

## 14. SA用海水ピットの耐震安全性評価

### 目次

14.1	評価方針	1
14.2	評価条件	2
14.2.1	適用基準	2
14.2.2	耐震安全性評価フロー	3
14.2.3	評価対象断面	8
14.2.4	評価対象断面の選定	9
14.2.5	使用材料及び材料定数	14
14.2.6	評価構造物諸元	17
14.2.7	地下水位	17
14.2.8	地震応答解析手法	18
14.2.9	解析モデルの設定	20
14.2.10	減衰定数	30
14.2.11	荷重の組合せ	36
14.2.12	地震応答解析の検討ケース	39
14.3	評価内容	42
14.3.1	入力地震動の設定	42
14.3.2	許容限界の設定	71
14.3.3	鉛直断面の評価	75
14.3.4	水平断面の評価	76
14.3.5	版部材の評価	79
14.3.6	隅角部の拘束効果に対する評価	84
14.4	評価結果	87
14.4.1	地震応答解析結果	87
14.4.2	耐震評価結果	203
14.5	まとめ	292

#### 14.1 評価方針

S A用海水ピットは、設計基準対象施設においては、Sクラス施設の間接支持構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

S A用海水ピットの地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる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実施する地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表 14.1-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

S A海水ピット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の液状化強度特性）を仮定する。

S A海水ピット及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

S A用海水ピットの耐震評価は、地盤の2次元動的有効応力解析により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

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

ここで、S A用海水ピットは、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

表 14.1-1 S A用海水ピットの評価項目

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	全構造部材	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

## 14.2 評価条件

### 14.2.1 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)
- ・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)
- ・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)

項目ごとの適用する規格，基準類を表 14.2-1 に示す。

表 14.2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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)</li> <li>・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)</li> </ul>	-
荷重及び 荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定)</li> <li>・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (社)日本道路協会，平成 24 年 3 月)</li> </ul>	・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定)</li> <li>・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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・耐震評価により算定した曲げ圧縮応力，曲げ引張応力及びせん断応力が短期許容限界以下であることを確認</li> <li>・基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認</li> </ul>
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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)</li> </ul>	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

14.2.2 耐震安全性評価フロー

SA用海水ピットの耐震安全性評価フローを図 14.2-1 に示す。

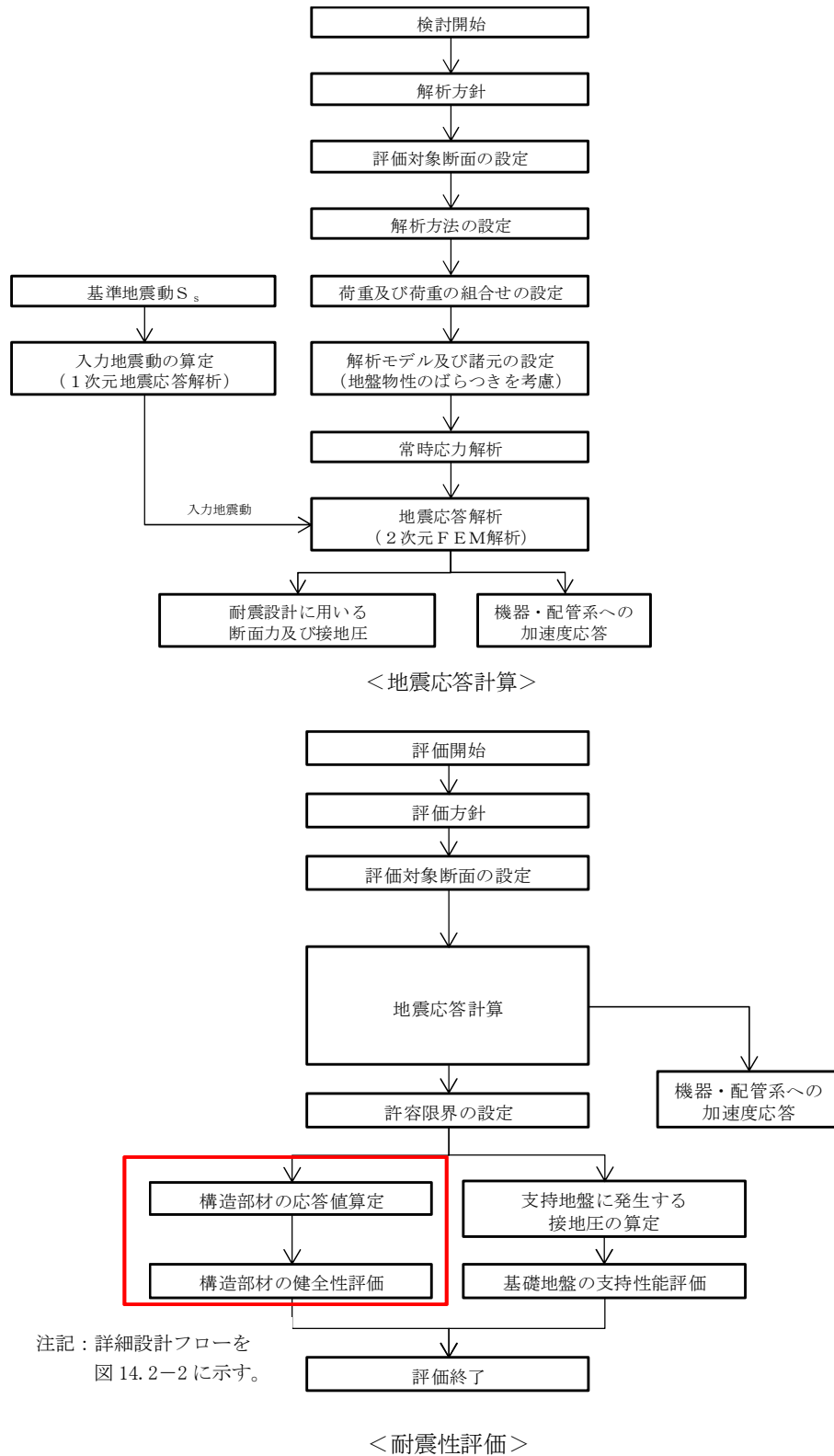


図 14.2-1 SA用海水ピットの耐震安全性評価フロー

S A用海水ピットの詳細設計フローを図 14.2-2 に、部材評価概念図を図 14.2-3 に、各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 14.2-4 に示す。また、各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 14.2-2 に示す。

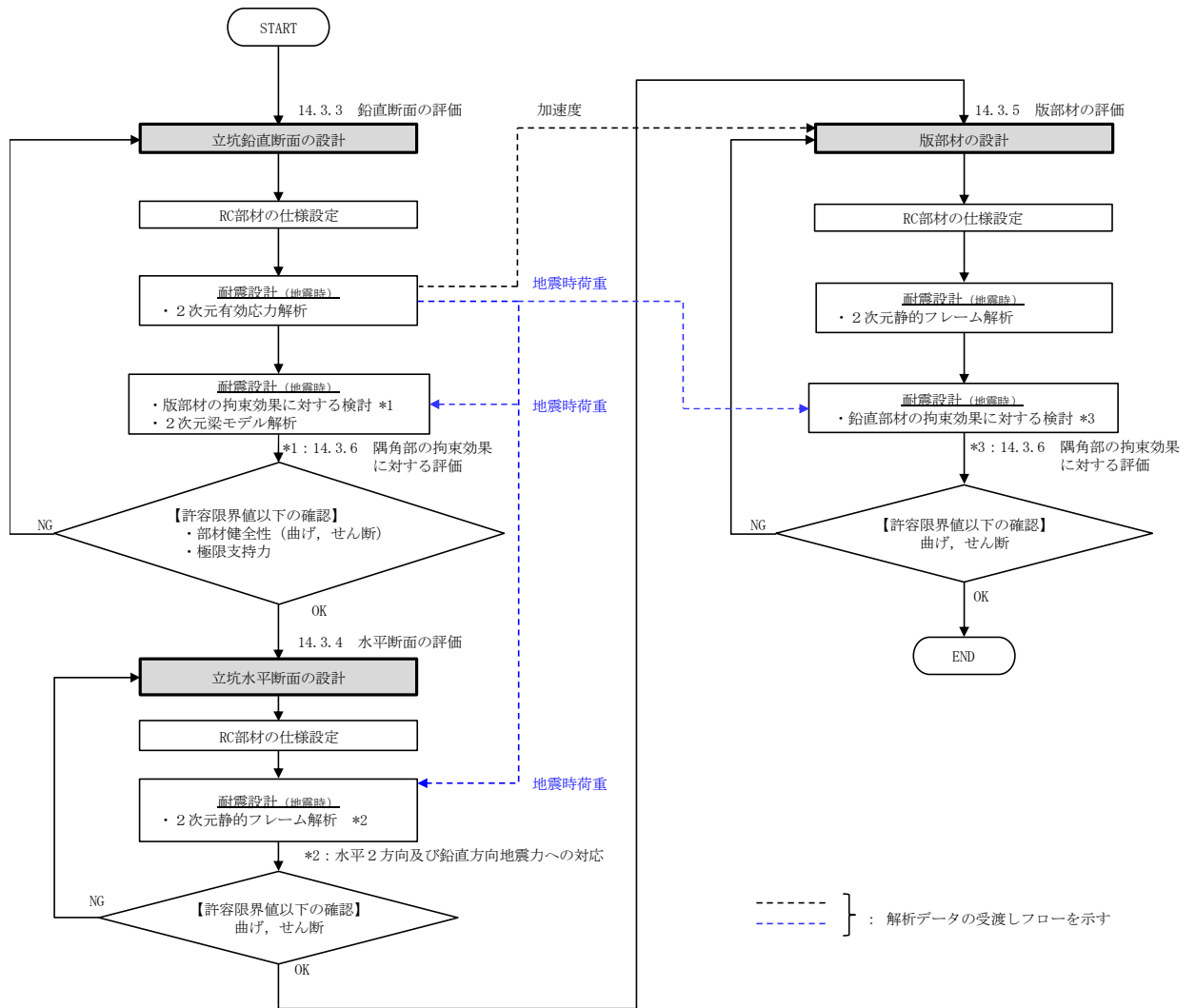
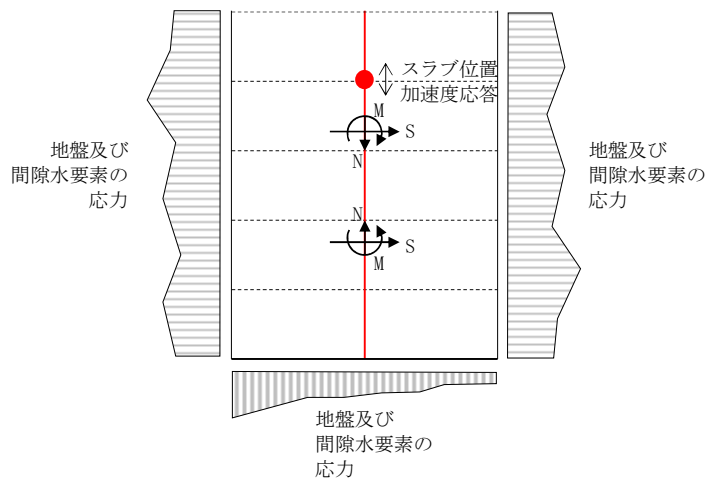
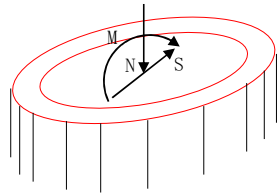


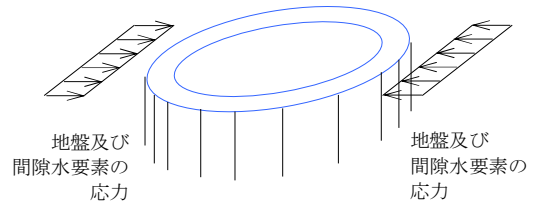
図 14.2-2 S A用海水ピットの詳細設計フロー



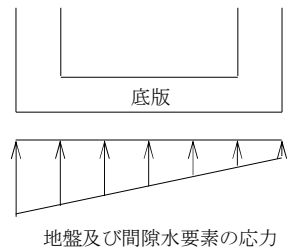
a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出概念図



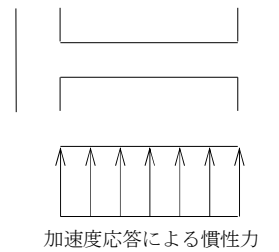
b) 線形はり要素の鉛直断面評価概念図



c) 水平断面の評価概念図 (フレーム計算)

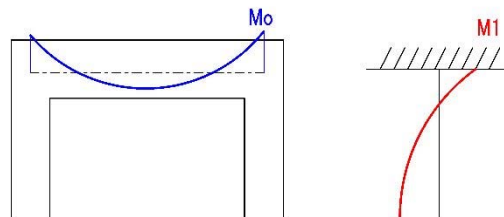


底版



頂版及び中床版

d) 版の評価概念図



e) 隅角部において廻り込む曲げモーメント概念図

図 14.2-3 部材評価概念図

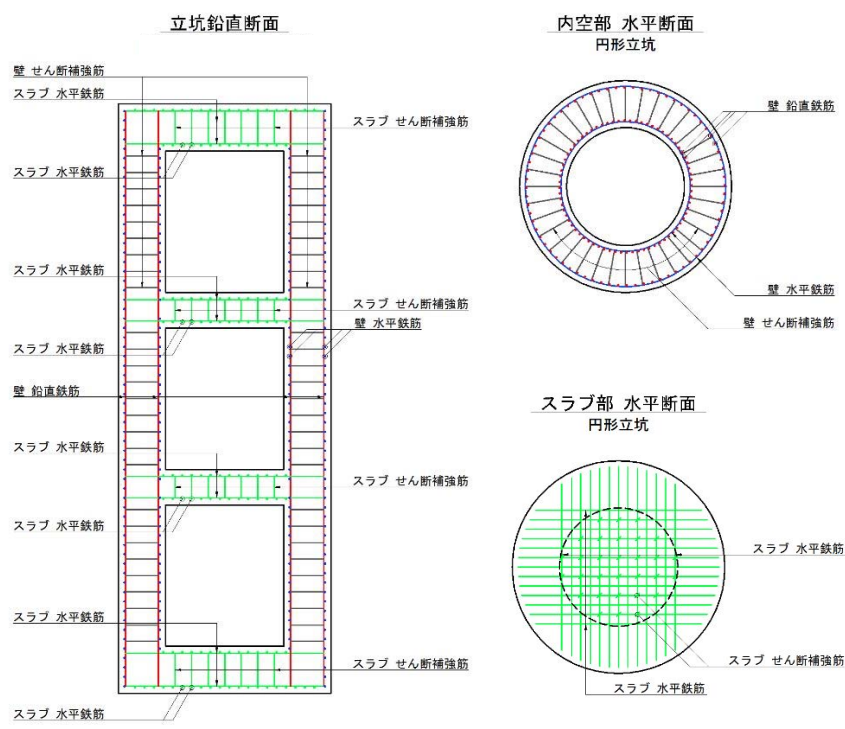


図 14.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 14.2-2 各部材評価で照査対象とする鉄筋

部材	照査対象鉄筋	記号	部材評価	備考
側壁	鉛直鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計（曲げ軸力）	*
	水平鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計（せん断力） 水平断面の設計（曲げ軸力）	
	せん断補強筋	—	水平断面の設計（せん断力）	
底版	水平鉄筋	—	底版の設計（曲げモーメント）	
	せん断補強筋	—	底版の設計（せん断力）	
頂版，中床版	水平鉄筋	—	頂版，中床版の設計（曲げモーメント）	
	せん断補強筋	—	頂版，中床版の設計（せん断力）	

注記 \*：側壁の水平方向の鉄筋の設計は、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）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、2次元水平断面モデル（2次元静的フレーム解析モデル）における同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、2次元水平断面モデルにおける同

側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁すべてについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。



### 14.2.3 評価対象断面

S A用海水ピットの位置図を図 14.2-5, 図 14.2-6 に示す。

S A用海水ピットは, 外形約 14 m, 内径約 10 m, 高さ約 34 m の鉄筋コンクリート造の円筒状の地中構造物であり, 弱軸断面方向が明確でないことから, 接続する海水引込み管及び緊急用海水取水管に着目し, 直交する両管路の縦断 2 方向の断面を評価対象断面とする。

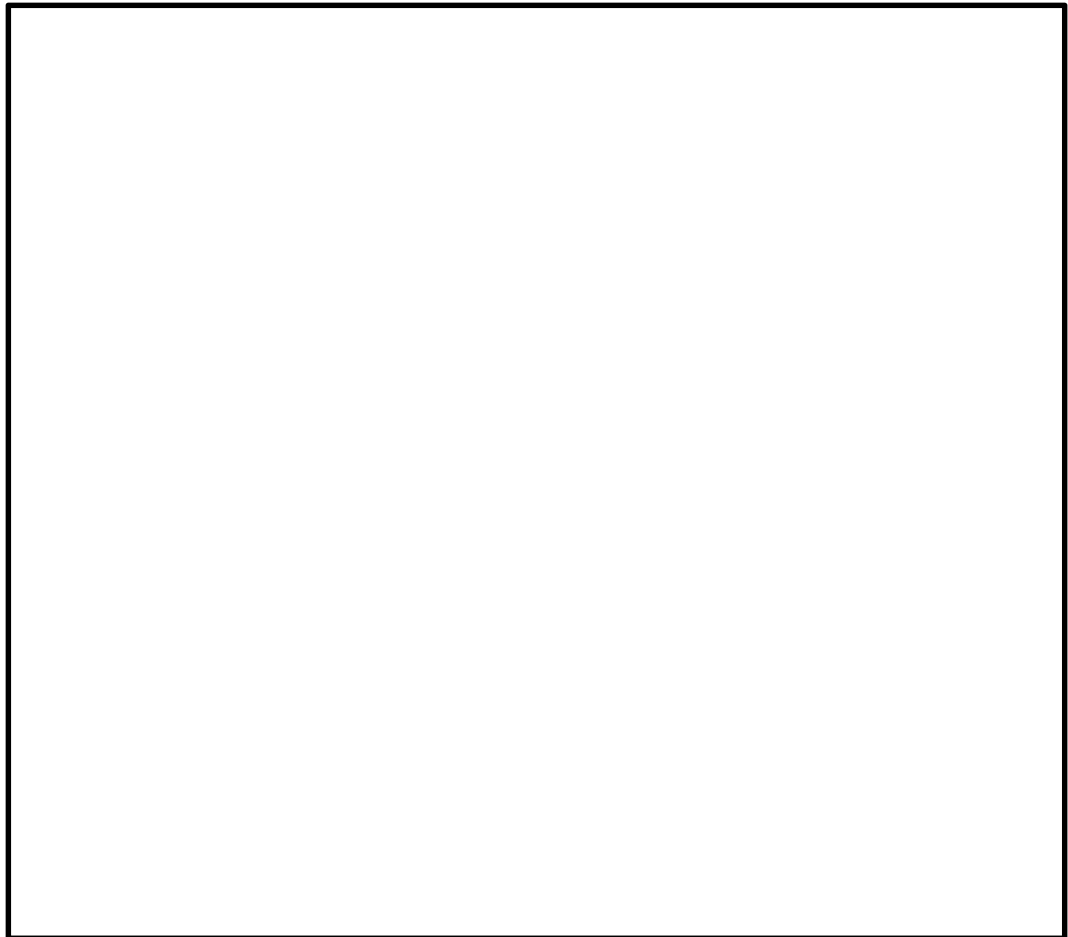


図 14.2-5 S A用海水ピット位置図 (全体図)



図 14.2-6 S A用海水ピット位置図 (拡大図)

#### 14.2.4 評価対象断面の選定

S A用海水ピットの評価対象断面位置図を図 14.2-7 に、評価対象断面図を図 14.2-8 に、構造平面図を図 14.2-9 に、構造断面図を図 14.2-10 に示す。

評価対象断面は、「1.4.14 S A用海水ピットの断面選定の考え方」で記載したとおり、円筒状の鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管の縦断面方向の①-①断面とそれに直交する横断面方向の②-②断面の両方向について選定して耐震評価を実施する。

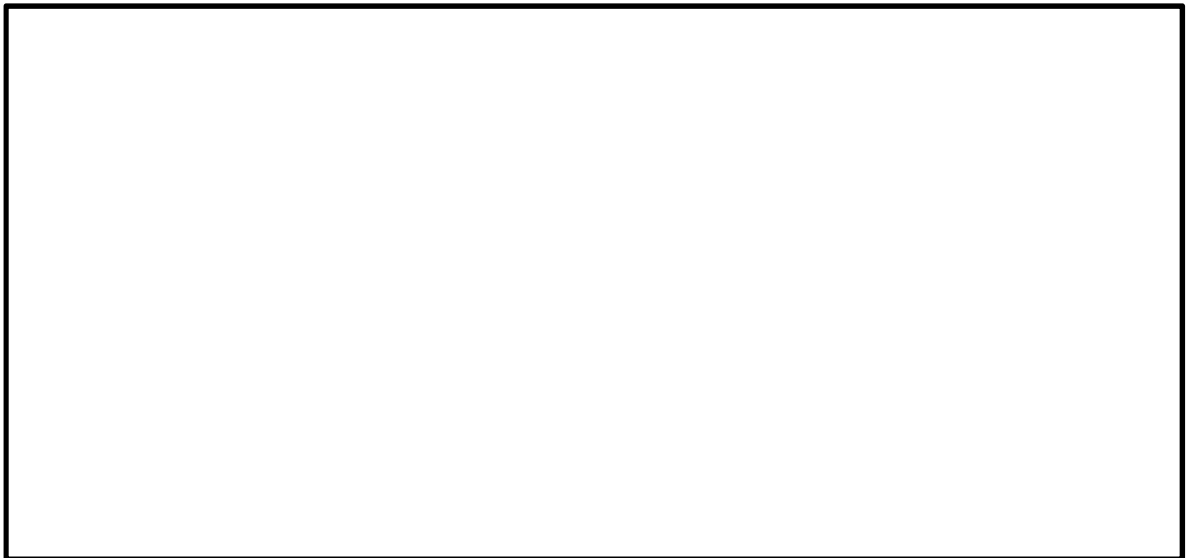


図 14.2-7 S A用海水ピット 評価対象断面位置図

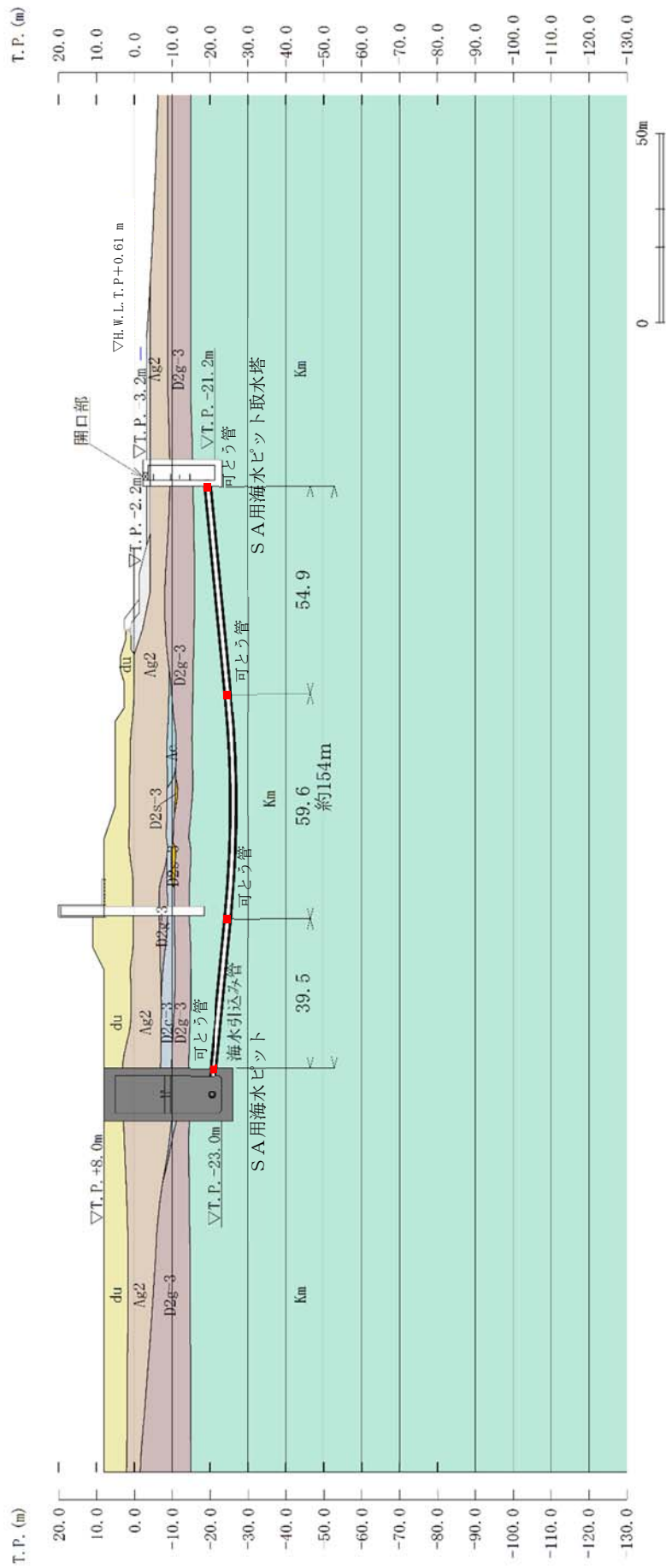


図 14.2-8 (1) SA用海水ピット 評価対象断面図 (①-①断面)



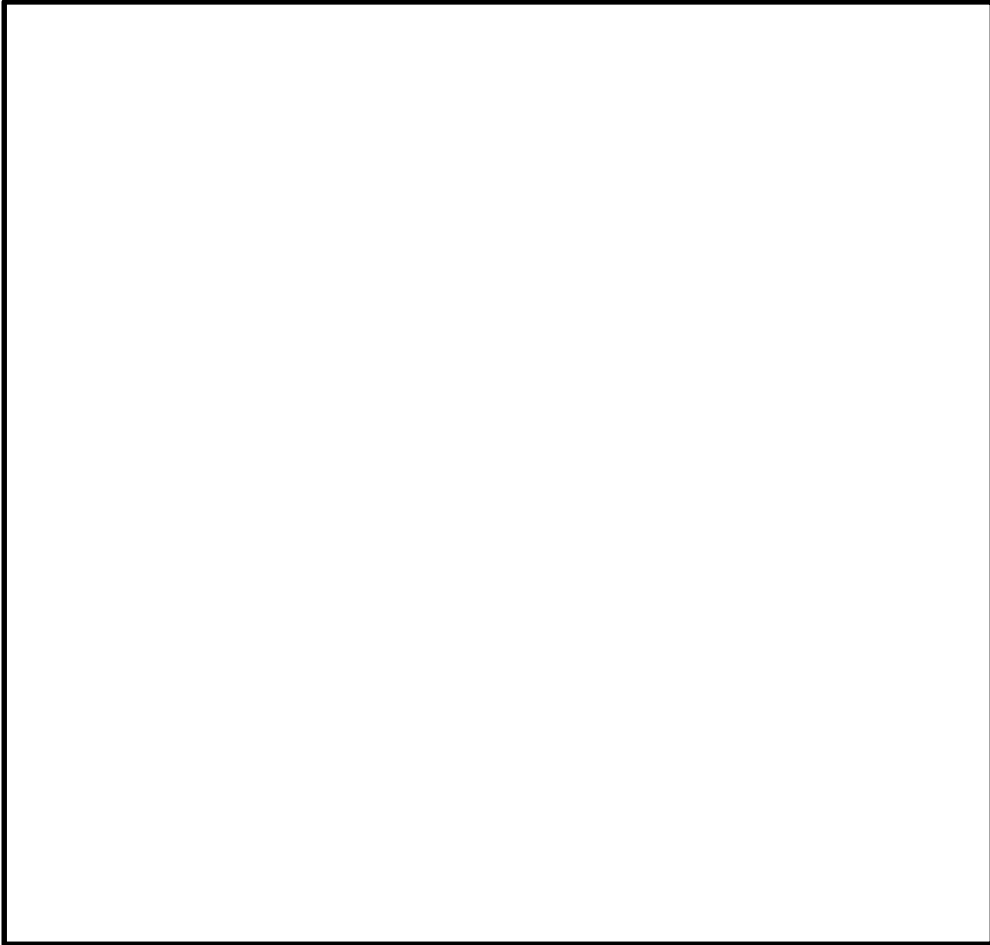
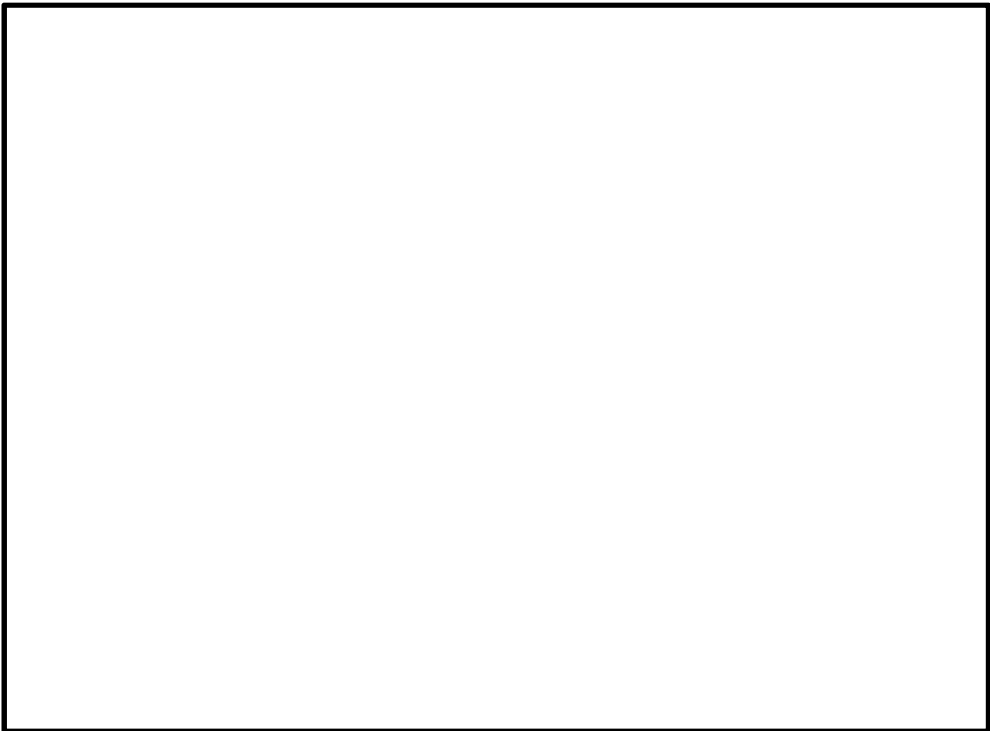
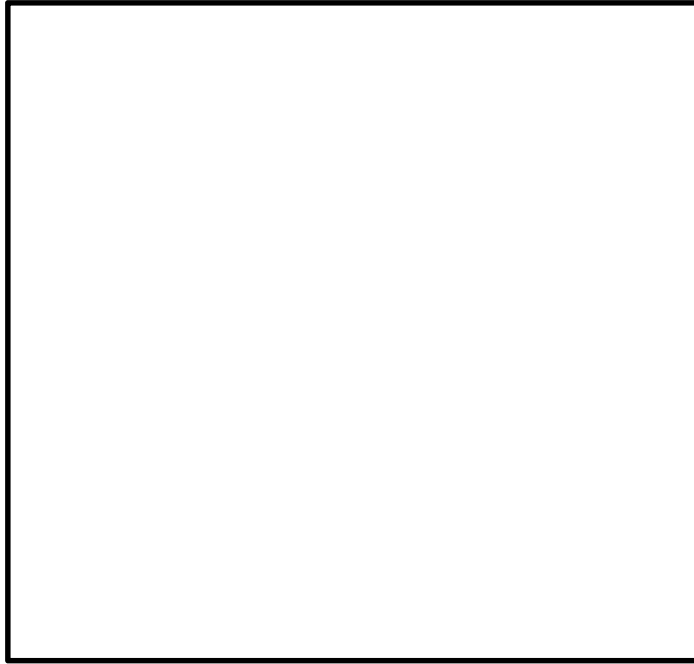


図 14.2-9 SA用海水ピットの平面図

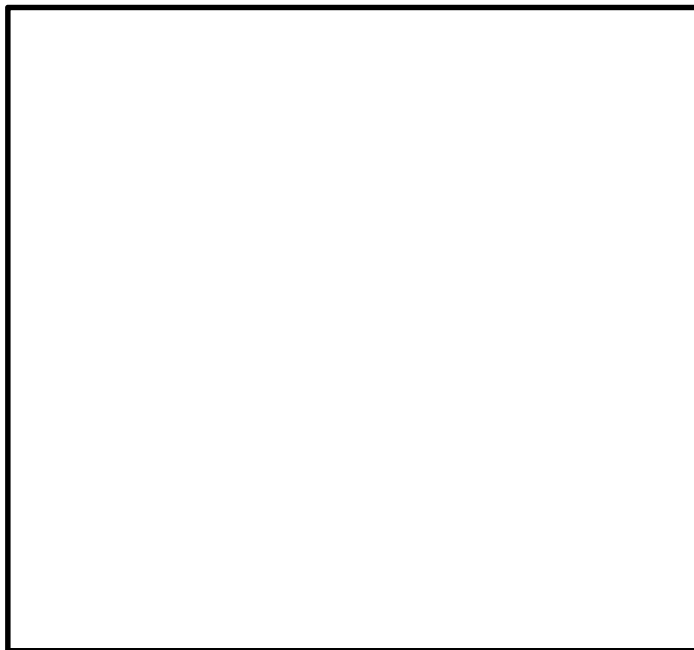


注記 \* : SA用海水ピットについては標準構造断面図を示す。

図 14.2-10(1) SA用海水ピットの断面図 (①-①断面)



頂版 (A-A断面)



底版 (B-B断面)

図 16.2-10 (2) SA用海水ピット構造図 (水平断面図)

#### 14.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用する規格、基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 14.2-3 に、材料の物性値を表 14.2-4 に示す。

地盤の諸元は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 14.2-5 に示す。

表 14.2-3 使用材料

材料	諸元	
S A用海水ピット	コンクリート	設計基準強度：40 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345, SD490

表 14.2-4 材料の物性値

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

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

\*2：J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)

表 14.2-5 (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	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_p$	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	$W_1$	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	$P_1$	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	$P_2$	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 14.2-5 (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					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	—	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	—		$0.358-0.00603 \cdot z$
強度特性	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	—	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

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



表 14.2-5 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 $\rho$ ( $g/cm^3$ )	静ポアソン比 $\nu_{CD}$	粘着力 $C_{CD}$ ( $kN/m^2$ )	内部摩擦角 $\phi_{CD}$ ( $^{\circ}$ )	せん断波 速度Vs ( $m/s$ )	基準初期 せん断剛性 $G_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	基準体積 弾性係数 $K_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp ( $m/s$ )
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-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	-89 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-93 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

### 14.2.6 評価構造物諸元

許容応力度法による照査を行うSA用海水ピットの諸元を表14.2-6に示す。また、評価部位を図14.2-11に示す。

表 14.2-6 評価構造物諸元

部位		仕様		材料		機能要求
		部材幅	部材高	コンクリート	鉄筋	
		(m)	(m)	$f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
頂版	梁①	3.200	3.000	40	SD345	非常時における海水の通水機能の確保
					SD490	
	梁②	1.300	3.000	40	SD345	
					SD490	
中床版		1.000	1.500	40	SD345	
					SD490	
底版		1.000	3.000	40	SD345	
					SD490	
側壁		1.000	2.000	40	SD345	
					SD490	

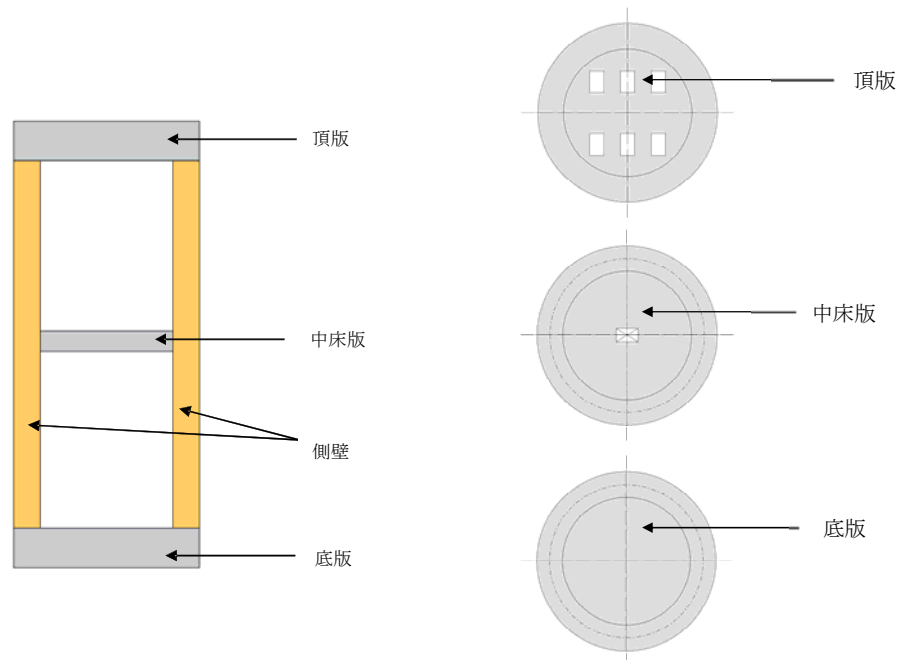


図 14.2-11 評価部位

### 14.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

#### 14.2.8 地震応答解析手法

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

地震応答計算は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 $S_g$ 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。2次元有効応力解析に用いる地盤剛性及び液化化強度特性は、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。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液化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化化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液化化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液化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、「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図14.2-12に示す。

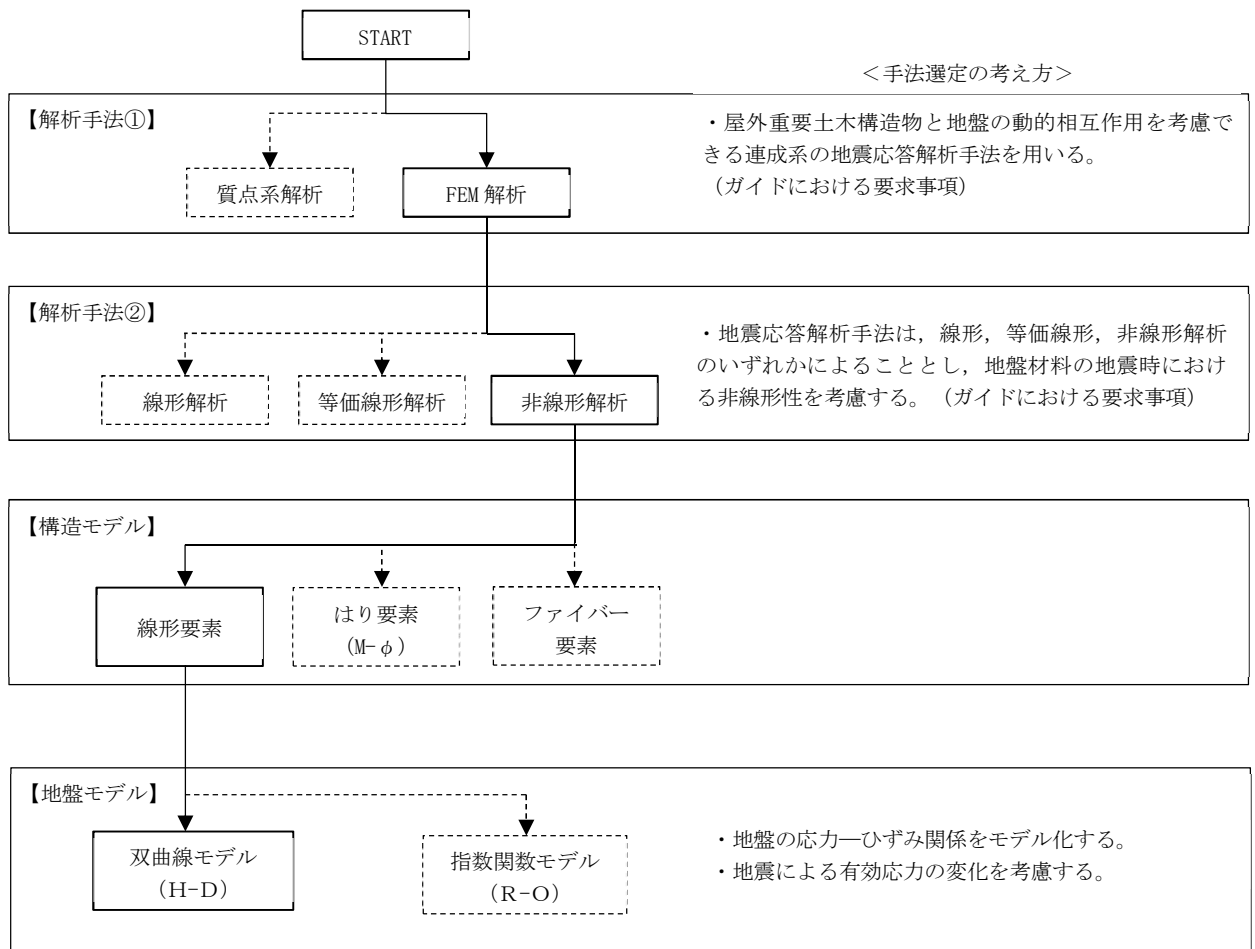


図 14.2-12 地震応答解析手法の選定フロー

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。

#### 14.2.9 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 14.2-13 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。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

この図で示される 2 次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺の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持つ 1 次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦 1 列の要素列と同じ構造で、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 14.2-14 に示す。

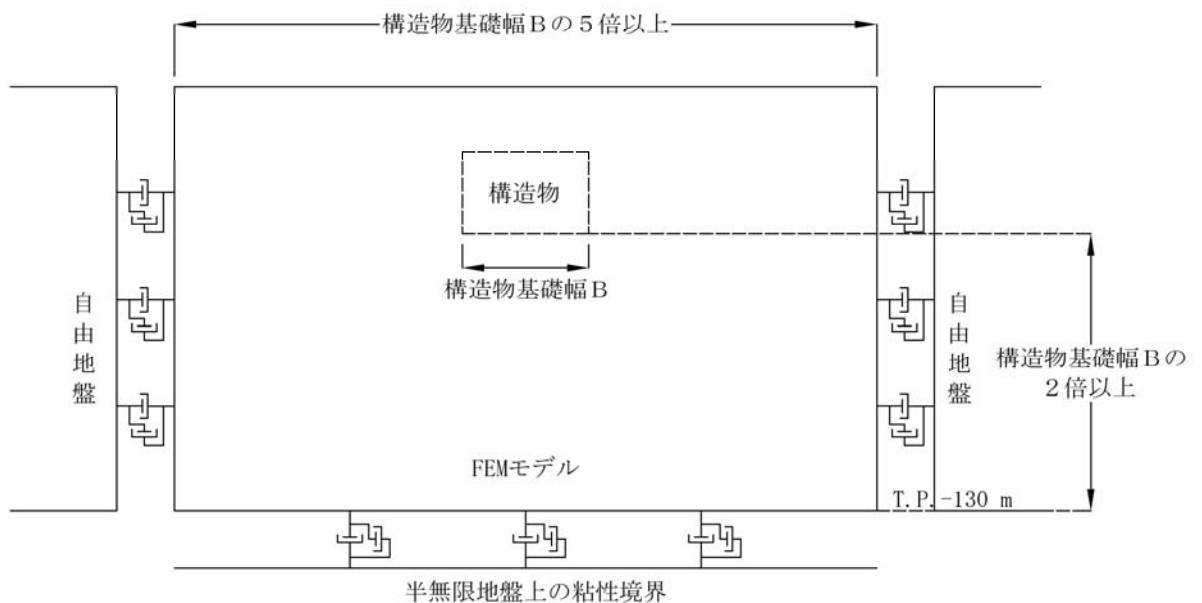


図 14.2-13 解析モデル領域の考え方

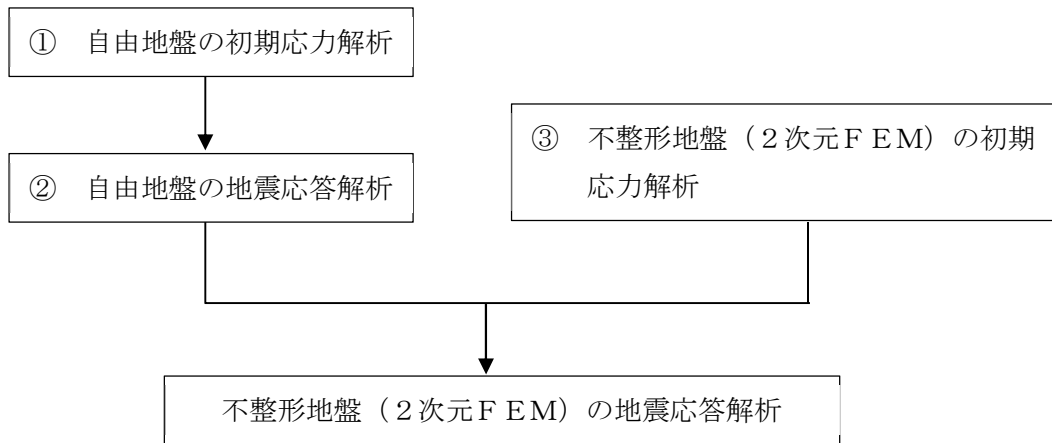


図 14.2-14 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラとする。境界条件の概念図を図 14.2-15 に示す。

