

東海第二発電所	設計及び工事計画審査資料
資 料 番 号	補足-28 改 0
提 出 年 月 日	2024 年 4 月 23 日

東海第二発電所

設計及び工事計画に係る補足説明資料

(防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明)

2024 年 4 月

日本原子力発電株式会社

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	14
2.3 評価方針	16
2.4 適用基準	22
3. 現地施工状況等の反映について	24
3.1 要旨	24
3.2 耐震計算に反映する構造変更について	24
3.3 各構造変更の耐震計算における反映箇所について	38
4. 地震応答解析	46
4.1 評価対象断面	46
4.2 解析方法	49
4.2.1 地震応答解析手法	50
4.2.2 構造部材	50
4.2.3 地盤	50
4.2.4 減衰定数	50
4.3 荷重及び荷重の組合せ	51
4.3.1 耐震評価上考慮する状態	51
4.3.2 荷重	51
4.3.3 荷重の組合せ	52
4.4 入力地震動	54
4.5 解析モデル及び諸元	83
4.5.1 解析モデルの設定	83
4.5.2 使用材料及び材料の物性値	101
4.5.3 地盤の物性値	103
4.5.4 地下水位	104
4.6 解析ケース	105
5. 耐震評価	107
5.1 評価対象部位	107
5.2 解析方法	108
5.3 荷重及び荷重の組合せ	109
5.4 許容限界	112

5.5	解析モデル及び諸元	116
5.5.1	3次元動的解析フレームモデル	116
5.5.2	使用材料及び材料の物性値	119
5.5.3	荷重及び荷重の組合せ	121
5.6	評価方法	123
5.6.1	地中連続壁基礎	124
5.6.2	鋼製防護壁	126
5.6.3	鋼製防護壁の接合部	129
5.6.4	基礎地盤の支持性能評価	133
5.6.5	構造物の変形性評価	133
6.	評価結果	134
6.1	地震応答解析結果	134
6.1.1	部材に着目した地震時断面力図と照査値	134
6.1.2	各基準地震動に着目した地震時断面力図と照査値	177
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	216
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	273
6.1.5	最大水平加速度分布	300
6.1.6	鋼製防護壁（上部構造）の地震応答解析結果	326
6.2	耐震評価結果	337
6.2.1	地中連続壁基礎の評価結果	337
6.2.2	鋼製防護壁（上部構造）の評価結果	386
6.2.3	鋼製防護壁（接合部）の評価結果	407
6.2.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	415
6.3	構造物の変形性に対する評価結果	457
6.4	まとめ	458

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-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_0 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及び有意な漏えいを生じない構造であ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にあたっては、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。

本資料では、平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」の内容に対し、「3. 現地施工状況等の反映について」に示す構造変更の内容を反映した再設計の結果を掲載している。

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。

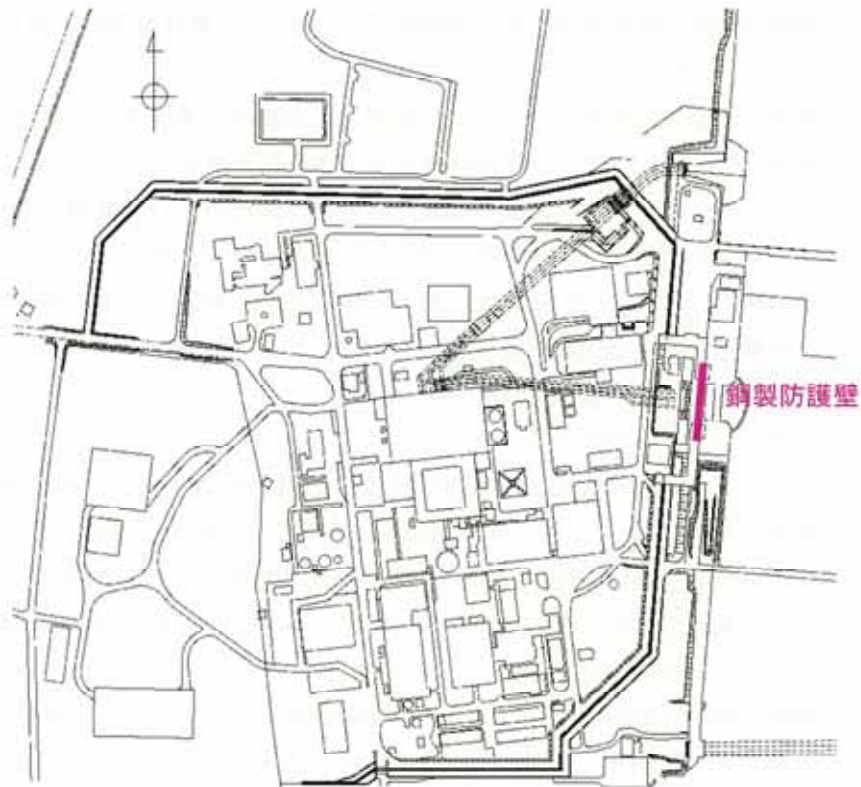


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図

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ジベル鉄筋により一体化し、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。

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合され、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、押込力として基礎上部の頂版鉄筋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。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スタッドにより一体化し、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接合部の概要図を図 2.2-7 に、接合部構造図を図 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、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性維持のために止水ジョイント部を設置する。鋼製防護壁の底面と取水構造物との境界部には、止水性維持のために止水機構を設置する。

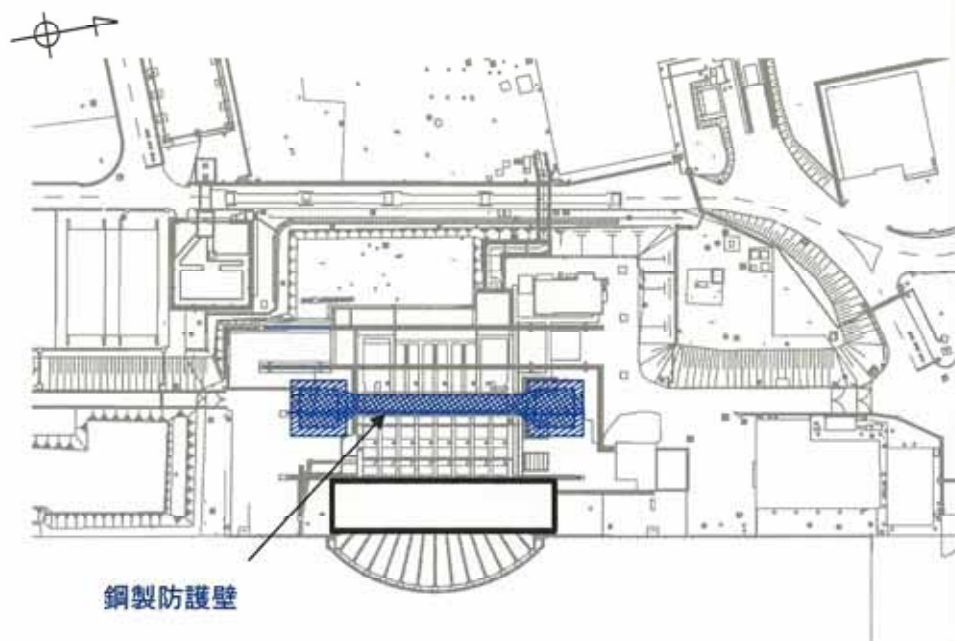


図 2.2-1 鋼製防護壁 検討対象位置平面図

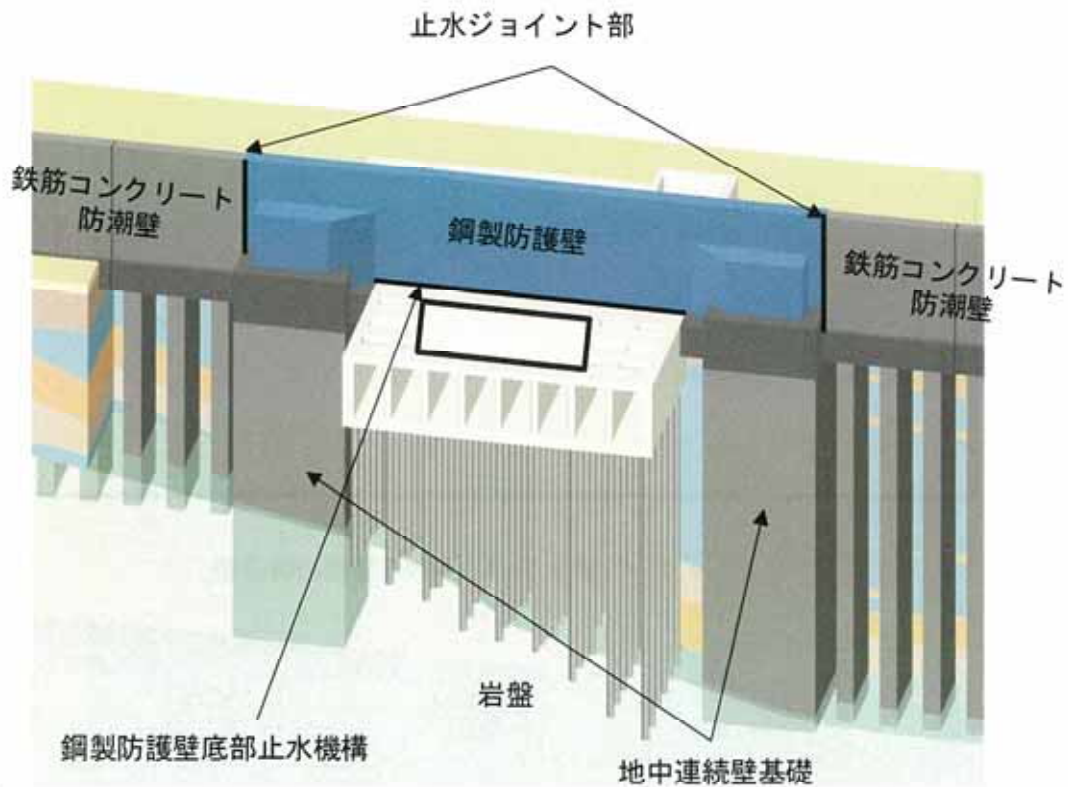


図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図

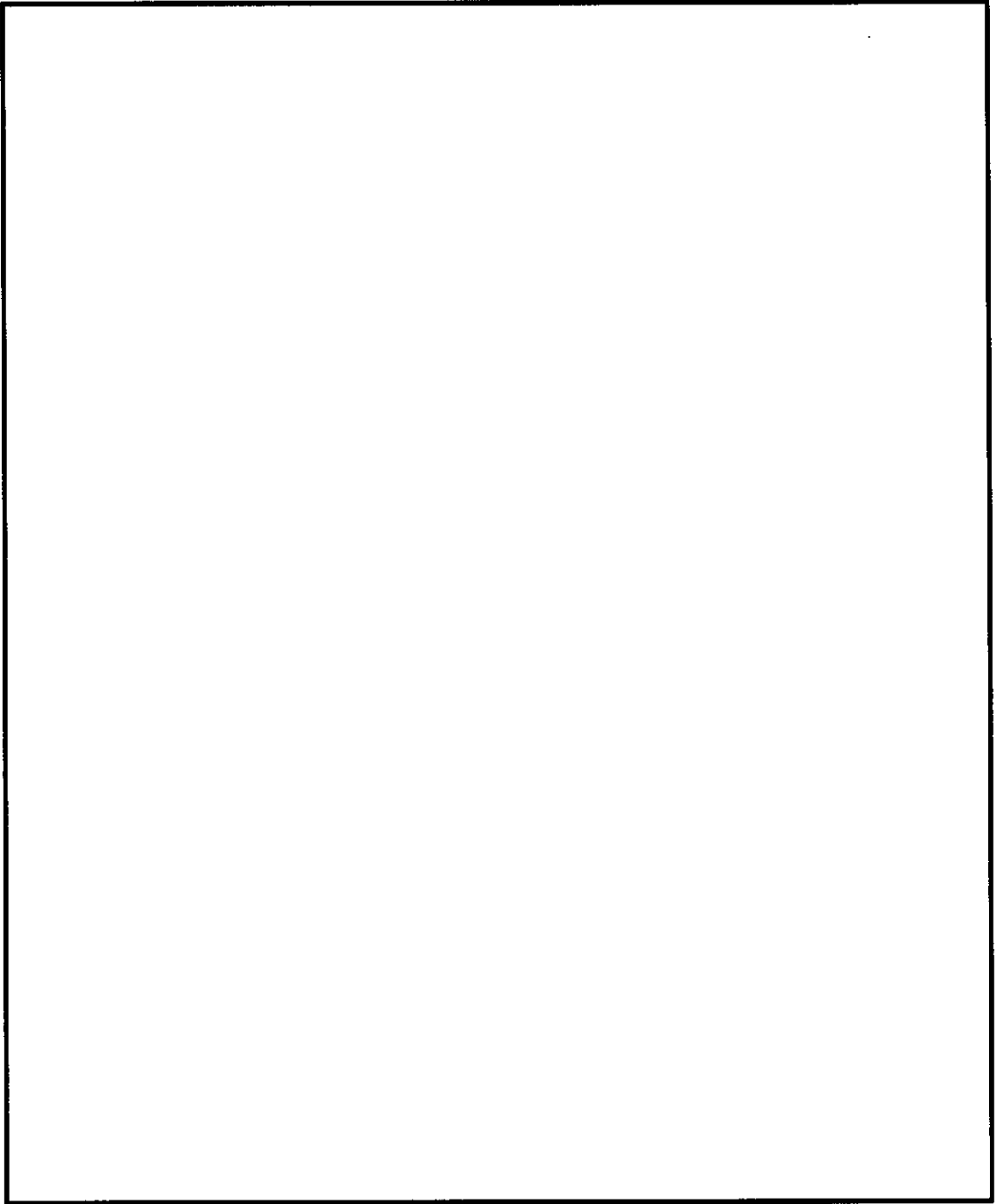


図 2.2-3 鋼製防護壁の構造図

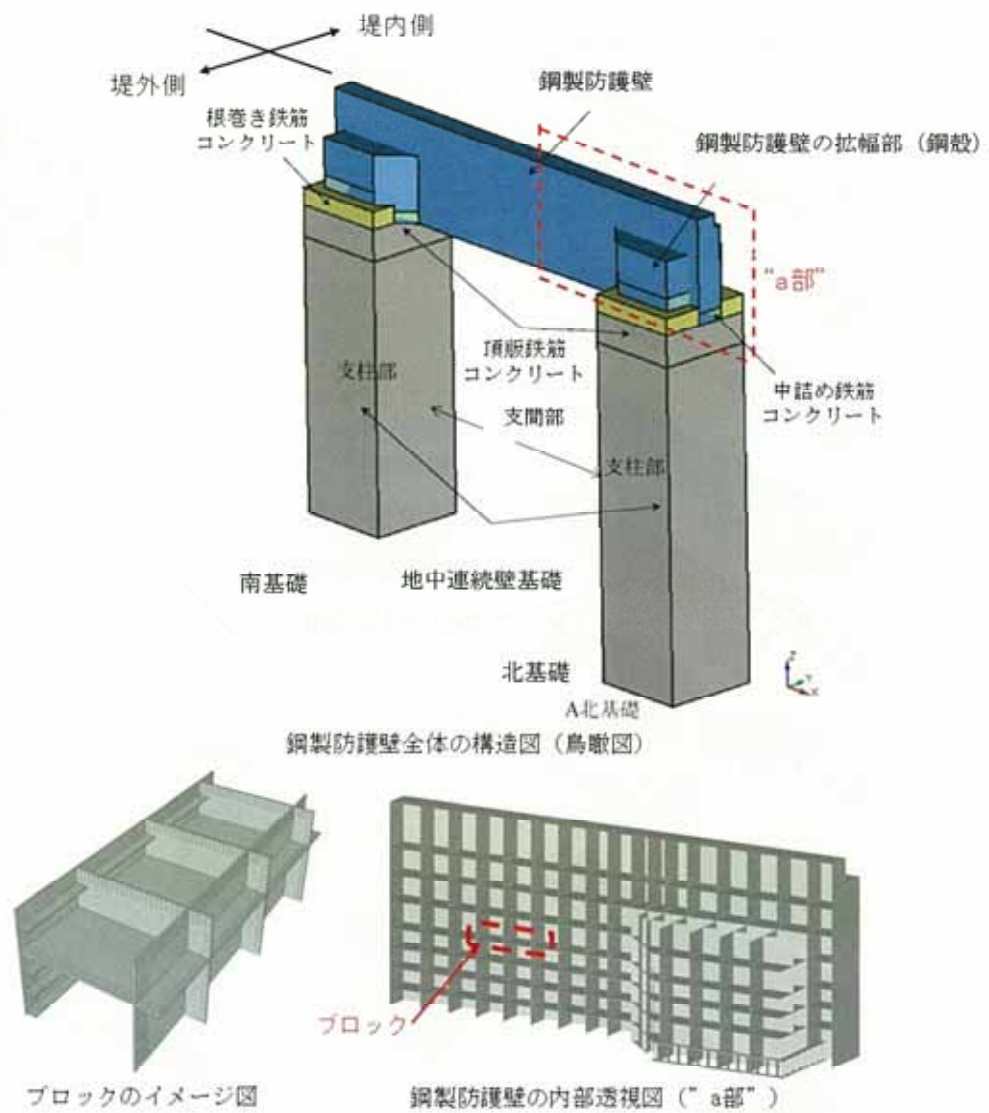


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造イメージ図

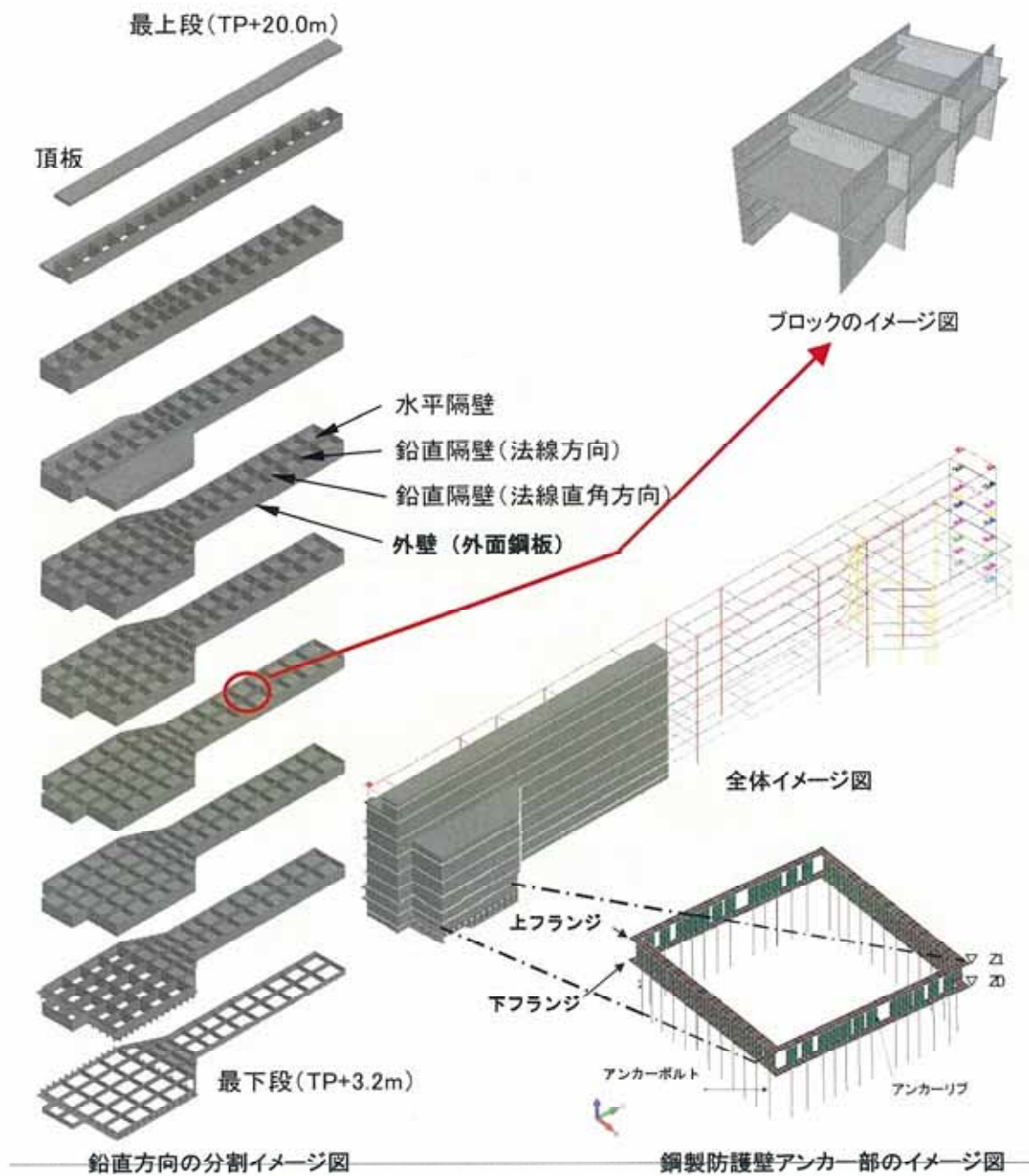


図 2.2-5 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造概念図

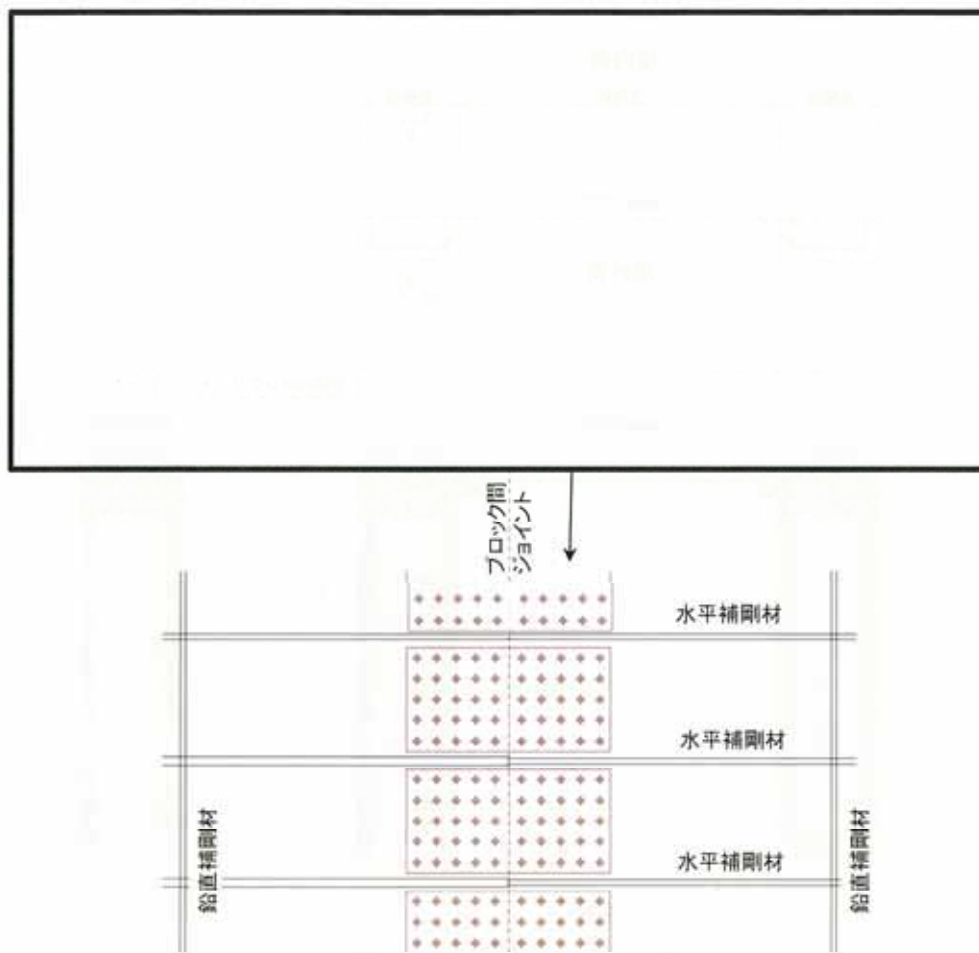


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

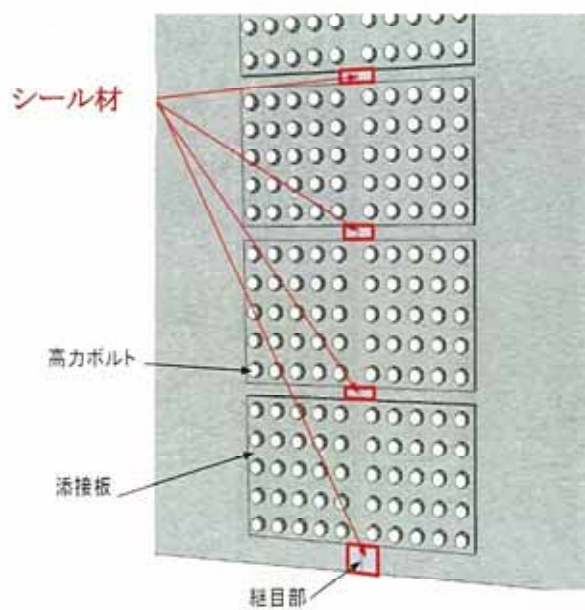


図 2.2-5 (3) シーリング材の概念図

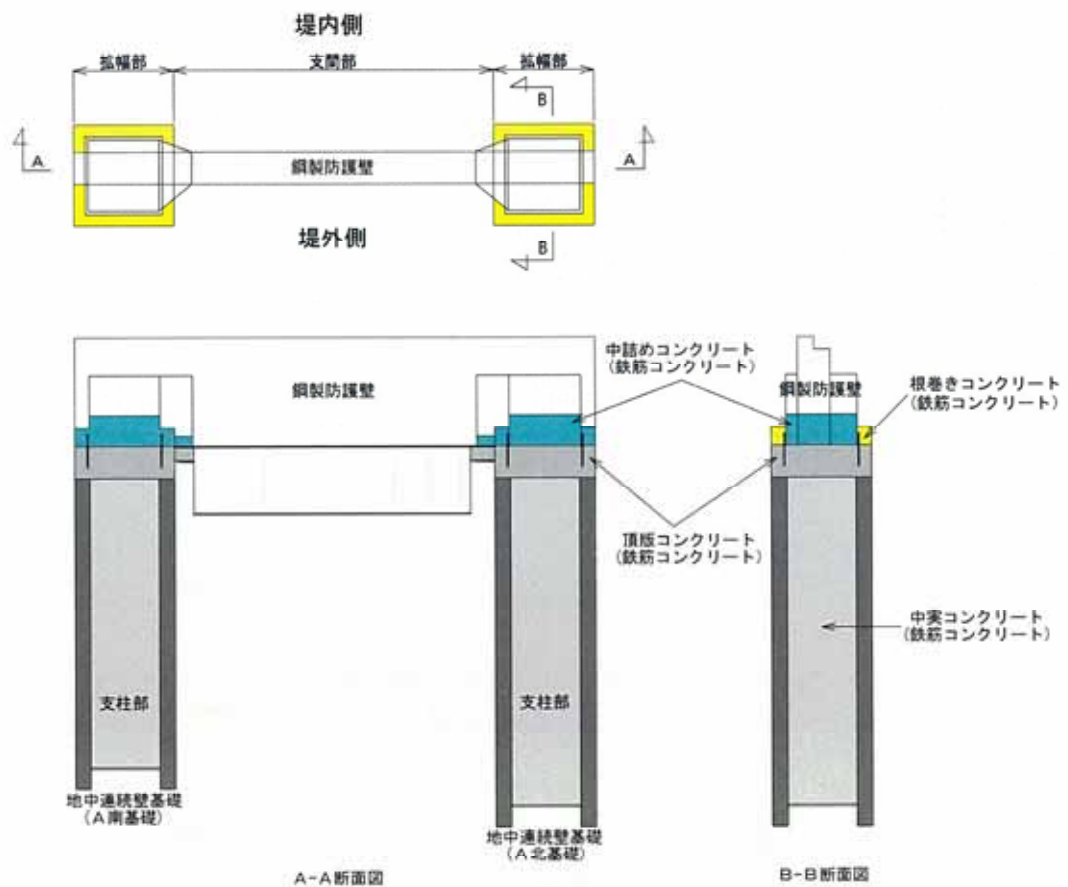


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

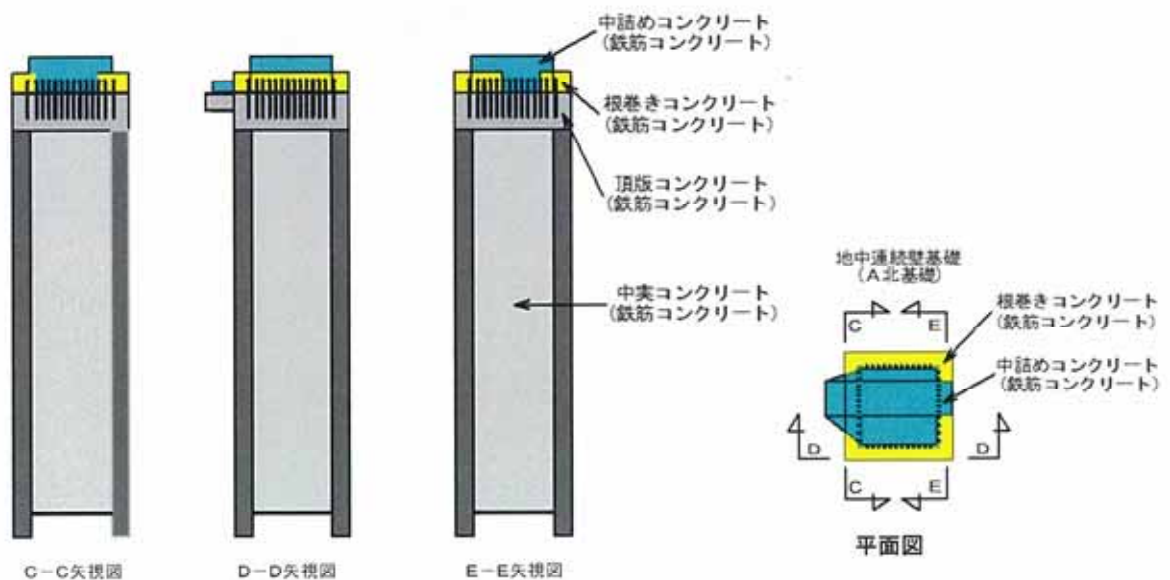


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）の構成図

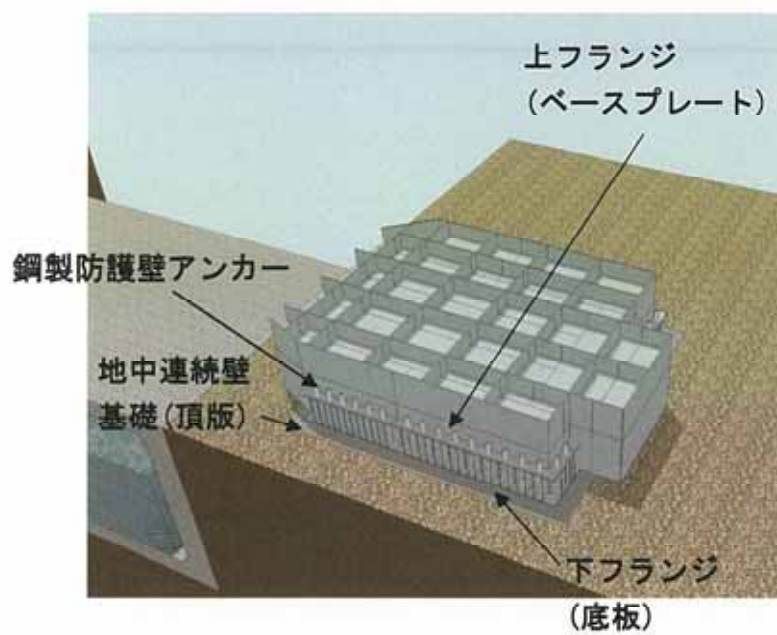


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部概要図

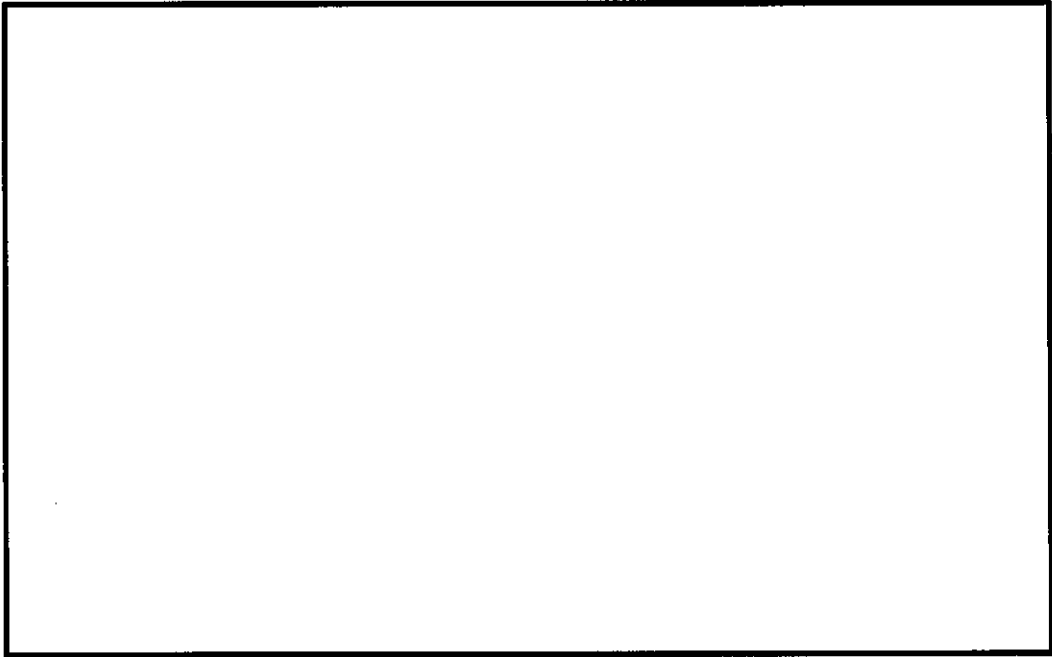


図 2.2-8 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (A-A断面)

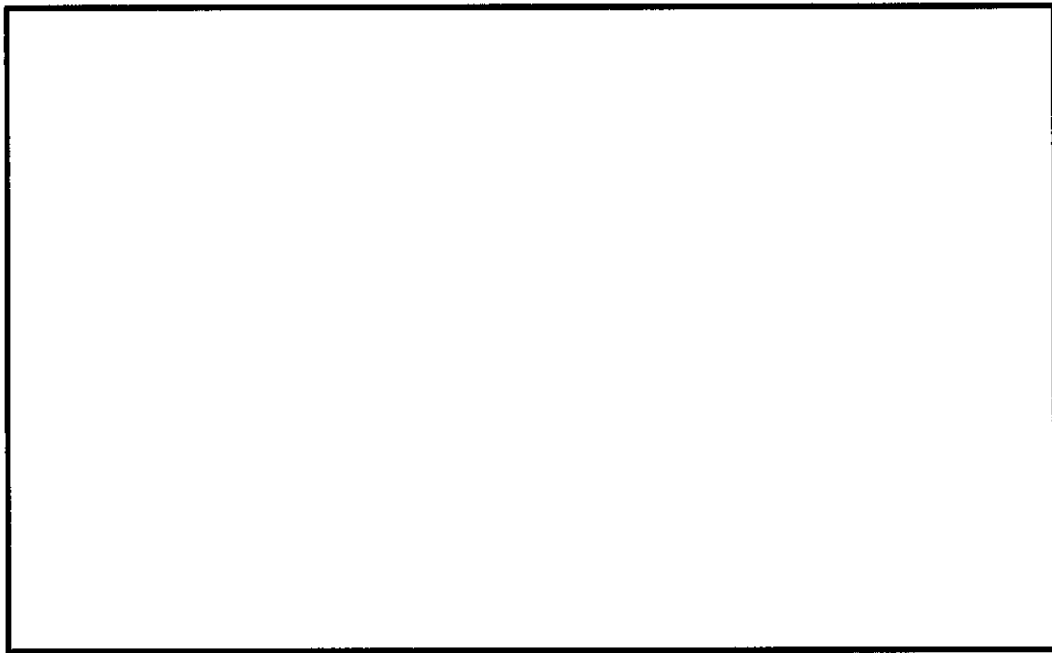


図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (B-B断面)

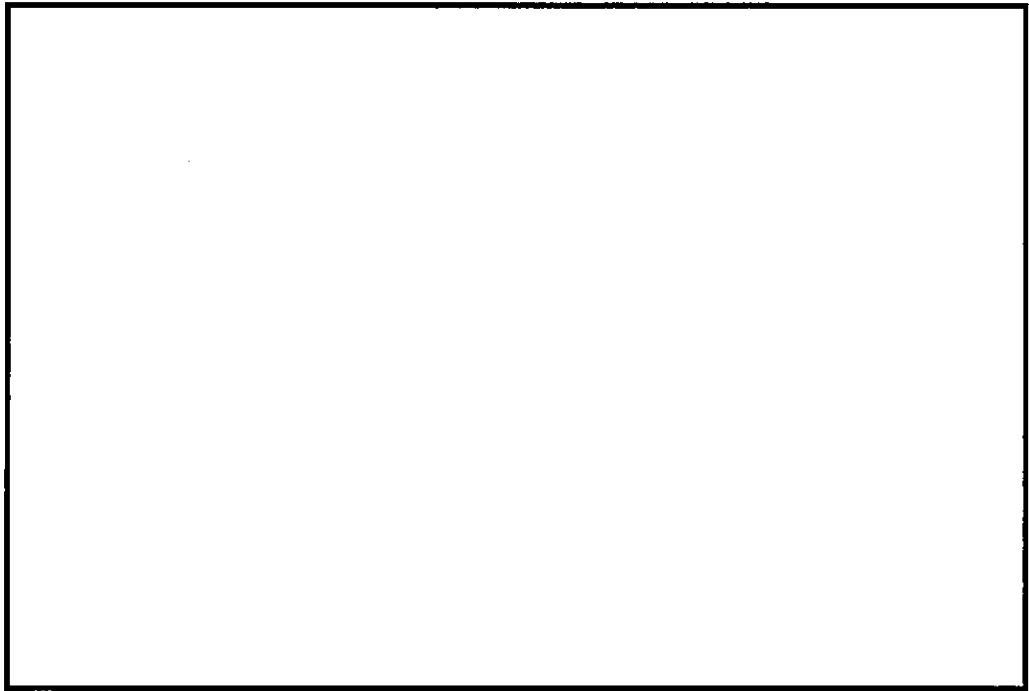


図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (C-C断面)

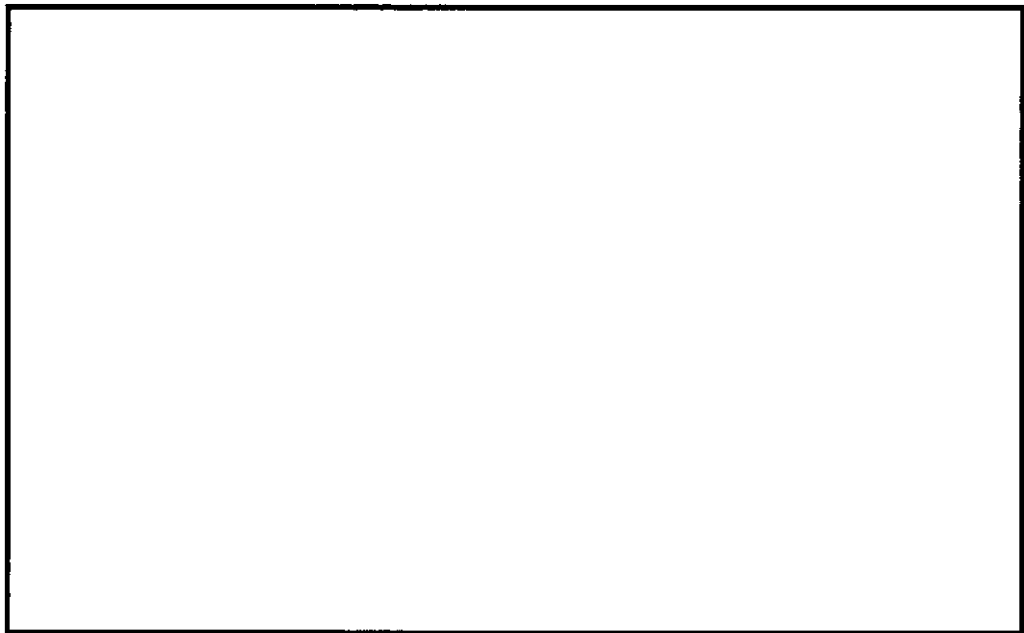


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (D-D断面)

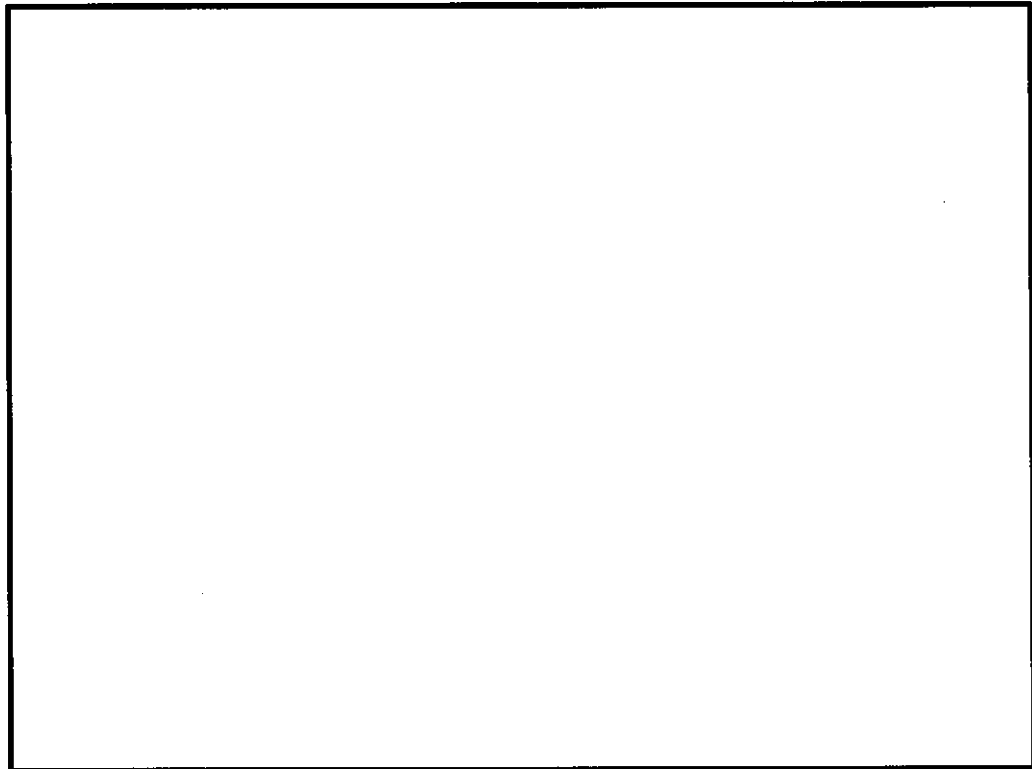


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (E-E 断面)

表 2.2-1 各部材の設計上の役割

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

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 程度あることから、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 100 cm 程度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。

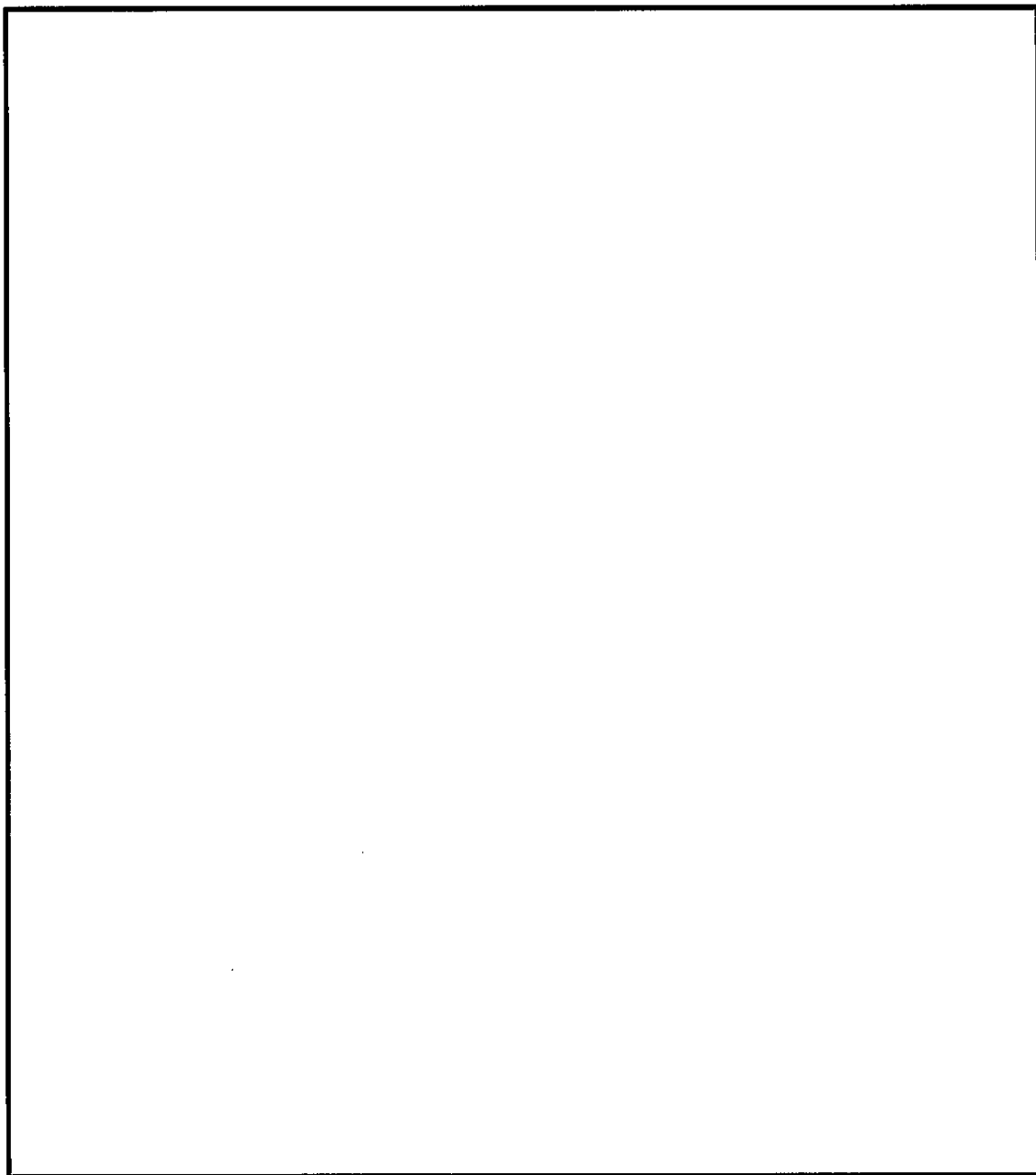


図 2.2-9 鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況

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。

有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は、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、ばらつき等を考慮して設定する。

構造物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。

構造物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、「4. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-2 に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。なお、鋼製防護壁の上部構造については、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造物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、基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

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は平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「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」による。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については、平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.3 止水機構に関する補足説明」による。

鋼製防護壁の耐震評価フローを図 2.3-1 に、鋼製防護壁の詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。また、鋼製防護壁の下部構造、上部構造及び接合部の設計フローを図 2.3-3 に示す。

表 2.3-1-1 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		機能設計方針		性能目標	構造設計方針	構造強度設計			評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容限界	
	留意ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針			構造設計方針	構造強度設計						下部構造
								構造設計方針	構造強度設計					
防雨壁（鋼製防護壁）	・鋼製の防護壁は、基岩地盤から土に対して、鋼製の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。 ・鋼製の防護壁は、津波の侵入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 ・鋼製の防護壁の設計における荷重の算定においては、常時荷重、地震荷重、津波荷重、波浪荷重、及び自然条件として被害荷重を適切に考慮する。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 に対して、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。 ・「鋼製の防護壁」は、 高津波動 による浸水及び漏水を防止する機能を維持することとする。	

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	地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート (ジベル鉄筋含む))	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁 (スタッド含む)	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁アンカー (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
	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	地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート (ジベル鉄筋含む))	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁 (スタッド含む)	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁アンカー (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
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

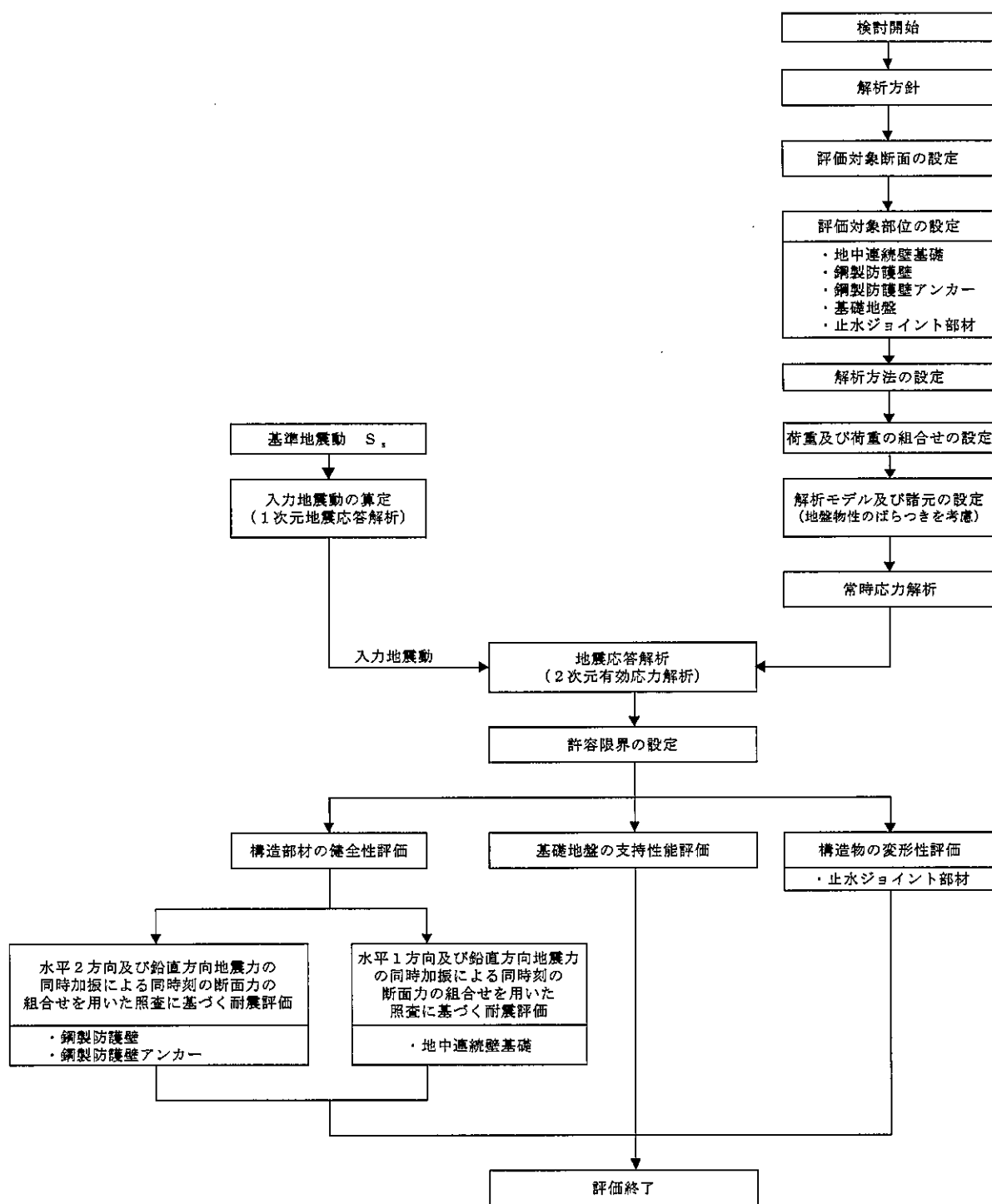


図 2.3-1 鋼製防護壁の耐震評価フロー

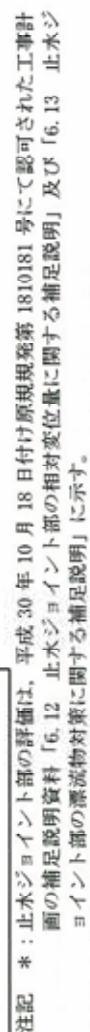


図2.3-2 鋼製防護壁の詳細設計フロー

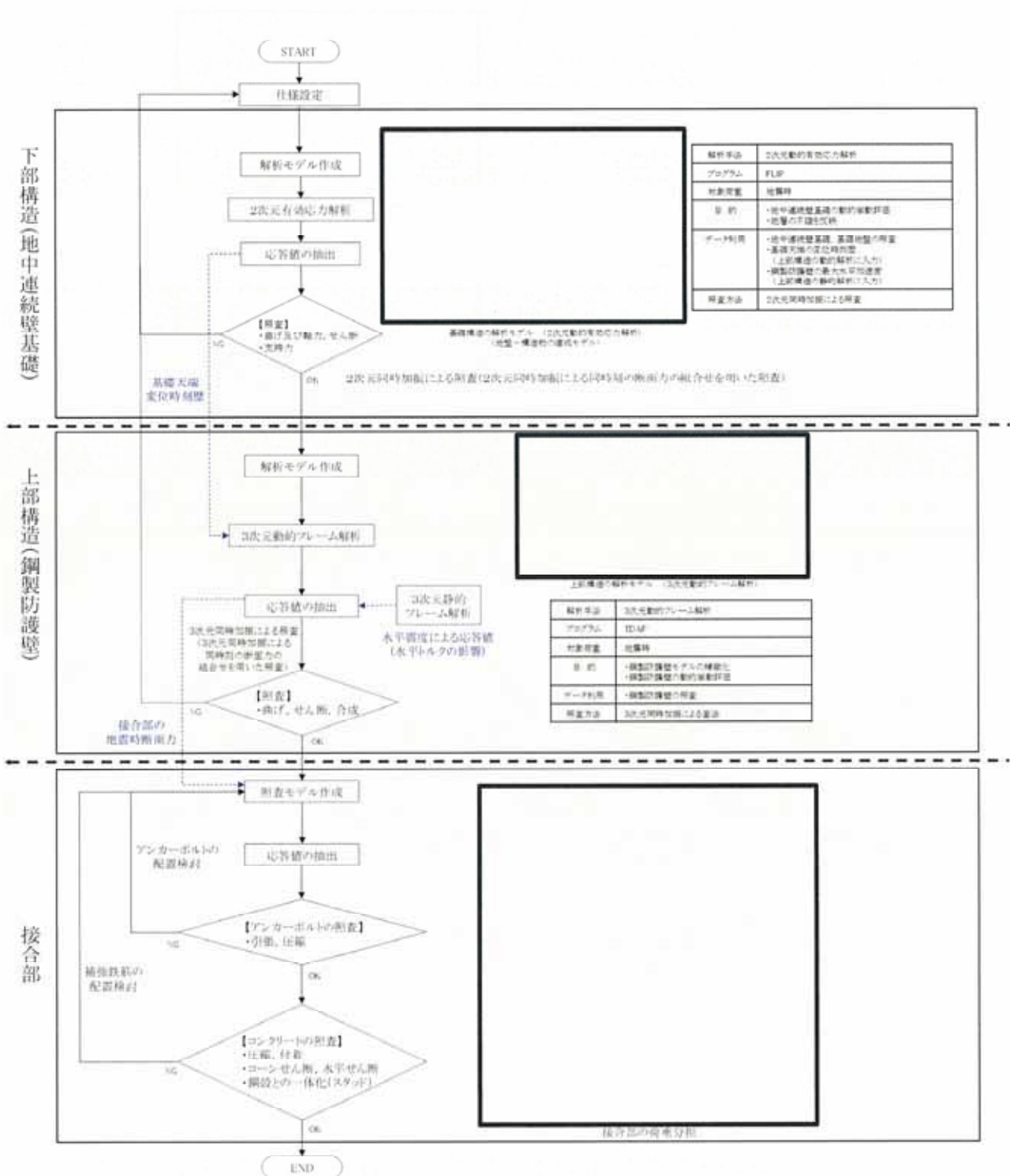


図 2.3-3 鋼製防護壁の上部構造、下部構造及び接合部の設計フロー

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（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（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（日本道路協会，平成 29 年 11 月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（日本道路協会，平成 22 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・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）
- ・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 (I) 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（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（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（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）（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	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討

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	・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）（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）	・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	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）	
	鋼製防護壁	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（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（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	・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		・J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会） ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）	・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. 現地施工状況等の反映について

3.1 要旨

本項では、補足説明資料「補足-27 地中連続壁の不具合事象の全容とその対策」にて整理した地中連続壁基礎の構造変更を考慮し、これを防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算に対して反映するに当たっての基本方針を説明する。

なお、防潮堤（鋼製防護壁）の施工計画検討においては、品質向上を目的として一部構造部材の変更（部材配置、仕様等の変更）を計画している。本項では、上記の地中連続壁基礎に係る構造変更に加え、品質向上を目的とした各構造部材の変更に係る耐震計算への反映方針を合わせて説明する。

3.2 耐震計算に反映する構造変更について

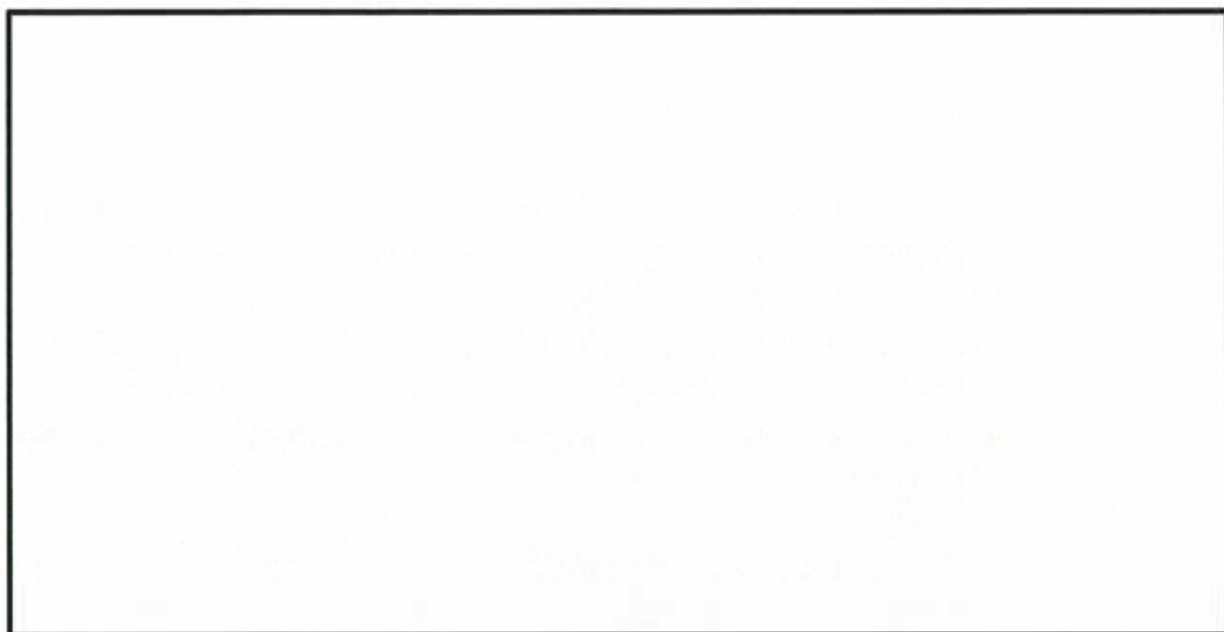
耐震計算に反映する構造変更を次頁の図 3.2-1 にとりまとめる。反映すべき構造変更のうち、“地中連続壁基礎の不具合事象”に関連するものは、以下の3項目である。

- ・ 構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更
- ・ 構造変更②：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更
- ・ 構造変更③：地中連続壁（北基礎）における鉄筋の高止まりを考慮した評価

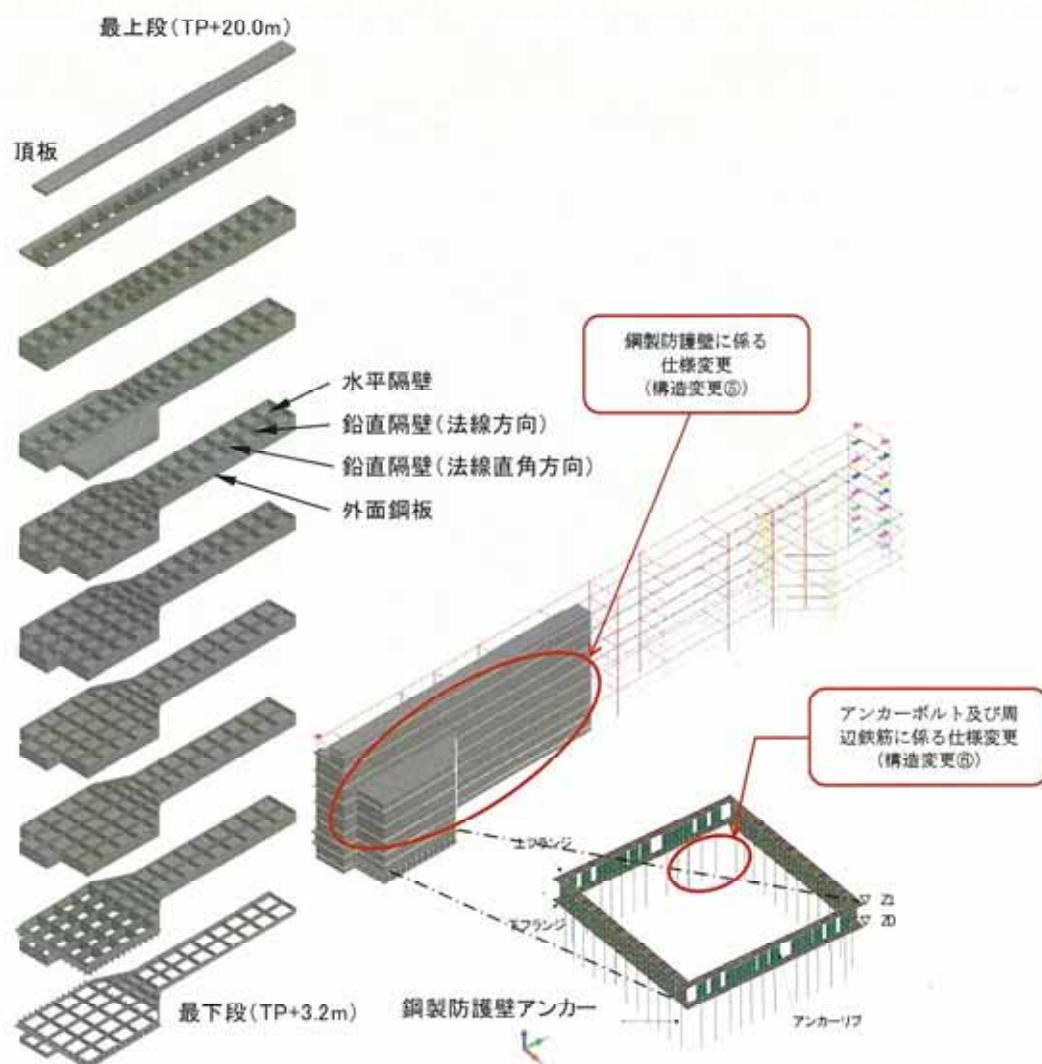
また、上記の不具合事象には関連しないものの、施工計画上の配慮（品質向上）を目的として計画したものは、以下の3項目である。

- ・ 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更
- ・ 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更
- ・ 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更

これらの構造変更の内容については、次々頁以降で詳細に説明する。



(地中連続壁基礎)



(鋼製防護壁)

図 3.2-1 各構造部材における変更箇所の概要

・構造変更①：地中連続壁基礎のコンクリート未充填を考慮した形状変更〔不具合事象〕

地中連続壁の壁面にて確認したコンクリートの未充填を考慮し、地中連続壁の設計断面を以下のとおり変更した。（地中連続壁の鉄筋剛結継手部コンクリートに対して、深さ 0.2m × 幅 2.5m の断面欠損を 8 箇所設定）

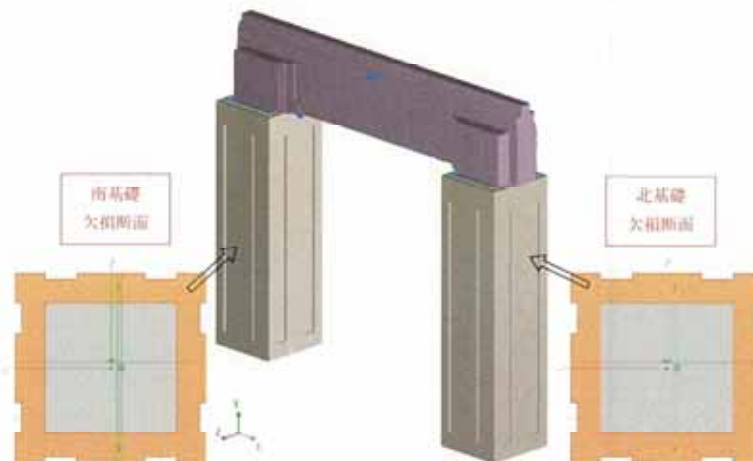


図 3.2-2 地中連続壁における設計断面の変更イメージ

表 3.2-1 地中連続壁基礎の断面性能について

断面	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)
既工認断面	240.25	4810.00
変更後の 設計断面	236.16 (既工認断面の 98.3%)	4666.32 (既工認断面の 97.0%)

・ 構造変更②：地中連続壁基礎の鉄筋変形を考慮した配筋変更〔不具合事象〕

地中連続壁の壁面にて確認した鉄筋の変形及びコンクリートの未充填箇所に配置された鉄筋を考慮し、地中連続壁において構造強度上期待できる鉄筋とできない鉄筋を判別するとともに、中実鉄筋コンクリートに追加の鉄筋を配置することで補強対策を実施する計画とした。地中連続壁基礎における以上の配筋変更を下図にとりまとめる。

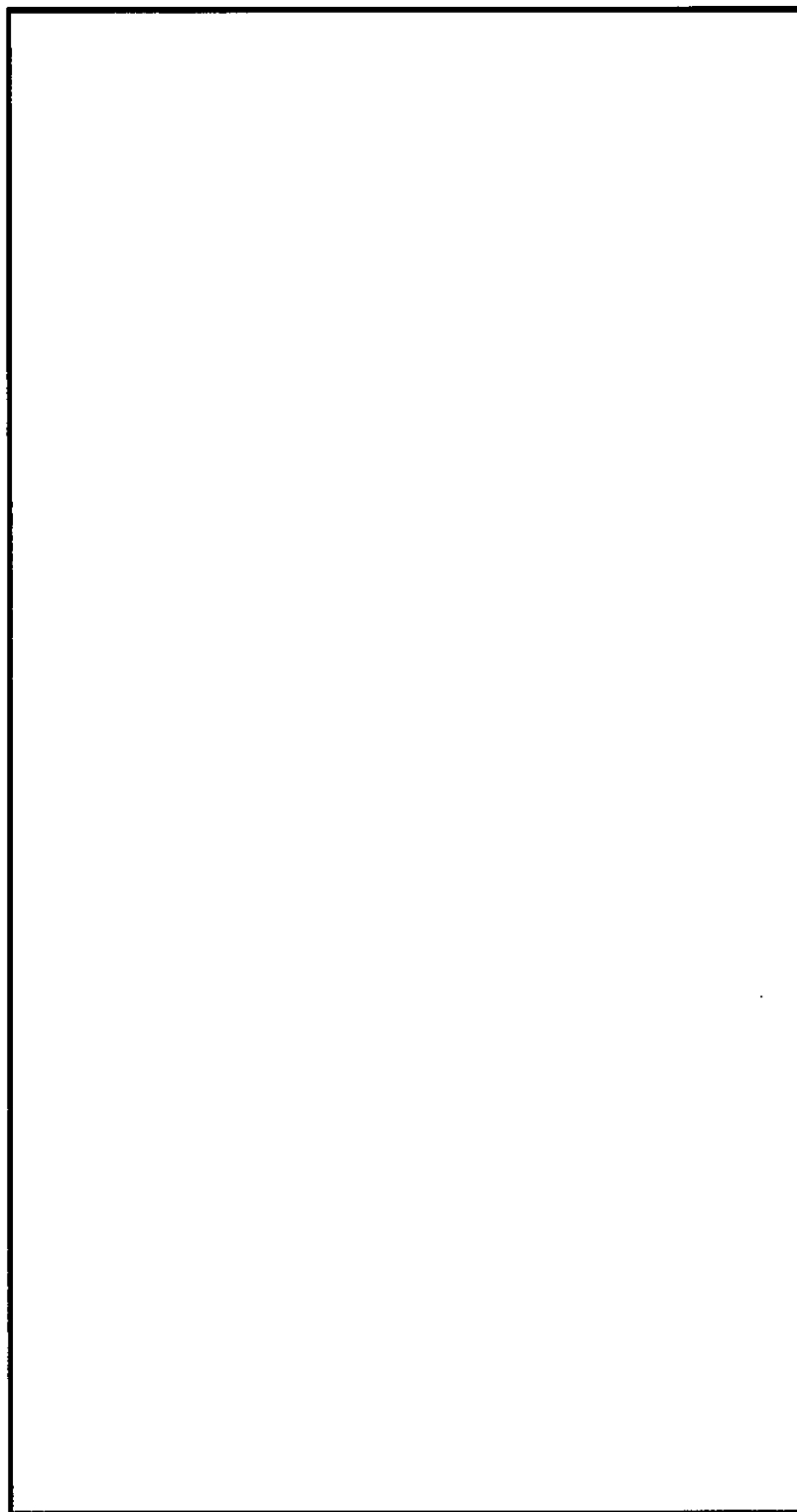


図 3.2-3 (1) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎：鉛直断面）

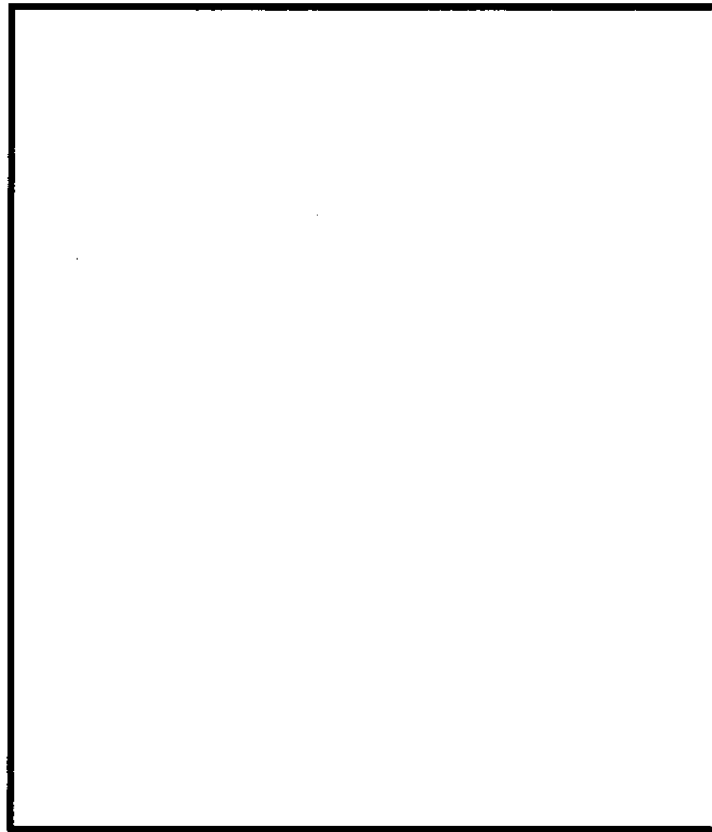


図 3.2-3 (2) 地中連続壁基礎の配筋変更 (南基礎上部：A-A断面)

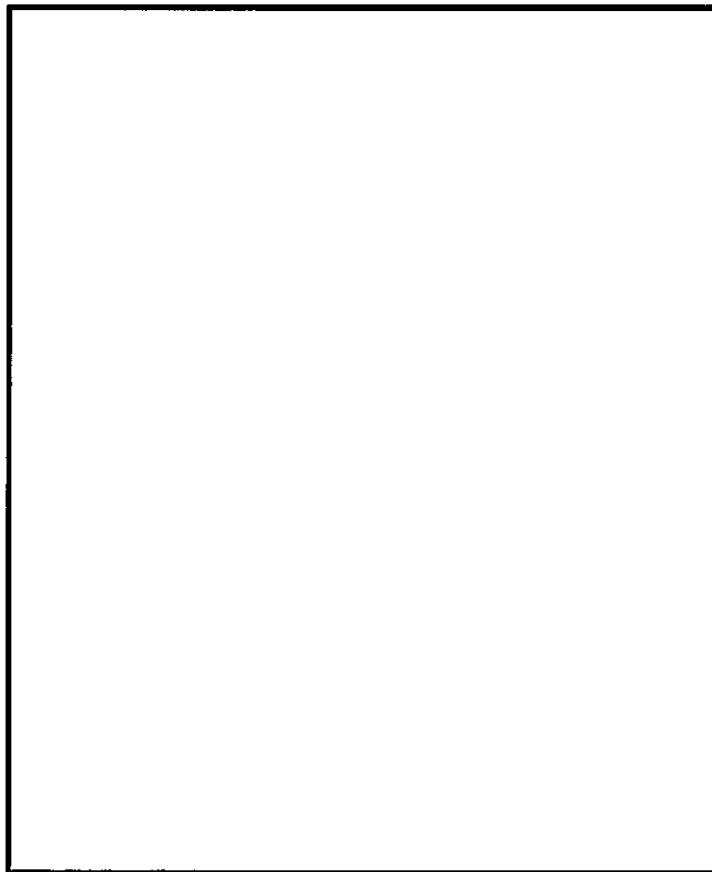


図 3.2-3 (3) 地中連続壁基礎の配筋変更 (南基礎上部：B-B断面)

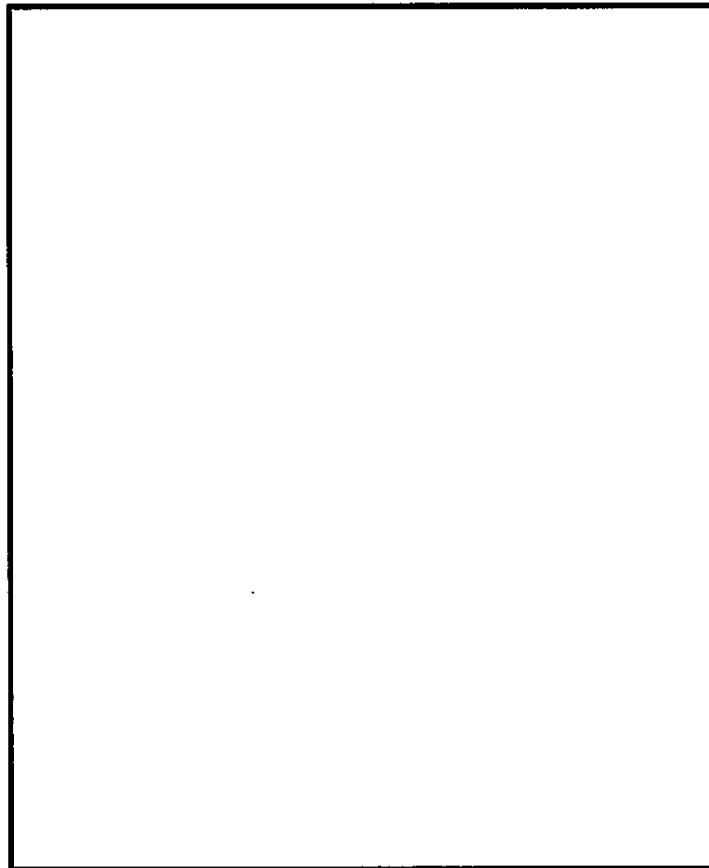


図 3.2-3 (4) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎上部：C-C断面）



図 3.2-3 (5) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎中央上：D-D断面）

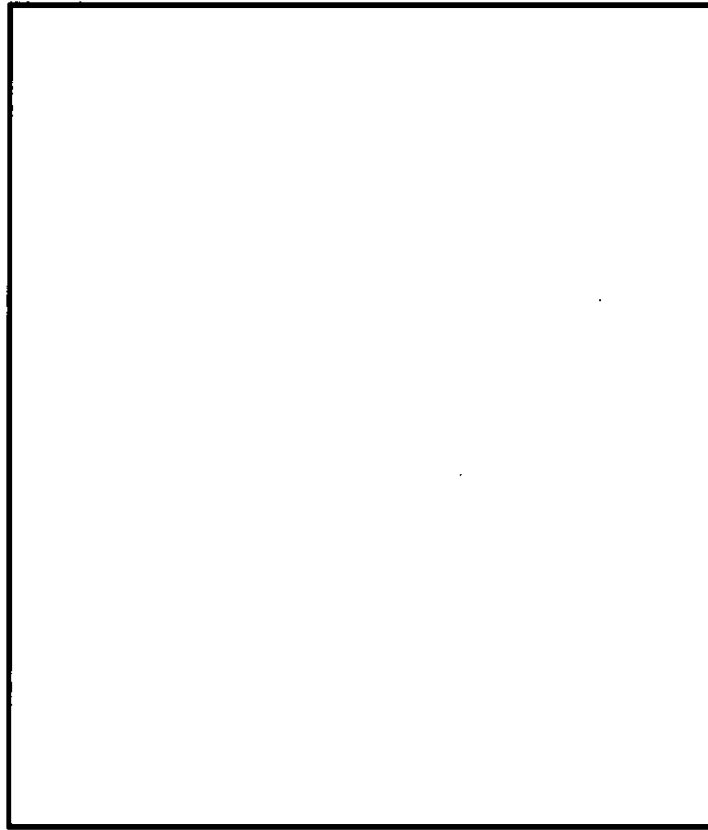


図 3.2-3 (6) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎中央下：E-E断面）

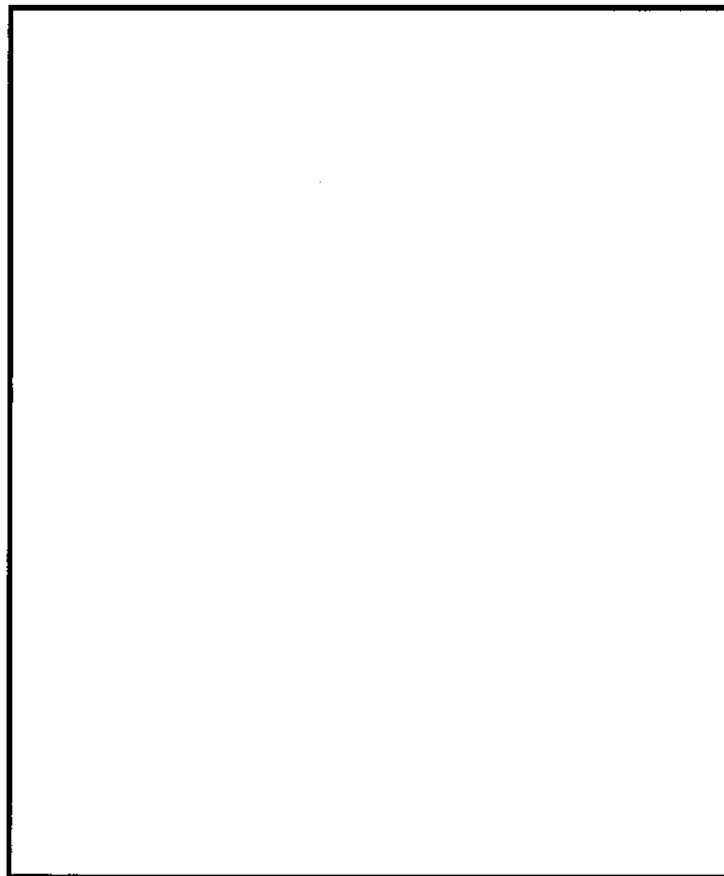


図 3.2-3 (7) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎下部：F-F断面）

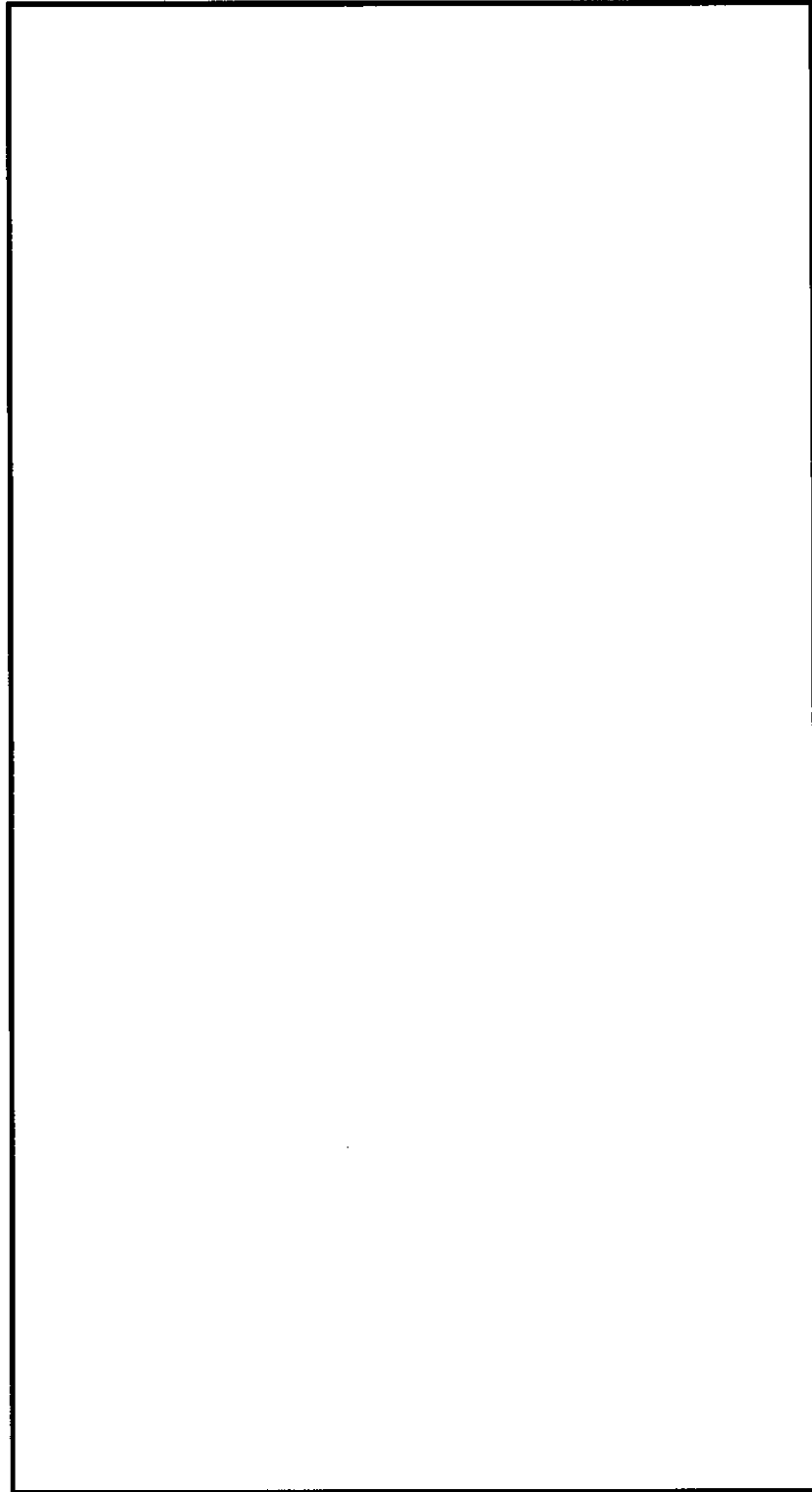


図 3.2-3 (8) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎：鉛直断面）

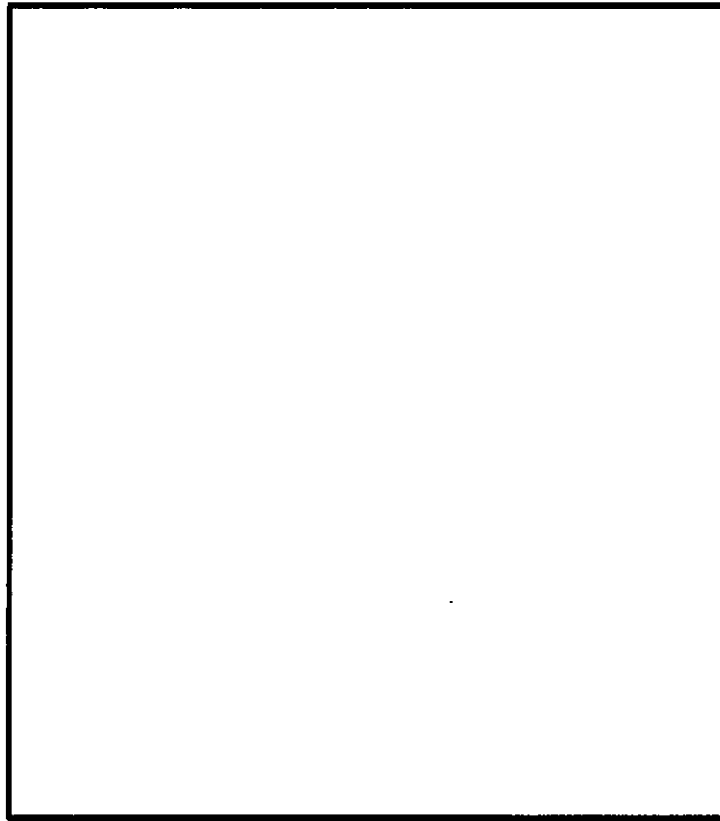


図 3.2-3 (9) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎上部：A-A断面）

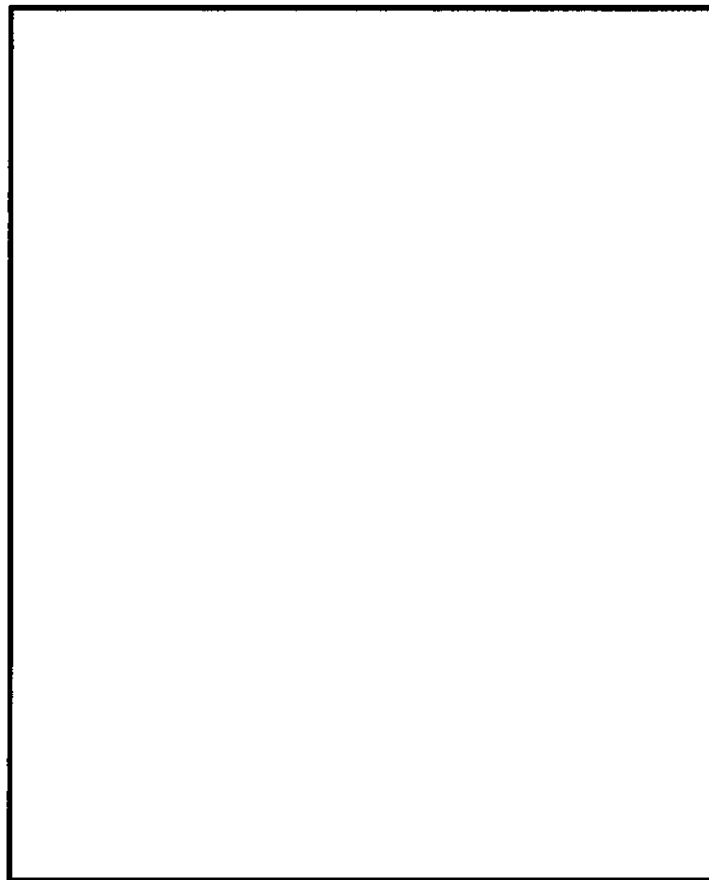


図 3.2-3 (10) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎中央：B-B断面）

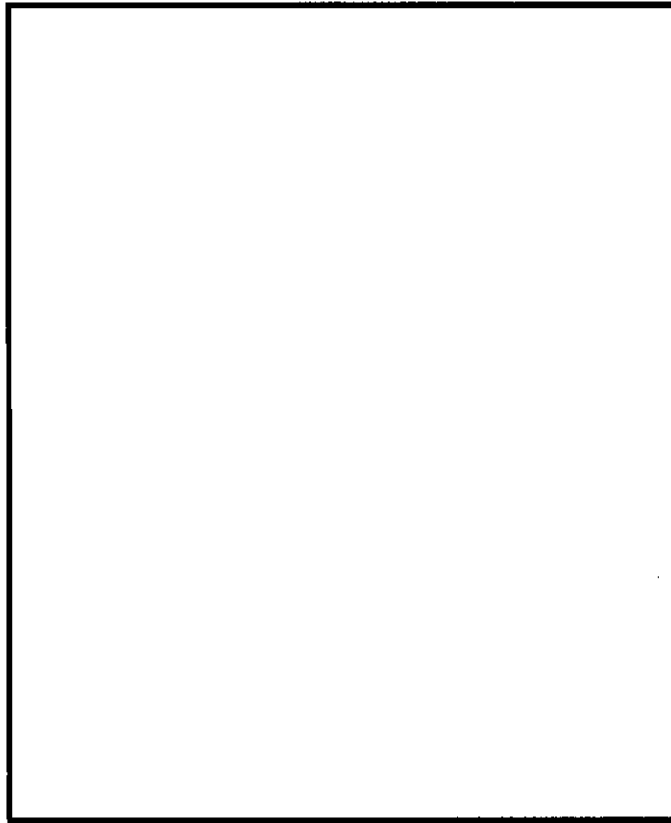


図 3.2-3 (11) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎中央：C-C断面）

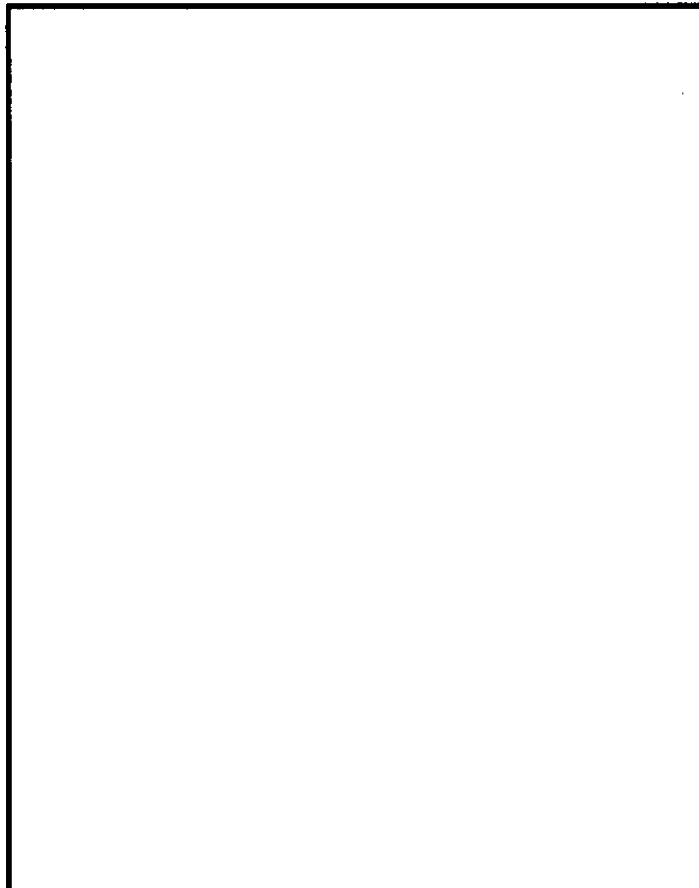


図 3.2-3 (12) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎下部：D-D断面）

・構造変更③：地中連続壁（北基礎）における鉄筋の高止まりを考慮した評価〔不具合事象〕

地中連続壁（北基礎）において発生した鉄筋の高止まりを考慮し、これにより無筋となるコンクリート区間に対する支持性能照査を実施する。高止まりの発生区画と無筋が想定される範囲を下图にとりまとめる。

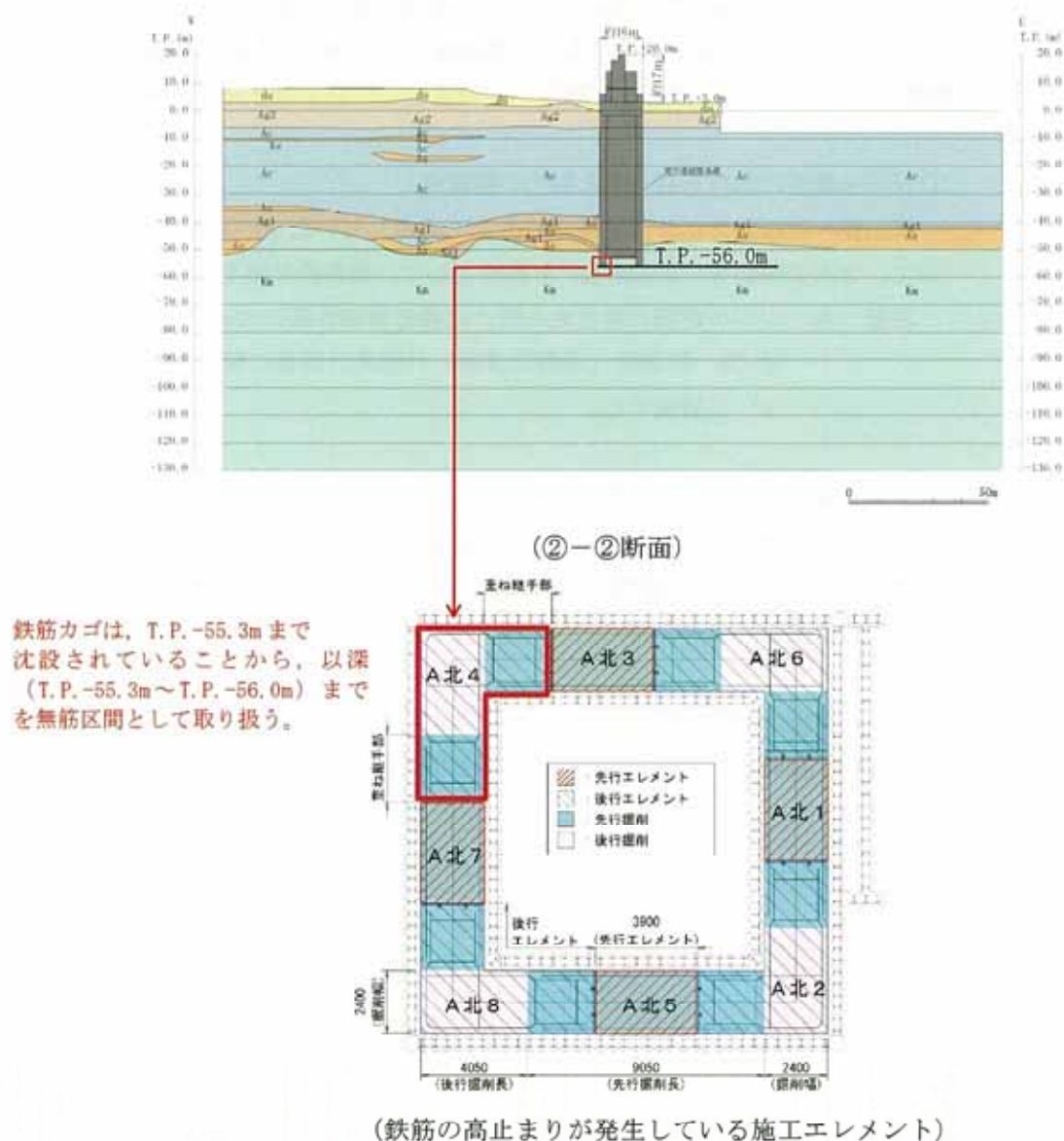


図 3.2-4 地中連続壁（北基礎）における鉄筋の高止まりについて

・構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更〔品質向上〕

ジベル鉄筋は、地中連続壁と中実鉄筋コンクリートを一体化することを目的に設置されている。平成30年10月に認可を受けた設計及び工事計画認可（以降、「既工認」という。）においては、「トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説／〔開削工法編〕・同解説」（土木学会，2006年制定）に基づき、発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認していた。しかしながら、配置本数が多く、他鉄筋との干渉による施工品質の低下が施工計画上の課題となっていたことから、本課題への対策として以下のとおり仕様を変更した。

(1) ジベル鉄筋における発生せん断力の精緻化

既工認の詳細設計において極端に大きく設定していたジベル鉄筋の発生せん断力について、3次元解析等の詳細評価*を根拠として、現実的な発生せん断力に精緻化した。

注記 *：ジベル鉄筋の発生せん断力に係る詳細評価については、補足説明資料「補足-29 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の（参考1）に掲載する。

(2) ジベル鉄筋の照査範囲の細区分化

既工認の詳細設計においては、ジベル鉄筋を鉛直方向の3区間に分類し、各区間の最大発生せん断力から必要鉄筋量を算定していたが、区間を更に細分化した上で、個々の区間にて必要鉄筋量を算定した。（図3.2-5を参照）

(3) ジベル鉄筋の材料仕様変更

既工認の詳細設計においてはSD390を採用していたが、これをSD490に変更し高強度化した。

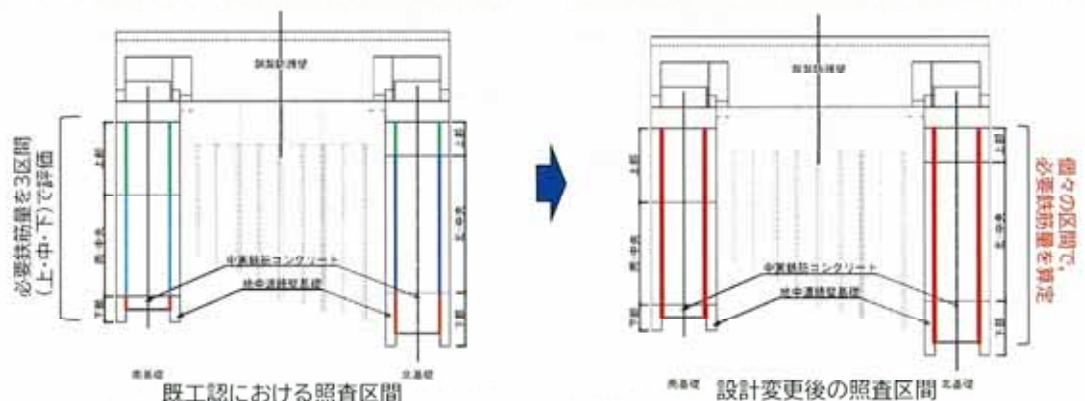


図3.2-5 ジベル鉄筋の照査範囲の細区分化について

・ 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更〔品質向上〕

鋼製防護壁について、既工認にて計画していた板厚・材質構成に対し、さらに、工場における実際の製作範囲を考慮した上で、板厚の増厚及び材質の向上を図った。鋼製防護壁に係る仕様変更の一例を図 3.2-6 に示す。

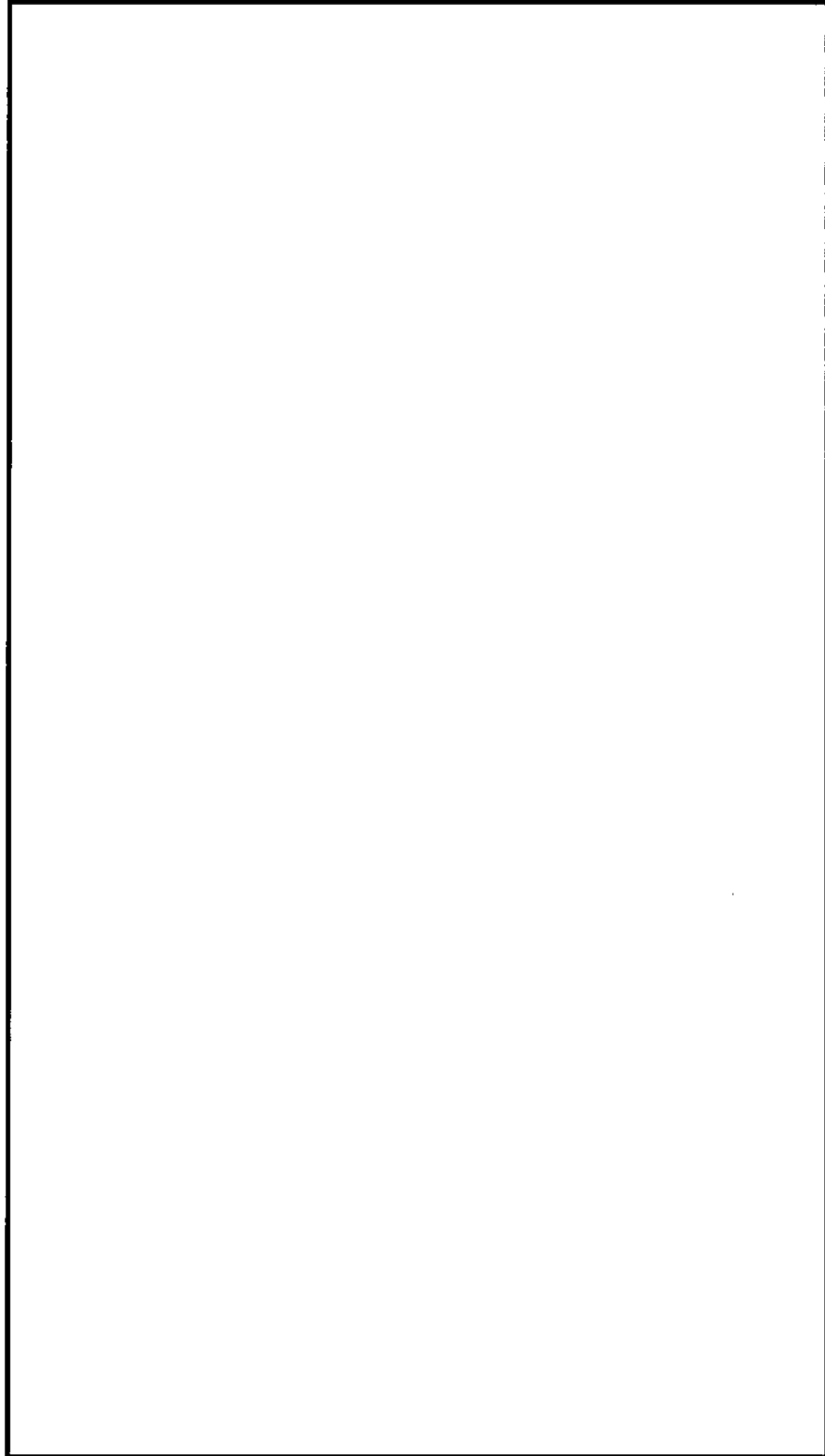


図 3.2-6 アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更について

・ 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更〔品質向上〕

アンカーボルトは、地中連続壁基礎と鋼製防護壁の接合部に配置されており、鋼製防護壁による引き抜き力を地中連壁基礎に伝達する。当該箇所においては、地中連続壁基礎側の密な配筋とアンカーボルトの干渉が施工計画上の課題であり、他鉄筋の干渉を回避するためにアンカーボルトを再検討した結果として、安全裕度が同等以上となることを確認した上で配置と本数を見直すこととした。

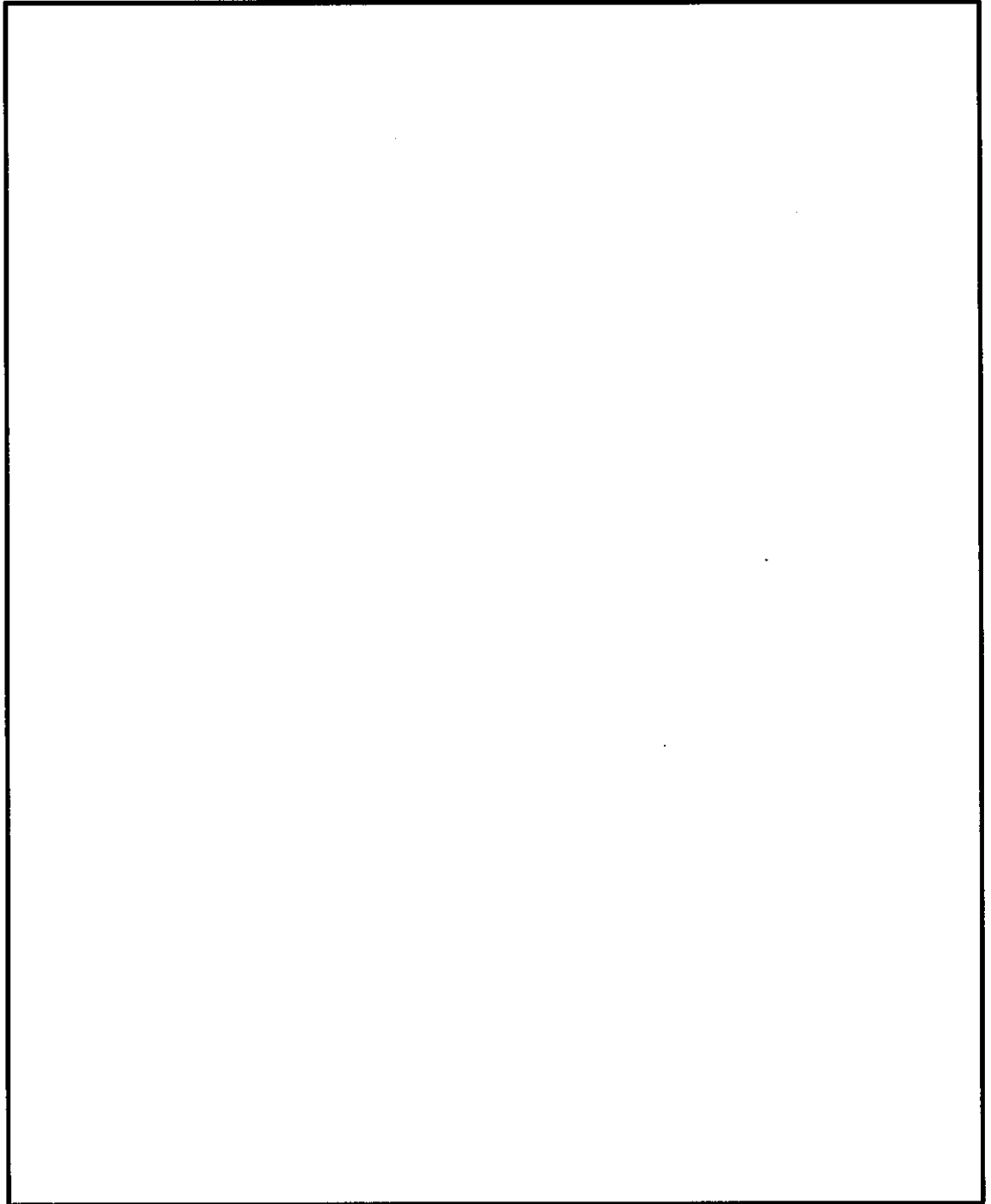


図 3.2-7 アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更について

3.3 各構造変更の耐震計算における反映箇所について

防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算における各評価項目に対し，3.2 に記載の各構造変更による影響の有無を踏まえ，反映すべき設計項目について検討を実施した。検討結果を，表 3.3-1 にて一覧表で整理する。

表 3.3-1 (2) 各構造変更の耐震計算における反映箇所 (2/3)

耐震設計方針				詳細設計内容及び構造変更の反映箇所					
施設名	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容限界	設計内容	評価A [応答] (解析プログラム)	左記の「評価A」に対する下記「構造変更」の反映内容について 赤字：不具合事象、青字：品質向上	評価B [照査] (許容限界)	左記の「評価B」に対する下記「構造変更」の反映内容について 赤字：不具合事象、青字：品質向上
防南堤 (鋼製防護壁)	上部構造 鋼製防護壁アンカー	アンカーボルト	引抜き	「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)」[鋼橋造物設計基準 (名古屋高速道路公社)「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度以下とする。	アンカーボルトの評価	3次元動的フレーム解析 (TMAP III)	構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更②：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連続壁 (土基礎) における鉄筋の高止まりを考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑦：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更	評価B [照査] (許容限界)	構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更②：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連続壁 (土基礎) における鉄筋の高止まりを考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑦：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更
		頂部鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート			曲げ、せん断	アンカーボルトのコンクリートせん断力・水平曲げモーメントの評価	3次元動的フレーム解析 (TMAP III)	構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更②：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更③：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑦：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更	応力照査 (鋼橋造物設計基準による短期許容応力度)
		接合部の設計方法に係る妥当性を確認することとを目的として3次元解析 (COM3) を実施する。					直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性に係る検討【別冊】	接合部の照査においては、強度計算 (津波時、重量時) の荷重が支配的であることから、本設計に関連する記載については、補足説明資料「補足-29 防南堤 (鋼製防護壁) の強度計算書」に別途とりまとめる。	

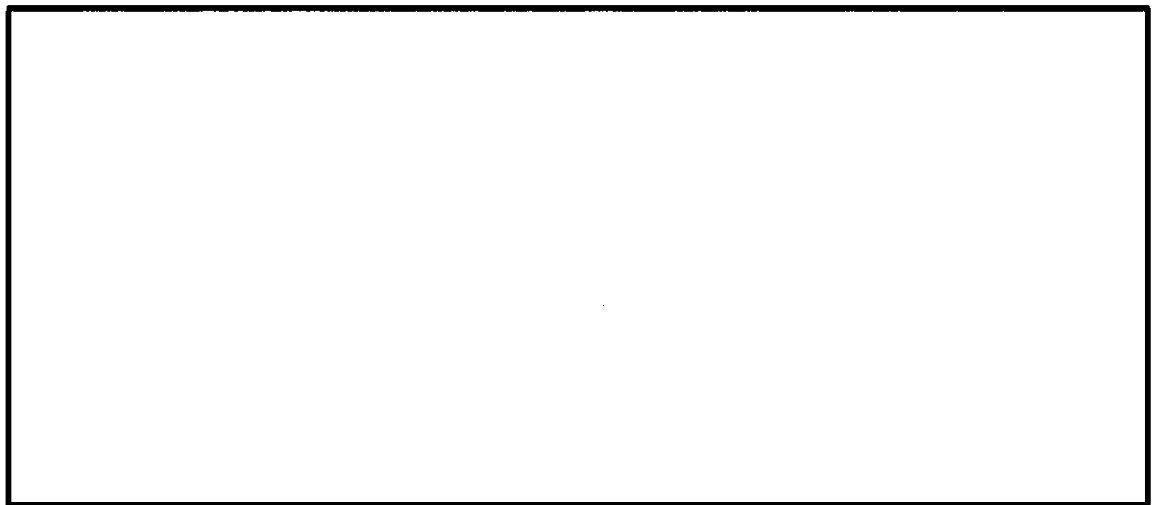
表 3.3.3-1 (3) 各構造変更の耐震計算における反映箇所 (3/3)

耐震設計方針				詳細設計内容及び構造変更の反映箇所			
施設名	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容限界	設計内容	評価A[応答] (解析パラメータ)	左記の「評価A」に対する 下記“構造変更”の反映内容について 赤字：不具合事象、青字：品質向上
							評価B[調査] (許容限界)
防雨堤 (鋼製防護壁)	上部構造	止水ジョイント部材	変形、引張り	止水ジョイント部に 有意な漏えいに至る変 形、引張り	止水ジョイント部 の相対変位量に対 する評価	3次元動的フレ ーム解析 (TMAP III)	左記の「評価A」に対する 下記“構造変更”の反映内容について 赤字：不具合事象、青字：品質向上 構造変更①：地中連鉄壁のコンクリート未充填を考慮した 形状変更 構造変更②：地中連鉄壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連鉄壁 (北基礎) における鉄筋の高止ま りを考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑦：地中連鉄壁のコンクリート未充填を 考慮した構造変更 → 1倍と北の各基礎に対し、深さ 20cm×8 箇所の新 面欠損を考慮することで、応答解析モデルにお ける断面性能を低下させる。
							評価B[調査] (許容限界) 変形量調査 (メーカ規格 として 2σ) (止水ジョイントの構造仕様に変更はない。)
	止水ジョイント部	鋼製 アンカ ー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性 域に留まら ず塑性域に 入る状態	鋼製アンカーに対 する耐津波評価 【別冊】	構造物間の 相対変位	(設計用相対変位は、他工区の防雨堤の応答解析 結果により設定されており、鋼製防護壁の応答は これに包絡されていることから、構造変更による 影響はない。)
							応力調査 (各種合成構造 設計指針による 短期許容応力 度) (鋼製アンカーの構造仕様に変更はない。)
	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	「鋼構造設計規程」に 基づき短期許容応力度 以下とする。	鋼製防護部材に対 する耐津波評価 【別冊】	地震時 の静的荷重	応力調査 (鋼構造物設計 基準による 短期許容応力 度) (鋼製防護部材の構造仕様に変更はない。)
							応力調査 (道路橋示方書 による 短期許容応力 度) (底部止水機構の構造仕様に変更はない。)

なお、表 3.3-1 における一部設計項目（グレーハッチングにて着色）に関しては、以下を根拠として再検討は不要と判断したことから、本補足説明資料には結果を掲載していない。

・南北地中連続壁基礎の間に生じる地震時相対変位の影響について

本検討は、南基礎及び北基礎における鋼製防護壁を介した荷重伝達による影響確認のための検討である。検討モデルは、鋼製防護壁を介した南北基礎間の荷重伝達を考慮できる 3 次元静的フレーム解析モデル（Engineer's Studio）であり、本モデルに対して南北基礎の片方を固定端とし、もう片方に地震時の地盤変位を応答変位法により考慮することで、鋼製防護壁を介してどの程度の大きさの断面力が固定端基礎に発生するのかを確認する。



（解析モデルの概念図）

（応答変位入力概念図）

図 3.3-1 3 次元静的フレーム解析モデル（Engineer's Studio）と荷重入力

今回、構造変更を考慮した同検討においては、上記の解析モデルに対して地中連続壁の断面欠損を考慮することとなるが、地中連続壁の剛性低下が鋼製防護壁の荷重伝達特性に与える影響程度を確認するため、同モデルを用いて応答解析を実施している強度計算（重畳時）の解析結果を参照し、断面欠損を考慮した地中連続壁の剛性低下により、鋼製防護壁の断面力がどの程度変動するかを確認した。

確認結果を、表 3.3-2 に示す。

断面欠損を考慮した地中連続壁の剛性低下による鋼製防護壁の発生断面力の変動は極めて小さく、この結果より、鋼製防護壁を介した荷重伝達においても断面欠損による剛性低下の影響は極めて小さくなると考えられる。

以上より、今回の再設計においては、南北地中連続壁基礎の間に生じる地震時相対変位の影響についての検討は、改めて実施する必要がないと判断した。

表 3.3-2 上部工（鋼製防護壁）の断面力の比較結果
（既工認モデルによる鋼製防護壁の断面力）

断面力 組合せケース	梁要素の 端点	既往の断面力					
		軸力 (kN)	堤軸方向 せん断力 (kN)	提軸直交方向 せん断力 (kN)	水平回転 モーメント (kN・m)	提軸方向 曲げモーメント (kN・m)	提軸直交方向 曲げモーメント (kN・m)
直応力度 σ 最大ケース	i端	-56,398	8,576	30,359	-8,223	-17,862	-255,116
	j端	-56,387	8,441	29,372	-8,223	-846	-195,384
せん断応力度 τ 最大ケース	i端	-50,709	12,686	58,038	-48,390	-10,560	-387,683
	j端	-50,702	12,604	56,643	-48,390	8,407	-301,672
合成応力度 k 最大ケース	i端	-17,594	-9,500	68,785	177,421	7,400	-368,335
	j端	-16,698	-9,471	68,710	177,421	-6,354	-268,651

（構造変更モデル（断面欠損を考慮）による鋼製防護壁の断面力）

断面力 組合せケース	梁要素の 端点	断面欠損を考慮した断面力					
		軸力 (kN)	堤軸方向 せん断力 (kN)	提軸直交方向 せん断力 (kN)	水平回転 モーメント (kN・m)	提軸方向 曲げモーメント (kN・m)	提軸直交方向 曲げモーメント (kN・m)
直応力度 σ 最大ケース	i端	-56,528	8,600	30,325	-8,215	-17,916	-254,285
	j端	-56,517	8,465	29,338	-8,215	-851	-194,622
せん断応力度 τ 最大ケース	i端	-50,893	12,785	57,949	-48,334	-10,651	-386,910
	j端	-50,886	12,703	56,554	-48,334	8,466	-301,032
合成応力度 k 最大ケース	i端	-17,710	-9,475	68,683	176,986	7,361	-367,844
	j端	-16,814	-9,445	68,608	176,986	-6,356	-268,308

（変動率）

断面力 組合せケース	梁要素の 端点	既往の断面力に対する変動率					
		軸力	堤軸方向 せん断力	提軸直交方向 せん断力	水平回転 モーメント	提軸方向 曲げモーメント	提軸直交方向 曲げモーメント
直応力度 σ 最大ケース	i端	0.002	0.003	-0.001	-0.001	0.003	-0.003
	j端	0.002	0.003	-0.001	-0.001	0.006	-0.004
せん断応力度 τ 最大ケース	i端	0.004	0.008	-0.002	-0.001	0.009	-0.002
	j端	0.004	0.008	-0.002	-0.001	0.007	-0.002
合成応力度 k 最大ケース	i端	0.007	-0.003	-0.001	-0.002	-0.005	-0.001
	j端	0.007	-0.003	-0.001	-0.002	0.000	-0.001

注記 *：断面力の出力位置は既工認モデルにおける最大照査値発生箇所とする。

・底部止水機構（1次止水機構）の耐震評価

底部止水機構（1次止水機構）の耐震評価においては、底部止水機構（1次止水機構）が間接支持されている鋼製防護壁の地震応答解析から設計震度を設定している。

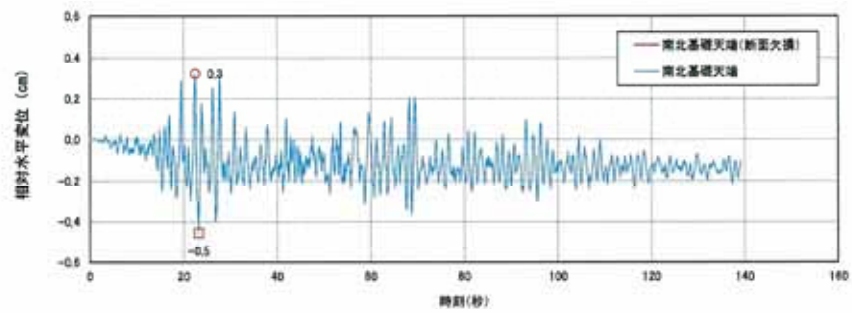
本地震応答解析は図3.3-2に示す3次元動的フレーム解析(TDAPⅢ)を用いて実施されるものであり、入力条件となるのは南北の地中連続壁基礎天端にて2次元有効応力解析(FLIP)により算出される変位時刻歴である。

今回、構造変更を考慮した再設計を行うに当たっては、地中連続壁の断面欠損を考慮した2次元有効応力解析により南北の地中連続壁基礎天端の変位時刻歴を算出し、これを入力条件とした3次元動的フレーム解析(TDAPⅢ)を再解析することとなるが、図3.3-3に示すように、地中連続壁基礎天端の応答変位に対する断面欠損の影響は極めて小さく、底部止水機構（1次止水機構）の設計震度の設定に影響を与えるものではない。

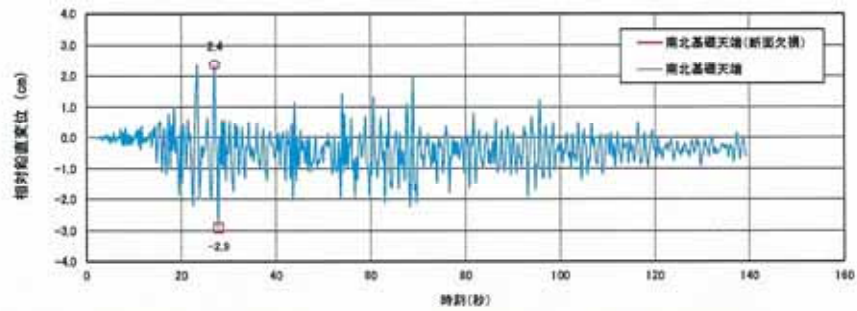
以上より、今回の再設計においては、底部止水機構（1次止水機構）の耐震評価を改めて実施する必要がないと判断した。



図 3.3-2 3次元動的フレーム解析(TDAPⅢ)モデルと変位時刻歴の設定位置

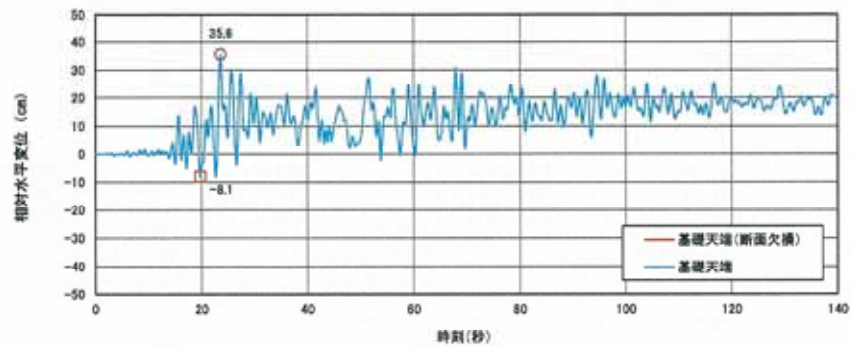


(南北基礎天端の相対水平変位, S_5-D1 (H+, V+))

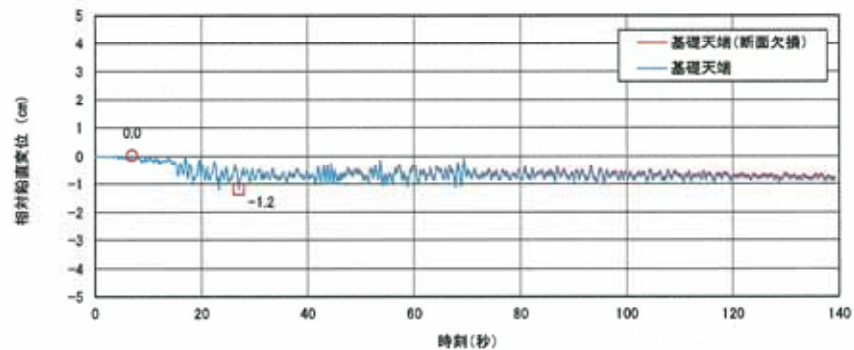


(南北基礎天端の相対鉛直変位, S_5-D1 (H+, V+))

図 3.3-3 (1) 相対変位時刻歴 (堤軸方向 (①断面))



(南北基礎天端の相対水平変位, S_5-D1 (H-, V+))



(南北基礎天端の相対鉛直変位, S_5-D1 (H-, V+))

図 3.3-3 (2) 相対変位時刻歴 (堤軸直交方向 (②③断面))

4. 地震応答解析

4.1 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。評価対象断面位置を図 4.1-1 に、評価対象断面を図 4.1-2 に示す。

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。

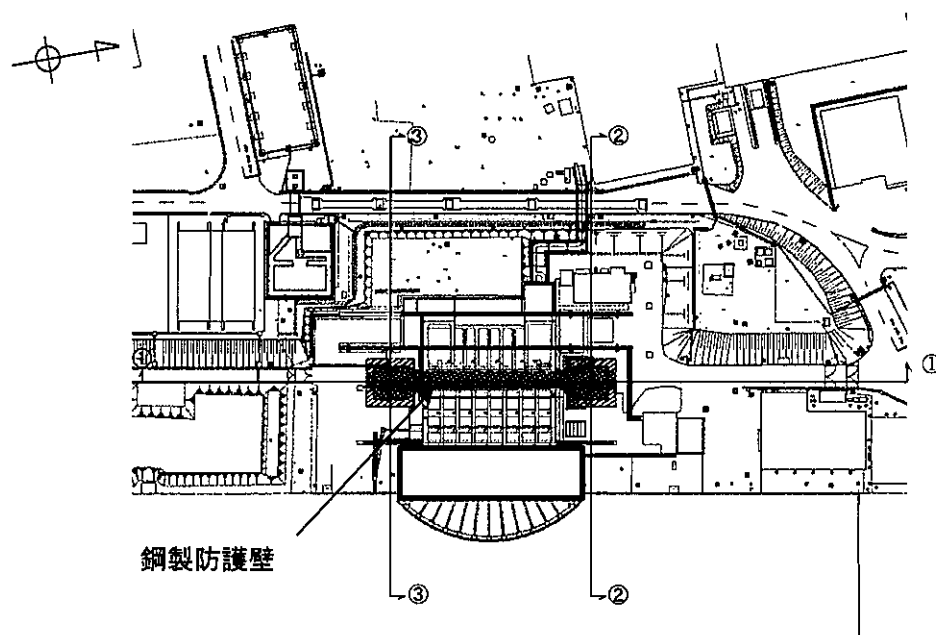


図 4.1-1 鋼製防護壁の評価対象断面位置図

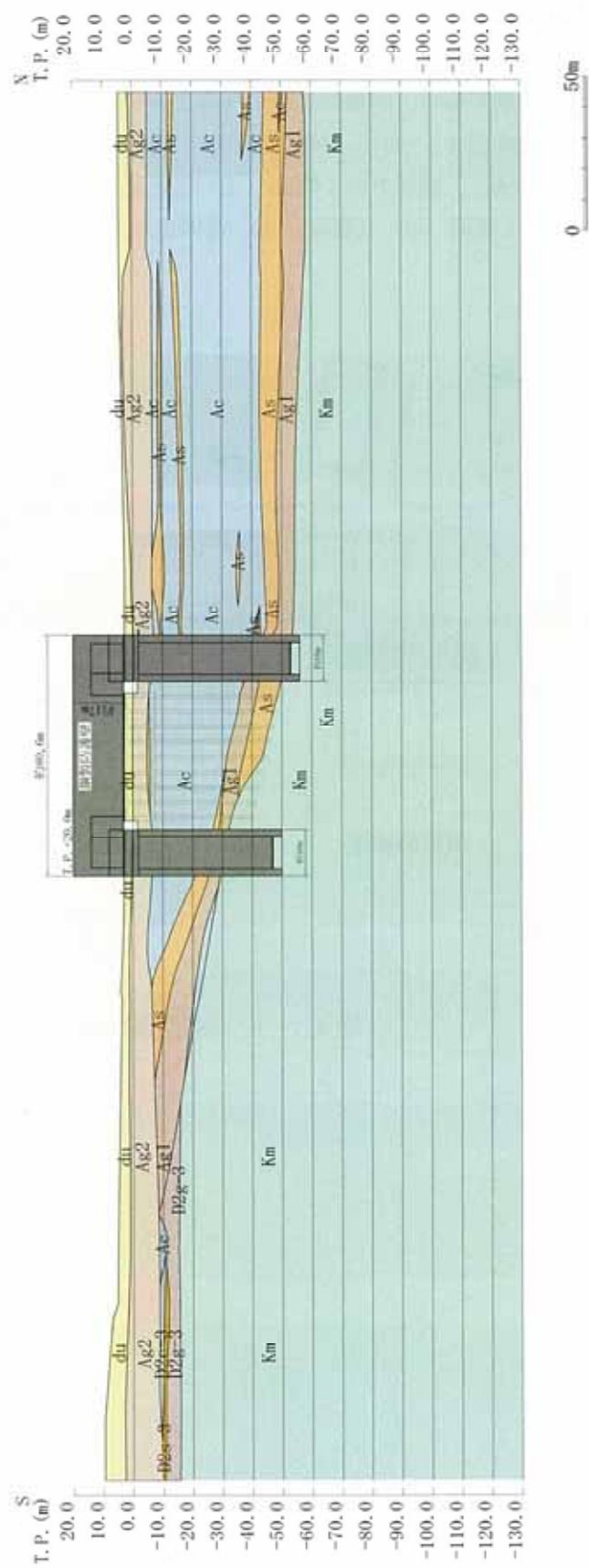


图 4.1-2 (1) 鋼製防護壁 評価対象断面図 (①-①断面)

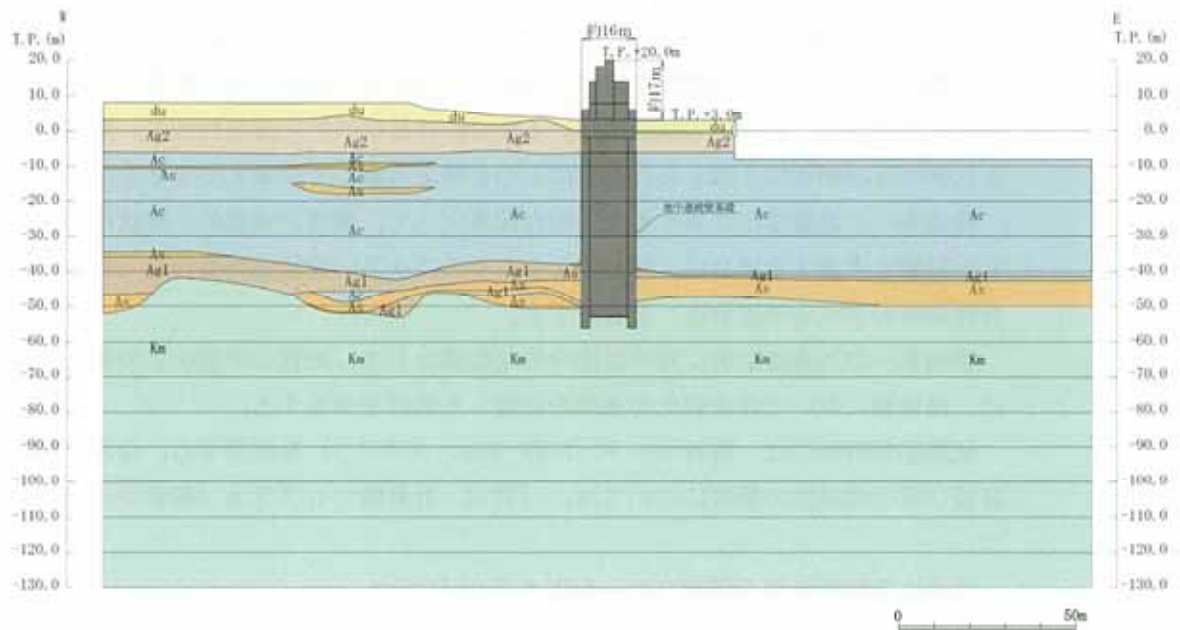


図 4.1-2 (2) 鋼製防護壁 評価対象断面図 (②-②断面)

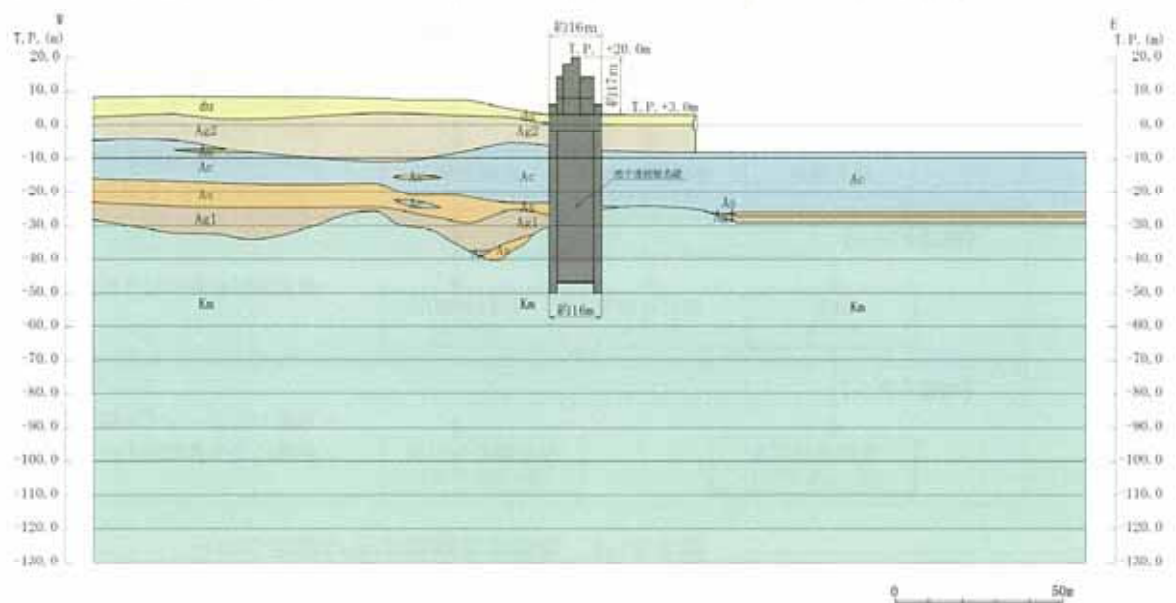


図 4.1-2 (3) 鋼製防護壁 評価対象断面図 (③-③断面)

4.2 解析方法

鋼製防護壁の地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は、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ばらつき等を考慮して設定することを基本とする。

構造物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場合は、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の液状化強度特性）を設定する。

構造物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場合は、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。

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、「VI-4 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 4.2-1 に示す。

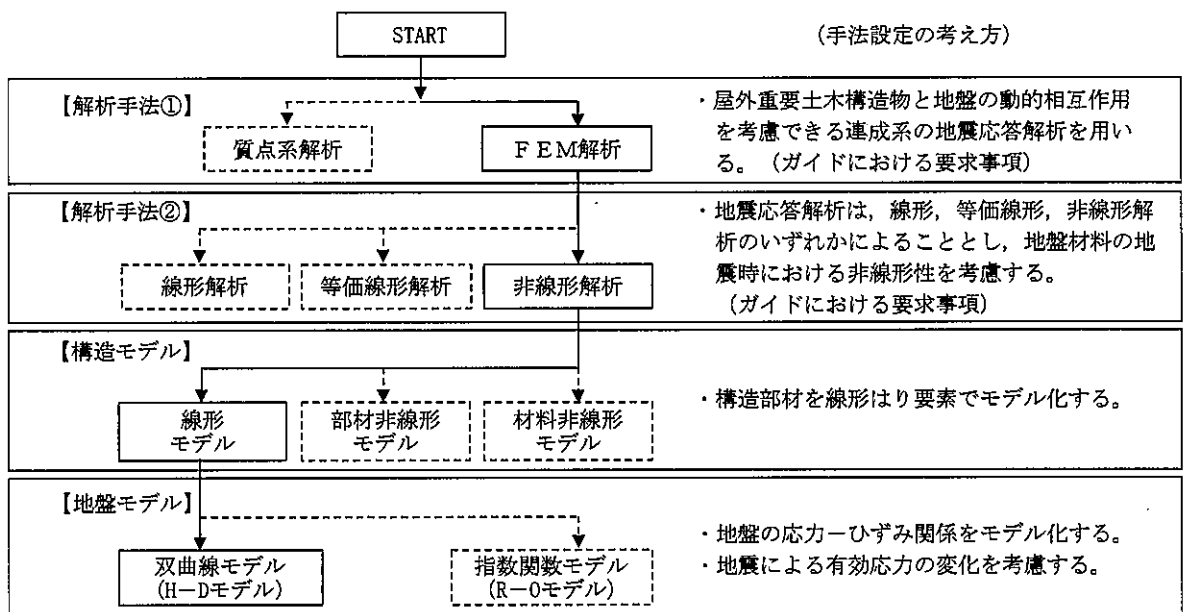


図 4.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

4.2.1 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。

4.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

4.2.3 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。

4.2.4 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。

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「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.3.1 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。

4.3.2 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) 固定荷重 (G)

固定荷重は、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重は、機器及び配管荷重を考慮する。

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

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ とし、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。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

4.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3-2 及び表 4.3-3 に示し、荷重概念図を図 4.3-1 に示す。

表 4.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

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	－ ・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_e による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する。
		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。

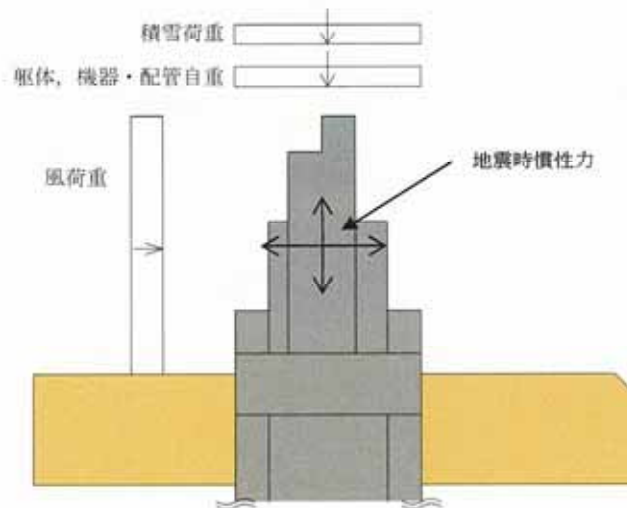


図 4.3-1 荷重概念図

4.4 入力地震動

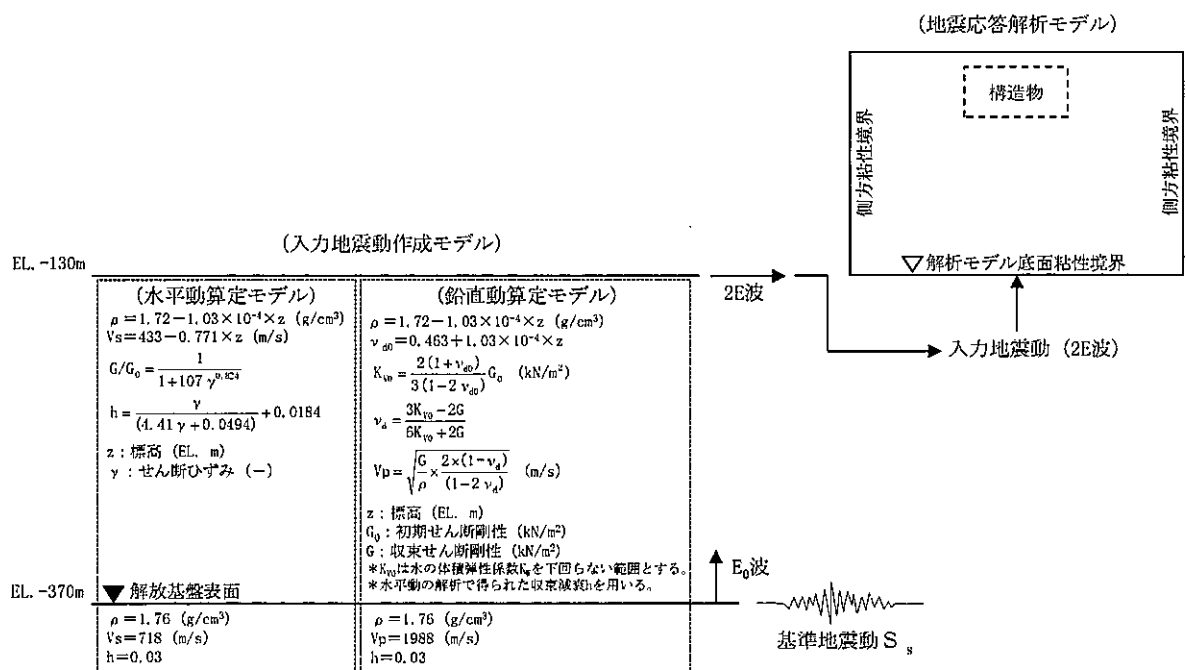
入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

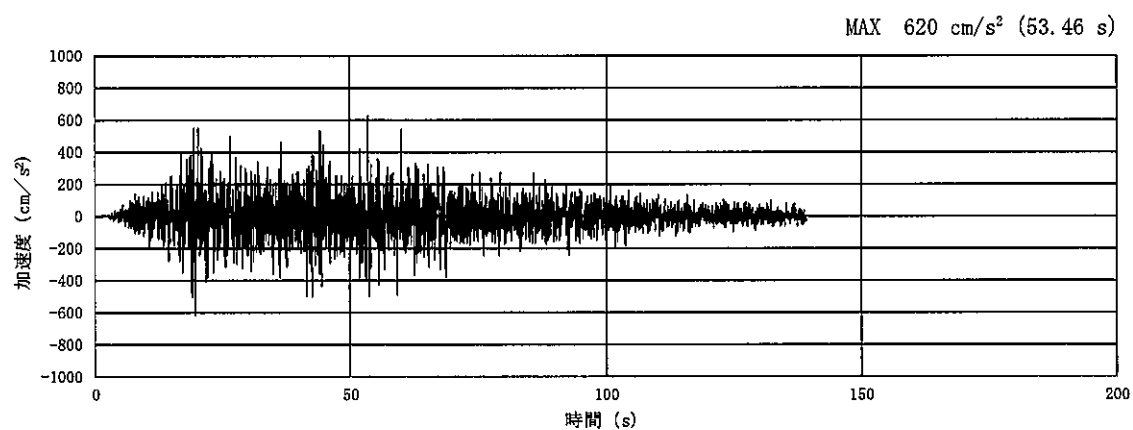
地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図4.4-1に示す。

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、「VI-4 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

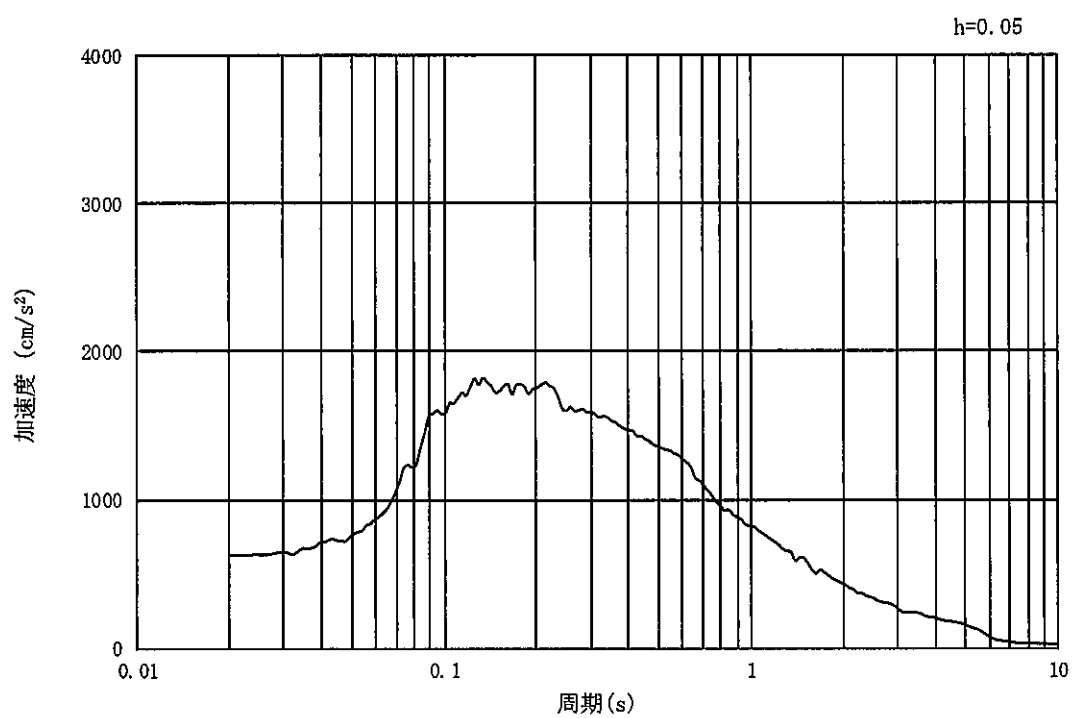
基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図4.4-2～図4.4-29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。



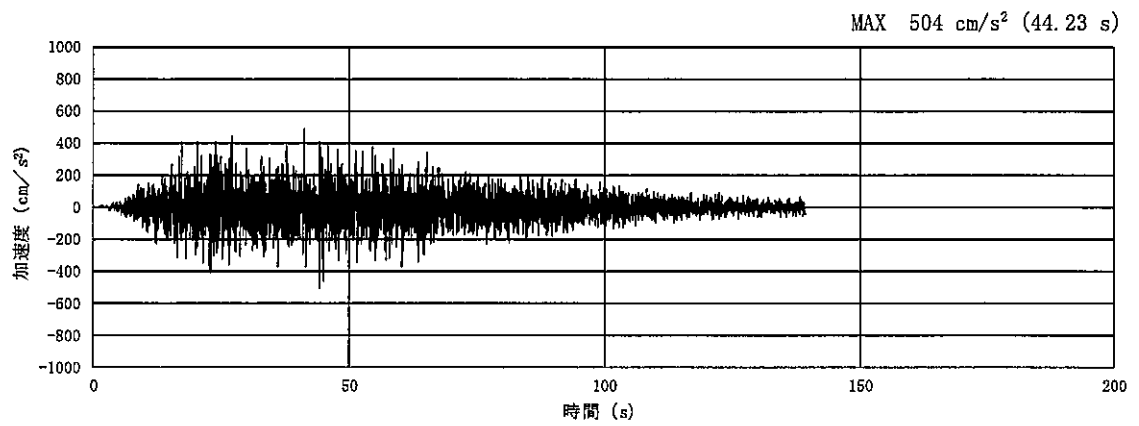


(a) 加速度時刻歴波形

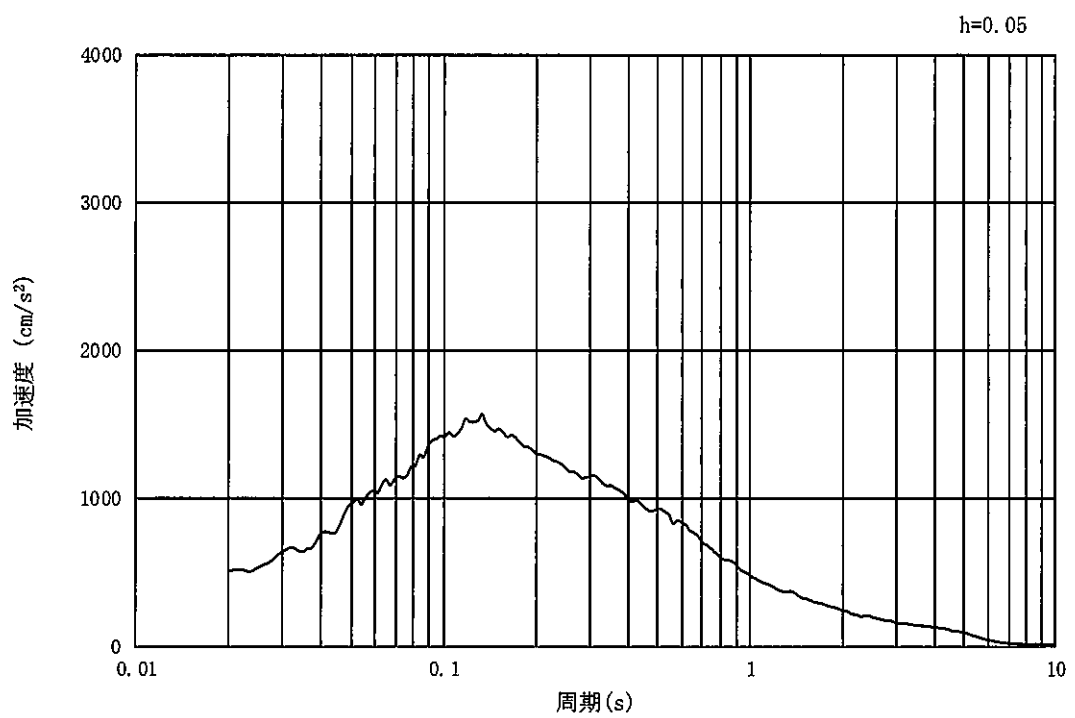


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-2 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)

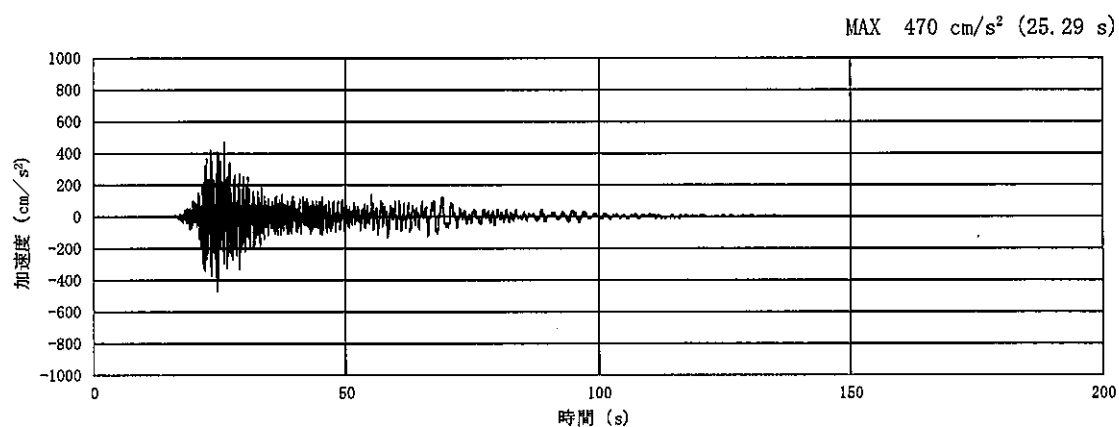


(a) 加速度時刻歴波形

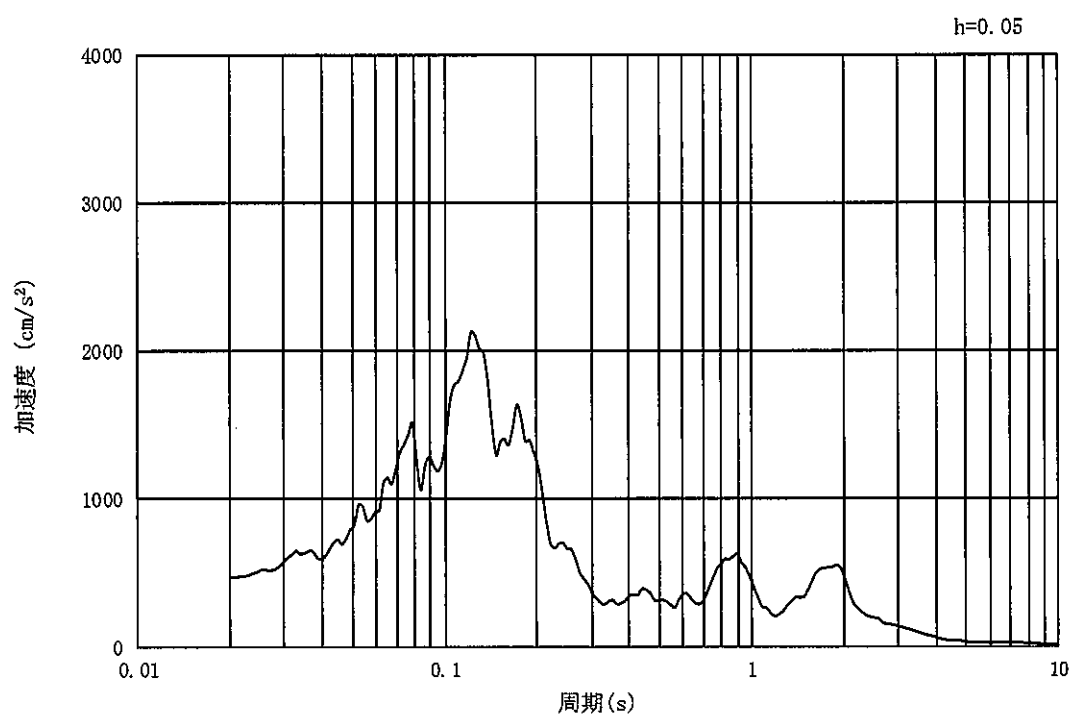


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-3 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)

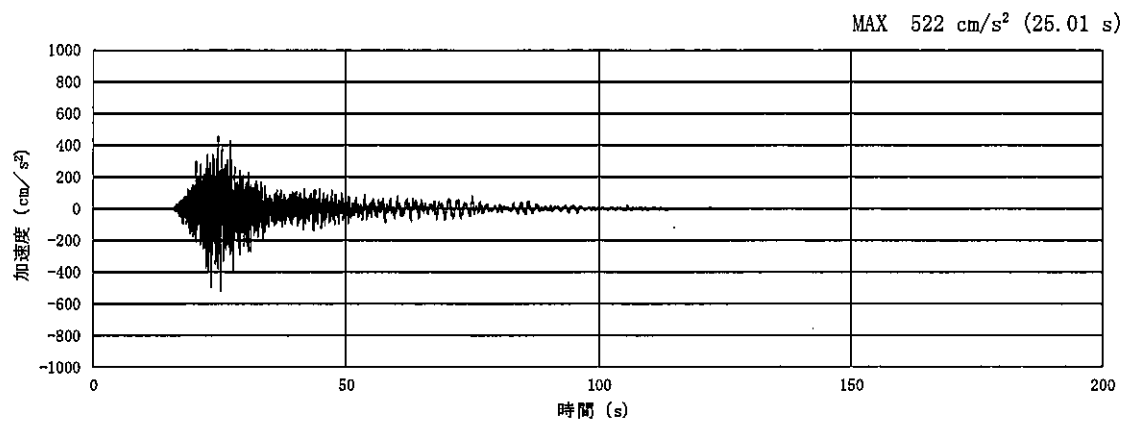


(a) 加速度時刻歴波形

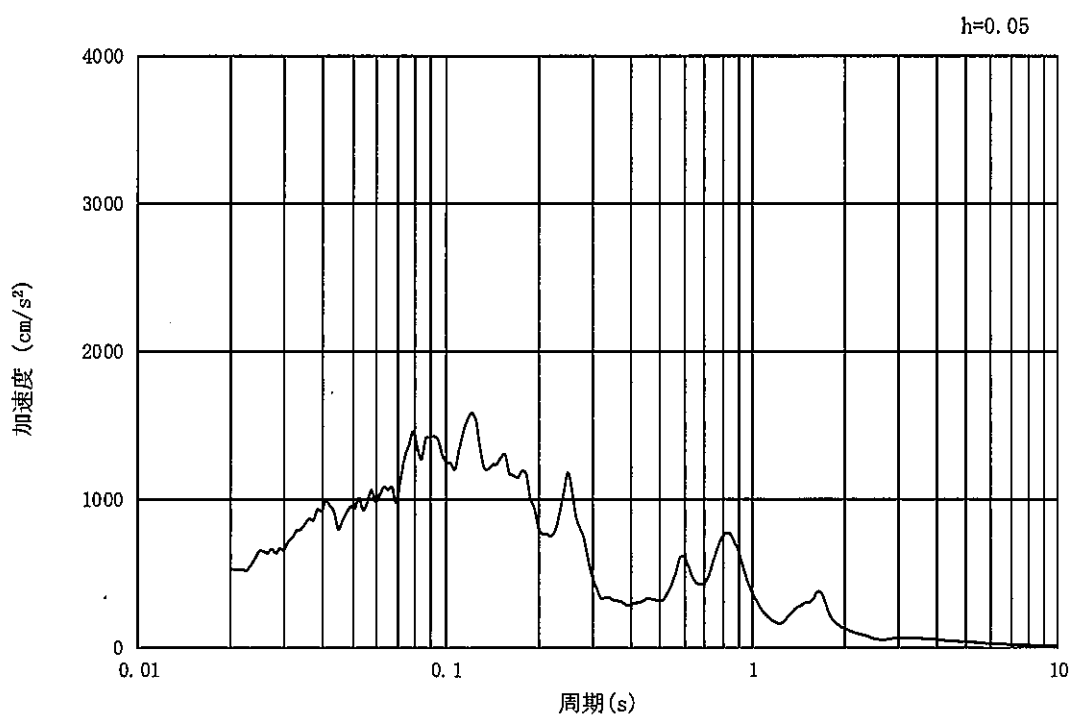


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-4 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-11)

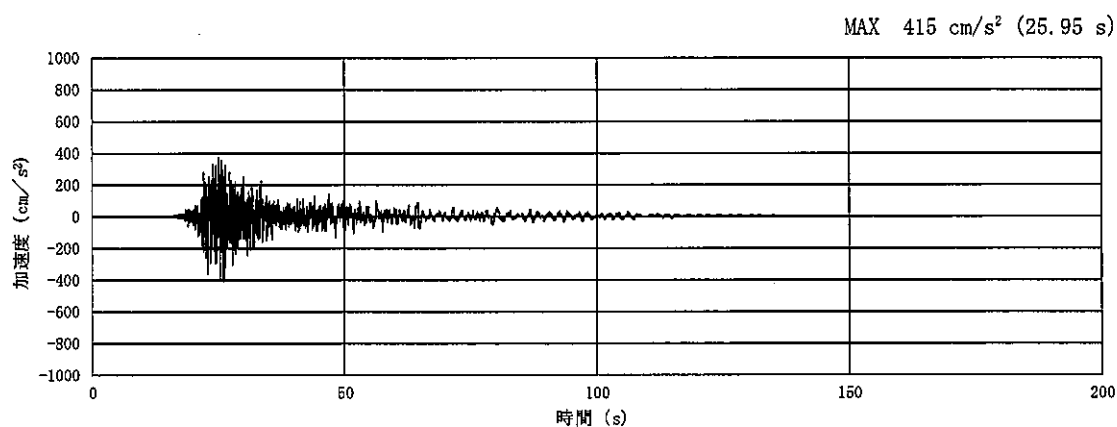


(a) 加速度時刻歴波形

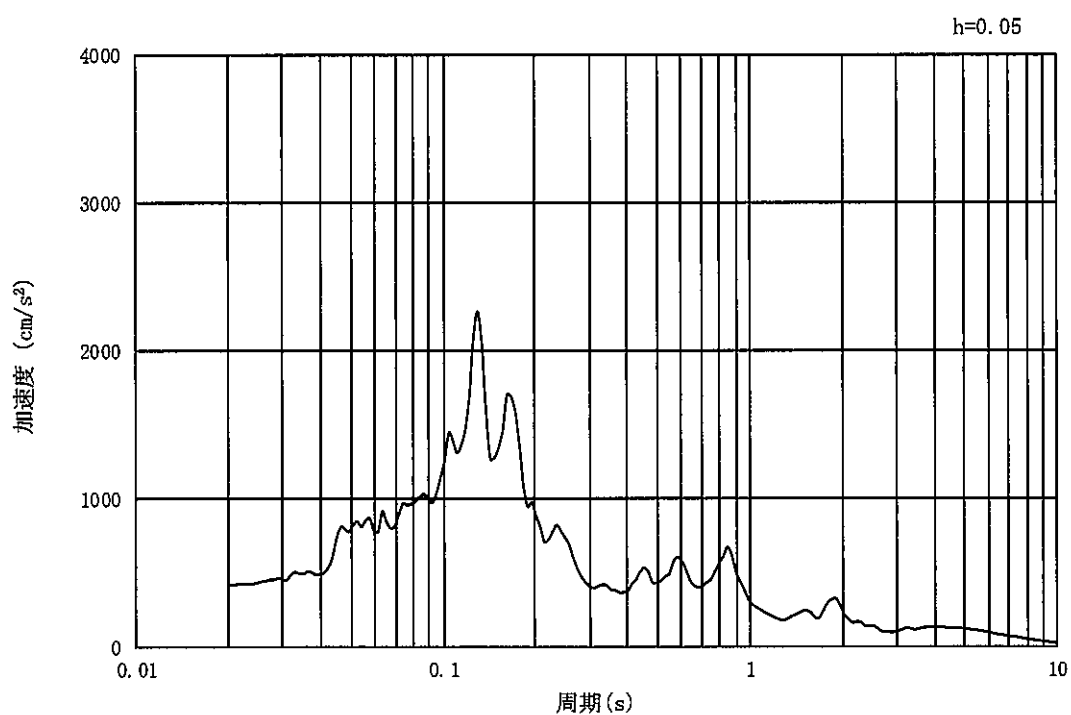


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-5 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: $S_s - 1.1$)

