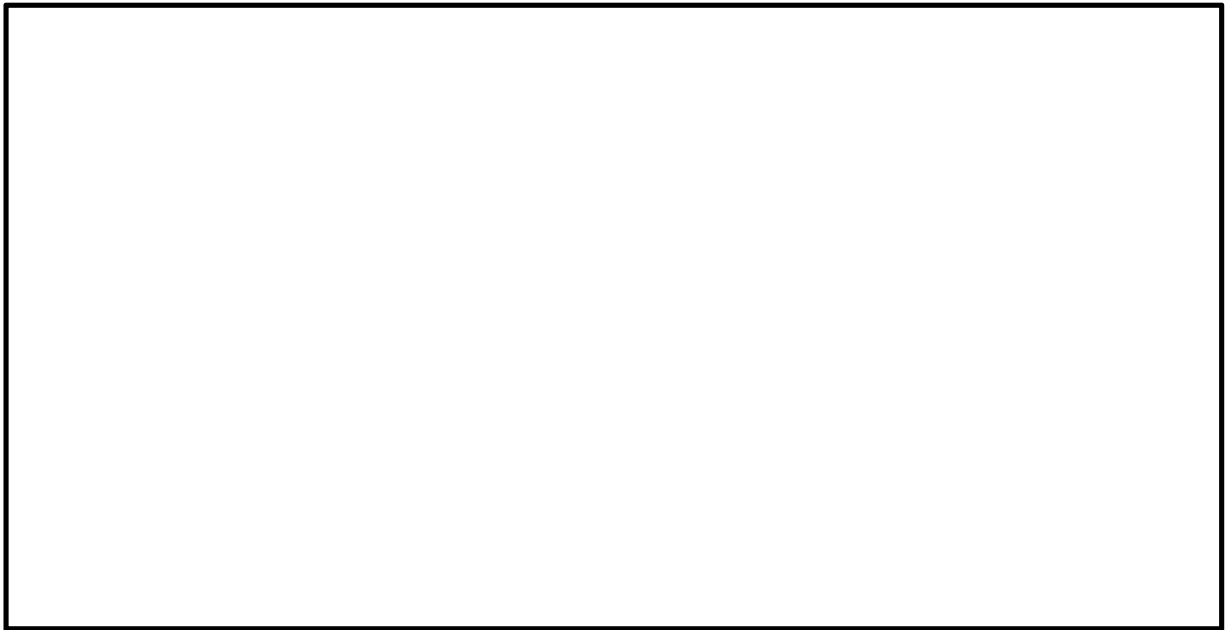


図 5.1-10 (13) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-10 (14) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

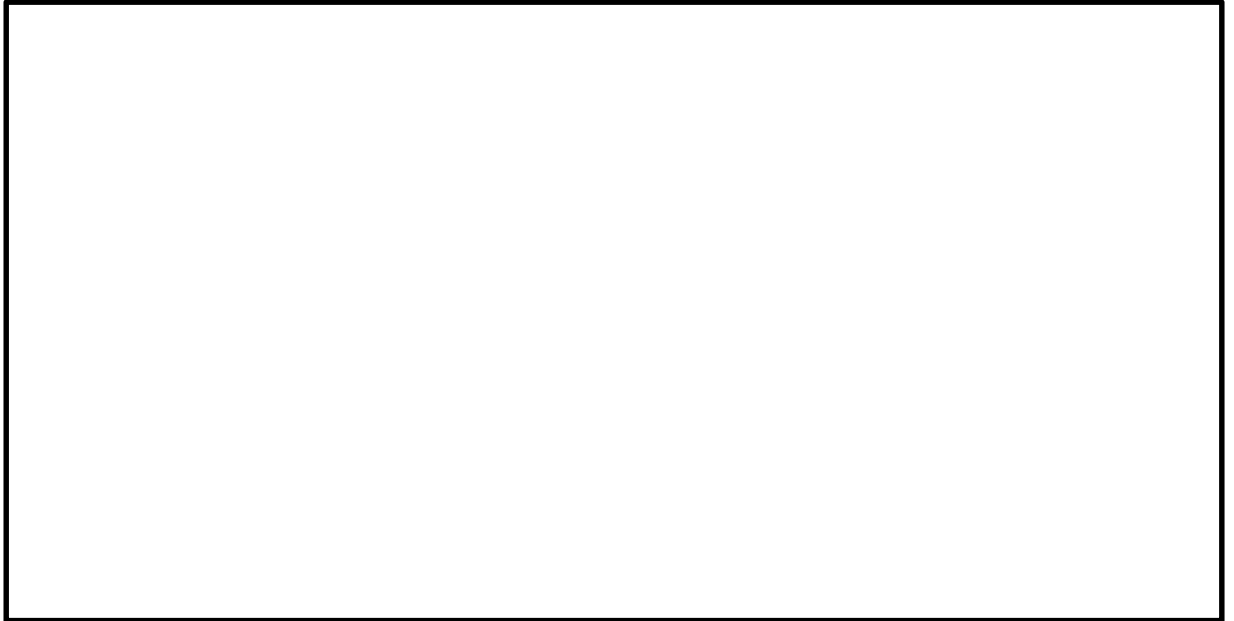


図 5.1-10 (15) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [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)

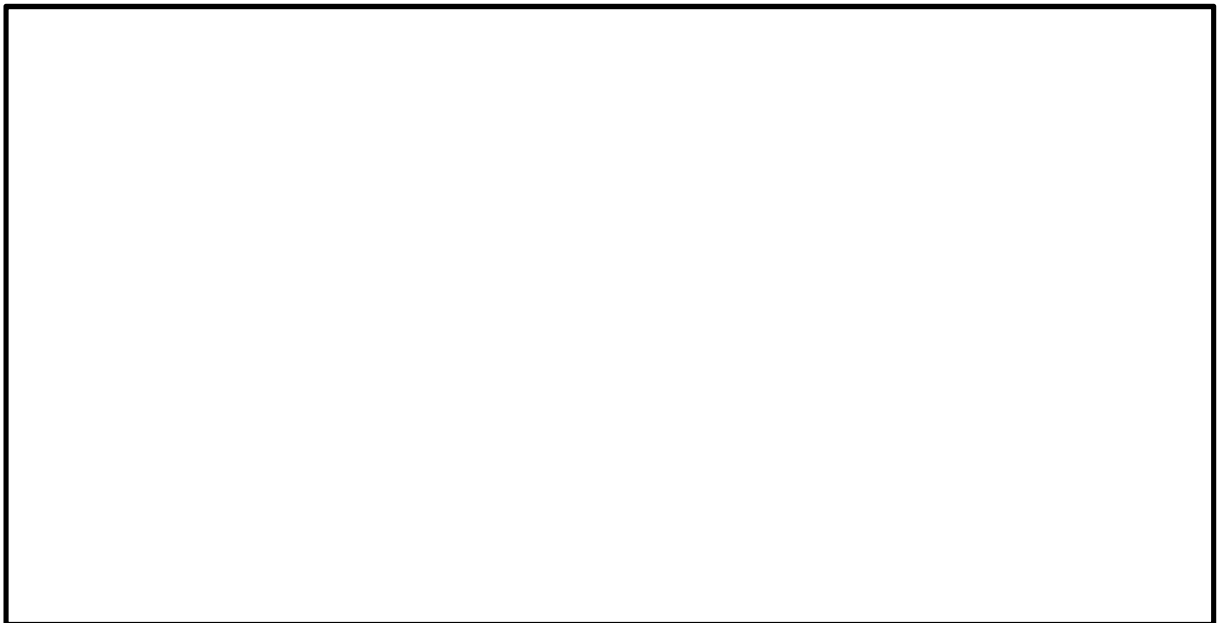


図 5.1-10 (16) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D1$ [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) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - D 1 [H+, V+]$)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) 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水平加速度分布図を図 5.1-11、図 5.1-12 及び図 5.1-13 に示す。



図 5.1-11(1) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s-D 1 [H+, V+]$)

(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 5.1-11(2) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s-D 1 [H+, V-]$)

(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)

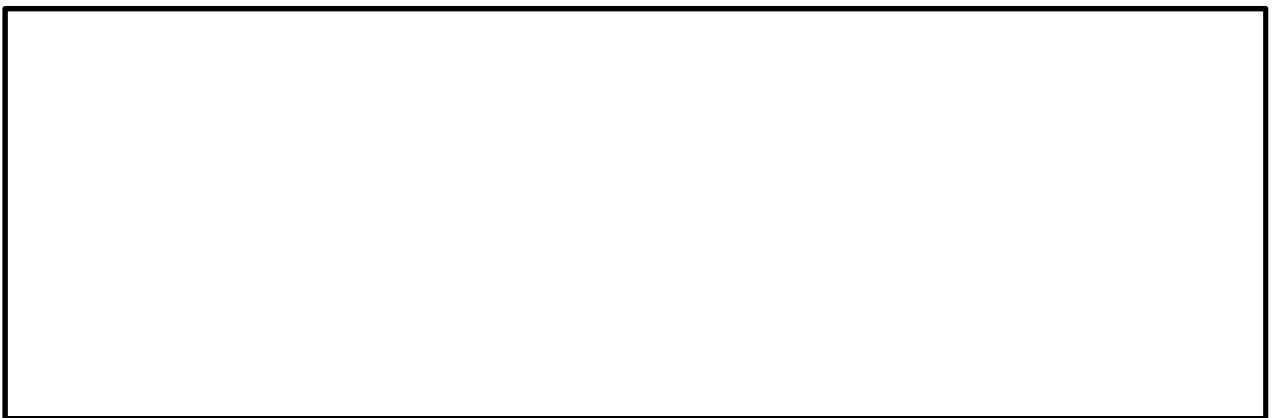


図 5.1-11(3) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s-D 1 [H-, V+]$)

(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 5.1-11(4) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - D1$ [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 5.1-11(5) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 11$)

(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 5.1-11(6) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 12$)

(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 5.1-11(7) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 13$)

(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 5.1-11(8) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 14$)

(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 5.1-11(9) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 21$)

(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 5.1-11(10) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 2.2$)

(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)



図 5.1-11(11) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 3.1$ [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 5.1-11(12) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

($S_s - 3.1$ [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)

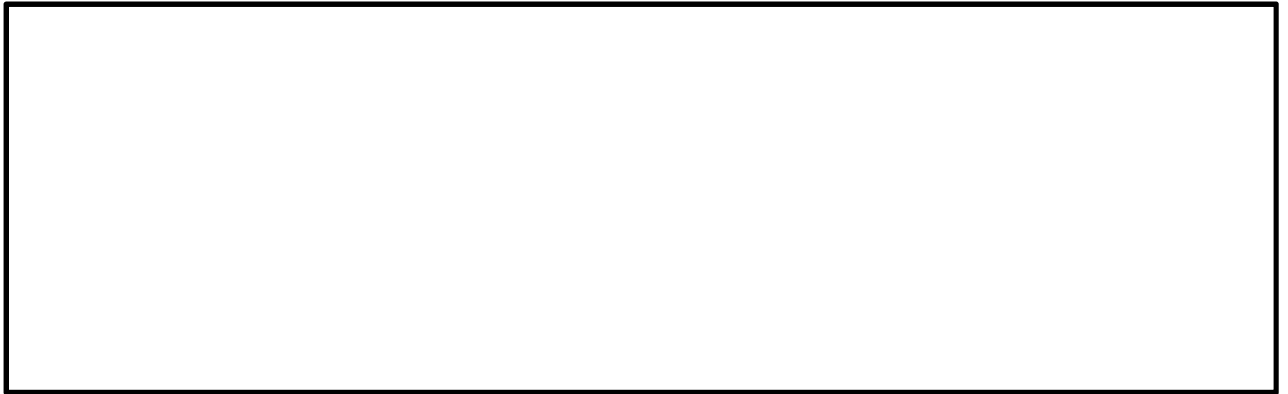


図 5.1-11(13) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 [H-, V+]）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）



図 5.1-11(14) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 [H+, V-]）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）



図 5.1-11(15) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 [H-, V+]）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

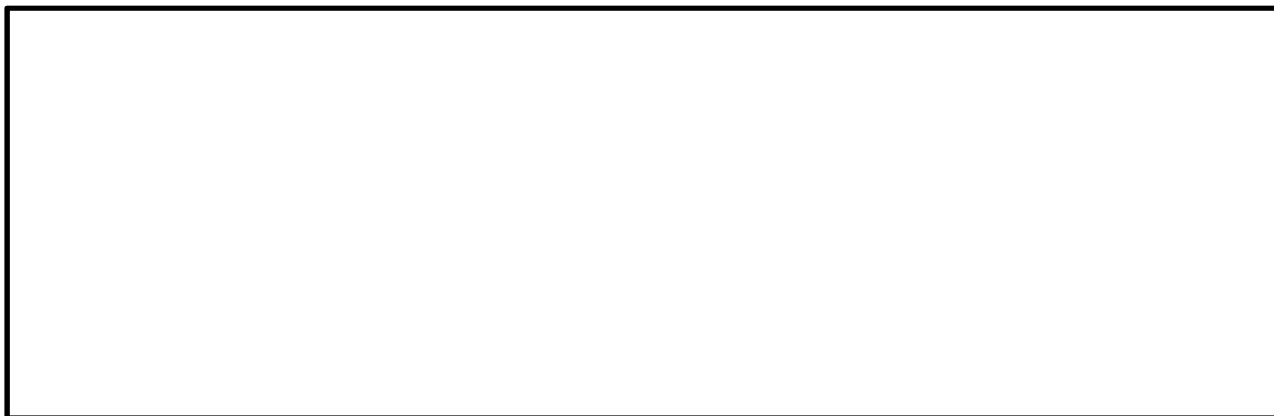


図 5.1-11(16) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 [H+, V-]）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

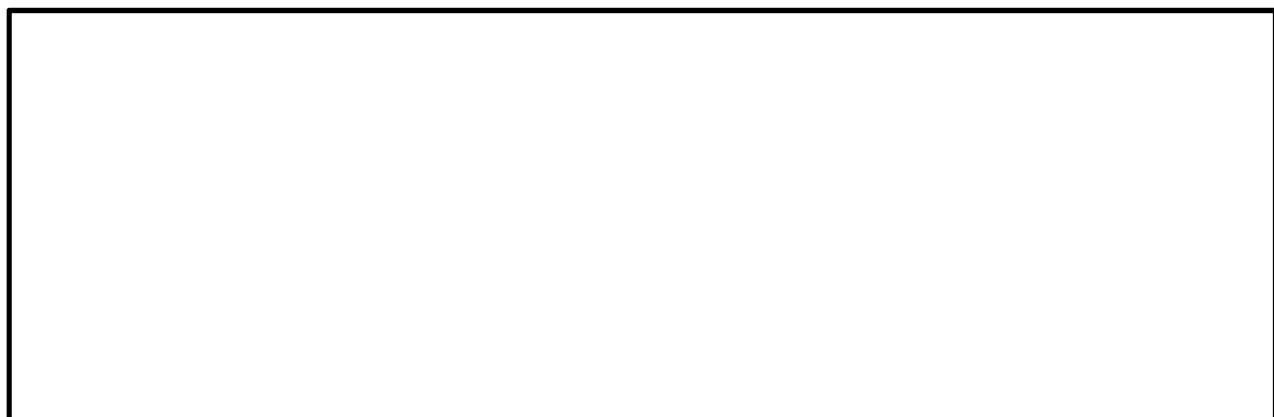


図 5.1-11(17) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 [H-, V+]）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



図 5.1-11(18) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）
（ 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 5.1-11(19) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（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 5.1-11(20) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H+, V-])$

（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 5.1-11(21) ①-①断面の水平最大加速度分布（南基礎照査値最大ケース）

$(S_s - D1 [H-, V+])$

（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 5.1-11(22) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 [H+, V-]）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して
非液化化の条件を仮定した解析ケース）

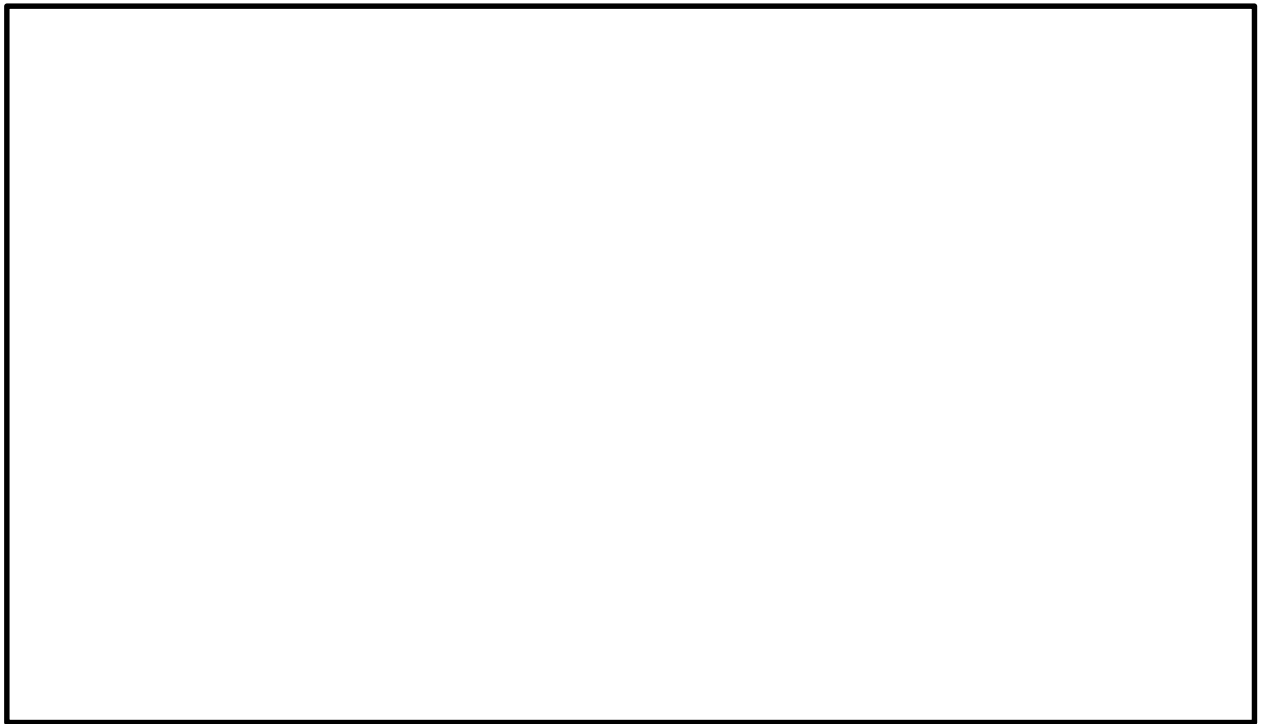


図 5.1-12(1) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

(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)

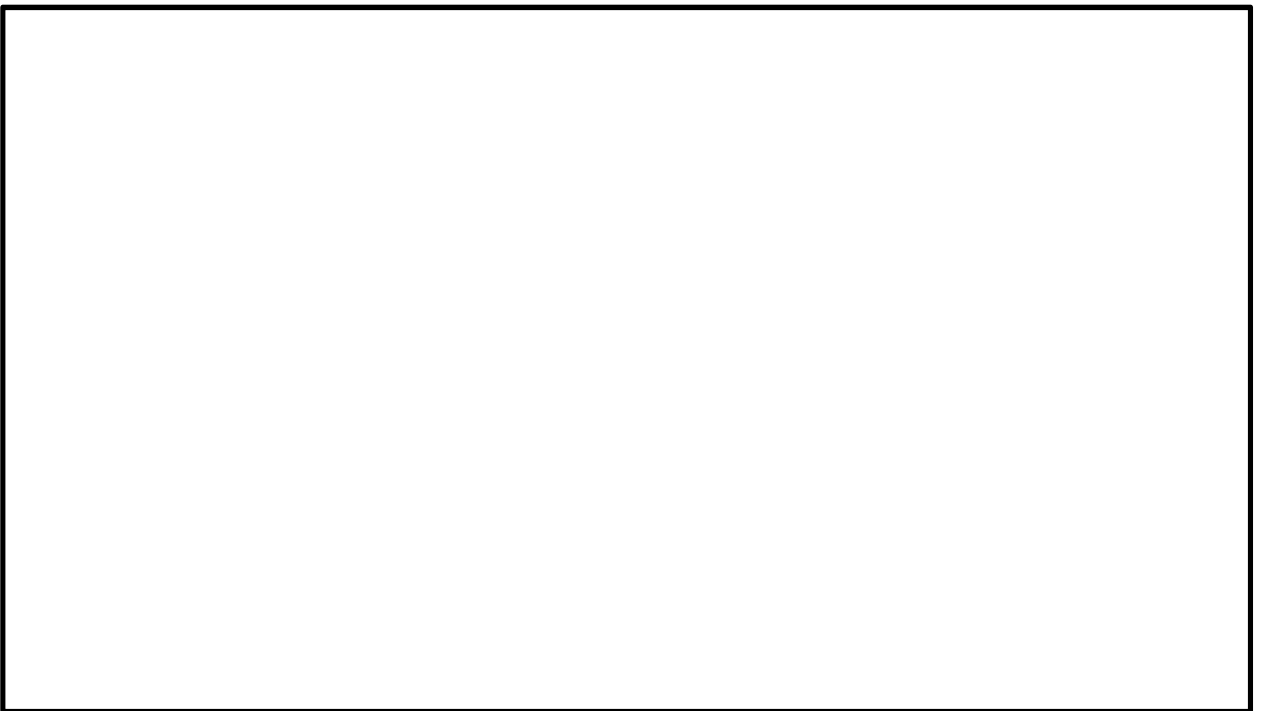


図 5.1-12(2) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

(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)

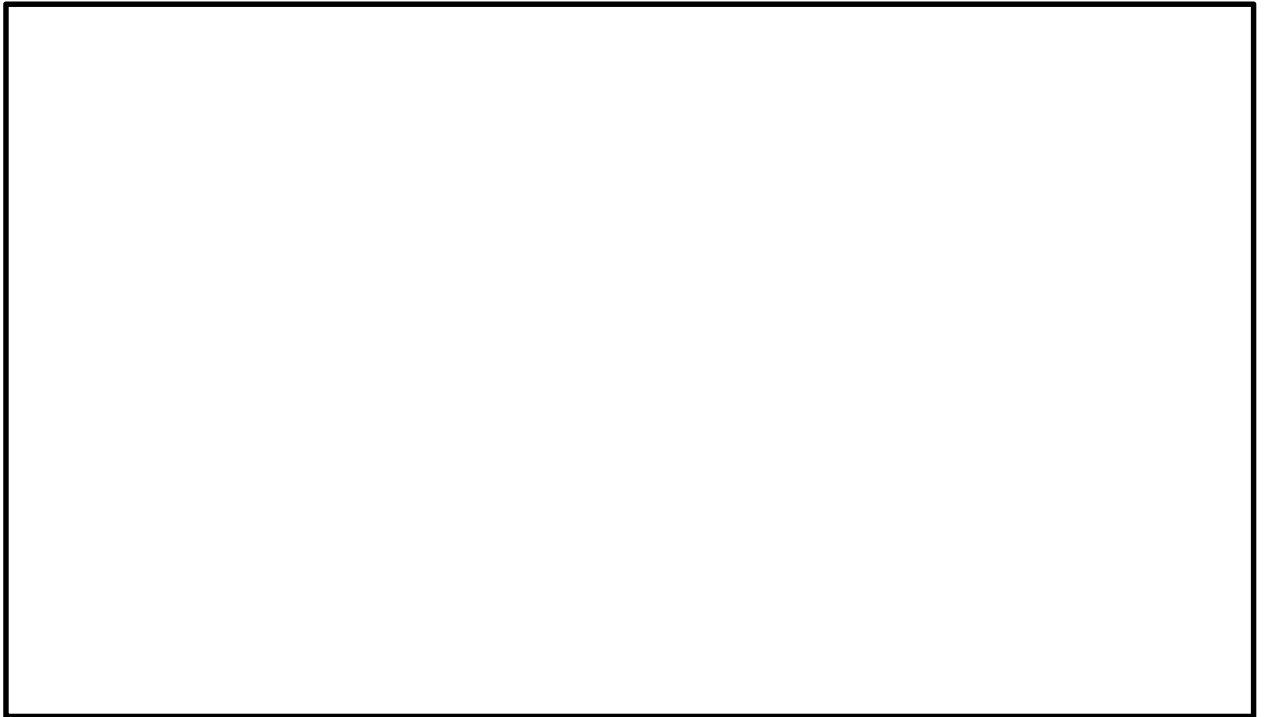


図 5.1-12(3) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

(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)

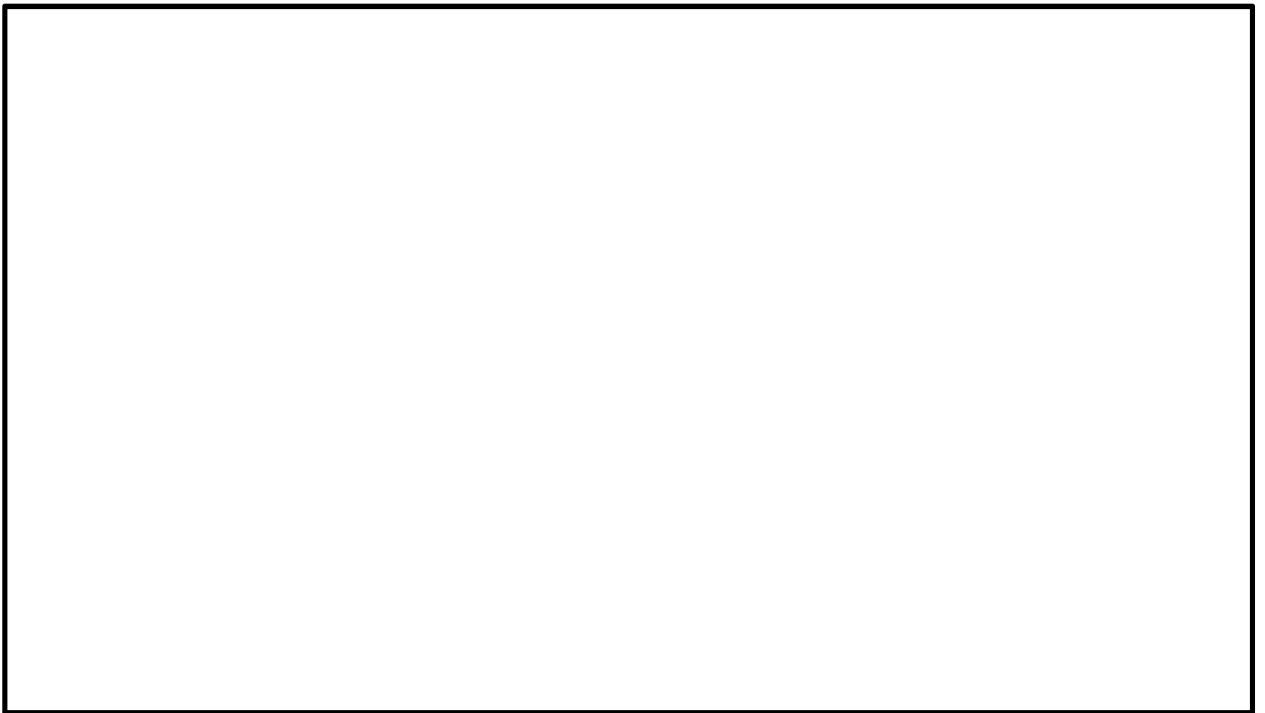


図 5.1-12(4) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

(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)

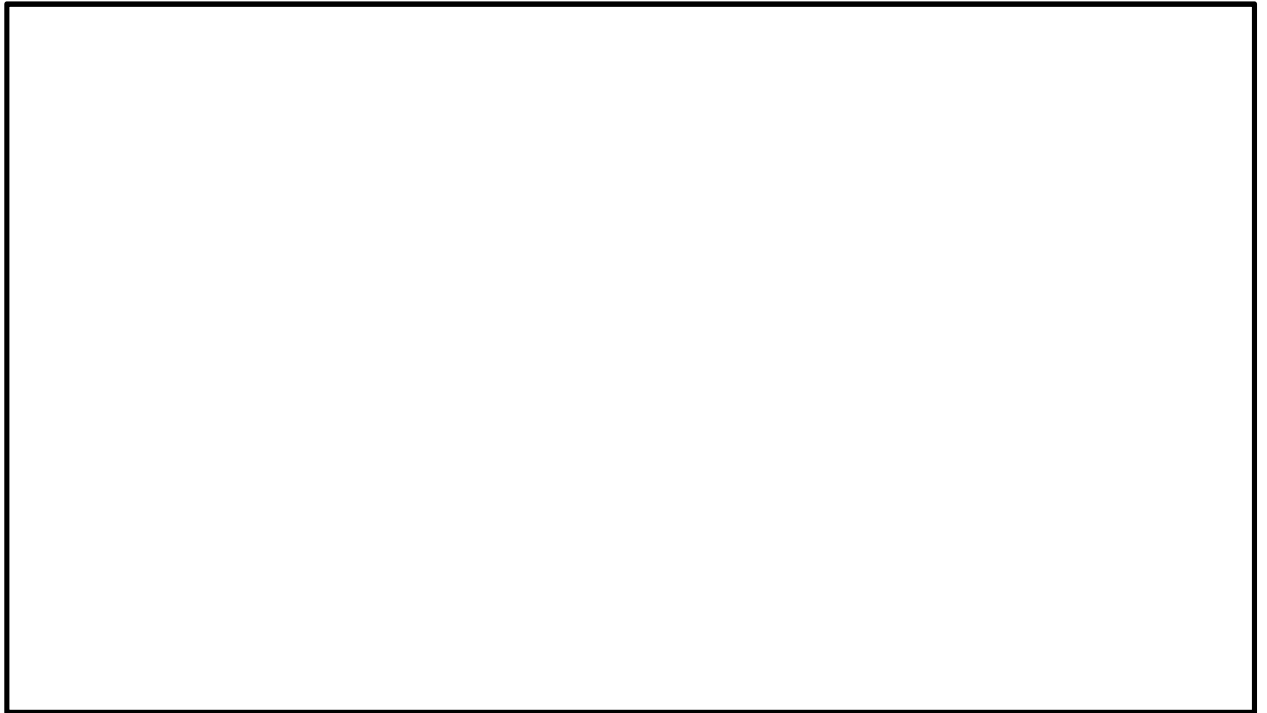


図 5.1-12(5) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 11$)

(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 5.1-12(6) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 12$)

(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)

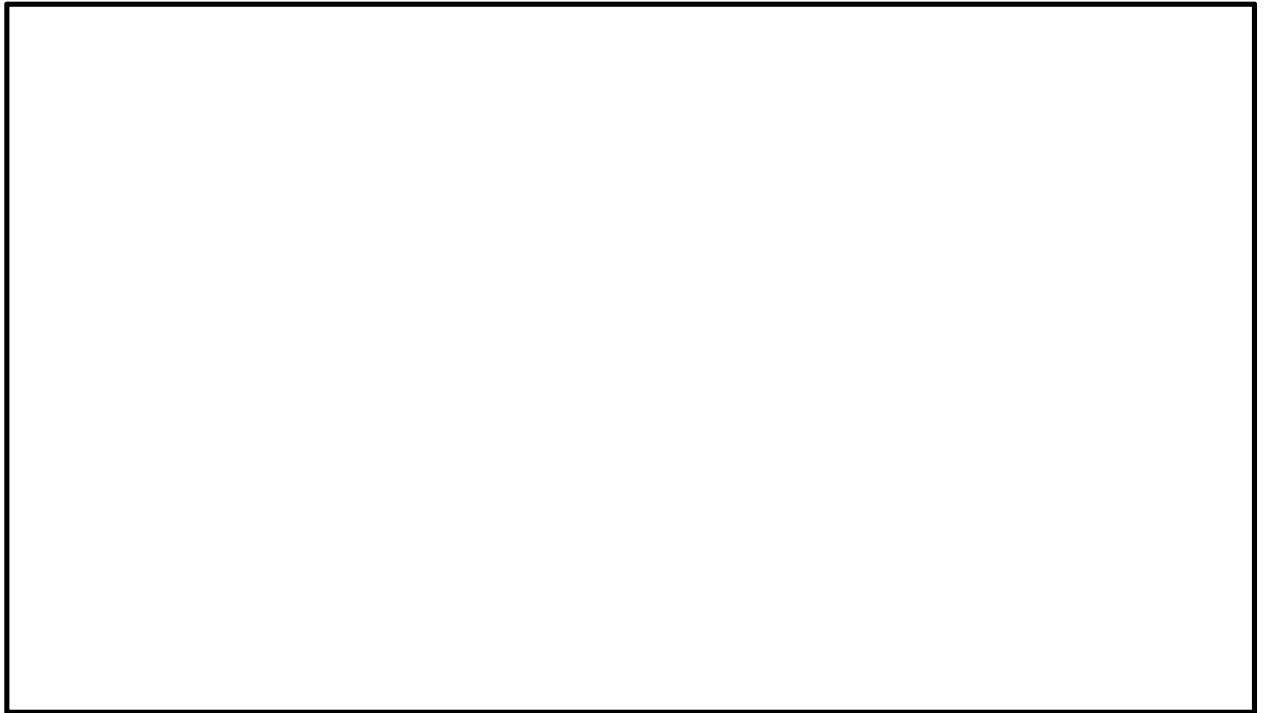


図 5.1-12(7) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 13$)

(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)

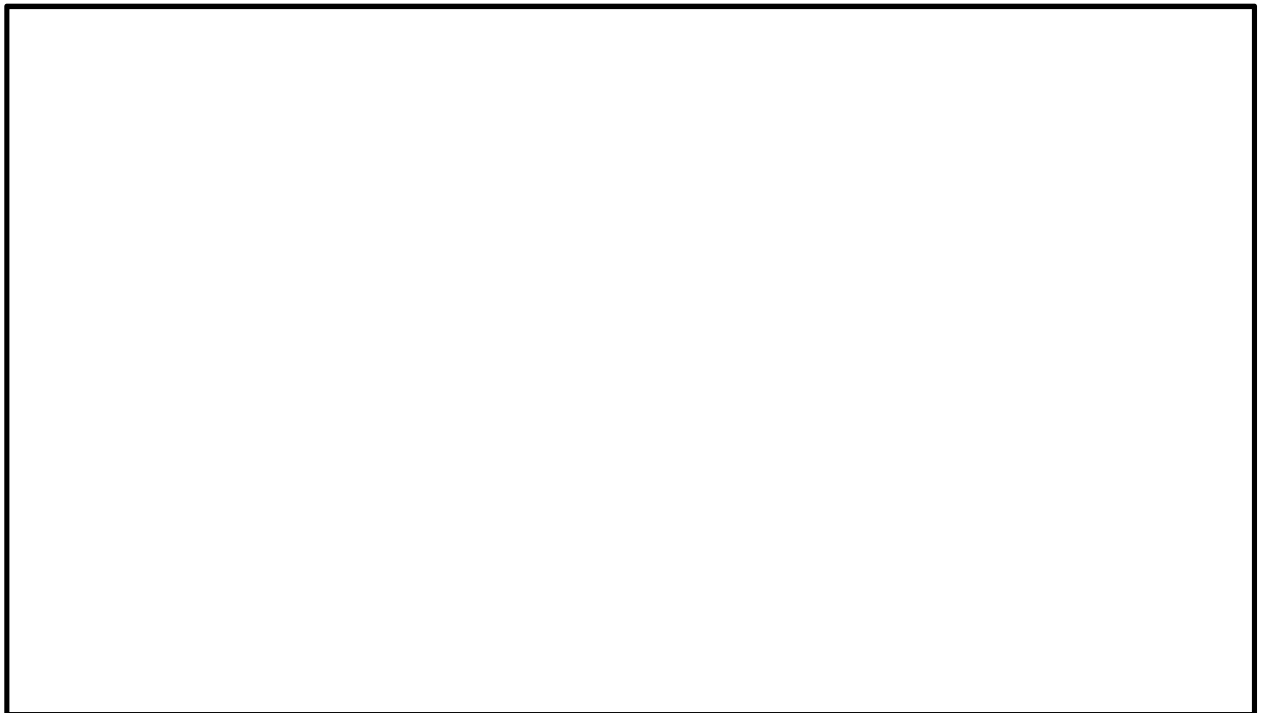


図 5.1-12(8) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 14$)

(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)

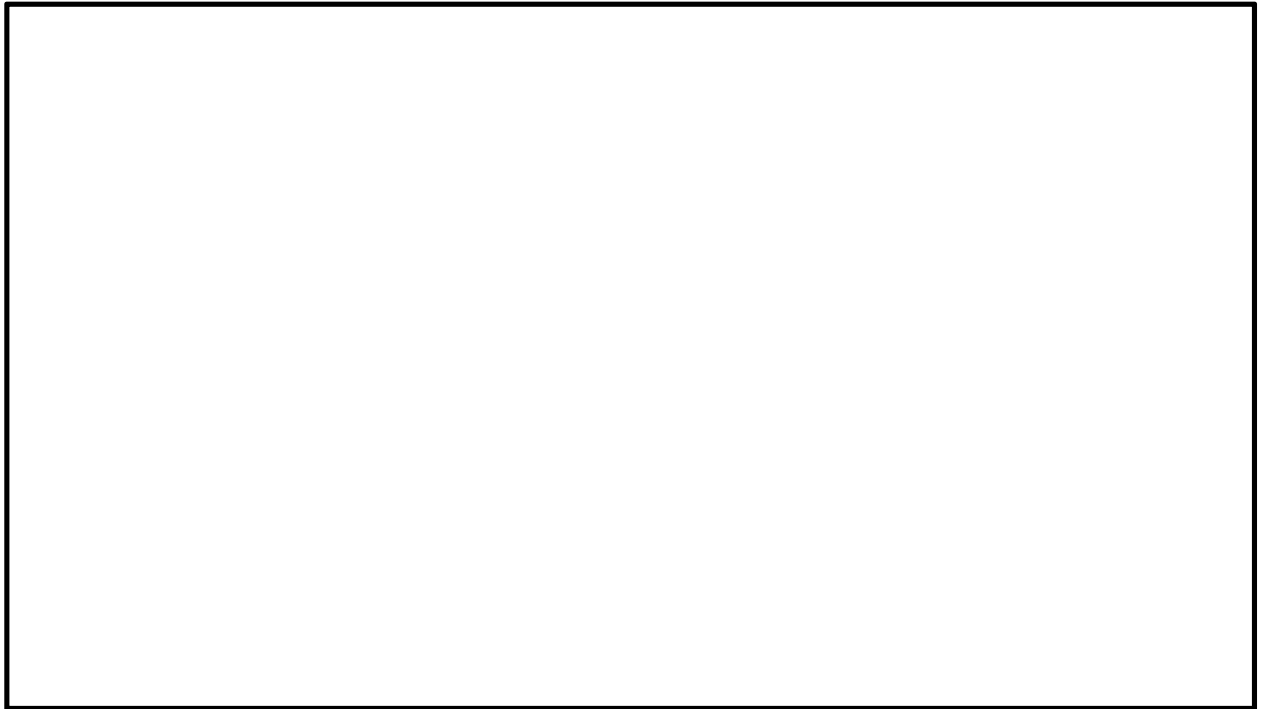


図 5.1-12(9) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 21$)

(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)

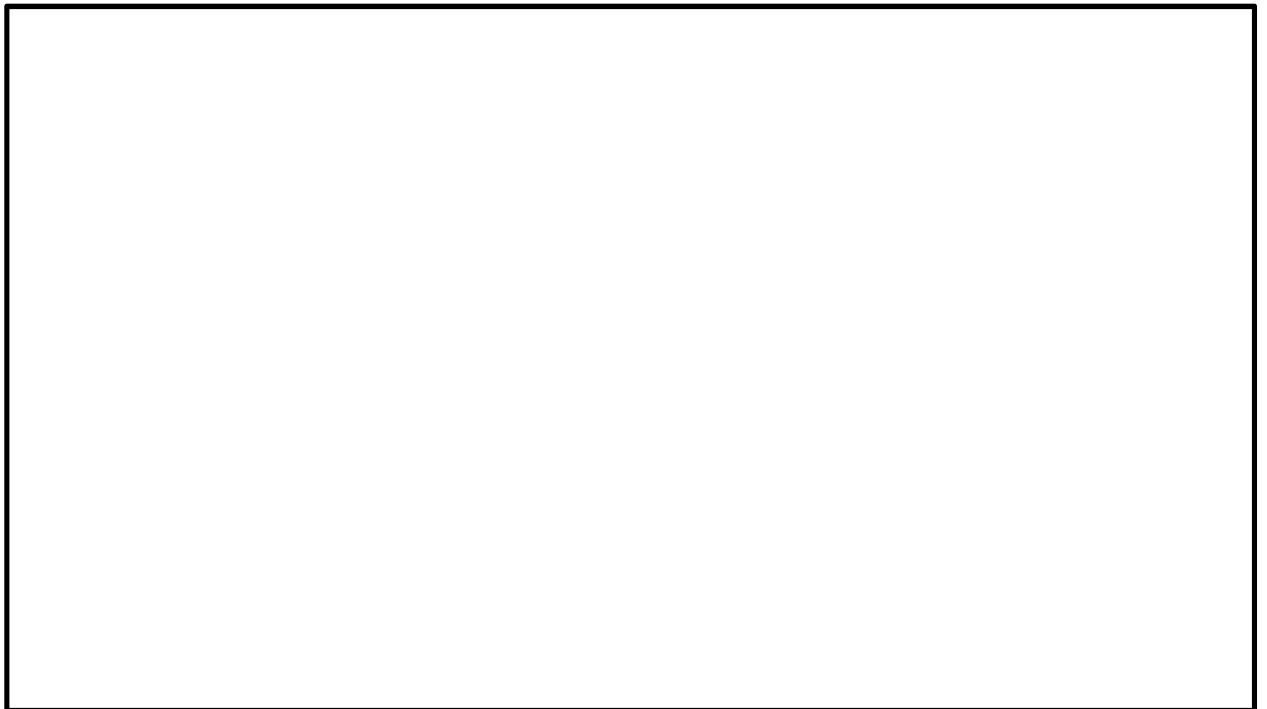


図 5.1-12(10) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 22$)

(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)

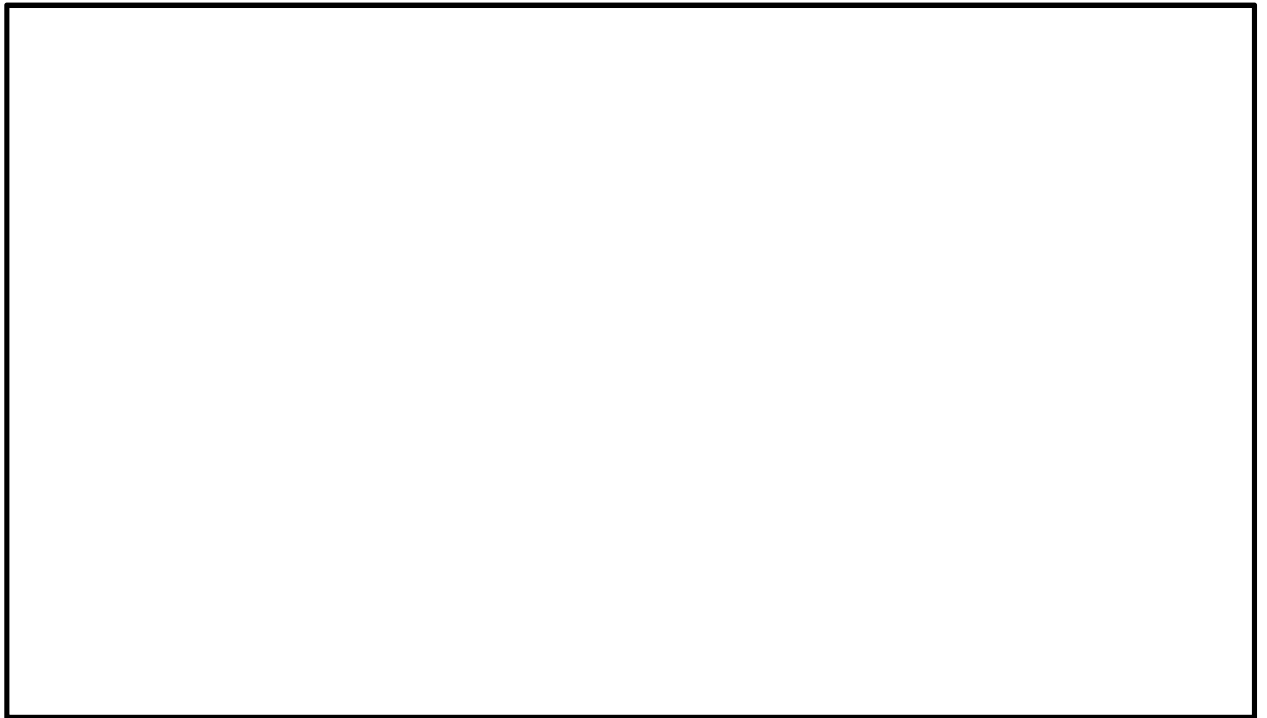


図 5.1-12(11) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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 5.1-12(12) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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)

(m/s^2)

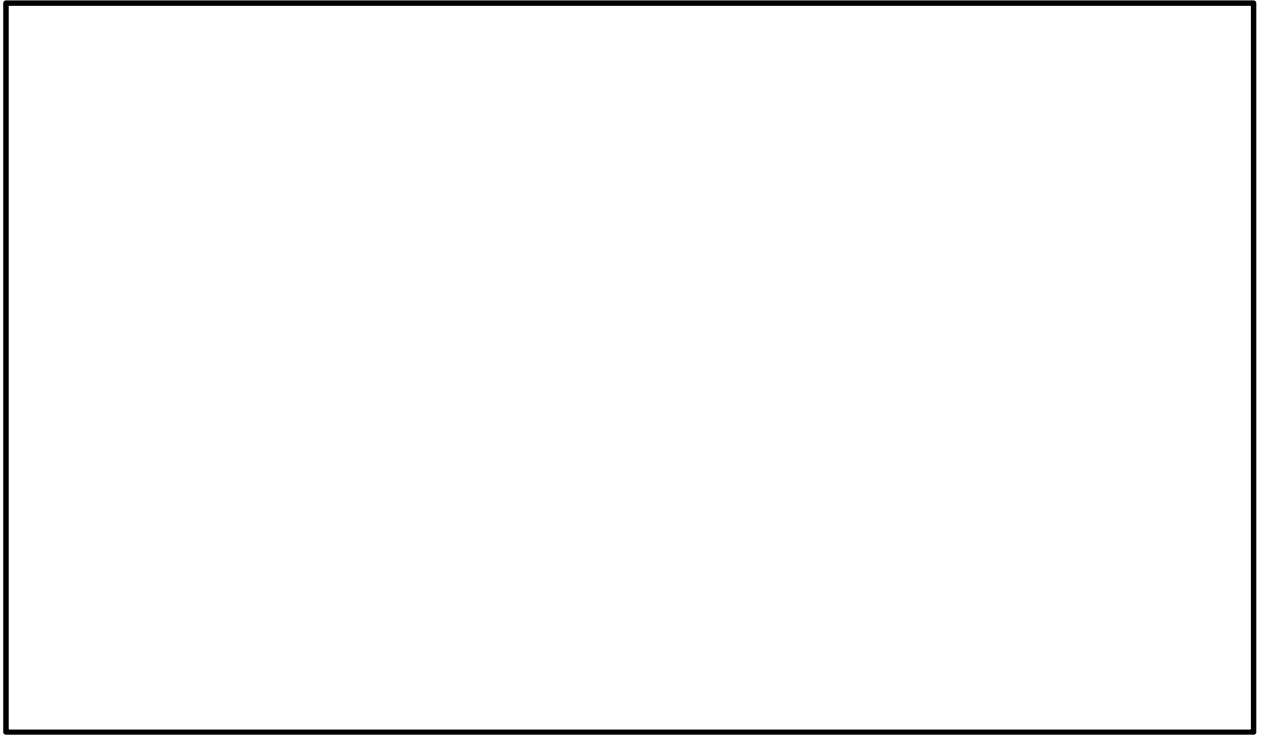


図 5.1-12(13) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [H+, V+])

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

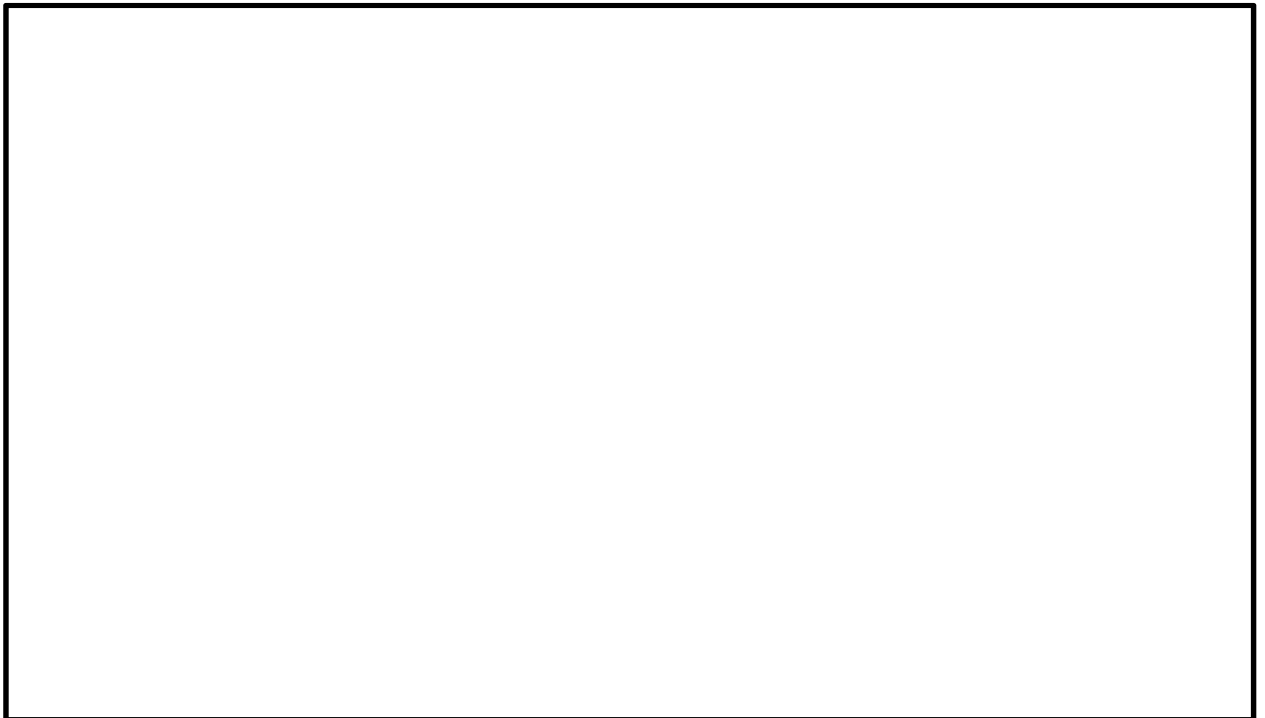


図 5.1-12(14) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

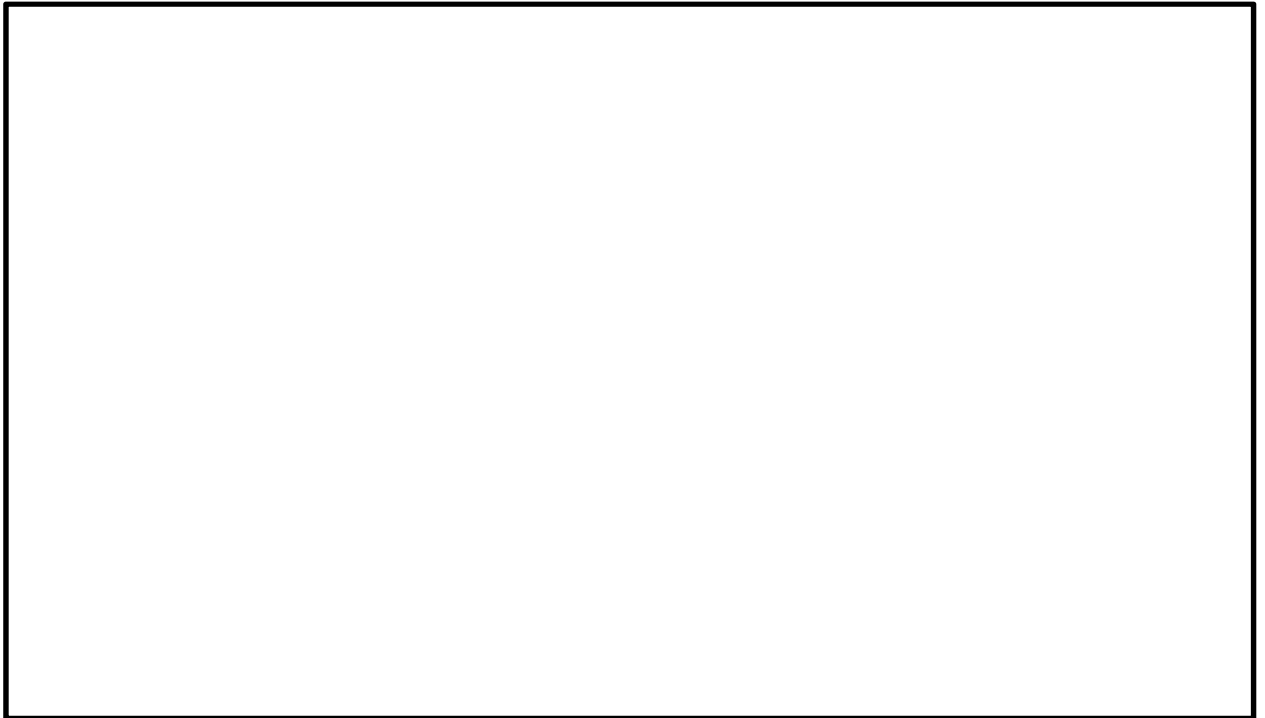


図 5.1-12(15) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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)

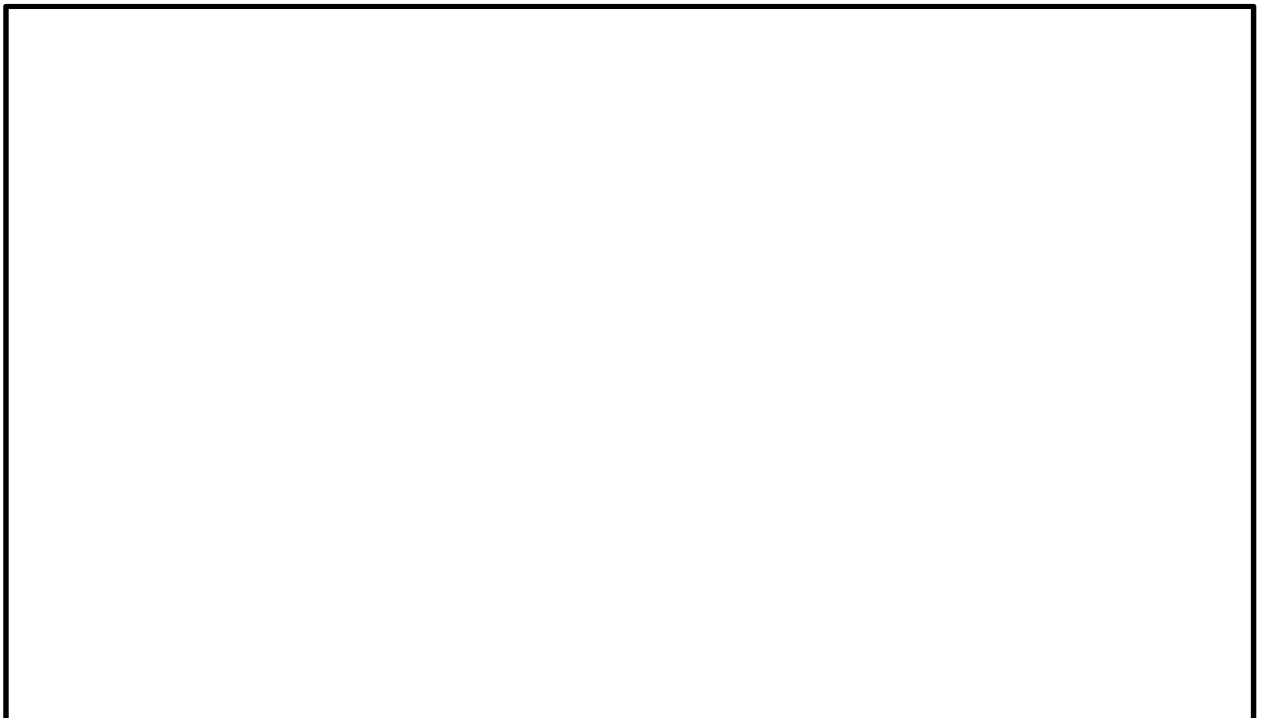


図 5.1-12(16) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [H+, V+])

(検討ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

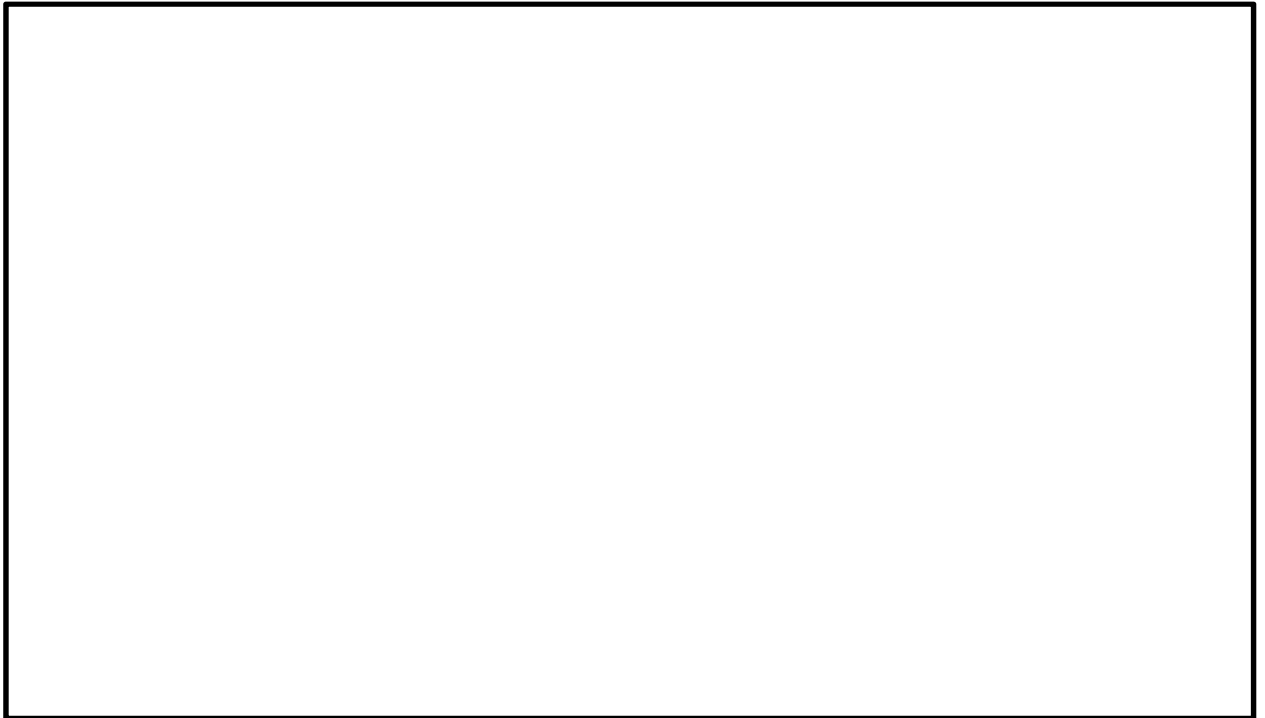


図 5.1-12(17) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [H+, V+])

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

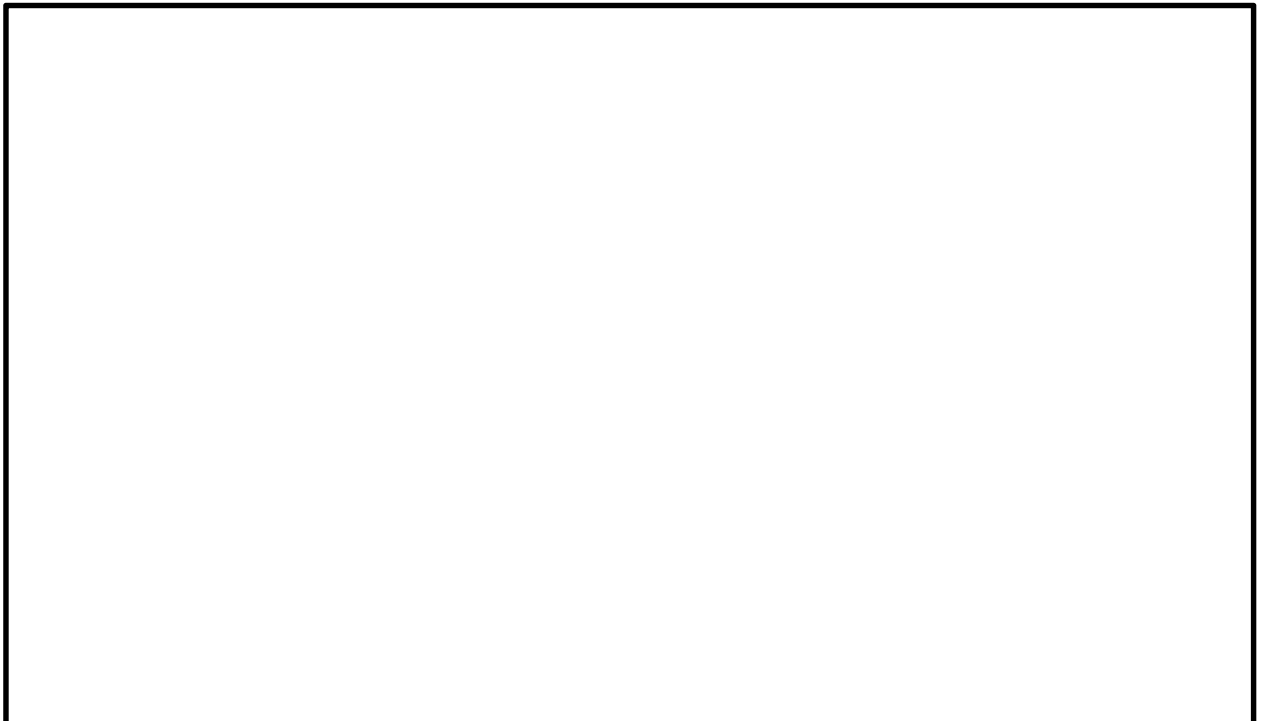


図 5.1-13(1) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - D.1$ [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)

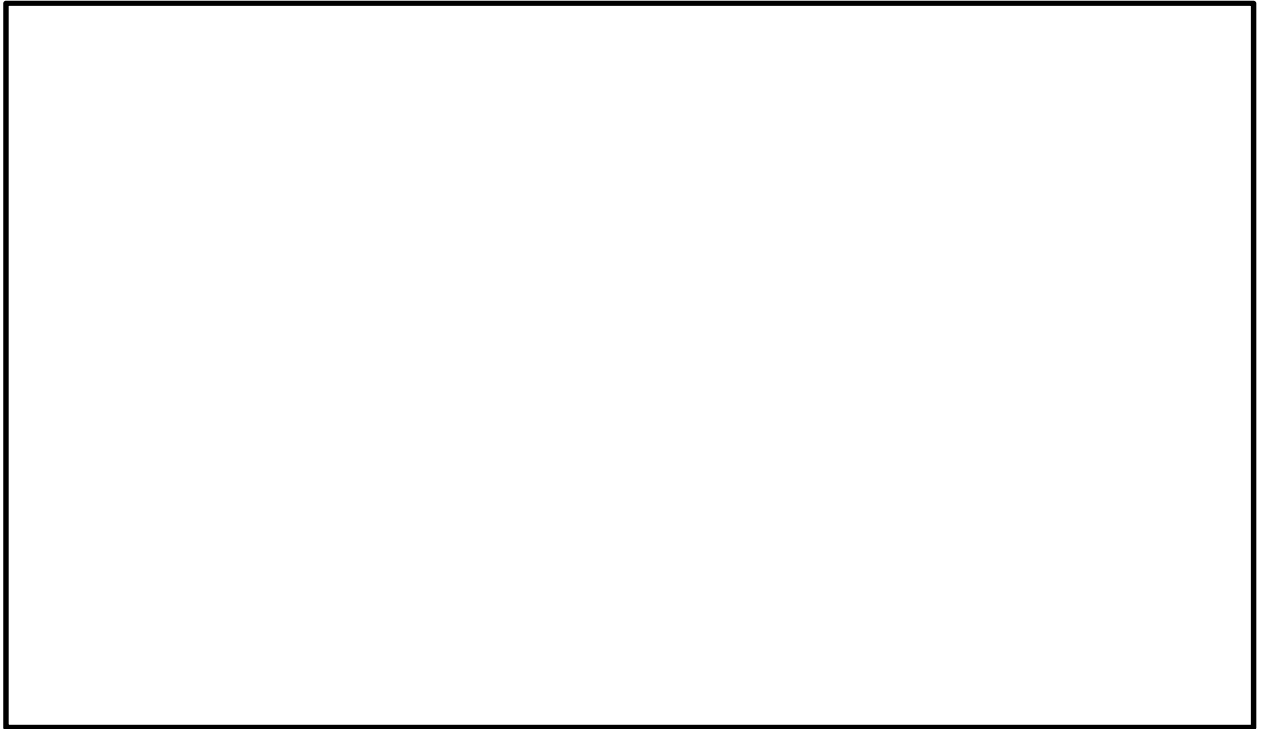


図 5.1-13(2) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

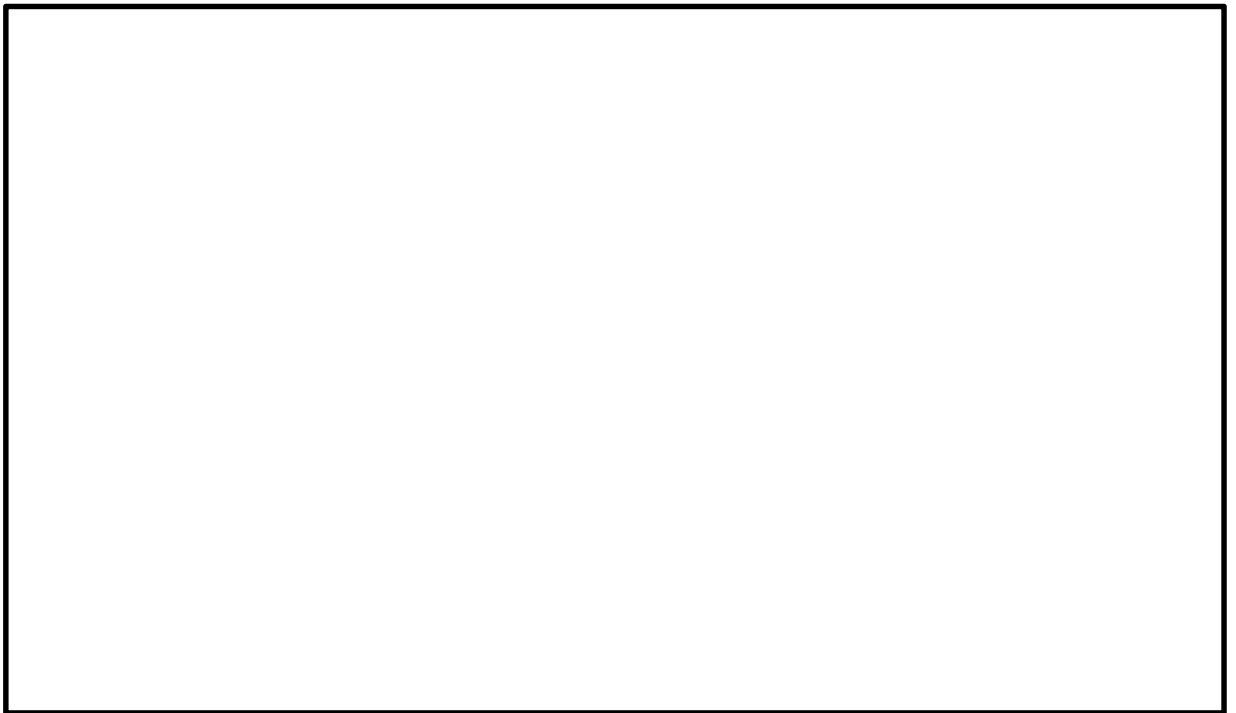


図 5.1-13(3) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

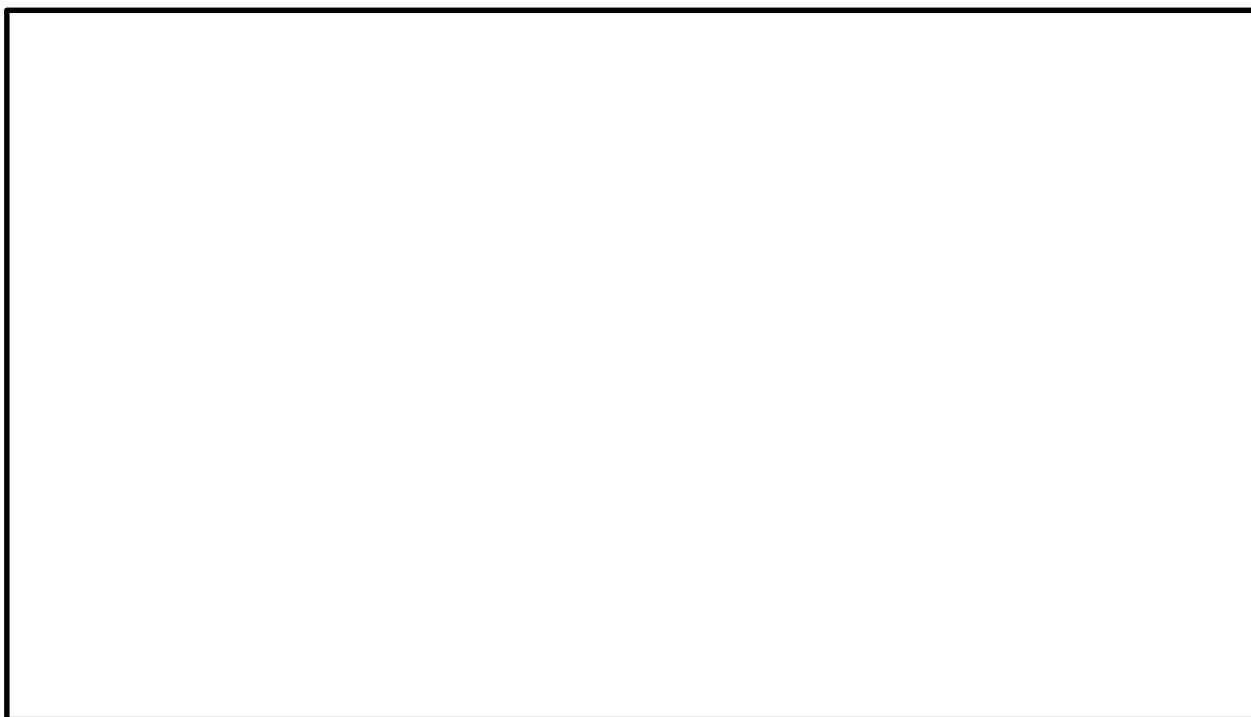


図 5.1-13(4) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

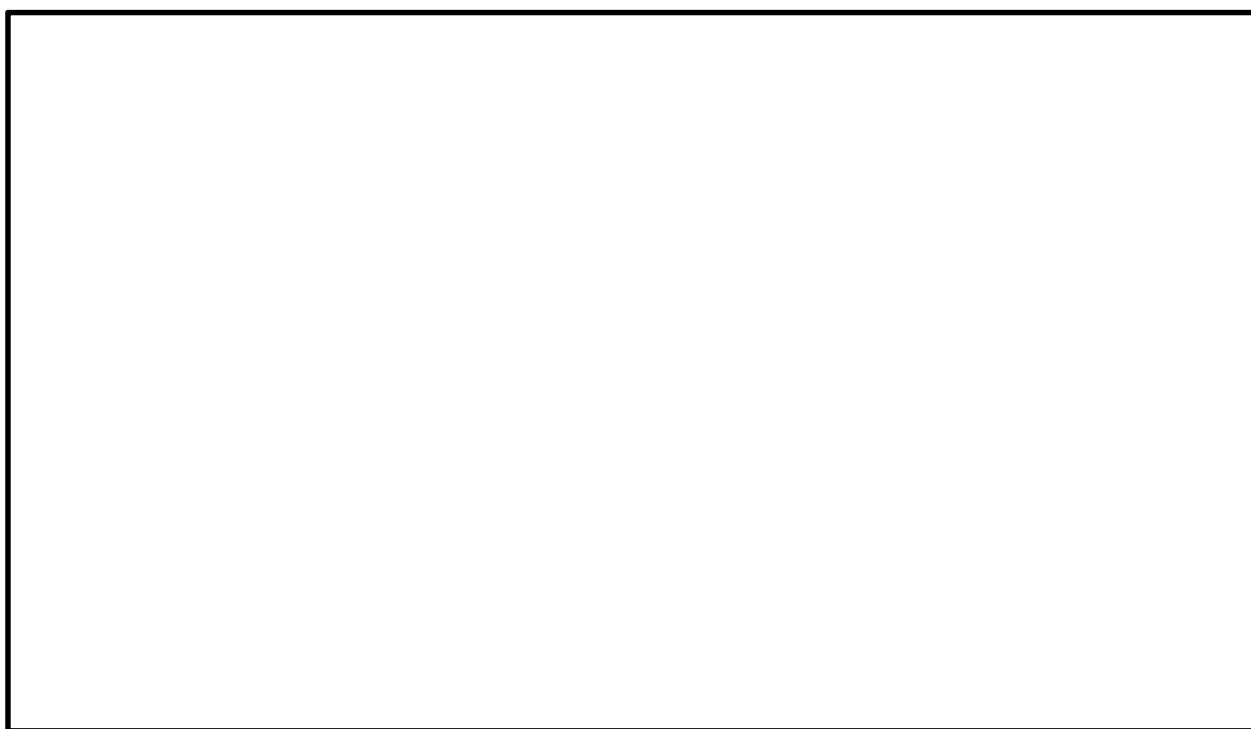


図 5.1-13(5) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

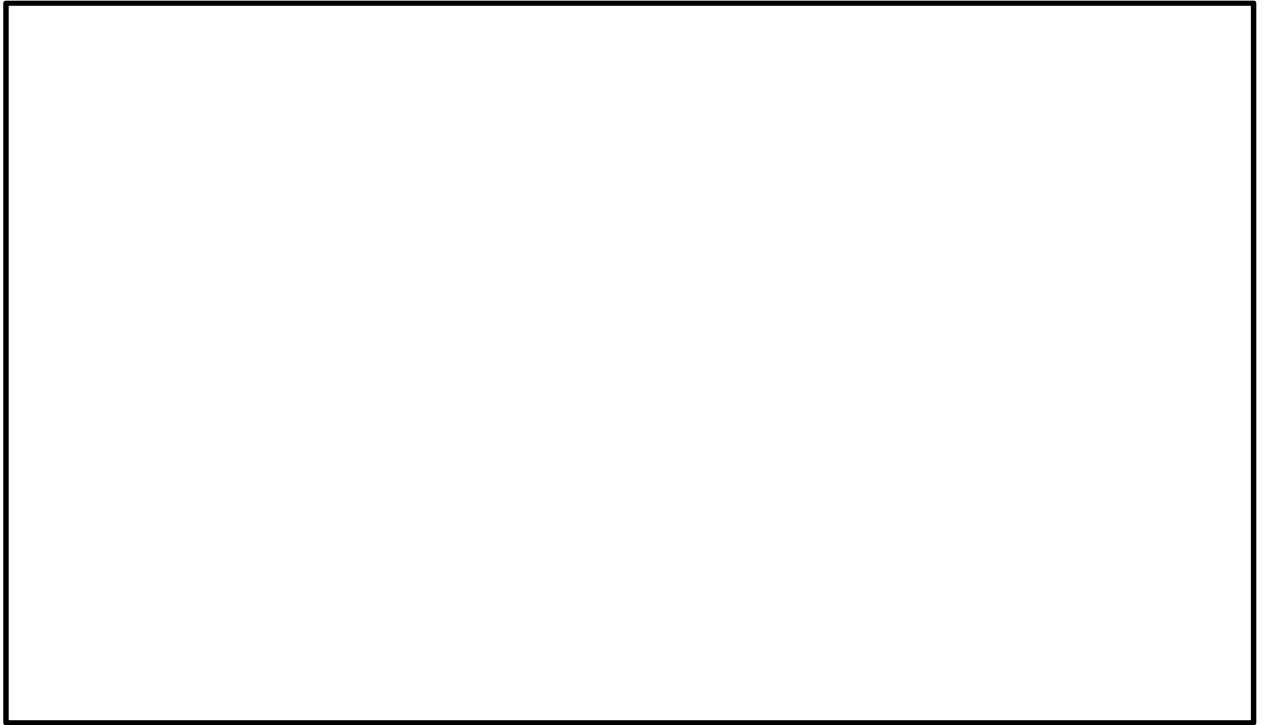


図 5.1-13(6) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 1\ 2$)

(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)

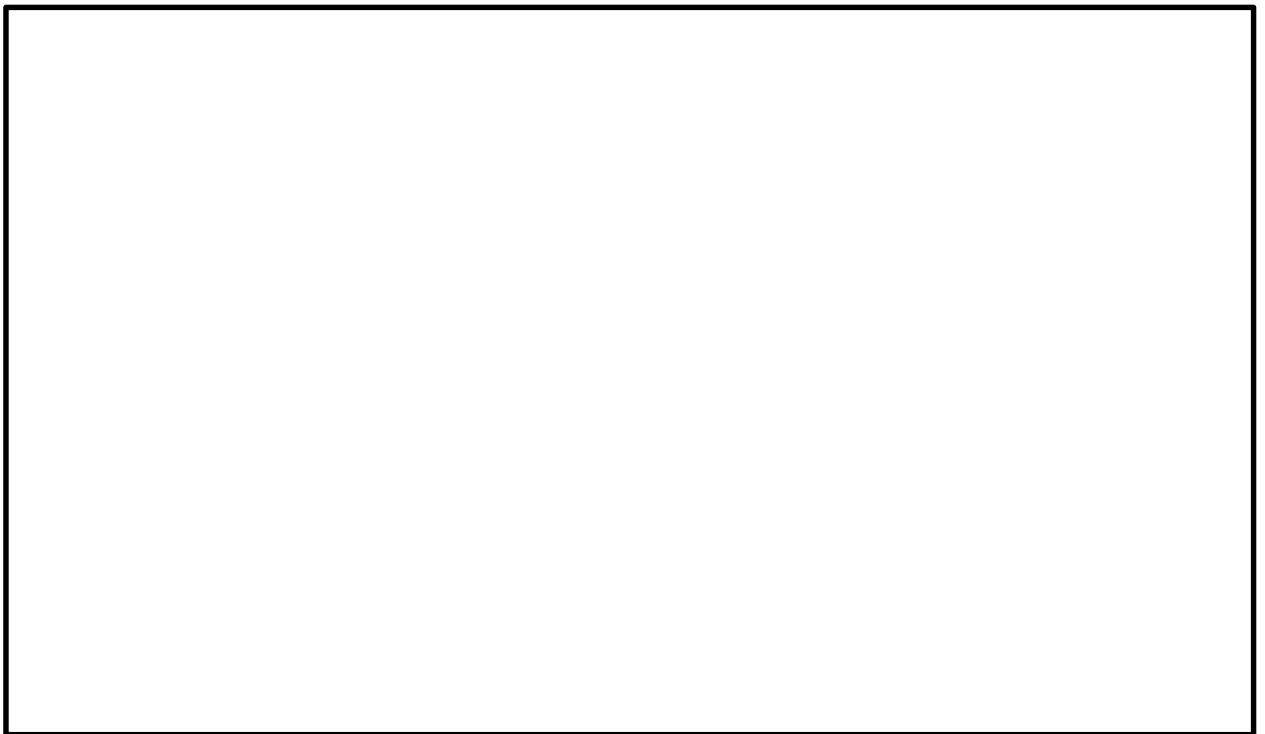


図 5.1-13(7) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 1\ 3$)

(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)

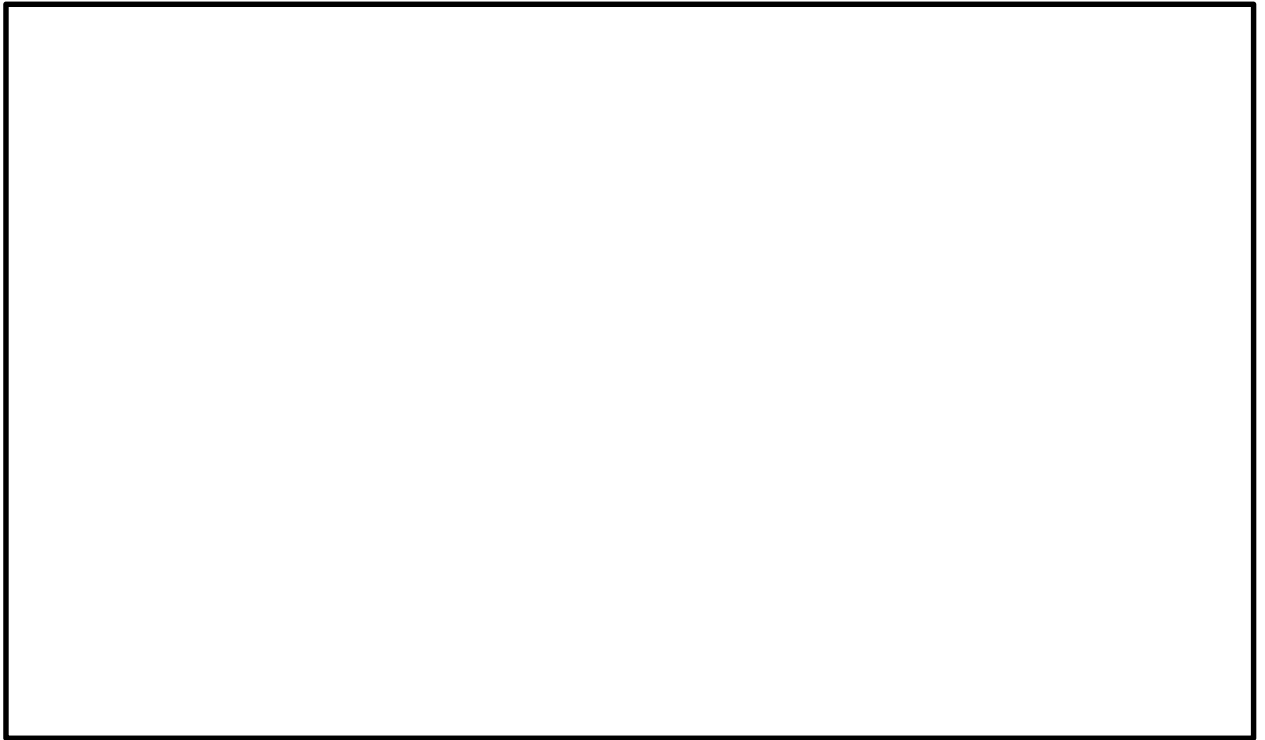


図 5.1-13(8) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 14$)

(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)

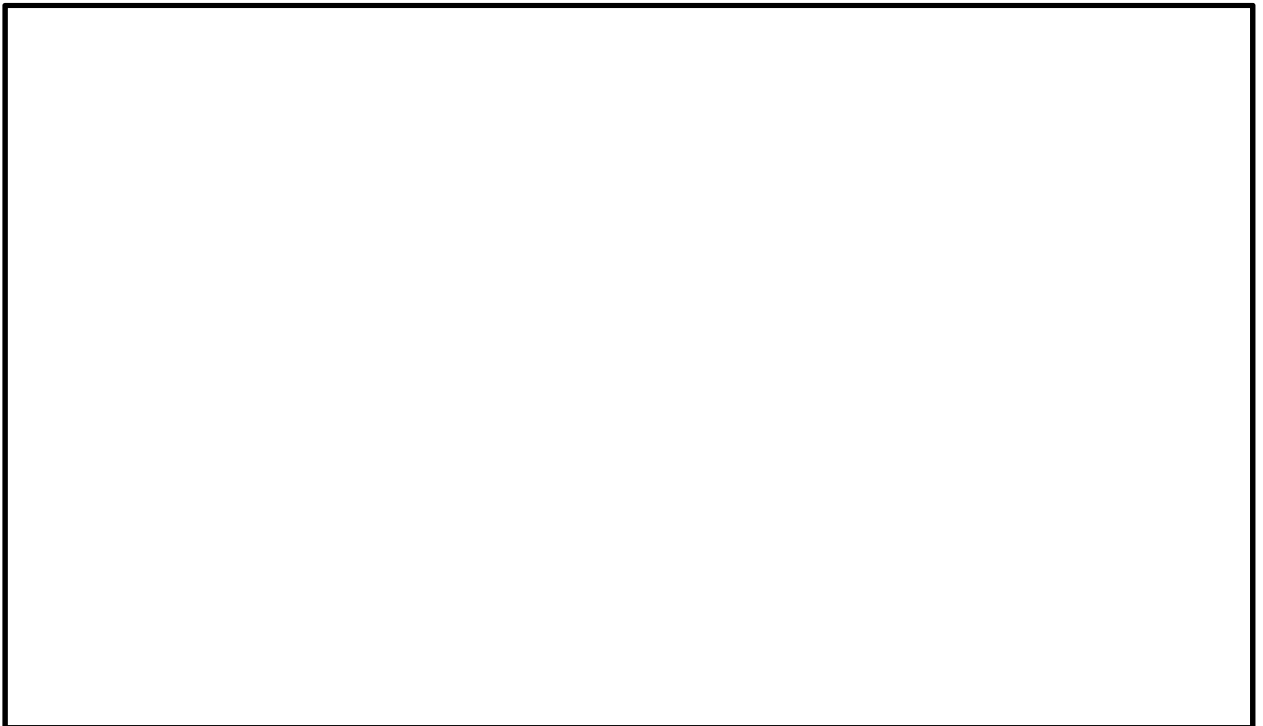


図 5.1-13(9) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 21$)

(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 5.1-13(10) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 2.2$)

(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)

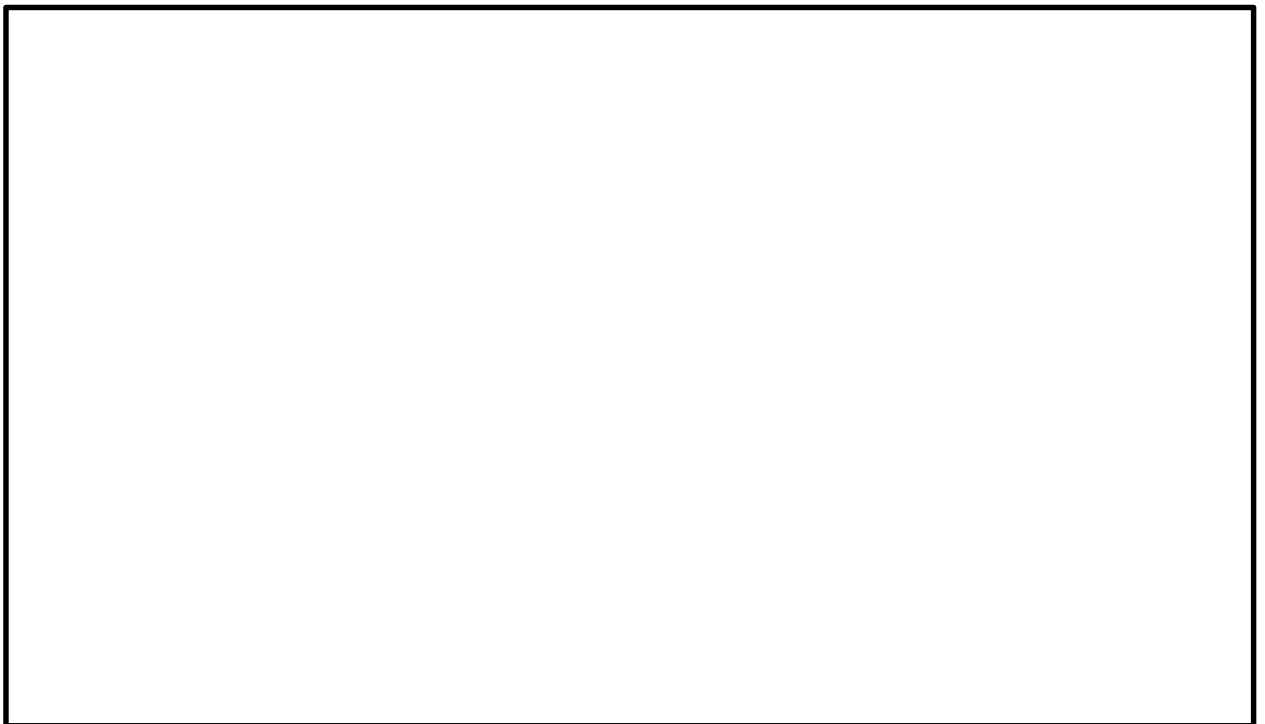


図 5.1-13(11) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 3.1$ [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)

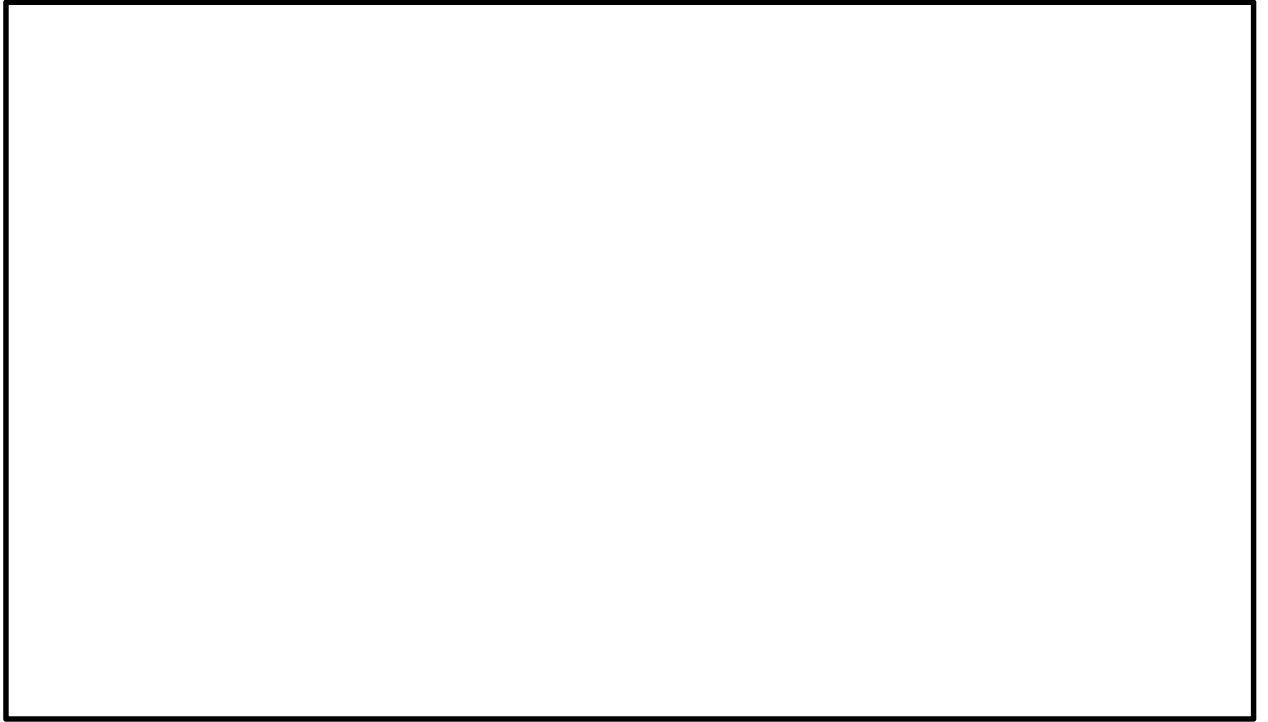


図 5.1-13(12) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 3.1$ [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)

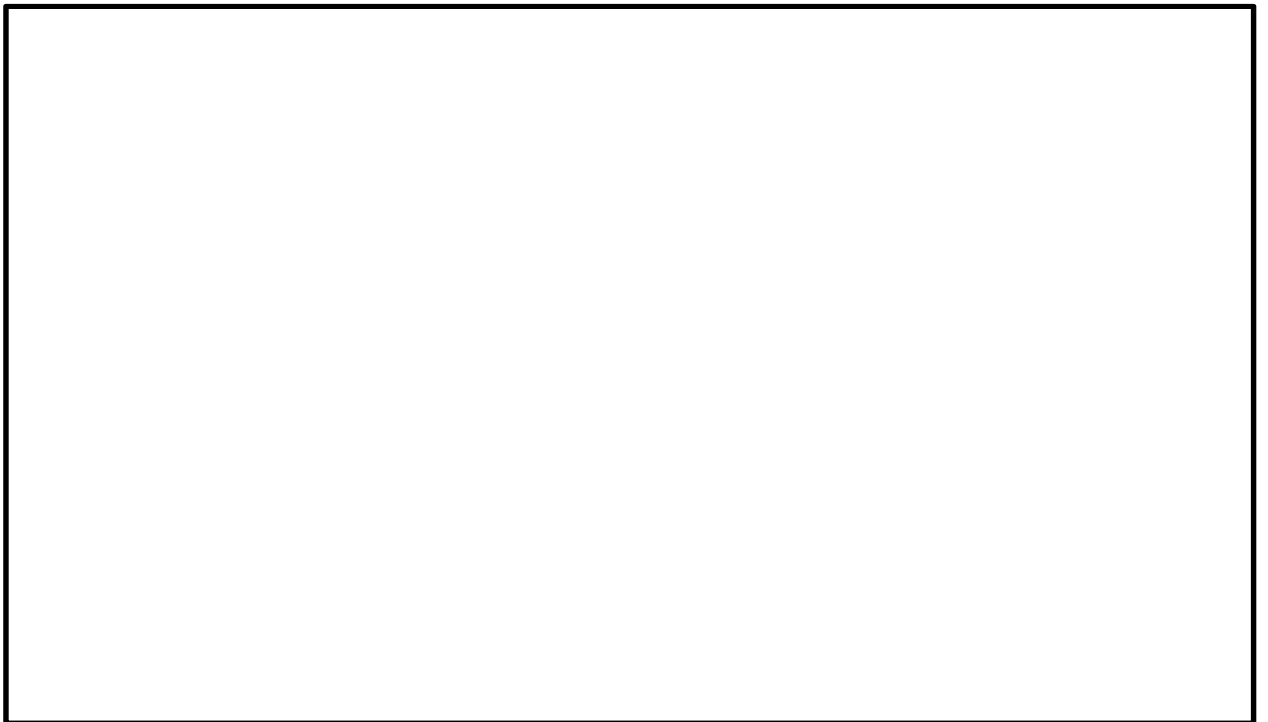


図 5.1-13(13) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - D.1$ [H+, V+])

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

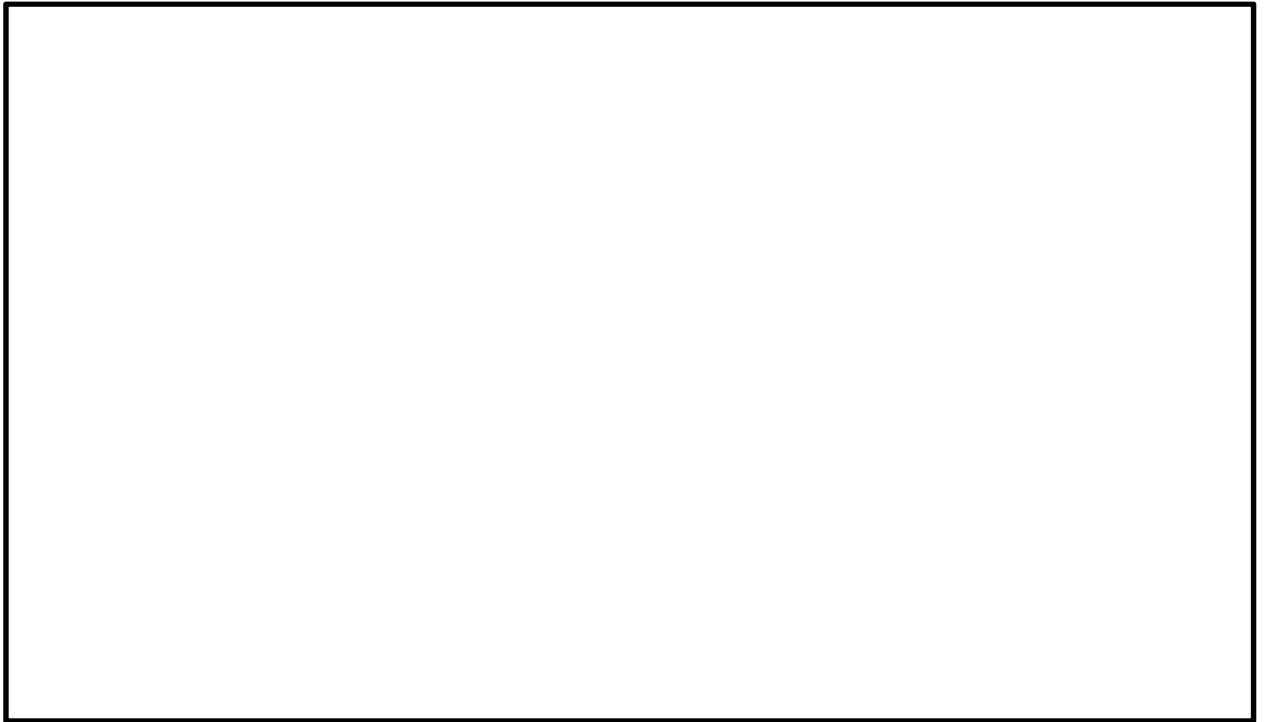


図 5.1-13(14) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(S_s-D1 [H+, V+])

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

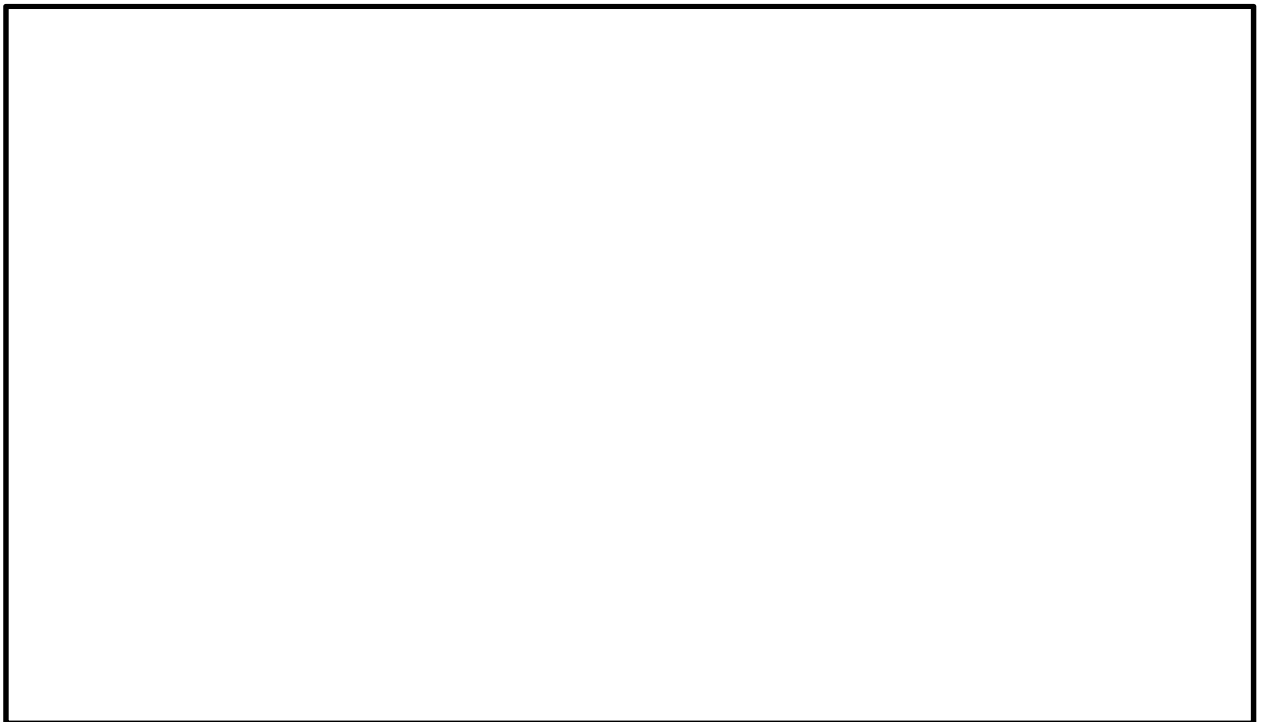


図 5.1-13(15) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

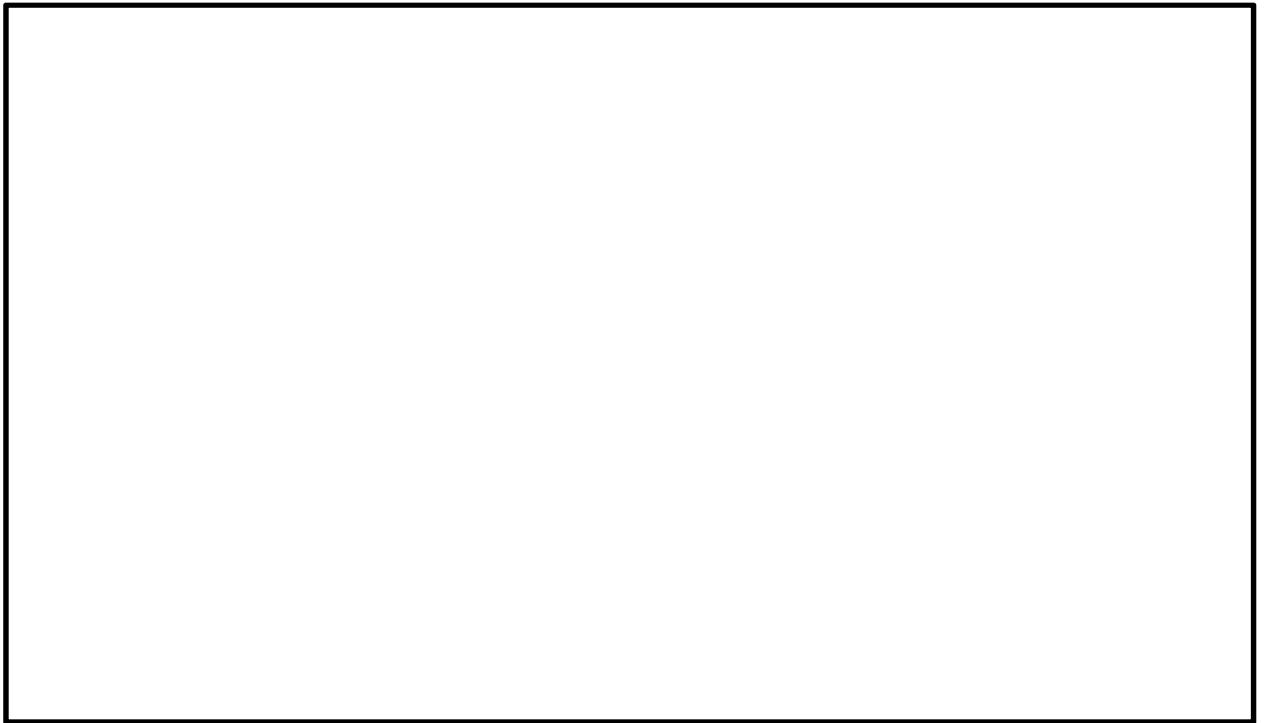


図 5.1-13(16) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

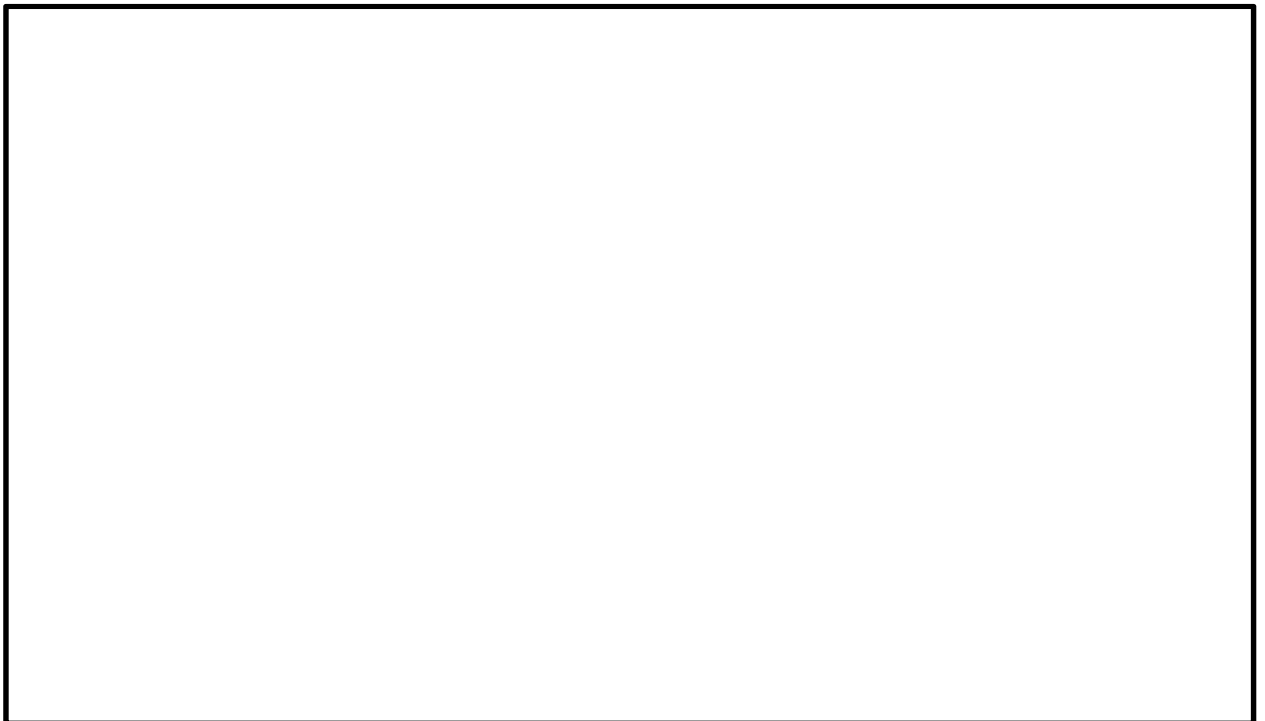


図 5.1-13(17) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(S_s-D1 [H+, V+])

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

5.1.2 地中連続壁基礎の耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-4 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-5 にそれぞれ示す。

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、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 5.1-4 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース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	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ ca (N/mm ²)	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1787099	149307	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-2172166	325890	4.0	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1053582	396632	2.8	21	0.14
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1794243	131218	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-2237775	267272	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1084648	406914	2.9	21	0.14
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1597355	26465	3.3	21	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2268593	203821	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1020186	388789	2.8	21	0.14
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1564776	7652	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2276857	203851	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1492294	230673	3.4	21	0.17
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-921569	106922	1.9	21	0.10
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1518569	244432	2.8	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	837691	324804	2.3	21	0.11
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1304332	122552	2.7	21	0.13
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1774813	254361	3.3	21	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-925093	348493	2.5	21	0.12
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1223236	119159	2.6	21	0.13
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1691190	255339	3.1	21	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-905045	341175	2.4	21	0.12
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-762050	97903	1.6	21	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-1326878	242191	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	711483	321251	2.1	21	0.10
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1076596	41014	2.2	21	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1952536	210229	3.5	21	0.17
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	859360	359943	2.5	21	0.12
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-753317	108914	1.6	21	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1595587	229806	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-815700	324945	2.3	21	0.11
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1587305	16740	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2144136	228586	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	967948	366063	2.6	21	0.13
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	-1931338	153377	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	-2071503	325769	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-965280	364501	2.6	21	0.13

注記：評価位置は次頁に示す。。

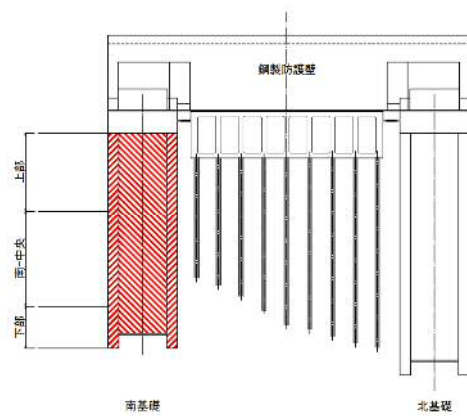


表 5.1-4 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ ca (N/mm ²)	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1555183	27941	3. 2	21	0. 16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2234941	204426	4. 0	21	0. 20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1008082	388290	2. 8	21	0. 14
③Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1628506	25022	3. 3	21	0. 16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2311130	202565	4. 1	21	0. 20
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	1033828	388063	2. 8	21	0. 14
④Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	2305725	9923	4. 7	21	0. 23
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2414071	232358	4. 3	21	0. 21
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1826236	265644	4. 2	21	0. 20
⑤Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1268806	38952	2. 6	21	0. 13
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1927114	265122	3. 5	21	0. 17
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	970530	381526	2. 7	21	0. 13
⑥Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1225651	41489	2. 5	21	0. 12
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1881947	266155	3. 5	21	0. 17
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	933998	379529	2. 6	21	0. 13

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

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2 : 評価位置を下図に示す。

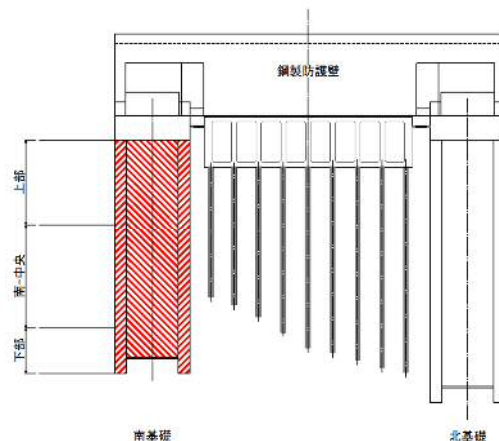


表 5.1-4 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ ca (N/mm ²)	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2213710	7218	4.5	21	0.22
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-2095433	58976	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1162415	456307	3.2	21	0.16
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2193590	10148	4.4	21	0.21
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-2046414	30287	4.5	21	0.22
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1230568	468955	3.3	21	0.16
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2234985	165959	4.7	21	0.23
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1793917	220555	4.0	21	0.20
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1305608	503466	3.6	21	0.18
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2240565	147197	4.7	21	0.23
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1838040	192597	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1074021	513183	3.3	21	0.16
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	-1289550	64991	2.7	21	0.13
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1279617	72703	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	789396	419256	2.6	21	0.13
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1791060	34199	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1761130	57932	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	885460	445617	2.8	21	0.14
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1697856	35485	3.5	21	0.17
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1664295	58991	3.7	21	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	762863	437200	2.6	21	0.13
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	-1131511	63773	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-1124680	71084	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	505662	462053	2.3	21	0.11
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1538508	143755	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1220626	197327	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1142032	444372	3.1	21	0.15
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	1131286	119019	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	929234	350715	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	844458	419981	2.7	21	0.13
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2363674	166377	4.9	21	0.24
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	1955445	217443	4.4	21	0.21
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1201981	451130	3.2	21	0.16
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51Ø150 (7段)	2364498	5276	4.8	21	0.23
	中央	15500	15500	13400	D51Ø150 (5段)	-2217415	50144	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51Ø150 (4段)	1065579	434102	3.0	21	0.15

注記 : 評価位置は次頁に示す。

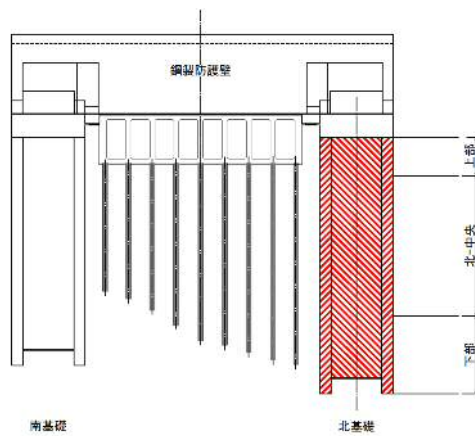


表 5.1-4 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ ca (N/mm ²)	照査値 σ c/σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
②Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2141127	8295	4.3	21	0.21
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2000754	32347	4.4	21	0.21
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1198385	466149	3.3	21	0.16
③Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	2246732	11752	4.5	21	0.22
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2094362	28338	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-1160487	436399	3.1	21	0.15
④Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-2451095	20963	4.9	21	0.24
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-2270981	19386	5.0	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	-1244861	469044	3.4	21	0.17
⑤Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-1846047	1308	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1714152	63067	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1067102	441494	3.0	21	0.15
⑥Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-1808153	2798	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	-1694934	64745	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	1042054	440169	3.0	21	0.15

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。

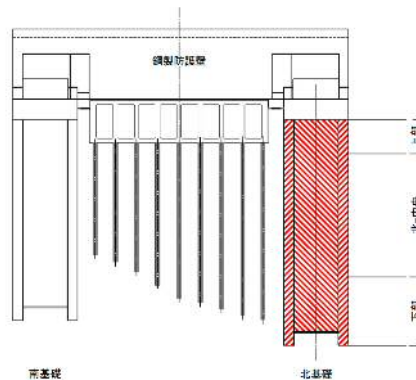


表 5.1-4 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (③-③断面)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ ca (N/mm ²)	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1656993	165499	3.5	21	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2614061	169974	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	940706	355430	2.6	21	0.13
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1622670	165463	3.4	21	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2559131	200390	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-899595	371589	2.6	21	0.13
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1901666	155037	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2881493	192256	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1431971	302254	3.3	21	0.16
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1907962	163044	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2888541	197461	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-980797	368547	2.6	21	0.13
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1076836	147381	2.3	21	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1578737	185299	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-742128	302398	2.1	21	0.10
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1032180	169196	2.2	21	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1570759	219331	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-794676	322945	2.2	21	0.11
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1152023	168065	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1765345	211959	3.2	21	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-812166	304739	2.2	21	0.11
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	954426	171480	2.0	21	0.10
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1475061	222040	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-777152	319995	2.2	21	0.11
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1339740	158716	2.8	21	0.14
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1998431	196534	3.6	21	0.18
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	853102	320590	2.3	21	0.11
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1122057	165681	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1736637	208021	3.2	21	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-728202	374666	2.3	21	0.11
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1898293	175753	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2922934	219535	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1487976	334380	3.4	21	0.17
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	-1813641	201452	3.8	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	-2861973	289749	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	1290406	373799	3.1	21	0.15

注記 : 評価位置は次頁に示す。

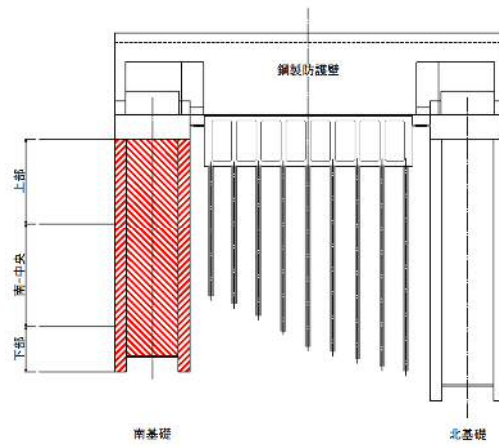


表 5.1-4 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (③-③断面)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
②Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1893421	175278	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2920704	219284	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1484052	333015	3.4	21	0.17
③Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1912195	175254	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2961745	218370	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1506216	333156	3.5	21	0.17
④Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1797174	169450	3.8	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2947945	200665	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1577511	322982	3.6	21	0.18
⑤Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1856368	179658	3.9	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2817441	220897	5.0	21	0.24
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1441145	334245	3.3	21	0.16
⑥Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1849869	180045	3.9	21	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2802182	221747	5.0	21	0.24
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1433233	334644	3.3	21	0.16

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。

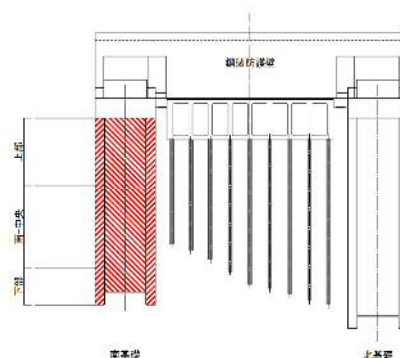


表 5.1-4 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ ca (N/mm ²)	照査値 σ c / σ ca
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-379462	147112	1.0	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2119182	325159	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2404382	367484	5.6	21	0.27
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-500189	127662	1.1	21	0.06
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2100196	367929	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2361540	356310	5.5	21	0.27
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-639255	118036	1.4	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2086976	285836	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2400081	374741	5.5	21	0.27
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-638629	124282	1.4	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2064151	391572	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2388814	342035	5.5	21	0.27
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-318663	136860	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	913998	347612	2.4	21	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1028088	389438	2.8	21	0.14
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-352138	137098	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-883661	413017	2.6	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1642188	337615	3.8	21	0.19
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-302755	159449	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-949590	412400	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1729840	343661	4.0	21	0.20
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-292410	146952	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1383399	323705	3.1	21	0.15
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1690174	356664	3.9	21	0.19
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-362633	141668	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	1555157	316586	3.5	21	0.17
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	1580371	335097	3.6	21	0.18
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-323127	145714	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	958859	379329	2.6	21	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-1119480	421868	3.0	21	0.15
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-593438	117349	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	2394817	327514	5.4	21	0.26
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	2534777	354745	5.9	21	0.29
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-603472	124063	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-2191860	305598	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-2246609	337330	5.2	21	0.25

注記 : 評価位置は次頁に示す。

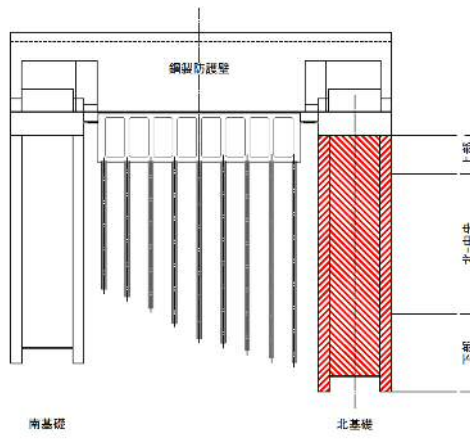


表 5.1-4 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
②Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-378273	147605	1.0	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2095874	325650	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2409601	367635	5.6	21	0.27
③Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	596725	119466	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2183050	327206	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2474470	333675	5.8	21	0.28
④Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-371735	145246	1.0	21	0.05
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2103688	317388	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2431429	360876	5.6	21	0.27
⑤Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-624344	99957	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2304376	285504	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2364068	330866	5.5	21	0.27
⑥Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51@150 (7段)	-608278	101327	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	13400	D51@150 (5段)	2192983	296199	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13400	D51@150 (4段)	2252936	356427	5.2	21	0.25

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。

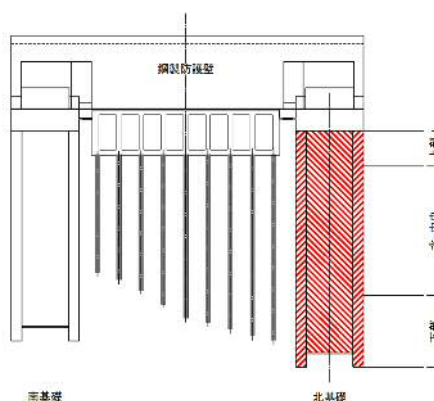


表 5.1-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	1369149	22252	84	435	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	2183050	195364	64	435	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-1401371	242532	33	435	0.08
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	-1789369	129739	80	435	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	2199415	215900	61	435	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	1354156	257864	27	435	0.07
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	1595182	25296	98	435	0.23
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	2268570	203726	66	435	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-1487940	253604	37	435	0.09
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	1562596	6564	101	435	0.24
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	2242734	171871	70	435	0.17
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-1474946	218756	46	435	0.11
① S s -11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	725178	54585	32	435	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	-1518569	244432	29	435	0.07
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s -12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	-1304332	122552	51	435	0.12
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	-1774813	254361	38	435	0.09
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	1044744	333487	3	435	0.01
① S s -13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	-1221755	118671	46	435	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	-1671985	244916	35	435	0.09
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	977629	324640	2	435	0.01
① S s -14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	-760800	97178	23	435	0.06
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	-1326878	242191	22	435	0.06
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s -21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	1073709	36835	60	435	0.14
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	1952536	210229	52	435	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-1197597	274591	15	435	0.04
① S s -22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	723263	52362	32	435	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	1592684	228357	34	435	0.08
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-957228	299058	3	435	0.01
① S s -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	1586535	15794	100	435	0.23
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	2128807	205259	60	435	0.14
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-1418733	269794	28	435	0.07
① S s -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (7段)	-1928076	152173	83	435	0.20
	中央	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (17段)	-2046237	309676	42	435	0.10
	下部	15500	15500	12050	D51 ϕ 150 (4段)	-1083572	264551	11	435	0.03

注記 : 評価位置は次頁に示す。

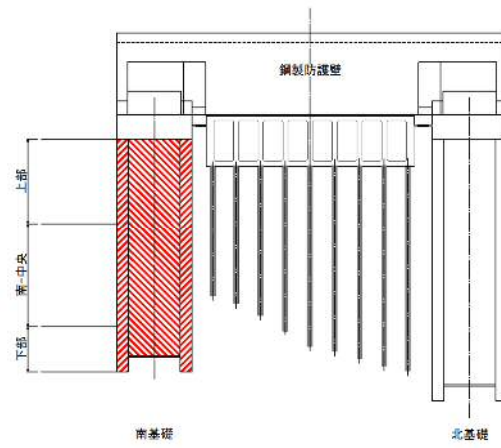


表 5.1-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1553679	26716	94	435	0.22
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2234941	204426	64	435	0.15
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1459667	254447	34	435	0.08
③Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1625998	23904	100	435	0.23
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2311130	202565	68	435	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1518354	252900	39	435	0.09
④Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	2305725	9923	149	435	0.35
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	2411719	224932	69	435	0.16
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1620177	201929	63	435	0.15
⑤Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1266433	37643	72	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1924517	205165	51	435	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1229844	278234	16	435	0.04
⑥Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51@150 (7段)	1223666	39007	69	435	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51@150 (17段)	1879881	207184	49	435	0.12
	下部	15500	15500	12050	D51@150 (4段)	-1056551	235939	14	435	0.04

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。

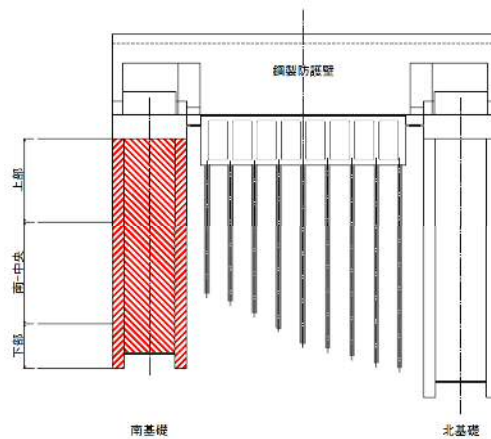


表 5.1-5 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	2212936	5877	144	435	0.34
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-2090191	55475	147	435	0.34
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	-989870	283619	6	435	0.02
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	2193590	10148	148	435	0.35
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-2044128	29568	154	435	0.36
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	-1013156	228058	13	435	0.03
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1810331	6072	118	435	0.28
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1656236	50710	114	435	0.27
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	-991583	257920	8	435	0.02
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1772856	13433	113	435	0.26
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1652537	58785	111	435	0.26
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1279151	391526	5	435	0.02
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1270474	28095	75	435	0.18
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1275503	71199	75	435	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1769827	13940	113	435	0.26
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1760910	57732	120	435	0.28
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	-823227	281843	1	435	0.01
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1682169	15706	106	435	0.25
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1664295	58991	111	435	0.26
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1104936	29378	64	435	0.15
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1124680	71084	63	435	0.15
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-1052557	26079	62	435	0.15
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1084165	81756	56	435	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1210636	389842	3	435	0.01
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	1012955	44514	54	435	0.13
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1039737	94442	48	435	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	2362338	165358	107	435	0.25
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-1658624	73899	105	435	0.25
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1402517	456817	3	435	0.01
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	2361393	6349	158	435	0.37
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-2206980	46608	160	435	0.37
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	-1146995	273470	13	435	0.03

注記 : 評価位置は次頁に示す。

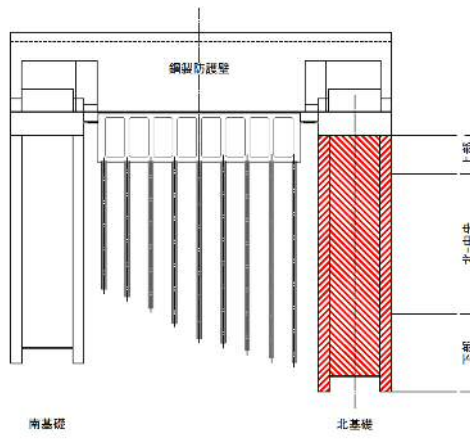


表 5.1-5 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ sa (N/mm ²)	照査値 σ s/ σ sa
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	2141127	8295	144	435	0.34
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-2000754	32347	149	435	0.35
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-992811	231520	12	435	0.03
③Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	2246732	11752	152	435	0.35
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-2094605	27517	159	435	0.37
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-1027521	225353	14	435	0.04
④Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-2451095	20963	168	435	0.39
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-2270981	19386	176	435	0.41
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-1080429	209973	20	435	0.05
⑤Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-1846047	1308	121	435	0.28
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-1681087	42105	119	435	0.28
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-968774	244030	9	435	0.03
⑥Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51φ150 (7段)	-1808153	2798	119	435	0.28
	中央	15500	15500	13400	D51φ150 (5段)	-1648103	43683	116	435	0.27
	下部	15500	15500	13400	D51φ150 (4段)	-948048	246030	8	435	0.02

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

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2 : 評価位置を下図に示す。

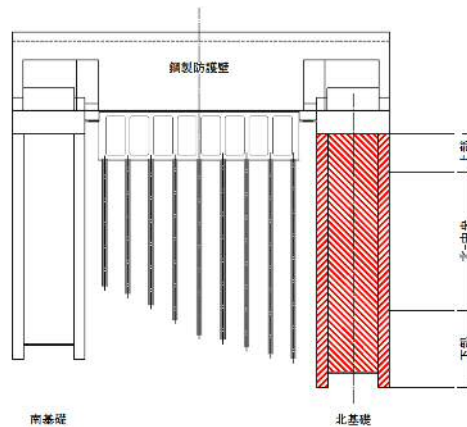


表 5.1-5 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ sa (N/mm ²)	照査値 σ s/ σ sa
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1650229	143874	67	435	0.16
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2614061	169974	86	435	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1343982	270273	23	435	0.06
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1604548	153592	62	435	0.15
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2557550	197452	79	435	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1316122	313917	15	435	0.04
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1892471	152318	80	435	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2881493	192256	94	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1428779	300781	22	435	0.06
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1899196	158335	79	435	0.19
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2886147	182219	95	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1438891	286788	25	435	0.06
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1072721	144335	31	435	0.08
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1563823	174481	41	435	0.10
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-767343	257643	1	435	0.01
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1025222	165098	23	435	0.06
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1554103	209147	35	435	0.09
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1150571	166326	30	435	0.07
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1754380	207262	44	435	0.11
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-882357	306721	1	435	0.01
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	919003	145028	22	435	0.06
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1390406	180667	33	435	0.08
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	全圧縮		0	435	0.00
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1333080	155392	44	435	0.11
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1993610	194151	56	435	0.13
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-923859	286529	3	435	0.01
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1110773	155857	30	435	0.07
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	1721015	195476	44	435	0.11
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-839708	292371	1	435	0.01
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1898293	175753	74	435	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2913169	216160	92	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1486167	333121	20	435	0.05
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	-1813641	201452	62	435	0.15
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	-2842657	283880	79	435	0.19
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1147074	304325	9	435	0.03

注記 : 評価位置は次頁に示す。

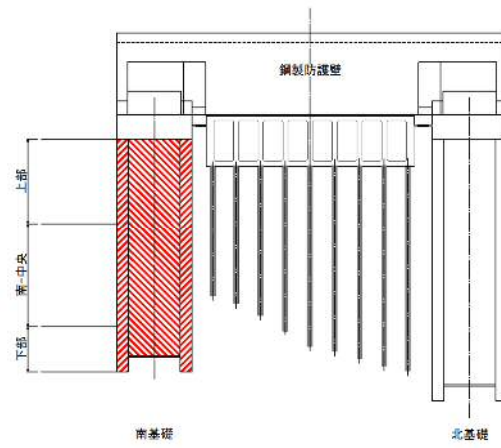


表 5.1-5 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1888460	173561	74	435	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2910601	214175	92	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1478904	330947	20	435	0.05
③Ss-31 (H+<V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1905046	173472	75	435	0.18
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2946473	213159	93	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1505778	331941	21	435	0.05
④Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1794354	168450	70	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2947945	200665	95	435	0.22
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1573892	321665	26	435	0.06
⑤Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1852537	178474	71	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2816904	219446	87	435	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1436865	332729	17	435	0.04
⑥Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12050	D51φ150 (7段)	1849869	180045	70	435	0.17
	中央	15500	15500	12050	D51φ150 (17段)	2801348	220291	86	435	0.20
	下部	15500	15500	12050	D51φ150 (4段)	-1429066	333025	17	435	0.04

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

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2 : 評価位置を下図に示す。

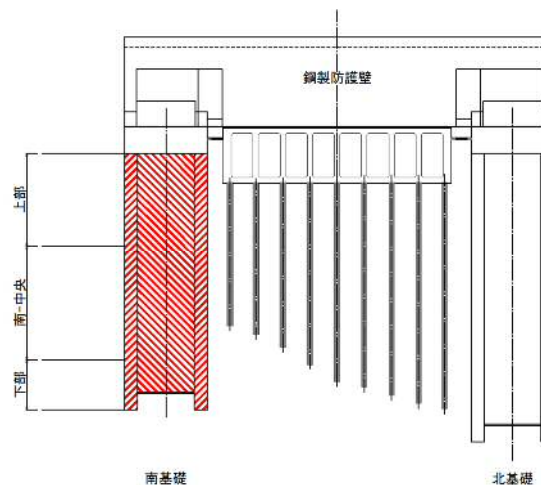


表 5.1-5 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)			
		b(mm)	h(mm)	d(mm)						
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-555326	96844	11	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1990781	270274	64	435	0.15
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	2342117	300687	88	435	0.21
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	545588	118000	7	435	0.02
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1952792	299079	53	435	0.13
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	2249517	325381	72	435	0.17
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-628823	109889	13	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	2086976	285836	66	435	0.16
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	2374154	312105	87	435	0.20
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-637813	123512	11	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1941507	311640	49	435	0.12
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	2383096	339740	78	435	0.18
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1208131	250409	19	435	0.05
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1239229	271901	17	435	0.04
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1080967	223522	17	435	0.04
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1631601	328737	28	435	0.07
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1463392	321939	20	435	0.05
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1729840	343661	31	435	0.08
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1363867	311632	17	435	0.04
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1660575	339783	28	435	0.07
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	409695	119539	2	435	0.01
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1462089	276916	28	435	0.07
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1558215	322035	25	435	0.06
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-407406	103271	4	435	0.01
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	1284844	279216	18	435	0.05
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	1458100	314980	21	435	0.05
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-591768	116788	10	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	2378610	321237	77	435	0.18
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	2529002	350805	86	435	0.20
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (7段)	-600801	121432	9	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (5段)	-2137927	284056	71	435	0.17
	下部	15500	15500	13400	D51 ϕ 150 (4段)	-2223246	322103	71	435	0.17

注記 : 評価位置は次頁に示す。

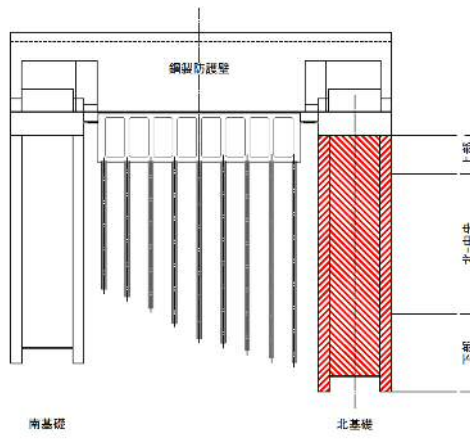


表 5.1-5 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ sa (N/mm ²)	照査値 σ s/ σ sa
		部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
②Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D510150 (7段)	-541099	96700	11	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D510150 (5段)	1898141	269068	58	435	0.14
	下部	15500	15500	13400	D510150 (4段)	2265018	299040	82	435	0.19
③Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D510150 (7段)	-575495	96559	12	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D510150 (5段)	2133079	271005	74	435	0.18
	下部	15500	15500	13400	D510150 (4段)	2437124	301304	96	435	0.23
④Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D510150 (7段)	-531500	96246	10	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D510150 (5段)	2103688	317388	59	435	0.14
	下部	15500	15500	13400	D510150 (4段)	2246772	288515	84	435	0.20
⑤Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D510150 (7段)	-623795	99697	14	435	0.04
	中央	15500	15500	13400	D510150 (5段)	2251291	253370	88	435	0.21
	下部	15500	15500	13400	D510150 (4段)	2262196	258040	97	435	0.23
⑥Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13400	D510150 (7段)	-608278	101327	13	435	0.03
	中央	15500	15500	13400	D510150 (5段)	2103691	245989	80	435	0.19
	下部	15500	15500	13400	D510150 (4段)	2133795	255965	87	435	0.20

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

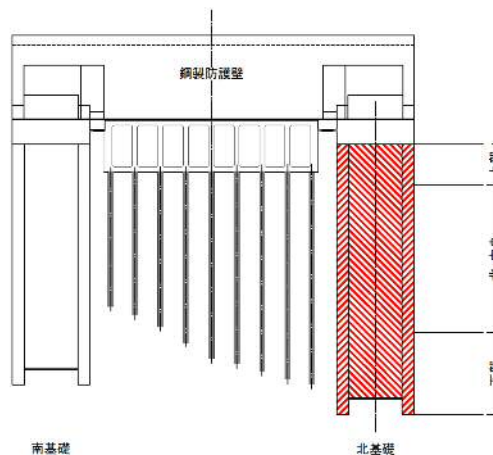
③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。



(2) 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 5.1-6 に示す。

鋼製防護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、鋼製防護壁の構造部材のせん断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 5.1-6 (1) セン断力に対する照査 (①-①断面南基礎)
(検討ケース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	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	187024	226924	0. 83
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	195240	410783	0. 48
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	70632	337247	0. 21
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	187444	226924	0. 83
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	196860	410783	0. 48
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	70614	337247	0. 21
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	172716	226924	0. 77
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	206635	410783	0. 51
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75360	337247	0. 23
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	159924	226924	0. 71
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	56437	410783	0. 14
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75933	337247	0. 23
① S s -11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	118771	226924	0. 53
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	126796	410783	0. 31
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	22847	337247	0. 07
① S s -12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	149525	226924	0. 66
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	155745	410783	0. 38
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	30786	337247	0. 10
① S s -13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	149525	226924	0. 66
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	155745	410783	0. 38
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	30786	337247	0. 10
① S s -14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	103171	226924	0. 46
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	105049	410783	0. 26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	22821	337247	0. 07
① S s -21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	103171	226924	0. 46
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	105049	410783	0. 26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	22821	337247	0. 07
① S s -22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144248	226924	0. 64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	162974	410783	0. 40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	55331	337247	0. 17
① S s -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	176800	226924	0. 78
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	196429	410783	0. 48
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	64761	337247	0. 20
① S s -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	109739	226924	0. 49
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	133014	410783	0. 33
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	51078	337247	0. 16

注記 : 評価位置は次頁に示す。

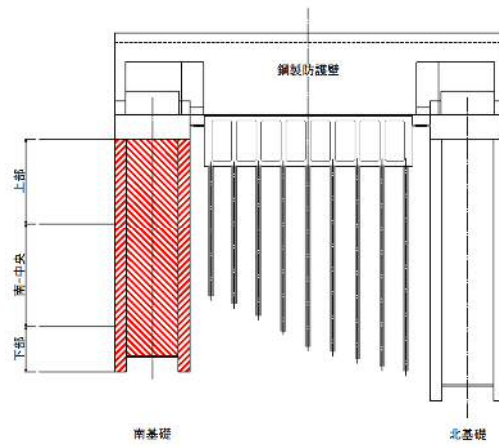


表 5.1-6 (2) せん断力に対する照査 (①-①断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
②Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	169880	226924	0.75
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	203899	410783	0.50
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	76553	337247	0.23
③Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	174852	226924	0.78
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	208440	410783	0.51
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75725	337247	0.23
④Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	192161	226924	0.85
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	267372	410783	0.66
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75437	337247	0.23
⑤Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	148304	226924	0.66
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	177723	410783	0.44
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	65011	337247	0.20
⑥Ss-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	145291	226924	0.65
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	174008	410783	0.43
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	64053	337247	0.19

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。

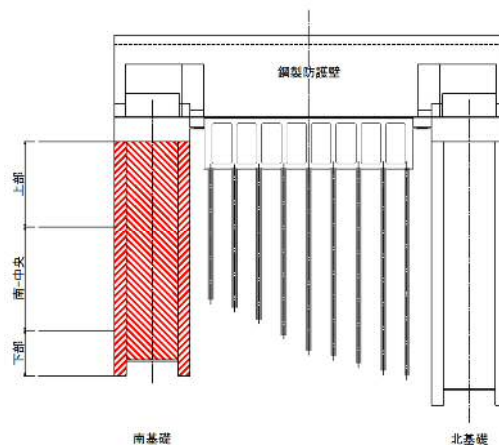


表 5.1-6 (3) セン断力に対する照査 (①-①断面北基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	76349	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	135520	335426	0.41
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	146114	337247	0.44
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	76219	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	124947	335426	0.38
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	139996	337247	0.42
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75287	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	109853	335426	0.33
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	118177	337247	0.36
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	74295	226924	0.33
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	116921	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	122976	337247	0.37
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	40149	226924	0.18
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	92486	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	99882	337247	0.30
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	46494	226924	0.21
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	118809	335426	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	121633	337247	0.37
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	46494	226924	0.21
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	118809	335426	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	121633	337247	0.37
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	35285	226924	0.16
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85212	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	85415	337247	0.26
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	69342	226924	0.31
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85165	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	85326	337247	0.26
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	69342	226924	0.31
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85165	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	85326	337247	0.26
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75641	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	121360	335426	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	114291	337247	0.34
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	61800	226924	0.28
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	81573	335426	0.25
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	88313	337247	0.27

注記 : 評価位置は次頁に示す。

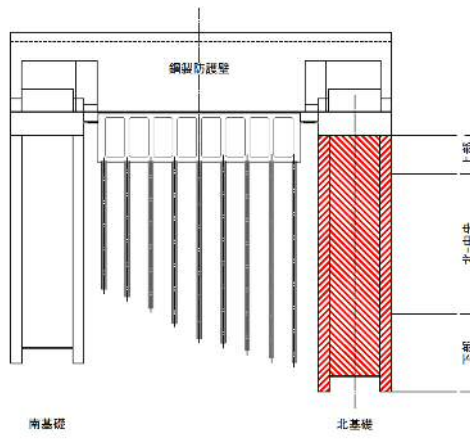


表 5.1-6 (4) セン断力に対する照査 (①-①断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
②Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75279	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	130976	335426	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	142831	337247	0.43
③Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	76806	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	123003	335426	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	137260	337247	0.41
④Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	83532	226924	0.37
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	133084	335426	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	154559	337247	0.46
⑤Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75578	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	114541	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	116977	337247	0.35
⑥Ss-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	75052	226924	0.34
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	113104	335426	0.34
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	115318	337247	0.35

注記 *1: ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

*2: 評価位置を下図に示す。

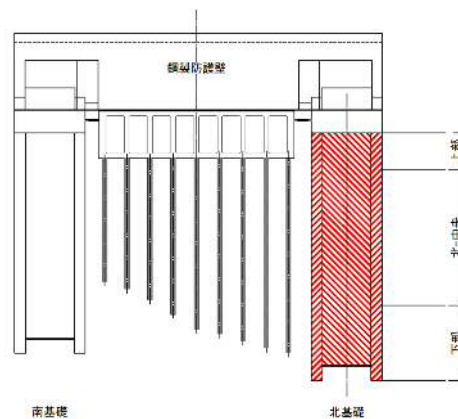


表 5.1-6 (5) セン断力に対する照査 (③-③断面南基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	121021	226924	0.54
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	148530	410783	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	94253	337247	0.28
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	119715	226924	0.53
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	147185	410783	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	93445	337247	0.28
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	132039	226924	0.59
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	158235	410783	0.39
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	97318	337247	0.29
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	132296	226924	0.59
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	158342	410783	0.39
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	96948	337247	0.29
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	81683	226924	0.36
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	91251	410783	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	42923	337247	0.13
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	83649	226924	0.37
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	93934	410783	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	48006	337247	0.15
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	92747	226924	0.41
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	104222	410783	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	48895	337247	0.15
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	80995	226924	0.36
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	91961	410783	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	38739	337247	0.12
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	98273	226924	0.44
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	115353	410783	0.29
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	61064	337247	0.19
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	85781	226924	0.38
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	104953	410783	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	58910	337247	0.18
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	143975	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	160641	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	67869	337247	0.21
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	131615	226924	0.58
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	145515	410783	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	79530	337247	0.24

注記 : 評価位置は次頁に示す。

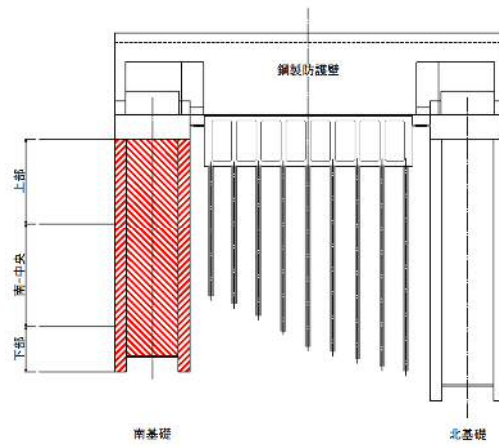


表 5.1-6 (6) セン断力に対する照査 (③-③断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V	短期許容 せん断力 V _a	V _a に 対する 照査値
		部材幅	部材高	連壁基礎	中実 コンクリート				
		b (mm)	h (mm)	d (mm)	d (mm)		(kN)	(kN)	
②Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144453	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	160957	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	68030	337247	0.21
③Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	144845	226924	0.64
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	163896	410783	0.40
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	68403	337247	0.21
④Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	136291	226924	0.61
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	165949	410783	0.41
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	68947	337247	0.21
⑤Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	138392	226924	0.61
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	150920	410783	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	67945	337247	0.21
⑥Ss-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	138139	226924	0.61
	中央	15500	15500	14280	9520	34-D38 @300	149927	410783	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	67778	337247	0.21

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: 評価位置を下図に示す。

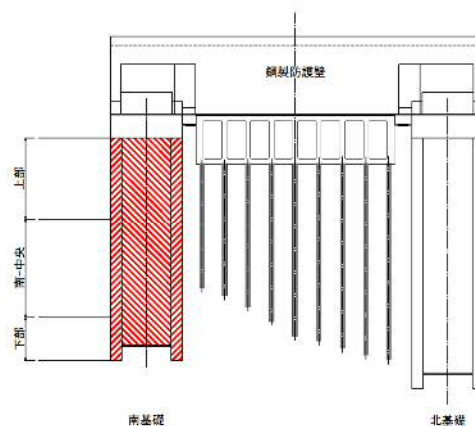


表 5.1-6 (7) セン断力に対する照査 (②-②断面北基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 Va (kN)	Vaに 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連壁基礎 d (mm)	中実 コンクリート d (mm)				
① S s - D 1 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	53053	226924	0.24
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	116241	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	129102	337247	0.39
① S s - D 1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	53294	226924	0.24
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	115902	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	128855	337247	0.39
① S s - D 1 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	53294	226924	0.24
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	115902	335426	0.35
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	128855	337247	0.39
① S s - D 1 (H-, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	51411	226924	0.23
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	119570	335426	0.36
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	120934	337247	0.36
① S s - 11 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	32777	226924	0.15
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	63990	335426	0.20
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	63945	337247	0.19
① S s - 12 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	33614	226924	0.15
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	91980	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	94119	337247	0.28
① S s - 13 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	33052	226924	0.15
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	86736	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	88196	337247	0.27
① S s - 14 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	28379	226924	0.13
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	84711	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	86816	337247	0.26
① S s - 21 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	40906	226924	0.19
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	75679	335426	0.23
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	75940	337247	0.23
① S s - 22 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	36758	226924	0.17
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	82874	335426	0.25
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	88512	337247	0.27
① S s - 31 (H+, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	56492	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	93734	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	94707	337247	0.29
① S s - 31 (H-, V+)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	56683	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	85122	335426	0.26
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	93264	337247	0.28

注記 : 評価位置は次頁に示す。

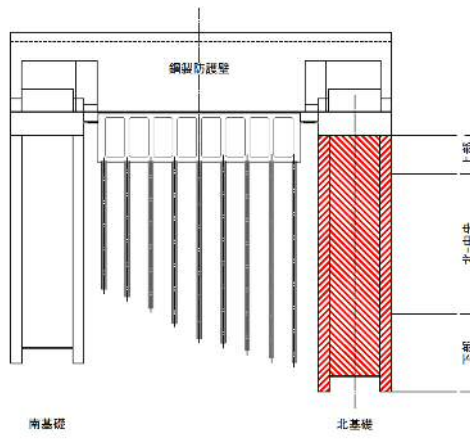
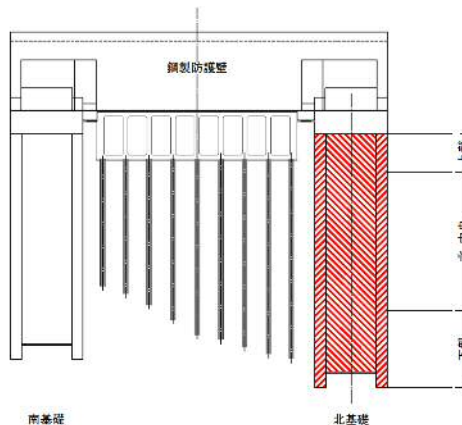


表 5.1-6 (8) せん断力に対する照査 (②-②断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

検討ケース	評価位置	断面性状				鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V	短期許容 せん断力 V _a	V _a に 対する 照査値
		部材幅	部材高	連壁基礎	中実 コンクリート				
		b (mm)	h (mm)	d (mm)	d (mm)		(kN)	(kN)	
②Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	50253	226924	0.23
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	124068	335426	0.37
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	137258	337247	0.41
③Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	55099	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	111909	335426	0.34
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	123614	337247	0.37
④Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	43182	226924	0.20
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	128987	335426	0.39
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	143805	337247	0.43
⑤Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	56973	226924	0.26
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	94712	335426	0.29
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	95984	337247	0.29
⑥Ss-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	14280	10270	14-D38 @300	55583	226924	0.25
	中央	15500	15500	14280	10420	24-D38 @300	93257	335426	0.28
	下部	15500	15500	14280	10495	24-D38 @300	96294	337247	0.29

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: 評価位置を下図に示す。



(3) 選定した標準配筋

照査結果より配筋要領図を図 5.1-14 に示す。断面諸元一覧表を表 5.1-7 に示す。



図 5.1-14(1) 南基礎上部配筋要領図



図 5.1-14(2) 南基礎中央配筋要領図

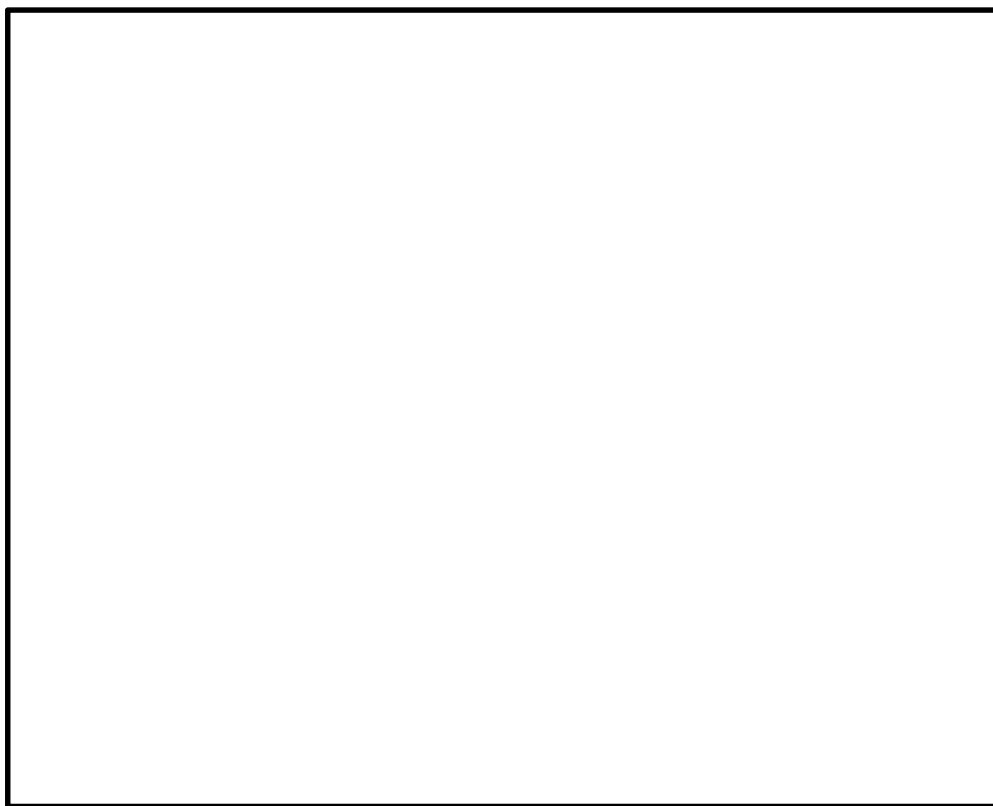


図 5.1-14(3) 南基礎下部配筋要領図

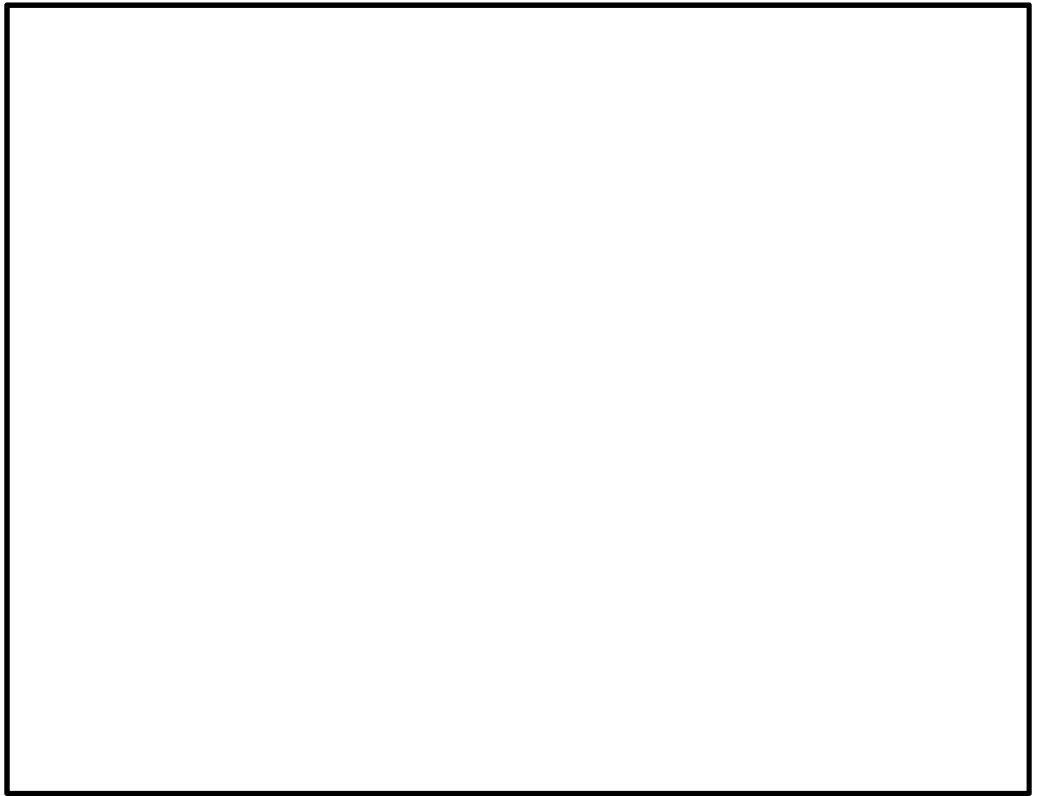


図 5.1－14(4) 北基礎上部配筋要領図

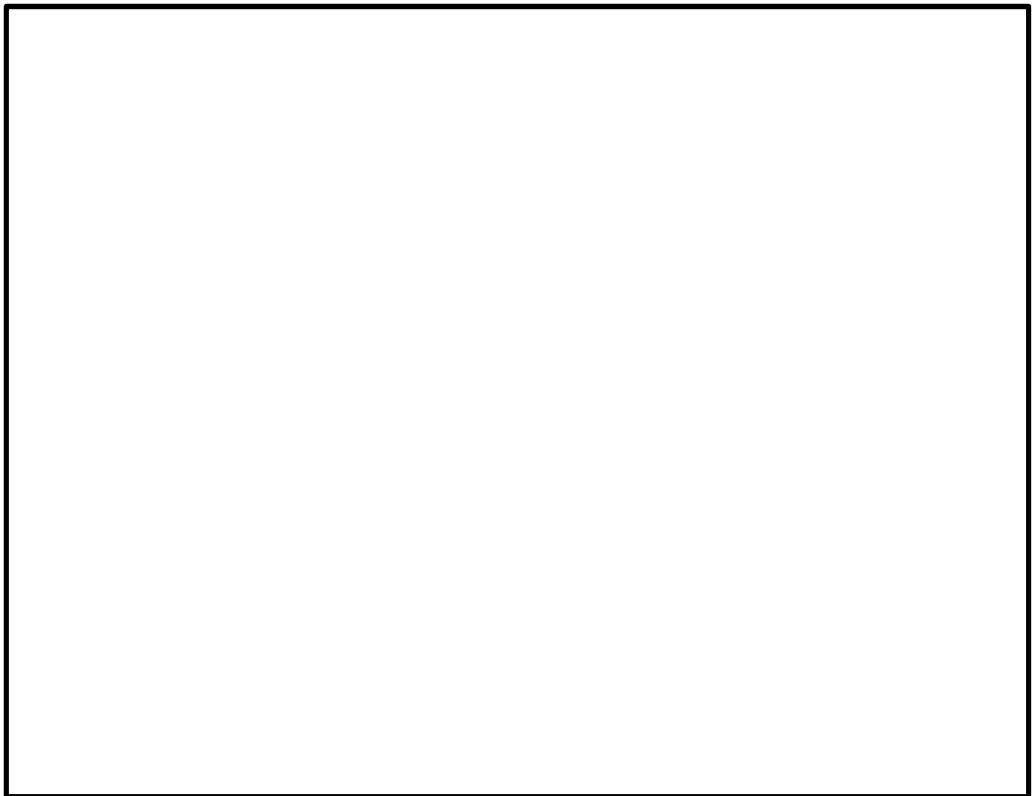


図 5.1－14(5) 北基礎中央配筋要領図

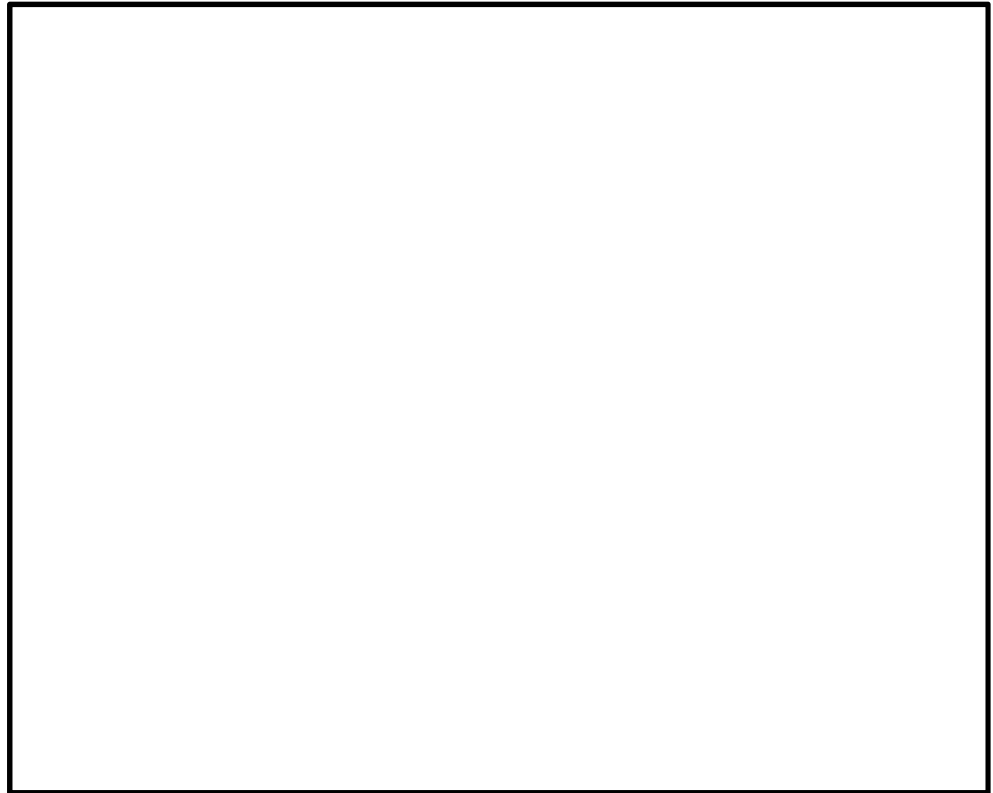


図 5.1-14(6) 北基礎下部配筋要領図

表 5.1-7(1) 断面諸元一覧表（南基礎）

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
				中央	D51	15	15	2	3300	66891.0	D38	15	2	342.0	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

表 5.1-7(2) 断面諸元一覧表（北基礎）

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
				中央	D51	15	3	2	804	16297.1	D38	3	2	68.4	30
											D38 (スターラップ)	14	1	159.6	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

(4) 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 5.1-8, 表 5.1-9 に, 基礎地盤による接地圧分布図を図 5.1-15, 図 5.1-16 及び図 5.1-17 に示す。

鋼製防護壁の基礎地盤の最大接地圧は, 南基礎において検討ケース③ (地震動: S_s-D1 [H-, V+], 断面: ③-③断面) で 2704 kN/m^2 であり, 基礎地盤の極限支持力度 5991 kN/m^2 以下である。また, 北基礎において検討ケース④ (地震動: S_s-D1 [H+, V-], 断面: ①-①断面北側基礎) で 3861 kN/m^2 であり基礎地盤の極限支持力度 6116 kN/m^2 以下である。

以上のことから, 基準地震動 S_s において鋼製防護壁の基礎地盤は, 支持性能を有する。

表 5.1-8 (1) ①-①断面南基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m^2)	(kN/m^2)
ケース①	S_s-D1	[H+, V+]	2704	5991
		[H+, V-]	2605	5991
		[H-, V+]	2541	5991
		[H-, V-]	2495	5991
	S_s-11	[H+, V+]	2084	5991
	S_s-12	[H+, V+]	2268	5991
	S_s-13	[H+, V+]	2220	5991
	S_s-14	[H+, V+]	2140	5991
	S_s-21	[H+, V+]	2387	5991
	S_s-22	[H+, V+]	2108	5991
	S_s-31	[H+, V+]	2411	5991
		[H-, V+]	2615	5991
ケース②	S_s-D1	[H-, V+]	2529	5991
ケース③	S_s-D1	[H-, V+]	2552	5991
ケース④	S_s-D1	[H-, V+]	2696	5991
ケース⑤	S_s-D1	[H-, V+]	2418	5991
ケース⑥	S_s-D1	[H-, V+]	2403	5991

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 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.1-8 (2) ①-①断面北基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
ケース①	S _s -D 1	[H+, V+]	3353	6116
		[H+, V-]	3537	6116
		[H-, V+]	3723	6116
		[H-, V-]	3523	6116
	S _s -1 1	[H+, V+]	2721	6116
	S _s -1 2	[H+, V+]	2914	6116
	S _s -1 3	[H+, V+]	2808	6116
	S _s -1 4	[H+, V+]	2593	6116
	S _s -2 1	[H+, V+]	3150	6116
	S _s -2 2	[H+, V+]	2803	6116
	S _s -3 1	[H+, V+]	3490	6116
		[H-, V+]	3105	6116
ケース②	S _s -D 1	[H+, V-]	3492	6116
ケース③	S _s -D 1	[H+, V-]	3560	6116
ケース④	S _s -D 1	[H+, V-]	3861	6116
ケース⑤	S _s -D 1	[H+, V-]	2955	6116
ケース⑥	S _s -D 1	[H-, V+]	2403	5991

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 σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.1-9 (1) ③-③断面地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
ケース①	S _s -D1	[H+, V+]	2288	5991
		[H+, V-]	2405	5991
		[H-, V+]	2375	5991
		[H-, V-]	2319	5991
	S _s -11	[H+, V+]	1945	5991
	S _s -12	[H+, V+]	2100	5991
	S _s -13	[H+, V+]	2108	5991
	S _s -14	[H+, V+]	2067	5991
	S _s -21	[H+, V+]	2067	5991
	S _s -22	[H+, V+]	2186	5991
	S _s -31	[H+, V+]	2519	5991
		[H-, V+]	2480	5991
ケース②	S _s -31	[H+, V+]	2510	5991
ケース③	S _s -31	[H+, V+]	2525	5991
ケース④	S _s -31	[H+, V+]	2544	5991
ケース⑤	S _s -31	[H+, V+]	2505	5991
ケース⑥	S _s -D1	[H-, V+]	2403	5991

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 σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.1-9 (2) ②-②断面地盤の支持性能評価結果

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
ケース①	S _s -D 1	[H+, V+]	3716	6116
		[H+, V-]	3832	6116
		[H-, V+]	3792	6116
		[H-, V-]	3847	6116
	S _s -1 1	[H+, V+]	2676	6116
	S _s -1 2	[H+, V+]	3159	6116
	S _s -1 3	[H+, V+]	3053	6116
	S _s -1 4	[H+, V+]	3023	6116
	S _s -2 1	[H+, V+]	2906	6116
	S _s -2 2	[H+, V+]	2904	6116
	S _s -3 1	[H+, V+]	3513	6116
		[H-, V+]	3213	6116
ケース②	S _s -D 1	[H+, V+]	3767	6116
ケース③	S _s -D 1	[H+, V+]	3766	6116
ケース④	S _s -D 1	[H+, V+]	3791	6116
ケース⑤	S _s -D 1	[H+, V+]	3539	6116
ケース⑥	S _s -D 1	[H-, V+]	2403	5991

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 σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

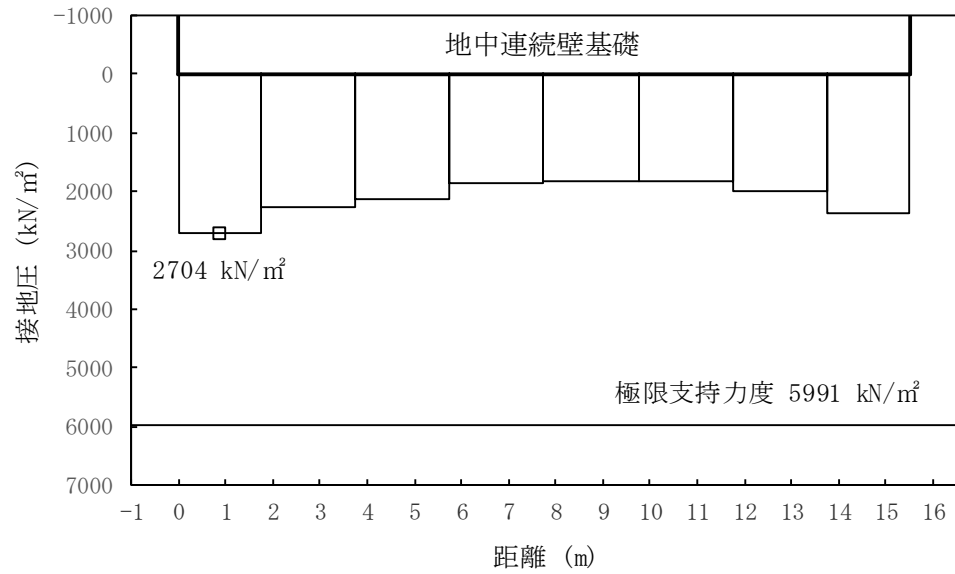


図 5.1-15 (1) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s - D1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

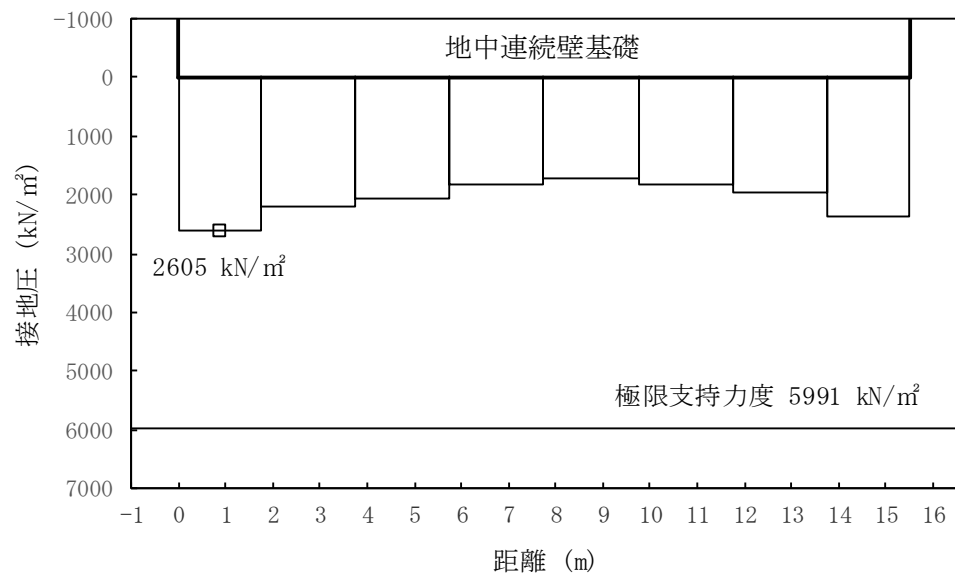


図 5.1-15 (2) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s - D1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

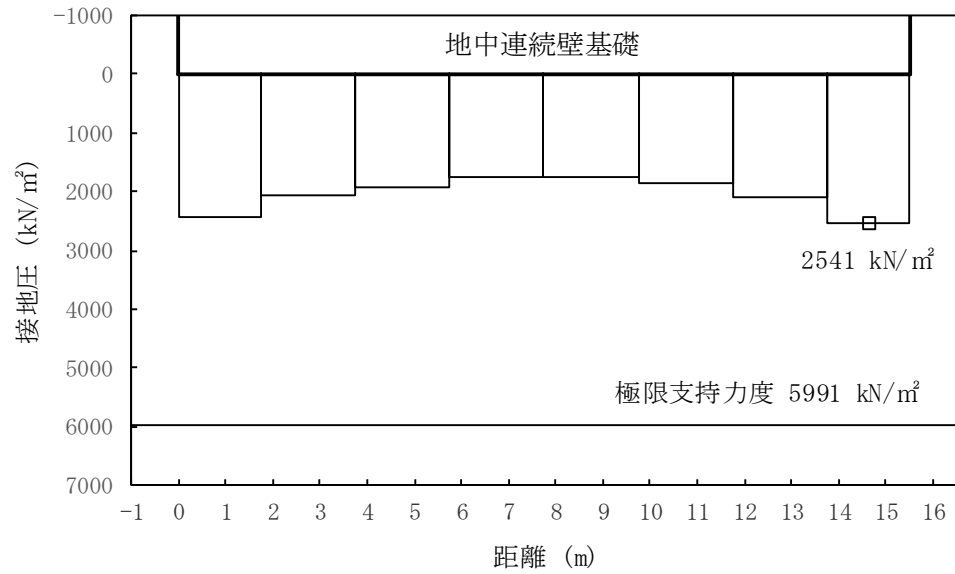


図 5.1-15 (3) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

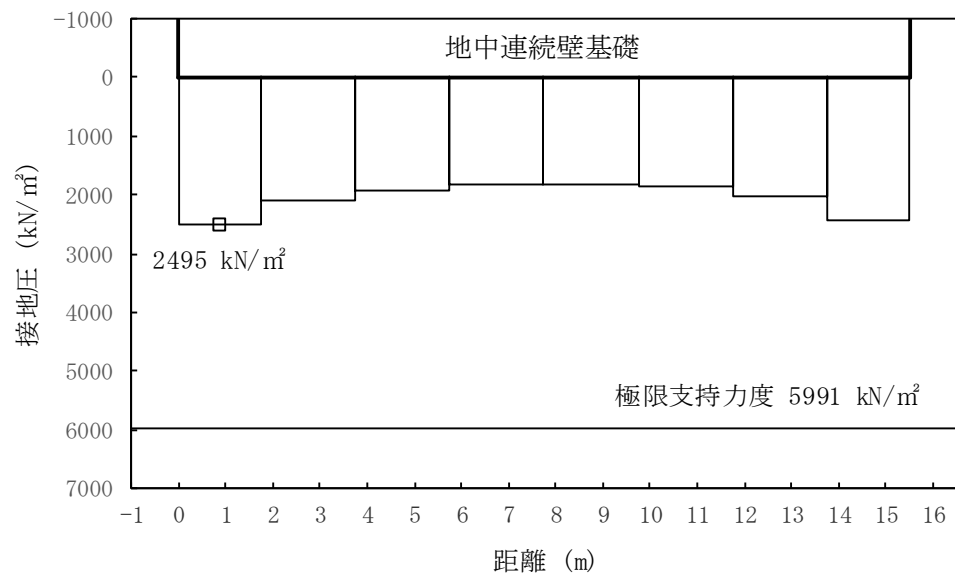


図 5.1-15 (4) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

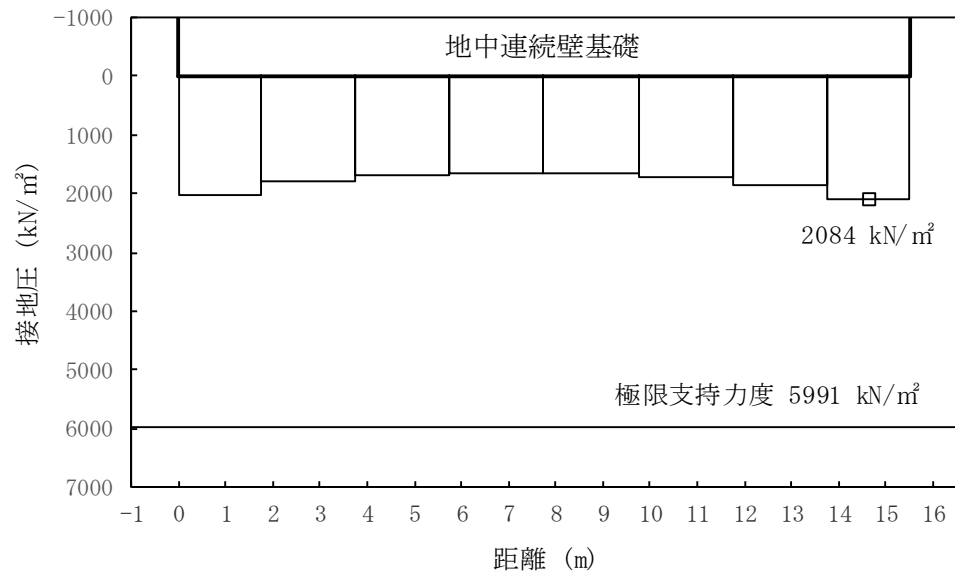


図 5.1-15 (5) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

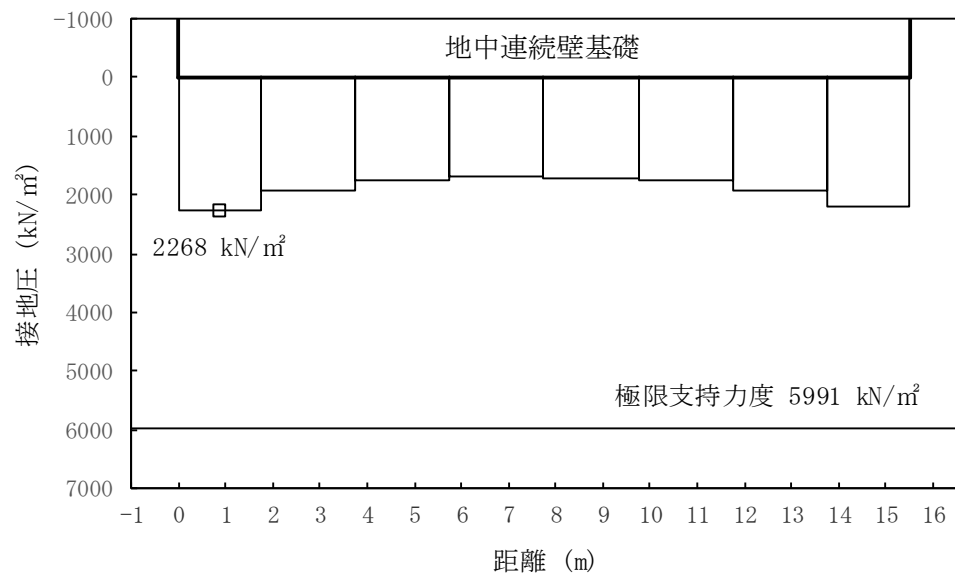


図 5.1-15 (6) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

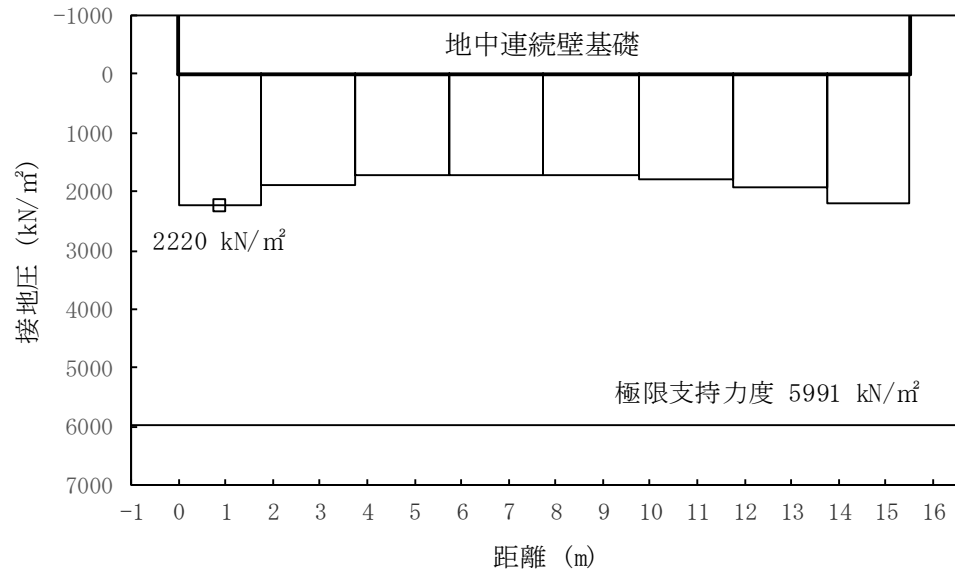


図 5.1-15 (7) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

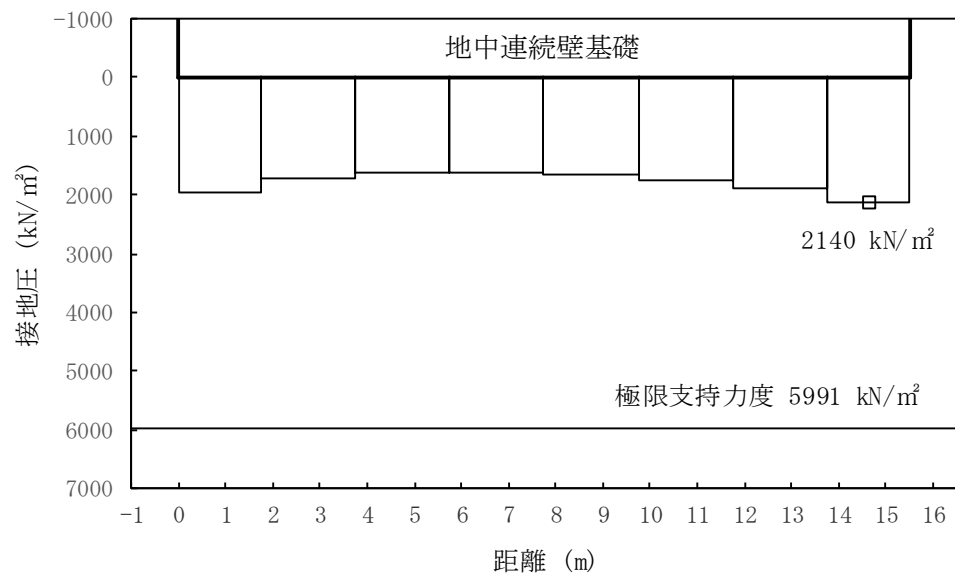


図 5.1-15 (8) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

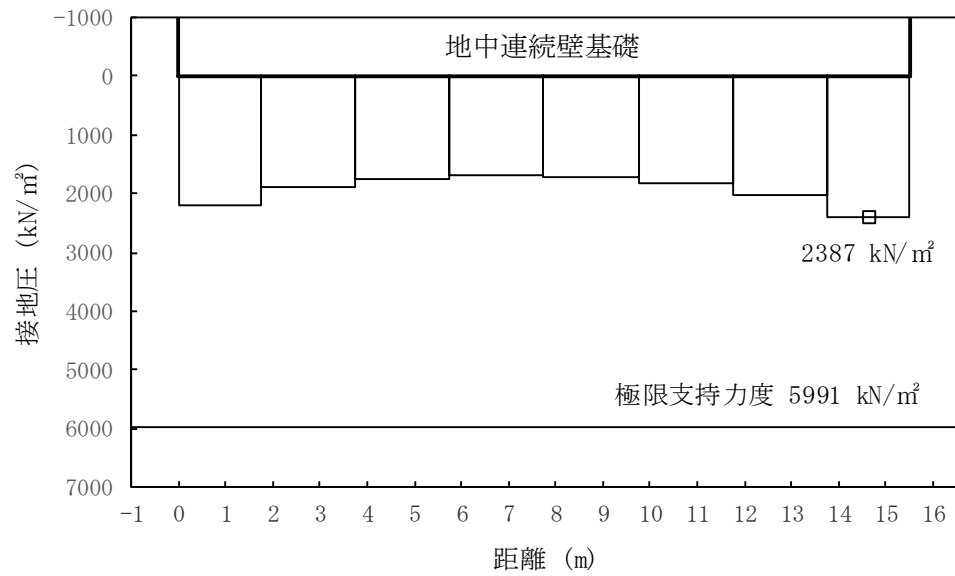


図 5.1-15 (9) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

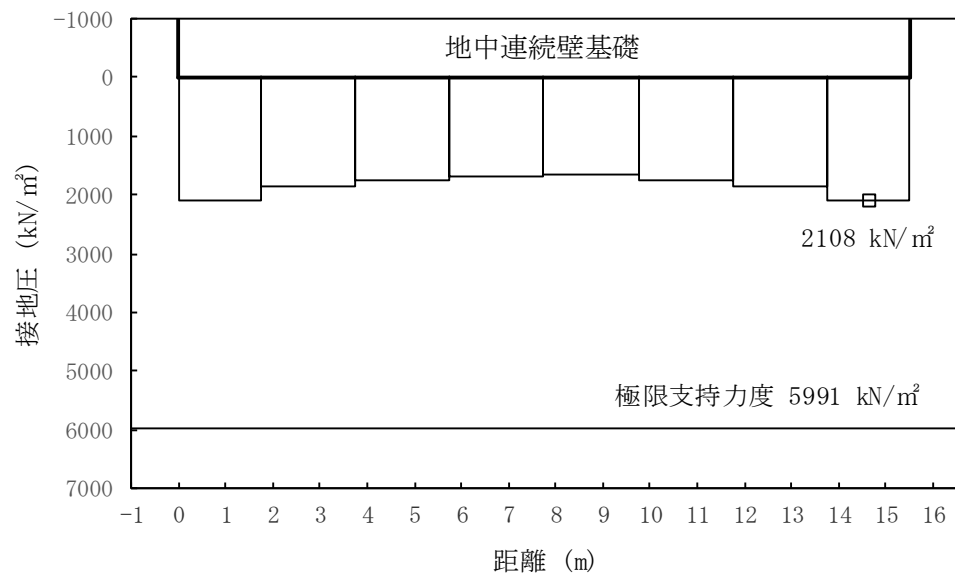


図 5.1-15 (10) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

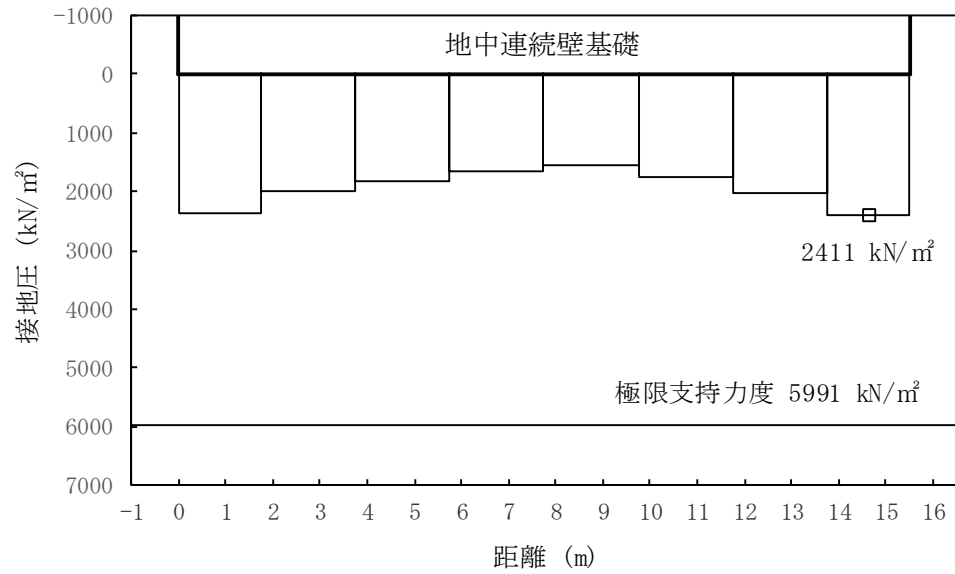


図 5.1-15 (11) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

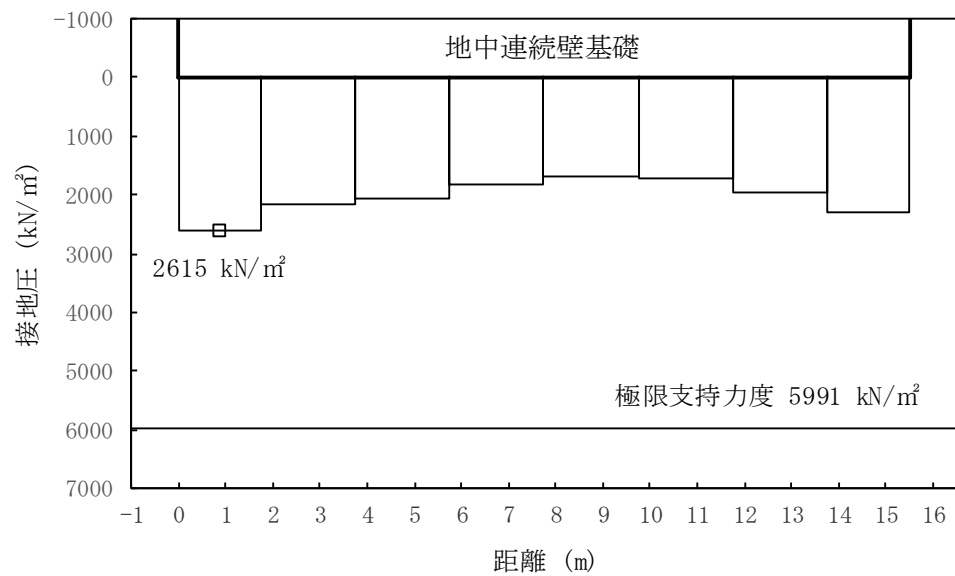


図 5.1-15 (12) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

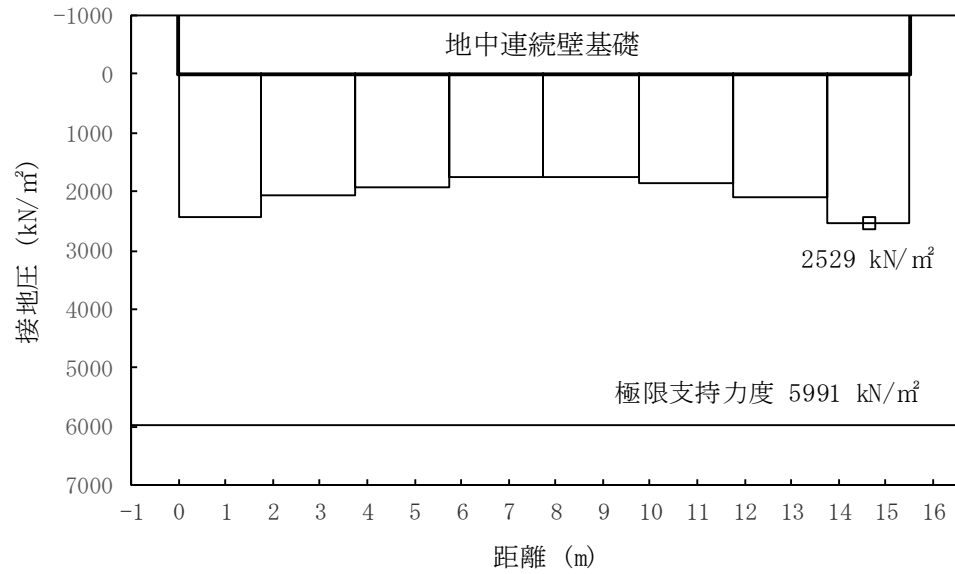


図 5.1-15 (13) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

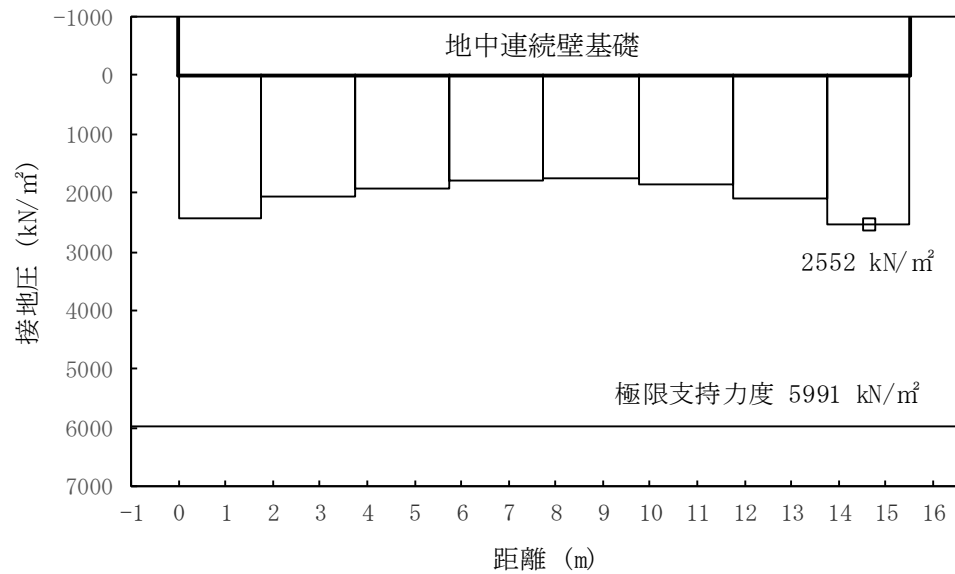


図 5.1-15 (14) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

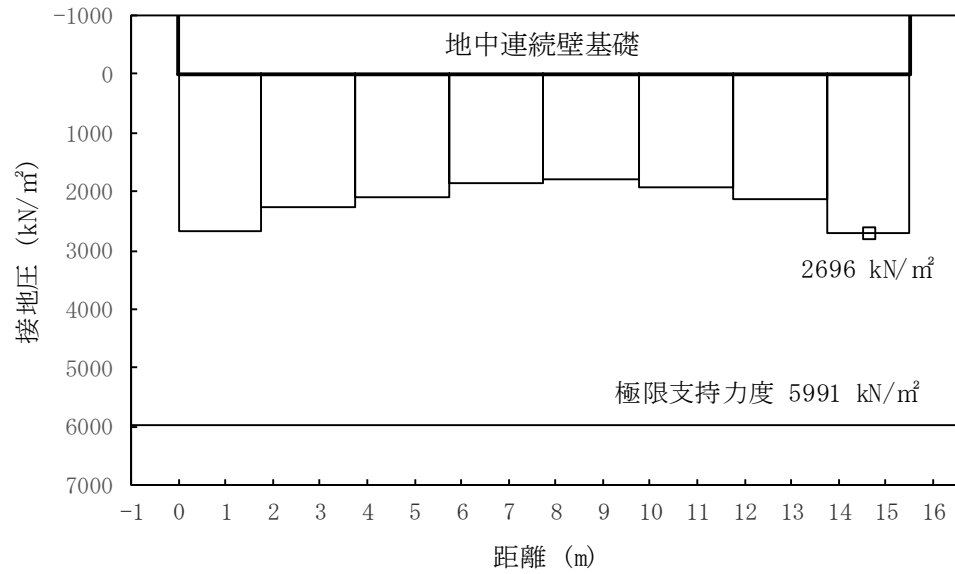


図 5.1-15(15) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

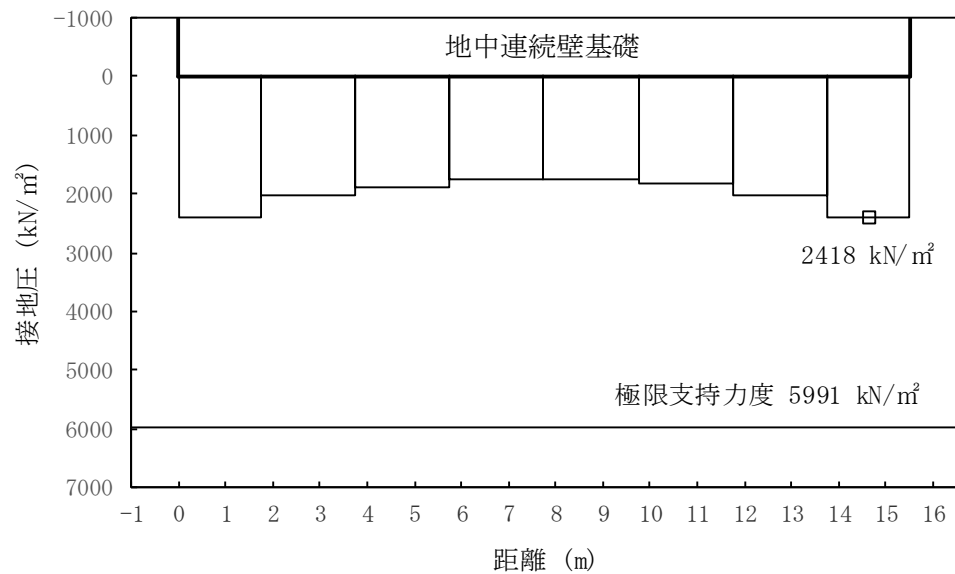


図 5.1-15 (16) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

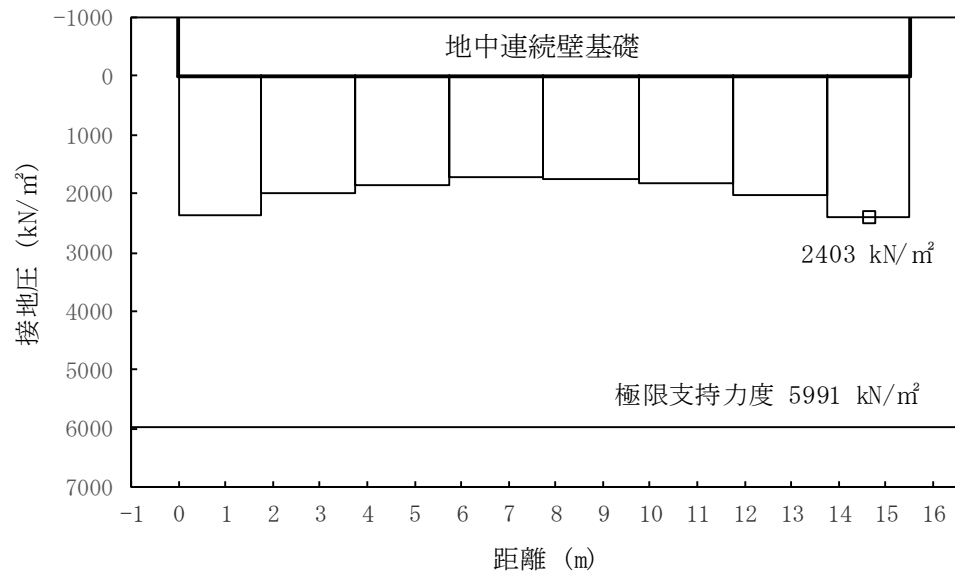


図 5.1-15 (17) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

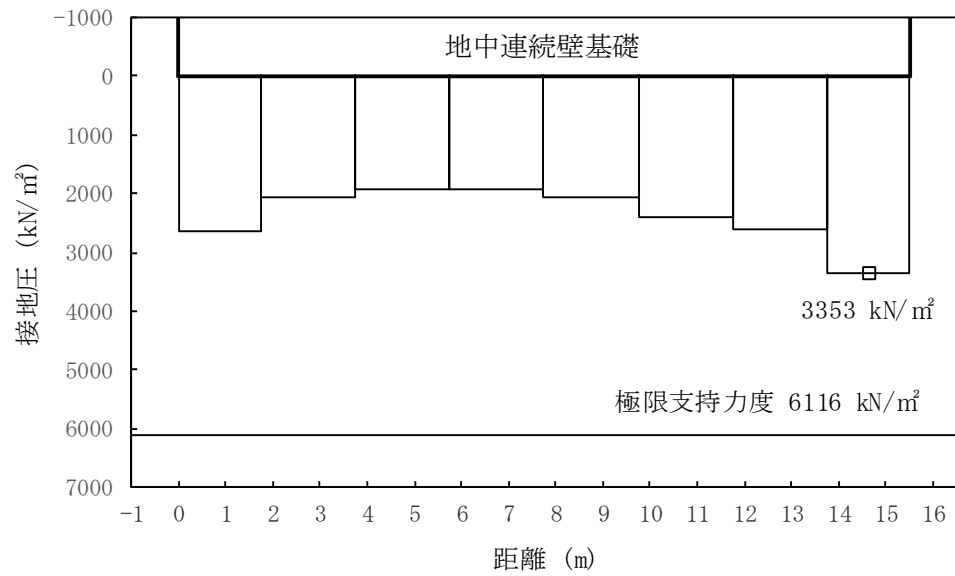


図 5.1-15 (18) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

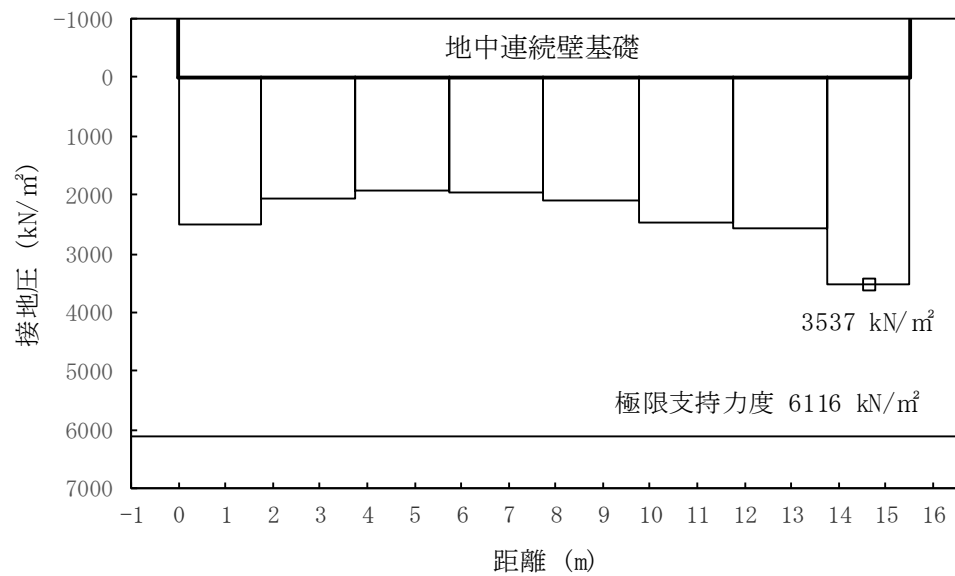


図 5.1-15 (19) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

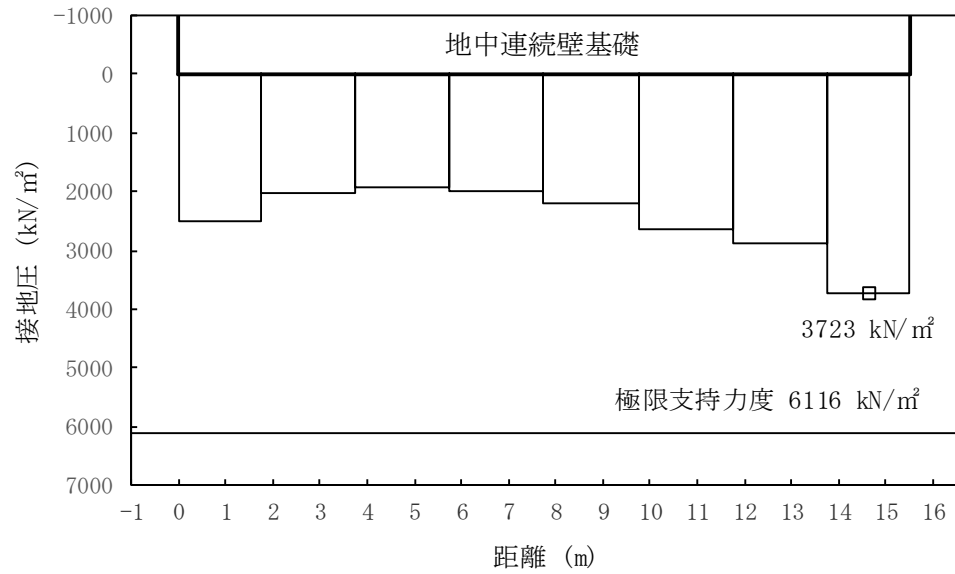


図 5.1-15 (20) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

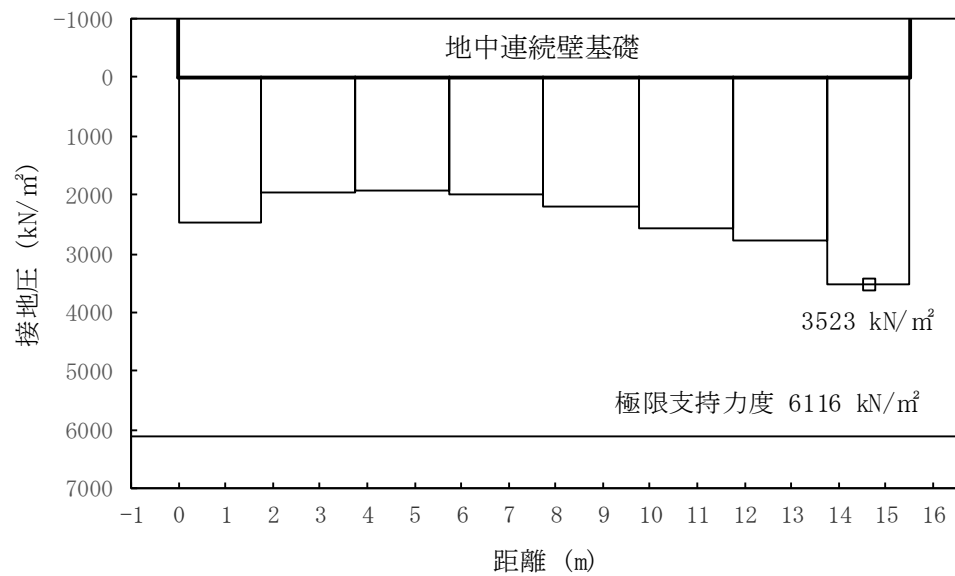


図 5.1-15 (21) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

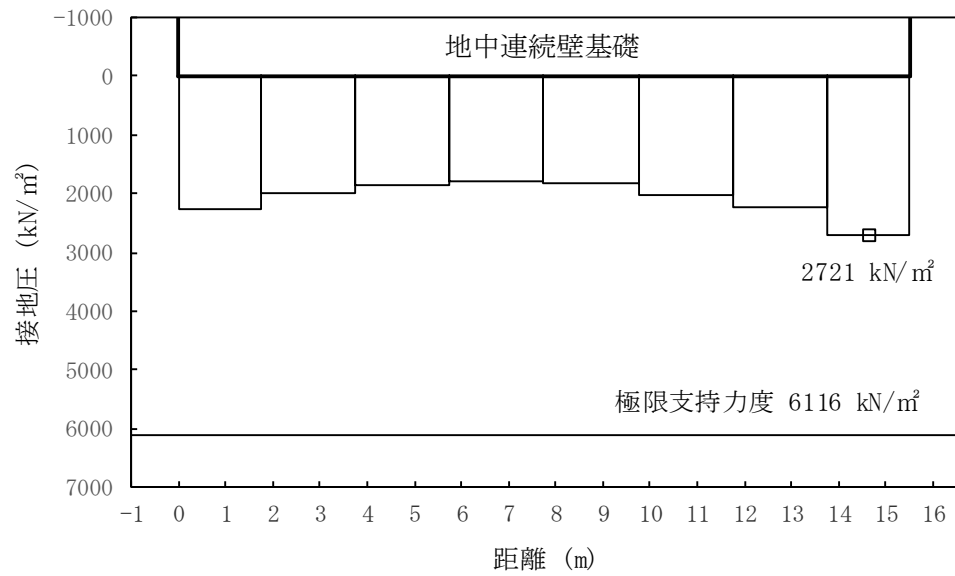


図 5.1-15 (22) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

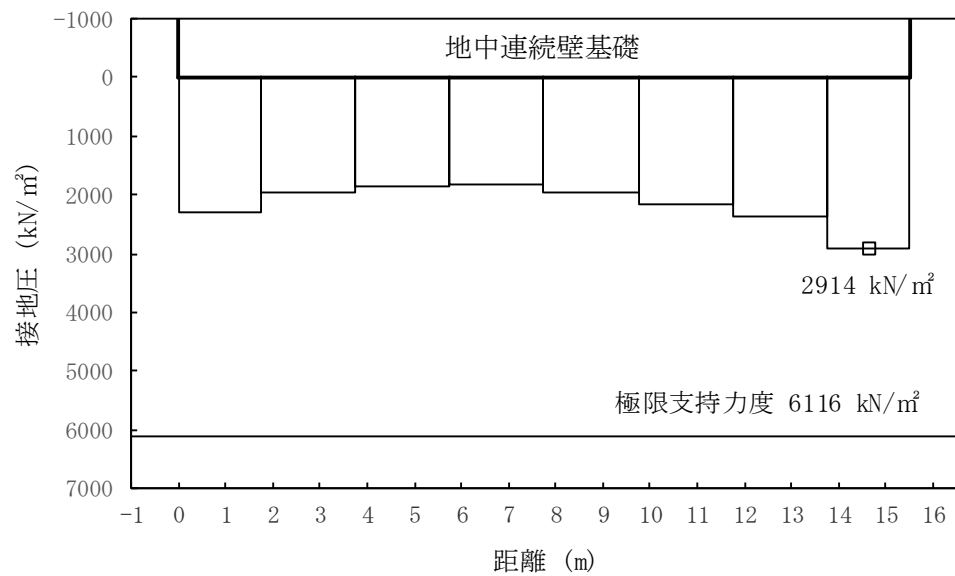


図 5.1-15 (23) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

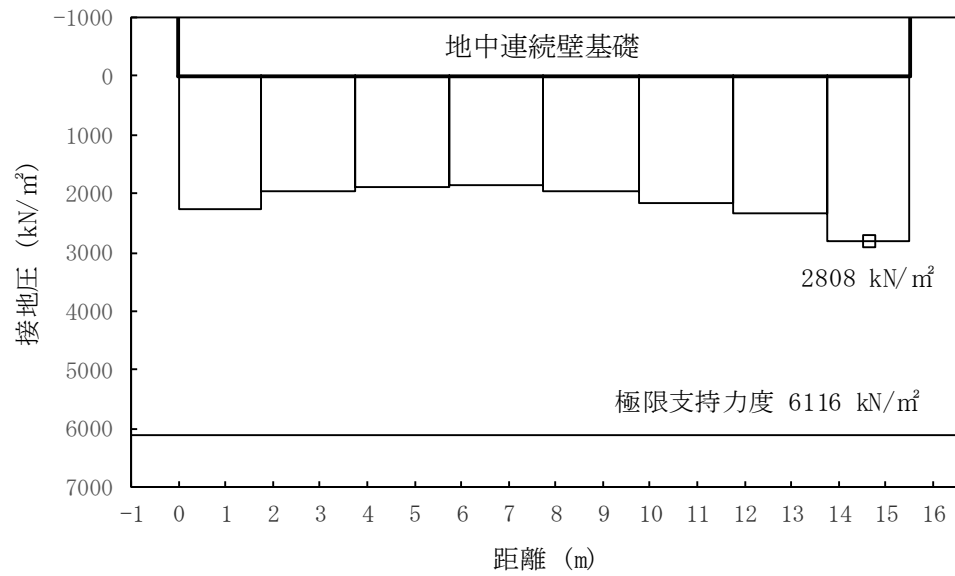


図 5.1-15 (24) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-1 3)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

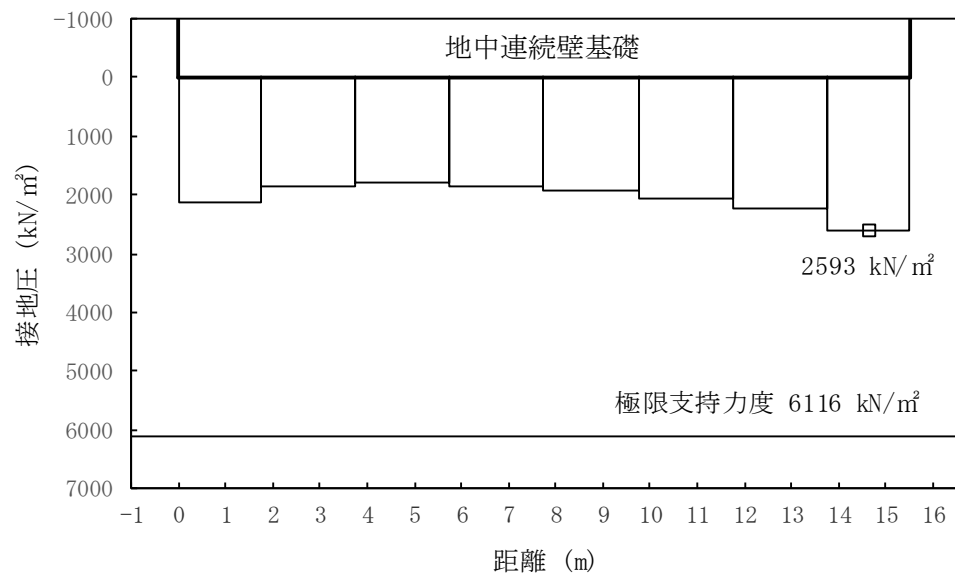


図 5.1-15 (25) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-1 4)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