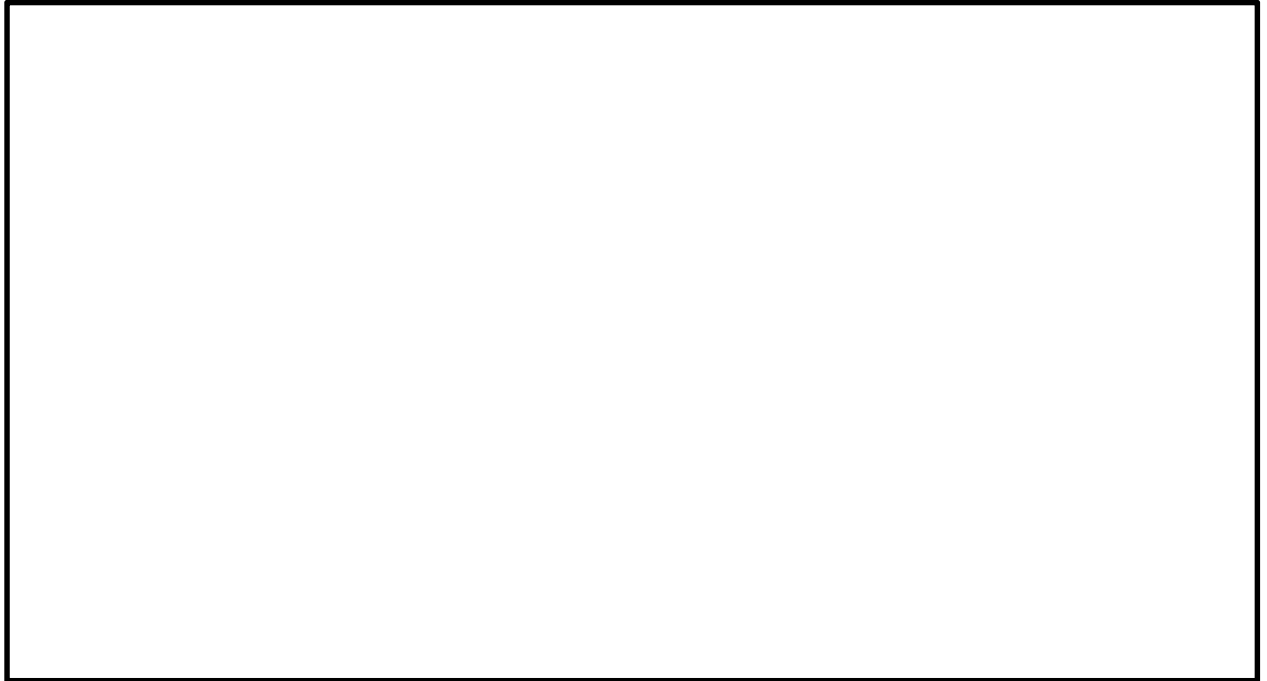


図 14.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び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、側面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 14.2-16 に示す。

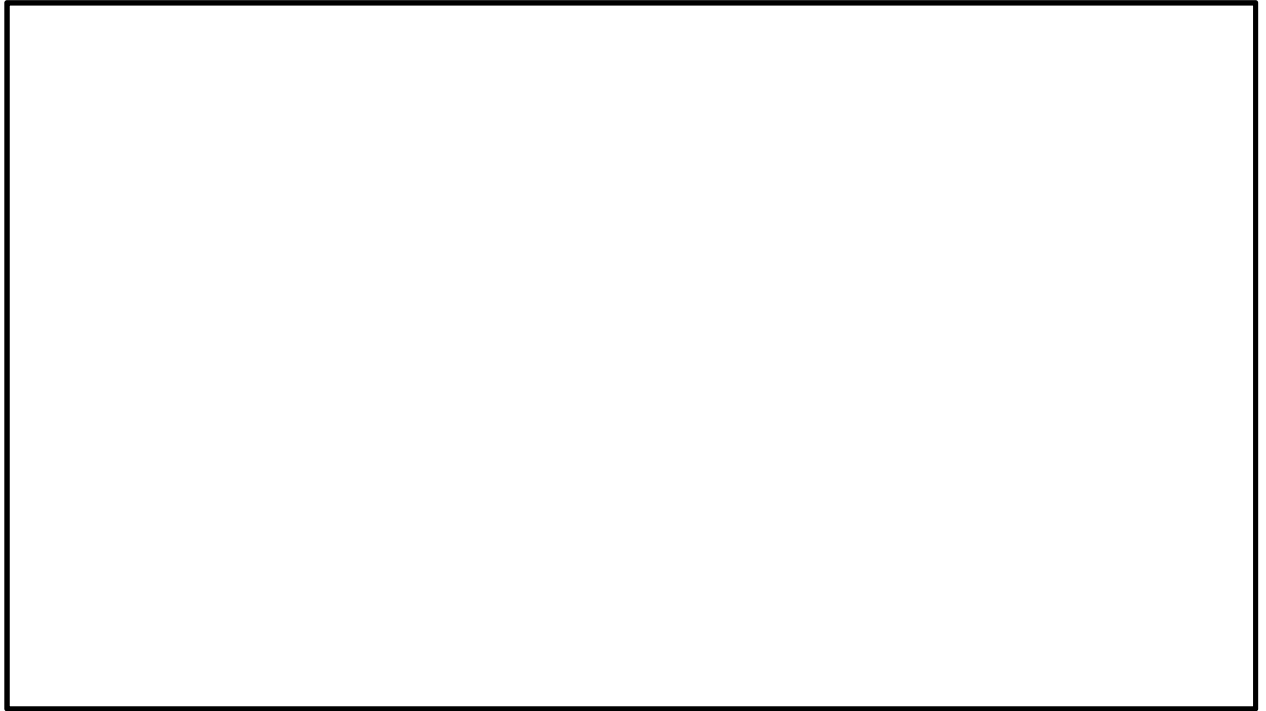


図 14.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

S A用海水ピットの地震応答解析モデルを図 14.2-17 に示す。



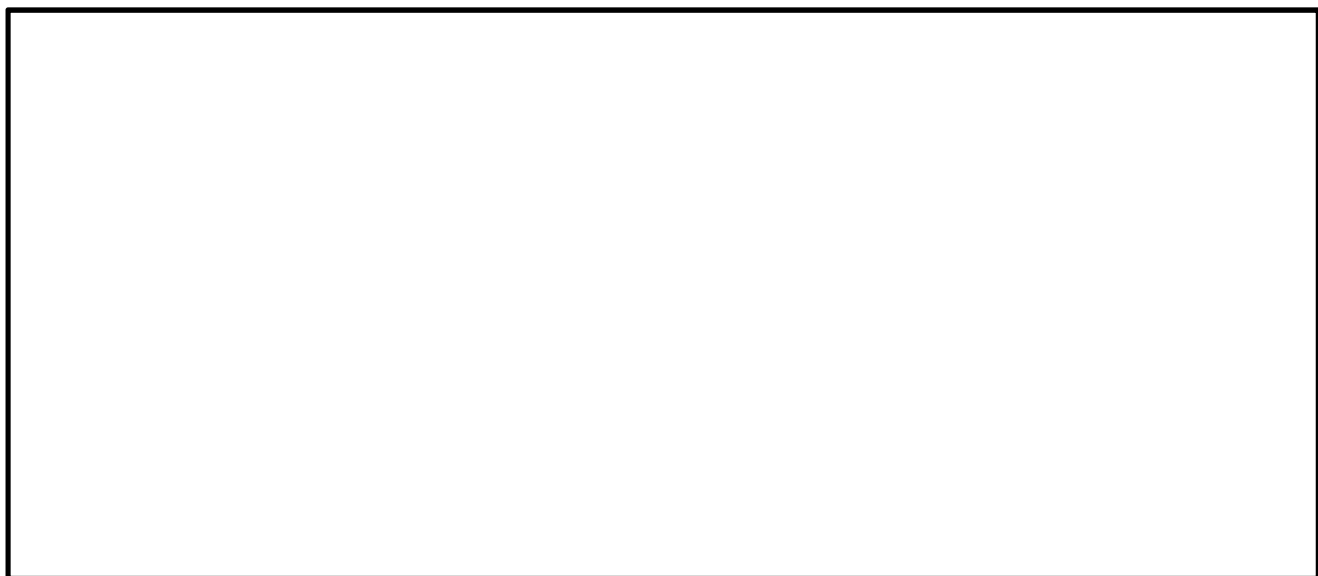


図 14.2-17 (1) S A用海水ピットの地震応答解析モデル全体図 (①-①断面)

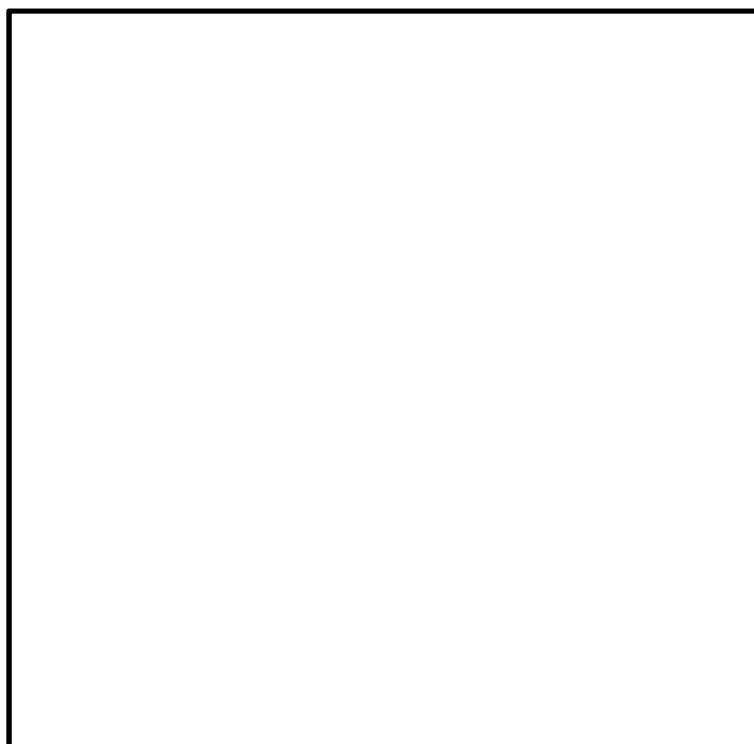


図 14.2-17 (2) S A用海水ピットの地震応答解析モデル拡大図 (①-①断面)

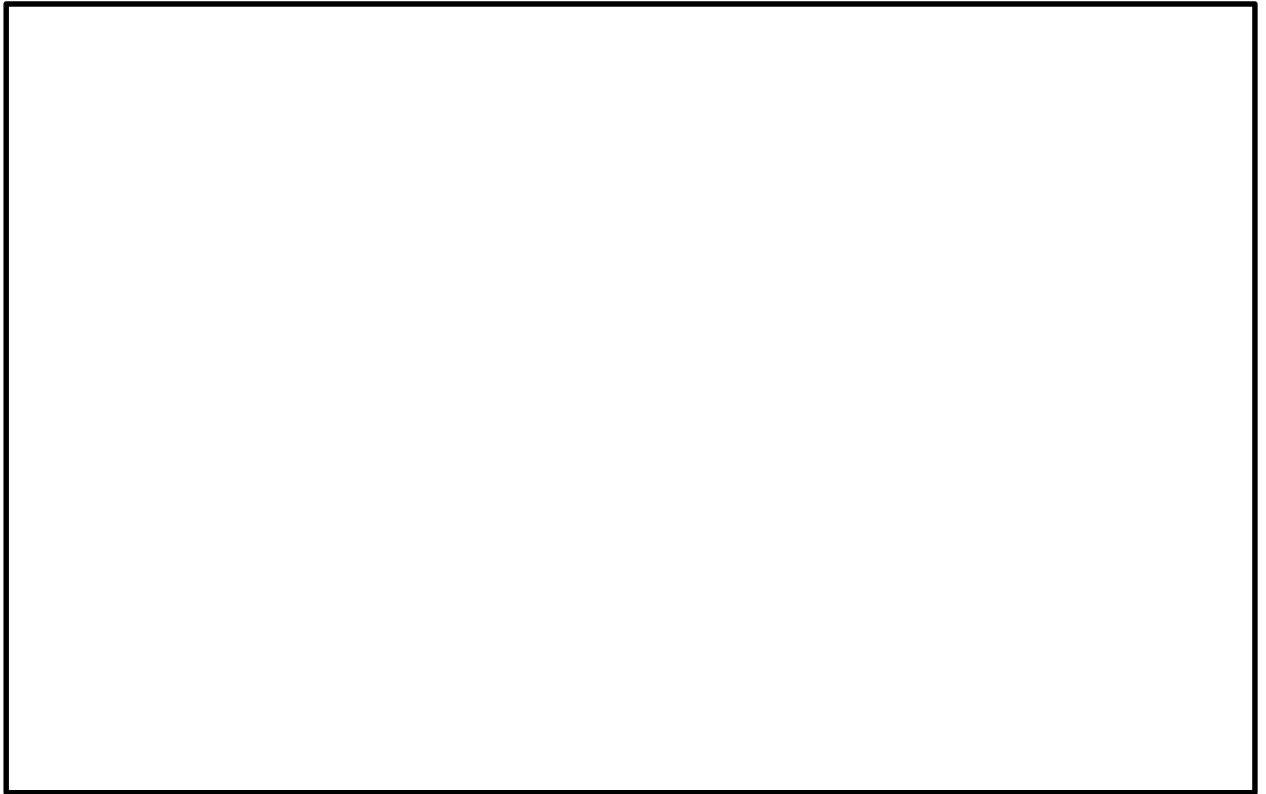


図 14.2-17 (3) S A用海水ピットの地震応答解析モデル全体図 (②-②断面)

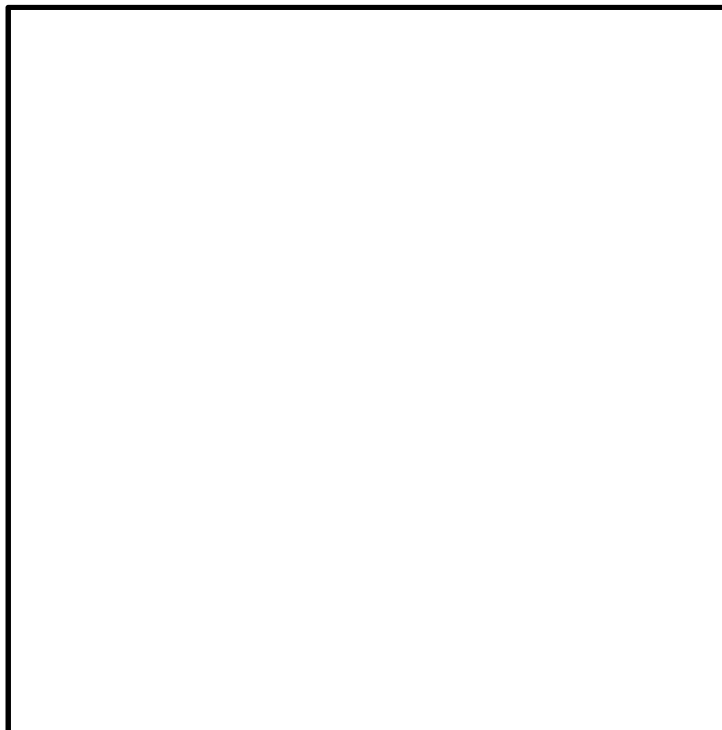


図 14.2-17 (4) S A用海水ピットの地震応答解析モデル拡大図 (②-②断面)

### (3) 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。S A用海水ピットの質量は、各節点に質量としてモデル化する。

なお、①-①断面において、複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行幅は、S A用海水ピットと等価な平面積を有する正方形の1辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

S A用海水ピットの構造部材は、ピット中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、立坑高さ方向の形状（頂版、中床版、底版）に応じた断面諸量（断面積A、断面2次モーメントI、コンクリートのヤング係数E）を設定する。ピットの側壁は壁軸周長約37m、壁厚2.0mに対して開口部は1.2mと小さい。また、海水取水管と海水引込み管とは岩盤内で接合し、開口部には適切な開口補強を実施することから、2次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮せずモデル化する。

S A用海水ピットの解析モデル概念図を図14.2-18に示す。

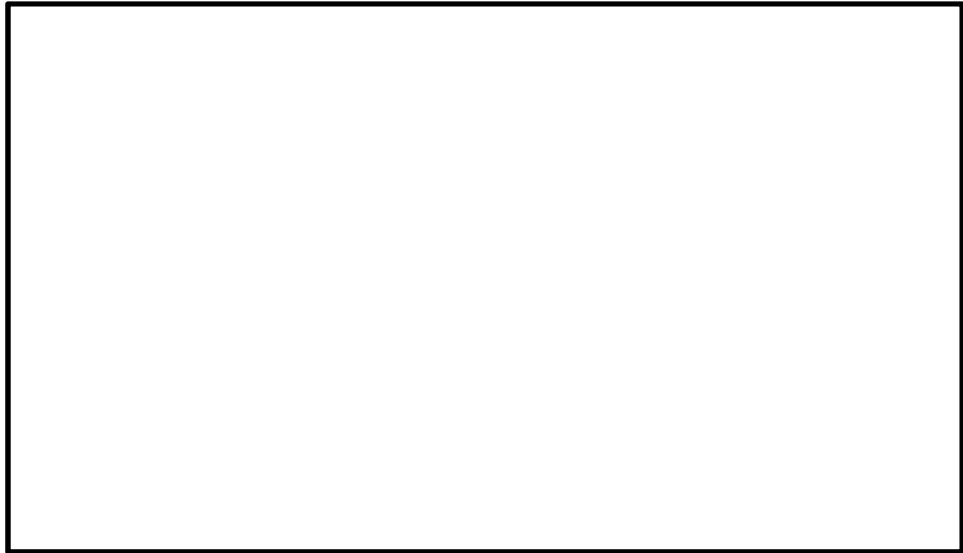


図 14.2-18 S A用海水ピットの解析モデル概念図

- ・立坑側方（仮想剛梁要素）

立坑の構造部材と地盤との相互作用を考慮するため、構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

- ・側面（仮想柔梁要素）

立坑構造と地盤の接合面にジョイント要素を設けるため、側面に仮想柔梁を配置する。仮想柔梁は、解析モデルの挙動に影響を及ぼさないよう十分に柔な断面性能とする。

$$\text{軸剛性} = EA/10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = EI/10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

- ・底面（仮想剛梁要素）

底面のロッキング挙動を考慮するため、立坑の構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

- ・側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面の剥離及びすべりを考慮する。
- ・構造梁の質量は節点付加質量及び回転慣性で考慮する。
- ・内水、積雪荷重についても節点付加質量で考慮する。

#### (4) 地盤のモデル化

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

#### (5) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 14.2-19 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤

の  $c$  ,  $\phi$  とする。(表 14.2-7 参照)

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

ここで,

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 14.2-7 周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

$z$  : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 14.2-8 のとおり設定する。図 14.2-19 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 14.2-8 ジョイント要素のバネ定数

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

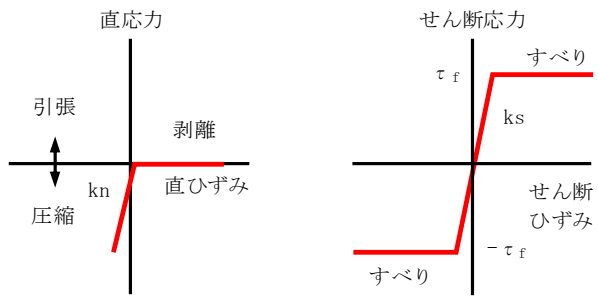


図 14.2-19 ジョイント要素の考え方

#### 14.2.10 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  と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  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 % を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 % (J E A G 4 6 0 1 -1987) とする。

図 14.2-20 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 14.2-9 に固有値解析結果を示す。

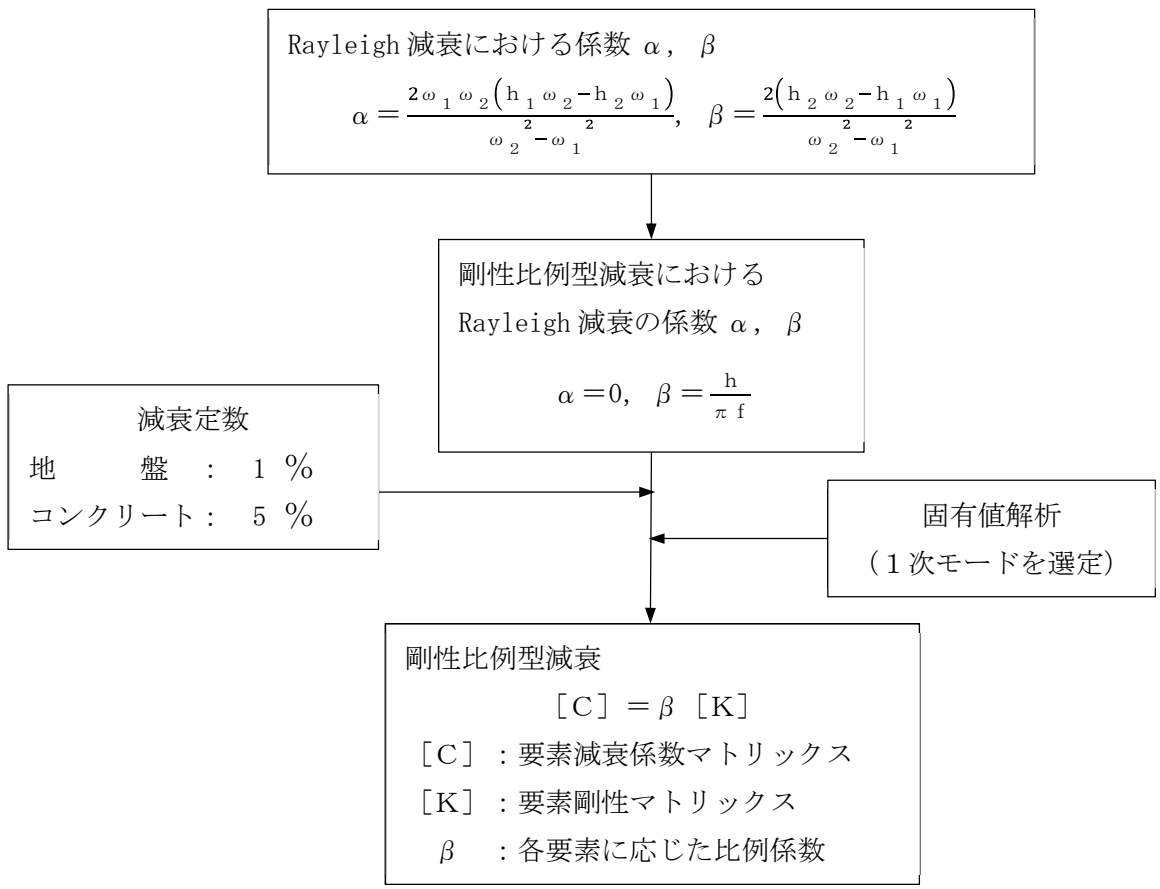


図 14.2-20 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 14.2-9 (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	0.766	243.29	地盤の1次として採用
2	1.180	16.06	—
3	1.474	-0.25	—
4	1.749	-5.29	—
5	1.897	-35.79	—
6	2.040	35.45	—
7	2.169	-3.02	—
8	2.314	-64.09	構造物の1次として採用
9	2.571	0.32	—

表 14.2-9 (2) 固有値解析結果

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

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.767	243.51	地盤の1次として採用
2	1.187	15.26	—
3	1.475	-0.28	—
4	1.756	-4.19	—
5	1.919	-34.94	—
6	2.110	39.21	—
7	2.183	5.98	—
8	2.335	-63.20	構造物の1次として採用
9	2.655	-2.21	—

表 14.2-9 (3) 固有値解析結果  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.764	242.98	地盤の1次として採用
2	1.172	16.98	—
3	1.473	-0.16	—
4	1.740	-7.34	—
5	1.870	-37.74	—
6	1.954	-31.39	—
7	2.153	2.02	—
8	2.288	-63.14	構造物の1次として採用
9	2.471	-4.48	—

表 14.2-9 (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	0.764	240.42	地盤の1次として採用
2	1.160	19.18	—
3	1.481	1.11	—
4	1.671	3.73	—
5	1.712	-41.39	—
6	1.749	36.13	—
7	1.966	-24.22	—
8	2.126	7.33	—
9	2.181	45.19	構造物の1次として採用

表 14.2-9 (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	0.732	231.30	地盤の1次として採用
2	1.194	-0.90	—
3	1.472	-0.54	—
4	1.693	6.75	—
5	1.863	-4.94	—
6	1.977	22.85	—
7	2.050	70.15	構造物の1次として採用
8	2.327	11.91	—
9	2.417	20.88	—

表 14.2-9 (6) 固有値解析結果

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

(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)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.733	231.54	地盤の1次として採用
2	1.202	-0.62	—
3	1.474	-0.38	—
4	1.727	5.48	—
5	1.876	-2.93	—
6	2.042	-33.27	—
7	2.093	68.20	構造物の1次として採用
8	2.361	-6.52	—
9	2.522	-19.46	—

表 14.2-9 (7) 固有値解析結果  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.730	230.96	地盤の1次として採用
2	1.185	-1.34	—
3	1.470	-0.82	—
4	1.649	8.48	—
5	1.843	10.07	—
6	1.908	-16.90	—
7	1.993	-68.45	構造物の1次として採用
8	2.256	-22.68	—
9	2.330	15.03	—

表 14.2-9 (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	0.725	227.75	地盤の1次として採用
2	1.144	-1.54	—
3	1.467	-6.29	—
4	1.490	-2.98	—
5	1.619	-33.46	—
6	1.733	58.70	構造物の1次として採用
7	1.746	20.85	—
8	1.952	1.77	—
9	2.027	-13.05	—

#### 14.2.11 荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれ組み合わせて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重）については、発電所の立地特性やS A用海水ピットが地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組み合わせる荷重としては除外する。

なお、S A用海水ピットは地盤内に埋設されている構造物であることから、運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にS A用海水ピットに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを表 14.2-10 に示す。

表 14.2-10 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・配管荷重	—	・頂版の開口を考慮しない。
		土被り荷重	—	・躯体天端が地表面にあるため考慮しない。
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置される構造物等はないため、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考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・H.W.L.T.P. +0.61 mからの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重	積雪荷重	○	・躯体天端に積雪荷重を考慮する。	
	積雪荷重以外	—	・積雪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、偶発荷重と組合せるべき変動荷重はない。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ によって水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、機器・配管系の慣性力、動土圧を考慮する。	
	鉛直地震動	○		
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。	

(1) 機器・配管荷重

S A用海水ピットの頂版開口部には浸水防止蓋、中床版開口部には整流装置が設置されるが、開口による質量及び剛性の低減は考慮せず、整流設備の質量も考慮しない。

(2) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 23 条 第 2 項」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの重量を 20 N/m<sup>2</sup> として、積雪量は 30 cm と想定していることから常時の積雪荷重は 600 N/m<sup>2</sup> となる。地震時は、常時の雪荷重の 0.35 倍とすることから 210 N/m<sup>2</sup> として設定する。解析上は、頂版天端節点の付加質量に雪荷重を見込んでモデル化している。

(3) 外水圧

S A用海水ピット周辺の地盤においては、地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm<sup>3</sup> とする。

(4) 内水圧

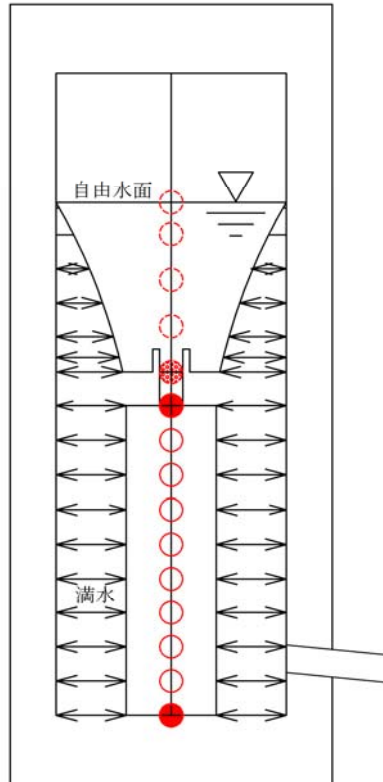
S A用海水ピット内の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位 (T.P. +0.61 m) とする。海水の密度は 1.03 g/cm<sup>3</sup> とする。

朔望平均満潮位 (T.P. +0.61 m) は、頂版下面標高 (T.P. +5.0 m) と中床版の上面標高 (T.P. -8.0 m) との間にあり、中床版以浅に自由水面を有する。したがって、中床版

以浅は自由水面を持つ Westergaard 式，中床版以深は自由水面を持たない固定水としてモデル化する。

内水圧は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

S A用海水ピット内の内水圧の荷重モデルを図 14.2-21 に示す。



記号	状態	水平	鉛直	内容
○	自由水面	○		負担高分の動水圧を付加質量として設定する。
●	自由水面	○		負担高分の動水圧を付加質量として設定する。
			○	中床版より上の容積の水重を付加質量として中床版上面に付加する。
○	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
●	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
			○	中床版より下の内空容積分の水重を 1/2 ずつ付加質量として中床版底面及び中盤上面に付加する。 初期応力解析時は全水重を底盤上面に付加質量として設定する。

注記 : 内水の付加質量は躯体の自重による付加質量に加算する。

図 14.2-21 S A用海水ピット内水圧の荷重モデル

14.2.12 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 14.2-11 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 14.2-22 に示す。

表 14.2-11 耐震評価における検討ケース

検討ケース*1		①	②	③	④	⑤	⑥
		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)	地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	$S_s-D1$	(H+, V+)*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：構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

\*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）



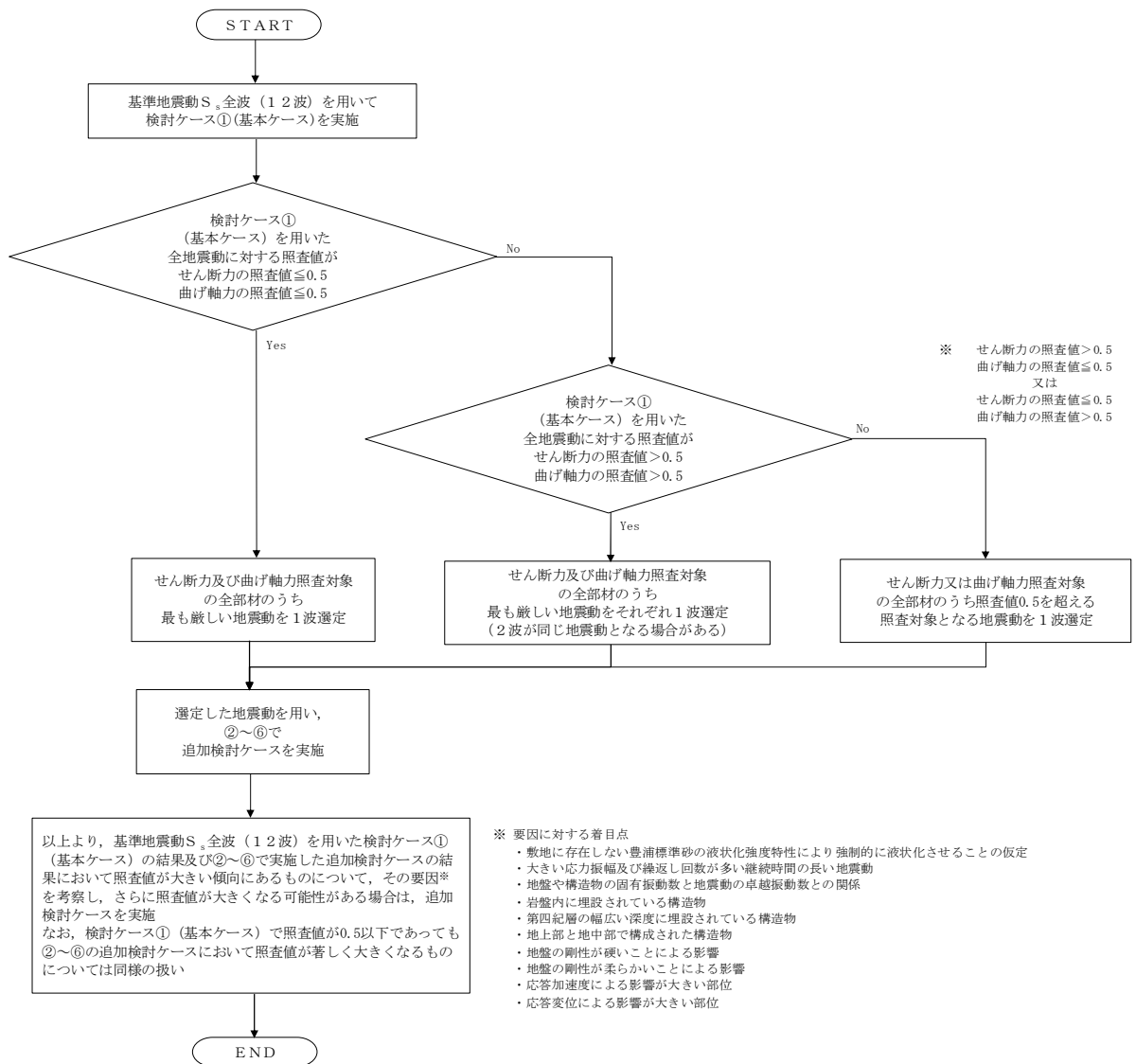


図 14.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 14.2-12 に示す。

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

表 14.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		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+)*1	実施	すべての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において， 上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い， ④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+, V-)*1	実施	
		(H-, V+)*1	実施	
		(H-, V-)*1	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+)*2	実施		
	(H-, V+)*2	実施		

注記 \*1:  $S_s-D1$  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)

\*2:  $S_s-31$  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)

### 14.3 評価内容

#### 14.3.1 入力地震動の設定

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

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 14.3-1 に示す。

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

なお、基準地震動  $S_s$  のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的には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 14.3-2～図 14.3-29 に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

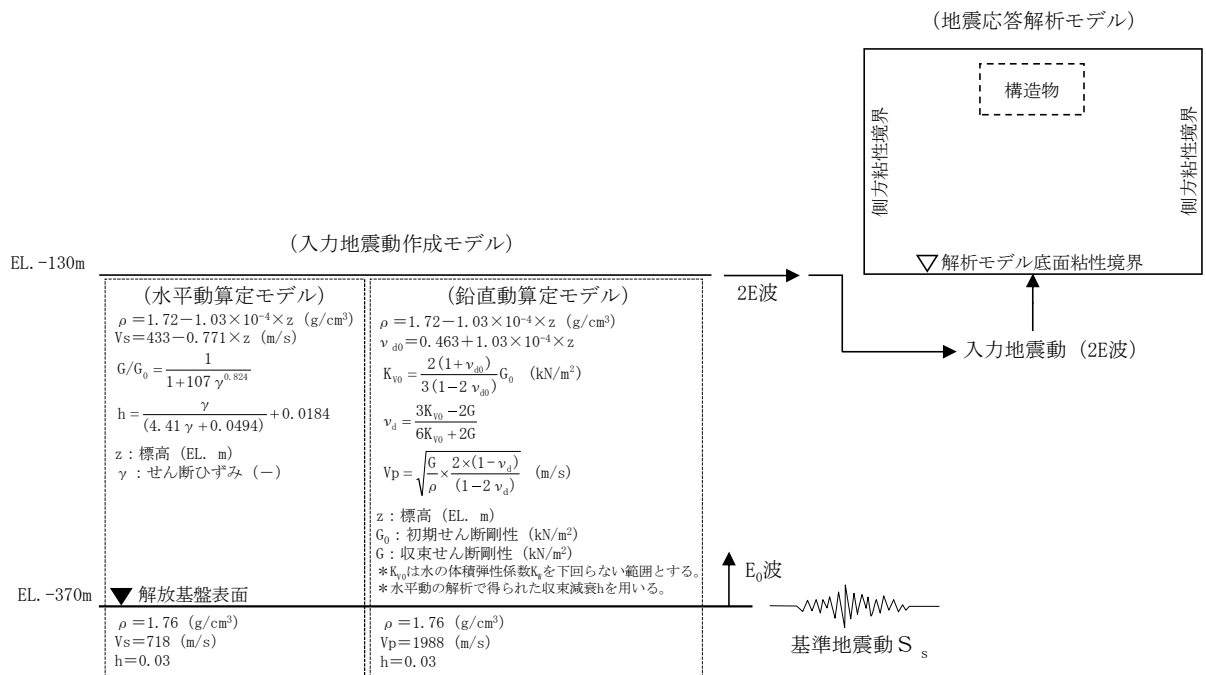
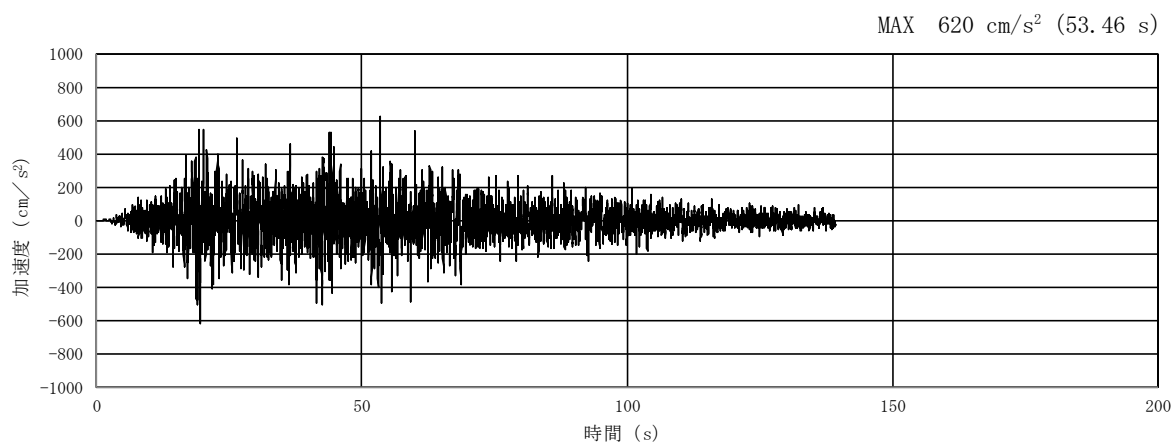
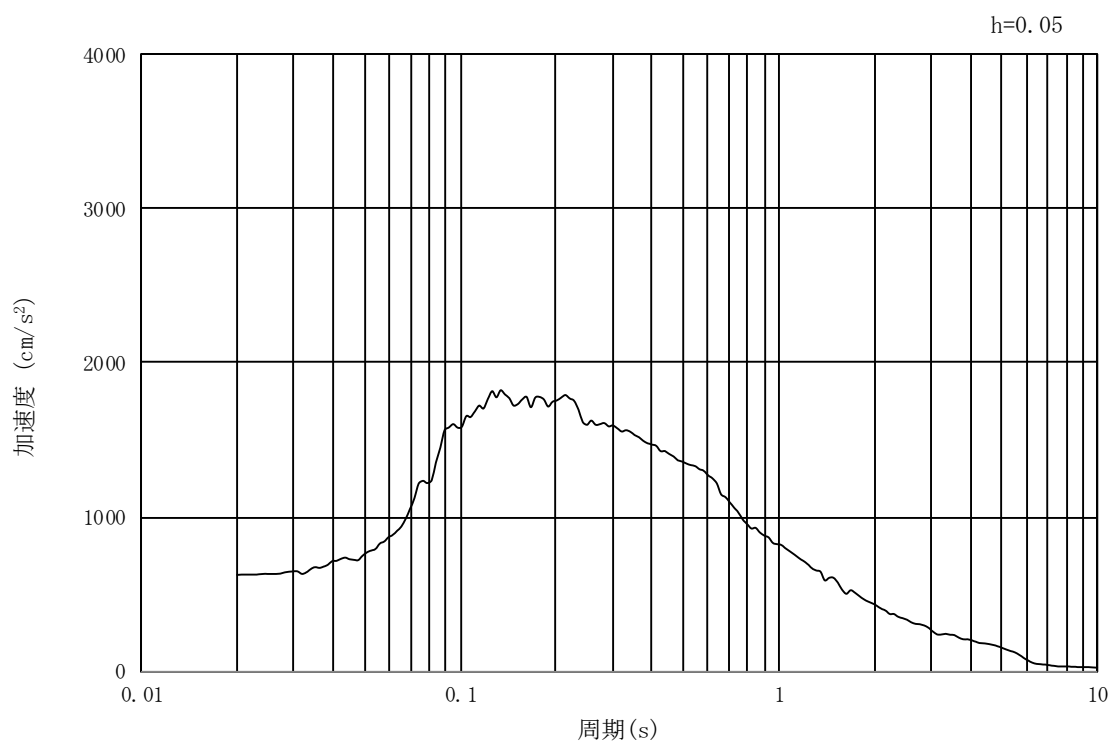


図 14.3-1 入力地震動算定の概念図

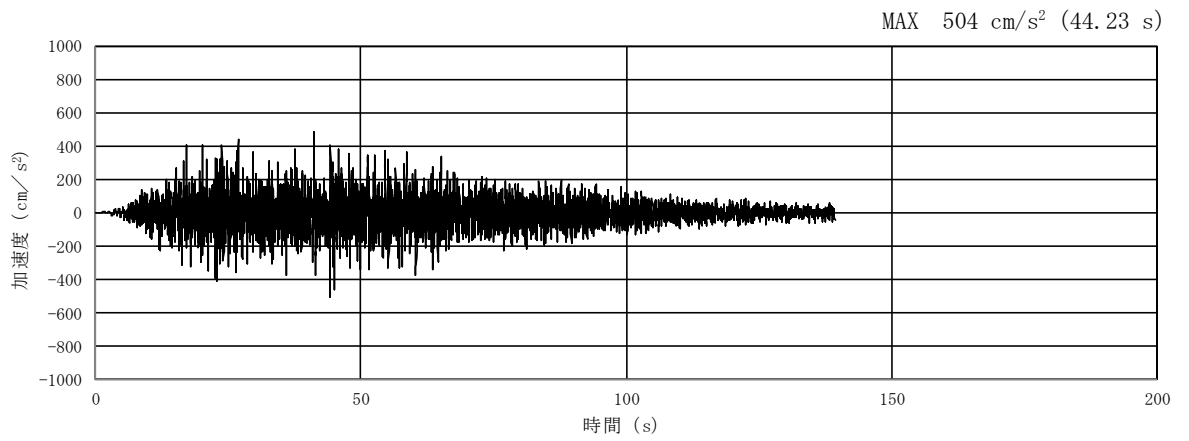


(a) 加速度時刻歴波形

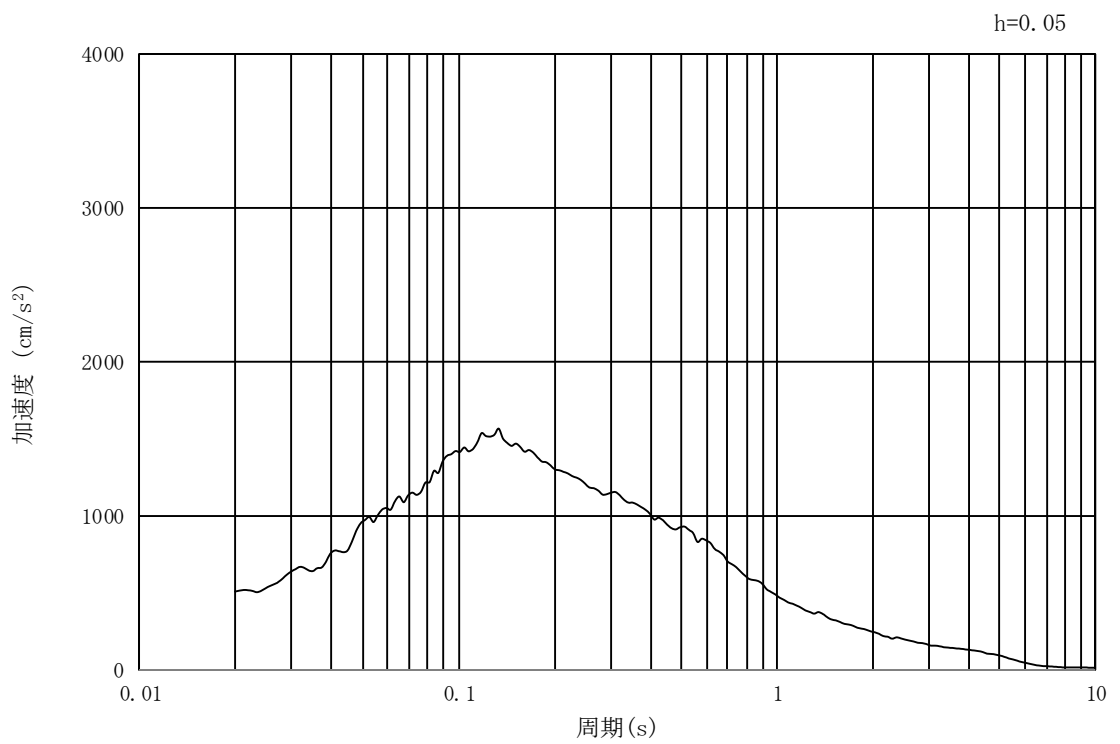


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-2 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, 水平成分:  $S_s-D1$ )