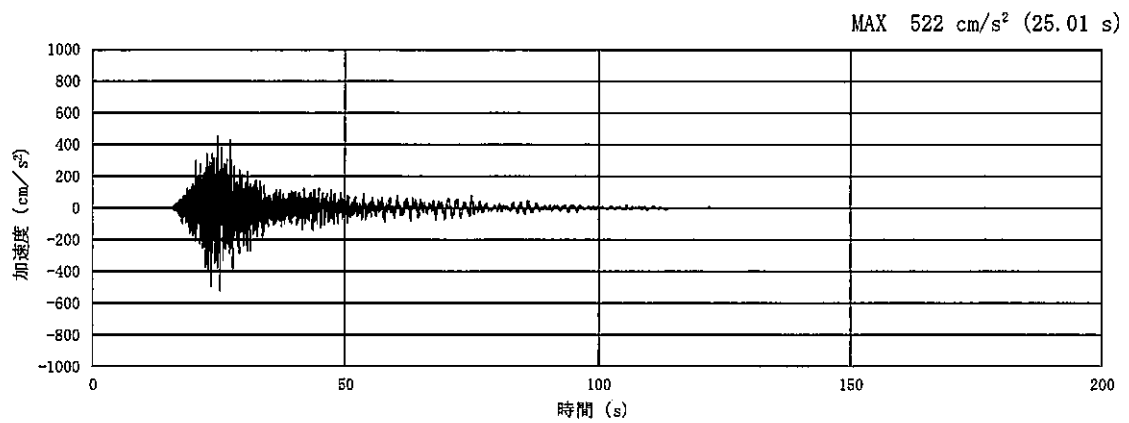


(a) 加速度時刻歴波形

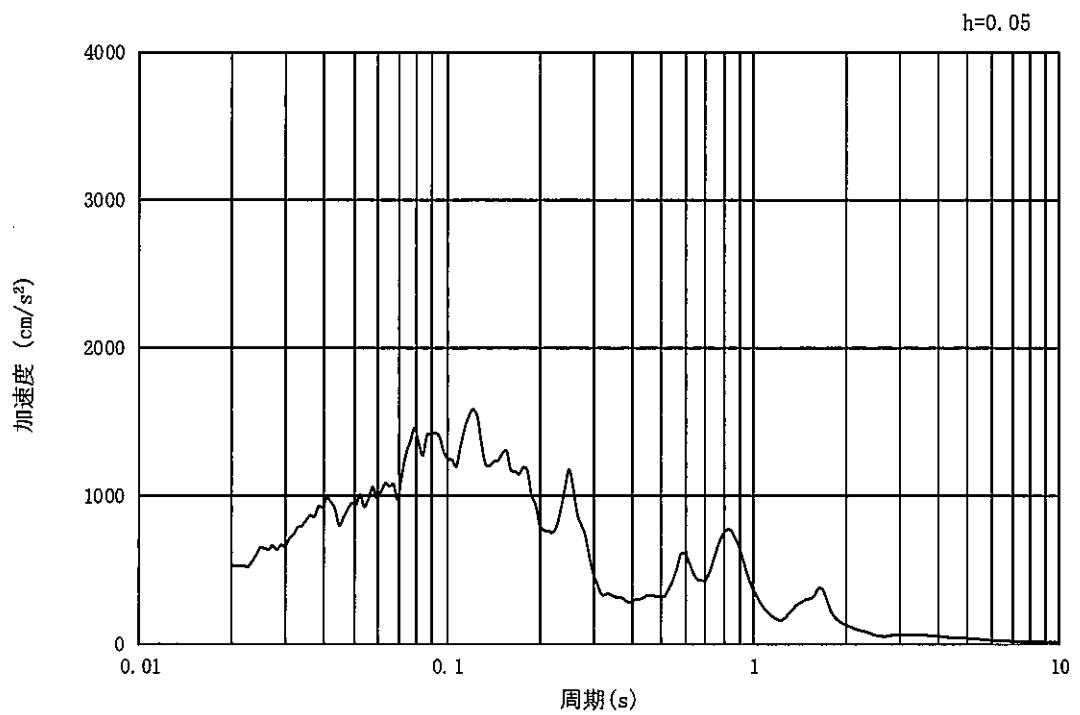


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-6 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: $S_s - 1.1$)

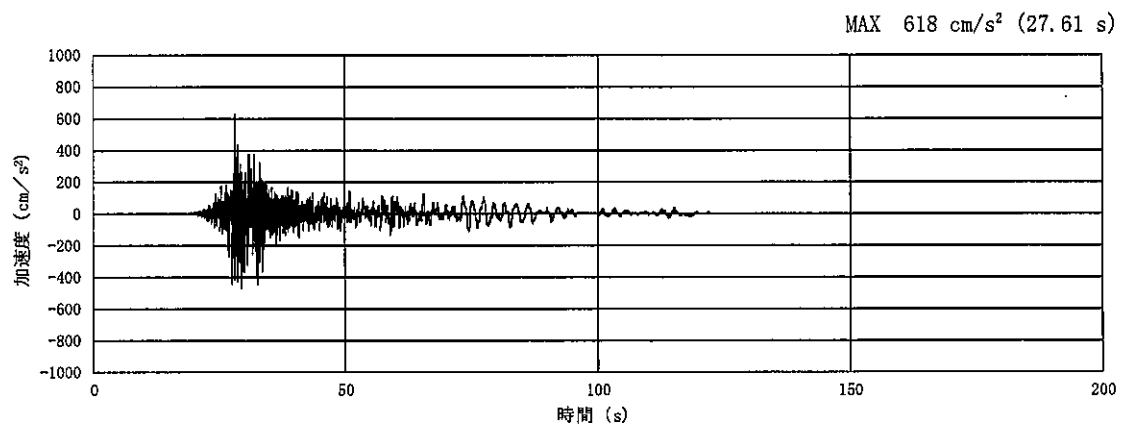


(a) 加速度時刻歴波形

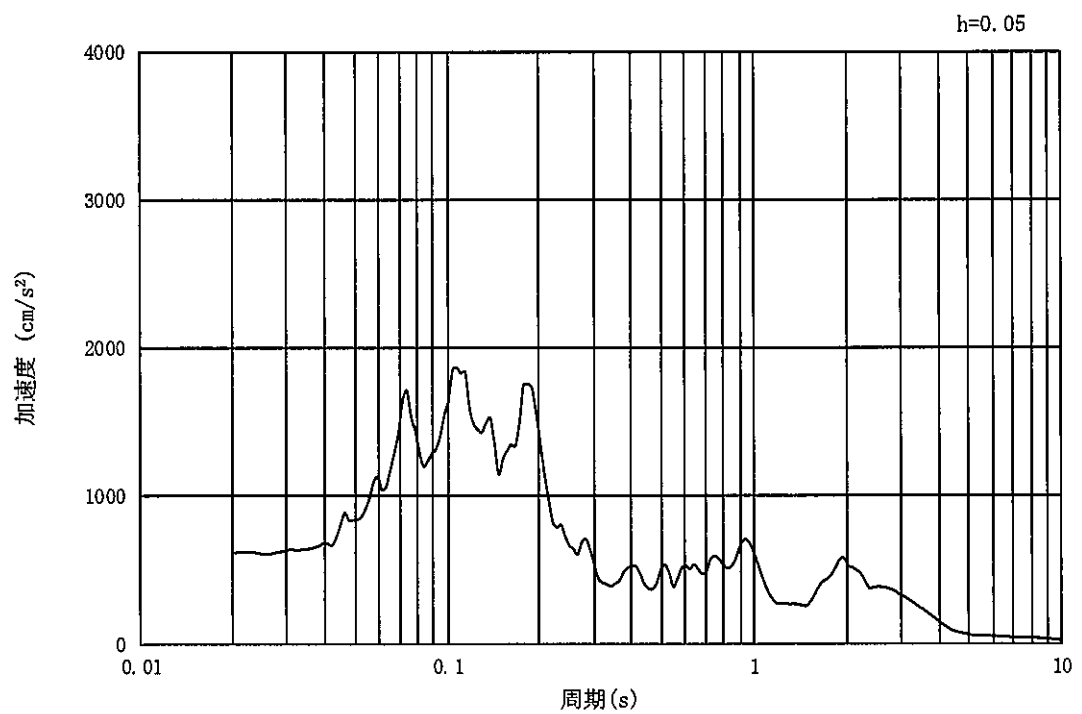


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-7 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-11)

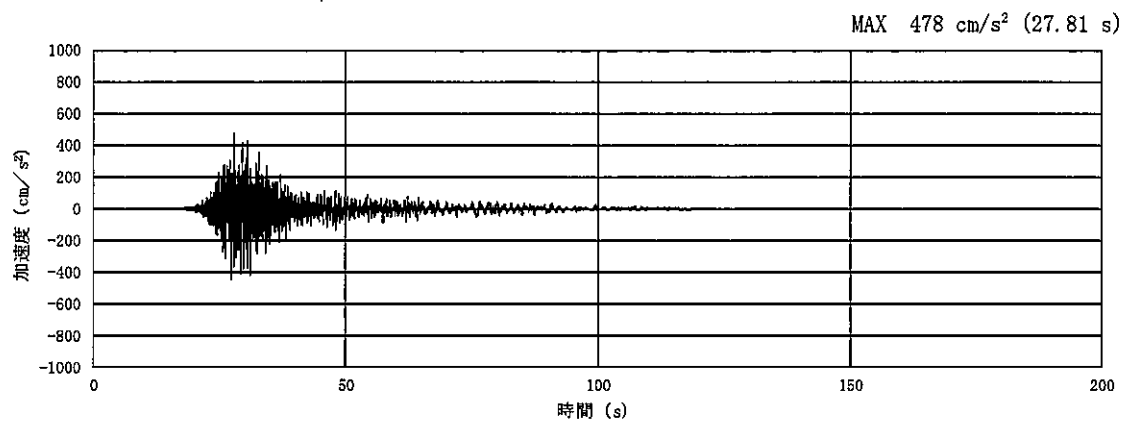


(a) 加速度時刻歴波形

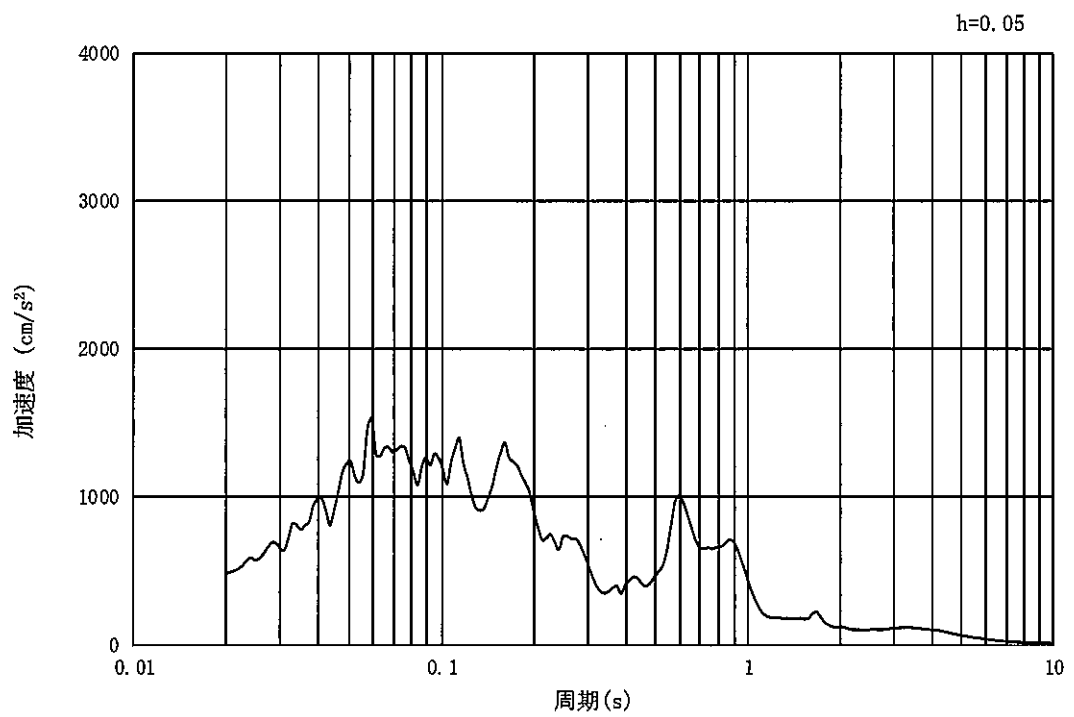


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-8 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)

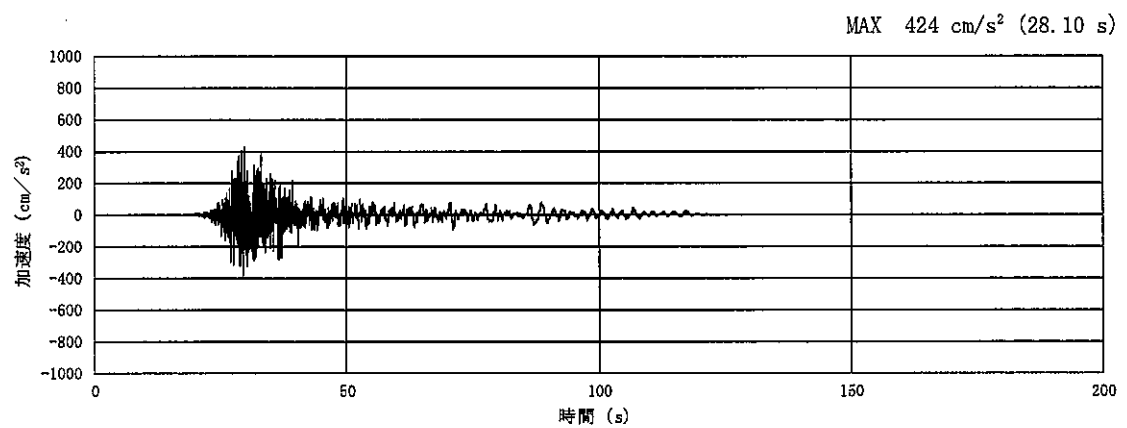


(a) 加速度時刻歴波形

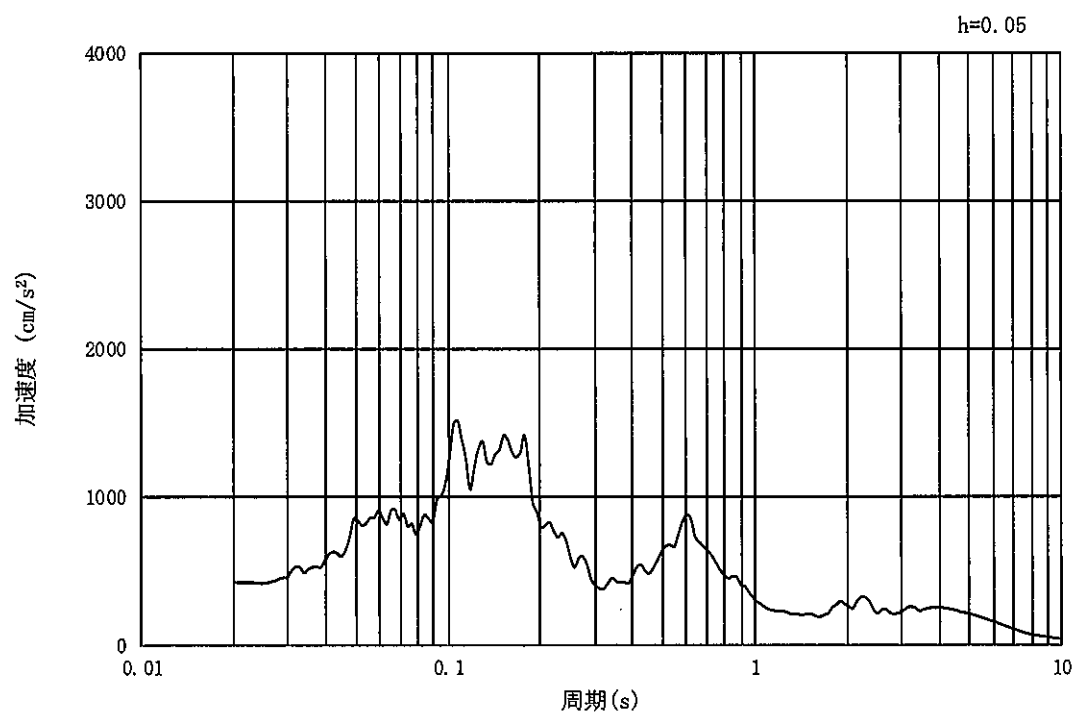


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-9 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-12)

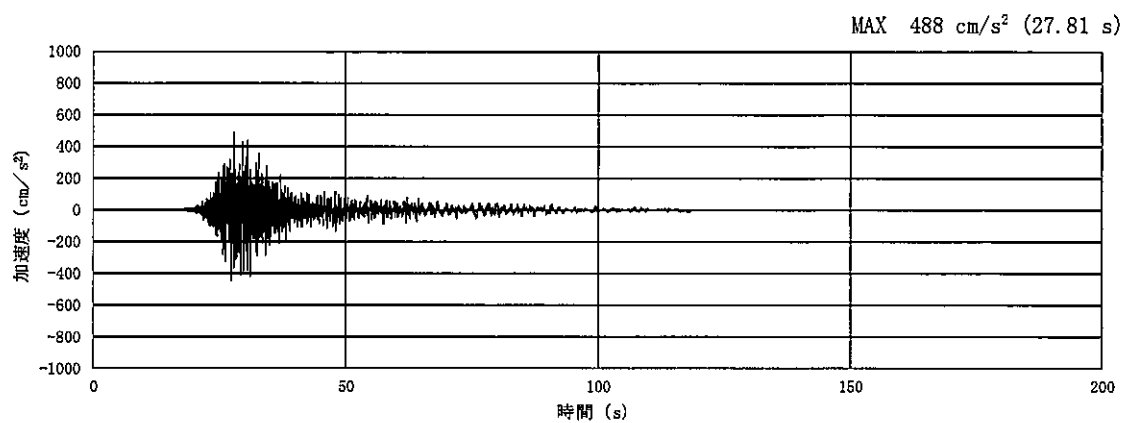


(a) 加速度時刻歴波形

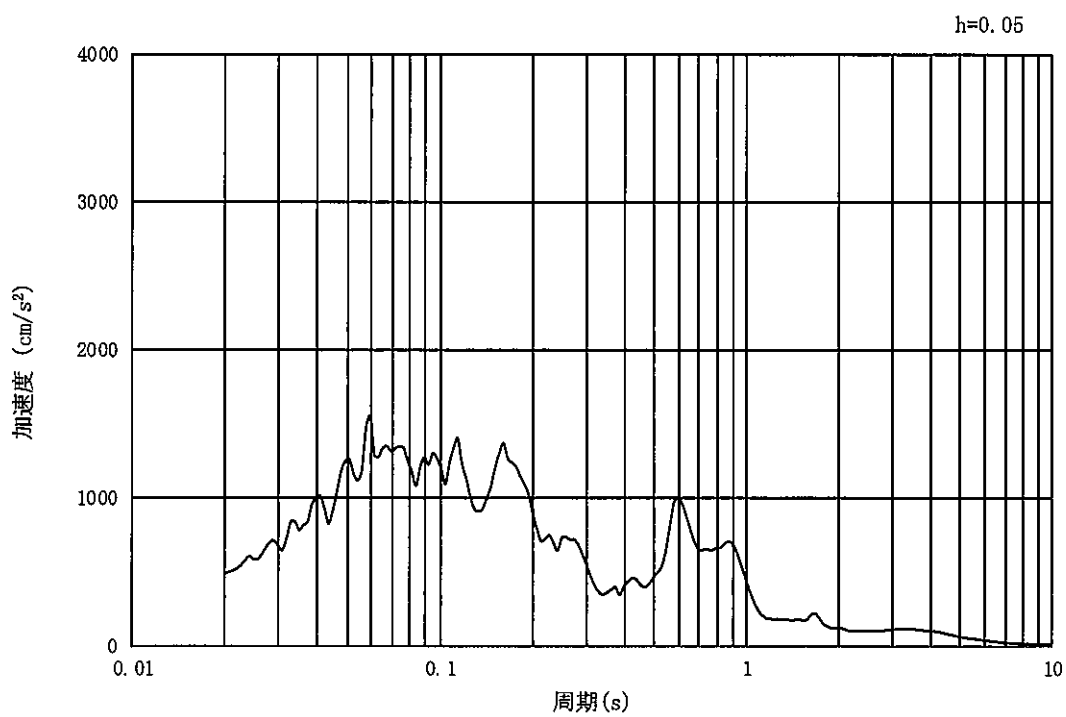


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-10 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-12)

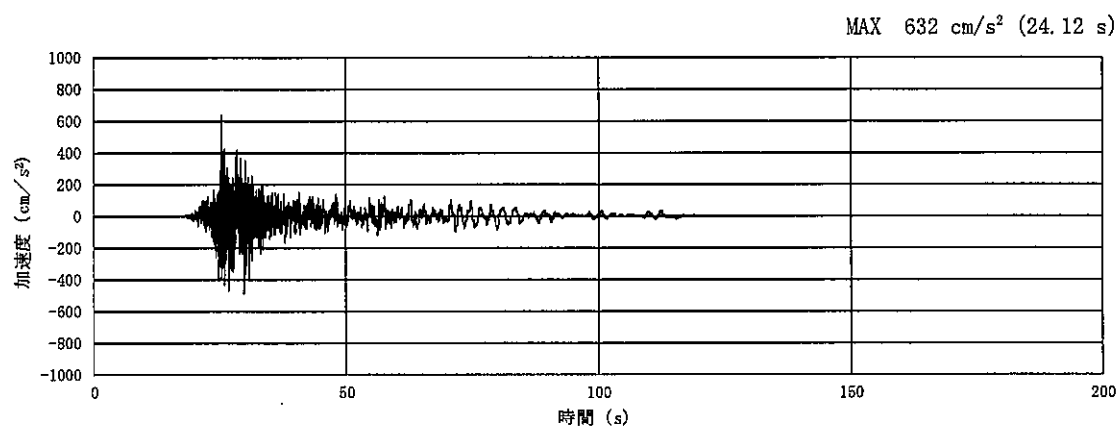


(a) 加速度時刻歴波形

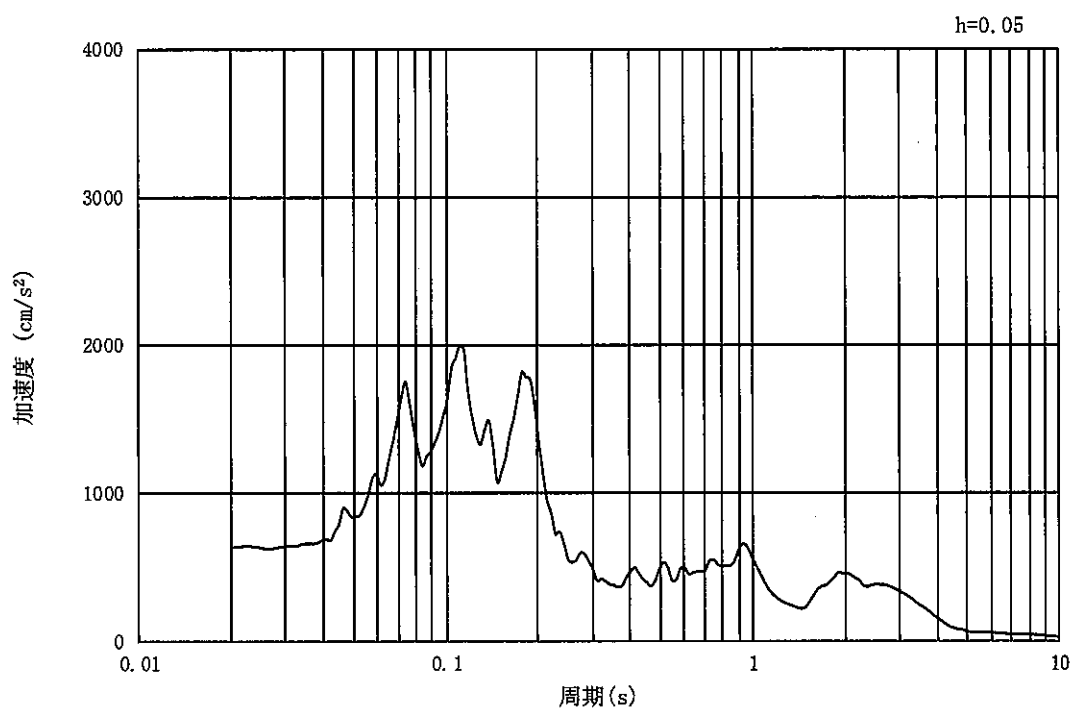


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-11 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: $S_s - 1.2$)

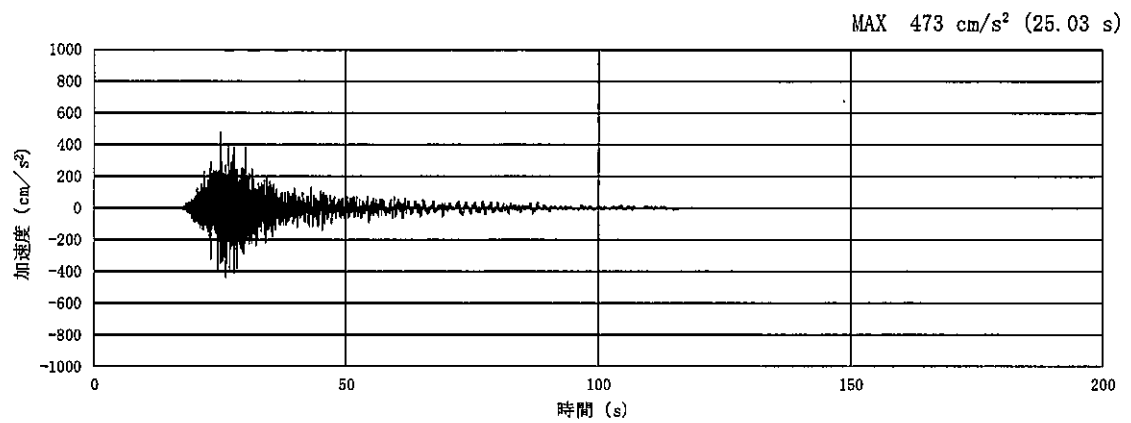


(a) 加速度時刻歴波形

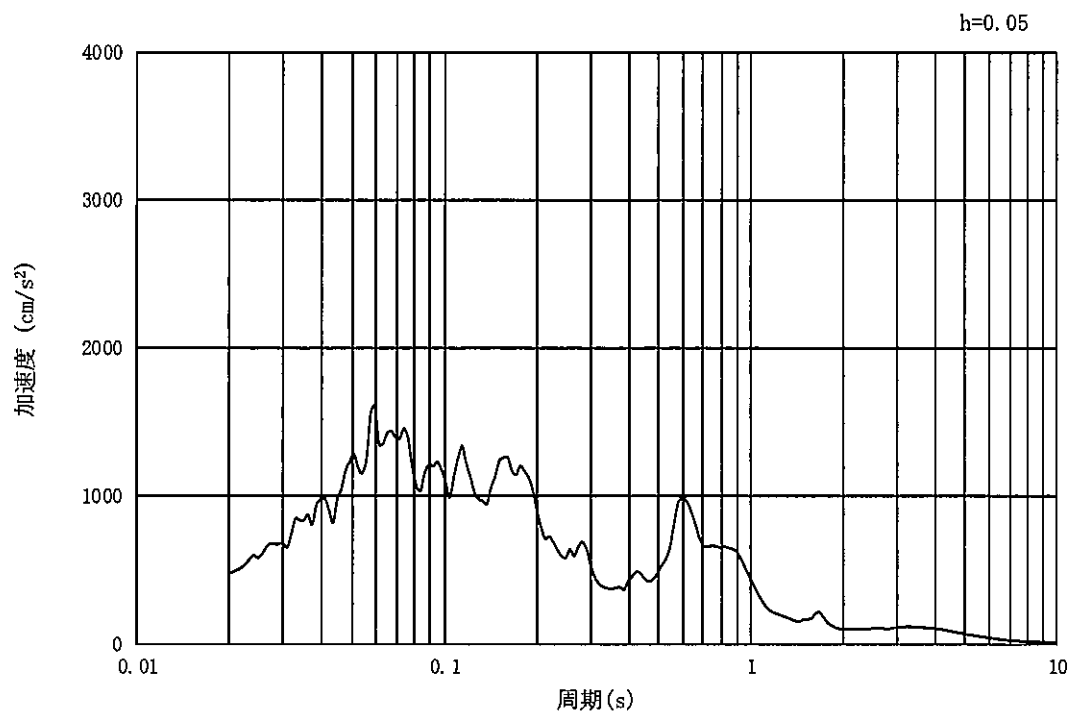


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: S_s-13)

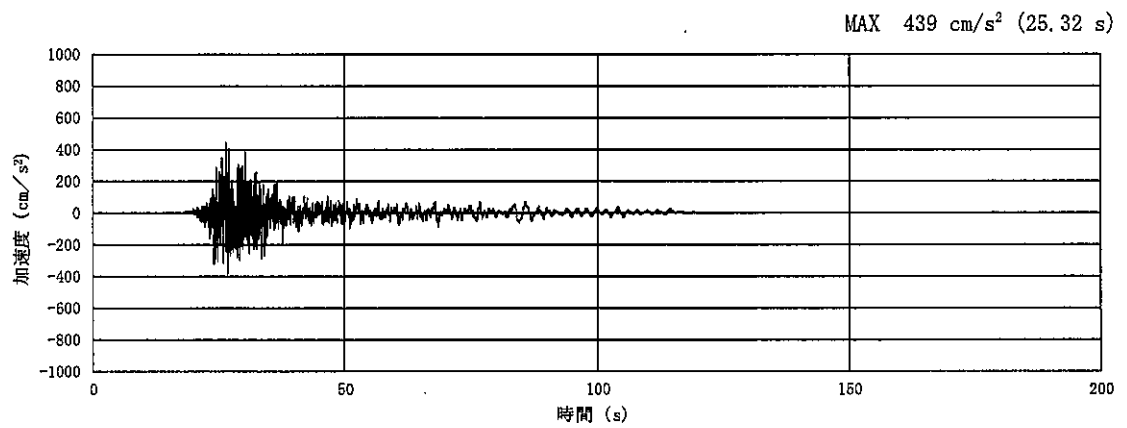


(a) 加速度時刻歴波形

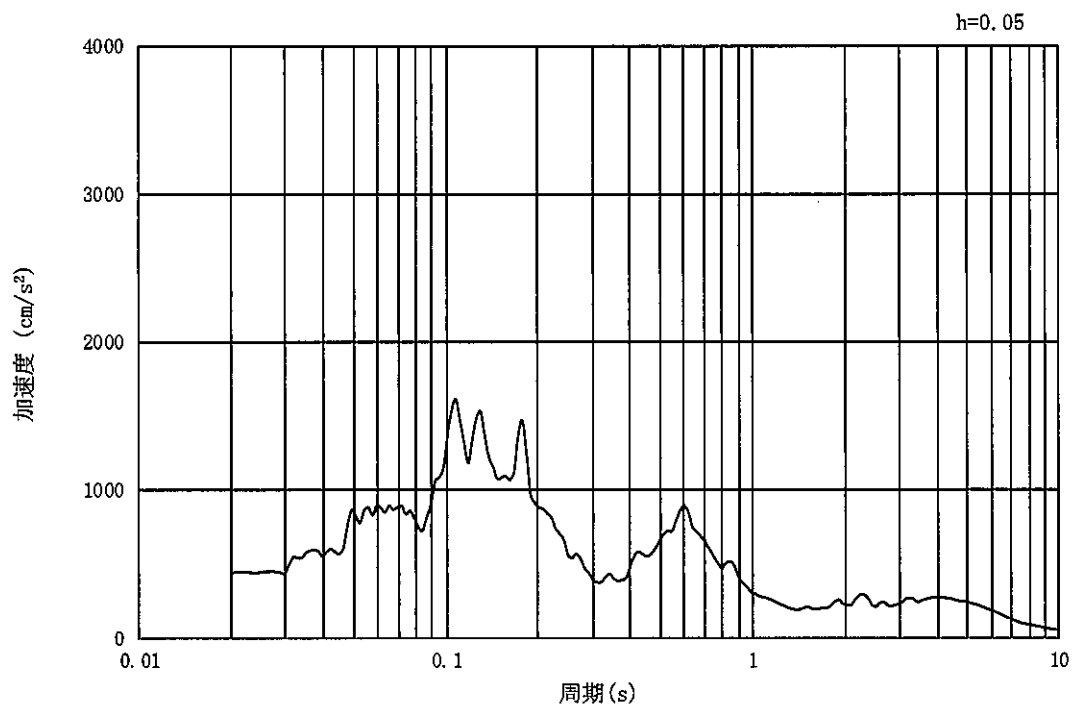


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-13 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: $S_s - 1.3$)

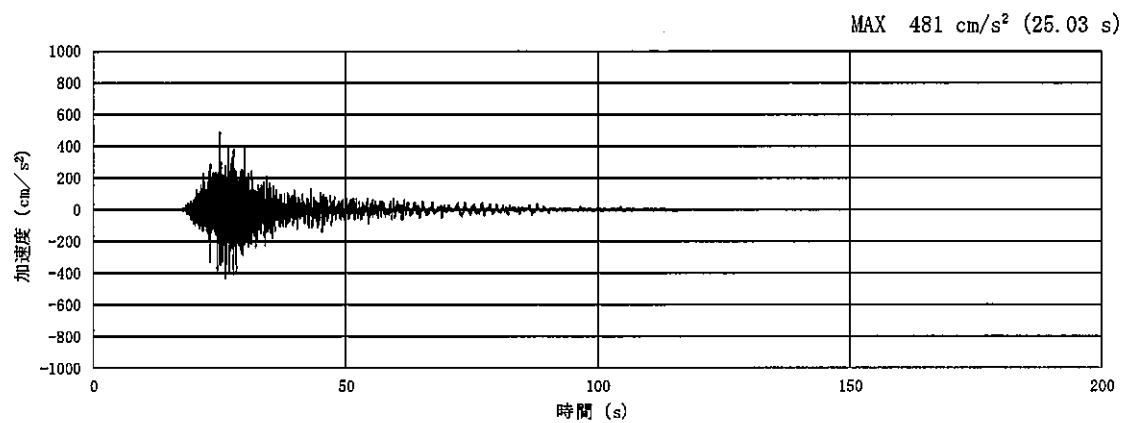


(a) 加速度時刻歴波形

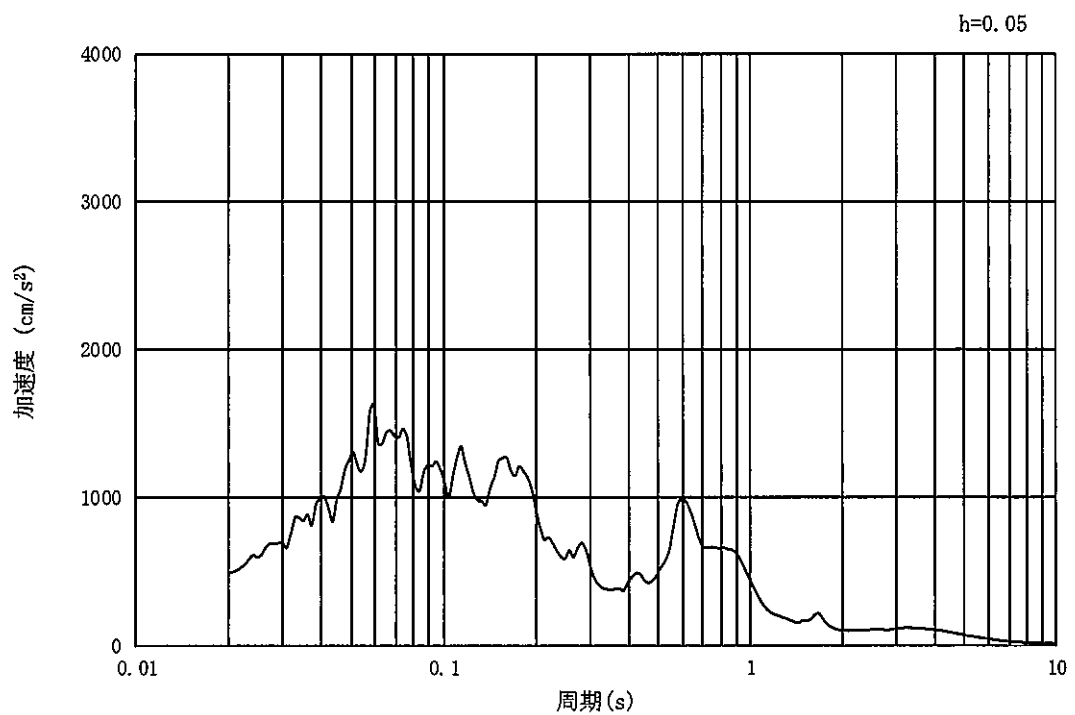


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-14 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-13)

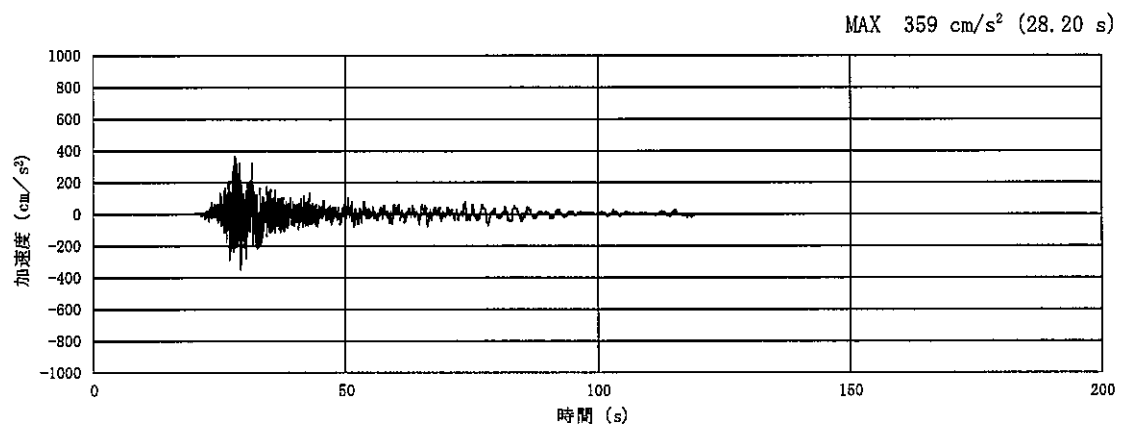


(a) 加速度時刻歴波形

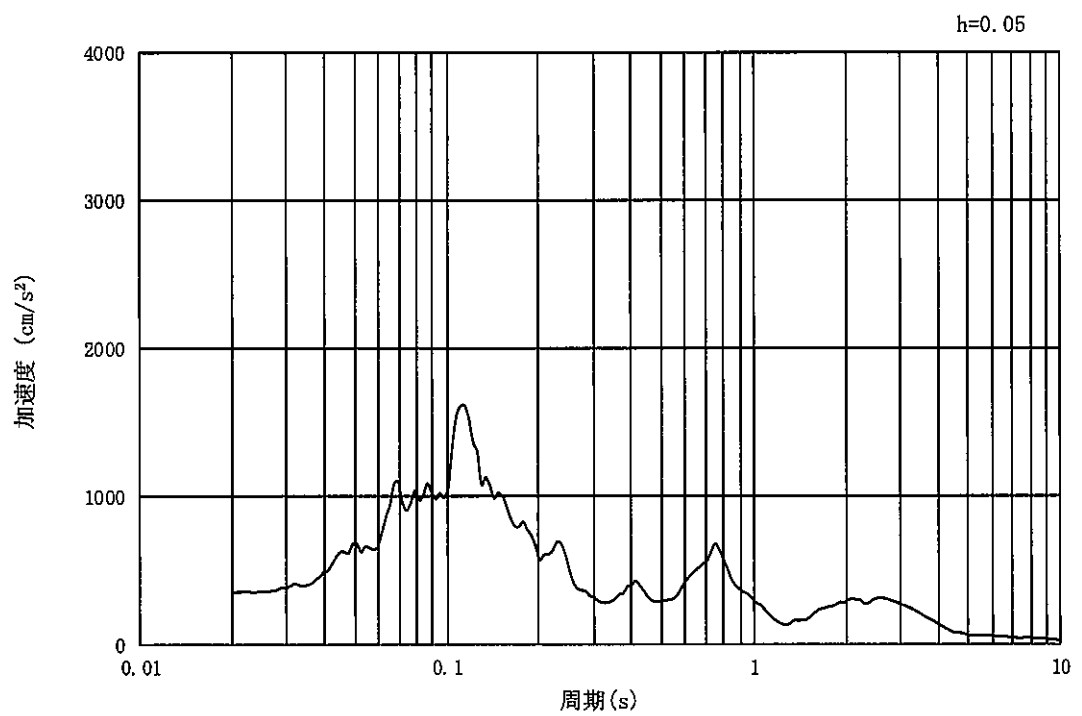


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-15 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: $S_s - 1.3$)

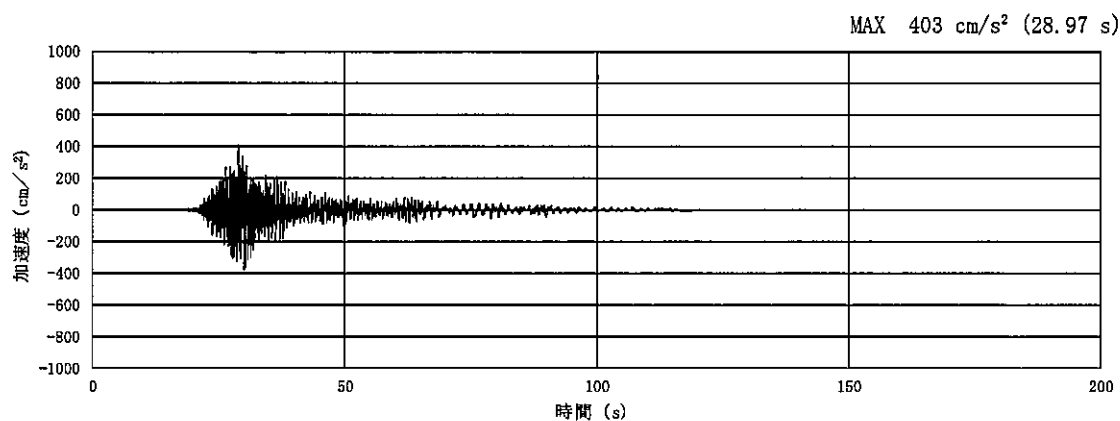


(a) 加速度時刻歴波形

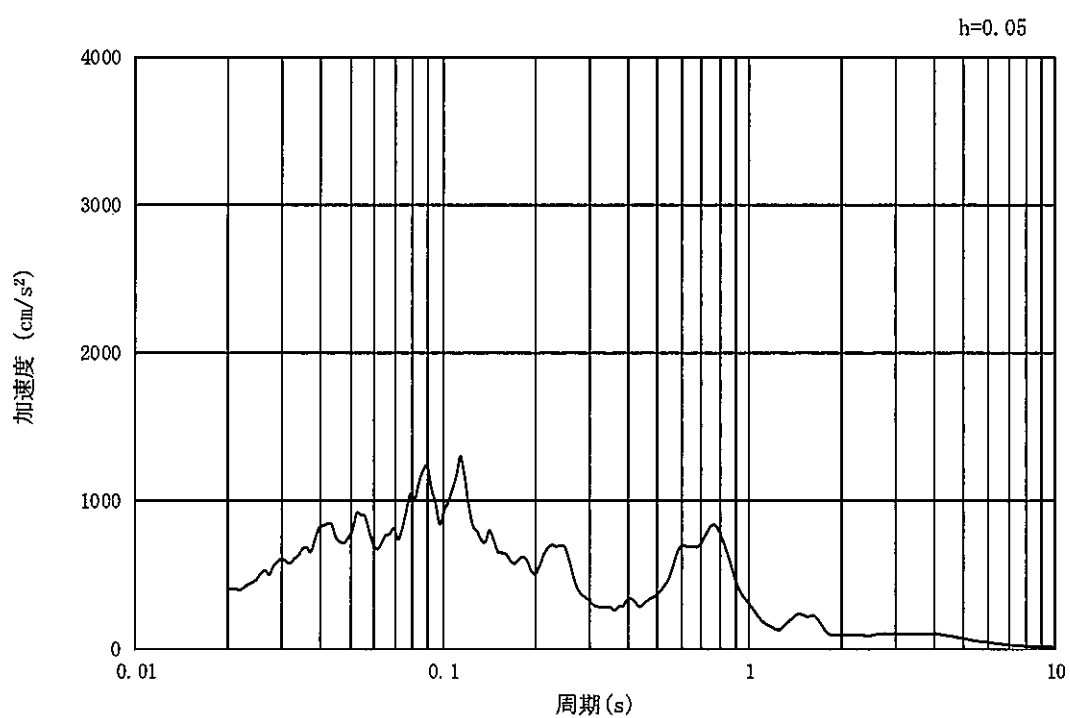


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-16 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: $S_s - 1.4$)

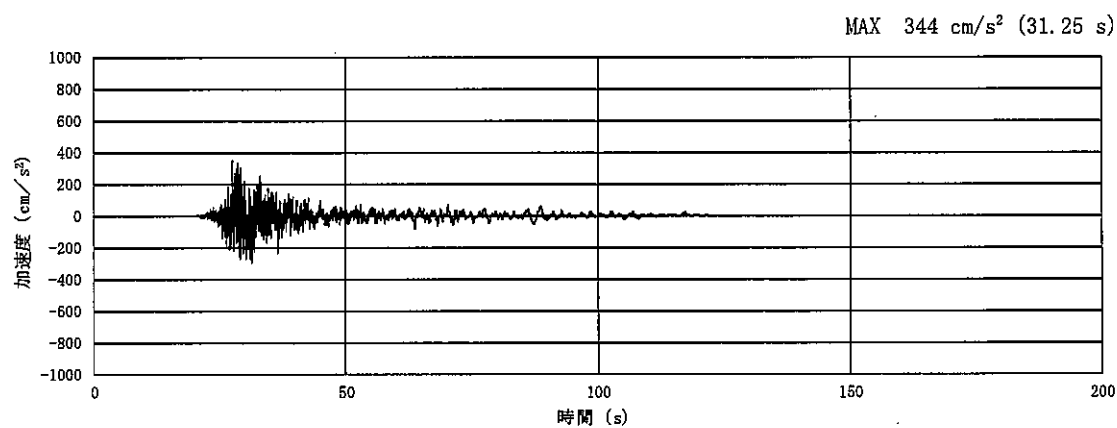


(a) 加速度時刻歴波形

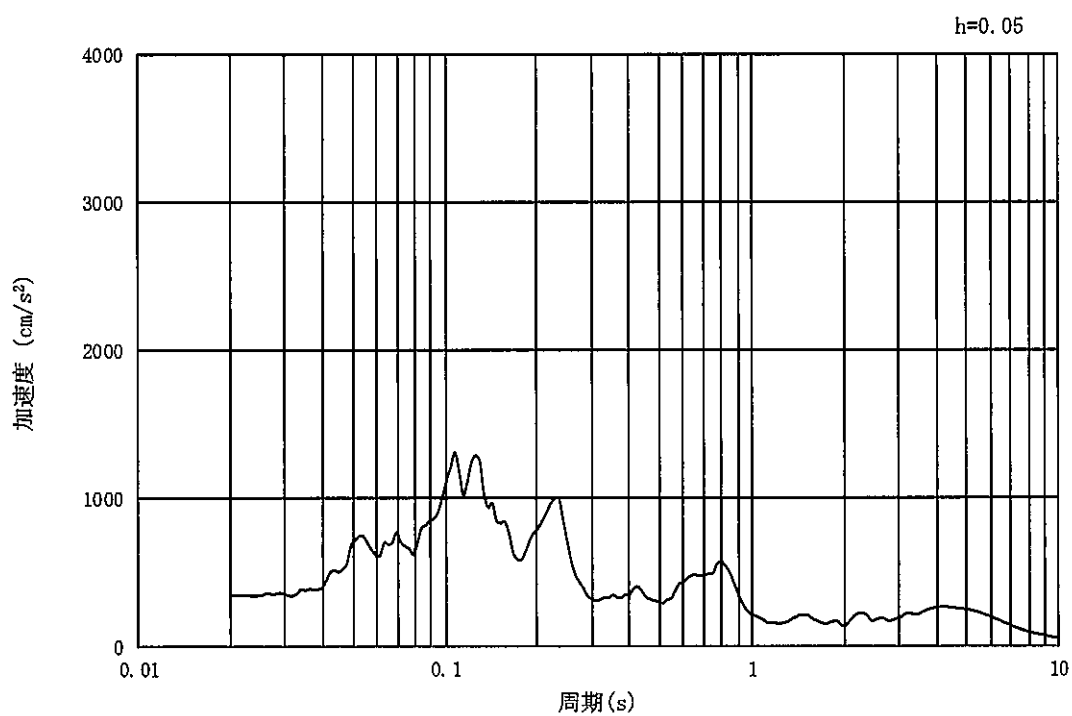


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

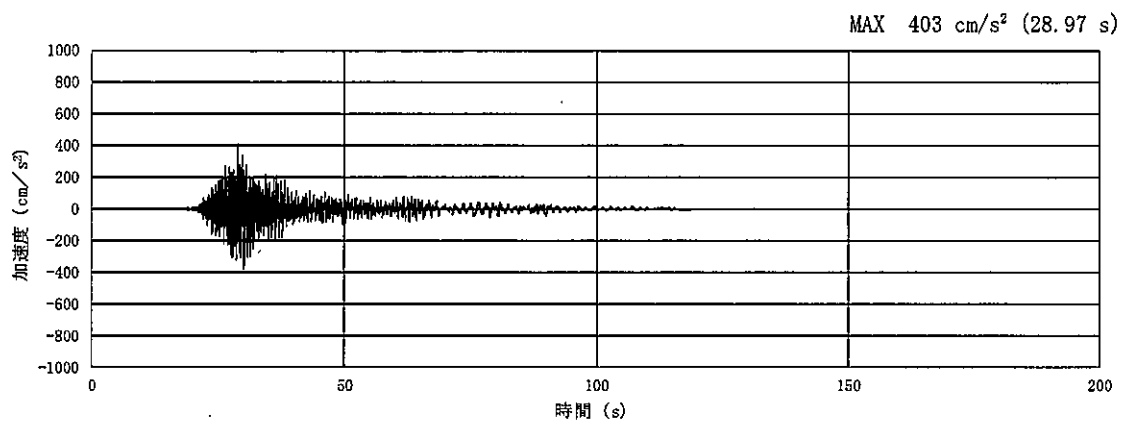


(a) 加速度時刻歴波形

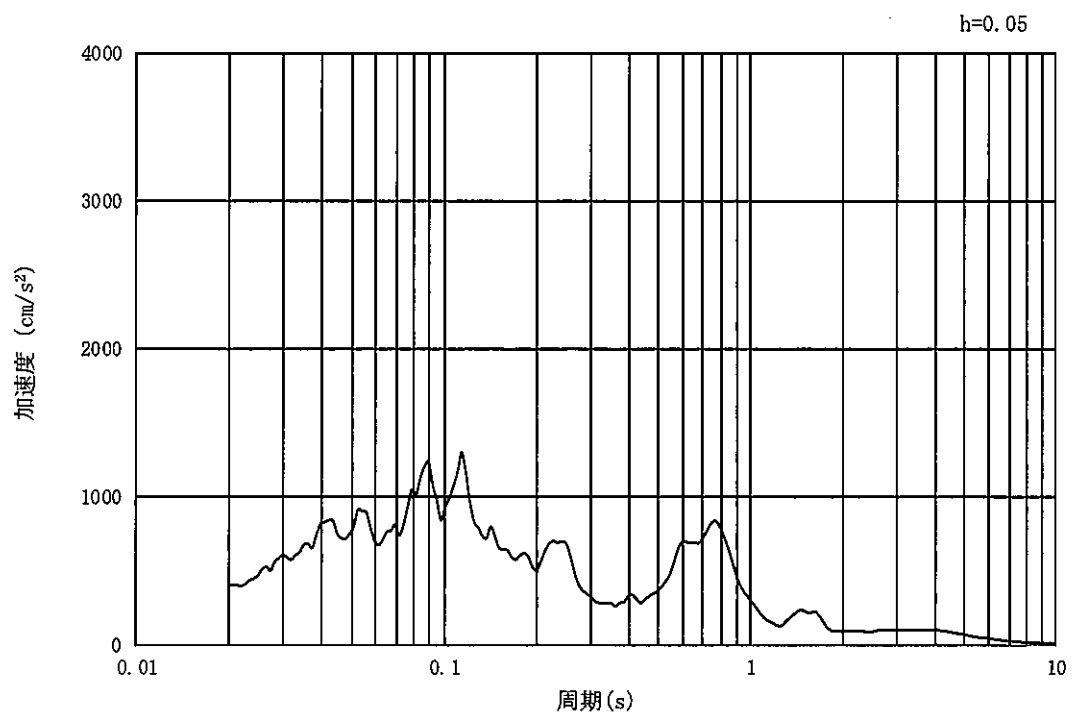


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-18 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-14)

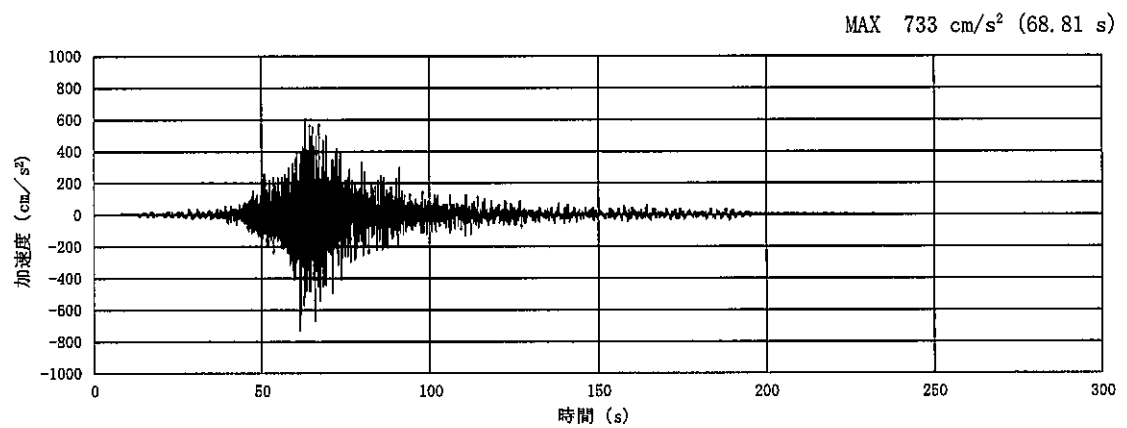


(a) 加速度時刻歴波形

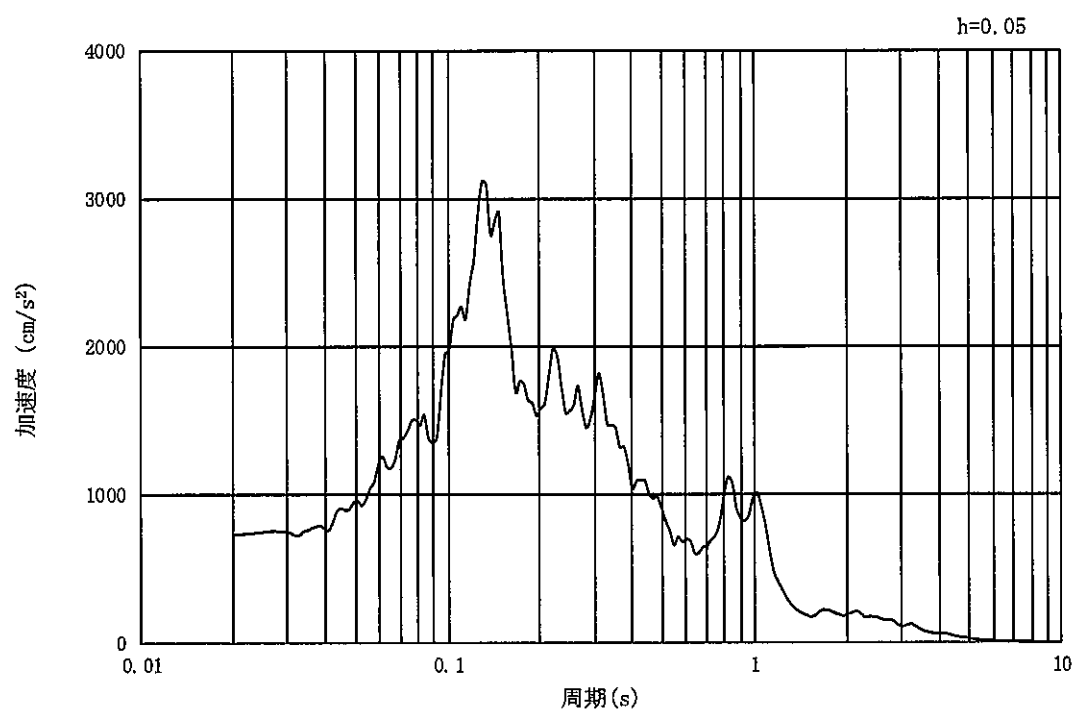


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-19 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: $S_s - 1.4$)

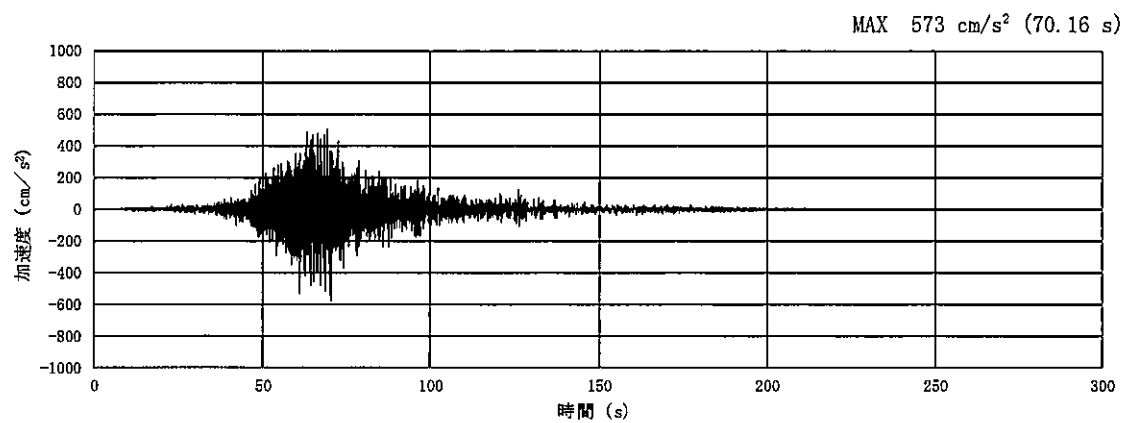


(a) 加速度時刻歴波形

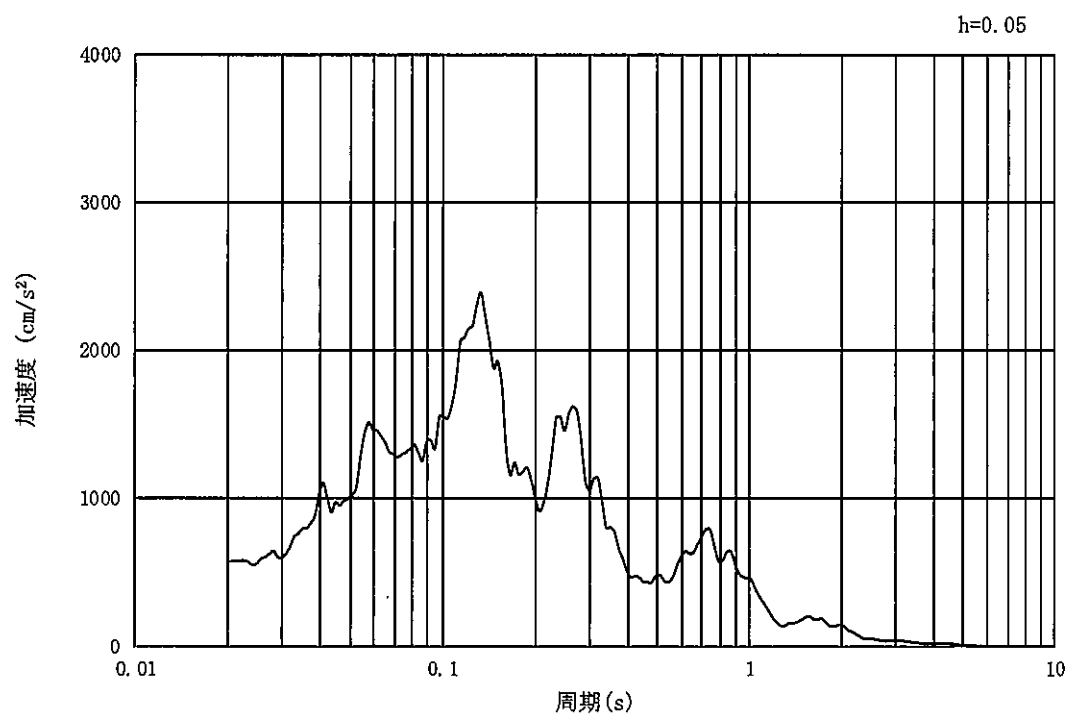


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: $S_s - 21$)

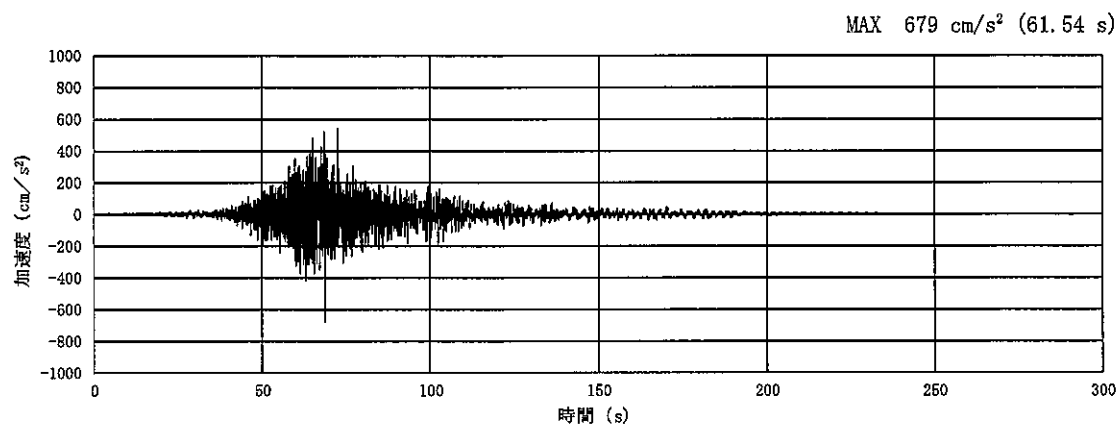


(a) 加速度時刻歴波形

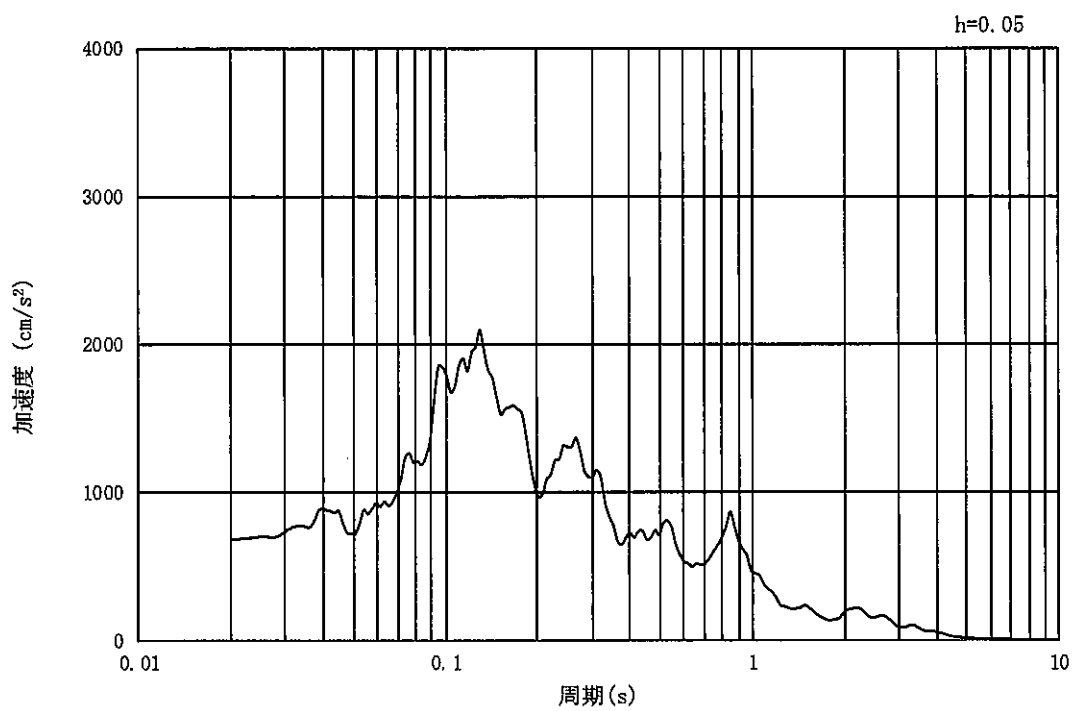


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-21 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: $S_s - 2.1$)

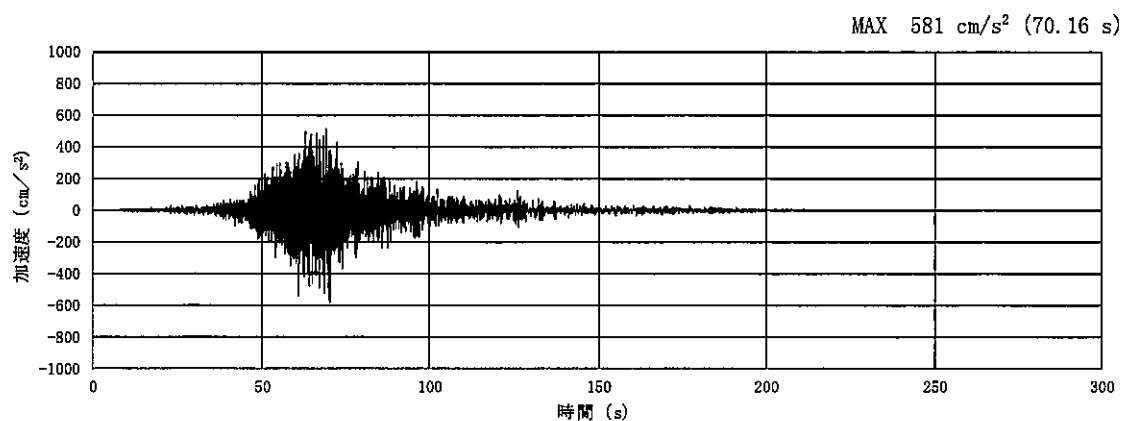


(a) 加速度時刻歴波形

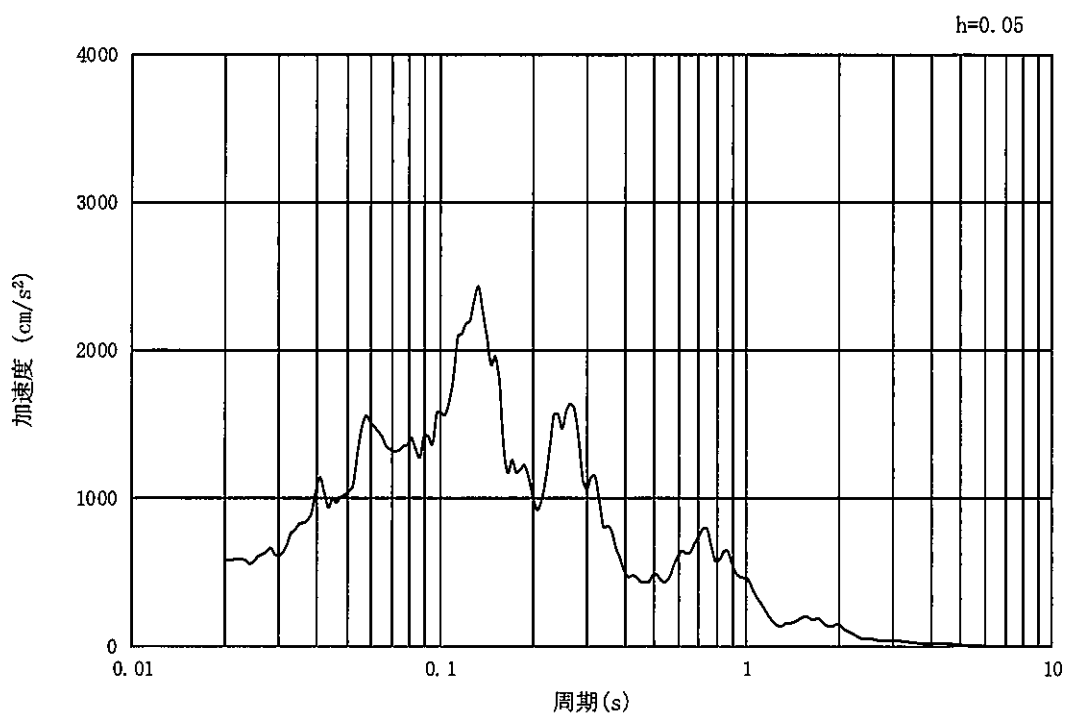


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-22 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)

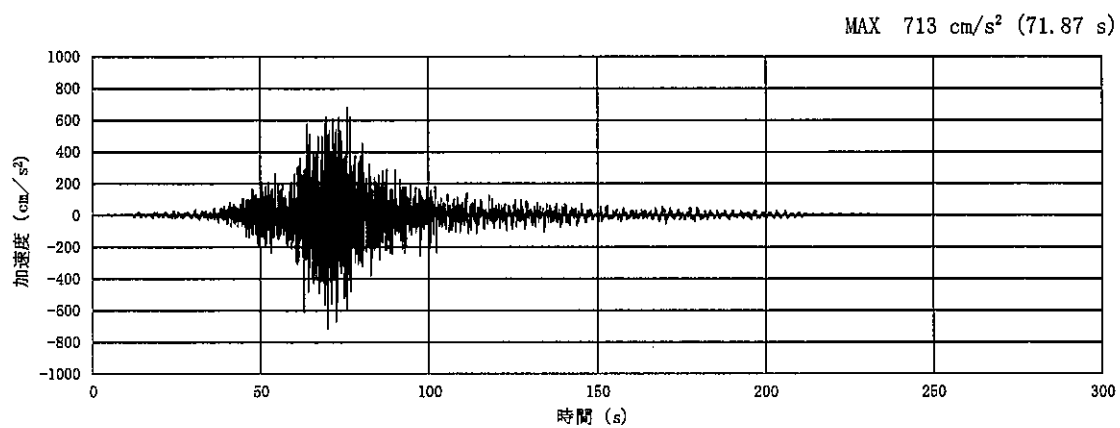


(a) 加速度時刻歴波形

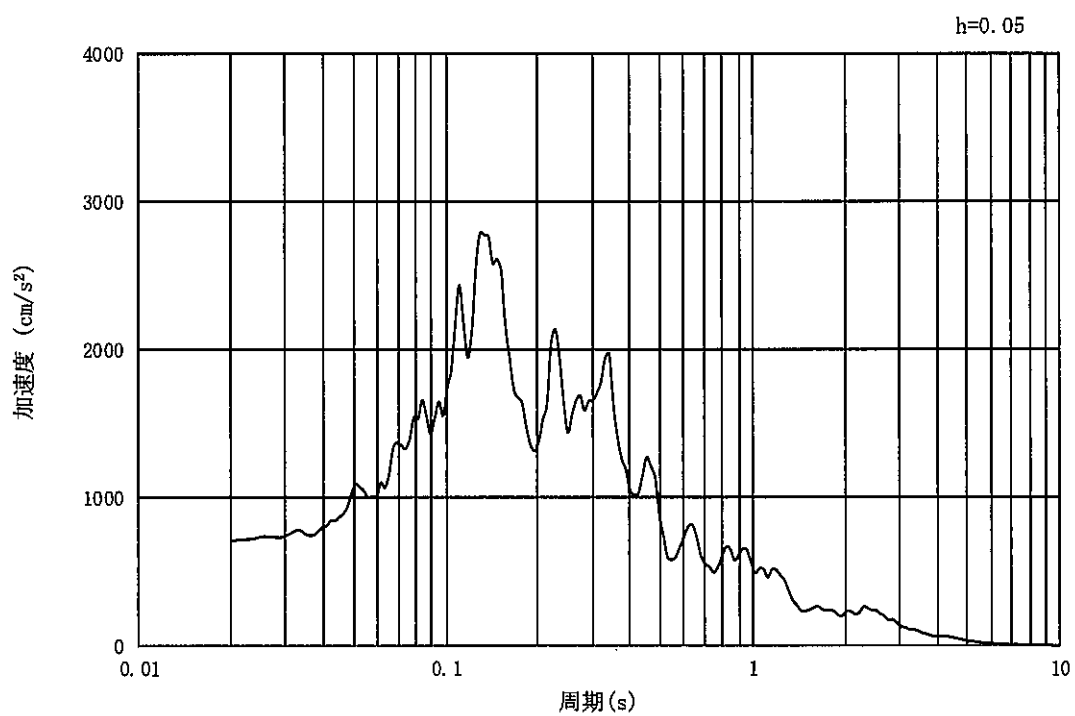


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-23 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)

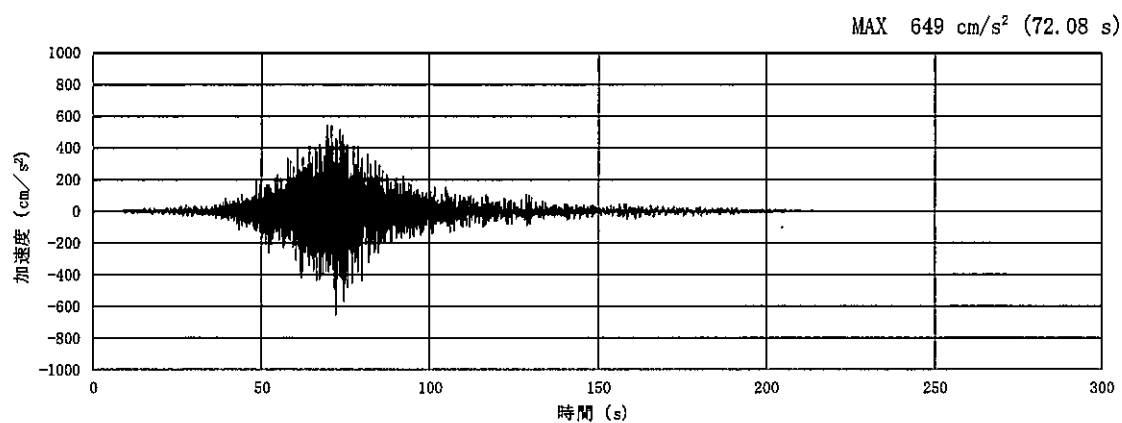


(a) 加加速度時刻歴波形

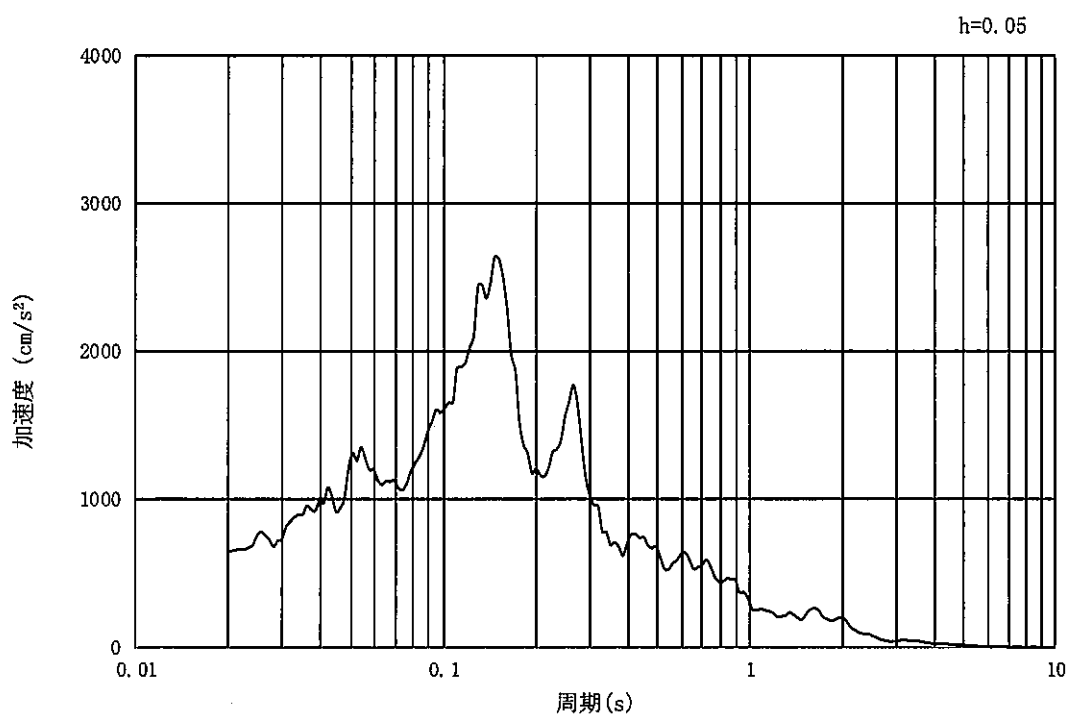


(b) 加加速度応答スペクトル

図 4.4-24 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル
(①-①断面, 水平成分: S_s-22)

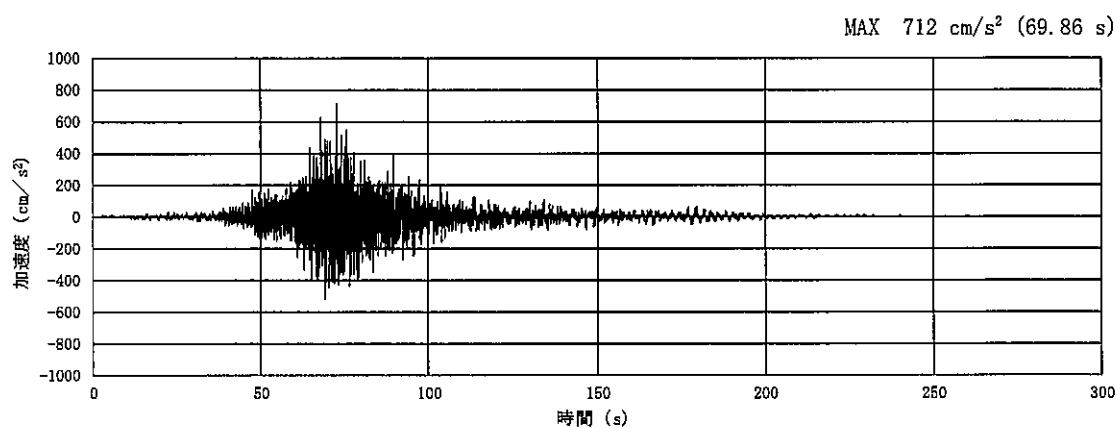


(a) 加速度時刻歴波形

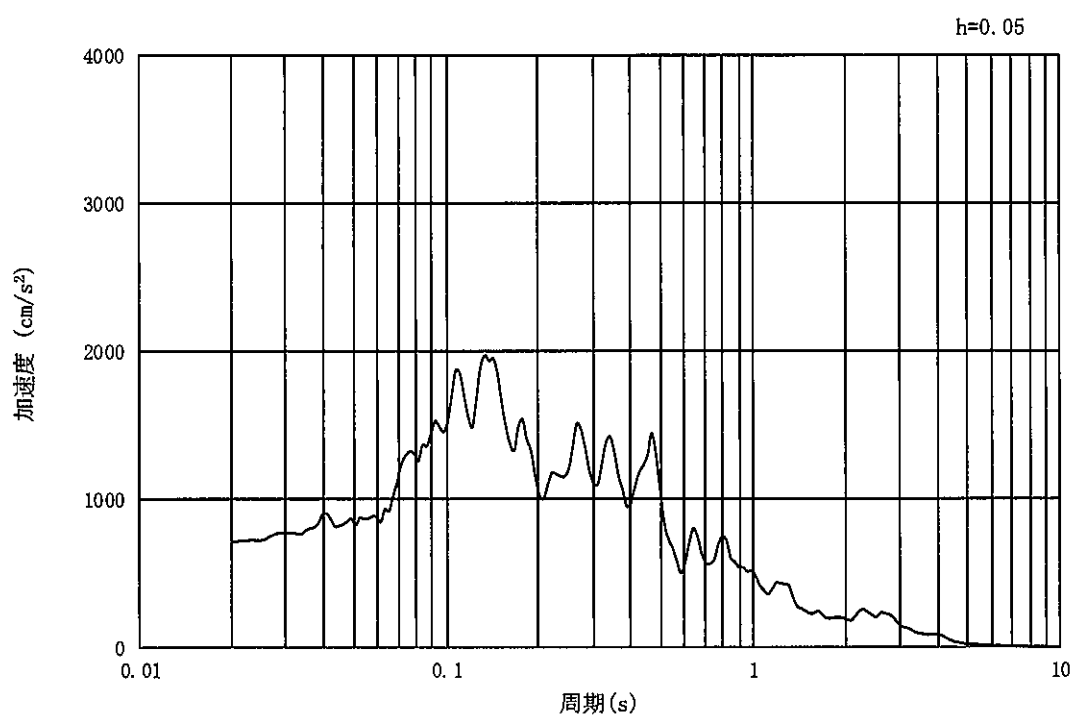


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-25 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: $S_s - 2.2$)

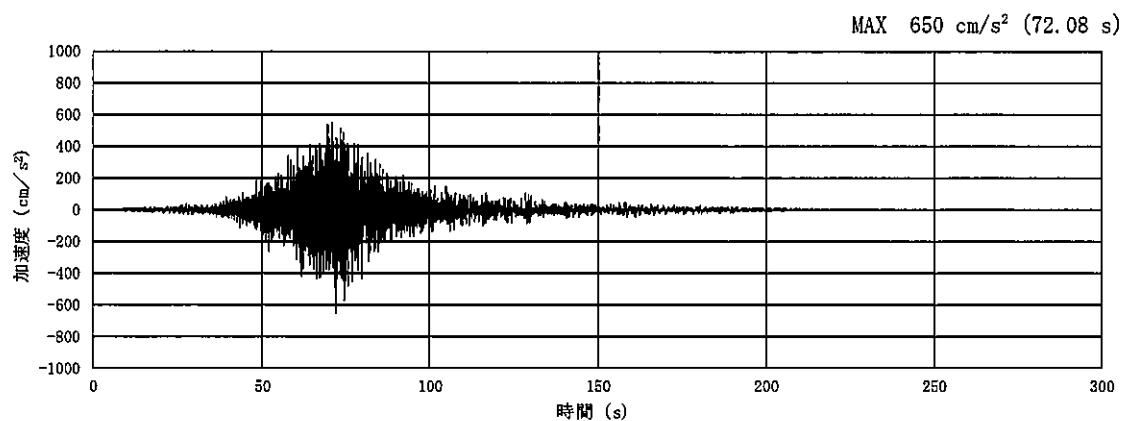


(a) 加速度時刻歴波形

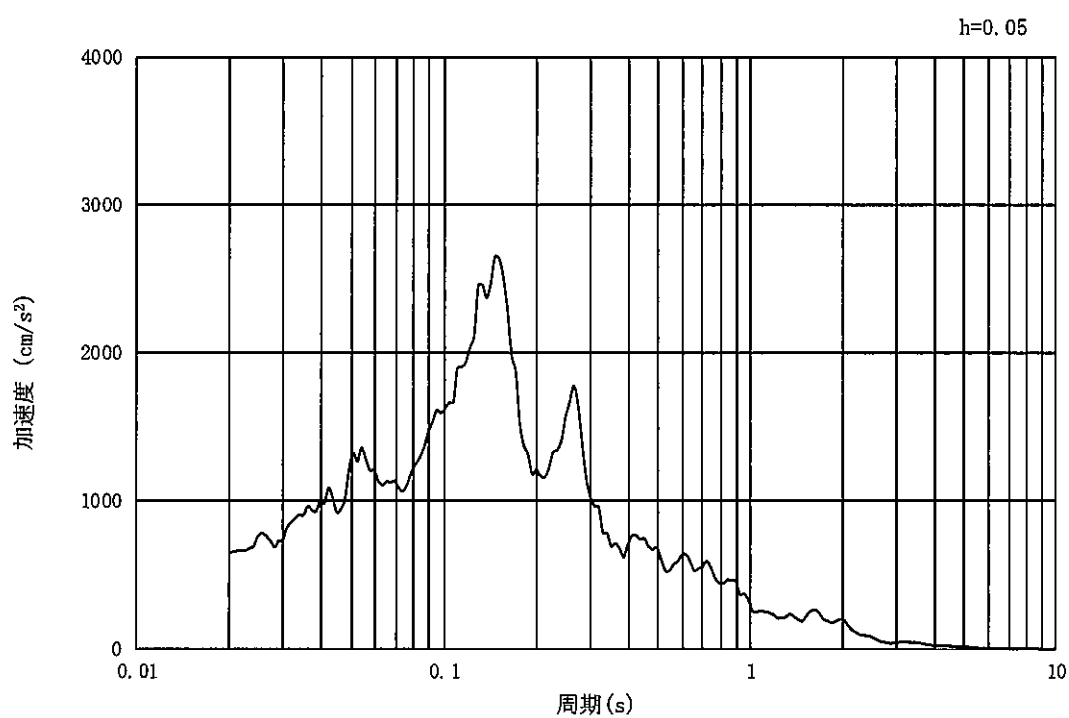


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-26 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-22)

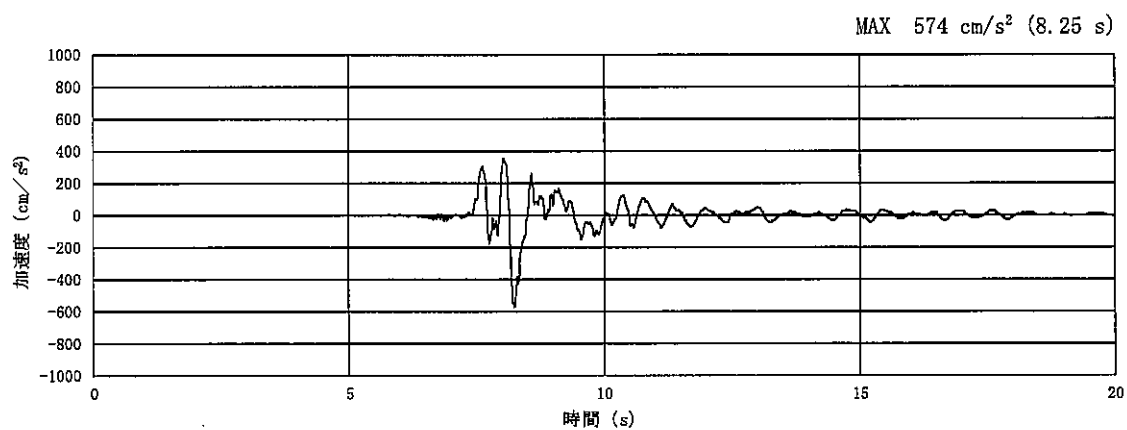


(a) 加速度時刻歴波形

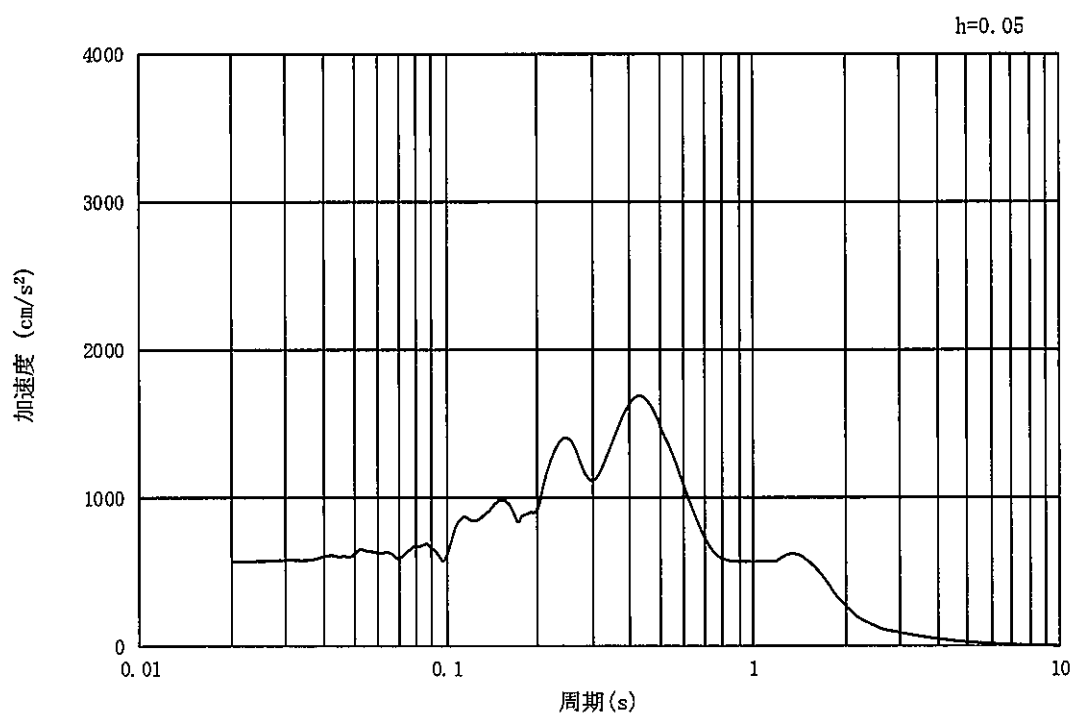


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-27 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: $S_s - 2.2$)

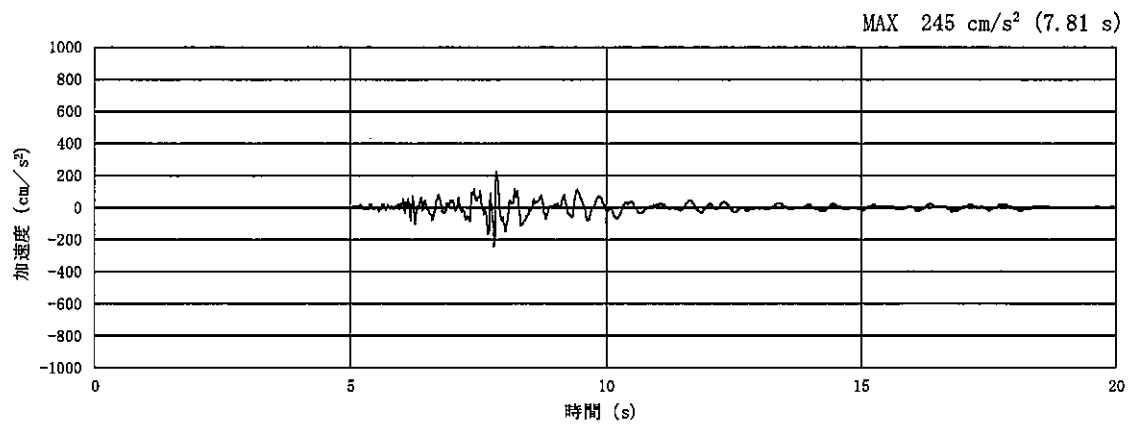


(a) 加速度時刻歴波形

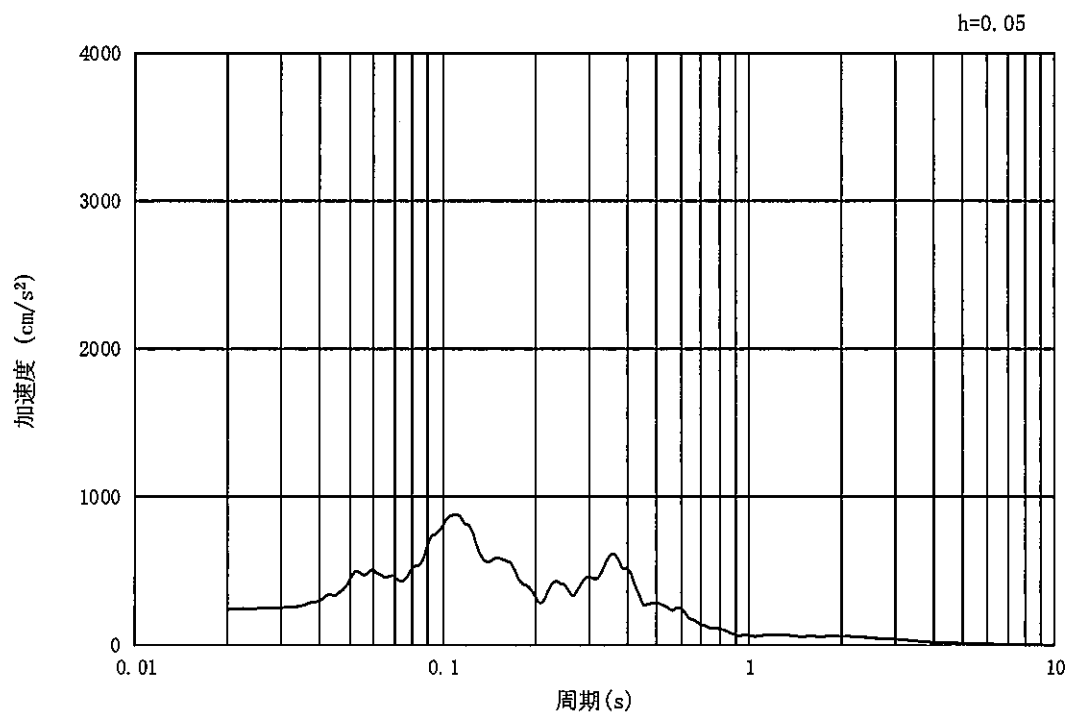


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-28 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: S₃-31)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-29 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: $S_s - 31$)

4.5 解析モデル及び諸元

4.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、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4.5-1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、または有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ、または有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割は、地中連続壁基礎が地盤と接する位置について、地盤の要素分割に合わせて設定する。

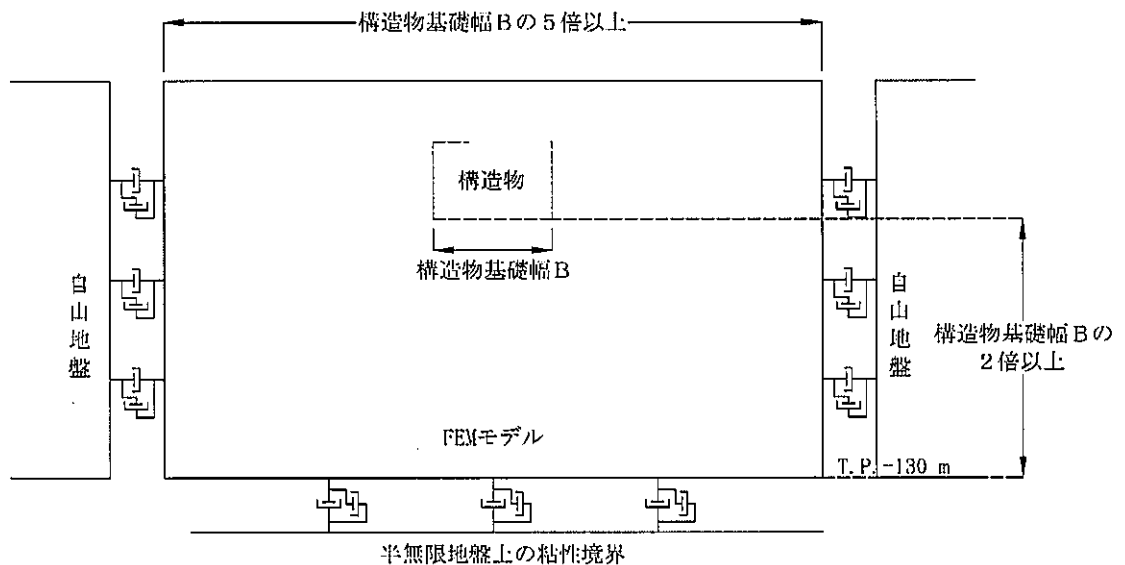


図 4.5-1 解析領域の考え方

(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 4.5-2 に示す。
鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデルを図 4.5-5 に示す。

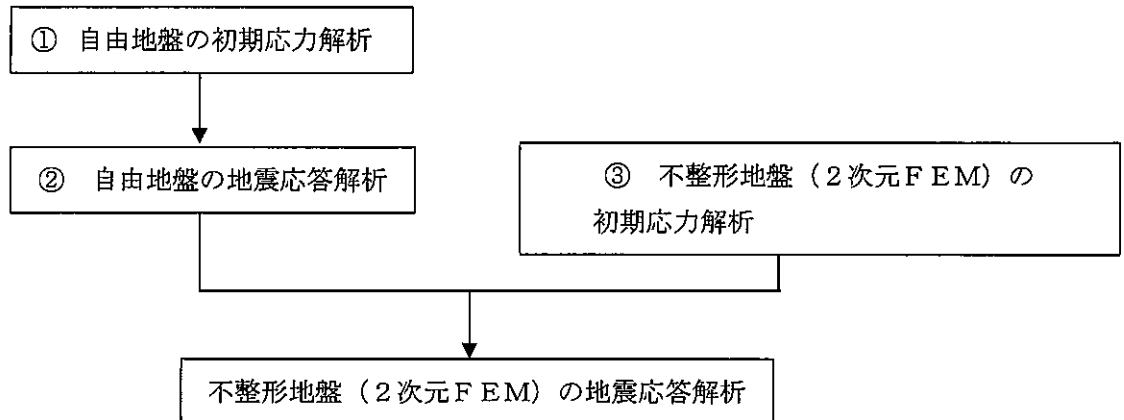


図 4.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(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 4.5-3 に示す。



図 4.5-3 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 4.5-4 に示す。

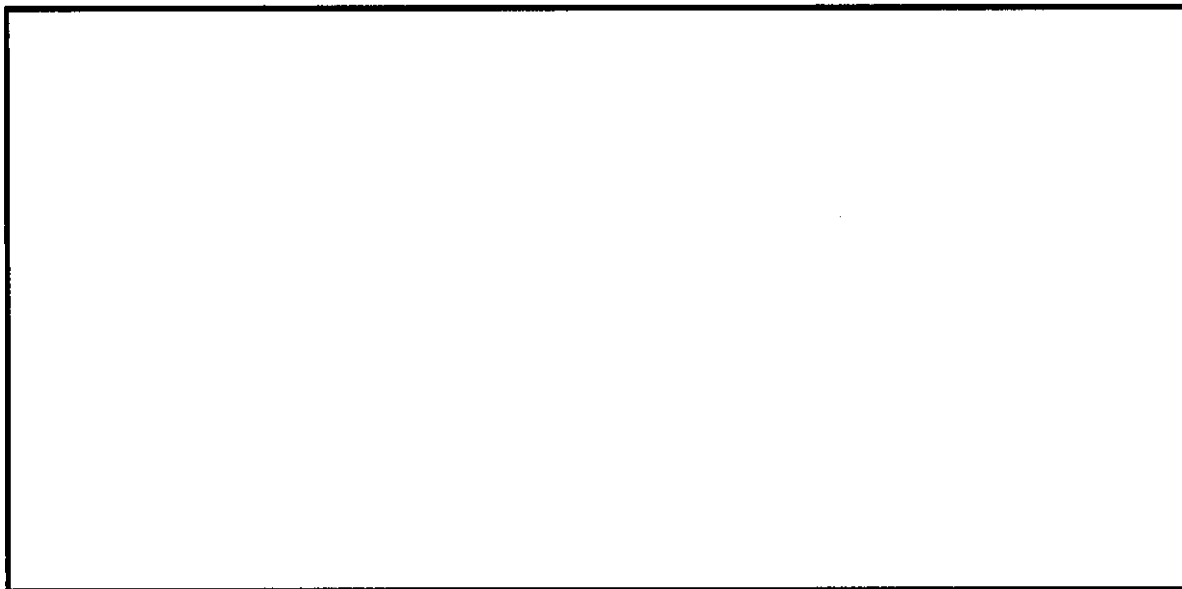


図 4.5-4 初期解析における境界条件の概念図

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 4.5-5 に示す。

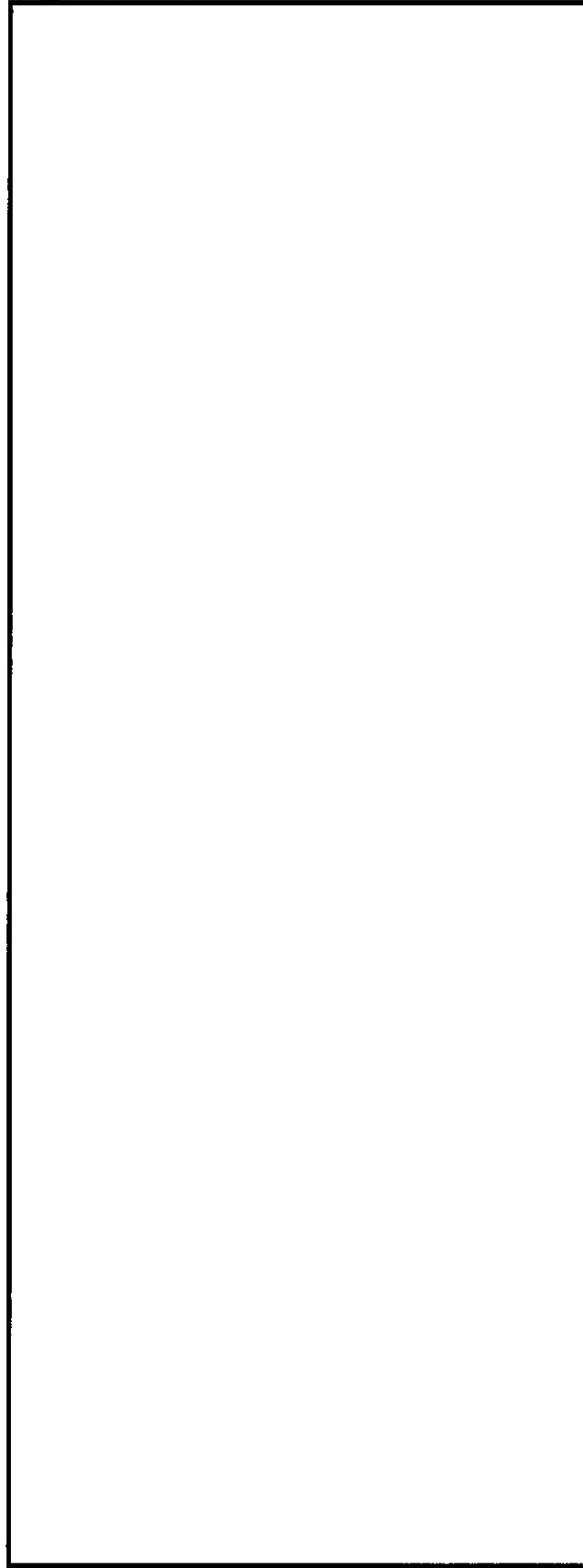


図 4.5-5 (1) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

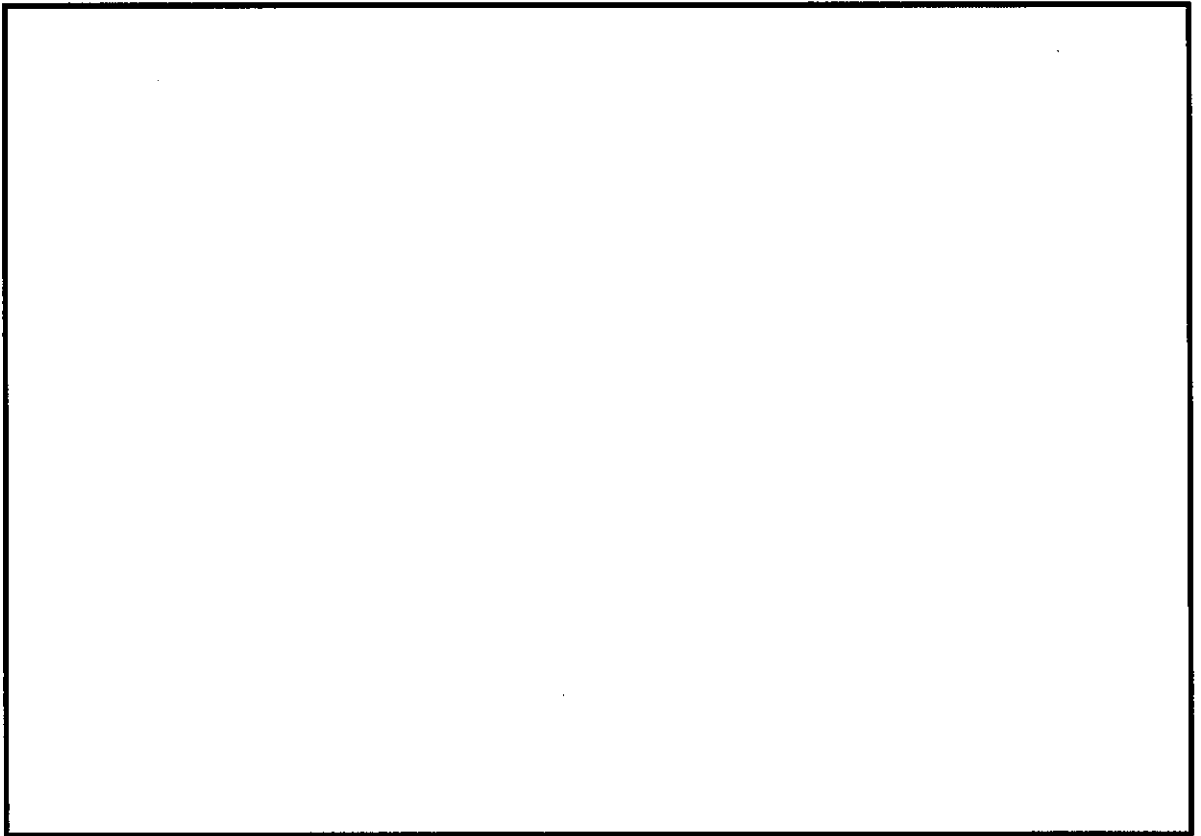


図 4.5-5 (2) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

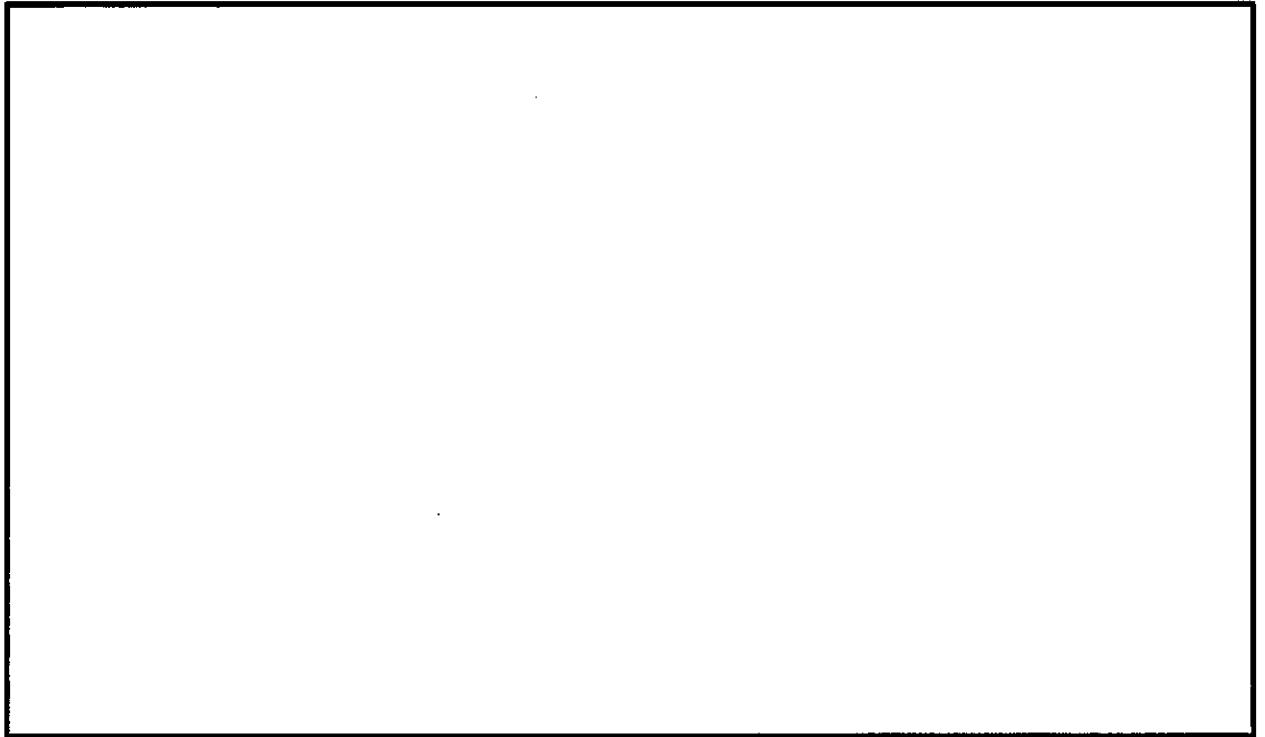


図 4.5-5 (3) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)

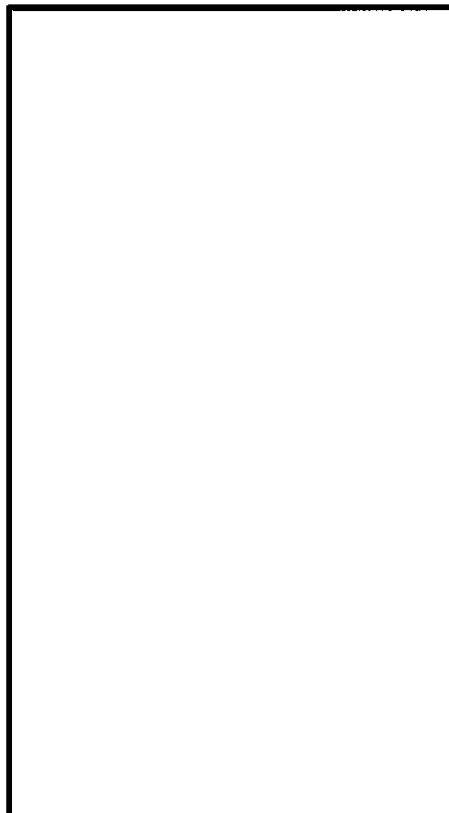


図 4.5-5 (4) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)

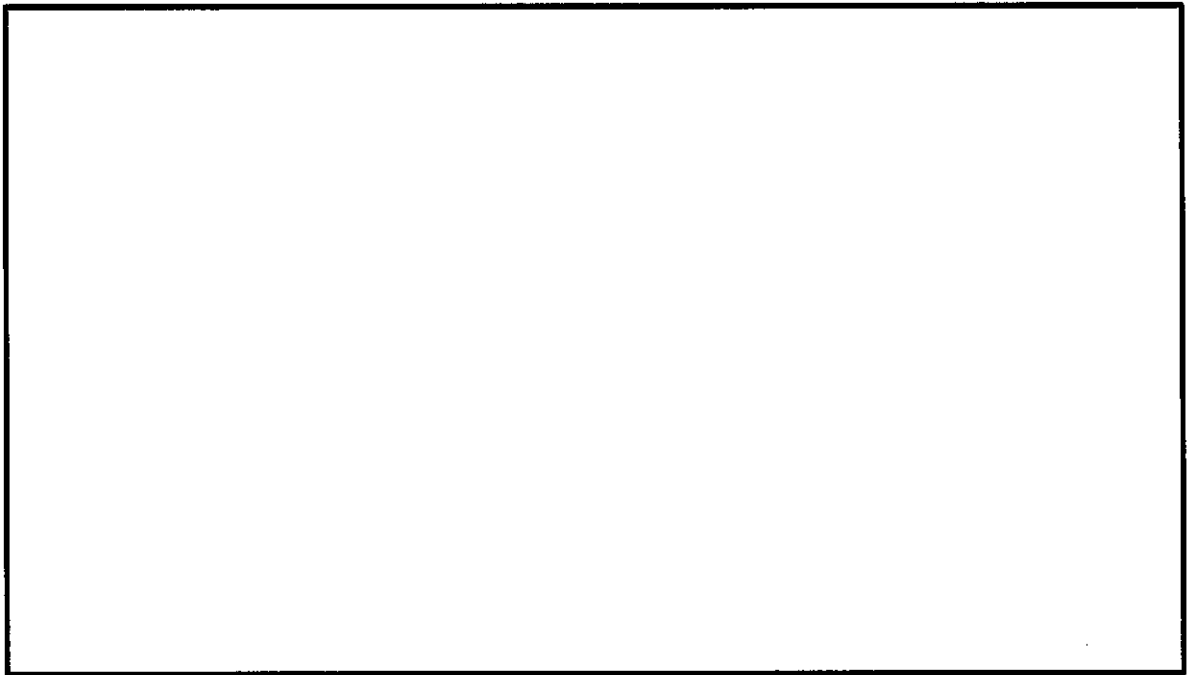


図 4.5-5 (5) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)

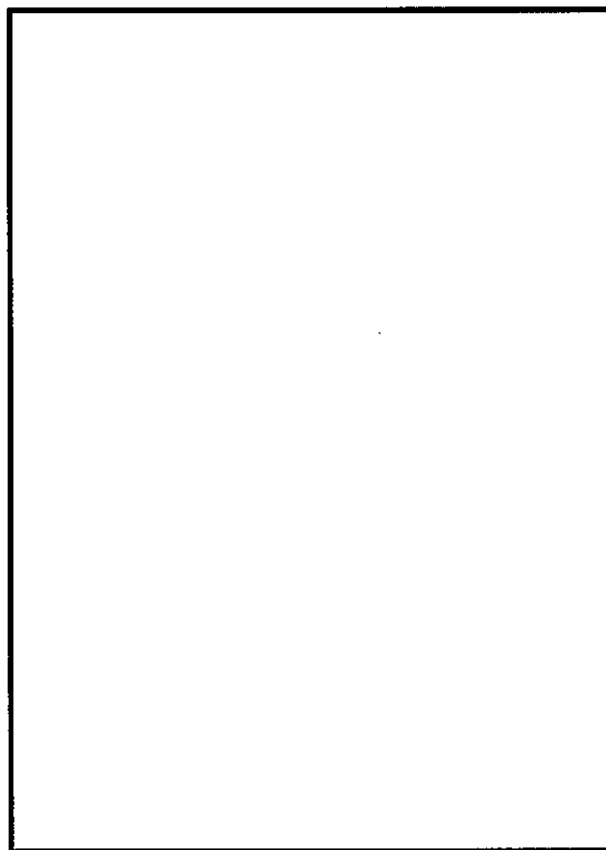


図 4.5-5 (6) 鋼製防護壁の 2 次元 F E M モデル拡大図 (③-③断面)

(4) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の評価は、「5.5 解析モデル及び諸元」で示す3次元動的解析モデルで行うため、上部構造による下部構造への影響を考慮し線形はり要素によりモデル化する。

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4.5-6に示す。



図 4.5-6 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。

(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 4.5-1 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 4.5-1 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)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 4.5-2 のとおり設定する。図 4.5-7 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 4.5-2 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

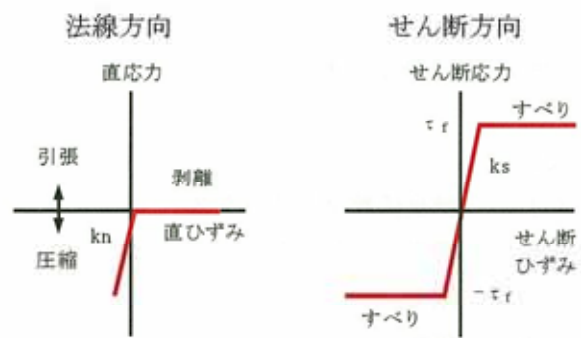
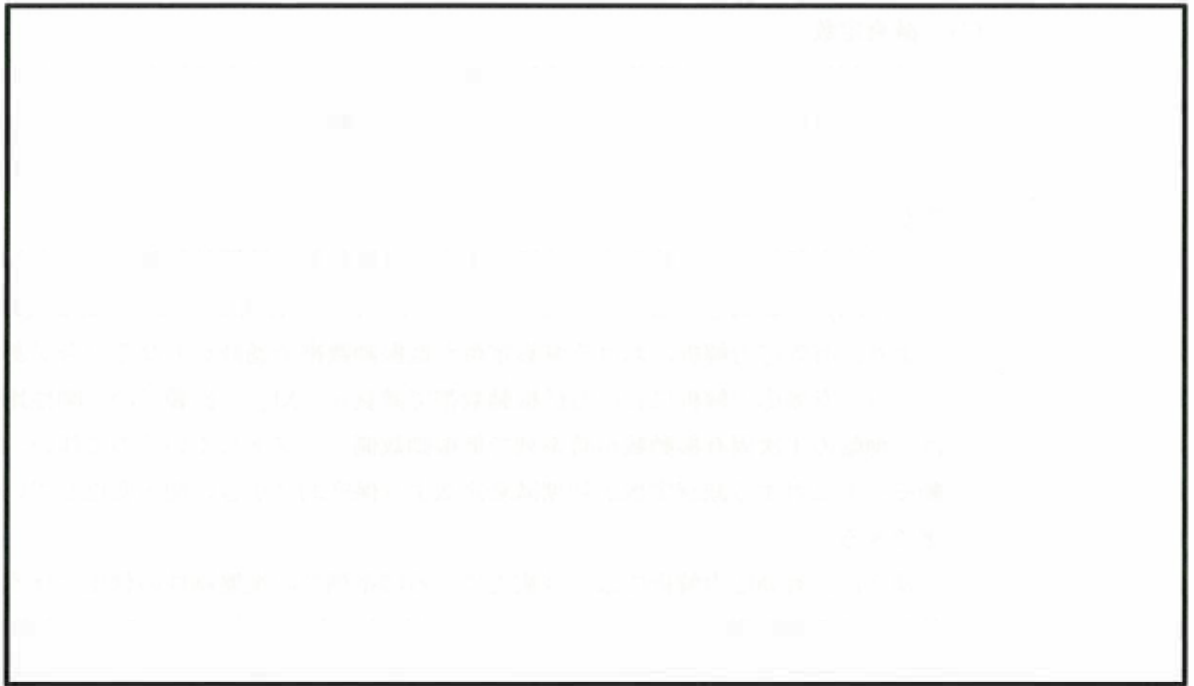


図 4.5-7 ジョイント要素の考え方

(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 $\alpha=0$ とす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る 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 4.5-8 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 4.5-3 に固有値解析結果を示す。

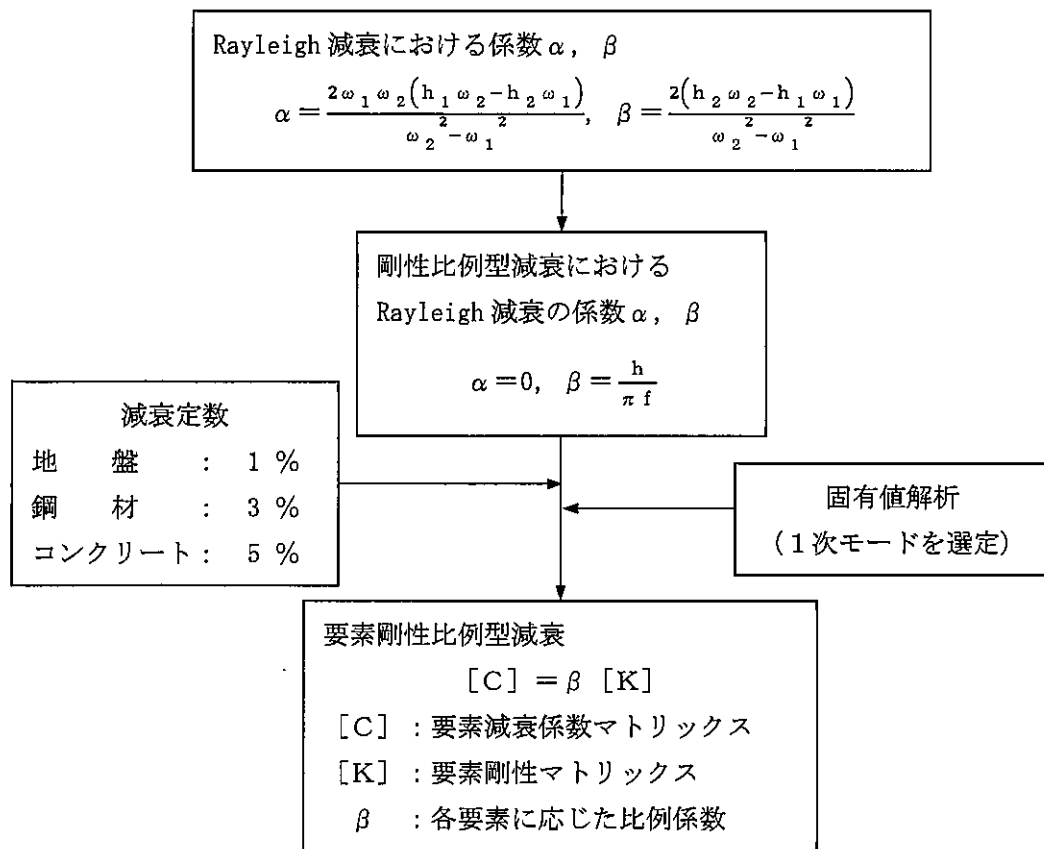


図 4.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 4.5-3 (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)

(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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.547	366.29	地盤の1次として採用
2	0.698	-355.39	—
3	0.779	317.00	—
4	0.855	73.54	—
5	0.903	72.88	—
6	0.993	41.76	—
7	1.075	-26.99	構造物の1次として採用
8	1.191	-83.37	—
9	1.235	192.54	—

表 4.5-3 (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)

(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)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.586	405.16	地盤の1次として採用
2	0.727	408.43	—
3	0.822	211.58	—
4	0.929	46.62	—
5	0.982	39.17	—
6	1.058	2.85	—
7	1.140	47.85	構造物の1次として採用
8	1.272	195.35	—
9	1.287	49.77	—

表 4.5-3 (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	332.42	地盤の1次として採用
2	0.651	258.72	—
3	0.741	362.41	—
4	0.774	165.30	—
5	0.819	151.30	—
6	0.909	84.85	—
7	1.014	18.98	—
8	1.100	59.04	構造物の1次として採用
9	1.186	205.06	—

表 4.5-3 (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	356.97	地盤の1次として採用
2	0.677	-329.88	—
3	0.748	335.75	—
4	0.819	-121.47	—
5	0.884	64.52	—
6	0.966	-24.27	—
7	1.041	-33.28	構造物の1次として採用
8	1.140	62.14	—
9	1.200	-187.72	—

表 4.5-3 (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)

(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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.684	192.97	地盤の1次として採用
2	0.895	39.51	—
3	1.099	11.33	—
4	1.249	28.64	—
5	1.399	63.65	—
6	1.460	66.78	—
7	1.583	-68.87	構造物の1次として採用
8	1.613	-38.18	—
9	1.691	13.93	—

表 4.5-3 (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)

(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)

(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	35.66	—
3	1.189	11.34	—
4	1.344	-35.28	—
5	1.459	66.99	—
6	1.568	-44.64	—
7	1.640	70.29	構造物の1次として採用
8	1.684	-33.02	—
9	1.817	-5.73	—

表 4.5-3 (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	185.07	地盤の1次として採用
2	0.828	44.37	—
3	1.000	10.56	—
4	1.137	-26.14	—
5	1.300	-20.53	—
6	1.375	99.61	—
7	1.495	37.92	—
8	1.519	-53.90	構造物の1次として採用
9	1.570	-49.53	—

表 4.5-3 (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	72.11	—
3	1.015	19.10	—
4	1.170	15.81	—
5	1.309	-22.14	—
6	1.331	-74.06	—
7	1.406	-32.00	—
8	1.509	-61.86	—
9	1.547	26.84	—
10	1.601	-66.08	構造物の1次として採用
11	1.692	6.05	—

表 4.5-3 (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)

(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)

(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	64.14	—
3	1.390	15.88	—
4	1.472	-43.78	—
5	1.609	48.61	構造物の1次として採用
6	1.715	-14.34	—
7	1.738	-16.25	—
8	1.873	47.93	—
9	1.941	30.15	—

表 4.5-3 (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)

(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)

(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	51.23	—
3	1.469	2.51	—
4	1.534	-49.31	—
5	1.703	41.76	—
6	1.736	-17.83	—
7	1.855	0.43	—
8	1.972	-53.50	構造物の1次として採用
9	2.029	-5.96	—

表 4.5-3 (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)

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	-81.87	—
3	1.295	23.09	—
4	1.401	-30.90	—
5	1.516	-60.44	構造物の1次として採用
6	1.586	6.94	—
7	1.714	37.52	—
8	1.746	-19.29	—
9	1.820	-46.90	—

表 4.5-3 (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	-101.72	—
3	1.194	37.76	—
4	1.393	17.89	—
5	1.470	-54.26	—
6	1.565	28.87	構造物の1次として採用
7	1.677	-1.38	—
8	1.704	21.15	—
9	1.798	2.90	—

4.5.2 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 4.5-4 に、材料物性値を表 4.5-5 に示す。

地盤の諸元は、資料「VI-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 4.5-6 に示す。

表 4.5-4 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	SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500, SBHS700

表 4.5-5 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	SM490Y *3 SM520B 相当 *4, SM570 *3 SBHS500 *7*8, SBHS700 *8	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）（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（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（日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（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（日本道路協会，平成 29 年 11 月）

*8：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（アンカーボルト）に使用する鋼材 SM520B 相当（使用材料）と鋼材 SM520B（J I S G 3 1 0 6）（比較材料）との機械的強度の比較を表 4.5-6 に、化学成分の比較を表 4.5-7 に示す。

機械的強度，化学成分，いずれにおいても比較材料と同等であることを確認したため，本設備において，SM520B 相当を材料として使用することに問題ないと考えられる。

表 4.5-6 SM520B 相当と SM520B の機械的強度の比較

	引張強さ	降伏点又は耐力
使用材料	520 N/mm ² 以上	355 N/mm ² 以上
比較材料	520～640 N/mm ²	315 N/mm ² 以上
比較結果	引張強さ及び降伏点は同等である。	

表 4.5-7 SM520B 相当と SM520B の化学成分の比較

	化学成分 (%)									
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V
使用材料	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
比較材料	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
比較結果	C, Mn の成分規定に差異があるが，以下により，本設備の環境下での使用は問題ないと考えられる。 C：一般的に機械的強度に影響を与える成分であり，C の増加と共に引張強さが増加し，表 4.5-6 の評価結果からも機械強度は同等である。 Mn：一般的に機械的強度に影響を与える成分であり，添加により焼き入れ性が向上するが，有意な影響を与えるものではなく，表 4.5-6 の評価結果からも機械強度は同等である。									

4.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値を表 4.5-8 に示す。

表 4.5-8 (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	
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'_{ms}	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_{ms}	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 4.5-8 (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)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z	35

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

z: 標高 (m)

表 4.5-8 (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)	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm^3)	ポアソン比 ν	粘着力 C_d (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ini} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ini} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ini} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 α_G, α_K	最大履歴 減衰率 $h_{\text{max}}(-)$	動ポアソン比 ν_d	地震波 速度 V_p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310, 575	353, 317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	425	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	23.5	430	318, 025	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	436	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	22.6	439	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	1,664
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	0.16	491	21.0	450	348, 300	391, 471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.16	503	20.8	452	351, 403	394, 870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.16	515	20.6	453	352, 959	396, 574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.16	527	20.4	455	356, 053	399, 996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.16	539	20.2	456	357, 650	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.16	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1,693
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.16	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.16	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1,676
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.16	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.16	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.16	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.16	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.16	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.16	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	650	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	695	17.7	476	391, 975	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, 651	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, 593	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-83 ~ -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, 882	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-96	-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	-116 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	455, 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	1,764
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485, 357	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

4.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4.6 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 4.6-1 に示す。

既工認の耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、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より追加検討ケースを実施している。最も厳しい地震動の選定は、図 4.6-1 に示す通り、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している。

今回の検討においては、すべての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）を実施し、各照査結果が既工認と同様の傾向であることを確認し、既工認と同じ地震動を用いた②～⑥の追加検討ケースを実施するとともに、必要に応じて、その他の検討ケースについても②～⑥の追加検討ケースを実施する。

表 4.6-1 耐震評価における検討ケース

検討ケース*1			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(位相)	S_s-D1	(H+, V+)*2	実施					
		(H+, V-)*2	実施					
		(H-, V+)*2	実施					
		(H-, V-)*2	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+)*3	実施					
		(H-, V+)*3	実施					

注記 *1：構造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。

*2： S_s-D1 は水平加速度時刻歴及び鉛直加速度時刻歴それぞれの位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

*3： S_s-31 は水平加速度時刻歴の位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

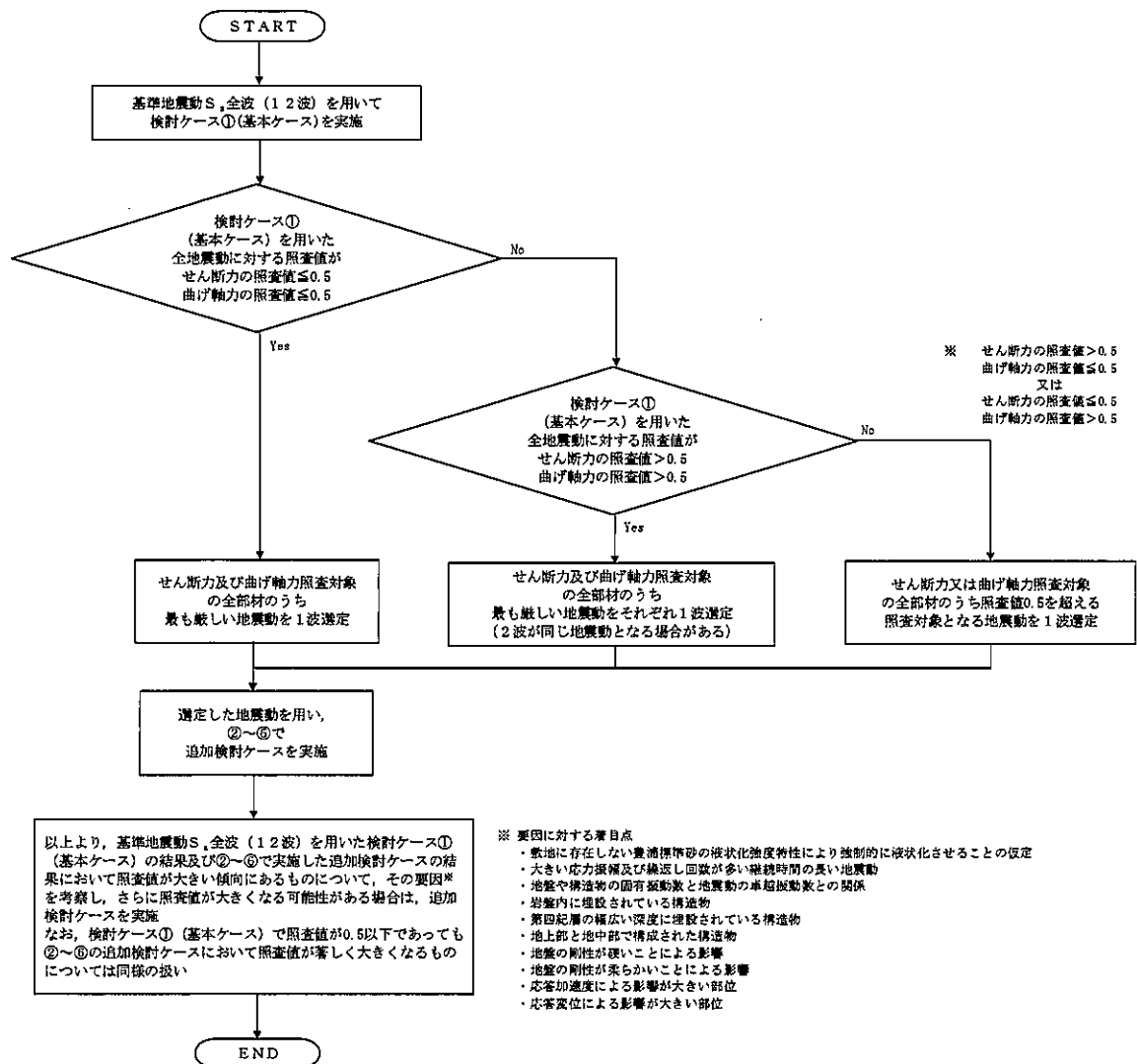


図 4.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

5. 耐震評価

5.1 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) 構造部材の健全性評価

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の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、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。

(3) 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のシートジョイントとする。

5.2 解析方法

(1) 鋼製防護壁

鋼製防護壁の上部構造の耐震評価は、地盤～構造物の連成系モデルを用いた2次元有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を入力とする3次元動的フレーム解析を行い、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査により、地震時の構造部材の健全性評価を行う。

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、「VI-4 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

地中連続壁基礎の耐震評価は、地盤～構造物の連成系モデルを用いた2次元有効応力解析を行い、水平1方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査により、地震時の構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

なお、地中連続壁基礎の内部は中実鉄筋コンクリートで充填し、地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートをジベル鉄筋で一体化する。したがって、地中連続壁に対する面外方向からの地震時最大地盤反力により水平断面内の水平鉄筋に作用する曲げ引張応力は極僅かとなる。

よって、地中連続壁基礎については、水平2方向及び鉛直方向地震力に対する評価は対象外とする。

5.3 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「VI-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. 固定荷重 (G)

固定荷重は、躯体自重を考慮する。

b. 積載荷重 (P)

積載荷重は、機器及び配管荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 5.3-1 のとおりである。

表 5.3-1 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

c. 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

d. 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。

e. 風荷重 (P_k)

風荷重は、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 5.3-2 及び表 5.3-3 に示す。

表 5.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 5.3-3 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_e による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する。
		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。

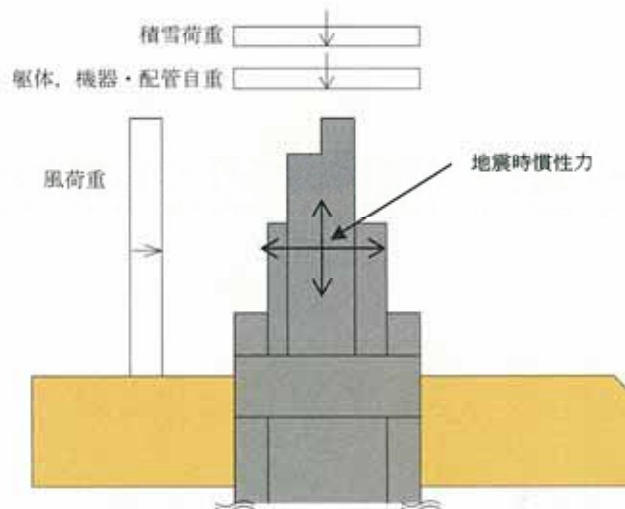


図 5.3-1 荷重概念図

5.4 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-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 5.4-1 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 5.4-1 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}	435
	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（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）（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〕（土木学会，2002 年制定）」に基づき，次式により算定する短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの短期許容せん断力

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

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

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

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j : $1/1.15$
 d : 有効高さ
 A_w : 斜め引張鉄筋断面積
 σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界を、表 5.4-2 に示す。

表 5.4-2 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (南側基礎)

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力			短期許容 せん断力 V_a
	部材幅	部材高	連壁基礎 有効高	中実鉄筋 コンクリート 有効高	鉄 筋 径	本数 S_b	間隔 S_s	地中連続壁 コンクリート V_{ca1}	中実 コンクリート V_{ca2}	鉄筋 V_{sa}	$(V_{ca1}+V_{ca2})/2$ + V_{sa}
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
上部	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	10120	D38	21	300	41053	77972	220060	279573
中央 (上) (T.P. -20.00m ~-34.00m)	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	9170	D38	39	300	41053	70653	369194	425047
中央 (下) (T.P. -34.00m ~-43.50m)	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	9170	D38	45	300	41053	70653	425372	481225
下部	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	9170	D38	33	300	41053	70653	313016	369869

注記 *1 : 剛結継手部 200mm 欠損を考慮した場合の部材幅及び部材高

表 5.4-2 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (北側基礎)

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力			短期許容 せん断力 V_a
	部材幅	部材高	連壁基礎 有効高	中実鉄筋 コンクリート 有効高	鉄 筋 径	本数 S_b	間隔 S_s	地中連続壁 コンクリート V_{ca1}	中実 コンクリート V_{ca2}	鉄筋 V_{sa}	$(V_{ca1}+V_{ca2})/2$ + V_{sa}
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
上部	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	10120	D38	18	300	41053	77972	185993	245506
中央	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	10270	D38	28	300	41053	79128	293611	353702
下部	15500 (15100 ^{*)})	15500 (15100 ^{*)})	13125	10345	D38	28	300	41053	79706	295755	356135

注記 *1 : 剛結継手部 200mm 欠損を考慮した場合の部材幅及び部材高

(2) 鋼製防護壁及び鋼製防護壁アンカーの許容限界

許容限界については各規格、基準類に基づき表 5.4-3 のとおり設定する。表 5.4-3 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 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5.4-3 鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	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	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 ^{*1*3}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	255 ^{*1*3}
	SBHS700	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	615 ^{*1*3}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	352.5 ^{*1*3}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（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）を適用する。

*3：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）

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

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

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

ここで， C_{CUU} は Km 層の非排水せん断強度

A : 基礎の底面積 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力度を表 5.4-4 に示す

表 5.4-4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	算定結果
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (北基礎)	6116
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (南基礎)	5991

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)

基礎底面標高 北側基礎 : $Z = \text{T.P.} - 52.7$ (m)

南側基礎 : $Z = \text{T.P.} - 46.7$ (m)

(4) 構造物の変形性に対する許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 5.4-5 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 5.4-5 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

5.5 解析モデル及び諸元

5.5.1 3次元動的解析フレームモデル

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、「VI-4 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5.5-1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5.5-1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5.5-1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。

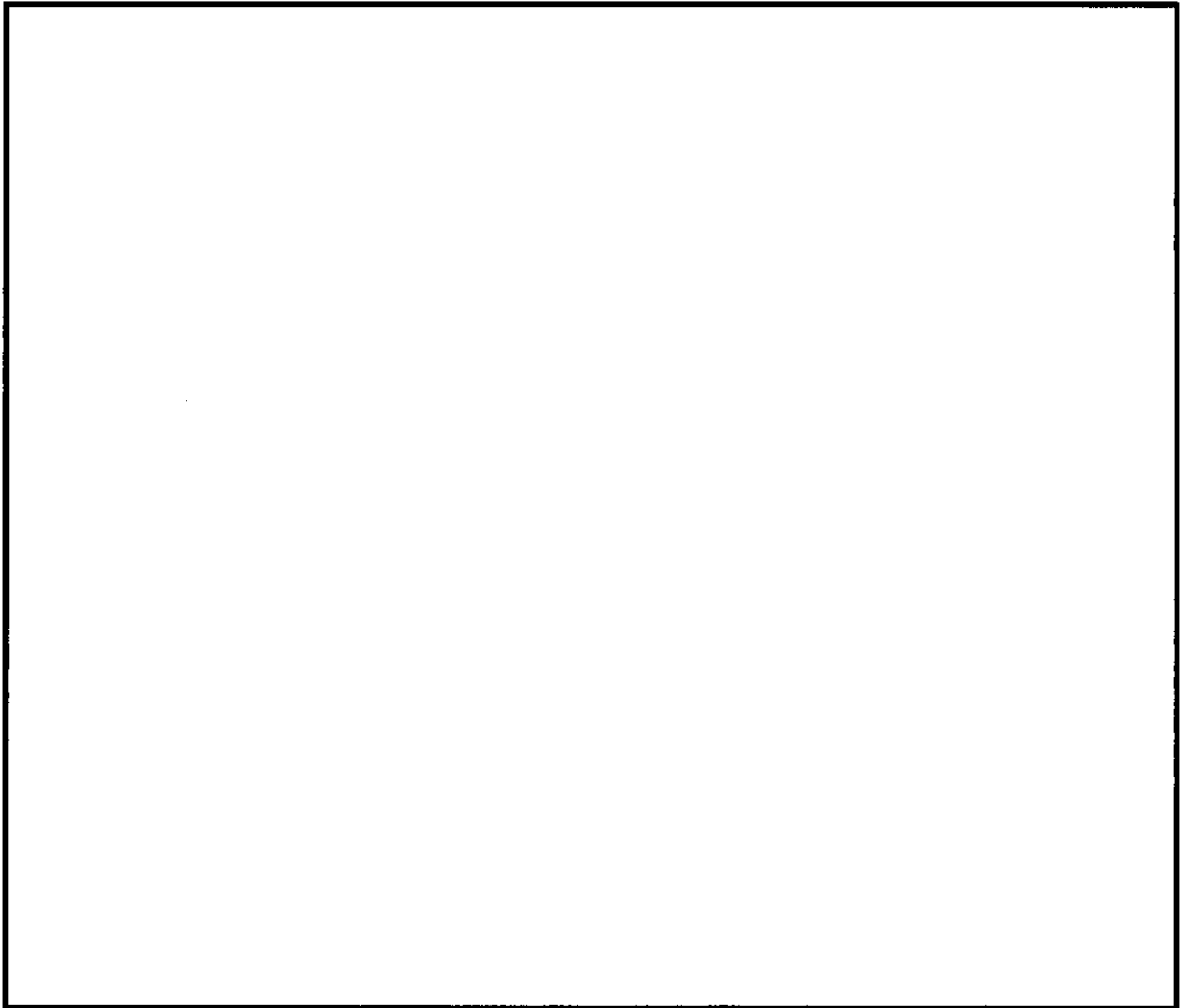


図 5.5-1 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

(2) 荷重条件

a. 基礎天端の変位時刻歴

鋼製防護壁の上部構造の3次元動的フレーム解析は、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。

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3方向同時加振として入力する。これにより鋼製防護壁に慣性力が作用することとなる。2次元有効応力解析からの変位時刻歴の入力概念図を図 5.5-2 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南北それぞれの鉛直変位が大きい堤軸直交方向の応答時刻歴を入力する。

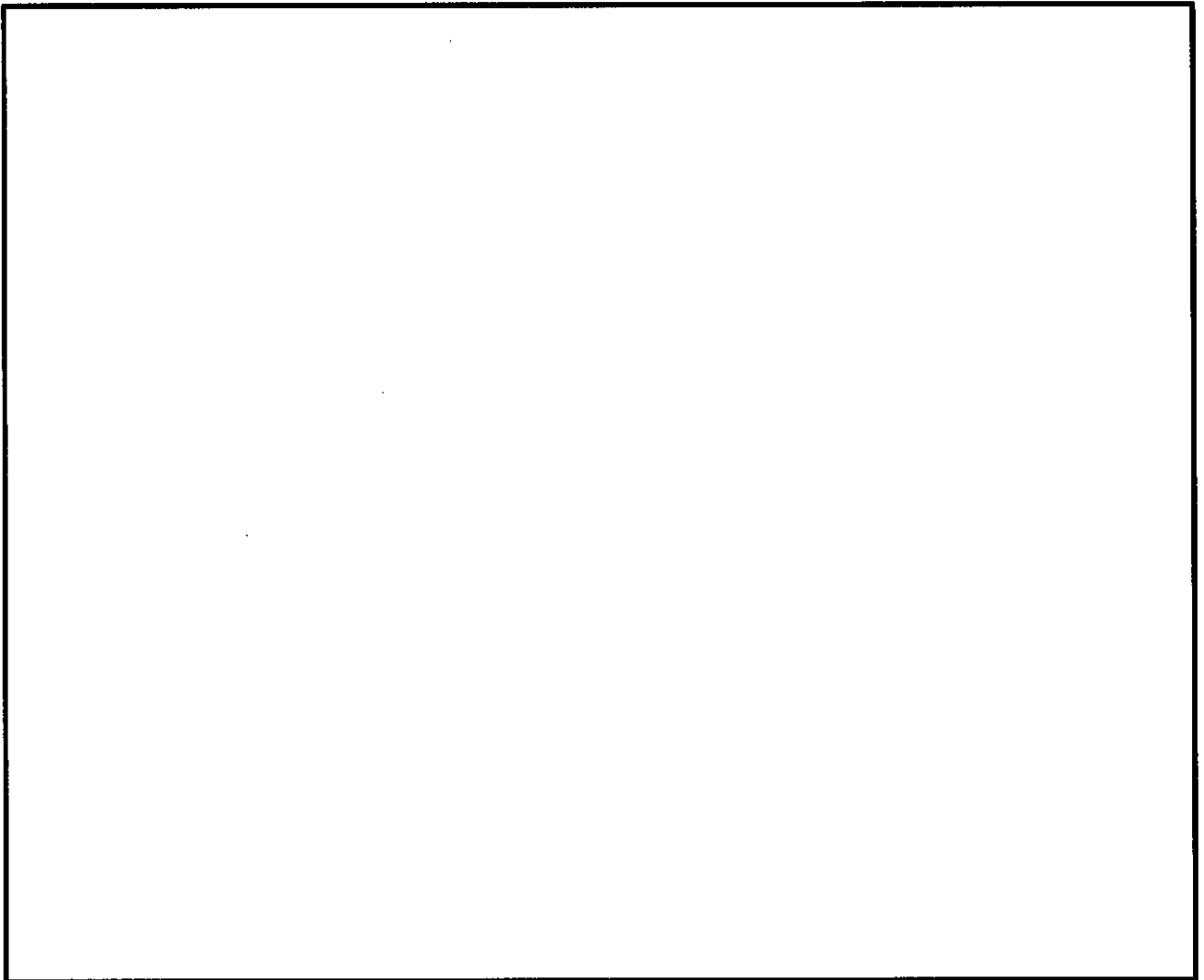


図 5.5-2 2次元有効応力解析による変位時刻歴の入力概念図

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5.5-3に示す。

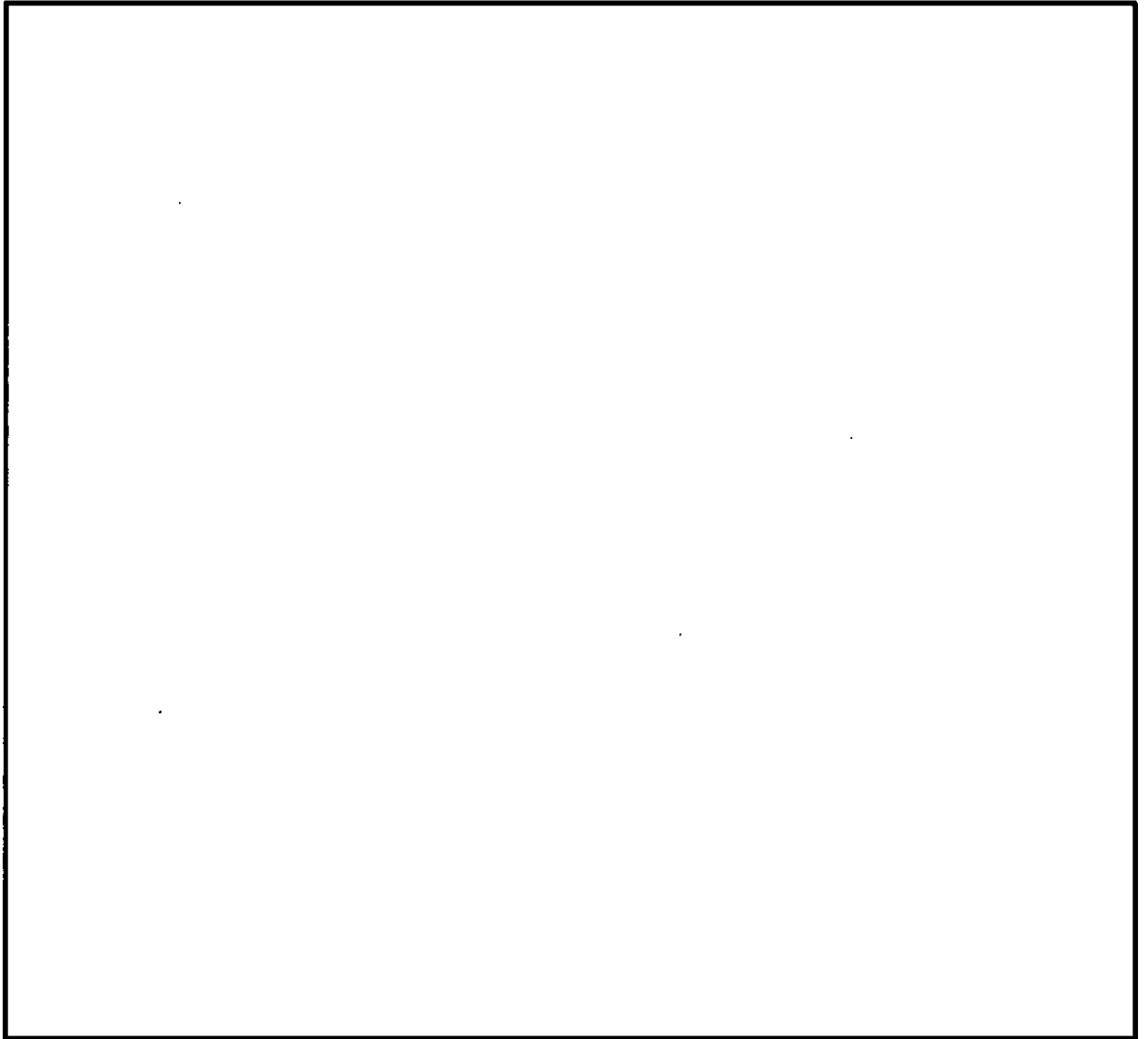


図 5.5-3 水平回転成分の重ね合わせの概念図

5.5.2 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 5.5-1 に、材料物性値を表 5.5-2 に示す。

表 5.5-1 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	SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500, SBHS700

表 5.5-2 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	SM490Y *3 SM520B 相当 *4, SM570 *3 SBHS500 *7 *8, SBHS700 *8	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）（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（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（日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（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（日本道路協会，平成 29 年 11 月）

*8：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（アンカーボルト）に使用する鋼材 SM520B 相当（使用材料）と鋼材 SM520B（J I S G 3 1 0 6）（比較材料）との機械的強度の比較を表 5.5-3 に、化学成分の比較を表 5.5-4 に示す。

機械的強度，化学成分，いずれにおいても比較材料と同等であることを確認したため，本設備において，SM520B 相当を材料として使用することに問題ないと考えられる。

表 5.5-3 SM520B 相当と SM520B の機械的強度の比較

	引張強さ	降伏点又は耐力
使用材料	520 N/mm ² 以上	355 N/mm ² 以上
比較材料	520～640 N/mm ²	315 N/mm ² 以上
比較結果	引張強さ及び降伏点は同等である。	

表 5.5-4 SM520B 相当と SM520B の化学成分の比較

	化学成分（％）									
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V
使用材料	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
比較材料	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
比較結果	C, Mn の成分規定に差異があるが，以下により，本設備の環境下での使用は問題ないと考えられる。 C：一般的に機械的強度に影響を与える成分であり，C の増加と共に引張強さが増加し，表 5.5-3 の評価結果からも機械強度は同等である。 Mn：一般的に機械的強度に影響を与える成分であり，添加により焼き入れ性が向上するが，有意な影響を与えるものではなく，表 5.5-3 の評価結果からも機械強度は同等である。									

5.5.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 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. 固定荷重 (G)

固定荷重は、躯体自重を考慮する。

b. 積載荷重 (P)

積載荷重は、機器及び配管荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 5.5-5 のとおりである。

表 5.5-5 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. 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

d. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、「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。

e. 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。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.5-6 及び表 5.5-7 に示す。

表 5.5-6 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 5.5-7 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_e による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する。
		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。

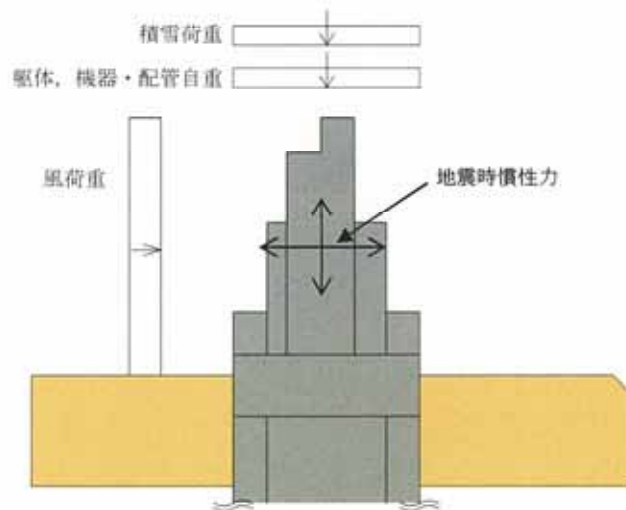


図 5.5-4 荷重概念図

5.6 評価方法

鋼製防護壁の耐震評価は、地震応答解析により得られる応答値が「5.4 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。許容限界と照査方法を表 5.5-8 に示す。

表 5.5-8 許容限界と照査方法

部位	耐震設計	
	地震時	
	許容限界 (割増し係数)	照査方法
上部構造	鋼材：1.5	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の 同時加振による同時刻の 断面力の組合せを用いた照査
接合部	コンクリート：1.5	水平 2 方向及び鉛直方向地震力の 同時加振による同時刻の 断面力の組合せを用いた照査
	鉄筋：1.5	
	鋼材：1.5	
下部構造	コンクリート：1.5	水平 1 方向及び鉛直方向地震力の 同時加振による同時刻の 断面力の組合せを用いた照査
	鉄筋：1.5	

5.6.1 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ジベル鉄筋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」（土木学会，2006年制定）に基づき，ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するジベル鉄筋は，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。

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

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

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
*許容応力度法で設計するため安全係数は1.0とする。
- γ_b : 部材係数で一般に1.3
*許容応力度法で設計するため部材係数は1.0とする。

γ_c : コンクリート材料係数

*許容応力度法で設計するため材料係数は 1.0 とする。

5.6.2 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。

鋼製防護壁の上部構造の耐震評価は、地盤～構造物の連成系モデルを用いた2次元有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を入力とする3次元動的フレーム解析を行い、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査により、地震時の構造部材の健全性評価を行う。

(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」（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」（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軸力に対して、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、せん断力と曲げ軸力が同時に作用するため、合成応力に対しての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5.6-1に示す。

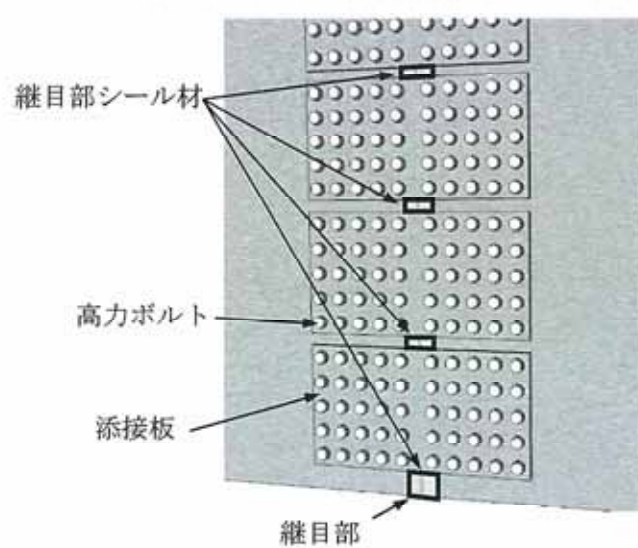
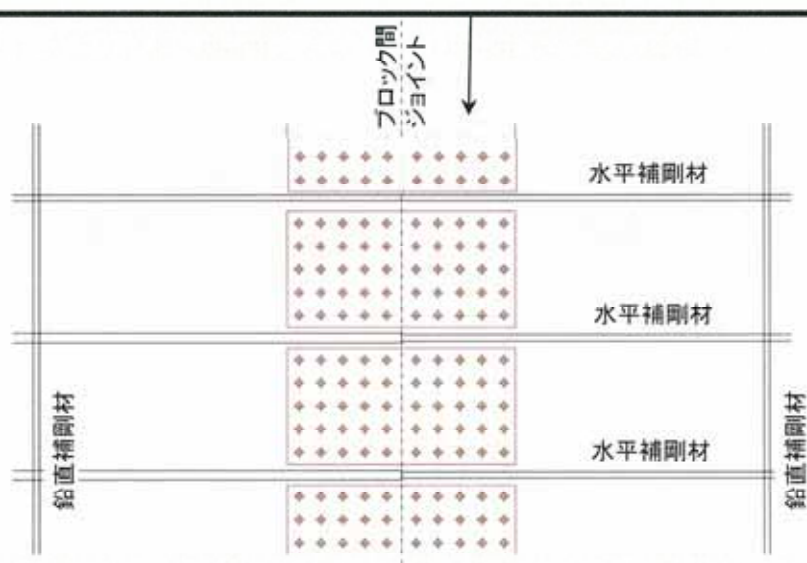


図 5.6-1 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(4) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁の上部構造は、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、鋼製防護壁の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、上部構造の中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻を一体化する。

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻はスタッドで一体化するものとし、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（日本道路協会，平成 14 年 3 月）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、接合面に作用するせん断力に対し、必要な強度となる本数及び設置間隔を設計する。

せん断力は、鉛直方向と水平方向の曲げモーメント及び水平回転モーメント（水平トルク）を換算したせん断力と水平力によるせん断力を考慮する。

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

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

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, 150 mm 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)

5.6.3 鋼製防護壁の接合部

(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）」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。

しかし、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の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及び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の耐力でも負担可能とする。