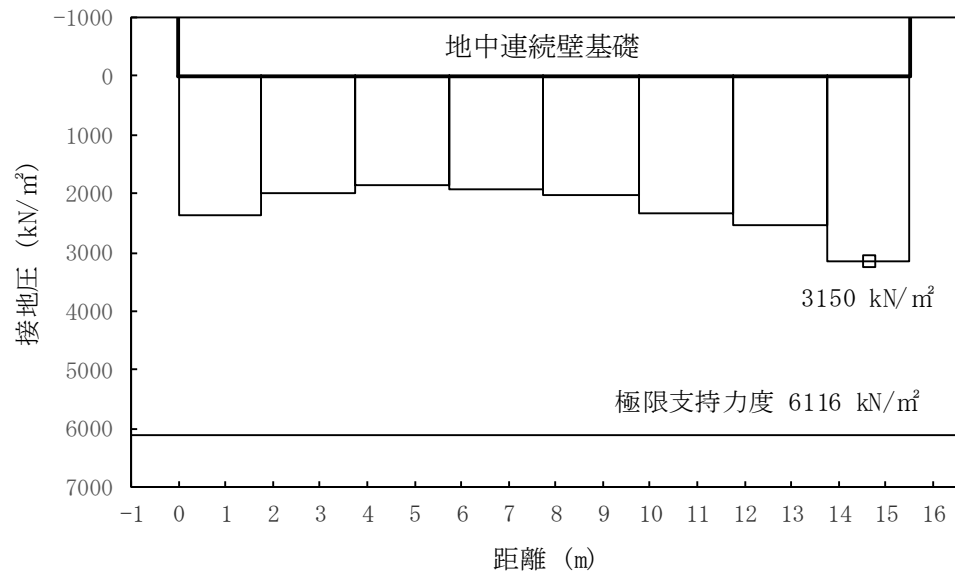


図 5.1-15 (26) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

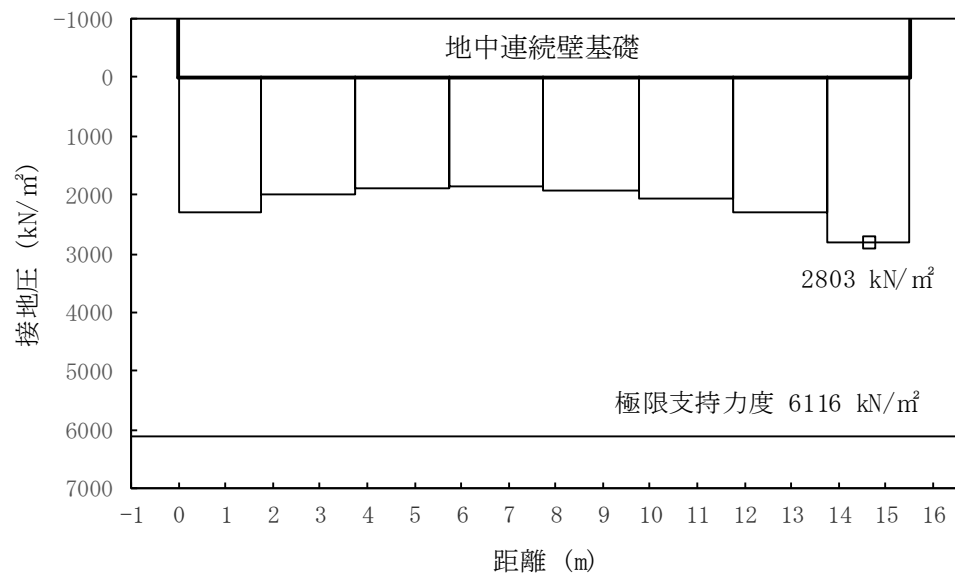


図 5.1-15 (27) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

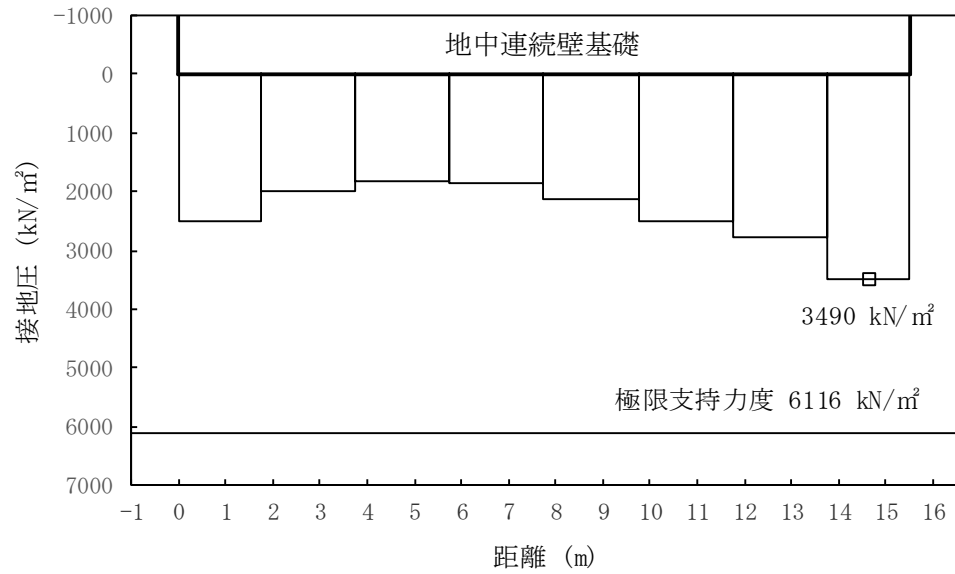


図 5.1-15 (28) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

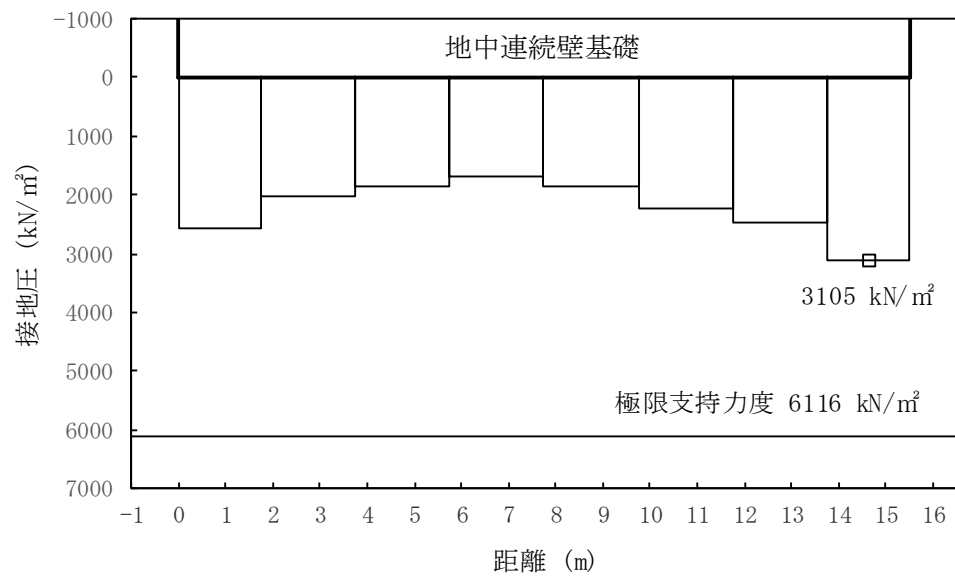


図 5.1-15 (29) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

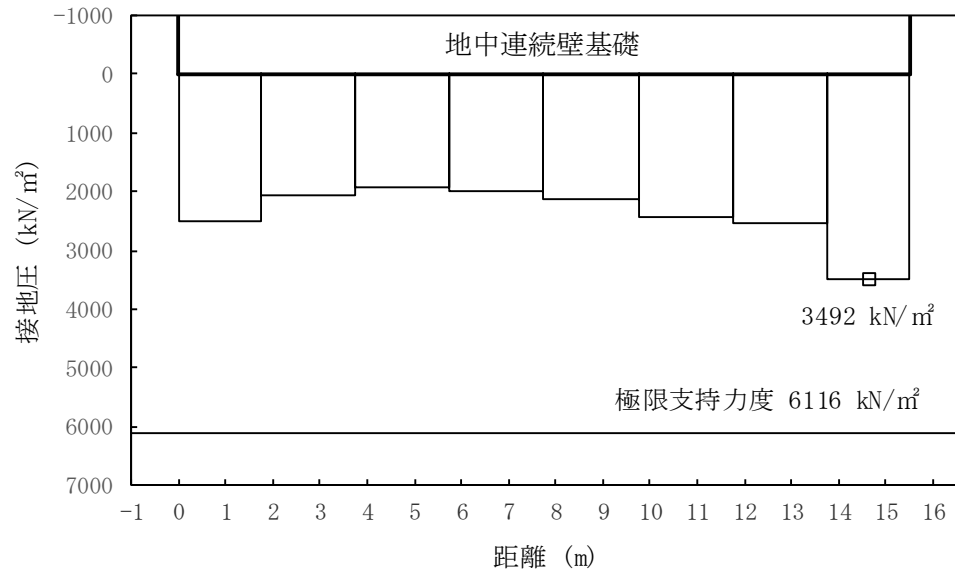


図 5.1-15 (30) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

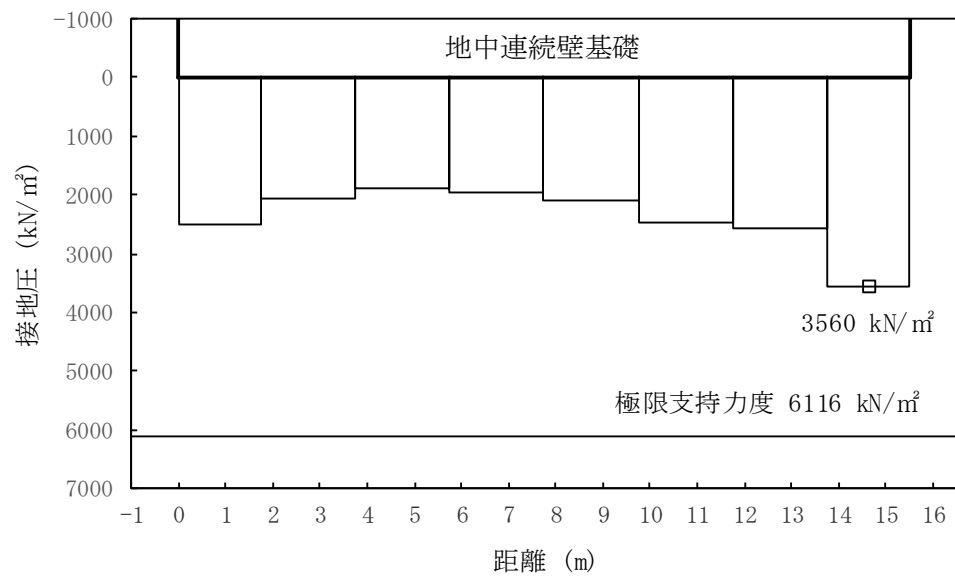


図 5.1-15 (31) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

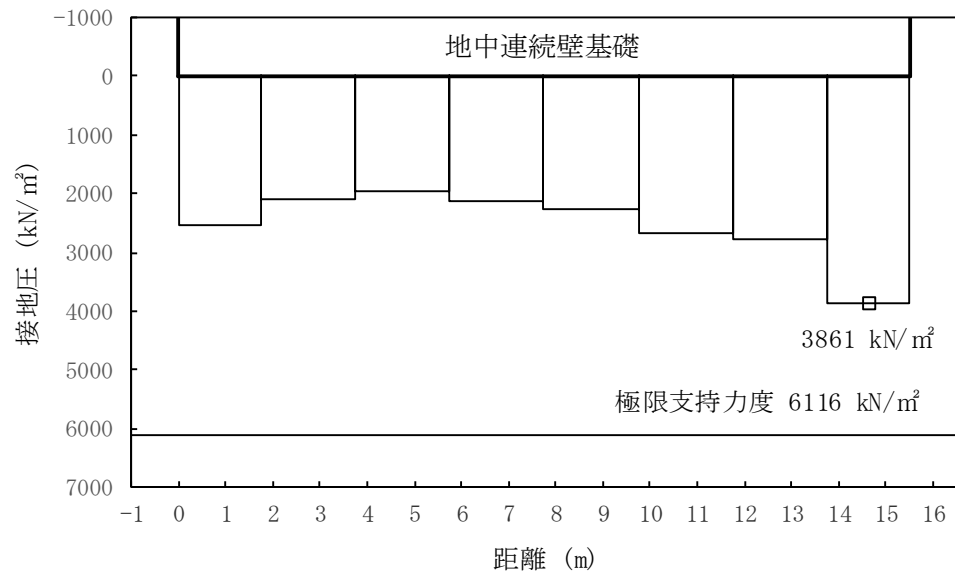


図 5.1-15 (32) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

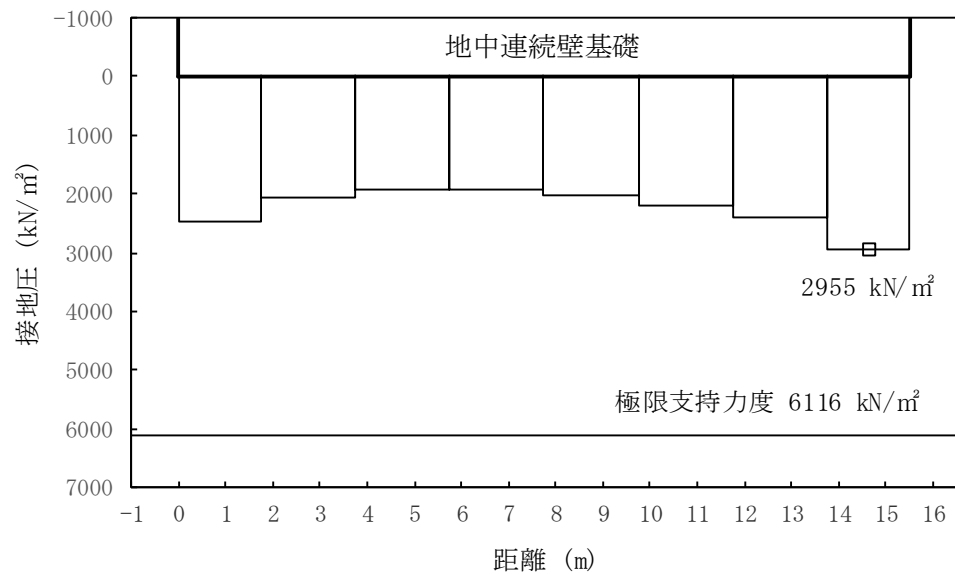


図 5.1-15 (33) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

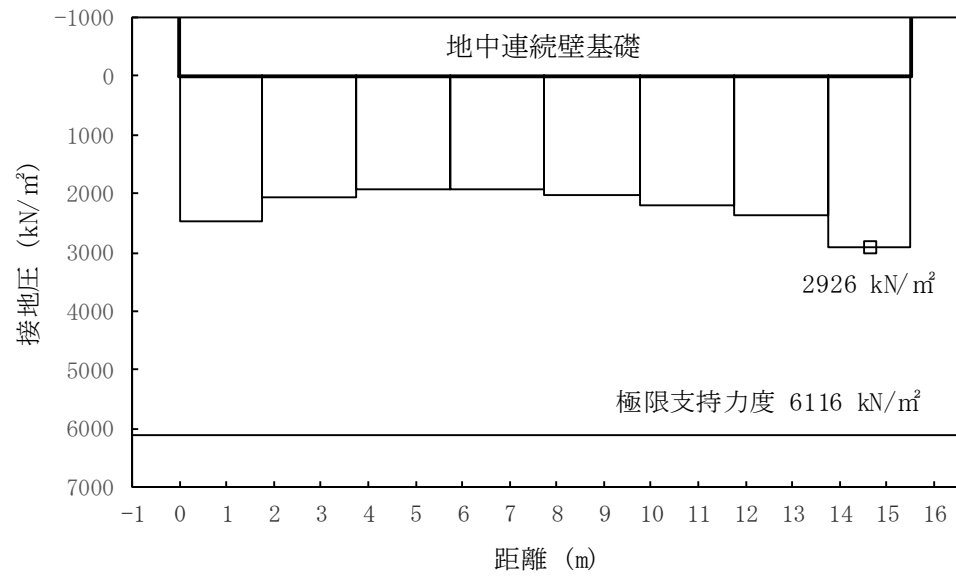


図 5.1-15 (34) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

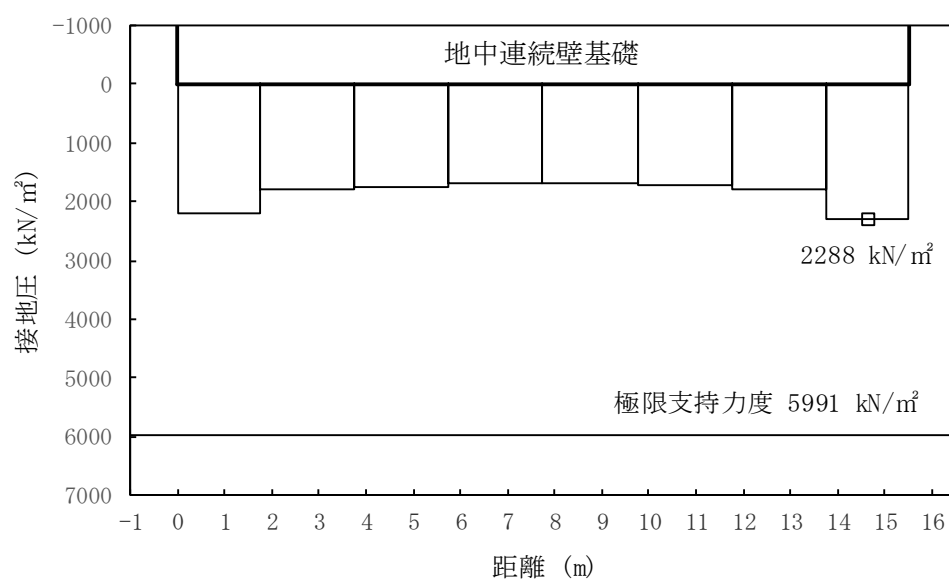


図 5.1-16 (1) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

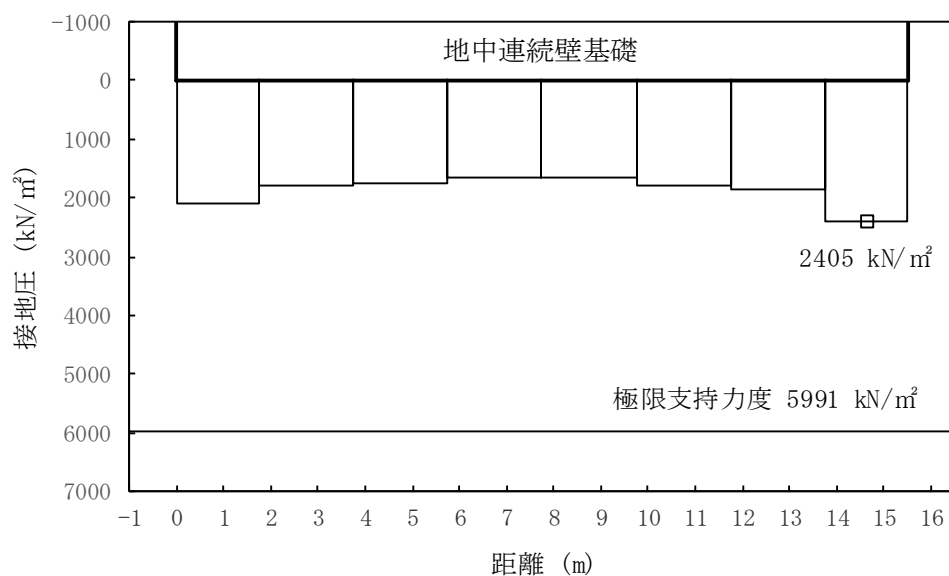


図 5.1-16 (2) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

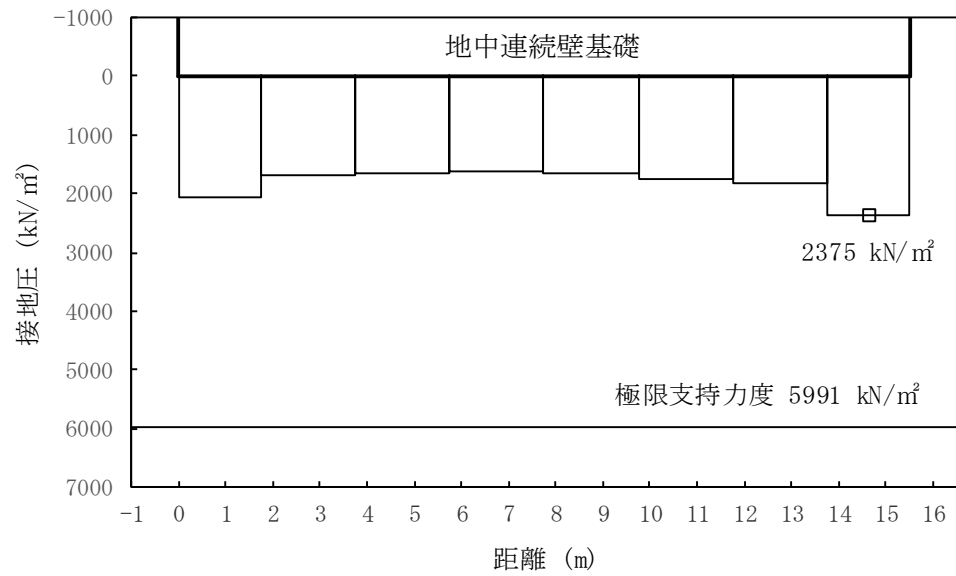


図 5.1-16 (3) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

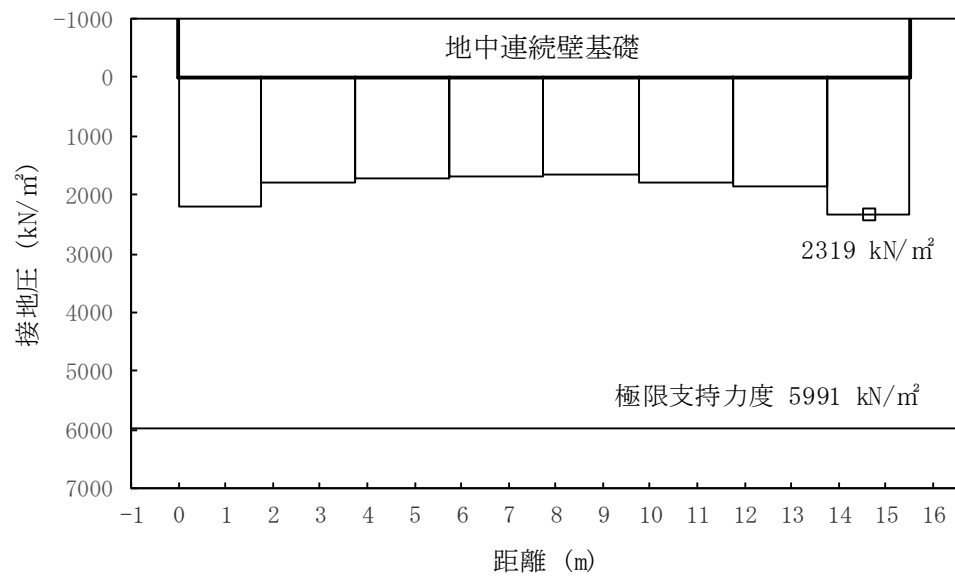


図 5.1-16 (4) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

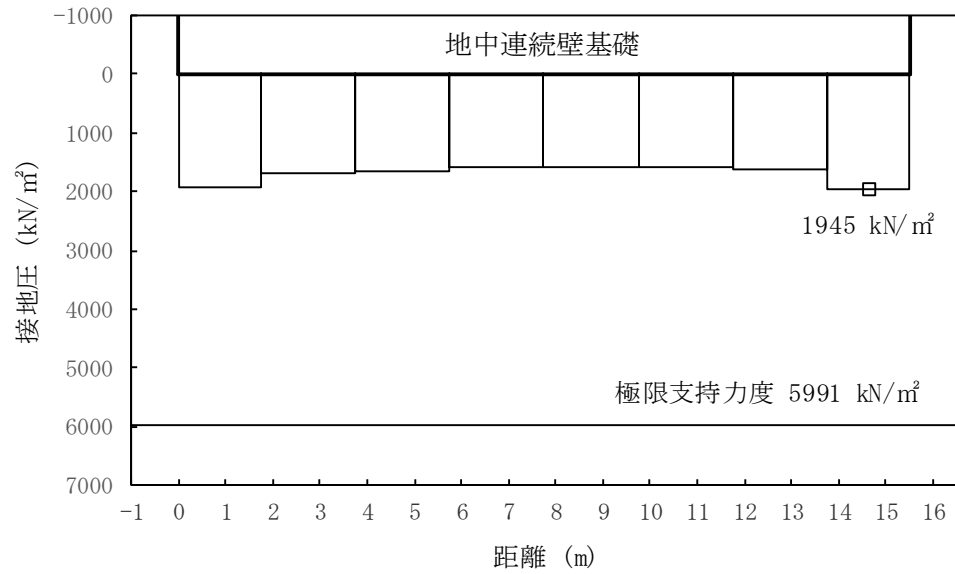


図 5.1-16 (5) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

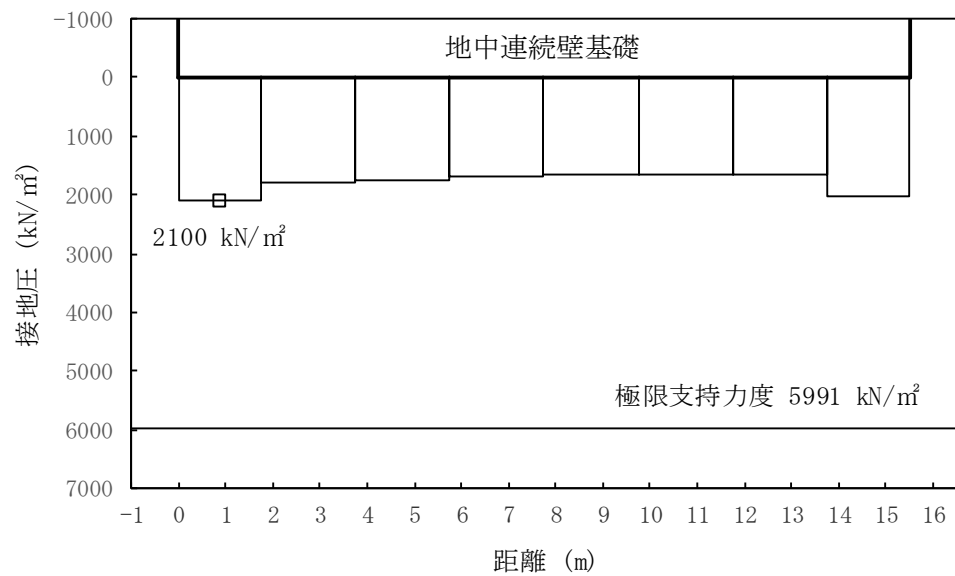


図 5.1-16 (6) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

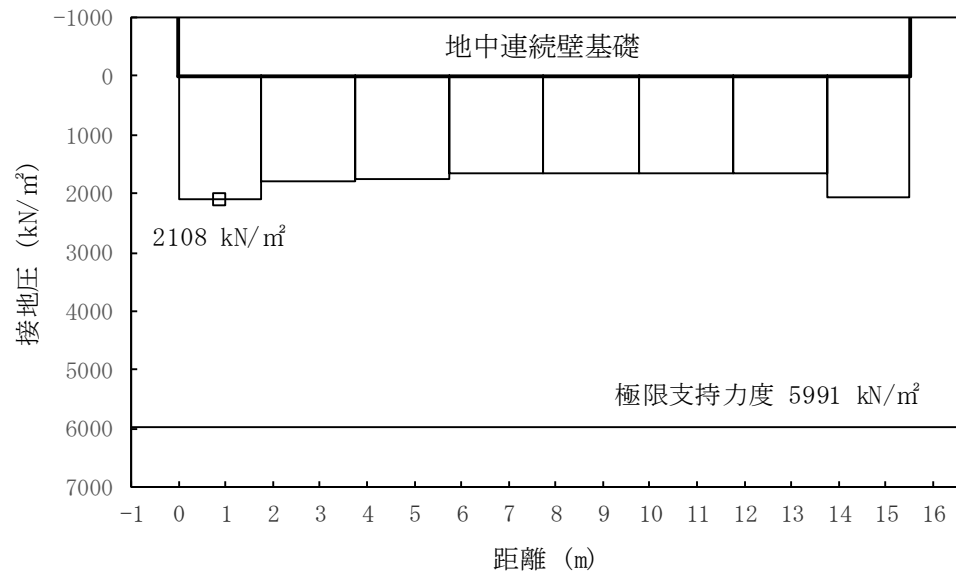


図 5.1-16 (7) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

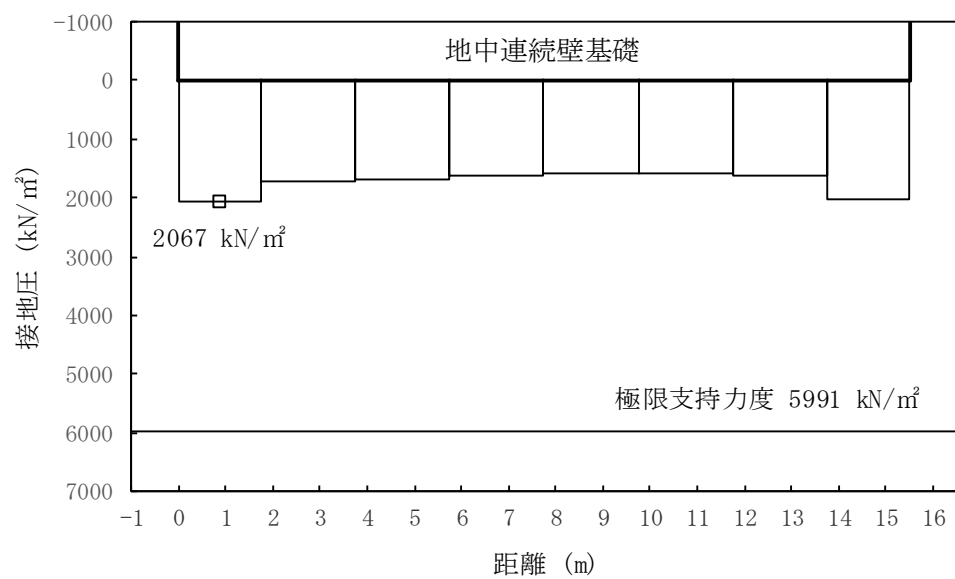


図 5.1-16 (8) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

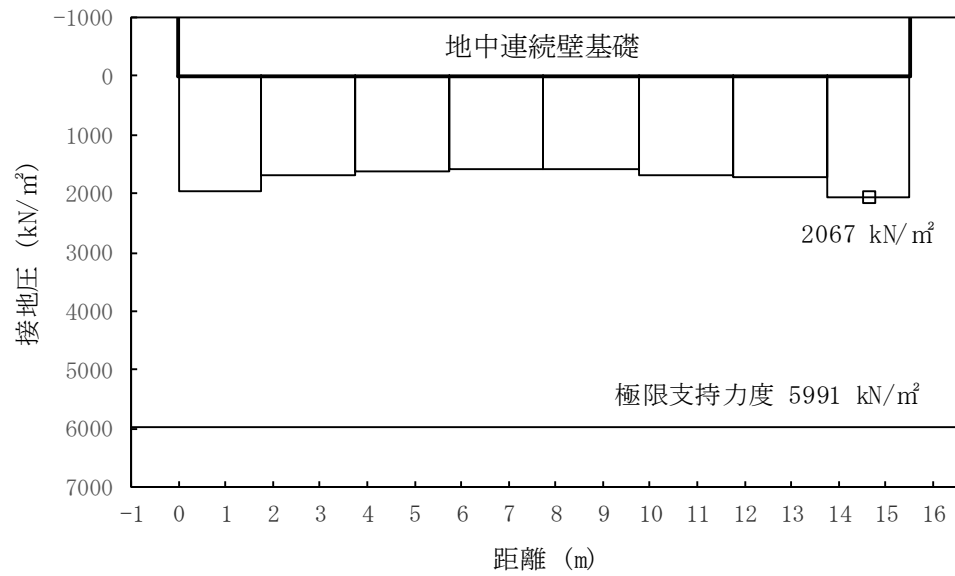


図 5.1-16 (9) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

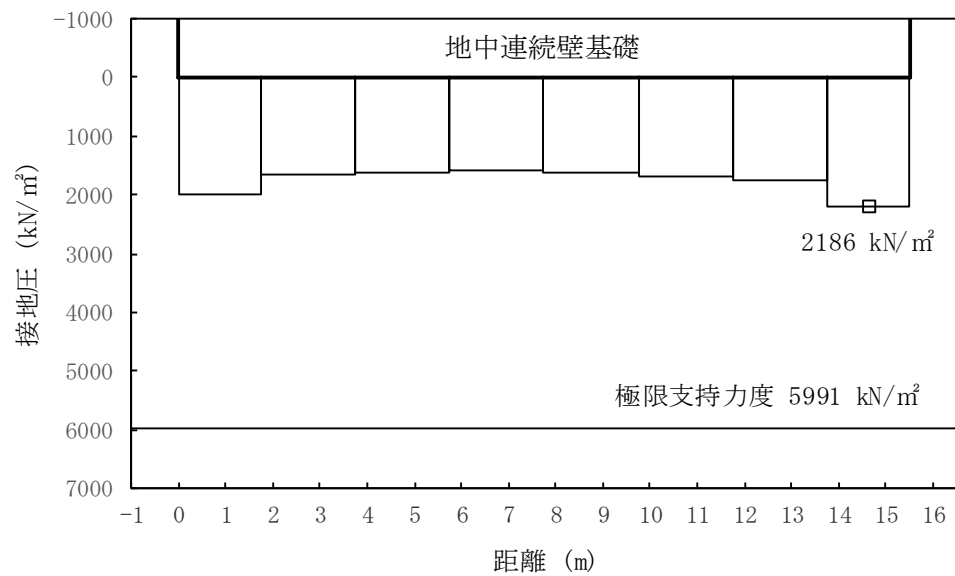


図 5.1-16 (10) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

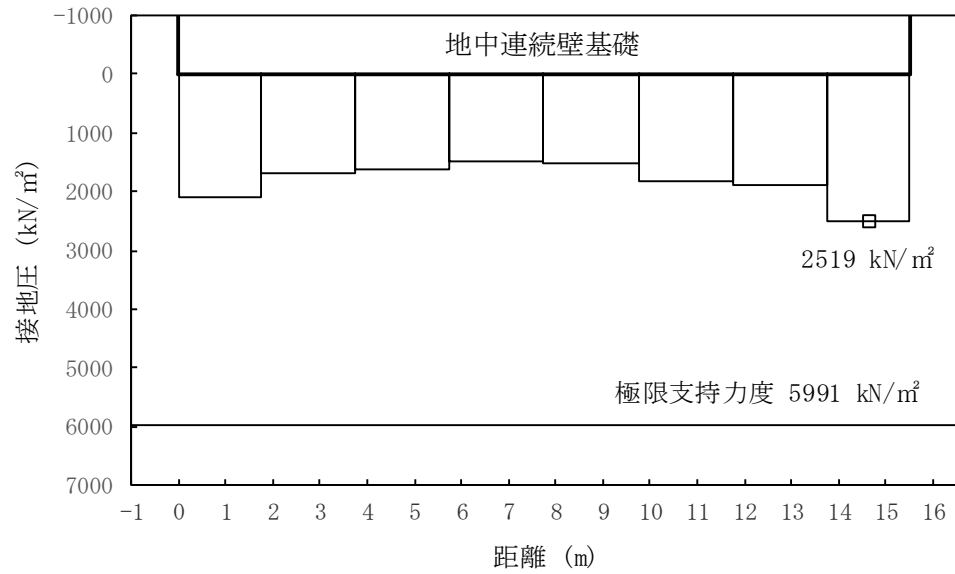


図 5.1-16 (11) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

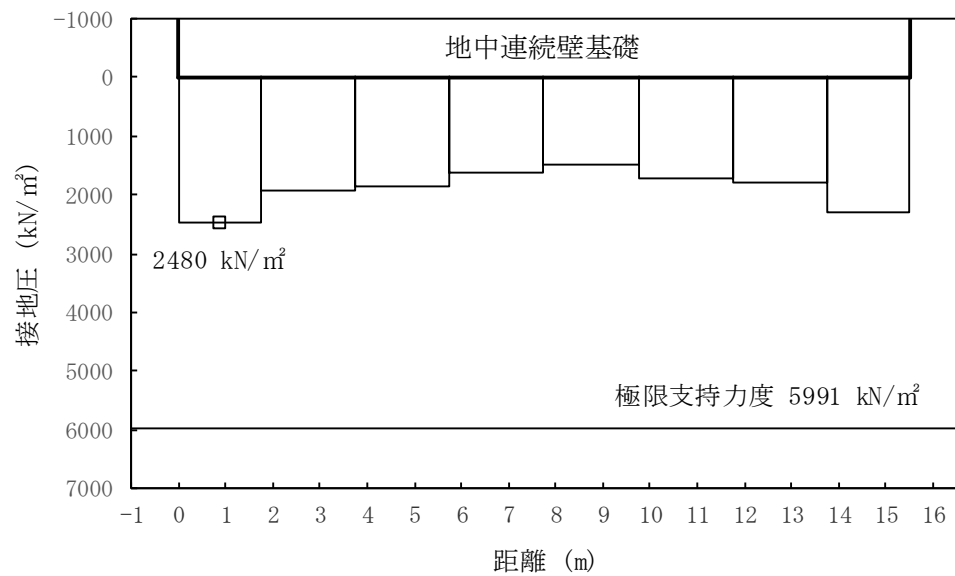


図 5.1-16 (12) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

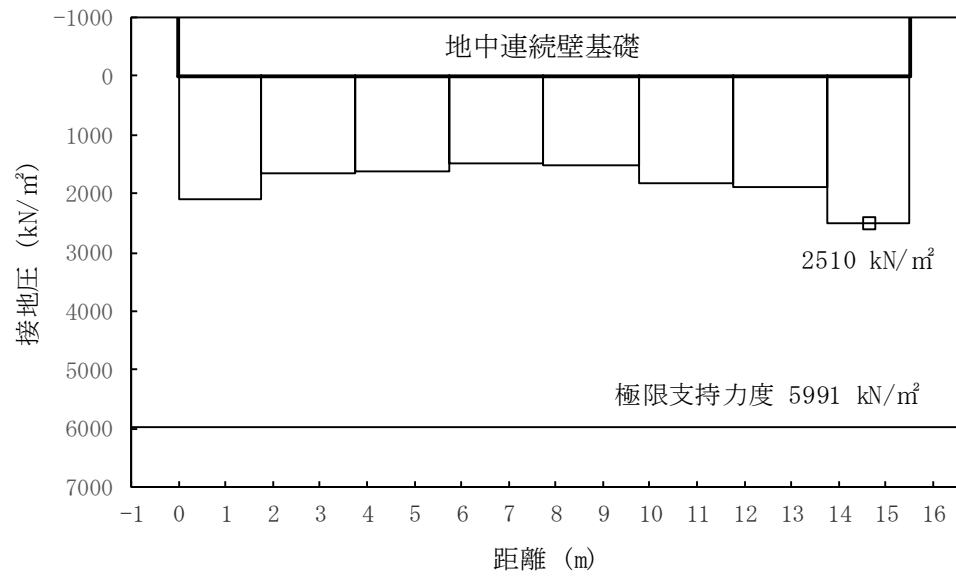


図 5.1-16 (13) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

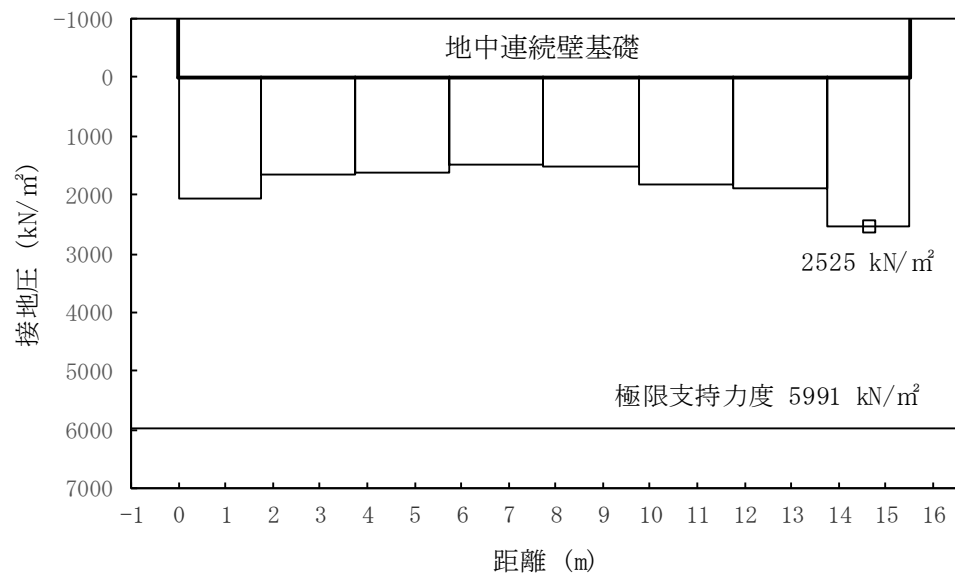


図 5.1-16 (14) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

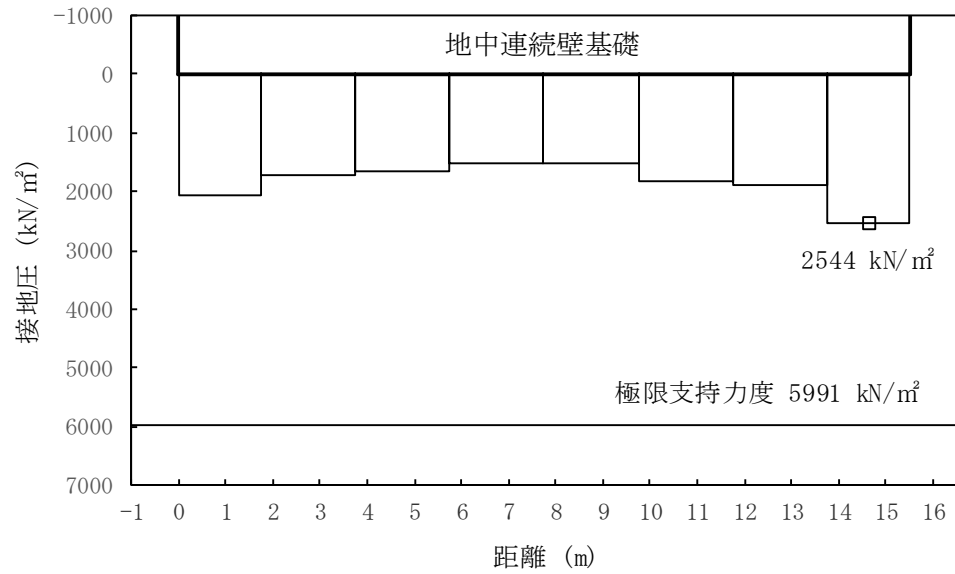


図 5.1-16(15) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

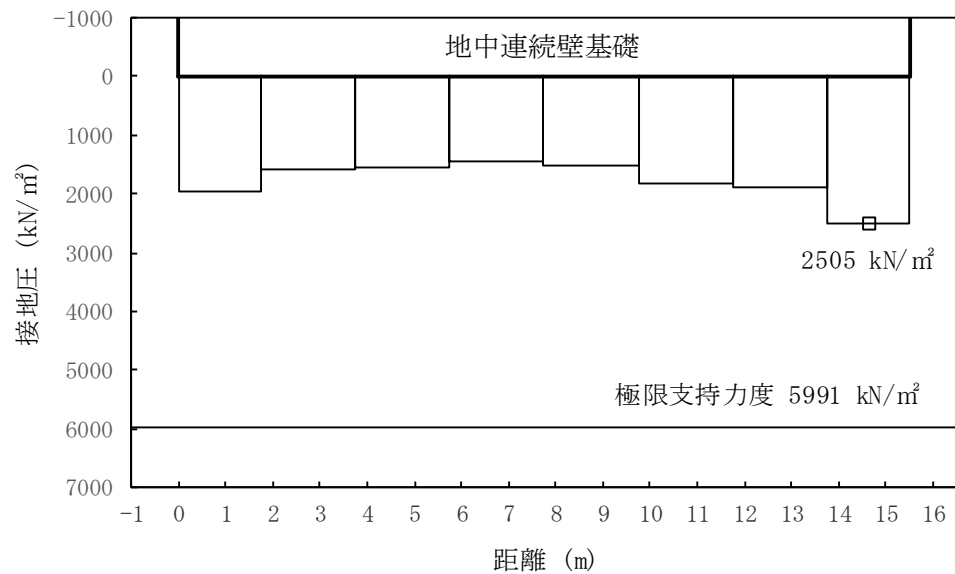


図 5.1-16 (16) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

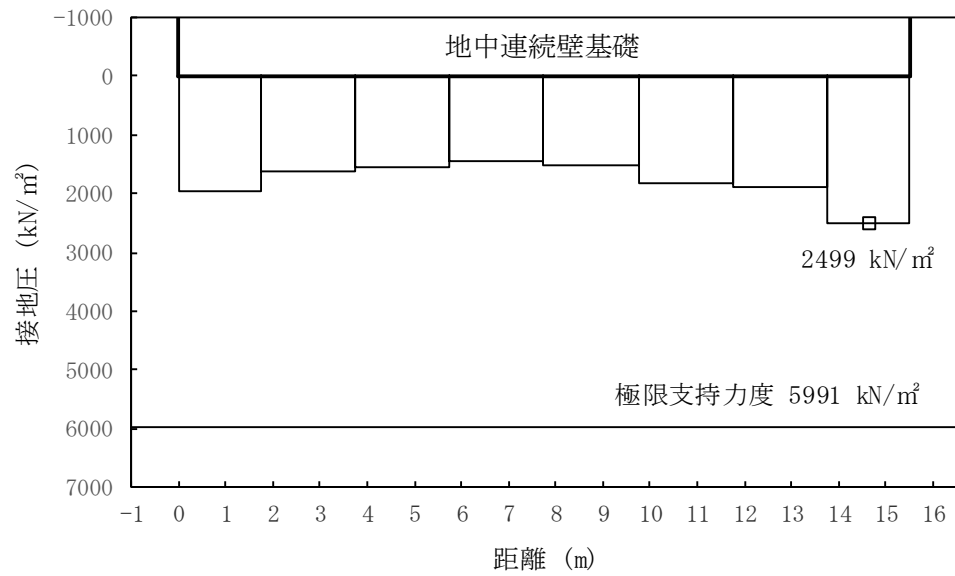


図 5.1-16 (17) ③-③断面地盤の接地圧分布図 (S s -31 [H+, V+])
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

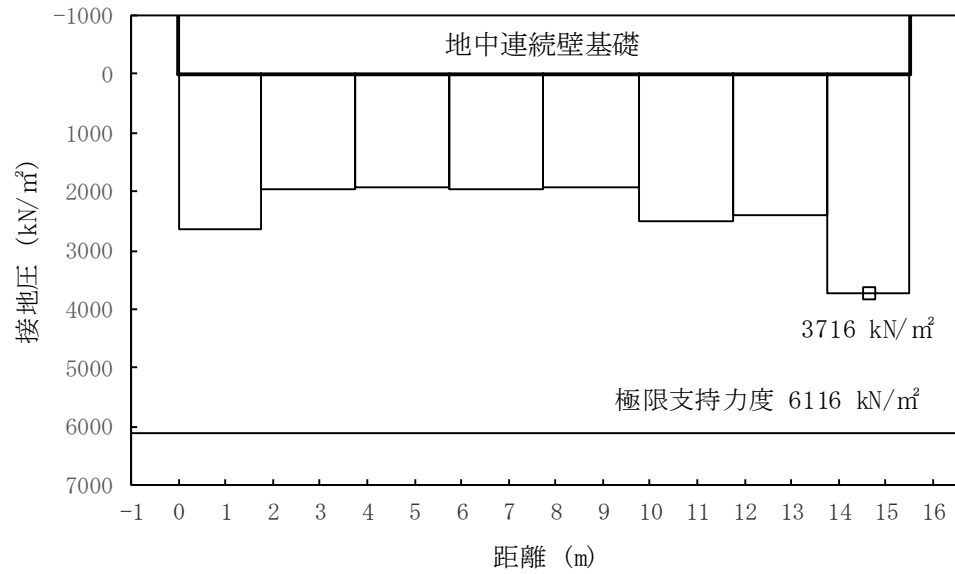


図 5.1-17 (1) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

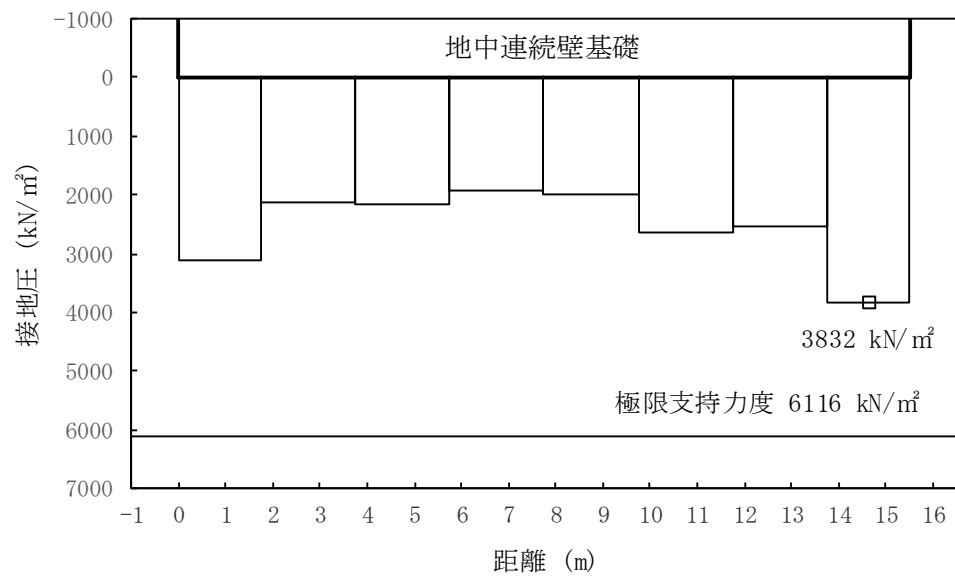


図 5.1-17 (2) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

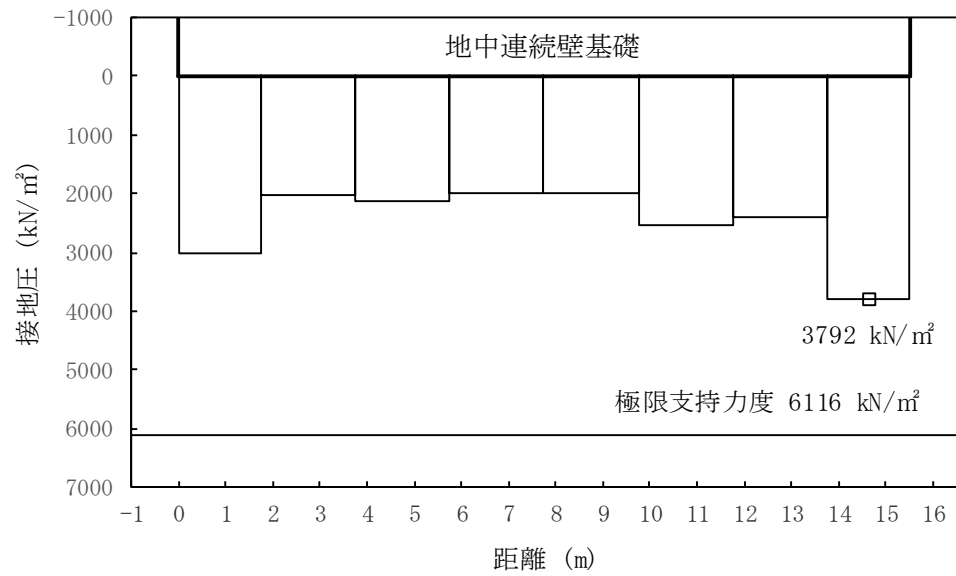


図 5.1-17 (3) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

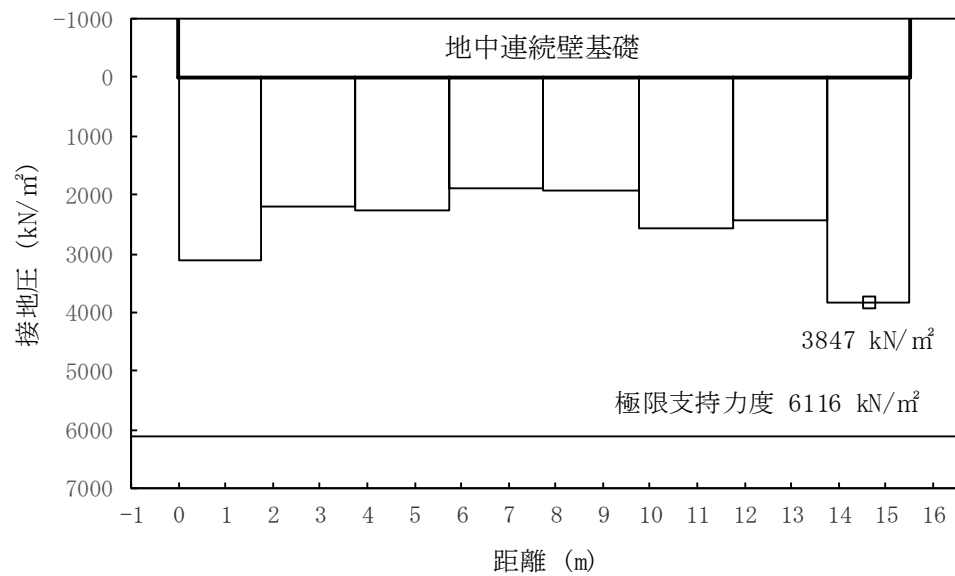


図 5.1-17 (4) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

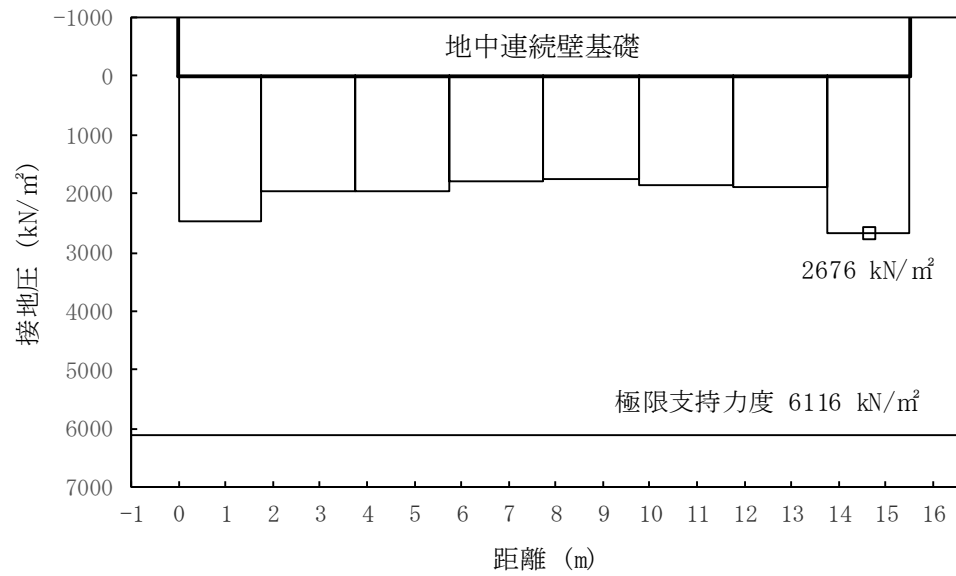


図 5.1-17 (5) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

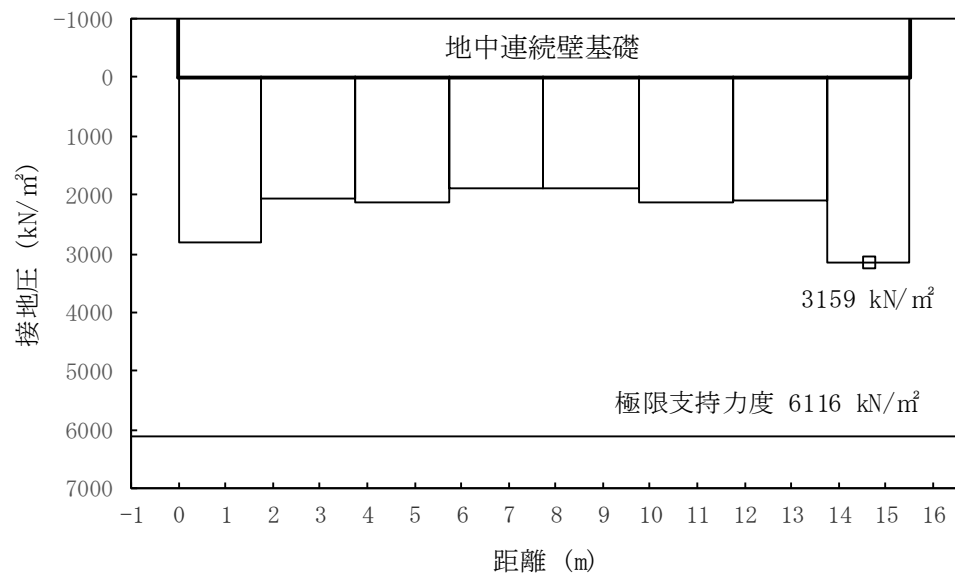


図 5.1-17 (6) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

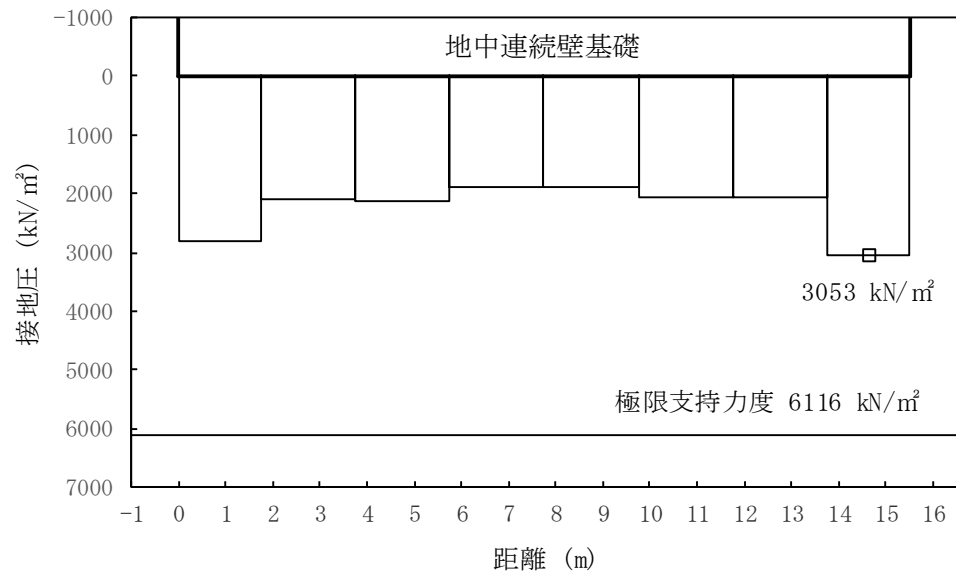


図 5.1-17 (7) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

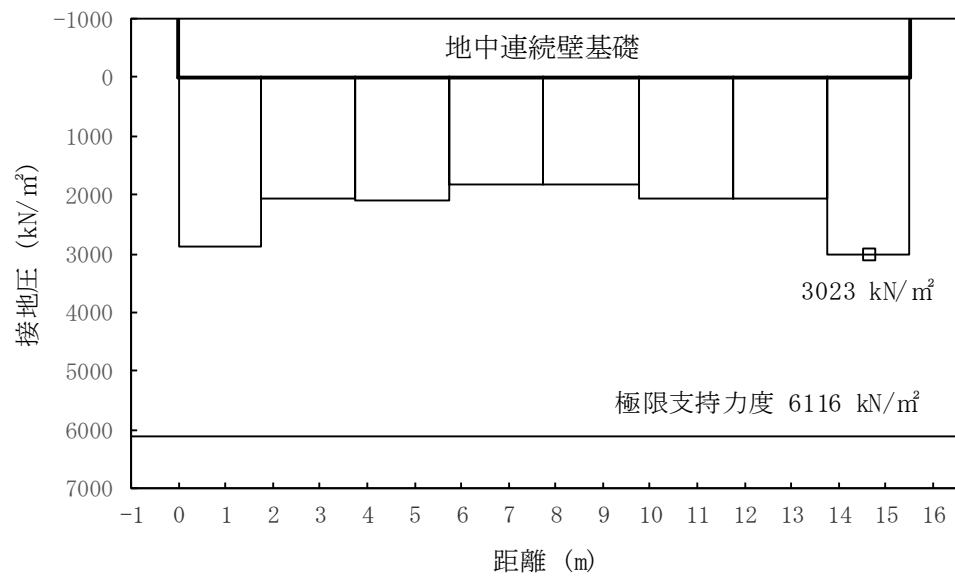


図 5.1-17 (8) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

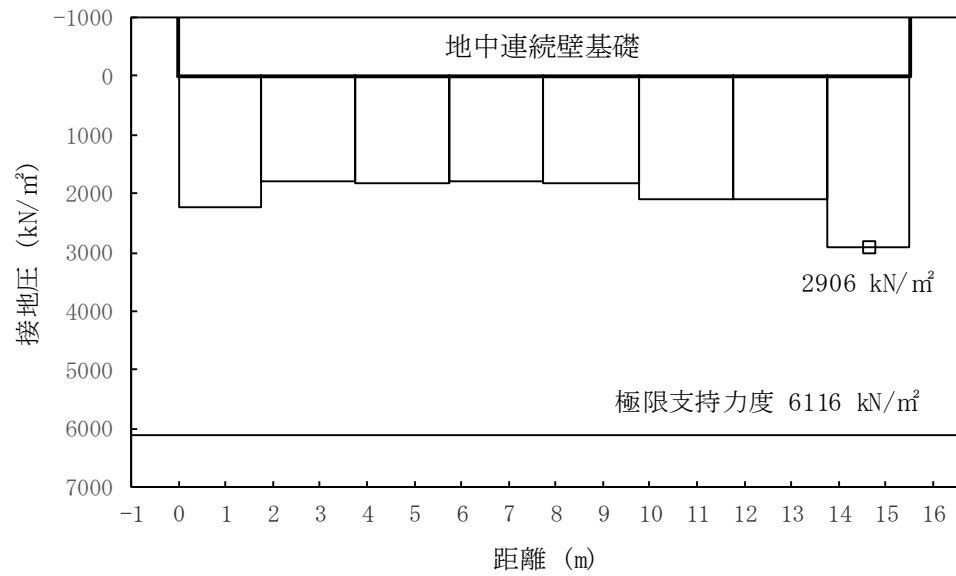


図 5.1-17 (9) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

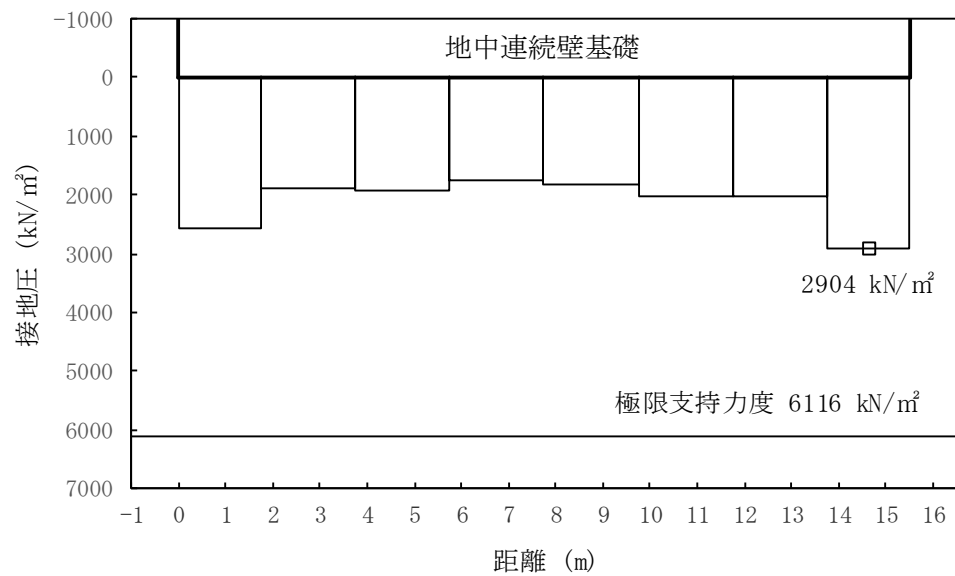


図 5.1-17 (10) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

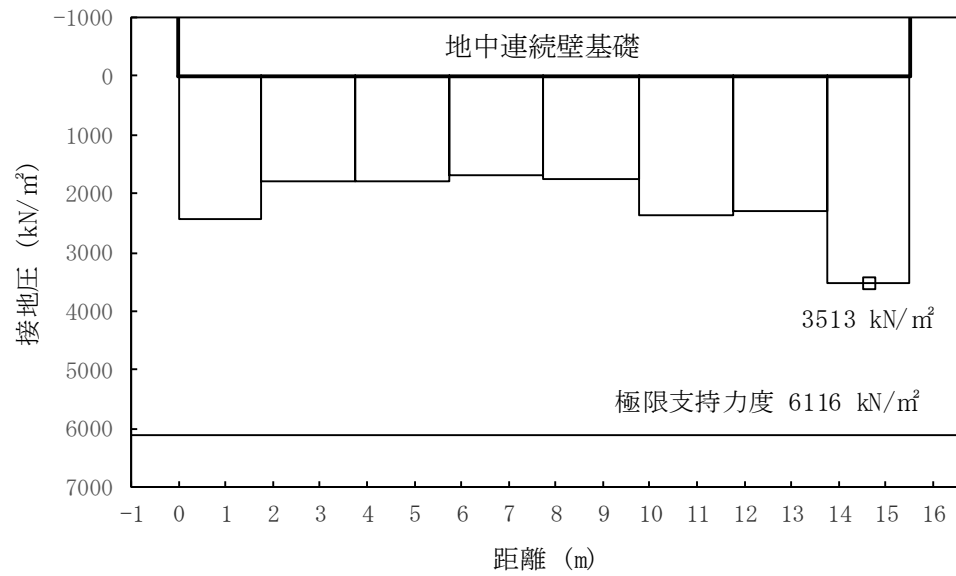


図 5.1-17 (11) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

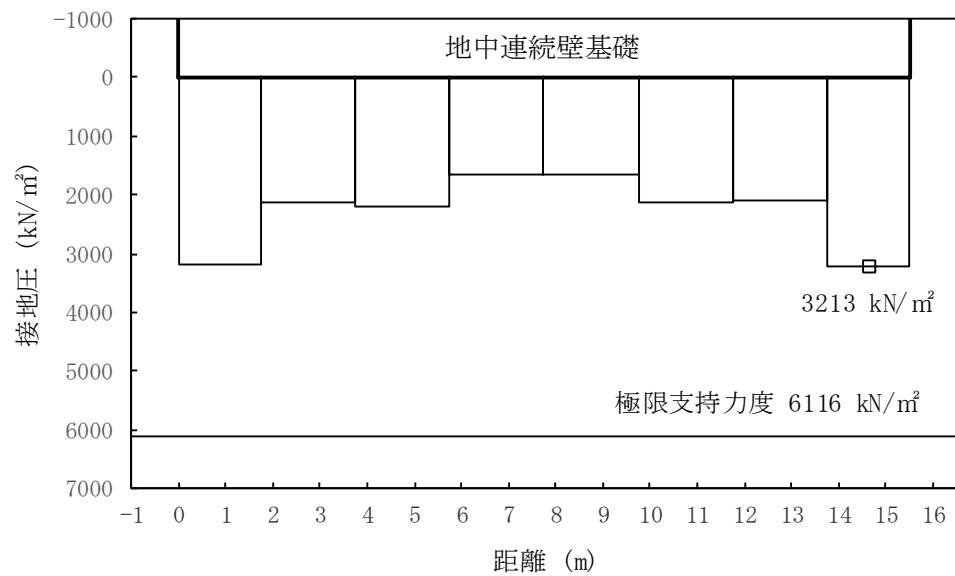


図 5.1-17 (12) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

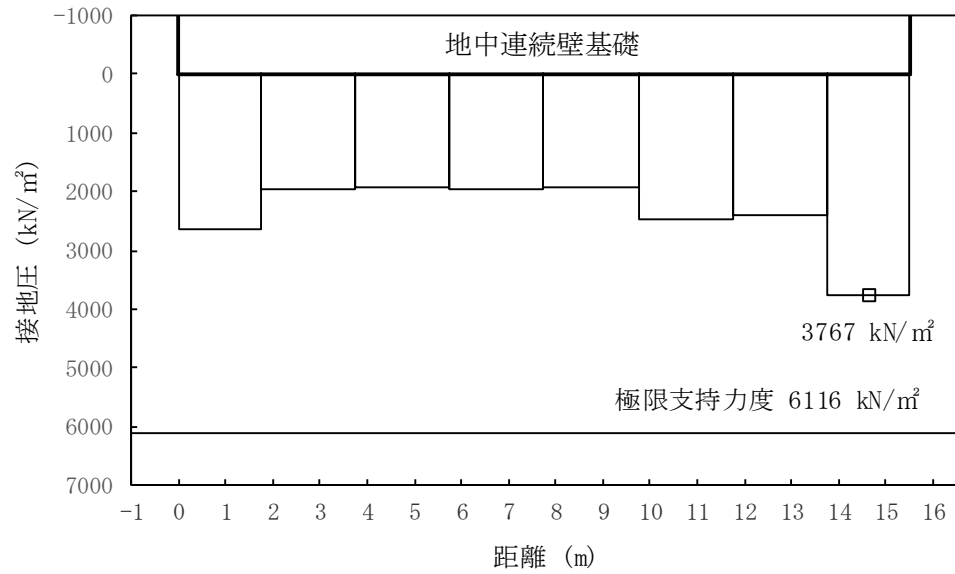


図 5.1-17 (13) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

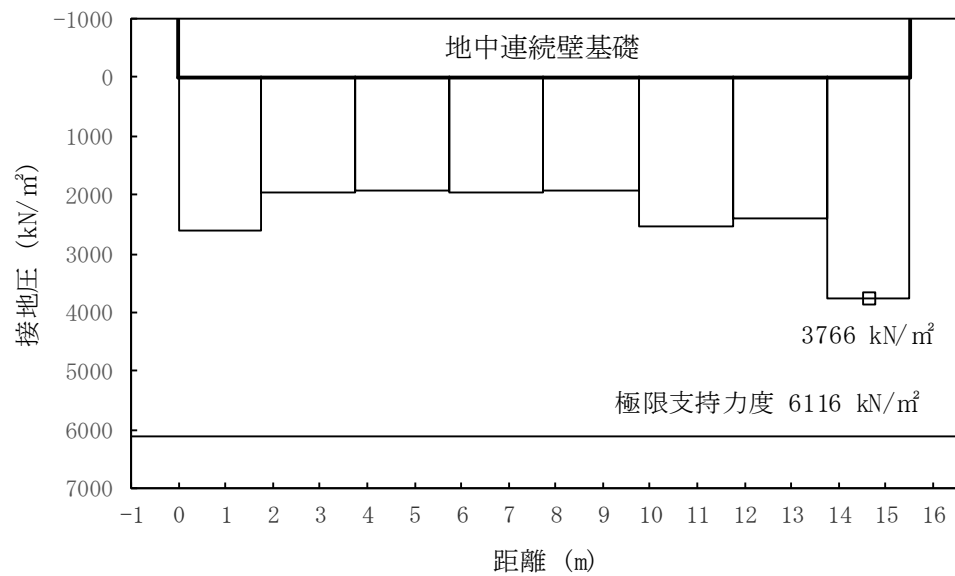


図 5.1-17 (14) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

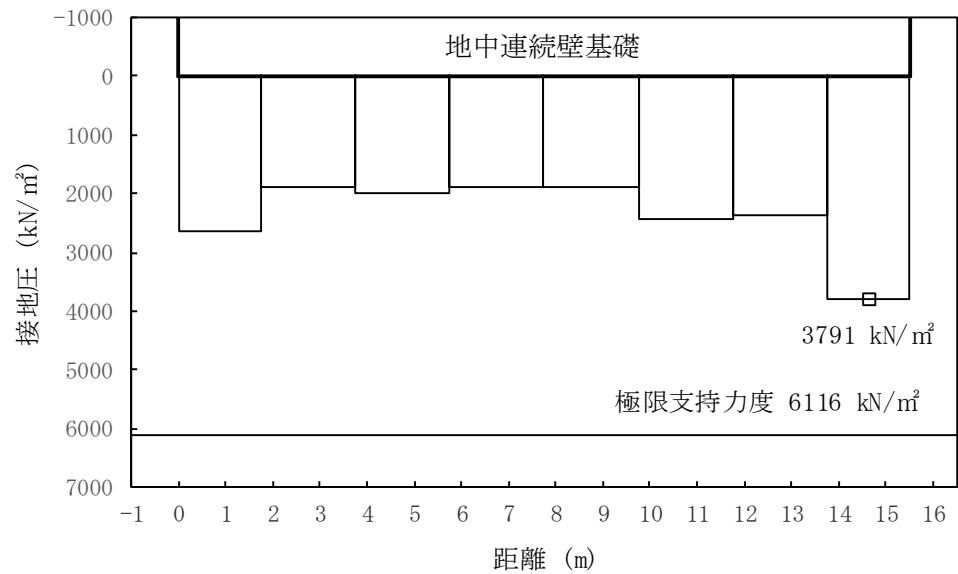


図 5.1-17 (15) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

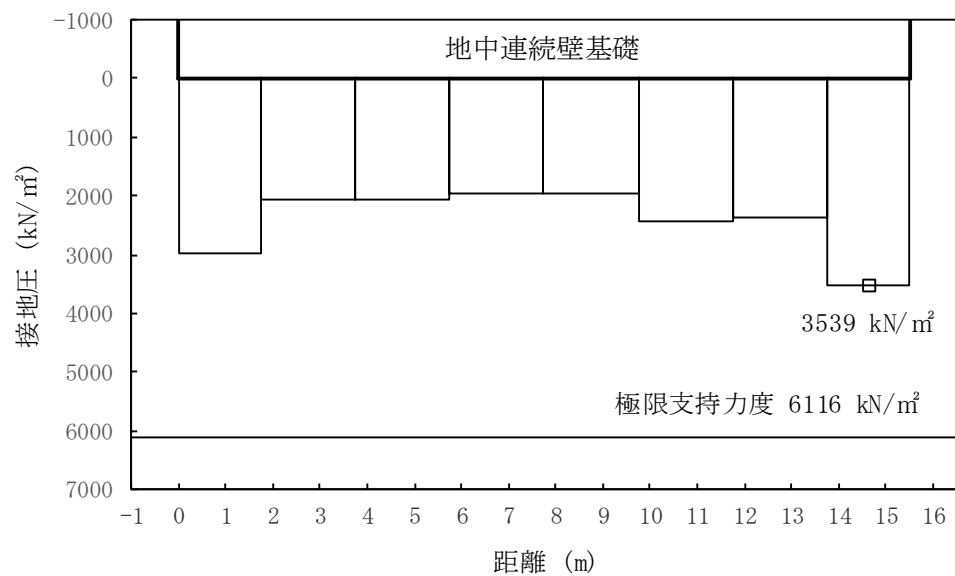


図 5.1-17 (16) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

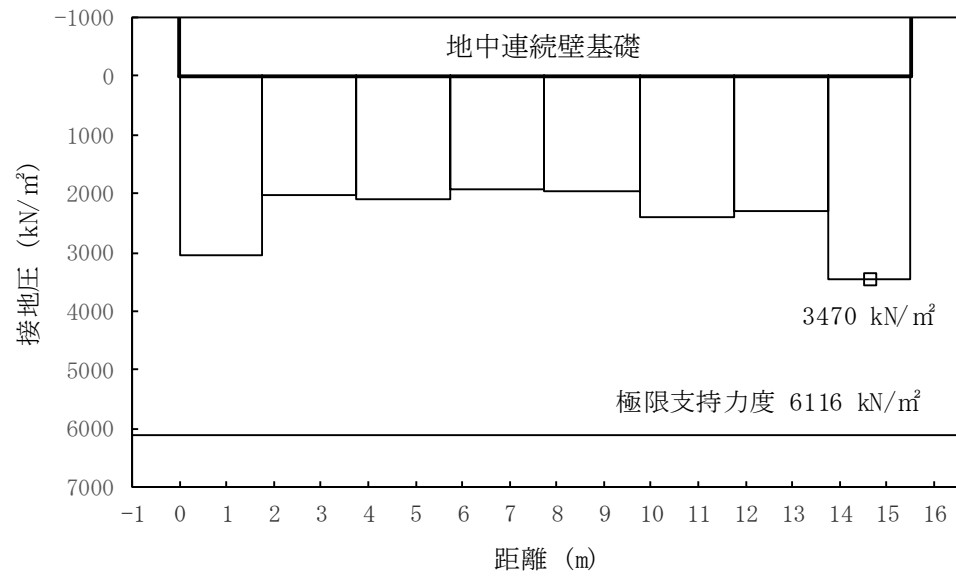


図 5.1-17 (17) ②-②断面地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

5.2 鋼製防護壁（上部構造）

5.2.1 上部構造の地震応答解析結果

鋼製防護壁上部工の地震応答解析は、入力地震動としての南北基礎天端の時刻歴応答から、南北基礎天端の相対変位が最大となるケースを抽出する。検討ケース（基本ケース）①の中から選定した地震動について、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について応力照査を実施する。なお、アンカーボルトの設計用断面力は、検討ケース（基本ケース）①も含めて抽出する。

軸方向（①－①断面）については、水平方向の基礎天端変位、南北基礎の相対変位の絶対値が最大となり、地震動の継続時間も比較的長い $S_s - D1 [H+, V+]$ を選定する。南北基礎の相対変位一覧を表 5.2-1 に、基礎天端への入力波形を図 5.2-1 に示す。

軸直交方向（②－②断面、③－③断面）については、南北基礎の相対水平変位の絶対値が最大となり、地震動の継続時間も比較的長い $S_s - D1 [H-, V+]$ を選定する。南北基礎の相対変位一覧を表 5.2-2 に、基礎天端への入力波形を図 5.2-2 に示す。

軸直交方向への水平回転成分を考慮するための静的解析に用いる水平震度は、上記で選定した地震動における南北基礎の最大値より算定することで保守性に配慮している。設定した設計水平深度を表 5.2-3 に示す。

鋼製防護壁上部構造の基準地震動 S_s による照査用断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 5.2-3 に示す。

表 5.2-1 鋼製防護壁の地震応答解析結果（相対変位比較，①-①断面）

検討 ケース	地震動	位相	水平相対変位 (mm)		鉛直相対変位 (mm)	
			最大	最小	最大	最小
ケース①	S _s -D1	[H+, V+]	2.6	-4.3	20.1	-20.8
		[H+, V-]	3.0	-4.2	21.6	-19.1
		[H-, V+]	3.4	-3.7	14.4	-24.0
		[H-, V-]	3.7	-3.7	15.6	-23.4
	S _s -11	[H+, V+]	1.2	-3.0	12.5	-6.5
	S _s -12	[H+, V+]	2.3	-3.8	15.5	-8.3
	S _s -13	[H+, V+]	1.9	-3.7	13.3	-9.5
	S _s -14	[H+, V+]	1.3	-2.9	9.8	-8.4
	S _s -21	[H+, V+]	2.1	-2.8	10.1	-14.4
	S _s -22	[H+, V+]	1.4	-2.9	9.8	-10.5
	S _s -31	[H+, V+]	3.9	-3.0	13.4	-26.6
		[H-, V+]	1.9	-3.4	26.4	-17.5
ケース④	S _s -D1	[H+, V+]	3.2	-4.6	23.7	-29.2

注記 *1：水平変位：開き＋，鉛直変位：北上がり＋（回転変位を含む）

*2：ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

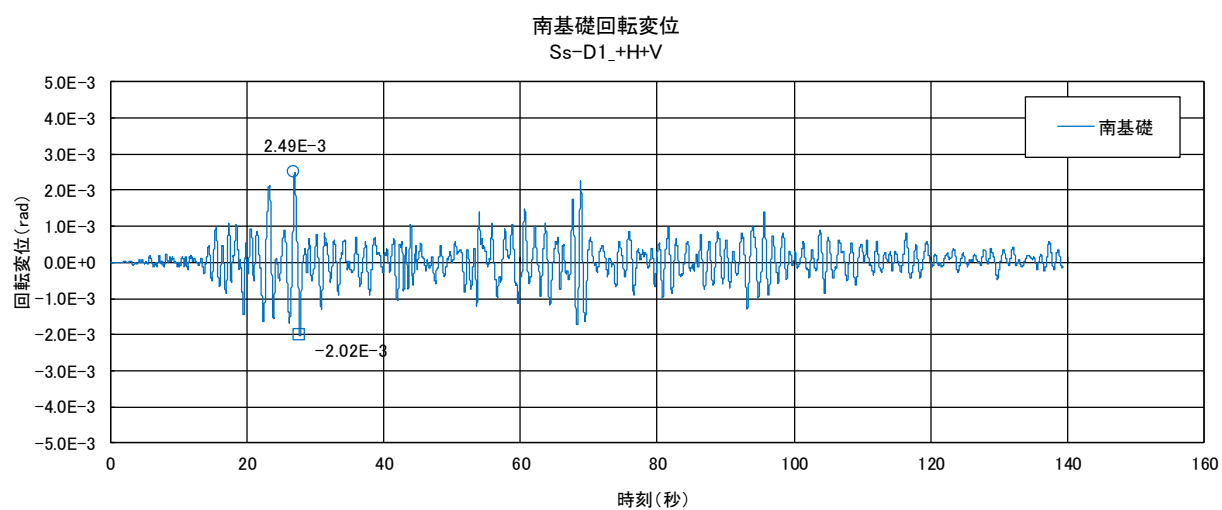
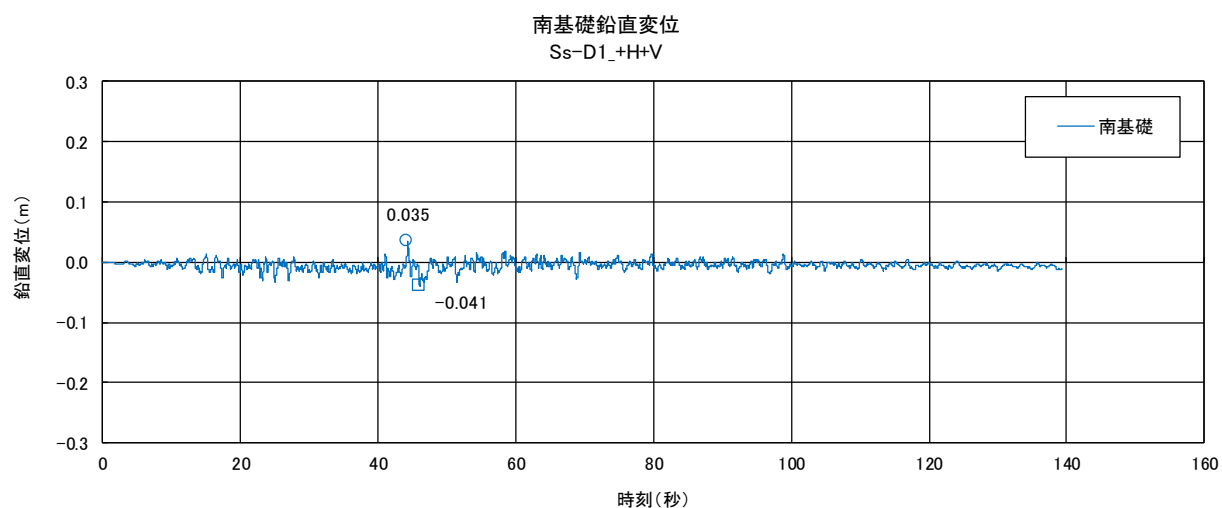
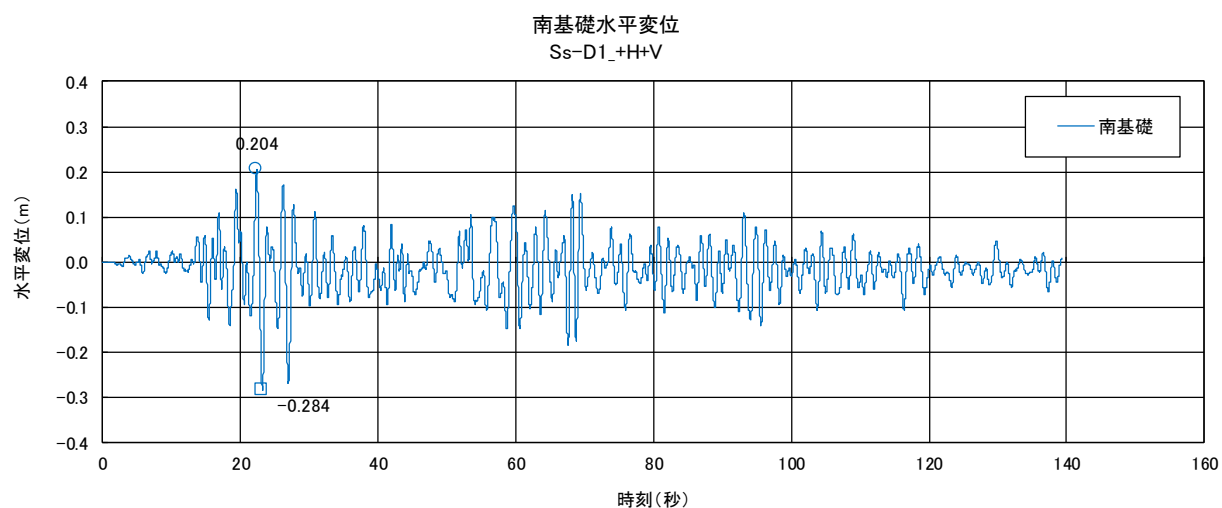


図 5.2-1 (1) ①-①断面南側基礎への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

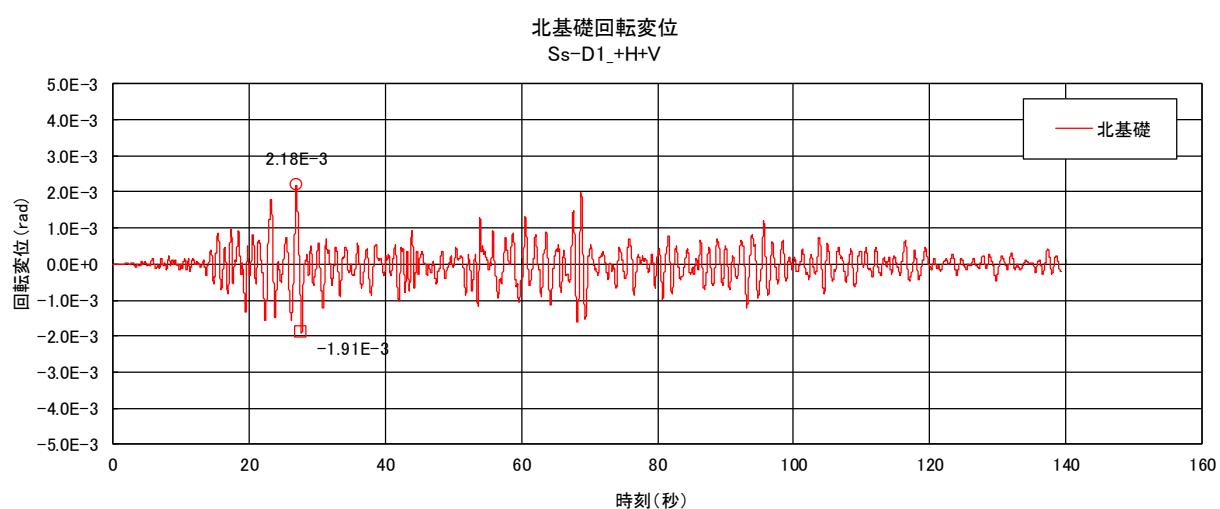
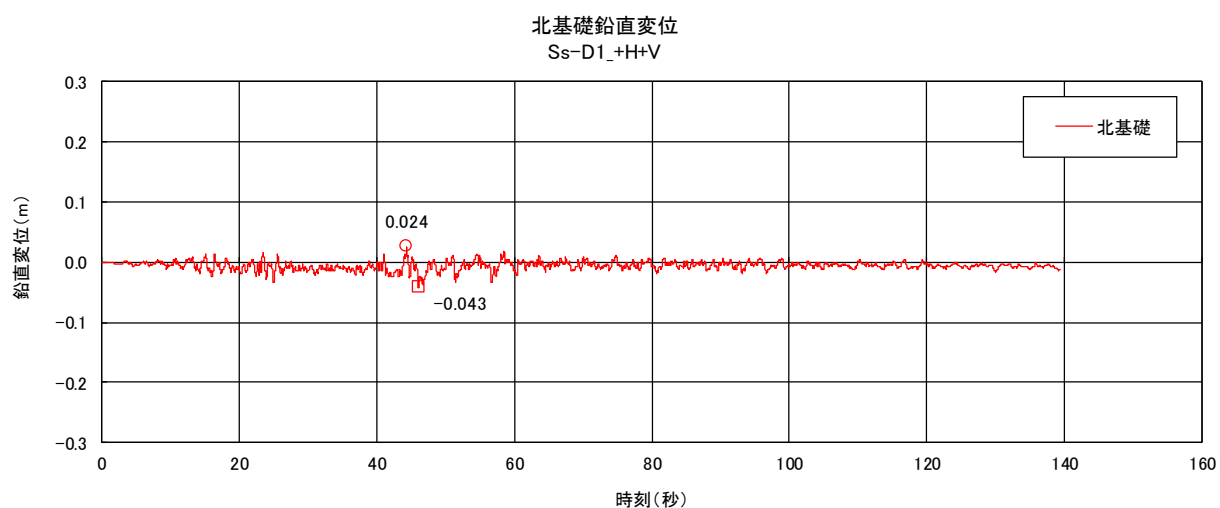
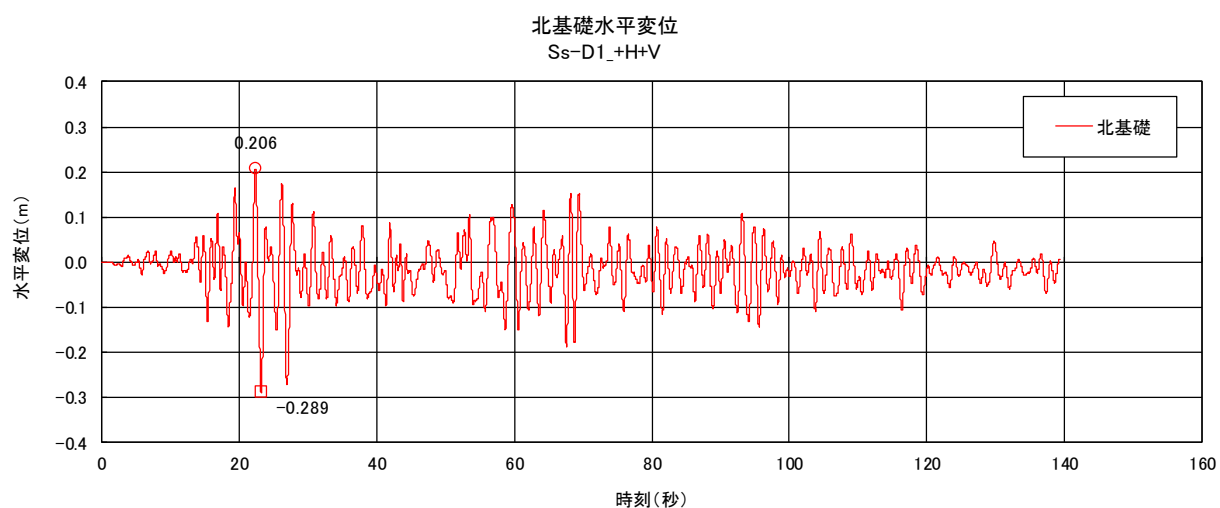


図 5.2-1 (2) ①-①断面北側基礎への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

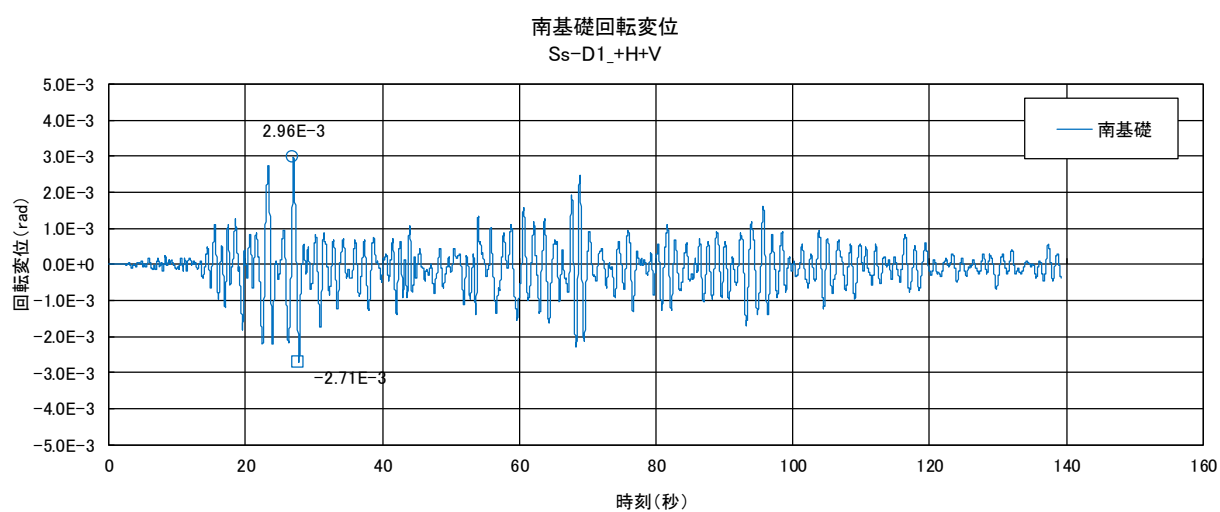
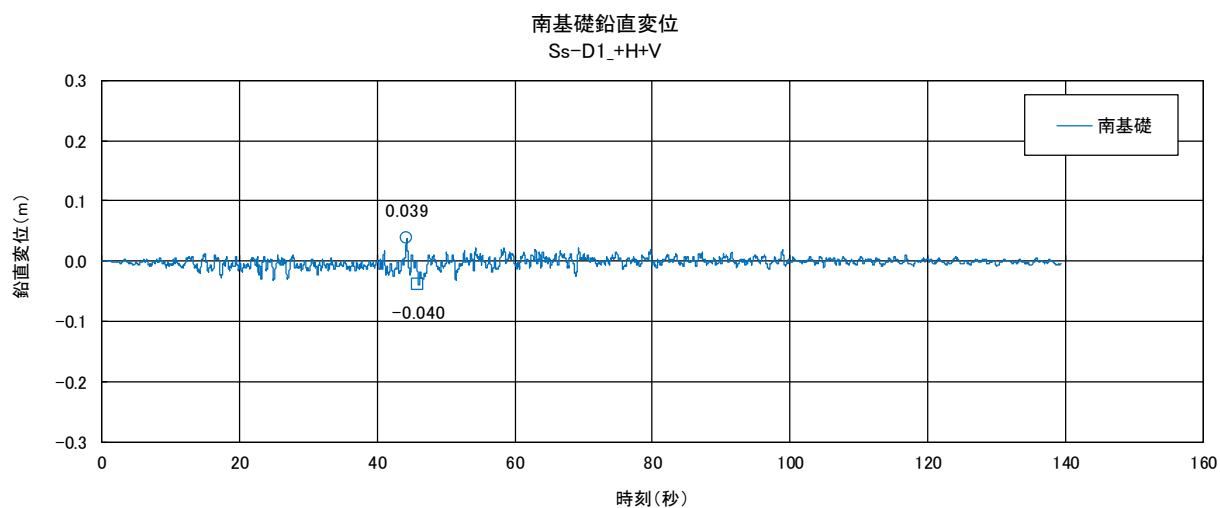
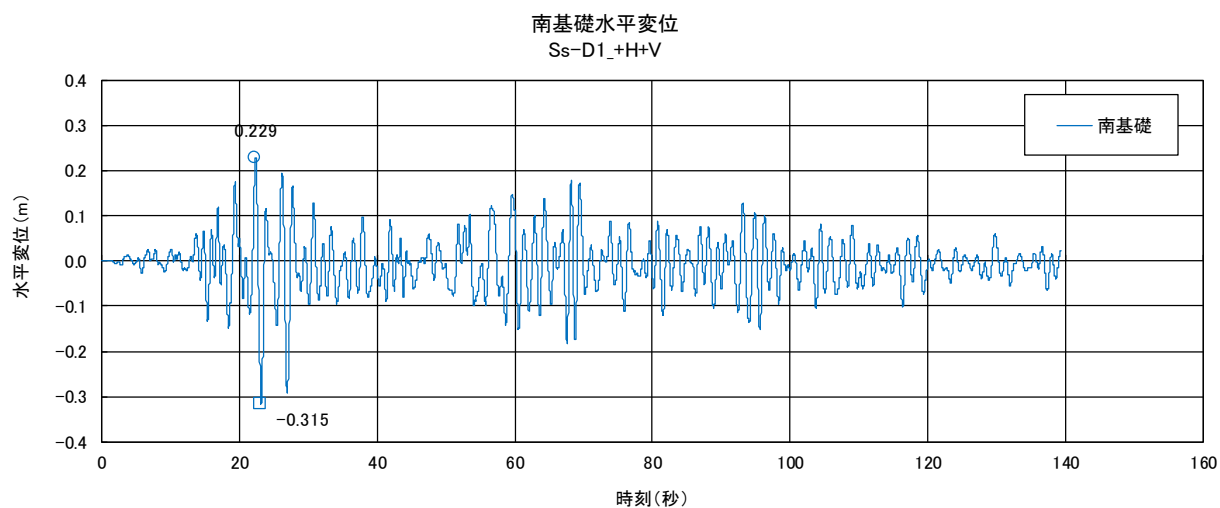


図 5.2-1 (3) ①-①断面南側基礎への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

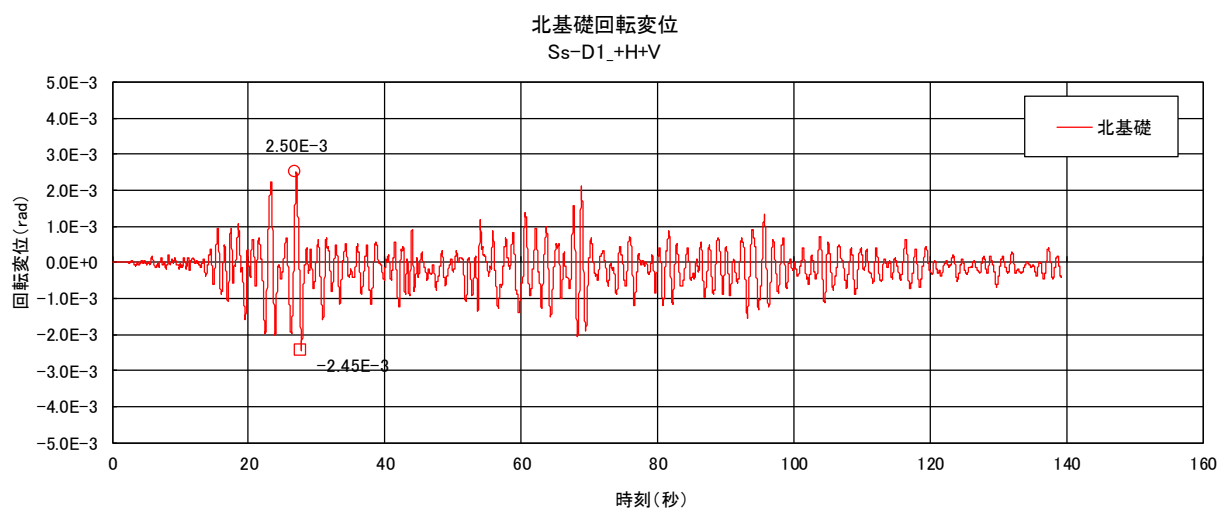
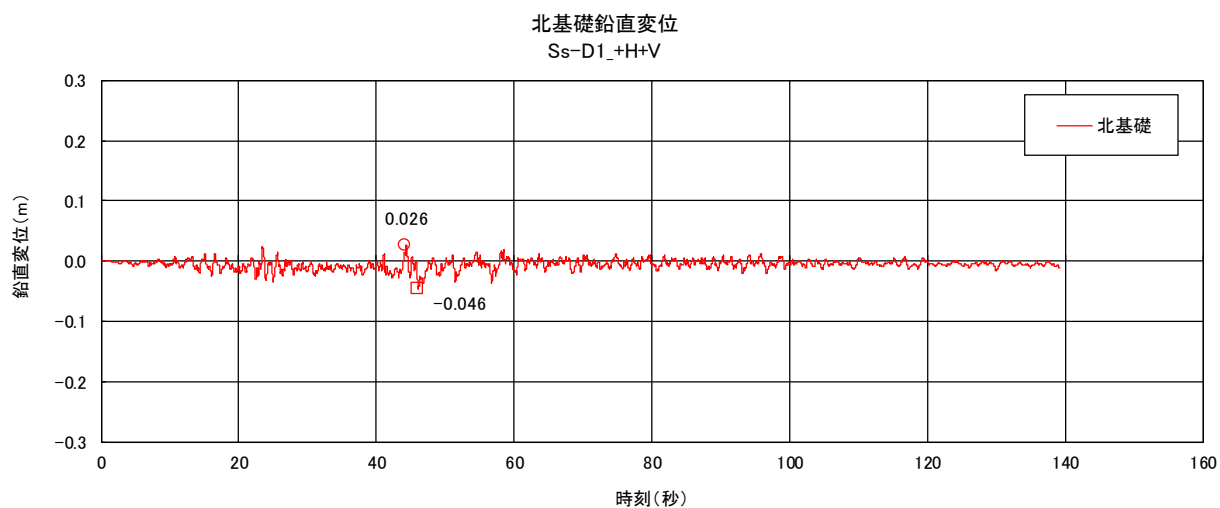
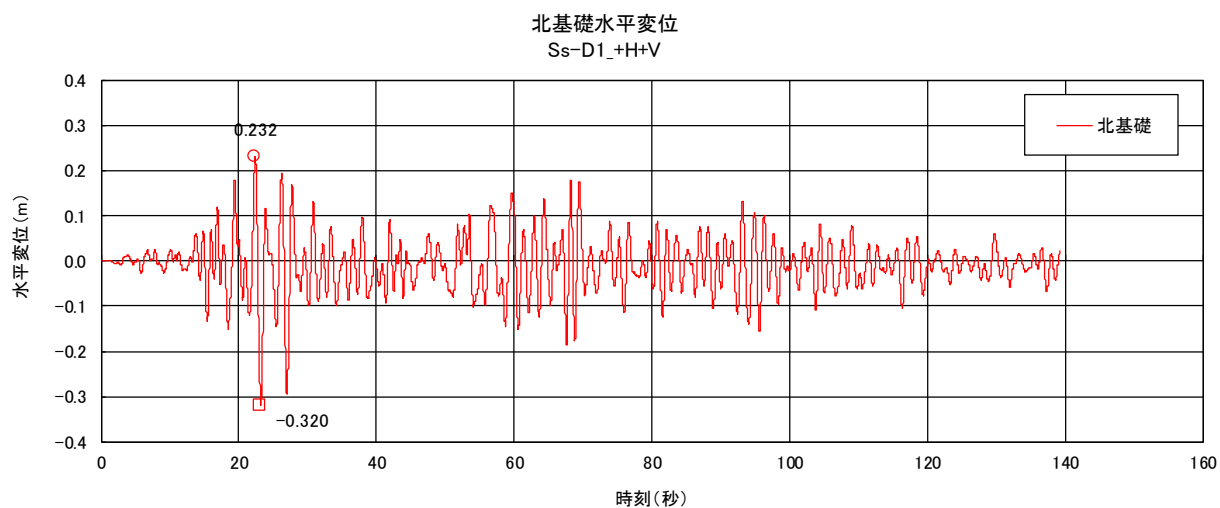


図 5.2-1 (4) ①-①断面北側基礎へ入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

表 5.2-2 鋼製防護壁の地震応答解析結果（相対変位比較，②-②断面，③-③断面）

検討 ケース	地震動	位相	水平相対変位 (mm)		鉛直相対変位 (mm)	
			最大	最小	最大	最小
ケース①	S _s -D 1	[H+, V+]	265.5	-127.6	0.4	-12.4
		[H+, V-]	257.4	-130.5	0.6	-12.7
		[H-, V+]	298.8	-140.4	0.5	-13.0
		[H-, V-]	295.7	-145.7	0.4	-14.1
	S _s -1 1	[H+, V+]	64.5	-51.5	0.9	-7.5
	S _s -1 2	[H+, V+]	115.2	-80.7	0.4	-9.7
	S _s -1 3	[H+, V+]	102.5	-77.5	0.4	-9.7
	S _s -1 4	[H+, V+]	90.5	-69.0	1.4	-8.4
	S _s -2 1	[H+, V+]	89.9	-36.5	0.3	-8.8
	S _s -2 2	[H+, V+]	95.9	-69.9	0.2	-9.9
	S _s -3 1	[H+, V+]	203.7	-72.8	0.8	-8.5
		[H+, V-]	185.4	-157.9	0.2	-7.5
ケース④	S _s -D 1	[H-, V+]	356.4	-80.7	0.4	-12.0

注記 *1：水平変位：開き＋，鉛直変位：北上がり＋（回転変位を含む）

*2：ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

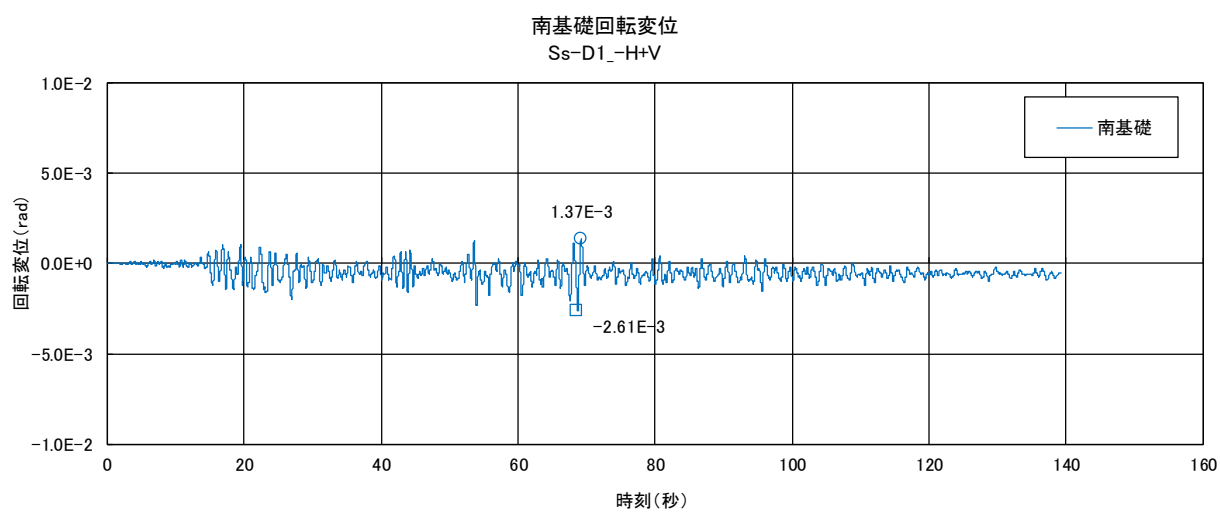
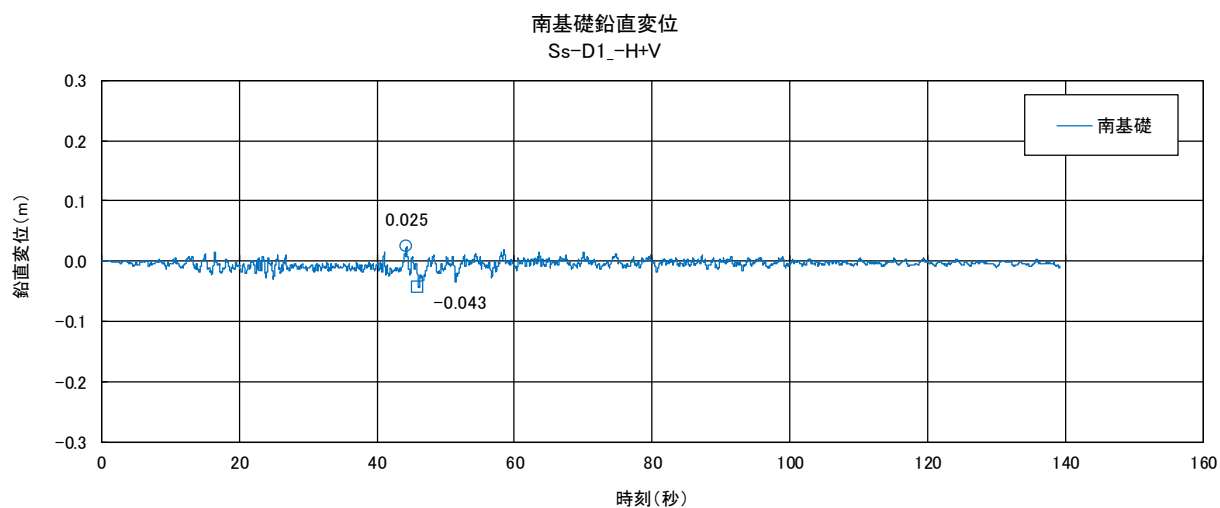
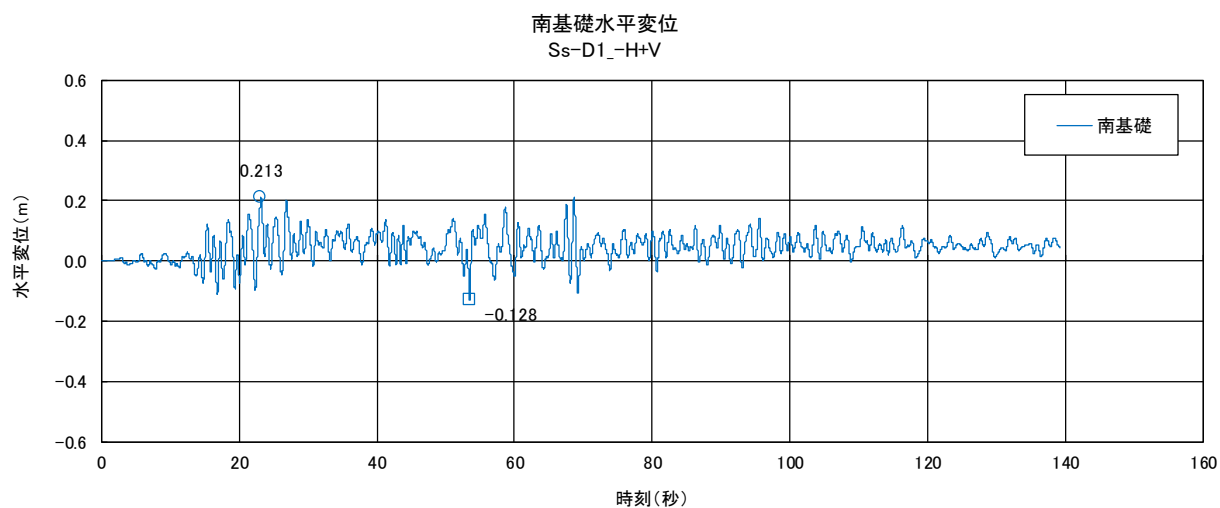


図 5.2-2 (1) ③-③断面への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

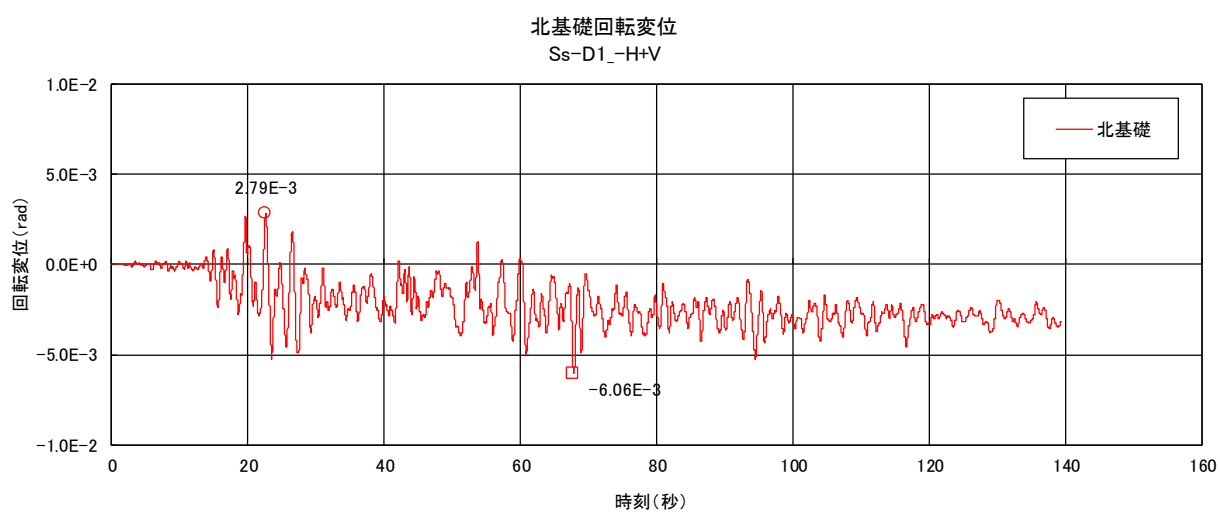
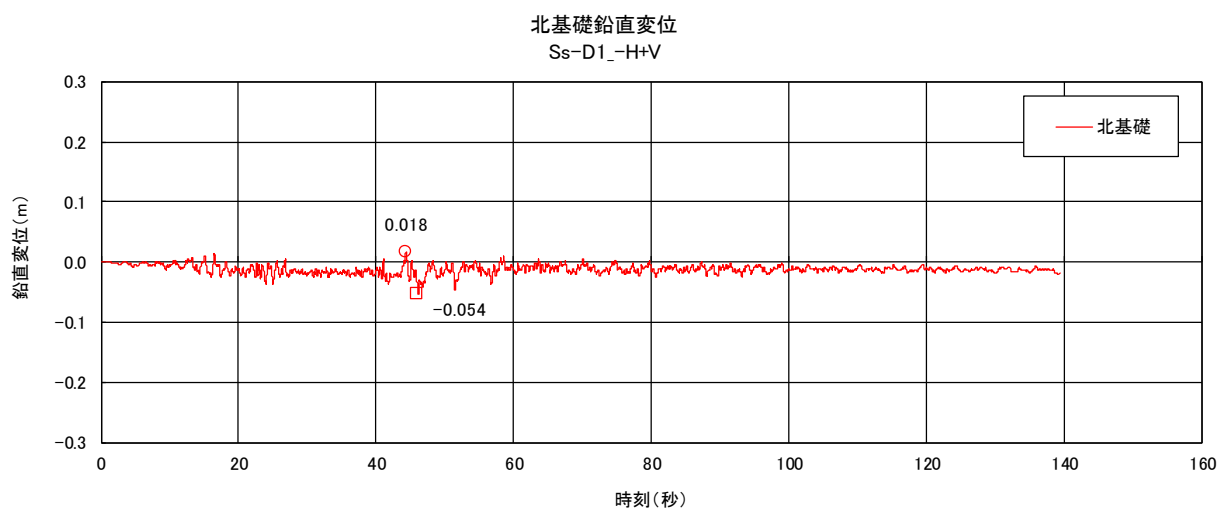
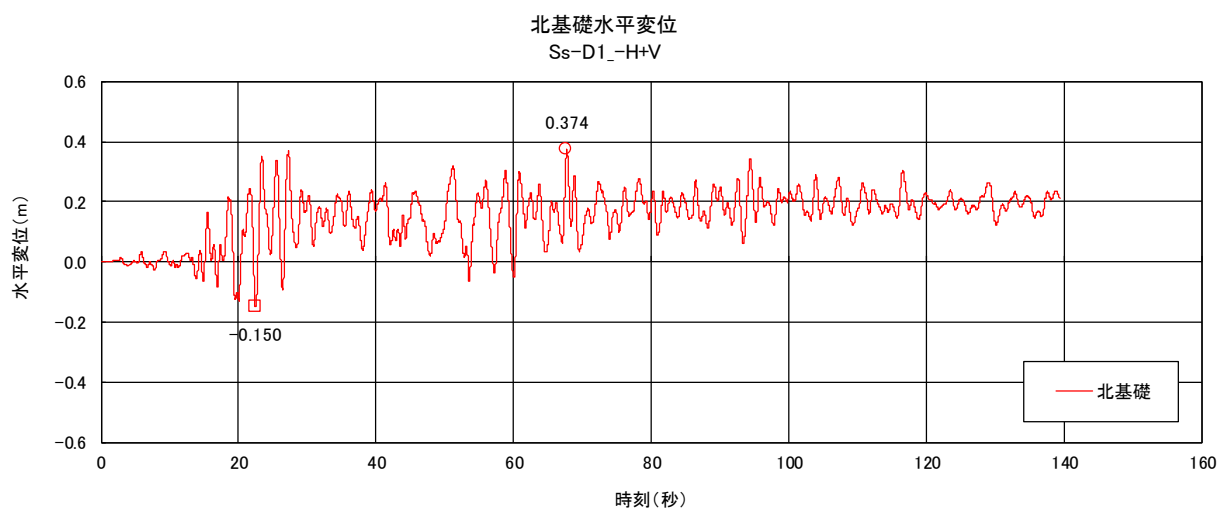


図 5.2-2 (2) ②-②断面への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

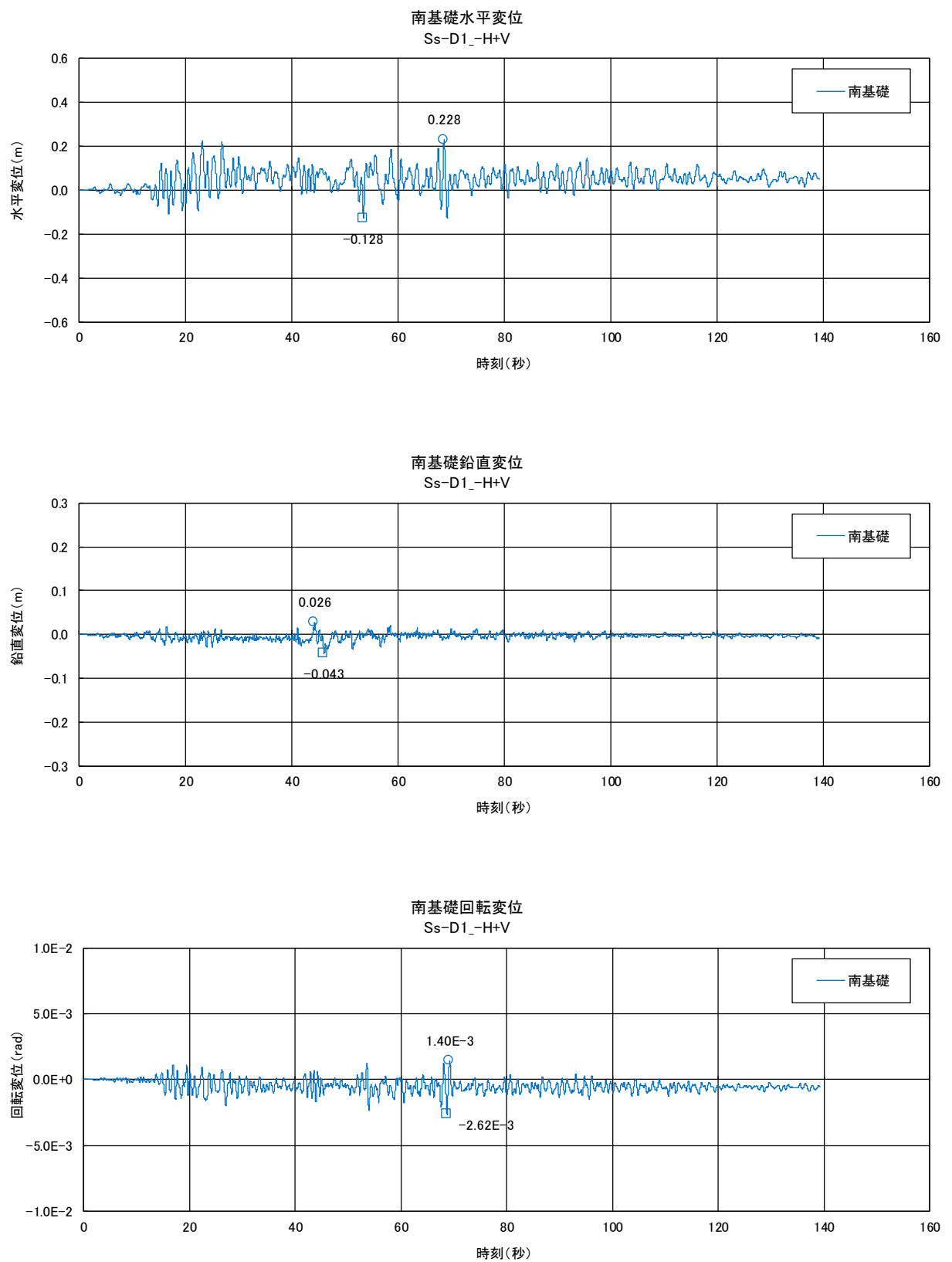


図 5.2-2 (3) ③-③断面への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H-, V+])

(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)

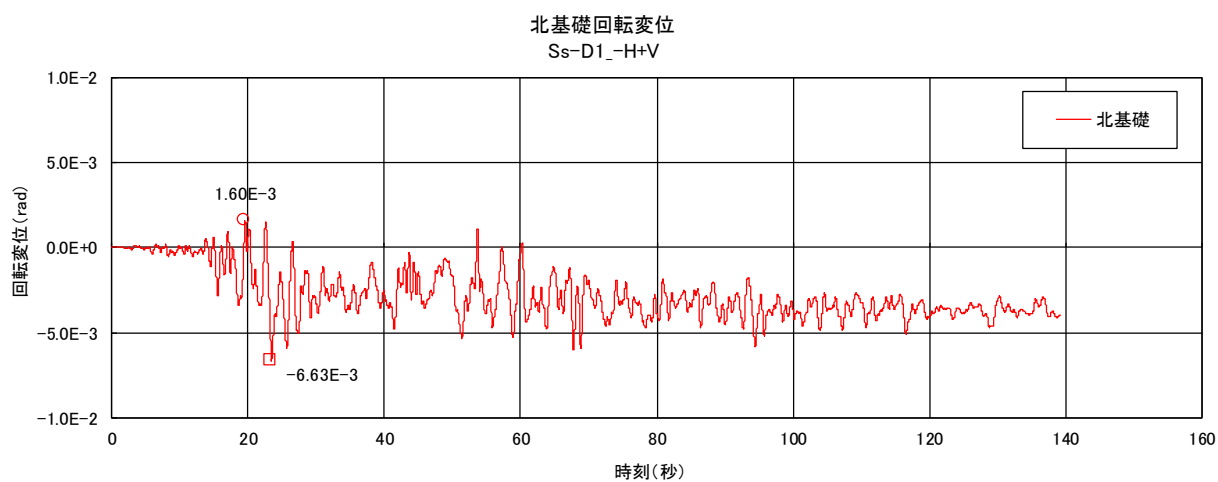
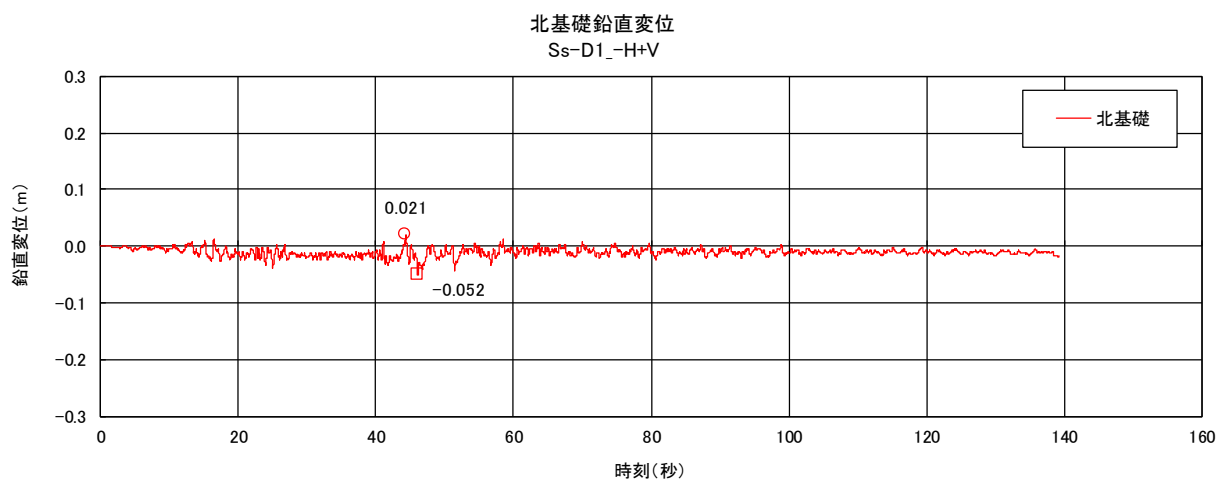
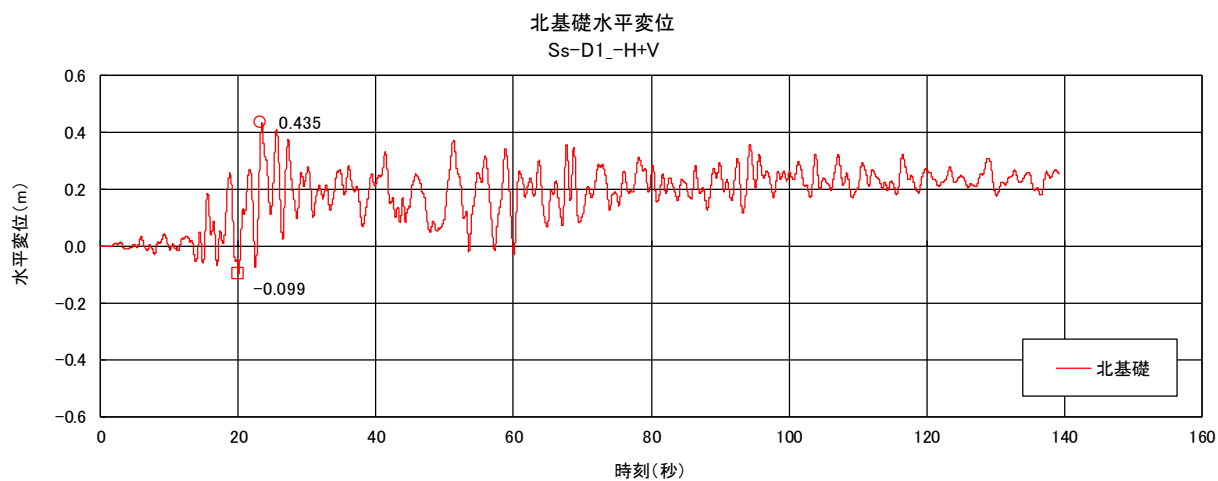
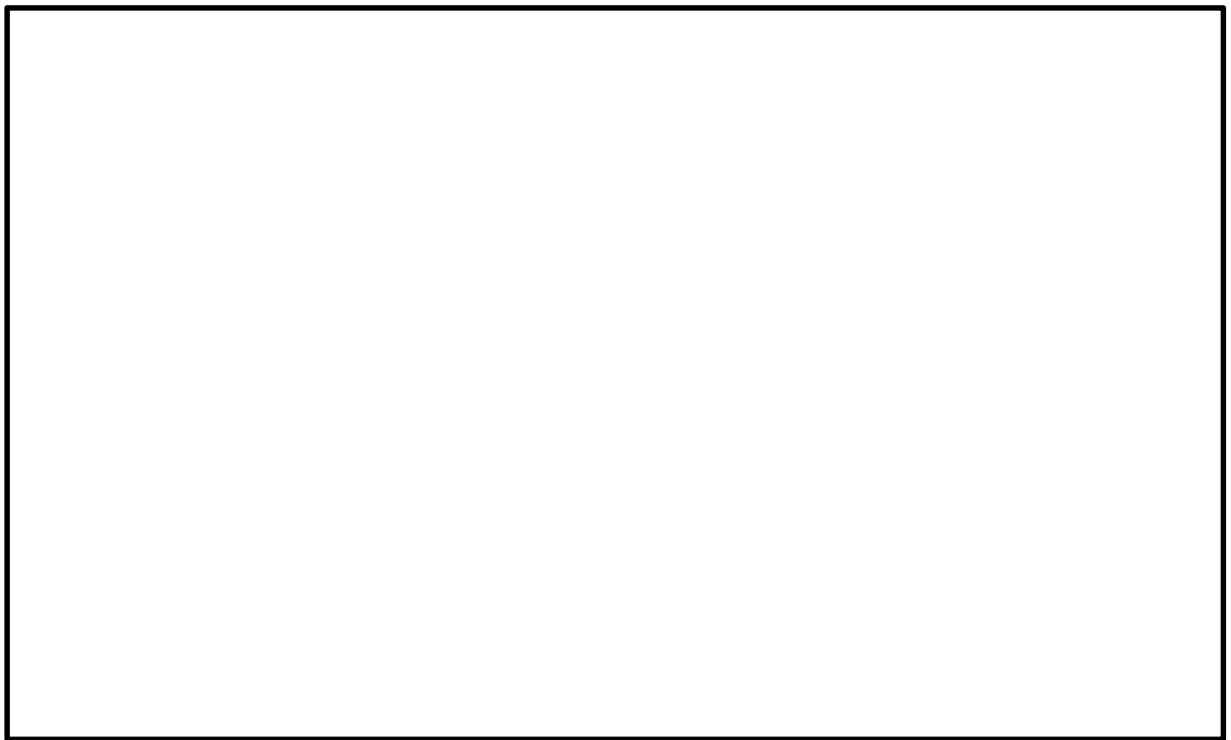


図 5.2-2 (4) ②-②断面への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

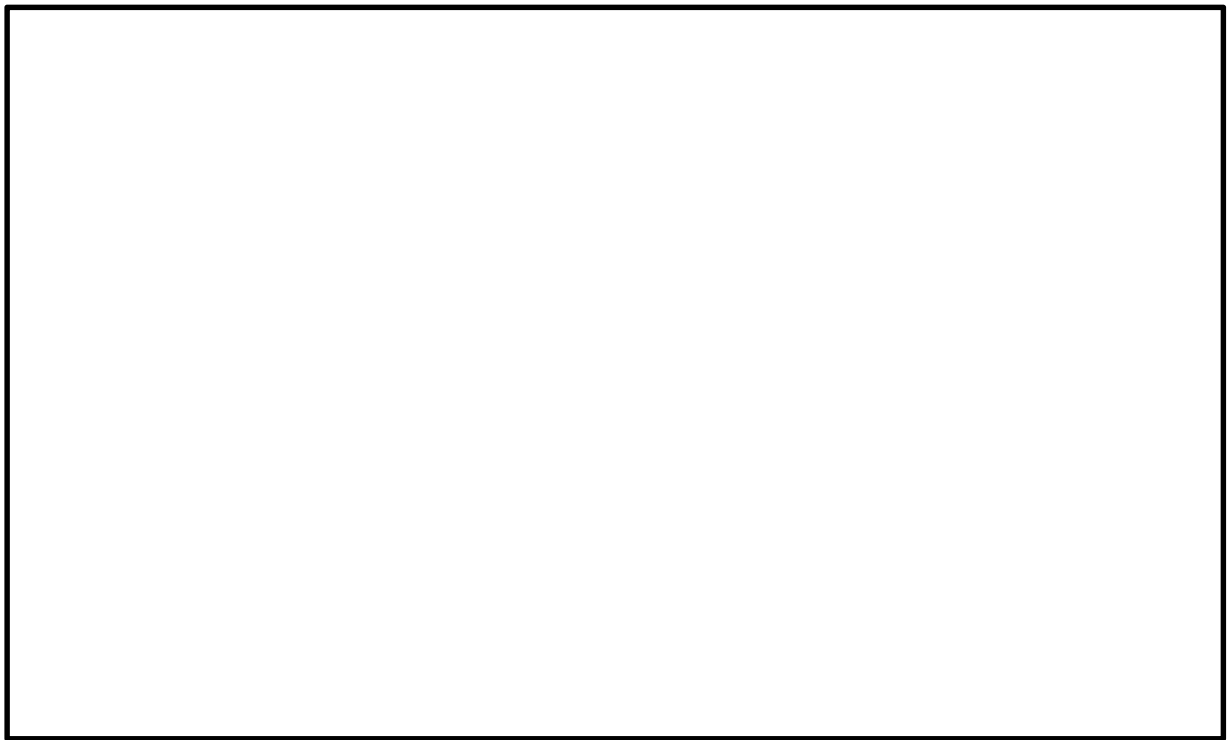
表 5.2-3 水平回転成分考慮のための設計水平震度の算定（②-②断面，③-③断面）

検討 ケース	最大水平加速度 (m/s^2)		設計 水平震度
	南基礎	北基礎	最小
①	3.66	5.24	0.54
④	3.58	5.64	0.58

注記 *：ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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

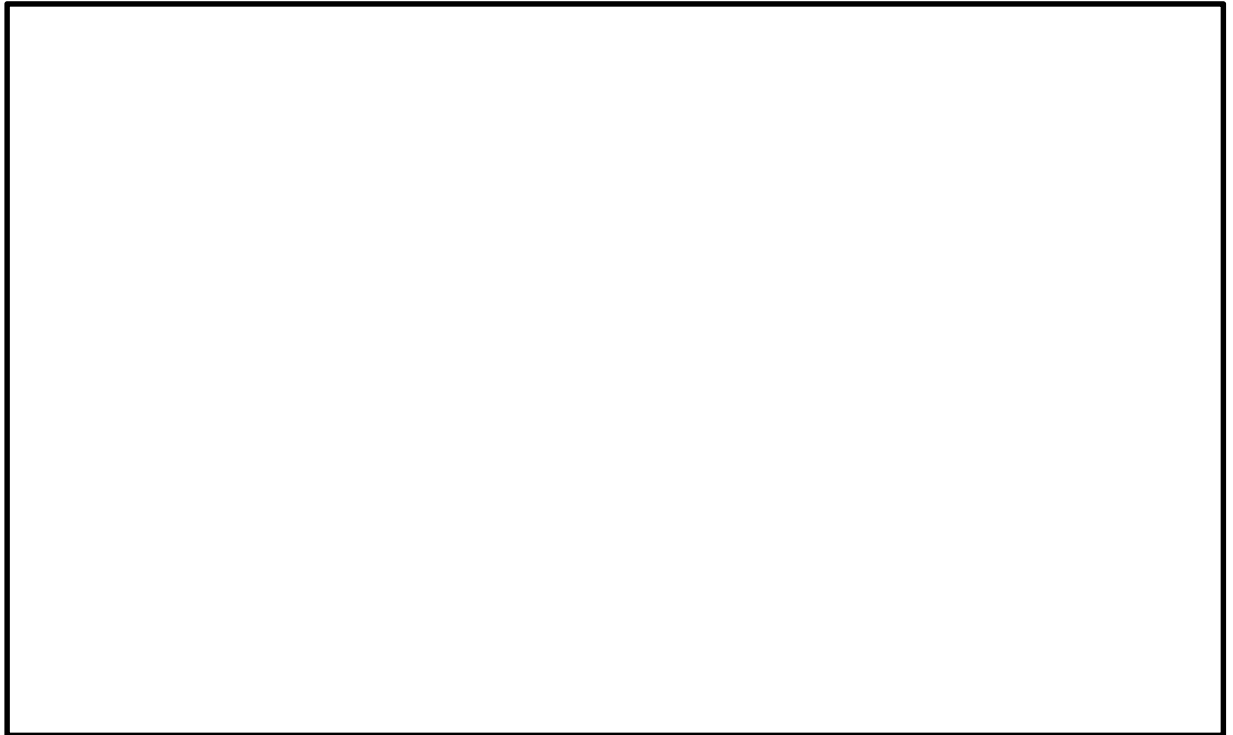


(軸力, 最大時刻 44.94 秒)



(面外せん断力, 最大時刻 23.51 秒)

図 5.2-3 (1) 最大断面力図 (その 1)
(②-②, ③-③方向加振時, 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)



(面内せん断力，最大時刻 44.94 秒)

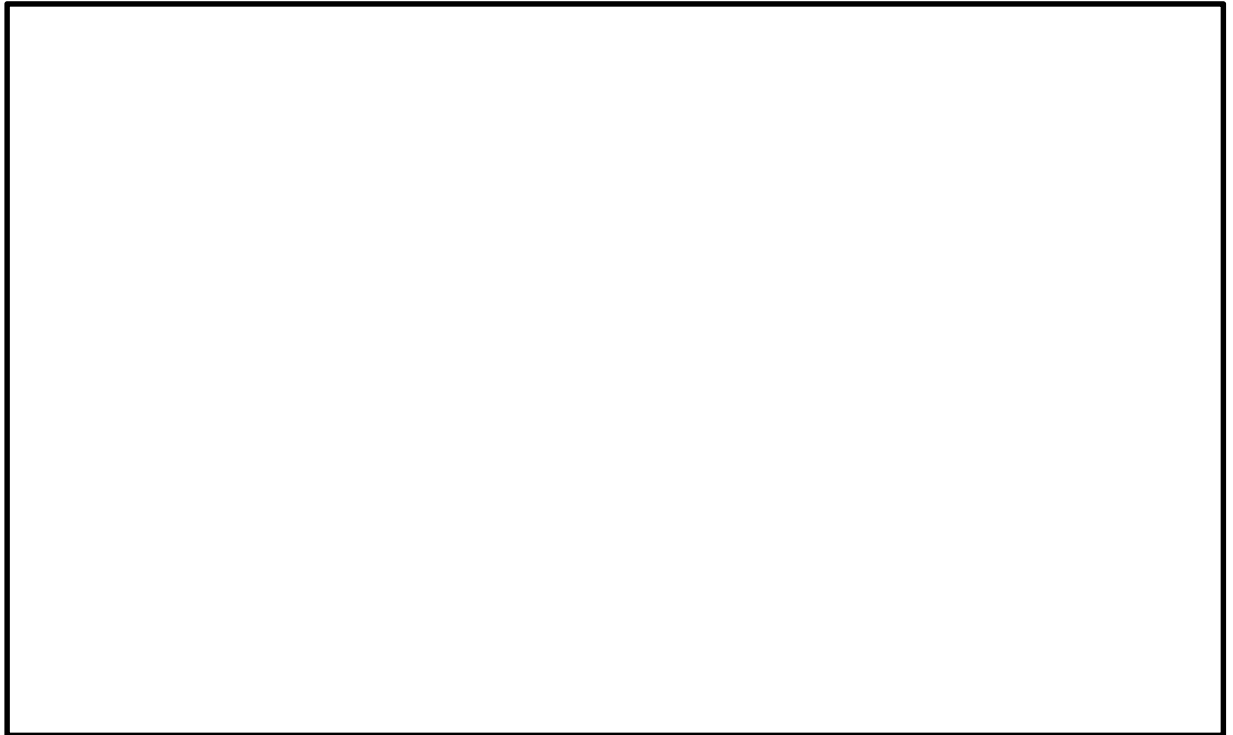


(ねじりモーメント，最大時刻 23.62 秒)

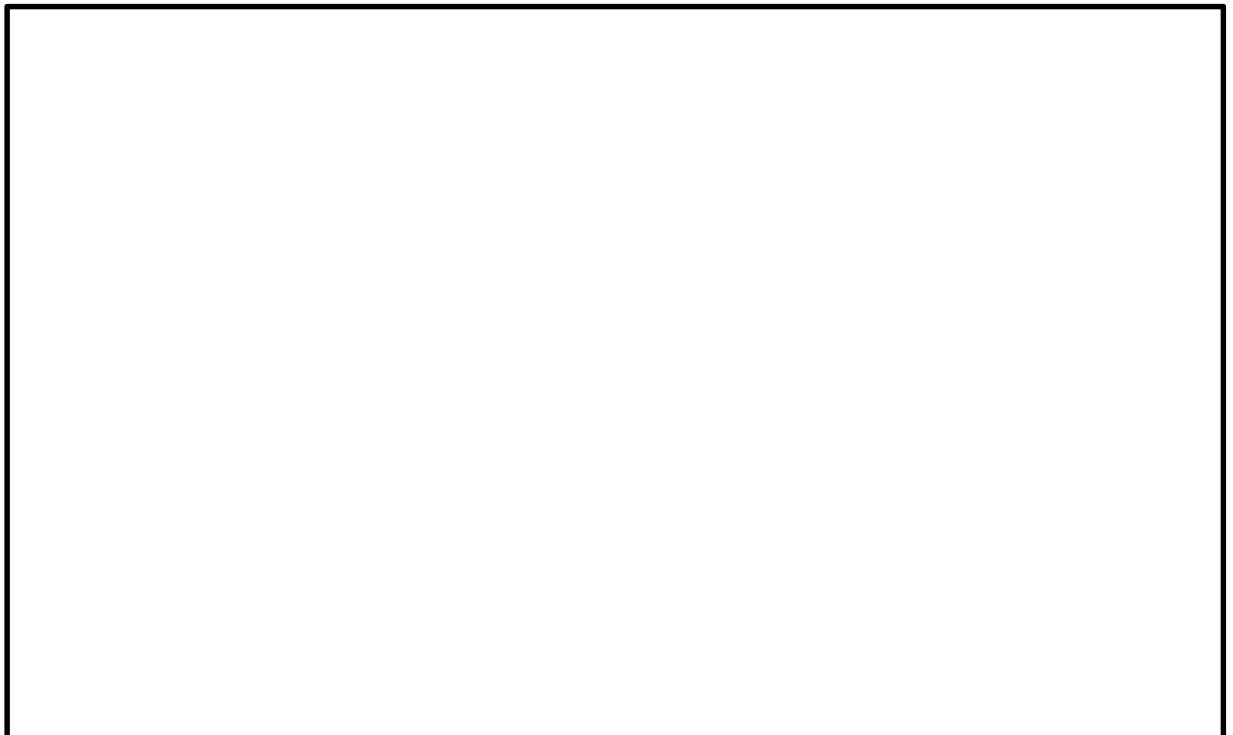
図 5.2-3 (2) 最大断面力図 (その 2)

(②-②，③-③方向加振時， 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)



(面外曲げモーメント，最大時刻 23.60 秒)

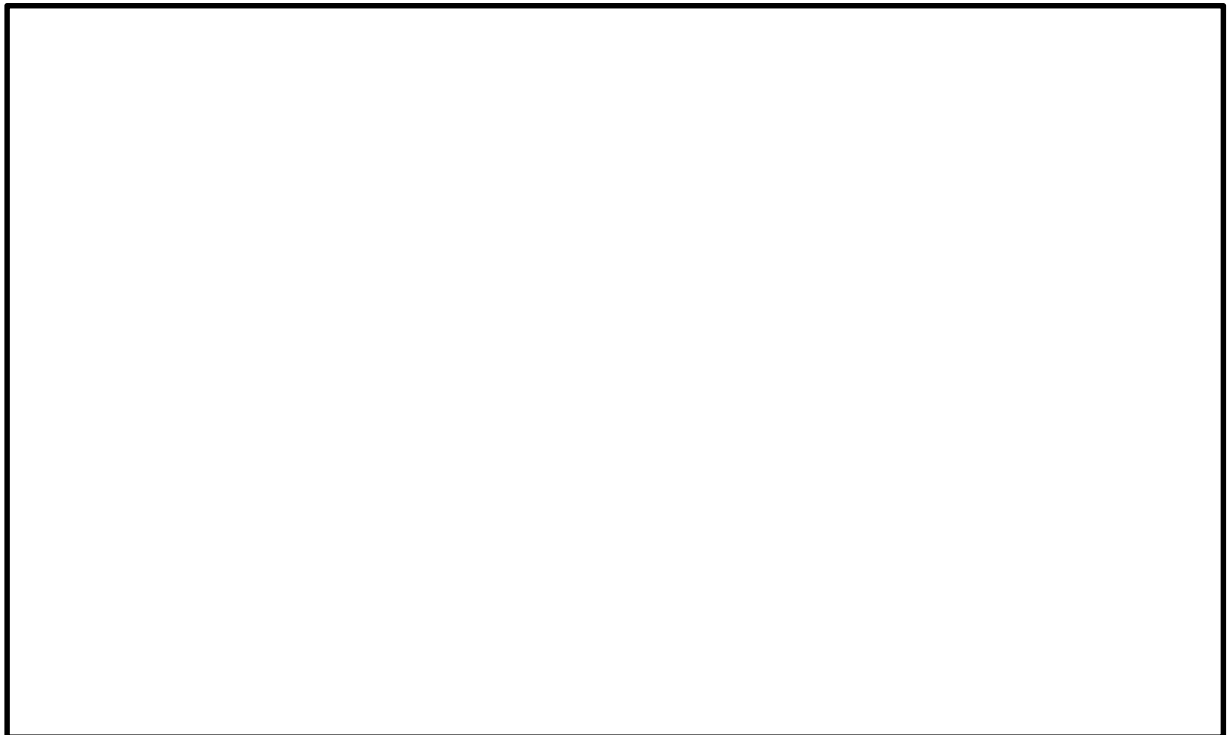


(面内曲げモーメント，最大時刻 44.95 秒)

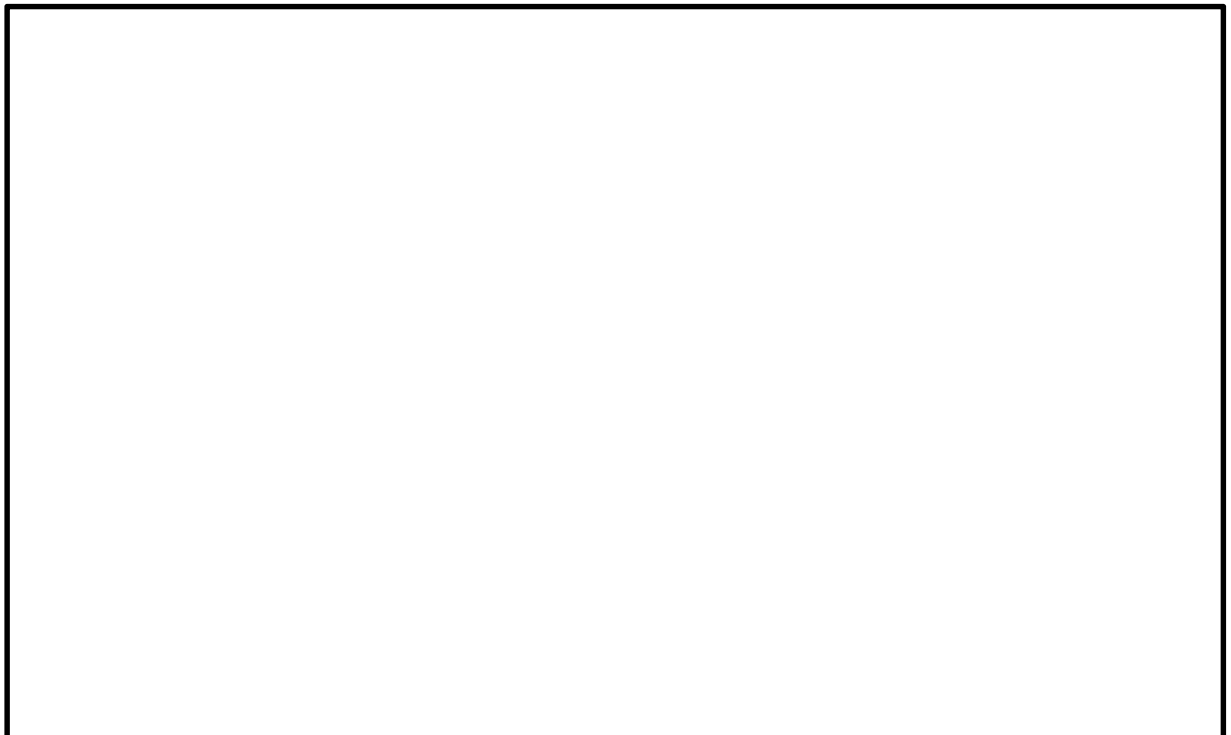
図 5.2-3 (3) 最大断面力図 (その 3)

(②-②，③-③方向加振時， 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)



(軸力，最大時刻 26.94 秒)

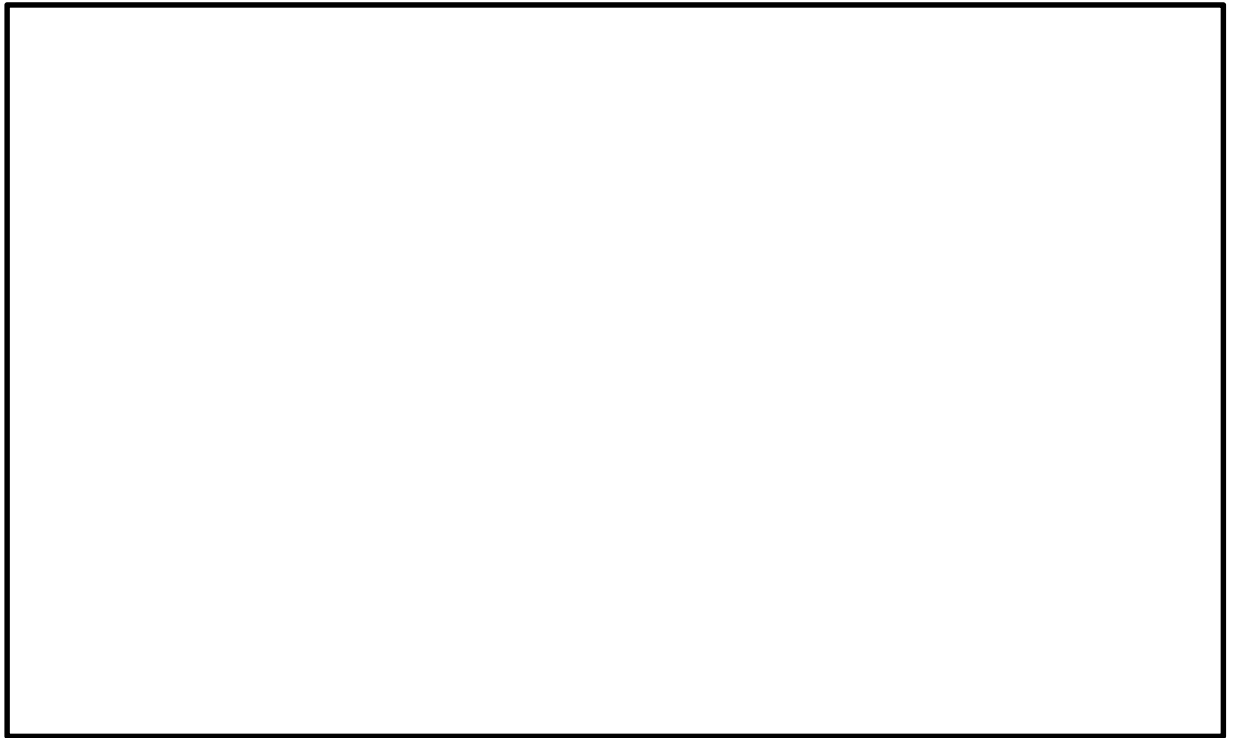


(面外せん断力，最大時刻 26.53 秒)

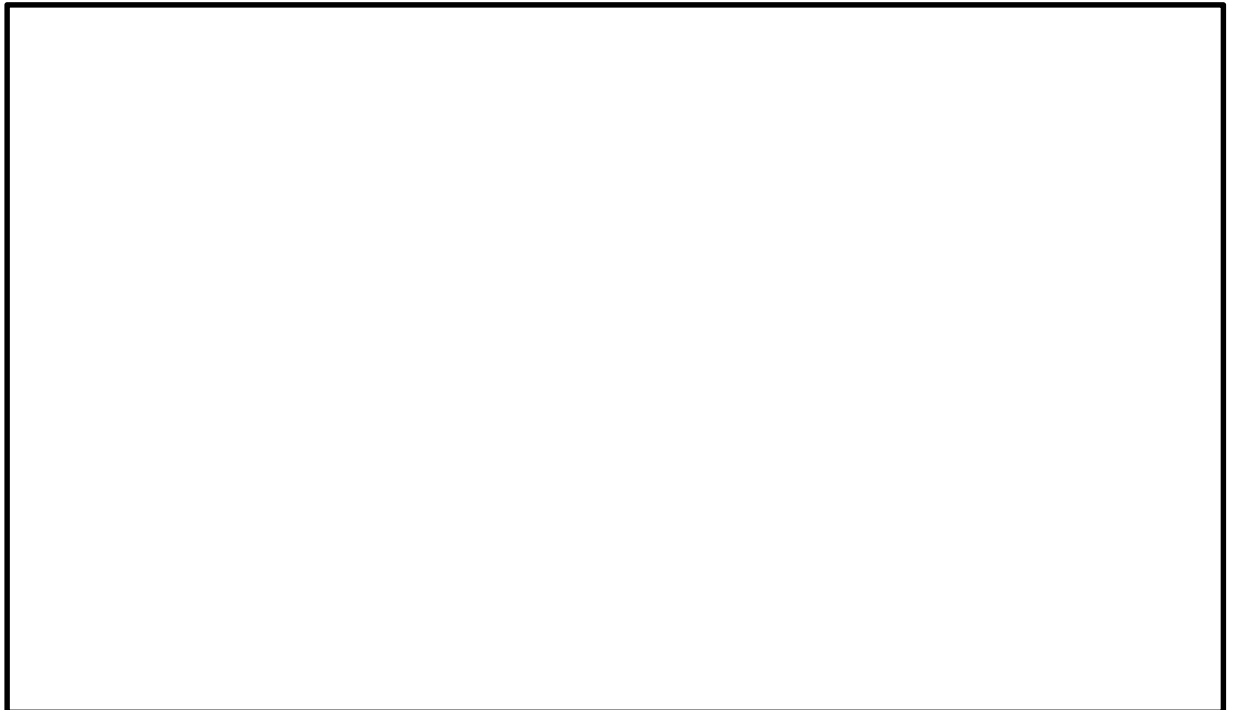
図 5.2-3 (4) 最大断面力図 (その 4)

－①方向加振時， 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)



(面内せん断力，最大時刻 26.95 秒)

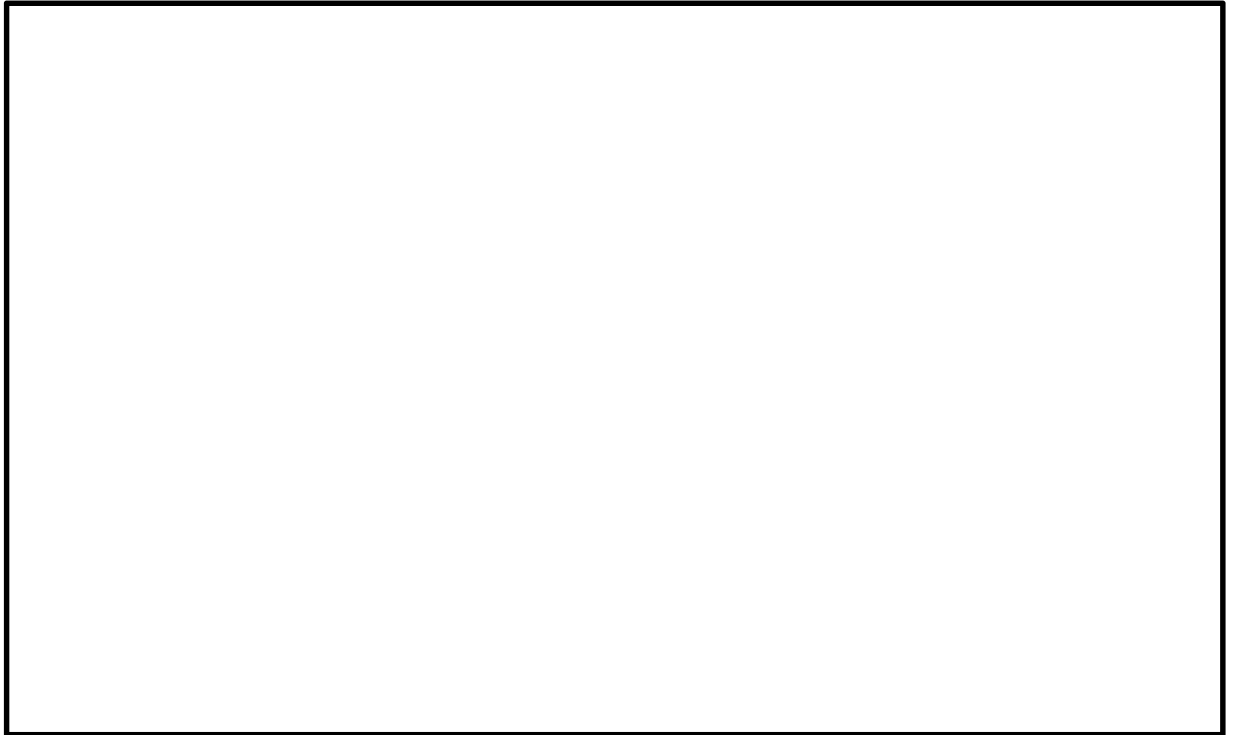


(ねじりモーメント，最大時刻 24.26 秒)

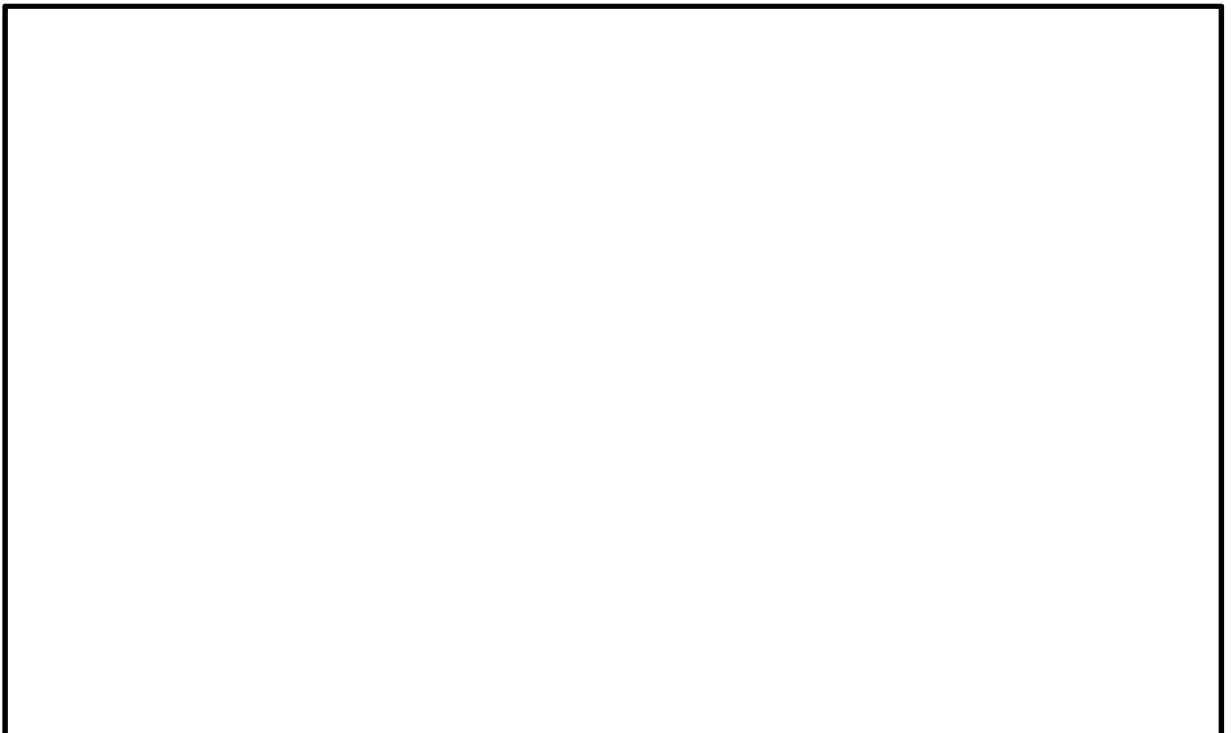
図 5.2-3 (5) 最大断面力図 (その 5)

(①-①方向加振時， 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)



(面外曲げモーメント，最大時刻 16.96 秒)



(面内曲げモーメント，最大時刻 26.95 秒)

図 5.2-3 (6) 最大断面力図 (その 6)

(①-①方向加振時， 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)

5.2.2 上部構造の耐震評価結果

鋼製防護壁の構造図を図 5.2－4 に，板厚構成図を図 5.2－5 に示す。

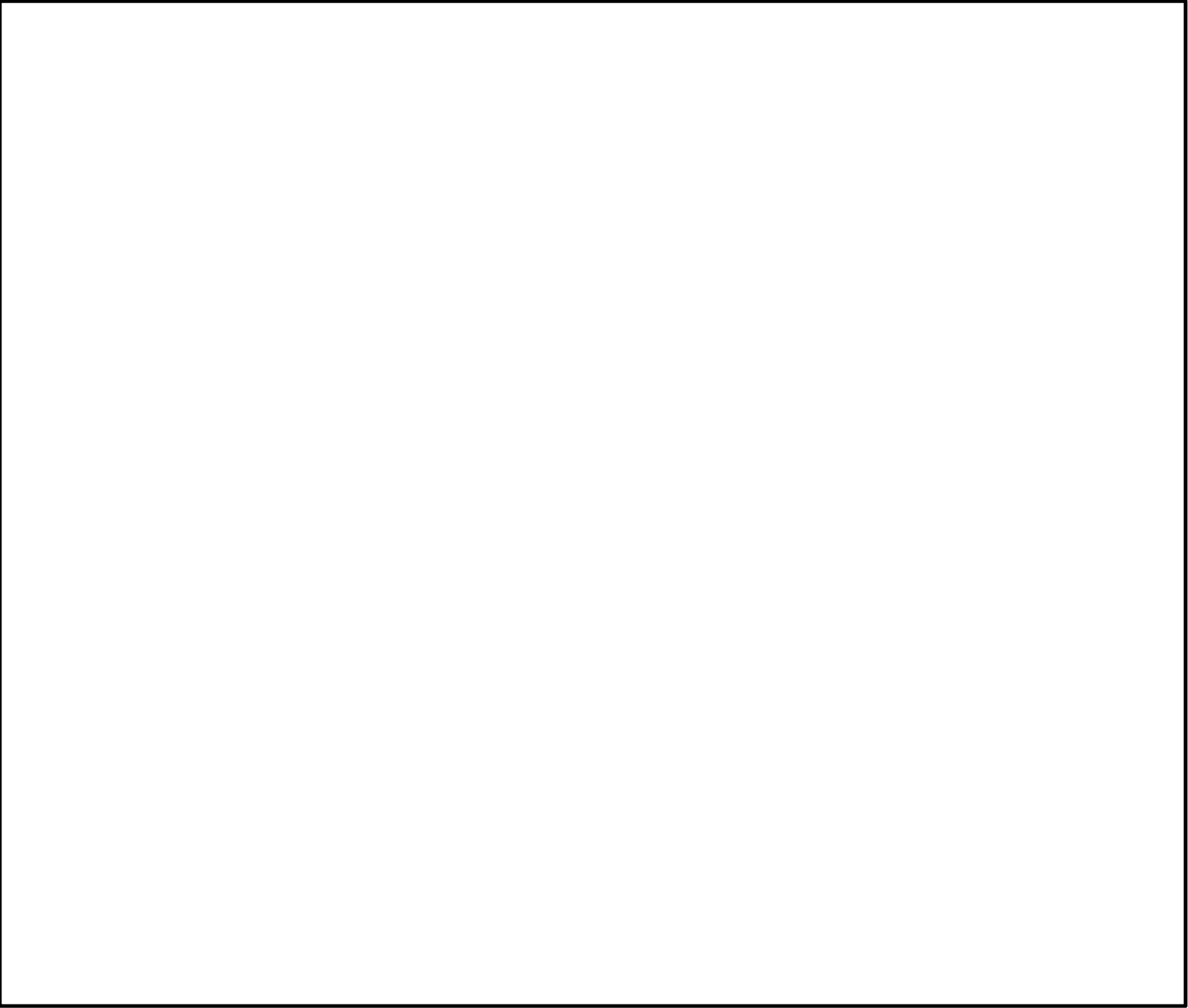


図 5.2－4 鋼製防護壁構造図

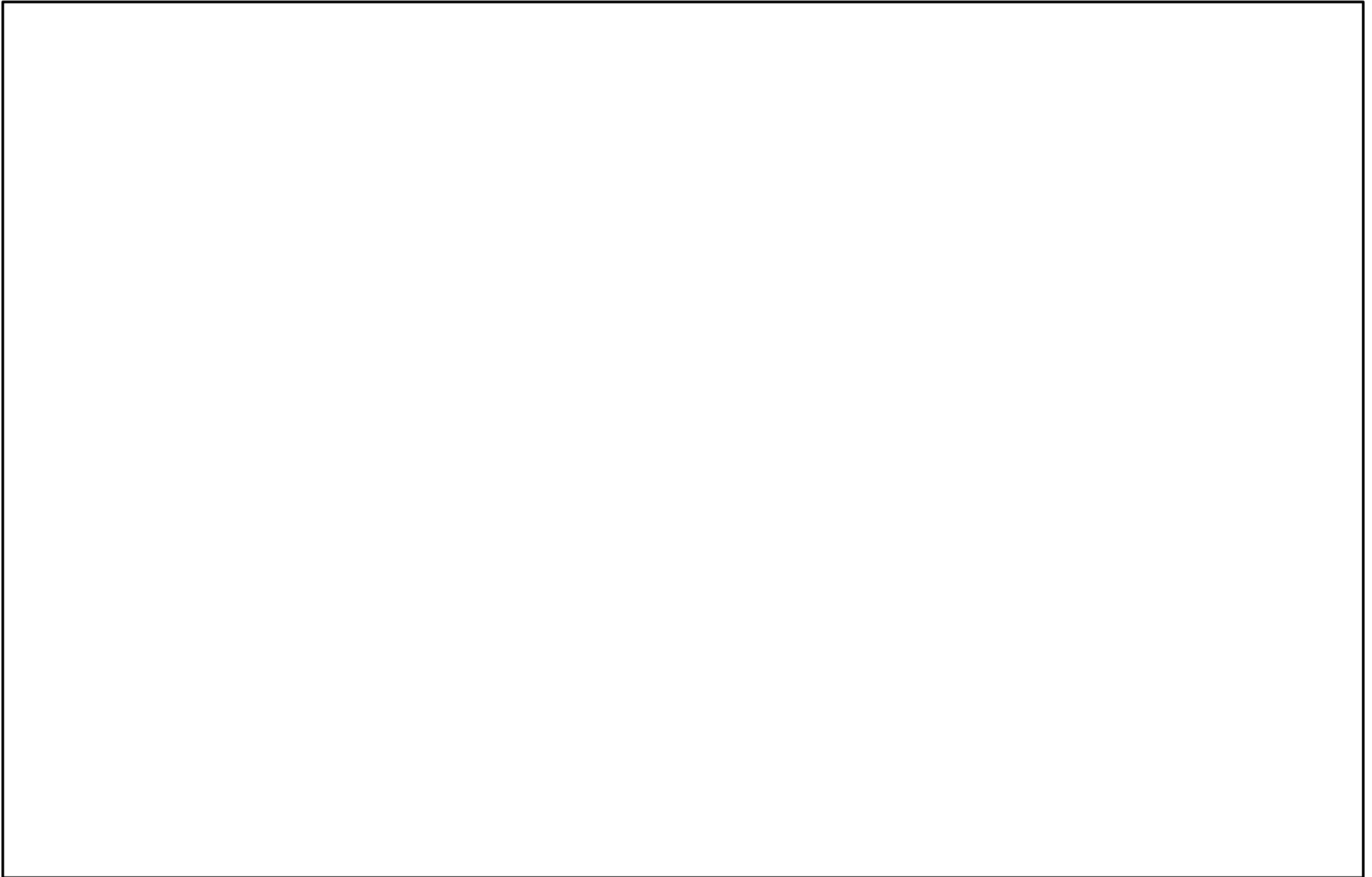


図 5.2-5 (1) 板厚構成図 (その 1)

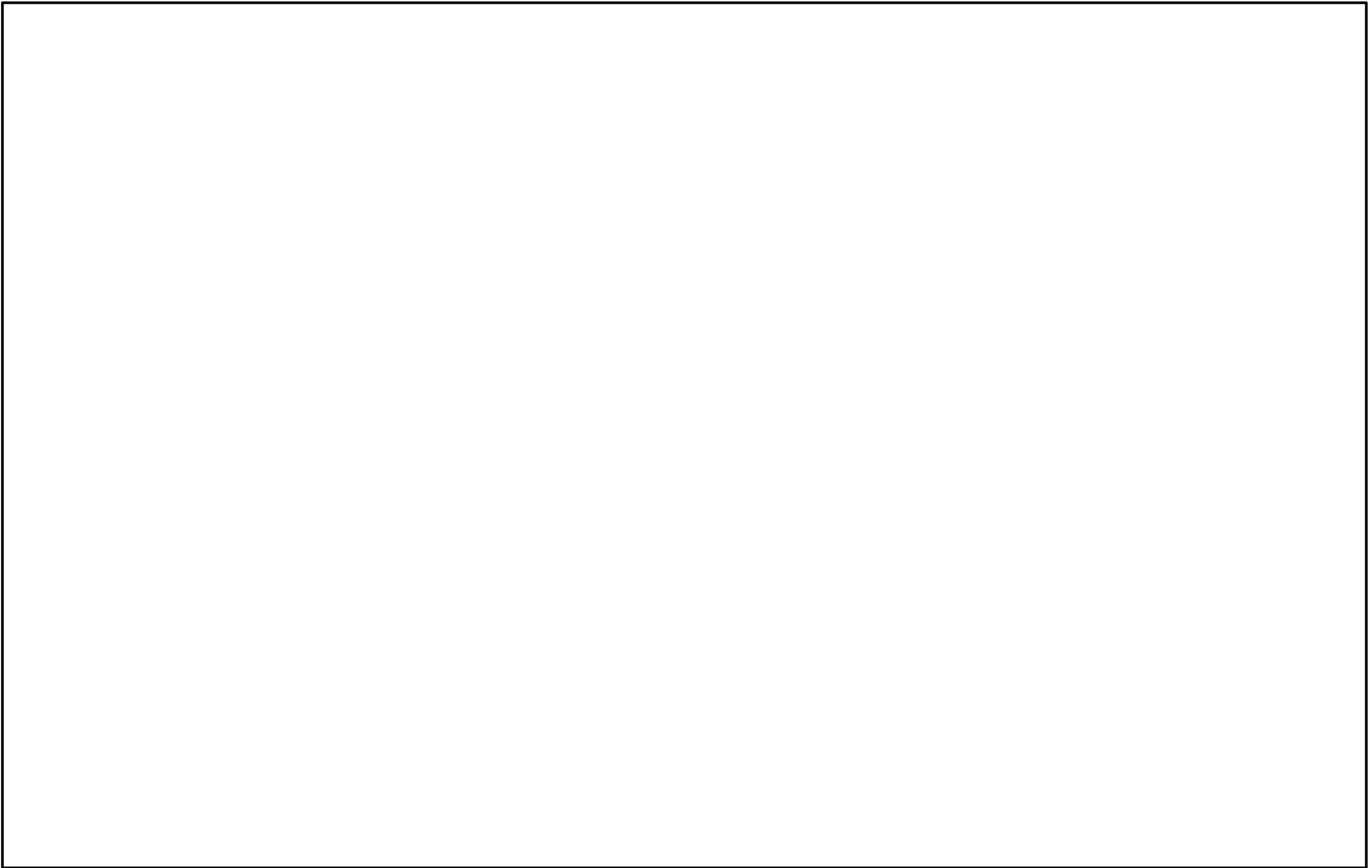


図 5.2-5 (2) 板厚構成図 (その 2)

(1) 主部材

主部材の評価結果を表 5.2-4 に示す。

表 5.2-4 主部材の評価結果

検討 ケース	地震動	組合せ係数		材質	応力成分	発生値	許容値	照査値
		①-①	②-② ③-③					
ケース ④	S _s -D1 [H+, V+]	1.0	0.4	SBHS500	直応力度 σ (N/mm ²)	443	500	0.89
		1.0	0.4	SBHS500	せん断応力度 τ (N/mm ²)	215	285	0.76
		1.0	0.4	SM490Y	合成応力度 k (—)	1.19	1.2	0.99
		0.4	1.0	SBHS500	直応力度 σ (N/mm ²)	479	500	0.96
		0.4	1.0	SM570	せん断応力度 τ (N/mm ²)	206	246	0.84
		0.4	1.0	SM490Y	合成応力度 k (—)	1.18	1.2	0.99

注記 *1: 合成応力度 $k = (\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$

*2: 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) 補剛材

主部材に対する補剛材の評価結果を表 5.2-5 に示す。

表 5.2-5 (1) 補剛材の評価結果 (その 1)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z0-Z1	SBHS500	65	断面積 (cm ²)	31.42	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4415	37137
Z0-Z1	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	29.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10129	37137
Z1-Z2	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15895	37137
Z2-Z3	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15895	37137
Z0-Z1	SM570	40	断面積 (cm ²)	19.33	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11224	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11913	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11913	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10045	37137
Z0-Z1	SM570	25	断面積 (cm ²)	12.08	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	9699	37137
Z1-Z2	SM570	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14115	37137
Z1-Z2	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z1-Z2	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11391	37137
Z1-Z2	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z2-Z3	SM570	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14115	37137
Z2-Z3	SM490Y	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11964	37137

表 5.2-5 (2) 補剛材の評価結果 (その2)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z2-Z3	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z2-Z3	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z2-Z3	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z3-Z4	SM570	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14115	37137
Z3-Z4	SM490Y	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11964	37137
Z3-Z4	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z3-Z4	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z3-Z4	SM570	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z3-Z4	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z4-Z5	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z4-Z5	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z4-Z5	SM570	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z4-Z5	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z5-Z6	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z5-Z6	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z5-Z6	SM570	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137

表 5.2-5 (3) 補剛材の評価結果 (その3)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z5-Z6	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z5-Z6	SM490Y	20	断面積 (cm ²)	11.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	6366	37137
Z6-Z9	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	15.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8614	8922
Z6-Z9	SM490Y	20	断面積 (cm ²)	10.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5238	8922
Z6-Z9	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	3522	8922
Z6-Z9	SM490Y	16	断面積 (cm ²)	8.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	3522	8922
Z6-Z9	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	50.60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1686	8922

(3) 添接板

ボルト添接を適用する最大板厚 60mm の継ぎ手部 (J4) における検討箇所を図 5.2-6 に、外面鋼板の添接板の構造図を図 5.2-7 に、評価結果を表 5.2-6 に、水平隔壁の添接板の構造図を図 5.2-8 に、評価結果を表 5.2-7 に示す。

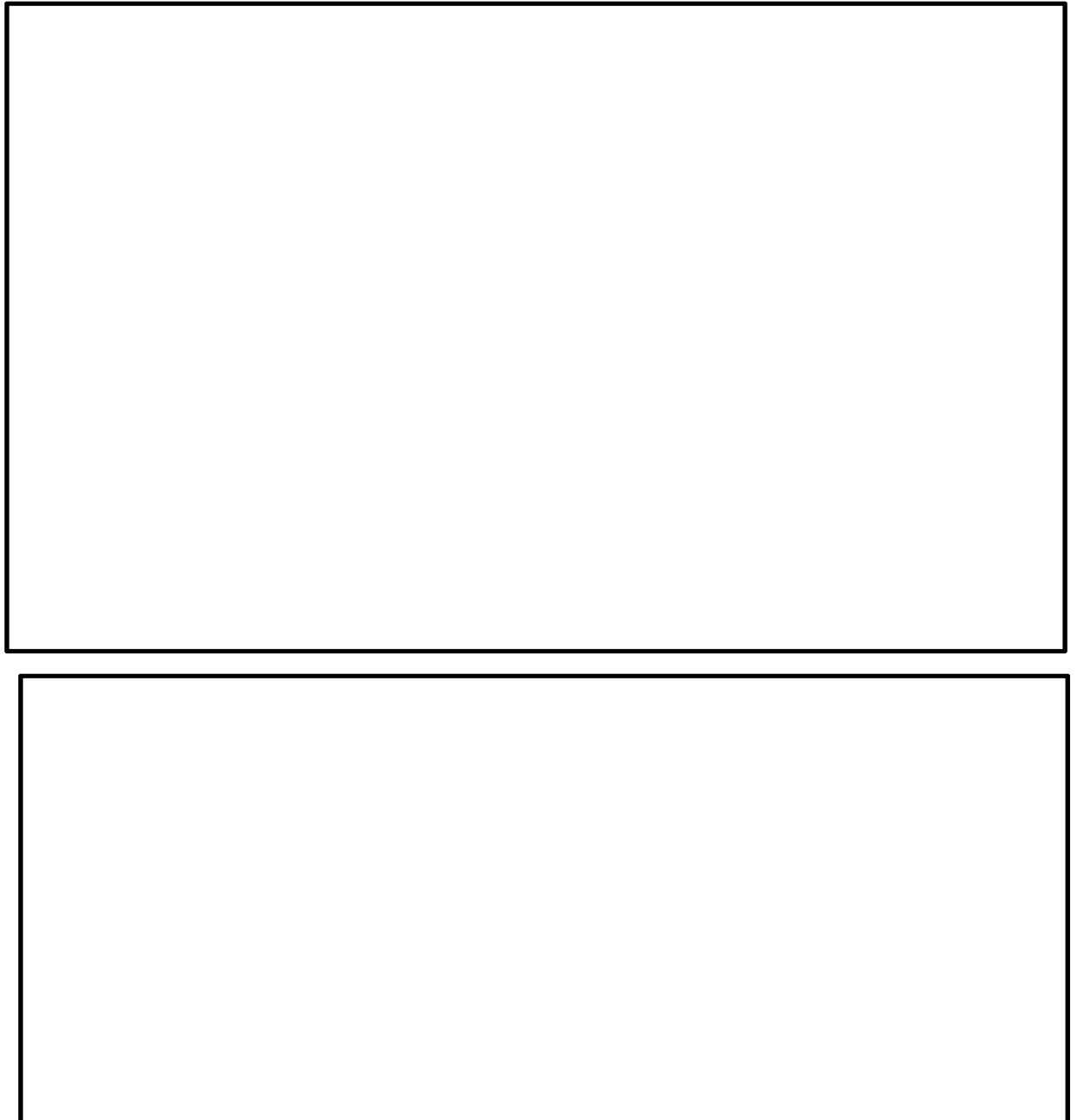


図 5.2-6 添接板検討位置

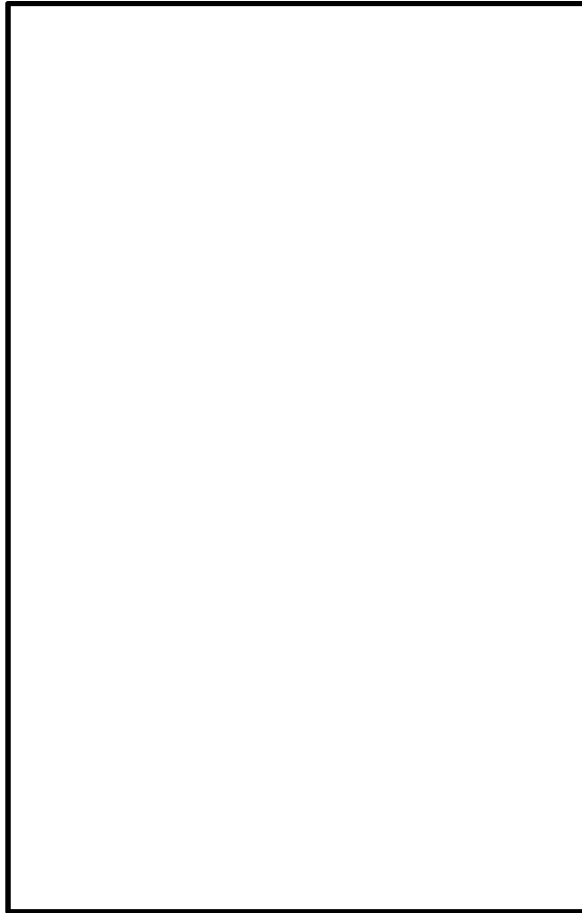


図 5.2－7 外面鋼板添接板（J4）構造図

表 5.2－6 外面鋼板添接板（J4）の評価結果

部材	仕様	照査対象	断面積		
			区 分	必要断面積 (mm ²)	配置断面積 (mm ²)
添接板	SBHS500	母材	総断面積	511.9	515.8
			孔引き後断面積	378.2	417.1
		リブ	総断面積	244.8	259.2
			孔引き後断面積	182.8	188.9

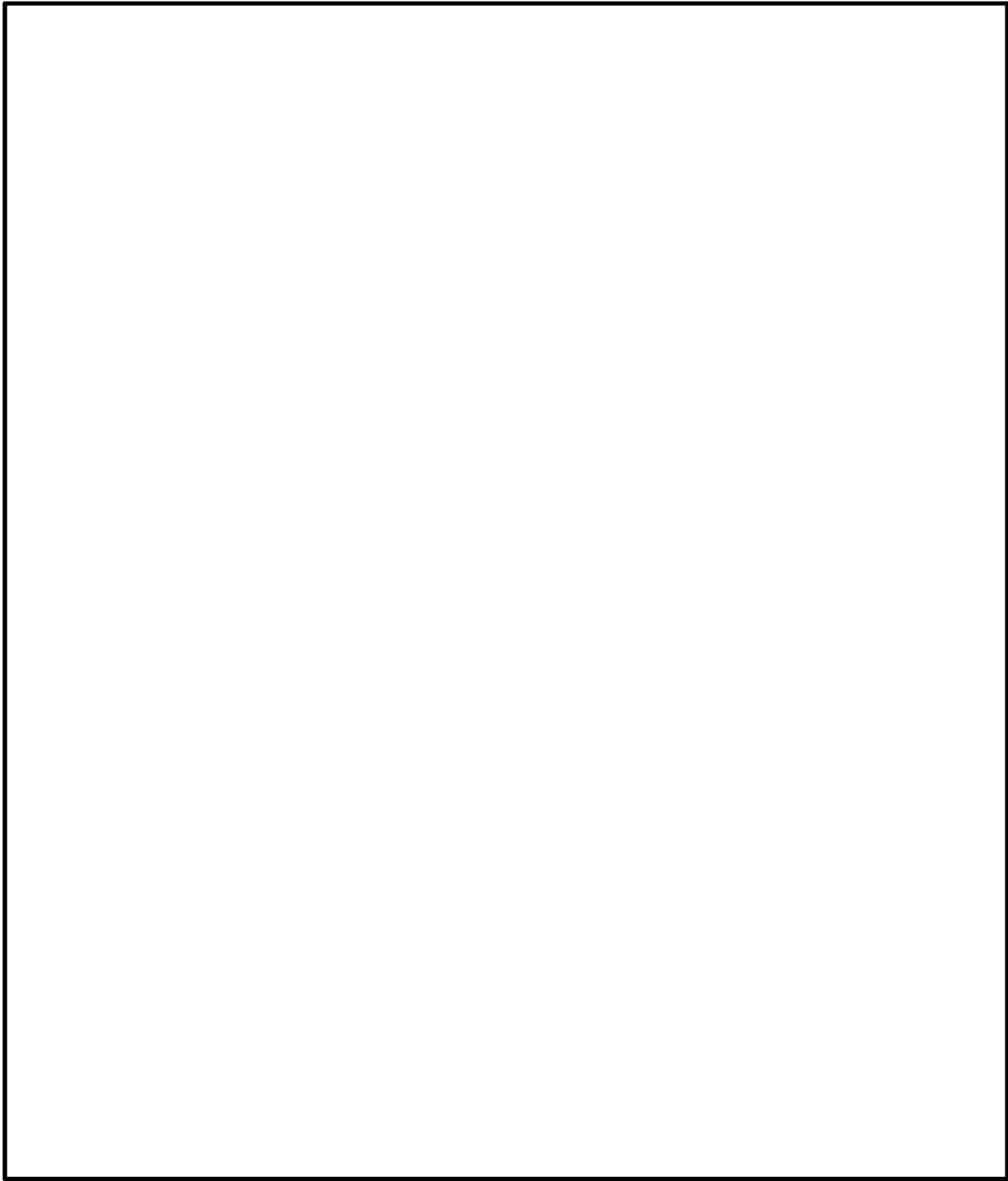


図 5.2－8 水平隔壁添接板（J4）構造図

表 5.2－7 水平隔壁添接板（J4）の評価結果

部材	仕様	照査項目	発生値	許容値	照査値
ボルト	高力ボルト S10T M22	せん断力 (N)	29324	108000	0.28
		合成応力 (N)	103323	108000	0.96
添接板	SBHS500	曲げ応力度 (N/mm ²)	312	442.5	0.71

5.3 鋼製防護壁（接合部）

5.3.1 接合部の地震応答解析結果

接合部の耐震評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の地震応答解析結果から抽出する。
接合部の耐震評価に用いる断面力を表 5.3-1 に示す。断面力の概念図を図 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 接合部の耐震評価に用いる断面力

基礎	検討 ケース	組合せ係数		地震動	M_z (kN・m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)	N (kN)	S_x (kN)	S_y (kN)
		①-①	②-② ③-③							
南 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	S_s-D1 [H+, V+]	-524409	-253745	722025	-83531	11222	-24811
	ケース ④	1.0	0.4	S_s-D1 [H-, V+]	80570	149908	-1141646	9276	-28820	31601
		1.0	0.4		264603	39551	1601209	-115449	-33573	-41599
		1.0	0.4		236418	16390	1555798	-117873	-30690	-46107
		1.0	0.4		69895	16390	-1164826	8669	-28821	22378
		0.4	1.0	S_s-D1 [H+, V+]	1770277	494600	-364422	-24950	-85218	10111
北 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	S_s-D1 [H+, V+]	-994722	409818	351895	-35014	-72691	11710
	ケース ④	1.0	0.4	S_s-D1 [H-, V+]	-234980	172358	1242806	11112	-31637	-4798
		1.0	0.4		-232134	163621	1277326	3485	-31638	-2264
		1.0	0.4		67145	-37041	-1327973	-114590	-22541	31610
		1.0	0.4		319807	-66858	-1457473	-103177	-13982	10260
		0.4	1.0	S_s-D1 [H+, V+]	969901	-338933	-607733	-75878	28451	16395

注記 *1：全断面圧縮

*2：ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

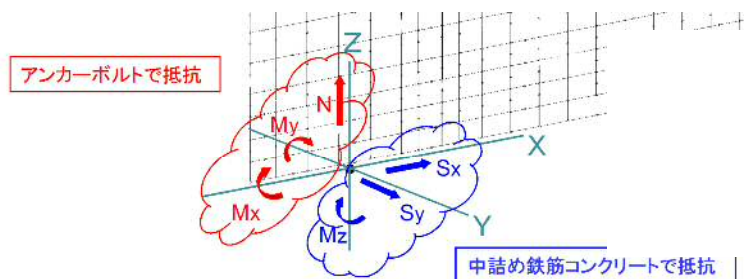


図 5.3-1 断面力の概念図

5.3.2 接合部の耐震評価結果

(1) アンカーボルトの評価結果

アンカーボルトの評価結果を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 アンカーボルトの発生応力

基礎	検討 ケース	組合せ係数		アンカーボルト						コンクリートの		
		①-①	②-② ③-③	引張応力度 (N/mm ²)			圧縮応力度 (N/mm ²)			圧縮応力度 (N/mm ²)		
				発生 応力	短期 許容 応力度	照査値	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値
南 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	85	315.0	0.27	52	315.0	0.17	3.6	24.0	0.15
	ケース ④	1.0	0.4	267	315.0	0.85	75	315.0	0.24	5.5	24.0	0.23
		1.0	0.4	—*1	315.0	—*1	17	315.0	0.06	1.2	24.0	0.05
		1.0	0.4	239	315.0	0.76	110	315.0	0.35	7.9	24.0	0.33
		1.0	0.4	272	315.0	0.87	77	315.0	0.25	5.6	24.0	0.24
		0.4	1.0	84	315.0	0.27	84	315.0	0.27	2.5	24.0	0.11
北 基 礎	ケース ①	0.4	1.0	57	315.0	0.18	29	315.0	0.10	2.1	24.0	0.09
	ケース ④	1.0	0.4	292	315.0	0.93	82	315.0	0.26	6.0	24.0	0.25
		1.0	0.4	292	315.0	0.93	85	315.0	0.27	6.2	24.0	0.26
		1.0	0.4	191	315.0	0.61	95	315.0	0.31	6.7	24.0	0.28
		1.0	0.4	230	315.0	0.73	103	315.0	0.33	7.4	24.0	0.31
		0.4	1.0	68	315.0	0.22	44	315.0	0.14	3.1	24.0	0.13

注記 *1：全断面圧縮

*2：ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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を示す。

(2) アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 アンカーボルトの定着長

定着長 (cm)	必要定着長 (cm)	照査値
270.0	236.9	0.88

(3) アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 アンカーボルトのコーンせん断

基礎	定着部の コーンせん断 に対する 許容応力度 (N/mm ²)	コンクリート 強度で決まる コーン せん断強度 (N/mm ²)	鉄筋補強 による コーンせん断 強度の増加 (N/mm ²)	必要 鉄筋量 (mm ² /m ²)	配置 鉄筋量 4-D25@ 300 (mm ² /m ²)	照査値
南基礎	1.102	0.825	0.690	2299	6755	0.34
北基礎	1.184	0.825	0.772	2572	6755	0.38

(4) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果を表 5.3-5 に示す。

表 5.3-5 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する照査結果

基礎	部位	設計 せん断力 (kN)	必要 鉄筋量 (mm ²)	配置 鉄筋	配置 鉄筋量 (mm ²)	照査値
南基礎	頂版コンクリート	82547	2077	24-D32	14349	0.15
	中詰めコンクリート	82547	3228	15-D35*	19061	0.17
北基礎	頂版コンクリート	65035	2988	24-D32	14349	0.21
	中詰めコンクリート	65035	1898	15-D35*	19061	0.10

注記 *1: 「鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」において実施した 3 次元解析 (COM3) の結果を反映して安全余裕を高める目的で鉄筋量を増加。

(5) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメント

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果を表 5.3-6 に示す。

表 5.3-6 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する照査結果

基礎	部位	設計 水平回転 モーメント (kN・m)	水平鉄筋				鉛直鉄筋			
			配置 鉄筋	発生 応力 (N/mm ²)	短期 許容応力度 (N/mm ²)	照査値	配置 鉄筋	発生 応力 (N/mm ²)	短期 許容応力度 (N/mm ²)	照査値
南 基 礎	頂版 鉄筋 コン クリ ート	1770277	8-D35	260	435	0.60	7-D51	70	435	0.16
	中詰め 鉄筋 コン クリ ート	1770277	5-D38	291	435	0.67	5-D51	164	435	0.38
基 礎	頂版 鉄筋 コン クリ ート	994722	8-D35	146	435	0.34	7-D51	33	435	0.08
	中詰め 鉄筋 コン クリ ート	994722	5-D38	164	435	0.38	5-D51	92	435	0.22

(6) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻のずれ止め

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻とは、鋼殻側にずれ止めのためのスタッドを配置し一体化する。南北基礎の各断面力成分が最大値をとる時刻の発生断面力の組合せを設計断面力として必要スタッド量を算定した。評価結果を表 5.3-7 に示す。

表 5.3-7 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の一体化のためのスタッドの検討結果

部位	面外 せん断力 (kN)	面内 せん断力 (kN)	水平回転 モーメント (kN・m)	面外回転 モーメント (kN・m)	面内回転 モーメント (kN・m)	必要 スタッド量
南北面	10111	85218	1770277	494600	364422	160mm 格子
東西面	41599	33573	264603	39551	1601209	147mm 格子

5.4 まとめ

鋼製防護壁について，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，鋼製防護壁は，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。

鋼製防護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 6.1.1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.1.1-2 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。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。）また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 %（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 24 年 3 月））、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。

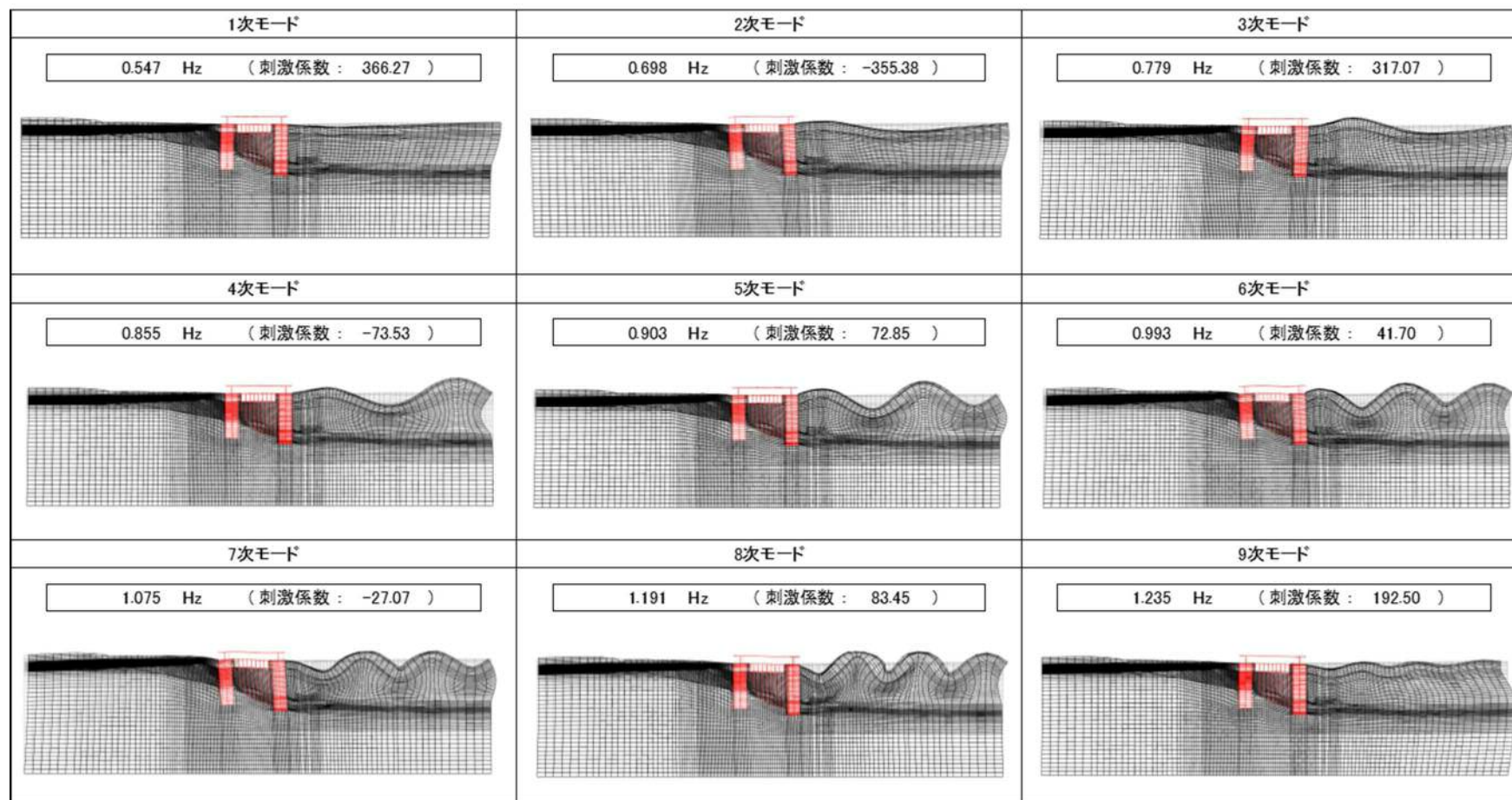


図 6.1.1-1(1) 鋼製防護壁の固有値解析結果
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

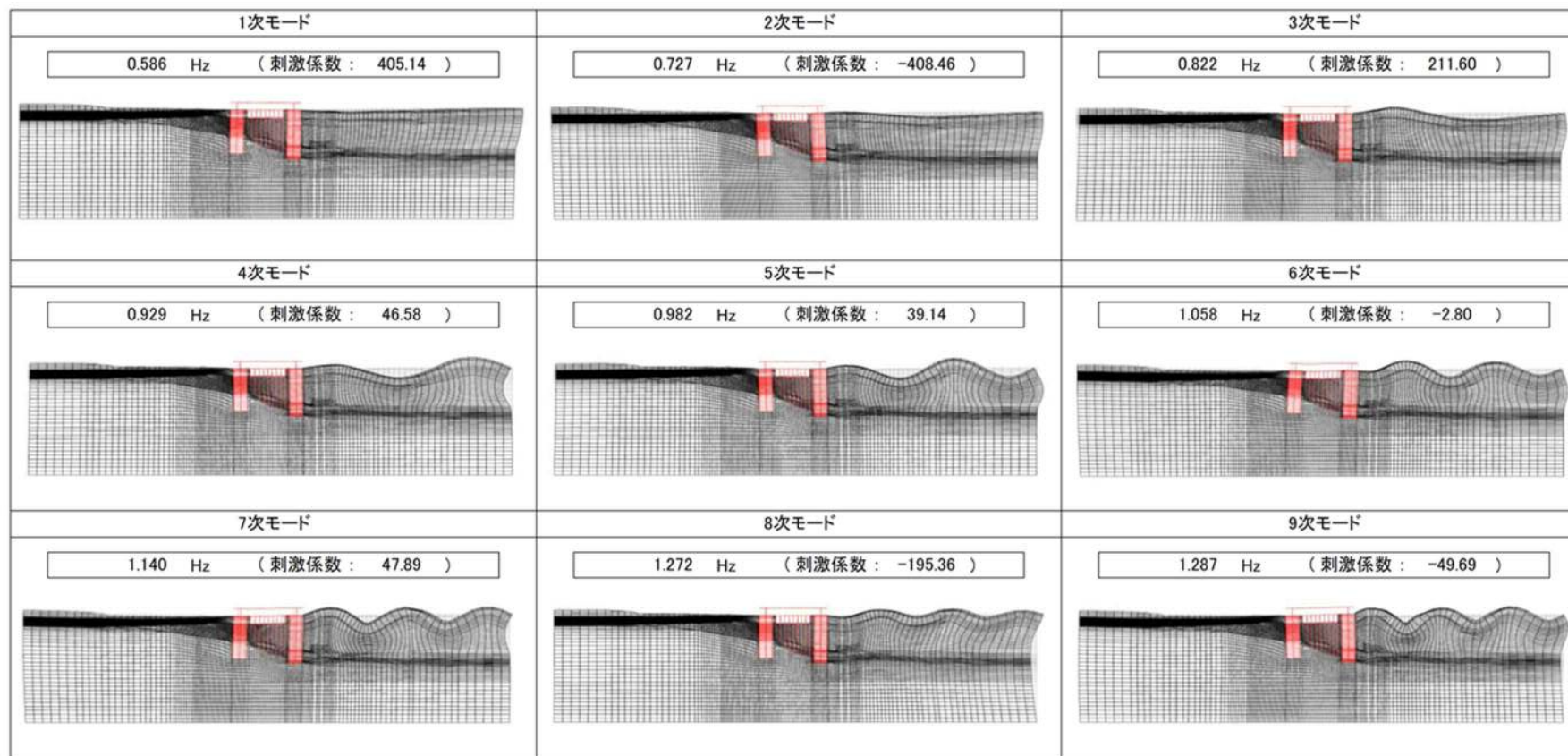


図 6.1.1-1(2) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(①-①断面)

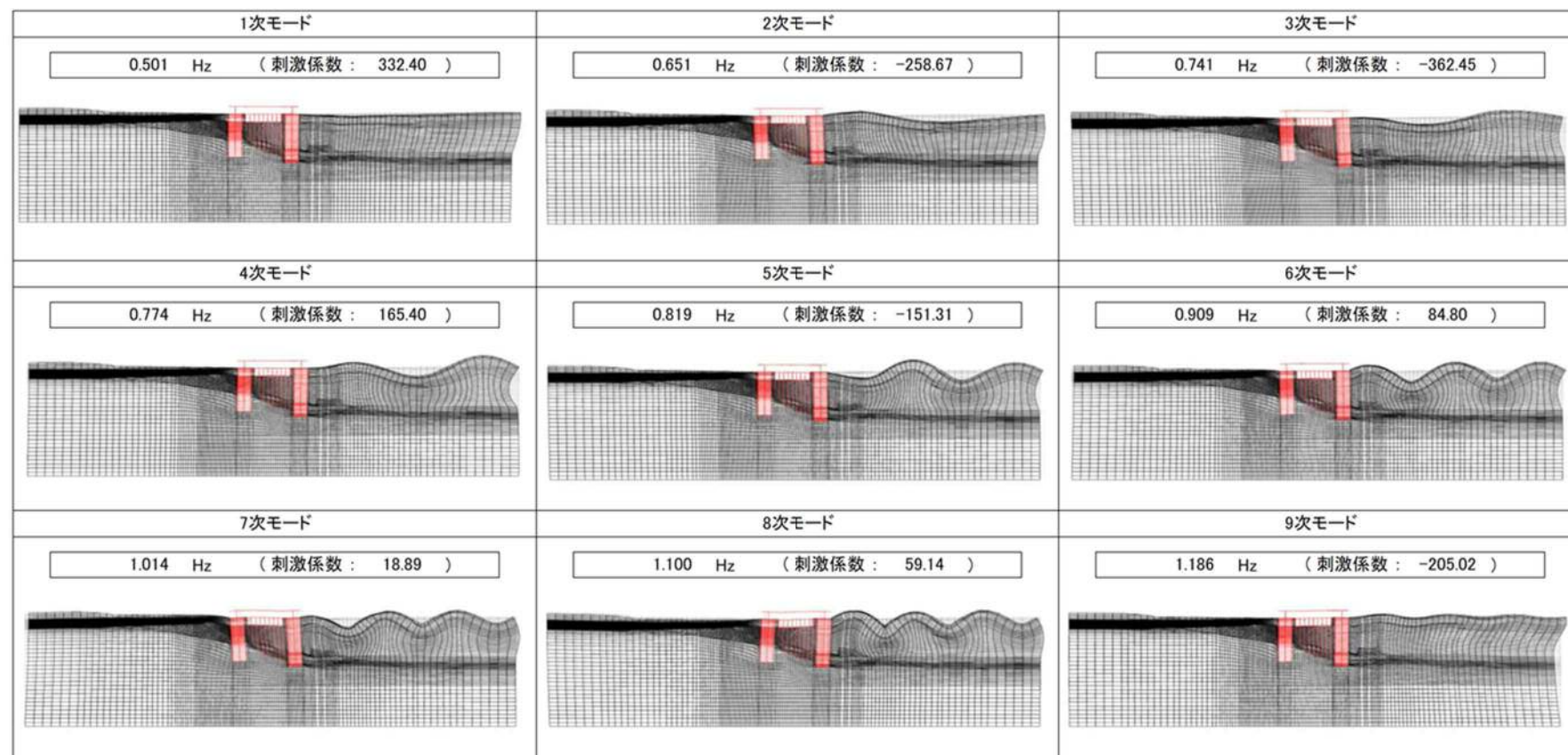


図 6.1.1-1(3) 鋼製防護壁の固有値解析結果
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

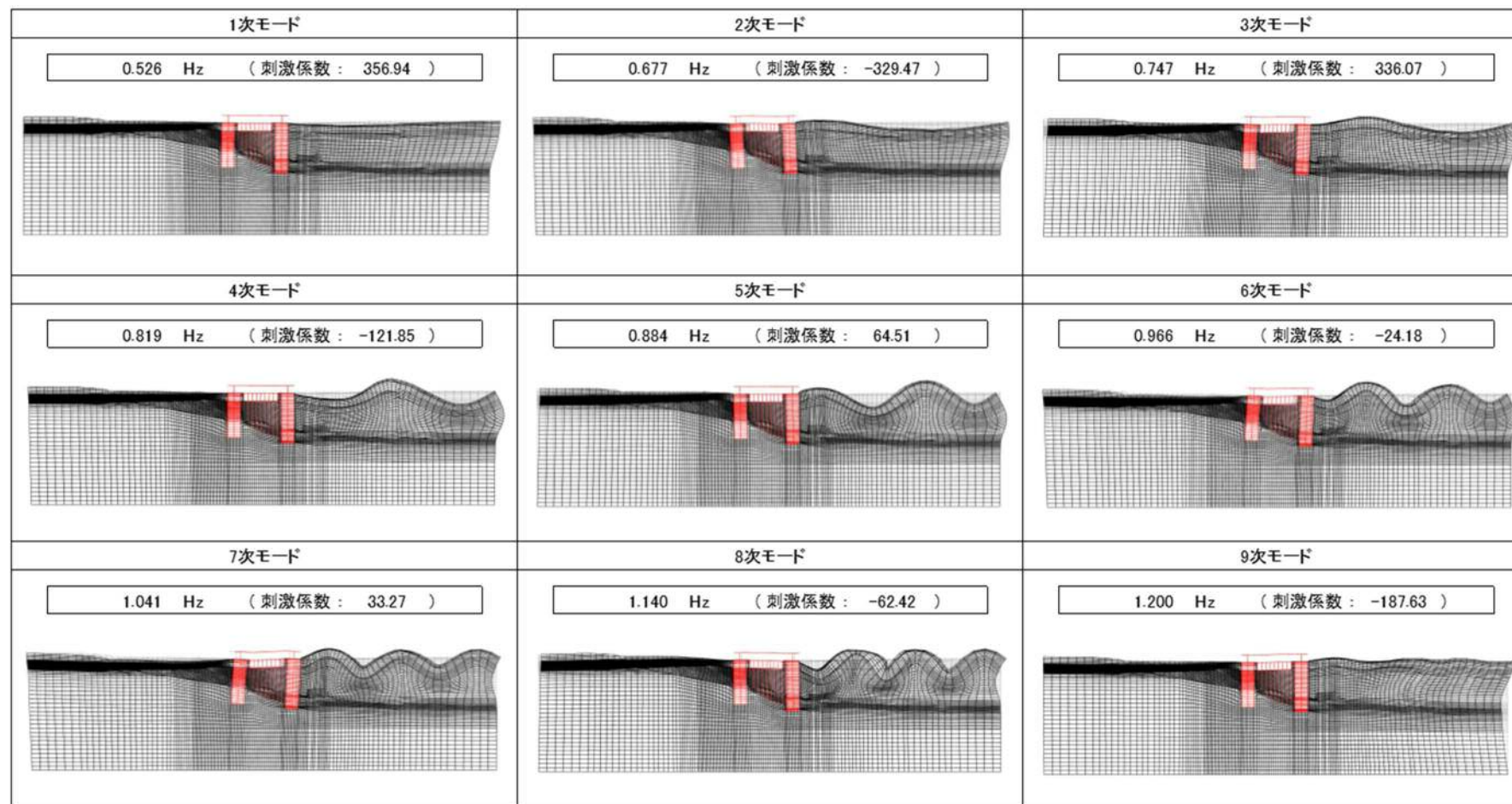


図 6.1.1-1(4) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(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)

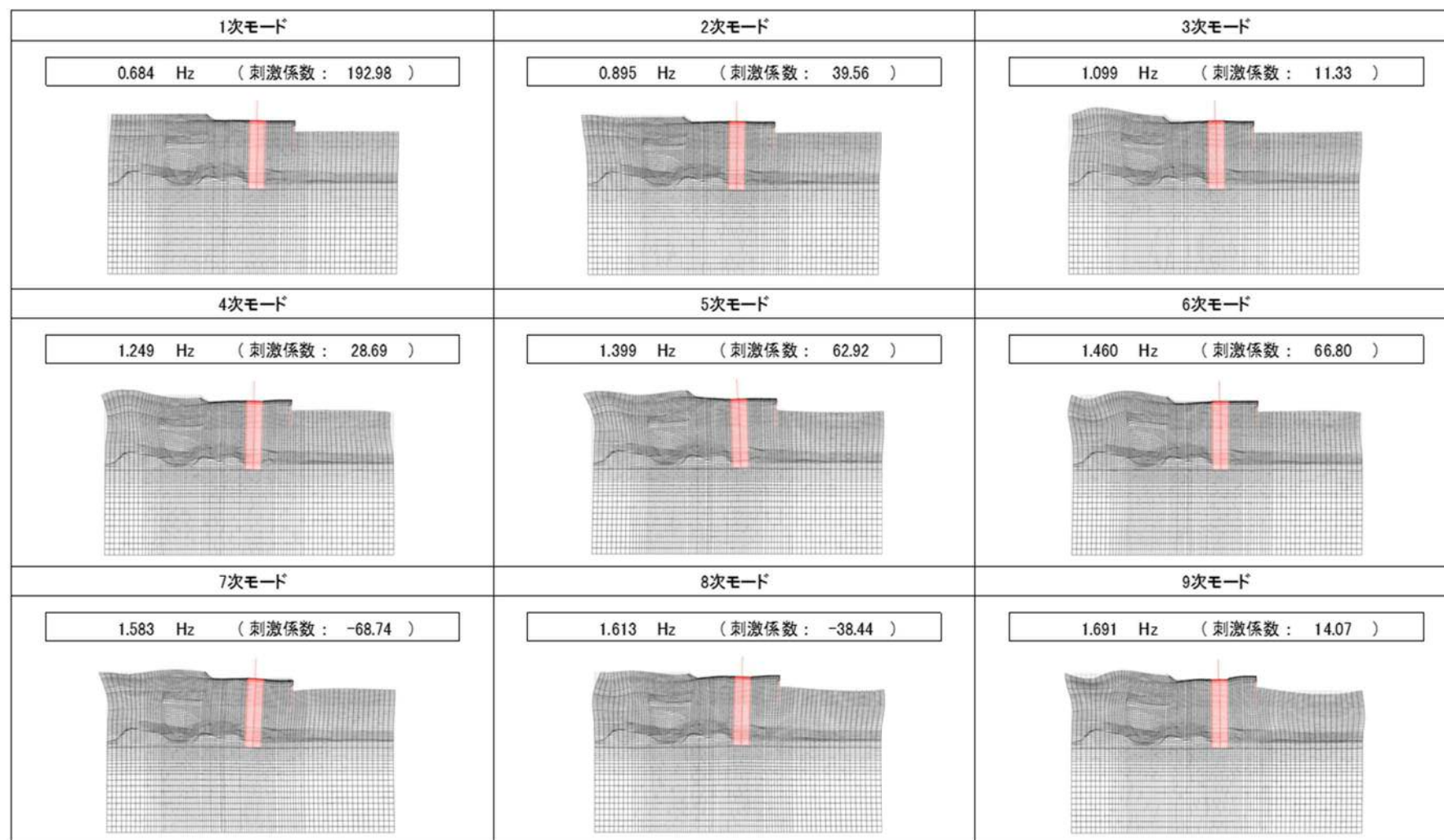


図 6.1.1-1(5) 鋼製防護壁の固有値解析結果
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

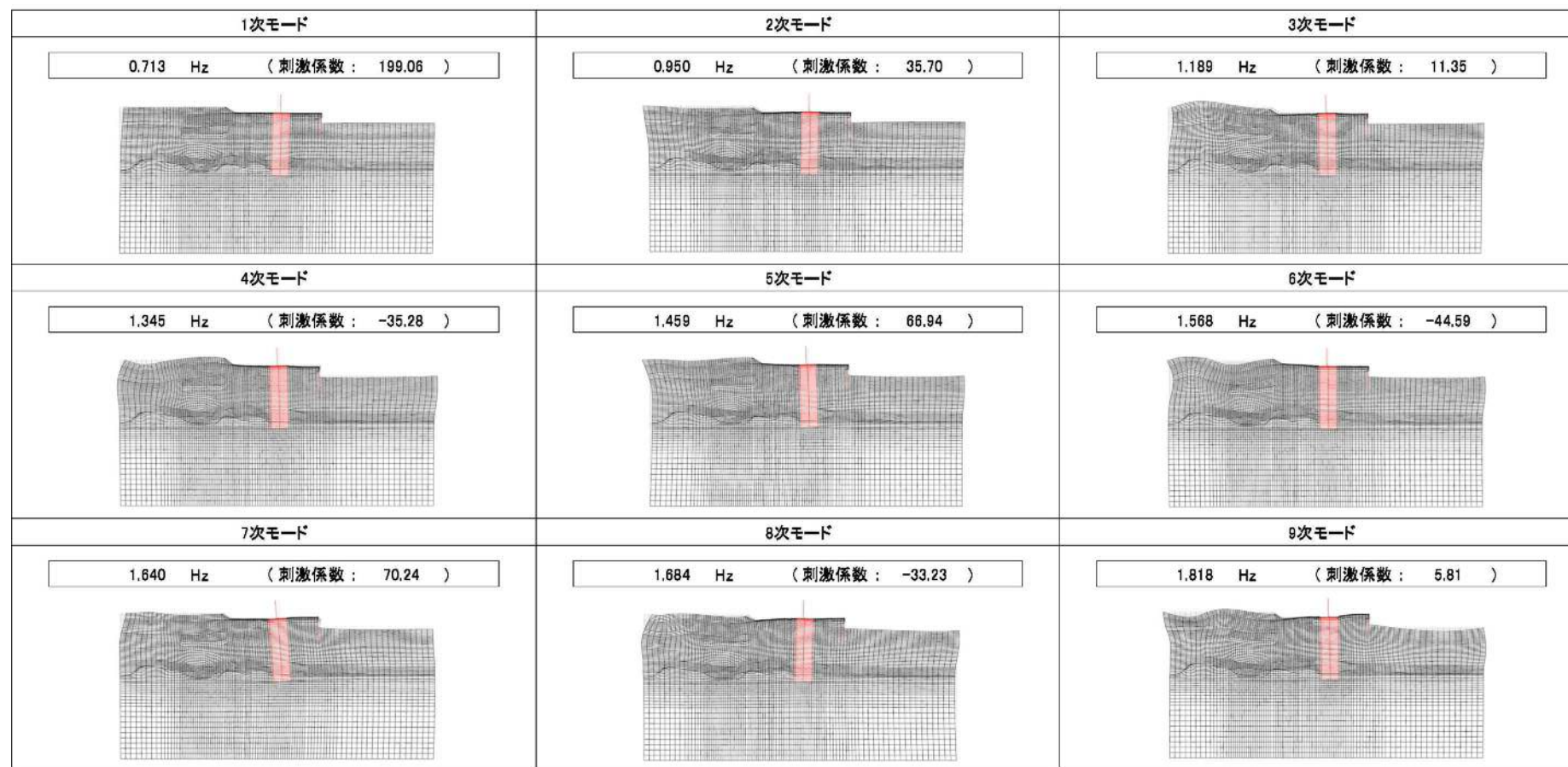


図 6.1.1-1(6) 鋼製防護壁の固有値解析結果
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

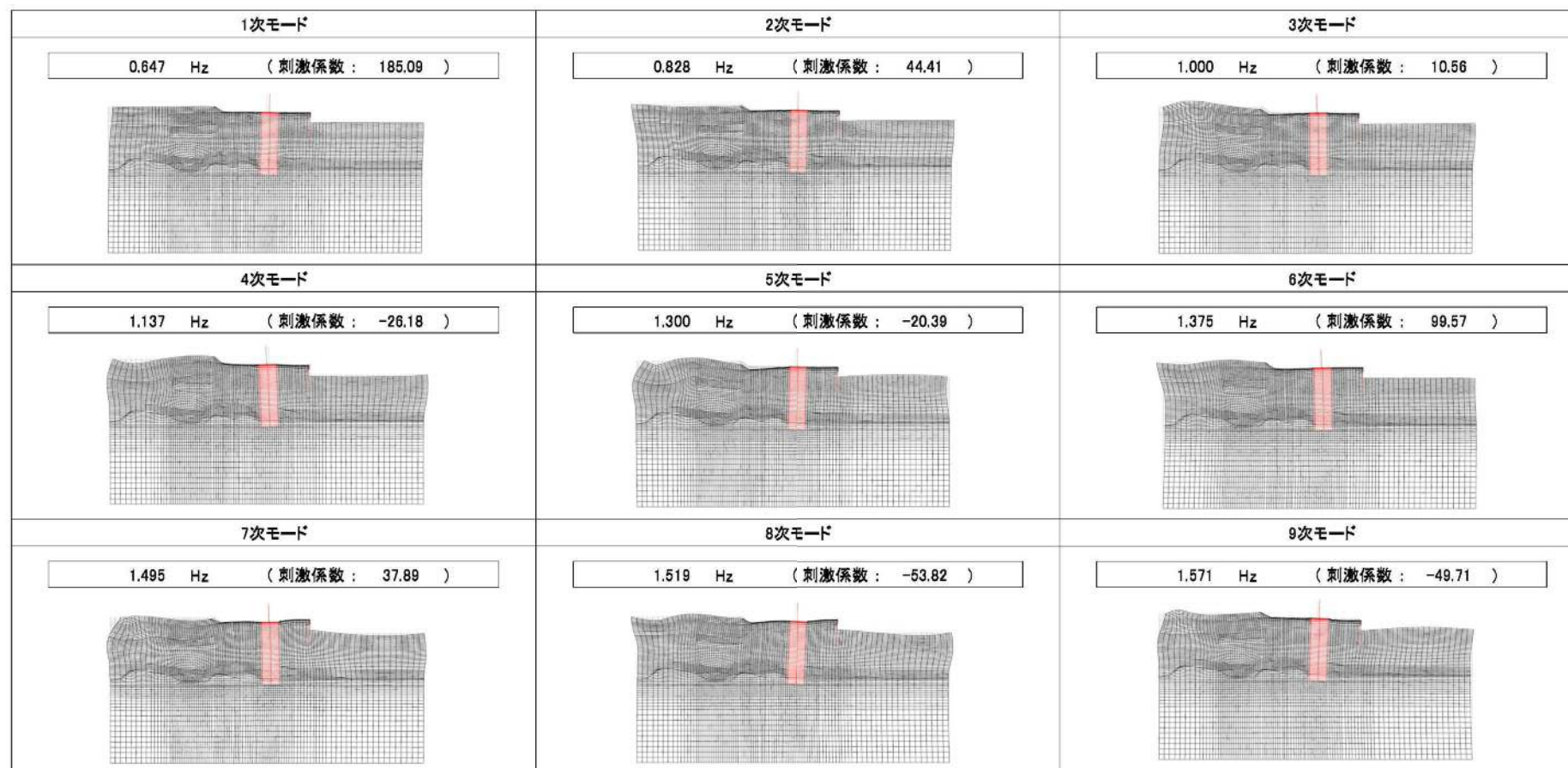


図 6.1.1-1(7) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(②-②断面)

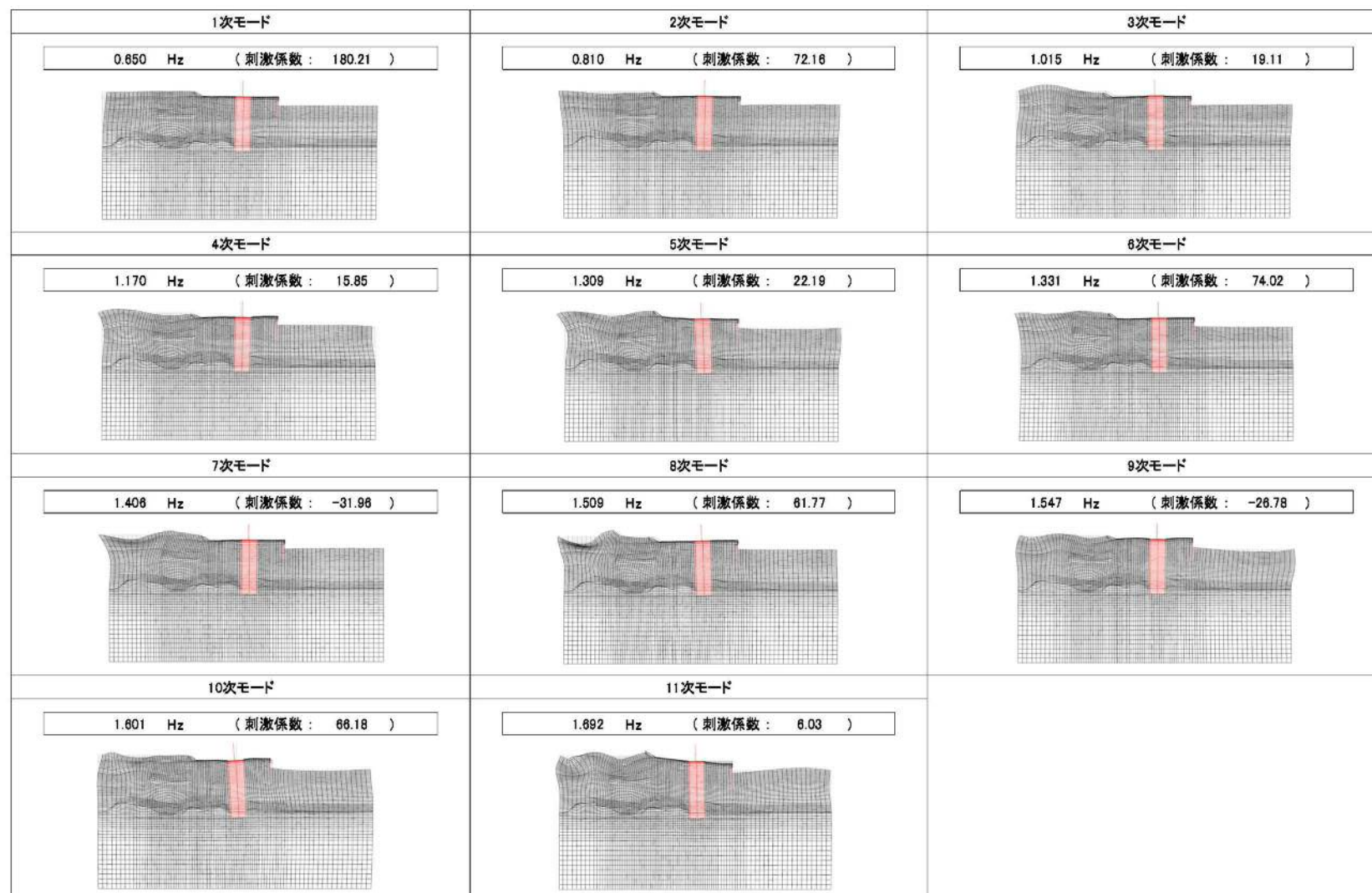


図 6.2.1-1(8) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(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)

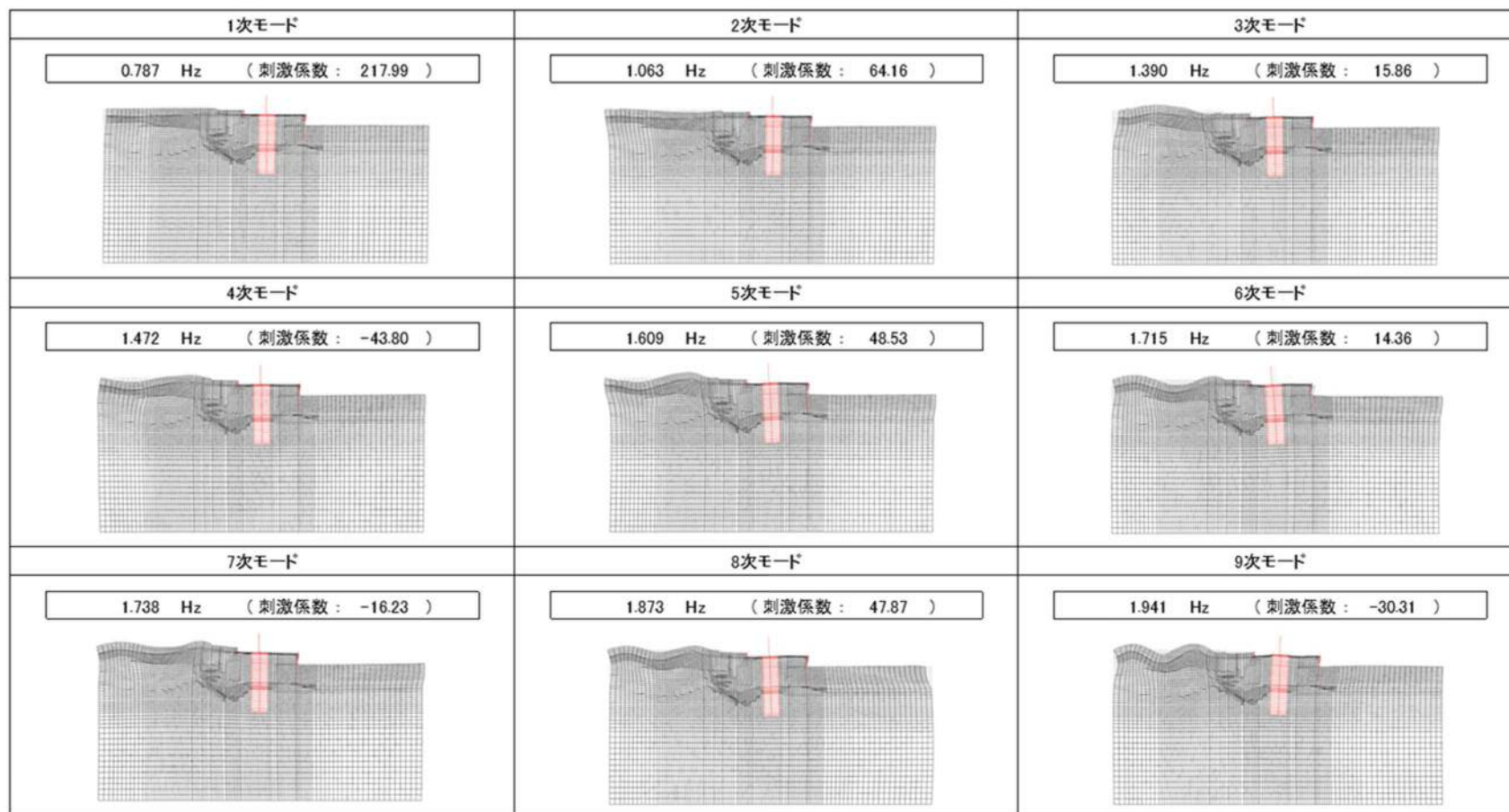


図 6.1.1-1(9) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(③-③断面)

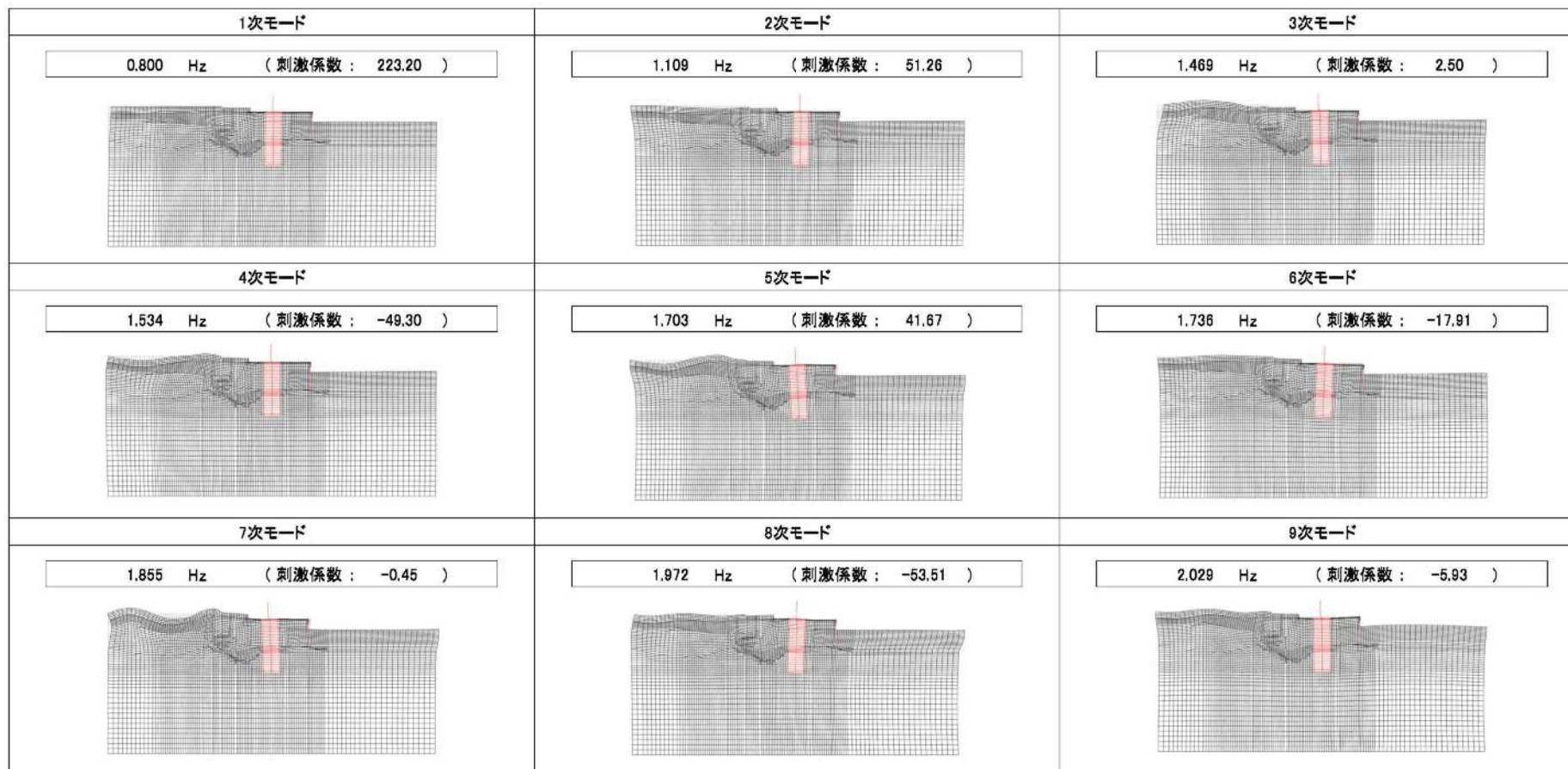


図 6.1.1-1(10) 鋼製防護壁の固有値解析結果
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

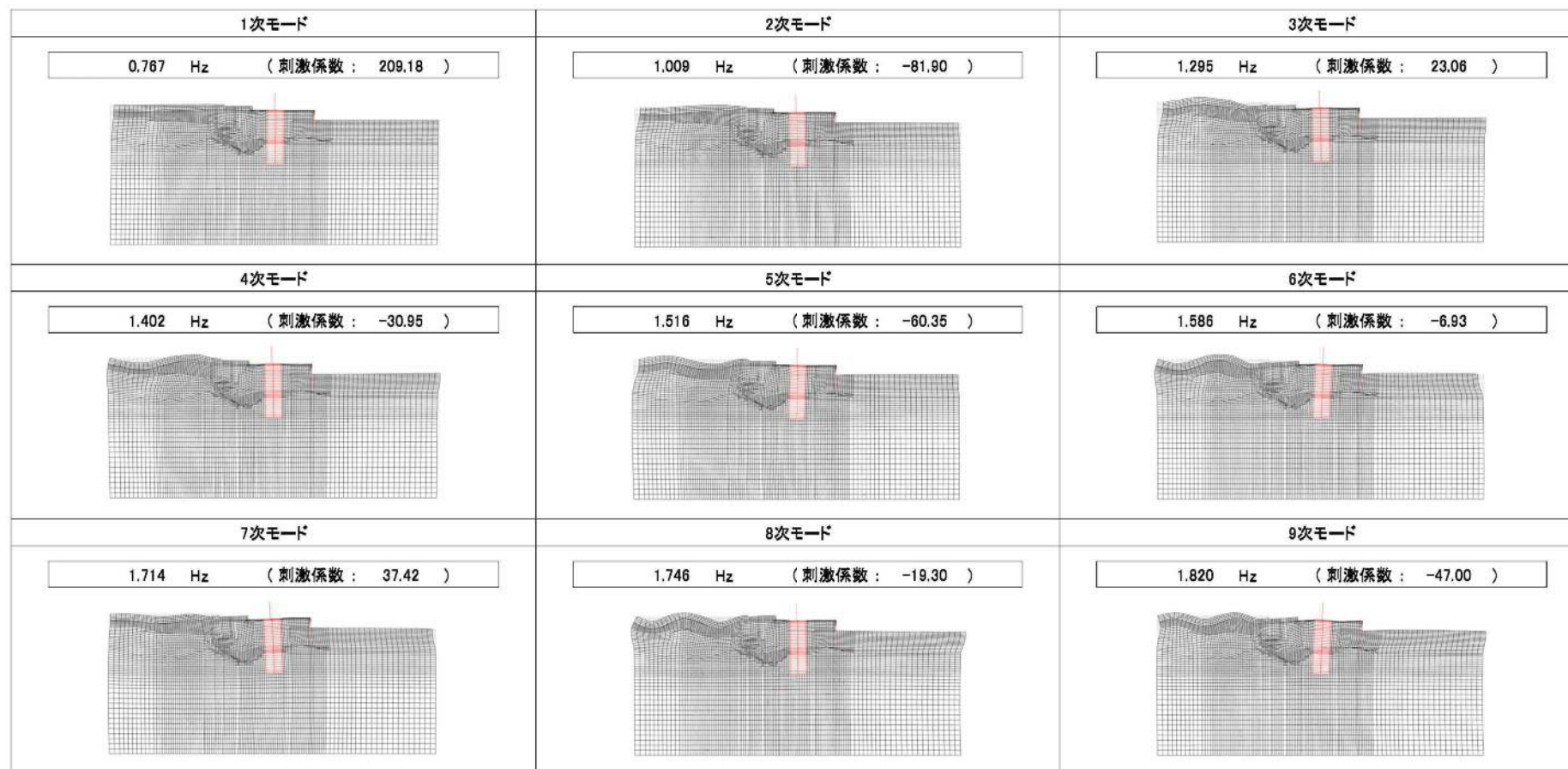


図 6.1.1-1(11) 鋼製防護壁の固有値解析結果
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

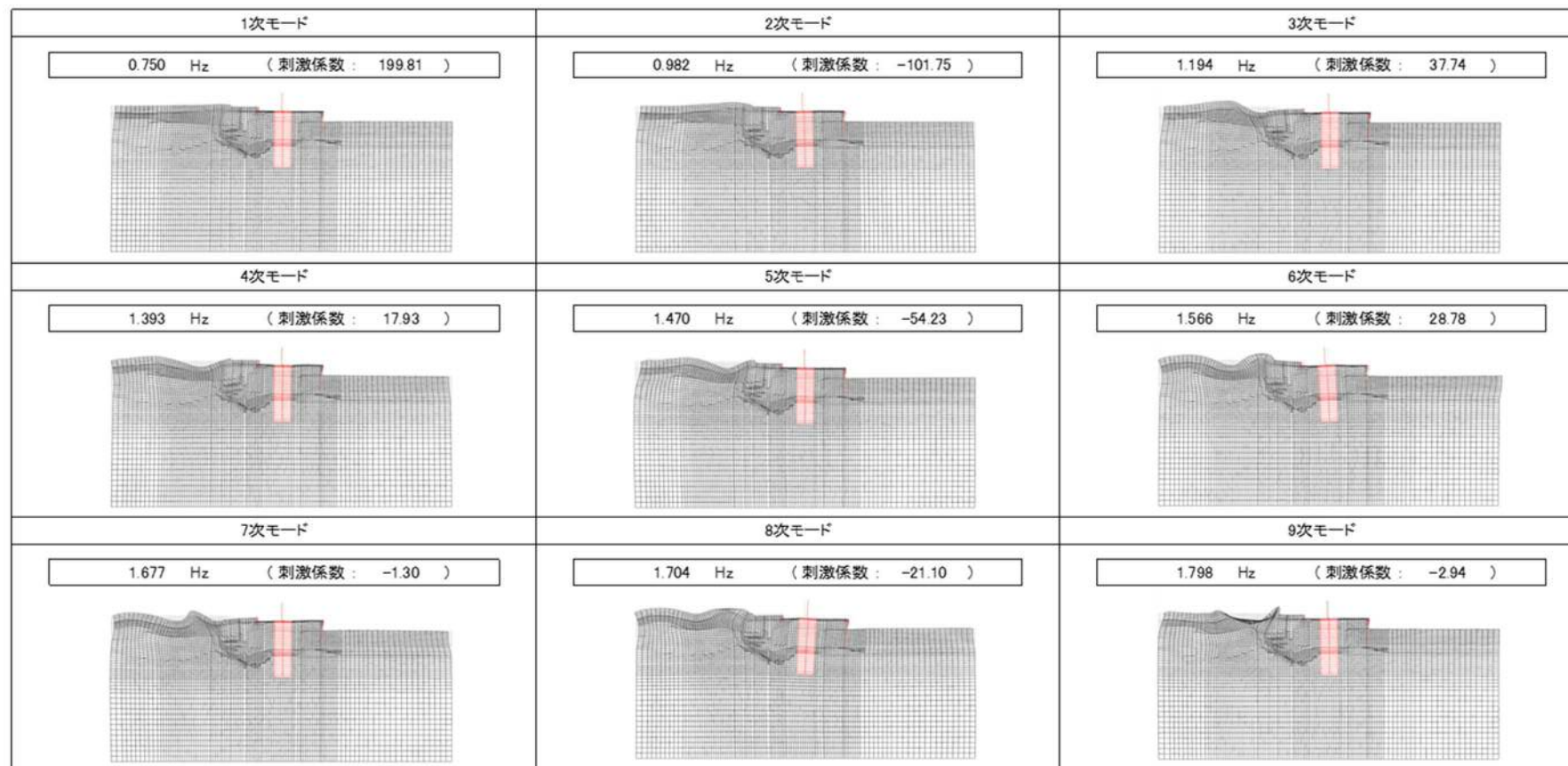


図 6.1.1-1(12) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(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)

(③-③断面)

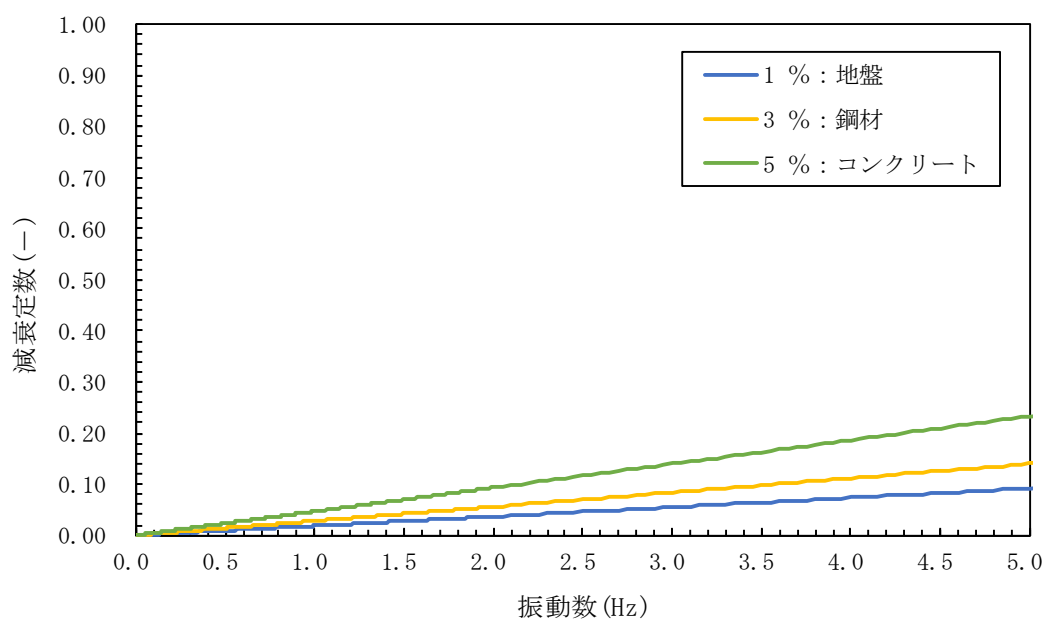


図 6.1.1-1(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

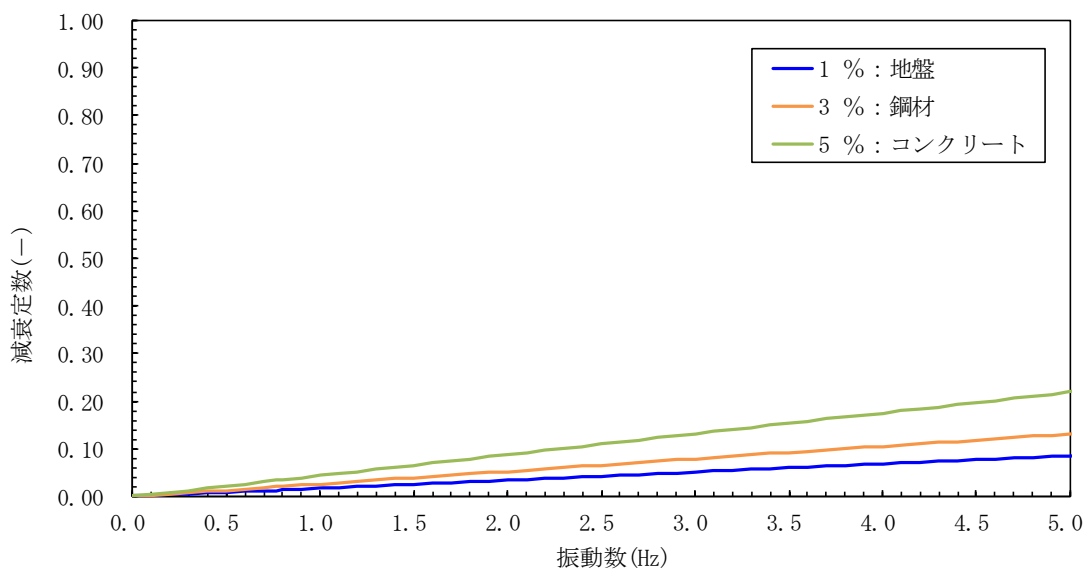


図 6.1.1-1(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

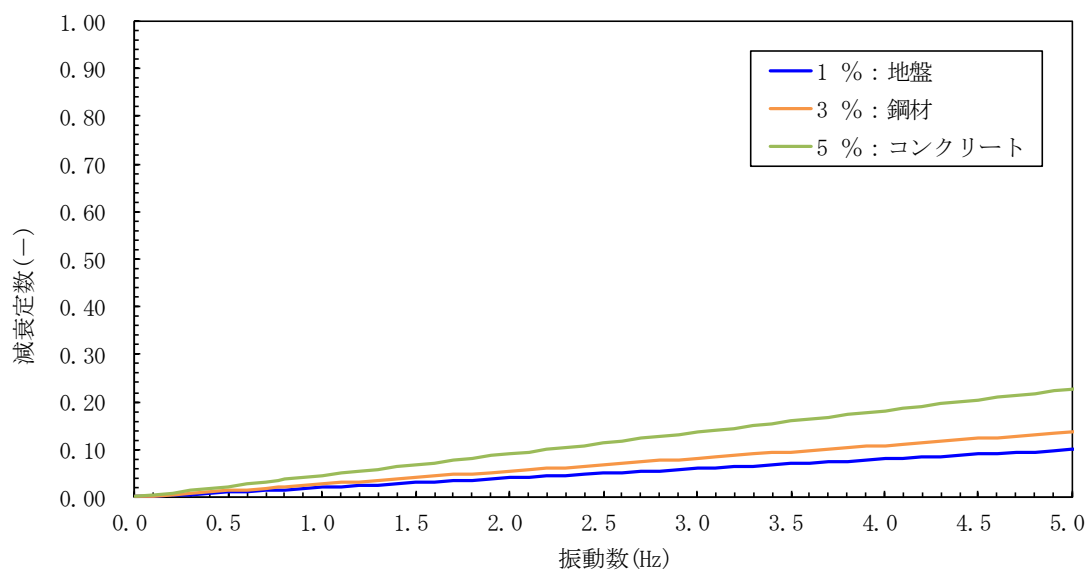


図 6.1.1-1(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

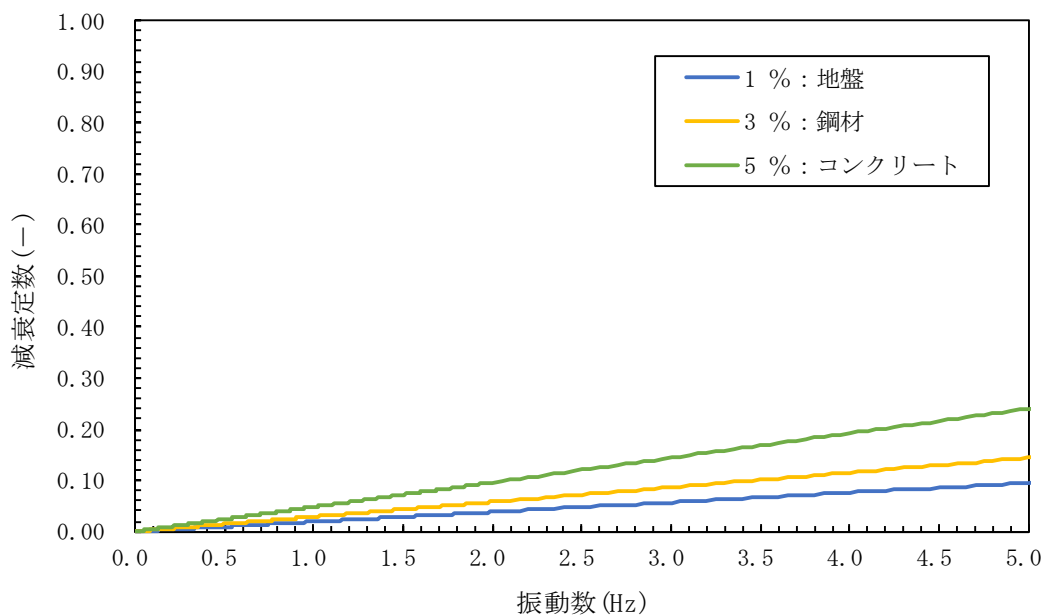


図 6.1.1-1(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

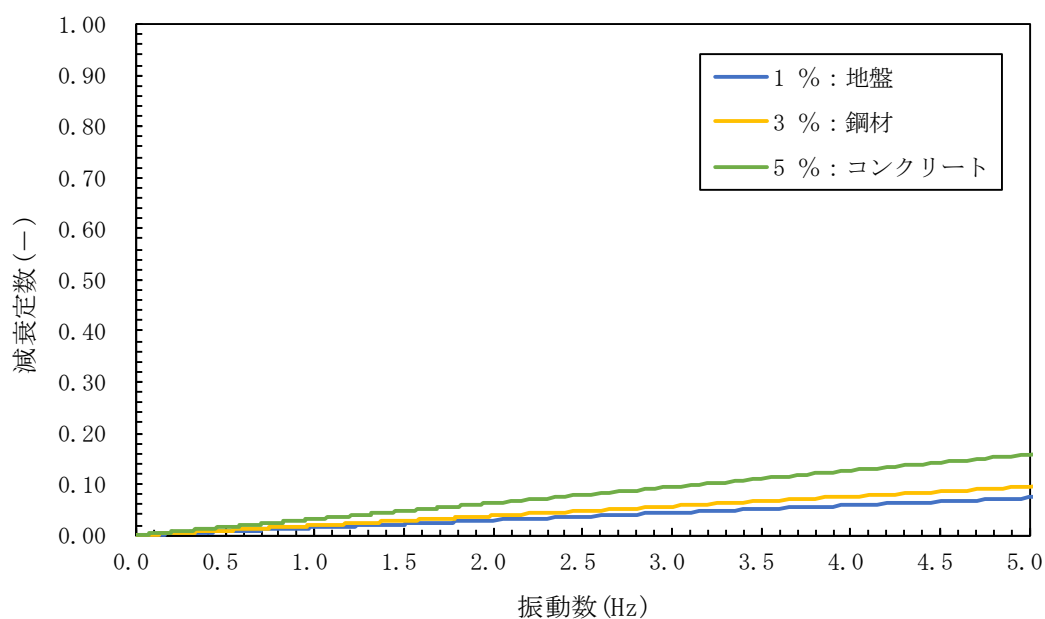


図 6.1.1-1(5) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

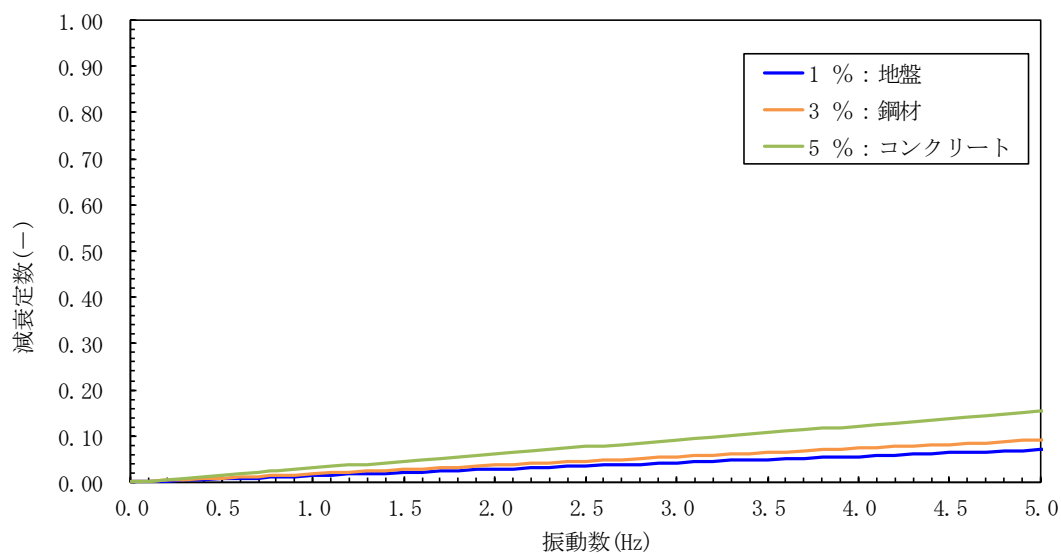


図 6.1.1-1(6) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

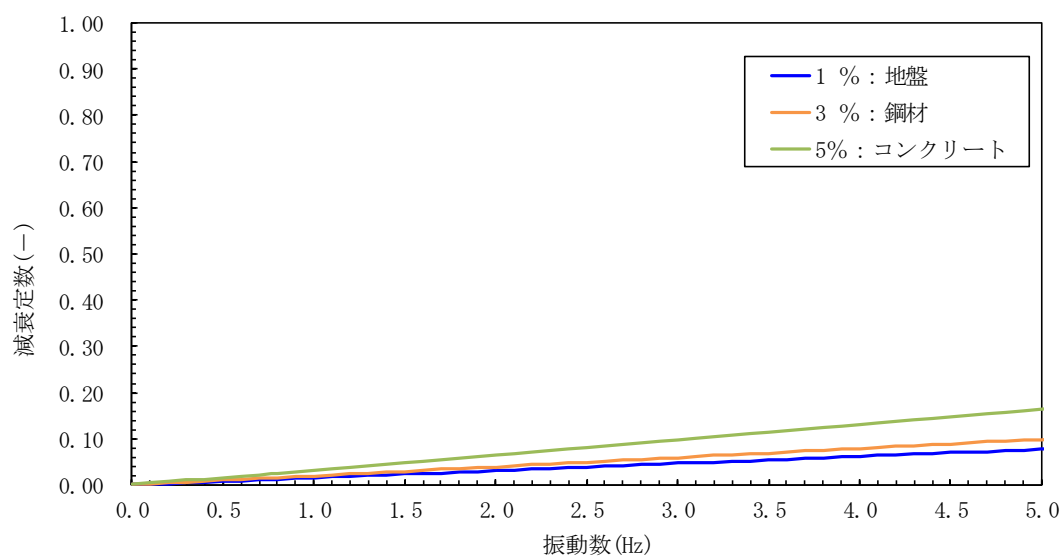


図 6.1.1-1(7) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

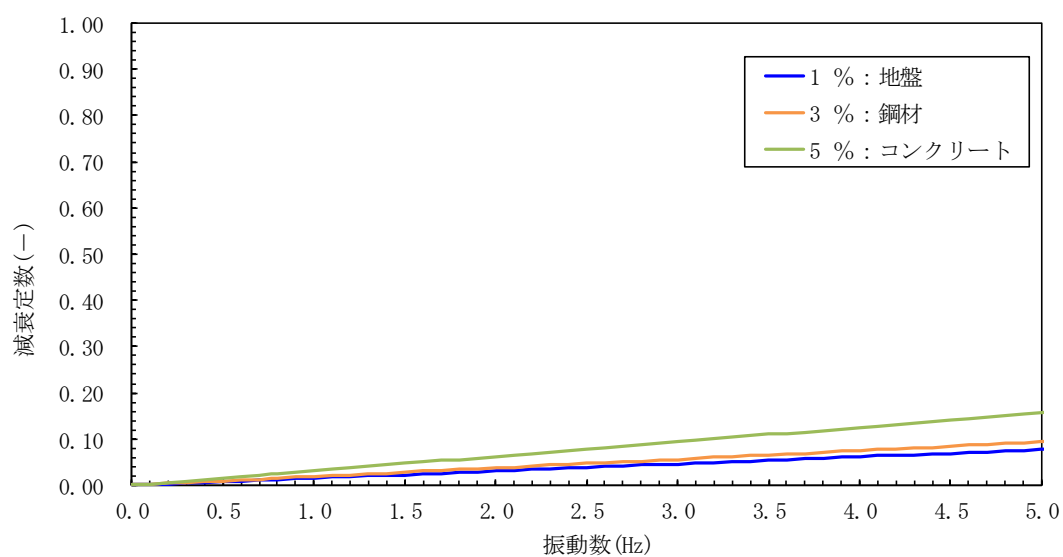


図 6.1.1-1(8) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

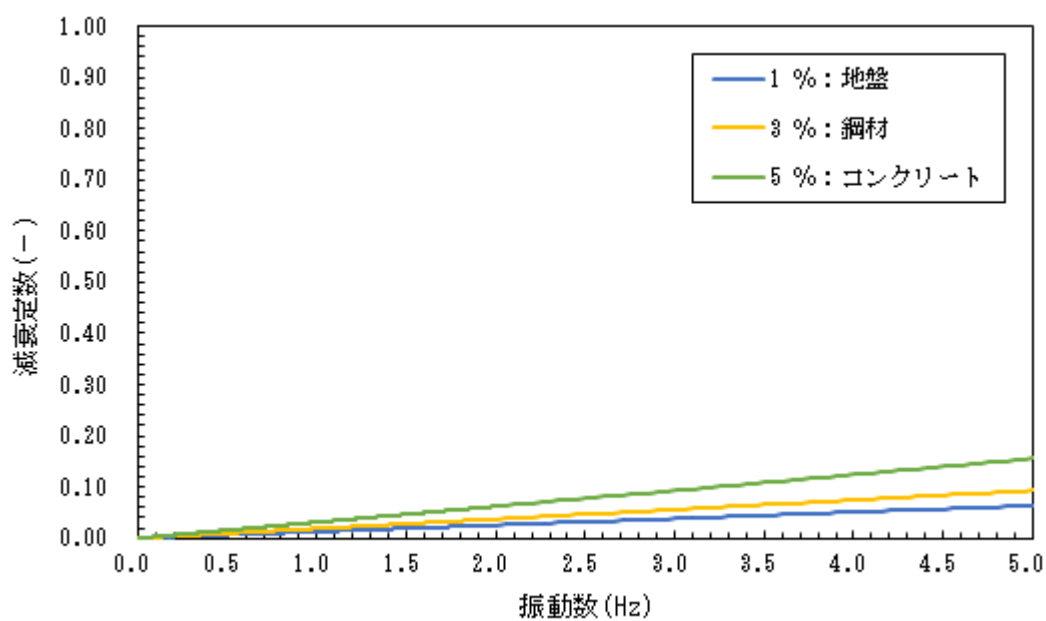


図 6.1.1-1(9) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (③-③断面)