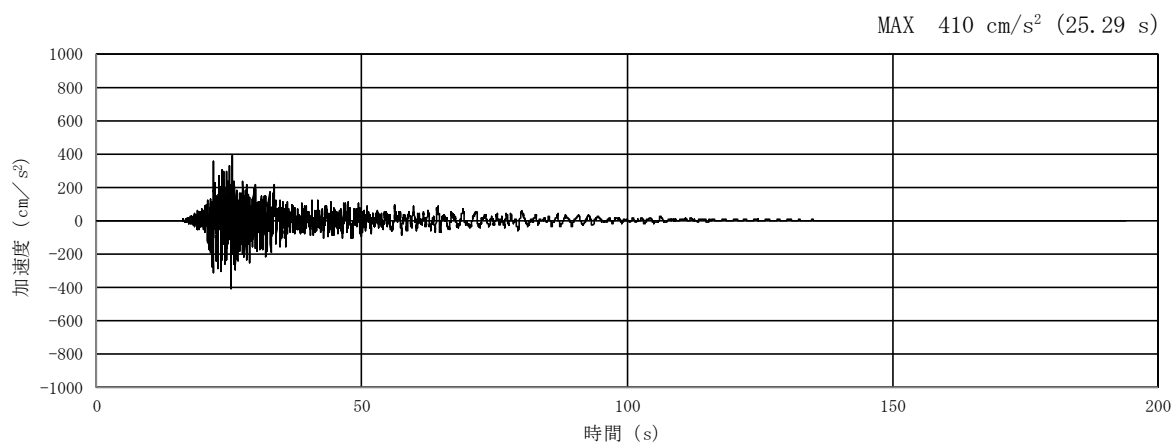


(a) 加速度時刻歴波形

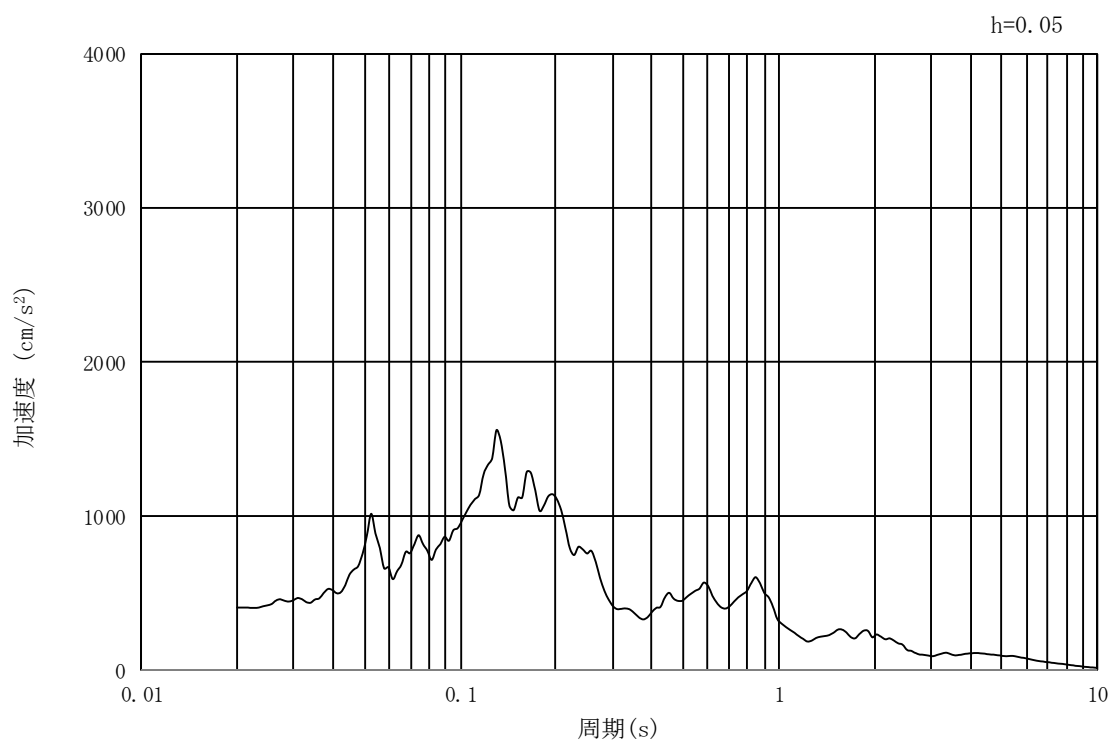


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-3 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, 鉛直成分:  $S_s - D1$ )

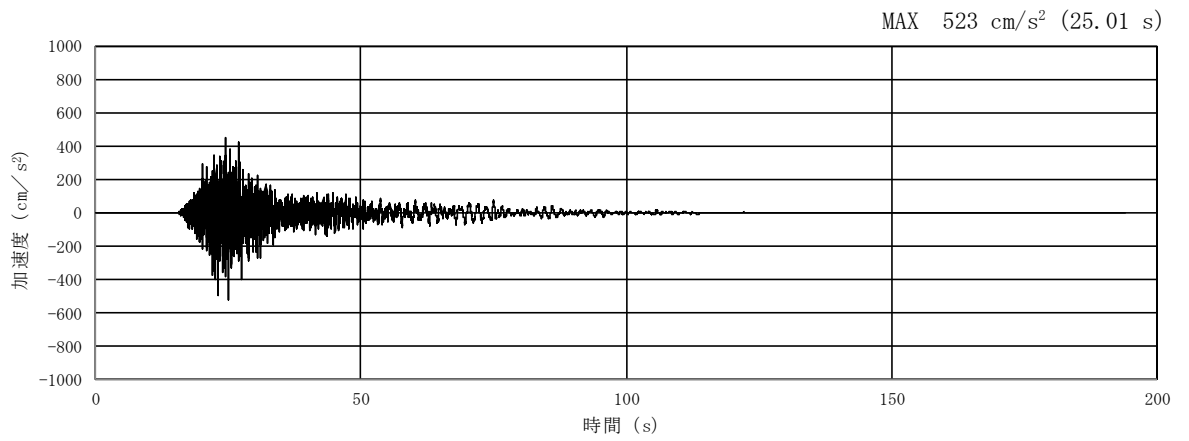


(a) 加速度時刻歴波形

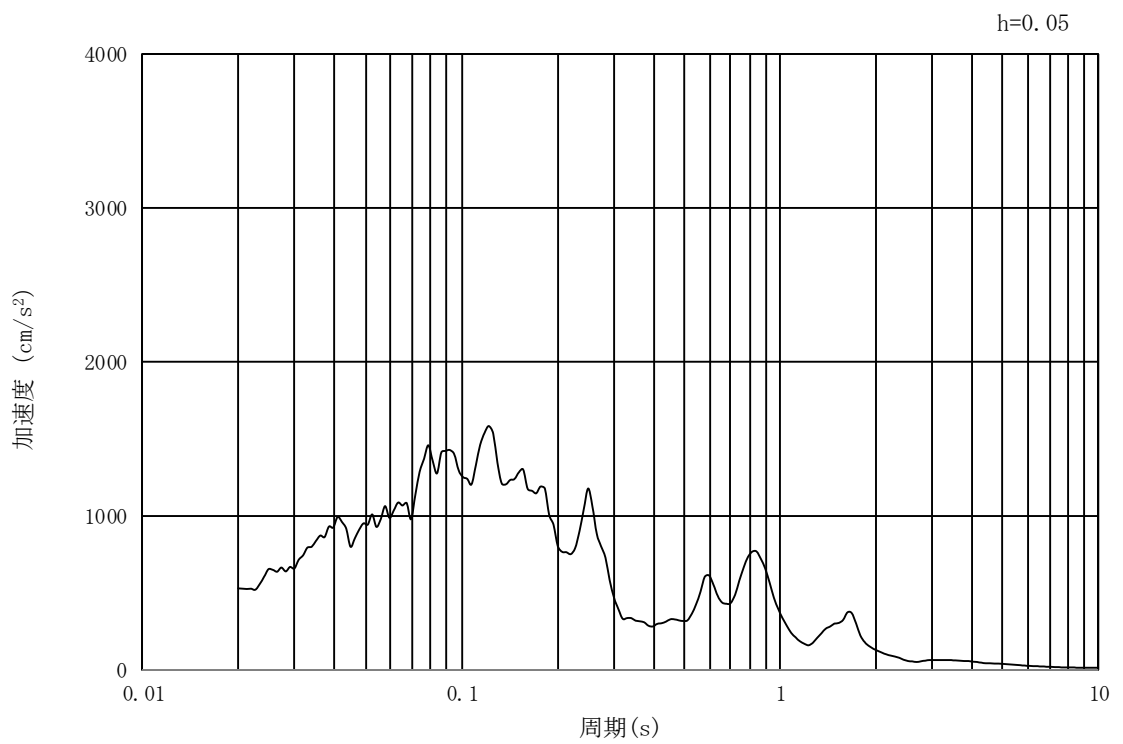


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-4 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:  $S_s - 11$ )

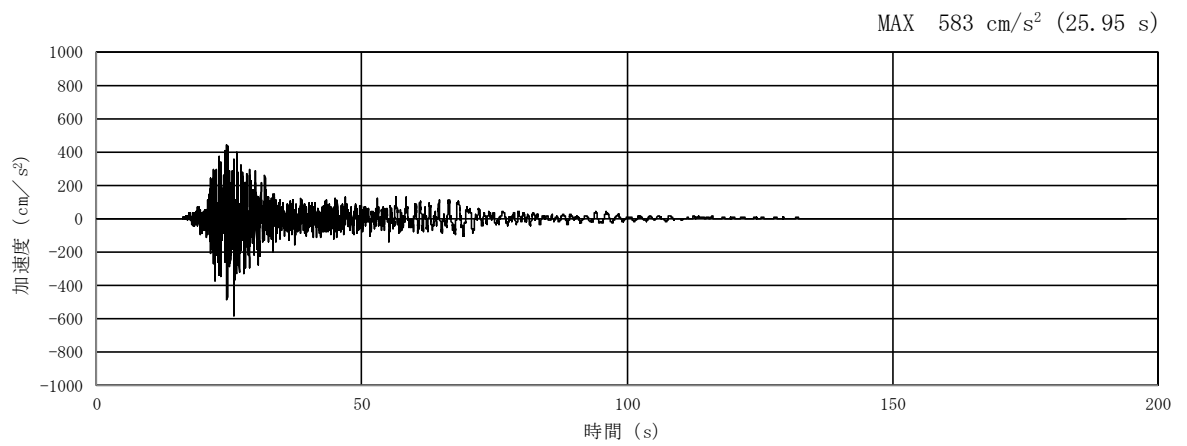


(a) 加速度時刻歴波形

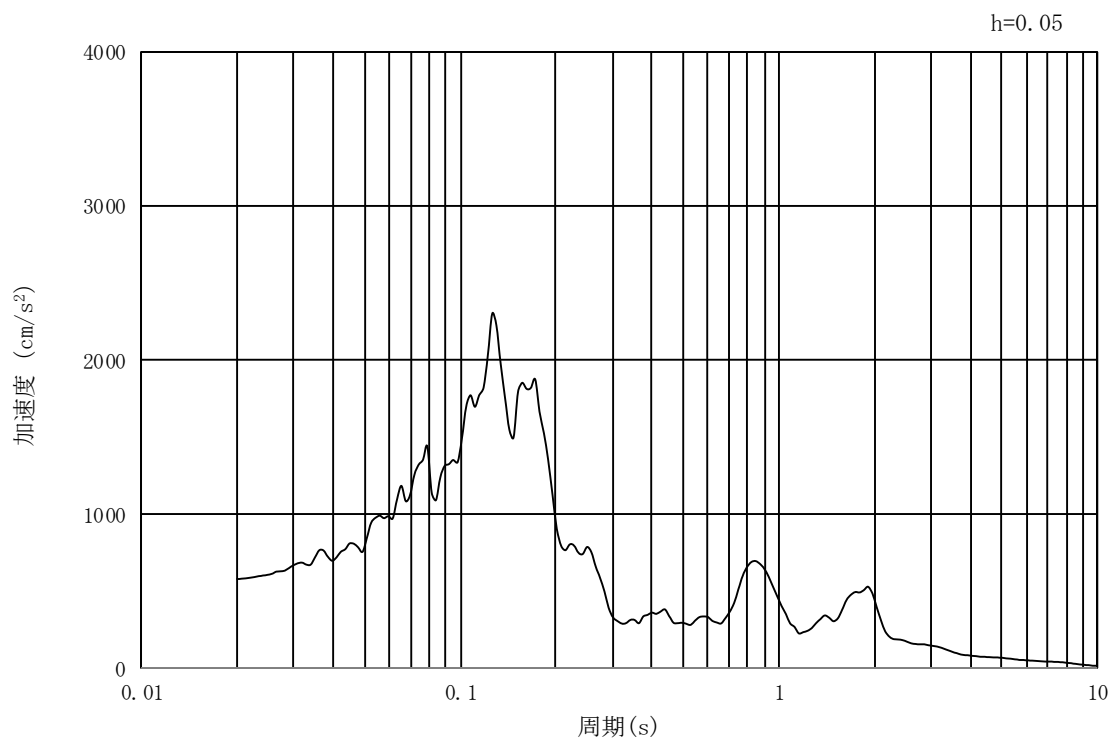


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-5 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:  $S_s - 1.1$ )



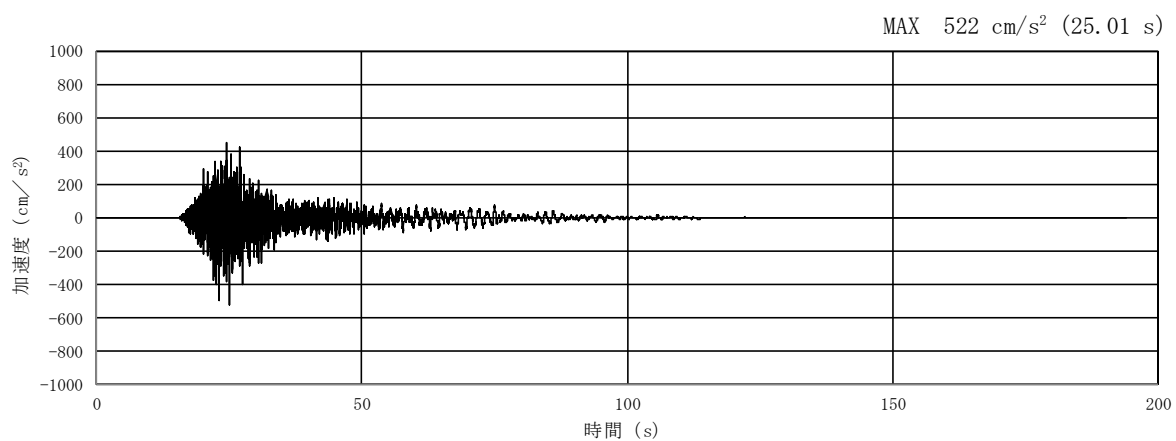
(a) 加速度時刻歴波形



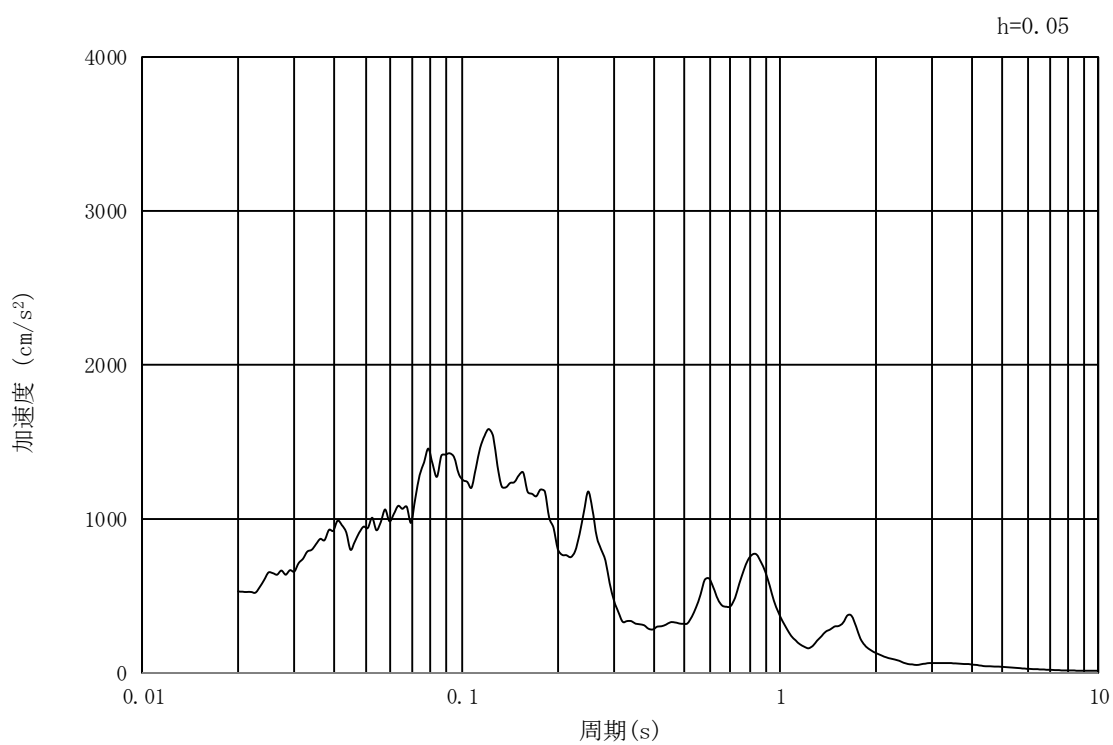
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
 (②-②断面, 水平成分:  $S_s - 11$ )



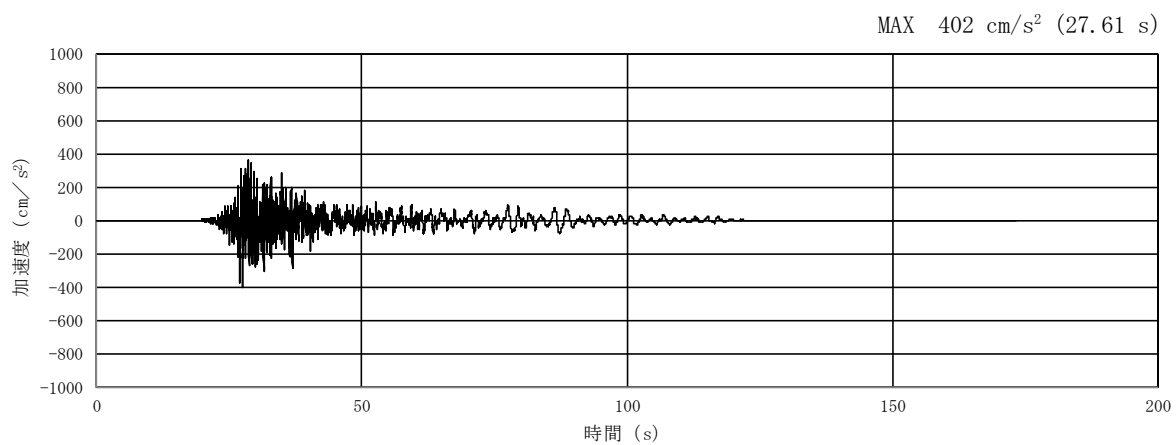


(a) 加速度時刻歴波形

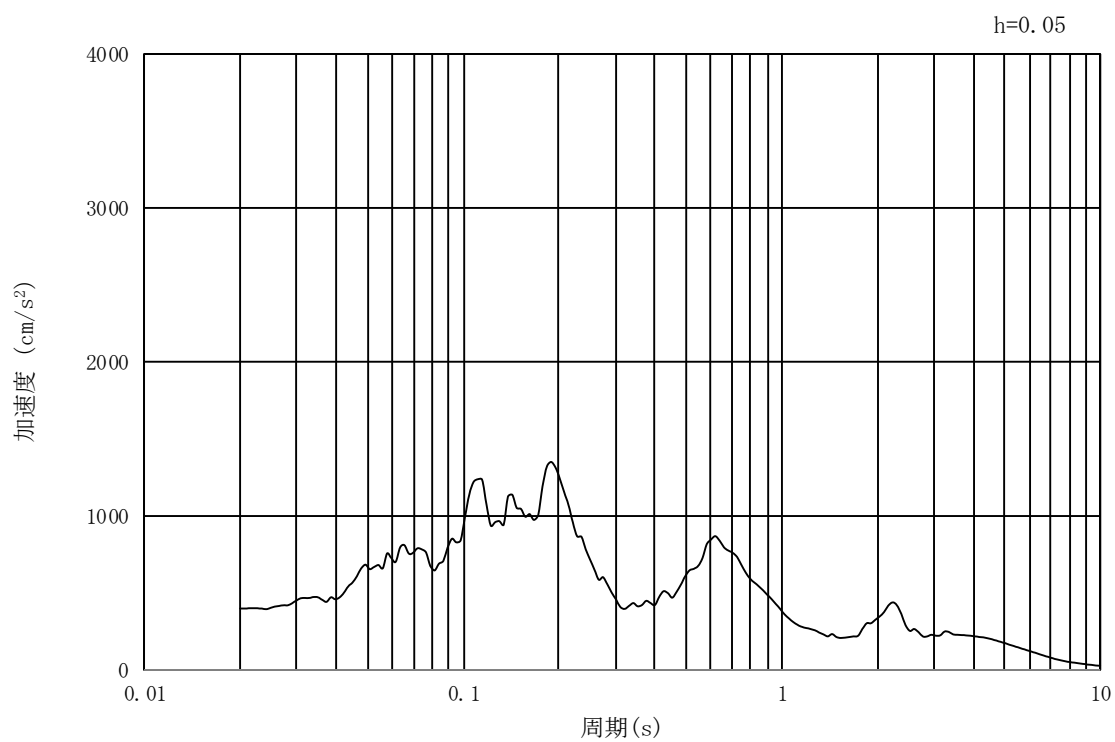


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.1$ )

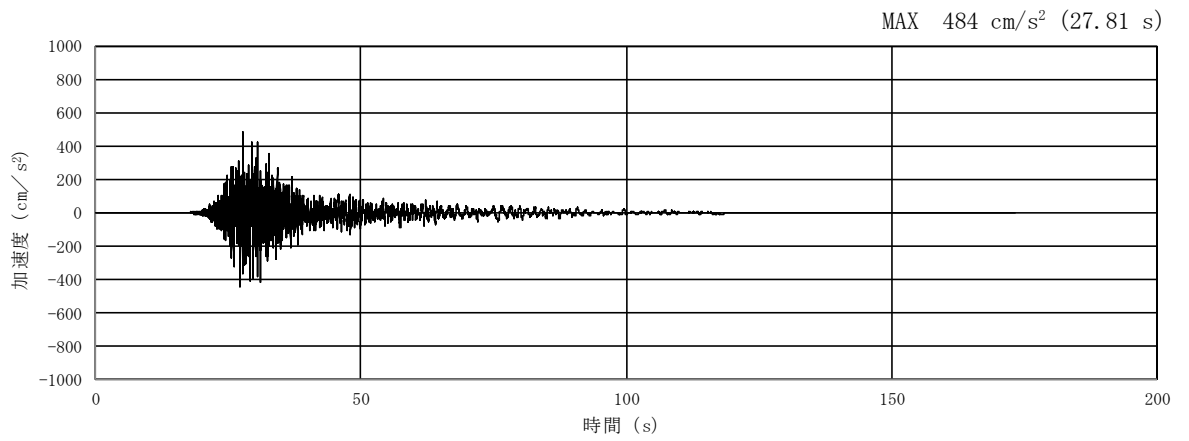


(a) 加速度時刻歴波形

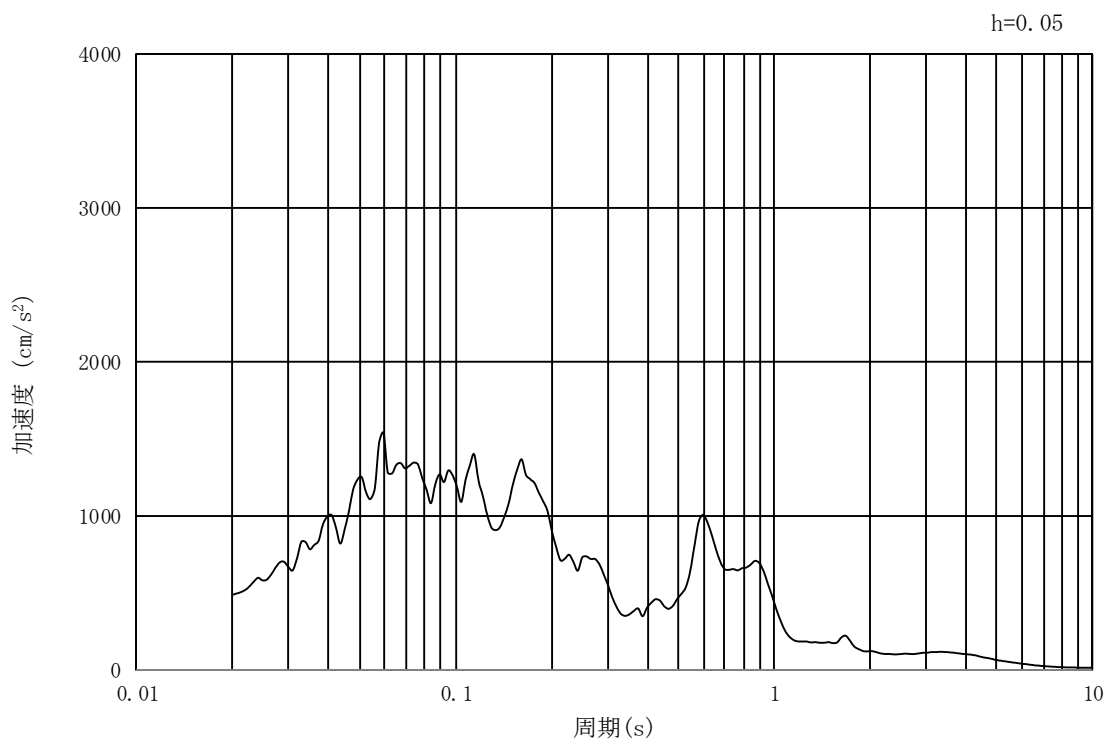


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-8 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:  $S_s - 12$ )

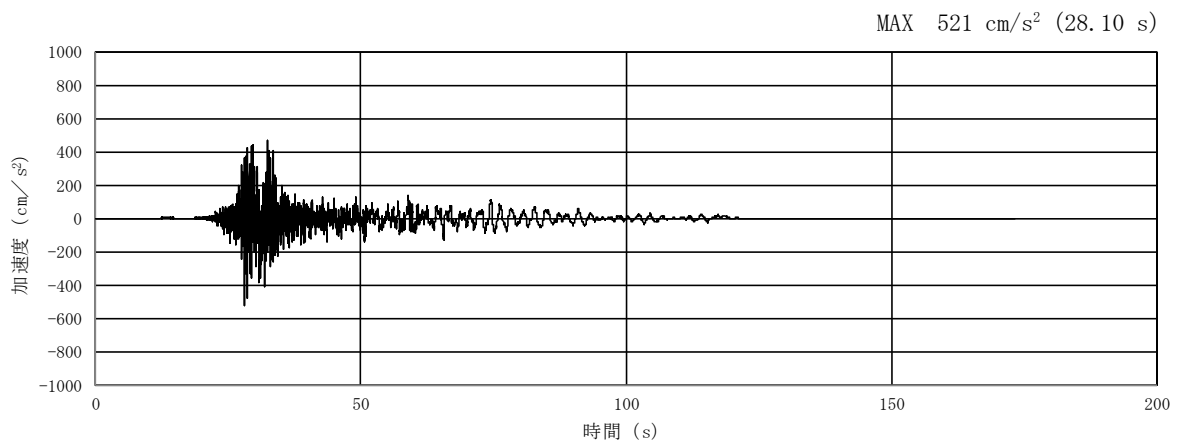


(a) 加速度時刻歴波形

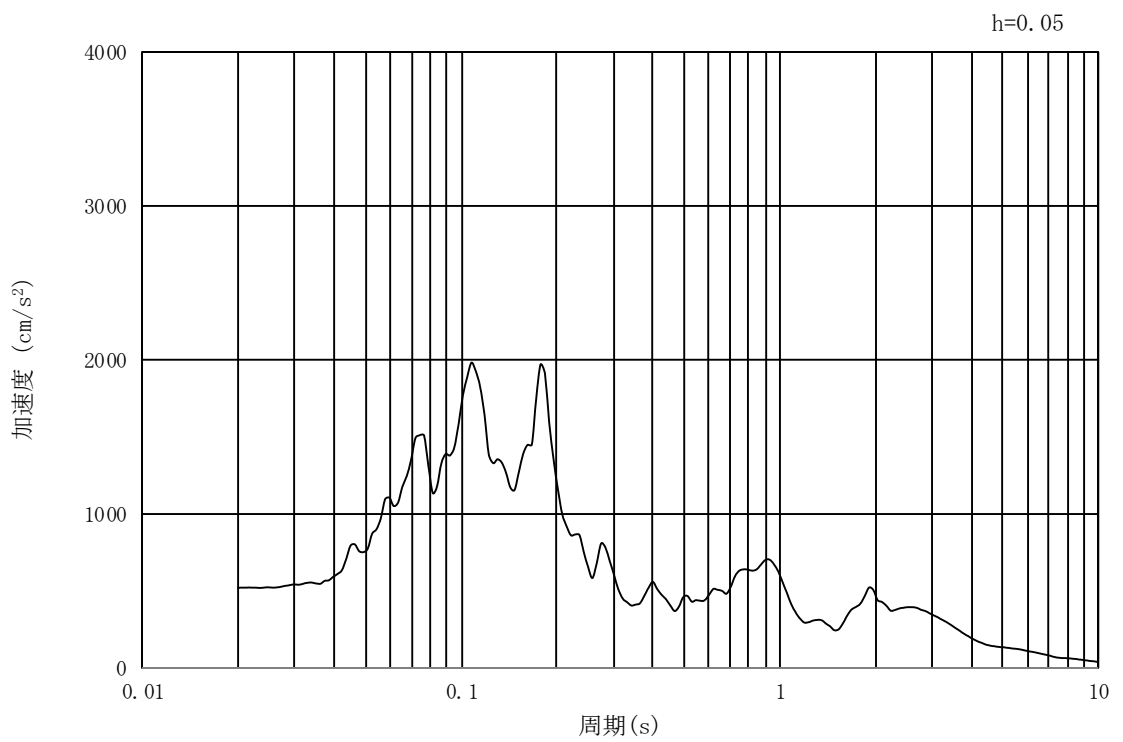


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.2$ )

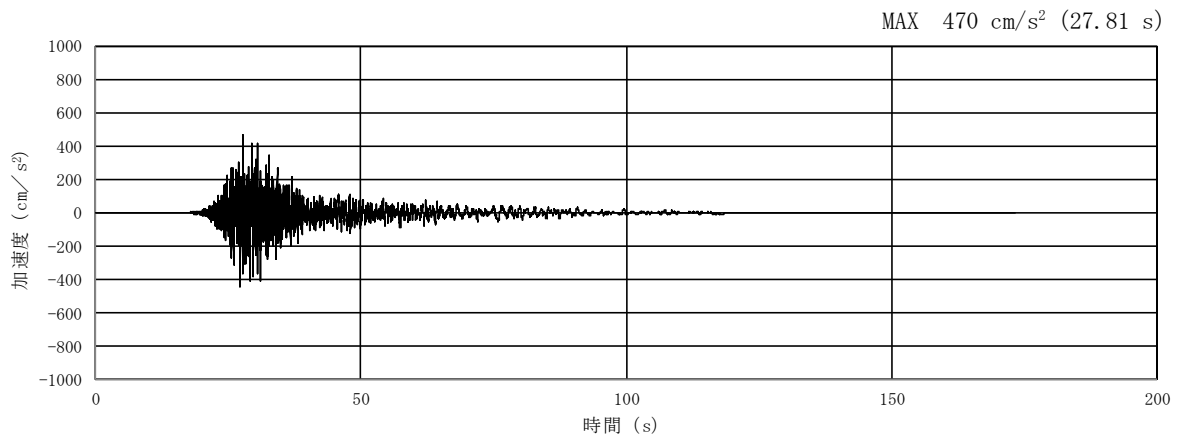


(a) 加速度時刻歴波形

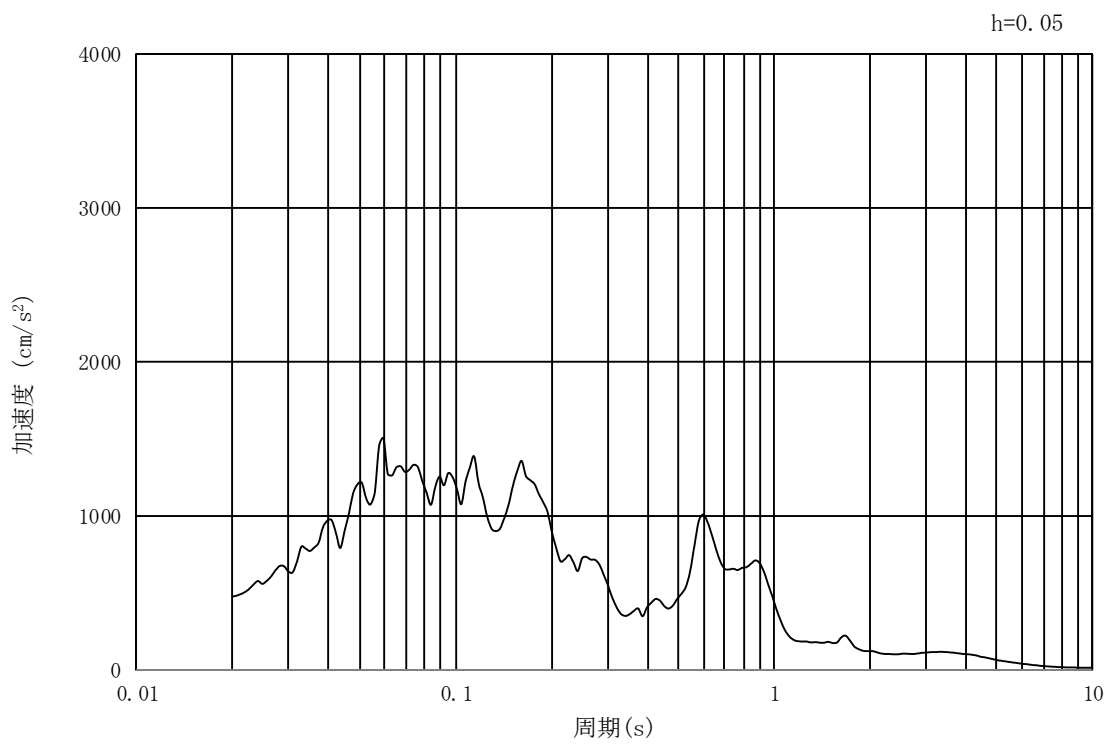


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )

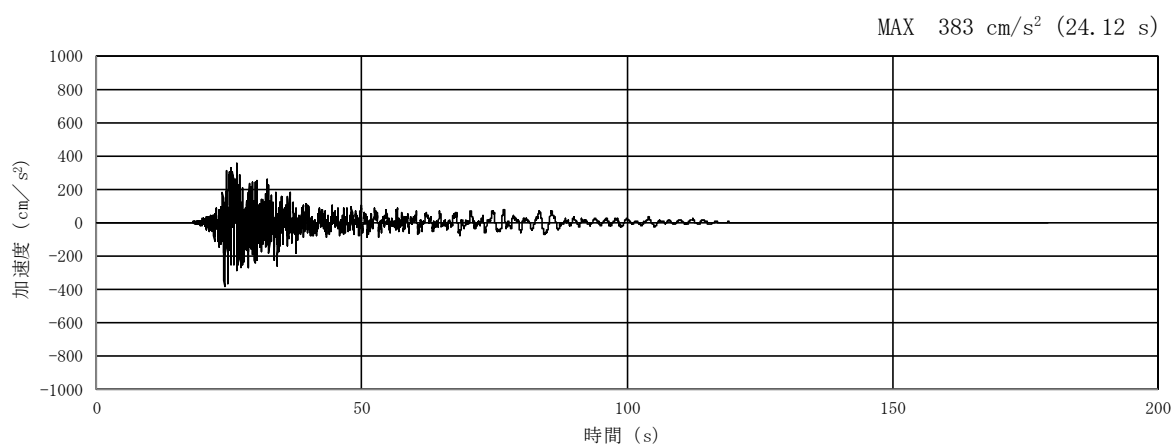


(a) 加速度時刻歴波形

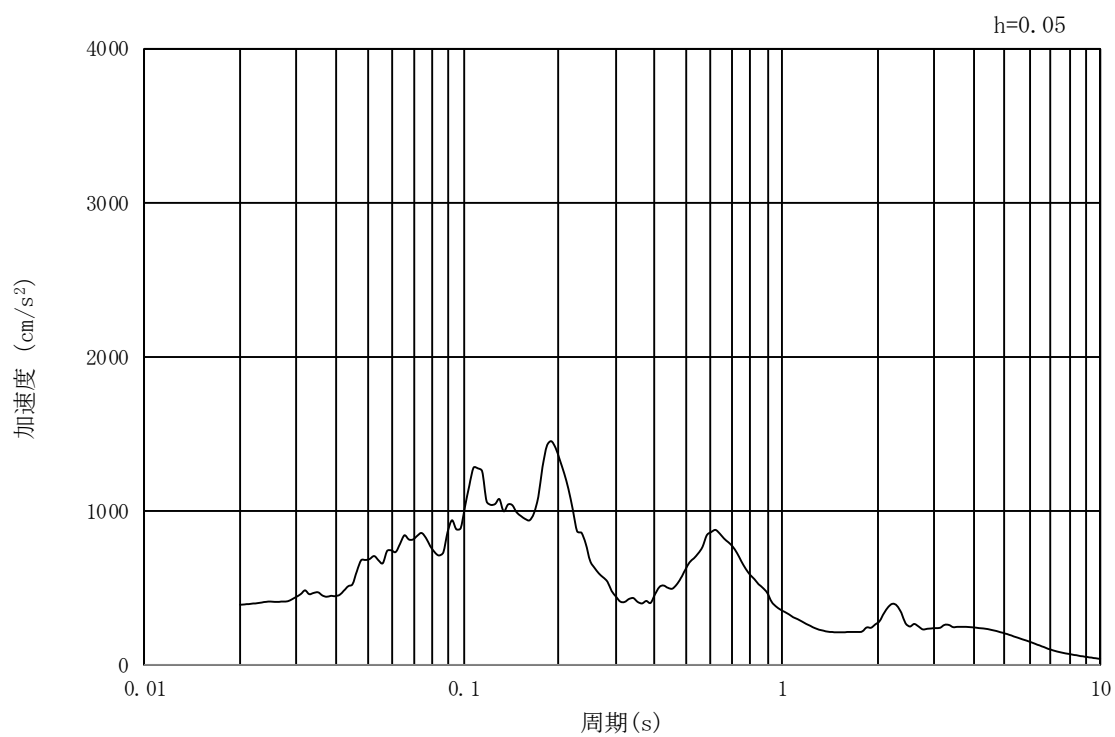


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 12$ )

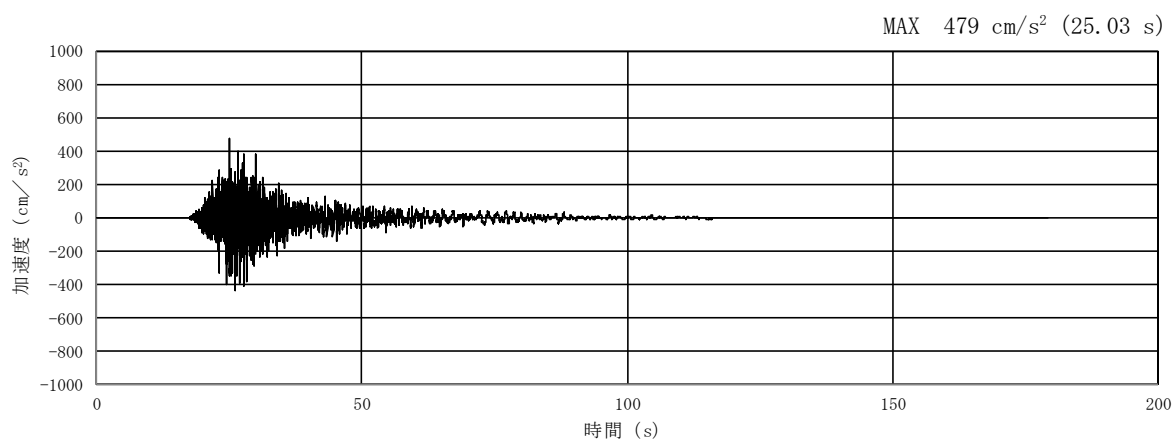


(a) 加速度時刻歴波形

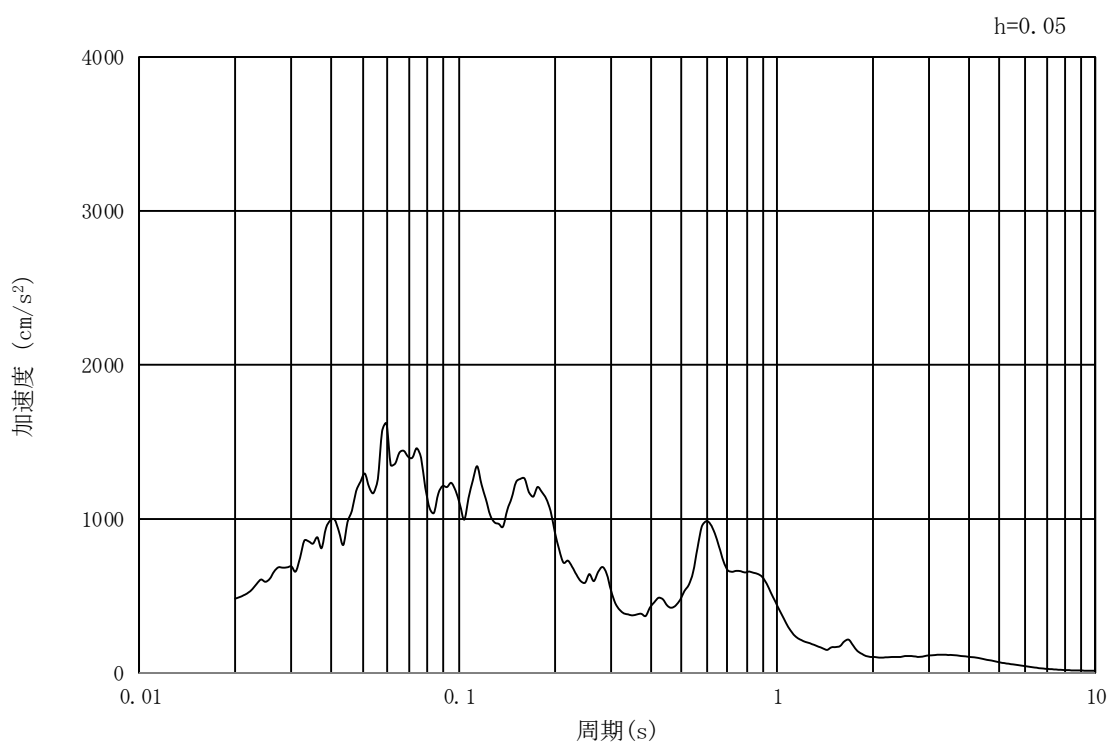


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-12 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:  $S_s - 13$ )