接合部の荷重分担の概念図を図 5.6-2 に示す。

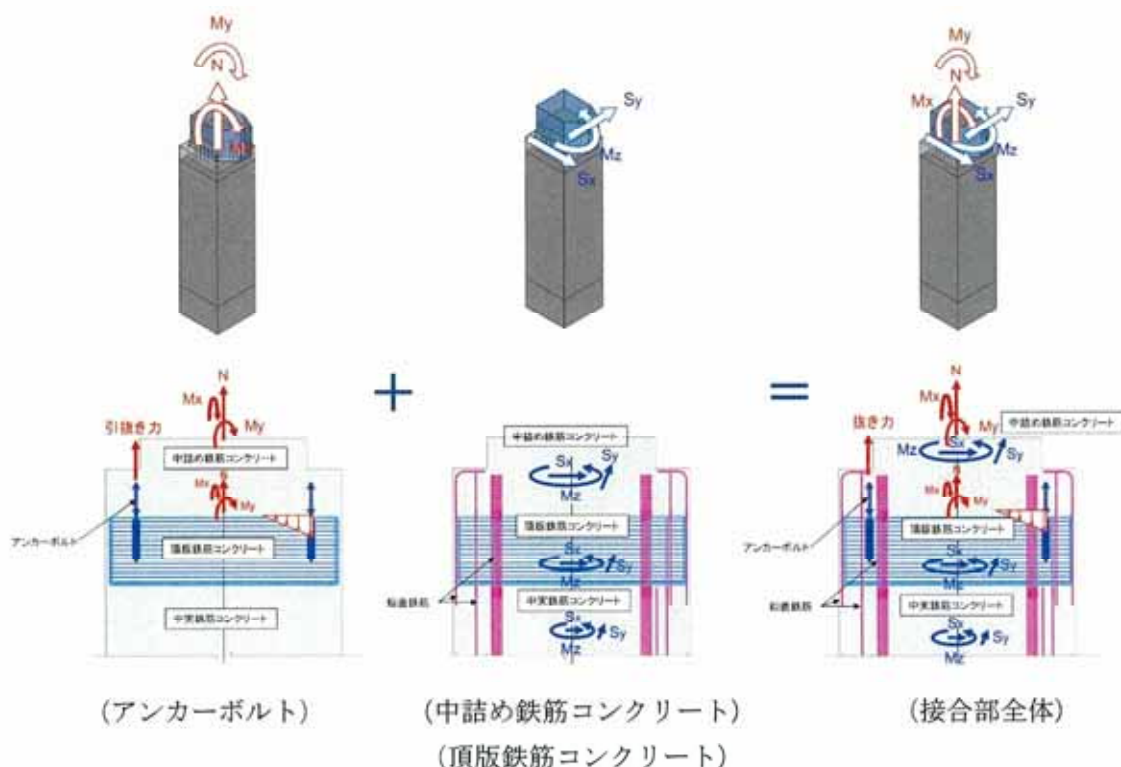


図 5.6-2 接合部の荷重分担の概念図

(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。鋼製防護壁の上部構造と基礎との接合部は、鉛直軸力と面内及び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、中詰め鉄筋コンクリート及び頂版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、鋼製防護壁の上部構造は3次元動的フレーム解析に基づき算定されるアンカーボルト1本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応力が許容限界以下であることを確認する。

a. アンカーボルトの評価

アンカーボルトの短期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5.6-3に示す。

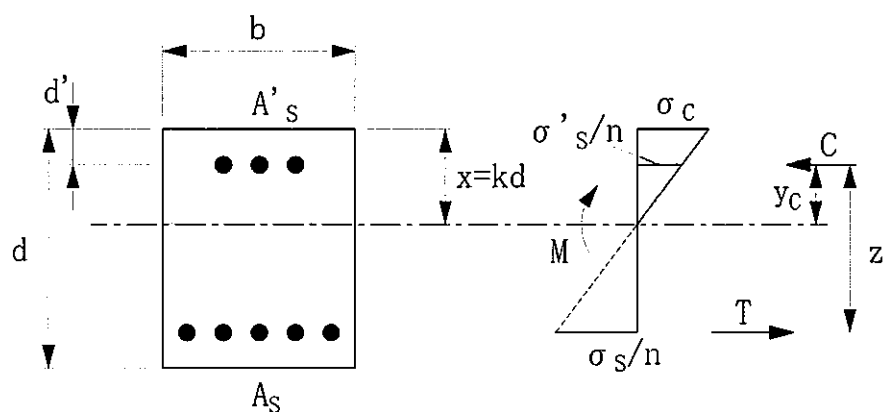


図 5.6-3 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

- 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. アンカーボルトの定着長に対する評価

アンカーボルトの埋込み長 L_{eq} 及び定着長 L_{ed} は付着強度に基づき定める。

アンカーボルトの埋め込み長，定着長の概念図を図 5.6-4 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/mm^2)

τ_a : 許容付着応力度 (N/mm^2)

Ab : アンカーボルトの有効断面積 (mm^2)

D : アンカーボルトの公称径 (mm)

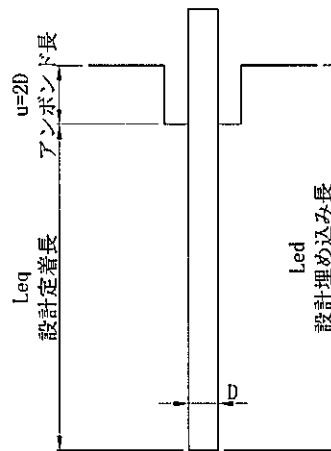


図 5.6-4 アンカー埋め込み長，定着長の概念図

c. 定着部コーンせん断力に対する評価

定着部のコンクリートのコーンせん断応力に対する評価における設計荷重は，鋼製防護壁の上部構造における 3 次元動的フレーム解析に基づき算定されるアンカーボルト 1 本当たりの軸力とする。定着部のコーンせん断応力の照査を行い，補強鉄筋が必要な場合には適切な補強鉄筋量を算定する。

コーンせん断面の有効水平投影面積には，アンカーボルト同士が近接する場合を考慮の上，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 5.6-5 に示す。

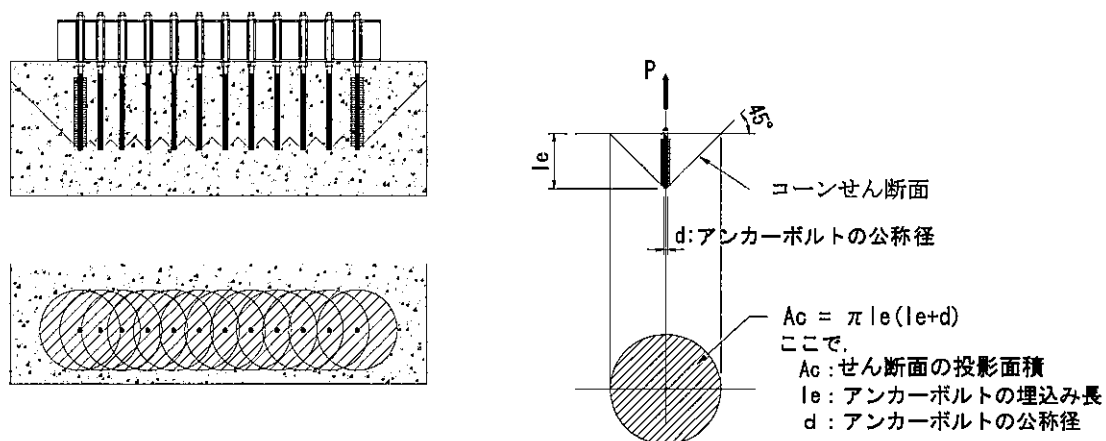


図 5.6-5 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

5.6.4 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、基礎地盤に生じ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。

5.6.5 構造物の変形性評価

地震応答解析で求められる止水ジョイント部材の変形量が許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 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図」，「過剰間隙水圧比分布図」及び「最大加速度分布図」を示す。

6.1.1 部材に着目した地震時断面力図と照査値

耐震評価においては，すべての基準地震動 S_0 に対して①の検討ケース（基本ケース）を実施し，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既工認と同様の傾向であることを確認した上で，既工認で選定された地震動を用いた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を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-2 に，2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力，鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。

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 6.1-1 に示す。

断面寸法が同一で配筋も同一な部材はグループ化し，各グループで最も厳しい照査値の断面力図を示す。

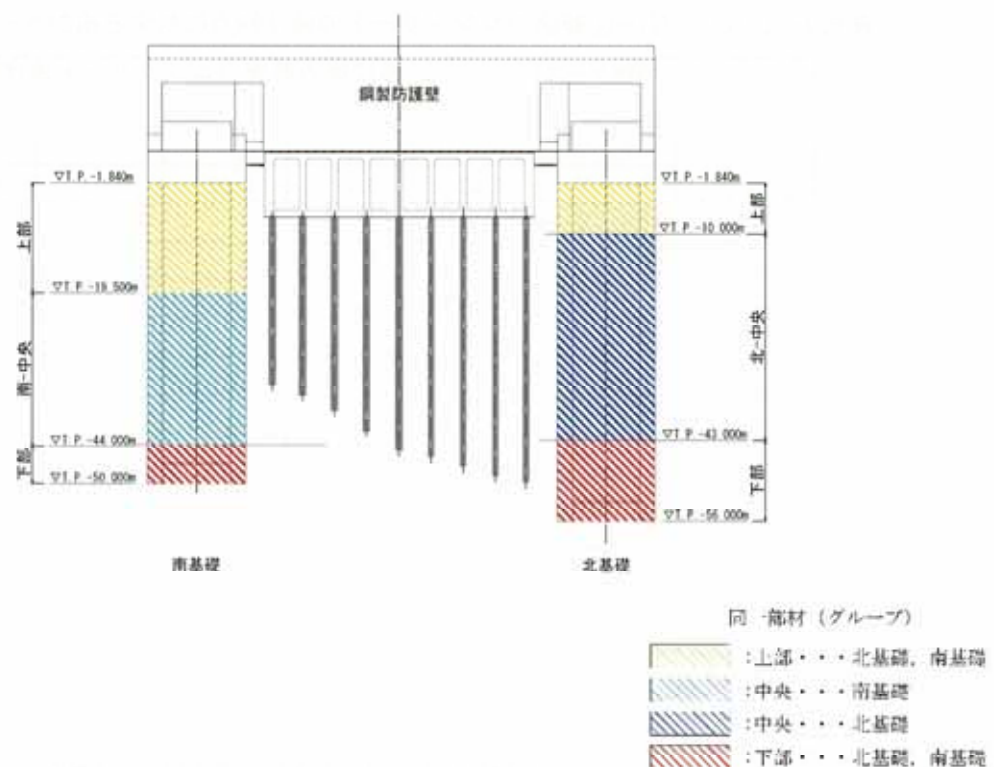


表 6.1-1 (1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.20					
	H+, V-		0.20					
	H-, V+		0.20	0.20	0.20	0.22	0.18	0.17
	H-, V-		0.20					
S _s -1 1			0.14					
S _s -1 2			0.16					
S _s -1 3			0.15					
S _s -1 4			0.12					
S _s -2 1			0.18					
S _s -2 2			0.15					
S _s -3 1	H+, V+		0.19					
	H-, V+		0.20					

- 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 6.1-1 (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（コンクリート曲げ軸力）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.22					
	H+, V-		0.21	0.21	0.22	0.24	0.18	0.18
	H-, V+		0.22					
	H-, V-		0.22					
S _s -1 1			0.14					
S _s -1 2			0.19					
S _s -1 3			0.18					
S _s -1 4			0.12					
S _s -2 1			0.16					
S _s -2 2			0.13					
S _s -3 1	H+, V+		0.24					
	H-, V+		0.23					

- 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 6.1-1 (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（コンクリート曲げ軸力）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.23					
	H+, V-		0.22					
	H-, V+		0.25					
	H-, V-		0.25					
S _s -11			0.14					
S _s -12			0.14					
S _s -13			0.16					
S _s -14			0.13					
S _s -21			0.18					
S _s -22			0.16					
S _s -31	H+, V+		0.26	0.26	0.26	0.26	0.25	0.25
	H-, V+		0.25					

- 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 6.1-1 (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（コンクリート曲げ軸力）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.27	0.27	0.28	0.27	0.26	0.25
	H+, V-		0.26					
	H-, V+		0.27					
	H-, V-		0.27					
S _s -11			0.14					
S _s -12			0.19					
S _s -13			0.20					
S _s -14			0.19					
S _s -21			0.18					
S _s -22			0.15					
S _s -31	H+, V+		0.28					
	H-, V+		0.25					

- 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 6.1-1 (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 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.18					
	H+, V-		0.18					
	H-, V+		0.21	0.20	0.22	0.32	0.16	0.15
	H-, V-		0.22					
S _s -1 1			0.07					
S _s -1 2			0.12					
S _s -1 3			0.11					
S _s -1 4			0.06					
S _s -2 1			0.13					
S _s -2 2			0.09					
S _s -3 1	H+, V+		0.22					
	H-, V+		0.18					

- 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 6.1-1 (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 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.31					
	H+, V-		0.32	0.31	0.32	0.35	0.26	0.25
	H-, V+		0.25					
	H-, V-		0.24					
S _s -1 1			0.16					
S _s -1 2			0.24					
S _s -1 3			0.23					
S _s -1 4			0.14					
S _s -2 1			0.14					
S _s -2 2			0.12					
S _s -3 1	H+, V+		0.23					
	H-, V+		0.34					

- 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 6.1-1 (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 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	H+, V+		0.20					
	H+, V-		0.18					
	H-, V+		0.22					
	H-, V-		0.22					
S_s-11			0.10					
S_s-12			0.09					
S_s-13			0.11					
S_s-14			0.08					
S_s-21			0.13					
S_s-22			0.11					
S_s-31	H+, V+		0.21	0.21	0.22	0.22	0.20	0.20
	H-, V+		0.18					

- 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 6.1-1 (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 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	H+, V+		0.20	0.18	0.21	0.19	0.21	0.19
	H+, V-		0.16					
	H-, V+		0.19					
	H-, V-		0.18					
S_s-11			0.05					
S_s-12			0.07					
S_s-13			0.08					
S_s-14			0.07					
S_s-21			0.07					
S_s-22			0.06					
S_s-31	H+, V+		0.19					
	H-, V+		0.16					

- 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 6.1-1 (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
S _s -D 1	H+, V+		0.67					
	H+, V-		0.67			0.73		
	H-, V+		0.62	0.61	0.63	0.69	0.53	0.52
	H-, V-		0.62					
S _s -1 1			0.43					
S _s -1 2			0.54					
S _s -1 3			0.52					
S _s -1 4			0.37					
S _s -2 1			0.52					
S _s -2 2			0.40					
S _s -3 1	H+, V+		0.64					
	H-, V+		0.69					

- 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 6.1-1 (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
S _s -D 1	H+, V+		0.41					
	H+, V-		0.40	0.40	0.39	0.44	0.33	0.33
	H-, V+		0.34					
	H-, V-		0.35					
S _s -1 1			0.29					
S _s -1 2			0.35					
S _s -1 3			0.32					
S _s -1 4			0.25					
S _s -2 1			0.29					
S _s -2 2			0.26					
S _s -3 1	H+, V+		0.35					
	H-, V+		0.38					

- 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 6.1-1 (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		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.44					
	H+, V-	0.43					
	H-, V+	0.48					
	H-, V-	0.48					
S _s -11		0.30					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.34					
S _s -14		0.30					
S _s -21		0.36					
S _s -22		0.31					
S _s -31	H+, V+	0.52	0.52	0.52	0.49	0.50	0.50
	H-, V+	0.48					

- 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 6.1-1 (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		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.37	0.39	0.35	0.41	0.27	0.28
	H+, V-	0.37					
	H-, V+	0.35					
	H-, V-	0.34					
S _s -11		0.19					
S _s -12		0.27					
S _s -13		0.25					
S _s -14		0.25					
S _s -21		0.22					
S _s -22		0.25					
S _s -31	H+, V+	0.27					
	H-, V+	0.27					

- 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 6.1-2 (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)

検討 ケース	地震動	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_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S ₁ -3 I H+, V+	北-上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	2358696	166339	4.9	21	0.24
④	S ₁ -D 1 H-, V+	南-中央	15500	15500	11789	D51@150 (23段)	2406565	232186	4.4	21	0.21
④	S ₁ -D 1 H+, V-	北-中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2264061	21482	4.9	21	0.24
④	S ₁ -D 1 H-, V+	南-下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	1822520	264463	4.2	21	0.20

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

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
評価位置は下図に示す。

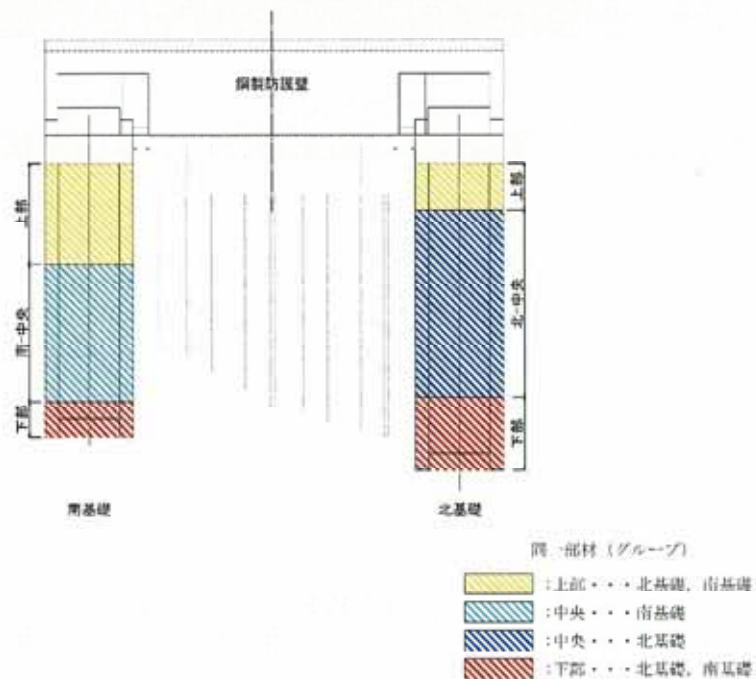


表 6.1-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

検討 ケース	地震動	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 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 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S ₁ -D1 H+, V-	北-上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2442037	18955	152	435	0.35
④	S ₁ -D1 H-, V+	南-中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2404271	224651	68	435	0.16
④	S ₁ -D1 H+, V-	北-中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2264061	21482	151	435	0.35
④	S ₁ -D1 H-, V+	南-下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150(5段) D51 ϕ 300(1段)	1616935	200460	59	435	0.14

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

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
評価位置は下図に示す。

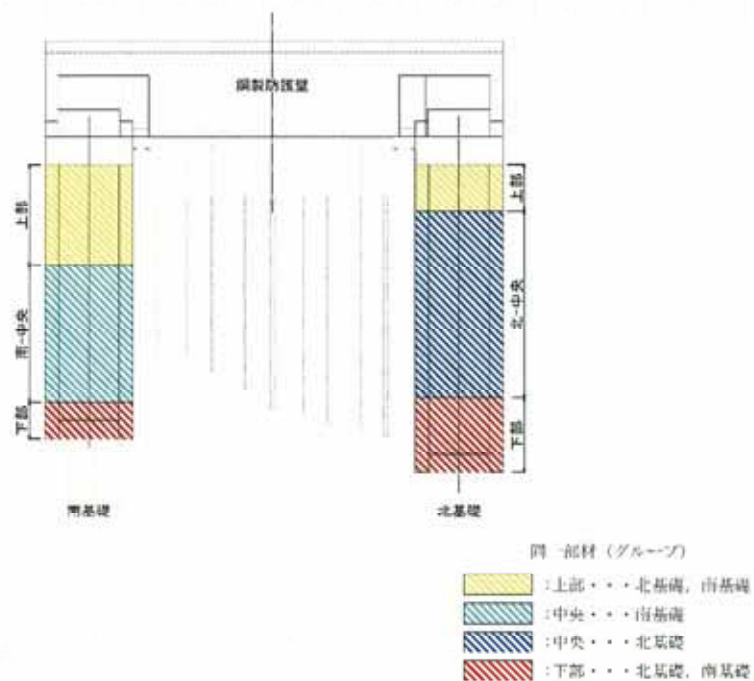


表 6.1-2 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (①-①断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

検討 ケース	地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連続壁基礎 有効高 d (mm)	中実コン クリート 有効高 d (mm)				
④	S _s -D1 H+, V-	南-上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	203701	279573	0.73
④	S _s -D1 H-, V+	南-中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	267244	425047	0.63
④	S _s -D1 H-, V+	南-中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	77326	481225	0.17
②	S _s -D1 H-, V+	南-下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	76471	368869	0.21
④	S _s -D1 H+, V-	北-上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	84052	245506	0.35
①	S _s -D1 H+, V+	北-中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	135261	353702	0.39
④	S _s -D1 H+, V-	北-下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	154806	356135	0.44

注記 ①：原地盤に基づく液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
 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
 評価位置は下図に示す。

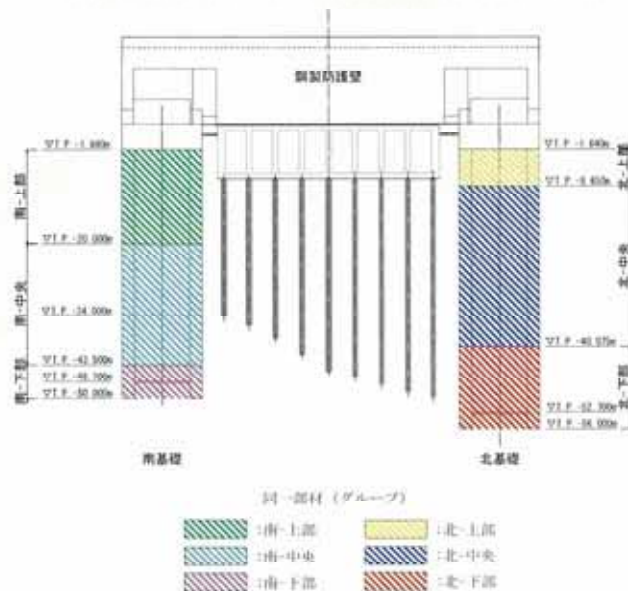


表 6.1-2 (4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面, ③-③断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

検討 ケース	地震動	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}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	S ₁ -31 H+, V+	南-上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	1911900	175252	4.0	21	0.20
③	S ₁ -31 H+, V+	南-中央	15500	15500	11789	D51@150 (23段)	2959798	218351	5.3	21	0.26
①	S ₁ -31 H+, V+	北-中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2394707	327578	5.3	21	0.26
①	S ₁ -31 H+, V+	北-下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	2533626	354786	5.8	21	0.28

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
③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
評価位置は下図に示す。

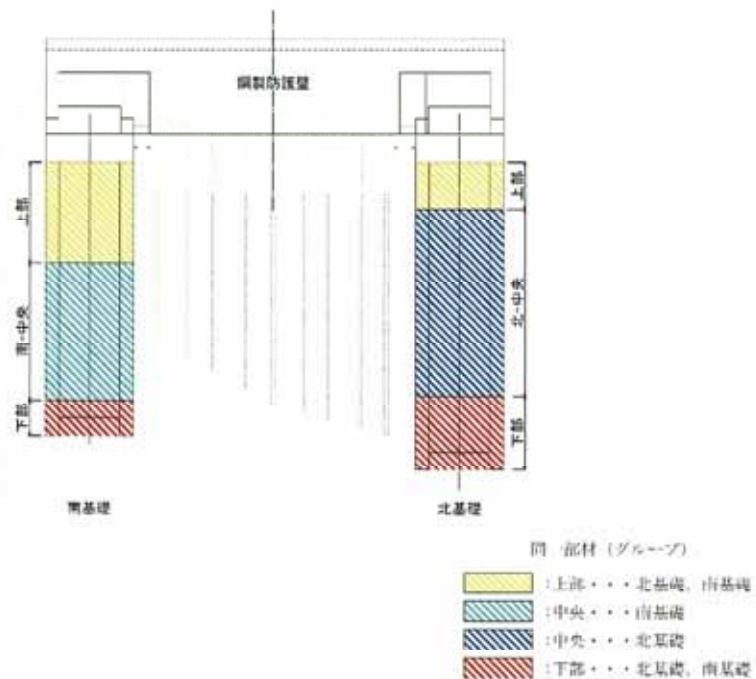


表 6.1-2 (5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面, ③-③断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

検討 ケース	地震動	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 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 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S _s -D1 H-, V+	南-上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	1891423	152349	76	435	0.18
④	S _s -31 H+, V+	南-中央	15500	15500	11789	D51@150 (23段)	2946237	200638	93	435	0.22
⑤	S _s -D1 H+, V+	北-中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2251749	253432	82	435	0.19
③	S _s -D1 H+, V+	北-下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	2437033	301631	90	435	0.21

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

③：地盤物性のばらつきを考慮 (ー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

評価位置は下図に示す。

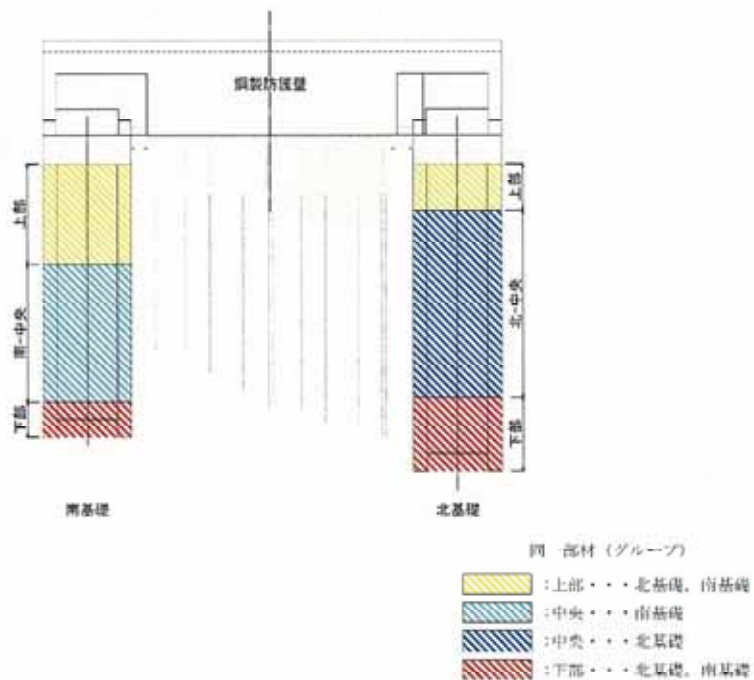
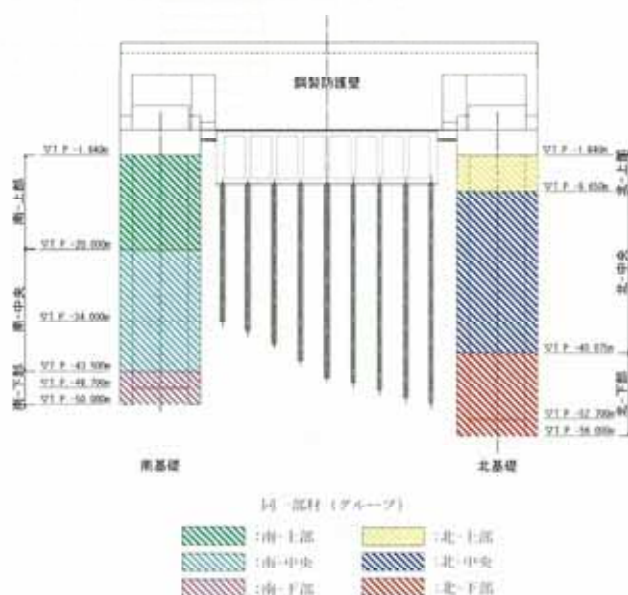


表 6.1-2 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (②-②断面, ③-③断面)
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

検討 ケース	地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	連続壁基礎 有効高 d (mm)	中実コン クリート 有効高 d (mm)				
③	S _s -31 H+, V+	南-上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	144742	278797	0.52
④	S _s -31 H+, V+	南-中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	165847	424271	0.40
①	S _s -D1 H-, V+	南-中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	94314	480449	0.20
①	S _s -D1 H-, V+	南-下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	97384	368093	0.27
⑤	S _s -D1 H+, V+	北-上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	56944	245506	0.24
④	S _s -D1 H+, V+	北-中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	129048	353702	0.37
④	S _s -D1 H+, V+	北-下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	143906	356135	0.41

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
 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
 評価位置は下図に示す。



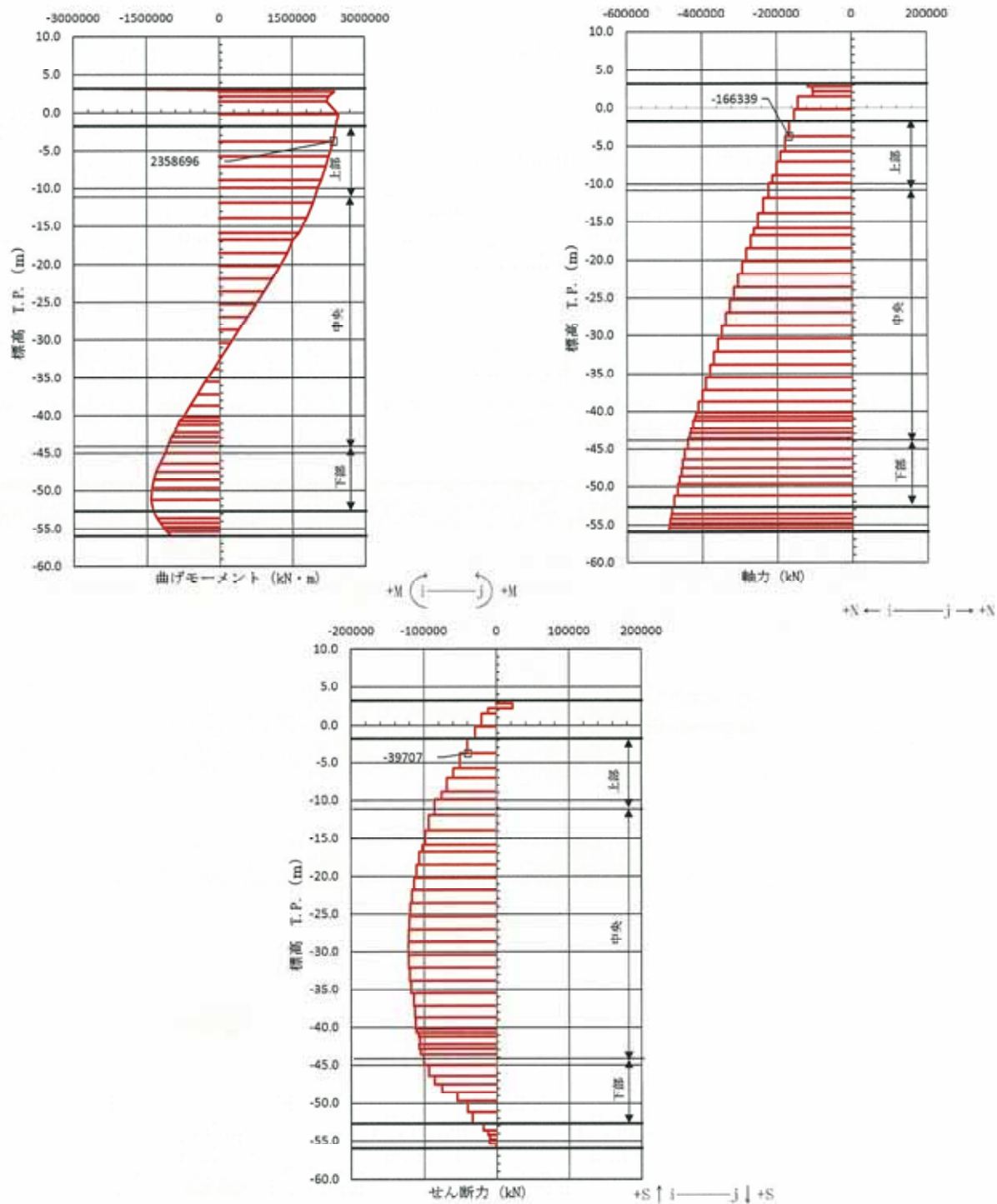
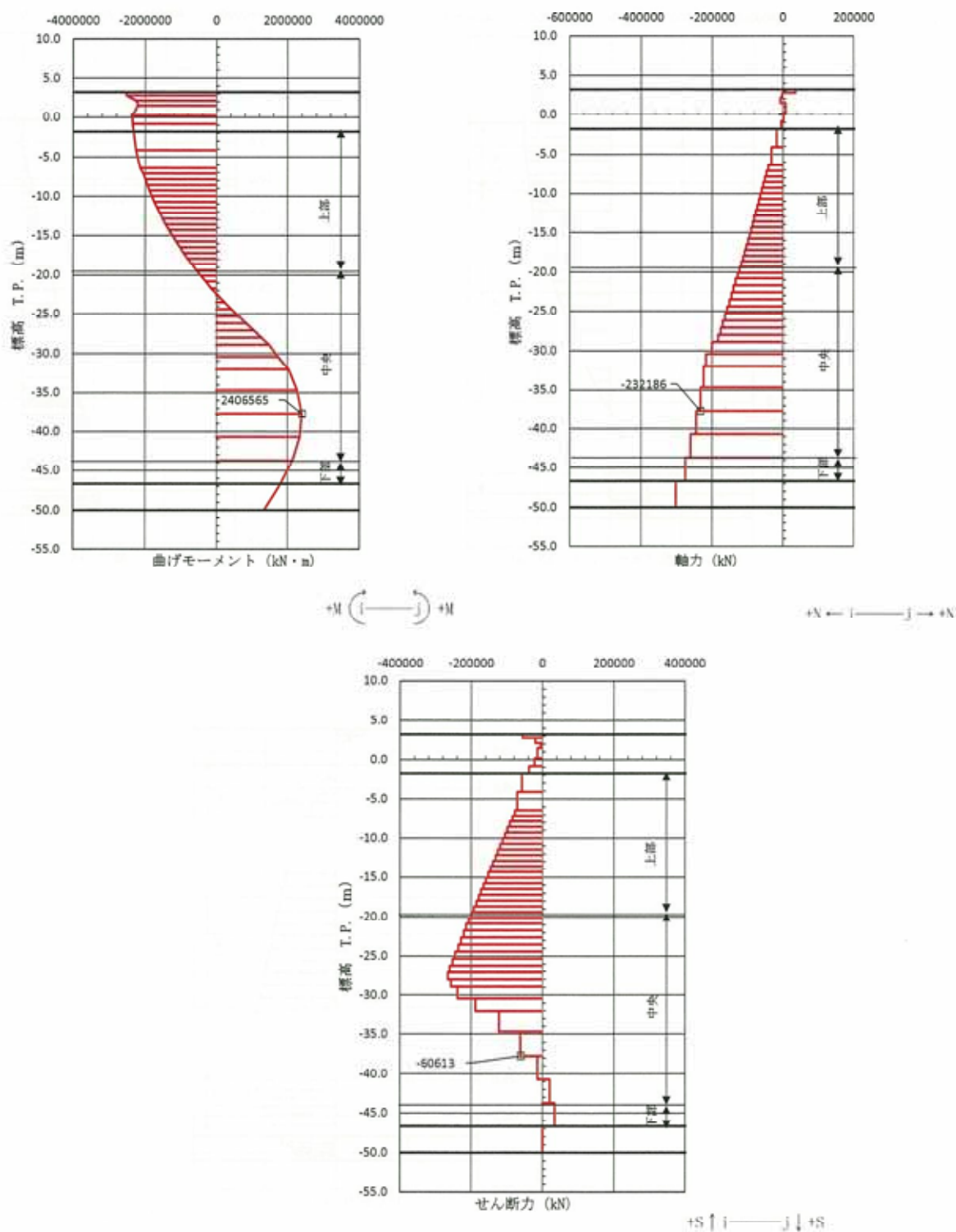


図 6.1-1 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①-①断面北基礎 上部）
 ($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.81$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



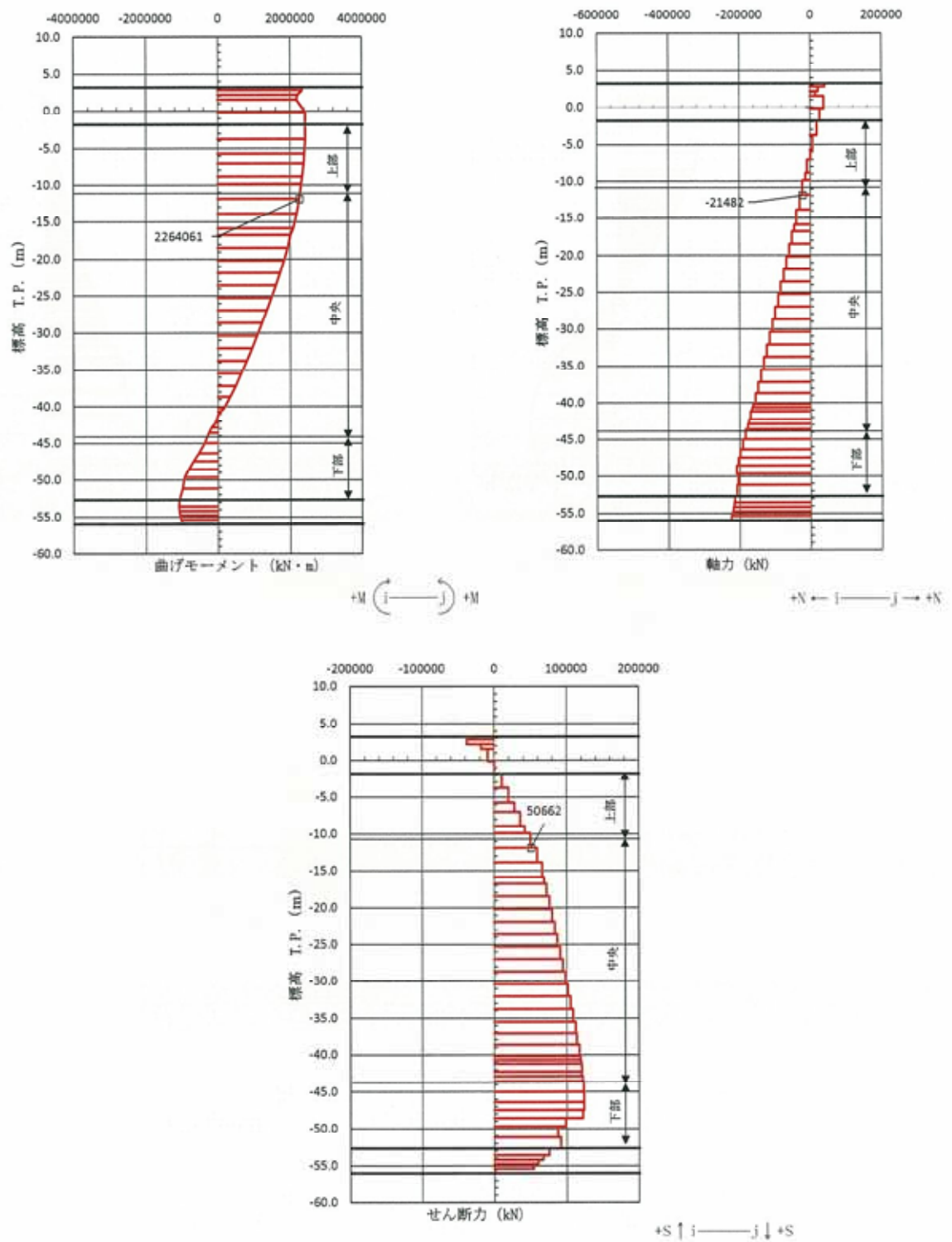


図 6.1-1 (3) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい (①-①断面北基礎 中央)
(S_s-D1 [H+, V-] $t=26.95$ s)

(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)

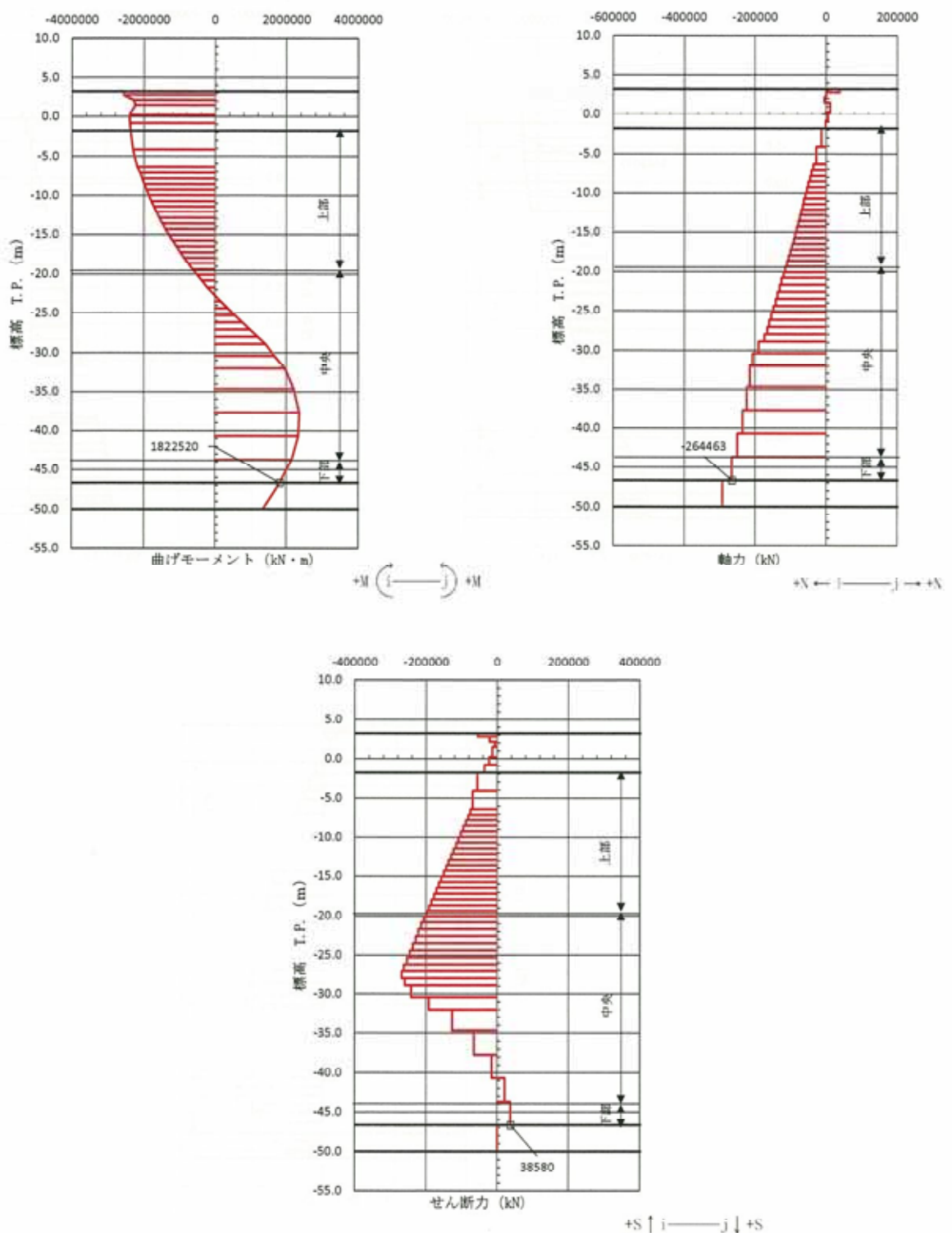
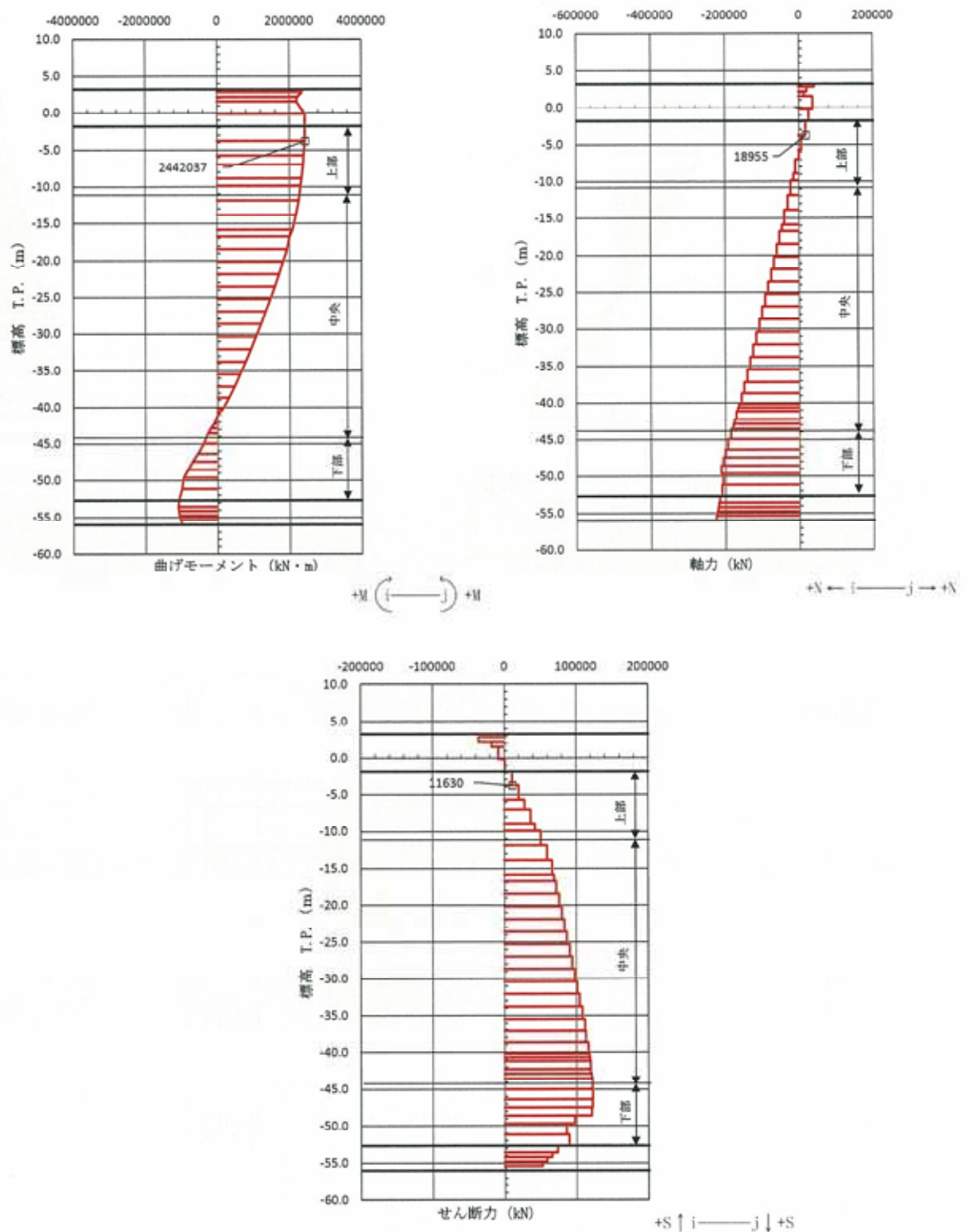
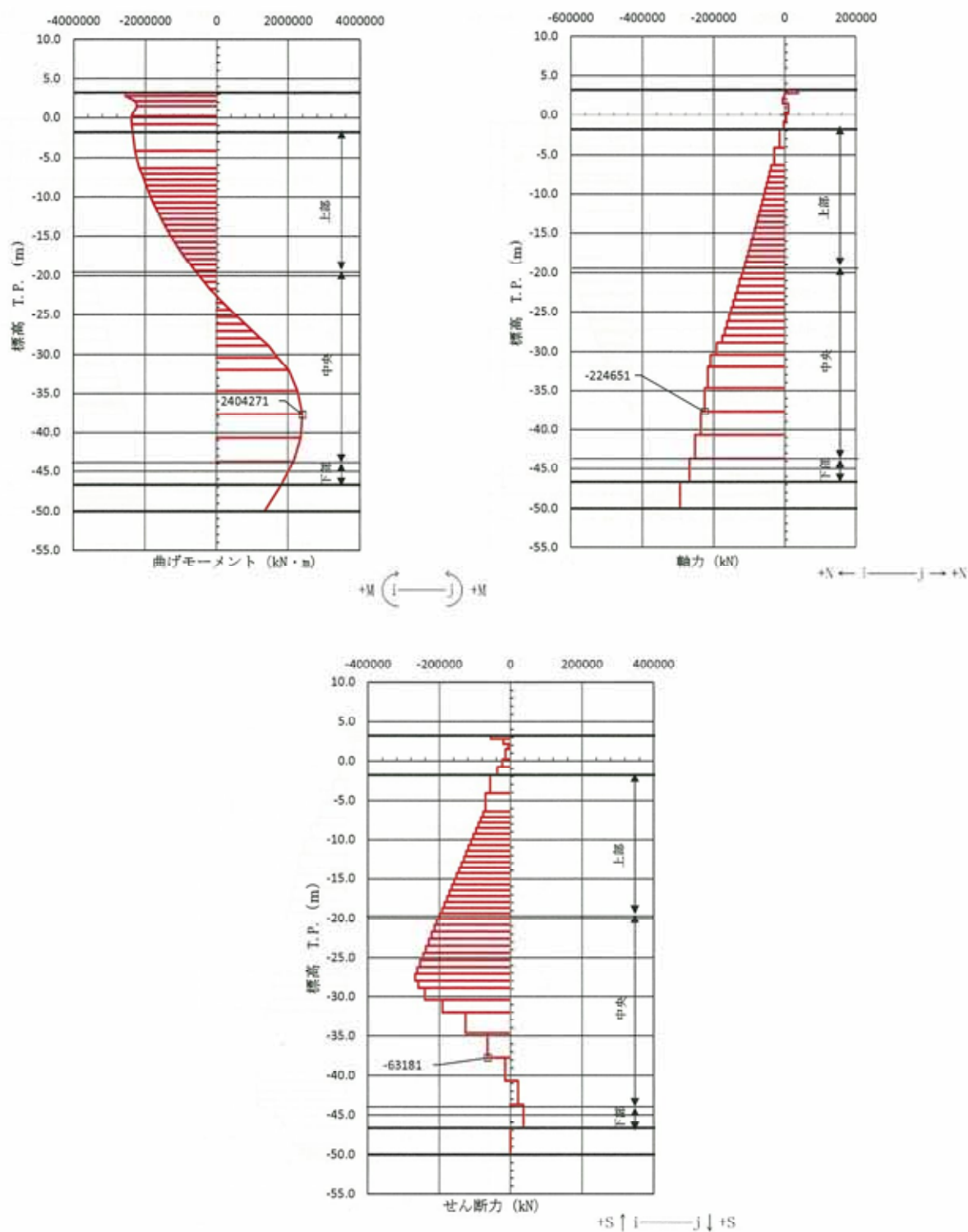


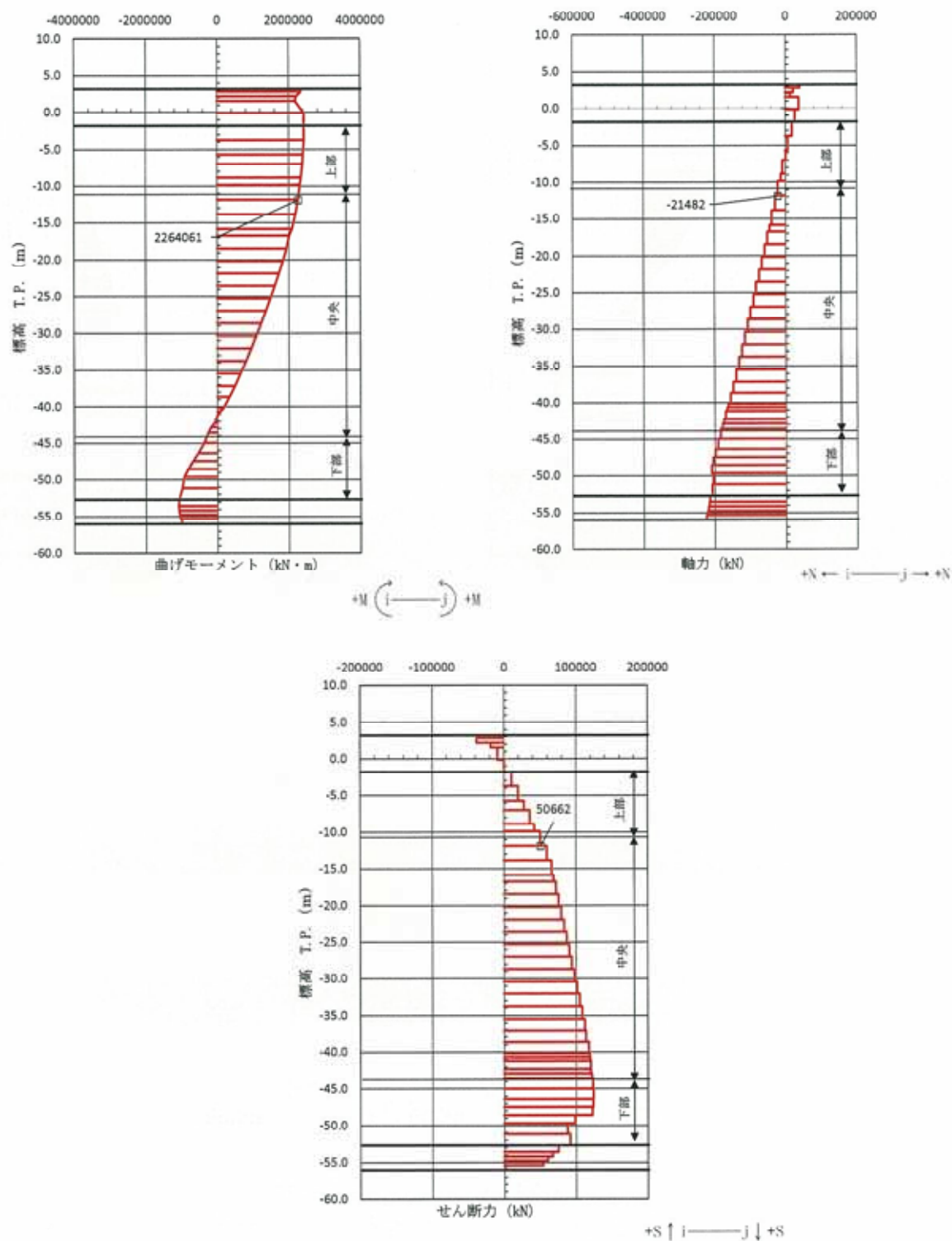
図 6.1-1 (4) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 下部)

(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)







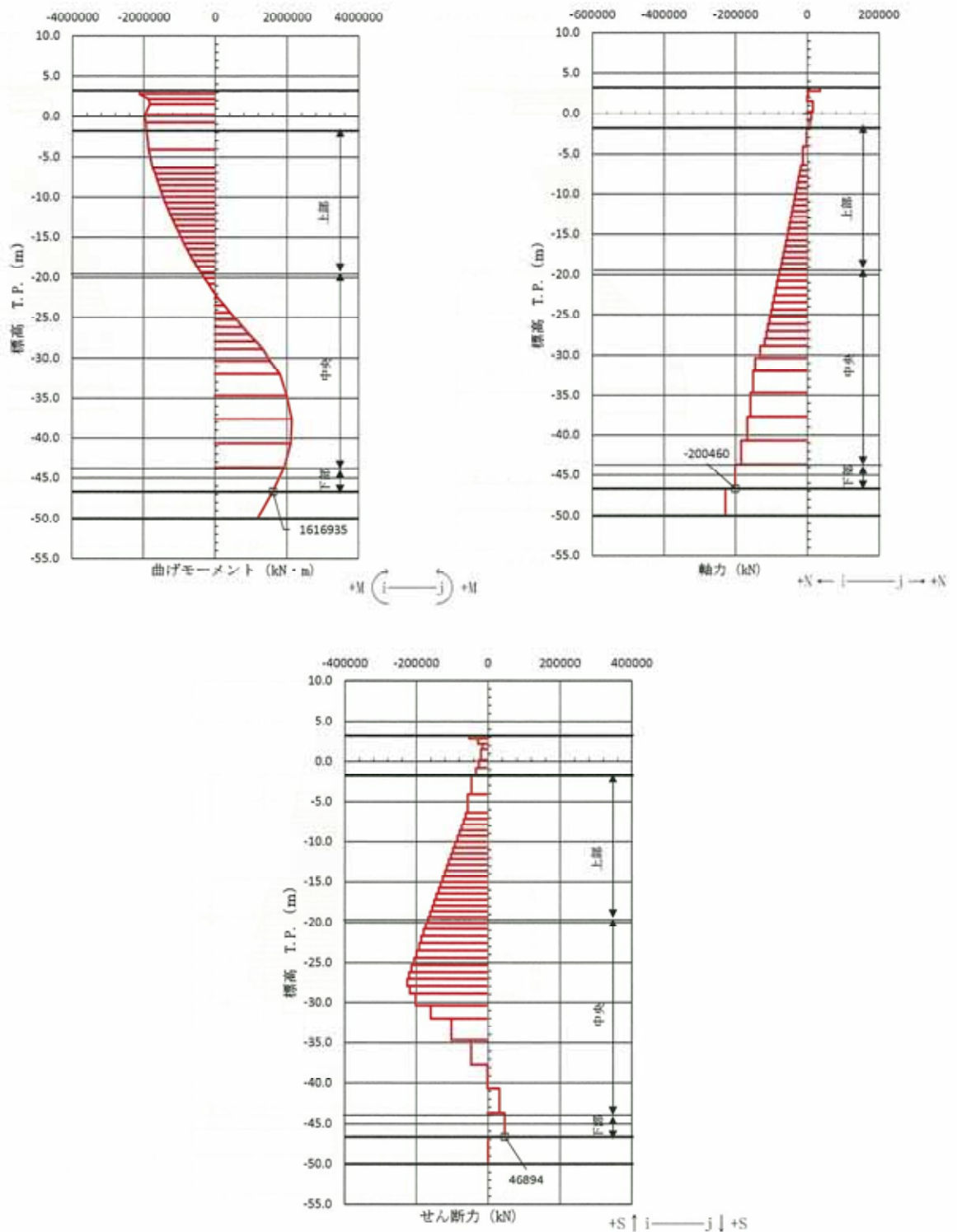
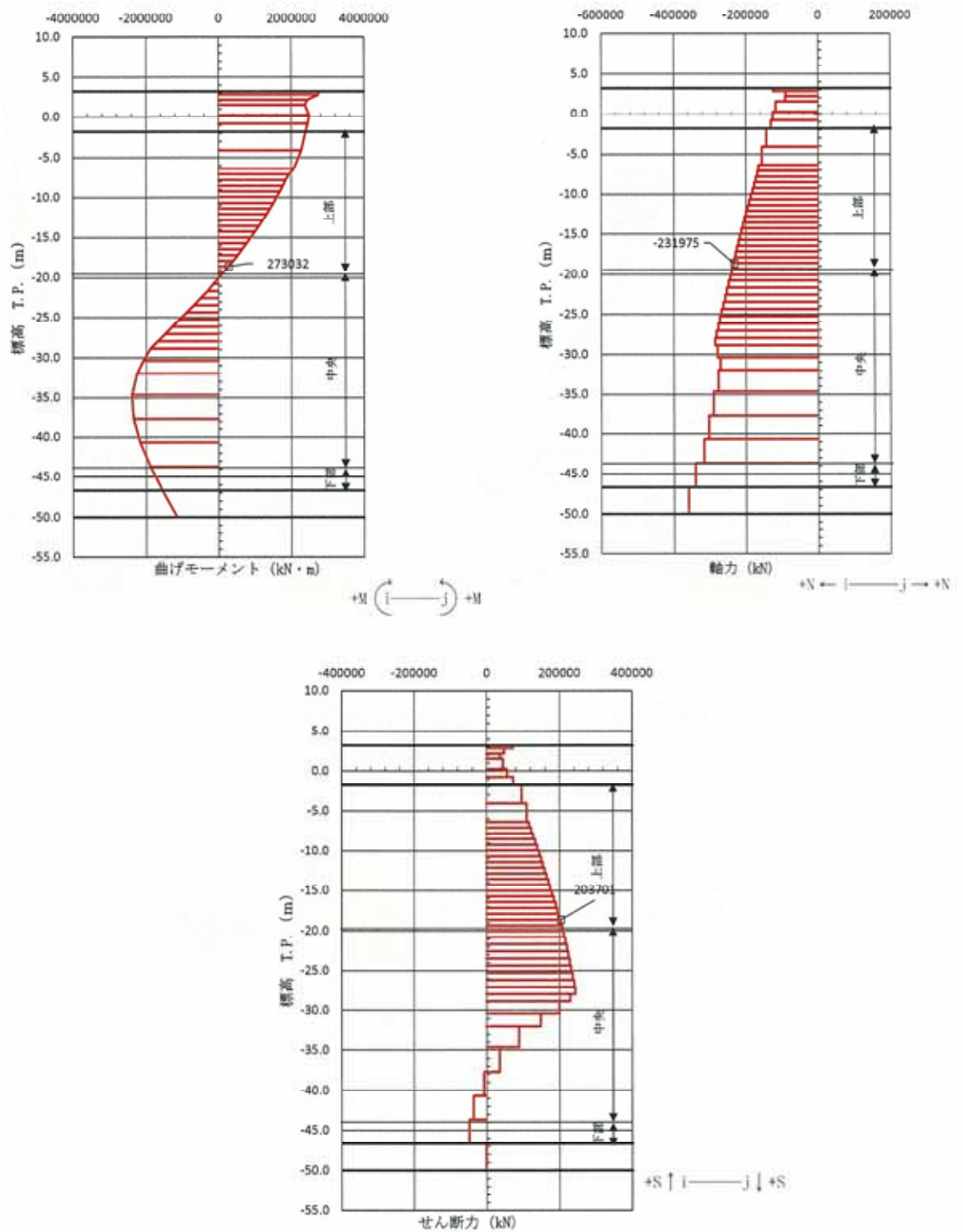


図 6.1-1 (8) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面南基礎 下部)

($S_s - D1 [H-, V+]$ $t = 23.37$ 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)



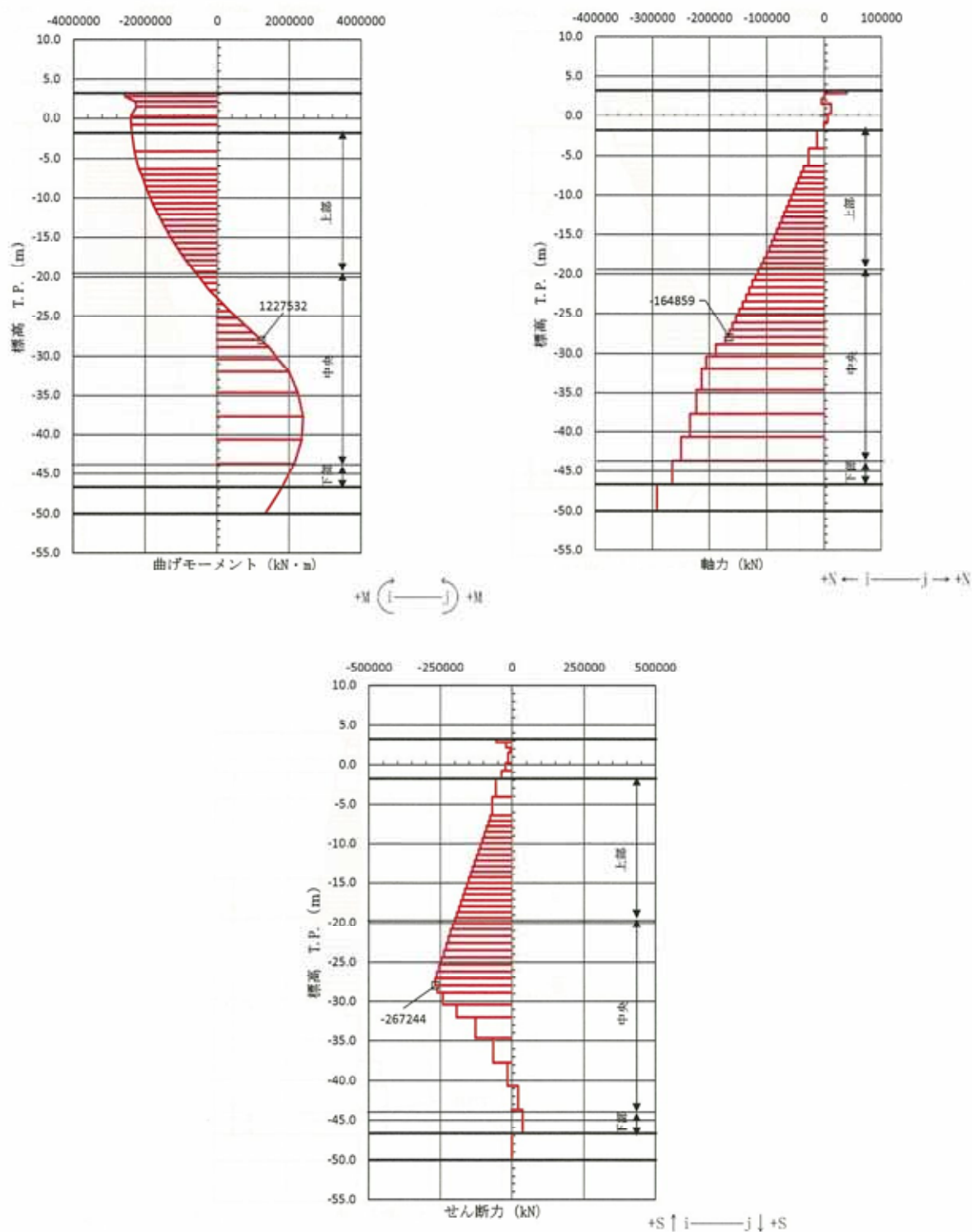
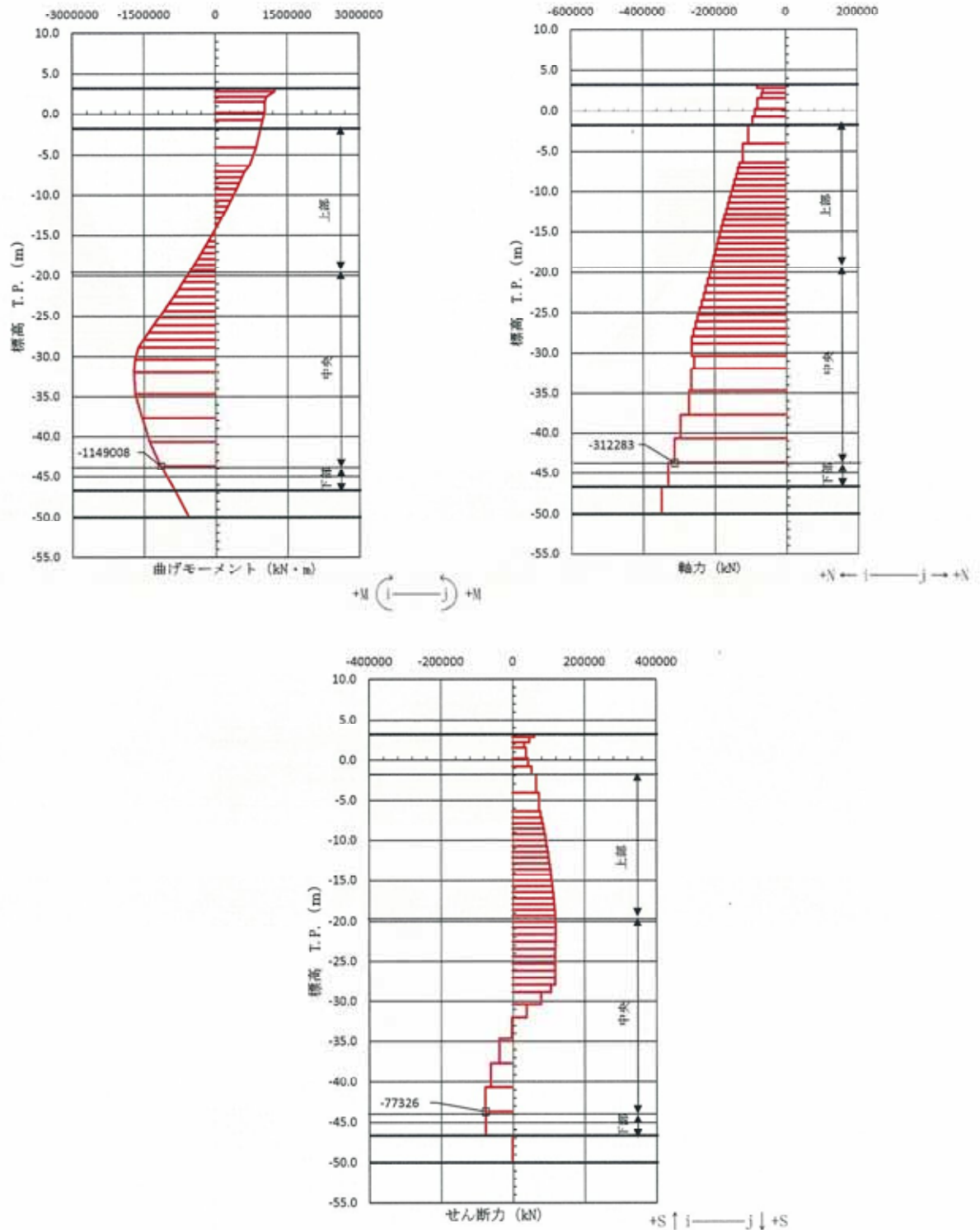
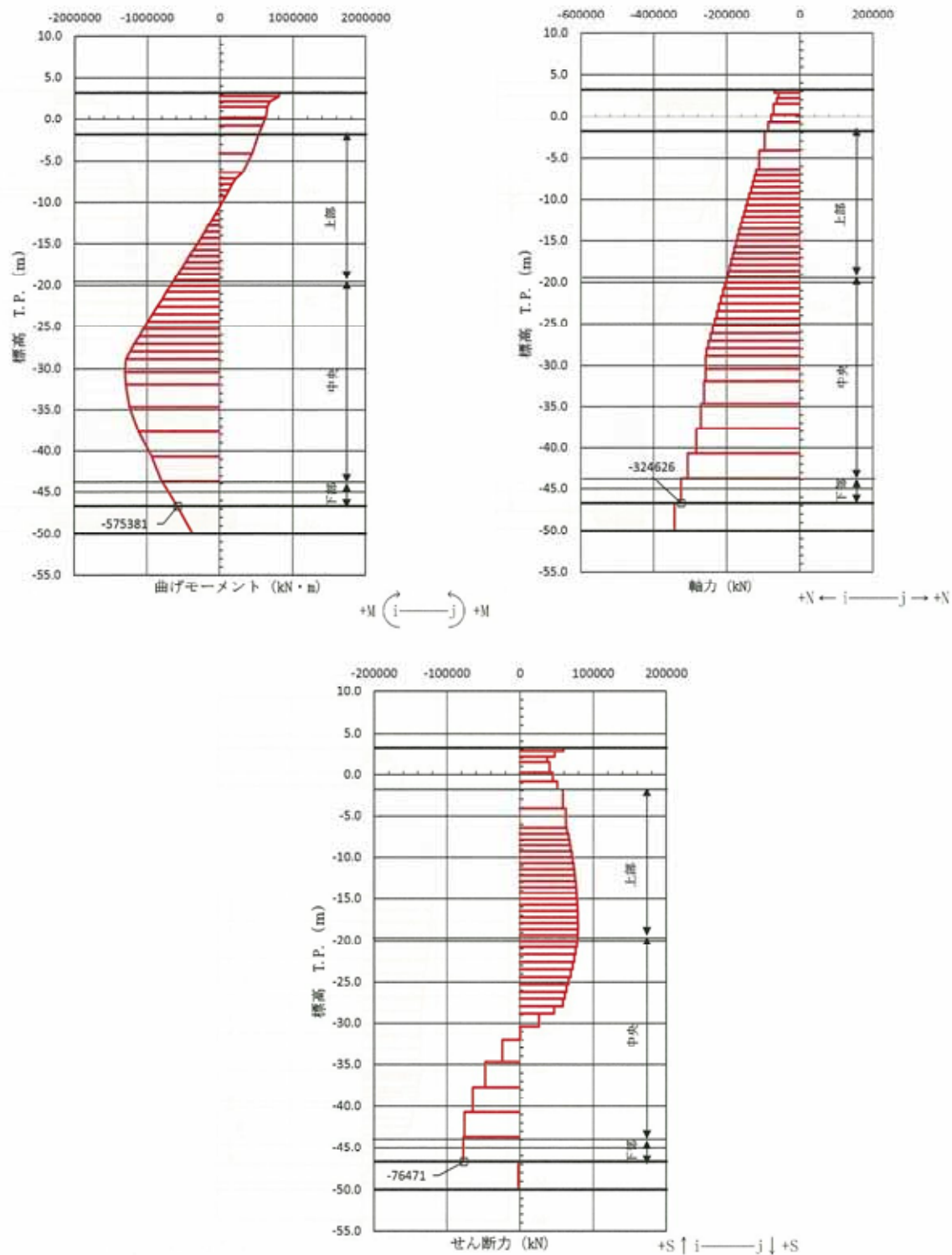
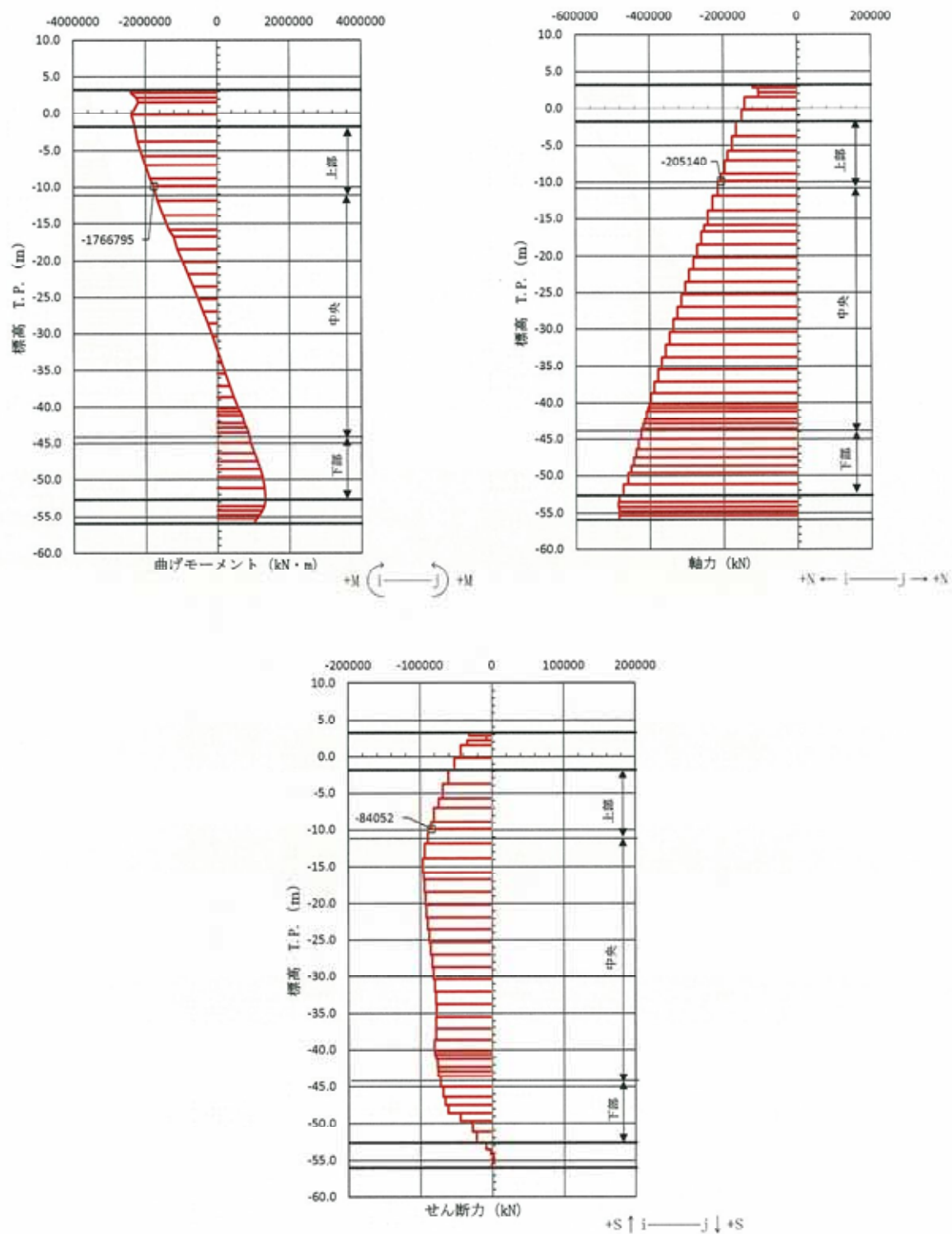


図 6.1-1 (10) 鉄筋コンクリートのせん断が最も厳しい時刻の断面力
 (①-①断面南基礎 中央 (上))
 ($S_s - D1$ [H-, V+] $t = 26.99$ s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)







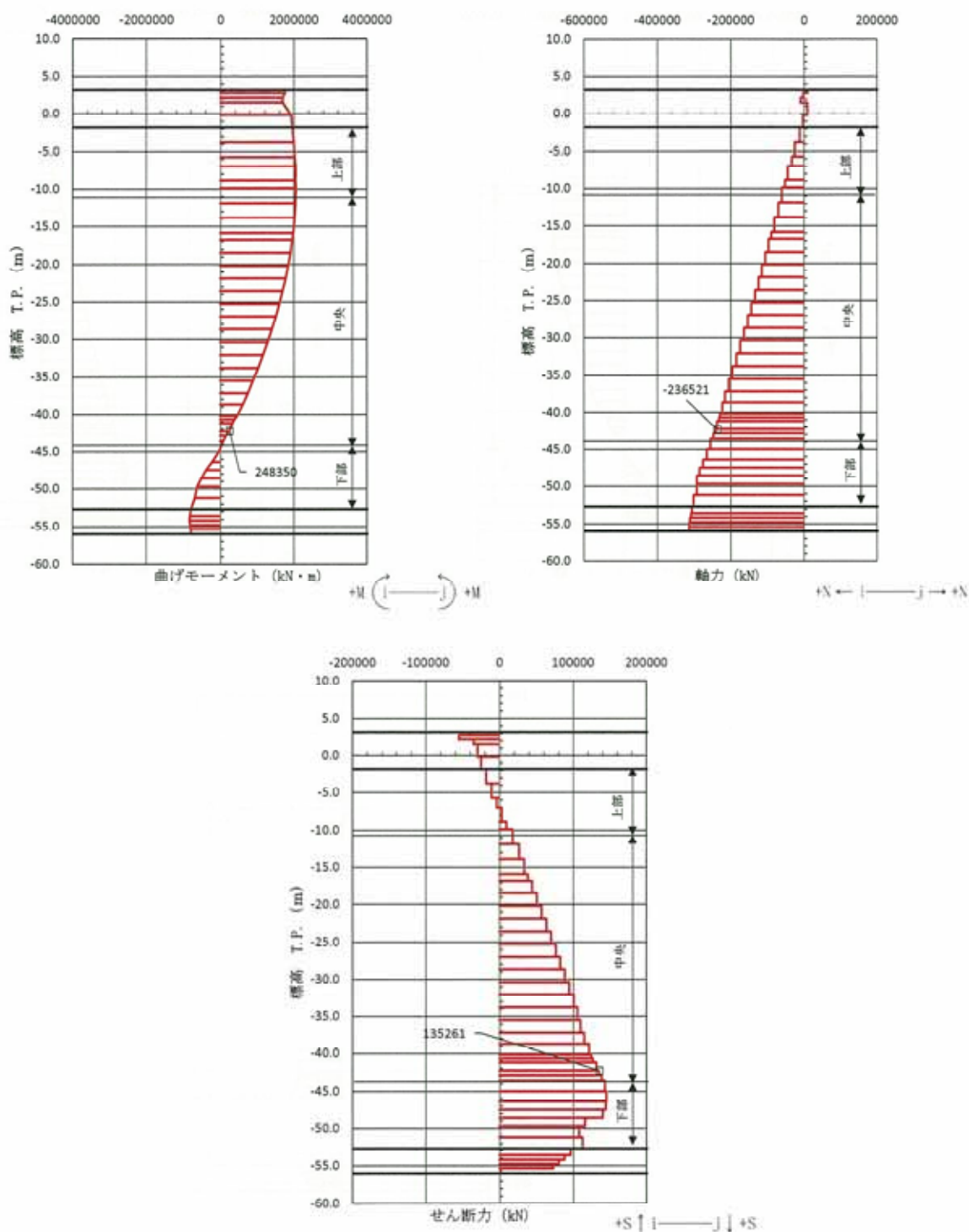
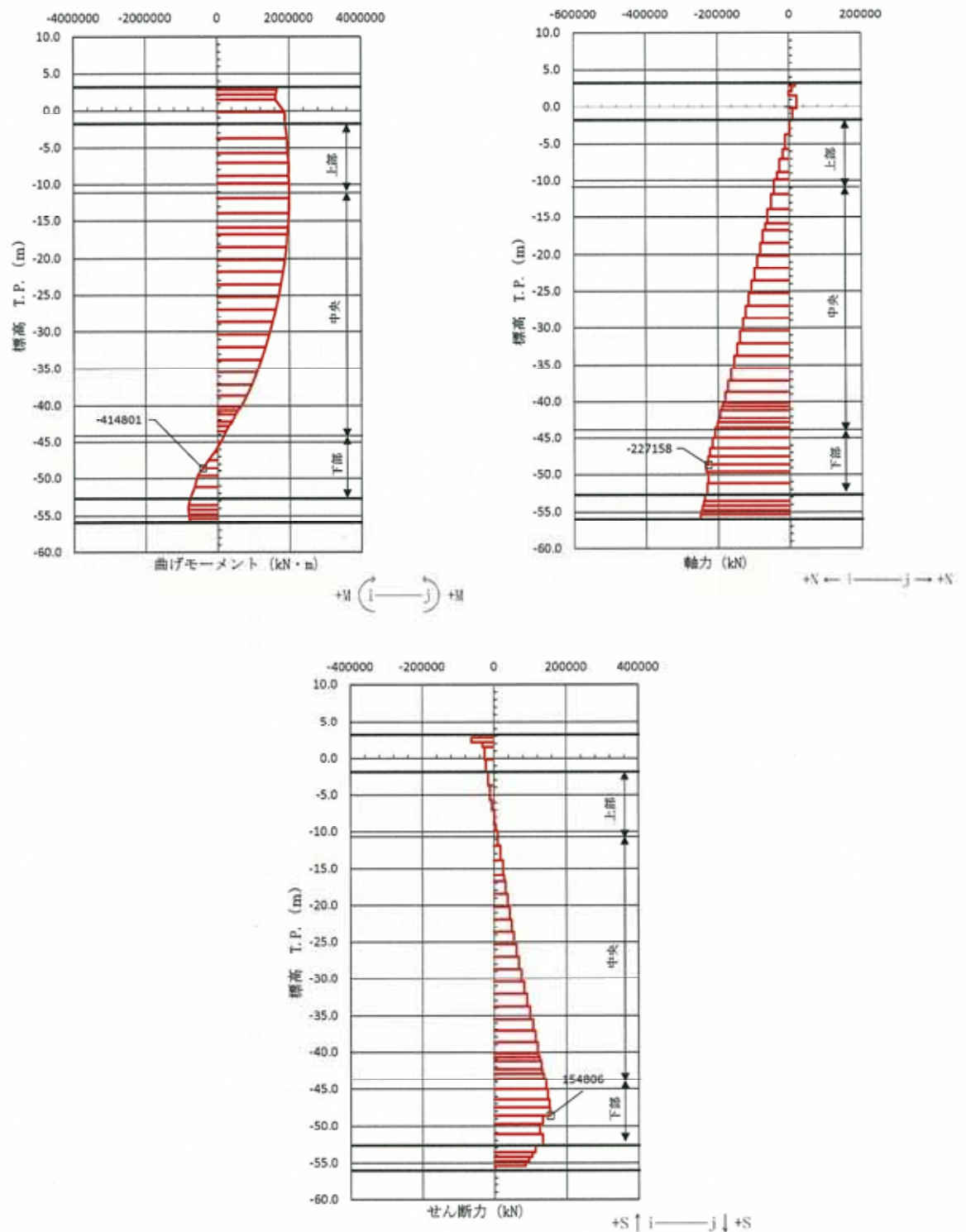


図 6.1-1 (14) 鉄筋コンクリートのせん断が最も厳しい時刻の断面力
 (①-①断面北基礎 中央)
 ($S_s - D1 [H+, V+]$ $t = 23.26 \text{ s}$)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



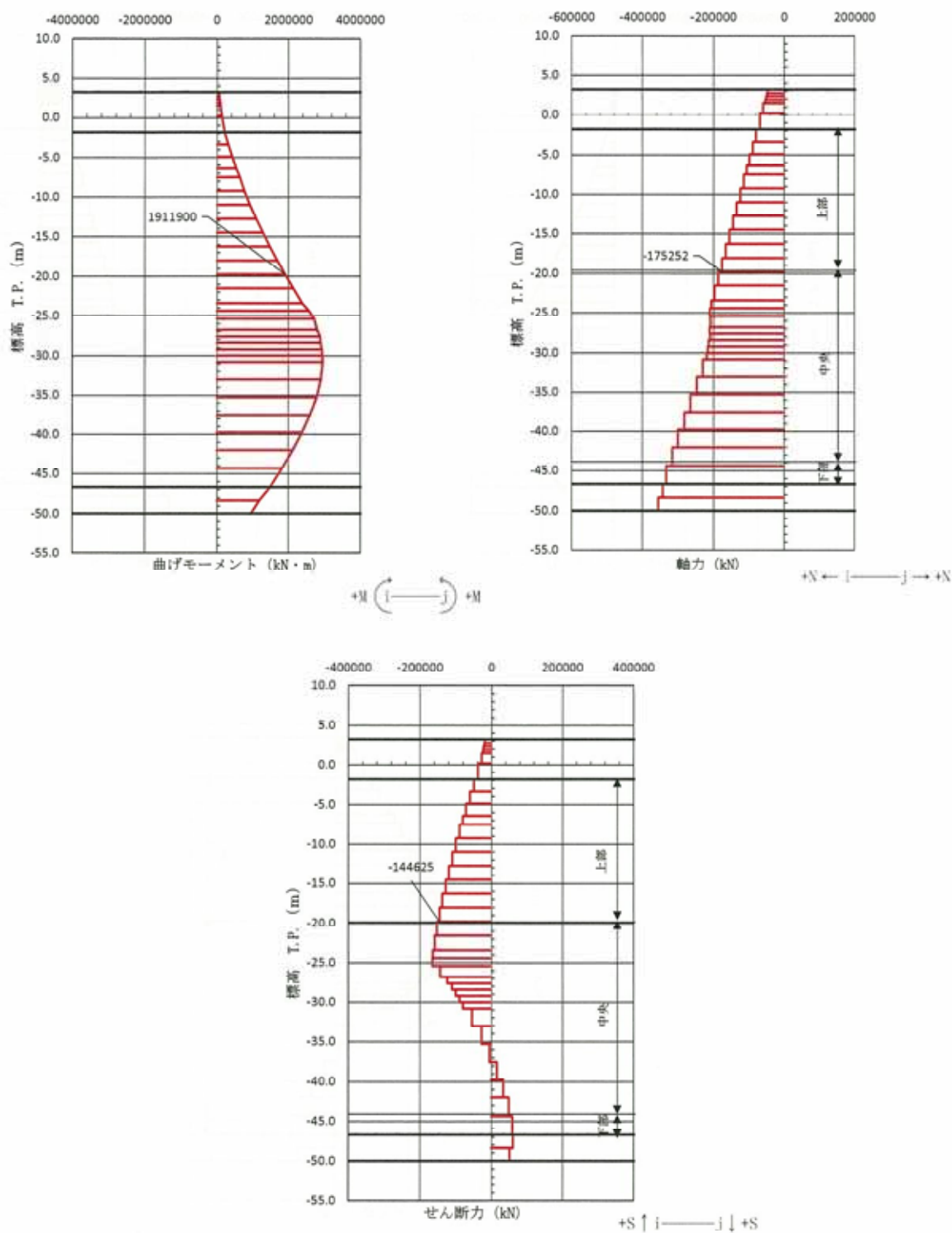


図 6.1-1 (16) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 上部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 8.83 \text{ s})$
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

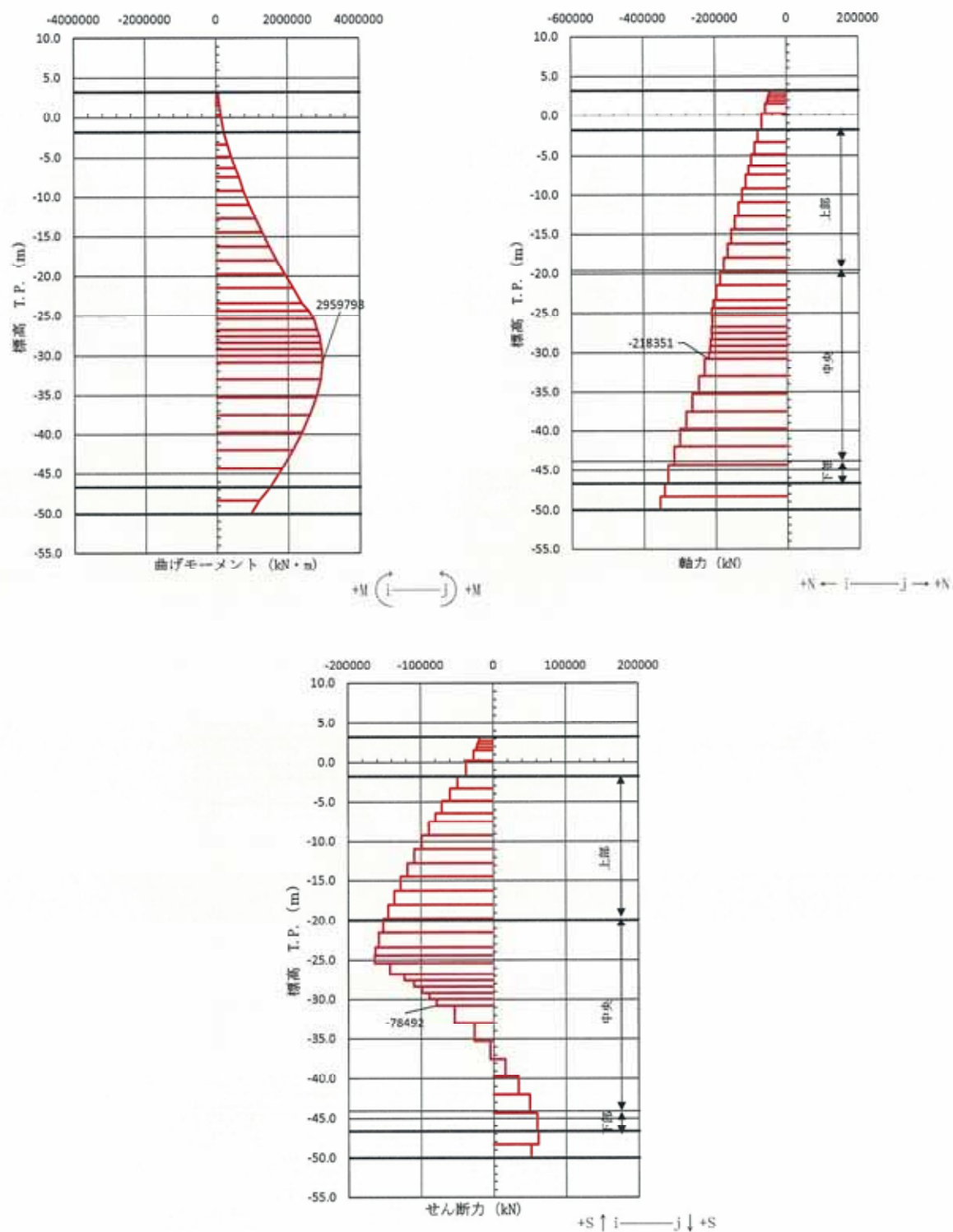


図 6.1-1 (17) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（③-③断面南基礎 中央）
 $(S_s - 31 [H+, V+] t = 8.83 \text{ s})$
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

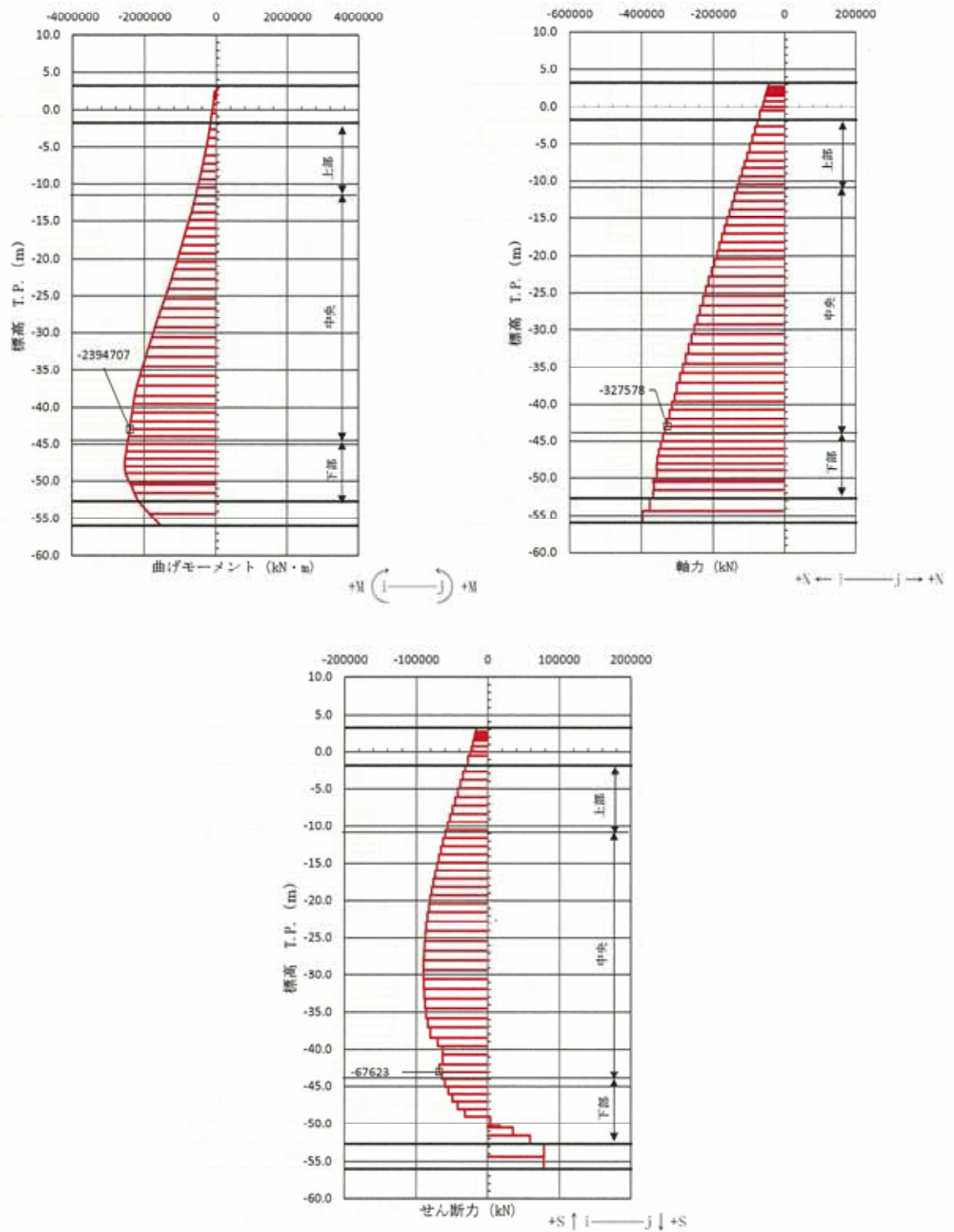
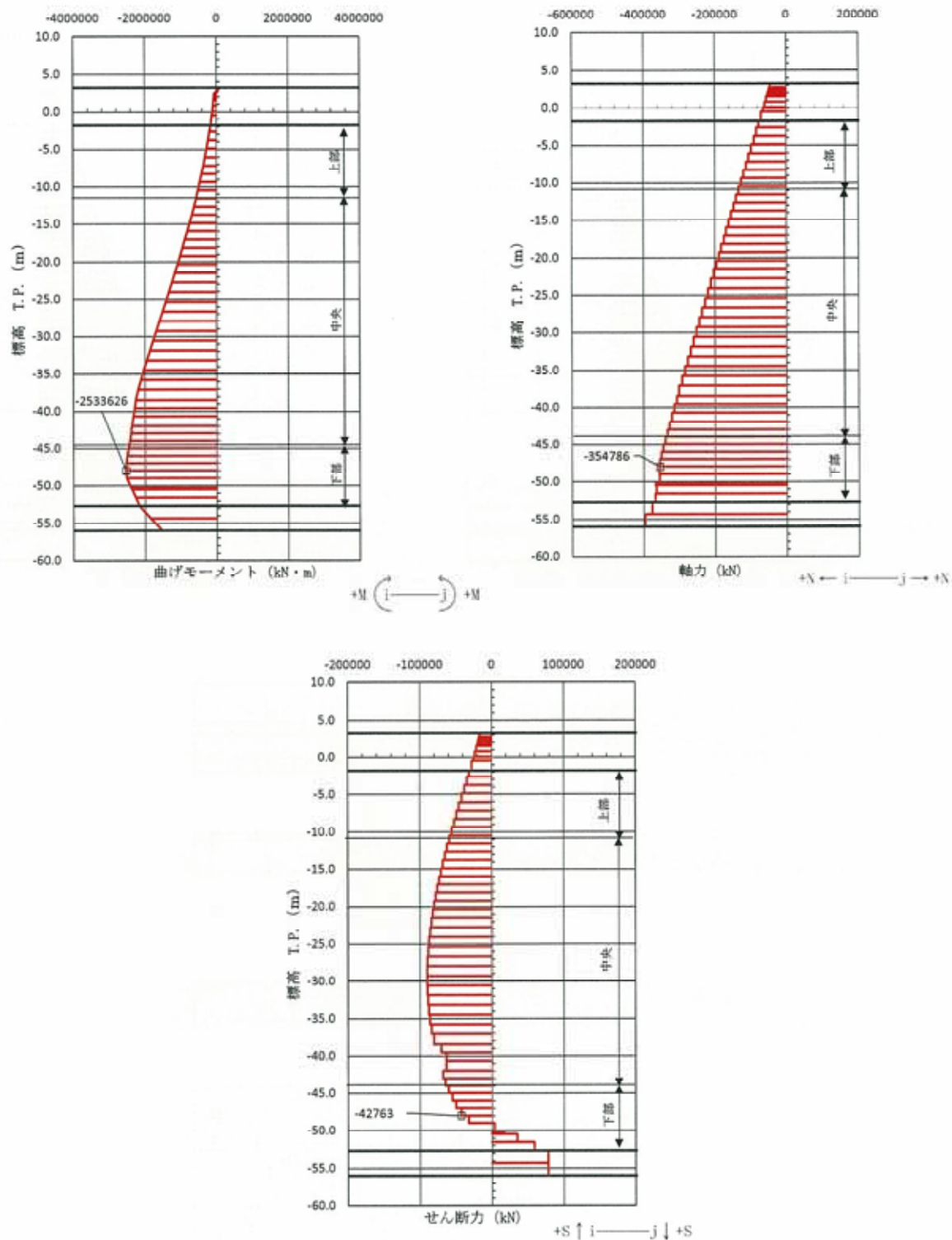
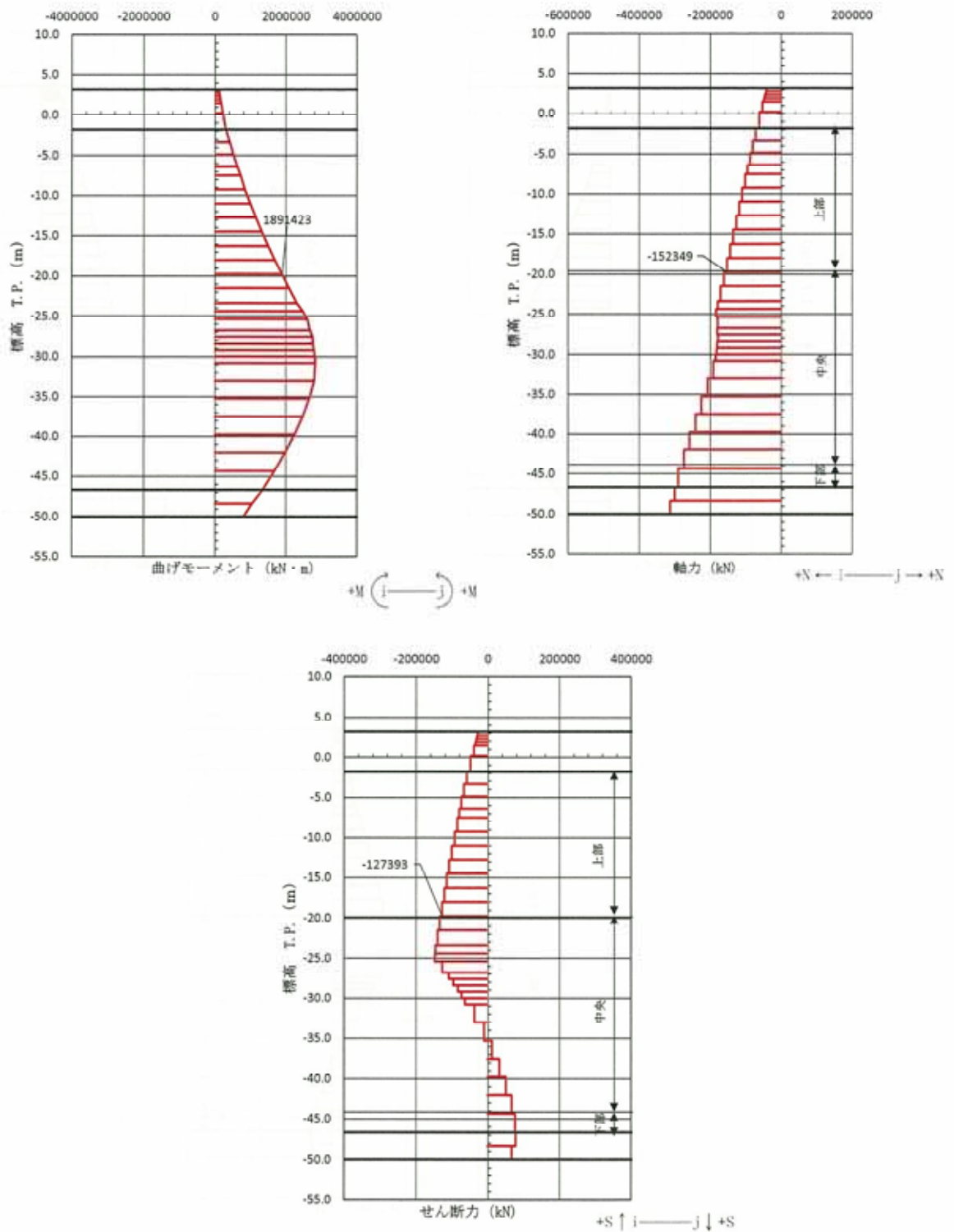


図 6.1-1 (18) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面北基礎 中央)
 $(S_s - 3.1 \text{ [H+, V+]} t = 8.92 \text{ s})$
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





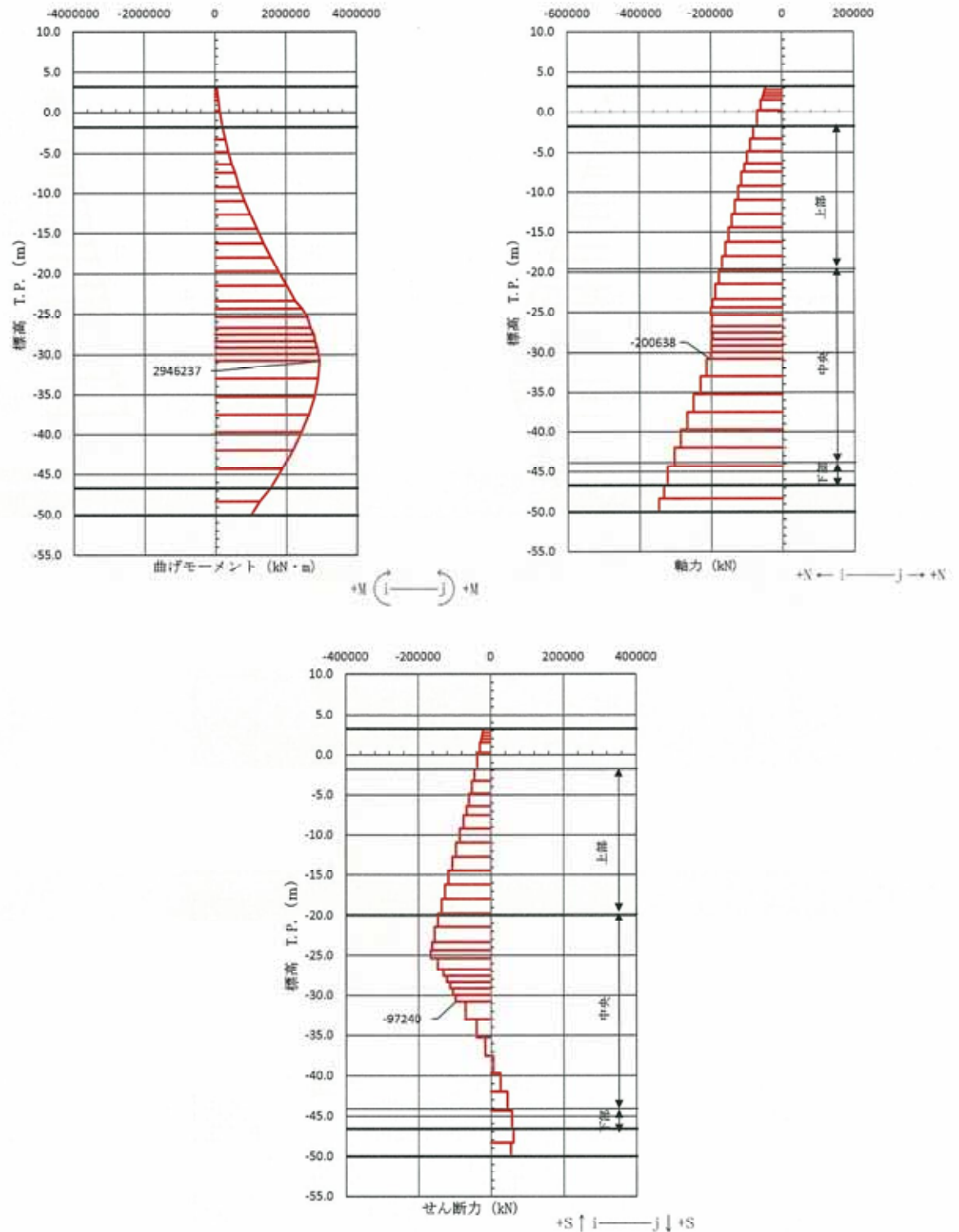
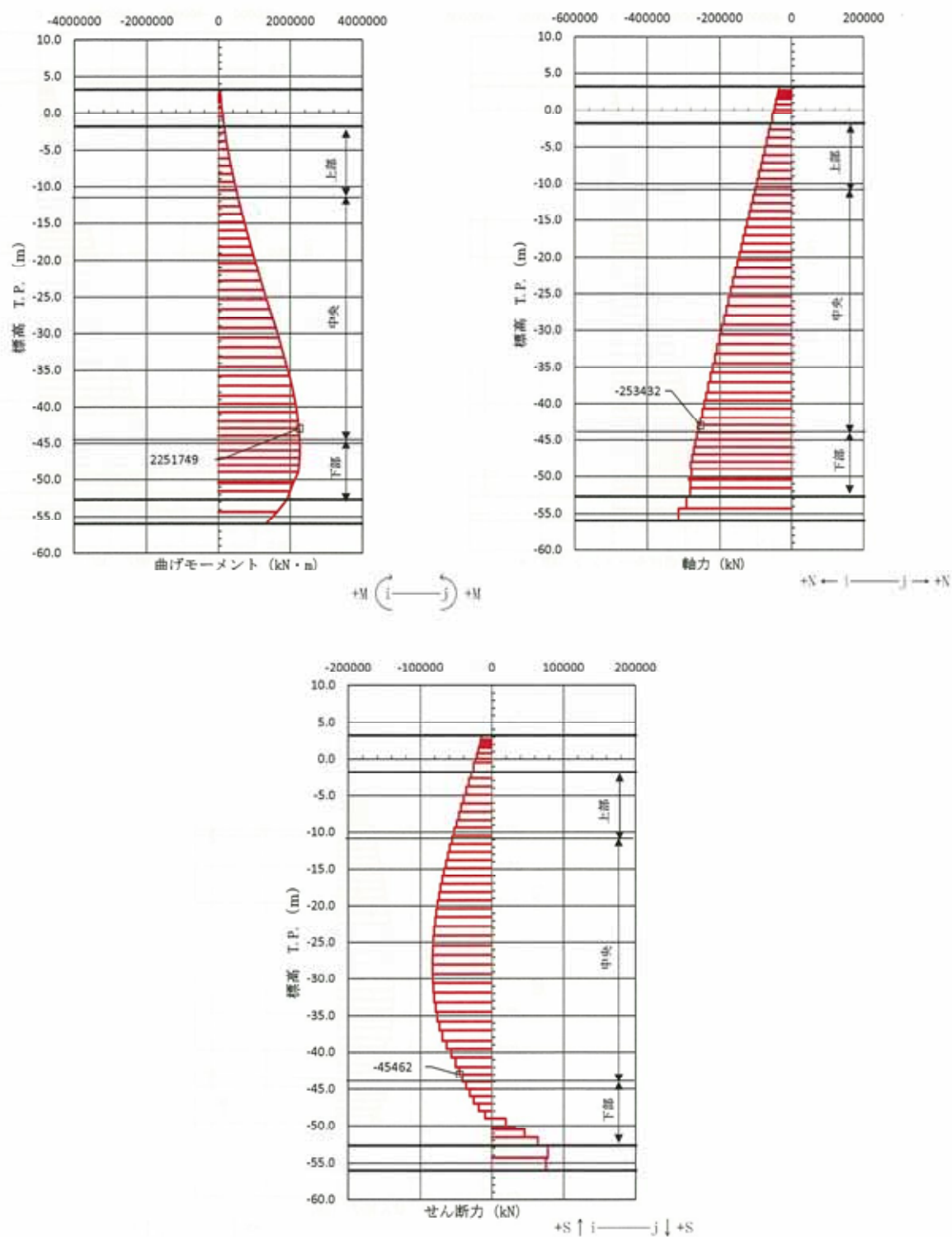
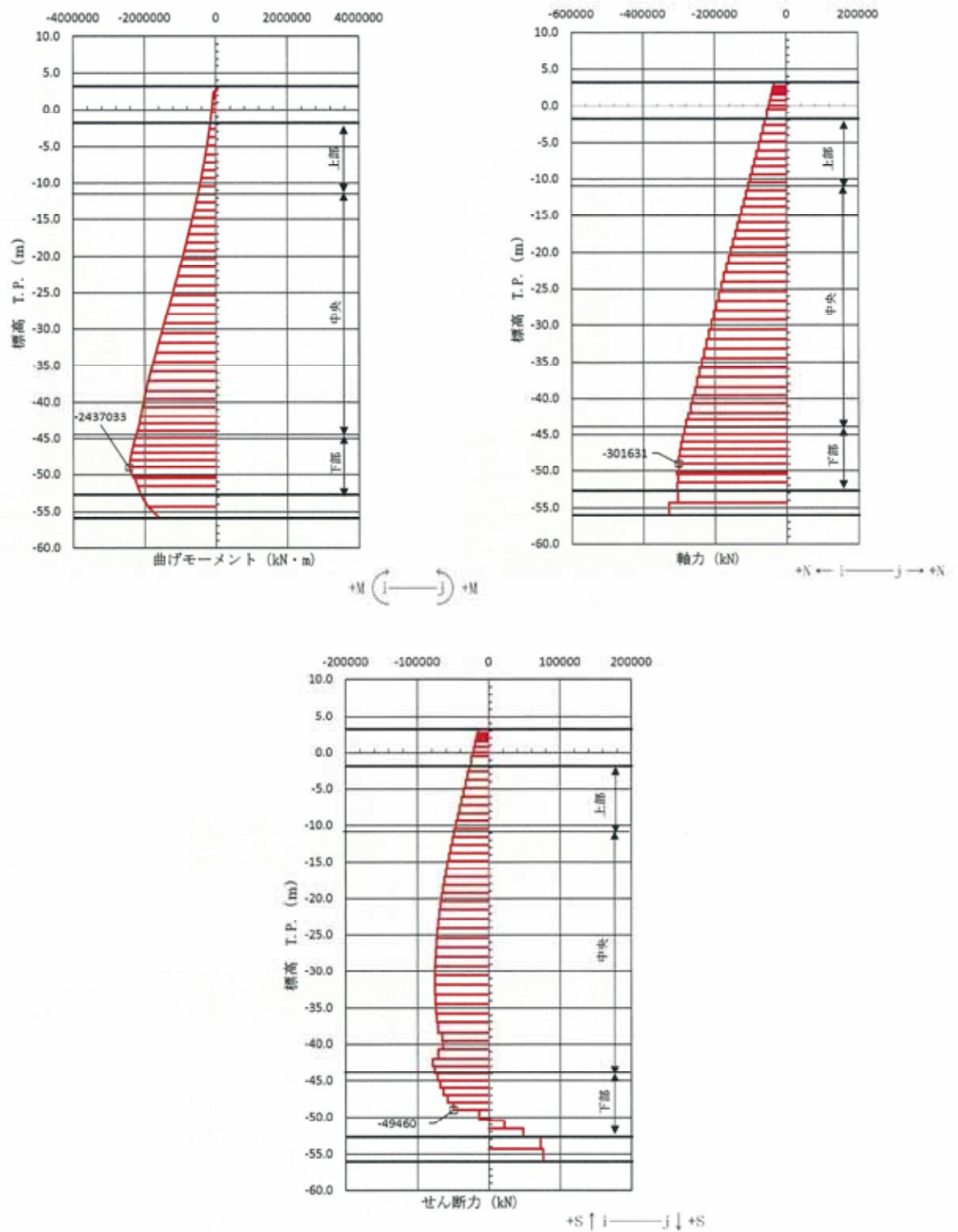


図 6.1-1 (21) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (③-③断面南基礎 中央)

($S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.83$ 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)





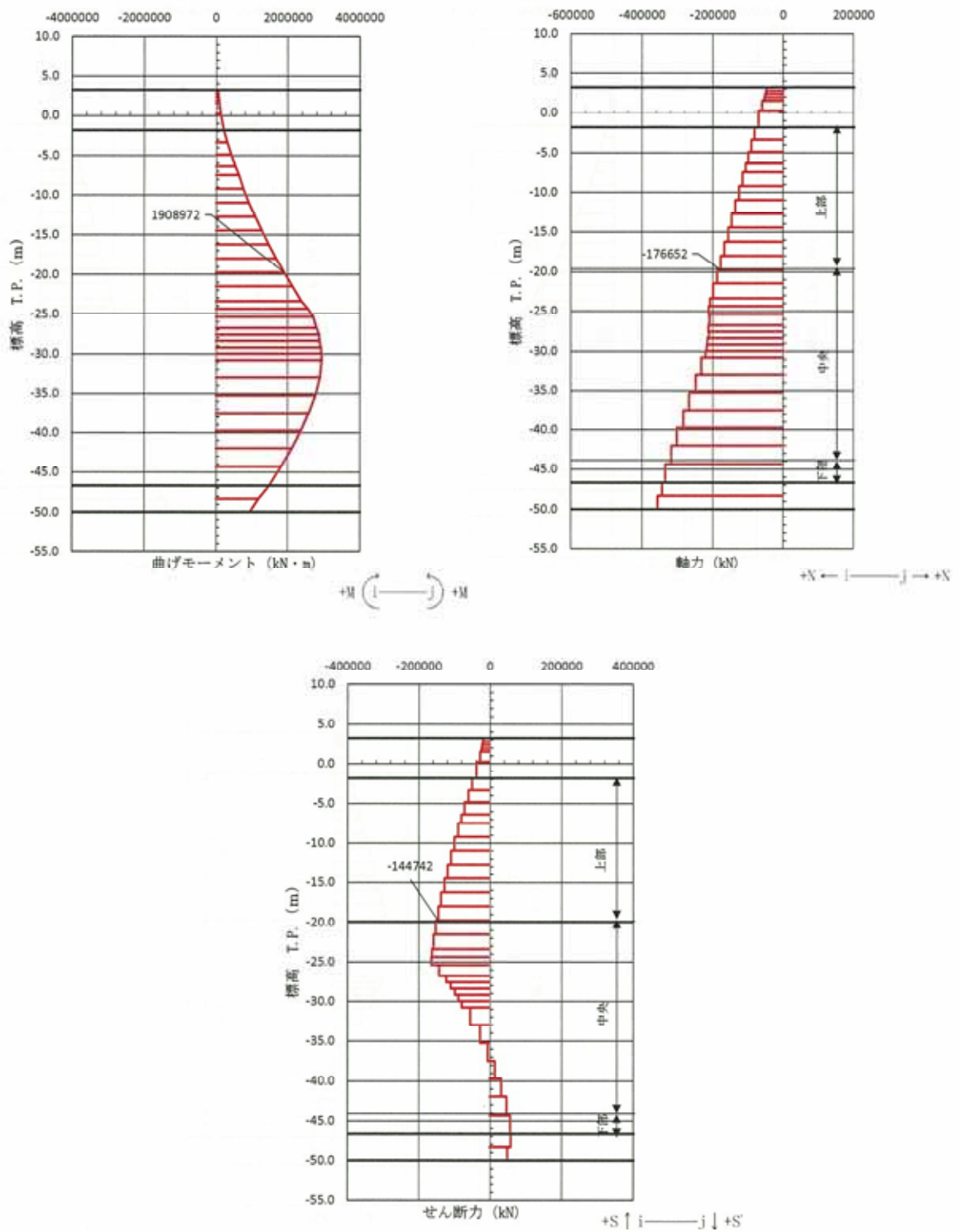
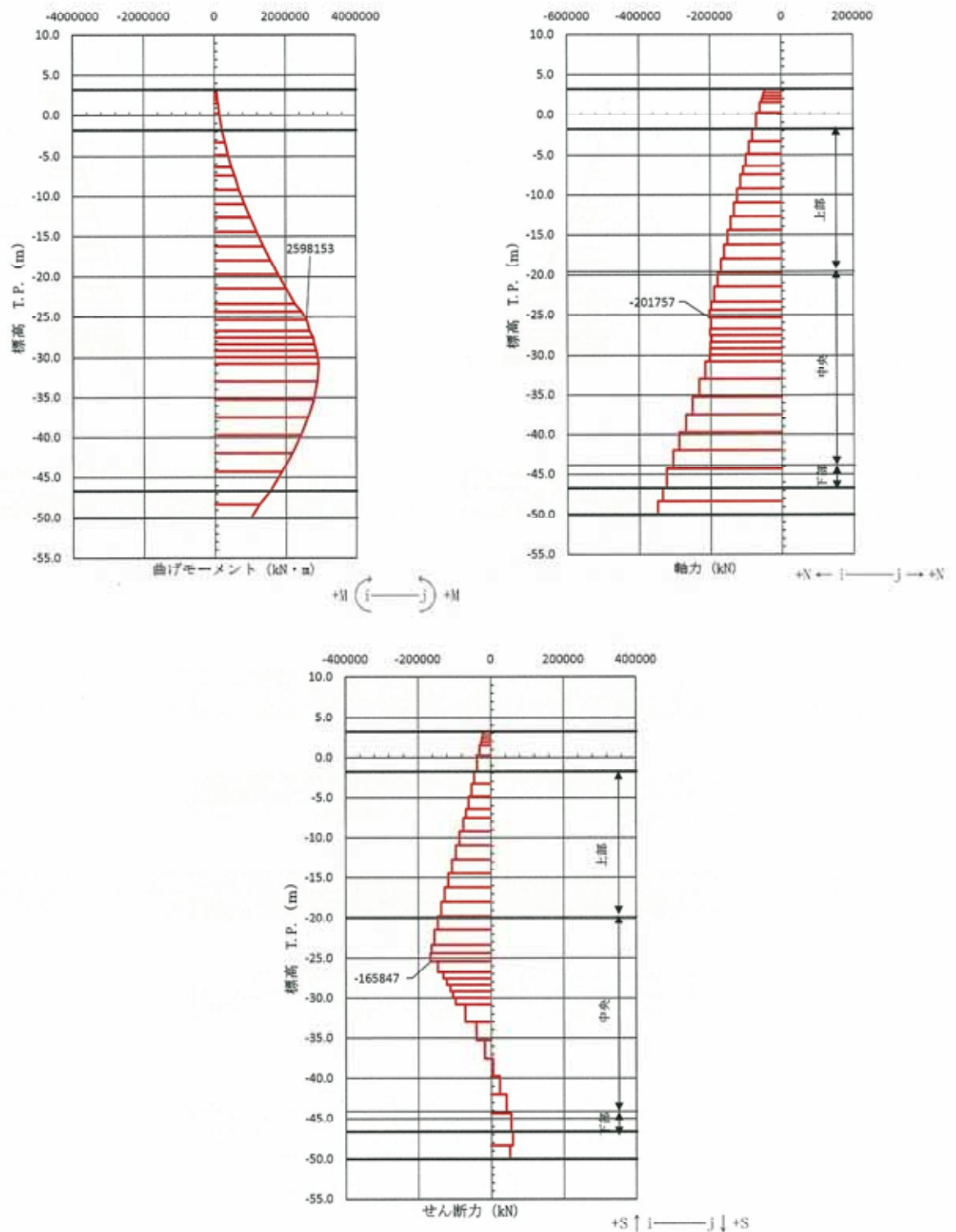


図 6.1-1 (24) 鉄筋コンクリートのせん断が最も厳しい時刻の断面力
 (③-③断面南基礎 上部)
 (S_s-31 [H+, V+] $t=8.82$ s)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



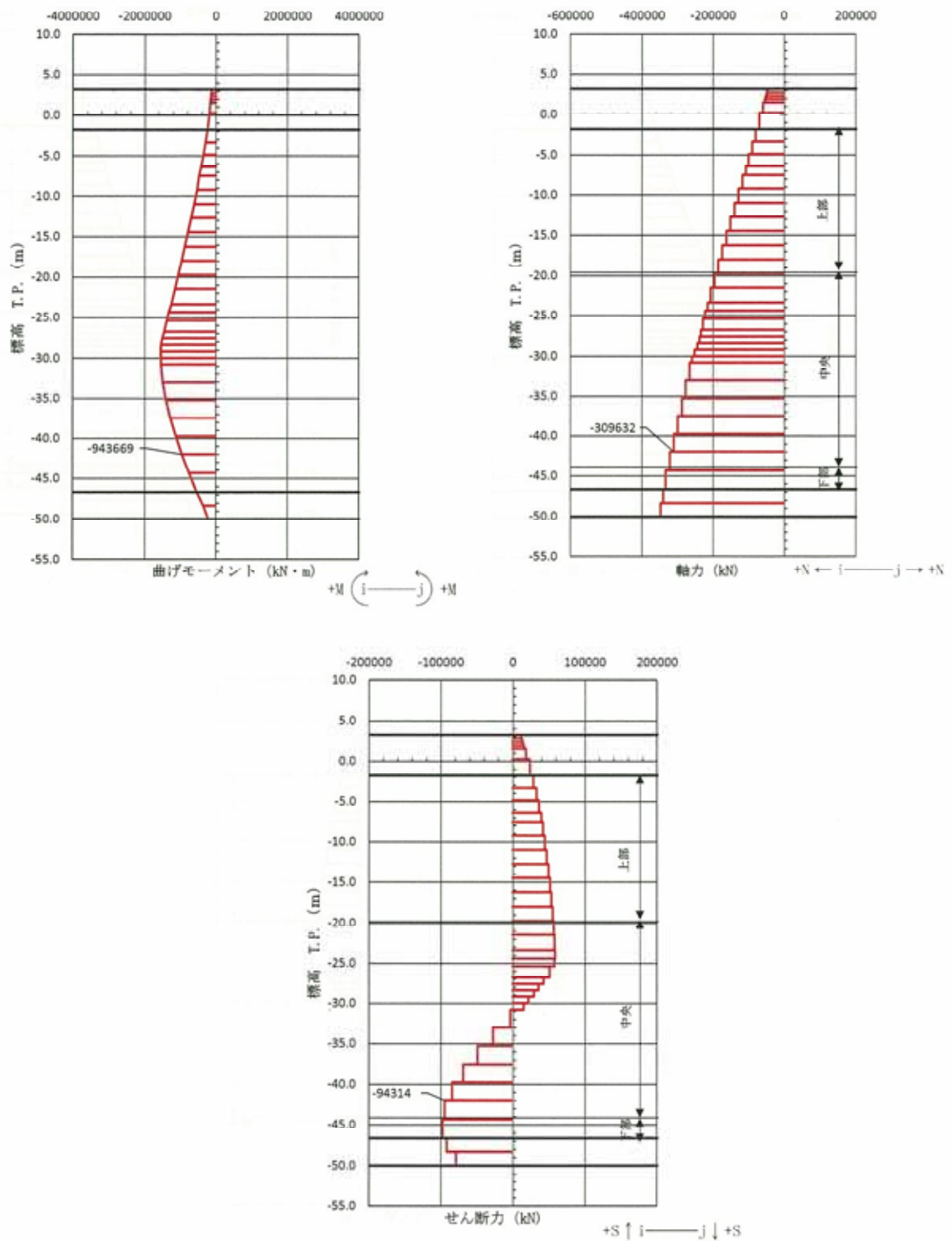
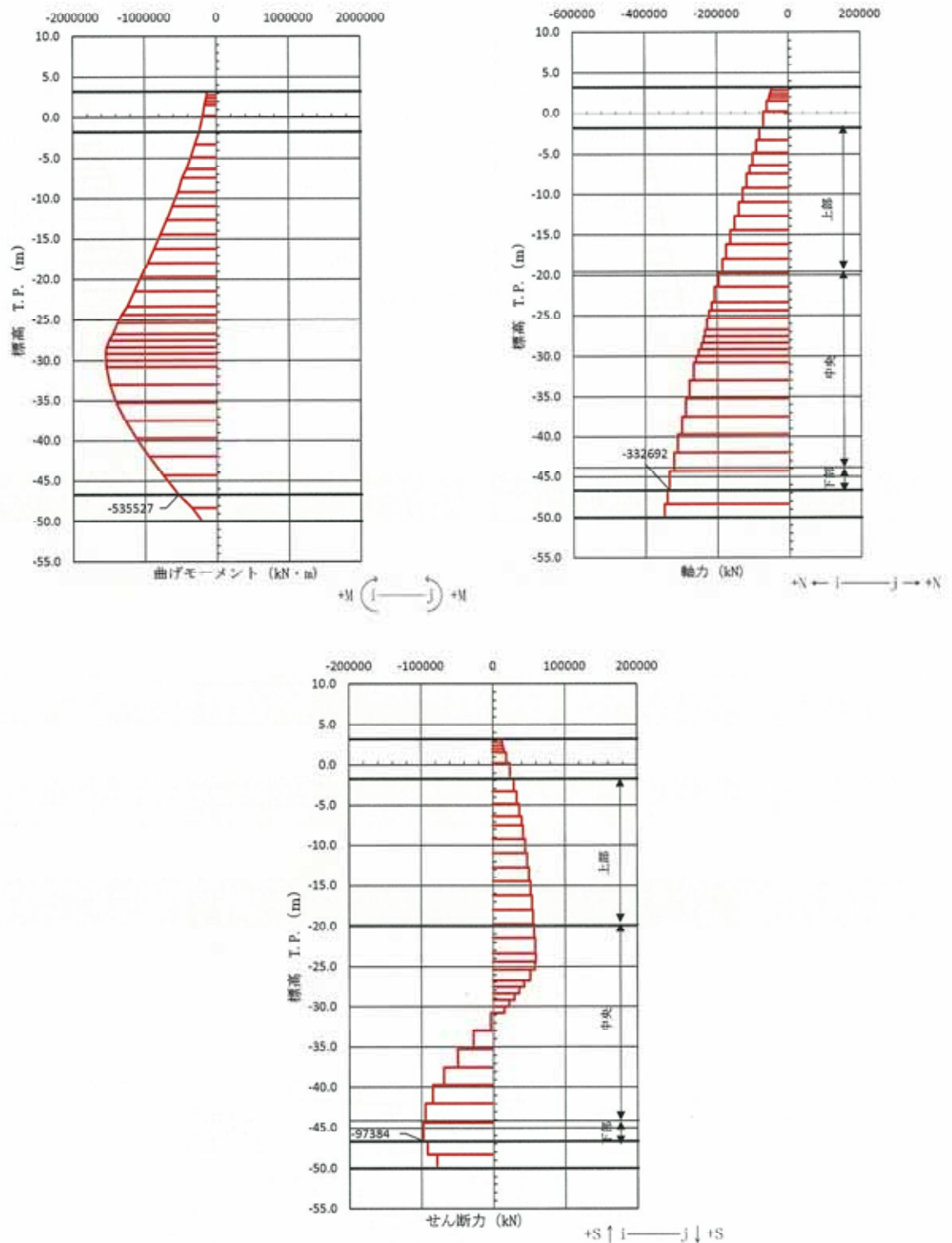
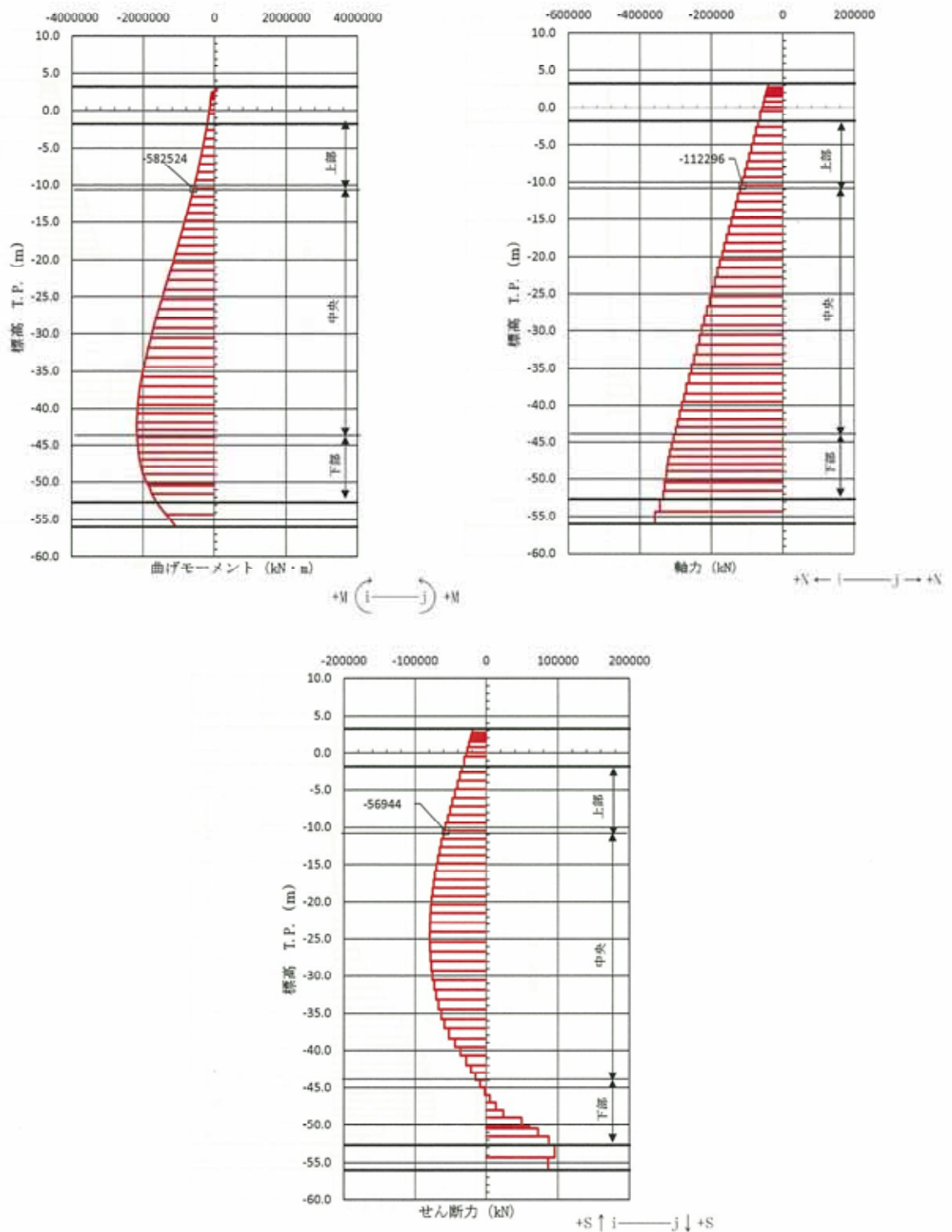
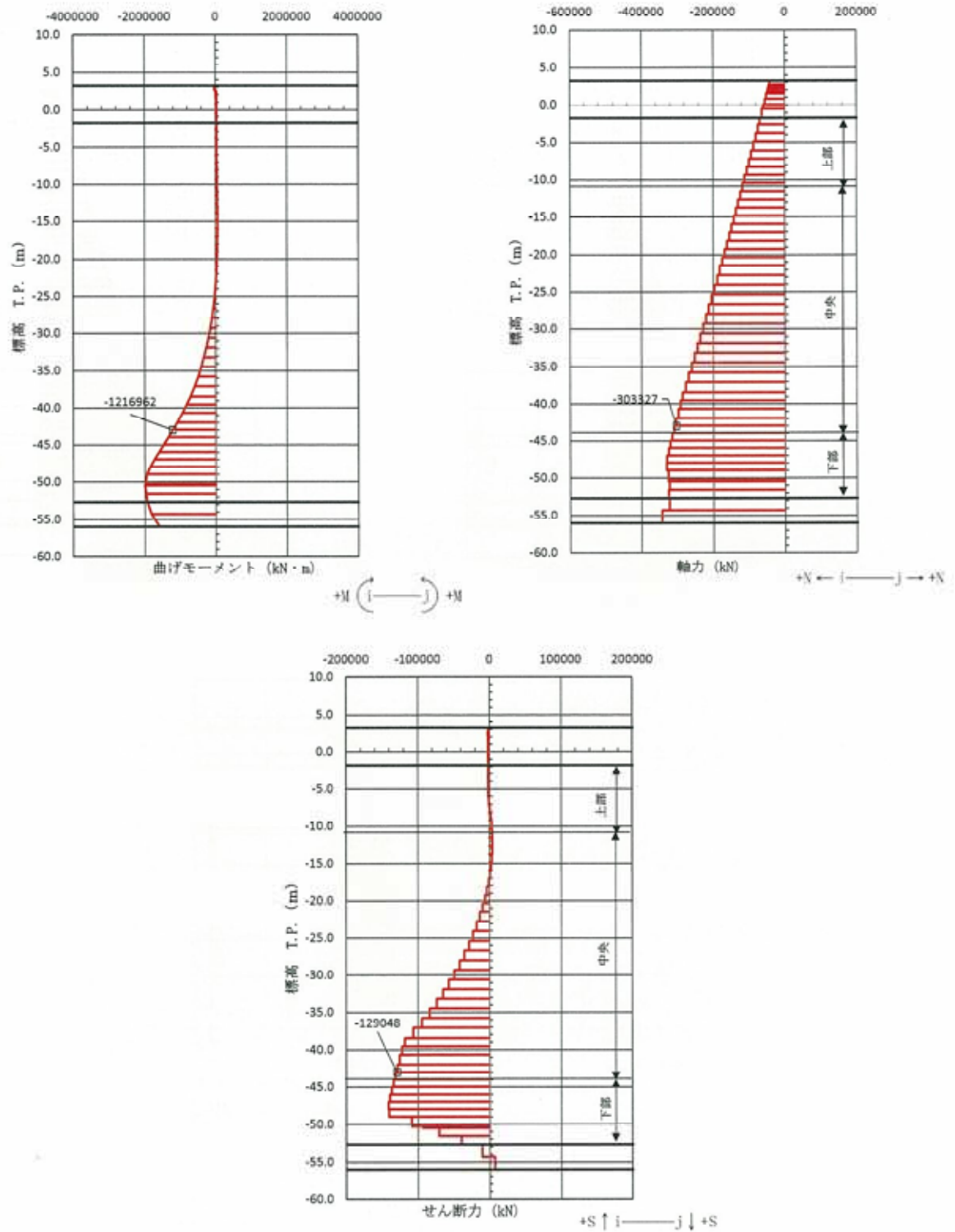
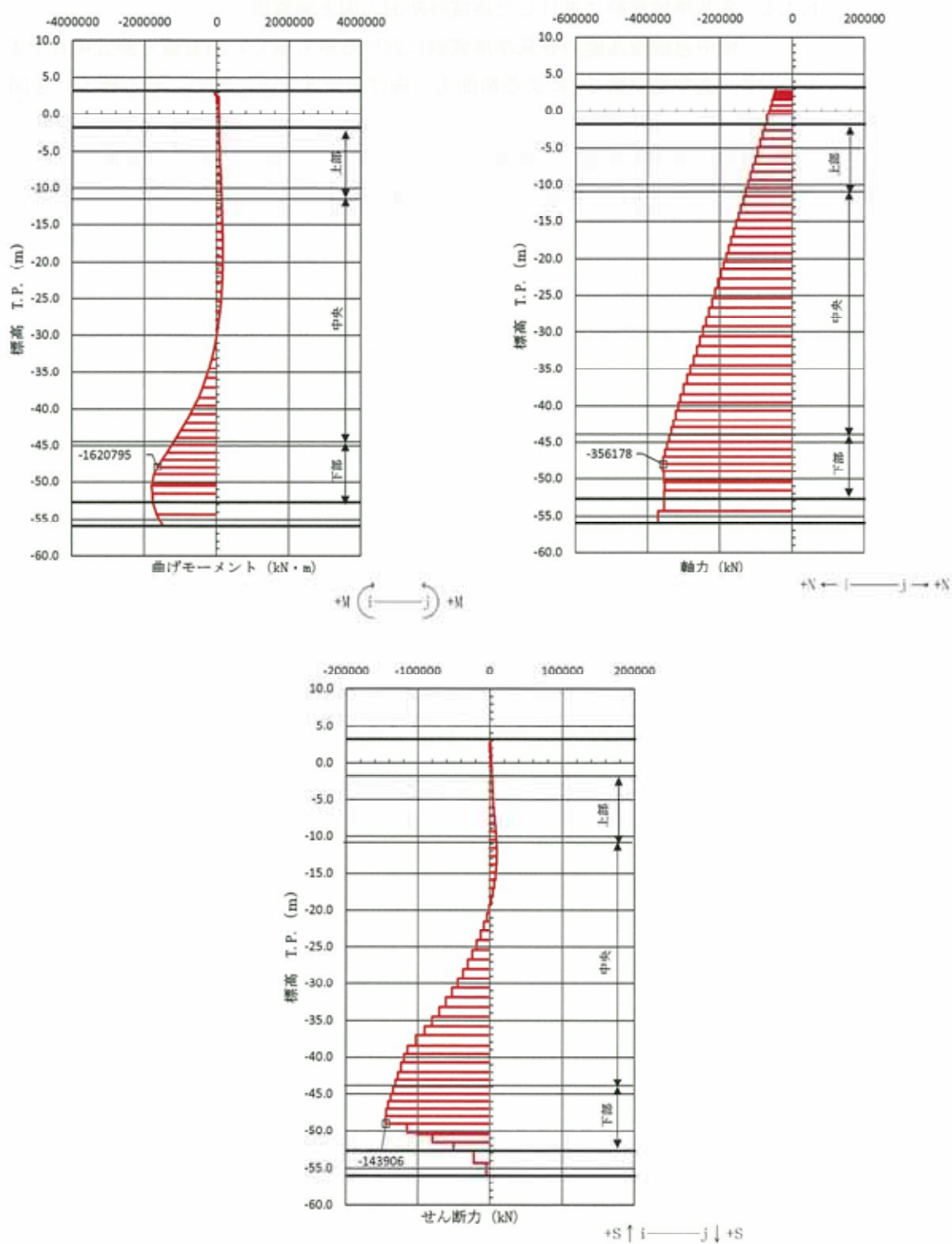


図 6.1-1 (26) 鉄筋コンクリートのせん断が最も厳しい時刻の断面力
 (③-③断面南基礎 中央 (下))
 ($S_s - D1$ [H-, V+] $t = 53.69$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)









6.1.2 各基準地震動に着目した地震時断面力図と照査値

地中連続壁基礎の各基準地震動における最も厳しい照査値と照査項目を表 6.1-3 に示す。基準地震動 S_0 による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6.1-2 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 6.1-3 (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及び評価位置
(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	S _s -D 1	H+, V+	①-①断面	0.67	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -D 1	H+, V-	①-①断面	0.67	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -D 1	H-, V+	①-①断面	0.62	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -D 1	H-, V-	①-①断面	0.62	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 1		①-①断面	0.43	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 2		①-①断面	0.54	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 3		①-①断面	0.52	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 4		①-①断面	0.37	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -2 1		①-①断面	0.52	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -2 2		①-①断面	0.40	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -3 1	H+, V+	①-①断面	0.64	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -3 1	H-, V+	①-①断面	0.69	せん断力	上部	南基礎

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

表 6.1-3 (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及び評価位置
(③-③断面)

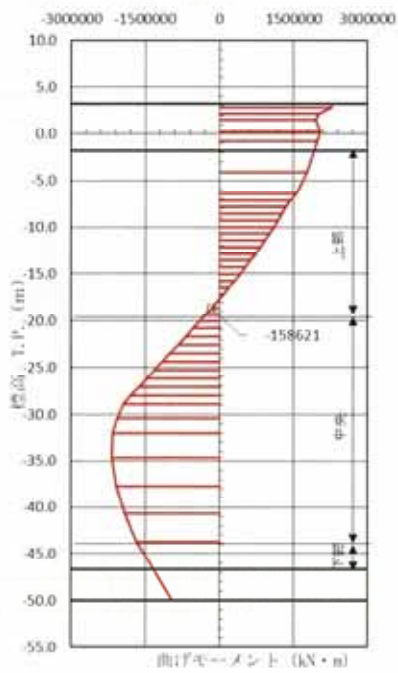
検討 ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目			
				照査値	照査項目	照査位置	基礎
①	S _s -D 1	H+, V+	③-③断面	0.44	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -D 1	H+, V-	③-③断面	0.43	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -D 1	H-, V+	③-③断面	0.48	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -D 1	H-, V-	③-③断面	0.48	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 1		③-③断面	0.30	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 2		③-③断面	0.30	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 3		③-③断面	0.34	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -1 4		③-③断面	0.30	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -2 1		③-③断面	0.36	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -2 2		③-③断面	0.31	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -3 1	H+, V+	③-③断面	0.52	せん断力	上部	南基礎
①	S _s -3 1	H-, V+	③-③断面	0.48	せん断力	上部	南基礎

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

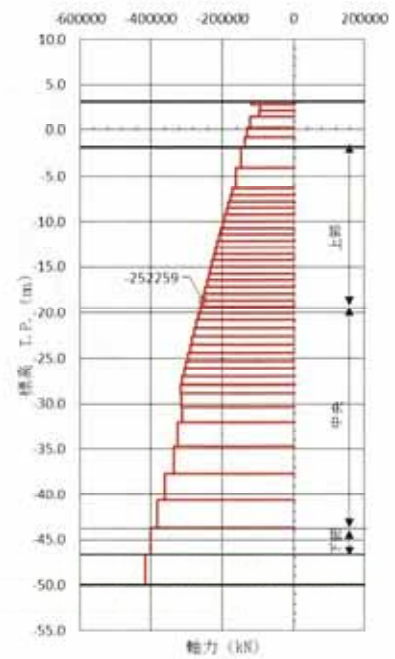
表 6.1-3 (3) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置
(②-②断面)

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	S _s -D 1	H+, V+	②-②断面	0.37	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -D 1	H+, V-	②-②断面	0.37	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -D 1	H-, V+	②-②断面	0.35	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -D 1	H-, V-	②-②断面	0.34	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -1 1		②-②断面	0.19	せん断力	中央部	北基礎
①	S _s -1 2		②-②断面	0.27	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -1 3		②-②断面	0.25	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -1 4		②-②断面	0.25	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -2 1		②-②断面	0.22	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -2 2		②-②断面	0.25	せん断力	下部	北基礎
①	S _s -3 1	H+, V+	②-②断面	0.28	コンクリートの 曲げ軸力	下部	北基礎
①	S _s -3 1	H-, V+	②-②断面	0.27	せん断力	下部	北基礎

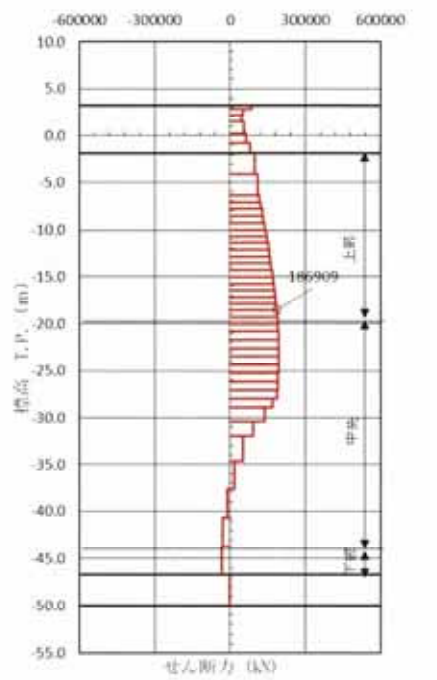
注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 6.1-2 (1) 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

(①-①断面南基礎 上部)

(S_s-D1 [H+, V+] $t=26.97$ 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)

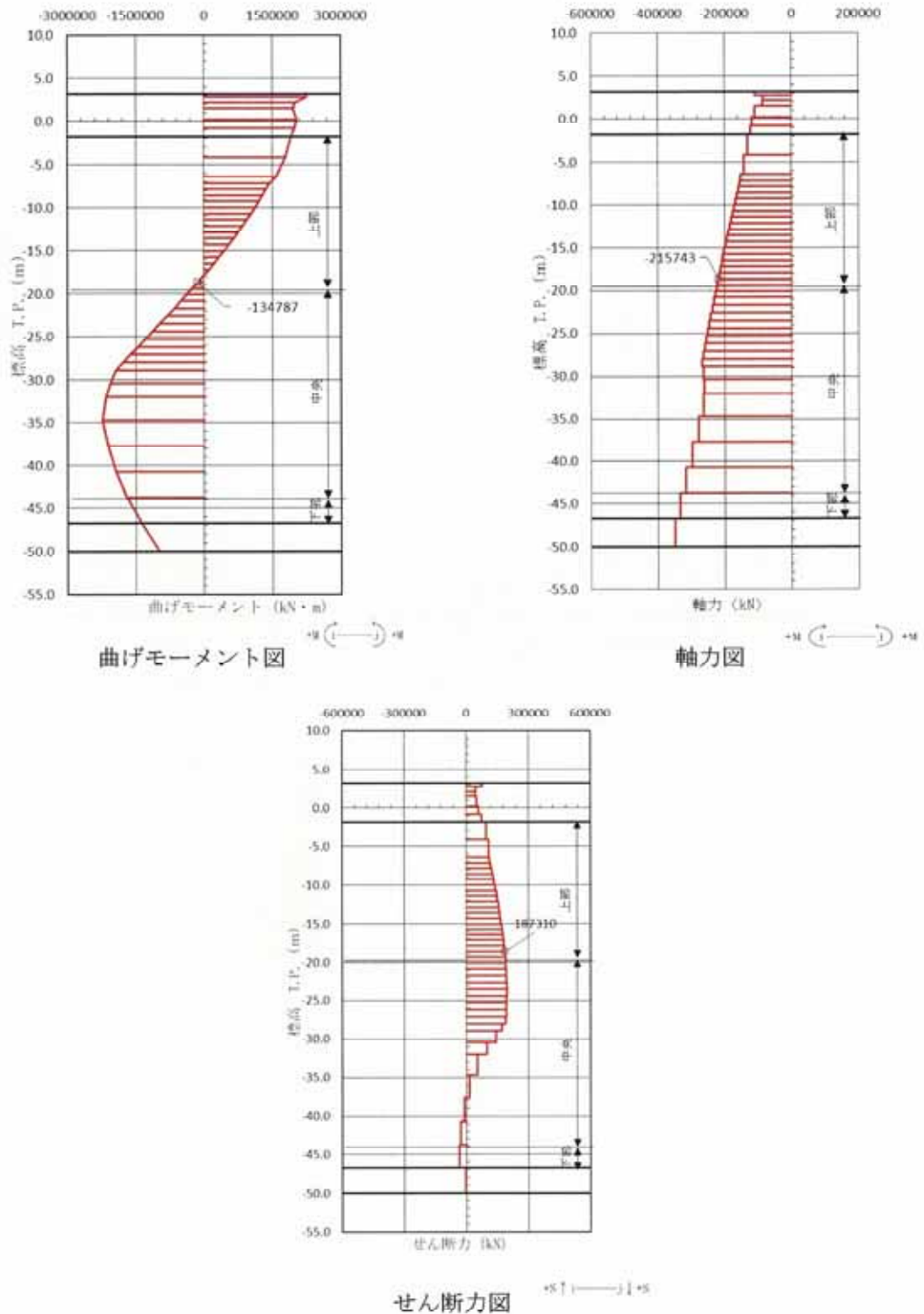


図 6.1-2 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
 (①-①断面南基礎 上部)
 (S_s-D1 [H+, V-], $t = 26.97$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

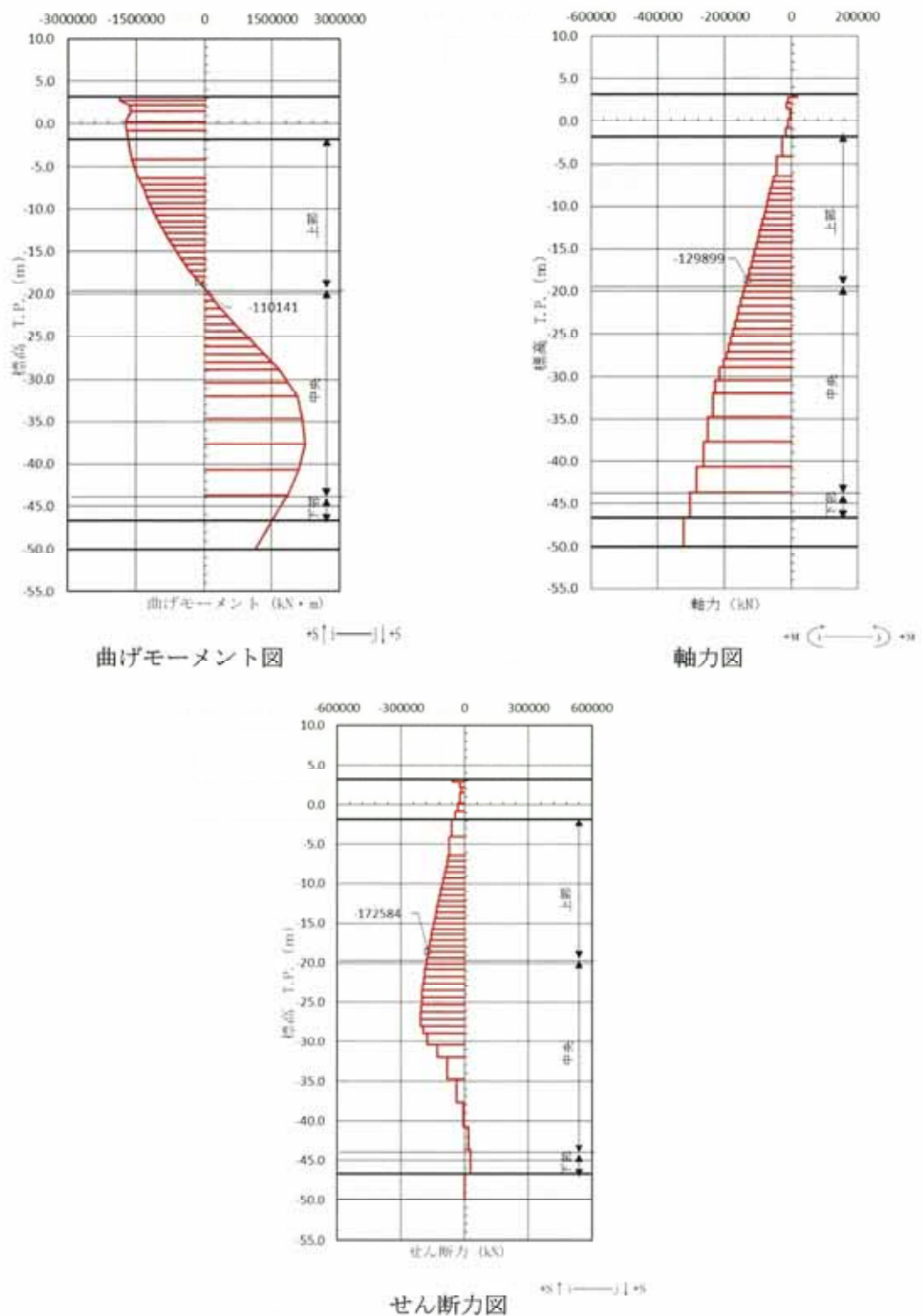
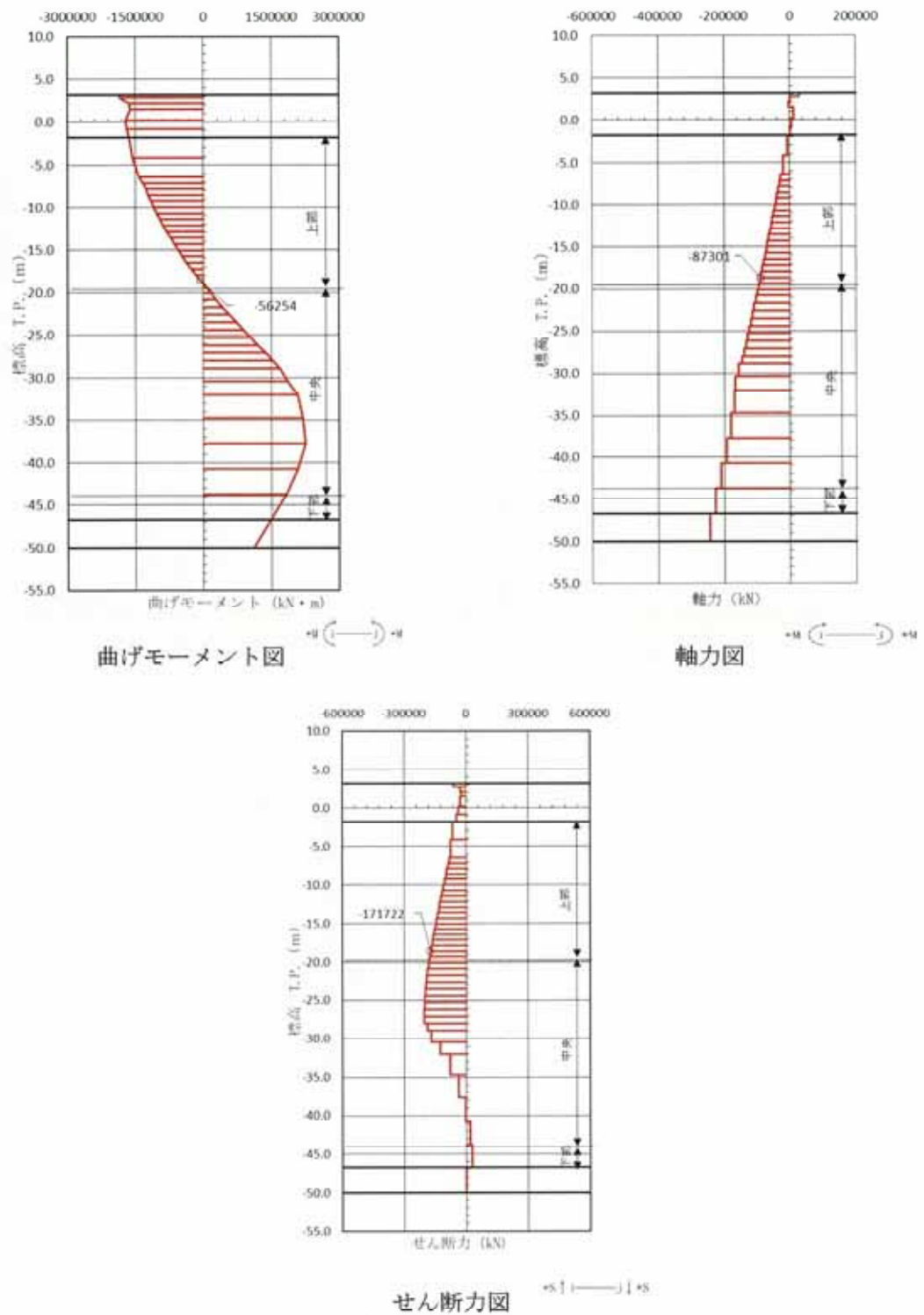


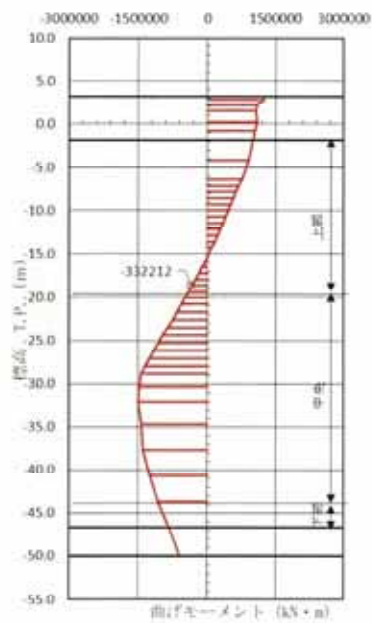
図 6.1-2 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力

(①-①断面南基礎 上部)

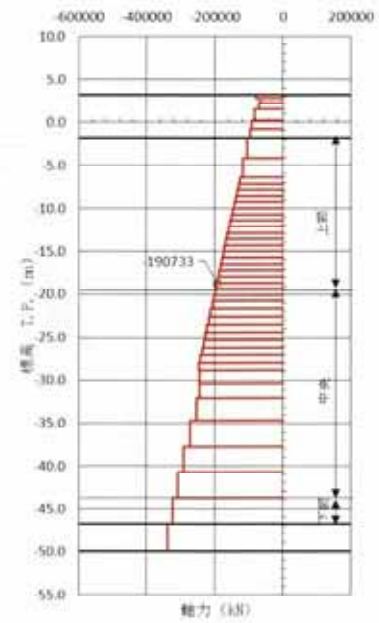
(S_s-D1 [H-, V+], $t=26.96$ s)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