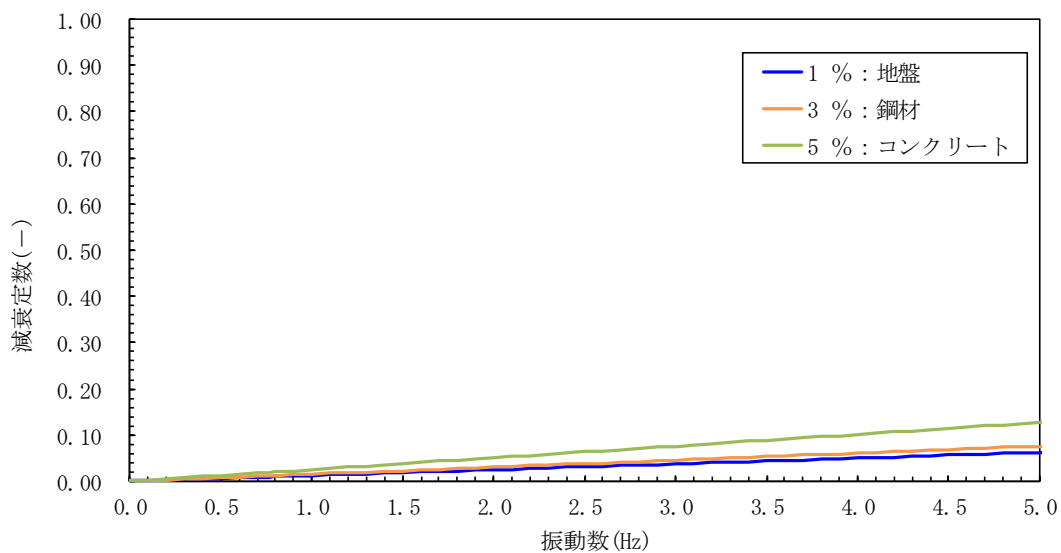


図 6.1.1-1(10) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

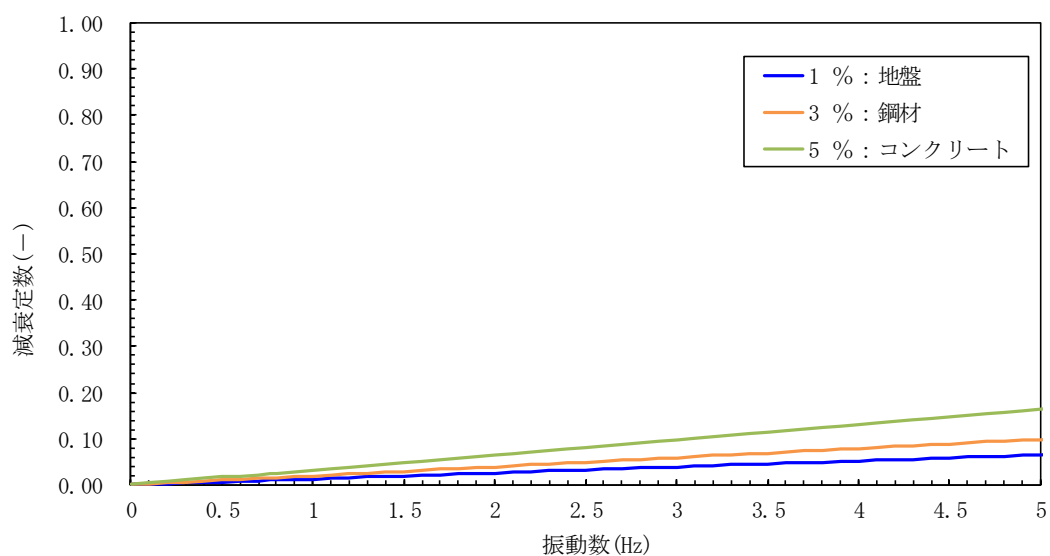


図 6.1.1-1(11) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

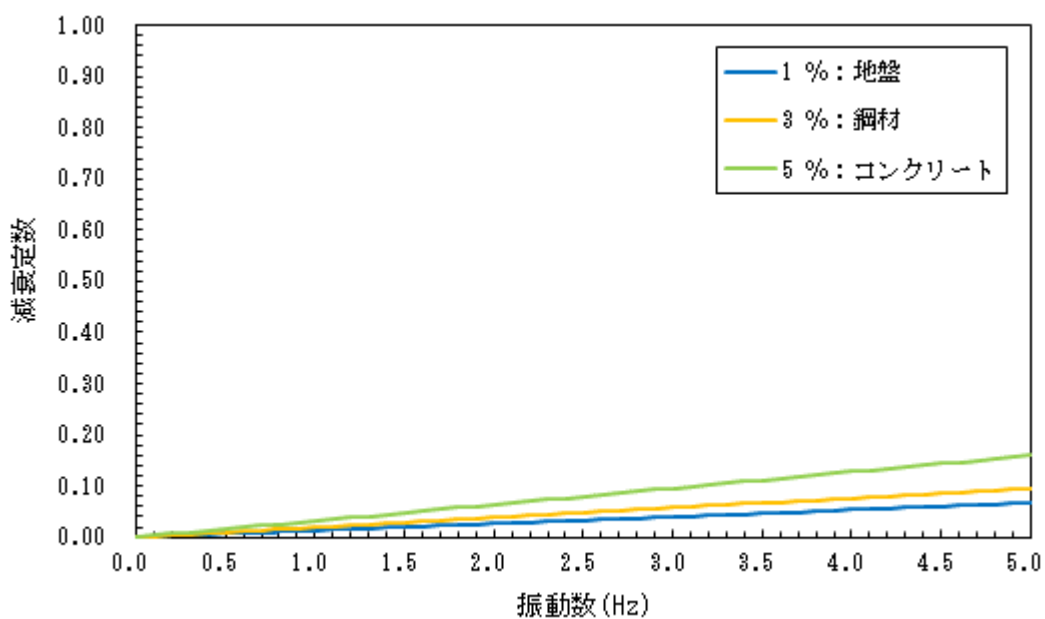


図 6.1.1-1(12) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (③-③断面)

- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
- 6.1.1.2 鋼製防護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	16
2.3.1 概要	16
2.4 適用基準	23
3. 強度評価方法	25
3.1 記号の定義	25
3.2 評価対象断面及び部位	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	30
3.3.1 荷重	30
3.3.2 荷重の組合せ	32
3.4 許容限界	36
3.5 評価方法	41
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	41
3.5.2 地盤沈下の考慮	41
3.5.3 津波時	43
3.5.4 重畳時	67
4. 評価結果	88
4.1 津波時の強度評価結果	88
4.1.2 鋼製防護壁（上部構造）の強度評価結果	135
4.2 重畳時の強度評価結果	136
4.2.1 1次元有効応力解析結果	136
4.2.2 地中連続壁基礎（下部構造）	145
4.2.3 鋼製防護壁（上部構造）	189
4.2.4 鋼製防護壁（接合部）	204
4.2.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	208
4.3 まとめ	222

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、鋼製防護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

鋼製防護壁の検討対象断面位置は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「3.2 機能維持の方針」を踏まえて選定する。鋼製防護壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鋼製防護壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

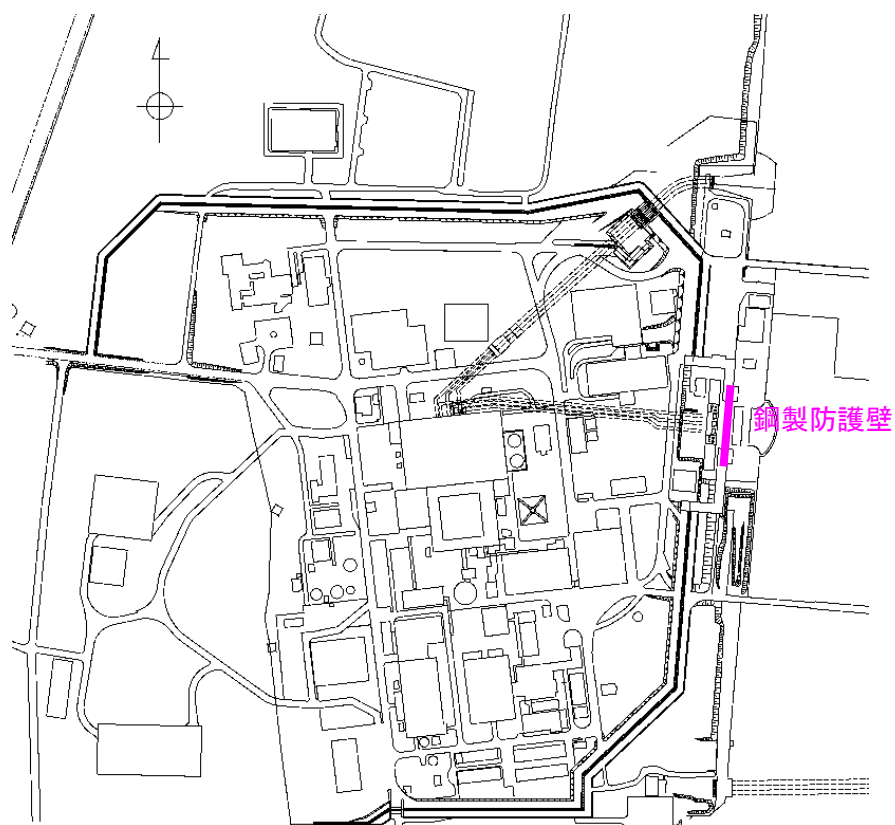


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図

2.2 構造概要

鋼製防護壁は、幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の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。

鋼製防護壁の検討対象位置平面図を図 2.2-1 に、構造概要図を図 2.2-2 に、構造図を図 2.2-3 に示す。

鋼製防護壁は鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造であり、施工性を考慮して分割したブロックの集合体として全体を構成する。各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合する。

基礎部は、図 2.2-4 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と一体化して両者で発生断面力を負担する。

図 2.2-5 に鋼製防護壁の構造概要を示す。鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板とで構成される。各層は、図 2.2-5 に示すブロックが複数結合された構造である。鋼材ブロック継目部の添接板の間に止水性の維持のためシール材を設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎とは鋼製防護壁アンカーによって剛結される。鋼製防護壁の基礎直上は図 2.2-6 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻と一体化し、下部構造への確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部イメージ図を図 2.2-7 に、結合部構造図を図 2.2-8 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2.2-1 に示す。

また、止水性の維持のため、鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部を、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部底部に止水機構を設置する。底部止水機構の評価は「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。

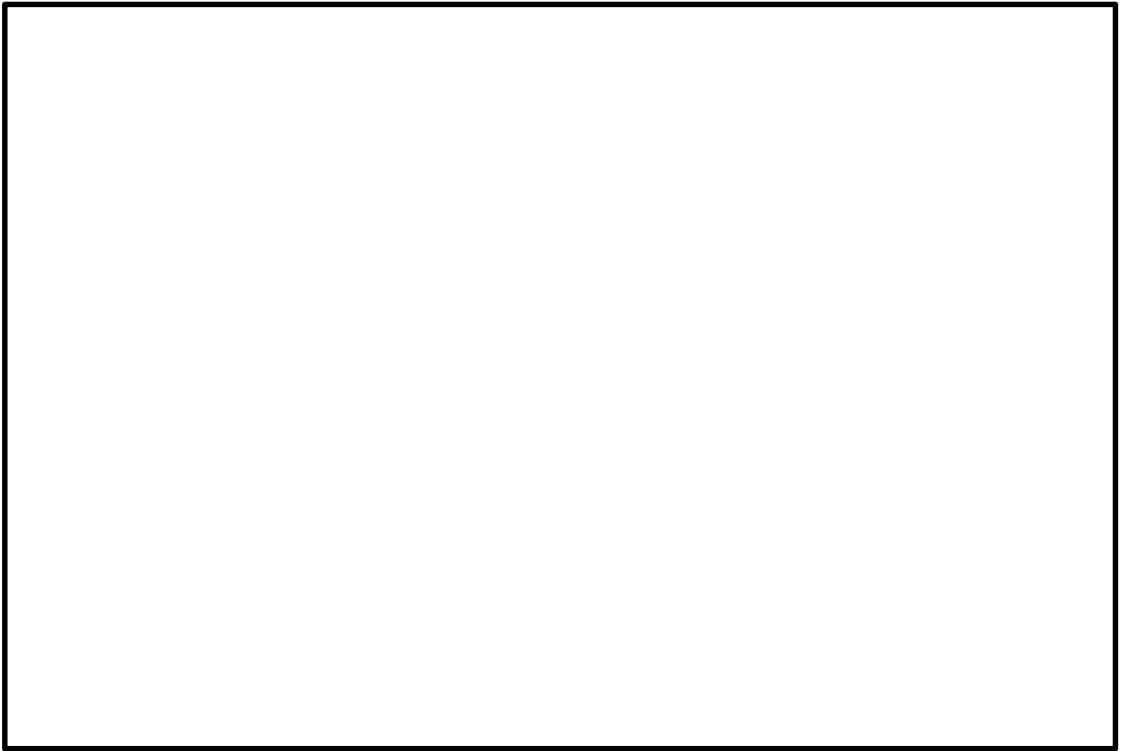


図 2.2-1 鋼製防護壁の検討対象位置平面図



図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図

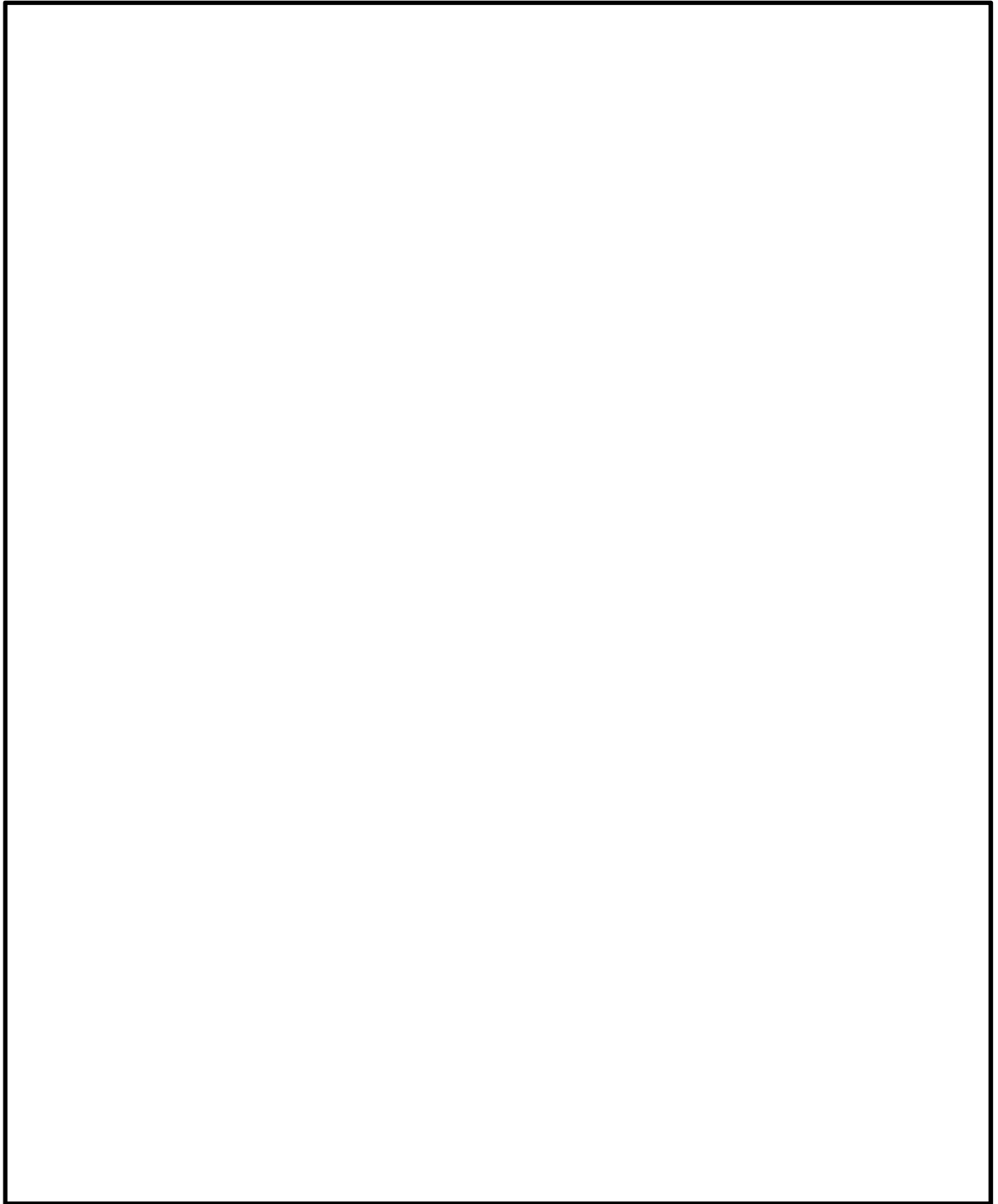


図 2.2-3 鋼製防護壁の構造図

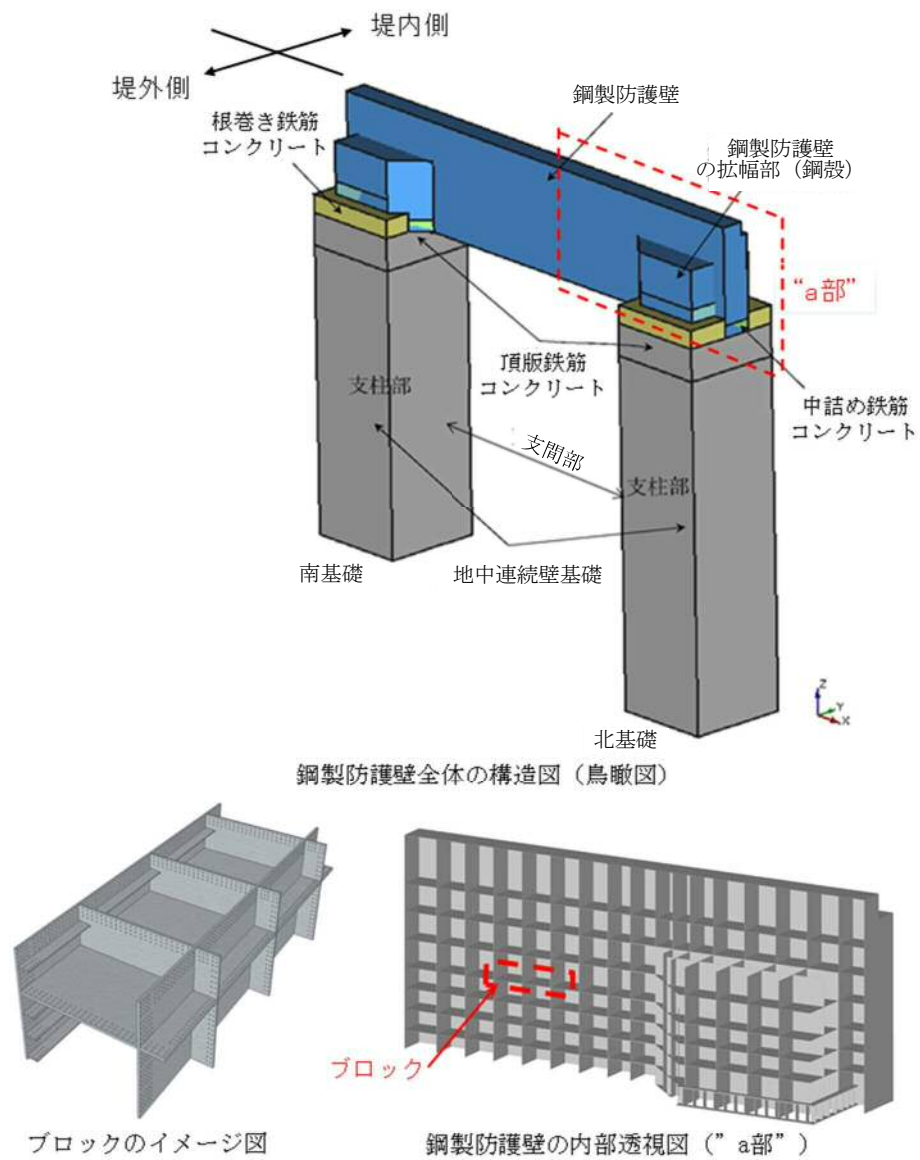
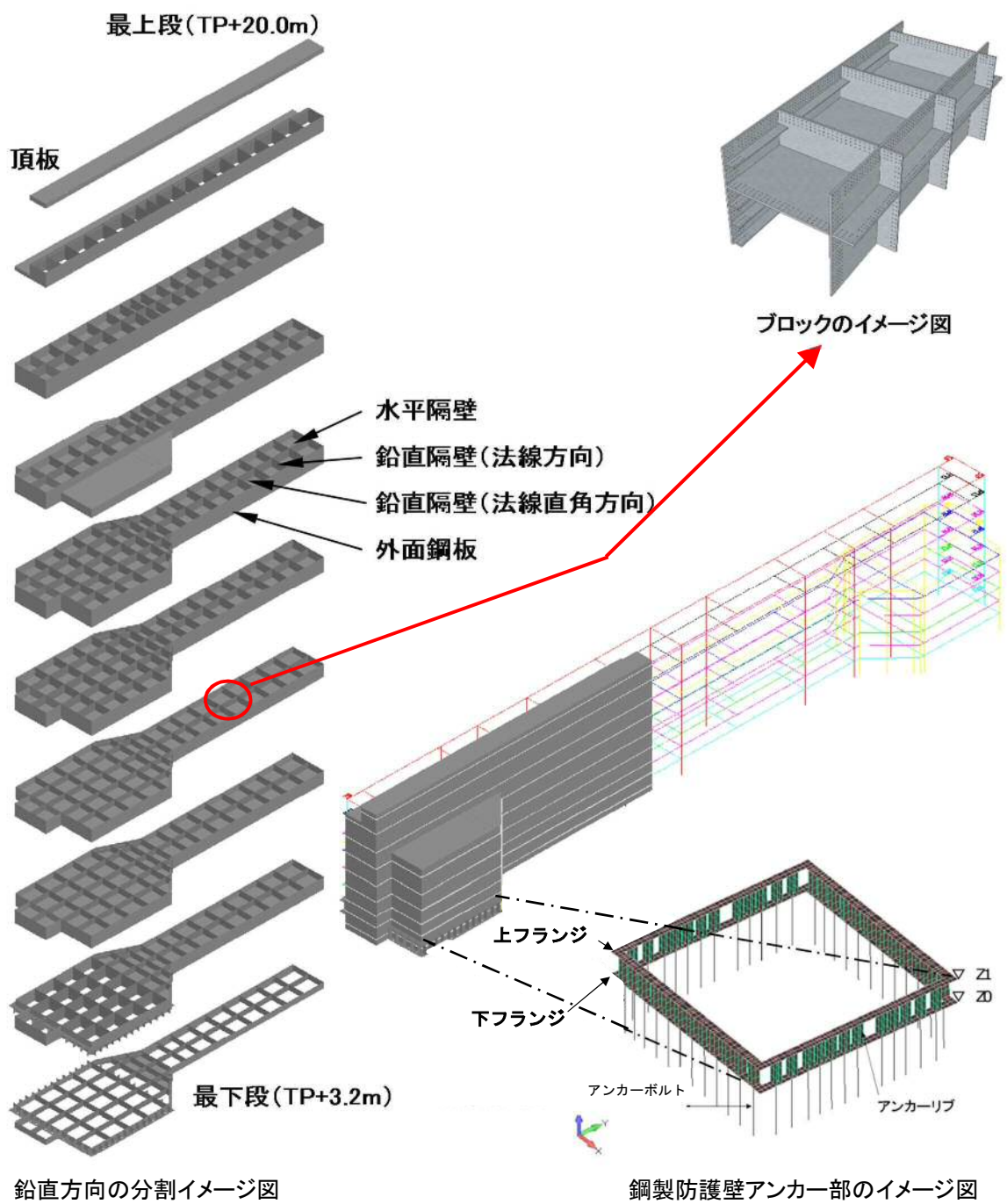


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造概要図



注記 *板厚図を図 4.2-14 に示す。

図 2.2-5(1) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

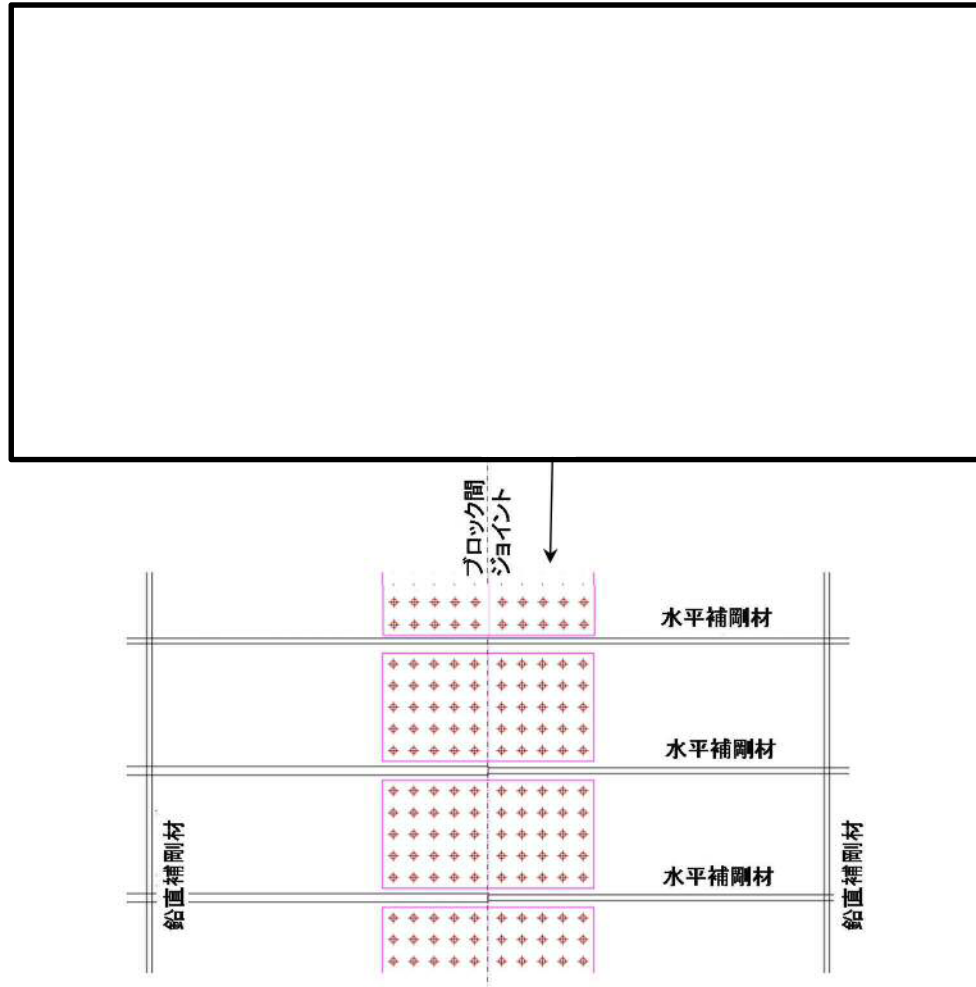


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

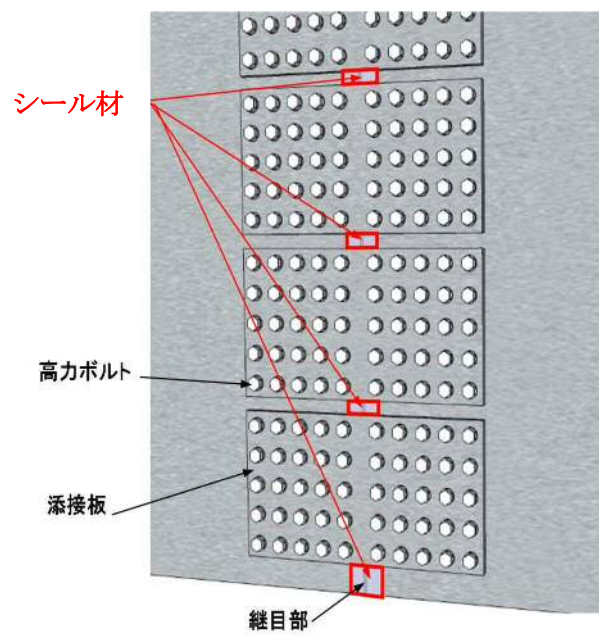


図 2.2-5 (3) シーラ材の概念図

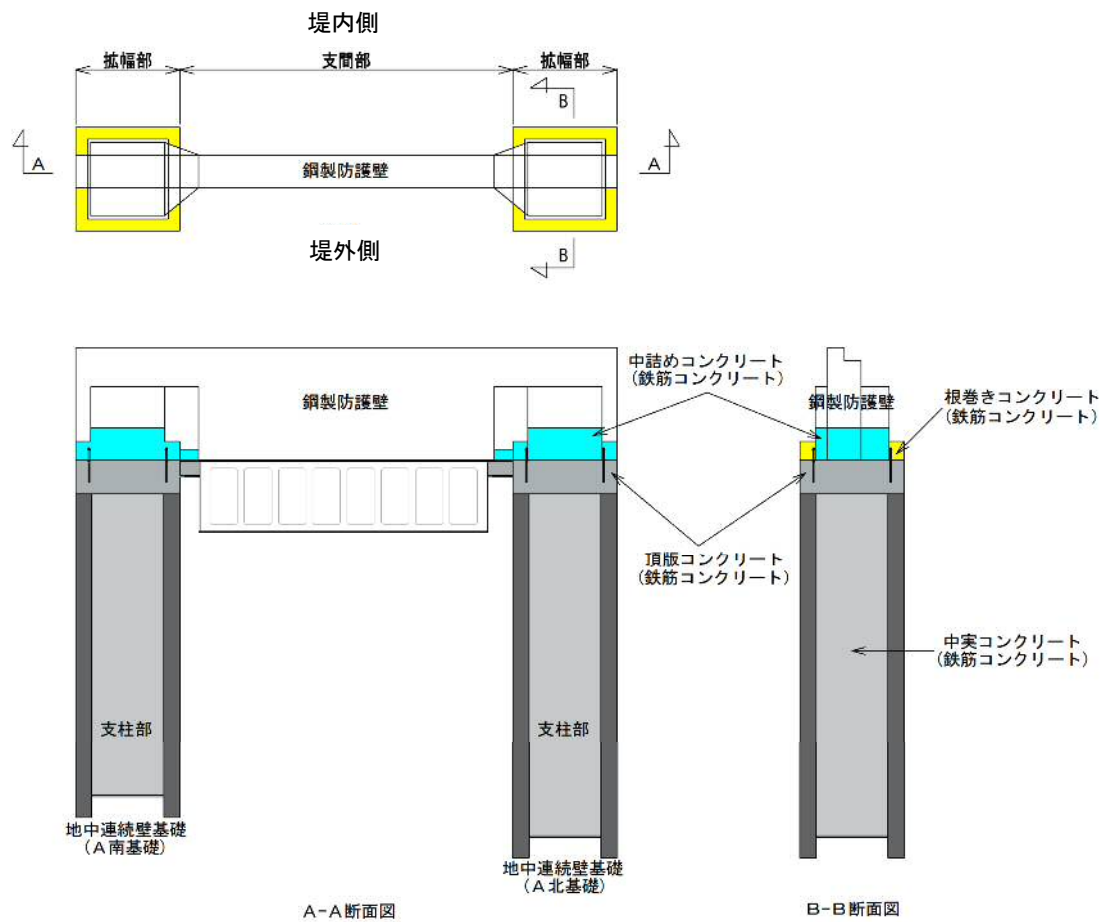


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

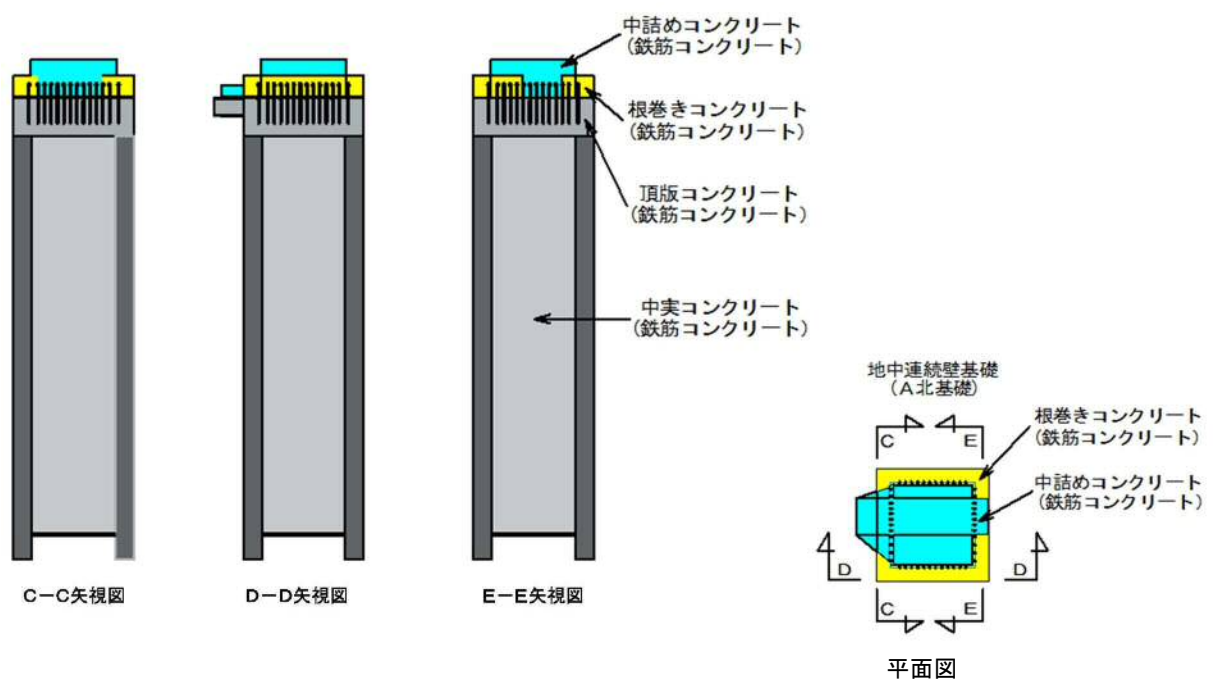


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）の構成図

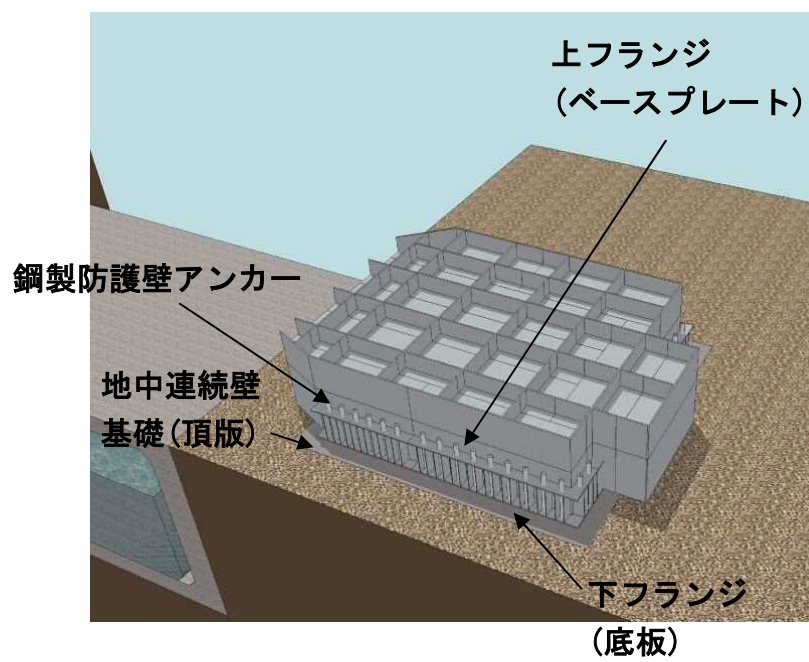
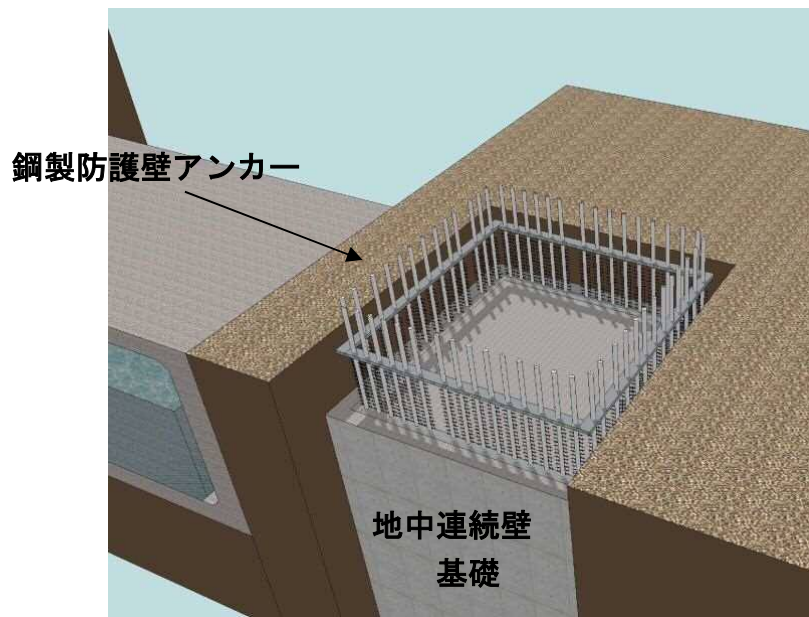


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部概要図

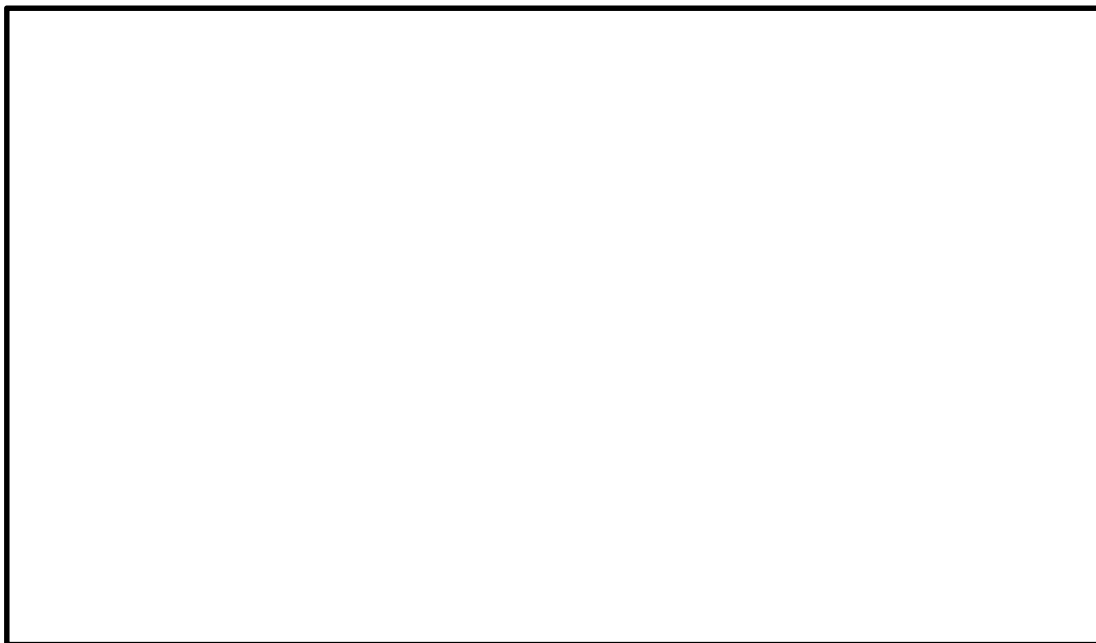


図 2.2-8 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (A-A 断面)



図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (B-B 断面)



図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (C-C 断面)

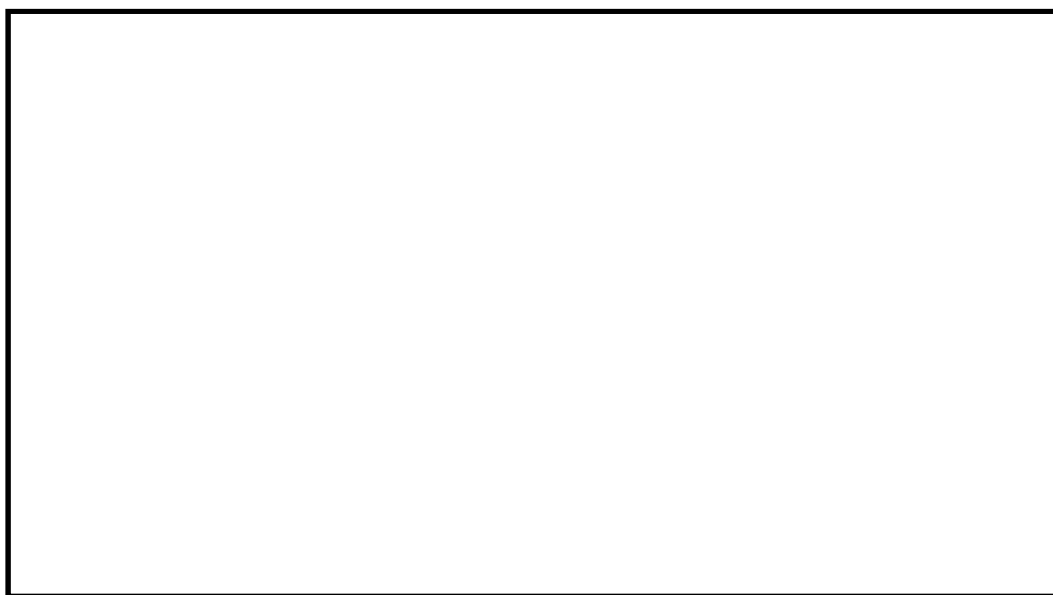


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (D-D 断面)

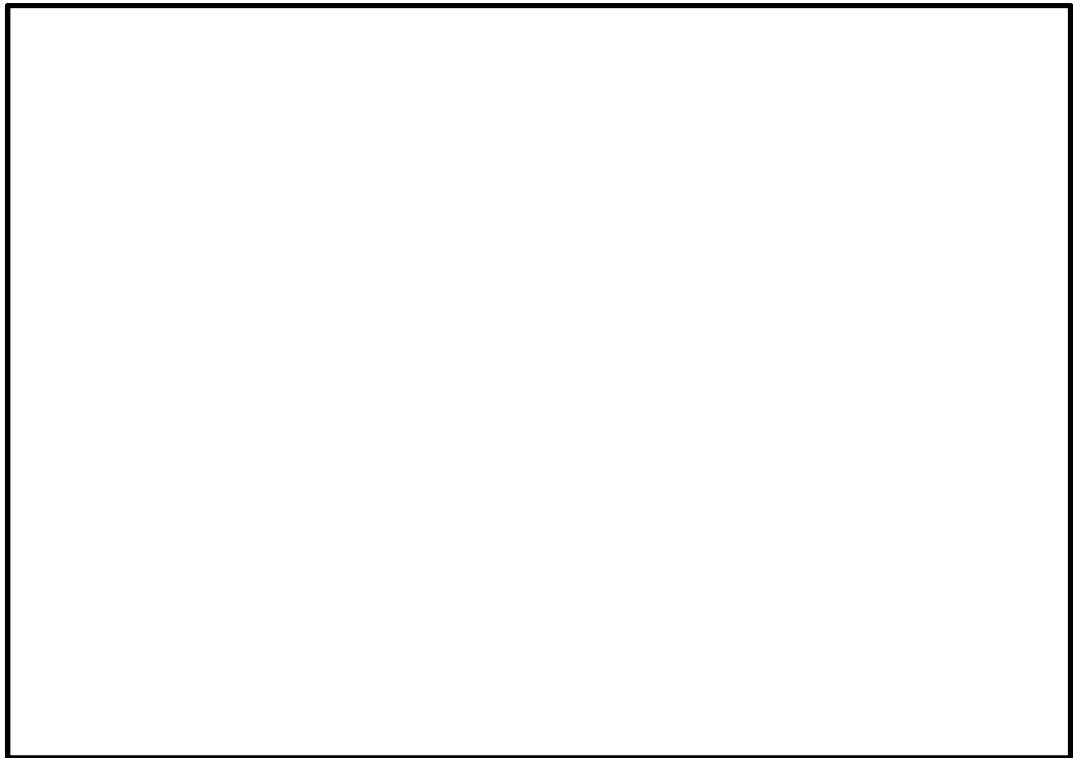


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (E-E 断面)

表 2.2-1 部材と設計上の役割

部材名	設計上の役割
中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
頂版(フーチング) 鉄筋 コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

地震時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-9 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鋼製防護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。

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、上部構造である鋼製防護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及びせん断力は、上部構造と一体化した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。

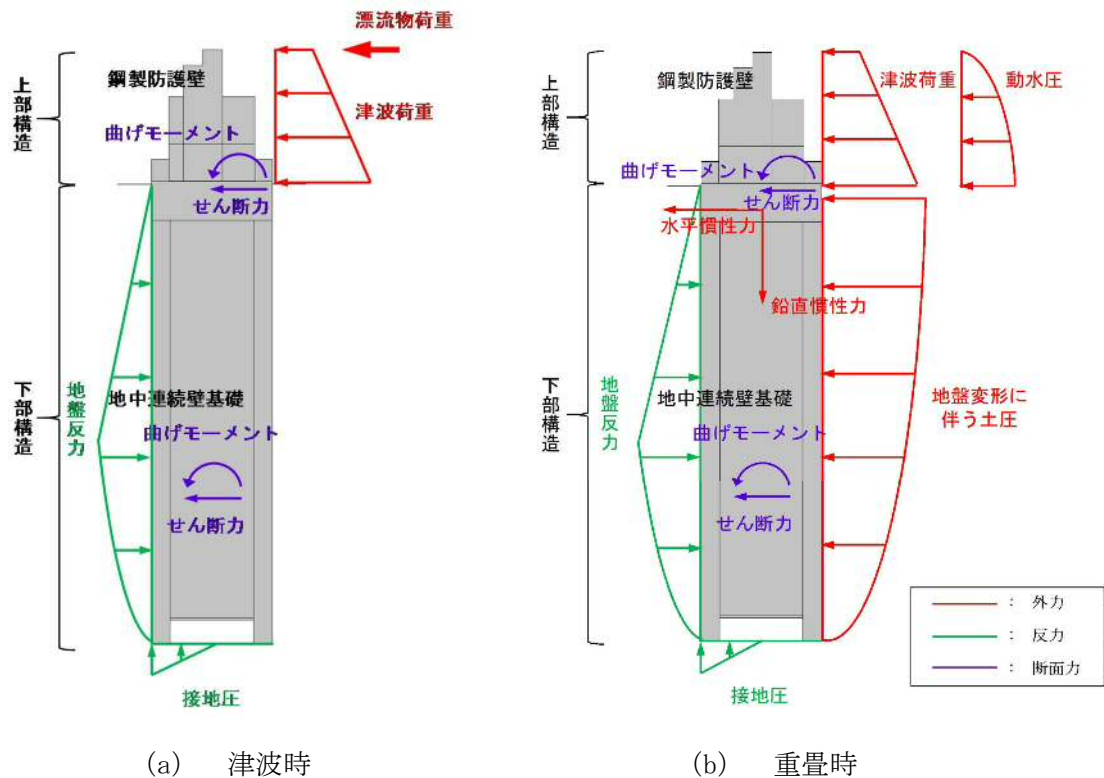


図 2.2-9 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

防潮堤（鋼製防護壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼製防護壁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により評価し、「4. 評価結果」より、鋼製防護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。

鋼製防護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、鋼製防護壁耐津波評価フローを図 2.3-1 に、鋼製防護壁の設計に着目した詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。

鋼製防護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。

鋼製防護壁は、上部構造（鋼製防護壁）と下部構造（地中連続壁基礎）が鋼製防護壁アンカーによって剛結され、上部構造からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押込み力として基礎上部の頂版コンクリートに伝達することで一体構造として挙動するため、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、鋼製防護壁を格子状の梁要素でモデル化する。

鋼製防護壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鋼製防護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、鋼製防護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。

表 2.3－1 鋼製防護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 (鋼製防護壁)	<p>・鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、鋼製防護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>・鋼製防護壁は、入力津波に対して鋼製防護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>・鋼製防護壁は、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>・鋼製防護壁は、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>・鋼製防護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>・鋼製防護壁は、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>・鋼製防護壁は、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>・鋼製防護壁は、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、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>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>・鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鋼製の上部構造で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</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。	
						地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「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。		
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部構造	鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼製防護壁アンカー	アンカーボルト	引抜き	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・Ⅱ 鋼橋編)」「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社)」「道路土工カルパート工指針」に基づき短期許容応力度以下とする。
									頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート	曲げ、せん断		
						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。 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	「鋼構造設計規準」に基づき短期許容応力度以下とする。
									鋼製防護壁底部止水機構	曲げ、せん断	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・Ⅱ 鋼橋編)」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 鋼製防護壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鋼製防護壁		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 (中実鉄筋コンクリート)		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
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート)		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
		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	鋼製防護壁		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 (中実鉄筋コンクリート)		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
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート)		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
		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（ -1σ ））の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。表 2.3-3 (2) に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せを示し、表 2.3-3 (3) に重畳時の検討で考慮する地盤剛性及び液状化パラメータの適用を示す。

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（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

表 2.3-3 (2) 津波時の検討で考慮する組合せ

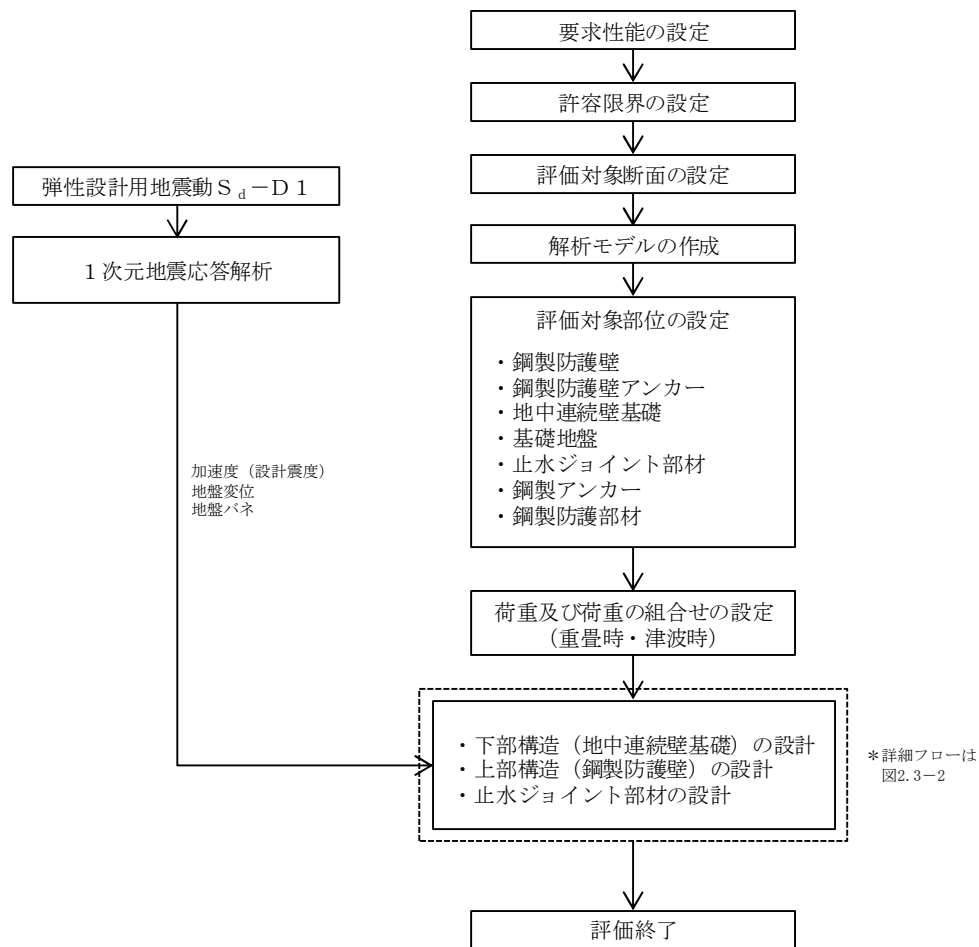
検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3-3 (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	-1σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	$+1\sigma$ 剛性	

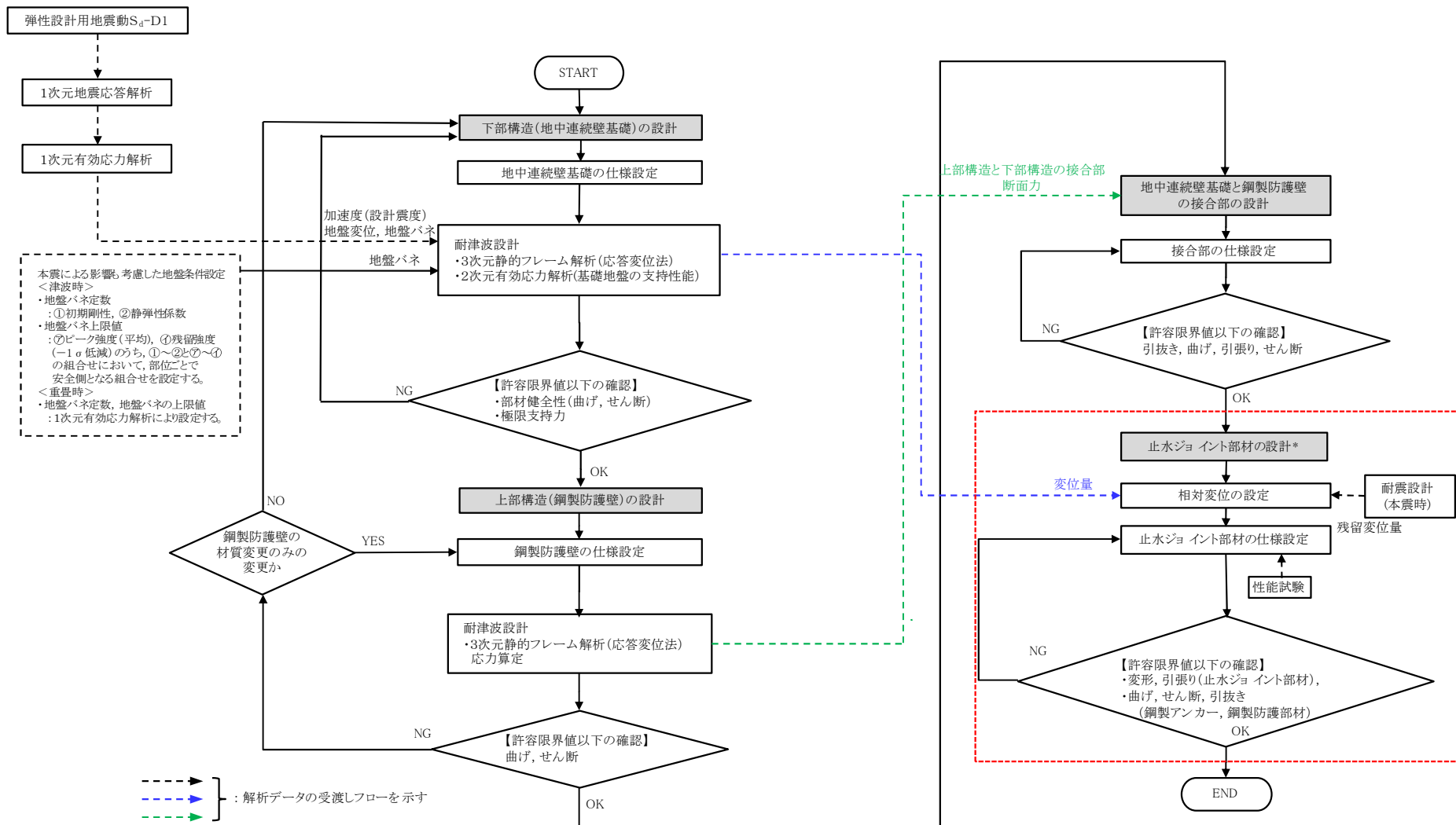
構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 (2) に示すように 3 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

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 鋼製防護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 鋼製防護壁の詳細設計フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・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（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）
- ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）
- ・鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

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 (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	<ul style="list-style-type: none"> ・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・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・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（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月） ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月） ・鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月） 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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

表 2.4-1 (2) 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
許容 限界	コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・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） ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月） ・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	
	鋼製防護壁	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月） ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）（土木学会，平成 21 年 11 月） 	
	鋼製防護壁 アンカー	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月） 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会） ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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. 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 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	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	kN/m^2	風荷重
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{al}	N/mm^2	コンクリートの許容せん断応力度
τ_a	N/mm^2	コンクリートの許容付着応力度
τ_{coa1}	N/mm^2	コーンせん断応力度（コンクリートのみ）
τ_{coa2}	N/mm^2	コーンせん断応力度（鉄筋補強をする場合）
σ_{sa}	N/mm^2	鉄筋及び鋼材の許容引張応力度
τ_{sa}	N/mm^2	鋼材の許容せん断応力度
V_a	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}	N/mm^2	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	N/mm^2	斜め引張鉄筋の許容せん断力
τ_{al}	N/mm^2	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m^2	斜め引張鉄筋断面積
s	m	斜め引張鉄筋間隔
M	$\text{kN}\cdot\text{m}$	曲げモーメント
N	kN	軸力
S	kN	せん断力
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度

3.2 評価対象断面及び部位

鋼製防護壁の評価対象断面は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

評価対象断面は、鋼製防護壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。評価対象断面位置図を図 3.2-1 に、評価対象の断面図を図 3.2-2 に示す。なお、各評価対象部位の解析モデル及び評価方法は、「3.5 評価方法」に示す。

(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、鋼製防護壁、地中連続壁基礎を連結する鋼製防護壁アンカー（アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート）及び地中連続壁基礎の各鋼部材及び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、鋼製防護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。

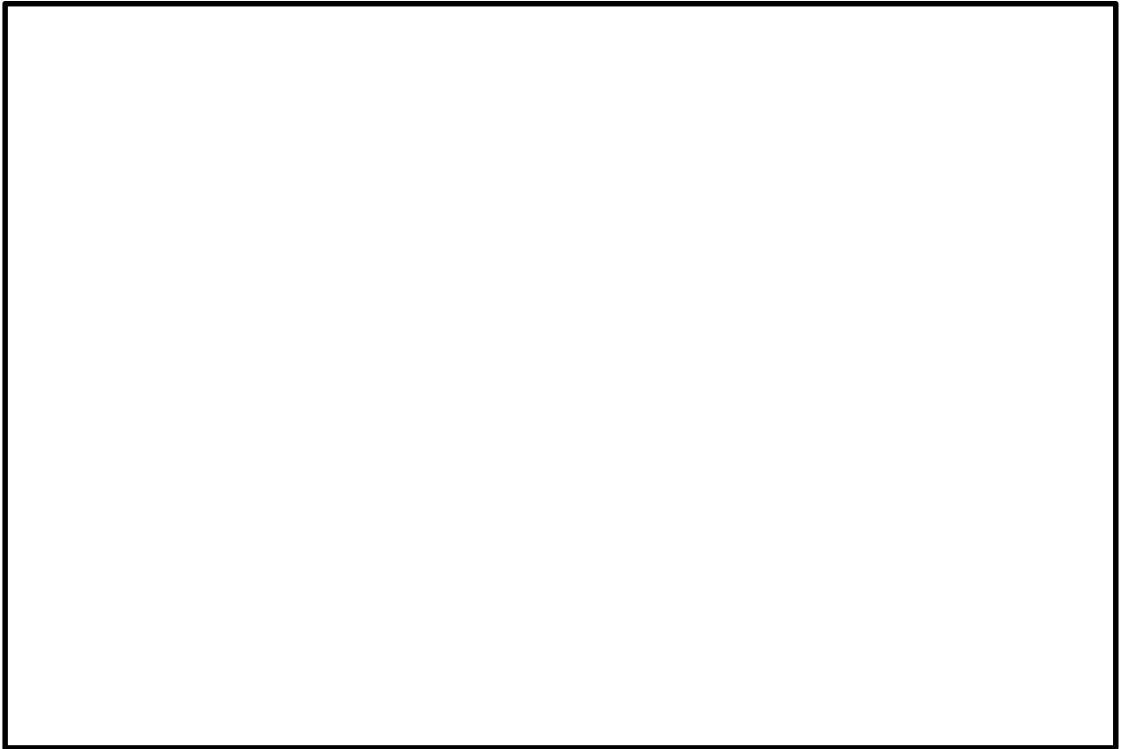


図 3.2-1 鋼製防護壁の検討対象断面位置

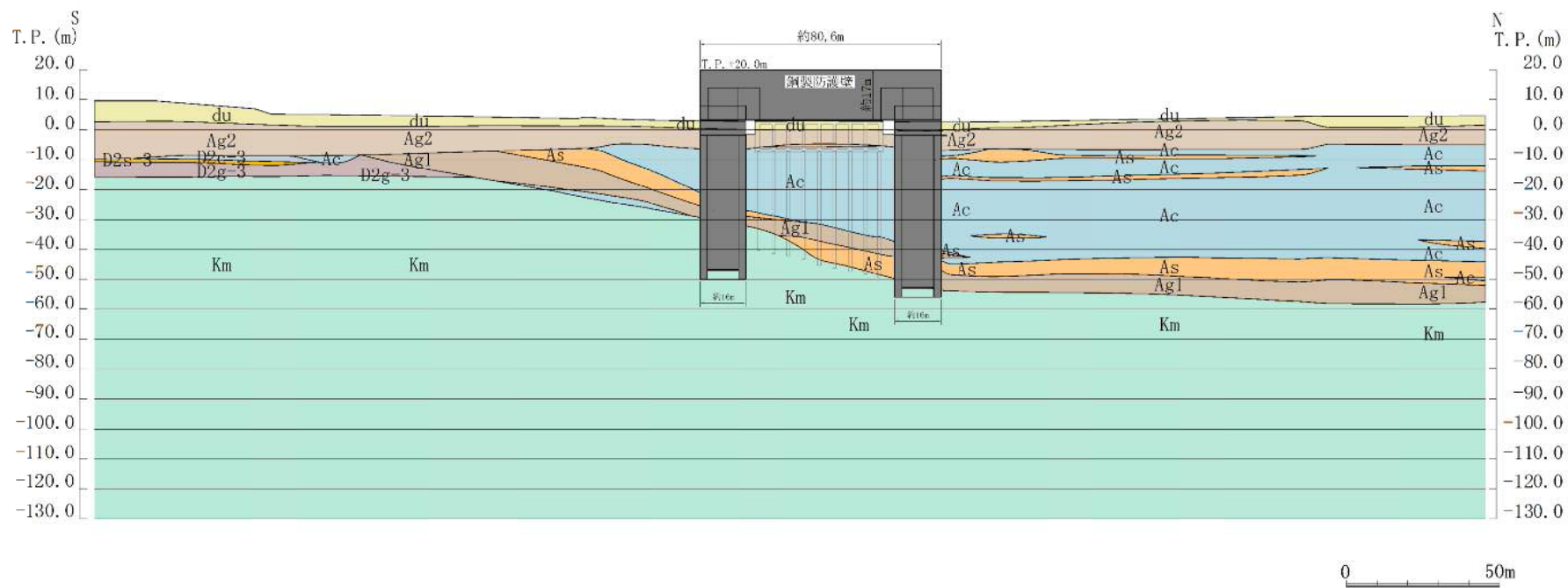


図 3.2-2 (1) 鋼製防護壁断面図 (①-①断面)

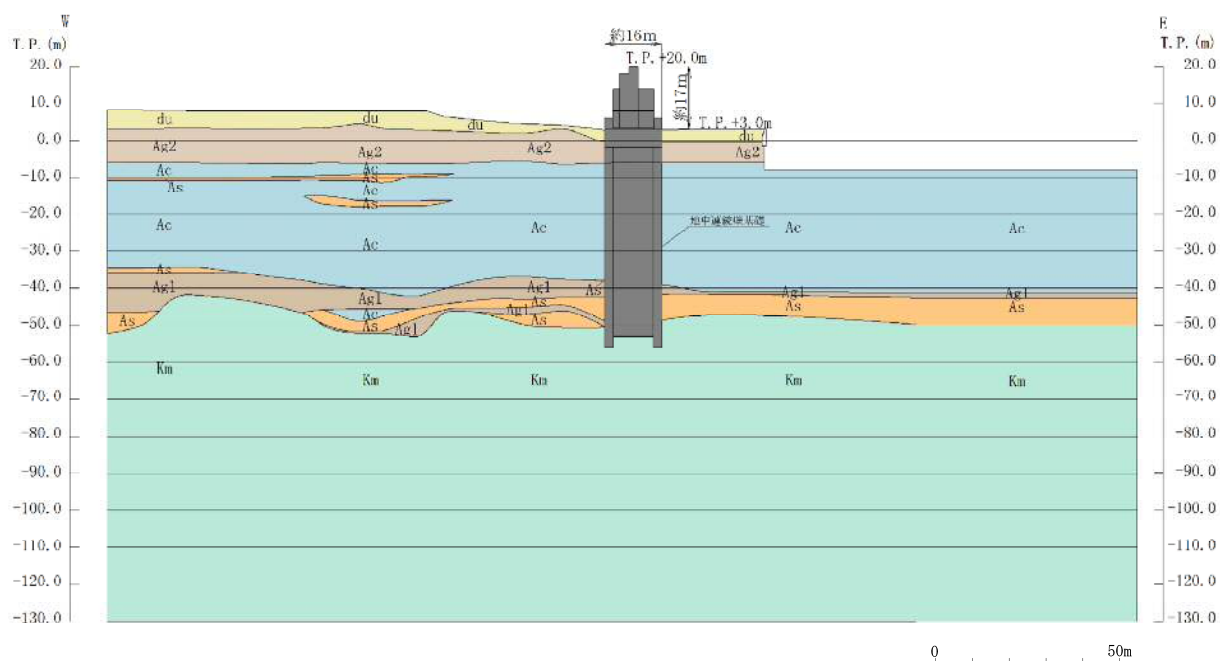


図 3.2-2 (2) 鋼製防護壁断面図 (②-②断面)

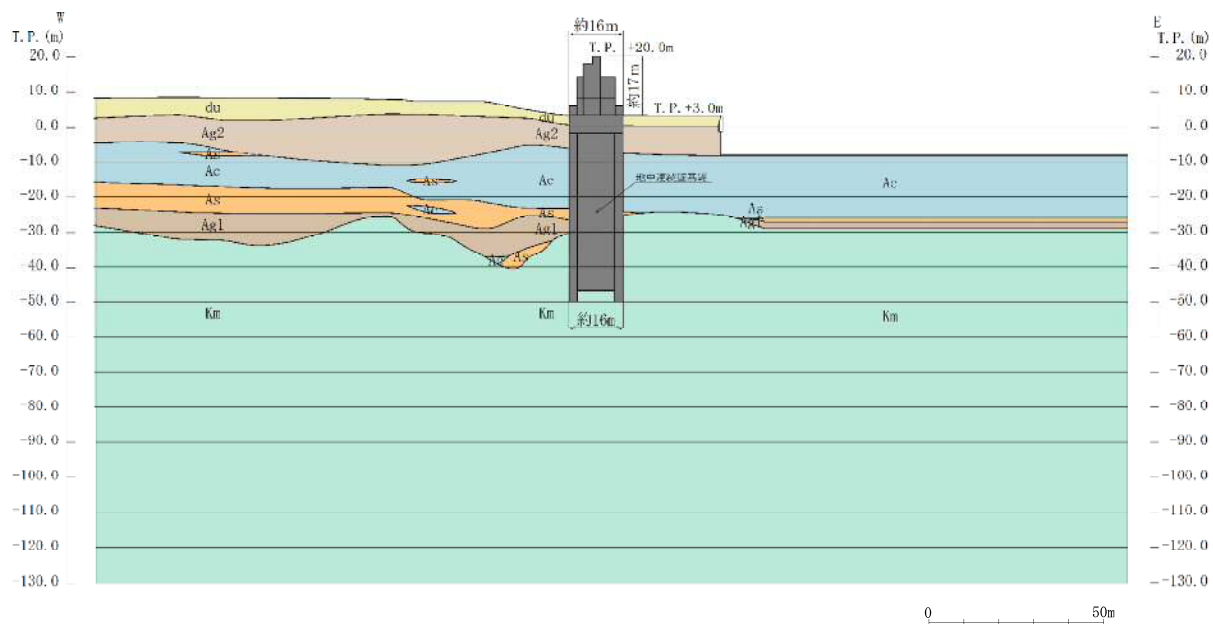


図 3.2-2 (3) 鋼製防護壁断面図 (③-③断面)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

鋼製防護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
スクリーン室クレーン	840 kN

(3) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の $3/2$ 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 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 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 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 3.3-2 及び表 3.3-3 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. +24.0 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 3.3-2 (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 3.3-2(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	—	・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。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・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. +24.0 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。

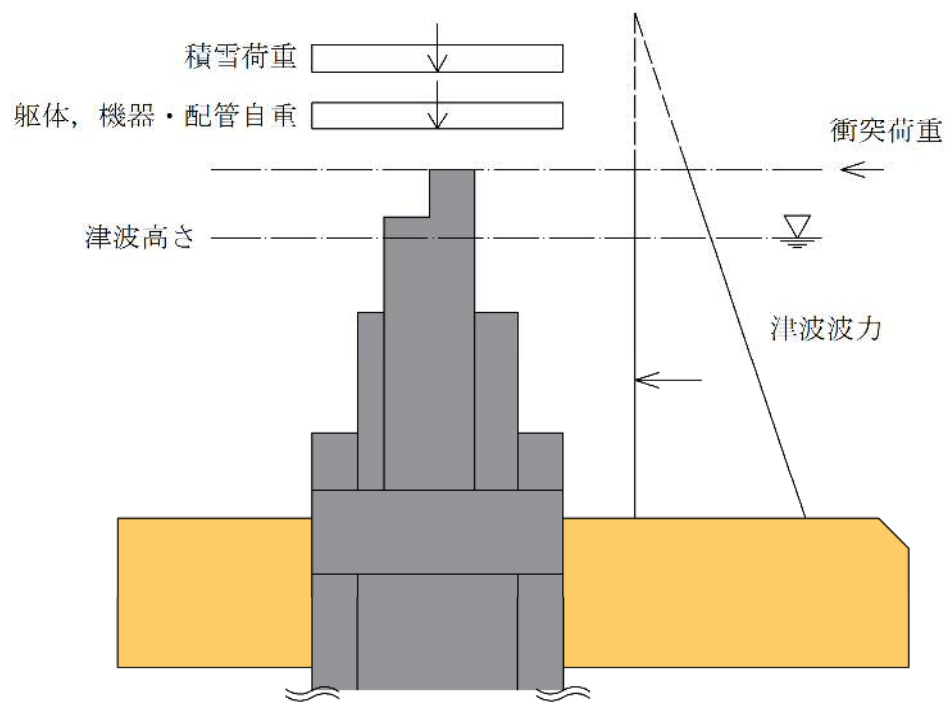


図 3.3-1 基準津波時の作用図

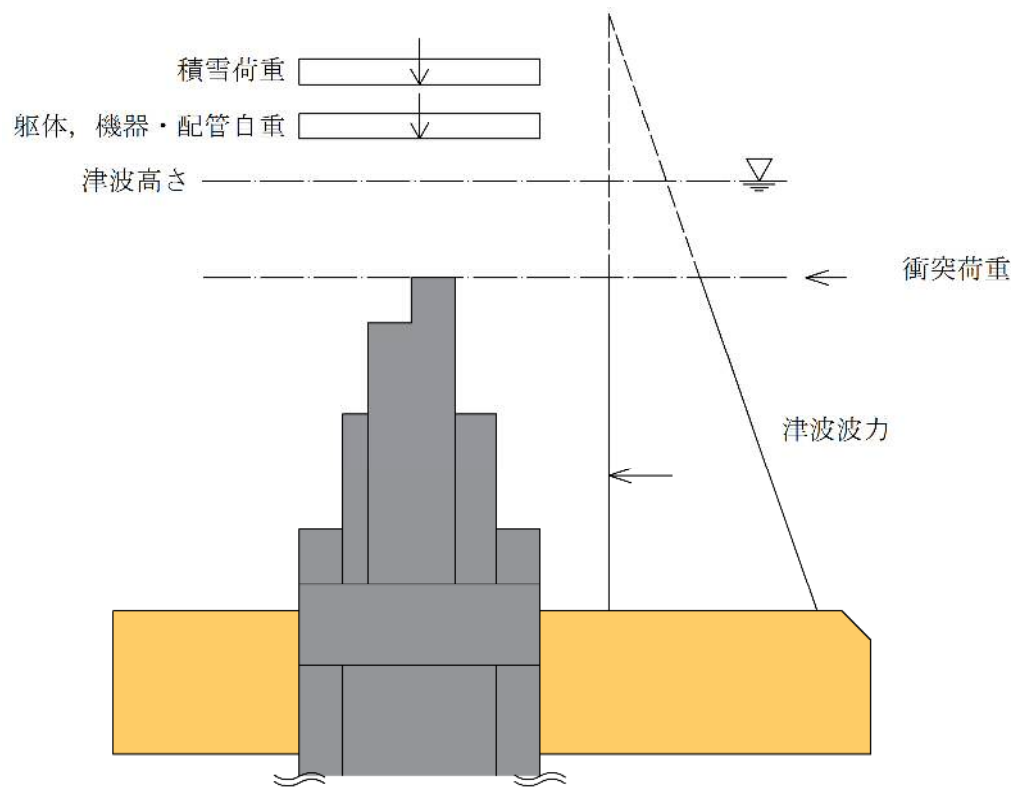


図 3.3-2 T.P. +24.0 m 津波時の作用図

表 3.3-3 (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 3.3-3 (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. +24.0 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

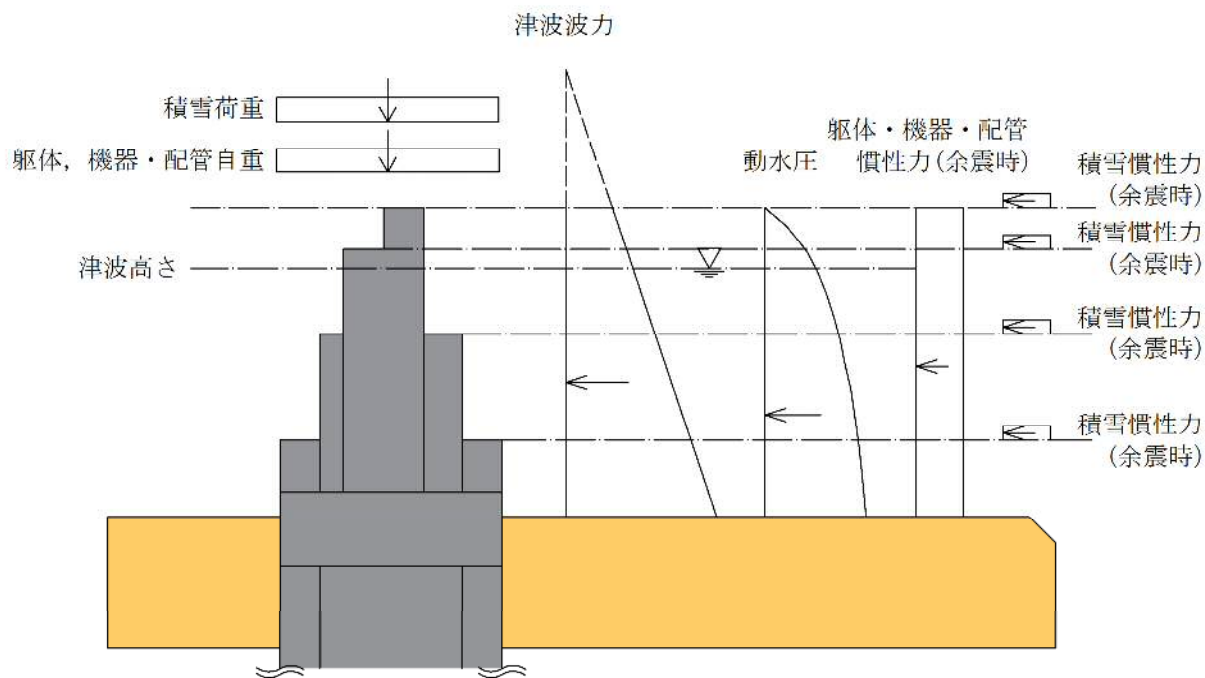


図 3.3-3 重畳時（基準津波時）の作用図

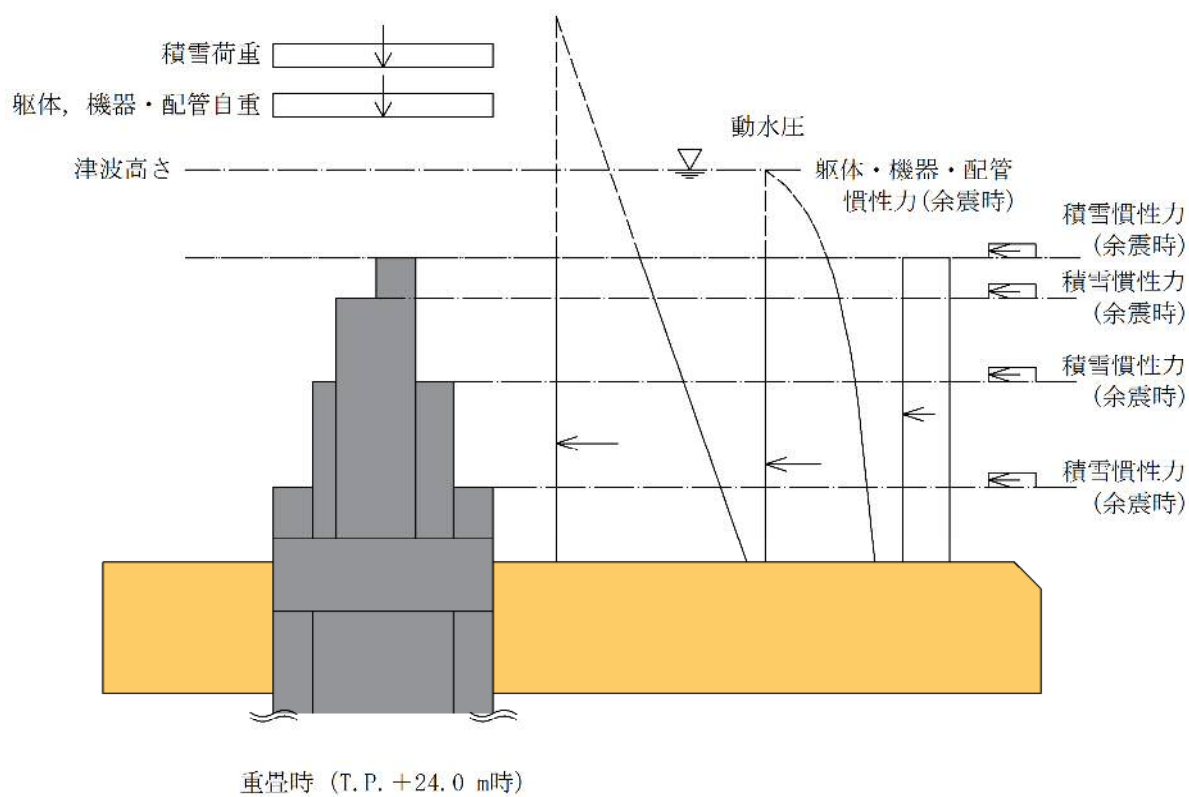


図 3.3-4 重畳時 (T.P. +24.0 m 津波時) の作用図

3.4 許容限界

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

(1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容限界については各規格、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 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 2.0 倍（コンクリート）、1.65 倍（鉄筋）の割増を考慮する。

表 3.4-1 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ *3	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	24.0
		短期許容せん断応力度 τ_{al}	0.825*5
		許容付着応力度 τ_a	4.5*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa1}	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa2}	1.815*4
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		短期許容せん断応力度 τ_{al}	0.825*5
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{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 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{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：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm² に対応する値を適用する。

*5：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

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

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 ²)
コンクリート	$f'_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ *3	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	32.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1*5
		短期許容付着応力度 τ_a	6.0*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa1}	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa2}	1.815*4
	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1*5
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	軸方向鉄筋 478.5
			せん断補強筋 330
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	339.9
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	323.4

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 : 道路土工カルバート工指針 (平成 21 年度版) ((社) 日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

*4 : 鋼構造物設計基準 (II 鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成 15 年 10 月) におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm² に対応する値を適用し, 1.5 倍の割増しを考慮する。

*5 : 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) 鋼製防護壁及びアンカーボルトの許容限界

許容限界については各規格，基準類に基づき表 3.4-2 のとおり設定する。表 3.4-2 に示す許容限界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鋼材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 1.7 倍（鋼材）の割増を考慮する。

表 3.4-2 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	SS400	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	210 ^{*1}
	SM400	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	120 ^{*1}
	SM490	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	277.5 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	157.5 ^{*1}
	SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	180 ^{*1}
	SM520B 相当	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315 ^{*2}
	SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	382.5 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5 ^{*1}
	SBHS500	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	442.5 ^{*3}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	255 ^{*3}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

上記値は，板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は，3.2.1，3.2.3，15.3 に示される許容応力度を用いる。

*2：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

*3：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）

表 3.4-2 (2) 許容限界 (T.P. +24 m 津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	SS400	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	238 ^{*1}
	SM400	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	136 ^{*1}
	SM490	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	314.5 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	178.5 ^{*1}
	SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	357 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	204 ^{*1}
	SM520B 相当	降伏応力度 σ_y	355 ^{*2}
	SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	433.5 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	246.5 ^{*1}
	SBHS500	引張降伏 σ_y	500 ^{*3}
		せん断降伏 τ_y	285 ^{*3}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

上記値は，板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は，3.2.1，3.2.3，15.3 に示される許容応力度を用いる。

*2：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）を適用し，降伏応力度を用いる。

*3：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）

(3) 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、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（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/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

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

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 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-3 に示す

表 3.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	極限支持力度 (kN/m ²)
基礎地盤の支持性能（北側）	6116
基礎地盤の支持性能（南側）	5991

3.5 評価方法

鋼製防護壁の評価方法は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

鋼製防護壁の強度評価は、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

鋼製防護壁の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、鋼製防護壁及び地中連続壁基礎については線形の梁要素とし、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鋼製防護壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鋼製防護壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼製防護壁天端に載荷する。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、鋼製防護壁全体に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。

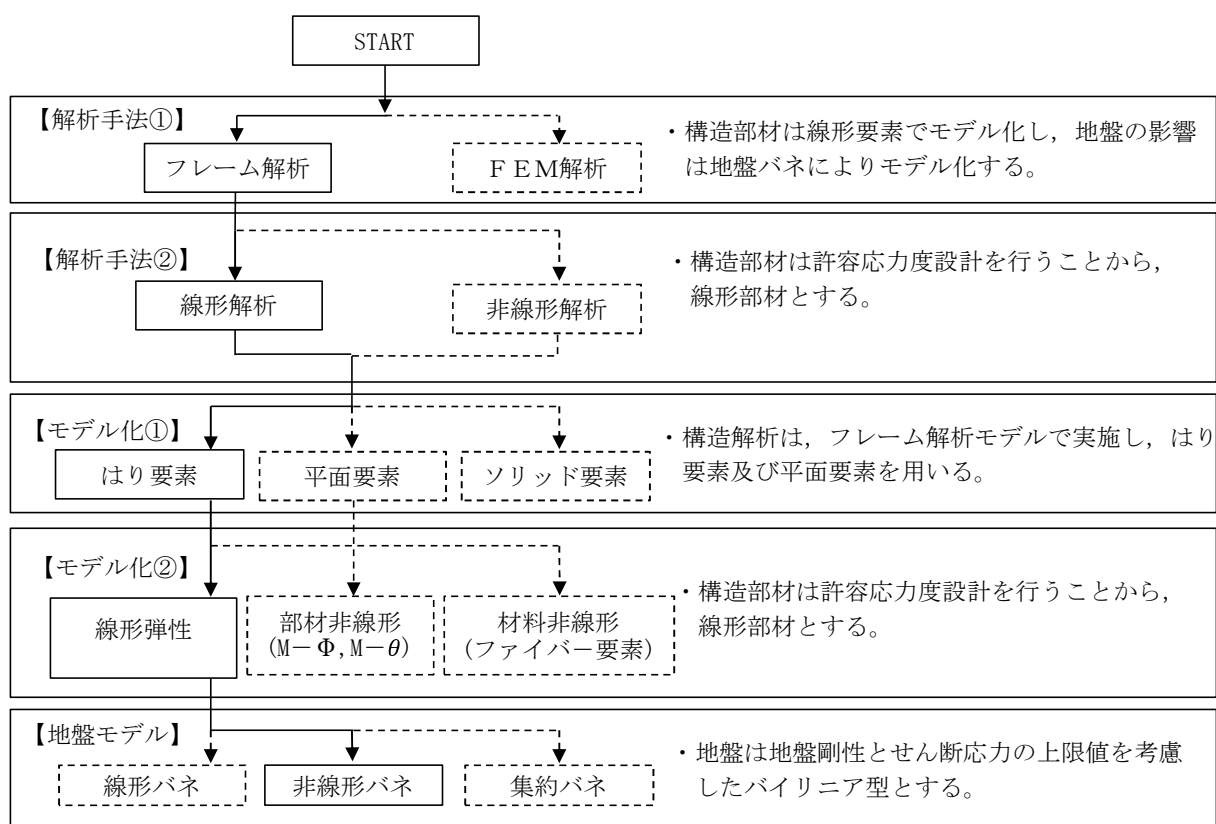


図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

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) 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。

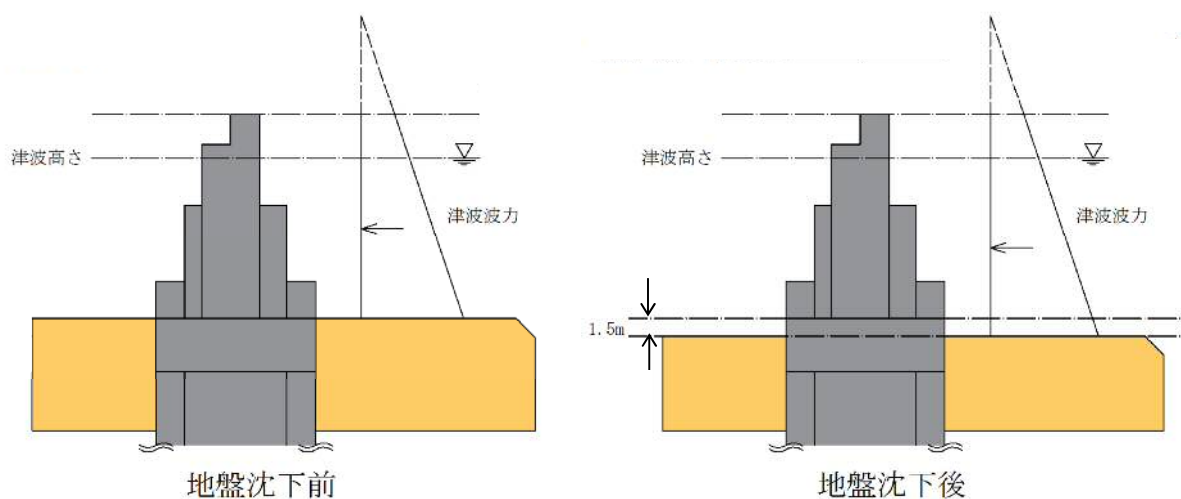


図 3.5-2 地盤沈下の考慮に関する概念図

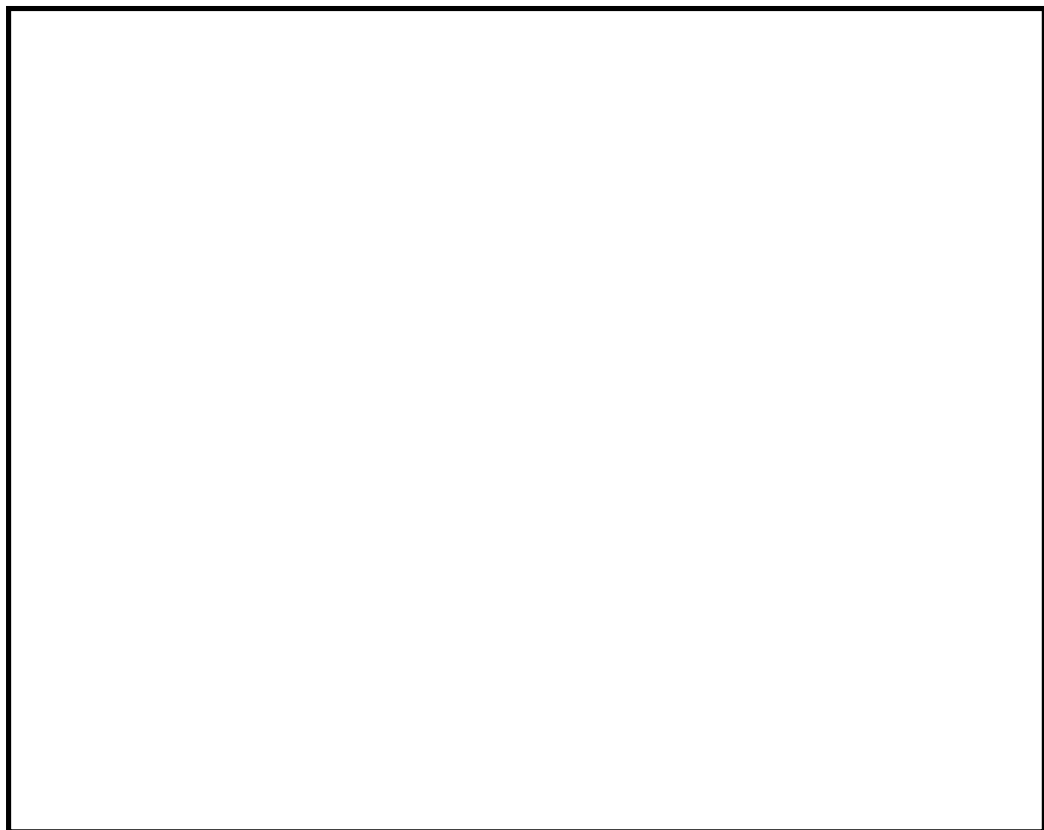
3.5.3 津波時

鋼製防護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) 鋼製防護壁の解析モデル

a. 解析モデル

津波時における鋼製防護壁は，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。津波時の鋼製防護壁の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」を使用し，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」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 鋼製防護壁の津波時の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

鋼製防護壁は、上部構造と下部構造を一体とし、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等を載荷して評価する。

上部構造は、水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図3.5-4に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（図3.5-4の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなしたI断面とする（図3.5-4の赤色表示部分）。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

地中連続壁基礎及び鋼製防護壁を構造梁要素でモデル化する。地中連続壁基礎をモデル化したはり要素には仮想剛梁要素を配置し、地中連続壁基礎の幅を考慮する。

地中連続壁基礎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。

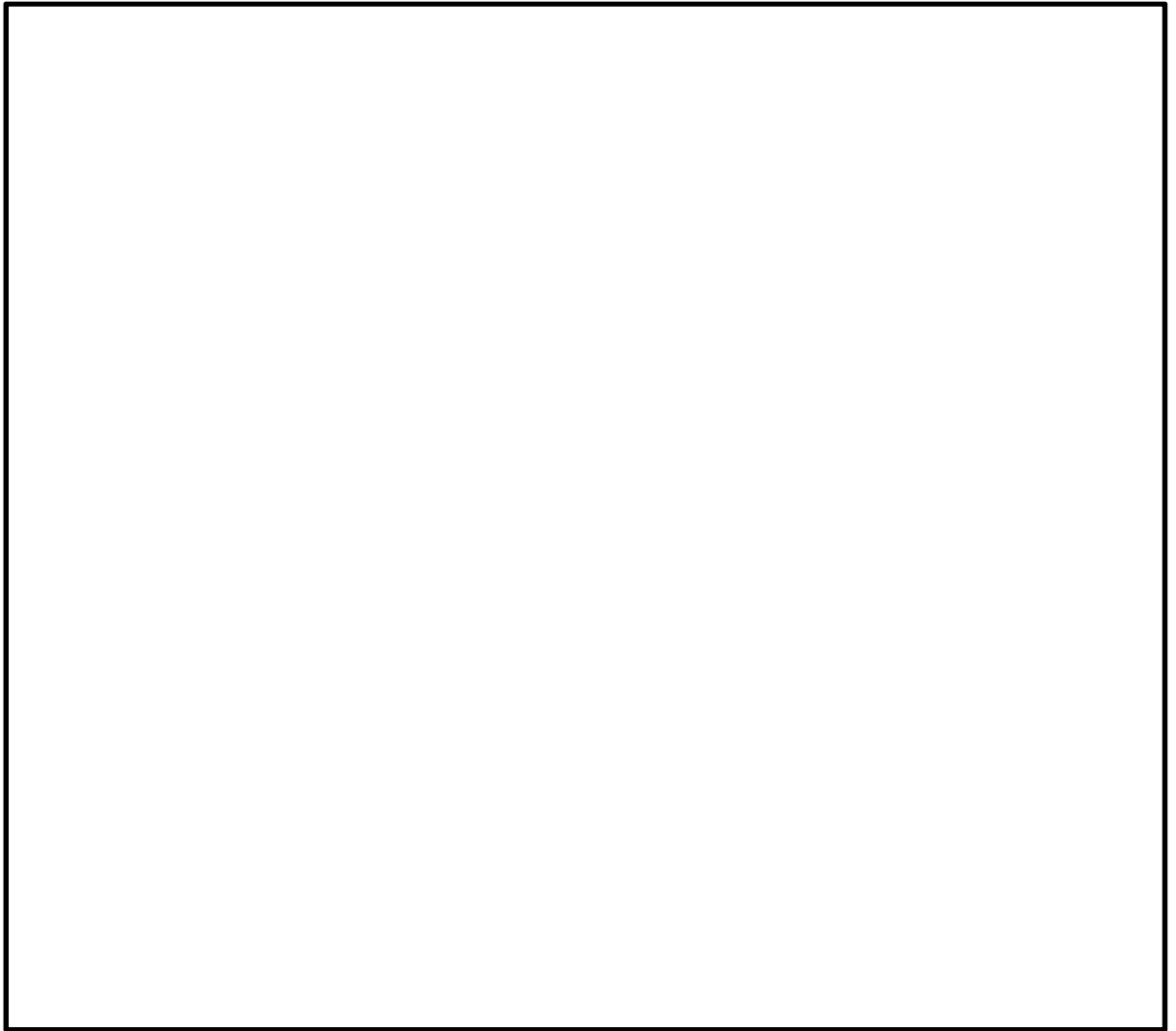


図 3.5-4 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

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・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。

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（ -1σ ）から設定	地盤抵抗が小さいと仮 定したケース

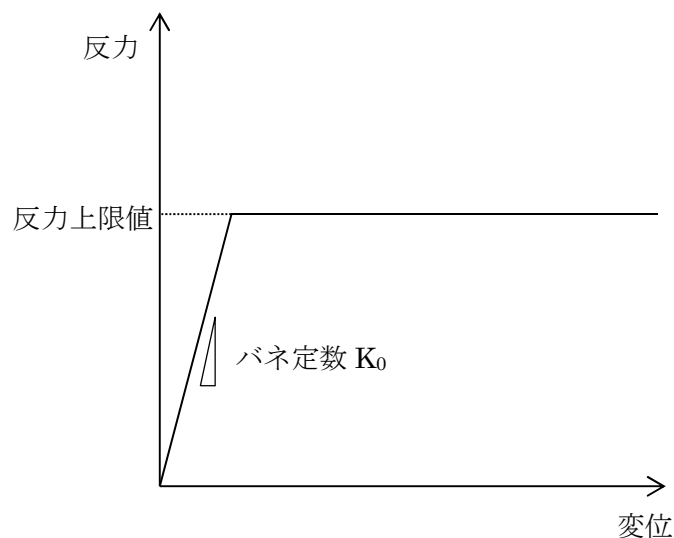


図 3.5-5 地盤バネのバイリニアモデル

(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（ kN/m^3 ）

α_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^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,

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (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,

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断弾性係数 (kN/m^2)

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 ($= 15.5 \text{ m}$)

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。

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

ここで,

K_{SHD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)

K_{HD} : 基礎側面の水平 (面直) 方向地盤反力係数 (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 ($= 15.5 \text{ m}$)

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。

$$K_{SVB} = 0.3K_H$$

ここで,

K_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 (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。

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

ここで,

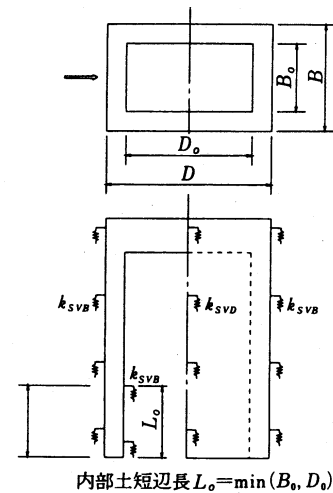
K_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^2)

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。



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^2)

K_{V0} : 直径 0.3 m 剛体円板による平板载荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (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、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 : 基礎の換算载荷幅 (m)

B_V は以下の式より算定する。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

A_V : 鉛直（面直）方向の载荷面積（地中連続壁部 125.76 m^2 , 中実鉄筋コンクリート部 114.49 m^2 ）

ヘ. 基礎底面の水平（面直）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^2)

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^2)

α_p : 水平（面直）方向地盤反力度の上限値の割増係数

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

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

z : 設計上の地盤面からの高さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (=15.5m)

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

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^2)

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^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

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

α : 地表面と水平面のなす角度 ($^\circ$)

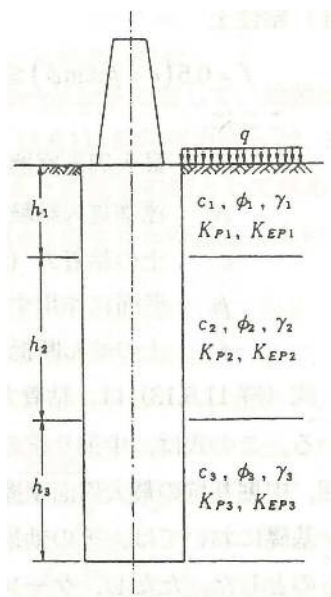


図 3.5-7 受働土圧強度算定式における各層物性
(3 層地盤の場合)

- 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 τ_f
地盤反力度の上限値 τ_f の算定方法を以下に示す。

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

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

ここで,

τ_f : 地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験より得られた N 値 (平均値)

c : 粘着力 (kN/m²)

p_0 : 基礎壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (°)

- リ. 基礎底面の鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直 (面直) 方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} は, 基礎を支持する基礎地盤 (K_m 層) の極限支持力度 q_d とする。 K_m 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 (K_m 層) の極限支持力度 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

q_u は K_m 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。

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

ここで,

P_{SU} : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m²

p_V : 基礎底面の鉛直地盤反力度 (kN/m²)

ϕ_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 (m²)

A_i : 基礎内部土の面積 (m²)

c : 基礎底面地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)

W_s : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)

ϕ : 基礎底面地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

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（ -1σ ）

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 τ_f

地盤反力度の上限値 τ_f の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・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（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・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。

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、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。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	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm ²
	中詰コンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500

表 3.5-3 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm ² *1	24.5 *1	3.3×10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm ² *2	24.5 *2	3.1×10 ⁴ *2	0.2 *2	
鋼材	SS400*3, SM400*3 SM490*3, SM490Y*3 SM520B 相当*4, SM570*3 SBHS500*7	77.0 *3*4	2.0×10 ⁵ *3*4	0.3 *3*4	3 *6

注記 *1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*2：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）

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

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*7：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）

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	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5-4 (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
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.85	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	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
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

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 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CB}	粘着力 C_{CB} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CB} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ms} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ms} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mC, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

e. 荷重

鋼製防護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
スクリーン室クレーン	840 kN

(c) 遡上津波荷重 (P_t)

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

(d) 衝突荷重 (P_c)

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_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 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 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鋼製防護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. 鋼製防護壁

(a) 鋼製防護壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元モデルに津波荷重等を載荷して評価する。

(b) 補剛材

ア. 補剛材の評価

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成24年3月）の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し，主部材の座屈に対する安全性を確保する。

イ. 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成24年3月）の解説に基づいて座屈に対する安全照査を実施し，補剛材の追加配置の必要性を確認する。

(c) 添接板継手部

鋼殻ブロックの添接板継手部は高力ボルトによる摩擦接合方式とし，「道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）7.3」に基づき評価する。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して，継手部の孔引き後の母材，添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。また，せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため，合成応力に対する安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図3.5-8に示す。

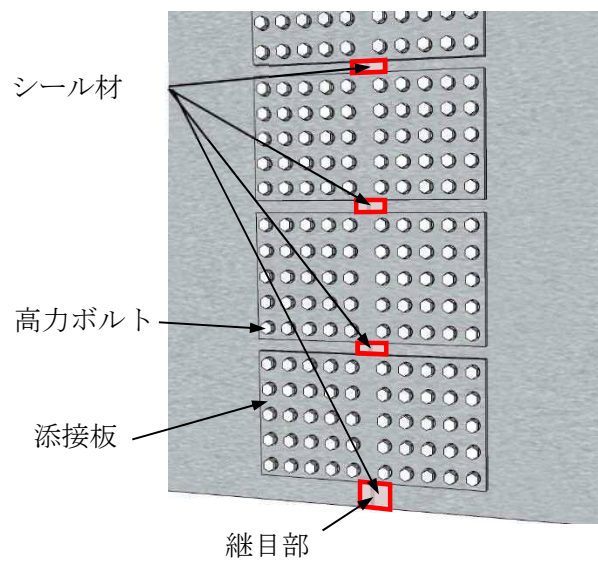
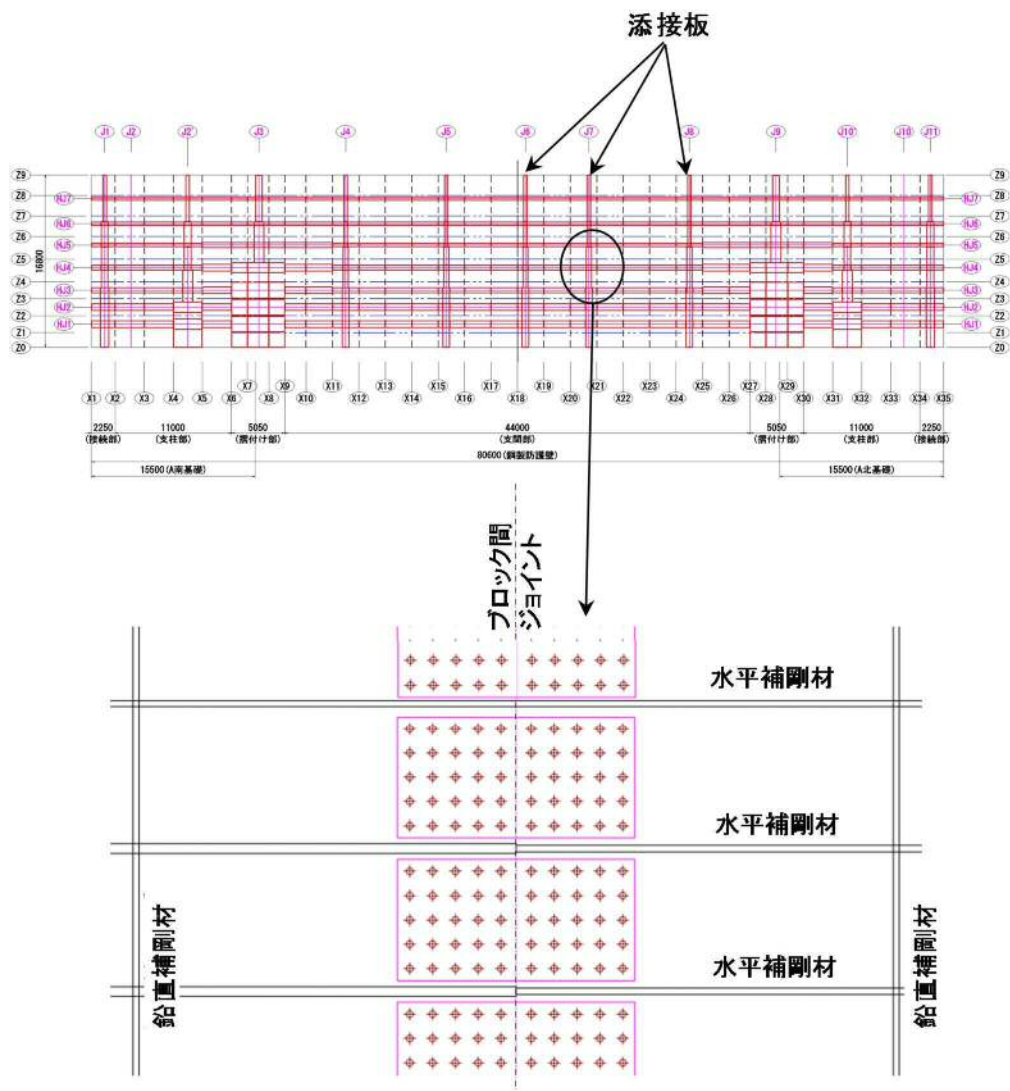


図 3.5-8 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(d) 中詰めコンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁は、外壁と水平及び鉛直隔壁部材のみで荷重を受け持つ設計とするが、頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、後述の通り、水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。したがって、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するために、上部構造の鋼殻と中詰め鉄筋コンクリートを一体化する。

以上より、中詰め鉄筋コンクリート部の接合部は、荷重伝達のためのずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。スタッドの許容せん断力は「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高，150mm 程度を標準とする (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm²)

b. 鋼製防護壁の接合部アンカー

(a) 設計思想

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみ耐力でも弾性範囲内で負担可能とする。

(b) 接合部の設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、地震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」を適用し設計上アンカーボルトのみで負担可能とする。

水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、「道路橋示方書（日本道路協会）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。

接合部の荷重分担の概念図を図 3.5-9 に示す。

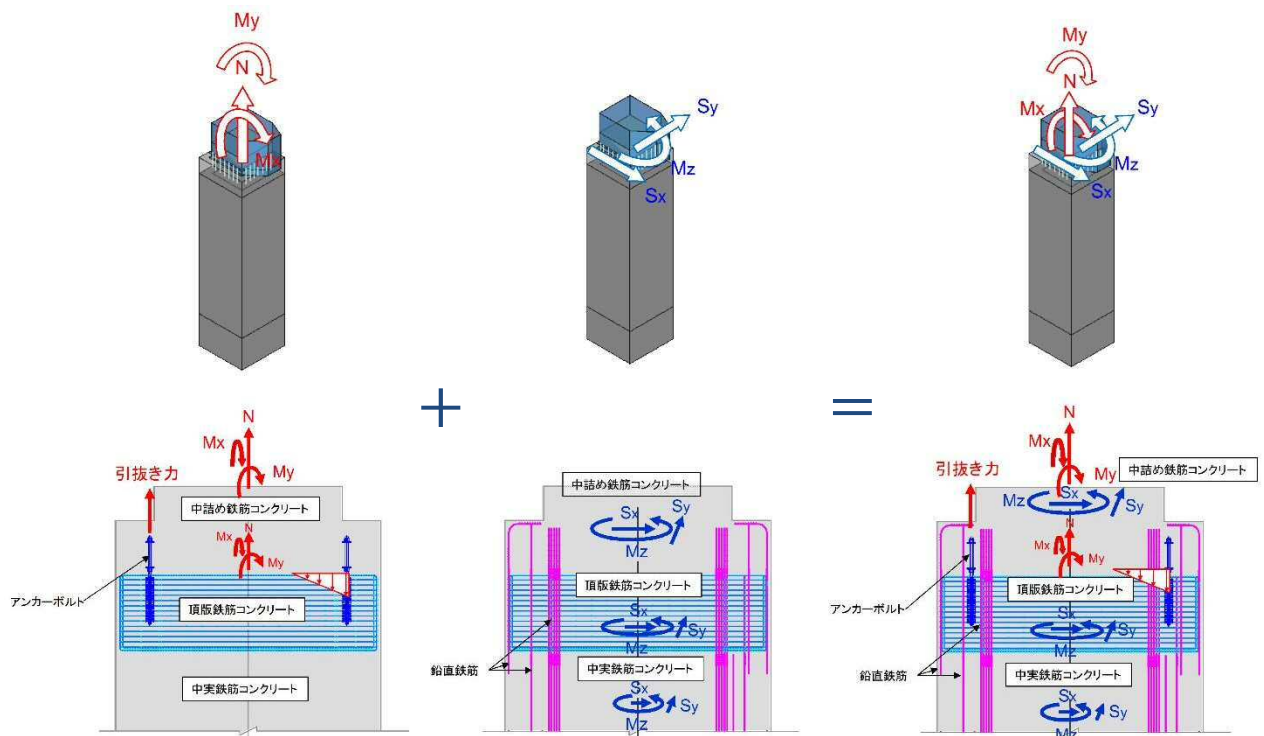


図 3.5-9 接合部の荷重分担の概念図

(c) 接合部の評価

接合部のアンカーボルトに対しては、2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として評価する。鋼製防護壁と基礎との接合部は、鉛直軸力と面内、面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、基礎と一体の中詰め鉄筋コンクリートで負担する。

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析から算定されるアンカーボルト1本当当たりの付着力と押込力とし、アンカーボルトの引張応力、付着応力及びコーンせん断が許容限界以下であることを確認する。

ア. アンカーボルトの設計定着長及び埋込長

アンカーボルトの許容応力度と母材の断面積をもとに算定する。2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面を図3.5-10に示す。

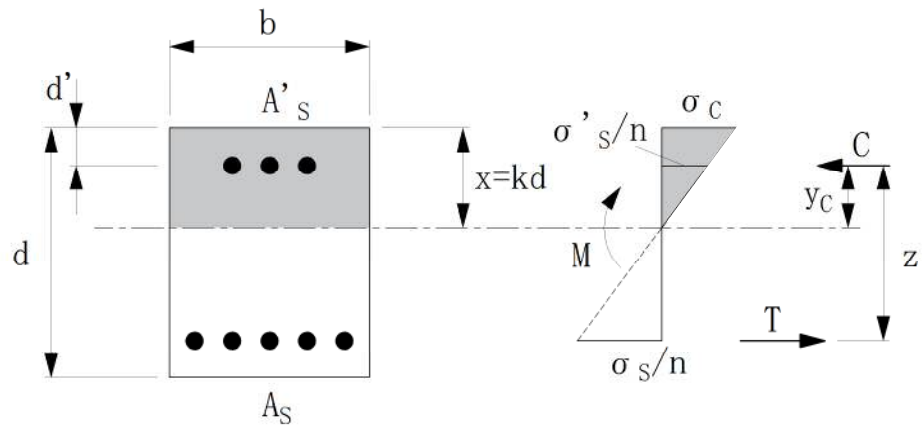


図 3.5-10 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

σ_c : 任意位置のコンクリート応力度 (N/mm²)

σ_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (引張り側)

σ'_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (圧縮側)

A_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (引張り側)

A'_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (圧縮側)

d : 桁高 (mm)

d' : かぶり (mm)

x : コンクリート上面から中立軸までの距離 (mm)

k : 中立軸係数

n : ヤング係数比

c : 圧縮力 (N)

T : 引張力 (N)

M : 曲げモーメント (N・mm)

イ. 定着部コーンせん断に対する評価

定着部のコンクリートのコーンせん断に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析算定される、アンカーボルト1本当たりの付着力とする。定着部のコーンせん断の照査を行い、補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算定する。

コーンせん断は付着力に対して発生するため、照査はアンカーボルトの付着力またはアンカーボルトの許容応力度と母材の断面積の75%を比較し、断面力の大きいものを用いて実施する。コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカー同士の間接を考慮し、定着部鉄筋コンクリートの応力が許容限界以下であることを確認する。

コーンせん断面の有効水平投影面積を図3.5-11に示す。

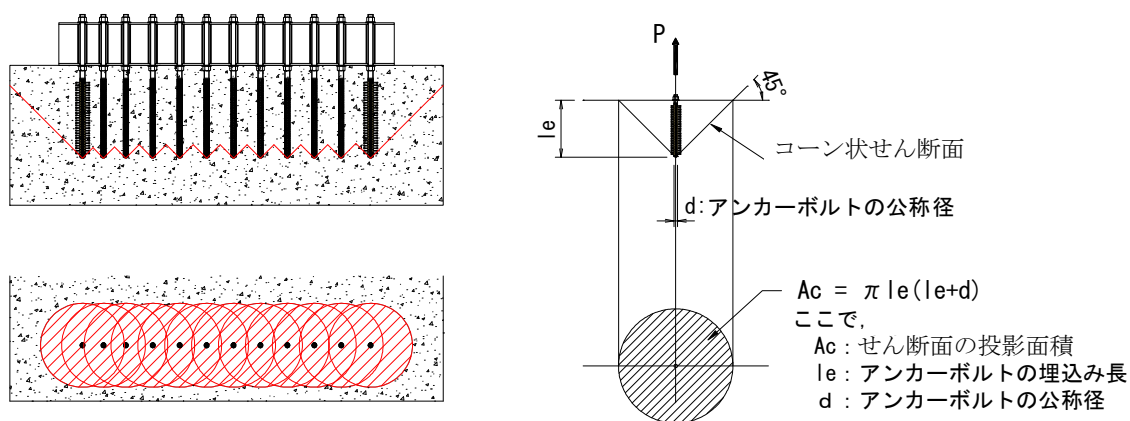


図 3.5-11 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

ウ. アンカーボルトの埋め込み長、定着長に対する評価

アンカーボルトの埋め込み長 L_{eq} 及び定着長 L_{ed} は付着強度によって決定する。アンカーボルトの埋め込み長、定着長の概念図を図3.5-12に示す。

$$L_{eq} = \sigma_{sa} \cdot Ab / \tau_a \cdot \pi \cdot D \quad (\text{定着長})$$

$$L_{ed} = L_{eq} + 2D \quad (\text{埋め込み長})$$

ここで、

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容付着応力度 (N/mm²)

Ab : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

D : アンカーボルトの公称径 (mm)

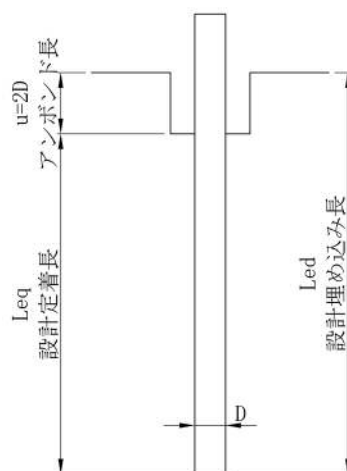


図 3.5-12 アンカー埋め込み長，定着長の概念図

c. 地中連続壁基礎

(a) 地中連続壁基礎

2 次元動的有効応力解析によって得られる堤軸方向，堤軸直交方向それぞれの断面力に対して，鉄筋コンクリートの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

(b) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドで一体化するものとし，「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（（社）土木学会，2006 制定）に基づき，スタッドの配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するスタッドは，接合面に作用する全設計せん断力に対し，必要な強度となる本数及び設置間隔に設計する。設計検討は次式による。

$$\gamma_a \gamma_b \gamma_i \frac{V}{V_u} \leq 1.0, V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \frac{\mu(nf_{syd}A_{sg} + \sigma_N A_{cg})}{\gamma_c}, V_{ul} = \frac{\mu \sigma_N A_{ul}}{\gamma_c}$$

ここで，

V : 接合面に作用する全設計せん断力 ($= V_o + V_B$)

V_o : 鉛直せん断力

V_B : 接合面区間に生じる区間のずれせん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : スタッド配置区間の全せん断耐力

V_{ul} : スタッド配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4 程度：地中連続壁面は洗浄し，レイタンスを取り除き，深さ 7 mm 程度の粗さとした場合)

n : スタッドの本数 (単位幅当たり)

- f_{syd} : スタッドの設計引張降伏強度
- σ_N : 接合面に作用する垂直応力度（地中連続壁に作用する側圧等の外力）
- A_{sg} : スタッド1本当たりの断面積
- A_{cg} : スタッド配置区間の全面積（面積の境界は，最外縁の鉄筋から鉄筋間隔の半分程度の距離まで）
- A_{ul} : スタッド配置区間以外のコンクリート面積（地中連続壁の接合処理面処理を行う部分のみ）
- γ_a, γ_i : 安全係数
- γ_b : 部材係数で一般に 1.3
- γ_c : コンクリート材料係数

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则认为られることから実施しない。

3.5.4 重畳時

鋼製防護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」を使用し，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。1次元有効応力解析実施位置図を図 3.5-13 に，1次元有効応力解析モデル概念図を図 3.5-14 に示す。

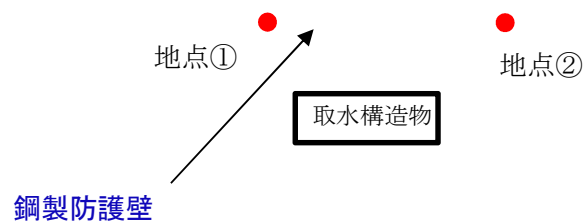


図 3.5-13 1次元有効応力解析実施位置図

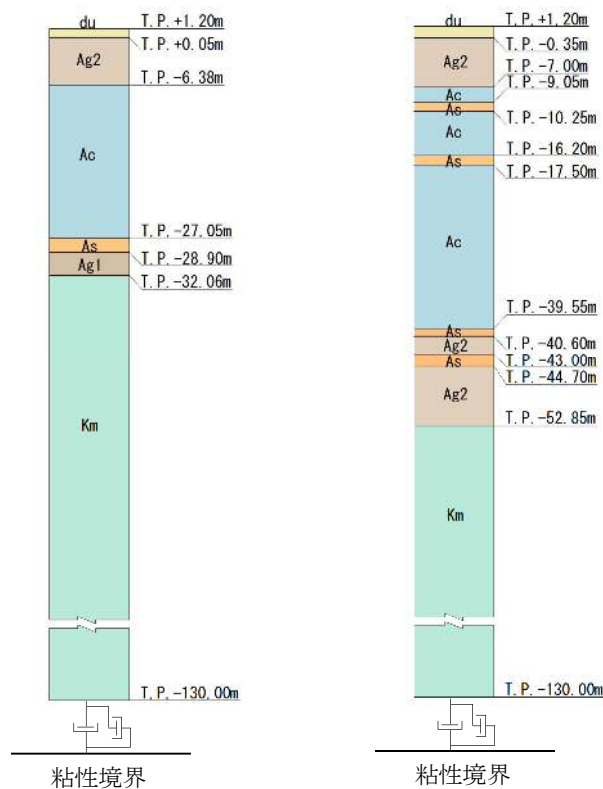


図 3.5-14 1次元有効応力解析モデル概念図（左：地点①，右：地点②）

(a) 地盤のモデル化

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

(b) 減衰定数

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

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

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

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

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた 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 3.5-15 に、固有値解析結果を表 3.5-5 に示す。

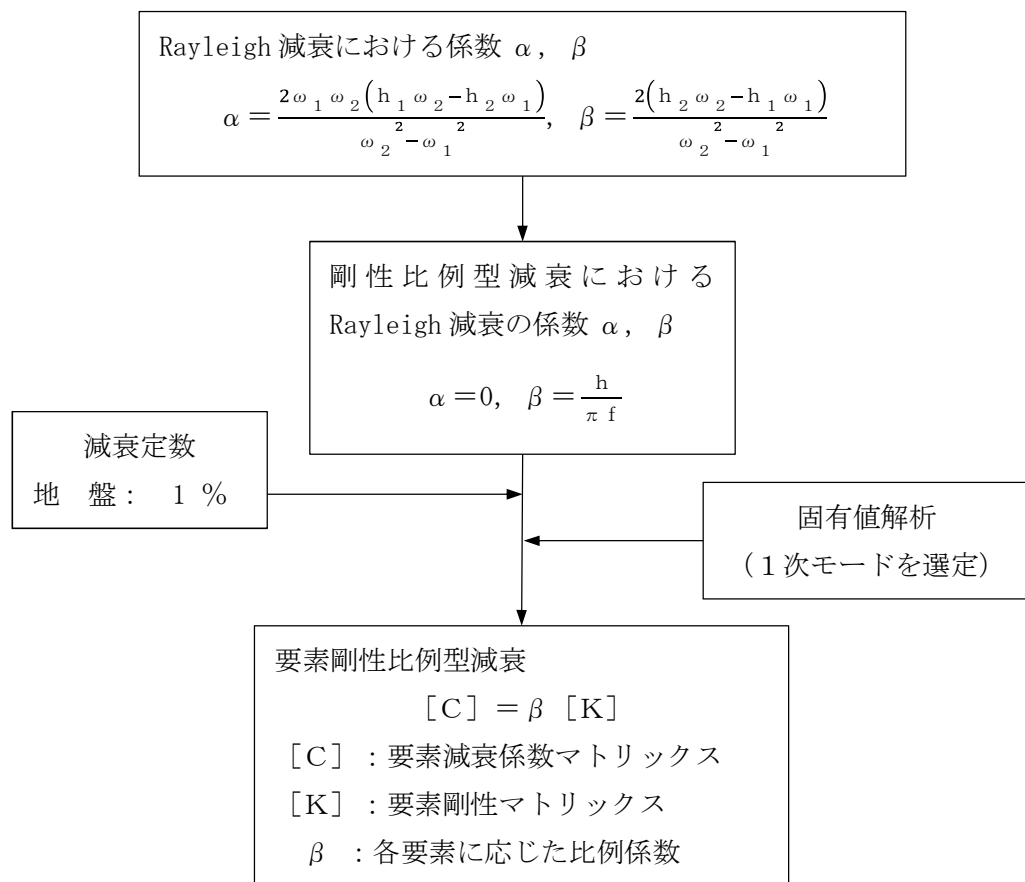


図 3.5-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

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)

(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.685	37.17	1次として採用
2	1.306	-22.98	—
3	2.654	-8.94	—
4	3.355	9.46	—
5	4.668	4.70	—
6	5.423	5.95	—
7	6.552	-2.83	—
8	7.413	-4.41	—
9	8.438	2.30	—

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 σ) 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 σ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.708	38.40	1次として採用
2	1.378	-21.02	—
3	2.779	-9.92	—
4	3.512	8.28	—
5	4.893	5.55	—
6	5.669	5.12	—
7	6.911	3.40	—
8	7.718	3.97	—
9	8.893	2.42	—

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 (-1σ) した解析ケース)
(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.654	35.47	1次として採用
2	1.235	-25.40	—
3	2.478	-7.76	—
4	3.224	10.56	—
5	4.344	3.93	—
6	5.225	-6.48	—
7	6.078	-2.73	—
8	7.122	-4.37	—
9	7.895	2.76	—

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)
(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.667	36.35	1次として採用
2	1.278	-24.19	—
3	2.427	-7.31	—
4	3.219	-10.53	—
5	4.068	4.20	—
6	5.153	6.01	—
7	5.834	-3.97	—
8	6.987	-3.52	—
9	7.734	3.67	—

表 3.5-7 (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)

(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)

(地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.556	34.09	1次として採用
2	1.246	-27.03	—
3	2.059	9.46	—
4	3.039	8.22	—
5	3.825	6.84	—
6	4.669	6.01	—
7	5.471	3.32	—
8	6.405	4.04	—
9	7.091	3.91	—

表 3.5-7 (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 σ) 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 σ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.587	35.31	1次として採用
2	1.298	25.78	—
3	2.212	9.06	—
4	3.202	8.40	—
5	4.052	6.59	—
6	4.918	5.65	—
7	5.859	-3.01	—
8	6.770	-4.69	—
9	7.462	-2.93	—

表 3.5-7 (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 (-1σ) した解析ケース)
 (地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.518	32.68	1次として採用
2	1.194	-28.20	—
3	1.887	10.33	—
4	2.843	-7.80	—
5	3.584	-7.22	—
6	4.379	-6.20	—
7	5.083	-4.02	—
8	5.920	3.59	—
9	6.730	4.03	—

表 3.5-7 (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)
 (地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.516	33.66	1次として採用
2	1.230	-26.48	—
3	1.856	-12.18	—
4	2.678	-6.88	—
5	3.520	-5.57	—
6	4.188	7.99	—
7	4.819	3.73	—
8	5.786	3.23	—
9	6.595	3.95	—

b. 入力地震動

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

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用い、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」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.5-16に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5-17に示す。

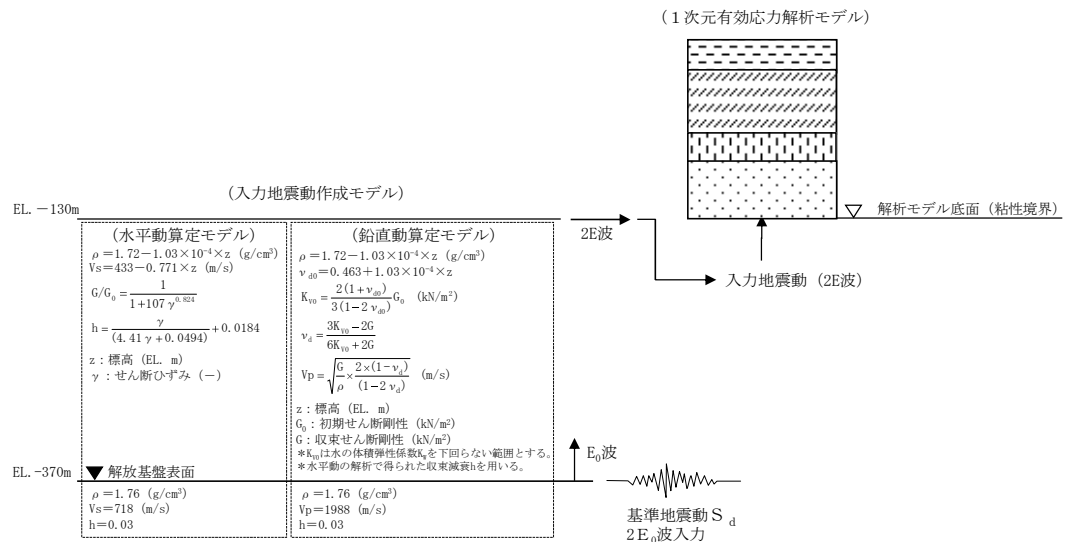
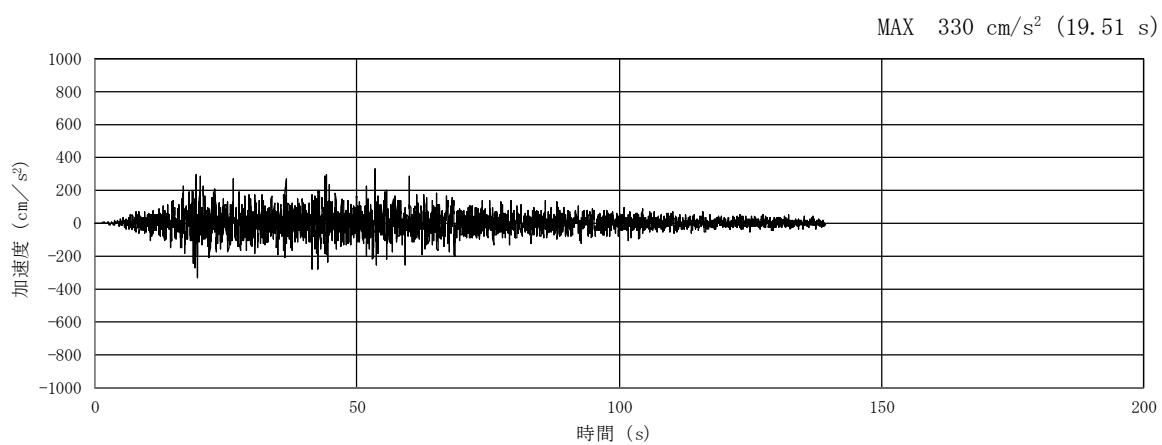
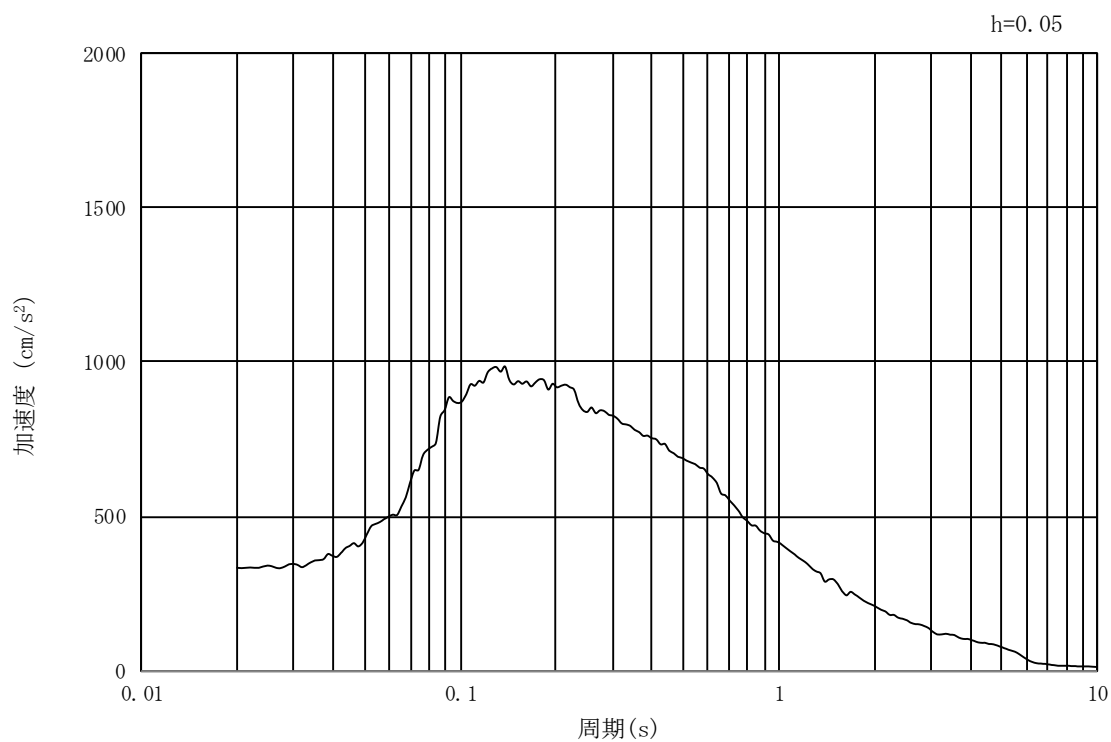


図 3.5-16 入力地震動算定の概念図

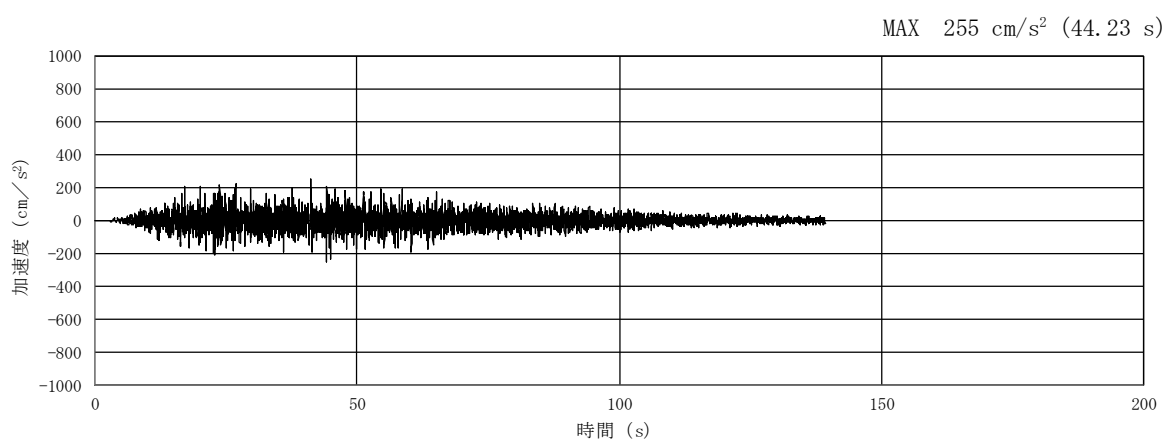


(a) 加速度時刻歴波形

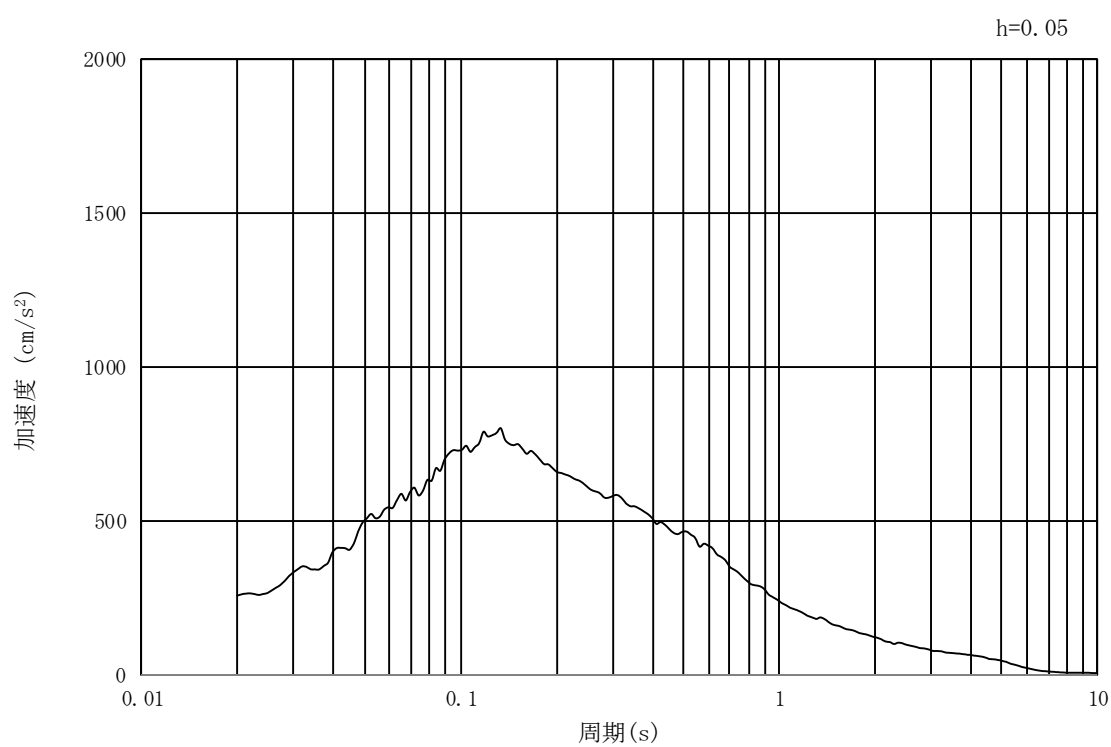


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-17 (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

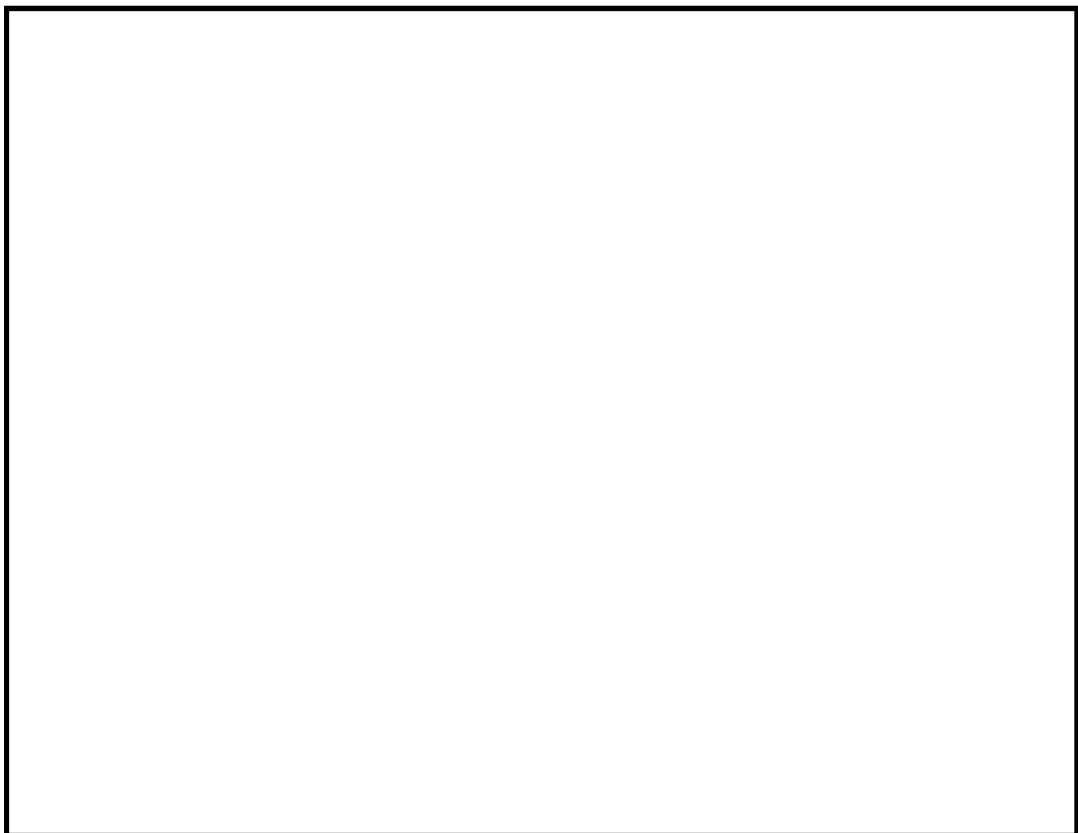
図 3.5-17 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①及び②-②断面、鉛直成分： S_d-D1)

(2) 解析モデル及び諸元

a. 鋼製防護壁の解析モデル

(a) 解析モデル

重畳時における鋼製防護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。重畳時の鋼製防護壁の３次元静的フレーム解析モデル概念図を図 3.5－18 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」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」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 3.5－18 鋼製防護壁の重畳時の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・同解説 IV 下部構造編（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3.5-7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 σ_m' 及びせん断ひずみ γ の深度分布に基づき、地盤反力係数及び反力上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤バネを表3.5-8に示す。

表 3.5-7 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 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液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 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基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 _d -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 3.5-8 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 _d 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 _d 波による1次元有効応力解析から 地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ5	S _d 波による1次元有効応力解析から せん断ひずみ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（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5）それぞれの時刻 t_{max} での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

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

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

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

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{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・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。

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

ここで，

P_{HU} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

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

(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 τ_f

地盤反力度の上限値 τ_f の算定方法を以下に示す。

$$\text{(砂質土)} \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD} \leq 200$$

$$\text{(粘性土・地盤改良体)} \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD} \leq 150$$

ここで，

τ_f : 地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : せん断抵抗角 (°)

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

- (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。

$$P_{BVU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

P_{BVU} : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

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

- (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。

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

ここで、

P_{SU} : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

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

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、 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、「6.1.1.1 鋼製防護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と同じモデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も、同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元静的FEM解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、「6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.5-19に示す2次元静的FEM解析モデルを使用し、津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラとすること以外の解析条件は同じとする。

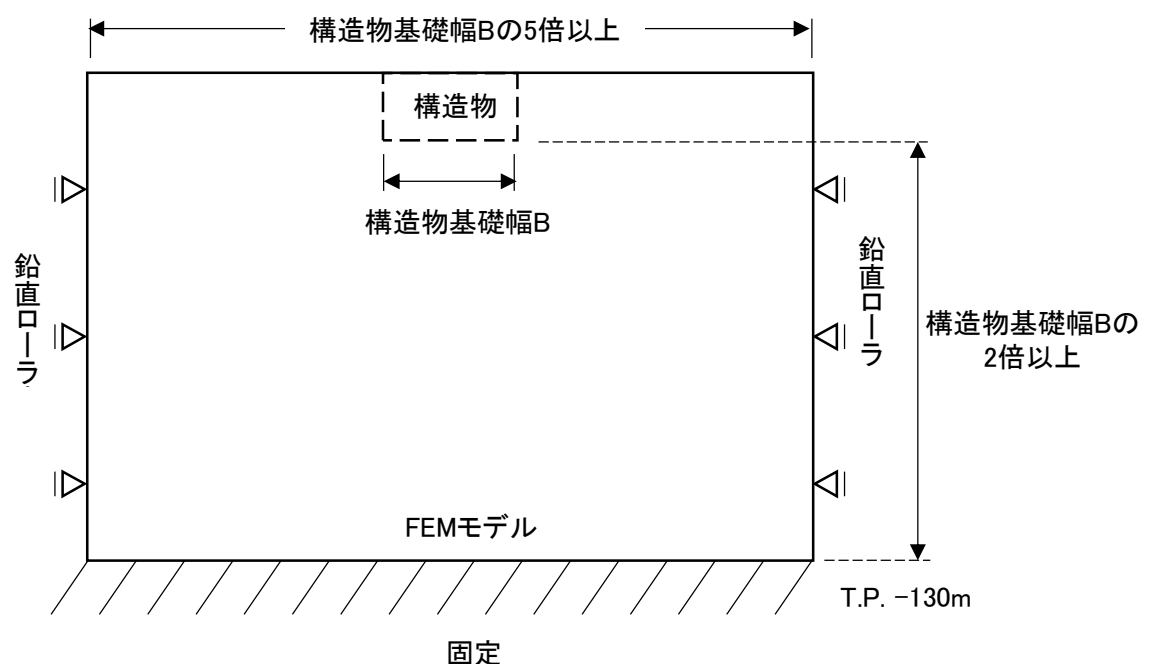
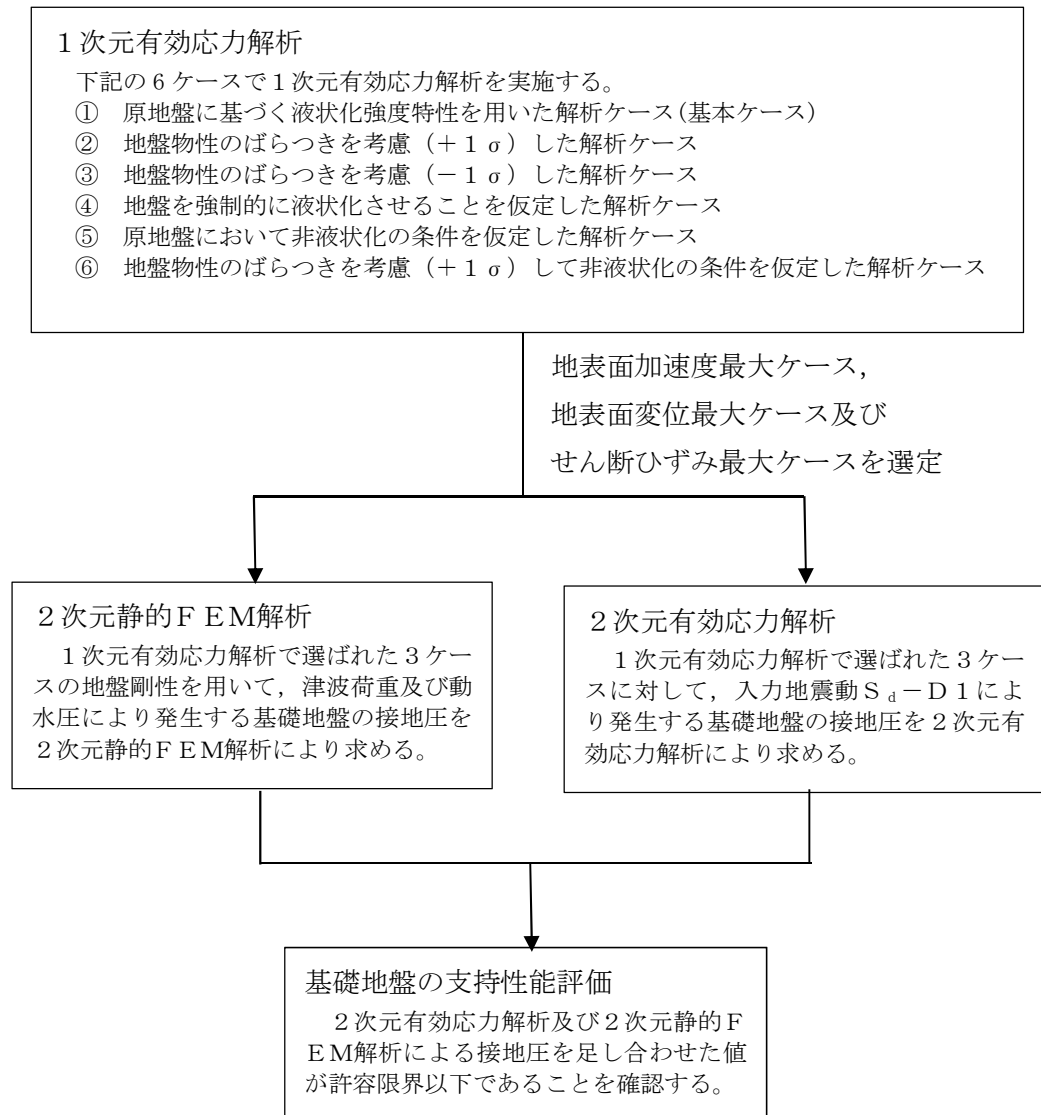


図 3.5-19 2次元静的FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。基礎地盤の支持性能評価フローを図 3.5-20 に、接地圧の算出フローを図 3.5-21 に示す。



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

図 3.5-20 基礎地盤の支持性能評価フロー

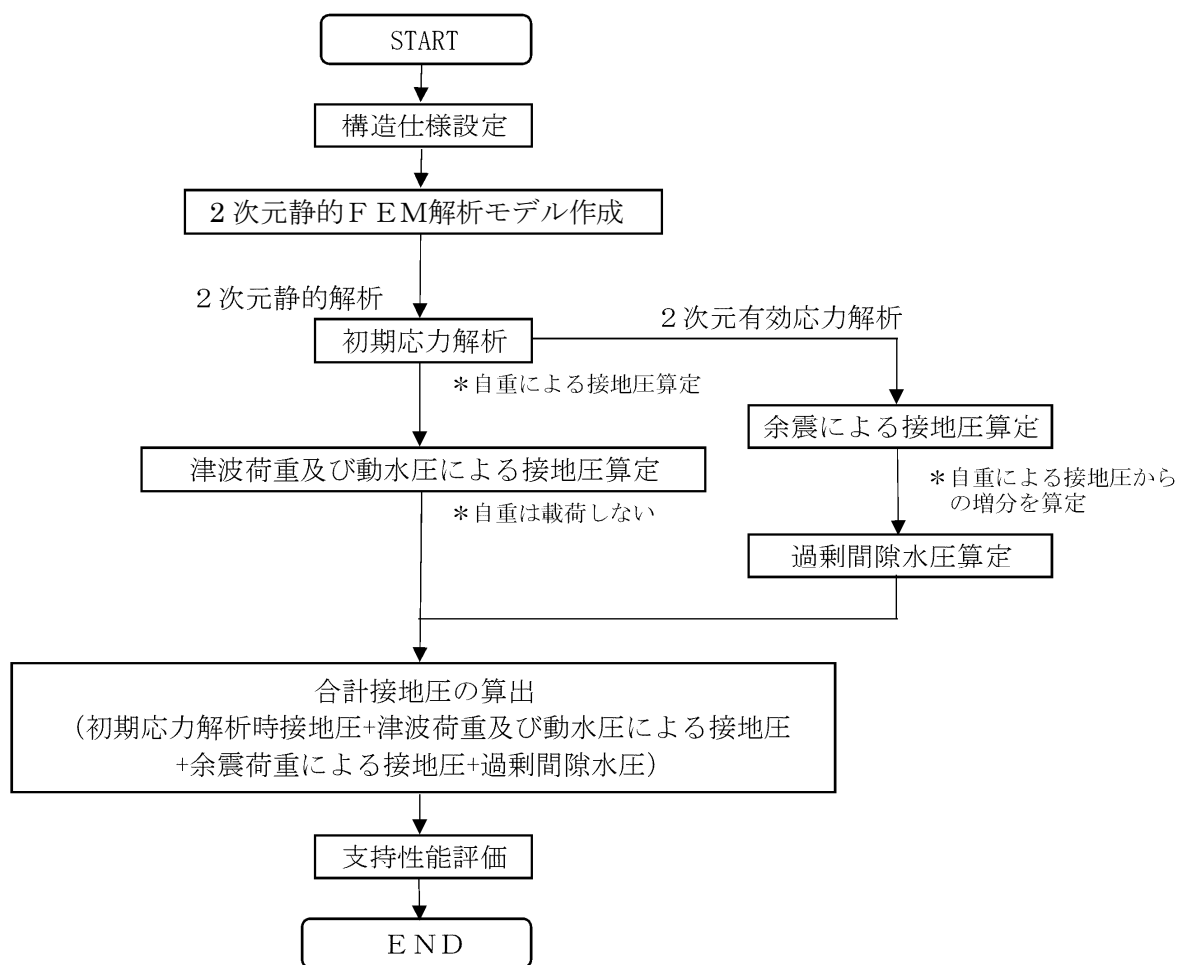


図 3.5-21 接地圧の算出フロー

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

鋼製防護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
スクリーン室クレーン	840 kN

(c) 遡上津波荷重 (P_t)

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

鋼製防護壁の強度評価は、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。また、接合部について厳しい条件となると考えられる津波荷重に対して逆方向から余震が作用する場合についても評価を行う。

a. 鋼製防護壁

(a) 鋼製防護壁

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考慮して評価する。鋼製防護壁の評価は「3.5.3 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。

(b) 補鋼材

補鋼材の重畳時の評価は「3.5.3 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。

(c) 添接板継手部

添接板継手部の重畳時の評価は「3.5.3 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。

(d) 中詰めコンクリートと鋼殻との接合部

中詰めコンクリートと鋼殻との接合部の重畳時の評価は「3.5.3 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。

b. 鋼製防護壁アンカー

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等を考慮して評価する。鋼製防護壁アンカーの評価は「3.5.3 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。

c. 地中連続壁基礎

(a) 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。地中連続壁基礎の評価は「3.5.3 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。

(b) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化の重畳時の評価は「3.5.3 津波時」と同じ方法により安全照査を実施する。

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

津波時の3次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを北側基礎及び南側基礎について図4.1-1に示す。

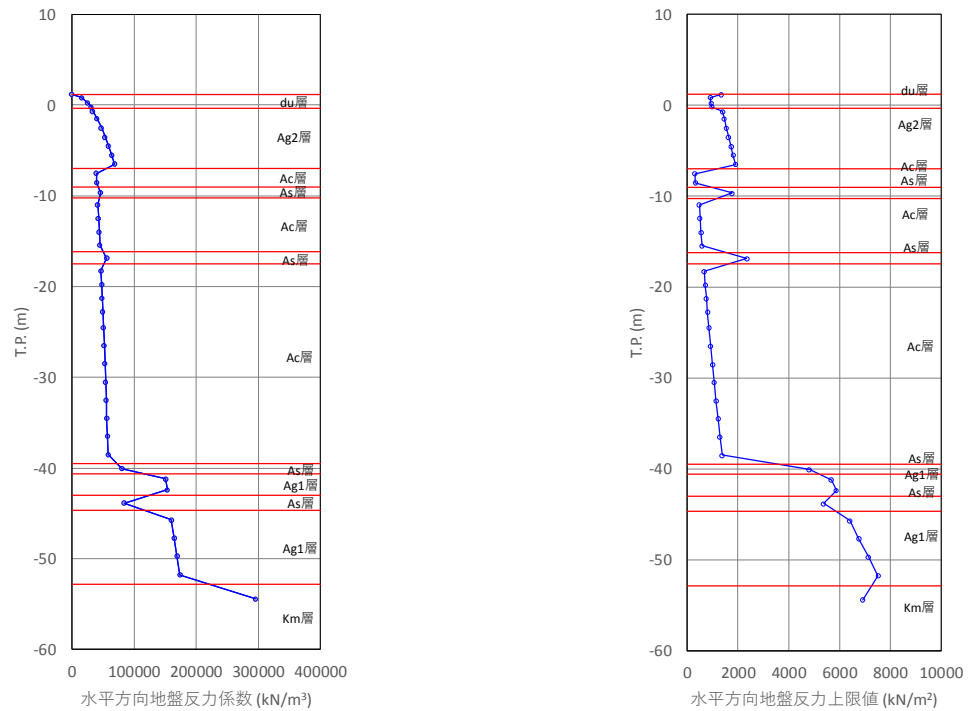


図 4.1-1 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ1）

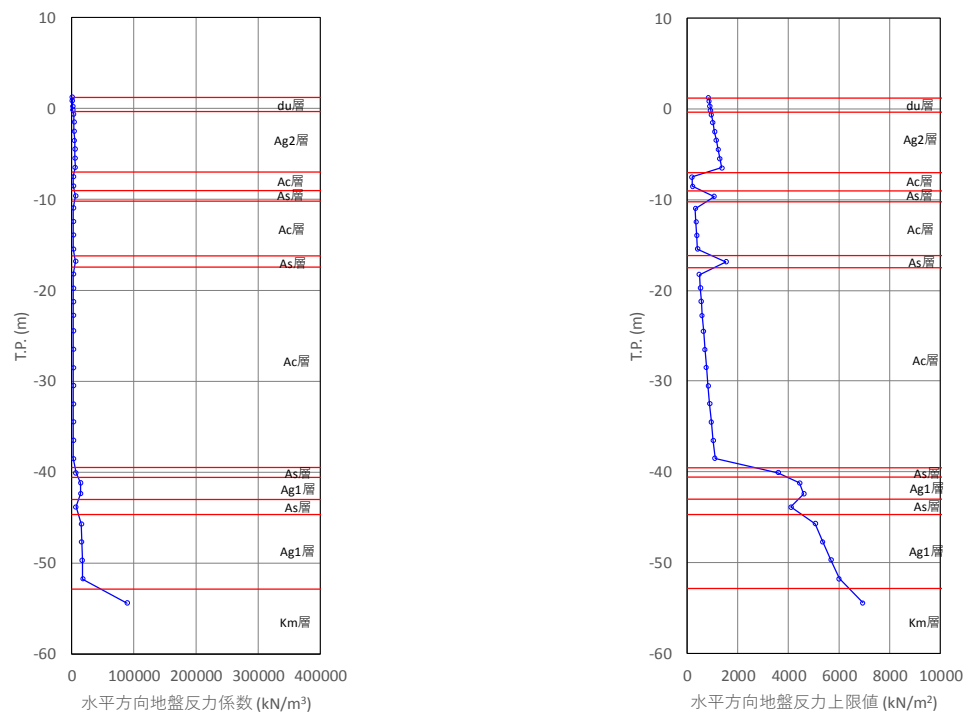


図 4.1-1 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ2）

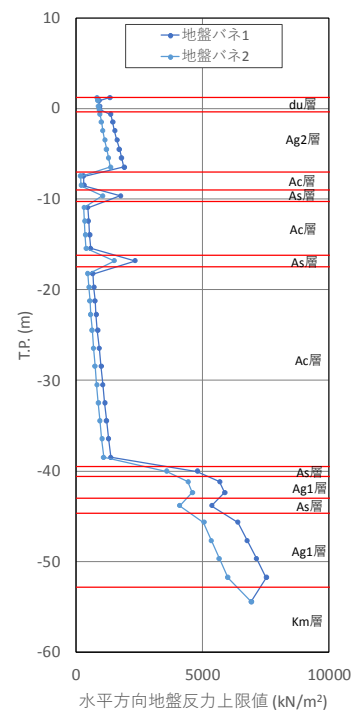
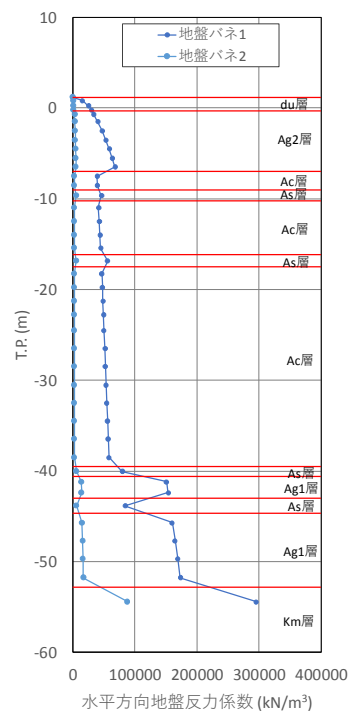


図 4.1－1 (3) 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (北側基礎)

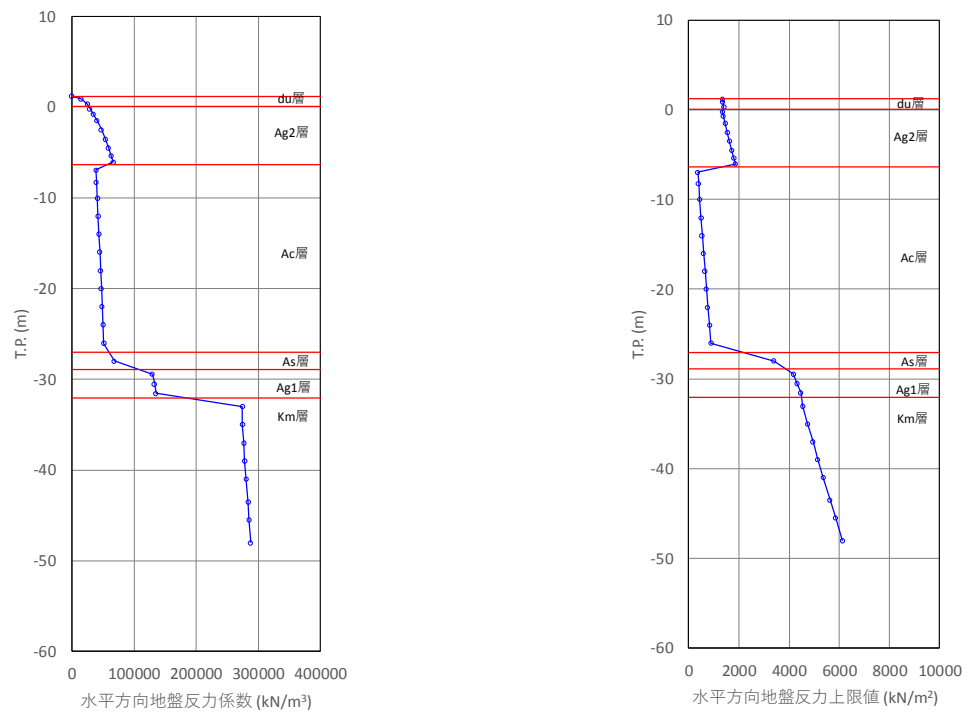


図 4.1-1 (4) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 1)

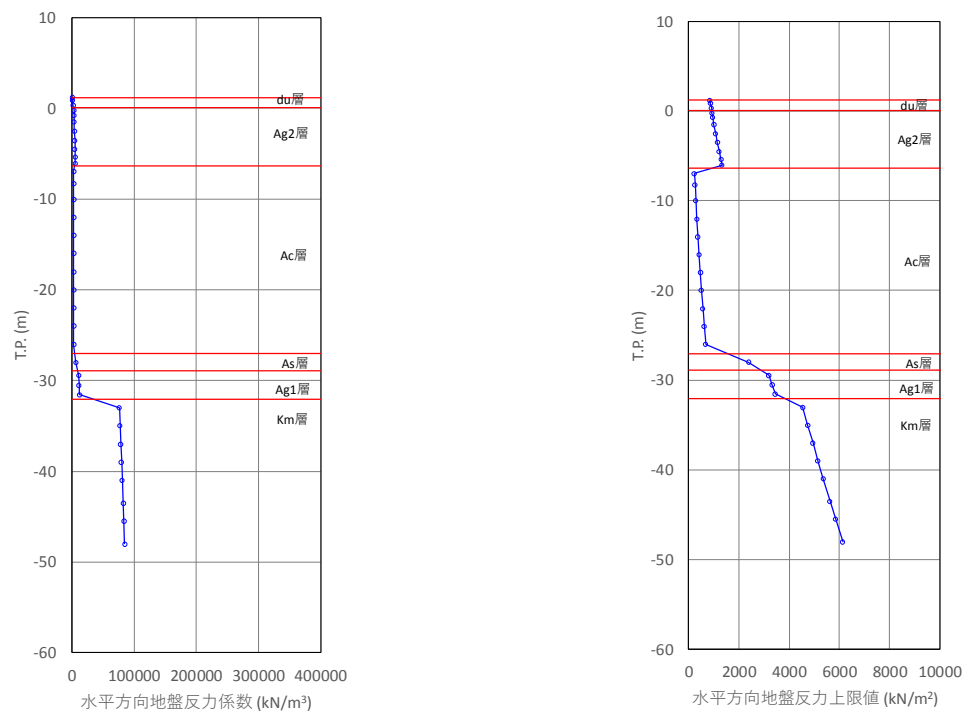


図 4.1-1 (5) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 2)

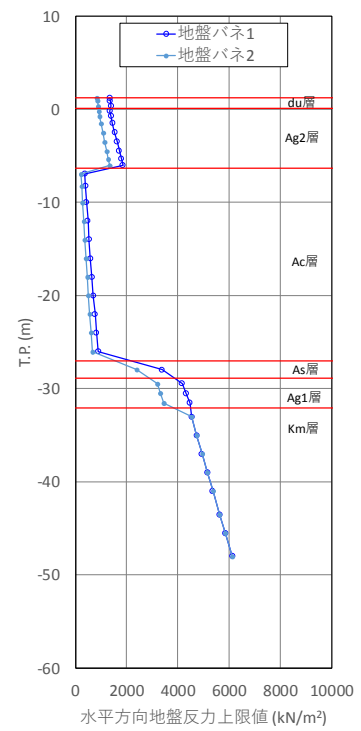
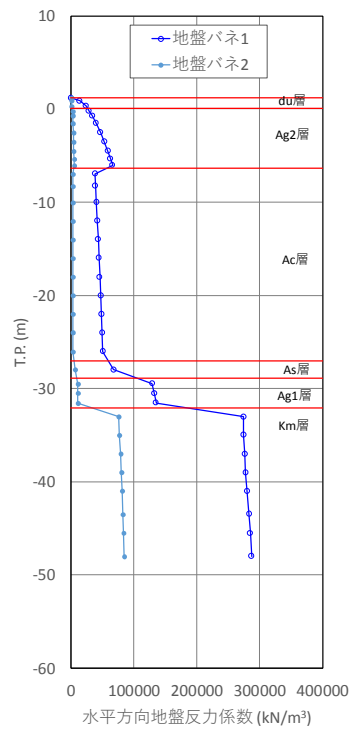


図 4.1-1 (6) 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (南側基礎)

4.1.1 地中連続壁基礎（下部構造）

(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、評価位置図を図 4.1-2 に、断面力の分布図を図 4.1-3、図 4.1-4 に示す。図 4.1-3、図 4.1-4 の断面力の分布図は、表 4.1-1、表 4.1-2 の備考欄に「○」を記した解析ケースに対応するものであり、「○」の印は地盤バネ 1 と地盤バネ 2 をそれぞれ用いた解析に基づく照査値のうち、大きい方の照査値に該当する解析ケースであることを意味するものである。

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。

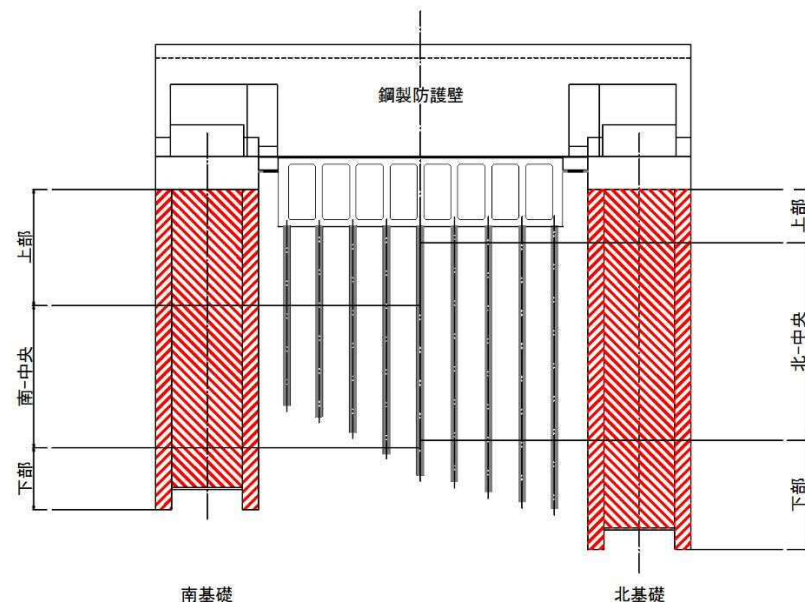


図 4.1-2 評価位置図

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)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1有効高 (mm)							
地中連続壁基礎	地盤パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	1676688	-137460	3.6	21	0.18	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10270	⑦150	-52126					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	1599941	-121188	3.8	21	0.18	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10420	⑦150	61954					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	1590304	-159133	2.9	21	0.14	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	9520	⑦150	-29675					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	121233	-238785	1.8	21	0.09	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10495	⑦150	-4818					
	地盤パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	2236110	-179996	4.9	21	0.24	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10270	⑦150	-85024					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	1866477	-166325	4.4	21	0.22	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10420	⑦150	83079					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	2375359	-230396	4.4	21	0.21	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	9520	⑦150	-53060					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	604144	-320806	3.3	21	0.16	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10495	⑦150	4004					

注記 *1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

*2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。

*3：評価位置は図 4.1-2 に示す。

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)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1有効高 (mm)							
地中連続壁基礎	地盤パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	2792875	-146661	6.0	28	0.22	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10270	⑦150	-72897					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	2691821	-135618	6.3	28	0.23	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10420	⑦150	78758					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	1590304	-159133	4.8	28	0.18	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	9520	⑦150	-29675					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	1155486	-229134	2.7	28	0.10	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10495	⑦150	5141					
	地盤パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	3684864	-185303	7.9	28	0.29	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10270	⑦150	-93963					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	3110730	-181648	7.3	28	0.27	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10420	⑦150	103842					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	3895719	-235321	7.0	28	0.26	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	9520	⑦150	-63023					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	2304861	-287575	5.5	28	0.20	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10495	⑦150	42889					

注記 *1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。
 *2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。
 *3：評価位置は図 4.1-2 に示す。

表 4.1-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

評価位置				断面性状 (mm)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1有効高 (mm)							
地中連続壁基礎	地盤パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	1191800	-80752	78.4	435	0.19	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10270	⑦150	-111366					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	1554241	-107624	87.2	435	0.21	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10420	⑦150	74160					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	1590304	-159133	44.7	435	0.11	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	9520	⑦150	-29675					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	669427	-222208	1.4	435	0.01	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10495	⑦150	-3570					
	地盤パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	2236110	-179996	97.9	435	0.23	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10270	⑦150	-85024					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	1769659	-135516	95.1	435	0.22	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10420	⑦150	99082					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	2282457	-190805	70.6	435	0.17	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	9520	⑦150	-78290					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	1382102	-280393	24.3	435	0.06	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10495	⑦150	27756					

注記 *1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

*2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。

*3：評価位置は図 4.1-2 に示す。

表 4.1-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1有効高 (mm)							
地中連続壁基礎	地盤パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	2000734	-88327	150.4	478.5	0.32	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10270	7段D51	-127015					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	2651802	-124094	169.8	478.5	0.36	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10420	5段D51	91484					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	1590304	-159133	89.5	478.5	0.19	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	9520	17段D51	-29675					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	2651802	-124094	20.9	478.5	0.05	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10495	4段D51	91484					
	地盤パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	3684864	-185303	191.5	478.5	0.41	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10270	7段D51	-93963					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	3050507	-159454	189.4	478.5	0.40	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10420	5段D51	116338					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	3860188	-217262	133.9	478.5	0.28	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	9520	17段D51	-74382					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	2304861	-287575	91.1	478.5	0.20	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10495	4段D51	42889					

注記 *1: 有効高の上段は連壁基礎, 下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

*2: 連壁に配置する2段を含む段数を示す。

*3: 評価位置は図 4.1-2 に示す。

南側基礎

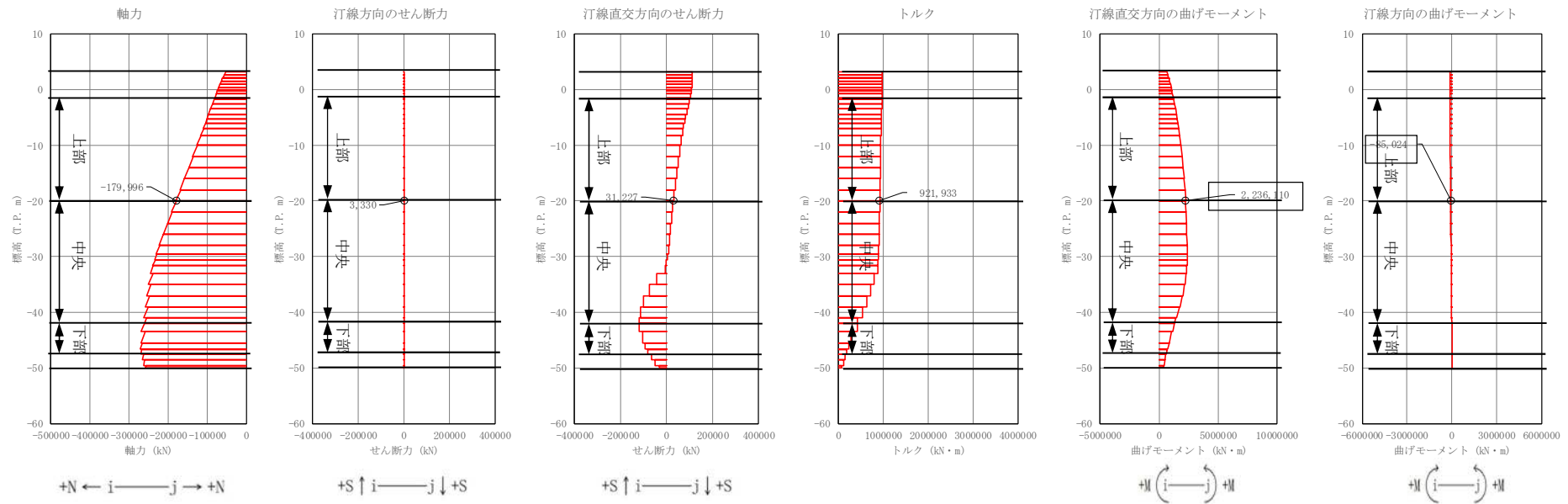


図 4.1-3 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面, (津波時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

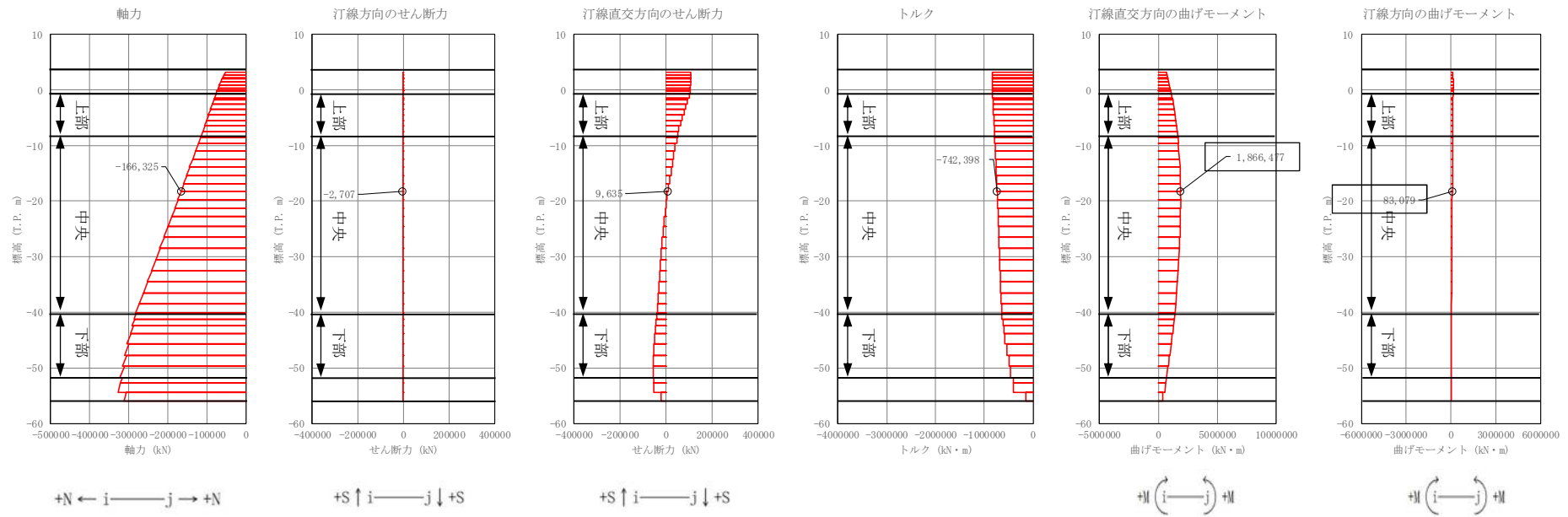


図 4.1-3 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (津波時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ 2)

南側基礎

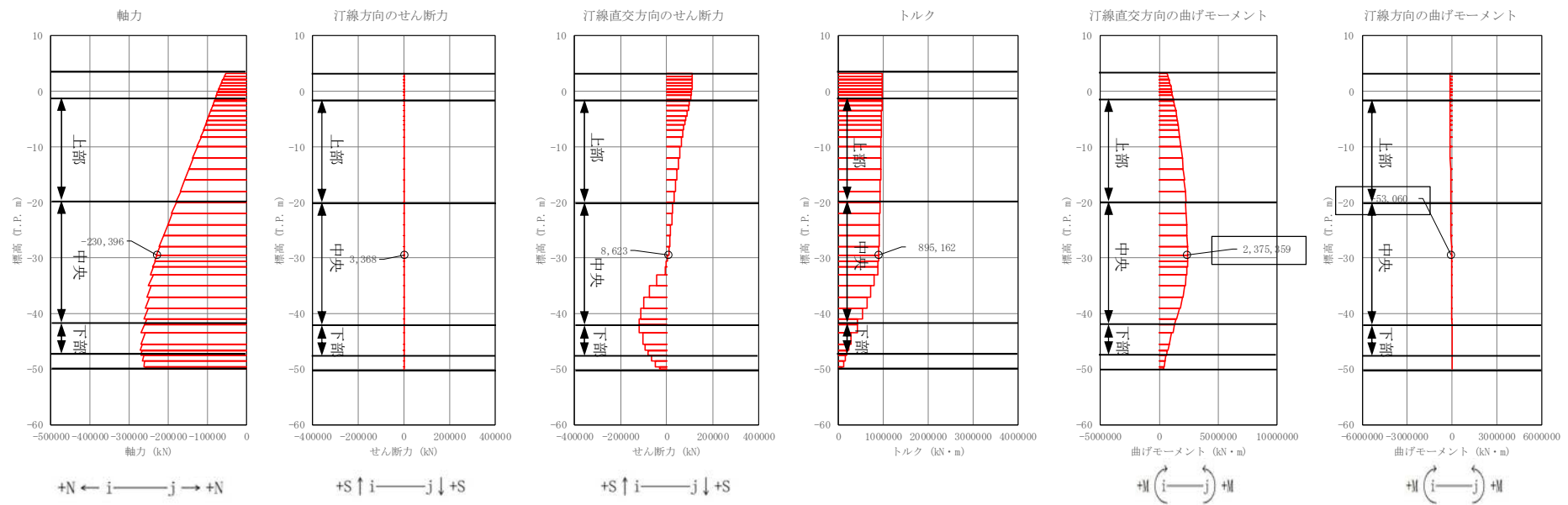


図 4.1-3 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ③-③断面 (津波時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

北側基礎

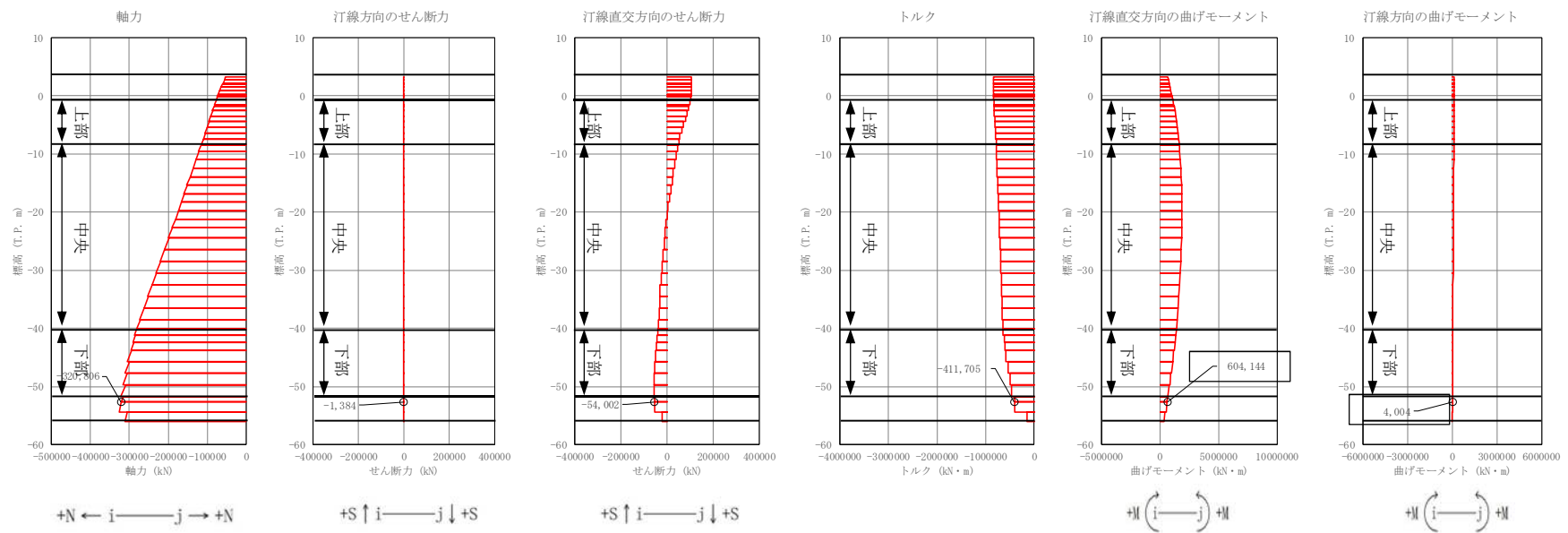


図 4.1-3 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面，②-②断面（津波時：基準津波，下部，地盤バネ 2）

南側基礎

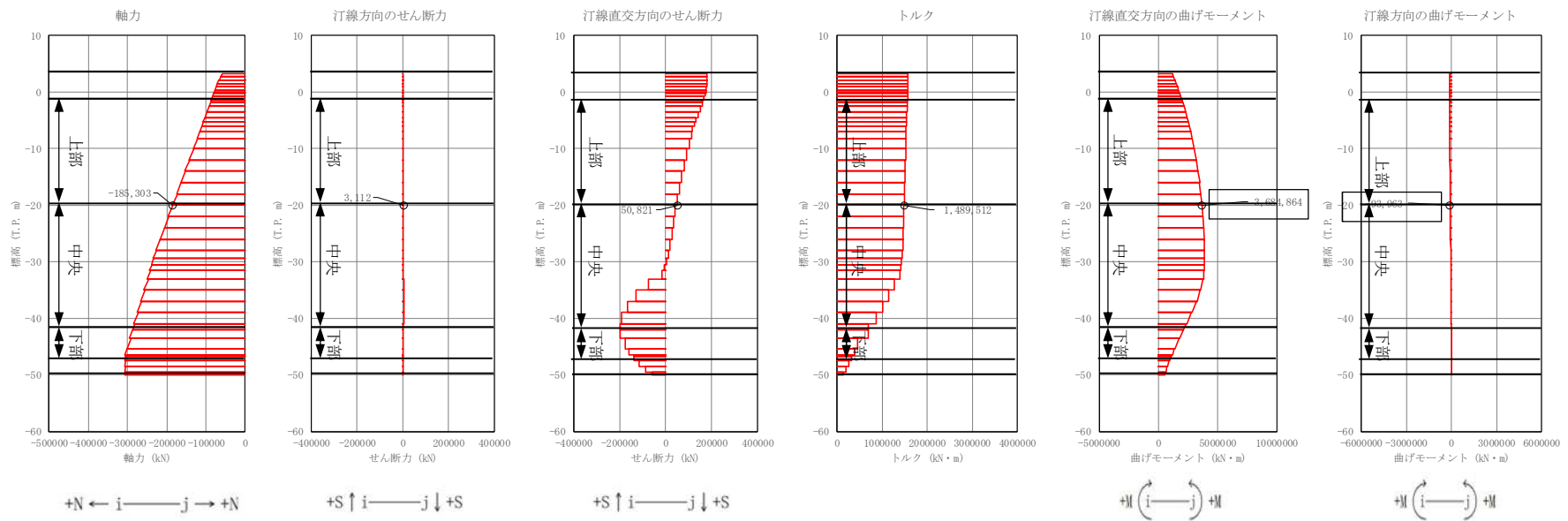


図 4.1-3 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ③-③断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

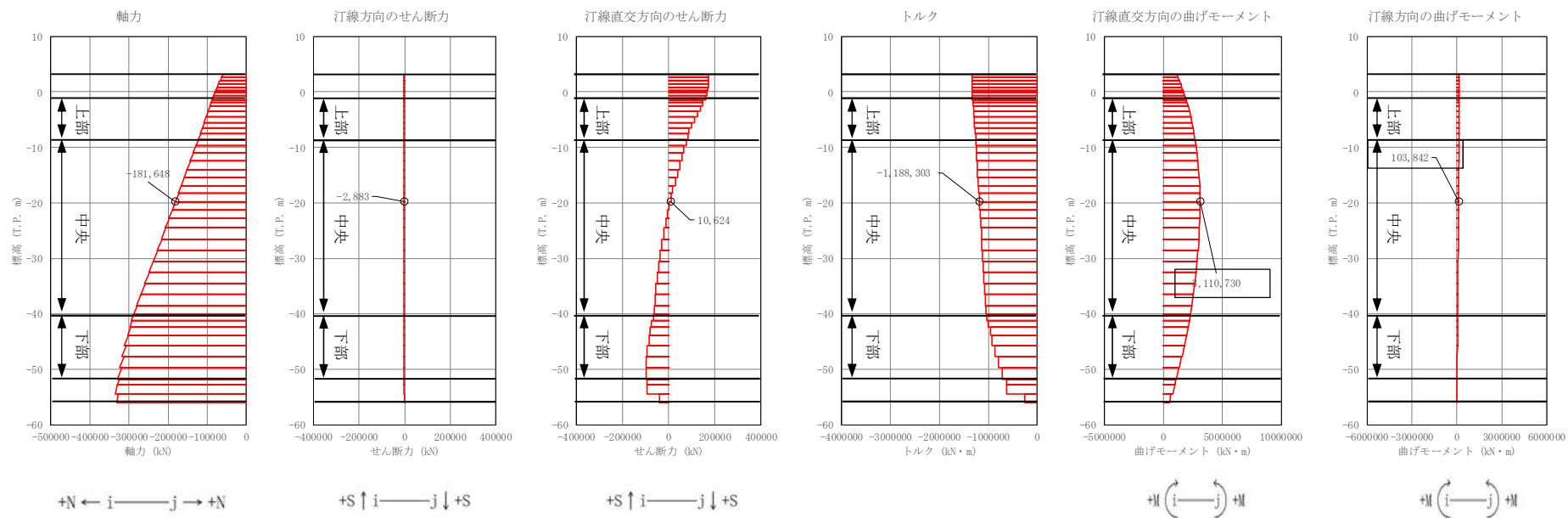


図 4.1-3(6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 北-中央, 地盤バネ 2)

南側基礎

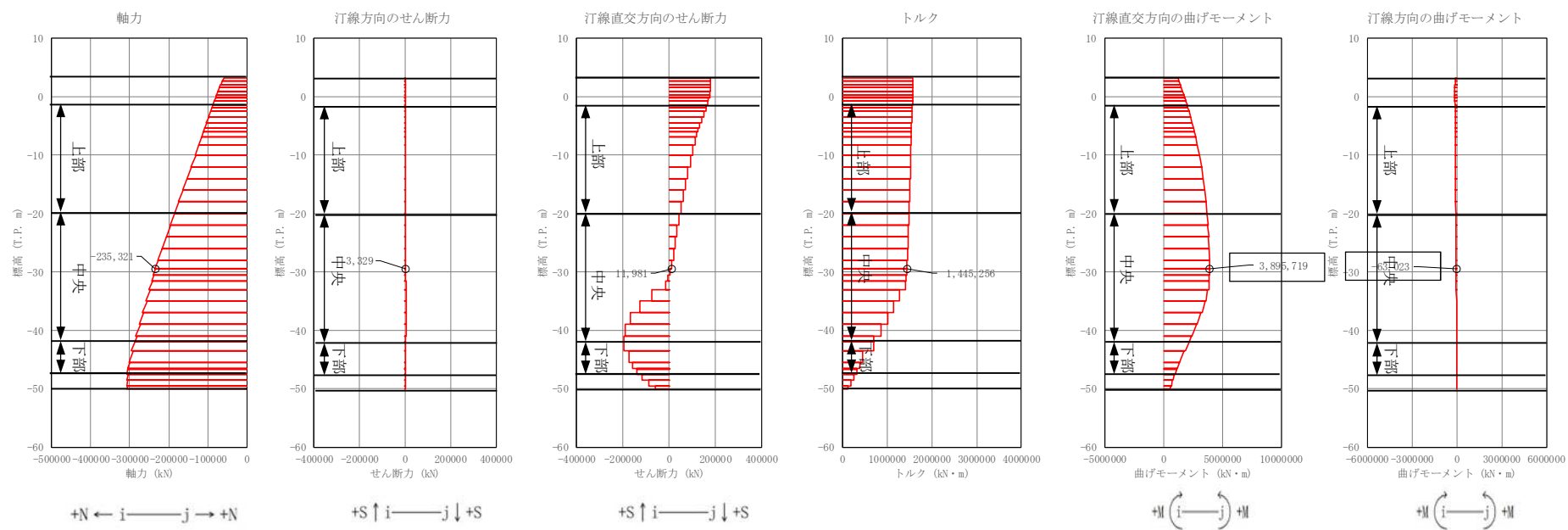


図 4.1-3 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時 : T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

北側基礎

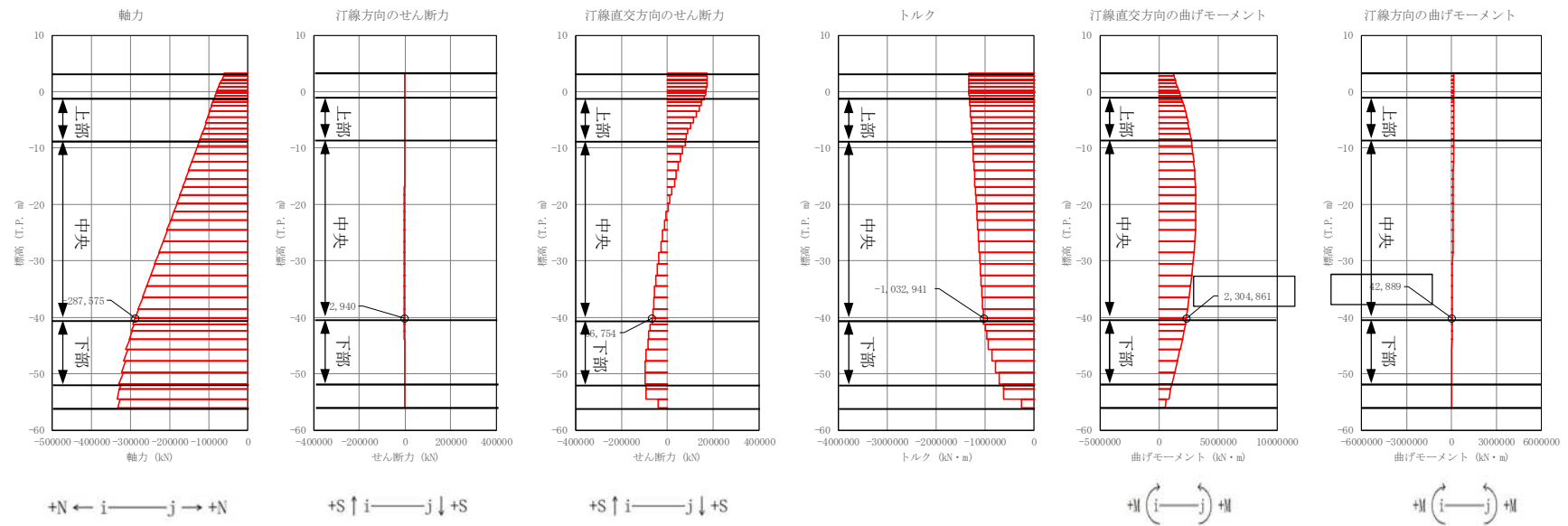


図 4.1-3 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 下部, 地盤バネ 2)

南側基礎

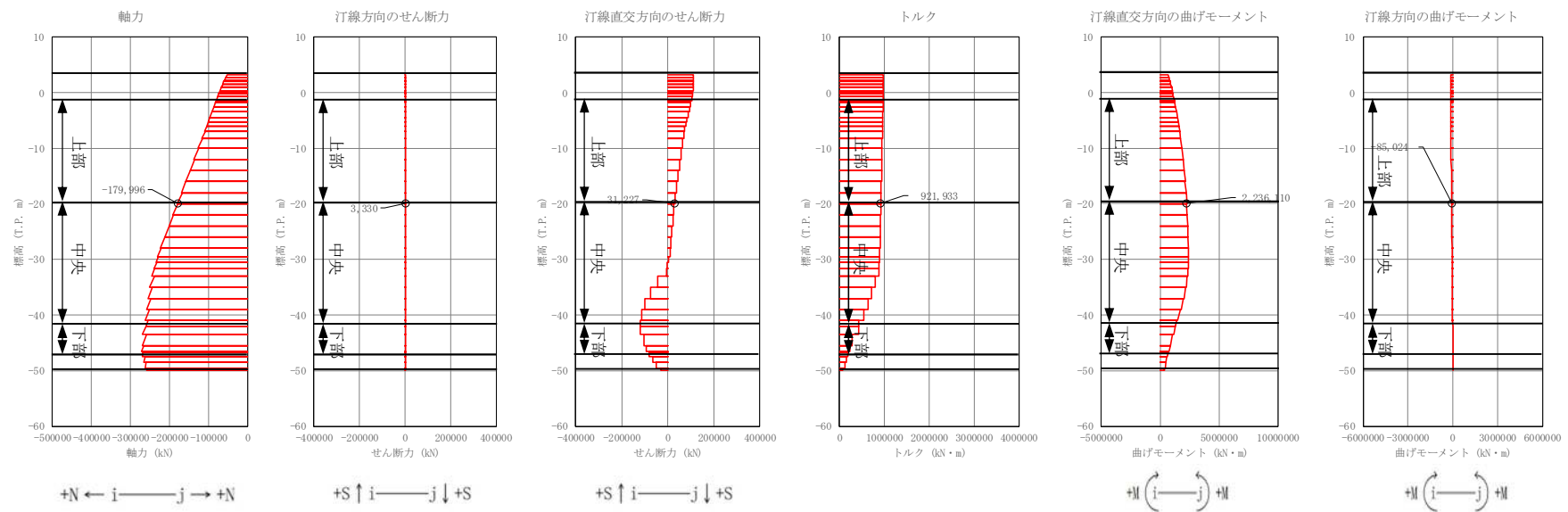


図 4.1-4 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

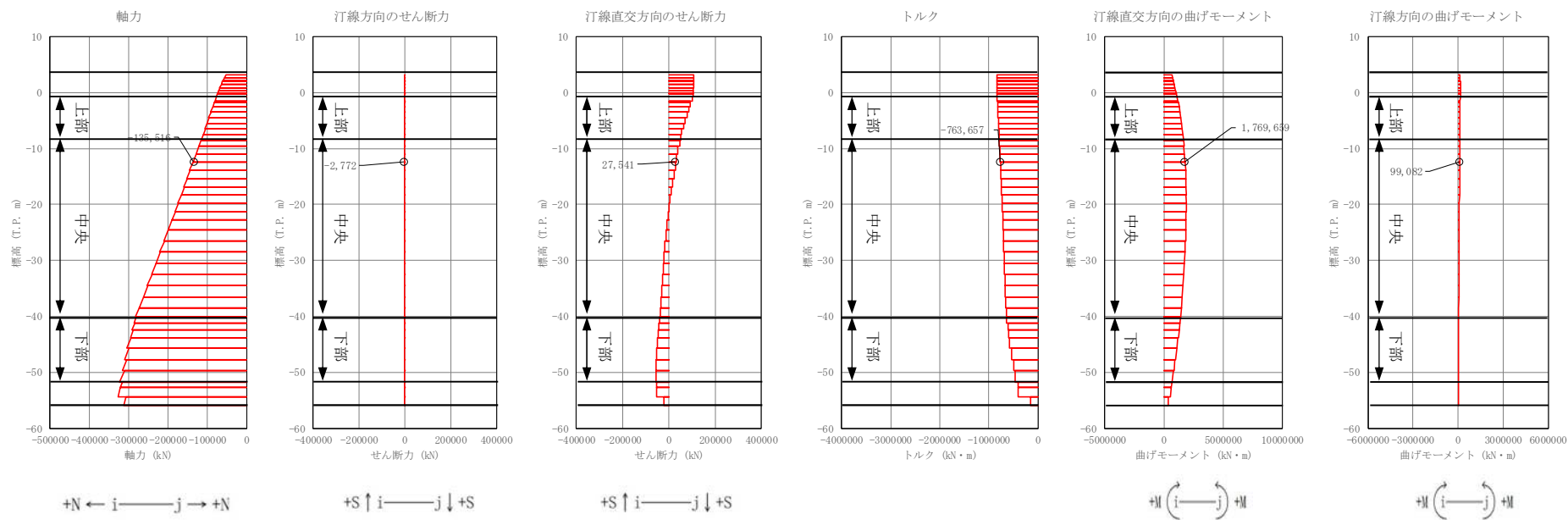


図 4.1-4 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ 2)

南側基礎

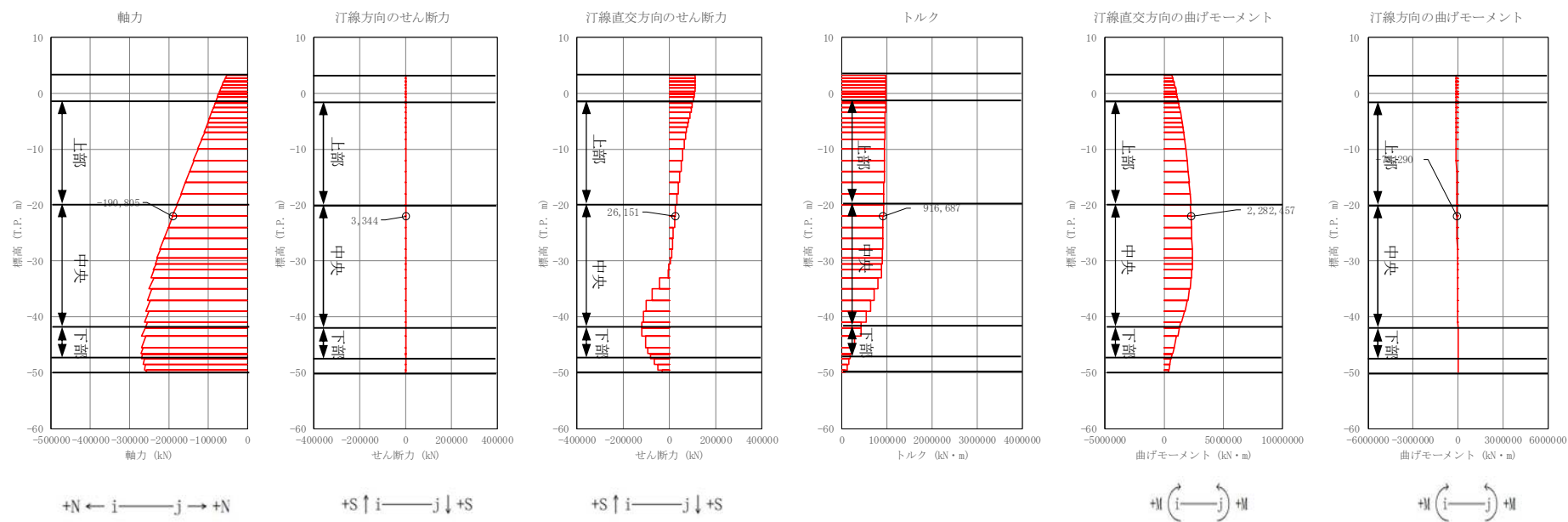


図 4.1-4 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ2)

北側基礎

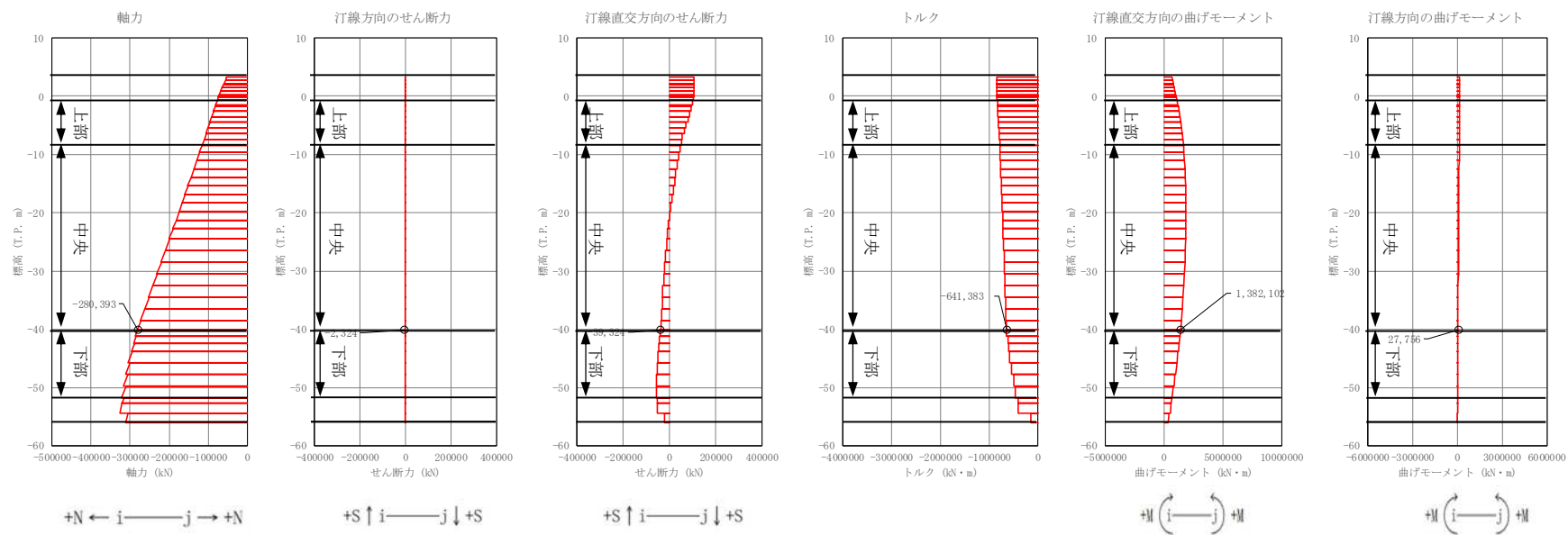


図 4.1-4 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 基準津波, 下部) 地盤バネ 2

南側基礎

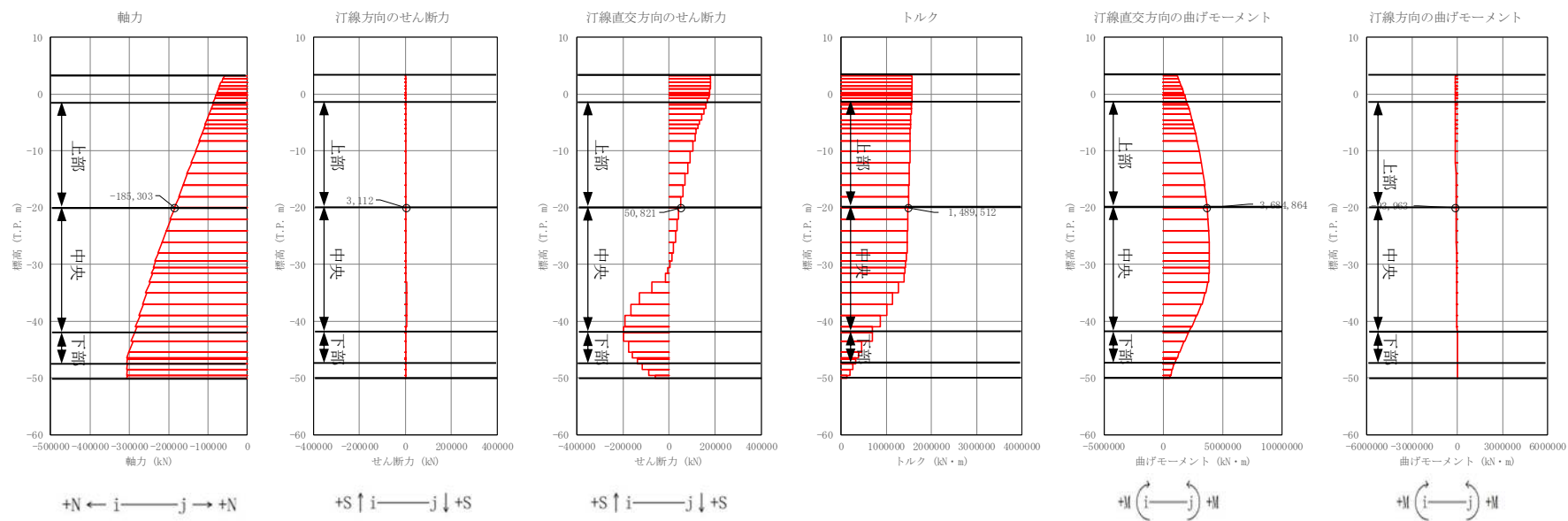
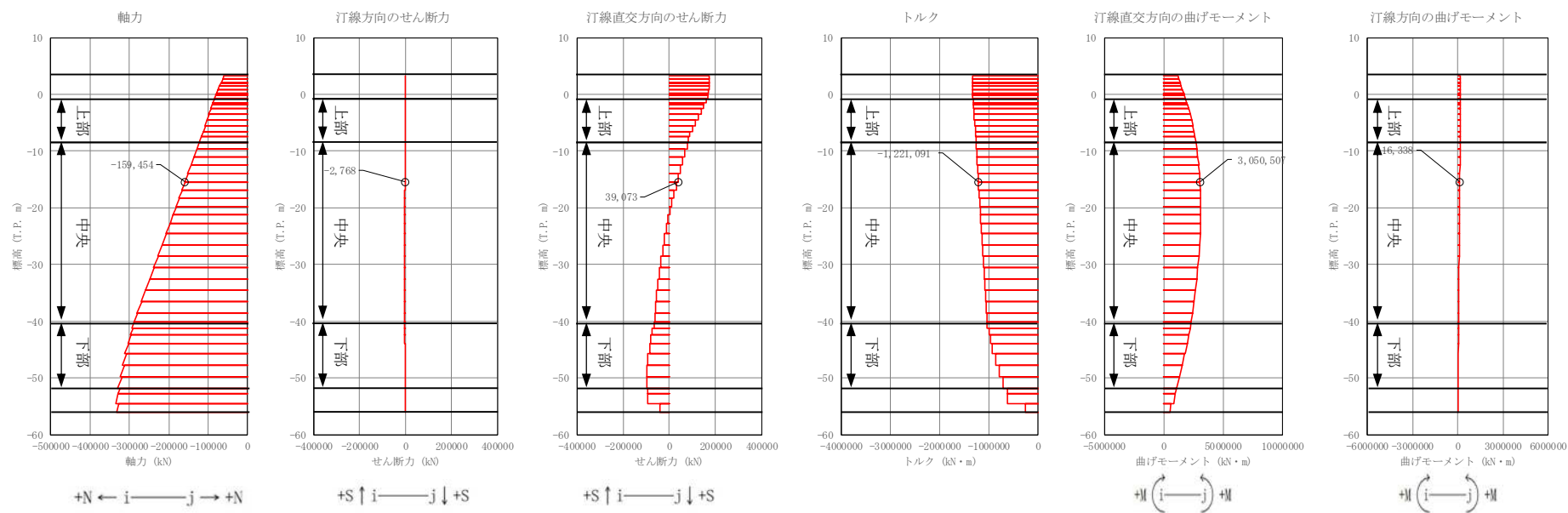


図 4.1-4 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎



南側基礎

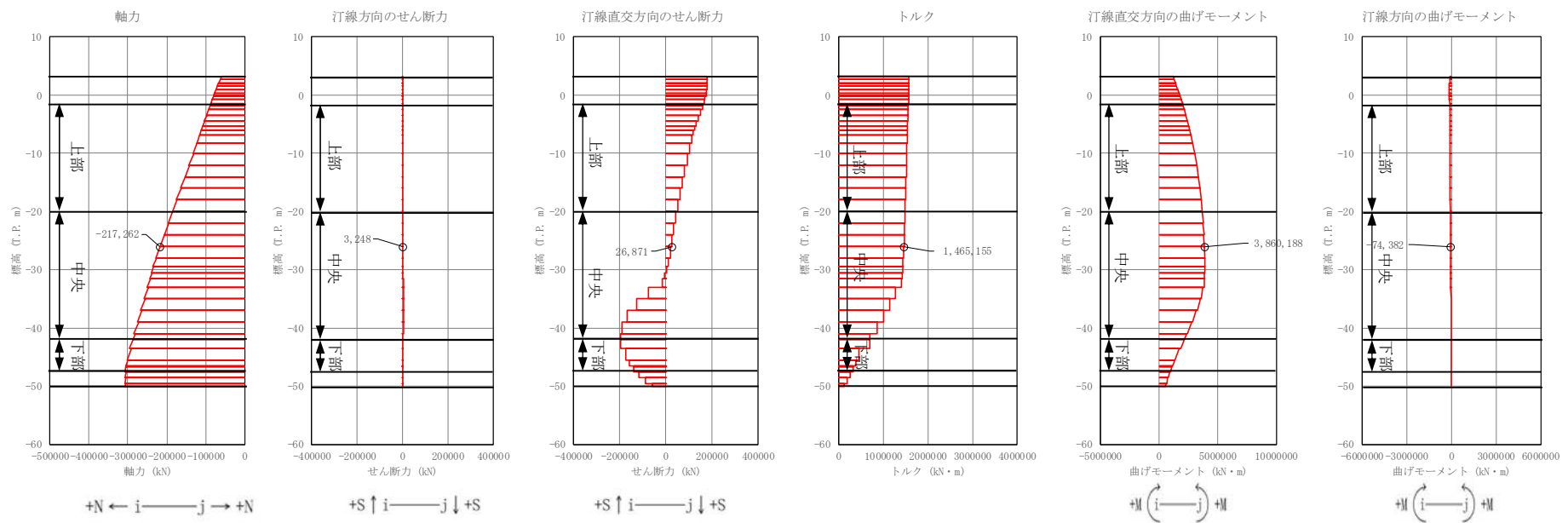


図 4.1-4 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ③-③断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

北側基礎

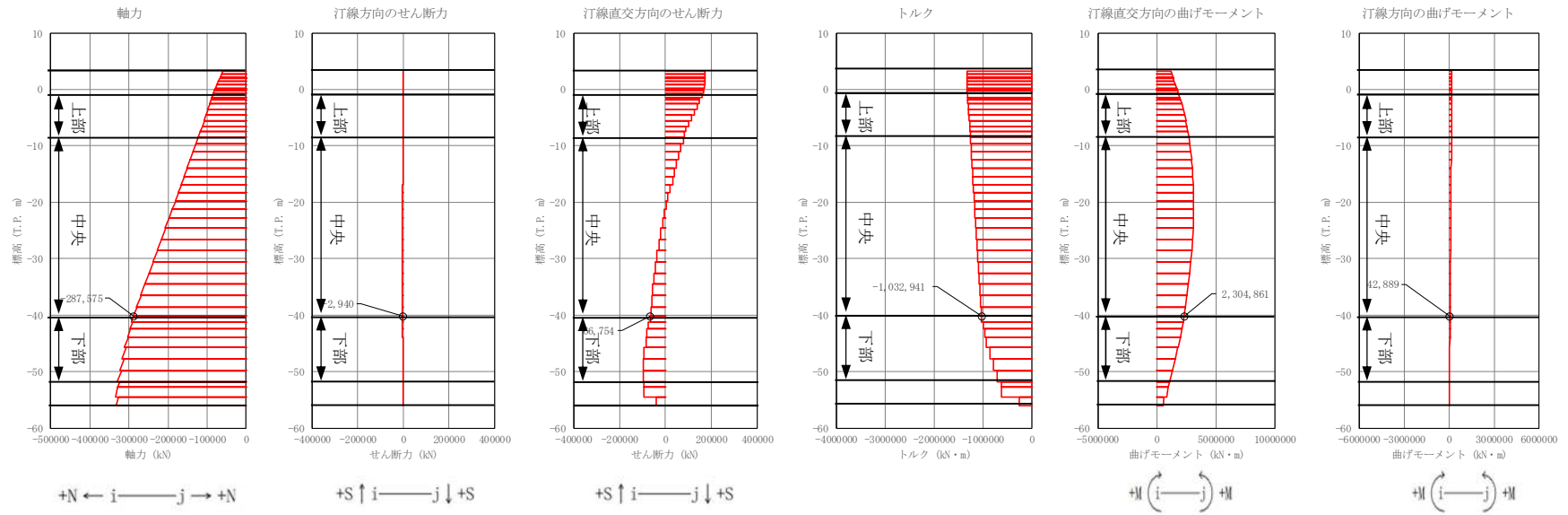


図 4.1-4 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 下部, 地盤バネ2)

(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 4.1-3 に示す。また、断面力の分布図を図 4.1-5 に示す。図 4.1-5 の断面力の分布図は、表 4.1-3 の備考欄に「○」を記した解析ケースに対応するものであり、「○」の印は地盤バネ 1 と地盤バネ 2 をそれぞれ用いた解析に基づく照査値のうち、大きい方の照査値に該当する解析ケースであることを意味するものである。

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 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、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。

表 4.1-3 (1) セン断力に対する照査結果表 (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 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	*1 有効高 (mm)					
地中連続壁基礎	地盤バネ 1	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	104377	226924	0.46	南側基礎
						10270	@300				
		①-①断面	10700	10700	14280	14本-D38	5657	226924	0.03	南側基礎 ○	
					10270	@300					
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	46498	335426	0.14	北側基礎 ○
						10420	@300				
		①-①断面	10700	10700	14280	24本-D38	4442	335426	0.02	北側基礎 ○	
					10420	@300					
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	59702	410783	0.15	南側基礎
						9520	@300				
		①-①断面	10700	10700	14280	34本-D35	3370	410783	0.01	南側基礎 ○	
					9520	@300					
	北-下部	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	46406	337247	0.14	北側基礎	
					10495	@300					
	①-①断面	10700	10700	14280	24本-D38	962	337247	0.01	北側基礎		
				10495	@300						
	地盤バネ 2	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	108812	226924	0.48	南側基礎 ○
						10270	@300				
		①-①断面	10700	10700	14280	14本-D38	3330	226924	0.02	南側基礎	
					10270	@300					
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	38931	335426	0.12	北側基礎
						10420	@300				
		①-①断面	10700	10700	14280	24本-D38	2797	335426	0.01	北側基礎	
					10420	@300					
南-中央		③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	117966	410783	0.29	南側基礎 ○	
					9520	@300					
①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	3368	410783	0.01	南側基礎		
				9520	@300						
南-下部/ 北-下部	③-③断面	10700	10700	14280	24本-D38	103585	337247	0.31	南側基礎 ○		
				10495	@300						
①-①断面	10700	10700	14280	24本-D38	2324	337247	0.01	北側基礎 ○			
			10495	@300							

注記 *1: 有効高の上段は連壁基礎、下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

*2: 連壁に配置する 2 段を含む段数を示す。

*3: 評価位置は図 4.1-2 に示す。

表 4.1-3 (2) せん断力に対する照査結果表 (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 (N/mm ²)	照査値	備考	
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	*1有効高 (mm)						
地中連続壁基礎	地盤パネ 1	南-上部/ 北-上部	②－②断面	10700	10700	14280 10270	14本-D38 @300	167697	264489	0.64	南側基礎	
			①－①断面	10700	10700	14280 10270	14本-D38 @300	4520	264489	0.02	北側基礎 ○	
		北-中央	②－②断面	10700	10700	14280 10420	24本-D38 @300	79316	383976	0.21	北側基礎 ○	
			①－①断面	10700	10700	14280 10420	24本-D38 @300	4328	383976	0.02	北側基礎 ○	
		南-中央	③－③断面	10700	10700	14280 9520	34本-D35 @300	103175	466060	0.23	南側基礎	
			①－①断面	10700	10700	14280 9520	34本-D35 @300	3673	466060	0.01	南側基礎	
		北-下部	②－②断面	10700	10700	14280 10495	24本-D38 @300	79297	386046	0.21	北側基礎	
			①－①断面	10700	10700	14280 10495	24本-D38 @300	1599	386046	0.01	北側基礎	
		地盤パネ 2	南-上部	③－③断面	10700	10700	14280 10270	14本-D38 @300	174627	264489	0.67	南側基礎 ○
				①－①断面	10700	10700	14280 10270	14本-D38 @300	3112	264489	0.02	南側基礎
			北-中央	②－②断面	10700	10700	14280 10420	24本-D38 @300	65775	383976	0.18	北側基礎
				①－①断面	10700	10700	14280 10420	24本-D38 @300	2990	383976	0.01	北側基礎
			南-中央	③－③断面	10700	10700	14280 9520	34本-D35 @300	196504	466060	0.43	南側基礎 ○
				①－①断面	10700	10700	14280 9520	34本-D35 @300	3729	466060	0.01	南側基礎 ○
			南-下部/ 北-下部	③－③断面	10700	10700	14280 10495	24本-D38 @300	174757	386046	0.46	南側基礎 ○
				①－①断面	10700	10700	14280 10495	24本-D38 @300	2940	386046	0.01	北側基礎 ○

注記 *1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

*2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。

*3：評価位置は図 4.1-2 に示す。

南側基礎

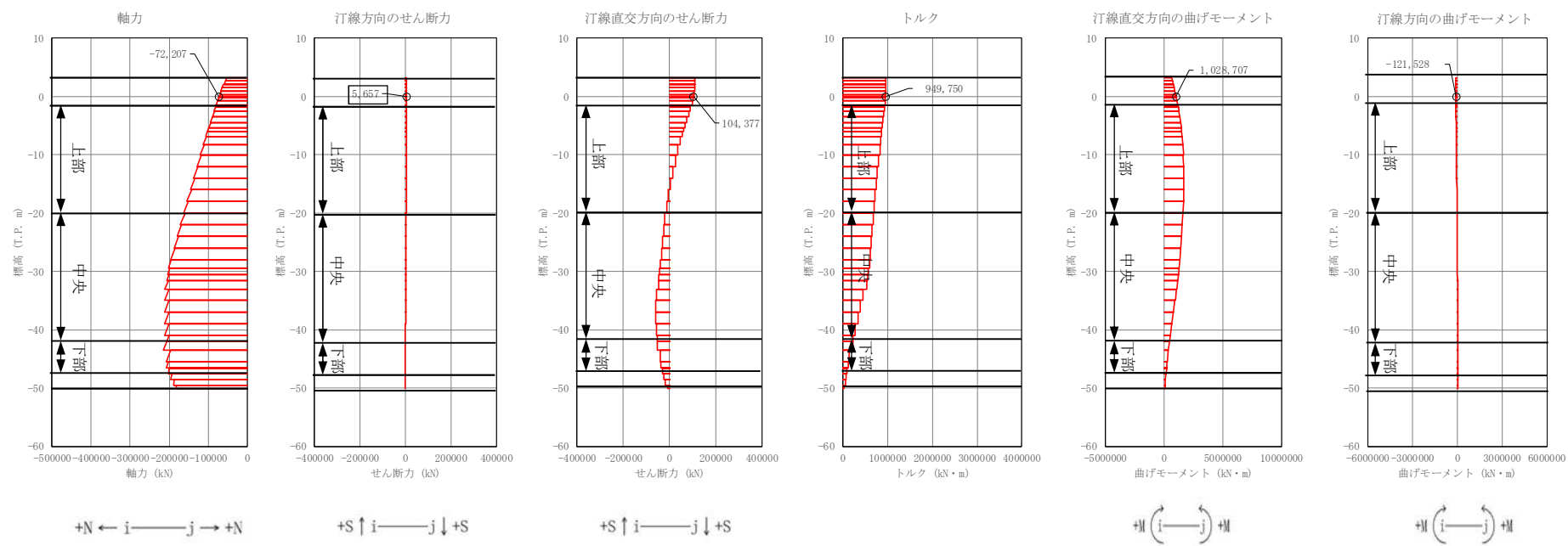


図 4.1-5 (1) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，南-上部，地盤バネ 1)

北側基礎

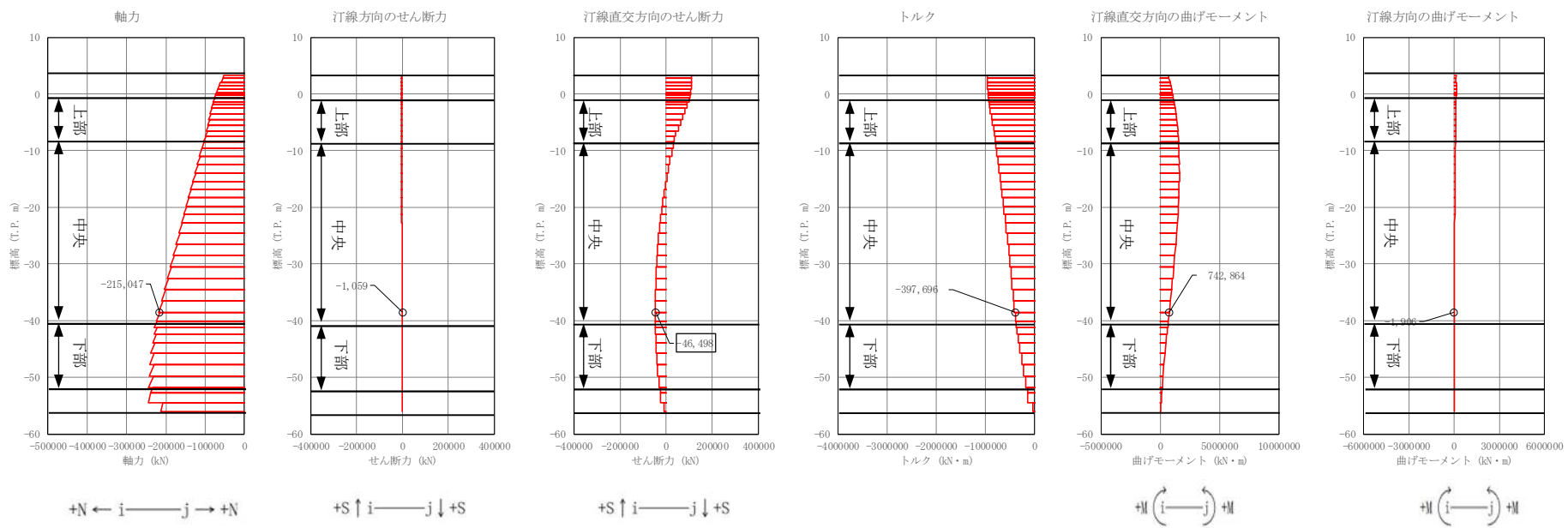


図 4.1-5 (2) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
②-②断面 (津波時：基準津波，北-中央，地盤バネ 1)