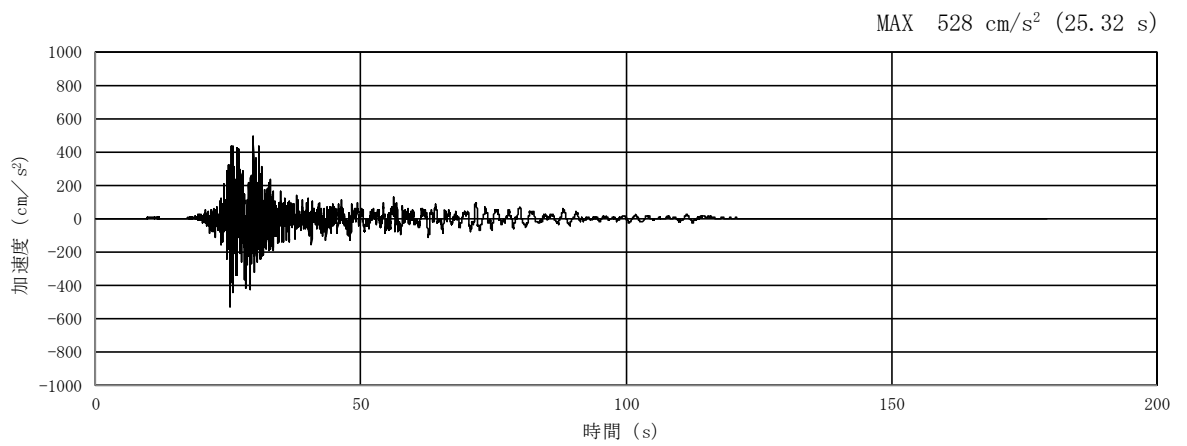


(a) 加速度時刻歴波形

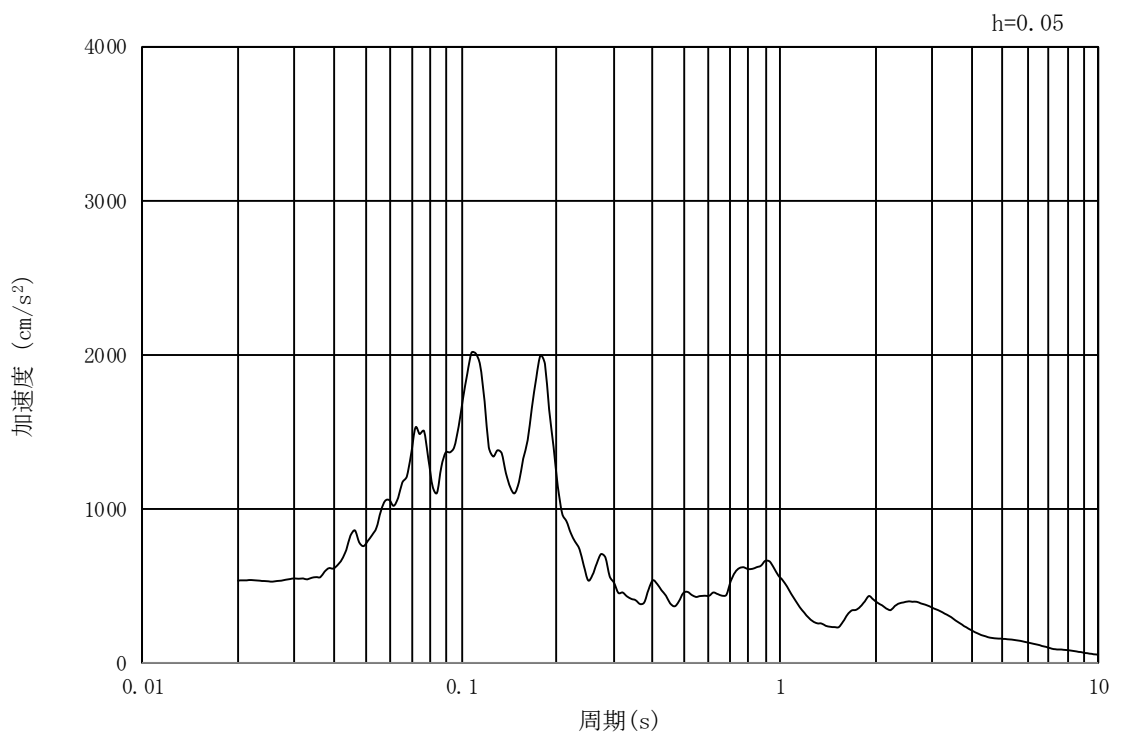


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 13$ )



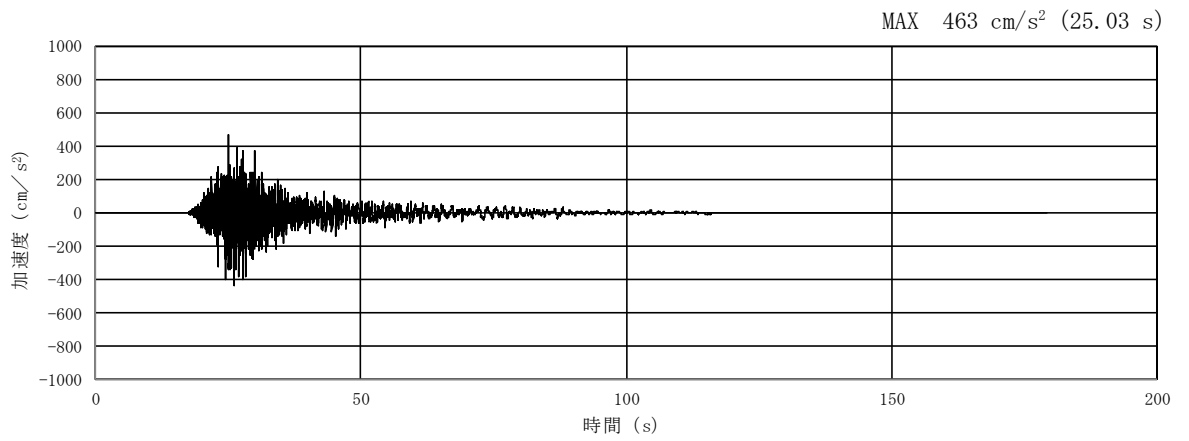
(a) 加速度時刻歴波形



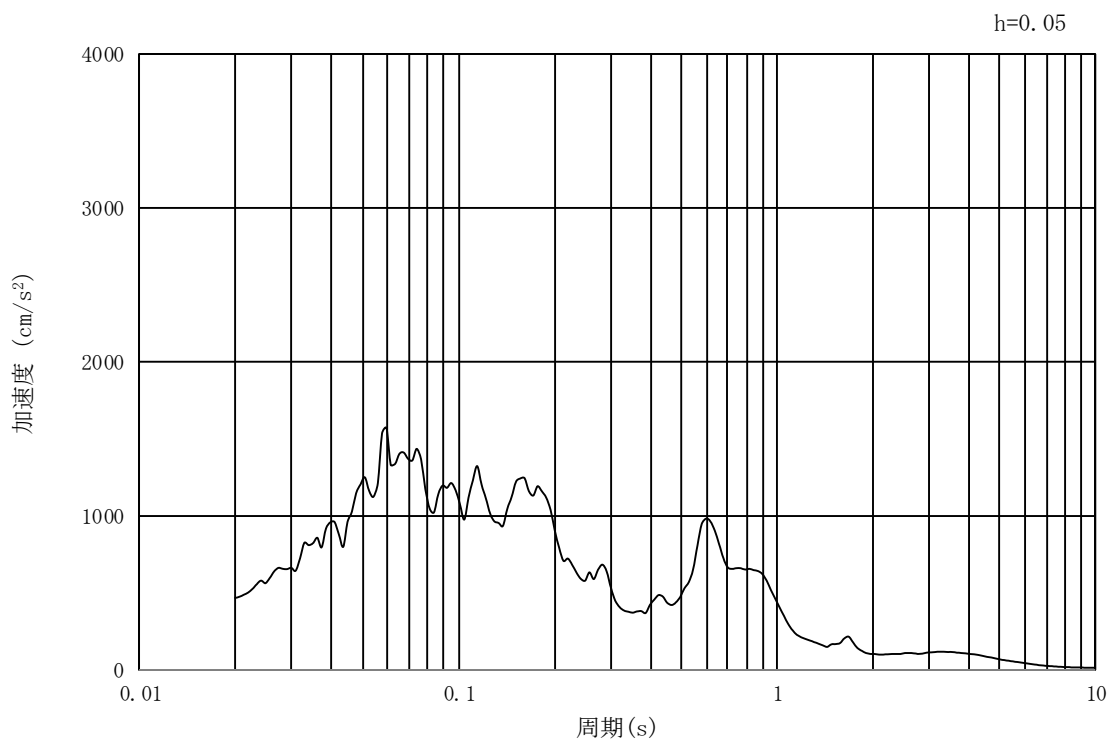
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 13$ )



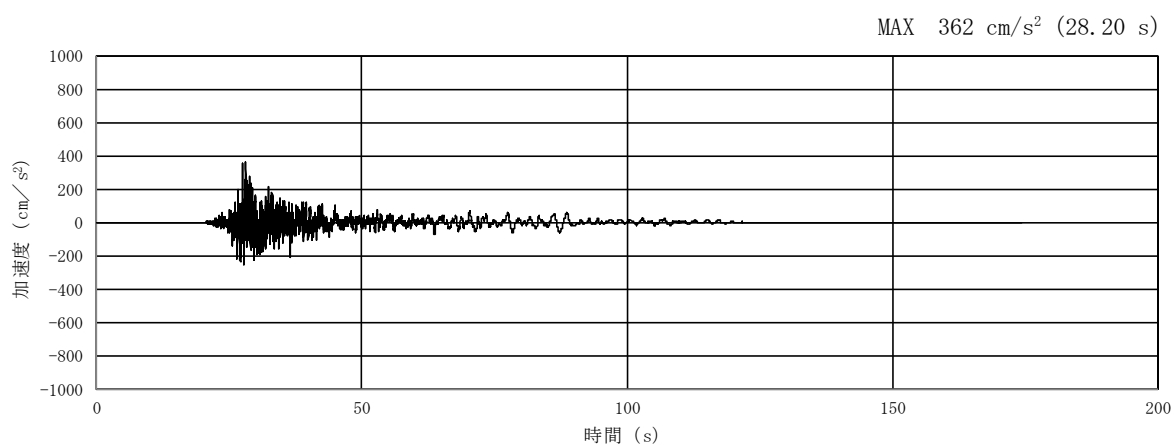


(a) 加速度時刻歴波形

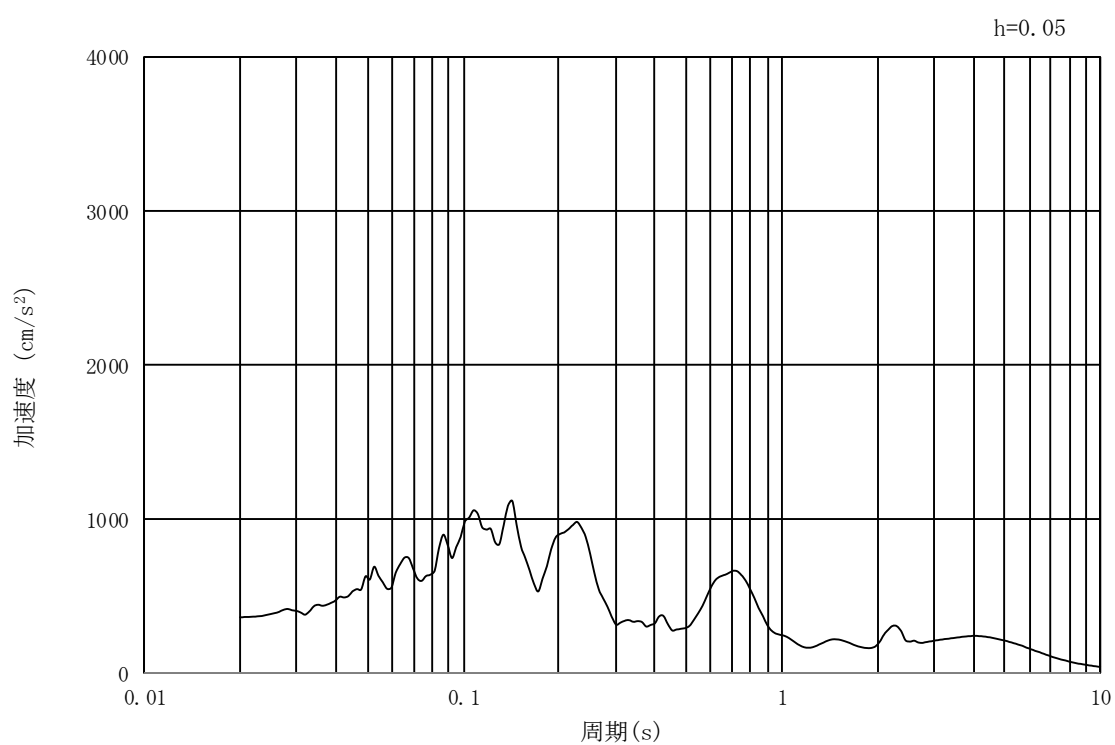


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 13$ )

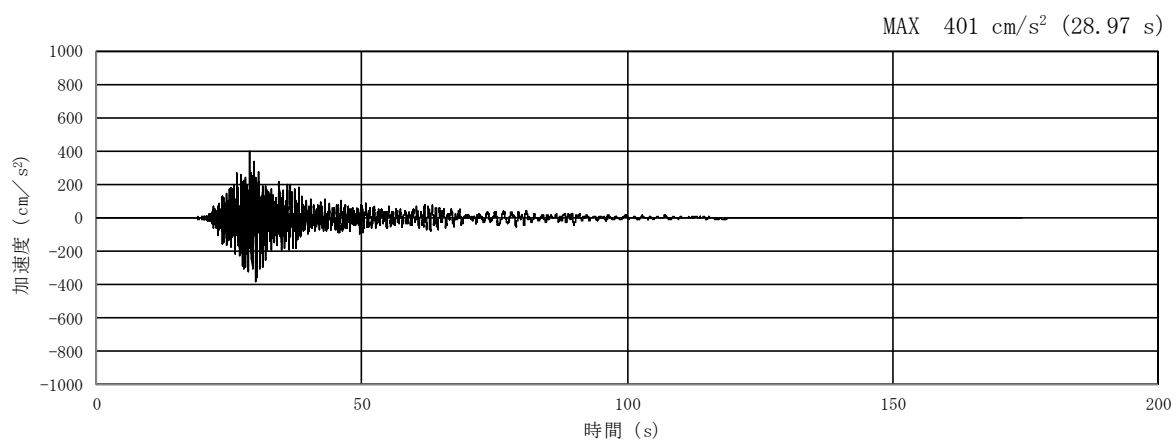


(a) 加速度時刻歴波形

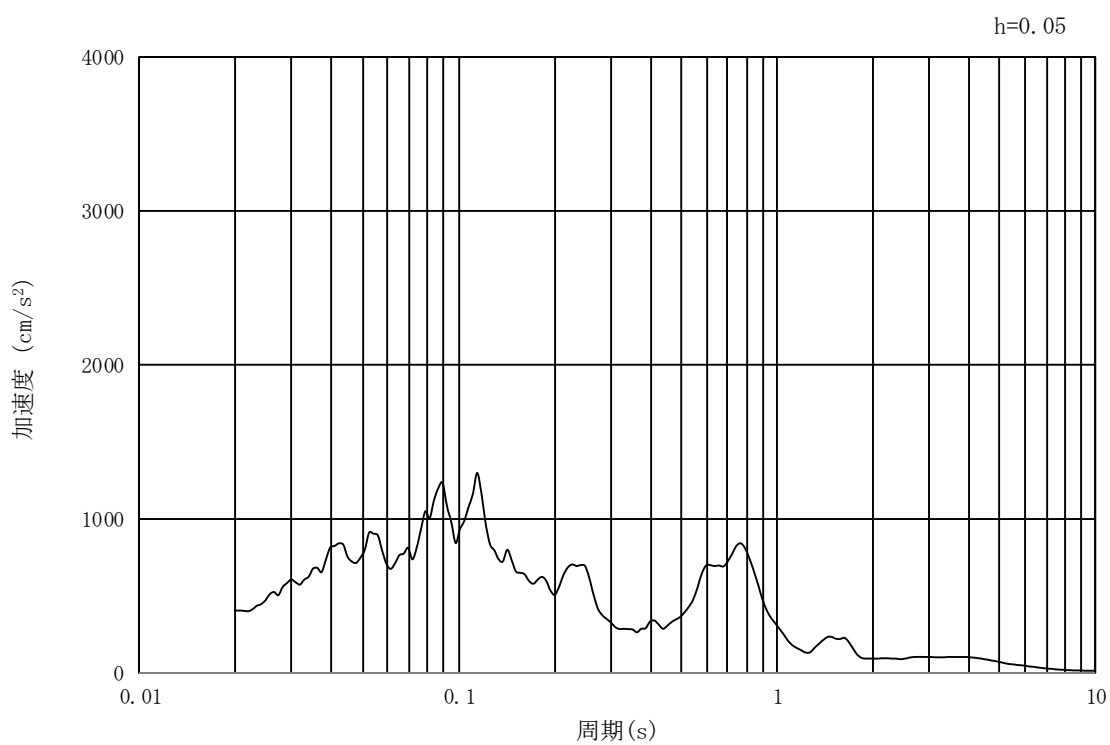


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-16 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:  $S_s - 1.4$ )

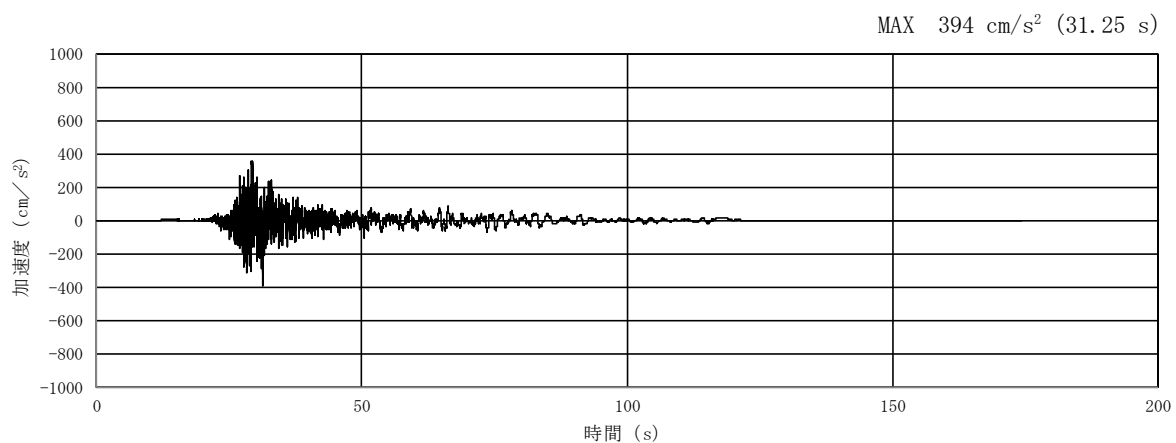


(a) 加速度時刻歴波形

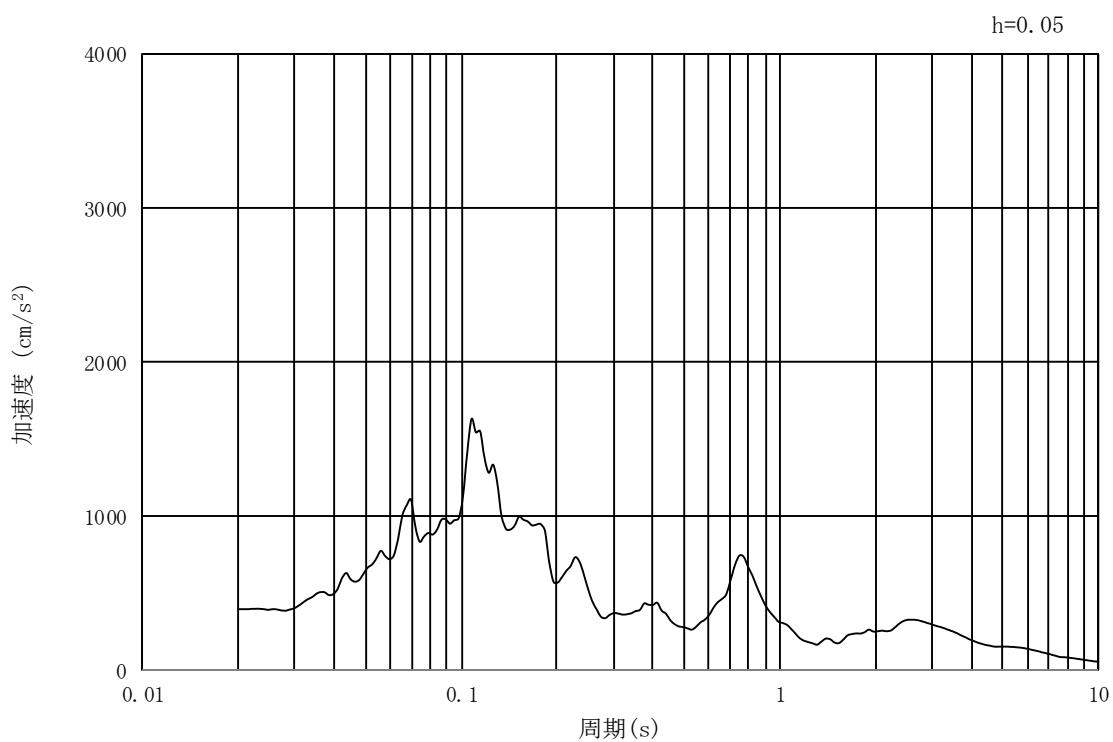


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-17 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:  $S_s - 1.4$ )

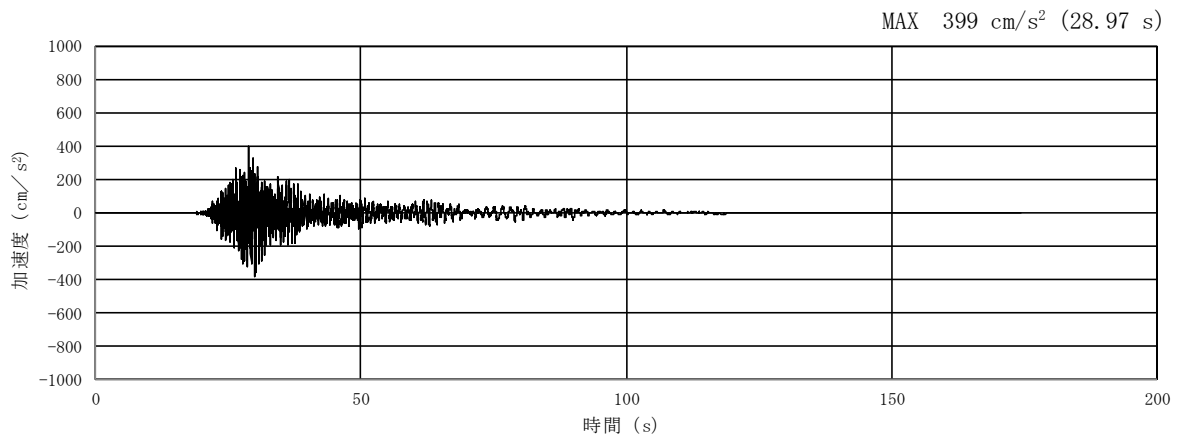


(a) 加速度時刻歴波形

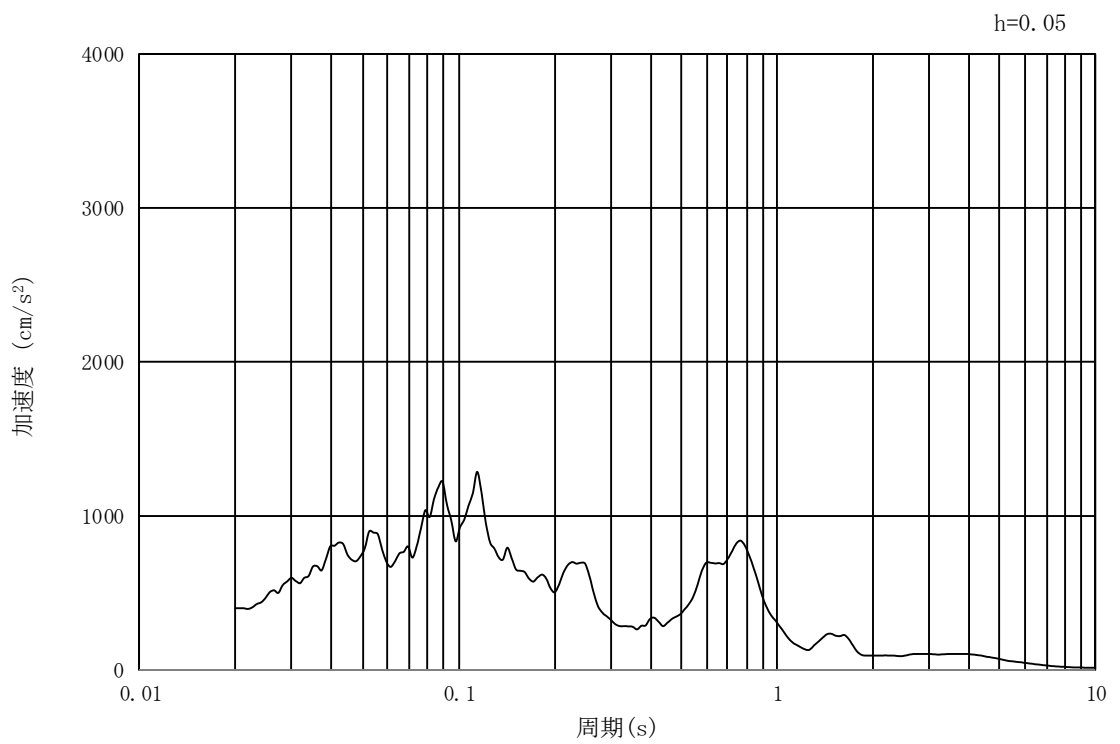


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )

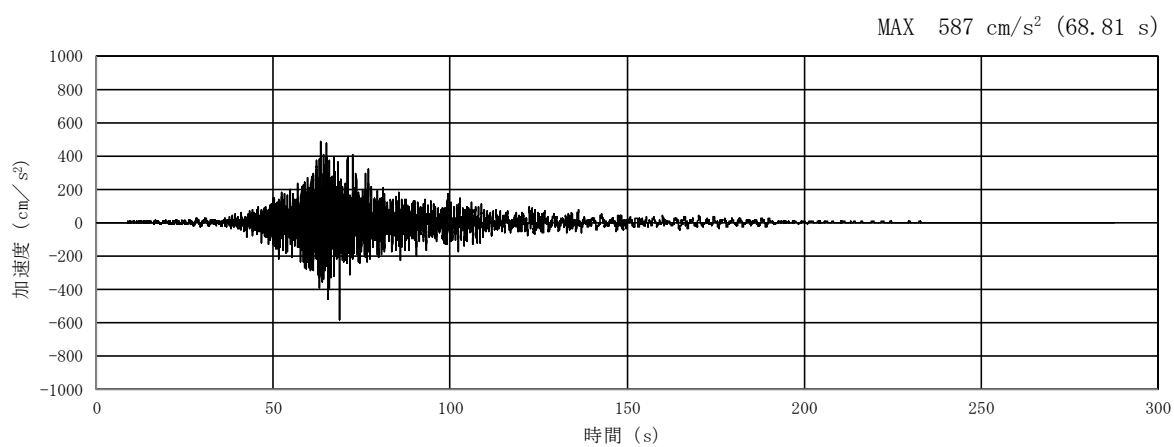


(a) 加速度時刻歴波形

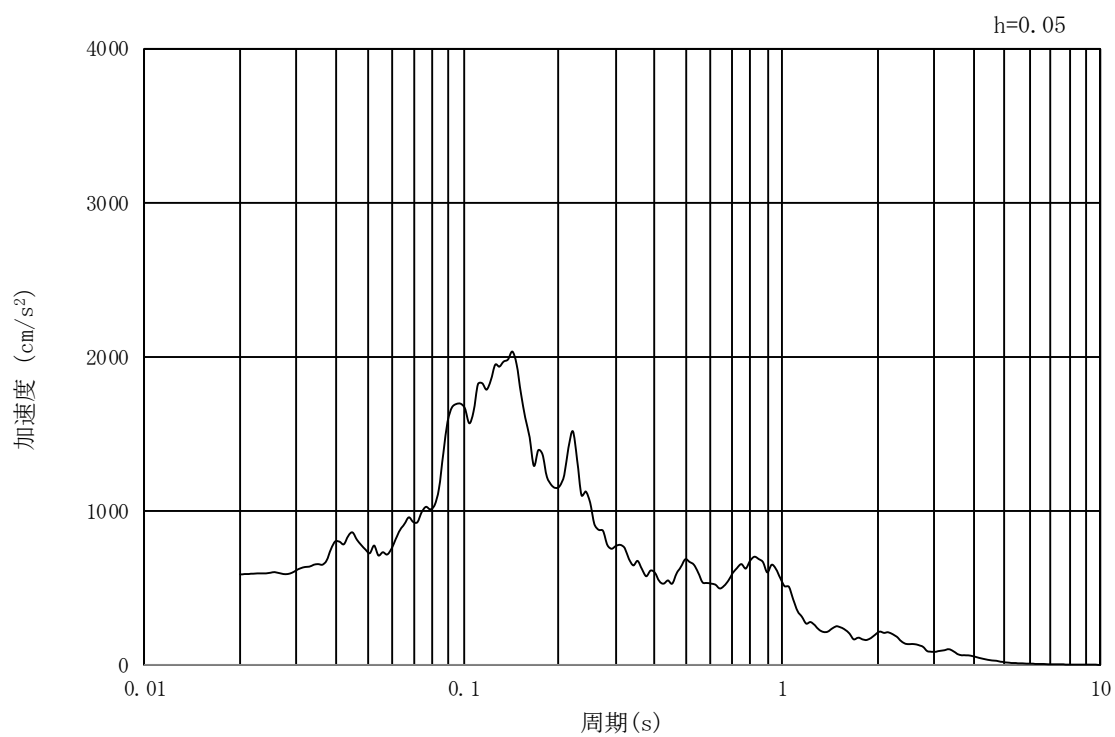


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )

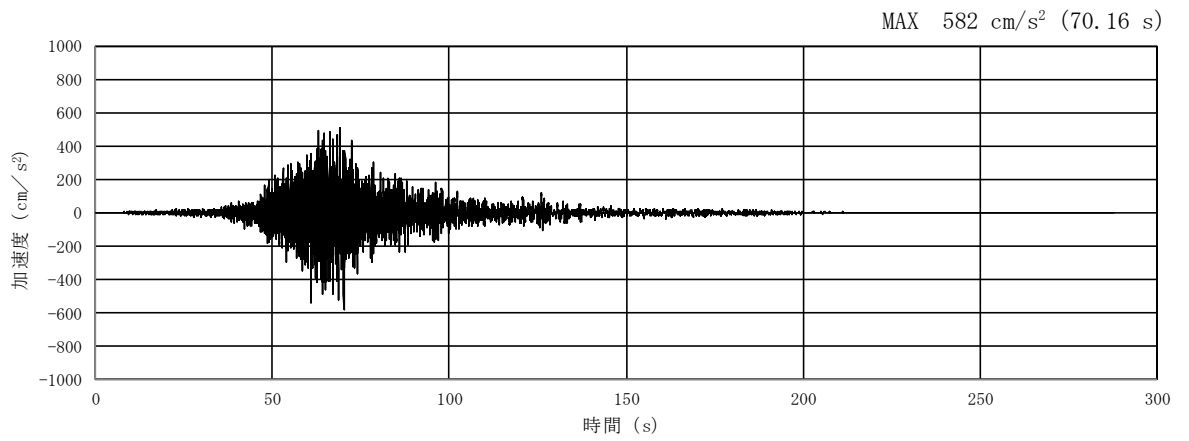


(a) 加速度時刻歴波形

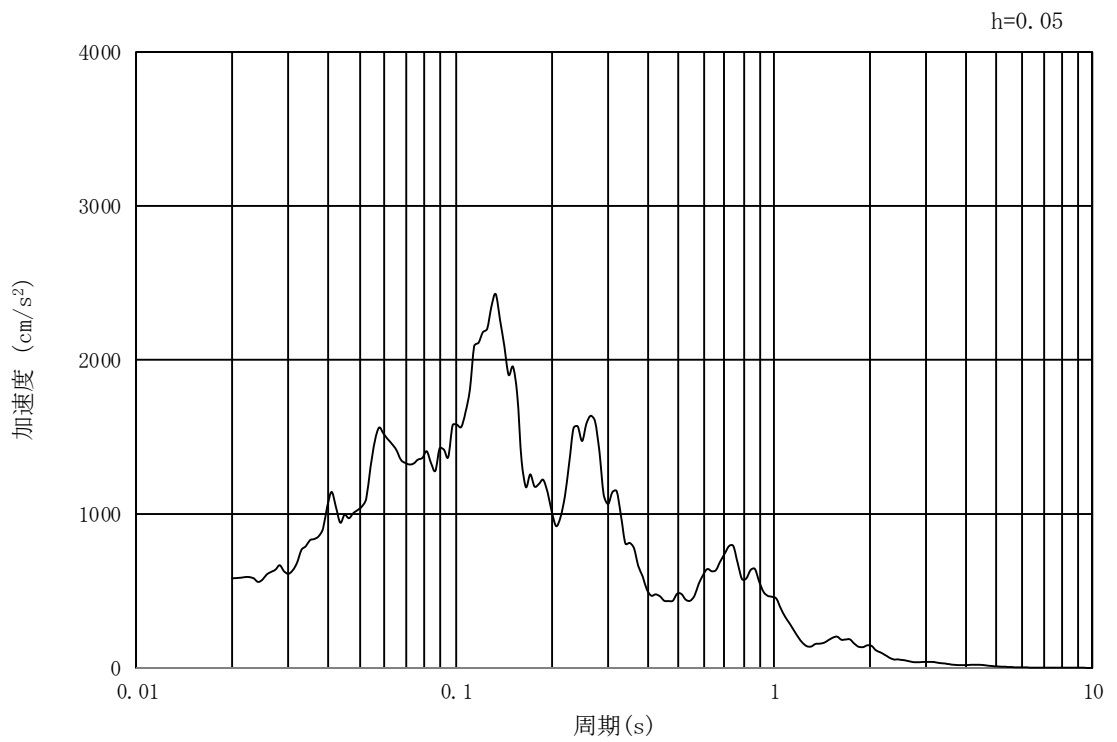


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-20 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:  $S_s - 21$ )

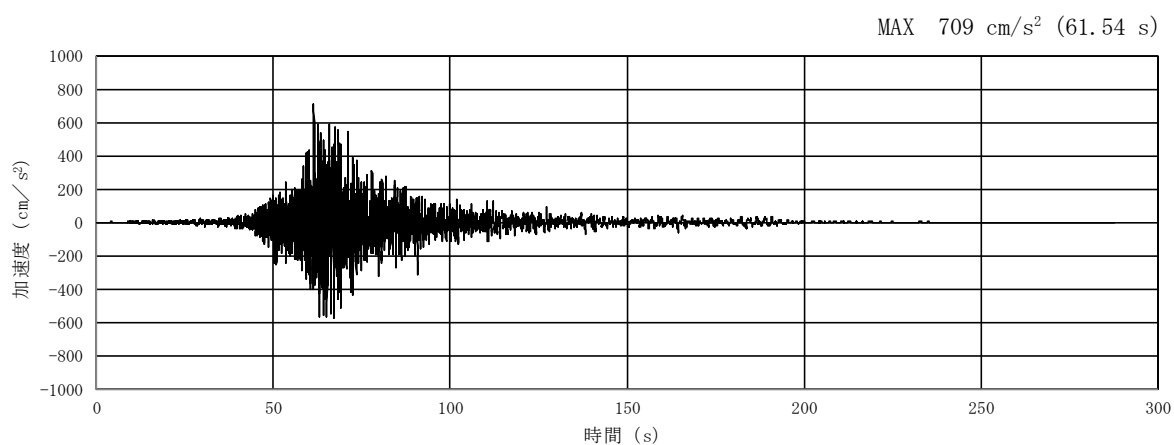


(a) 加速度時刻歴波形

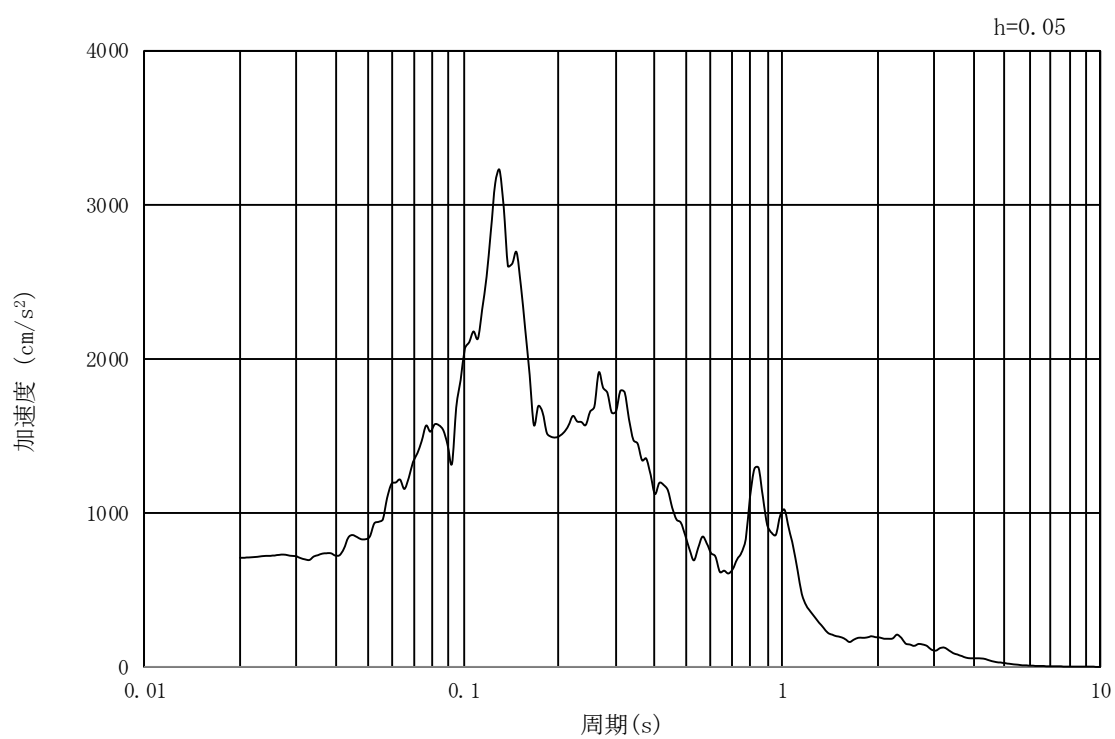


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-21 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:  $S_s - 21$ )



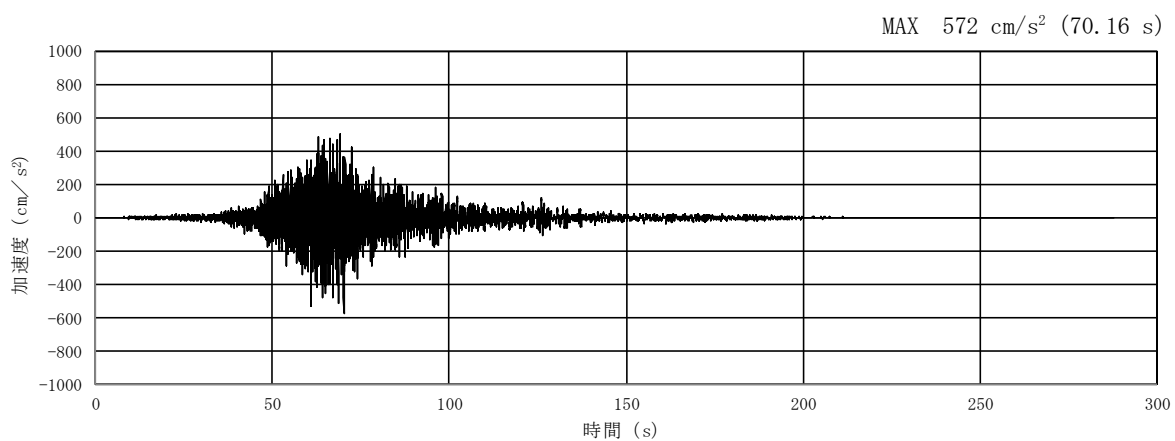
(a) 加速度時刻歴波形



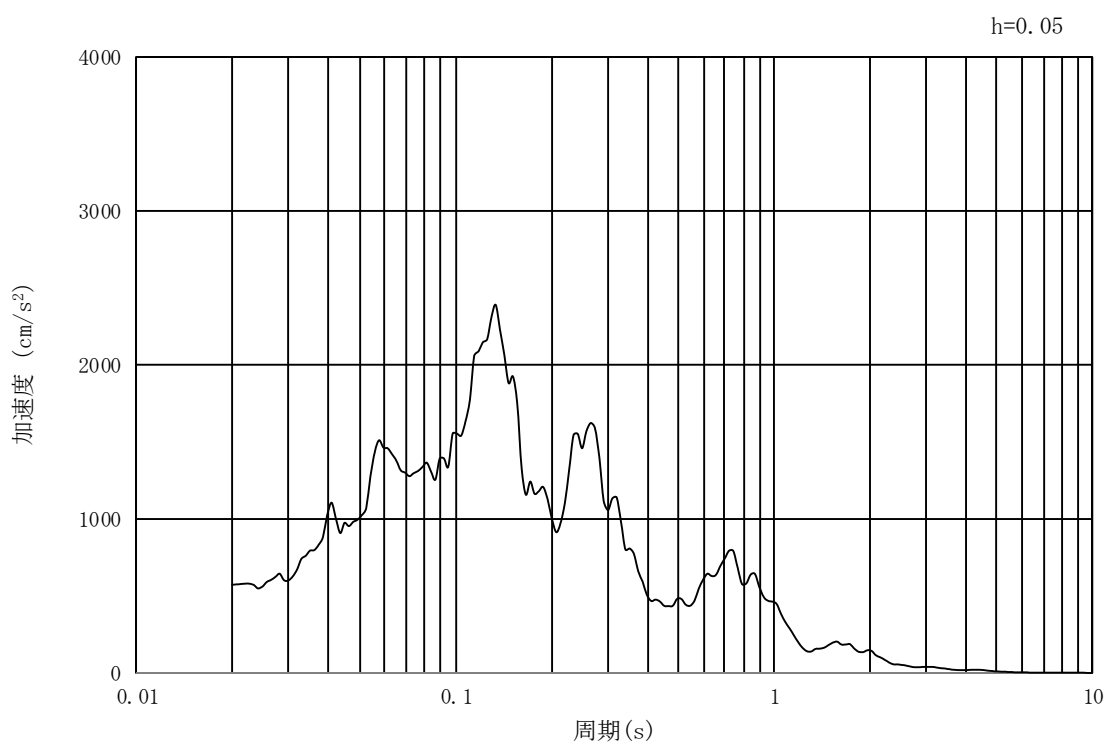
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 21$ )



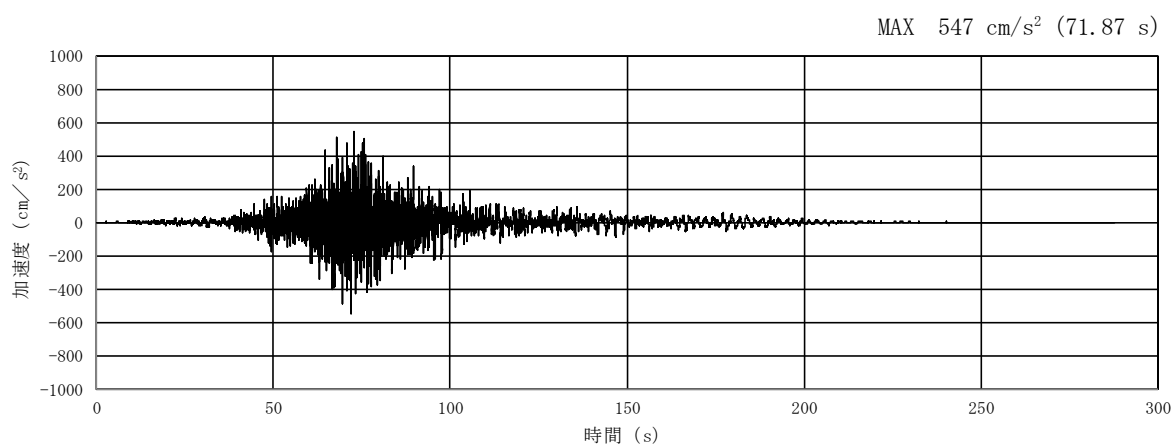


(a) 加速度時刻歴波形

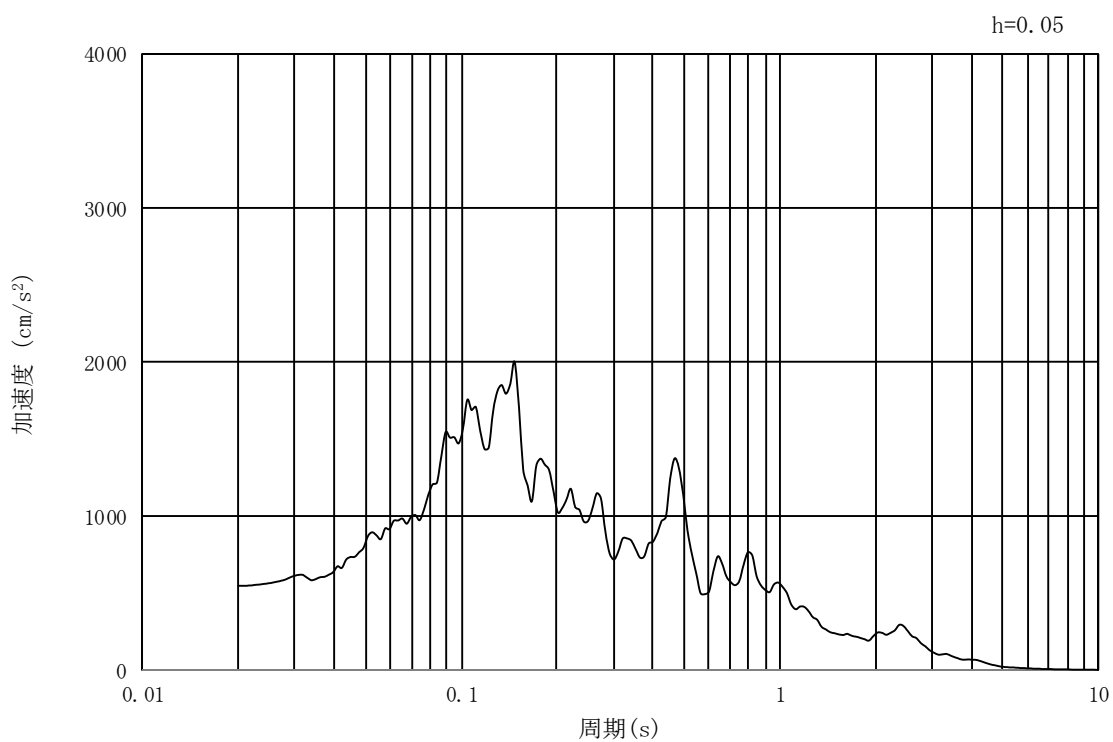


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 21$ )