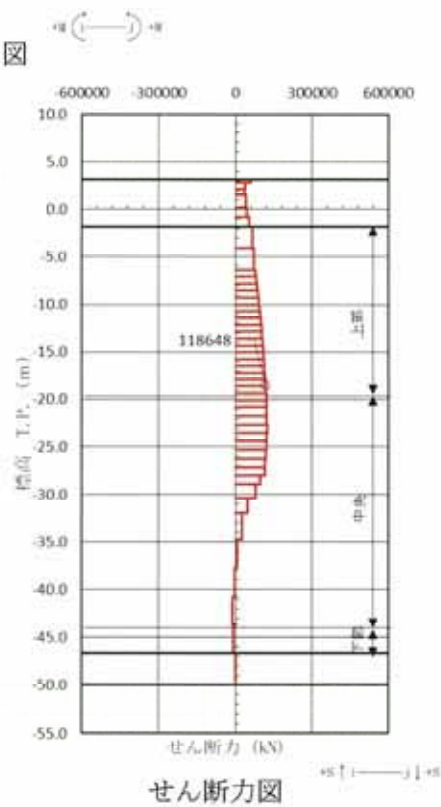




曲げモーメント図



軸力図



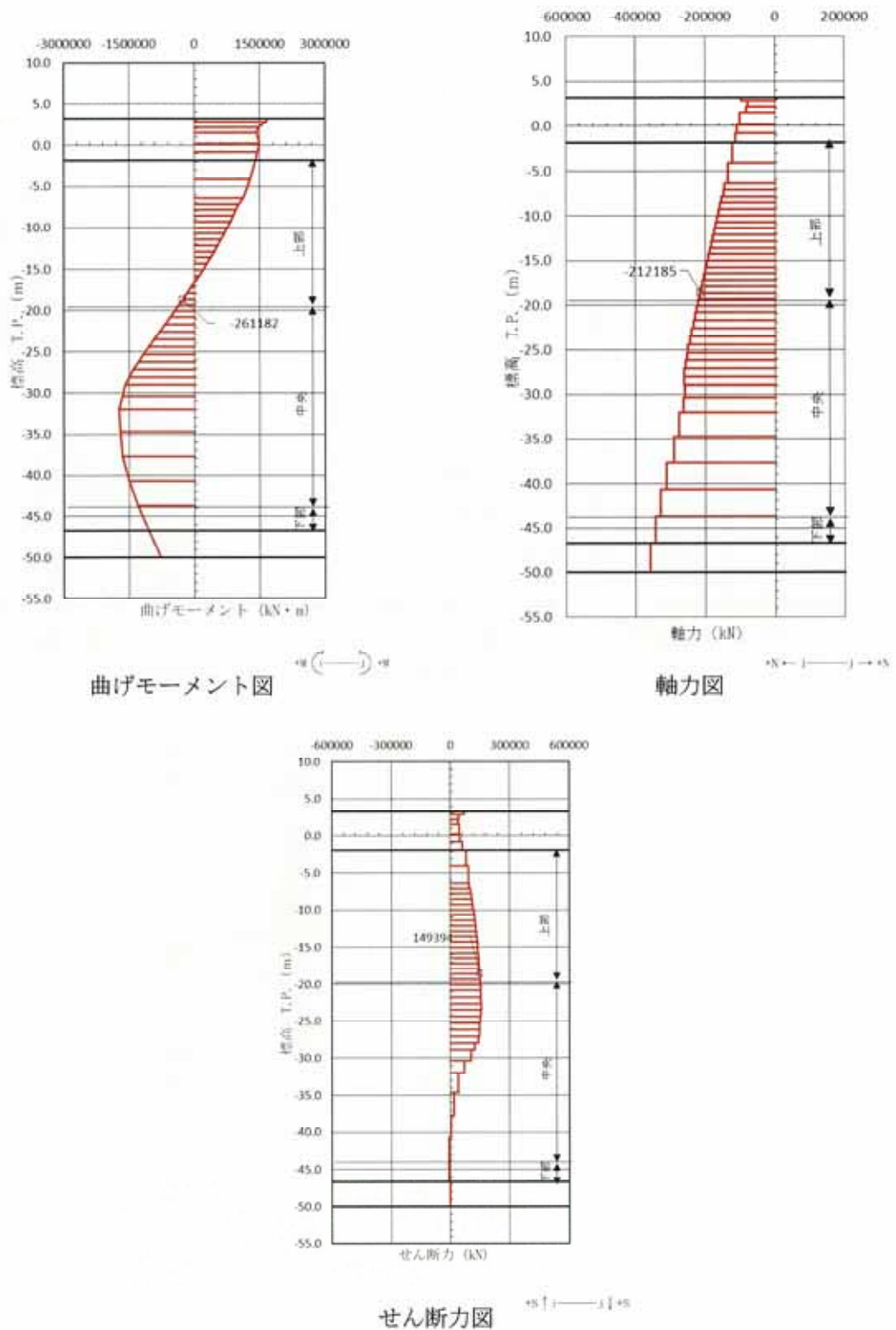
せん断力図

図 6.1-2 (5) 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

(①-①断面南基礎 上部)

($S_s - 11$ [H+, V+], $t = 69.62$ 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)



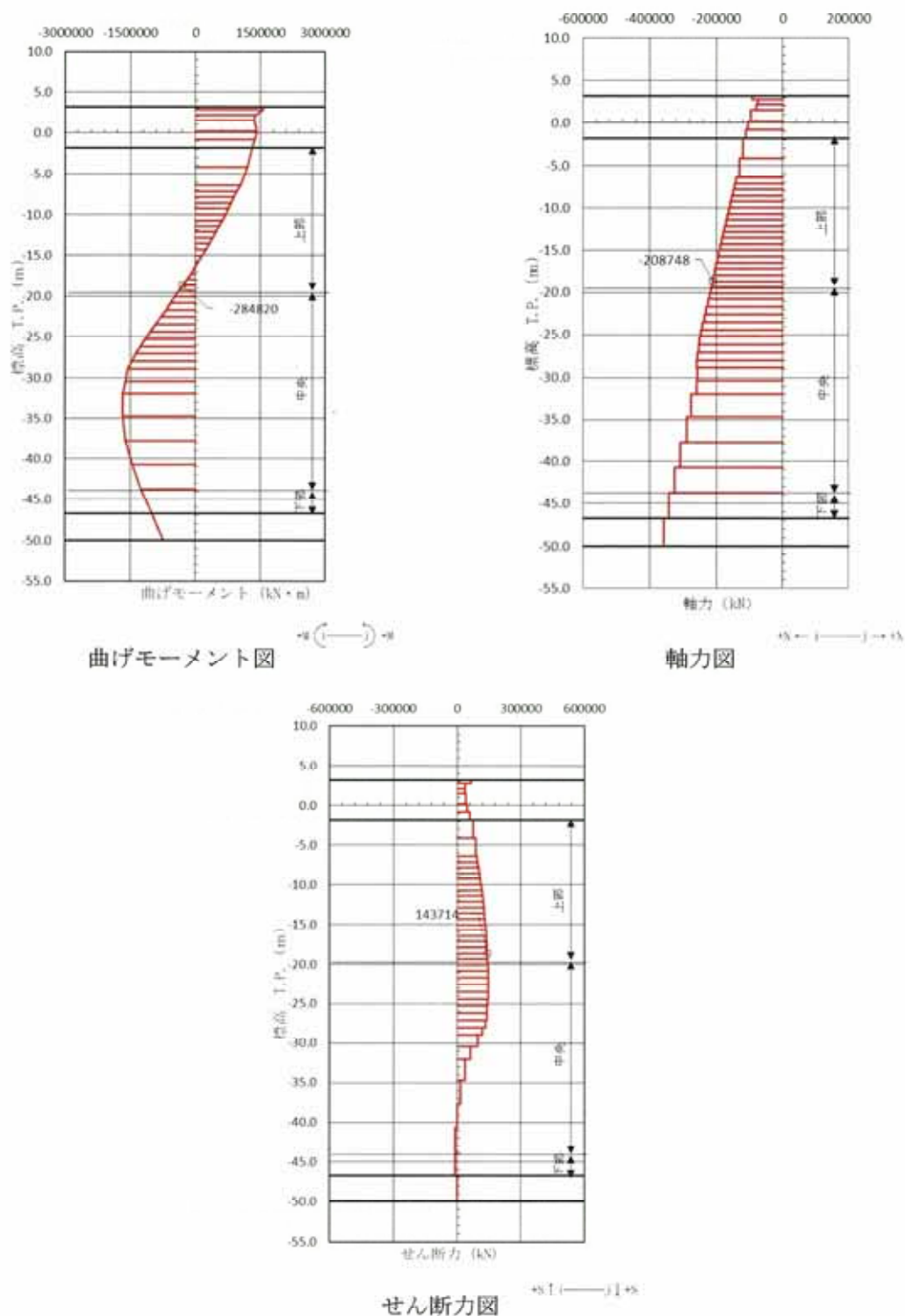


図 6.1-2 (7) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
 (①-①断面南基礎 上部)
 ($S_s - 1.3$ [H+, V+], $t = 28.89$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

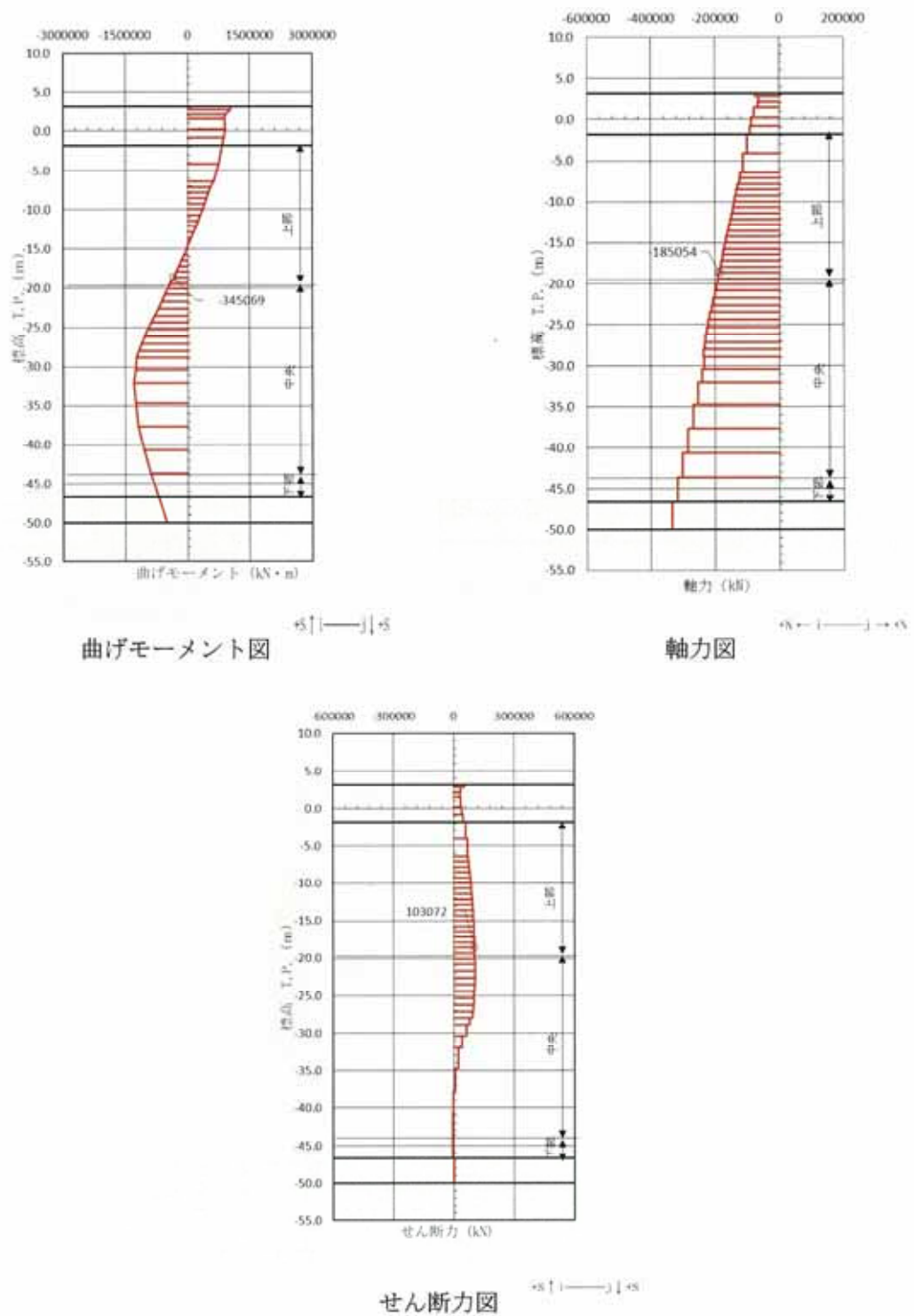
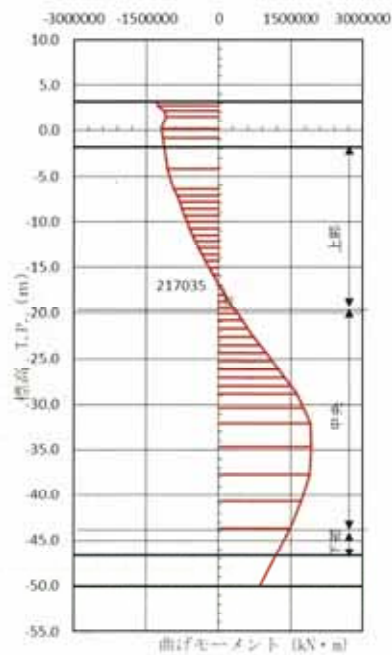
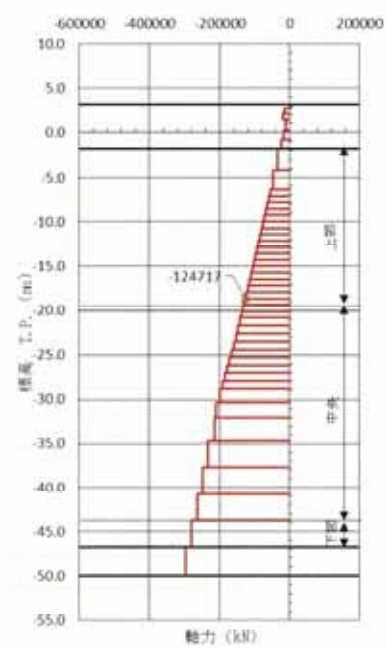


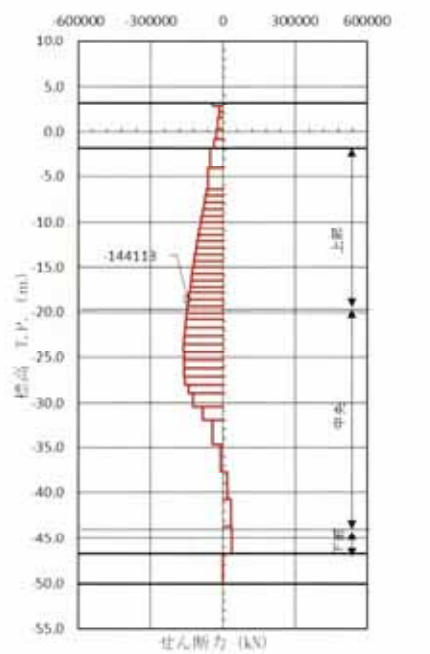
図 6.1-2 (8) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
 (①-①断面南基礎 上部)
 ($S_s - 1.4 [H+, V+]$, $t = 31.88$ s)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



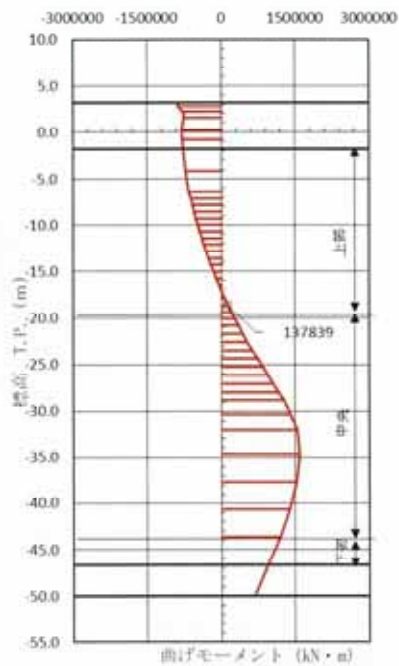
せん断力図

図 6.1-2 (9) 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

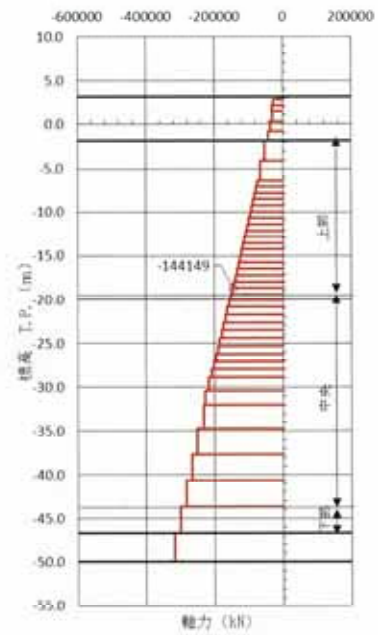
(①-①断面南基礎 上部)

($S_s - 2.1$ [H+, V+], $t = 66.33$ s)

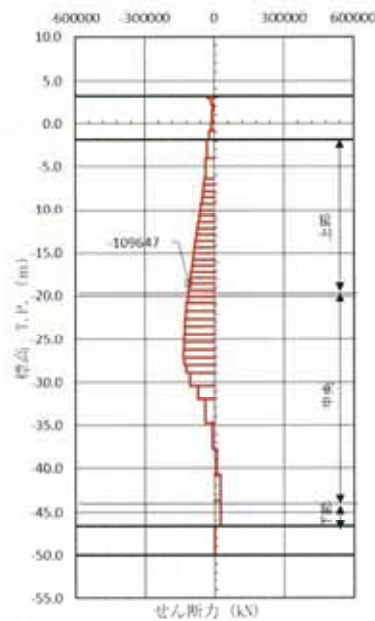
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

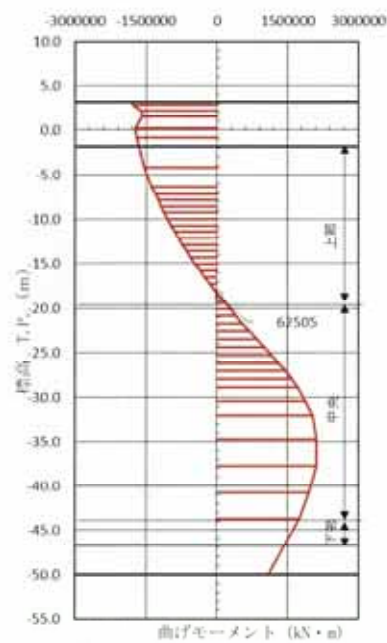


軸力図

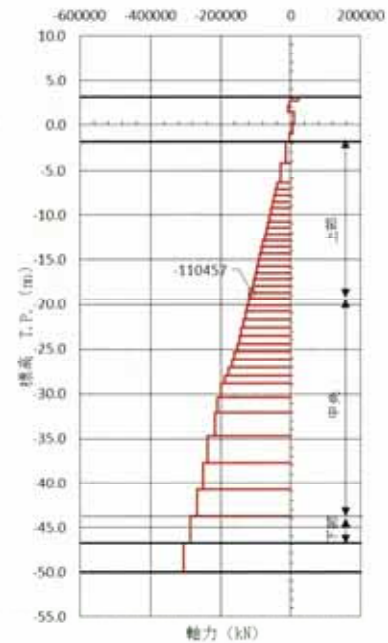


せん断力図

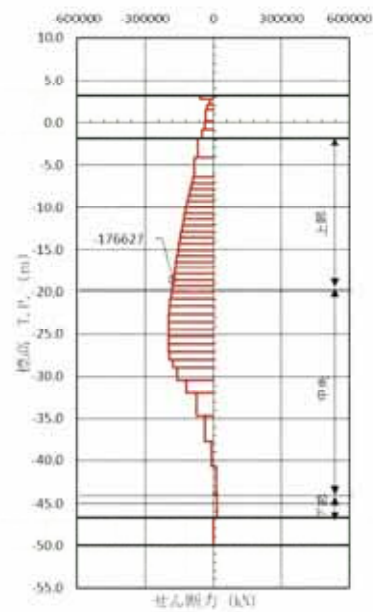
図 6.1-2 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(①-①断面南基礎 上部)
($S_s - 2.2$ [H+, V+], $t = 92.41$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



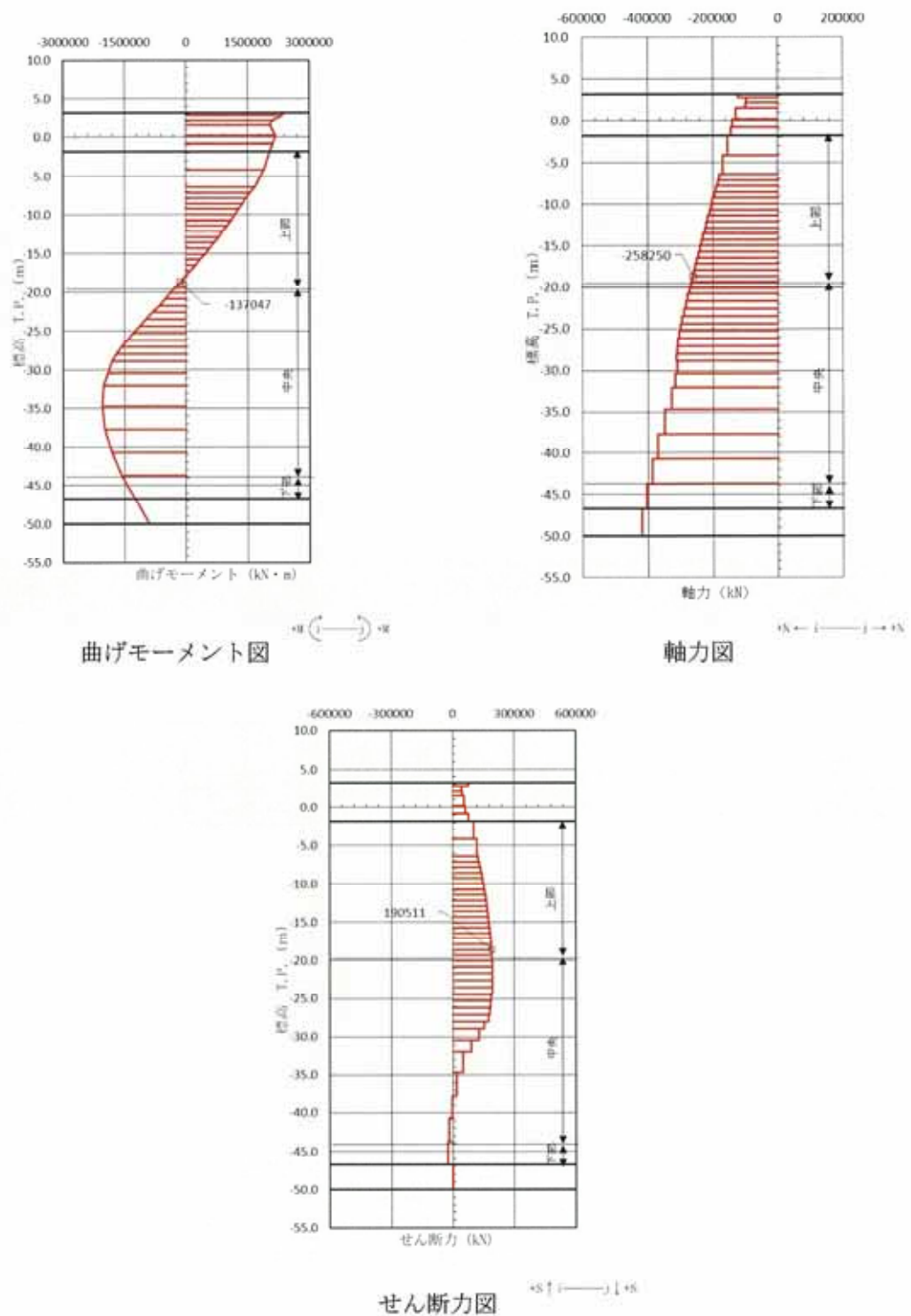
軸力図

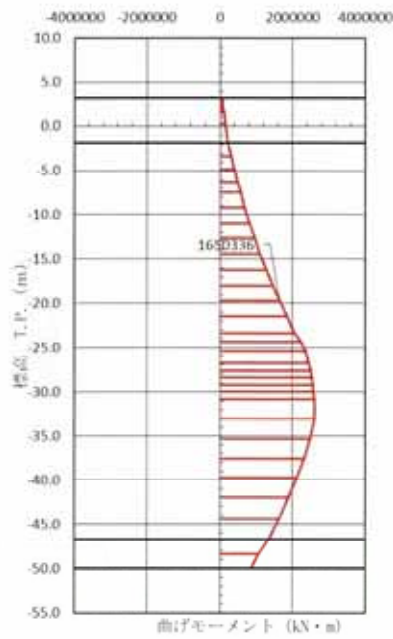


せん断力図

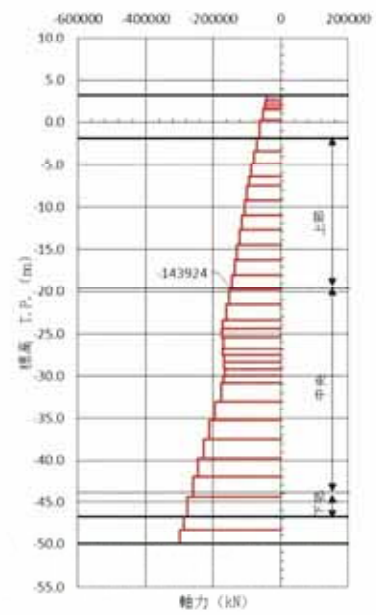


図 6.1-2 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(①-①断面南基礎 上部)
(S_s-31 [H+, V+], $t=8.82$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

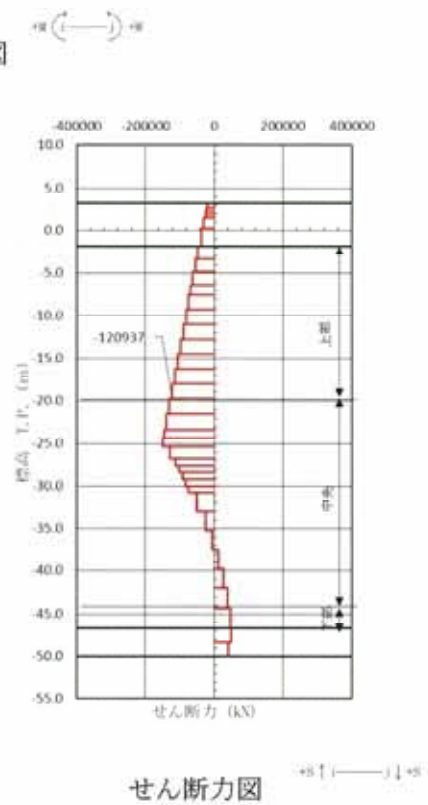




曲げモーメント図

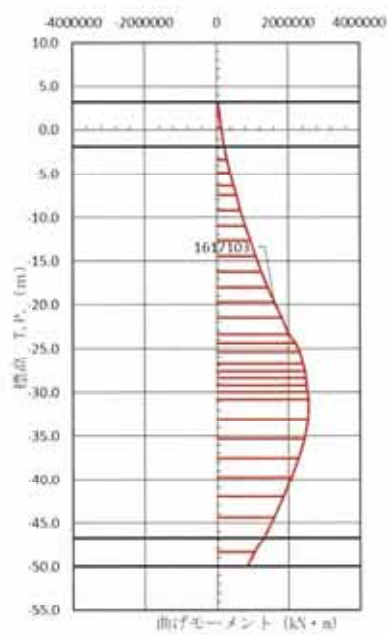


軸力図

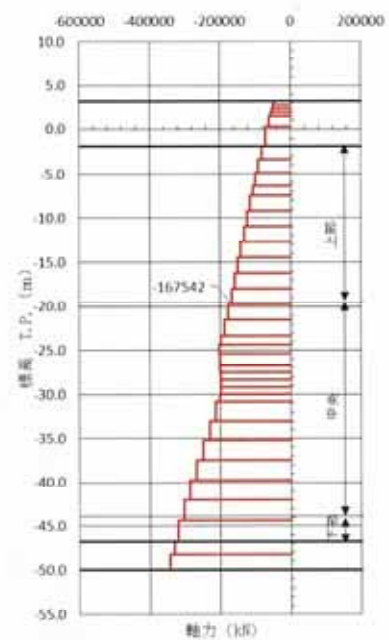


せん断力図

図 6.1-2 (13) 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
(③-③断面南基礎 上部)
(S_s-D1 [H+, V+] $t=69.20$ 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)



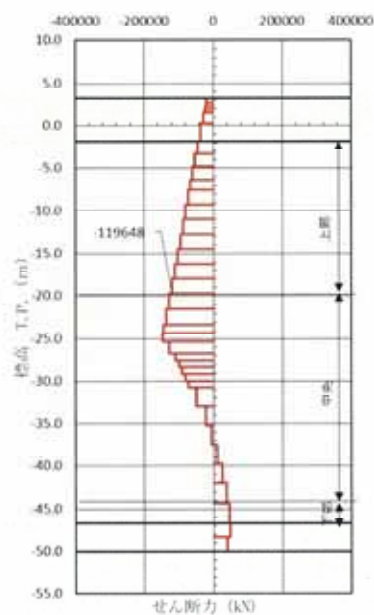
曲げモーメント図



軸力図

→ (←) ←

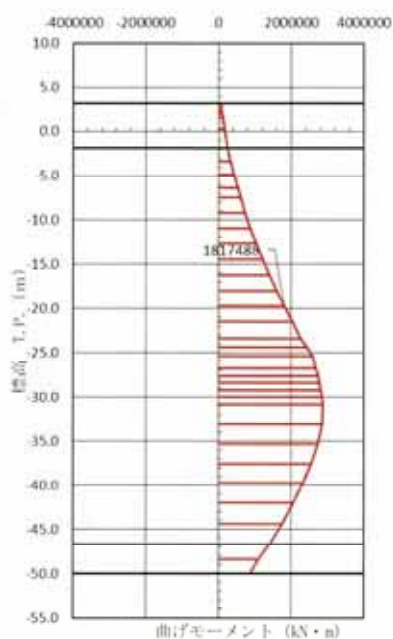
→ ← (←) →



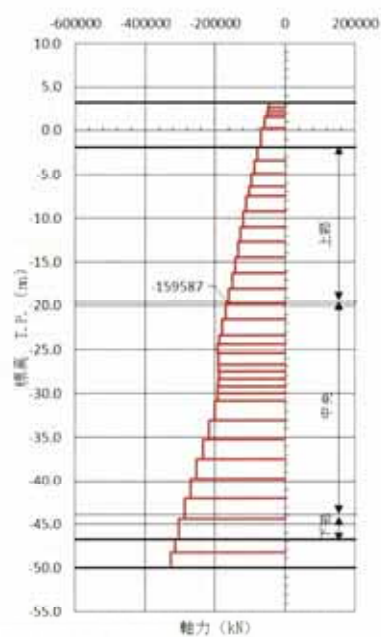
せん断力図

→ ↑ (← ↓) ←

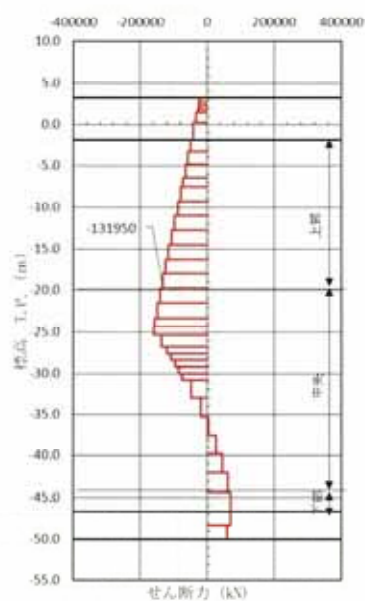
図 6.1-2 (14) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(③-③断面南基礎 上部)
(S_s-D1 [H+, V-] $t=69.20$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

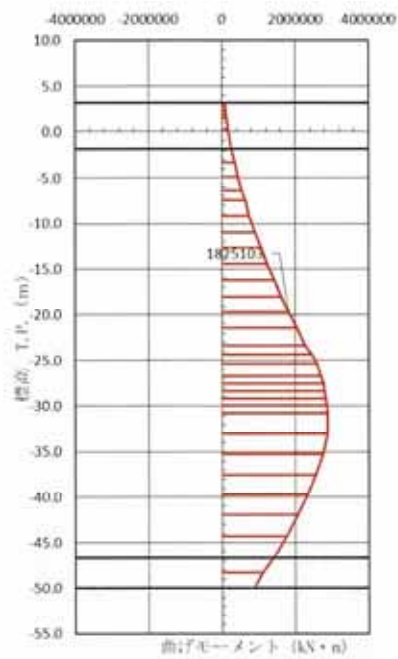


図 6.1-2 (15) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力

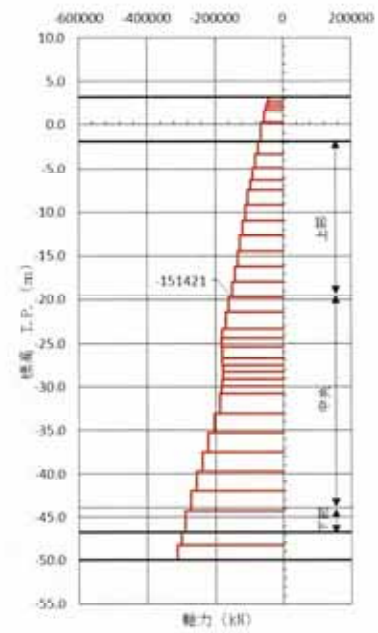
(③-③断面南基礎 上部)

(S_s-D1 [H-, V+] $t=68.74$ s)

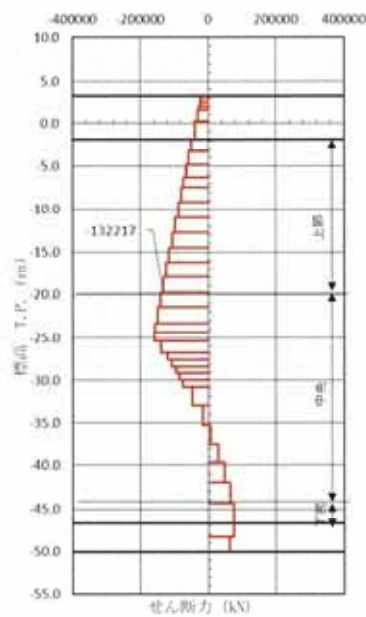
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

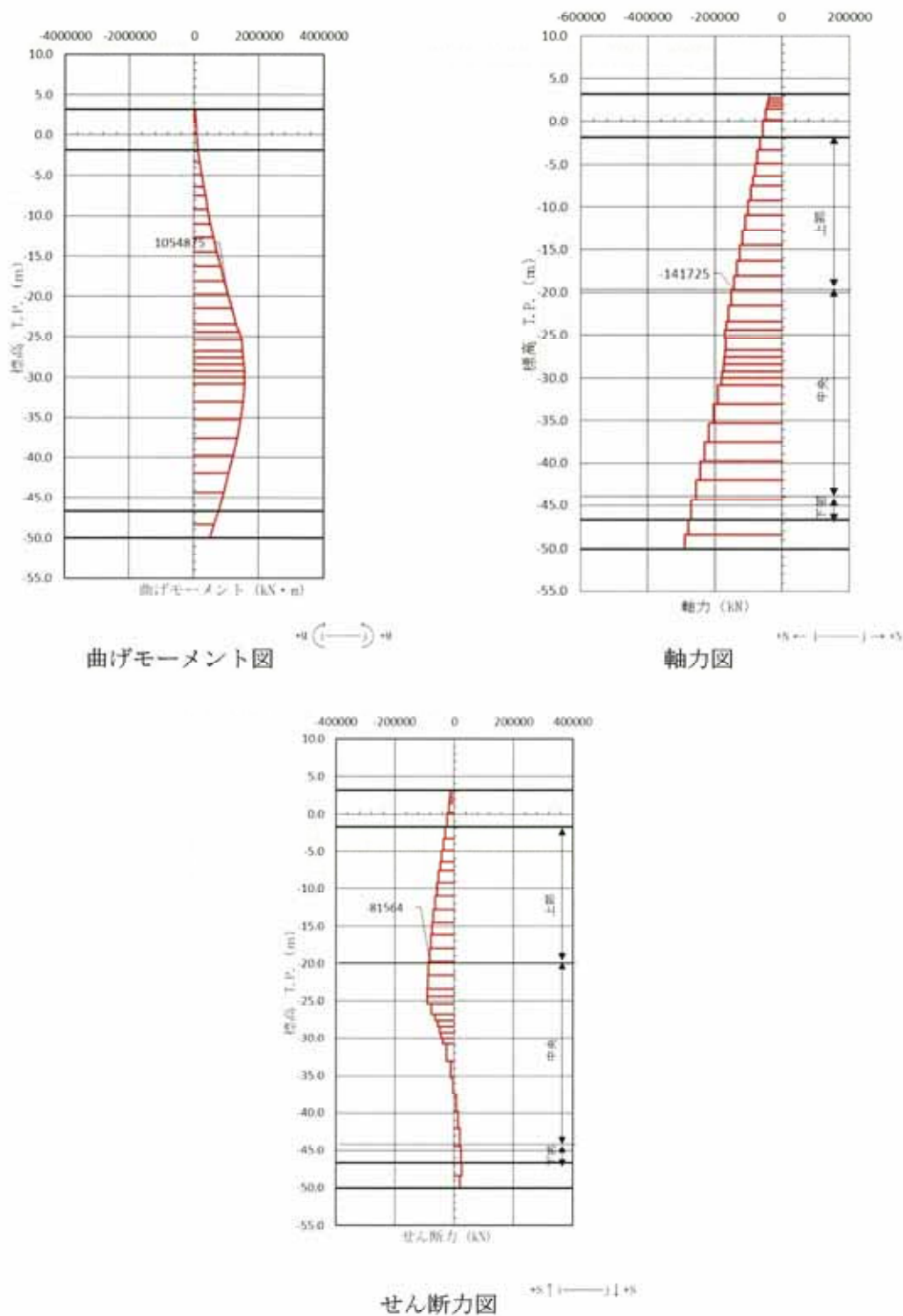


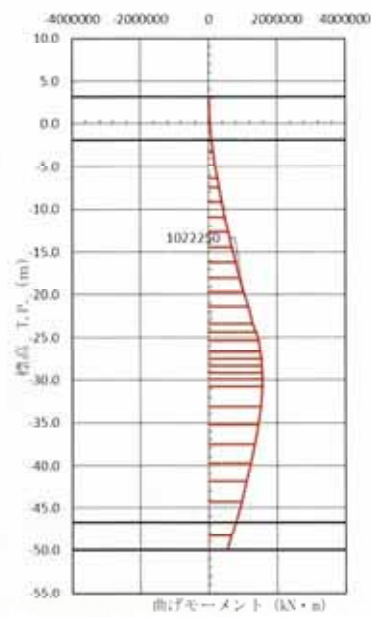
軸力図



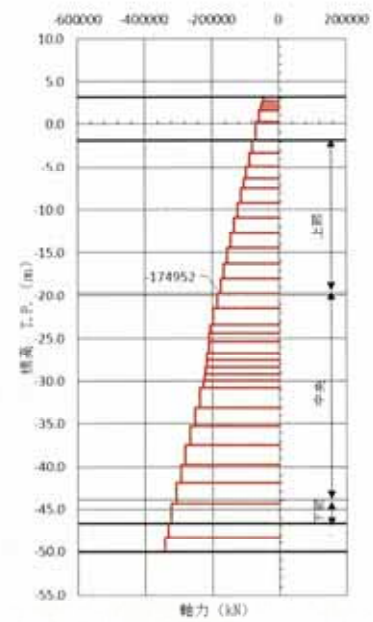
せん断力図

図 6.1-2 (16) 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
(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)





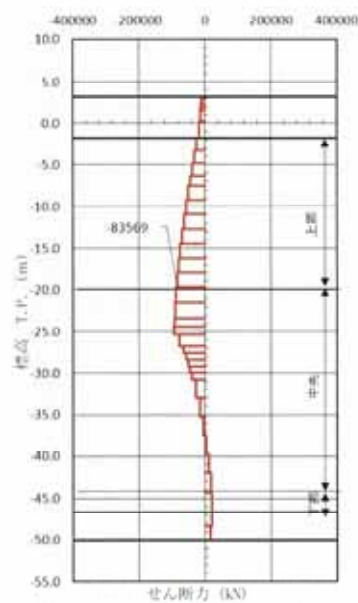
曲げモーメント図



軸力図

※(←)→※

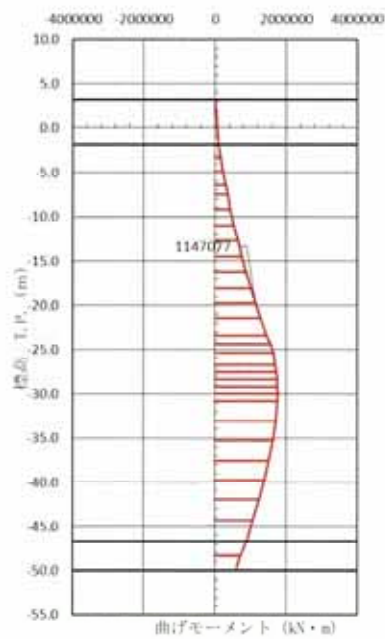
※←(→)※



せん断力図

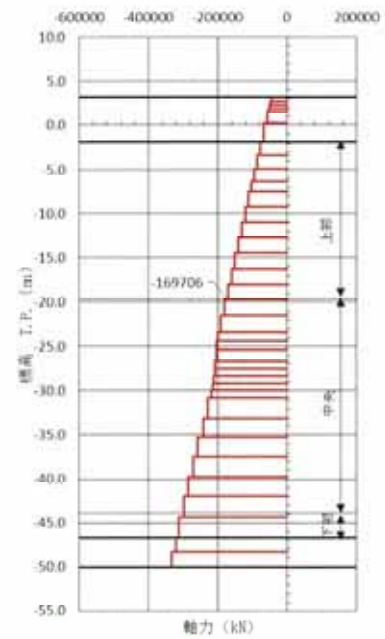
※↑(↓)※

図 6.1-2 (18) 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
(③-③断面南基礎 上部)
(S_s-12 [H+, V+] $t=31.58$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



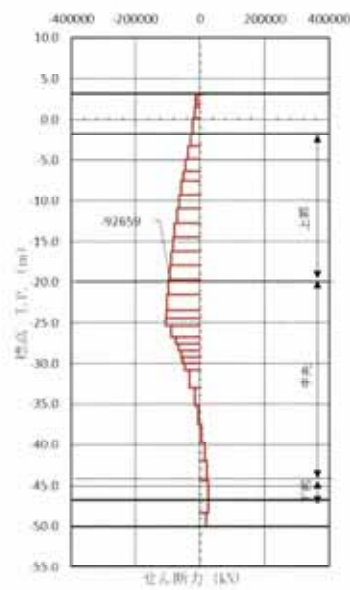
曲げモーメント図

→H ←V



軸力図

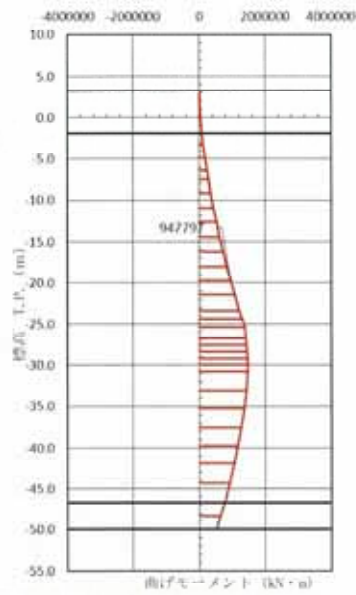
→N ←V



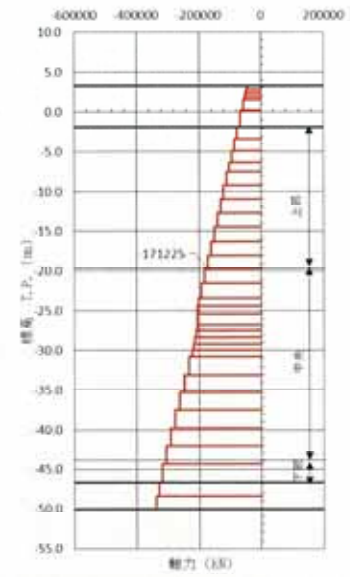
せん断力図

→H ←V

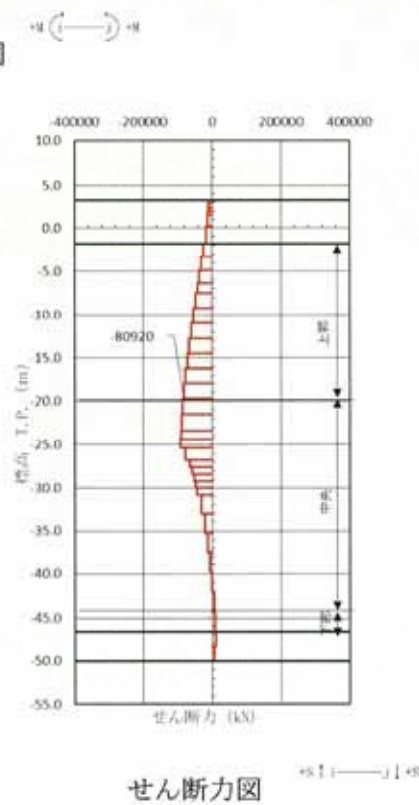
図 6.1-2 (19) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(③-③断面南基礎 上部)
(S_s-13 [H+, V+] $t=28.80$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

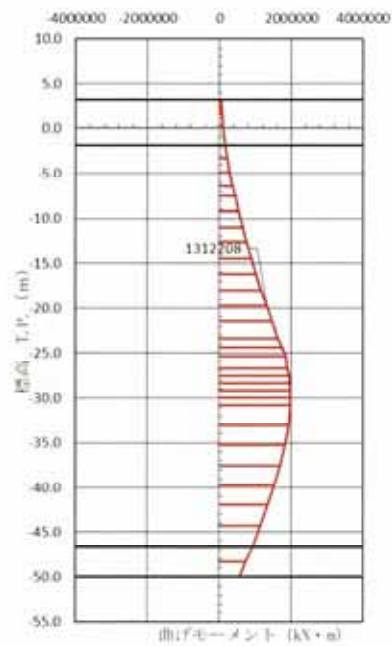


軸力図

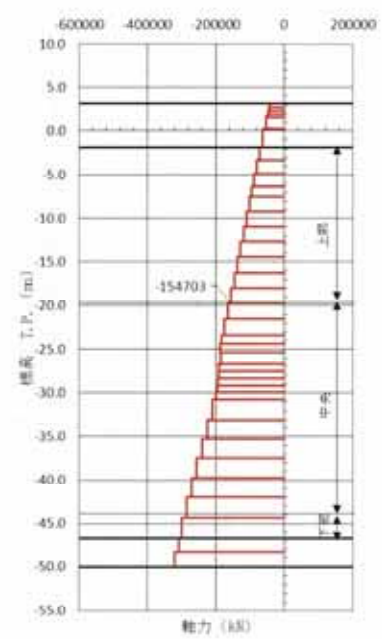


せん断力図

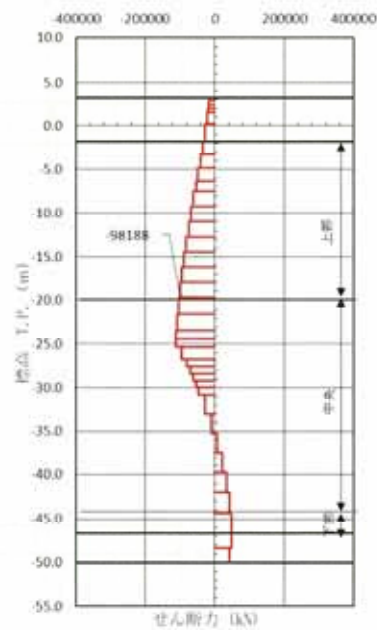
図 6.1-2 (20) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(③-③断面南基礎 上部)
($S_s=1.4$ [H+, V+] $t=31.00$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



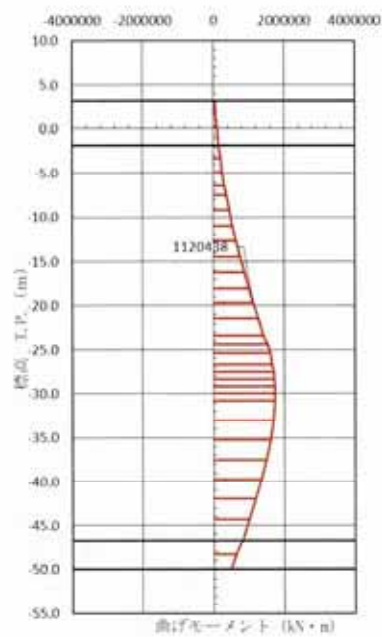
せん断力図

図 6.1-2 (21) 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

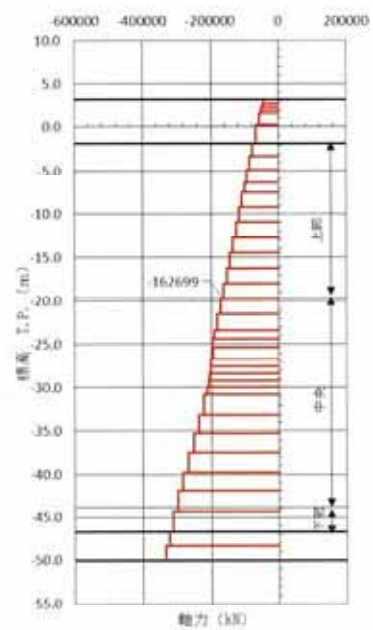
(③-③断面南基礎 上部)

(S_s-21 [H+, V+] $t=65.98$ s)

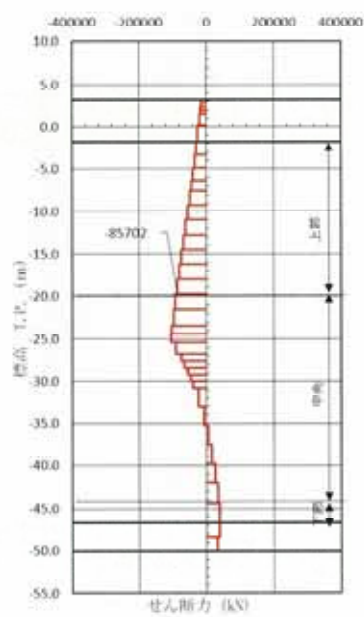
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 6.1-2 (22) 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
(③-③断面南基礎 上部)
(S_s-22 [H+, V+] $t=85.53$ 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)

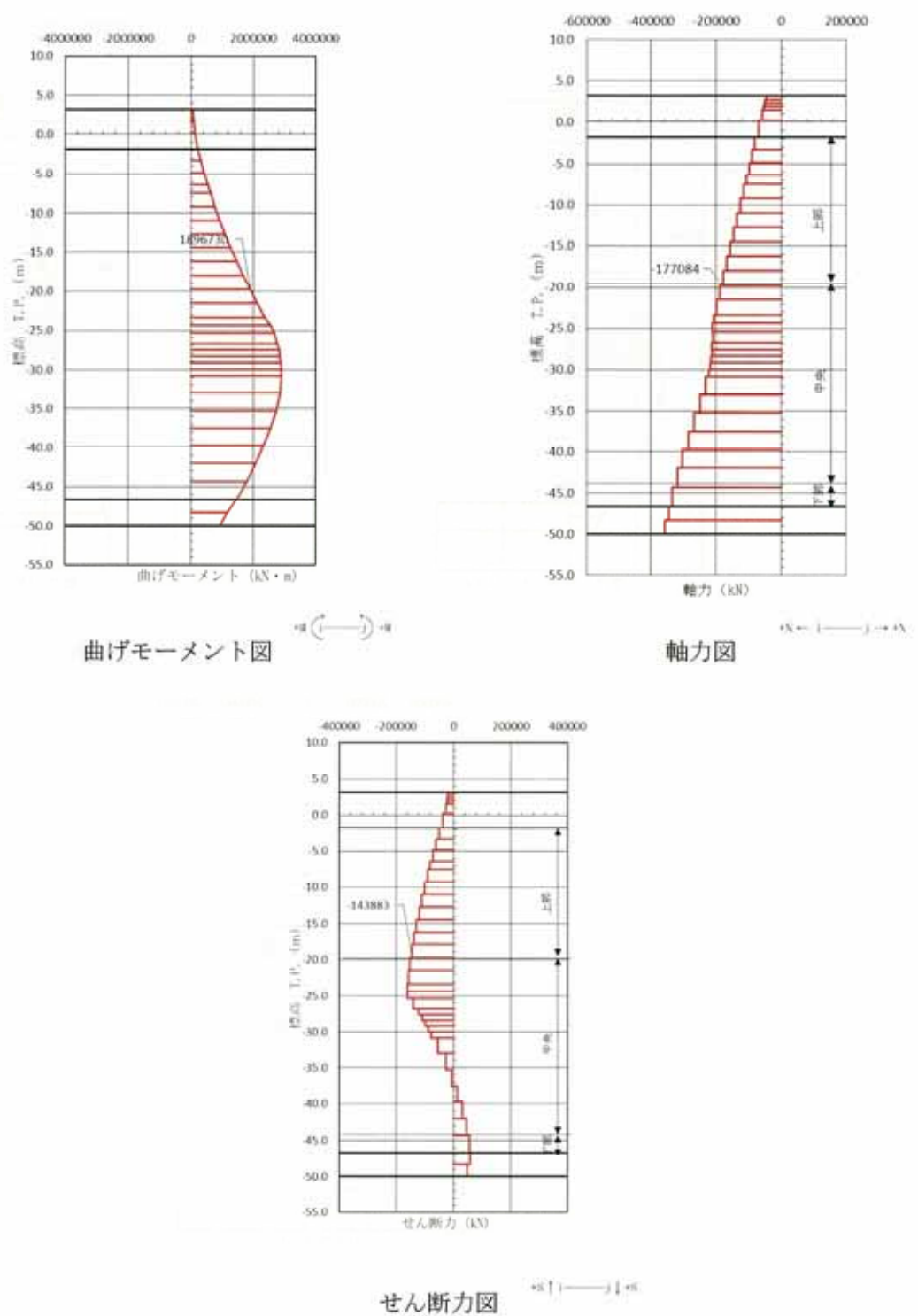
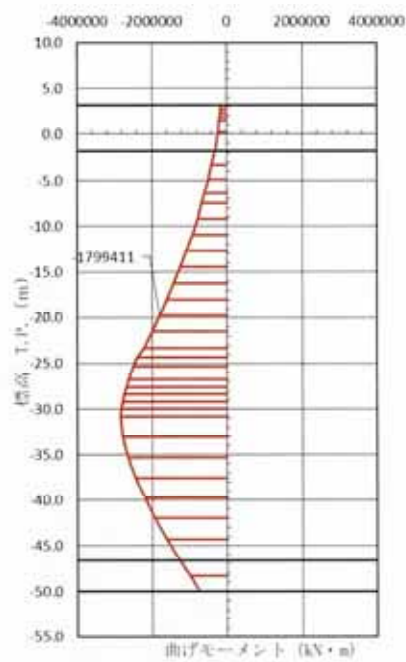


図 6.1-2 (23) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力

(③-③断面南基礎 上部)

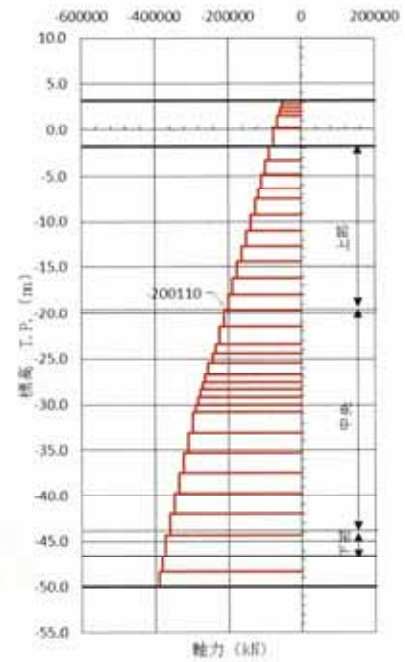
(S_s-31 [H+, V+] $t=8.82$ s)

(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)



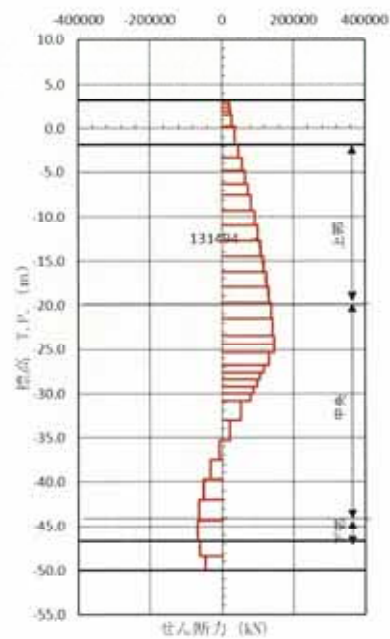
曲げモーメント図

→ (+) ← (-) →



軸力図

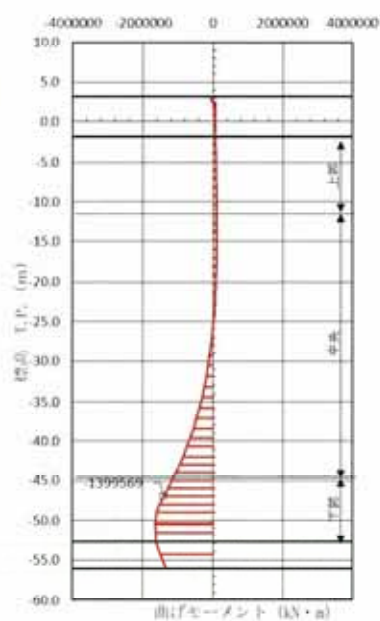
→ (+) ← (-) →



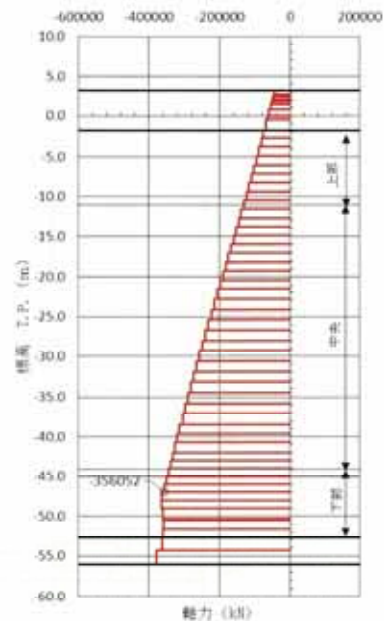
せん断力図

→ (+) ← (-) →

図 6.1-2 (24) 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
(③-③断面南基礎 上部)
(S_s-31 [H-, V+] $t=8.80$ 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)



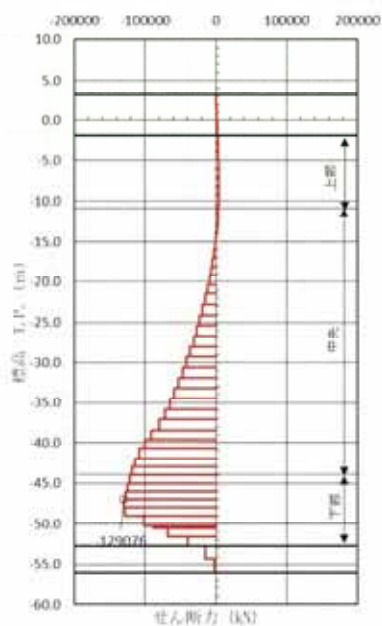
曲げモーメント図



軸力図

→ (1) ←

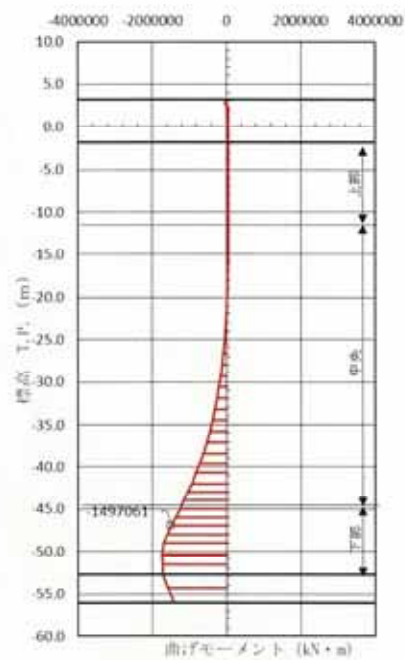
↑ (1) ↓



せん断力図

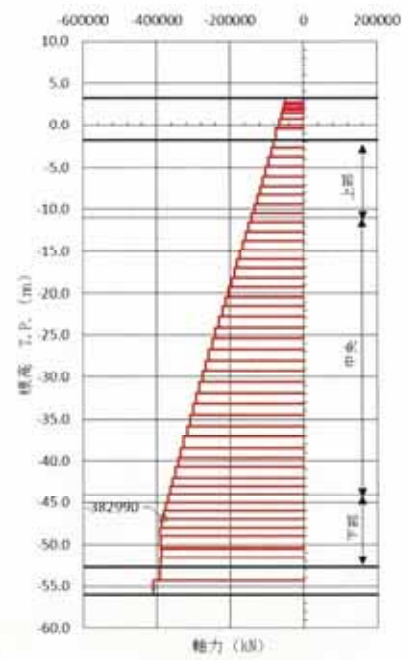
↑ (1) ↓

図 6.1-2 (25) 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
(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)



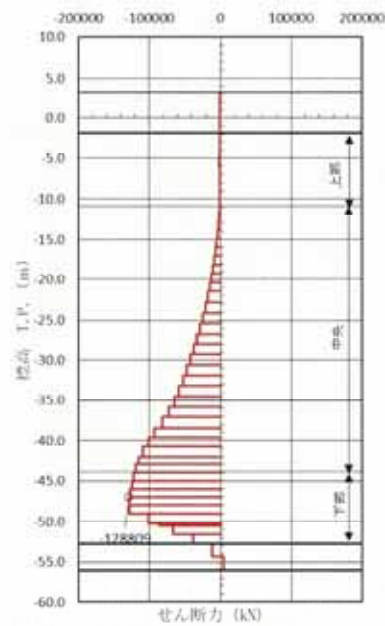
曲げモーメント図

↑ (+) ↓ (-)



軸力図

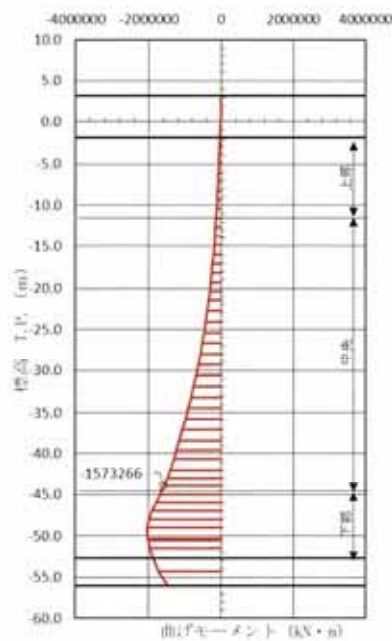
↑ (+) ↓ (-)



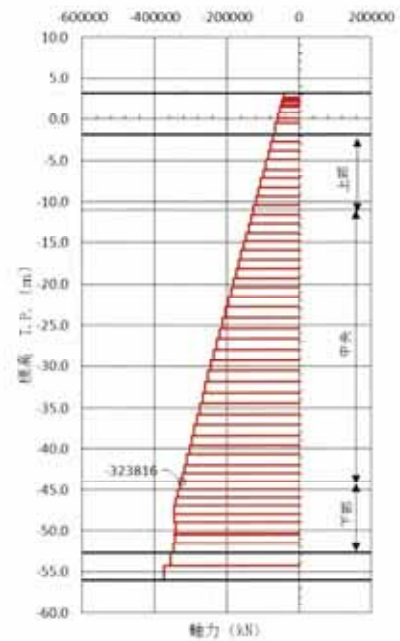
せん断力図

↑ (+) ↓ (-)

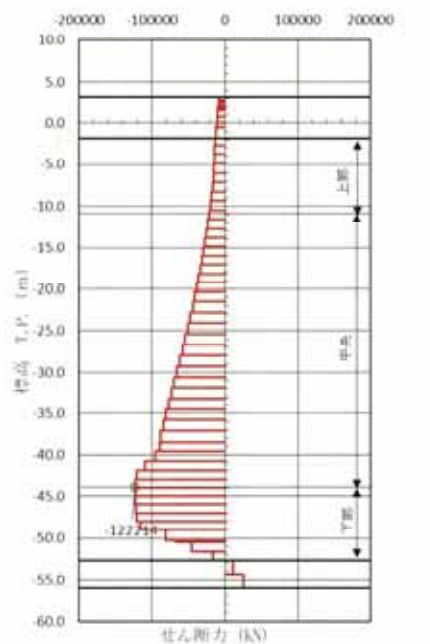
図 6.1-2 (26) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-D1 [H+, V-] $t=57.02$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

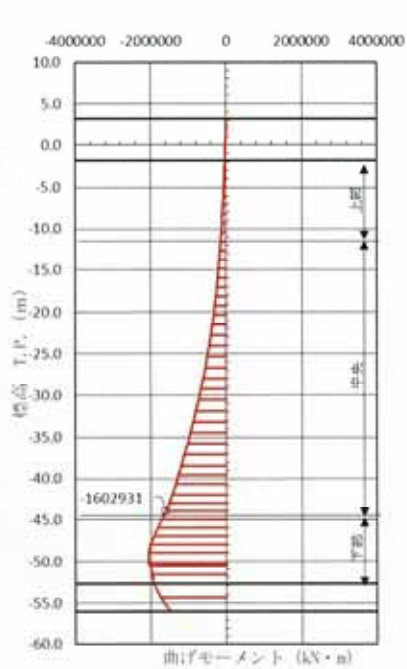


軸力図

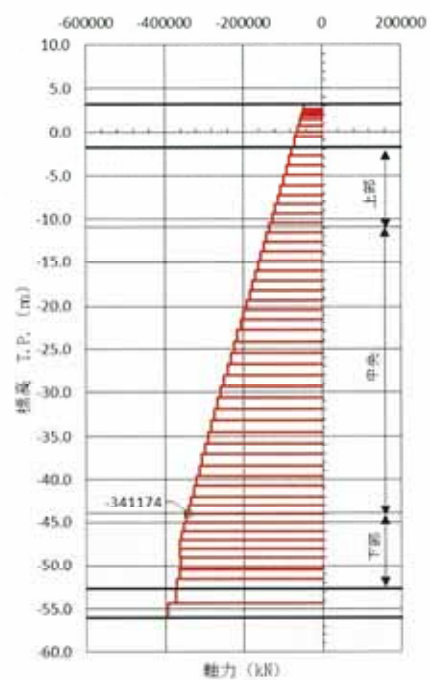


せん断力図

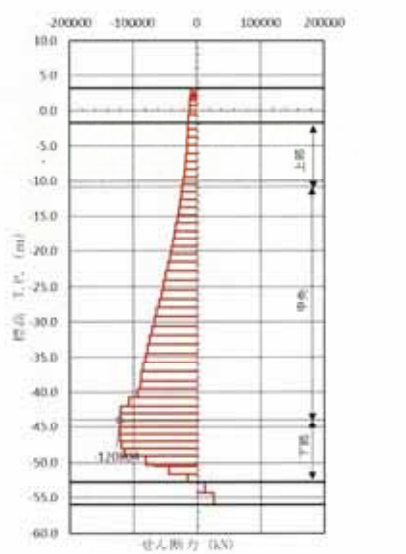
図 6.1-2 (27) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-D1 [H-, V+] $t=23.29$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

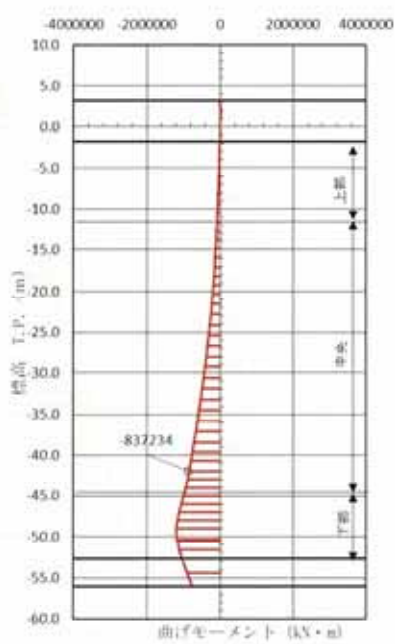


軸力図

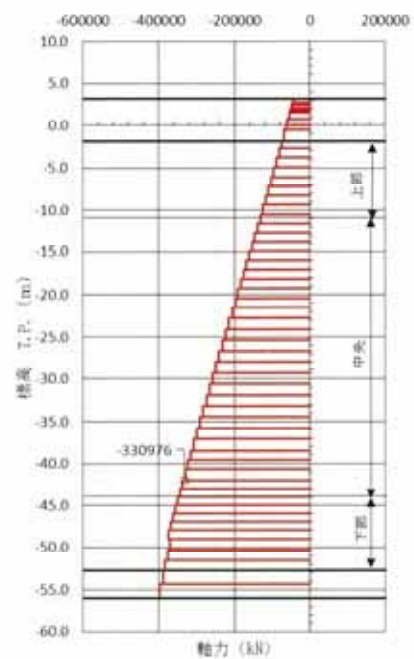


せん断力図

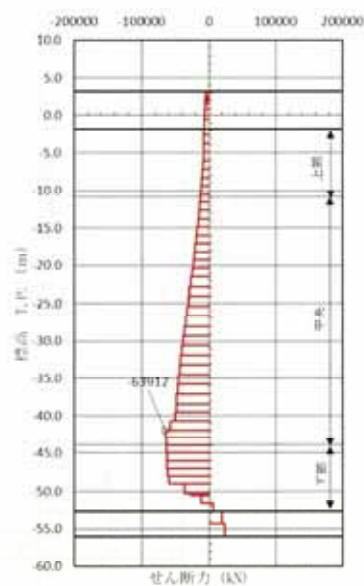
図 6.1-2 (28) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-D1 [H-, V-] $t=23.29$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

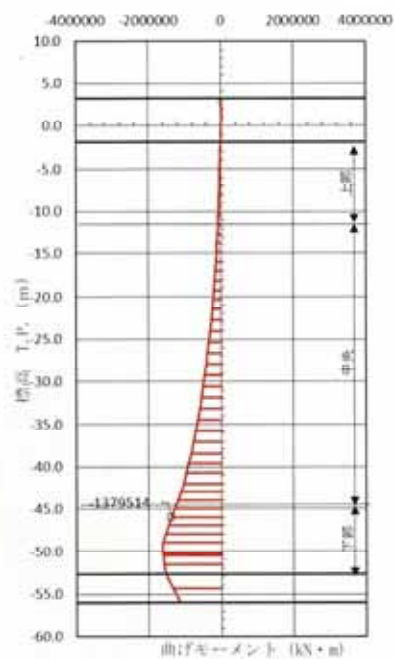


図 6.1-2 (29) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力

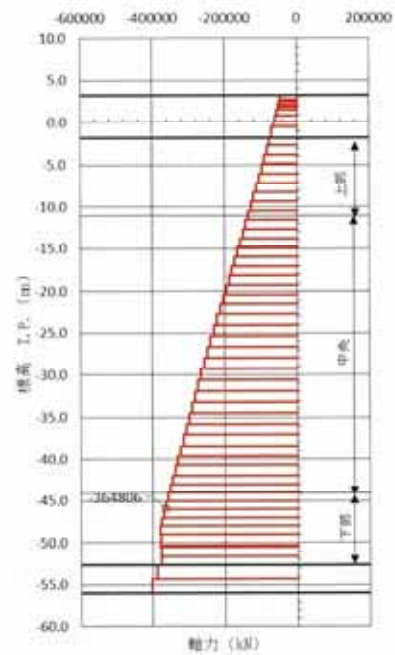
(②-②断面北基礎 中央)

(S_s-11 [H+, V+] $t=79.85$ s)

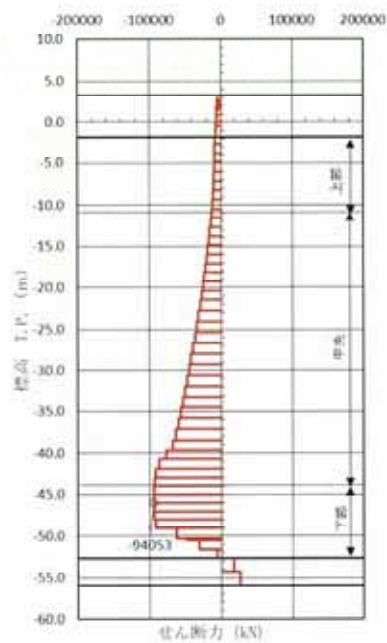
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

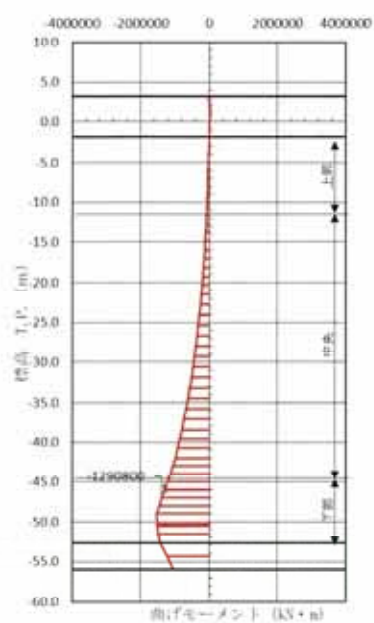


軸力図



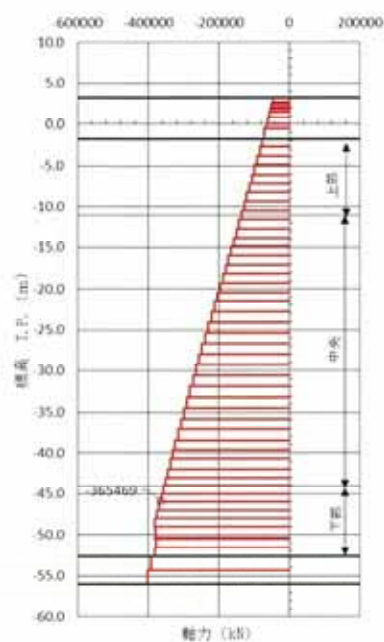
せん断力図

図 6.1-2 (30) 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
(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)



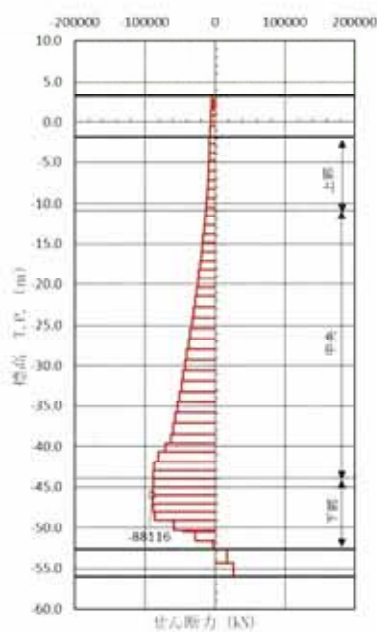
曲げモーメント図

→ H (→) ← H



軸力図

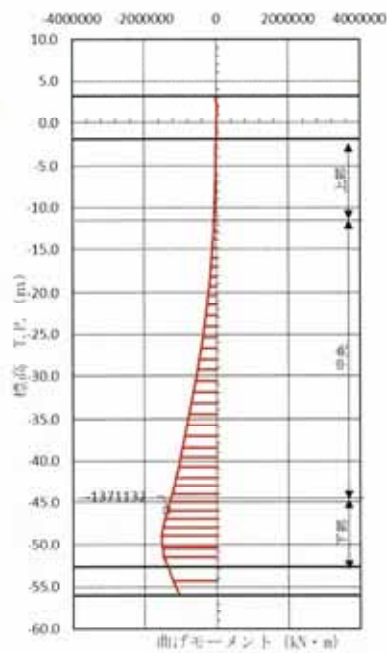
→ N (→) ← N



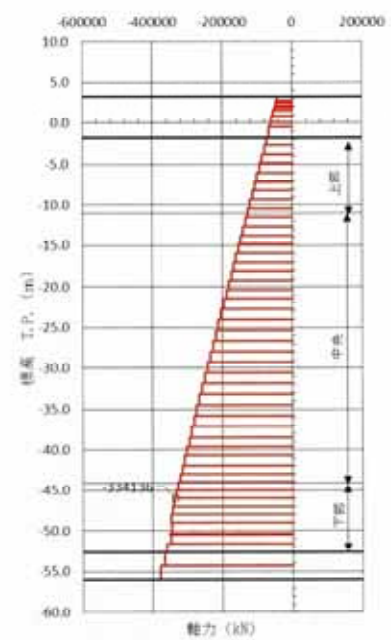
せん断力図

→ S (→) ← S

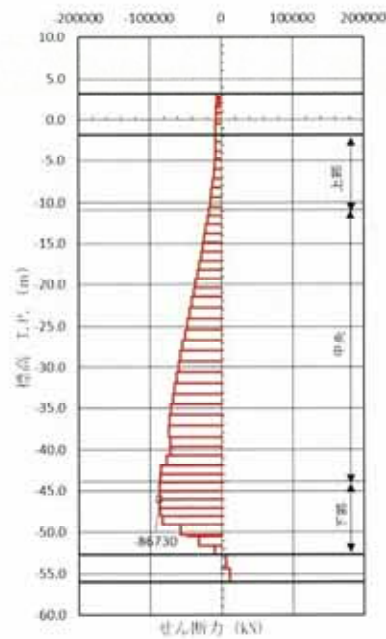
図 6.1-2 (31) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-13 [H+, V+] $t=85.24$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

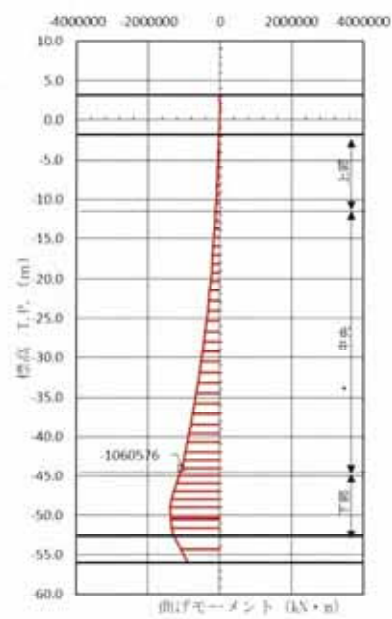


軸力図

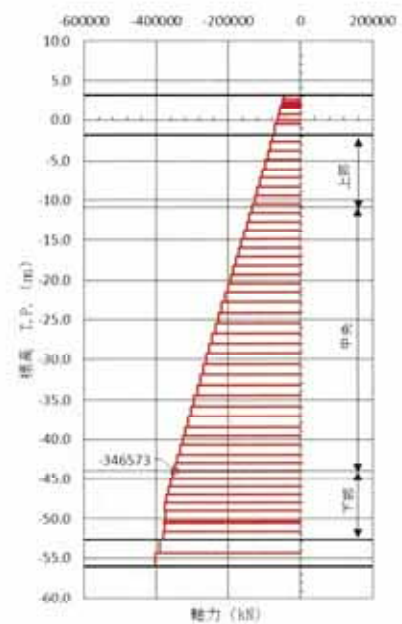


せん断力図

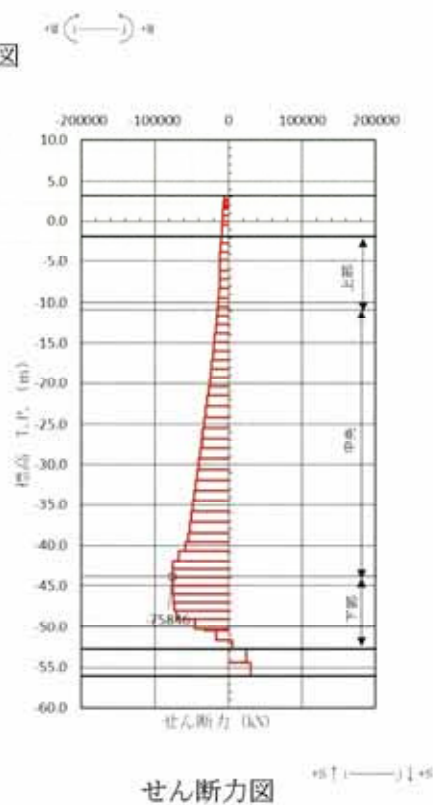
図 6.1-2 (32) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-14 [H+, V+] $t=31.61$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

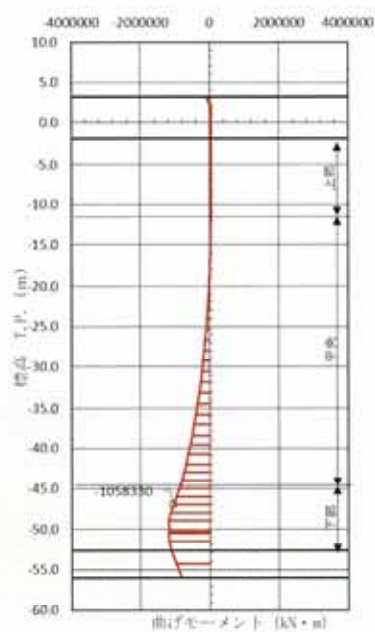


軸力図

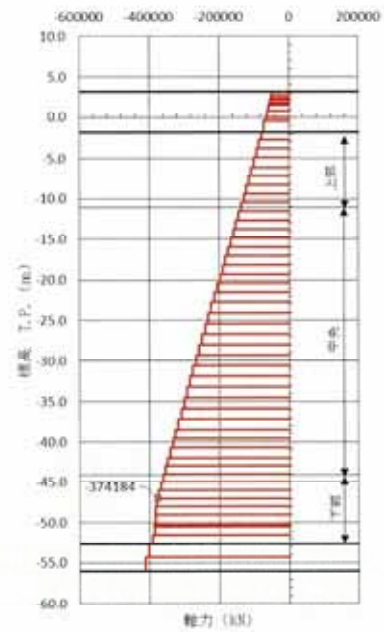


せん断力図

図 6.1-2 (33) 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
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-21 [H+, V+] $t=122.38$ 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)



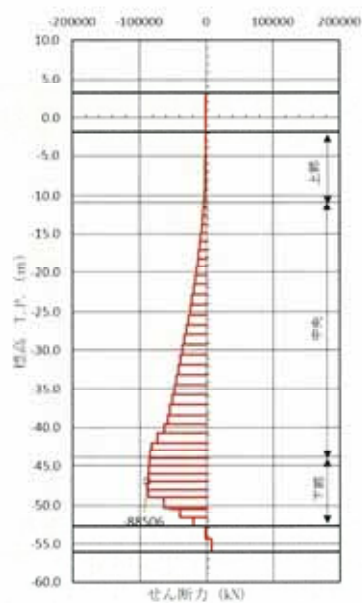
曲げモーメント図



軸力図

+S ↑ | ——— ↓ | +S

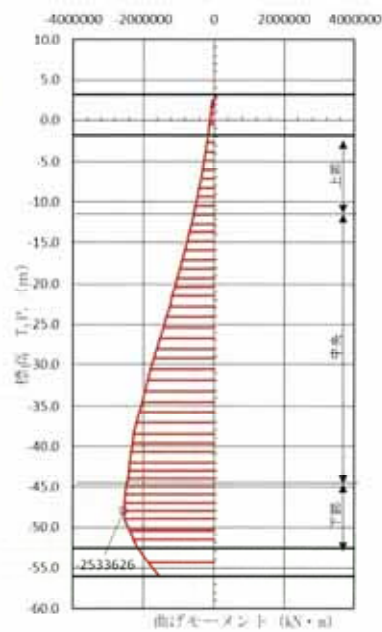
+N ← | ——— | → +N



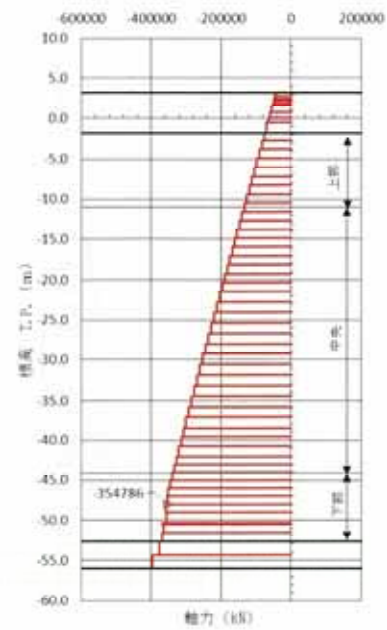
せん断力図

+S ↑ | ——— ↓ | +S

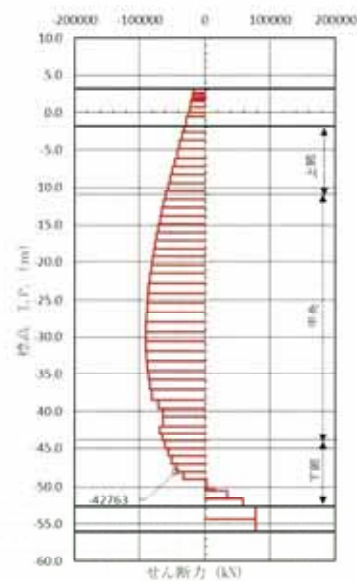
図 6.1-2 (34) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
($S_s = 2.2$ [H+, V+] $t = 90.84$ s)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

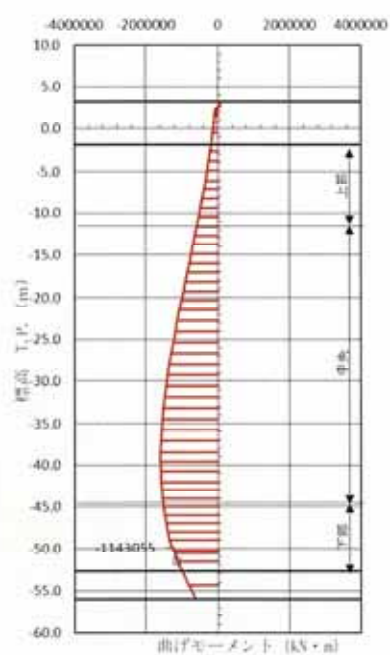


軸力図

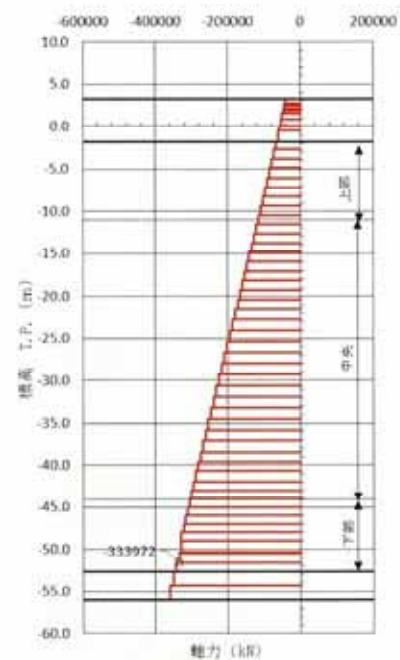


せん断力図

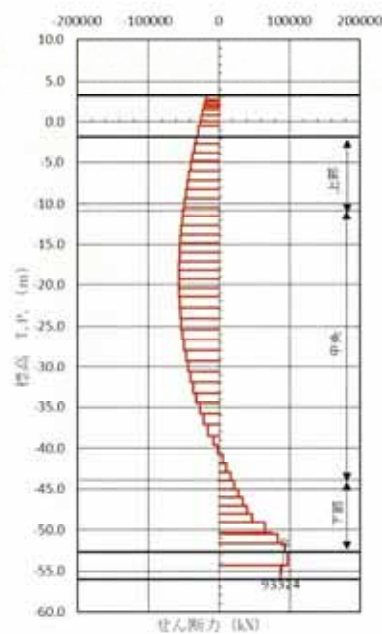
図 6.1-2 (35) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-31 [H+, V+] $t=8.91$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 6.1-2 (36) 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
(②-②断面北基礎 下部)
(S_s-31 [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)

6.1.3 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、地震応答解析結果の最大せん断ひずみ分布を図 6.1-3、図 6.1-4 及び図 6.1-5 に示す。これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

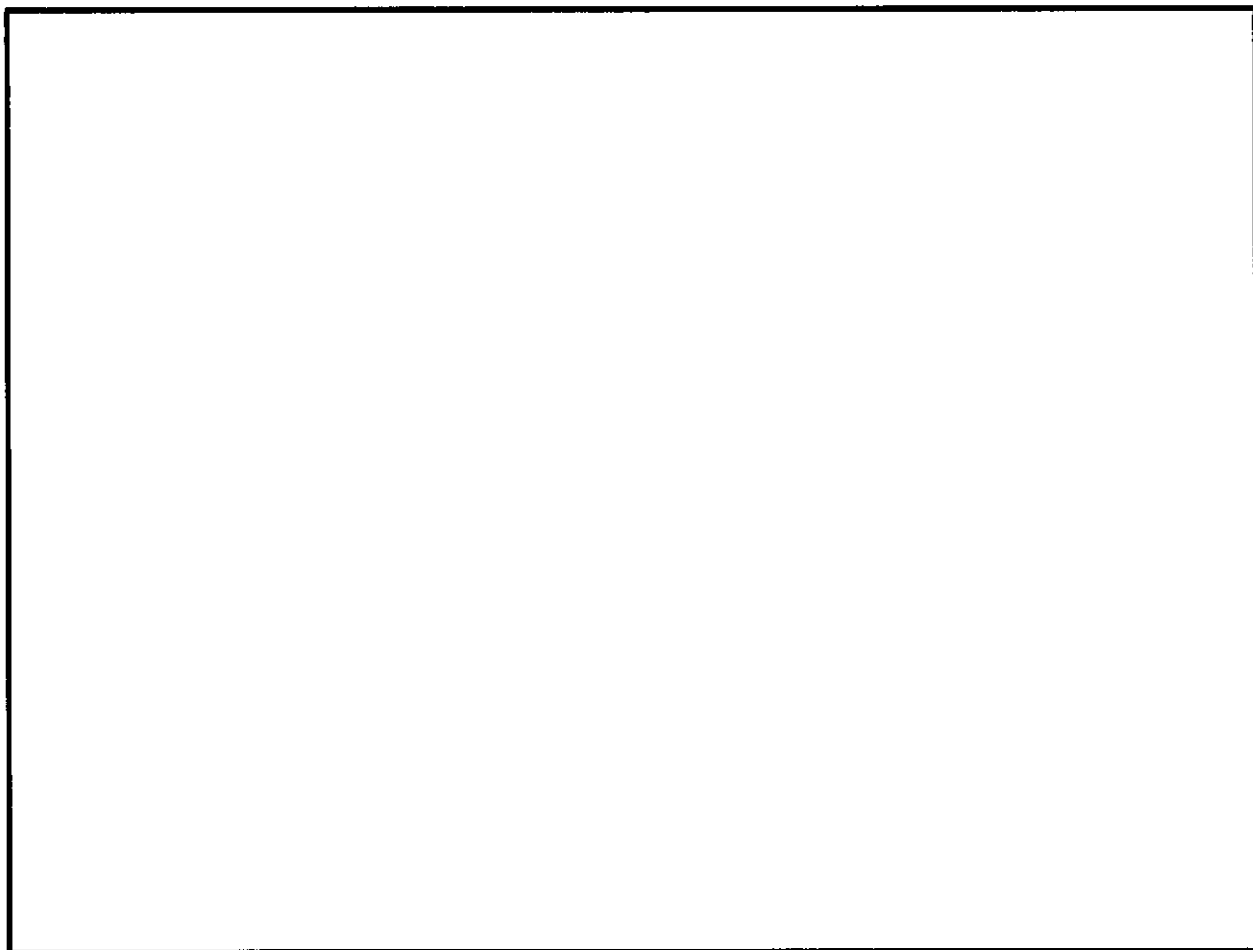


図 6.1-3 (1) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(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)

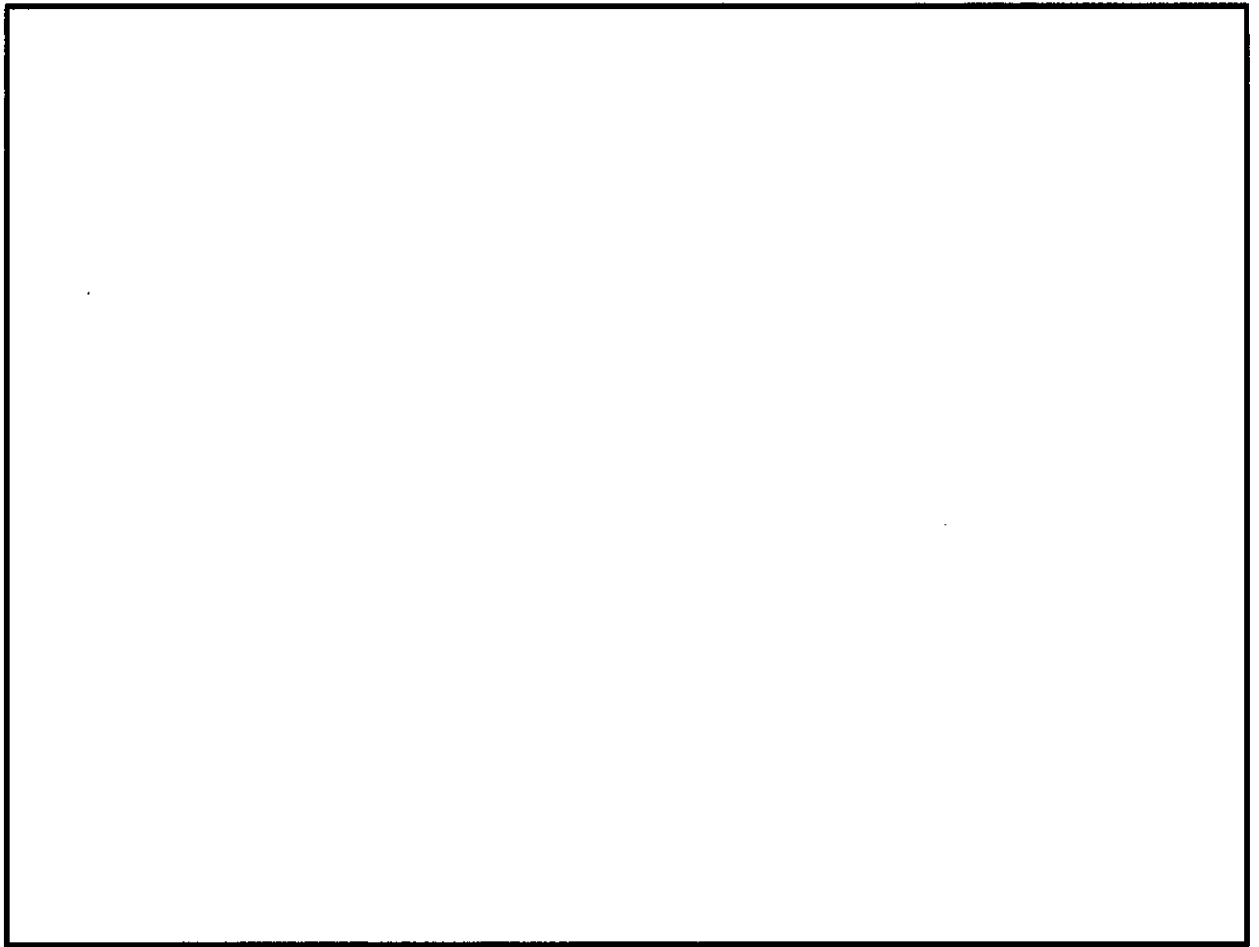


図 6.1-3 (2) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(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)

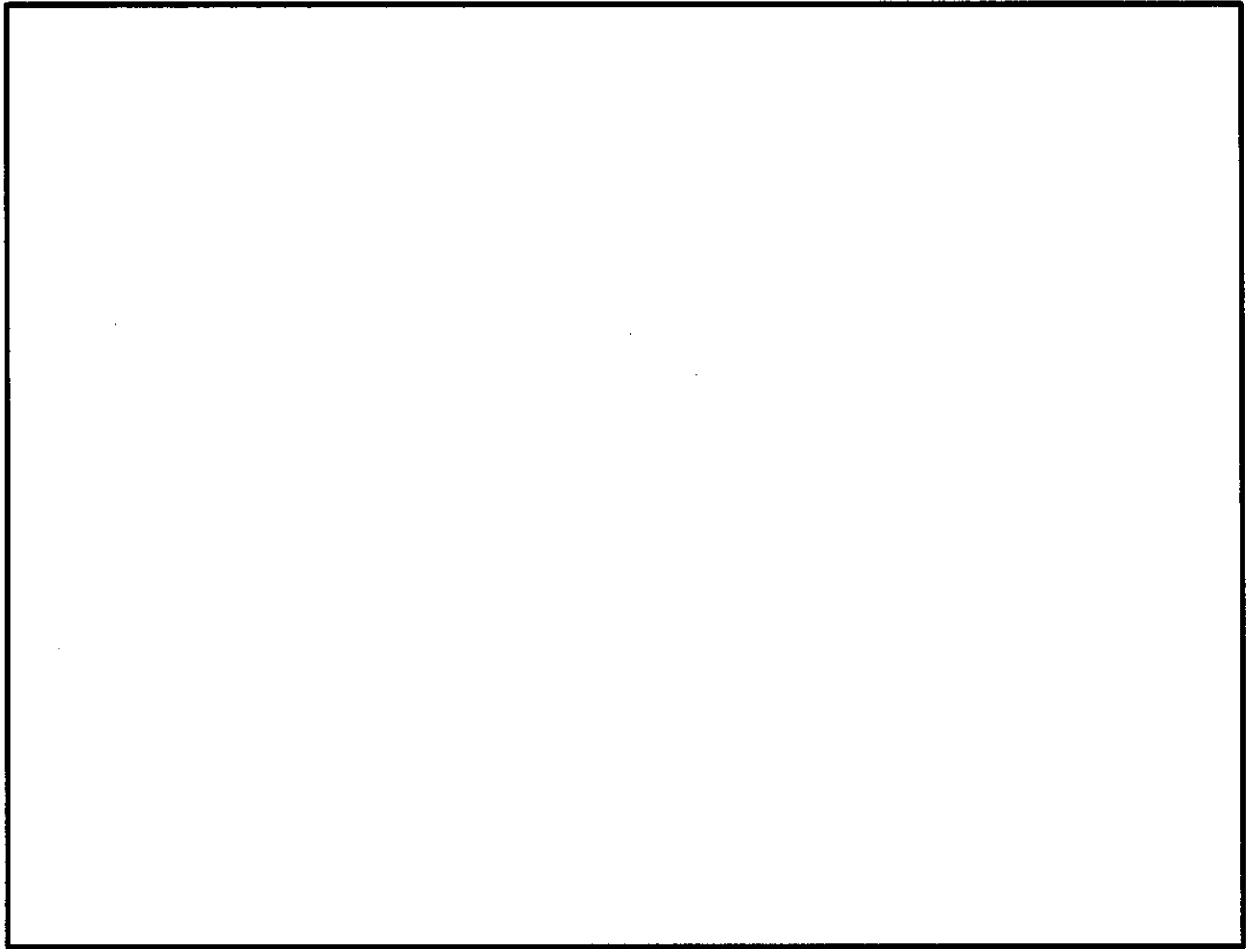


図 6.1-3 (3) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(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)

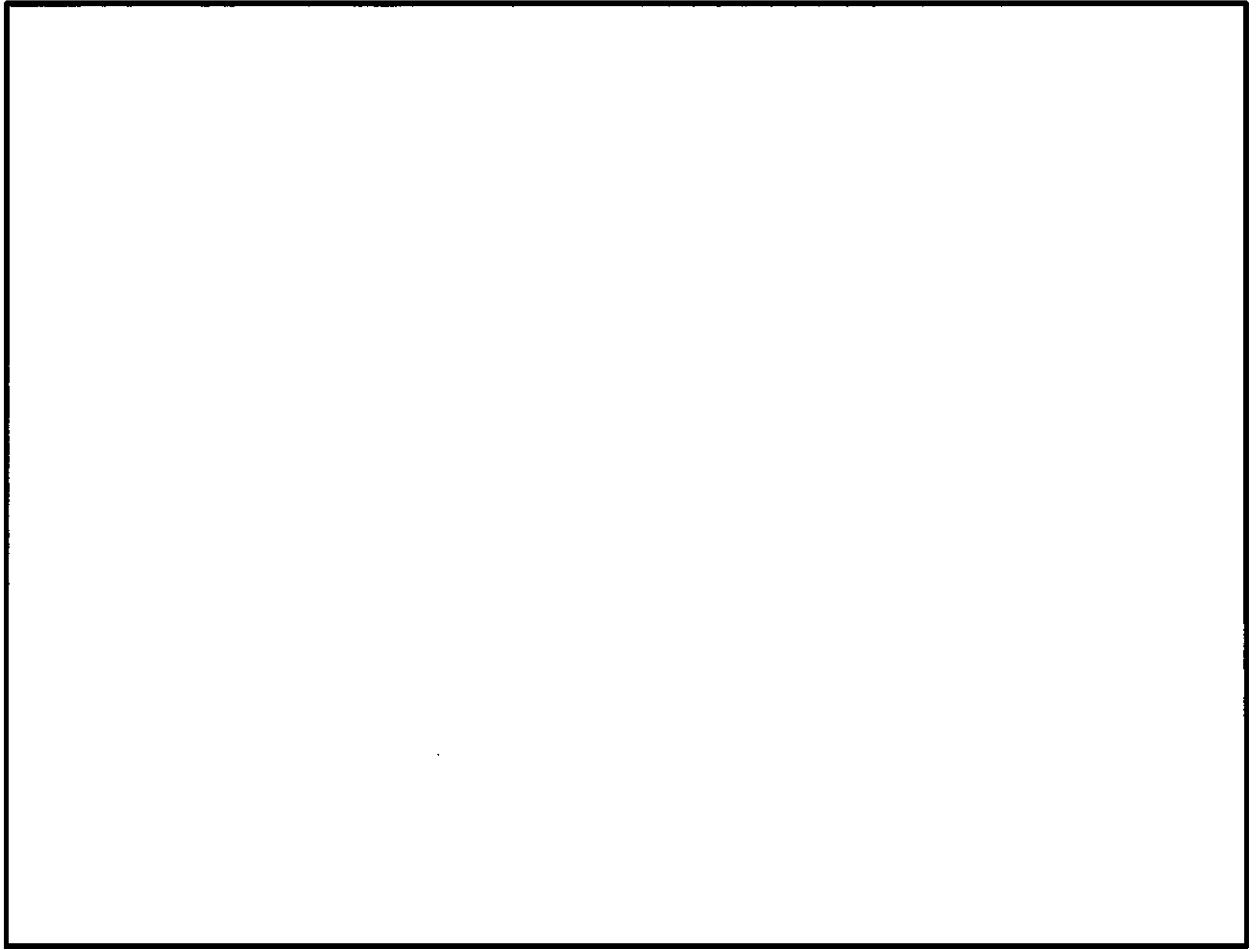


図 6.1-3 (4) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(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)

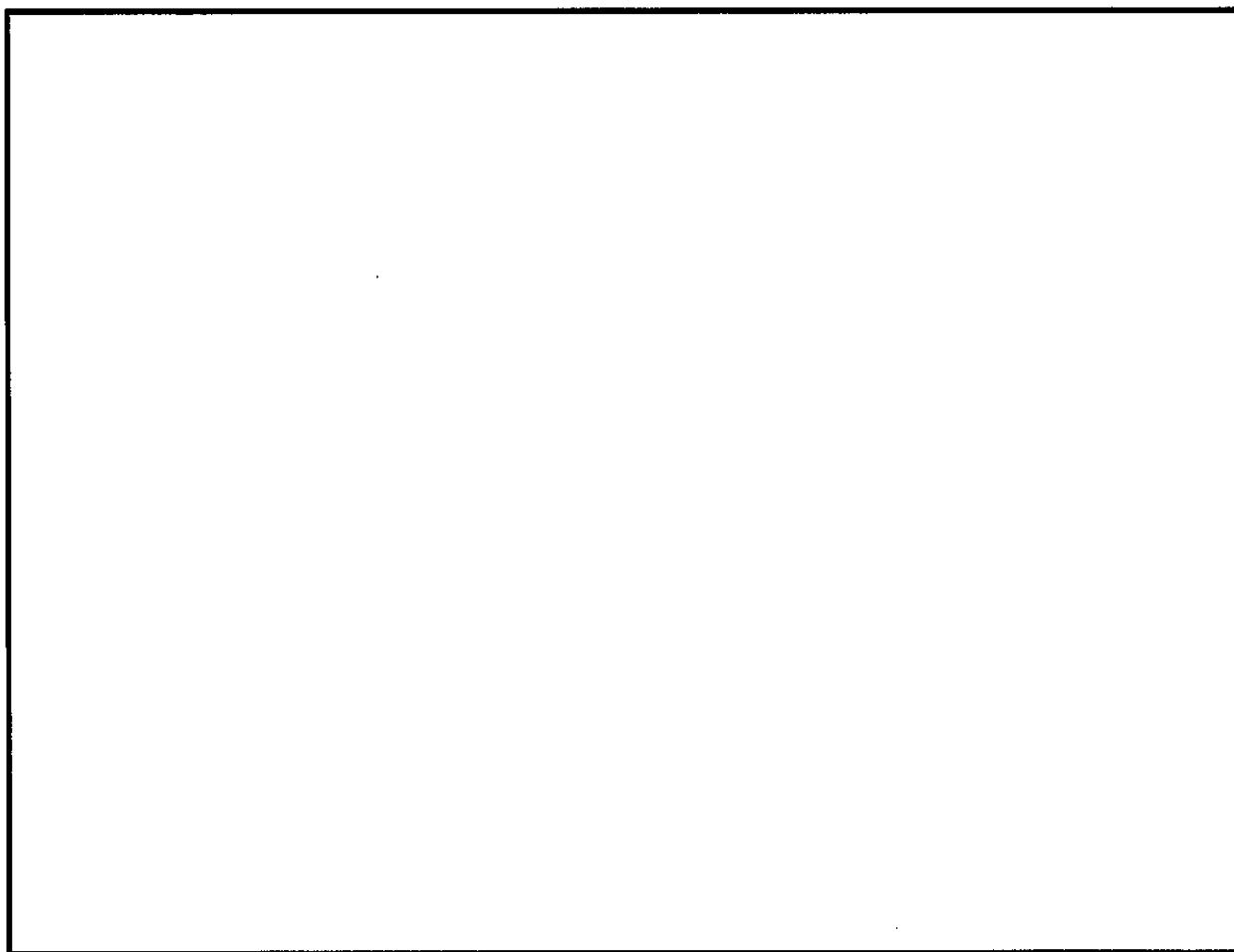


図 6.1-3 (5) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 1.1$)

(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)

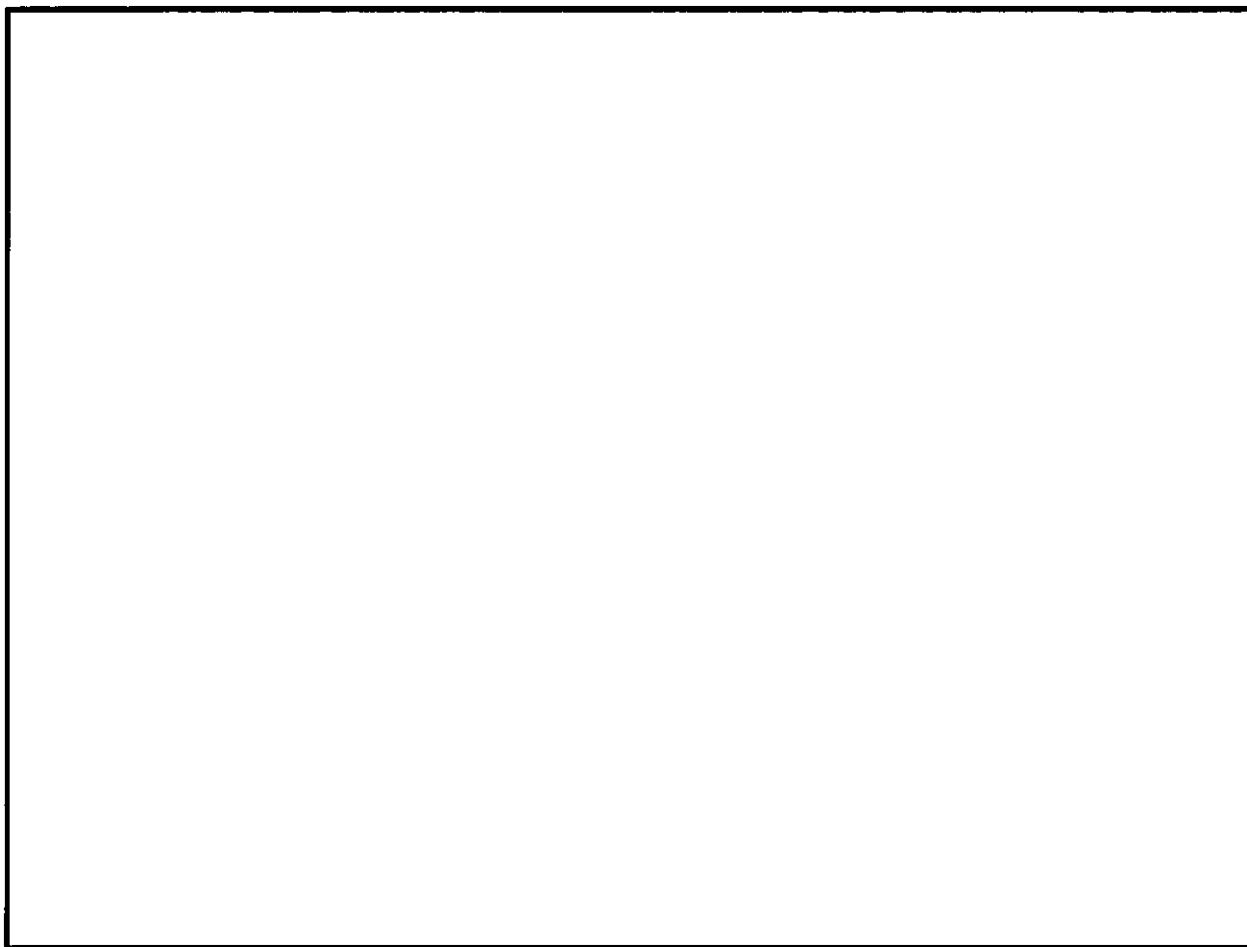


図 6.1-3 (6) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 1.2$)

(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)

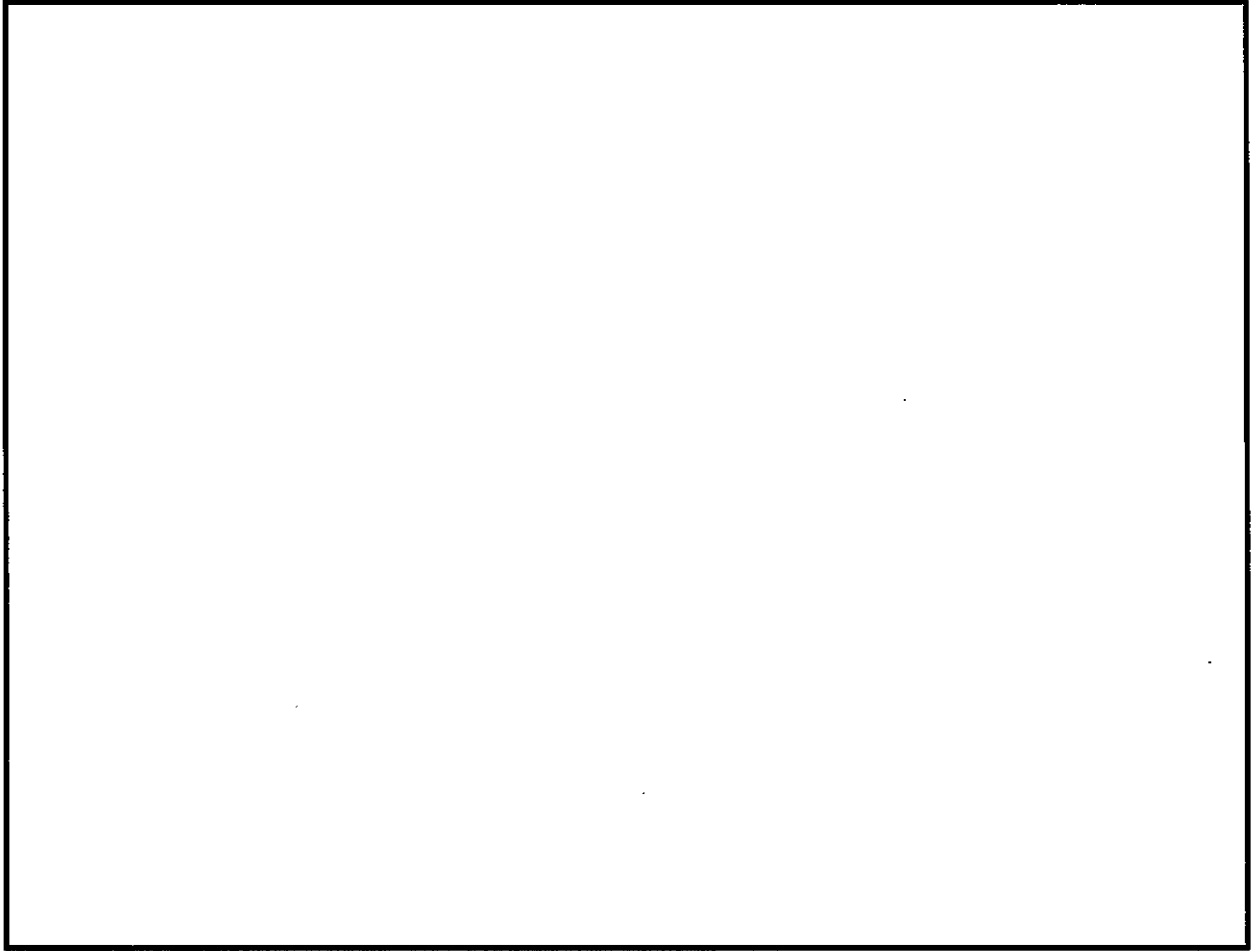


図 6.1-3 (7) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(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)

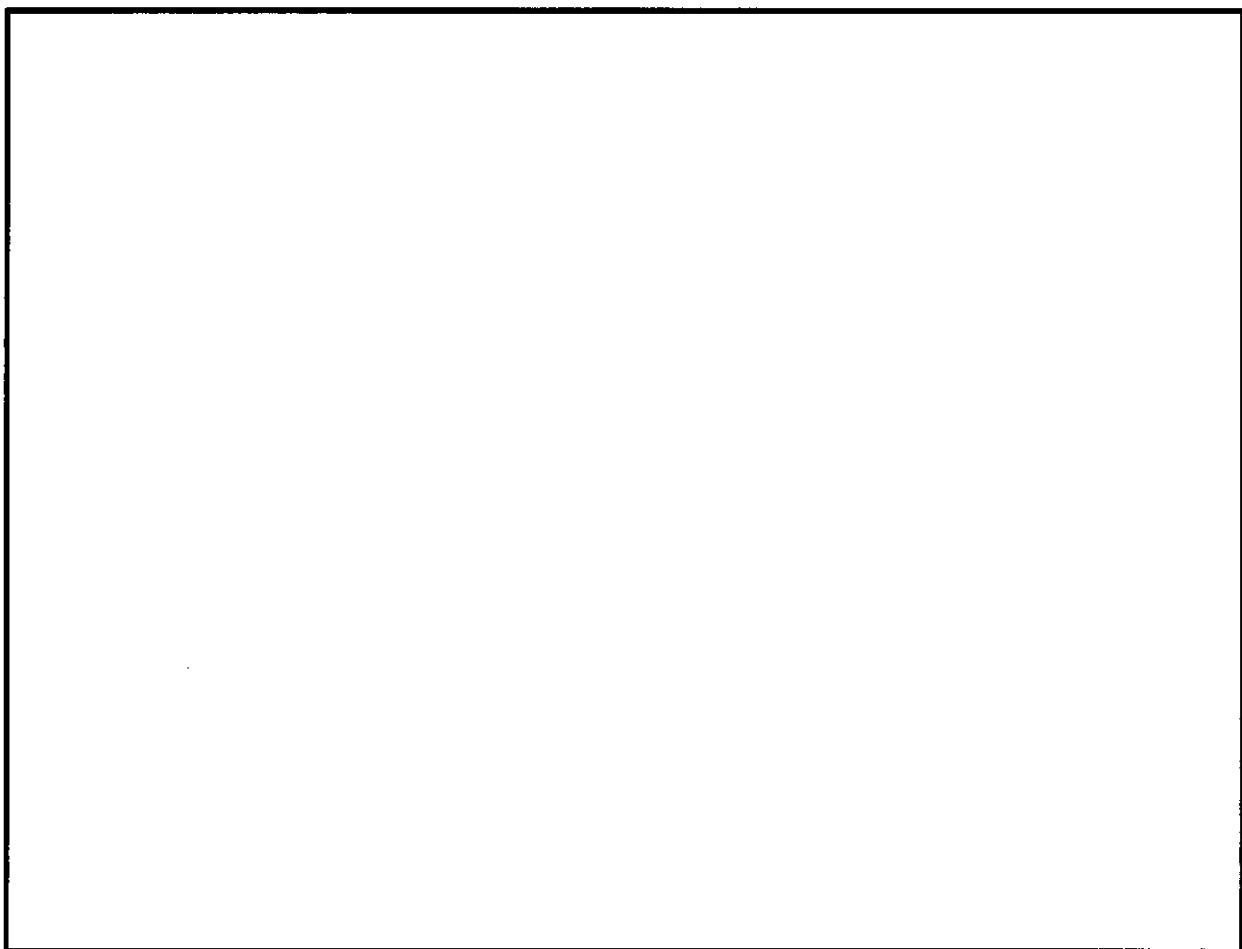


図 6.1-3 (8) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 1.4$)

(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)

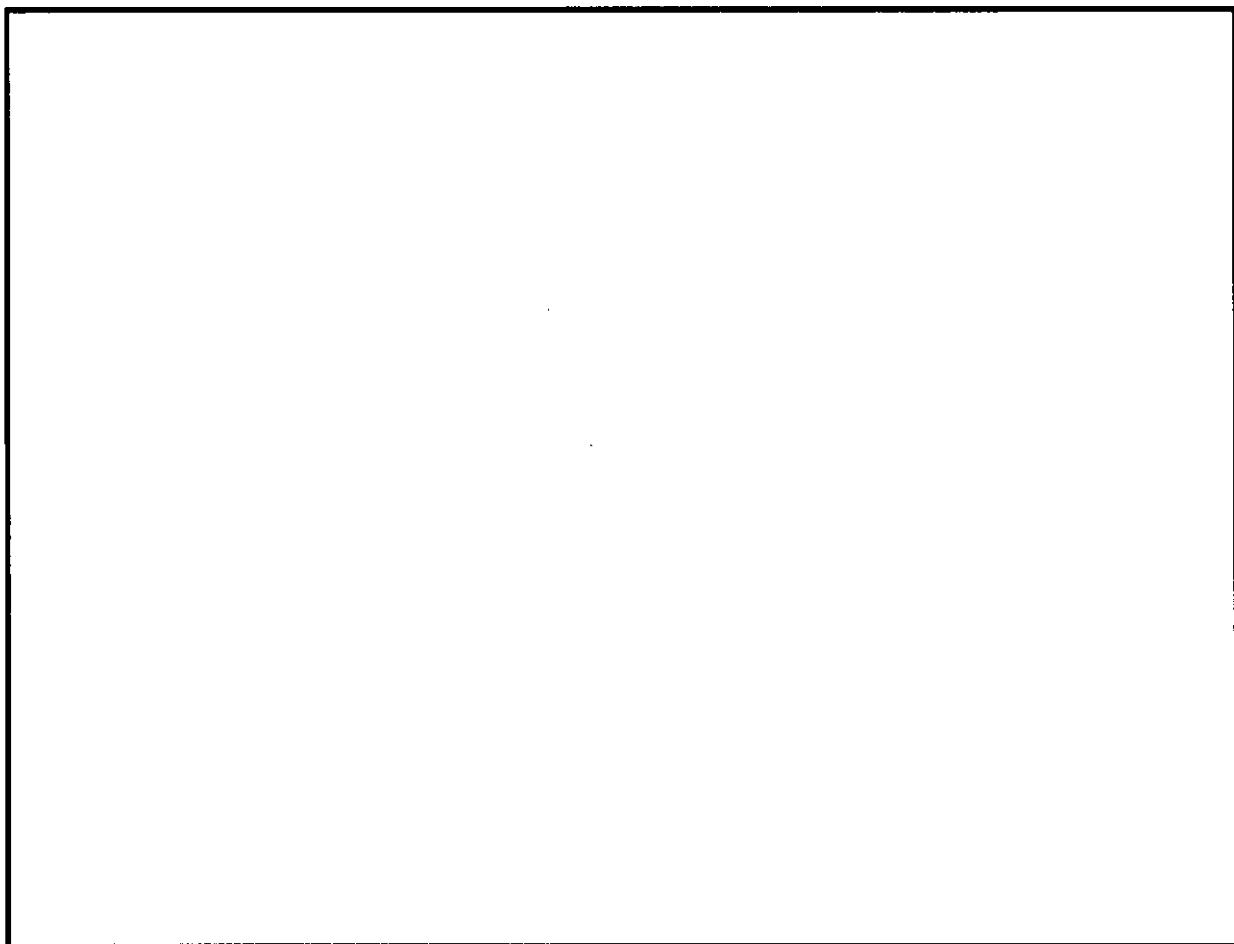


図 6.1-3 (9) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(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)

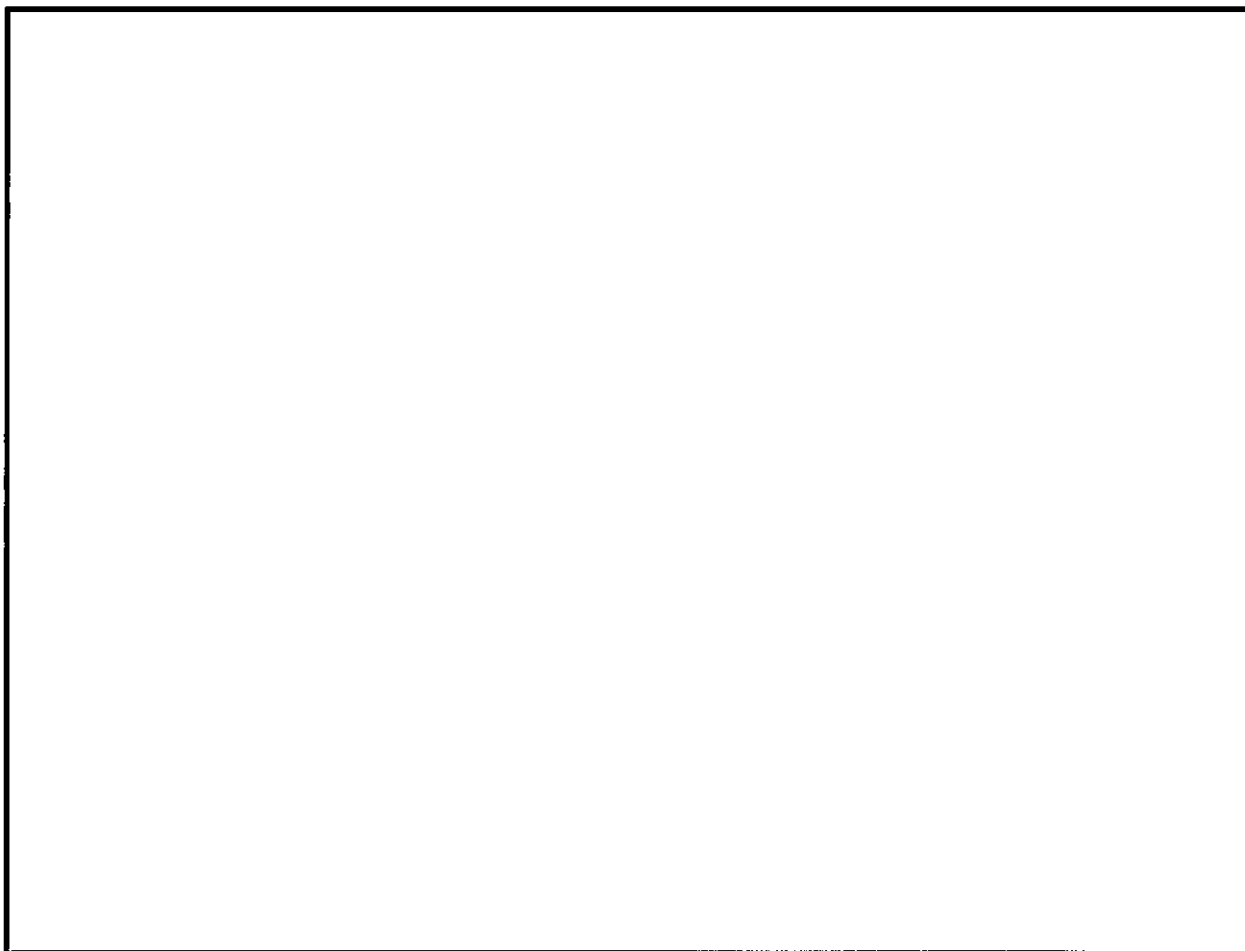


図 6.1-3 (10) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

($S_s - 2.2$)

(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)

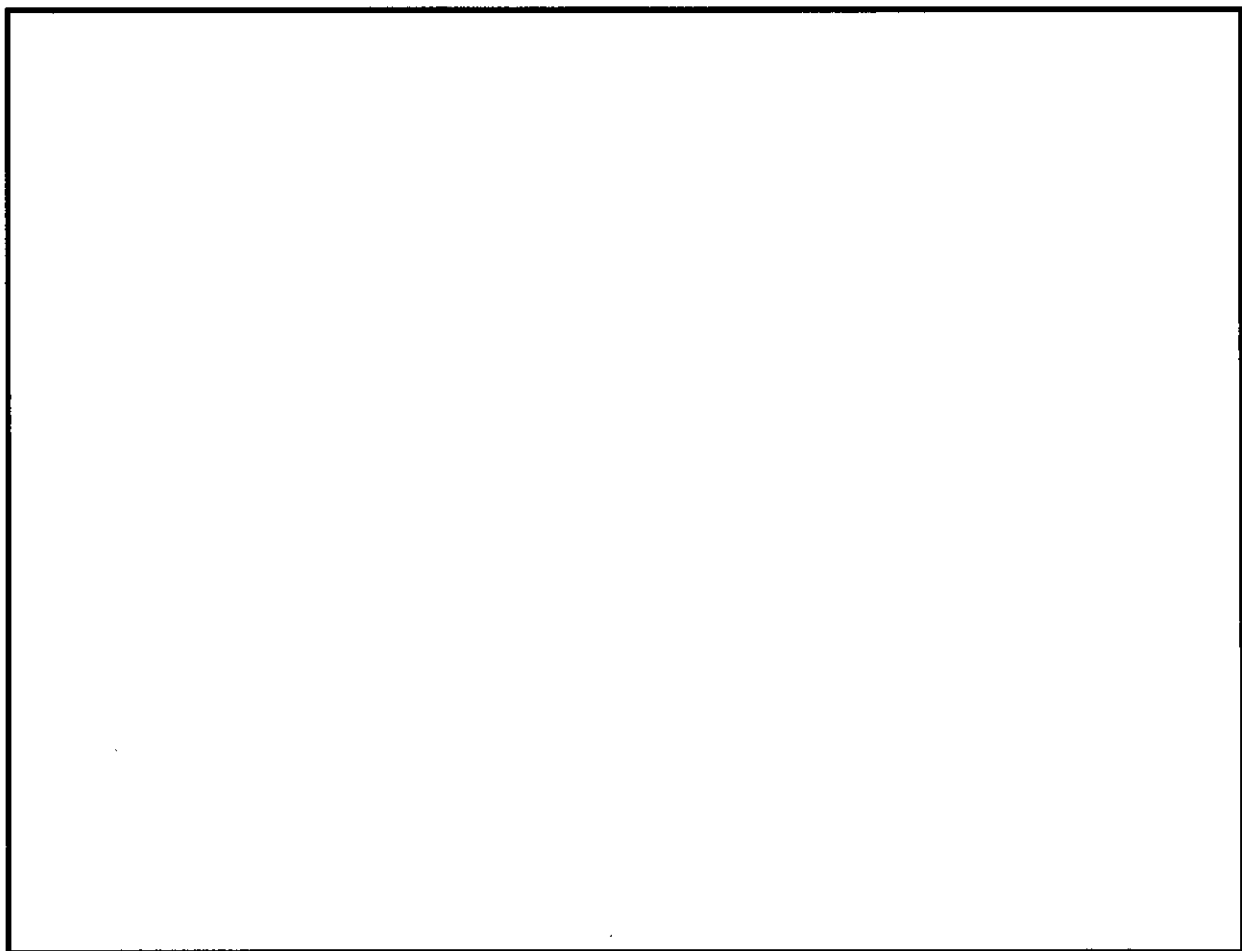


図 6.1-3 (11) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)

(S₃-31 [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)

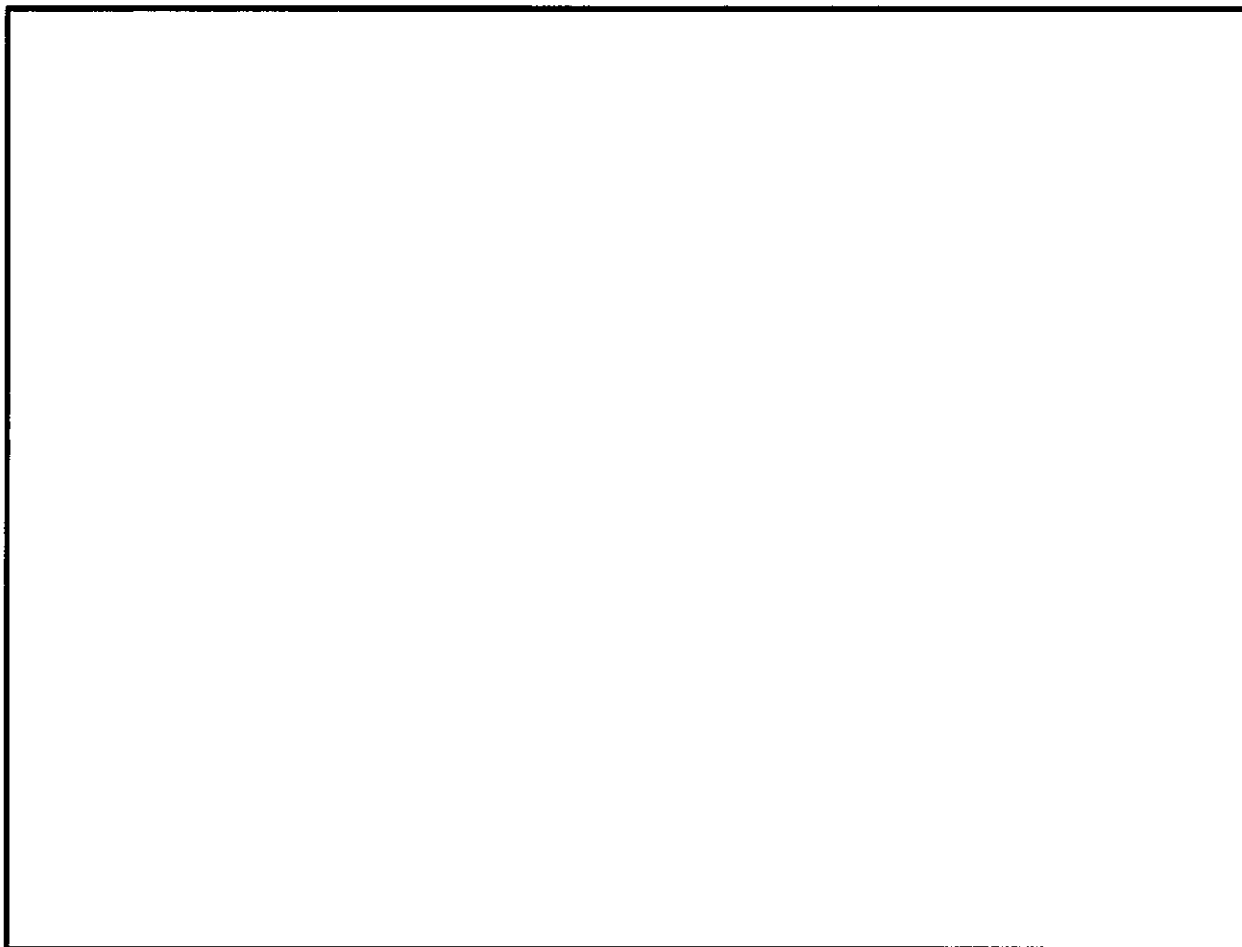


図 6.1-3 (12) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面)
(S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

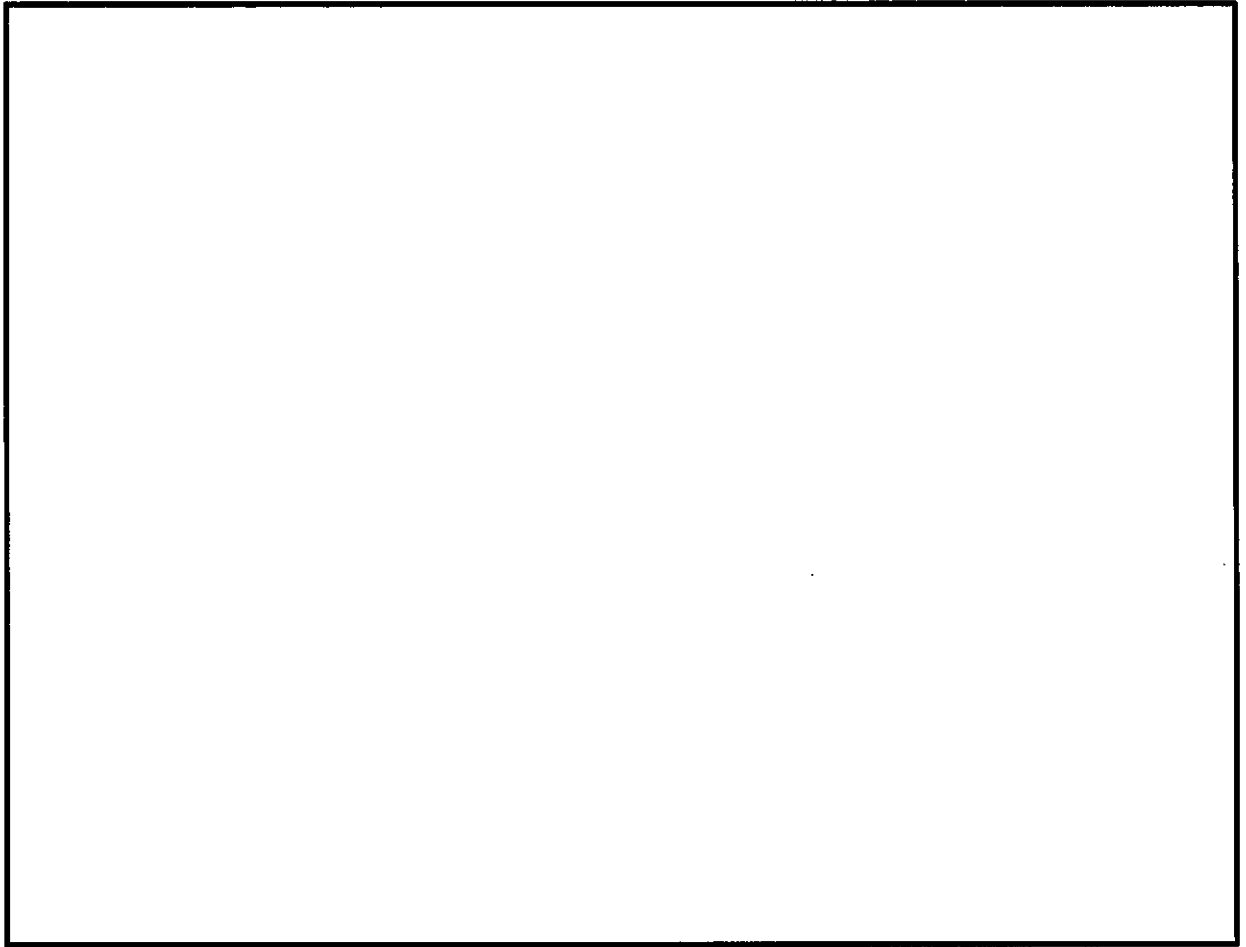


図 6.1-3 (13) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

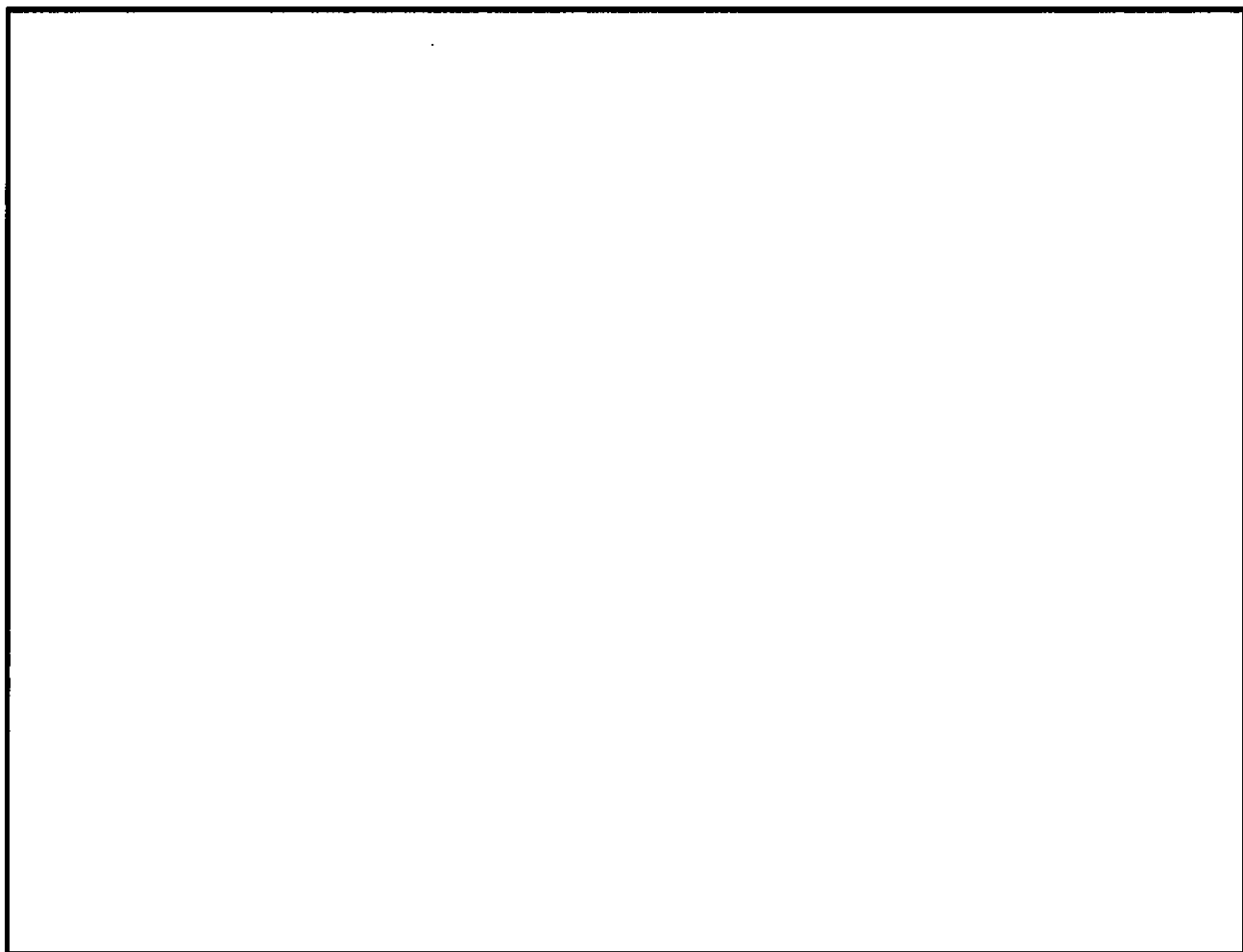


図 6.1-3 (14) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
(S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

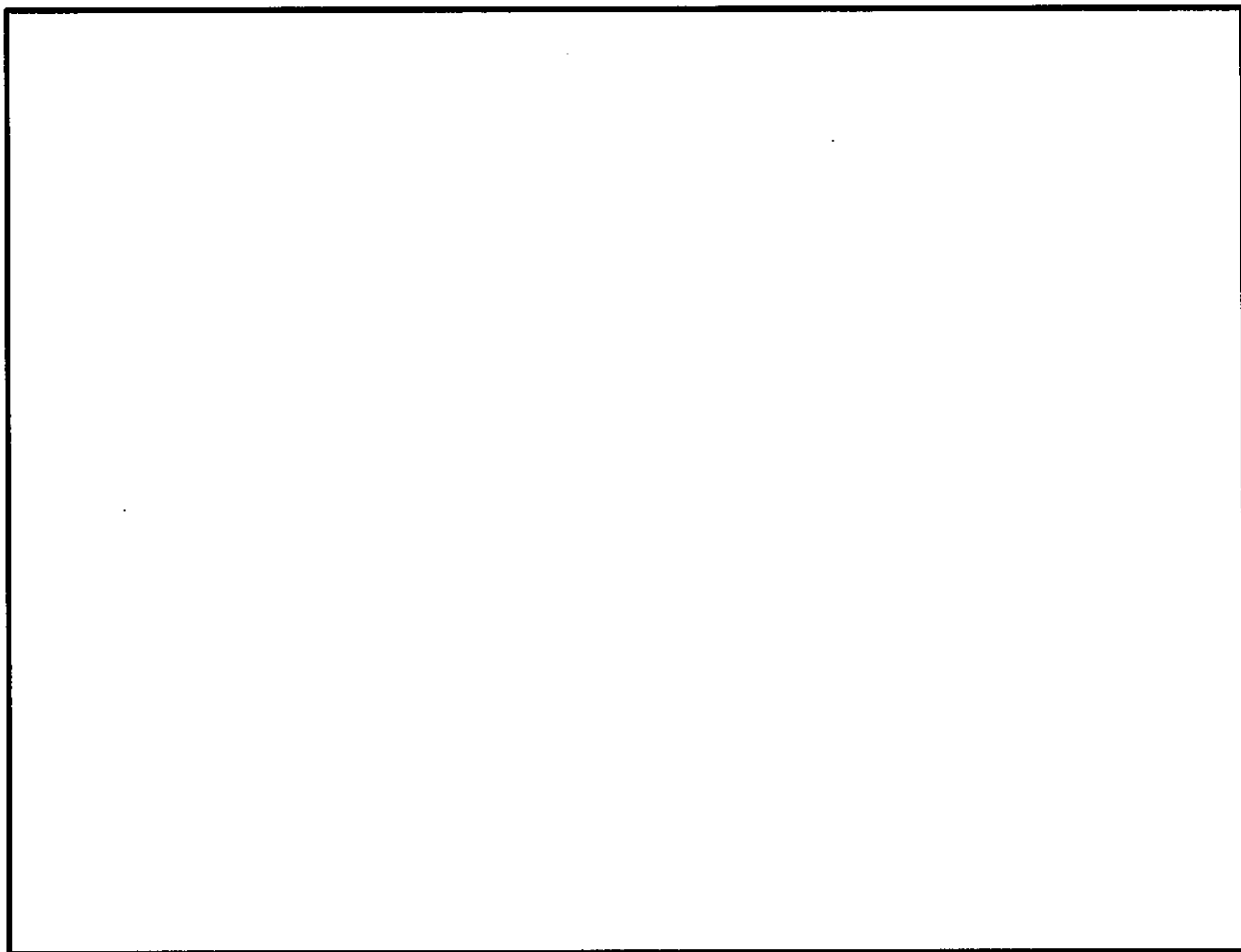


図 6.1-3 (15) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

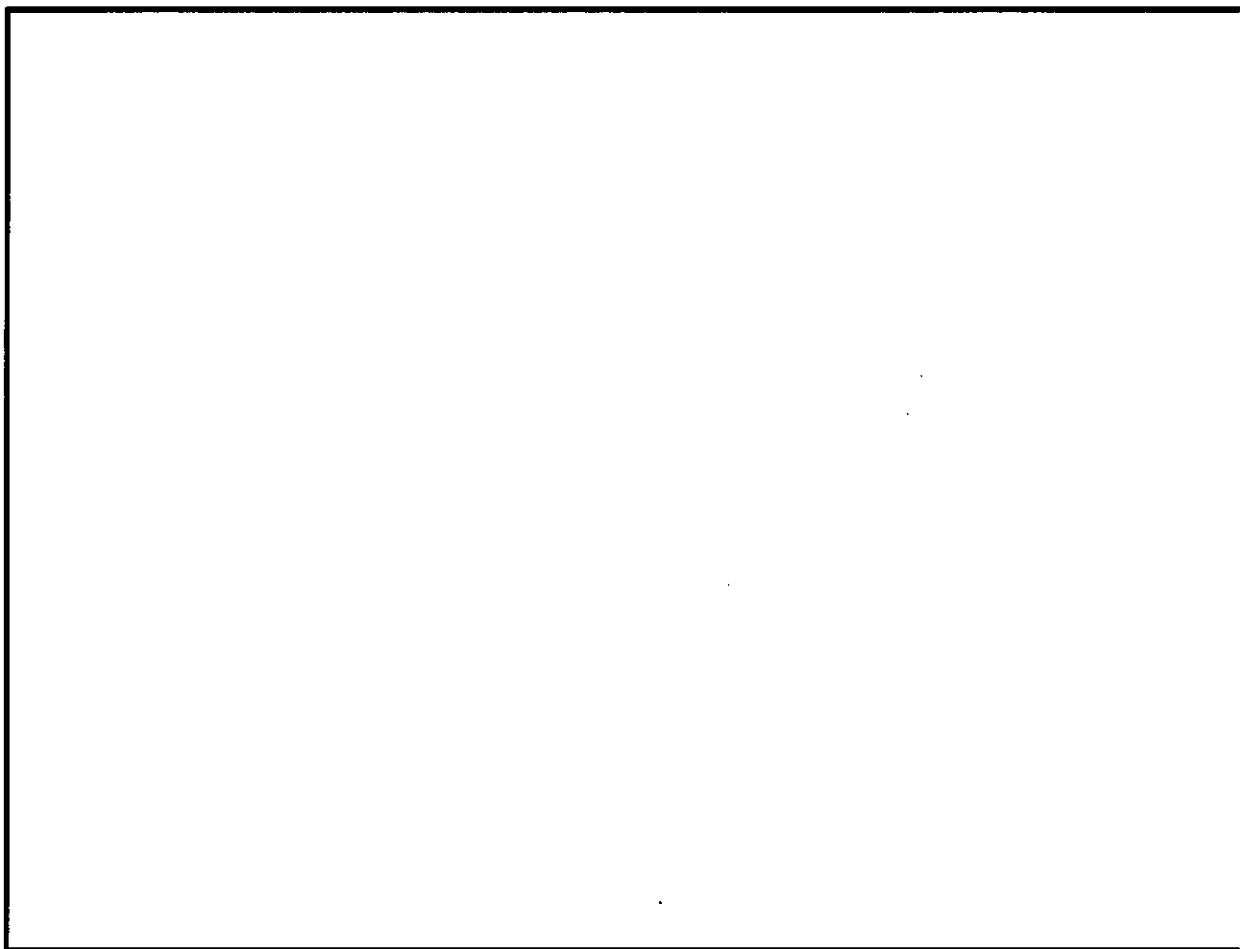


図 6.1-3 (16) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
(S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

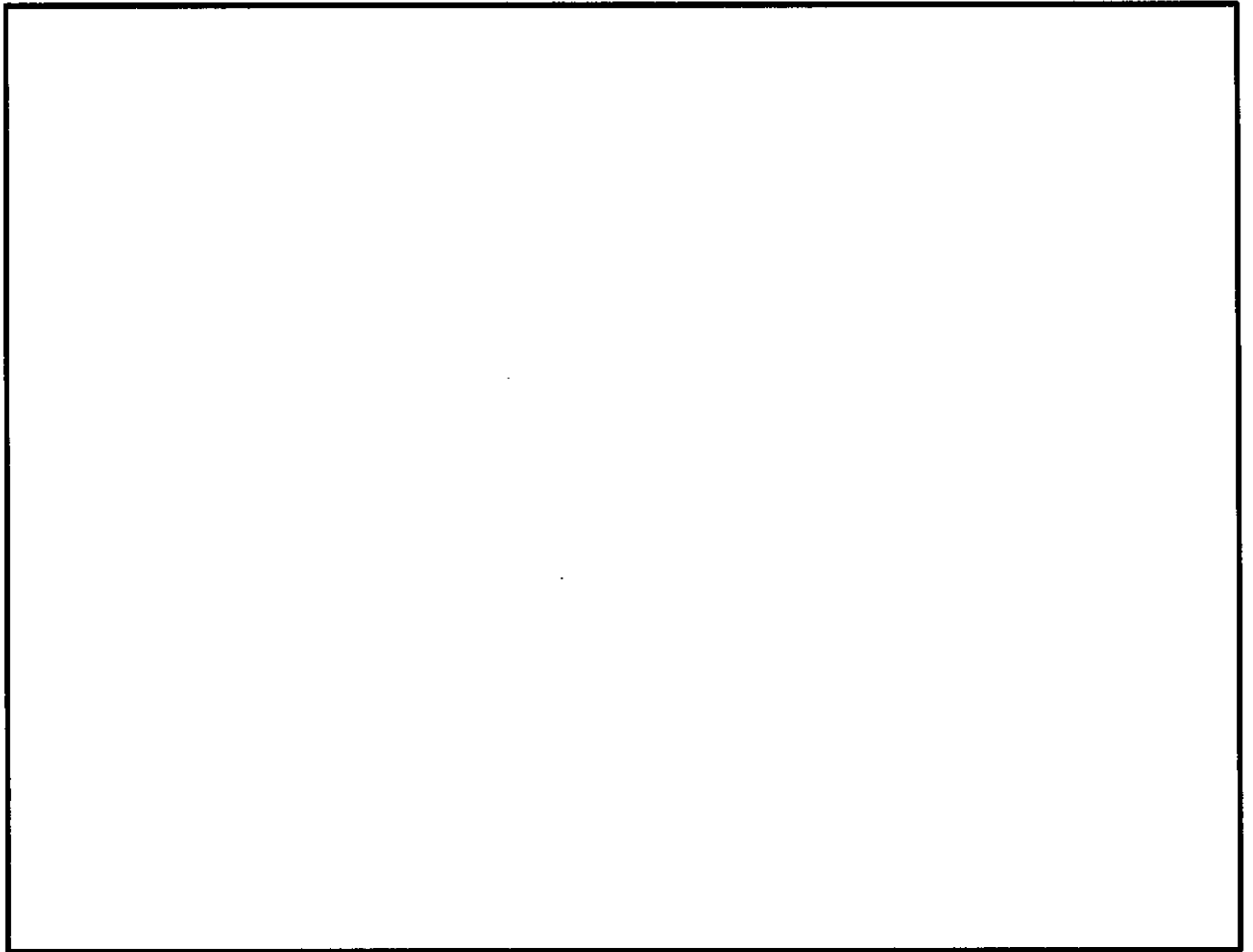


図 6.1-3 (17) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
(S_s -D1 [H-, V+])

(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)

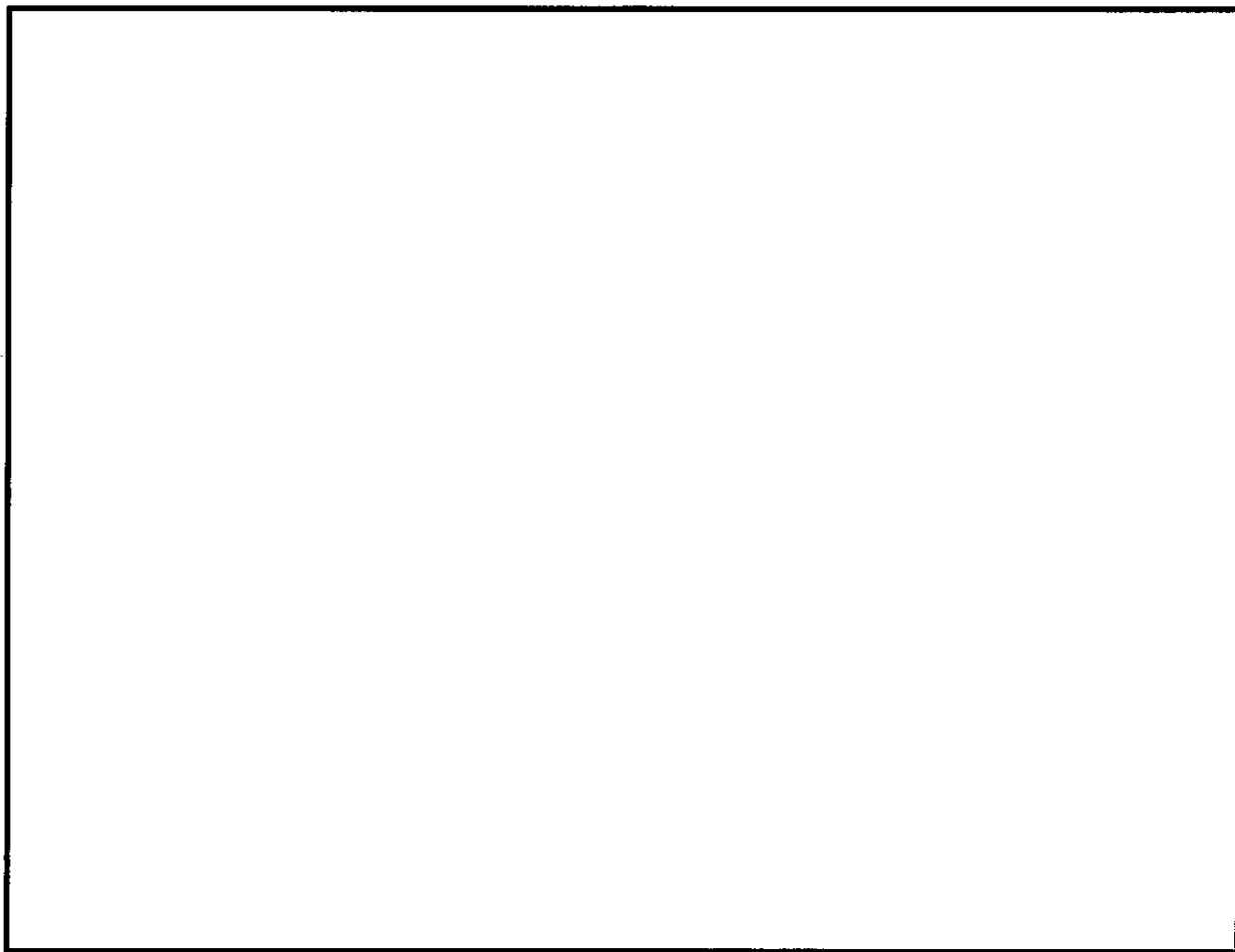


図 6.1-3 (18) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
(S_s-D1 [H+, V-])

(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)

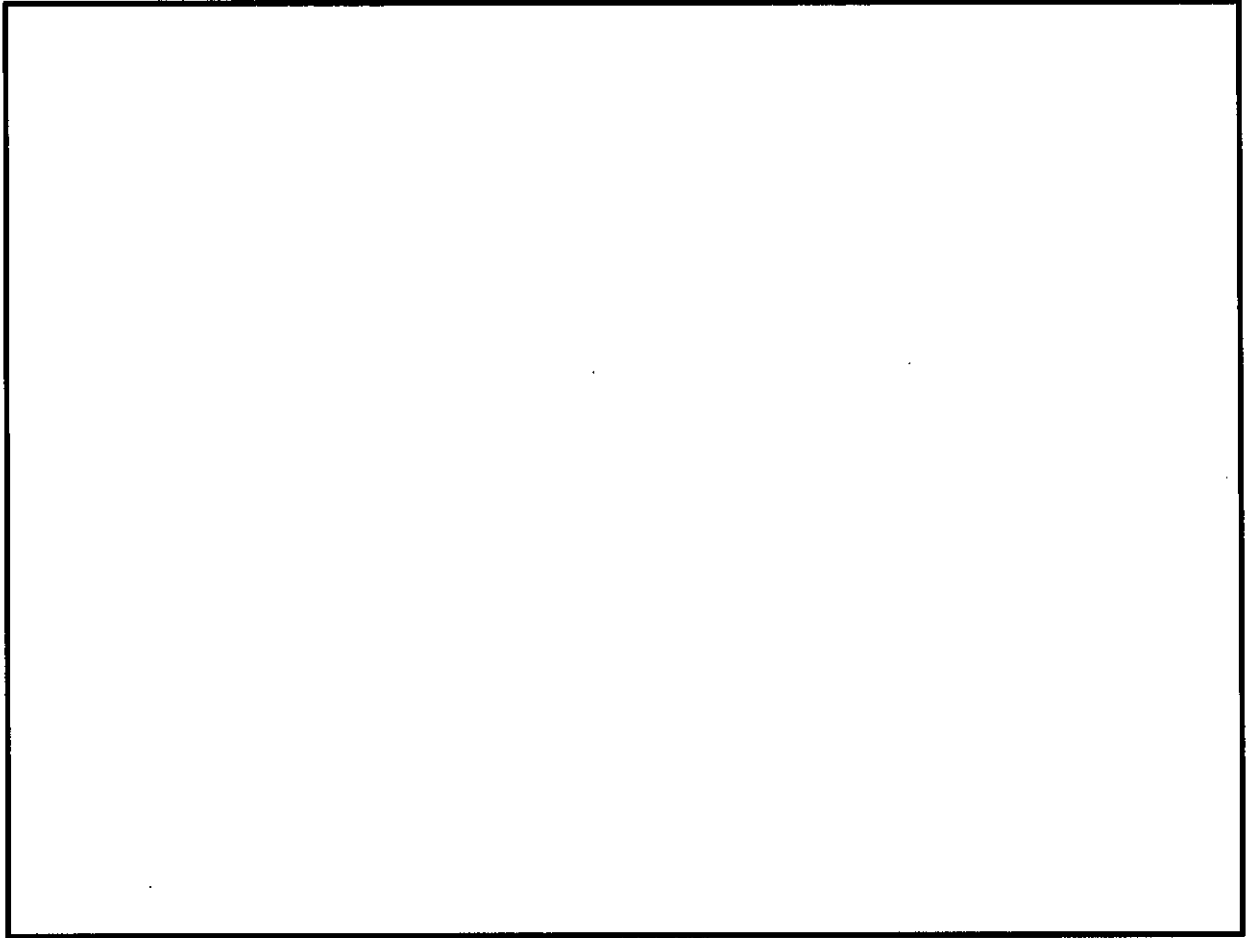


図 6.1-3 (19) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

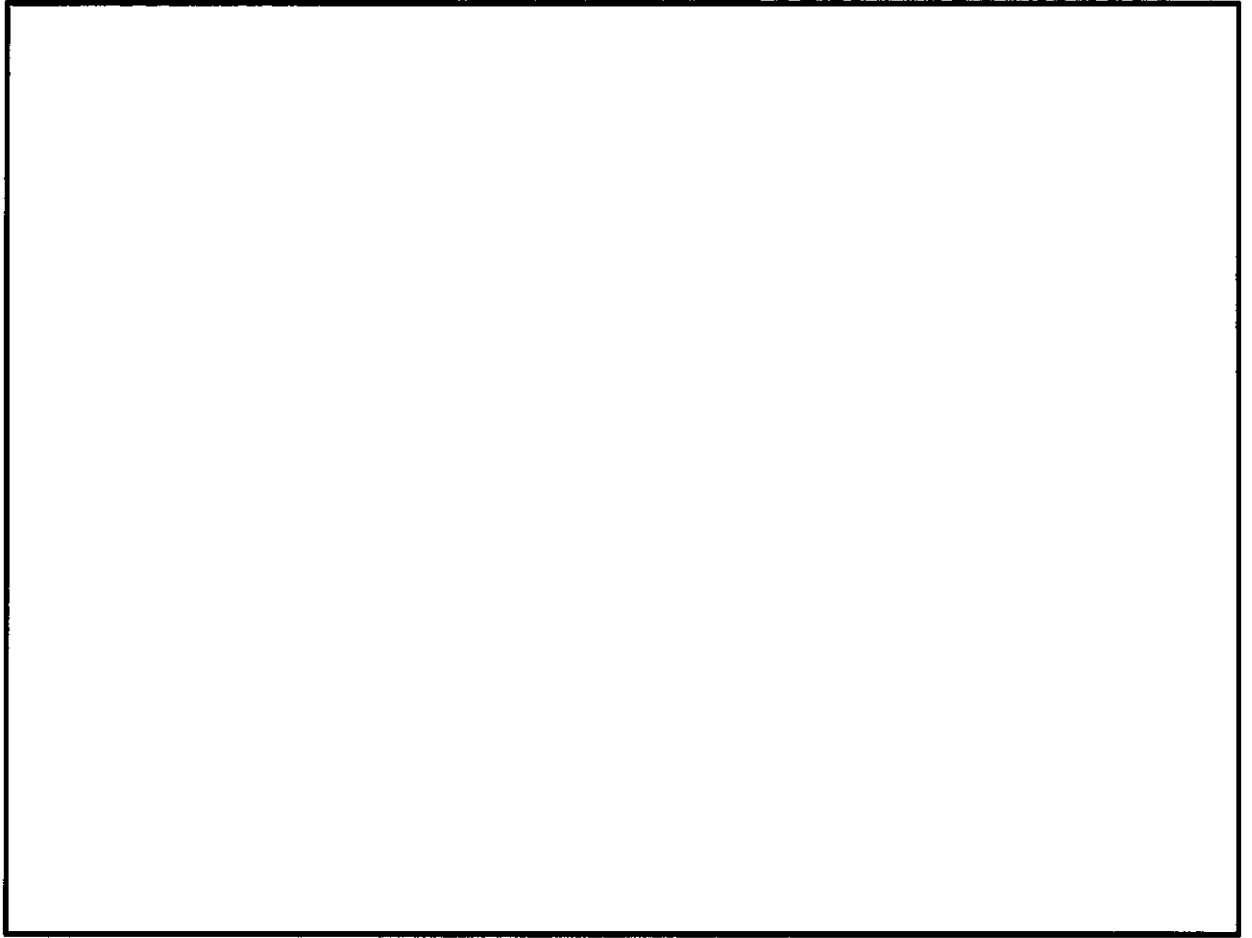


図 6.1-3 (20) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
(S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