北側基礎

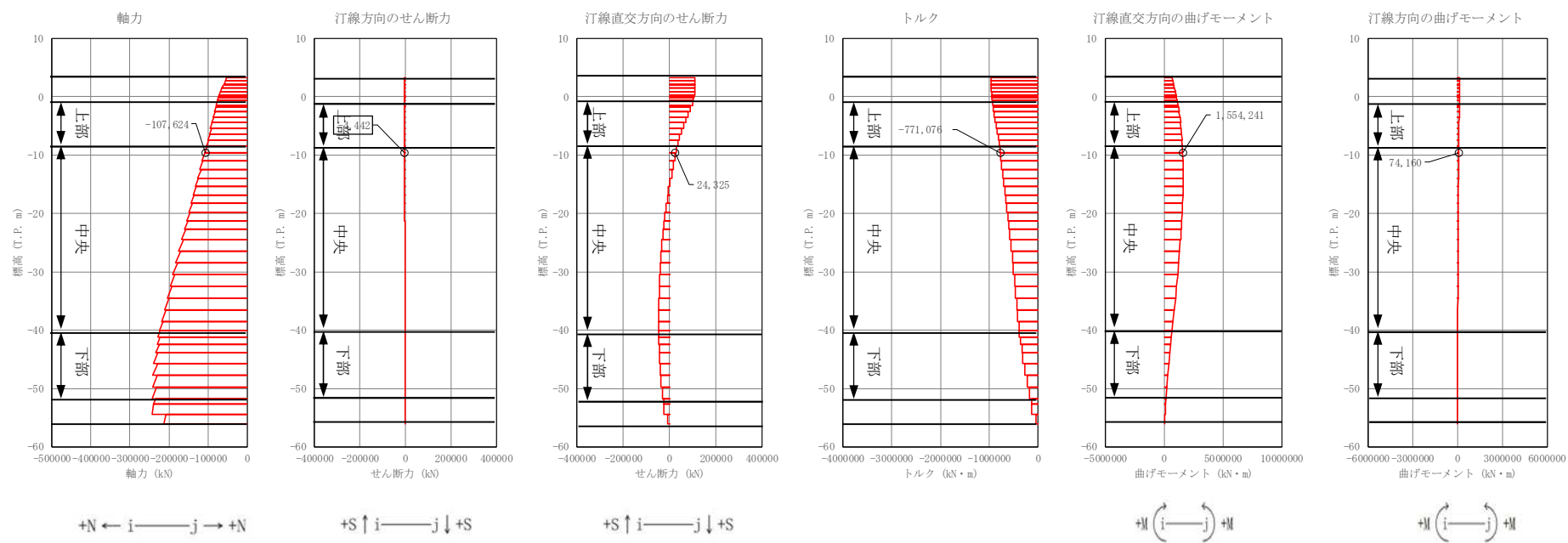


図 4.1-5 (3) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，北-中央，地盤バネ 1)

南側基礎

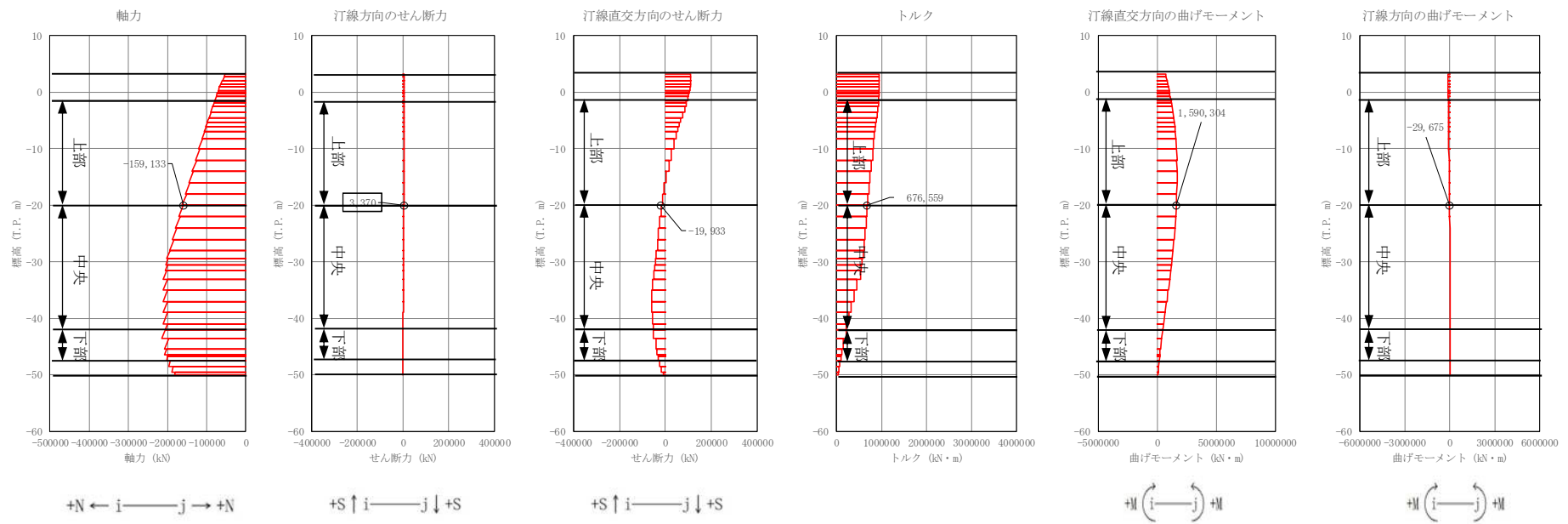


図 4.1-5 (4) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面（津波時：基準津波，南-中央，地盤バネ 1）

南側基礎

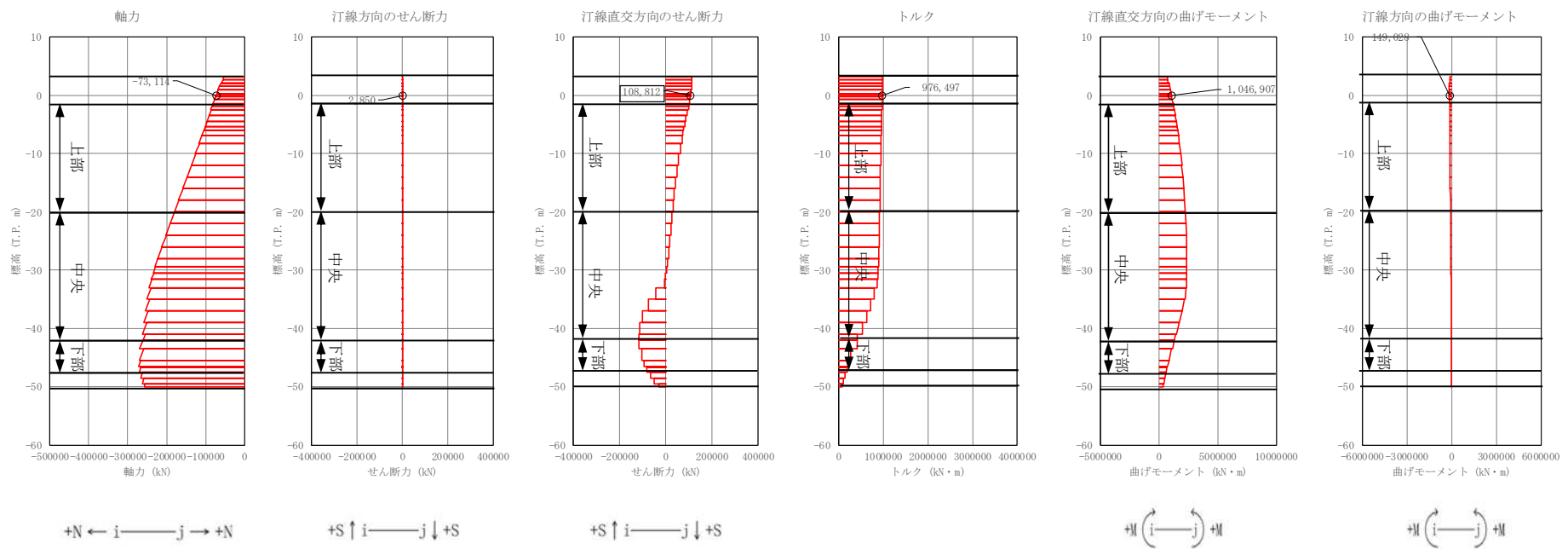


図 4.1-5 (5) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：基準津波，南-上部，地盤バネ 2)

南側基礎

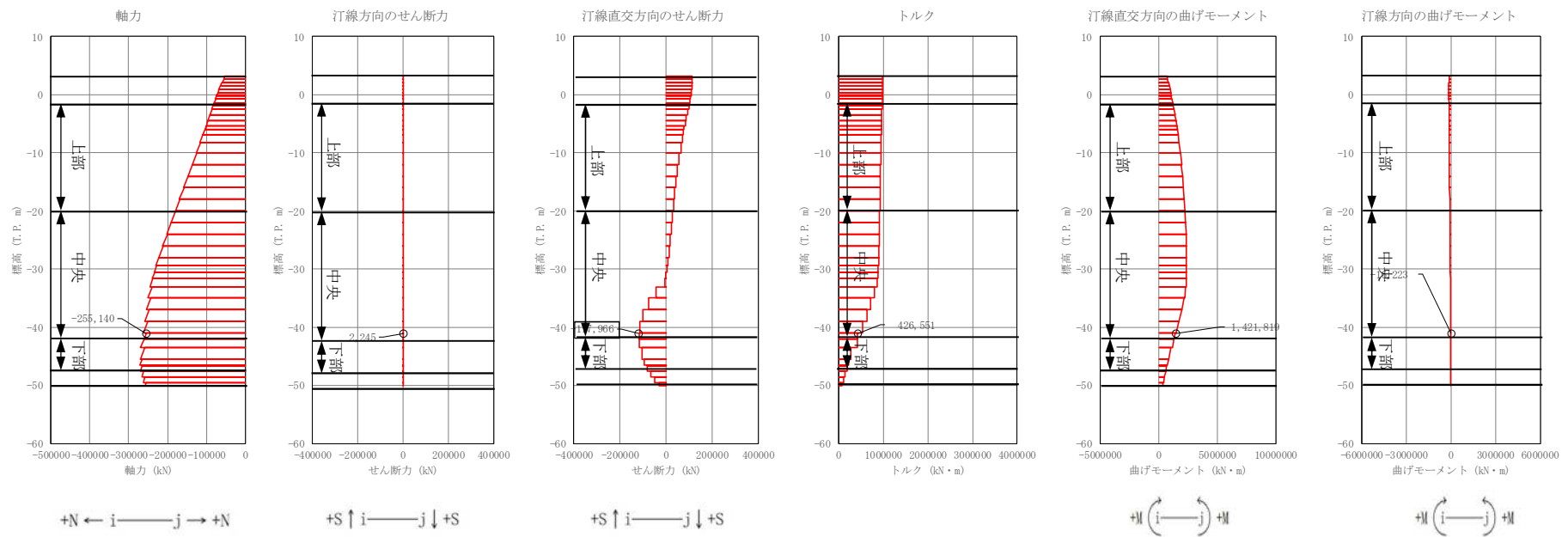


図 4.1-5 (6) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
③-③断面 (津波時：基準津波，南-中央，地盤バネ 2)

南側基礎

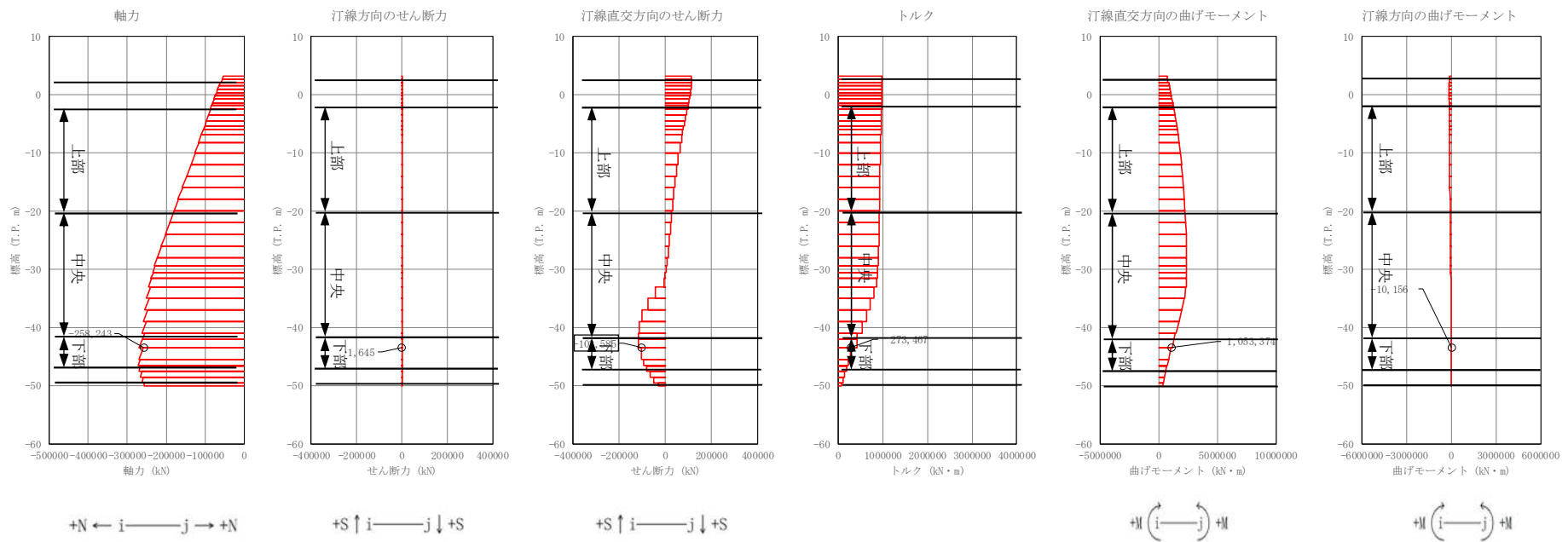


図 4. 1-5 (7) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ③-③断面 (津波時：基準津波，南-下部，地盤バネ 2)

北側基礎

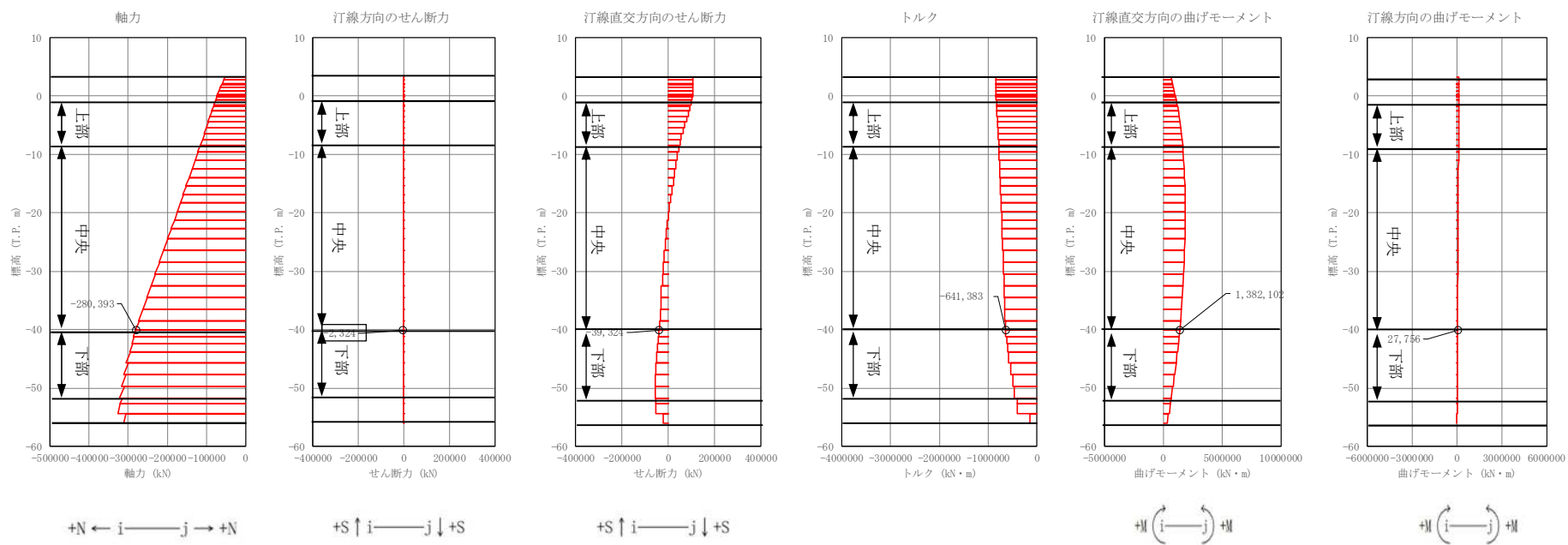


図 4.1-5 (8) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面 (津波時：基準津波，北-下部，地盤バネ 2)

北側基礎

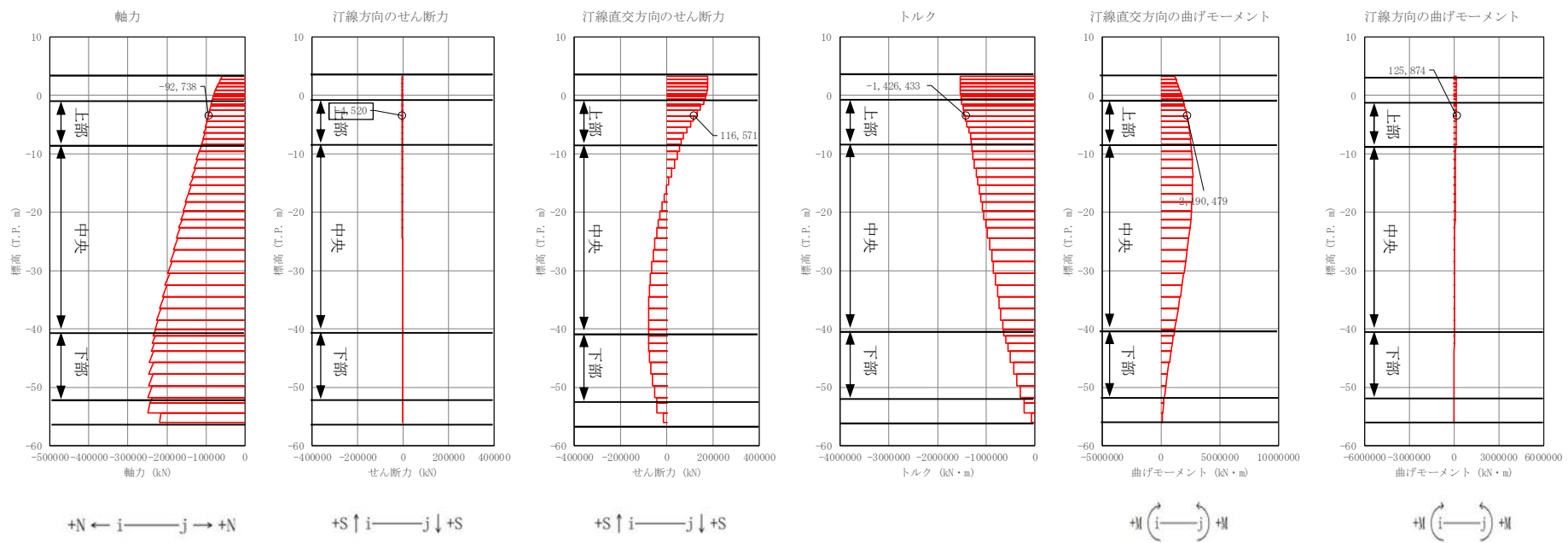


図 4.1-5 (9) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 北-上部, 地盤バネ 1)

南側基礎

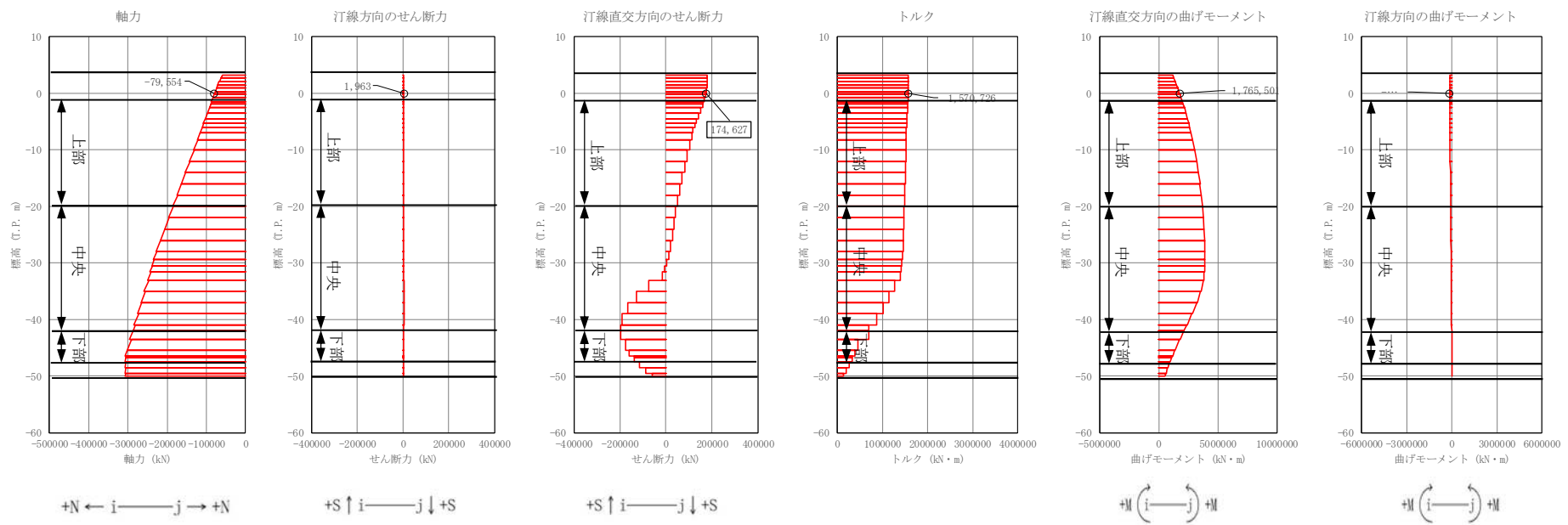


図 4.1-5 (10) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ③-③断面 (津波時 : T.P. +24 m 津波, 南-上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

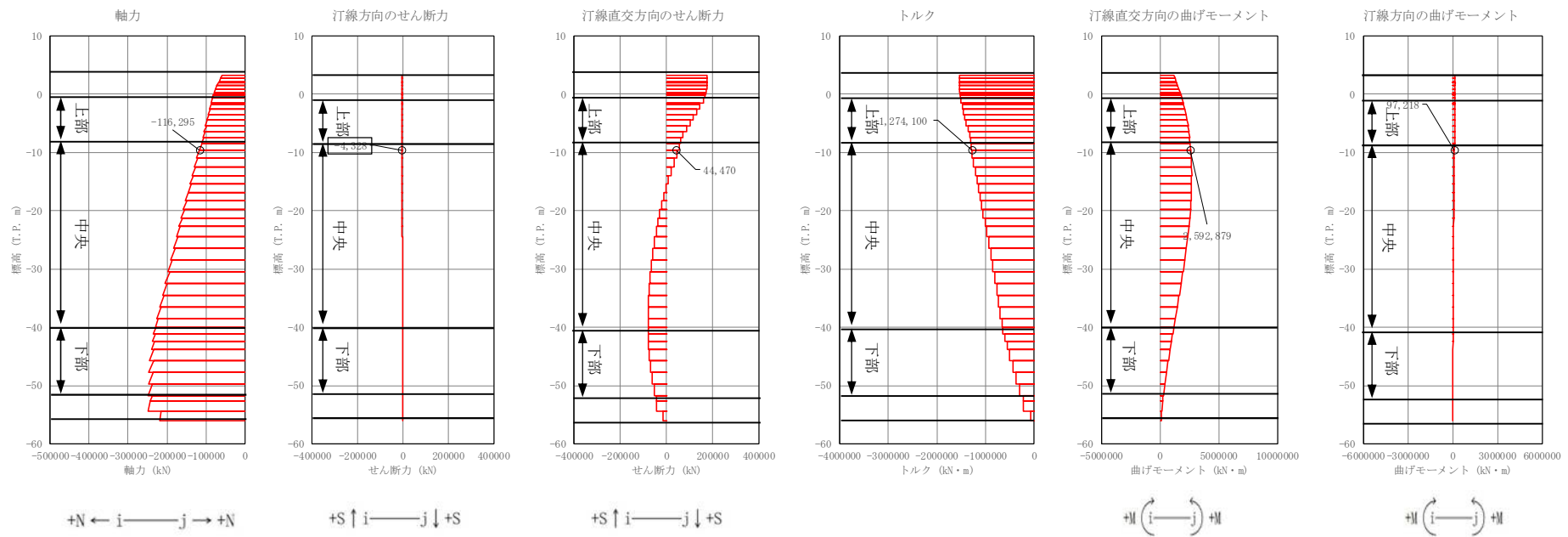


図 4. 1-5 (11) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時 : T.P. +24 m 津波, 北-中央, 地盤バネ 1)

北側基礎

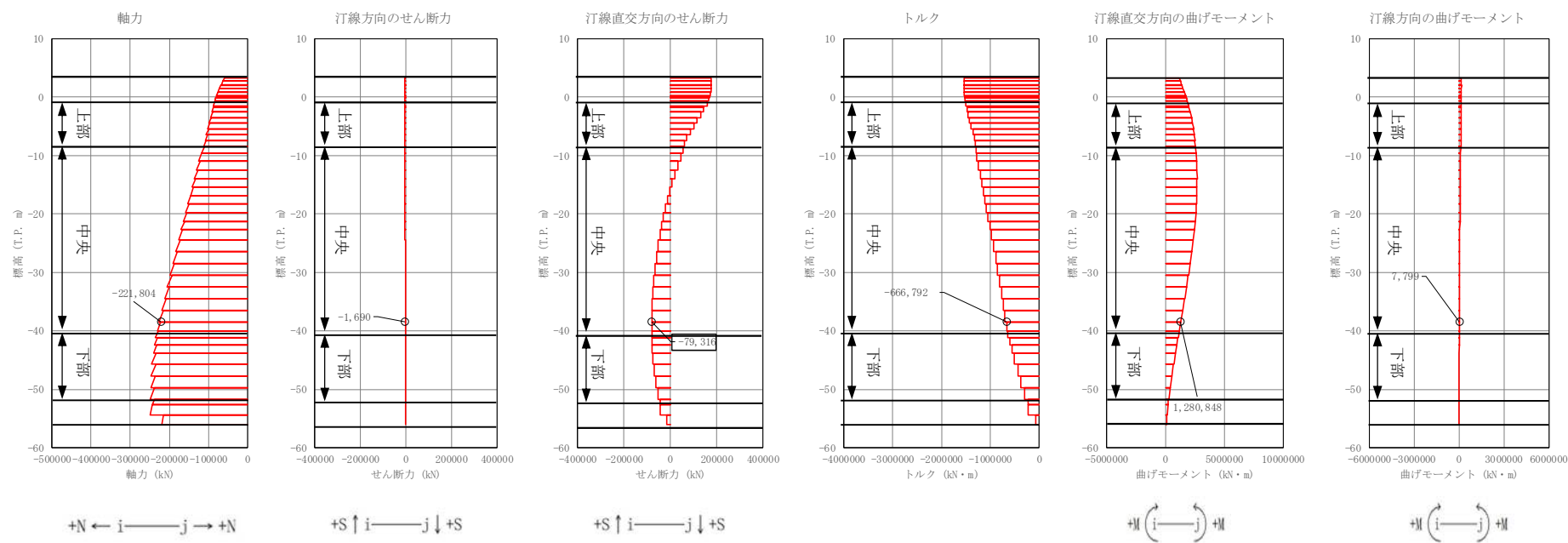


図 4.1-5 (12) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
②-②断面 (津波時 : T.P. +24 m 津波, 北-中央, 地盤バネ 1)

南側基礎

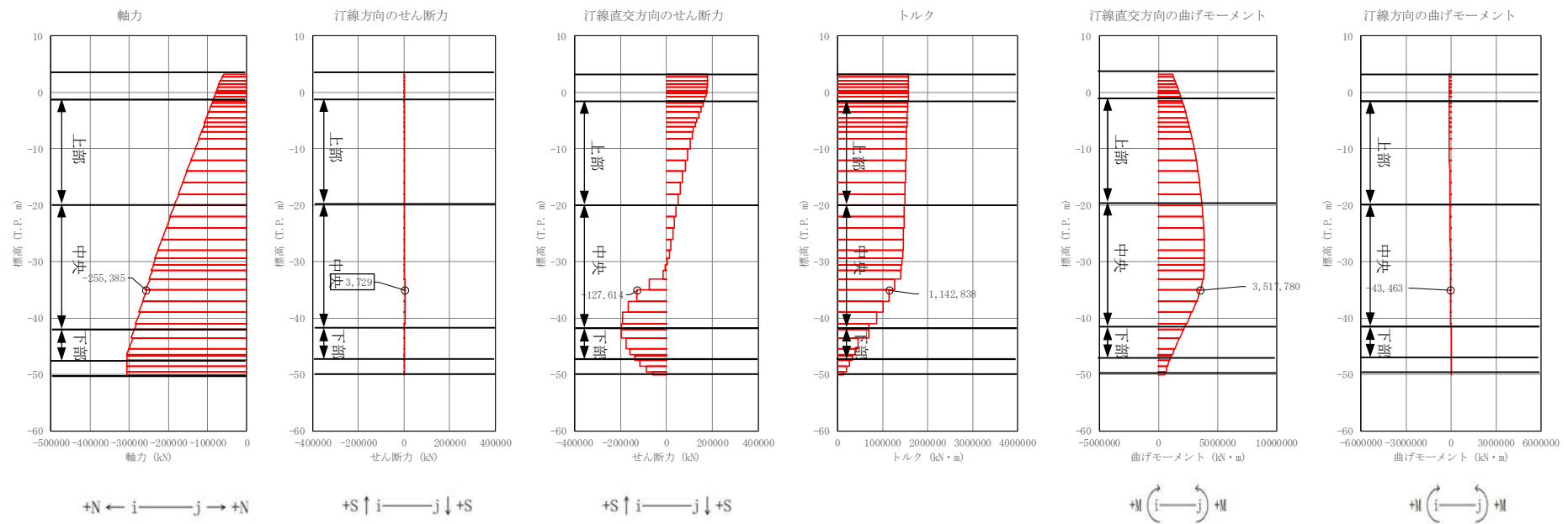


図 4.1-5 (13) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時 : T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

南側基礎

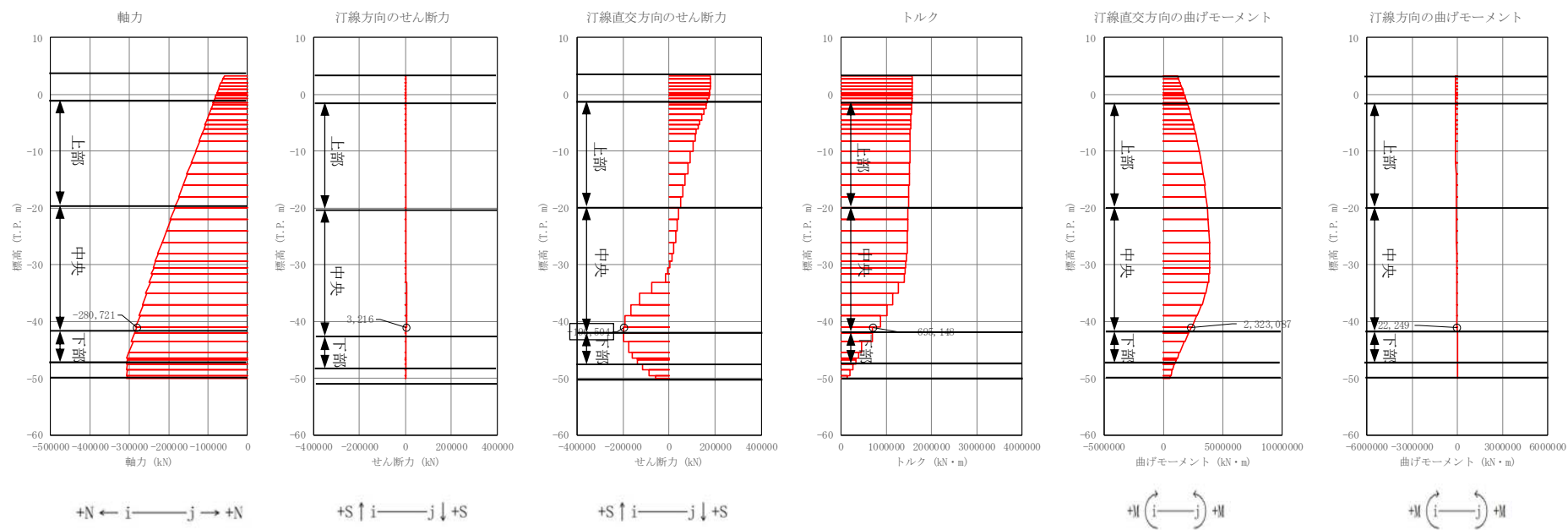


図 4.1-5 (14) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

北側基礎

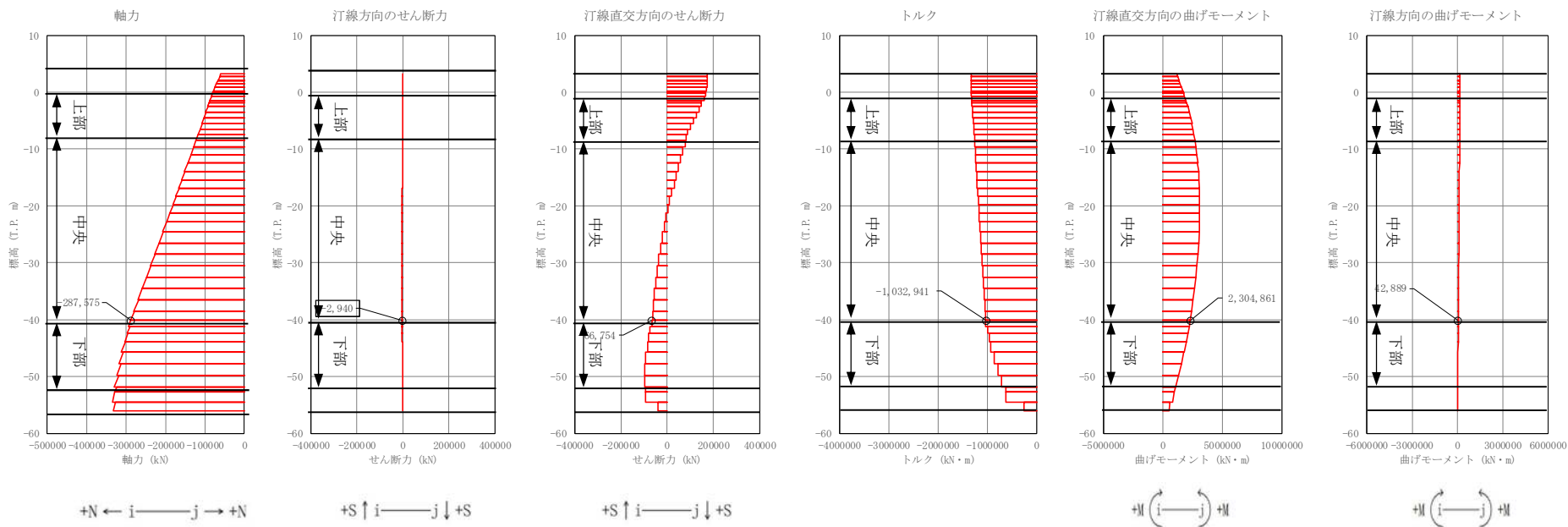


図 4.1-5 (15) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面 (津波時: T.P. +24 m 津波, 北-下部, 地盤バネ 2)

南側基礎

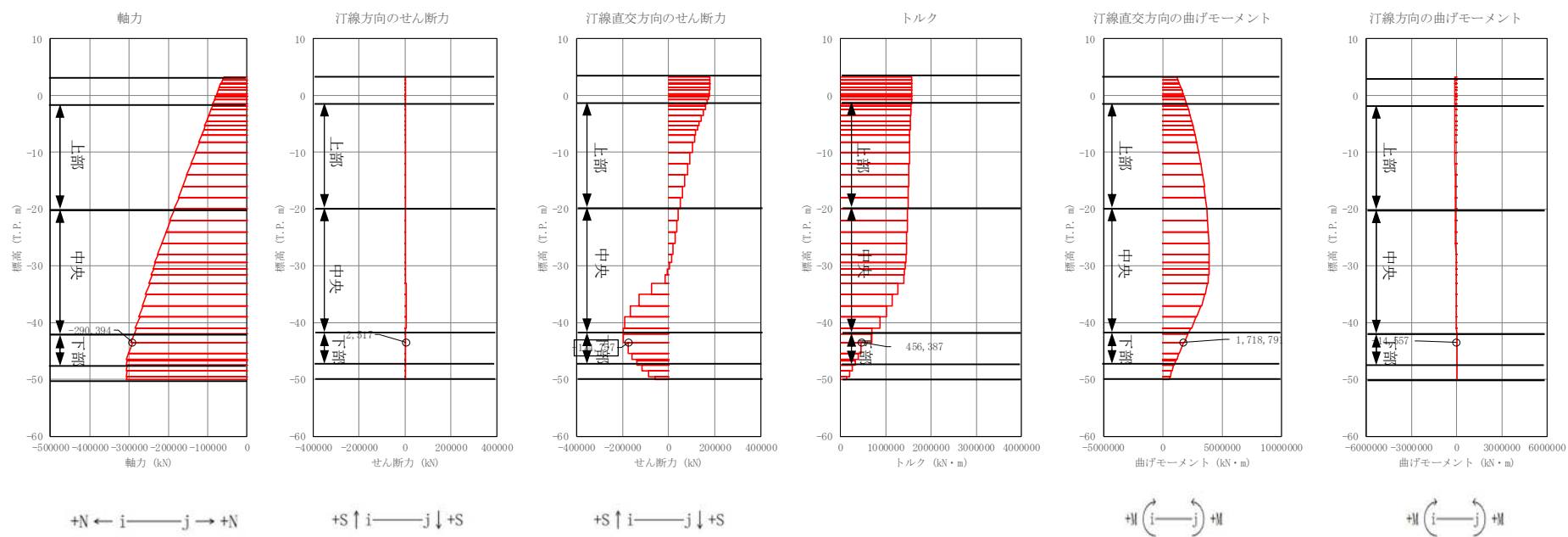


図 4.1-5 (16) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：T.P. +24 m 津波，南-下部，地盤バネ 2)

(3) 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 4.1-6 及び図 4.1-7 に，断面諸元一覧を表 4.1-4 及び表 4.1-5 に示す。

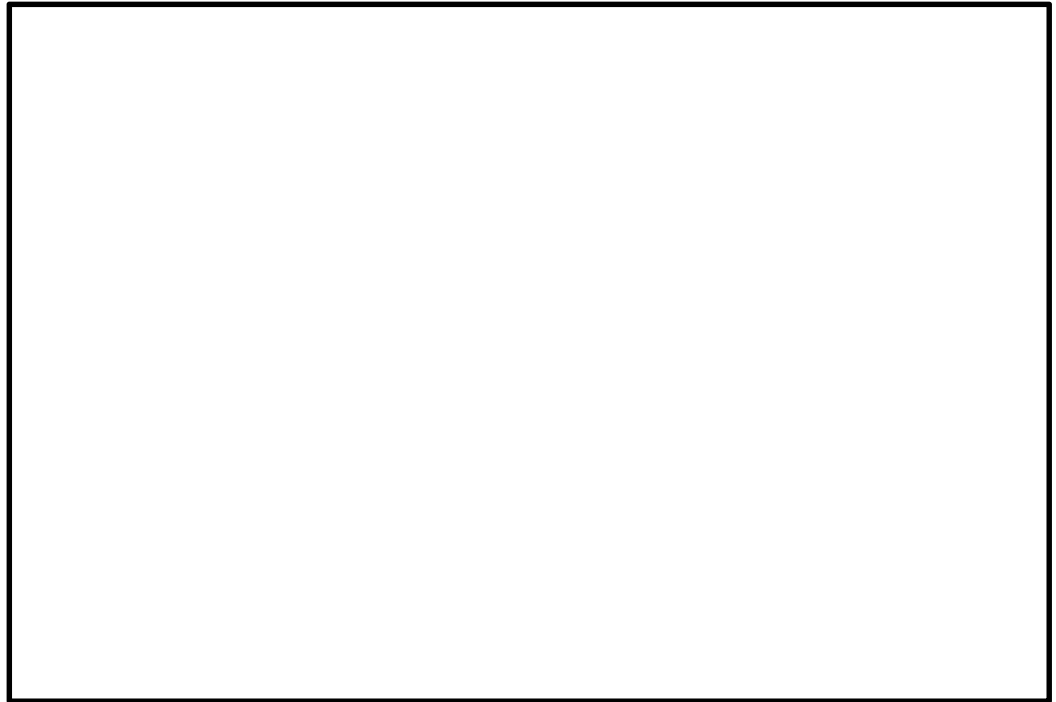


図 4.1-6(1) 北基礎上部配筋要領図

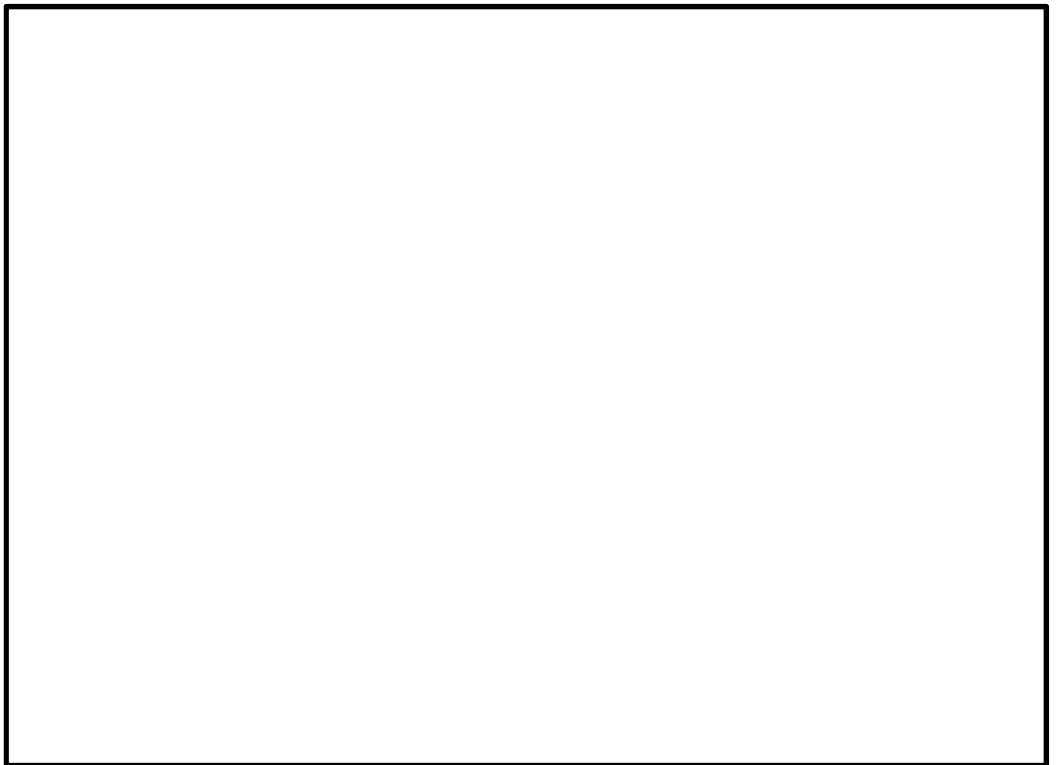


図 4.1-6(2) 北基礎中央配筋要領図

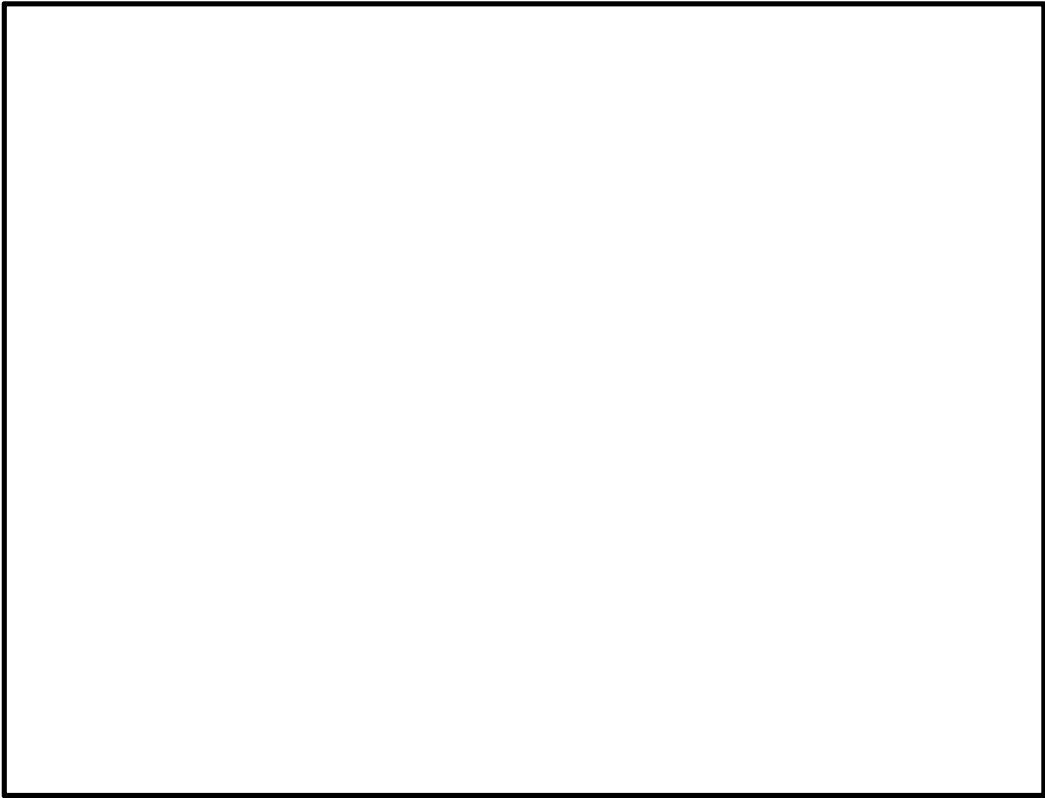


図 4.1－6(3) 北基礎下部配筋要領図

表 4.1－4 断面諸元一覧（北側基礎）

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A_w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
				上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	中央	D51	15	3	2	804	16297.1	D38 (帯鉄筋)	3	2	68.4	30
											D38 (スターラップ)	14	1	159.6	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38 (帯鉄筋)	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

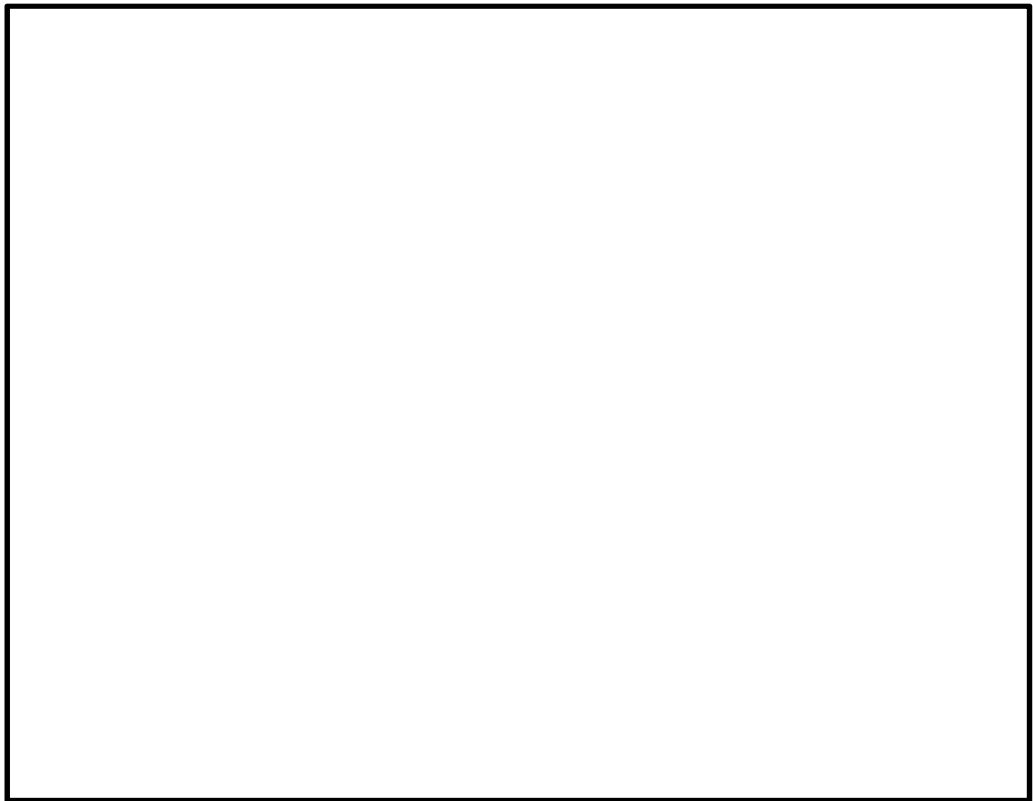


図 4.1-7(1) 南基礎上部配筋要領図

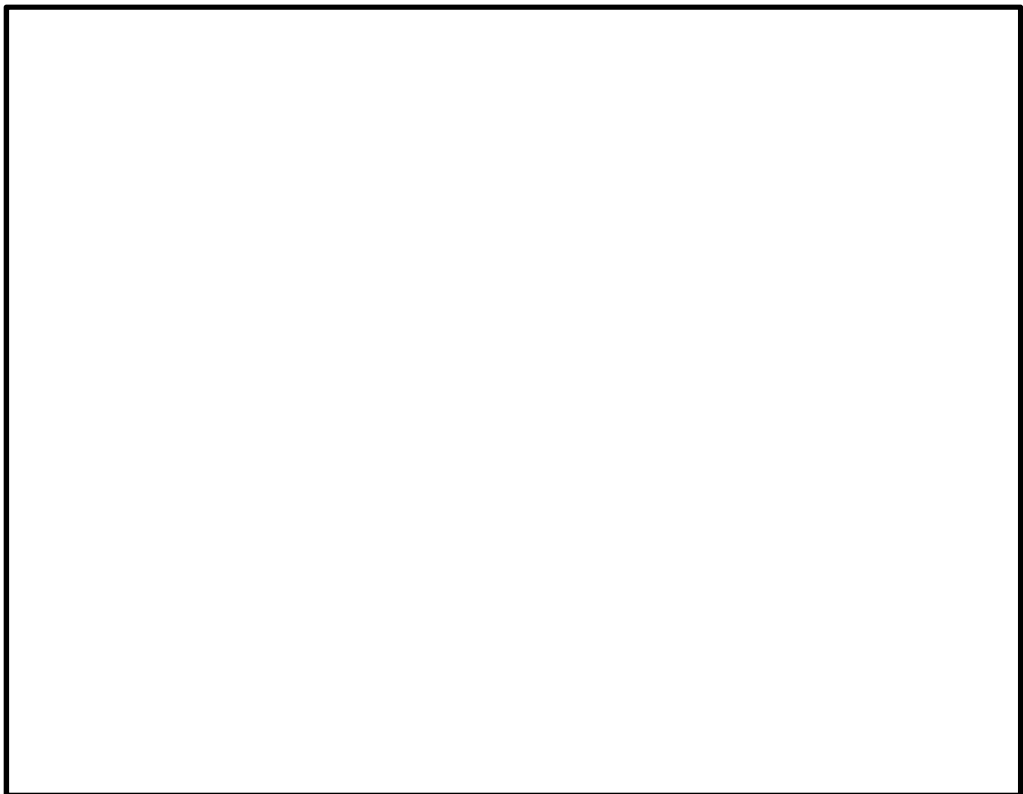


図 4.1-7(2) 南基礎中央配筋要領図

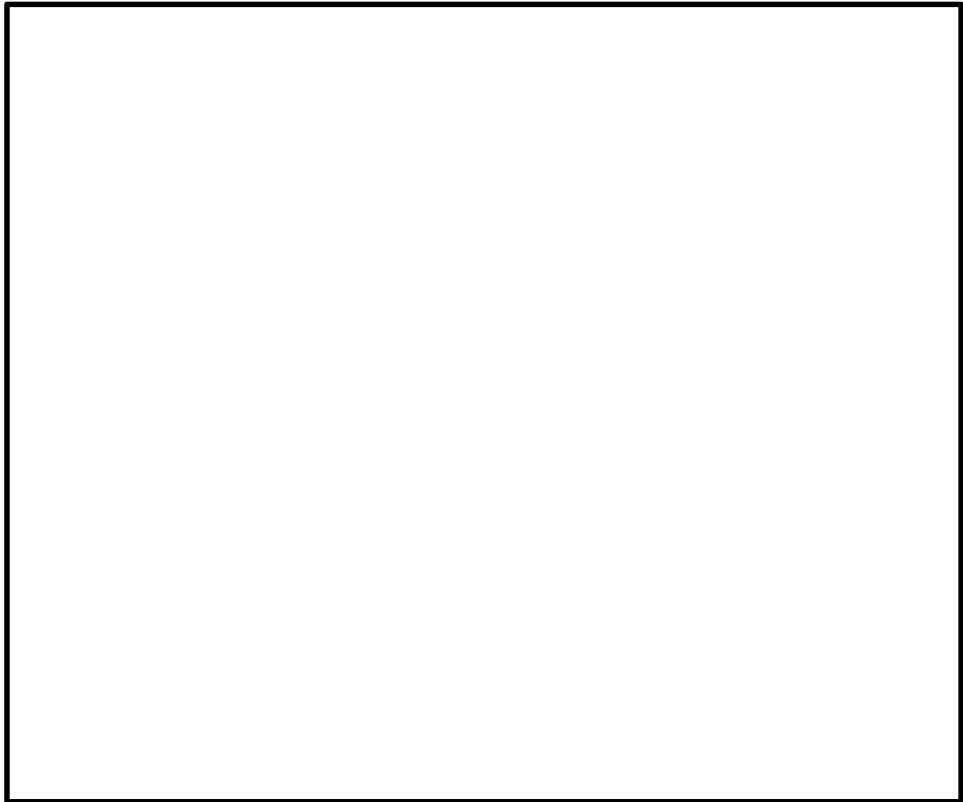


図 4.1－7(3) 南基礎下部配筋要領図

表 4.1－5 断面諸元一覧（南側基礎）

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
				上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	中央	D51	15	15	2	3300	66891.0	D38	15	2	342.0	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38 (帯鉄筋)	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

4.1.2 鋼製防護壁（上部構造）の強度評価結果

津波時に発生する上部構造の評価は、地震時及び重畳時に包絡されと考えられるため、強度評価については重畳時のみ実施する。

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) 北側基礎

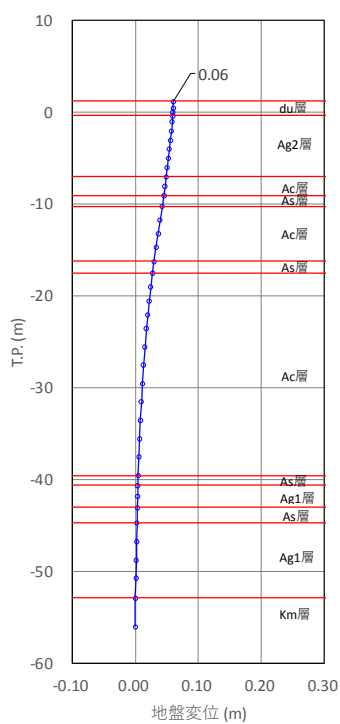
北側基礎における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2-1に示す。

表 4.2-1 1次元有効応力解析結果（北側基礎）

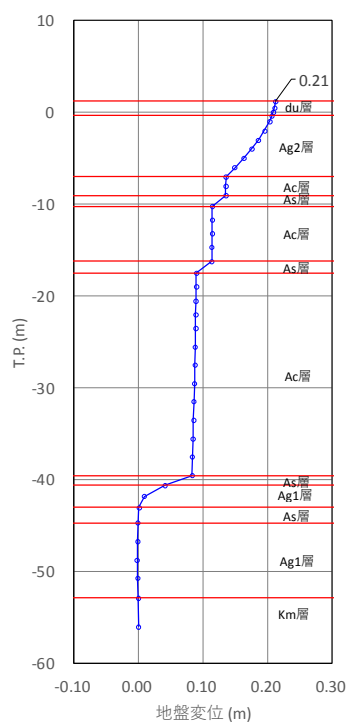
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	127.01	128.97	135.67	82.35	189.20	191.15
地表面最大変位 (cm)	9.77	8.47	12.30	21.22	10.24	8.82
最大せん断ひずみ	3.83×10^{-2}	3.26×10^{-2}	3.92×10^{-2}	4.27×10^{-2}	3.46×10^{-3}	2.92×10^{-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⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

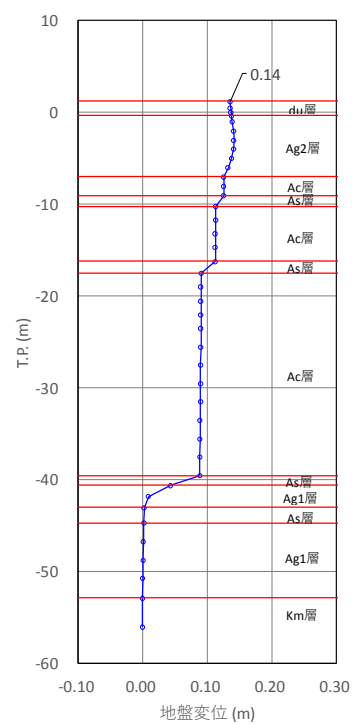
各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.2-1 及び図 4.2-2 に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.2-3 に示す。



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（北側基礎）

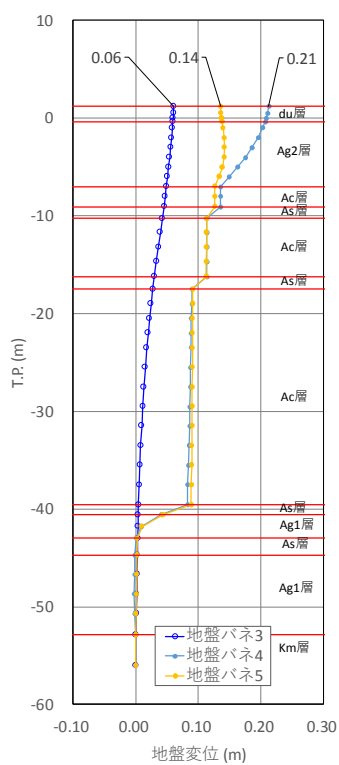


図 4.2-2 地盤バネケースの地盤変位比較図（北側基礎）

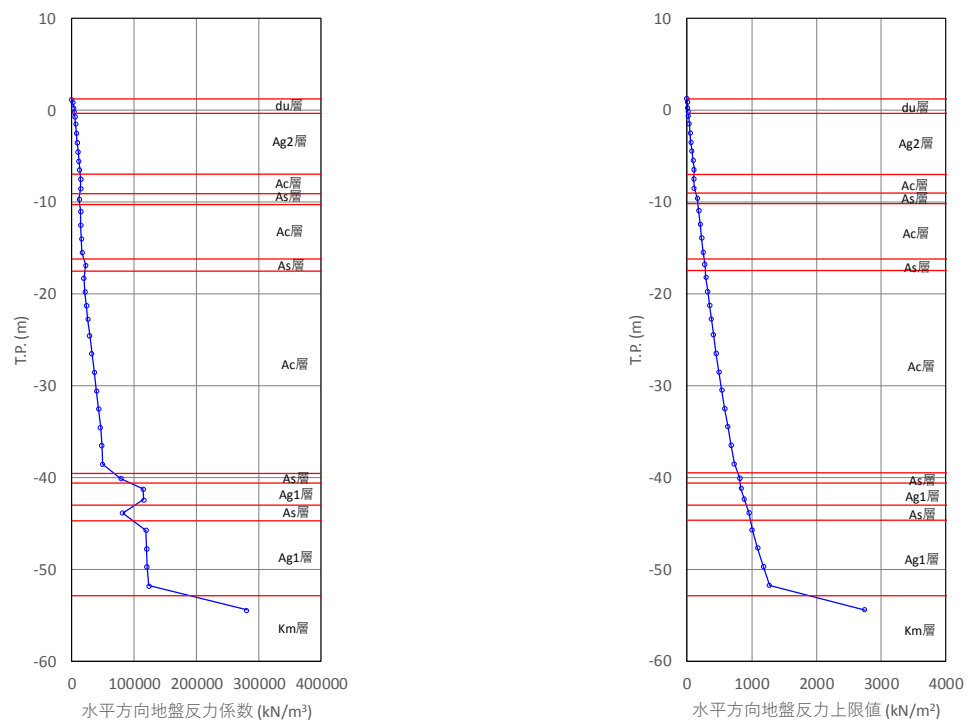


図 4.2-3 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤パネ 3）

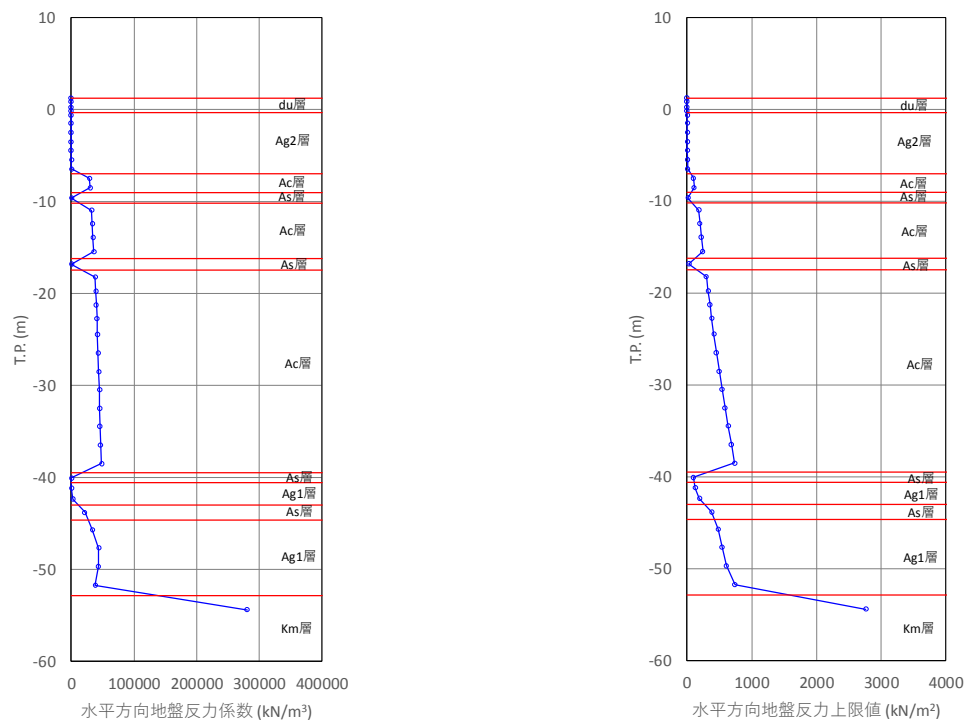


図 4.2-3 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤パネ 4）

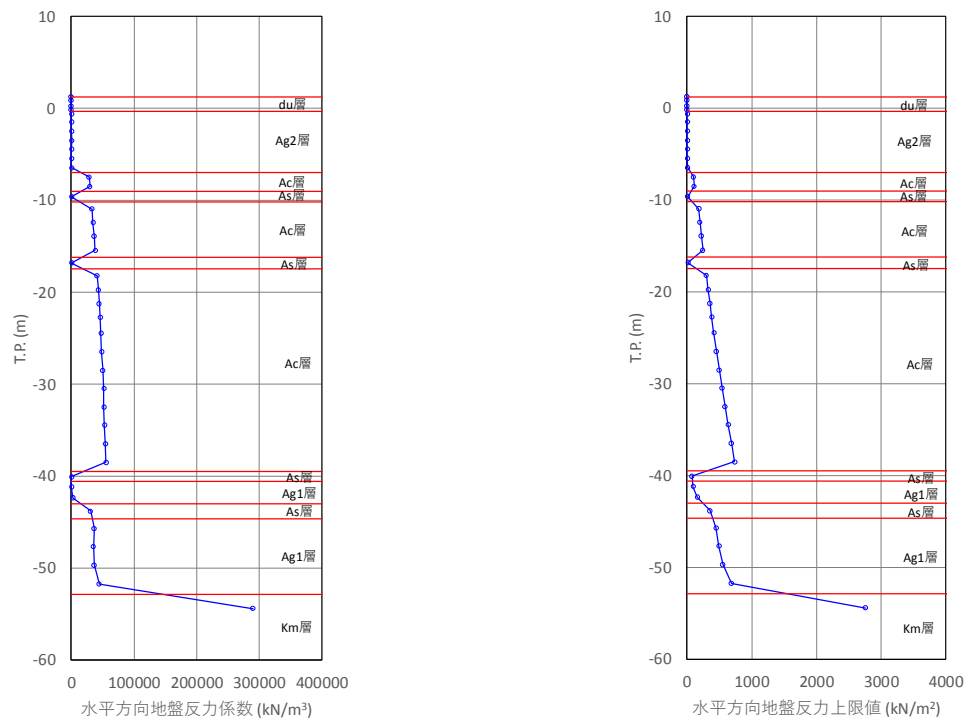


図 4.2-3 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ 5）

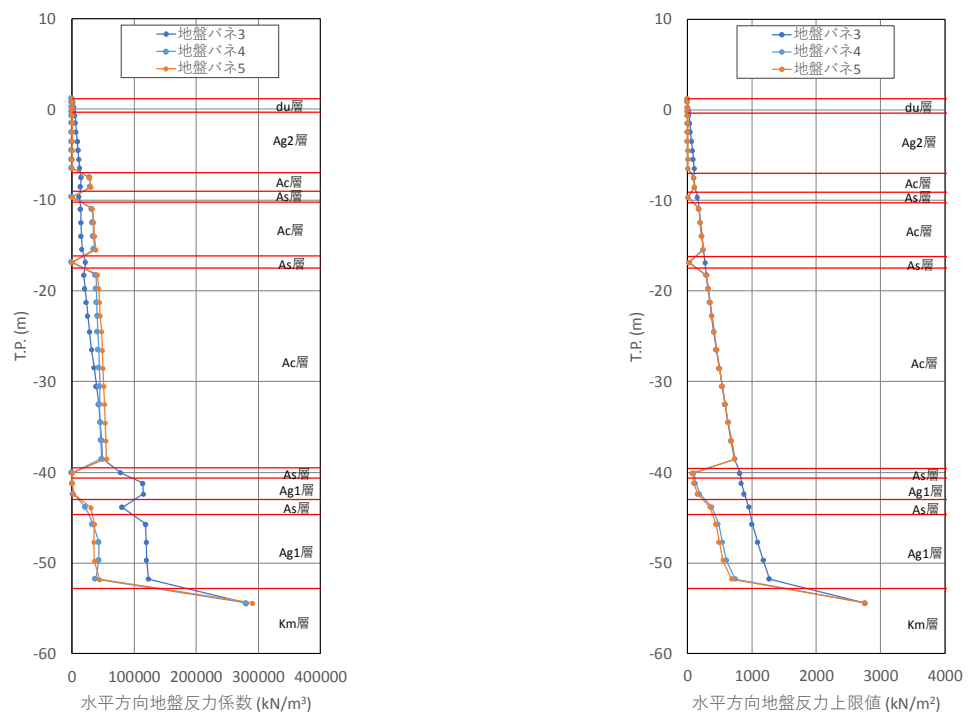


図 4.2-3 (4) 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図（北側基礎）

(2) 南側基礎

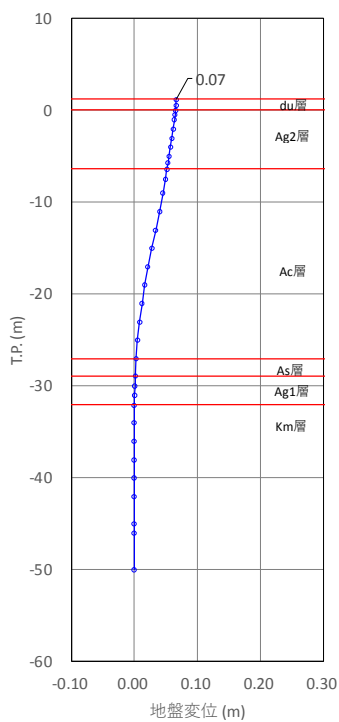
南側基礎における 1 次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2-2 に示す。

表 4.2-2 1 次元有効応力解析結果（南側基礎）

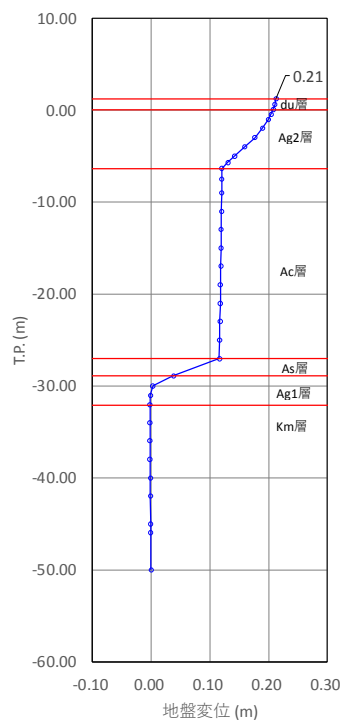
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	193.47	163.82	195.14	86.26	215.61	219.92
地表面最大変位 (cm)	11.00	8.57	10.11	21.27	7.84	7.05
最大せん断ひずみ	4.17×10^{-2}	3.47×10^{-2}	3.76×10^{-2}	4.53×10^{-2}	3.52×10^{-3}	3.17×10^{-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⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ 4 は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

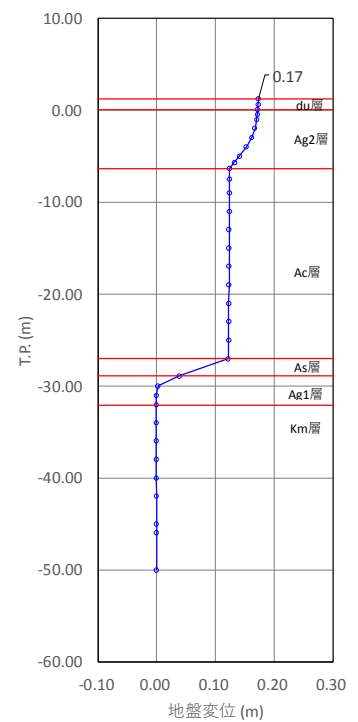
各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.2-4 及び図 4.2-5 に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.2-6 に示す。



地盤バネ 3



地盤バネ 4



地盤バネ 5

図 4.2-4 地盤バネケースの地盤変位分布図（南側基礎）

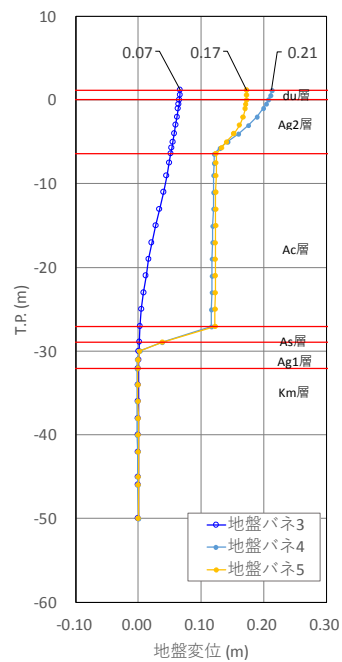


図 4.2-5 地盤バネケースの地盤変位比較図（南側基礎）

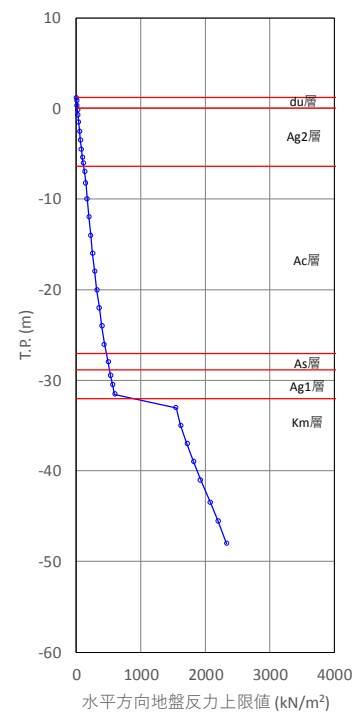
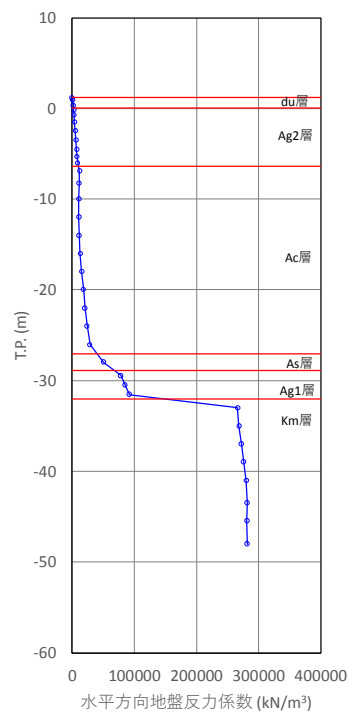


図 4.2-6 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 3)

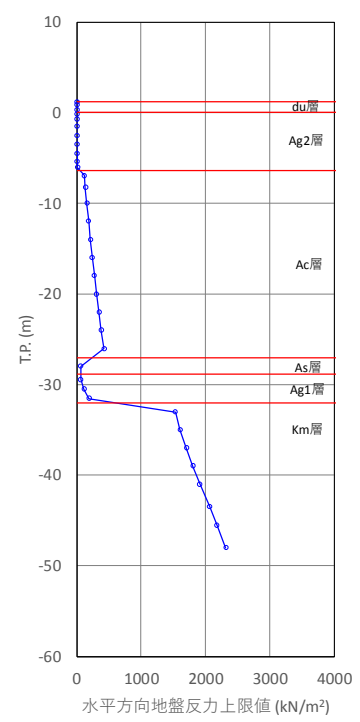
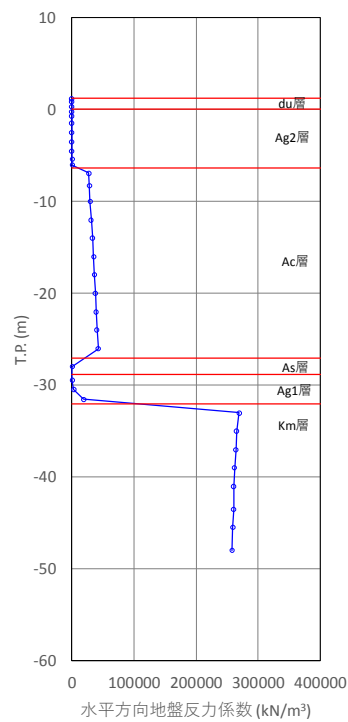


図 4.2-6 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 4)

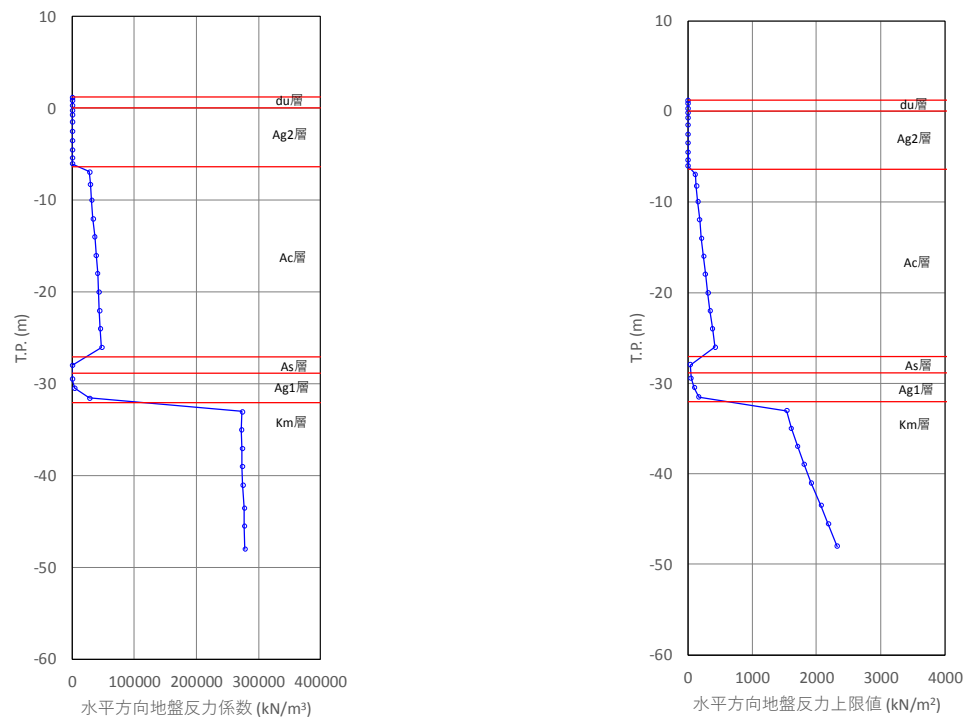


図 4.2-6 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（南側基礎：地盤バネ 5）

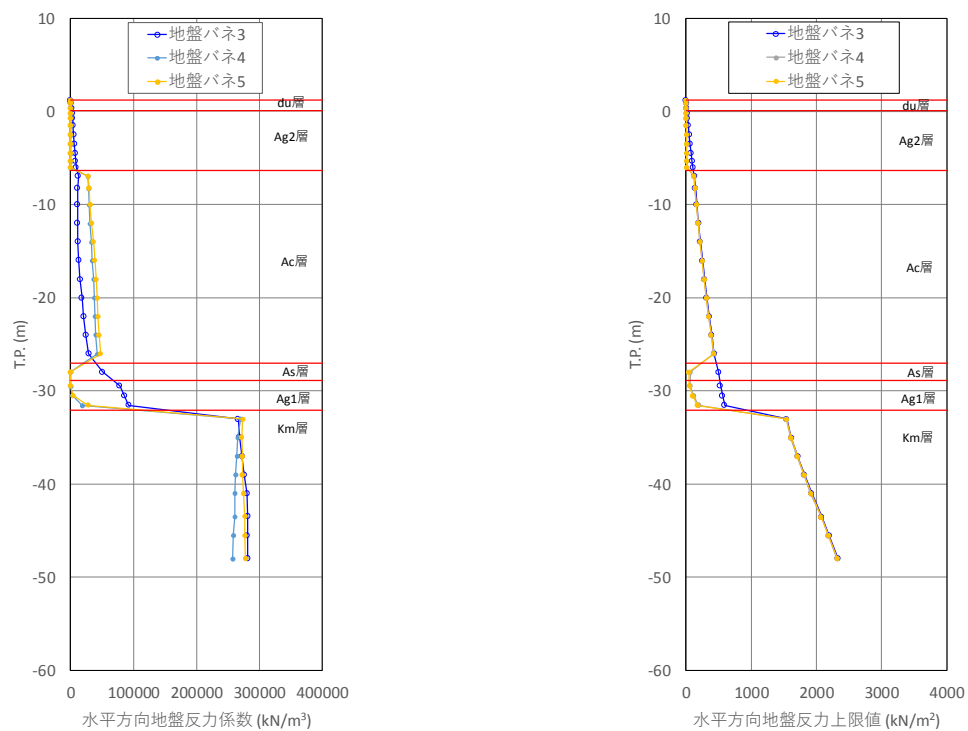


図 4.2-6 (4) 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図（南側基礎）

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	0.23 (219.92 cm/s ²)	0.21 (199.05 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.09 (86.26 cm/s ²)	0.21 (196.63 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.09 (86.26 cm/s ²)	0.21 (196.63 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した鋼製防護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、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2-4 余震時の動水圧 (基準津波時)

	防護壁 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防護壁 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+1.20	0.0	33.9
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)

	防護壁 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防護壁 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+24.0	+1.20	19.4	46.3
地盤バネ 4				7.6	18.1
地盤バネ 5				7.6	18.1

4.2.2 地中連続壁基礎（下部構造）

(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 4.2-6 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、評価位置を図 4.2-7 に、断面力の分布を図 4.2-8、図 4.2-9 に示す。図 4.2-8、図 4.2-9 の断面力の分布図は、表 4.2-6、表 4.2-7 の備考欄に「○」を記した解析ケースに対応するものであり、「○」の印は地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 をそれぞれ用いた解析に基づく照査値のうち、最も大きい照査値に該当する解析ケースであることを意味するものである。

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。

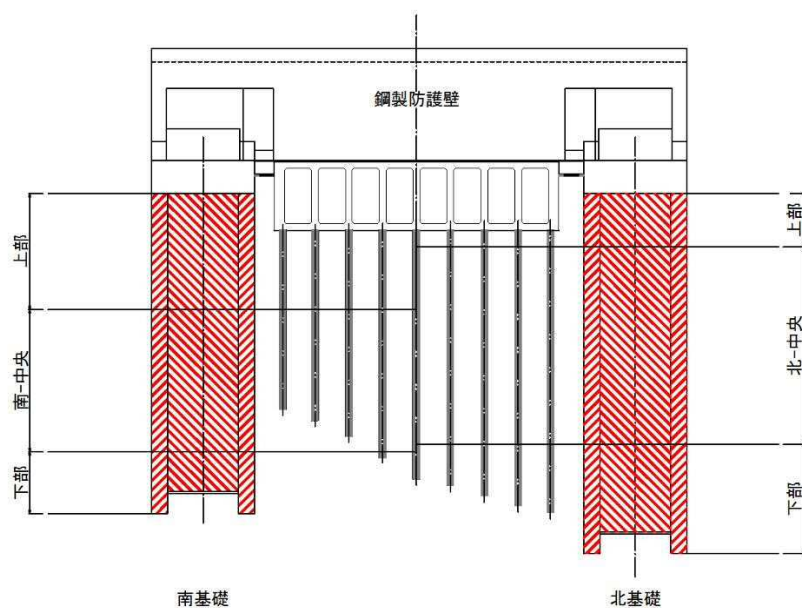


図 4.2-7 評価位置図

表 4.2-6 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果表（基準津波時）

評価位置				断面性状 (mm)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1 有効高 (mm)							
地中連続壁基礎	地盤パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	3872651	-138044	11.1	21	0.53	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	-1221189					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	3842222	-280206	10.6	21	0.51	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	689913					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	4892432	-303374	13.0	21	0.63	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	2282746					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	3271328	-226267	10.2	21	0.49	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	875970					
	地盤パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	3708956	-157020	12.2	21	0.59	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	1835791					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	3324283	-205984	13.4	21	0.64	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	2220102					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	5329354	-212115	17.4	21	0.84	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	4170269					
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	2168810	-295176	10.7	21	0.51	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	2071209					
	地盤パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	3682836	-156940	12.3	21	0.59	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	1869418					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	3434980	-205951	13.8	21	0.66	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	2274482					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	5279972	-211575	17.5	21	0.84	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	4237112					
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	2175422	-299617	10.8	21	0.52	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	2122834					

注記 ※1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。
 ※2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。
 ※3：評価位置は図 4.2-7 に示す。

表 4.2-6 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果表 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1 有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 @150	6148926	-143501	15.9	28	0.57	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 @150	-1274366					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 @150	6388089	-202313	16.5	28	0.59	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 @150	744931					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 @150	7506257	-197681	17.7	28	0.64	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 @150	-2334669					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 @150	5563726	-238355	16.0	28	0.58	北側基礎○
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 @150	910975					
	地盤パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 @150	6064324	-161316	17.2	28	0.62	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 @150	1844516					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 @150	5168767	-217942	17.9	28	0.64	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 @150	2245797					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 @150	8479876	-312560	23.0	28	0.83	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 @150	4184572					
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 @150	3586544	-265755	14.3	28	0.52	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 @150	2068438					
	地盤パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 @150	6052530	-161217	17.3	28	0.62	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 @150	1878032					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 @150	5278799	-218258	18.3	28	0.66	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 @150	2300331					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 @150	8464424	-310921	23.1	28	0.83	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 @150	4252003					
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 @150	3612660	-321068	14.7	28	0.53	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 @150	2124987					

注記 ※1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

※2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。

※3：評価位置は図 4.2-7 に示す。

表 4.2-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果表 (基準津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考	
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1 有効高 (mm)								
地中連続壁基礎	地盤パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	3872651	-138044	263.4	435	0.61	南側基礎	
			①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	-1221189						
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	3889206	-184300	269.0	435	0.62	北側基礎	
			①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	614455						
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	4880834	-192177	250.9	435	0.58	南側基礎	
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	-2284136						
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	3271328	-226267	240.1	435	0.56	北側基礎 ○	
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	875970						
		地盤パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	3683944	-125632	280.9	435	0.65	南側基礎 ○
				①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	-1796771					
			北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	3241470	-168323	300.1	435	0.69	北側基礎
				①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	-2114262					
	南-中央		③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	5323282	-181503	333.9	435	0.77	南側基礎	
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	-4066194						
	南-下部		③-③断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	2167439	-231981	206.4	435	0.48	南側基礎	
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	-1996386						
	地盤パネ 5		南-上部	③-③断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	3657802	-125040	280.4	435	0.65	南側基礎
				①-①断面	15500	15500	14280 10270	7段D51 Ø150	-1819403					
			北-中央	②-②断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	3354603	-168350	311.8	435	0.72	北側基礎 ○
				①-①断面	15500	15500	14280 10420	5段D51 Ø150	-2167308					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	5275445	-180408	334.3	435	0.77	南側基礎 ○	
			①-①断面	15500	15500	14280 9520	17段D51 Ø150	-4122951						
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	2176465	-235135	209.1	435	0.49	南側基礎	
			①-①断面	15500	15500	14280 10495	4段D51 Ø150	-2043173						

注記 ※1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。
 ※2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。
 ※3：評価位置は図 4.2-7 に示す。

表 4.2.2-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果表 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状 (mm)			※2 引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	※1有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤 パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	6148926	-143501	414.0	478.5	0.87	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10270	⑩150	-1274366					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	6415339	-193195	472.1	478.5	0.99	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10420	⑩150	664663					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	7506257	-197681	363.8	478.5	0.77	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	9520	⑩150	-2334669					
		北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	4段D51	5563726	-238355	448.5	478.5	0.94	北側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10495	⑩150	910975					
	地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	6038944	-129768	434.0	478.5	0.91	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10270	⑩150	-1810039					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	5168767	-217942	437.6	478.5	0.92	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10420	⑩150	2245797					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	8480090	-185398	465.3	478.5	0.98	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	9520	⑩150	-4078731					
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280	4段D51	3584796	-251348	318.4	478.5	0.67	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10495	⑩150	-1999771					
	地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	7段D51	6027136	-129159	434.4	478.5	0.91	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	10270	⑩150	-1832831					
		北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	5段D51	5278799	-218258	449.1	478.5	0.94	北側基礎
			①-①断面	15500	15500	10420	⑩150	2300331					
		南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	17段D51	8466061	-184194	466.8	478.5	0.98	南側基礎 ○
			①-①断面	15500	15500	9520	⑩150	-4135028					
		南-下部	③-③断面	15500	15500	14280	4段D51	3615184	-255128	322.1	478.5	0.68	南側基礎
			①-①断面	15500	15500	10495	⑩150	-2046829					

注記 ※1：有効高の上段は連壁基礎，下段は中実コンクリートに対する高さを示す。

※2：連壁に配置する2段を含む段数を示す。

※3：評価位置は図 4.2-7 に示す。

南側基礎

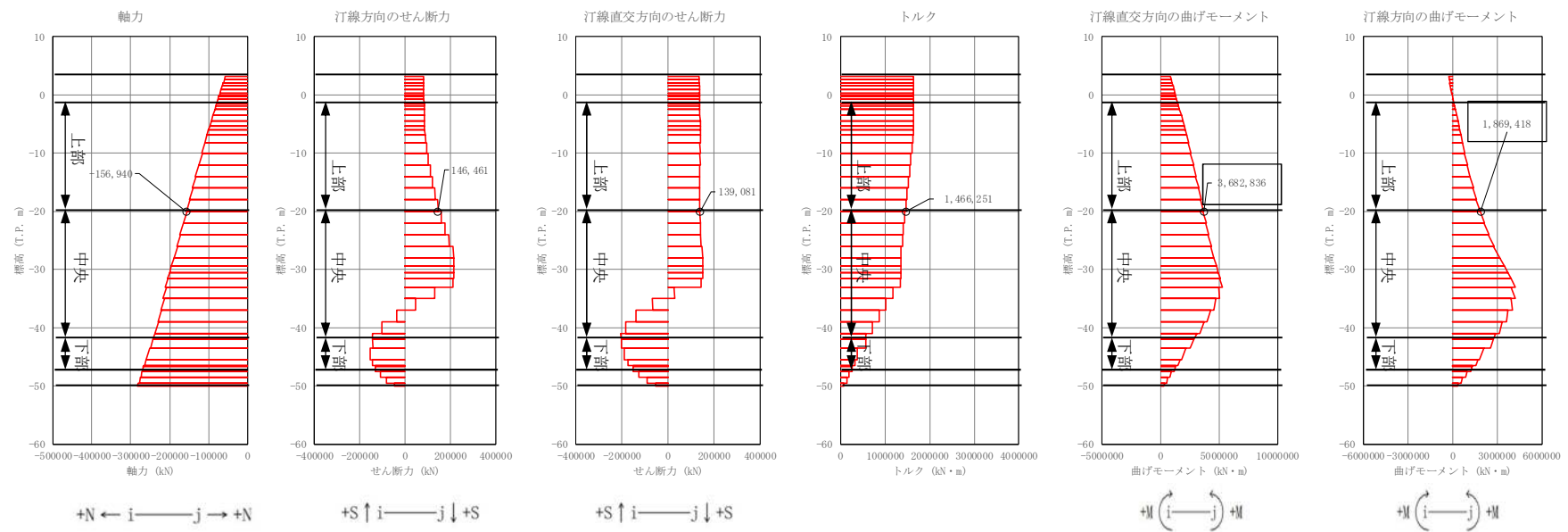


図 4.2-8 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 5)

北側基礎

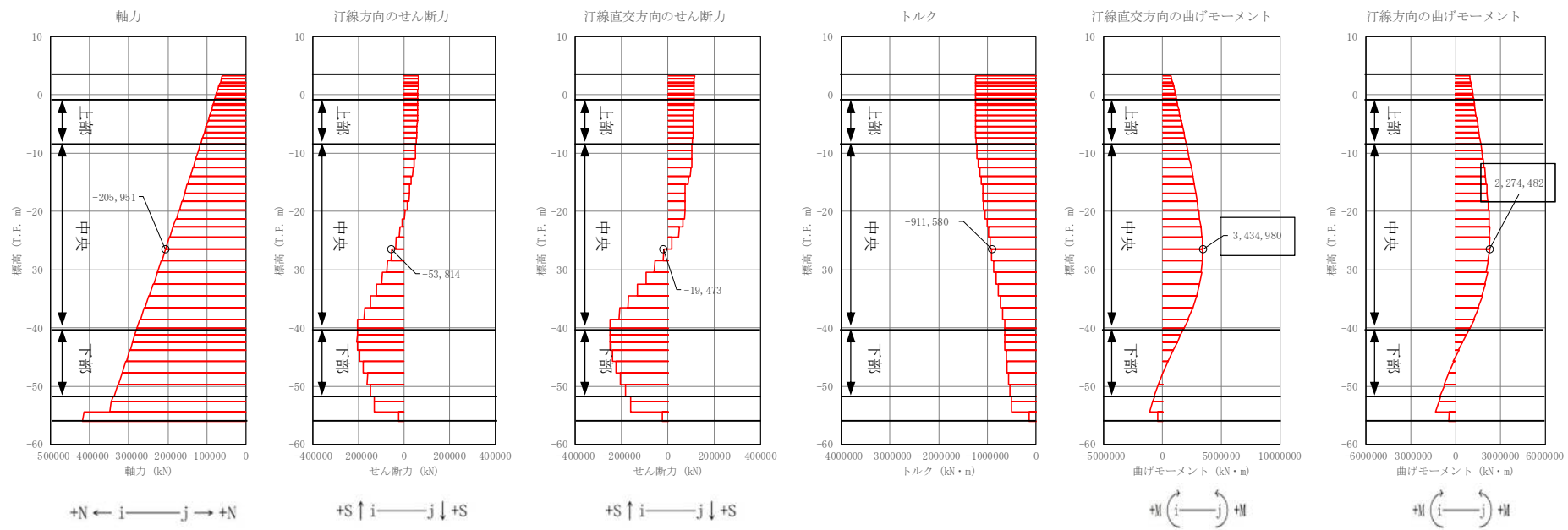


図 4.2-8 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (重畳時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ5)

南側基礎

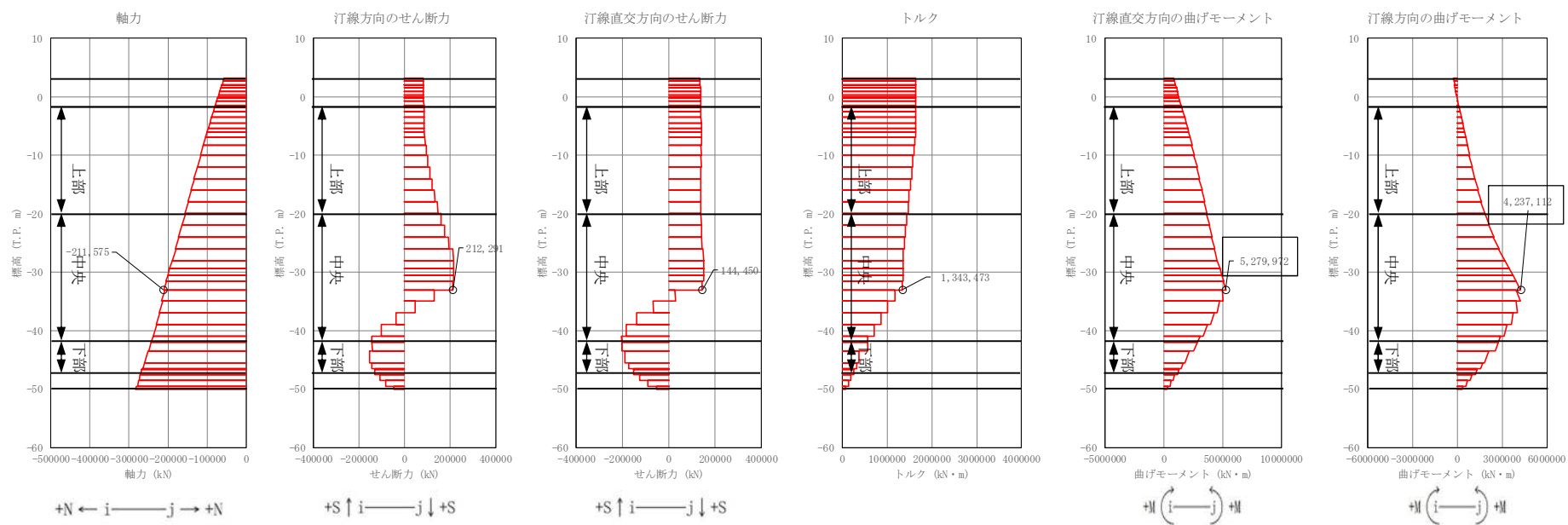


図 4.2-8 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ 5)

南側基礎

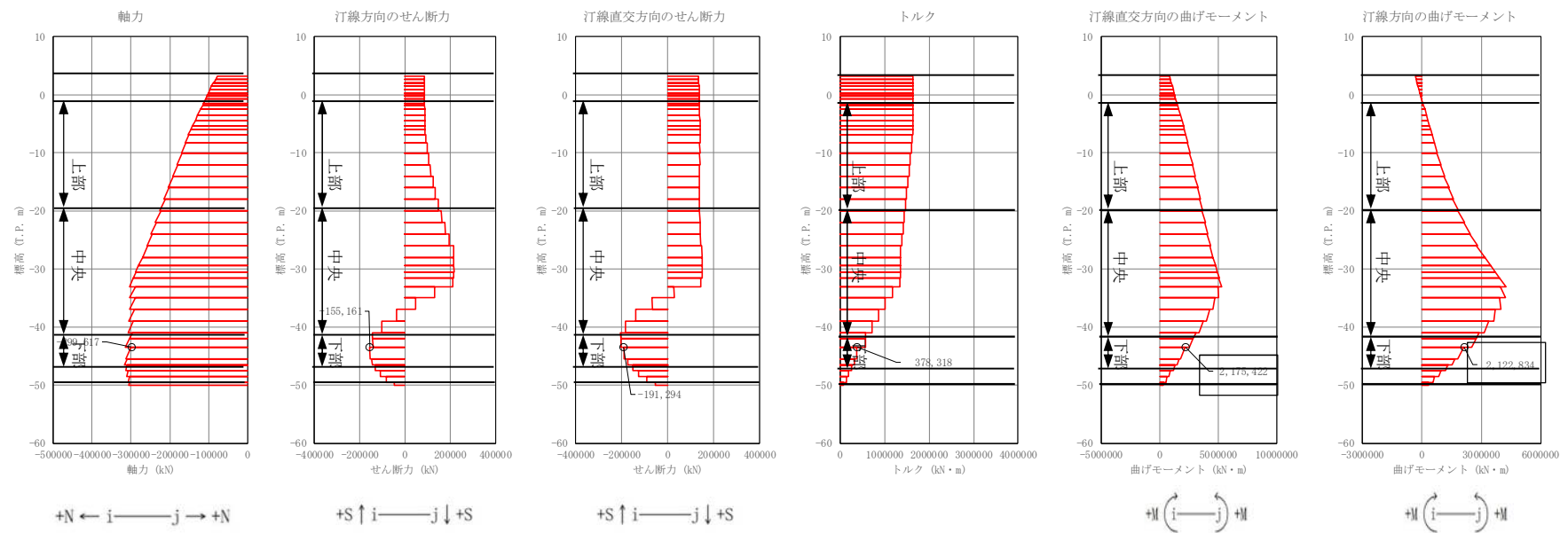
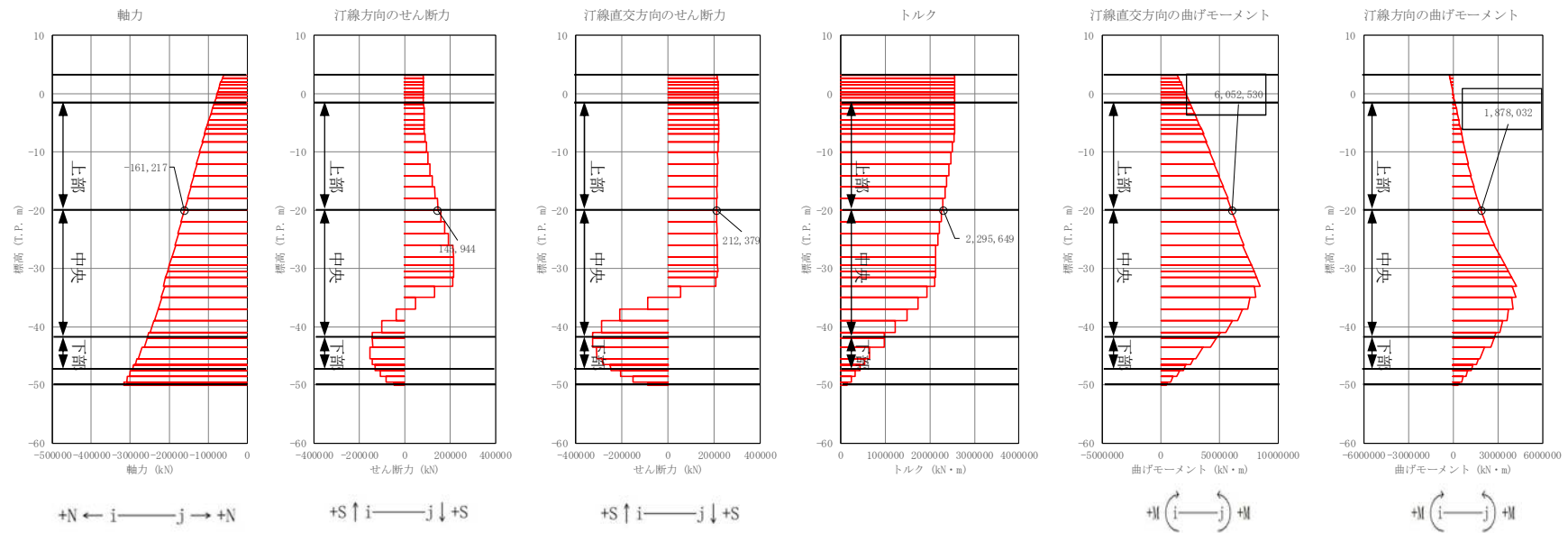


図 4.2-8 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 下部, 地盤バネ5)

南側基礎



北側基礎

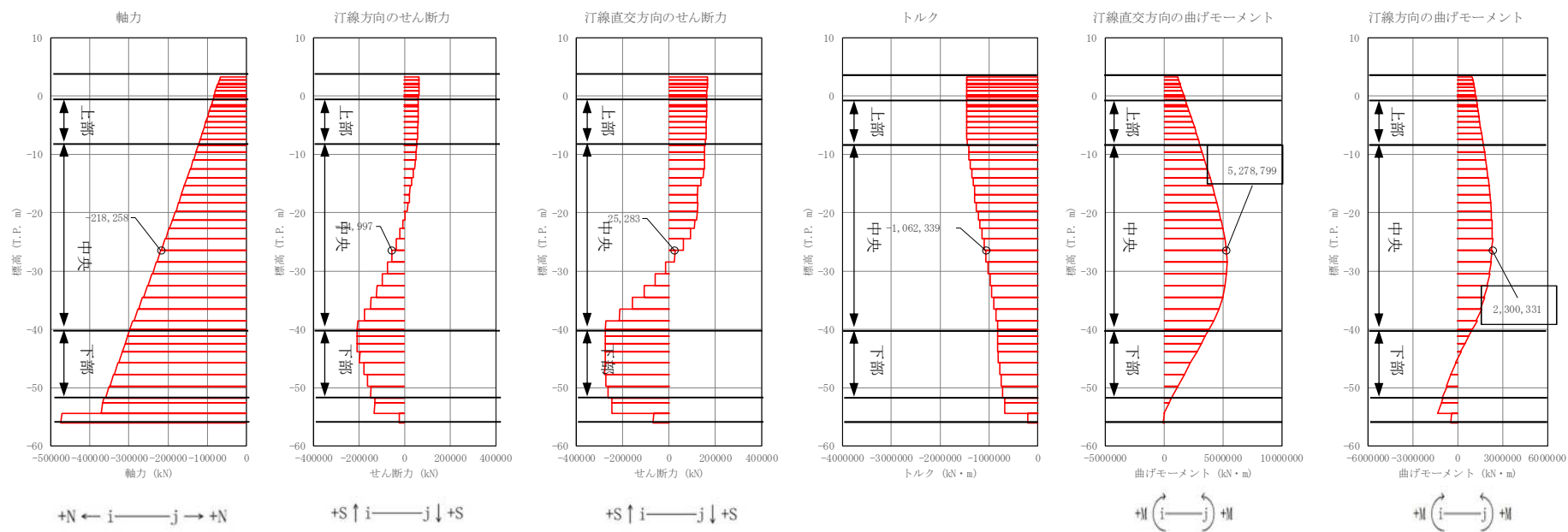


図 4.2-8 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (重疊時 : T.P. +24 m 津波, 北-中央, 地盤バネ 5)

南側基礎

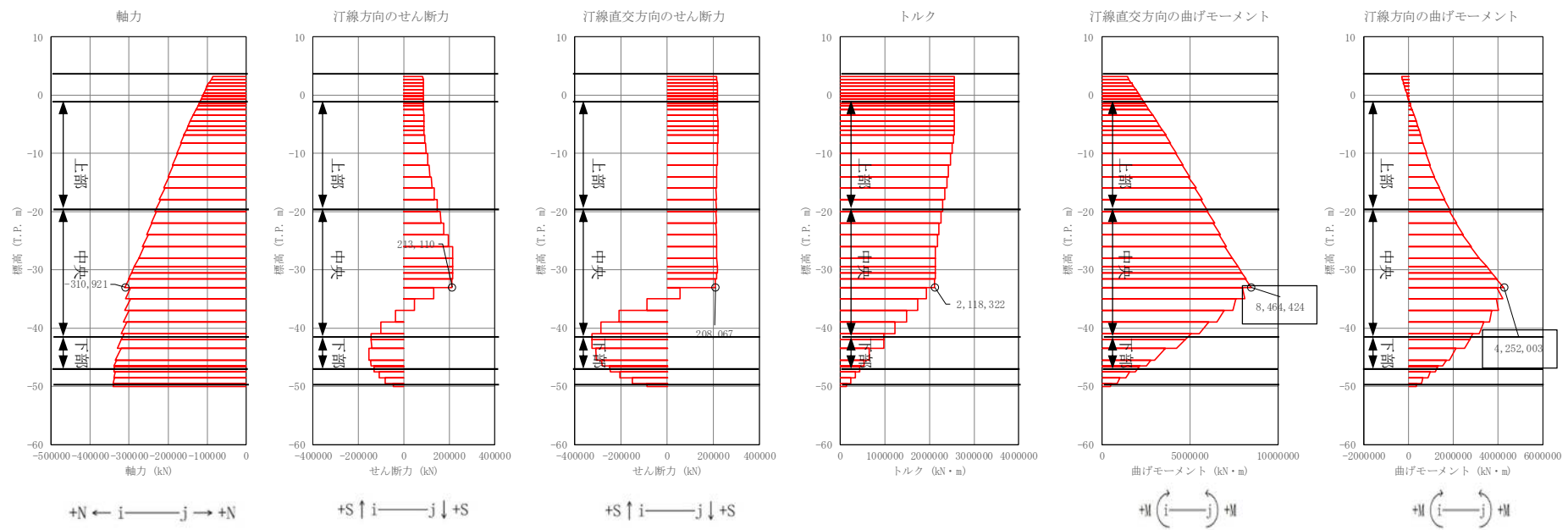


図 4.2-8 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重疊時 : T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 5)

北側基礎

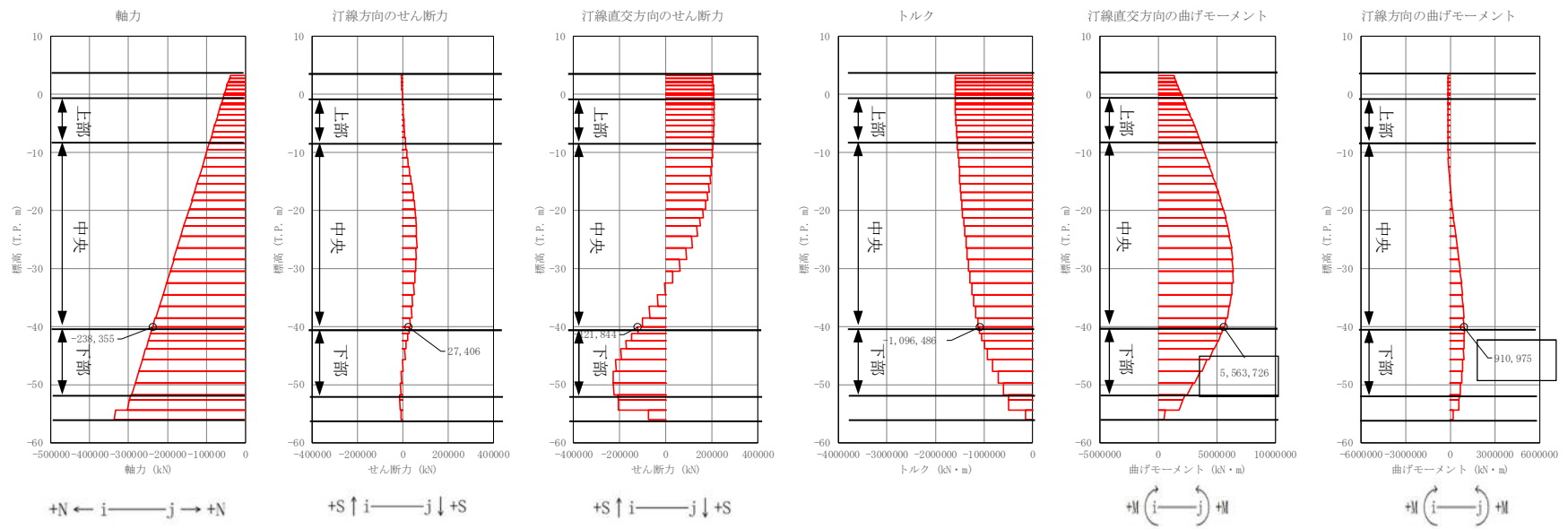


図 4.2-8 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (重畳時: T.P. +24 m 津波, 下部, 地盤バネ 3)

南側基礎

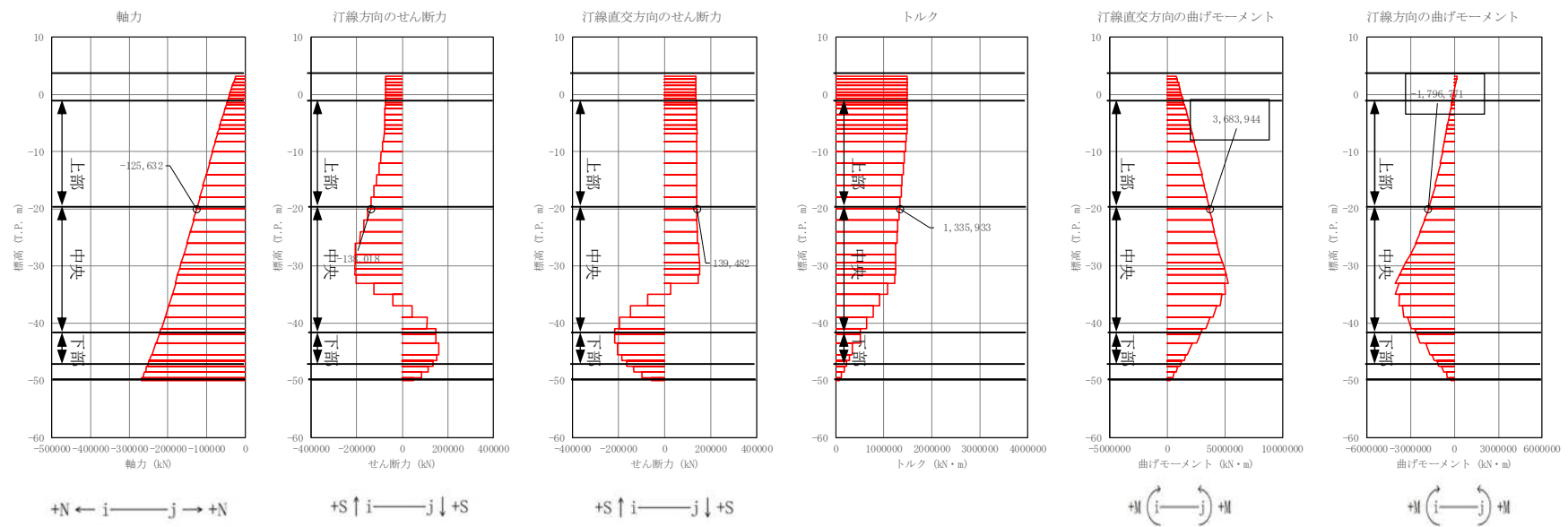


図 4.2-9 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重疊時: 基準津波, 上部, 地盤バネ4)

北側基礎

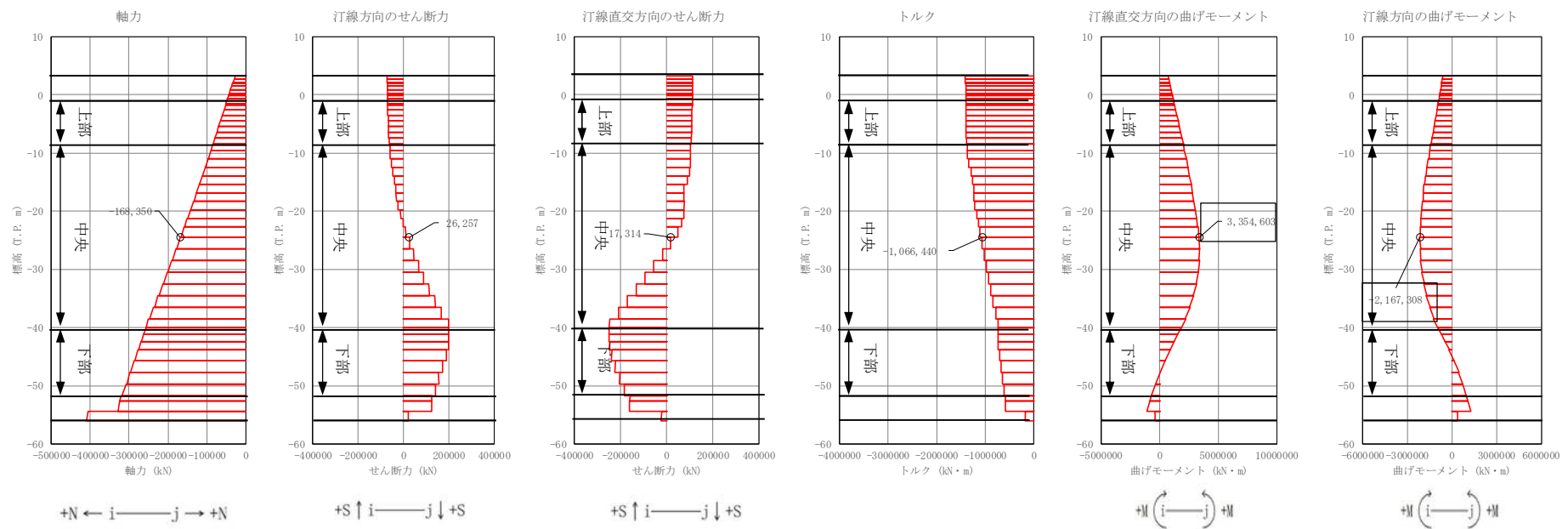


図 4.2-9 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (重疊時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ 5)

南側基礎

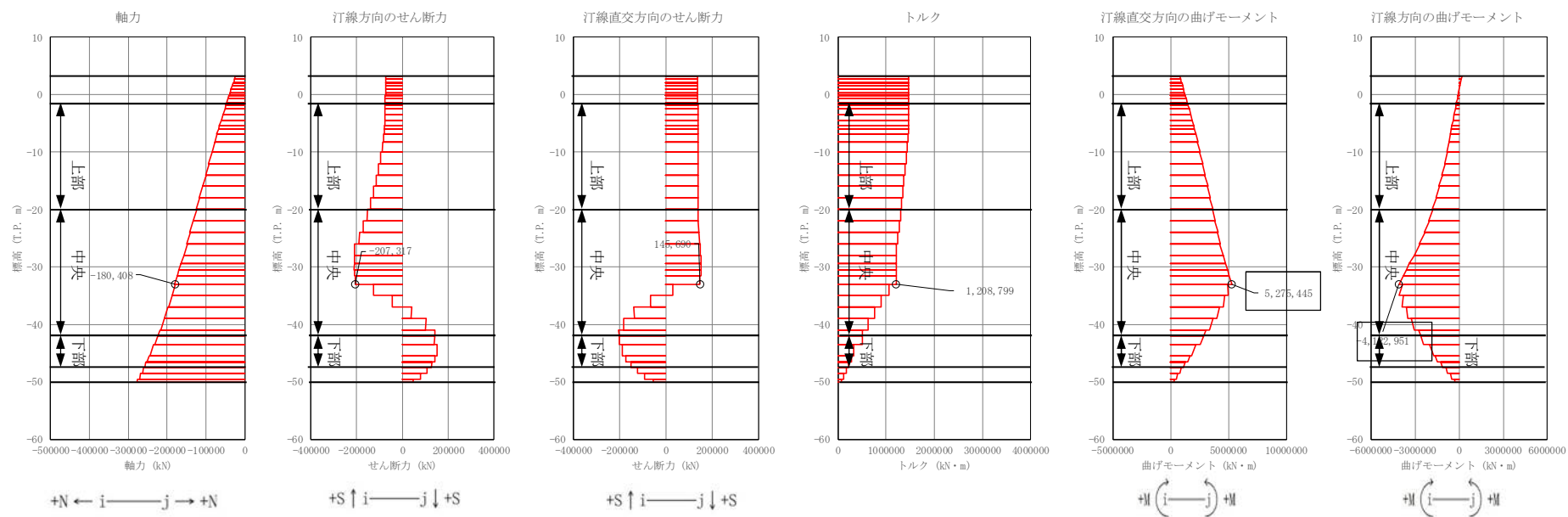


図 4.2-9 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ5)

北側基礎

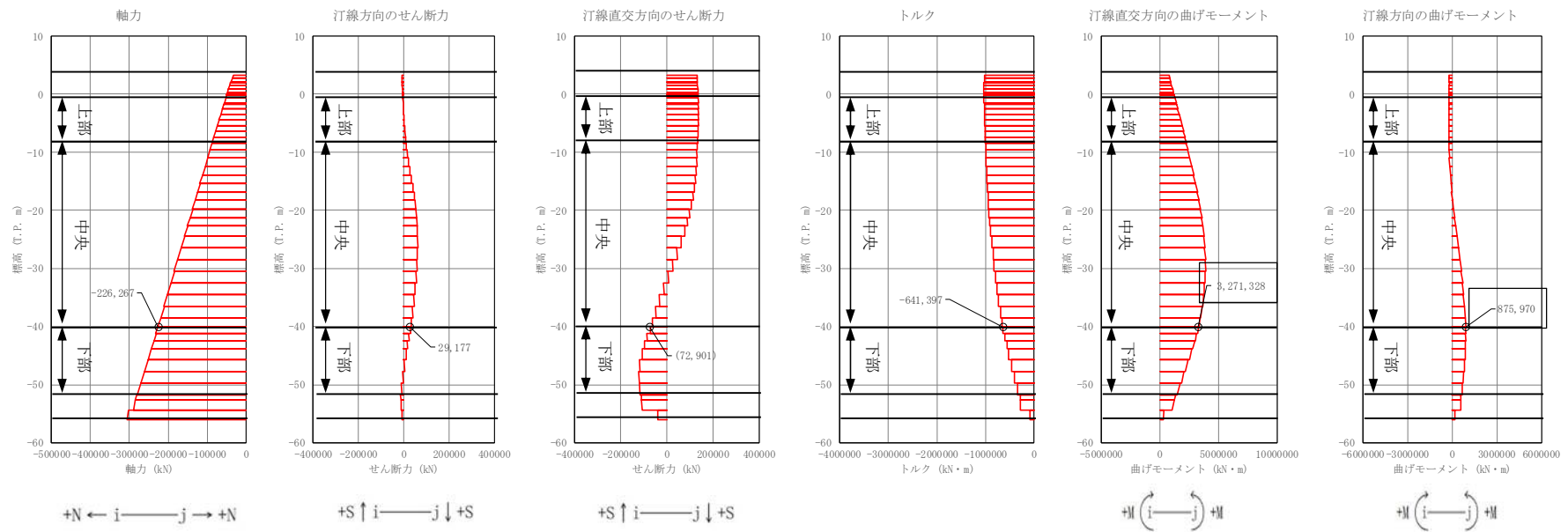


図 4.2-9 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (重畳時: 基準津波, 下部, 地盤バネ 3)

南側基礎

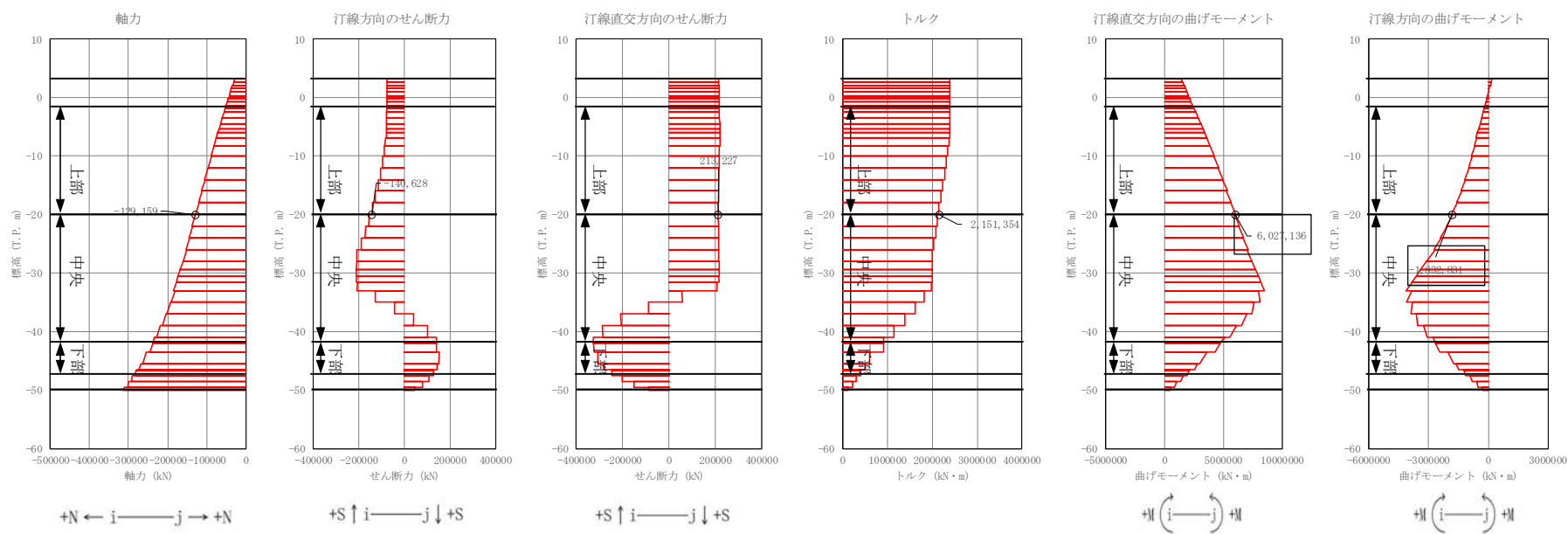


図 4.2-9 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ③-③断面 (重畳時: T.P. +24 m 津波, 上部, 地盤バネ 5)

北側基礎

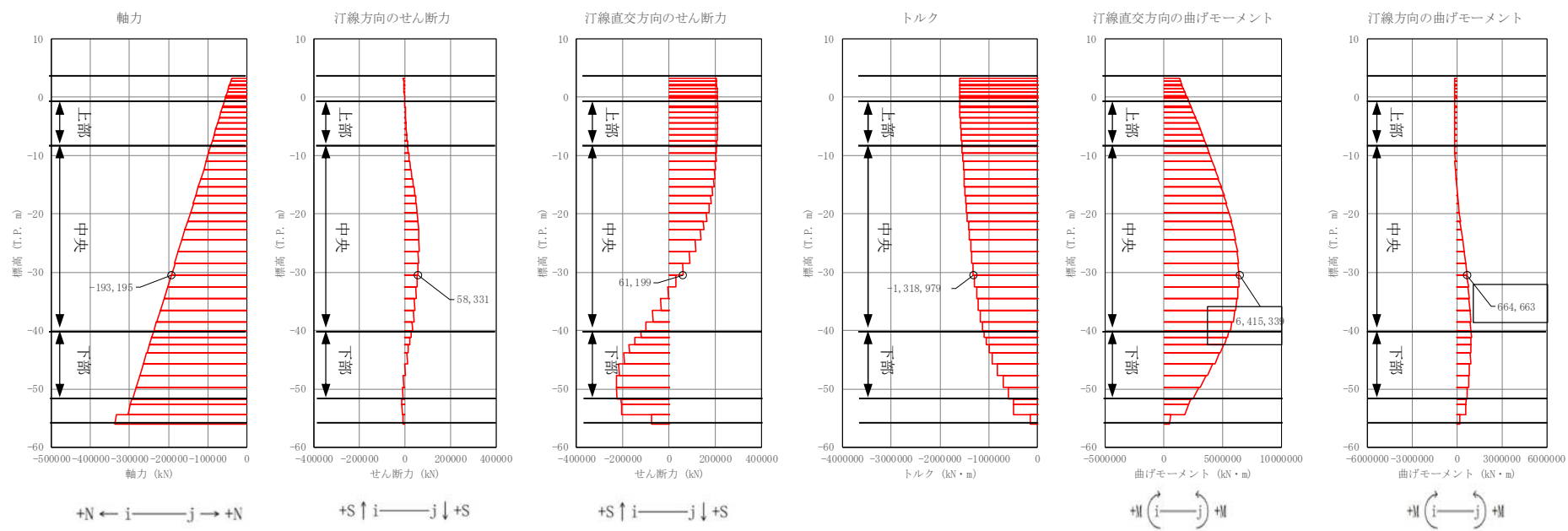


図 4.2-9 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (重疊時 : T.P. +24 m 津波, 北-中央, 地盤バネ 3)

南側基礎

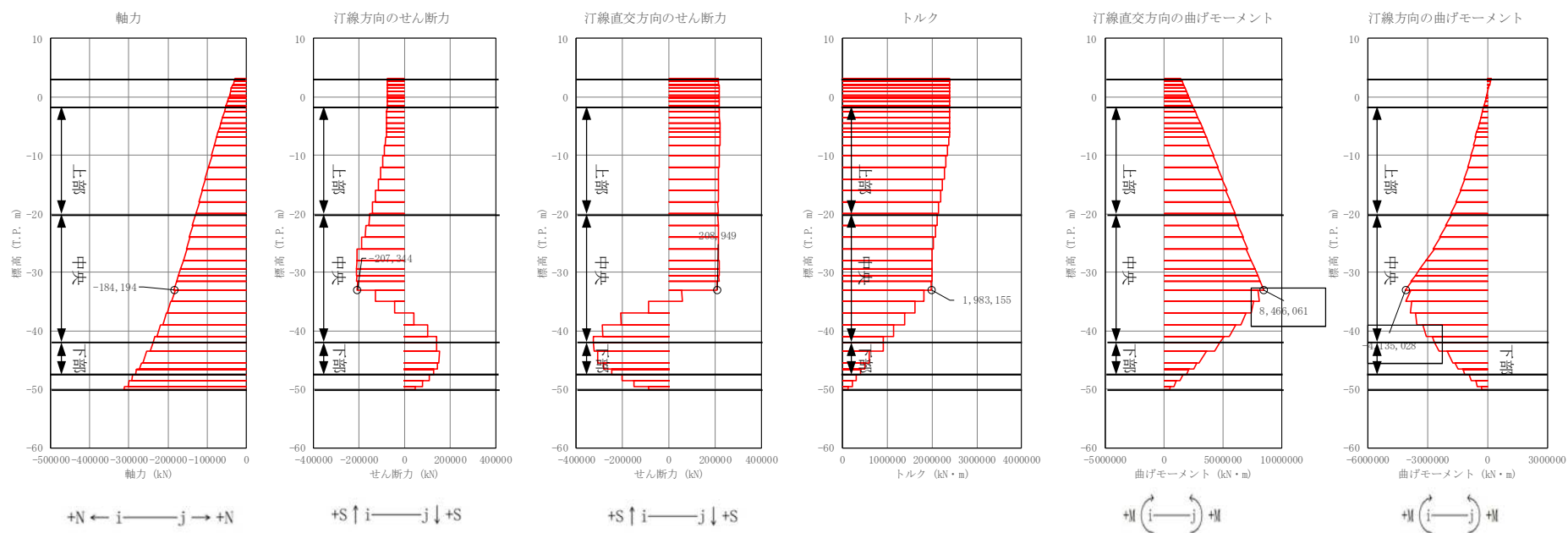


図 4.2-9 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重疊時: T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 5)

北側基礎

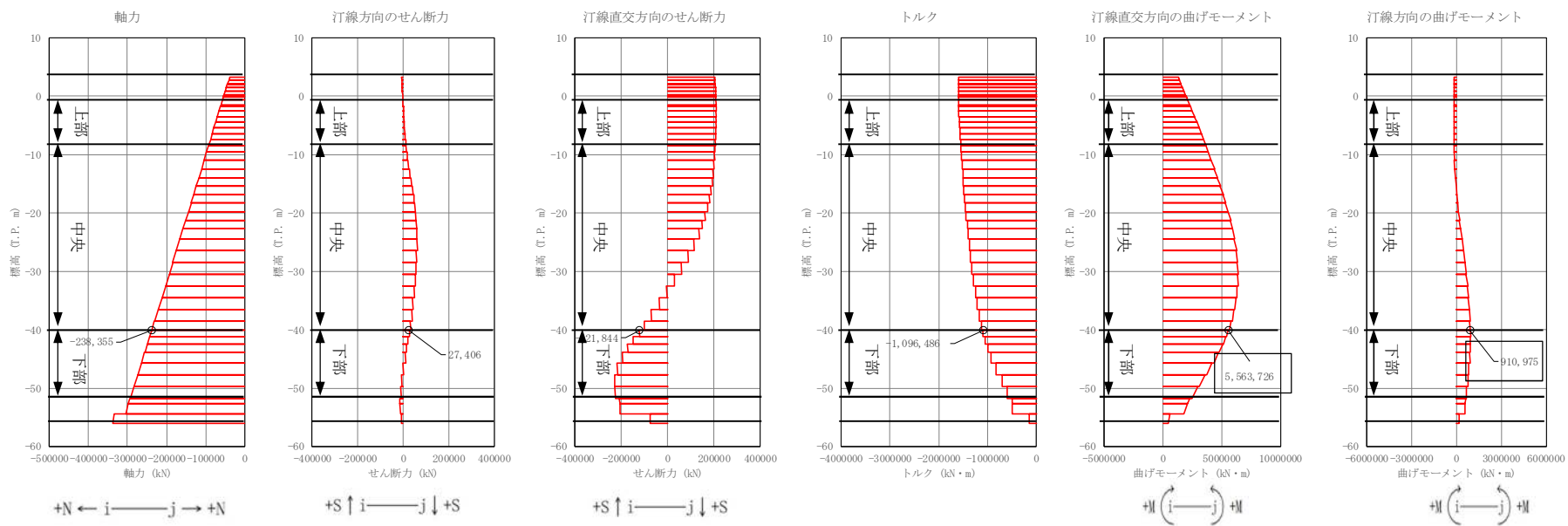


図 4.2-9 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (重畳時: T.P. +24 m 津波, 下部, 地盤バネ 3)

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 4.2-8 に示す。また、断面力の分布図を図 4.2-10 に示す。図 4.2-10 の断面力の分布図は、表 4.2-8 の備考欄に「○」を記した解析ケースに対応するものであり、「○」の印は地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 をそれぞれ用いた解析に基づく照査値のうち、最も大きい照査値に該当する解析ケースであることを意味するものである。

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 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、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。

表 4.2-8 (1) せん断力に対する照査結果表 (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 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	*1有効高 (mm)					
地中連続壁基礎	地盤パネ 3	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	142809	226924	0.63	南側基礎 ○
						10270	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	14本-D38	107207	226924	0.48	南側基礎
						10270	@300				
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	131246	335426	0.40	北側基礎
						10420	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	68724	335426	0.21	北側基礎
						10420	@300				
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	197410	410783	0.49	南側基礎
						9520	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	114664	410783	0.28	南側基礎
						9520	@300				
		南-下部	③-③断面	10700	10700	14280	24本-D38	175471	337247	0.53	南側基礎
						10495	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	82697	337247	0.25	南側基礎
						10495	@300				
	地盤パネ 4	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	141290	226924	0.63	南側基礎
						10270	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	14本-D38	146176	226924	0.65	南側基礎
						10270	@300				
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	246393	335426	0.74	北側基礎
						10420	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	205882	335426	0.62	北側基礎
						10420	@300				
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	220205	410783	0.54	南側基礎 ○
						9520	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	214431	410783	0.53	南側基礎
						9520	@300				
		北-下部	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	247628	337247	0.74	北側基礎
						10495	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	207403	337247	0.62	北側基礎
						10495	@300				
	地盤パネ 5	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	140809	226924	0.63	南側基礎
						10270	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	14本-D38	148213	226924	0.66	南側基礎 ○
						10270	@300				
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	250093	335426	0.75	北側基礎 ○
						10420	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	206084	335426	0.62	北側基礎 ○
						10420	@300				
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	204745	410783	0.50	南側基礎
						9520	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	217302	410783	0.53	南側基礎 ○
						9520	@300				
		北-下部	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	251358	337247	0.75	北側基礎 ○
						10495	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	207556	337247	0.62	北側基礎 ○
						10495	@300				

注記 *1：上段は連壁基礎，下段は中実鉄筋コンクリートに対する有効高を示す。

*2：評価位置は図 4.2-7 に示す。

表 4.2-8 (2) せん断力に対する照査結果表 (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 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	*1有効高 (mm)					
地中連続壁基礎	地盤パネ 3	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	221898	264489	0.84	南側基礎 ○
						10270	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	14本-D38	107637	264489	0.41	南側基礎
						10270	@300				
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	203819	383976	0.54	北側基礎
						10420	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	68966	383976	0.18	北側基礎
						10420	@300				
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	305020	466060	0.66	南側基礎
						9520	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	115044	466060	0.25	南側基礎
						9520	@300				
		南-下部	③-③断面	10700	10700	14280	24本-D38	270587	386046	0.71	南側基礎
						10495	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	84888	386046	0.22	南側基礎
						10495	@300				
	地盤パネ 4	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	220644	264489	0.84	南側基礎
						10270	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	14本-D38	145698	264489	0.56	南側基礎
						10270	@300				
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	270854	383976	0.71	北側基礎
						10420	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	207693	383976	0.55	北側基礎
						10420	@300				
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	342694	466060	0.74	南側基礎 ○
						9520	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	214074	466060	0.46	南側基礎
						9520	@300				
		南-下部/ 北-下部	③-③断面	10700	10700	14280	24本-D38	323336	386046	0.84	南側基礎 ○
						10495	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	209213	386046	0.55	北側基礎
						10495	@300				
	地盤パネ 5	南-上部	③-③断面	10700	10700	14280	14本-D38	220532	264489	0.84	南側基礎
						10270	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	14本-D38	147754	264489	0.56	南側基礎 ○
						10270	@300				
		北-中央	②-②断面	10700	10700	14280	24本-D38	274879	383976	0.72	北側基礎 ○
						10420	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	207865	383976	0.55	北側基礎 ○
						10420	@300				
		南-中央	③-③断面	10700	10700	14280	34本-D35	327953	466060	0.71	南側基礎
						9520	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	34本-D35	216960	466060	0.47	南側基礎 ○
						9520	@300				
		南-下部	③-③断面	10700	10700	14280	24本-D38	310293	386046	0.81	南側基礎
						10495	@300				
		①-①断面		10700	10700	14280	24本-D38	209338	386046	0.55	南側基礎 ○
						10495	@300				

注記 *1：上段は連壁基礎，下段は中実鉄筋コンクリートに対する有効高を示す。

*2：評価位置は図 4.2-7 に示す。

南側基礎

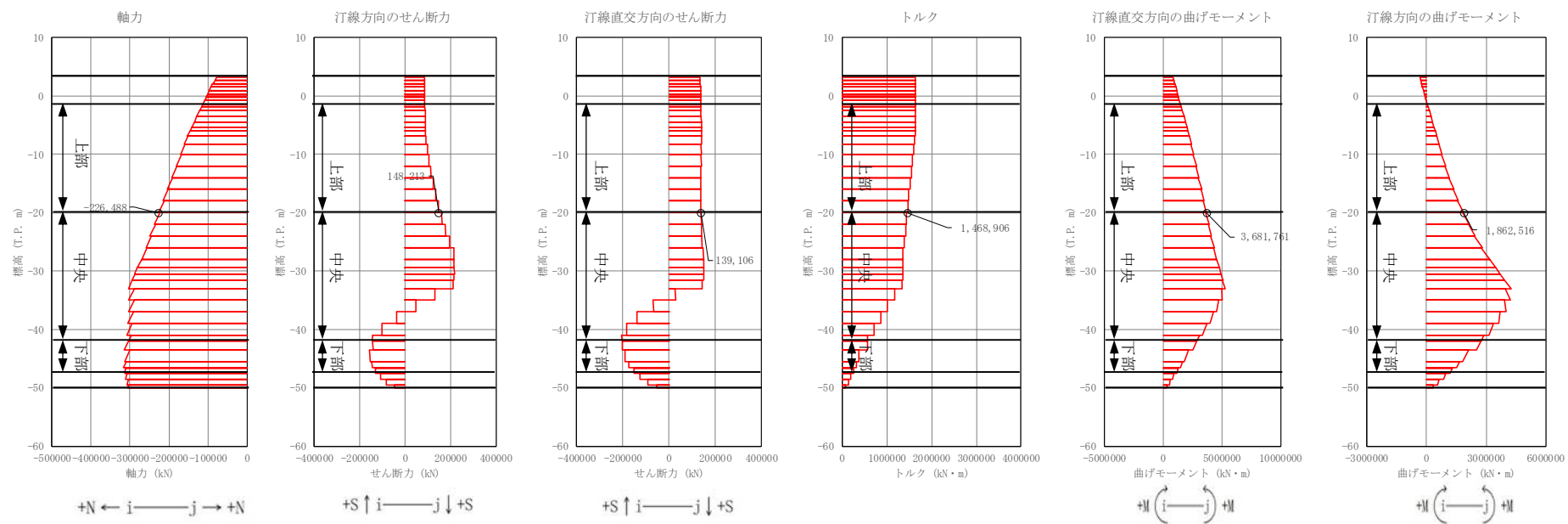


図 4.2-10 (1) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時：基準津波，南-上部，地盤バネ 5)

南側基礎

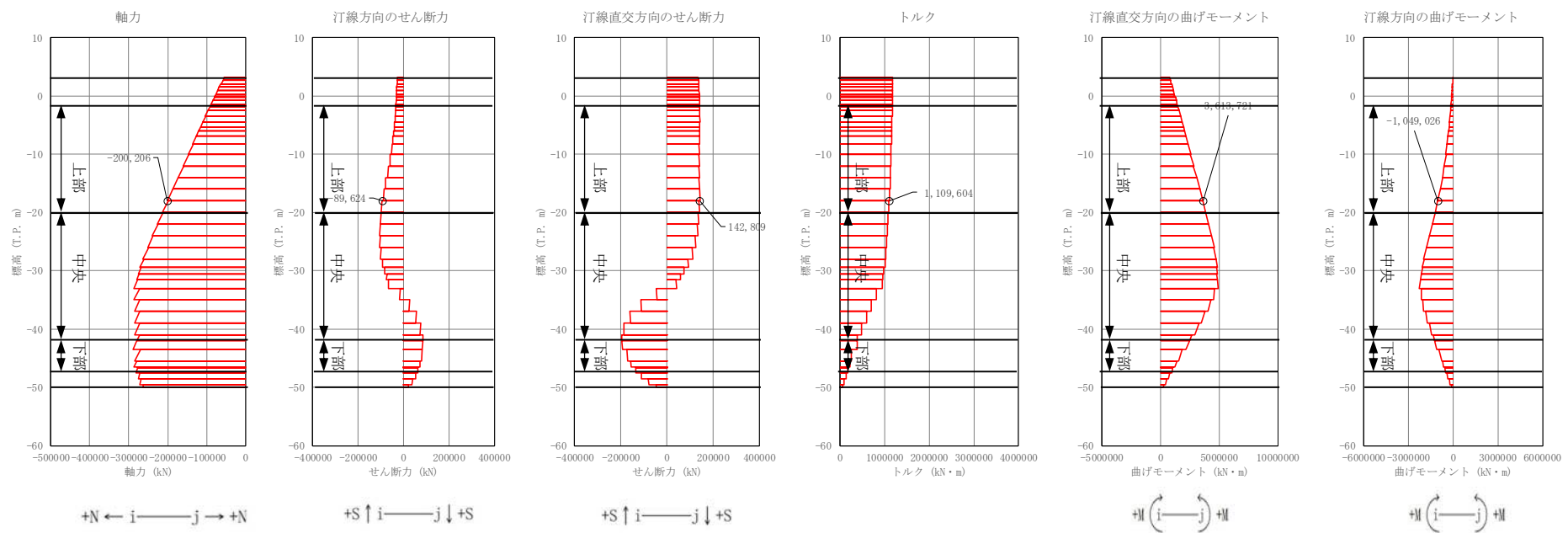


図 4.2-10 (2) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重疊時：基準津波，南-上部，地盤バネ 3)

北側基礎

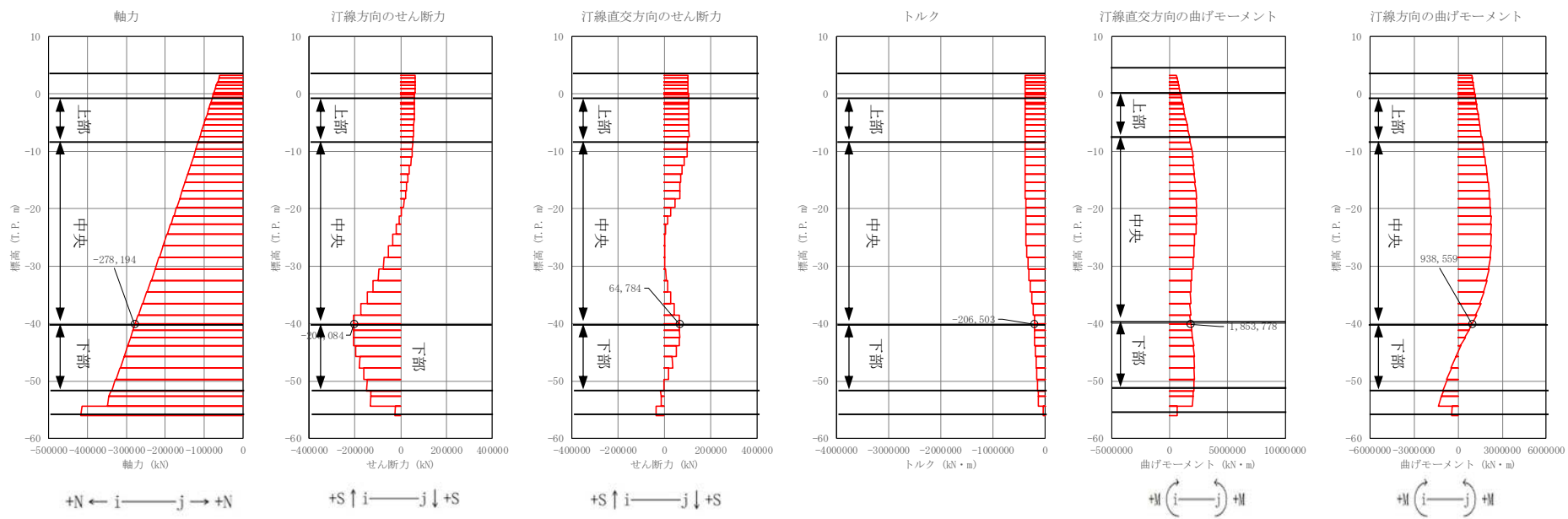


図 4.2-10 (3) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面（重畳時：基準津波，北-中央，地盤バネ5）

北側基礎

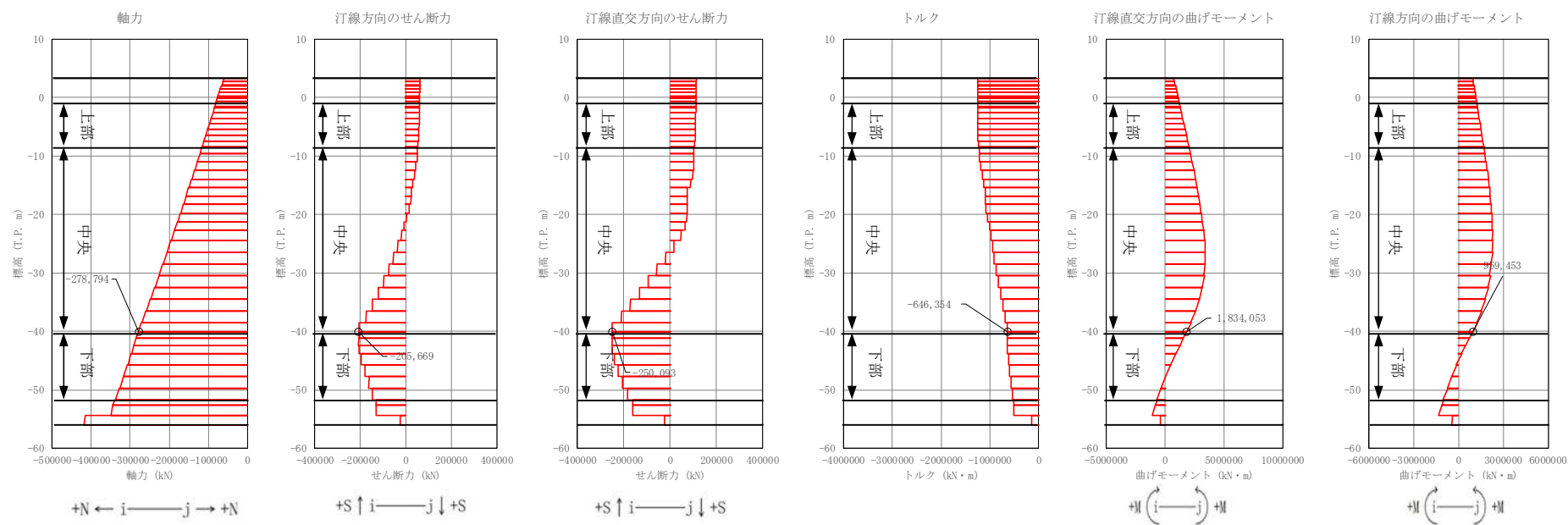


図 4.2-10 (4) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
②-②断面 (重疊時：基準津波，北-中央，地盤バネ 5)

南側基礎

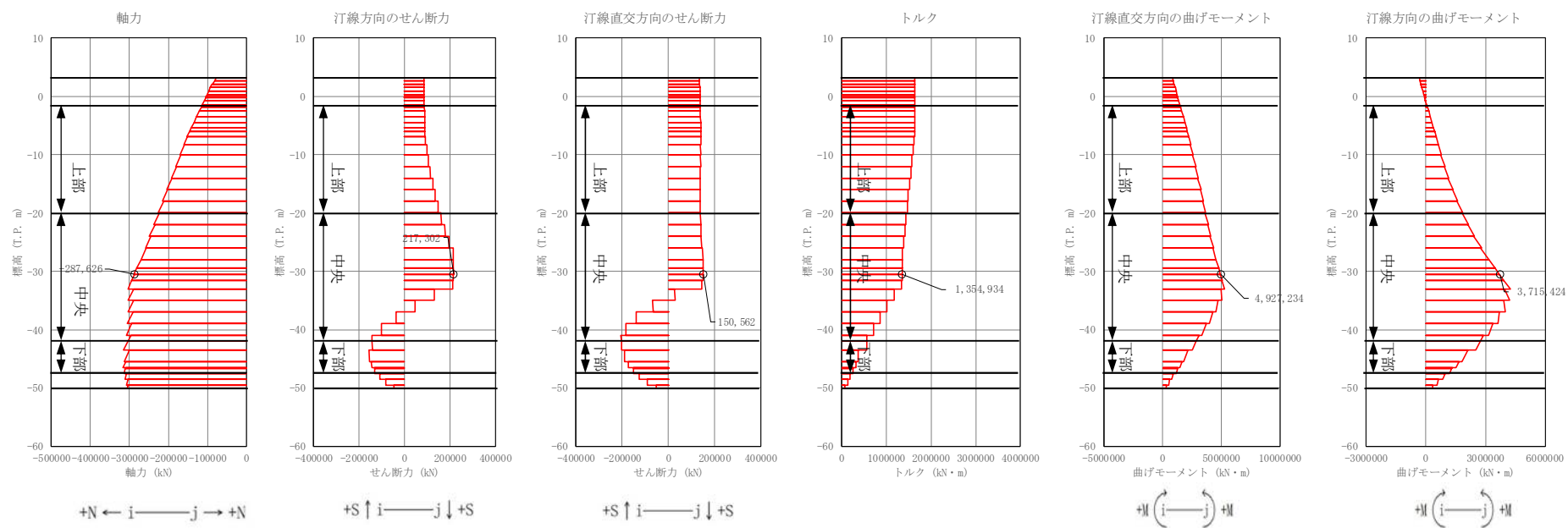


図 4.2-10 (5) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ 5)

南側基礎

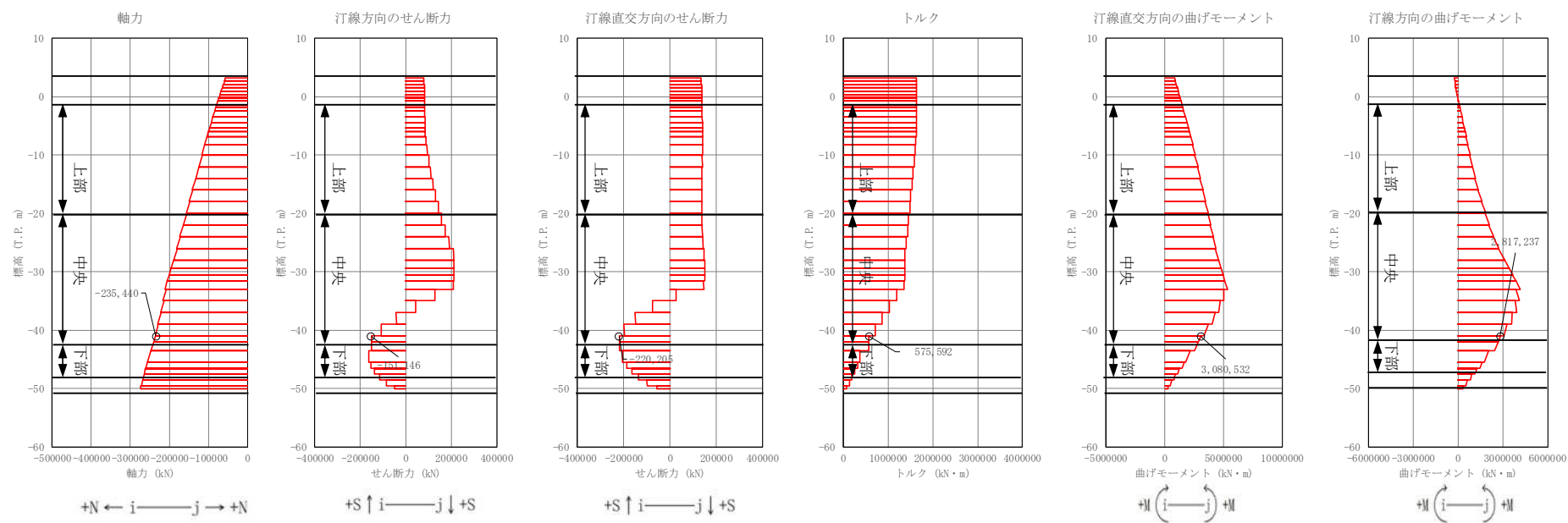


図 4.2-10 (6) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重畳時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ 4)

北側基礎

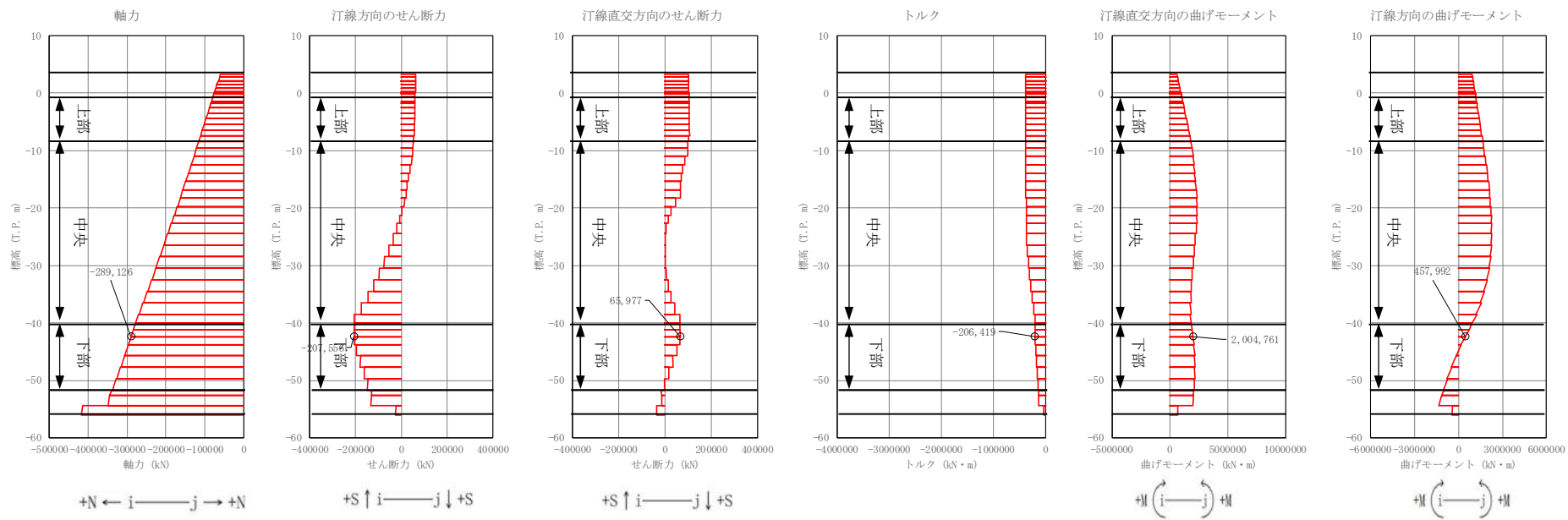


図 4.2-10 (7) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面（重畳時：基準津波，北-下部，地盤バネ 5）

北側基礎

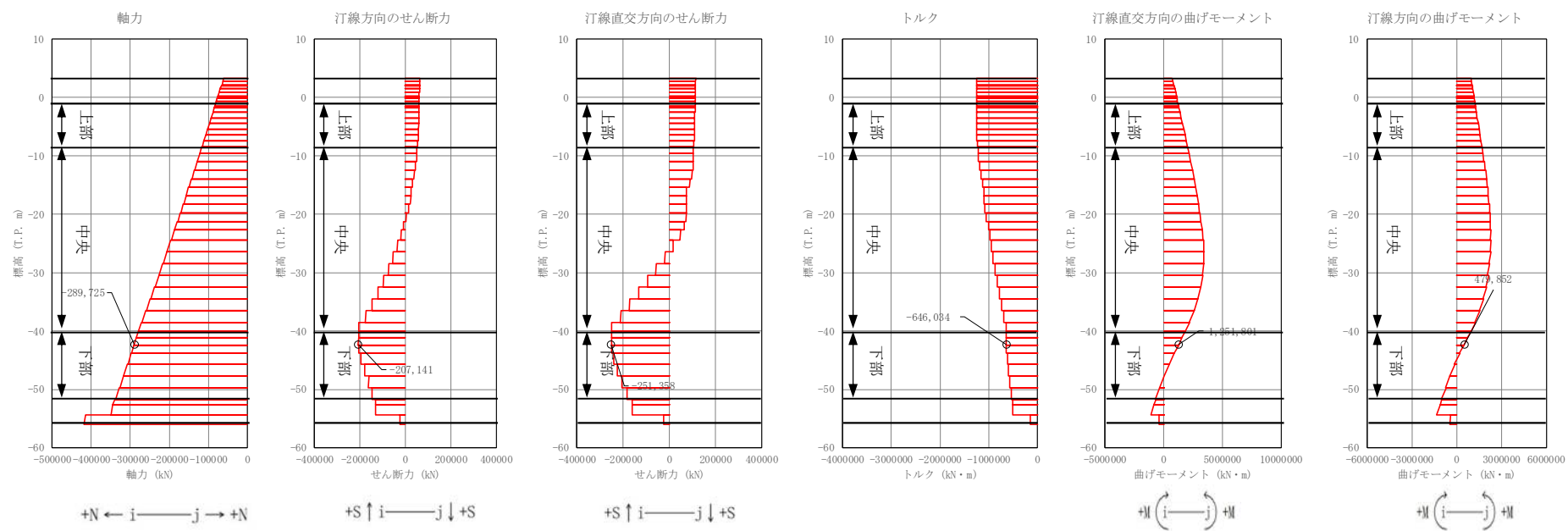


図 4.2-10 (8) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (重疊時：基準津波，北-下部，地盤バネ 5)

南側基礎

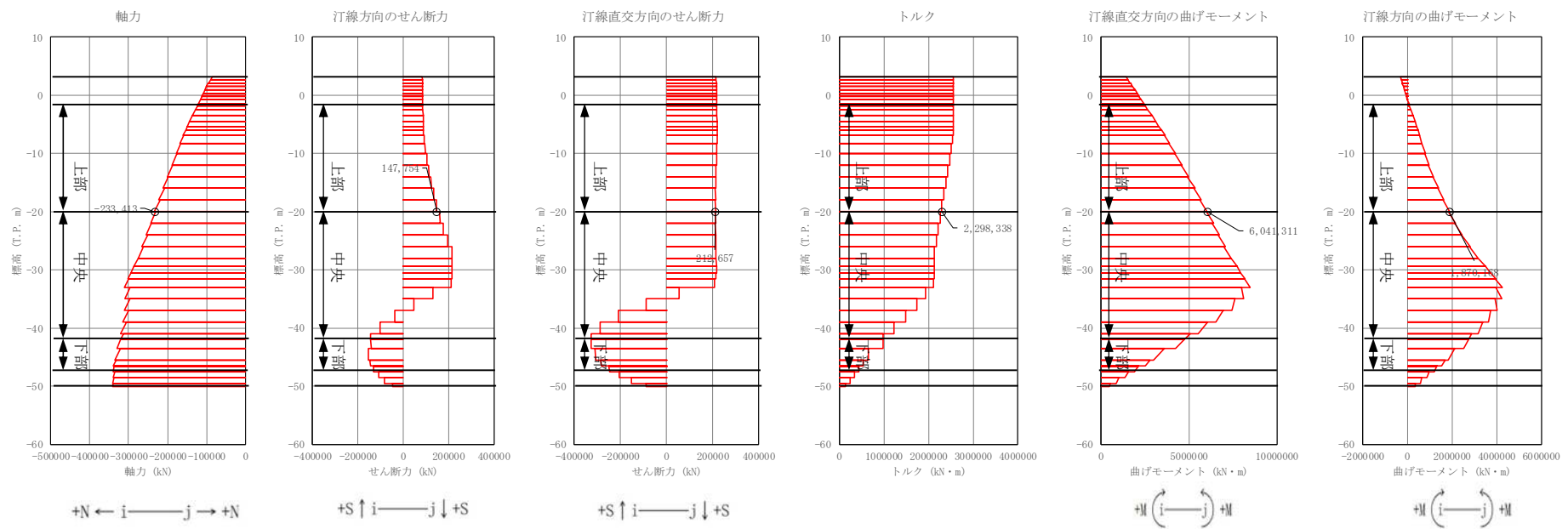


図 4.2-10 (9) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重畳時: T.P. +24 m 津波, 南-上部, 地盤バネ 5)

南側基礎

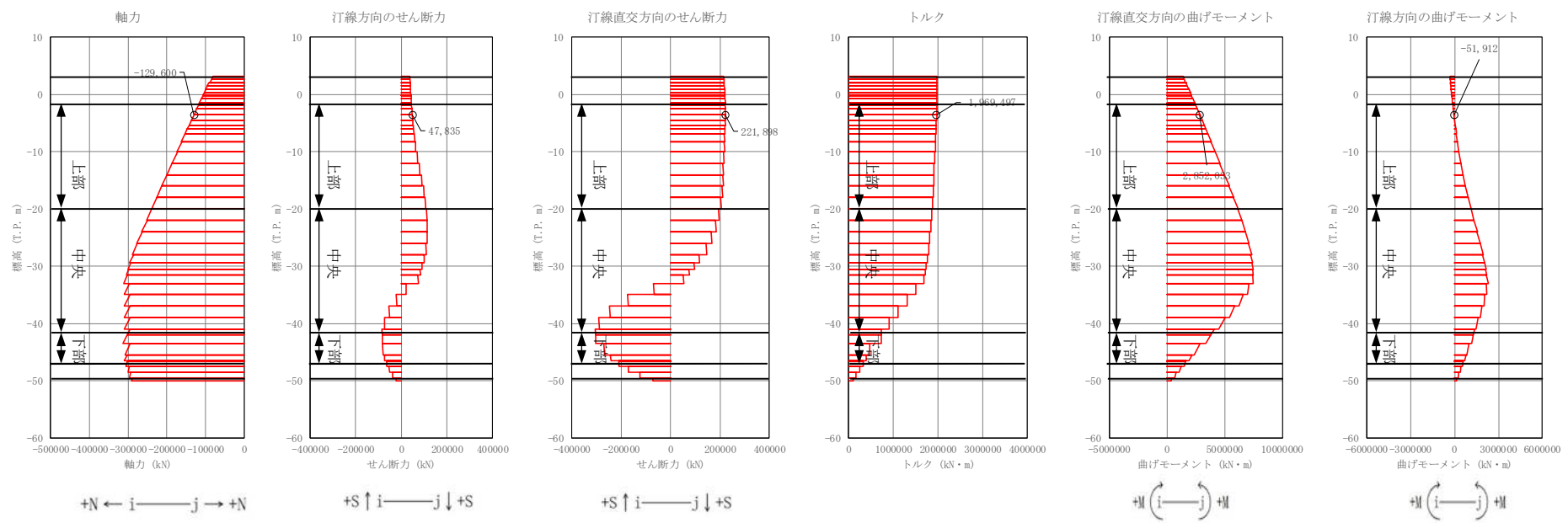


図 4.2-10 (10) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重疊時: T.P. +24 m 津波, 南-上部, 地盤バネ 3)

北側基礎

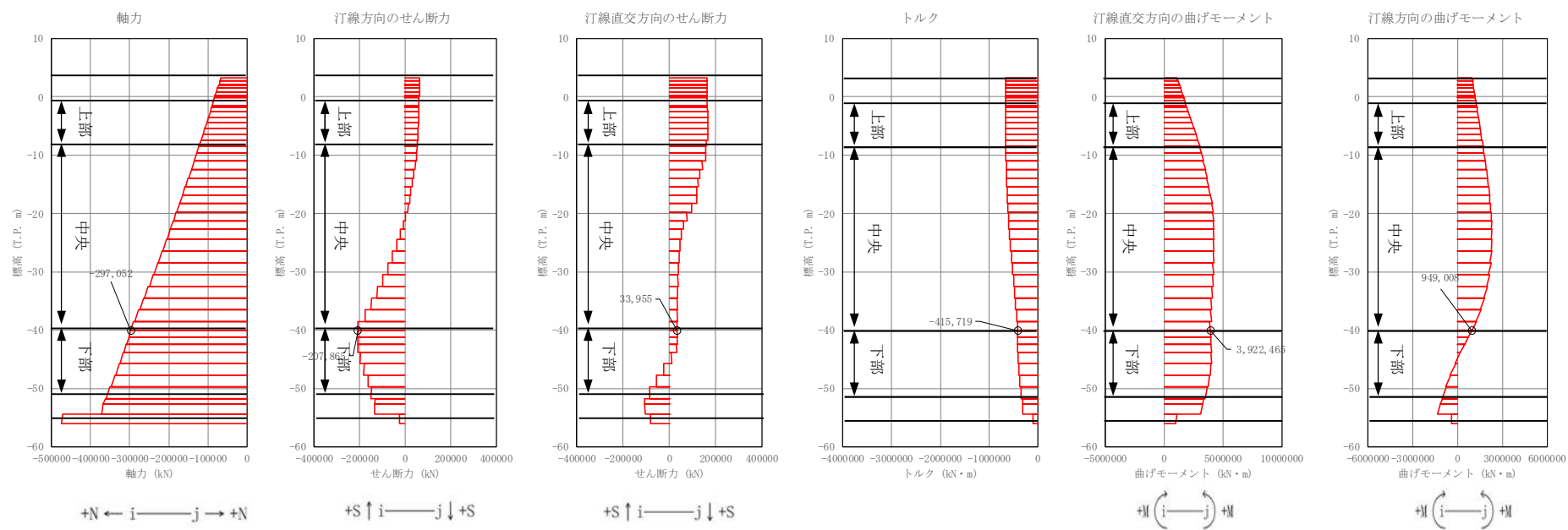


図 4.2-10 (11) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面（重疊時：T.P. +24 m 津波，北-中央，地盤バネ5）

北側基礎

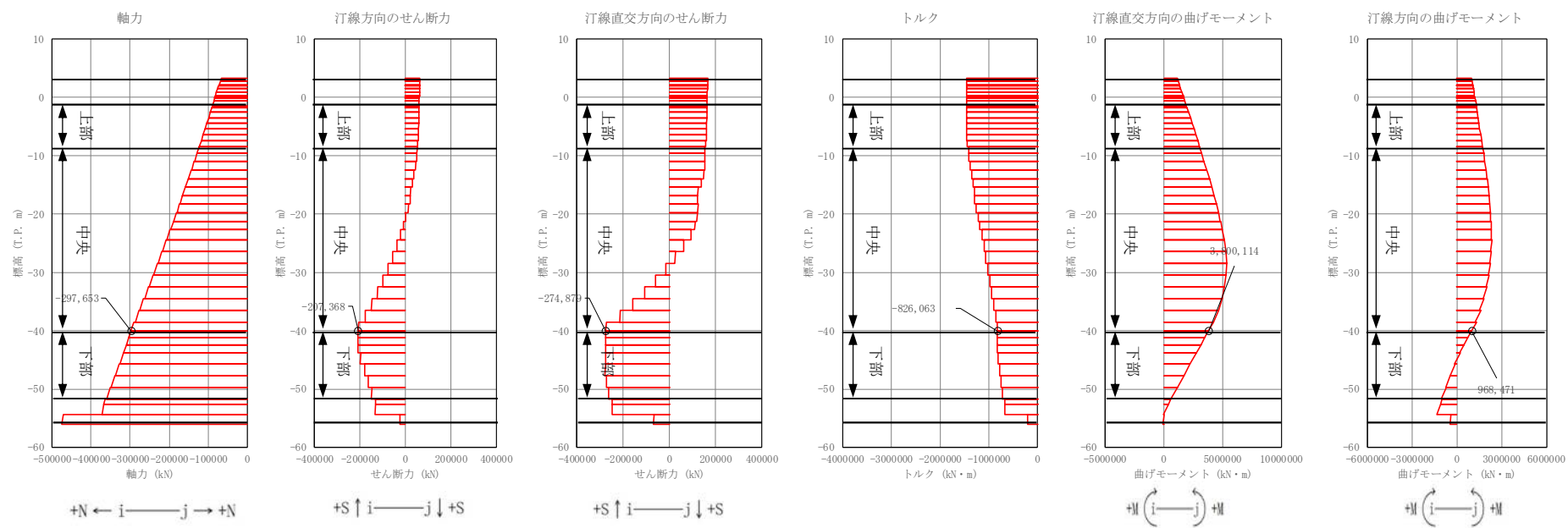
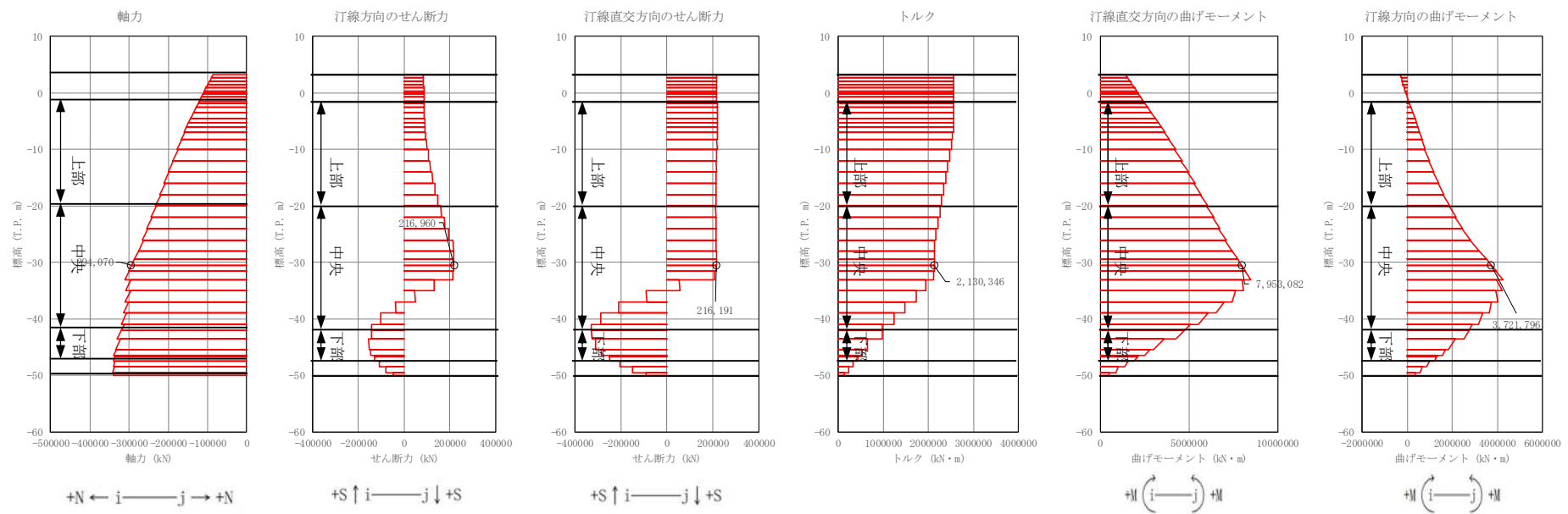


図 4.2-10 (12) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (重疊時 : T.P. +24 m 津波, 北-中央, 地盤バネ 5)

南側基礎



南側基礎

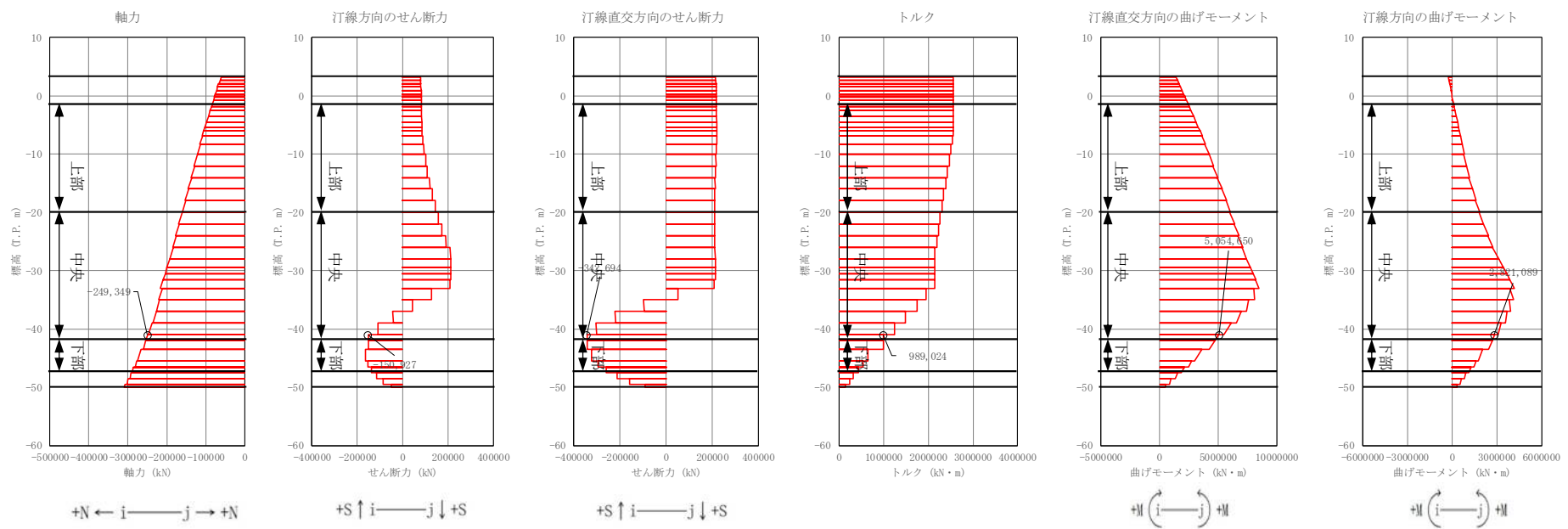


図 4.2-10 (14) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重畳時: T.P. +24 m 津波, 南-中央, 地盤バネ 4)

北側基礎

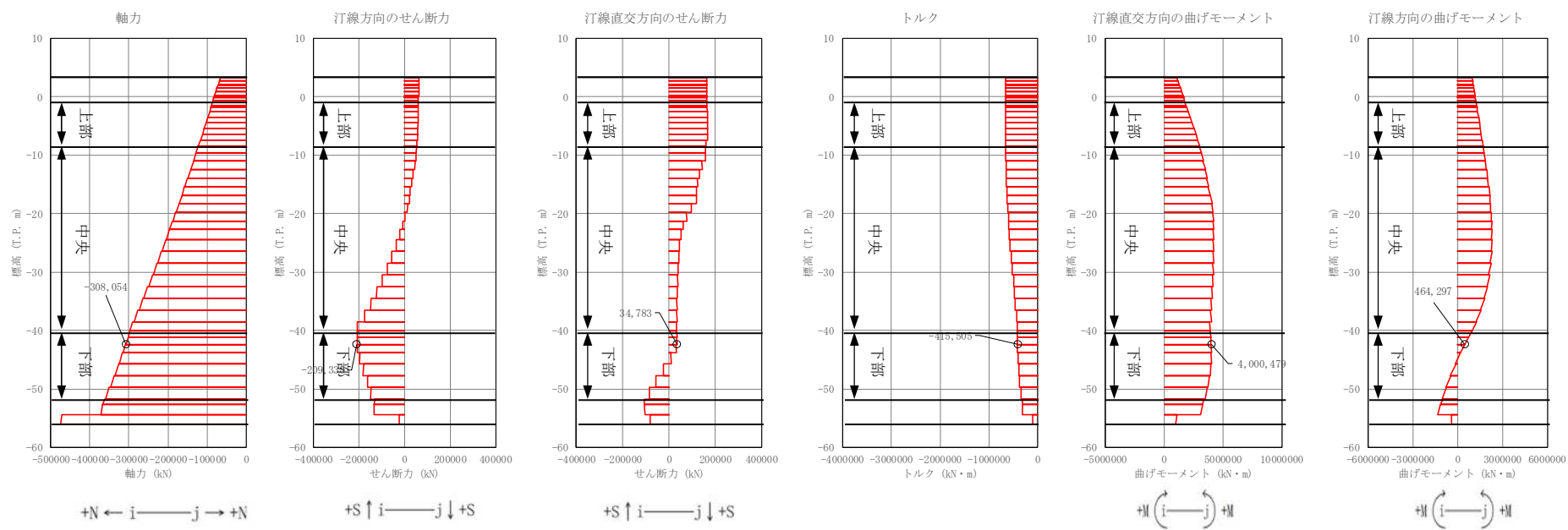


図 4.2-10 (15) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時: T.P. +24 m 津波, 北-下部, 地盤バネ 5)

南側基礎

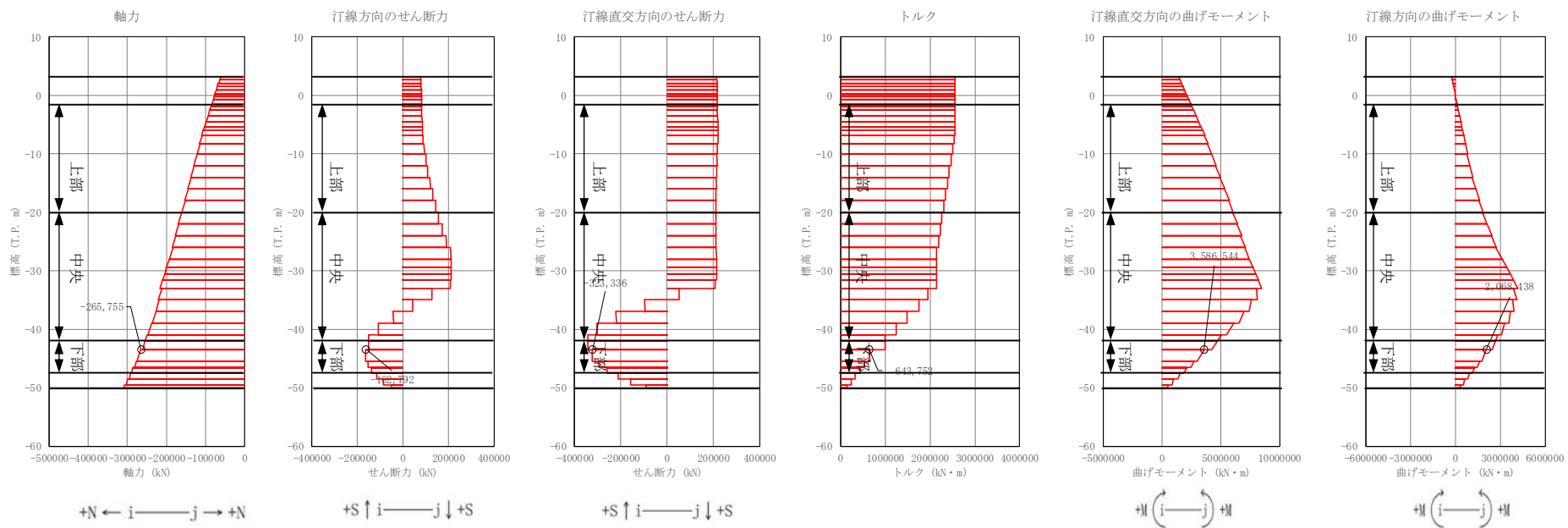


図 4.2-10 (16) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
③-③断面（重畳時：T.P. +24 m 津波，南-下部，地盤バネ 4）

(3) 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 4.2-11 及び図 4.2-12 に、断面諸元一覧を表 4.2-9 及び表 4.2-10 に示す。

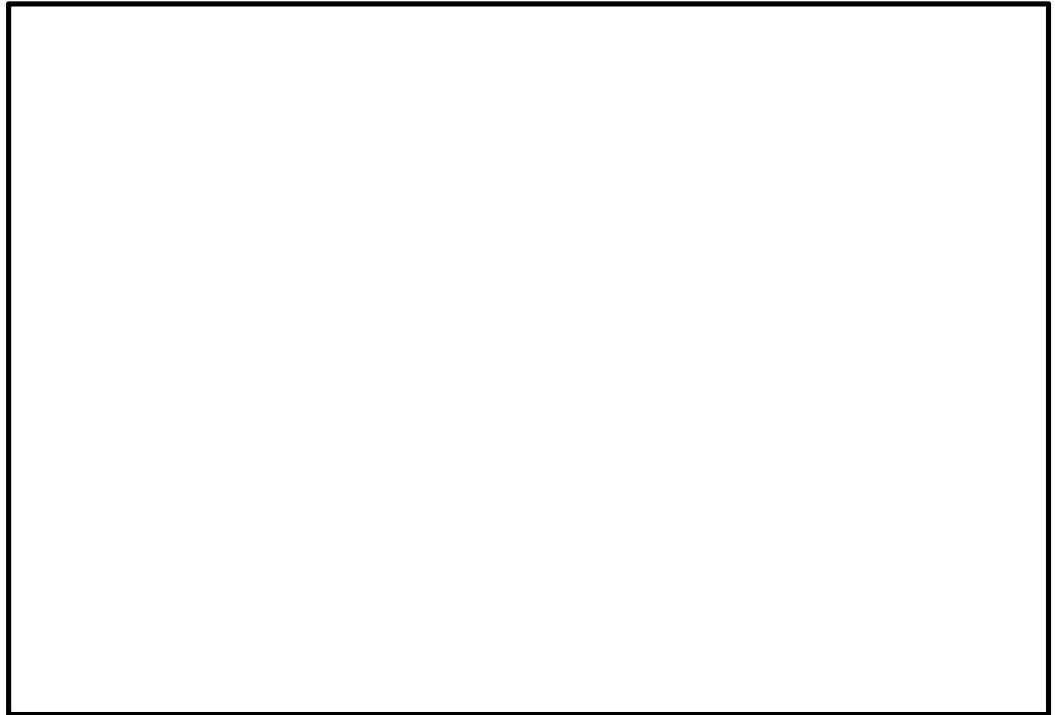


図 4.2-11(1) 北基礎上部配筋要領図

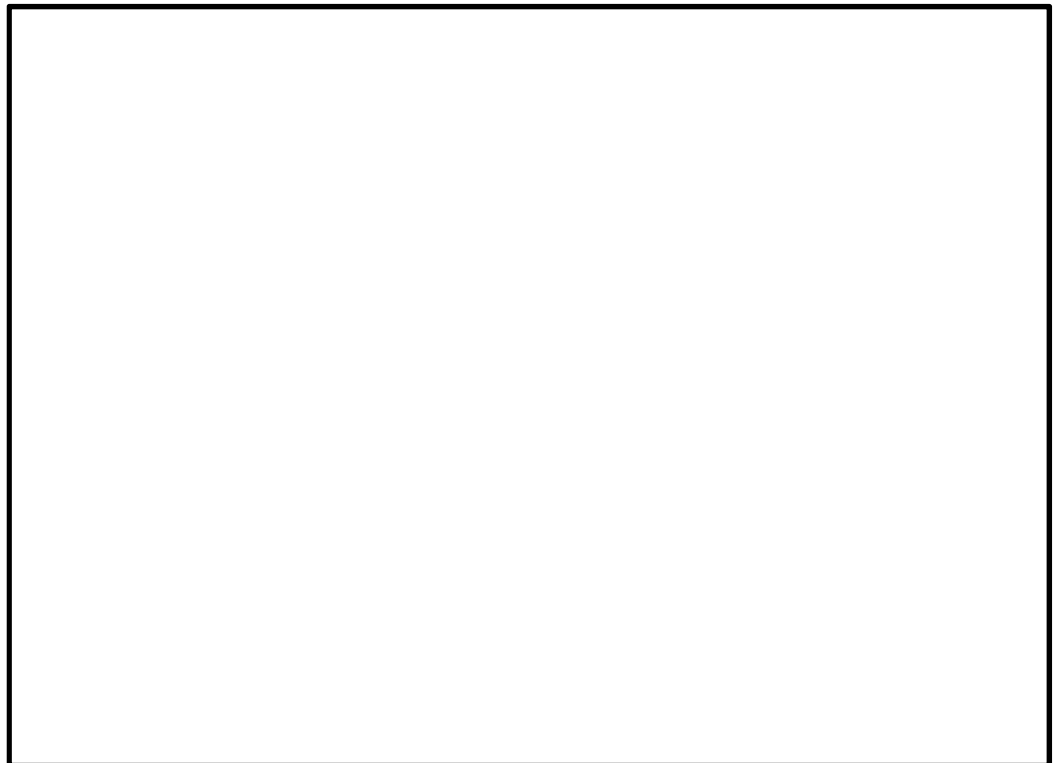


図 4.2-11(2) 北基礎中央配筋要領図

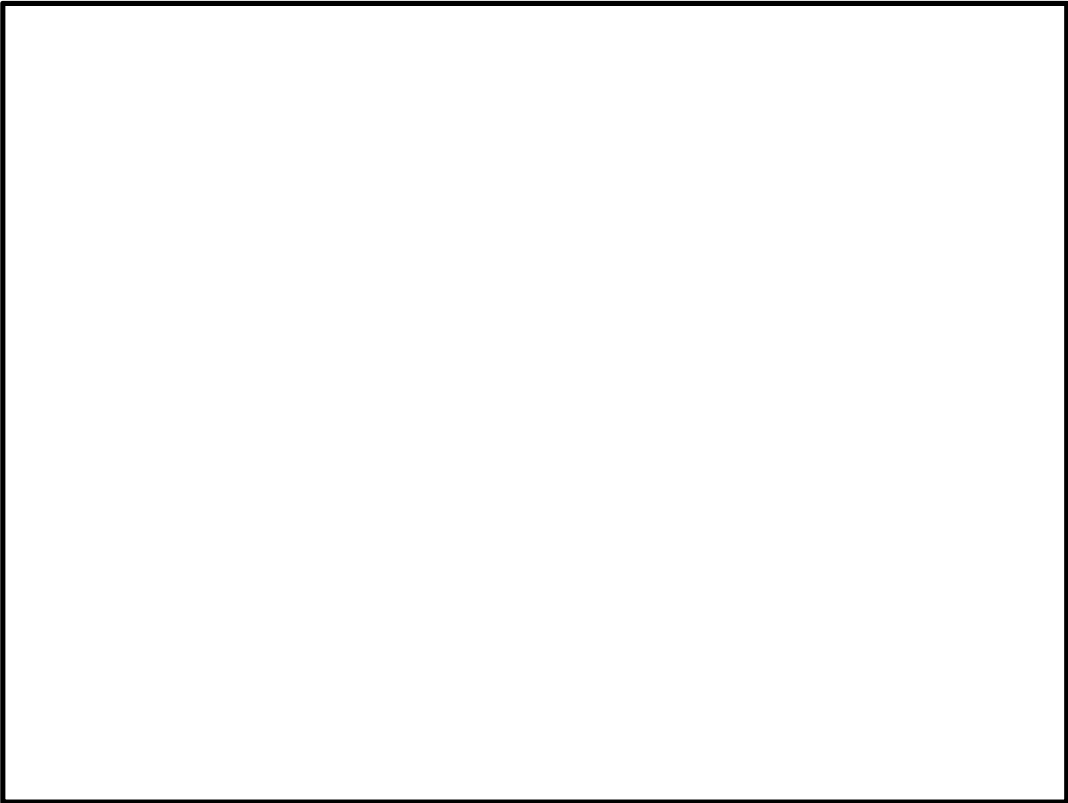


図 4.2－11(3) 北基礎下部配筋要領図

表 4.2－9 断面諸元一覧（北側基礎）

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A_w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
				上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	中央	D51	15	3	2	804	16297.1	D38 (帯鉄筋)	3	2	68.4	30
											D38 (スターラップ)	14	1	159.6	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38 (帯鉄筋)	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

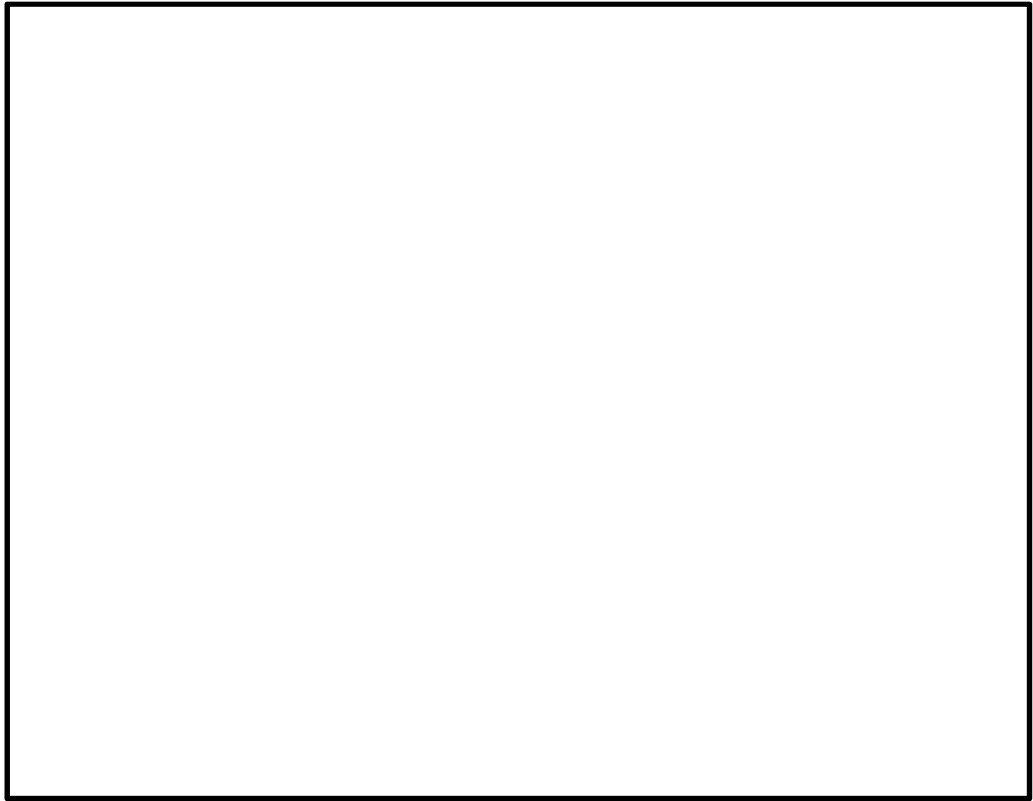


図 4. 2－12(1) 南基礎上部配筋要領図

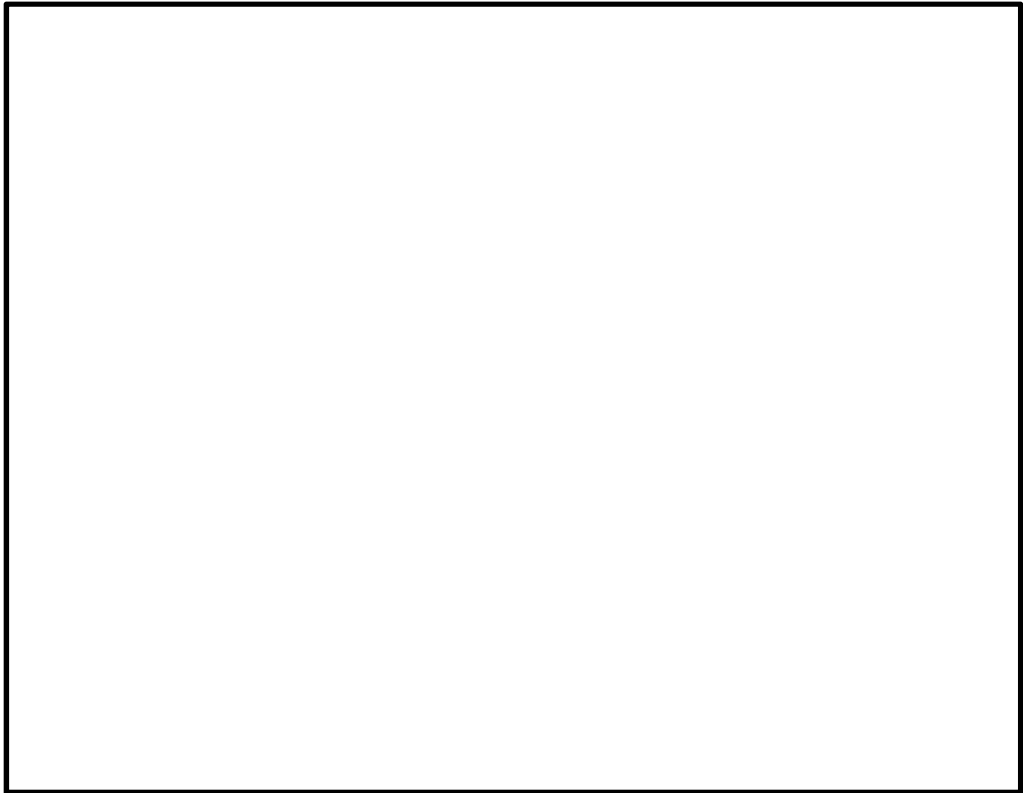


図 4. 2－12(2) 南基礎中央配筋要領図

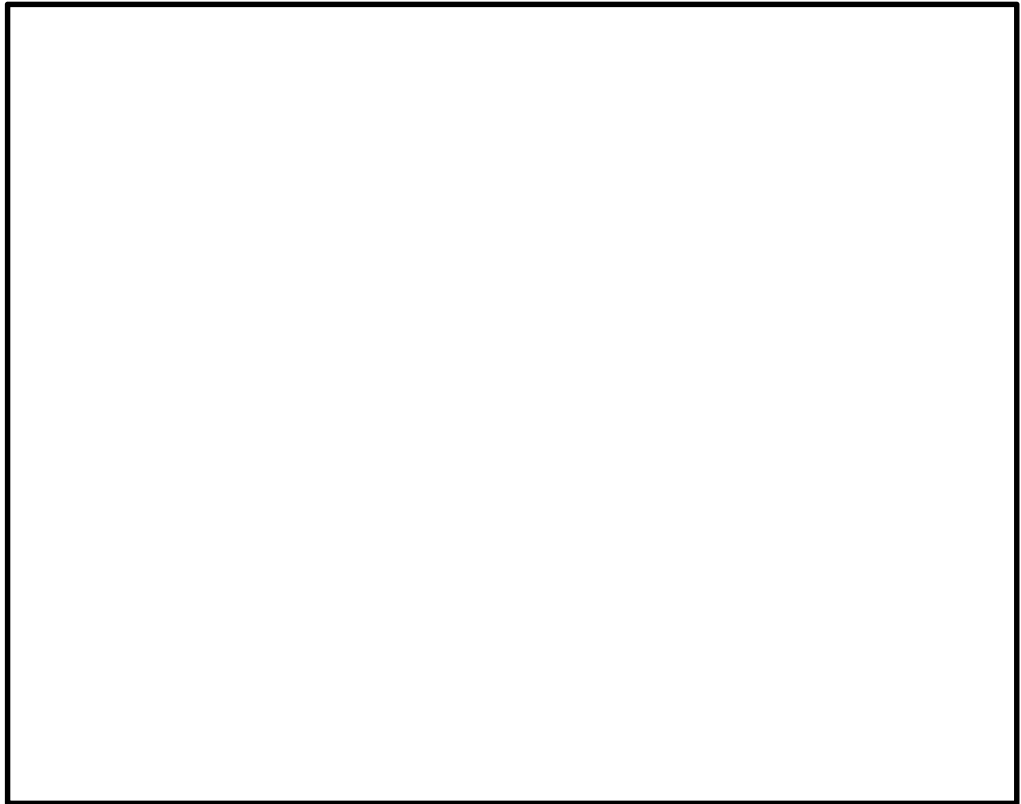


図 4.2-12(3) 南基礎下部配筋要領図

表 4.2-10 断面諸元一覧（南側基礎）

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋						せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ～下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
				上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	中央	D51	15	15	2	3300	66891.0	D38	15	2	342.0	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38 (帯鉄筋)	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

4. 2. 3 鋼製防護壁（上部構造）

（1）部材断面諸元

鋼製防護壁の構造図を図 4. 2－13 に，板厚構成図を図 4. 2－14 に示す。

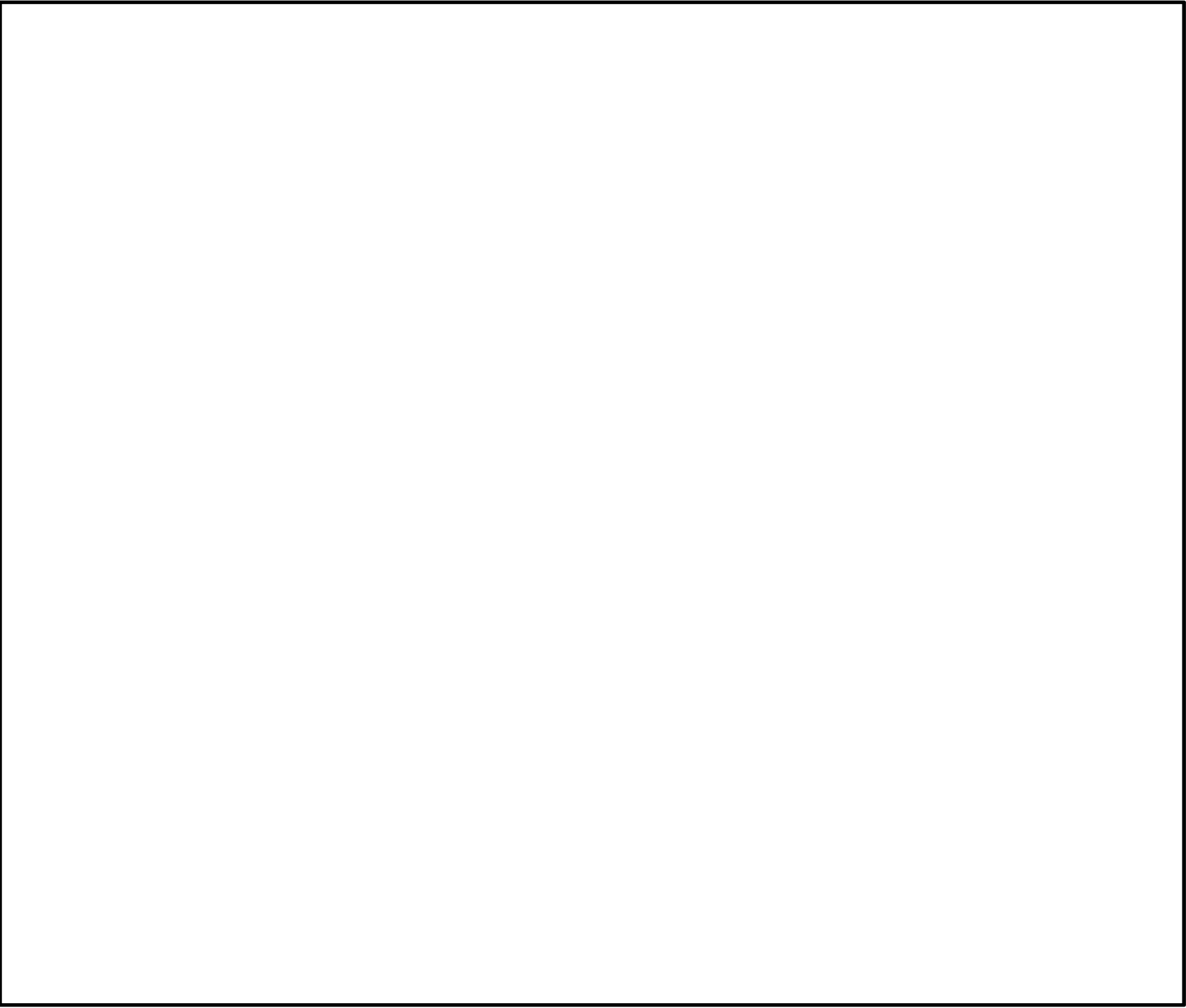


図 4. 2－13 鋼製防護壁構造図

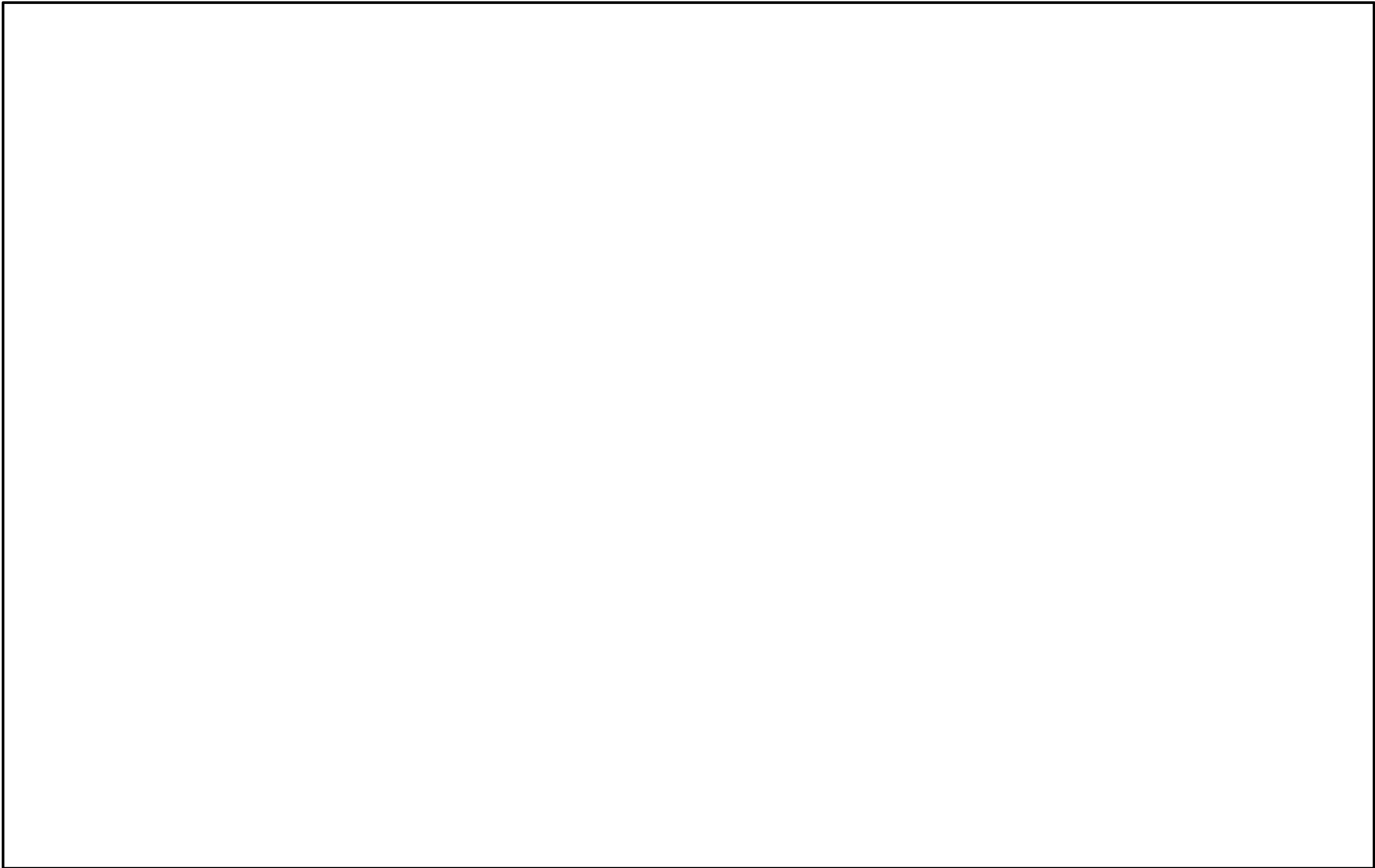


図 4.2-14 (1) 板厚構成図 (その 1)

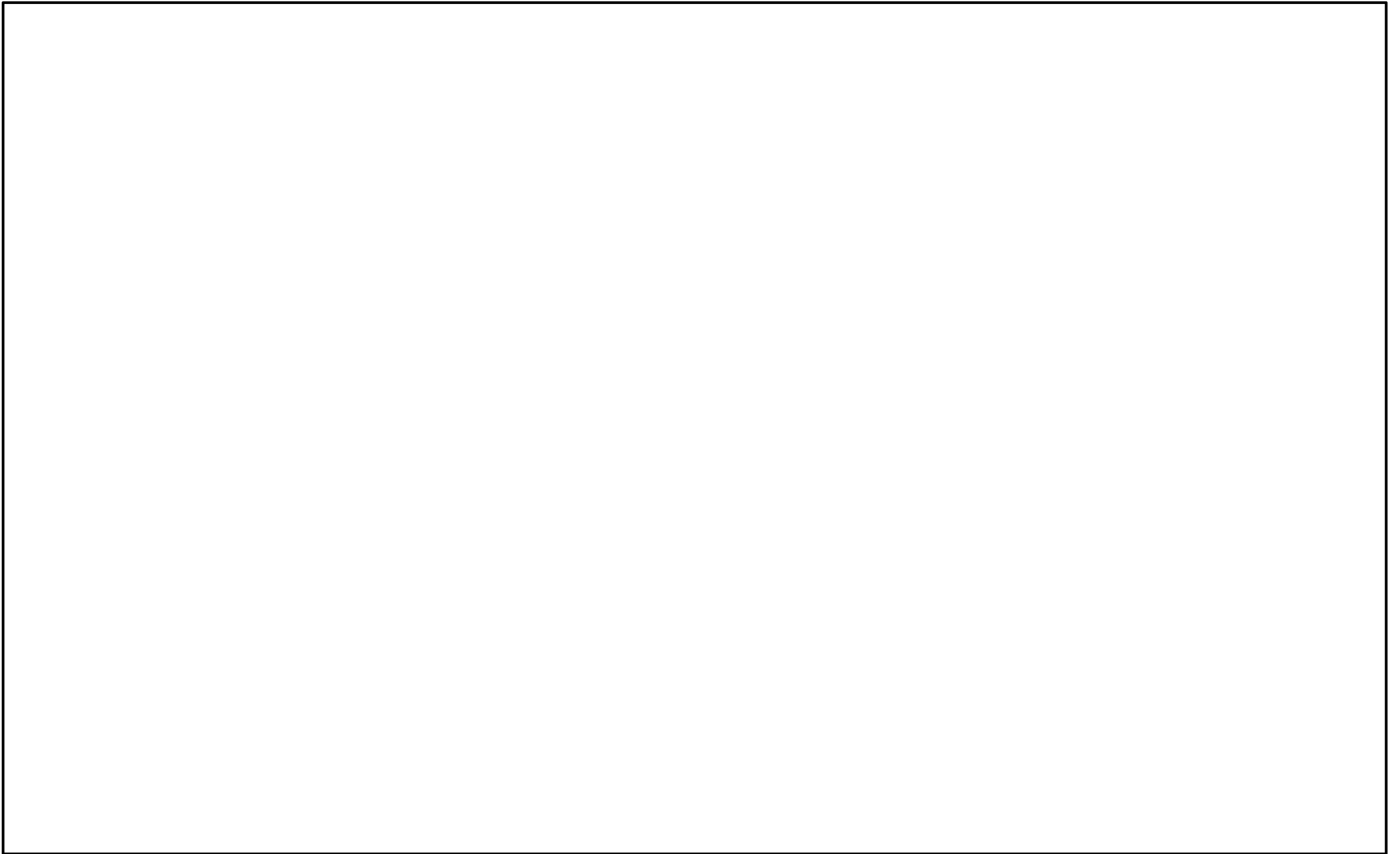
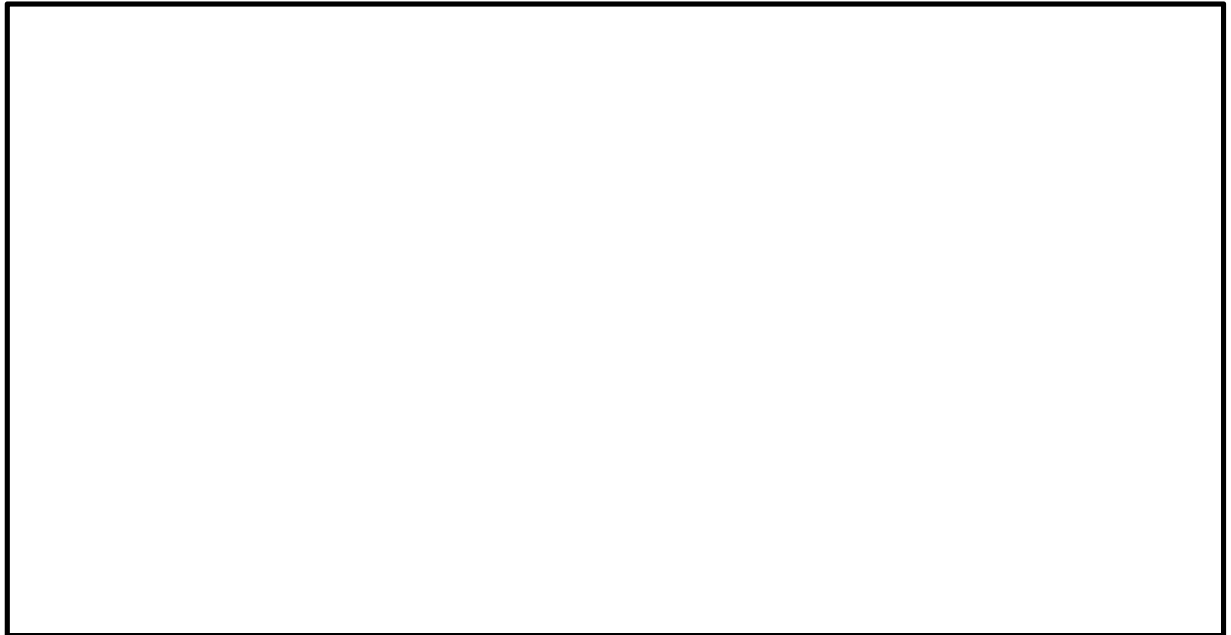


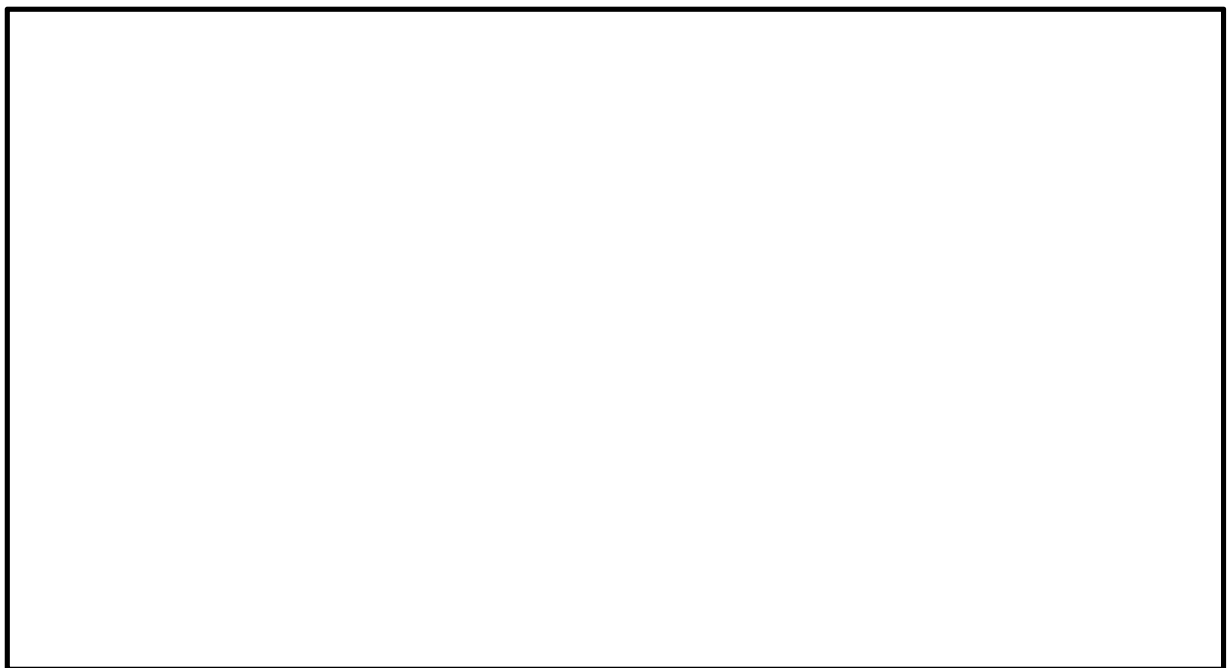
図 4.2-14 (2) 板厚構成図 (その 2)

(2) 断面力図

3次元フレーム解析によって求められた断面力図を図4.2-15に示す。

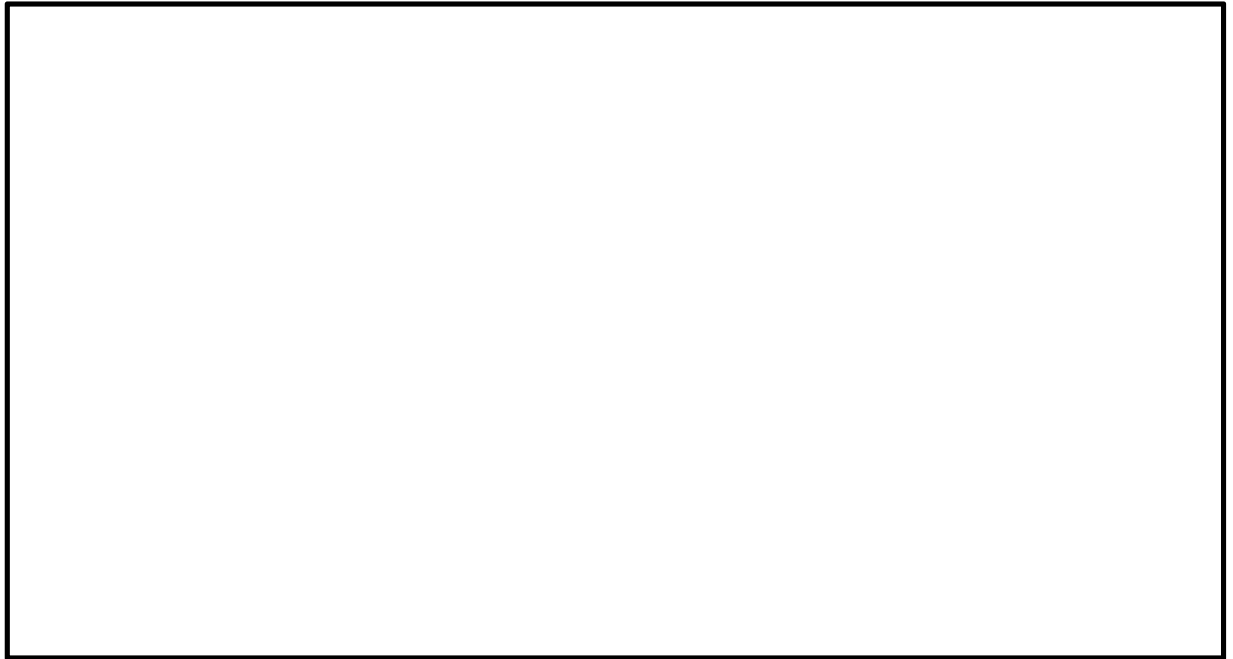


(軸力)



(面外せん断力)

図4.2-15 (1) 断面力図 (その1)
(重畳時：T.P. +24.0 m 津波 地盤バネ5)

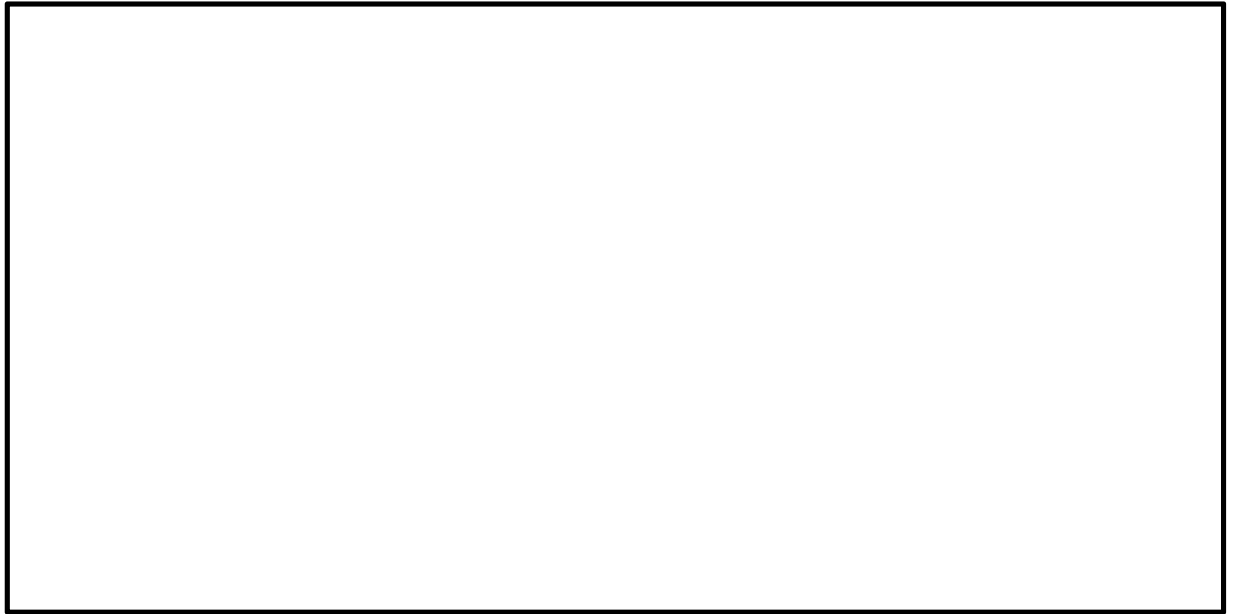


(面内せん断力)

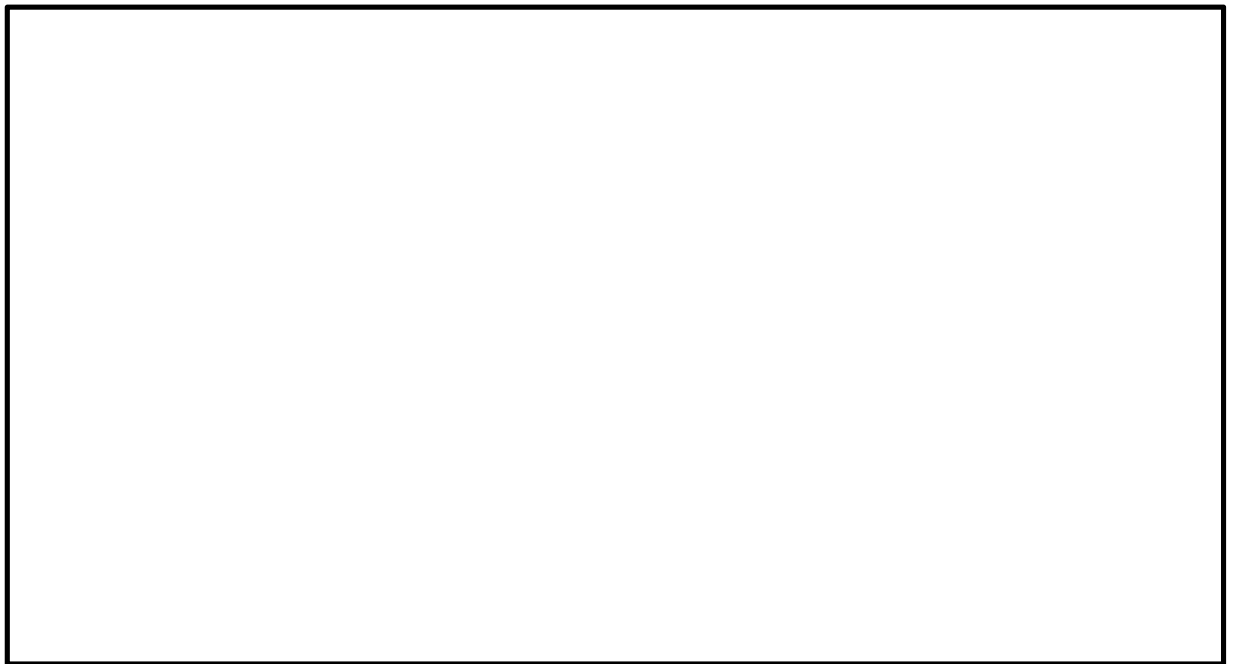


(ねじりモーメント)

図 4.2-15 (2) 断面力図 (その 2)
(重畳時 : T.P. +24.0 m 津波 地盤バネ 5)



(面外曲げモーメント)



(面内曲げモーメント)

図 4.2-15 (3) 断面力図 (その 3)
(重畳時 : T.P. +24.0 m 津波 地盤バネ 5)

(3) 部材照査

解析によって求められた断面力に対して、部材照査を行う。

主部材について、各荷重組合せ時の垂直応力度、合成応力度を算出し、許容値以下であることを確認する。

a. 主部材

主部材の評価結果を表 4.2-11 に示す。

表 4.2-11 主部材の評価結果

検討ケース	材質	応力成分	発生値	許容値	照査値
基準津波	SBHS500	直応力度 σ (N/mm ²)	324	443	0.74
	SBHS500	せん断応力度 τ (N/mm ²)	182	255	0.72
	SBHS500	合成応力度 k^* (—)	0.90	1.2	0.75
T.P. + 24 m 津波	SBHS500	直応力度 σ (N/mm ²)	428	443	0.97
	SBHS500	せん断応力度 τ (N/mm ²)	253	289	0.88
	SBHS500	合成応力度 k^* (—)	1.18	1.2	0.99

注記 *1: 合成応力度 $k = (\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$

b. 補剛材

主部材に対する補剛材の評価結果を表 4.2-12 に示す。

表 4.2-12 補剛材の評価結果（その 1）

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z0-Z1	SBHS500	65	断面積 (cm ²)	31.42	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4415	37137
Z0-Z1	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	29.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10129	37137
Z1-Z2	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15895	37137
Z2-Z3	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15895	37137
Z0-Z1	SM570	40	断面積 (cm ²)	19.33	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11224	37137
Z0-Z1	SM570	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11913	37137
Z0-Z1	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10045	37137
Z0-Z1	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	12.08	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	9699	37137
Z1-Z2	SM570	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14115	37137
Z1-Z2	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z1-Z2	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11391	37137
Z1-Z2	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z2-Z3	SM570	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14115	37137
Z2-Z3	SM490Y	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11964	37137
Z2-Z3	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137

表 4.2-12 (2) 補剛材の評価結果 (その2)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z2-Z3	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z2-Z3	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z3-Z4	SM570	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14115	37137
Z3-Z4	SM490Y	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11964	37137
Z3-Z4	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z3-Z4	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13630	37137
Z3-Z4	SM570	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z3-Z4	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z4-Z5	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z4-Z5	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z4-Z5	SM570	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z4-Z5	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z5-Z6	SM570	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z5-Z6	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14670	37137
Z5-Z6	SM570	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z5-Z6	SM490Y	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137

表 4. 2－12 (3) 補剛材の評価結果 (その 3)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z5-Z6	SM490Y	20	断面積 (cm ²)	11. 00	108. 80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	6366	37137
Z6-Z9	SM490Y	30	断面積 (cm ²)	15. 00	50. 60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8614	8922
Z6-Z9	SM490Y	20	断面積 (cm ²)	10. 00	50. 60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5238	8922
Z6-Z9	SM570	16	断面積 (cm ²)	8. 00	50. 60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	3522	8922
Z6-Z9	SM490Y	16	断面積 (cm ²)	8. 00	50. 60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	3522	8922
Z6-Z9	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6. 00	50. 60
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1686	8922

c. 添接板

ボルト添接を適用する最大板厚 60 mm の継ぎ手部 J3 及び J4 における検討箇所を図 4.2-22 に示す。継ぎ手部 J3 の外面鋼板の添接板の構造を図 4.2-17 に、評価結果を表 4.2-13 に、水平隔壁の添接板の構造を図 4.2-18 に、評価結果を表 4.2-14 に示す。継ぎ手部 J4 の外面鋼板の添接板の構造を図 4.2-19 に、評価結果を表 4.2-15 に、水平隔壁の添接板の構造を図 4.2-20 に、評価結果を表 4.2-16 に示す。

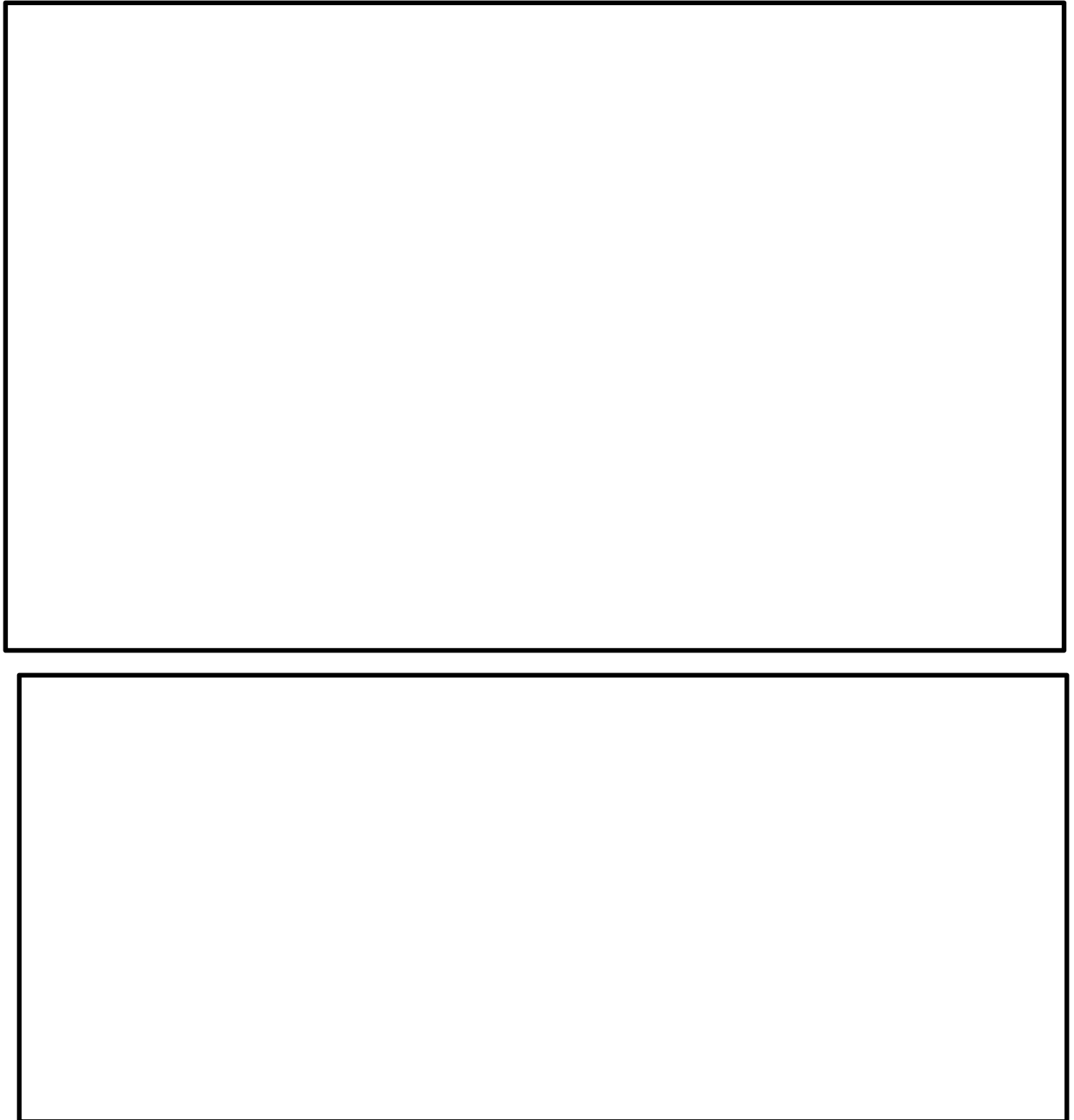


図 4.2-22 添接板検討位置

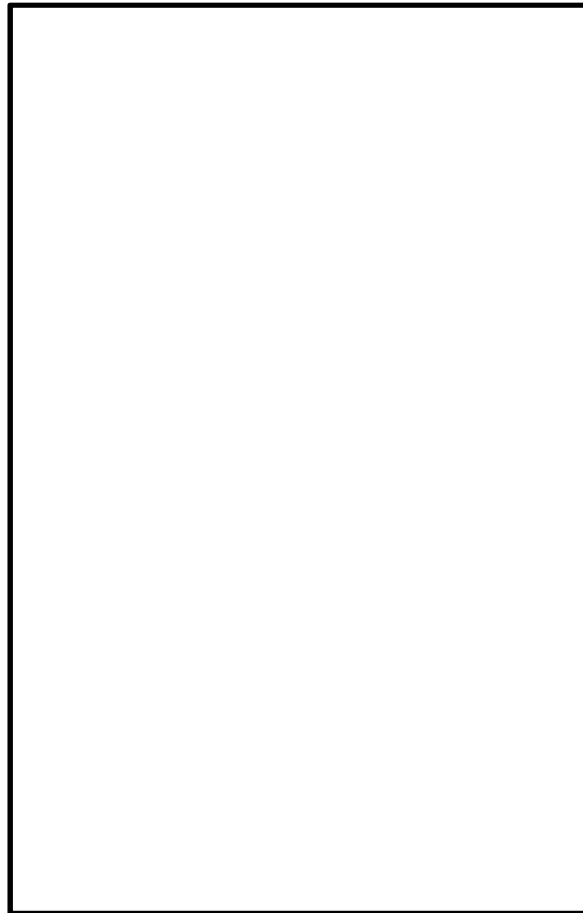


図 4.2-17 外面鋼板添接板（J3）構造図

表 4.2-13 外面鋼板添接板（J3）の評価結果

部材	仕様	照査対象	断面積		
			区 分	必要断面積 (mm ²)	配置断面積 (mm ²)
添接板	SBHS500	母材	総断面積	511.9	515.8
			孔引き後断面積	378.2	417.1
		リブ	総断面積	244.8	259.2
			孔引き後断面積	182.8	188.9