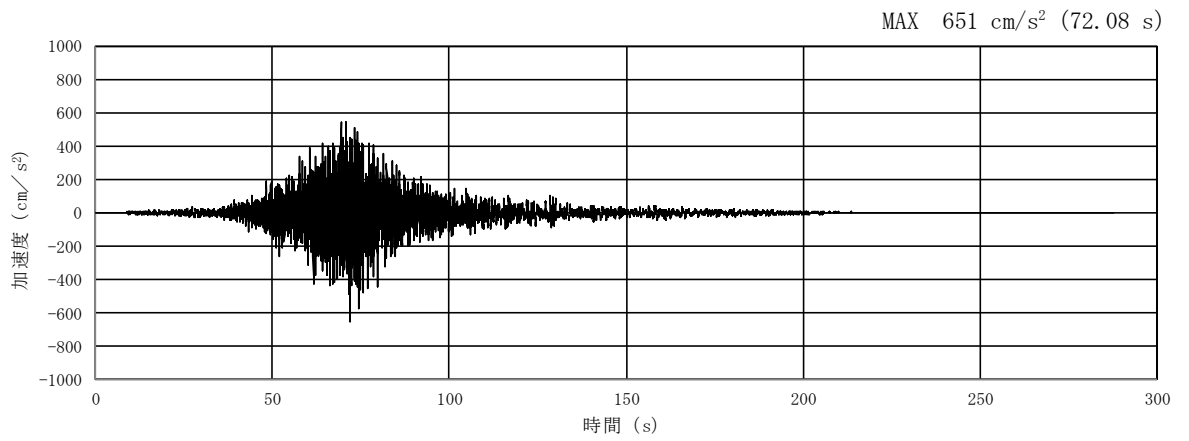


(a) 加速度時刻歴波形

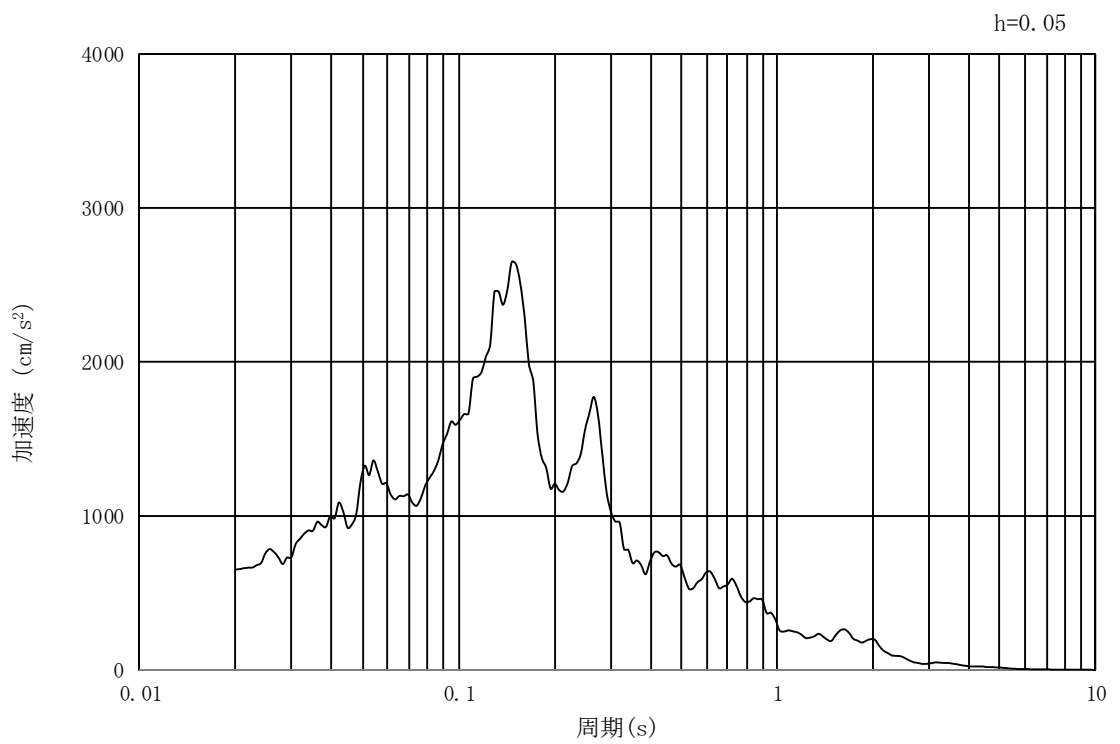


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 22$ )

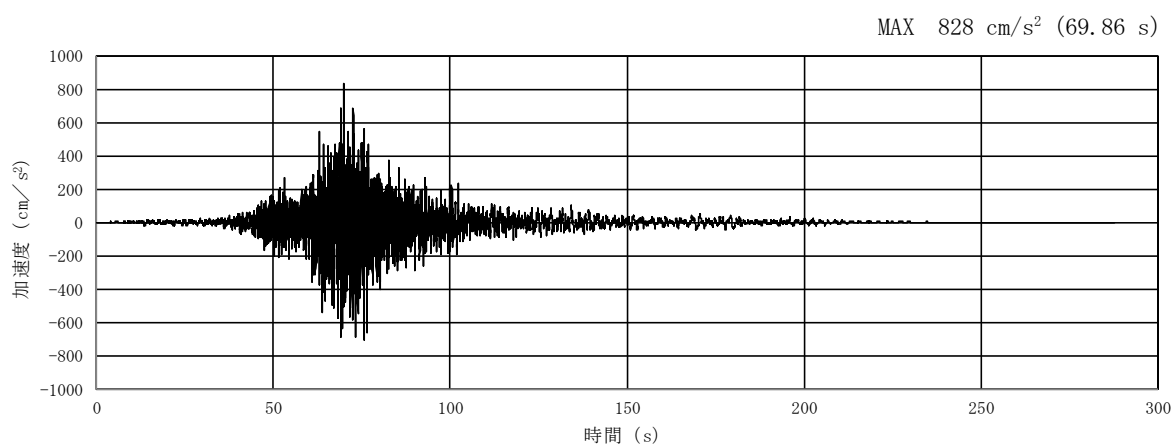


(a) 加速度時刻歴波形

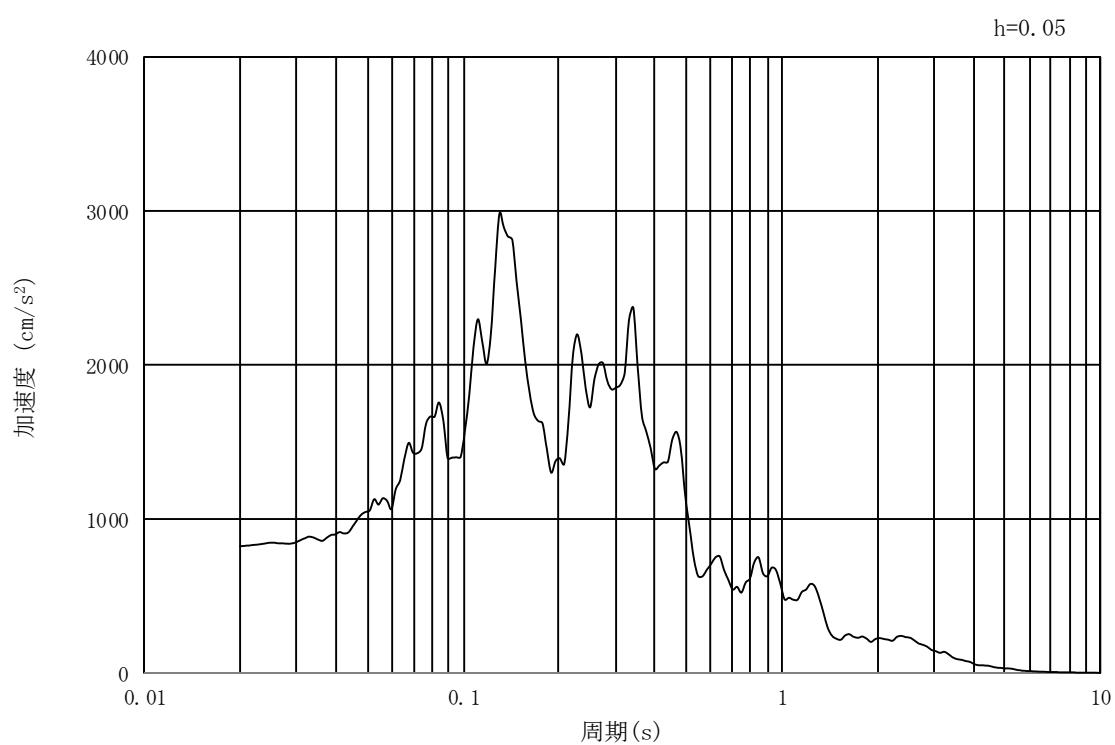


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 22$ )

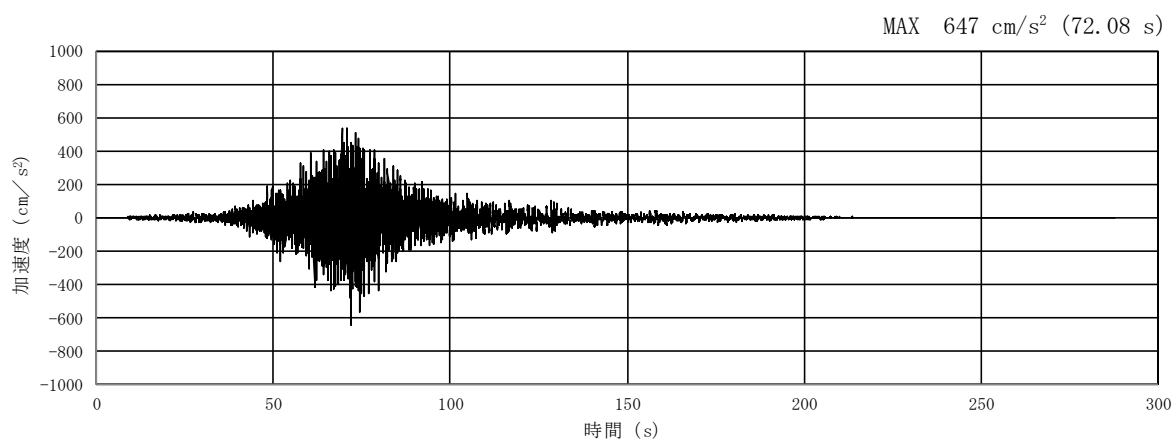


(a) 加速度時刻歴波形

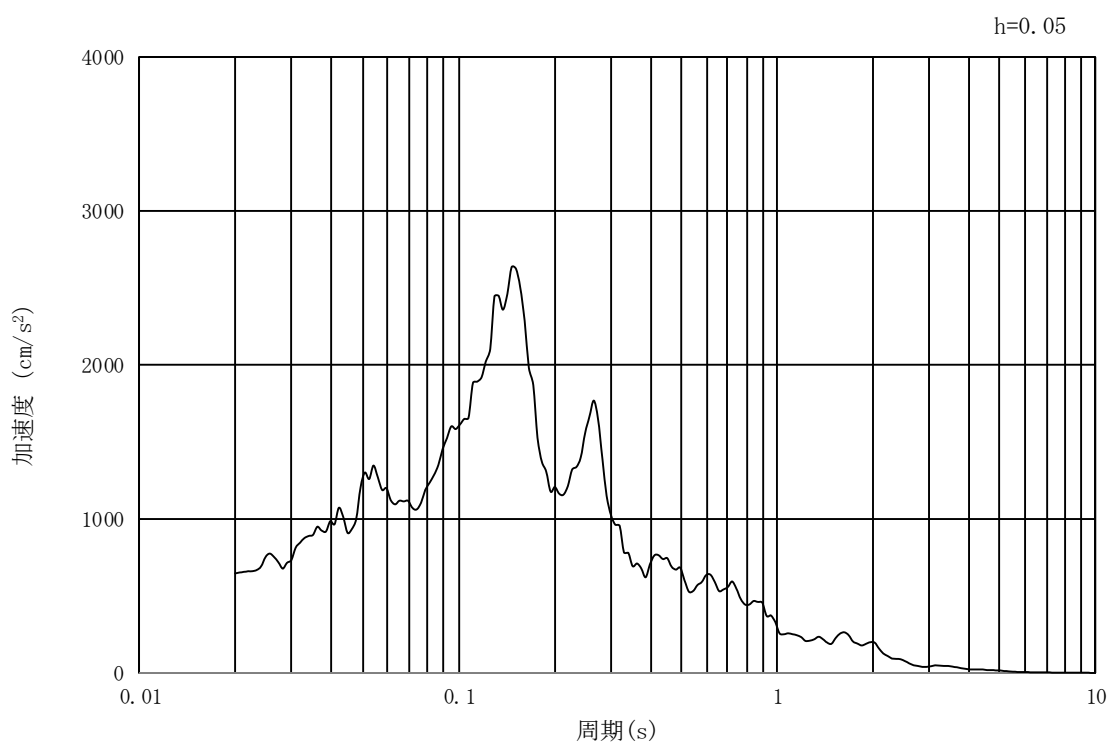


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 22$ )

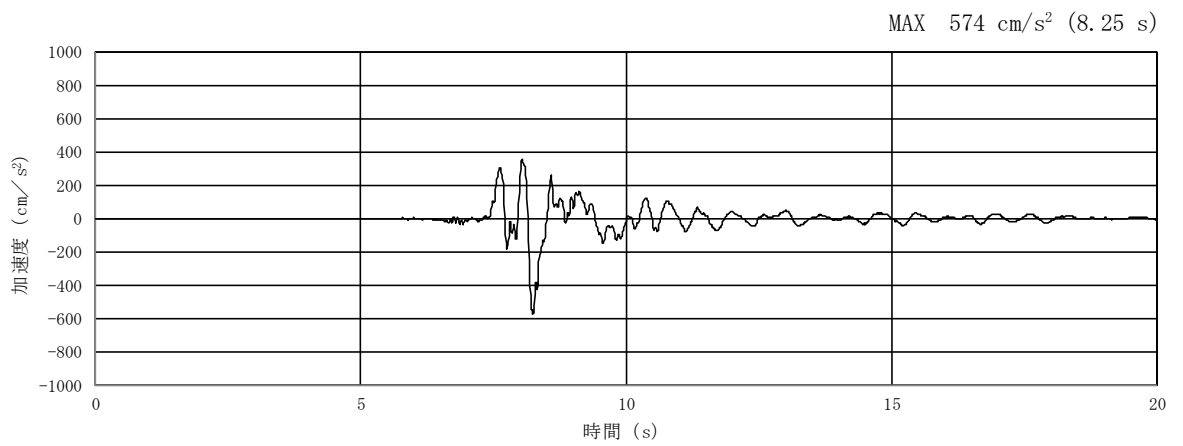


(a) 加速度時刻歴波形

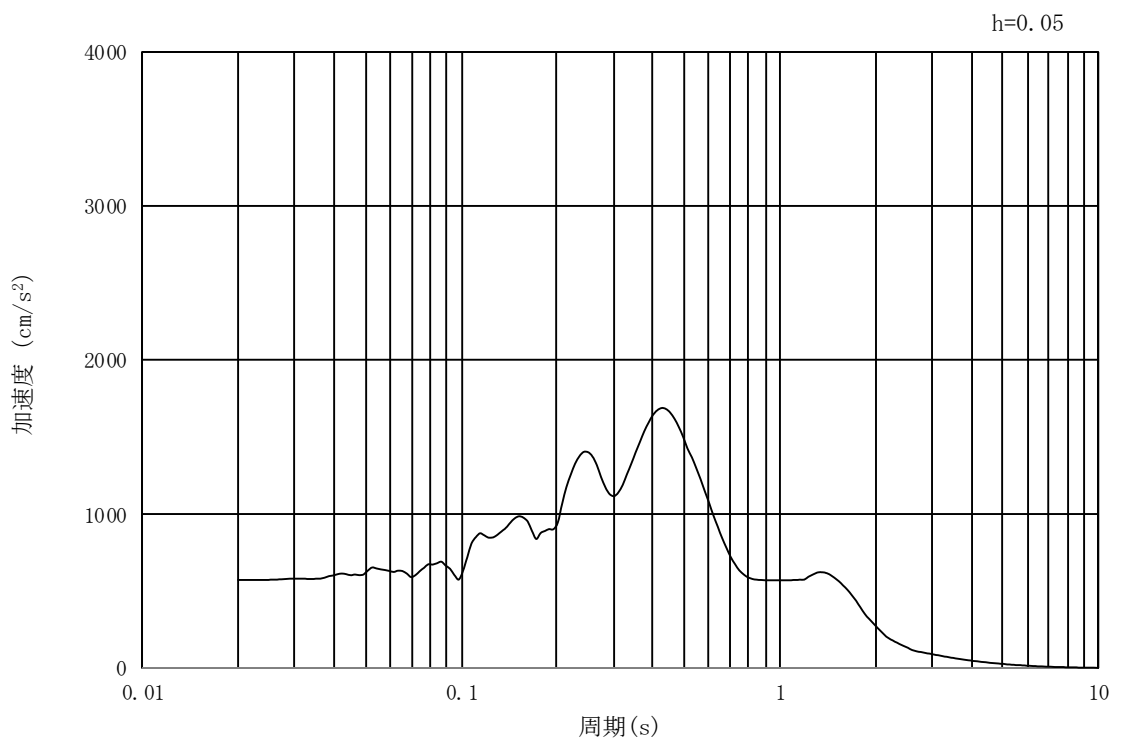


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 22$ )

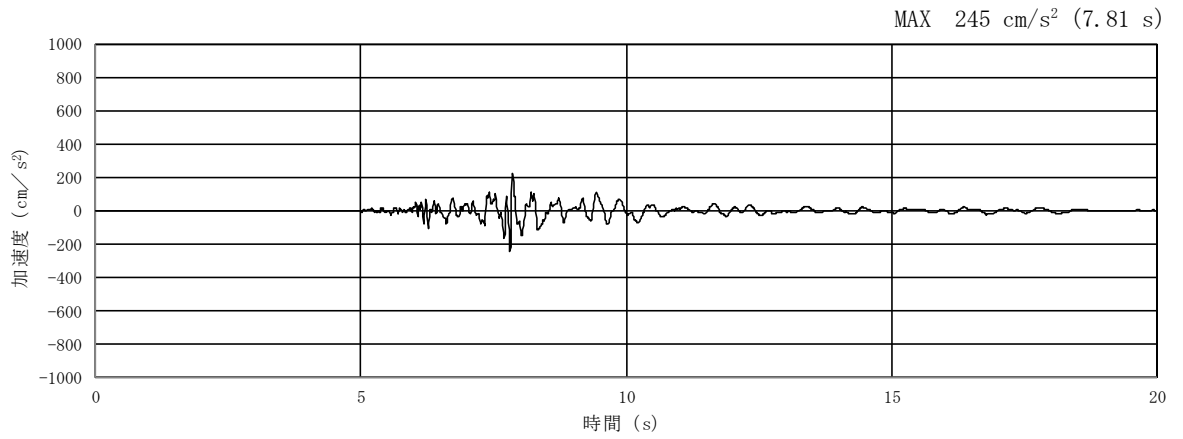


(a) 加速度時刻歴波形

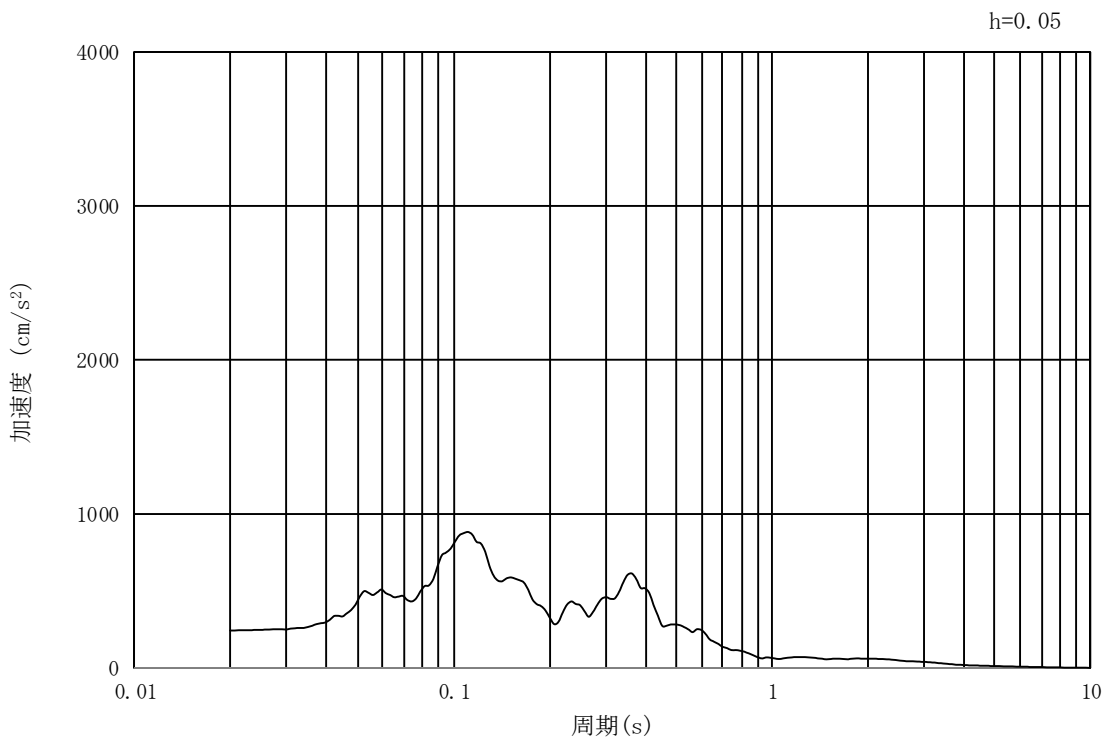


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-28 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, 水平成分:  $S_s - 31$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-29 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, 鉛直成分:  $S_s - 31$ )

### 14.3.2 許容限界の設定

#### (1) 鉄筋コンクリート（SA用海水ピット）許容限界

許容限界については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年），道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき，表 14.3-1 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 14.3-1 許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート* <sup>1</sup> (f' <sub>ck</sub> =40 N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 σ <sub>ca</sub>	21.0	
	短期許容せん断応力度 τ <sub>a1</sub>	0.825* <sup>3</sup>	
鉄筋	SD490* <sup>2</sup>	短期許容引張応力度 σ <sub>sa</sub> （曲げ軸力）	435
		短期許容引張応力度 σ <sub>sa</sub> （せん断力）	300
	SD345* <sup>1</sup>	短期許容引張応力度 σ <sub>sa</sub>	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：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<sub>a</sub>）を許容限界とする。

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

ここで，

V<sub>ca</sub>：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<sub>sa</sub>：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<sub>a1</sub>：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<sub>w</sub>：有効幅

j：1/1.15

d：有効高さ

A<sub>w</sub>：斜め引張鉄筋断面積

σ<sub>sa</sub>：鉄筋の短期許容引張応力度

s：斜め引張鉄筋間隔



表 14.3-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

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 <sub>a</sub>	
	部材幅	部材高	かぶり	有効高	径	S <sub>b</sub>	S <sub>s</sub>	コンクリート	鉄筋		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(本)	(mm)	V <sub>ca</sub>	V <sub>sa</sub>	(=V <sub>ca</sub> +V <sub>sa</sub> )	
側壁鉛直断面	上部	3545	12407	886	11521	D35	4	150	14649	78967	93616
	下部	3545	12407	886	11521	D29	8	150	14649	106060	120709
側壁水平断面	上部	1000	2000	200	1800	D19	3.333	300	646	1465	2111
	下部	1000	2000	275	1725	D32	3.333	300	619	3893	4512
梁①		3200	3000	200	2800	D32	3.333	300	3214	6316	9530
中床版		1000	1500	200	1300	D19	3.333	300	467	1058	1525
底版		1000	3000	200	2800	D38	3.333	300	1005	9071	10076

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、以下の支持力算定式の第 3 項を 0 と仮定し、極限支持力を算定する。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで、

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

$c$  : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

$\gamma_2$  : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

$\alpha, \beta$  : 表 14.3-3 に示す基礎底面の形状係数

$B$  : 基礎幅 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$N_c, N_\gamma$  : 図 14.3-30 に示す支持力係数

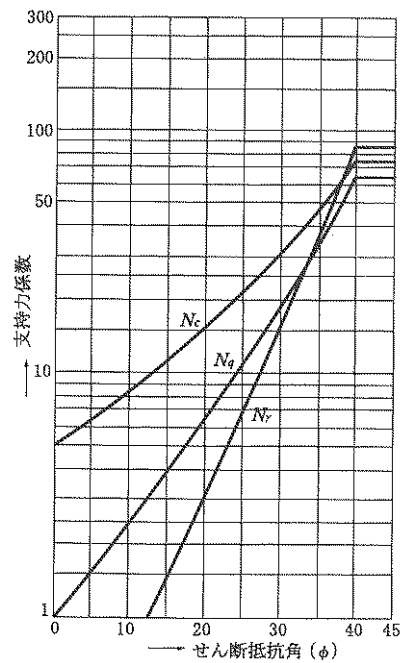
表 14.3-3 基礎底面の形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 小判形
$\alpha$		1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
$\beta$		1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

$D$ : ケーソン前面幅 (m),  $B$ : ケーソン側面幅 (m)

ただし,  $B/D > 1$  の場合,  $B/D = 1$  とする。

「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)」より



「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)」より

図 14.3-30 支持力係数を求めるグラフ

上記にて求められる極限支持力の算定結果を表 14.3-4 に示す。

表 14.3-4 極限支持力算定の諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	6025	
$\alpha c N_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	6025	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	927	非排水せん断強度*
基礎底面標高 $Z$ (m)	-26.000	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	0	
地盤の単位体積重量 $\gamma'_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	7.06	
周辺地盤の単位体積重量 $\gamma'_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	—	
形状係数 $\alpha$	1.3	
形状係数 $\beta$	0.6	
基礎幅 $B$ (m)	14.000	
有効根入れ深さ $D_f$ (m)	—	
$N_c$	5	図 14.3-30 より
$N_\gamma$	0	図 14.3-30 より
$N_q$	—	

注記 \* : 非排水せん断強度  $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$  (kN/m<sup>2</sup>)

基礎底面標高  $Z$  T.P. -26.000 (m)

### 14.3.3 鉛直断面の評価

#### (1) 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

SA用海水ピットは直交する2断面（①-①断面方向と②-②断面方向）を解析断面として選定し、2次元有効応力解析を実施し部材の設計を行う。SA用海水ピットの鉛直鉄筋は2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い、構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。その際、水平2方向及び鉛直方向地震力に対して円筒形立坑の場合には、地震動の加振方向に対して抵抗する部位が明確ではない。そこで、円筒形立坑の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して、構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。

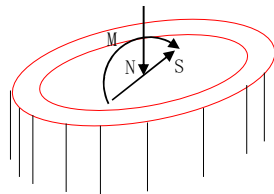


図 16.3-31 線形はり要素の鉛直断面設計概念図

#### (2) 鉛直断面のせん断力に対する評価

2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力（S）に対しコンクリートの有効断面積（ $A_w$ ）で抵抗するものとする。

せん断応力度  $\tau = S/A_w$  がコンクリート標準示方書に示される許容せん断応力度  $\tau_{a1}$  以下である場合にはせん断補強筋は不要である。

許容せん断応力度  $\tau_{a1}$  を超える場合はせん断補強筋（ $A_{s1}$ ）が必要となり、2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力を用いて照査を行い、構造部材の発生せん断力が鉄筋コンクリートとしての許容限界すなわち短期許容せん断力  $V_a$  以下であることを確認する。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は、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）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデルの面内方向のせん断力照査で設計する水平鉄筋と、面外方向の荷重に対する水平断面モデルの曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を面内方向に配置する。これと共に、面外方向のせん断力に対しては、面内方向の2次元鉛直断面モデルと直交する方向（面外方向）の2次元鉛直断面モデルで求められる荷重を水平断面モデルへ与えることによるせん断力照査で設計するせん断補強筋を配置する。

#### 14.3.4 水平断面の評価

##### (1) 水平断面の評価

SA用海水ピットの水平断面については、側壁を線形はり要素によりモデル化した2次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。

円筒形立坑の水平断面解析モデル概念を図14.3-32に示す。

地盤と立坑の連成系モデルによる2次元有効応力解析の結果に基づき、立坑水平断面の検討では、立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の2つの荷重状態について検討する。

水平断面の設計荷重として、図14.3-32に示すように、両押し時は、2次元有効応力解析により得られる立坑側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ $\sigma_x'$ ）＋間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ））の全時刻の最大値を抽出し、立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷重と共に作用させる。

片押し時は、両押し時と同じ地震時地盤反力の最大値を立坑平面の片側から最大荷重として常時荷重と共に作用させる。

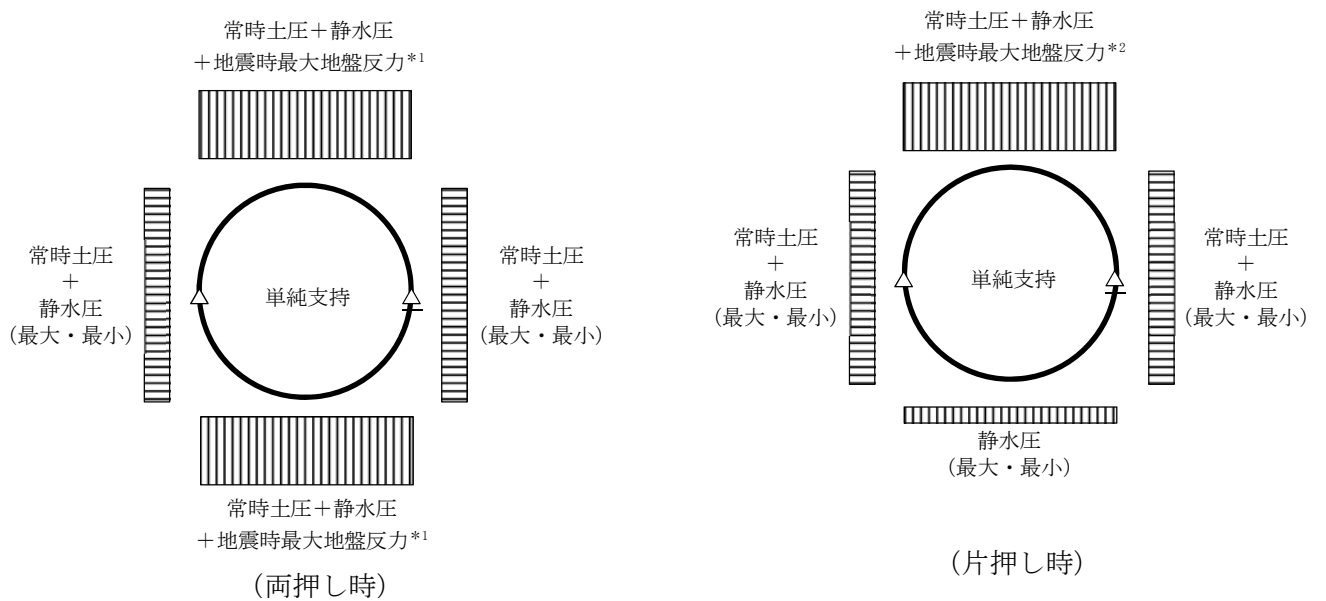
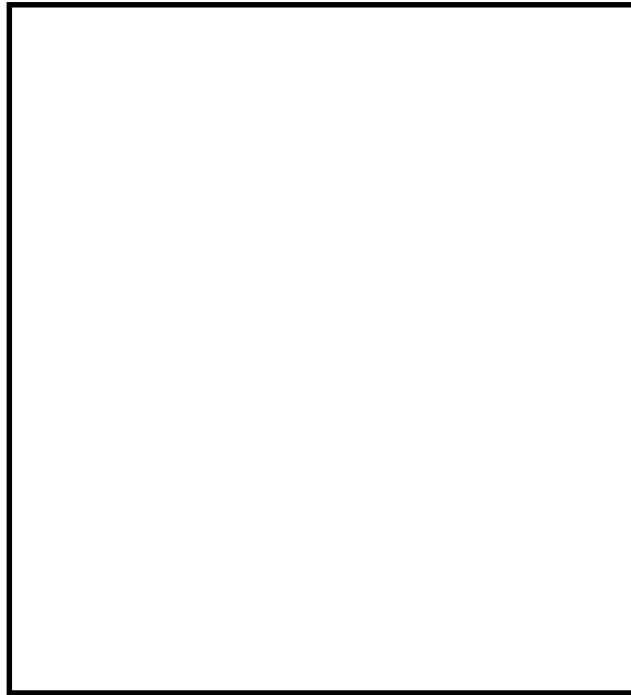
常時荷重については常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）及び最深部（最大）の常時荷重を算定し、図14.3-32に示すように、立坑水平断面の2次元静的フレーム解析に用いる。

境界条件については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（ケーソン基礎の設計）」に準拠し、単純支持とする。

水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると、構造体が変形するのに伴い地盤反力が生じることから、「シールド工事前立坑の設計（土木学会、2015年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮できるが、地盤反力による構造体の変形抑制効果を考慮しなくても構造成立する場合は、設計上の保守的な配慮として、構造体の変形に応じた地盤反力を考慮しない設計とする。なお、「シールド工事前立坑の設計（土木学会、2015年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮する場合は、保守的にKm層に限って適用する。

2次元静的フレーム解析におけるはり要素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、部材の断面厚または有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。

2次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



\*1: 立坑左右地盤の「常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力」を両側に作用させる。  
 \*2: 立坑左右地盤の「常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力」を片側に作用させる。

図 14.3-32 円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図

(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力への対応

SA用海水ピットの設計における水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震安全性は、側壁面内方向の水平鉄筋の配筋量にて確認する。

SA用海水ピットの側壁における面内方向の水平鉄筋として、2次元有効応力解析(鉛直断面)モデルの側壁面内方向のせん断力に対するせん断補強鉄筋 ( $A_{s1}$ ) と、水平断面の2次元静的フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する主鉄筋 ( $A_{s2}$ ) は同じ向きの配筋となる。

したがって、 $A_{s1}$ の必要鉄筋量と $A_{s2}$ の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量以上の実配筋量が側壁の面内方向に配置されていることを確認する。

図 16.3-33 にSA用海水ピット側壁の水平鉄筋の設計イメージ図を示す。

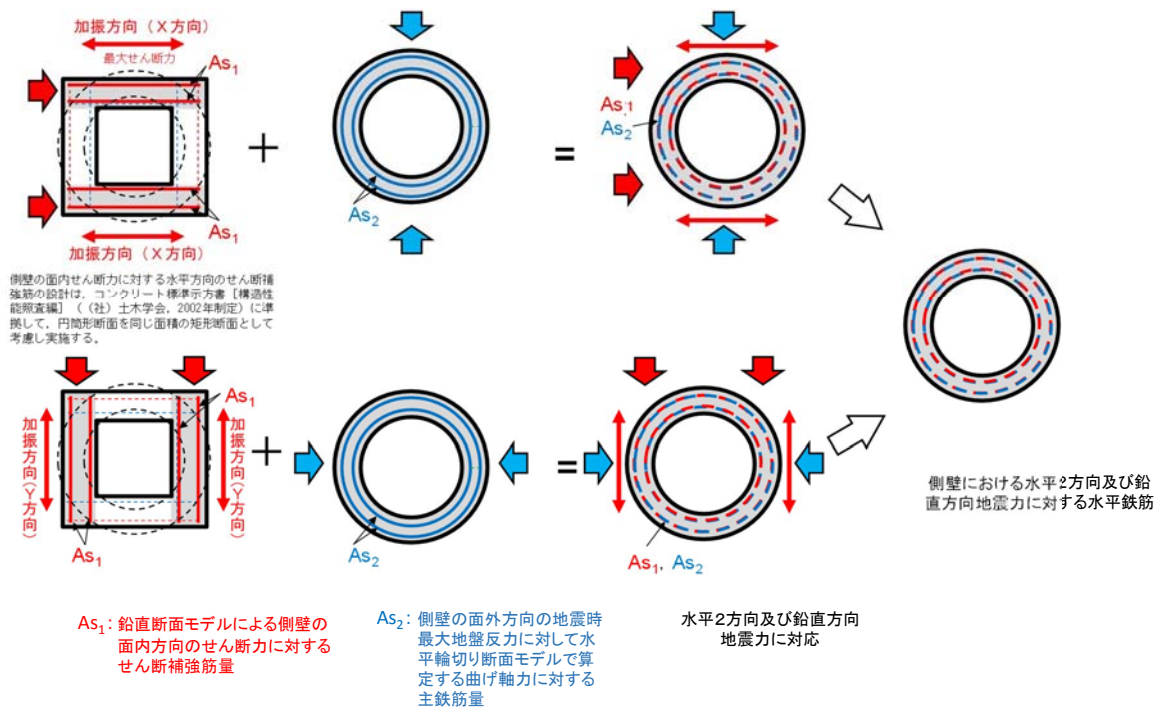


図 16.3-33 SA用海水ピット側壁の水平鉄筋の設計イメージ図

#### 14.3.5 版部材の評価

##### (1) 頂版の評価

頂版については、頂板を線形はり要素によりモデル化した2次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。

内寸法 10.0 m の床版において 1.1 m × 1.7 m の可搬用ポンプ投入口による開口は 6 か所あることから、開口については開口部周辺を補強する。

補強の設計は、開口の間の部材に開口部に作用する荷重を付加した桁高 3.0 m で幅 3.2 m の梁①部材と、幅 1.3 m の梁②部材として設計する。概念図を図 14.3-34 に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重としては、面外方向に躯体及び積雪の慣性力を静的に作用させる。

中央の梁①の設計においては、頂版に作用する全荷重を負担するものとして設計することで、梁②の設計における支点反力を改めて考慮する必要はない。

慣性力については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

単純支持によるはり設計を行う。はり設計で求めた主鉄筋は頂版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

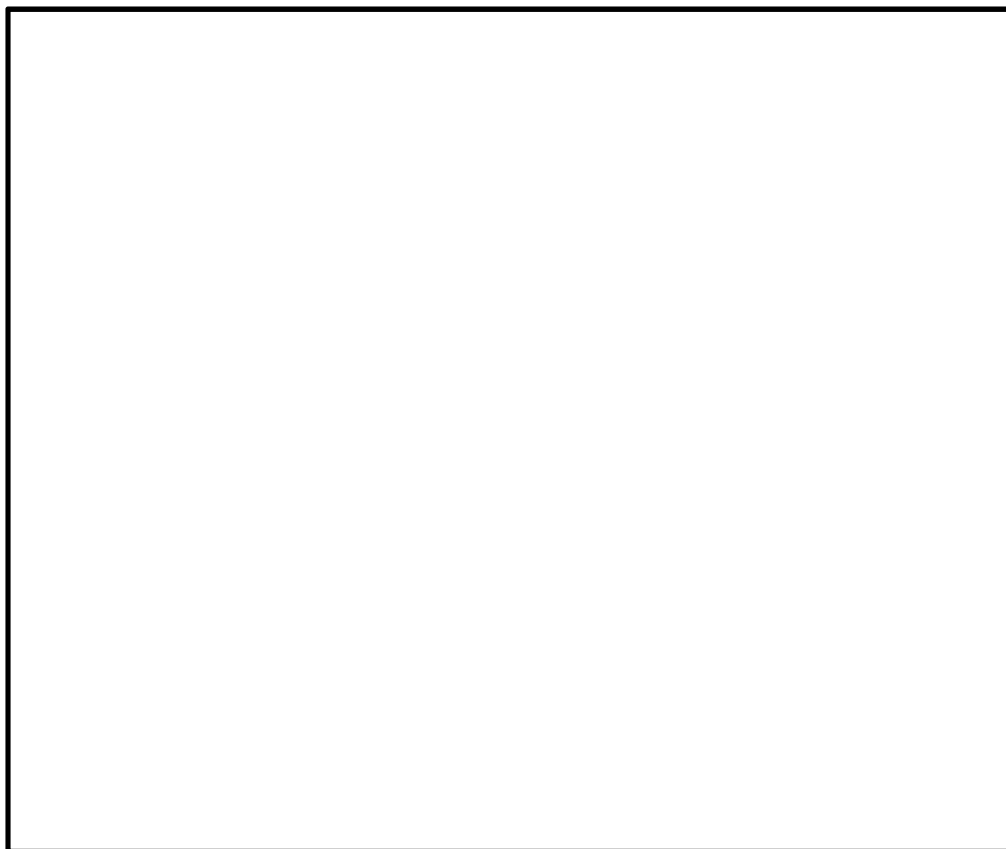


図 14.3-34 頂版の設計モデル概念図



## (2) 中床版の評価

中床版については、中床版を線形はり要素によりモデル化した2次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。

中床版には、津波に伴う水位上昇による可搬型ポンプの揺動を低減するための開口を設ける。内寸法10 mの床版において開口は1.4 m×1.0 mである。版の周囲は円周状に支持されているが、中央の開口を考慮して半径分の片持ち梁としてモデル化した場合(②)と、直径分の単純梁とした場合(①)の最大曲げモーメントは一致する。したがって、直径分のスパンを有する単位幅の1方向版としてモデル化し、直交方向の支持を考慮しないで断面力を算出し設計する。概念図を図14.3-35に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重としては、面外方向に躯体の慣性力並びに内水の動水圧を静的に作用させる。

慣性力並びに内水の動水圧については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

以上のことより、単純支持によるはり設計で求められた主鉄筋を、中床版上下面に格子状に配置することで、開口を考慮した設計となる。また、はり設計で求められたせん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

一方、開口部以外(例えば隣接部③)ではスパン長が直径よりも短くなるため、①の単純梁モデルよりも断面力は小さくなる。また、半スパン分の片側固定梁(④)としてモデル化した場合、中央部には逆側の支持により断面力が発生することとなり、最大断面力は全スパン梁モデル中央部の最大断面力を下回ることになる。したがって、最もスパンが長い直径分の単純梁としてモデル化した断面力を用いることで安全側の設計となる。

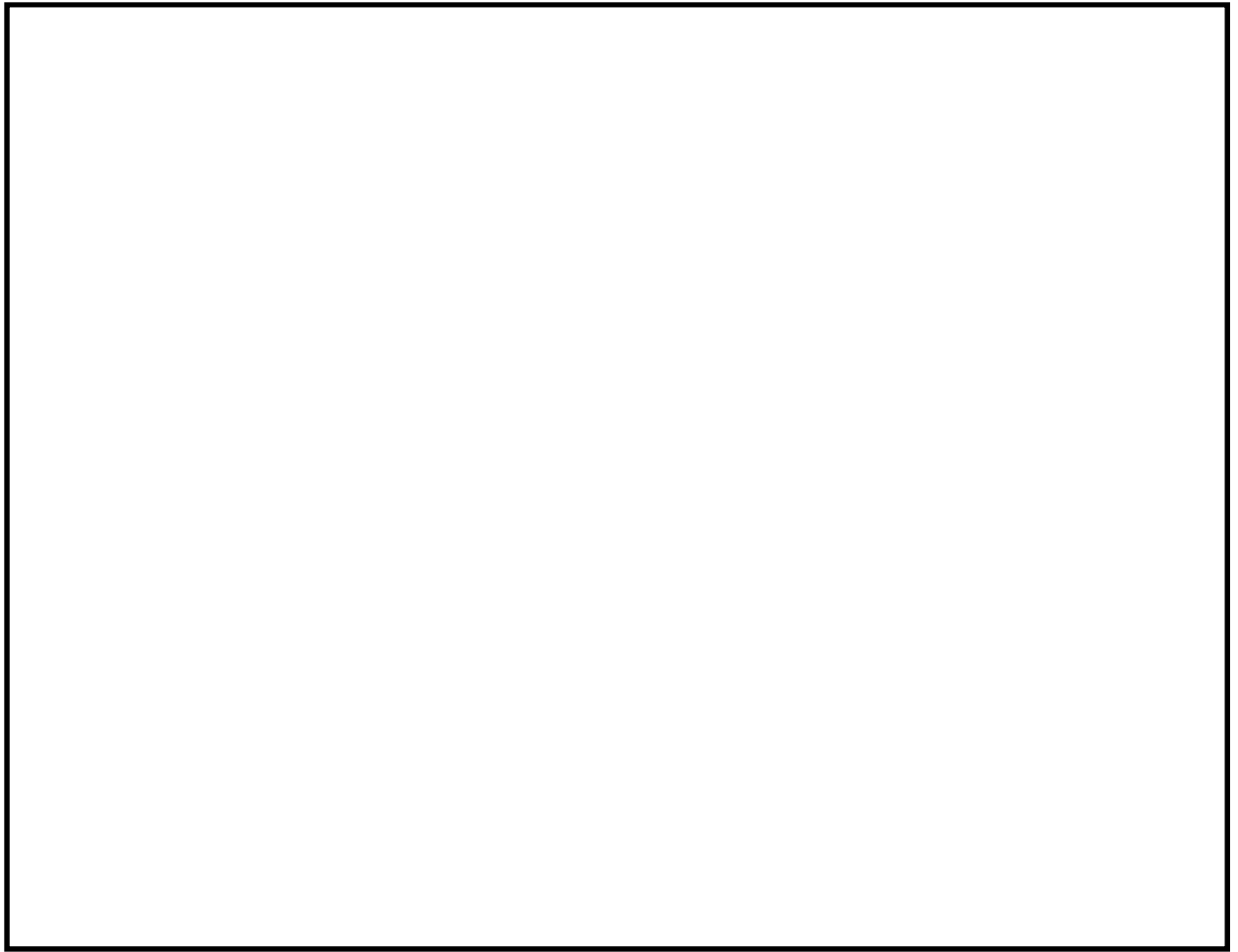


図 14.3-35 中床版の設計モデル概念図

### (3) 底版の評価

底版については、底版を線形はり要素によりモデル化した2次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。