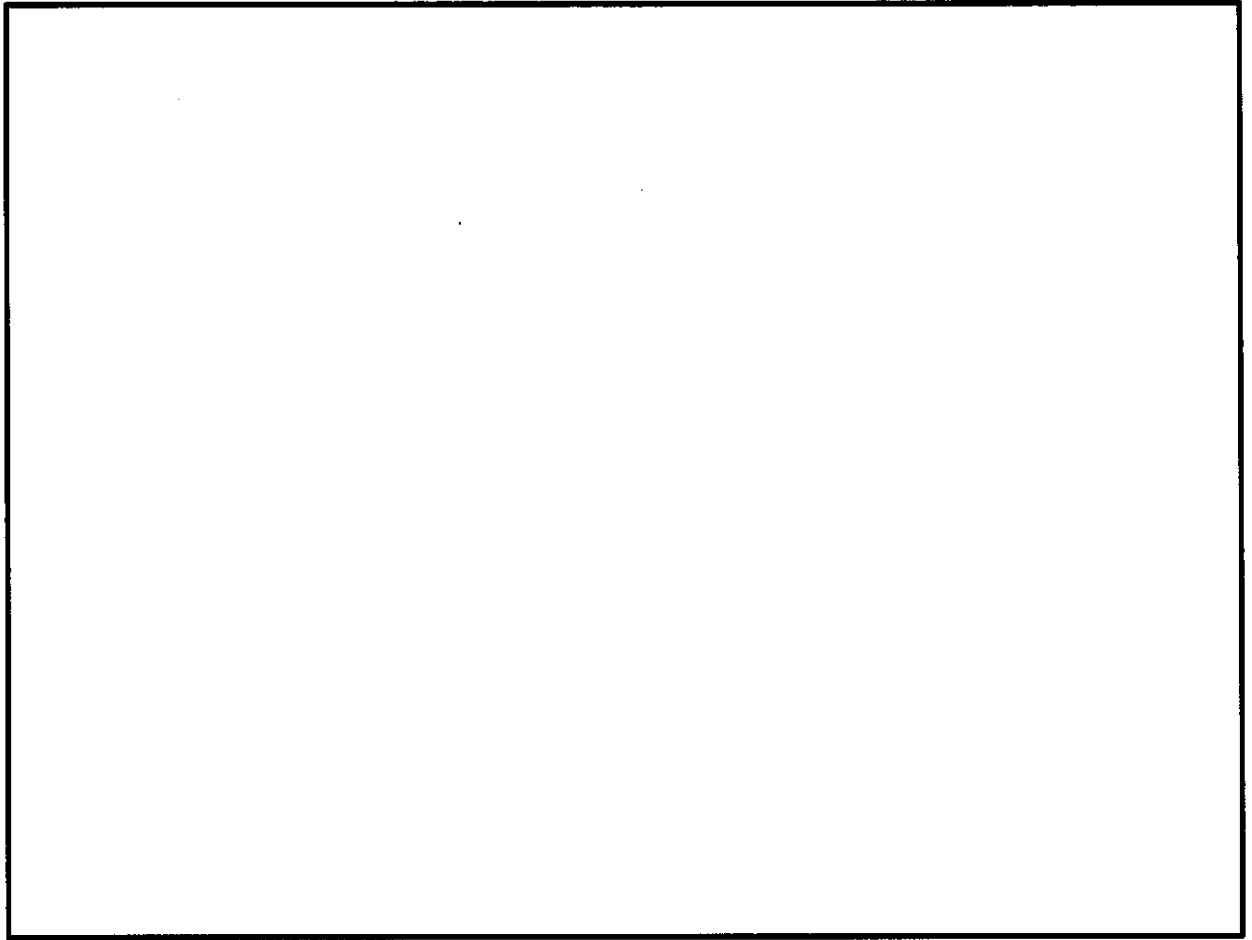


図 6.1-3 (21) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)

(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)

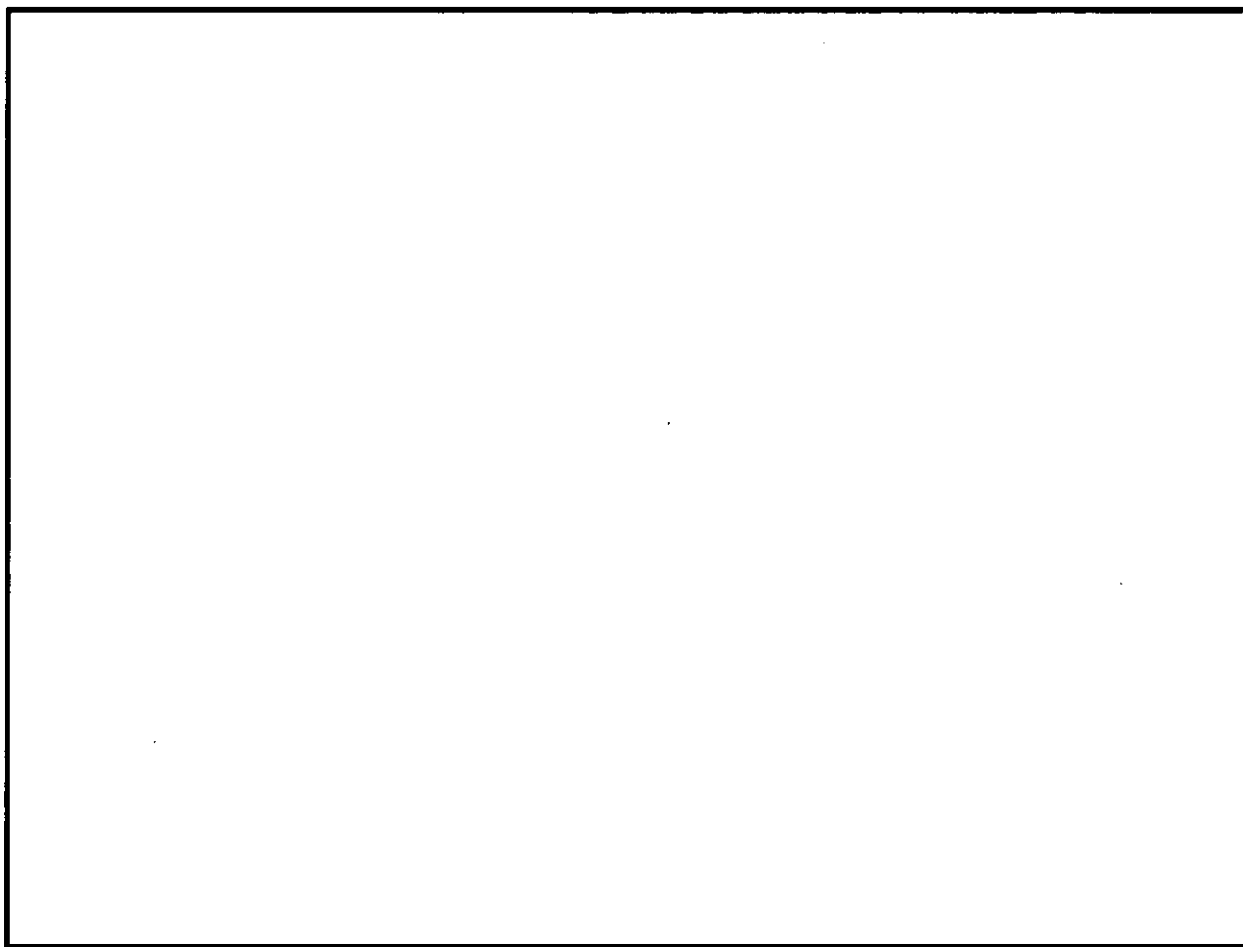


図 6.1-3 (22) 最大せん断ひずみ分布 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
(S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

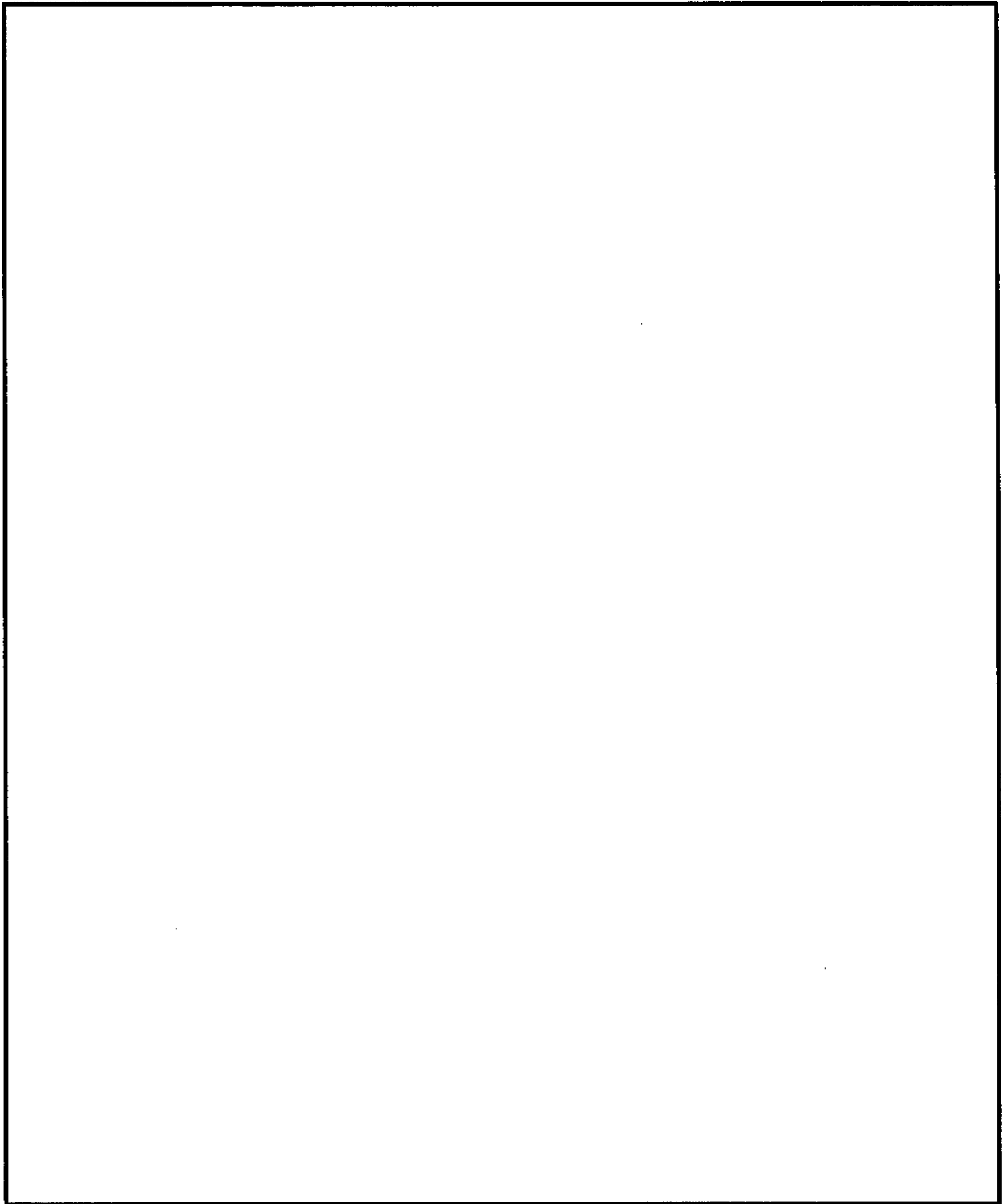


図 6.1-4 (1) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(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)

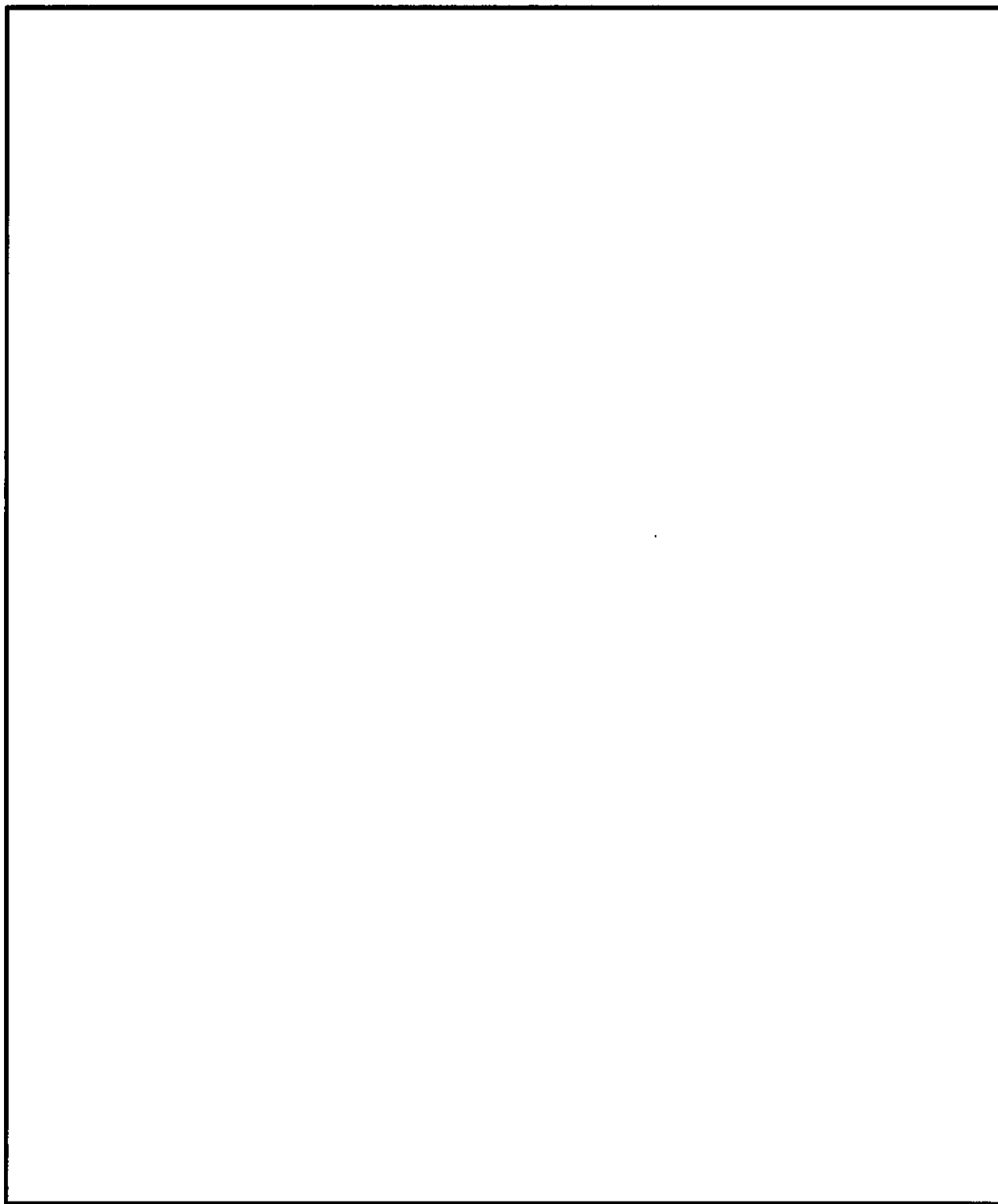


図 6.1-4 (2) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)
(S_s -D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

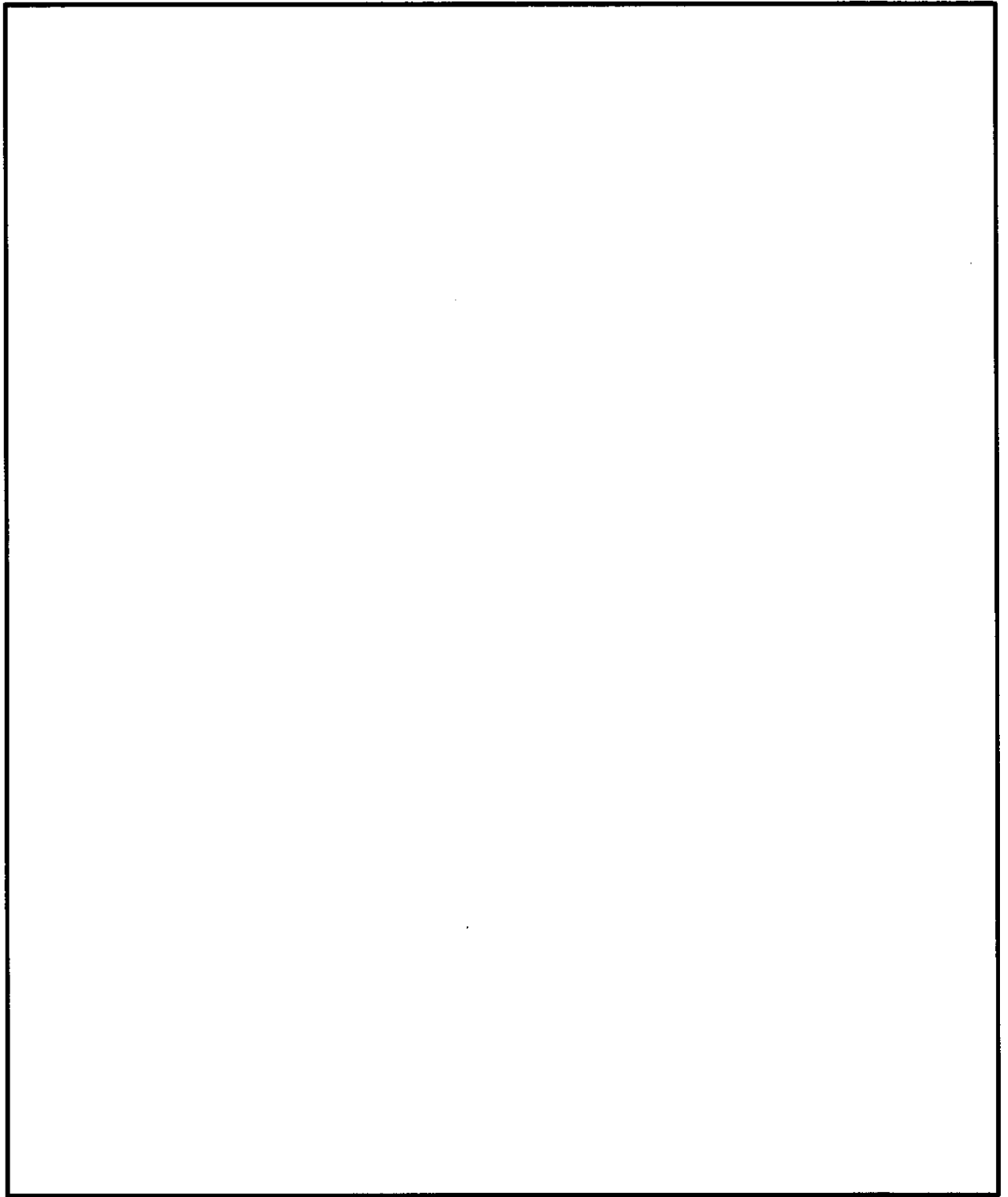


図 6.1-4 (3) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(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)

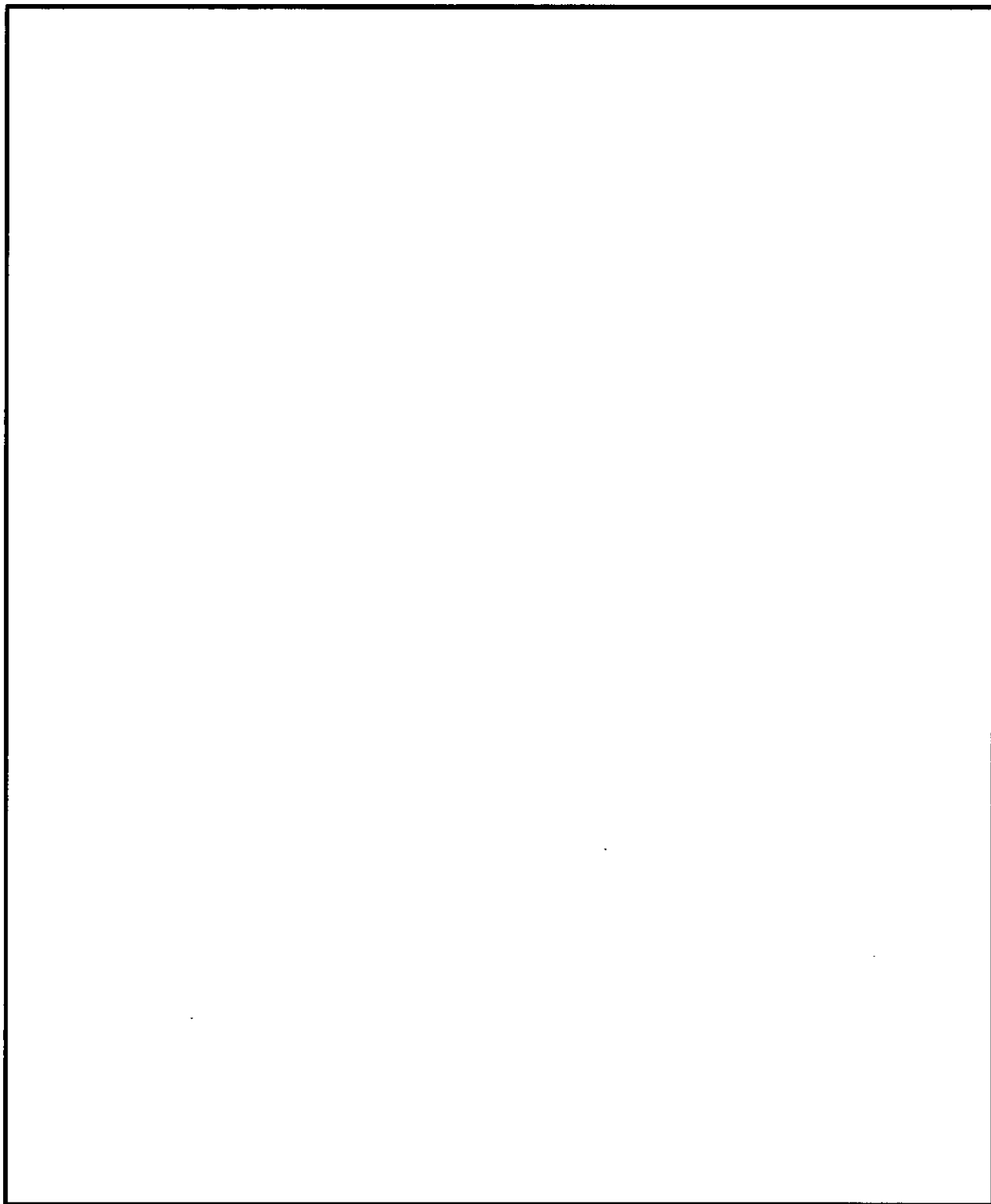


図 6.1-4 (4) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(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)

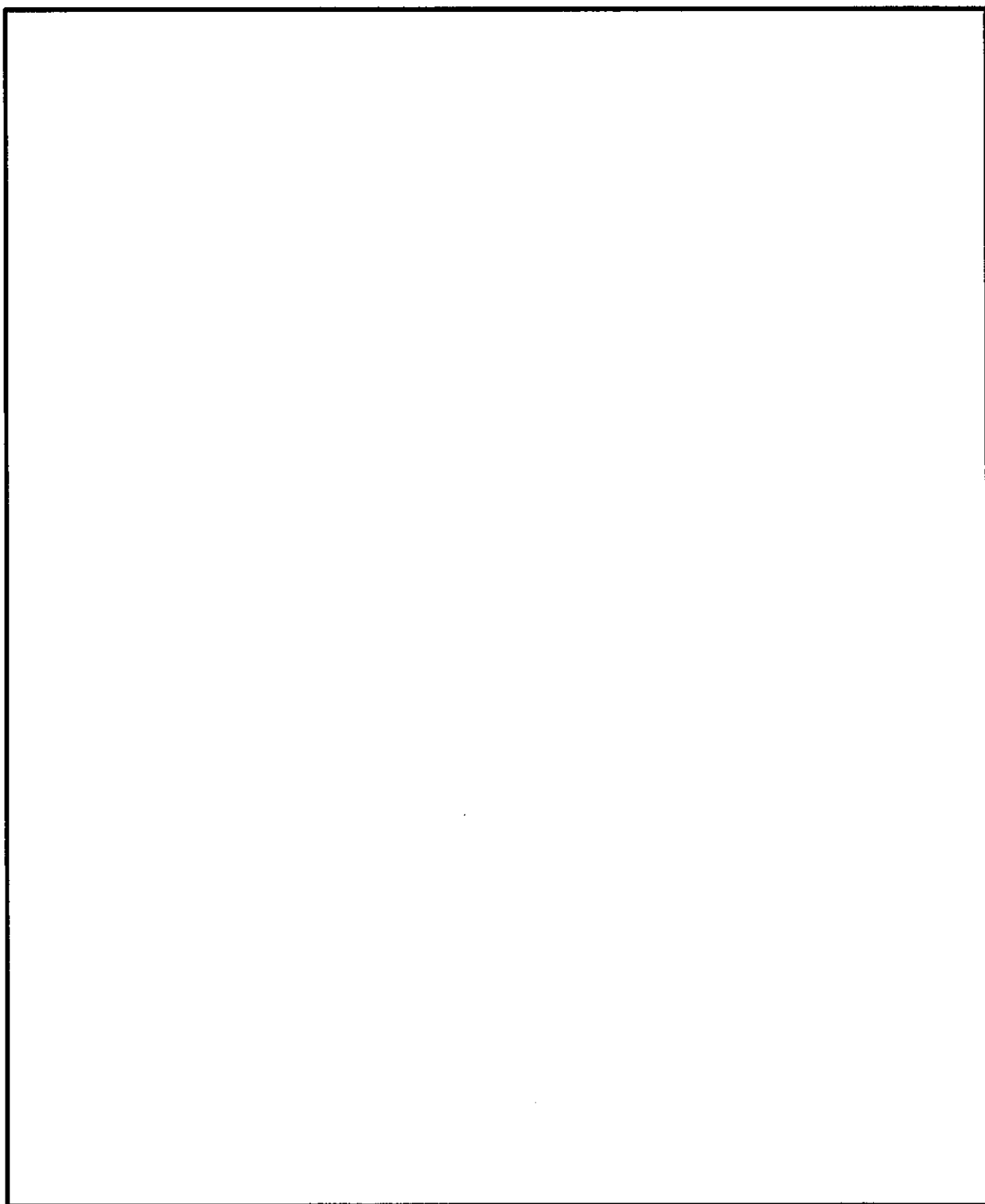


図 6.1-4 (5) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(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)

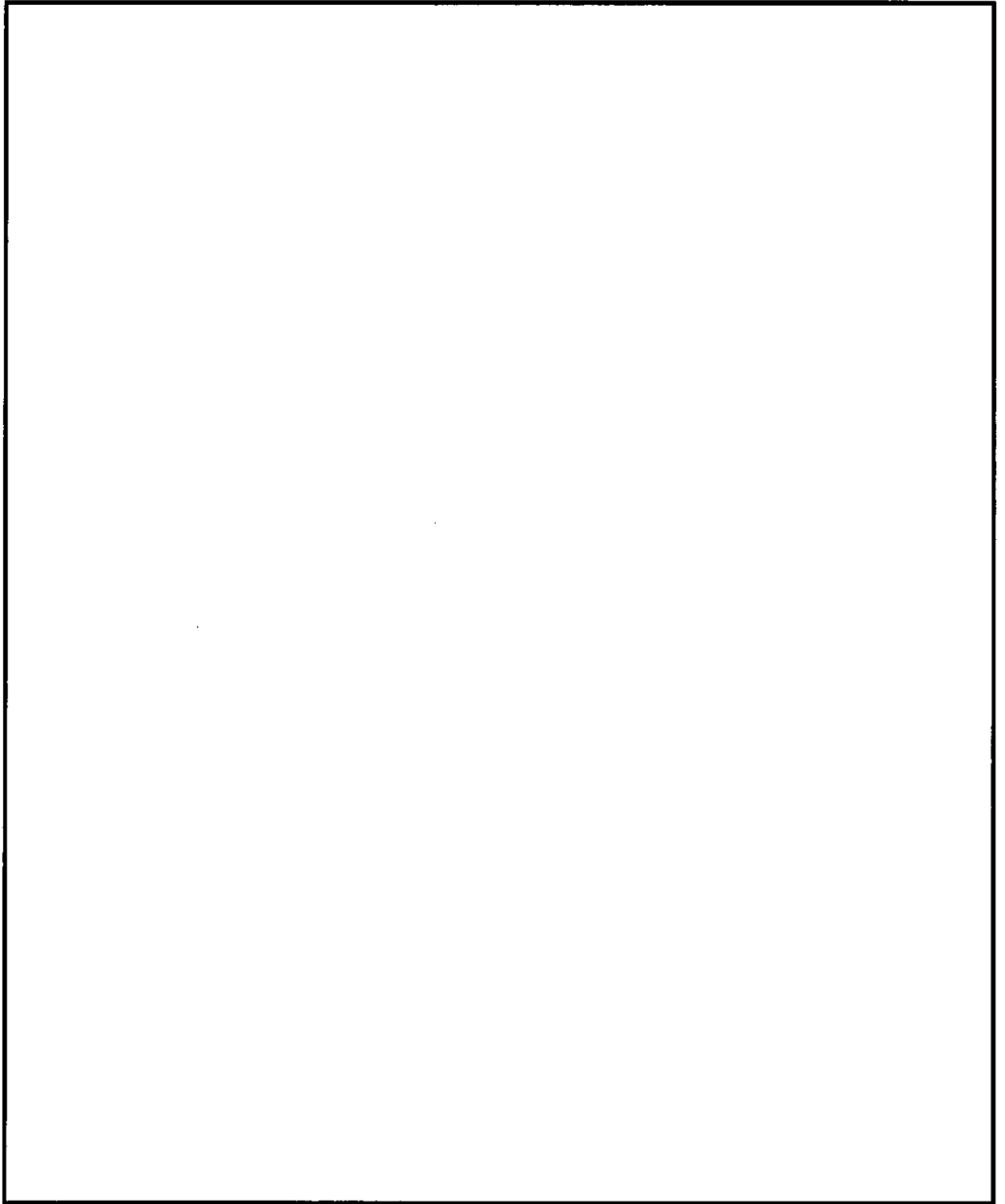


図 6.1-4 (6) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)
(S_s-12)

(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)

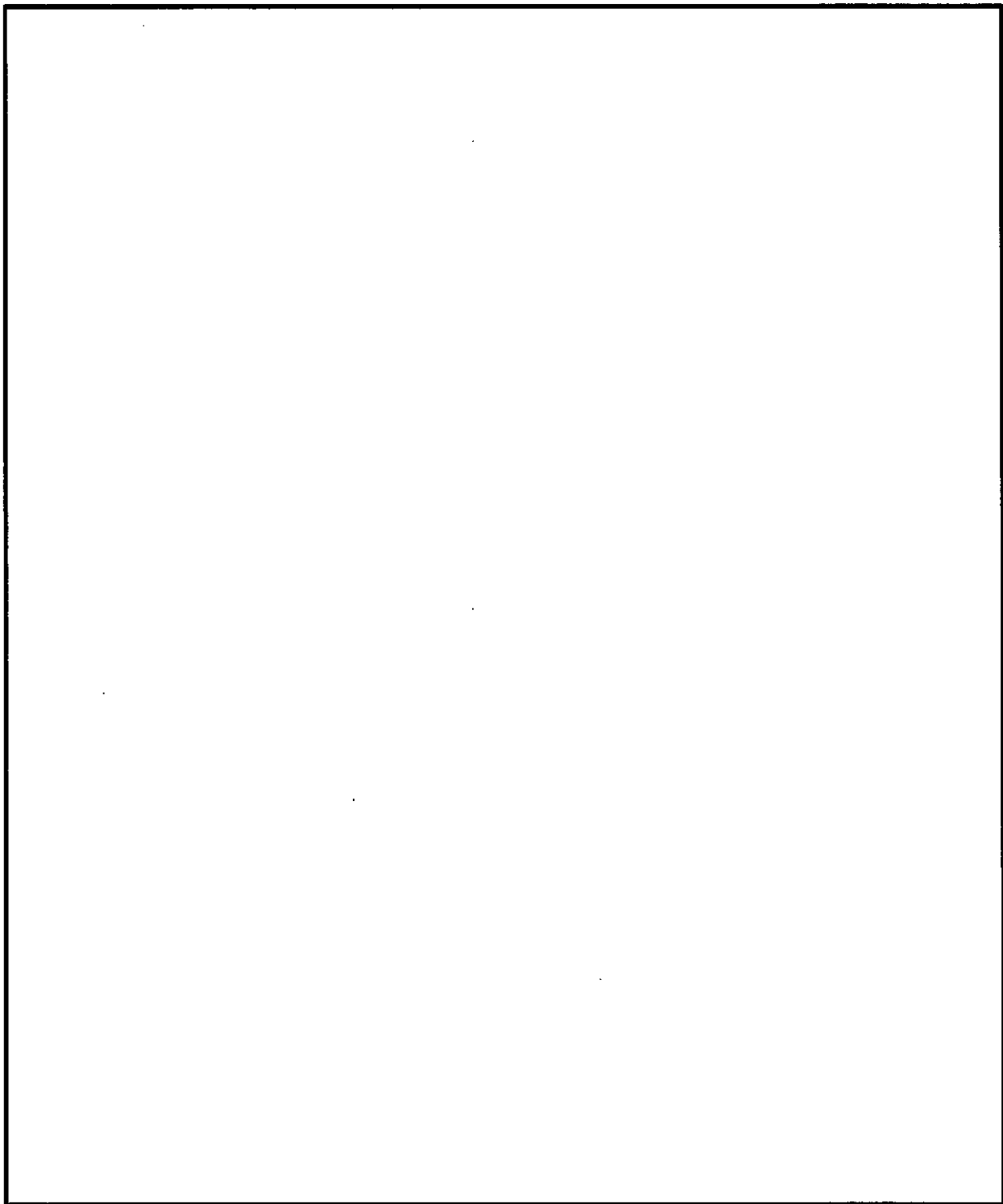


図 6.1-4 (7) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 13$)

(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)

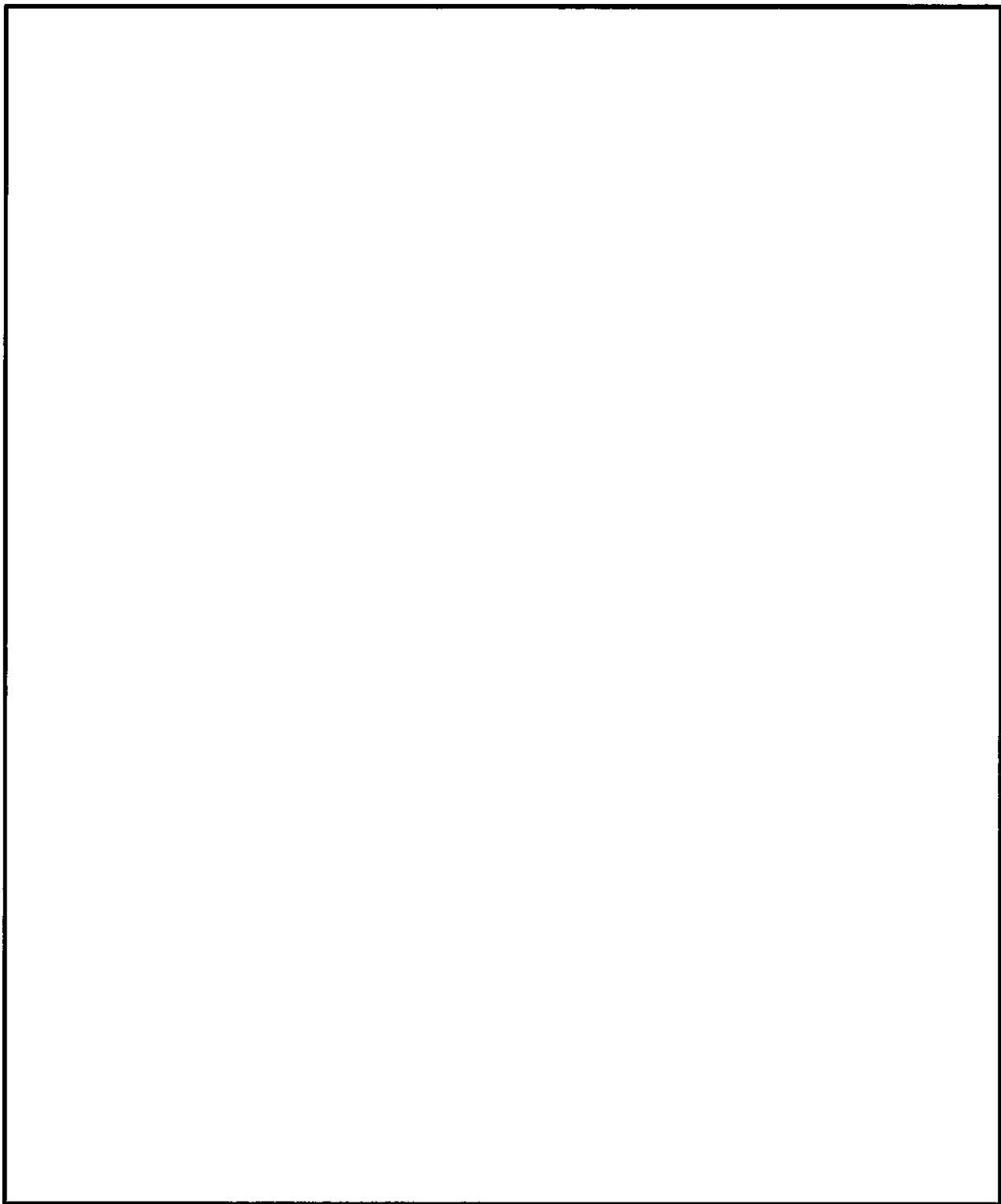


図 6.1-4 (8) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)
(S_s-14)

(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)

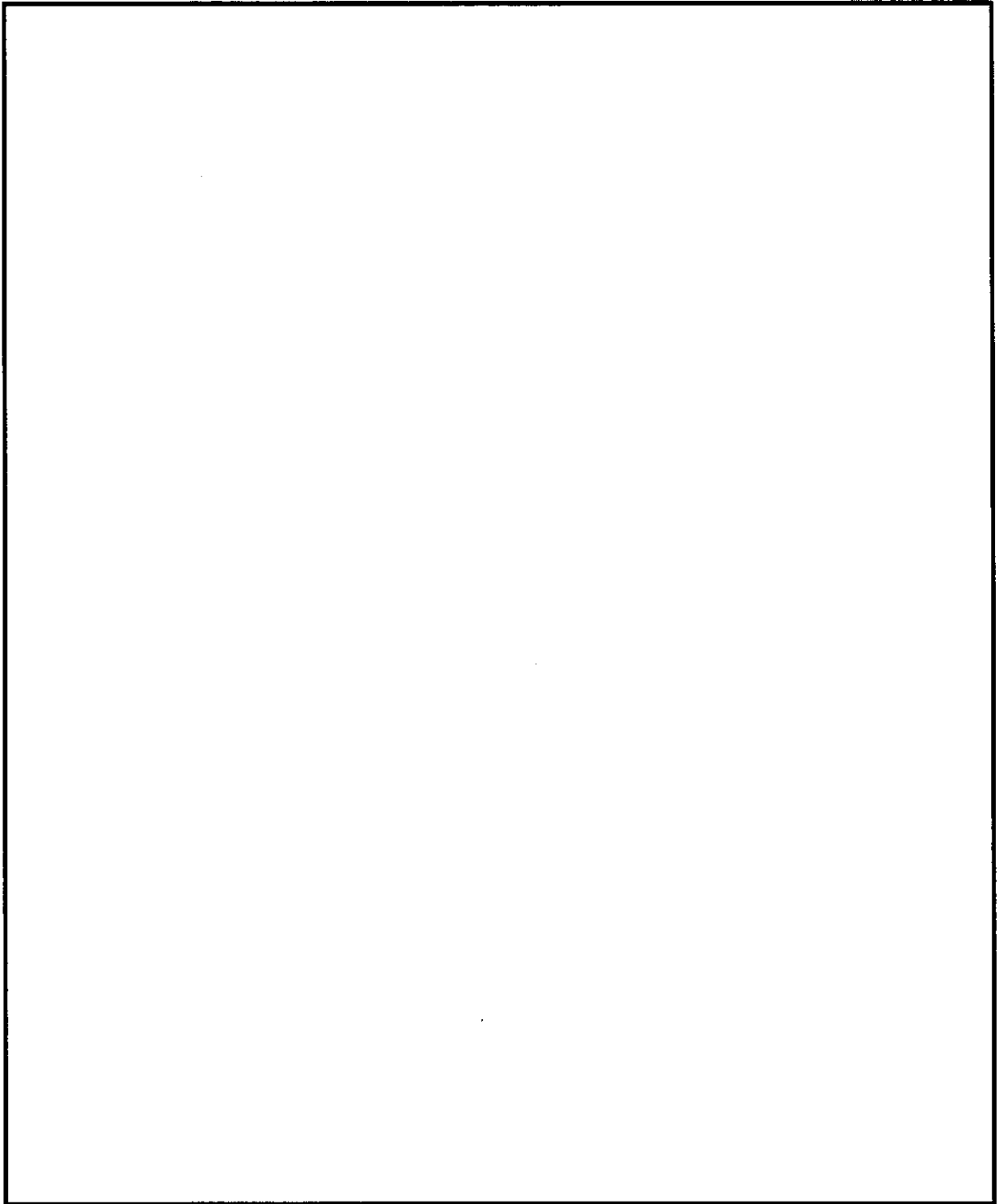


図 6.1-4 (9) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 21$)

(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)

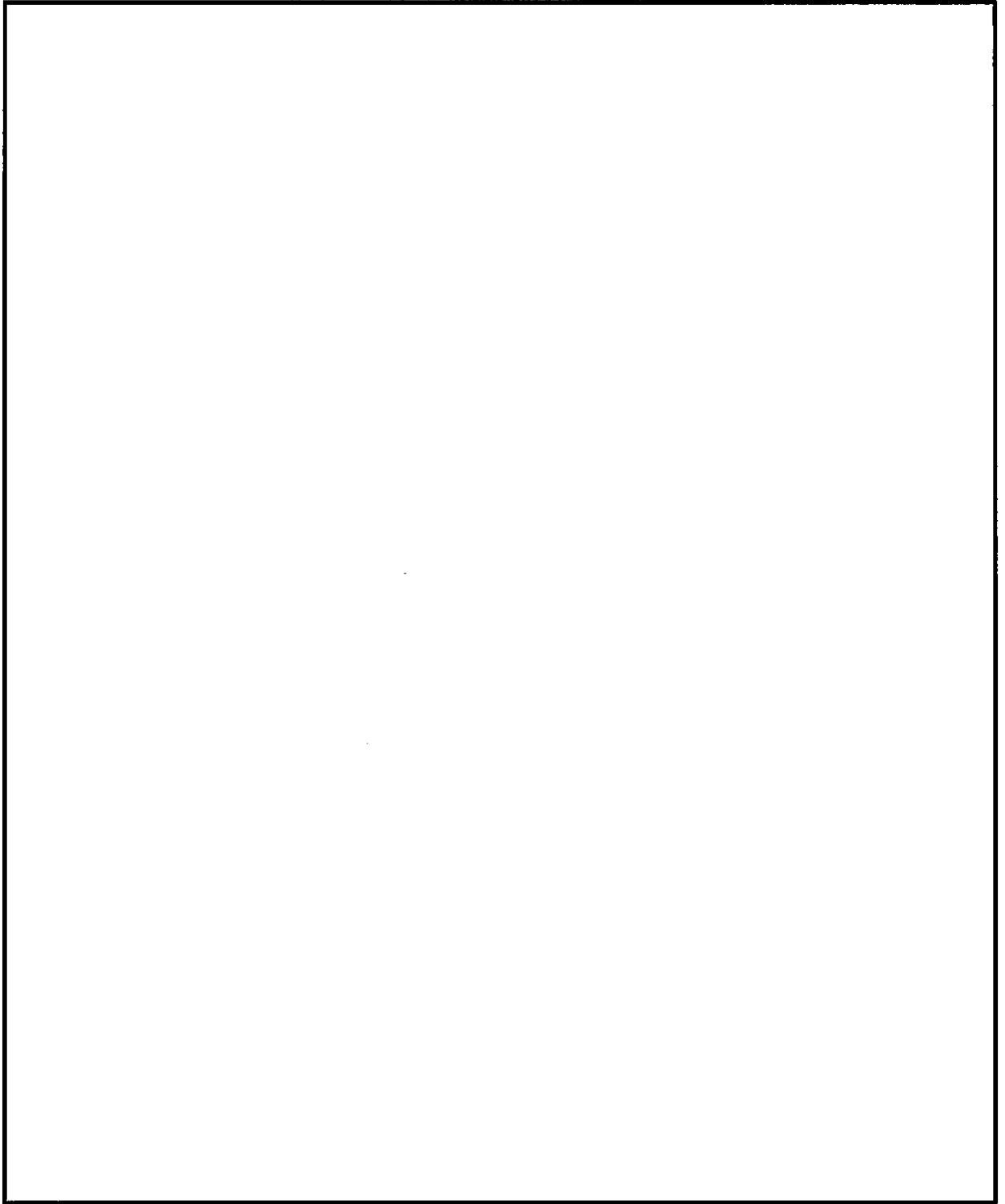


図 6.1-4 (10) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)
($S_s - 2.2$)

(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)

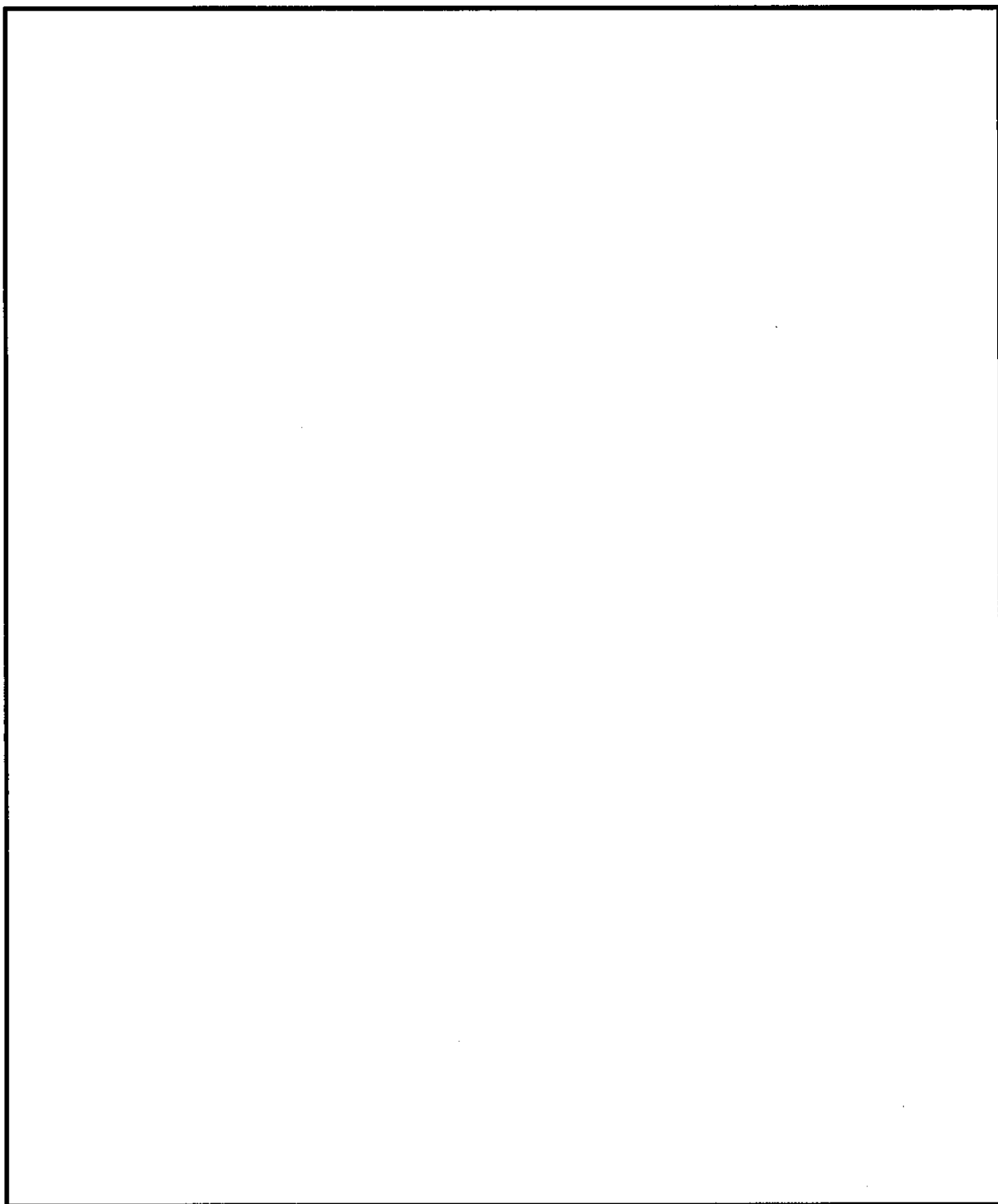


図 6.1-4 (11) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(S_3-31 [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)

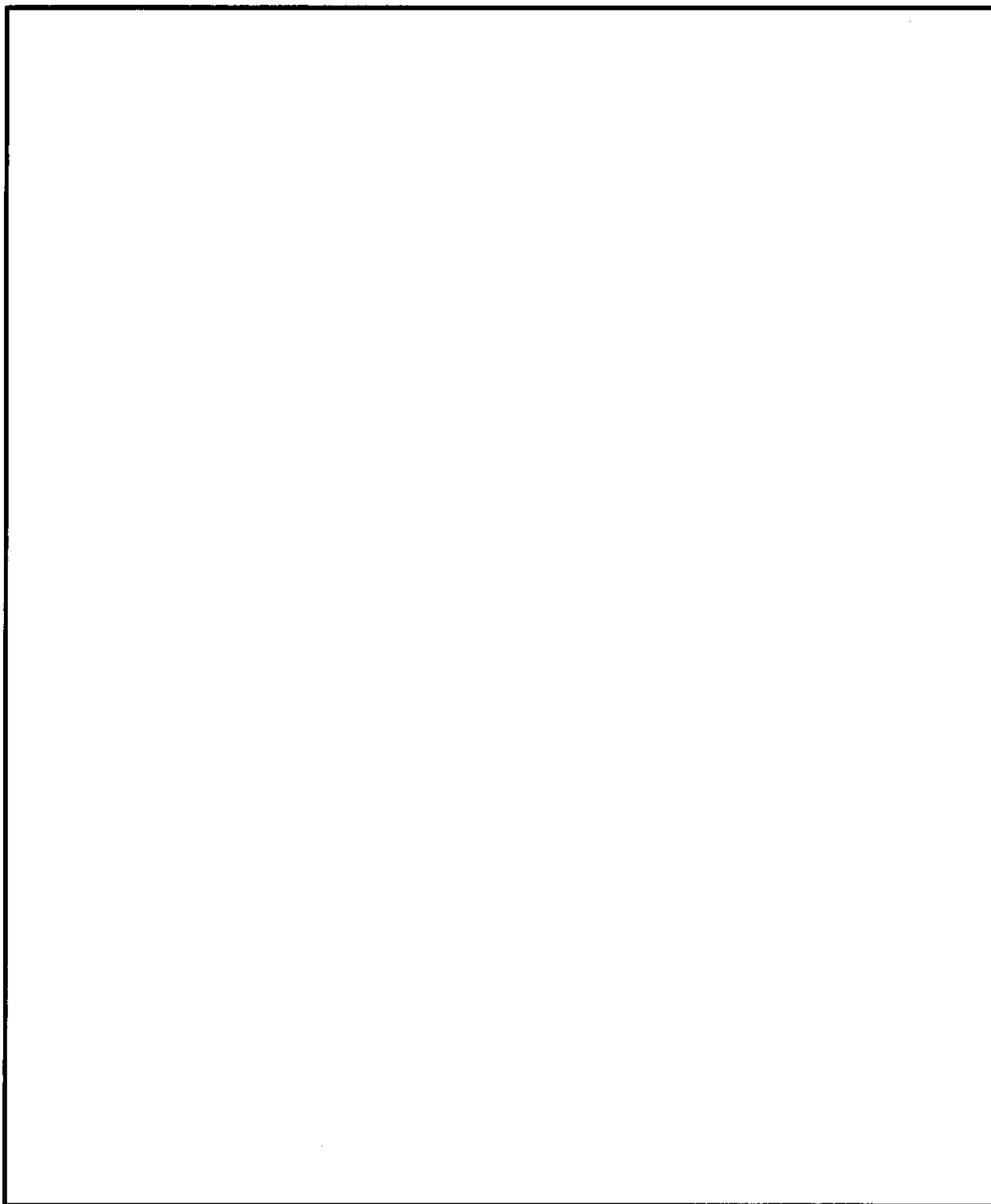


図 6.1-4 (12) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(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)

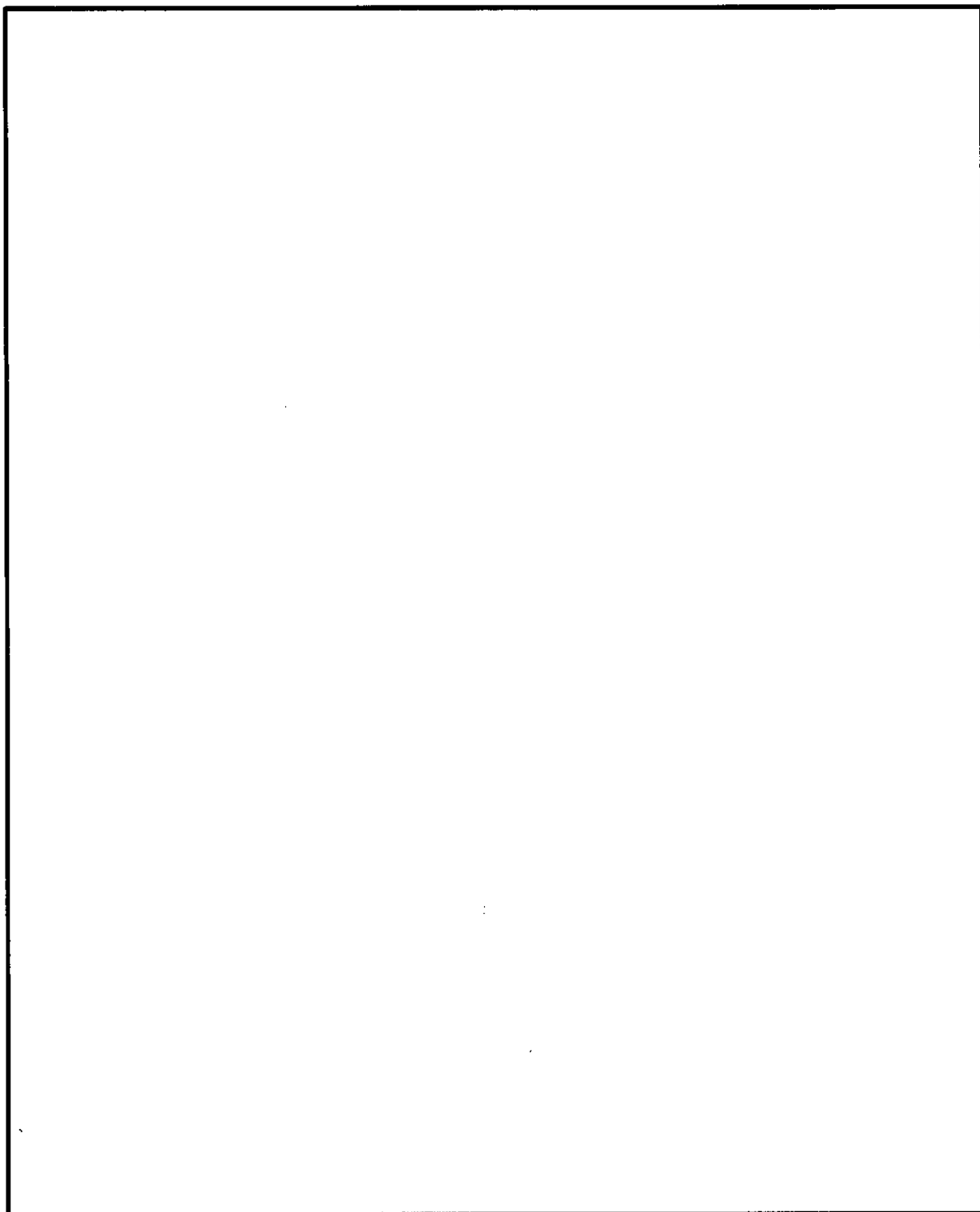


図 6.1-4 (13) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

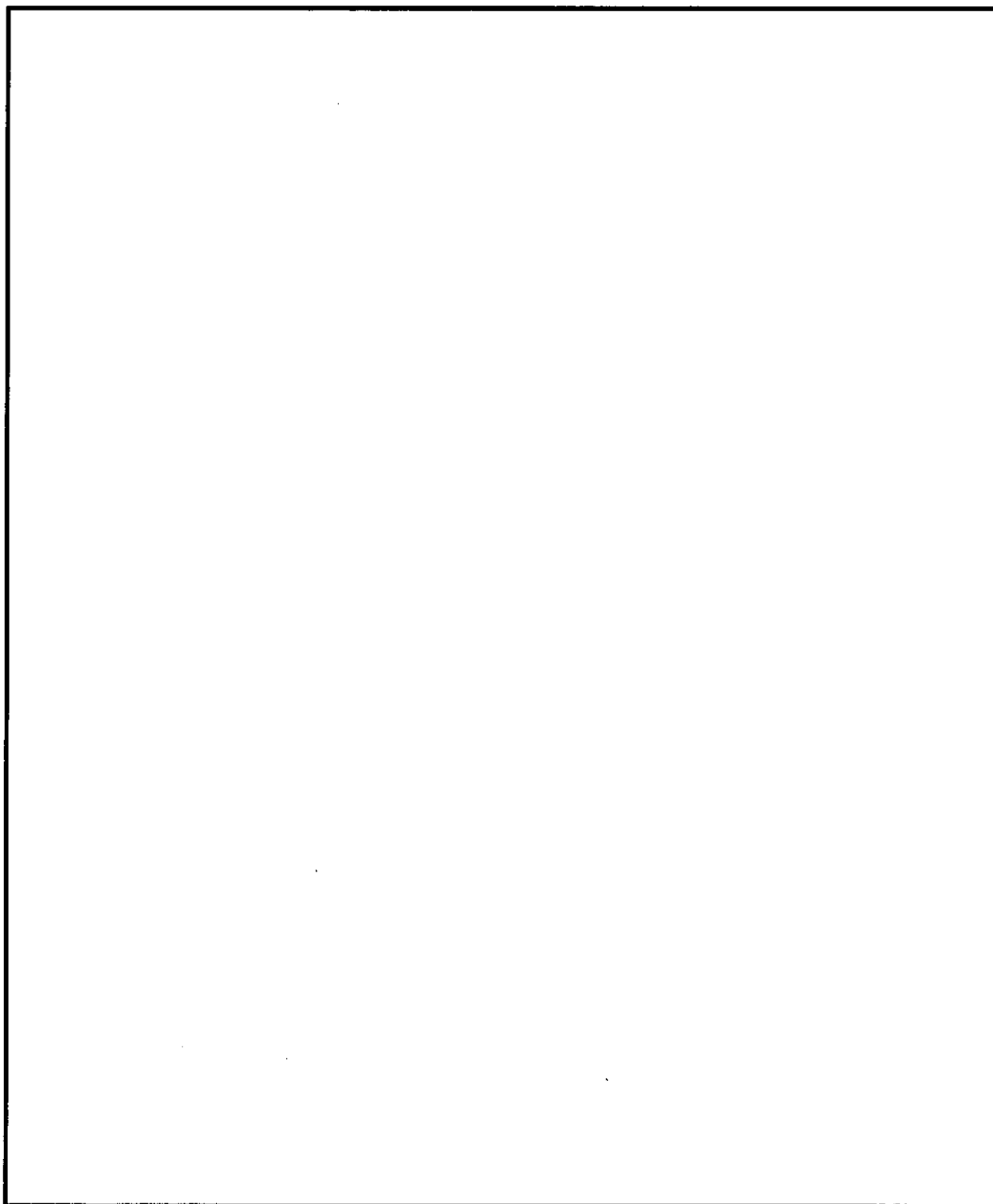


図 6.1-4 (14) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)
($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

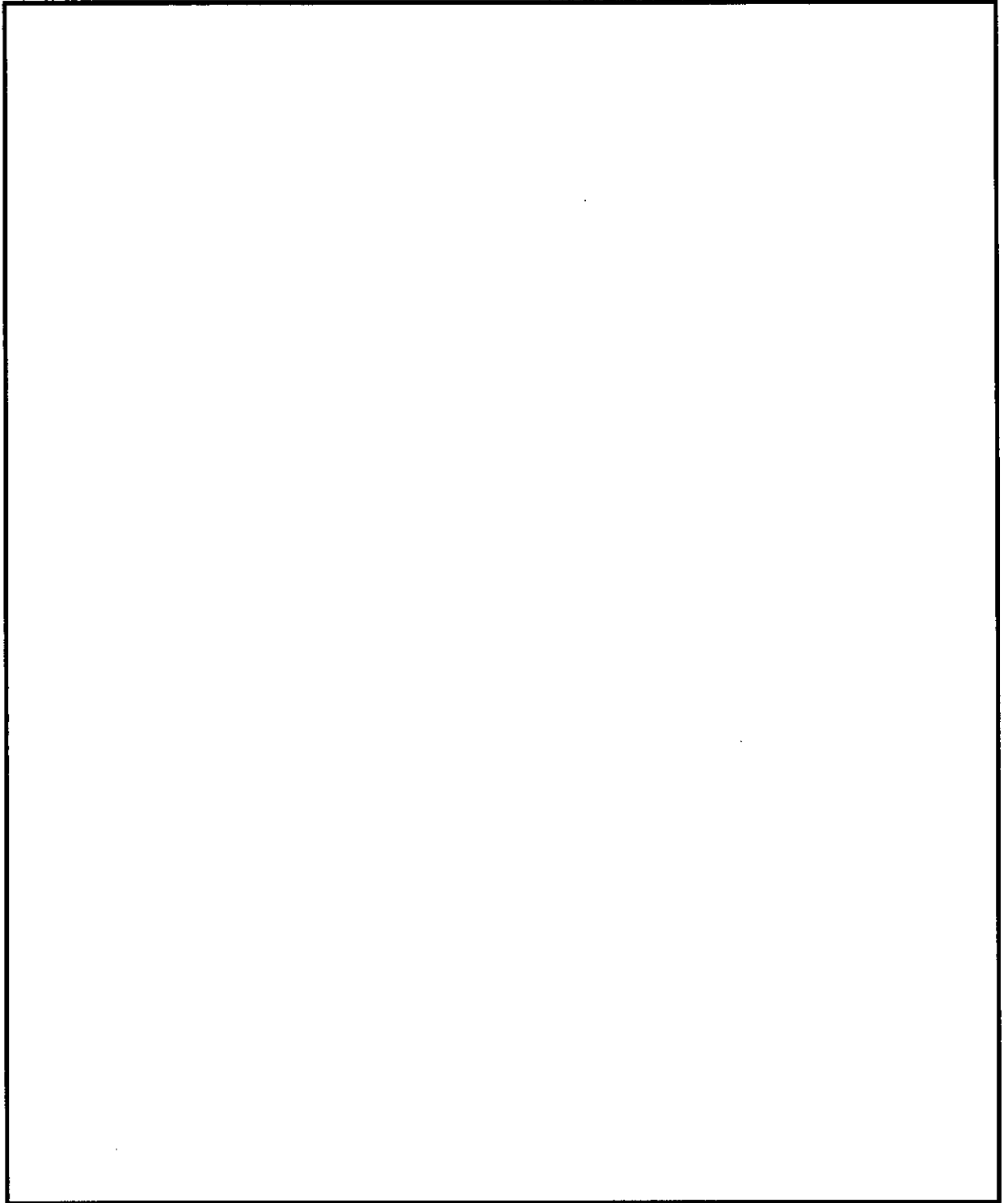


図 6.1-4 (15) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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)

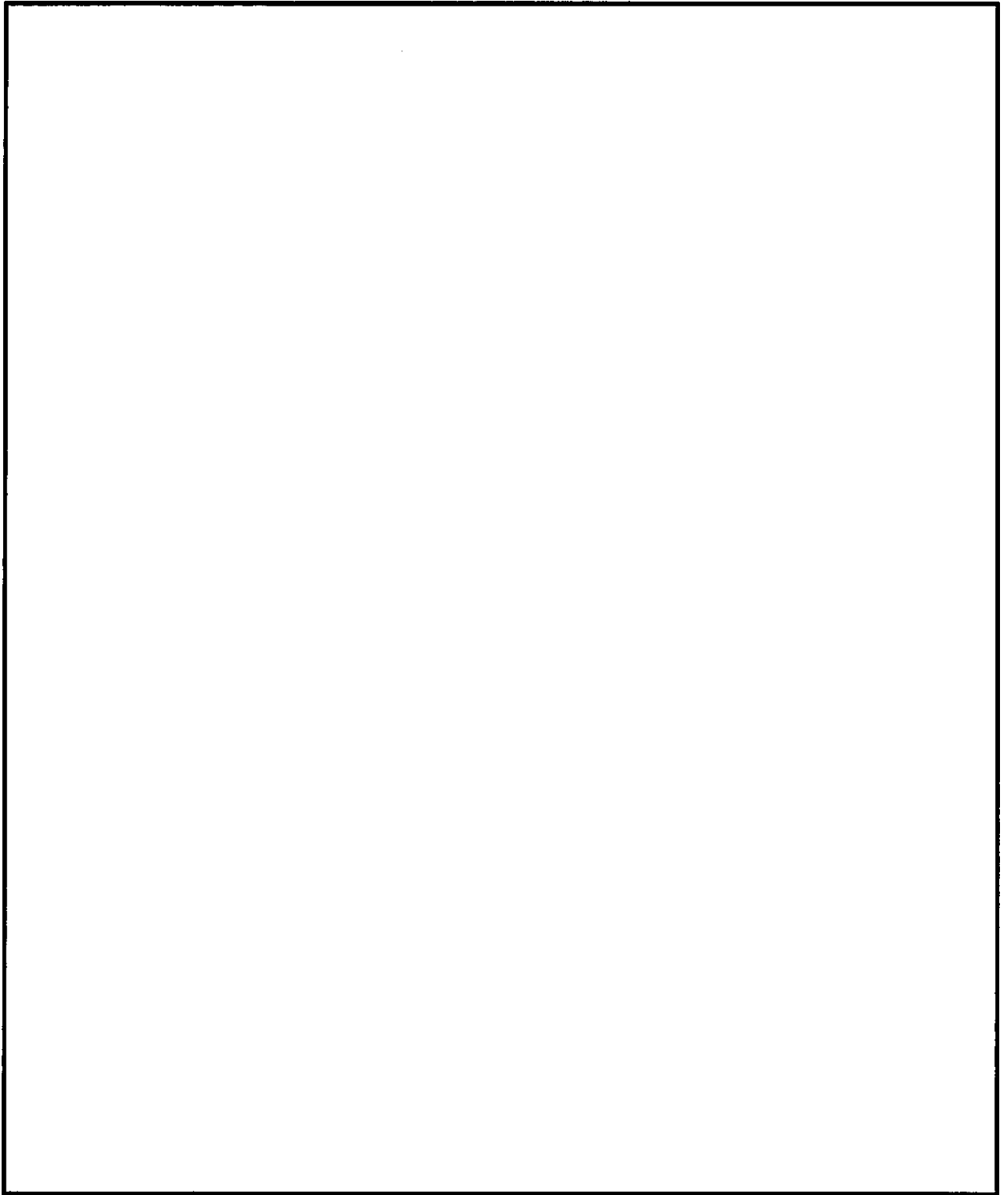


図 6.1-4 (16) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

($S_s = 3.1$ [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)

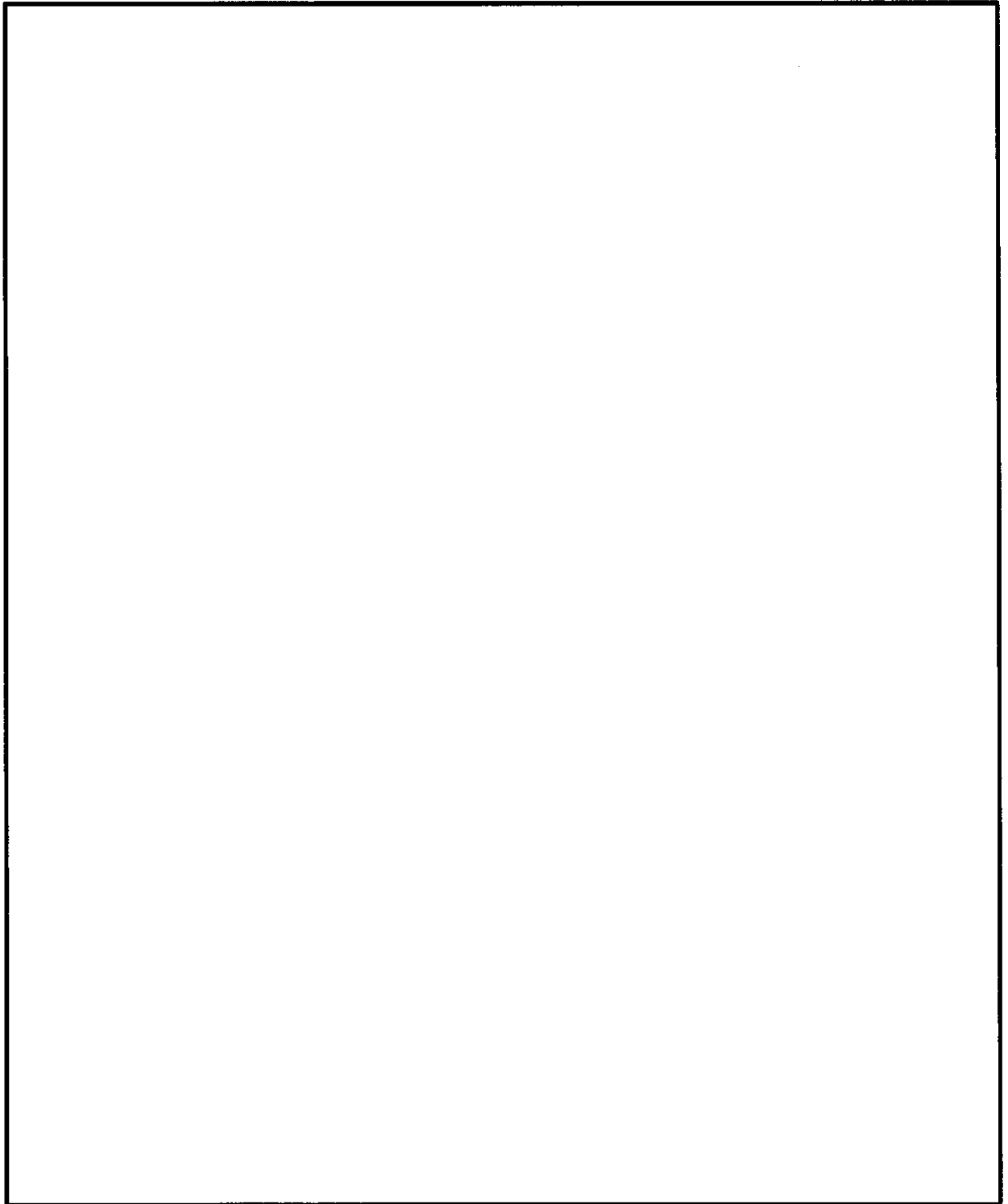


図 6.1-4 (17) 最大せん断ひずみ分布 (③-③断面)

(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
非液化化の条件を仮定した解析ケース)

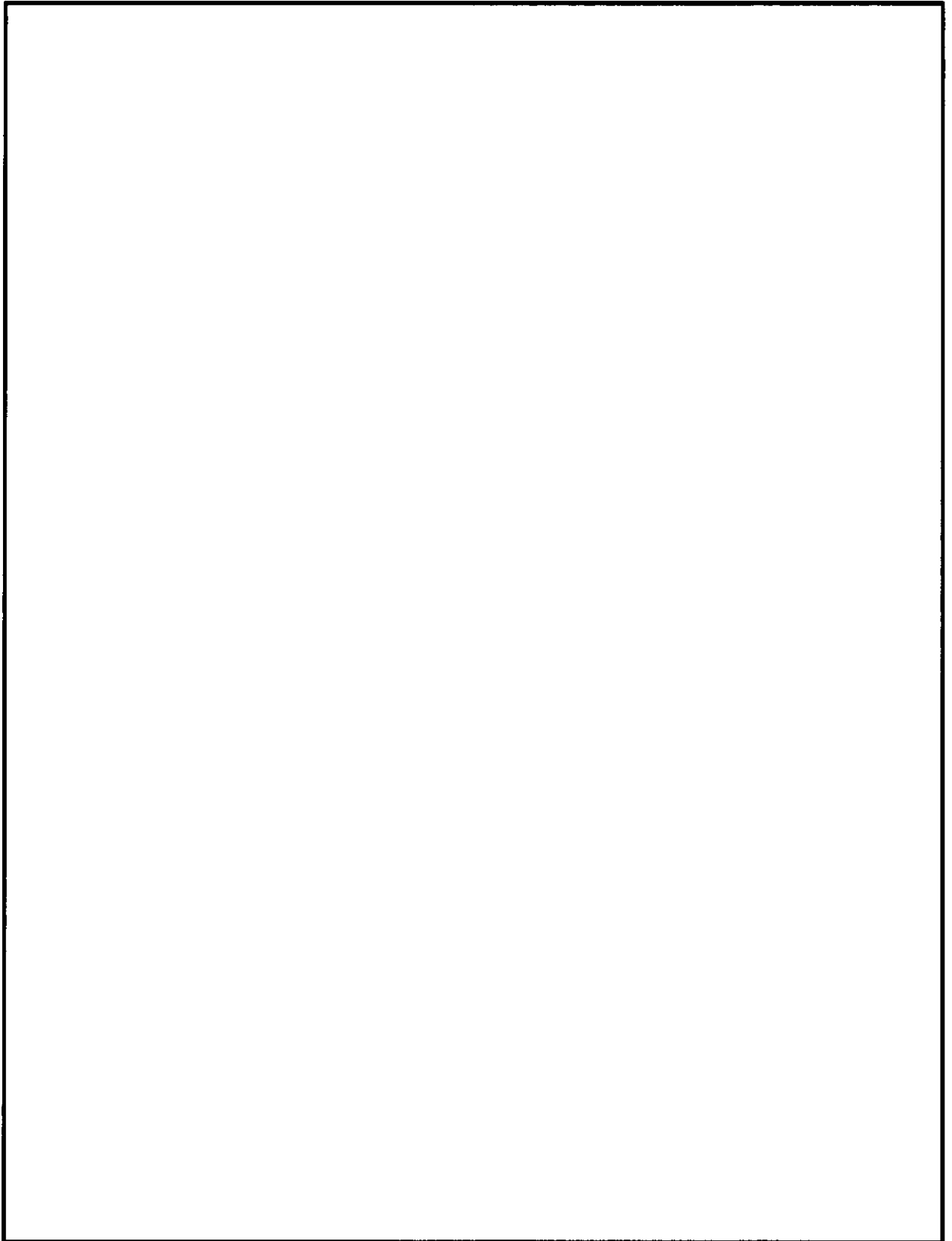


図 6.1-5 (1) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)
(S_0 -D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

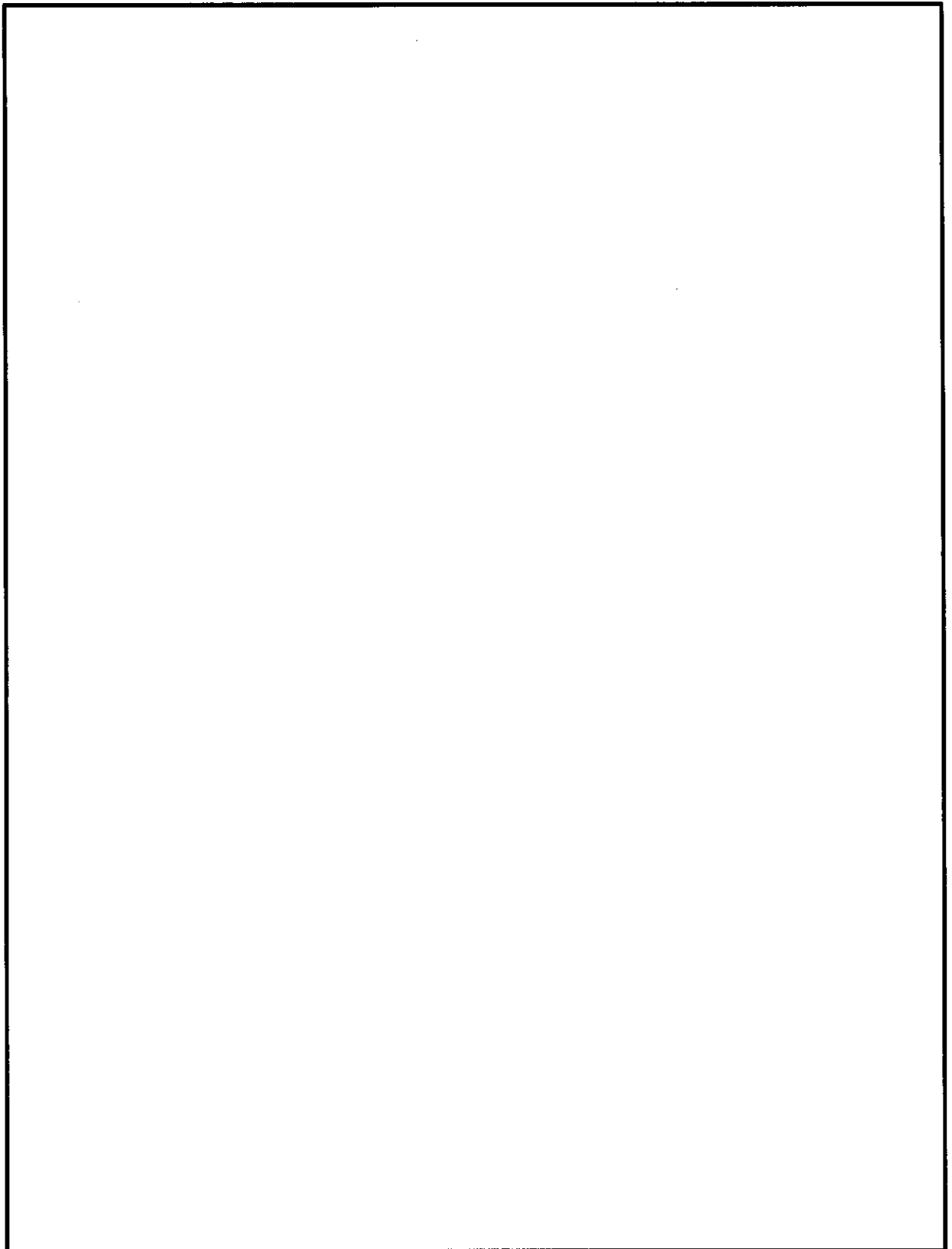


図 6.1-5 (2) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(S_0 -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)

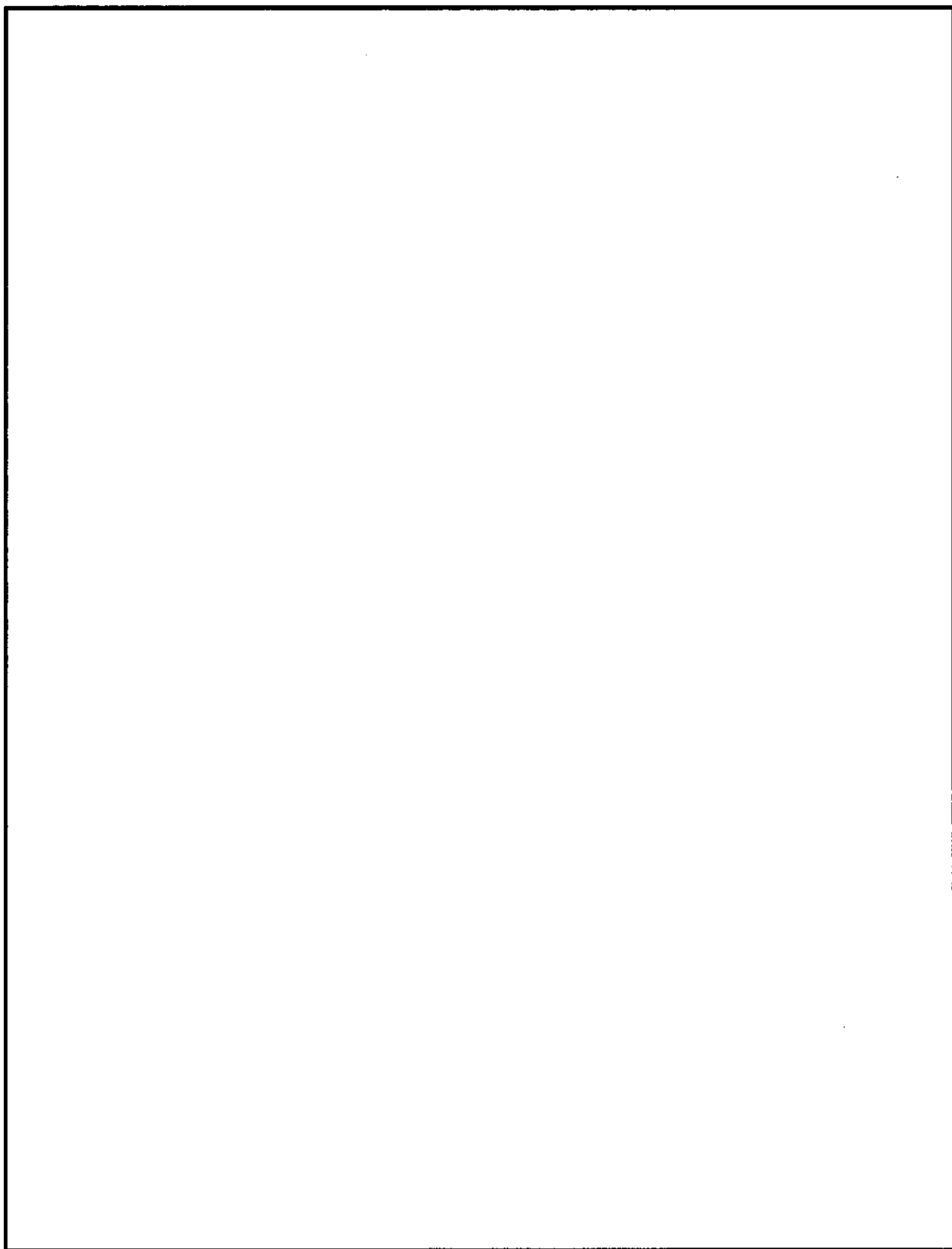


図 6.1-5 (3) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

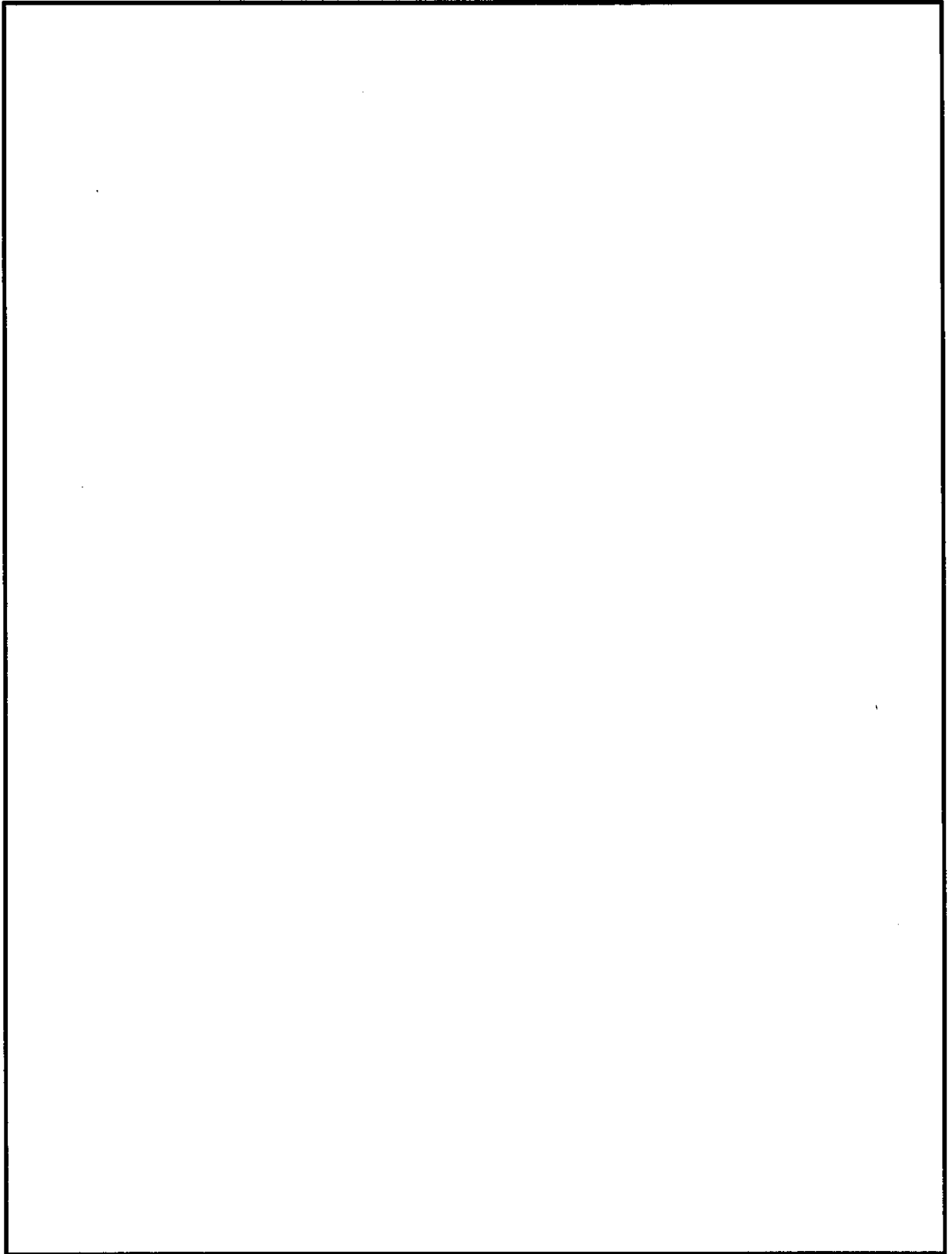


図 6.1-5 (4) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

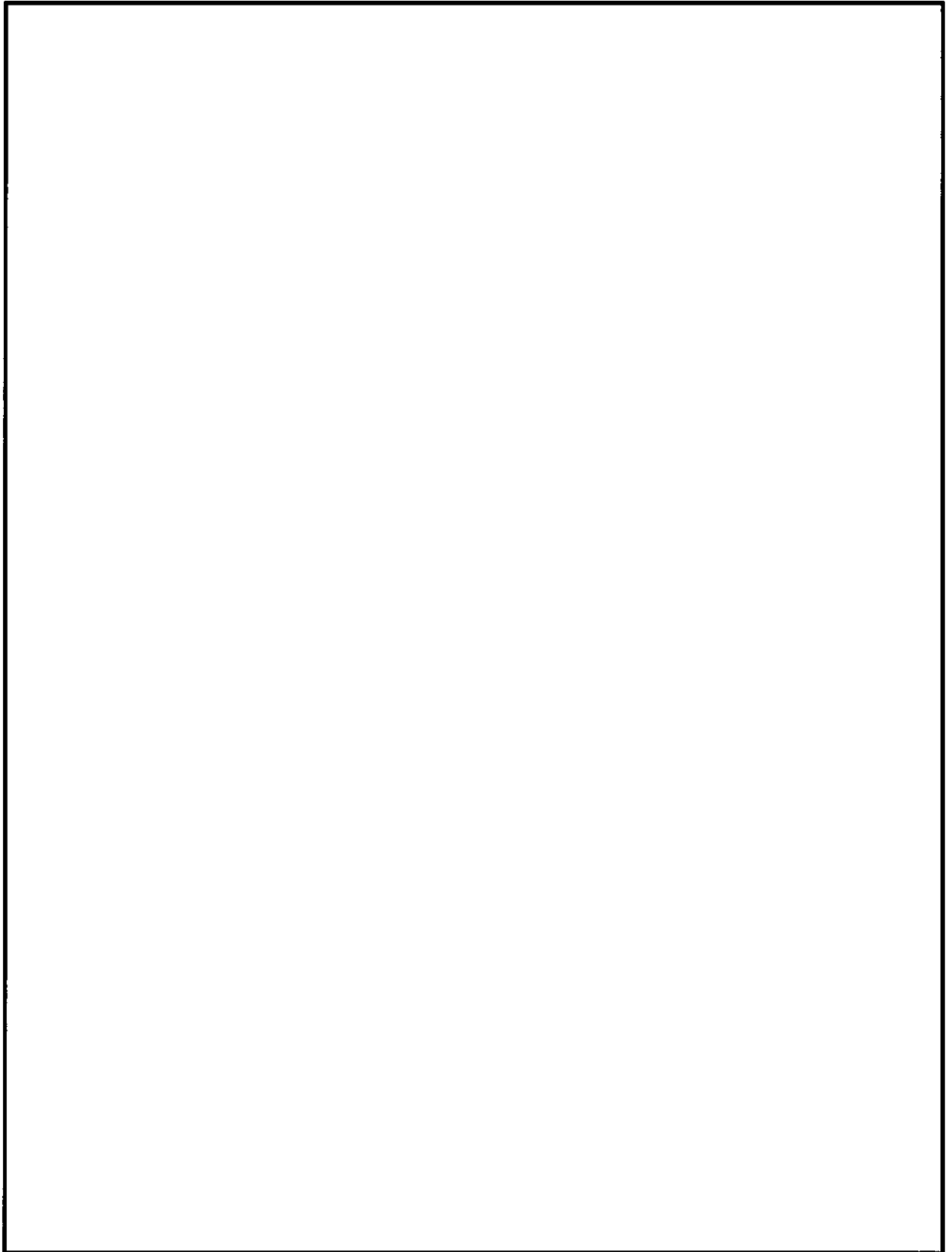


図 6.1-5 (5) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 11$)

(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)

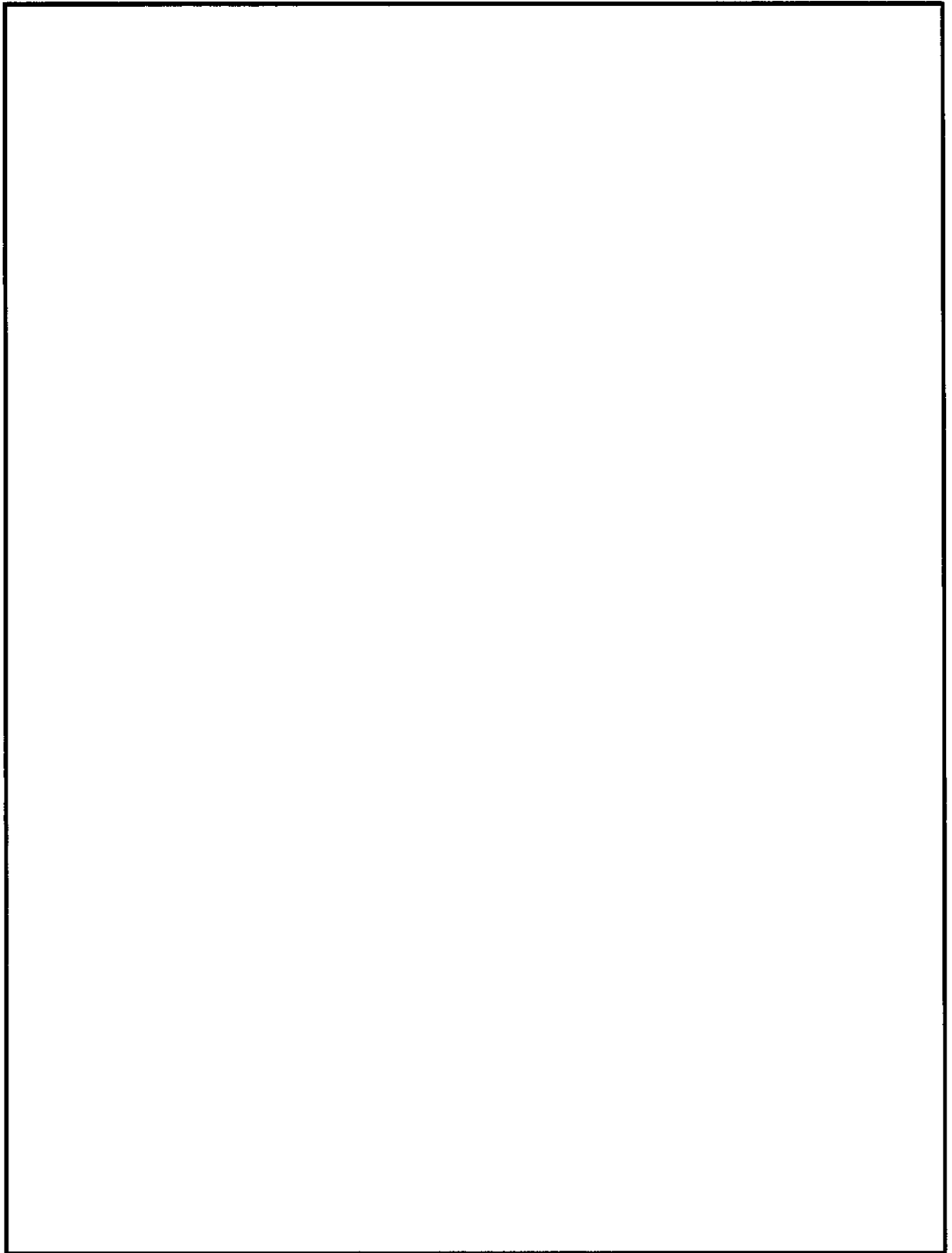


図 6.1-5 (6) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

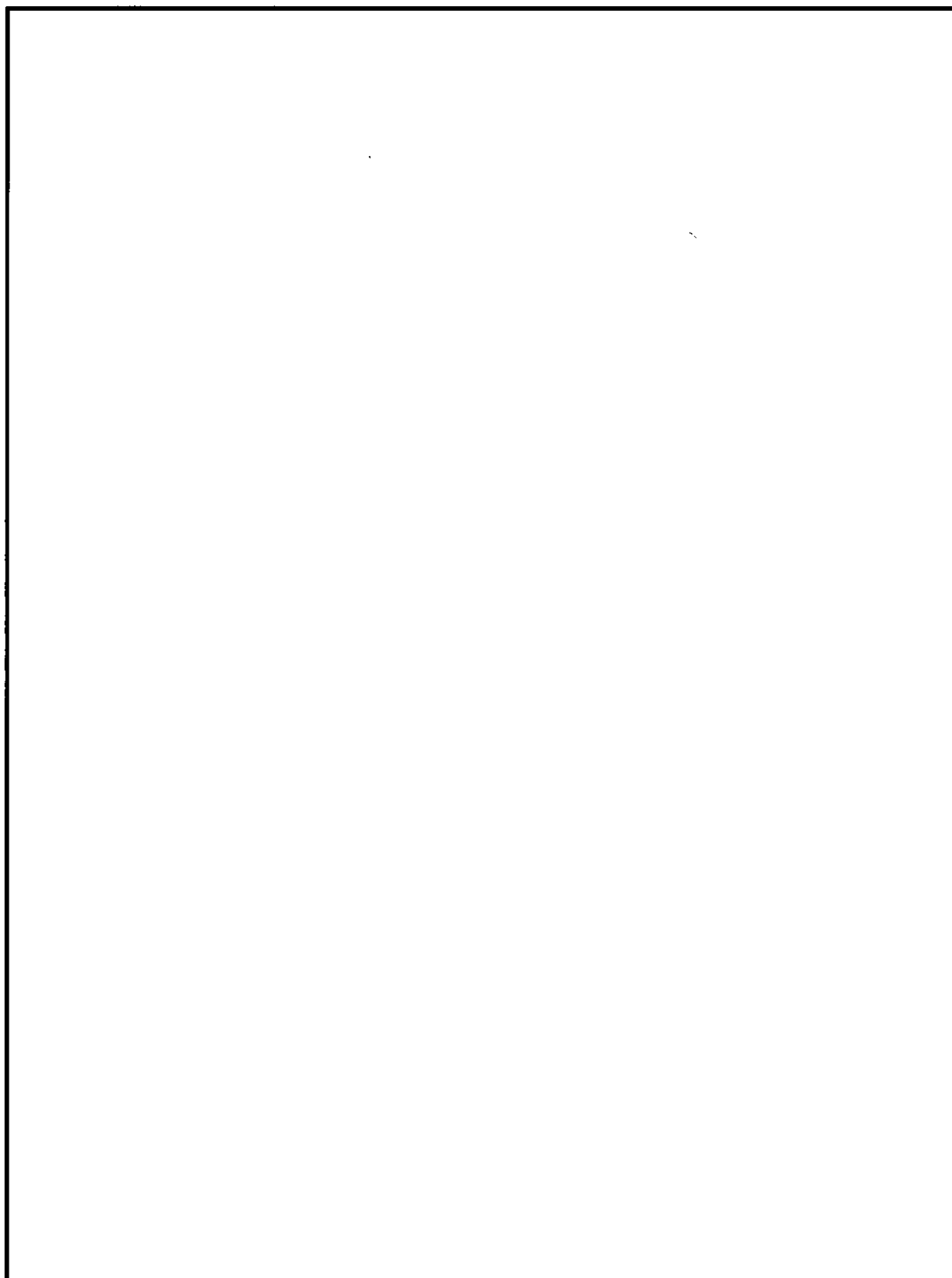


図 6.1-5 (7) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 13$)

(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)

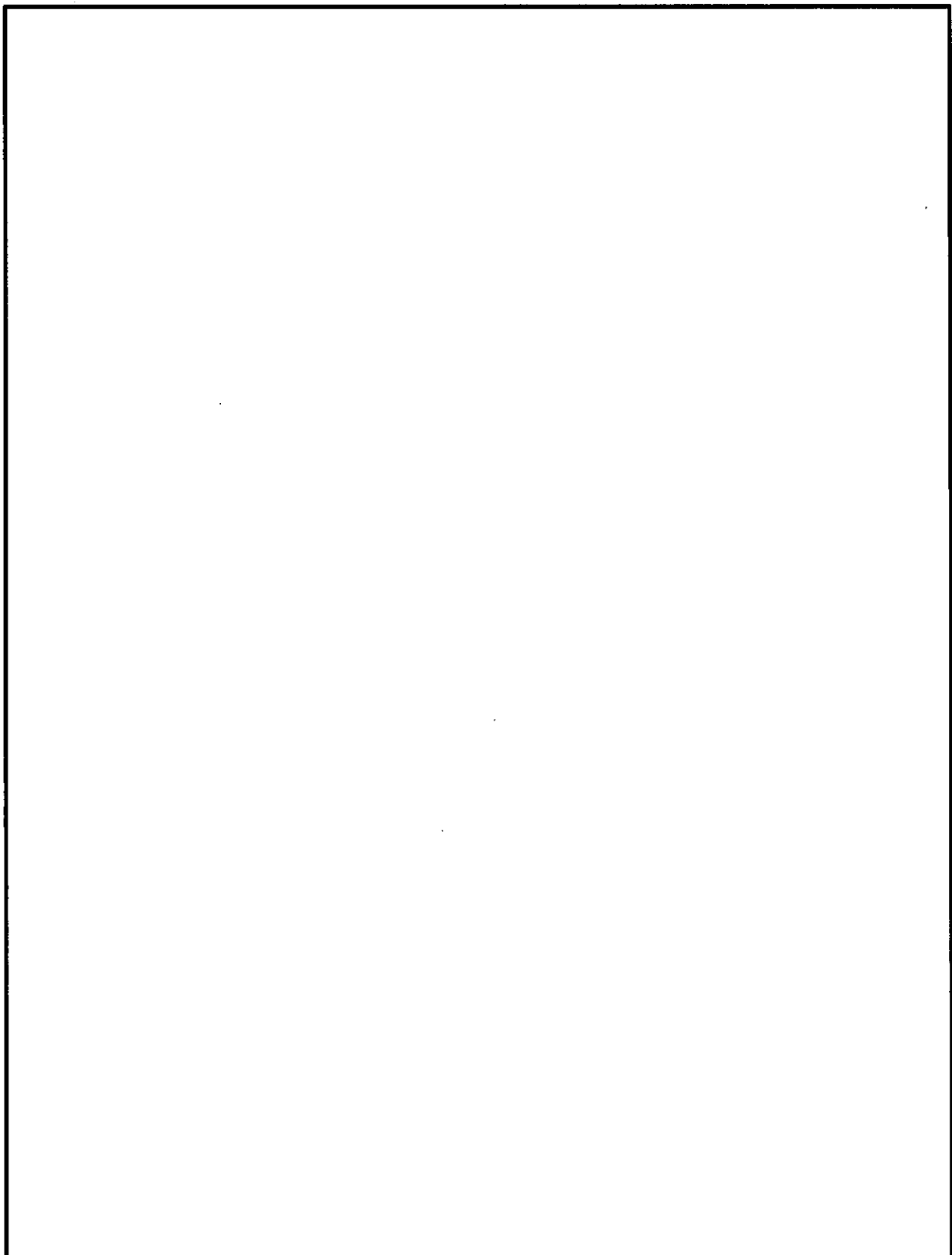


図 6.1-5 (8) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

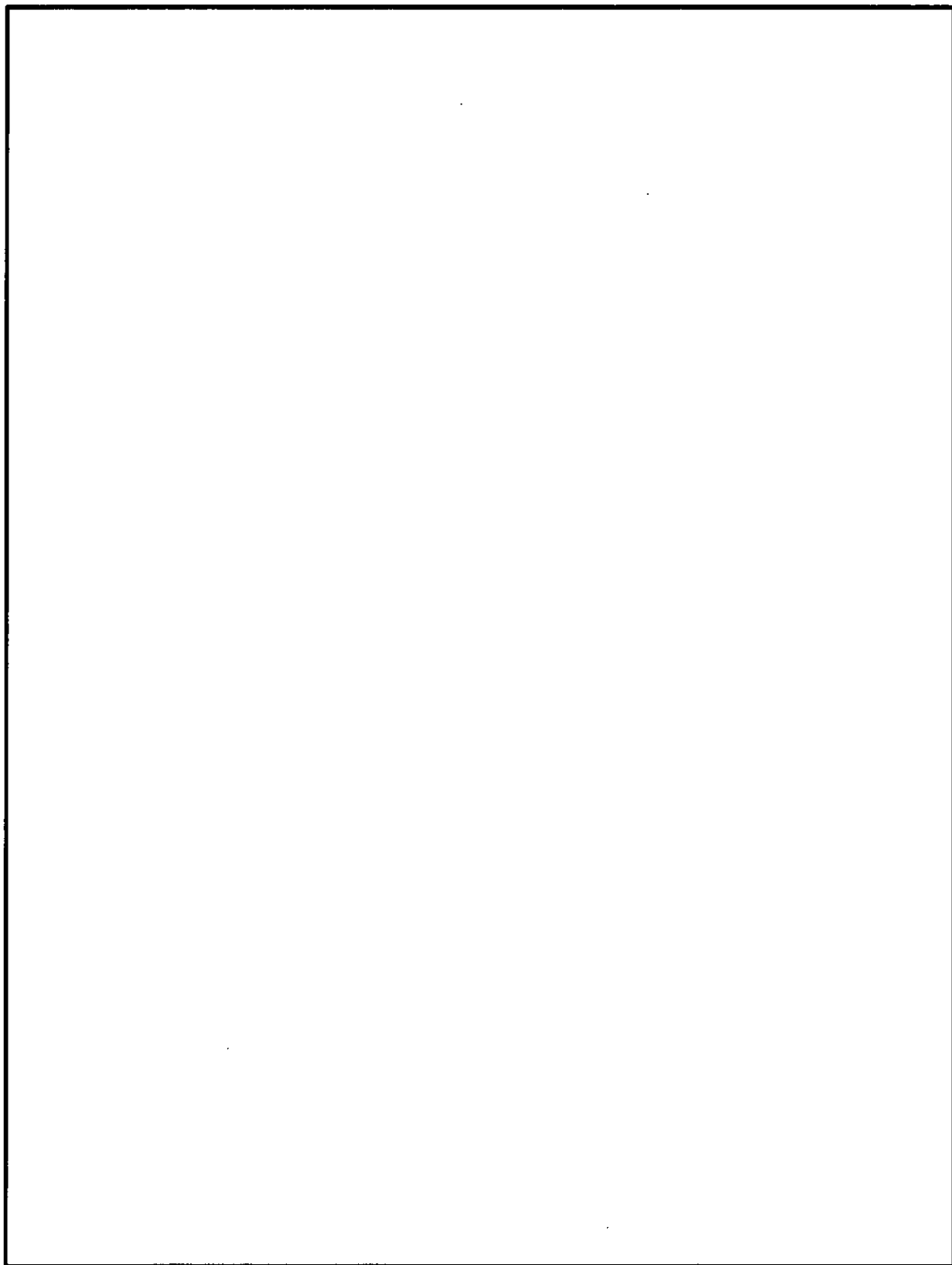


図 6.1-5 (9) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 21$)

(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)

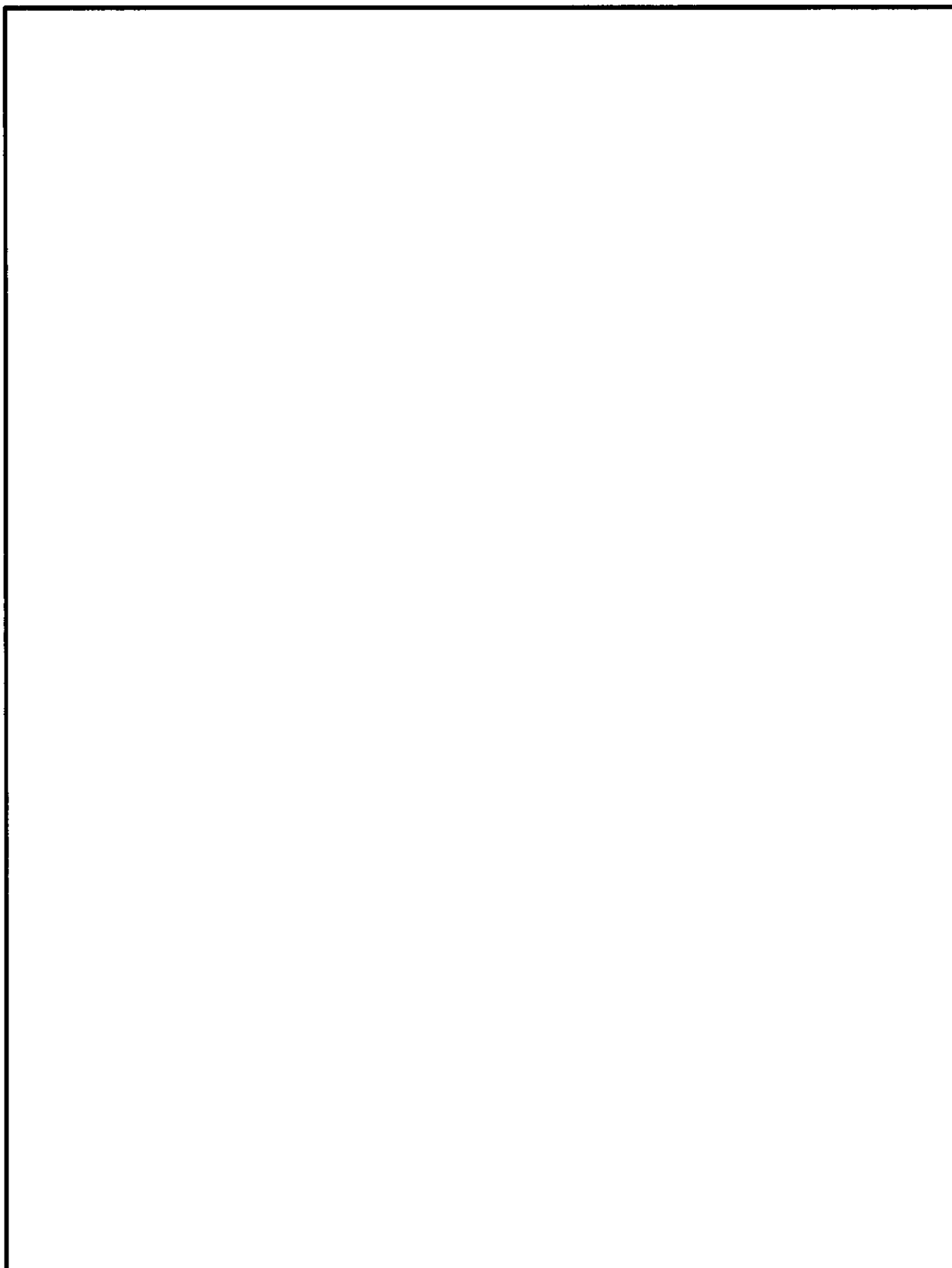


図 6.1-5 (10) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

($S_s - 2.2$)

(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)

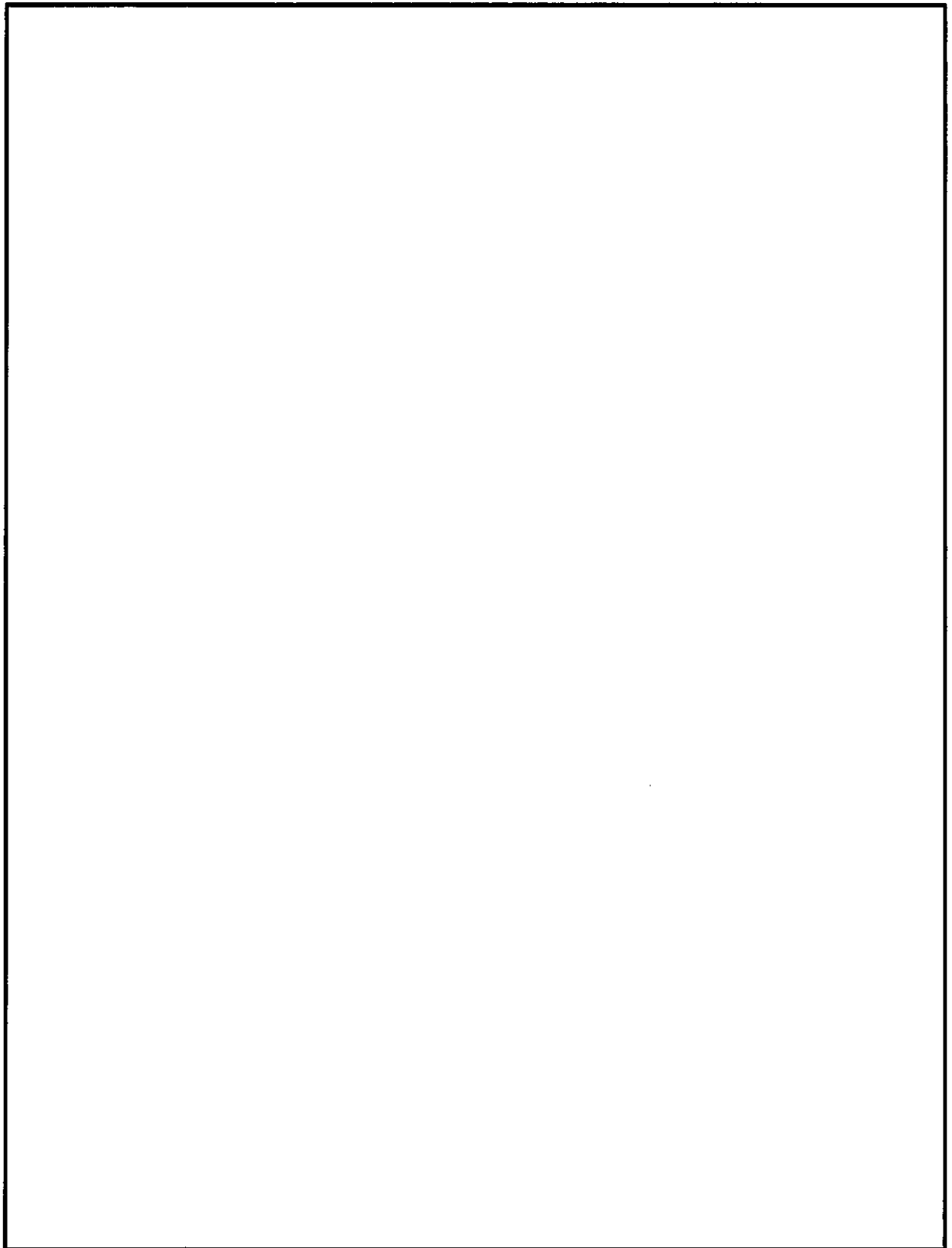


図 6.1-5 (11) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)
($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

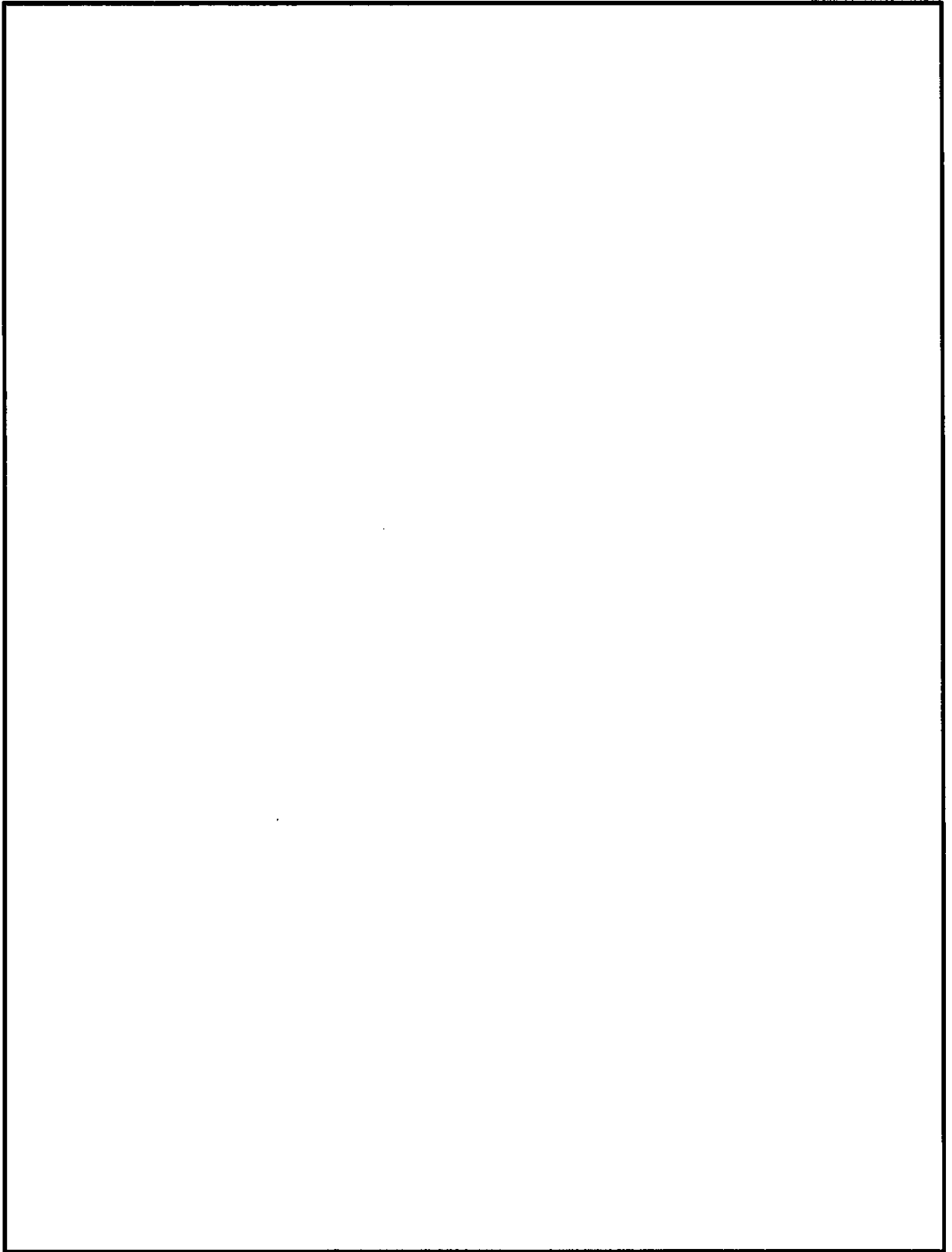


図 6.1-5 (12) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(S_g-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)

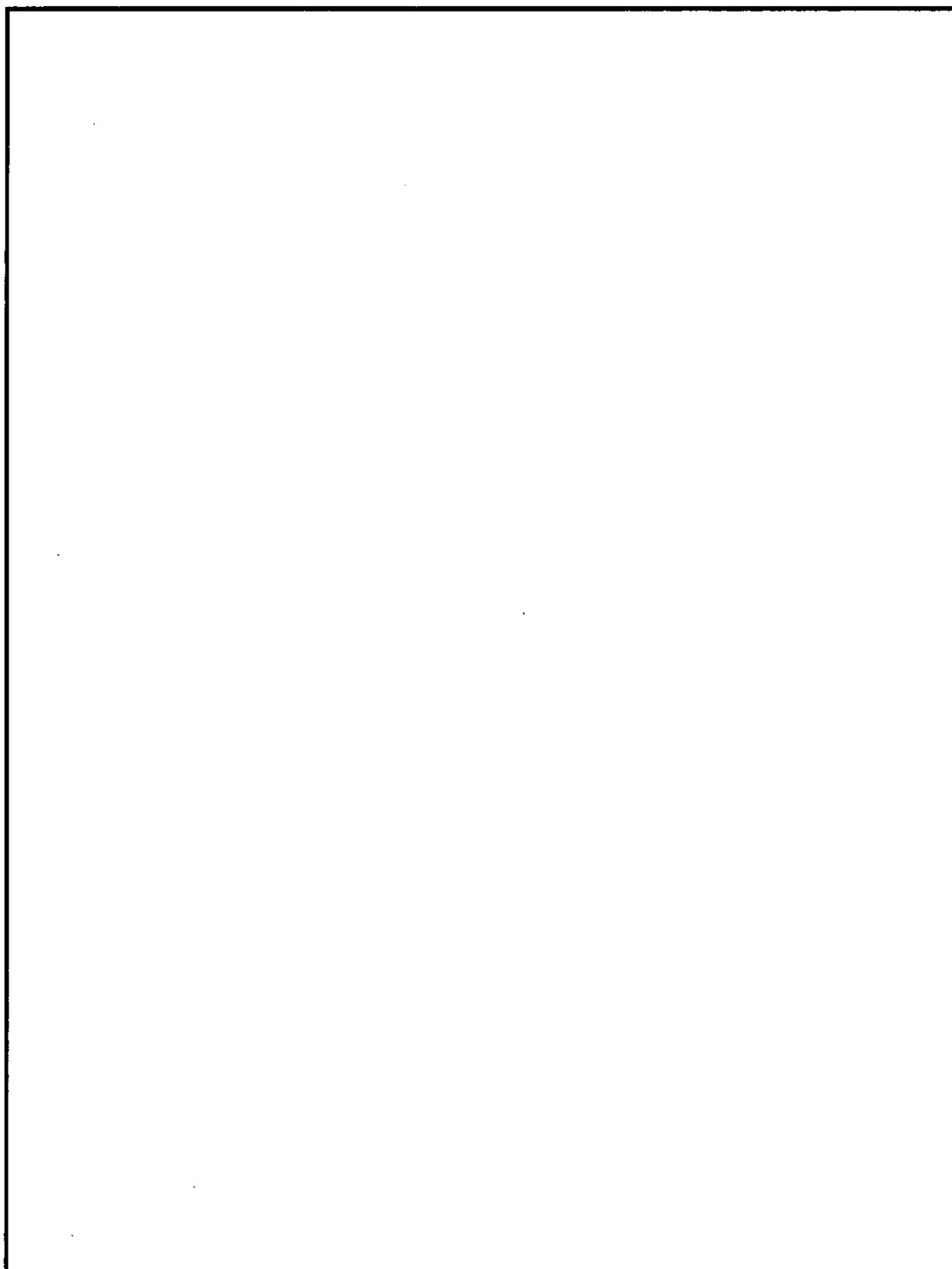


図 6.1-5 (13) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)
(S_s -D1 (H+, V+))
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

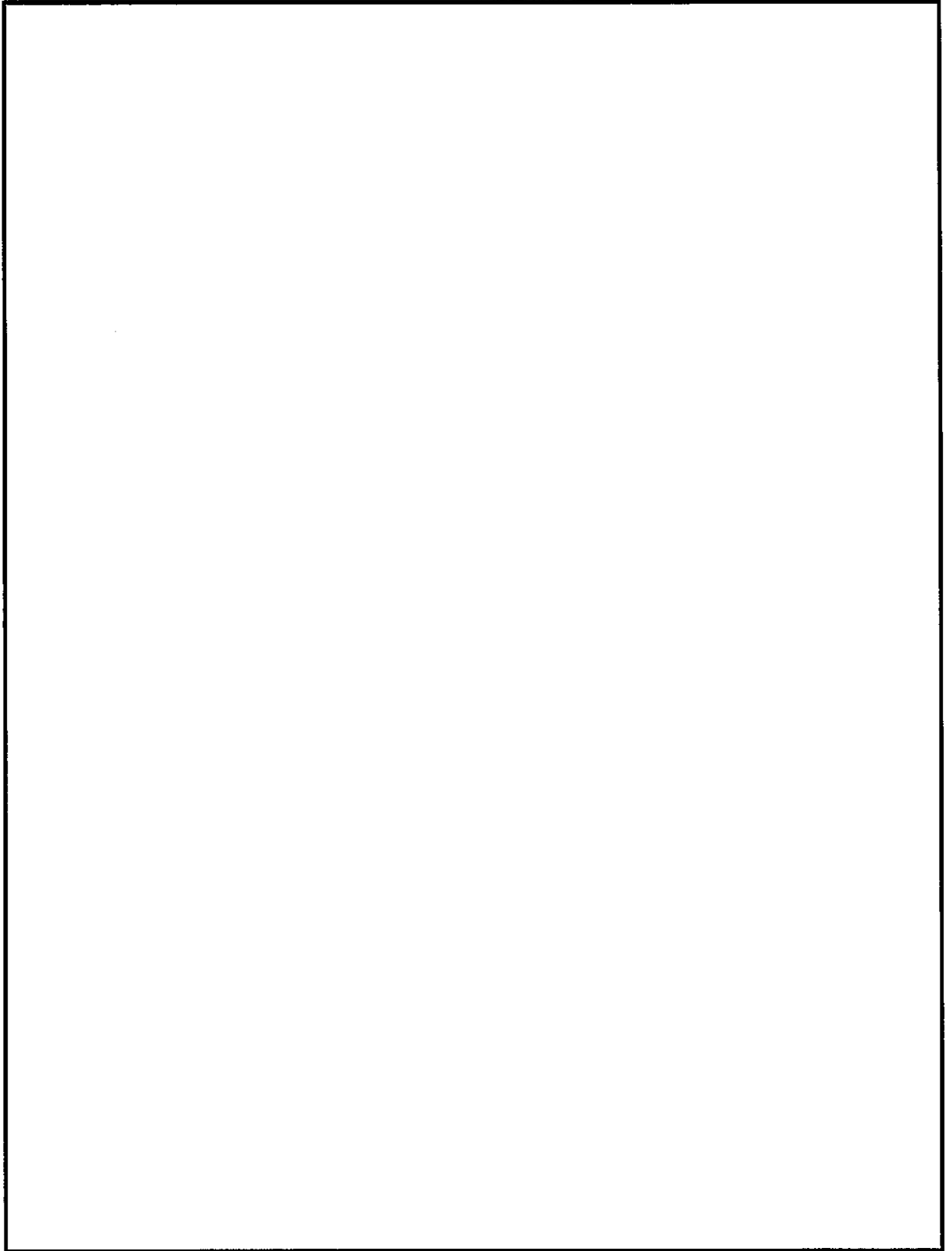


図 6.1-5 (14) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

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

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

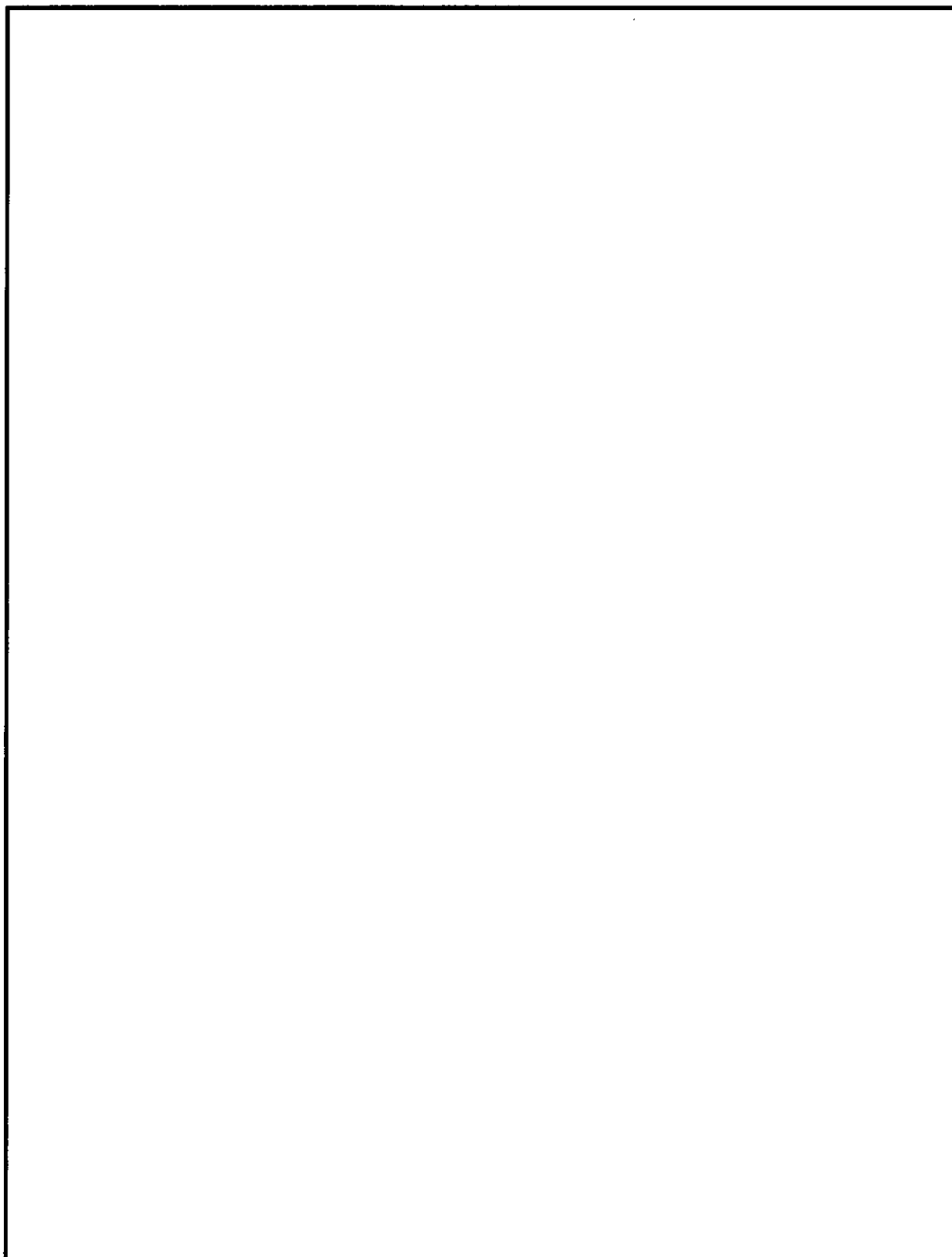


図 6.1-5 (15) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

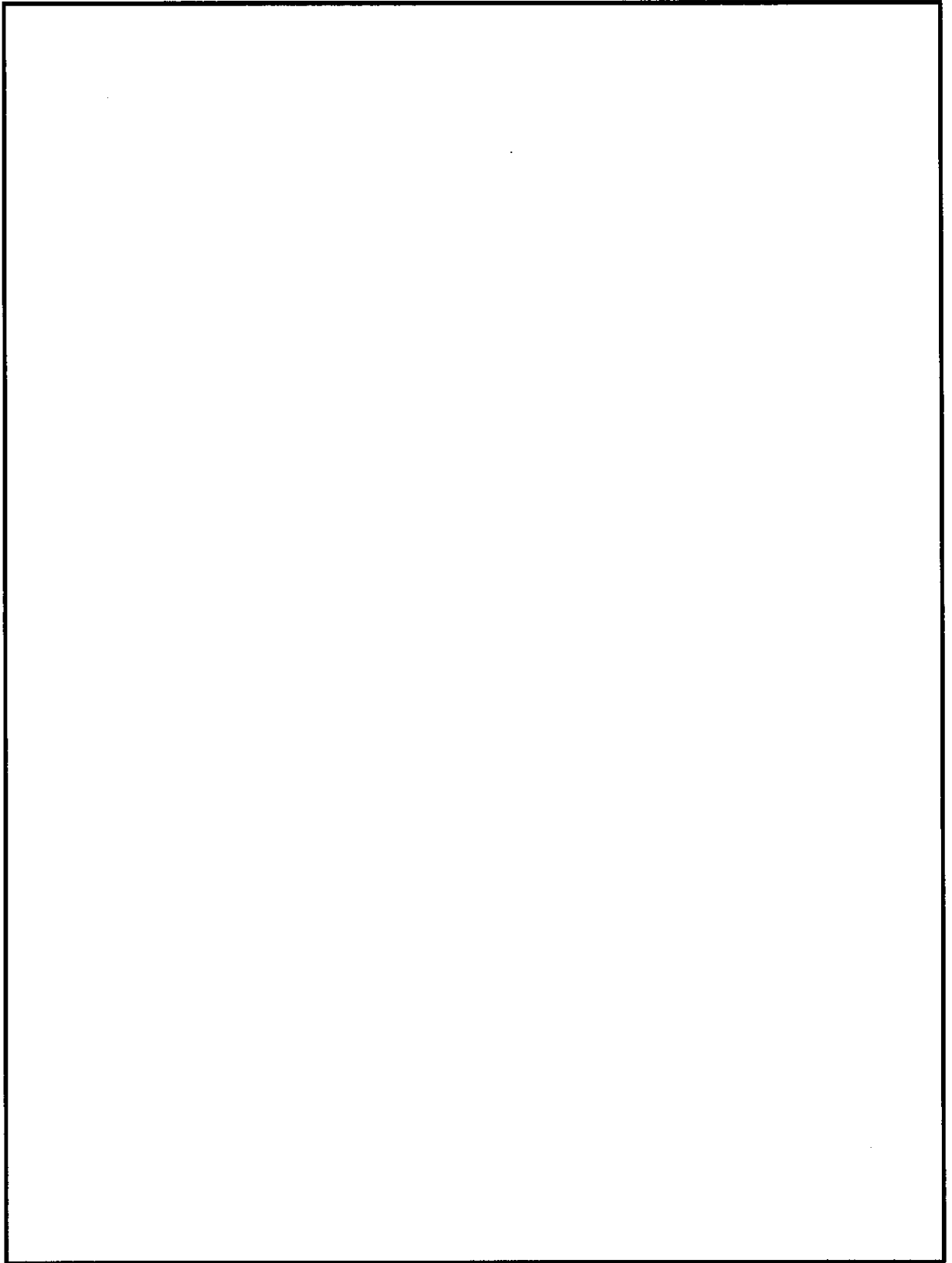


図 6.1-5 (16) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)

(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)

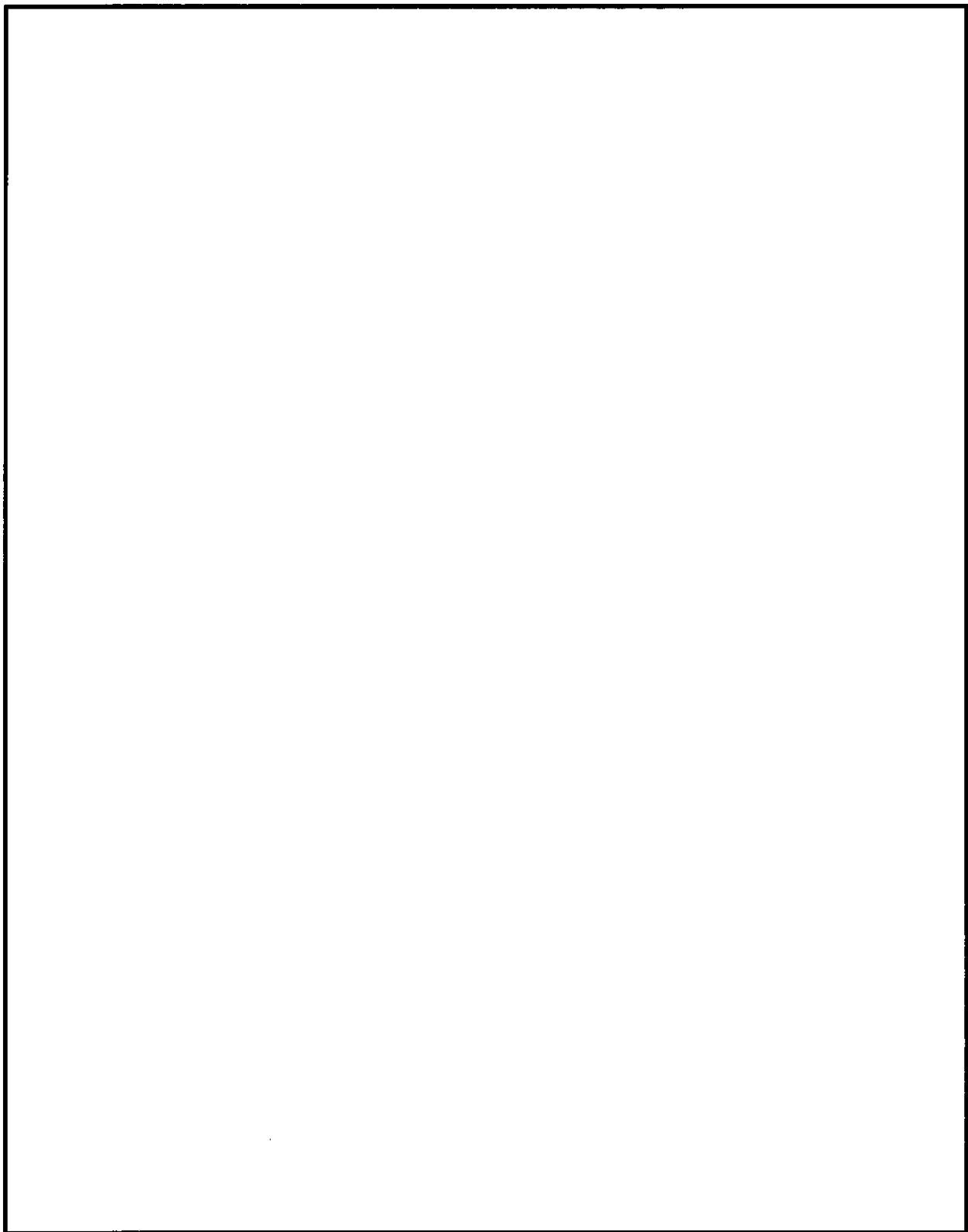


図 6.1-5 (17) 最大せん断ひずみ分布 (②-②断面)
(S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

6.1.4 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比分布を図 6.1-6、図 6.1-7 及び図 6.1-8 に示す。



図 6.1-6 (1) 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)

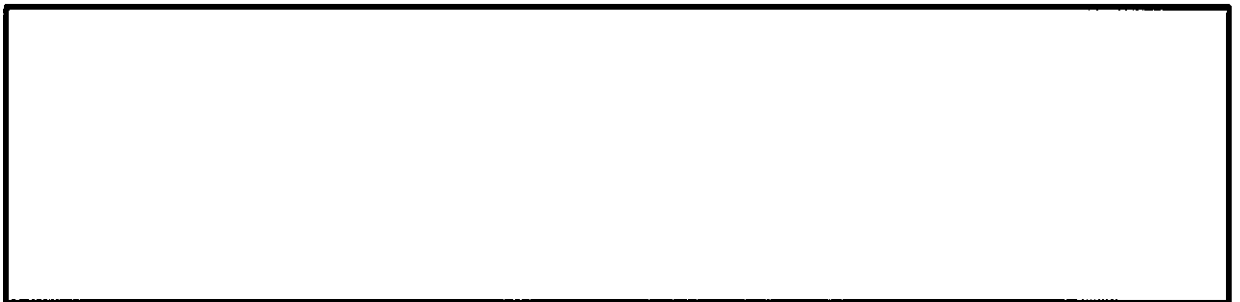


図 6.1-6 (2) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - D1$ [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)

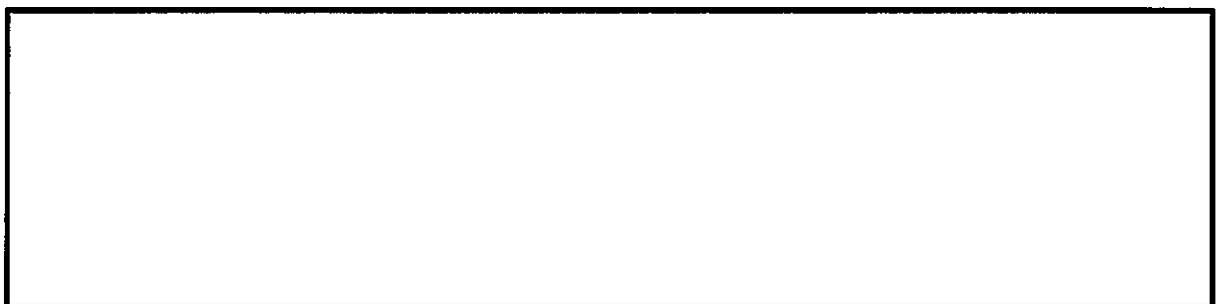


図 6.1-6 (3) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - D1$ [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 6.1-6 (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)

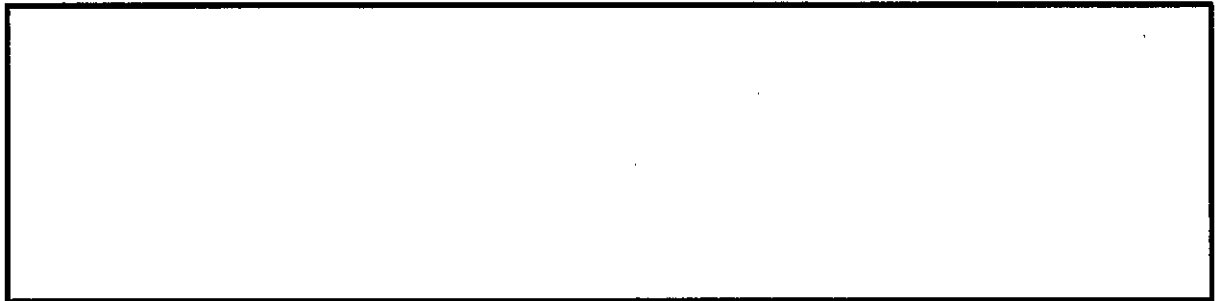


図 6.1-6 (5) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 11$)

(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)

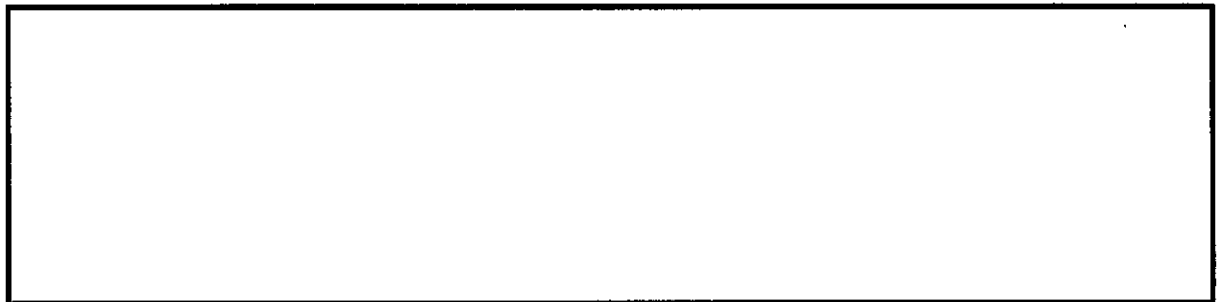


図 6.1-6 (6) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 12$)

(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 6.1-6 (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 6.1-6 (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)

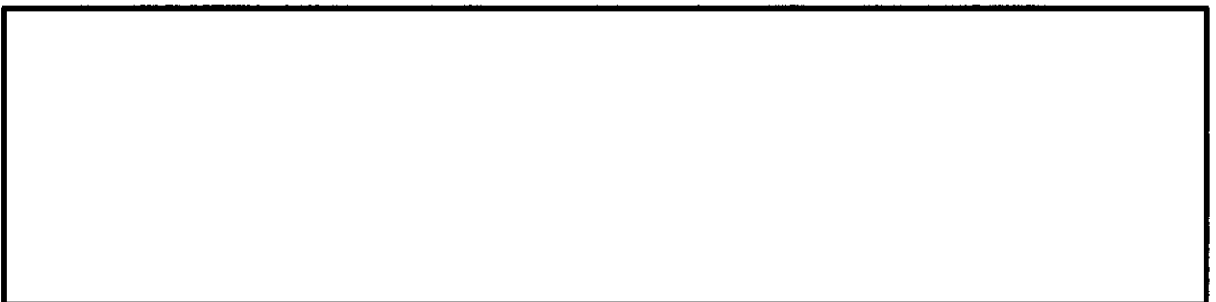


図 6.1-6 (9) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)

($S_s - 21$)

(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)

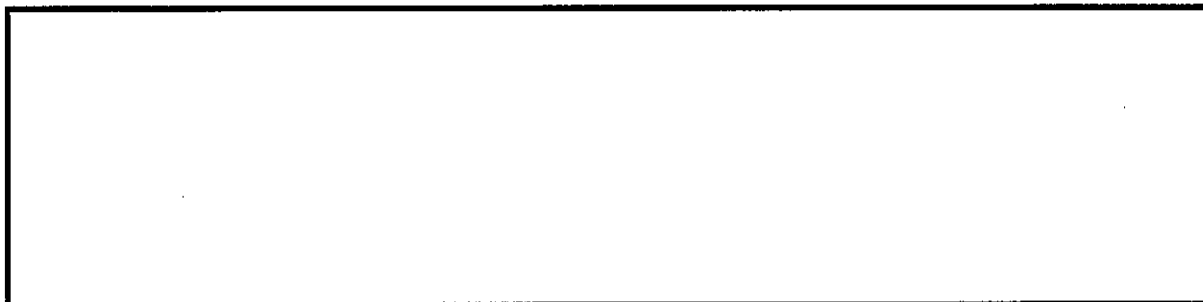


図 6.1-6 (10) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)
($S_s - 22$)

(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)

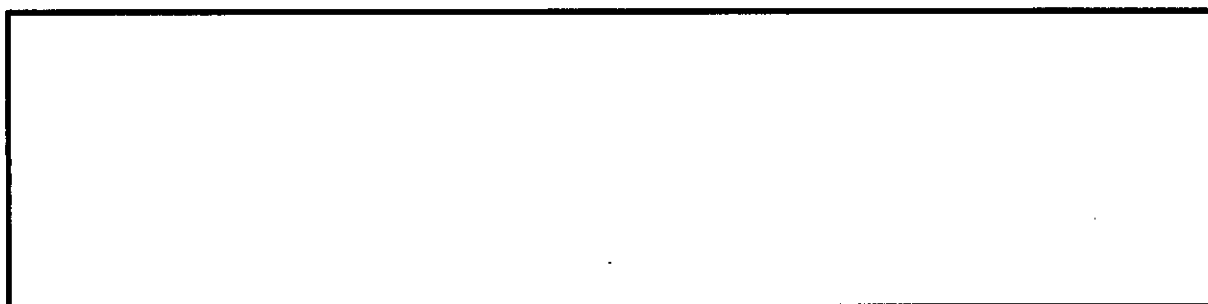


図 6.1-6 (11) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)
($S_s - 31$ [H+, V+])

(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)

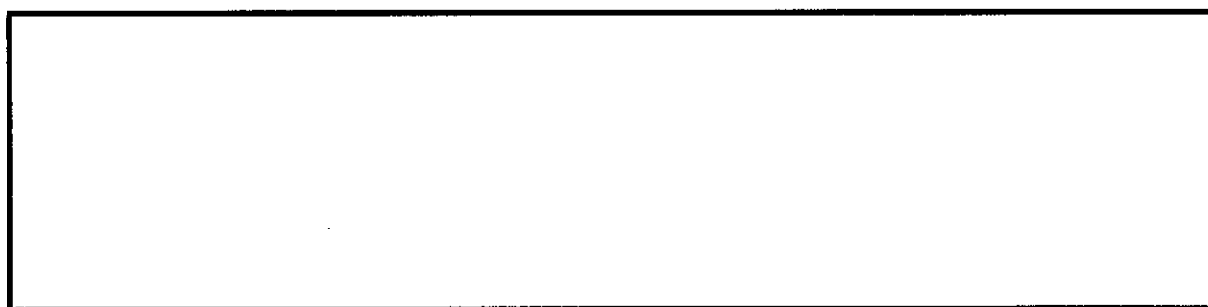


図 6.1-6 (12) 過剰間隙水圧比 (①-①断面)
($S_s - 31$ [H-, V+])

(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 6.1-6 (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 6.1-6 (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)

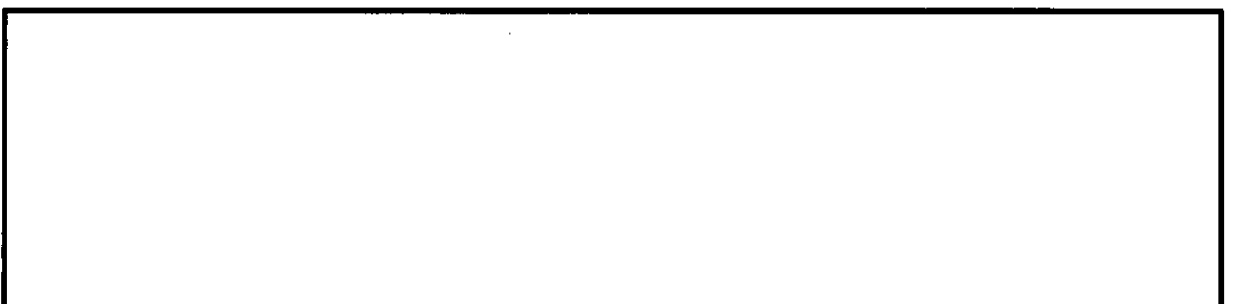


図 6.1-6 (15) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

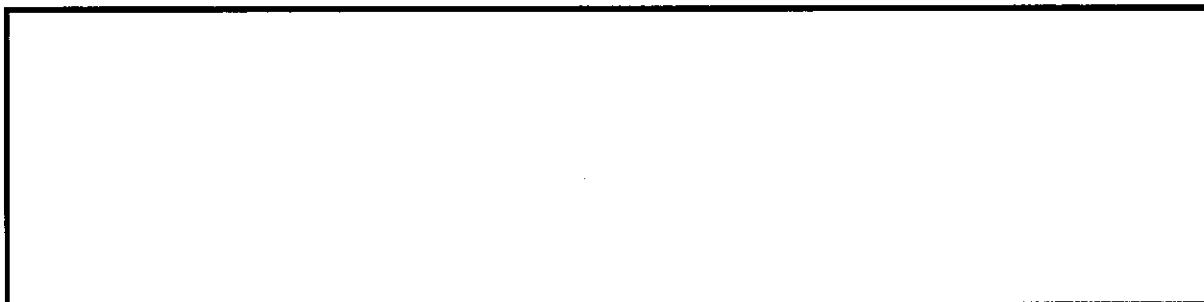


図 6.1-6 (16) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
 $(S_s - D1 [H+, V-])$
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 6.1-6 (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)

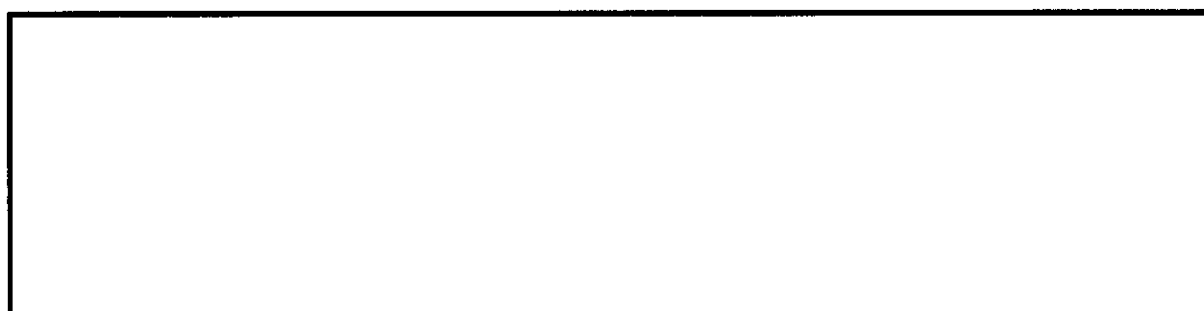


図 6.1-6 (18) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
 $(S_s - D1 [H+, V-])$
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

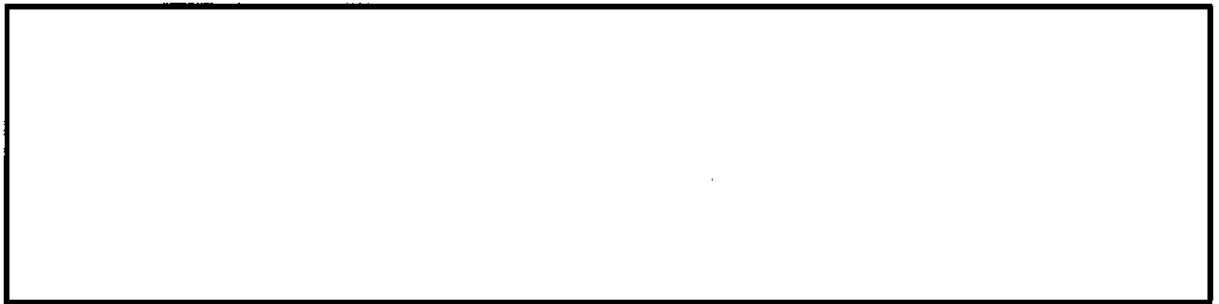


図 6.1-6 (19) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

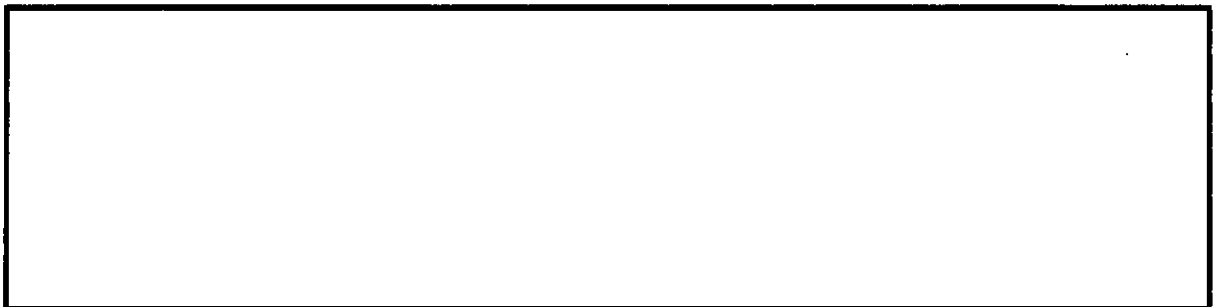


図 6.1-6 (20) 過剰間隙水圧比 (①-①断面北基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H+, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

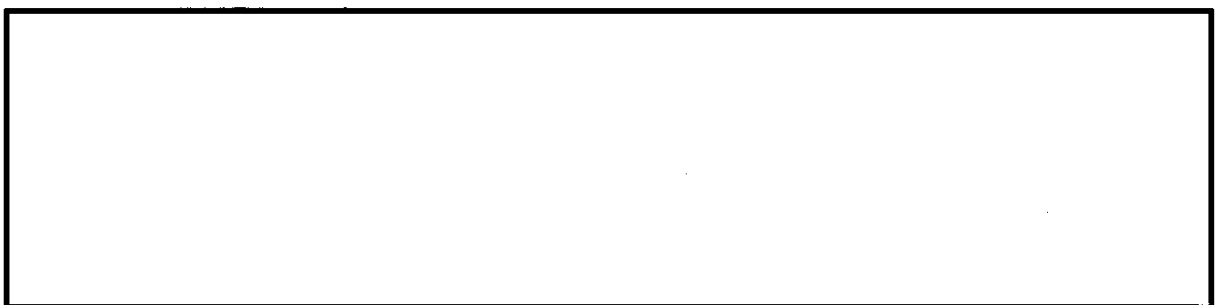


図 6.1-6 (21) 過剰間隙水圧比 (①-①断面南基礎照査値最大ケース)
($S_s - D1$ [H-, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 6.1-6 (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)

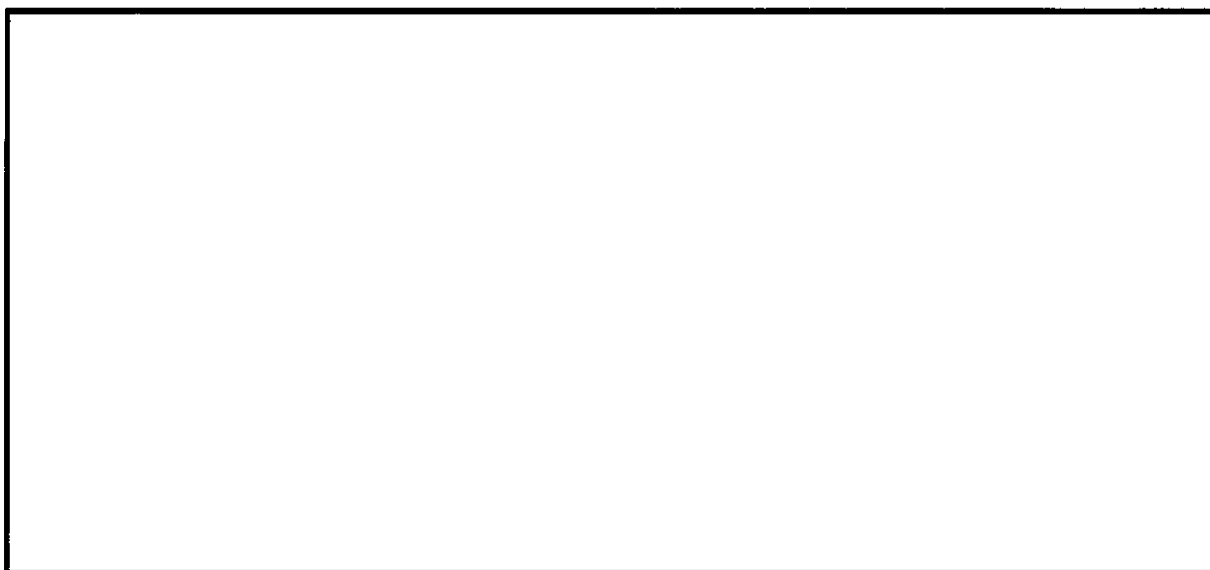


図 6.1-7 (1) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(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)

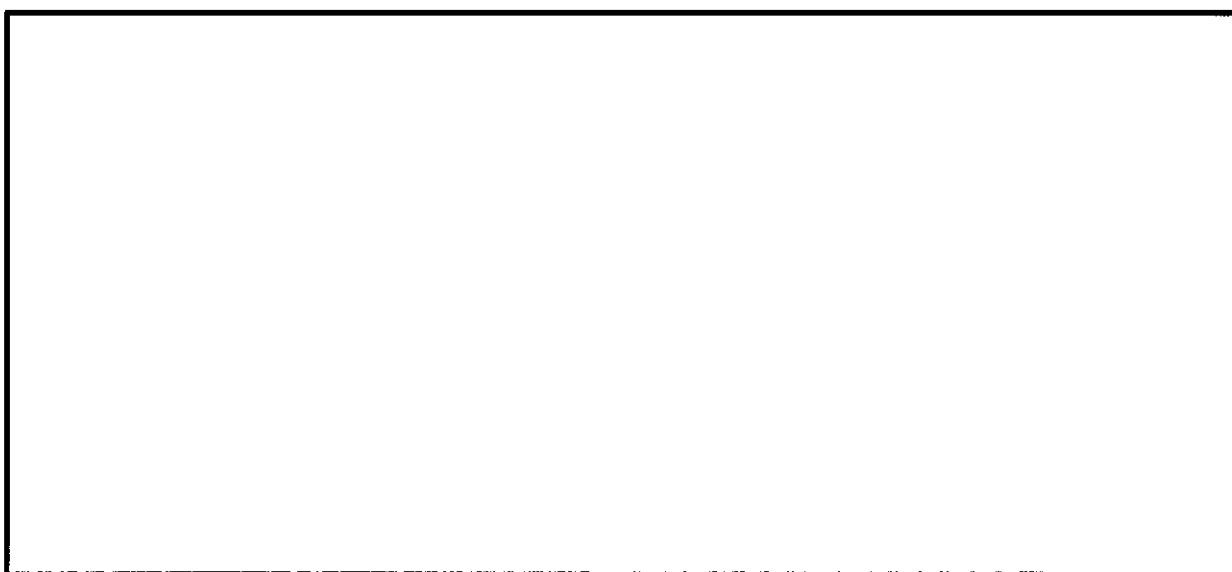


図 6.1-7 (2) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(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)