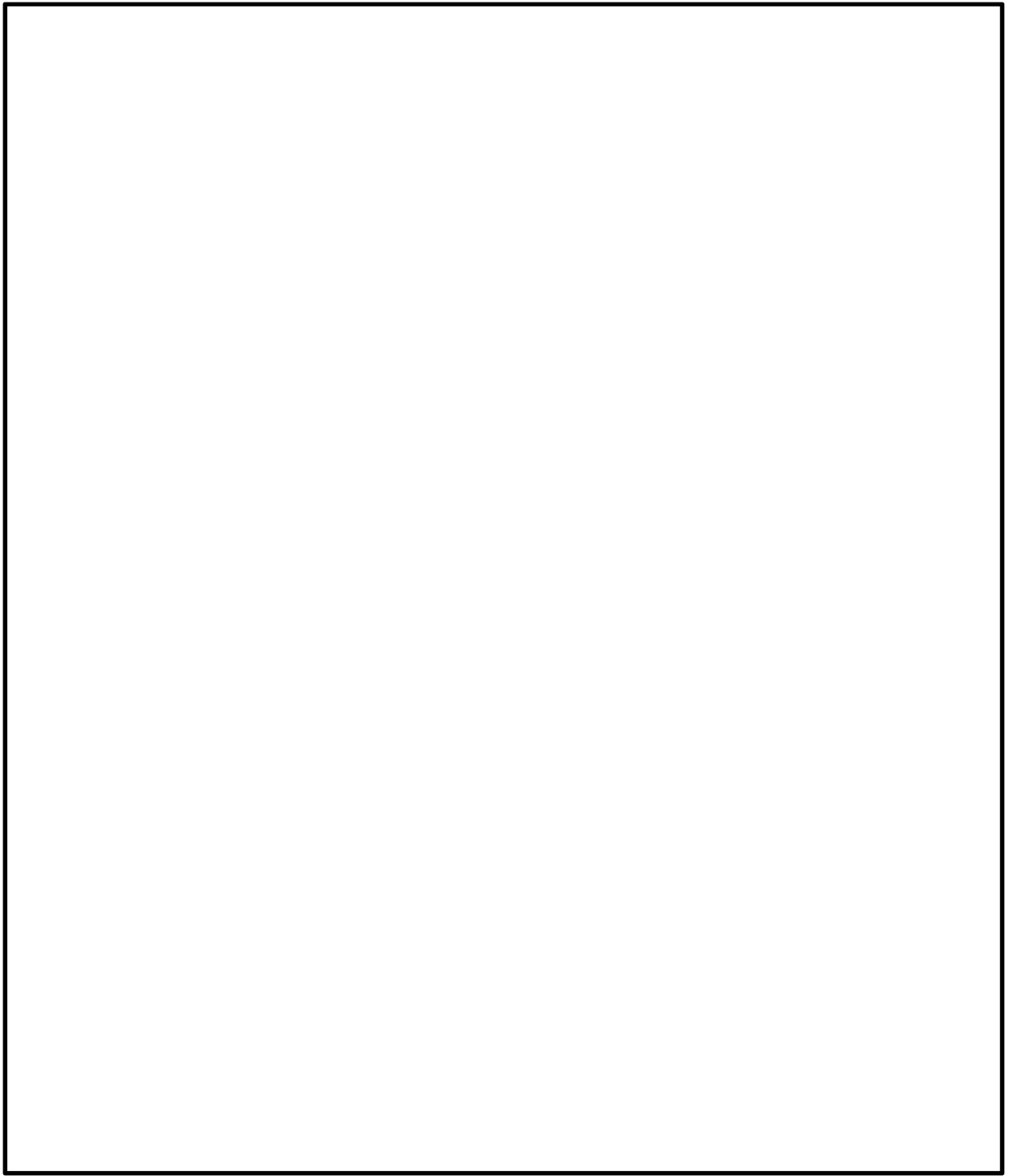


図 4.2－18 水平隔壁添接板（J3）構造図

表 4.2－14 水平隔壁添接板（J3）の評価結果

部材	仕様	照査項目	発生値	許容値	照査値
ボルト	高力ボルト S10T M22	せん断力（N）	31460	126000	0.25
		合成応力（N）	119272	126000	0.95
添接板	SBHS500	曲げ応力度（N/mm ² ）	354	500	0.71

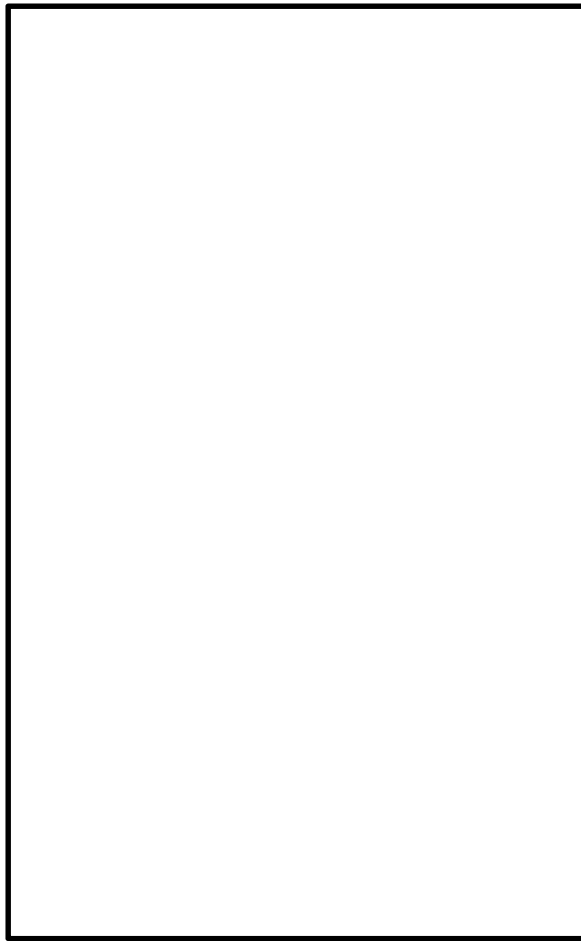


図 4.2－19 外面鋼板添接板（J4）構造図

表 4.2－15 外面鋼板添接板（J4）の評価結果

部材	仕様	照査対象	断面積		
			区 分	必要断面積 (mm ²)	配置断面積 (mm ²)
添接板	SBHS500	母材	総断面積	511.9	515.8
			孔引き後断面積	378.2	417.1
		リブ	総断面積	244.8	259.2
			孔引き後断面積	182.8	188.9

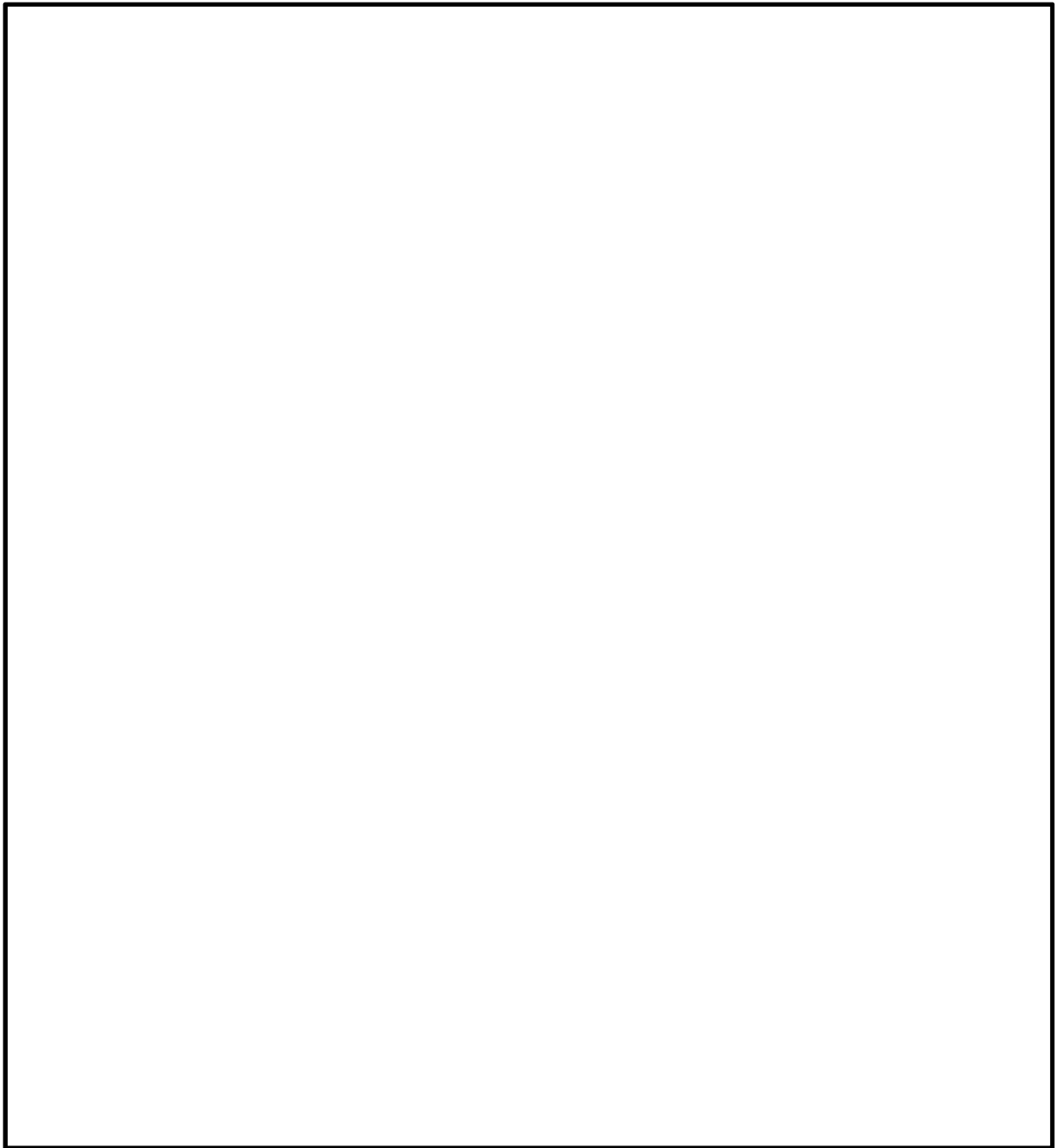


図 4.2-20 水平隔壁添接板（J4）構造図

表 4.2-16 水平隔壁添接板（J4）の評価結果

部材	仕様	照査項目	発生値	許容値	照査値
ボルト	高力ボルト S10T M22	せん断力 (N)	41397	108000	0.39
		合成応力 (N)	107785	108000	0.998
添接板	SBHS500	曲げ応力度 (N/mm ²)	352	500	0.71

4.2.4 鋼製防護壁（接合部）

(1) 強度評価に用いる断面力

接合部の強度評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の3次元フレーム解析結果から抽出する。接合部の強度評価に用いる断面力を表4.2-17に示す。断面力の概念図を図4.2-21に示す。

表 4.2-17 接合部の強度評価に用いる断面力

基礎	荷重ケース	津波の種類	地盤バネ	①-①断面 曲げモーメント (kN・m)	②-②断面 曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	①-①断面 せん断力 (kN)	②-②断面 せん断力 (kN)	トルク (kN・m)
南 基 礎	重畳時	基準津波	地盤バネ 3	791585	-82478	-53200	135484	-7952	1184074
			地盤バネ 4	829235	-194962	-62191	135355	36099	1592946
			地盤バネ 5	827423	-193051	-62212	135083	36688	585379
		T. P. +24. 0m津波	地盤バネ 3	1394785	-69030	-50290	215068	-10669	1944874
			地盤バネ 4	1421815	-155837	-58730	215027	34251	2507607
			地盤バネ 5	1415344	-177793	-68924	215026	35949	2510806
北 基 礎	重畳時	基準津波	地盤バネ 3	622743	-163920	-47948	99653	-11585	-900532
			地盤バネ 4	624543	-622662	-41399	104970	-72256	-792358
			地盤バネ 5	627146	-653010	-32350	105184	-72522	-800430
		T. P. +24. 0m津波	地盤バネ 3	1333037	248709	-58147	203458	-662	-1565194
			地盤バネ 4	1074785	-124969	-49707	161793	-29817	-775517
			地盤バネ 5	1069652	-597741	-49442	162974	-72176	-1067226

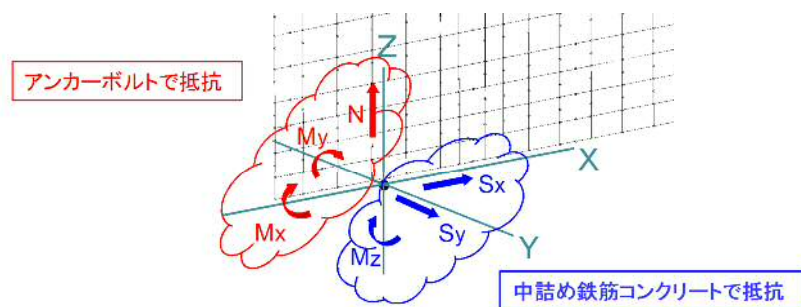


図 4.2-21 断面力の概念図

(2) アンカーボルトの評価結果

アンカーボルトの評価結果を表 4.2-18 に示す。

表 4.2-18 アンカーボルトの発生応力

基礎	荷重 ケース	津波の種類	地盤バネ	断面力		アンカーボルト						コンクリート		
						引張応力度 (N/mm ²)		照査値	引張応力度 (N/mm ²)		照査値	圧縮応力度 (N/mm ²)		照査値
				①-①断面 曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力	許容 応力度		発生応力	許容 応力度		発生応力	許容 応力度	
南基礎	津波時	基準津波	地盤バネ1	681833	-52482	100	355	0.29	48	355	0.14	3.4	24	0.15
			地盤バネ2	687925	-52754	101	355	0.29	49	355	0.14	3.5	24	0.15
		T. P. + 24.0 m 津波	地盤バネ1	1179402	-59230	201	355	0.57	83	355	0.24	5.9	32	0.19
			地盤バネ2	1189203	-59249	203	355	0.58	83	355	0.24	6.0	32	0.19
	重畳時	基準津波	地盤バネ3	791585	-53200	123	355	0.35	56	355	0.16	4.0	24	0.17
			地盤バネ4	829235	-62191	123	355	0.35	59	355	0.17	4.2	24	0.18
			地盤バネ5	827423	-62212	123	355	0.35	59	355	0.17	4.2	24	0.18
		T. P. + 24.0 m 津波	地盤バネ3	1394785	-50290	256	355	0.73	97	355	0.28	7.0	32	0.22
			地盤バネ4	1421815	-58730	254	355	0.72	99	355	0.28	7.1	32	0.23
			地盤バネ5	1415344	-68924	243	355	0.69	99	355	0.28	7.1	32	0.23
北基礎	津波時	基準津波	地盤バネ1	681629	-52731	100	355	0.29	48	355	0.14	3.4	24	0.15
			地盤バネ2	675537	-52460	99	355	0.28	48	355	0.14	3.4	24	0.15
		T. P. + 24.0 m 津波	地盤バネ1	1179493	-59724	201	355	0.57	83	355	0.24	5.9	32	0.19
			地盤バネ2	1169692	-59705	198	355	0.56	82	355	0.24	5.9	32	0.19
	重畳時	基準津波	地盤バネ3	622743	-47948	91	355	0.26	44	355	0.13	3.1	24	0.13
			地盤バネ4	624543	-41399	98	355	0.28	44	355	0.13	3.2	24	0.14
			地盤バネ5	627146	-32350	106	355	0.30	44	355	0.13	3.1	24	0.13
		T. P. + 24.0 m 津波	地盤バネ3	1333037	-58147	236	355	0.67	93	355	0.27	6.7	32	0.21
			地盤バネ4	1074785	-49707	187	355	0.53	75	355	0.22	5.4	32	0.17
			地盤バネ5	1069652	-49442	186	355	0.53	75	355	0.22	5.4	32	0.17

(3) アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長を表 4.2-19 に示す。

表 4.2-19 アンカーボルトの定着長

定着長 (cm)	必要定着長 (cm)	照査値
270.0	236.9	0.88

(4) アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果を表 4.2-20 に示す。

表 4.2-20 アンカーボルトのコーンせん断

基礎	定着部の コーンせん断に 対する 許容応力度 (N/mm ²)	コンクリート 強度で 決まる コーン せん断力強度 (N/mm ²)	鉄筋補強 による コーンせん断力 強度の増加 (N/mm ²)	必要 鉄筋量 (mm ² /m ²)	配置 鉄筋量 2-D25@ 300 (mm ² /m ²)	照査値
南基礎	1.023	0.825	0.611	1802	3377	0.54
北基礎	0.942	0.825	0.530	1563	3377	0.47

(5) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果を表 4.2-21 に示す。

表 4.2-21 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する照査結果

基礎	部位	設計 せん断力 (kN)	必要 鉄筋量 (mm ²)	配置 鉄筋	配置 鉄筋量 (mm ²)	照査値
南基礎	頂版コンクリート	203458	6527	24-D32	14349	0.46
	中詰めコンクリート	203458	15783	15-D35*	19061	0.83
北基礎	頂版コンクリート	215086	7373	24-D32	14349	0.52
	中詰めコンクリート	215086	17017	15-D35*	19061	0.90

注記 *1: 「鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」において実施した 3 次元解析 (COM3) の結果を反映して安全余裕を高める目的で鉄筋量を増加。

(6) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメント

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果を表 4.2-22 に示す。

表 4.2-22 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する照査結果

基礎	部位	設計 水平回転 モーメント (kN・m)	水平鉄筋				鉛直鉄筋			
			配置 鉄筋	発生 応力 (N/mm ²)	短期 許容応力度 (N/mm ²)	照査値	配置 鉄筋	発生 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
南 基 礎	頂版 鉄筋 コンク リート	2510806	8-D35	368	478.5	0.77	7-D51	99	478.5	0.21
	中詰め 鉄筋 コンク リート	2510806	5-D38	413	478.5	0.87	5-D51	232	478.5	0.49
北 基 礎	頂版 鉄筋 コンク リート	1565194	8-D35	230	478.5	0.48	7-D51	62	478.5	0.13
	中詰め 鉄筋 コンク リート	1565194	5-D35	307	478.5	0.65	5-D51	145	478.5	0.31

(7) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻のずれ止め

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻とは、鋼殻側にずれ止めのためのスタッドを配置し一体化する。南北基礎の各断面力成分が最大値をとる時刻の発生断面力の組合せを設計断面力として必要スタッド量を算定した。評価結果を表 4.2-23 に示す。

表 4.2-23 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の一体化のためのスタッドの検討結果

部位	面外 せん断力 (kN)	面内 せん断力 (kN)	水平回転 モーメント (kN・m)	面外回転 モーメント (kN・m)	面内回転 モーメント (kN・m)	必要 スタッド量
南北面	215027	34251	2507607	1421815	155837	127mm 格子
東西面	215026	35949	2510806	1415344	177793	133mm 格子

4.2.5 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 4.2-24 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 4.2-22 に示す。

鋼製防護壁によるの最大接地圧は、南基礎において T.P. +24 m 津波時の検討ケース③で 2475 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力度 5991 kN/m² 以下である。また、北基礎において T.P. +24 m 津波時の検討ケース③で 3632 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力度 6116 kN/m² 以下である。以上のことから、重畳時において鋼製防護壁の基礎地盤は、重畳時に対し、支持性能を有する。

表 4.2-24 (1) 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果（南基礎）

検討ケース		最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
基準津波	①	2134	5991
	②	2066	5991
	③	2147	5991
	④	2090	5991
	⑤	2152	5991
	⑥	2126	5991
T.P. +24 m 津波	①	2446	5991
	②	2357	5991
	③	2475	5991
	④	2403	5991
	⑤	2468	5991
	⑥	2430	5991

- 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 4.2-24 (2) 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果（北基礎）

検討ケース		最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
基準津波	①	2904	6116
	②	2797	6116
	③	3035	6116
	④	2930	6116
	⑤	2979	6116
	⑥	2868	6116
T. P. +24 m 津波	①	3447	6116
	②	3285	6116
	③	3632	6116
	④	3482	6116
	⑤	3529	6116
	⑥	3379	6116

- 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 σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④ : 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 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

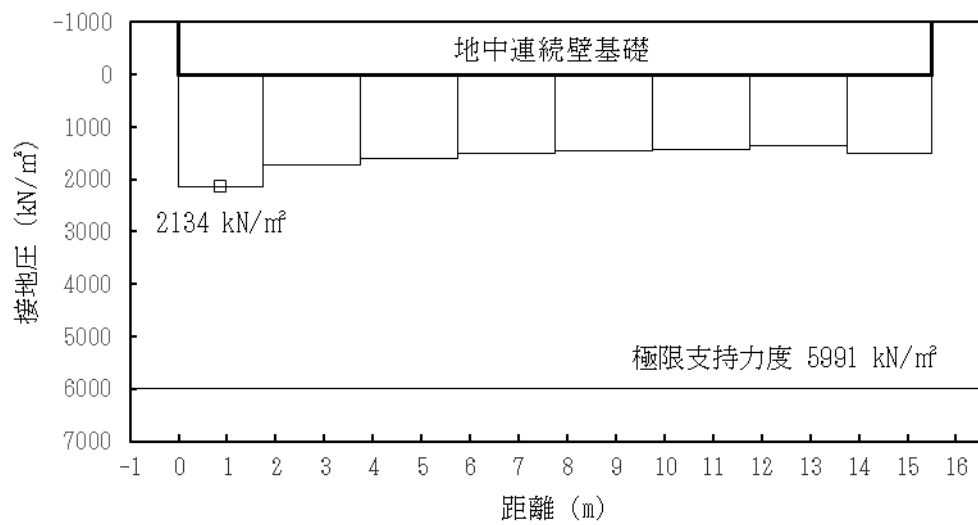


図 4.2-22 (1) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

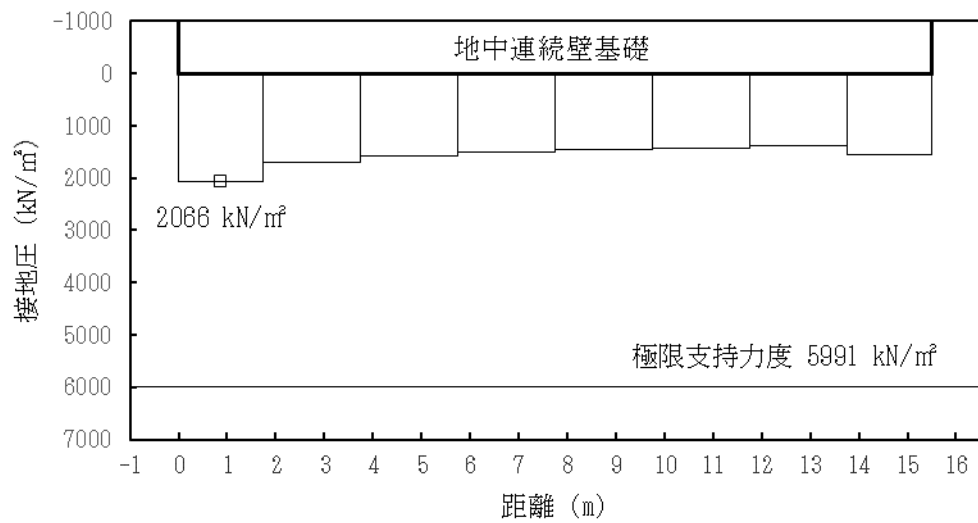


図 4.2-22 (2) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

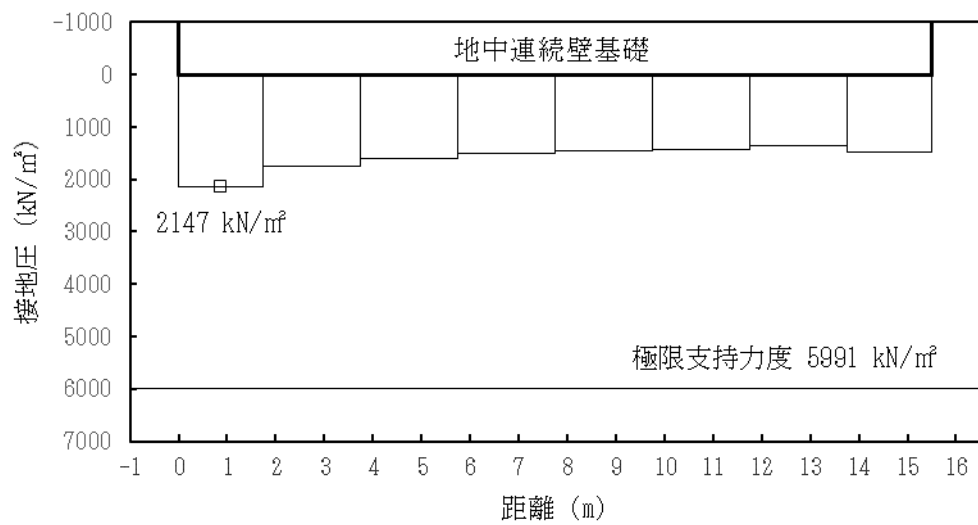


図 4.2-22 (3) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

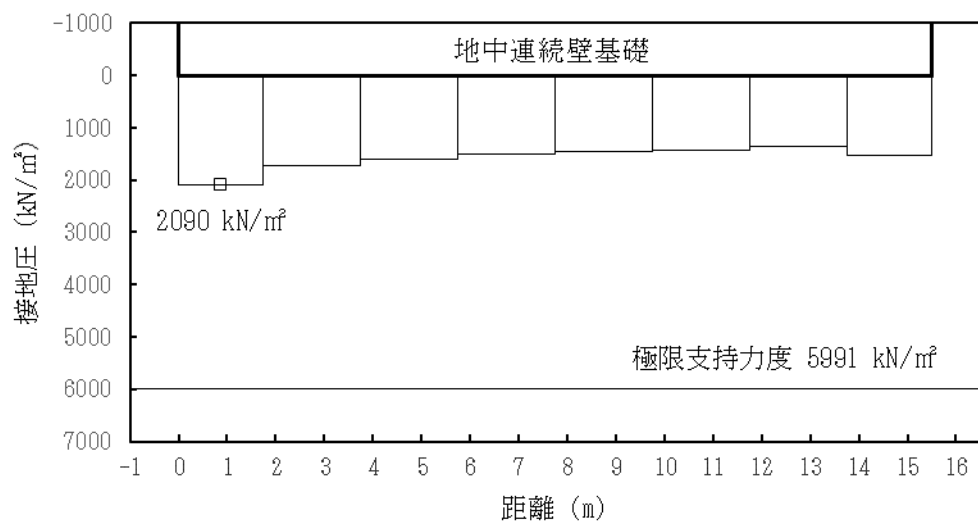


図 4.2-22 (4) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

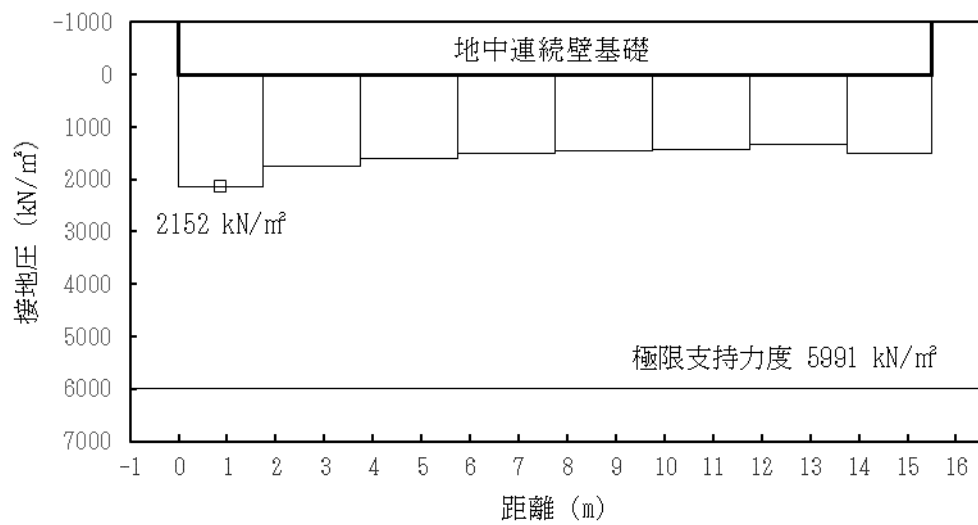


図 4.2-22 (5) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

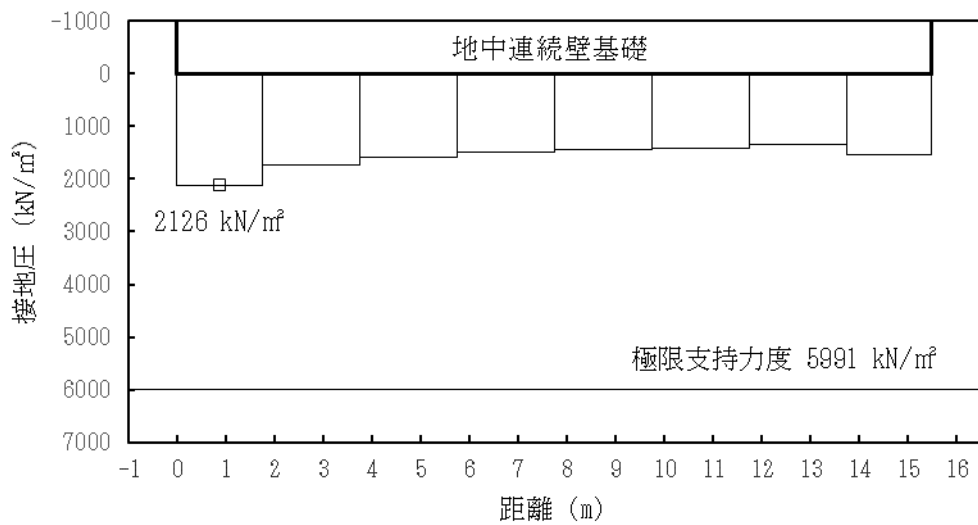


図 4.2-22 (6) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

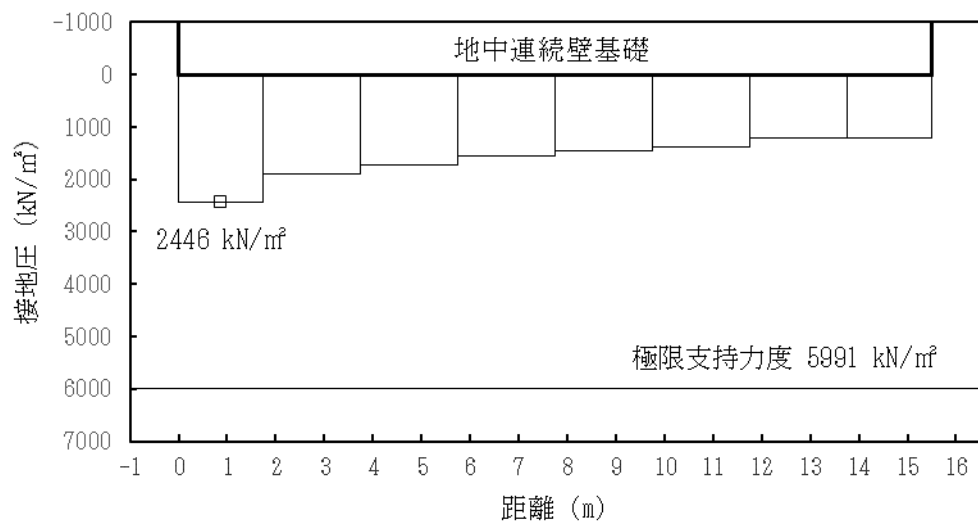


図 4.2-22 (7) 接地圧分布図 (③-③断面) (T.P. +24 m 津波時)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

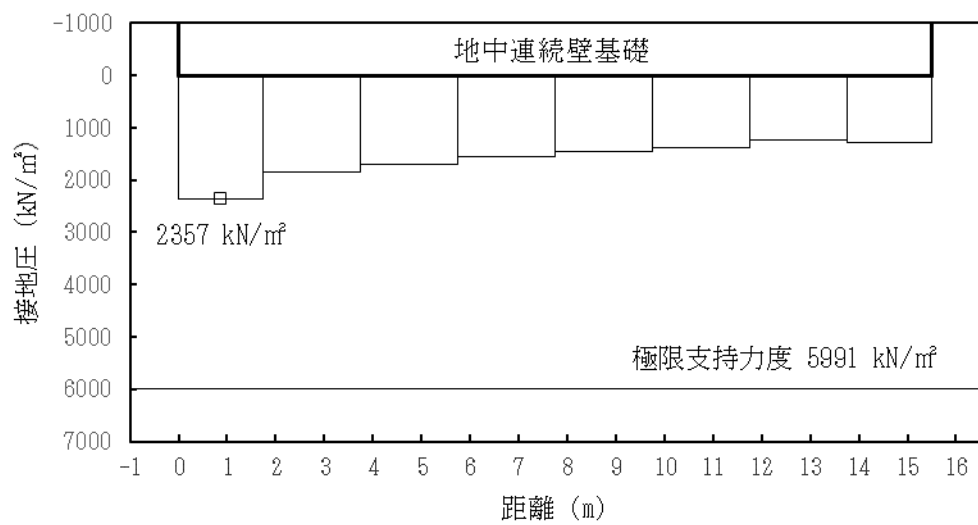


図 4.2-22 (8) 接地圧分布図 (③-③断面) (T.P. +24 m 津波時)
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

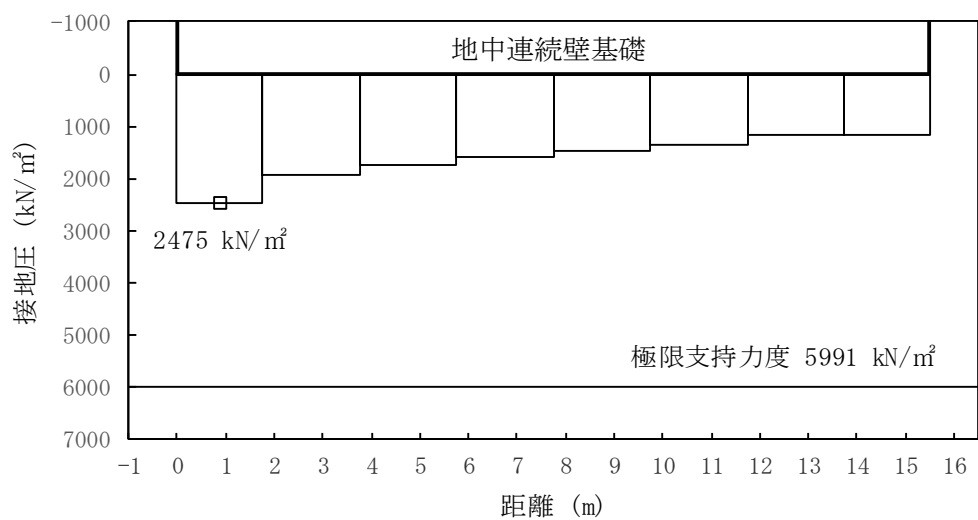


図 4.2-22 (9) 接地圧分布図 (③-③断面) (T.P. +24 m 津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

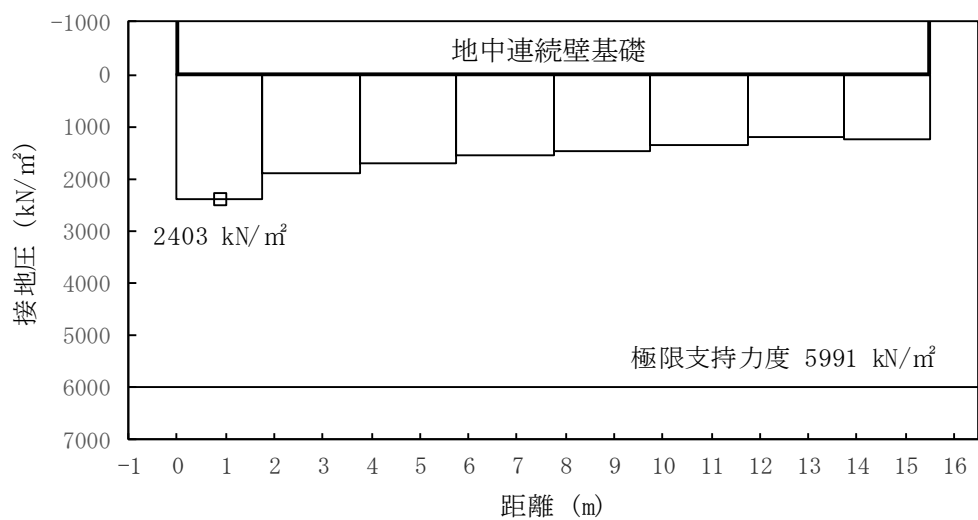


図 4.2-22 (10) 接地圧分布図 (③-③断面) (T.P. +24 m 津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

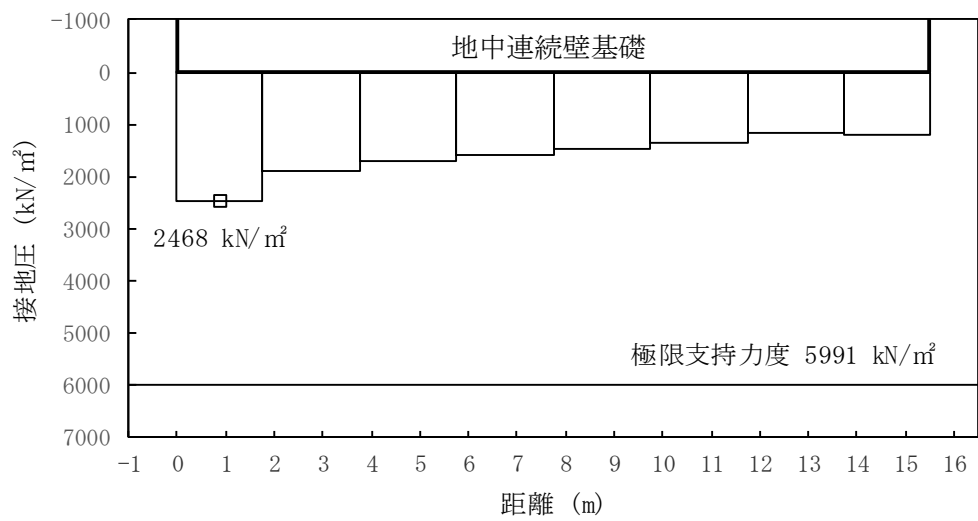


図 4.2-22 (11) 接地圧分布図 (③-③断面) (T. P. +24 m 津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

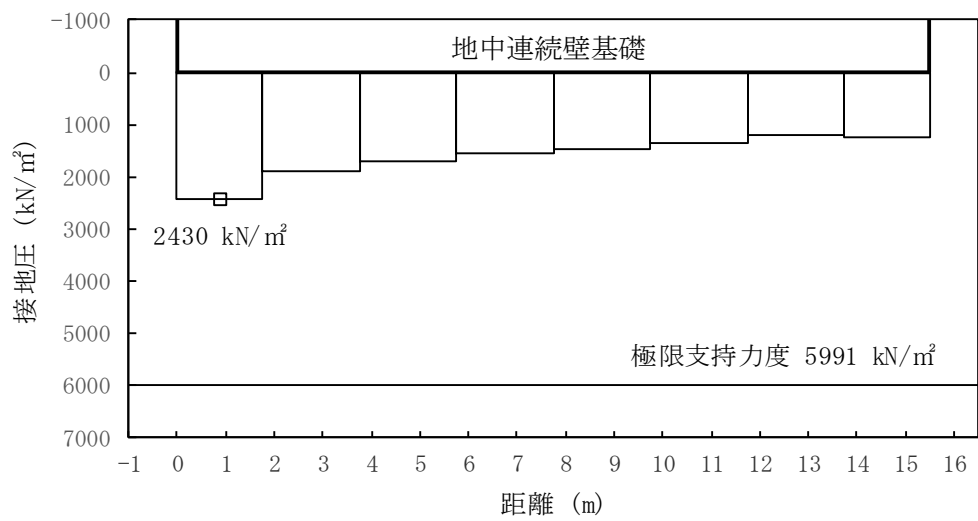


図 4.2-22 (12) 接地圧分布図 (③-③断面) (T. P. +24 m 津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

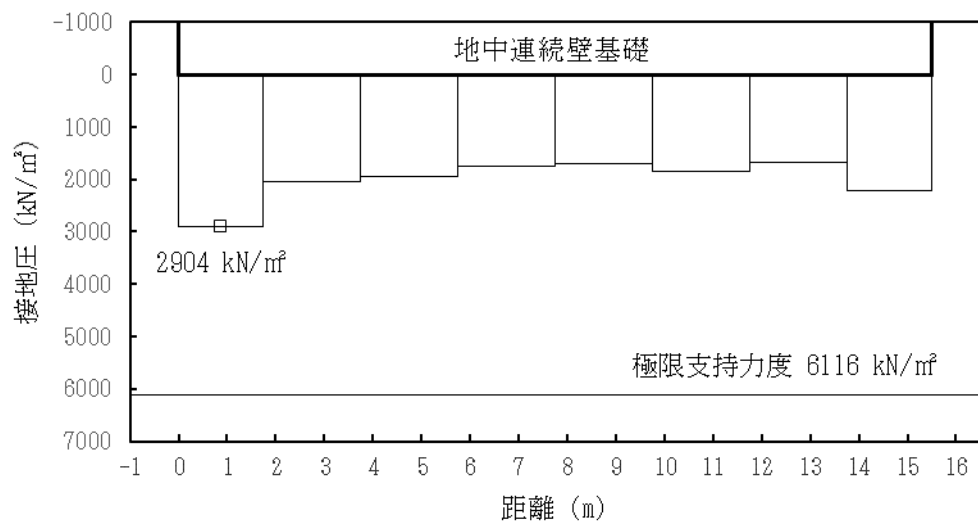


図 4.2-22 (13) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

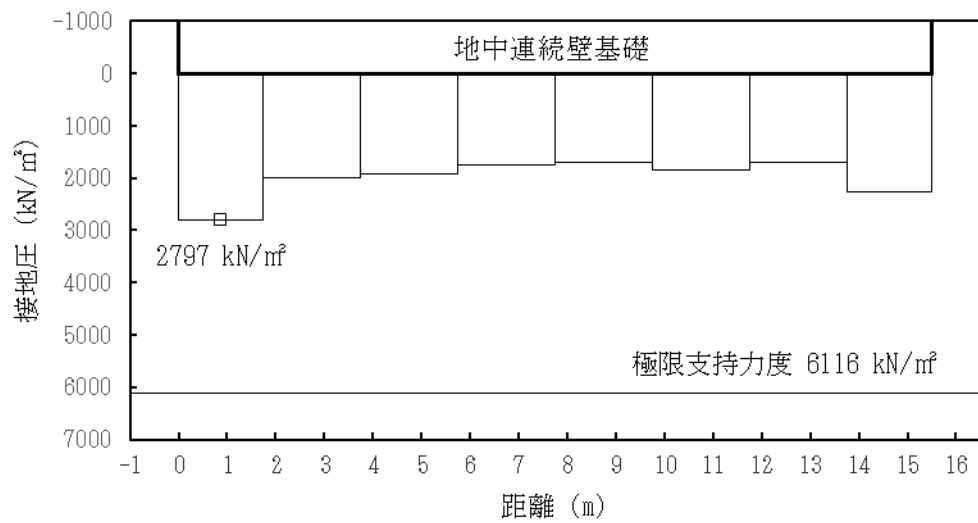


図 4.2-22 (14) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

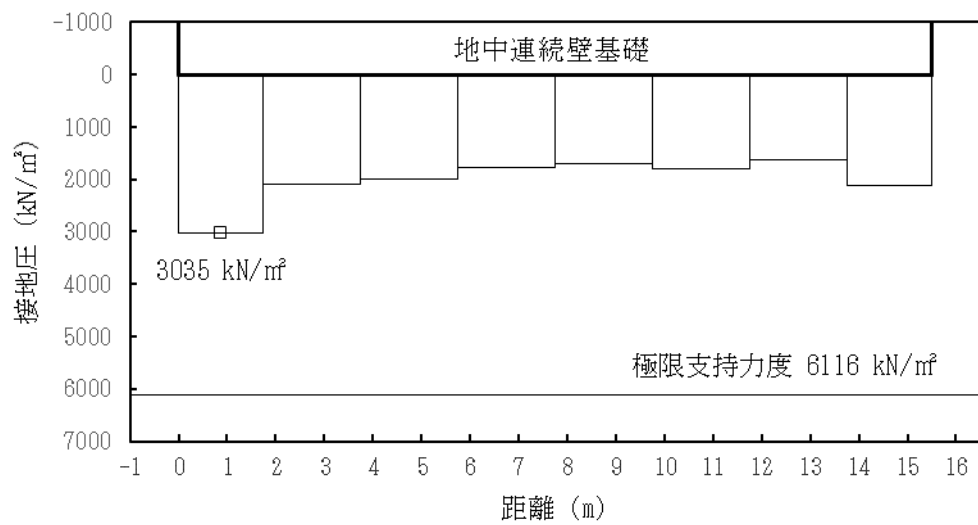


図 4.2-22 (15) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

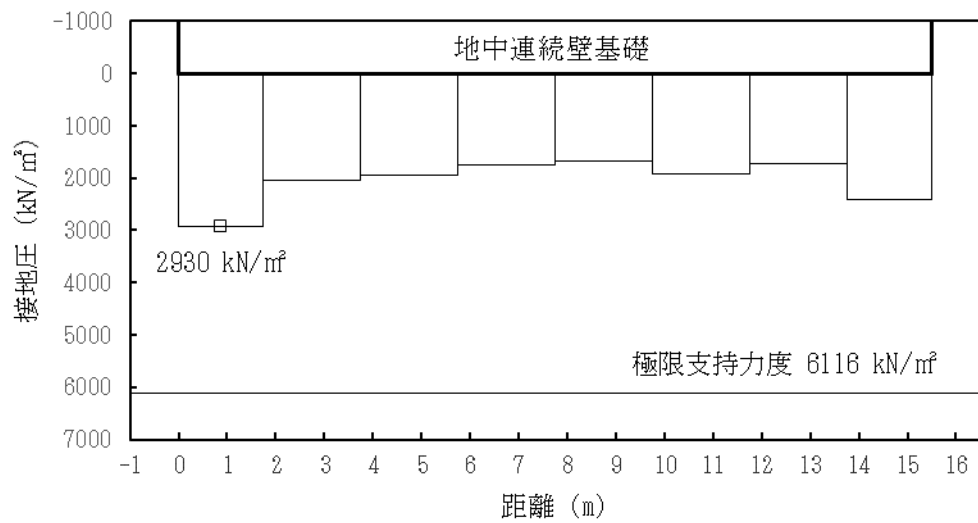


図 4.2-22 (16) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

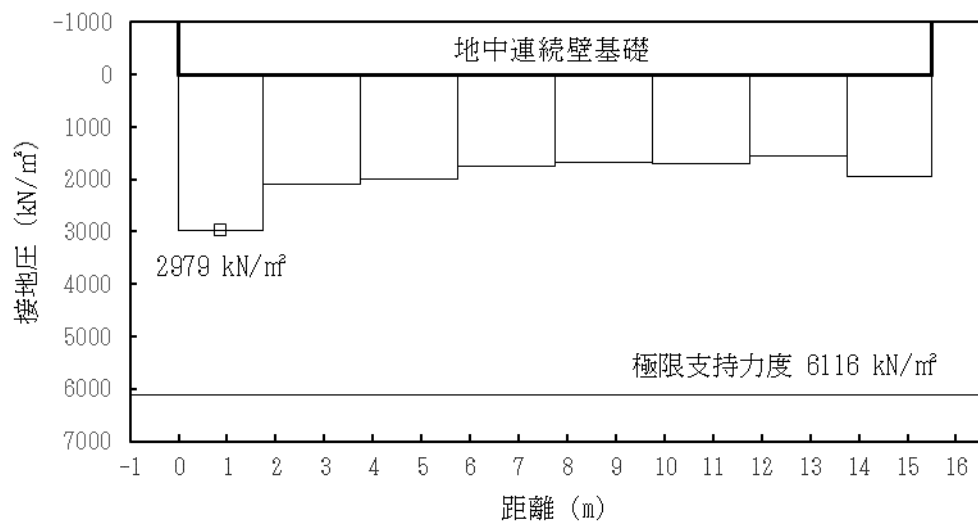


図 4.2-22 (17) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

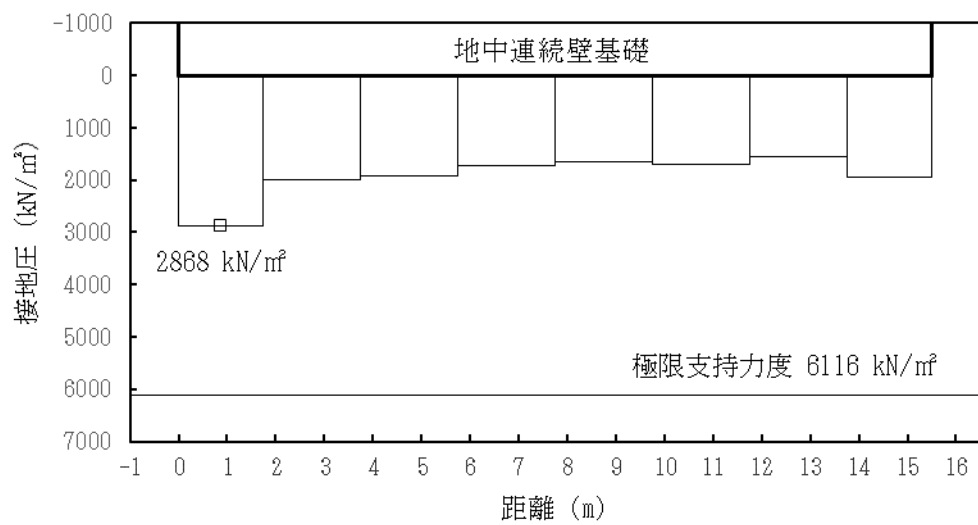


図 4.2-22 (18) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

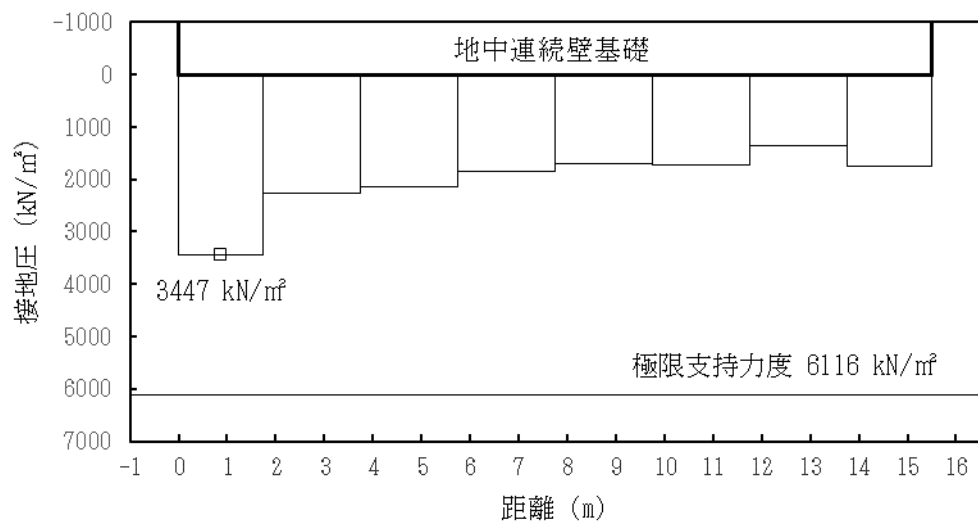


図 4.2-22 (19) 接地圧分布図 (②-②断面) (T. P. +24 m 津波時)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

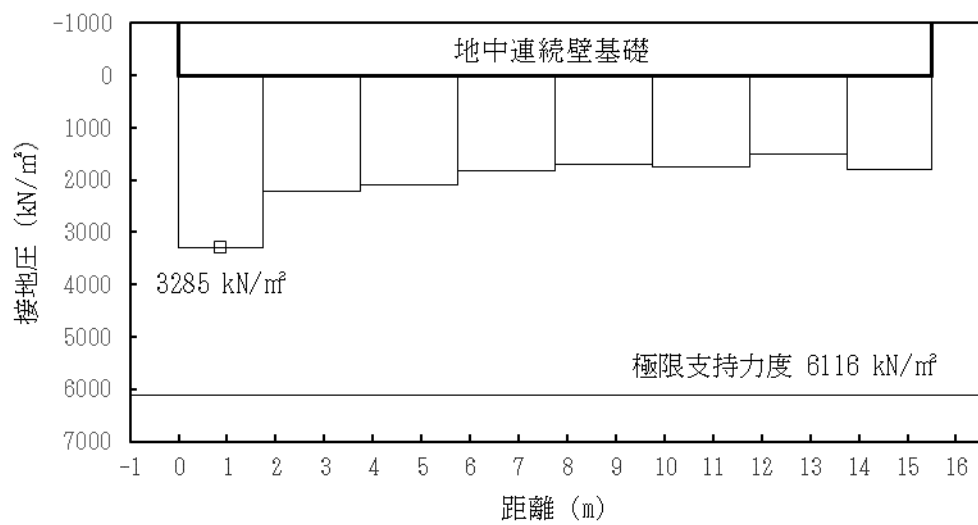


図 4.2-22 (20) 接地圧分布図 (②-②断面) (T. P. +24 m 津波時)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

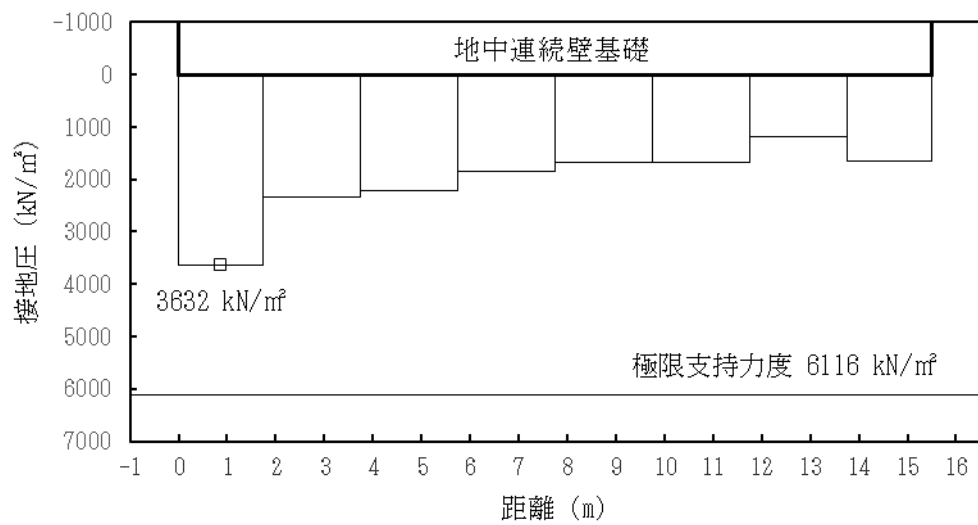


図 4.2-22 (21) 接地圧分布図 (②-②断面) (T.P. +24 m 津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

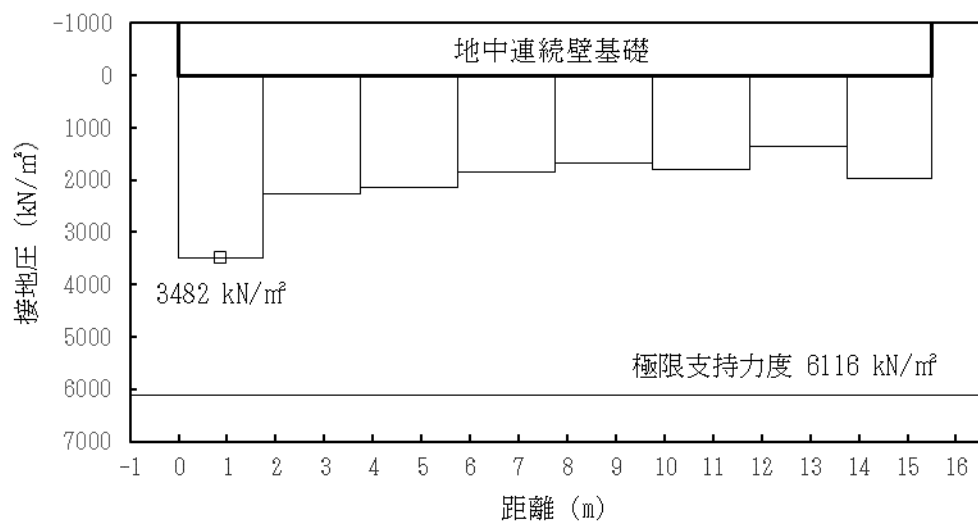


図 4.2-22 (22) 接地圧分布図 (②-②断面) (T.P. +24 m 津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

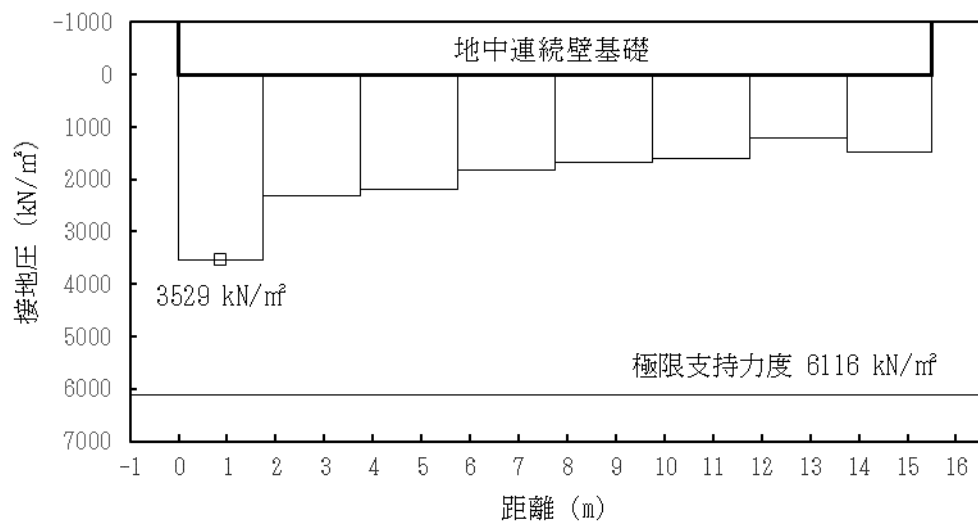


図 4.2-22 (23) 接地圧分布図 (②-②断面) (T. P. +24 m 津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

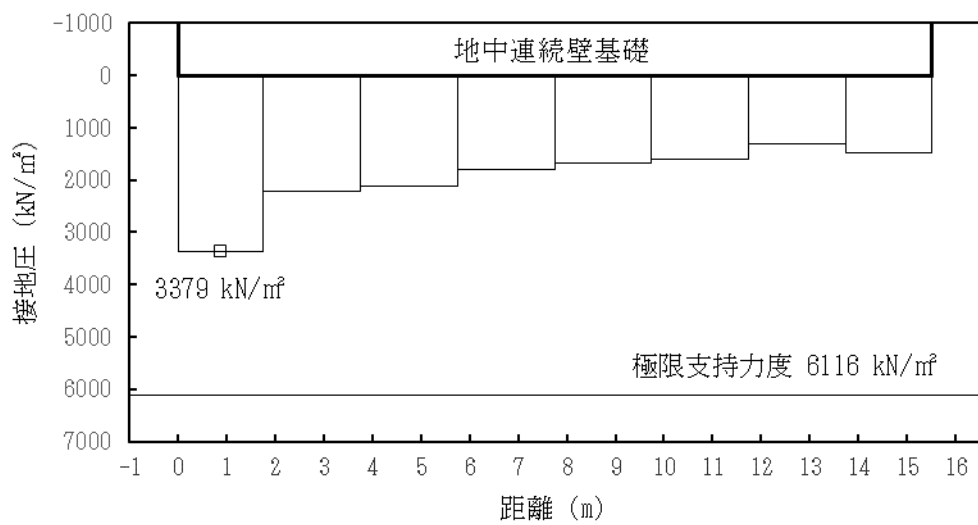


図 4.2-22 (24) 接地圧分布図 (②-②断面) (T. P. +24 m 津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

4.3 まとめ

鋼製防護壁について、津波時及び重畳時に対し、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、鋼製防護壁は、津波時及び重畳時に対して、要求機能を維持できる。

鋼製防護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。

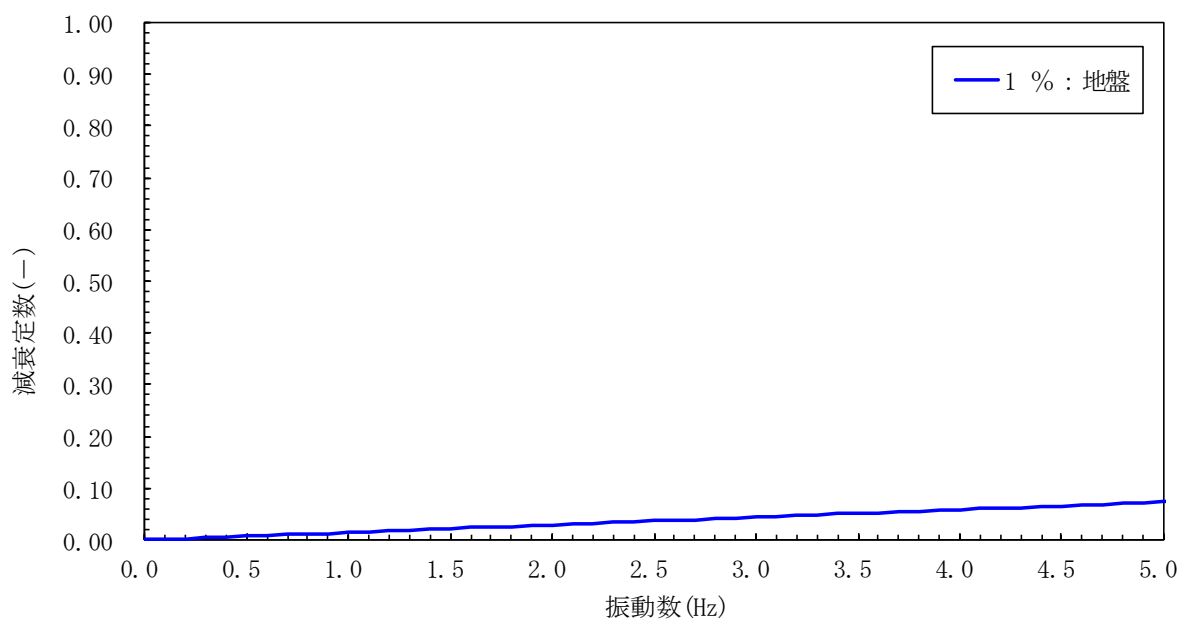


図 6.2-1(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地点①)

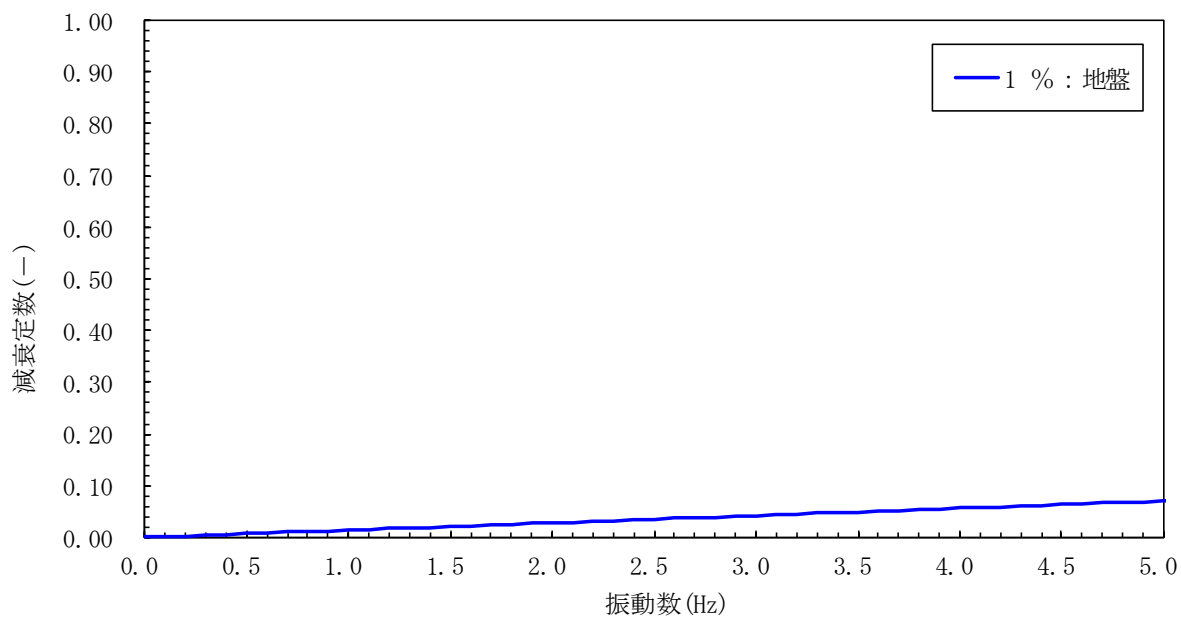


図 6.2-1(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (地点①)

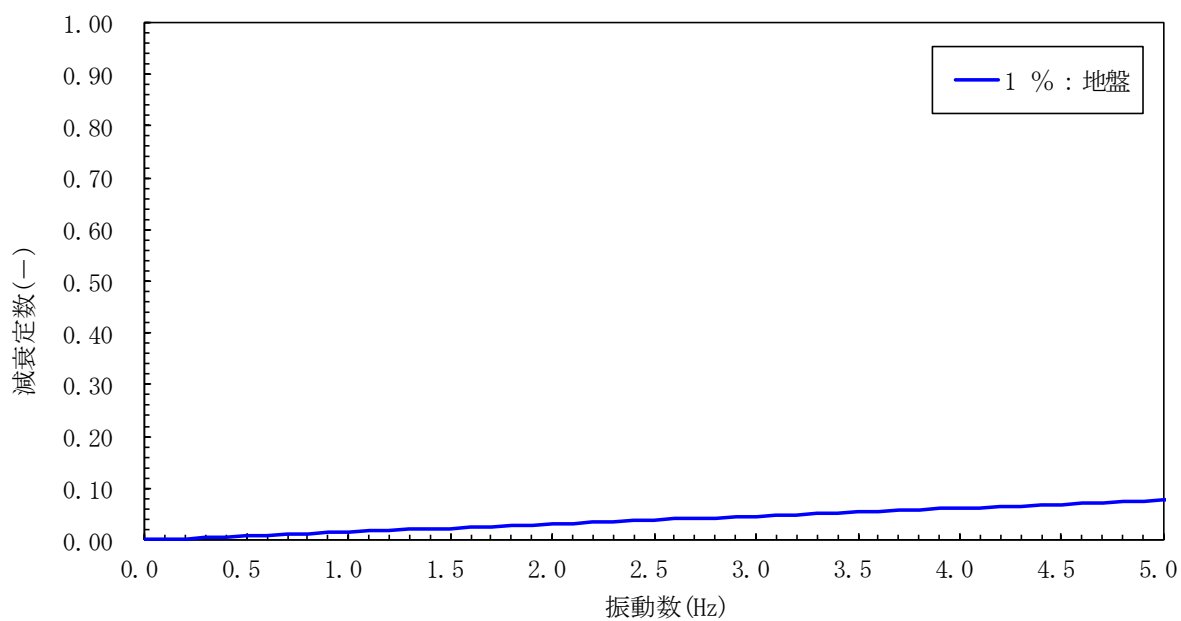


図 6.2-1(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (地点①)

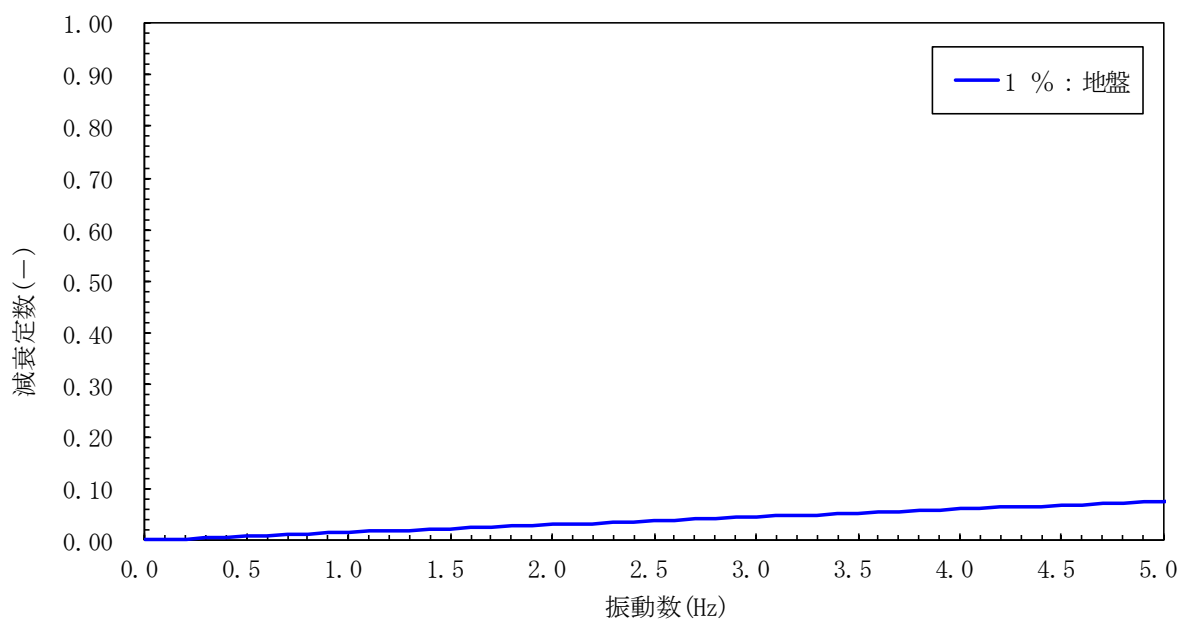


図 6.2-1(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (地点①)

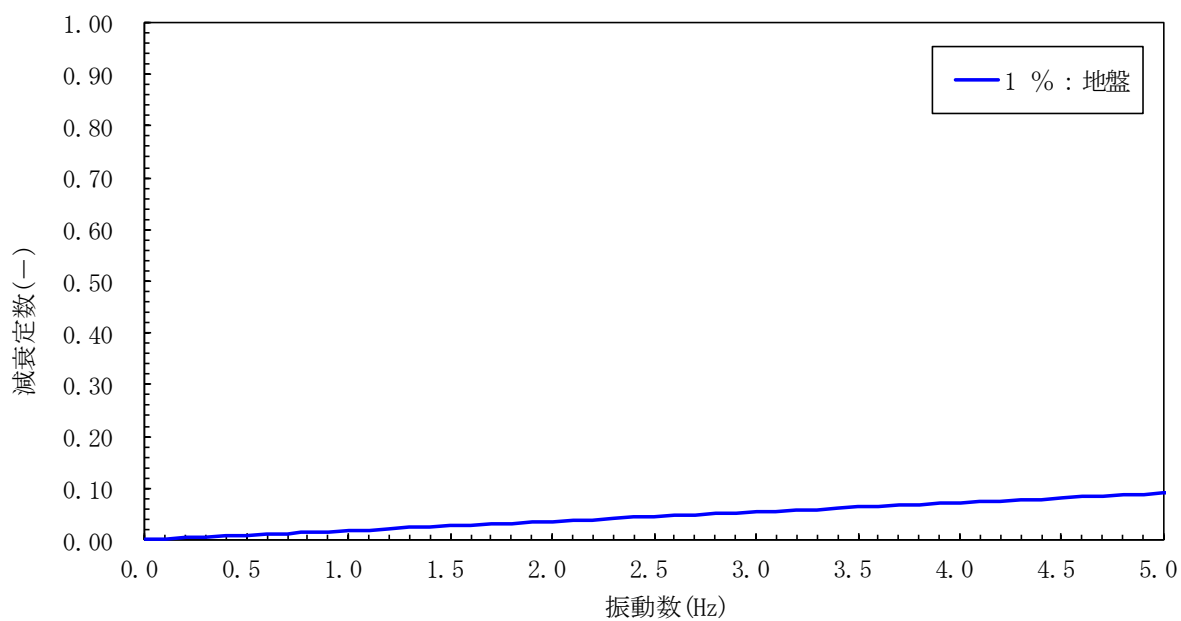


図 6.2-1(1) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地点②)

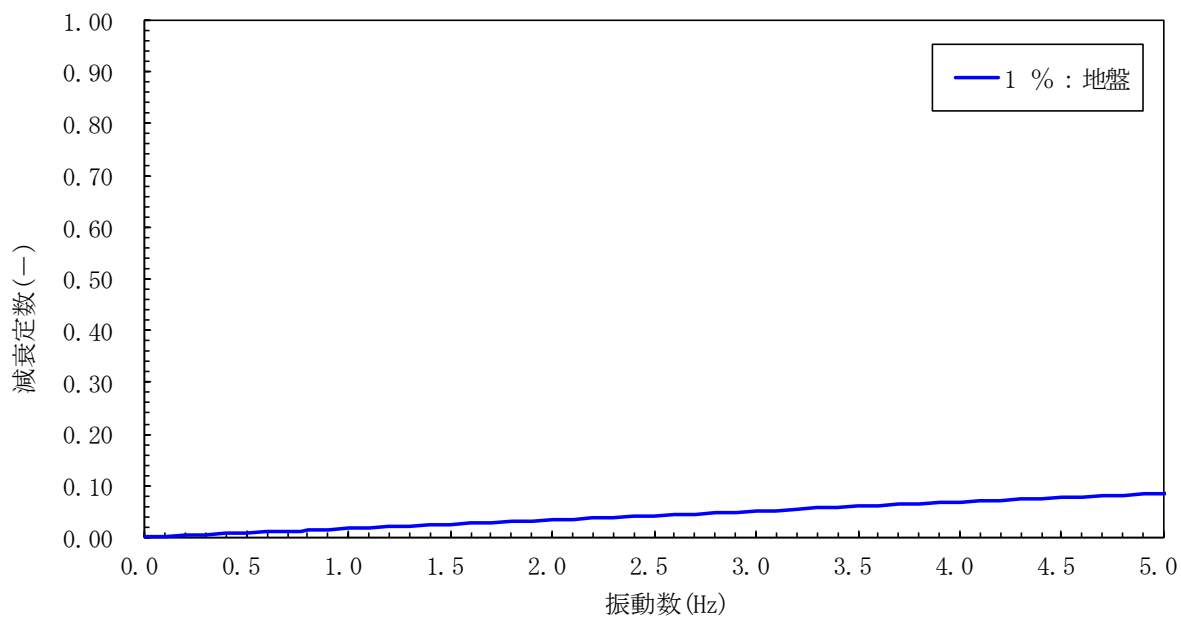


図 6.2-1(2) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (地点②)

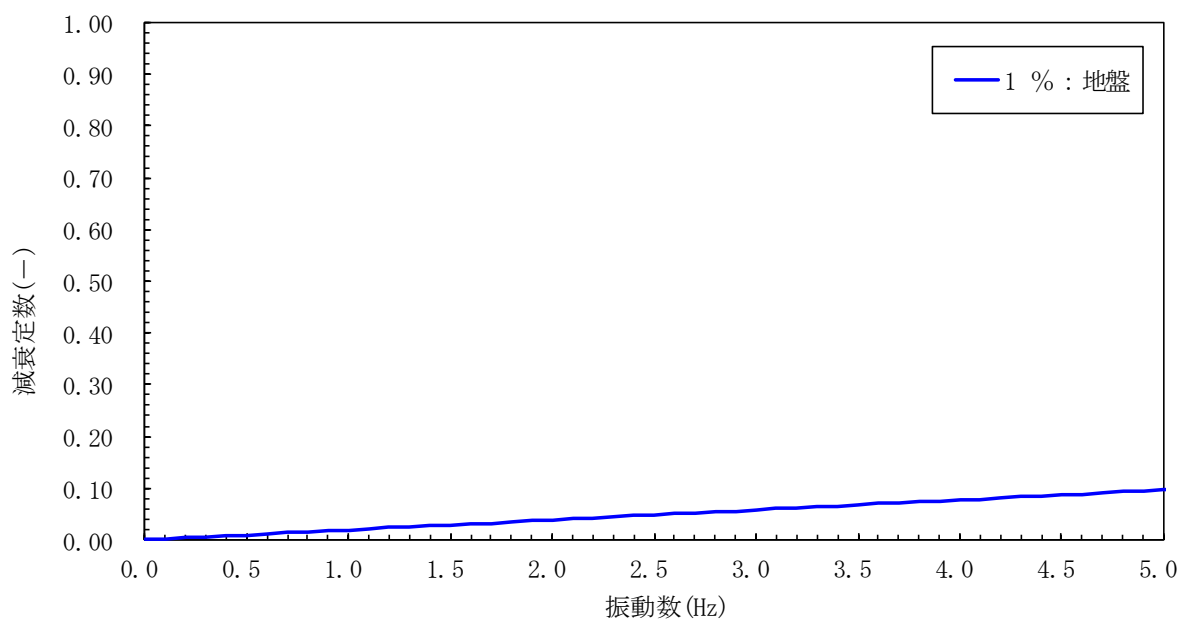


図 6.2-1(3) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (地点②)

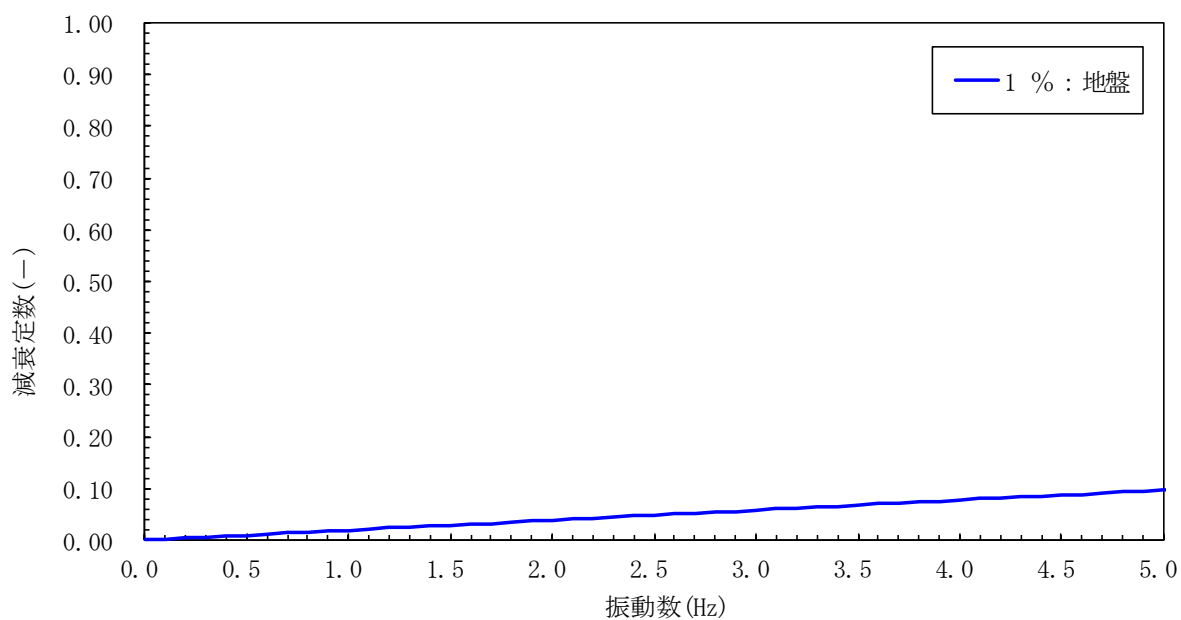


図 6.2-1(4) 設定した Rayleigh 減衰
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (地点②)

6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明

目 次

1. 鋼製防護壁の接合部の概要及び設計思想	1
1.1 鋼製防護壁の接合部の概要	1
1.2 接合部の設計思想	1
2. 接合部の検討の背景と目的	6
3. 検討方針	7
4. 3次元解析（COM3）による妥当性評価	8
4.1 概要	8
4.2 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認	14
4.3 接合部の設計方法の妥当性の確認	21
4.4 伝達メカニズムと3次元挙動の整理	29
4.5 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認	47

1. 鋼製防護壁の接合部の概要及び設計思想

1.1 鋼製防護壁の接合部の概要

鋼製防護壁は、上部構造の鋼製防護壁と下部構造の地中連続壁基礎で構成する。鋼製防護壁（上部構造）は幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の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。

鋼製防護壁の平面位置図を図 1.1-1 に、構造図を図 1.1-2 及び接合部の構造図を図 1.1-3 に示す。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーボルトを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

また、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するため、ずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。

1.2 接合部の設計思想

鋼製防護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。鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、本震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行うが、接合部の検討においては、重畳時のケースを検討する。地震時は基礎に対して厳しくなる一方で、上部構造へ水平方向の荷重が作用する津波時と重畳時のケースと比較して、接合部への負担は小さい。したがって、接合部において最も荷重が大きくなる T.P. +24 m 津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定した。

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、上部構造である鋼製防護壁に曲げ軸力及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ軸力及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達される。接合部の各部材と設計上の役割を表 1.1-1 に示す。

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対するアンカーボルトの抵抗力は設計上期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみの耐力でも、弾性範囲内で負担可能とするという思想の下設計している。

荷重伝達のメカニズムを図 1.1-4 に示す。

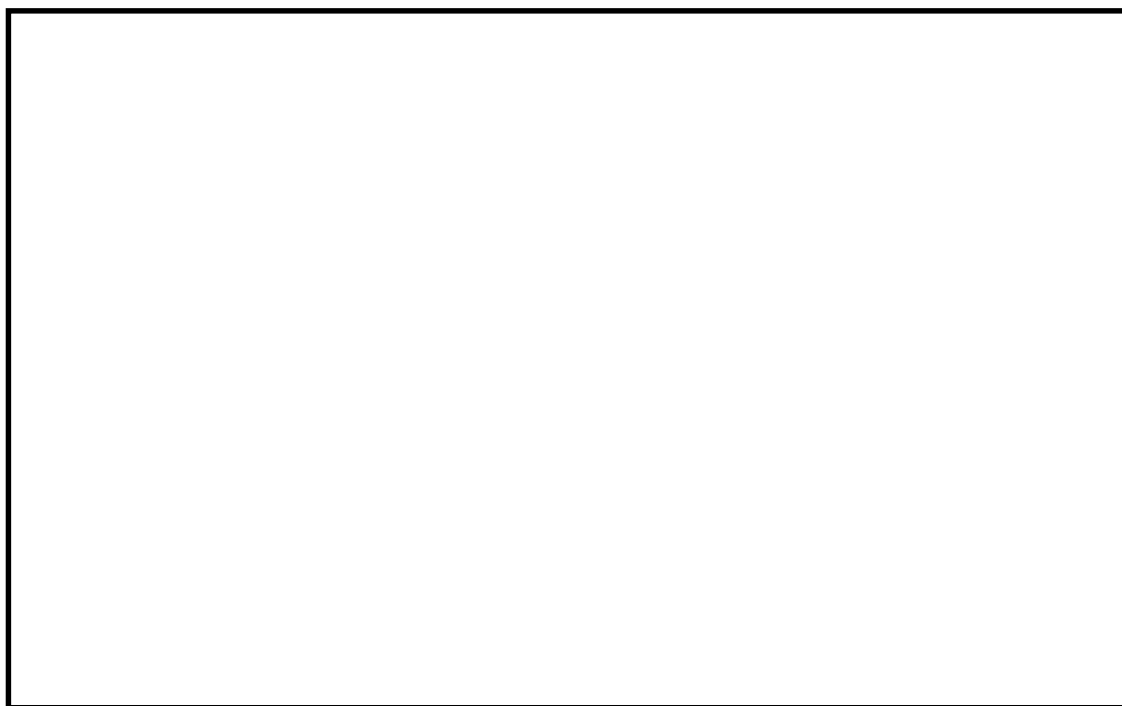


図 1.1-1 鋼製防護壁の平面位置図

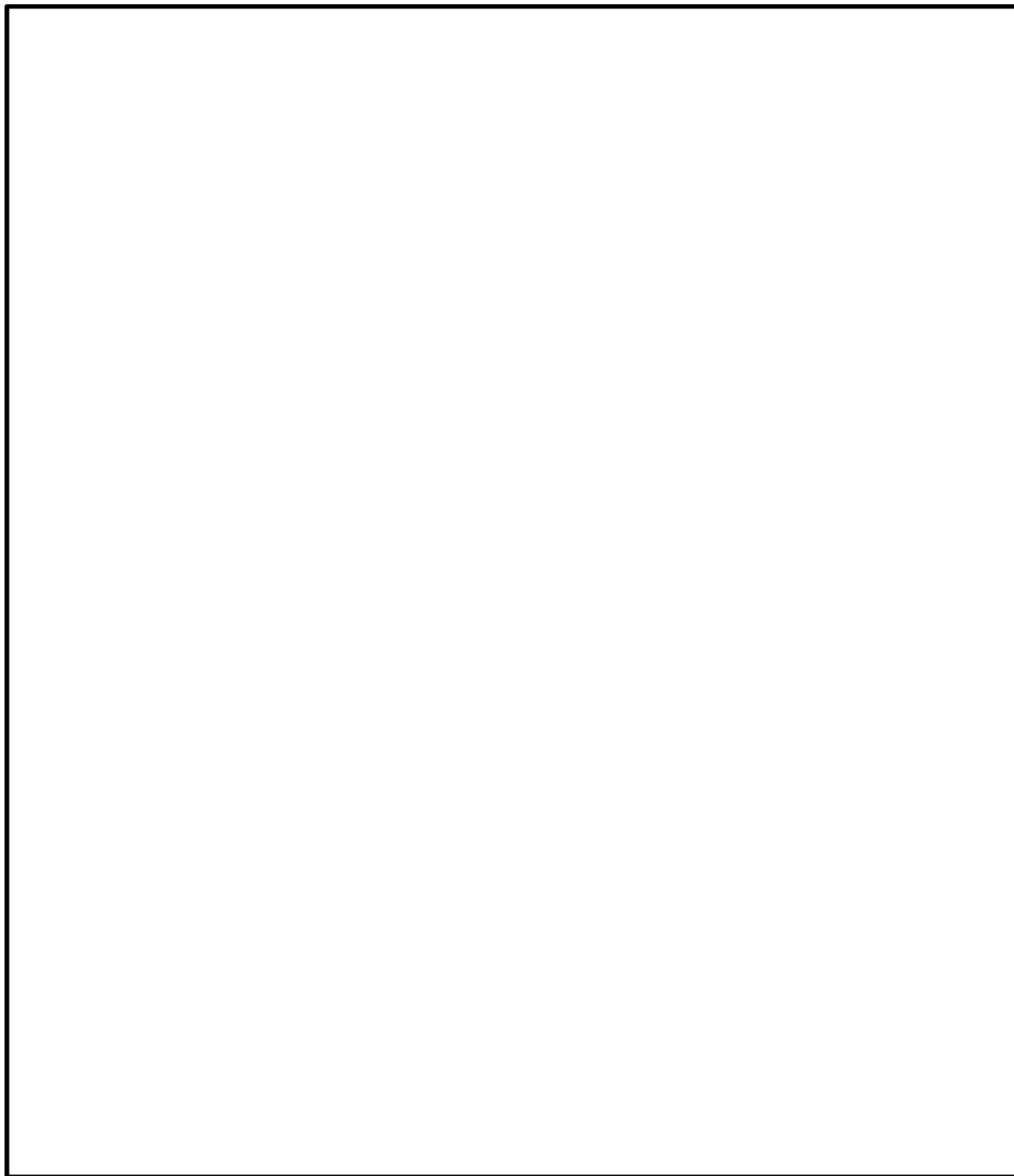


図 1.1-2 鋼製防護壁の構造図

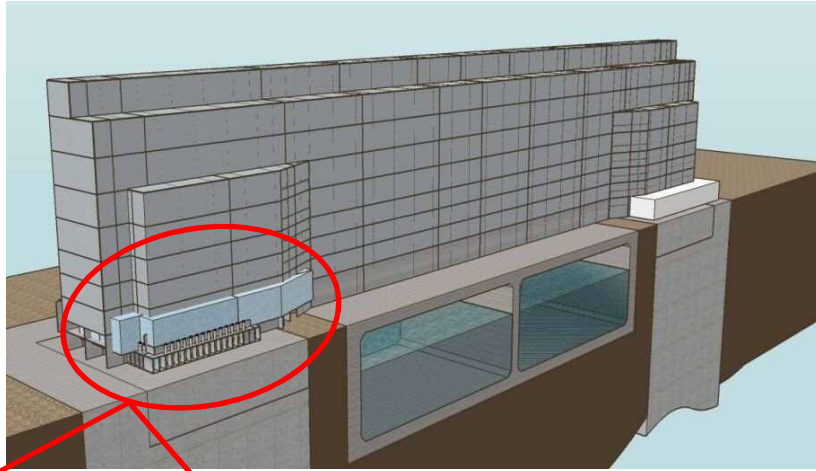


図 1.1-3 上部構造と下部構造の接合部の構造図

表 1.1-1 部材と設計上の役割

番号	部材名	設計上の役割
①	中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
②	アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
③	頂版(フーチング) 鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
④	地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
⑤	根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

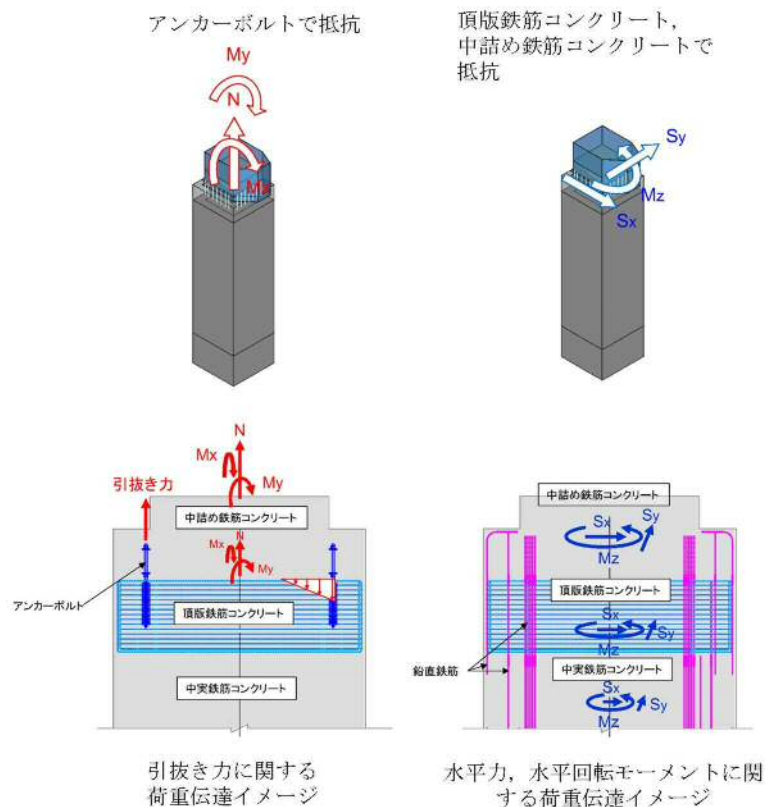


図 1.1-4 荷重伝達のメカニズム

2. 接合部の検討の背景と目的

直接定着式アンカーボルトは、道路・橋梁施設において多くの適用実績があるものの、津波荷重による水平力による大きなせん断力及び水平回転モーメントを受ける津波防護施設への適用は初めてとなる。したがって、地震荷重及び津波荷重による 6 成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、直接定着式アンカーボルトの負担する応力が弾性範囲内に収まることを 3 次元解析（COM3）により確認することで、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を示す。

また、接合部の設計方法は、各 3 成分の設計荷重に対して、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となり、6 成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを 3 次元解析（COM3）により確認することで、接合部の設計方法の妥当性を示す。

3. 検討方針

3.1 確認事項

- (1) 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

3次元解析（COM3）により6成分の荷重が同時に作用した場合においても、アンカーボルトに生じる引張り発生応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

- (2) 接合部の設計方法の妥当性の確認

接合部の設計は、各部材毎に弾性範囲内で設計するが、部材が一体となった3次元構造において6成分の荷重が同時に作用した場合においても、3次元の材料非線形解析（COM3）によって各部材が弾性範囲内で設計荷重を受け持つことができていることを確認する。部材の照査部位、照査項目、適用基準並びに許容限界を表3.1-1に示す。

表 3.1-1 部材の照査部位、照査項目、適用基準並びに許容限界

	部 位	照 査 項 目	許容限界 (TP.+24m津波を考慮する場合)		許容限界が弾性範囲内か・保有水平耐力範囲かの区分	適用基準
				N/mm ²		
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカーボルト	曲げ軸応力	降伏応力度	355	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)
		引抜き力	短期許容応力度	6	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)
		コーンせん断力 (せん断補強筋の引張応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)
水平力 (Sx, Sy) 水平回転モーメント (Mz)	頂版鉄筋コンクリート 及び 中詰め鉄筋コンクリート	鉄筋応力 (水平回転モーメントによる引張応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編), コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
	頂版鉄筋コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	32	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
		鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
		鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
	中詰め鉄筋コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	32	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
		鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
		鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針

- (3) その他の確認項目

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合においても、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

4. 3次元解析（COM3）による妥当性評価

4.1 概要

3次元解析（COM3）により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。また、設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合においても、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

3次元解析（COM3）の解析フローを図 4.1-1 に、3次元モデルの概念図を図 4.1-2 に示す。

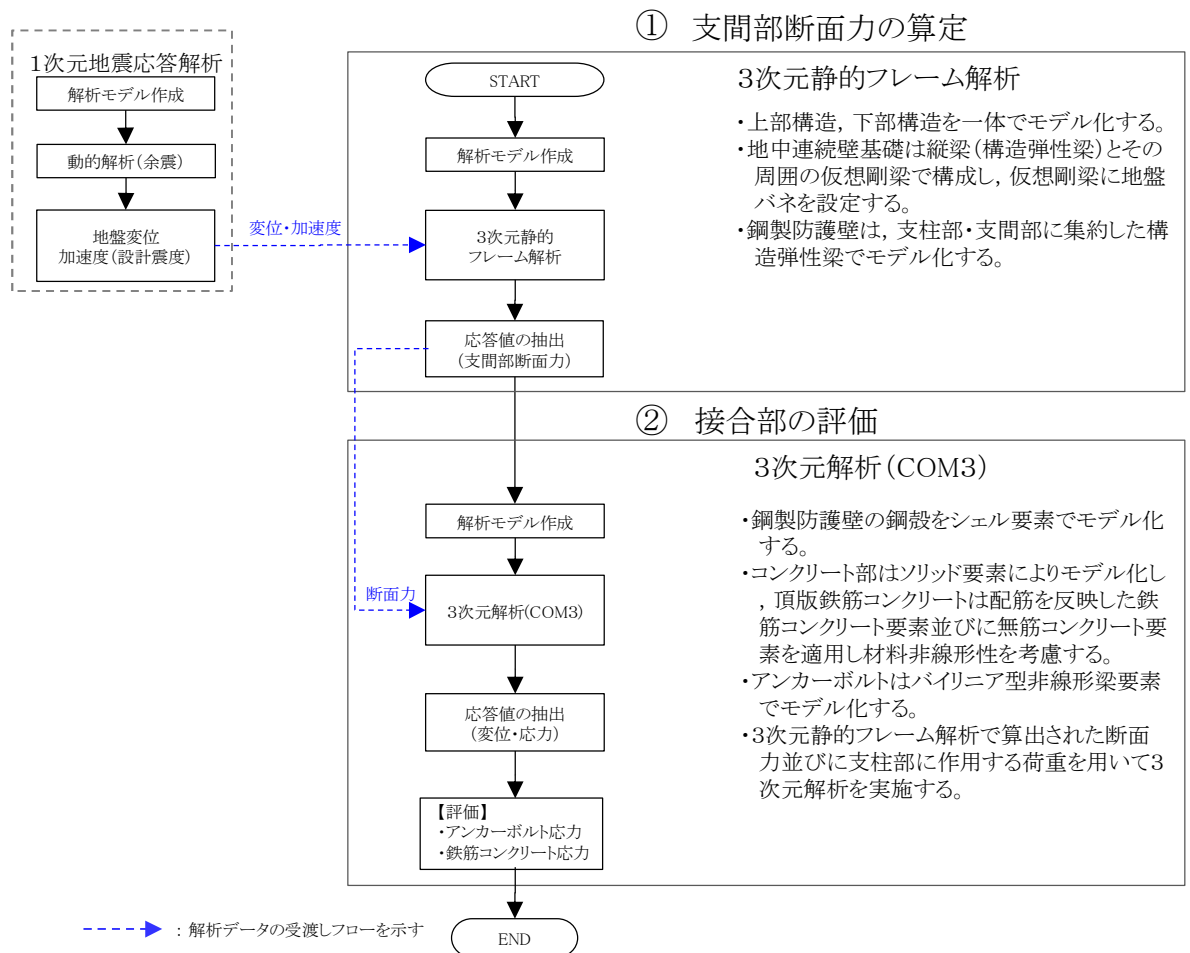


図 4.1-1 3次元解析（COM3）の解析フロー

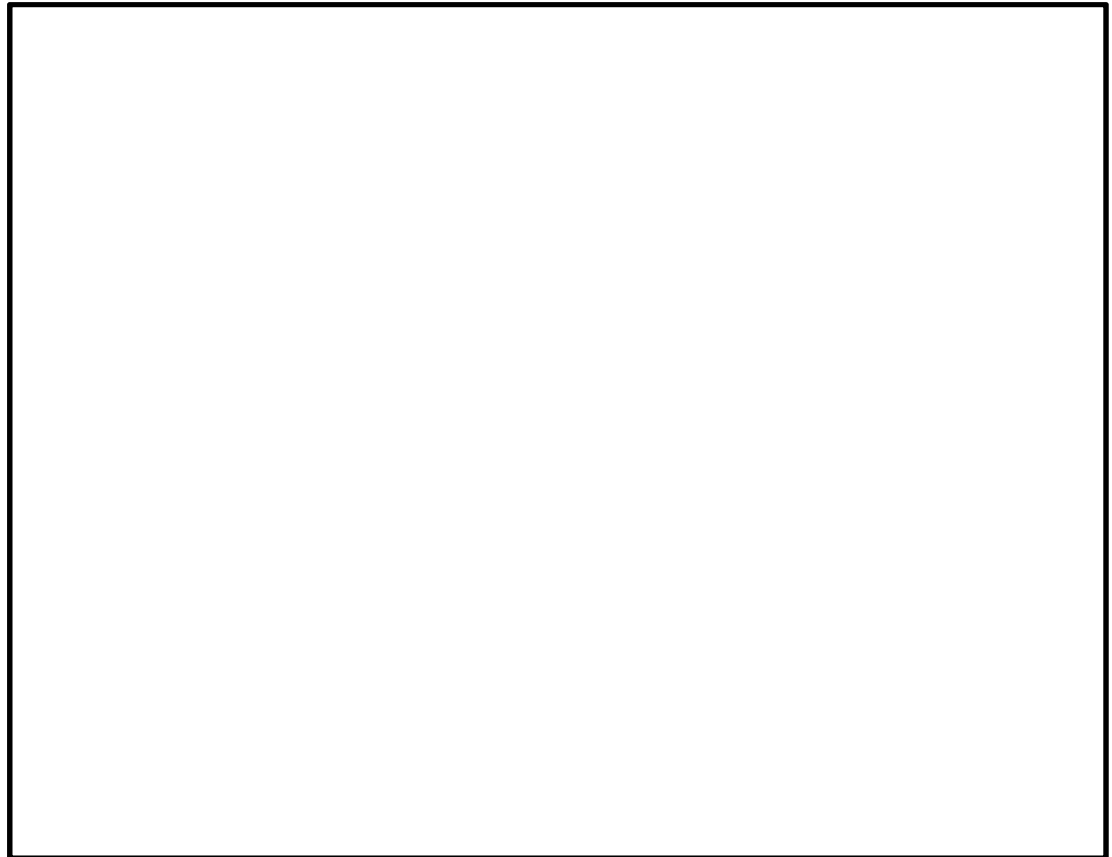


図 4.1-2 (1) 3次元静的フレーム解析モデルの概念図

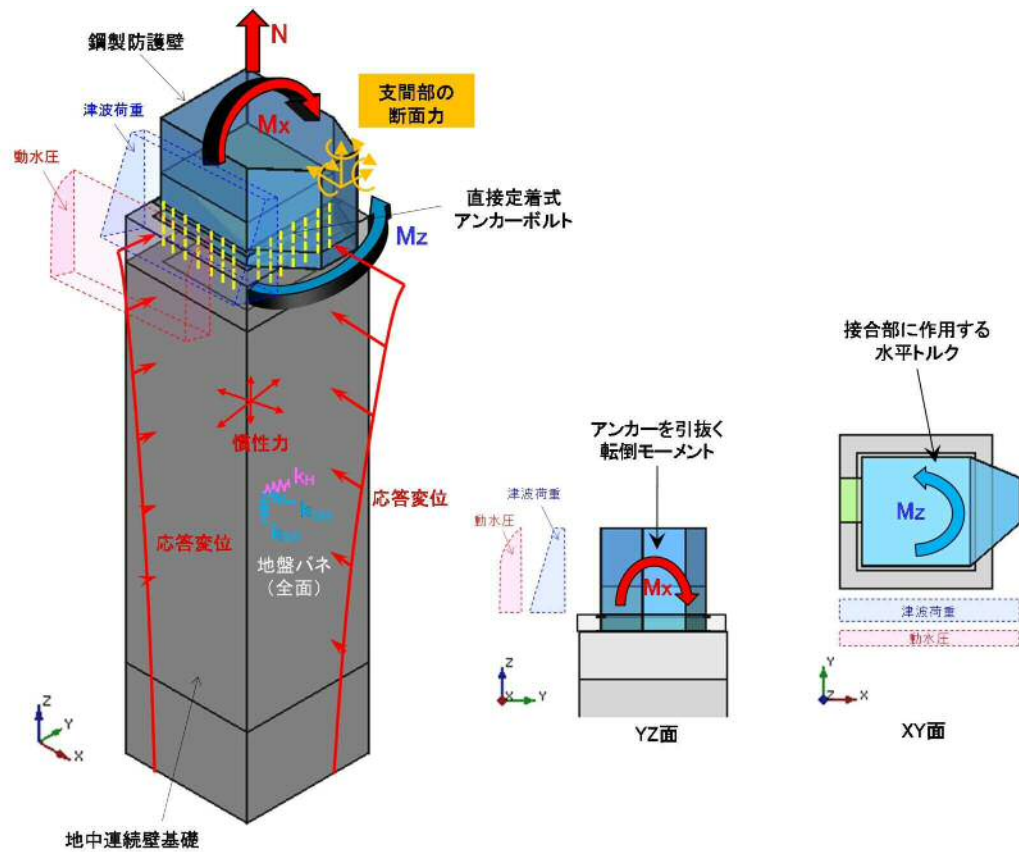


図 4.1-2 (2) 3次元解析モデルの概念図

(1) 3次元静的フレーム解析（3次元解析（COM3）への入力荷重算定モデル）

津波荷重と余震影響を含む鋼製防護壁支間部の断面力を算定し、3次元解析（COM3）に断面力を受け渡す。

(2) 3次元解析（COM3）

3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析（COM3）を実施する。

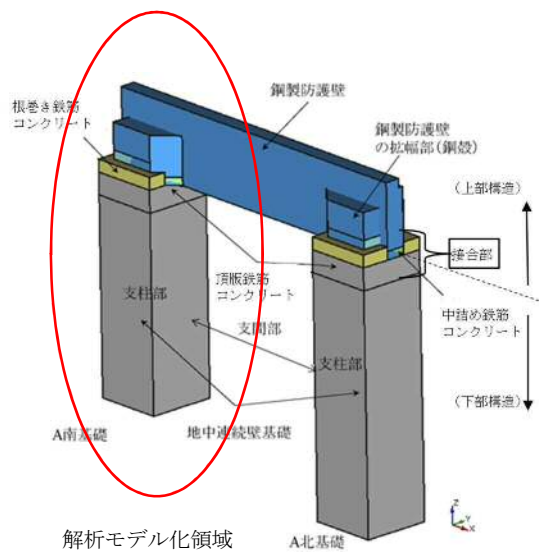
a. 解析条件

荷重条件は「1.2 接合部の設計思想」で述べたとおり、上部構造へかかる荷重が最も大きくなり、接合部への負担が厳しくなると考えられる T.P. +24 m 津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定する。解析に用いる余震時の地震動は S_d-D1 とする。

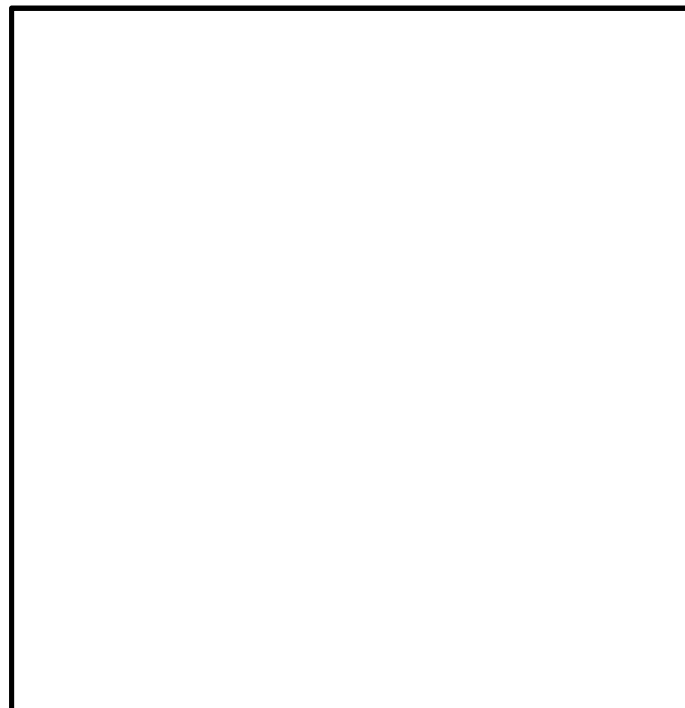
b. 構造物のモデル化

鋼製防護壁の解析モデルは、南側の上部構造と下部構造を一体とし、地中連続壁基礎前面に地盤バネを設定する。鋼製防護壁の鋼殻をシェル要素でモデル化する。コンクリート部はソリッド要素でモデル化し、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは配筋を反映した鉄筋コンクリート要素並びに無筋コンクリート要素を適用し材料非線形性を考慮する。その他の鉄筋コンクリートは、構造弾性梁でモデル化する。アンカーボルトはバイリニア型非線形梁要素でモデル化する。3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析（COM3）を実施する。

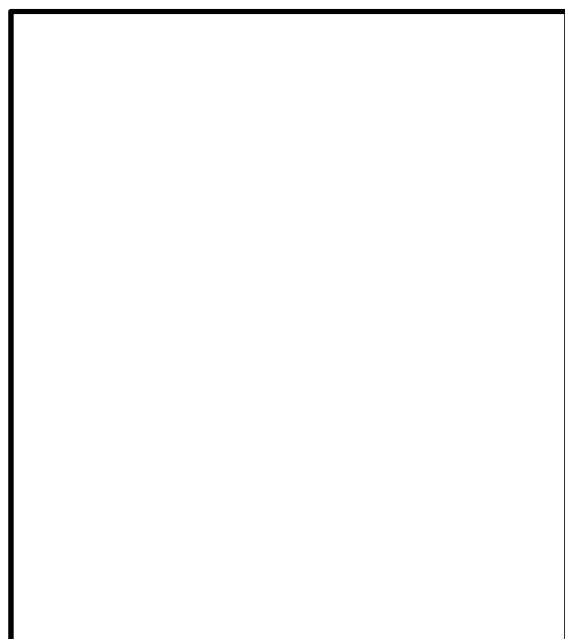
3次元解析モデルを図 4.1-3 に示し、構造図と解析モデル図の対比を図 4.1-4 に示す。解析に用いる荷重及び荷重の作用方向を図 4.1-5 に示す。



鋼製防護壁構造図



3次元解析モデル



3次元解析モデル（接続部拡大）



3次元解析モデル（中詰め部，頂版部）



3次元解析モデル（直接定着式アンカーボルトの定着部）

図 4.1-3 3次元解析モデル

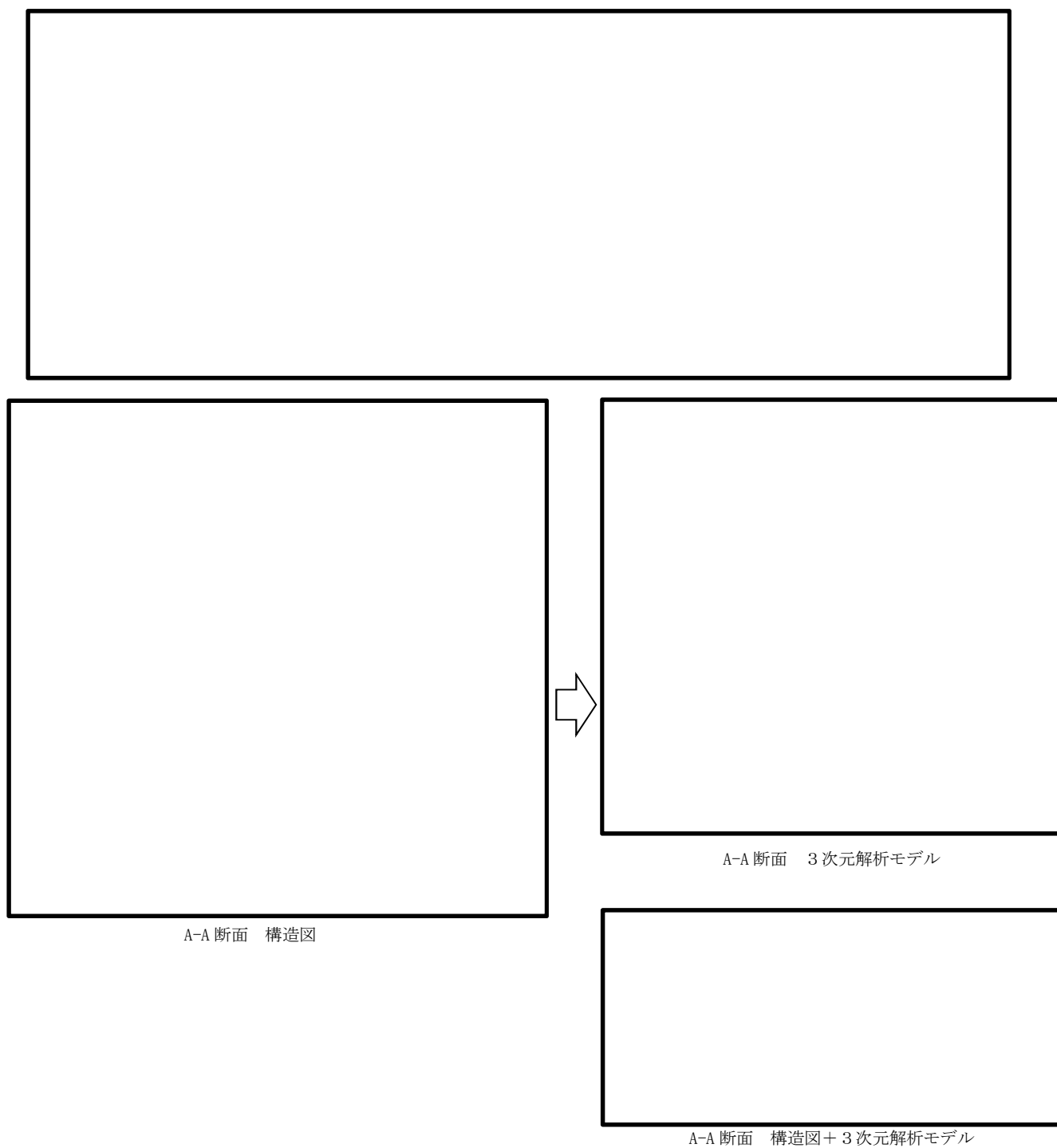


図 4.1-4 構造図と解析モデル図の対比



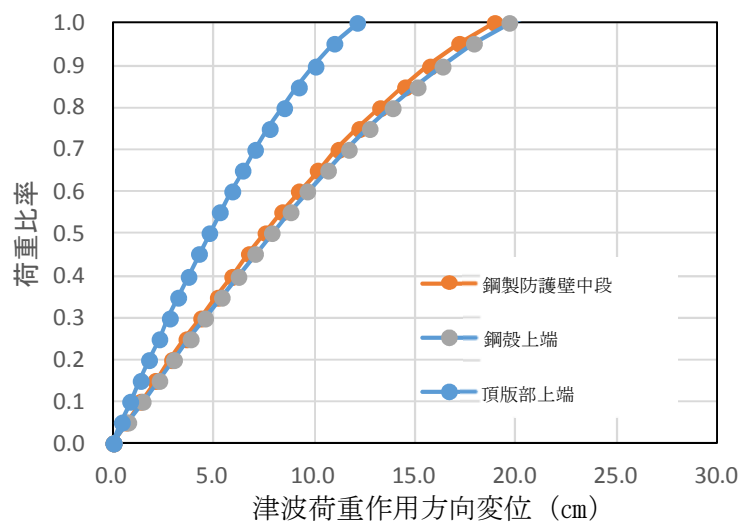
図 4. 1－5 荷重及び荷重の作用方向

4.2 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する鋼製防護壁における各部材の発生応力が許容限界以下である状態に対応した荷重～変位関係を確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図 4.2-1 に示し，各部材の変形及び変形コンターを図 4.2-2 に示す。

荷重比率は設計荷重に対する照査荷重の大きさの倍率のことを意味し，荷重比率 1.0 は解析における荷重が設計荷重に達したことを意味する。



(地中連続壁基礎下端からの変位)

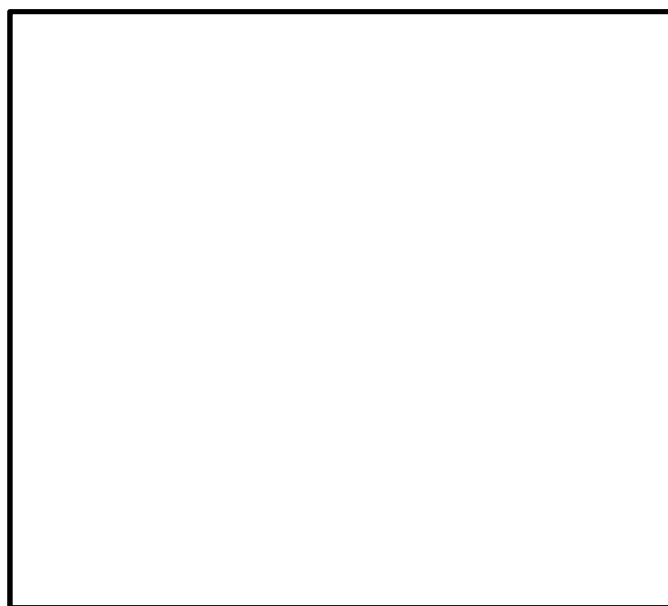
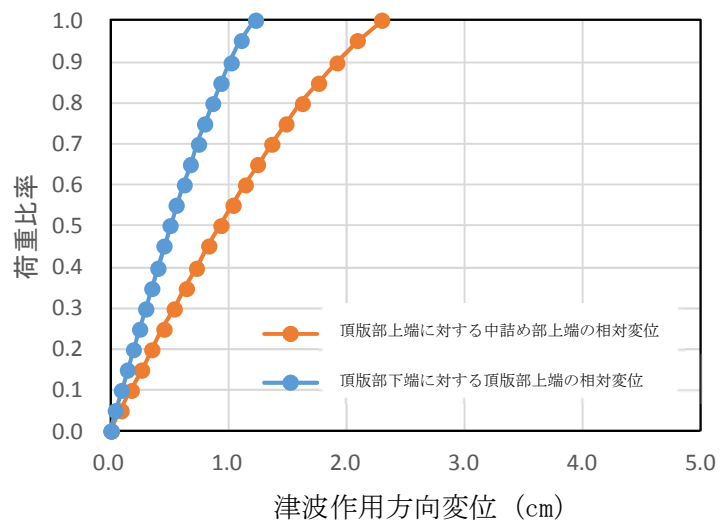


図 4.2-1 津波時荷重比率と津波荷重作用方向変位の関係

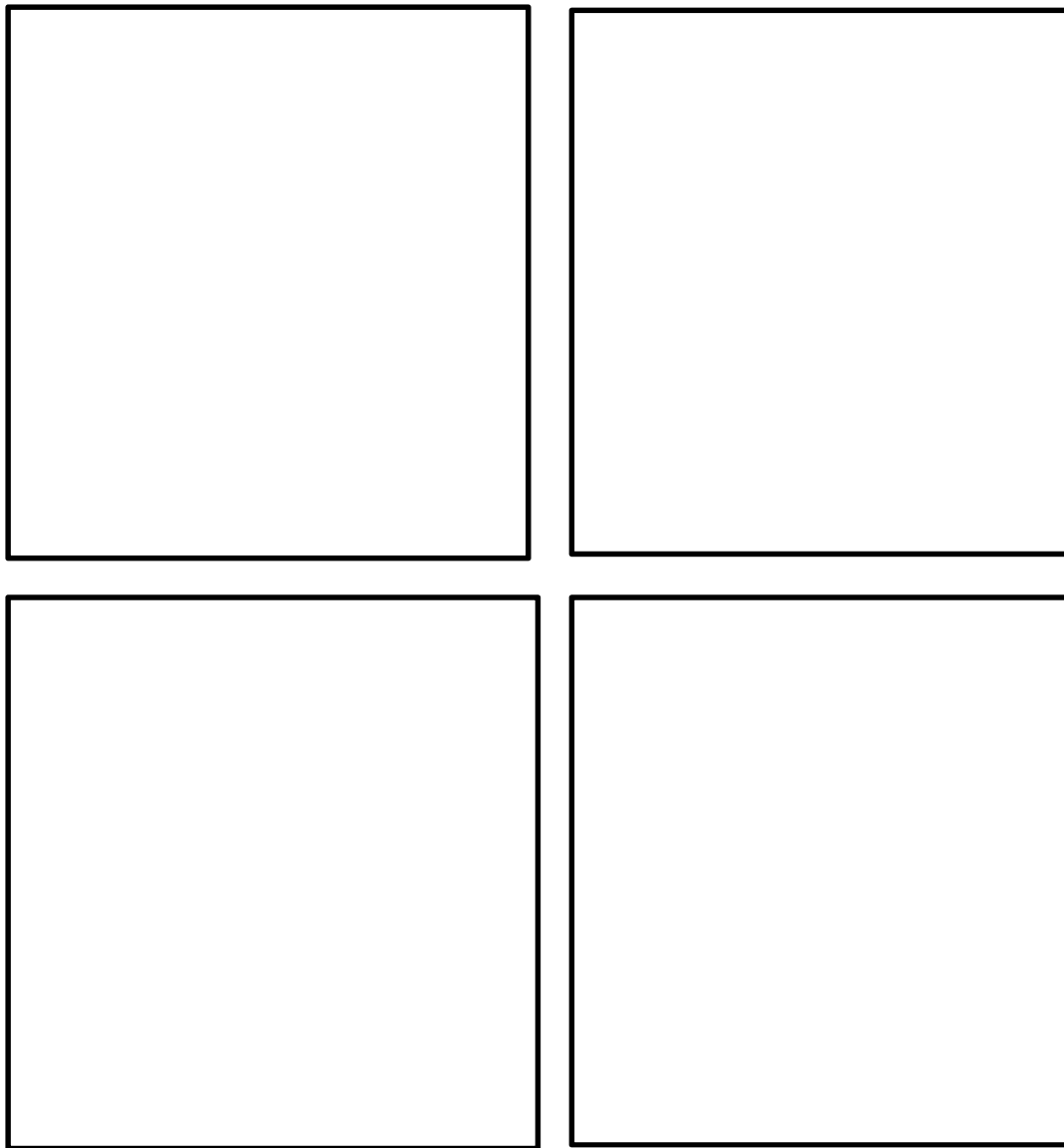


図 4.2-2 変形及び変形コンター（倍率 50 倍）

(2) アンカーボルトの応力（曲げ軸応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が許容限界以下であることを確認し，アンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係及びアンカーボルトの位置図を図 4.2-3 に示す。

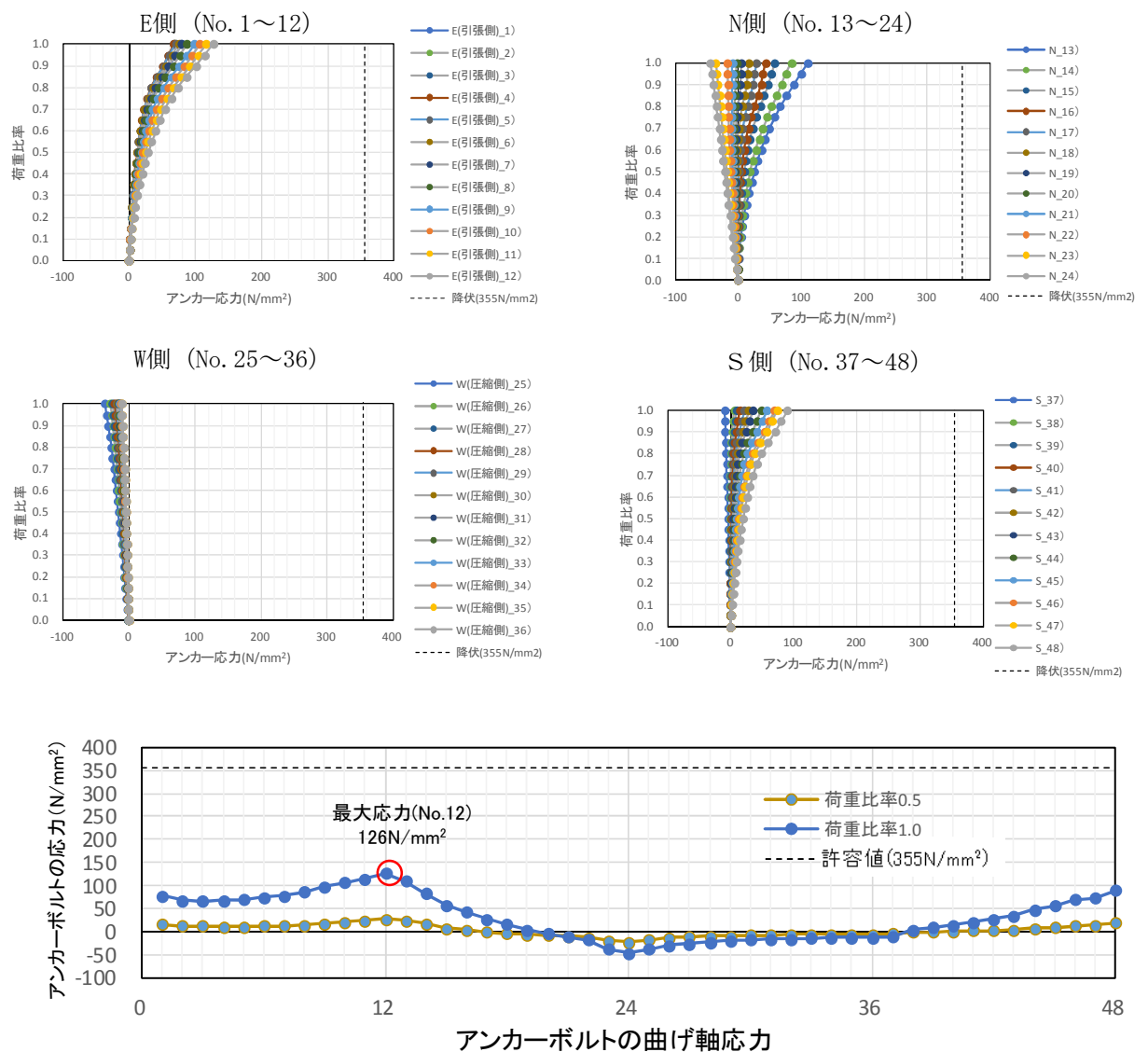


図 4. 2-3 頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係
及びアンカーボルトの位置図

(3) アンカーボルト定着部の応力の深度分布（引抜き力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルト定着部に発生する応力（引抜き力）が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルト定着部に発生する応力（引抜き力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。最も軸応力が大きいNE角部（No. 12）でのアンカー部の応力深度分布を図 4.2-4 に示す。

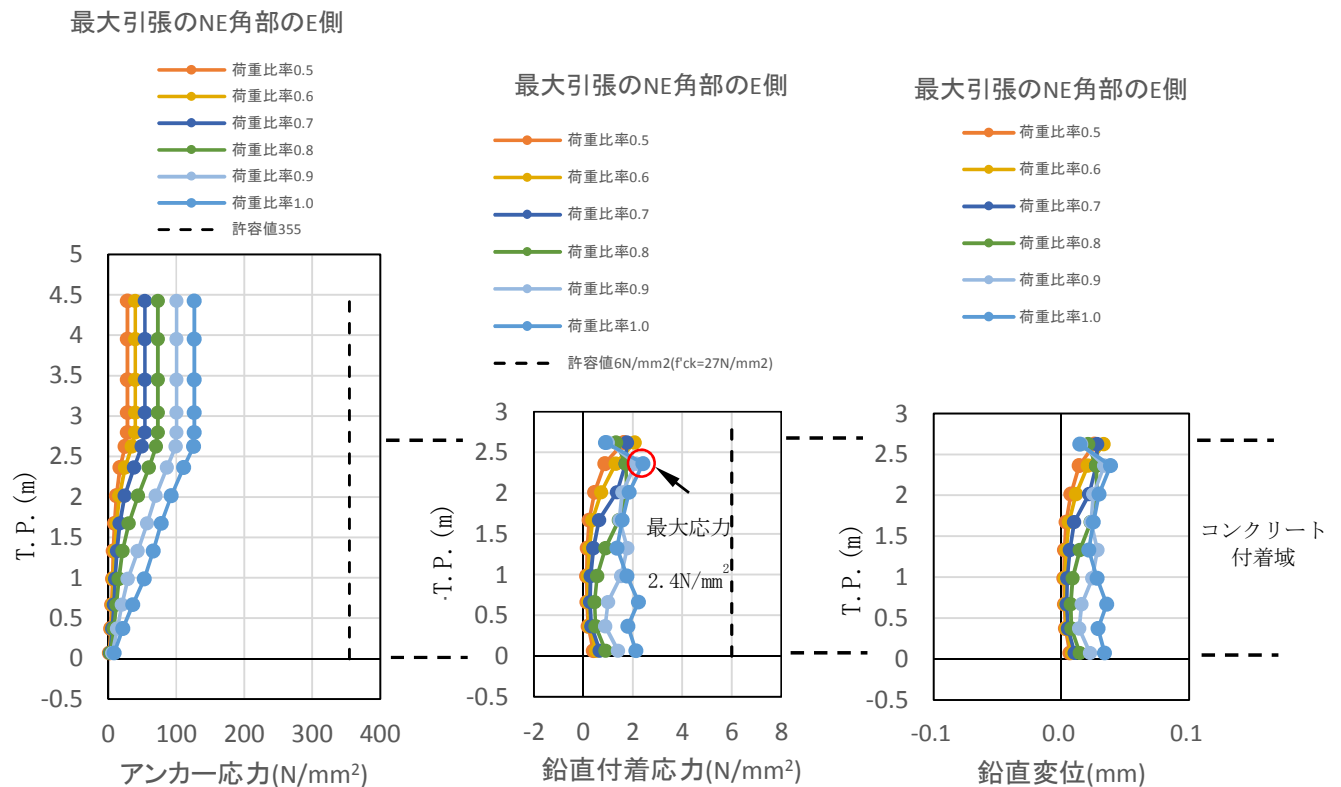
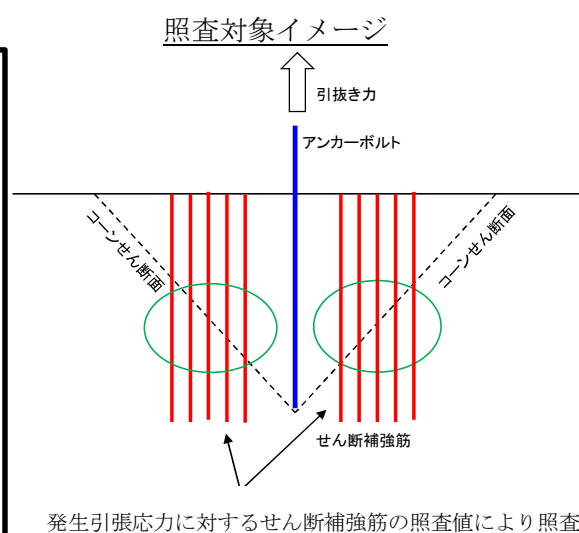


図 4.2-4 最も軸応力が大きいNE角部（No. 12）でのアンカーボルト定着部の応力深度分布

(4) アンカーボルト定着部のせん断補強筋の引張応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対するアンカーボルト定着部に発生するせん断補強筋の応力 (引張応力) が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルト定着部に発生する応力 (引張応力) が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるアンカーボルト定着部 (せん断補強筋) のひずみコンターを図 4.2-5 に示す。



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.2-5 荷重比率 1.0 におけるアンカーボルト定着部 (せん断補強筋) のひずみコンター

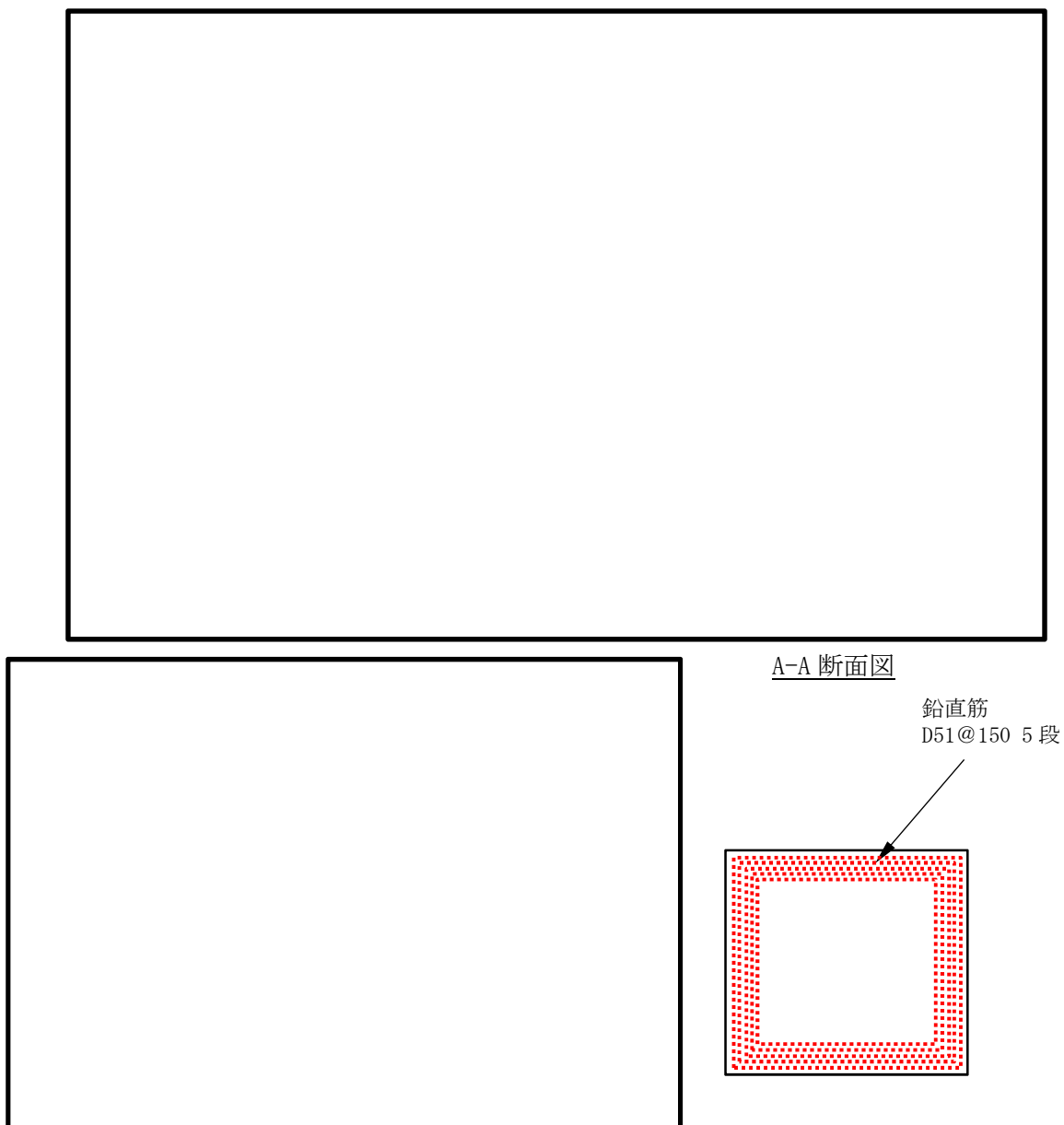
(5) 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認結果

設計荷重による 6 成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、直接定着式アンカーボルトが負担する応力が弾性範囲内に収まることを 3 次元解析 (COM3) で確認したことにより、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を確認した。

4.3 接合部の設計方法の妥当性の確認

(1) 頂版部及び中詰部の水平回転モーメントによる引張応力

頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋に発生する水平回転モーメントによる応力（引張応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンターを図 4.3-1 に示す。

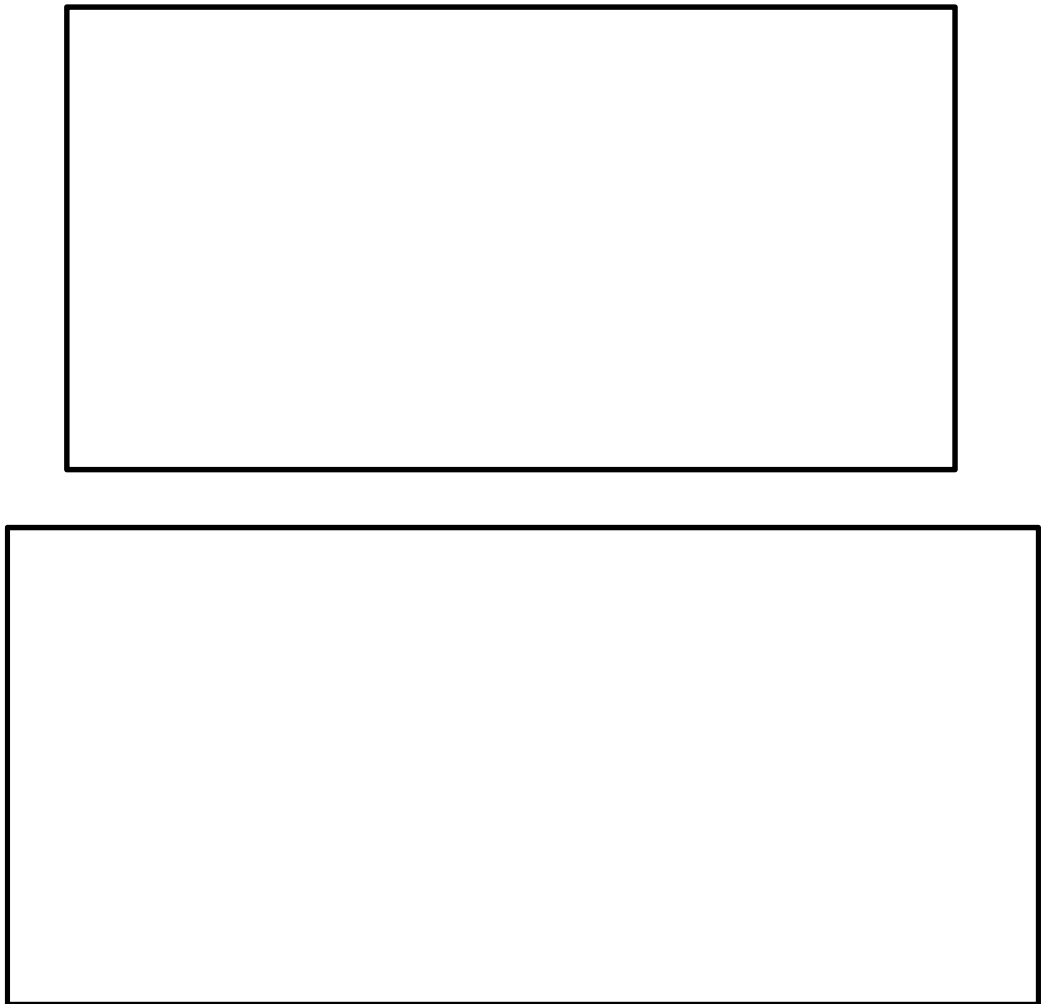


* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-1 荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンター

(2) 頂版部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する頂版部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。頂版部のコンクリートのひずみ状況を図 4.3-2 に示す。



* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-2 頂版部のコンクリートのひずみ状況

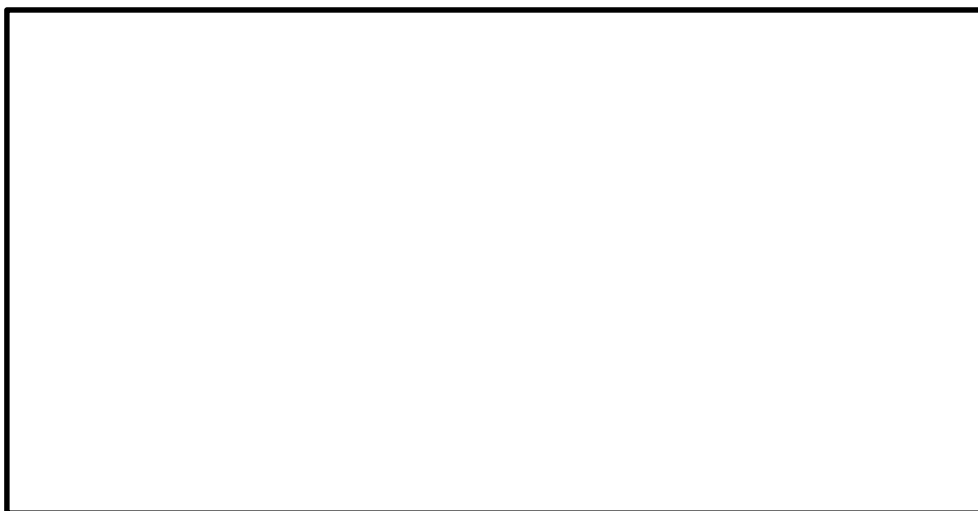
(3) 頂版部の水平力によるせん断応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する頂版鉄筋コンクリートに発生する水平力による応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋の X 方向及び Y 方向ひずみコンターを図 4.3-3 に示す。

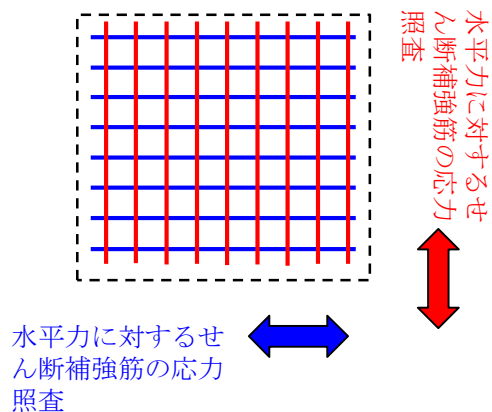
(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)



A-A平面図



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-3 荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋のひずみコンター

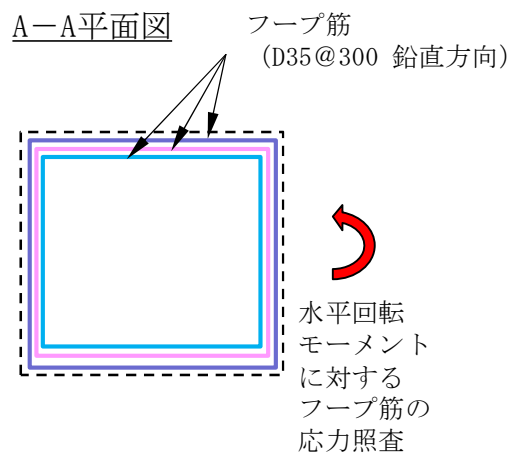
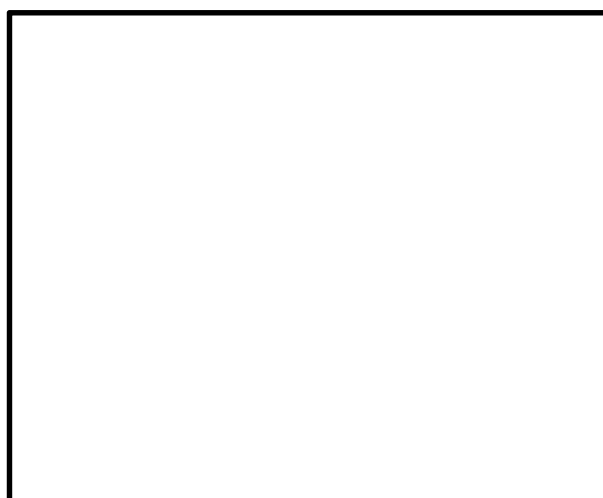
(4) 頂版部の水平回転モーメントによるせん断応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転モーメントによる応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるフープ筋ひずみコンターを図 4.3-4 に示す。

(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)

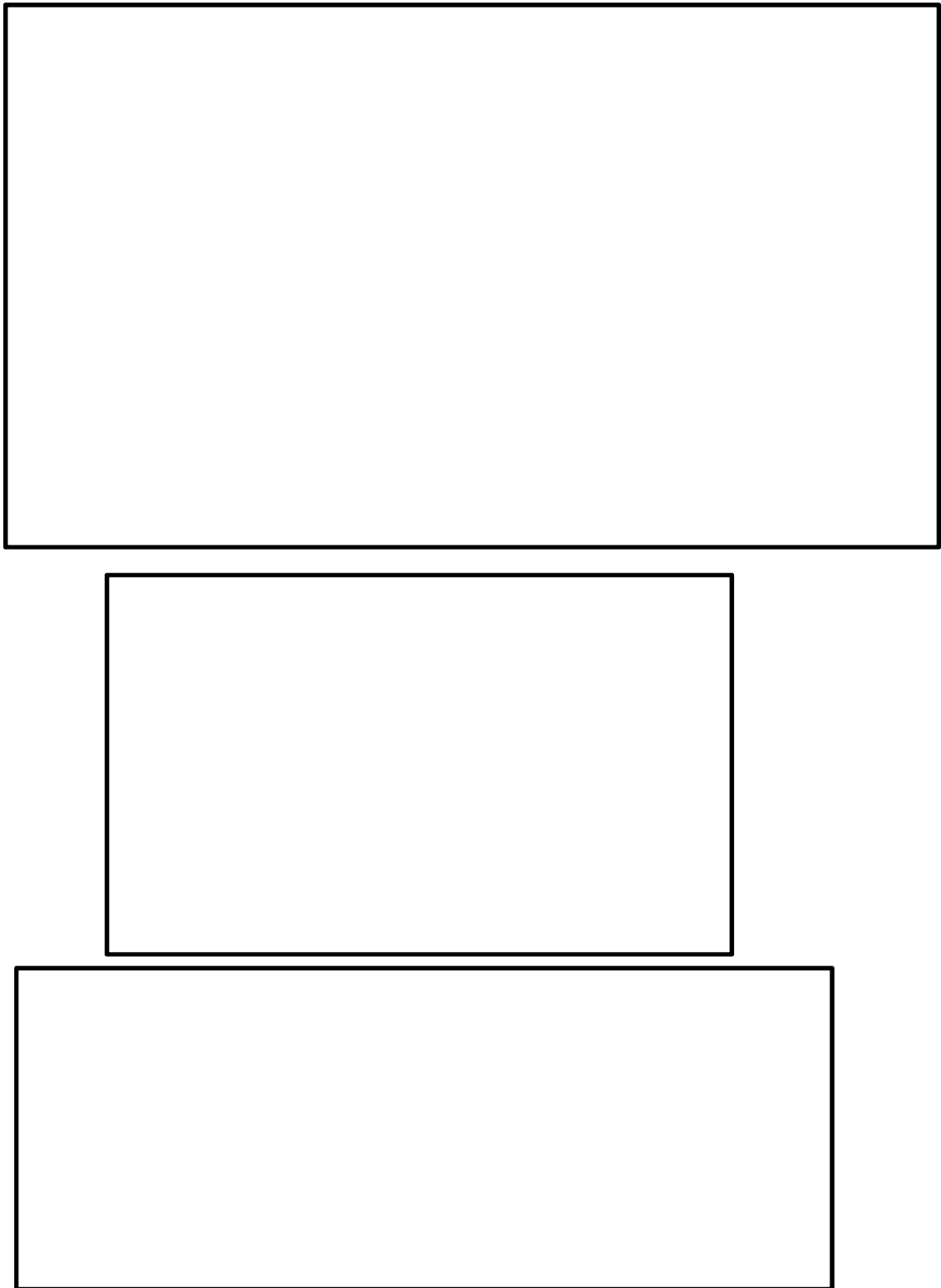


* 3 次元解析 (COM 3) による照査値は, 各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-4 荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンター

(5) 中詰め部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する中詰め部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。中詰め部のコンクリートのひずみ状況を図 4.3-5 に示す。



* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-5 中詰め部のコンクリートのひずみ状況

(6) 中詰部の水平力によるせん断応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する中詰め鉄筋コンクリートに発生する水平力による応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋の X 方向及び Y 方向のひずみコンターを図 4.3-6 に示す。

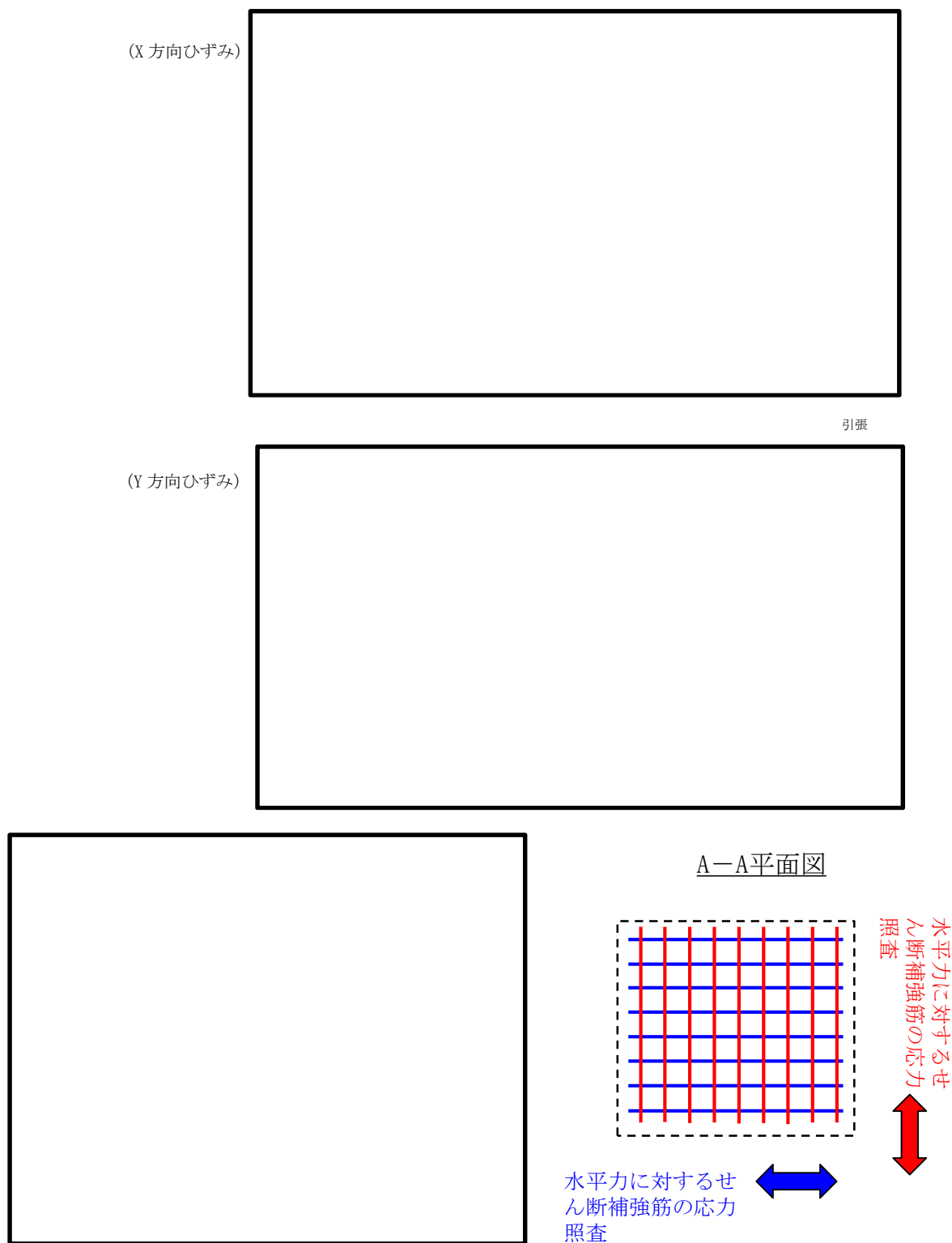
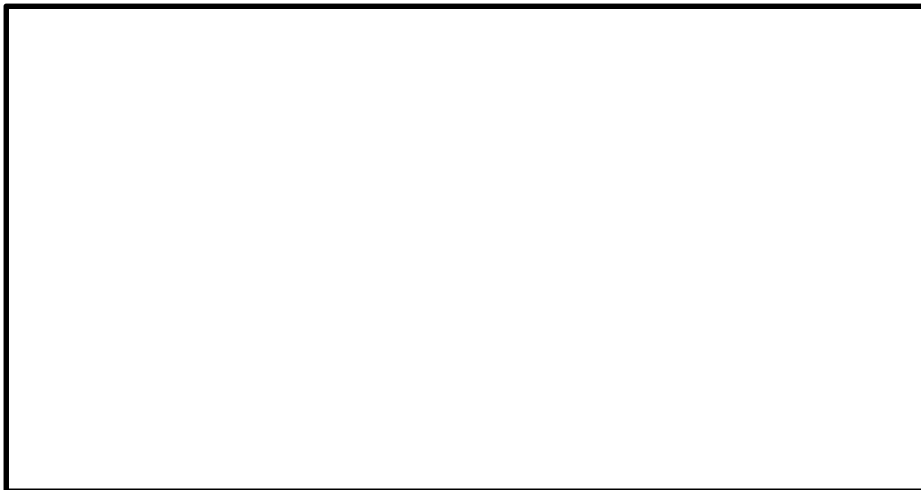


図 4.3-6 荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋のひずみコンター

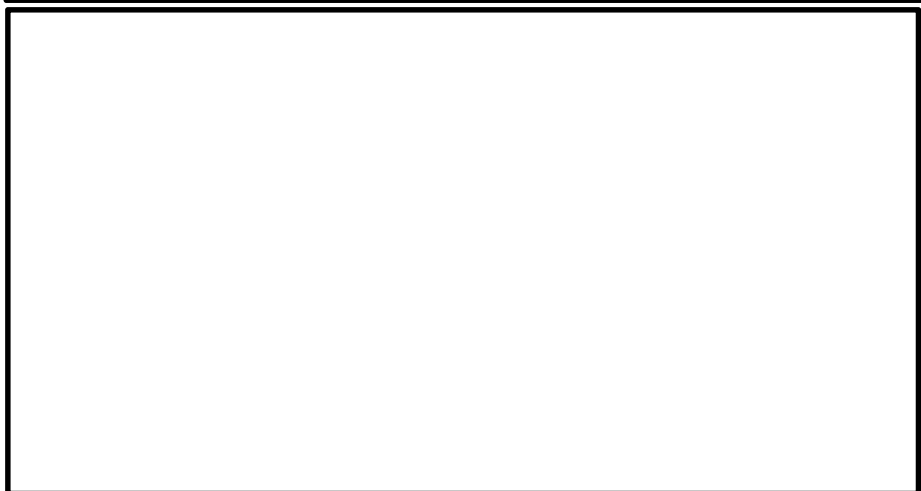
(7) 中詰め部の水平回転モーメントによるせん断応力

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する中詰め鉄筋コンクリートに発生する水平回転モーメントによる応力 (せん断応力) が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンターを図 4.3-7 に示す。

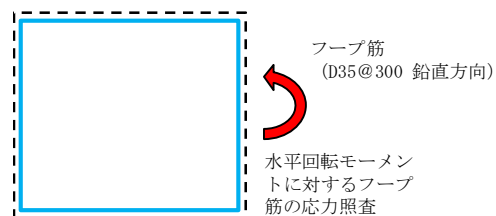
(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)



A-A平面図 (フープ筋)



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-7 荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンター

(8) 接合部の設計方法の妥当性の確認

設計荷重に対する接合部の設計方法は、各 3 成分の設計荷重に対して、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となった 3 次元構造モデルについて、6 成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを 3 次元解析 (COM3) で確認したことにより、設計方法の妥当性を確認した。

なお、設計荷重作用時には鉄筋コンクリートの発生応力が短期許容応力度以内に収まるため、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した。

解析結果一覧を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 解析結果一覧

	部 位	照査項目	許容限界 N/mm ²	最大発生応力度*2 N/mm ²	照査値*2 (発生応力度/許容限界)	判定
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカー ボルト	曲げ軸応力	355	126 (321)	0.36 (0.91)	OK
		引抜き力	6	2.4 (5.3)	0.40 (0.89)	OK
		コーンせん断力 (せん断補強筋の引張応力)	339.9	125 (167)	0.37 (0.50)	OK
水平力 (Sx, Sy)	頂版鉄筋 コンクリート及び中 詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(鉛直筋) (水平回転モーメントによる引張応力)	478.5	362 (211)	0.76 (0.45)	OK
	頂版鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	32	27 (10)	0.85 (0.32)	OK
		鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応力)	339.9	316 (- *3)	0.93 (- *3)	OK
		鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによるせん断応力)	478.5	315 (447)	0.66 (0.94)	OK
	中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	32	16 (- *4)	0.50 (- *4)	OK
		鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応力)	339.9	167 (299)	0.50 (0.88)	OK
		鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによるせん断応力)	478.5	345 (334)	0.73 (0.70)	OK
	水平回転モーメント (Mz)					

- *1：最大発生応力度は、3 次元解析 (COM3) において、6 成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合の発生応力度である。
 *2：上段は、設計荷重に対する 3 次元解析 (COM3) に基づく照査値であり、下段の () 内は、部材毎の設計荷重に対する各基準類に基づく照査値である。
 *3：コンクリートのみでせん断力を負担できるため、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」による最小鉄筋量を考慮した上で、保守的な配慮として鉄筋径の仕様を上げることで更なる安全余裕を有する構造とする。
 *4：各基準類にしたがい、設計上中詰め鉄筋コンクリート部の曲げ圧縮力に対しては、中詰め鉄筋コンクリートが負担することを期待せず、鋼殻のみでも負担可能としている。

表 4.3-1 より、3 次元解析 (COM3) による照査結果は、設計荷重に対する各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定しているが、全ての部材について照査値が 1.0 以下であり、許容値を満足していることから安全余裕を有する構造であることを確認した。

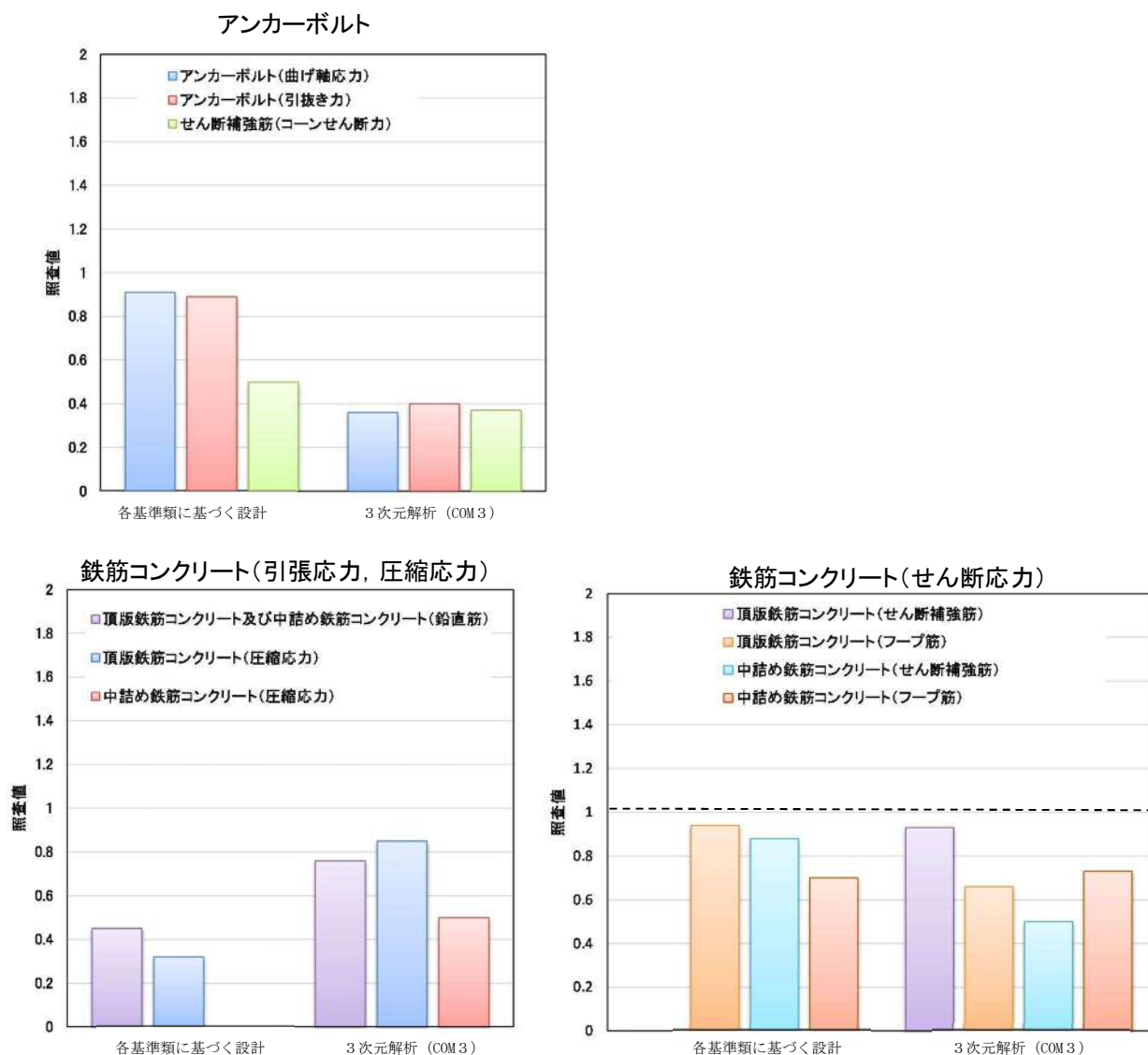
頂版鉄筋コンクリート (せん断補強筋) について、3 次元解析 (COM3) による照査値が 0.93 となっているのは、設計上コンクリートのみでせん断力を負担できるため、各基準類にしたがい最小鉄筋量を配置したこと、及び設計荷重に対する各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて応力を求め照査値を算定していること、並びに最大局所ひずみに着目して照査値を算定していることによるものであるが、保守的な配慮として鉄筋径の仕様を上げることで更なる安全余裕を有する構造とする。

4.4 伝達メカニズムと3次元挙動の整理

(1) 各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析（COM3）による照査結果の整理

アンカーボルトは「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設計を行ったのに対し、3次元解析（COM3）では構成部材が一体となった3次元構造モデルを用いてより詳細な解析を行った結果、アンカーボルトについては3次元解析（COM3）による照査結果の方が、各基準類に基づく設計での評価よりもアンカーボルトの安全余裕が高いことが確認された。これは、接合部に対する引抜き力は、最初は主にアンカーボルトが負担するが、次第にアンカーボルトの内側にある頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）にも分配されるようになり、アンカーボルトの荷重負担が低減されるメカニズムとなっている。

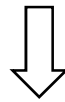
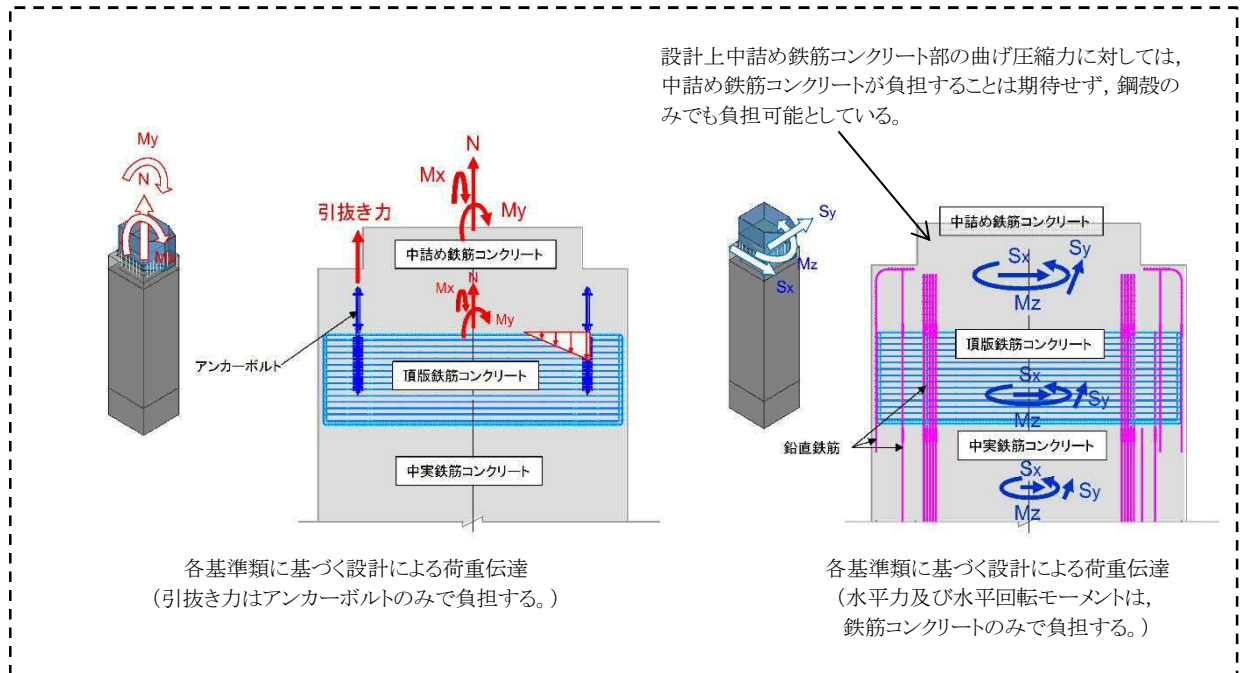
各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析（COM3）による照査結果の比較図を図4.4-1に示し、各基準類に基づく設計と3次元解析（COM3）の荷重伝達メカニズムを図4.4-2に示す。



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.4-1 各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析 (COM3) による照査結果の比較図

各基準類に基づく設計



3次元解析 (COM3)

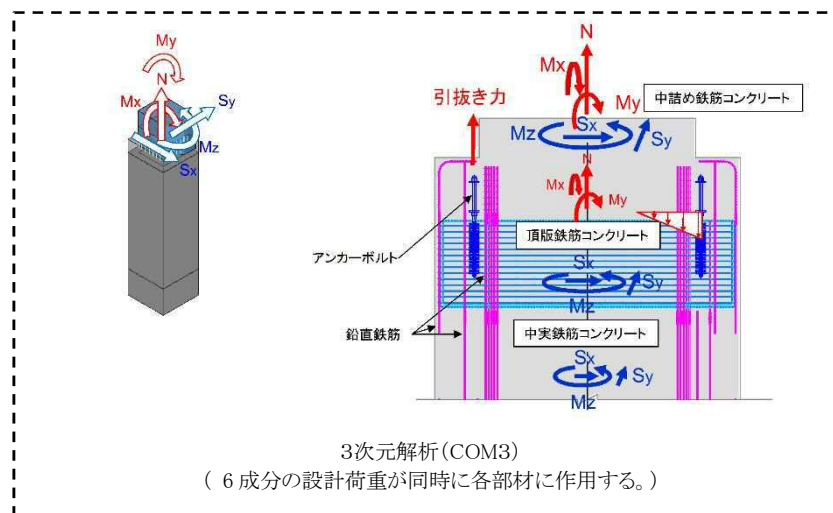


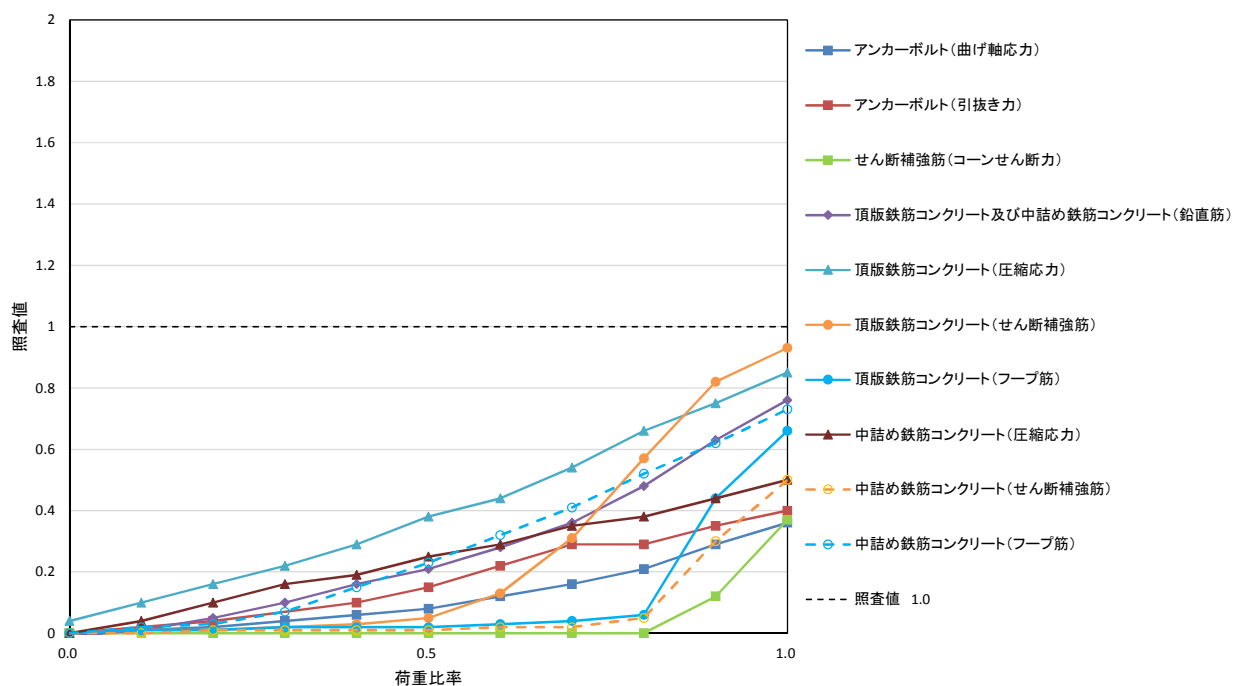
図 4.4-2 各基準類に基づく設計と3次元解析 (COM3) の荷重伝達メカニズム

(2) 荷重の伝達メカニズム及び3次元挙動

3次元解析（COM3）による解析結果（照査値と荷重比率との関係）を図4.4-3に示す。

図4.4-3の解析結果から、下記のことが確認された。

- ・ 頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋）が主に負担している荷重は、荷重比率0.8以降において頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）に分配されている。その際、急激に荷重負担が増加する部材はなく、概ね同様の勾配で推移している。
- ・ 荷重比率0.7程度までは接合部の引抜き力を主にアンカーボルトが負担しているが、荷重比率0.7程度以降は主に頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）が負担するようになり、適切に負担荷重が分配されている。
- ・ 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定しているものであるが、荷重比率1.0（設計荷重）において、3次元解析（COM3）による全ての部材の照査値が1.0以下となっていることから、これらの部材が一体となった構造は、設計荷重に対して安全余裕を有する構造である。



* 荷重比率1.0の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

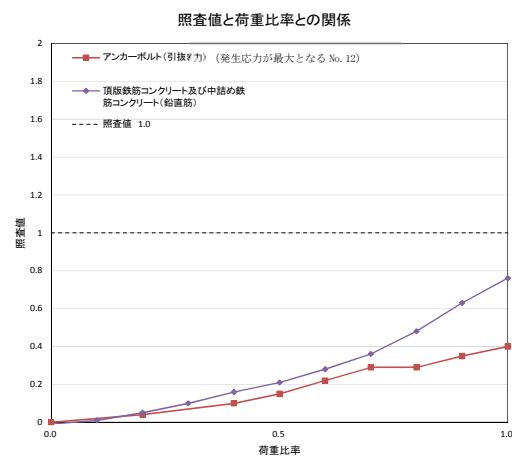
* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図4.4-3 3次元解析（COM3）による解析結果（照査値と荷重比率との関係）

a. アンカーボルト（引抜き力）と頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の評価

荷重比率 0.7 程度までは接合部の引抜き力を主にアンカーボルトで負担しているが、荷重比率 0.7 程度以降は主に頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）が負担するよう、適切に負担荷重が分配されている。

頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-4 に、各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）のひずみコンターを図 4.4-5 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM 3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

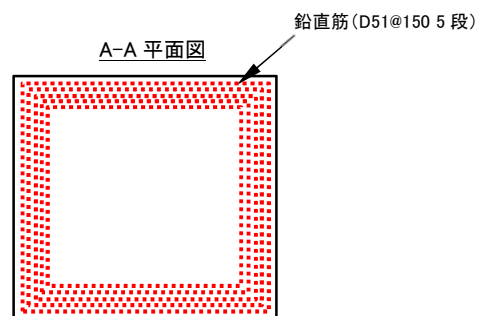
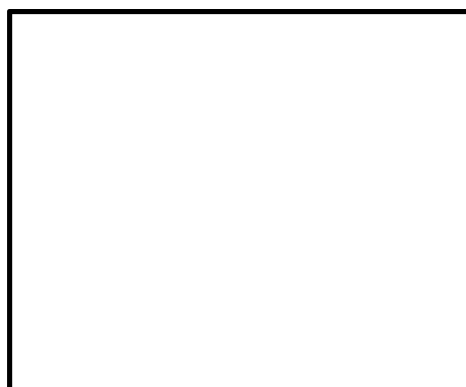


図 4.4-4 頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の照査値と荷重比率との関係

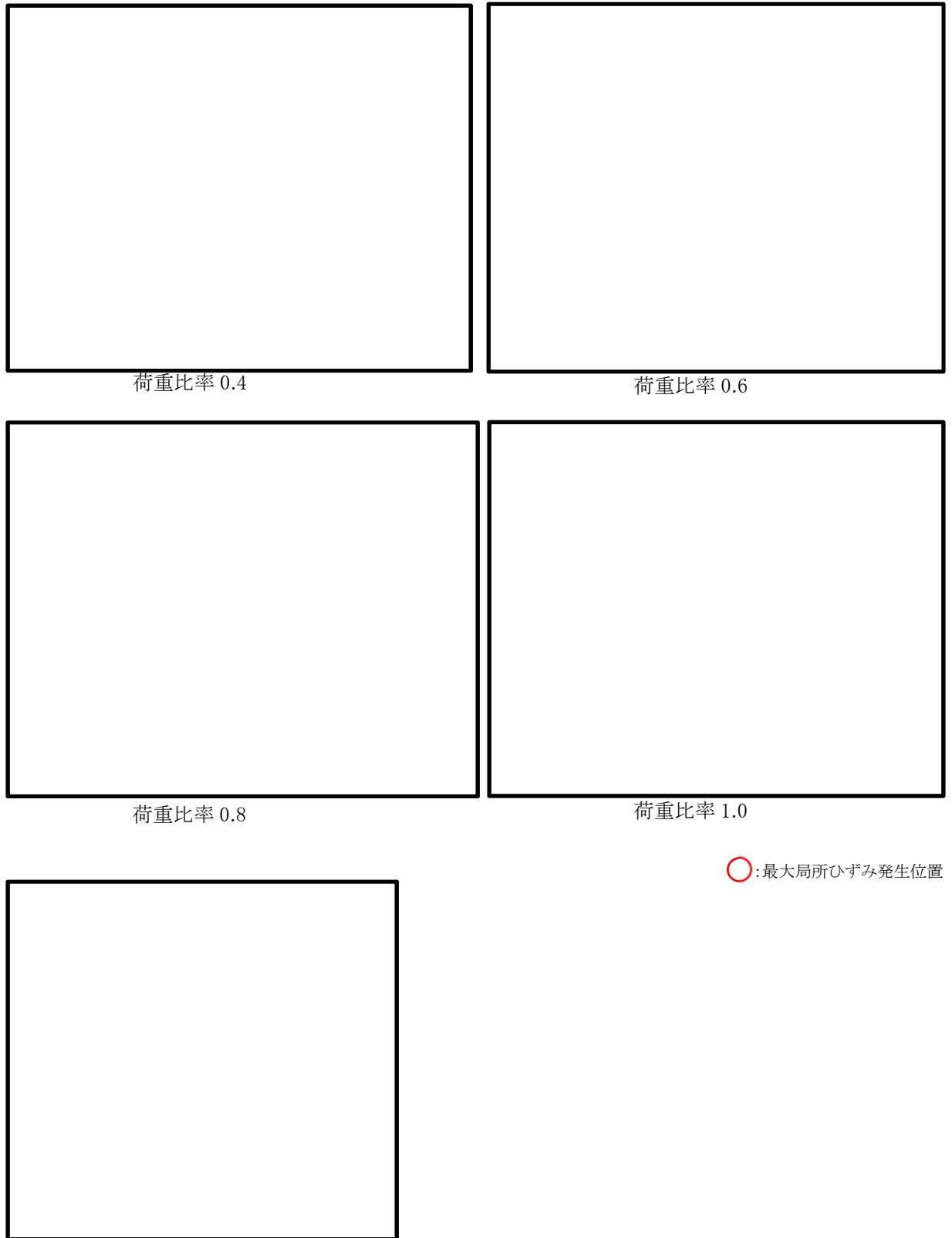
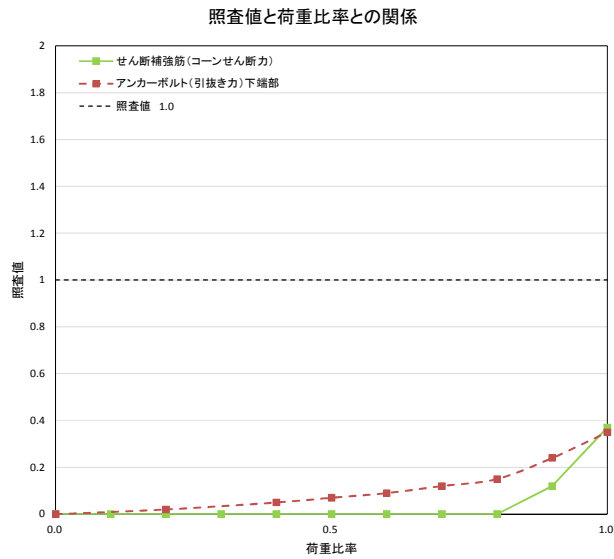


図 4.4-5 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋
コンクリート（鉛直筋）のひずみコンター

b. アンカーボルト（せん断補強筋）の評価

アンカーボルト（せん断補強筋）は、荷重比率 0.8 程度以降において、アンカーボルトの周りに配置したせん断補強筋が鉛直方向の荷重を負担する傾向にある。

アンカーボルト（せん断補強筋）及びアンカーボルト（引抜き力）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-6 に示し、各荷重比率におけるアンカーボルト（せん断補強筋）のひずみコンターを図 4.4-7 に示す。



＊荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

＊ 3 次元解析 (COM 3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

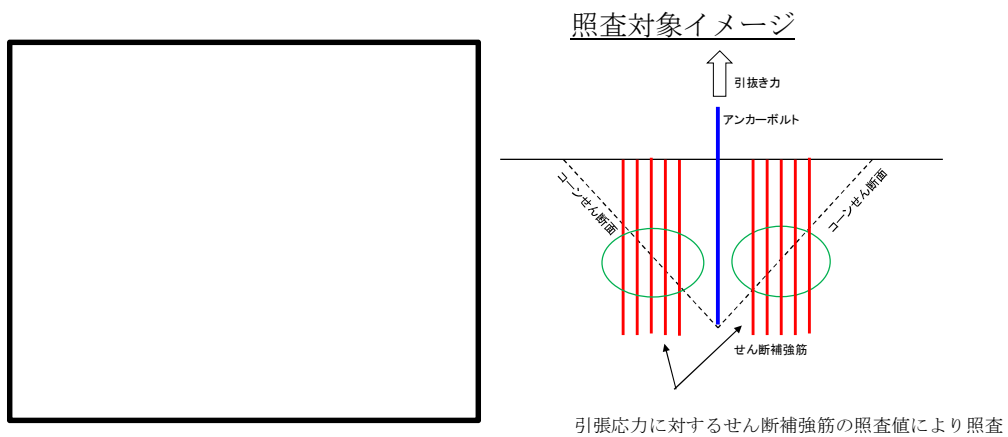
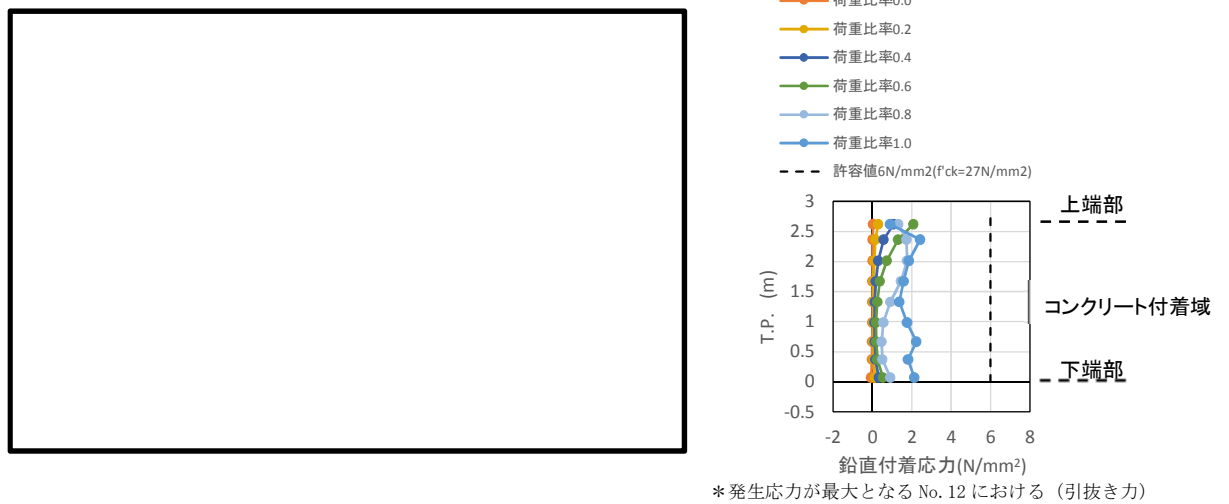


図 4.4-6 アンカーボルト (せん断補強筋) 及びアンカーボルト (引抜き力) の
照査値と荷重比率との関係

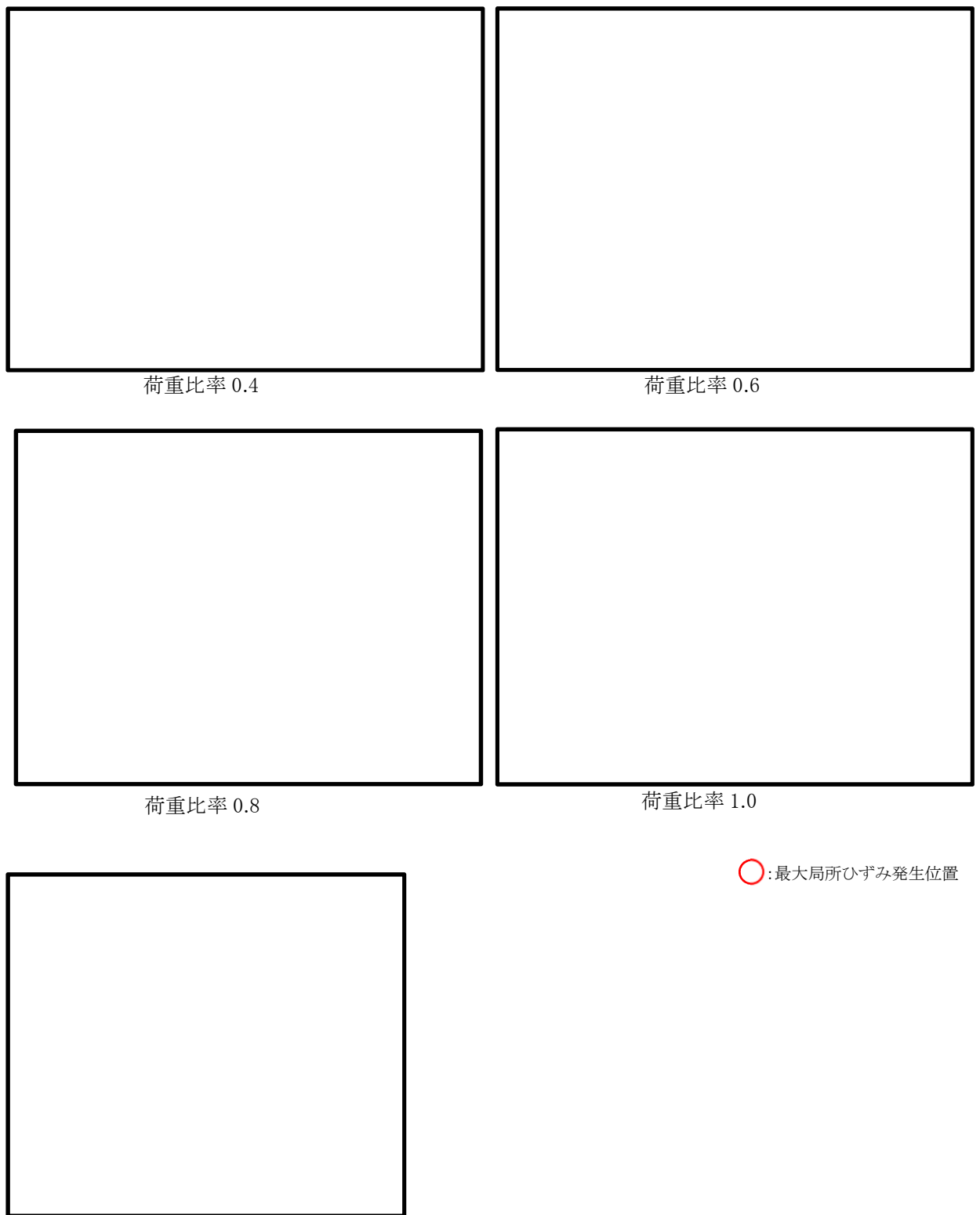


図 4.4-7 各荷重比率におけるアンカーボルト（せん断補強筋）のひずみコンター

c. 鉄筋コンクリート（せん断補強筋，フープ筋）の評価

津波荷重による水平回転モーメントの影響を直接的に受ける中詰め鉄筋コンクリートのフープ筋は，載荷初期から荷重を負担する。

荷重の増加に伴い，頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋），頂版鉄筋コンクリートのフープ筋，中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）の順に負担部材が増えていく。

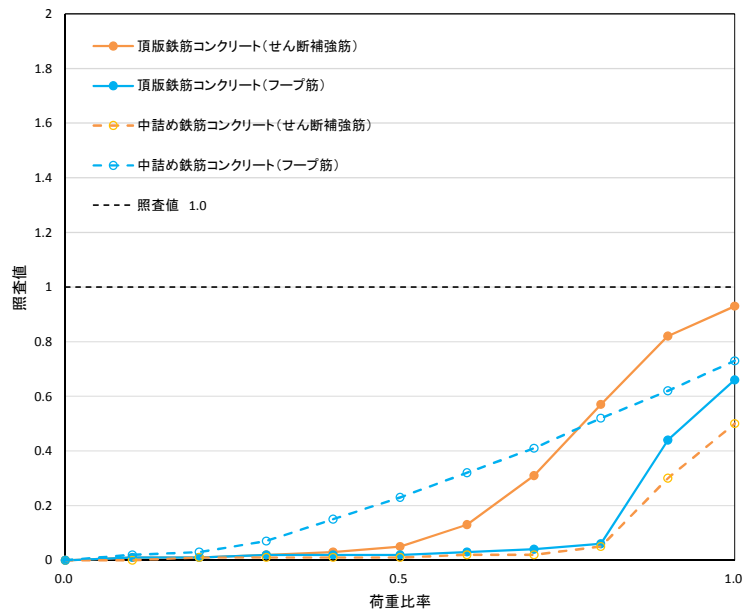
このような荷重伝達メカニズムは中詰め鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートを貫くように配置した鉛直筋によるものと考えられる。

支配的な負担モードとしては，頂版鉄筋コンクリートのせん断補強筋，中詰め鉄筋コンクリートのフープ筋となっており，頂版鉄筋コンクリートのフープ筋及び中詰め鉄筋コンクリートのせん断補強筋の荷重比率 1.1 以降は，荷重分配が行われたと考えられる。

また，頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）は，荷重の増加とともに負担範囲が広がり，かつ，荷重比率 0.8 程度から最大荷重の負担位置が移動している。このような荷重伝達メカニズムは中詰め鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートを貫くように配置した鉛直筋によるものと考えられる。

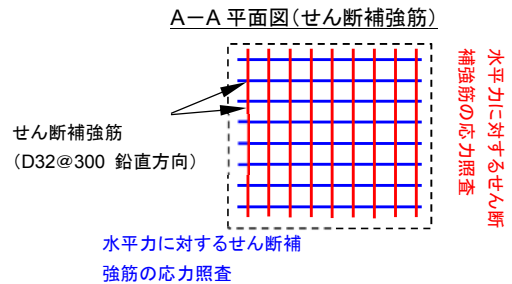
鉄筋コンクリート（せん断補強筋，フープ筋）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-8 に，各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋），頂版鉄筋コンクリート（フープ筋），中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンターを図 4.4-9～図 4.4-12 に示す。

照査値と荷重比率との関係

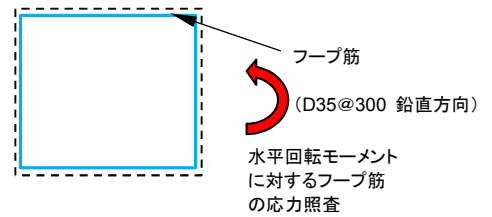


* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3 次元解析 (COM 3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



B-B 平面図(フープ筋)(中詰め鉄筋コンクリート)



C-C 平面図(フープ筋)(頂版鉄筋コンクリート)

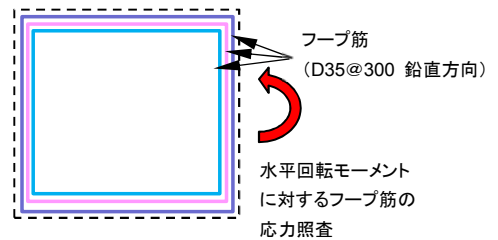


図 4.4-8 鉄筋コンクリート (せん断補強筋, フープ筋) の照査値と荷重比率との関係

(X 方向ひずみ)

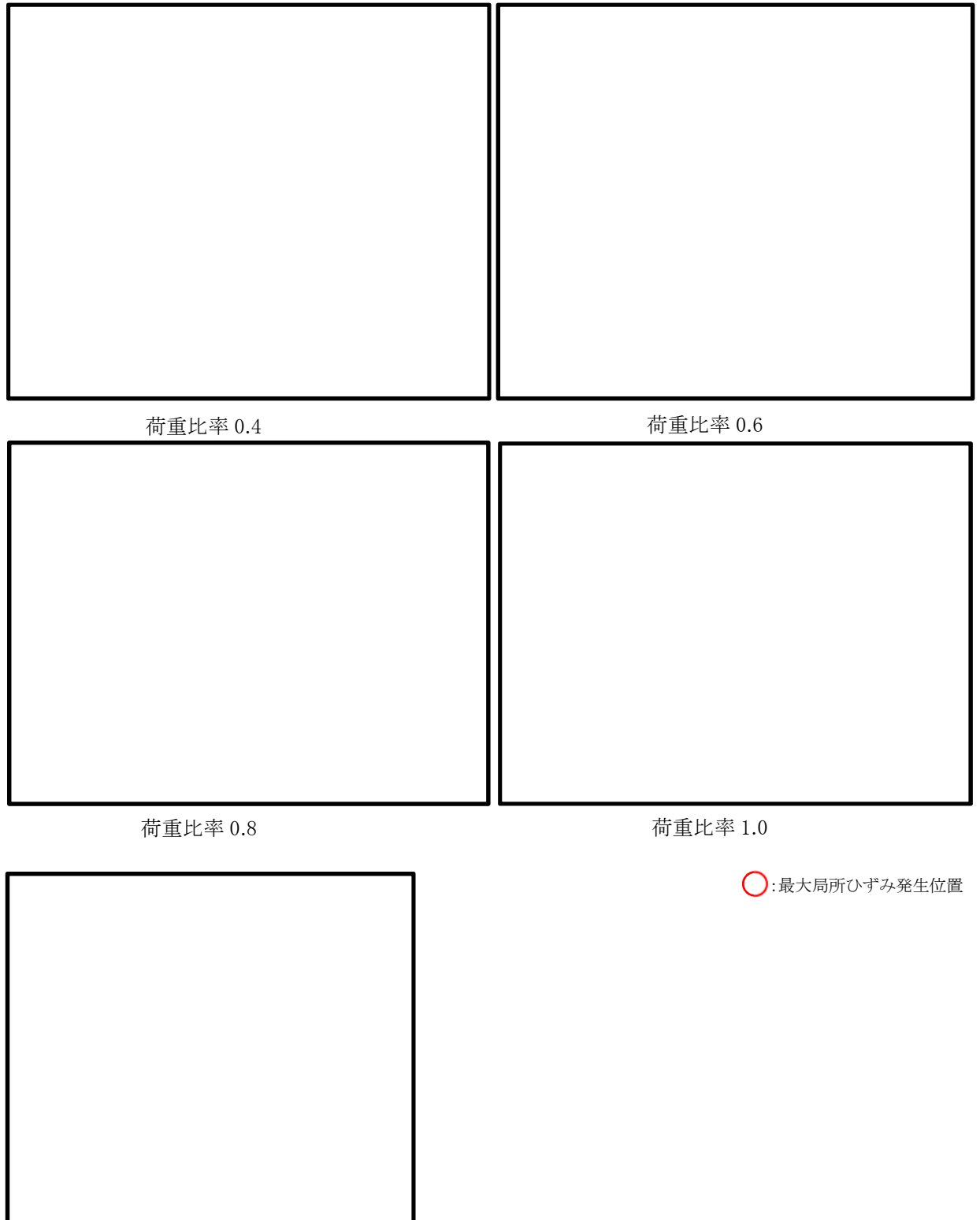


図 4. 4－9 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋）のひずみコンター

(Y 向ひずみ)

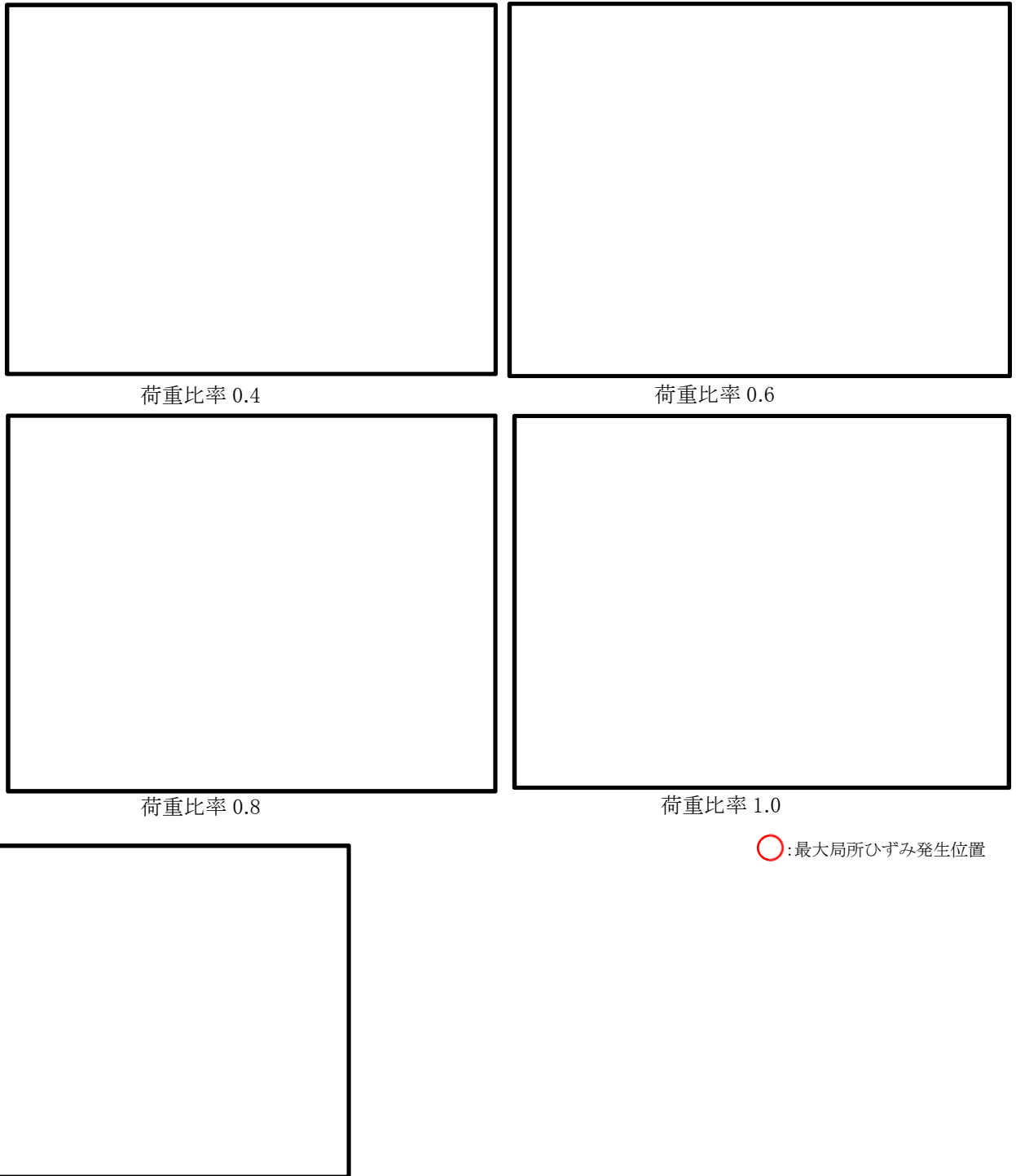


図 4.4-10 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンター

(X 方向ひずみ)

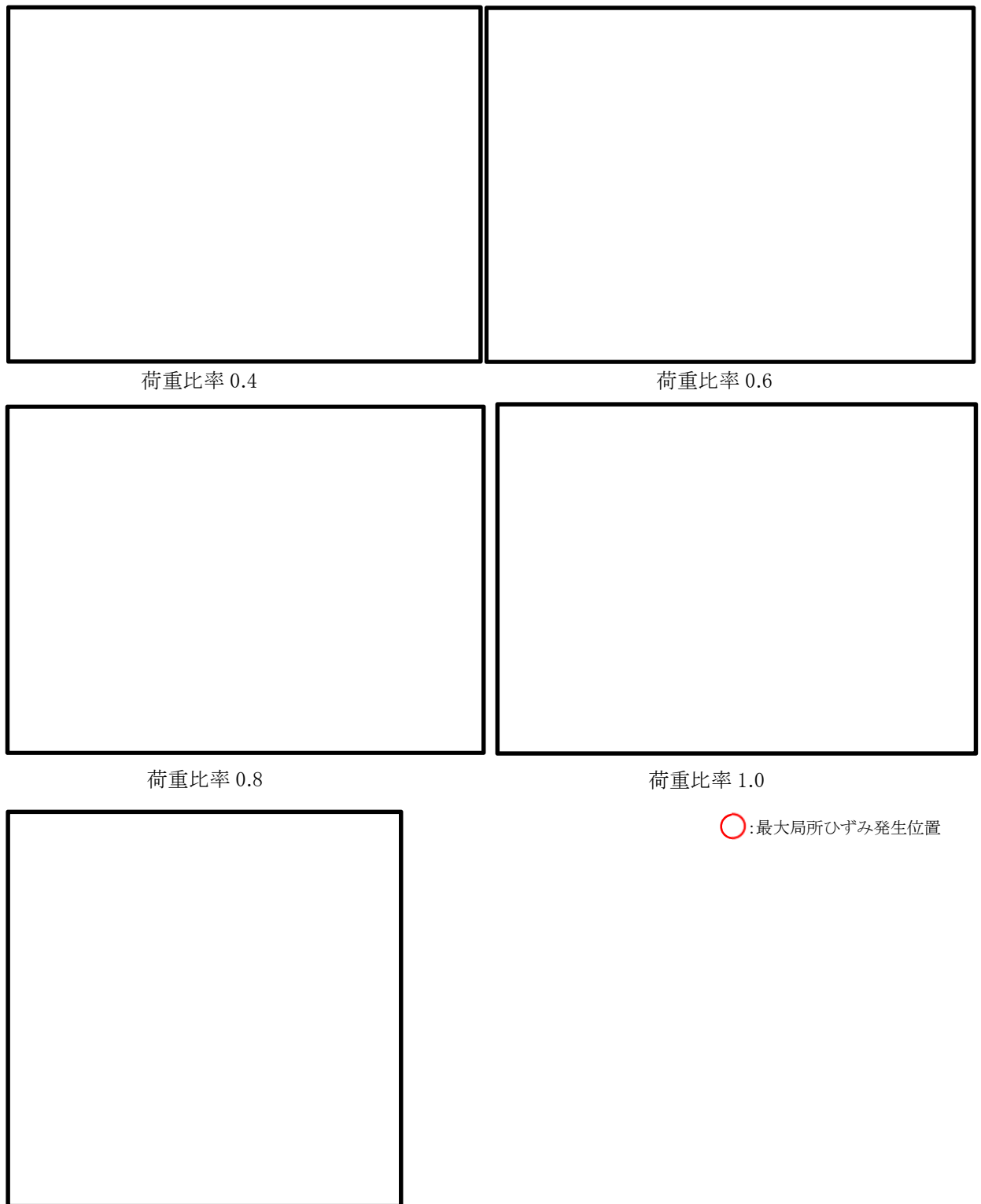


図 4.4-11 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）のひずみコンター

(Y 向ひずみ)



荷重比率 0.4



荷重比率 0.6



荷重比率 0.8



荷重比率 1.0

○:最大局所ひずみ発生位置

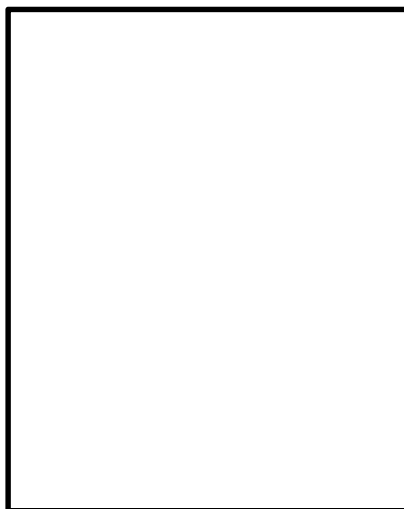
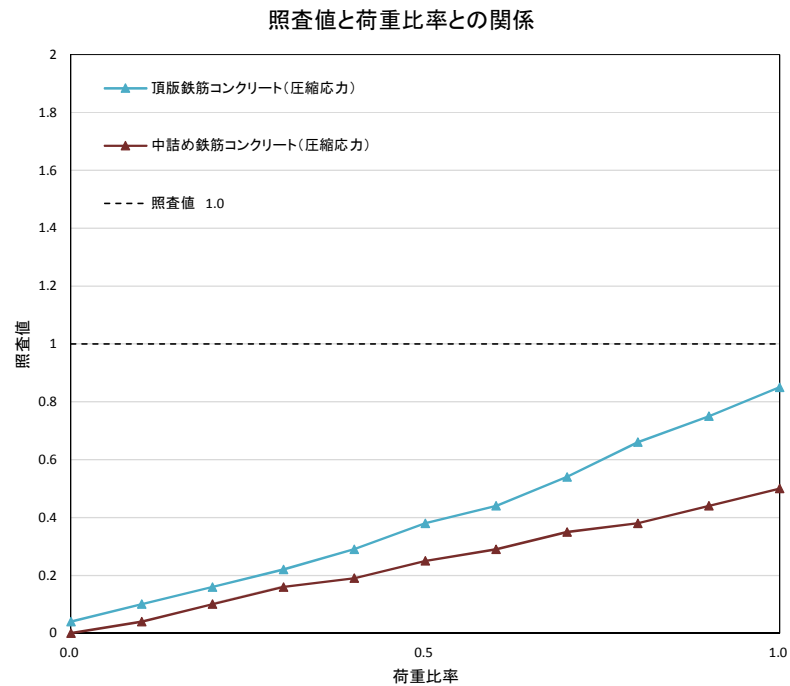


図 4.4-12 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンター

d. 鉄筋コンクリート（圧縮応力）の評価

鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値は、荷重比率の増加に伴いほぼ同じ勾配で大きくなる。

鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-13 に、各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（圧縮応力）及び中詰め鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンターを図 4.4-14、図 4.4-15 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



図 4.4-13 鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値と荷重比率との関係

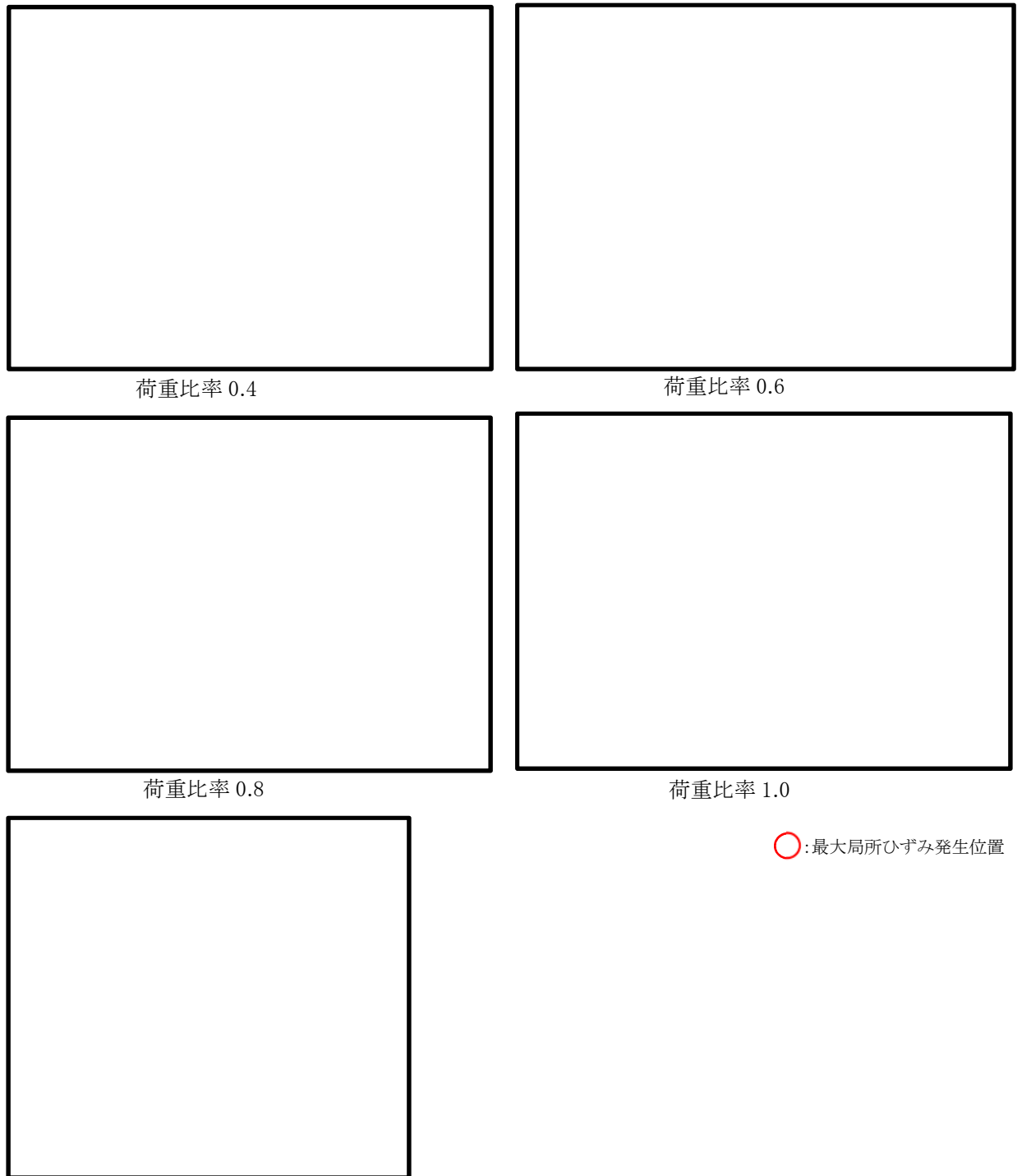


図 4.4-14 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンター

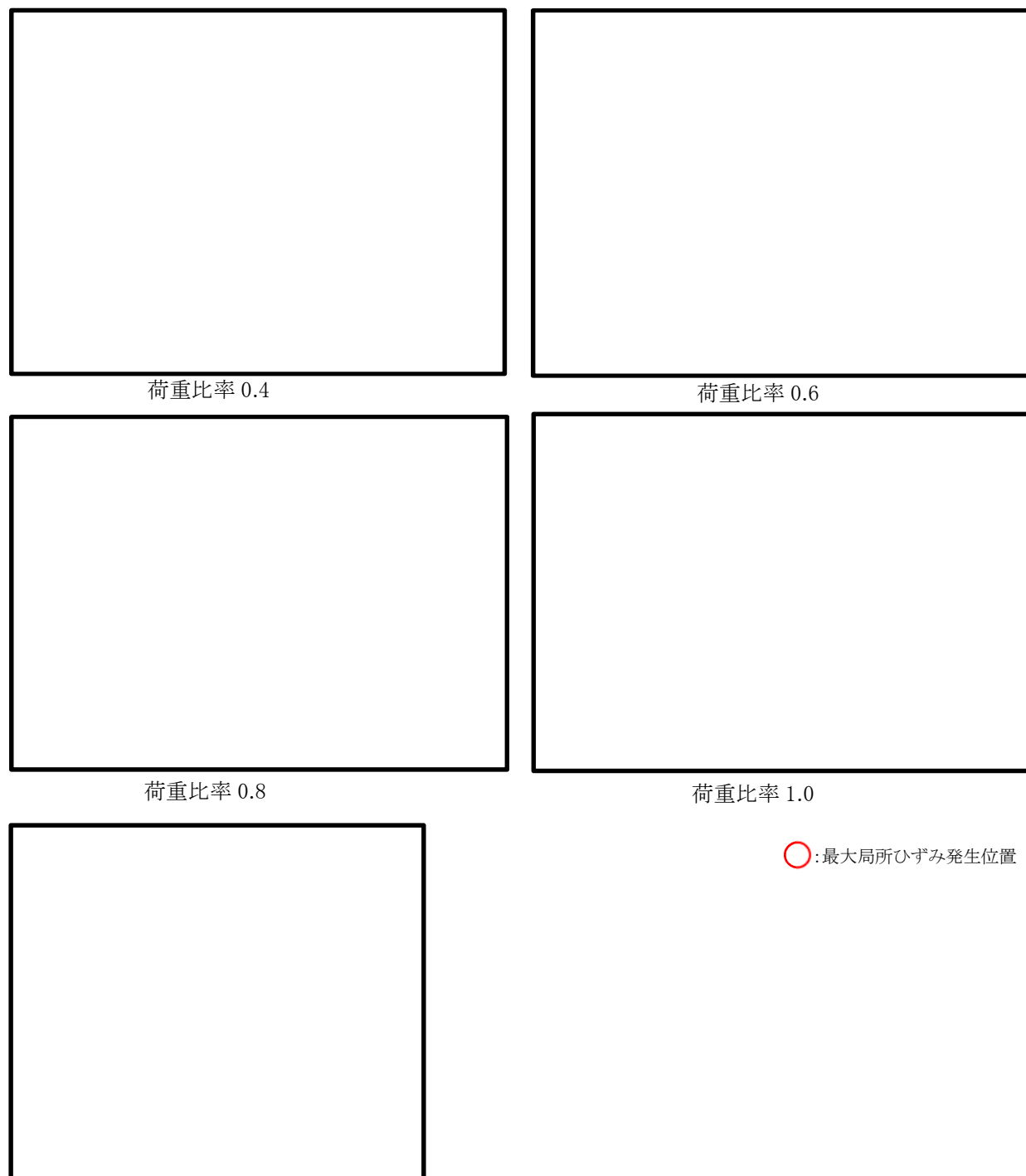


図 4.4-15 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンター

4.5 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認

設計荷重を超える荷重を仮想した場合に対して、十分な靱性を有する構造であることを下記のことにより確認した。

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合に対する鋼製防護壁における荷重～変位関係を確認した。設計荷重を超える荷重を載荷した場合においても、耐荷性能を保持している構造であることを3次元解析（COM3）により確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図4.5-1に示す。

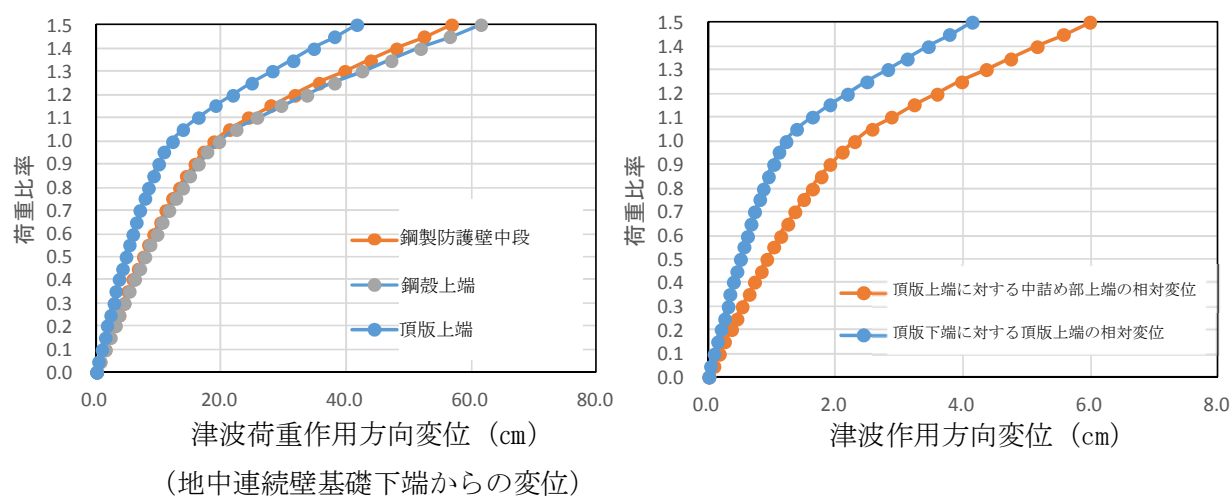


図 4.5-1 津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係

(2) 設計荷重を超える荷重の載荷に対して、十分な靱性があることの確認

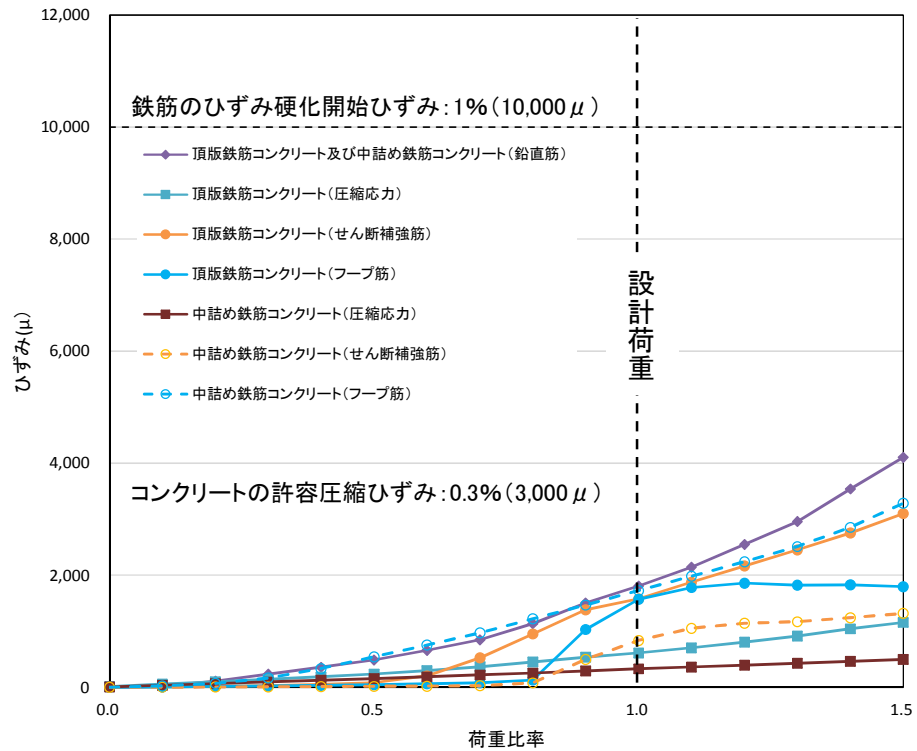
鉄筋コンクリート部材の最大局所ひずみと荷重比率（荷重比率 1.0, 1.2, 1.5 のそれぞれに対する最大局所ひずみ要素に着目）を表 4.5-1 に示し、局所ひずみと荷重比率との関係（荷重比率 1.0 の時点で最も局所の照査値が大きい要素に着目）を図 4.5-2 に示す。

設計荷重を超える荷重を仮想した場合においても、全ての部材の最大局所ひずみが鉄筋のひずみ硬化開始ひずみ及びコンクリートの圧縮限界ひずみに対して十分余裕のある範囲内であることを確認した。また、各部材の荷重比率 1.5 に至る過程においても、一部の部材にひずみが集中して急激に増加する状態は生じず、どの部材も無理なく荷重を負担している。

以上のことから、接合部の構造は、設計荷重を超える荷重を仮想した場合においても、全ての部材において脆性的なひずみ増加を呈しているものではなく、鉄筋のひずみ硬化開始ひずみ及びコンクリートの許容圧縮ひずみに対して十分余裕のある範囲内で耐荷性能を保持していることから、これらの部材が一体となった 3 次元構造として十分な靱性があることを確認した。

表 4.5-1 最大局所ひずみと荷重比率
(荷重比率 1.0, 1.2, 1.5 のそれぞれに対する最大局所ひずみ要素に着目)

部 位	照査項目	最大局所ひずみ (μ)		
		荷重比率 1.0	荷重比率 1.2	荷重比率 1.5
頂版鉄筋 コンクリート及び 中詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(鉛直筋) (水平回転モーメントによる 引張応力)	1810	2550	4110
頂版鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	613	805	1158
	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応 力)	1580	2340	3930
	鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによる せん断応力)	1570	1860	1795
中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	329	395	498
	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応 力)	836	1160	1330
	鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによる せん断応力)	1730	2240	3283



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい各部材要素のひずみの変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

- * 1 : 鉄筋のひずみ硬化開始ひずみは、「コンクリート標準示方書 (2017)」に示される SD490 の終局限界より前の段階である規格値の下限値のひずみ 1% (10,000 μ) とする。
鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの許容圧縮ひずみは、「JSME S NE1-2011 (日本機械学会, 2011)」に示される荷重状態Ⅳに対するコンクリート圧縮ひずみの許容値のひずみ 0.3% (3,000 μ) とする。

図 4.5-2 局所ひずみと荷重比率との関係
(荷重比率 1.0 の時点で最も局所の照査値が大きい要素に着目)

6.1.3 止水機構に関する補足説明

6.1.3.1 止水機構（1次止水機構）の実規模大実証試験の計画について

1. 目的

止水機構が基準地震動 S_s 及び余震+津波時において、実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）を行い、止水板の挙動を確認することにより、変位追従性、水密ゴムの健全性を確認する。

実証試験においては、振動台の能力の中で実証試験を行う必要があることから、最大限の加振ケースにて実証試験を行い止水板の挙動等※を確認する。また、実証試験にて得られた結果については、三次元動的解析を実施し検証を行うとともに、基準地震動 S_s における止水板の挙動等※については、三次元動的解析にて止水板の挙動等※を確認する。

※止水板の挙動等とは

地震時又は余震+津波時における止水板の挙動、変位追従性、水密ゴムの健全性

2. 止水機構（1次止水機構）の概要

鋼製防護壁と既設取水路間の止水構造は、津波による荷重、鋼製防護壁と取水路の地震時における追従性を確保する必要があることから、止水板が可動できるよう止水機構を設置する。1次止水機構は、止水板の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する。

また、止水板には漂流物の衝突による影響も考慮し、止水板押え及び保護プレートを設置し漂流物荷重からも耐える構造とする。

止水機構の構造図を図1に、1次止水機構に係る各部位の役割・機能を表1に示す。

なお、止水機構は、1次止水機構である止水板からの微少な浸水も考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側にシートジョイントからなる2次止水機構を設置する。

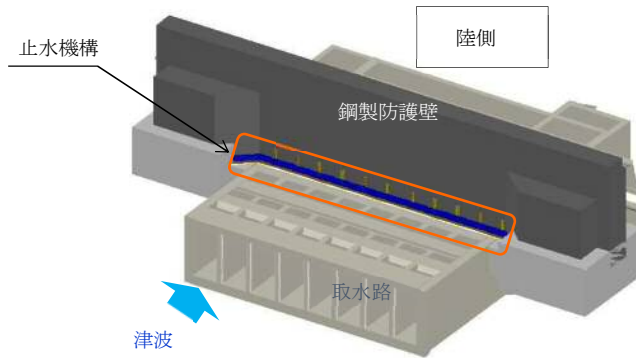


図 止水機構の設置位置

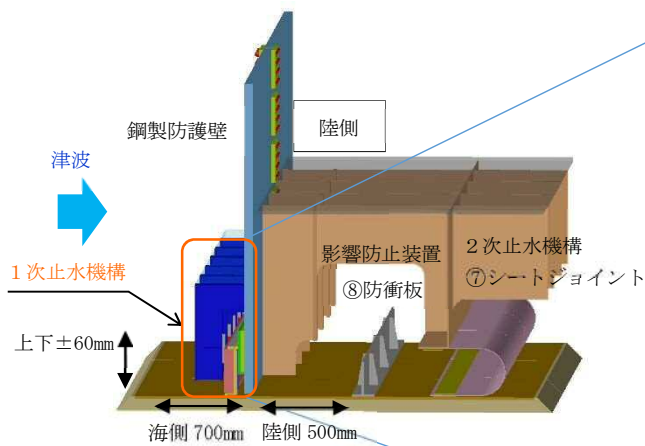


図 a 止水機構断面図

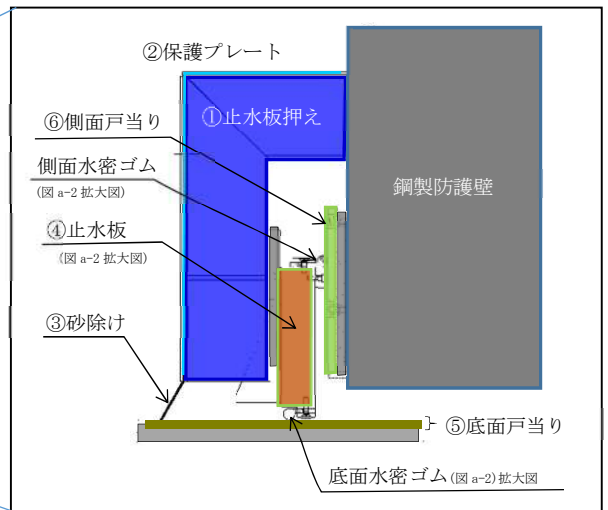


図 a-1 1次止水機構拡大図

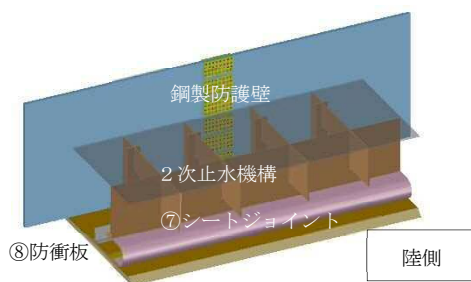


図 b 2次止水機構の構造

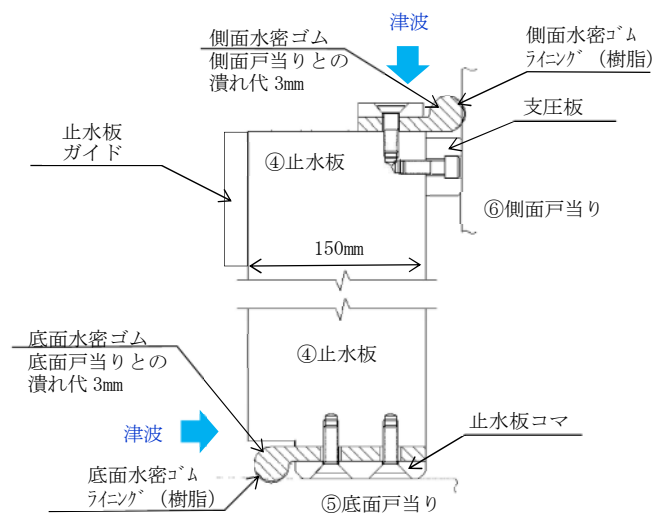


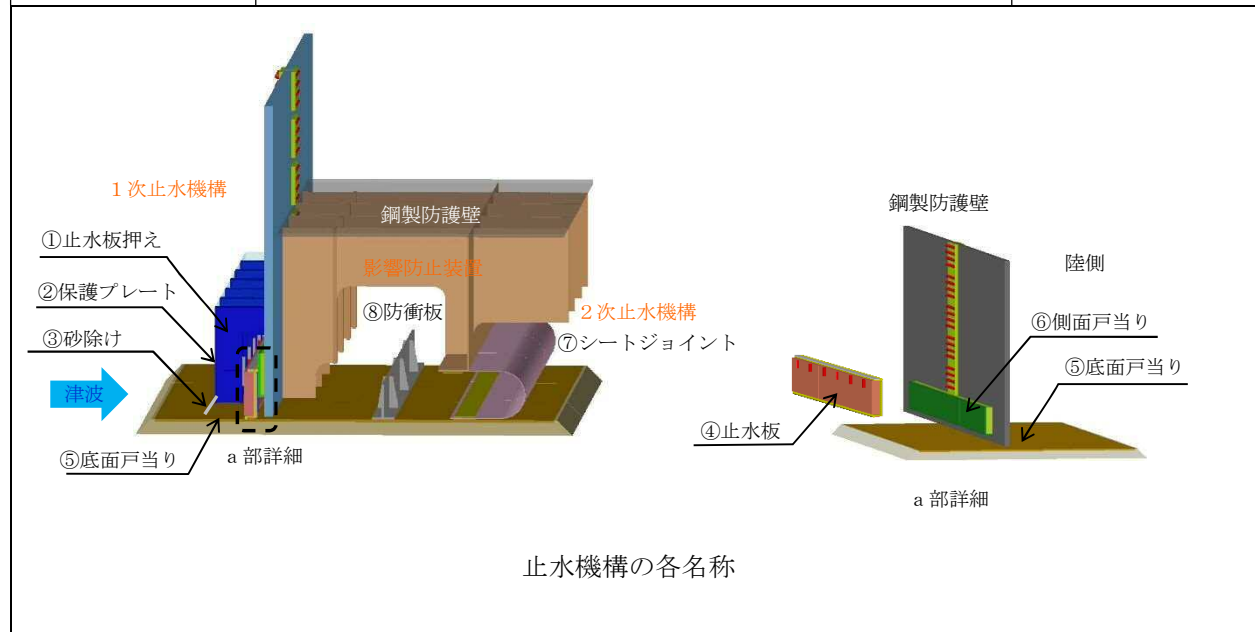
図 a-2 止水板、底面・側面水密ゴム拡大図

図1 止水機構の構造図

表1 1次止水機構に係る各部位の役割・機能

各部位の役割・機能については以下のとおり。名称は下図に示す。

名称	役 割・機 能	材 料
① 止水板押え	・ 止水板を支持する。 ・ 漂流物等から止水板を防護する。	鋼製，ステンレス
② 保護プレート	・ 大型植生などから止水板を防護する。 ・ 止水板への異物混入を防止する。	鋼製
③ 砂除け	・ 底面戸当り面への砂等の異物混入を防止する。	ナイロン
④ 止水板	・ 止水機構の扉体の機能。 ・ 底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。 ・ 1枚当たりの主要仕様 寸法：横2000mm×幅150mm×高さ400mm 重量：約930kg	ステンレス ＋ 水密ゴム (P形ゴム)
⑤ 底面戸当り	・ 止水板の底面水密ゴムとのシール性を確保する。 (真直度，平面度の管理) ・ 床部より約100mm嵩上げし異物混入を防止する。	ステンレス (表面仕上げNo.1) ^{※3}
⑥ 側面戸当り	・ 止水板の側面水密ゴムとのシール性を確保する。 (真直度，平面度の管理)	ステンレス (表面仕上げNo.1) ^{※3}
⑦ シートジョイント ^{※1}	・ 水密ゴムからの微小な浸水を保持する。 ・ 陸側からの異物混入を防止する。	ポリエステル繊維
⑧ 防衝板 ^{※2}	・ 1次止水機構の損傷又は保守に伴う取外し時に漂流物が2次止水機構に到達することを防止する。	鋼製