底版の設計は、単位幅の1方向版としてモデル化し断面力を算出する。概念図を図14.3-36に示す。スパンは底版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重は2次元有効応力解析において、仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（ $\sigma_y'$ ）及び間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ）の底版幅方向合力が最大となる時刻を抽出し、その時刻における地盤反力分布を作用させる。また、静水圧も分布荷重として考慮する。

単純支持による単位幅の版設計を行う。版設計で求めた主鉄筋は底版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

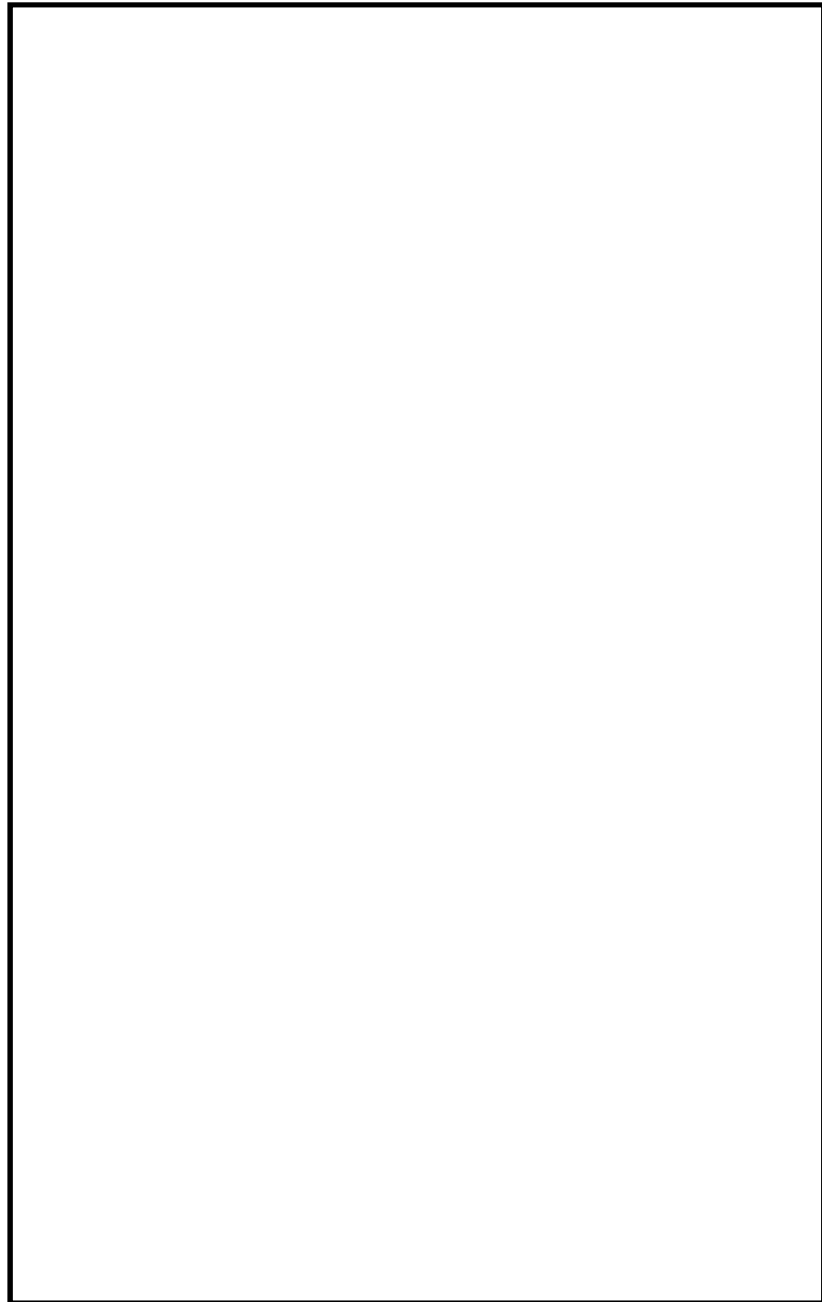


図 14.3-36 底版の設計モデル概念図

### 14.3.6 隅角部の拘束効果に対する評価

側壁と版部材の隅角部には、各部材が剛結されている構造形状であることに関する端曲げが生じる可能性があるため、隅角部における曲げモーメントの廻り込みを考慮した局所的な曲げモーメントの増分に対する評価を行う。隅角部において、廻り込む曲げモーメント概念図を図 16.3-37 に示す。なお、本検討は部材決定ケースとなる地震波に対し実施する。

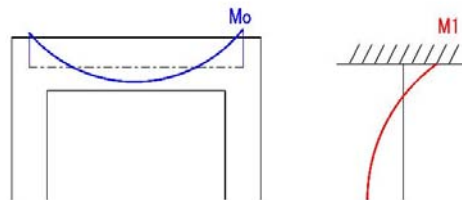


図 16.3-37 版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図

#### a. 側壁上端及び下端の拘束効果の評価

側壁の上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、「シールド工事用立坑の設計 平成 27 年 1 月 土木学会」において、円筒形立坑の設計として記載されている方法に準拠して、図 16.3-38 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。円筒形立坑の側壁には考慮する規模の開口が存在しないため、側壁をはり要素でモデル化し、円筒形立坑であることによる 3 次元形状に応じたリングバネを用いてモデル化し、側壁の鉛直方向の曲げモーメント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は、2 次元有効応力解析において、各鉛直スパンの地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ $\sigma_x'$ ）+間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ））の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。図 16.3-38 の側壁の固定境界に発生する曲げモーメントが側壁の隅角部で考慮する曲げモーメント（ $M_1$ ）となる。なお、リングバネは次式による。

$$K = \frac{p + \Delta p}{\frac{pr^2}{AE} + \frac{\Delta pr^4}{12EI}}$$

ここで、

K : リングばねのばね定数

E : 側壁部材のヤング係数

A : 水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積

I : 水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント

r : 立坑の半径

p : 側壁に作用する側圧

$\Delta p$  : 側壁に作用する偏圧

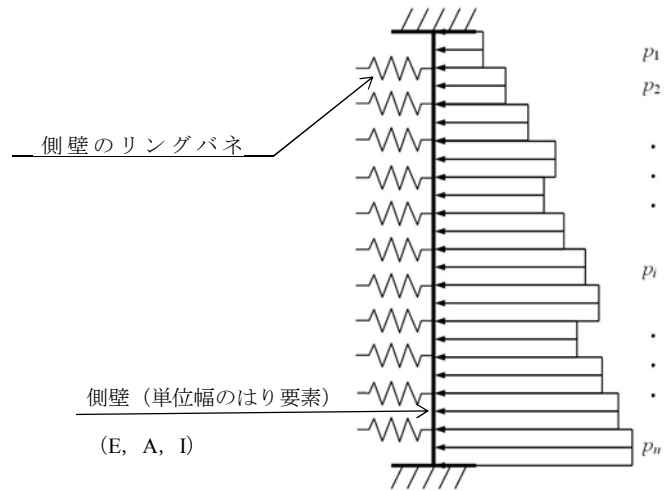
b. 版部材両端の拘束効果の評価

版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、頂版及び底版において、図 16.3-39 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。この版部材両端に発生する曲げモーメントが版部材の隅角部で考慮する曲げモーメント ( $M_0$ ) となる。

c. 隅角部の評価

側壁については、2次元有効応力解析から求められる曲げ軸力に対して算出した鉛直鉄筋に発生する引張応力度 ( $\sigma_{v1}$ ) を求める。また、図 16.3-38 に示す版部材と版部材の間を両端固定梁でモデル化した側壁の解析において固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) に、版部材の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_0$ ) をそれぞれ加算したもの ( $M_0+M_1$ ) に対し、鉛直鉄筋に発生する引張応力度 ( $\sigma_{v2}$ ) を求める。これらを足し合わせた引張応力度 ( $\sigma_{v1}+\sigma_{v2}$ ) が側壁鉛直鉄筋の短期許容応力度以下であることを確認する。円筒形立坑の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定 (曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍) して求められた鉛直鉄筋の引張応力度 ( $\sigma_{v1}'$ ) を加算した鉛直鉄筋の引張応力度 ( $\sigma_{v1}'+\sigma_{v2}$ ) が許容限界以下であることを確認する。

版部材の配筋計算では、図 16.3-39 に示す両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_0$ ) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) を加算したもの ( $M_0+M_1$ ) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントと各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント ( $M_2$ ) を比較し、( $M_0+M_1$ ) が $M_2$ で以下であることを確認する。( $M_0+M_1$ ) の方が大きい場合は、必要な補強鉄筋量を配置する。



$p_i$  : 地盤応力+間隙水要素の応力  
 (抽出時刻 : 立坑に作用する地盤応力+間隙水要素の発生応力の総和が最大の時)

図 16.3-38 側壁からの廻り込みモーメント算出モデル

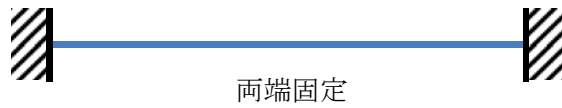


図 16.3-39 版部材の材端モーメント算出モデル

## 14.4 評価結果

### 14.4.1 地震応答解析結果

#### (1) 鉛直断面の検討ケースの選定

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

耐震評価においては，「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき，すべての基準地震動 $S_s$ に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとしたすべての評価項目について，各照査値が最も厳しい（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た。

表 14.4-1 及び表 14.4-2 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，せん断力に対する照査値を示す。



表 14.4-1 (1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.30					
	H+, V-	0.30	0.23	0.22	0.32	0.17	0.16
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.29					
S <sub>s</sub> -11		0.13					
S <sub>s</sub> -12		0.15					
S <sub>s</sub> -13		0.14					
S <sub>s</sub> -14		0.11					
S <sub>s</sub> -21		0.12					
S <sub>s</sub> -22		0.16					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.24					
	H-, V+	0.24					

- 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  
 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強度特性により地盤を強制的に液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

表 14.4-1 (2) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.33					
	H+, V-	0.33	0.23	0.23	0.37	0.14	0.13
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
S <sub>s</sub> -11		0.06					
S <sub>s</sub> -12		0.11					
S <sub>s</sub> -13		0.10					
S <sub>s</sub> -14		0.05					
S <sub>s</sub> -21		0.07					
S <sub>s</sub> -22		0.11					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.23					

- 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  
 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強度特性により地盤を強制的に液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

表 14.4-1 (3) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	コンクリートの曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+		0.61					
	H+, V-		0.61	0.33	0.58	0.81	0.50	0.48
	H-, V+		0.60					
	H-, V-		0.60					
S <sub>s</sub> -11			0.24					
S <sub>s</sub> -12			0.29					
S <sub>s</sub> -13			0.28					
S <sub>s</sub> -14			0.20					
S <sub>s</sub> -21			0.23					
S <sub>s</sub> -22			0.30					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+		0.52					
	H-, V+		0.51					

- 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 14.4-2 (1) 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

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.28	0.21	0.20	0.29	0.14	0.14
	H+, V-	0.28					
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.28					
S <sub>s</sub> -11		0.12					
S <sub>s</sub> -12		0.18					
S <sub>s</sub> -13		0.18					
S <sub>s</sub> -14		0.15					
S <sub>s</sub> -21		0.21					
S <sub>s</sub> -22		0.18					
S <sub>s</sub> -31	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 14.4-2 (1) 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

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.29	0.21	0.21	0.33	0.12	0.11
	H+, V-	0.28					
	H-, V+	0.28					
	H-, V-	0.28					
S <sub>s</sub> -11		0.05					
S <sub>s</sub> -12		0.13					
S <sub>s</sub> -13		0.13					
S <sub>s</sub> -14		0.10					
S <sub>s</sub> -21		0.21					
S <sub>s</sub> -22		0.13					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.21					
	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 14.4-2 (3) ②-②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.58	0.57	0.57	0.76	0.43	0.43
	H+, V-	0.58					
	H-, V+	0.58					
	H-, V-	0.58					
S <sub>s</sub> -11		0.20					
S <sub>s</sub> -12		0.35					
S <sub>s</sub> -13		0.34					
S <sub>s</sub> -14		0.28					
S <sub>s</sub> -21		0.43					
S <sub>s</sub> -22		0.35					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.50					
	H-, V+	0.47					

- 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

(2) 部材に着目した断面力図

SA用海水ピットの基準地震動 $S_s$ による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図14.4-1に示す。その照査結果を表14.4-3,表14.4-4に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

表 14.4-3 (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		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	670155	34180	4.1	21	0.20
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1215467	57569	6.7	21	0.32

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  
評価位置は下図に示す。  
@：鉄筋の配置間隔

表 14.4-3 (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)

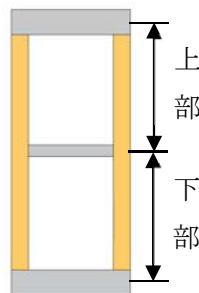
検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	664310	31379	108	435	0.25
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1211302	55515	158	435	0.37

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  
評価位置は下図に示す。  
@：鉄筋の配置間隔

表 14.4-3 (3) 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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	70166	177104	0.40
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	97349	339559	0.29

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  
評価位置は下図に示す。  
@：鉄筋の配置間隔



評価位置図

表 14.4-4 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②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 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	3.7	21	0.18
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	6.0	21	0.29

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  
評価位置は下図に示す。  
@：鉄筋の配置間隔

表 14.4-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②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)

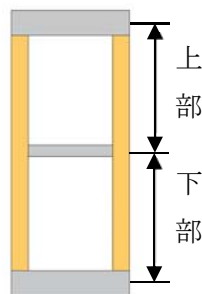
検討 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	94	435	0.22
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	142	435	0.33

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  
評価位置は下図に示す。  
@：鉄筋の配置間隔

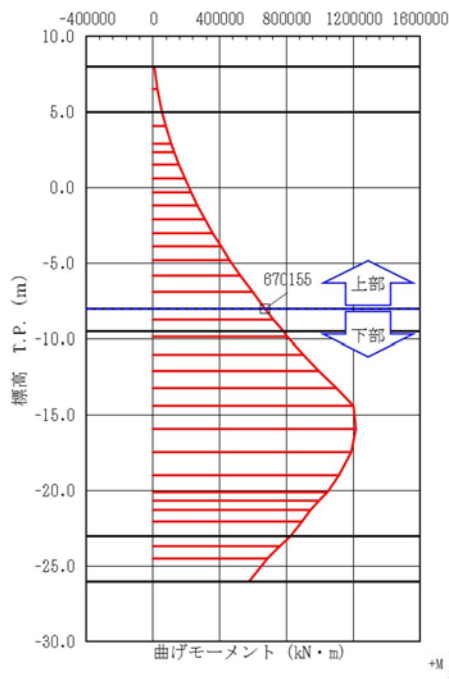
表 14.4-4 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	63607	177104	0.36
④	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	90682	339559	0.27

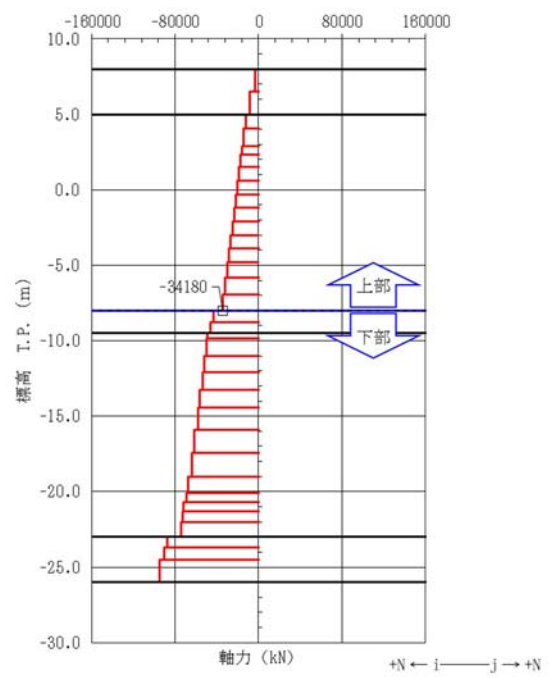
注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
評価位置は下図に示す。  
@：鉄筋の配置間隔



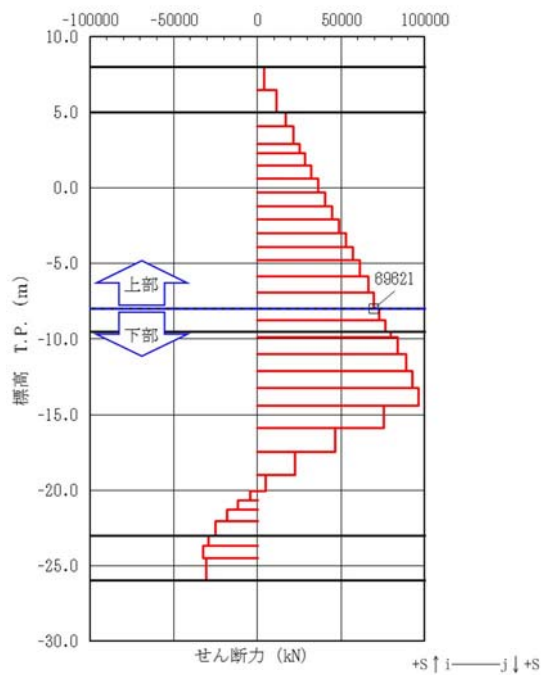
評価位置図



曲げモーメント図



軸力図



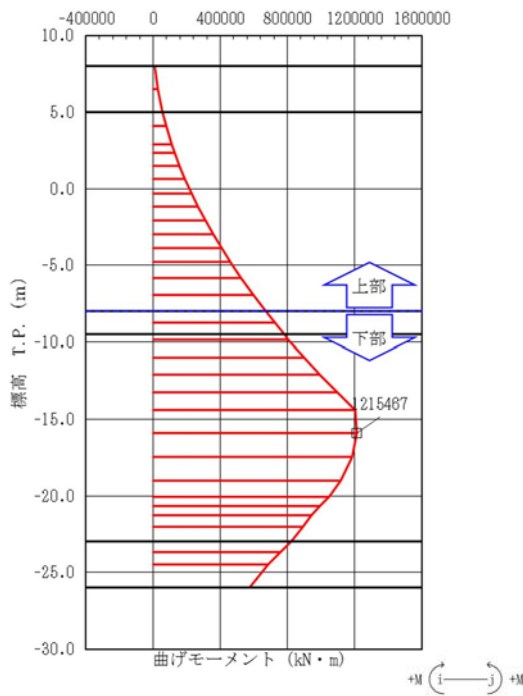
せん断力図

図 14.4-1 (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, 上部)

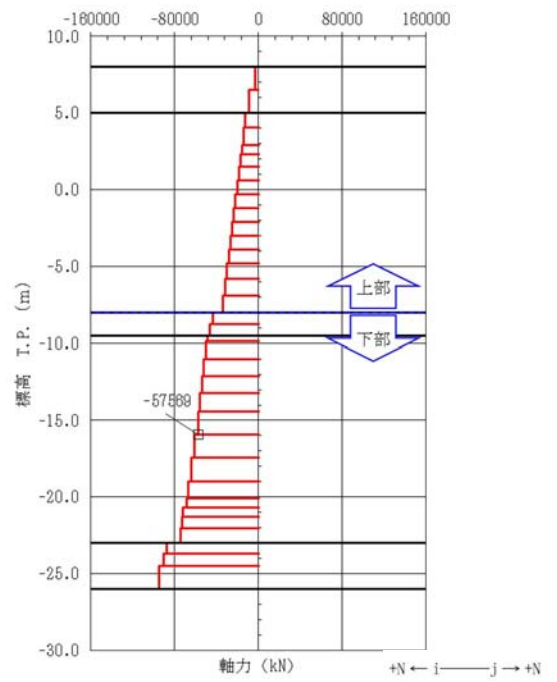
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.94$  s)

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

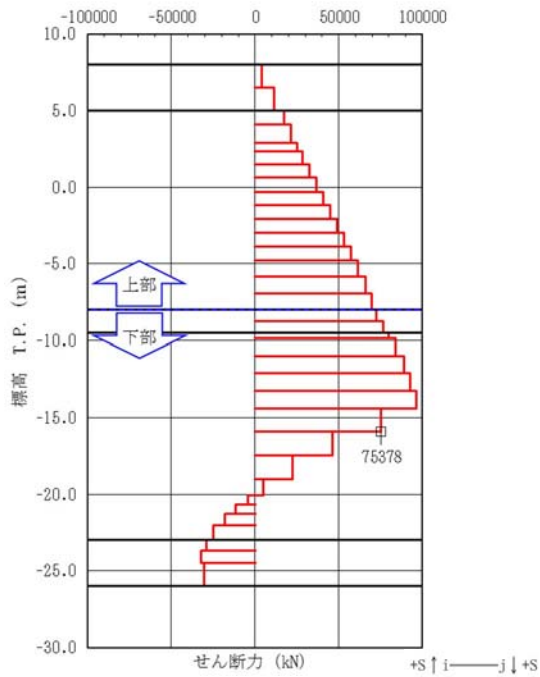




曲げモーメント図



軸力図

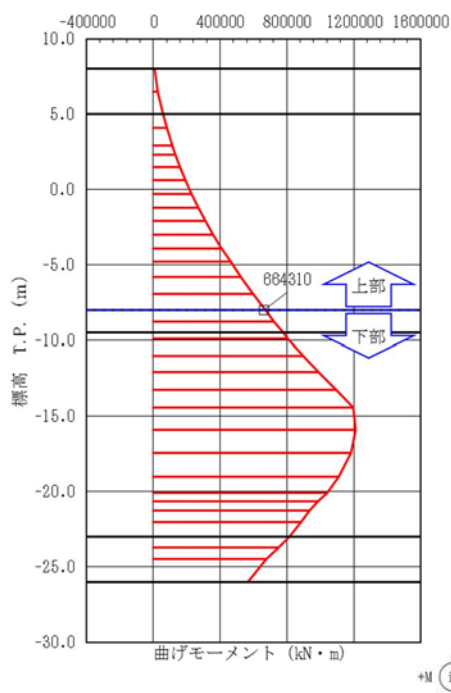


せん断力図

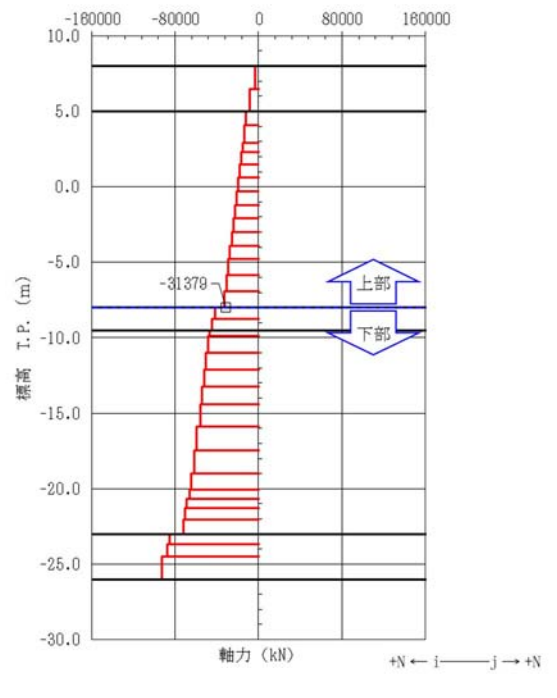
図 14.4-1 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)

( $S_s - D 1 [H+, V-]$ ,  $t = 53.93 \text{ s}$ )

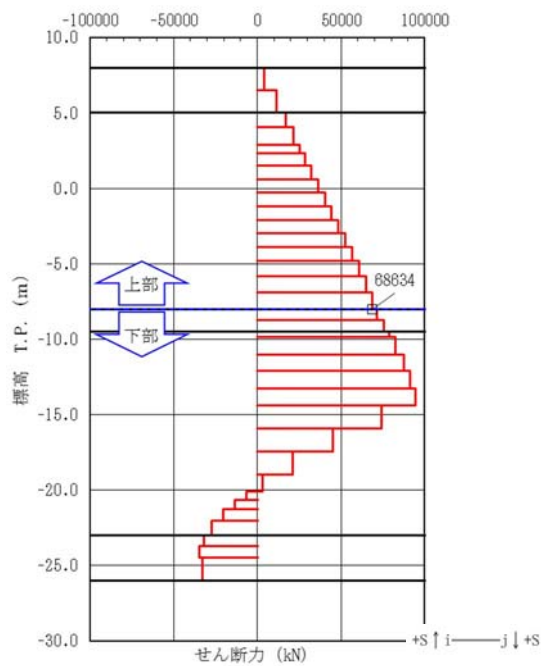
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



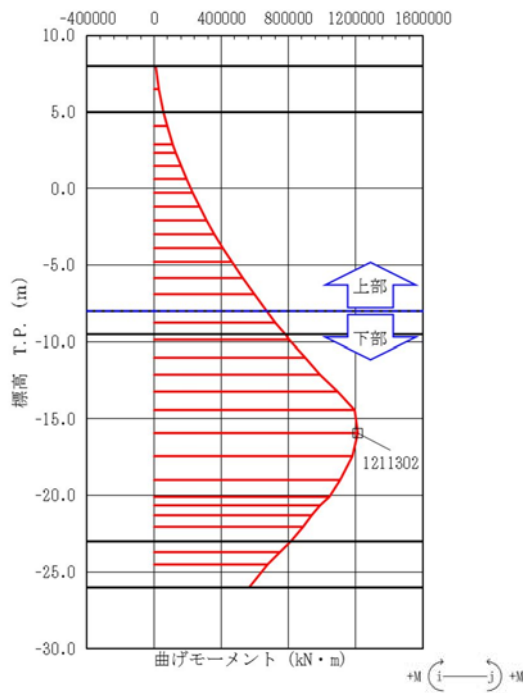
軸力図



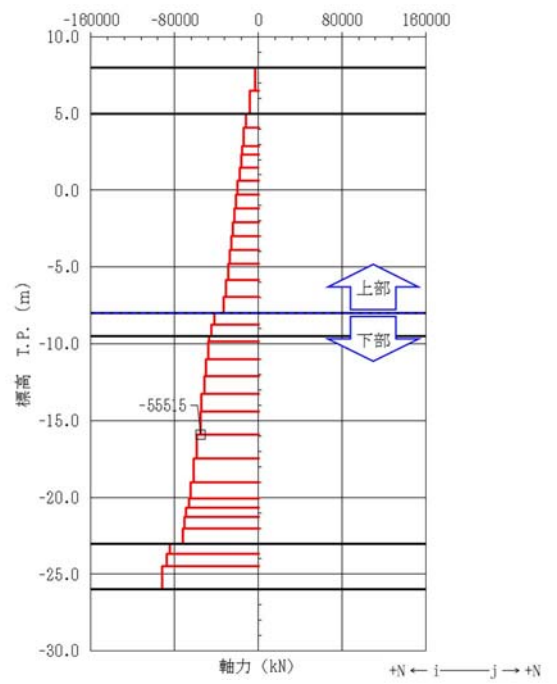
せん断力図

図 14.4-1 (3) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)  
 $(S_s - D1 [H+, V-], t = 53.96 \text{ s})$

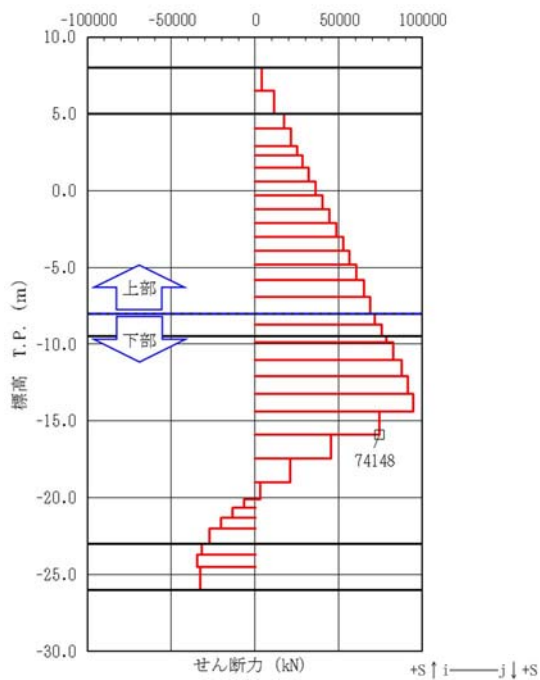
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

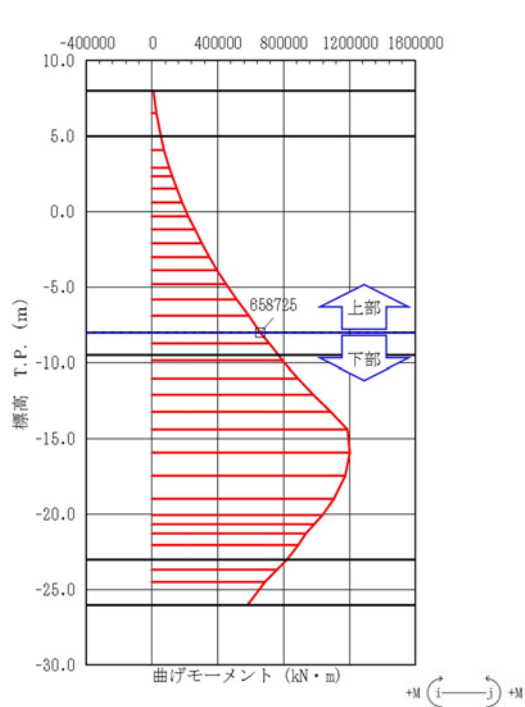


せん断力図

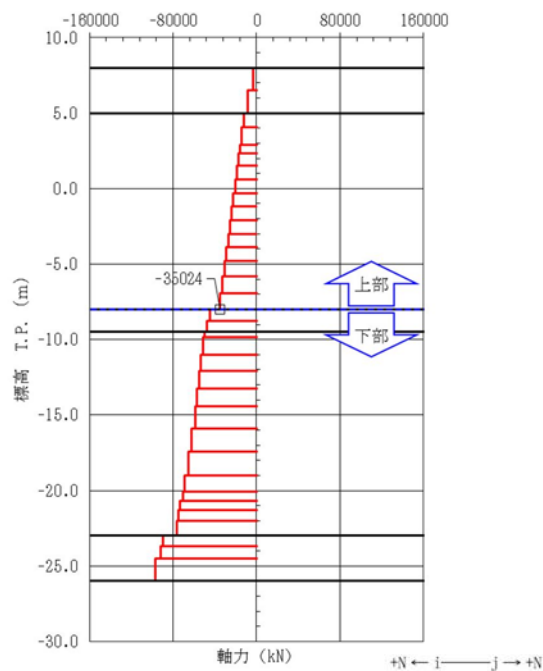
図 14.4-1 (4) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.95$  s)

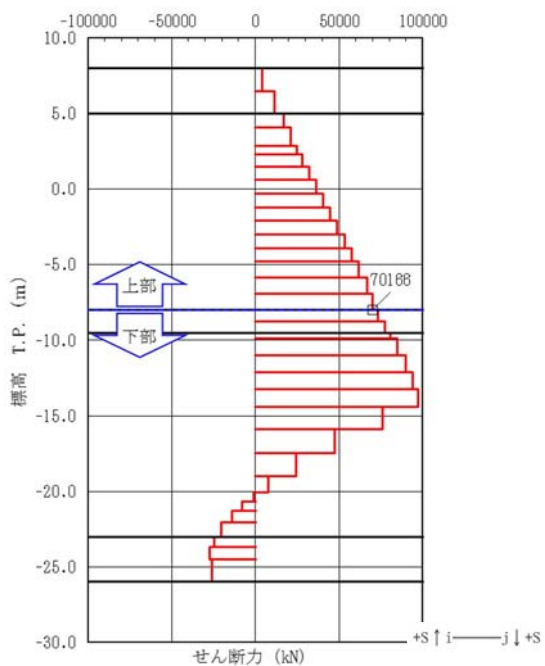
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



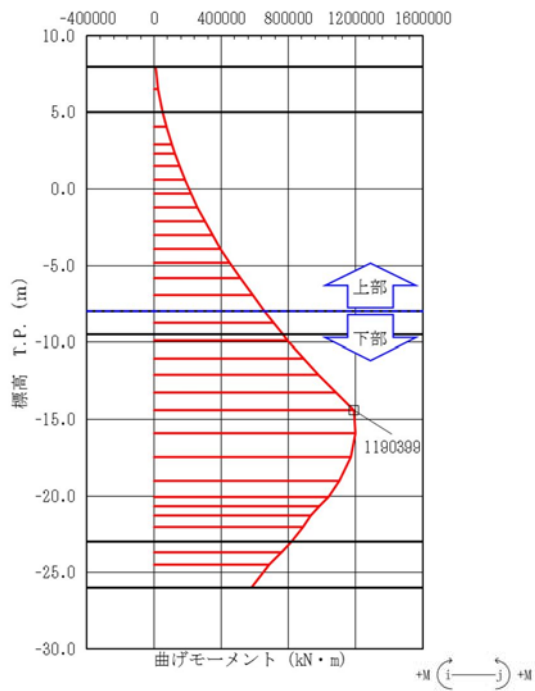
せん断力図

図 14.4-1 (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, 上部)

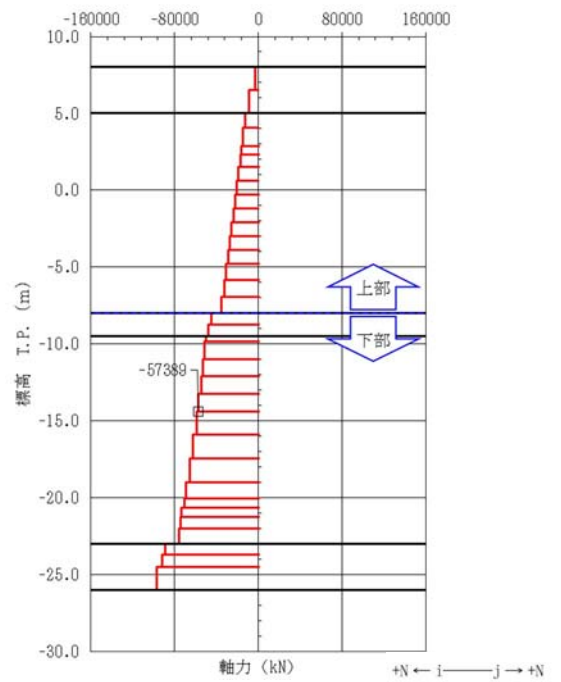
( $S_s - D 1 [H+, V-]$ ,  $t = 53.92$  s)

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

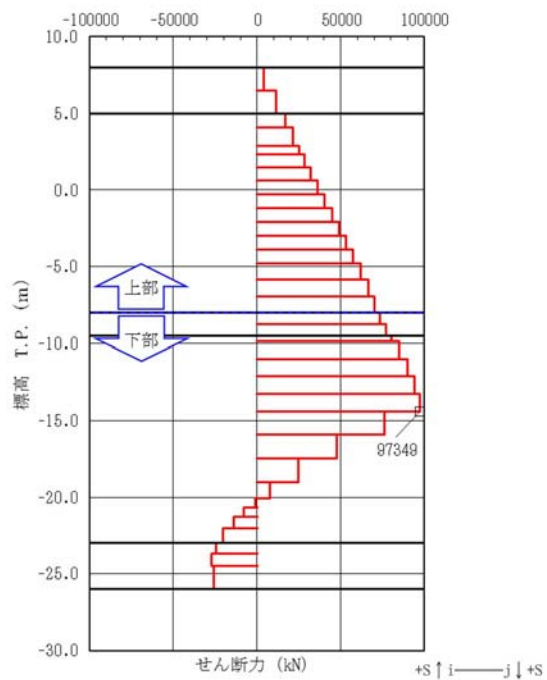
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

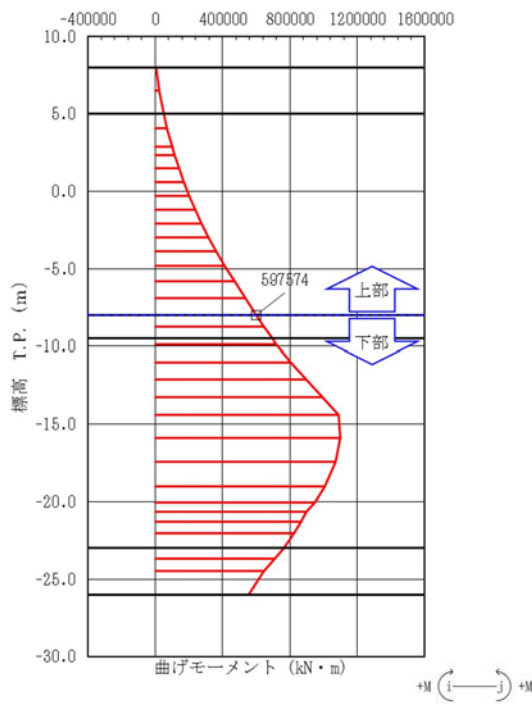


せん断力図

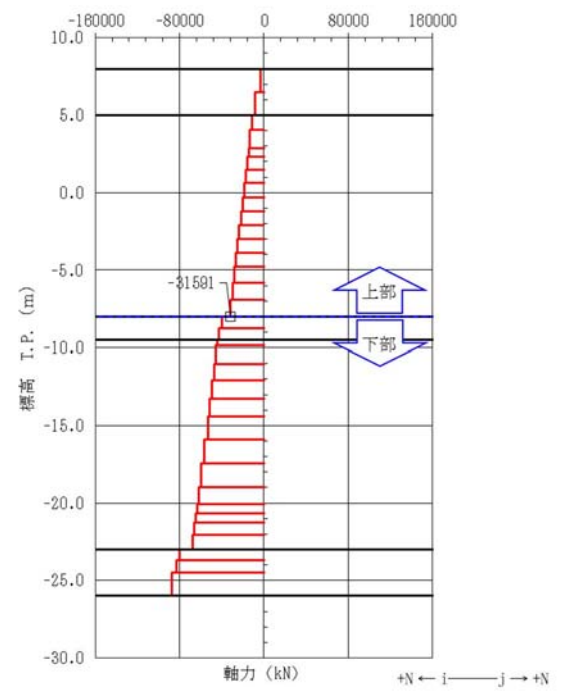
図 14.4-1 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)

( $S_s - D1 [H+, V-]$ ,  $t = 53.92$  s)

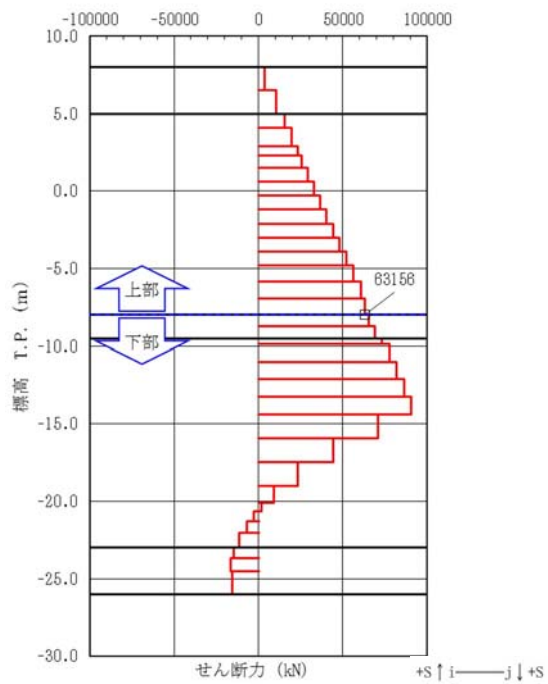
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

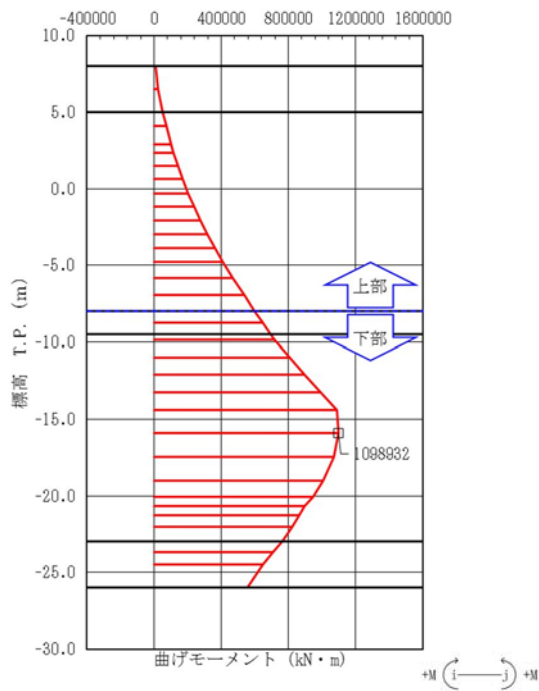


せん断力図

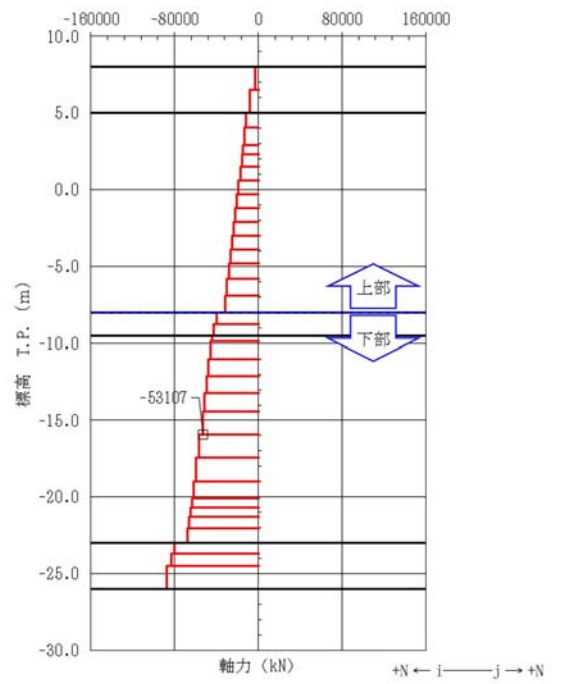
図 14.4-1 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)

( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.93 \text{ s}$ )

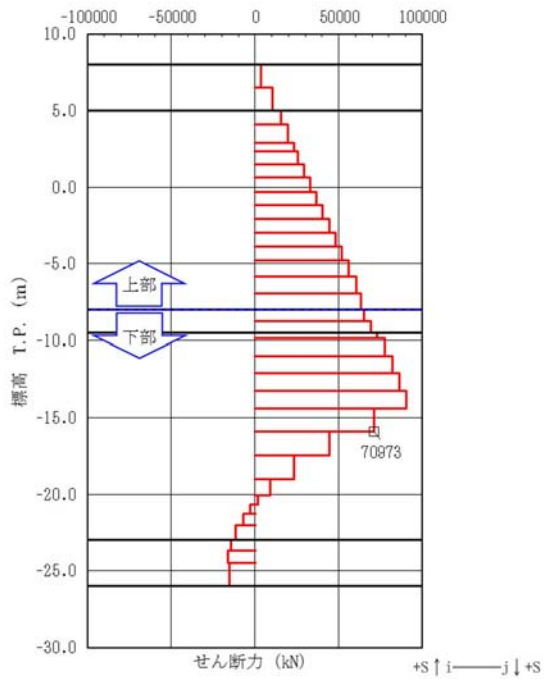
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