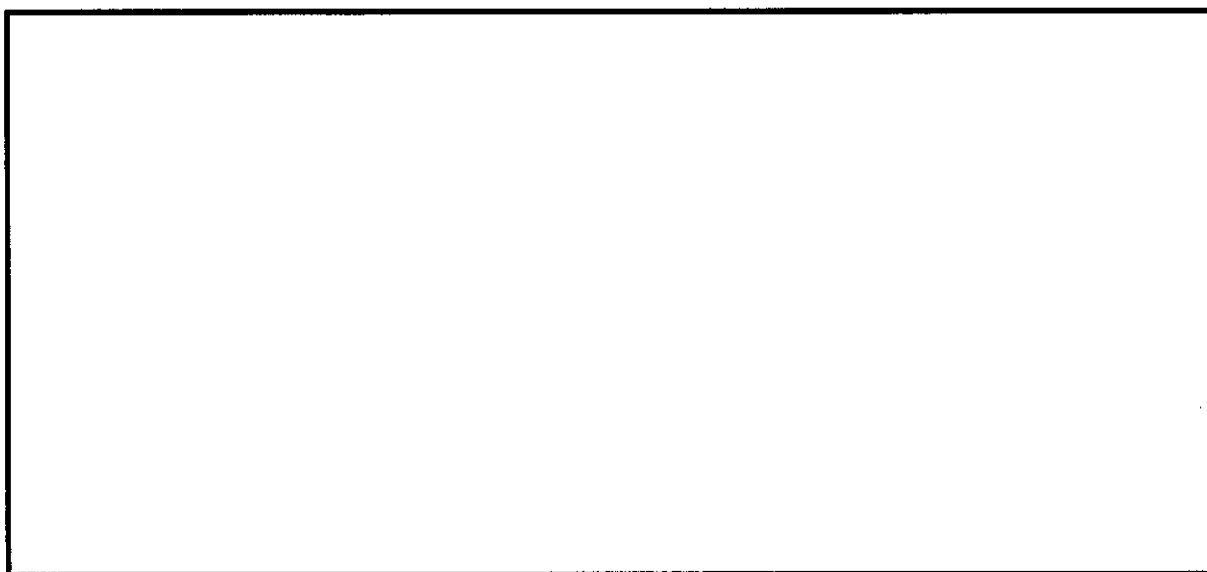


図 6.1-7 (3) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(S_v -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)

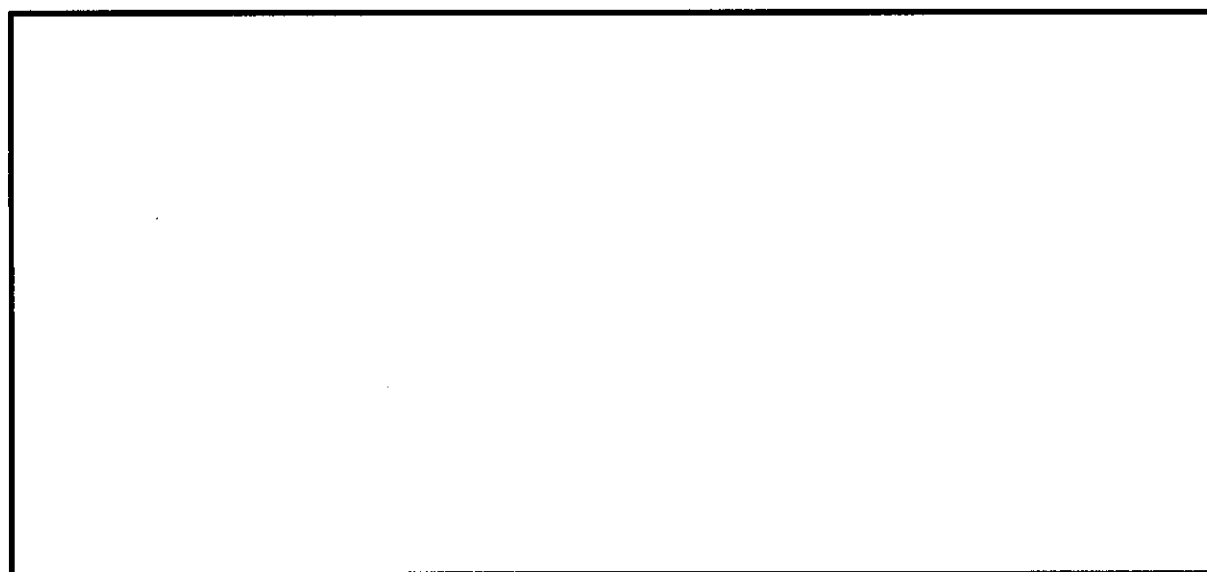


図 6.1-7 (4) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(S_v -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)

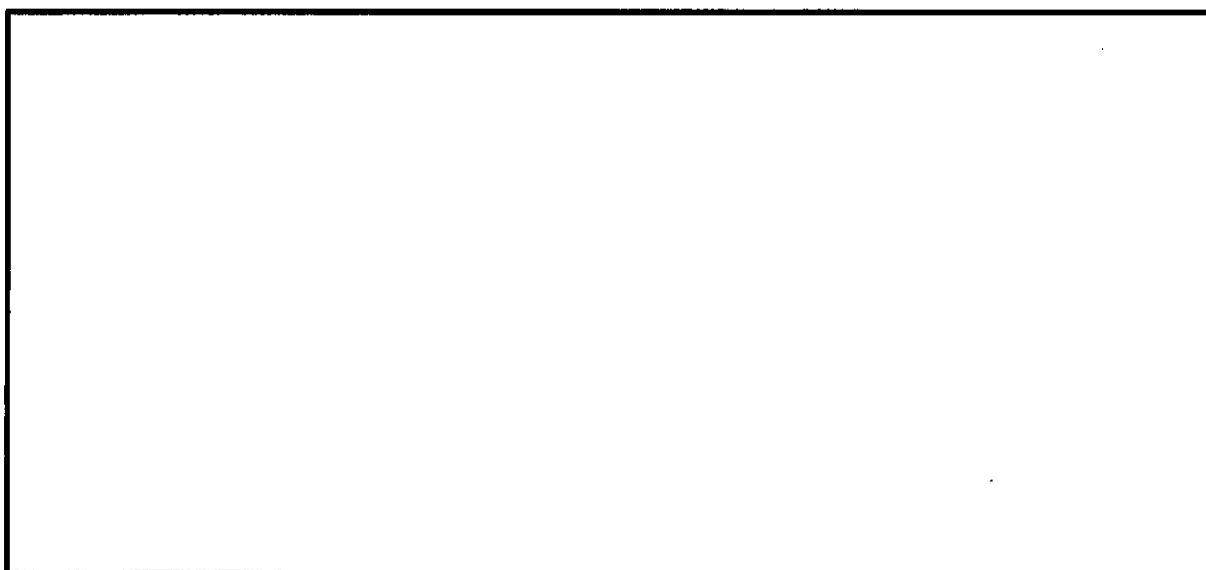


図 6.1-7 (5) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(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)

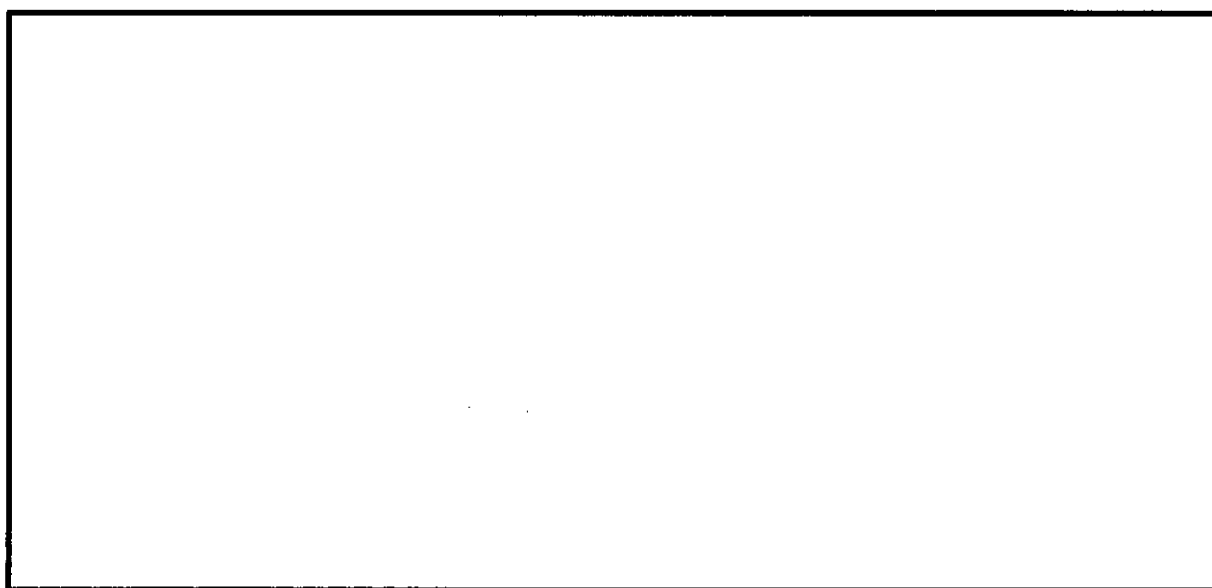


図 6.1-7 (6) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(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)

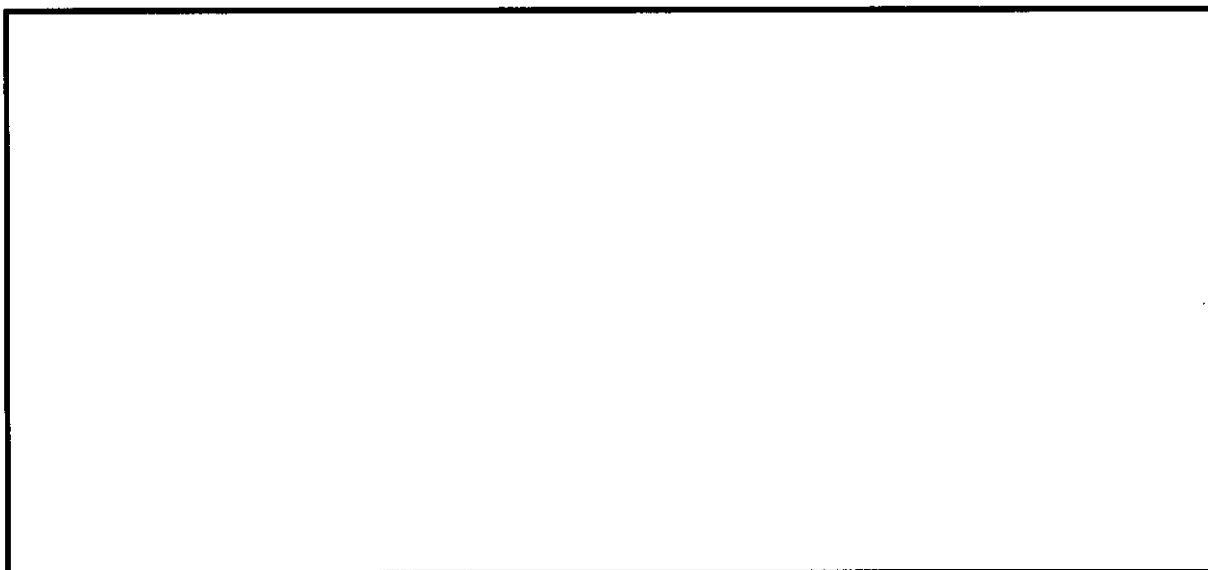


図 6.1-7 (7) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(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)

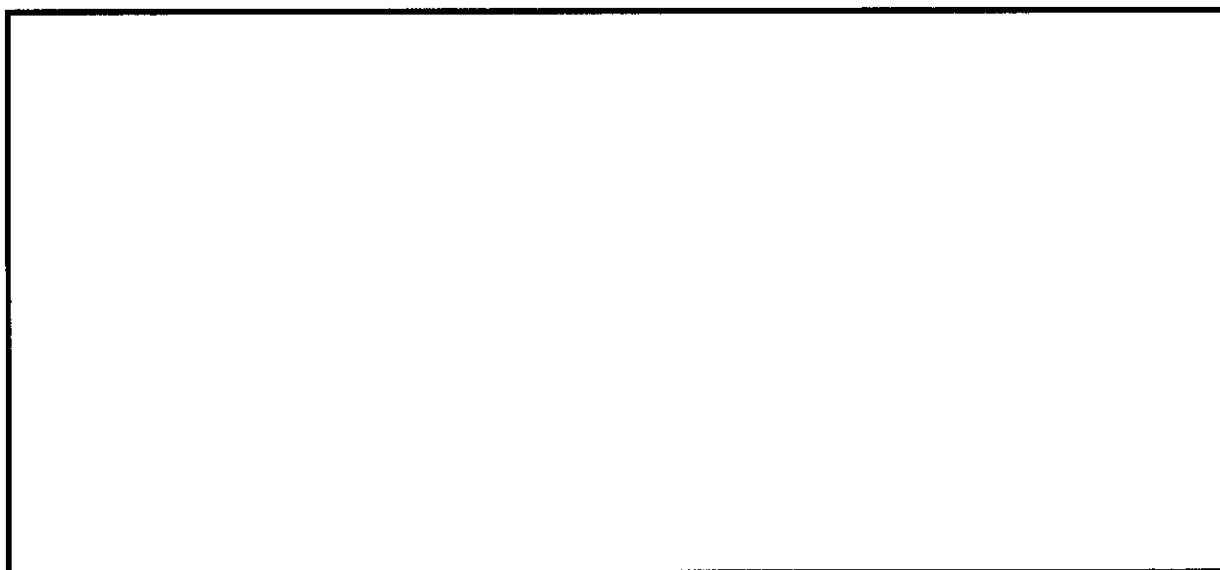


図 6.1-7 (8) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

(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)

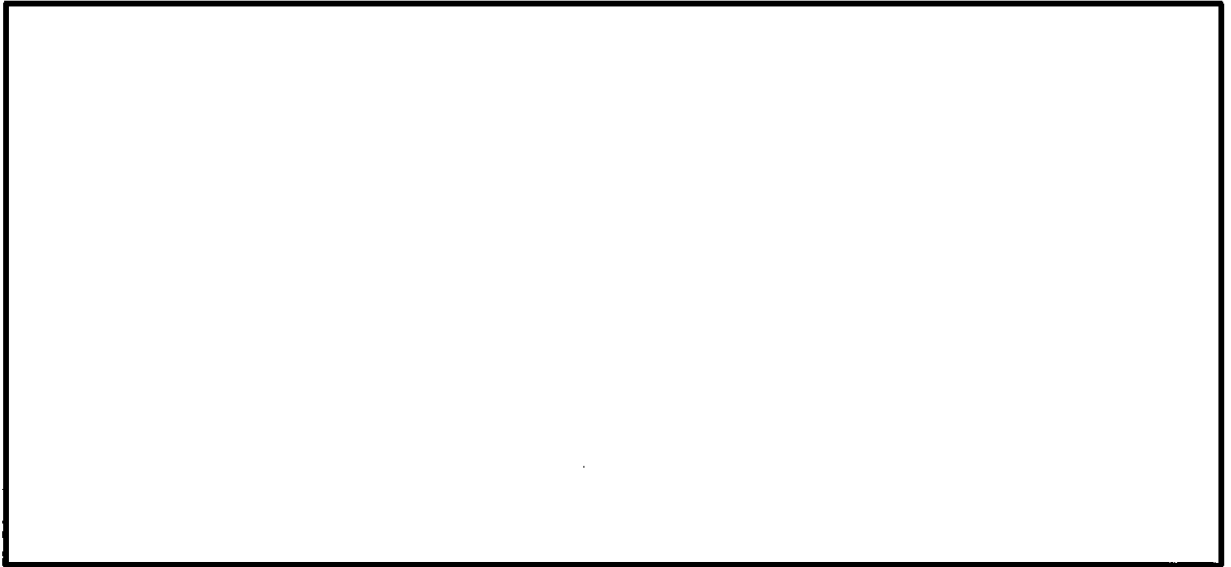


図 6.1-7 (9) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 21$)

(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)

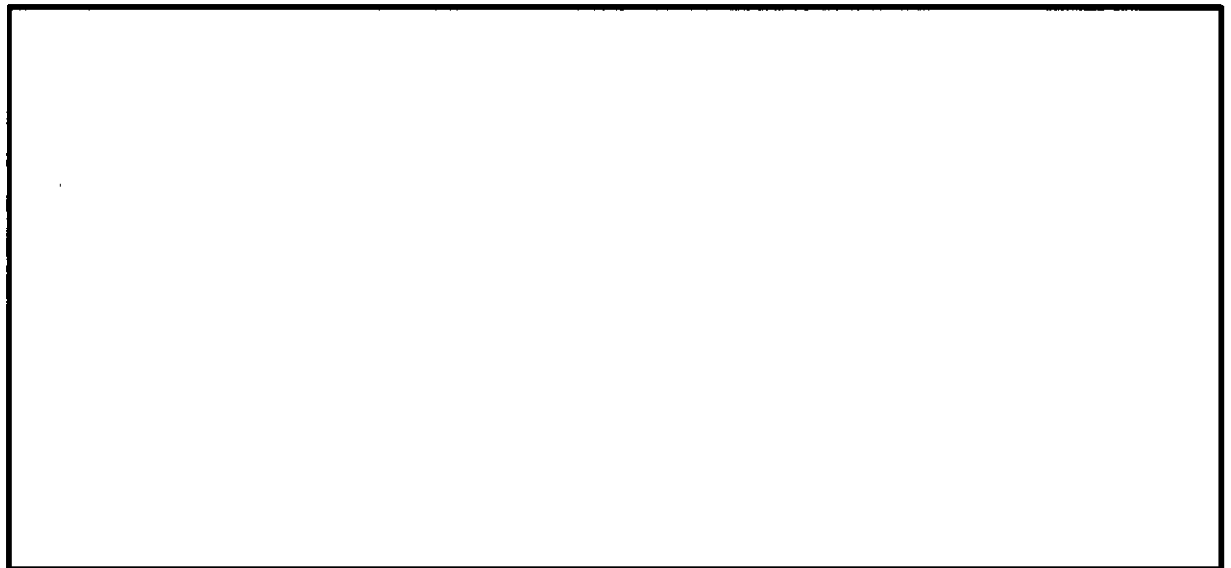


図 6.1-7 (10) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 22$)

(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)

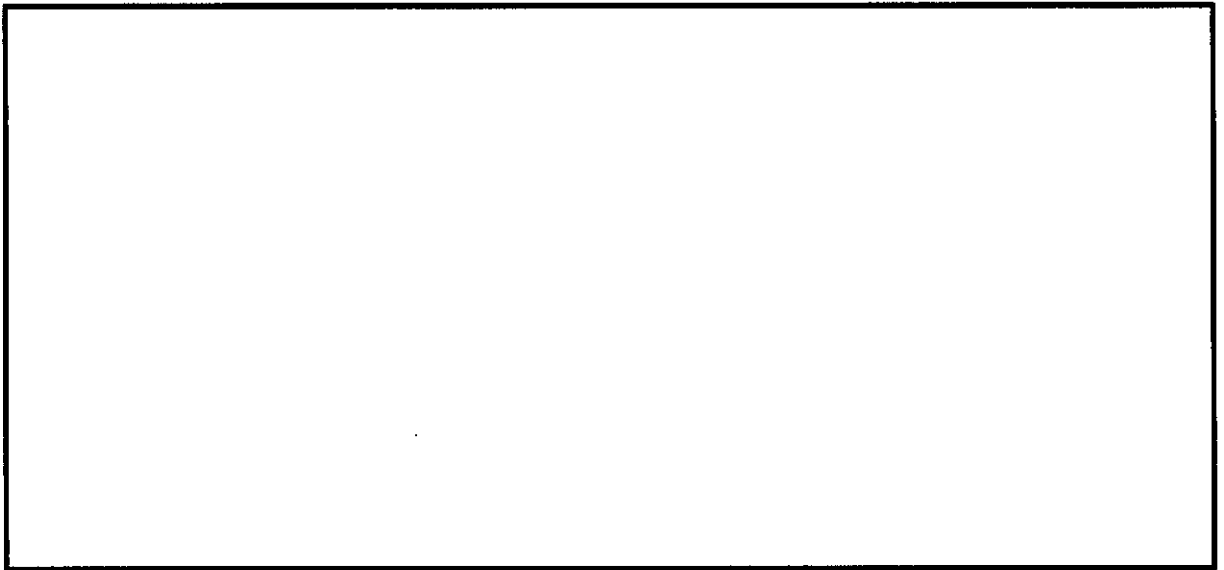


図 6.1-7 (11) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

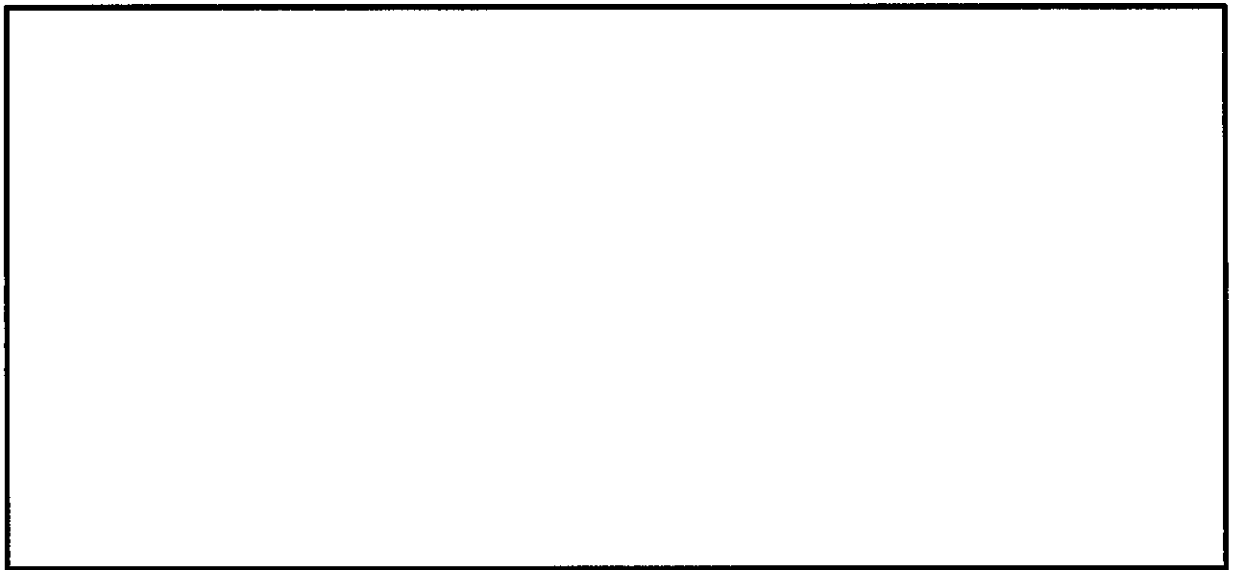


図 6.1-7 (12) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

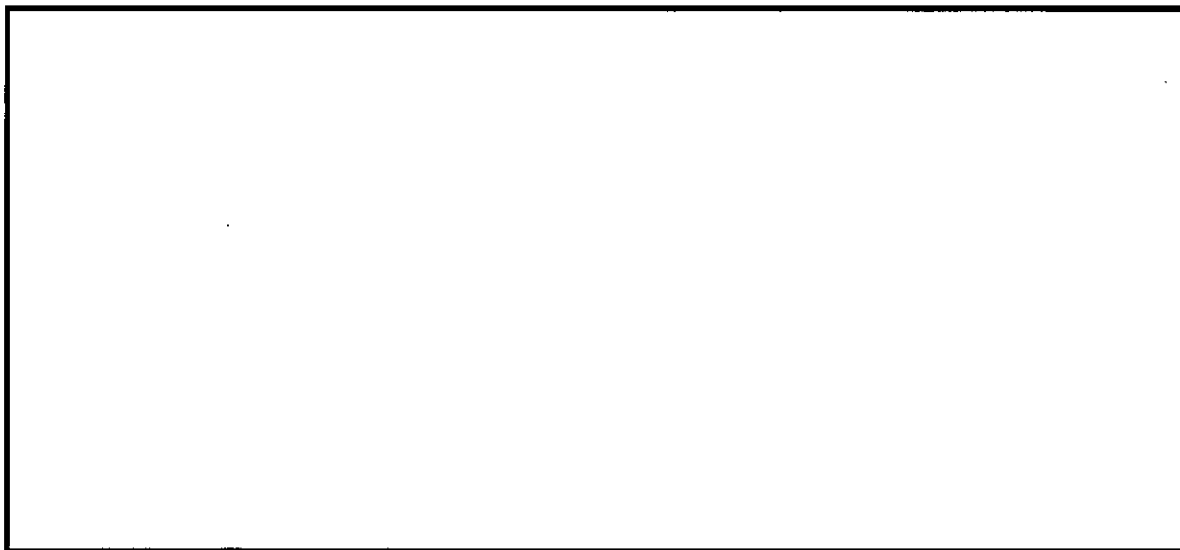


図 6.1-7 (13) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

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

(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)

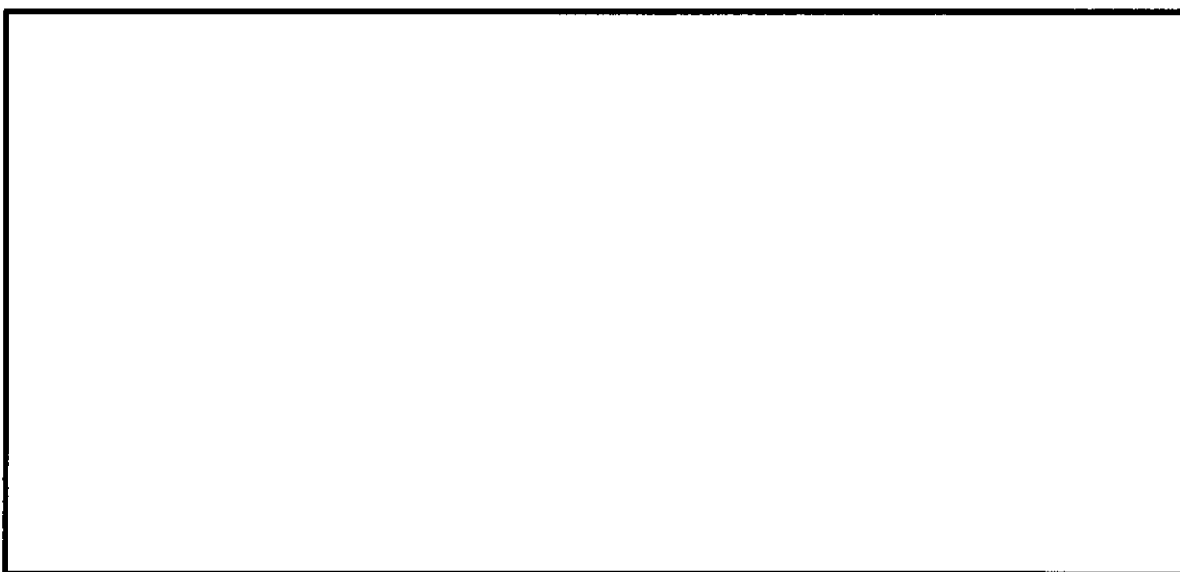


図 6.1-7 (14) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

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

(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)

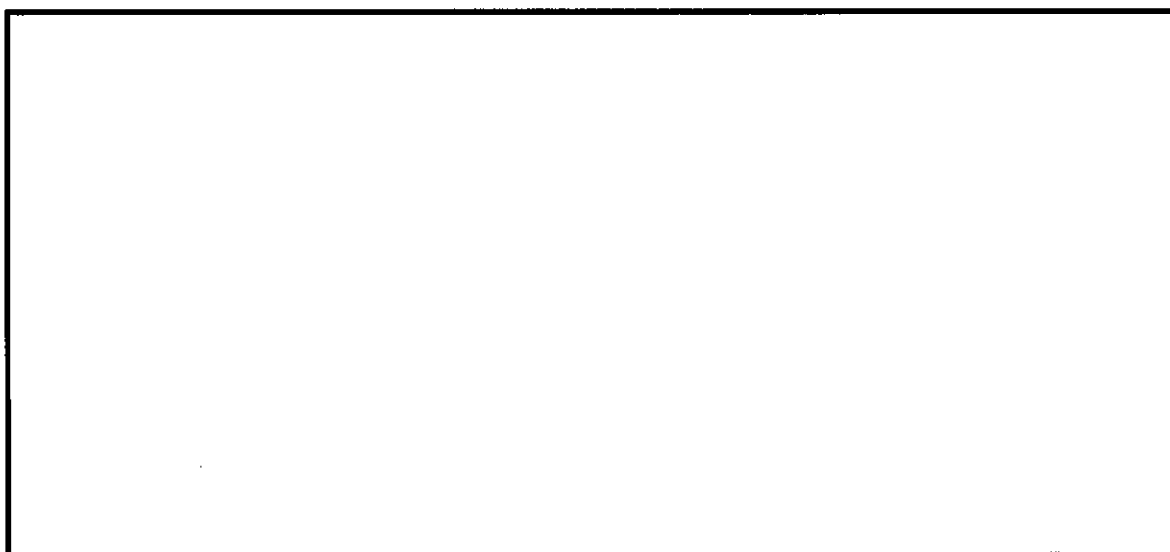


図 6.1-7 (15) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

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

(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)

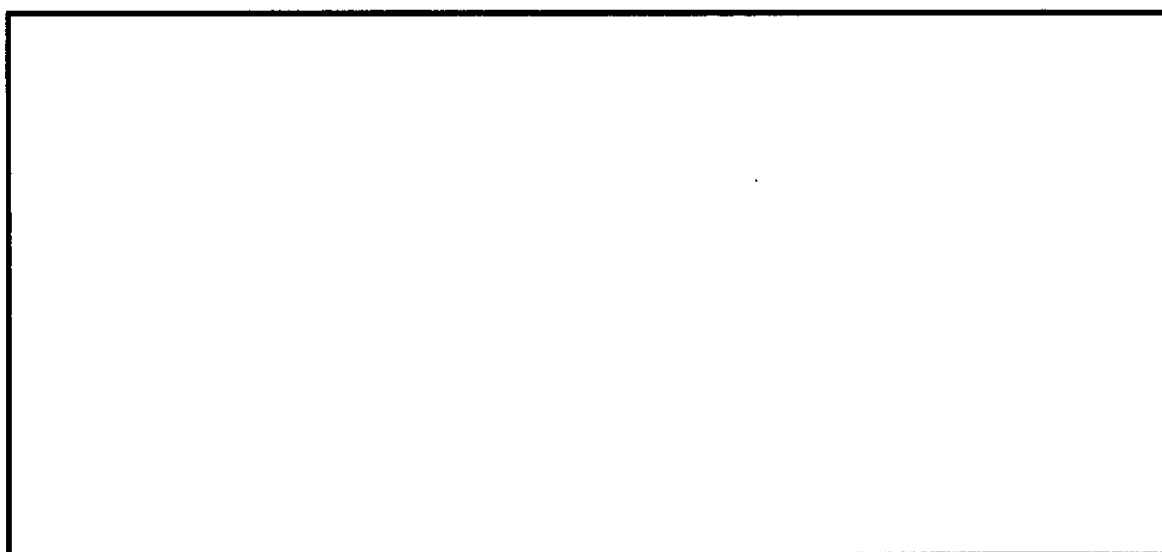


図 6.1-7 (16) 過剰間隙水圧比 (③-③断面)

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

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 6.1-7 (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)

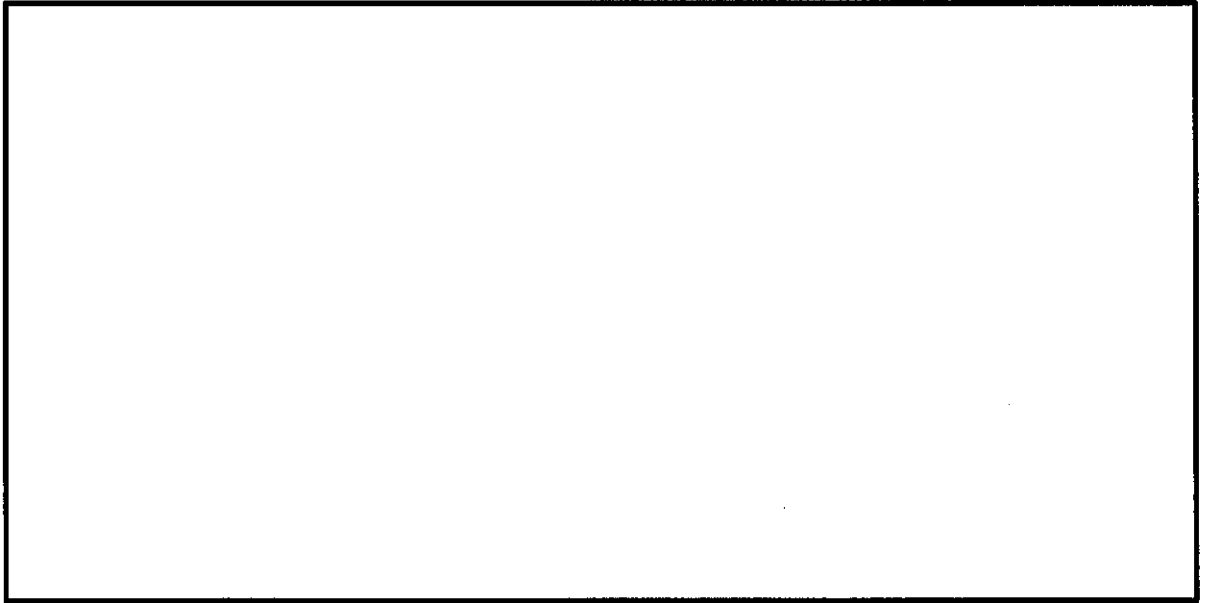


図 6.1-8 (1) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

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

(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)

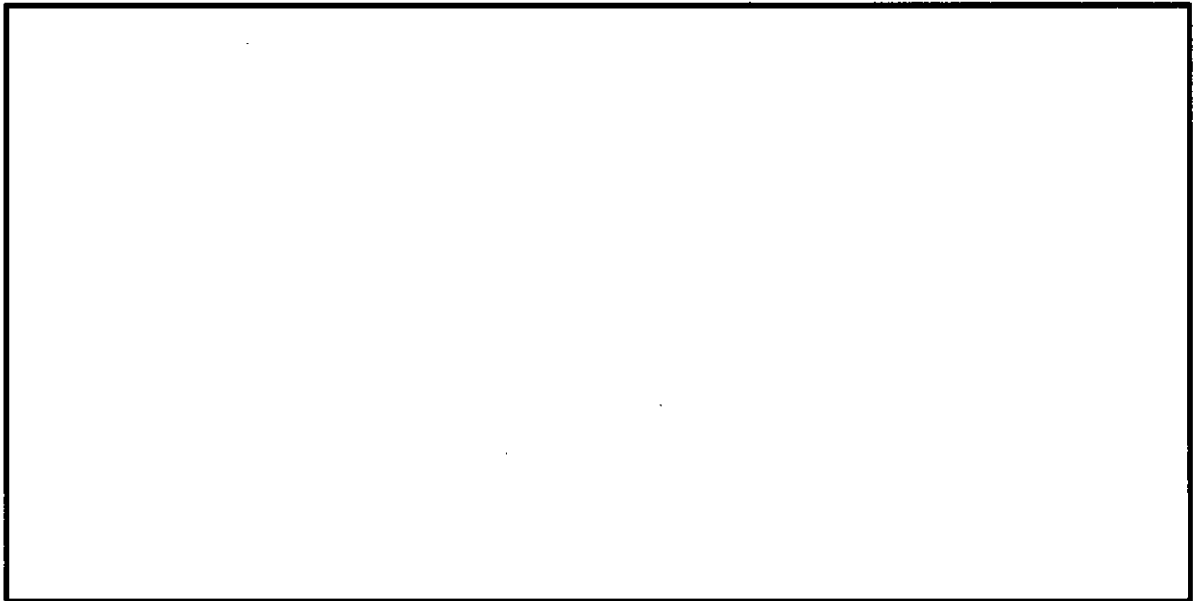


図 6.1-8 (2) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

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

(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)

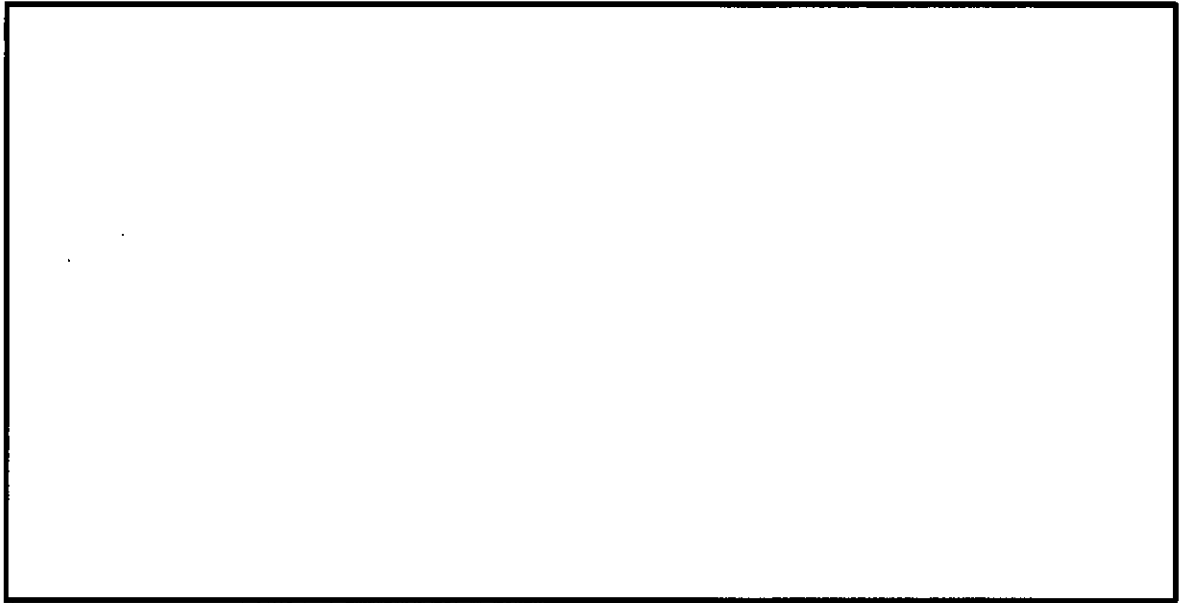


図 6.1-8 (3) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

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

(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)

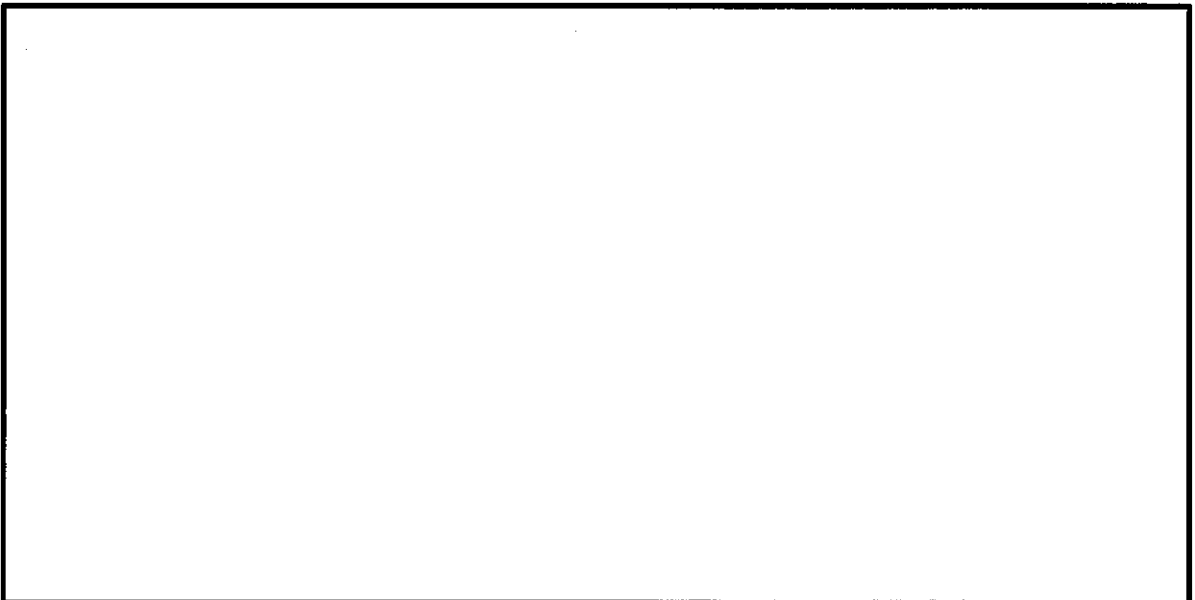


図 6.1-8 (4) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

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

(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)

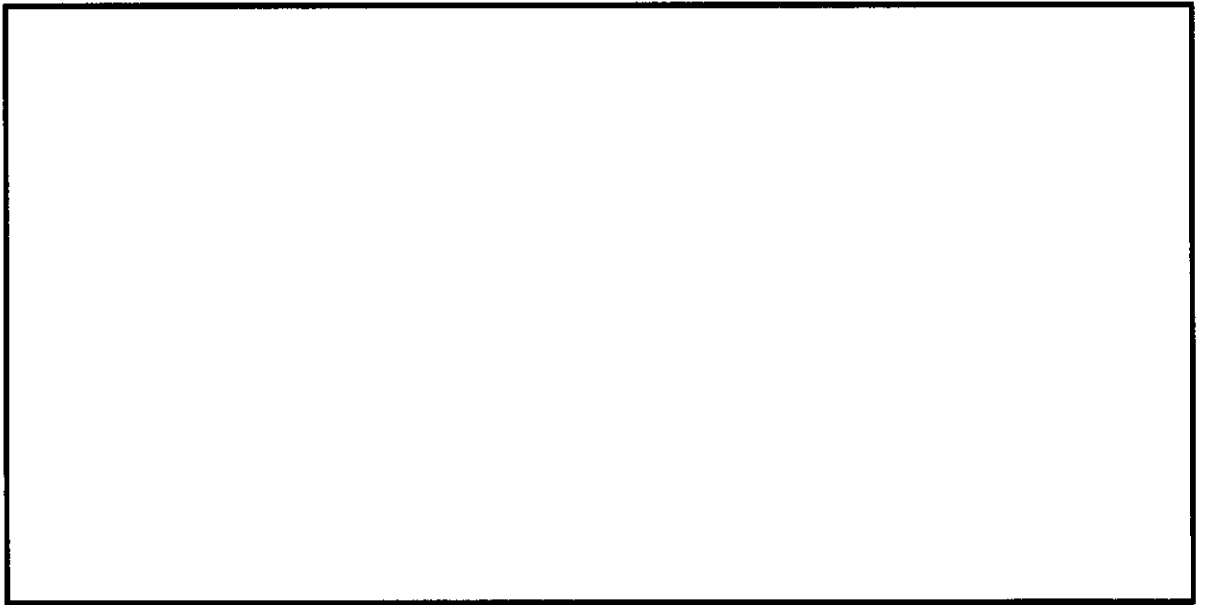


図 6.1-8 (5) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

(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)

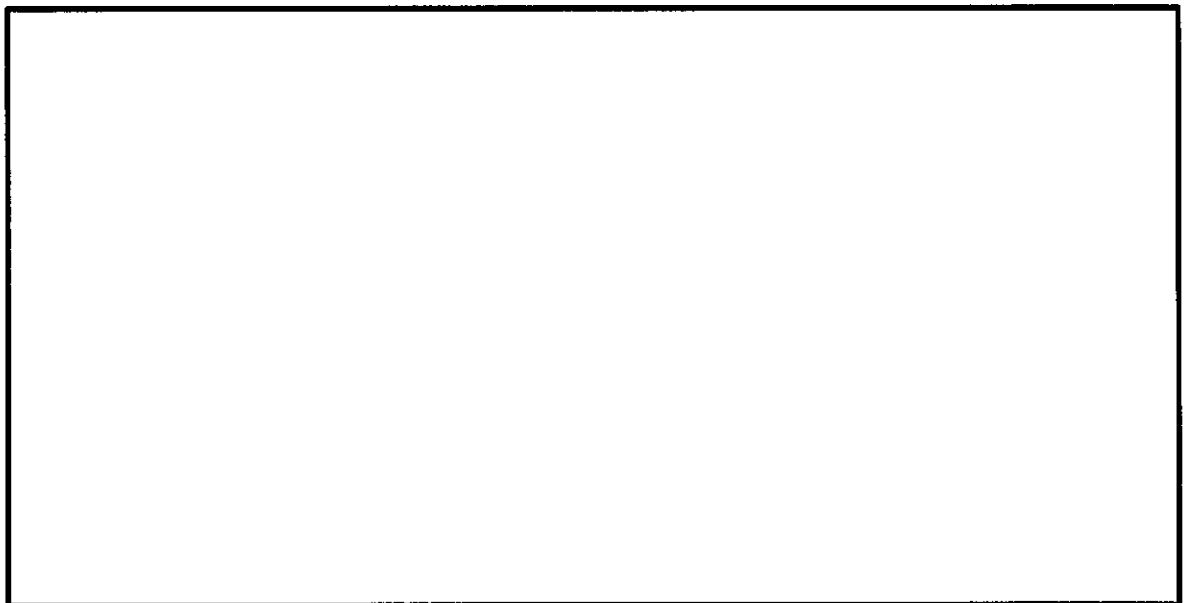


図 6.1-8 (6) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

(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)

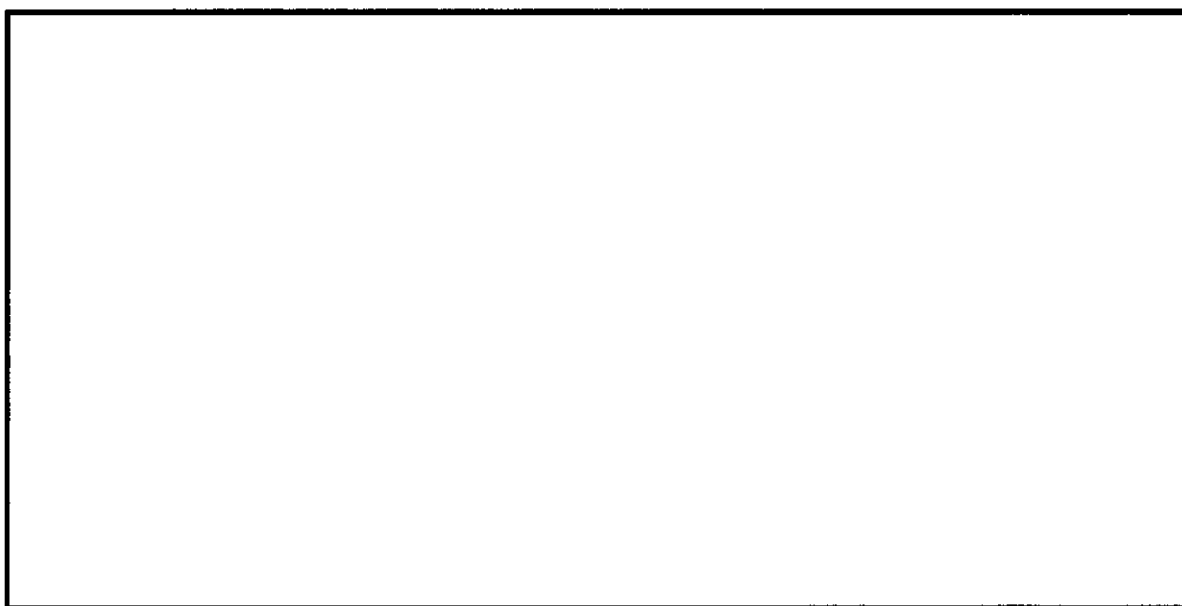


図 6.1-8 (7) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

(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)

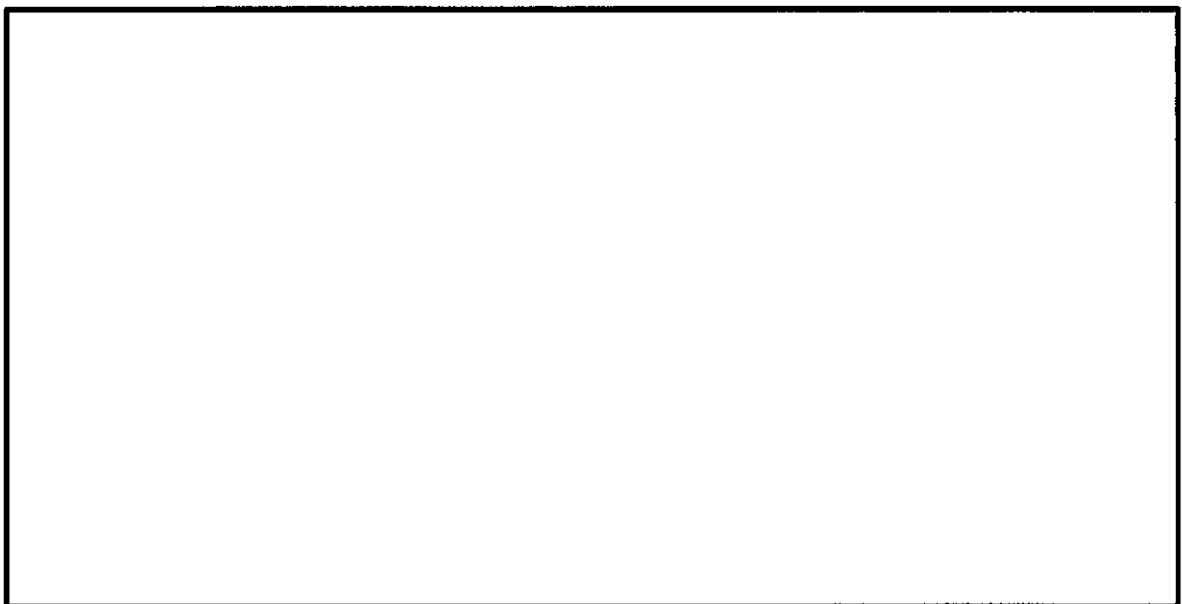


図 6.1-8 (8) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

(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)

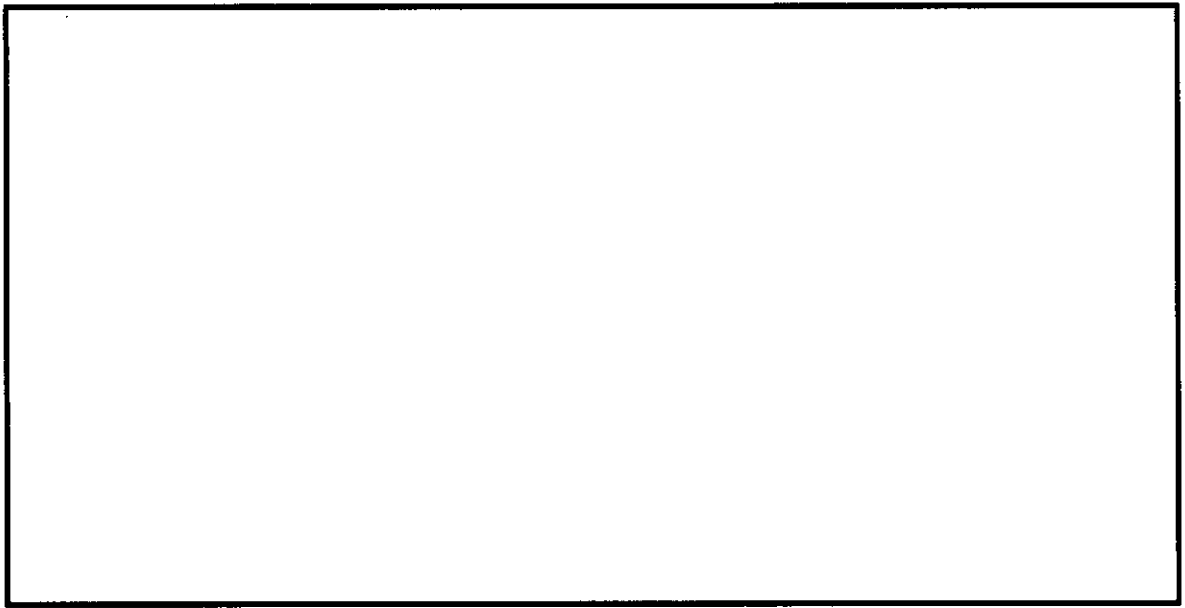


図 6.1-8 (9) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

(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)

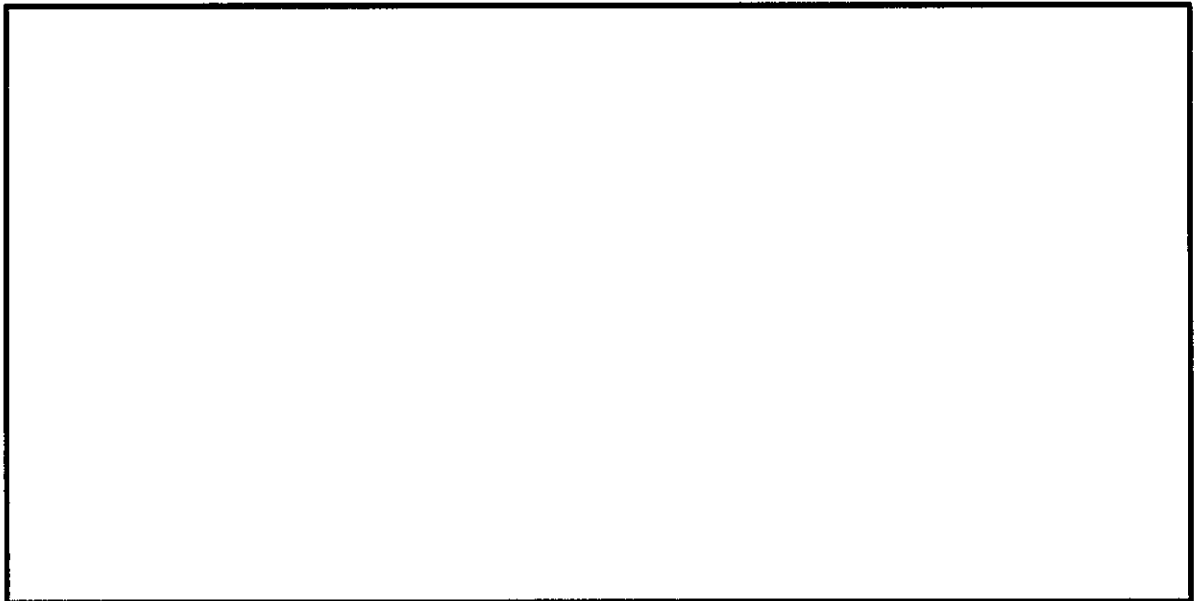


図 6.1-8 (10) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

(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)

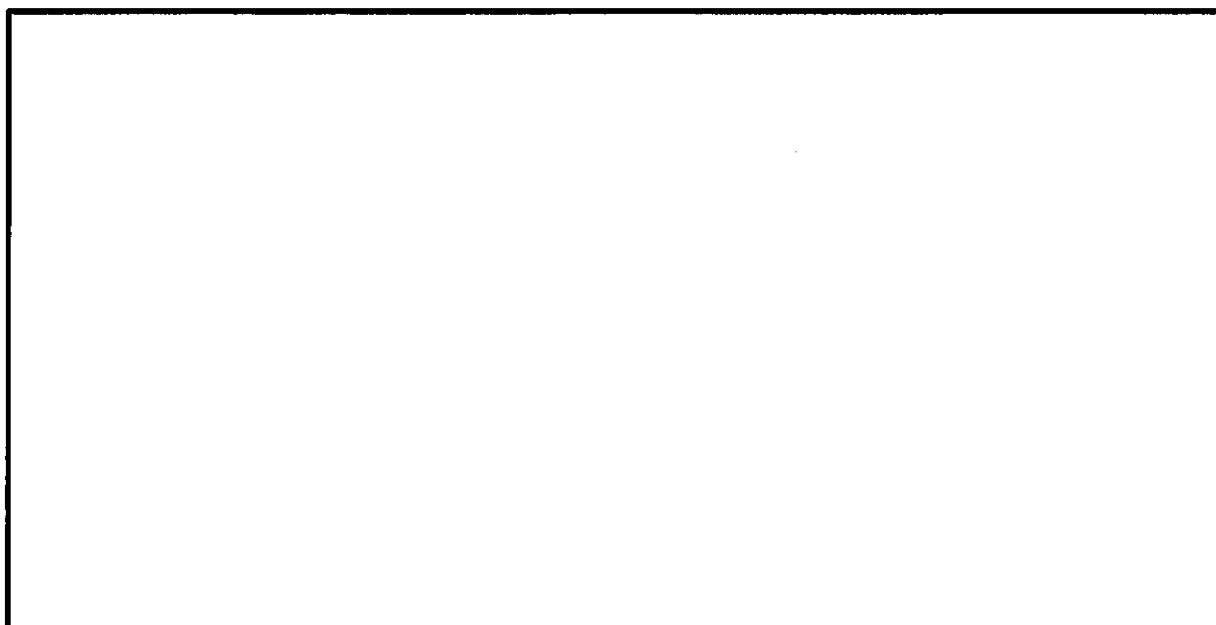


図 6.1-8 (11) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 31$ [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 6.1-8 (12) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_s - 31$ [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)

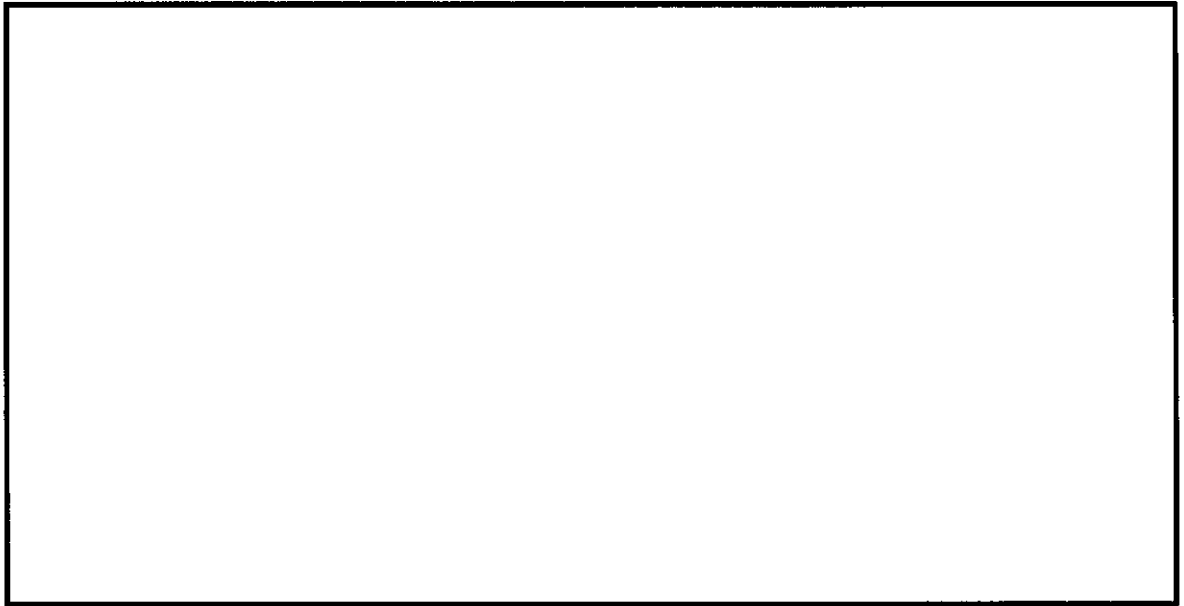


図 6.1-8 (13) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_v - D1$ [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)

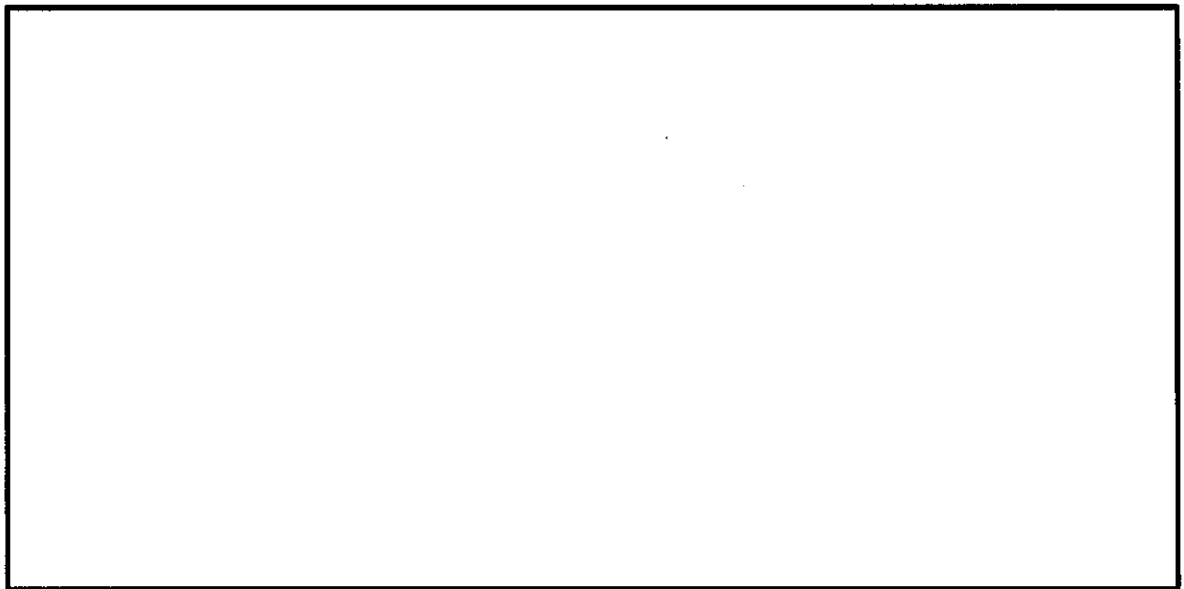


図 6.1-8 (14) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_v - D1$ [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)

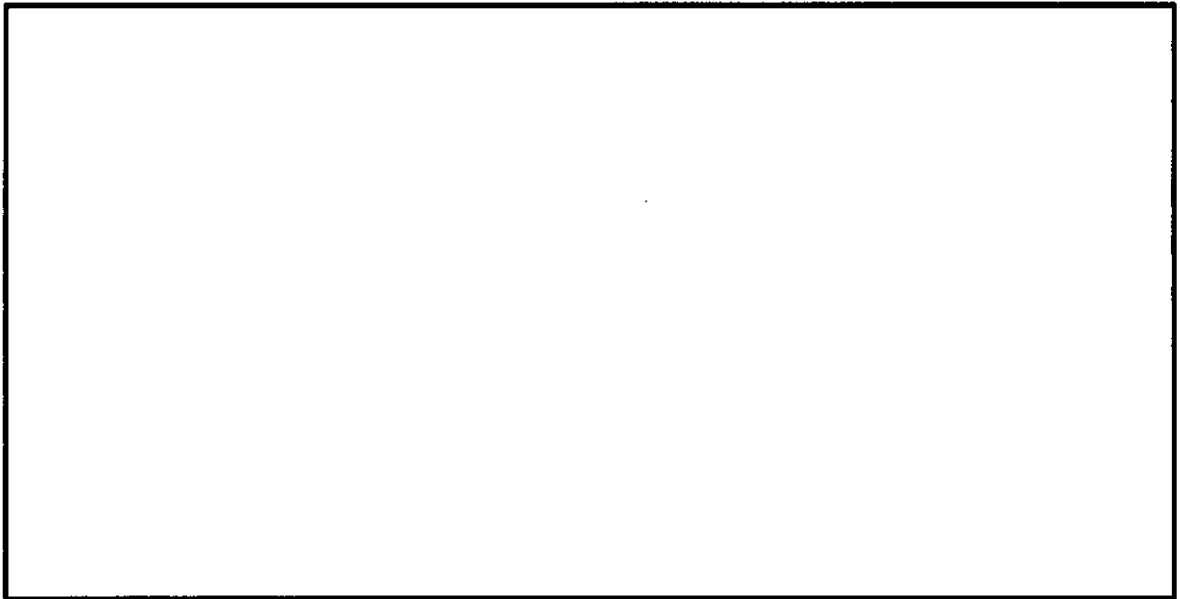


図 6.1-8 (15) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)
($S_s - D1$ [H+, V+])

(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)

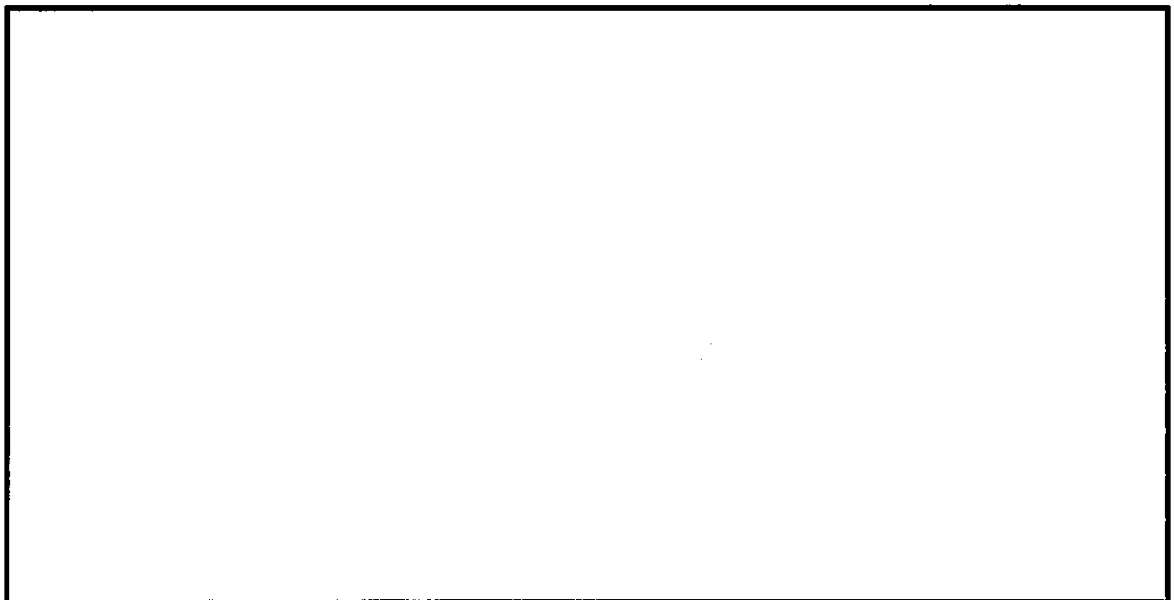


図 6.1-8 (16) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)
($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

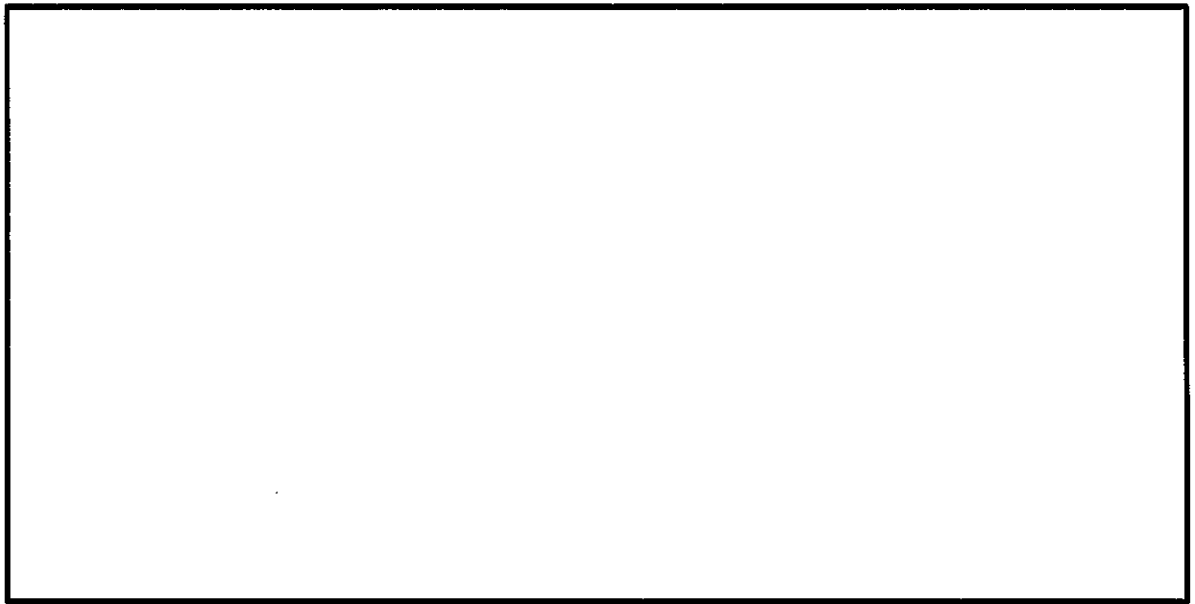


図 6.1-8 (17) 過剰間隙水圧比 (②-②断面)

($S_u - D1$ [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)

6.1.5 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を図 6.1-9、図 6.1-10 及び図 6.1-11 に示す。



図 6.1-9 (1) 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 6.1-9 (2) 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)

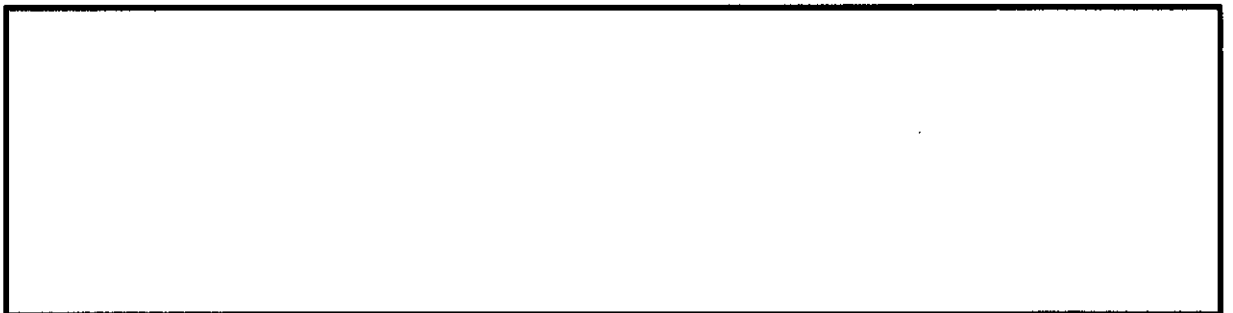


図 6.1-9 (3) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

(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)

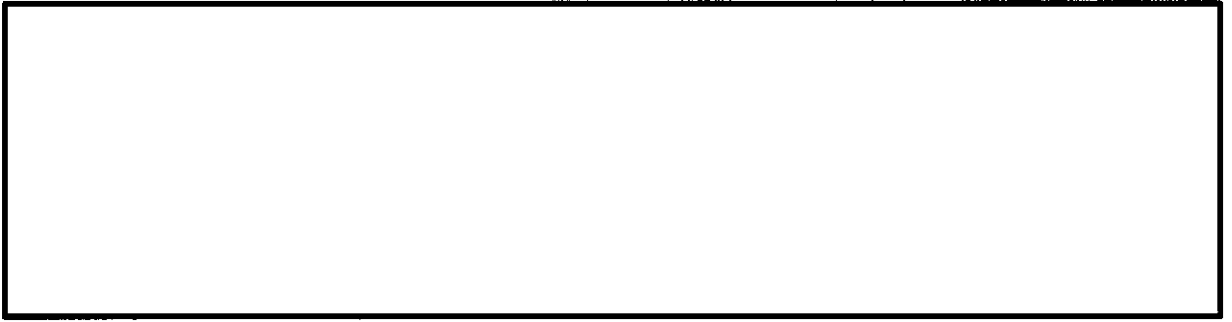


図 6.1-9 (4) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

(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)

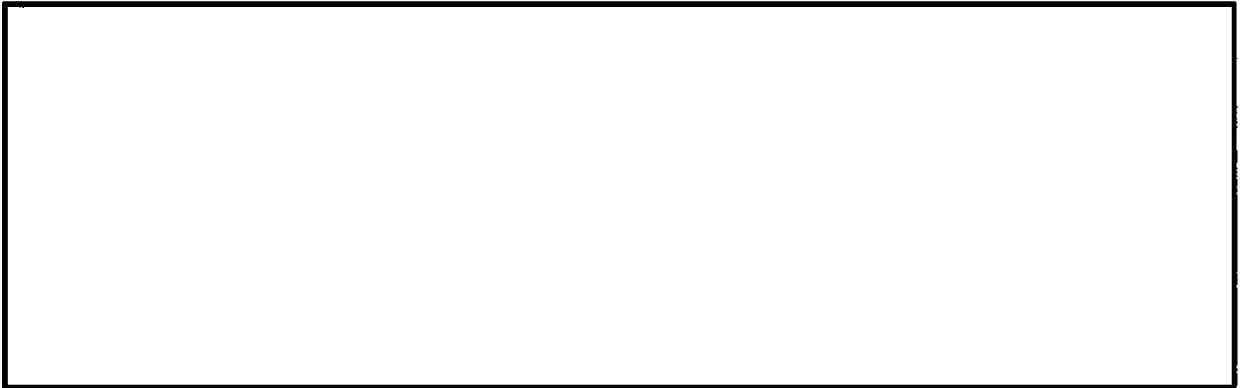


図 6.1-9 (5) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

(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)

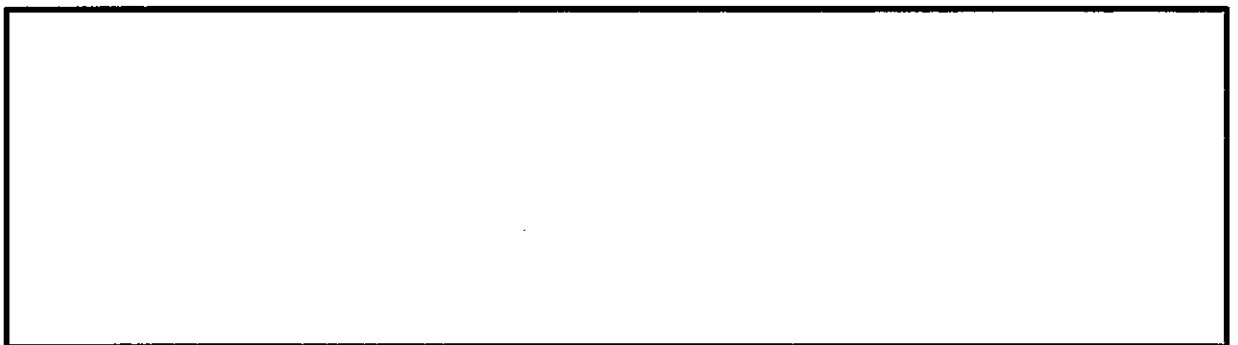


図 6.1-9 (6) 水平最大加速度分布 (①-①断面)

(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)

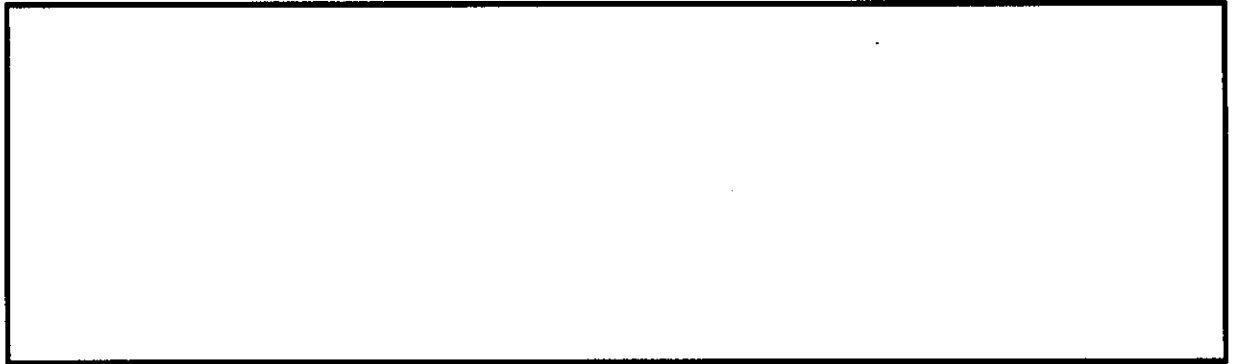


図 6.1-9 (7) 水平最大加速度分布 (①-①断面)
(S_s-13)

(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)

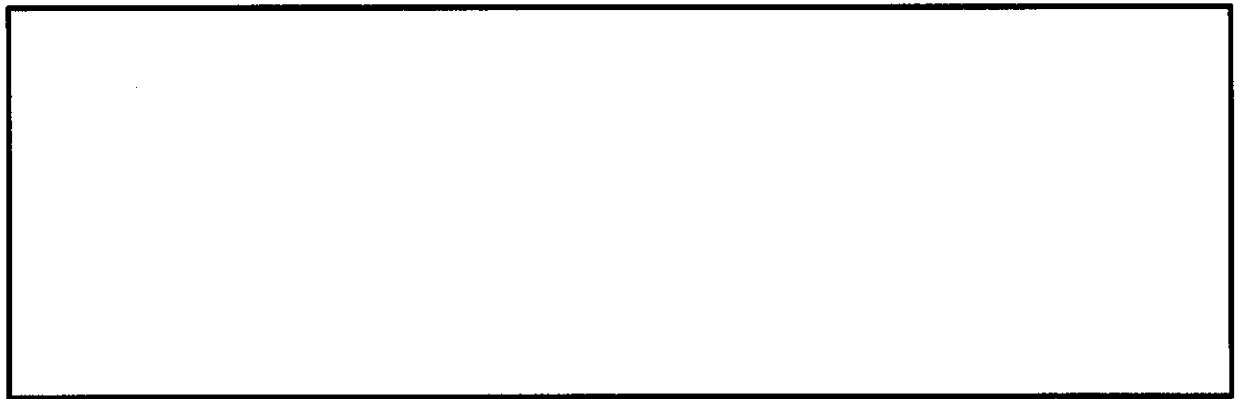


図 6.1-9 (8) 水平最大加速度分布 (①-①断面)
(S_s-14)

(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)

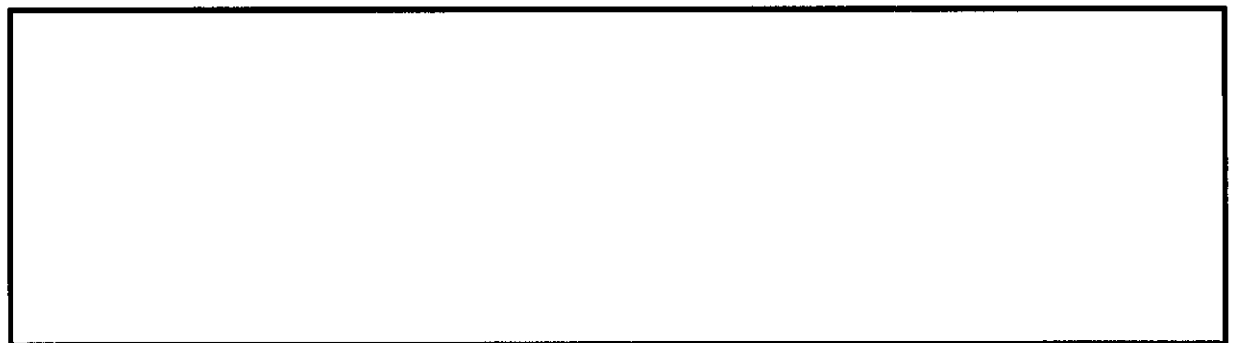


図 6.1-9 (9) 水平最大加速度分布 (①-①断面)
(S_s-21)

(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)

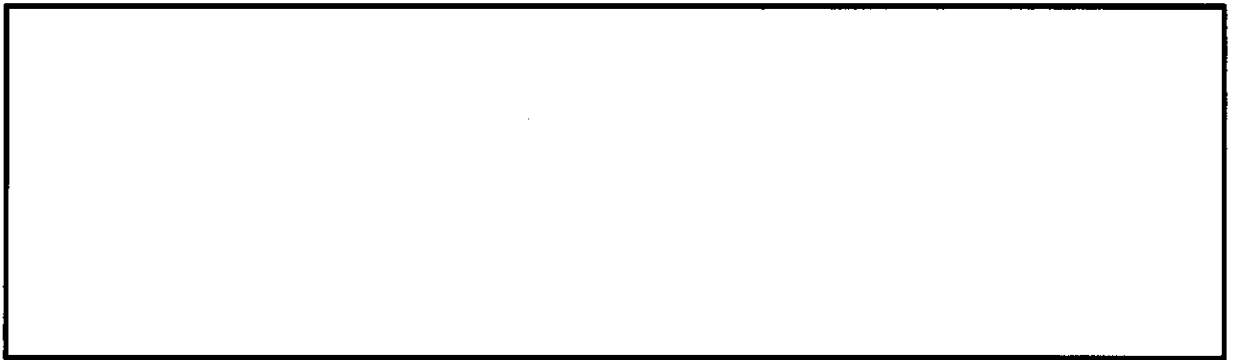


図 6.1-9 (10) 水平最大加速度分布 (①-①断面)
($S_s - 22$)

(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 6.1-9 (11) 水平最大加速度分布 (①-①断面)
($S_s - 31$ [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)

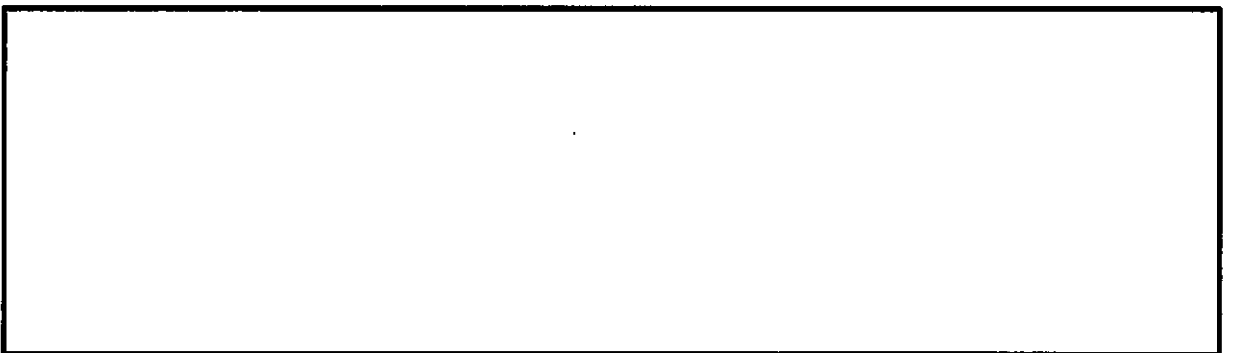


図 6.1-9 (12) 水平最大加速度分布 (①-①断面)
($S_s - 31$ [H-, V+])

(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 6.1-9 (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 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 6.1-9 (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 ($+1\sigma$) した解析ケース)

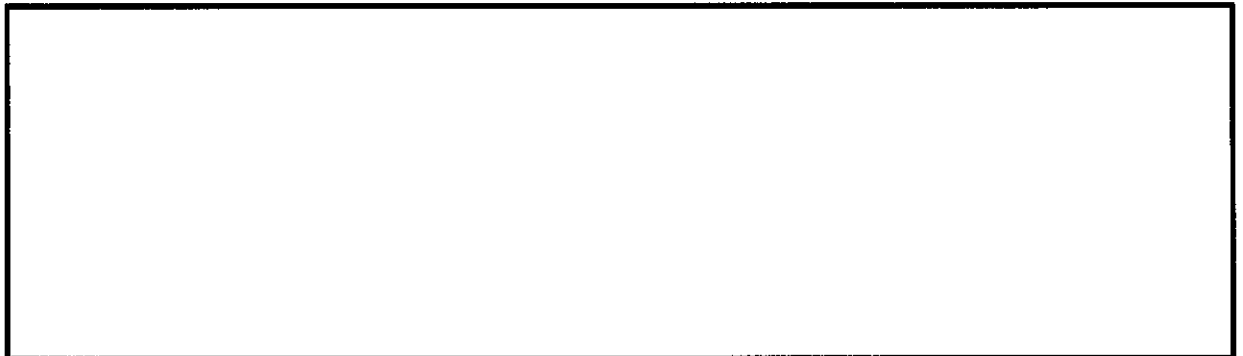


図 6.1-9 (15) ①-①断面の水平最大加速度分布 (南基礎照査値最大ケース)
($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 6.1-9 (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 6.1-9 (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 6.1-9 (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）

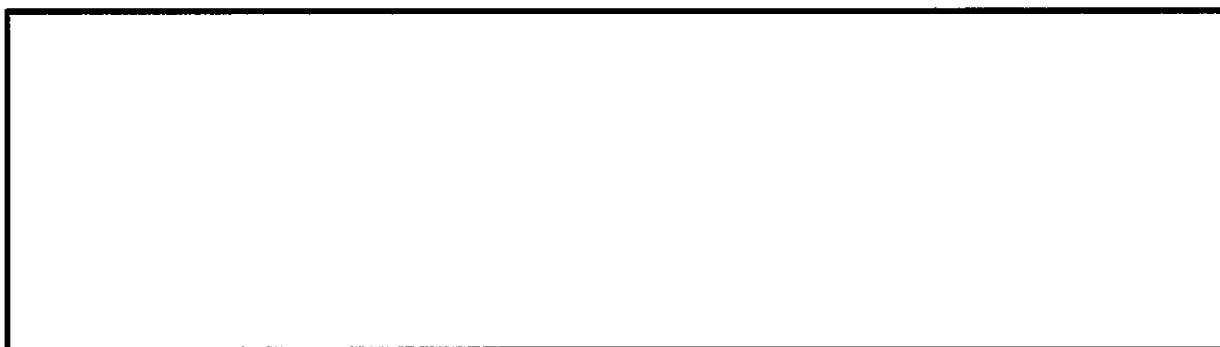


図 6.1-9 (19) ①-①断面の水平最大加速度分布 (南基礎照査値最大ケース)
($S_s-D1 [H-, V+]$)

(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 6.1-9 (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 6.1-9 (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 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

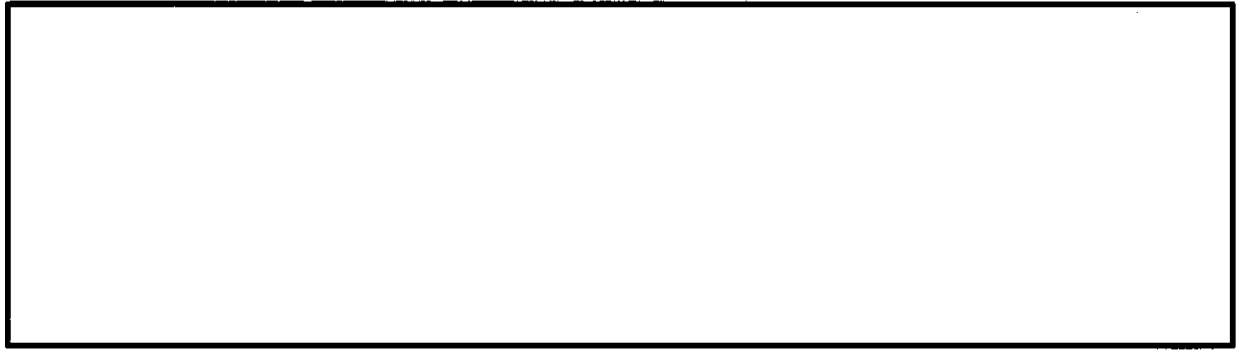


図 6.1-9 (22) ①-①断面の水平最大加速度分布（北基礎照査値最大ケース）
（ S_s-D1 〔H+, V-〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

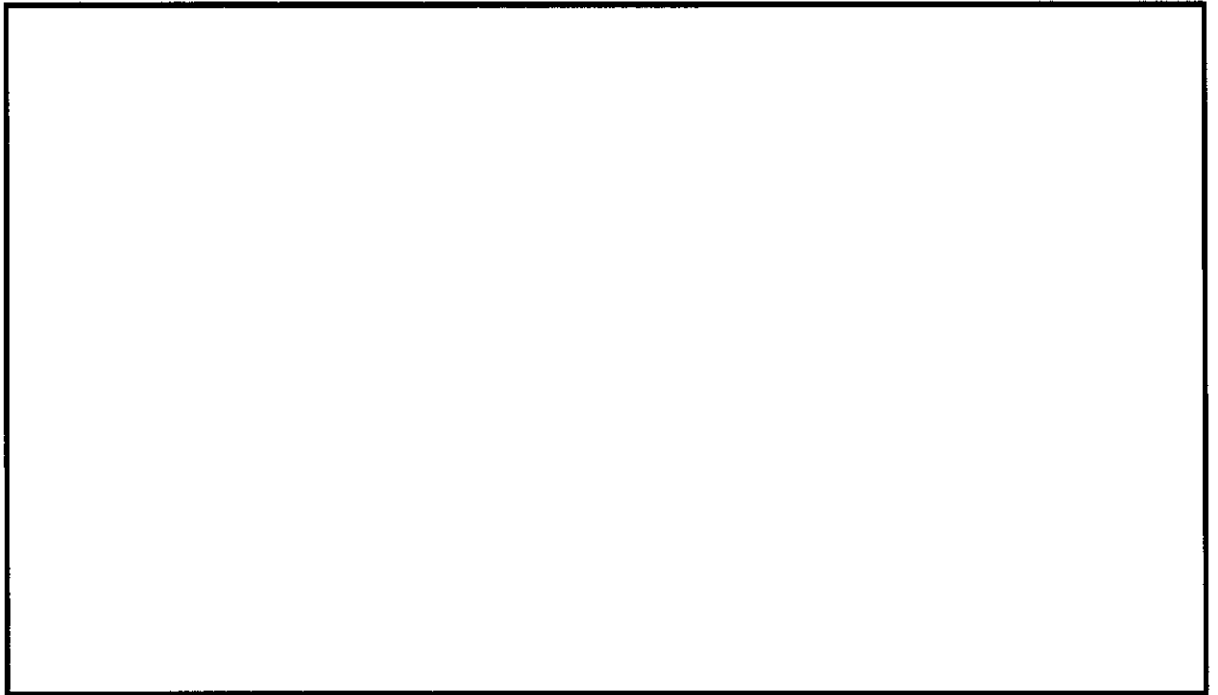


図 6.1-10 (1) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

(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)

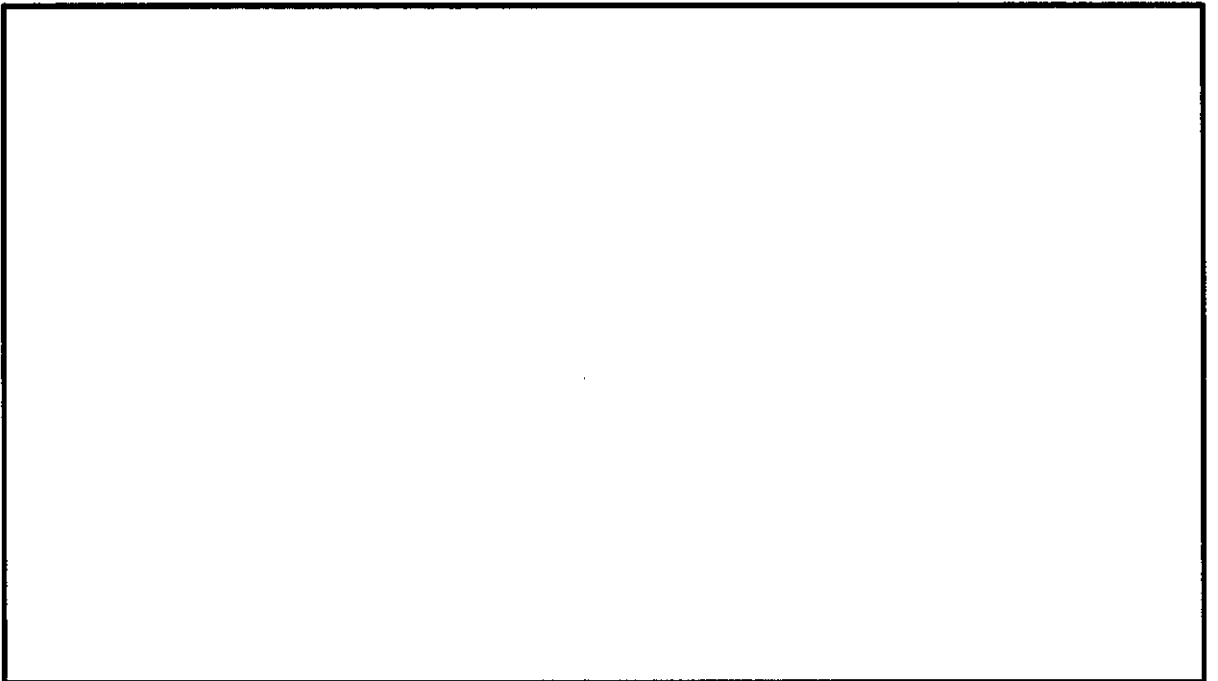


図 6.1-10 (2) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

(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 6.1-10 (3) 水平最大加速度分布 (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)

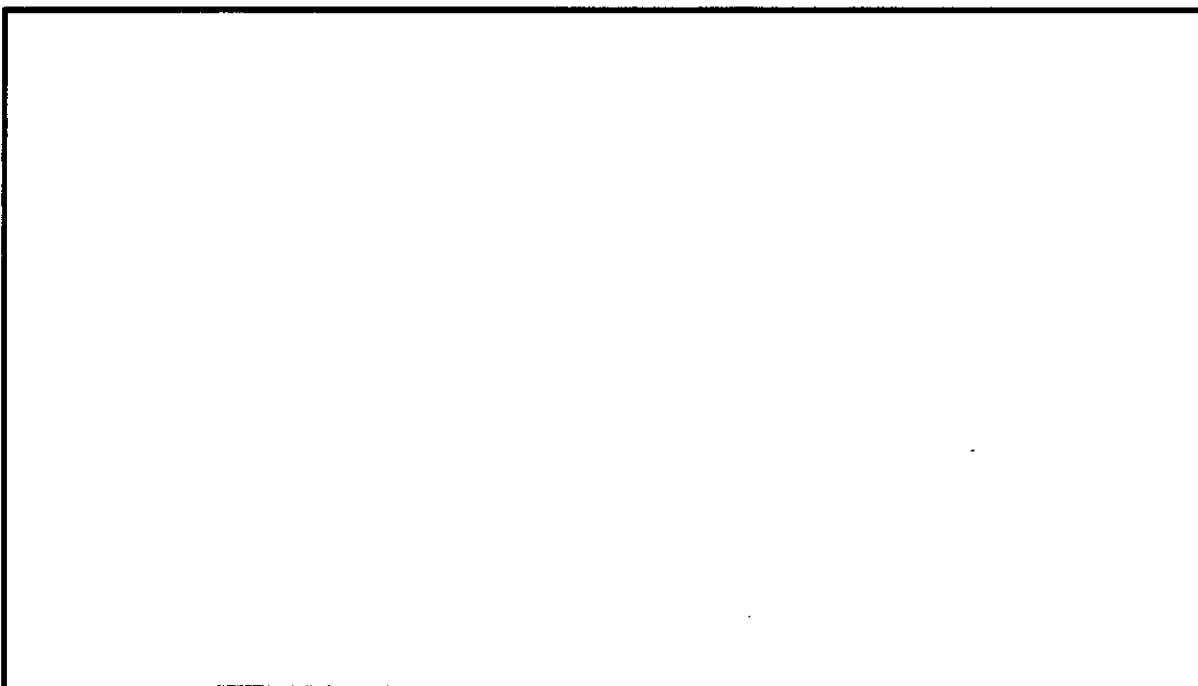


図 6.1-10 (4) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

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

(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)

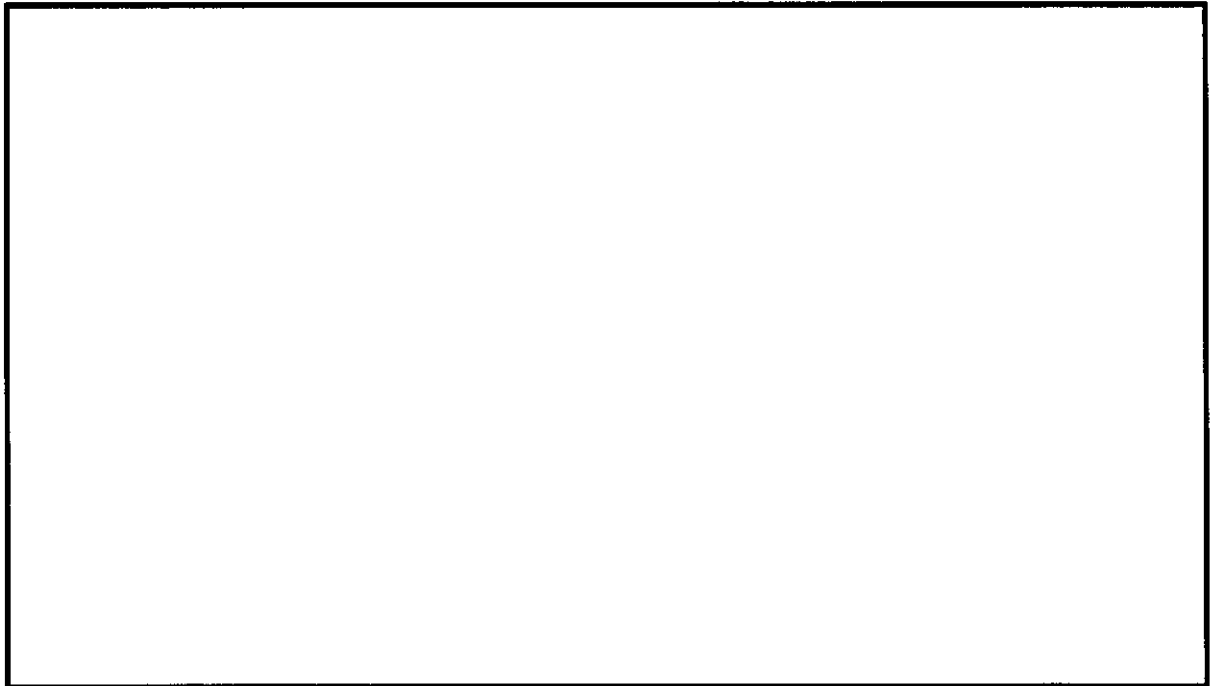


図 6.1-10 (5) 水平最大加速度分布 (③-③断面)
(S_s-11)

(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)

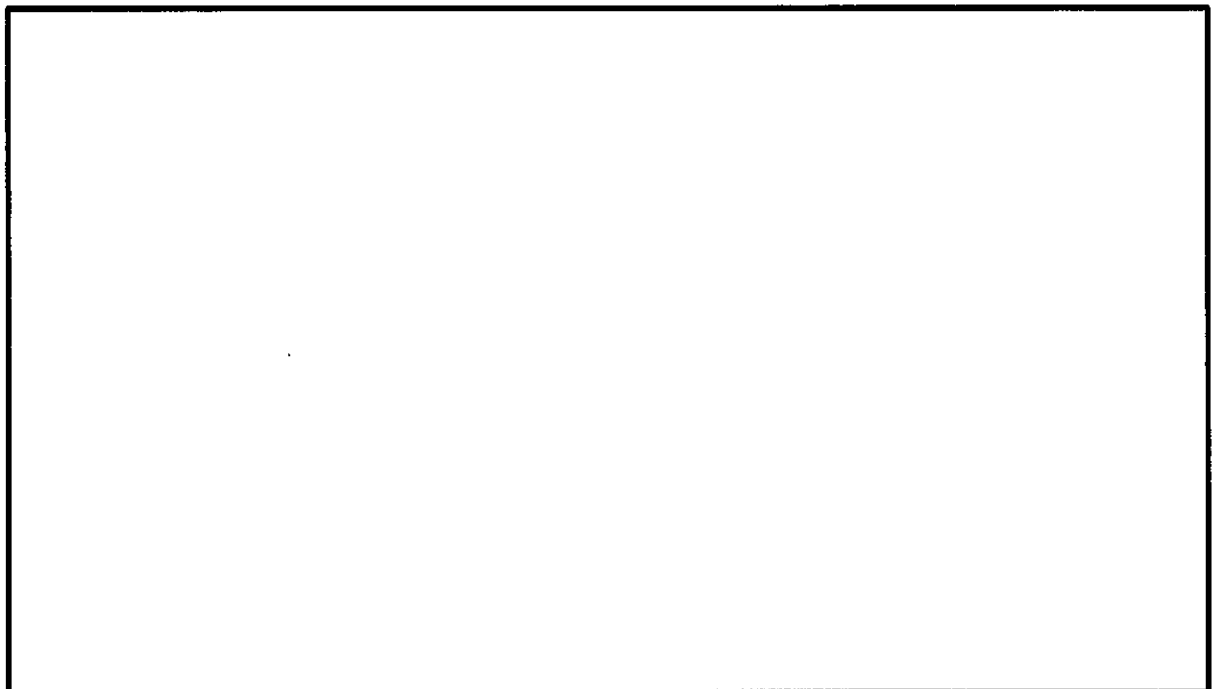


図 6.1-10 (6) 水平最大加速度分布 (③-③断面)
(S_s-12)

(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)

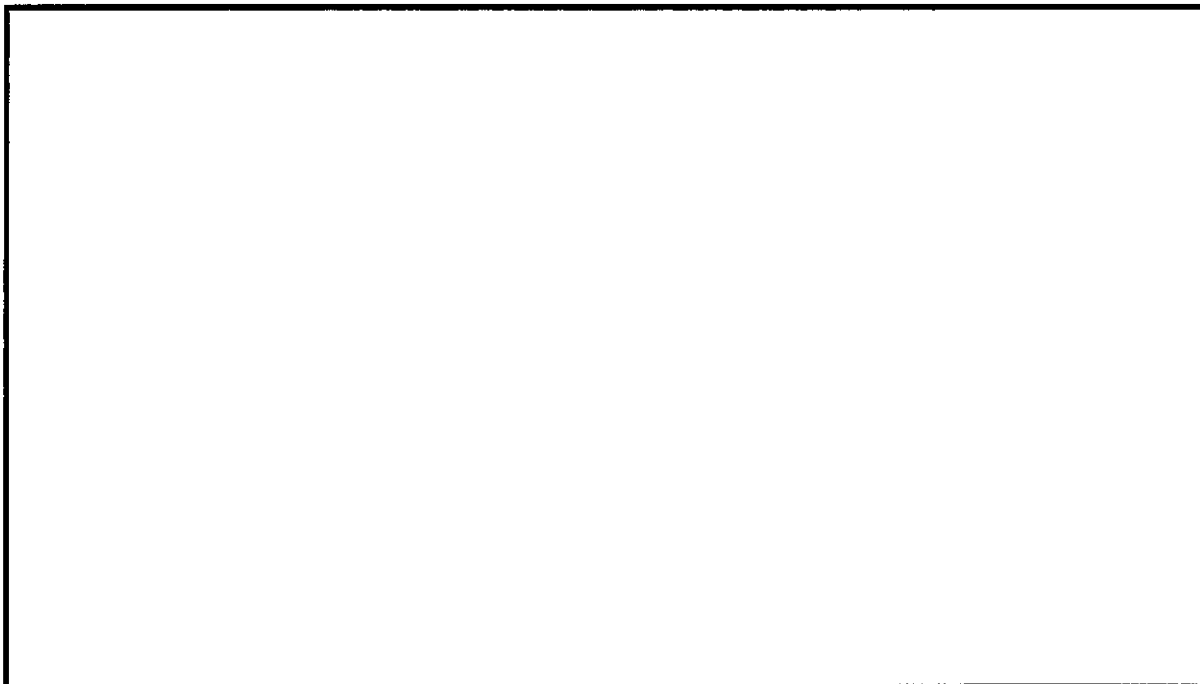


図 6.1-10 (7) 水平最大加速度分布 (③-③断面)
($S_s - 13$)

(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)

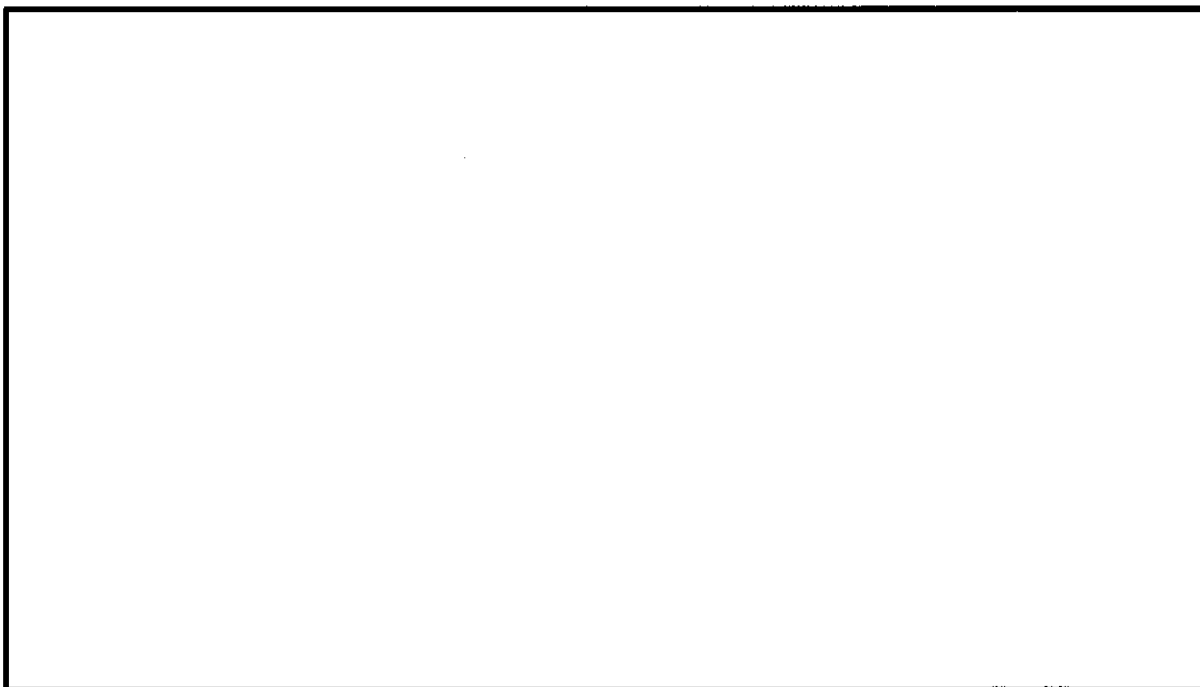


図 6.1-10 (8) 水平最大加速度分布 (③-③断面)
($S_s - 14$)

(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)

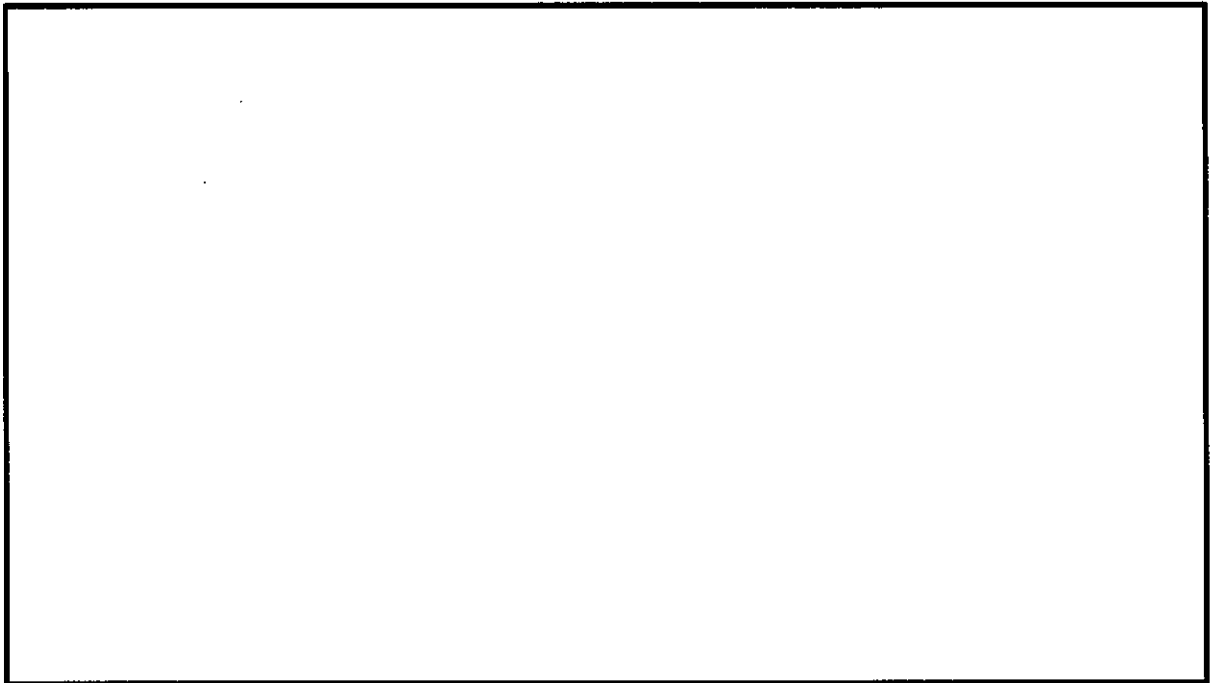


図 6.1-10 (9) 水平最大加速度分布 (③-③断面)
(S_s-21)

(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)

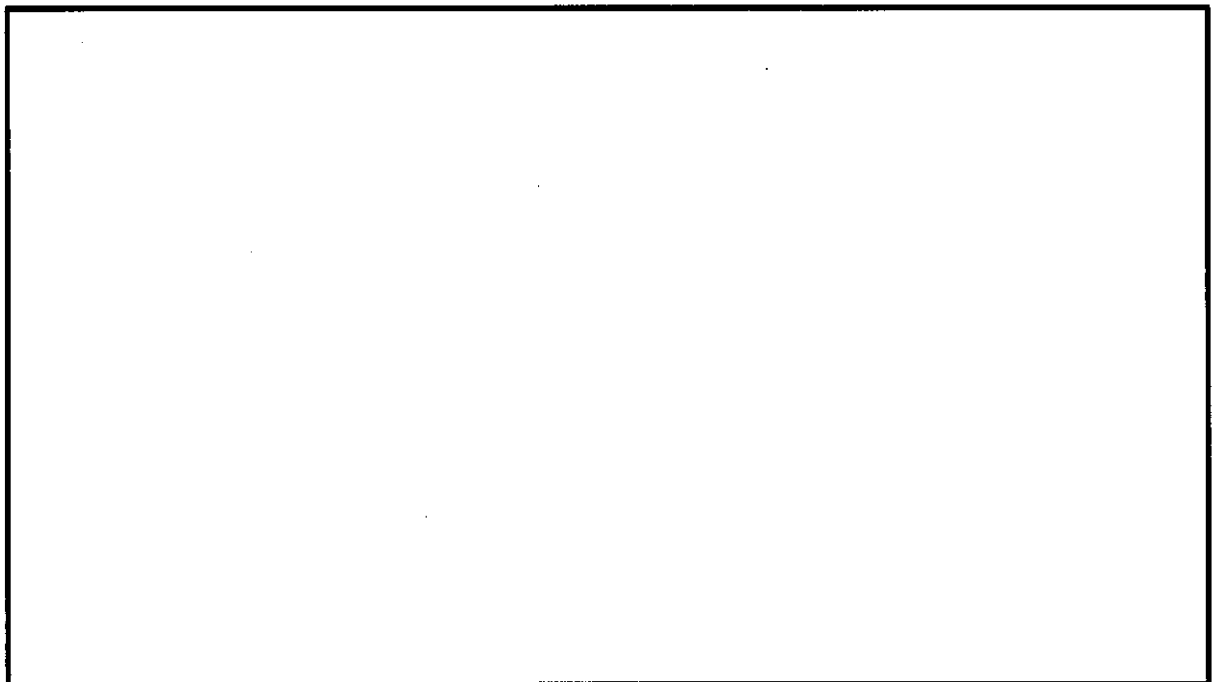


図 6.1-10 (10) 水平最大加速度分布 (③-③断面)
(S_s-22)

(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)

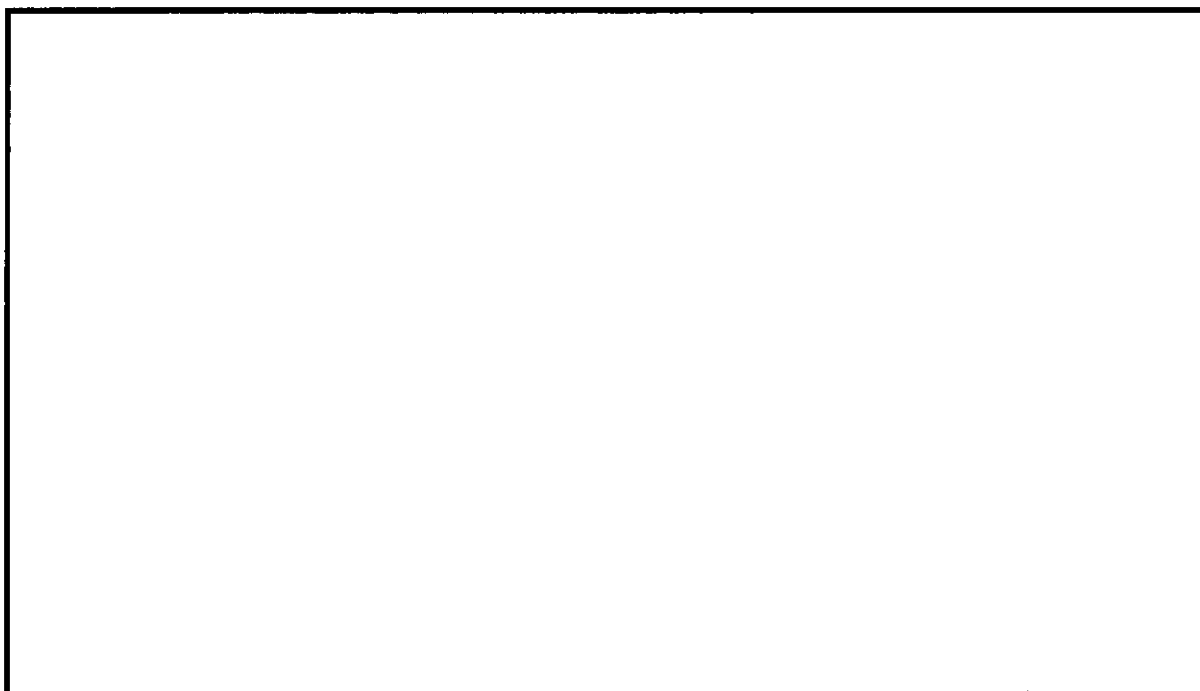


図 6.1-10 (11) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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)

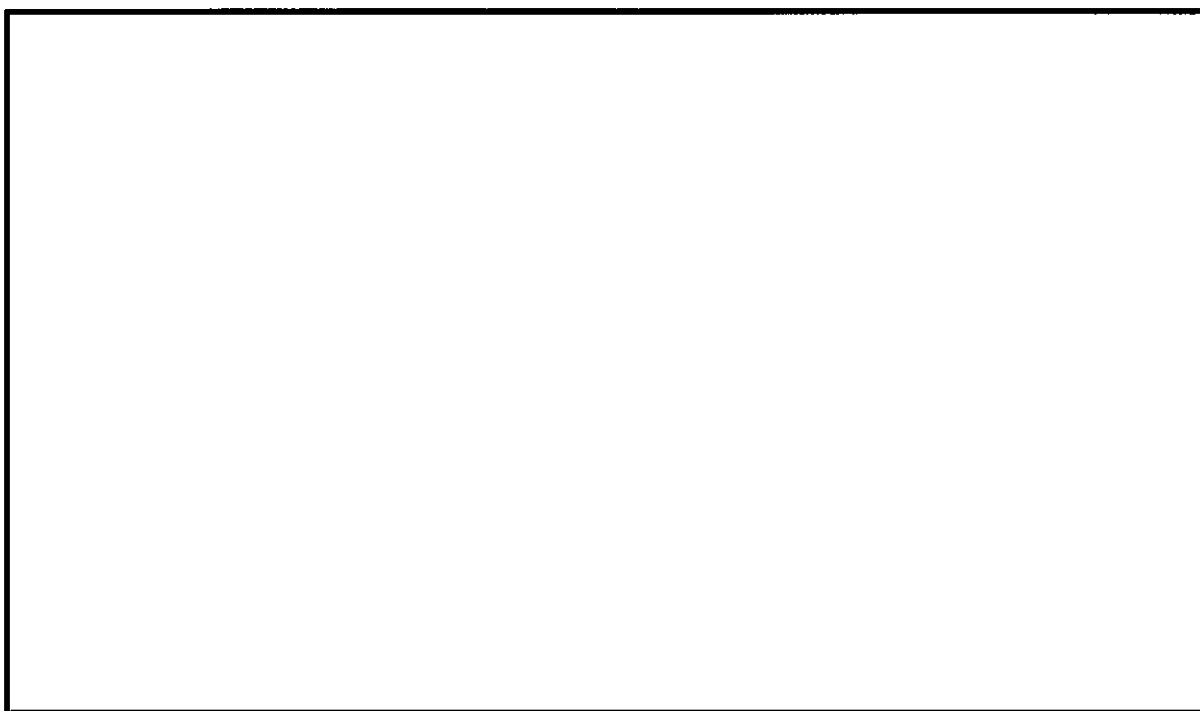


図 6.1-10 (12) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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)

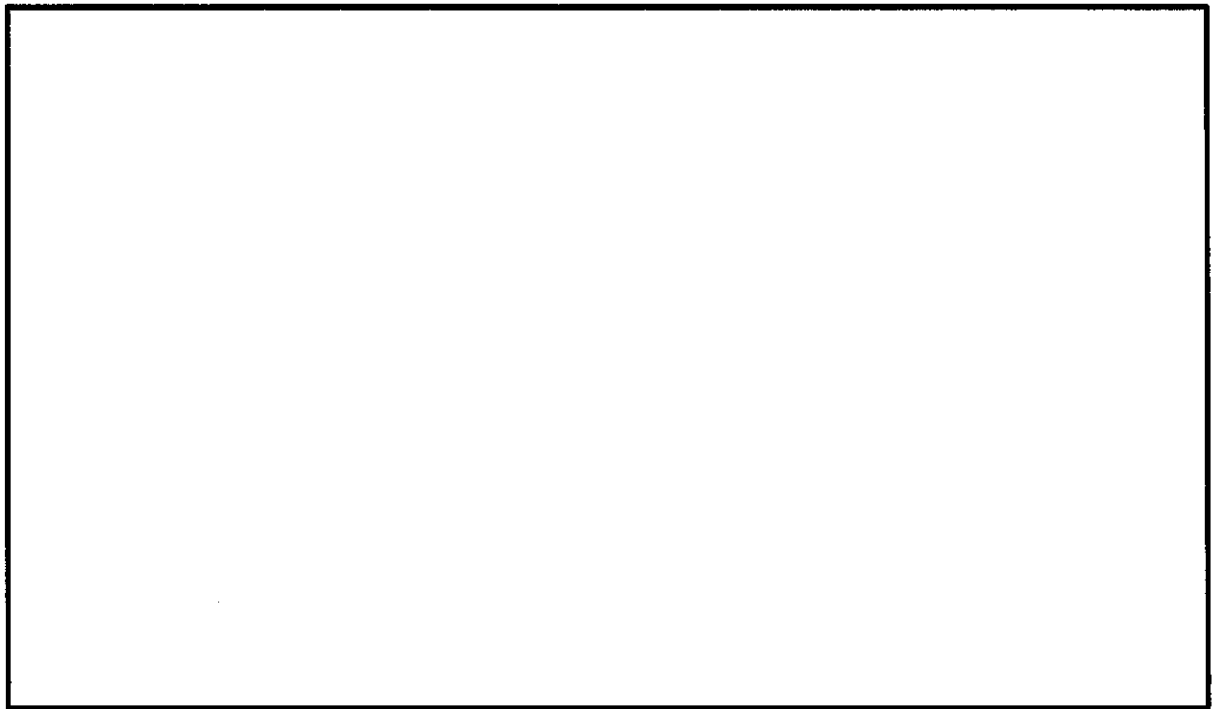


図 6.1-10 (13) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

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

(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)

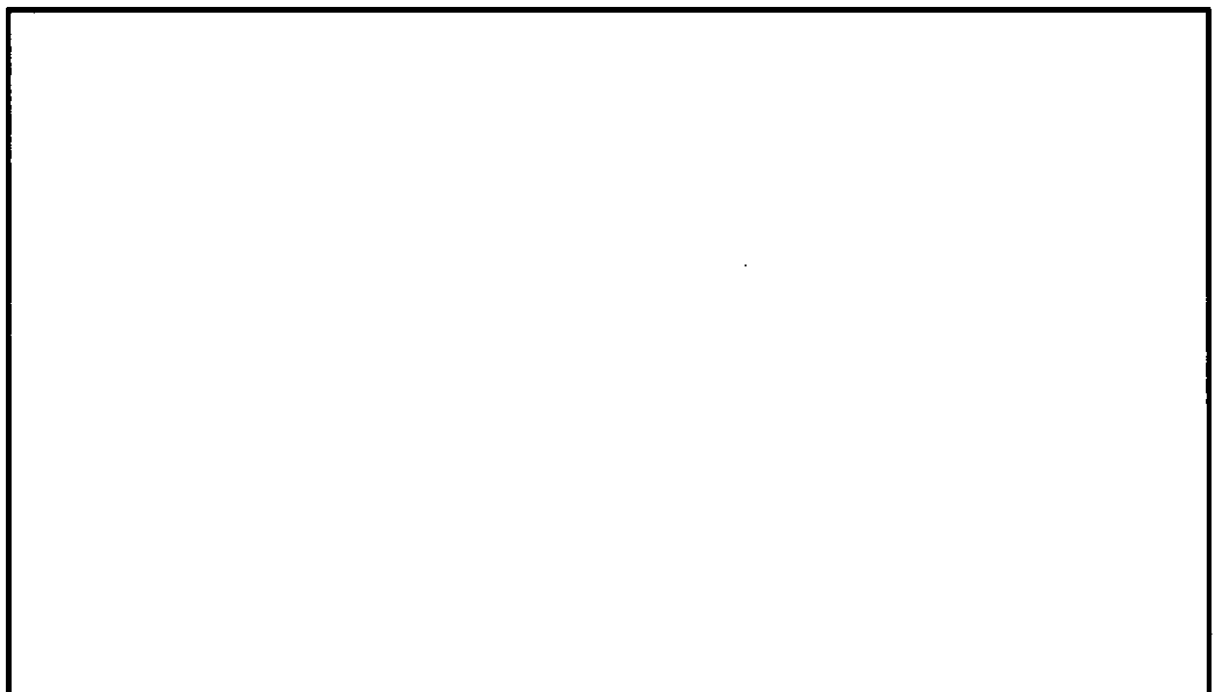


図 6.1-10 (14) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

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

(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)

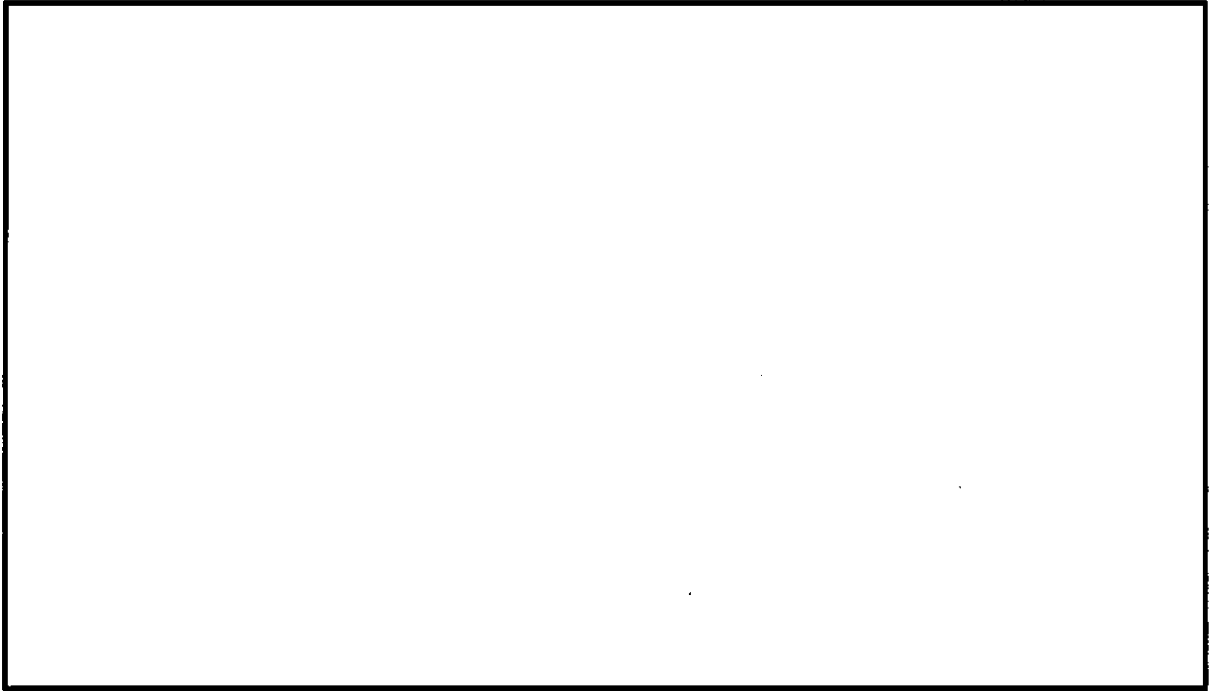


図 6.1-10 (15) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

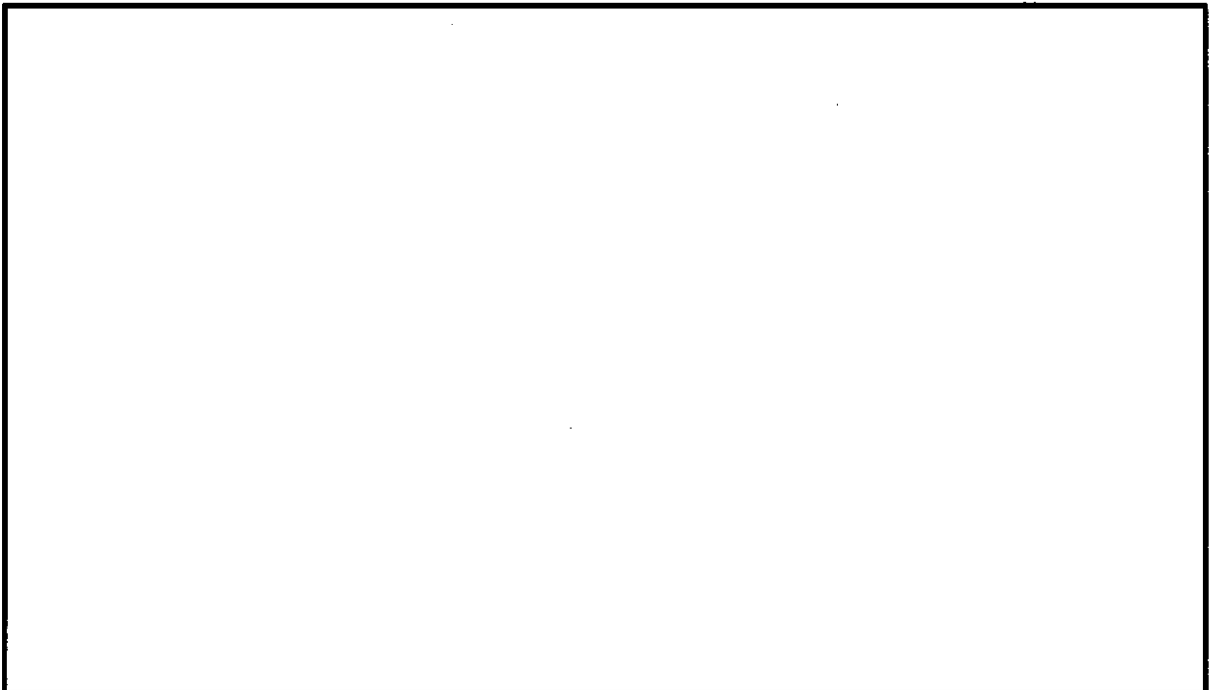


図 6.1-10 (16) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 31$ [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)

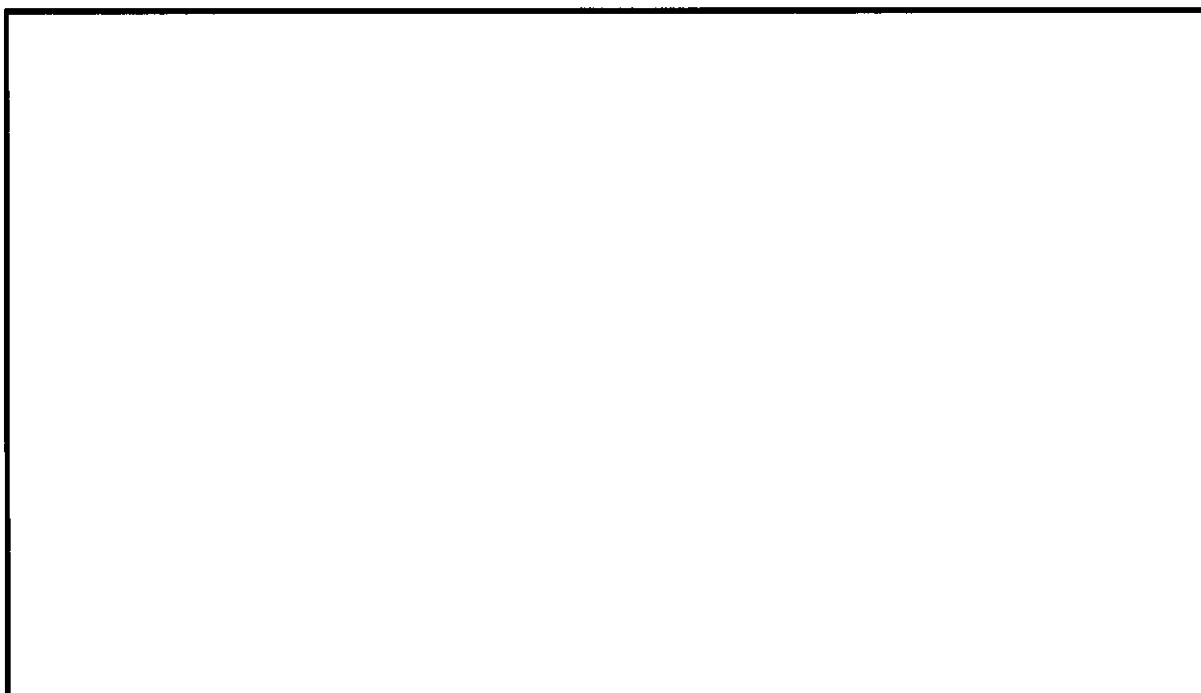


図 6.1-10 (17) 水平最大加速度分布 (③-③断面)

($S_s - 3.1$ [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)

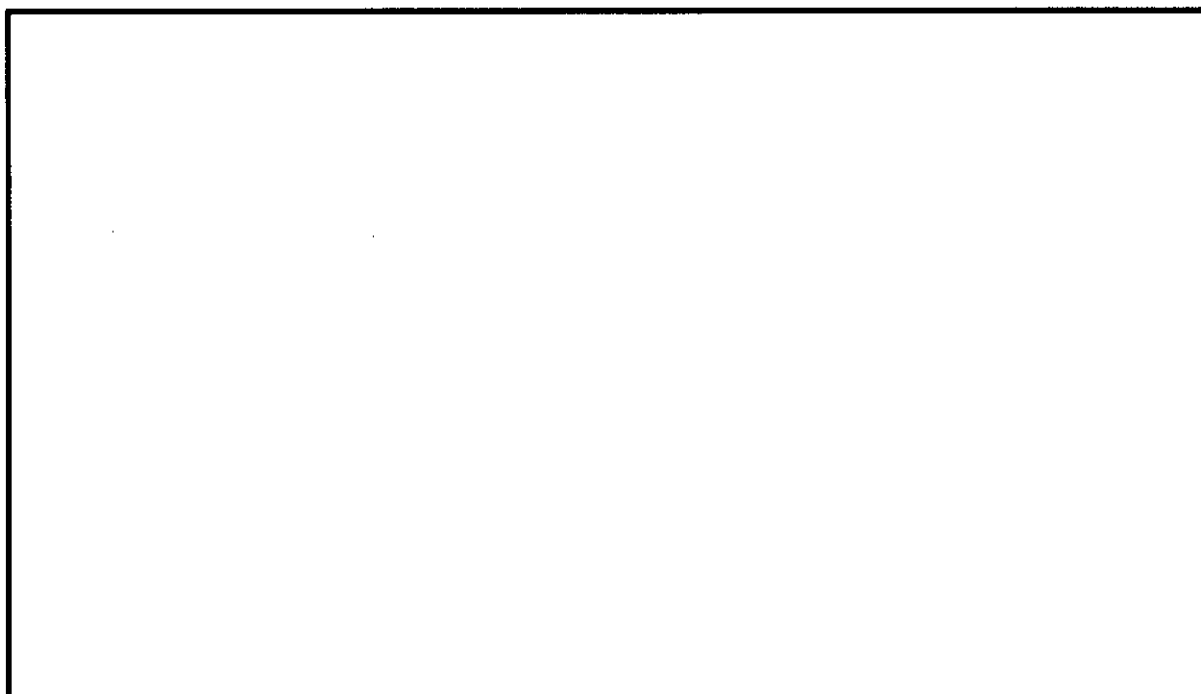


図 6.1-11 (1) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - D.1$ [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)

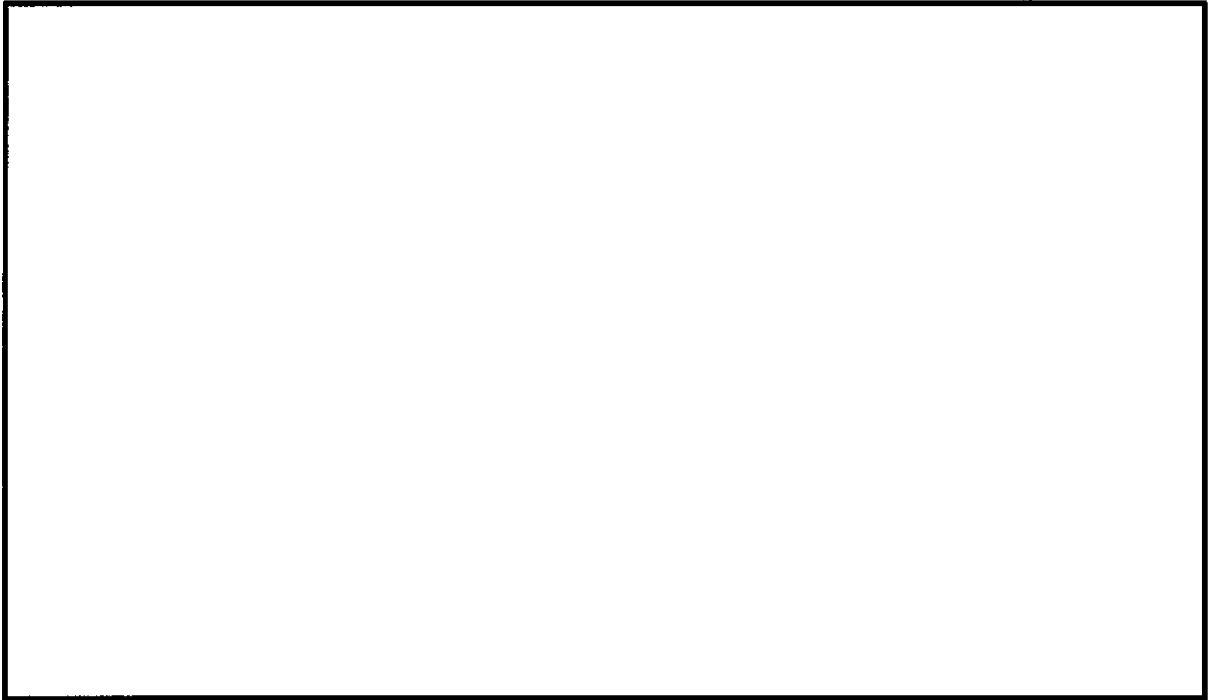


図 6.1-11 (2) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

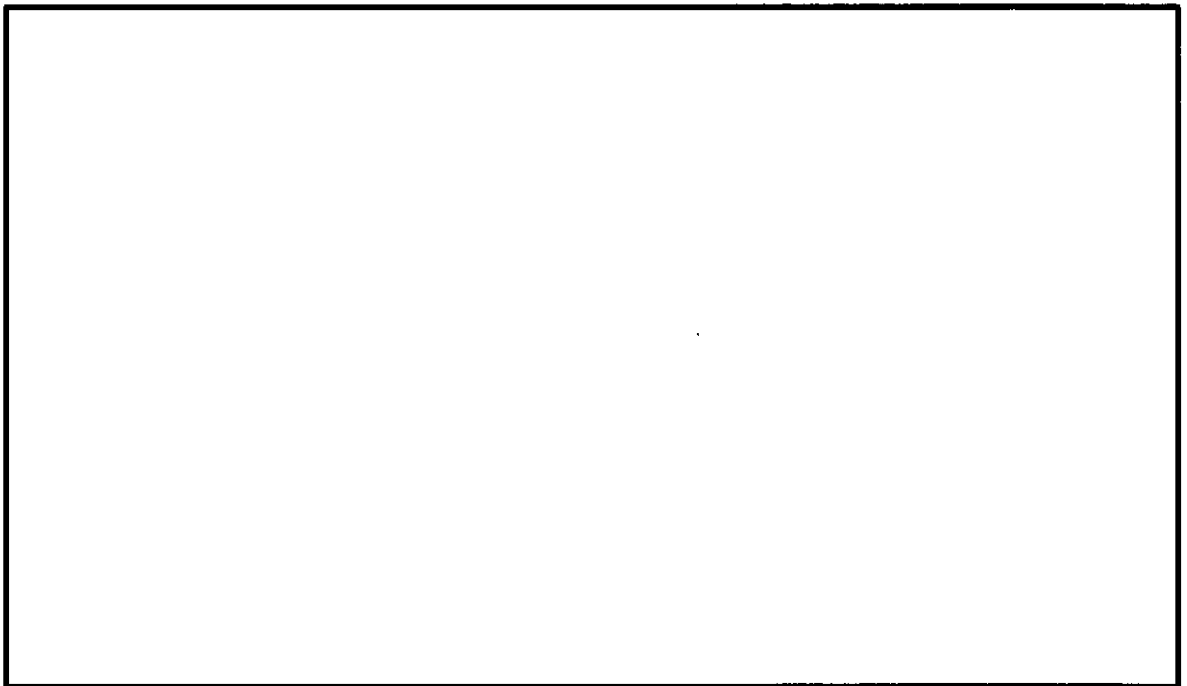


図 6.1-11 (3) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

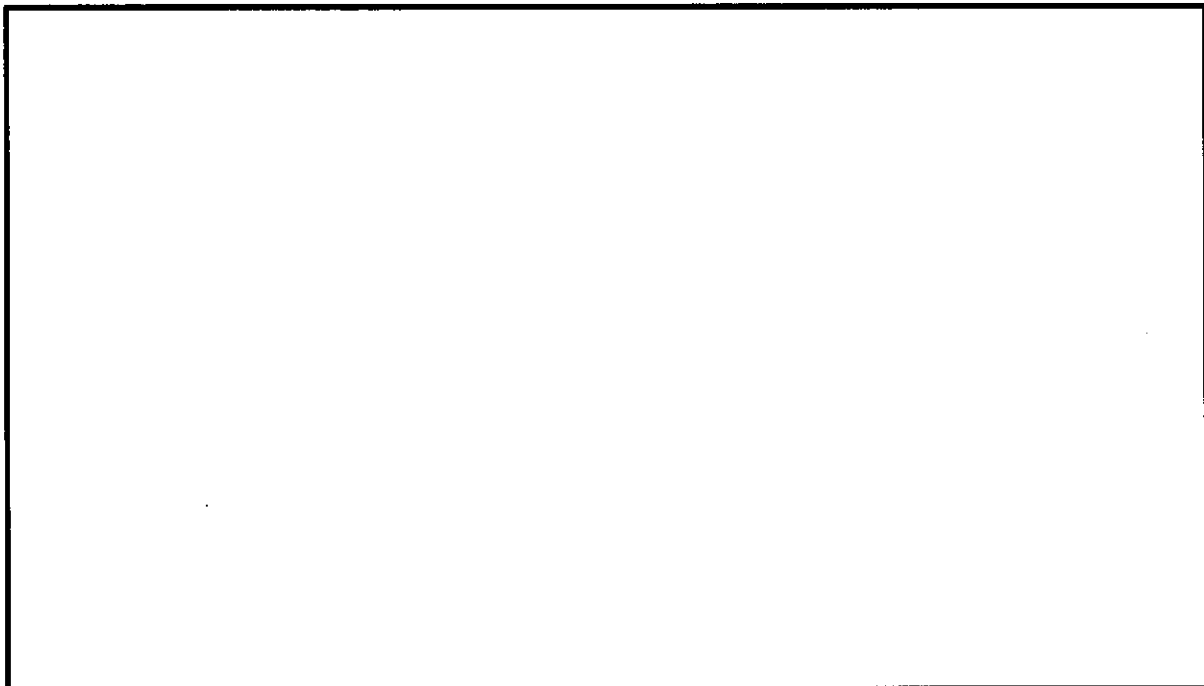


図 6.1-11 (4) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

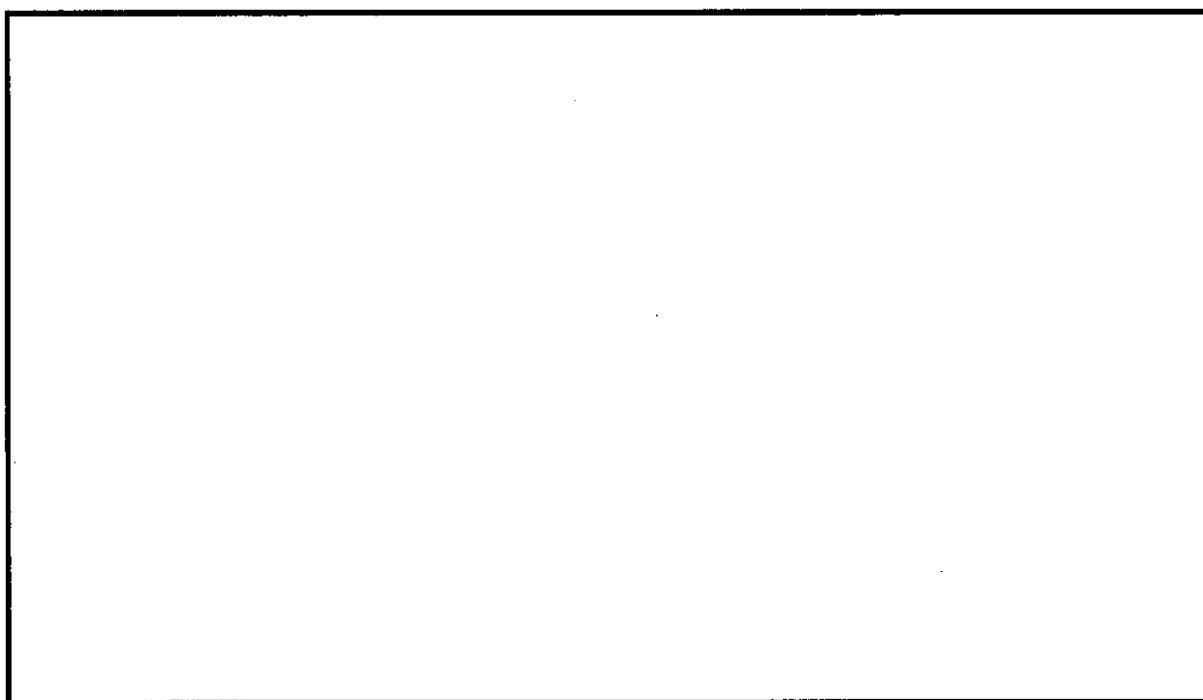


図 6.1-11 (5) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

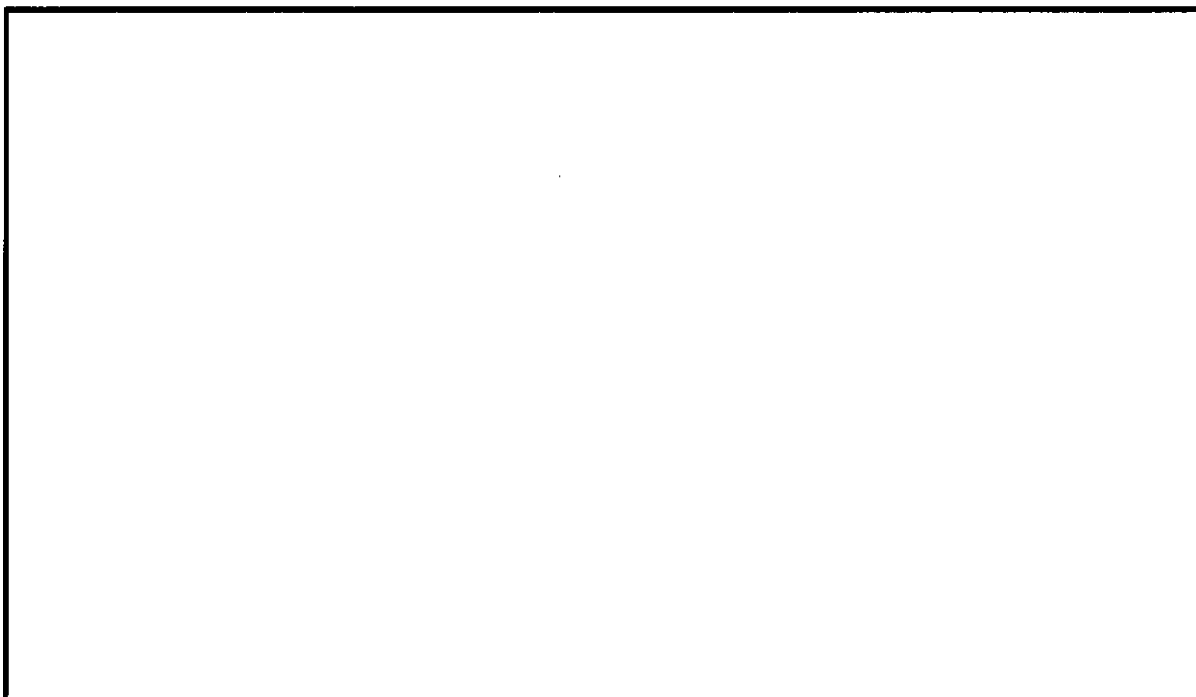


図 6.1-11 (6) 水平最大加速度分布 (②-②断面)
(S_s-12)

(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)

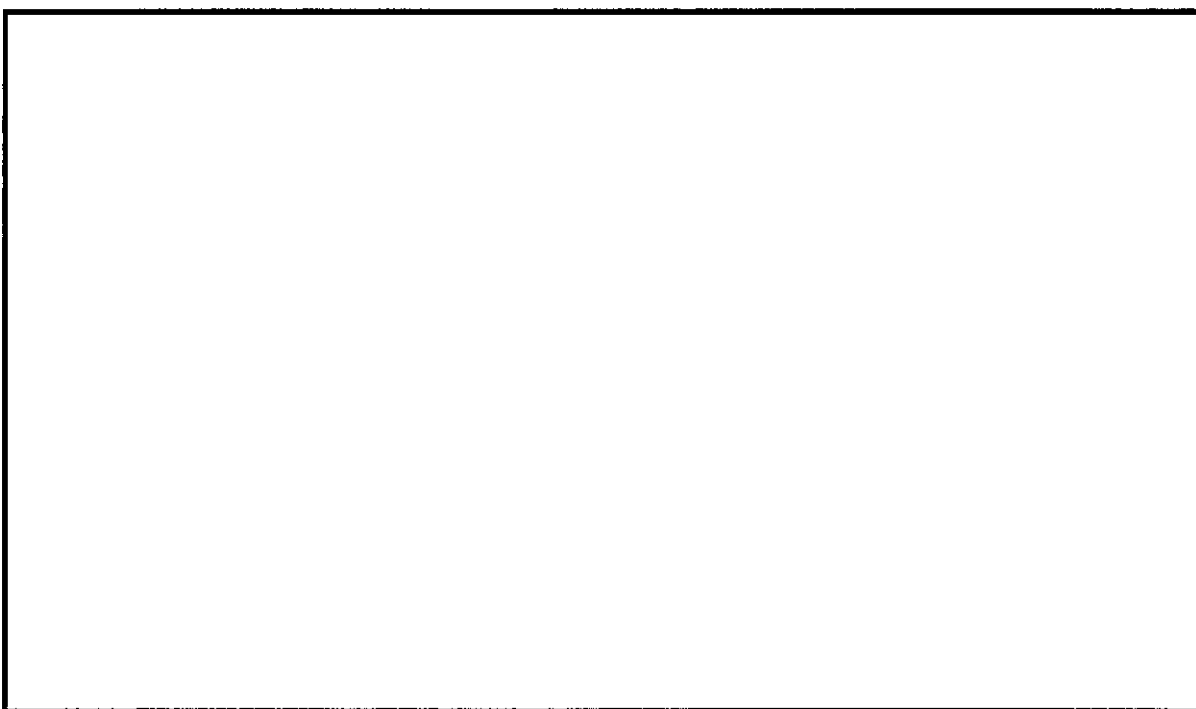


図 6.1-11 (7) 水平最大加速度分布 (②-②断面)
(S_s-13)

(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)

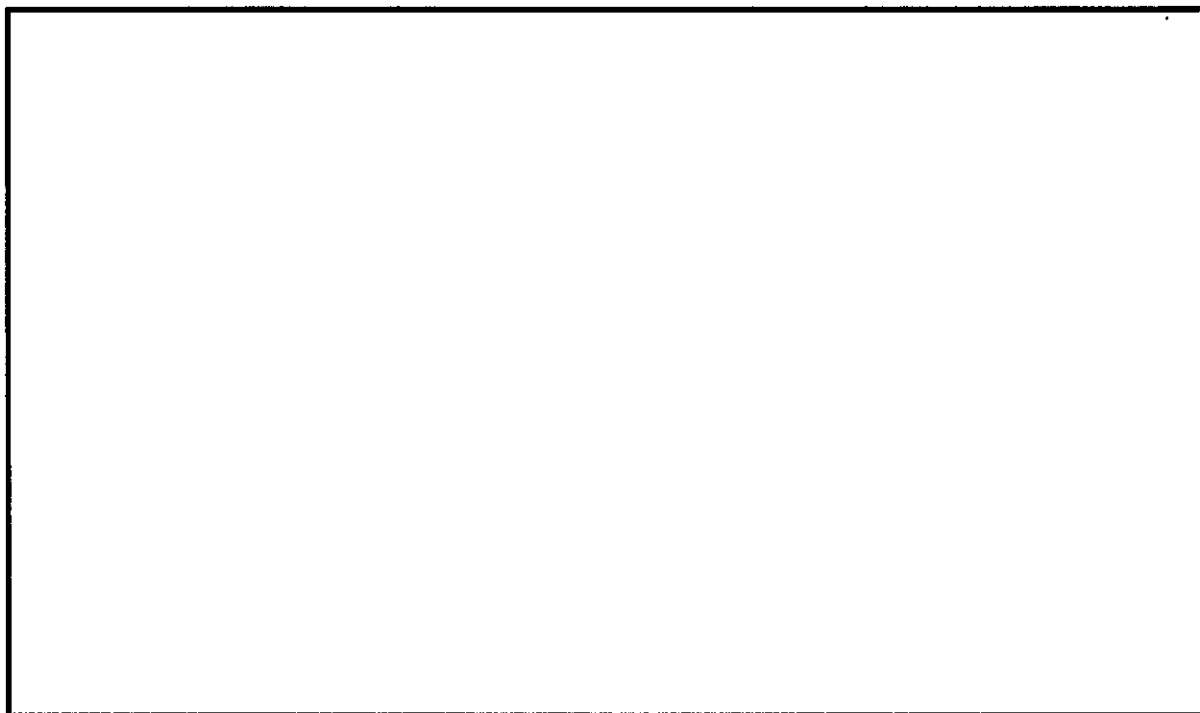


図 6.1-11 (8) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 14$)

(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 6.1-11 (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)

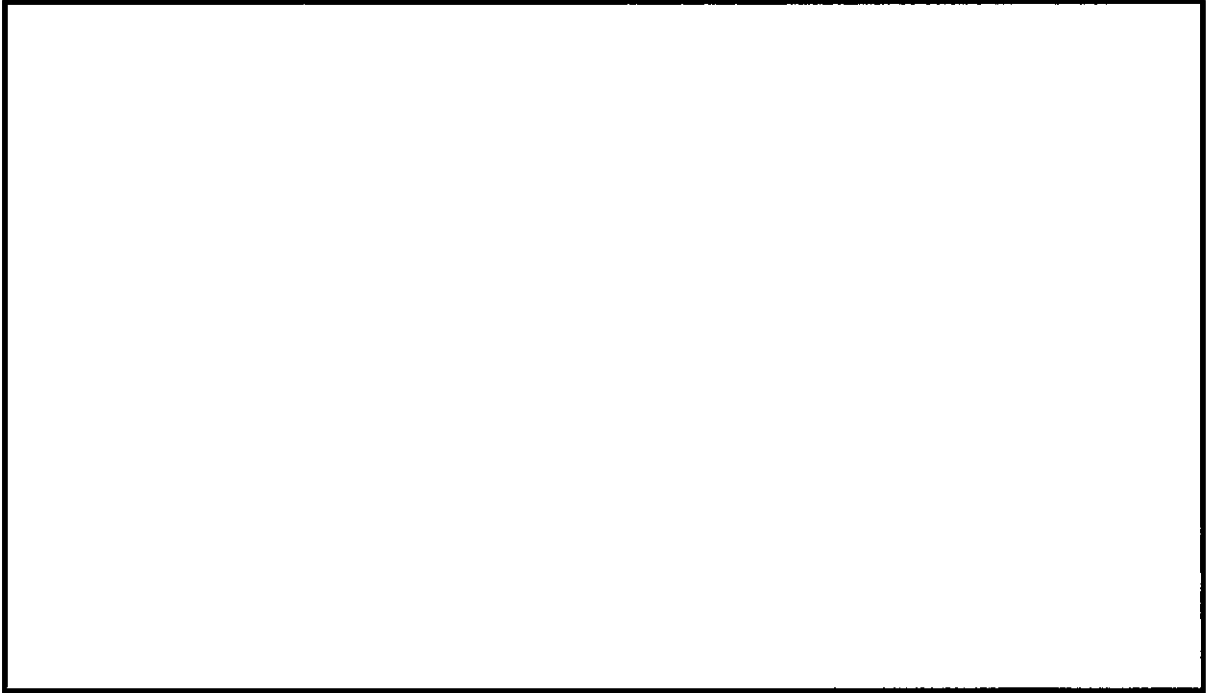


図 6.1-11 (10) 水平最大加速度分布 (②-②断面)
($S_s - 22$)

(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)

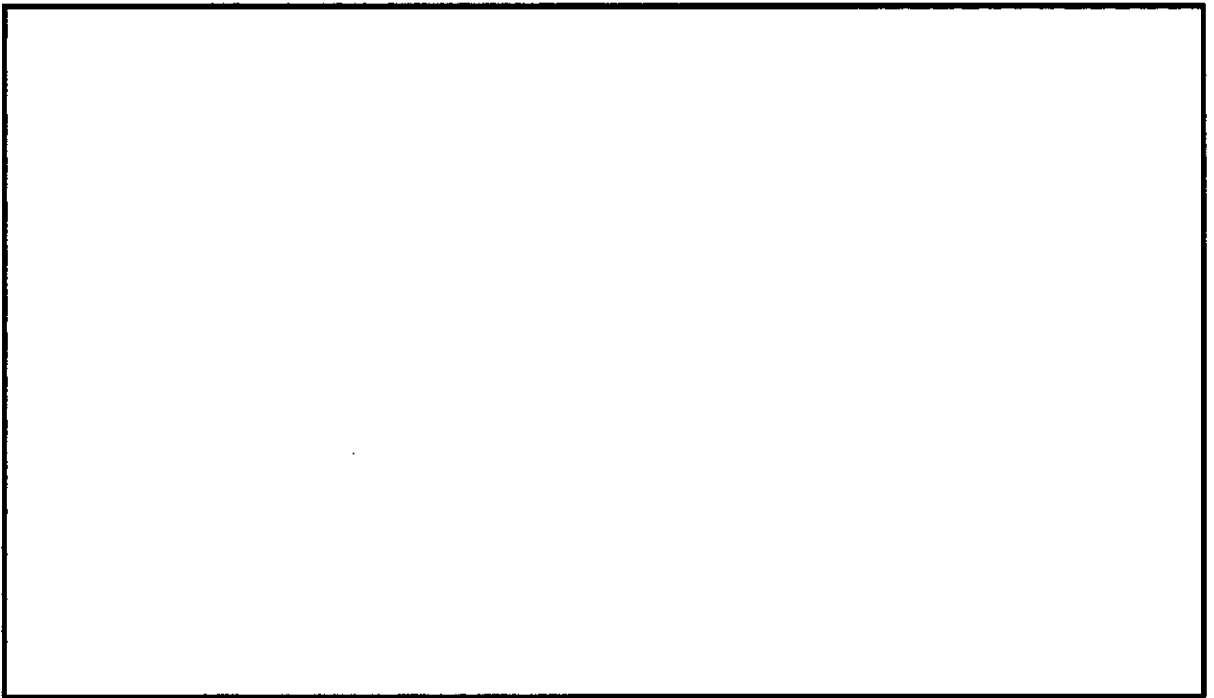


図 6.1-11 (11) 水平最大加速度分布 (②-②断面)
($S_s - 31$ [H+, V+])

(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)