※1：2次止水機構

※2 影響防止装置

※3：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯 表面仕上げ より

3. 鋼製防護壁と1次止水機構の検討フロー及び1次止水機構の実証試験評価フロー

鋼製防護壁と1次止水機構の検討フロー（図2）及び1次止水機構の実証試験評価フロー（図3）については以下のとおり。

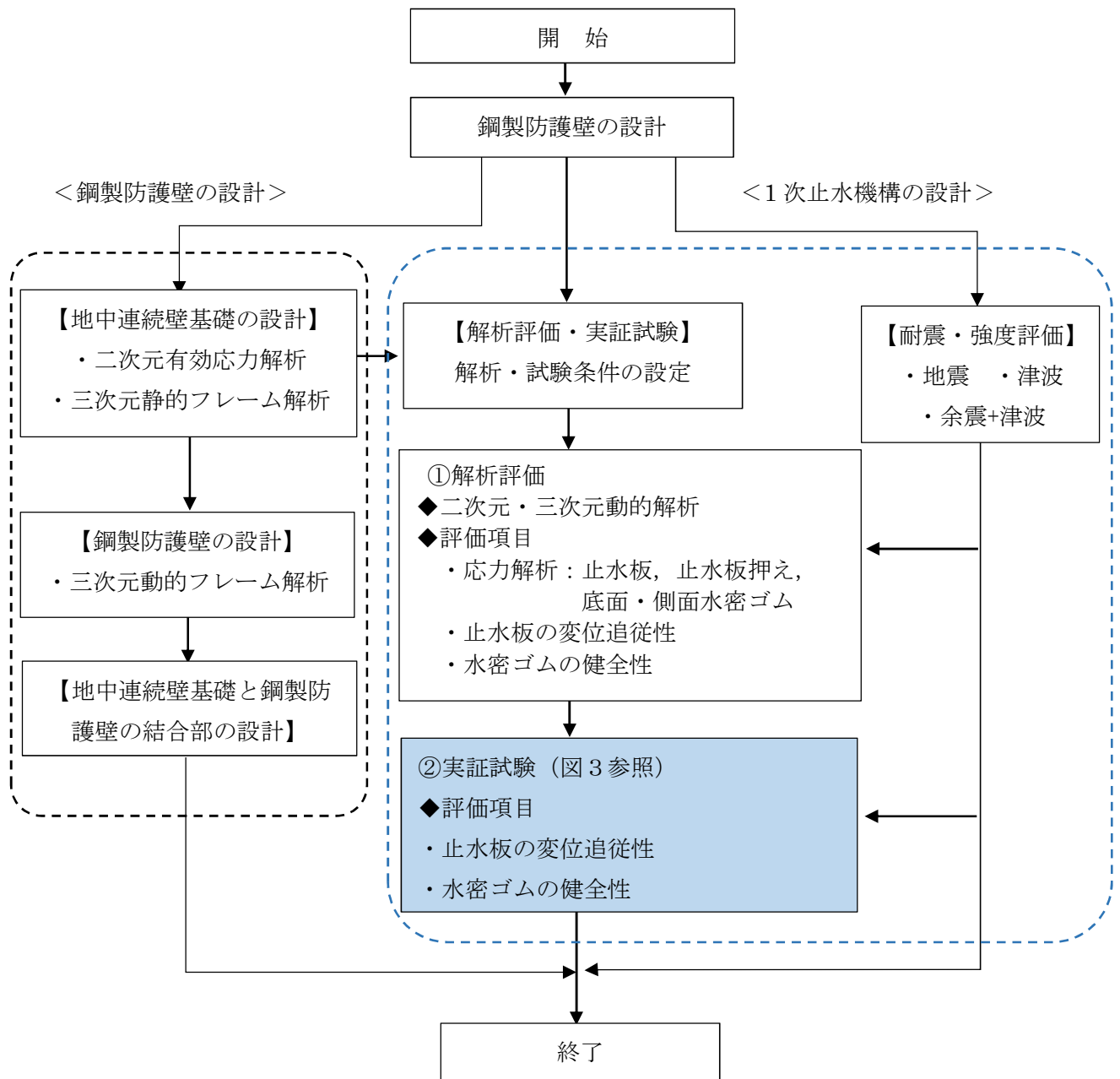


図2 鋼製防護壁と1次止水機構の検討フロー

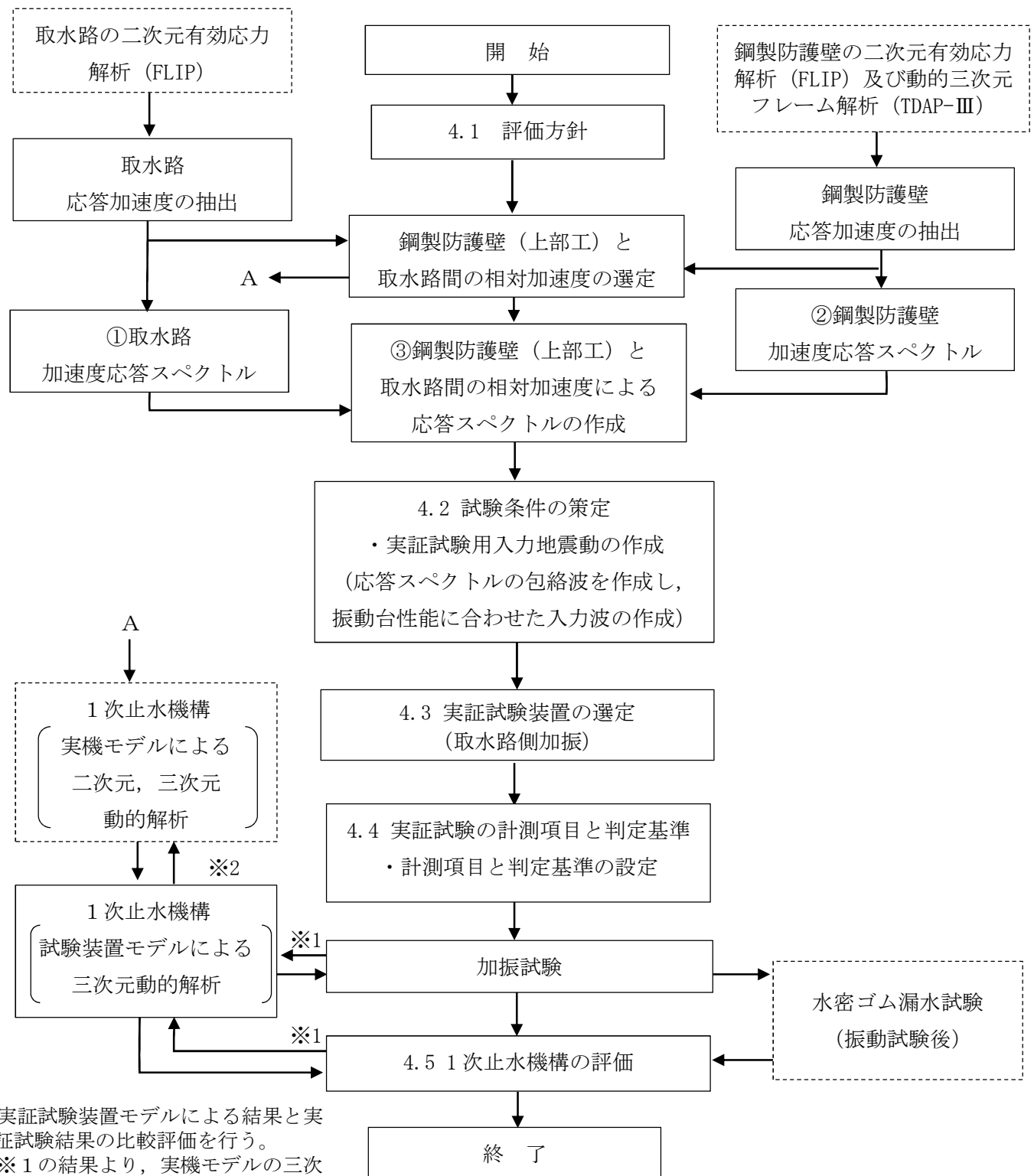


図 3 1次止水機構の実証試験評価フロー

4. 実証試験の計画について

4.1 評価方針

鋼製防護壁に設置する 1 次止水機構は、鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じ敷地に浸水する可能性があることから、可動式の止水板を設置する。

1 次止水機構の実証試験において、止水板の地震時及び余震+津波における挙動を確認する。

止水板の評価は、鋼製防護壁と取水路の本震 $S_s - D1$ の応答加速度から加振試験用応答スペクトルを作成し実証試験を実施する。

実証試験で得られた止水板の挙動について、評価するとともに「止水板の地震時の追従性」、「水密ゴムの健全性」及び「1 次止水機構の構成部品の健全性」について確認し、止水板、水密ゴム及び止水機構全体に影響がないか確認する。

また、実証試験の結果と三次元動的解析の結果から、止水板の挙動について評価を行う。

4.2 試験条件の策定

(1) 実証試験用の入力地震動の作成

実証試験に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルに基づく本震 S_s-D1 を選定し、実証試験用に応答スペクトルを作成し実施する。

また、津波防護施設である鋼製防護壁は、余震時にも耐える必要があることから、 S_d-D1 を選定し、実証試験を実施する。表2に加振試験用応答スペクトルに用いる入力地震動を示す。

表2 加振試験用応答スペクトルに用いる入力地震動

種類	入力地震動
本震	S_s-D1
余震	S_d-D1

(2) 余震時の津波高さ

余震時の津波高さは、敷地に遡上する津波高さについても考慮したT.P. +24mの静水圧とする。

構造設計上は、止水板に動水圧を荷重条件とした構造設計を行う。ただし、実証試験においては、二次元動的解析の試算結果（補足説明2参照）から動水圧（高圧）で実施した場合に、地震時における止水板の挙動に比べ余震時の止水板が浮き上がらない傾向であったことから、動水圧（高圧）より低い状態の静水圧（低圧）での試験を実施し止水板の挙動を確認する。

また、実機における構造においても、止水板押えの前面に設置している保護プレート下部より津波は浸水することから、直接津波の波圧を受けにくい。そのため、静水圧での実証試験がより現実的な止水板の挙動が把握できる。図3に止水板への流入イメージを示す。

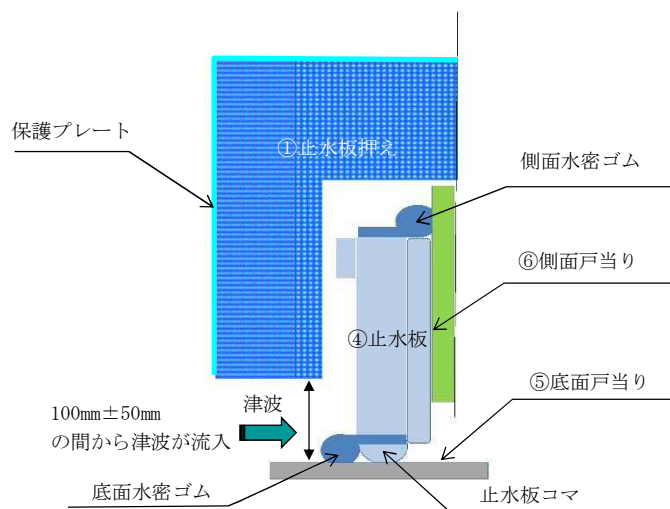


図3 止水板への流入イメージ

(3) 試験ケースと試験回数

実証試験に用いる入力地震動（ S_s-D1 ， S_d-D1 ）による確認は，以下の2ケースを実施する。

＜試験ケース＞ ・本震 ・余震＋津波

＜試験回数＞再現性確認のため，各2回実施。

	本震（ S_s-D1 ）	余震+津波（ S_d-D1 ）
試験回数	2回	2回

(4) 水密ゴムの摩擦係数

水密ゴムの摩擦係数は，ダム・堰施設技術基準（案）に記載のライニングがある場合，未使用状態（水密ゴムが健全の状態）の0.2（乾式）を適用し実施する。また，ライニングがない場合は，1.2（乾式）を適用し実施する。水密ゴムの摩擦係数については補足説明1に示す。

なお，水密ゴムのライニングがない状態についても実施し挙動を確認する計画であるが，二次元動的解析の摩擦係数のしきい値の結果を踏まえ，安全上配慮した試験を実施する。試験の回数については，解析結果及びライニングありの実証試験状況を踏まえ決定する。

(5) 試験装置の制限に対する対応

- ① 実証試験用地震動の加速度が試験装置の上限（水平3G，鉛直1G）を超えた場合には，振動試験装置の上限を超えない範囲で実証試験を実施する。なお，上限を超える止水板の挙動については，二次元・三次元動的解析にて挙動を把握する。
- ② 実証試験用地震動の水平又は鉛直変位が試験装置の上限（水平±150mm，鉛直±100mm）を超える場合には，振動台入力波形の長周期側で加速度をカットするハイパスフィルタで処理した入力地震動にて試験を実施する。

ハイパスフィルタで処理する場合には，止水機構（止水板：剛体）の実証試験に影響のない周波数範囲であることを確認する。

4.3 実証試験装置の選定

(1) 試験装置

振動台の上に1次止水機構を設置し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図4に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

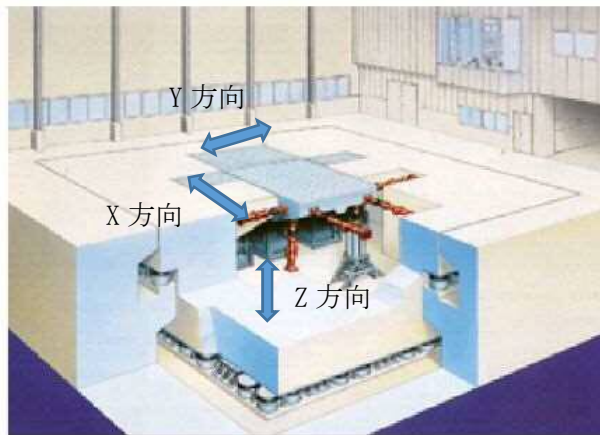
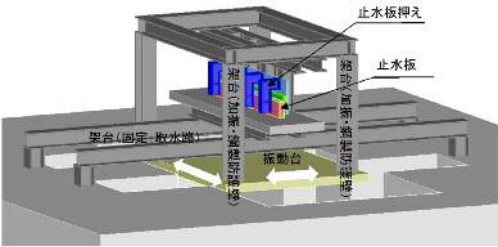
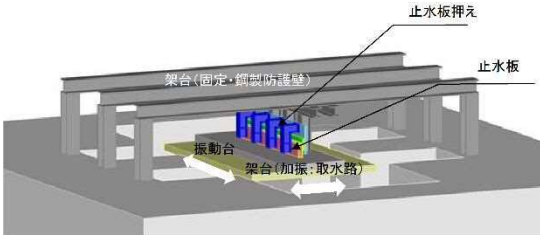


図4 大型3軸振動台の概要

(2) 試験装置の選定

実証試験を実施するに当たり，鋼製防護壁と取水路の振動特性に違いがあることから実証試験においては鋼製防護壁を固定するケースと加振させるケースの2通りについて検討した。試験装置のケースを表3に示す。

表3 試験装置ケース

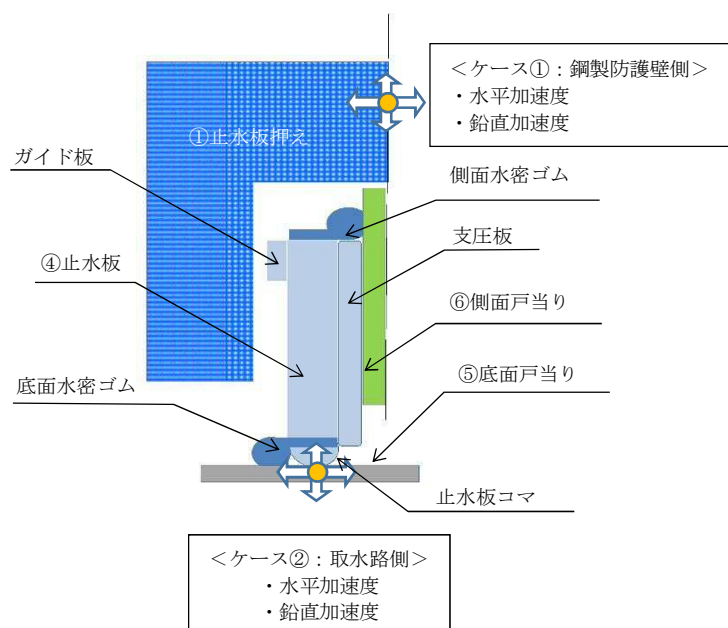
	ケース①	ケース②
固定	取水路	鋼製防護壁
加振	鋼製防護壁	取水路
装置概要		
メリット	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁側を直接加振するため，止水板に対する加速度（水平）が伝わりやすい。 鋼製防護壁側を直接加振するため，水平の慣性力が入りやすく，底面及び側面水密ゴムの挙動が確認しやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> 固定基礎に架構を設置することで鋼製防護壁を想定した架構の剛性が得られやすい。 取水路側を直接加振するため，止水板に対する加速度（鉛直）が伝わりやすい。 取水路側を直接加振するため，底面水密ゴム及び止水板底面が摩耗し保守的な結果が得られやすい。 想定した加速度時刻歴波形を直接振動台に入力することができる。
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> 実機では，鋼製防護壁と取水路が同時に振動するが，鋼製防護壁の加振のみとなる。 固定基礎に取水路を想定した架構，振動台に鋼製防護壁を想定した架構を設置する必要があるため架構が大型化する。 振動台に直接加速度時刻歴波形を入力するケース②に比べ，鋼製防護壁を介して加振するため，入力加速度の伝達に影響が生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 実機では，鋼製防護壁と取水路が同時に振動するが，取水路の加振のみとなる。

上記デメリットの部分については，試験装置の解析モデルにて評価を行い，実証試験装置に影響のないことを確認する。

試験装置のケース毎の止水板に作用する慣性力の考え方については、表4に示すとおり。
 ケース②の取水路側を加振する場合、鉛直加速度の慣性力が止水板に伝わりやすく、浮き上がりの挙動を確認しやすい。また、鋼製防護壁の剛性が得られやすいことから、ケース②を選択する。

表4 止水板に作用する慣性力

振動の種別		実機適用	実証試験装置
ケース① ＜鋼製防護壁側＞	水平 加速度	止水板押えあるいは側面戸当りを介して直接慣性力が作用する。	鋼製防護壁側を加振した場合、鉛直加速度の慣性力が止水板に伝わりにくく、浮き上がり等の挙動が確認しにくい。
	鉛直 加速度	支圧板又はガイド板の摩擦抵抗力が作用した場合に慣性力が作用する。	
ケース② ＜取水路側＞	水平 加速度	底面水密ゴム及び止水板コマの摩擦抵抗力が作用した場合に慣性力が作用する。	取水路側を加振した場合、鉛直加速度の慣性力が止水板に伝わりやすく、浮き上がりの挙動を確認しやすい。
	鉛直 加速度	取水路より直接慣性力が作用する。	



止水板に与える地震動の入力イメージ

試験装置ケースの選定は、前述の試験装置ケースの検討及び止水板に作用する慣性力の検討を踏まえ、更に、二次元動的解析の試解析結果から、鉛直方向の慣性力を伝達しやすいケース②を選択する。二次元動的解析の試解析結果を補足説明2に示す。

(3) 実証試験の試験条件

止水板の実規模の挙動を確認するため、止水板と止水板を支持する部材については実機と同じ構造部材にて実証試験を実施し実物と同じ挙動が再現できるようにする。以下の条件にて実証試験を実施する。

- ① 止水板は実機と同じ大きさ、構造のものを使用し、止水板 2 枚を止水板接続ゴムで接続する。また、止水板に取り付ける底面・側面水密ゴムも実機と同じ寸法、構造のものを使用する。図 5 に実機と同じ仕様部材を示す。

＜実機と同じ仕様部材＞（材質、構造、寸法、重量全て同じ部材）

- ・ 止水板（止水板本体、止水板コマ、支圧板、止水板側ガイド含む）
- ・ 水密ゴム（底面・側面水密ゴム（ライニング含む）、止水板接続ゴム）
- ・ 止水板押え（止水板押え側ガイド含む）
- ・ 底面・側面戸当り（水密ゴムとの接触するステンレス部材）

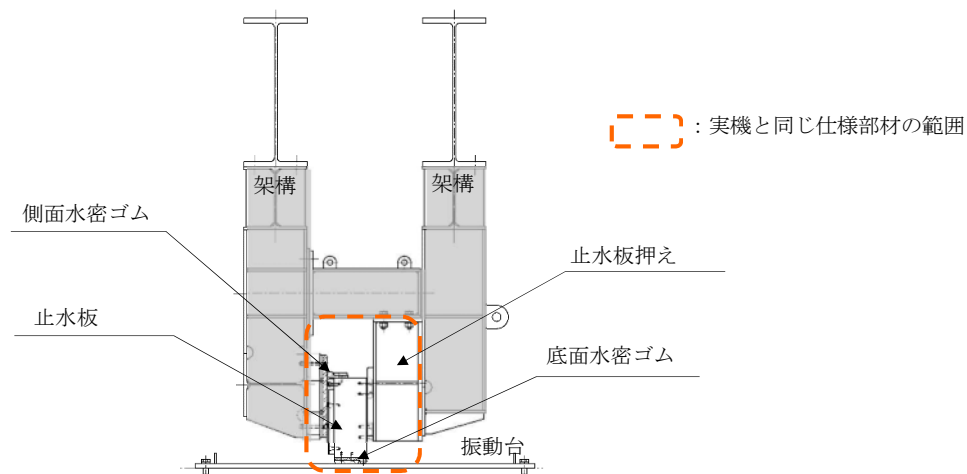


図 5 実機と同じ仕様部材の部位

- ② 止水板は取水路側に垂直に置かれ鋼製防護壁の側面戸当りと止水板押えにより、実機と同じ隙間で支持された状態で設置する。実証試験のイメージを図 6 に示す。

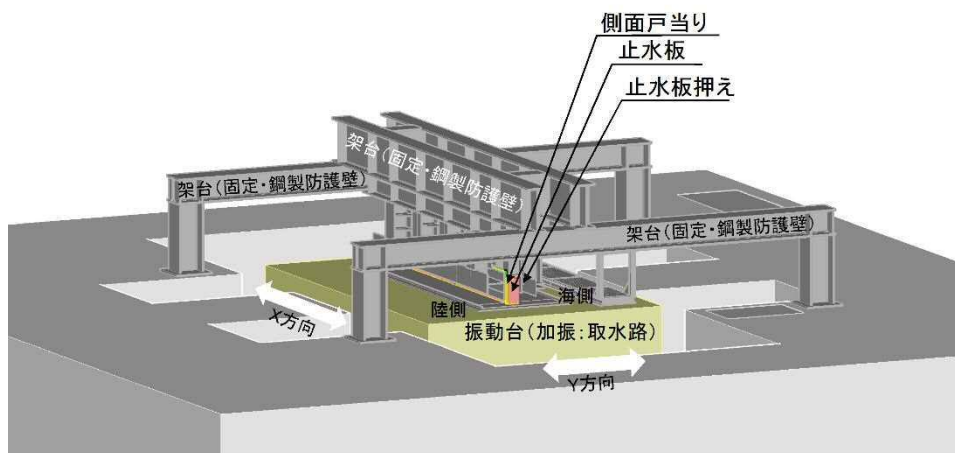


図 6 実証試験の鳥観図

③鋼製防護壁の応答加速度及び変位は取水路側に与え加振する。

入力波形については、鋼製防護壁と取水路の応答スペクトル及び鋼製防護壁と取水路の重ね合わせた相対的な応答スペクトルの全体を包絡させた応答スペクトルにより模擬地震波を作成し、加振試験を実施する。

3方向（X方向（堤軸）包絡波）の実証試験用地震動の作成方法は以下のとおり。

a. 二次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎天端の応答時刻歴を算出する。

（図 7 参照）

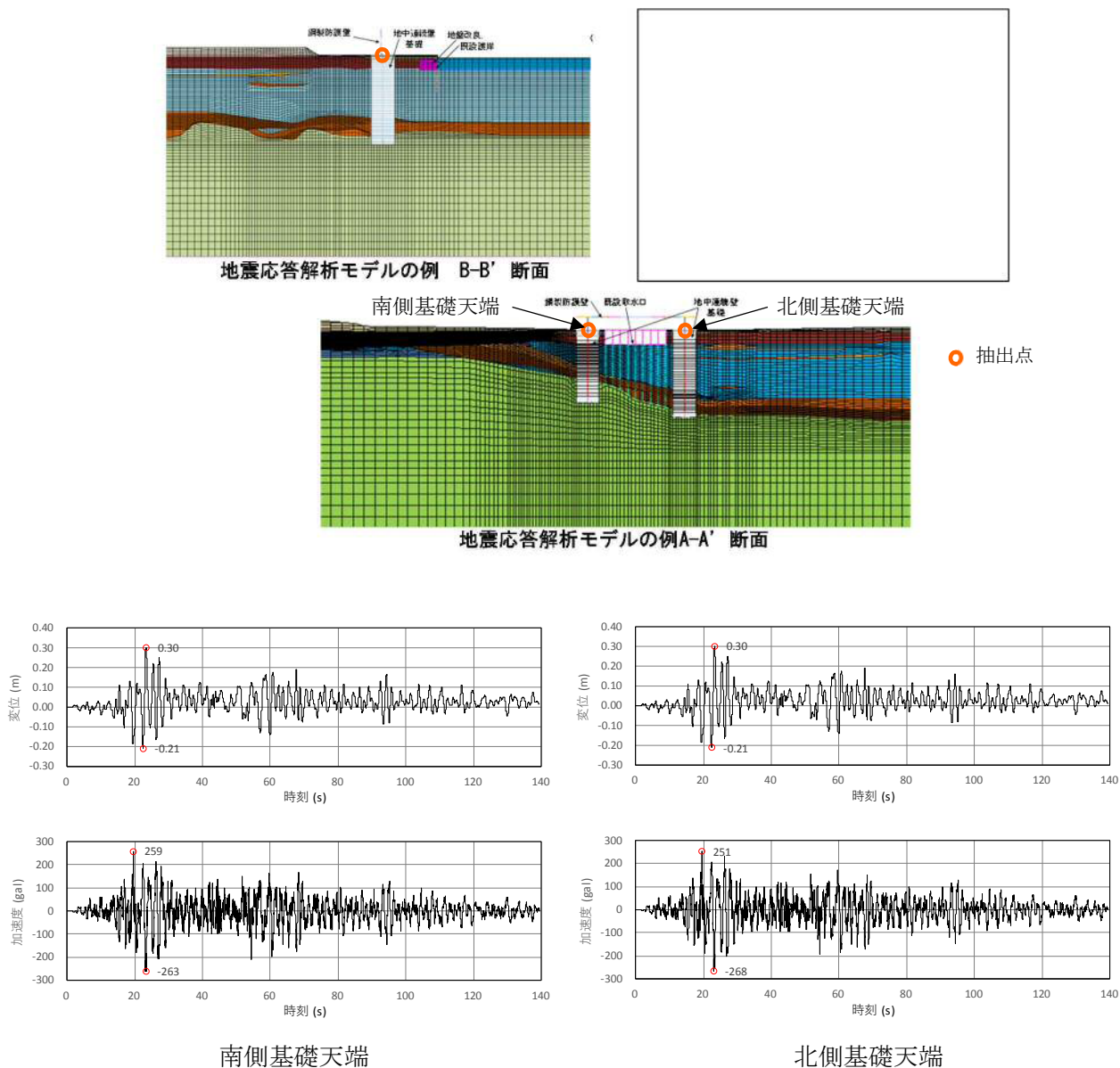
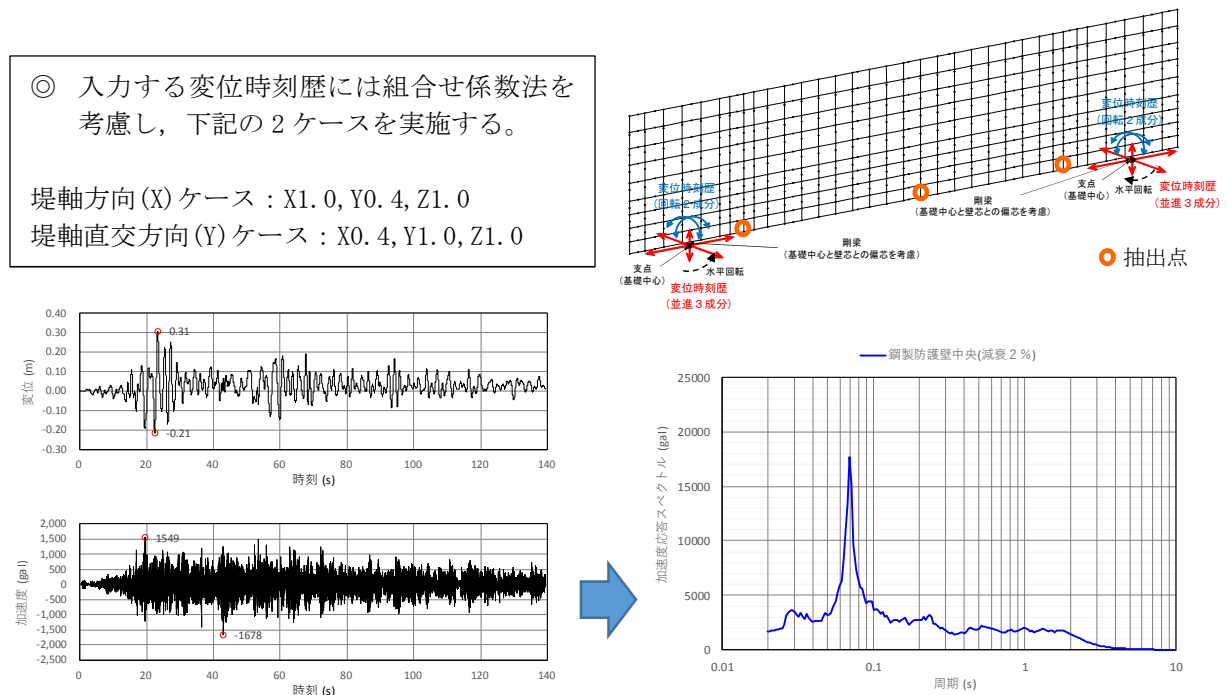
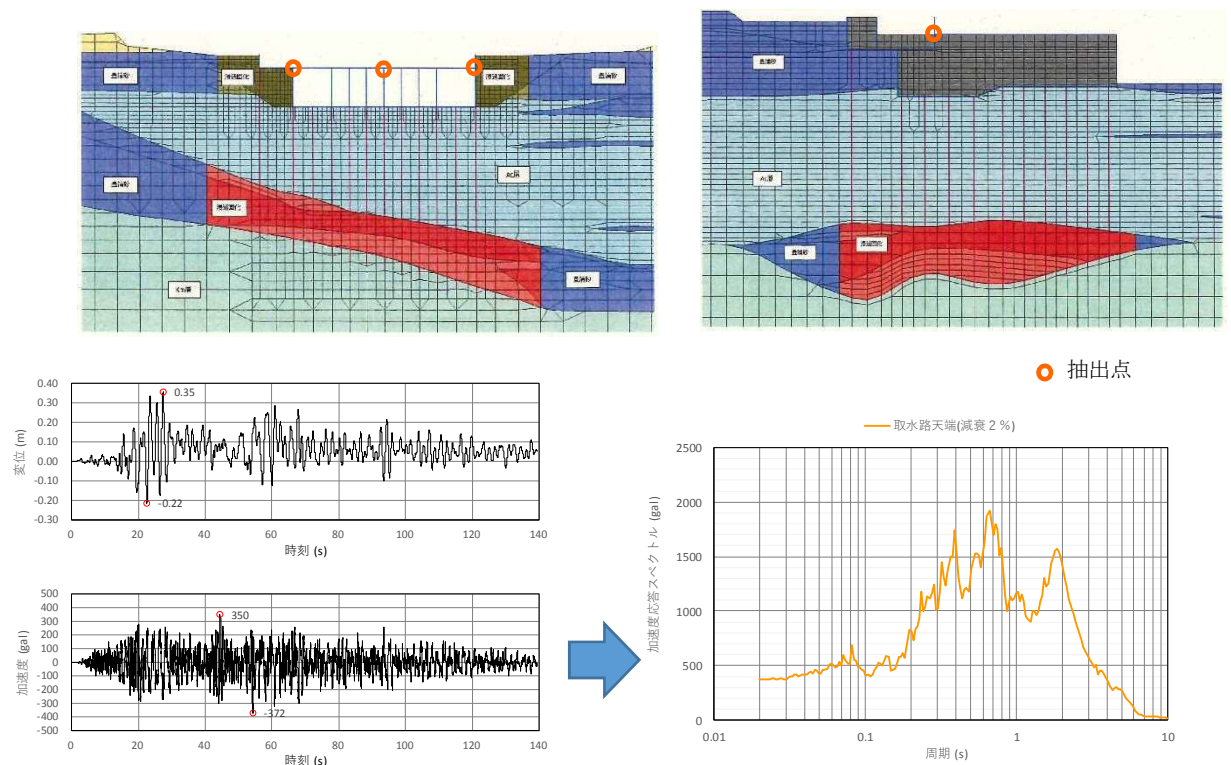


図 7 鋼製防護壁基礎の二次元有効応力解析による応答時刻歴（堤軸方向；A-A 断面）

b. 前項を入力した鋼製防護壁の動的三次元フレーム解析にて止水機構位置の応答時刻歴及び応答スペクトルを抽出する。(図 8 参照)

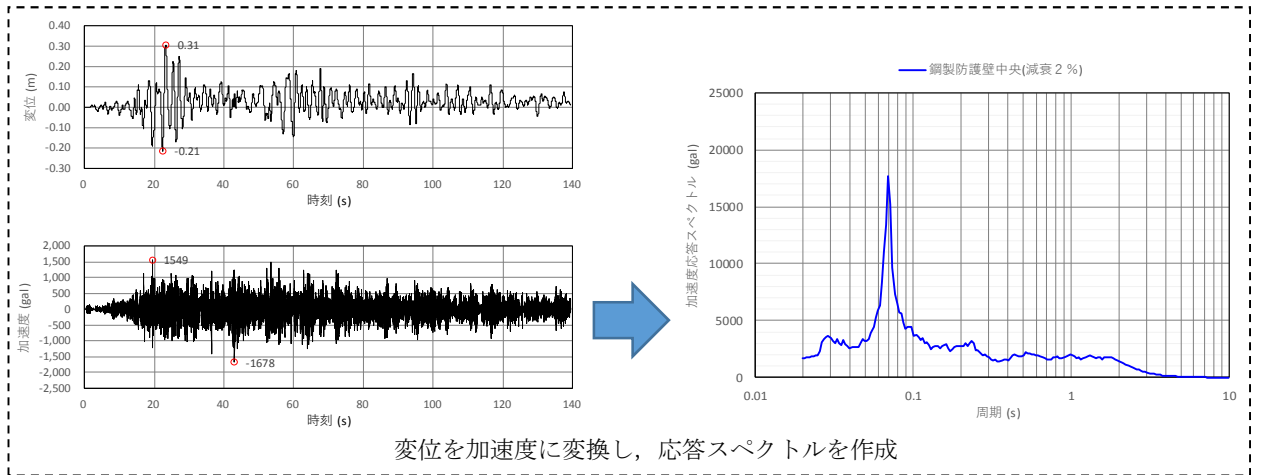


c. 二次元有効応力解析による取水路天端の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 9 参照)

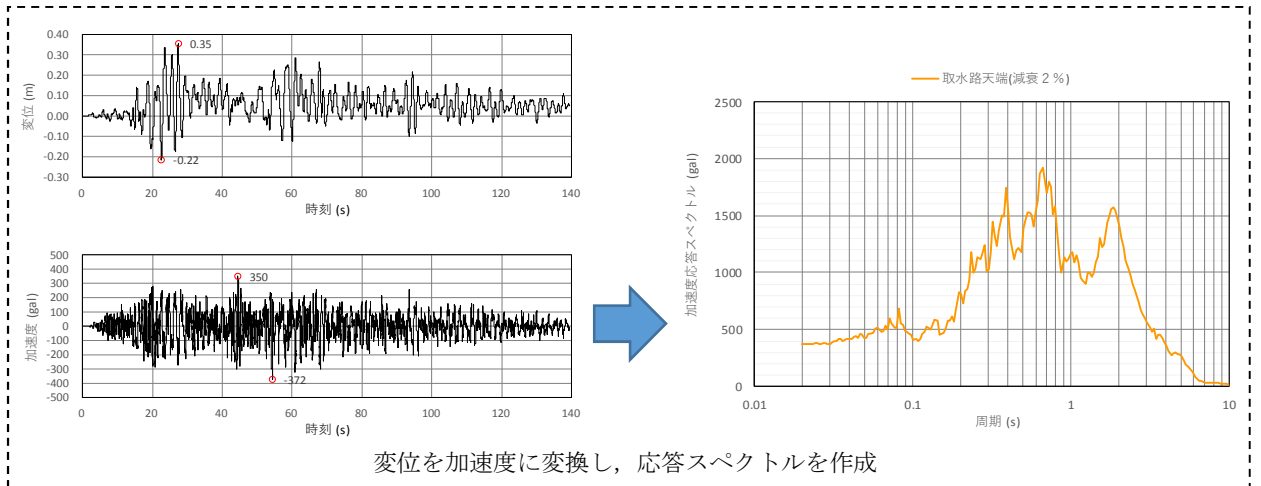


d. b 項, c 項で求めた応答時刻歴を重ね合わせ, 鋼製防護壁と取水路の相対的な応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 10 参照)

b 項で算出した鋼製防護壁三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸方向)



c 項で算出した取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸方向)



鋼製防護壁 (b 項) と取水路 (c 項) の応答時刻歴及び応答スペクトルの重ね合わせ(堤軸方向)

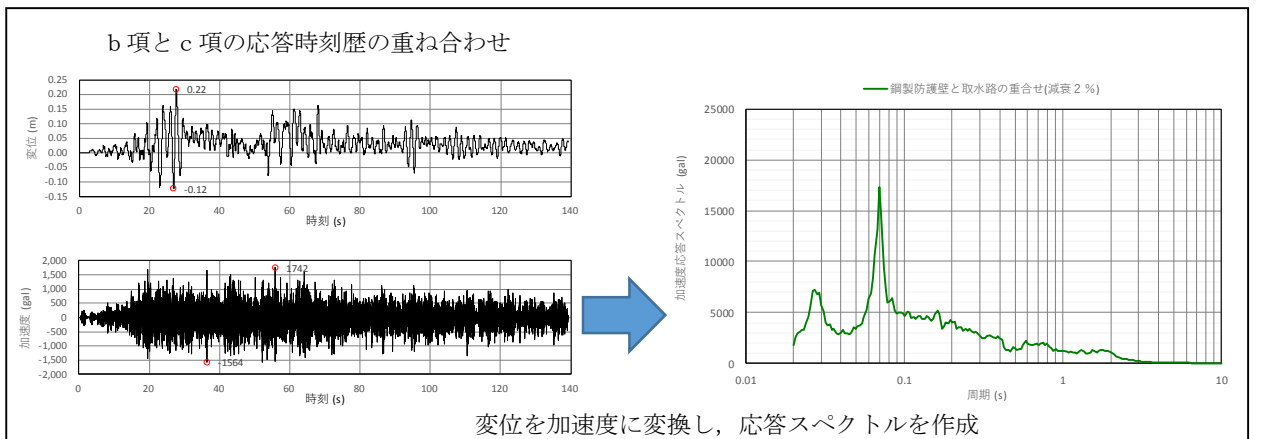


図 10 鋼製防護壁と取水路を重ね合わせた応答スペクトル

e. b 項, c 項と d 項にて算出した応答スペクトルを比較し, 加速度応答スペクトルの包絡波を作成し実証試験用地震動として振動台に入力する。(図 11)

X 方向 (N S) については振動台の能力(1G)が上限であることから, Y 方向 (E W) に X 方向 (N S) の包絡波を入力し方向を反転させた加振 (①) を行うことで止水板の挙動を確認する。

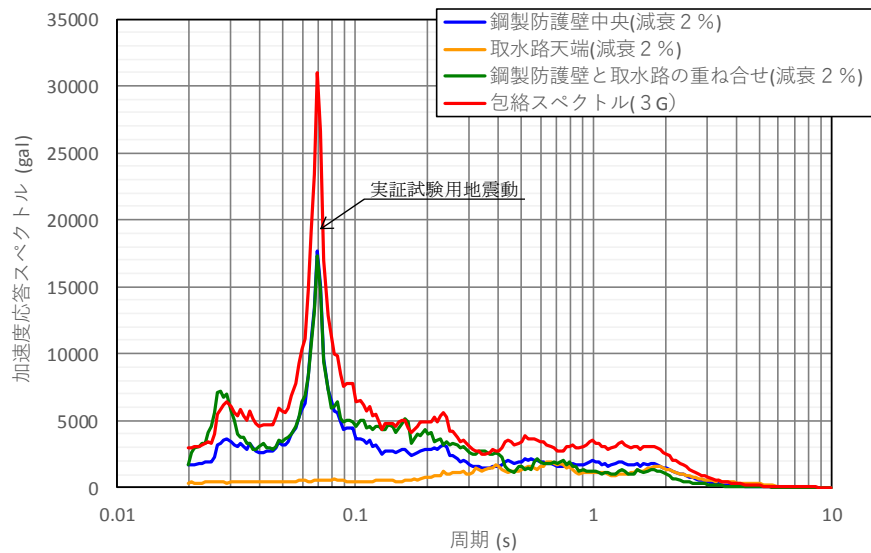


図 11 応答スペクトルの包絡波の作成(堤軸方向)

3 方向(Y 方向 (堤軸直角) 包絡波)及び鉛直 (取水路側包絡波) の実証試験用地震動の作成については, 6. 1. 3. 4 項の「実証試験に用いる地震動の作成, 実証試験及び三次元動的解析のケースについて」にて示す。

(4) 実証試験装置の構造

① 鋼製防護壁の架構構造（固定部）

実証試験装置の試験装置構造図を図 12 に示す。

鋼製防護壁(固定部)の架構部分は、固定基礎より設置し振動台を跨ぐ構造で止水板を支持する。

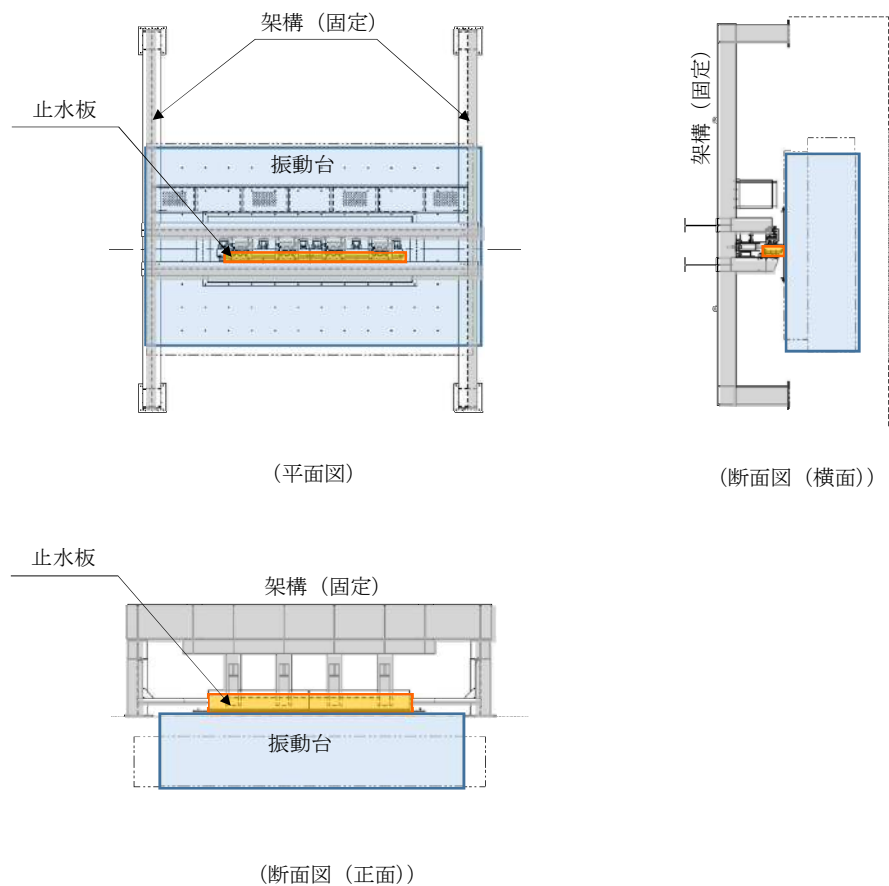


図 12 実証試験の試験装置構造図

②取水路の架構構造（加振部）

取水路側に設置する止水板部の試験装置の構造は、架構で止水板を支持する構造である。

余震+津波時においては、津波高さを模擬する必要があることから、ロードセルを用いて水圧をかけた状態を模擬し余震を与える。余震時の津波高さは、敷地に遡上する津波高さについても考慮した T.P. +24m の静水圧にて実施する。余震+津波時の水圧を模擬した試験装置の構造を図 13 に示す。

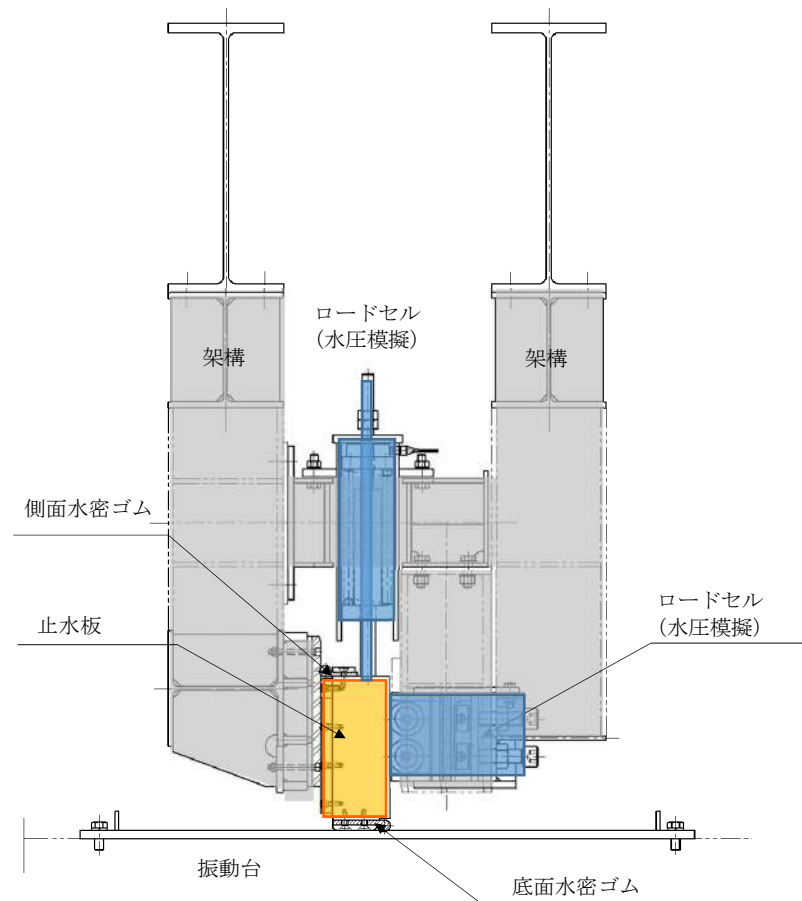


図 13 余震+津波時の試験装置の構造図

(5) 供試体（止水板）の構造（実規模）

止水板は、止水板（実物大）2枚を実機と同じ連結方法（止水板接続ゴム）にて連結させた構造にする。重量も同じ（約930kg/枚）として製作する。

水密ゴムは、止水板の底面及び側面に設置する。水密ゴムも実物と同じ構造にて設置する。

止水板の構造及び水密ゴムの構造を図14に示す。また、止水板の長手方向の挙動及び実証試験における荷重条件について補足説明3にて示す。

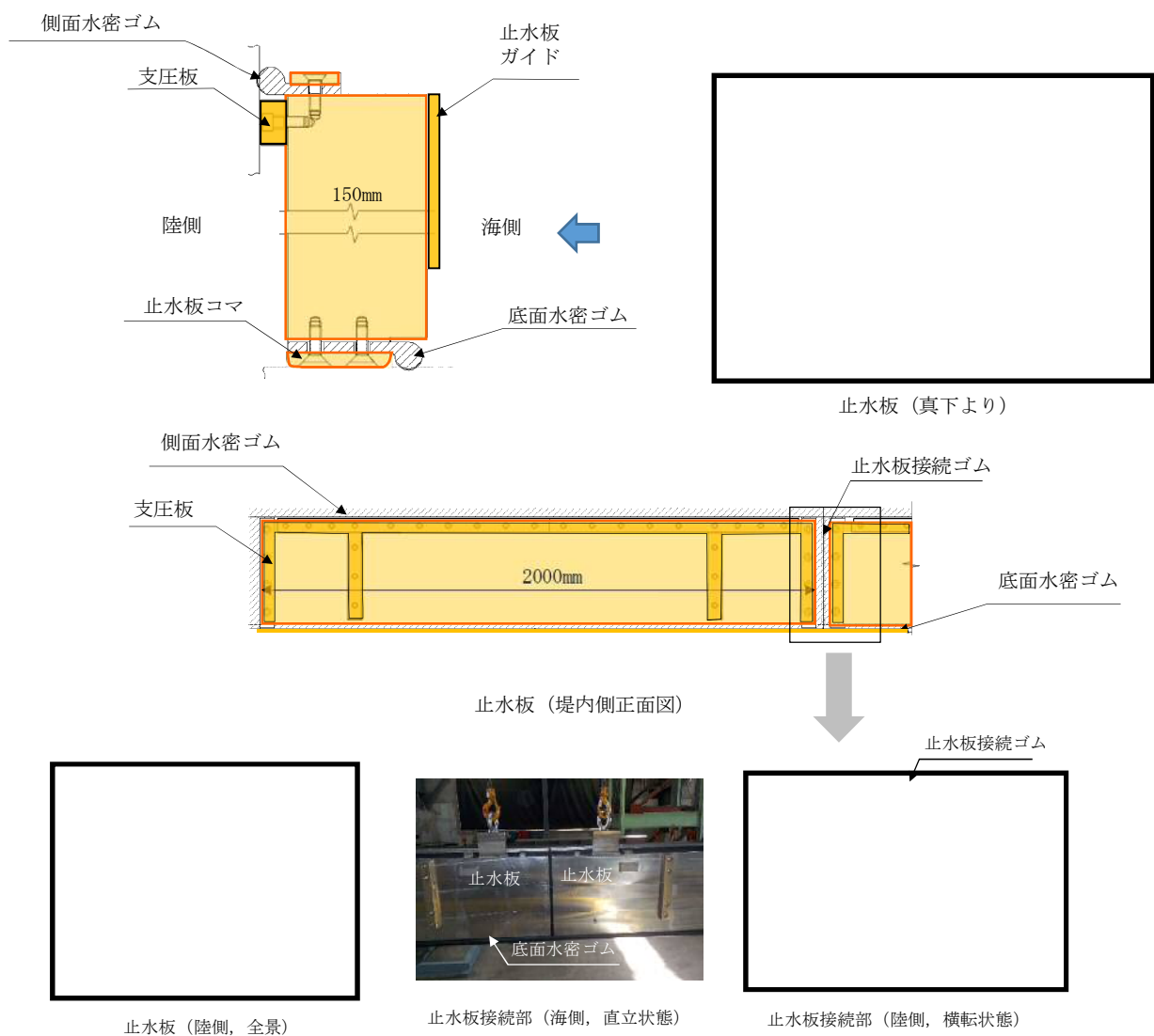


図14 止水板の構造及び水密ゴムの構造

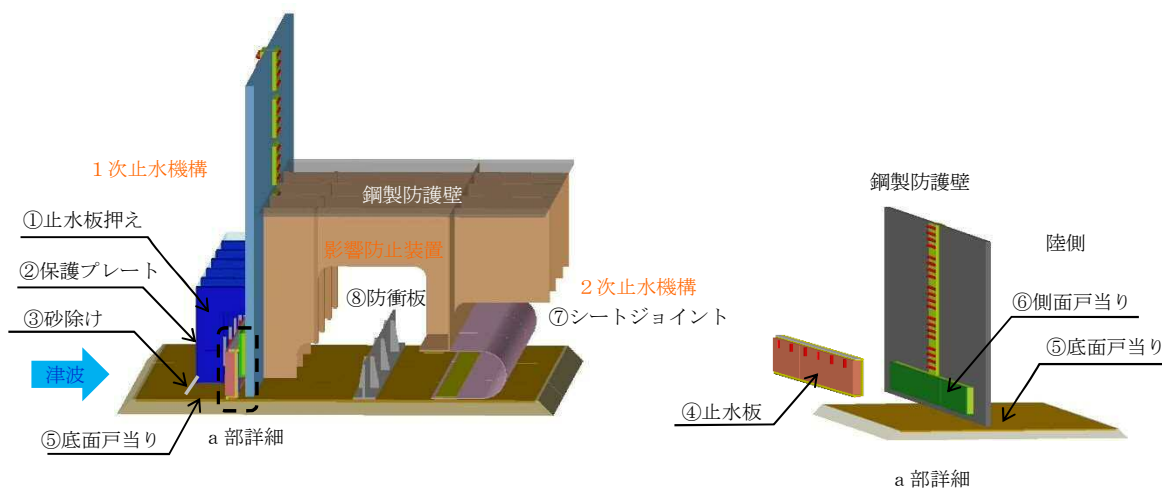
4.4 実証試験の計測項目と判定基準

実証試験では以下の項目について計測を行い「止水板の地震時の追従性」、「水密ゴムの健全性」及び「1次止水機構の構成部品の健全性」について確認し、止水機構全体に影響がないか確認する。表5に実証試験の計測項目と判定基準、表6に各部位の検査項目と図15に実証試験時の計測装置の配置を示す。

表5 実証試験の計測項目と判定基準

機能目標	計測項目※	判定基準
止水板の地震時の追従性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆追従性評価（ビデオ撮影） ◆変位計測（レーザー変位計） ◆加速度計測（加速度計） ◆外観目視検査 	<ul style="list-style-type: none"> ◆止水板の動作に異常がなく、止水板としての機能が保持されていること。（浮き上がり、止水板の破損・損傷）
水密ゴムの健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆追従性評価（ビデオ撮影） ◆変位計測（レーザー変位計） ◆寸法計測 ◆外観目視点検 	<ul style="list-style-type: none"> ◆水密ゴムの動作に異常がなく機能が保持されていること。（噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗） ◆水密ゴムのライニングに異常がなく機能が保持されていること。（ライニングの破損、めくれ）
1次止水機構の構成部品の健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆止水板、側面戸当り、底面戸当り、止水板押え、架構等の外観目視点検 ◆三次元計測による試験装置全体の計測 	<ul style="list-style-type: none"> ◆装置全体に異常がなく健全であること。（試験装置、部材の変形、損傷、他）

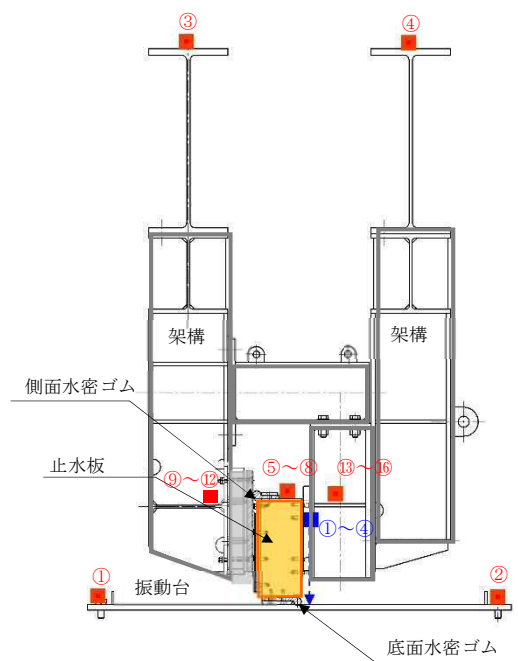
※各部位毎の計測項目については、表7の1次止水機構の各部位毎の評価項目に示す。



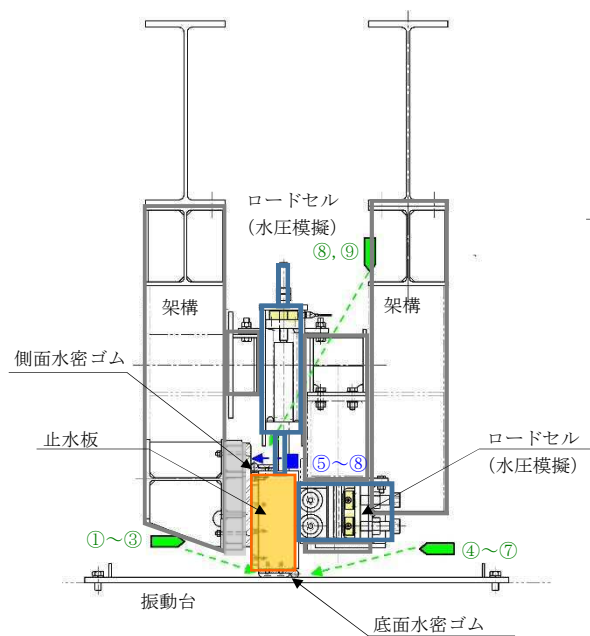
止水機構の各名称

表 6 各部位の検査項目

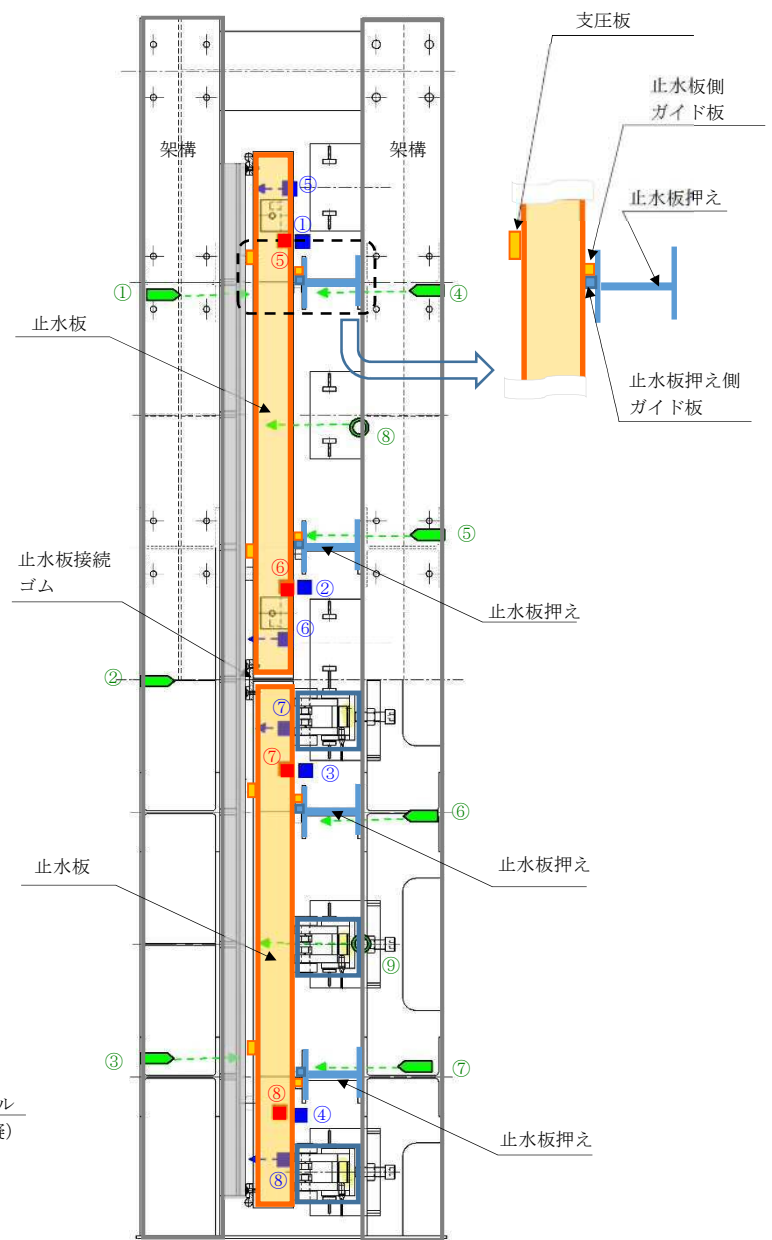
各部位	目 的	確認項目	
①止水板押え	止水板の追従性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板押えの加速度計測 (⑬～⑯)
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板押えと止水板の隙間計測 ・止水板押え側ガイド板の平面度測定 ・止水板押え側ガイド板と止水板側ガイドとの寸法測定 ◆外観目視検査 ・変形, 摩耗等の確認
④止水板 (底面止水板コマ部含む)	止水板の追従性及び健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板と底面, 側面戸当りの変位計測 (①～⑧) (レーザー変位計による止水板の挙動確認) ◆止水板の加速度計測 (⑤～⑧) ◆ビデオ撮影 (①～⑨)
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板, 支圧板の寸法測定 ・止水板コマ寸法測定 (寸法, 板厚, 摩耗量測定 (試験後)) ◆外観目視, 据付け状況検査 ・止水板コマ, 支圧板の変形, 摩耗, 据付け等の確認
⑤底面戸当り ⑥側面戸当り	止水性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆加速度計測 (底面・側面戸当り) (⑨～⑫) ◆ビデオ撮影 (①～⑨)
		健全性確認	◆寸法測定 ・平面度測定 ◆外観目視, 据付け状況検査 ・変形, 摩耗, ゆがみ, 据付け等の確認
底面・側面水密ゴム	止水板に追従し, 水密性に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板と底面, 側面戸当りの変位計測 (①～⑧) (レーザー変位計による浮き上がり確認) ◆ビデオ撮影 (①～⑨)
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測 (厚さ) ◆外観目視, 据付け状況検査 ・変形, 摩耗, 亀裂, ライニング面, 据付け等の確認 ◆漏水検査
止水板接続ゴム	止水板との接続部に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板の変位計測 (①～⑧) (レーザー変位計による止水板の挙動を把握し, 接続ゴムの変位を計測) ◆止水板の加速度計測 (⑤～⑧) ◆ビデオ撮影 (②)
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測 (寸法) ◆外観目視検査 ・変形, 摩耗, 亀裂の確認 ・底面・側面水密ゴムの接続箇所の確認 ◆水密ゴムの据付け状況確認



断面図（加速度計，レーザー変位計）



断面図（ロードセル（水圧模擬））



平面図

<凡例>

- : 加速度計
- : レーザー変位計
- : ビデオ撮影

図 15 実証試験時の計測装置の配置

4.5 1次止水機構の評価

実証試験の結果及び1次止水機構の評価については以下のとおり分析し、二次元・三次元動的解析の結果との考察を加え、止水機構全体の評価を行う。

①実証試験データの分析

- ・表5の結果から異常の有無を確認する。
- ・加振時の止水板の挙動を評価する。

②二次元及び三次元動的解析結果の分析

- ・二次元及び三次元動的解析の結果から止水板の挙動を確認する。解析結果については補足説明4に示す。
- ・実証試験の結果と試験装置の三次元動的解析の結果から、止水板の挙動について評価を行う。

③1次止水機構の評価

1次止水機構の各部材毎における、強度評価、耐震評価の項目について、表7の1次止水機構の各部位毎の評価項目に示す。

耐震評価については、実証試験にて得られた結果と実証試験装置の解析モデルとの挙動評価の結果から、実機モデルでの三次元動的解析結果と検証を行い1次止水機構の挙動を評価する。

また、止水板の瞬間的な跳ね上がりについては、地震時の跳ね上がり時間から浸水量を評価し、余震+津波時における浸水量として算出し、2次止水機構への影響を評価する。

止水機構の概要を補足説明5に示す。

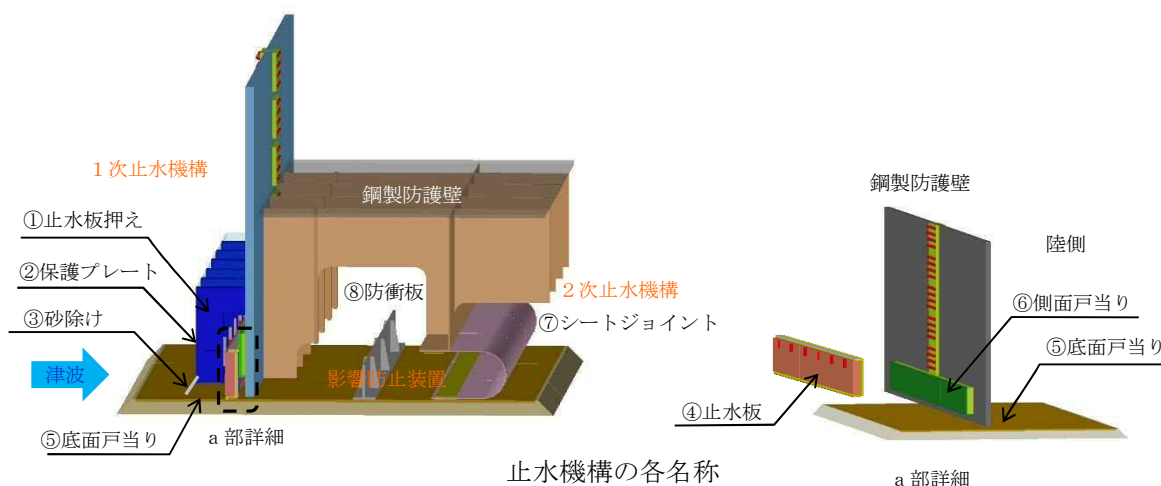
④漏水試験の実施（別途実施）

実証試験にて実施した水密ゴム（底面水密ゴム、側面水密ゴム、止水板接続ゴム）について漏水試験を実施する。

主に漏水試験は、本震、余震+津波を経験させた水密ゴムについて、漏水試験を実施し評価する。漏水試験の試験要領は補足説明6に示す。

表 7 1次止水機構の各部位毎の評価項目

各部位	役割・機能	評価	評価項目
①止水板押え	<ul style="list-style-type: none"> ・ 止水板を支持する。 ・ 漂流物等から止水板を防護する。 	耐震評価	<ul style="list-style-type: none"> ◆二次元・三次元動的解析 <ul style="list-style-type: none"> ・ 応力評価 ・ 追従性評価 ・ 余震+津波
		実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・ 追従性評価(ビデオ撮影) ・ 加速度計測（水平，鉛直） ・ 外観目視検査（試験装置の架構部）
④止水板 (底面止水コマ部含む)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 止水機構の扉体の機能 ・ 底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。 	耐震評価	<ul style="list-style-type: none"> ◆二次元・三次元動的解析 <ul style="list-style-type: none"> ・ 応力評価 ・ 追従性評価 ・ 余震+津波
		実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・ 追従性評価（ビデオ撮影） ・ 変位計測（浮上り測定：底面戸当りと鉛直の相対変位計測） ・ 加速度計測（水平，鉛直） ・ 余震+津波（水圧模擬） ・ 外観目視検査
⑤底面戸当り ⑥側面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> ・ 止水板の底面と側面の水密ゴムとのシール性を確保する。 	実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・ 追従性評価（ビデオ撮影） ・ 外観目視検査
底面・側面 水密ゴム	<ul style="list-style-type: none"> ・ 底面・側面戸当りとのシール性を確保する。 	耐震評価	<ul style="list-style-type: none"> ◆二次元・三次元動的解析 <ul style="list-style-type: none"> ・ 応力評価 ・ 追従性評価 ・ 余震+津波
		実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・ 追従性評価（ビデオ撮影） ・ 変位計測（浮上り測定：底面戸当りと鉛直の相対変位計測） ・ 外観目視検査 ◆漏水試験（別途実施）



5. 実証試験のスケジュール

実証試験については、平成 30 年 5 月上旬までに実施する計画である。

(場所：茨城県つくば市)

表 8 に実証試験に関するスケジュール（案）を示す。

年 月	2018年				
	2月	3月	4月	5月	6月
項 目					
【入力地震動の作成】					
鋼製防護壁の解析	二次元有効応力解析 (Ss-D1)				
		三次元フレーム解析			
取水路の解析	二次元有効応力解析 (Ss-D1)				
入力地震動の作成			▽入力地震波の作成 (包絡波)		
入力地震動の妥当性評価				▽妥当性評価 (包絡の確認)	
【止水機構の解析】					
二次元動的解析		▽試算 (試験装置の選定)	▽実機モデル		
三次元動的解析			▽実機モデル ▽試験モデル		
【実証試験】					
製作・据付け	試験装置製作		▽据付け		
実証試験				▽試験 (5/9～5/17 予定)	
【漏水試験】					▽試験
【評価】				試験データ分析	
【ご報告】				報告 (本震) (余震) ▽ ▽	

表 8 実証試験に関するスケジュール（案）

【補足説明1】水密ゴムの摩擦係数について

実証試験における水密ゴムの摩擦係数は、ダム・堰施設技術基準（案）に記載の0.2及び、物性値確認を行った結果、最大で乾式の0.2、湿式の0.22であることから、ダム・堰施設技術基準（案）に記載の0.2と定義し実証試験を実施する。

なお、水密ゴムのライニングなしの実証試験については、同様に1.2と定義し実証試験を実施する。

①ダム・堰施設技術基準（案）

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

②水密ゴムの物性値

- ・静摩擦係数は最大0.2（乾式）、動摩擦係数は最大0.22（乾式）表9に超高分子量ポリエチレンの物性値を示す。

表9 超高分子量ポリエチレンの物性値

項目	物性値
引張り強さ（MPa）	44
伸び（%）	450
高度（Rスケール）	40
摩擦係数 （相手：ステンレス）	・静摩擦係数：0.10～0.20※（乾式） ・動摩擦係数：0.07～0.22※（乾式） 0.05～0.10（湿式）

※：動摩擦係数＞静摩擦係数の状況について

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

【補足説明 2】 二次元動的解析の試解析結果

1. 目 的

本解析は、止水機構の実証試験を実施するに当たり、試験ケースを確定させる必要があることから試計算を実施し試験ケースを確定する。

2. 解析条件

(1) 解析コード MSC_MARC2014.2.0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)

(2) 解析内容 大変形超弾性解析 (水密ゴムを超弾性体として解析)

止水機構の止水板の水密ゴムと戸当り側を解析する必要があることから、大変形超弾性解析を実施する。以下に解析の概要を示す。

①材料非線形解析：水密ゴムの応力とひずみの関係が非線形状態の解析。

②幾何学非線形解析：水密ゴムの引張りひずみが100%程度を示す大変形になりうる場合も、変形に伴う荷重、応力の方向変化を考慮した解析。

③境界非線形解析：荷重の変化に伴い水密ゴムの抑え金具（コマ）及び扉体等への接触境界条件及びその領域を変化させた解析。

(3) 入力地震動

解析に用いた入力地震動は、基準地震動 S_s。（設置許可段階）を鋼製防護壁の地中連続壁基礎天盤の応答を算出し、鋼製防護壁の三次元フレーム解析にて算出した応答時刻歴及び応答スペクトルを解析モデルの摺動側になる鋼製防護壁（ケース①）と取水路（ケース②）に入力し解析を実施した。

(4) モデル化

解析モデルは3次元要素（6面体要素）で面外方向厚みを10mmとし、面外方向変位を拘束することで平面ひずみ要素の状態とした。図16に二次元動的解析のモデル図を示す。

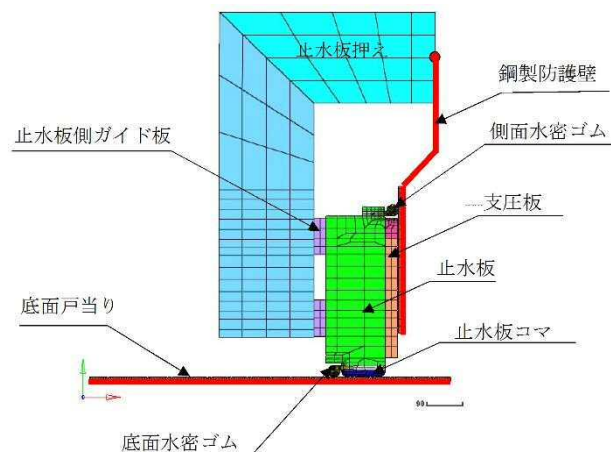


図16 二次元動的解析モデル図

(5) 解析ケース

試験装置ケースと解析ケースを表10に示す。

表10 試験装置ケースと解析ケース

試験装置ケース	摺動	解析ケース	地震波
ケース①	鋼製防護壁側	Case1-1	本震
		Case1-2	余震
ケース②	取水路側（基礎）	Case2-1	本震
		Case2-2	余震

(6) 物性値及び摩擦係数

各部の物性値と摩擦係数は表 11 に示すとおり。モデル化に当たっては、⑤底面戸当り，鋼製防護壁（⑥側面戸当り）は，剛体としてモデル化した。

表11 物性値及び摩擦係数

部位（材質）	物性値	許容値	摩擦係数
①止水板押え (SM490)	縦弾性係数 205000MPa ポアソン比 0.3	耐力 315MPa	-
④止水板 (SUS304)	縦弾性係数 197000MPa ポアソン比 0.3	耐力 205MPa	-
底面・側面水密ゴム (合成ゴム+ ライニング貼付け)	単軸引張試験結果	引張強さ 14.7 MPa	0.2
止水板押え (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0.3	耐力 245MPa	0.4 (金属間の摩擦係数)
支圧板 (超高分子ポリエチレン)	縦弾性係数 785MPa ポアソン比 0.3	引張強さ 44MPa	0.2
止水板側ガイド板 (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0.3	耐力 245MPa	0.4

(7) 解析条件

鋼製防護壁側の基準地震動 S_s （設置許可段階）による相対変位及び応答加速度について評価し、鋼製防護壁側及び取水路側（基礎）に摺動を与え止水機構の挙動を評価した。

①鋼製防護壁摺動（ケース①）

鋼製防護壁摺動のケースでは鋼製防護壁（止水板押えの根元も含む）は剛として水平相対変位、鉛直変位及び回転変位を止水板押えの据付け部（鋼製防護壁との設置部）に強制変位として与えた。取水路側（基礎）は剛として固定した。

②取水路側（基礎）摺動（ケース②）

取水路側（基礎）摺動のケースでは、取水路側（基礎）を剛として水平相対変位、鉛直変位を強制変位として与えた。鋼製防護壁（止水板押え据付け部も含む）は剛として固定した。

③解析地震波

本震及び余震ともに、最大の鉛直加速度が認められる 40～46sec（6 秒間）について解析を実施した。

(8) 水圧荷重

水圧荷重は、水位 T. P. +20m の静水圧及び動水圧とした。

(9) 解析結果

止水板コマの取水路側（基礎）からの浮き上がり量を表 12 に示す。

本震時において、静的には自重に対して摩擦力等による上向力は小さく止水板が取水路側（基礎）から浮き上がることはないが、取水路側（基礎）や鋼製防護壁への接触時に生ずる衝撃力などの動的作用により浮き上がるものと考えられる。浮き上がり量は、鋼製防護壁摺動より取水路側（基礎）摺動の方が大きい傾向が見られた（CASE1-1 と CASE2-1）。

これは、取水路側（基礎）摺動の方が鉛直方向の慣性力がより顕著に表れたためと考えられる。

余震時（津波重畳）において、鋼製防護壁摺動の場合には浮き上がりはないが、取水路側（基礎）摺動の場合に 0.03 mm の浮き上がりが見られた。本震時と同様に衝撃力などの動的作用の影響もあるものと考えられる。また本震時と同様に浮き上がり量は、鋼製防護壁摺動より取水路側（基礎）摺動の方が大きい傾向が見られた。

表 12 止水板コマの取水路側（基礎）からの浮き上がり量

ケース	摺動側	地震波	浮き上がり量(mm)	継続時間(秒)	説明図
Case1-1	鋼製防護 壁側	本震	1.81	0.15	図17
Case1-2		余震	0	—	図18
Case2-1	取水路側 (基礎)	本震	3.71	0.24	図19
Case2-2		余震	0.03	0.10	図20

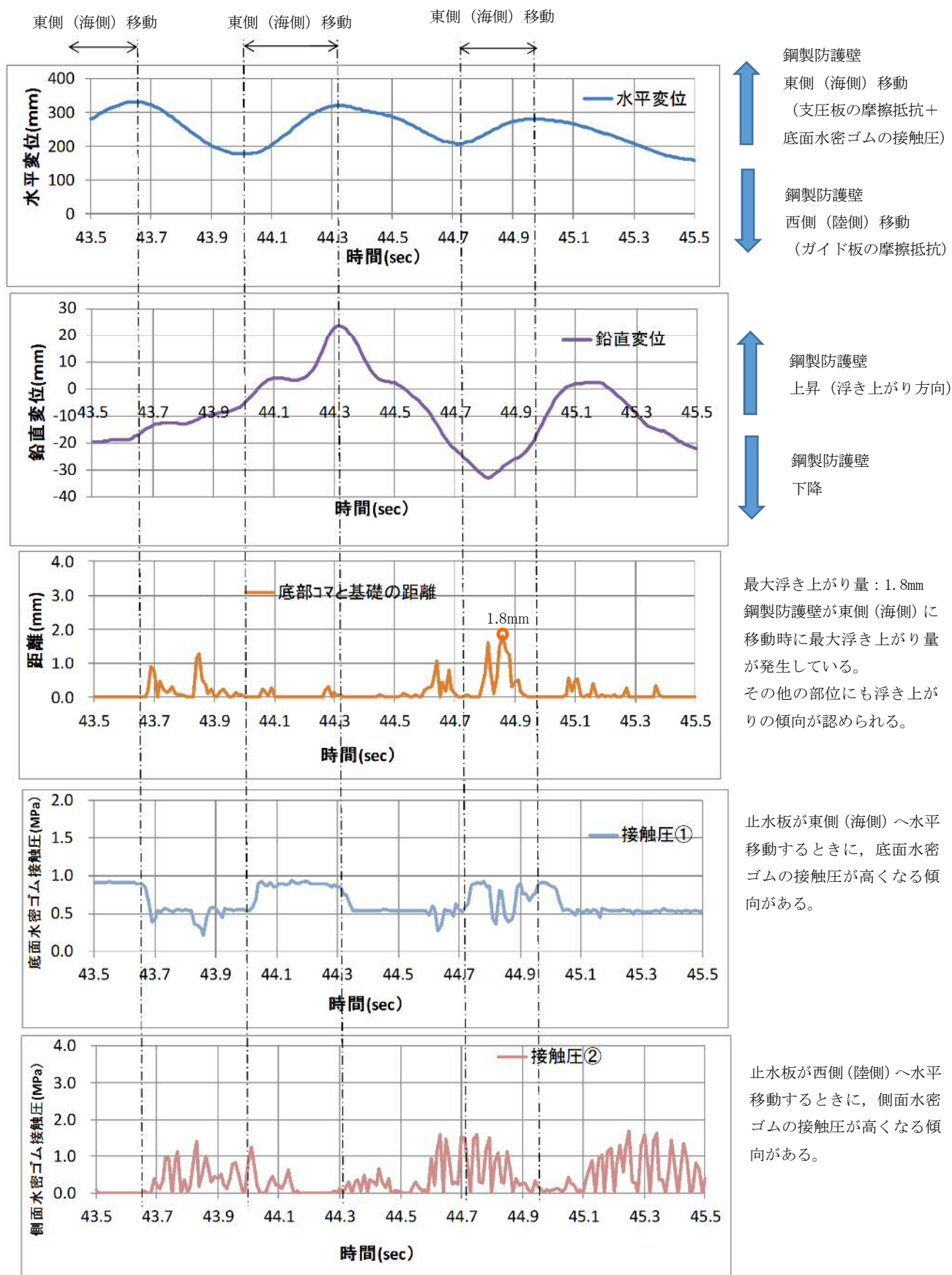


図 17 本震時 鋼製防護壁側揺動（CASE1-1）

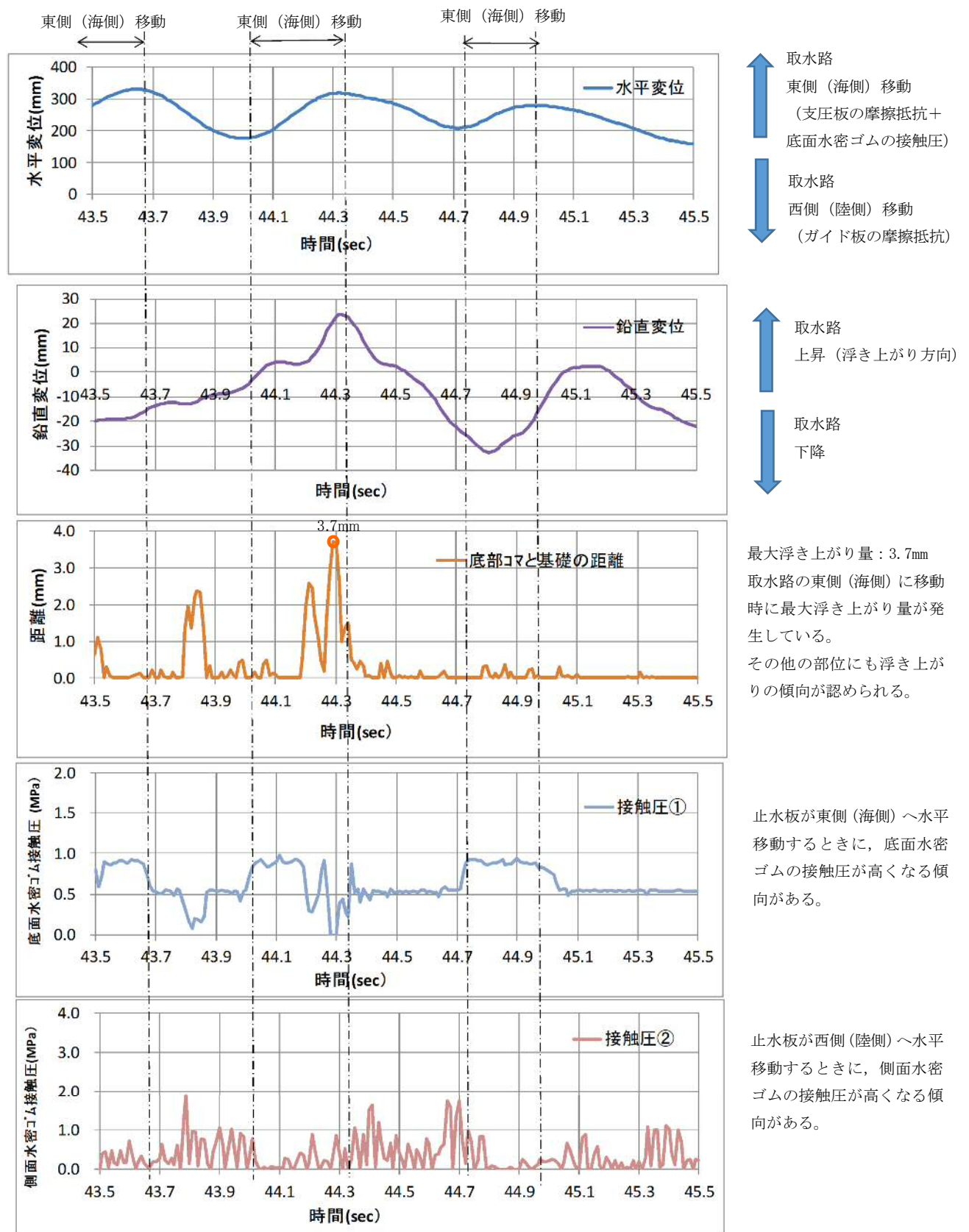


図 18 本震時 取水路側（基礎）摺動（CASE2-1）

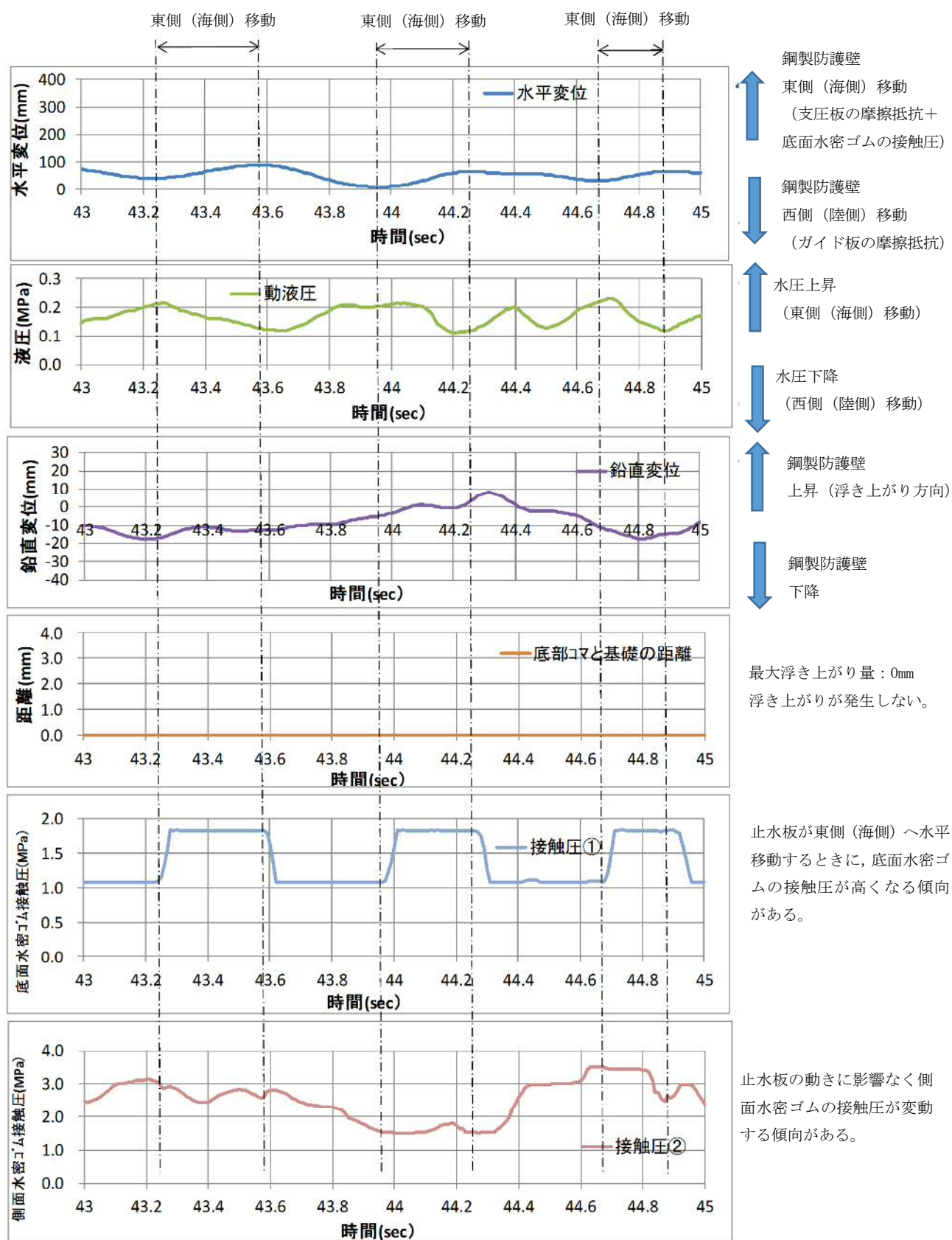


図 19 余震時 鋼製防護壁摺動（CASE1-2）

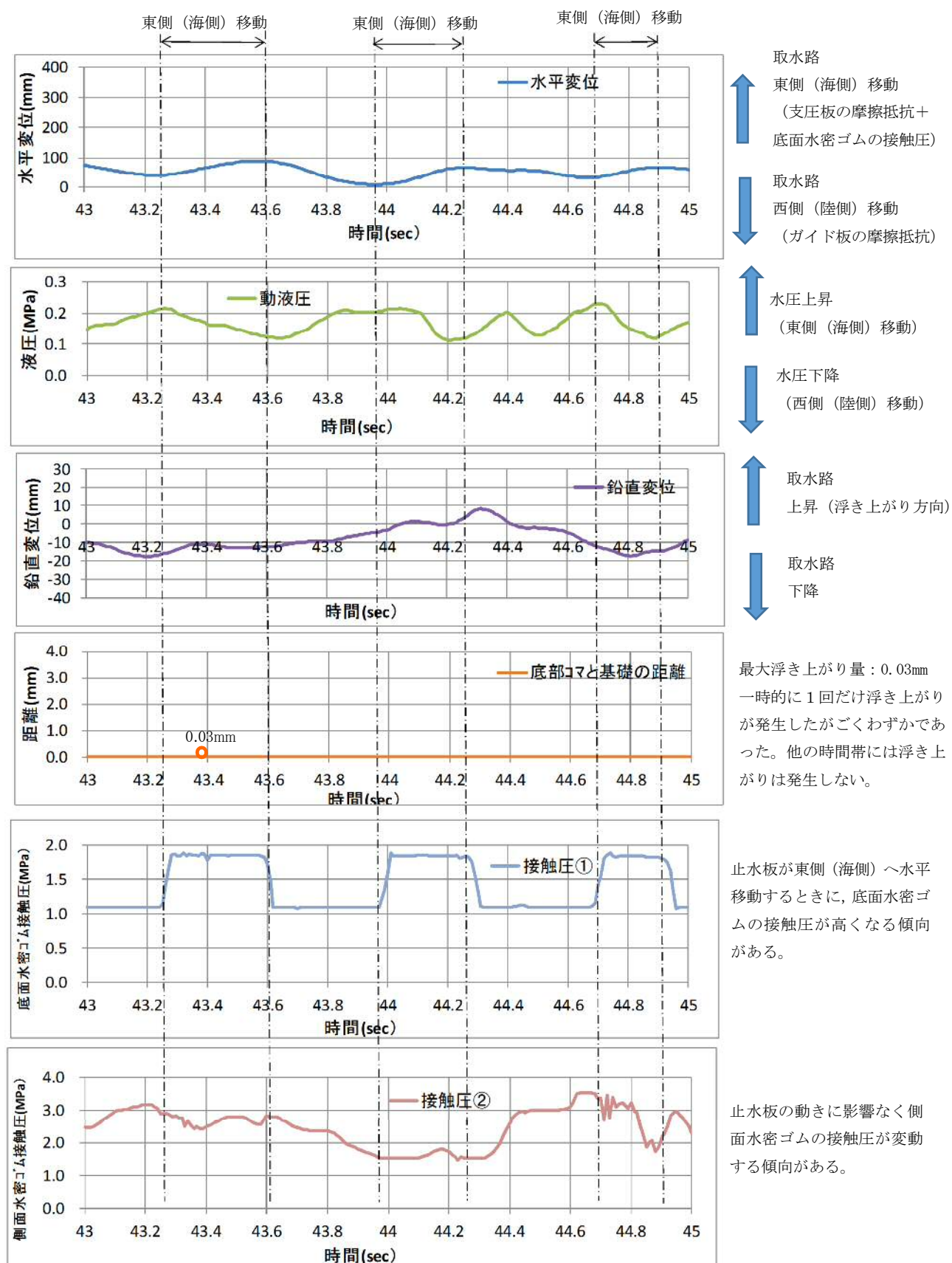


図 20 余震時 取水路側（基礎）摺動（CASE2-2）

(2) 実証試験における荷重条件について

止水板の耐震設計における考慮する荷重は、固定荷重、地震荷重である。実証試験においても、固定荷重、地震荷重について模擬している構造であり、耐震評価の荷重の組合せと同じ状態で実証試験を実施する。

表 12 に止水板の耐震評価における荷重の組合せを示す。

なお、積雪荷重と風荷重については、止水板押えの外側に設置している保護プレートで受けることから、構造上止水板には積雪荷重及び風荷重は考慮しない。

表 12 止水板の耐震評価における荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_s$

G : 固定荷重 躯体自重を考慮する。

K_s : 地震荷重 基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

【補足説明 4】 二次元・三次元動的解析の解析評価について

(1) 二次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S。
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
解析モデルは図22に示す。
- ・水密ゴム摩擦係数：
常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））
劣化時の挙動把握（しきい値確認）：0.2～1.2
- ・金属間摩擦係数
止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4
- ・評価対象部位：
底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板ガイド，支圧板
- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）
弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）
- ・評価項目：
応力評価，追従性評価（止水板浮上り），水压模擬，摩擦係数しきい値確認

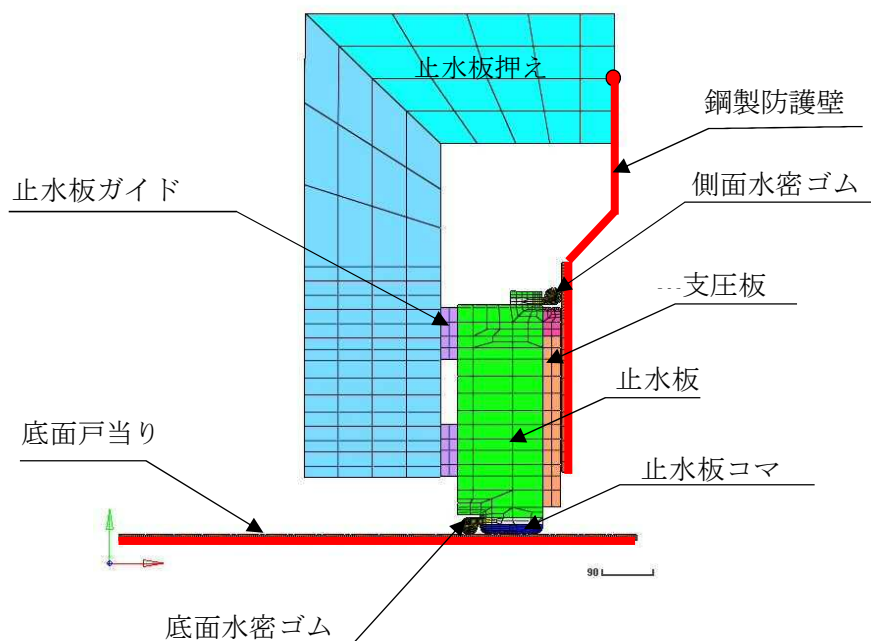


図 22 二次元動的解析モデル

(2) 三次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S_s
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
解析モデルは図23に示す。

- ・水密ゴム摩擦係数：

常時 : 0.2 (ダム・堰施設技術基準 (案))

- ・金属間摩擦係数

止水板 (接触面アルミニウム) と戸当り (ステンレス) : 0.4

- ・評価対象部位：

底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板 (止水板コマ含む)，
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板ガイド，支圧板

- ・許容応力：引張り強度，変形量 (伸び) (水密ゴム]

弾性設計範囲内 (止水板，その他の部材)

- ・評価項目：

応力評価，追従性評価 (止水板2枚の挙動，浮上り)，水压模擬

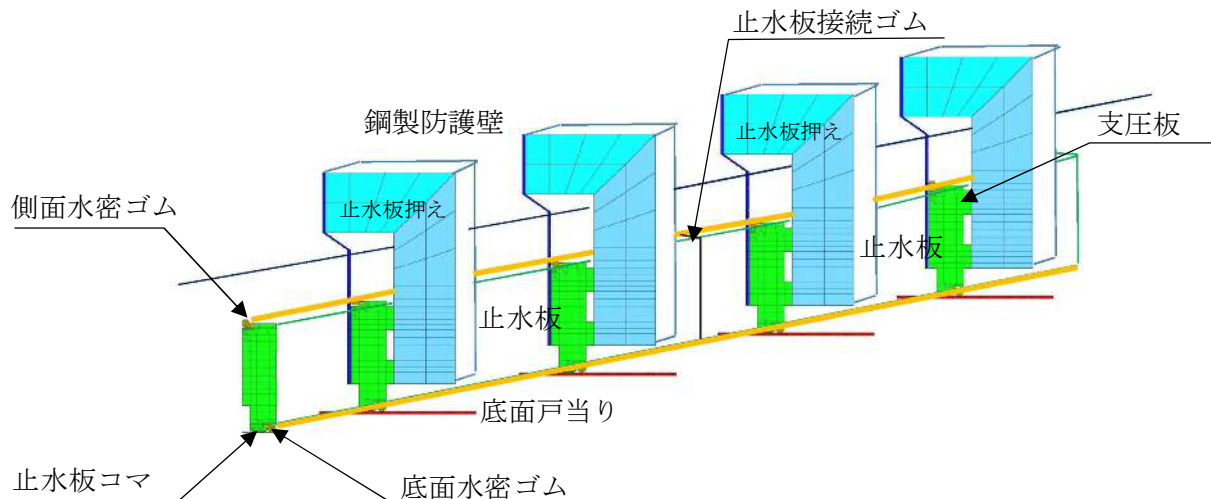


図 23 三次元動的解析モデル

【補足説明 5】 止水機構の概要について

(1) 1次止水機構の止水板について

1次止水機構の止水板は、地震時の追従性を確保するとともに、津波による津波荷重、漂流物による衝突荷重を考慮した構造とする。水密部の水密ゴムは、津波による圧力に耐えうるよう設置し津波からの浸水を防止する。

なお、止水板からの微少な漏えいを考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側にシートジョイントからなる2次止水機構を設置している。図24に止水機構全体の構造図を示す。

(2) 2次止水機構の構造について

- a. 2次止水機構は、共通要因故障（止水板の追従性不良等）による同時機能喪が生じないよう多様性を図ることとし、1次止水機構の構造と異なるシートジョイントを設置している。
- b. シートジョイントについては、想定する津波荷重に対して十分な耐性を有するものを採用するが、1次止水機構の取外し時に津波の襲来を想定すると、漂流物が2次止水機構に到達する可能性があることから、2次止水機構前面に防衝板を設置し、漂流物による損傷を防止する構造にしている。
- c. さらに、2次止水機構の後段には、2次止水機構からの漏水の可能性を考慮し、漏水を収集・排水可能な排水溝を設置する構造にする。排水は、構内排水路の防潮堤内側の集水枡に収集し、構内排水路逆流防止設備を介して排水する。
- d. 1次止水機構及び2次止水機構のこれらの対策により、基準津波の遡上波の重要な安全機能を有する海水ポンプが設置されたエリアへの到達、流入防止を確実なものとしている。

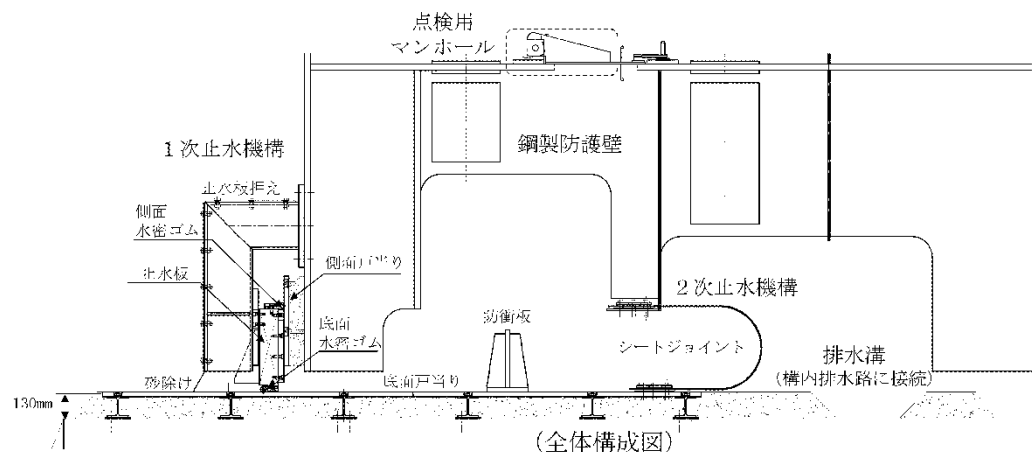


図 24 止水機構全体の概要

【補足説明6】漏水試験について

実証試験にて実施した水密ゴムについて、漏水試験を実施し水密性を確認する。

設計圧力における漏水試験のため、止水機構の水密ゴム（P形）について、試験装置を製作し、漏水試験により設計圧力に耐えることを確認する。

試験装置は、止水板2枚分（4m）の水密ゴムを設置可能な漏水試験装置を製作し、底面水密ゴム、側面水密ゴム、止水板接続ゴムからの漏水を確認する。漏水位置は中央部の3m分からの漏水量を算出する。

表13に漏水試験条件の一覧、表14に漏水試験装置の主要仕様、表15に漏水試験結果、図25に漏水試験の装置概要図を示す。

表13 漏水試験条件一覧表

項目	条件	備考
水密ゴム	試験体 1	本震，余震+津波を経験させた水密ゴム
	試験体 2	本震，余震+津波を経験させた水密ゴム
試験圧力	0.17MPa以上	保守的に，防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値
	0.21MPa以上	敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値
試験時間	10分保持	「ダム・堰施設技術基準（案）」より
許容漏水量*	5.2 ℓ/10分	試験圧力0.17MPaに対する許容漏水量
	6.4 ℓ/10分	試験圧力0.21MPaに対する許容漏水量

* 「ダム・堰施設技術基準（案）」で規定する保持時間及び許容漏水量算定式に基づく3m当たりの許容漏水量

・ 許容漏水量： $W = 10.2 L \times P$

W：漏水量（mℓ/min）

P：設計圧力（MPa）

L：長辺の長さ（cm）

（試験装置の漏水検出範囲長さ300cm）

表 14 漏水試験装置の主要仕様

項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 4.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.7m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	1枚当たり 長さ約 2m×幅約 0.1m×高さ約 0.4m 2枚の止水板を接続ゴムにて接続し実施
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 930kg/枚

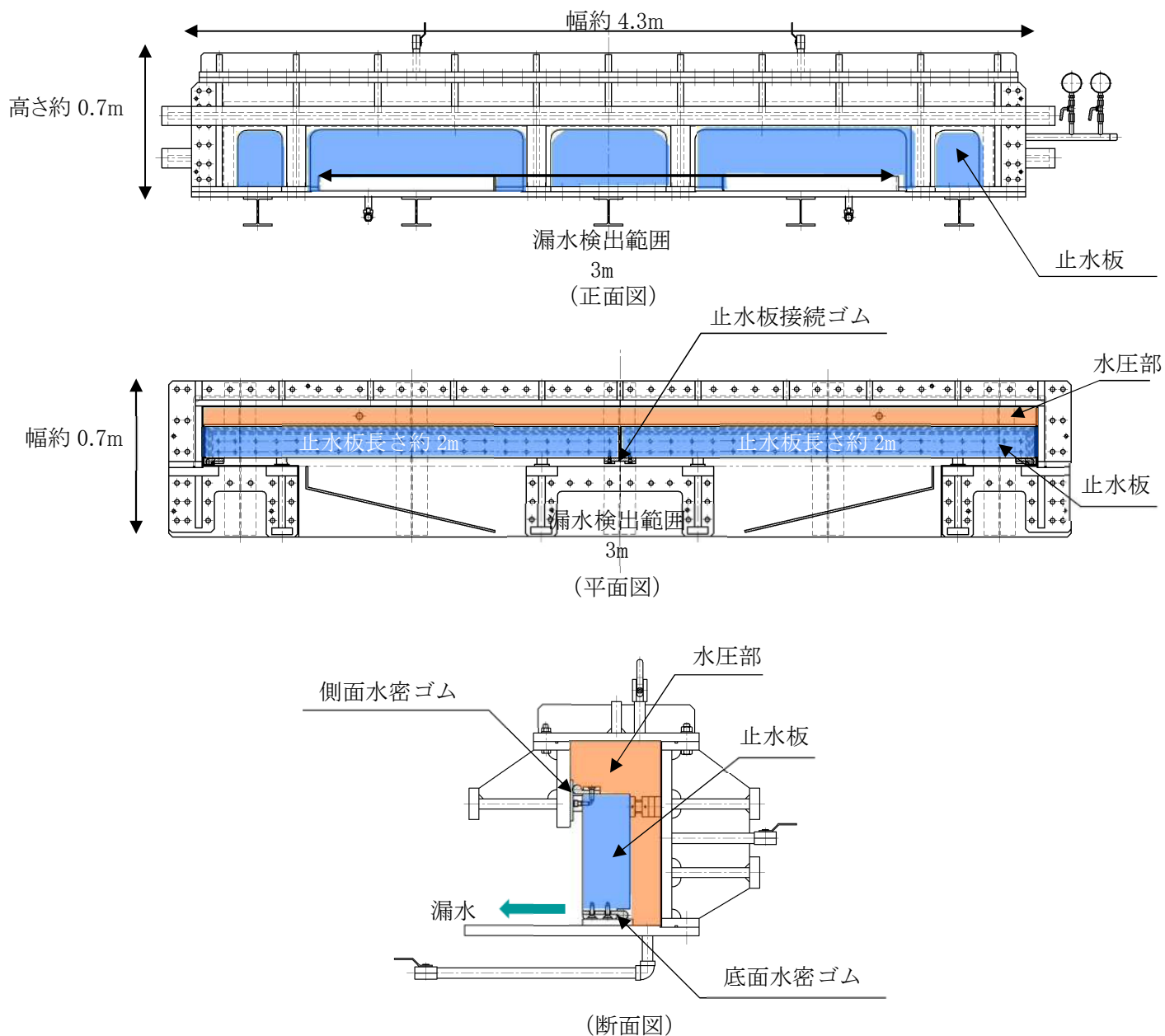
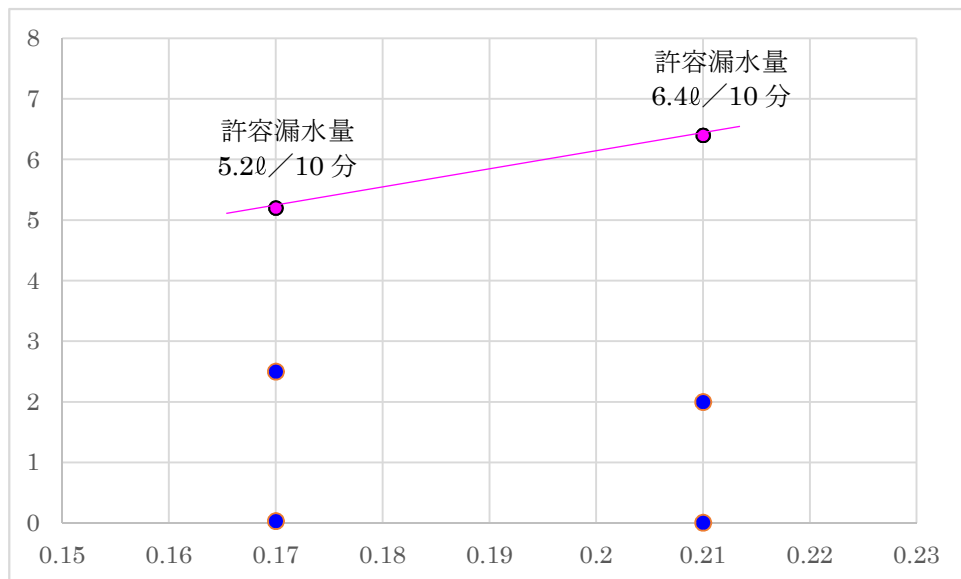


図 25 漏水試験の装置概要図

表15 漏水試験結果

	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏水量※ ¹ (ℓ/10分)	許容 漏水量 (ℓ/10分)	判定
試験体1 (1回目加振)	0.17	10	2.5	5.2	○
	0.21	10	2.0	6.4	○
試験体2 (2回目加振)	0.17	10	0.035	5.2	○
	0.21	10	0.005	6.4	○

※ 1 : 漏水量は1m当たり10分間漏水量。



試験圧力と漏水量

実証試験後の水密ゴムの漏水試験（表 15）は、未使用品の試験（表 17）に比べて漏水量はやや多い結果となった。実証試験後の水密ゴムの方は、止水板 2 枚分を合わせた水密ゴムであること及び 2 枚の止水板を接続する接続ゴムの部分もあることから、漏水量は多い結果となった。

ただし、試験体 1 と 2 で漏水量にばらつきが生じたものの許容漏水量に対して十分な裕度は確保できていることから、実証試験の水密ゴムは健全であった。

＜水密ゴムの単体漏水試験結果＞

水密ゴムの単体試験として、未使用品の水密ゴム及び劣化状況を模擬した漏水試験を実施しており良好な結果を得ている。表 16 に試験装置の主要仕様、表 17 に漏水試験結果、図 26 に試験装置の概要図、図 27 に試験圧力と漏水量を示す。

表 16 試験装置主要仕様

項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 2.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.5m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	長さ約 2m×幅約 0.1m×高さ約 0.4m
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 620kg

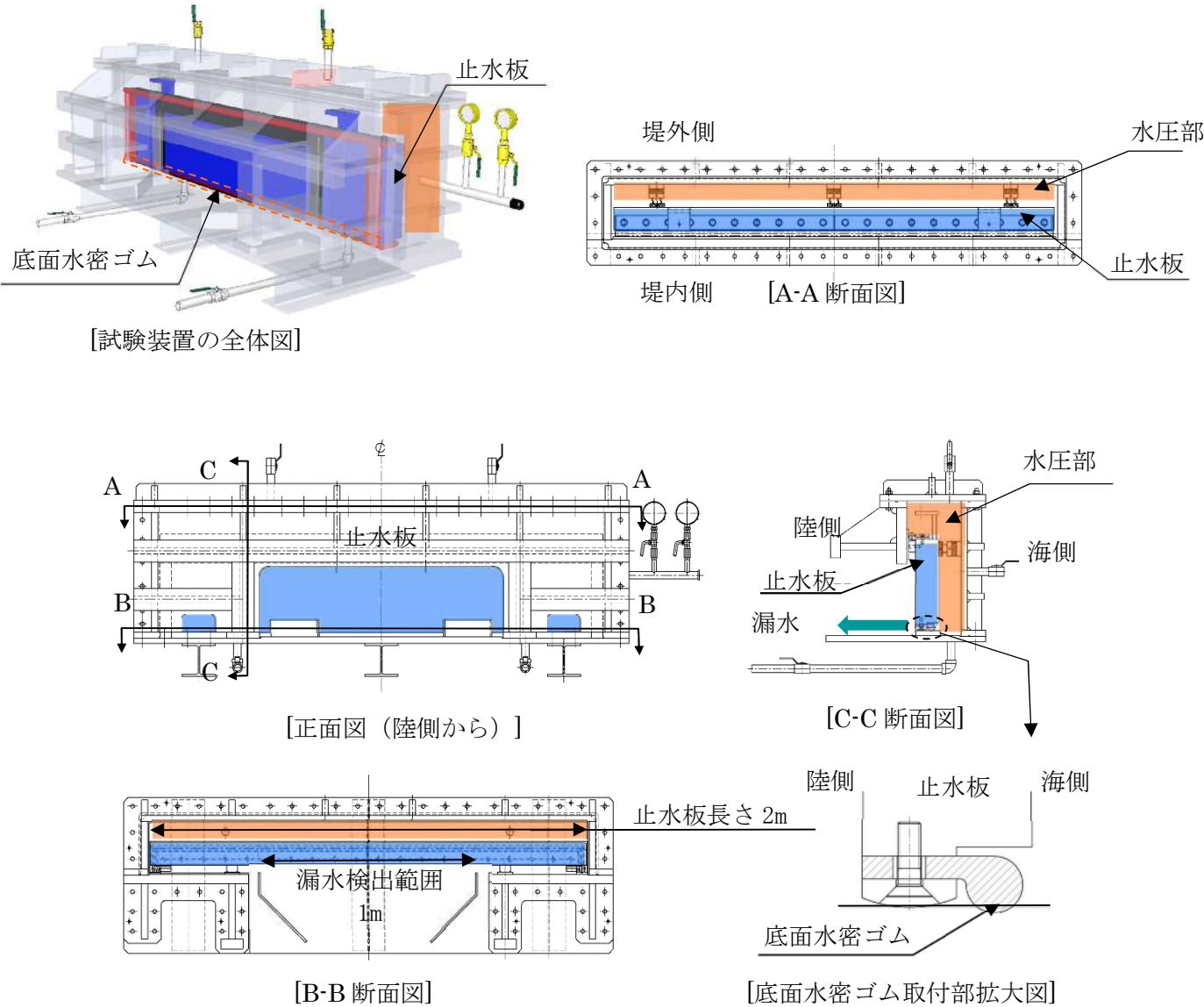


図 26 試験装置概要図

表17 漏水試験結果

	区分	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏水量 ^{※1} (ℓ/10分)	許容 漏水量 (ℓ/10分)	判定
試験体1	未使用品	0.20	10	0.020	2.0	○
試験体2		0.20	10	0.029	2.0	○
試験体3	劣化状態 を仮定	0.17	10	0.039	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.625	6.7 ^{※2}	○
		0.17	10	0.440	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.525	6.7 ^{※2}	○

※1：漏水量は1m当たり10分間漏水量。

※2：未使用品（新品）の場合の許容漏水量

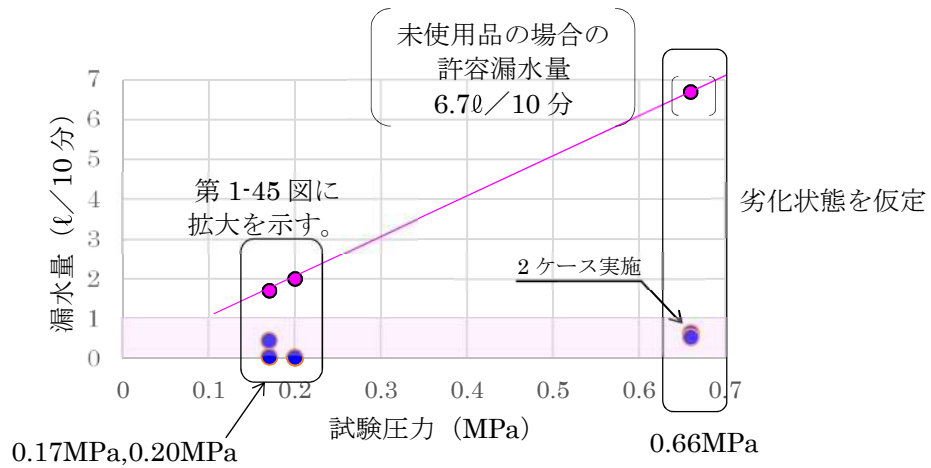


図 27 試験圧力と漏水量（高圧）

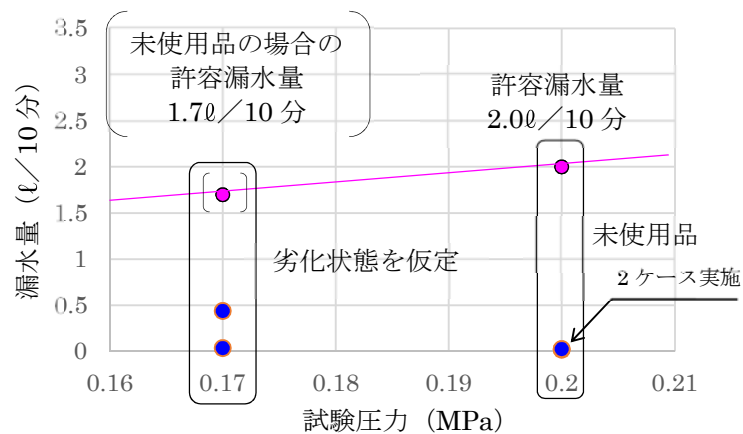


図 27 試験圧力と漏水量（低圧）

【補足説明 7】 2次止水機構シートジョイントの漏水試験結果について

2次止水機構に設置するシートジョイントについて漏水試験を実施した。

試験体に用いたシートジョイントと固定部は、実機と同じ材質、構造、固定方法を用いシートジョイントの漏水試験を実施した。表 18 にシートジョイントの試験条件を示す。

表 18 シートジョイント試験条件

項目		仕様
試験体	寸法	縦約 0.5m×横約 0.5m のシートジョイント
	材質	ポリエステル繊維（#800 二重）
	試験水压	0.17MPa, 0.21MPa
	試験部位	シートジョイント, 固定部
	試験体	3 体
試験圧力	0.17MPa以上	保守的に, 防潮堤天端高さ (T.P. +20m) から設置地盤標高 (T.P. +3m) を差し引いた値
	0.21MPa以上	敷地に遡上する津波高さ (T.P. +24m) から設置地盤標高 (T.P. +3m) を差し引いた値

<試験装置>

シートジョイントの試験体約 0.5m×約 0.5m を作成し試験装置内に設置し試験を実施した。試験装置の概要を図 28 に示す。

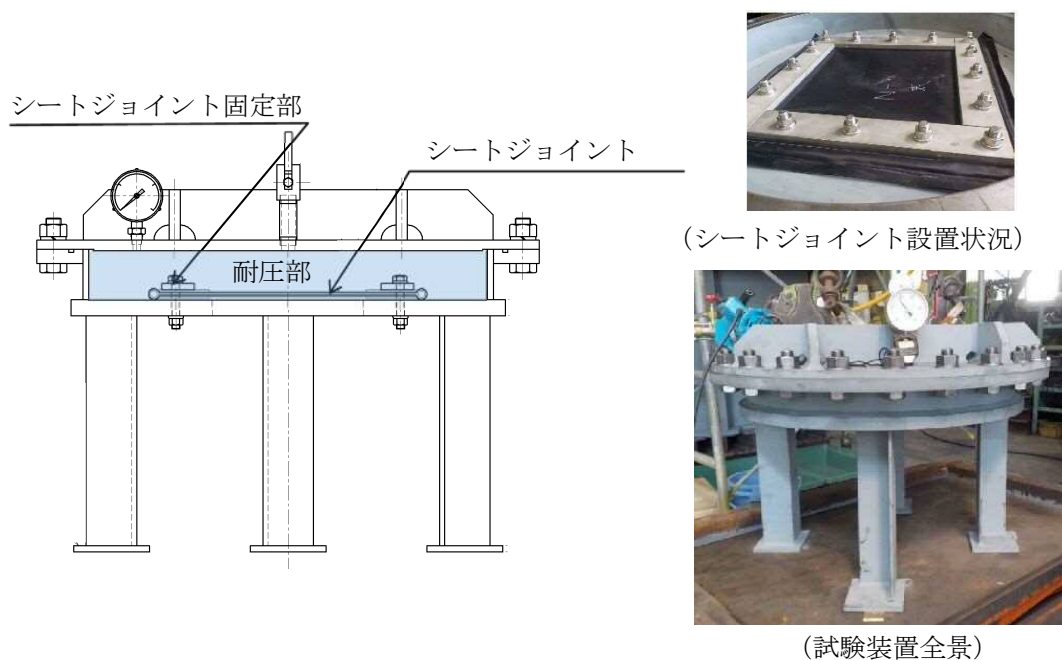


図 28 シートジョイント試験装置概要

<試験結果>

シートジョイントの漏水試験の結果は以下のとおり。試験体3体共にシートジョイント及び固定部からの漏水はなく良好な結果となった。表19に漏水試験結果を示す。

表19 シートジョイントの漏水試験結果

	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏水量※ ¹ (ℓ/10分)	許容 漏水量* (ℓ/10分)	判定
試験体1 (新品)	0.17	10	0	1.73	○
	0.21	10	0	2.14	○
試験体2 (新品)	0.17	10	0	1.73	○
	0.21	10	0	2.14	○
試験体3 (新品)	0.17	10	0	1.73	○
	0.21	10	0	2.14	○

*「ダム・堰施設技術基準（案）」で規定する保持時間（10分）及び許容漏水量算定式に基づく100cm当たりの許容漏水量を算出

・許容漏水量： $W=10.2L \times P$

W：漏水量（ml/min）

P：設計圧力（MPa）

L：長辺の長さ（cm）

試験体1の試験の状況を図29に示す。

試験後の状況はシート部が伸びた状態であったが外観に異常なく健全な状態であった。



シートジョイントの全景（試験前）



漏水試験時の状況（0.17MPa10分後）



シートジョイントの全景（試験後）



漏水試験時の状況（0.21MPa10分後）

図29 シートジョイントの漏水試験の状況

【参考】実証試験において想定される不具合と対策（案）

実証試験において想定される不具合として、止水板の浮上りや水密ゴムの噛み込み等が考えられるため、以下の対策（案）を検討している。

対策（案）の実施に当たっては、二次元・三次元動的解析の結果も踏まえ、原因の分析を十分に行い、必要に応じて対策を実施する。

図 30 に要因と対策（案）を示す。

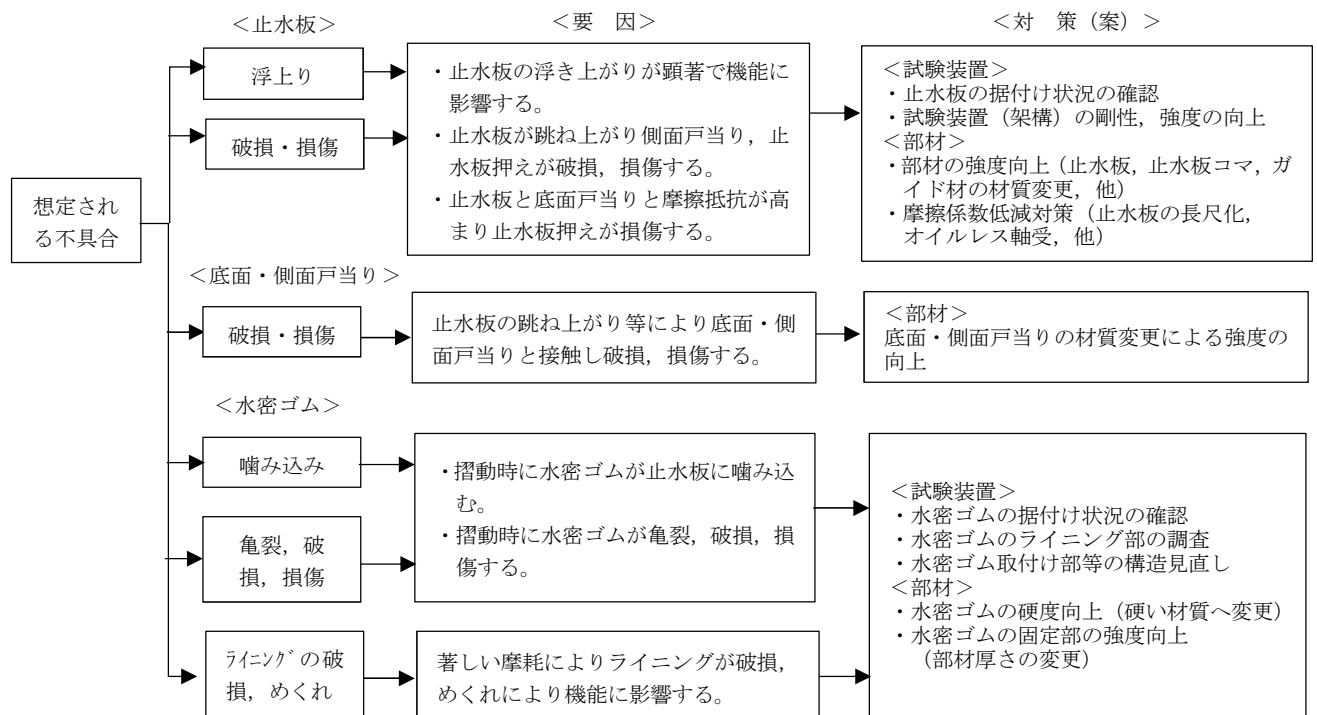


図 30 実証試験時における不具合時に対する対策（案）

6.1.3.2 止水機構（1次止水機構）の実証試験の試験要領について

1. 目的

止水機構の地震時及び余震+津波時の追従性を確認するため、実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）を行い、止水板の挙動を確認することにより、変位追従性、水密ゴムの健全性を確認する。本件は、実証試験の試験要領を示す。

2. 試験期間及び場所

実施時期：平成30年5月9日（水）～17日（木）（予定）

場 所

A rectangular box with a black border, used to redact the location information for the test.

3. 試験体制

実証試験体制は、図1に示す。

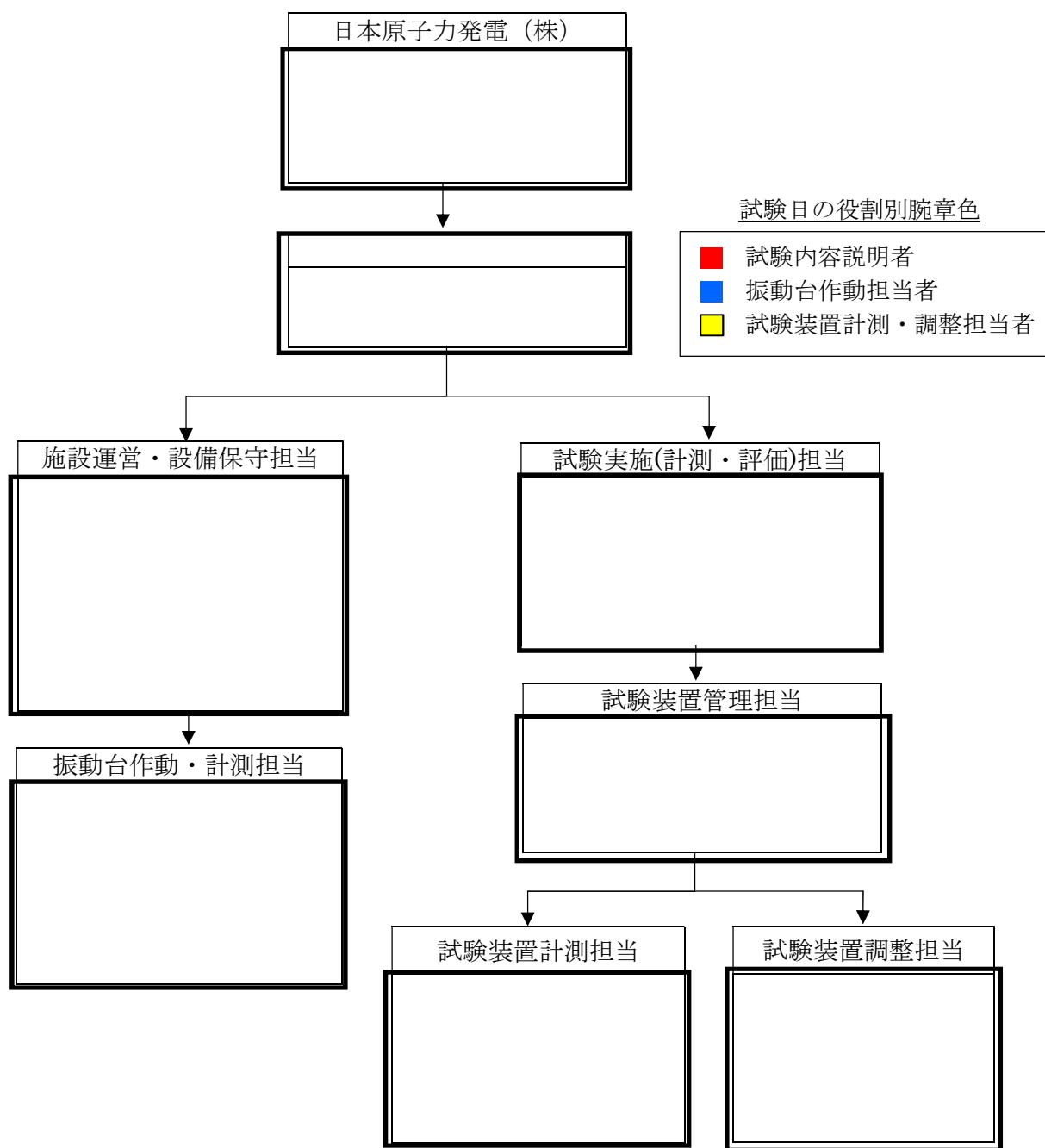


図 1 実証試験体制

4. 実証試験装置の概要

振動台の上に1次止水機構を設置し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図2に大型3軸振動台の概要、図3に振動台の平面図、図4に試験装置の鳥瞰図を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X 方向	Y 方向	Z 方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

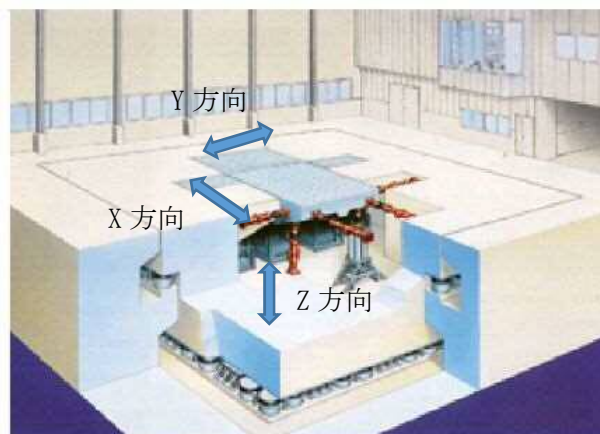


図2 大型3軸振動台の概要



図 3 振動台平面図

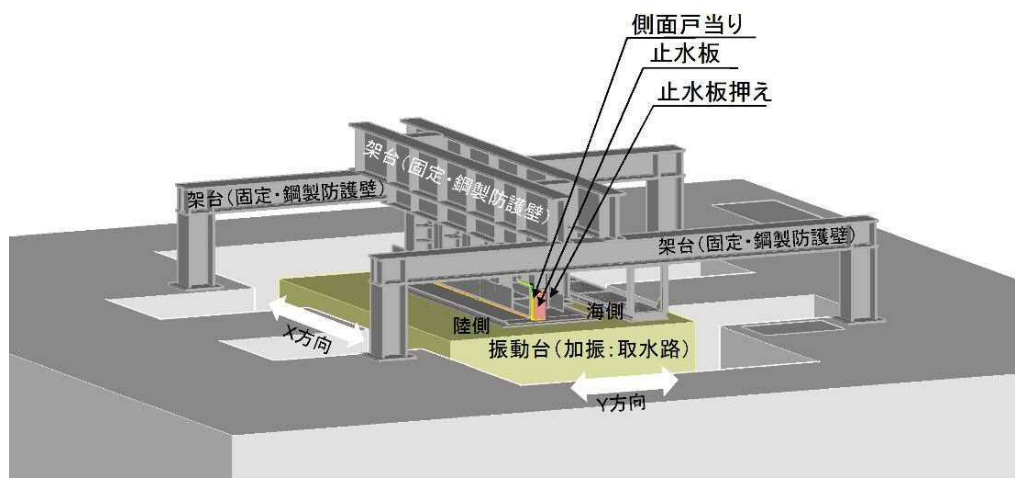


図 4 試験装置の鳥観図

5. 試験条件

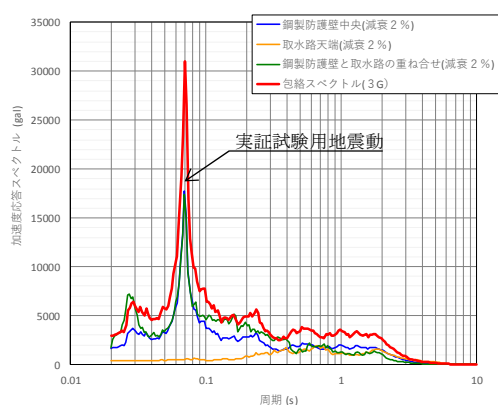
(1) 実証試験用地震動

振動台に入力する実証試験用地震動は、本震として基準地震動 S_s を包絡させた地震動及び余震+津波時として津波波圧を模擬的に与えた条件にて実証試験を実施する。表 1 に実証試験用応答スペクトルに用いる入力地震動を示す。

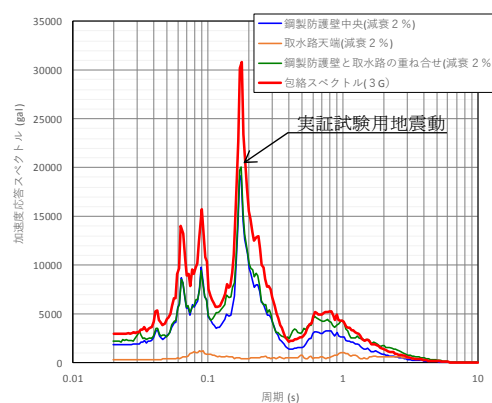
図 5 に本震による三方向（X，Y，Z）の実証試験用地震動の加速度応答スペクトルを示す。模擬地震動の詳細については「6.1.3.4 実証試験に用いる地震動の作成，実証試験及び三次元動的解析のケースについて」に示す。

表 1 実証試験用応答スペクトルに用いる入力地震動

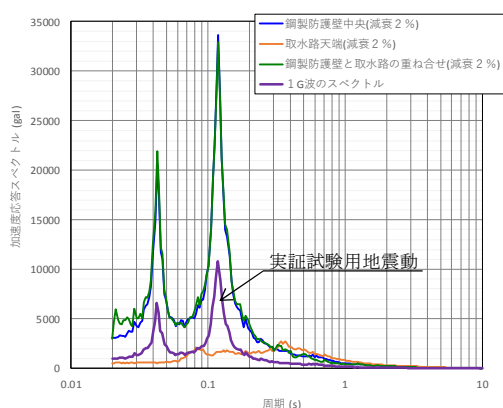
種類	入力地震動
本震	$S_s - D1$
余震+津波	$S_d - D1$



加速度応答スペクトル X 方向（NS）



加速度応答スペクトル Y 方向（EW）



加速度応答スペクトル Z 方向

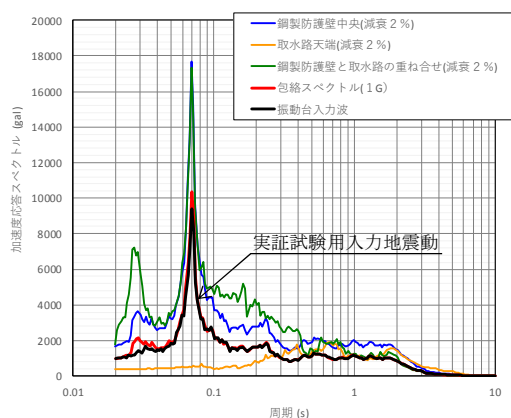
図 5 本震による三方向（X，Y，Z）の実証試験用地震動の加速度応答スペクトル

(2) 実証試験用入力地震動

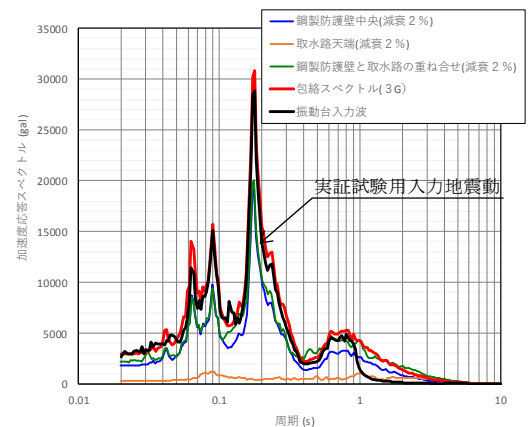
実証試験用入力地震動は、変位量に対する振動台性能の制限内に地震動を収めることを目的として、実証試験用地震動にハイパスフィルタ（HPF）を掛け、長周期成分をカットした地震動である。

実証試験に用いる振動台へ入力する入力波形を図6に示す。

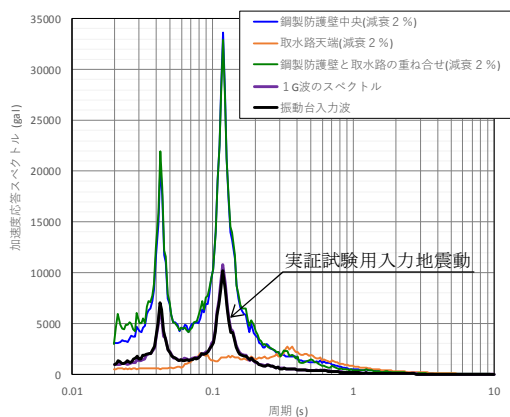
図6の入力加速度が最大3GであるY方向（EW）の加速度応答スペクトル図から周期1sec付近でHPFが掛かっていることが読み取れるが、最大加速度レベルは実証試験用地震動とほぼ同一レベルであることを確認した。



加速度応答スペクトルX方向（NS）



加速度応答スペクトルY方向（EW）



加速度応答スペクトルZ方向

図6 本震による三方向（X，Y，Z）の実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトル

(3) 実証試験ケースと三次元動的解析ケース

表 2 に本震時、表 3 に余震時の実証試験のケースと三次元動的解析のケースを示す。

表 2 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3 方向 (X 方向 (堤軸) 包絡波)	1 G	3 G (X 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時 (Y 方向に X 方向の地震動を入力。方向反転)
② 3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波)	1 G	3 G (Y 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時 (図 7 に実証試験用入力地震動)
③ 鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	—	—	1 G	○	—	鉛直単独
④ 鉛直 (取水路側包絡波)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独 (図 8 に実証試験用入力地震動)
⑤ 基準地震動 (S_s) (S_s -D1)	—			—	○	3 方向同時
⑥ 基準地震動 (S_s)	—			—	○	3 方向同時

○：解析実施ケース

表 3 余震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3 方向 (Y 方向 (堤軸直交) 包絡波)	1 G	2 G (Y 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時
② 鉛直 (鋼製防護壁波形入力)	—	—	1 G	—	—	鉛直単独
③ 鉛直 (取水路側波形入力)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独
④ 基準地震動 (S_d) (S_d -D1)	—			—	○	3 方向同時

○：解析実施ケース

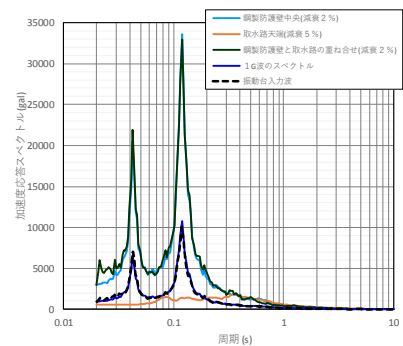
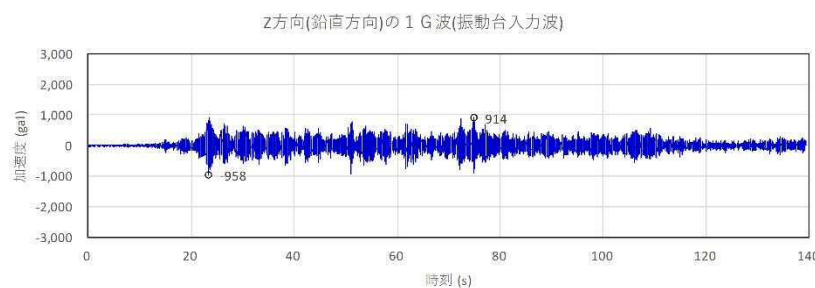
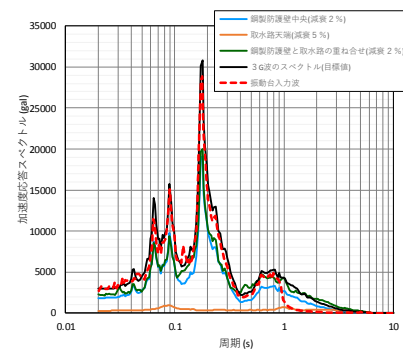
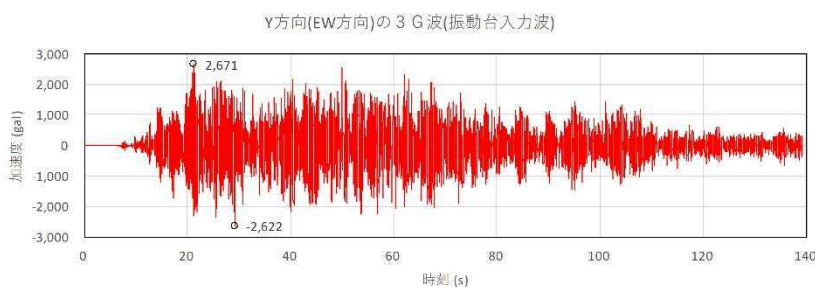
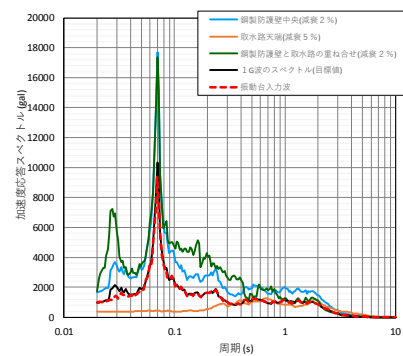
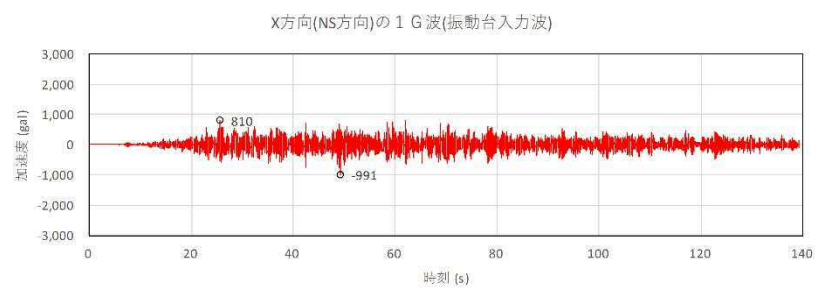


図7 ②3方向（Y方向（堤軸直交）包絡波）実証試験用入力地震動

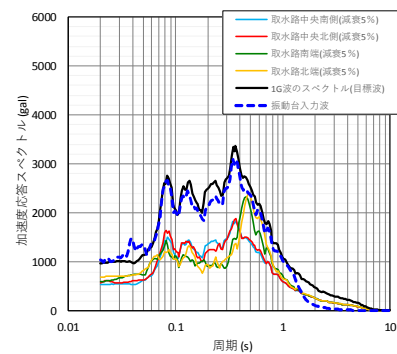
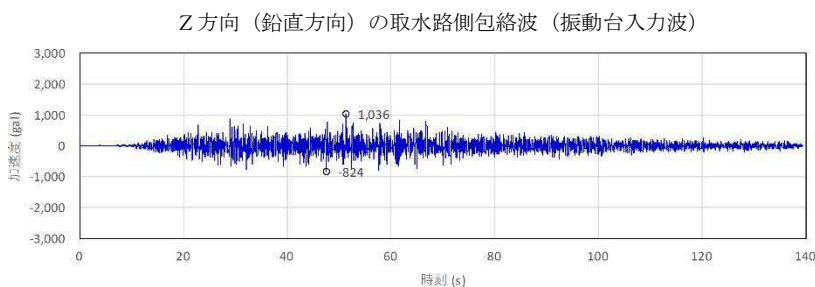


図8 ④鉛直（取水路側包絡波）実証試験用入力地震動

(4) 試験回数

実証試験に用いる入力地震動（ S_s-D1 ， S_d-D1 ）による確認は，止水板の挙動の再現性を確認するため，表4の試験回数の設定のとおり2回ずつ実施する。

表4 試験回数の設定

	本震	余震+津波
試験回数	2回	2回

(5) 摩擦係数の設定

止水板に設置する側面・底面水密ゴムは，材料証明書にてダム・堰施設技術基準（案）の物性値であることを確認した未使用品のものを使用するため，摩擦係数は0.2の状態とする。表5に水密ゴムの物性値及び試験方法の規格を示す。

表5 水密ゴムの物性値及び試験方法の規格

	試験項目		物性値	規格値	試験条件・試験方法
通常	硬さ（DURO-A型）		55	55 ± 5	JIS K 6253
	引張り 強さ	(MPa)	16.3	14.7以上	JIS K 6251
		(kgf/cm ²)	166	150以上	
	伸び (%)		500	300以上	

(6) 余震時の波圧の設定について

余震時においては、余震+津波の津波高さの圧力を想定する必要があるため、津波による荷重を以下のとおり止水板に負荷し、実証試験を実施する。

◆水平方向荷重

止水板 1 枚 (2m) 当たり 3 カ所×2 セットの水圧負荷装置により 29.0 kN 以上の荷重を掛ける。

$$W_b = 86.7 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \div (3 \times 2) = 28.9 \text{ kN} \approx 29.0 \text{ kN}$$

＜水平方向水压荷重（単位 m 当たり）＞

$$W_H = 1/2 \cdot (h^2 - h_1^2) \quad \gamma_w$$

$$= 1/2 \times (20.90^2 - 20.485^2) \times 10.1 = 86.7 \text{ kN/m}$$

γ_w : 海水の単位体積重量 10.1 kN/m

◆鉛直方向荷重

止水板 1 枚 (2m) 当たり 2 カ所×2 セットの水压負荷装置により 29.0kN 以上の荷重を掛ける。

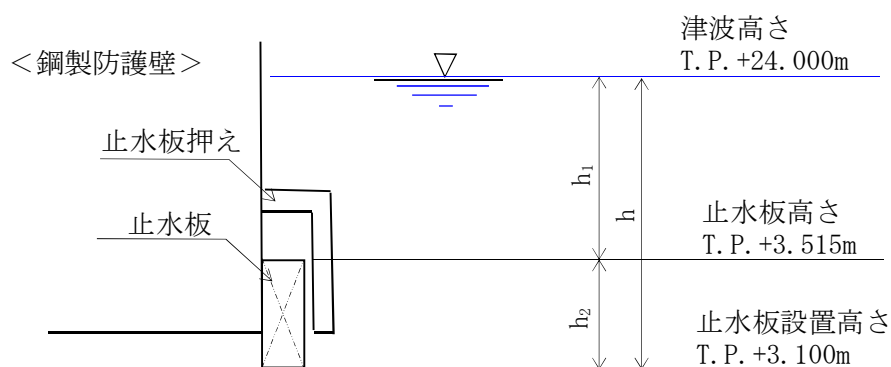
$$W_y = 29.0 \text{ kN/m} \times 2\text{m} \div 2 = 29.0\text{kN}$$

＜鉛直方向水压荷重（単位 m 当たり）＞

$$W_V = h_1 \cdot \gamma_w \cdot B'$$

$$= 20.485 \times 10.1 \times 0.14 = 29.0 \text{ kN/m}$$

B' : 鉛直方向受圧厚さ 0.14m



$$h = 20.9\text{m}$$

$$h_1 = 20.485 \text{ m}$$

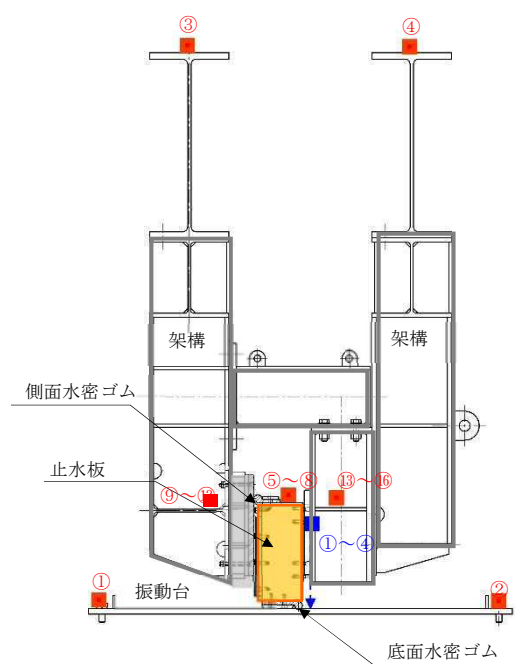
$$h_2 = 0.415 \text{ m}$$

(7) 実証試験に係る計測項目

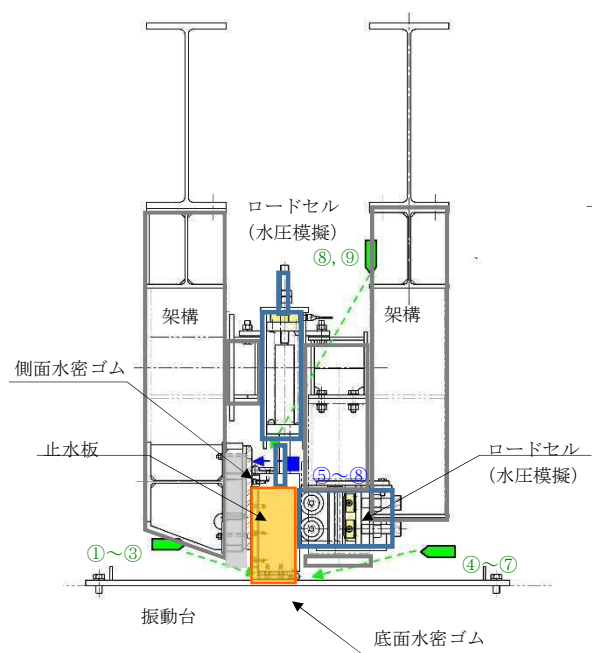
実証試験における計測項目（表6）計測箇所（図9）及び計測器一覧（表7）を示す。

表6 実証試験における計測項目

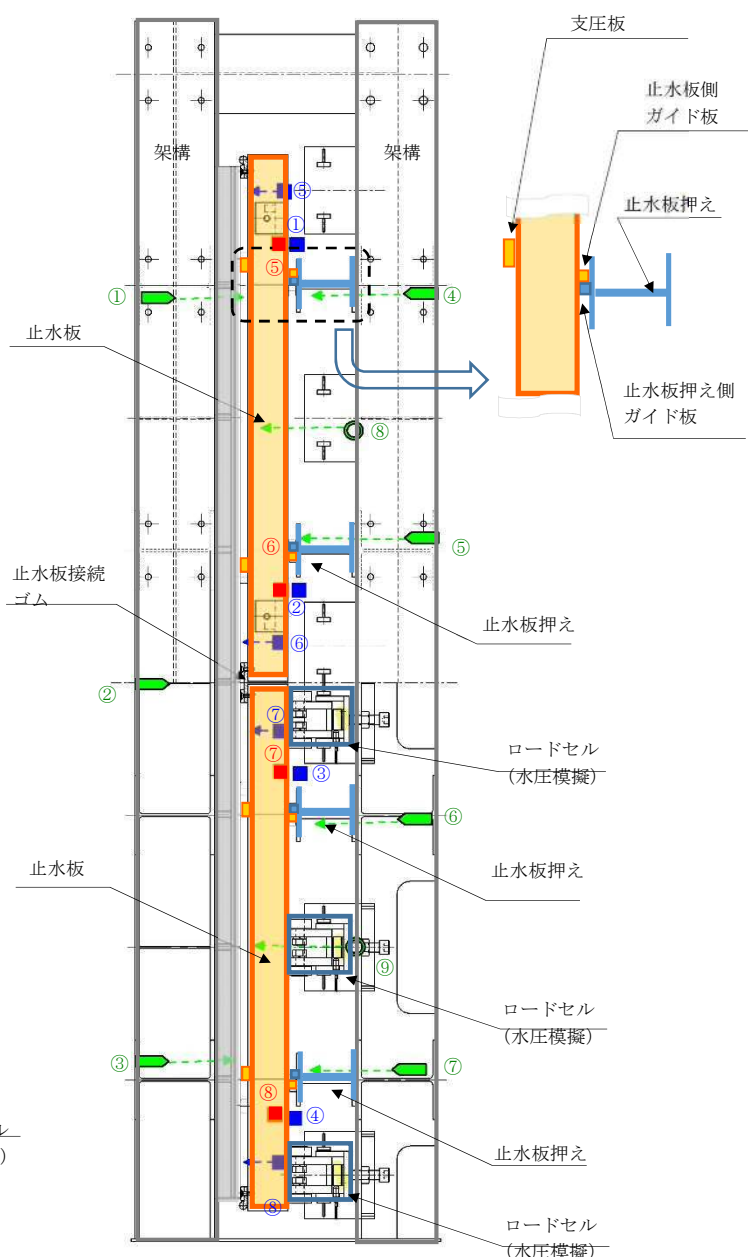
各部位	目 的	確認項目	
①止水板押え	止水板の追従性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板押えの加速度計測（⑬～⑯）
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板押えと止水板の隙間計測 ・止水板押え側ガイド板の平面度測定 ・止水板押え側ガイド板と止水板側ガイドとの寸法測定 ◆外観目視検査 ・変形，摩耗等の確認
④止水板 （底面止水板コマ部含む）	止水板の追従性及び健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板と底面，側面戸当りの変位計測（①～⑧） （レーザー変位計による止水板の挙動確認） ◆止水板の加速度計測（⑤～⑧） ◆ビデオ撮影（①～⑨）
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板，支圧板の寸法測定 ・止水板コマ寸法測定（寸法，板厚，摩耗量測定（試験後）） ◆外観目視，据付け状況検査 ・止水板コマ，支圧板の変形，摩耗，据付け等の確認
⑤底面戸当り ⑥側面戸当り	止水性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆加速度計測（底面・側面戸当り）（⑨～⑫） ◆ビデオ撮影（①～⑨）
		健全性確認	◆寸法測定 ・平面度測定 ◆外観目視，据付け状況検査 ・変形，摩耗，ゆがみ，据付け等の確認
底面・側面水密ゴム	止水板に追従し，水密性に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板と底面，側面戸当りの変位計測（①～⑧） （レーザー変位計による浮き上がり確認） ◆ビデオ撮影（①～⑨）
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測（厚さ） ◆外観目視，据付け状況検査 ・変形，摩耗，亀裂，ライニング面，据付け等の確認 ◆漏水検査
止水板接続ゴム	止水板との接続部に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板の変位計測（①～⑧） （レーザー変位計による止水板の挙動を把握し，接続ゴムの変位を計測） ◆止水板の加速度計測（⑤～⑧） ◆ビデオ撮影（②）
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測（寸法） ◆外観目視検査 ・変形，摩耗，亀裂の確認 ・底面・側面水密ゴムの接続箇所の確認 ◆水密ゴムの据付け状況確認



断面図（加速度計，レーザー変位計）



断面図（ロードセル（水圧模擬））



平面図

<凡例>

- : 加速度計
- : レーザー変位計
- : ビデオ撮影

本震時の計測機器に，更に水圧模擬するためロードセルを設置する。

図9 実証試験時の計測部位（本震時・余震+津波時）

表 7 計測器一覧

計測器	型番	メーカー	仕様	数量	備考
レーザー変位計			測定範囲 160～450 mm 繰返し精度 30 μ m 計測精度 : 0.1mm	4	鉛直 相対変位
			測定範囲 75～130 mm 繰返し精度 30 μ m 計測精度 0.01mm	4	水平 相対変位
加速度計			定格容量 $\pm 20G$ 応答周波数範囲 500Hz 計測精度 0.02G $\pm 1\%$	16	X Y Z 方向
ロードセル			定格容量 50 kN 非直線性 $\pm 0.05\%$	12	水平方向
			定格容量 100 kN 非直線性 $\pm 0.2\%$	4	鉛直方向
CCD カメラ			f6 mm, 8 mm, 12 mm	6	
			f3.7 mm	3	
ビデオ カメラ			デジタルハイビジョン方式	2	全景用

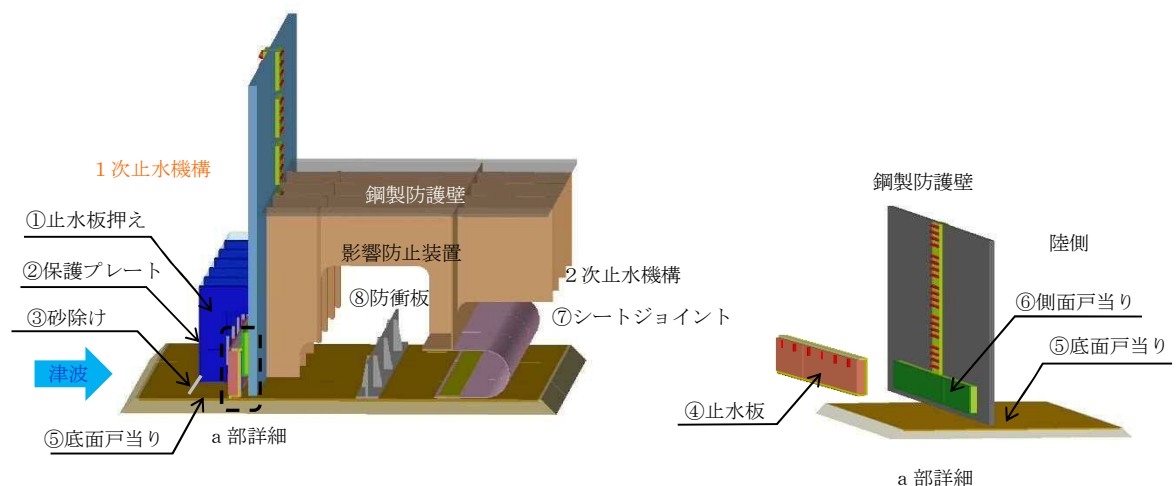
(8) 実証試験の計測項目と判定基準

実証試験では以下の項目について計測を行い「止水板の地震時の追従性」、「水密ゴムの健全性」及び「1次止水機構の構成部品の健全性」について確認し、止水機構全体に影響がないか確認する。表8に実証試験の計測項目と判定基準を示す。

表8 実証試験の計測項目と判定基準

機能目標	計測項目※	判定基準
止水板の地震時の追従性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆追従性評価（ビデオ撮影） ◆変位計測（レーザー変位計） ◆加速度計測（加速度計） ◆外観目視検査 	<ul style="list-style-type: none"> ◆止水板の動作に異常がなく、止水板としての機能が保持されていること。（浮き上がり、止水板の破損・損傷）
水密ゴムの健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆追従性評価（ビデオ撮影） ◆変位計測（レーザー変位計） ◆寸法計測 ◆外観目視点検 	<ul style="list-style-type: none"> ◆水密ゴムの動作に異常がなく機能が保持されていること。（噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗） ◆水密ゴムのライニングに異常がなく機能が保持されていること。（ライニングの破損、めくれ）
1次止水機構の構成部品の健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆止水板、側面戸当り、底面戸当り、止水板押え、架構等の外観目視点検 ◆三次元計測による試験装置全体の計測 	<ul style="list-style-type: none"> ◆装置全体に異常がなく健全であること。（試験装置、部材の変形、損傷、他）

※各部位毎の計測項目については、表7の1次止水機構の各部位毎の評価項目に示す。



止水機構の各名称

(9) 実証試験手順

実証試験は1回の実証試験で約3日間必要とする。そのため、実証試験の「本震」,「余震+津波」を実施し水密ゴムの計測等は4日目に実施する手順になる。表9に実証試験の実施手順を示す。

水密ゴムは、実際に想定しうる「本震」の後に「余震+津波」となるため、「余震+津波」の実証試験が終了するまでは同じものを通して使用する。

以下は1回目の試験手順を示す,2回目の試験手順も同様の手順で実施する。

表9 実証試験の実施手順(1回目)

時間帯	本 震 (1日目)	本 震 (2日目)	余震+津波1回 (3日目)
午前 (約3.5時間)	<試験前準備> ・各部外観検査,寸法計測 (試験前健全性確認) ・振動台の油圧上昇 (X Y Z 軸方向) ・振動台の油圧降下 ・止水板設置 ・計測器取付け ・水密ゴムの計測 ・水密ゴムの外観据付け検査	<試験前準備> ・同左	<試験前準備> ・同左
午後 (約4.5時間)	<試験前準備> ・振動台油圧上昇 ・ホワイトノイズ加振※	<試験枚準備> ・同左	<試験前準備> ・水密ゴムの外観据付け検査 ・水密ゴムの計測 ・水圧負荷装置設置
	<実証試験> ・実証試験(本震) ・加振終了後油圧降下	<実証試験> ・同左	<実証試験> ・油圧上昇 ・水平負荷装置荷重調整 ・実証試験(余震) ・水平負荷解除 ・加振終了後油圧降下
	<試験後> ・止水板取外し ・水密ゴムの外観・据付け検査	<試験後> ・同左	<試験後> ・止水板取外し ・水密ゴムの外観・据付け検査 ・水圧負荷装置取外し

(4日目)

- ・水密ゴム取外し,摩耗等計測
- ・各部外観検査,寸法計測(試験後健全性確認)
- ・品質記録の例を図10に示す。

※ホワイトノイズ加振とは

止水板を設置しない状態で試験装置の固有振動数を算出し,試験装置の固有振動数に有意な変化がないことを試験前に確認することで,試験装置が正常な状態であることを確認する。

発注者	日本原子力発電株式会社 殿										再委託先	担当					
業務名	東海第二発電所																
実験名	一次止水機構 振動試験																
実施日																	
受注者																	
再委託先																	
実施場所																	
試験NO.	UPE有無	計測場所 止水板	位置	底面止水板コマ厚さ(mm)		備考	試験NO.	UPE有無	計測場所 止水板	位置	底面止水板コマ厚さ(mm)		備考				
				加振前	加振後						加振前	加振後		加振前	加振後		
1		右	右側				3	有り	右	右側							
			中央							中央							
			左側							左側							
		左	右側						左	右側							
			中央							中央							
2	有り	右	右側				4	無し	右	右側							
			中央							中央							
			左側							左側							
		左	右側						左	右側							
			中央							中央							
備考		摩耗量計測：0-100mmノギス										左側	中央	右側	左側	中央	右側
		計測箇所（海側から見る）										左	中央	右			

図 10 品質記録の例（1/3） （止水板の寸法計測の例）

発注者	日本原子力発電株式会社 殿									
業務名	東海第二発電所									
実験名	一次止水機構 振動試験									
実施日										
受注者										
再委託先										
実施場所										

発注者		受注者		再委託先	
承認	審査	担当			

止水板厚さ		ガイド間隔		止水板の軸直角方向隙間 (mm)		備考
位置	設計値 (mm)	計測値 (mm) : A	位置	計測値 (mm) : B	C = B - A	
右	右側			1	上	
	左側			2	上	
左	右側			3	上	
	左側			4	上	

平面配置

止水板押え及び側面戸当り

止水板

計測：ノギス、スケール

備考

図 10 品質記録の例 (2/3) (止水板押えと側面戸当りの寸法計測の例)

発注者	日本原子力発電株式会社 殿									
業務名	東海第二発電所									
実験名	一次止水機構 振動試験									
実施日										
受注者										
再委託先										
実施場所										
止水板ガイド板間隔			止水板押えガイド板間隔			ガイド板軸方向隙間(mm)		再委託先		担当
位置	設計値(mm)	計測値(mm) : D	位置	設計値(mm)	計測値(mm) : E	B-A / 2		承認	審査	
右	上		右	上						
	下			下						
中央	上		中央	上						
	下			下						
左	上		左	上						
	下			下						

平面配置

備考	計測 : スケール
----	-----------

図 10 品質記録の例 (3/3) (止水板押えの間隔計測の例)

6.1.3.3 二次元・三次元動的解析の結果について

1. 目 的

止水機構の実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）では，基準地震動 S_s 及び余震＋津波時における止水板の挙動を確認することにより，変位追従性，水密ゴムの健全性を確認する。

本件では，実証試験に合わせて実施する二次元・三次元動的解析の結果について説明する。

2. 解析条件

(1) 二次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S。
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
解析モデルは図1に示す。
- ・水密ゴム摩擦係数：
常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））
劣化時の挙動把握（しきい値確認）：0.2～1.2
- ・金属間摩擦係数
止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4
- ・評価対象部位：
底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板ガイド，支圧板
- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）
弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）
- ・評価項目：
応力評価，追従性評価（止水板浮き上がり），水压模擬，摩擦係数しきい値確認

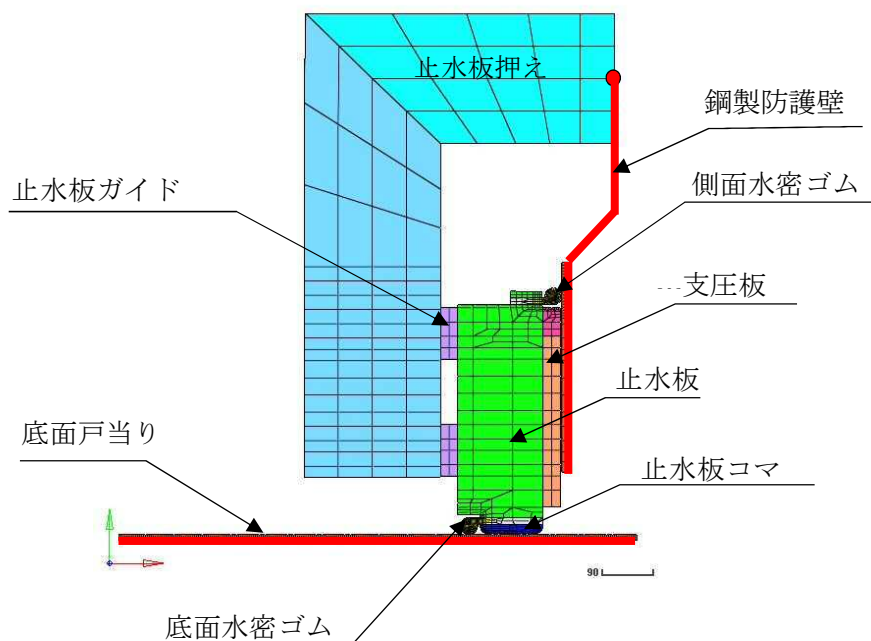


図1 二次元動的解析モデル

(2) 三次元動的解析

<評価条件>

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

解析モデルは図2に示す。

- ・水密ゴム摩擦係数：

常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））

- ・金属間摩擦係数

止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4

- ・評価対象部位：

底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板ガイド，支圧板

- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）

弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）

- ・評価項目：

応力評価，追従性評価（止水板2枚の挙動，浮き上がり），水压模擬

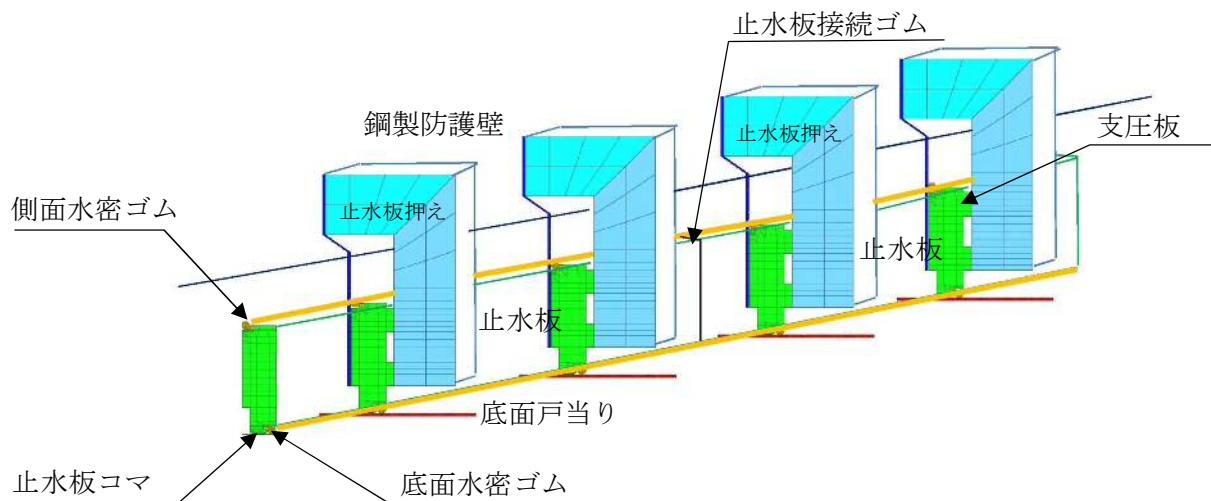


図2 三次元動的解析モデル

3. 三次元動的解析

(1) 実証試験モデルの解析条件

a. 解析コード MSC_MARC2014. 2. 0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)

b. 解析内容 大変形超弾性解析 (止水ゴムを超弾性体として扱う)

c. モデルの説明

基本的に6面体ソリッド要素, 架台の部分はシェル要素として作成した。

d. 解析に用いる物性値及び摩擦係数

各部の物性値と摩擦係数は表 1 に示すとおり。モデル化に当たっては, ⑤底面戸当り, 鋼製防護壁 (⑥側面戸当り) は, 剛体としてモデル化した。

表1 物性値及び摩擦係数

部位 (材質)	物性値	許容値	摩擦係数
①止水板押え (SM490)	縦弾性係数 205000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 315MPa	-
④止水板 (SUS304)	縦弾性係数 197000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 205MPa	-
底面・側面水密ゴム (合成ゴム+ ライニング 貼付け)	単軸引張試験結果	引張強さ 14. 7 MPa	0. 2
止水板コマ (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 245MPa	0. 4 (金属間の摩擦係数)
支圧板 (超高分子ポリエチレン)	縦弾性係数 785MPa ポアソン比 0. 3	引張強さ 44MPa	0. 2
止水板側ガイド板 (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 245MPa	0. 4

e. 解析モデルに考慮している隙間

止水機構の実機と同じ構造を模擬するため, 以下の箇所については, 解析モデル上も隙間を考慮し解析を実施する。図 3 に解析モデル上の隙間を示す。

①側面水密ゴムと側面戸当りの隙間 3mm

②底面水密ゴムと底面戸当りの隙間 3mm

③止水板ガイドと止水板押えの隙間 5mm

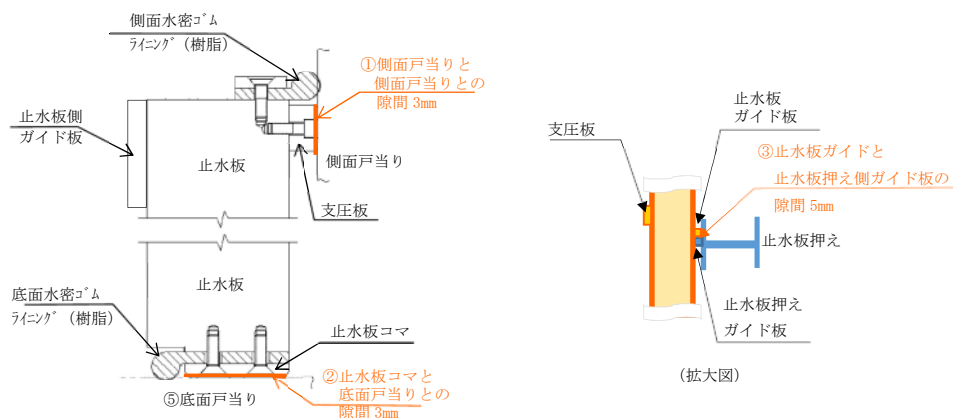


図 3 解析モデル上の隙間

f. 解析モデルの作成

実証試験モデルの解析モデルを図4に示す。

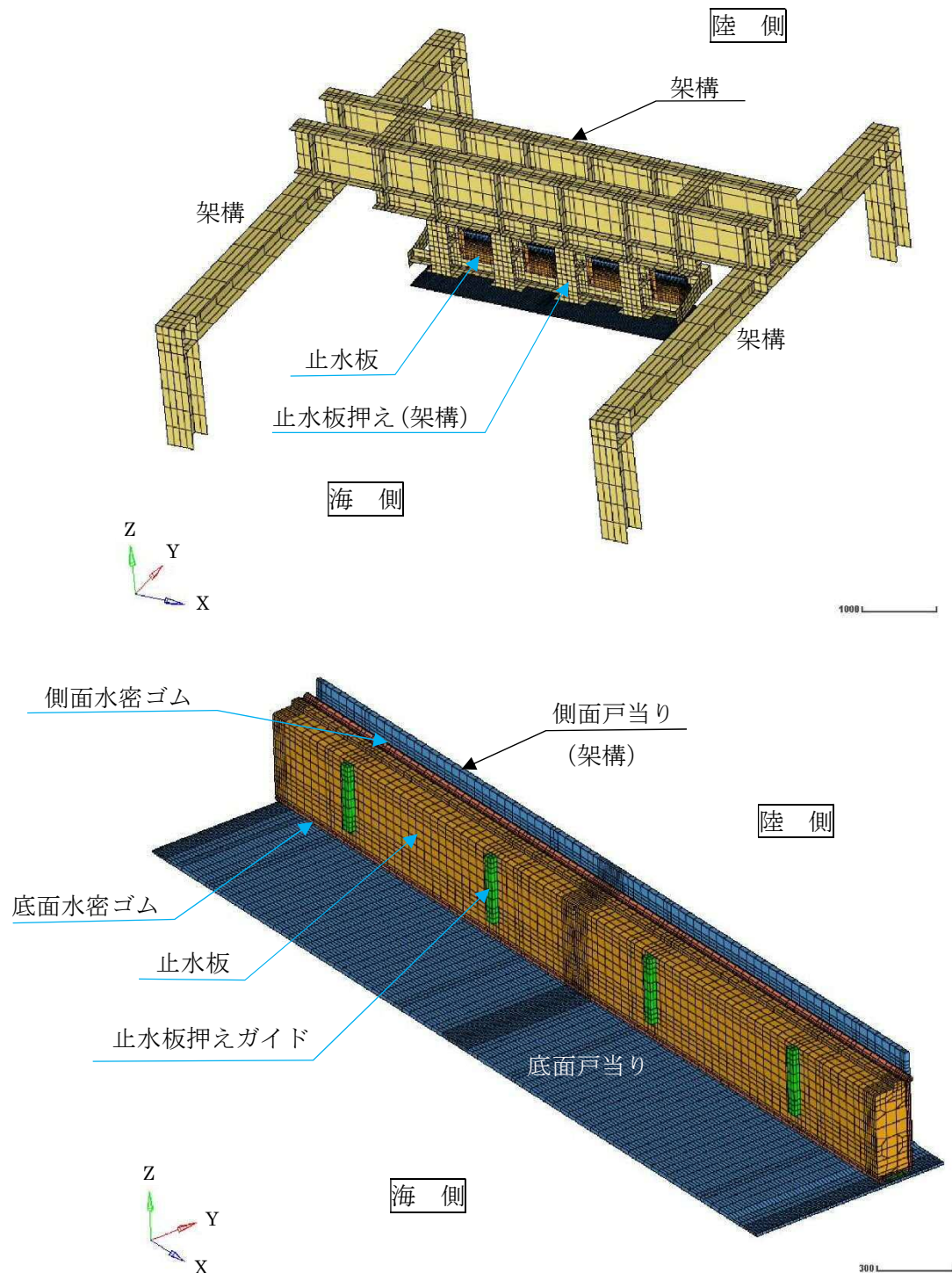


図4 三次元解析モデル（実証試験用）（1/2）

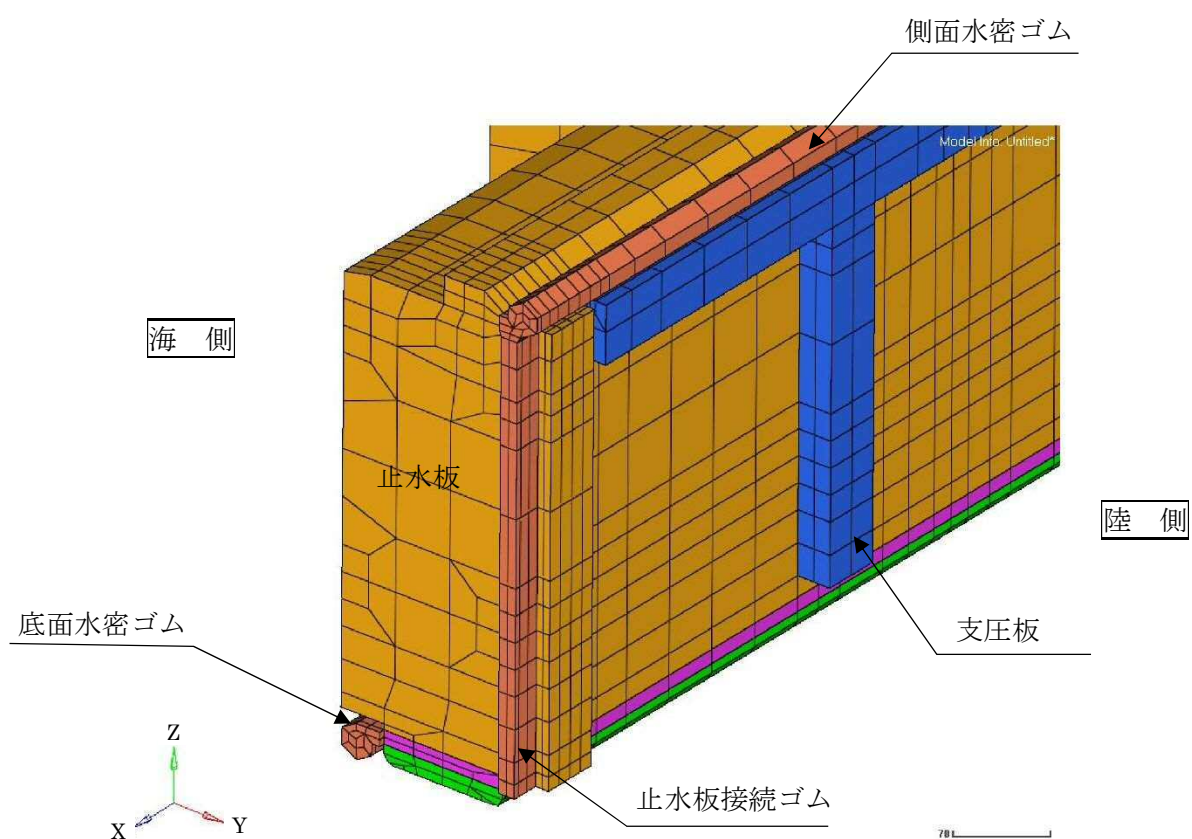
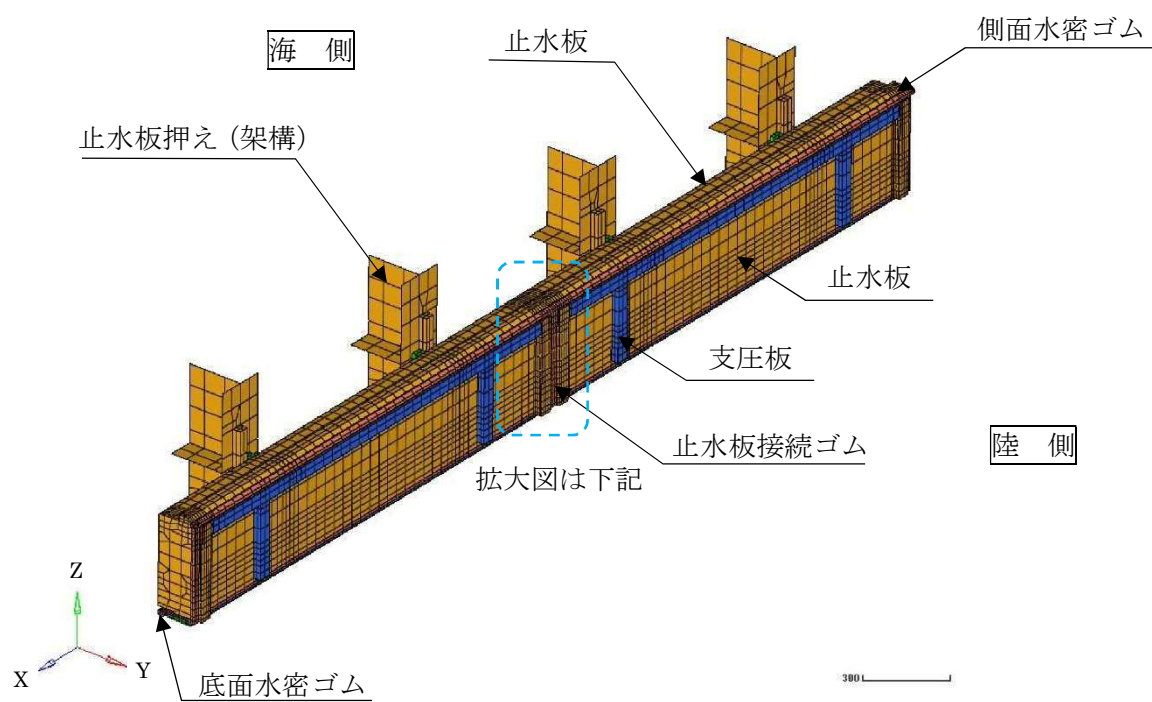


図4 三次元解析モデル（実証試験用）（2/2）

(2) 実機モデルの解析条件

- a. 解析コード MSC_MARC2014. 2. 0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)
- b. 解析内容 大変形超弾性解析 (止水ゴムを超弾性体として扱う)
- c. モデルの説明
基本的に6面体ソリッド要素として作成した。
- d. 解析に用いる物性値及び摩擦係数
各部の物性値と摩擦係数は表 1 に示すとおり。

表1 物性値及び摩擦係数

部位 (材質)	物性値	許容値	摩擦係数
①止水板押え (SM490)	縦弾性係数 205000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 315MPa	－
④止水板 (SUS304)	縦弾性係数 197000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 205MPa	－
底面・側面水密ゴム (合成ゴム+ ライニング 貼付け)	単軸引張試験結果	引張強さ 14. 7 MPa	0. 2
止水板コマ (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 245MPa	0. 4 (金属間の摩擦係数)
支圧板 (超高分子ポリエチレン)	縦弾性係数 785MPa ポアソン比 0. 3	引張強さ 44MPa	0. 2
止水板側ガイド板 (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 245MPa	0. 4

e. 解析モデルに考慮している隙間

止水機構の実機と同じ以下の箇所については、解析モデル上も隙間を考慮し解析を実施する。図 5 に解析モデル上の隙間を示す。

- ①側面水密ゴムと側面戸当りの隙間 3mm
- ②底面水密ゴムと底面戸当りの隙間 3mm
- ③止水板ガイドと止水板押えの隙間 5mm

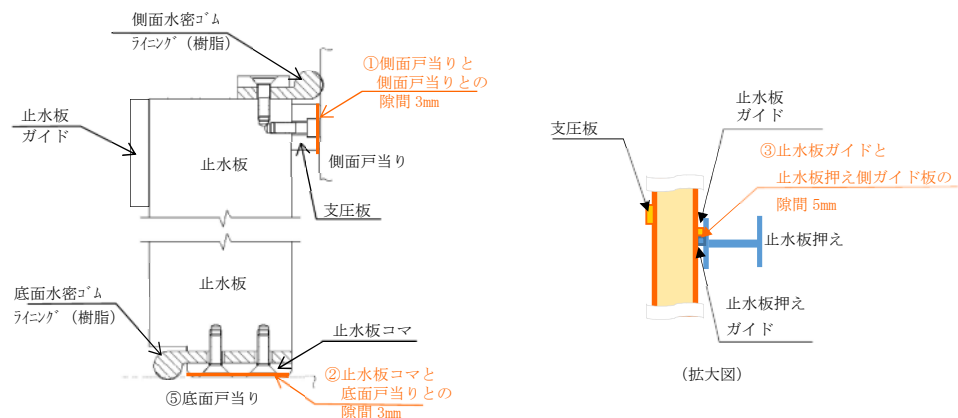


図 5 解析モデル上の隙間

f. 解析モデルの作成

実機モデルの解析モデルを図 6 に示す。

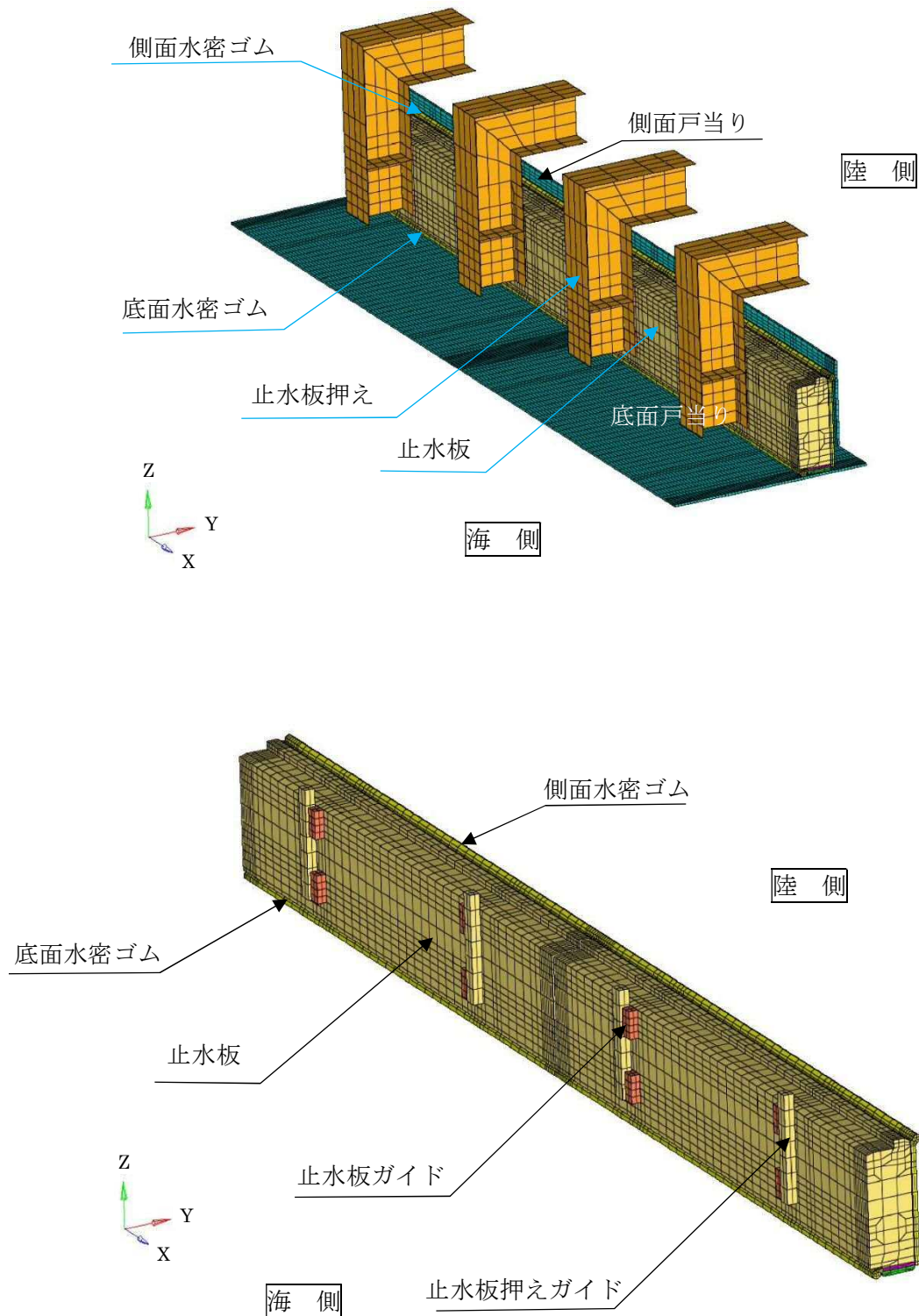


図 6 三次元解析モデル（実機用）（1/2）

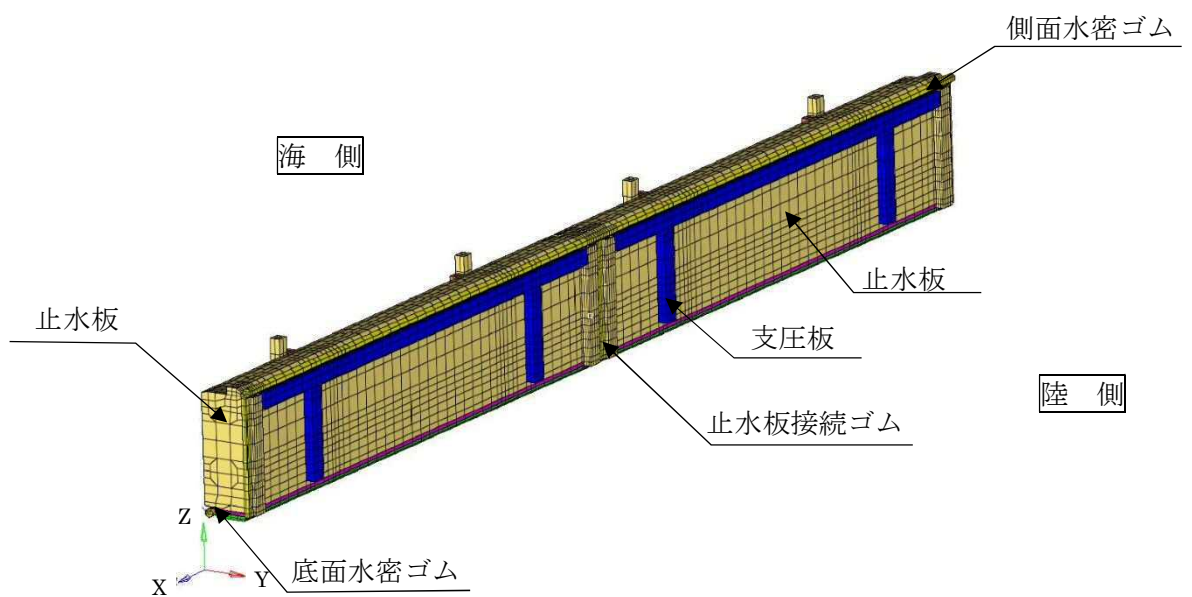
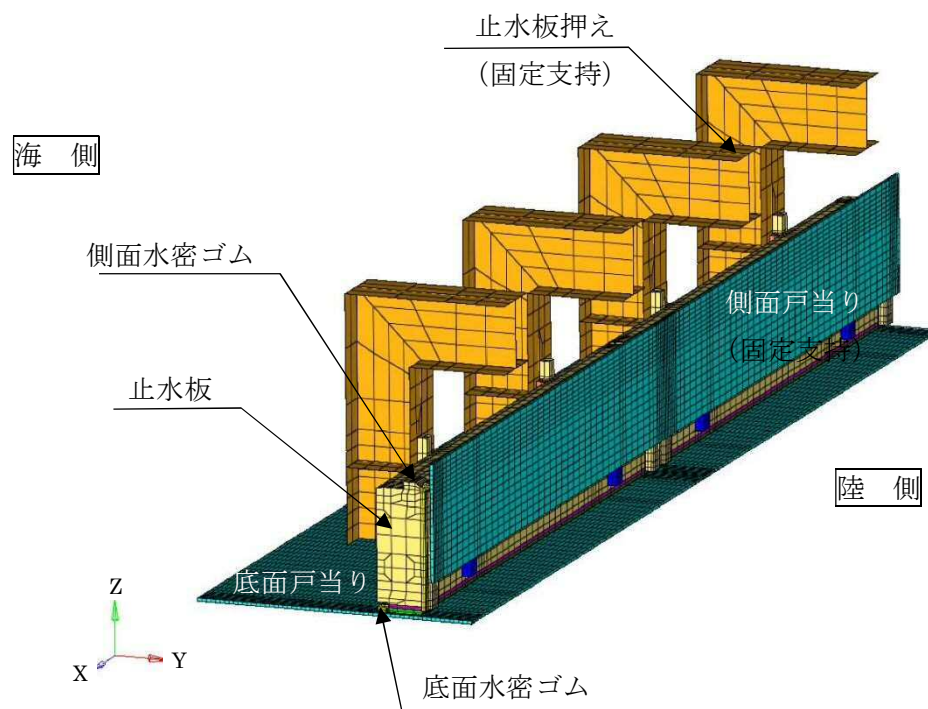


図6 三次元解析モデル（実機用）（2/2）

(3) 実証試験と三次元動的解析ケースの目的について

三次元動的解析と実証試験検証における検証ケースとして、3方向加振試験の場合は②の三次元動的解析と実証試験を検証ケースとし、鉛直方向については、④の三次元動的解析と実証試験を検証ケースとして実施する。その他のケースについては、主にデータ拡充の観点から止水板の挙動について確認する。表2に実証試験及び三次元動的解析ケースの目的を示す。

表2 実証試験及び三次元動的解析ケースの目的

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		各実証試験及び三次元動的解析ケースの目的
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3方向 (X方向(堤軸) 包絡波)	1 G	3 G (X包絡波)	1 G	○	○	【データ拡充】3方向データ ◆実証試験において、鋼製防護壁側の堤軸側の水平方向の包絡波を入力し止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。 ◆3次元動的解析における止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。
② 3方向 (Y方向(堤軸直 角)包絡波)	1 G	3 G (Y包絡波)	1 G	○	○	【検証ケース】3方向データ(実機と同じ方向確認) ◆実証試験において鋼製防護壁側の堤軸直角側の水平方向の包絡波を入力し止水板の挙動を確認する。 ◆3次元動的解析については、実証試験と実証試験ケースの検証を行うとともに実機ケースモデルとの解析検証を行いモデルの妥当性についても確認する。
③ 鉛直 (鋼製防護壁包 絡波)	—	—	1 G	○	—	【データ拡充】鉛直方向データ ◆実証試験において鋼製防護壁側の鉛直方向の加速度(1G)を取水路側の鉛直方向に入力し、止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。 ◆3次元動的解析における止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。
④ 鉛直 (取水路側包絡 波)	—	—	波形 入力	○	○	【検証ケース】鉛直方向データ(実機と同じ方向確認) ◆実証試験において止水板の挙動は、鉛直方向からの慣性力が支配的と考えられることから本件をベースケースとした実証試験を実施し、鉛直からの変位量を計測する。実機と同じ方向で確認する。 ◆3次元動的解析については、実証試験と実証試験ケースの検証を行うとともに実機ケースモデルとの解析検証を行いモデルの妥当性についても確認する。

(4) 三次元動的解析結果

表 3 に本震時、表 4 に余震時の三次元動的解析ケースと解析結果を示す。

表 3 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3 方向 (X 方向 (堤軸) 包絡波)	1 G	3 G (X 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時 (Y 方向に X 方向の地震動 を入力。方向反転) 図 7, 8 に記載
② 3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波)	1 G	3 G (Y 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時 図 9, 図 10 に記載
③ 鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	—	—	1 G	○	—	鉛直単独 図 11, 図 12 に記載
④ 鉛直 (取水路側包絡波)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独 図 13, 図 14 に記載
⑤ 基準地震動 (S_s) (S_s -D1)	—			—	○	3 方向同時
⑥ 基準地震動 (S_s)	—			—	○	3 方向同時

○: 解析実施ケース

表 4 余震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3 方向 (Y 方向 (堤軸直交) 包絡波)	1 G	2 G (Y 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時
② 鉛直 (鋼製防護壁波形入力)	—	—	1 G	—	—	鉛直単独
③ 鉛直 (取水路側波形入力)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独
④ 基準地震動 (S_d) (S_d -D1)	—			—	○	3 方向同時

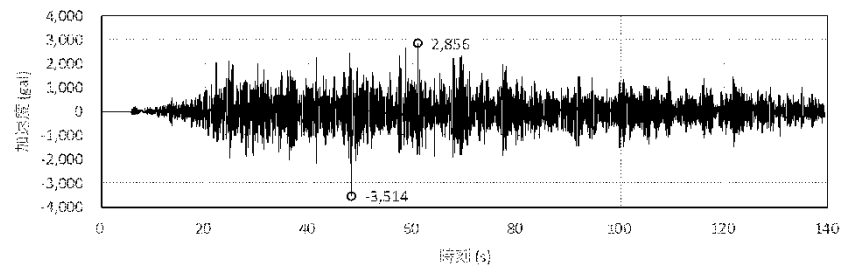
○: 解析実施ケース

【本震時】

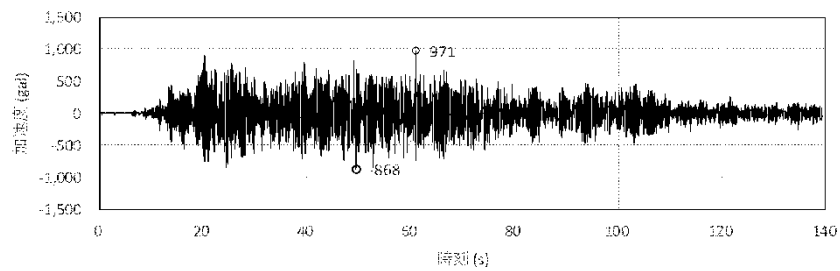
①3 方向（X 方向（堤軸）包絡波）の解析結果

(a) 加速度時刻歴

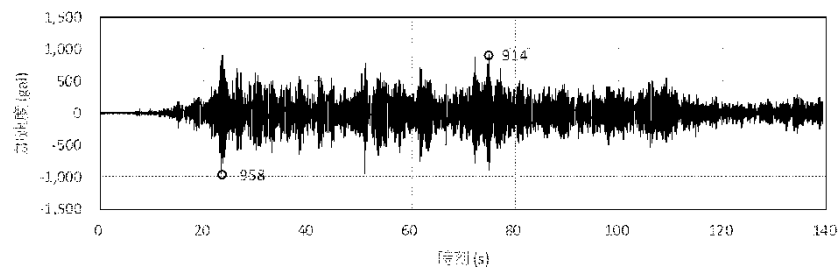
3 軸方向（X，Y，Z）の加速度時刻歴を図 7 に示す。



水平（X 方向）加速度



水平（Y 方向）加速度



鉛直（Z 方向）加速度

図 7 3 方向（X 方向（堤軸）包絡波）の加速度時刻歴

(b) 実証試験モデルの解析結果

実証試験モデルの解析結果を図 8 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.55mm (図 8-1) であることを確認した。

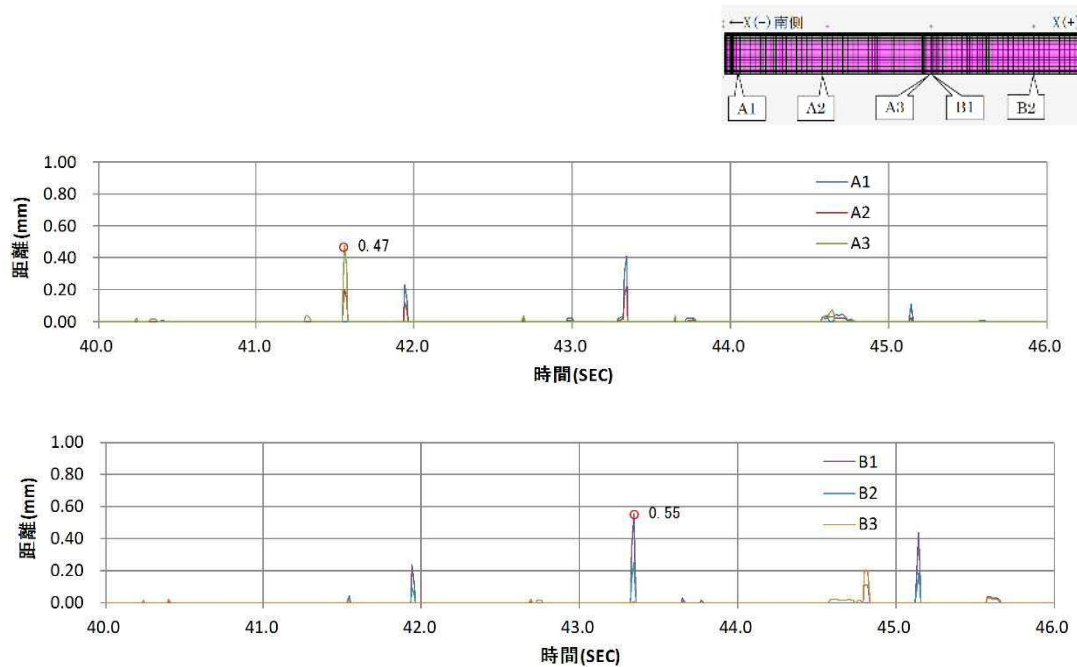


図 8-1 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

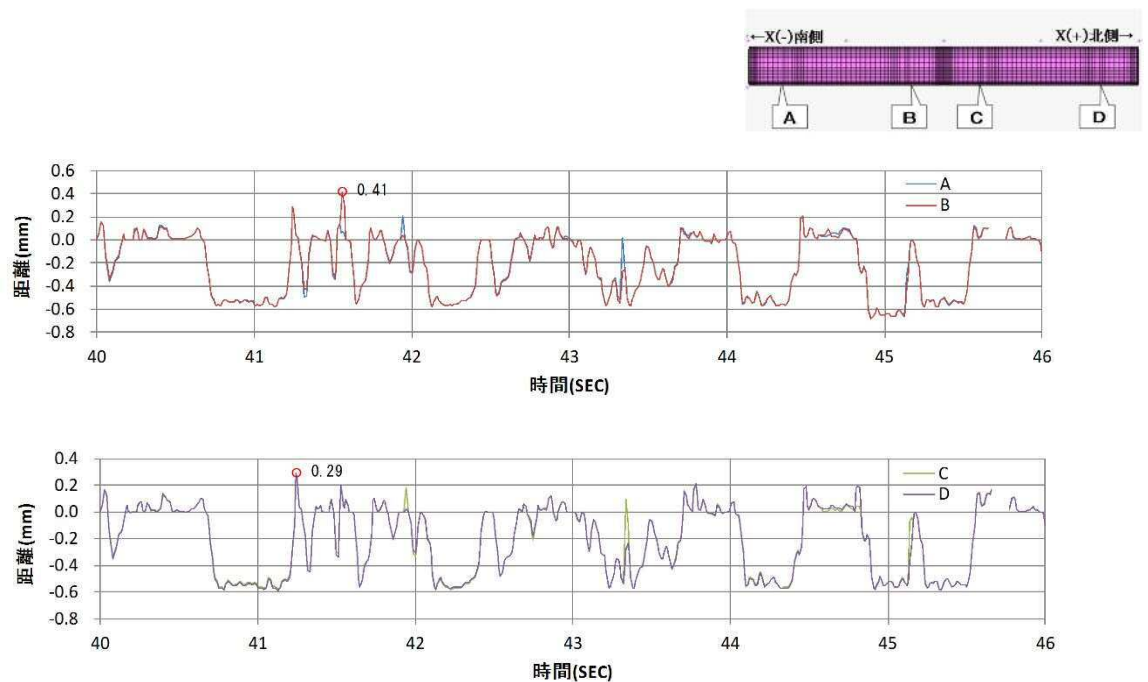


図 8-2 止水板と底面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位置

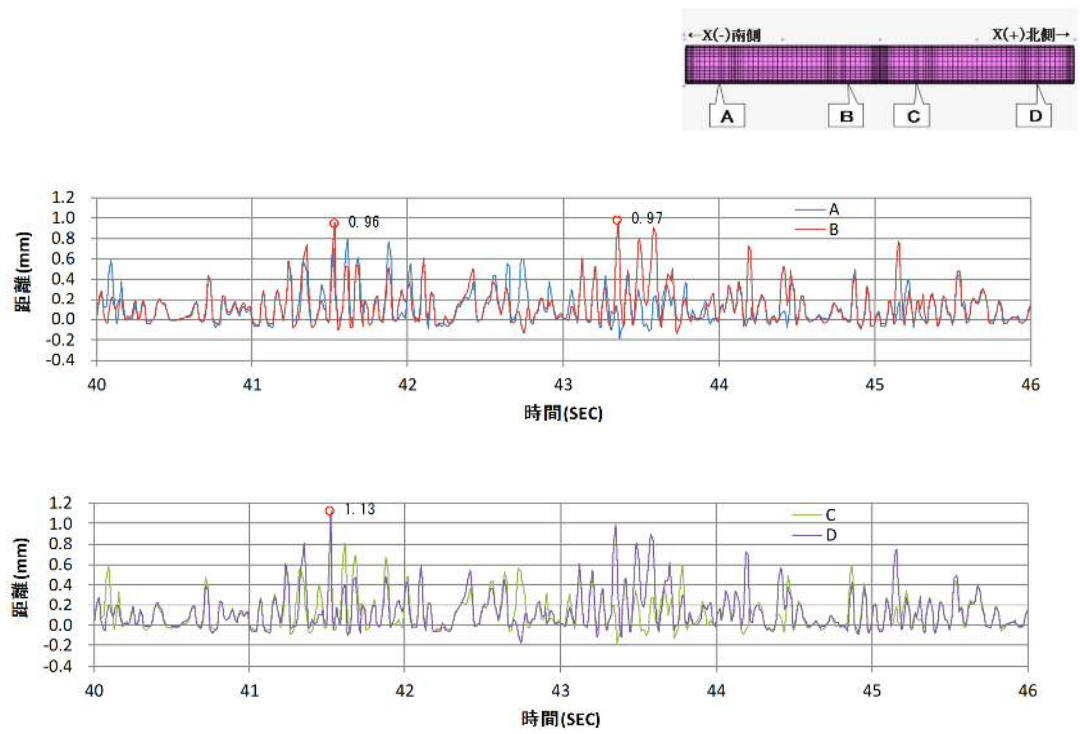


図 8-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 8 (1/2) 3 方向 (X 方向 (堤軸) 包絡波) の解析結果

(c) 実機モデルの解析

実機モデルの解析結果を図 8 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.65mm(図 8-4)であることを確認した。

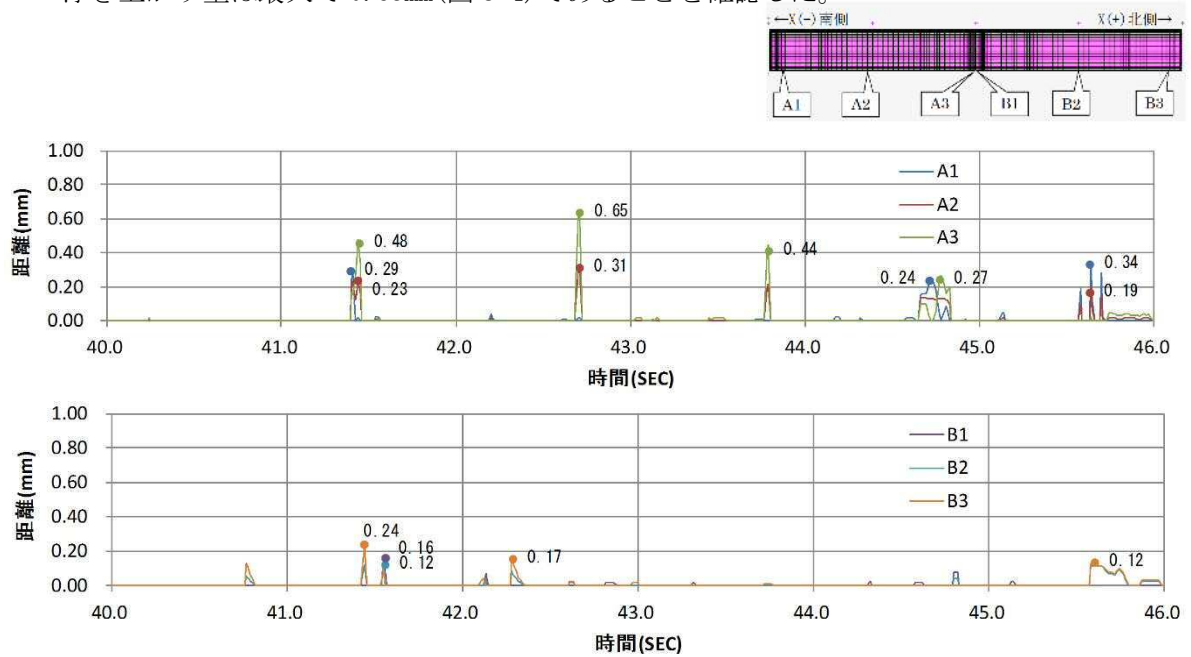


図 8-4 止水板コマと底面戸当りとの距離 (浮き上がり量)

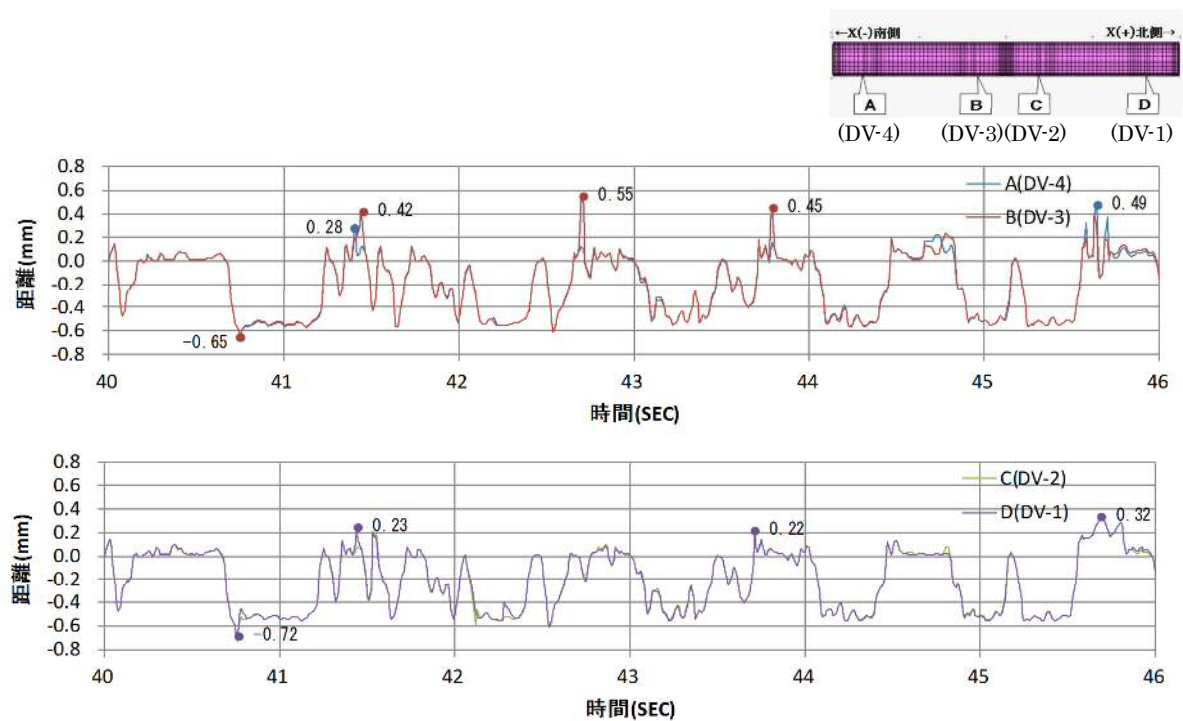


図 8-5 止水板と底面戸当りとの距離 (浮き上がり量) 実証試験計測位置

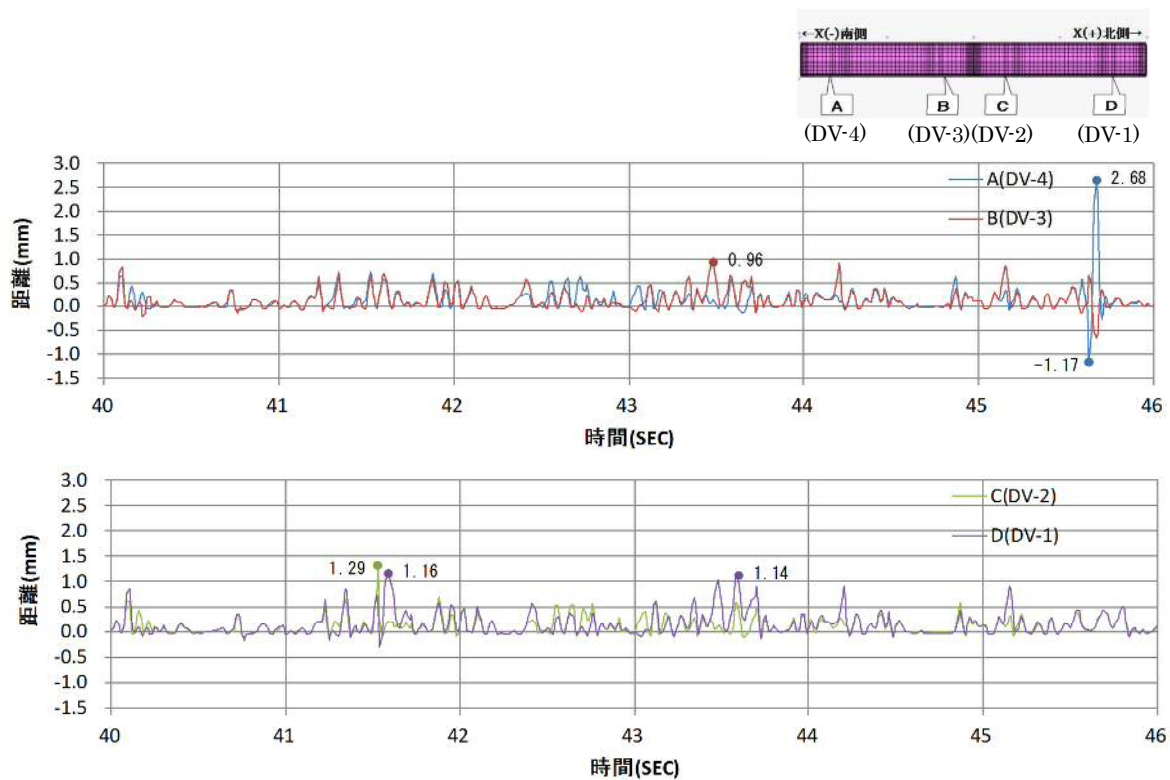


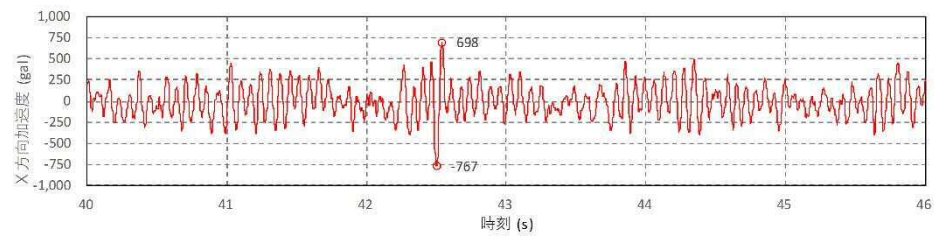
図 8-6 止水板と側面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位置

図 8 (2/2) 3 方向（X 方向（堤軸）包絡波）の解析結果

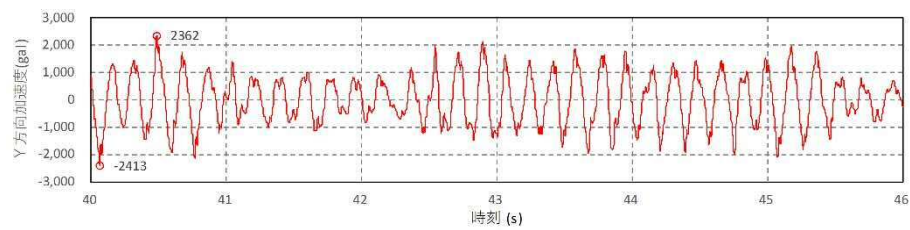
②3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）の解析結果

(a) 加速度時刻歴

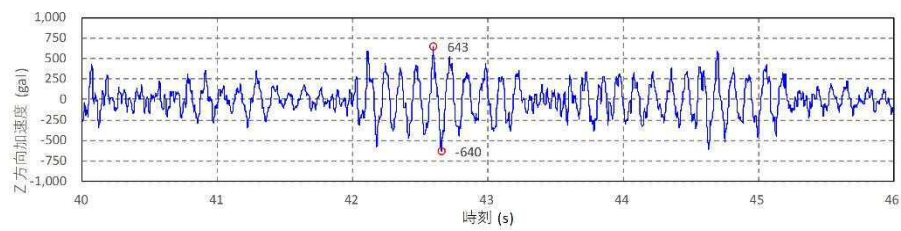
3 軸方向（X，Y，Z）の加速度時刻歴を図 9 に示す。



水平（X 方向）加速度



水平（Y 方向）加速度



鉛直（Z 方向）加速度

図 9 3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）の加速度時刻歴

(b) 実証試験モデルの解析結果

実証試験モデルの解析結果を図 10 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.72mm (図 10-1) であることを確認した。

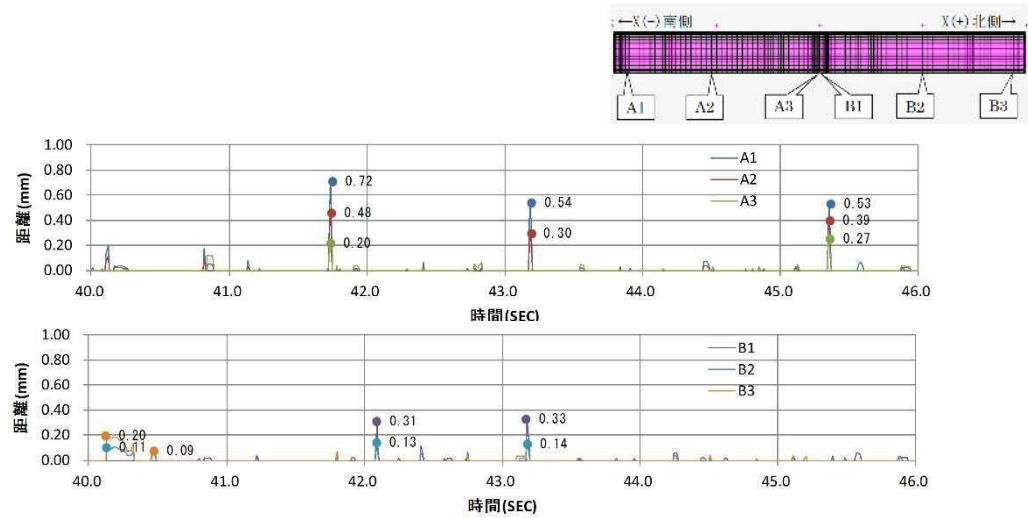


図 10-1 止水板コマと底面戸当りとの距離 (浮き上がり量)

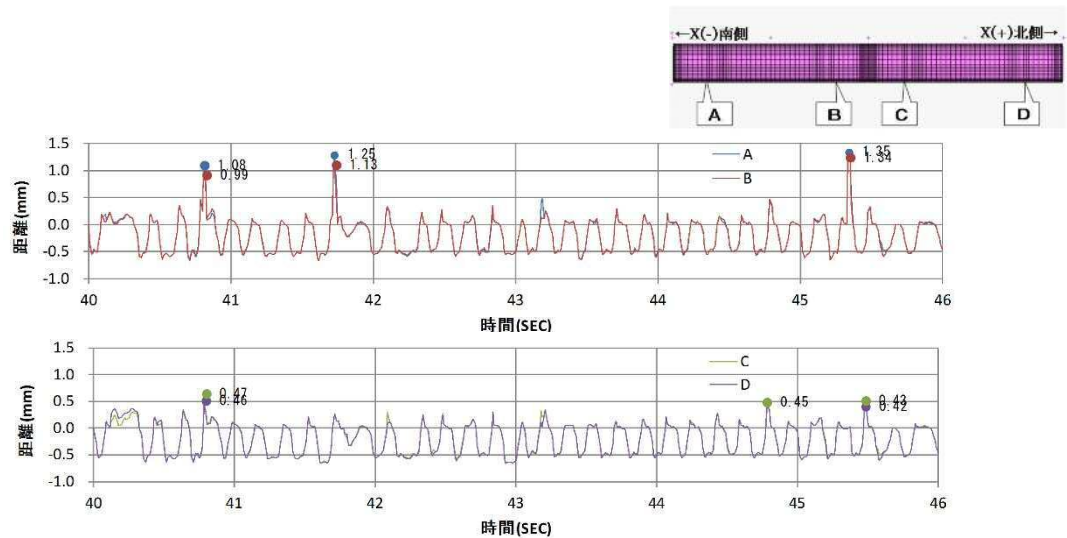


図 10-2 止水板と底面戸当りとの距離 (浮き上がり量) 実証試験計測位

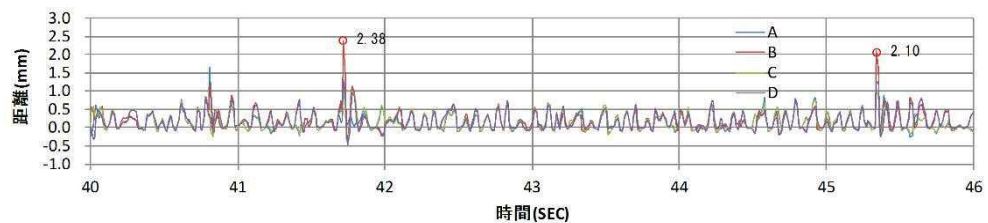


図 10-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 10 (1/2) 3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波) の解析結果

【実証試験モデル】

(c) 実機モデルの解析

実機モデルの解析結果を図 10 に示す。

浮き上がり量は最大で 1.92mm(図 10-4)であることを確認した。

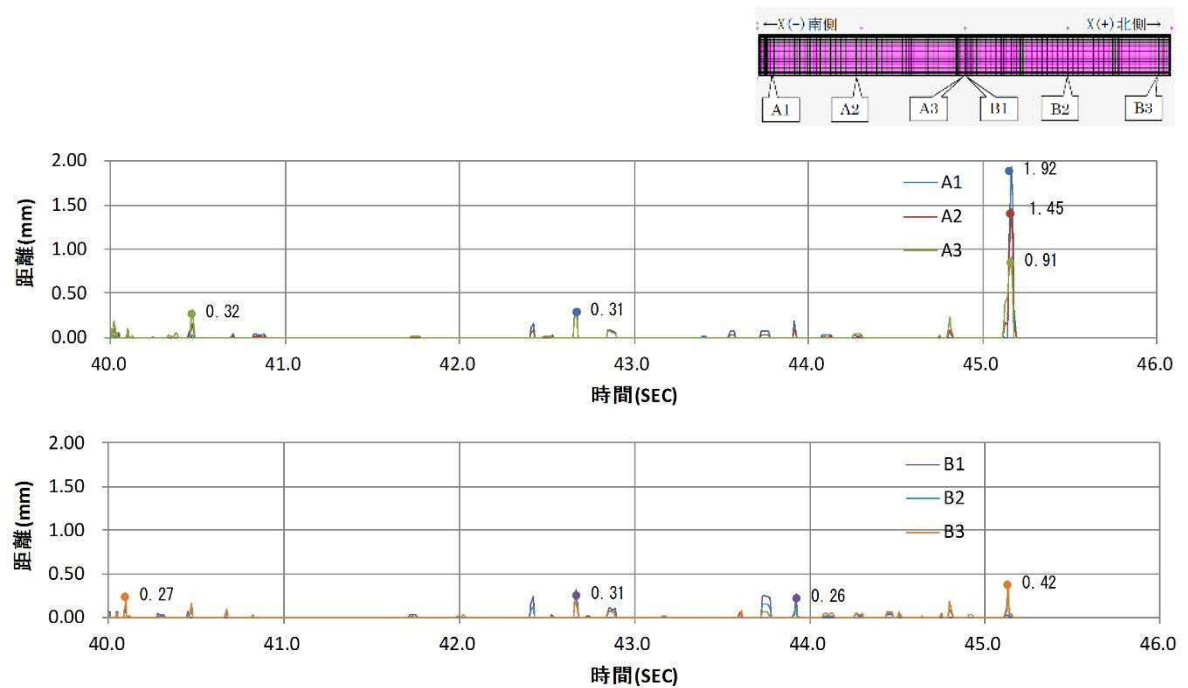


図 10-4 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

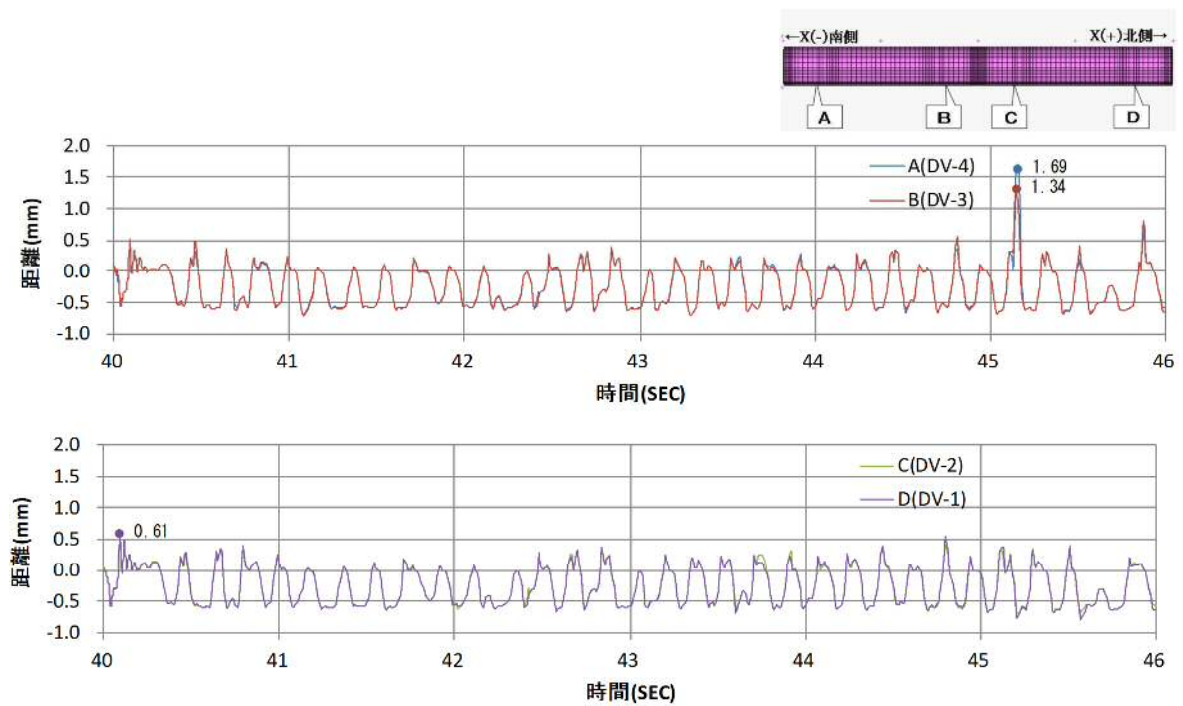


図 10-5 止水板と底面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位

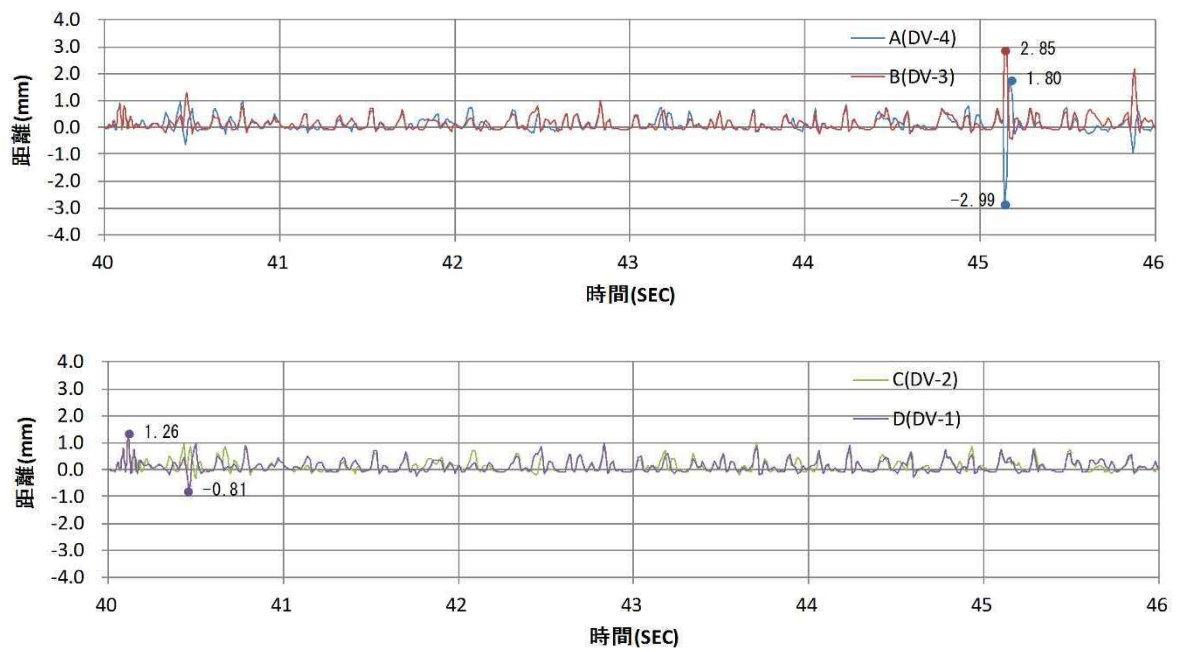


図 10-6 止水板と側面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位

図 10（2/2） 3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）の解析結果

③鉛直（鋼製防護壁包絡波）の解析結果

(a) 加速度時刻歴

鉛直方向（Z方向）の加速度時刻歴を図 11 に示す。

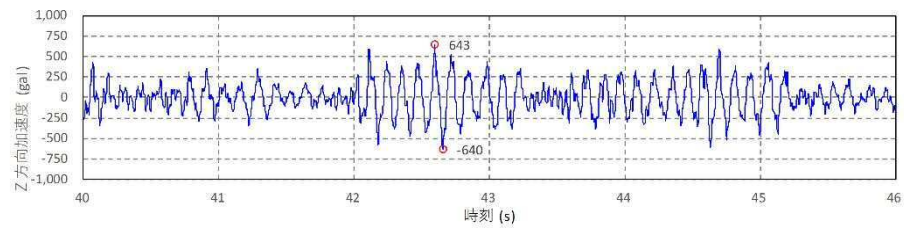


図 11 鉛直（鋼製防護壁包絡波）の加速度時刻歴

(b) 実証試験モデルの解析結果

実証試験モデルの解析結果を図 12 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.00mm (図 12-1) であることを確認した。