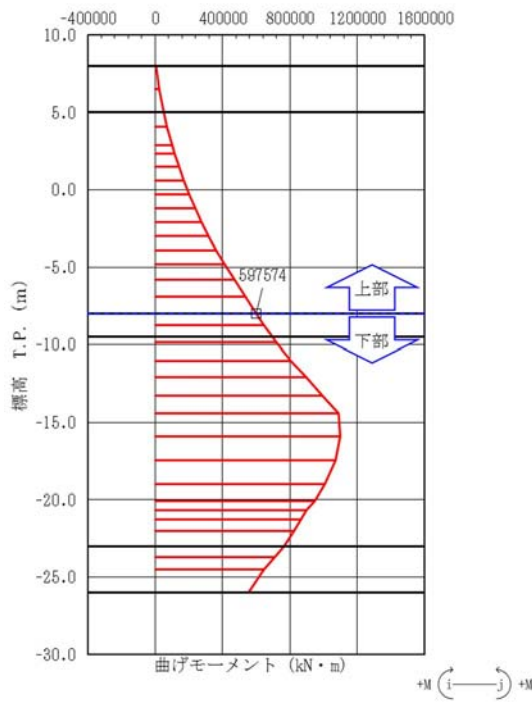


せん断力図

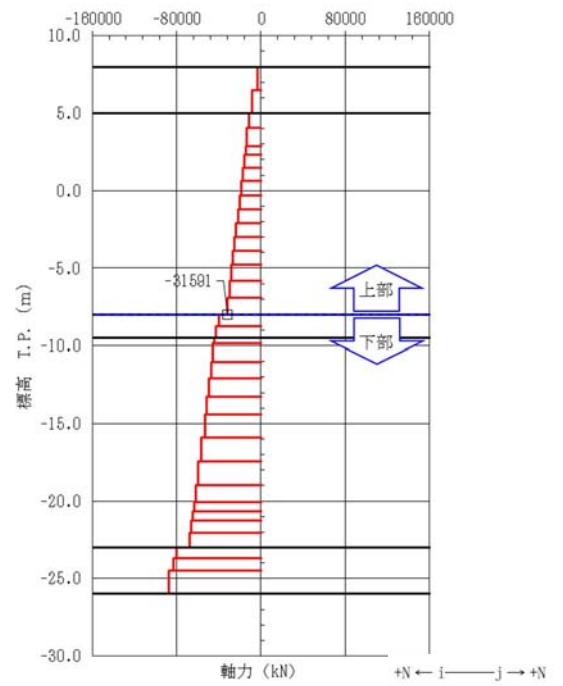
図 14.4-1 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)

( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 83.93 \text{ s}$ )

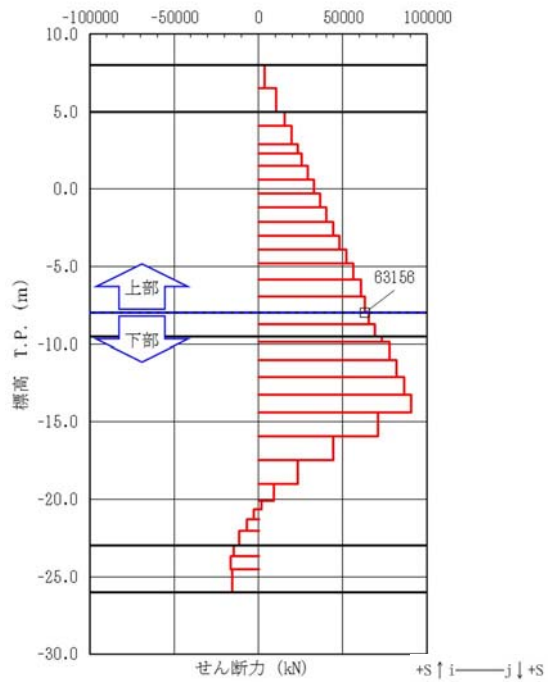
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

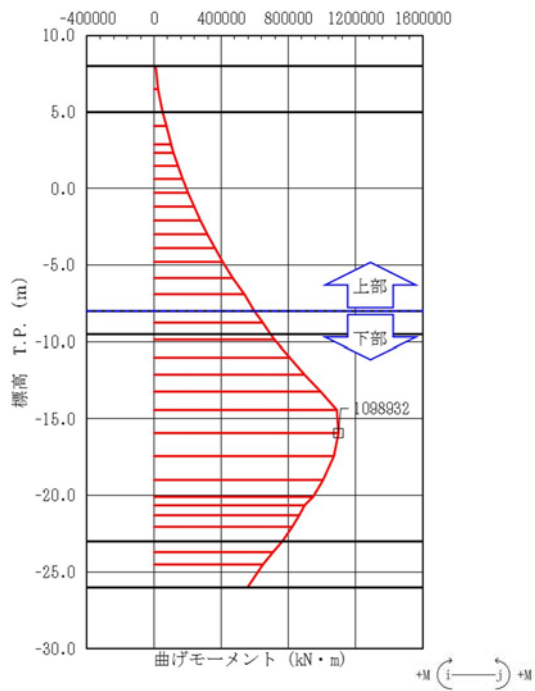


せん断力図

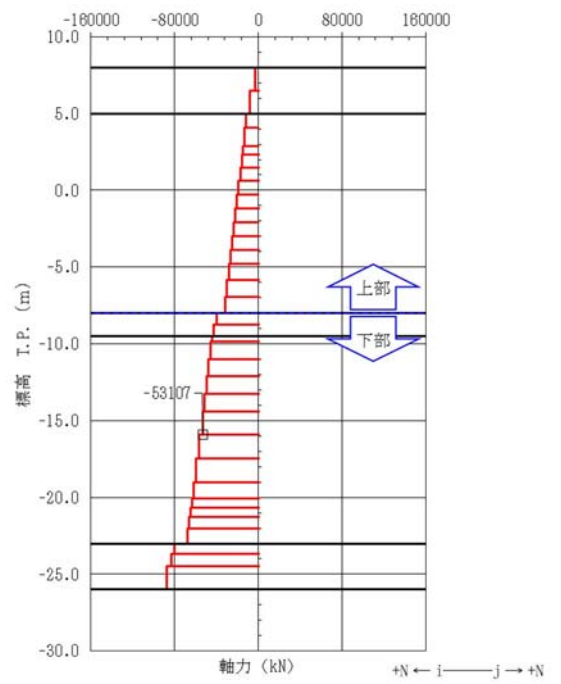
図 14.4-1 (9) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)  
( $S_s - D1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.93$  s)

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

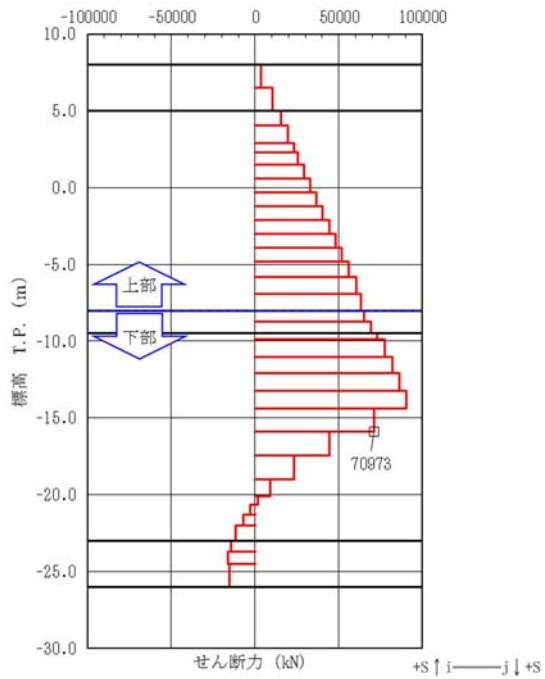




曲げモーメント図



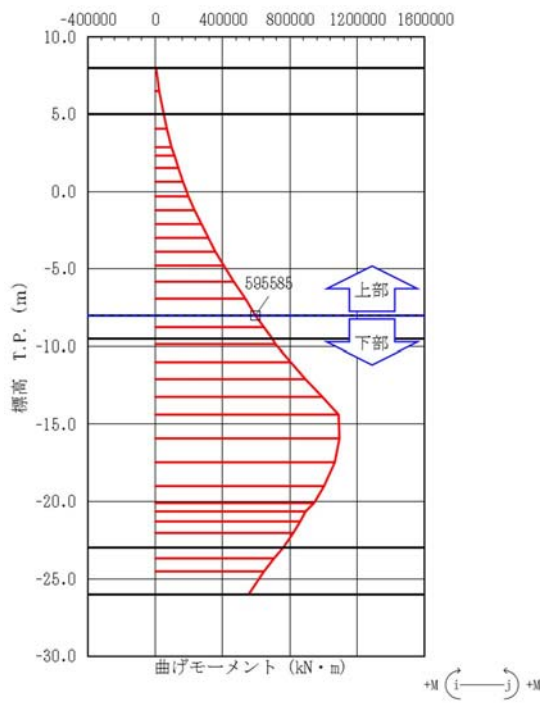
軸力図



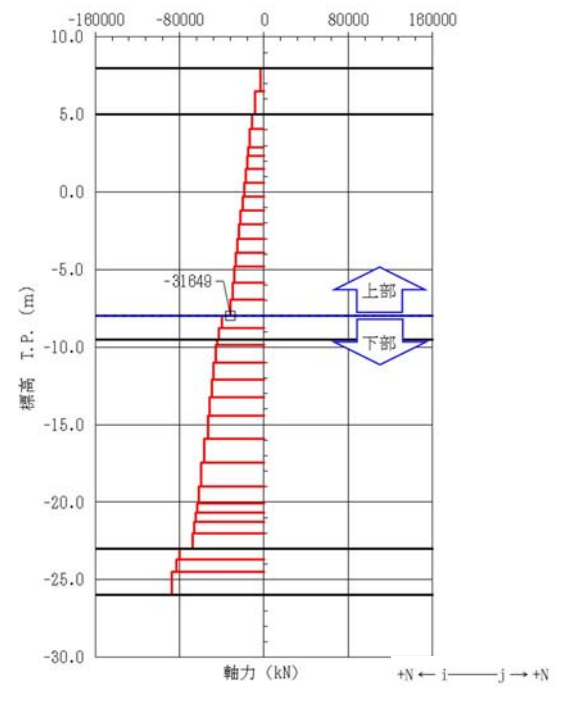
せん断力図

図 14.4-1 (10) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)  
( $S_s - D1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.93$  s)

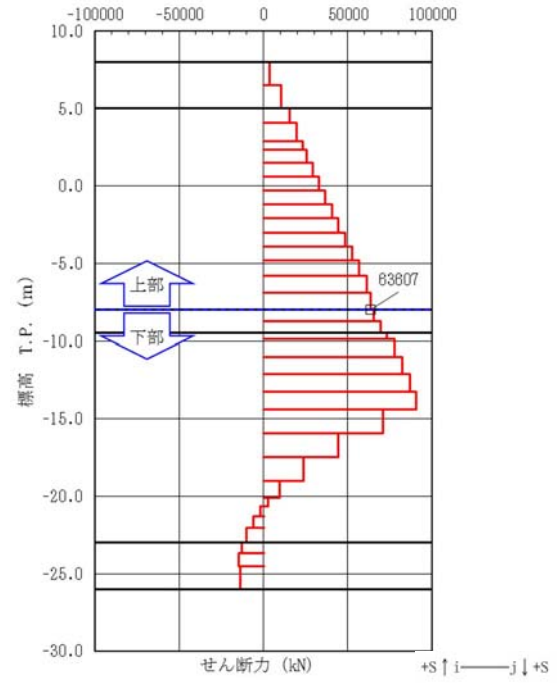
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図

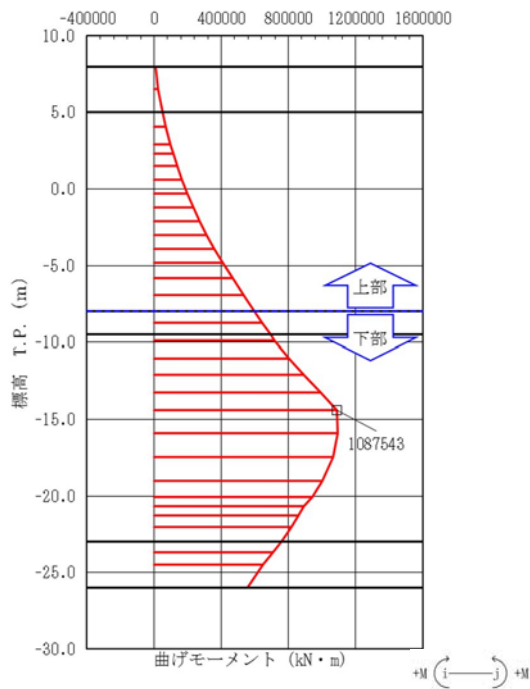


軸力図

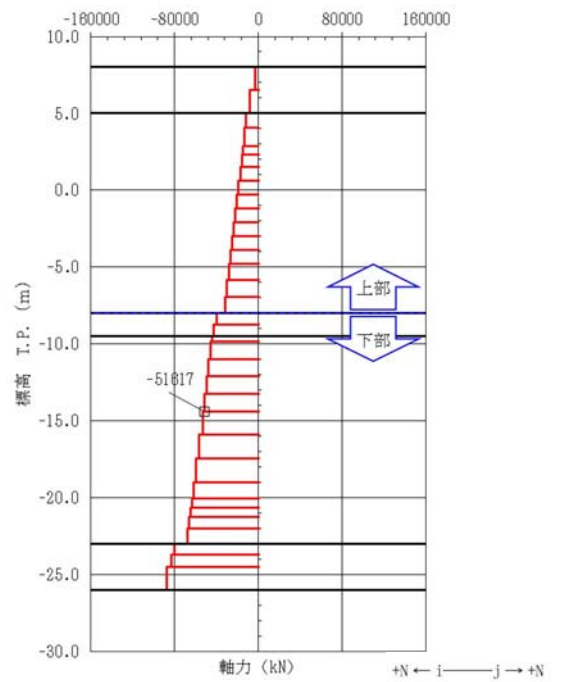


せん断力図

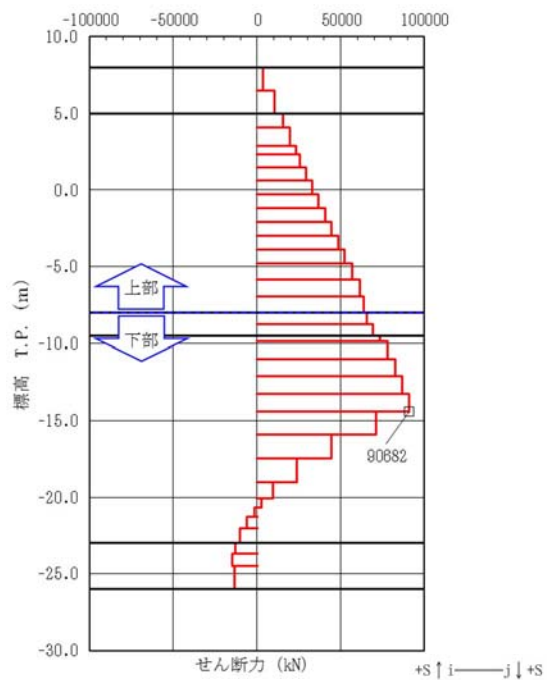
図 14.4-1 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.91 s)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 14.4-1 (12) 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, 下部)

( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.92$  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)

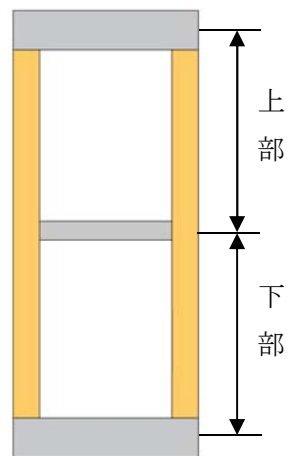
(3) 地震動に着目した地震時断面力図

SA用海水ピットの各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表 14.4-5 に示す。基準地震動  $S_s$  による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 14.4-2 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 14.4-5 (1) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置  
(①-①断面)

検討 ケース	地震動		断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	$S_s - D 1$	H+, V+	①-①断面	0.61	せん断照査	上部
①	$S_s - D 1$	H+, V-	①-①断面	0.61	せん断照査	上部
①	$S_s - D 1$	H-, V+	①-①断面	0.59	せん断照査	上部
①	$S_s - D 1$	H-, V-	①-①断面	0.59	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 1$		①-①断面	0.23	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 2$		①-①断面	0.29	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 3$		①-①断面	0.27	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 4$		①-①断面	0.20	せん断照査	上部
①	$S_s - 2 1$	H+, V+	①-①断面	0.23	せん断照査	上部
①	$S_s - 2 2$	H+, V+	①-①断面	0.29	せん断照査	上部
①	$S_s - 3 1$	H+, V+	①-①断面	0.51	せん断照査	上部
①	$S_s - 3 1$	H-, V+	①-①断面	0.51	せん断照査	上部

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  
評価位置は下図に示す

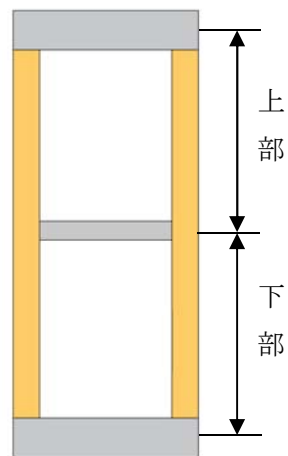


評価位置図

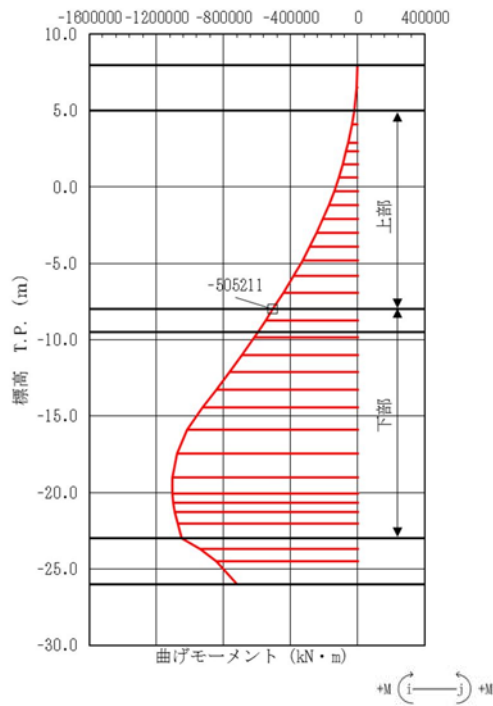
表 14.4-5 (2) 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置  
(②-②断面)

検討 ケース	地震動		断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	$S_s - D 1$	H+, V+	②-②断面	0.58	せん断照査	下部
①	$S_s - D 1$	H+, V-	②-②断面	0.58	せん断照査	下部
①	$S_s - D 1$	H-, V+	②-②断面	0.57	せん断照査	下部
①	$S_s - D 1$	H-, V-	②-②断面	0.57	せん断照査	下部
①	$S_s - 1 1$		②-②断面	0.20	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 2$		②-②断面	0.34	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 3$		②-②断面	0.33	せん断照査	上部
①	$S_s - 1 4$		②-②断面	0.28	せん断照査	上部
①	$S_s - 2 1$	H+, V+	②-②断面	0.42	せん断照査	下部
①	$S_s - 2 2$	H+, V+	②-②断面	0.35	せん断照査	下部
①	$S_s - 3 1$	H+, V+	②-②断面	0.49	せん断照査	上部
①	$S_s - 3 1$	H-, V+	②-②断面	0.47	せん断照査	上部

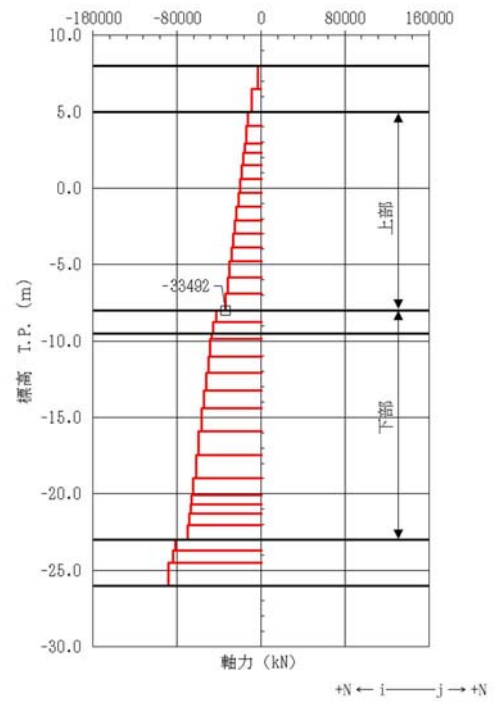
注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
評価位置は下図に示す



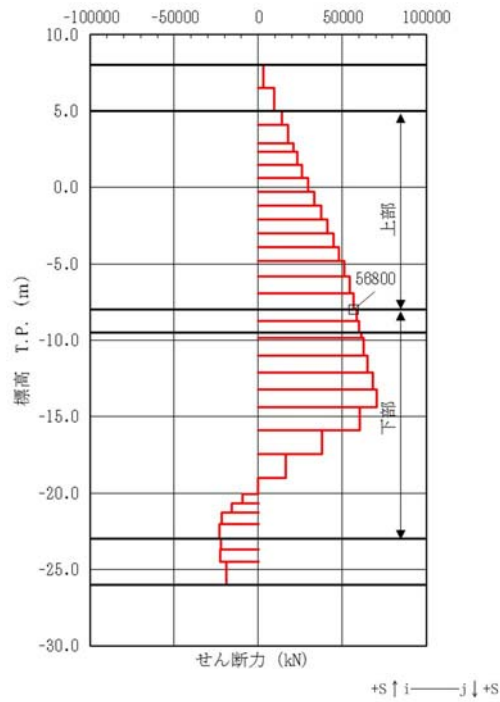
評価位置図



曲げモーメント図

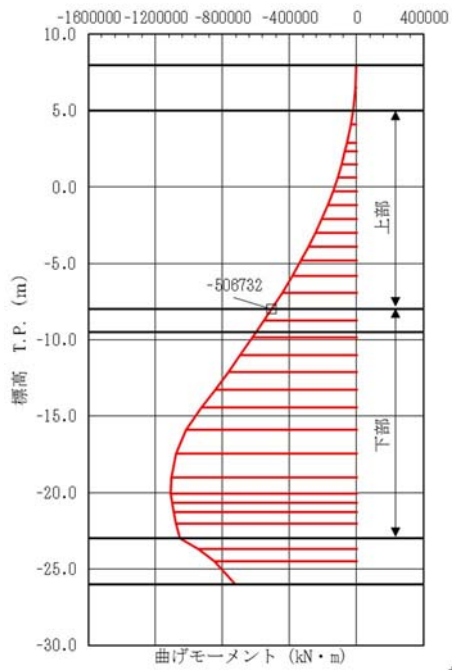


軸力図



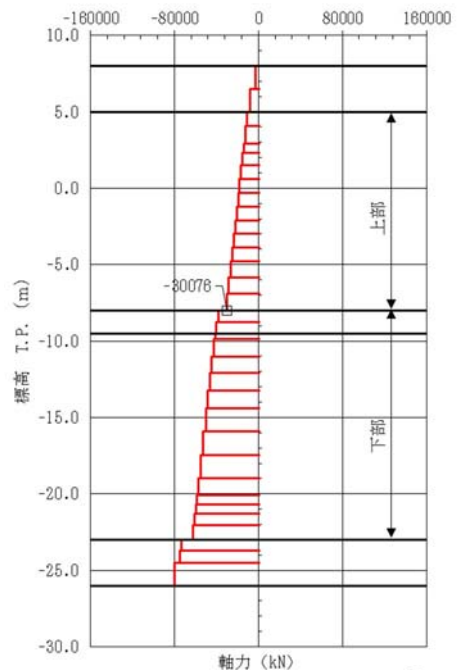
せん断力図

図 14.4-2 (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, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V+], t=53.97 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)



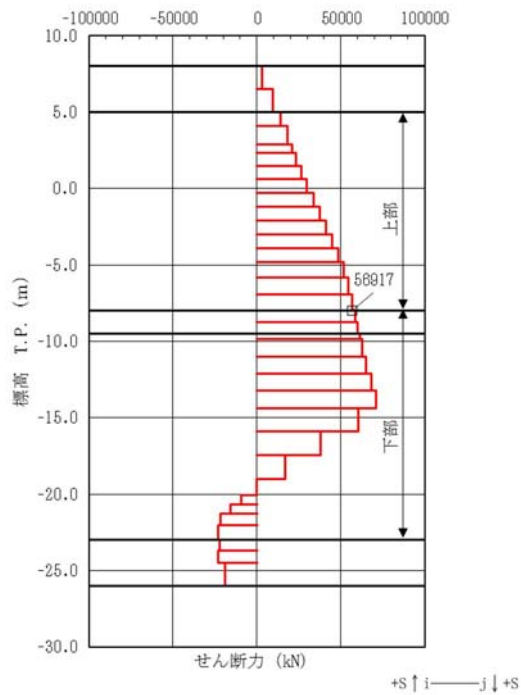
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+M (i → j) +M



せん断力図

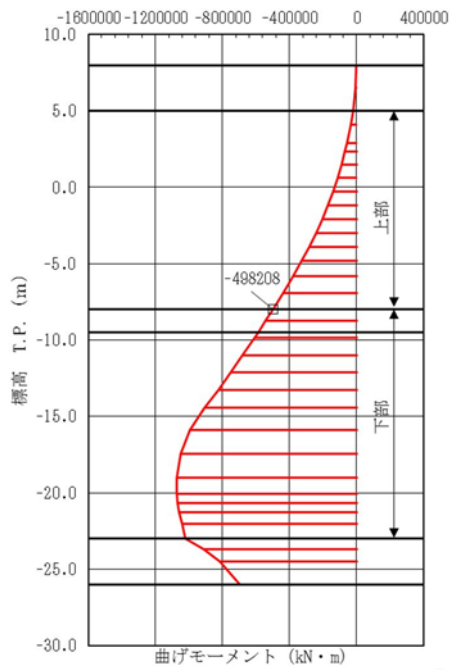
+S ↑ i — j ↓ +S

図 14.4-2 (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, 上部)

( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.97$  s)

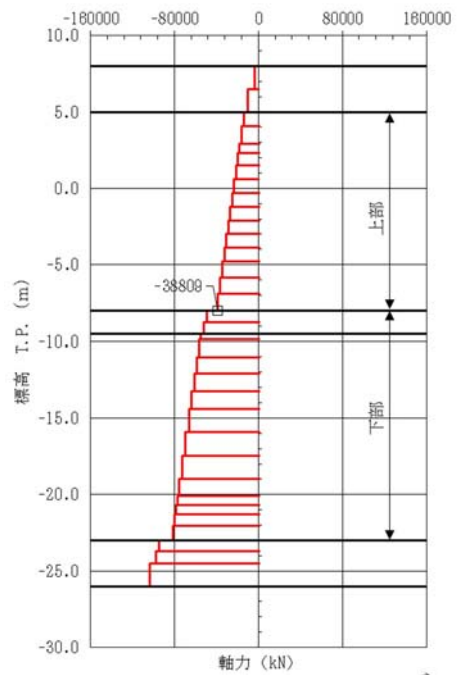
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





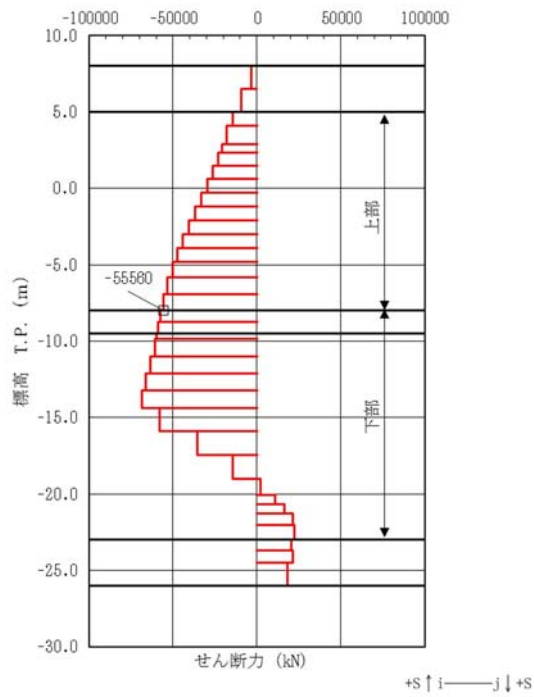
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+M (i ← j) +M



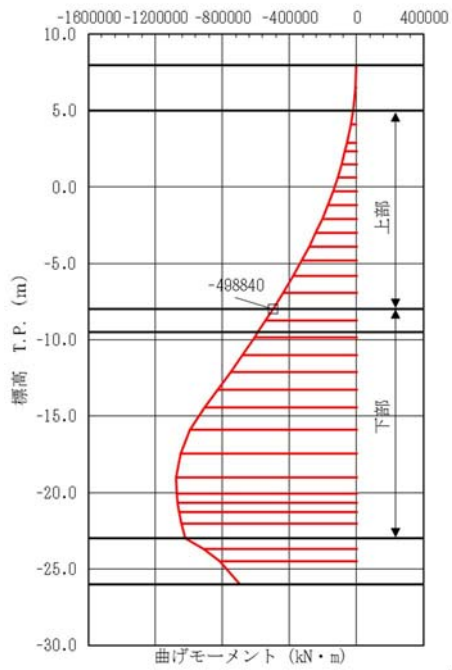
せん断力図

+s ↑ i — j ↓ +s

図 14.4-2 (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, 上部)

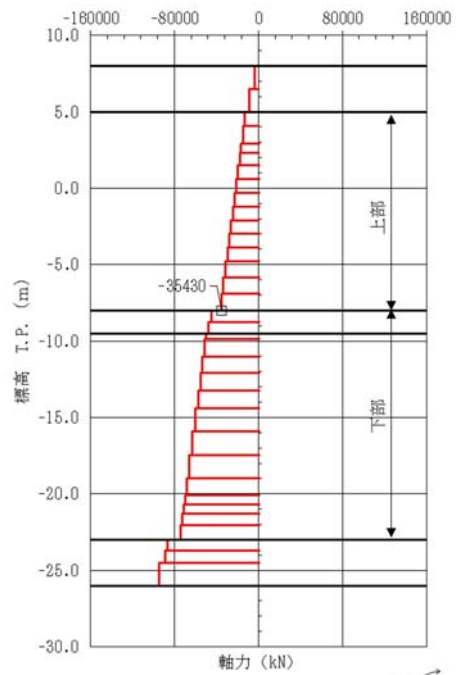
( $S_s - D1 [H-, V+]$ ,  $t = 53.97$  s)

(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)



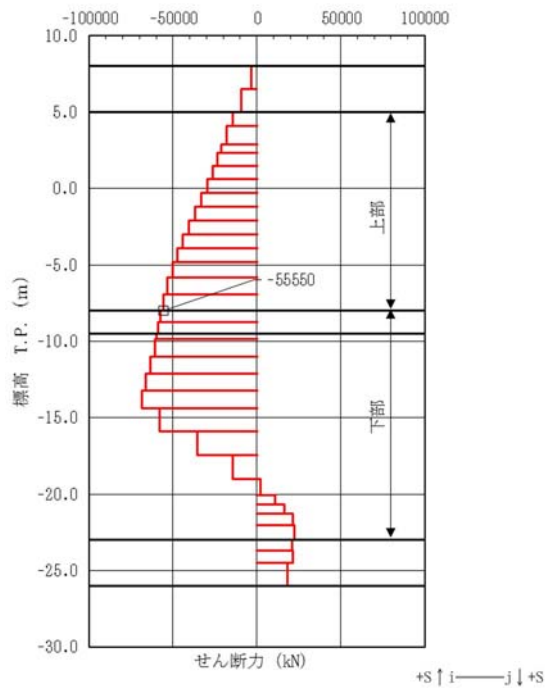
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+M (i → j) +M



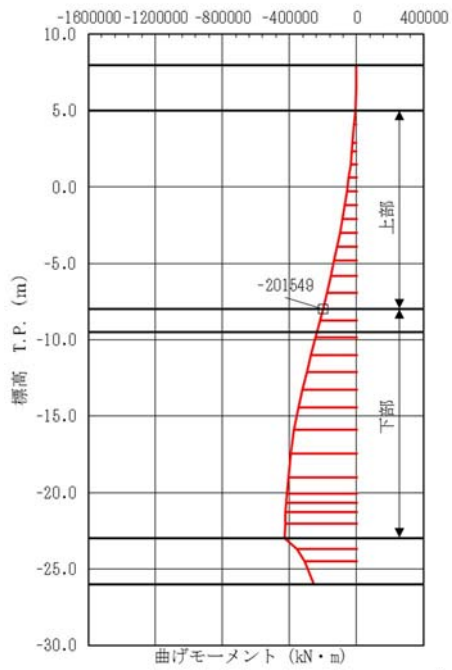
せん断力図

+s ↑ i — j ↓ +s

図 14.4-2 (4) 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, 上部)

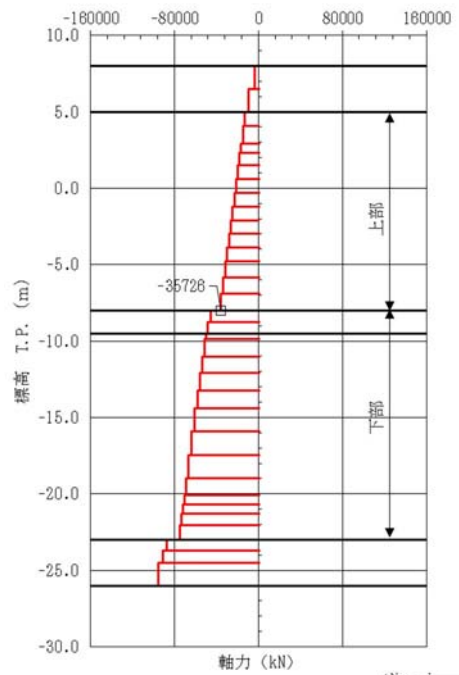
( $S_s - D1$  [H-, V-],  $t = 53.96$  s)

(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)



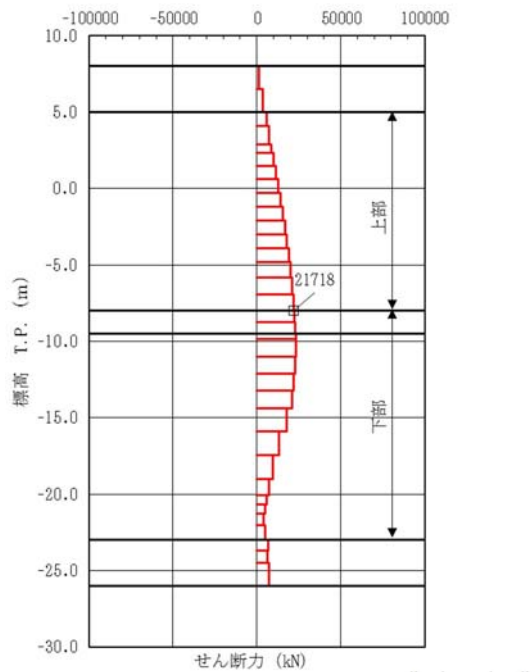
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



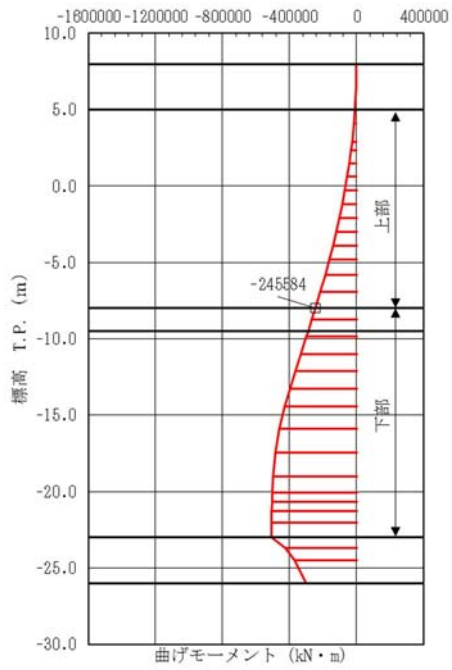
せん断力図

+N ← i — j → +N

図 14.4-2 (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, 上部)

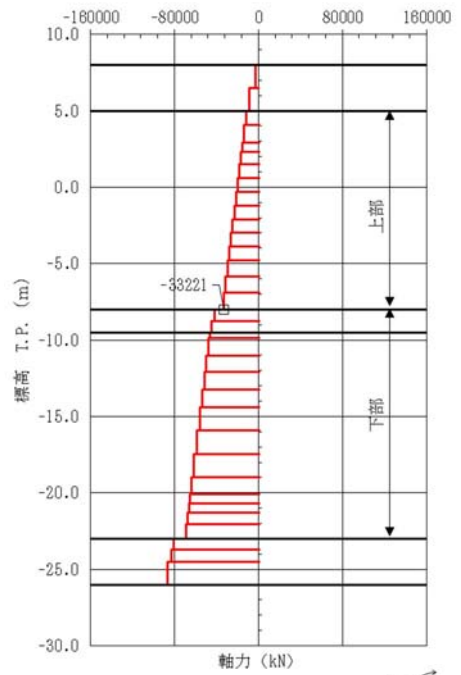
( $S_s - 11$ ,  $t = 23.61$  s)

(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)



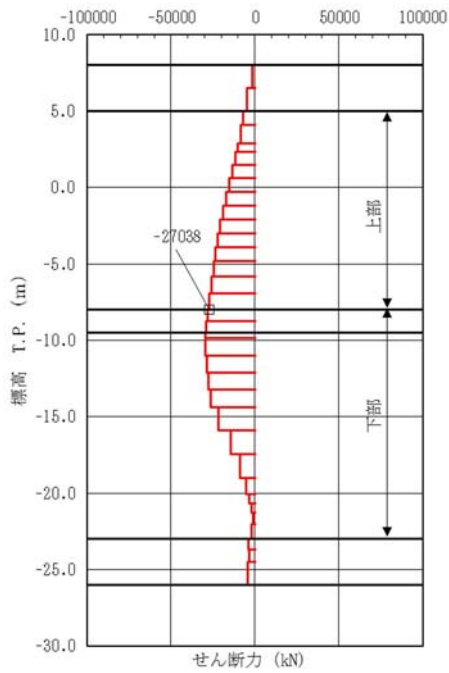
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+M (i ← j) +M



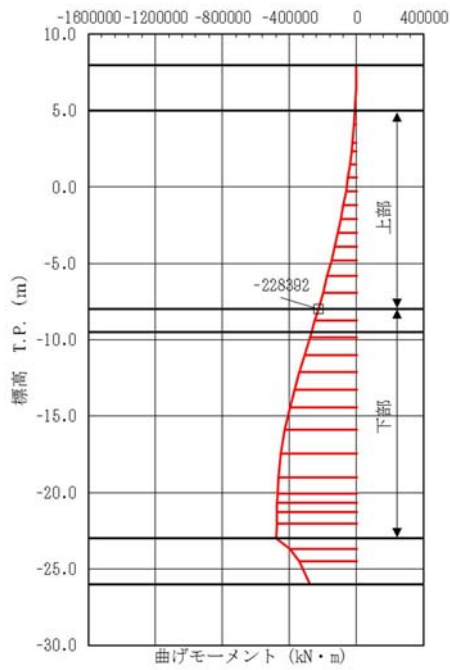
せん断力図

+N ← i — j → +N

図 14.4-2 (6) 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, 上部)

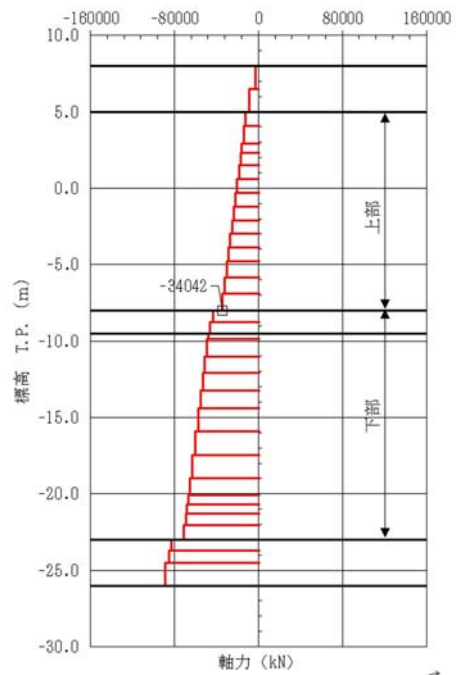
( $S_s - 12$ ,  $t = 28.01$  s)

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



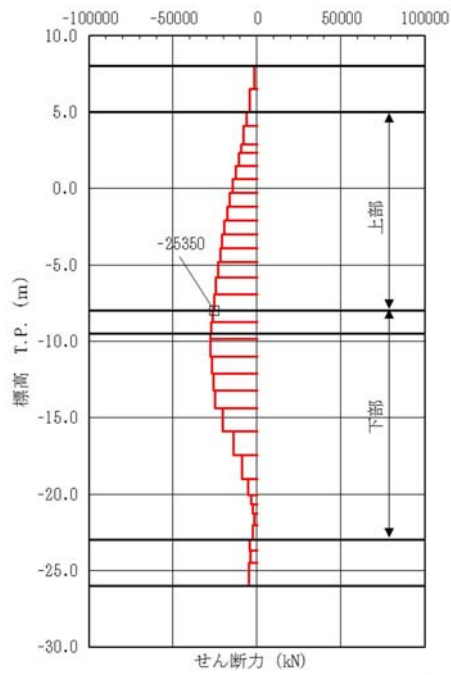
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+M (i → j) +M



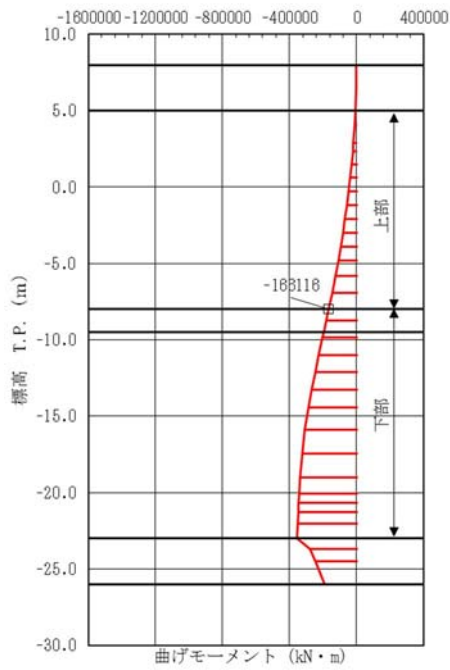
せん断力図

+N ← i — j → +N

図 14.4-2 (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, 上部)

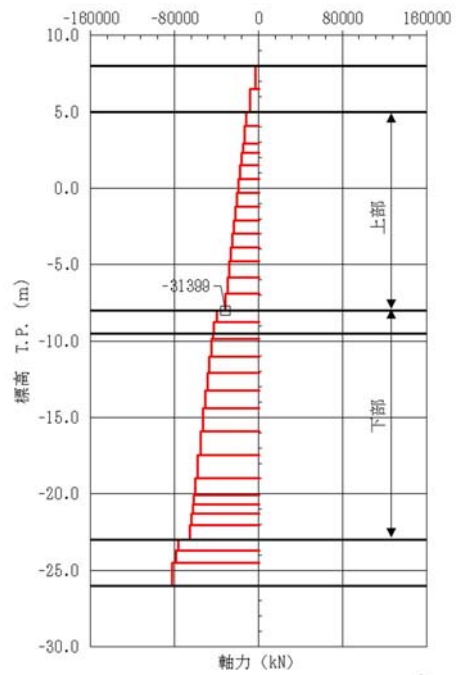
( $S_s - 13$ ,  $t = 25.24$  s)

(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)



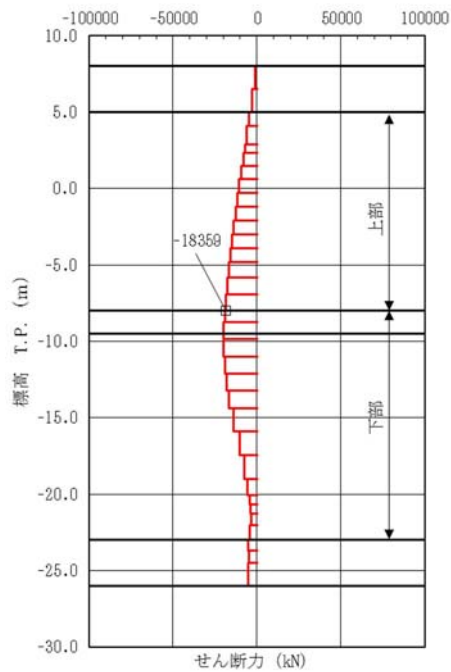
曲げモーメント図

+M (i → j) +M



軸力図

+M (i → j) +M



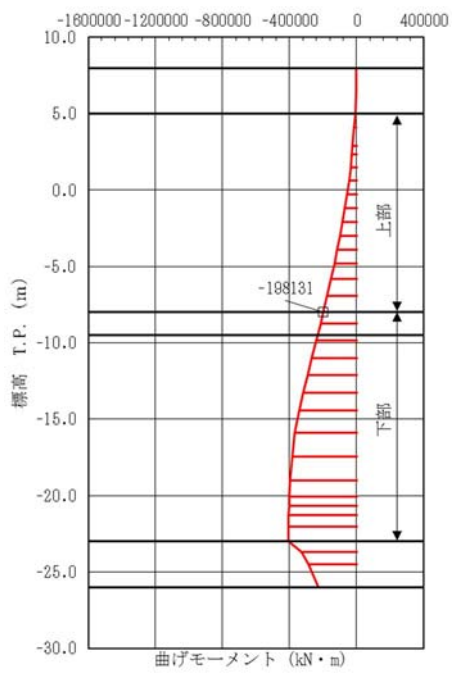
せん断力図

+N ← i — j → +N

図 14.4-2 (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, 上部)