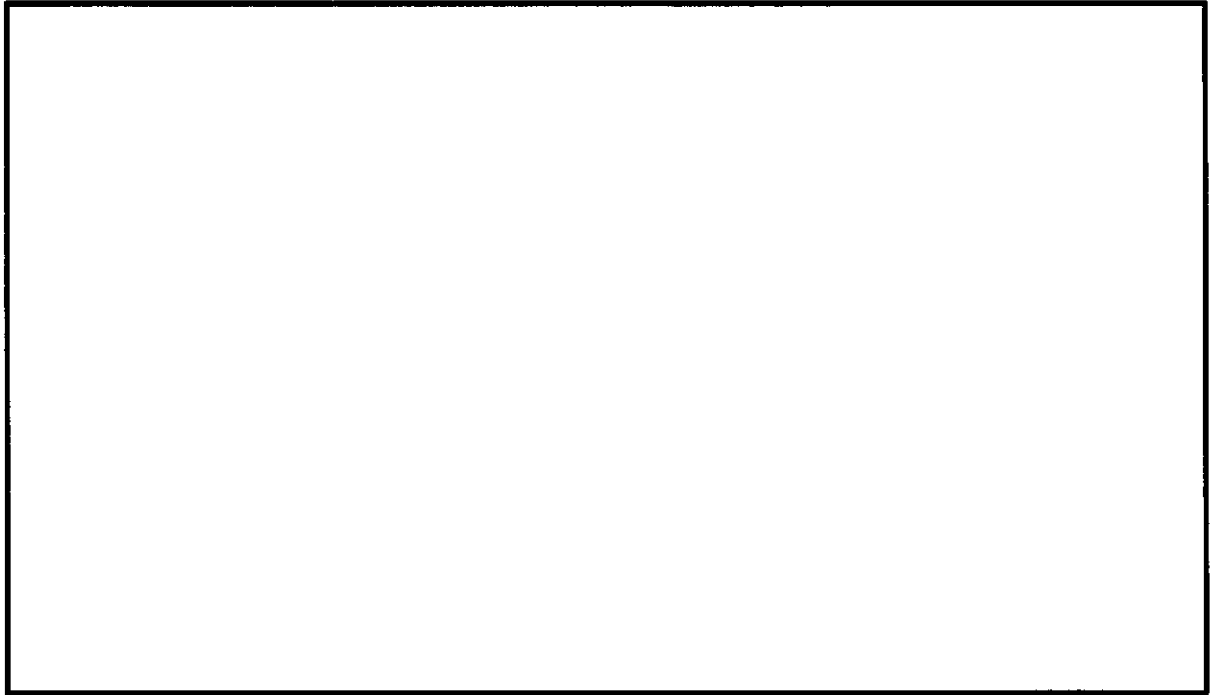


図 6.1-11 (12) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - 3.1$ [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)

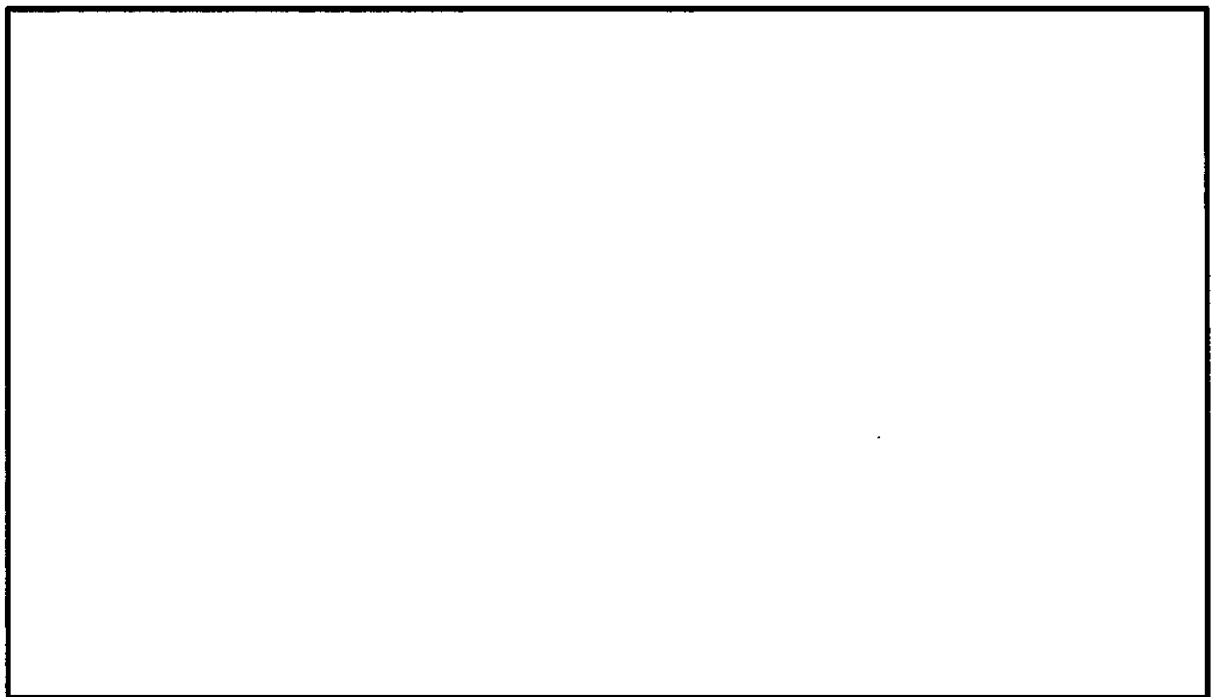


図 6.1-11 (13) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

($S_s - D.1$ [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)

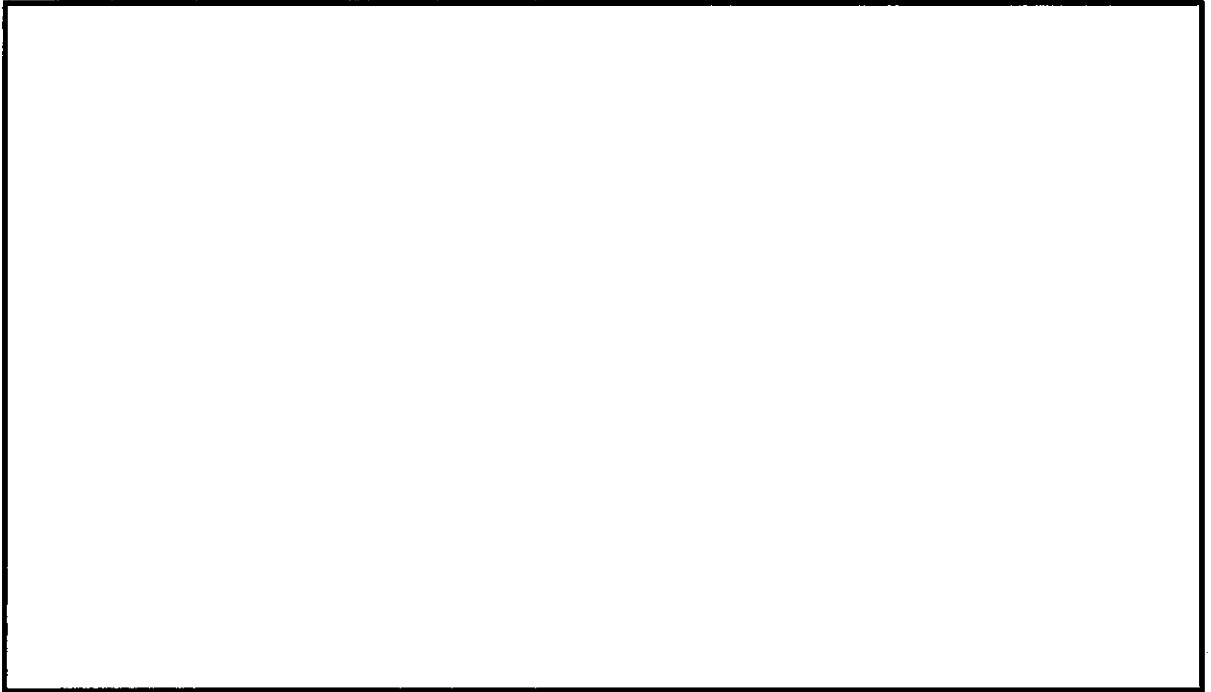


図 6.1-11 (14) 水平最大加速度分布 (②-②断面)
(S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

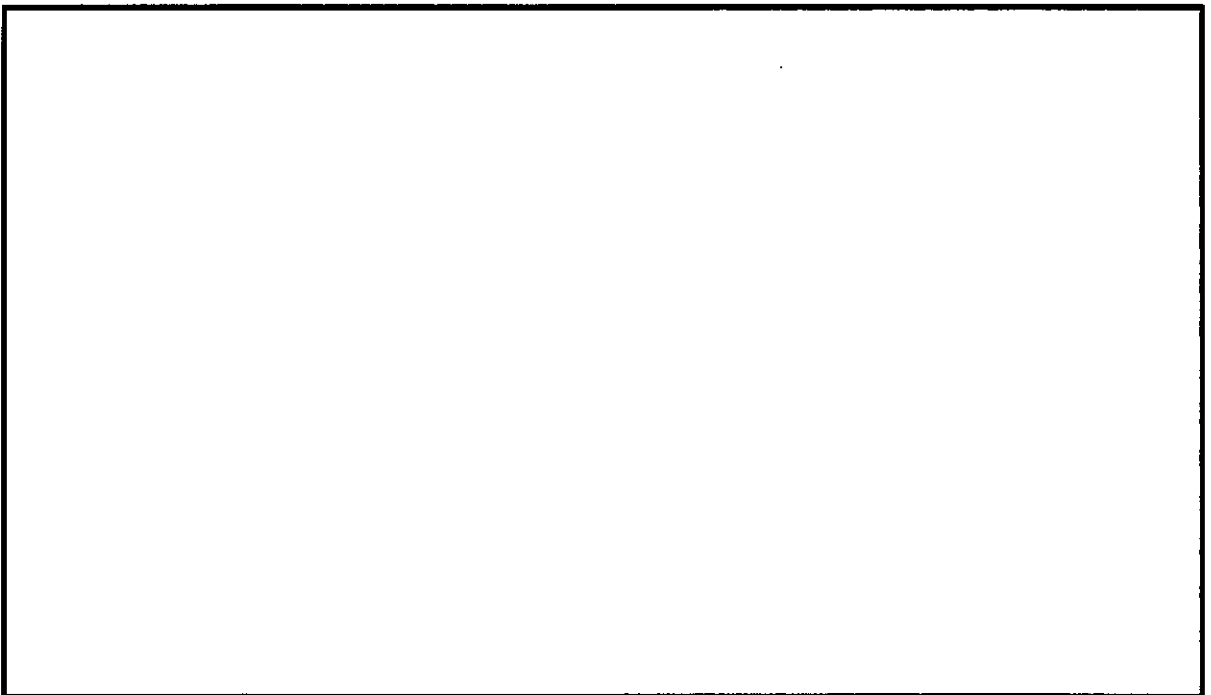


図 6.1-11 (15) 水平最大加速度分布 (②-②断面)
(S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

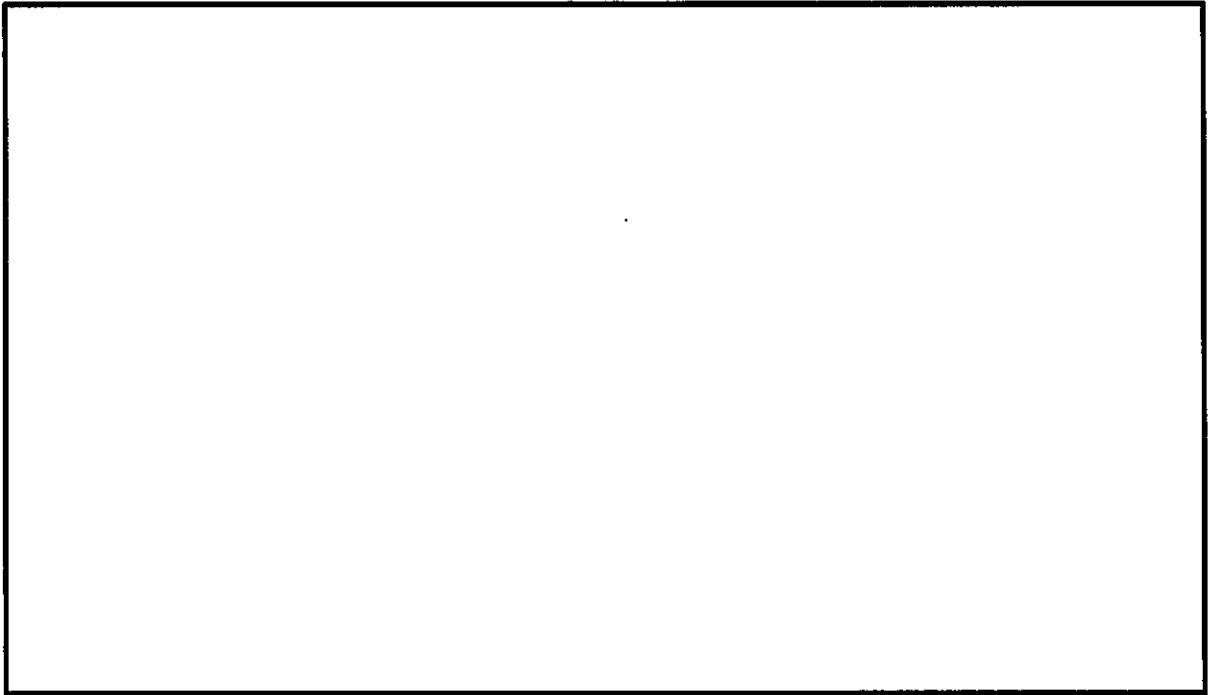


図 6.1-11 (16) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

(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)

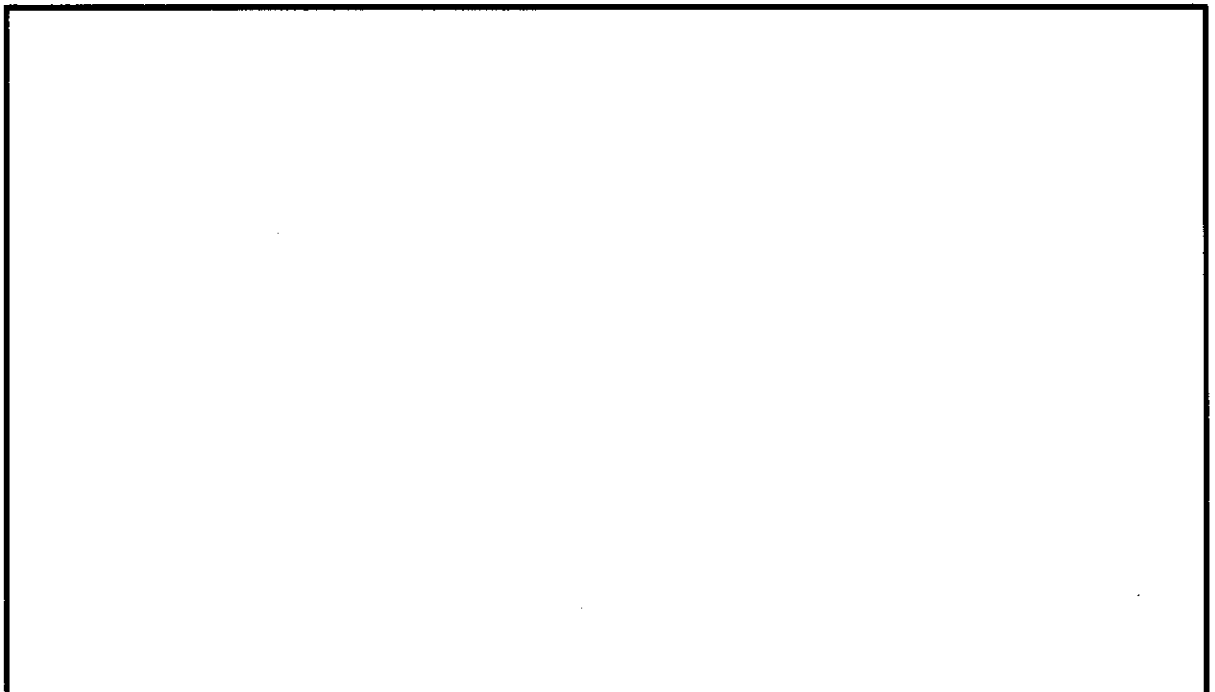


図 6.1-11 (17) 水平最大加速度分布 (②-②断面)

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

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

6.1.6 鋼製防護壁（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し、動的解析を実施する。鉛直変位については弱軸方向となる軸直交方向（②－②断面、③－③断面）の時刻歴応答とする。

堤軸方向（①－①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 $S_{\text{e}}-D1$ [H+, V+] を選定する。南北基礎の相対変位一覧を表 6.1-4 に、基礎天端への入力波形を図 6.1-12 に示す。

堤軸直交方向（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 $S_{\text{e}}-D1$ [H-, V+] を選定する。南北基礎の相対変位一覧を表 6.1-5* に、基礎天端への入力波形を図 6.1-13 に示す。

堤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（ $S_{\text{e}}-D1$ [H-, V+]）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する。設定した設計水平深度を表 6.1-6 に示す。

鋼製防護壁上部構造の基準地震動 S_{e} による照査用断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 6.1-14 に示す。

注記 *：①－①断面において地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析を実施し、相対変位を確認したところ、②～⑥までのばらつきケースのうち、「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」が有意に大きな結果となった。これを踏まえ、堤軸直交方向（②－②断面、③－③断面）においても同ばらつきケースにより、上部構造への入力変位を決定した。

表 6.1-4 鋼製防護壁の地震応答解析結果（相対変位比較，①-①断面）

地震動 検討ケース	南北基礎天端相対変位（水平、mm）					
	①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1 (H+, V+)	4.3	4.4	4.3	4.6	3.8	3.8
S _s -D1 (H+, V-)	4.2					
S _s -D1 (H-, V+)	3.7					
S _s -D1 (H-, V-)	3.7					
S _s -11	3.0					
S _s -12	3.8					
S _s -13	3.7					
S _s -14	2.9					
S _s -21	2.8					
S _s -22	2.9					
S _s -31 (H+, V+)	3.9					
S _s -31 (H-, V+)	3.4					

注記 *1: 絶対値最大を示す。

*2: ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

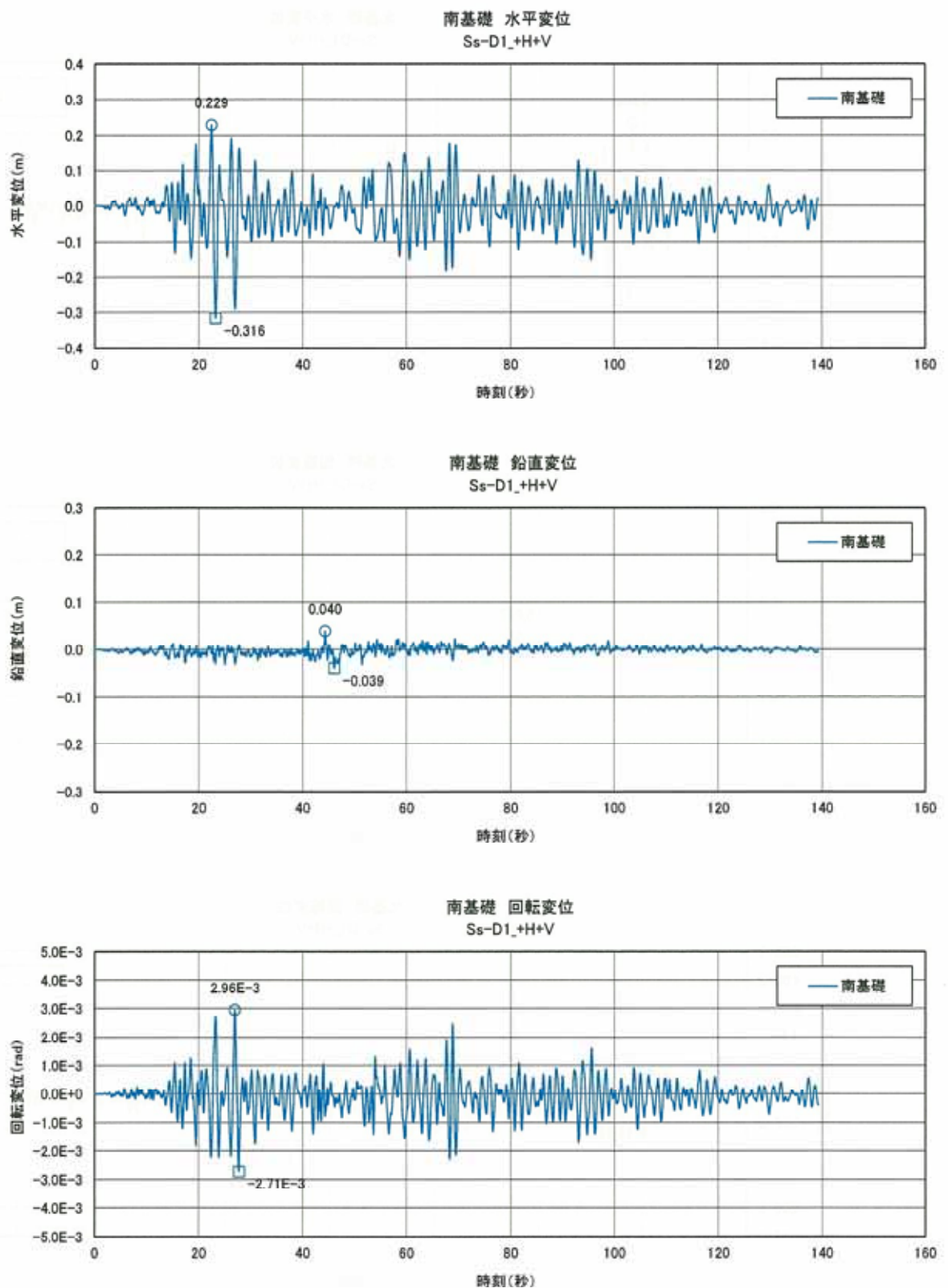


図 6.1-12 (1) ①-①断面南側基礎への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

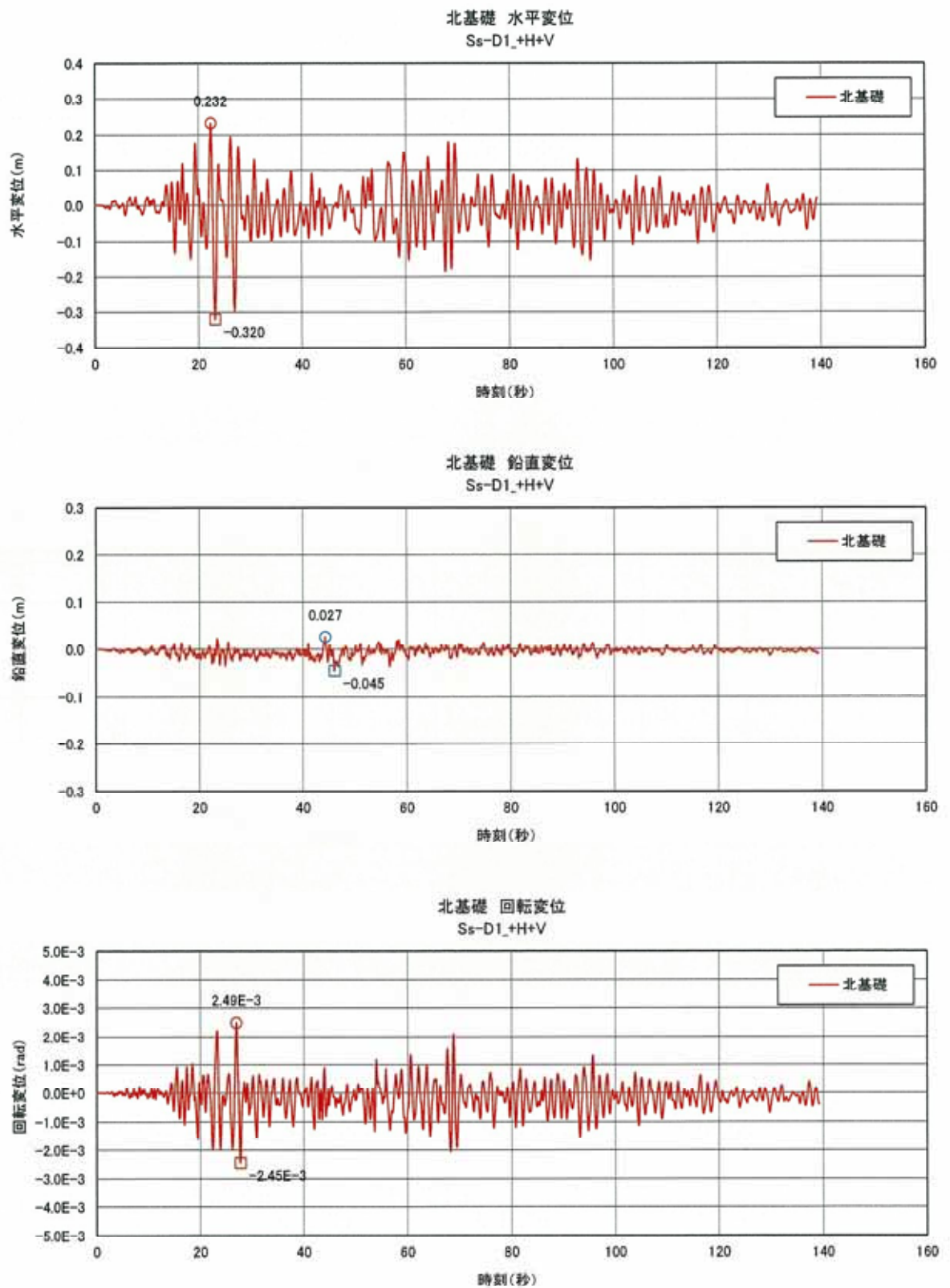


図 6.1-12 (2) ①-①断面北側基礎への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

表 6.1-5 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）

地震動	検討ケース	南北基礎天端相対変位（上段：水平、下段：鉛直，mm）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
	S _s -D1 (H+, V+)	265.7 12.2					
	S _s -D1 (H+, V-)	257.6 12.8					
	S _s -D1 (H-, V+)	299.1 13.0			356.3 11.9		
	S _s -D1 (H-, V-)	296.0 14.1					
	S _s -11	64.5 7.6					
	S _s -12	115.3 9.7					
	S _s -13	102.6 9.7					
	S _s -14	90.5 8.5					
	S _s -21	89.9 8.7					
	S _s -22	95.9 9.8					
	S _s -31 (H+, V+)	203.9 8.5					
	S _s -31 (H-, V+)	185.5 7.5					

注記 *1：絶対値最大を示す。

*2：①：原地盤に基づく液化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

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

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

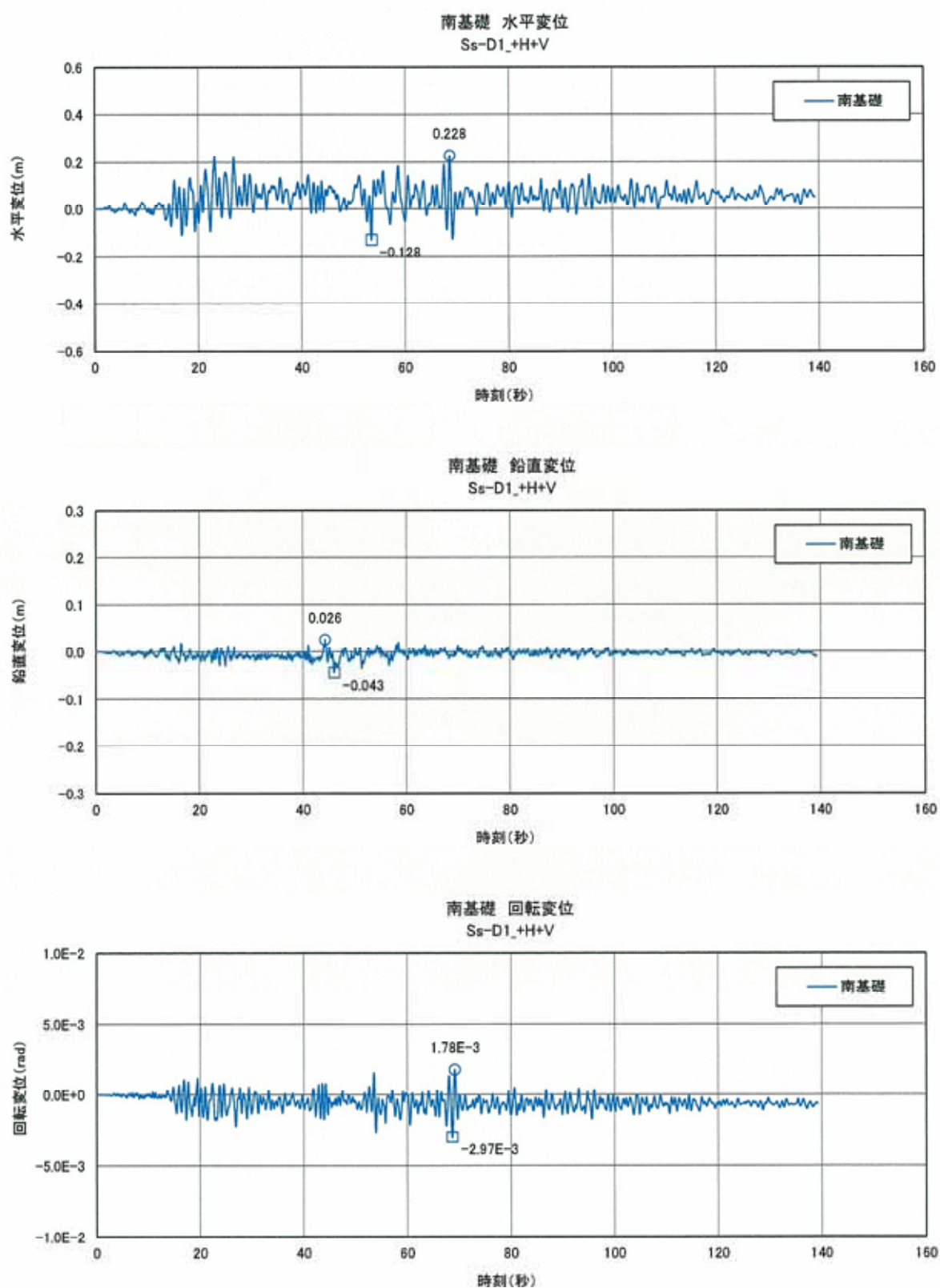


図 6.1-13 (1) ③-③断面への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H-, V+])

(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)

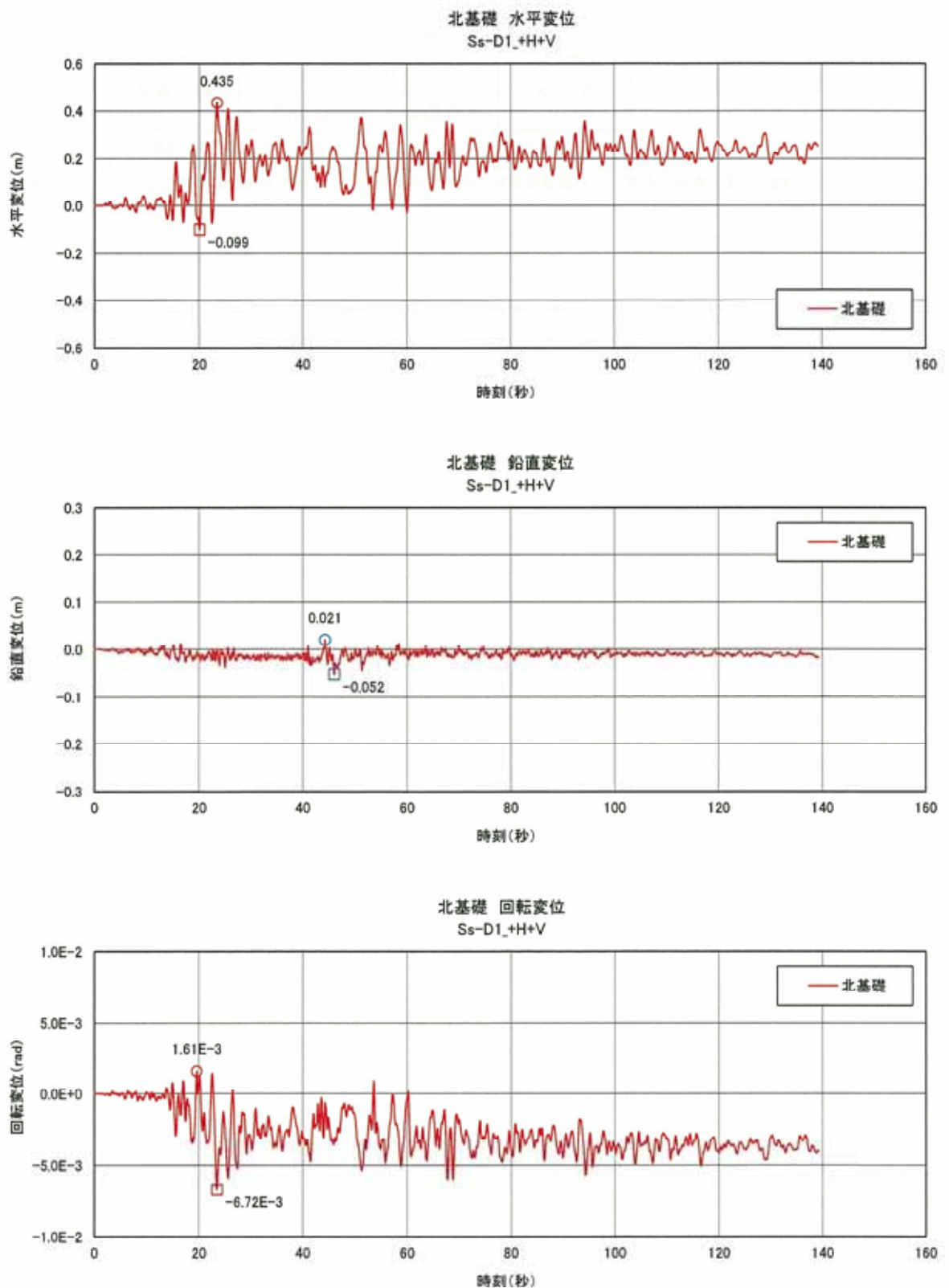
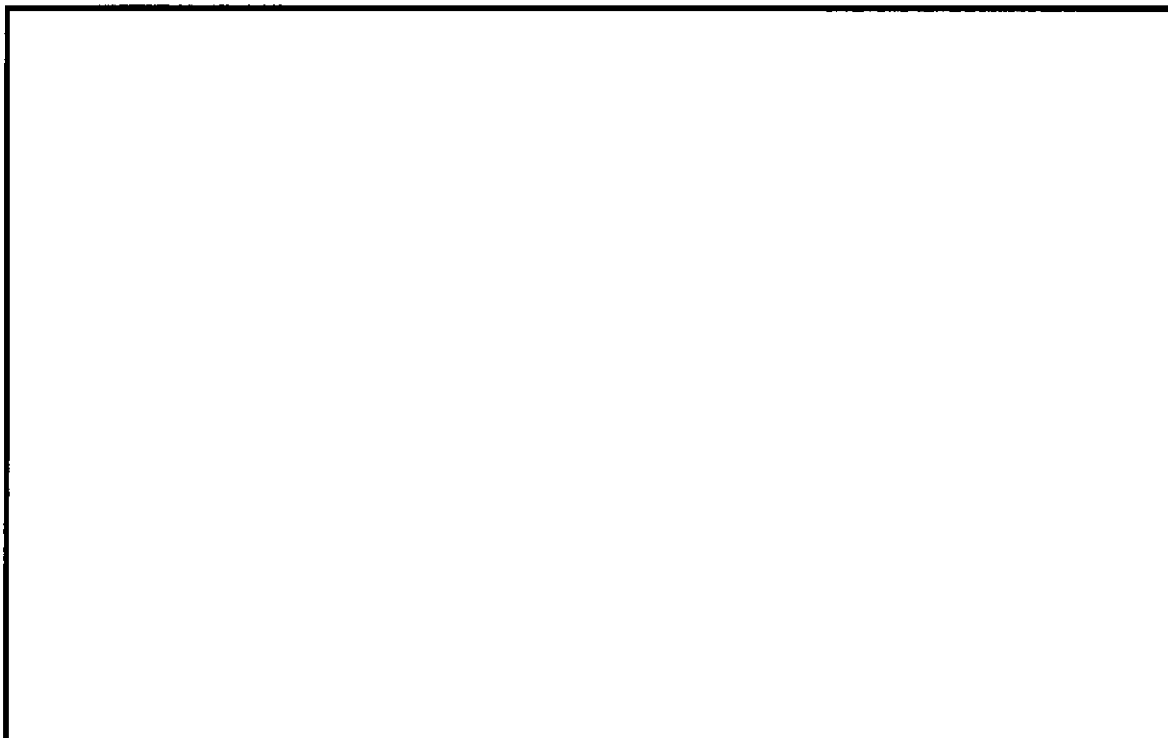


図 6.1-13 (2) ②-②断面への入力時刻歴波形 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

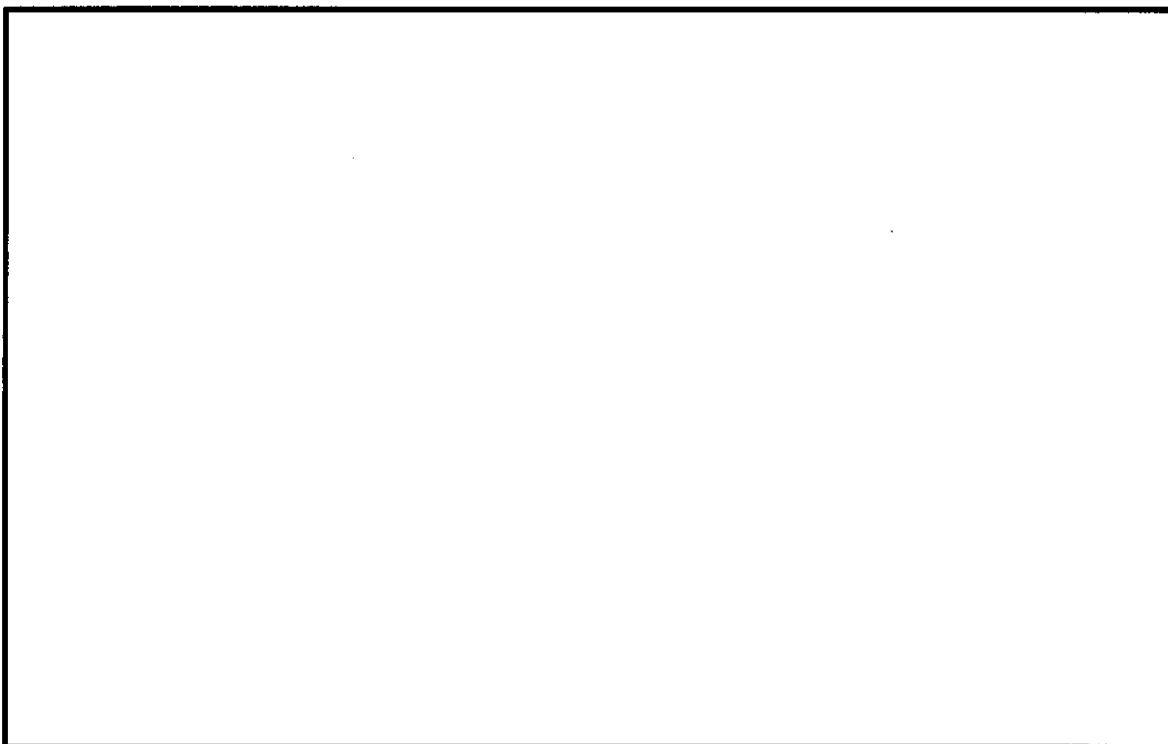
表 6.1-6 水平回転成分考慮のための設計水平震度の算定（②-②断面，③-③断面）

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	
④	3.58	5.64	0.58

注記 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



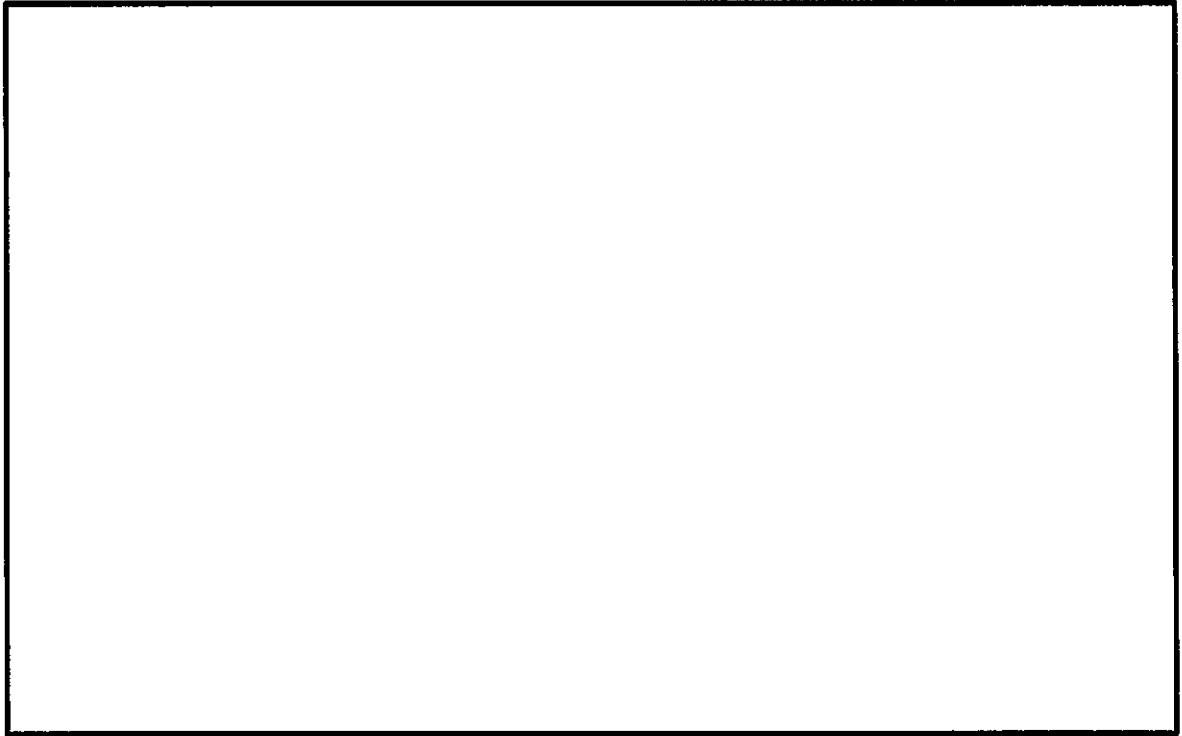
(軸力, 最大時刻 27.04 s)



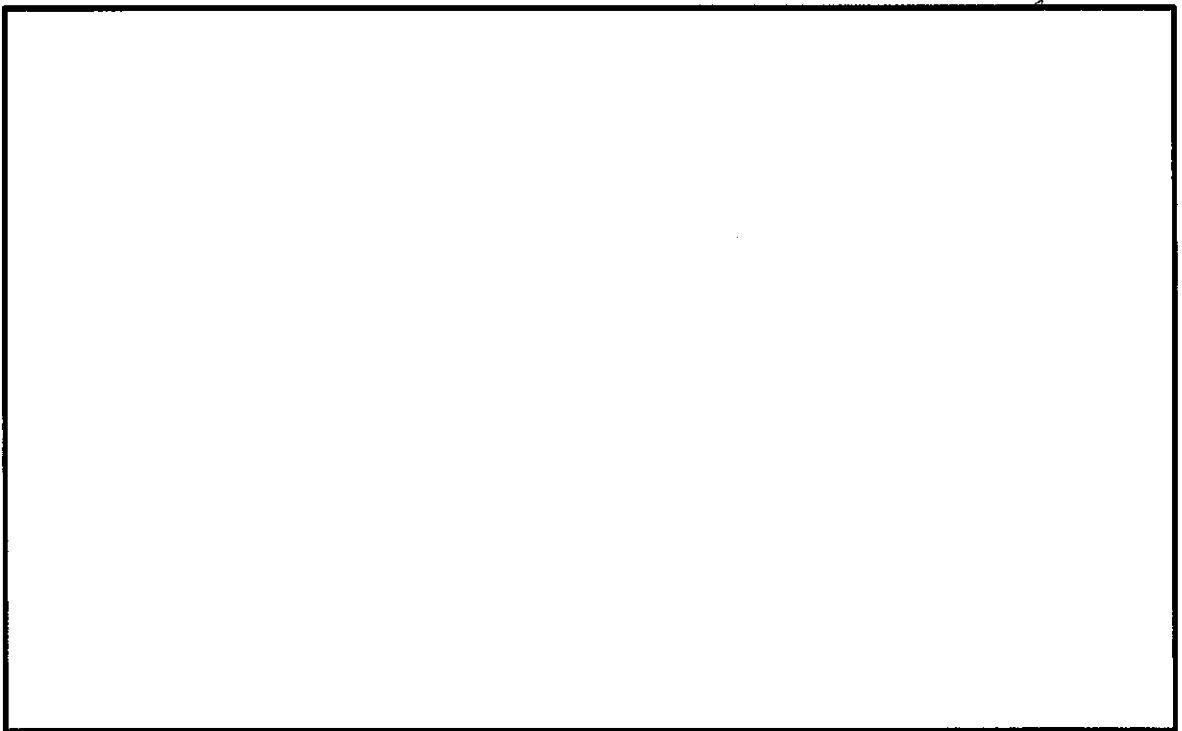
(面外せん断力, 最大時刻 23.60 s)

図 6.1-14 (1) 最大断面力図 (その 1)

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



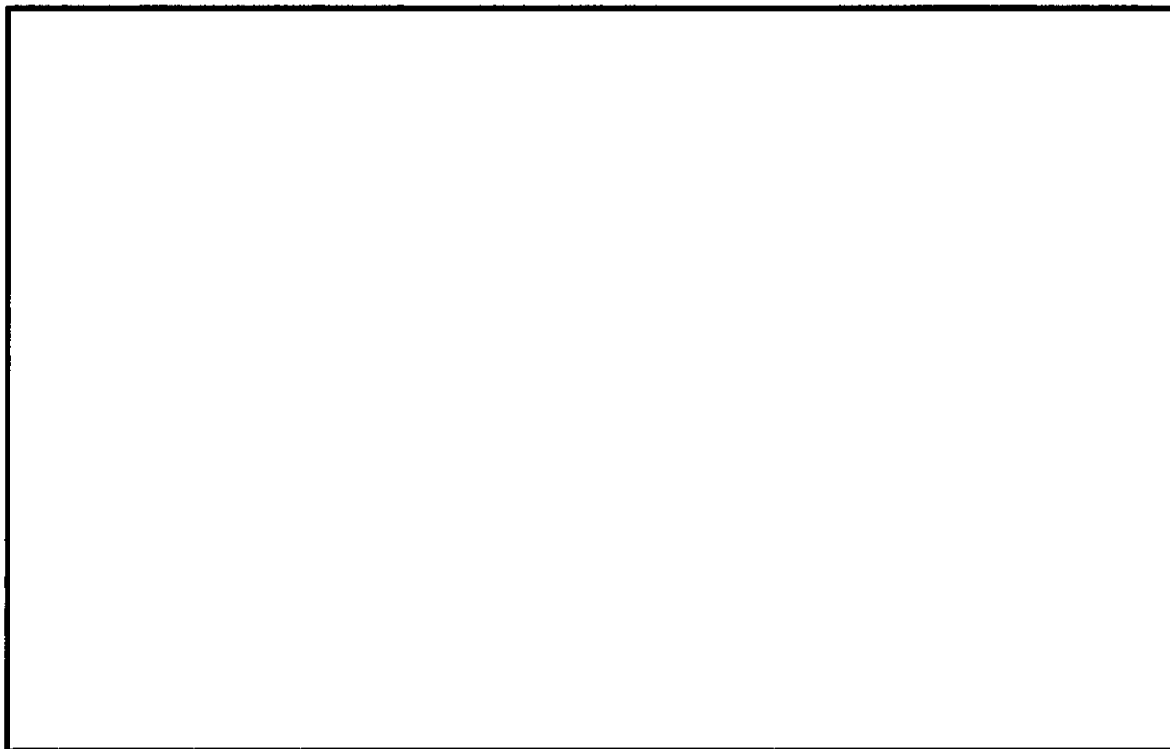
(面内せん断力, 最大時刻 27.02 s)



(ねじりモーメント, 最大時刻 23.62 s)

図 6.1-14 (2) 最大断面力図 (その 2)

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



(面外曲げモーメント, 最大時刻 23.60 s)



(面内曲げモーメント, 最大時刻 27.04 s)

図 6.1-14 (3) 最大断面力図 (その 3)

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

6.2 耐震評価結果

6.2.1 地中連続壁基礎の評価結果

(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 6.2-1 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 6.2-2 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 6.2-1 (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)

地震動	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_{cs} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{cs}
		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)			
S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1789692	149189	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2168225	322226	4.0	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	995922	393959	2.7	21	0.13
S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1796529	131045	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2237775	267272	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1048332	404784	2.9	21	0.14
S_1-D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1599082	26601	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2264720	204063	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1005182	388114	2.7	21	0.13
S_1-D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1567156	7713	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2272802	204399	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1489562	231208	3.4	21	0.17
S_1-11	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	924034	106773	1.9	21	0.10
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1512551	243925	2.8	21	0.14
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	836669	323372	2.3	21	0.11
S_1-12	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1306731	122422	2.7	21	0.13
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1769019	254032	3.3	21	0.16
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	880880	345477	2.4	21	0.12
S_1-13	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1226038	119018	2.6	21	0.13
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1685573	255045	3.1	21	0.15
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	860966	335769	2.4	21	0.12
S_1-14	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	764652	97858	1.6	21	0.08
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1321074	242248	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	708153	321344	2.1	21	0.10
S_1-21	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1078313	41080	2.2	21	0.11
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1947539	210390	3.6	21	0.18
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	856411	359795	2.4	21	0.12
S_1-22	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	756030	108849	1.6	21	0.08
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1591287	229766	3.0	21	0.15
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	813218	324970	2.3	21	0.11
S_1-31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1588235	16900	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2139964	229025	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1440576	282338	3.3	21	0.16
S_1-31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1932966	153285	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2072169	324451	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	927143	359794	2.5	21	0.12

注記 : 評価位置は次頁に示す。

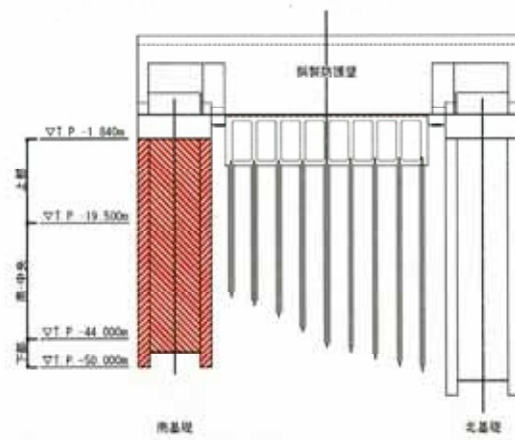


表 6.2-1 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース②～⑥)

地震動	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_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
② S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1559569	27996	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	2229833	204446	4.1	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1006107	388951	2.7	21	0.13
③ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1630250	25053	3.3	21	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	2307090	202554	4.2	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1542026	300386	3.5	21	0.17
④ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	2302145	12215	4.6	21	0.22
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	2406565	232186	4.4	21	0.21
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1822520	264463	4.2	21	0.20
⑤ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1270303	39050	2.6	21	0.13
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	1923342	265347	3.6	21	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	967443	381085	2.7	21	0.13
⑥ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1230473	41428	2.5	21	0.12
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	1879761	265994	3.5	21	0.17
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	932523	379986	2.6	21	0.13

注記 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
評価位置を下図に示す。

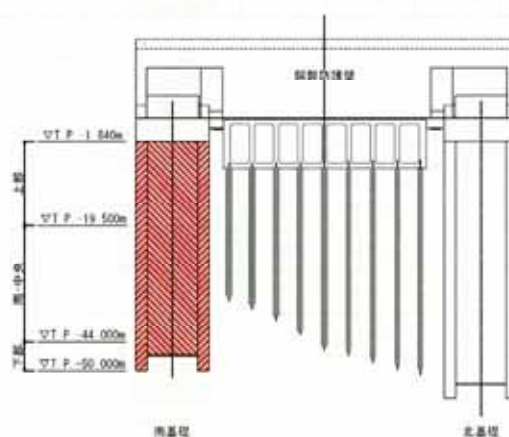
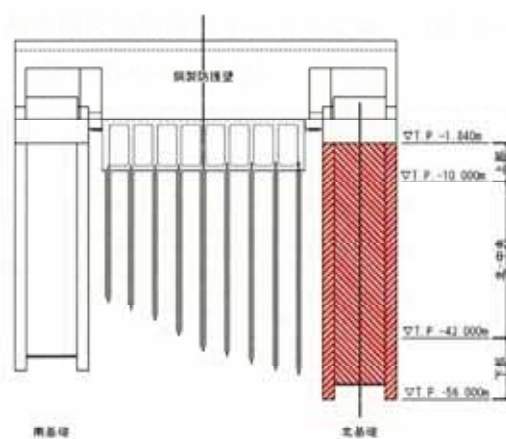


表 6.2-1 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	2207853	7263	4.4	21	0.21
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	2088603	58975	4.5	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1162859	456042	3.2	21	0.16
S ₁ -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	2187993	10179	4.4	21	0.21
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	2039807	30230	4.4	21	0.21
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1091891	445017	3.1	21	0.15
S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	2230385	165976	4.6	21	0.22
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1788355	220508	3.9	21	0.19
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1300775	503259	3.6	21	0.18
S ₁ -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	2236874	147144	4.6	21	0.22
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1833540	192543	4.0	21	0.20
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1074843	513026	3.3	21	0.16
S ₁ -11	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	1284690	64911	2.6	21	0.13
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1274662	72606	2.8	21	0.14
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	789934	419138	2.6	21	0.13
S ₁ -12	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	1785030	34194	3.6	21	0.18
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1754616	57915	3.8	21	0.19
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	885827	444976	2.8	21	0.14
S ₁ -13	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	1692152	35485	3.4	21	0.17
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1658152	58980	3.6	21	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	762793	436744	2.6	21	0.13
S ₁ -14	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	1127161	63796	2.3	21	0.11
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1120210	71110	2.5	21	0.12
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	543049	446787	2.3	21	0.11
S ₁ -21	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	1536040	143787	3.2	21	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1217796	197339	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1141289	444140	3.1	21	0.15
S ₁ -22	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	1129486	119016	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1035835	94412	2.3	21	0.11
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	844842	419607	2.6	21	0.13
S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	2358696	166339	4.9	21	0.24
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	1950210	217435	4.3	21	0.21
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1133467	445340	3.1	21	0.15
S ₁ -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150 (9段)	2358686	5173	4.7	21	0.23
	中央	15500	15500	11789	D51φ150 (7段)	2210307	50316	4.8	21	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51φ150 (5段) D51φ300 (1段)	1065965	433902	3.0	21	0.15

注記 : 評価位置は次頁に示す。



342

表 6.2-1 (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)

地震動	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_{cs} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{cs}
		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)			
② S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2133917	8120	4.3	21	0.21
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1990913	32463	4.3	21	0.21
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1202110	466054	3.3	21	0.16
③ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2241731	11713	4.5	21	0.22
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2087904	28354	4.5	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1115677	444982	3.1	21	0.15
④ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2352806	171617	4.9	21	0.24
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2264061	21482	4.9	21	0.24
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1195842	463329	3.3	21	0.16
⑤ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1841798	1259	3.7	21	0.18
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1708627	63187	3.7	21	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1081725	434779	3.0	21	0.15
⑥ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1803597	2954	3.6	21	0.18
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1691637	64577	3.7	21	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1084956	419759	3.0	21	0.15

注記 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
 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
 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
 評価位置を下図に示す。

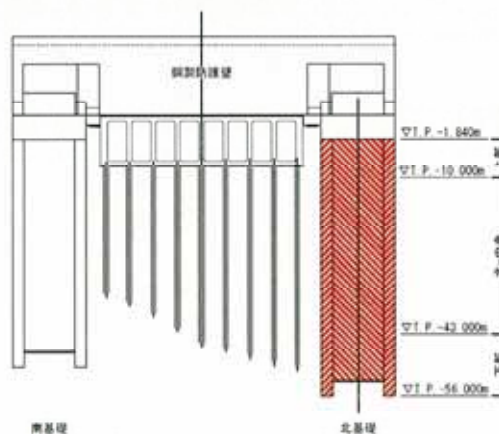


表 6.2-1 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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}
		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)			
S_1-D1 ($H+$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1656868	165514	3.5	21	0.17
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2612342	170001	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	923444	357189	2.5	21	0.12
S_1-D1 ($H+$, $V-$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1622700	165471	3.4	21	0.17
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2557542	200370	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	897765	371768	2.5	21	0.12
S_1-D1 ($H-$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1901122	155046	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2880170	192301	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1429629	302340	3.3	21	0.16
S_1-D1 ($H-$, $V-$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1907317	163125	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2885220	197507	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1436132	286820	3.3	21	0.16
S_1-11	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1075833	147481	2.3	21	0.11
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1577790	181014	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	739059	302592	2.1	21	0.10
S_1-12	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1031397	169239	2.2	21	0.11
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1568307	219374	2.9	21	0.14
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	792503	322998	2.2	21	0.11
S_1-13	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1151054	168112	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1762801	212009	3.2	21	0.16
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	787844	306094	2.2	21	0.11
S_1-14	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	953210	171527	2.0	21	0.10
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1472573	217907	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	775224	320060	2.2	21	0.11
S_1-21	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1339473	158706	2.8	21	0.14
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1996154	196506	3.6	21	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	795117	309080	2.2	21	0.11
S_1-22	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1121687	165683	2.4	21	0.12
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1734906	207965	3.2	21	0.16
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	725697	374729	2.3	21	0.11
S_1-31 ($H+$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1898088	175758	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2920826	219531	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1485450	334386	3.4	21	0.17
S_1-31 ($H-$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1813150	201443	3.8	21	0.19
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2859142	289800	5.2	21	0.25
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1287389	373836	3.1	21	0.15

注記：評価位置は次頁に示す。

表 6.2-1 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
② S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1892924	175283	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2917754	219243	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1481053	332992	3.4	21	0.17
③ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1911900	175252	4.0	21	0.20
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2959798	218351	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1503677	333160	3.5	21	0.17
④ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1796906	169478	3.8	21	0.19
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2946237	200638	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1575180	322982	3.6	21	0.18
⑤ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1856187	179670	3.9	21	0.19
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2815400	220904	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1438790	334285	3.3	21	0.16
⑥ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1849558	180045	3.9	21	0.19
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2799389	221714	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1430253	334615	3.3	21	0.16

注記 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
 評価位置を下図に示す。

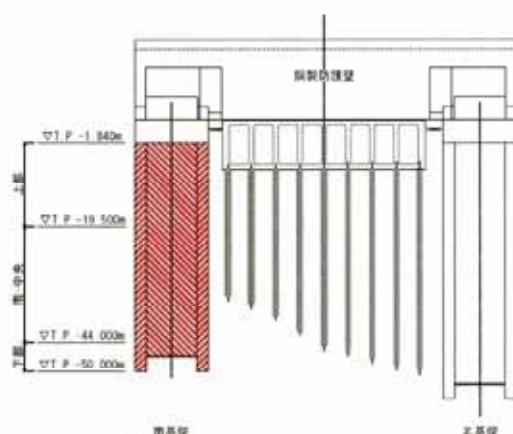


表 6.2-1 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)

(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)

地震動	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_{cs} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{cs}
		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)			
S_1-D1 ($H+$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	575671	119106	1.2	21	0.06
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2119746	325145	4.7	21	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	2404222	367542	5.5	21	0.27
S_1-D1 ($H+$, $V-$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	587523	141003	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2099494	367981	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	2361596	359399	5.4	21	0.26
S_1-D1 ($H-$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	640314	118040	1.4	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2087453	285896	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	2400386	374800	5.5	21	0.27
S_1-D1 ($H-$, $V-$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	640091	124301	1.4	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2064244	344707	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	2389882	344707	5.5	21	0.27
S_1-11	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	318823	136857	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1228753	264056	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1007062	390269	2.8	21	0.14
S_1-12	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	348838	138673	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	883228	413014	2.6	21	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1641112	337648	3.8	21	0.19
S_1-13	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	303363	159467	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	948884	412397	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1728366	343678	4.0	21	0.20
S_1-14	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	292453	146987	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1382755	323715	3.1	21	0.15
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1689185	356687	3.9	21	0.19
S_1-21	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	356202	143004	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1554221	315845	3.5	21	0.17
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1584709	341211	3.7	21	0.18
S_1-22	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	323218	145707	0.9	21	0.05
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1171070	290122	2.7	21	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1099169	425904	3.0	21	0.15
S_1-31 ($H+$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	595075	117364	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2394707	327578	5.3	21	0.26
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	2533626	354786	5.8	21	0.28
S_1-31 ($H-$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	604206	124052	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2191207	305613	4.8	21	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	2244975	337369	5.2	21	0.25

注記：評価位置は次頁に示す。

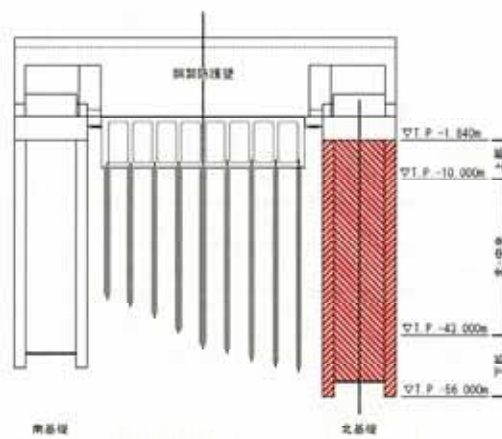


表 6.2-1 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)
(検討ケース②～⑥)

地震動	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_{cs} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{cs}
		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)			
② S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	569131	119306	1.2	21	0.06
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2095364	325629	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2408891	367581	5.5	21	0.27
③ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	598536	119438	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2183222	327261	4.8	21	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2473730	333961	5.7	21	0.28
④ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	536748	130758	1.2	21	0.06
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2102970	317315	4.6	21	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2429909	360904	5.6	21	0.27
⑤ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	625056	99963	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2305792	298155	5.1	21	0.25
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2364990	340542	5.4	21	0.26
⑥ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	608475	101295	1.3	21	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2191646	296088	4.8	21	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2252452	361791	5.2	21	0.25

注記 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
 評価位置を下図に示す。

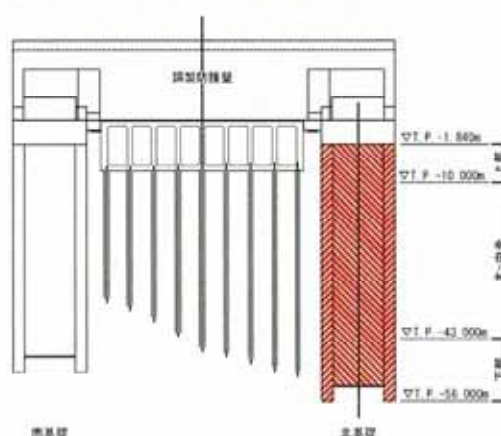


表 6.2-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			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_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1371115	22303	77	435	0.18
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2179827	195548	63	435	0.15
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1398846	242759	33	435	0.08
S ₁ -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1791816	129552	75	435	0.18
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2195779	216235	61	435	0.15
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1363693	258205	27	435	0.07
S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1596904	25416	90	435	0.21
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2264720	204063	65	435	0.15
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1484966	253877	36	435	0.09
S ₁ -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1564956	6628	93	435	0.22
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2238669	172317	68	435	0.16
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1472006	219178	44	435	0.11
S ₁ -11	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	726865	54584	30	435	0.07
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1512551	243925	30	435	0.07
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	850406	310472	1	435	0.01
S ₁ -12	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1306731	122422	48	435	0.12
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1769019	254032	39	435	0.09
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1041402	333224	4	435	0.01
S ₁ -13	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1224507	118553	44	435	0.11
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1666427	244668	36	435	0.09
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	974345	324442	3	435	0.01
S ₁ -14	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	763280	97127	23	435	0.06
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1321074	242248	23	435	0.06
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	全圧縮		0	435	0.00
S ₁ -21	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1075561	36889	55	435	0.13
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1947539	210390	52	435	0.12
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1194157	274735	15	435	0.04
S ₁ -22	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	725610	52378	31	435	0.08
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	1588476	228301	35	435	0.09
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	954275	299028	4	435	0.01
S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1587618	15926	92	435	0.22
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2125025	205687	59	435	0.14
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1415931	270169	28	435	0.07
S ₁ -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	1929372	152074	78	435	0.18
	中央	15500	15500	11789	D510150(23段)	2038324	309308	43	435	0.10
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1081046	264699	12	435	0.03

注記：評価位置は次頁に示す。

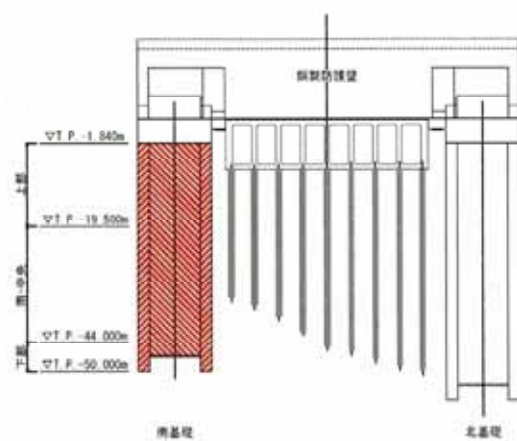


表 6.2-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	評価位置	断面性状			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 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
② S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1557672	26789	87	435	0.20
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	2229833	204446	64	435	0.15
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1456959	254378	34	435	0.08
③ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1627595	23942	92	435	0.22
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	2307090	202554	67	435	0.16
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1515625	252880	38	435	0.09
④ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	2302145	12215	136	435	0.32
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	2404271	224651	68	435	0.16
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1616935	200460	59	435	0.14
⑤ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1268095	37732	67	435	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	1920567	205266	51	435	0.12
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1226797	278351	16	435	0.04
⑥ S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1227427	39007	64	435	0.15
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(23段)	1878079	207237	49	435	0.12
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1054912	235940	15	435	0.04

注記 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

評価位置を下図に示す。

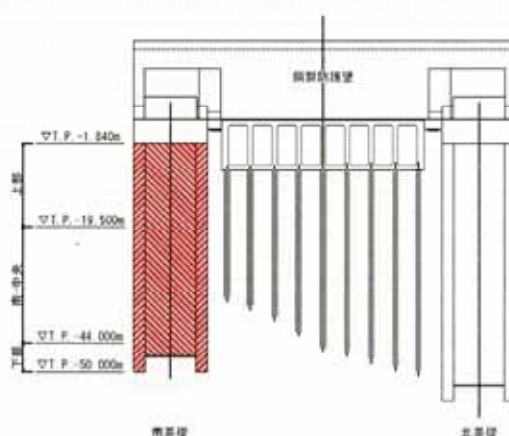


表 6.2-2 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面北基礎)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			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_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	2207056	5923	132	435	0.31
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	2083451	55448	128	435	0.30
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	992211	283146	6	435	0.02
S ₁ -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	2187993	10179	135	435	0.32
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	2037315	29492	133	435	0.31
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1014660	227961	14	435	0.04
S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1806638	6015	107	435	0.25
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1652152	50597	99	435	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	992498	257628	9	435	0.03
S ₁ -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1768862	13387	103	435	0.24
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1647344	58701	96	435	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1280018	391206	6	435	0.02
S ₁ -11	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1266553	28052	69	435	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1270653	71100	66	435	0.16
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	全圧縮		0	435	0.00
S ₁ -12	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1764517	13954	103	435	0.24
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1754505	57719	104	435	0.24
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	824529	281871	2	435	0.01
S ₁ -13	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1676995	15715	97	435	0.23
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1658152	58980	97	435	0.23
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	780220	283207	1	435	0.01
S ₁ -14	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1101358	29380	59	435	0.14
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1120210	71110	56	435	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	全圧縮		0	435	0.00
S ₁ -21	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1534085	142433	57	435	0.14
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1080913	81783	50	435	0.12
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1210416	389571	4	435	0.01
S ₁ -22	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	1010003	44499	50	435	0.12
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1035835	94412	44	435	0.11
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	882886	328147	0	435	0.01
S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	2357416	165317	100	435	0.23
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	1652614	73833	92	435	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1403014	456857	4	435	0.01
S ₁ -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D51φ150(9段)	2355565	6257	144	435	0.34
	中央	15500	15500	11789	D51φ150(7段)	2200323	46739	138	435	0.32
	下部	15500	15500	13250	D51φ150(5段) D51φ300(1段)	1148613	273724	14	435	0.04

注記 : 評価位置は次頁に示す。

表 6.2-2 (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)

地震動	評価位置	断面性状			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_{sk} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sk}
		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)			
② S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2133917	8120	131	435	0.31
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1990913	32463	128	435	0.30
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	997797	231658	13	435	0.03
③ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2241731	11713	138	435	0.32
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2087869	27557	137	435	0.32
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1029647	225459	15	435	0.04
④ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	2442037	18955	152	435	0.35
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	2264061	21482	151	435	0.35
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1084762	208045	21	435	0.05
⑤ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1841798	1259	111	435	0.26
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1675949	42047	103	435	0.24
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	969347	243960	10	435	0.03
⑥ S_1-D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1803597	2954	108	435	0.25
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (7段)	1641538	43779	101	435	0.24
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	952172	246047	9	435	0.03

注記 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
 評価位置を下図に示す。

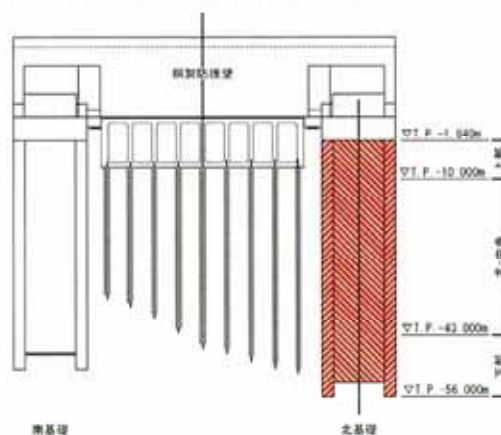


表 6.2-2 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			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_{su} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{su}
		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)			
S_1-D1 ($H+$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1650336	143924	64	435	0.15
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2612342	170001	84	435	0.20
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1341992	270309	24	435	0.06
S_1-D1 ($H+$, $V-$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1604371	153632	59	435	0.14
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2555547	197417	78	435	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1313465	313917	15	435	0.04
S_1-D1 ($H-$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1891423	152349	76	435	0.18
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2880170	192301	92	435	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1426524	300856	23	435	0.06
S_1-D1 ($H-$, $V-$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1898990	158417	75	435	0.18
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2884522	182176	93	435	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1436132	286820	26	435	0.06
S_1-11	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1072314	144438	30	435	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1573464	178350	41	435	0.10
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	765230	257719	2	435	0.01
S_1-12	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1023853	165046	23	435	0.06
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1562259	212386	36	435	0.09
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	全圧縮		0	435	0.00
S_1-13	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1149757	166369	30	435	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1752202	207307	44	435	0.11
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	880095	306803	1	435	0.01
S_1-14	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	918655	145020	22	435	0.06
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1389001	180613	33	435	0.08
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	全圧縮		0	435	0.00
S_1-21	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1332452	155380	43	435	0.10
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1991521	194123	56	435	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	921312	286571	4	435	0.01
S_1-22	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1110598	155840	30	435	0.07
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	1719846	195417	44	435	0.11
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	837627	292364	1	435	0.01
S_1-31 ($H+$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1898088	175758	71	435	0.17
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2911201	216157	90	435	0.21
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1483720	333123	20	435	0.05
S_1-31 ($H-$, $V+$)	上部	15500	15500	12900	D51 ϕ 150 (9段)	1813150	201443	60	435	0.14
	中央	15500	15500	11789	D51 ϕ 150 (23段)	2859139	289663	78	435	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51 ϕ 150 (5段) D51 ϕ 300 (1段)	1145348	304329	10	435	0.03

注記 : 評価位置は次頁に示す。

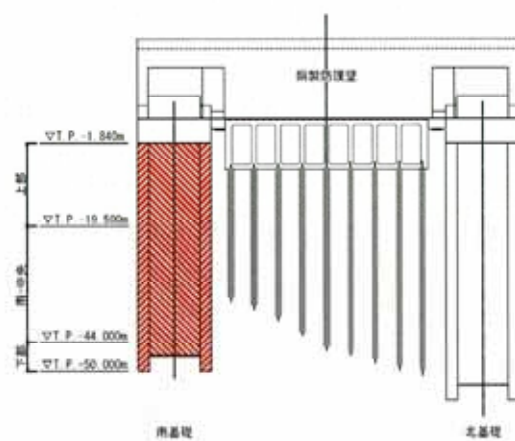


表 6.2-2 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (③-③断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	評価位置	断面性状			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 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
② S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1888075	173543	71	435	0.17
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2908143	214120	90	435	0.21
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1476089	330906	20	435	0.05
③ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1904939	173470	72	435	0.17
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2944927	213139	92	435	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1503401	331925	22	435	0.06
④ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1794244	168472	66	435	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2946237	200638	93	435	0.22
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1571652	321644	27	435	0.07
⑤ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1852682	178479	68	435	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2815358	219478	86	435	0.20
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1434755	332780	18	435	0.05
⑥ S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150(9段)	1849558	180045	67	435	0.16
	中央	15500	15500	11789	D51@150(23段)	2798937	220249	85	435	0.20
	下部	15500	15500	13250	D51@150(5段) D51@300(1段)	1426239	332997	18	435	0.05

注記 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
 評価位置を下図に示す。

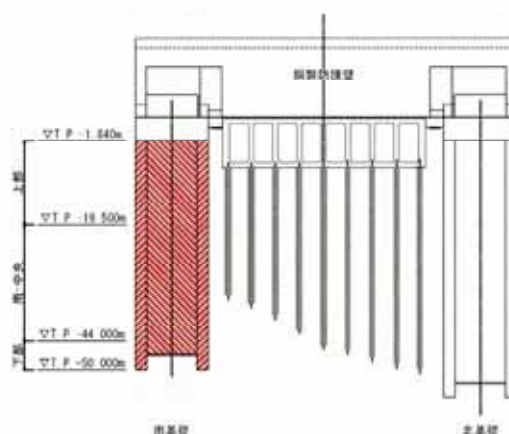


表 6.2-2 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			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_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S _g -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	556129	96852	11	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1991538	270378	60	435	0.14
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2341889	300786	83	435	0.20
S _g -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	547222	118019	8	435	0.02
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1953650	299121	51	435	0.12
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2249207	325384	69	435	0.16
S _g -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	629409	109884	13	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	2087453	285896	63	435	0.15
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2373675	312158	82	435	0.19
S _g -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	638906	123532	11	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	2383017	339767	48	435	0.12
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2383017	339767	75	435	0.18
S _g -11	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	291151	108550	0	435	0.01
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1206352	250368	19	435	0.05
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1236883	271882	18	435	0.05
S _g -12	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	338445	124328	0	435	0.01
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1079059	223505	17	435	0.04
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1629810	328661	29	435	0.07
S _g -13	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	346012	123412	1	435	0.01
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1462649	321969	20	435	0.05
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1728366	343678	31	435	0.08
S _g -14	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	全圧縮		0	435	0.00
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1363508	311691	17	435	0.04
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1659931	339772	28	435	0.07
S _g -21	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	410966	119554	3	435	0.01
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1490544	285118	28	435	0.07
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1556902	322055	26	435	0.06
S _g -22	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	408304	103290	4	435	0.01
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	1284174	279185	18	435	0.05
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1456056	314992	22	435	0.06
S _g -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	593697	116801	10	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	2378627	321299	73	435	0.17
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2528069	350849	82	435	0.19
S _g -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	12900	D510150(9段)	601198	121432	10	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D510150(7段)	2137714	284015	66	435	0.16
	下部	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2222240	322072	68	435	0.16

注記：評価位置は次頁に示す。

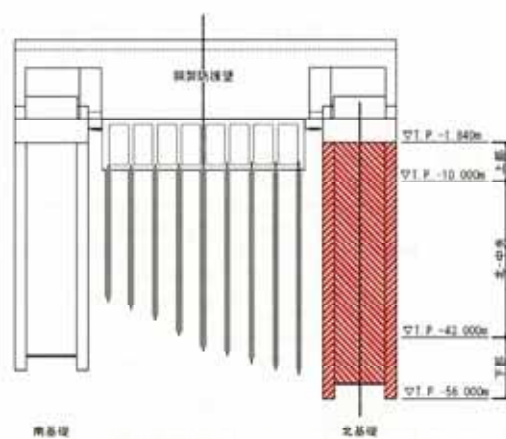
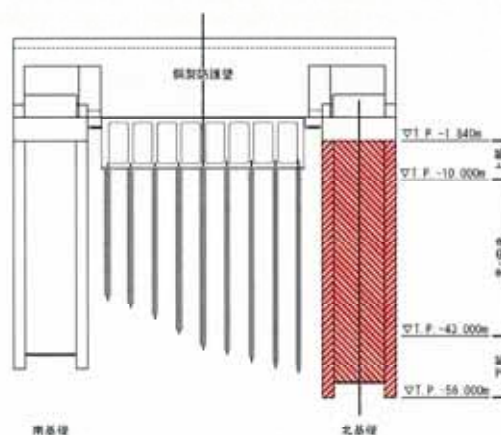


表 6.2-2 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	評価位置	断面性状			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 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)			
② S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	541386	96672	11	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	1897856	268858	55	435	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2264710	298822	78	435	0.18
③ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	576243	96584	13	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2133825	271295	69	435	0.16
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2437033	301631	90	435	0.21
④ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	531845	96217	10	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2102970	317315	56	435	0.13
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2245505	288466	79	435	0.19
⑤ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	624596	99703	15	435	0.04
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2261749	263432	82	435	0.19
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2262596	258107	90	435	0.21
⑥ S_1-D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	12900	D51@150 (9段)	608475	101295	13	435	0.03
	中央	15500	15500	11789	D51@150 (7段)	2102966	245884	74	435	0.18
	下部	15500	15500	13250	D51@150 (5段) D51@300 (1段)	2132978	255842	81	435	0.19

注記 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
 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 6.2-3 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 6.2-3 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (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 (1/2))

地震動	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 V _a (kN)	照査値 V/V _a
		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)				
S _g -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	186909	279573	0.67
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	195165	425047	0.46
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	67622	481225	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	70581	368869	0.20
S _g -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	187310	279573	0.67
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	196752	425047	0.47
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	67302	481225	0.14
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	70581	368869	0.20
S _g -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	172584	279573	0.62
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	206564	425047	0.49
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	73910	481225	0.16
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	75282	368869	0.21
S _g -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	171722	279573	0.62
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	201214	425047	0.48
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	74882	481225	0.16
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	75849	368869	0.21
S _g -11	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	118648	279573	0.43
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	126770	425047	0.30
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	23636	481225	0.05
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	22693	368869	0.07
S _g -12	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	149394	279573	0.54
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	155659	425047	0.37
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	33435	481225	0.07
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	30774	368869	0.09
S _g -13	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	143714	279573	0.52
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	149030	425047	0.36
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	31606	481225	0.07
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	32075	368869	0.09
S _g -14	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	103072	279573	0.37
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	104985	425047	0.25
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	24387	481225	0.06
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	22797	368869	0.07

注記 : 評価位置は次頁に示す。

表 6.2-3 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (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 (2/2))

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
S ₁ -21	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	144113	279573	0.52
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	162856	425047	0.39
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	57468	481225	0.12
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	55199	368869	0.15
S ₁ -22	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	109647	279573	0.40
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	132962	425047	0.32
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	52719	481225	0.11
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	51016	368869	0.14
S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	176627	279573	0.64
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	196282	425047	0.47
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	65958	481225	0.14
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	64661	368869	0.18
S ₁ -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	190511	279573	0.69
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	195346	425047	0.46
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	67848	481225	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	67469	368869	0.19

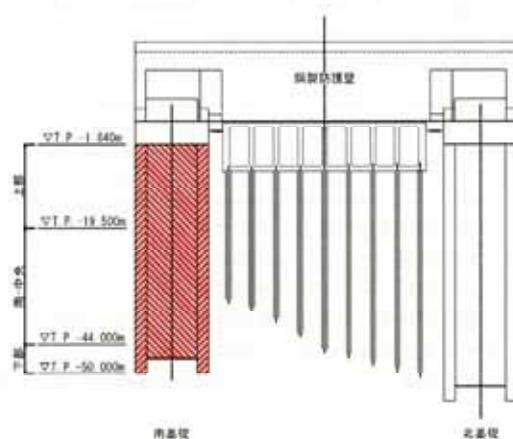


表 6.2-3 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (①-①断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
②S _s -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	169666	279573	0.61
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	203817	425047	0.48
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	75127	481225	0.16
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	76471	368869	0.21
③S _s -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	174873	279573	0.63
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	208510	425047	0.50
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	74206	481225	0.16
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	75631	368869	0.21
④S _s -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	191760	279573	0.69
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	267244	425047	0.63
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	77326	481225	0.17
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	75590	368869	0.21
④S _s -D1 (H+, V-) *1	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	203701	279573	0.73
⑤S _s -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	148167	279573	0.53
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	177614	425047	0.42
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	64345	481225	0.14
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	64955	368869	0.18
⑥S _s -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	145104	279573	0.52
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	173982	425047	0.41
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	63432	481225	0.14
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	64004	368869	0.18

注記 *1: 追加検討ケースのうち照査値が最大となるケース

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

評価位置を下図に示す。

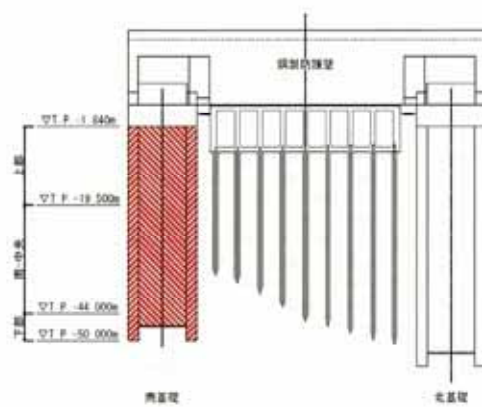


表 6.2-3 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (①-①断面北基礎)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	76398	245506	0.32
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	135261	353702	0.39
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	145844	356135	0.41
S ₁ -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	76265	245506	0.32
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	124751	353702	0.36
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	139795	356135	0.40
S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	75343	245506	0.31
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	109674	353702	0.32
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	118002	356135	0.34
S ₁ -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	74293	245506	0.31
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	116681	353702	0.33
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	122719	356135	0.35
S ₁ -11	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	40152	245506	0.17
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	92353	353702	0.27
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	99747	356135	0.29
S ₁ -12	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	46529	245506	0.19
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	118598	353702	0.34
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	121416	356135	0.35
S ₁ -13	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	45098	245506	0.19
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	112028	353702	0.32
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	113757	356135	0.32
S ₁ -14	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	35293	245506	0.15
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	85052	353702	0.25
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	85251	356135	0.24
S ₁ -21	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	69374	245506	0.29
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	85129	353702	0.25
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	85206	356135	0.24
S ₁ -22	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	61792	245506	0.26
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	81451	353702	0.24
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	88175	356135	0.25
S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	75682	245506	0.31
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	121227	353702	0.35
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	114091	356135	0.33
S ₁ -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	60297	245506	0.25
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	132597	353702	0.38
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	130093	356135	0.37

注記 : 評価位置は次頁に示す。

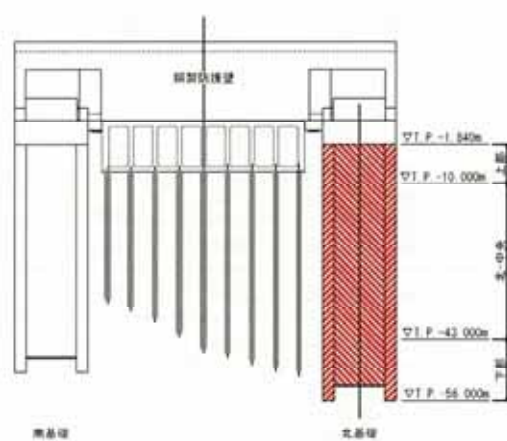


表 6.2-3 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (①-①断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
②S _s -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	75546	245506	0.31
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	130742	353702	0.37
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	140788	356135	0.40
③S _s -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	76850	245506	0.32
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	122808	353702	0.35
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	137039	356135	0.39
④S _s -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	84052	245506	0.35
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	133273	353702	0.38
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	154806	356135	0.44
⑤S _s -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	75589	245506	0.31
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	114400	353702	0.33
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	116799	356135	0.33
⑥S _s -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	75281	245506	0.31
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	112563	353702	0.32
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	114692	356135	0.33

注記 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
 評価位置を下図に示す。

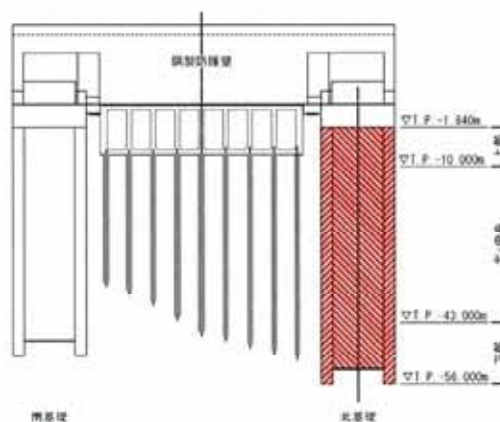


表 6.2-3 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (③-③断面南基礎)

(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 (1/2))

地震動	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 V _a (kN)	照査値 V/V _a
		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)				
S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	120937	278797	0.44
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	148418	424271	0.35
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	85294	480449	0.18
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	94337	368093	0.26
S ₁ -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	119648	278797	0.43
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	147080	424271	0.35
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	84649	480449	0.18
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	93493	368093	0.26
S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	131950	278797	0.48
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	158090	424271	0.38
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	94314	480449	0.20
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	97384	368093	0.27
S ₁ -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	132217	278797	0.48
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	158196	424271	0.38
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	94179	480449	0.20
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	96993	368093	0.27
S ₁ -11	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	81564	278797	0.30
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	91121	424271	0.22
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	42592	480449	0.09
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	42948	368093	0.12
S ₁ -12	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	83569	278797	0.30
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	93848	424271	0.23
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	44757	480449	0.10
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	47997	368093	0.14
S ₁ -13	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	92659	278797	0.34
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	104115	424271	0.25
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	44904	480449	0.10
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	48891	368093	0.14
S ₁ -14	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	80920	278797	0.30
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	91886	424271	0.22
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	37081	480449	0.08
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	38691	368093	0.11

注記：評価位置は次頁に示す。

表 6.2-3 (7) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (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 (2/2))

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
S _g -21	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	98188	278797	0.36
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	115208	424271	0.28
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	55168	480449	0.12
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	61045	368093	0.17
S _g -22	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	85702	278797	0.31
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	104902	424271	0.25
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	54259	480449	0.12
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	58912	368093	0.17
S _g -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	143883	278797	0.52
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	160513	424271	0.38
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	68112	480449	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	67851	368093	0.19
S _g -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	131494	278797	0.48
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	145367	424271	0.35
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	75607	480449	0.16
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	79509	368093	0.22

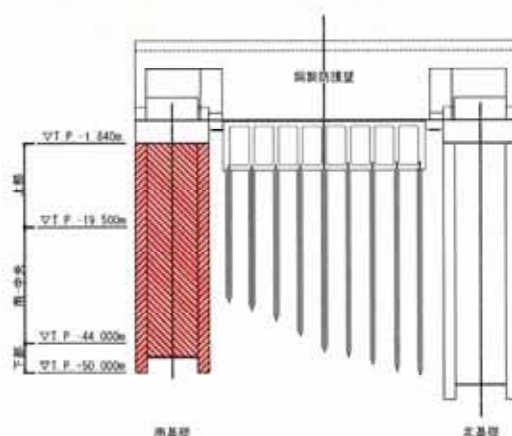


表 6.2-3 (8) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (③-③断面南基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
②S _u -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	144390	278797	0.52
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	160868	424271	0.38
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	68216	480449	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	68010	368093	0.19
③S _u -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	144742	278797	0.52
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	163760	424271	0.39
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	68723	480449	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	68383	368093	0.19
④S _u -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	136224	278797	0.49
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	165847	424271	0.40
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	69540	480449	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	68933	368093	0.19
⑤S _u -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	138303	278797	0.50
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	150789	424271	0.36
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	68113	480449	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	67947	368093	0.19
⑥S _u -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	21-D38@300	138064	278797	0.50
	中央 (上)	15500	15500	13125	9170	39-D38@300	149813	424271	0.36
	中央 (下)	15500	15500	13125	9170	45-D38@300	67960	480449	0.15
	下部	15500	15500	13125	9170	33-D38@300	67753	368093	0.19

注記 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

評価位置を下図に示す。

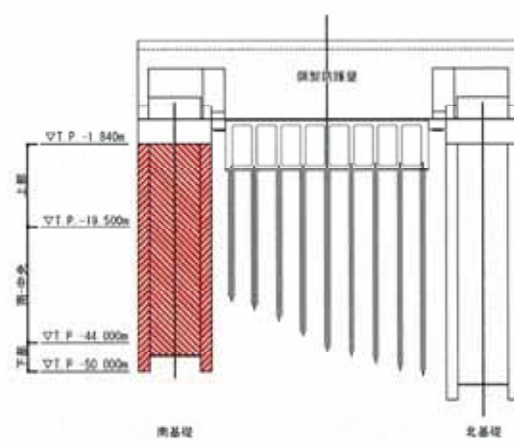


表 6.2-3 (9) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (②-②断面北基礎)

(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)

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	53056	245506	0.22
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	116167	353702	0.33
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	129076	356135	0.37
S ₁ -D1 (H+, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	53292	245506	0.22
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	115852	353702	0.33
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	128809	356135	0.37
S ₁ -D1 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	52515	245506	0.22
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	120808	353702	0.35
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	122214	356135	0.35
S ₁ -D1 (H-, V-)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	51412	245506	0.21
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	119456	353702	0.34
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	120804	356135	0.34
S ₁ -11	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	32762	245506	0.14
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	63912	353702	0.19
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	63850	356135	0.18
S ₁ -12	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	33547	245506	0.14
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	91915	353702	0.26
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	94053	356135	0.27
S ₁ -13	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	32997	245506	0.14
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	86678	353702	0.25
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	88116	356135	0.25
S ₁ -14	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	28356	245506	0.12
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	84644	353702	0.24
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	86730	356135	0.25
S ₁ -21	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	40923	245506	0.17
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	75591	353702	0.22
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	75846	356135	0.22
S ₁ -22	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	36803	245506	0.15
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	82886	353702	0.24
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	88506	356135	0.25
S ₁ -31 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	56457	245506	0.23
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	93611	353702	0.27
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	94584	356135	0.27
S ₁ -31 (H-, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	56630	245506	0.24
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	85000	353702	0.25
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	93324	356135	0.27

注記 : 評価位置は次頁に示す。

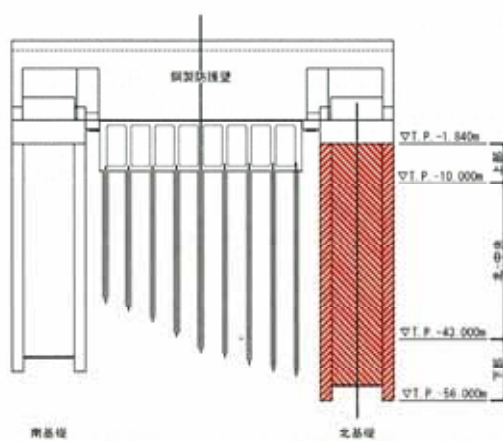
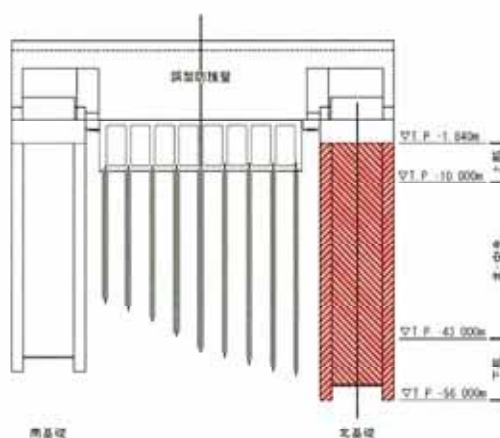


表 6.2-3 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査 (②-②断面北基礎)
(検討ケース②~⑥)

地震動	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 V _s (kN)	照査値 V/V _s
		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)				
②S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	50258	245506	0.21
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	124009	353702	0.36
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	137237	356135	0.39
③S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	55108	245506	0.23
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	111863	353702	0.32
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	123580	356135	0.35
④S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	43252	245506	0.18
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	129048	353702	0.37
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	143906	356135	0.41
⑤S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	56944	245506	0.24
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	94557	353702	0.27
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	96089	356135	0.27
⑥S ₁ -D1 (H+, V+)	上部	15500	15500	13125	10120	18-D38@300	55572	245506	0.23
	中央	15500	15500	13125	10270	28-D38@300	93188	353702	0.27
	下部	15500	15500	13125	10345	28-D38@300	96394	356135	0.28

注記 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
 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 6.2-1 に示す。断面諸元一覧表を表 6.2-4 に示す。

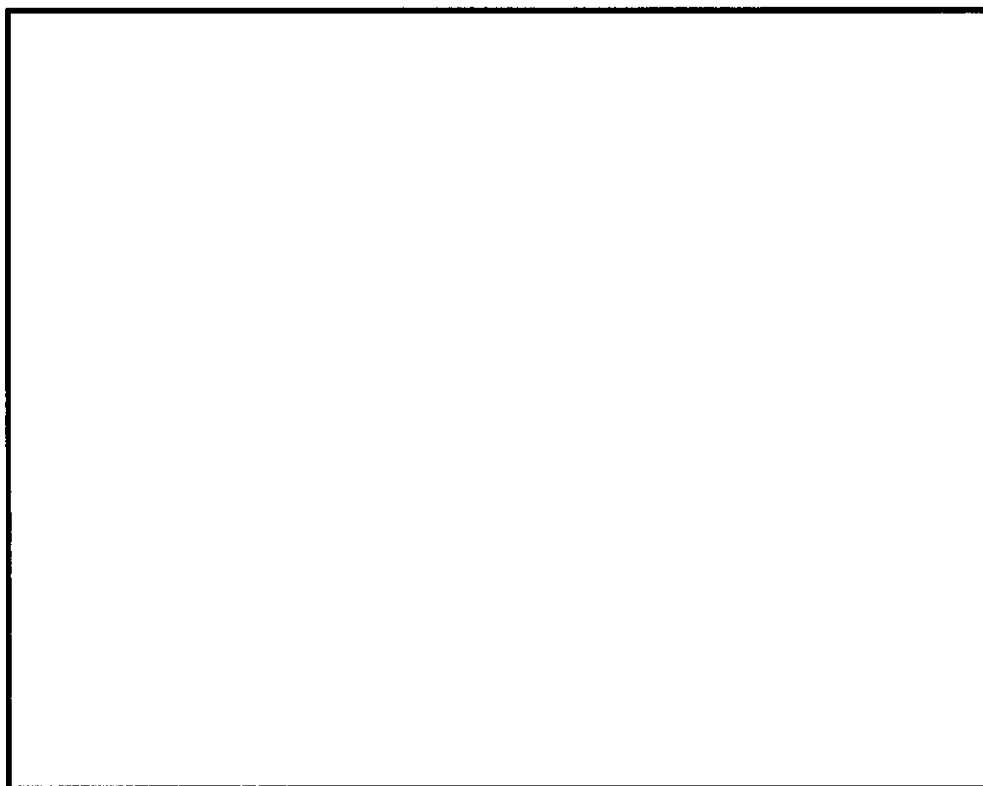


図 6.2-1 (1) 南基礎上部 (T.P. -1.84m ~ -13.155m) 配筋要領図



図 6.2-1 (2) 南基礎上部 (T.P. -13.155m ~ -20.00m) 配筋要領図



図 6.2-1 (3) 南基礎中央 (T.P. -20.00m~-34.00m) 配筋要領図

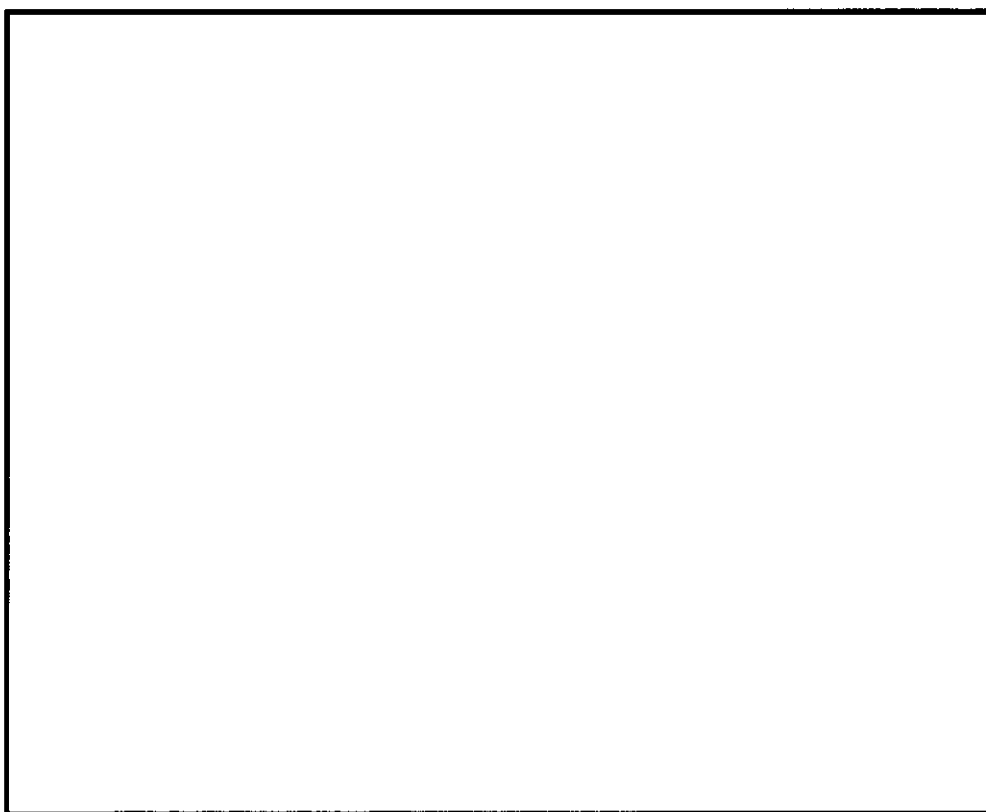


図 6.2-1 (4) 南基礎中央 (T.P. -34.00m~-43.50m) 配筋要領図

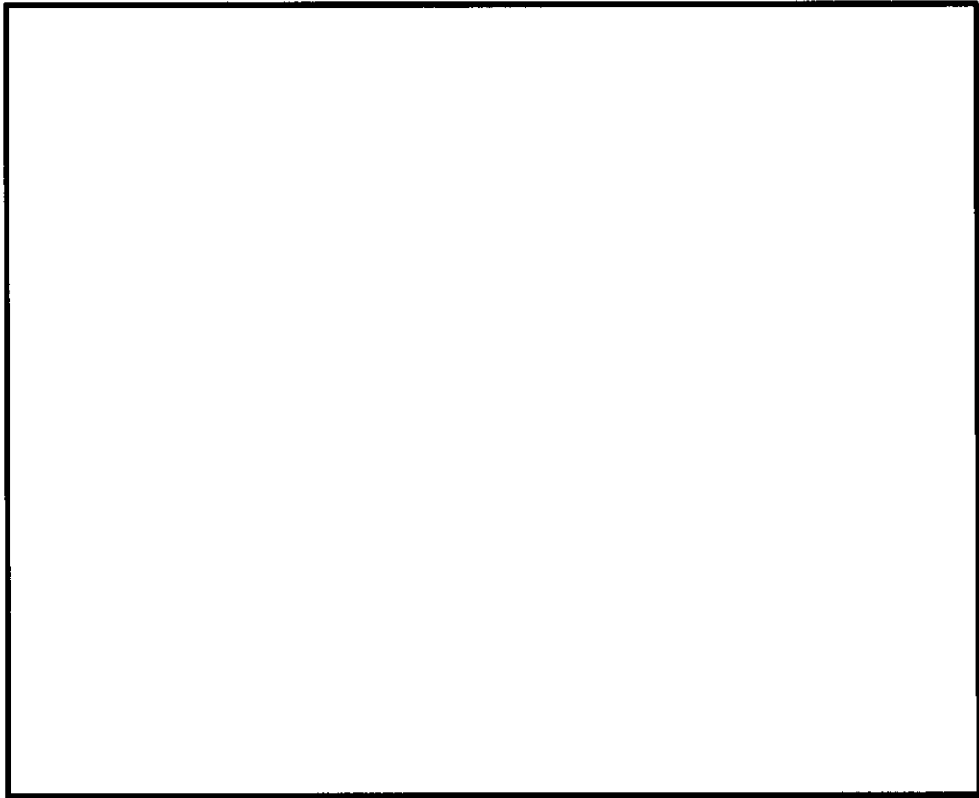


図 6.2-1 (5) 南基礎下部配筋要領図

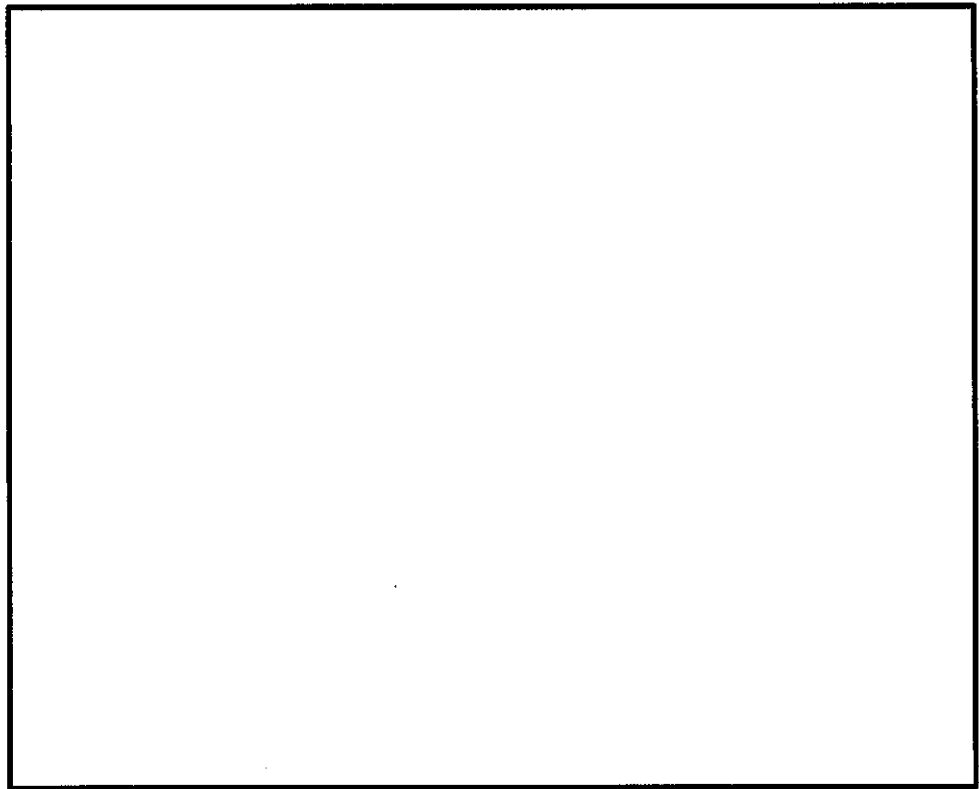


図 6.2-1 (6) 北基礎上部配筋要領図

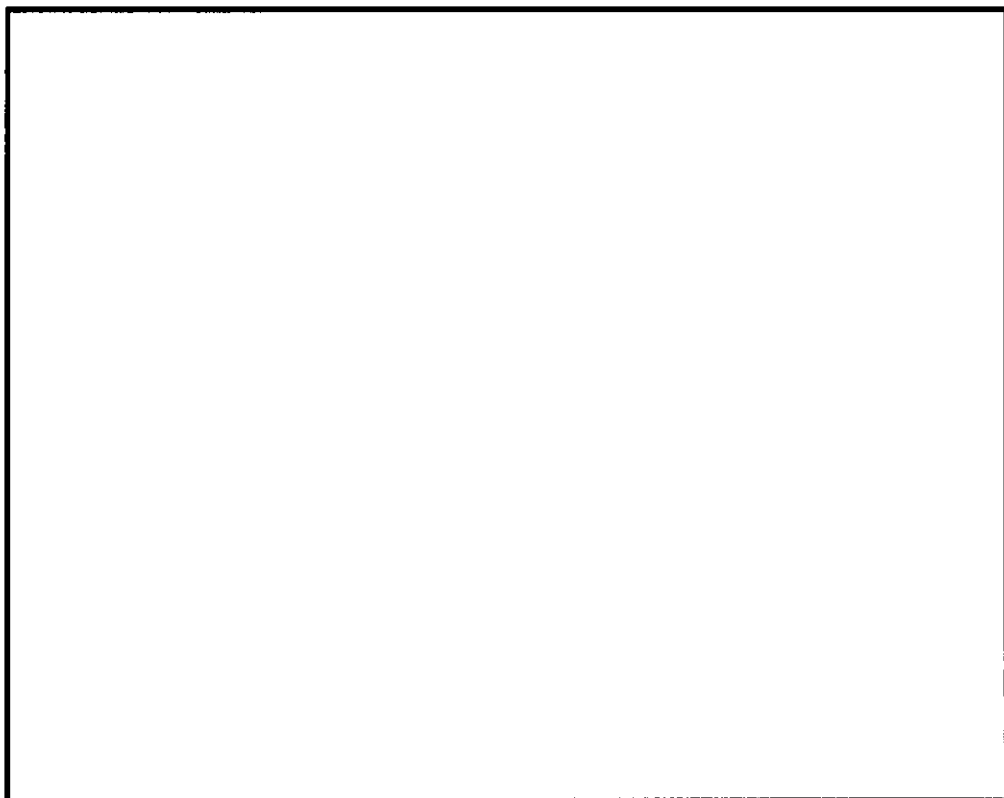


图 6.2—1 (7) 北基礎中央配筋要領図

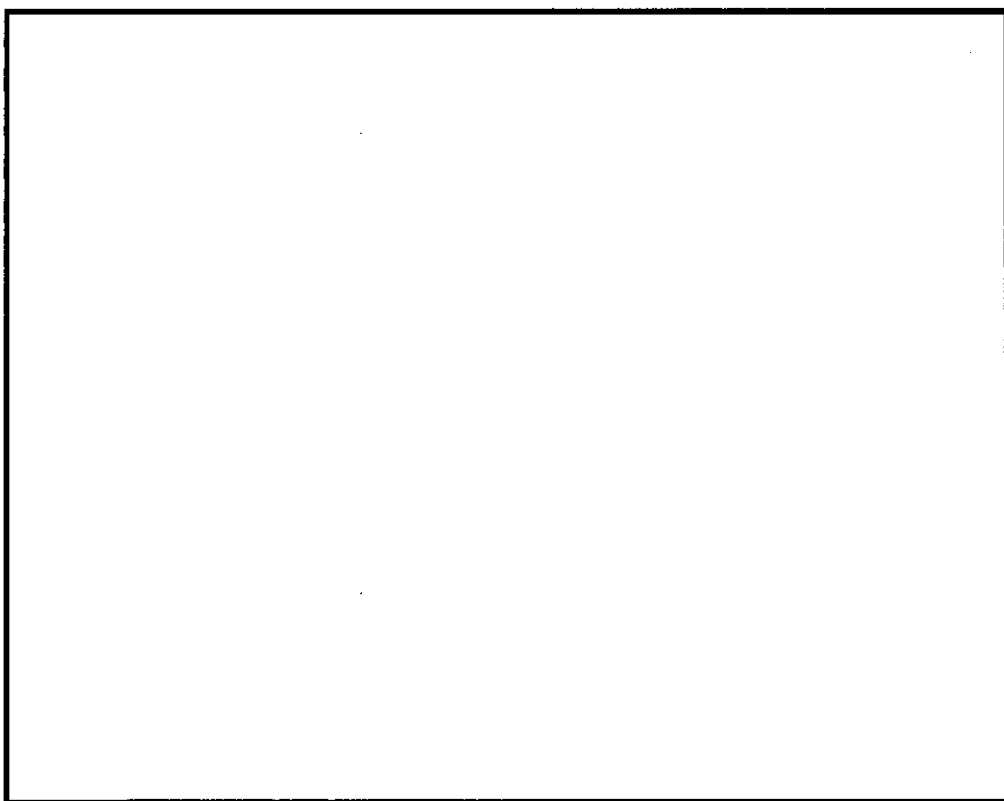


图 6.2—1 (8) 北基礎下部配筋要領図

表 6.2-4 (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						せん断補強鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋 径 (mm)	間隔 (mm)	段数	箇所	1 基当 り本数	断面積 A_s (mm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A_s (mm ²)	間隔 (mm)
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	150	2	2	660	1337820	D38	1	1	1140	300
			中央鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部 (T.P. -1.84m～ -13.155m)	D51	150	7	2	1736	3518872	D38 (帯鉄筋)	7	2	15960	300
				上部 (T.P. -13.155m ～-20.00m)	D51	150	7	2	1736	3518872	D38 (スターラップ)	6	1	6840	300
				中央 (T.P. -20.00m～ -34.00m)	D51	150	21	2	4092	8294484	D38	10	2	22800	300
				中央 (T.P. -34.00m～ -43.50m)	D51	150	21	2	4092	8294484	D38 (帯鉄筋)	19	2	43320	300
				下部	D51	150	3	2	792	1605384	D38 (帯鉄筋)	21	2	47880	300
											D38 (スターラップ)	2	1	2280	300
											D38	16	2	36480	300

表 6.2-4 (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						せん断補強鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋 径 (mm)	間隔 (mm)	段数	箇所	1 基当 り本数	断面積 A_s (mm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A_s (mm ²)	間隔 (mm)
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	150	2	2	660	1337820	—	—	—	—	—
			中央鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	150	7	2	1736	3518872	D38 (帯鉄筋)	7	2	15960	300
											D38 (スターラップ)	4	1	4560	300
				中央	D51	150	5	2	1280	2594560	D38 (帯鉄筋)	5	2	11400	300
											D38 (スターラップ)	18	1	20520	300
				下部	D51	150	3	2	792	1605384	D38 (帯鉄筋)	5	2	11400	300
											D38 (スターラップ)	18	1	20520	300

(4) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化に対する評価結果

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの接合面に生じるずれせん断力 V_B を設計せん断力とし、基礎の曲げによるせん断応力度により求める。せん断応力度は、検討ケース①～⑥を通した最大せん断力により算出する。

$$V_B = \frac{1}{2}(\tau_1 + \tau_2)\ell_1 b + \frac{1}{2}\tau_2\ell_2 b$$

ここで、

- V_B : 接合面区間に生じるせん断力
- τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
- ℓ_1, ℓ_2 : 各変化点間距離
- b : 単位幅

ずれせん断力 V_B の算定概念図を図 6.2-2 に、ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果を表 6.2-5 に示す。

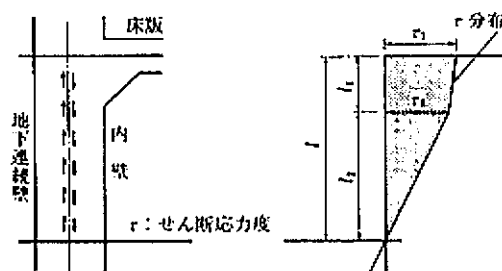


図 6.2-2 ずれせん断力の算定概念図

(「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」(土木学会, 2006 年制定))

表 6.2-5 (1) ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果 (南基礎)

標高 (T.P. m)		東西面				南北面			
		鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
南 上 部	-1.840	16998	3004	11878	0.26	8645	5319	5756	0.93
	-2.500	16925	3004	11926	0.26	8486	5319	5756	0.93
	-3.500	16724	3044	11938	0.26	8245	5319	5756	0.93
	-4.500	16497	3332	11933	0.28	8240	5455	5899	0.93
	-5.350	16265	3568	11902	0.30	8563	5759	6221	0.93
	-6.040	16082	3754	11881	0.32	8825	6006	6482	0.93
	-6.940	15872	3992	11873	0.34	9349	6417	6934	0.93
	-8.250	15496	4339	11813	0.37	10249	7026	7674	0.92
	-10.000	15019	4838	11751	0.42	11295	7689	8568	0.90
	-12.000	14455	5440	11667	0.47	12351	8341	9505	0.88
	-14.000	13909	6013	11595	0.52	13220	8874	10328	0.86
	-16.000	13383	6555	11536	0.57	13919	9381	11048	0.85
南 中 央	-18.000	12881	7062	11493	0.62	14643	10071	11782	0.86
	-20.000	19816	7528	16433	0.46	24383	10727	18008	0.60
	-22.000	19370	7924	16428	0.49	25465	11263	18960	0.60
	-24.000	18970	8306	16454	0.51	26470	12049	19866	0.61
	-26.025	18625	8117	16520	0.50	28369	12991	21320	0.61
	-27.975	18350	6506	16623	0.40	30069	13795	22642	0.61
	-29.450	18117	5666	16683	0.34	27826	13041	21793	0.60
	-30.500	17949	5169	16725	0.31	25723	12298	20366	0.61
	-31.530	17573	4582	16625	0.28	21434	10696	17905	0.60
	-33.030	16461	3663	16100	0.23	18719	8690	16742	0.52
	-35.000	11982	2538	13389	0.19	9944	6342	11418	0.56
	-37.000	20038	2571	19079	0.14	4422	4465	8349	0.54
	-39.000	25924	3260	23316	0.14	4136	3605	8542	0.43
	-41.000	30054	4008	26377	0.16	8862	3405	11645	0.30
-42.000	29774	4350	26336	0.17	8554	3623	11604	0.32	
-43.500	29354	4683	26275	0.18	9778	3950	12566	0.32	
南 下 部	-45.500	30374	4949	27252	0.19	11178	3967	13712	0.29
	-46.500	26775	5016	24988	0.21	9632	3953	12917	0.31
	-46.700	22176	5030	21936	0.23	7412	3950	11594	0.35

表 6.2-5 (2) ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果 (北基礎)

標高 (T.P. m)		東西面				南北面			
		鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
北 上 部	-1.840	25293	1836	17435	0.11	8868	3112	5892	0.53
	-2.500	25258	1836	17508	0.11	8661	3112	5862	0.54
	-3.500	25068	1938	17528	0.12	8343	3112	5815	0.54
	-4.500	24838	2069	17520	0.12	8022	3254	5767	0.57
	-5.500	24564	2192	17484	0.13	7695	3454	5715	0.61
	-6.500	24246	2329	17417	0.14	7754	3684	5898	0.63
	-7.500	23881	2494	17320	0.15	8066	3893	6234	0.63
	-8.525	23487	2650	17207	0.16	8297	4074	6526	0.63
	-9.650	23062	2818	17087	0.17	8603	4291	6877	0.63
北 中 央	-10.975	28063	3009	20632	0.15	11294	4468	8711	0.52
	-12.450	27382	3214	20393	0.16	11600	4642	9065	0.52
	-13.950	26596	3424	20086	0.18	12060	4817	9442	0.52
	-15.450	25589	3622	19632	0.19	12150	5014	9831	0.51
	-16.850	24390	3794	19035	0.20	12556	5273	10342	0.51
	-18.250	23178	3952	18428	0.22	12821	5460	10710	0.51
	-19.750	21523	4105	17540	0.24	13051	5642	11070	0.51
	-21.250	19607	4242	16477	0.26	13204	5801	11384	0.51
	-22.750	17426	4354	15236	0.29	13281	5937	11651	0.51
	-24.500	14928	4465	13820	0.33	13272	6065	11902	0.51
	-26.500	11141	4562	11577	0.40	13155	6178	12125	0.51
	-28.500	7769	4655	9138	0.51	13325	6379	12522	0.51
	-30.500	8033	4778	9593	0.50	13490	6578	12916	0.51
	-32.500	13882	4855	13449	0.37	13497	6730	13215	0.51
	-34.500	19788	4884	17339	0.29	15611	6827	14970	0.46
	-36.500	25688	4938	21583	0.23	19730	6808	17776	0.39
	-38.525	32605	5586	27722	0.21	24343	6790	20884	0.33
	-40.075	32428	6232	27831	0.23	24139	6793	20987	0.33
	-41.200	32289	6405	27903	0.23	23969	6700	21050	0.32
	-42.400	32121	6571	27967	0.24	23784	6858	21113	0.33
北 下 部	-43.850	14549	6786	16408	0.42	9169	7247	12352	0.59
	-45.700	14186	7069	16437	0.44	7650	7569	11698	0.65
	-47.700	13790	7369	16465	0.45	5558	7909	10717	0.74
	-49.700	13011	6693	16237	0.42	3441	6951	9718	0.72
	-51.775	11631	5248	15618	0.34	1508	6712	8837	0.76
	-52.700	9926	5287	14612	0.37	1459	6947	8851	0.79

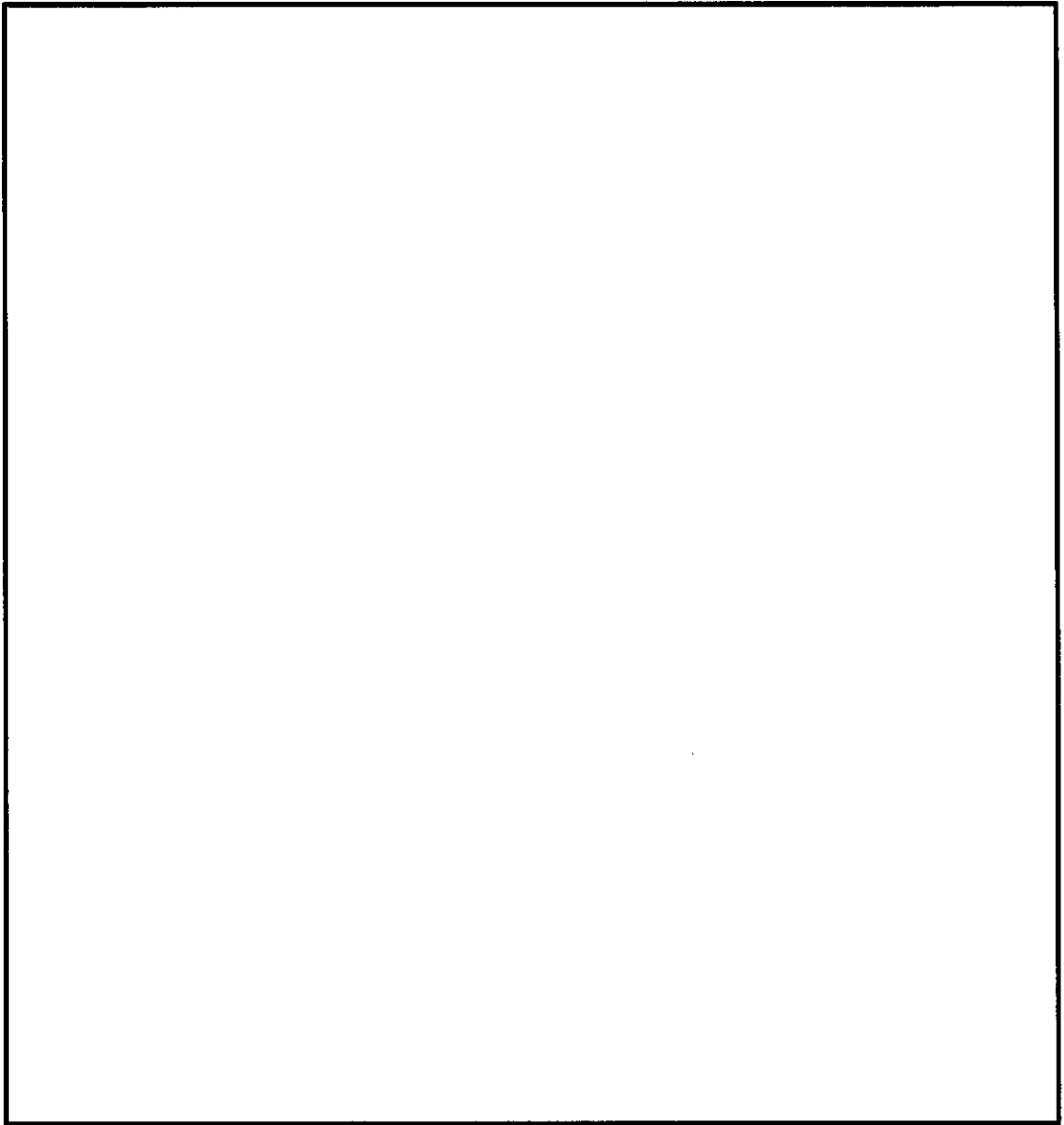


図 6.2-3 ジベル鉄筋の仕様及び配置図（南基礎・北基礎）

6.2.2 鋼製防護壁（上部構造）の評価結果

(1) 鋼製防護壁の評価結果

鋼製防護壁の板厚構成図を図 6.2-4 に示す。

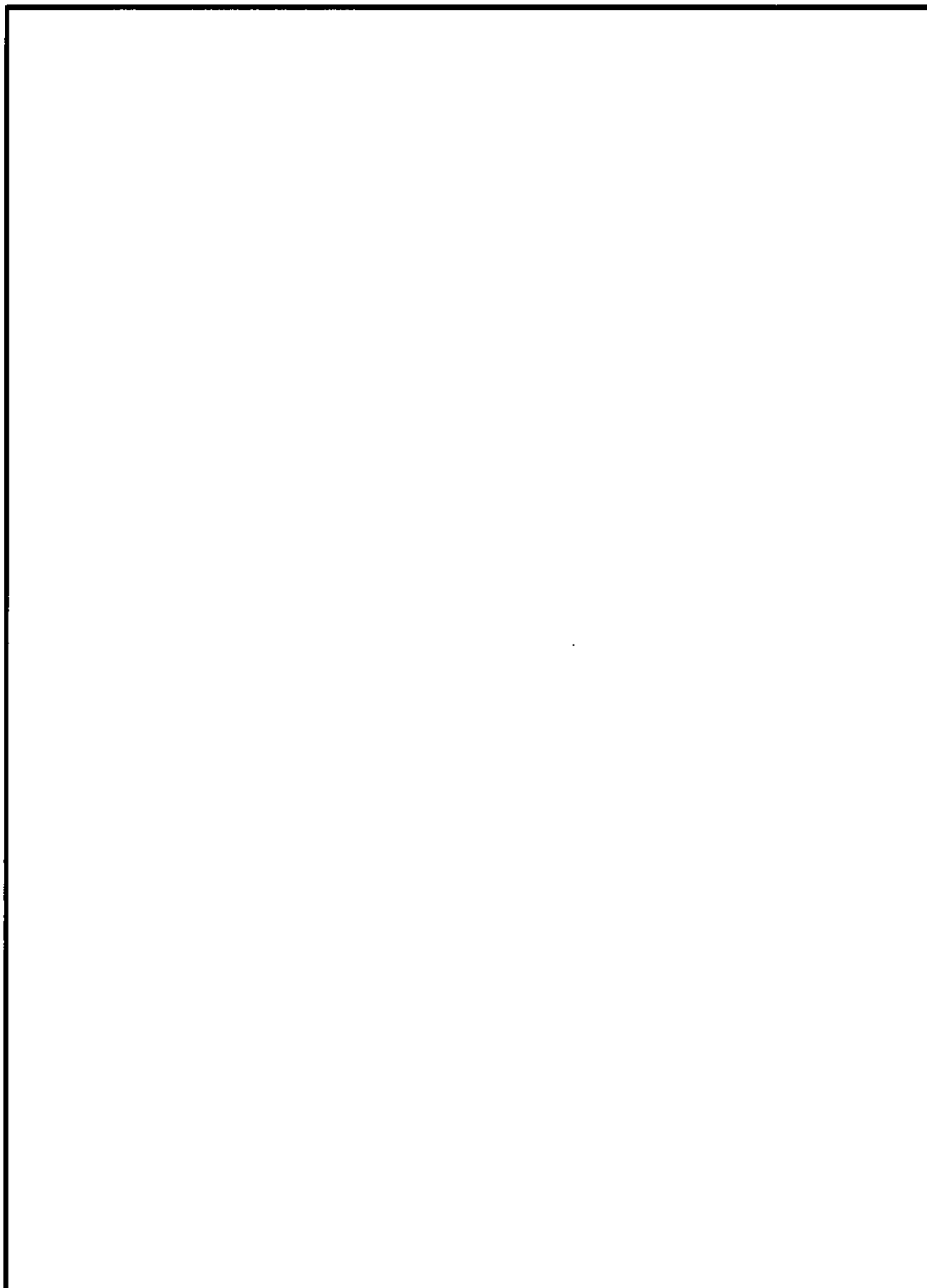


図 6.2-4 (1) 板厚構成図（その 1）

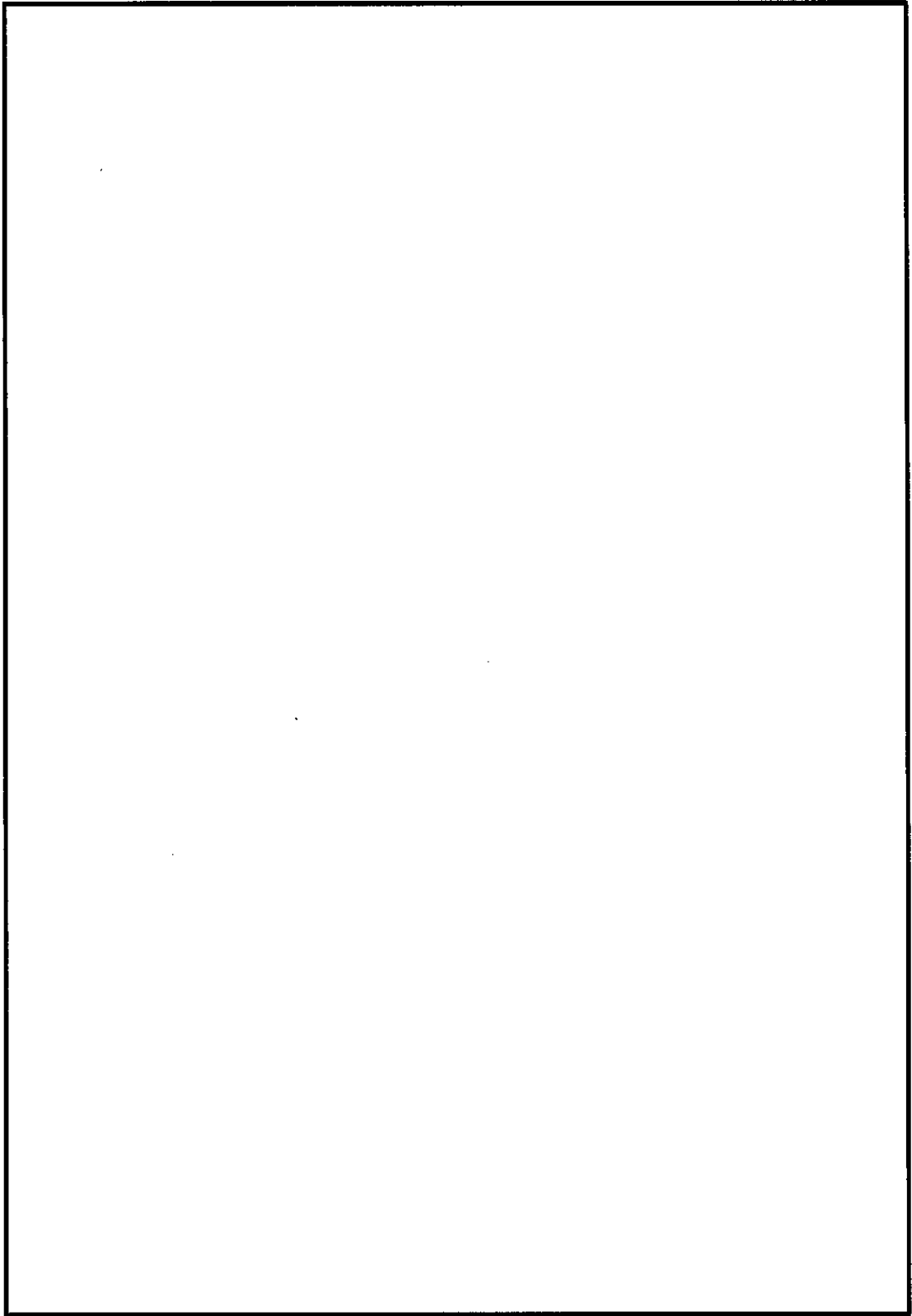


図 6.2-4 (2) 板厚構成図 (その 2)

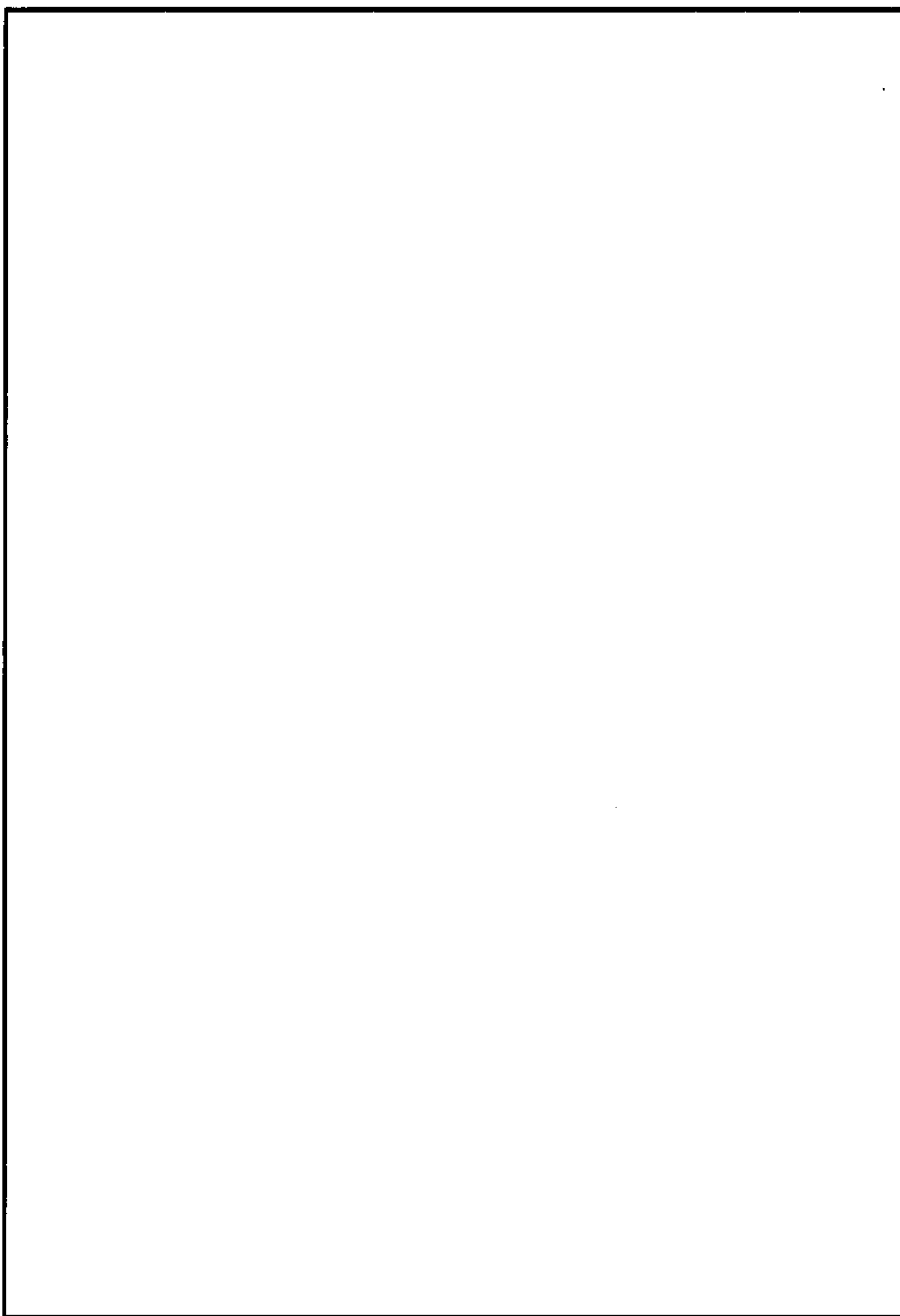


図 6.2-4 (3) 板厚構成図 (その 3)

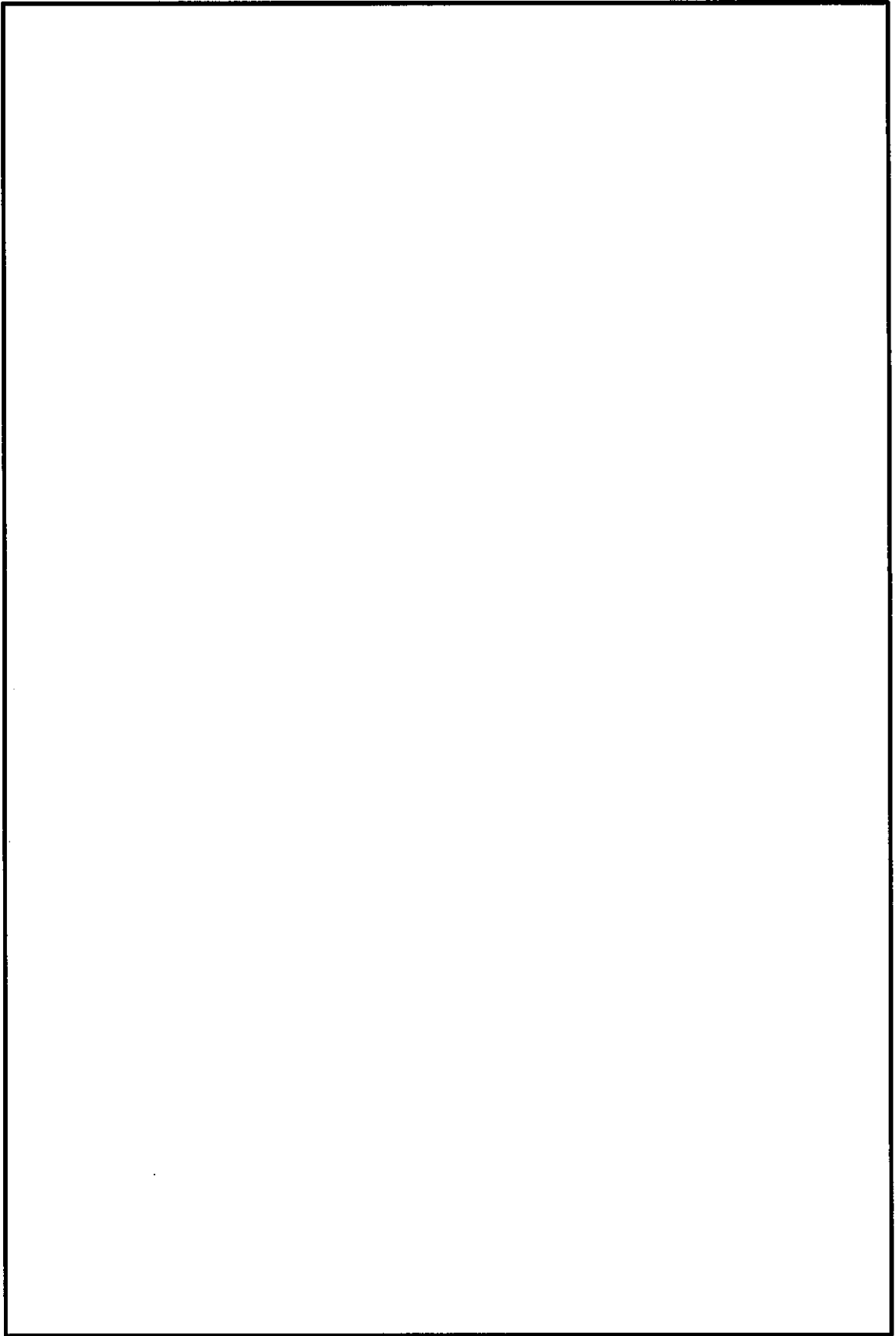


図 6.2-4 (4) 板厚構成図 (その 4)

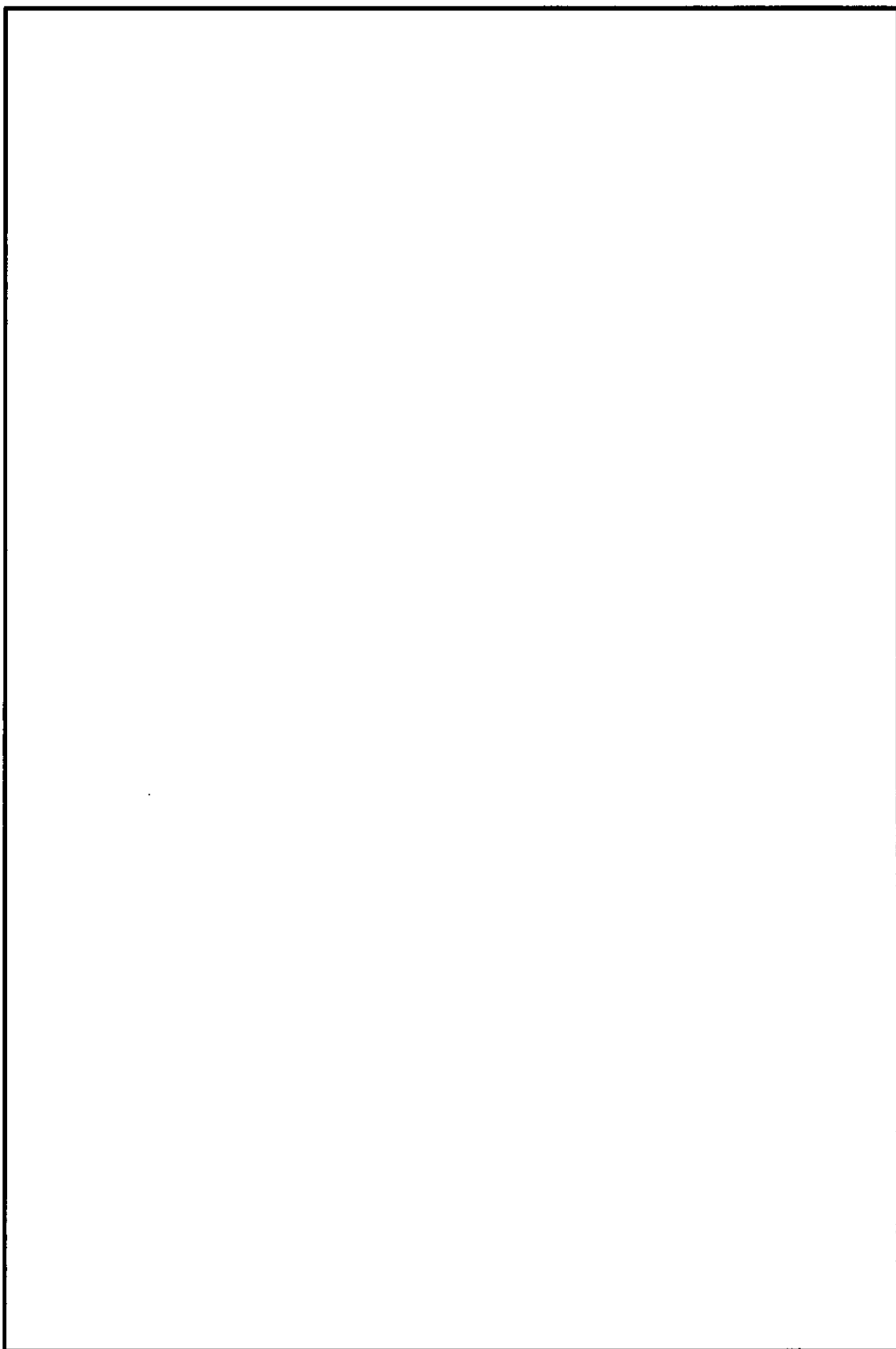


図 6.2-4 (5) 板厚構成図 (その 5)

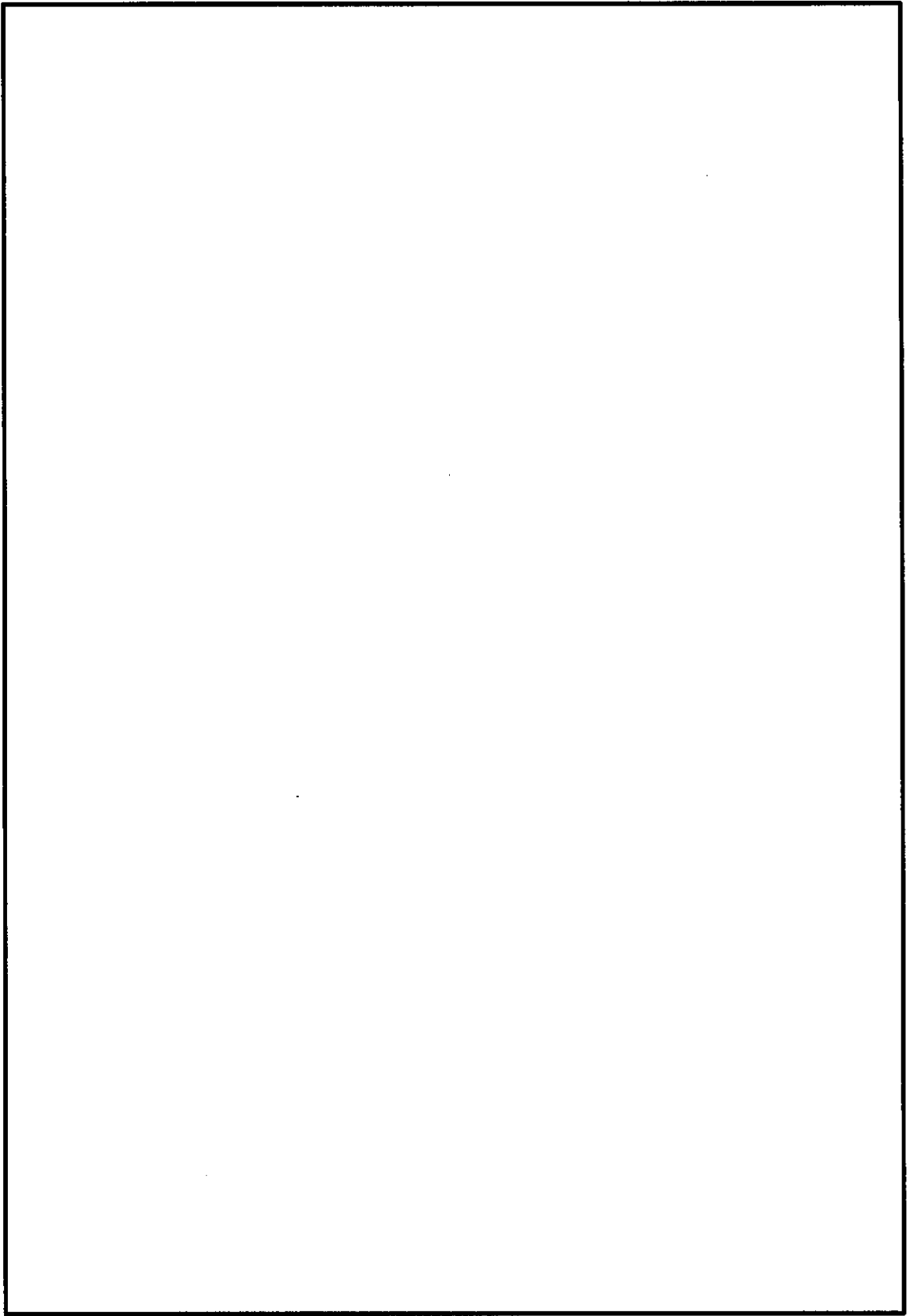


図 6.2-4 (6) 板厚構成図 (その 6)

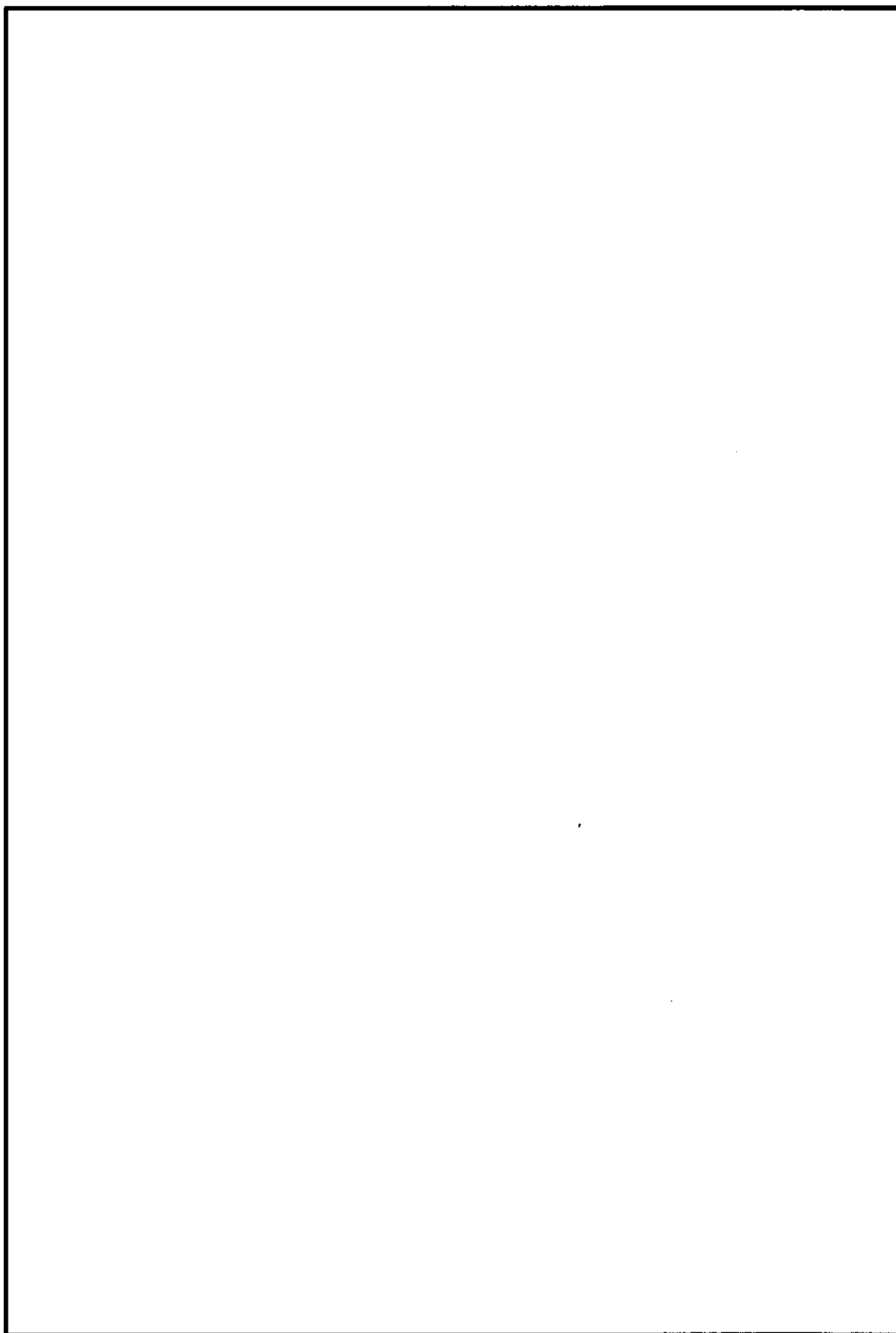


図 6.2-4 (7) 板厚構成図 (その 7)

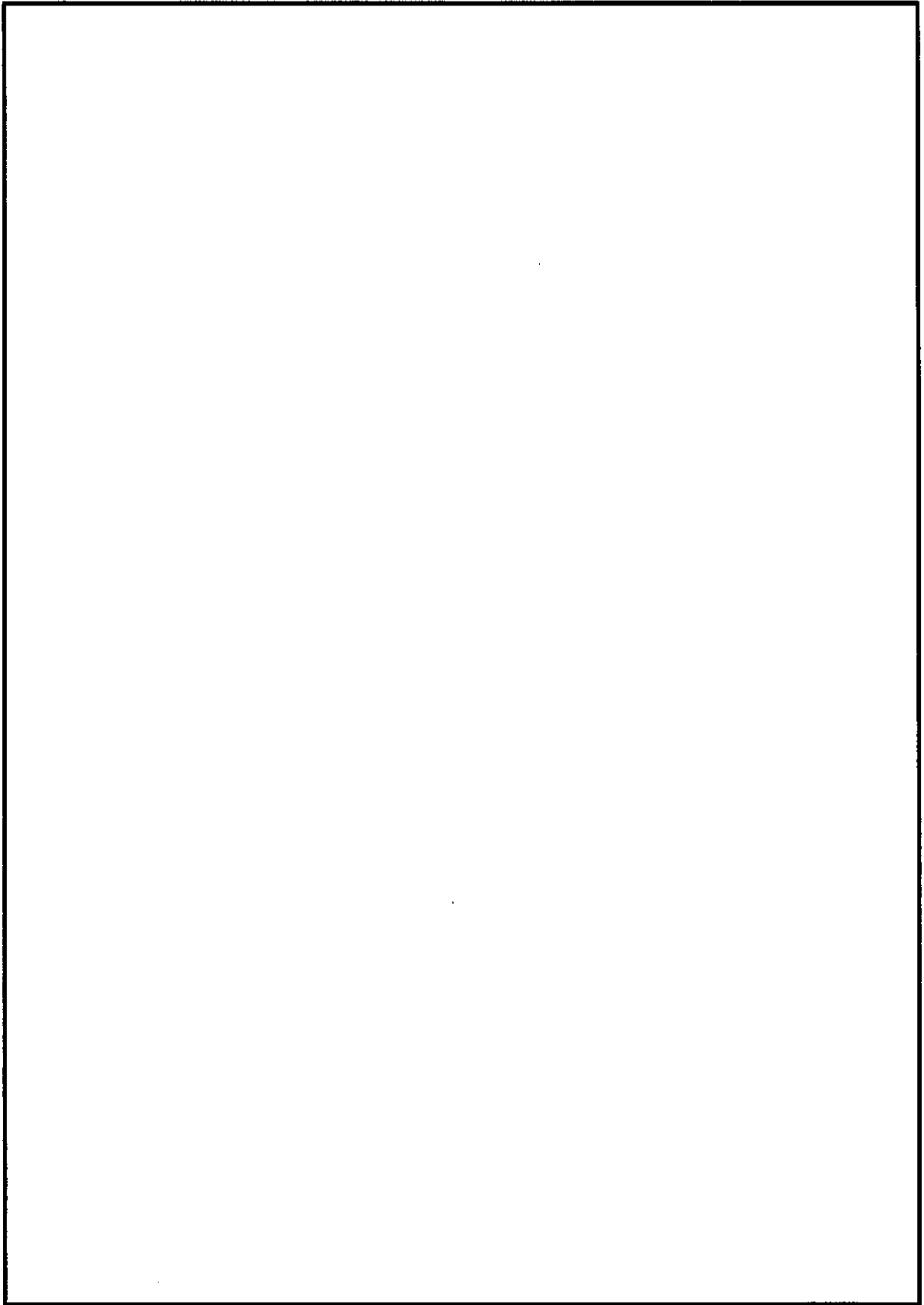


図 6.2-4 (8) 板厚構成図 (その 8)

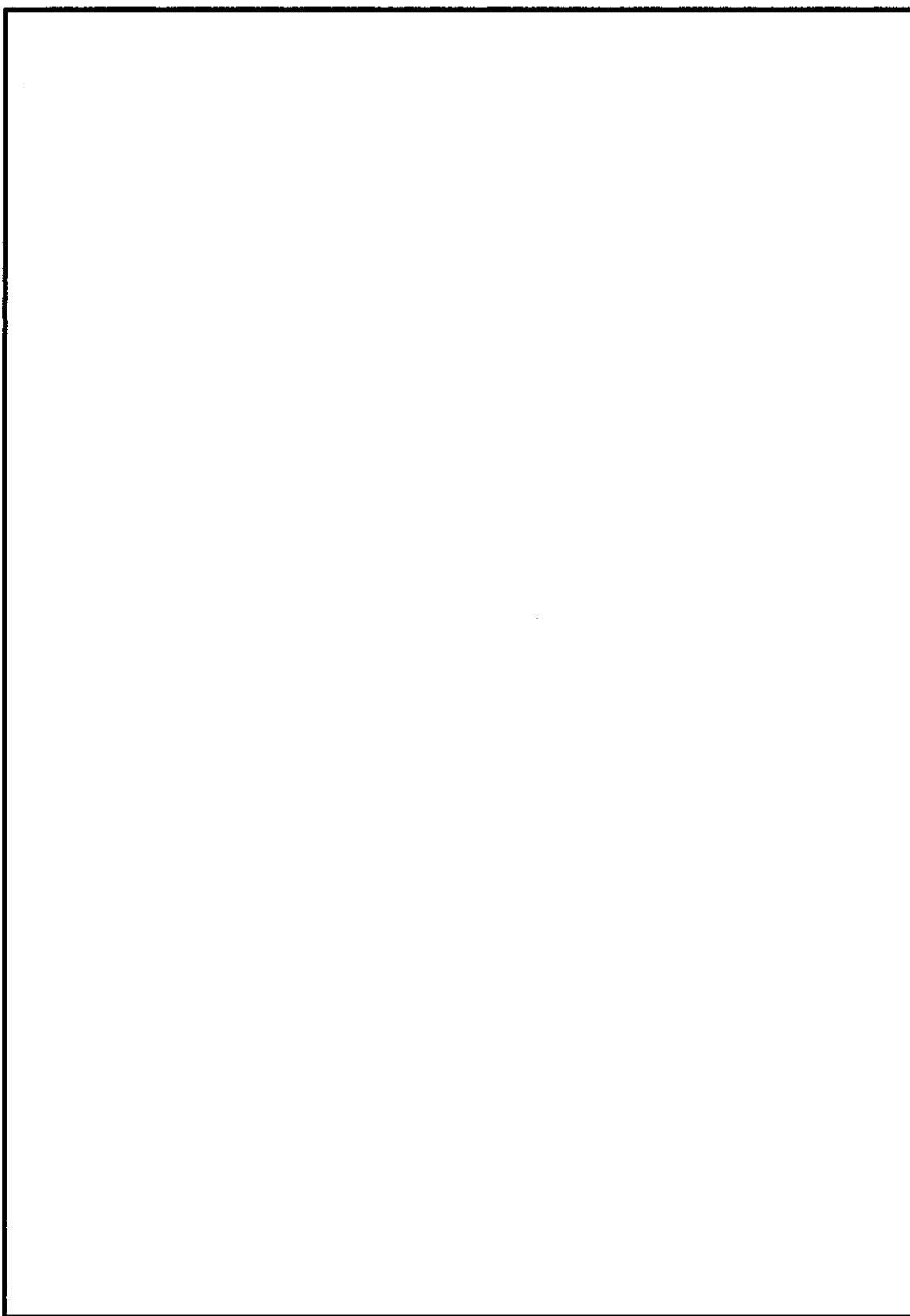


図 6.2-4 (9) 板厚構成図 (その 9)

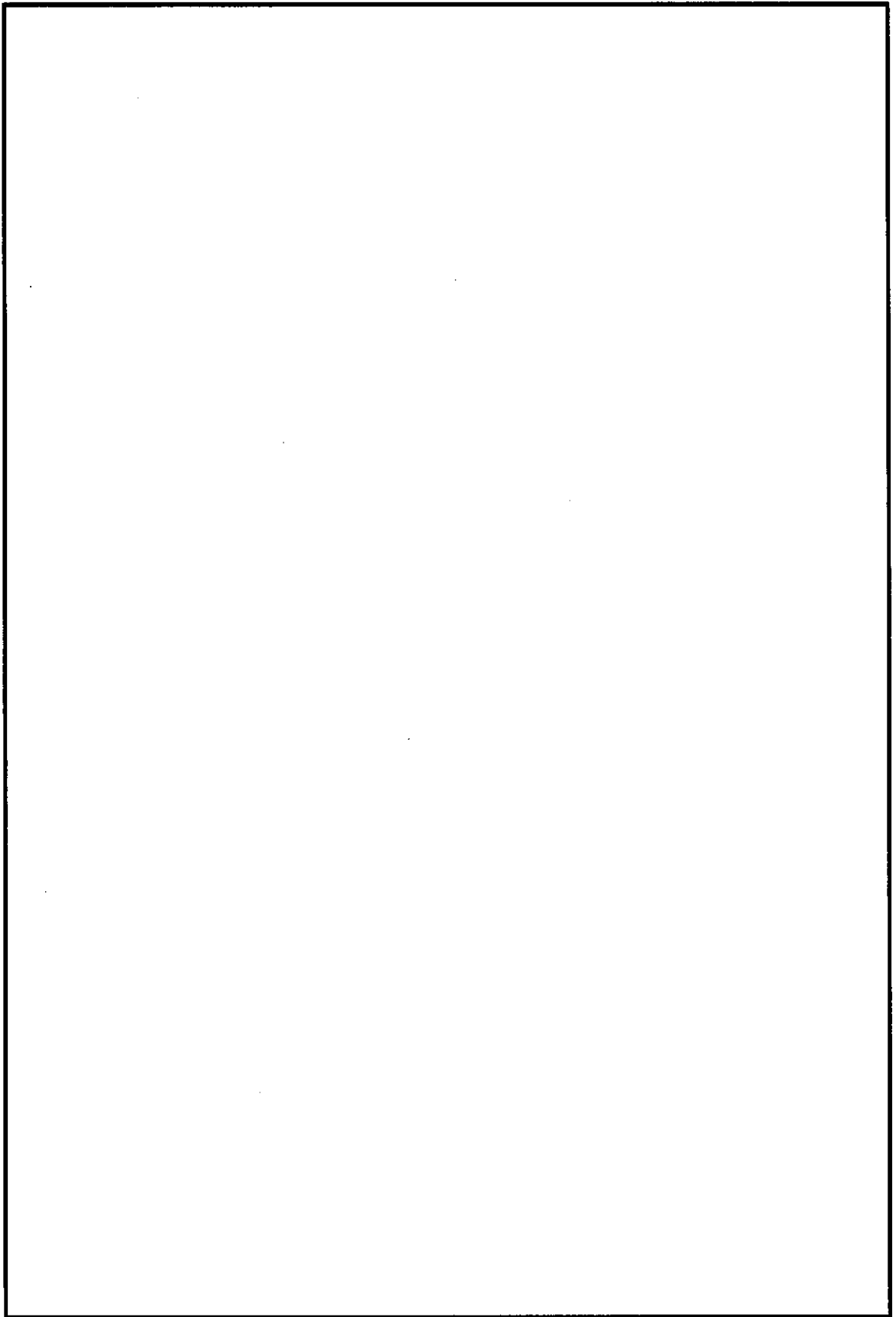


図 6.2-4 (10) 板厚構成図 (その 1 0)