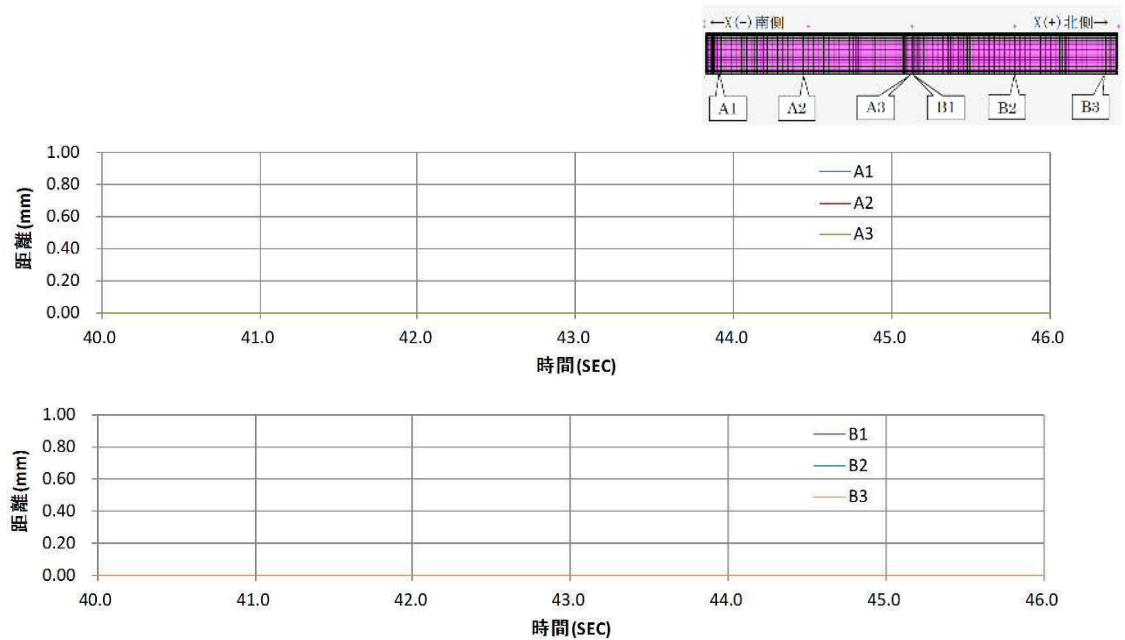


図 12-1 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

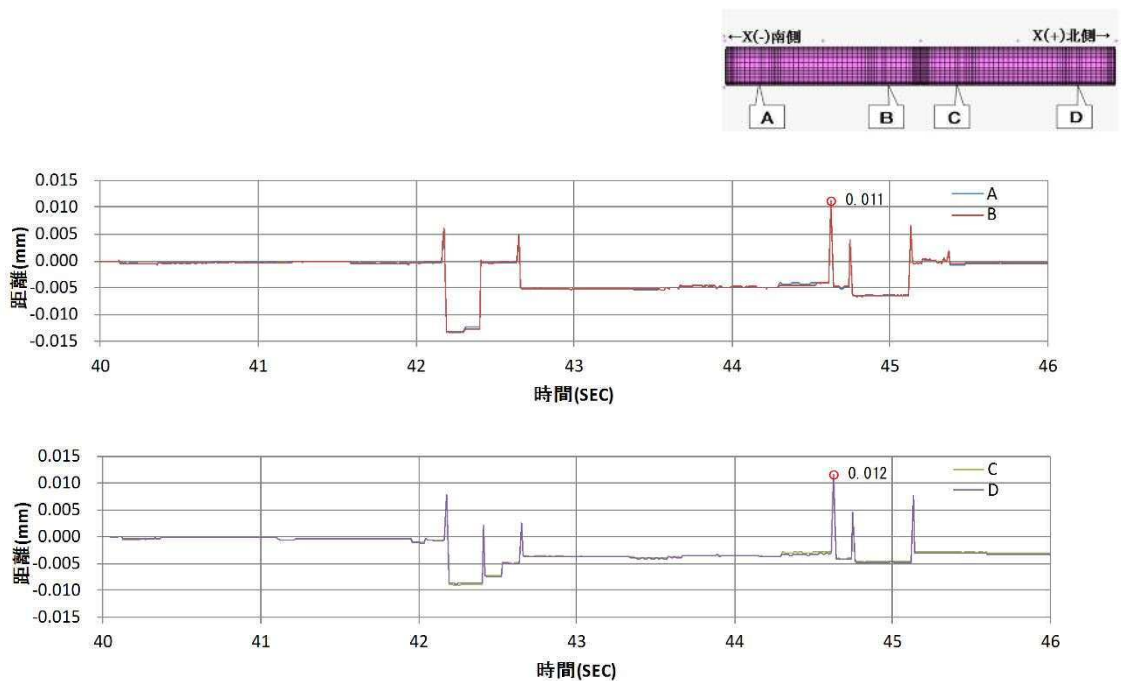


図 12-2 止水板と底面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位置

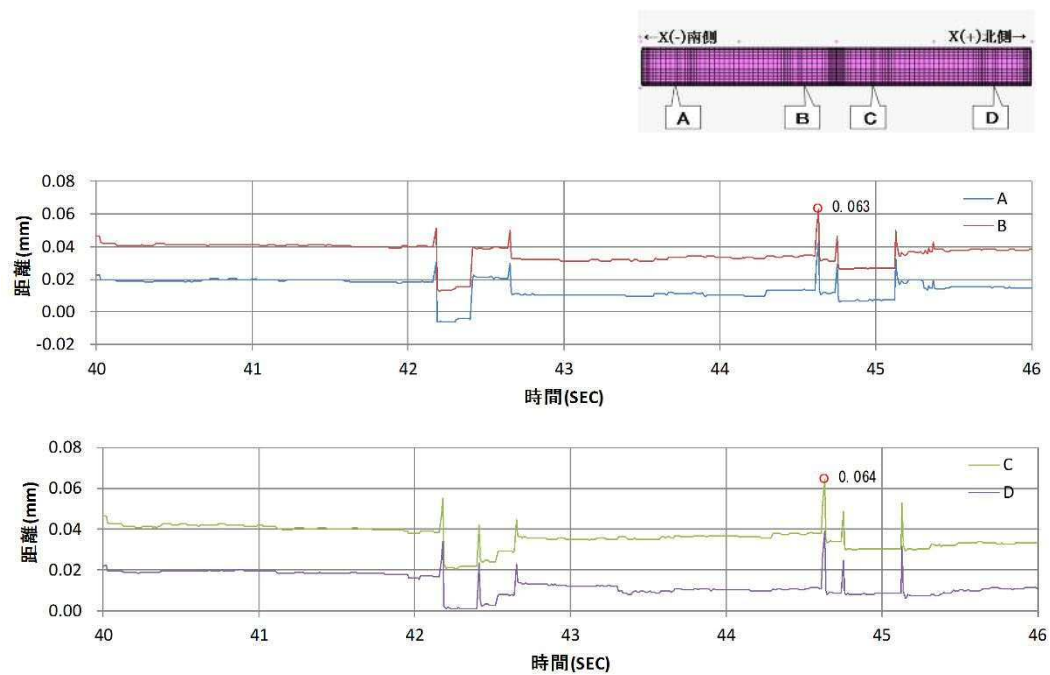


図 12-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 12 鉛直（鋼製防護壁側包絡波）の解析結果
【実証試験モデル】

④鉛直（取水路側包絡波）の解析結果

(a) 加速度時刻歴

鉛直方向（Z方向）の加速度時刻歴を図 13 に示す。

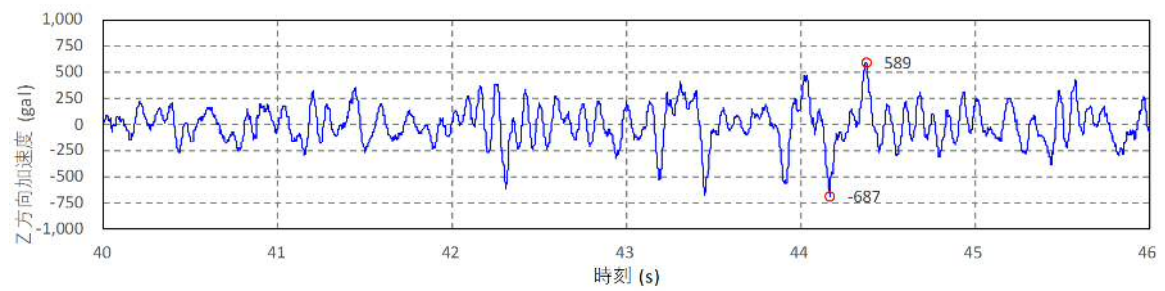


図 13 鉛直（取水路波形入力）の加速度時刻歴

(b) 実証試験モデルの解析結果

実証試験モデルの解析結果を図 14 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.08mm（図 14-1）であることを確認した。

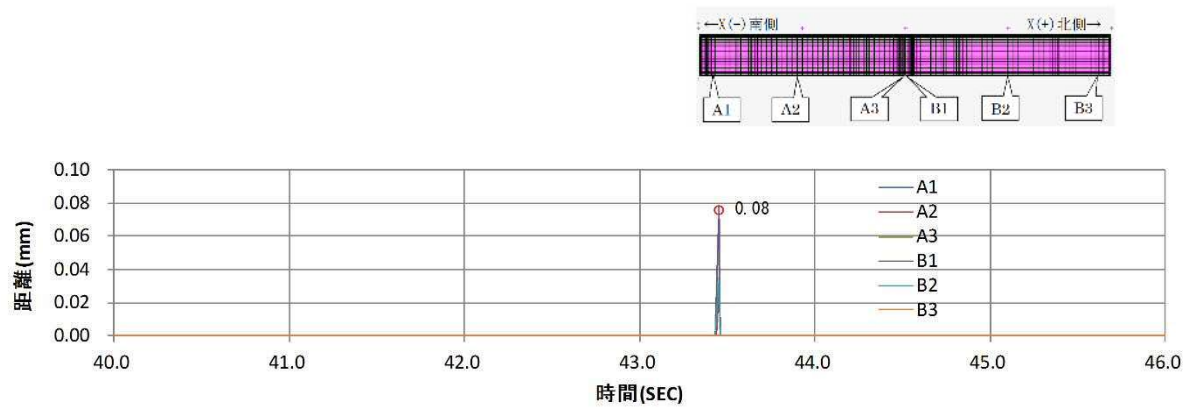


図 14-1 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

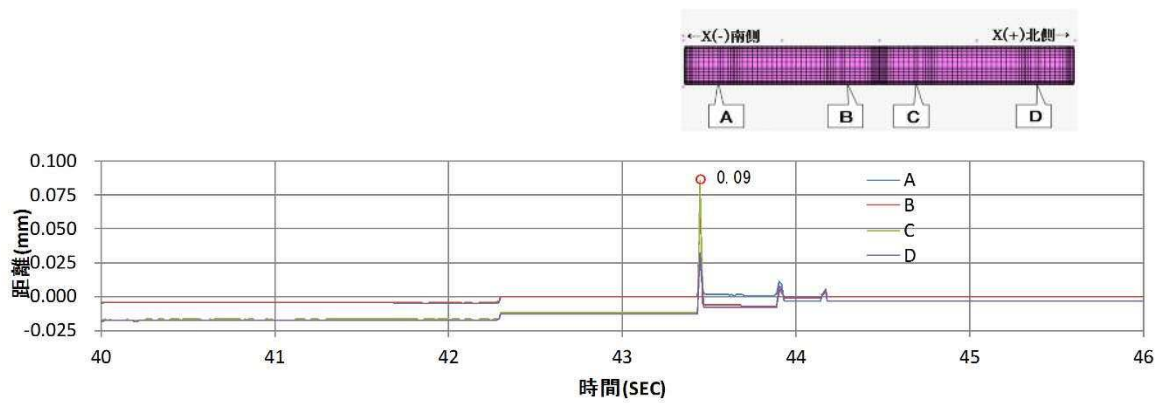


図 14-2 止水板と底面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位置

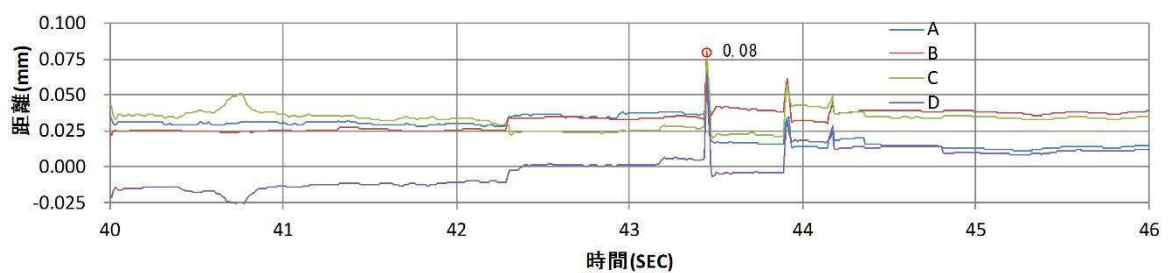


図 14-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 14（1/2） 鉛直（取水路波形入力）の解析結果

【実証試験モデル】

(c) 実機モデルの解析結果

実機モデルの解析結果を図 14 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.05mm (図 14-4) であることを確認した。

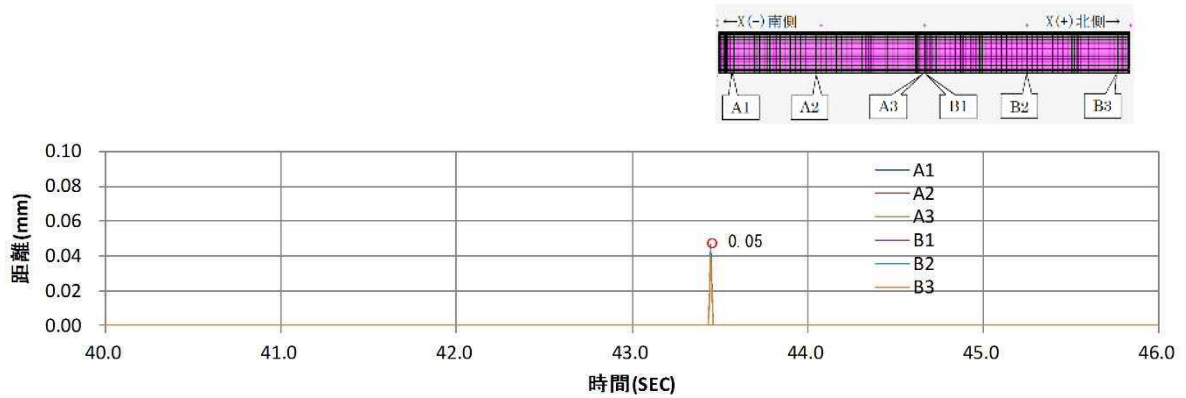


図 14-4 止水板コマと底面戸当りとの距離 (浮き上がり量)

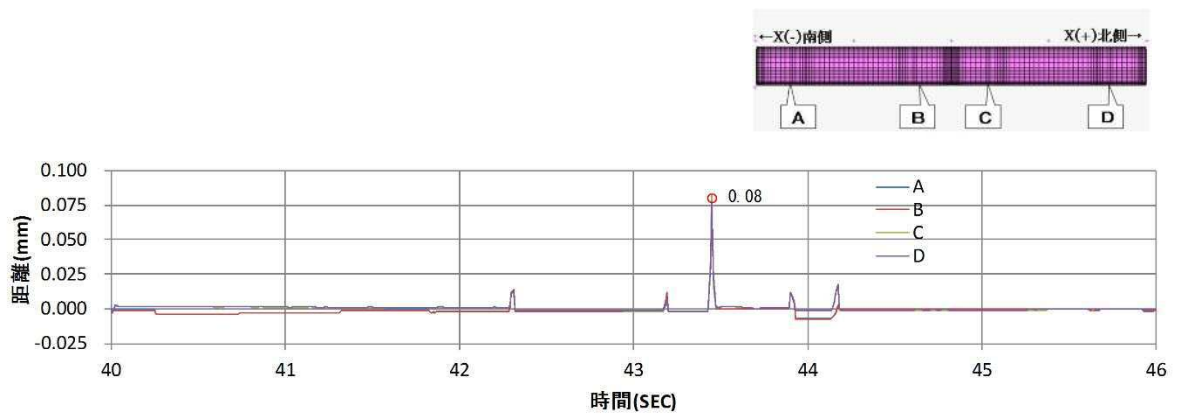


図 14-5 止水板と底面戸当りとの距離 (浮き上がり量) 実証試験計測位置

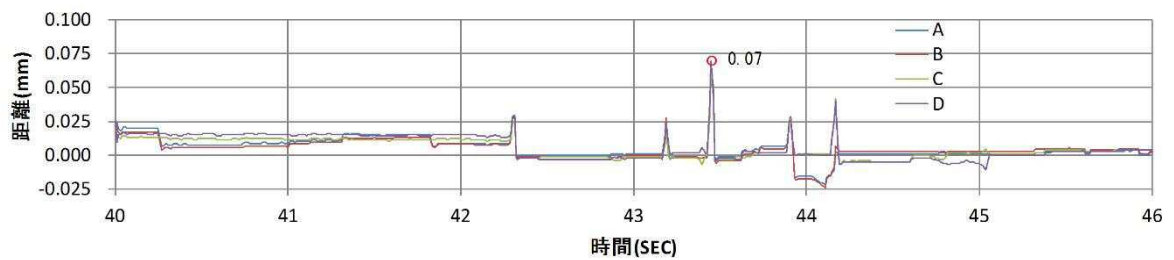


図 14-6 止水板と側面戸当りとの距離

図 14 (2/2) 鉛直 (取水路波形入力) の解析結果

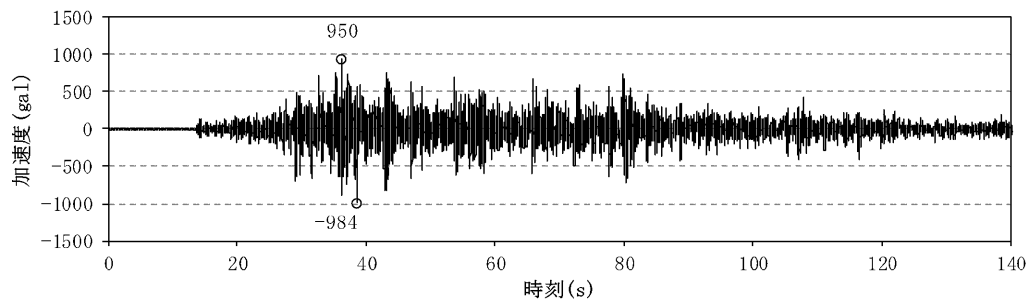
【実機モデル】

【余震時】

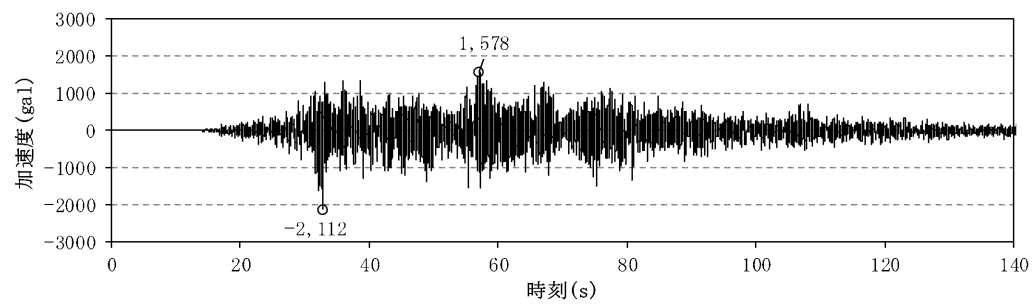
①3 方向同時（Y 方向（堤軸直交）包絡波）の解析結果

(a) 加速度時刻歴

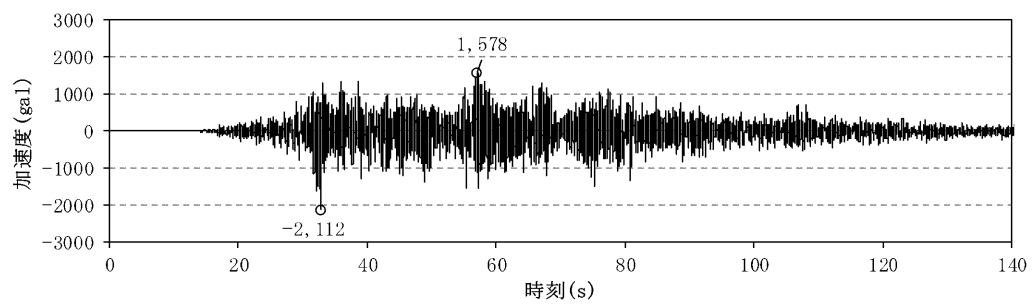
3 軸方向（X，Y，Z）の加速度時刻歴を図 15 に示す。



水平（X 方向）加速度



水平（Y 方向）加速度



鉛直（Z 方向）加速度

図 15 3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）の加速度時刻歴

(b) 実証試験モデルの解析結果

実証試験モデルの解析結果を図 16 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.23mm (図 16-1) であることを確認した。

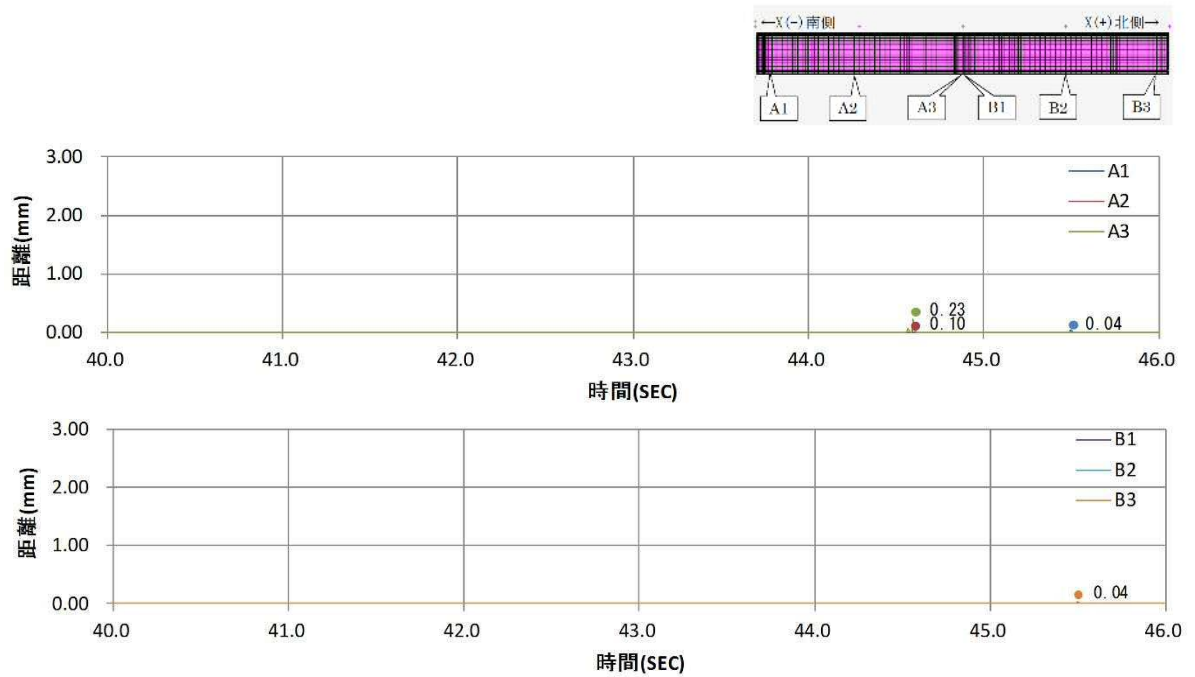


図 16-1 止水板コマと底面戸当りとの距離 (浮き上がり量)

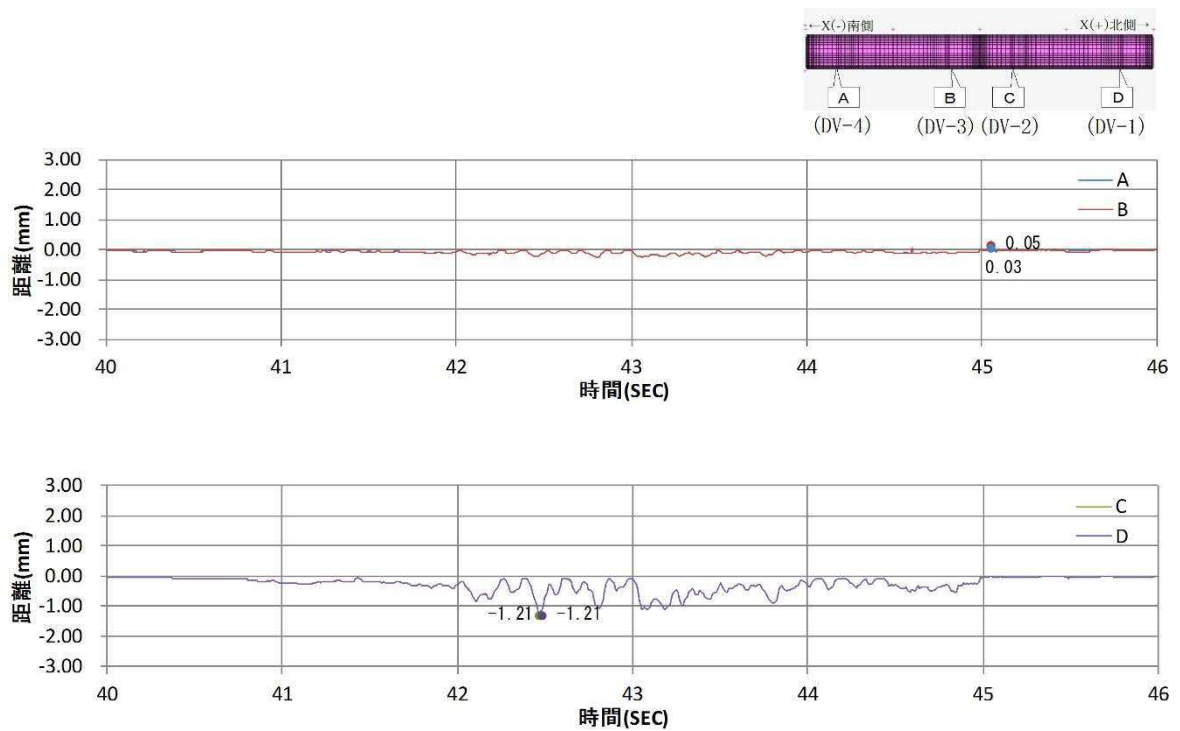


図 16-2 止水板と底面戸当りとの距離 (浮き上がり量) 実証試験計測位置

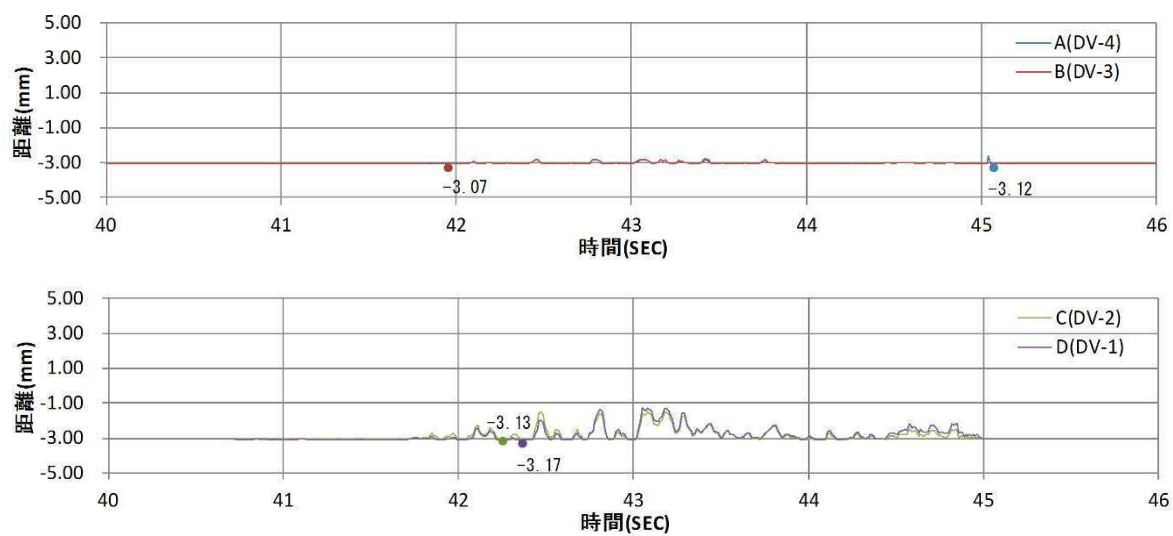


図 16-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 16 (1/2) 3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波) の解析結果
【実証試験モデル】

(c) 実機モデルの解析結果

実機モデルの解析結果を図 16 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.08mm (図 16-4) であることを確認した。

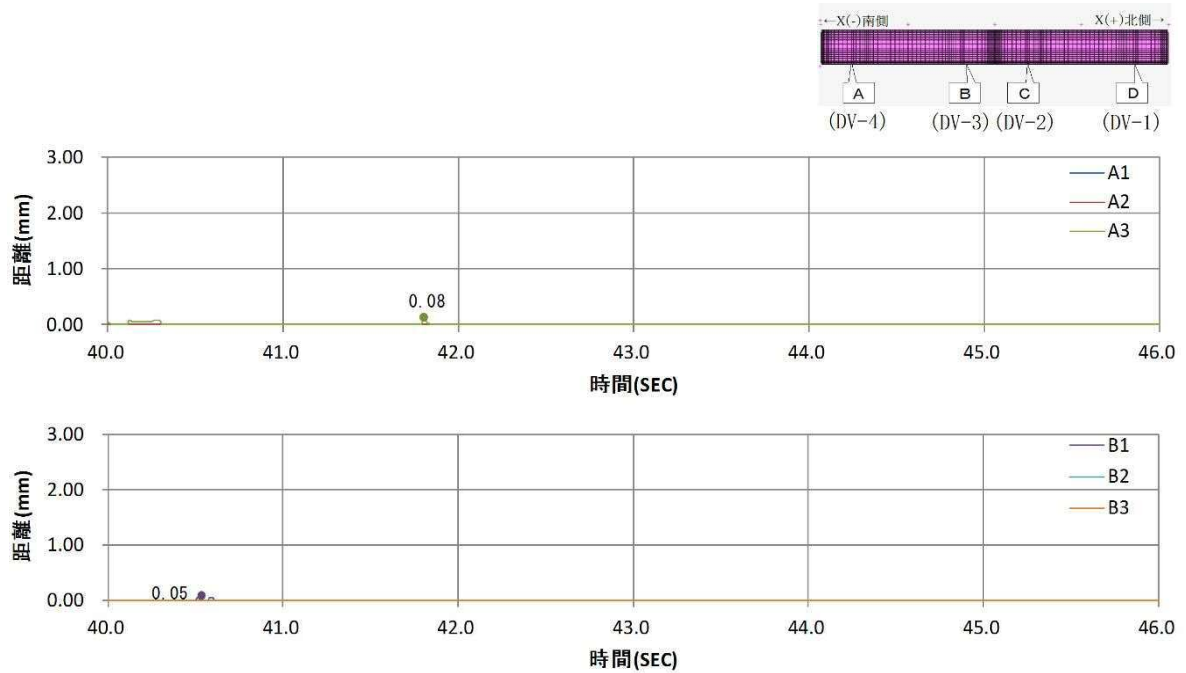


図 16-4 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

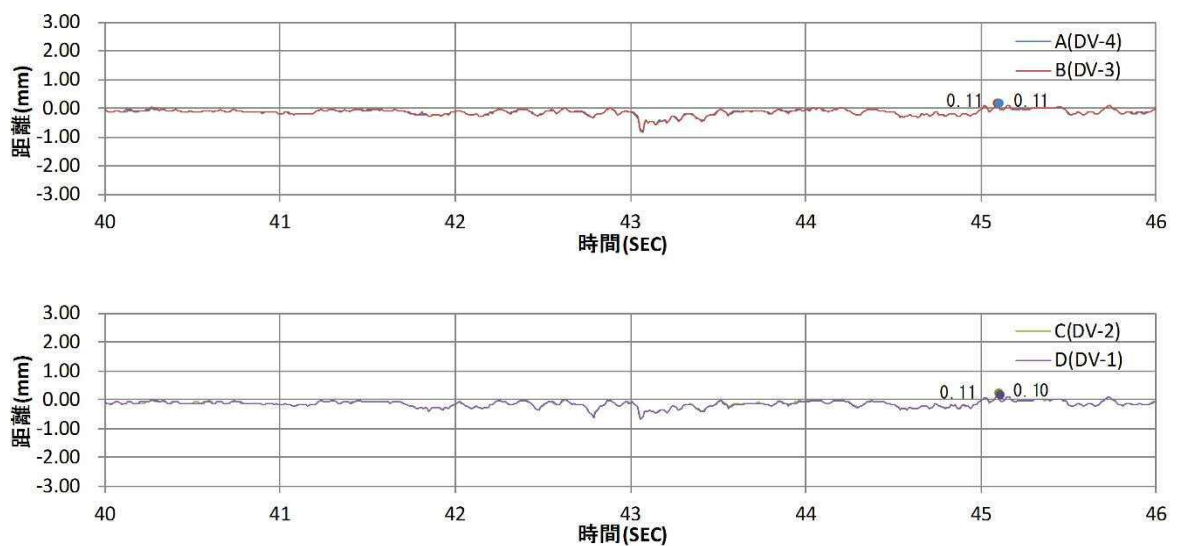


図 16-5 止水板と底面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位置

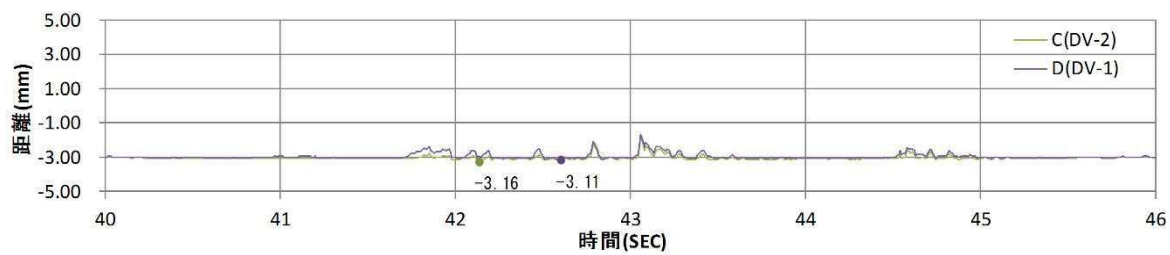
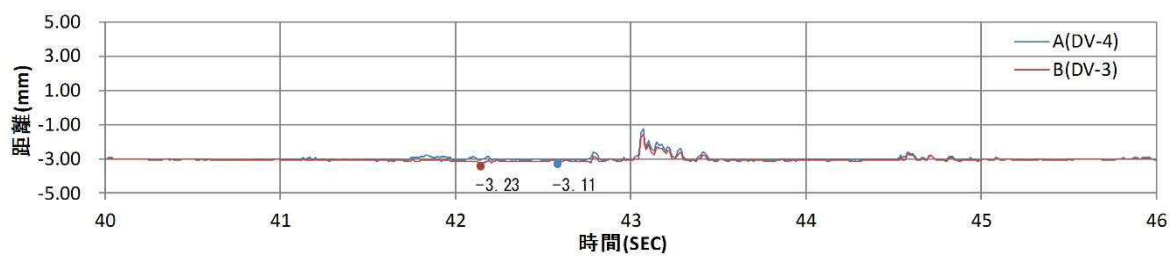


図 16-6 止水板と側面戸当りとの距離

図 16 (2/2) 3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波) の解析結果
【実機モデル】

③鉛直（取水路側波形入力）の解析結果

(a) 加速度時刻歴

鉛直方向（Z方向）の加速度時刻歴を図 17 に示す。

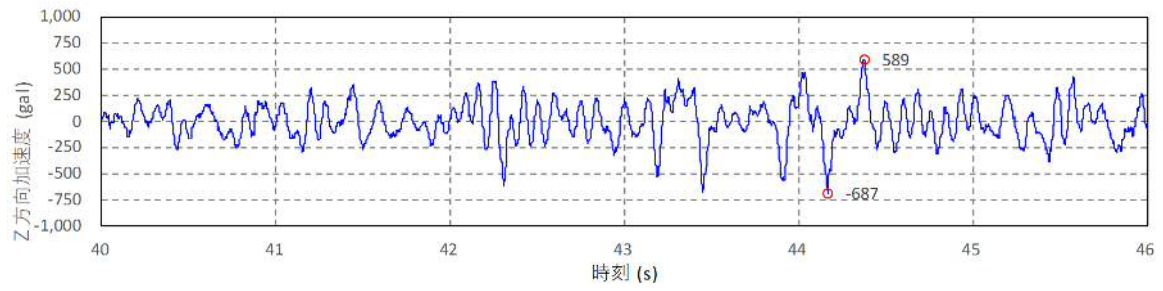


図 17 鉛直（取水路波形入力）の加速度時刻歴

(b) 実証試験モデルの解析結果

実証試験モデルの解析結果を図 18 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.00mm（図 18-1）であることを確認した。

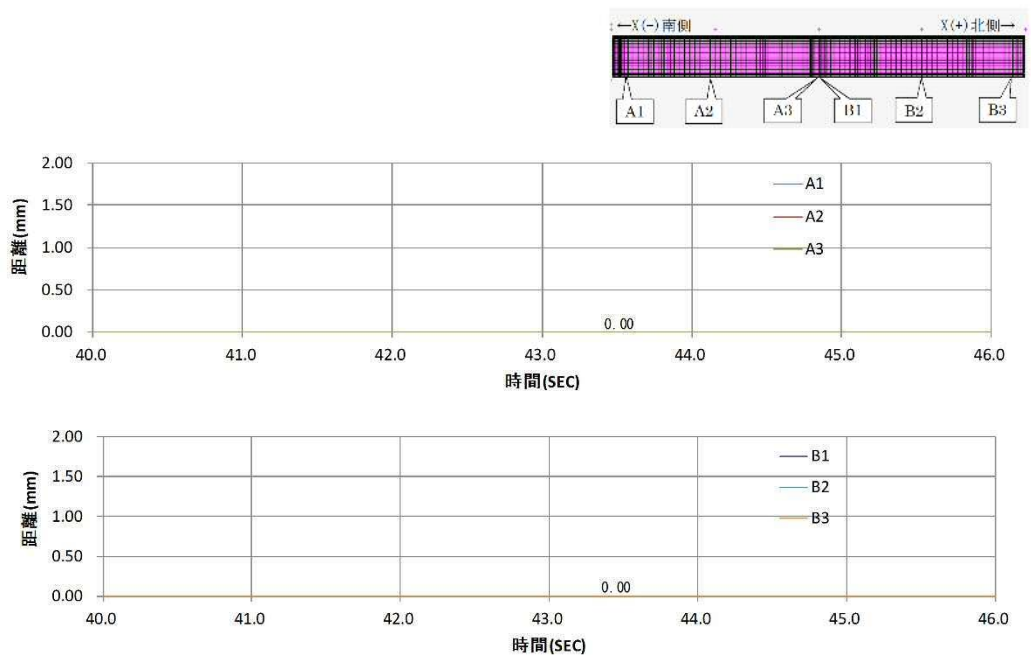


図 18-1 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

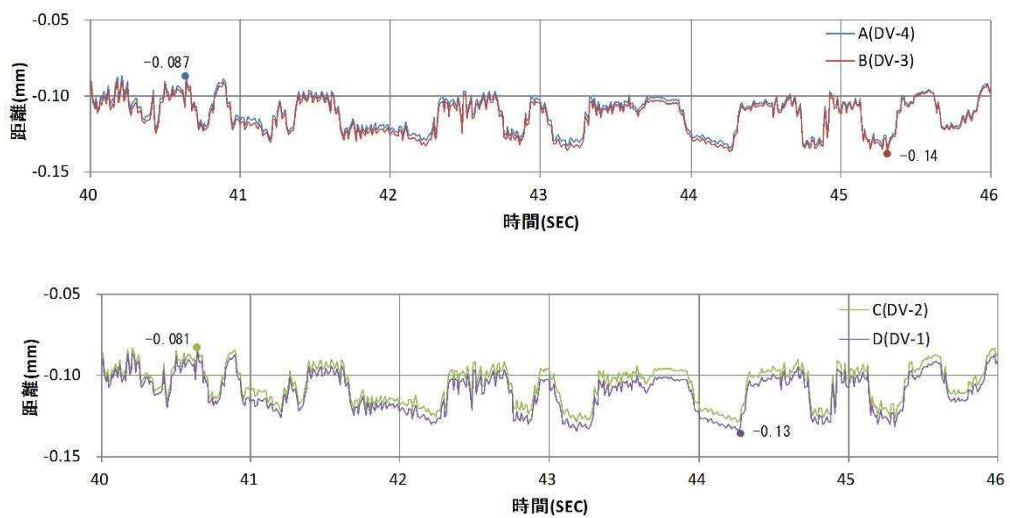


図 18-2 止水板と底面戸当りとの距離（浮き上がり量）実証試験計測位置

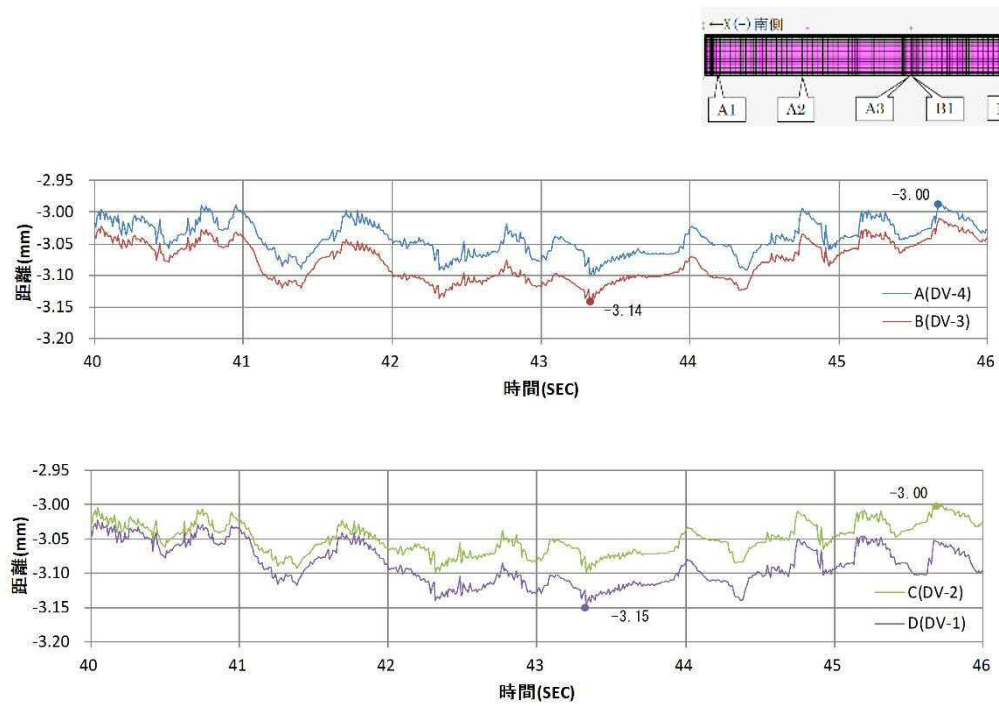


図 18-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 18 鉛直（取水路波形入力）の解析結果
【実証試験モデル】

(c) 実機モデルの解析結果

実機モデルの解析結果を図 19 に示す。

浮き上がり量は最大で 0.27mm (図 19-1) であることを確認した。

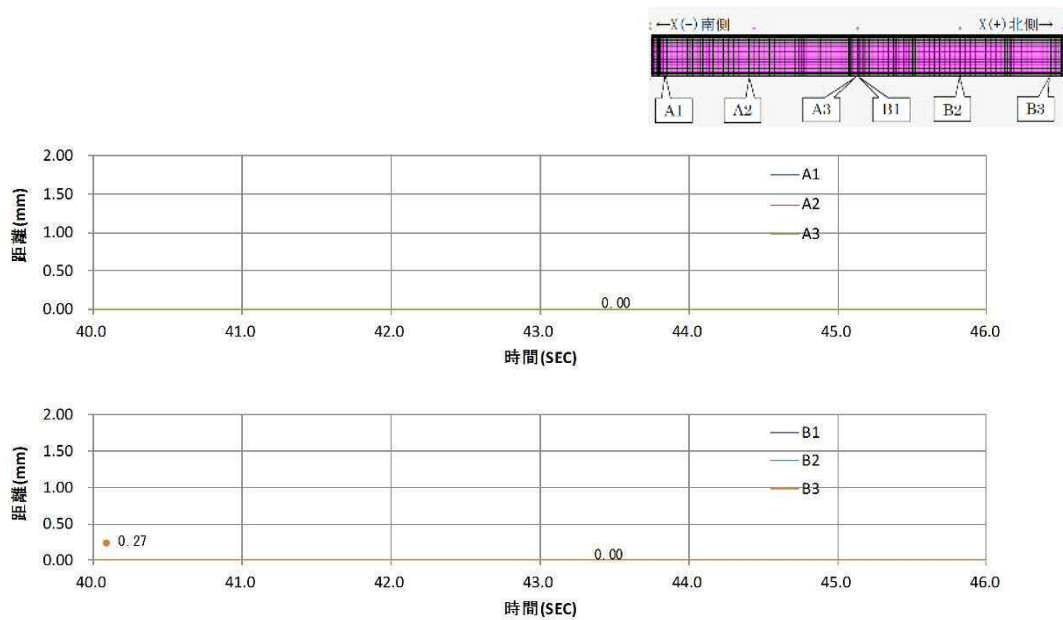


図 19-1 止水板コマと底面戸当りとの距離 (浮き上がり量)

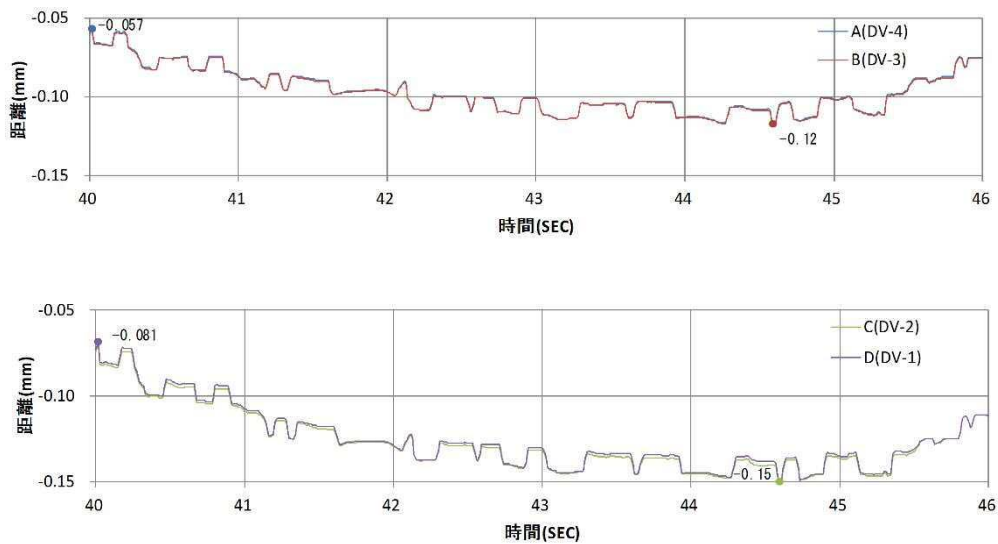


図 19-2 止水板と底面戸当りとの距離 (浮き上がり量) 実証試験計測位置

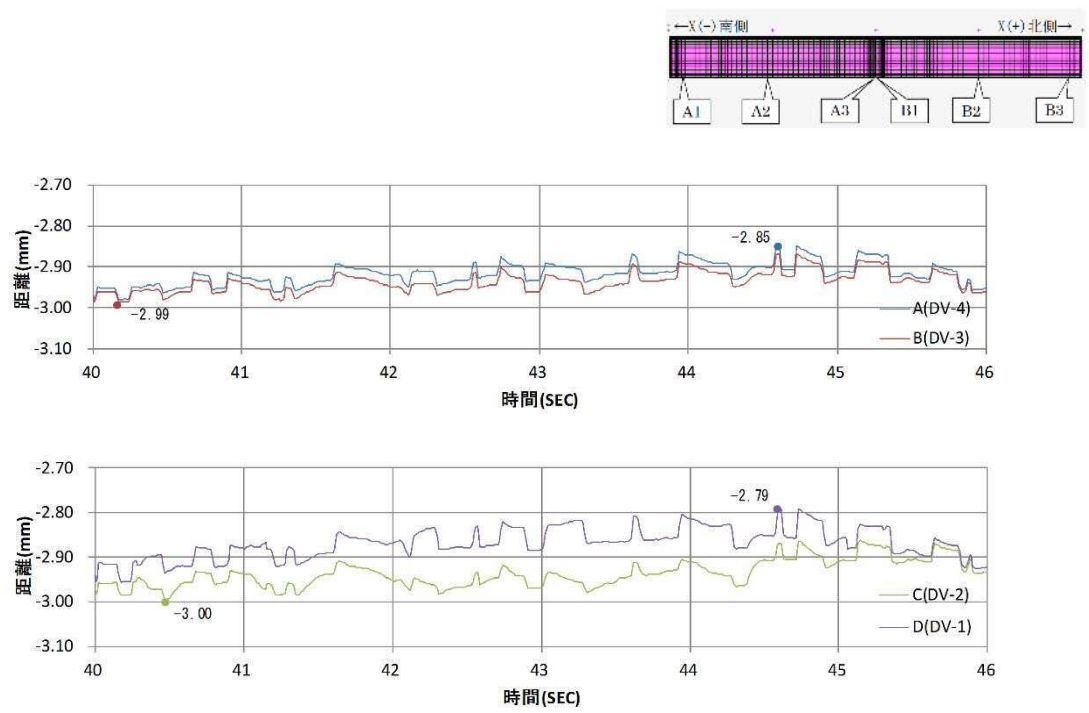


図 19-3 止水板と側面戸当りとの距離

図 19 鉛直（取水路波形入力）の解析結果
【実機モデル】

(5) 実証試験モデルと実機モデルとの検証

鉛直の解析結果（④鉛直く取水路波形入力）、実証試験モデルと実機モデルとの解析結果を比較すると、止水板の浮き上がりの挙動やタイミング、浮き上がり量はほぼ同じ結果が得られ、止水板の挙動をよく再現できている結果が得られた。比較の結果を図 20 に示す。

実機モデルの止水板押えは、鋼製防護壁側にボルト接合されているため、比較的剛性が高いのに対し、実証試験モデルの場合は、架構による支持のため剛性は低いものとなっている。また、実機モデルにおける止水板は、両端が連続して設置されているのに対し、実証試験モデルの場合は、両端が拘束されていない自由端となる。そのため、実証試験モデルの場合は、比較的浮き上がりの挙動が大きくなる傾向にある。

実証試験モデルと実機モデルの浮き上がりについて 2 枚の止水板の浮き上がりを検証した。検証結果を図 21、図 22 に示す。

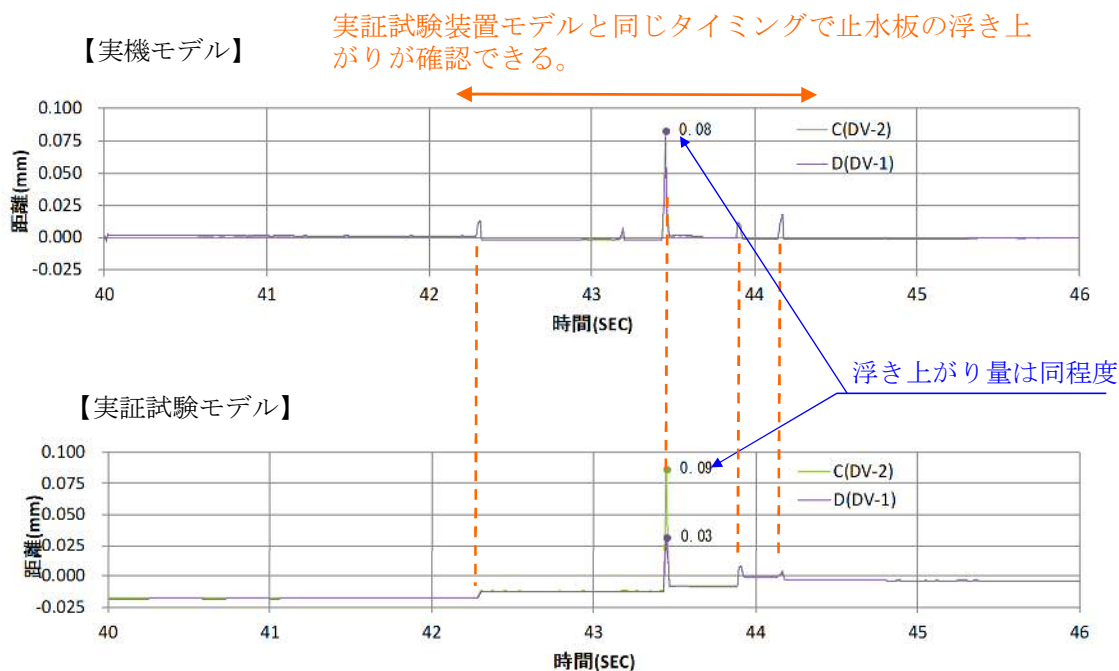


図 20 実機モデルと実証試験モデルの三次元動的解析結果の比較

【実証試験モデルの検証】

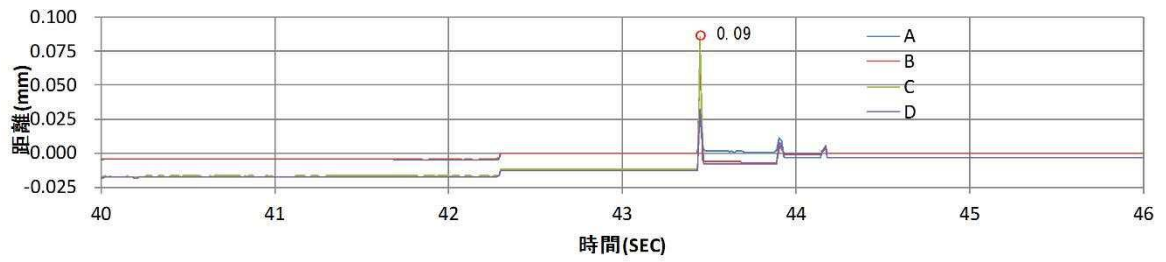


図 21-1 止水板コマと底面戸当りとの浮き上がり量

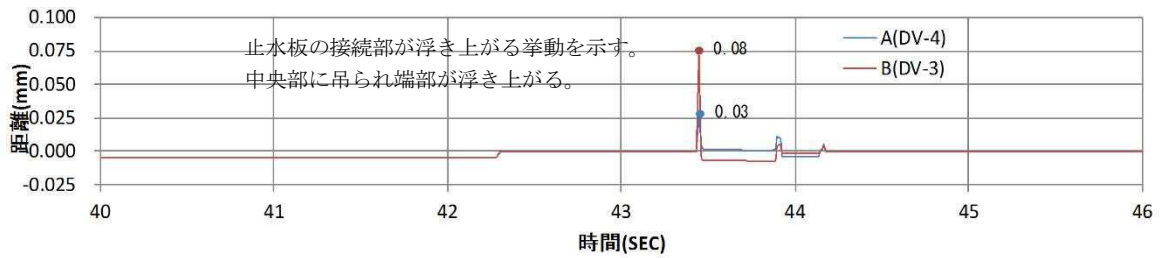


図 21-2 止水板 (A, B) の浮き上がり量

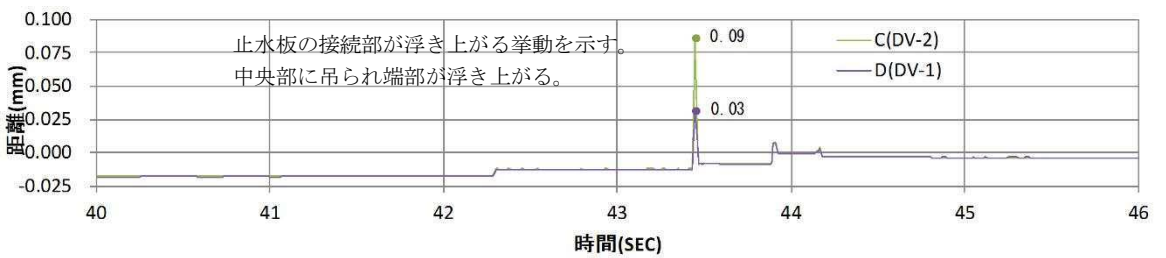
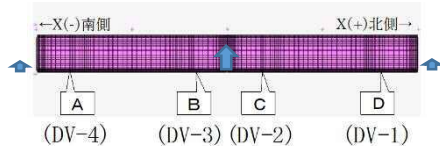


図 21-3 止水板 (C, D) の浮き上がり量

図 21 実証試験モデルの三次元動的解析結果

実証試験モデルは両端が拘束されていないため、中央部の浮き上がりに吊られ両端部も浮き上がる傾向が確認できる。浮き上がり量は最大で 0.09mm であった。

中央の浮き上がりに吊られて両端が浮き上がる。



止水板の浮き上がりの模式図



止水板の浮き上がり量 (mm)

【実機モデルの場合】

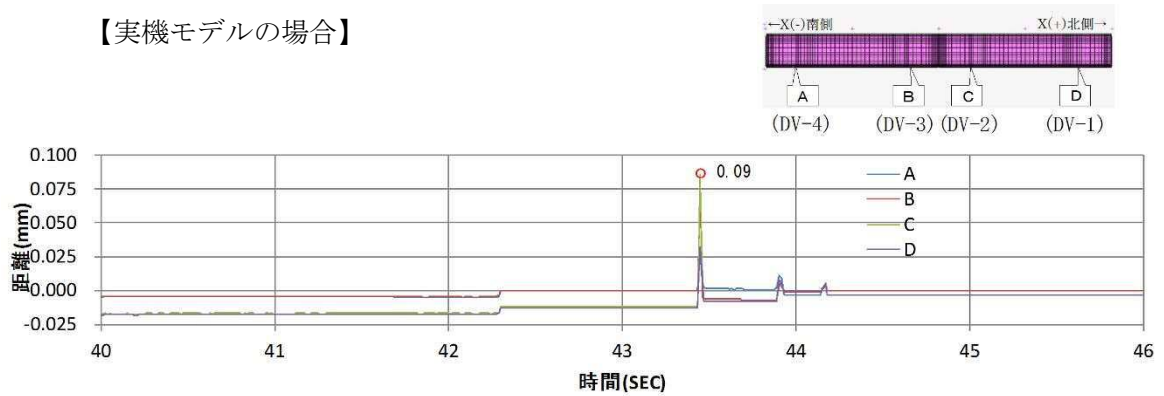


図 22-1 止水板コマと底面戸当りとの浮き上り量

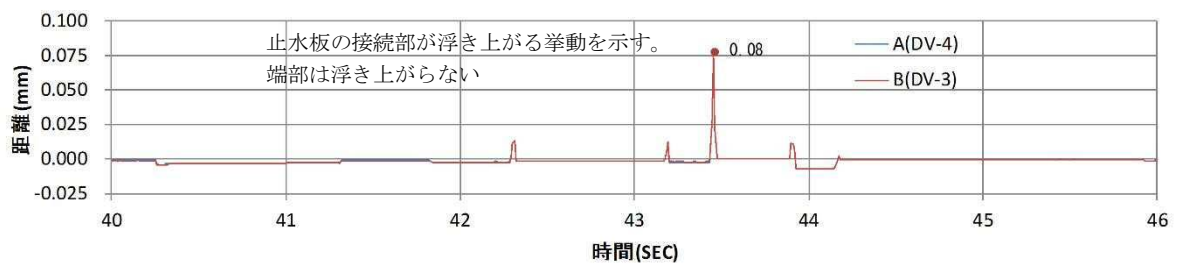


図 22-2 止水板 (A, B) の浮き上がり量

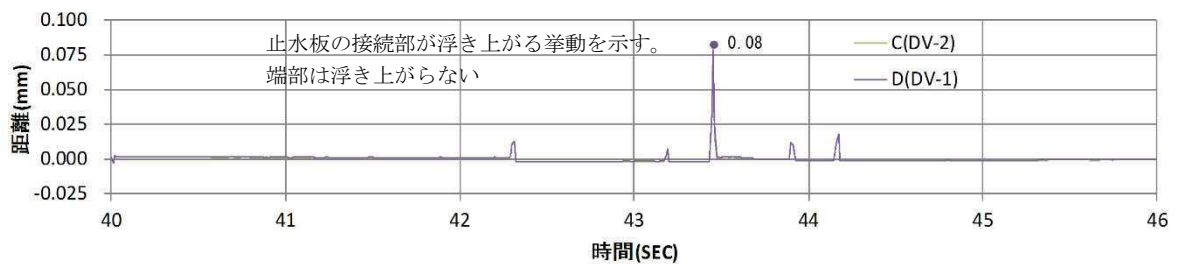
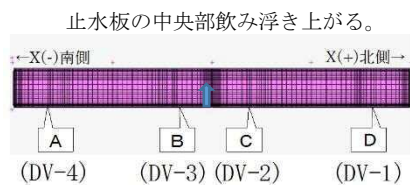


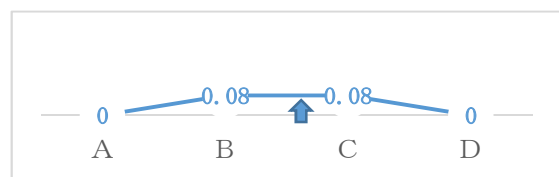
図 22-3 止水板 (C, D) の浮き上がり量

図 22 実機モデルの三次元動的解析結果

実機モデルは両端が拘束されているため、止水板の中央部が浮き上がるが両端は浮き上がらない傾向が確認できる。また、浮き上がり量の最大値は実証試験モデル 0.09mm に対し実機モデル 0.08mm とほぼ同じ浮き上がり量となった。



止水板の浮き上がりの模式図



止水板の浮き上がり量 (mm)

(6) 3 方向同時加振の実証試験モデルの検証及び挙動

a. 実証試験モデルと実機モデルとの検証

鉛直の解析結果（②Y方向（堤軸直角）包絡波），実証試験モデルと実機モデルとの解析結果を比較すると，止水板の浮き上がりの挙動やタイミング，浮き上がり量はほぼ同等の結果が得られ，止水板の挙動をよく再現できている結果が得られた。比較の結果を図 23 に示す。

実証試験結果を再現できた実証試験装置モデルによる三次元動的解析の結果と実機設計モデルによる三次元動的解析結果によく一致していることから，三次元動的解析による実機止水板の地震時の追従性の評価は問題ないと判断される。

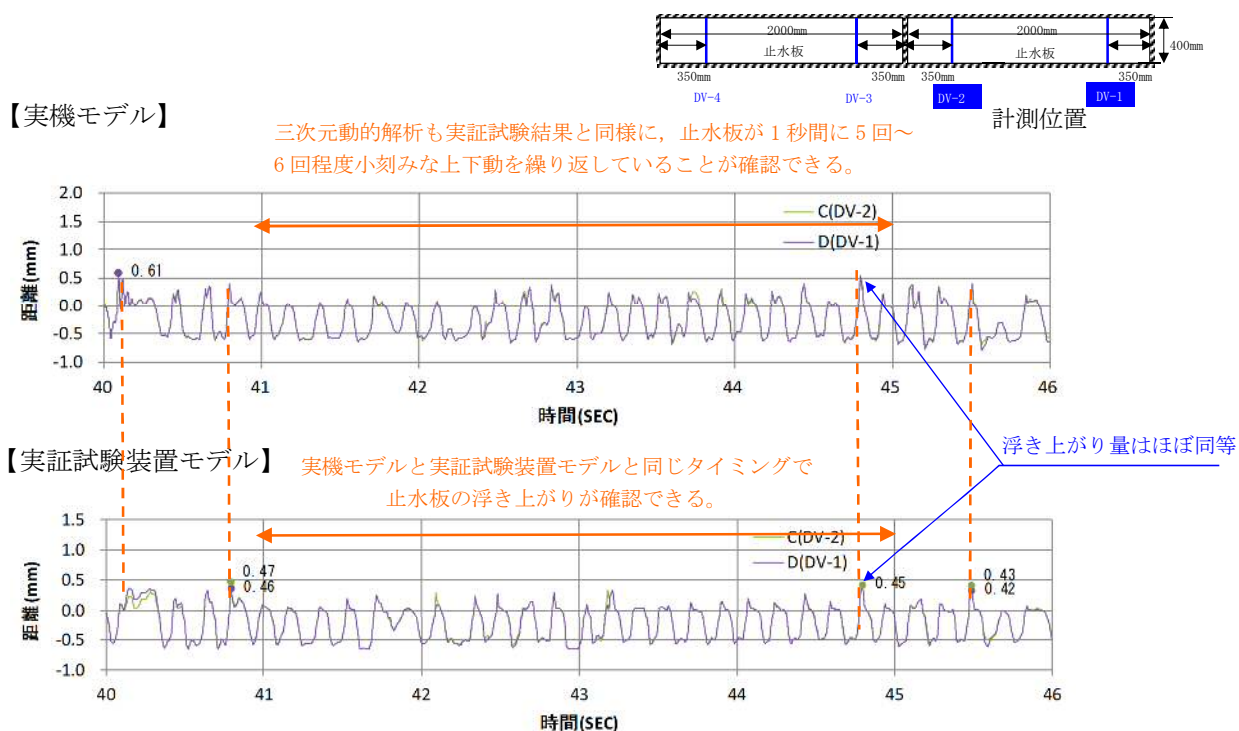


図 23 実機モデルと実証試験装置モデルの三次元動的解析結果の比較

< 実機モデル考察 >

- ◆実証試験装置モデルにおける止水板の挙動と良く一致している。
- ◆このため，「実証試験結果」⇔「実証試験装置モデルによる三次元動的解析結果」⇔「実機設計モデルによる三次元動的解析結果」に相関があり，実機設計において三次元動的解析の適用に問題ないと判断される。

< 実証試験装置モデル考察 >

- ◆実証試験結果の方が鉛直変位量（+側の絶対値）が約 2 倍大きい結果となっているが，実証試験結果の鉛直変位のうねりを考慮した場合の鉛直変位量は，実証試験装置モデルの鉛直変位量とほぼ同等である。
- ◆実機設計においては，実証試験結果の鉛直変位量（+側の絶対値）を安全側と捉え考慮する。ただし，鉛直変位量自体が数 mm と小さいため，浸水の観点からは実質問題はない。

b. 止水板の挙動検証

3方向同時加振（②3方向（Y方向包絡波））について止水板の挙動について検証を行った。

前述の（5）項の鉛直の解析の結果、止水板の両端が実機モデルは固定支持であるが、実証試験モデルは自由端であるため、3方向同時加振の2枚の止水板の挙動、浮き上がるタイミング、浮き上がり量は一致しない傾向にあることが分かった。

また、実証試験モデルは両端部分の浮き上がりが大きくなる傾向がある。検証結果を図24に示す。

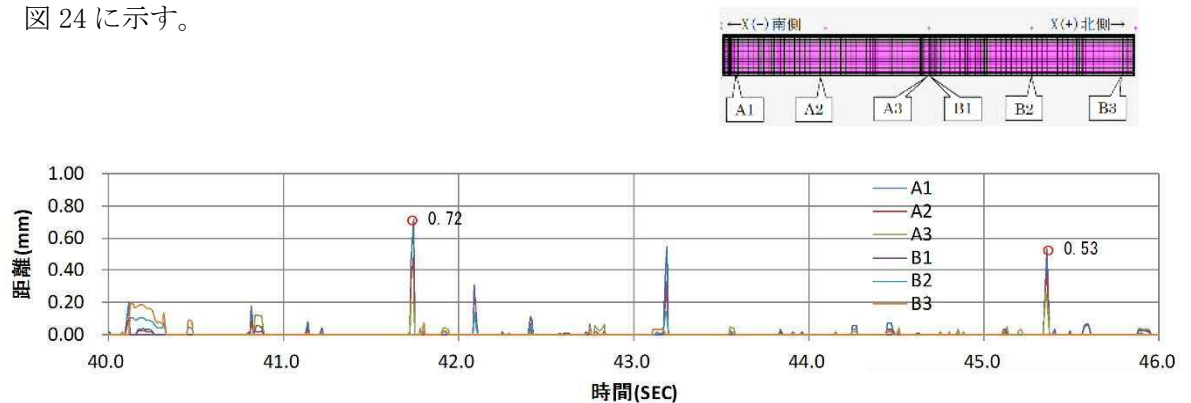


図 24-1 止水板コマと底面戸当りとの距離（浮き上がり量）

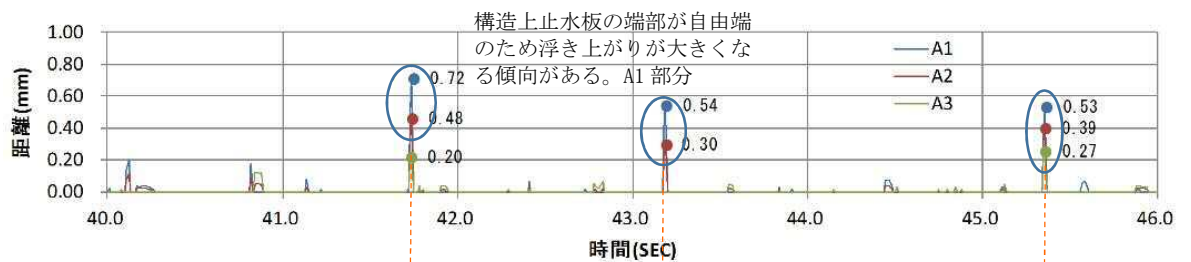


図 24-2 止水板の A 側（A1～A3）の浮き上がり量

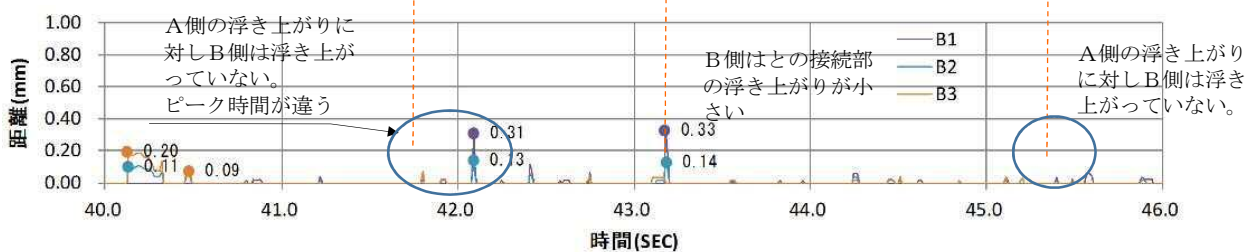


図 24-3 止水板の B 側（B1～B3）の浮き上がり量

図 24 実証試験モデルにおける三次元動的解析の挙動の検証結果

上記の解析結果を分析すると、A側の浮き上がりのピークに対しB側は浮き上がっていない。また、浮き上がりのピーク時間も違い、浮き上がりもB側の方が小さな傾向にあることが確認できる。

そのため、実証試験における2枚の止水板の鉛直変位による距離は、2枚同じ挙動を示さず、止水板の端部の浮き上がりが大きくなる傾向が解析結果より確認できる。

(7) 水密ゴムの摩擦係数について（二次元動的解析）

水密ゴムの摩擦係数について二次元動的解析を実施し、水密ゴムの摩擦係数のしきい値を明確にする。二次元動的解析の結果、水密ゴムの摩擦係数のしきい値は 0.9 であることを確認した。

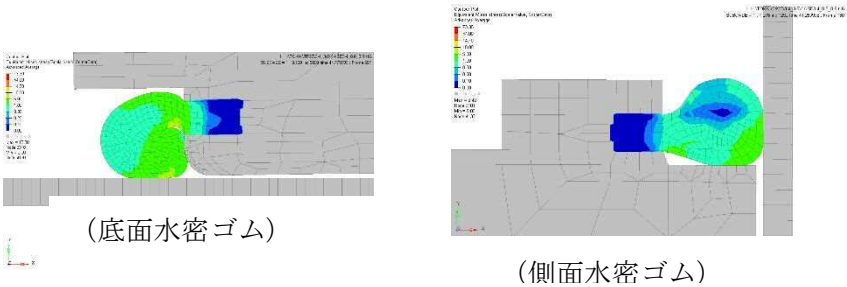
<評価方法>

二次元動的解析により水密ゴム（底面水密ゴム，側面水密ゴム）の発生応力が許容応力以下になることを確認する。

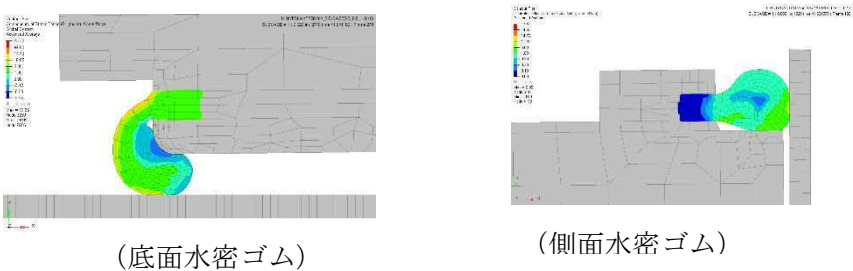
<評価結果>

二次元動的解析の結果、水密ゴムの摩擦係数 0.9 の場合は、底面水密ゴム，側面水密ゴムの発生応力は許容応力を下回ったが、摩擦係数 1.0 の場合は底面水密ゴムの発生応力が、許容応力を上回る結果となった。水密ゴムの二次元動的解析結果を図 25 に示す。

水密ゴム摩擦係数		発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	評価
0.9	底面水密ゴム	13.0	14.7	○
	側面水密ゴム	3.4		○
1.0	底面水面ゴム	30.2		×
	側面水密ゴム	8.4		○



応力コンター図【摩擦係数 0.9】



応力コンター図【摩擦係数 1.0】

図 25 水密ゴムの二次元動的解析結果

6.1.3.4 実証試験に用いる地震動の作成，実証試験及び三次元動的解析のケースについて

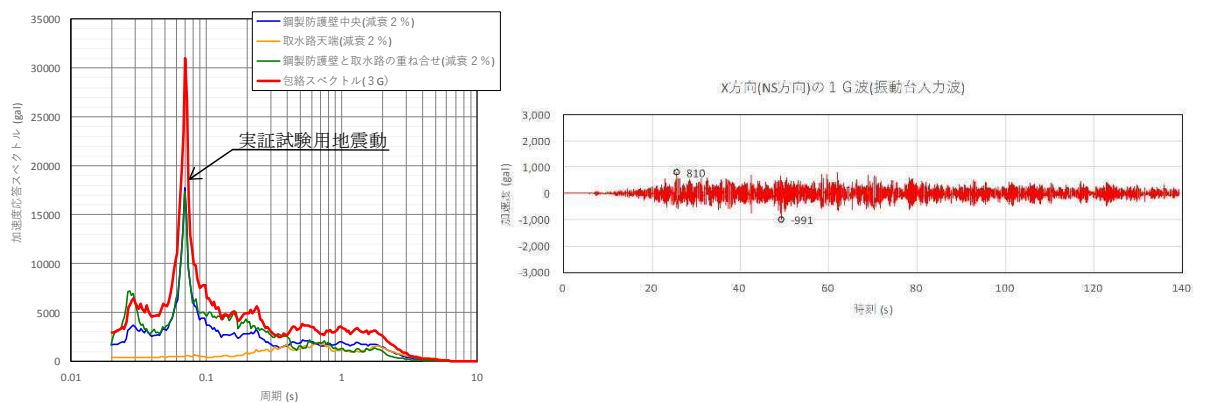
1. 本震

(1) 本震時における実証試験用地震動の加速度応答スペクトルと時刻歴波形

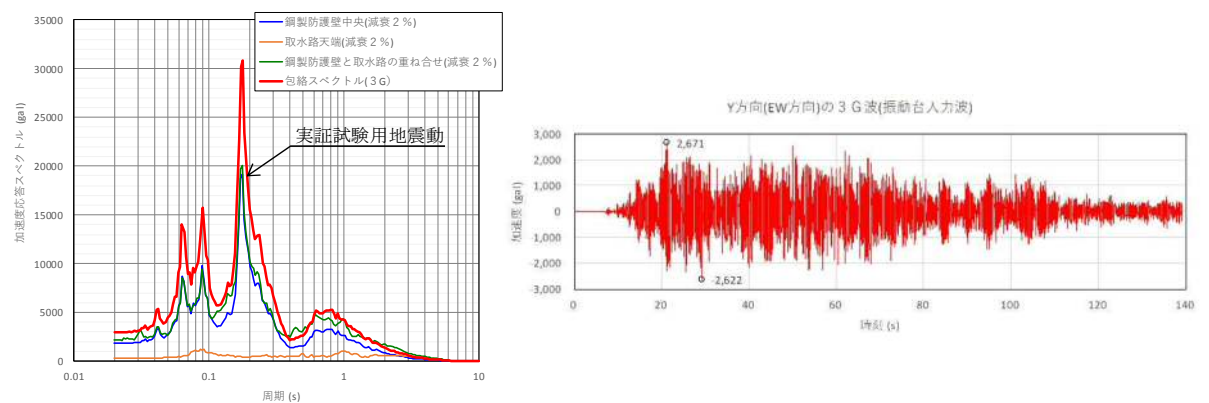
X Y方向の水平加振については，振動台の能力(3G)の範囲で包絡波を作成した。

Z方向の鉛直加振については，振動台の能力(1G)を超えるため，実証試験において振動台の鉛直性能の最大の1Gの加振により実施する。

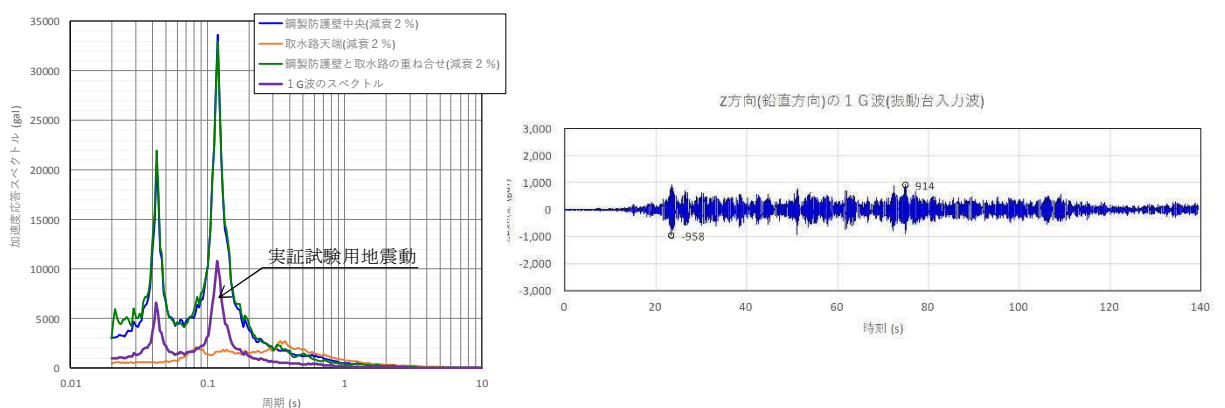
図1に三方向(X, Y, Z)の実証試験用地震動の加速度応答スペクトルと加速度時刻歴を示す。



加速度応答スペクトルと時刻歴波形（X方向（NS））



加速度応答スペクトルと時刻歴波形（Y方向（EW））



加速度応答スペクトルと時刻歴波形（Z方向）

図1 3方向（X, Y, Z）の実証試験用地震動の加速度応答スペクトルと加速度時刻歴

(2) 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

本震時における実証試験のケースと検証に用いる三次元動的解析の実施ケースを表 1 に示す。

実証試験実施前に実施する項目は、実証試験に合わせた三次元動的解析を実施し、実証試験結果の報告時には、実機モデルでの三次元動的解析を実施し止水板の挙動を検証する。

a. 水平方向（X，Y）

水平方向の加振は、Y 方向（EW）の包絡波で加振（②）を行う。X 方向（NS）については振動台の能力(1G)が上限であることから、Y 方向（EW）に X 方向（NS）の包絡波を入力し方向を反転させた加振（①）を行うことで止水板の挙動を確認する。

b. 鉛直方向（Z 方向）

鉛直方向による加振試験については、実証試験による振動台の能力(1G)が上限であることから、鉛直方向の上限（1G）を考慮したケース（①, ②）にて実証試験を行い、止水板の挙動を確認する。

また、データ拡充の観点から鋼製防護壁の波形と取水路の波形を与えたケース（③, ④）も実施し、止水板の挙動を確認する。

表 1 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3 方向 (X 方向（堤軸）包絡波)	1 G	3 G (X 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時 (Y 方向に X 方向の地震動を入力。方向反転)
② 3 方向 (Y 方向（堤軸直角）包絡波)	1 G	3 G (Y 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時 (図 7 に実証試験用入力地震動)
③ 鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	—	—	1 G	○	—	鉛直単独
④ 鉛直 (取水路側包絡波)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独 (図 8 に実証試験用入力地震動)
⑤ 基準地震動（ S_s ） （ S_s -D1）	—			—	○	3 方向同時
⑥ 基準地震動（ S_s ）	—			—	○	3 方向同時

○：解析実施ケース

2. 余震

(3) 余震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

余震時における実証試験のケースと検証に用いる三次元動的解析の実施ケースを表 2 に示す。

表 2 余震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3 方向 (Y 方向 (堤軸直交) 包絡波)	1 G	2 G (Y 包絡波)	1 G	○	○	3 方向同時
② 鉛直 (鋼製防護壁波形入力)	—	—	1 G	—	—	鉛直単独
③ 鉛直 (取水路側波形入力)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独
④ 基準地震動 (S_d) (S_d -D1)	—			—	○	3 方向同時

○：解析実施ケース

3. 実証試験用地震動の作成について

【X方向（堤軸）の実証試験用地震動の作成】

作成方法は、4.3(3)実証試験の試験条件の項目に示す。

【Y方向（堤軸直角）の実証試験用地震動の作成】

a. 二次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎天端の応答時刻歴を算出する。（図2参照）

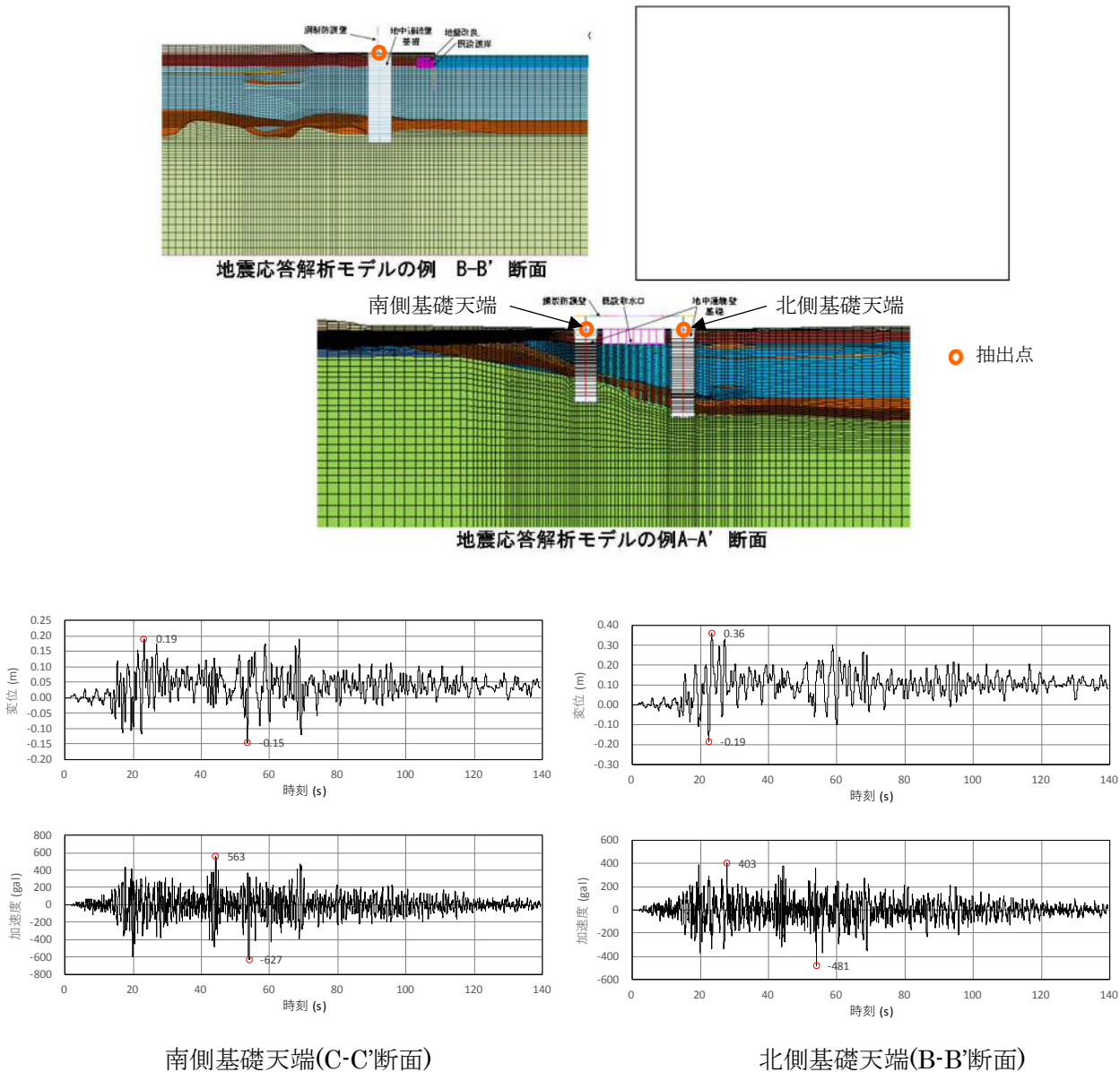


図2 鋼製防護壁基礎の二次元有効応力解析による応答時刻歴

（堤軸直交方向；B-B' 及び C-C' 断面）

- b. 鋼製防護壁の三次元フレームモデルの基礎との接続部に前頁の a. に示す変位時刻歴を入力した動的解析を行い、止水機構位置の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 3 参照)

◎ 入力する変位時刻歴には組合せ係数法を考慮し、下記の 2 ケースを実施する。

堤軸方向(X)着目ケース：X1.0, Y0.4, Z1.0
堤軸直交方向(Y)着目ケース：X0.4, Y1.0, Z1.0

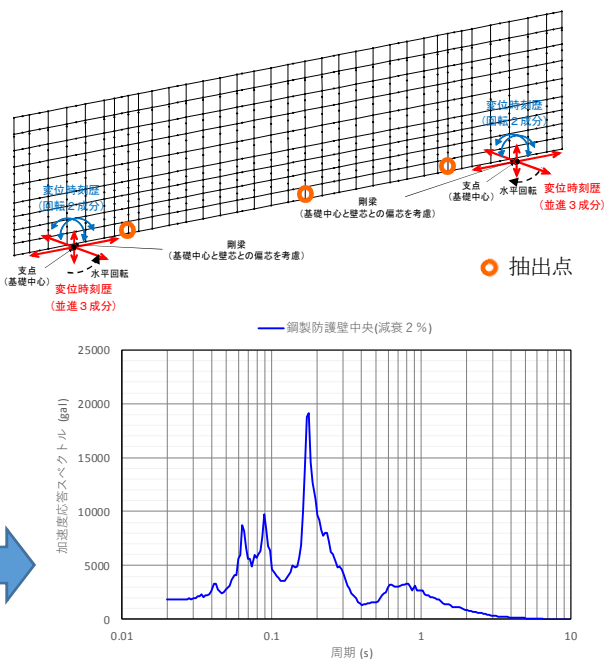
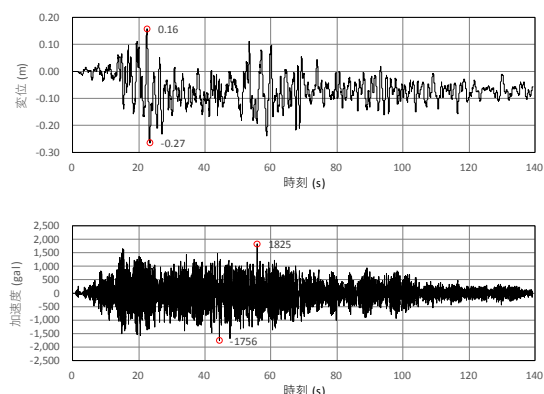


図 3 鋼製防護壁の三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴と応答スペクトル

(堤軸直交方向)

- c. 二次元有効応力解析による取水路天端の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。
(図 4 参照)

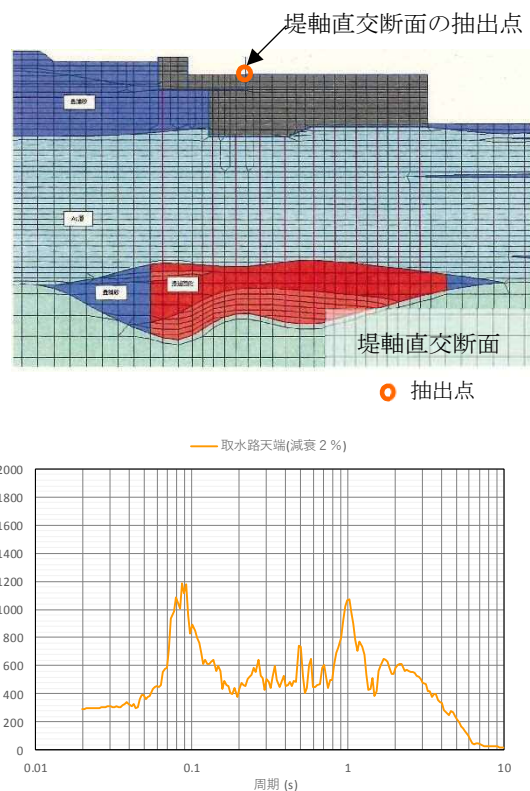
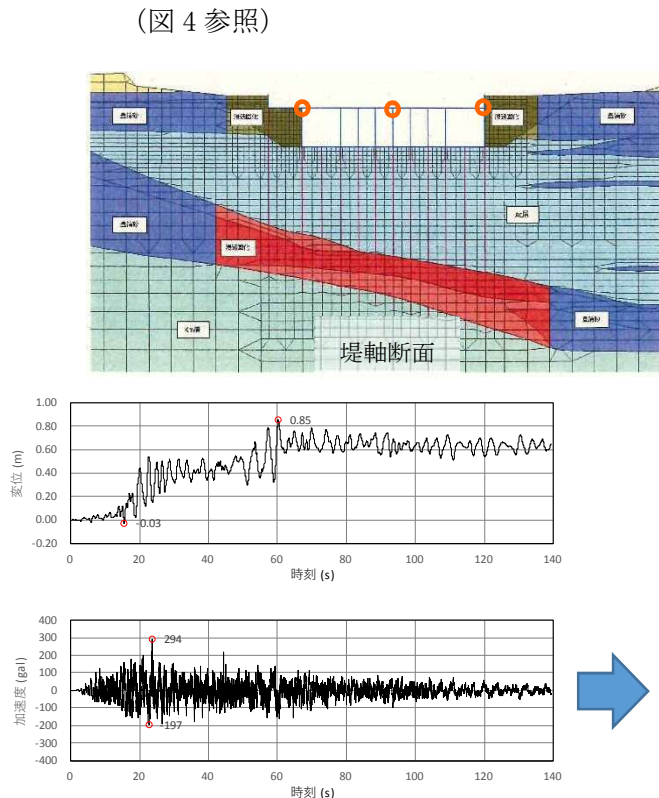
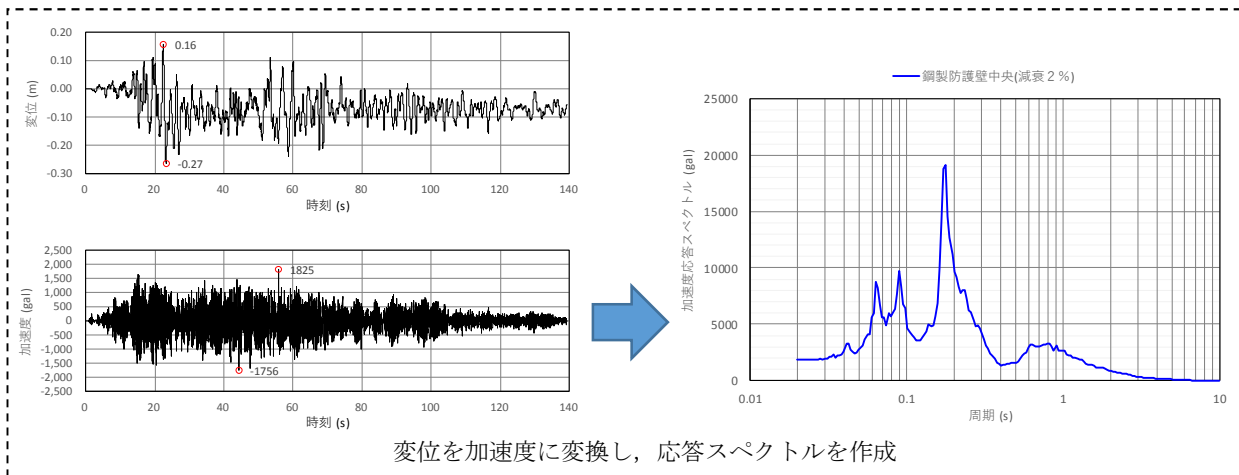


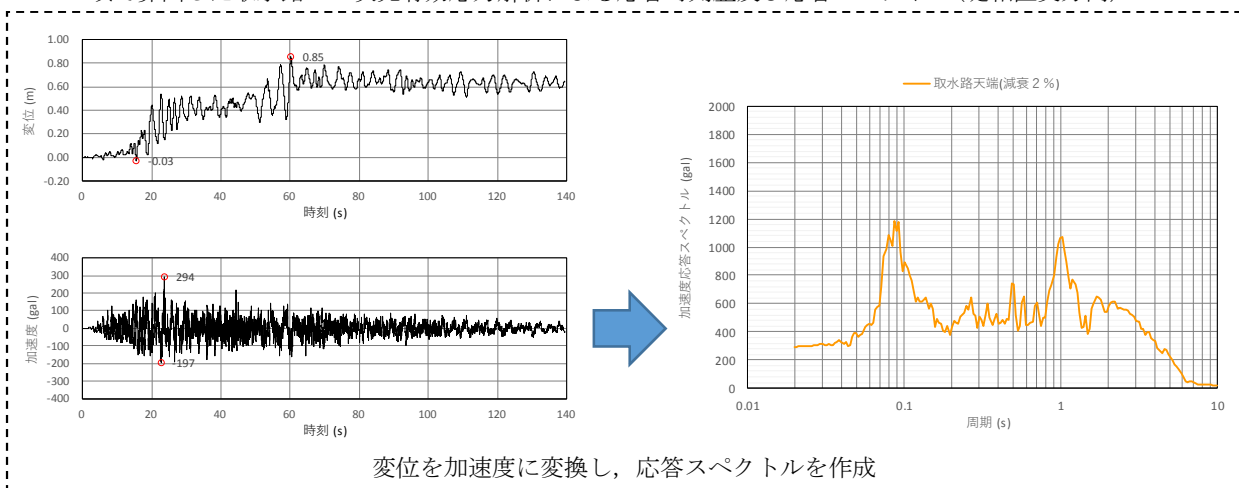
図 4 既設取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴と応答スペクトル(堤軸直交方向)

- d. b 項, c 項で求めた応答時刻歴を重ね合わせ、鋼製防護壁と取水路の相対的な応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 5 参照)

b 項で算出した鋼製防護壁三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸直交方向)



c 項で算出した取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸直交方向)



鋼製防護壁 (b 項) と取水路 (c 項) の応答時刻歴及び応答スペクトルの重ね合わせ(堤軸直交方向)

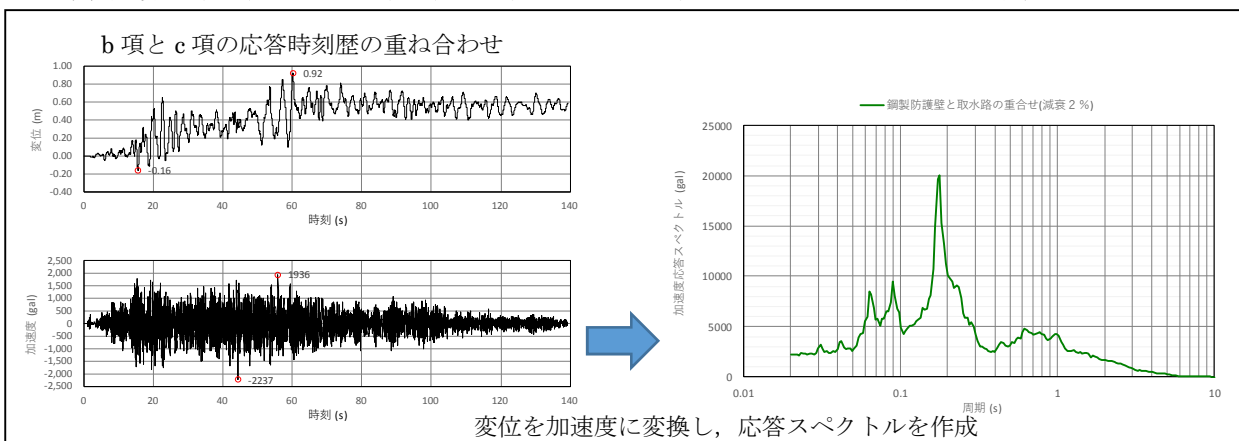


図 5 鋼製防護壁と取水路を重ね合わせた応答スペクトルの作成

e. b 項, c 項と d 項にて算出した応答スペクトルを比較し, 加速度応答スペクトルの包絡波を作成し実証試験用地震動として振動台に入力する。(図 6)

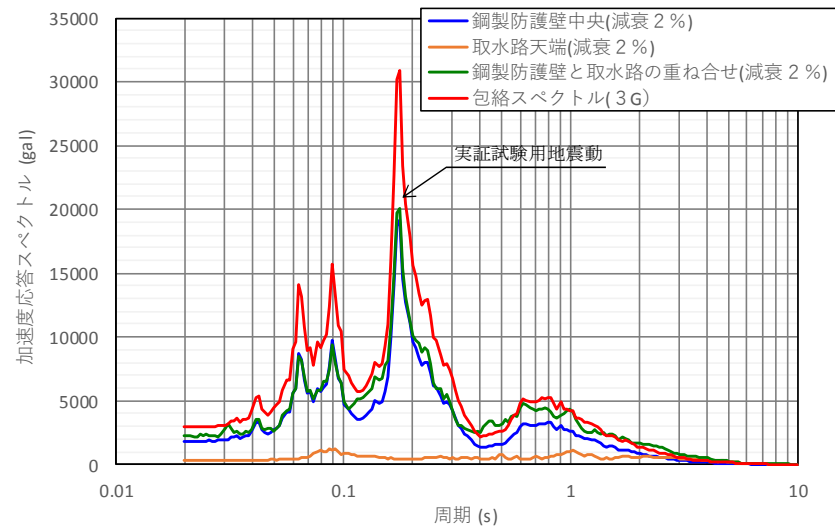


図 6 応答スペクトルの包絡波の作成(堤軸直交方向)

【Z 方向(鉛直方向)の実証試験用地震動の作成方法】

a. 二次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎の応答時刻歴を算出する。(図 7 参照)

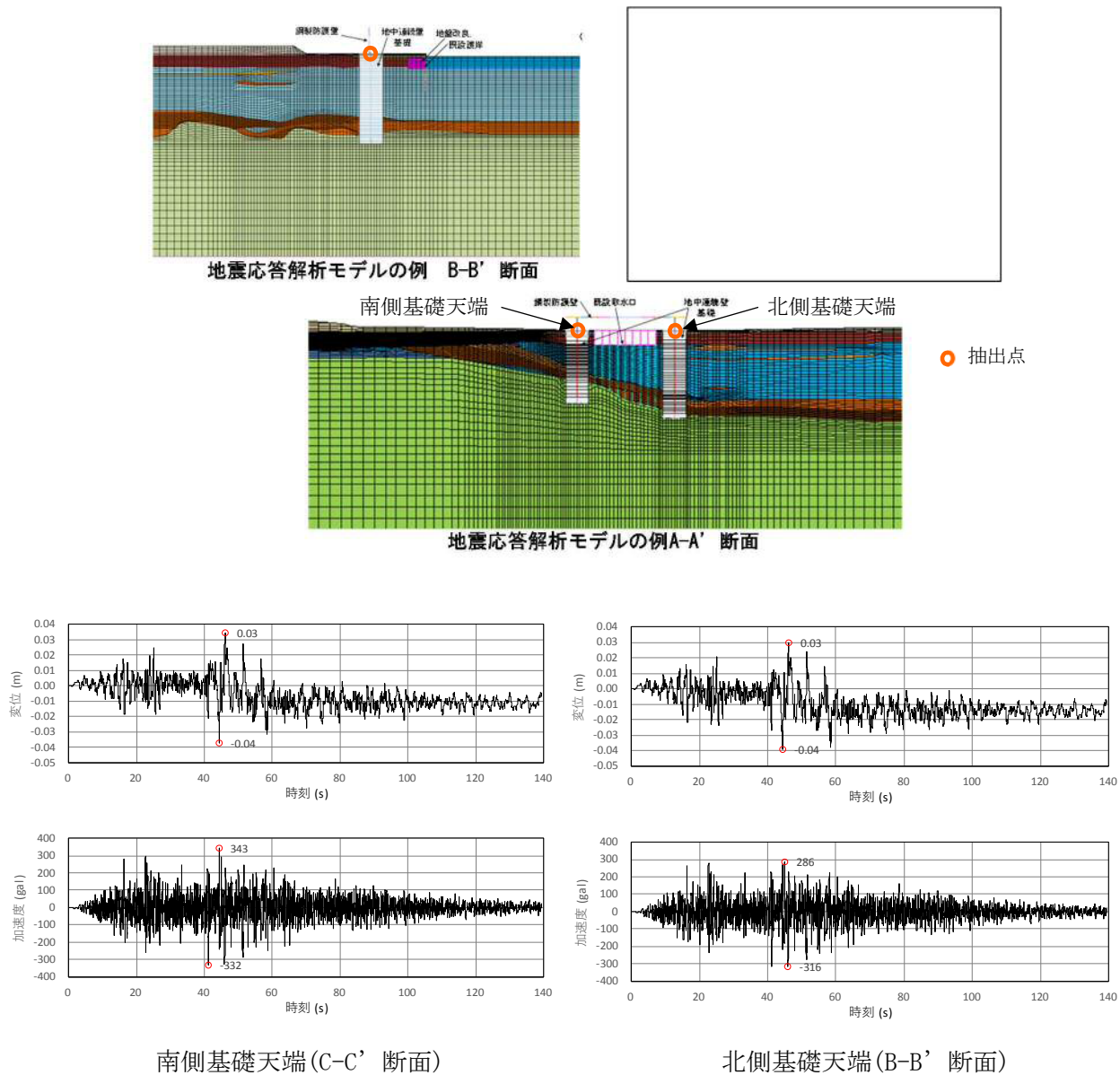
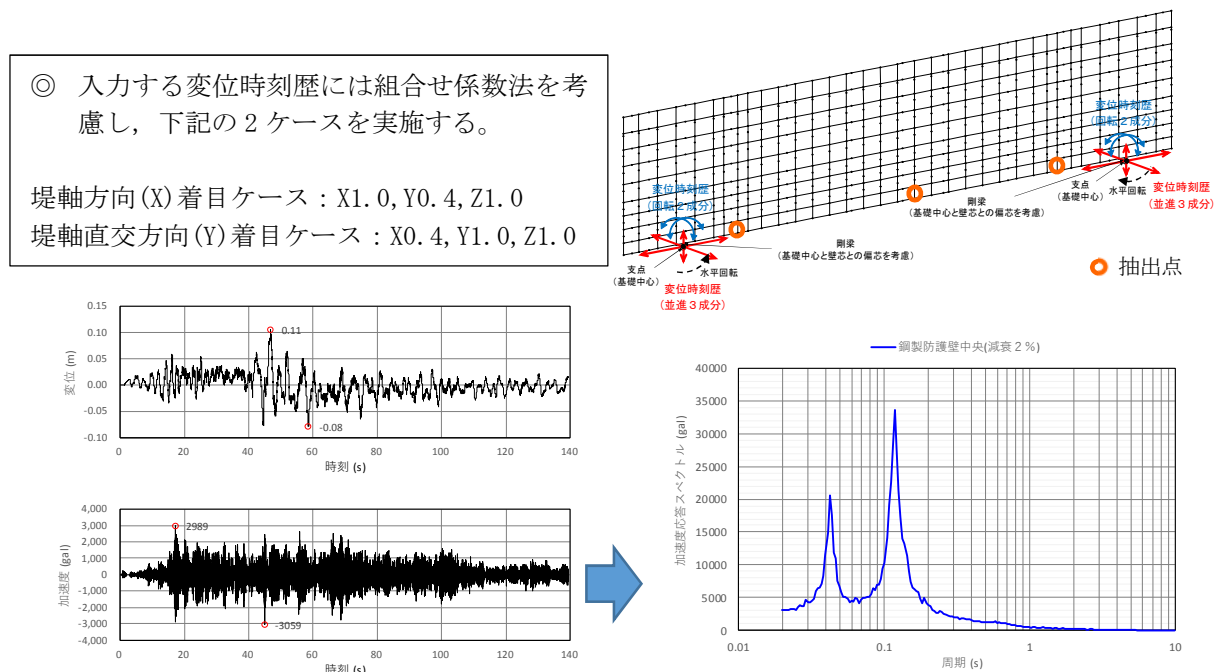
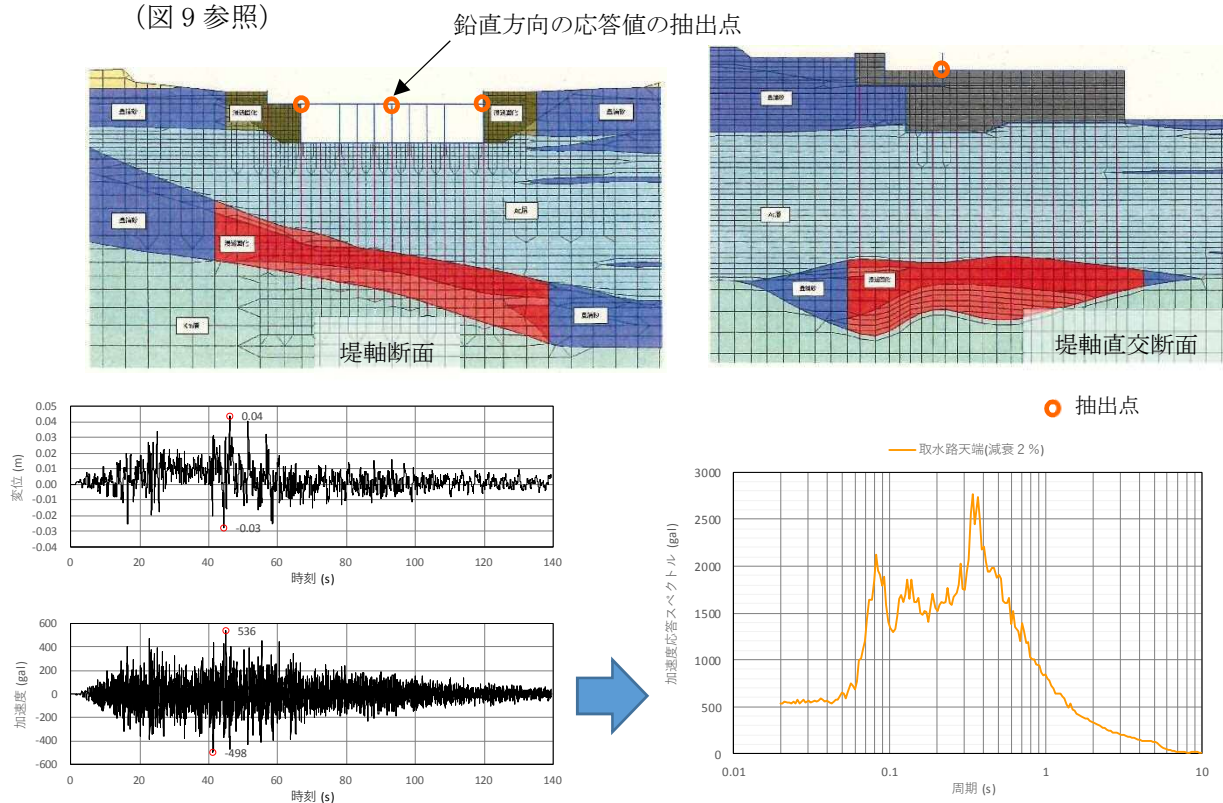


図 7 鋼製防護壁基礎の二次元有効応力解析による応答時刻歴 (鉛直方向)

- b. 鋼製防護壁の三次元フレームモデルの基礎との接続部に前頁の a. に示す変位時刻歴を入力した動的解析を行い、止水機構位置の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 8 参照)

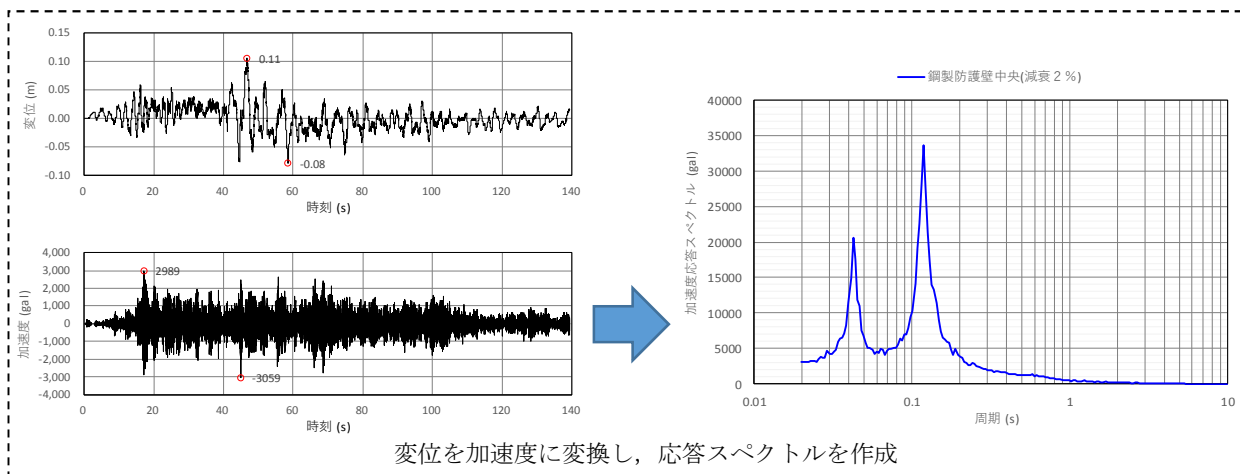


- c. 二次元有効応力解析による取水路天端の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。
(図 9 参照)

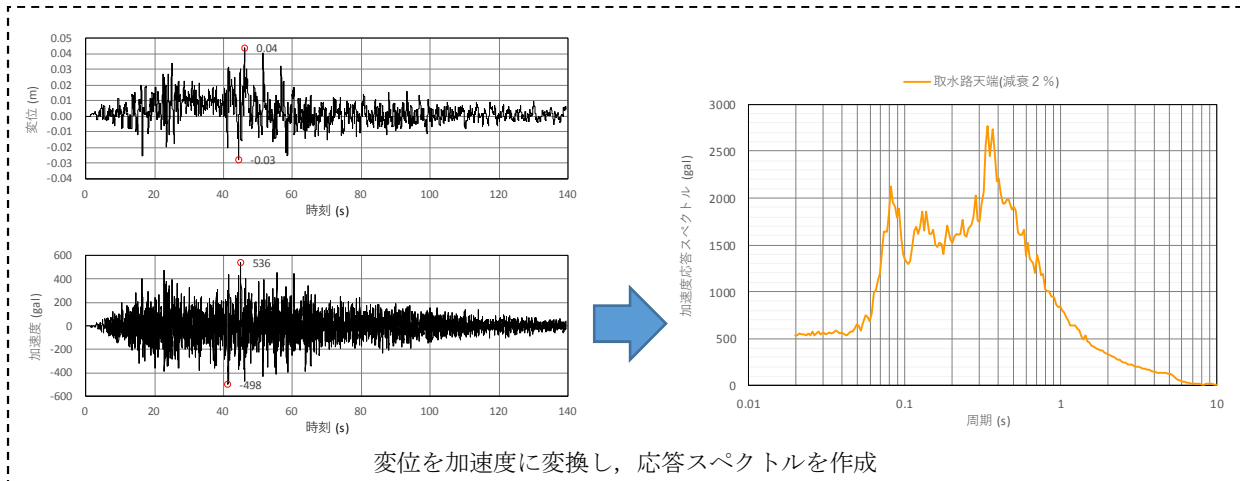


- d. b 項, c 項で求めた応答時刻歴を重ね合わせ, 鋼製防護壁と取水路の相対的な応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 10 参照)

b 項で算出した鋼製防護壁三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴及び応答スペクトル(鉛直方向)



c 項で算出した取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴及び応答スペクトル(鉛直方向)



鋼製防護壁 (b 項) と取水路 (c 項) の応答時刻歴及び応答スペクトルの重ね合わせ(鉛直方向)

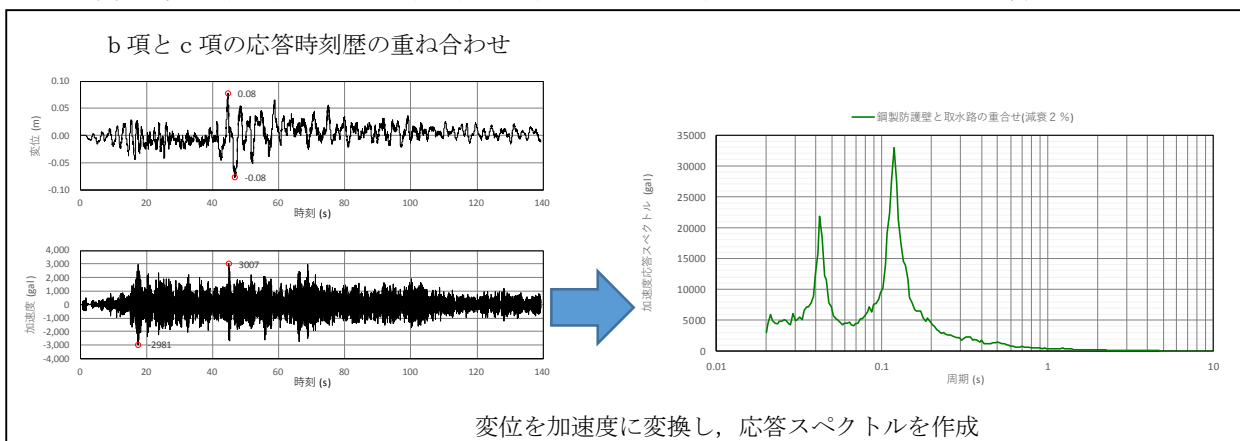


図 10 鋼製防護壁と取水路を重ね合わせた応答スペクトルの作成

e. b 項, c 項と d 項にて算出した応答スペクトルを比較し, 加速度応答スペクトルの包絡波を作成し実証試験用地震動として振動台に入力する (図 11)。

鉛直による加振試験については, 実証試験による加振は 1G が振動台の能力の上限であることから, 鉛直の上限 (1G) によるケースを考慮し実証試験を行う。なお, 三次元動的解析においては, 基準地震動 (S_s) を包絡波した実証試験用地震動にて解析を実施し挙動を確認する。

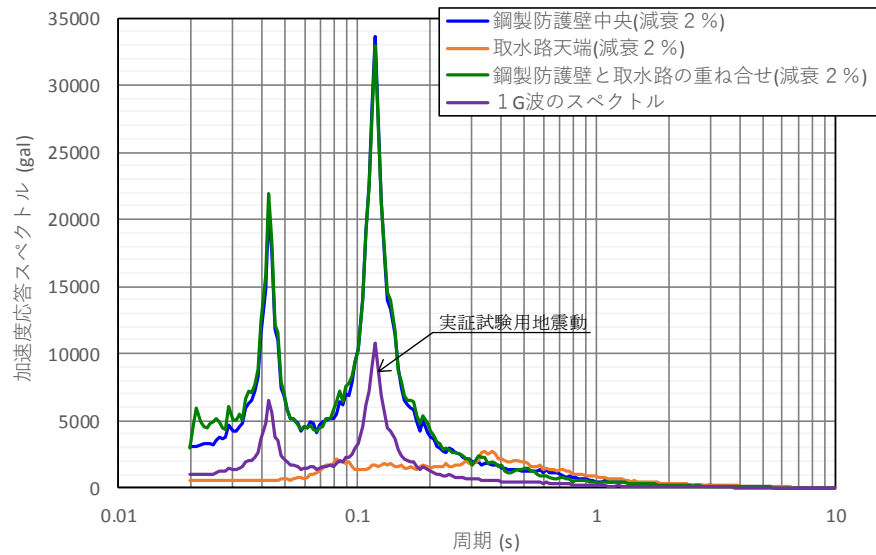


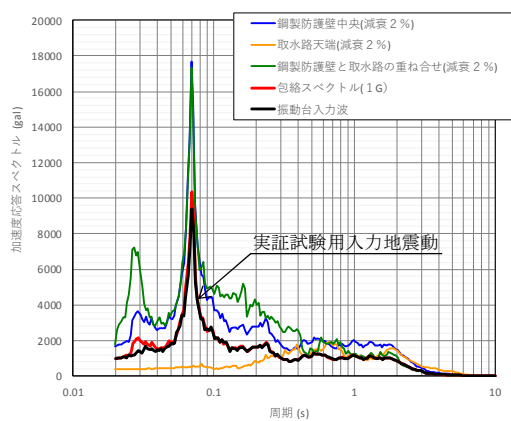
図 11 応答スペクトルの包絡波の作成(鉛直方向)

(4) 実証試験用入力地震動

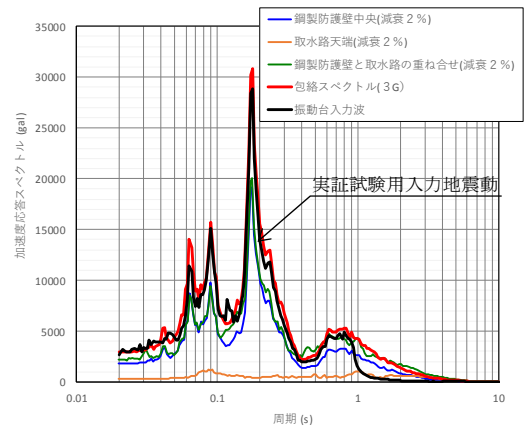
実証試験用入力地震動は、変位量に対する振動台性能の制限内に地震動を収めることを目的として、実証試験用地震動にハイパスフィルタ（HPF）を掛け、長周期成分をカットした地震動である。

実証試験に用いる振動台へ入力する入力波形を示す。

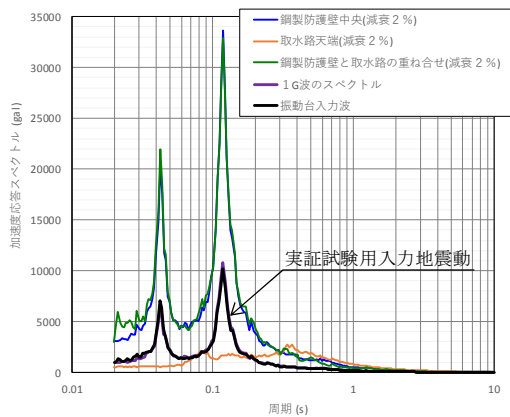
図 12 の入力加速度が最大 3G である Y 方向（EW）の加速度応答スペクトル図から周期 1sec 付近で HPF が掛かっていることが読み取れるが、最大加速度レベルは実証試験用地震動とほぼ同一レベルであることを確認した。



加速度応答スペクトル X 方向（NS）



加速度応答スペクトル Y 方向（EW）



加速度応答スペクトル Z 方向

図 12 本震による三方向（X，Y，Z）の実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトル

【鉛直（取水路側包絡波）の実証試験用地震動の作成】

鉛直（取水路側包絡波）における実証試験に用いる振動台へ入力する入力波形の策定の考え方を図 13～図 15 に示す。

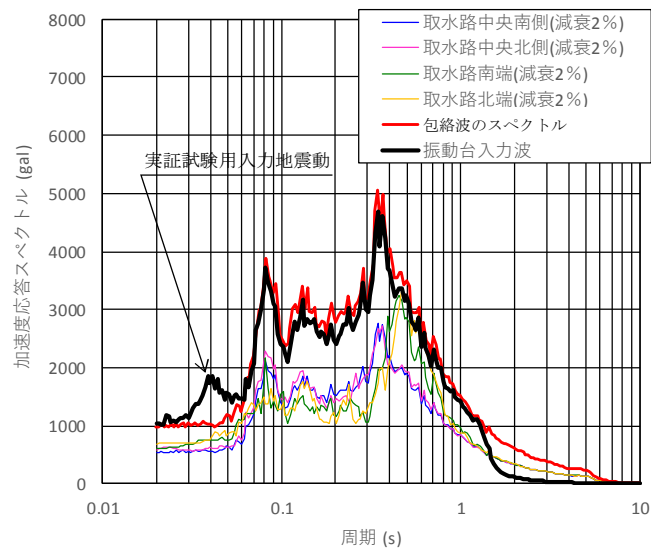


図 13 取水路上面の加速度応答スペクトル(包絡波は取水路中央南側の 1.83 倍

※入力地震動は Ss-D1・H・V

取水路の Z 方向（鉛直方向）の包絡波

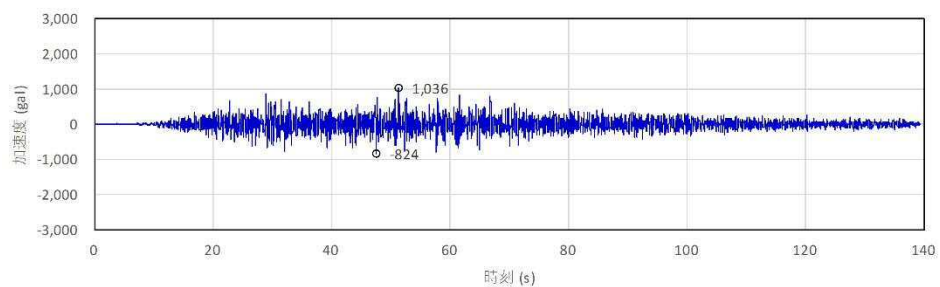


図 14 取水路の鉛直方向の包絡波の加速度時刻歴(包絡波は取水路中央南側の 1.83 倍)

取水路中央南側の応答加速度時刻歴を 1.83 倍して取水路の鉛直方向の包絡波を作成

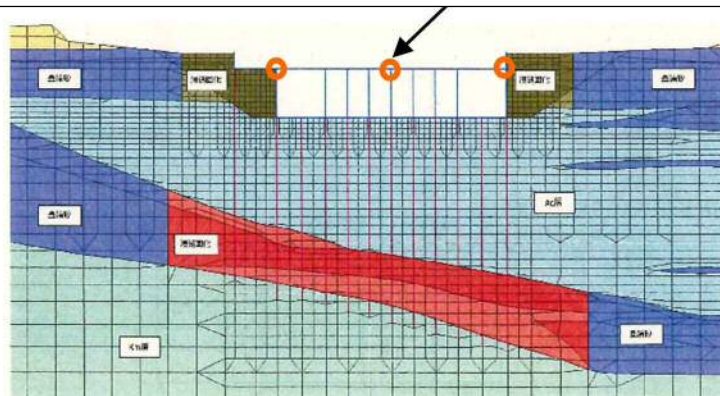


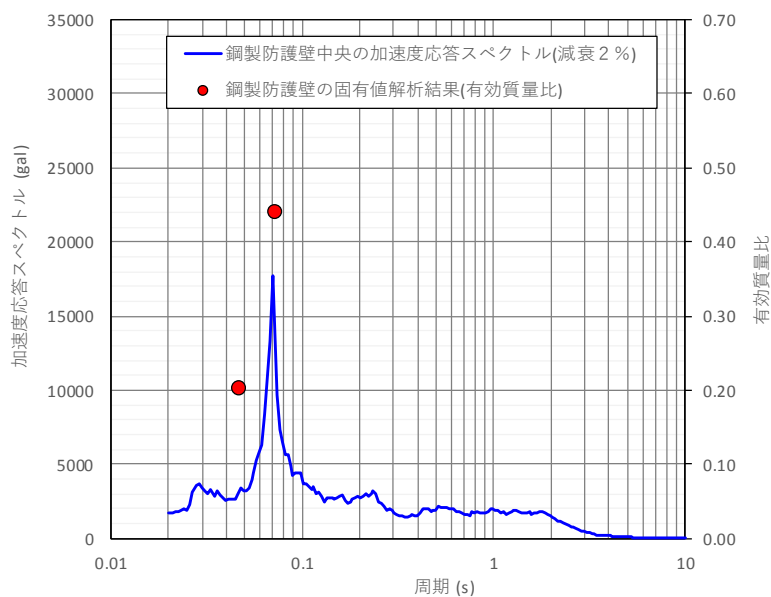
図 15 加速度応答スペクトルの算出位置

(5) 実証試験用地震動の加速度応答スペクトルのピークについて

実証試験用地震動は、前述のとおり鋼製防護壁の三次元フレーム解析により算出した鋼製防護壁中央の応答加速度時刻歴に所定の倍率を乗じることにより、作成したものである。乗じる倍率は、振動台の能力を考慮しつつ鋼製防護壁中央の加速度応答スペクトルを基に取水路天端及び鋼製防護壁と取水路の重ね合わせの加速度応答スペクトルを包絡するように設定したものである。ここでは、実証試験用地震動を設定する上で基になった鋼製防護壁中央の加速度応答スペクトルのピークについて考察する。

図 16 に X 方向（堤軸方向）の鋼製防護壁中央の加速度応答スペクトルと鋼製防護壁の固有値解析により得られた固有周期及び有効質量比の比較図を示す。同図から、加速度応答スペクトルの最大ピークを示す周期(0.070s)と有効質量比が最大ピークを示す周期(0.072s)がほぼ一致していることが分かる。したがって、鋼製防護壁中央で算出した堤軸方向の加速度応答スペクトルの妥当性を確認することができる。

なお、有効質量比最大ピーク時の鋼製防護壁のモード図を図 17 に示す。

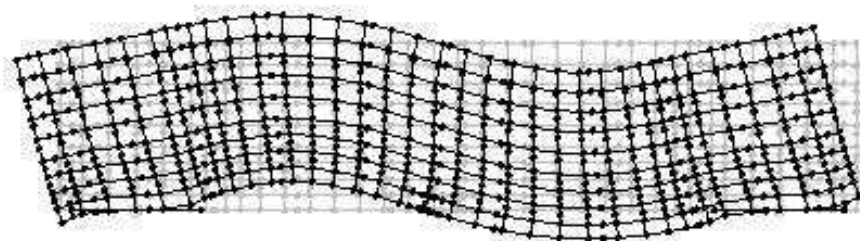
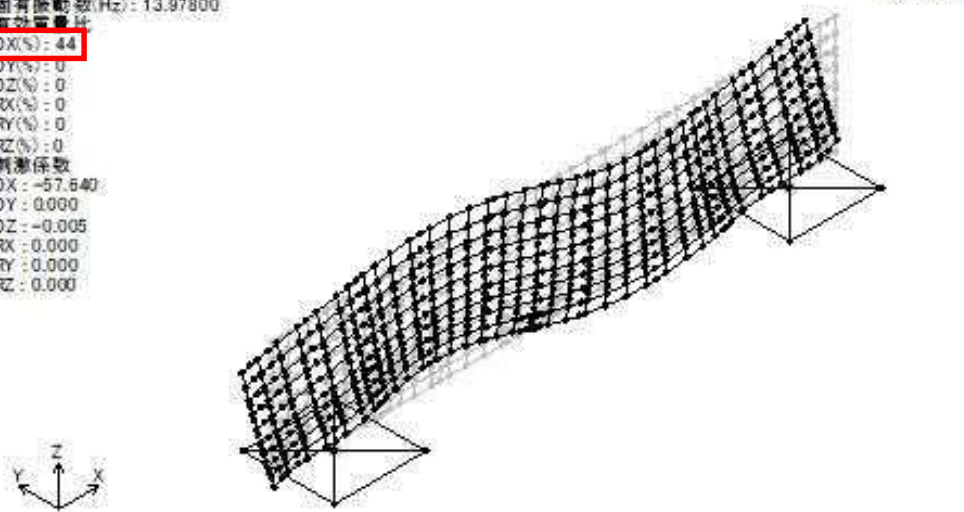


ピーク	加速度応答スペクトル		有効質量比(固有値解析)	
	周期 (s)	スペクトル (gal)	周期 (s)	有効質量比
最大ピーク	0.070	17697	0.072	0.44
2 番目のピーク	—	—	0.047	0.20

図 16 鋼製防護壁の加速度応答スペクトルと固有値解析結果の比較(堤軸方向)

固有周期(s): 0.07154
 固有振動数(Hz): 13.97800
 有効質量比
 DX(%): 44
 DY(%): 0
 DZ(%): 0
 RX(%): 0
 RY(%): 0
 RZ(%): 0
 制振係数
 DX: -57.640
 DY: 0.000
 DZ: -0.005
 RX: 0.000
 RY: 0.000
 RZ: 0.000

No.1:固有値解析 MODE No.5



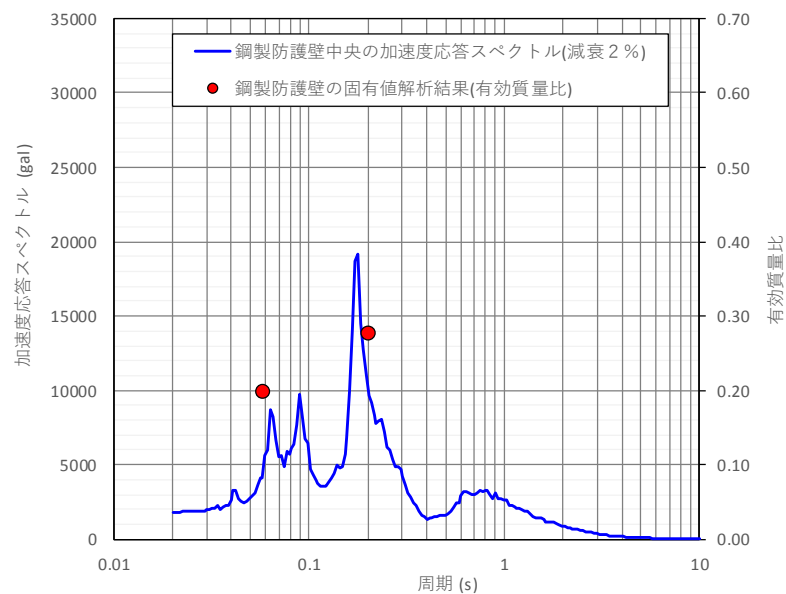
SCALE = 200,000

図 17 有効質量比最大ピーク時の鋼製防護壁のモード図(堤軸方向)

図 18 に Y 方向 (堤軸直交方向) の鋼製防護壁中央の加速度応答スペクトルと鋼製防護壁の固有値解析により得られた固有周期及び有効質量比の比較図を示す。同図から、加速度応答スペクトルの最大ピークを示す周期 (0.178s) と有効質量比が最大ピークを示す周期 (0.201s) がほぼ一致していることが分かる。また、加速度応答スペクトルの 3 番目のピークを示す周期 (0.064s) と有効質量比の 2 番目のピークを示す周期 (0.058s) が対応していると考えられる。

以上のことから、鋼製防護壁中央の堤軸直交方向の加速度応答スペクトルのピークは、概ね固有値解析による有効質量比のピークに対応している。

なお、有効質量比最大ピーク時の鋼製防護壁のモード図を図 19 に示す。



ピーク	加速度応答スペクトル		有効質量比 (固有値解析)	
	周期 (s)	スペクトル (gal)	周期 (s)	有効質量比
最大ピーク	0.178	19157	0.201	0.28
2 番目のピーク	0.090	9759	0.058	0.20
3 番目のピーク	0.064	8721		

図 18 鋼製防護壁の加速度応答スペクトルと固有値解析結果の比較 (堤軸直交方向)

固有周期(s): 0.20111
 固有振動数(Hz): 4.97230
 有効質量比
 DX(%): 0
 DY(%): 28
 DZ(%): 0
 RX(%): 0
 RY(%): 0
 RZ(%): 0
 制振係数
 DX: 0.000
 DY: 45.860
 DZ: -0.011
 RX: 0.000
 RY: 0.000
 RZ: 0.000

No.1:固有値解析 MODE No.1

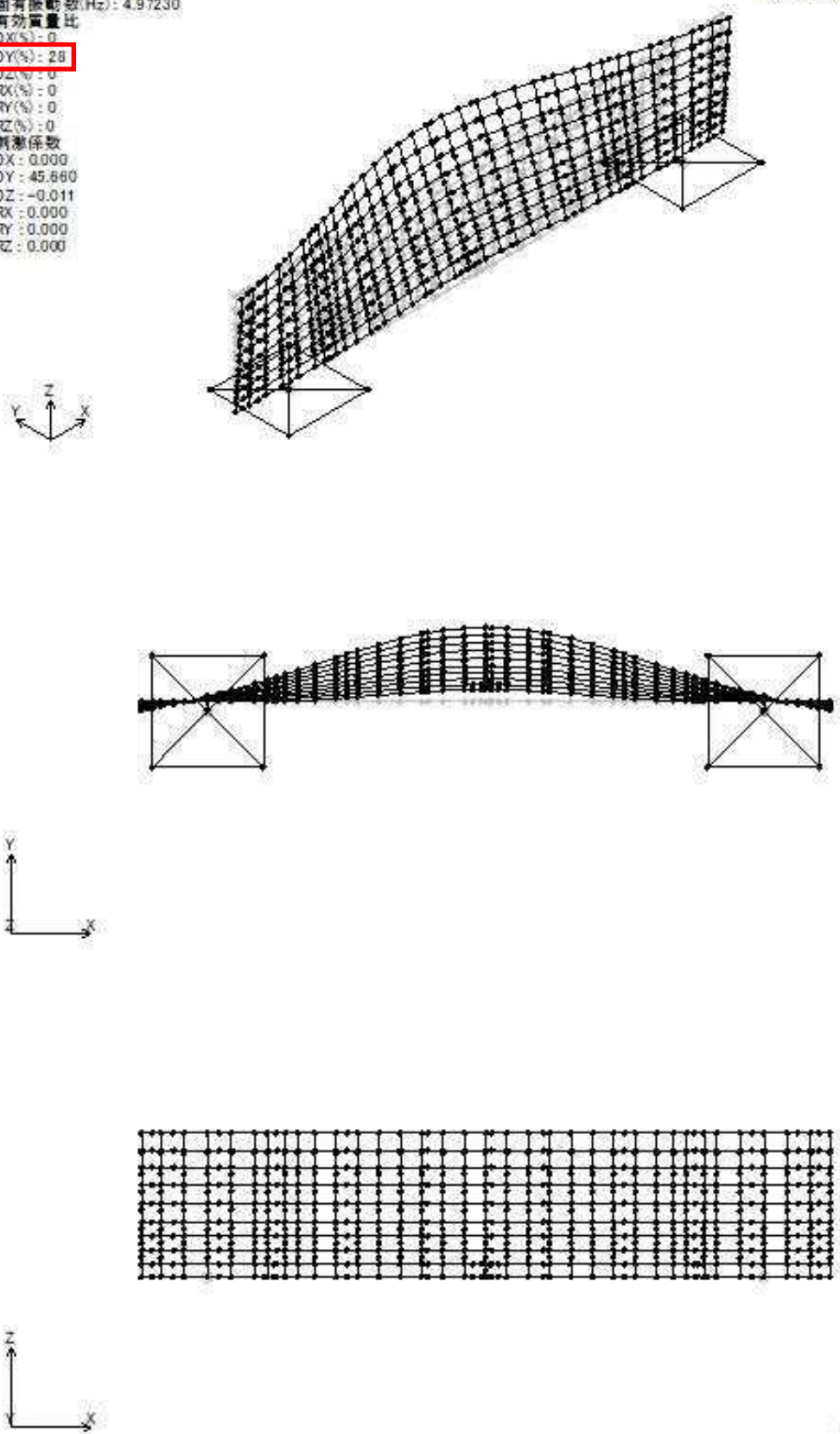
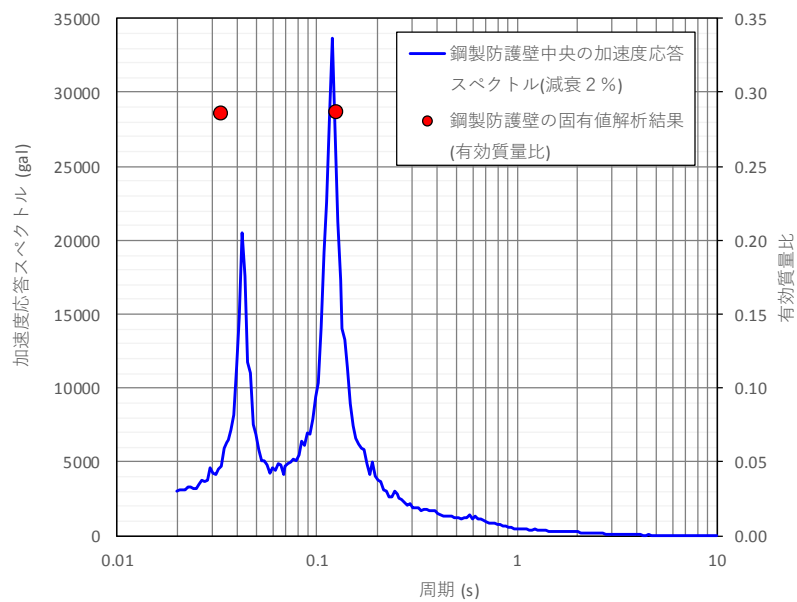


図 19 有効質量比最大ピーク時の鋼製防護壁のモード図(堤軸直交方向)

図 20 に Z 方向(鉛直方向)の鋼製防護壁中央の加速度応答スペクトルと鋼製防護壁の固有値解析により得られた固有周期及び有効質量比の比較図を示す。同図から、加速度応答スペクトルの最大ピークを示す周期(0.119s)と有効質量比が最大ピークを示す周期(0.124s)がほぼ一致していることが分かる。また、加速度応答スペクトルの 2 番目のピークを示す周期(0.042s)と有効質量比の 2 番目のピークを示す周期(0.033s)が対応していると考えられる。

以上のことから、鋼製防護壁中央の鉛直方向の加速度応答スペクトルのピークは、概ね固有値解析による有効質量比のピークに対応している。

なお、有効質量比最大ピーク時の鋼製防護壁のモード図を図 21 に示す。

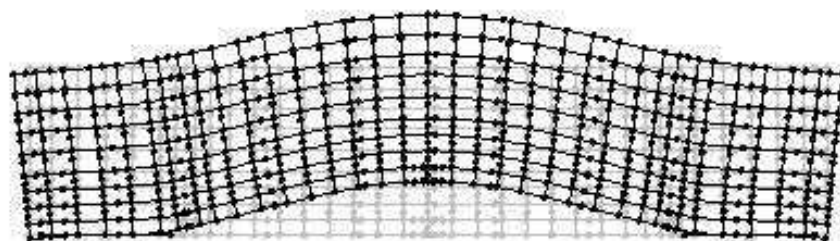
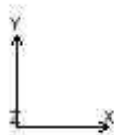
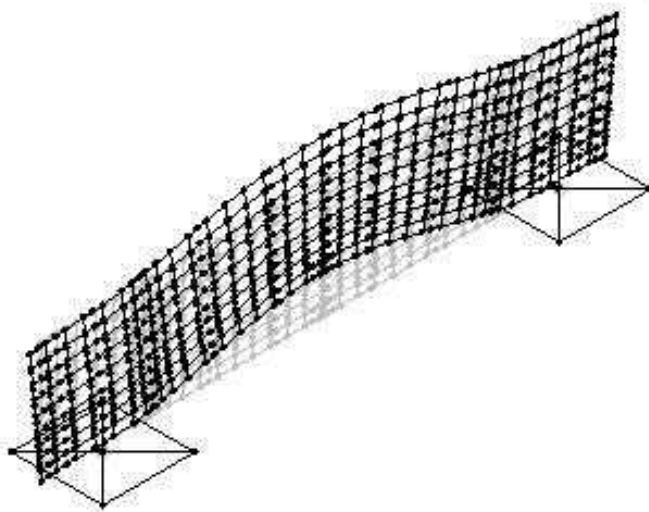
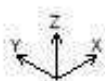


ピーク	加速度応答スペクトル		有効質量比(固有値解析)	
	周期 (s)	スペクトル (gal)	周期 (s)	有効質量比
最大ピーク	0.119	33639	0.124	0.29
2 番目のピーク	0.042	20518	0.033	0.29

図 20 鋼製防護壁の加速度応答スペクトルと固有値解析結果の比較(鉛直方向)

固有周期(s): 0.12445
 固有振動数(Hz): 8.03540
 有効質量比
 DX(%): 0
 DY(%): 0
 DZ(%): 29
 RX(%): 0
 RY(%): 0
 RZ(%): 0
 制振係数
 DX: -0.003
 DY: -0.001
 DZ: 48.490
 RX: 0.000
 RY: 0.000
 RZ: 0.000

No.1:固有値解析 MODE No.2



SCALE = 200.000

図 21 有効質量比最大ピーク時の鋼製防護壁のモード図(鉛直方向)

6.1.3.5 止水機構（1次止水機構）の実証試験結果及び3次元動的解析との検証について

1. 目的

止水機構の地震時及び余震+津波時の追従性を確認するため、実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）を行い、止水板の挙動を確認することにより、変位追従性、水密ゴムの健全性を確認する。本件は、実証試験の試験結果及び3次元動的解析との検証結果を示す。

2. 実証試験ケースと結果

表1に本震時、表2に余震時の実証試験のケースと三次元動的解析のケースを示す。

表1 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
①3方向 (X方向（堤軸）包絡波)	1 G	3 G (X包絡波)	1 G	○	○	3方向同時 (Y方向にX方向の地震動 を入力。方向反転)
②3方向 (Y方向（堤軸直角）包絡波)	1 G	3 G (Y包絡波)	1 G	○	○	3方向同時
③鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	—	—	1 G	○	—	鉛直単独
④鉛直 (取水路側包絡波)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独 (図8に実証試験解析結果)
⑤基準地震動 (S_s) (S_s -D1)	—			—	○	3方向同時
⑥基準地震動 (S_s)	—			—	○	3方向同時

○：解析実施ケース

表2 余震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
①3方向 (Y方向（堤軸直交）包絡波)	1 G	2 G (Y包絡波)	1 G	○	○	3方向同時
②鉛直 (鋼製防護壁波形入力)	—	—	1 G	—	—	鉛直単独
③鉛直 (取水路側波形入力)	—	—	波形 入力	○	○	鉛直単独
④基準地震動 (S_d) (S_d -D1)	—			—	○	3方向同時

○：解析実施ケース

3. 実証試験の試験結果

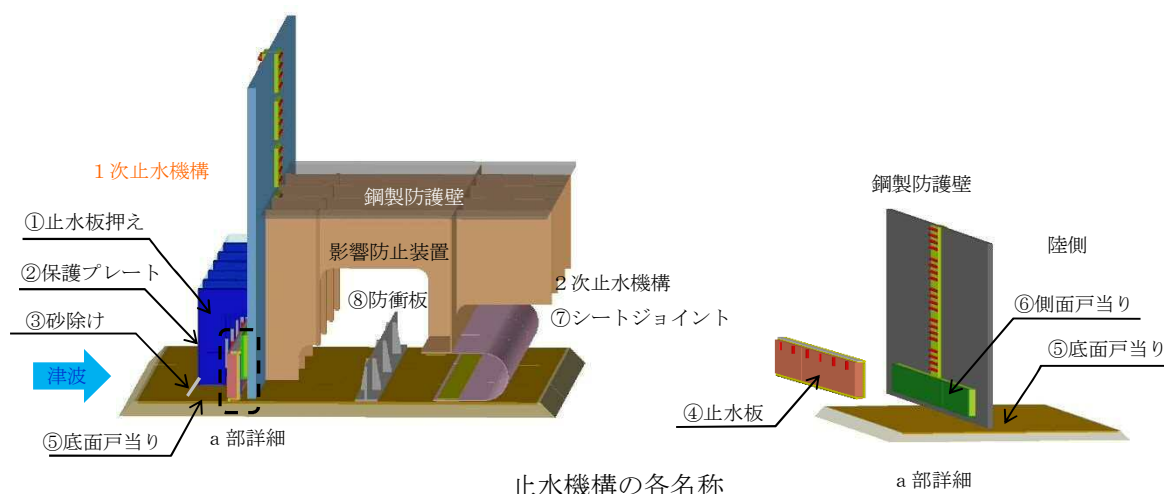
実証試験では以下の項目について判定を行い、「止水板の地震時の追従性」、「水密ゴムの健全性」及び「1次止水機構の構成部品の健全性」について確認し、止水機構全体に影響がないことを確認した。表3に実証試験の確認項目と試験結果を示す。

特段の不具合もなく、止水板の追従性、水密ゴムの健全性及び1次止水機構構成部材の健全性に関し、想定どおりの結果を得ることができた。また、止水板の跳ね上がり量は小さく、止水性に問題ないことを確認できた。

表3 実証試験の確認項目と試験結果

機能目標	判定基準	試験結果
止水板の地震時の追従性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆ 止水板の動作に異常がなく、止水板としての機能が保持されていること。（浮き上がり、止水板の破損・損傷） ◆ 止水板の浮き上がり量※ 3mm以下の浮き上がりであれば水密ゴムは底面戸当りと接触状態 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ 止水板の浮上り固着、止水板の破損・損傷の異常は認められなかった。 ◆ 約1.94mm（5月9日）／約2.61mm（5月15日）（加振ケース：3方向加振時）
水密ゴムの健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆ 水密ゴムの動作に異常がなく機能が保持されていること。（噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗） ◆ 水密ゴムのライニングに異常がなく機能が保持されていること。（ライニングの破損、めくれ） 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ 水密ゴムの噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗は認められなかった。 ◆ ライニングの破損、めくれは認められなかった。
1次止水機構の構成部品の健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆ 装置全体に異常がなく健全であること。（試験装置、部材の変形、損傷、他） 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ 試験装置、部材の変形、損傷等は認められなかった。

※：別途、止水機構の損傷・保守を想定し、1次止水機構及び2次止水機構がない場合の敷地内浸水量を評価しており、止水板の瞬間的な跳ね上がりによる漏えいは無視できる程度であり安全上の問題はない。



4. 実証試験結果【本震時】

(1) 振動試験結果の波形

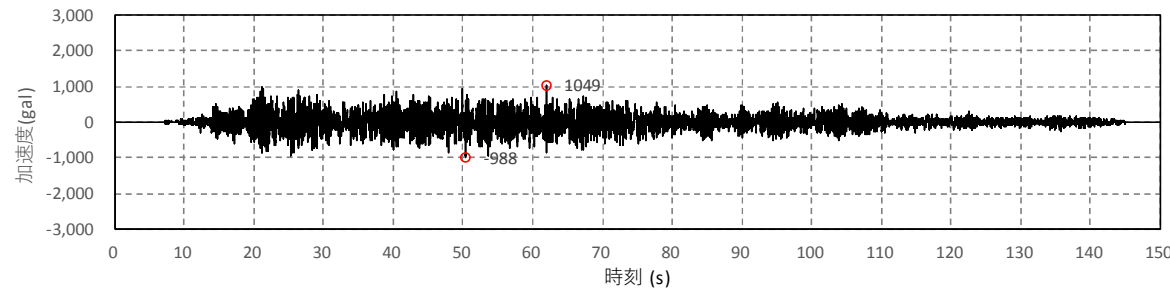
①3 方向（X方向（堤軸）包絡波）

a. 水平（Y方向）加速度最大（1 回目）

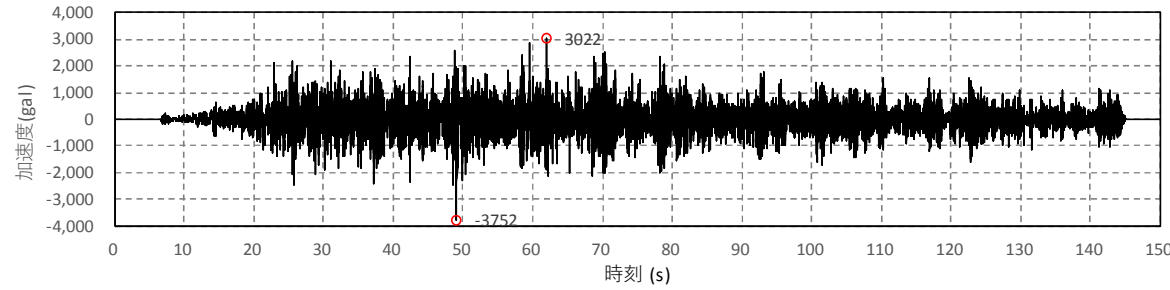
【振動台上応答加速度変位】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度 (gal)	1049	-3752	-1089

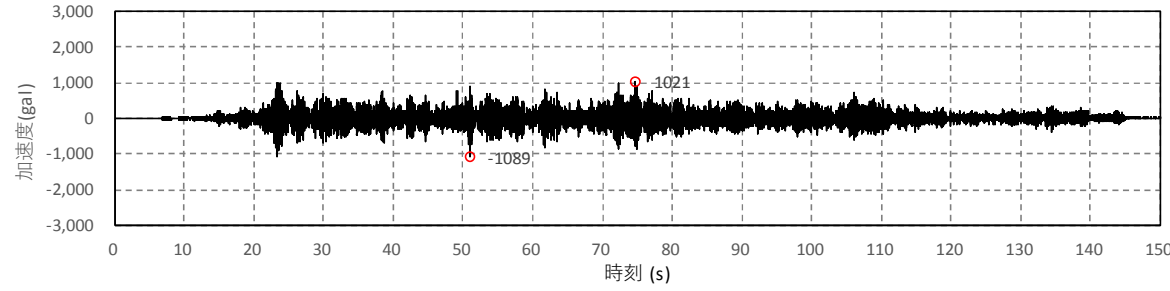
X 方向



Y 方向



Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

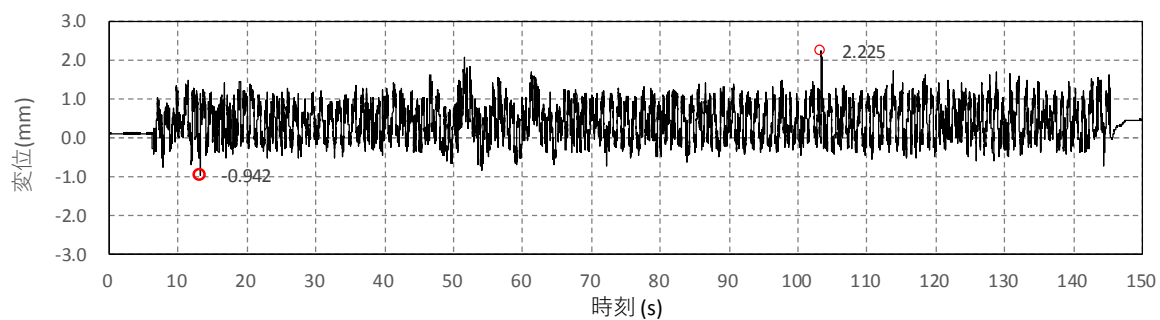


図-a DV-1 時刻歴波形

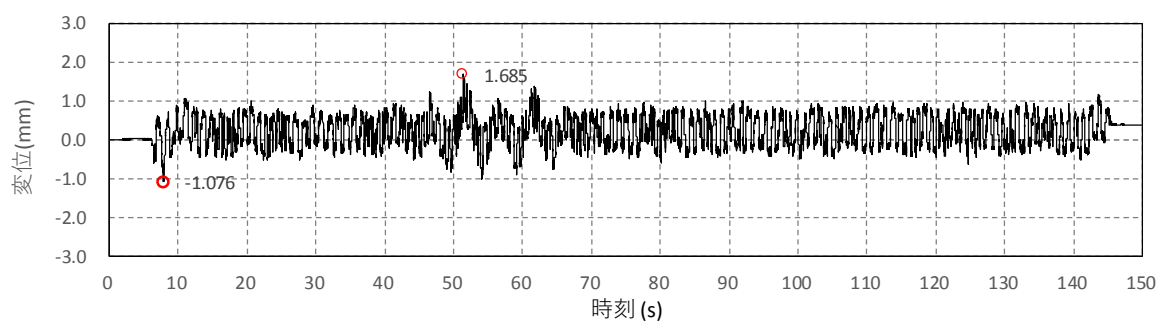


図-b DV-2 時刻歴波形

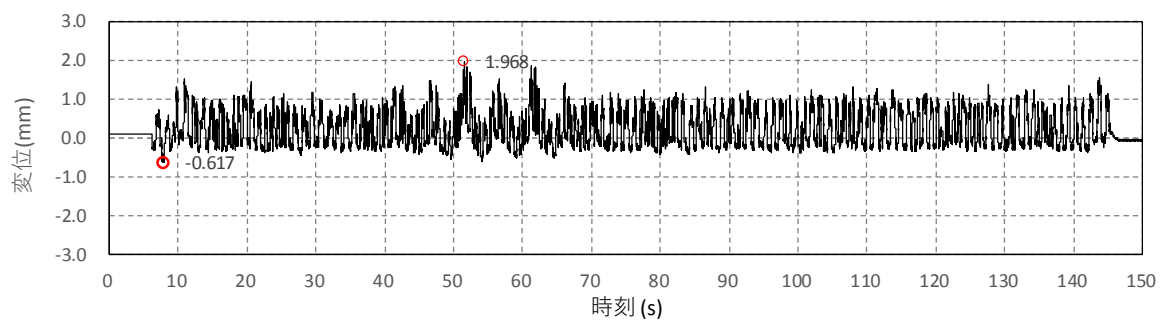


図-c DV-3 時刻歴波形

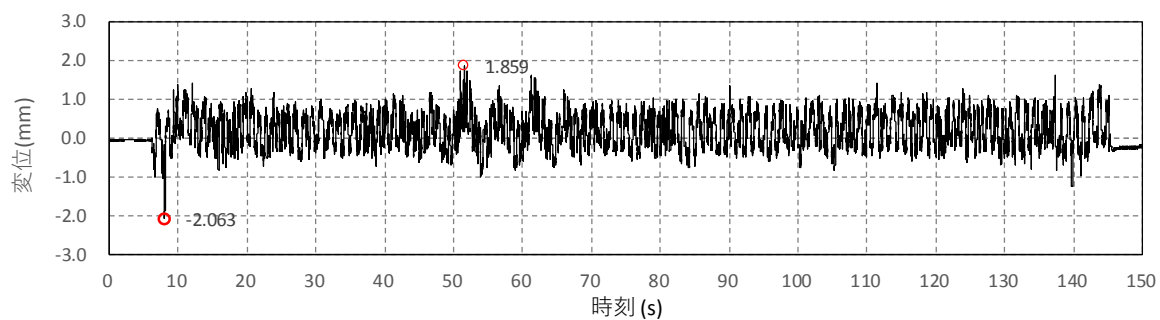


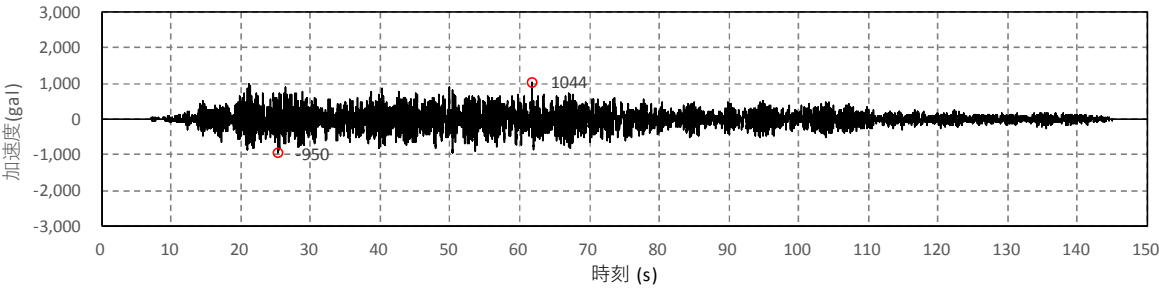
図-d DV-4 時刻歴波形

b. 水平（Y方向）加速度最大（2 回目）

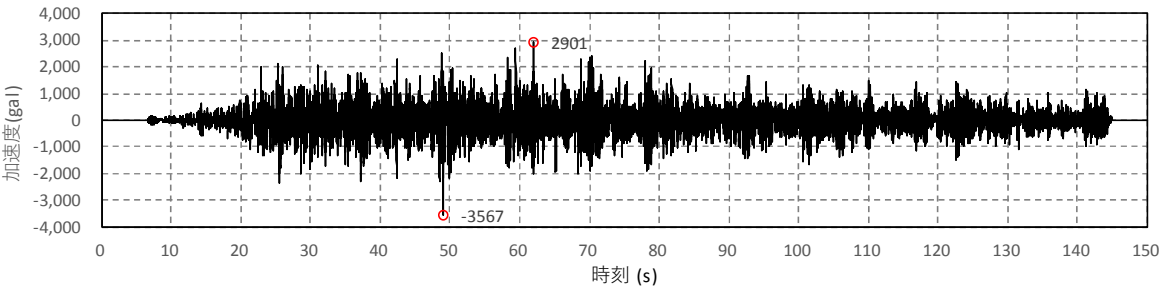
【振動台上応答加速度波形】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度 (gal)	1044	-3567	-1076

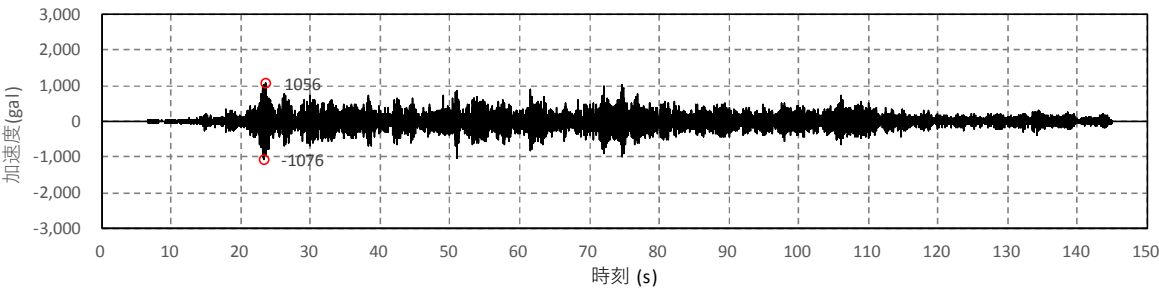
X 方向



Y 方向



Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

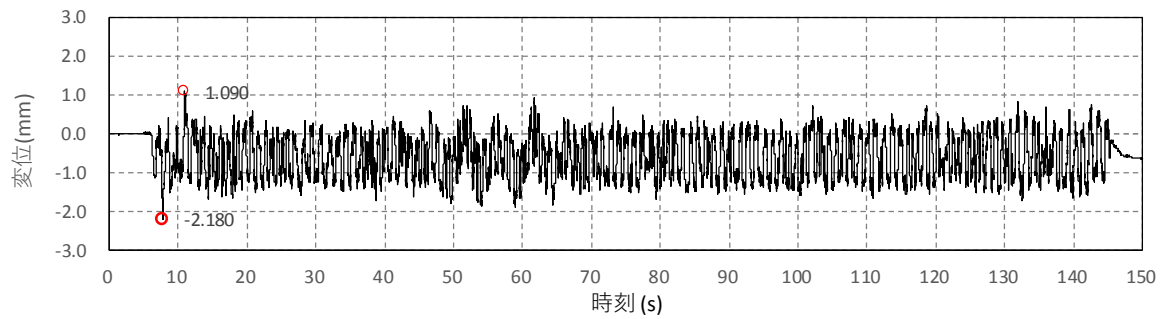


図-a DV-1 時刻歴波形

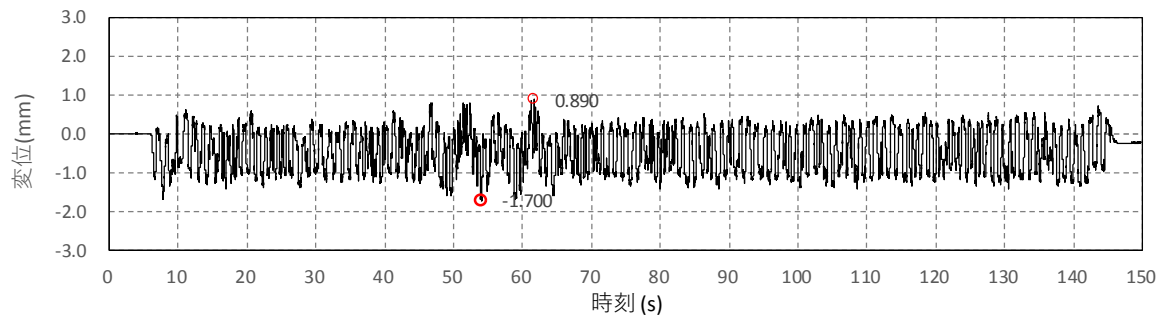


図-b DV-2 時刻歴波形

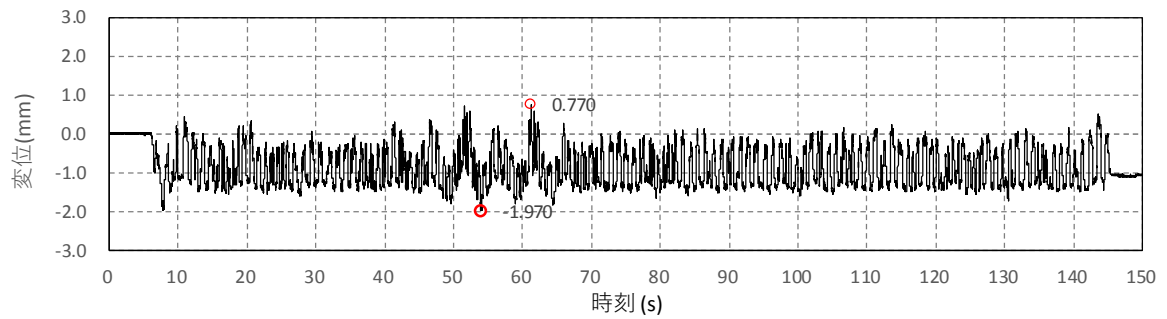


図-c DV-3 時刻歴波形

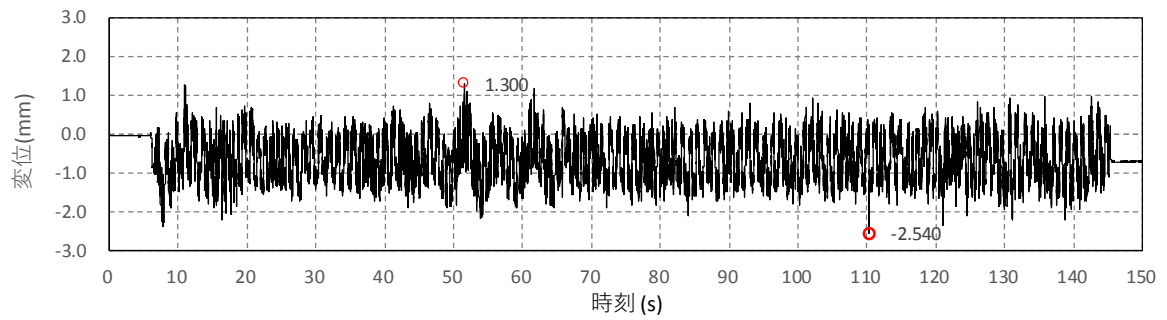


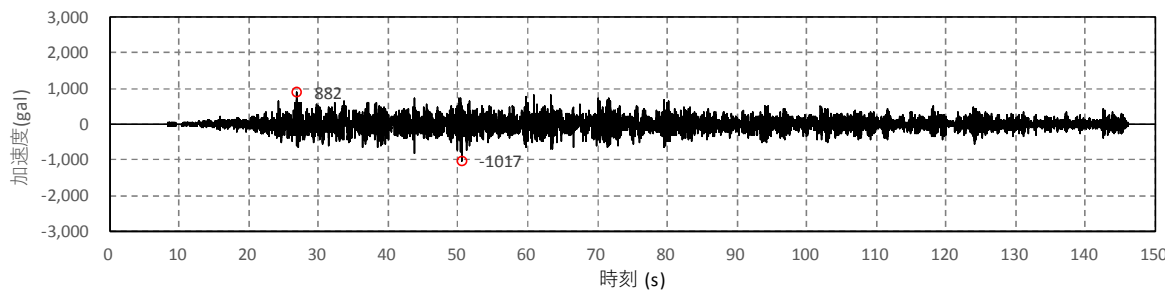
図-d DV-4 時刻歴波形

- ②3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）
- a. 水平（Y 方向）加速度最大（1 回目）

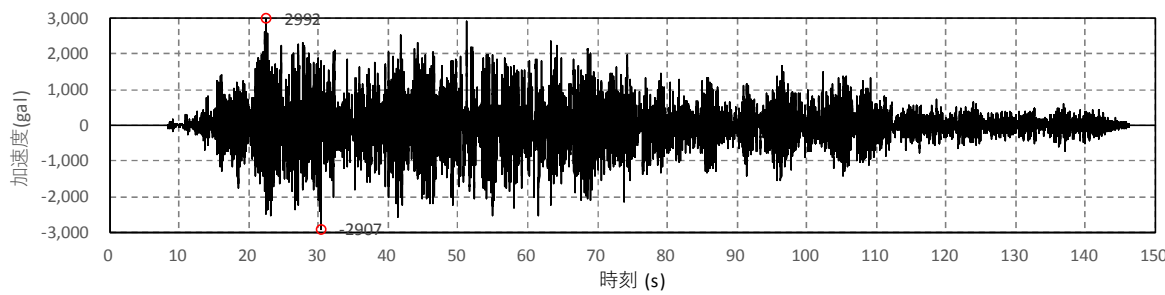
【振動台上応答加速度波形】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度（gal）	-1017	2992	-1109

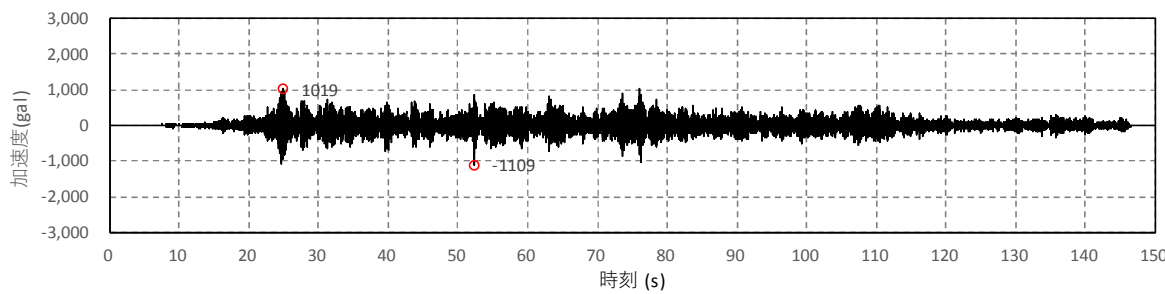
X 方向



Y 方向



Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

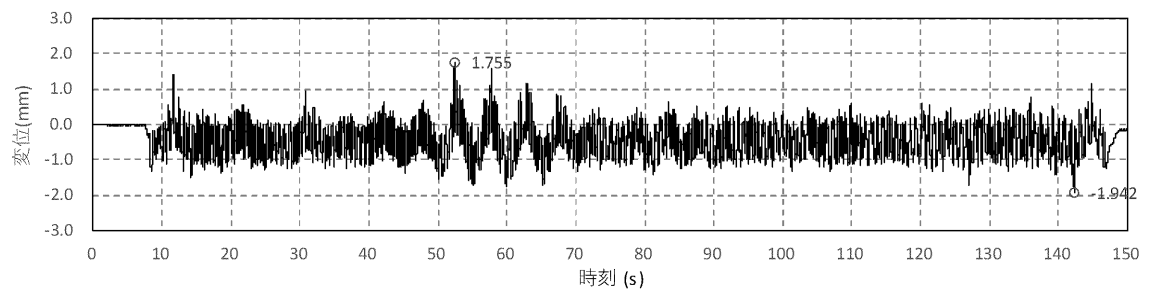


図-a DV-1 時刻歴波形

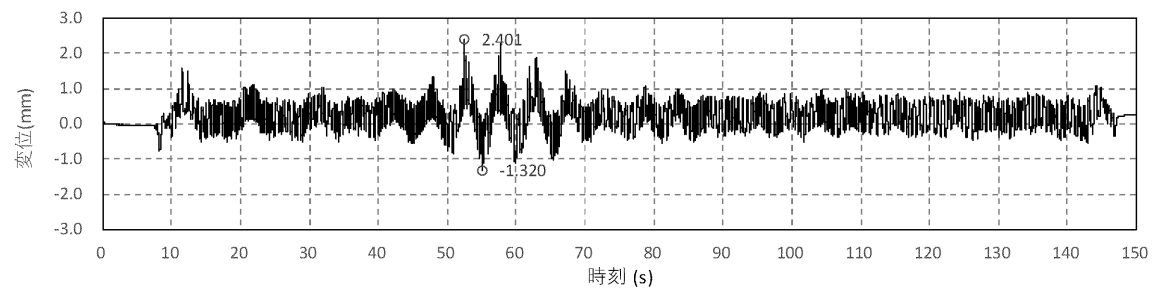


図-b DV-2 時刻歴波形

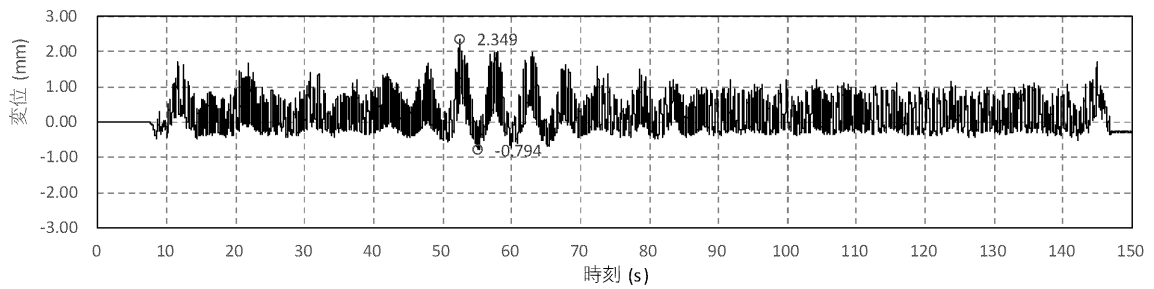


図-c DV-3 時刻歴波形

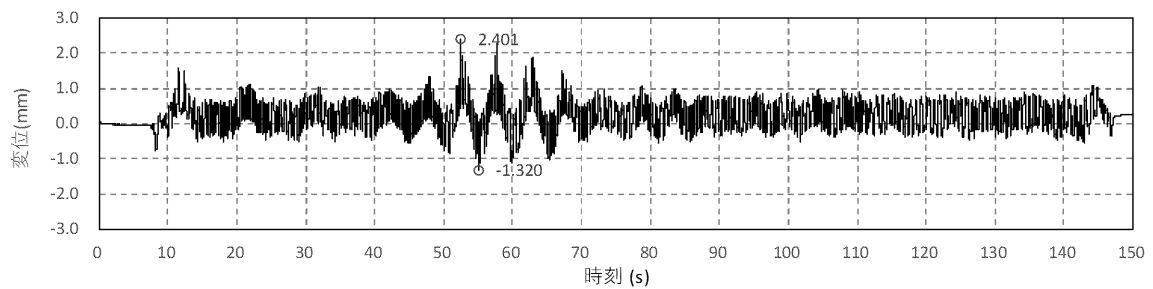


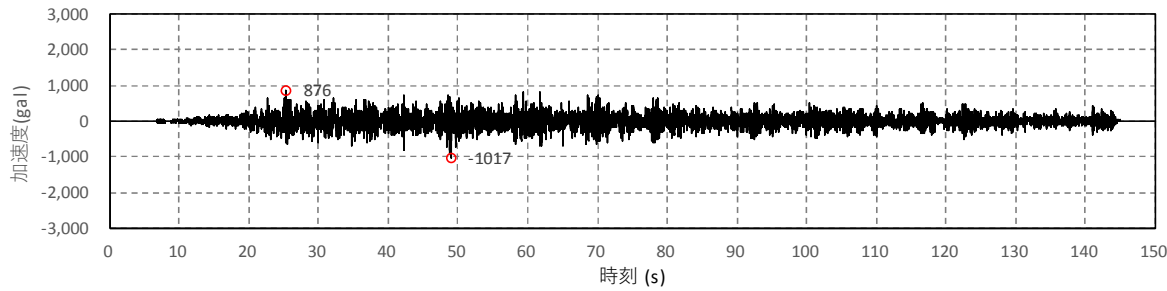
図-d DV-4 時刻歴波形

b. 水平（Y方向）加速度最大（2回目）

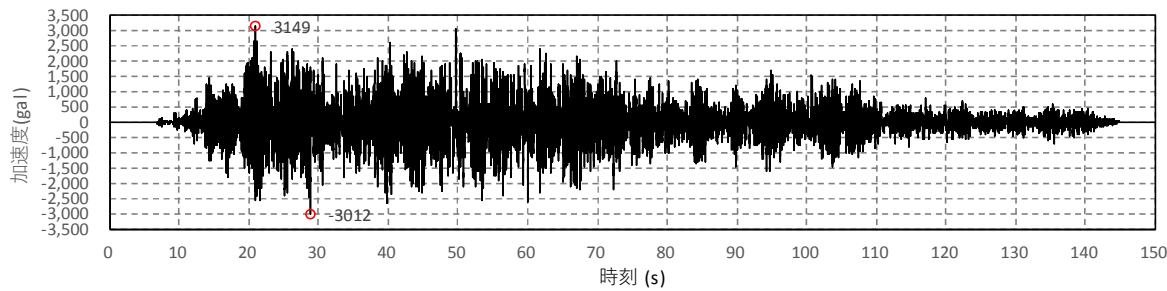
【振動台上応答加速度波形】

	X方向	Y方向	Z方向
振動台入力加速度（gal）	-1017	3149	-1095

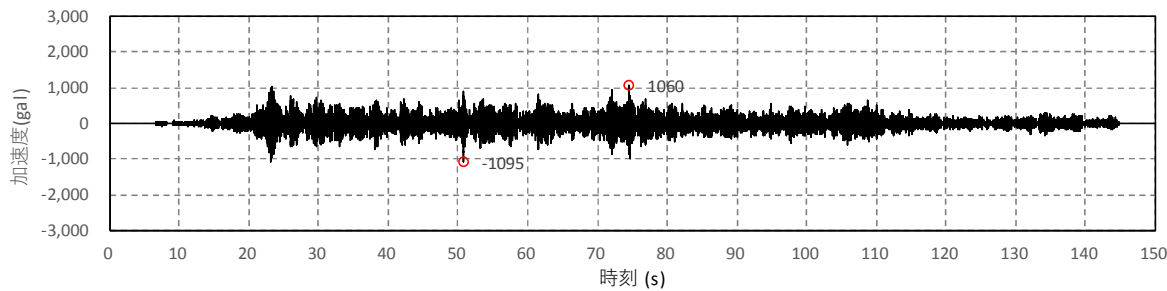
X方向



Y方向



Z方向



【鉛直変位時刻歴波形】

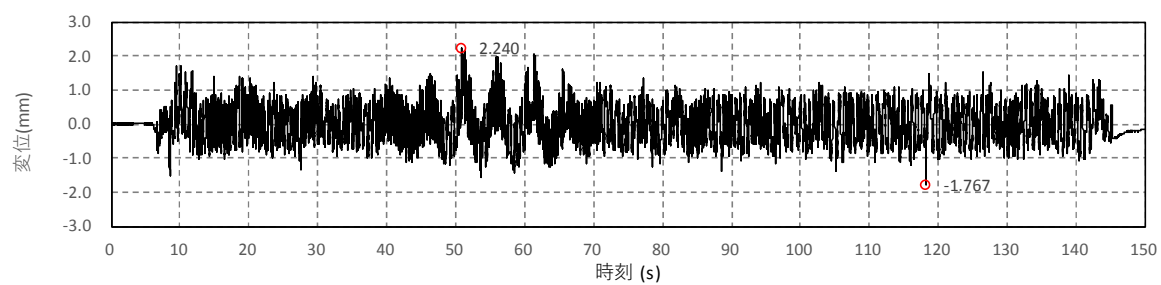


図-a DV-1 時刻歴波形

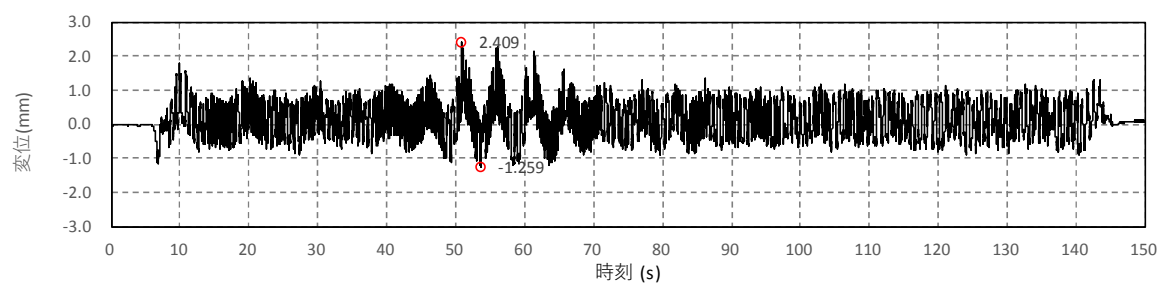


図-b DV-2 時刻歴波形

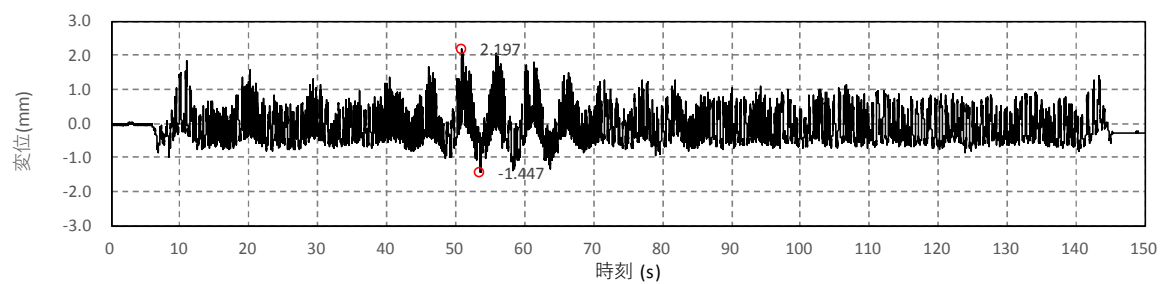


図-c DV-3 時刻歴波形

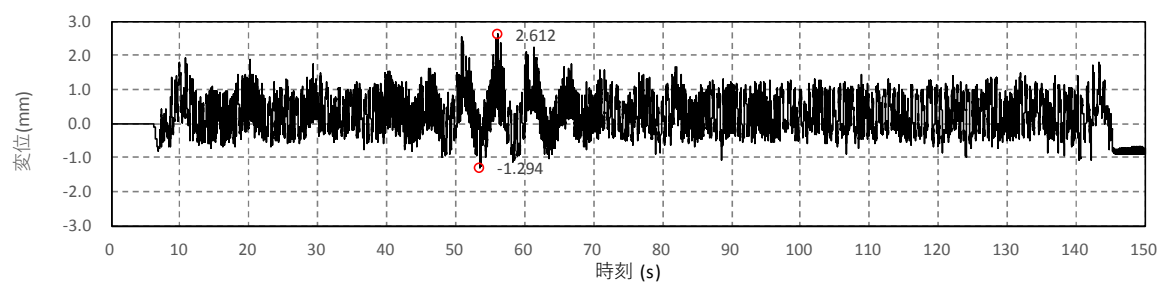


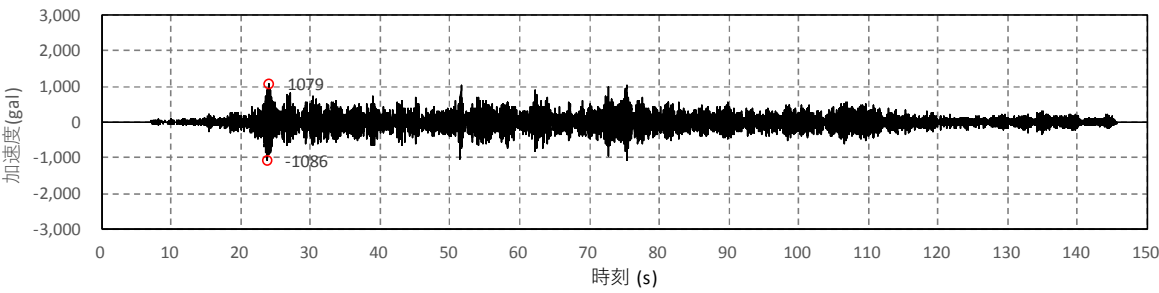
図-d DV-4 時刻歴波形

- ③鉛直（鋼製防護壁包絡波）
- a. 鉛直最大加速度（1 回目）

【振動台上応答加速度波形】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度（gal）	-257	79	-1086

Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

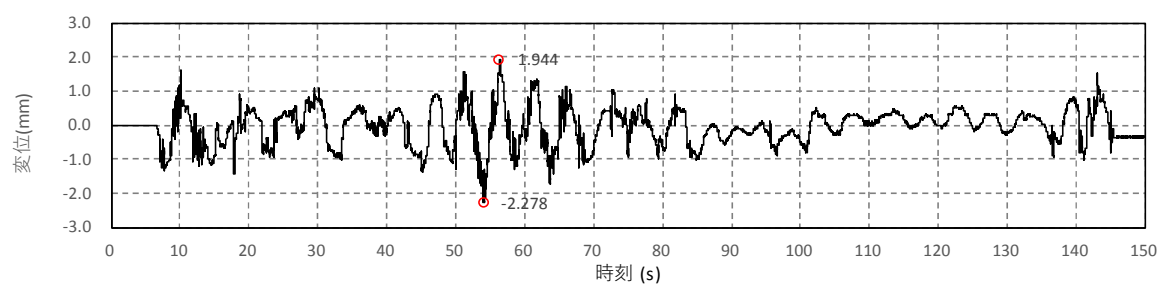


図-a DV-1 時刻歴波形

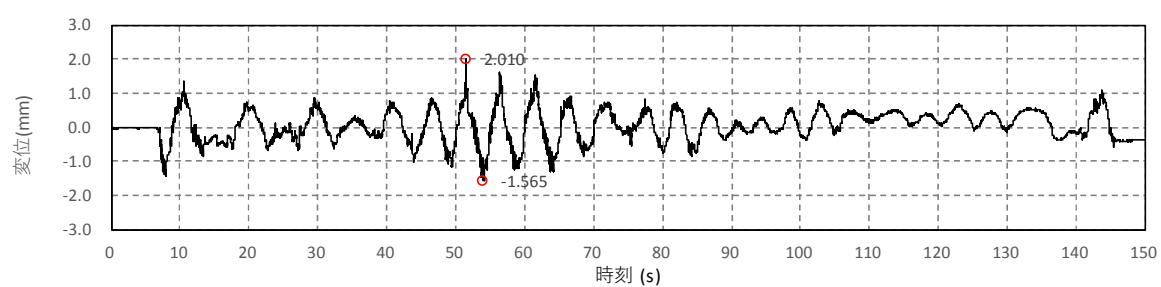


図-b DV-2 時刻歴波形

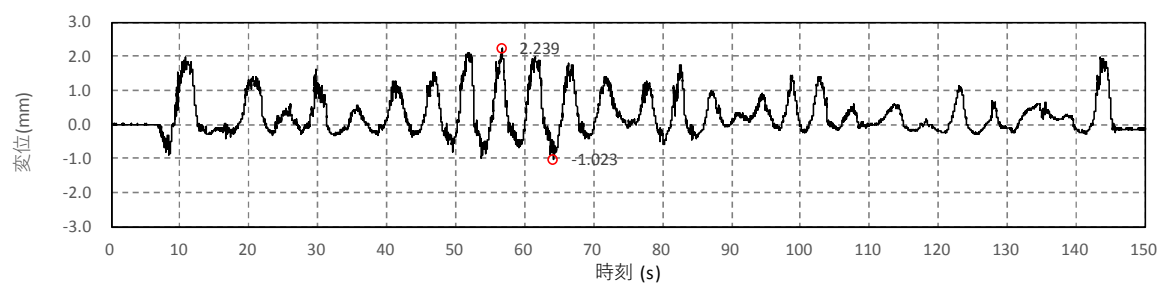


図-c DV-3 時刻歴波形

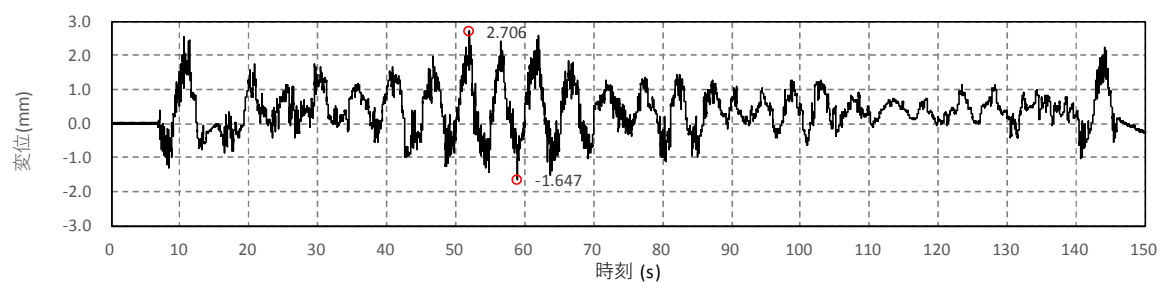


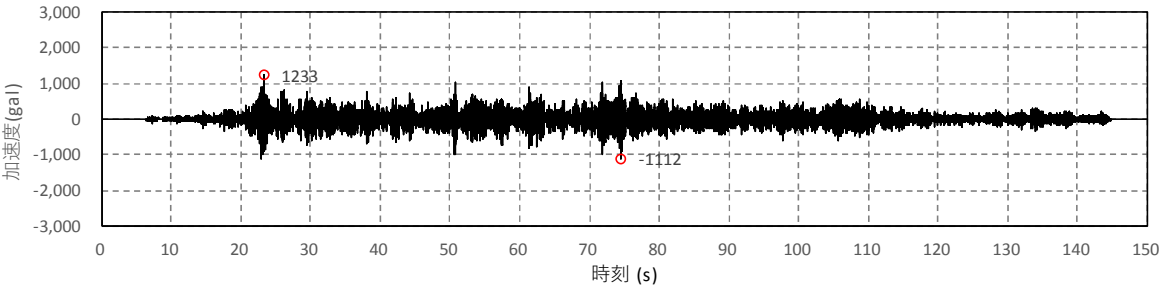
図-d DV-4 時刻歴波形

b. 鉛直最大加速度（2 回目）

【振動台上応答加速度波形】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度（gal）	-251	-80	1233

Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

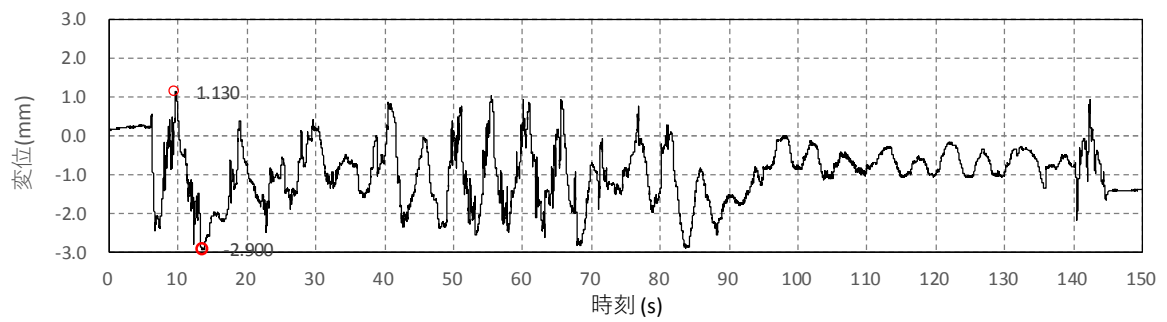


図-a DV-1 時刻歴波形

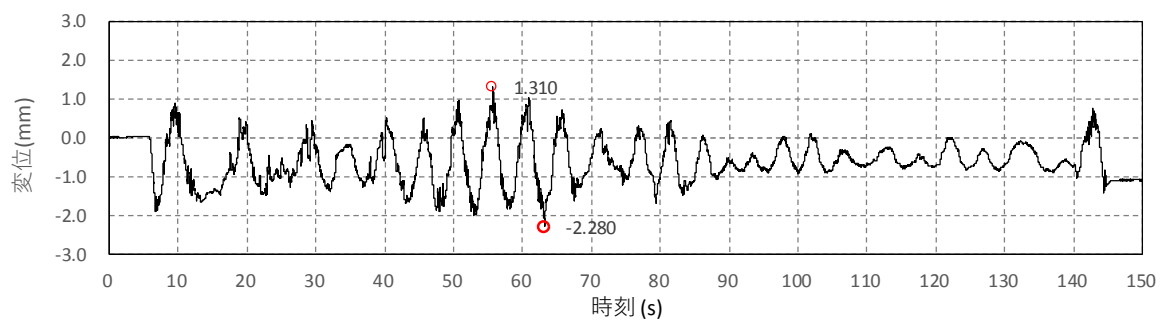


図-b DV-2 時刻歴波形

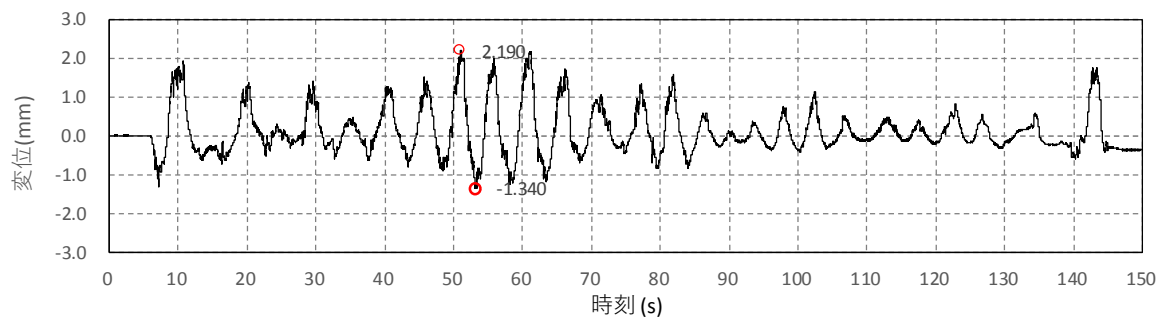


図-c DV-3 時刻歴波形

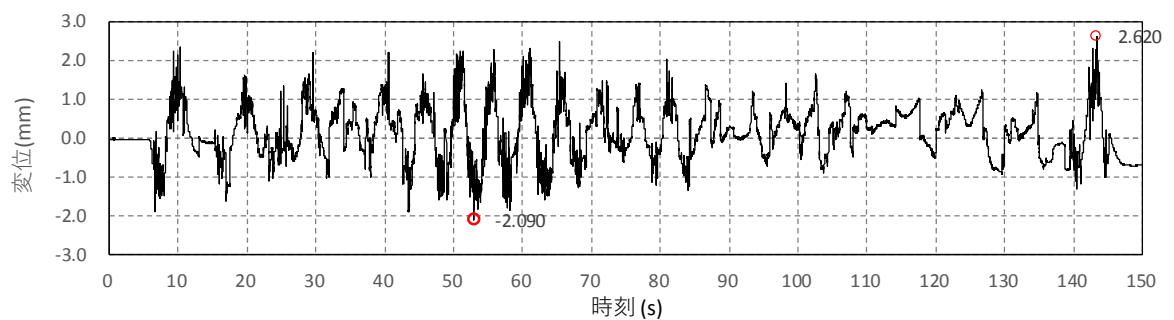


図-d DV-4 時刻歴波形

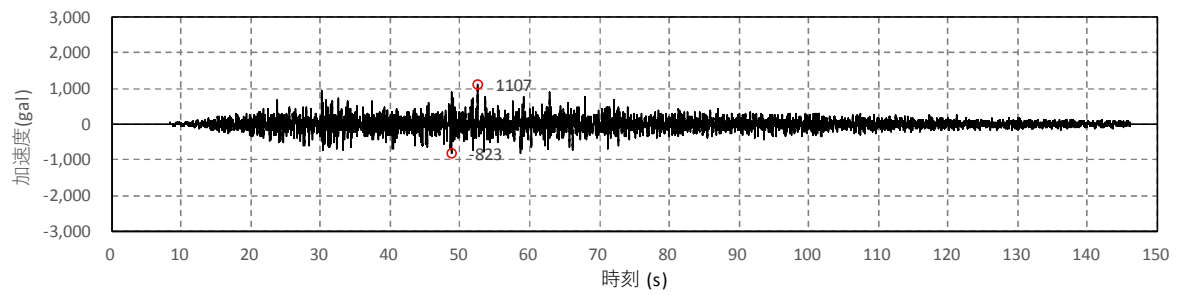
④鉛直（取水路包絡波）

a. 鉛直最大加速度（1 回目）

【振動台上応答加速度波形】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度 (gal)	60	101	1107

Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

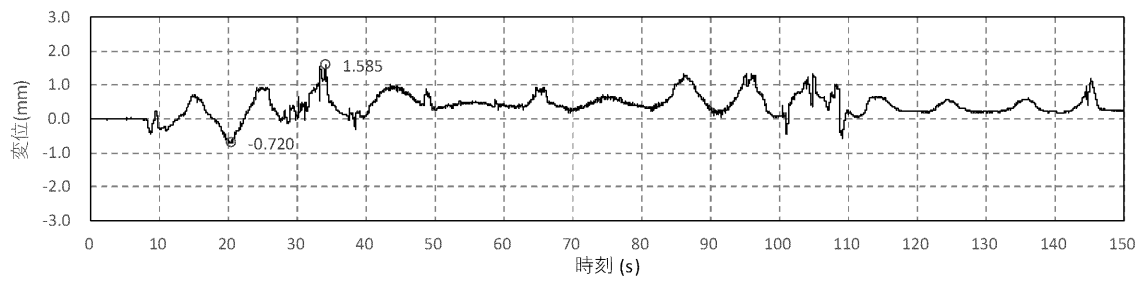


図-a DV-1 時刻歴波形

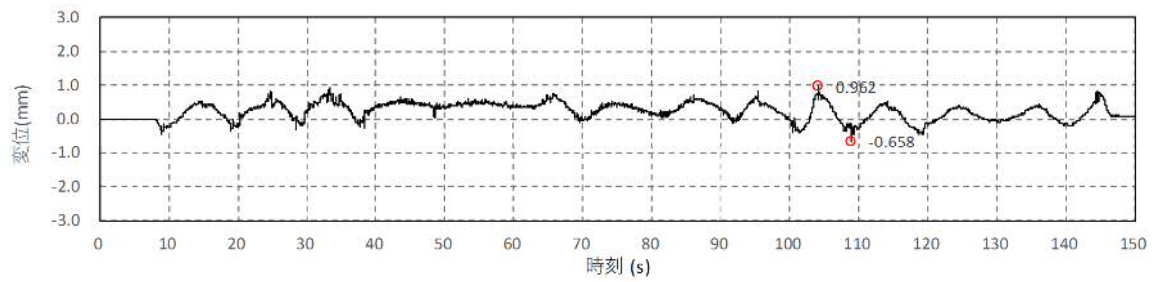


図-b DV-2 時刻歴波形

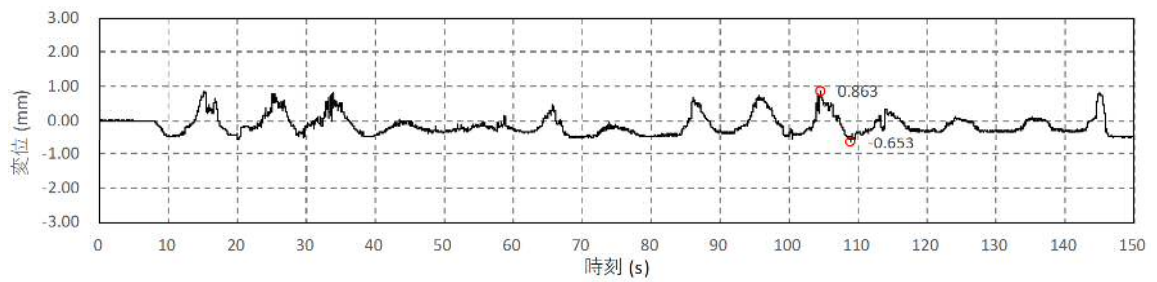


図-c DV-3 時刻歴波形

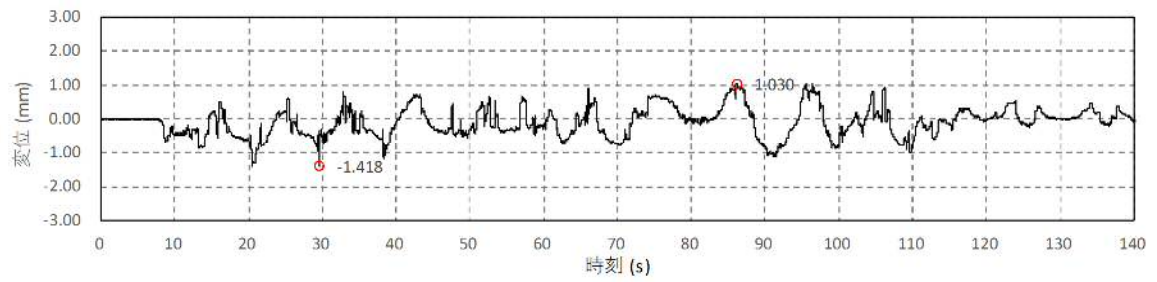


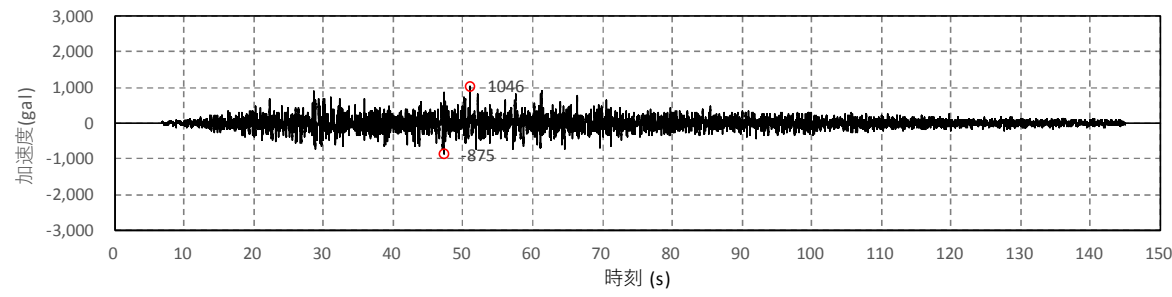
図-d DV-4 時刻歴波形

b. 鉛直最大加速度（2回目）

【振動台上応答加速度波形】

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度 (gal)	-54	65	1046

Z 方向



【鉛直変位時刻歴波形】

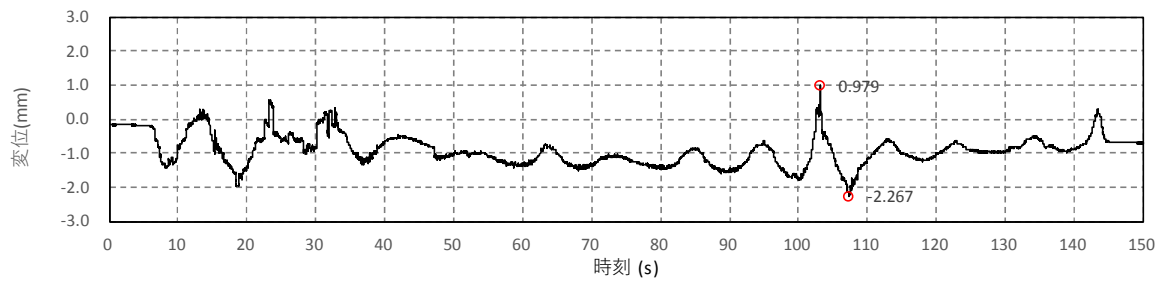


図-a DV-1 時刻歴波形

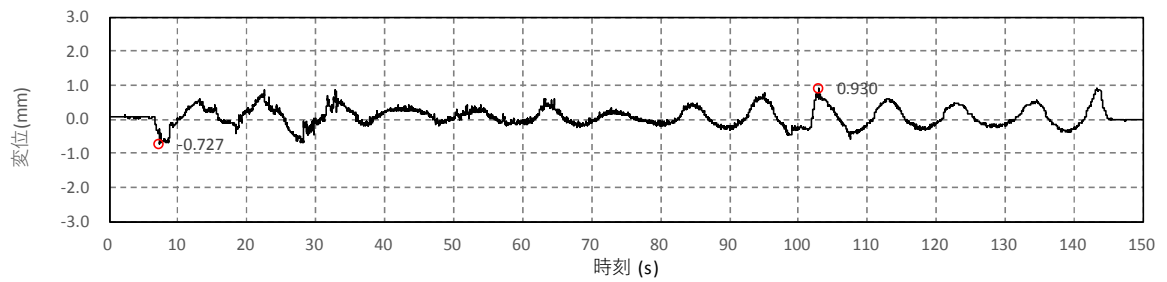


図-b DV-2 時刻歴波形

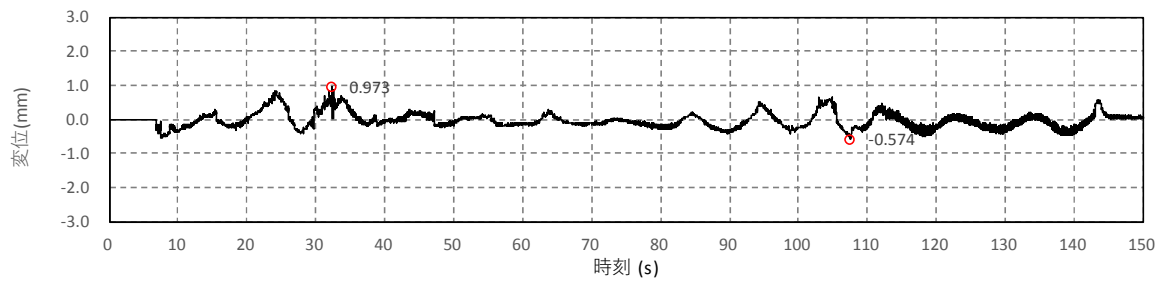


図-c DV-3 時刻歴波形

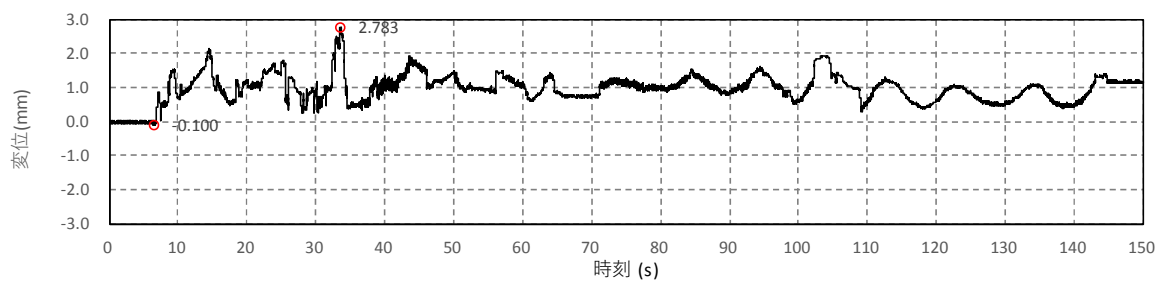


図-d DV-4 時刻歴波形

(2) 水密ゴムの外観状況

a. 各部位の水密ゴムの外観状況

摺動試験 2 回目の本震後の水密ゴム等の状況

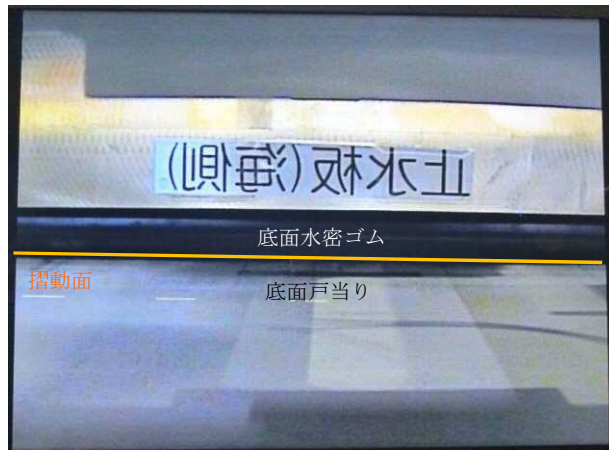


写真1 底面水密ゴムと底面戸当り
(海側より)

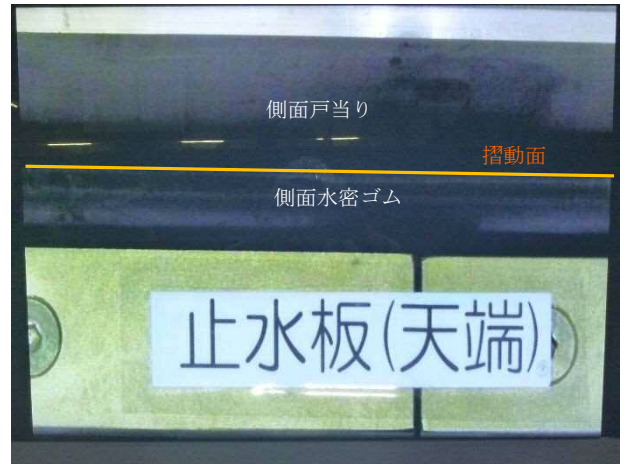


写真2 側面水密ゴムと側面戸当り
(海側より)

加振中における底面水密ゴム及び側面水密ゴムの噛み込みは画像から認められなかった。

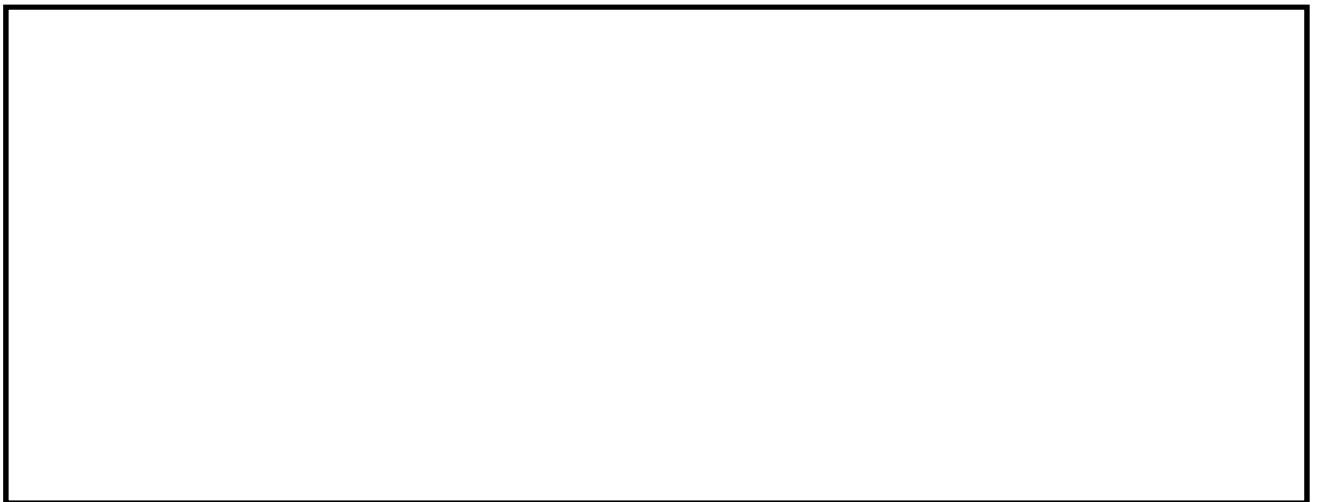


写真3 底面水密ゴムと底面戸当り
(陸側より)

写真4 止水板接続ゴム
(陸側より)

加振中における底面水密ゴム及び止水板接続ゴムの状況に画像から異常は認められなかった。



(上方側移に移動)



(中間位置)



(下方側に移動)

写真 5 加振時の止水板の挙動

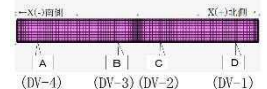
(3) 確認結果【本震時】

実証試験の本震時の結果、全てのケースにおいて止水板の追従性は良好であった。水密ゴムの噛み込みや破損等についても見られなかった。表4に実証試験結果を示す。水密ゴムの浮き上がり量については表5に示す。実証試験モデルの場合、実態に近い挙動は止水板接続部であることから表6に止水板接続部として整理し、全てのケースで3mm以下であることを確認した。実証試験モデルと実機モデルの検証については、6.1.3.3に示す。

表4 実証試験結果（1回目／2回目）

		①3方向 (X方向(堤軸)包絡波)	②3方向 (Y方向(堤軸直角)包絡波)	③鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	④鉛直 (取水路側包絡波)
止水板の地震時の追従性確認	◆止水板の動作に異常がなく、止水板としての機能が保持されていること。(浮き上がり、止水板の破損・損傷)	良好／良好	良好／良好	良好／良好	良好／良好
水密ゴムの健全性確認	◆水密ゴムの動作に異常がなく機能が保持されていること。 (噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗) ◆水密ゴムのライニングに異常がなく機能が保持されていること。(ライニングの破損、めくれ) 写真5参照	良好／良好	良好／良好	良好／良好	良好／良好
1次止水機構の構成部品の健全性確認	◆装置全体に異常がなく健全であること。 (試験装置、部材の変形、損傷、他) 写真5参照	良好／良好	良好／良好	良好／良好	良好／良好

表5 止水板の浮き上がり量（最大値の整理 (mm)）



			①3方向 (X方向(堤軸)包絡波)	②3方向 (Y方向(堤軸直角)包絡波)	③鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	④鉛直 (取水路側包絡波)
止水板の地震時の追従性確認	◆止水板の浮き上がり量 3mm 以下 3mm 以下の浮き上がりであれば水密ゴムは底面戸当りと接触状態 (図1参照)	1回目	2.23 (DV-1)	2.55 (DV-4)	2.71 (DV-4)	1.59 (DV-1)
		2回目	1.30 (DV-4)	2.61 (DV-4)	2.62 (DV-4)	2.78 (DV-4)

鉛直変位の最大値は、止水板の端部(DV-1, 4)が拘束されていないため浮き上がる傾向が認められた。

表6 止水板の浮き上がり量（止水板接続部 (mm)）

			①3方向 (X方向(堤軸)包絡波)	②3方向 (Y方向(堤軸直角)包絡波)	③鉛直 (鋼製防護壁包絡波)	④鉛直 (取水路側包絡波)
止水板の地震時の追従性確認	◆止水板の浮き上がり量 3mm 以下 3mm 以下の浮き上がりであれば水密ゴムは底面戸当りと接触状態 (図1参照)	1回目	1.69 (DV-2) 1.97 (DV-3)	2.40 (DV-2) 2.35 (DV-3)	2.01 (DV-2) 2.24 (DV-3)	0.96 (DV-2) 0.86 (DV-3)
		2回目	0.89 (DV-2) 0.77 (DV-3)	2.41 (DV-2) 2.20 (DV-3)	1.31 (DV-2) 2.19 (DV-3)	0.93 (DV-2) 0.97 (DV-3)

実態に近い止水板接続部については、数値に大きなばらつきもなく全ての状態で3mm以下であった。



底面水密ゴム



底面水密ゴム



側面水密ゴム



止水板接続ゴム

【1回目加振試験後（1回目加振試験供試材）】

- ◆底面・側面止水ゴムの亀裂・破損・摩耗，水密ゴムライニングの破損，めくれ等はなかった。
- ◆止水板接続の破損，底面・側面水密ゴムとの接続部の破損等は認められなかった。



底面水密ゴム



底面水密ゴム



底面水密ゴム



止水板接続ゴム

【2回目加振試験後（2回目加振試験供試材）】

- ◆底面・側面止水ゴムの亀裂・破損・摩耗，水密ゴムライニングの破損，めくれ等はなかった。
- ◆止水板接続の破損，底面・側面水密ゴムとの接続部の破損等は認められなかった。

写真 6 (1/2) 加振試験後における水密ゴムの点検結果



底面戸当り



側面戸当り



止水板コマ

【2回目加振試験後（1回目及び2回目共通加振試験供試材）】

- ◆底面・側面戸当り，止水板コマに摺動痕は認められるが，破損等の異常は認められなかった。
- ◆水密ゴム固定ボルトの緩み，脱落も認められなかった。

- ◆加振試験後に1次止水機構を取り外し，1次止水機構の構成部材の状態について確認した。底面戸当り，側面戸当り，止水板コマの点検結果を上記写真5に示す。
 - ①底面戸当り，側面戸当りに摺動痕が見られるものの，1次止水機構の機能を阻害するような破損等は認められなかった。
 - ②水密ゴムを固定する止水板コマの取り付けボルトの緩み，脱落等の異常は認められなかった。
- ◆以上より，1次止水機構の構成部材の地震時の健全性が保持できることが確認できた。今後，三次元動的解析等により，各主要部材に作用する応力等について評価を実施し，今回の実証試験結果と合わせて構造成立性について確認していく。

写真6（2/2） 加振試験後における水密ゴムの点検結果

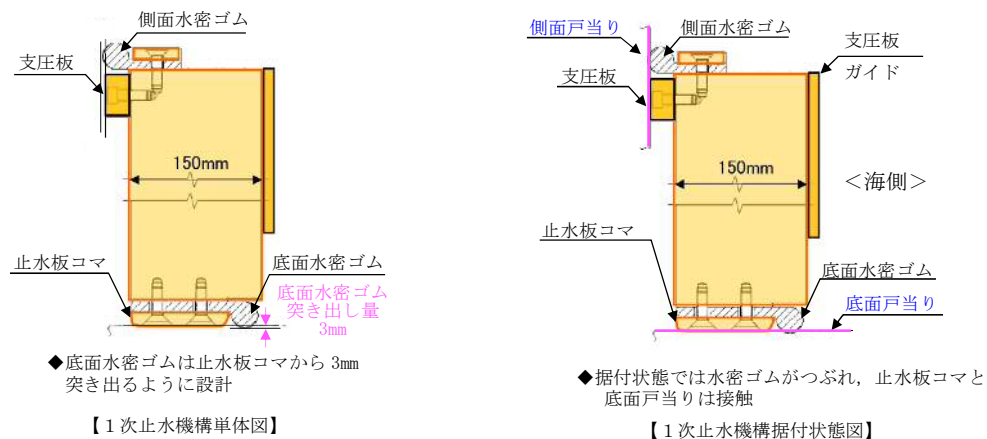


図1 底面，側面水密ゴムの単体及び据付け状況

(4) 実証試験結果と3次元動的解析（実証試験モデル）の検証について【本震時】

a. 実証試験及び3次元動的解析ケースの目的

実証試験は以下の4ケース（①～④）を実施した。各試験ケースの目的を示す。

検証ケースとして3方向加振試験の場合は，②の実証試験と3次元動的解析を実施し，鉛直方向については④の実証試験と3次元動的解析を実施する。表7に3次元動的解析及び実証試験ケースの目的を示す。

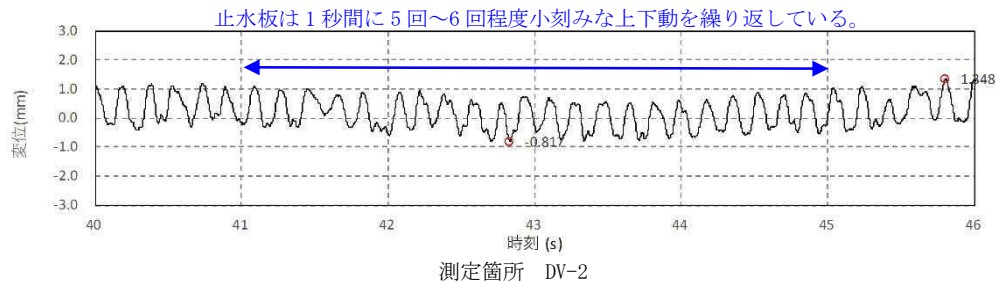
表7 実証試験及び3次元動的解析ケースの目的【本震時】

	実証試験のケース			3次元動的解析ケース		実証試験及び3次元動的解析ケースの目的
	X	Y	Z	実証試験	実機	
① 3方向 (X方向（堤軸） 包絡波)	1 G	3 G (X包絡 波)	1 G	○	○	【データ拡充】3方向データ ◆実証試験において，鋼製防護壁側の堤軸側の水平方向の包絡波を入力し止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。 ◆3次元動的解析における止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。
② 3方向 (Y方向（堤軸直 角）包絡波)	1 G	3 G (Y包絡 波)	1 G	○	○	【検証ケース】3方向データ（実機と同じ方向確認） ◆実証試験において鋼製防護壁側の堤軸直角側の水平方向の包絡波を入力し止水板の挙動を確認する。 ◆3次元動的解析については，実証試験と実証試験ケースの検証を行うとともに実機ケースモデルとの解析検証を行いモデルの妥当性についても確認する。
③ 鉛直 (鋼製防護壁包 絡波)	—	—	1 G	○	—	【データ拡充】鉛直方向データ ◆実証試験において鋼製防護壁側の鉛直方向の加速度（1G）を取水路側の鉛直方向に入力し，止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。 ◆3次元動的解析における止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。
④ 鉛直 (取水路側包絡 波)	—	—	波形 入力	○	○	【検証ケース】鉛直方向データ（実機と同じ方向確認） ◆実証試験において止水板の挙動は，鉛直方向からの慣性力が支配的と考えられることから本件をベースケースとした実証試験を実施し，鉛直からの変位量を計測する。実機と同じ方向で確認する。 ◆3次元動的解析については，実証試験と実証試験ケースの検証を行うとともに実機ケースモデルとの解析検証を行いモデルの妥当性についても確認する。

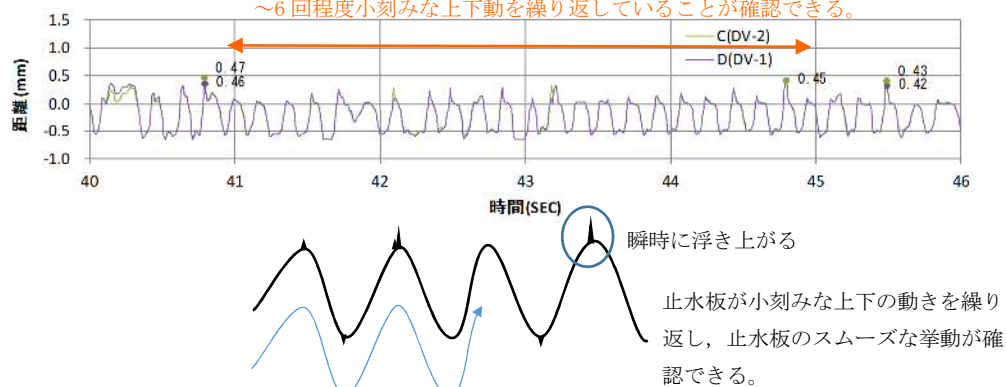
b. 実証試験と実証試験モデルとの検証（② 3 方向 Y 方向（堤軸直角）包絡波での検証）

止水板の挙動について、3 方向同時加振時の検証ケースとして「② 3 方向（堤軸直角） Y 方向包絡」について、実証試験で得られた鉛直変位の結果と実証試験モデルの解析結果から得られた検証結果を以下に示す。

【実証試験結果】



【3 次元動的解析結果】 三次元動的解析も実証試験結果と同様に、止水板が 1 秒間に 5 回～6 回程度小刻みな上下動を繰り返していることが確認できる。



止水板の鉛直変位の模式図（3 方向加振）

< 検証結果 >

◆ 3 方向同時入力による「実証試験結果」, 「実証試験装置モデルによる三次元動的解析結果」及び「実機設計モデルによる三次元動的解析結果」における止水板の鉛直変位量を比較した。

- ① 「実証試験」及び「実証試験装置モデルによる三次元動的解析結果」を比較すると、鉛直変位量に差があるものも、止水板は 1 秒間に 5～6 回程度の小刻みな上下動を繰り返している。
- ② 「実証試験装置モデルによる三次元動的解析結果」と「実機モデルによる三次元動的解析結果」を比較すると、鉛直変位が生じるタイミング（1 秒間に 5～6 回程度の小刻みな上下動も同じ）及び鉛直変位量とも良く一致している。
- ③ それぞれ結果とも、止水板は動作途中で固着（引っ掛かり）するような異常な挙動は見られない。

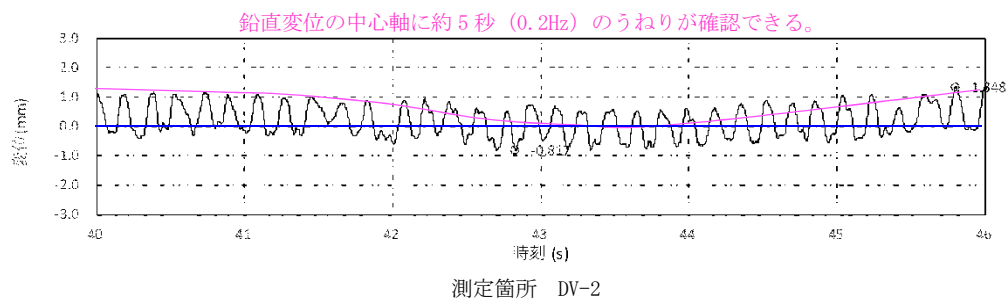
◆ 以上のとおり、三次元動的解析は「実証試験結果」をよく再現できていることから、解析の信頼性は確認できたものと考えられる。このため、実機止水板の地震時の追従性評価への三次元動的解析の適用は問題ないと判断される。

<考 察>

◆実証試験装置モデル及び実機設計モデルによる三次元動的解析結果には見られない鉛直変位量の中心軸のうねりが確認される。うねりの原因については、「6.1.3.5 実証試験結果と三次元動的解析結果における評価について」に示す。

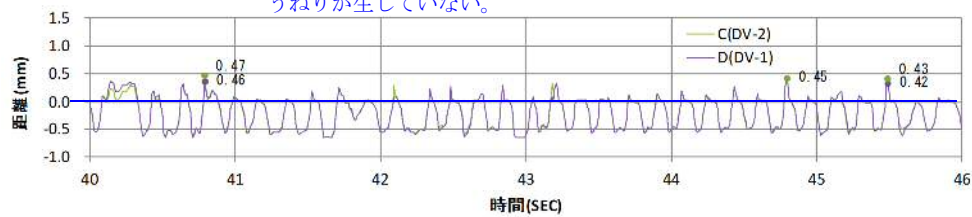
一方、実証試験装置モデルによる三次元動的解析は、加振台のみが振動する条件になっているため、実証試験のような中心軸のうねりが生じていないものと推定される。

【実証試験結果】



【三次元動的解析】

実証試験モデルには加振台の条件になっていないため中心軸のうねりが生じていない。



c. 止水板の上下の挙動について

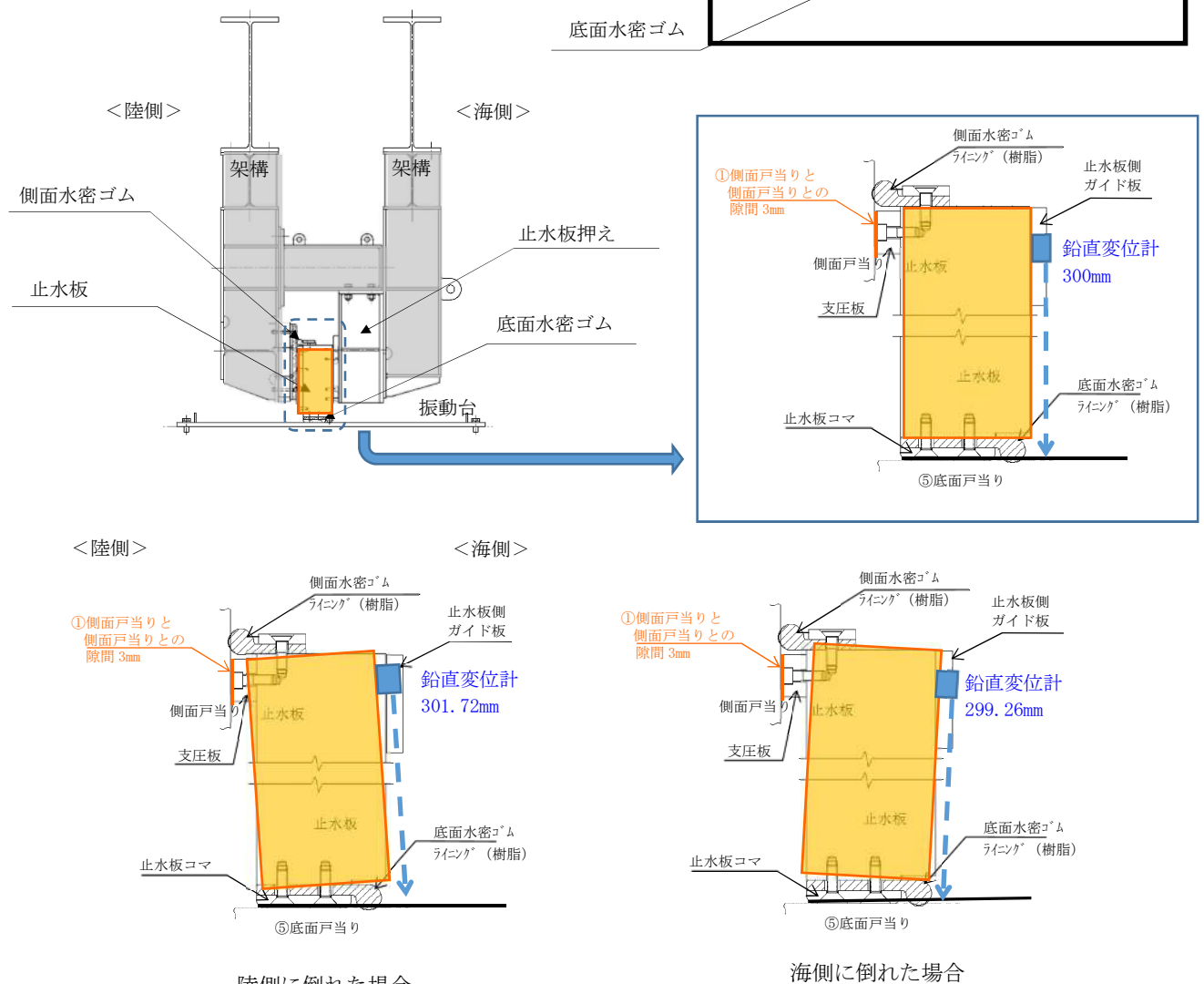
b 項 c 項の特徴にてみられる止水板の上下の挙動について

止水板と側面戸当りとの間には 3mm の隙間を施工上設けており 3mm の隙間による止水板の傾きが鉛直変位に影響していると思われる。

以下は図面寸法による算出結果を示す。

◆通常状態 300mm

- ・陸側に傾いた場合 301.72mm (+1.72mm)
- ・海側に傾いた場合 299.26mm (-0.74mm)



陸側に倒れた場合

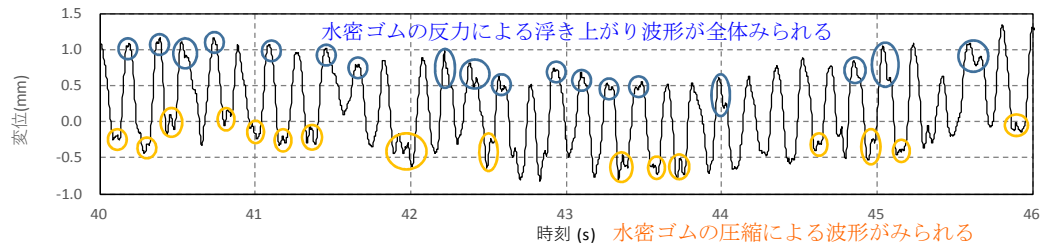
海側に倒れた場合

止水板の傾きにより鉛直変位量にはわずかな上下の傾きが常に発生している。そのため、止水板の浮き上がり量が 3mm 以下を水密ゴムの接触状態として判断しているが、仮に 3mm 以上のわずかな浮き上がりが発生したとしても、止水板の鉛直変位量には上記の寸法が含まれた数値となり、水密機能に影響を与えるものではない。

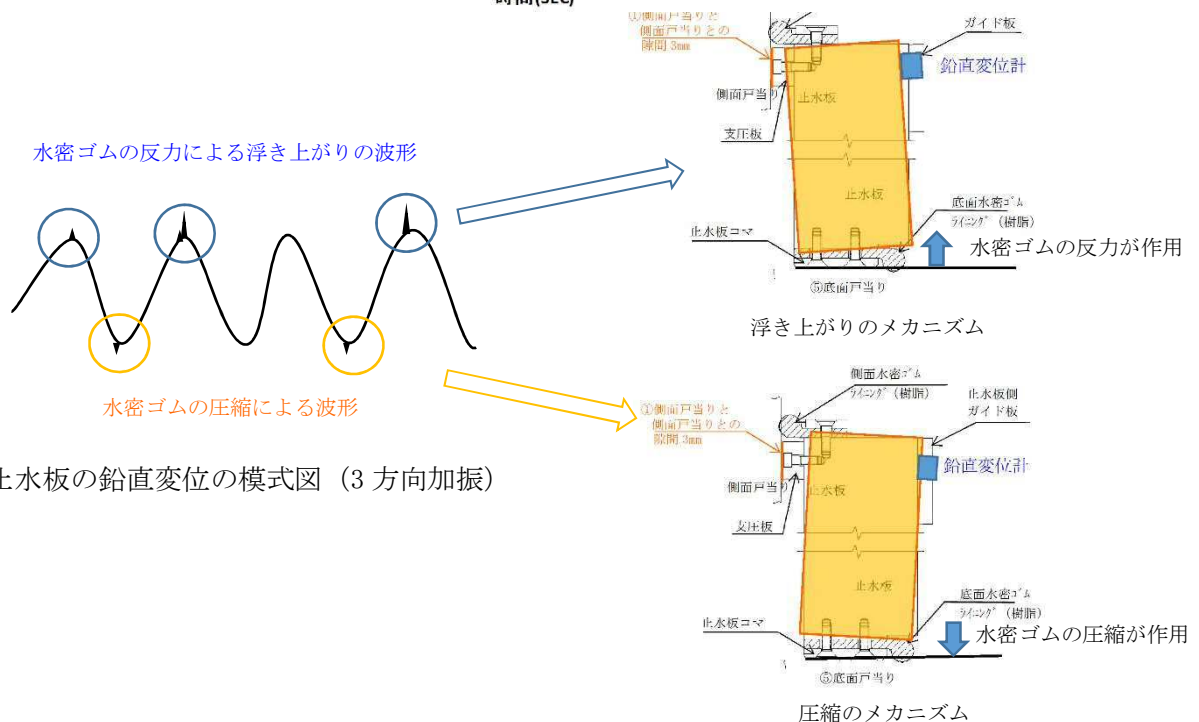
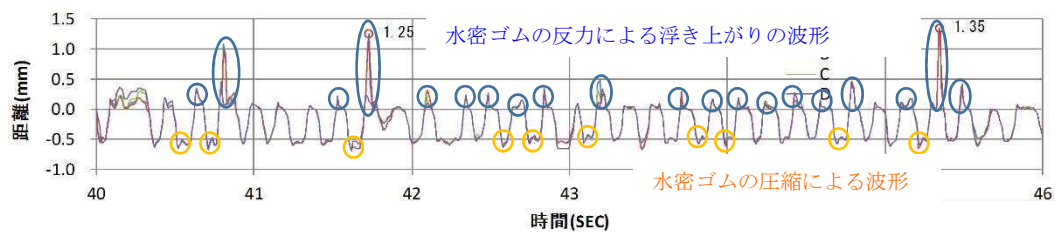
d. 水密ゴムの浮き上がりと圧縮による挙動について