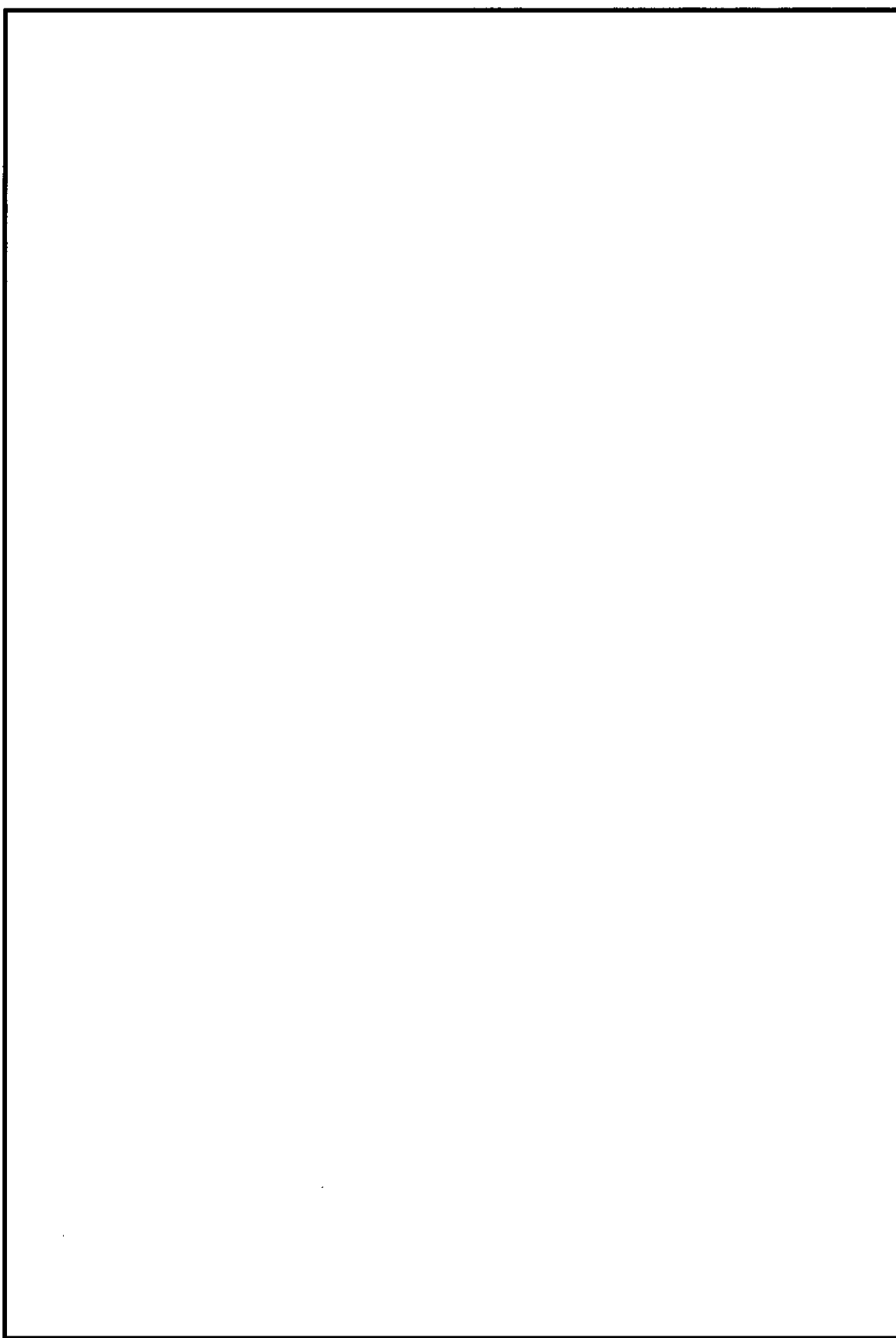


図 6.2-4 (11) 板厚構成図 (その 1 1)

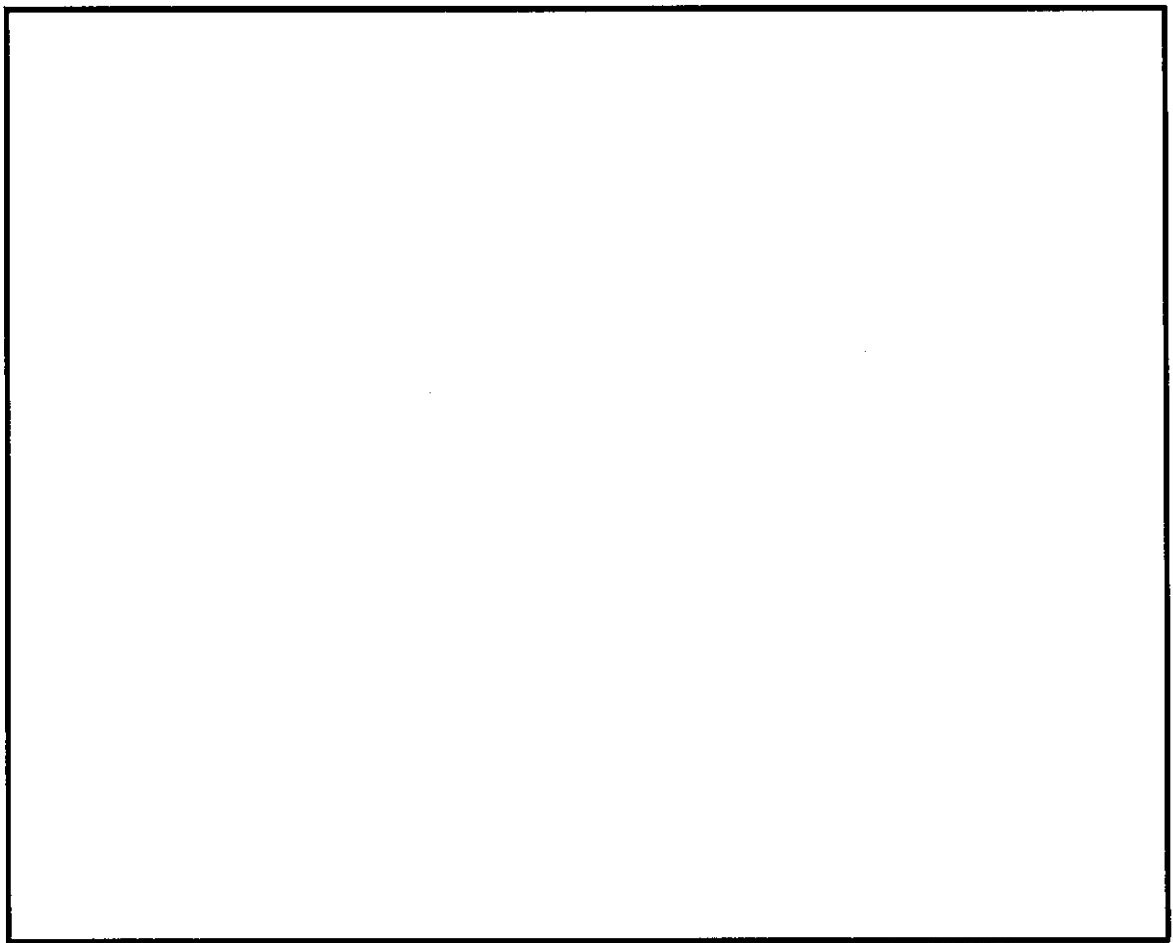


図 6.2-4 (12) 板厚構成図 (その 1 2)

(2) 外壁及び隔壁からなる主部材の評価結果

外壁及び隔壁からなる部材の評価結果を表 6.2-6 に示す。

外壁及び隔壁からなる部材の照査は、図 6.2-5 に示す 6 成分の断面力の絶対値が最大となる時刻における組合せに対して実施する。

各成分の最大応力発生個所を図 6.2-6 に示す。

表 6.2-6 外壁及び隔壁からなる主部材の評価結果

検討 ケース	地震動	応力成分	材質	発生応力度	許容限界	照査値*2
④	S _s -D 1	直応力度 σ (N/mm ²)	SBHS700	-513	615	0.83
		せん断応力度 τ (N/mm ²)	SBHS700	261	352.5	0.74
		合成応力度 k^{*1} (-)	SBHS700	0.57	1.2	0.48

注記 *1: 直応力度 $\sigma = M/Z + N/A$

せん断応力度 $\tau = Q/A_w$

合成応力度 $k = (\sigma/\sigma_u)^2 + (\tau/\tau_u)^2$

ここで、

M : 設計曲げモーメント (N・mm)

N : 設計軸力 (N)

Q : 設計せん断力 (N)

Z : 断面係数 (mm³)

A : 全断面積 (mm²)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)

σ_u : 許容引張応力度 (N/mm²)

τ_u : 許容せん断応力度 (N/mm²)

*2: 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査値

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

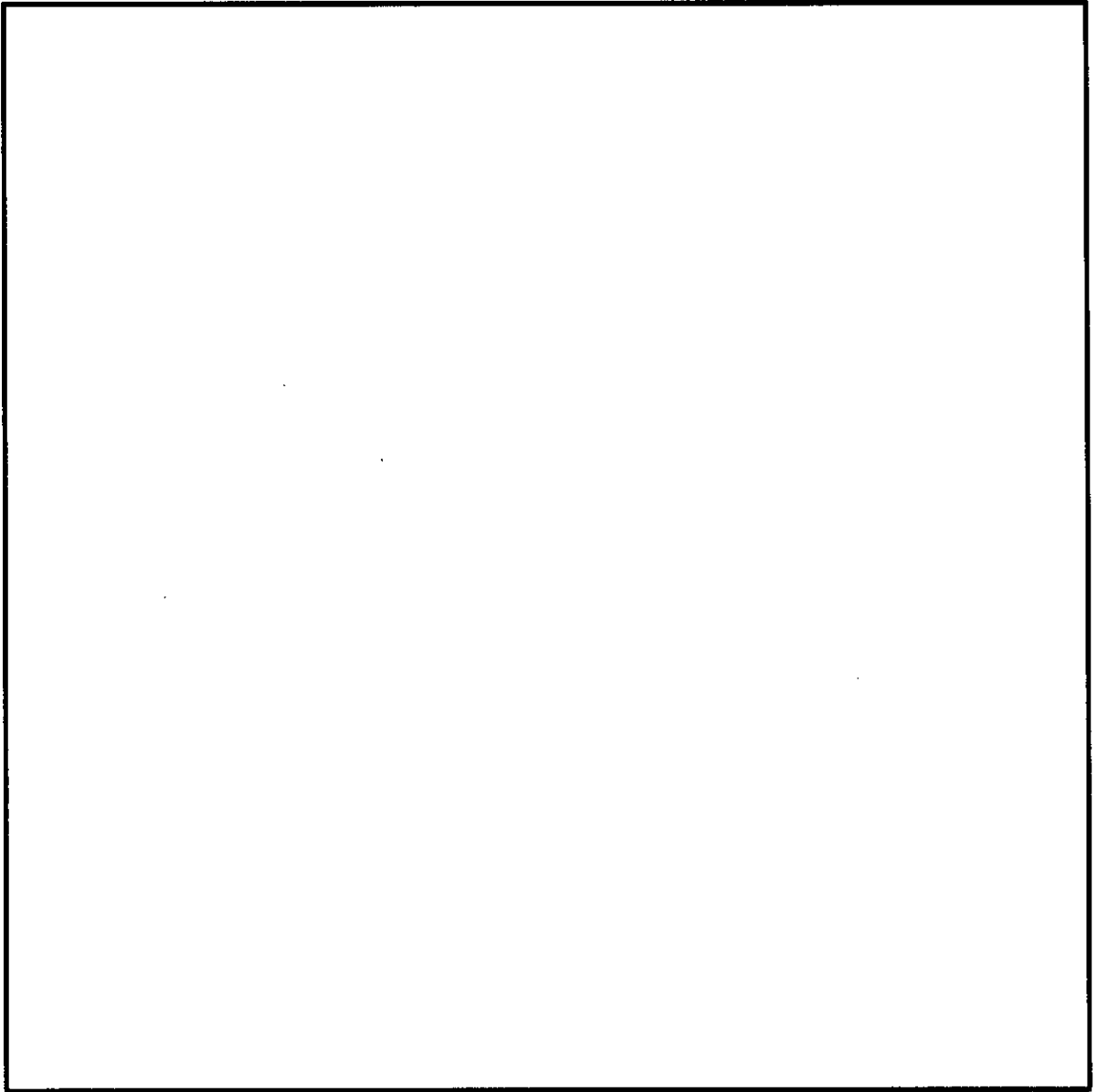


図 6.2－5 主部材の断面力

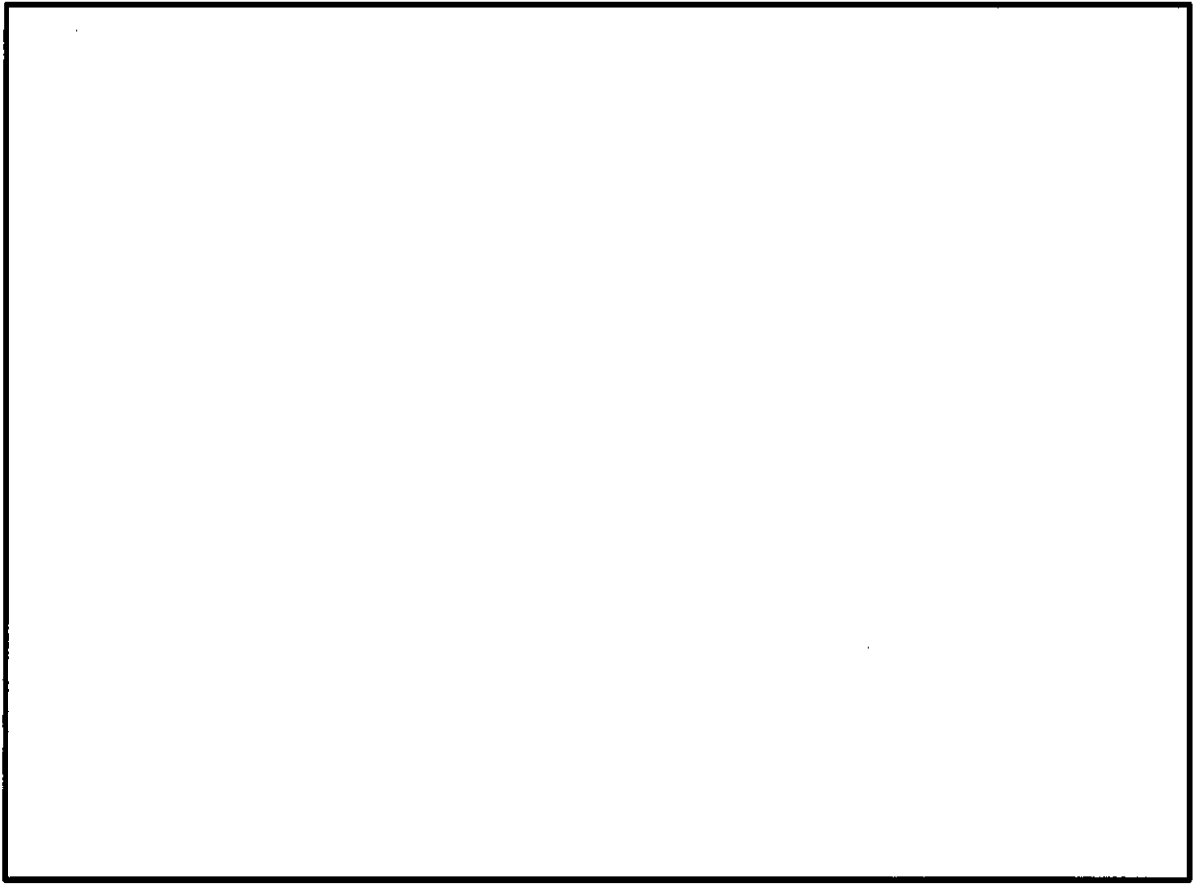


図 6.2—6 最大応力発生個所

(3) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部の評価結果

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足し合わ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 6.2-7 に、スタッドの仕様及び配置図を図 6.2-7 に示す。スタッドは、外面鋼板の内面及び鉛直隔壁の両面に配置する。

表 6.2-7 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評価結果

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	82362	13789	1701730	413256	1064040	164 mm 格子
東西面	56440	35771	824255	209573	1695270	148 mm 格子

注記 *：水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

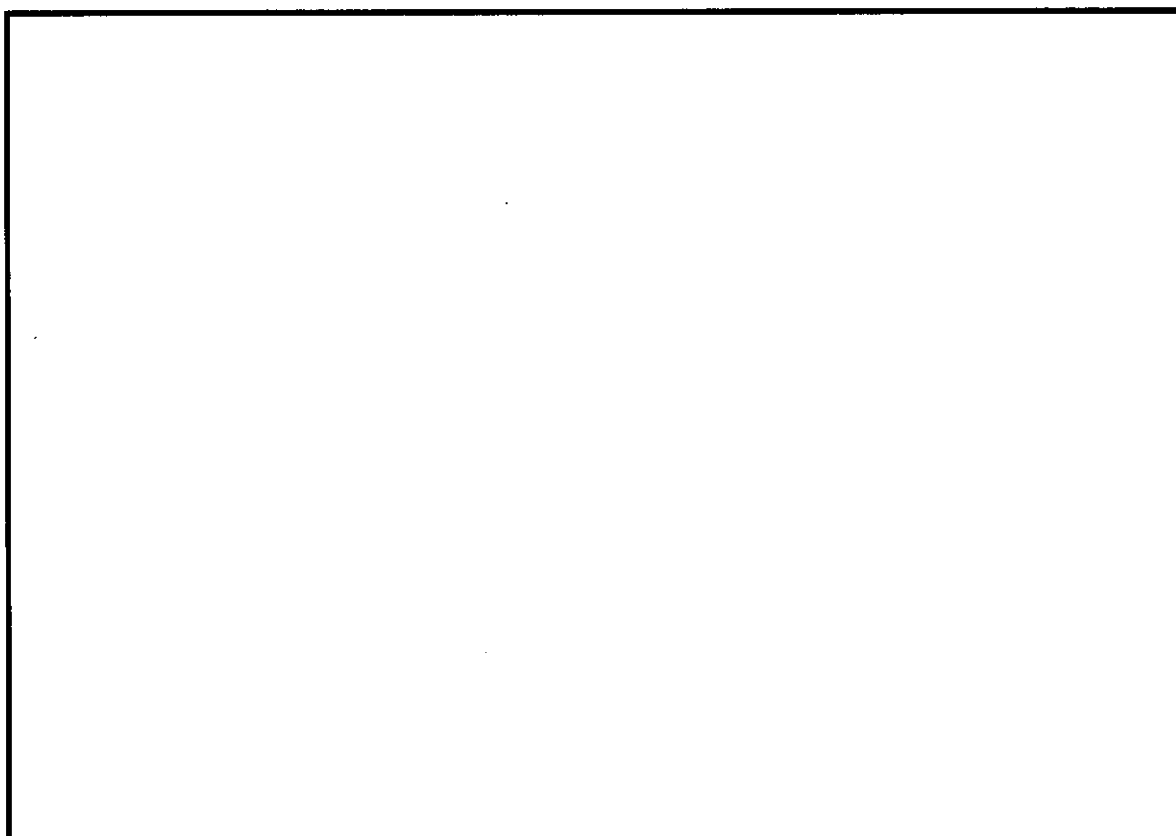


図 6.2-7 スタッドの仕様及び配置図

(4) 補剛材の評価結果

「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（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。

主構断面となる隔壁は，「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（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。

補剛材の例を図 6.2-8 に，主部材に対する補剛材の評価結果を表 6.2-8 に示す。

a. 縦リブの必要断面積

$$A L_{\text{req}} = b \cdot t / (10 \cdot n)$$

b. 縦リブの必要剛度

$$I L_{\text{req}} = b \cdot t^3 / 11 \cdot \gamma L_{\text{req}}$$

c. 横リブの必要剛度

$$I c_{\text{req}} = (b \cdot t^3 / 11) \cdot (1 + n \cdot \gamma L_{\text{req}}) / (4 \cdot \alpha^3)$$

d. 縦リブの必要剛度比

($\alpha \leq \alpha_0$ かつ横リブの剛度が $I c_{\text{req}}$ を満足する場合)

$$\gamma L_{\text{req}} = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n \cdot (t_0 / t)^2 \cdot (1 + n \cdot \delta L) - (\alpha^2 + 1)^2 / n \quad (t \geq t_0)$$

$$\gamma L_{\text{req}} = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n \cdot (1 + n \cdot \delta L) - (\alpha^2 + 1)^2 / n \quad (t < t_0)$$

(上記以外の場合)

$$\gamma L_{\text{req}} = \left[\left\{ 2 \cdot n^2 \cdot (t_0 / t)^2 \cdot (1 + n \cdot \delta L) - 1 \right\}^2 - 1 \right] / n \quad (t \geq t_0)$$

$$\gamma L_{\text{req}} = \left[\left\{ 2 \cdot n^2 \cdot (1 + n \cdot \delta L) - 1 \right\}^2 - 1 \right] / n \quad (t < t_0)$$

ここで，

t : 補剛材の板厚 (mm)

b : 補剛材の全幅 (mm)

a : 横リブ間隔 (mm)

n : パネルが縦リブによって区切られる数

α : 補剛材の縦横寸法比

α_0 : 限界縦横寸法比

δL : 縦リブ 1 個の断面積比

γL : 縦リブの剛比

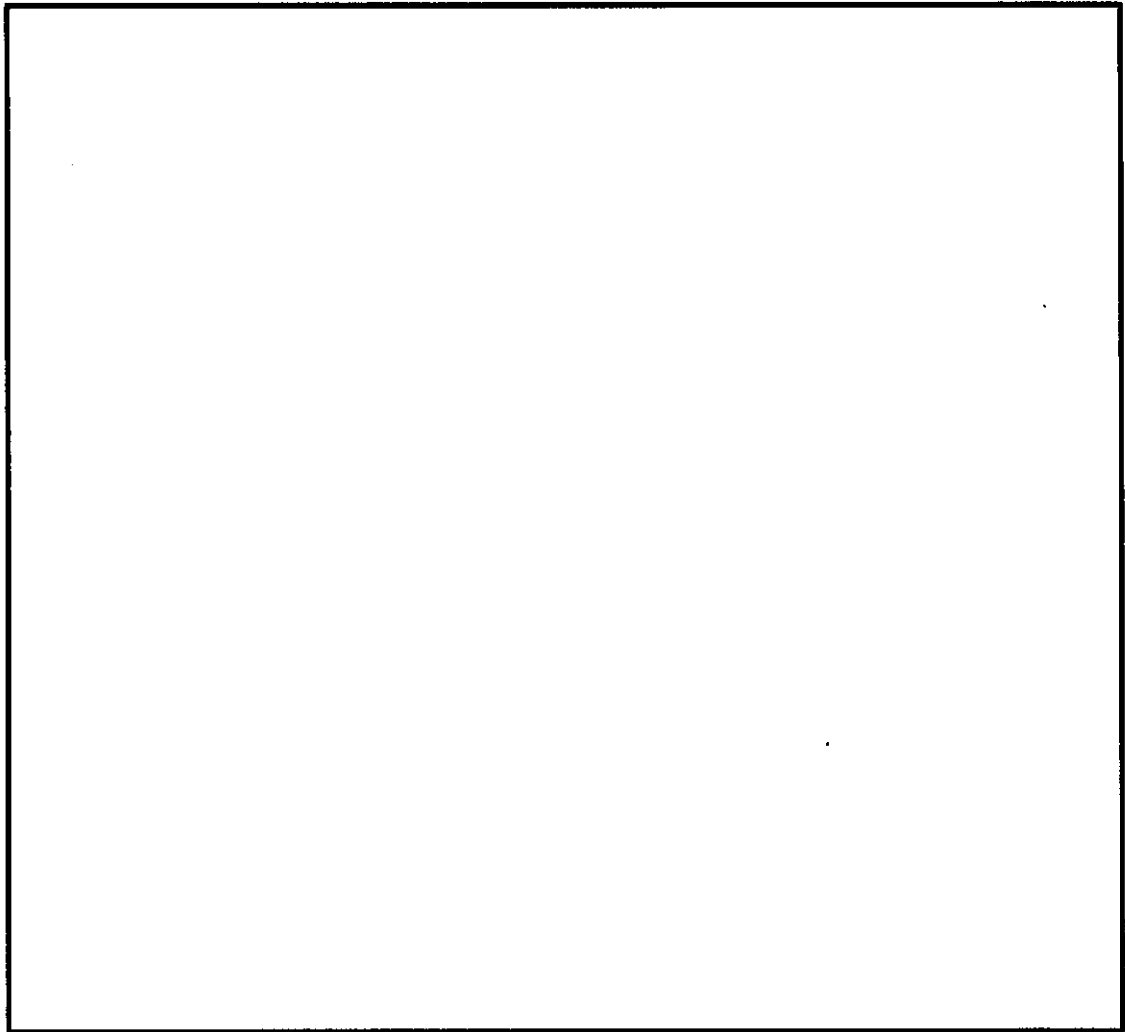
t_0 : 「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」表-4.2.6 に示す板厚 (mm)

f : 応力勾配による係数 ($= 1$)

A_L : 縦リブ 1 本の断面積 (mm^2)

I_L : 縦リブ 1 本の断面 2 次モーメント (mm^4)

I_o : 横リブ 1 本の断面 2 次モーメント (mm^4)



(A-A断面図)

図 6.2-8 補剛材の一例

表 6.2-8 (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	SBHS700	65	断面積 (cm ²)	31.42	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	18506	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
Z0-Z1	SBHS500	40	断面積 (cm ²)	19.33	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14583	37137
Z0-Z1	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14106	37137
Z0-Z1	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	12.08	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z1-Z2	SBHS700	65	断面積 (cm ²)	35.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	26483	37137
Z1-Z2	SBHS700	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	27226	37137
Z1-Z2	SBHS500	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	17224	37137
Z1-Z2	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	17048	37137
Z1-Z2	SBHS500	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	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	SBHS700	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	25715	37137
Z2-Z3	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15771	37137
Z2-Z3	SBHS500	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	SBHS700	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	25715	37137
Z3-Z4	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	20475	37137

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

表 6.2-8 (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*
Z3-Z4	SBHS700	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	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	21515	37137
Z4-Z5	SBHS700	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	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	16529	37137
Z5-Z6	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11155	37137
Z5-Z6	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	19971	37137
Z5-Z6	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z6-Z7	SBHS700	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z6-Z7	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	15.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15487	37137
Z6-Z7	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	12.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15480	37137
Z6-Z7	SBHS500	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	7354	37137
Z6-Z7	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137
Z6-Z7	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137
Z7-Z8	SBHS700	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z7-Z8	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z7-Z8	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

表 6.2-8 (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*
Z7-Z8	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137
Z8-Z9	SBHS500	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z8-Z9	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z8-Z9	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137
Z8-Z9	SM490Y	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z8-Z9	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

6.2.3 鋼製防護壁（接合部）の評価結果

(1) 接合部の耐震評価に用いる断面力

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 6.2-9 に示す。断面力の概念図を図 6.2-9 に示す。

表 6.2-9 接合部の耐震評価に用いる断面力

検討 ケース	地震動	基礎	着目 ケース	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)	M_z (kN・m)	N (kN)	S_x (kN)	S_y (kN)
④	S_s-D1	南基礎	M_x 最大	425777	115750	1604060	-33686	-16271	-75002
			M_y 最大	209573	1695270	824255	-99017	-35771	-56440
			N最大	248351	-1292400	962256	21361	23568	-38649
			M_z 最大	329605	55776	1771840	-27421	3284	-62178
			S_x 最大	52034	-554627	350075	-10099	27173	-11958
			S_y 最大	-135156	-656346	-114529	-17658	387	7203
			M_x 最小	-157239	-246197	-475350	-28550	-4865	6573
			M_y 最小	231748	-1314710	908136	18404	17897	-37908
			N最小	209573	1695270	824255	-99017	-35771	-56440
			M_z 最小	-137373	-351614	-512399	-23259	-12639	3953
			S_x 最小	327399	1057290	1110440	-71646	-38744	-72042
			S_y 最小	413256	1064040	1701730	-58988	-13789	-82362
		北基礎	M_x 最大	335341	112082	-732957	-25970	5134	-55772
			M_y 最大	-15377	1470430	476905	25875	-751	-1342
			N最大	-15377	1470430	476905	25875	-751	-1342
			M_z 最大	-291396	-137044	1618110	-40915	9459	37447
			S_x 最大	-5532	-91369	-123944	-54065	38008	-12484
			S_y 最大	-347773	-861626	1381160	-60866	4267	40547
			M_x 最小	-356479	-544798	1246350	-52231	18786	39165
			M_y 最小	-186974	-1536860	690446	-95001	16051	8169
			N最小	-186974	-1536860	690446	-95001	16051	8169
			M_z 最小	319354	71379	-785445	-32150	16996	-52409
			S_x 最小	-63475	785000	1011720	439	-17050	2730
			S_y 最小	335341	112082	-732957	-25970	5134	-55772

注記 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 (N) は引張：+

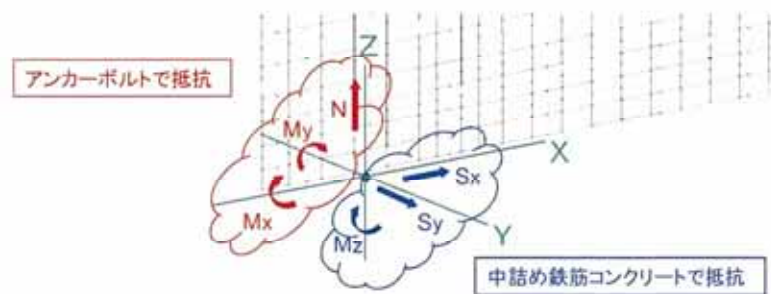


図 6.2-9 接合部の断面力

(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 6.2-10 に、アンカーボルトの仕様を図 6.2-10 に、配置を図 6.2-11 (1) に示す。

アンカーボルトの照査は、曲げモーメント M_x 、 M_y 及び軸力 N の絶対値が最大となる時刻の断面力の組合せに対して実施する。

表 6.2-10 アンカーボルトの照査結果

検討 ケース	地震動	基礎	アンカーボルト		
			引張応力度 (N/mm ²)		照査値*
			発生応力度	短期許容応力度	
④	S _s -D1	南基礎	64	315.0	0.21
			286	315.0	0.91
			257	315.0	0.82
			40	315.0	0.13
			257	315.0	0.82
			285	315.0	0.91
		北基礎	53	315.0	0.17
			298	315.0	0.95
			298	315.0	0.95
			98	315.0	0.32
			229	315.0	0.73
			229	315.0	0.73

注記 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

*：水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時時刻の断面力の組合せを用いた照査値

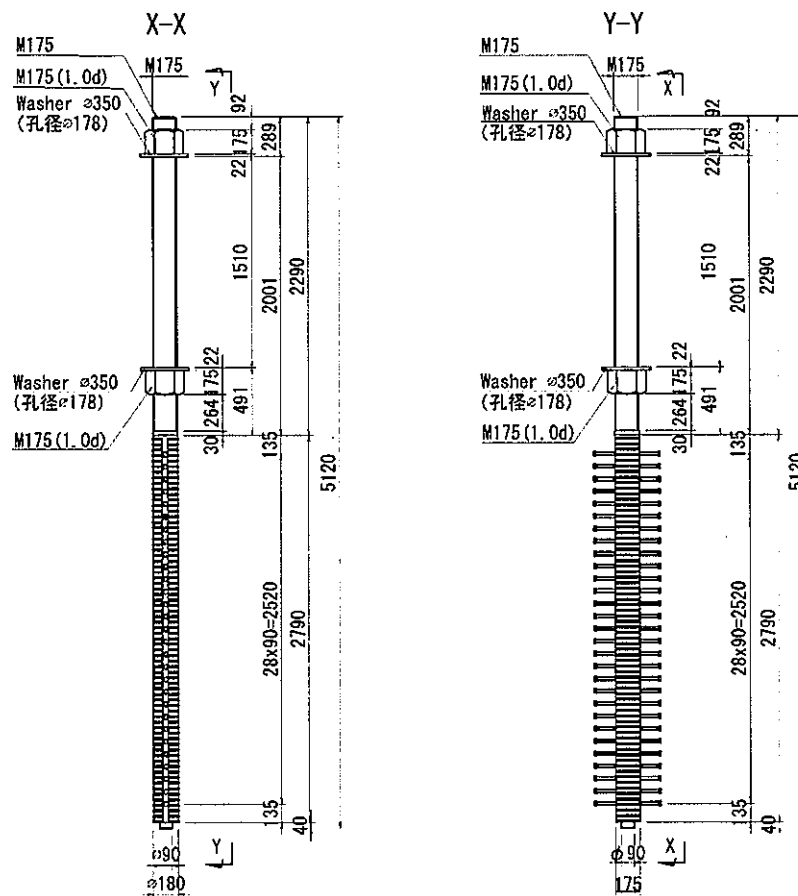


図 6.2-10 アンカーボルトの仕様

(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 6.2-11 に示す。

表 6.2-11 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

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査値

(4) アンカーボルトのコーンせん断力の評価結果

アンカーボルトのコーンせん断力に対する評価結果を表 6.2-12 に示す。

表 6.2-12 アンカーボルトのコーンせん断力

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	1.409	0.825	0.996	3321	6756	0.50
北基礎	1.584	0.825	1.171	3905	6756	0.58

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査値

(5) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力の評価結果

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 6.2-13 に示す。

表 6.2-13 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*2
南基礎	頂版 鉄筋コンクリート	82362	6975*1	10-D38@200*3 13-D25@200*3	17987	0.39
	中詰め 鉄筋コンクリート	82362	4905*1	14-D35@200	13392	0.37
北基礎	頂版 鉄筋コンクリート	55772	6975*1	10-D38@200*3 13-D25@200*3	17987	0.39
	中詰め 鉄筋コンクリート	55772	4905*1	14-D35@200	13392	0.37

注記 *1 : 最小鉄筋量

*2 : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査値

*3 : 3 次元解析の結果を踏まえて安全余裕を高める目的で鉄筋量を増加する。

(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の評価結果

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 6.2-14 に示す。

表 6.2-14 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	1771840	2-D38@200 2-D35@200 2-D25@200	188	435	0.44	9-D51	64	435	0.15
	中詰め 鉄筋 コンク リート	1771840	7-D38@200	267	435	0.62	7-D51	153	435	0.36
北 基 礎	頂版 鉄筋 コンク リート	1618110	2-D38@200 2-D35@200 2-D25@200	172	435	0.40	9-D51	59	435	0.14
	中詰め 鉄筋 コンク リート	1618110	7-D38@200	244	435	0.57	7-D51	140	435	0.33

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査値

(7) アンカーボルトの配置，頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図

アンカーボルトの配置，頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図を図 6.2-11 に示す。

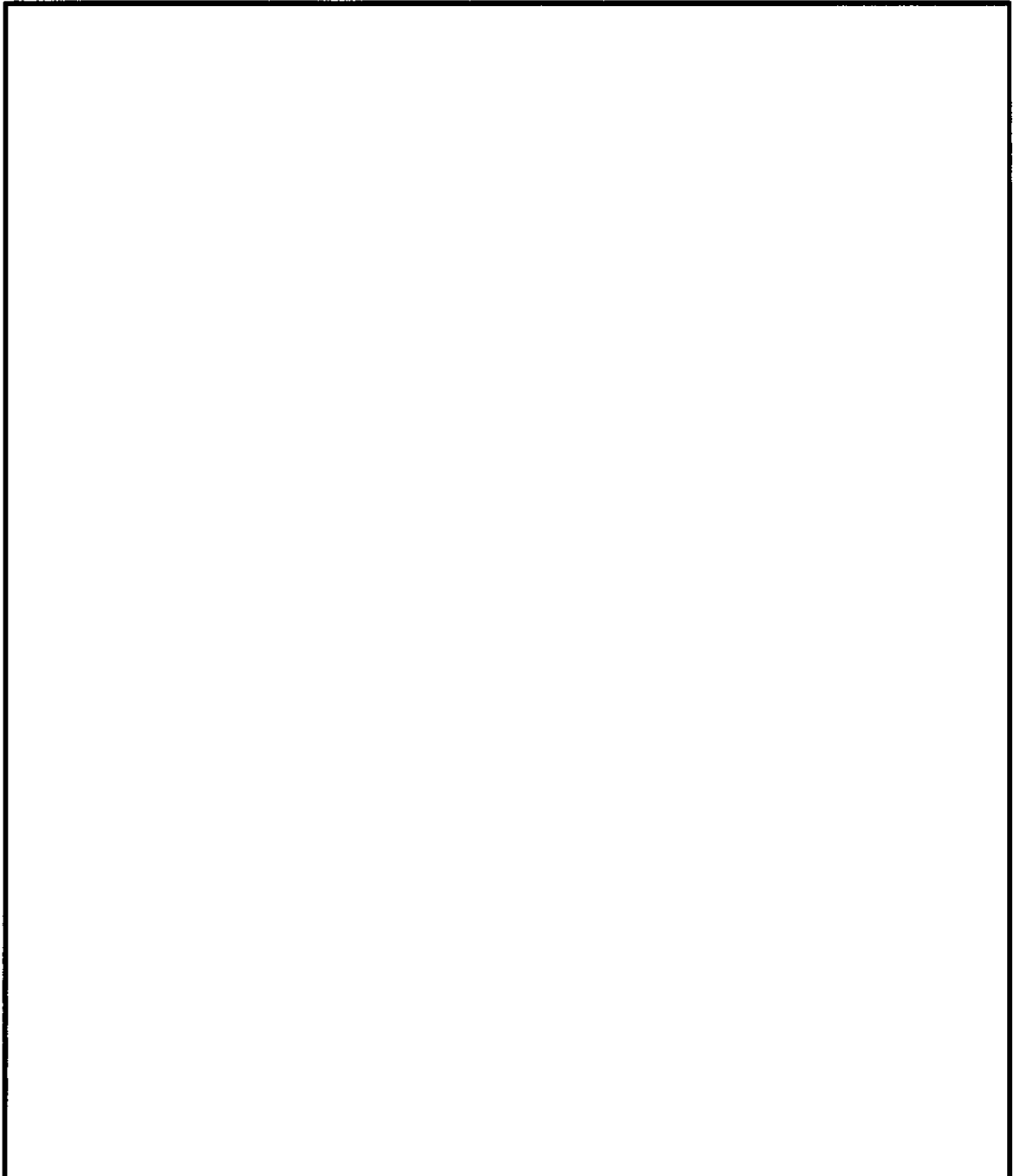


図 6.2-11 (1) アンカーボルトの配置，頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図

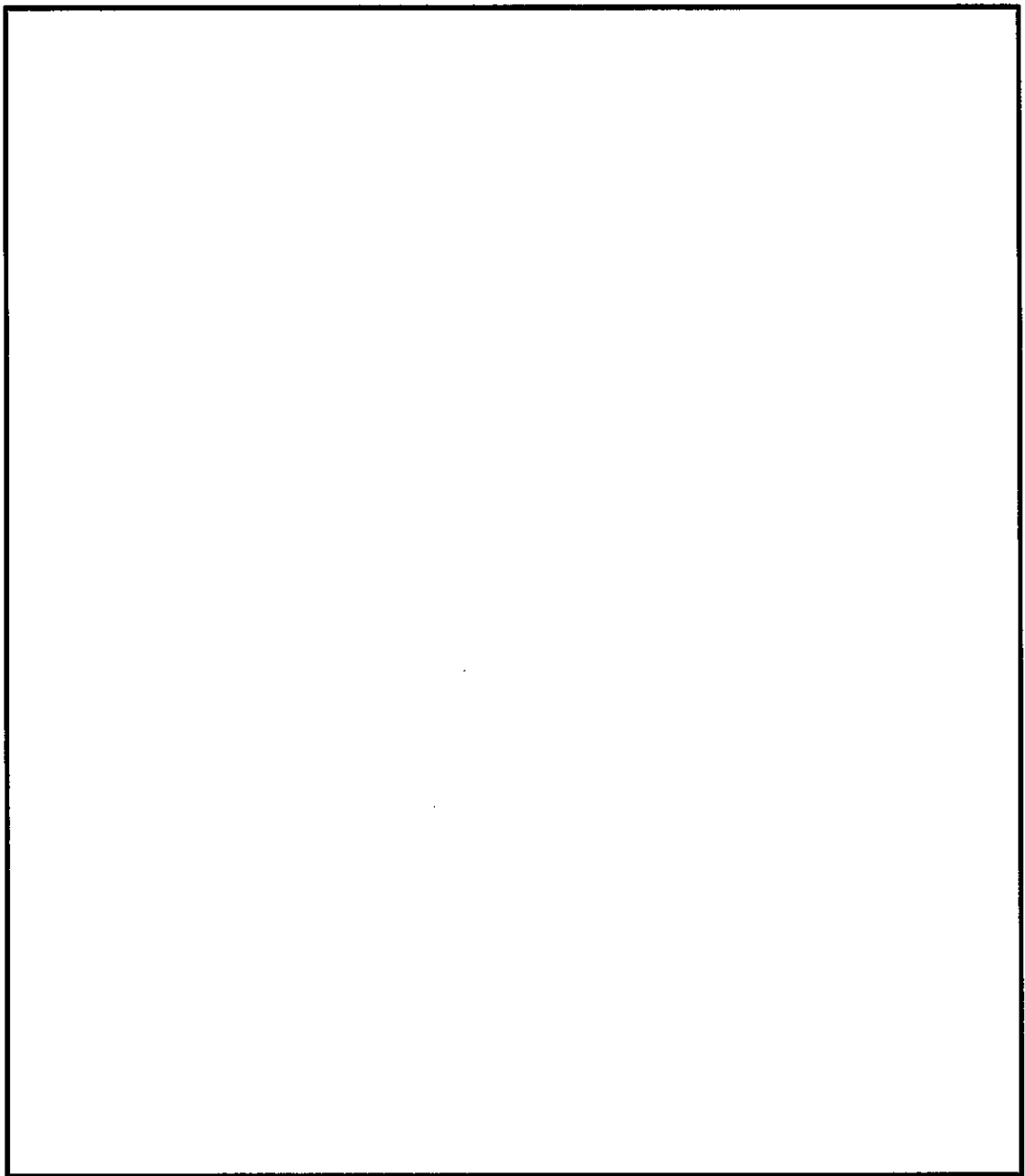


図 6.2-11 (2) 中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図

(8) 鋼製防護壁（接合部）の設計の妥当性について

鋼製防護壁（接合部）におけるアンカーボルト，頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの設計について，3次元解析にて妥当性を確認した。

6.2.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤の支持性能評価

支持性能評価結果を表 6.2-15 に、基礎地盤による接地圧分布を図 6.2-12, 図 6.2-15, 図 6.2-14 及び図 6.2-15 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 $S_s-D1 [H+, V+]$ (検討ケース①, ①-①断面) で 2701 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 $S_s-D1 [H+, V-]$ (検討ケース④, ①-①断面) 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、鋼製防護壁の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有することを確認した。

表 6.2-15 (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)
①	S _s -D 1	H+, V+	2701	5991
		H+, V-	2603	5991
		H-, V+	2541	5991
		H-, V-	2493	5991
	S _s -1 1		2083	5991
	S _s -1 2		2266	5991
	S _s -1 3		2218	5991
	S _s -1 4		2140	5991
	S _s -2 1		2386	5991
	S _s -2 2		2108	5991
	S _s -3 1	H+, V+	2410	5991
		H-, V+	2613	5991
②	S _s -D 1	H-, V+	2527	5991
③	S _s -D 1	H-, V+	2551	5991
④	S _s -D 1	H-, V+	2696	5991
⑤	S _s -D 1	H-, V+	2417	5991
⑥	S _s -D 1	H-, V+	2402	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 6.2-15 (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)
①	S _s -D 1	H+, V+	3350	6116
		H+, V-	3537	6116
		H-, V+	3722	6116
		H-, V-	3523	6116
	S _s -1 1		2720	6116
	S _s -1 2		2913	6116
	S _s -1 3		2808	6116
	S _s -1 4		2593	6116
	S _s -2 1		3148	6116
	S _s -2 2		2803	6116
	S _s -3 1	H+, V+	3490	6116
		H-, V+	3105	6116
②	S _s -D 1	H+, V-	3492	6116
③	S _s -D 1	H+, V-	3560	6116
④	S _s -D 1	H+, V-	3861	6116
⑤	S _s -D 1	H+, V-	2953	6116
⑥	S _s -D 1	H+, V-	2926	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 (+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 6.2-15 (3) ③-③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)
①	S _s -D 1	H+, V+	2287	5991
		H+, V-	2404	5991
		H-, V+	2373	5991
		H-, V-	2317	5991
	S _s -1 1		1944	5991
	S _s -1 2		2098	5991
	S _s -1 3		2107	5991
	S _s -1 4		2066	5991
	S _s -2 1		2066	5991
	S _s -2 2		2185	5991
	S _s -3 1	H+, V+	2517	5991
		H-, V+	2479	5991
②	S _s -3 1	H+, V+	2508	5991
③	S _s -3 1	H+, V+	2523	5991
④	S _s -3 1	H+, V+	2543	5991
⑤	S _s -3 1	H+, V+	2503	5991
⑥	S _s -3 1	H+, V+	2497	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 6.2-15 (4) ②-②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)
①	S _s -D 1	H+, V+	3716	6116
		H+, V-	3831	6116
		H-, V+	3791	6116
		H-, V-	3846	6116
	S _s -1 1		2674	6116
	S _s -1 2		3159	6116
	S _s -1 3		3053	6116
	S _s -1 4		3022	6116
	S _s -2 1		2904	6116
	S _s -2 2		2904	6116
	S _s -3 1	H+, V+	3511	6116
		H-, V+	3211	6116
②	S _s -D 1	H+, V+	3766	6116
③	S _s -D 1	H+, V+	3766	6116
④	S _s -D 1	H+, V+	3796	6116
⑤	S _s -D 1	H+, V+	3538	6116
⑥	S _s -D 1	H+, V+	3468	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 (+1σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

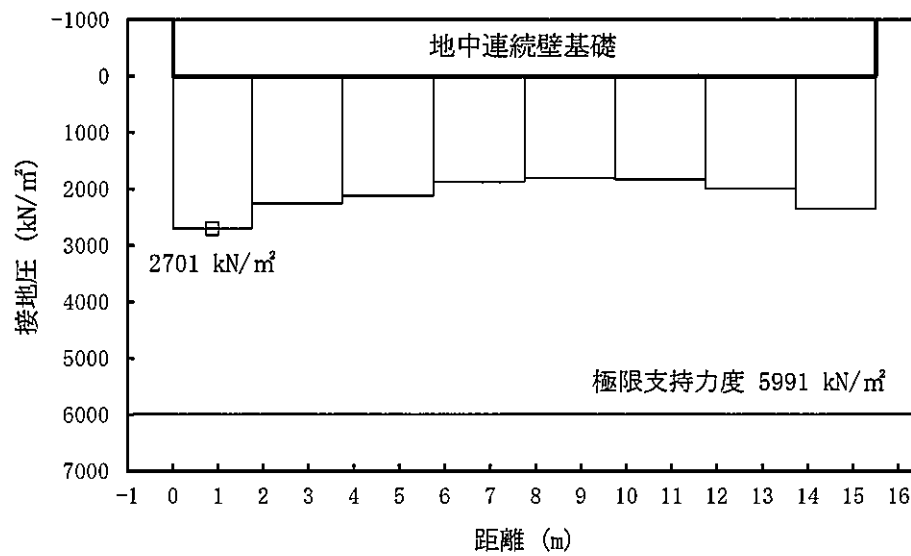


図 6.2-12 (1) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

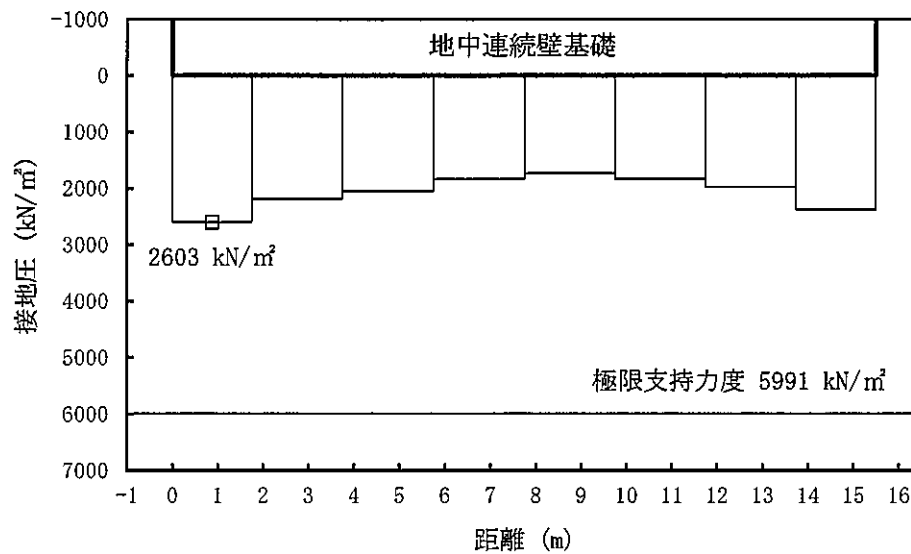


図 6.2-12 (2) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

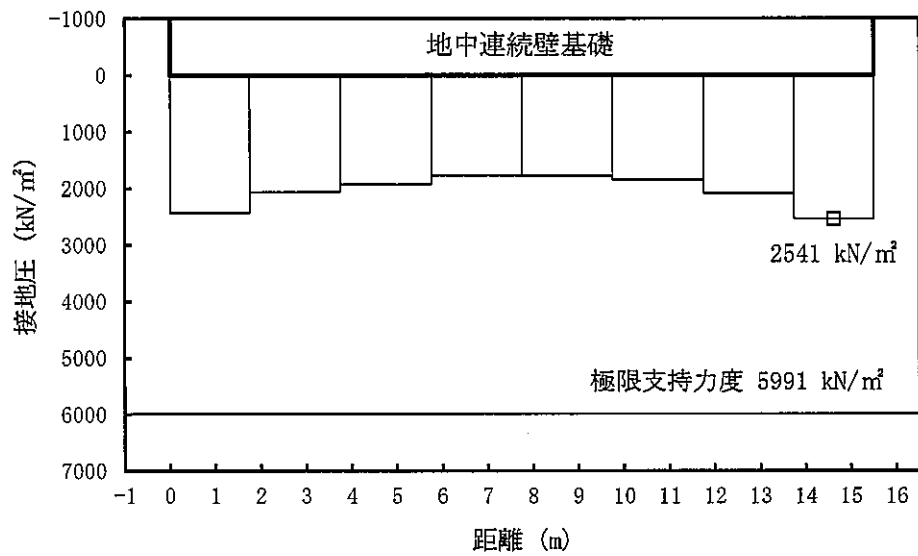


図 6.2-12 (3) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

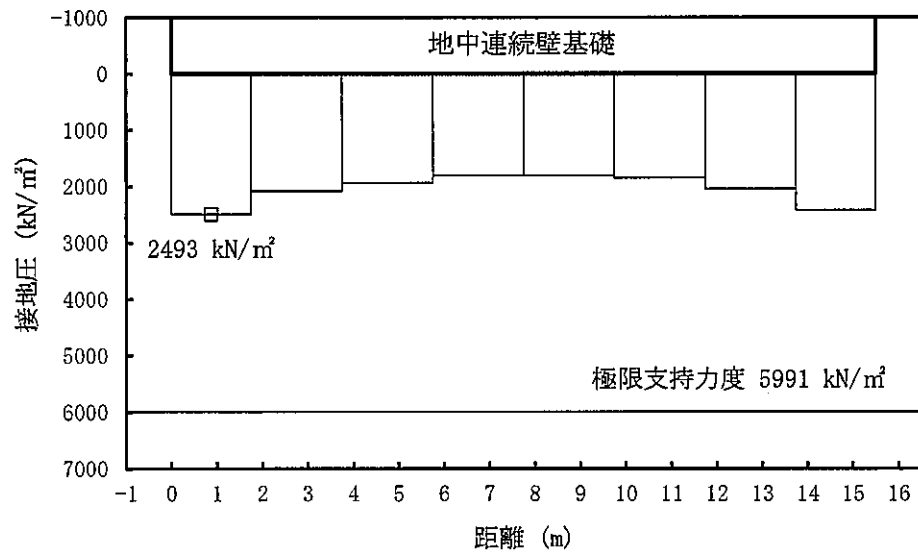


図 6.2-12 (4) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

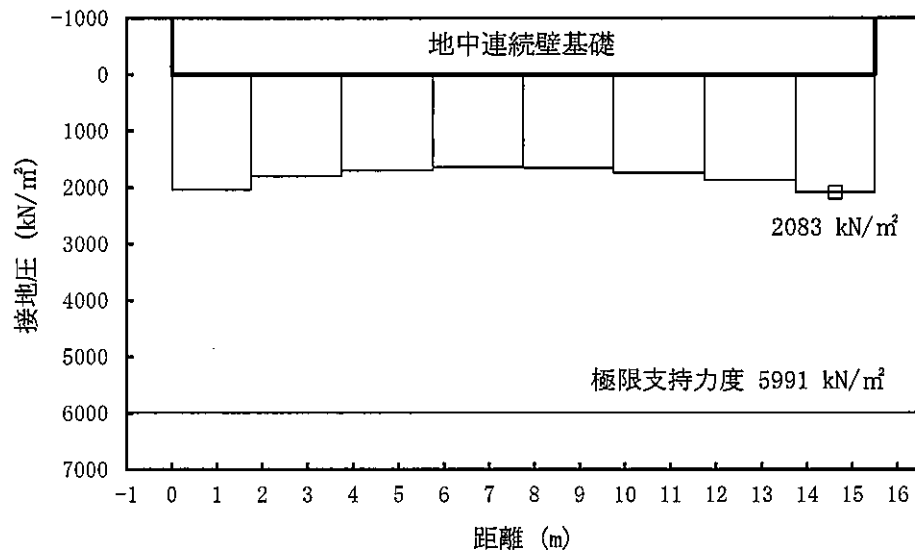


図 6.2-12 (5) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

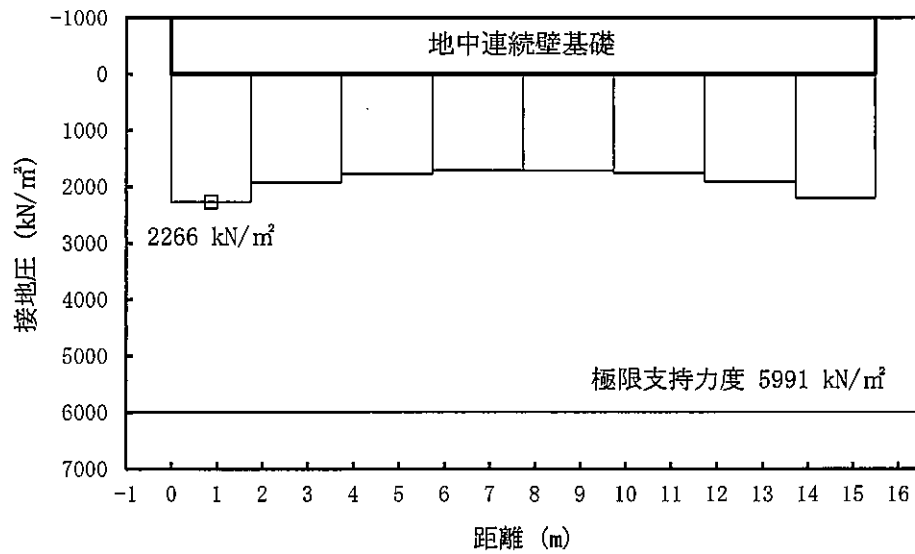


図 6.2-12 (6) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

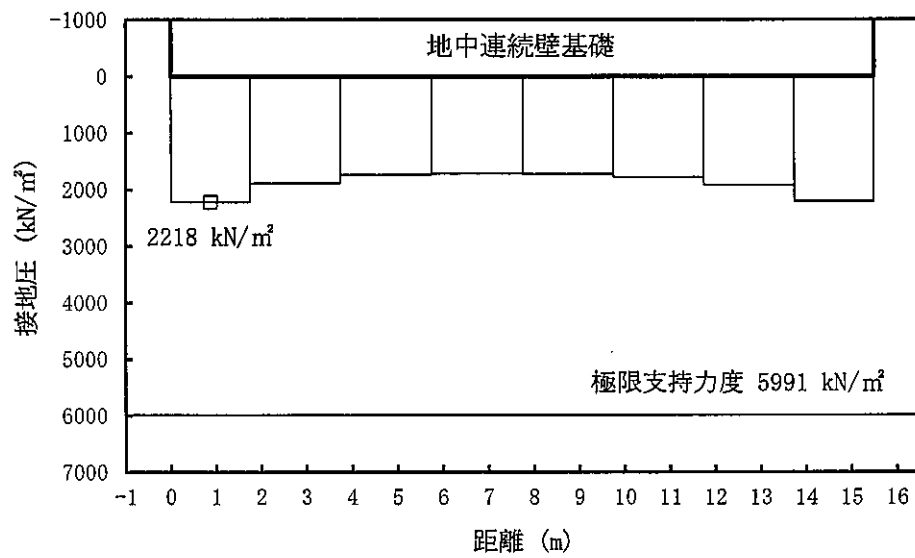


図 6.2-12 (7) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

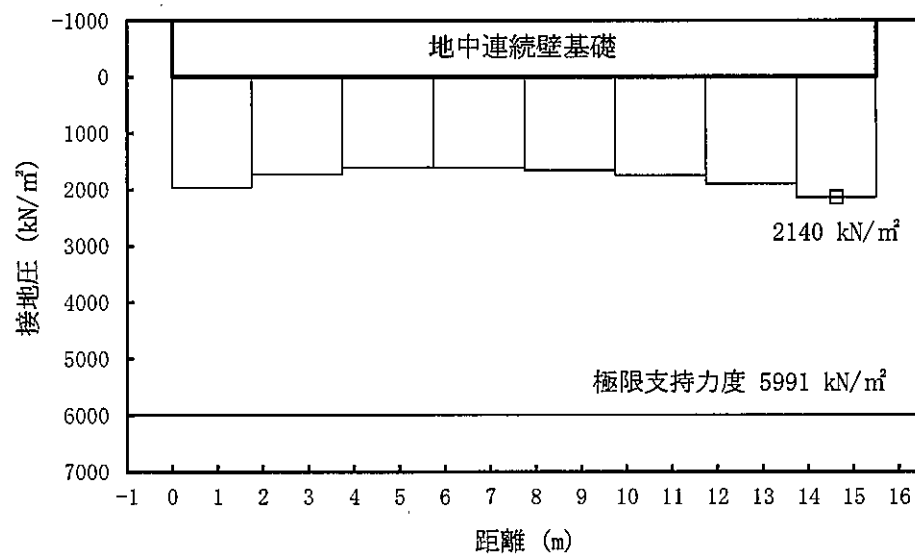


図 6.2-12 (8) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

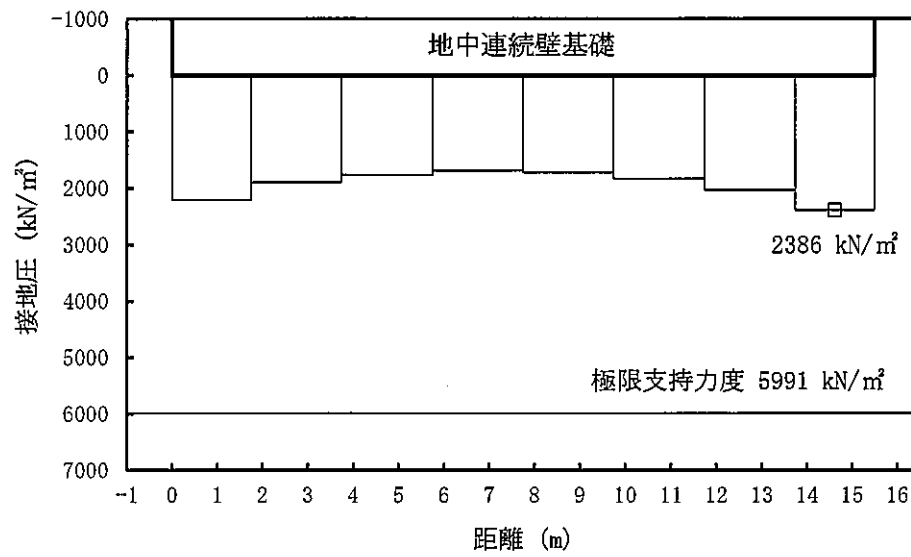


図 6.2-12 (9) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

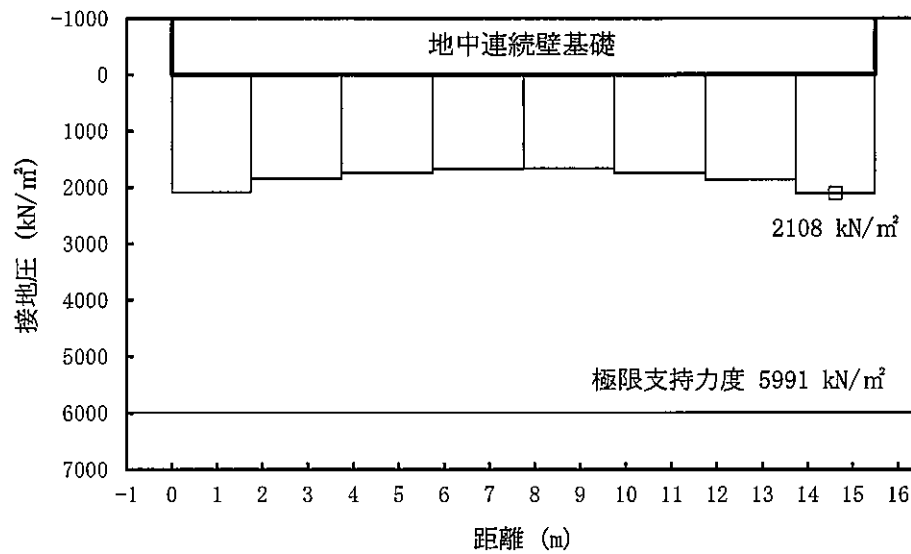


図 6.2-12 (10) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

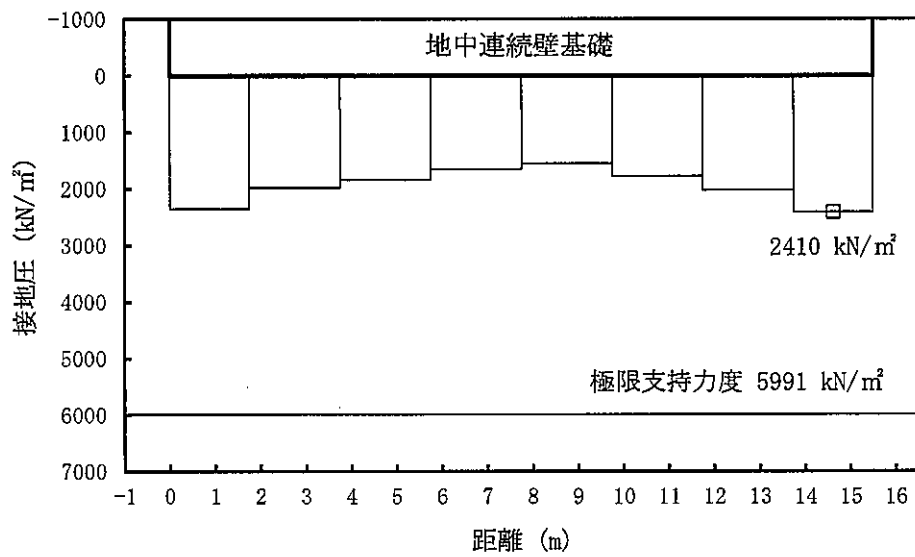


図 6.2-12 (11) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

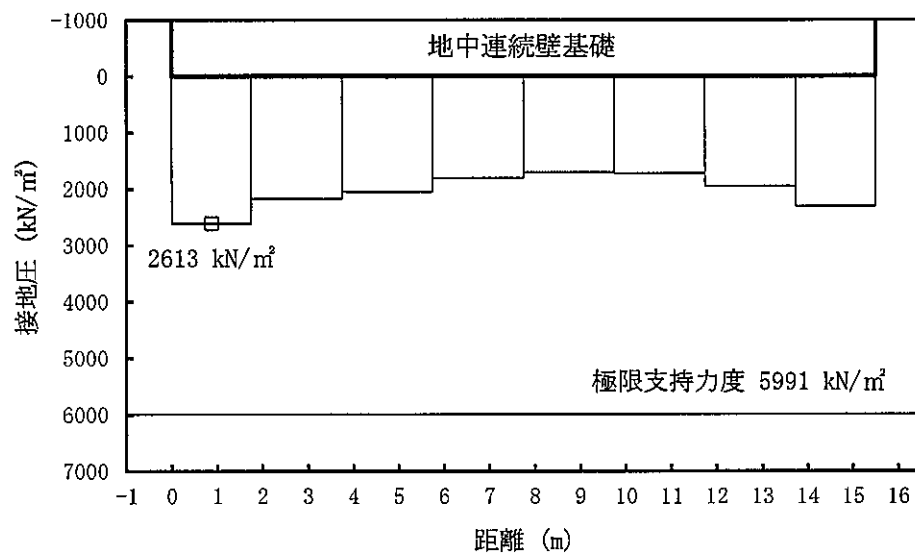


図 6.2-12 (12) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

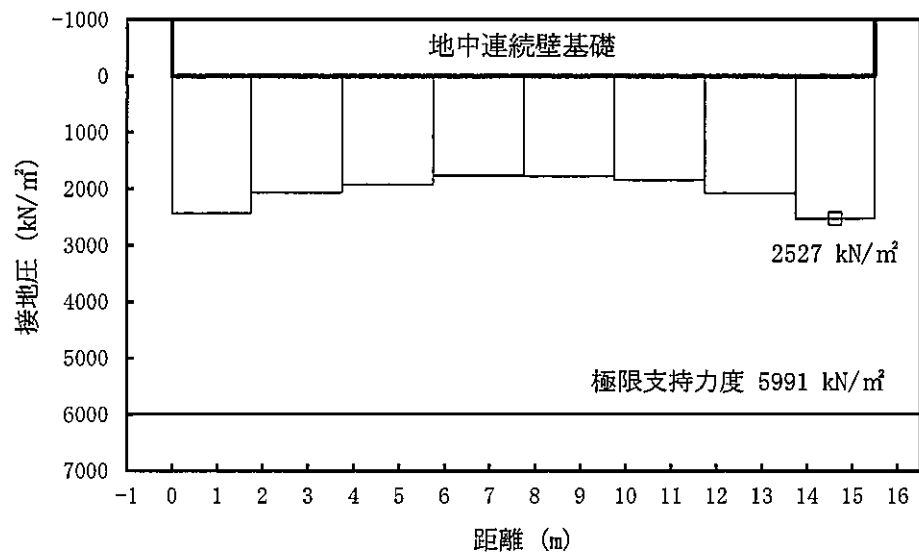


図 6.2-12 (13) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

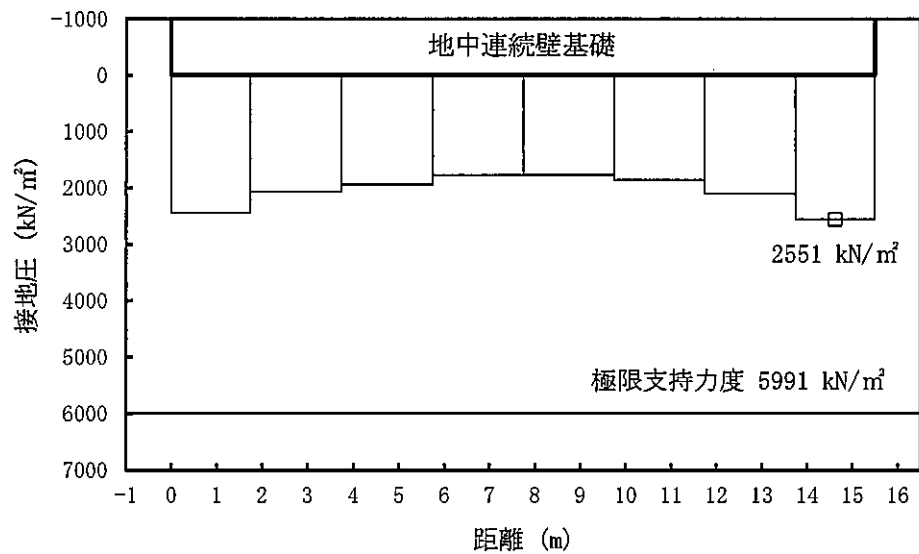


図 6.2-12 (14) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

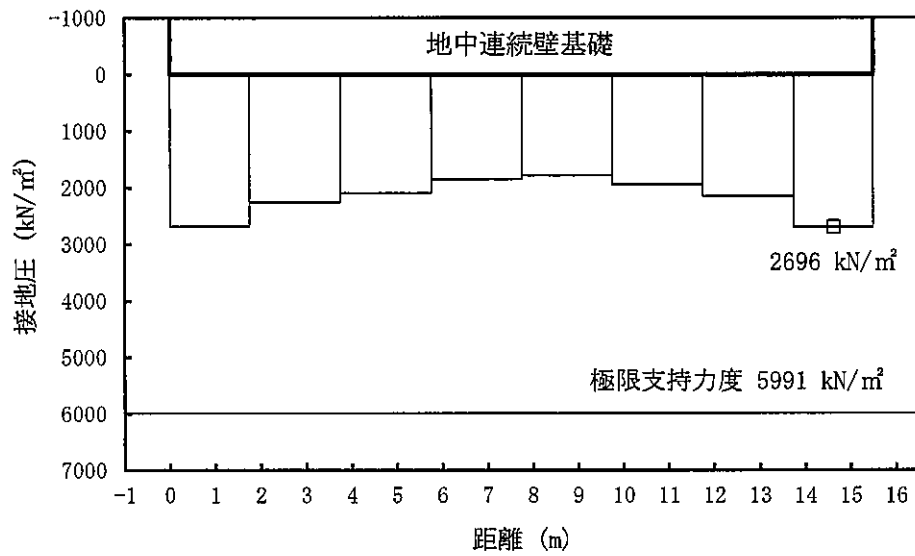


図 6.2-12 (15) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

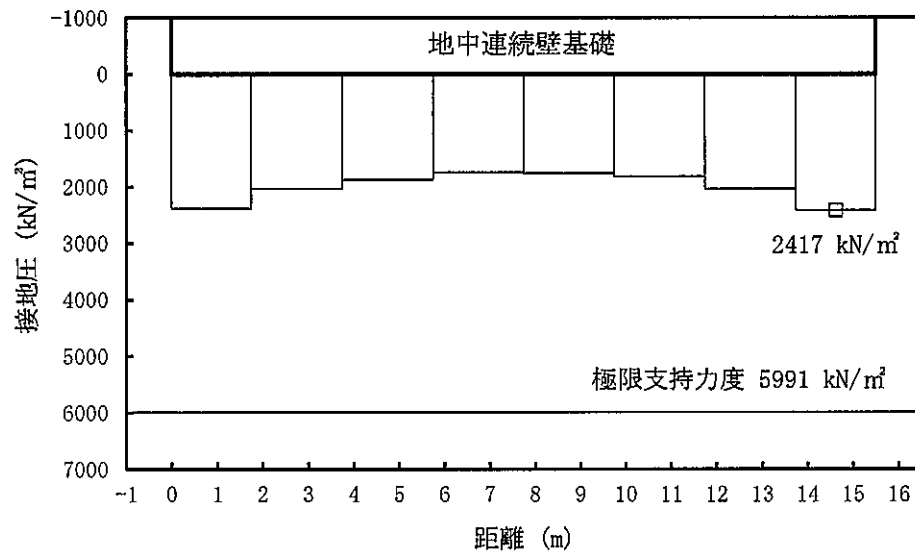


図 6.2-12 (16) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

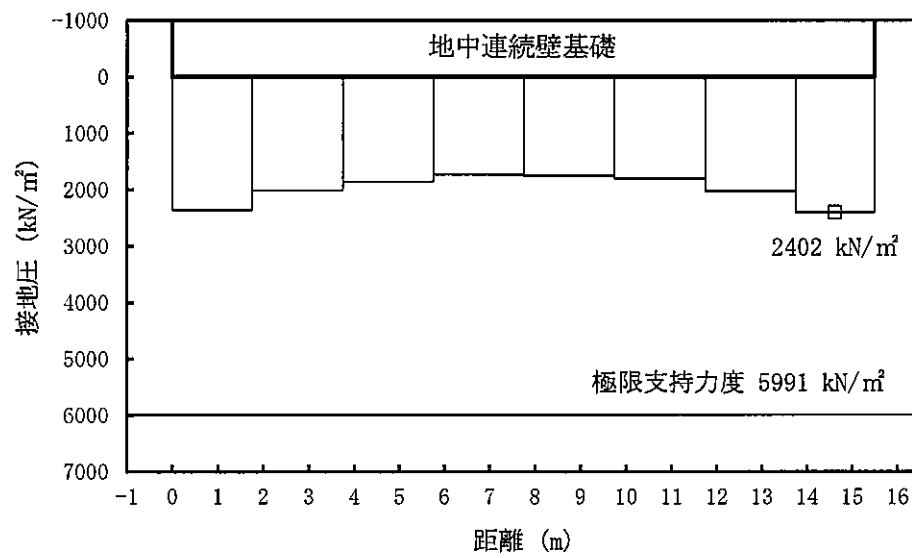


図 6.2-12 (17) ①-①断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

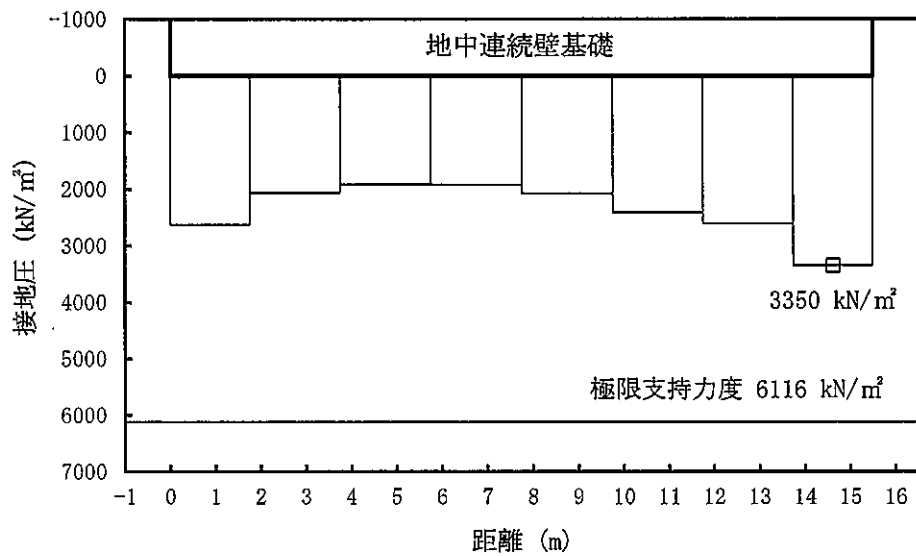


図 6.2-13 (1) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s -D 1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

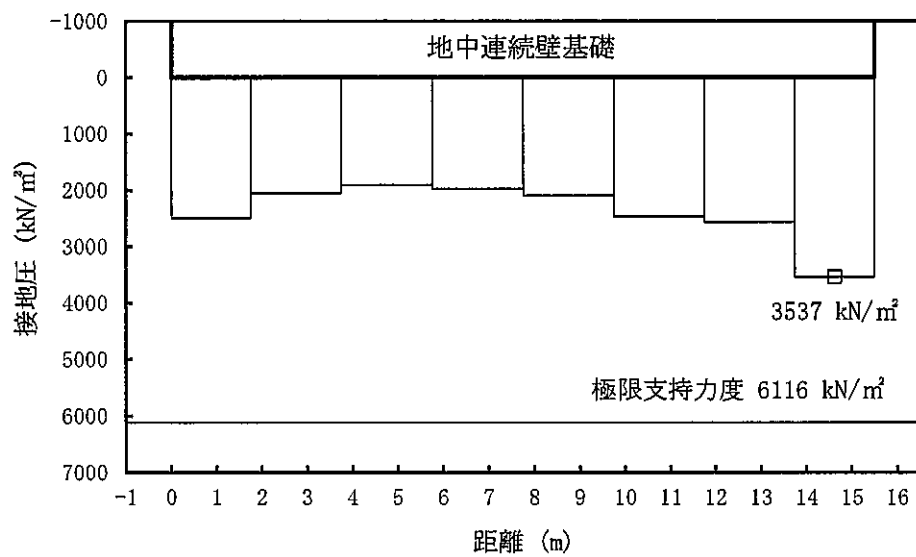


図 6.2-13 (2) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s -D 1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

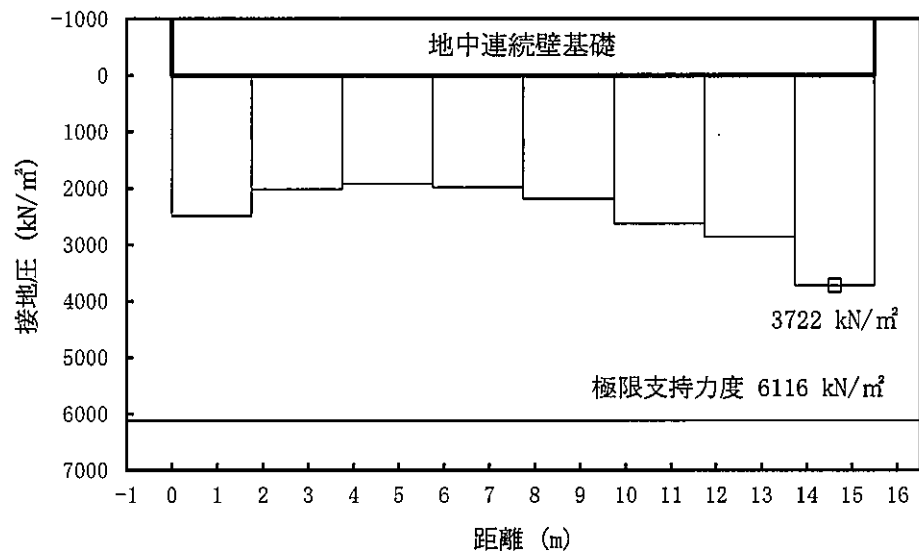


図 6.2-13 (3) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

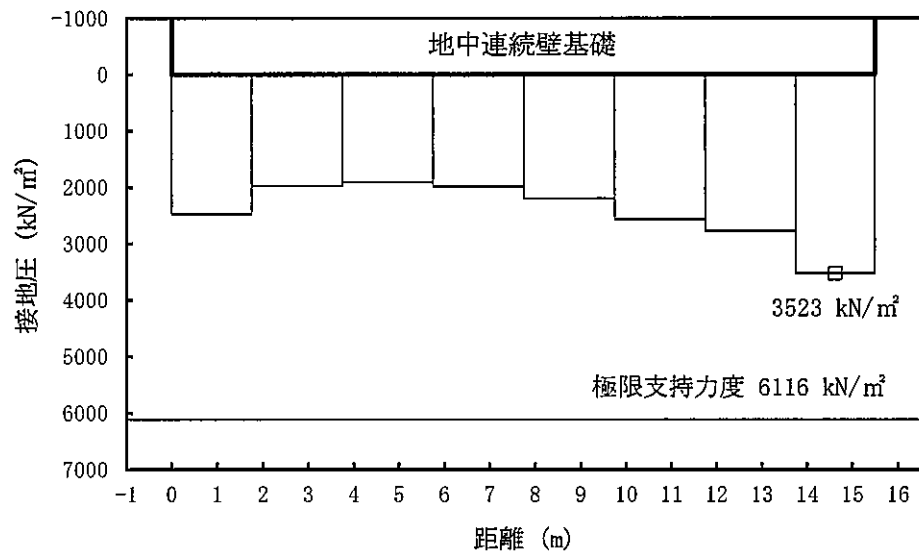


図 6.2-13 (4) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

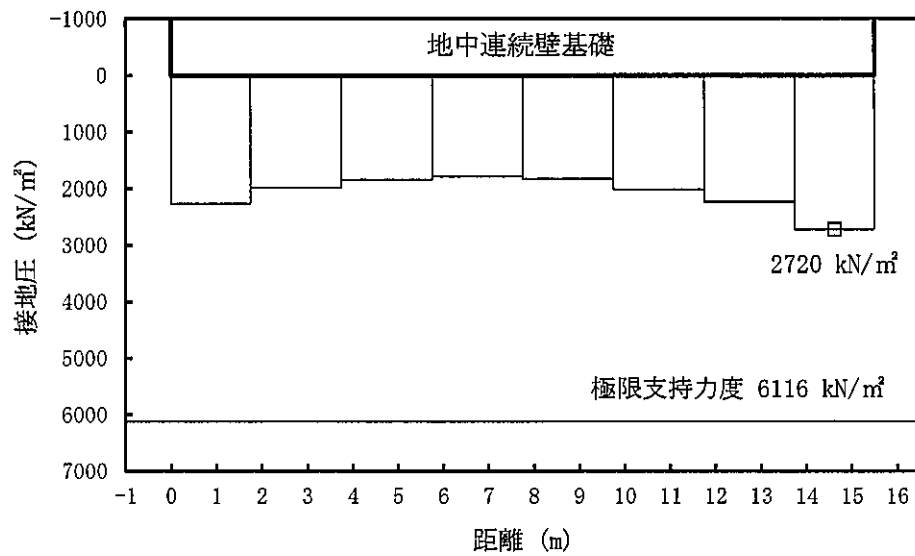


図 6.2-13 (5) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-1.1$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

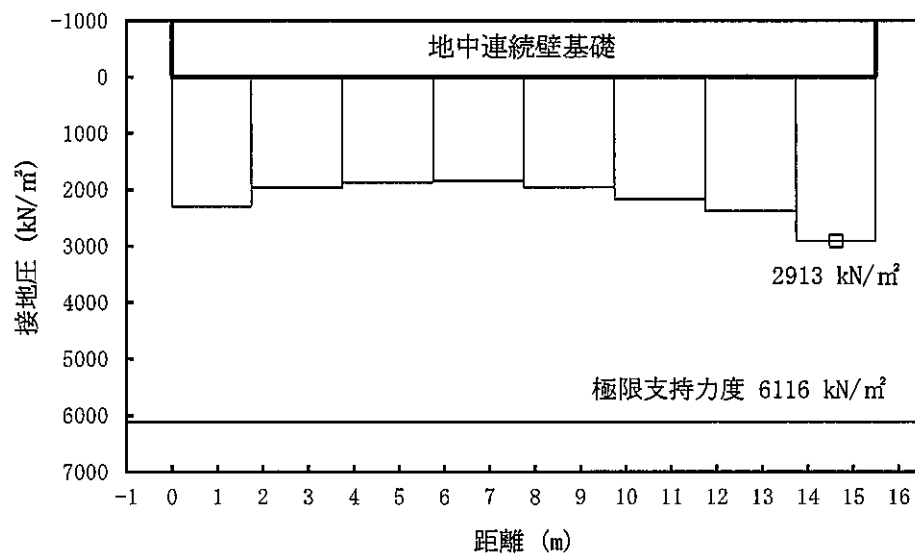


図 6.2-13 (6) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-1.2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

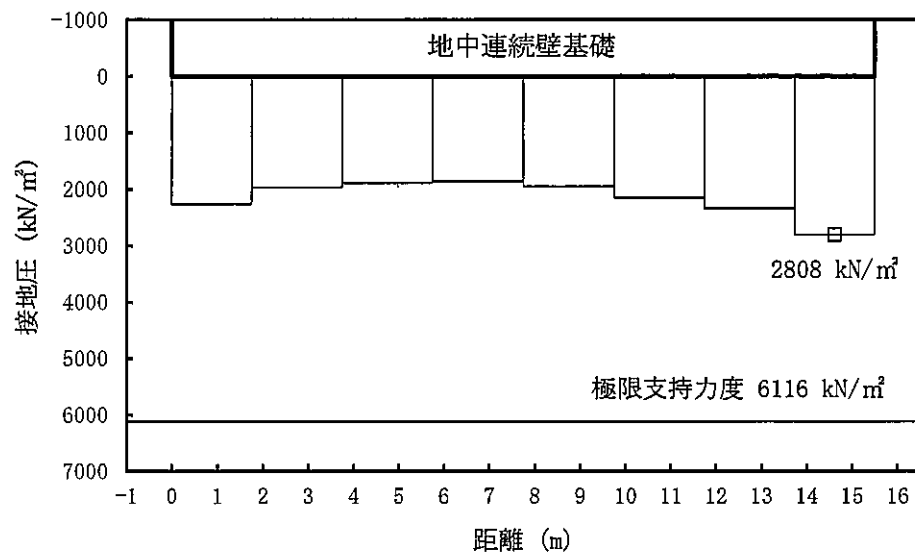


図 6.2-13 (7) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

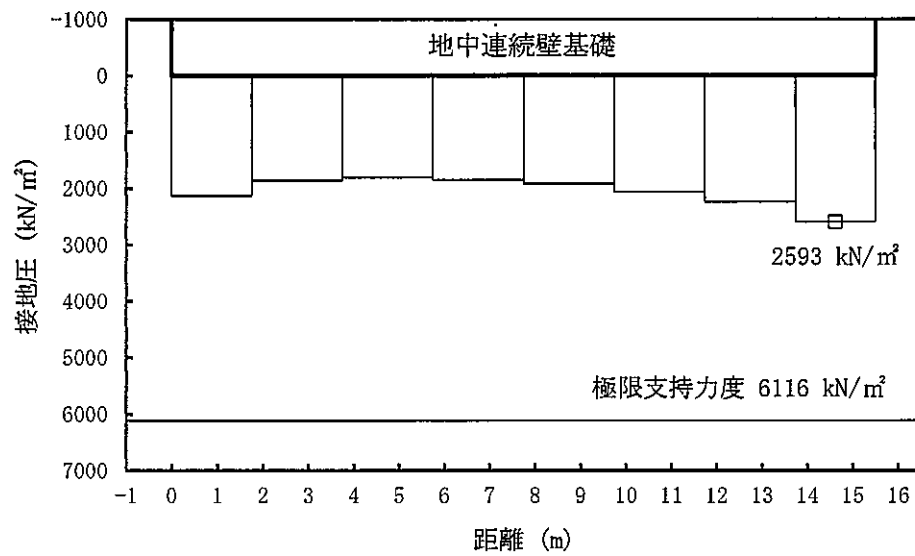


図 6.2-13 (8) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

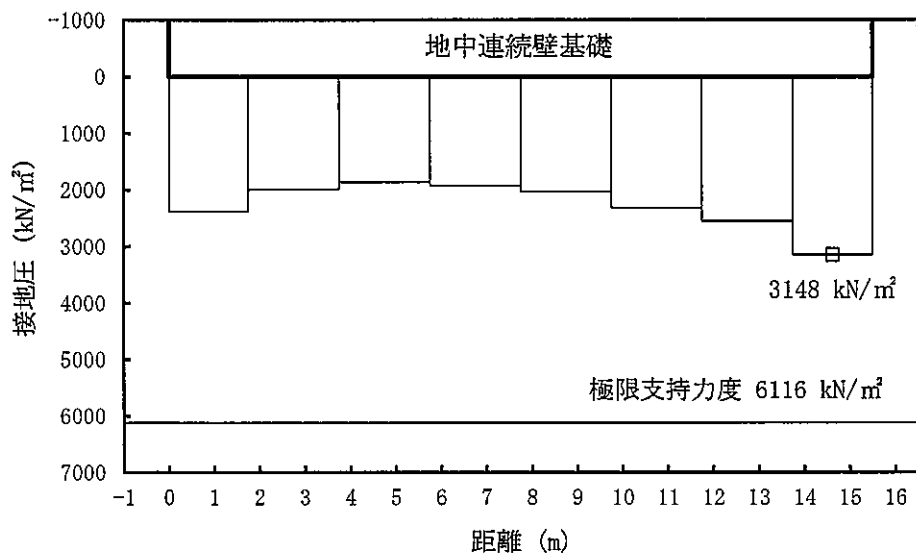


図 6.2-13 (9) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

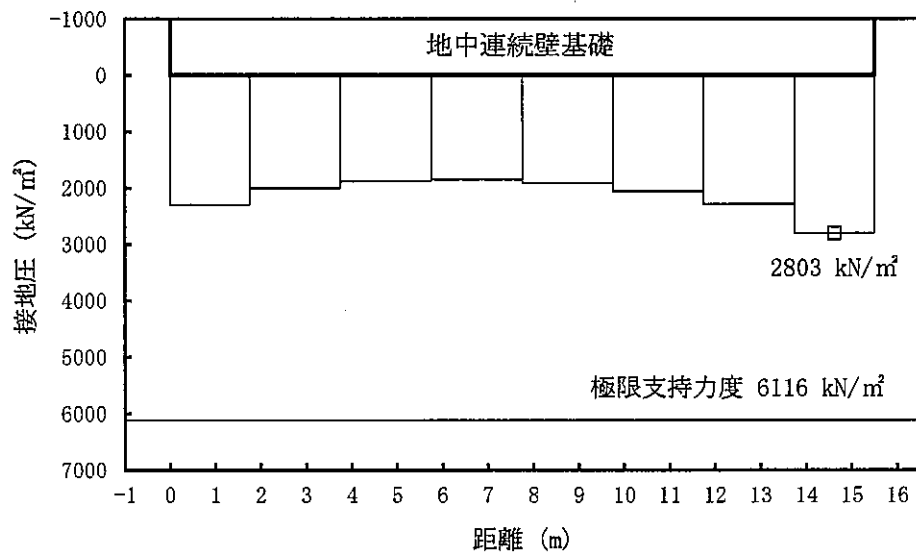


図 6.2-13 (10) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

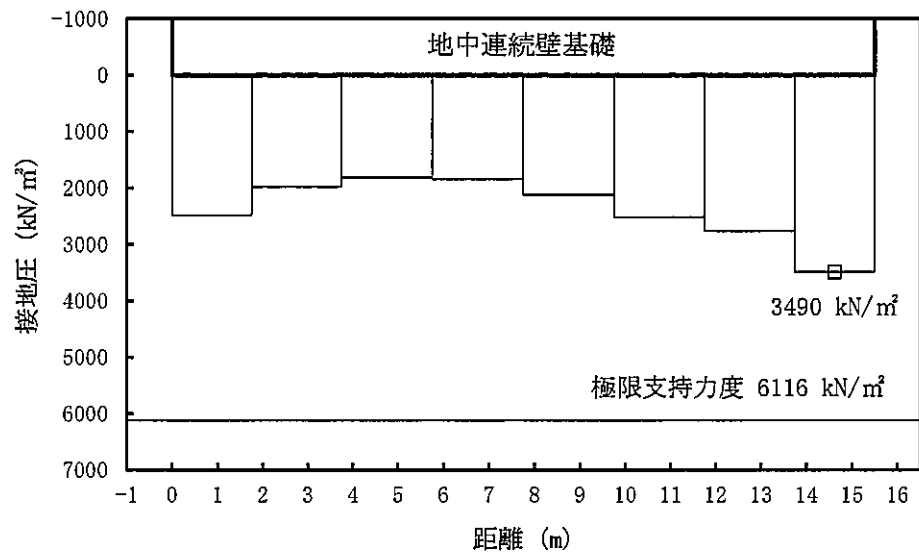


図 6.2-13 (11) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

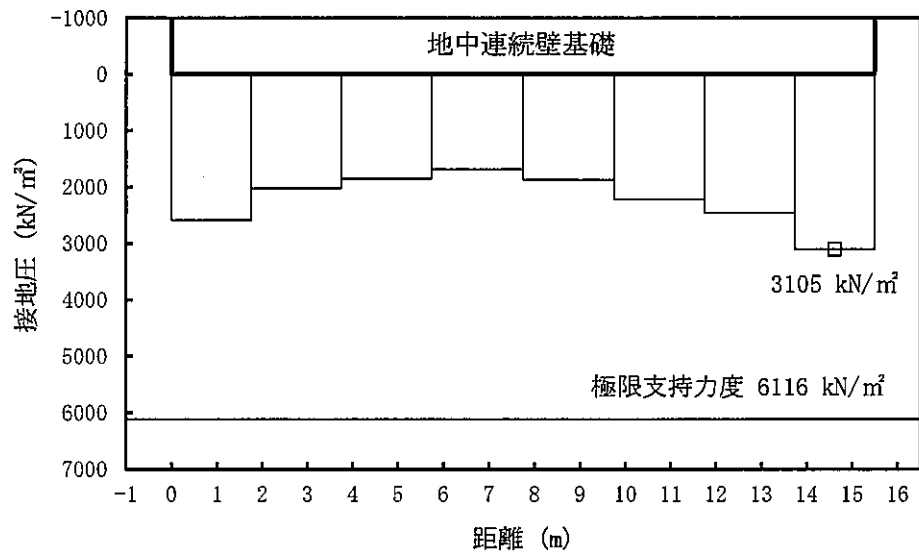


図 6.2-13 (12) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

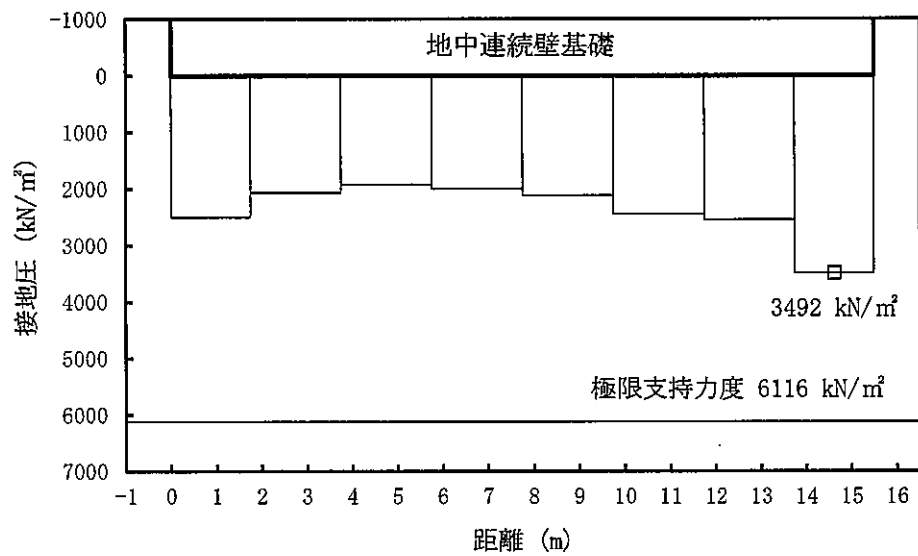


図 6.2-13 (13) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

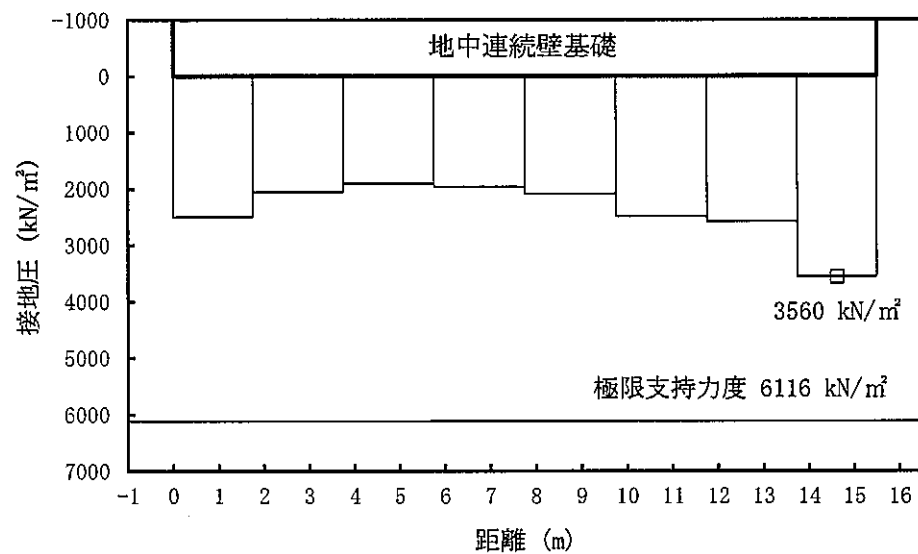


図 6.2-13 (14) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

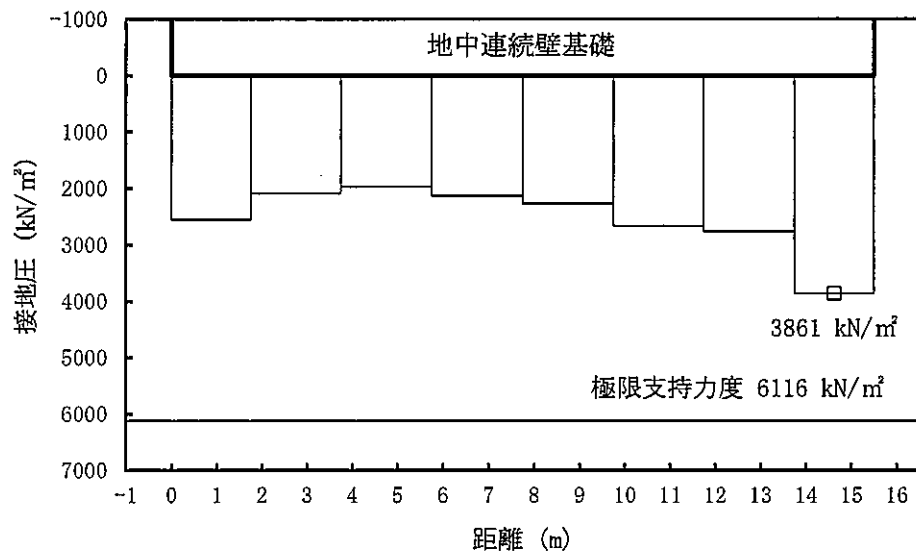


図 6.2-13 (15) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

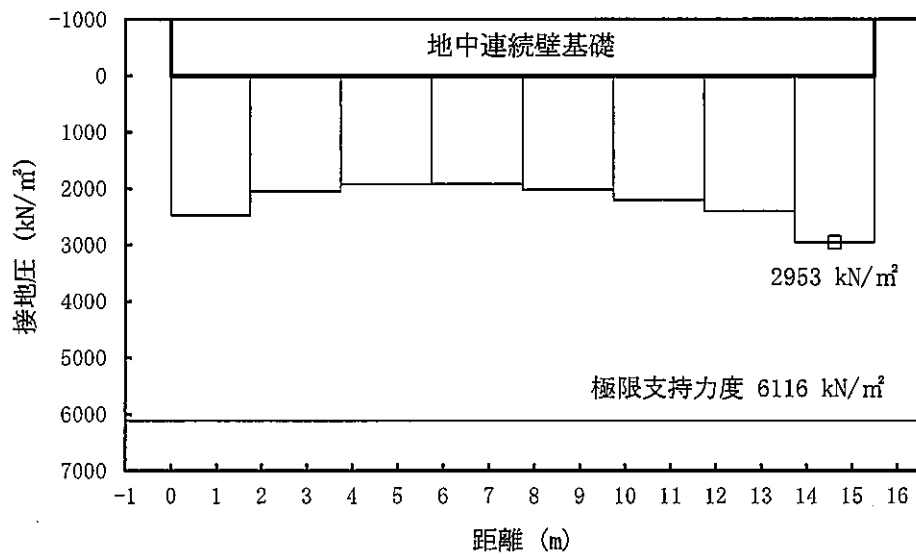


図 6.2-13 (16) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

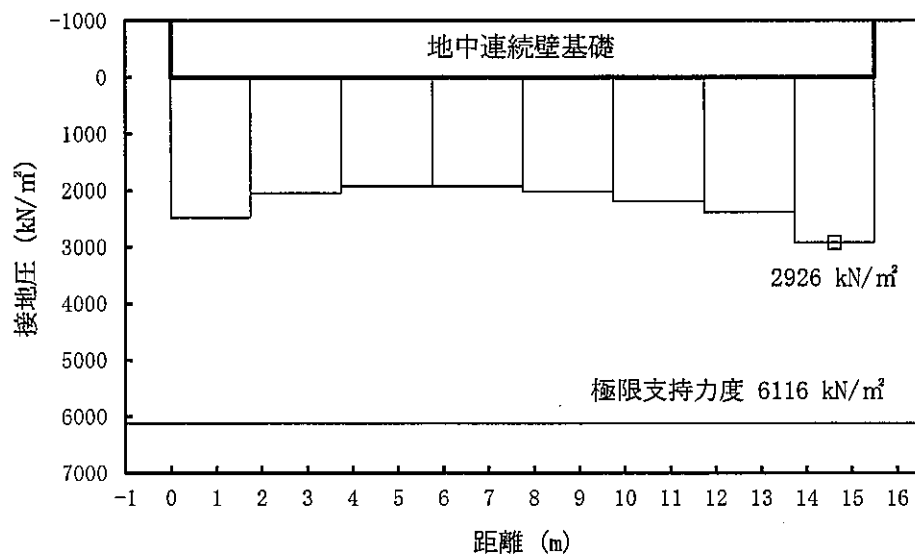


図 6.2-13 (17) ①-①断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

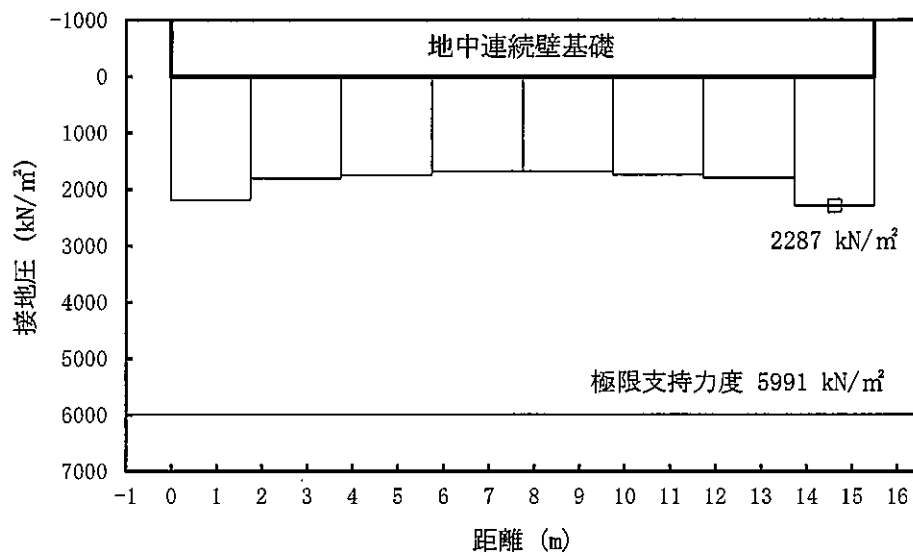


図 6.2-14 (1) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_3-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

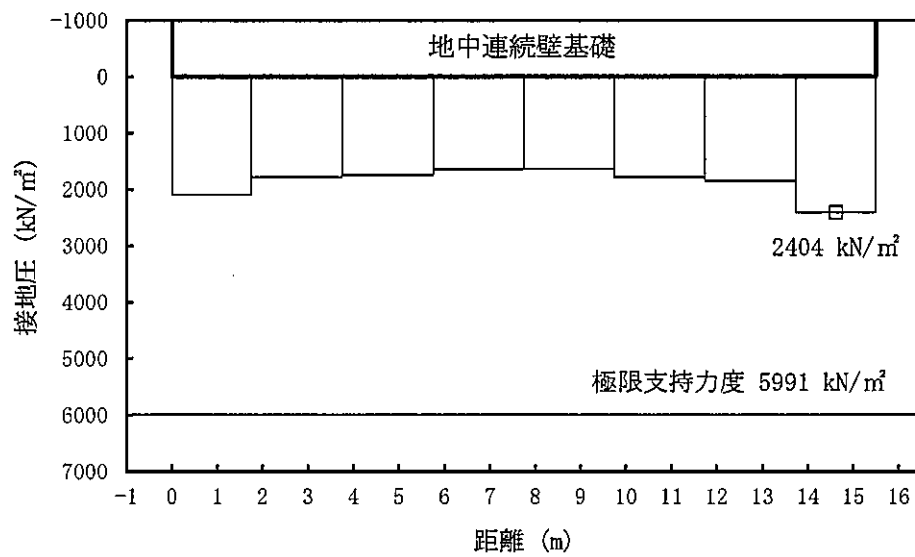


図 6.2-14 (2) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_3-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

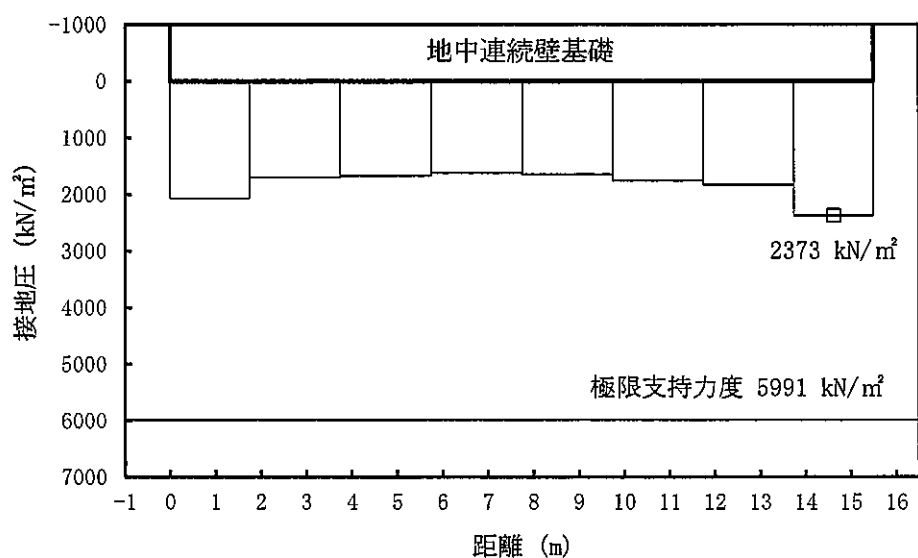


図 6.2-14 (3) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

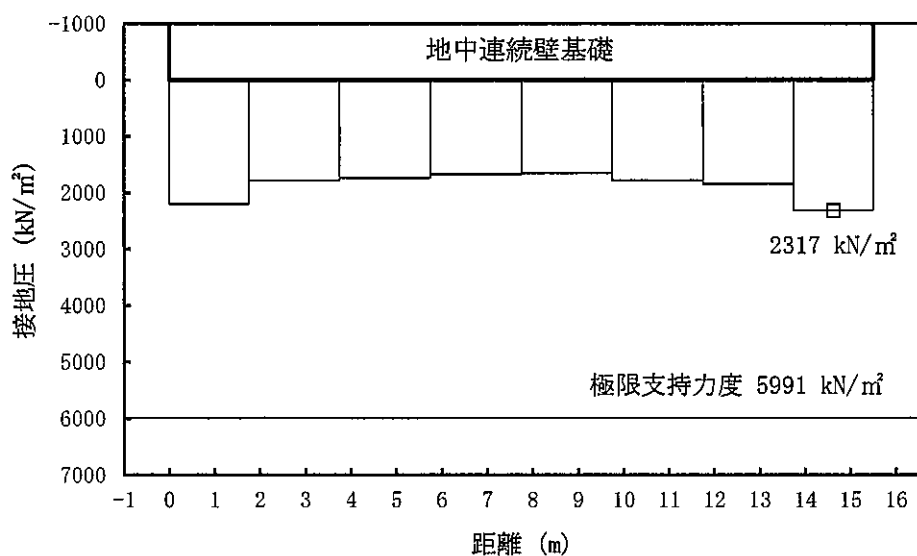


図 6.2-14 (4) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

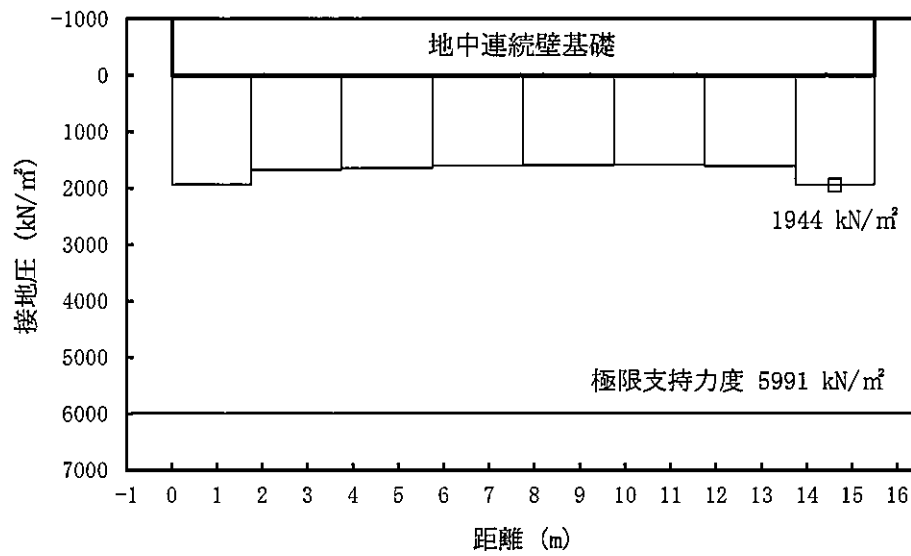


図 6.2-14 (5) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

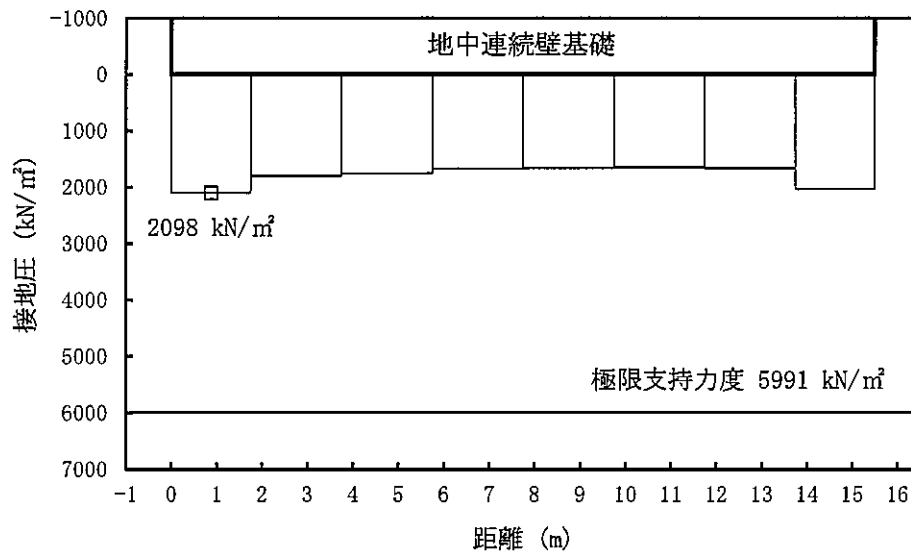


図 6.2-14 (6) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

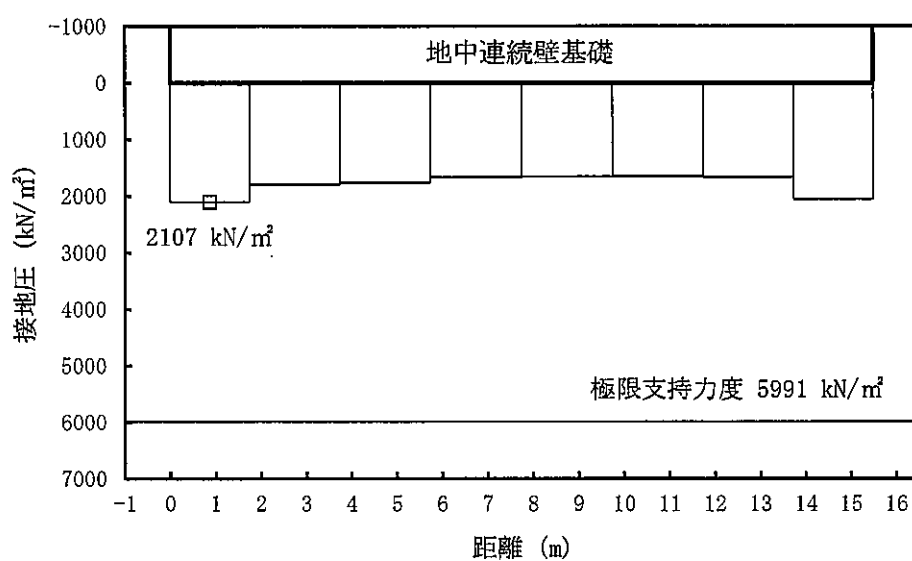


図 6.2-14 (7) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

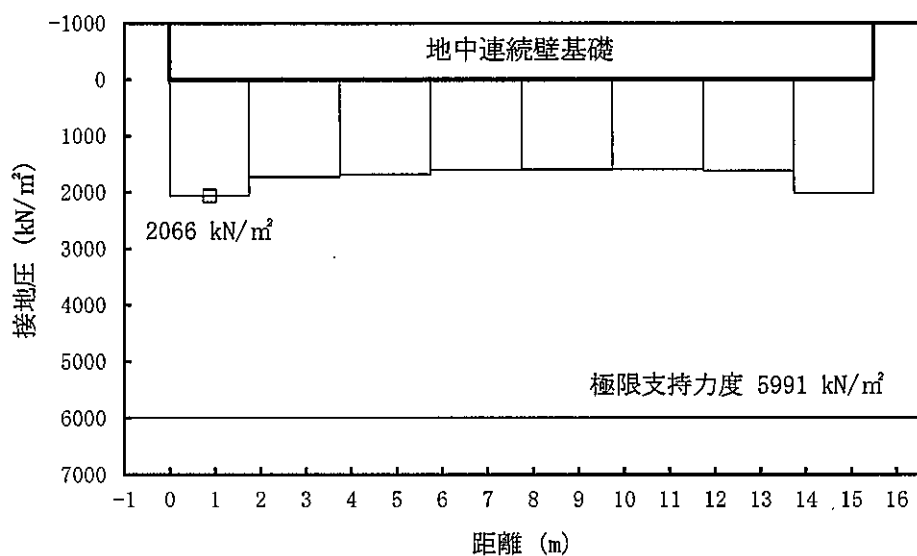


図 6.2-14 (8) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

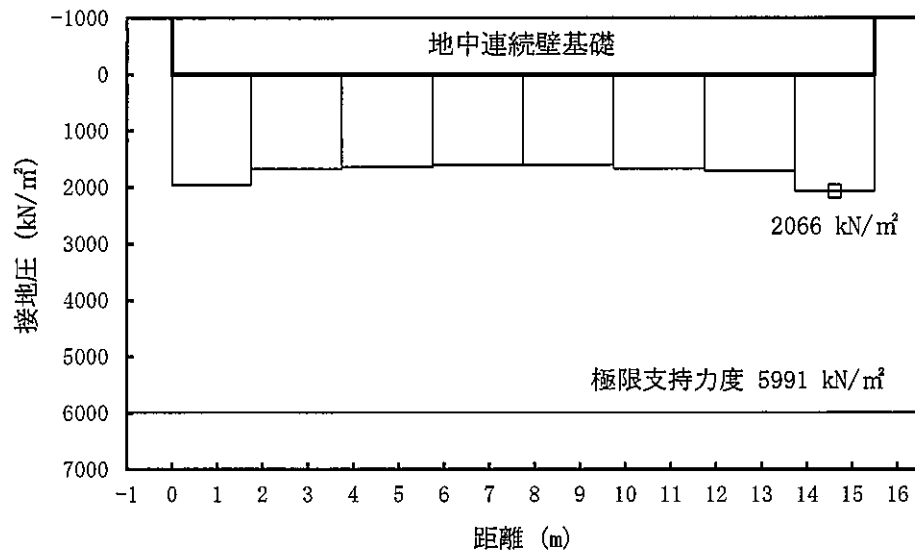


図 6.2-14 (9) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

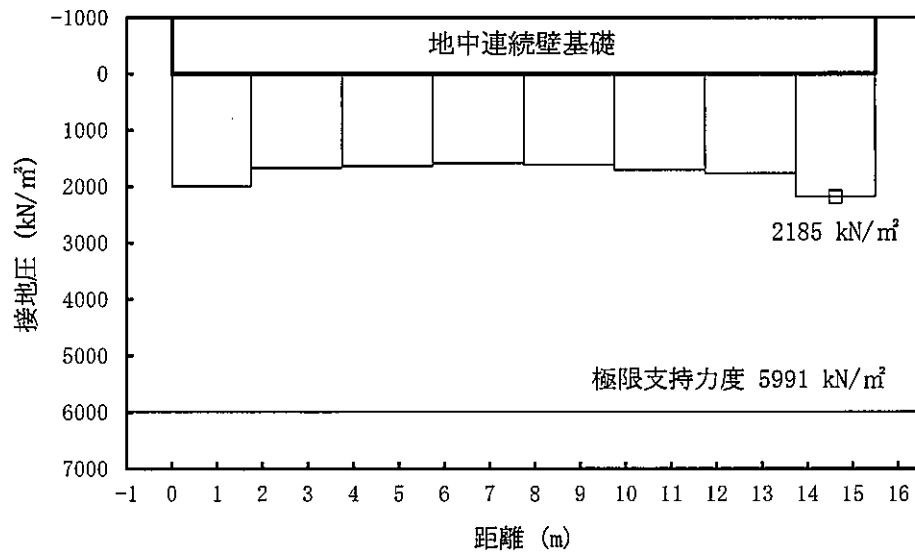


図 6.2-14 (10) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

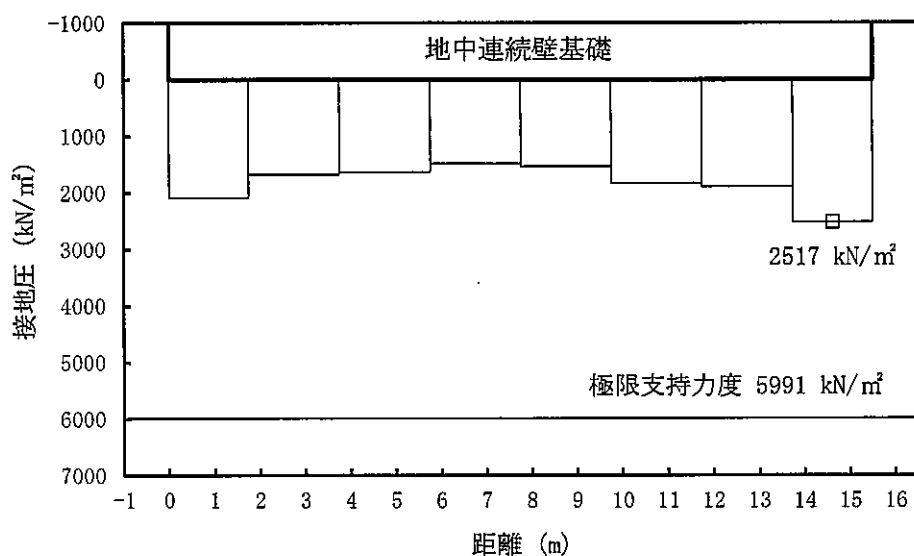


図 6.2-14 (11) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

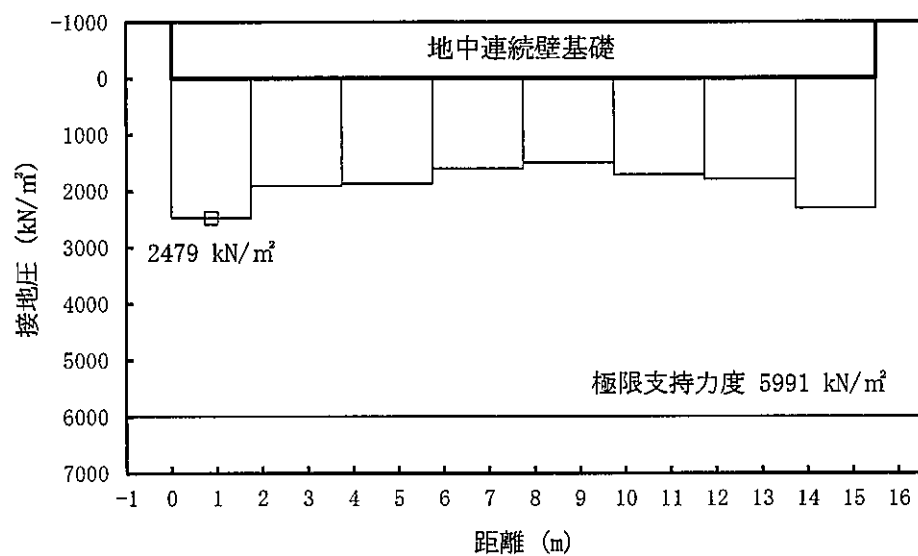


図 6.2-14 (12) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

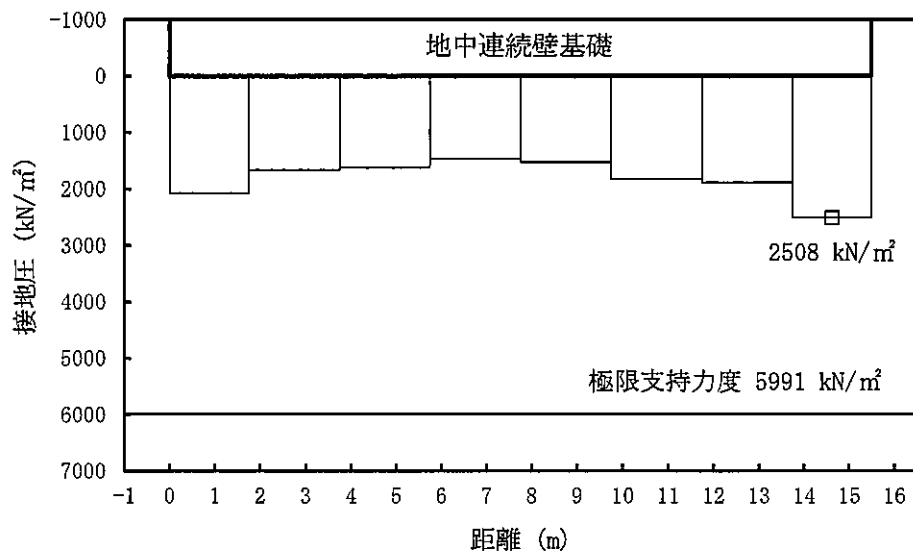


図 6.2-14 (13) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-31 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

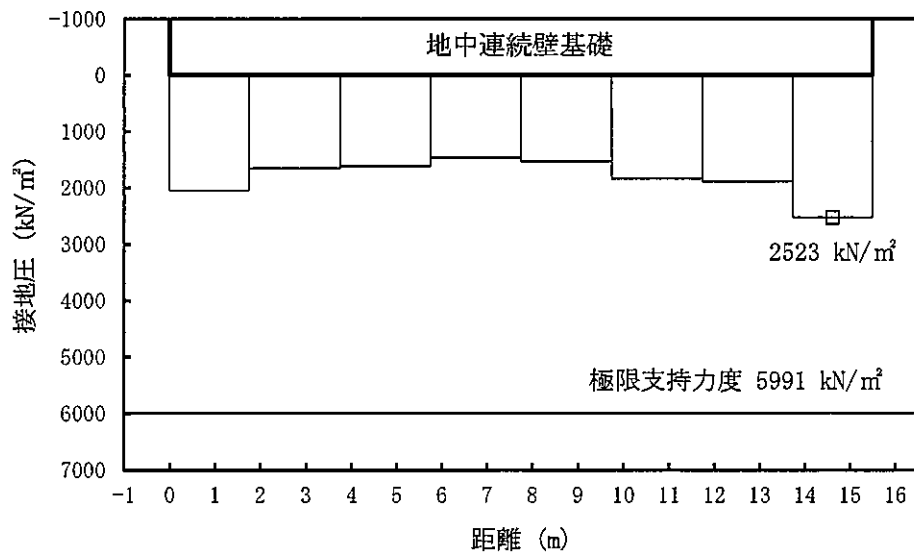


図 6.2-14 (14) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-31 [H+, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

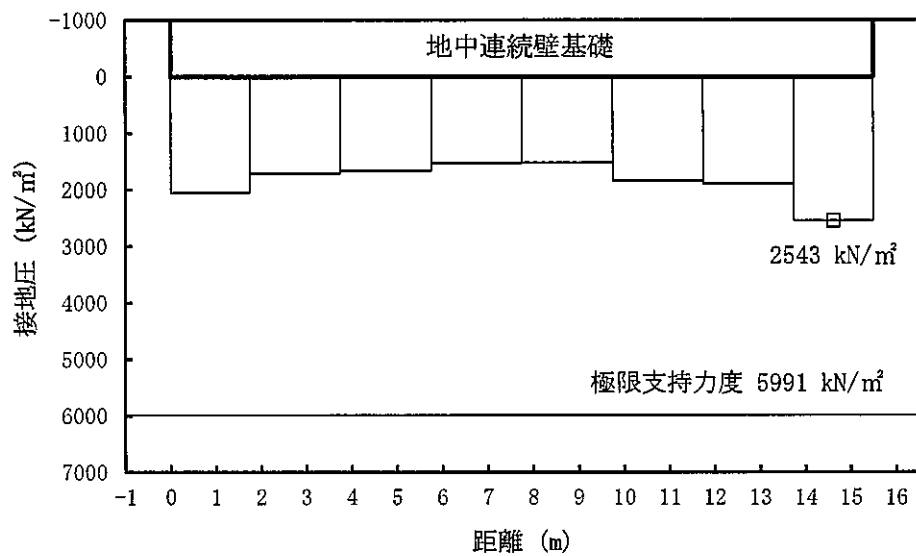


図 6.2-14 (15) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-31 [H+, V+]$)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

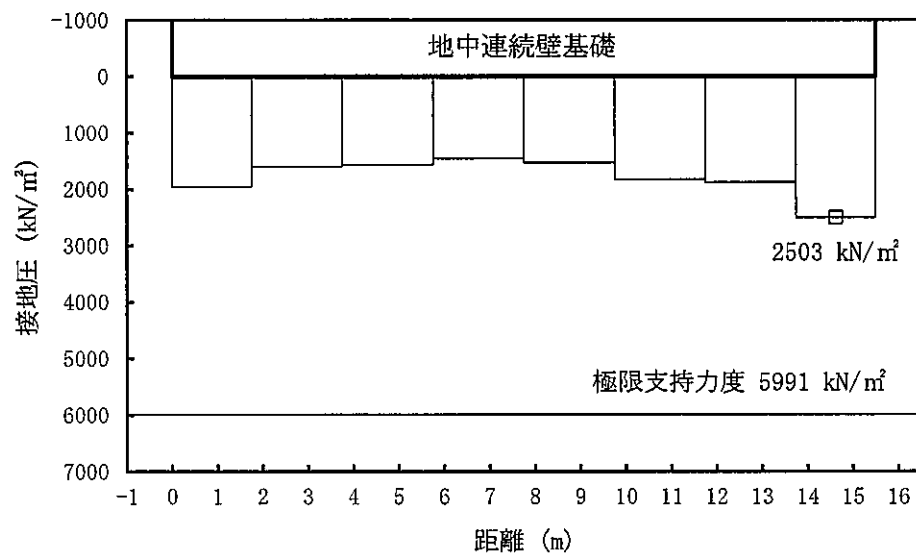


図 6.2-14 (16) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-31 [H+, V+]$)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

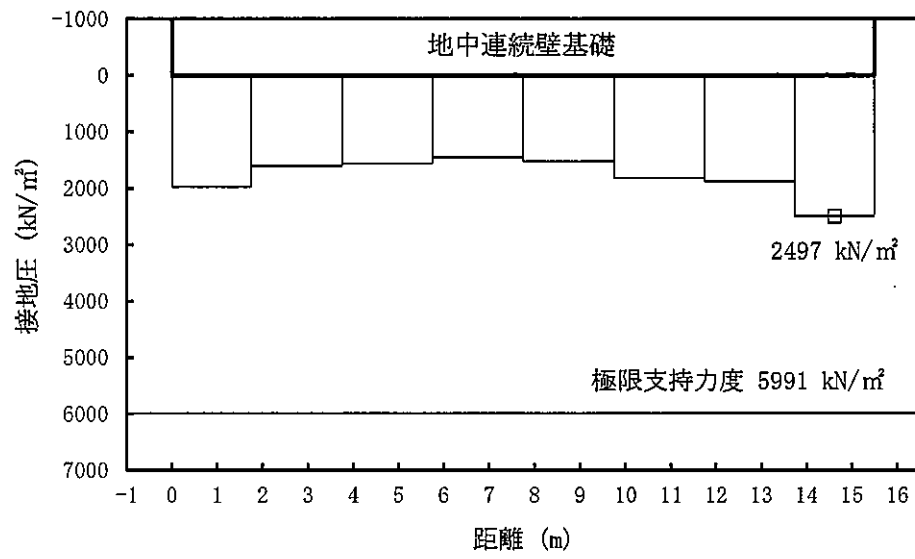


図 6.2-14 (17) ③-③断面南基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-31 [H+, V+]$)
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

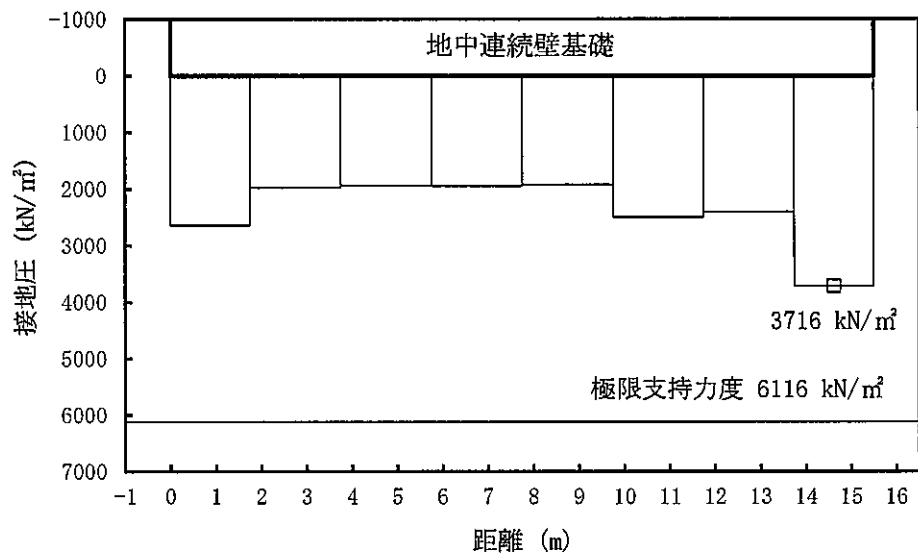


図 6.2-15 (1) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s -D1 [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

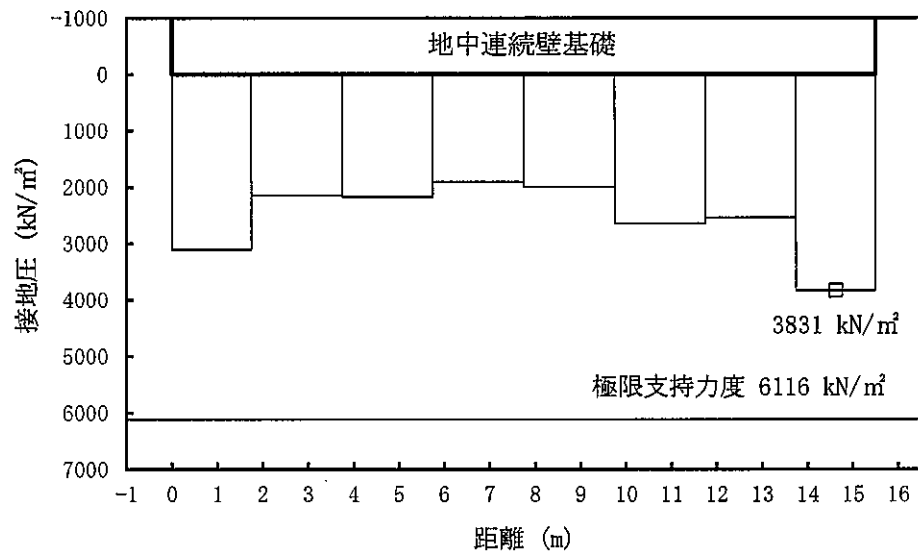


図 6.2-15 (2) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s -D1 [H+, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

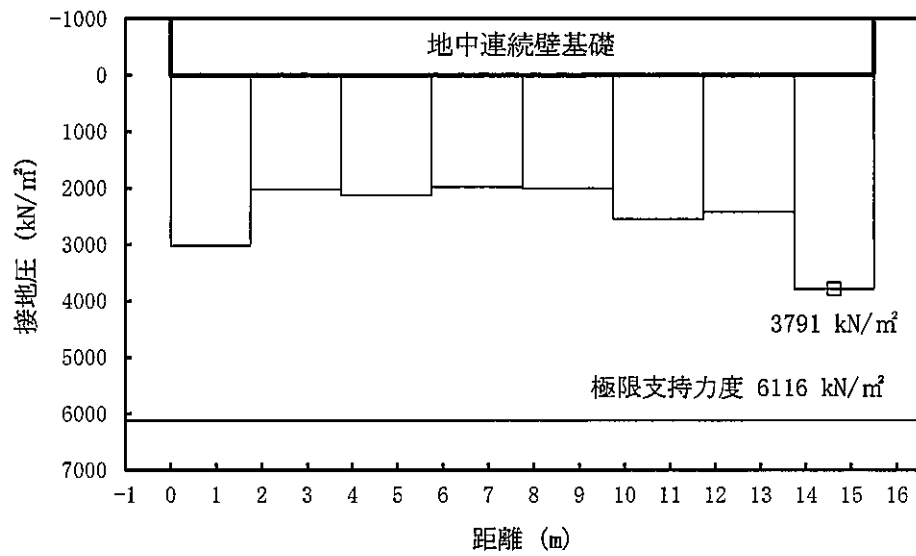


図 6.2-15 (3) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

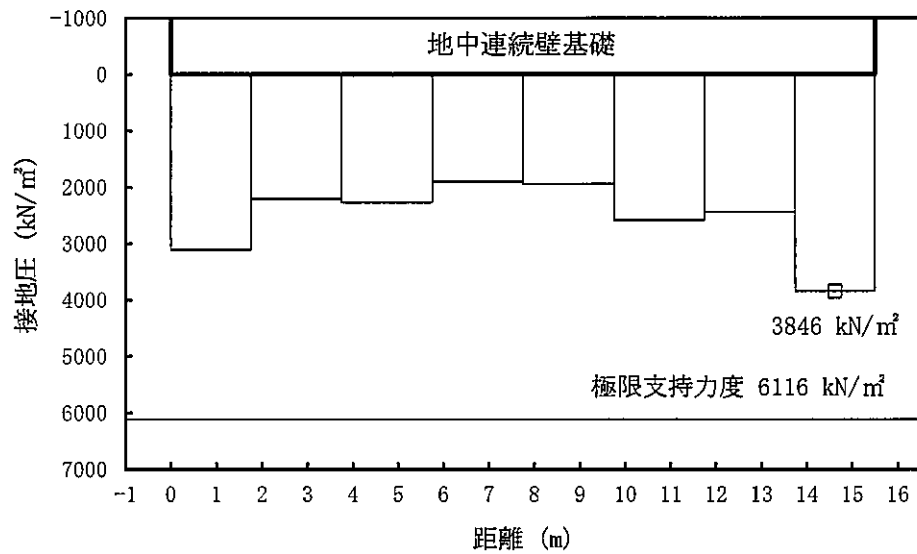


図 6.2-15 (4) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

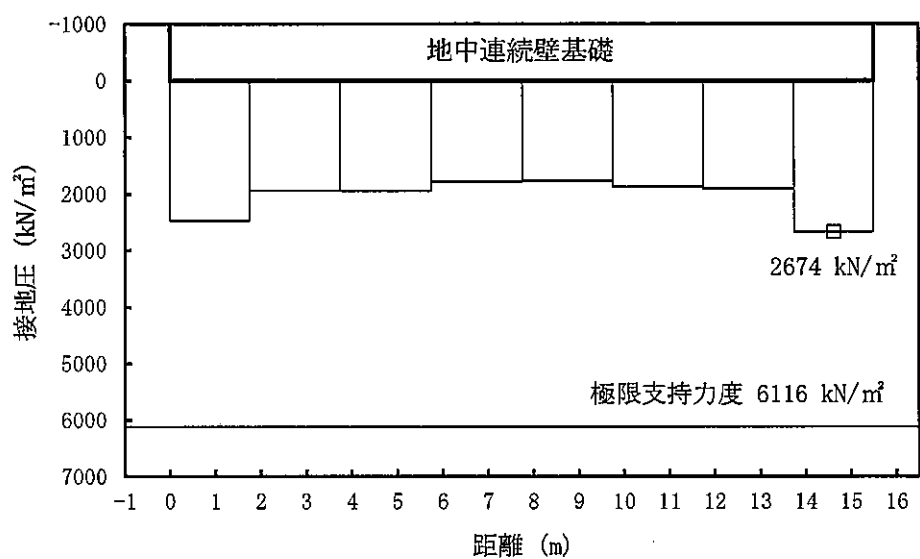


図 6.2-15 (5) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

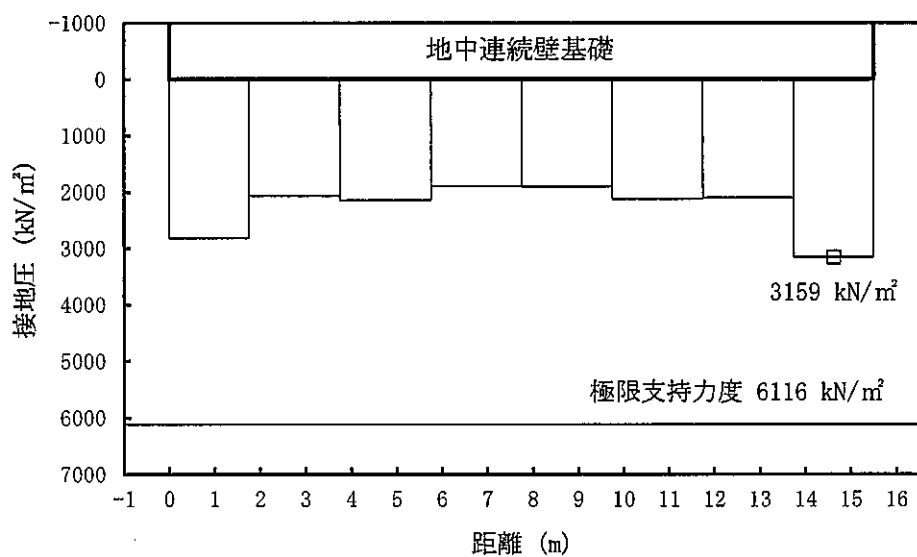


図 6.2-15 (6) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

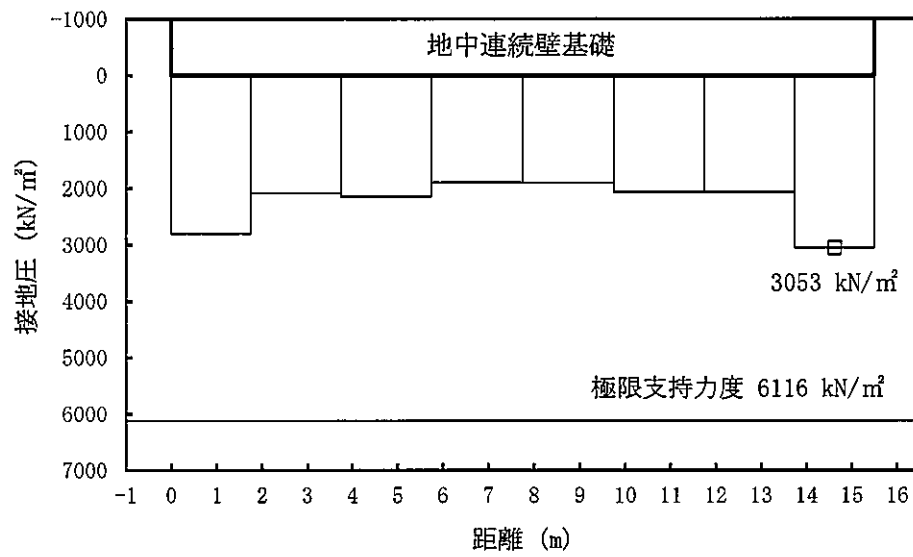


図 6.2-15 (7) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-13)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

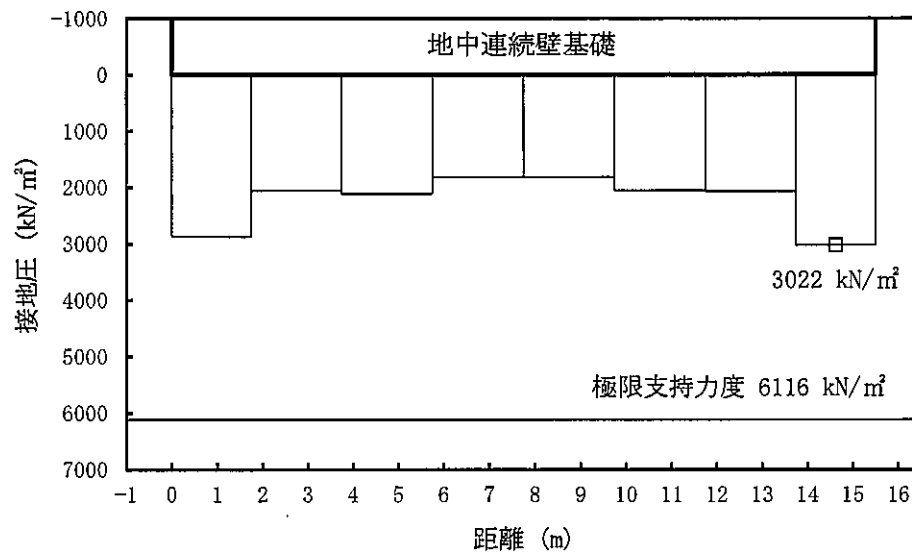


図 6.2-15 (8) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-14)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

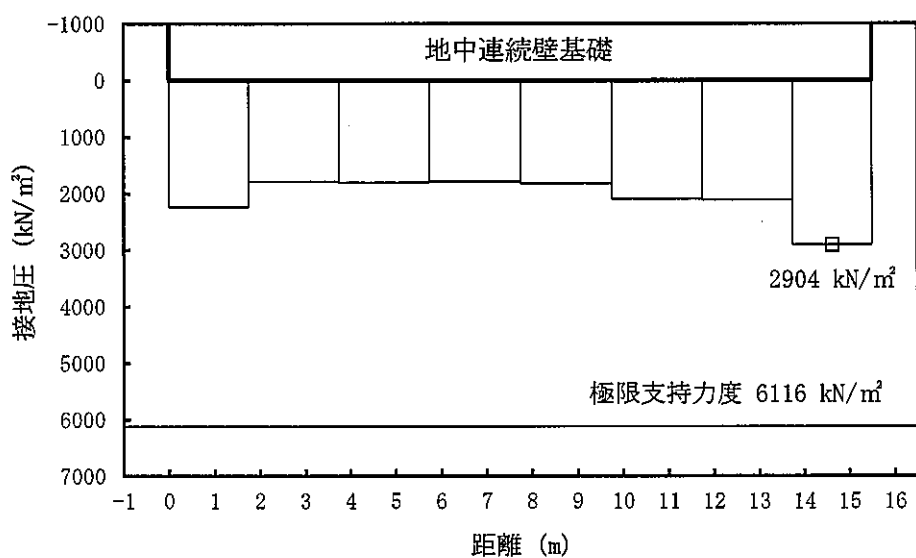


図 6.2-15 (9) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-21)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

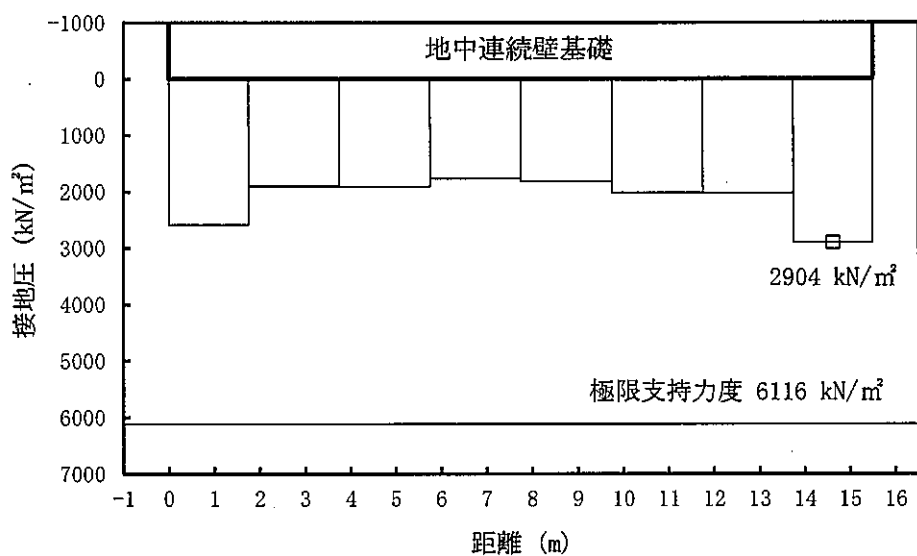


図 6.2-15 (10) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 (S_s-22)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

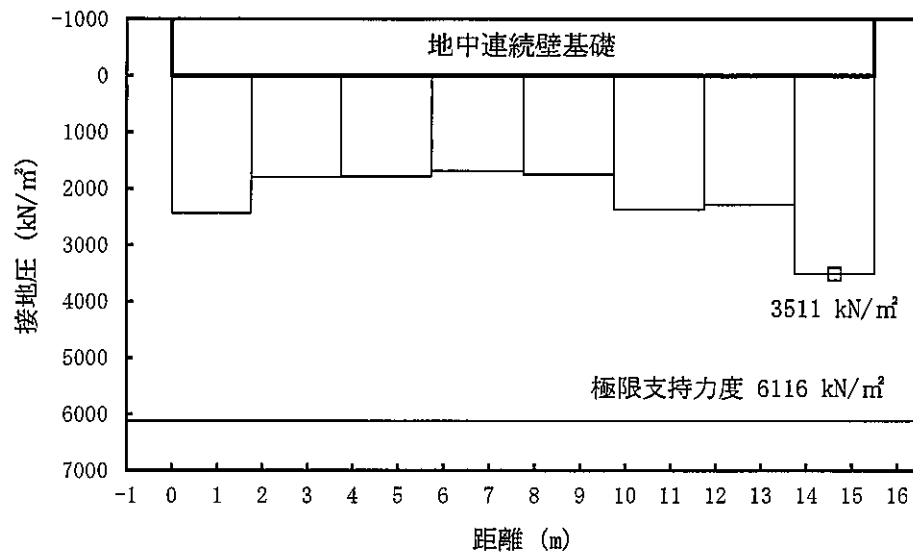


図 6.2-15 (11) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

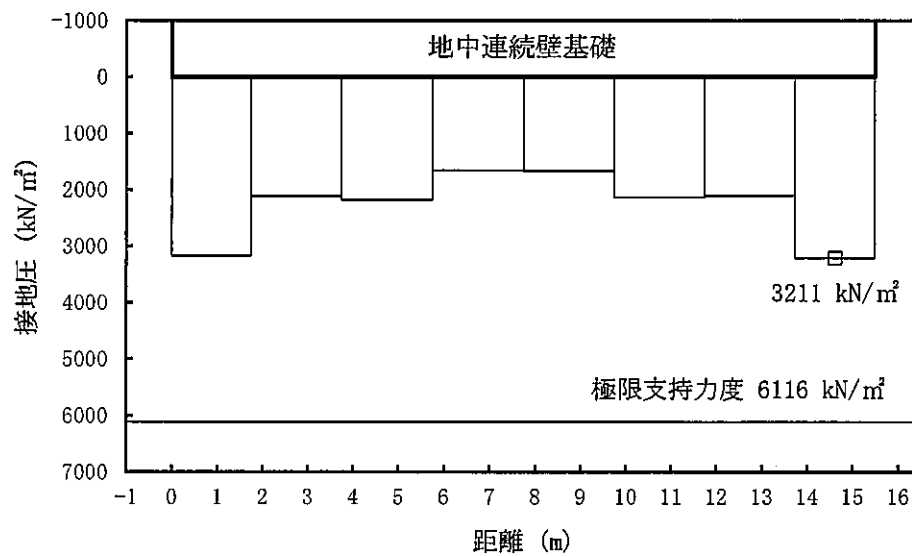


図 6.2-15 (12) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s - 31 [H-, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

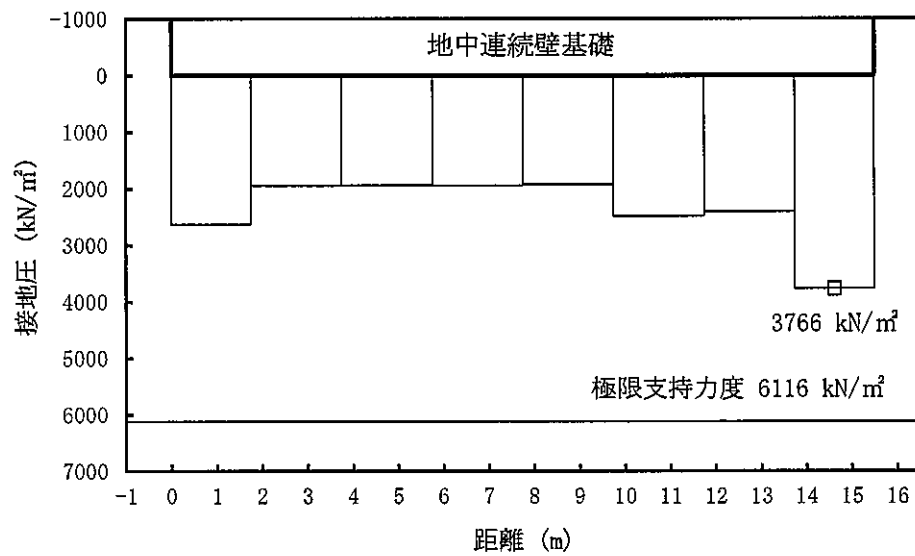


図 6.2-15 (13) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

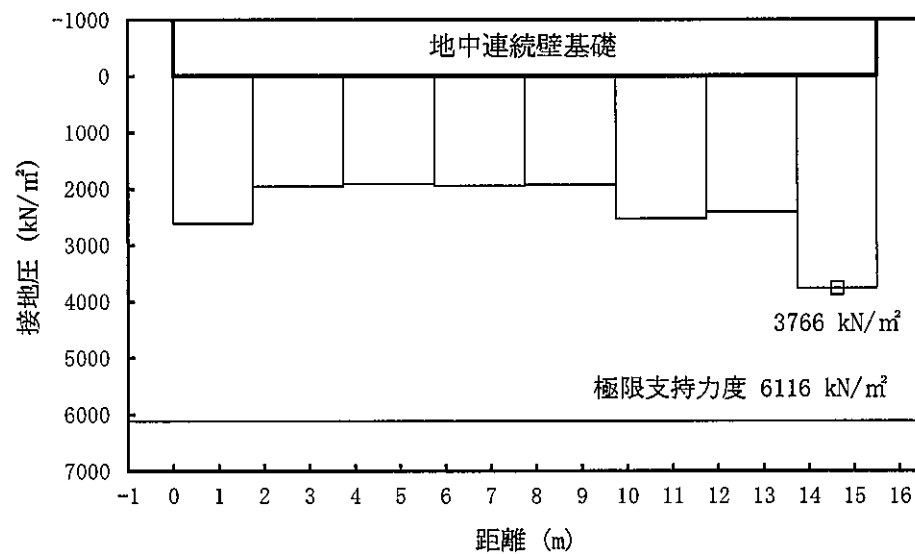


図 6.2-15 (14) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

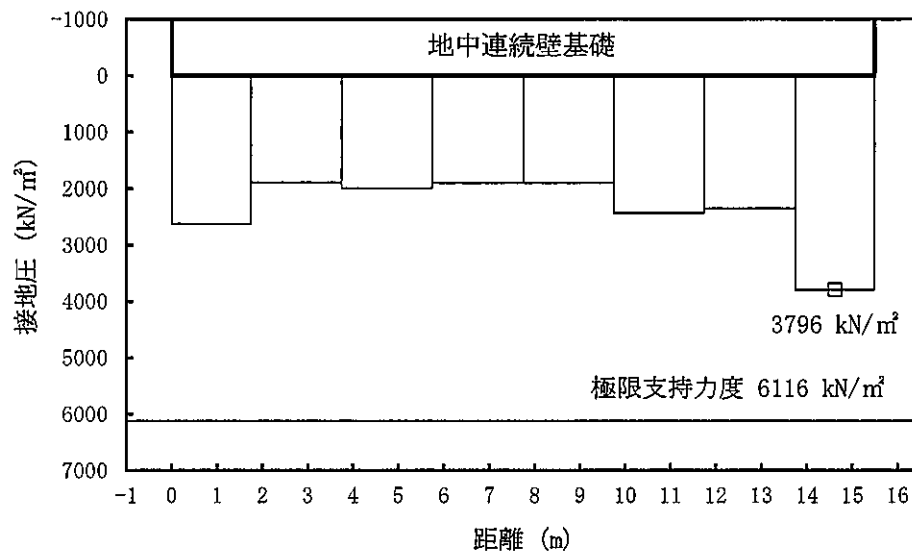


図 6.2-15 (15) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

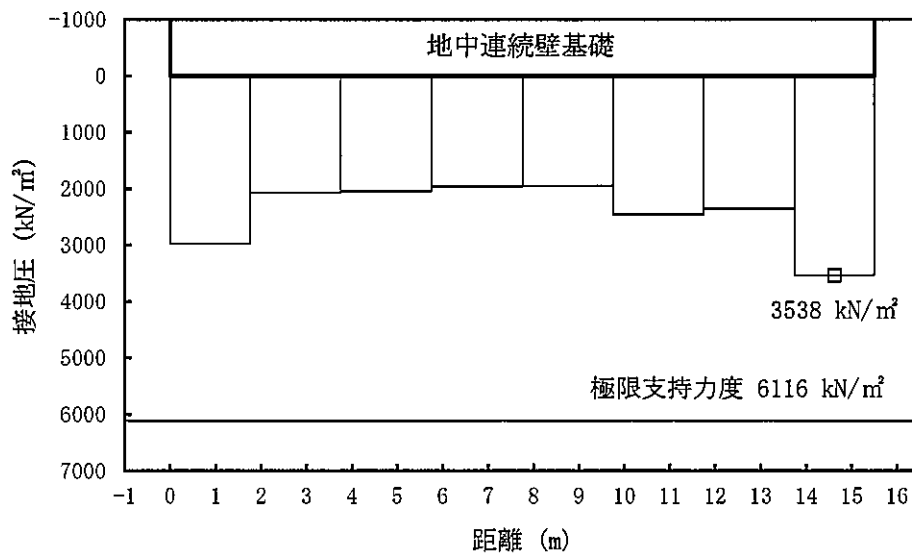


図 6.2-15 (16) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

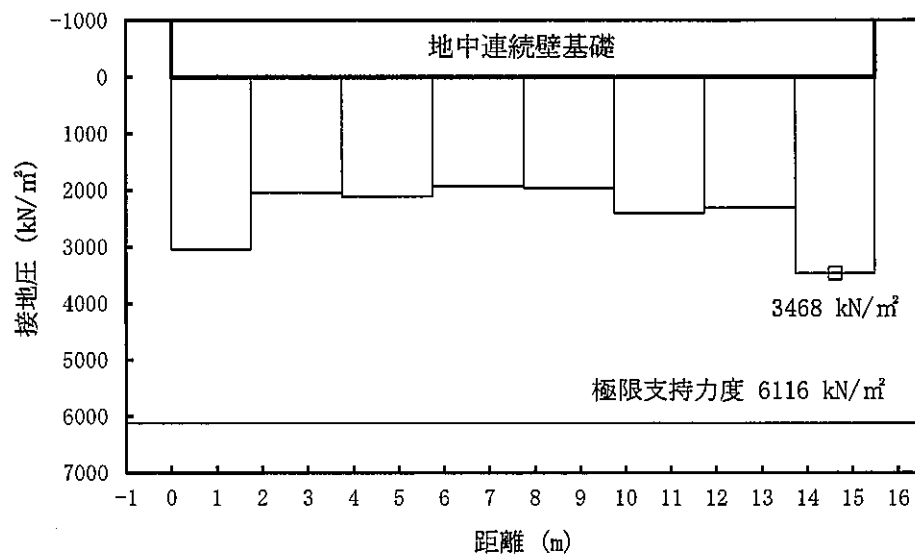


図 6.2-15 (17) ②-②断面北基礎地盤の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 北基礎における鉄筋の高止まりを考慮した無筋区間の支持性能評価

北基礎における鉄筋の高止まりにより想定される無筋区間（図 3.2-4 参照）は、基礎地盤である久米層と地中連続壁の間（T.P. -55.3m ～ -56m）に位置しており、地中連続壁からの荷重を久米層に伝達する機能（支持性能）を有している。

本項では、当該無筋区間が引張応力により局所的に破壊するか否かを確認することにより、支持性能評価を実施する。

基準地震動 S_e により、地中連続壁基礎の梁要素に発生する曲げモーメントと軸力から、無筋区間が想定される部材断面位置に発生する引張応力を求め、図 6.2-16 のとおりグラフにプロットする（青線）。赤線で示すコンクリートの引張強度に対し、引張応力度は十分に小さく、無筋区間においてコンクリートの引張破壊は発生しない。

以上より、当該無筋区間は、地震時においても支持性能を発揮することを確認した。

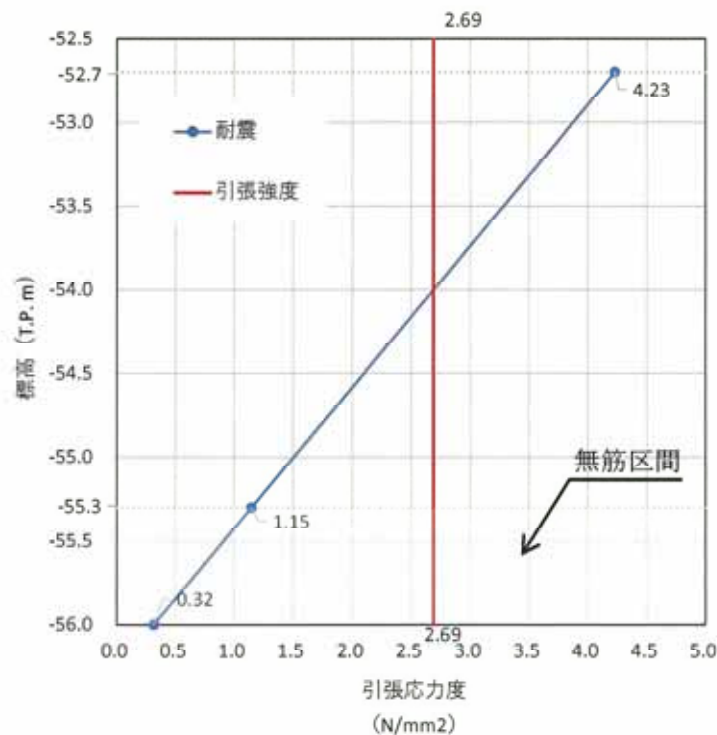


図 6.2-16 北基礎の無筋区間における発生応力について

6.3 構造物の変形性に対する評価結果

地震時における止水ジョイント部の異種構造物間の相対変位量に対する照査結果を表 6.2-16 に示す。

地震時における止水ジョイント部の異種構造物間の相対変位量に対する照査を行った結果、止水ジョイント部の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-16 異種構造物間の地震時相対変位量

位置番号	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	最大発生変位量[m] $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$	許容限界 (m)
南側	0.709	0.995	0.103	1.226	2.0
北側	0.689	1.305	0.109	1.480	2.0

6.4 まとめ

鋼製防護壁について、現地施工状況等を反映した条件の下で、基準地震動 S_0 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_0 による地震力に対して、要求機能を維持できる。

なお、鋼製防護壁（接合部）におけるアンカーボルト、頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの設計の妥当性については、平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」にて、検証・確認がなされている。