止水板の鉛直変位の上下挙動の動きに合わせ、水密ゴムの反力による浮き上がりと圧縮による波形が見られる。ここでは、水密ゴムの浮き上がりと圧縮の挙動について分析する。底面水密ゴムに設置している水密ゴムは、常時 3mm 圧縮した状態で設置している（図 1 参照）。そのため、止水板の上下挙動に合わせ、水密ゴムの反力及び圧縮による影響が鉛直変位の波形に表れている。

<実証試験> 3 方向鉛直変位



<3次元動的解析> 3 方向鉛直変位



止水板の鉛直変位の模式図（3 方向加振）

浮き上がる波形の大小については、その時の振動台の入力加速度や方向、振動する固有周波数に左右され瞬時に大きく浮き上がる時と微小なときが存在すると考えられ、大小さまざまな波形が認められる。圧縮側についてはほぼ同じ圧縮量のため波形の大きさに同じ大きさのものが多く傾向にある。

5. 実証試験結果【余震時】

(1) 振動試験結果の波形

①3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）

a. 鉛直最大変位（1 回目）

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度 (gal)	-984	-2112	1038

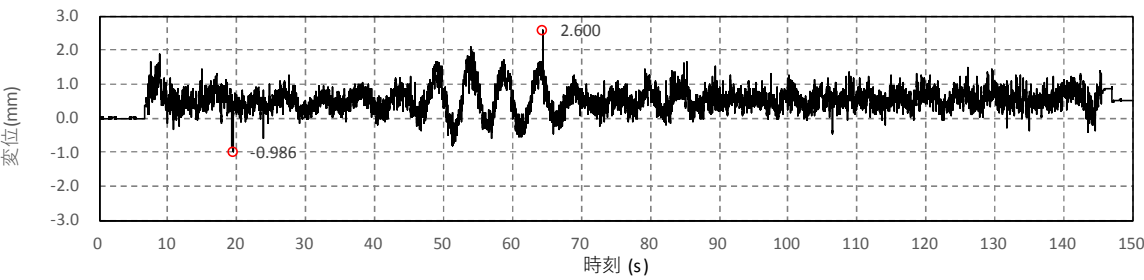


図-a DV-1 時刻歴波形

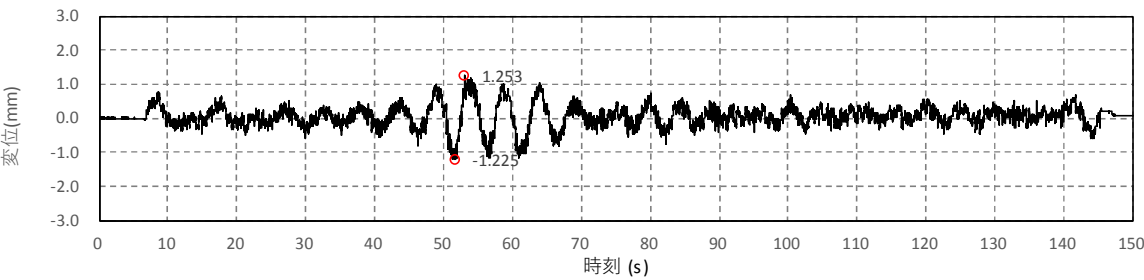


図-b DV-2 時刻歴波形

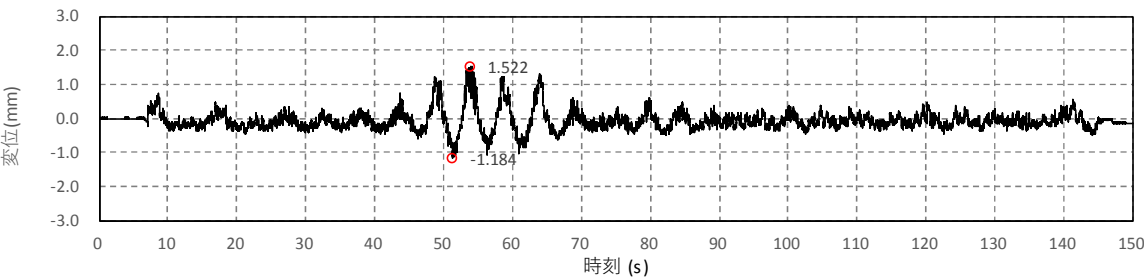


図-c DV-3 時刻歴波形

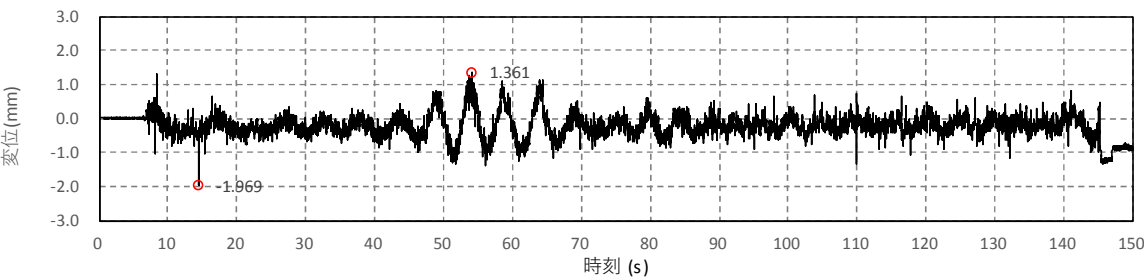


図-d DV-4 時刻歴波形

b. 鉛直最大変位（2回目）

	X方向	Y方向	Z方向
振動台入力加速度（gal）	-988	-2087	1075

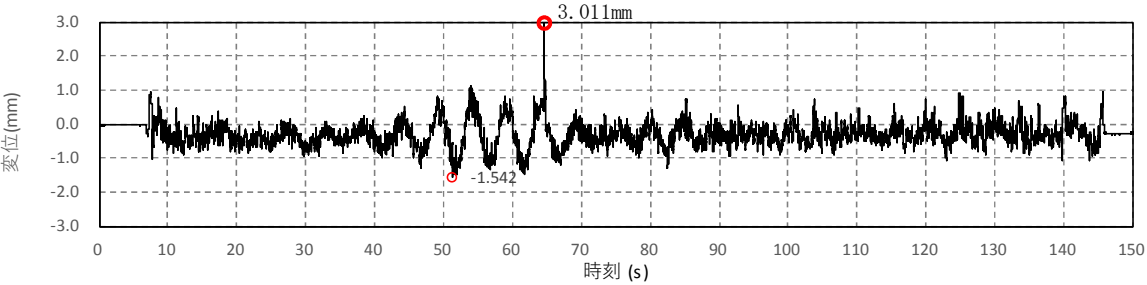


図-a DV-1 時刻歴波形

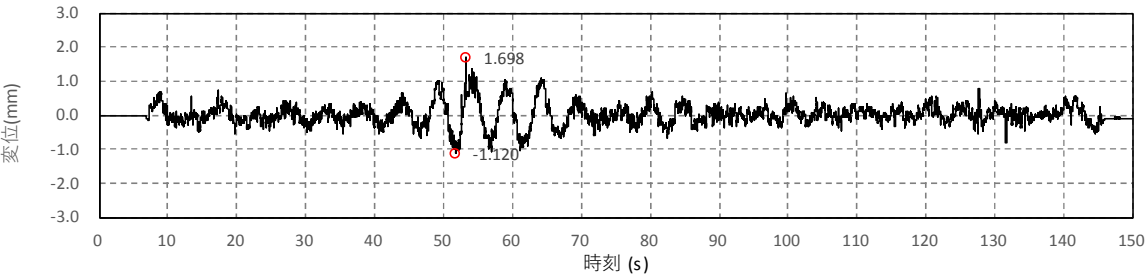


図-b DV-2 時刻歴波形

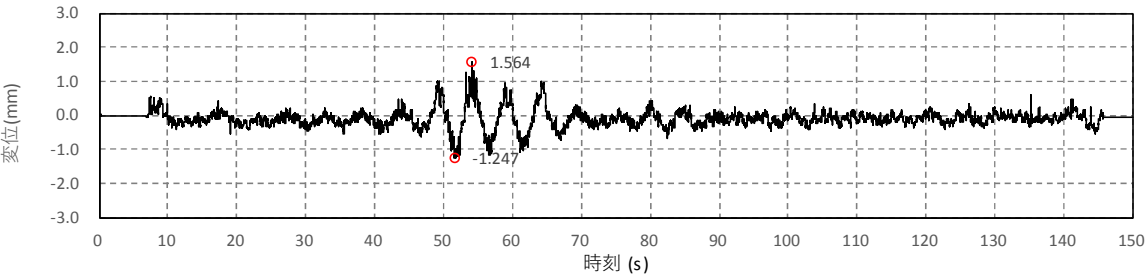


図-c DV-3 時刻歴波形

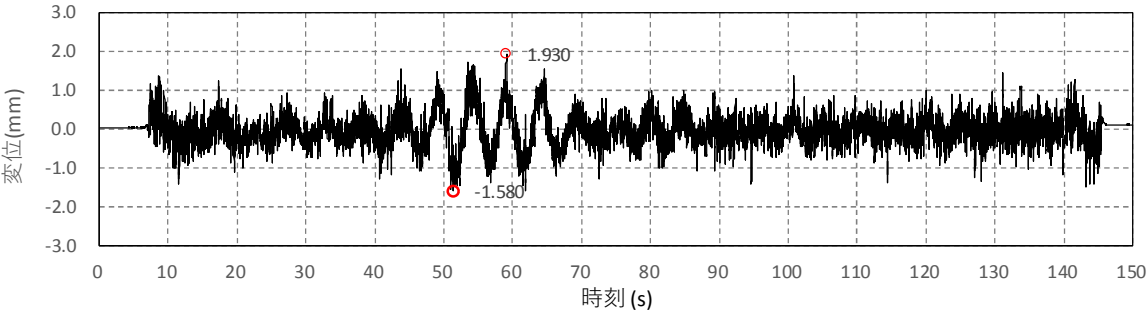


図-d DV-4 時刻歴波形

②鉛直（鋼製防護壁波形入力）

a. 鉛直最大変位（1回目）

	X方向	Y方向	Z方向
振動台入力加速度（gal）	-62	108	1082

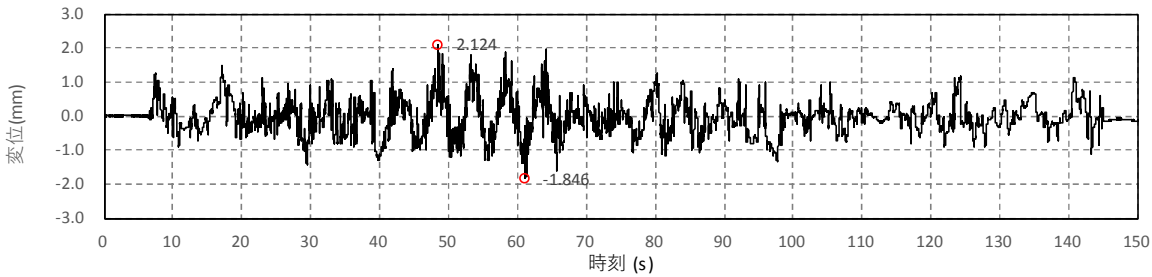


図-a DV-1 時刻歴波形

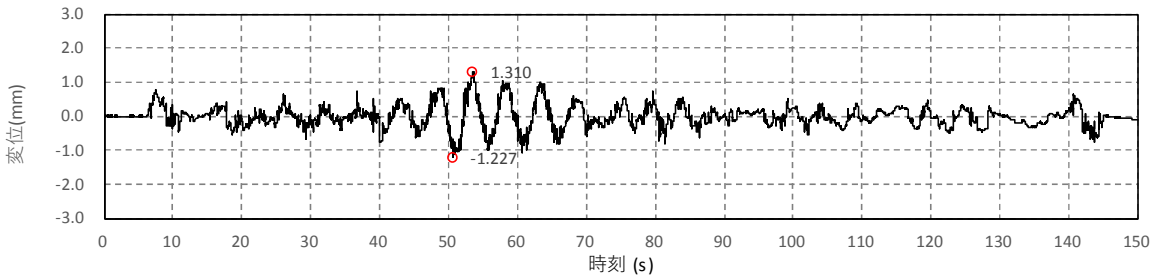


図-b DV-2 時刻歴波形

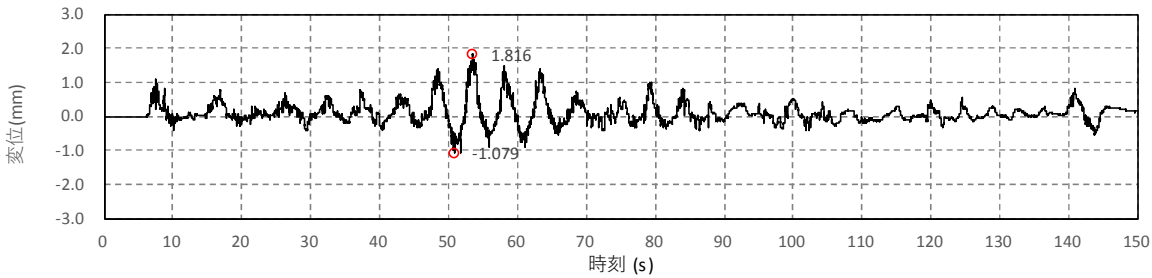


図-c DV-3 時刻歴波形

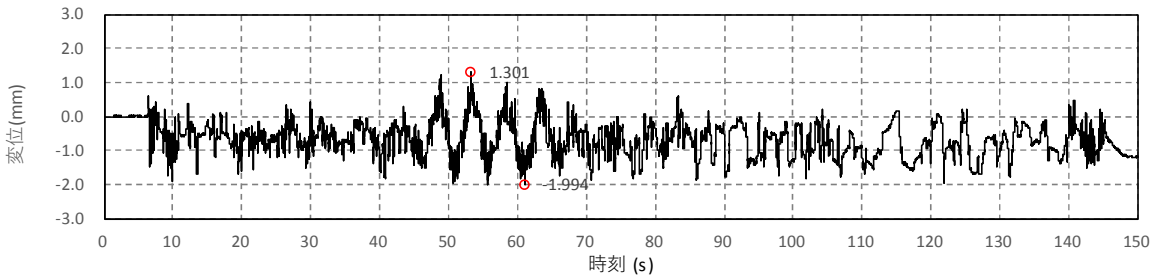


図-d DV-4 時刻歴波形

b. 鉛直最大変位（2 回目）

	X 方向	Y 方向	Z 方向
振動台入力加速度（gal）	-64	119	1046

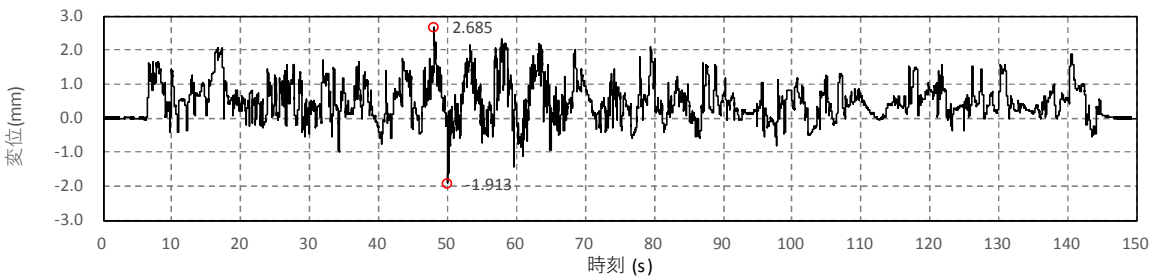


図-a DV-1 時刻歴波形

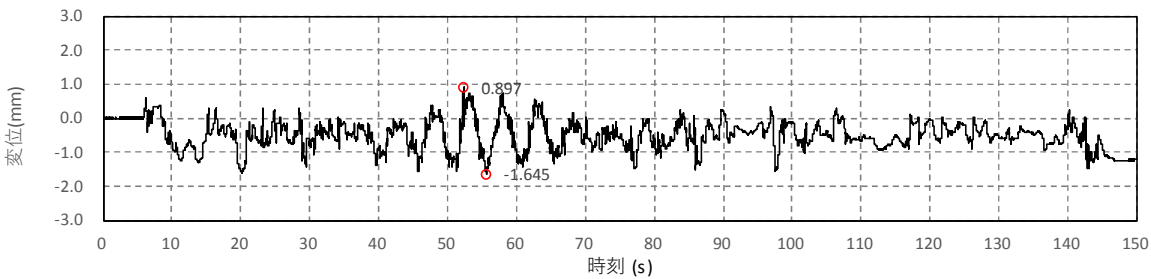


図-b DV-2 時刻歴波形

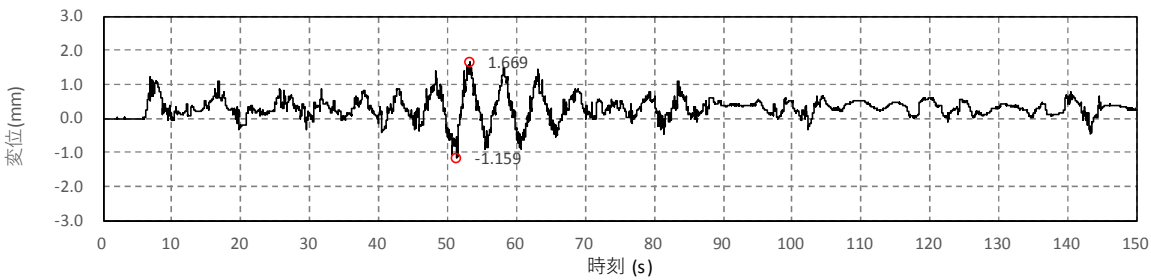


図-c DV-3 時刻歴波形

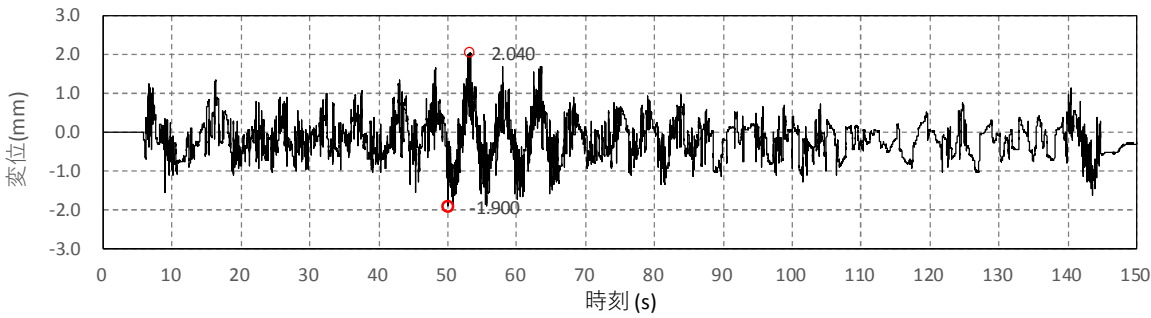


図-d DV-4 時刻歴波形

③鉛直（取水路波形入力）

a. 鉛直最大変位（1回目）

	X方向	Y方向	Z方向
振動台入力加速度（gal）	-33	49	-572

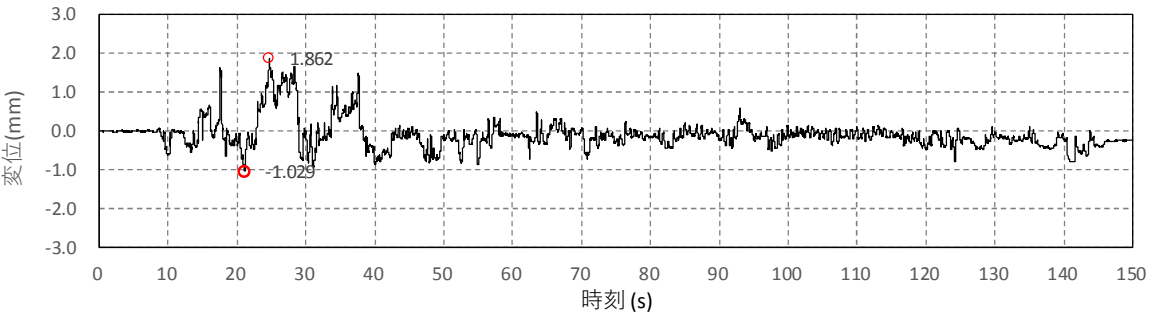


図-a DV-1 時刻歴波形

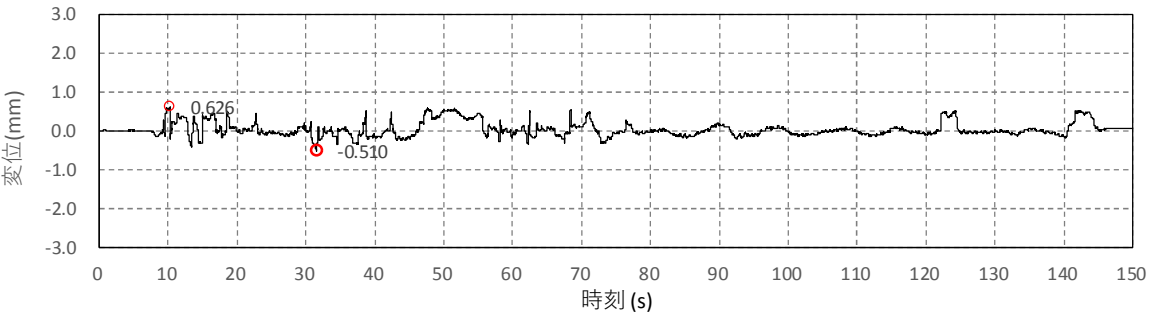


図-b DV-2 時刻歴波形

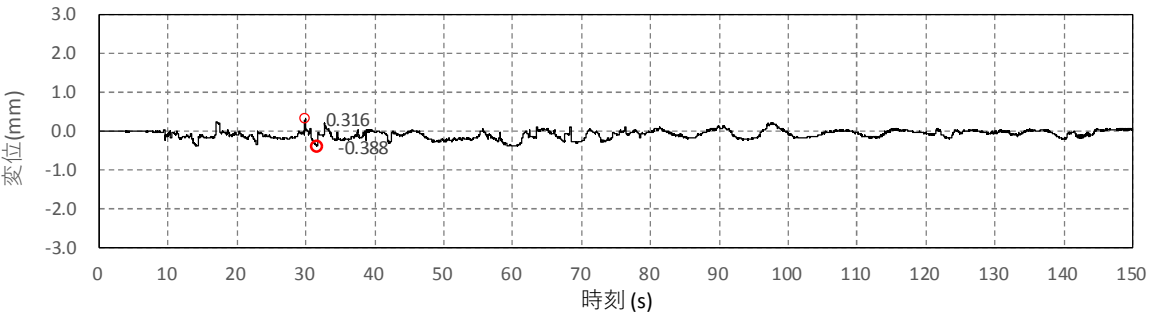


図-c DV-3 時刻歴波形

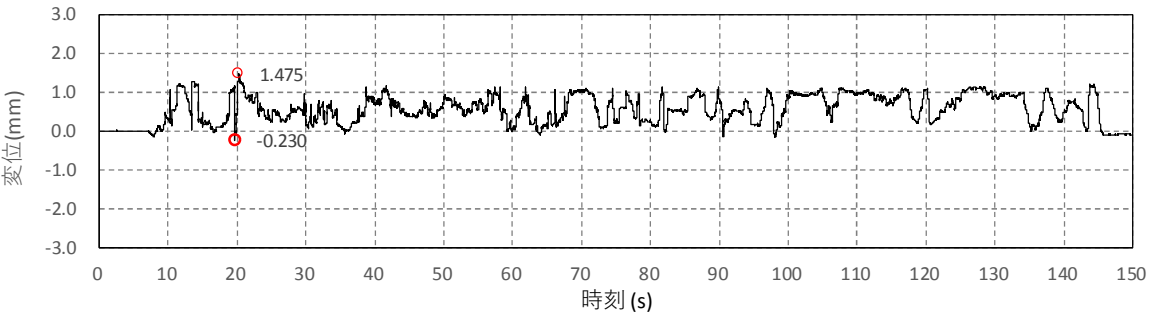


図-d DV-4 時刻歴波形

b. 鉛直最大変位（1回目）

	X方向	Y方向	Z方向
振動台入力加速度（gal）	30	-50	-558

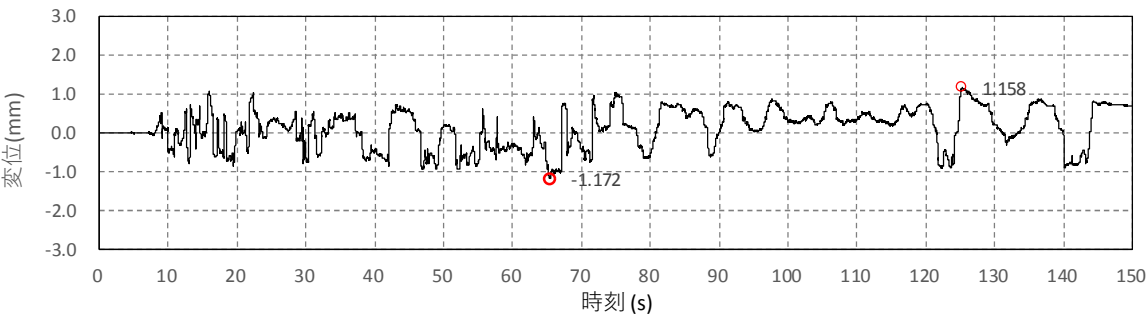


図-a DV-1 時刻歴波形

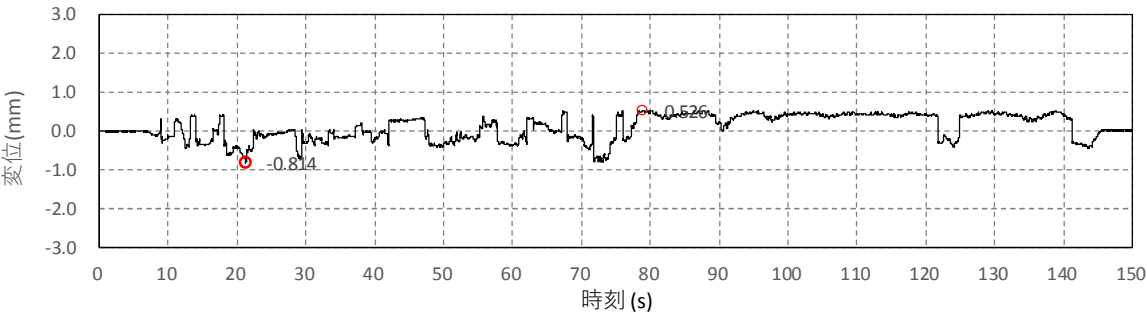


図-b DV-2 時刻歴波形

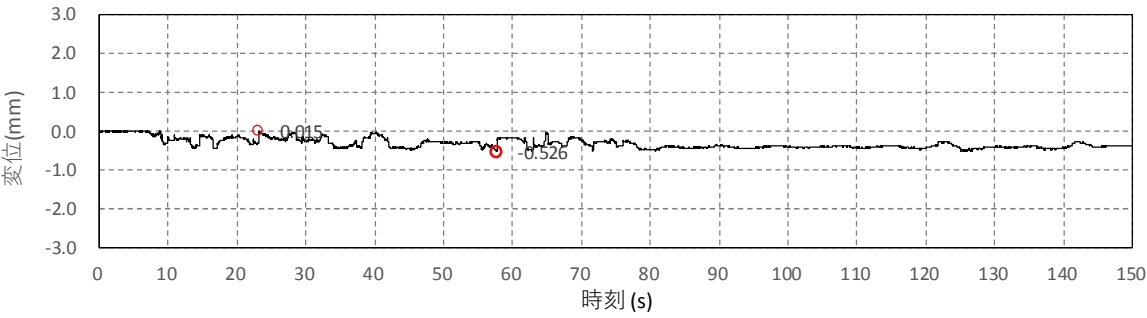


図-c DV-3 時刻歴波形

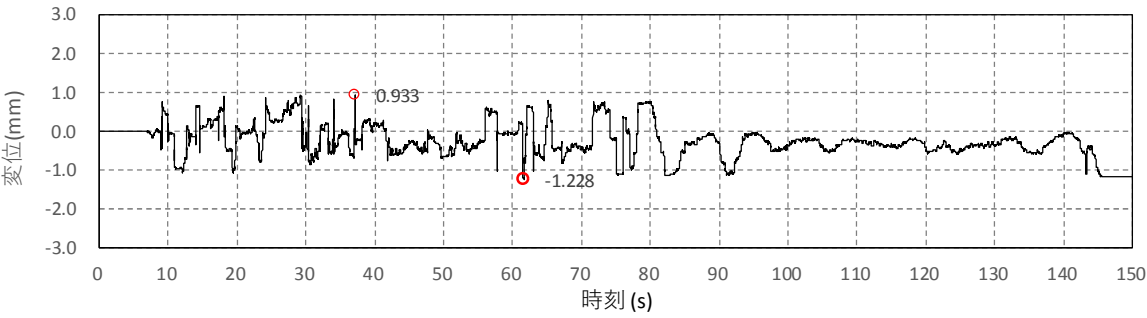


図-d DV-4 時刻歴波形

(2) 確認結果【余震時】

実証試験の余震時の結果、全てのケースにおいて止水板の追従性は良好であった。水密ゴムの噛み込みや破損等についても見られなかった。表 8 に実証試験結果を示す。水密ゴムの浮き上がり量については表 9 に示す。最大値で 1 箇所 3mm を 0.01mm 上回る箇所が認められた。実証試験モデルの場合、実態に近い挙動は止水板接続部であることから表 10 に止水板接続部として整理し、全てのケースで 3mm 以下であることを確認した。(実証試験モデルと実機モデルの検証については、6.1.3 に示す。)

表 8 実証試験結果 (1 回目/2 回目)

		① 3 方向 (Y 方向 (堤軸直 角) 包絡波)	②鉛直 (鋼製防護壁波形 入力)	③鉛直 (取水路側包絡波)
止水板の地震 時の追従性確 認	◆止水板の動作に異常がなく、止水板としての機能が保持されていること。(浮き上がり、止水板の破損・損傷)	良好/良好	良好/良好	良好/良好
水密ゴムの健全 性確認	◆水密ゴムの動作に異常がなく機能が保持されていること。 (噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗) ◆水密ゴムのライニングに異常がなく機能が保持されていること。(ライニングの破損、めくれ)※	良好/良好	良好/良好	良好/良好
1 次止水機構 の構成部品の 健全性確認	◆装置全体に異常がなく健全であること。 (試験装置、部材の変形、損傷、他)	良好/良好	良好/良好	良好/良好

※詳細については、試験終了後に確認

表 9 止水板の浮き上がり量 (最大値 (mm))

			① 3 方向 (Y 方向 (堤軸直 角) 包絡波)	②鉛直 (鋼製防護壁波形 入力)	③鉛直 (取水路側包絡波)
止水板の地震時の追従性確認	◆止水板の浮き上がり量 3mm 以下 3mm 以下の浮き上がりであれば水密ゴムは底面戸当りと接触状態 (図 1 参照)	1 回目	2.60 (DV-1)	2.12 (DV-1)	1.86 (DV-1)
		2 回目	3.01※ (DV-1)	2.69 (DV-1)	1.16 (DV-1)

鉛直変位の最大値は、止水板の端部 (DV-1, 4) が拘束されていないため浮き上がる傾向が認められた。

※：浮き上がり量 3mm に対し 0.01mm 上回った。

表 10 止水板の浮き上がり量 (止水板接続部 (mm))

			①3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波)	②鉛直 (鋼製防護壁波形 入力)	③鉛直 (取水路側包絡波)
止水板の地震時の追従性確認	◆止水板の浮き上がり量 3mm 以下 3mm 以下の浮き上がりであれば水密ゴムは底面戸当りと接触状態 (図 1 参照)	1 回目	1.25 (DV-2) 1.52 (DV-3)	1.31 (DV-2) 1.82 (DV-3)	0.63 (DV-2) 0.32 (DV-3)
		2 回目	1.70 (DV-2) 1.56 (DV-3)	0.90 (DV-2) 1.67 (DV-3)	0.53 (DV-2) 0.02 (DV-3)

実態に近い止水板接続部については、数値に大きなばらつきもなく全ての状態で 3mm 以下であった。

表 9 の①3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波) の 0.01mm 浮き上がりのケースの場合についても良好な結果であった。

(3) 実証試験結果と3次元動的解析（実証試験モデル）の検証について【余震時】

a. 実証試験及び3次元動的解析ケースの目的

実証試験は以下の3ケース（①～③）を実施した。各試験ケースの目的を示す。

検証ケースとして3方向加振試験の場合は，①の実証試験と3次元動的解析を実施し，鉛直方向については③の実証試験と3次元動的解析を実施する。表11に実証試験及び3次元動的解析ケースの目的を示す。

表11 実証試験及び3次元動的解析ケースの目的

	実証試験のケース			3次元動的解析ケース		実証試験及び3次元動的解析ケースの目的
	X	Y	Z	実証試験	実機	
①3方向 (Y方向（堤軸直角）包絡波)	1 G	2 G (Y包絡波)	1 G	○	○	【検証ケース】3方向データ（実機と同じ方向確認） ◆実証試験において鋼製防護壁側の堤軸直角側の水平方向の包絡波を入力し止水板の挙動を確認する。 ◆3次元動的解析については，実証試験と実証試験ケースの検証を行うとともに実機ケースモデルとの解析検証を行いモデルの妥当性についても確認する。
②鉛直 (鋼製防護壁波形入力)	—	—	1 G	○	—	【データ拡充】鉛直方向データ ◆実証試験において鋼製防護壁側の鉛直方向の加速度（1G）を取水路側の鉛直方向に入力し，止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。 ◆3次元動的解析における止水板の挙動をデータ拡充の観点から確認する。
③鉛直 (取水路側波形入寮)	—	—	波形入力	○	○	【検証ケース】鉛直方向データ（実機と同じ方向確認） ◆実証試験において止水板の挙動は，鉛直方向からの慣性力が支配的と考えられることから本件をベースケースとした実証試験を実施し，鉛直からの変位量を計測する。実機と同じ方向で確認する。 ◆3次元動的解析については，実証試験と実証試験ケースの検証を行うとともに実機ケースモデルとの解析検証を行いモデルの妥当性についても確認する。

実証試験と実証試験モデルとの検証（3方向及び鉛直方向）については解析結果確認後に検証する。

b. 実証試験と実証試験モデルとの検証について

実証試験と実証試験モデルとの検証について、3方向及び鉛直方向の挙動について、検証する。図2に検証結果の比較を示す。

<止水板の挙動>

止水板の挙動について、実証試験及び三次元動的解析の結果、止水板の横断方向に前後の動きを繰り返している。また、実証試験は振動台のピッチングの影響(0.2Hz)のため僅かにうねりがあるが、三次元動的解析とよく似た挙動を示している結果となった。

<止水板の浮き上がり量>

実証試験及び三次元動的解析値の浮き上がり量は、1mm前後の変位量であり、突出する大きな浮き上がり量はなく、実証試験と三次元動的解析の結果は、よく一致した結果が得られた。

各ケースにおける浮き上がり量は、以下のとおり。

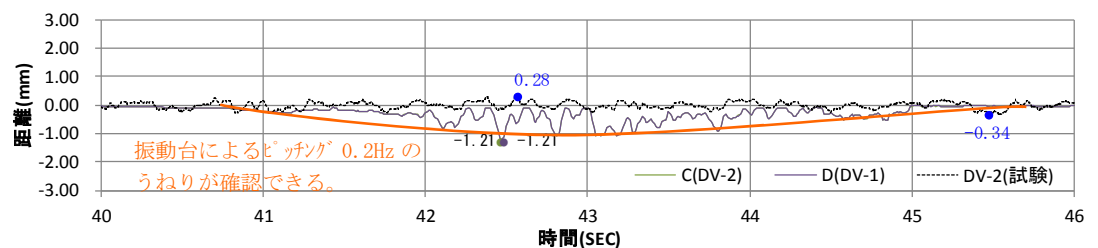
	実証試験 (mm)	三次元動的解析 (mm)
3方向同時	0.338	1.21
鉛直方向	0.436	0.11

<検証結果>

余震時においては、津波荷重を考慮する必要があることから、実証試験ではロードセルによる模擬の荷重を与えた。また三次元動的解析においては、境界条件に水压を模擬して各々の結果を比較検証した。その結果、止水板による挙動及び浮き上がりについて、よく一致した結果が得られたことから、本震時同様に余震時においても精度の高い解析モデルが確認でき信頼性が向上した事を確認した。

以下に各々の結果を示す。

【3方向同時】



【鉛直方向】

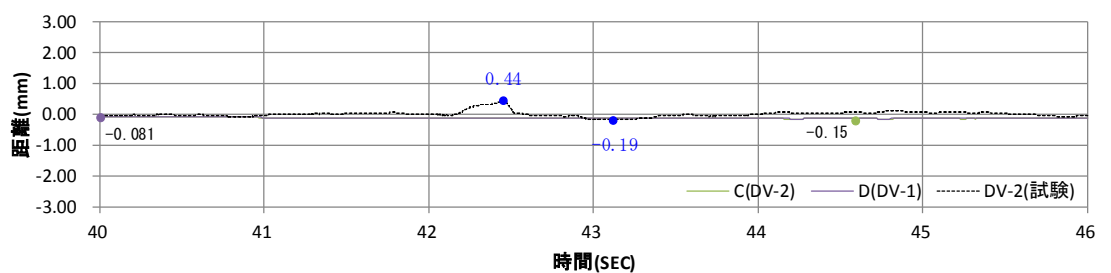


図2 余震時 実証試験及び三次元動的解析（3方向及び鉛直方向）の変位結果比較

(4) 水密ゴムのライニングなしの試験結果について

a. 実証試験結果

実証試験において、ライニングがなしの水密ゴムを使用した試験では、安全に配慮しつつ試験を実施する計画であったが、試験台を所定の位置へ約 10cm 油圧上昇した際に水密ゴムがまくれ込み、試験の継続が困難であると判断し試験を中止した。写真 1，写真 2 に試験時の状況を示す。

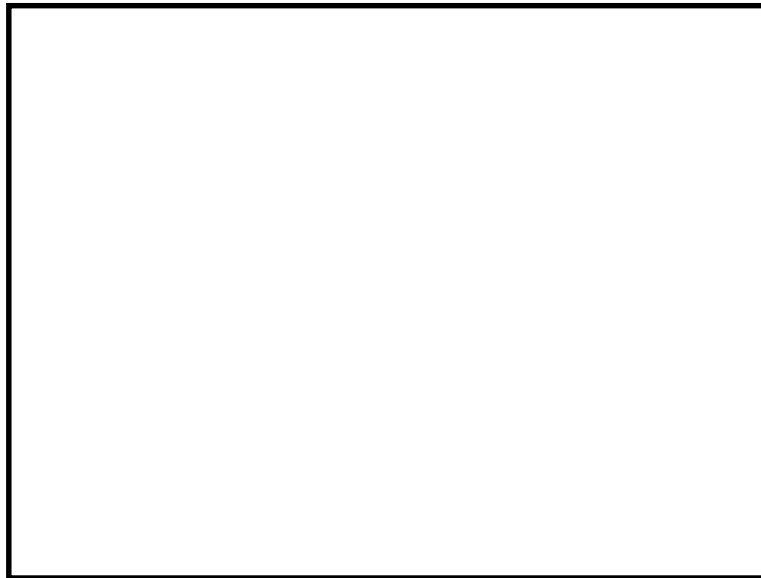


写真 1 試験時の状況



写真 2 試験時の状況 (a 部拡大)

6.1.3.5 実証試験結果と三次元動的解析結果における評価について

1. 評価目的

止水機構の実証試験結果の挙動において、三次元動的解析結果との挙動に相違する部分が見受けられることから、実証試験結果における要因を分析評価し、三次元動的解析モデルの信頼性を評価する。

2. 評価・検証項目

実証試験結果と三次元動的解析との止水板の挙動について、以下の項目について検討を実施し、実証試験結果と三次元動的解析結果との挙動の相違点等について評価する。

図1に実証試験結果における三次元動的解析との挙動等の相違点に対する評価方針を示す。

<評価項目>

①実証試験に生じるうねりの解明

うねりが3方向同時加振時に発生し、鉛直のみの時には発生しない理由。

②実証試験の浮き上がり量が三次元動的解析より大きくなることの分析

③その他、実証試験及び三次元動的解析の結果に生じた挙動等の相違についての評価 (架構自体の挙動、振動台の挙動など)

④①～③の検討を踏まえ、三次元動的解析モデルの更なる信頼性の向上

工事計画認可申請時の評価用のため、改良点等を抽出しモデルの信頼性を向上

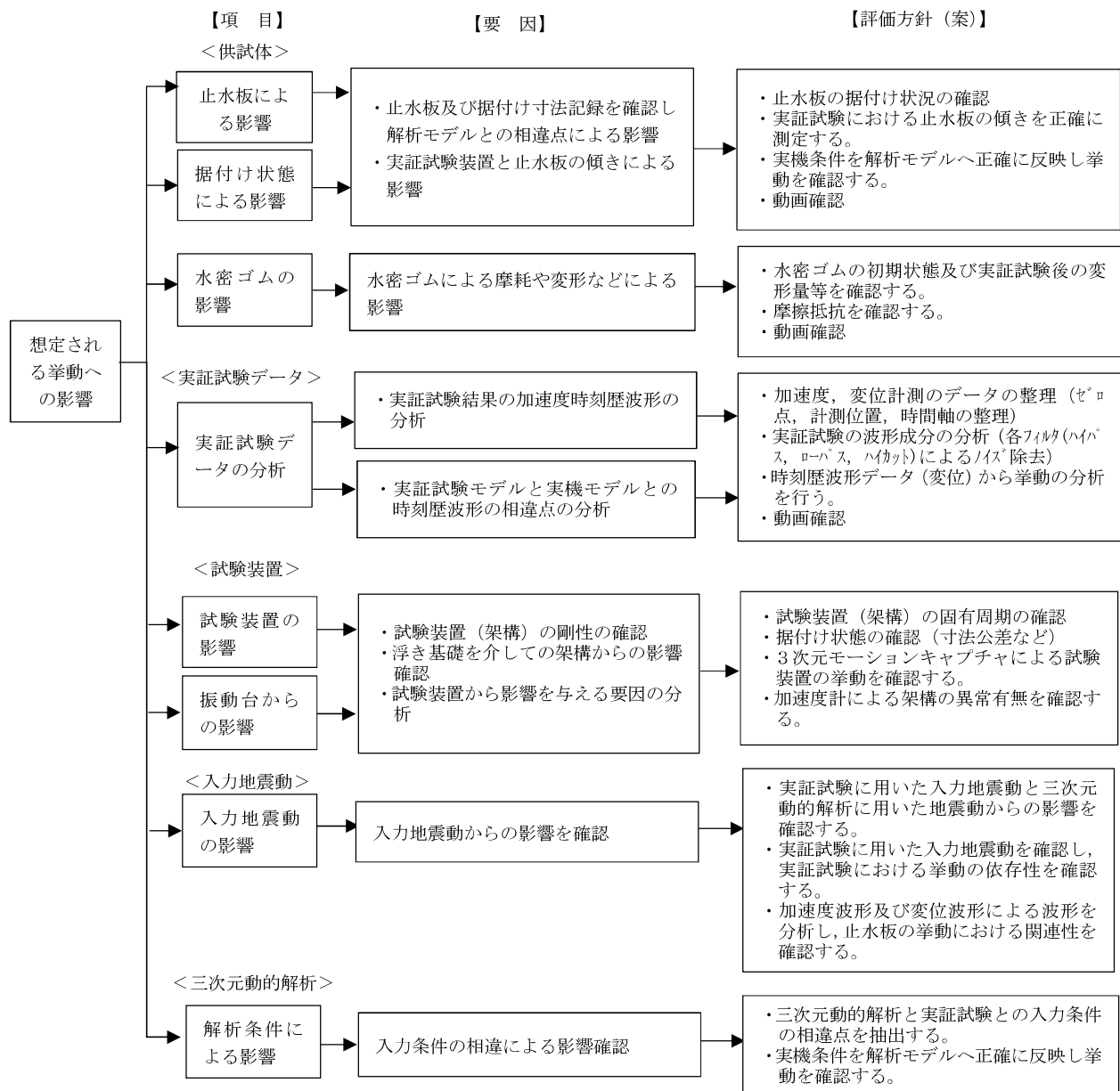


図1 実証試験結果における三次元動的解析との挙動等の相違点に対する評価方針

3. 実証試験に生じるうねりの解明

実証試験における 3 方向同時加振の鉛直変位の結果から、長周期のうねりが認められたことから、評価項目の「①実証試験に生じるうねりの解明」及び「③その他実証試験及び三次元動的解析の結果に生じた挙動等の相違についての評価」について本項で説明する。

(1) 実証試験用入力波による影響

実証試験時における 3 方向同時加振時の実証試験用地震動は、「Y 方向（堤軸直角）包絡波」で鋼製防護壁の応答加速度を包絡させた地震動を用いている。

そのため、振動台より伝達される実証試験用地震動の Y 方向についてフーリエスペクトルを作成し周波数成分を分析した。

その結果、卓越周波数に 3 つのピーク（1.09Hz, 1.22Hz, 5.77Hz）を確認した。卓越周波数の 1.22Hz と 5.77Hz については、鋼製防護壁の Y 方向の固有周期と一致している。

表 1 に実証試験時の入力地震動における卓越振動数、図 2 に実証試験時の Y 方向フーリエスペクトル図を示す。

表 1 実証試験時の入力地震動における卓越振動数

方向	卓越振動数 (Hz)	
	1 回目	2 回目
X 方向	0.72, 14.48	0.72, 14.48
Y 方向	1.09, 1.22, 5.77	1.09, 1.22, 5.78
Z 方向	8.25, 23.75	8.25, 23.75

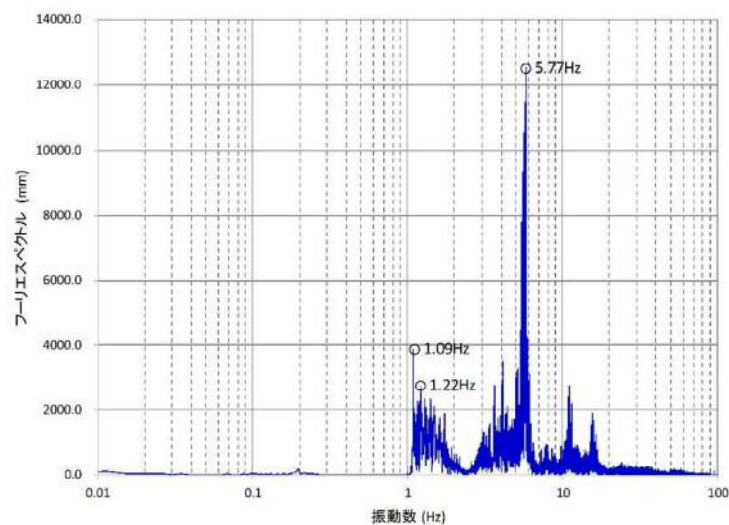
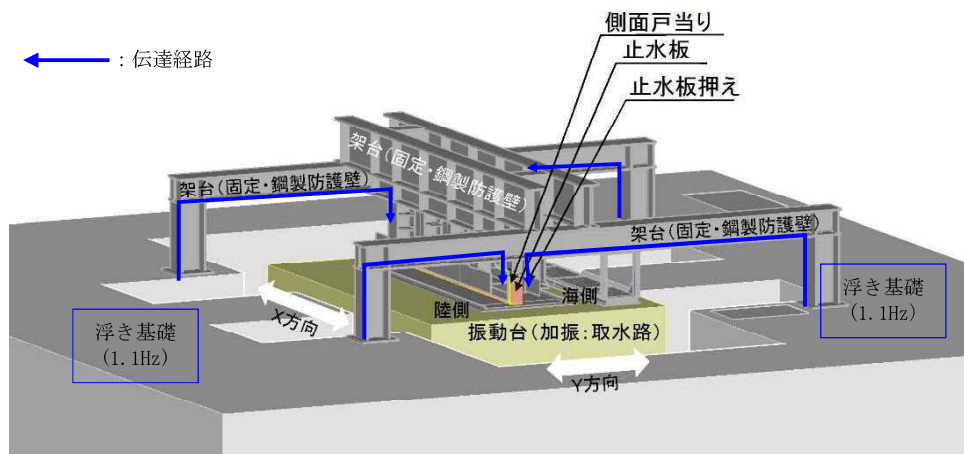


図 2 実証試験時の Y 方向のフーリエスペクトル

(2) 浮き基礎による影響

実証試験時に用いた加振装置において浮き基礎の影響を確認した。その結果、浮き基礎の固有周期は 1.1Hz 程度であることを確認した。

浮き基礎からの振動（周波数）は、架台を経由し止水板の摺動時の振動（周波数）として伝達したと思われる。図 3 に浮き基礎からの振動（周波数）の伝達イメージと固有振動数を示す。



浮き基礎からの振動（周波数）の伝達イメージ

浮き基礎の固有振動数

浮き基礎の軸	1 次固有振動数 (Hz)
X 軸	1.16
Y 軸	1.13
Z 軸	1.16

浮き基礎の固有振動数は、「特性把握加振」（ランダム波による逆伝達関数を求める加振）の結果から 3 成分ともに 1.1Hz 程度であった。

図 3 浮き基礎からの振動（周波数）の伝達イメージと固有振動数

(3) 試験装置による影響

試験装置の影響を検討するに当たり想定される事象として考えられることは、取水路を模擬した振動台にアクチュエータによる入力波を入力した際に、アクチュエータからの振動が固定側の鋼製防護壁を模擬した架構を設置している浮き基礎に伝わり、架構側も揺れた影響によることが想定される。

その影響を確認するため、振動試験装置の固有周期について固有値解析を実施した。その結果、X : 5.58Hz, Y : 15.29Hz, Z : 12.94Hz であることが分かった。

その結果、3方向同時加振中にみられる長周期のうねりとは異なる短い周期であることから、試験装置による影響ではないと評価する。

また、加振時における試験装置架構下端（Y方向）の卓越振動数は、3つのピーク（1.09Hz, 1.21Hz, 5.77Hz）を確認した。

表2に試験装置の固有振動数及び周期、表3に加振時における試験装置の架構下端（Y方向）の卓越振動数、図4に実証試験装置の解析モデル図を示す。

表2 試験装置の固有振動数及び周期

モード	止水板質量考慮		備 考
	振動数(Hz)	周期 T(s)	
モード1	5.58	0.18	X方向
モード2	12.94	0.077	Z方向
モード3	15.29	0.065	Y方向

表3 加振時における試験装置架構下端(Y方向)の卓越振動数

架構（縦材下端）	卓越振動数(Hz)
海側	1.09, 1.21, 5.77
陸側	1.09, 1.21, 4.07, 5.77

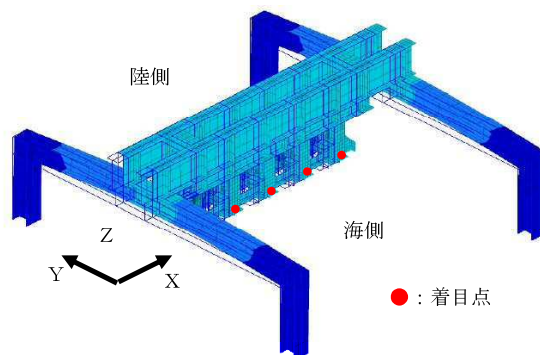


図4 実証試験装置の解析モード図

(4) 振動台による影響

実証試験の鉛直変位の結果から約 5 秒 (0.2Hz) のうねりが確認できたが、実証試験用入力波による実証試験時の Y 方向のフーリエスペクトルからは約 5 秒 (0.2Hz) のところにピークは現れなかったため、振動台による影響を調査した。その結果、振動台にピッチングによる回転変位が確認できた。図 5 から図 7 に振動台にうねり成分があることを示す。

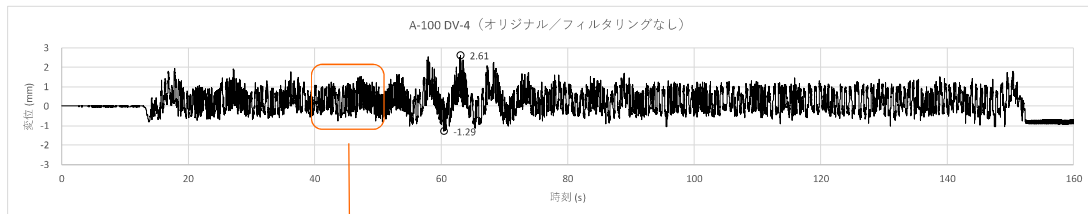


図 5 実証試験結果

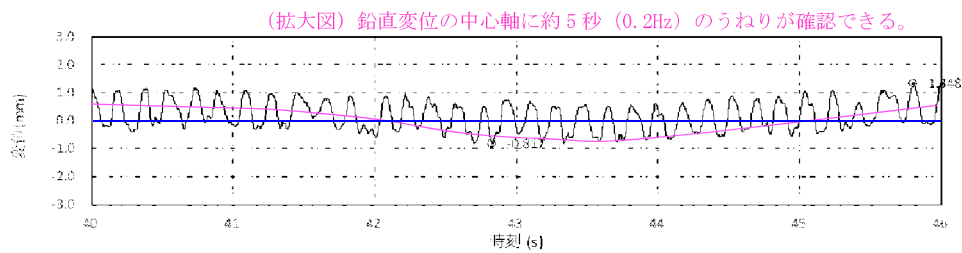


図 6 実証試験結果 (拡大)

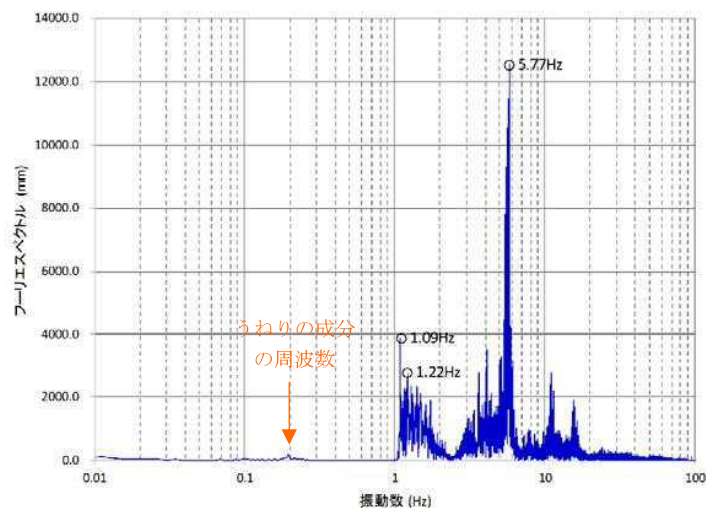


図 7 実証試験入力波による Y 方向のフーリエスペクトル

a. 振動台のうねりの分析

振動台に設置したモーションキャプチャ測定値による振動台のX軸の回転変位と中央部の鉛直変位算出結果を図8に示す。

その結果、水平Y方向のみの単独加振時において振動台中心に回転変位（青線）及び鉛直変位（赤線）が生じていた。振動台の回転変位（青線）と鉛直変位（赤線）の周期について周波数分析を行い回転変位は0.10Hz、0.20Hz、鉛直変位は0.21Hz、1.09Hz、5.77Hzであった。図9に振動台のX軸の回転変位と中央部鉛直変位のフーリエスペクトルを示す。

鉛直変位のうち0.21Hzは振動台のピッチングによる影響があるものと思われること、及び周波数1.09Hz、5.77Hzは、実証試験用入力地震動の卓越周波数に近い周波数であることを確認した。

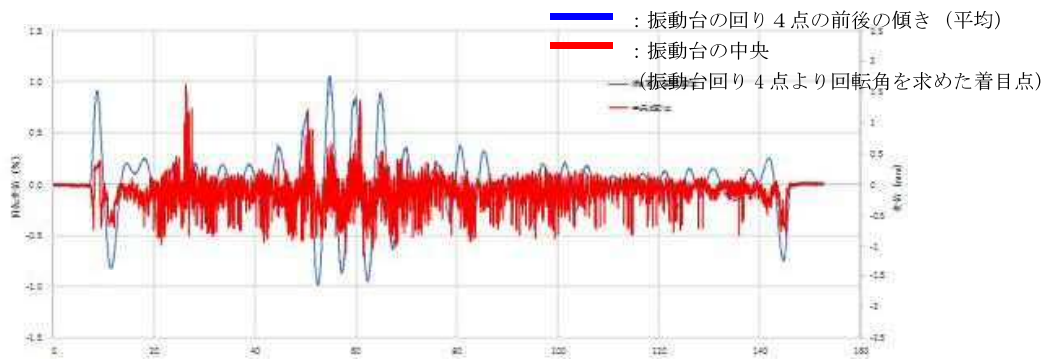


図8 振動台のX軸の回転変位と中央部の鉛直変位

振動台のX軸の回転変位と中央部の卓越振動数

種 別	卓越振動数 (Hz)
回転変位	0.10, 0.20
中央部鉛直変位	0.21, 1.09, 5.77

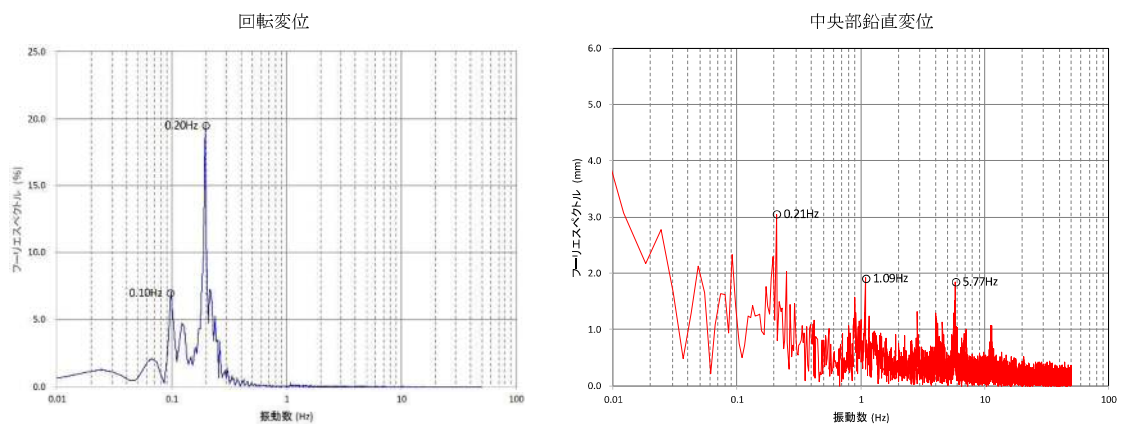


図9 振動台のX軸の回転変位と中央部の卓越周波数とフーリエスペクトル

b. 振動台の変位の計測方法

3次元モーションキャプチャによる振動台の影響について評価を行った。

振動台の影響をみるためにY方向（3G）のみの加振時データの実証試験データを分析した。

その結果、振動台にピッチングによる影響が確認された。図10に振動台の特性と図11にモーションキャプチャの測定点を示す。図12にモーションキャプチャ設置位置による回転成分と鉛直成分の算出方法を示す。

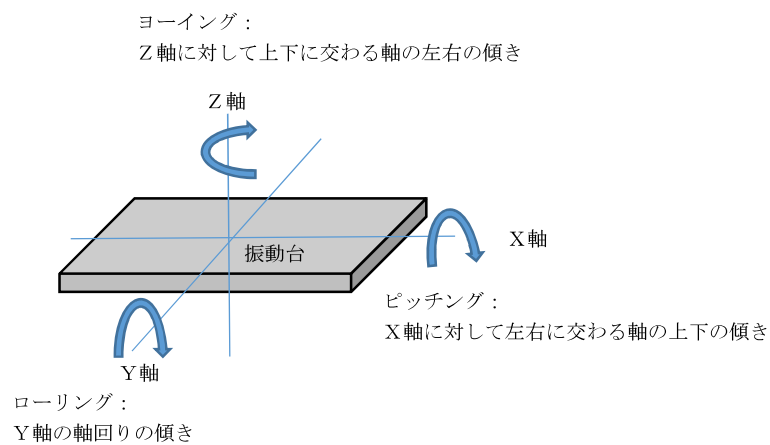


図10 振動台の傾きの特性

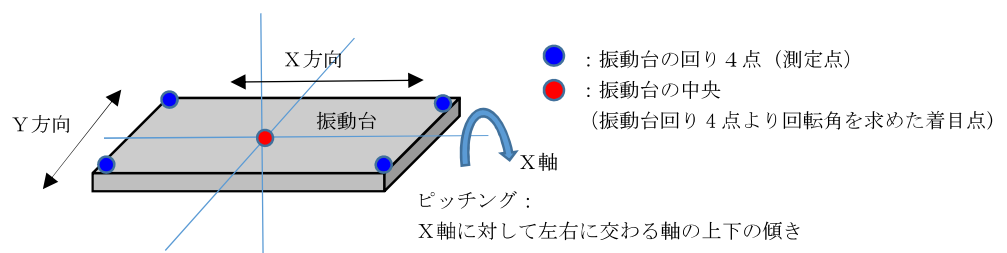


図11 モーションキャプチャの測定点

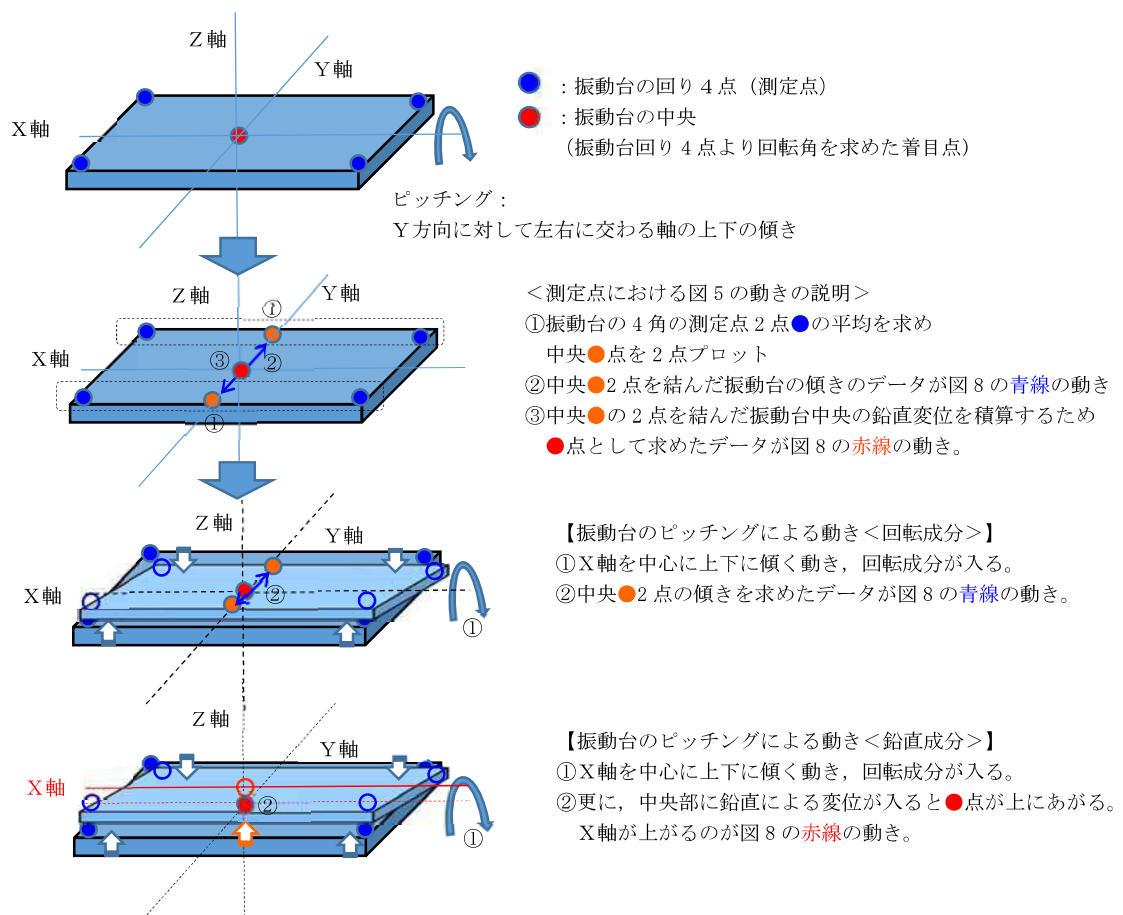


図 12 モーションキャプチャ設置位置による回転成分と鉛直成分の算出方法

c. 振動台の要因

振動台を 3 次元で振動させる場合、入力地震動に対し入力成分にない回転成分などが応答に発生し、入力に対して誤差が生じる。この誤差を低減し振動台を正確に振動させるため、振動台の特性を反映した逆伝達関数を用いて制御している。振動台の特性を把握して逆伝達関数を設定する作業は定期点検時に実施されている。

今回の試験における要求波形 X 方向 : 1G, Y 方向 : 3G, Z 方向 : 1G の加振波形作り込み作業の際、定期点検時(2 月)に設定されていた通常使用頻度の高い大振動ではなく、一般に低い入力により振動台の特性を把握し、誤差を制御するデータが設定されていたが、振動台の特性把握加振時の加速度レベルが $800\text{cm/s}^2 \sim 1000\text{cm/s}^2$ であり、今回の実証試験では、止水機構の実証試験にて再現したい 3000cm/s^2 の入力波形に対して小さく、十分に補正がかからなかった。そのため回転成分があらわれ 0.2Hz 周辺でのうねりが発生したと思われる。

加振波形の作成を行う際に、加速度スペクトルの合致度と加速度最大値の確認に傾注し、振動台の回転成分の確認が不足であった。

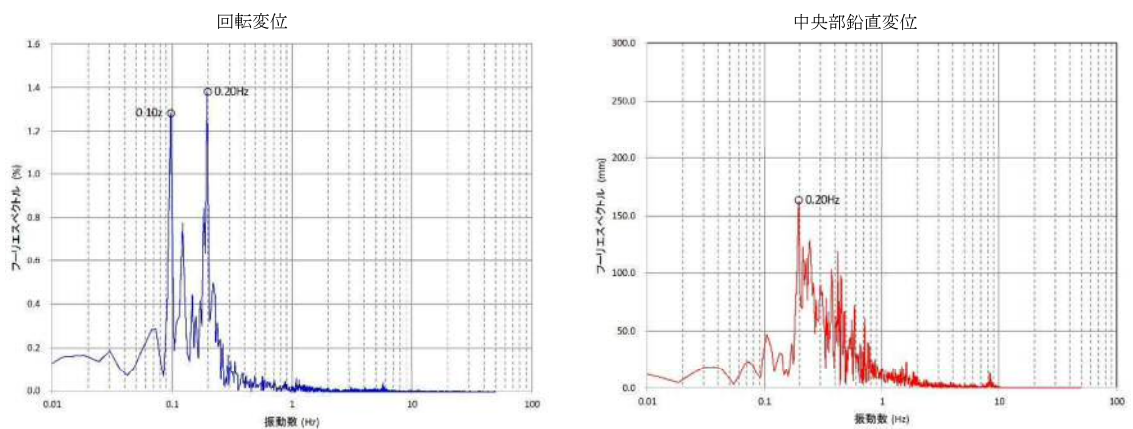
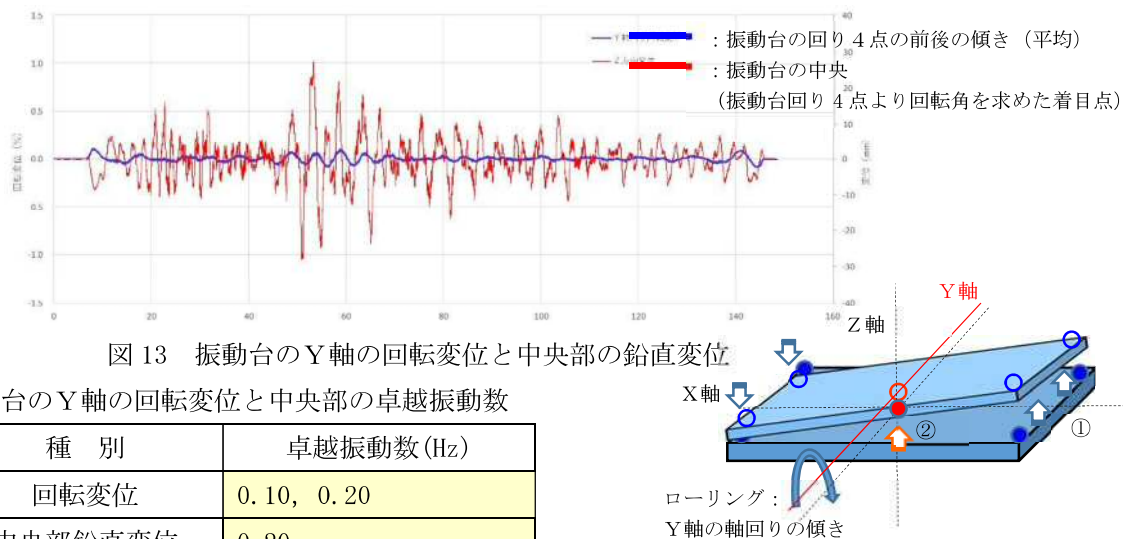
d. 振動台の変位調査

振動台の変位調査として、先にピッチングによる影響を確認したが、本項ではY軸に対する回転変位（ローリング）についての影響を調査する。

振動台に設置したモーションキャプチャ測定値による振動台のY軸の回転変位と中央部の鉛直変位算出結果を図13に示す。

その結果、3方向同時加振時において振動台中心に回転変位（青線）及び鉛直変位（赤線）が生じていた。振動台の回転変位（青線）と鉛直変位（赤線）の周期について周波数分析を行い回転変位は0.10Hz、0.20Hzで、鉛直変位は0.20Hzであった。図14に振動台のY軸の回転変位と中央部鉛直変位のフーリエスペクトルを示す。

回転変位と鉛直変位の0.20Hzは振動台のローリングによる影響を示している。また、回転変位の0.10Hzも同様に長周期成分が他の設備等に見られない周波数であること、及び振動台のローリングによる影響であることを確認した。



(5) 止水板の挙動について

a. 止水板の固有値解析

止水板の固有値解析を実施した。止水板の固有値は 10.55Hz であった。

図 15 に止水板の固有周期解析モデル図を示す。

<解析条件>

○解析コード

MSC_MARC2014.2.0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)

○解析内容

線型固有値解析 (止水ゴムを弾性体とした解析)

○モデルの説明

6 面ソリッド要素

<解析結果>

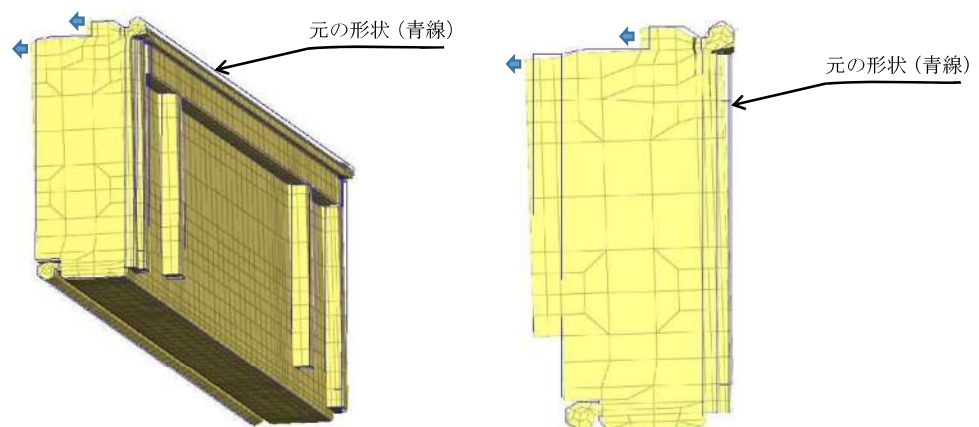


図 15 止水板の固有周期解析モデル図

b. 鉛直変位におけるピッチングの影響

(4) 項にて振動台におけるピッチングによる影響を確認した。ここではピッチングによる影響と思われる長周期のピークが止水板の挙動に表れてないか確認する。そのため、止水板の鉛直変位のフーリエスペクトルを作成し周期を分析し、周期のピーク 0.2Hz, 1.1Hz, 5.7Hz を確認した。その結果、ピッチングによる影響である周波数 0.2Hz が確認できた。図 16 に止水板の鉛直変位におけるフーリエスペクトルを示す。

また、前項 a にて確認した止水板の固有値解析の結果 10.55Hz とは周波数が共振領域にはないことを確認した。

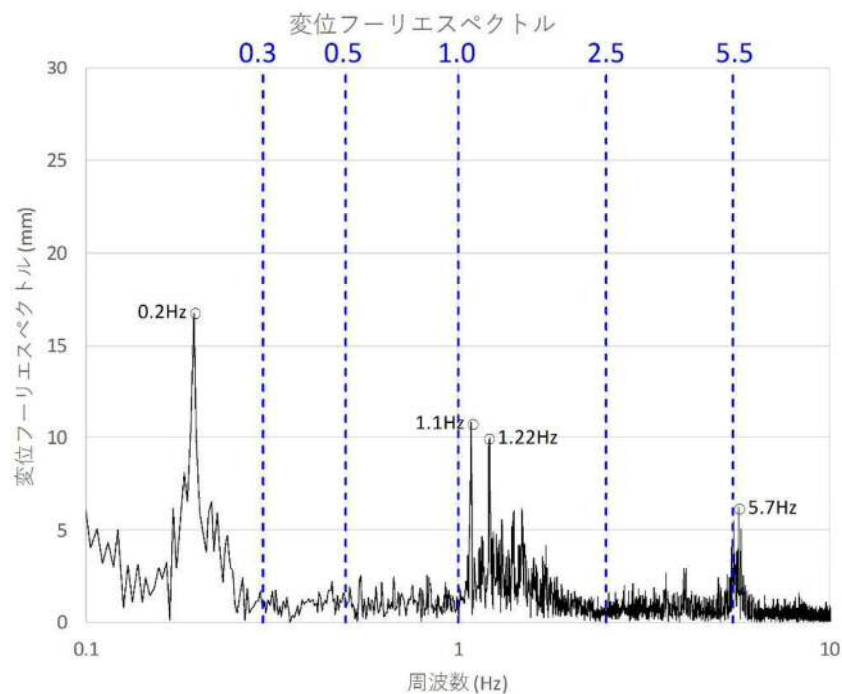


図 16 止水板の鉛直変位におけるフーリエスペクトル図

(6) 実証試験に生じるうねりの評価

各評価対象による周波数成分を評価した結果を表4に示す。

表4 各評価対象の周波数分析結果

	(1)実証試験用入力波	(2)浮き基礎	(3)試験装置	(4)振動台	(5)止水板
周波数 (Hz)	—	—	—	0.10, 0.20 (ピッチング) 0.10, 0.20 (ローリング)	—
	1.09	1.1 (固有値)	1.09	1.09	—
	1.22 (固有値) ※	—	1.21	—	—
	5.77 (固有値) ※	—	5.77	5.77	—
	—	—	—	—	10.55 (固有値)

※：鋼製防護壁のY方向の固有周期

各評価対象の周波数が伝達し各対象設備に同様の周波数が検出されていることから、実証試験のうねりの原因は、実証試験装置や供試体（止水板等）の影響ではないことが分かった。

振動台による影響は、ピッチングとローリング共に（0.10Hz, 0.20Hz）による影響であることから、実証試験に生じているうねりは振動台によるものと推測される。

そのため、実証試験に生じている振動台のピッチング成分を除去するため、止水板の鉛直変位におけるフーリエスペクトルから、0.3Hz以下のフィルタリングにより影響を除去した止水板の挙動を確認する。図17に止水板の鉛直変位におけるフィルタリングの実施範囲を示す

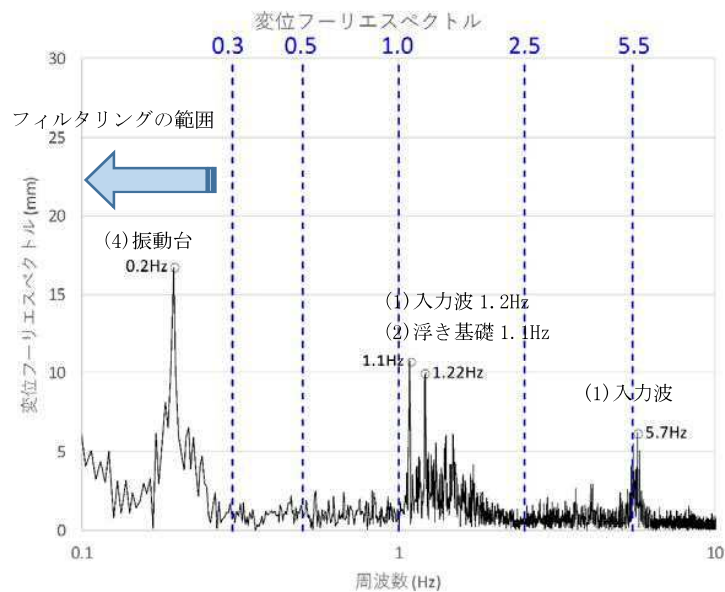
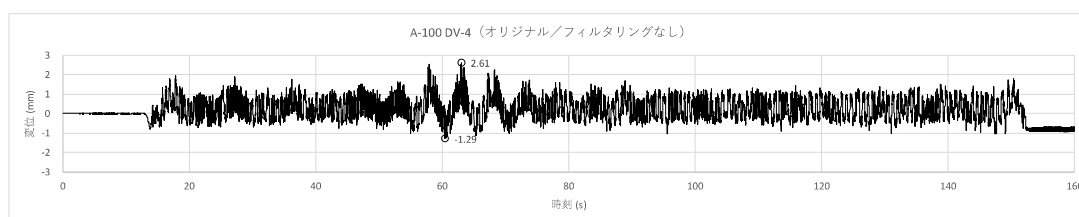


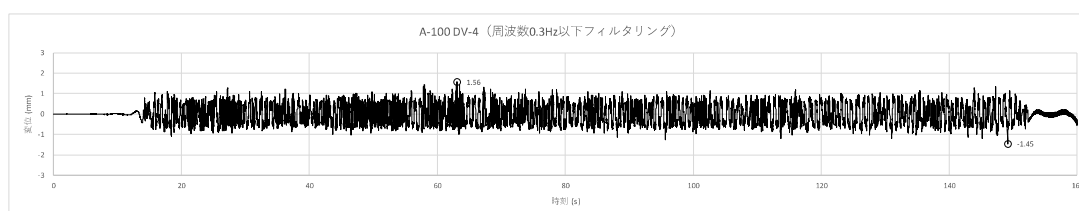
図17 止水板の鉛直変位におけるフィルタリング実施範囲

実証試験にて得られた鉛直変位の結果から振動台のピッチングにおける周波数を除去するため実証試験の鉛直変位のデータに対し、0.3Hz 以下の周波数をフィルタリングした波形を以下に抽出した。

その結果、止水板の実証試験の鉛直変位の結果から、ピッチングを除去した止水板の鉛直変位データを把握することができ、ピッチングが実証試験におけるうねりの成分であることが明らかになった。図 18 に 3 方向同時加振時（Y 方向）の鉛直変位時刻歴波形を示す。



実証試験時の鉛直変位（計測値）



実証試験時の鉛直変位（0.3Hz 以下フィルタ）

図 18 3 方向同時加振時の鉛直変位時刻歴波形フィルタリング結果

今後は、止水板の挙動について三次元動的解析結果と実証試験データとの比較や検討時には、必要に応じてフィルタリング（0.3Hz 以下）を通した止水板の挙動と比較することで検証を実施する。

(7) 実証試験結果とフィルタリング（0.3Hz 以下）結果との比較

実機に近い実証試験の止水板の接続部 B（DV-2）と C（DV-3）の鉛直変位の結果について比較した。うねりの影響のある成分を除去した結果、鉛直変位量は減少し止水板の鉛直挙動の範囲内となった。表 5 に止水板の鉛直変位量と浮き上がり量，図 19 に 3 方向同時加振のフィルタリング前後の時刻歴波形を示す。

止水板の上下の挙動の詳細は，「6.1.3.5 止水機構（1 次止水機構）の実証試験結果及び 3 次元動的解析との検証について」に示す。

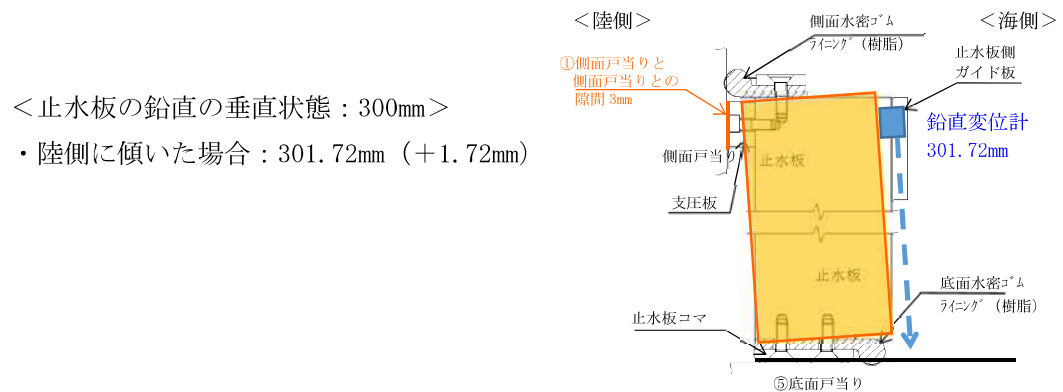


表 5 止水板の鉛直変位量と浮き上がり量（止水板接続部（mm））

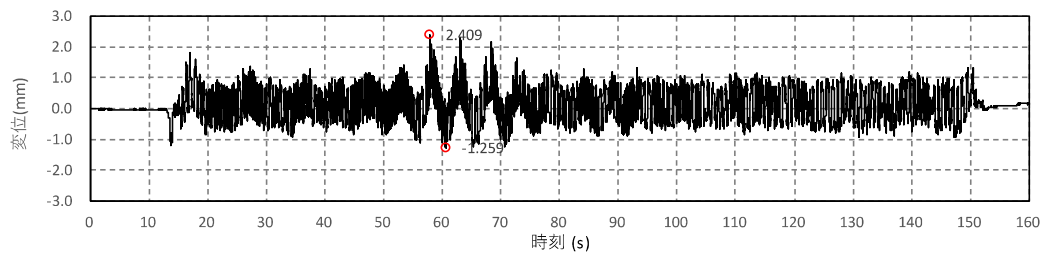
		② 3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）		浮き上がり量判定 +1.72mm 以下
		計測値	フィルタリング後	
止水板の地震時の鉛直変位量	1 回目	2.40 (DV-2)	1.52 (DV-2)	○
		2.35 (DV-3)	1.30 (DV-3)	
	2 回目	2.41 (DV-2)	1.58 (DV-2)	○
		2.20 (DV-3)	1.49 (DV-3)	

<3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）>

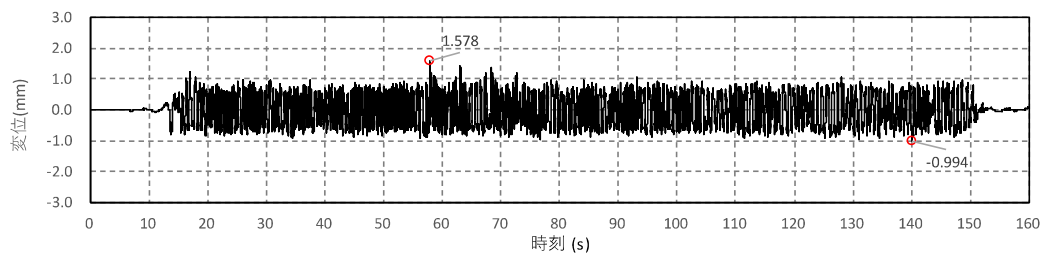
a. 水平（Y 方向）最大加速度（2 回目）

◆鉛直変位測定点 B（DV-2）

<計測波形>

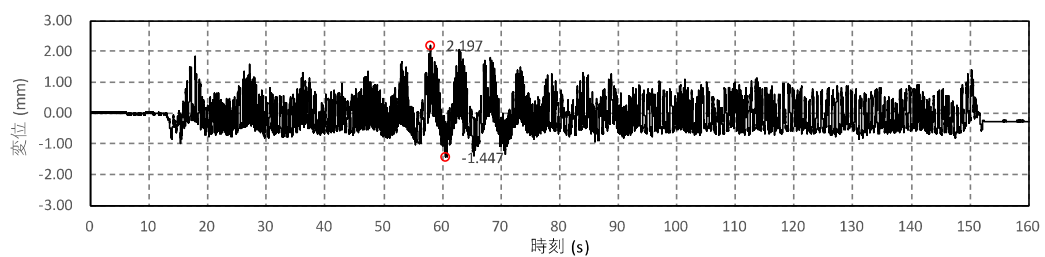


<フィルタリング後の波形>



◆鉛直変位測定点 C（DV-3）

<計測波形>



<フィルタリング後の波形>

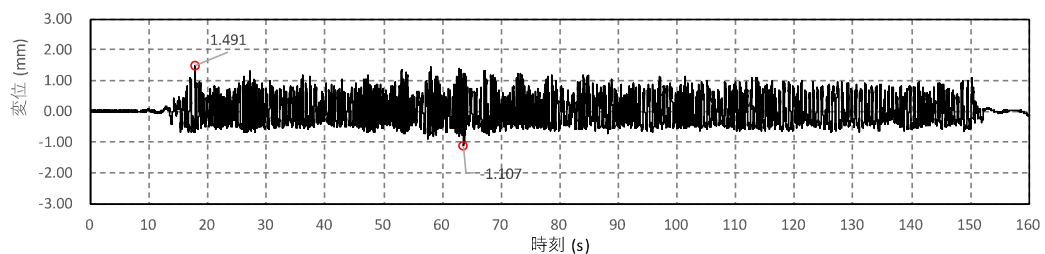


図 19 3 方向同時加振のフィルタリング前後の時刻歴波形

(8) 三次元動的解析フィルタリングによる再現性の検証

底面戸当り側に 0.2Hz の回転変位（図 8 の振動台の回転変位（青線））を与えた場合の三次元動的解析を実施し、止水板の鉛直変位の動きにうねりが生じるか確認した。

三次元動的解析の結果、止水板の鉛直変位の動きに 0.2Hz のうねりが認められ、実証試験結果と同じうねりの挙動が確認できた。また、三次元動的解析モデルは、実証試験の鉛直変位量よりも大きくなる結果が認められた。

表 6 に止水板の鉛直変位量の比較、図 20 から図 21 にモデル図及び解析結果を示す。

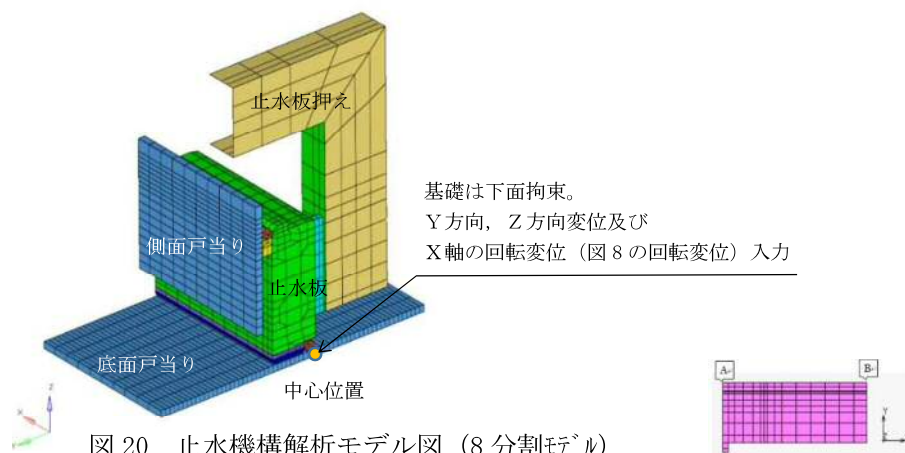


図 20 止水機構解析モデル図（8 分割モデル）

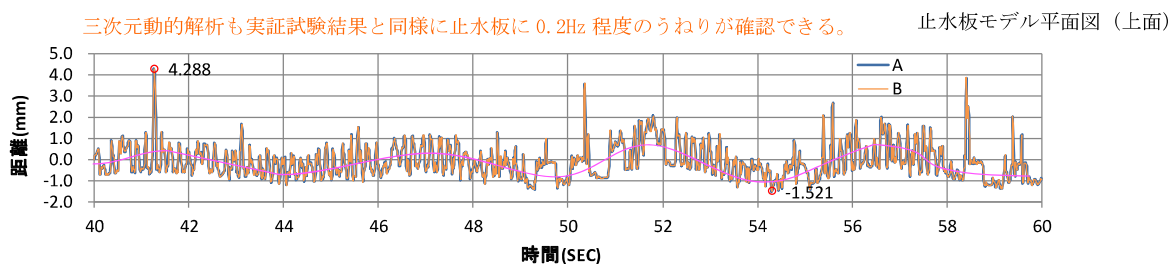


図 21 三次元動的解析（実機モデル）の結果
＜8 分割，0.2Hz 回転変位入力＞

表 6 止水板の鉛直変位量の比較（mm）

止水板の鉛直変位量		② 3 方向（Y 方向（堤軸直角）包絡波）		実証試験との差 （②－①）
		実証試験(①)	0.2Hz 回転変位モデル (②) 8 分割モデル（参考値）※	
	浮き上がり量 （プラス側）	2.41	4.29	+1.88
	沈み込み量 （マイナス側）	-1.26	-1.52	-0.26

※：8 分割モデルの特徴：フルスケールモデルは実機と同じ奥行方向の拘束条件に対し、8 分割モデルは平面的な二次元動的解析に近いことから、浮き上がりに対しての応力が平面的に一律かかる状態になり、鉛直変位量が大きくなる傾向にある。

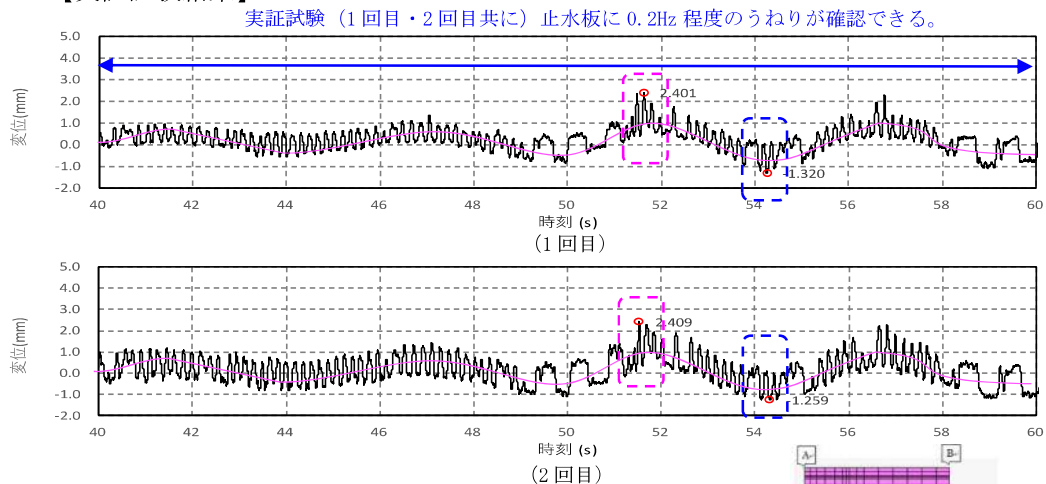
前述より、実証試験の観測値と三次元動的解析の実機モデルに回転変位を与えた結果との検証結果を以下に示す。

- ◆実証試験結果及び三次元動的解析の実機モデル共に 0.2Hz 程度のうねりが確認できた。
- ◆浮き上がり量のプラス側（浮き上がる：桃色点線）は、実証試験よりも三次元動的解析の実機モデルの方が大きくなる傾向がある。また、浮き上がる時間帯は、実証試験と違う時間帯で発生することが確認できた。
- ◆浮き上がり量のマイナス側（沈み込む：青色点線）は、ほぼ同じ量で同じ時間帯に発生することが確認できた。

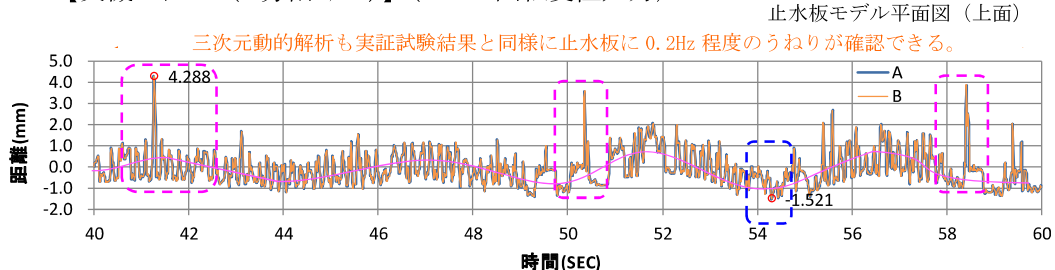
実証試験の観測値と三次元動的解析の実機モデルに 0.2Hz 程度のうねりを確認し、実機モデルへの再現性を確認した。図 22 に実証試験結果と実機モデルとの比較を示す。

また、三次元動的解析の実機モデルは、実証試験結果に比べ鉛直変位のプラス側（浮き上がる側）が大きく保守的な値であることが分かった。また、マイナス側（沈み込み側）は同じ沈み込み量及び時間帯であることが分かった。

【実証試験結果】



【実機モデル（8分割モデル）】（0.2Hz 回転変位入力）



浮き上がり量は、実証試験結果よりも大きくなる傾向が得られた。（桃色点線）

また、浮き上がる時間帯は、鉛直変位のプラス側（桃色点線）は違う時間帯で浮き上がるが、マイナス側（青色点線）は、同じ沈み込み量及び同じ時間帯になることが確認できた。

図 22 実証試験結果と実機モデルとの比較

(9) 実証試験における振動台のピッチングとローリングの影響について

実証試験において、実際の波形にはない振動台による回転変位 0.1, 0.2Hz 程度の長周期のうねりの影響が考えられる。ピッチングとローリングの影響により試験条件は実際の入力波形である短周期成分とピッチングとローリングの長周期成分が混在した状況での試験となった。しかし、図 12 に示す振動台のピッチングとローリングの周波数が 0.1, 0.2Hz であり止水板の周波数 10.55Hz から離隔が大きいことより共振することなく、止水板の挙動に影響を与えることはなかった。

止水板の挙動については、振動台のピッチングとローリングの周波数成分(0.1, 0.2Hz)を除去するためフィルタリング(0.3Hz 以下)を掛けることにより、止水板の挙動を正確に把握することができる結果となった。

図 23 に止水板の鉛直変位における振動台と止水板の固有周期について示す。

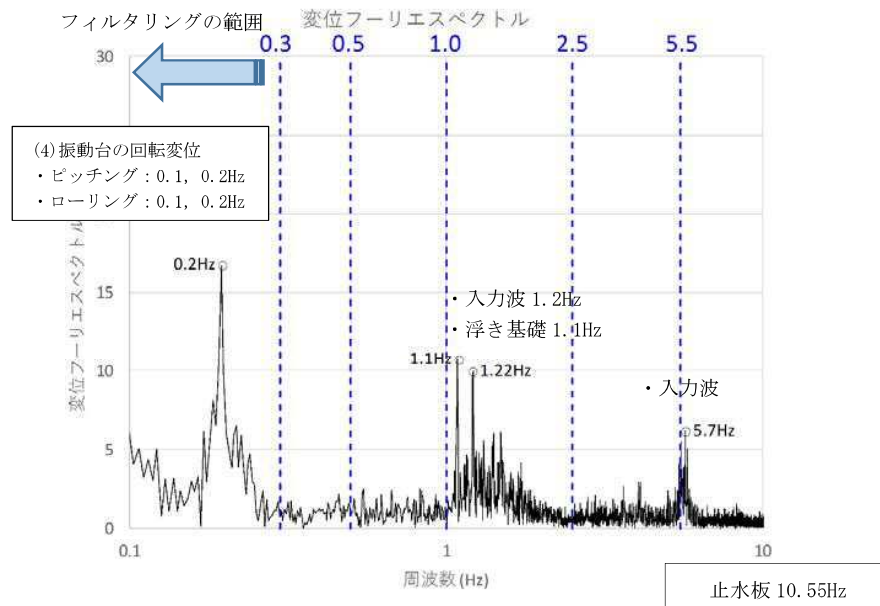


図 23 止水板の鉛直変位における振動台と止水板の固有周期

4. 三次元動的解析モデルの信頼性の向上及び設計への反映事項

三次元動的解析モデルの信頼性を向上させるため、解析モデルに製作公差を含めた解析モデルを作成し三次元動的解析を実施した。実際の試験装置の支圧板厚さとガイド間隔の隙間を 4mm にして三次元動的解析を実施した。

図 24 に実証試験の試験装置における止水板とガイド間の寸法を示す。

<寸法記録>

	止水板厚さ A (mm)	ガイド間隔 (mm)	隙間 (mm)
図面寸法	210	213	3
実際の試験装置の寸法 (製作公差含む)	207	211～210	3～4

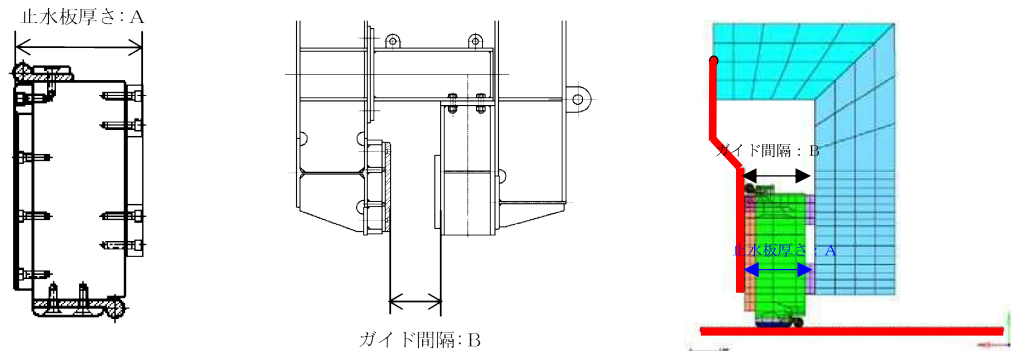
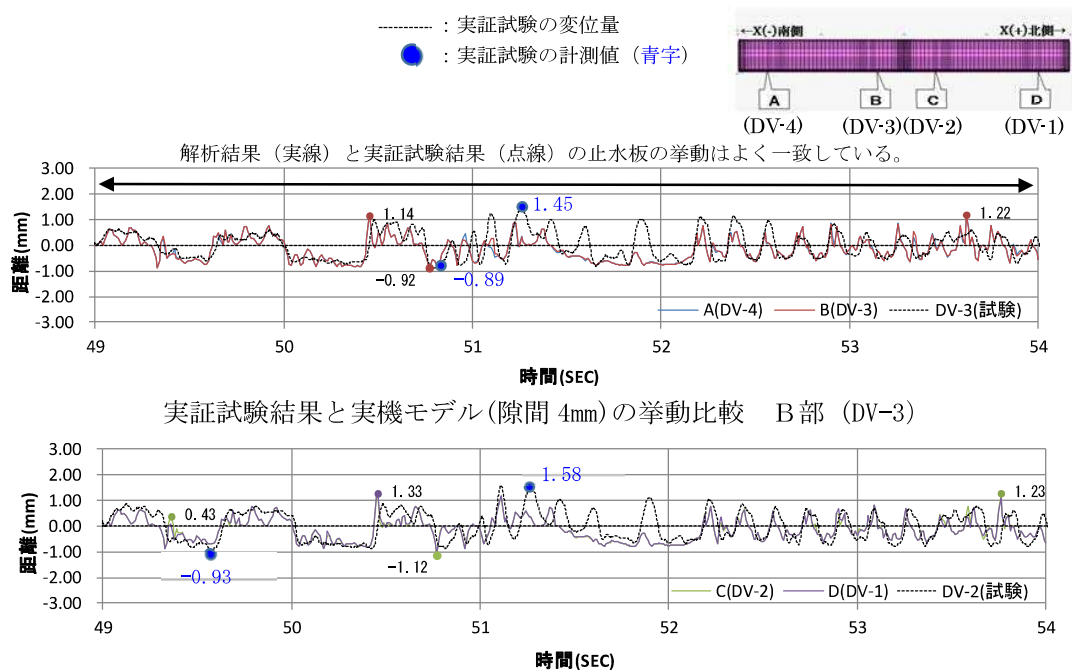


図 24 実証試験の試験装置における止水板とガイド間の寸法

実証試験結果（フィルタリング後）と実機モデル（隙間 4mm）の 3 方向同時加振時の結果について比較した。その結果、実証試験結果と実機モデル（隙間 4mm）との比較において、浮き上がり量の差がわずかであり、よく一致した結果が得られた。また、止水板の浮き上がりや挙動に対してもよく一致しており、解析モデルの信頼性が向上した結果が得られた。

図 25 に実証試験結果と実際の試験装置の隙間（4mm）での解析比較、表 7 に止水板の鉛直変位について示す。



実証試験結果と実機モデル (隙間 4mm) の挙動比較 C 部 (DV-2)

解析結果 (実線) と実証試験結果の止水板の挙動はよく一致している。
 鉛直の変位量も誤差はわずかであり解析モデルの精度が向上した。

図 25 実証試験結果と実機モデル (隙間 4mm) との挙動比較

表 7 止水板の鉛直変位比較 (mm)

止 水 板 の 鉛 直 変 位		② 3 方向 (Y 方向 (堤軸直角) 包絡波)		実証試験と解析モデルとの差 (②-①)
		実証試験 (①)	隙間 4mm モデル (②)	
	浮き上がり量 (プラス側)	1.45 (DV-3) 1.58 (DV-2)	1.22 (DV-3) 1.33 (DV-2)	-0.23 ~ -0.25
	沈み込み量 (マイナス側)	-0.89 (DV-3) -0.93 (DV-2)	-0.92 (DV-3) -1.12 (DV-2)	-0.03 ~ -0.19

図 23 から止水板の挙動や鉛直変位量について、精度の高い解析モデルが確認でき信頼性が向上した。浮き上がりについては、実証試験の鉛直変位量の結果が解析結果をわずかに上回ることから、地震時における浮き上がりが大きくなる可能性がある。しかしながら、止水機構には 2 次止水機構を設ける設計であり、仮に、1 次止水機構の水密ゴムの浮き上がりによる漏水が発生したとしても敷地内には浸水しない。

5.1 次止水機構の構造設計への反映事項

三次元動的解析の実機モデルが実証試験と同じ止水板の挙動を確認したため、三次元動的解析モデルの信頼性は高く、地震時における浸水防止機能に影響を与えることのないよう反映する。

実機の構造設計については、静的荷重による強度計算、耐震計算を実施し、動的な評価として三次元動的解析による解析結果を構造設計に適切に反映することで設備の構造信頼性を高める。なお、2次止水機構については、別途工事計画認可申請書に強度計算を実施する。

図 26 に 1 次止水機構の工事認可申請書構造設計フローを示す。

以下に今後設計への反映項目を示す。

①解析モデルの信頼性の向上

実証試験の結果と三次元動的解析モデルを比較すると止水板の挙動や浮上り量において、隙間 4mm モデルが実証試験に近い結果が得られている。今後の止水機構の構造設計においては、原則設計の公称値である隙間 3mm モデルにて強度評価を実施し、止水板の挙動や浮き上がり量、発生応力にいてのばらつきを考慮し、隙間 4mm モデルの解析結果と比較し応力評価する。

また、製作、施工上止水板ガイド付き厚さとガイド間隔は、最少 3mm 最大 6mm で施工することから、6mm の隙間モデルにおける三次元動的解析も実施し、解析モデルのばらつきを評価し解析モデルの信頼性向上を図る。6 項に詳細を示す。

②衝突の部材に与える影響評価

止水板の鉛直変位の挙動の結果から、前後（海側・陸側）の傾きが確認できる。

実証試験中においても止水板と止水板押えや底面・側面戸当りとの接触音が認められることから三次元動的解析の結果より、衝突の部材に与える影響評価を実施し構造設計への影響を評価する。

③実証試験結果及び三次元動的解析結果の報告

実証試験にて得られた止水板の挙動、変位追従性、水密ゴムの健全性の観点より結果を取りまとめる。また、動的解析（二次元・三次元）による結果も合わせて集約し、構造部材の許容応力の照査、水密ゴムの応力照査について評価する。

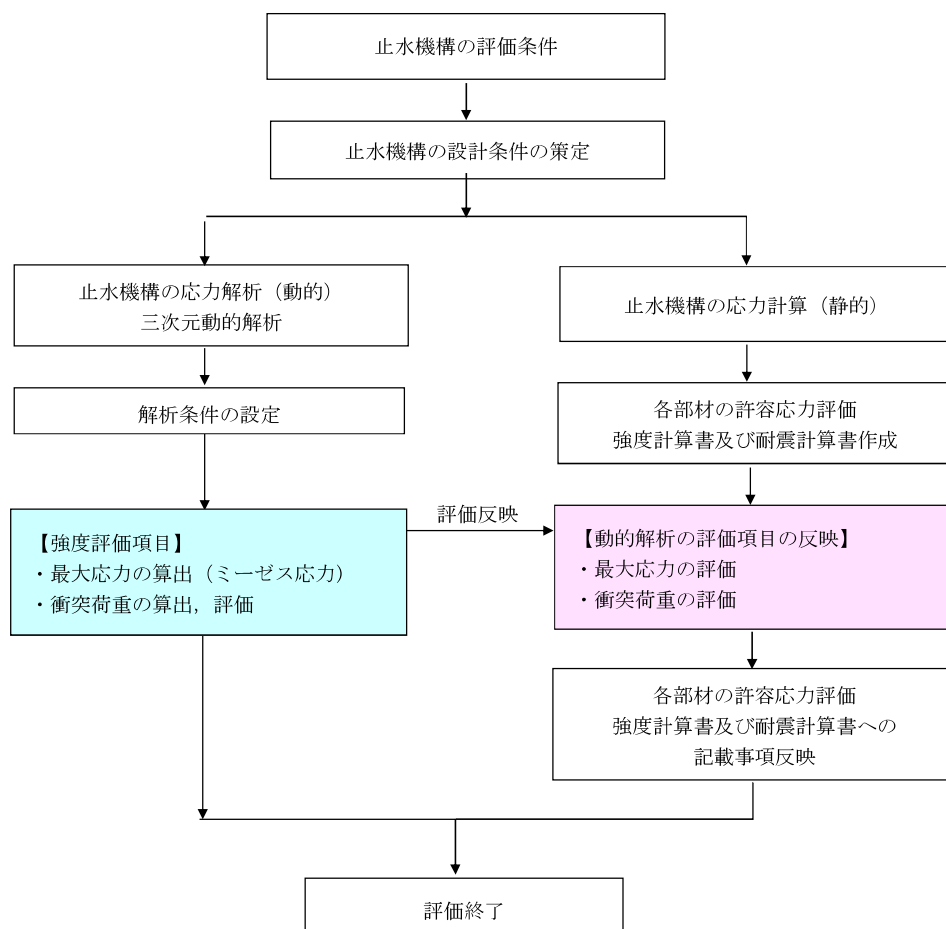


図 26 1次止水機構の工事認可申請書構造設計フロー

6. 実機製作における公差の考え方

前述にてモデルの公差を原則 3mm とし、ばらつきを考慮し 4mm においても解析を実施し信頼性の高いモデルであることを確認した。ここでは、実際の製作における隙間を考慮した場合の解析モデルのケースについて、実機寸法を整理した。

止水板ガイド付き厚さとガイド間隔は、最少 3mm 最大 6mm で施工することから、6mm の隙間モデルにおける三次元動的解析も実施し、解析モデルのばらつきを評価し解析モデルの信頼性向上を図る。図 27 の実機における止水板とガイド隙間の寸法を示す。

なお、設置時における隙間の管理は、止水板押えの位置（約 1m 間隔）にて管理する。

＜止水板と止水板ガイド間の寸法＞

	止水板厚さ A (mm)	止水板ガイド付き 厚さ B (mm)	ガイド間隔 C (mm)	【隙間管理値】 C-B (mm)
図面寸法	150	210	213	3
実機寸法 (製作公差含む)	150 ⁺¹ ₋₀	210±3 (ライナ調整)	213 ⁺⁶ ₋₃ (ライナ調整)	3 ⁺³ ₋₀
解析モデル	150	210 ⁺⁰ ₋₃	213	3 ⁺³ ₋₀

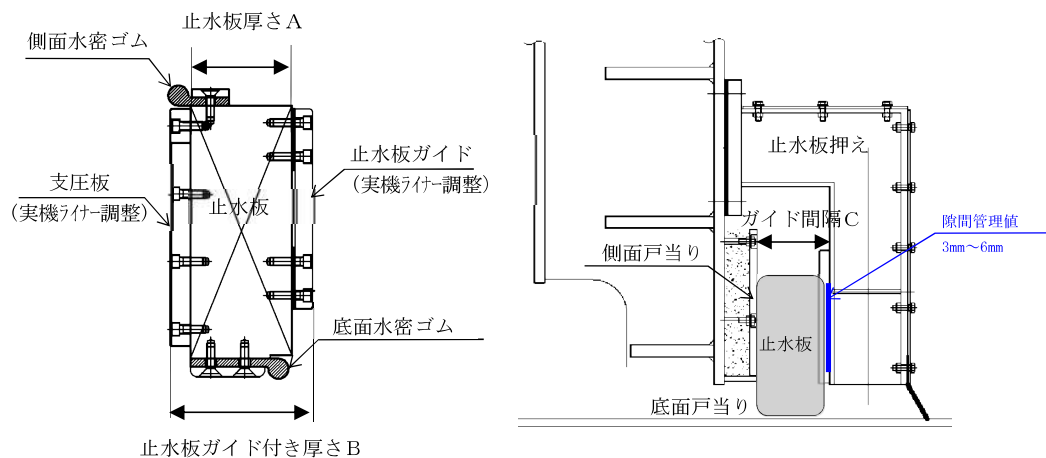


図 27 実機における止水板とガイド間の寸法

三次元動的解析モデルについては、ガイド間の隙間の寸法について公称値の 3mm を基本として評価する。また、製作、施工上のばらつきを考慮した 1mm 増加の 4mm、最大 6mm の 2 ケースの三次元動的解析を実施し、ばらつき等の保守的なモデルを設計に反映する。

なお、実機製作の隙間の管理も同様に、3mm～6mm にて設置することにより、止水板の挙動は三次元動的解析と同等の挙動を示す。次頁に実機における具体的な止水機構の寸法管理方法について説明する。

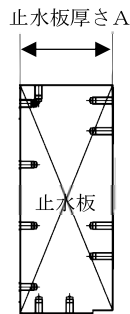
<実機における止水機構の寸法管理方法> (図 28 参照)

①止水板単体の板厚測定 (図①：A 寸法)

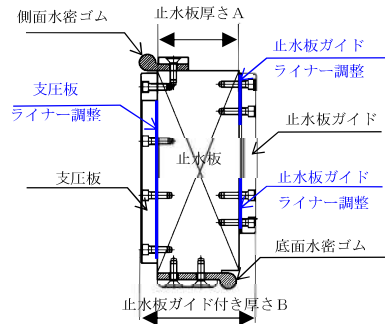
A 寸法が 150mm(+1mm/-0mm) の公差内であることを確認する。

②止水板ガイド (30mm)，支圧板 (30mm) の設置 (図②：B 寸法)

ボルトにて取り付ける際、寸法調整のため止水板と止水板ガイドの間及び支圧板の間の取付け部にライナー(ステンレス鋼)により調整し、止水板厚さ 150mm(+1mm/-0mm)を含めた、止水板ガイド付き厚さの B 寸法を 210mm±3mm になるように調整し設置する。



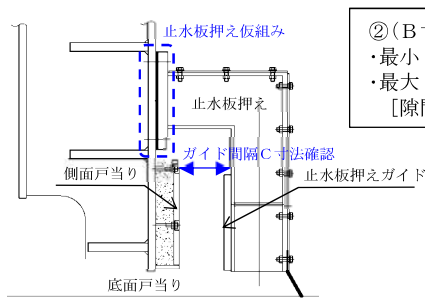
図① 止水板の測定 (A 寸法)



図② 止水板ガイド付き厚さの測定 (B 寸法)

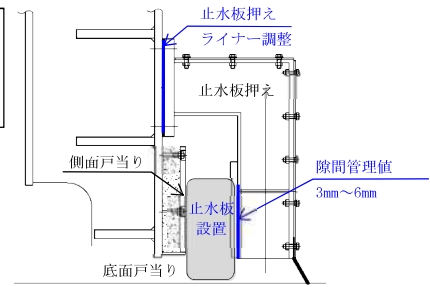
③止水板押えを仮組状態でガイド間隔 C 寸法を測定し，②で測定した止水板ガイド付き厚さ B 寸法を差引き止水板押えライナー調整の厚さを決める。その際、C 寸法が④管理値内 3mm(+3mm/-0mm) に入るようライナー厚さを調整する。(図③：C 寸法)

④止水板及び止水板押え設置後にガイド間隔 C 寸法を測定し、管理値内 3mm(+3mm/-0mm)であることを確認する。隙間管理値は 3mm～6mm にて管理する。(図④)



図③ ガイド間隔寸法 (C 寸法: 止水板設置前)

② (B 寸法) ⇒ ③ C 寸法
・最小 207mm ⇒ 210～213mm
・最大 213mm ⇒ 216～219mm
[隙間管理値 3mm～6mm]



図④ ガイド間隔据付け寸法 (C 寸法: 止水板設置後)

(単位：mm)

	① 止水板 A 寸法	② 止水板ガイド厚さ B 寸法	③ ガイド間隔 C 寸法	④ 隙間管理値 (C-B)
公称値 / (): 公差	150 (+1mm/-0mm)	210 (±3mm)	213 (+6mm/-3mm)	3 (+3mm/-0mm)
/ [] : 許容範囲	[150～151mm]	[207～213mm]	[210～219mm]	[3～6mm]

図 28 実機における止水機構の据付け手順及び寸法管理方法

6.1.3.6 止水機構における耐震・強度評価について

1. 目的

鋼製防護壁の止水機構（1次・2次）の耐震・強度評価方法について説明する。

2. 配置

止水機構の全体配置を図1に示す。止水機構の断面を図2に示す。

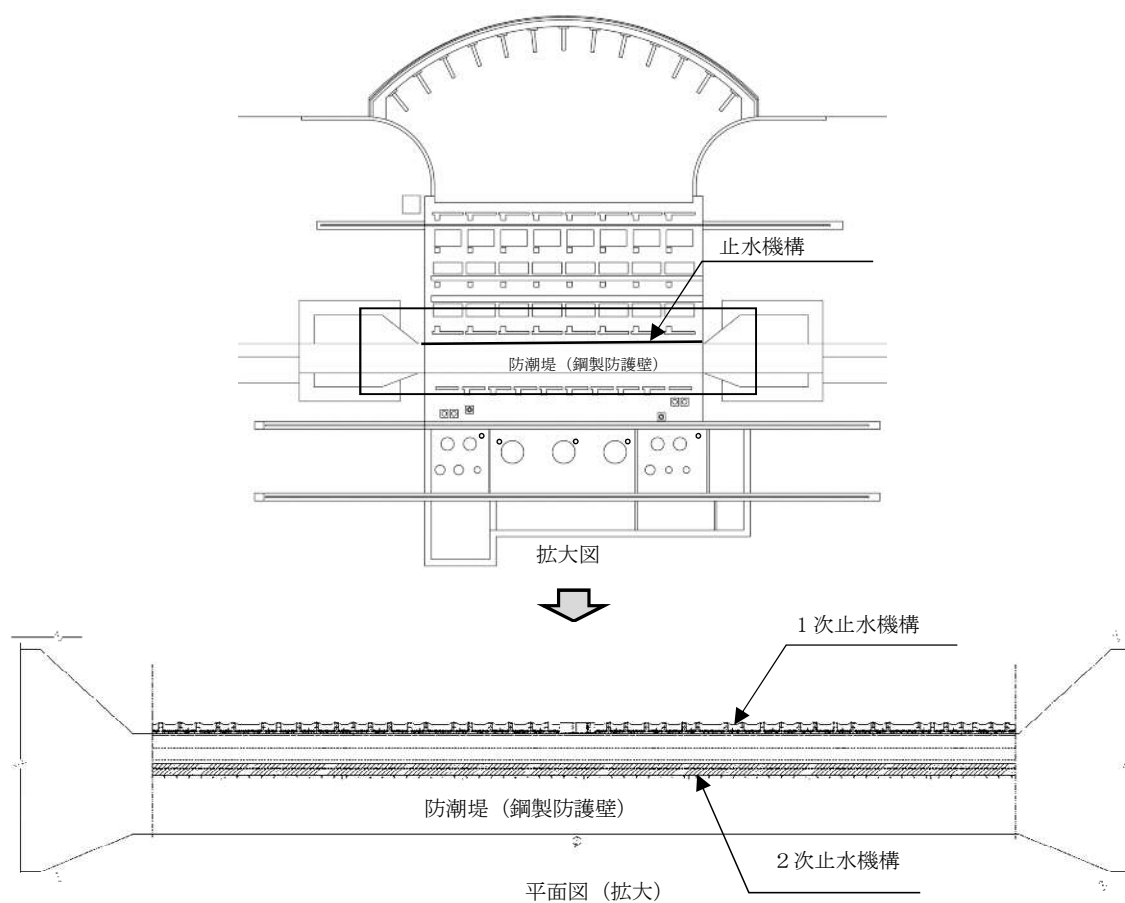
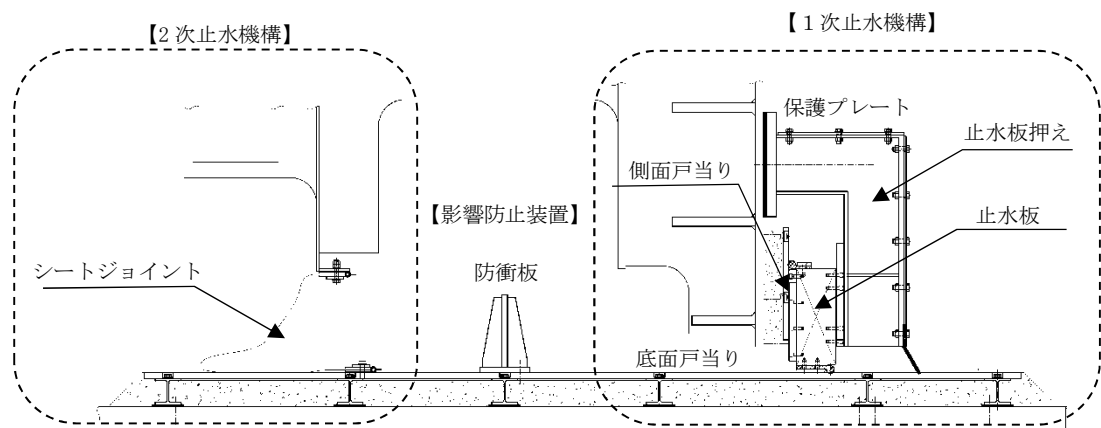


図1 1次止水機構の全体配置図



(断面図)

図2 止水機構の断面図

3. 1次止水機構の評価対象の評価方法

1次止水機構の評価対象部位を図3に示す。各部位の構造及び評価項目等については①～⑪に詳細に記載する。

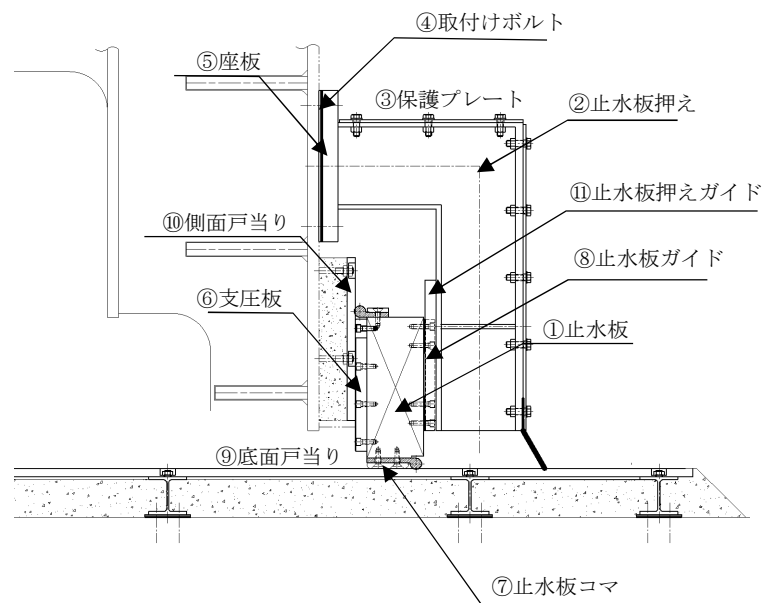


図3 1次止水機構の評価対象部位

①止水板

止水板の仕様とモデル化の概要を図4に示す。

評価部位		—	①止水板			
主要寸法	止水板長さ	mm	1990 (2000*)	1740 (1750*)	1540 (1550*)	1490 (1500*)
	止水板高さ	mm	400			
	止水板厚さ	mm	150			
材料		—	SUS304N2			
個数		—	13	7	1	2
応力評価項目		—	曲げ応力，せん断応力			

注記 *：公称値

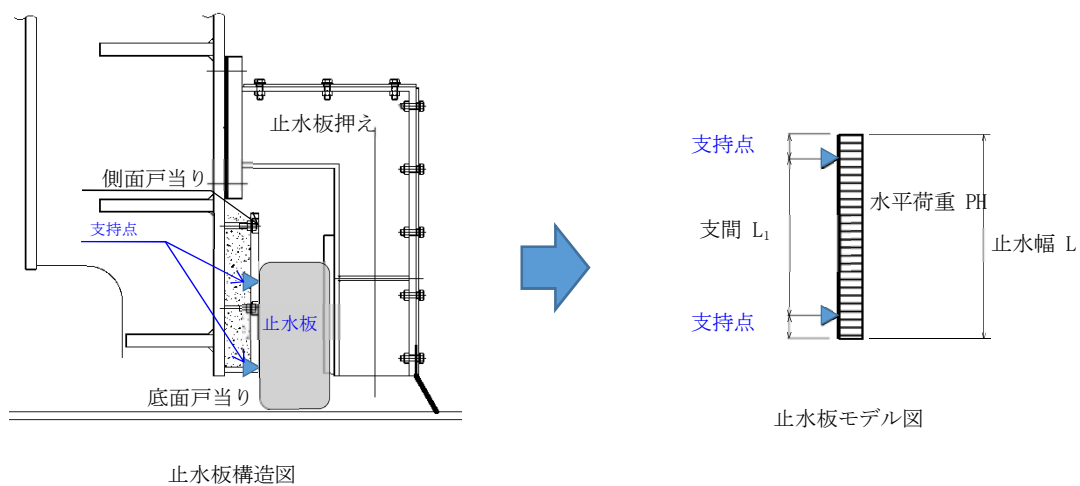


図4 止水板の構造及びモデルの設定

②止水板押え

止水板押えの全体配置図を図5に、止水板押えの構造及びモデルの設定を図6に示す。

◆材料：SM570，SUS329J4L

◆寸法：H200－230

◆数量：46箇所（止水板1枚に2箇所設置）

◆応力評価項目：＜上面＞曲げ応力，せん断応力

＜正面＞曲げ応力，せん断応力

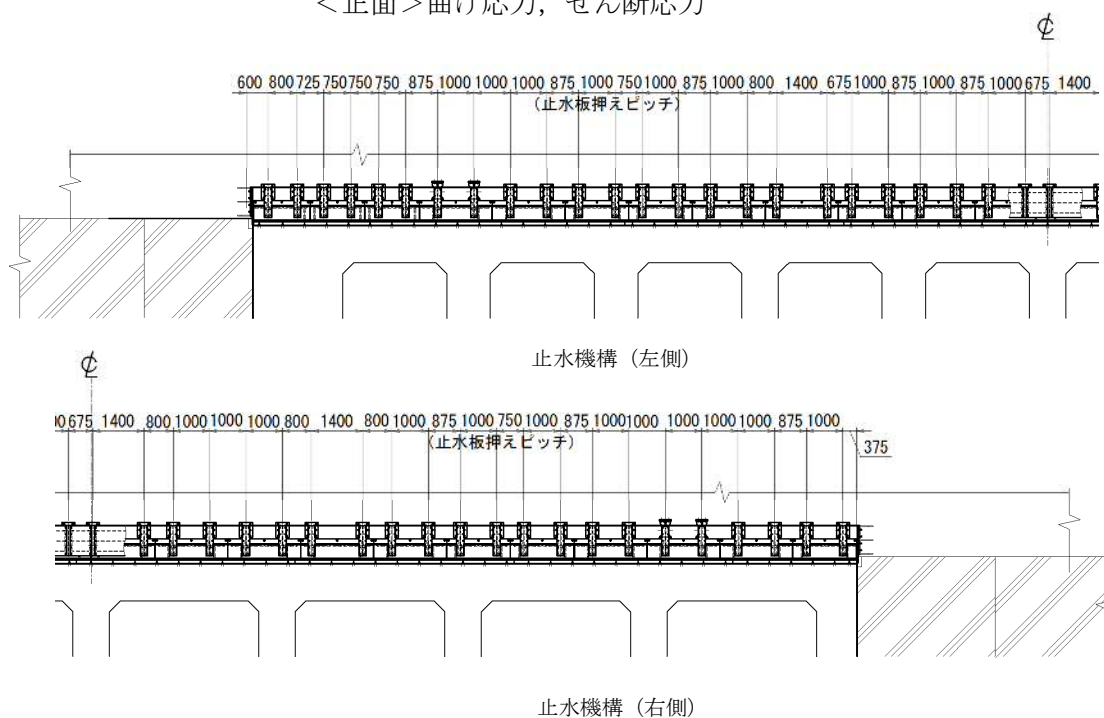


図5 止水板押えの全体配置（正面図：海側より）

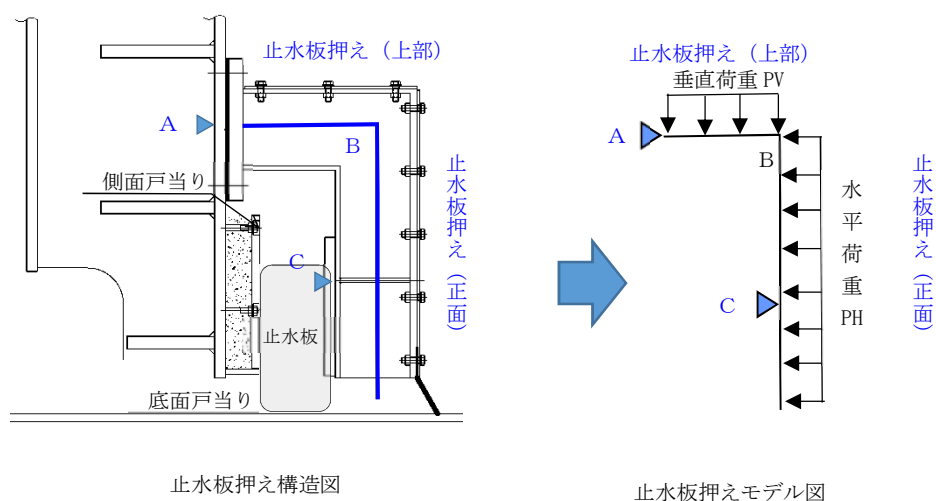


図6 止水板押えの構造及びモデルの設定

③保護プレート（図 7）

◆材 料：S U S 8 2 1 L 1

◆応力評価項目：＜上面，正面＞曲げ応力，せん断応力

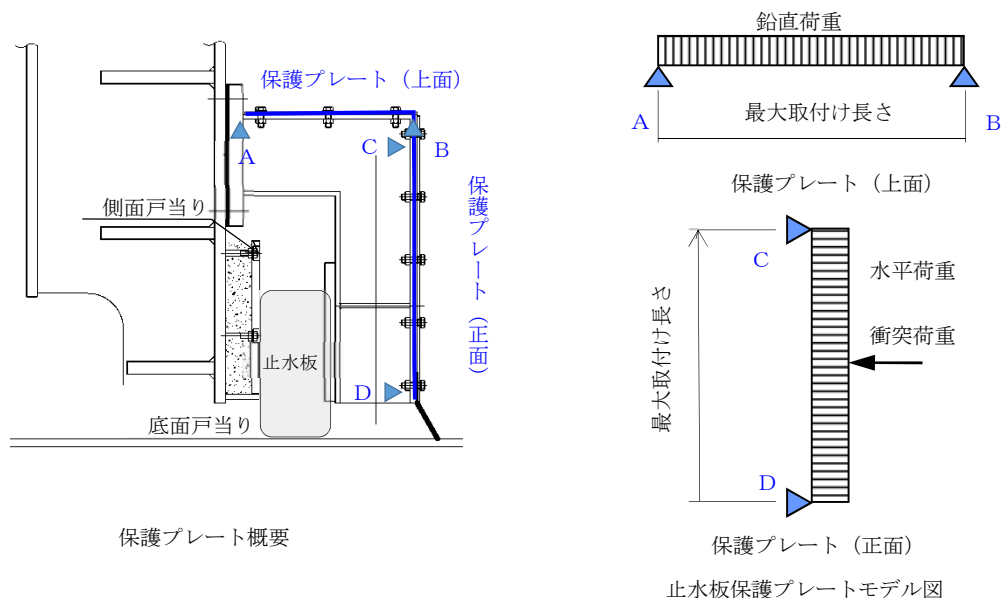


図 7 保護プレートのモデルの設定

④取付けボルト，⑤座板（図 8）

◆材 料：S 4 5 C H

◆応力評価項目：＜取付けボルト＞引張り応力，せん断応力
＜座 板＞曲げ応力，せん断応力

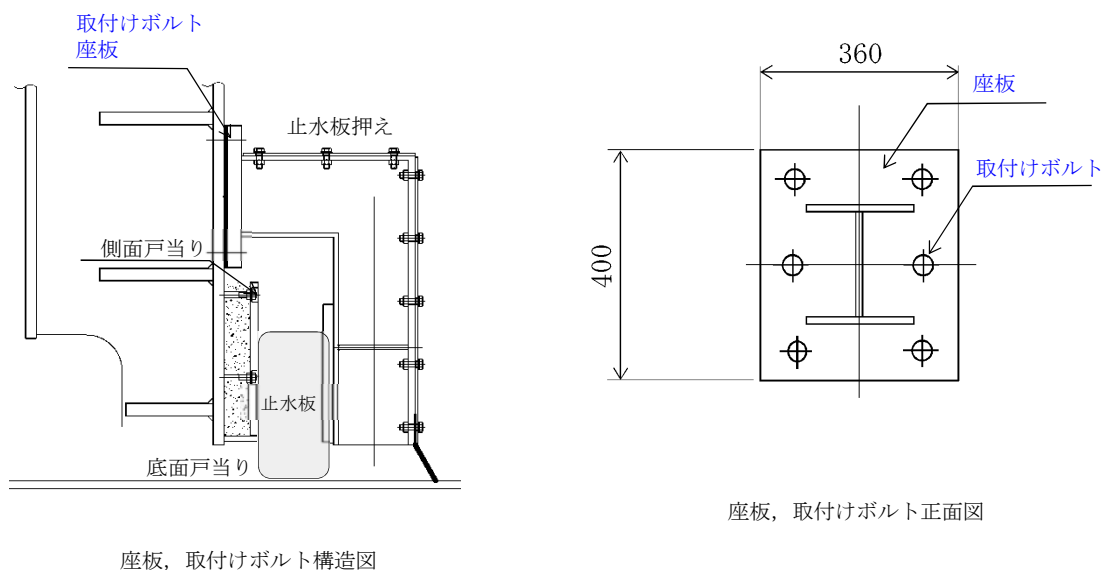
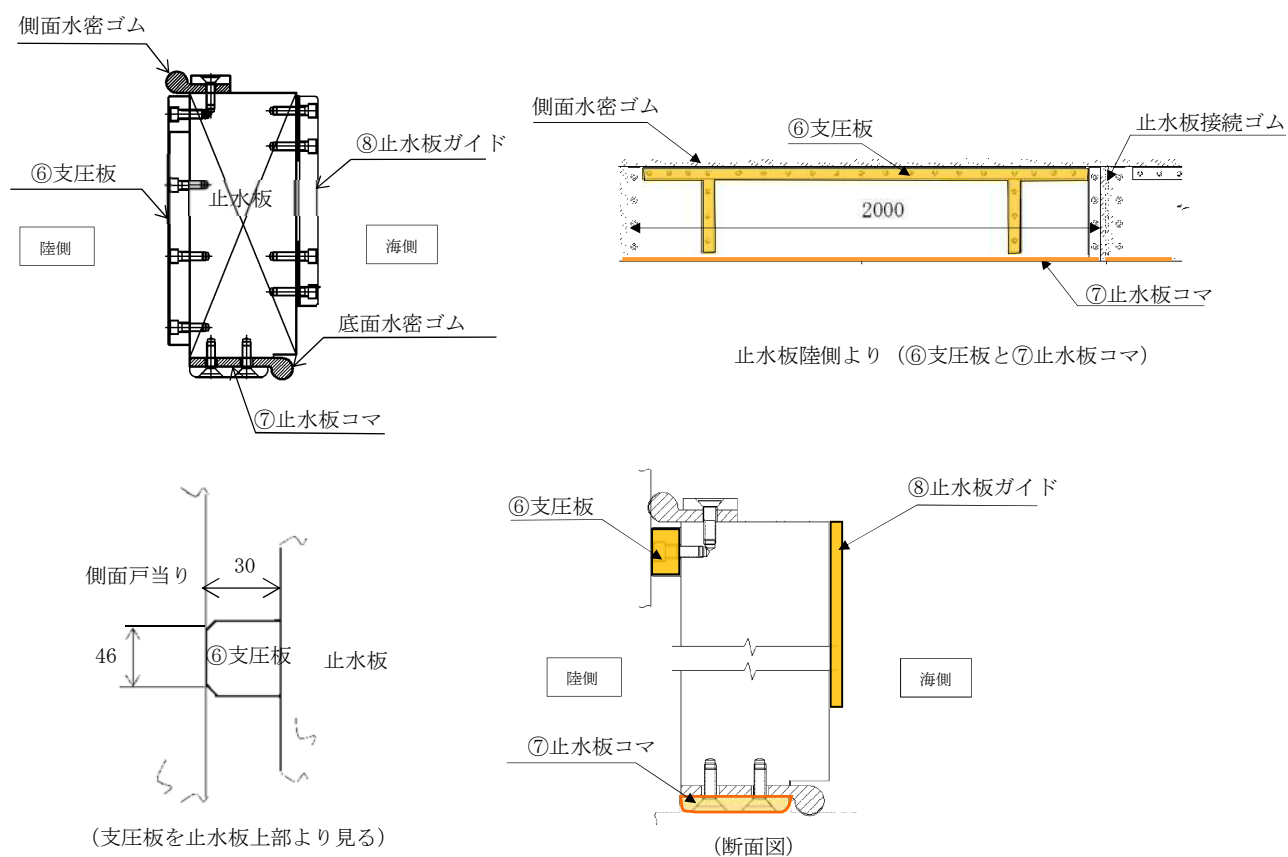


図 8 取付けボルト，座板の構造

⑥支圧板，⑦止水板コマ，⑧止水板ガイド （図 9）



評価部位		—	⑥支圧板	⑦止水板コマ	⑧止水板ガイド
主要寸法	長さ	mm	止水板の長さに合わせる	止水板の長さに合わせる	止水板押えの位置に設置
	厚さ	mm	30	15	30
材料		—	超高分子量ポリエチレン(UPE)	CAC703	CAC304
個数		—	23 箇所* ¹	23 箇所* ¹	46 箇所* ²
応力評価項目		—	支圧応力	支圧応力	支圧応力

*1：止水板 1 枚につき 1 箇所とする。

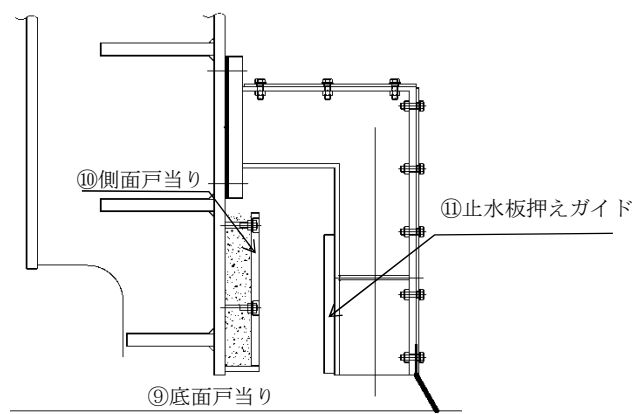
*2：止水板 1 枚につき 2 箇所，合計 46 箇所

図 9 支圧板，止水板コマ，止水板ガイドの構造

⑨底面戸当り，⑩側面戸当り，⑪止水板押えガイド（図 10）

◆応力評価項目：＜底面戸当り，側面戸当り＞圧縮応力

＜止水板押えガイド＞圧縮応力，せん断応力



評価部位		—	⑨底面戸当り	⑩側面戸当り	⑪止水板押えガイド
主要寸法	長さ	mm	L42800×W37000	42800	L370×W40
	厚さ	mm	22	22	26
材料		—	SUS316	SUS316	CAC304
個数		—	1 式* ¹	1 式* ²	46 箇所* ³
応力評価項目		—	支圧応力	支圧応力	支圧応力

*1：止水機構全域に設置するため 1 式とする。

*2：止水板と同じ位置の全域に設置するため 1 式とする。

*3：止水板ガイド箇所と同じ 46 箇所

図 10 底面戸当り，側面戸当り，止水板押えガイドの構造

4. 2次止水機構，防衝板（影響防止装置）の評価部位

2次止水機構と防衝板の配置を図11に示す。

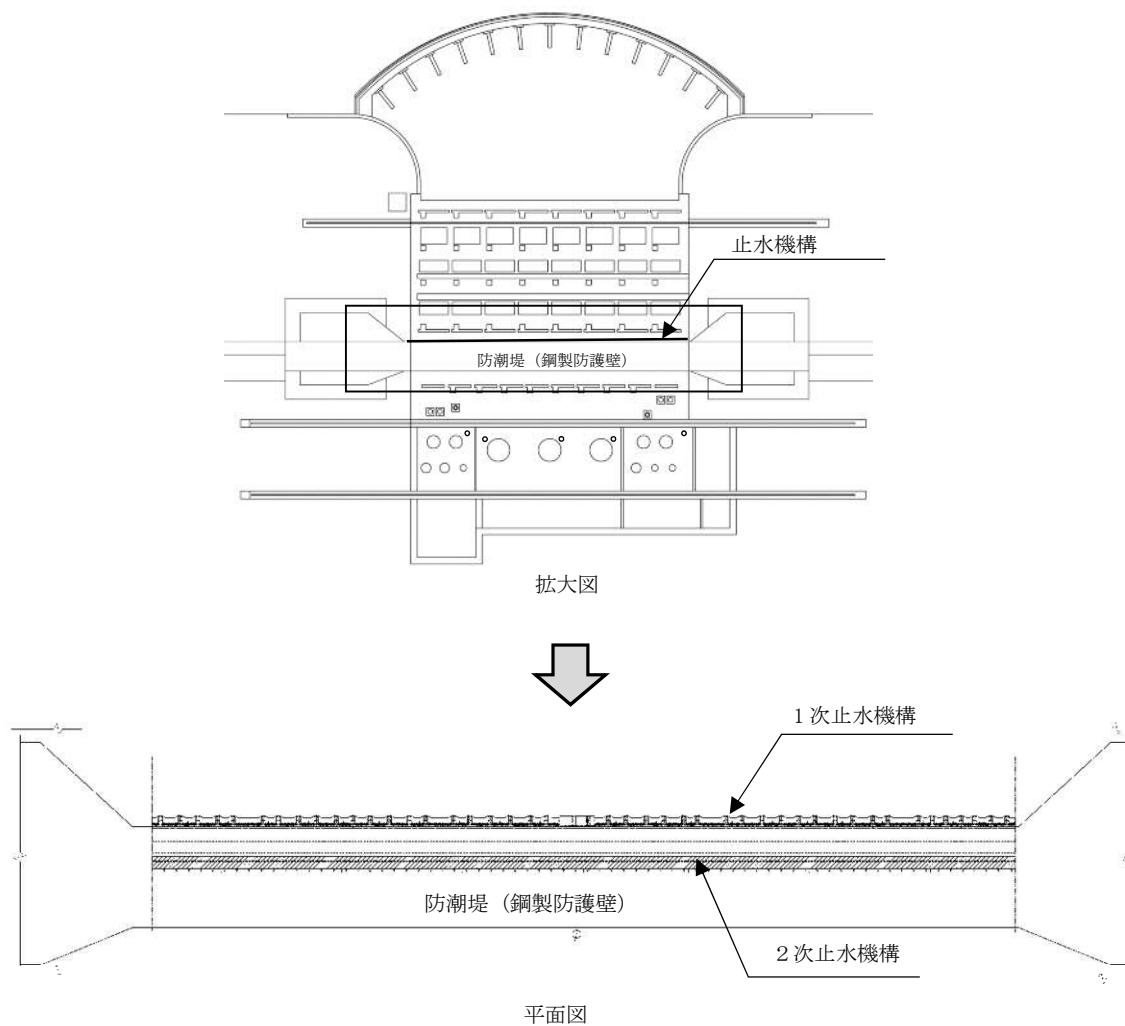


図11 2次止水機構の配置図

⑫シートジョイント, ⑬防衝板 (影響防止装置) (図 12)

評価部位		—	⑫シートジョイント	⑬防衝板 (基礎ボルト含む)
主要寸法	長さ	mm	約 43000* ¹	約 43000* ¹
	高さ	mm	1500* ²	300
	厚さ	mm	—	25
材 料		—	ポリエステル繊維 (#800 二重) 補強ベルト (100×2t 両面)	SUS304
個 数		—	1 式* ³	1 式* ²
応力評価項目		—	引張り強度	曲げ応力 せん断応力

*1：止水機構の全長を示す。

*2：シートジョイントの取付け部長さを示す。

*3：止水機構の全長部分に設置するため, 1 式とする。

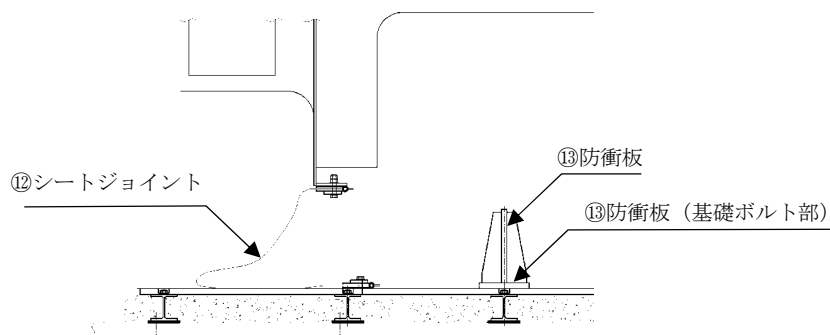
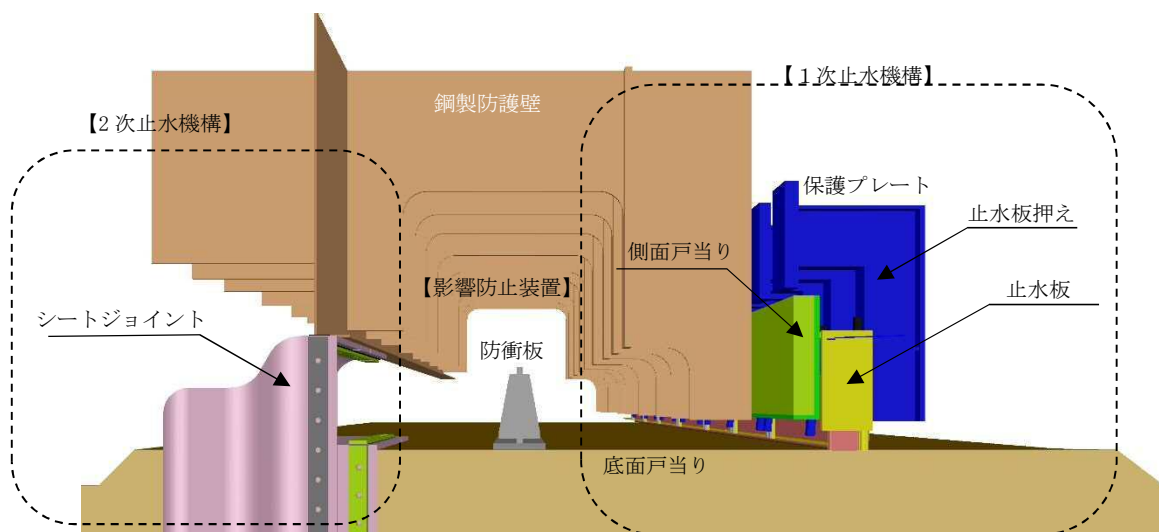


図 12 シートジョイントと防衝板の配置

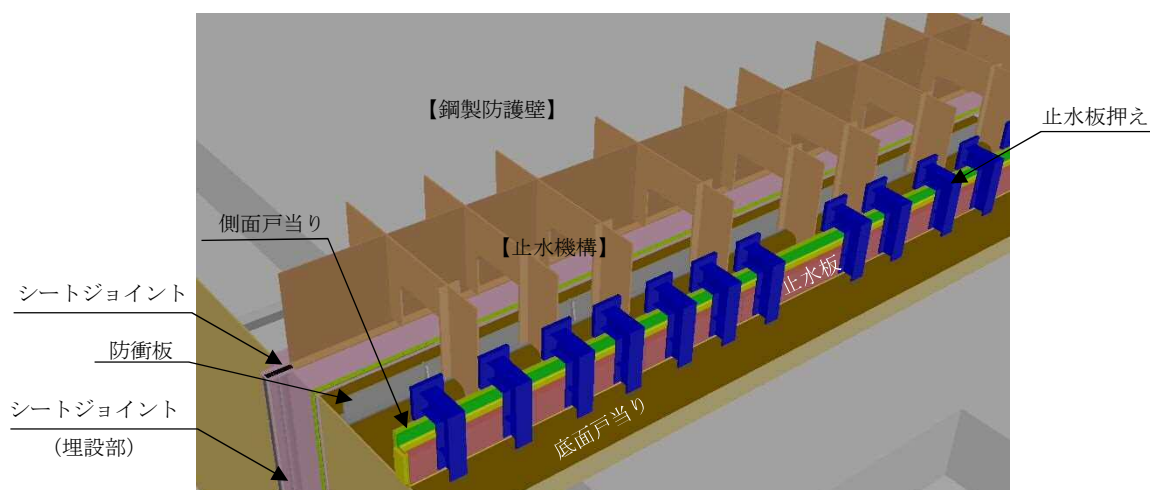
(1) シートジョイントの構造

止水機構の2次止水機構にシートジョイントを設置する。シートジョイントは、防潮堤の境界部に設置する止水ジョイント部材と同等の材質のものを設置する。

鋼製防護壁の端部は、鋼製防護壁の地震時変位による追従性を確保するためシートジョイントに余長を持たせ、変位を吸収する構造とする。また、止水時の水密性を確保するため、埋設部はボルトにて固定し水密性を維持する。シートジョイントの埋設部には、形状維持の観点から砂（珪砂9号）と粘土を充填し形状を確保する。



(止水機構 断面鳥瞰図)



(止水機構 海側南東方向より鳥瞰図)

図 13 止水機構の概要

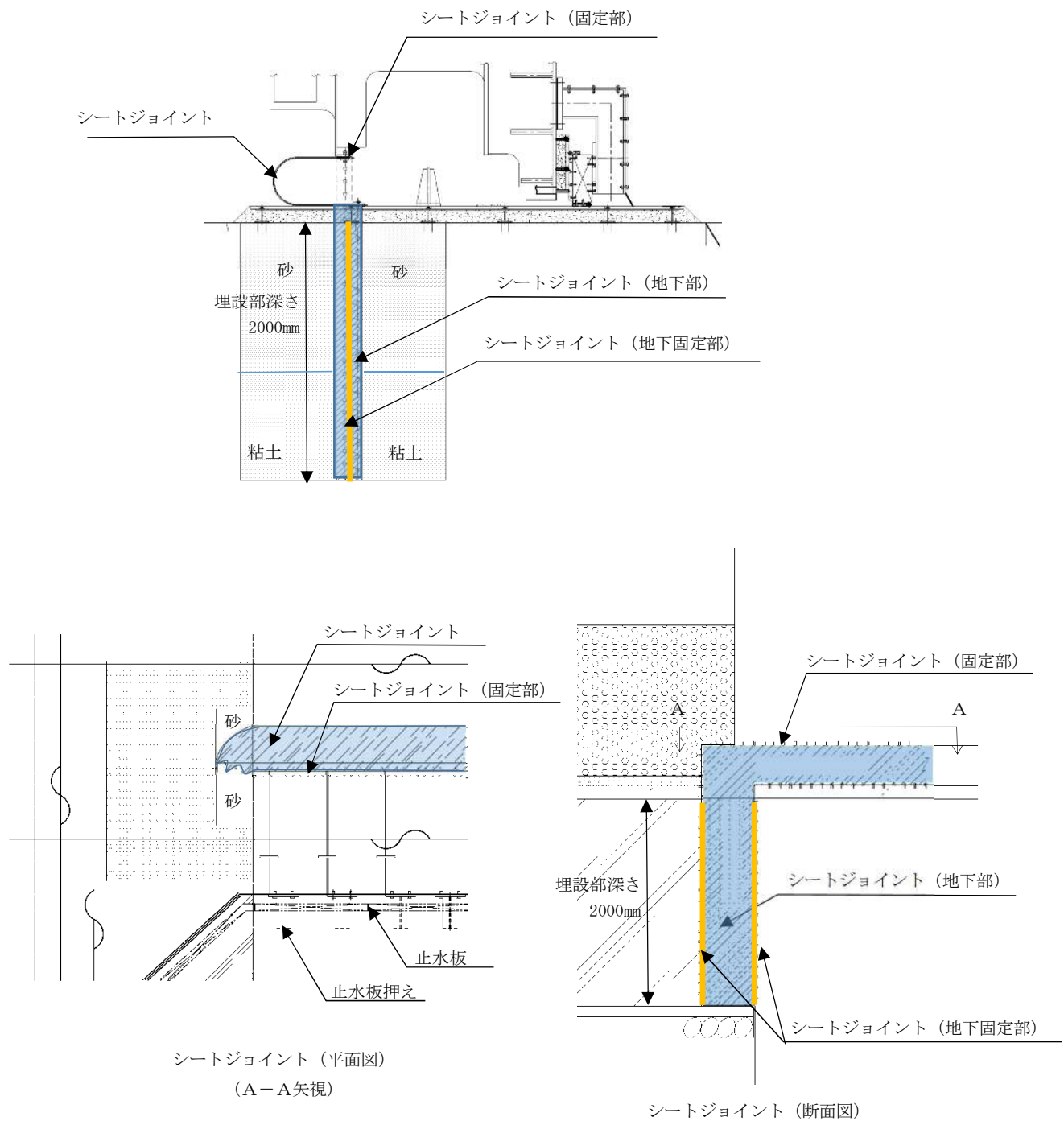


図 14 シートジョイント端部の構造

<シートジョイントの長さの考え方>

シートジョイント固定部の位置が陸側に 700mm 移動した場合の最大変位時の状態のシートジョイントの径間距離にたわみを考慮した長さ (856mm) に両端の取付け部長さ (100mm, 70mm) を加えた長さ (約 1000mm) の 1.5 倍以上とした 1500mm と設定する。図 15 にシートジョイントの長さの設定を示す。

【シートジョイントの固定部位置】：陸側 700mm, 海側 500mm

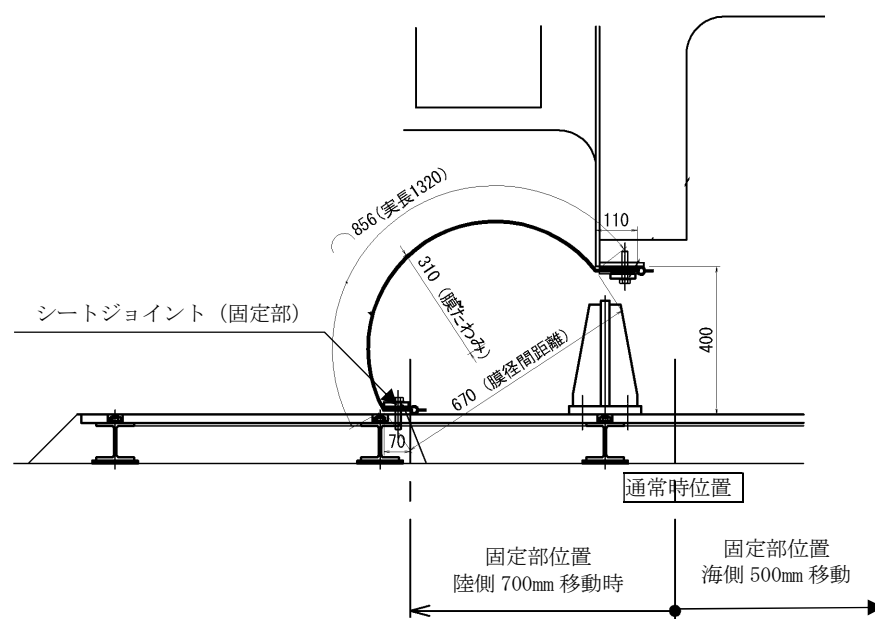


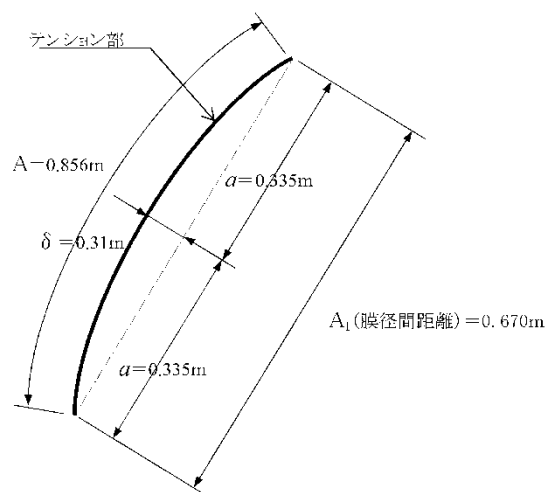
図 15 シートジョイントの長さの設定 (固定部位置陸側 700mm 移動時)

(2) シートジョイントの張力の算出

シートジョイントの構造計算書に用いる張力の計算方法について、以下のとおり。

①張力の算定

2次止水機構のシートジョイントを取り付ける場合の張力を算出する。図16にたわみ形状図を示す。



$$T_c = \frac{P_1 \cdot a}{2 \cdot \delta} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot \delta^2}$$

T_c : シートジョイントに発生する張力 (kN/m)

a : シートジョイントの径間距離 (A1) の 1/2

$$a = 0.67 \times 0.5 = 0.335$$

δ : たわみ量 (0.31m)

P_1 : 水圧 (=211.1kN/m²)

図16 たわみ形状図

②シートジョイント強度の照査

シートジョイントに対する安全率は、 $SF \geq 1.5$ としシートジョイントの必要張力 (T_{cb}) を求める。

$$T_{cb} \geq SF \cdot T_c$$

$$T_{cb} \geq 1.5 \times 80.4 = 120.6 \text{ kN/m}$$

T_c : シートジョイントに発生する張力 (80.4kN/m)

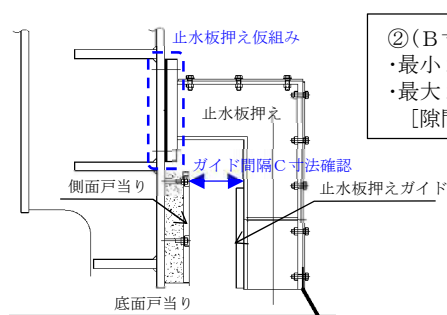
シートジョイントの必要張力は、120.6kN/m より、

30cm 当たり 36.2kN/30cm < 90kN/30cm (判定値) となる。

5. 止水機構の使用前検査の考え方について

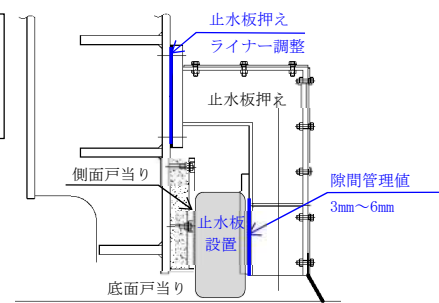
止水機構の使用前検査は、前述の3項から4項に記載のある評価対象部位①～⑬について「材料検査」として「主要寸法」「材料」「個数」「外観」の検査を行い、据付け時には「外観・寸法検査」を行う。なお、「材料検査」、「据付け検査」時の公差については、製作誤差等を考慮した判定基準を使用前検査要領書の中で明確に示す。

ただし、止水板の「据付け検査」については、止水板の挙動に影響を与えることから、据付け管理の精度を以下のとおりとした「据付け検査」を行う。図17に止水板の据付け公差を示す。



図③ ガイド間隔寸法（C寸法：止水板設置前）

②(B寸法)⇒③C寸法
 ・最小 207mm⇒210～213mm
 ・最大 213mm⇒216～219mm
 [隙間管理値 3mm～6mm]



図④ ガイド間隔据付け寸法（C寸法：止水板設置後）

(単位：mm)

	①止水板A寸法	②止水板ガイド厚さ B寸法	③ガイド間隔 C寸法	④隙間管理値 (C-B)
公称値／()：公差 ／[]：許容範囲	150(+1mm/-0mm) [150～151mm]	210(±3mm) [207～213mm]	213(+6mm/-3mm) [210～219mm]	3(+3mm/-0mm) [3～6mm]

図17 止水板の据付け公差について

6.1.3.7 止水機構のうち防衝板における衝突解析について

1. 目的

鋼製防護壁の1次止水機構の補修時等における津波襲来時において、石などの漂流物が2次止水機構のシートジョイントに到達する前に防衝板（影響防止装置）へ衝突する。その場合の防衝板への漂流物の影響について評価する。

2. 評価の方法

1次止水機構の隙間（100mm）より津波の浸水に伴う漂流物を想定する。その際、防衝板へ衝突した後の漂流物の軌跡や2次止水機構のシートジョイントへの影響について評価する。

(1) 評価条件

【評価条件】

- ・ 津波条件：T.P. +24.0m 静水压
- ・ 解析ソフト：PFC_Ver5.0
- ・ 流体解析：ANSYS FLUENT

【止水機構の構造条件】

図1に止水機構の構造及びモデル化の範囲を示す。

- ① 止水板は補修等により設置していない状態
- ② 通常状態で100mmの隙間。100mmの隙間より漂流物を想定する。
- ③ 防衝板の仕様：
 - ・ 材 質：SUSU304
 - ・ 寸 法：高さ300mm×厚さ22mm
 - ・ 据付け状況：ボルト固定

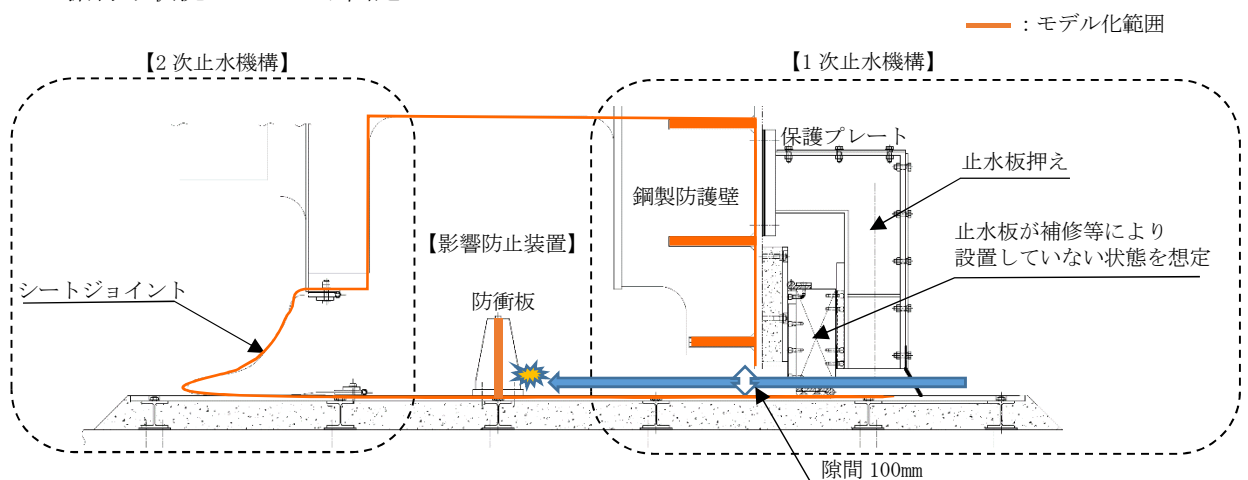


図1 止水機構の構造及び解析モデルの範囲図

【漂流物】

- ①漂流物は花崗岩を想定し，比重は 2750kg/m^3 （一般的に $2600\sim 2800\text{kg/m}^3$ ）
- ②防衝板に衝突した影響を把握するため，岩塊の形状の違う 2 ケースを選定。

図 2 に岩塊のモデル化を示す。

- ・ 1 ケース：岩塊（四角形状）： $100\text{mm}\times 100\text{mm}\times 100\text{mm}$
- ・ 2 ケース：岩塊（丸形状）：直径 100mm

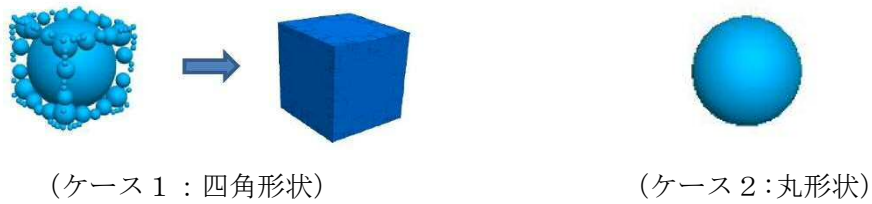


図 2 岩塊のモデル化

【解析モデル図】

止水機構の構造条件に基づく図 1 のモデル化の範囲を図 3 に止水機構のモデル化を示す。

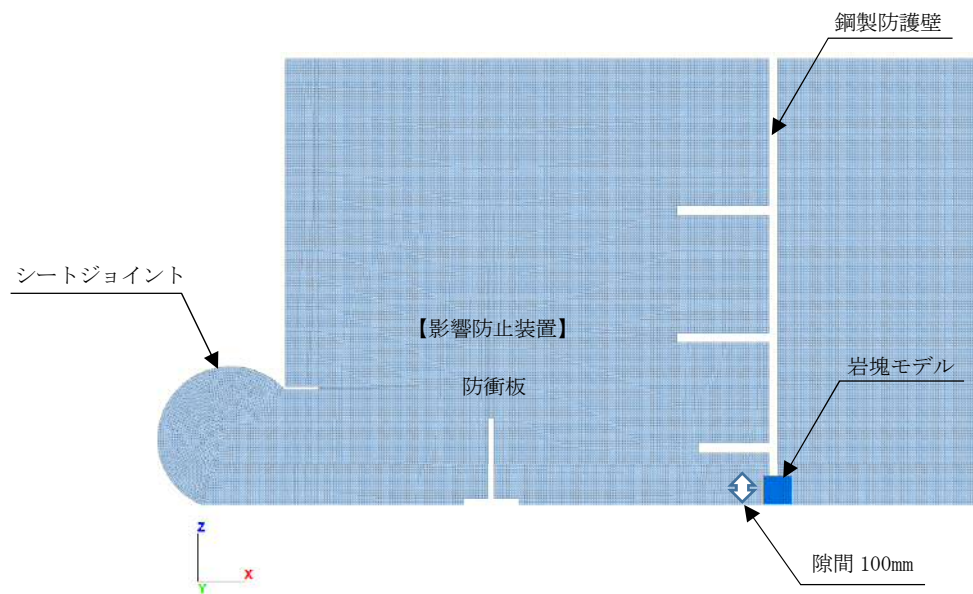


図 3 止水機構のモデル化

3. 挙動の解析結果

(1) ケース 1 岩塊（四角形状）

以下に岩塊（四角形状）の解析結果を示す。

止水板の設置位置の隙間 100mm の間から侵入し、0.3 秒後には防衝板に衝突、その後上部に跳ね上がることから、シートジョイントには直撃せず底面部分に留まることを確認した。図 4 に岩塊（四角形状）の解析結果を示す。

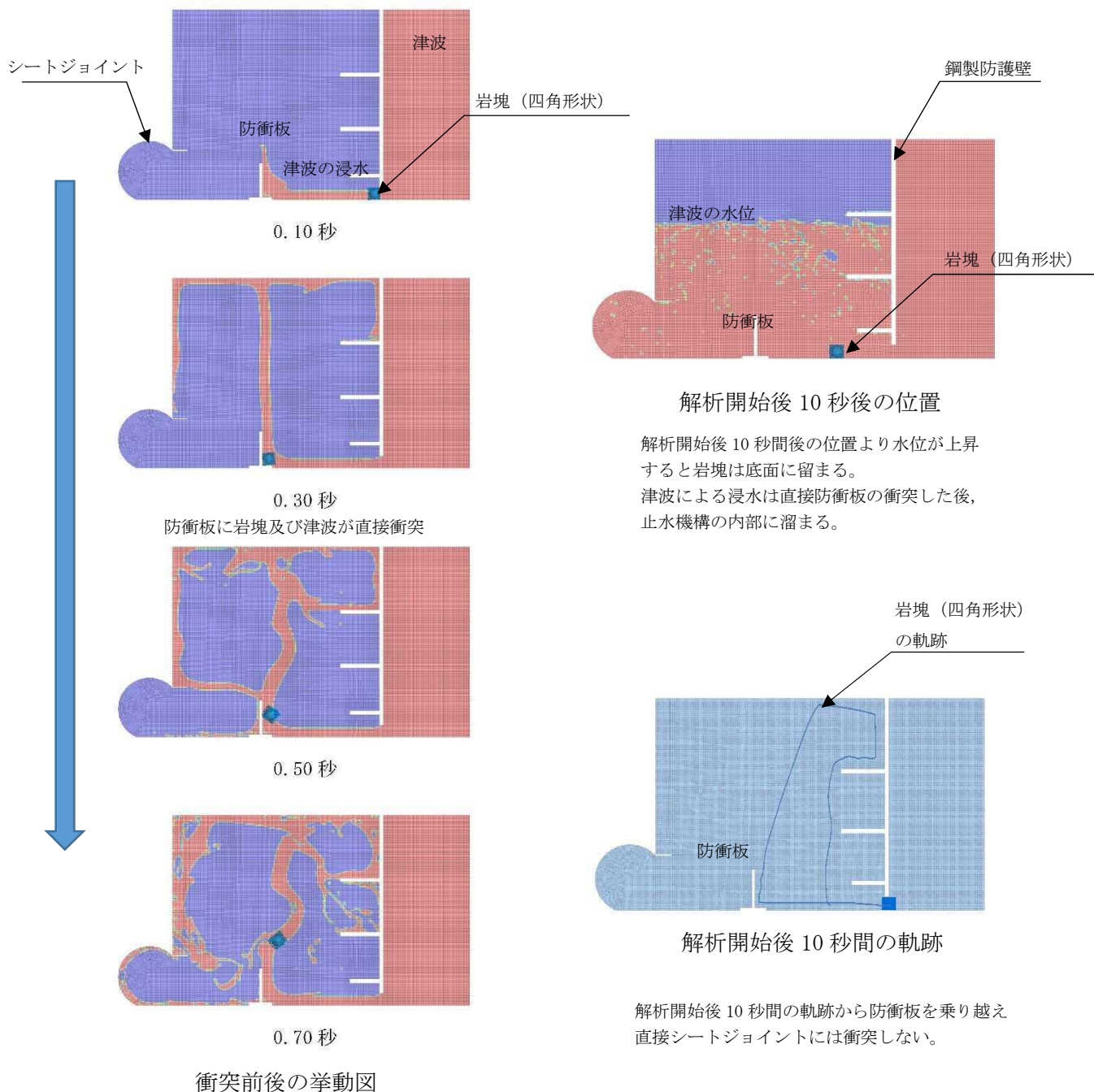


図 4 岩塊（四角形状）の解析結果

(2) ケース 2 岩塊（丸形状）

以下に岩塊（丸形状）の解析結果を示す。

止水板の設置位置の隙間 100mm の間から侵入し、0.3 秒後には防衝板に衝突、その後上部に跳ね上がることから、シートジョイントには直撃せず底面部分に留まることを確認した。図 5 に岩塊（丸形状）の解析結果を示す。

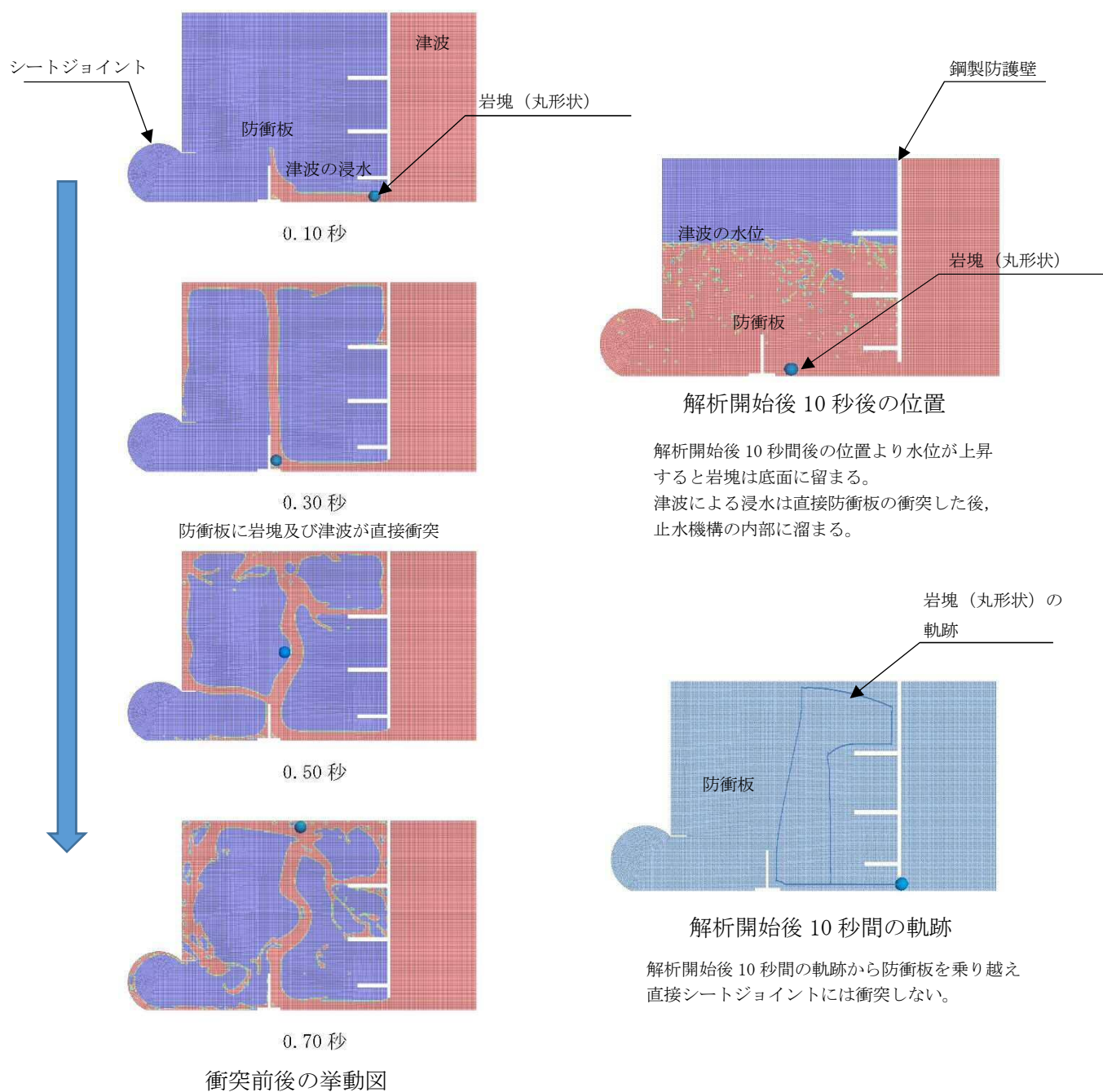


図 5 岩塊（丸形状）の解析結果

4. 衝突解析結果から算出された衝突力による評価

前述の解析結果より防衝板への衝突は、約 0.3 秒後に衝突している。その際の衝突力について解析より求め、強度計算書に反映する。

表 1 衝突板への衝突力の算定

	①衝突力 (N)	強度計算書上に用いる衝突力 (N) ①衝突力×1.2 倍
ケース 1 (四角形状)	11395	13674
ケース 2 (丸形状)	2058	2470

強度計算書に用いる荷重は、最大荷重のケース 1 (四角形状) にて算出した荷重 (11395N) に計算書上のばらつき等を考慮し 1.2 倍の衝突力 13674N を強度計算書に用い評価する。表 1 に衝突版への衝突力の算定を示す。

また、シートジョイントについては、岩塊が直接衝突することがないこと及び津波の浸水も直接受けることがないことから、静水圧による荷重を考慮した強度計算書の評価とする。

6.1.3.8 止水板の設置時における隙間の解析及び衝突解析による評価について

1. 目的

鋼製防護壁の1次止水機構の止水板は、止水板押えと側面戸当りの隙間が3mm～6mmにて設置されることから、解析や応力評価の影響について評価する。

2. 概要

三次元動的解析は、ガイド間の隙間の寸法について公称値の3mmとし評価してきたが、製作や施工上の設置時における公差を考慮した場合に、隙間3mmから最大6mmにて設置することから、三次元動的解析においては、設置時における施工上の公差によるばらつき等も考慮した解析ケースを選定する。

なお、解析ケースの選定については、三次元動的解析による応力評価（衝突応力含む）及び止水板の浮き上がりの観点から適切な解析ケースを選定する。

図1に、止水板と止水板ガイドとの設置時の隙間を示す。

<止水板と止水板ガイド間の設置時の寸法>

	止水板厚さ A (mm)	止水板ガイド付き 厚さ B (mm)	ガイド間隔 C (mm)	【隙間管理値】 C-B (mm)
図面寸法	150	210	213	3
実機寸法 (製作公差含む)	150 ⁺¹ ₋₀	210±3 (ライナー調整)	213 ⁺⁶ ₋₃ (ライナー調整)	3 ⁺³ ₋₀
解析モデル	150	210 ⁺⁰ ₋₃	213	3 ⁺³ ₋₀

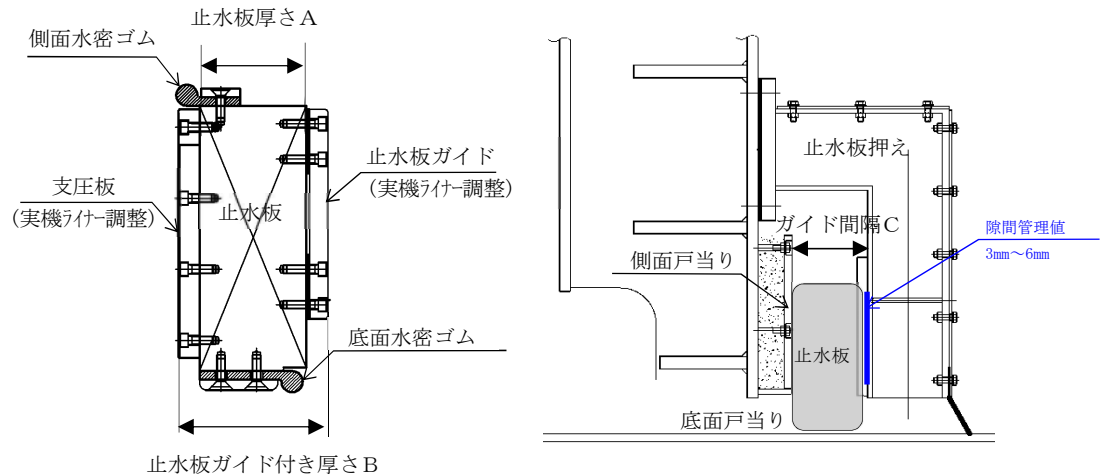


図1 実機における止水板とガイド間の寸法管理値

3. 応力解析の評価フロー

止水板設置時における隙間のケースにおける応力解析及び衝突解析による評価フローについて図 2 に示す。

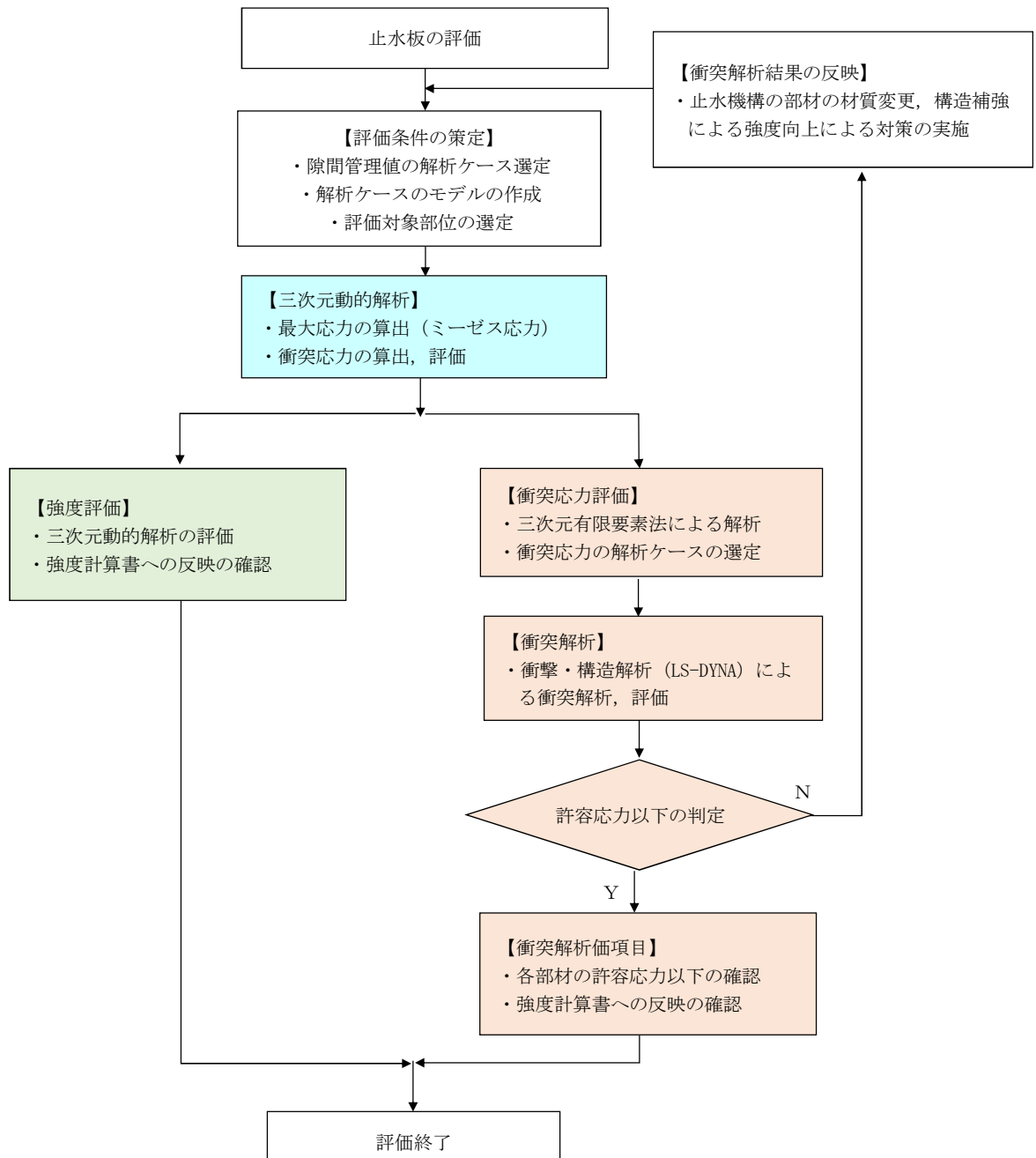
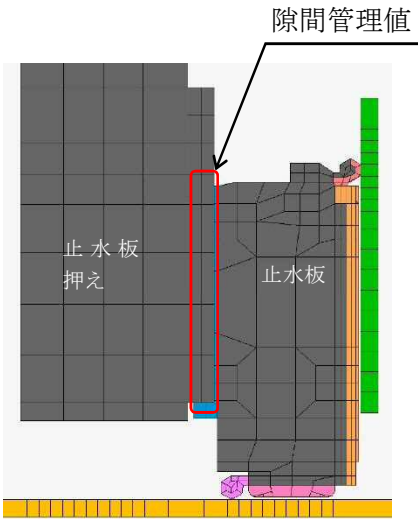


図 2 止水板の設置時における隙間の解析及び衝突解析による評価フロー

4. 評価条件の策定

(1) 三次元動的解析モデルと解析ケース

図 3 に三次元動的解析のモデルとケース数



【解析条件】

◆三次元動的解析のケース

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
隙間	3mm	4mm	6mm

◆地震動：基準地震動 S_s （3方向同時加振）

◆継続時間：鋼製防護壁の鉛直加速度最大時付近
40 秒から 44 秒

図 3 三次元動的解析のモデルとケース数

(2) 評価対象部位の選定

三次元動的解析の評価対象部位は、止水板の挙動に影響を与える部位を選定した。図 4 に解析における評価対象部位を示す。

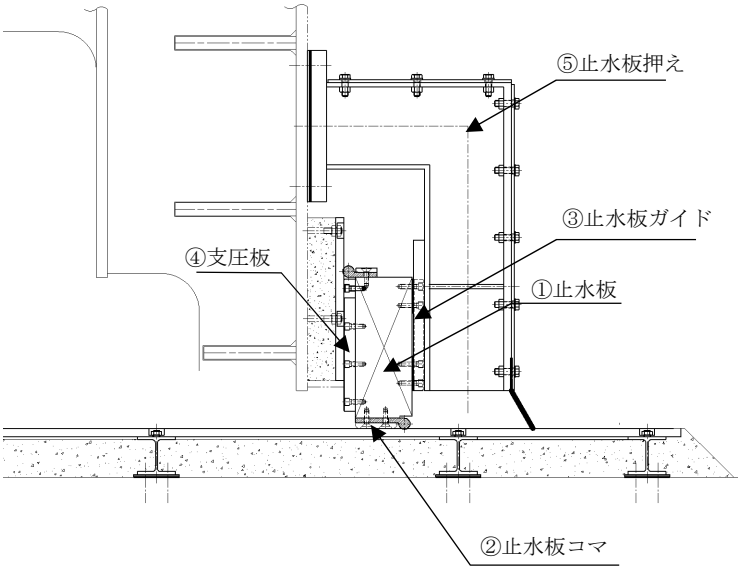


図 4 解析における評価対象部位

5. 三次元動的解析（応力評価）の結果

三次元動的解析における応力評価の解析結果を止水板設置の隙間ケース毎に整理した結果を表 1 に示す。

解析の結果から、ケース 3 の 6mm の場合であればケース 1, 2 の発生応力よりも顕著に応力が大きくなる傾向があること及び他のケースを包絡していることから、三次元動的解析及び応力評価においてはケース 3（隙間 6mm）のケースを評価や解析においてのベースケースとする。

表 1 止水板設置の隙間ケースにおける三次元動的解析結果（衝突応力）

評価対象部位	ケース 1 (隙間：3mm)	ケース 2 (隙間：4mm)	ケース 3 (隙間：6mm)	許容応力 (MPa)
①止水板	185.4	121.5	348.6	345
②止水板コマ	794.9	962.4	1975.7	245
③止水板ガイド	599.9	829.2	1308.7	245
④支圧板	21.8	14.4	13.1	44
⑤止水板押え	829.0	538.0	915.1	450
評価	公称値ケース	ケース 1 とケース 3 の 中間ケース	【ベースケース】 支圧板以外の全ての 部位の包絡ケース	

三次元動的解析における評価の結果、ケース 1 の隙間 3mm のケースでは止水板とガイドとの隙間が小さいことから、止水板を比較的拘束する結果が得られたが、ケース 3 の 6mm の場合には止水板とガイドとの隙間が大きいため、止水板が自由に動きやすく衝突応力に大きい結果が得られたものと思われる。

図 5 から図 8 にケース 3 の①止水板、②止水板コマ、③止水板ガイド、⑤止水板押えの三次元動的解析の結果を示す。

【ケース 3 隙間 6mm の解析結果】

<①止水板>

止水板の中央付近に許容応力をわずかに上回っている衝突応力が確認できることから衝突による応力として評価する。

また、時刻歴波形から許容応力以下のところにも小さな衝突応力が確認できる結果となった。図 5 に三次元動的解析の結果と時刻歴波形を示す。

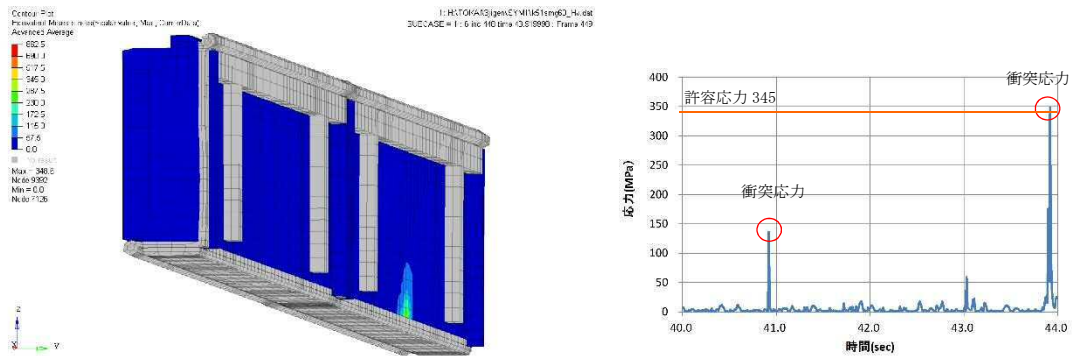


図 5 止水板の三次元動的解析結果と時刻歴波形

<②止水板コマ>

止水板コマの端部に衝突応力が確認できることから衝突による応力として評価する。

また、時刻歴波形から許容応力の近傍の部分に衝突応力が確認できる結果となった。図 6 に三次元動的解析の結果と時刻歴波形を示す。

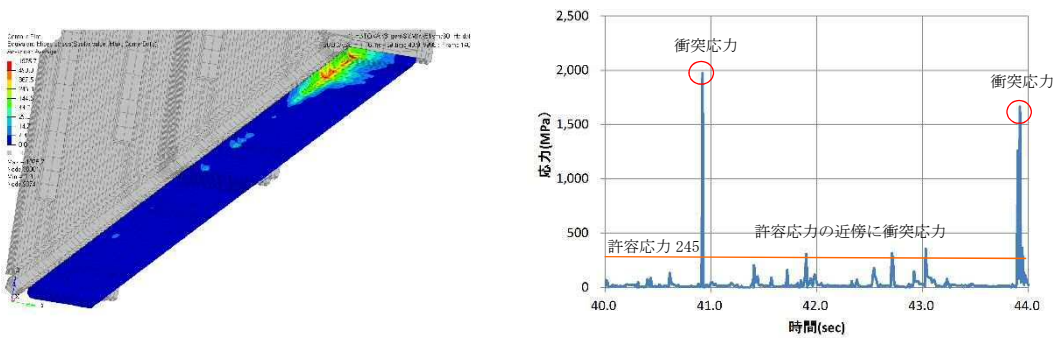


図 6 止水板コマの三次元動的解析結果と時刻歴波形

<③止水板ガイド>

止水板ガイドに衝突応力が確認できることから衝突による応力として評価する。

また、時刻歴波形から許容応力以下のところにもいくつかの衝突応力が確認できる結果となった。図7に三次元動的解析の結果と時刻歴波形を示す。

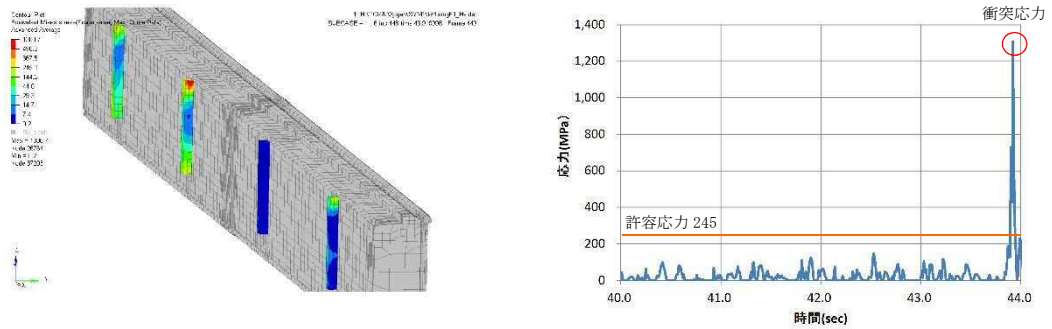


図7 止水板ガイドの三次元動的解析結果と時刻歴波形

<⑤止水板押え>

止水板押えを鋼製防護壁に取り付ける部分やL字の曲り部の近傍に衝突応力が確認できることから衝突による応力として評価する。

また、時刻歴波形から許容応力以下のところにもいくつかの衝突応力が確認できる結果となった。図8に三次元動的解析の結果と時刻歴波形を示す。

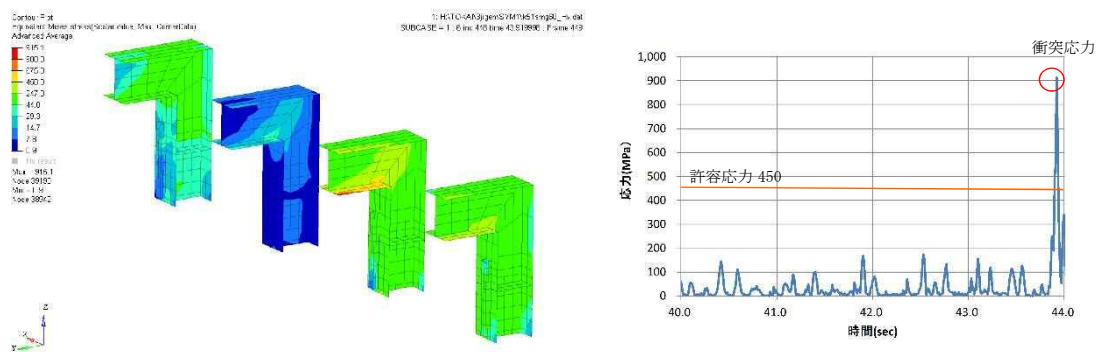


図8 止水板押えの三次元動的解析結果と時刻歴波形

6. 衝突応力の評価

前項 5 項の三次元動的解析の結果から、衝突応力が認められたため、三次元有限要素法による衝突解析を実施し衝突応力について評価する。

(1) 解析条件

- ・加振条件：基準地震動 S_s ($S_s - D1$)
- ・解析手法：非線形時刻歴応答解析
- ・解析ソフト：LS-DYNA（衝撃・構造解析ソフトウェア）
- ・解析モデル：三次元有限要素法解析モデル（ガイド間の隙間 6mm）

図 9 に止水板とガイド間のモデル図を示す。

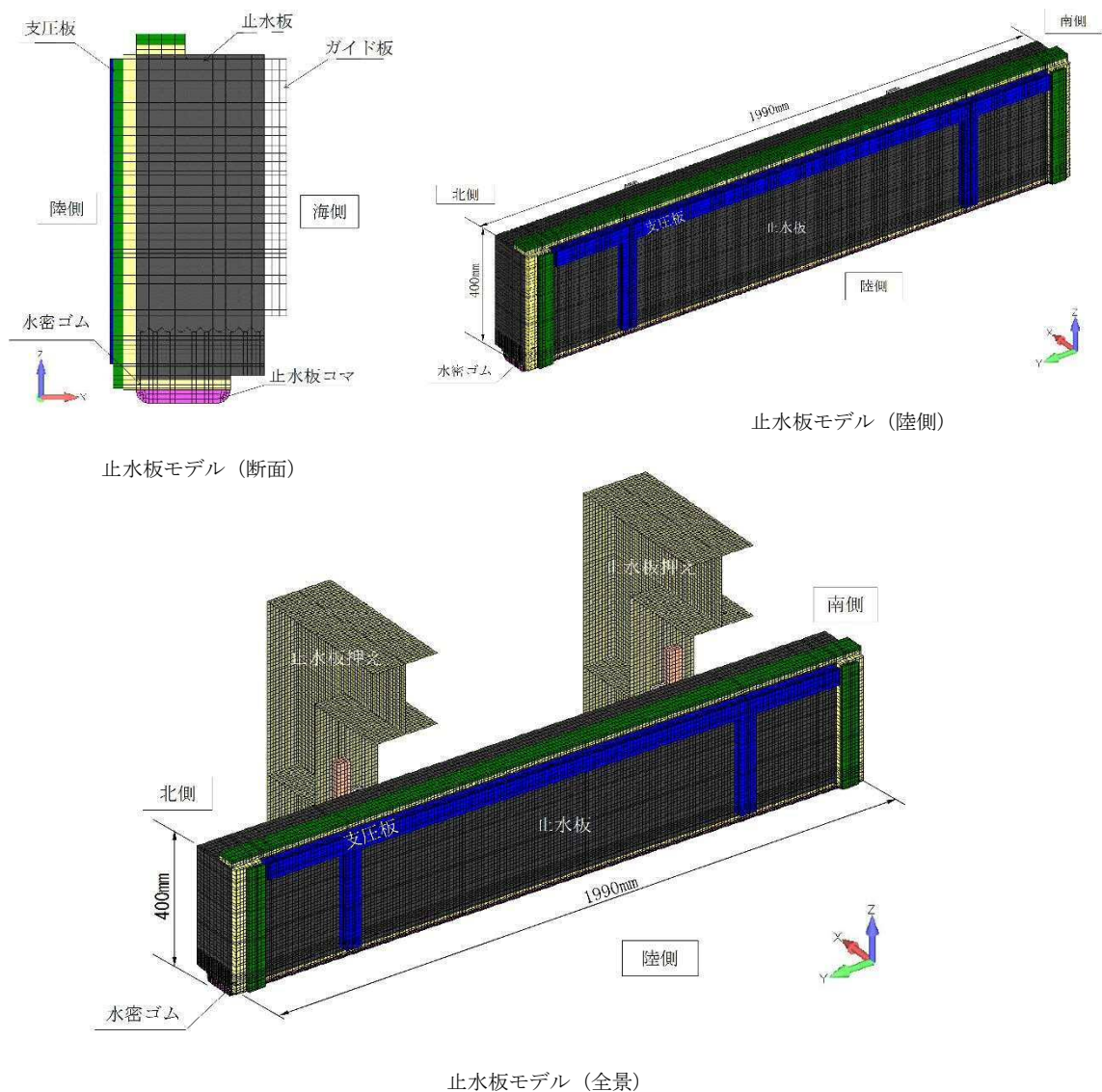


図 9 止水板とガイド間のモデル図

(2) 止水板の衝突条件

止水板の衝突応力の算出に係る止水板の解析条件（イメージ）を図 10 に示す。

< 衝突条件 >

- ①隣り合う止水板とは接続しない。
- ②止水板の傾きは三次元動的解析結果の数値を用いる。
- ③南側の止水板位置を解析開始時の衝突点とする。

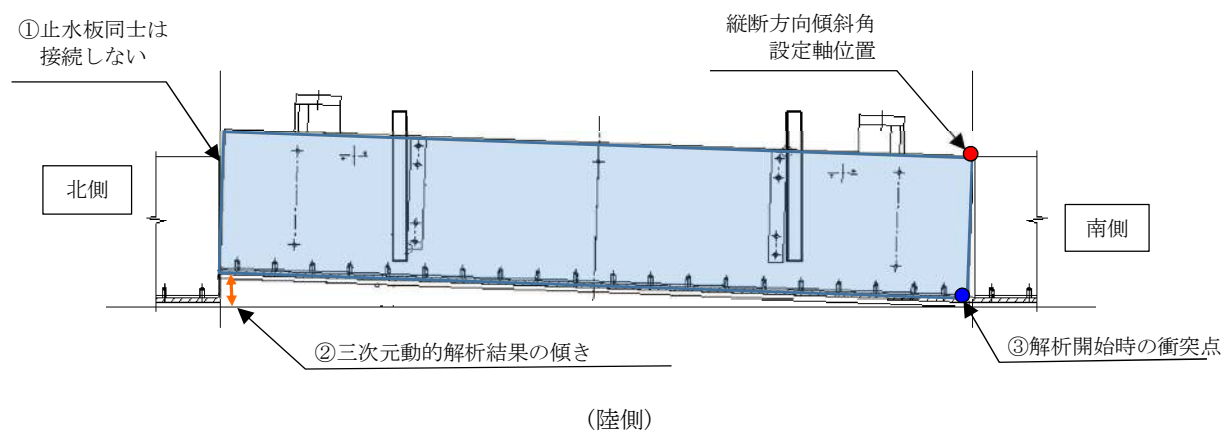


図 10 止水板の衝突応力の算出に係る止水板の解析条件（イメージ）

(3) 衝突解析の結果

a. 評価条件

衝突解析に用いる評価条件について、以下のとおり。評価ケースは横断方向と縦断方向の2ケース実施する。評価部位については三次元動的解析の結果から以下の対象箇所とする。図11に衝突解析の評価部位と解析条件を示す。

<評価対象部位>

- ・ 止水板 ・ 止水板コマ ・ 止水板ガイド ・ 止水板押え

<評価条件>

- ・ ガイド間の隙間 : 隙間 6mm
- ・ 衝突速度 : 1200mm/s (三次元動的解析から求めた衝突速度)
- ・ 横断方向の傾斜角 : 1.238° (図面上から求めた傾斜角)
- ・ 縦断方向の傾斜角 : 0.2° (三次元動的解析から求めた傾斜角)

衝突解析の解析条件

衝突方向	衝突速度 (mm/s)	傾斜方向と角度	
		横断方向	縦断方向
横断方向	1200	1.238	0.2
縦断方向	1200	1.238	0.2

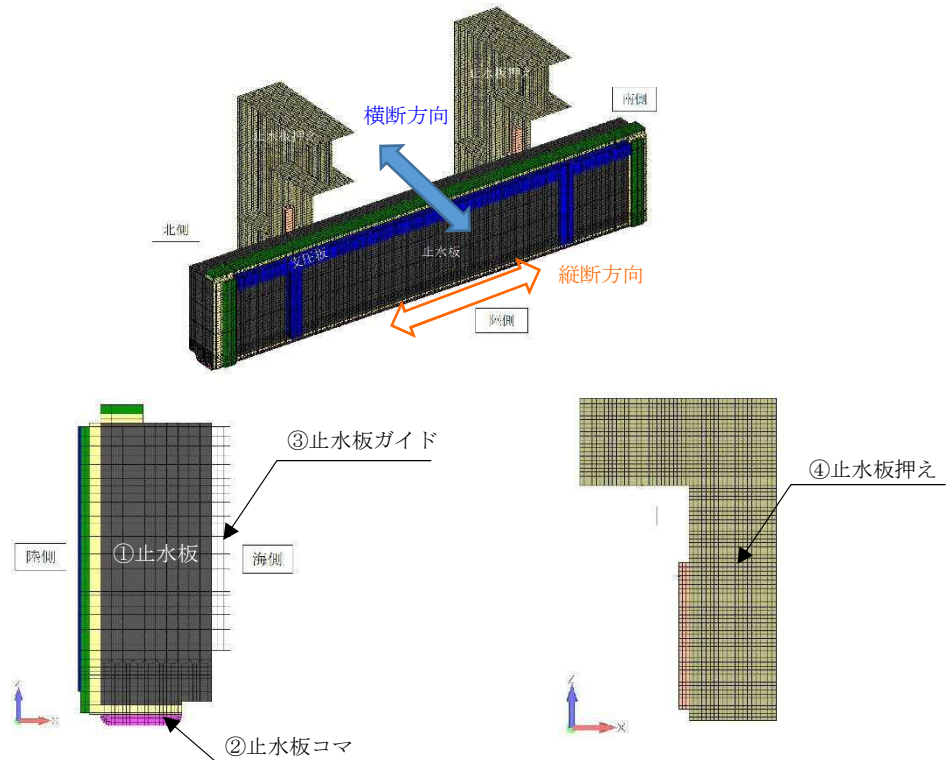


図11 衝突解析の評価部位と解析条件

b. 評価結果

衝突解析の解析結果から、止水板ガイド及び止水板押えの部分の発生応力が許容応力を超える結果になった。

上段：横断方向，下段：縦断方向

	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	評価
①止水板(SUS304N2)	121	300	○
	120		
②止水板コマ(CAC703)	19	171	○
	11		
③止水板ガイド(CAC703)	395	171	×
	360		
④止水板押え (SM570)	330	382	△
	571		

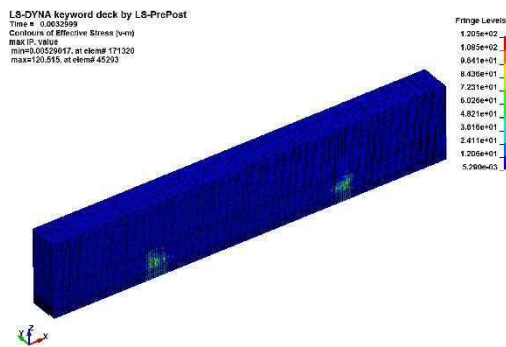
<凡例> ○：横断・縦断共に許容応力以下

△：横断・縦断どちらかが許容応力超え

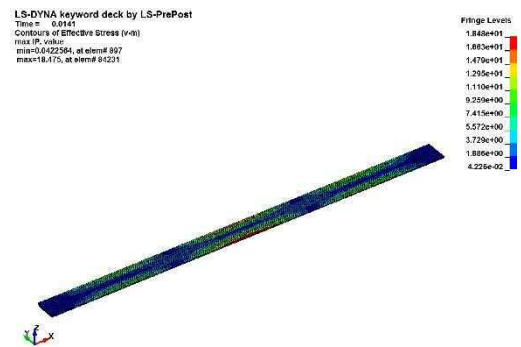
×

各部位における評価結果を図 12 の止水機構の衝突解析結果に示す。

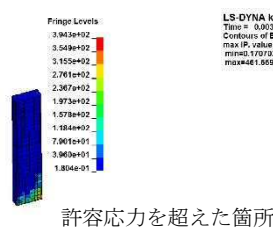
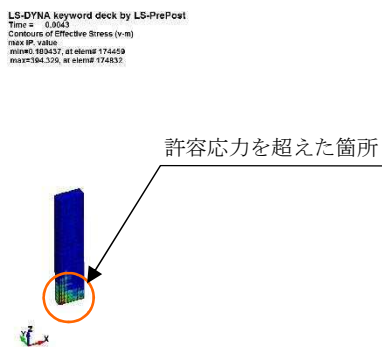
①止水板



②止水コマ



③止水板ガイド



④止水板押え

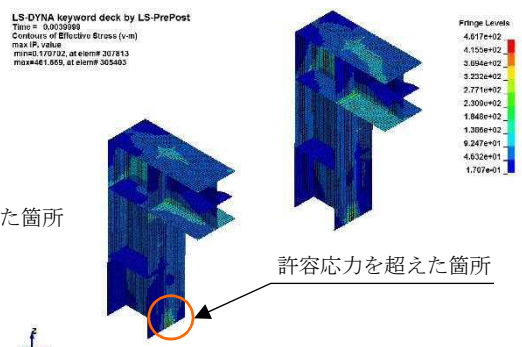


図 12 止水機構の衝突解析結果（横断方向）

(4) 衝突解析結果の反映

衝突解析の評価結果より、止水板ガイドと止水板押えは許容応力を超える結果となった。衝突荷重の要因として、止水板は隙間を保持した状態で設置しており、地震時には小刻みに挙動することから衝突荷重が発生しやすい構造にある。

そのため、衝突の要因となる止水板側の止水板ガイドについて対策を実施する。止水板ガイドの機能と対策を示す。

a. 止水板ガイドの機能

止水板ガイドは、止水板の地震時の挙動を円滑にするため、止水板押え（横断方向：最大 6mm）と止水板押えガイド（縦断方向：5mm）と一定の隙間を保持した状態で設置されている。図 13 に止水板ガイドと止水板押えガイドとの位置関係を示す。

止水板ガイドに掛かる荷重は、止水板の固定荷重に地震時の水平震度を加えた荷重が地震時に止水板押え側に支圧として、止水板ガイドに支圧応力として伝達する。衝突荷重の緩和対策については、この機能、役割に影響を与えない構造を検討する。

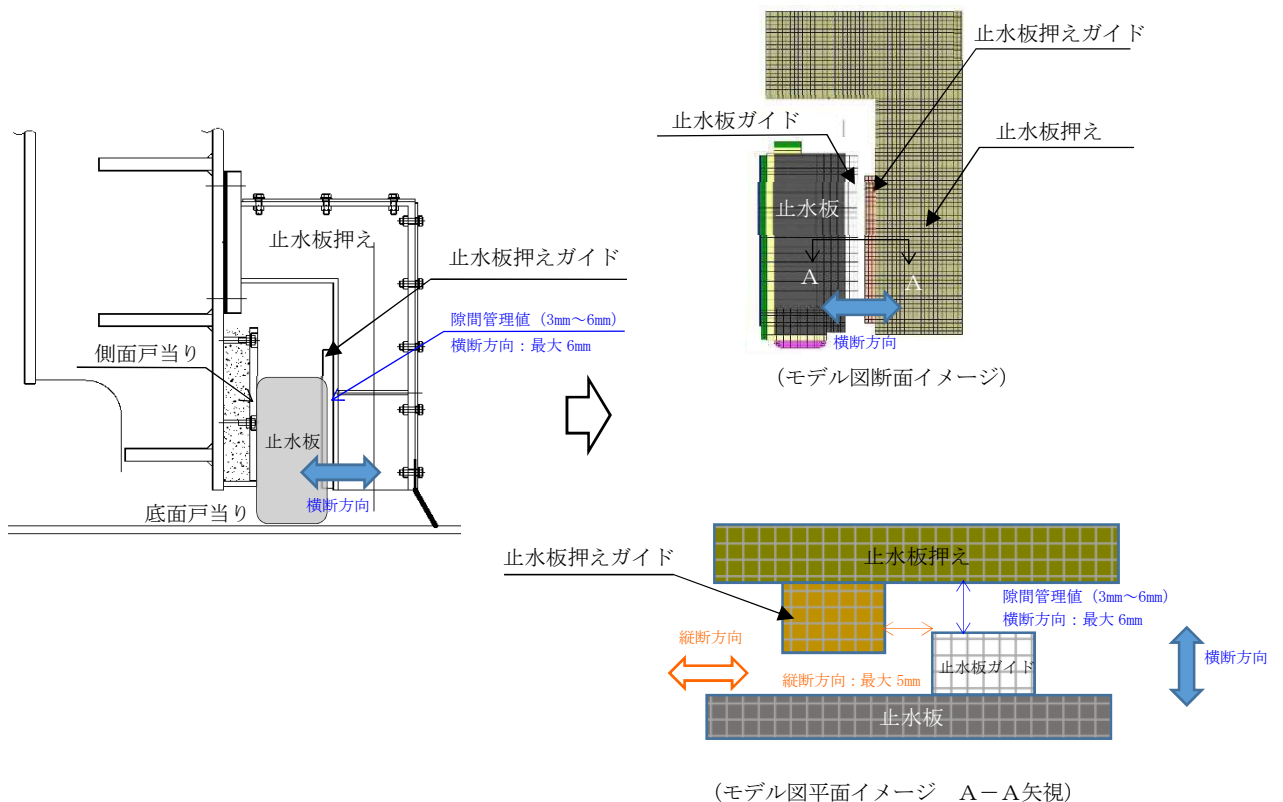


図 13 止水板ガイドと止水板押えガイドとの位置関係

b. 止水板ガイドの衝突荷重の要因と対策

止水板押えと止水板との隙間が最大 6mm にて設計しており、構造の特徴として止水板が小刻みに動く挙動を示すことは実証試験及び三次元動的解析からも確認されている。そのため、衝突荷重は構造上から発生するものであることから、止水板ガイドの衝突荷重の要因と対策を図 14 に示す。

以下の要因から対策として、材料による強度の向上及び衝突緩和対策を実施する。

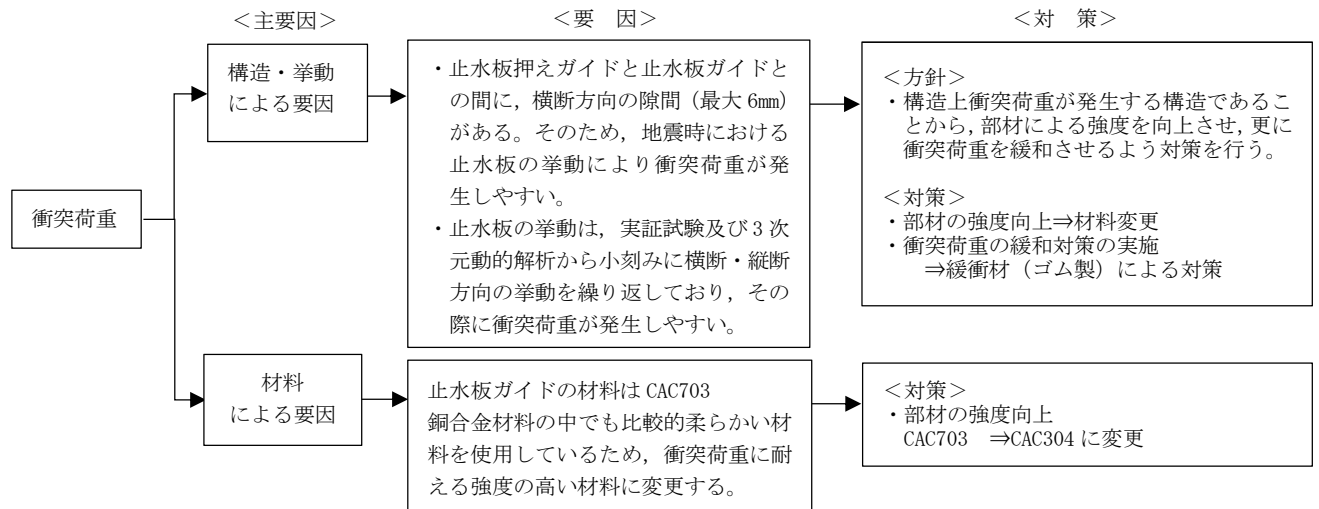
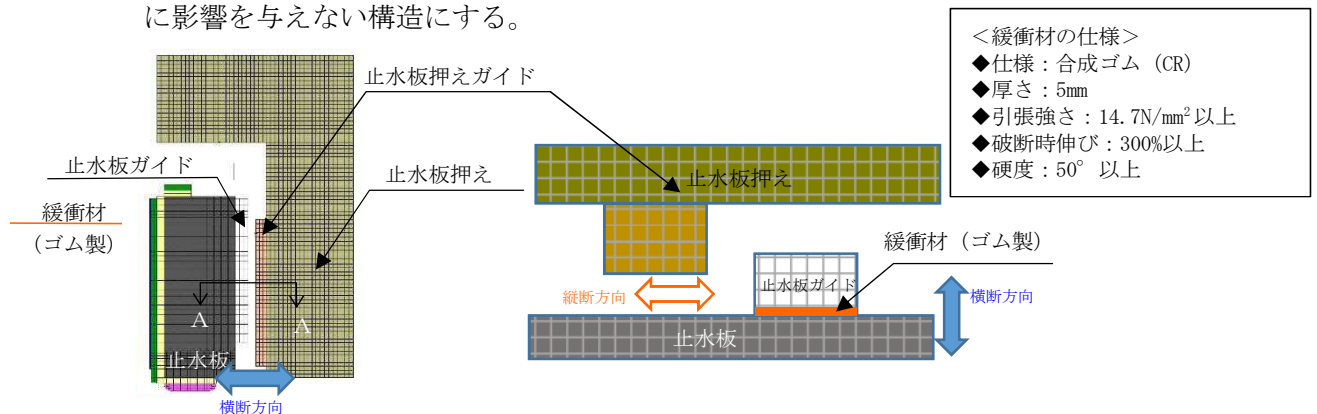


図 14 止水板ガイドの衝突荷重の要因と対策

＜対 策＞

止水板ガイドの衝突緩和対策について図 15 に示す。

- ①衝突荷重を直接受ける止水板ガイドの材質を変更（CSC703⇒CAC304）し強度を向上させる。更に、衝突を和らげる対策として、止水板ガイドと止水板との間に緩衝材（ゴム製）を挟み込み衝突を緩和する構造にする。
- ②緩衝材（ゴム製）を止水板と止水板ガイドとの間に同じ幅の寸法の緩衝材（ゴム製）を挟むことから、止水板ガイドの全体の寸法は変更しない。そのため、止水板の挙動に影響を与えない構造にする。



（モデル図断面イメージ）

図 15 止水板ガイドの衝突緩和対策

c. 評価結果（対策後）

衝突緩和対策後の衝突解析の結果から、評価部位において発生応力が許容応力を下回る結果になった。

上段：横断方向，下段：縦断方向

	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	評価
①止水板(SUS304N2)	17	300	○
	9		
②止水板コマ(CAC703)	5	171	○
	2		
③止水板ガイド(CAC304)	169	249	○
	46		
④止水板押え(SM570)	288	382	○
	183		

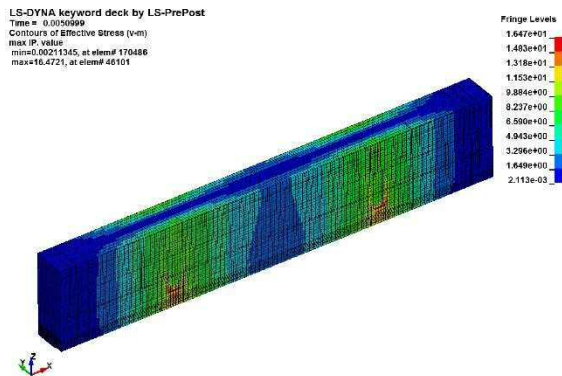
<凡例> ○：横断・縦断共に許容応力以下

△：横断・縦断どちらかが許容応力超え

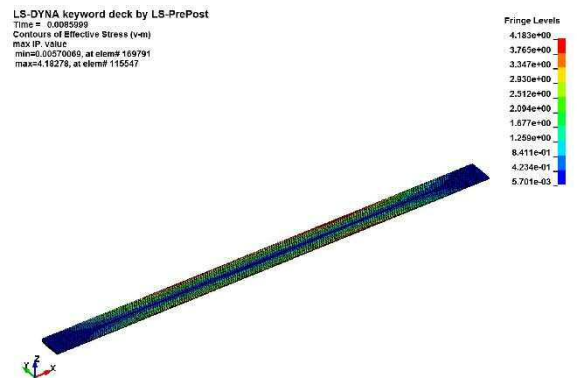
×：横断・縦断共に許容応力超え

各部位における評価結果を図 16 の止水機構の衝突解析結果に示す。

①止水板



②止水板コマ



③止水板ガイド



④止水板押え

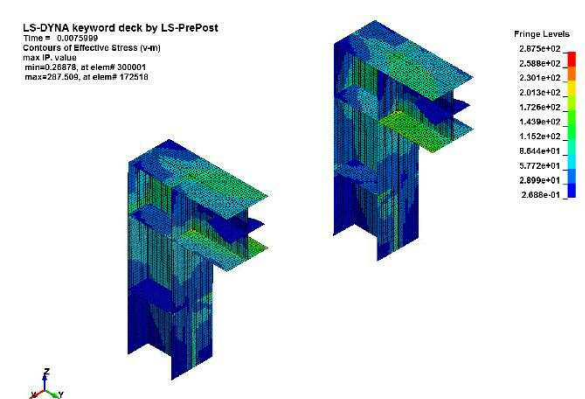


図 16 止水機構の衝突解析結果（横断方向）

d. 対策の評価

衝突緩和対策の評価の結果、発生応力が許容応力を下回る結果が得られた。

表 2 に衝突緩和対策による効果を示す。

表 2 衝突緩和策による効果

	許容応力 (N/mm ²)	発生応力 (N/mm ²)		発生応力の 低減効果
		対策前	対策後	
③止水板ガイド (CAC304)	171 (CAC703) ↓ 249 (CAC304)	395	169	約 57%低減
		360	46	約 87%低減
④止水板押え (SM570)	382	330	288	約 12%低減
		571	183	約 67%低減

上段：横断方向，下段：縦断方向

止水板ガイドの発生応力が、対策前の発生応力から最大で約 87%の発生応力を低減する効果が得られた。また、止水板ガイドの材料については、強度の高い CAC304 に変更し許容応力の向上を図り、発生応力に対して十分な裕度を確保する結果となった。

実機においても衝突緩和対策を反映した構造を採用する。

7. 三次元動的解析（止水板の浮き上がり）の結果

三次元動的解析における止水板の浮き上がりの解析結果を止水板設置の隙間ケース毎に整理した。表 3 に結果を示す。

ケース毎の解析結果から、浮き上がりの量の最大値に大小の差は生じているが、著しく大きく浮き上がるような結果は得られなかった。

浮き上がりの回数は、三次元動的解析における評価の結果、隙間が大きくなる場合（ケース 2, 3）に、浮き上がる回数が減る傾向が得られた。また、ケース 1 の隙間 3mm の場合は、浮き上がる回数が他のケースより多く確認できる結果となった。

そのため、ケース 1 の隙間 3mm のケースを止水板の挙動（浮き上がり）のベースケースとする。

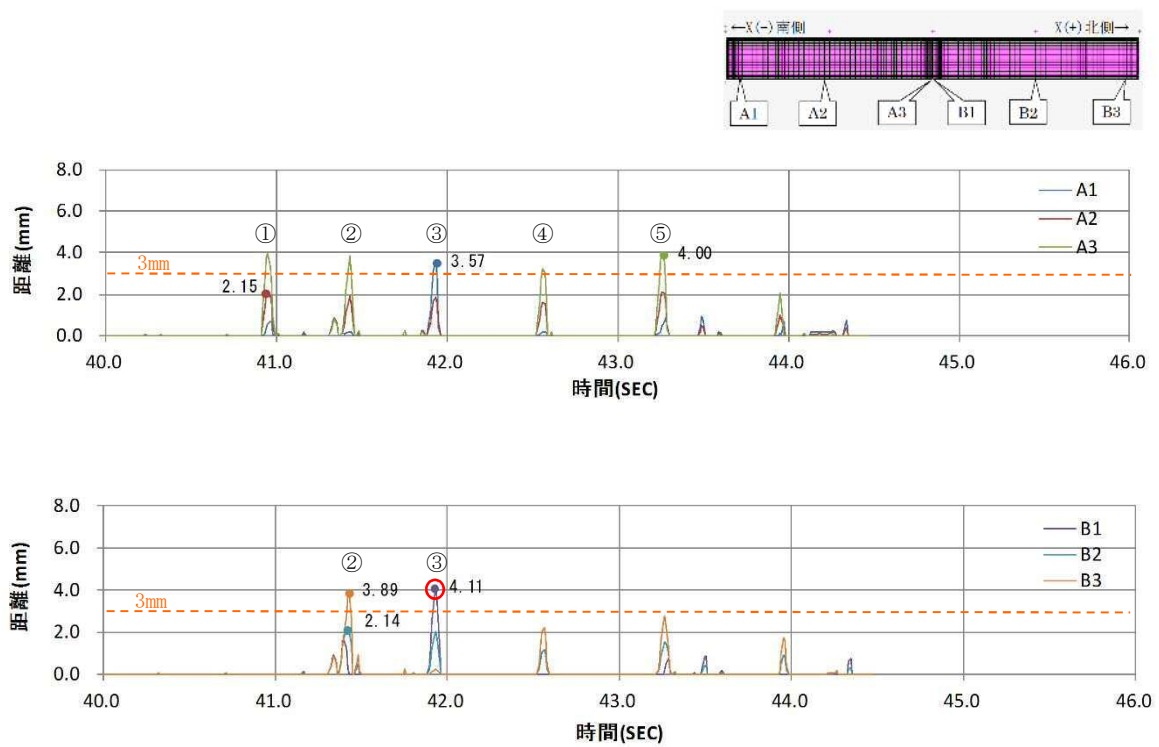
表 3 止水板設置の隙間ケースにおける止水板の浮き上がり結果（最大値）

	ケース 1 (隙間:3mm)	ケース 2 (隙間:4mm)	ケース 3 (隙間:6mm)
止水板の 浮き上がり量	4.11mm	6.25mm	4.16mm
止水板の浮き上 がりの回数 (3mm※以上)	5 回	3 回	2 回
評価	【ベースケース】 3mm 以上の浮き上がりの 回数が多し。	浮き上がりの最大値のケ ース。その他は 3mm 前後 の小さな挙動。	浮き上がりの回数が少な い。

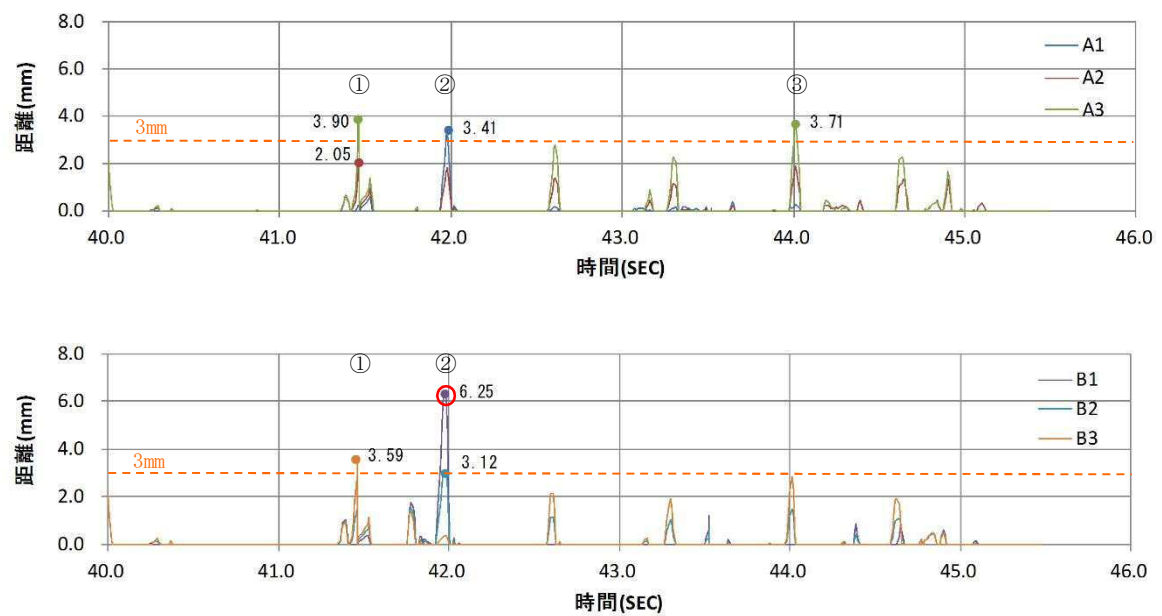
※3mm：3mm 以下の浮き上がりであれば、設計上水密ゴムは底面戸当りと接触状態を示す。

隙間が小さいケース 1 の隙間 3mm の場合は、側面戸当りと止水板押えに拘束され、鉛直方向（Z 方向）の動きに従っているものと思われる。ケース 3 の隙間 6mm の場合は隙間が大きい分、側面戸当りと止水板押えに拘束されにくいことから、浮き上がりの回数は減る傾向にある。

図 17 に各ケースの浮き上がり量と回数の解析結果を示す。

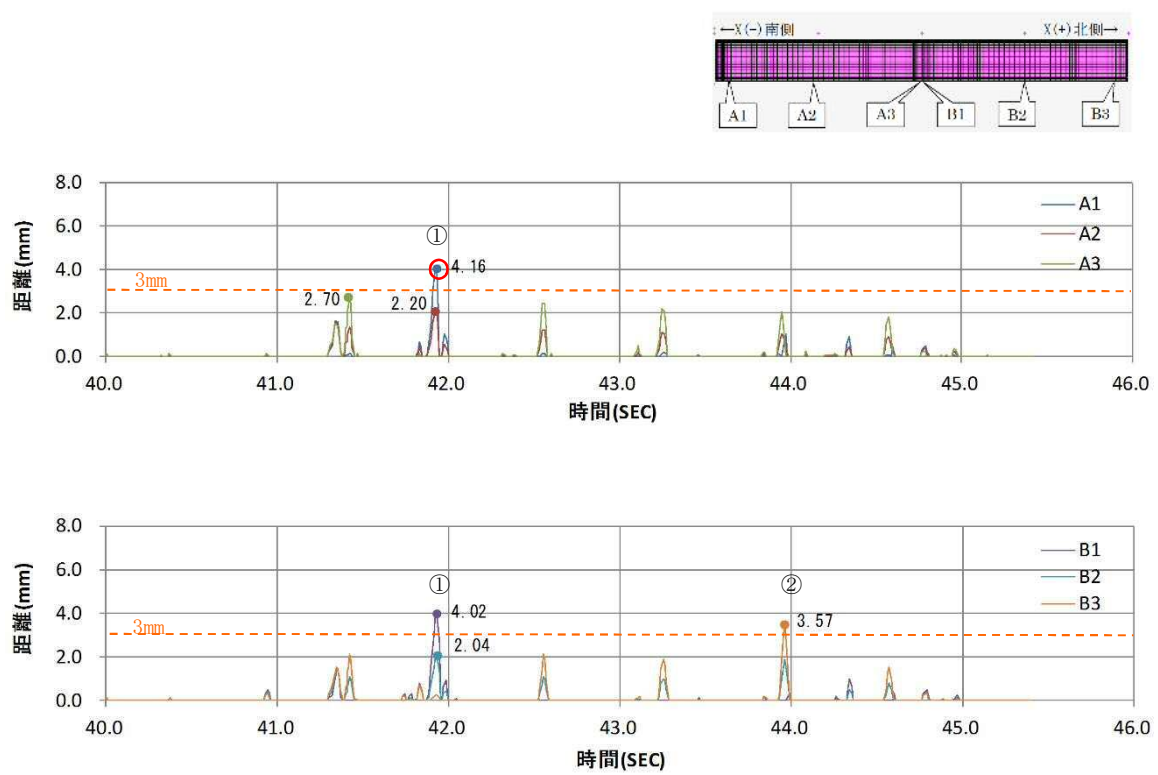


ケース 1 (隙間 : 3mm)



ケース 2 (隙間 : 4mm)

図 17 (1/2) 各ケースの浮き上がり量と回数の解析結果



ケース 3 (隙間 : 6mm)

図 17 (2/2) 各ケースの浮き上がり量と回数の解析結果