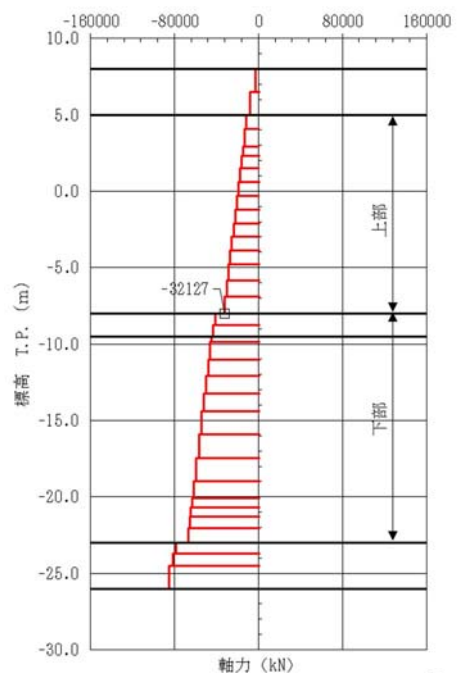
( $S_s = 1.4$ ,  $t = 27.61$  s)

(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)



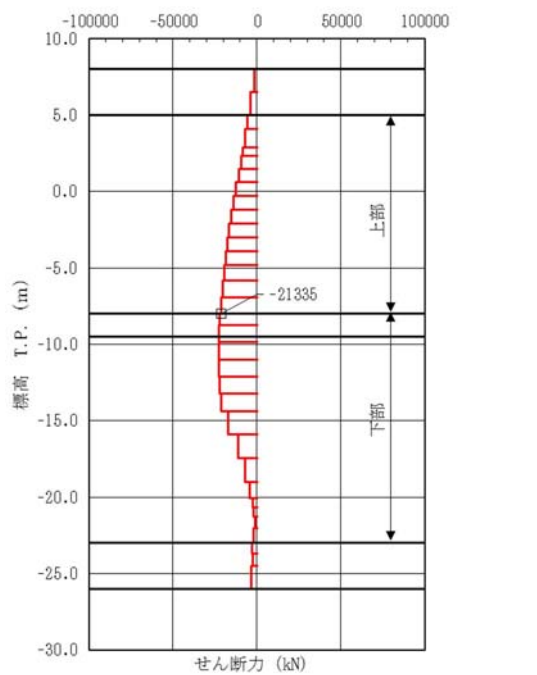
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+M (i ← j) +M



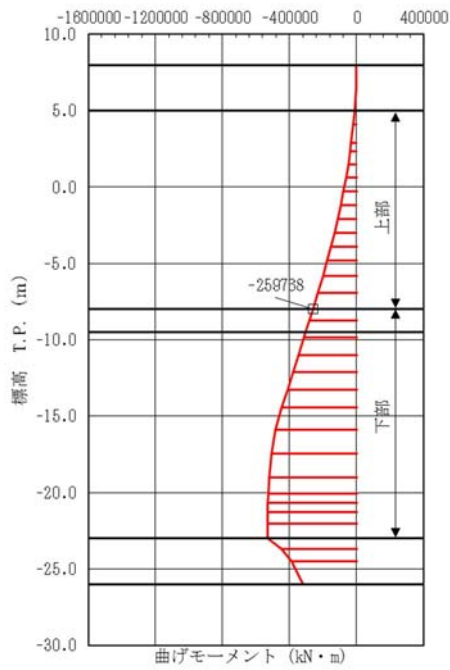
せん断力図

+N ← i — j → +N

図 14.4-2 (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, 上部)

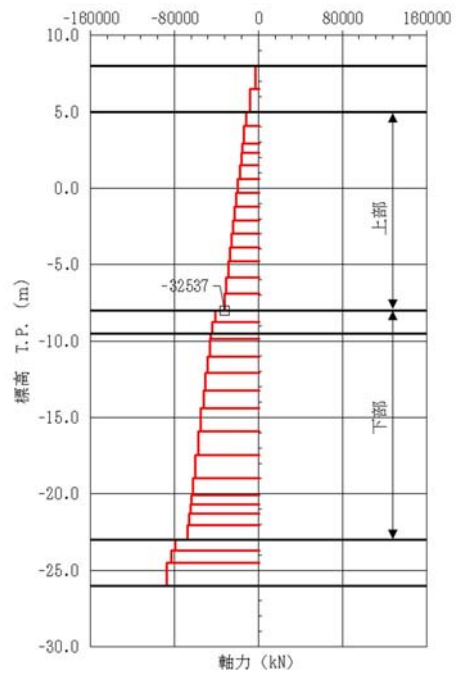
( $S_s - 21$ ,  $t = 66.0$  s)

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



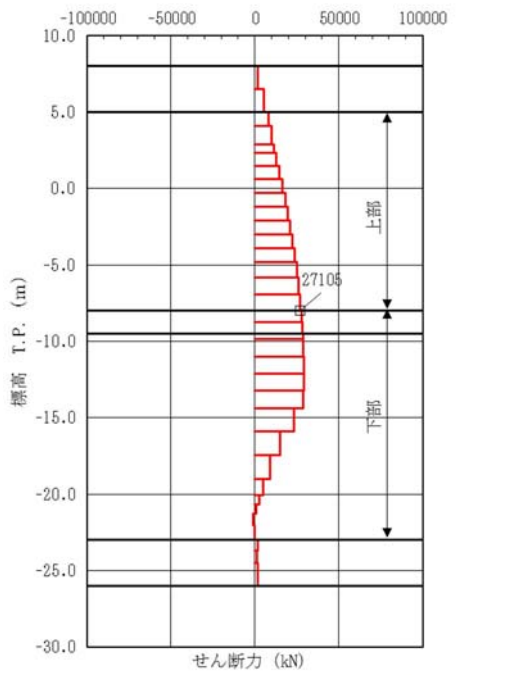
曲げモーメント図

+M (i ← j) +M



軸力図

+N ← i — j → +N



せん断力図

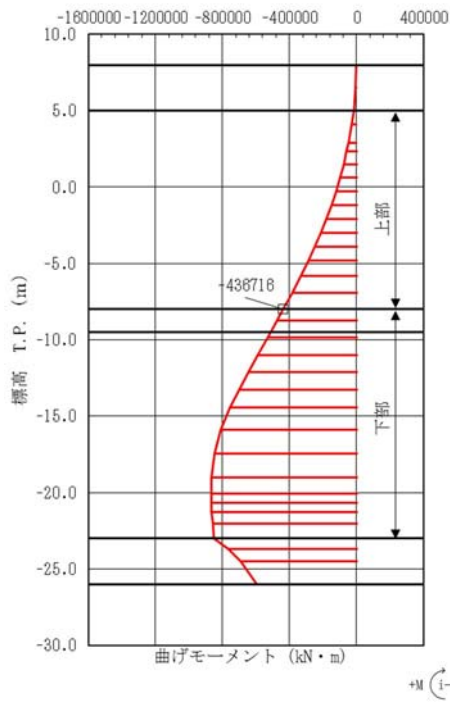
+N ← i — j → +N

図 14.4-2 (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, 上部)

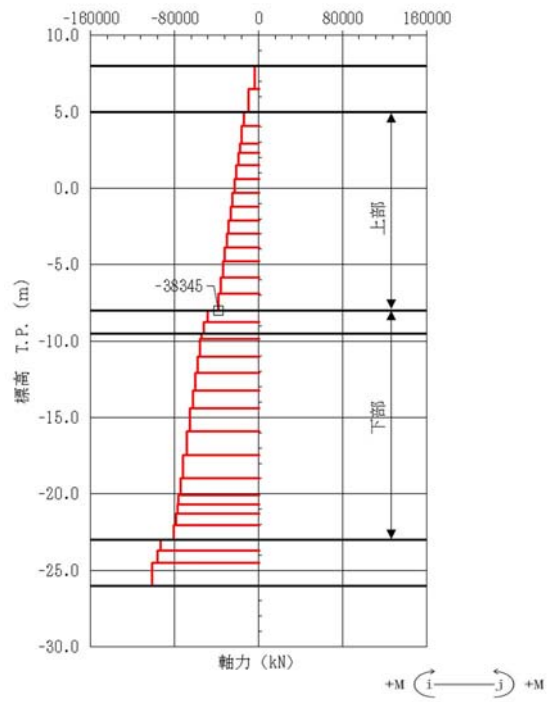
( $S_s - 22$ ,  $t = 76.31$  s)

(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)

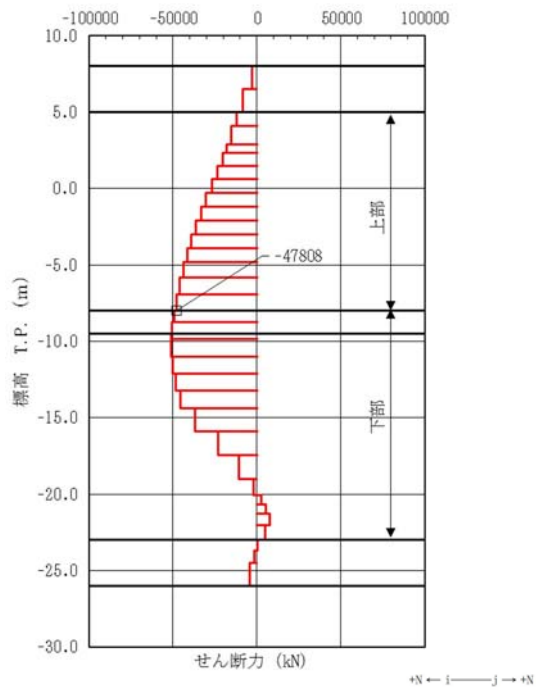




曲げモーメント図

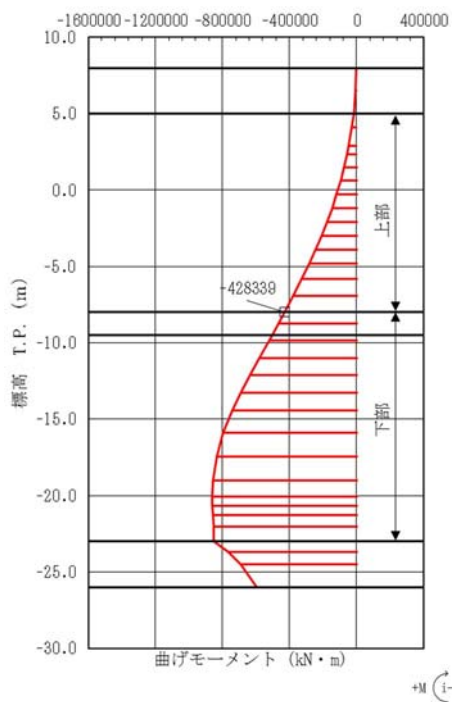


軸力図

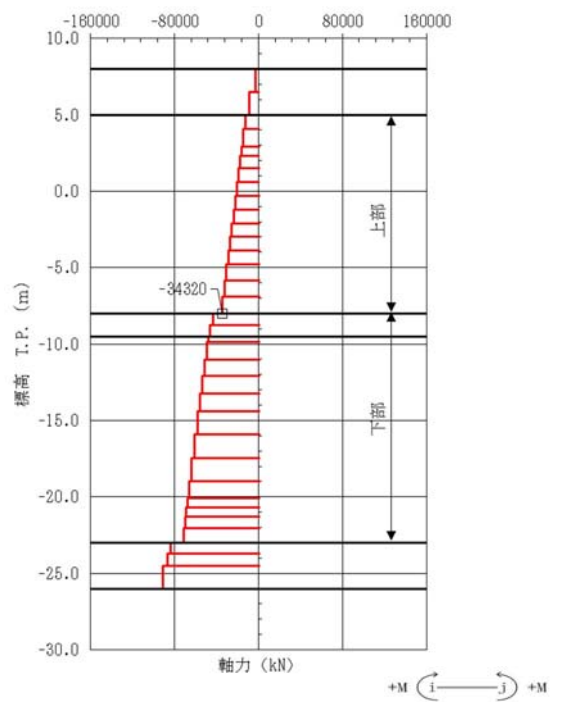


せん断力図

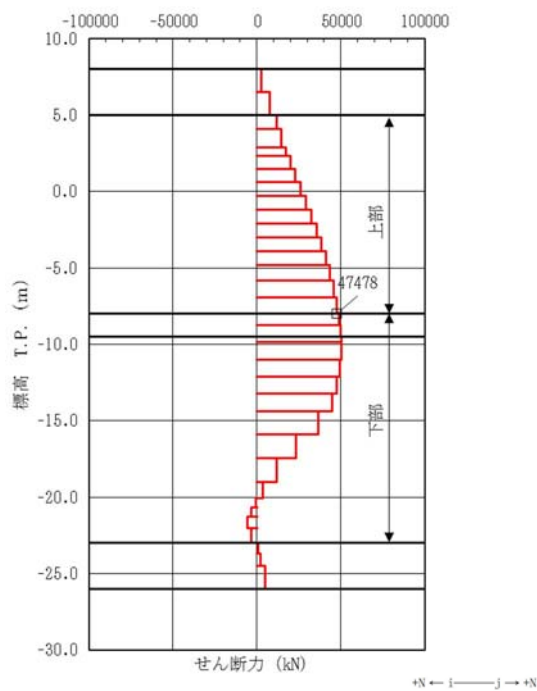
図 14.4-2 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-31 [H+, V+], t=8.81 s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

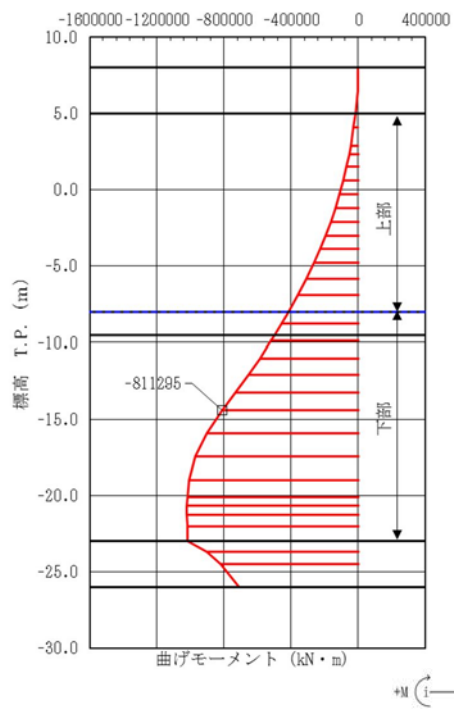


軸力図

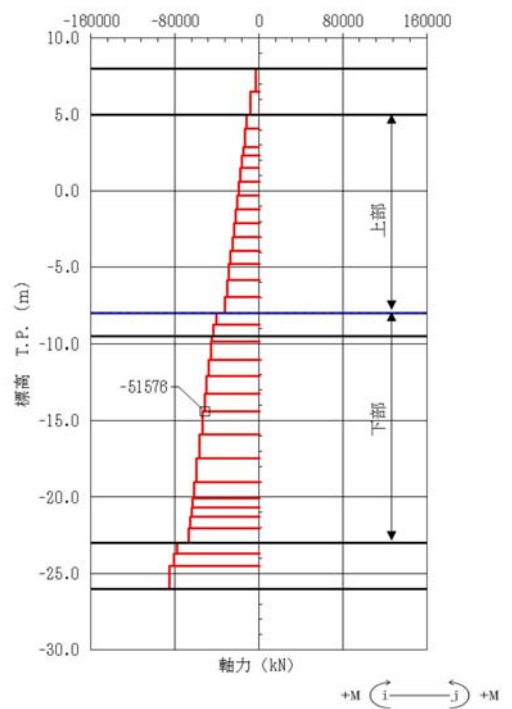


せん断力図

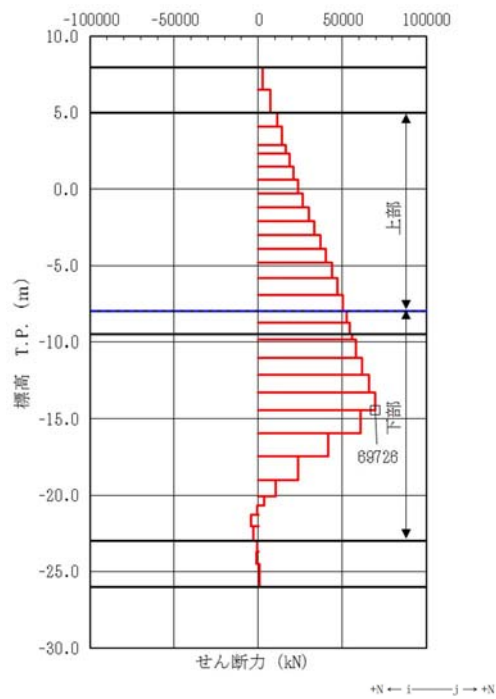
図 14.4-2 (12) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-31 [H-, V+], t=8.81 s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

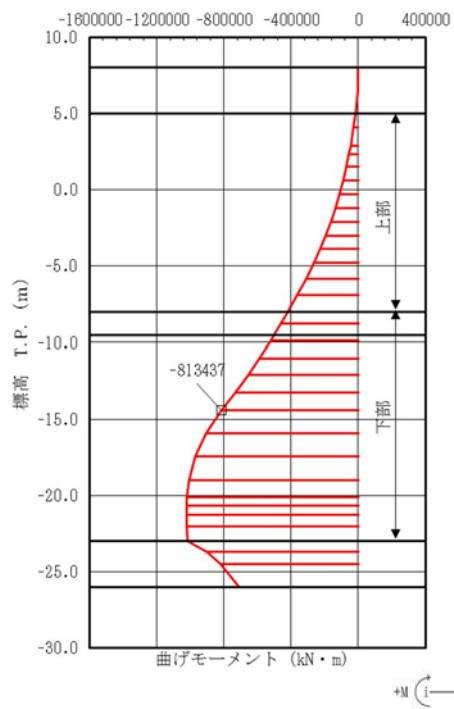


軸力図

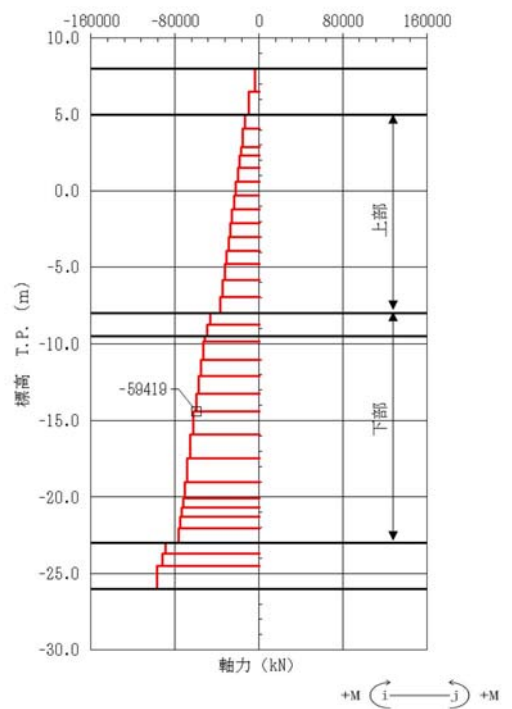


せん断力図

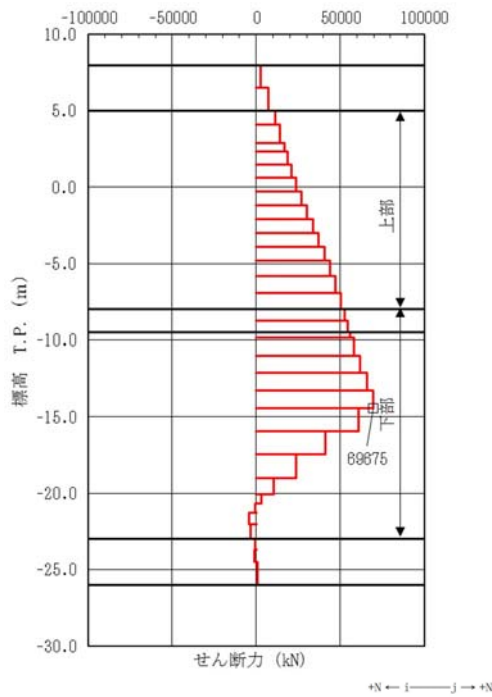
図 14.4-2 (13) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)  
 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.94$  s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

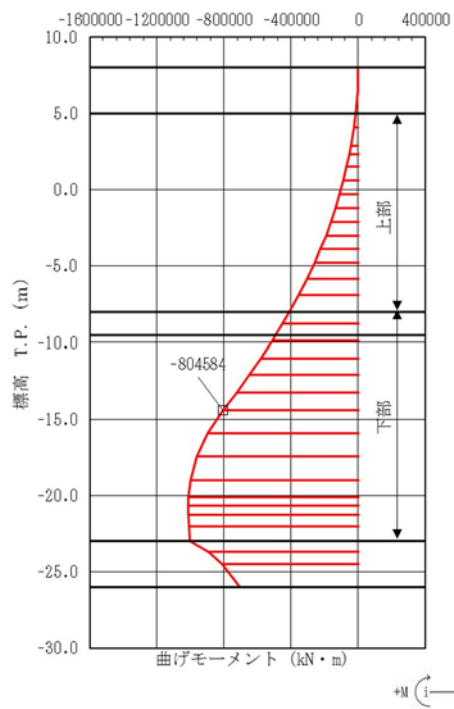


軸力図

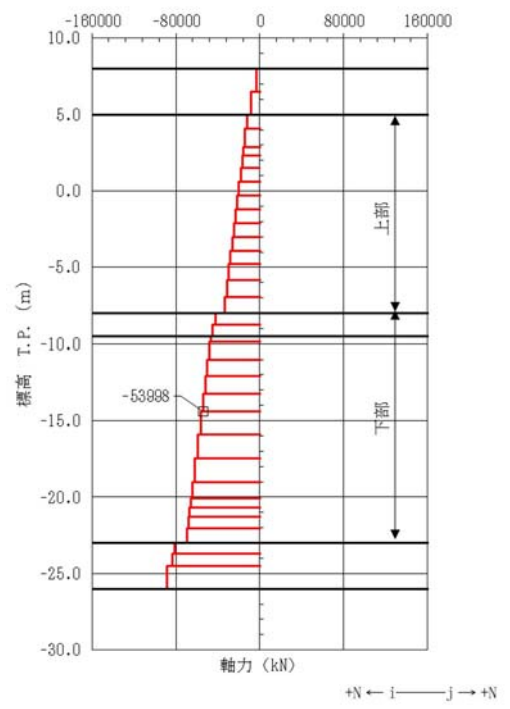


せん断力図

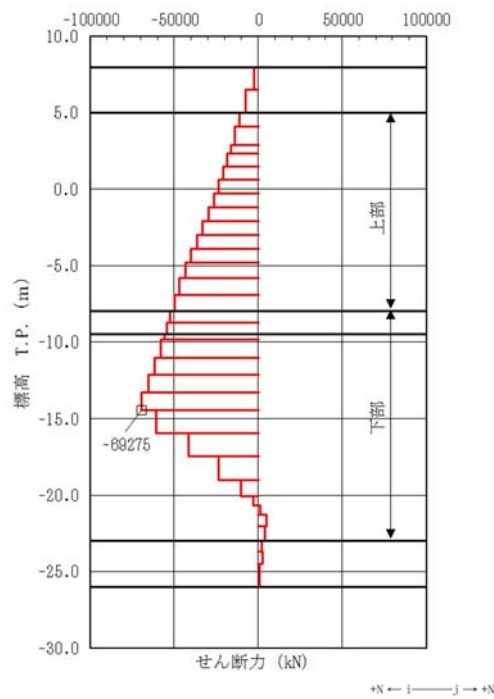
図 14.4-2 (14) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)  
 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ ,  $t = 53.94$  s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

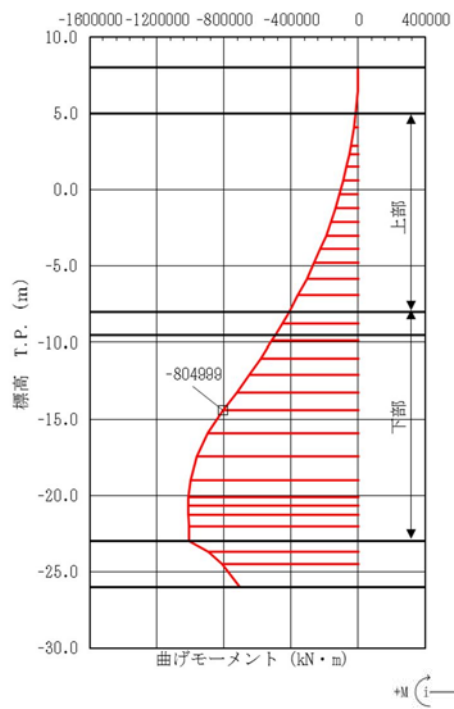


軸力図

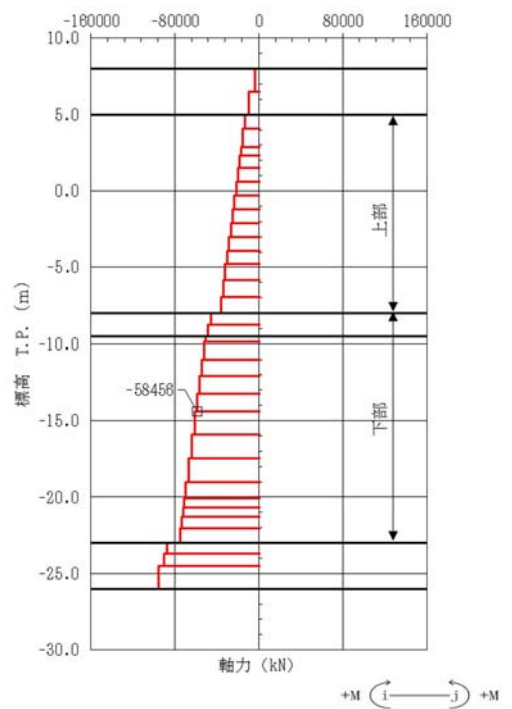


せん断力図

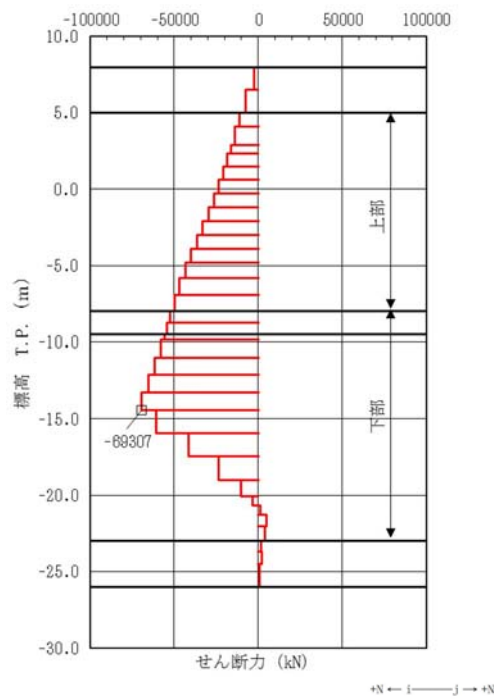
図 14.4-2 (15) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)  
 ( $S_s - D1 [H-, V+]$ ,  $t = 53.95$  s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

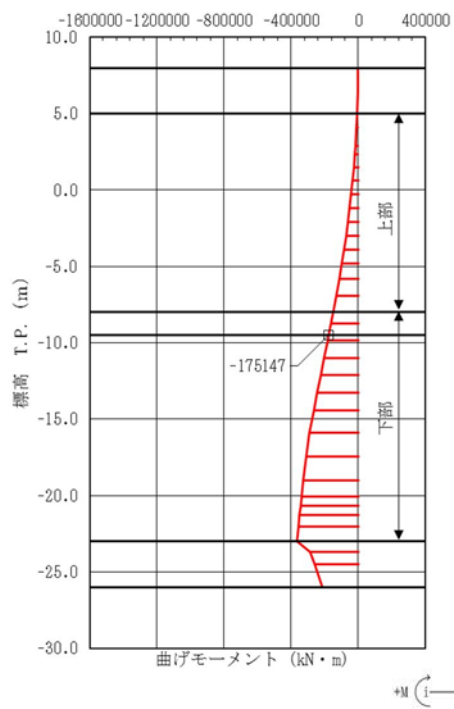


軸力図

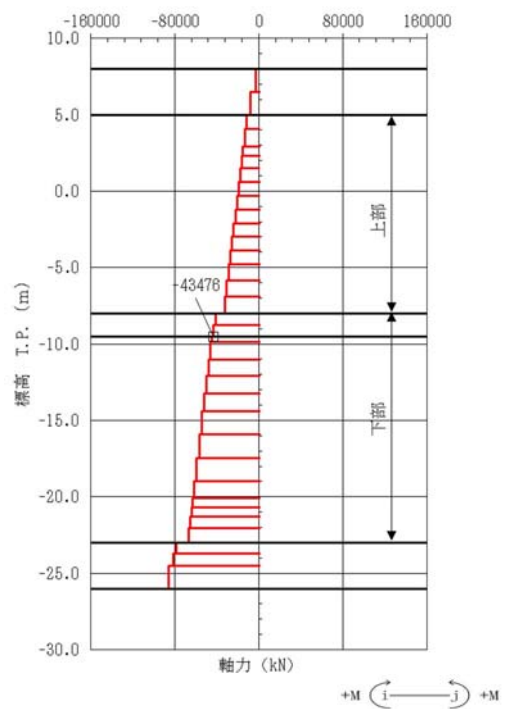


せん断力図

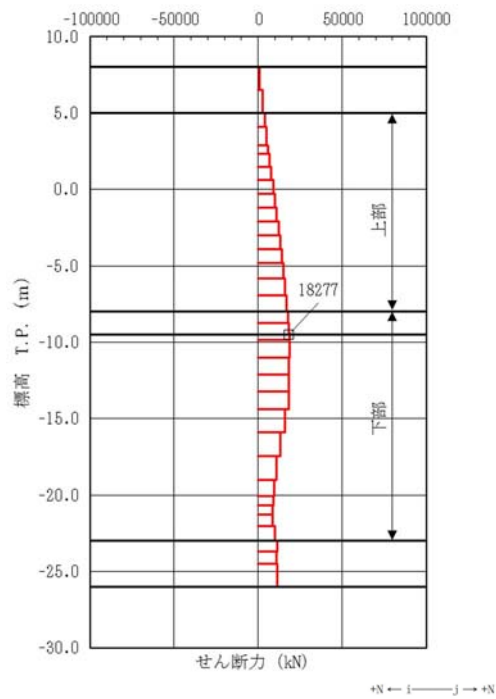
図 14.4-2 (16) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)  
 (S<sub>s</sub>-D1 [H-, V-], t=53.95 s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

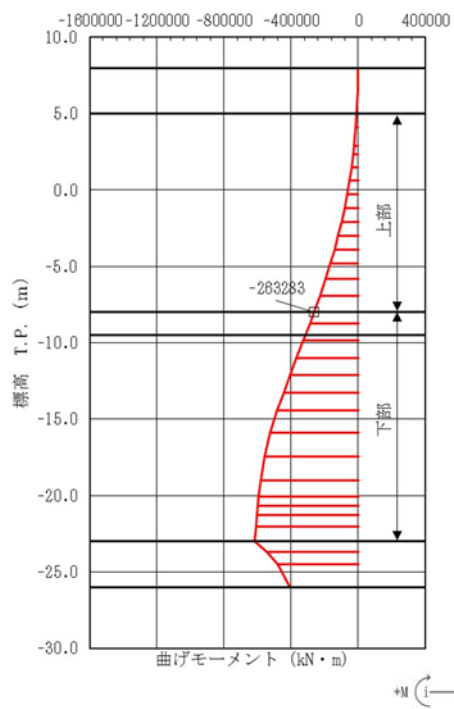


せん断力図

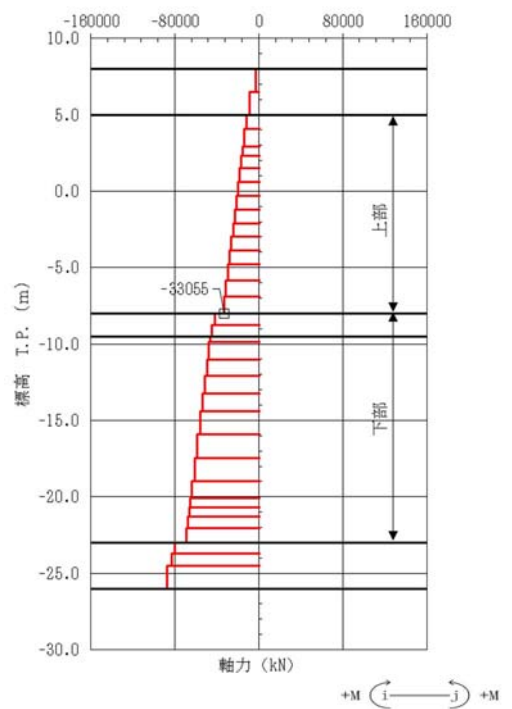
図 14.4-2 (17) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)

( $S_s - 11$ ,  $t = 27.76$  s)

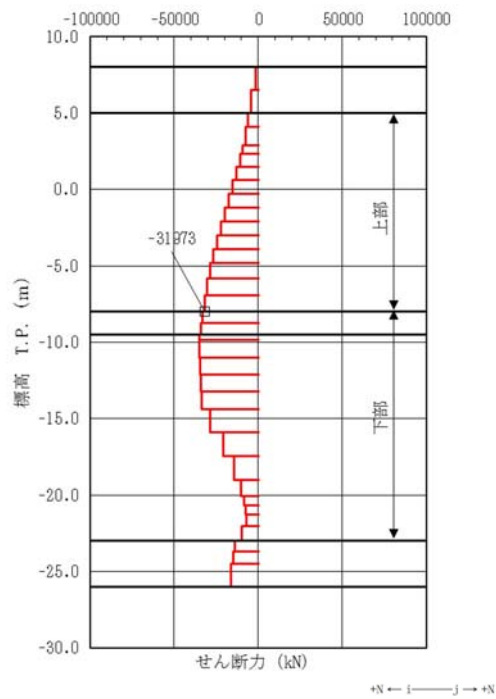
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



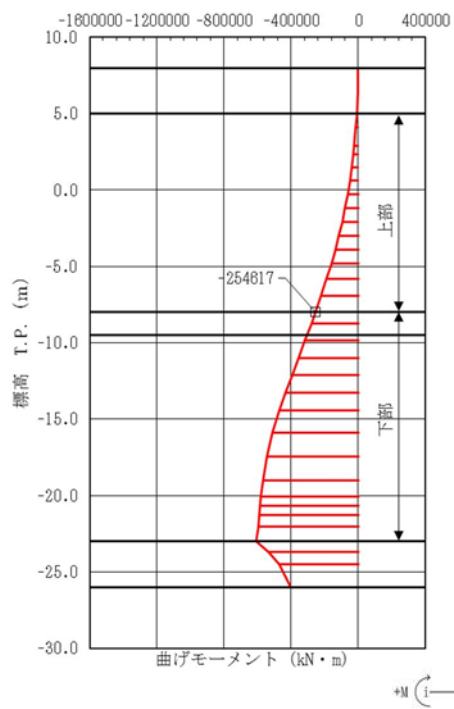
せん断力図

図 14.4-2 (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 (②-②断面, 上部)

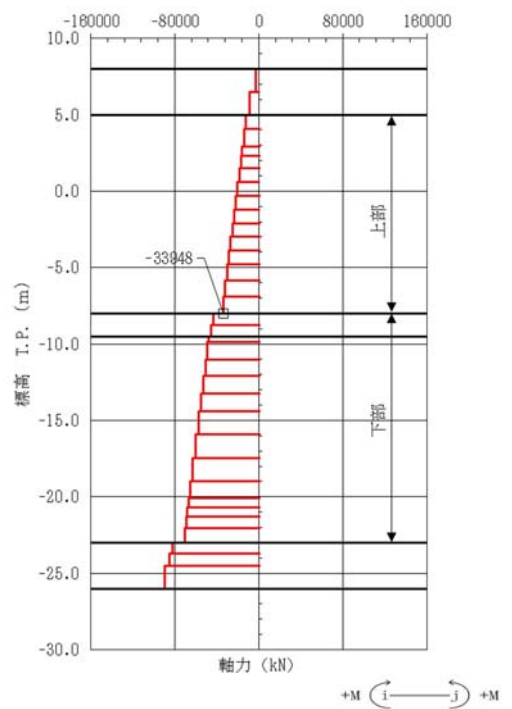
( $S_s - 12$ ,  $t = 31.63$  s)

(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)

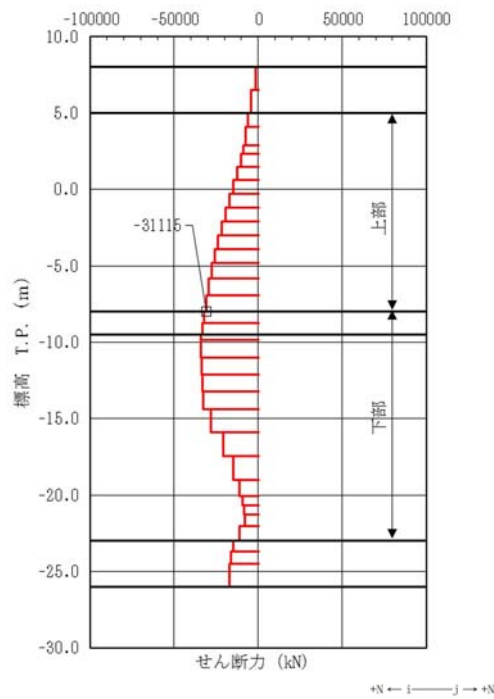




曲げモーメント図



軸力図

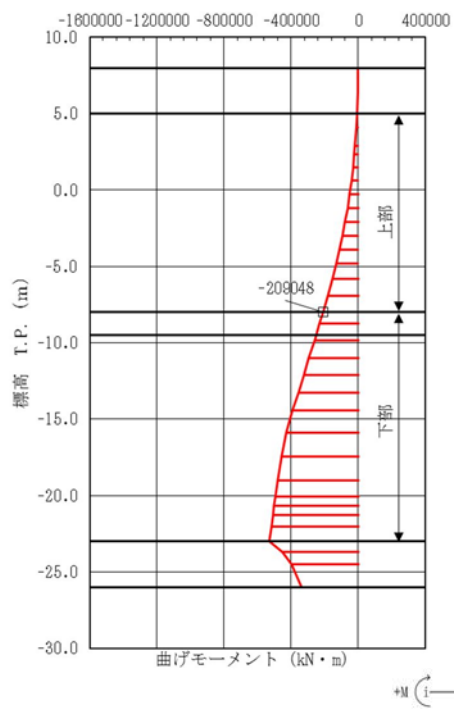


せん断力図

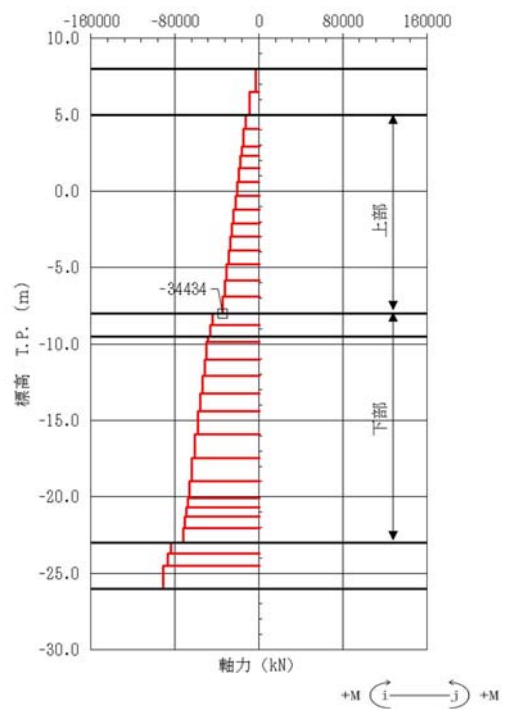
図 14.4-2 (19) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)

( $S_s - 13$ ,  $t = 28.83$  s)

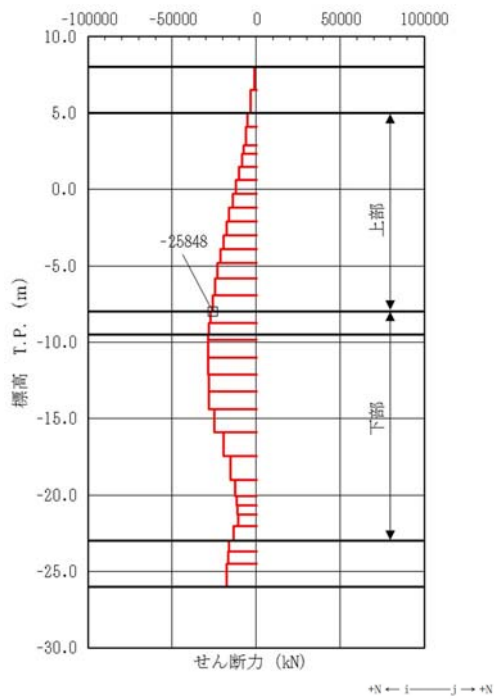
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

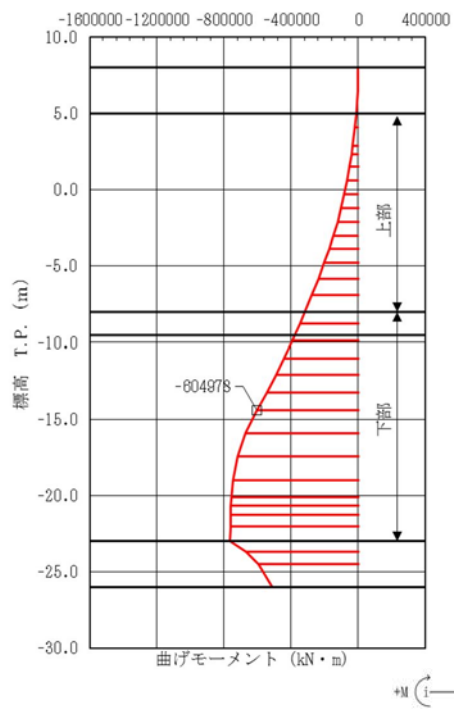


せん断力図

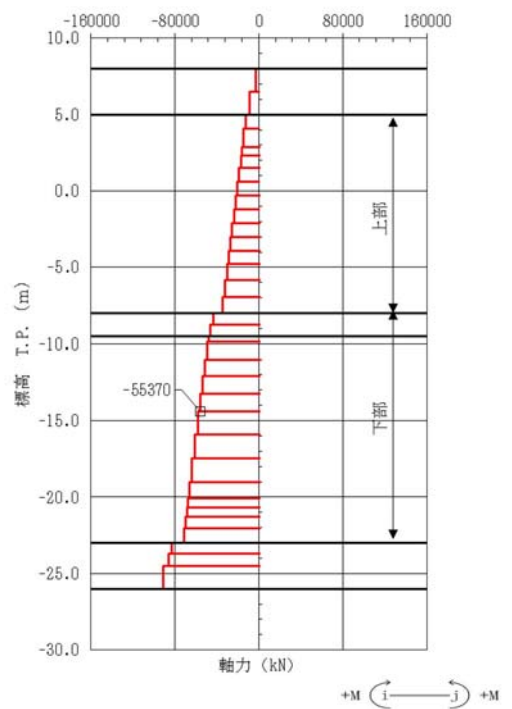
図 14.4-2 (20) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)

( $S_s - 14$ ,  $t = 31.79$  s)

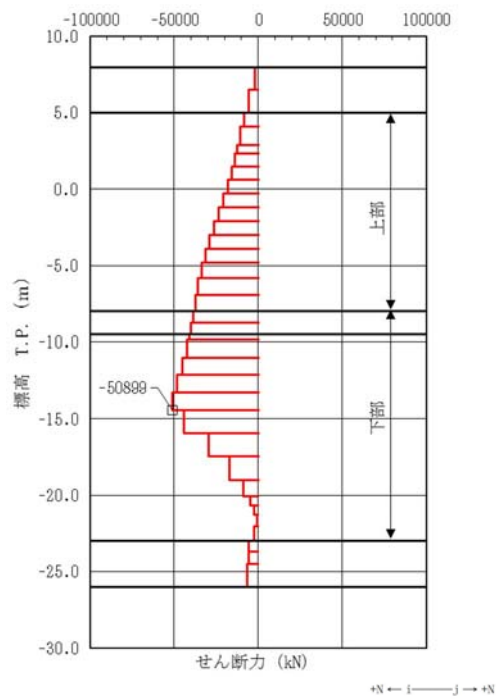
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

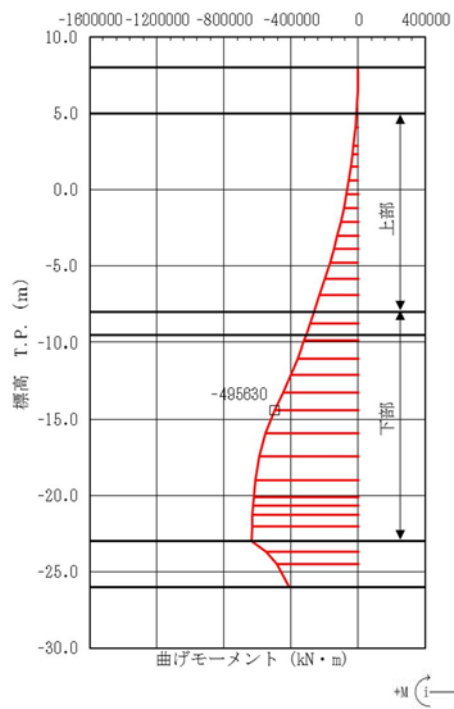


せん断力図

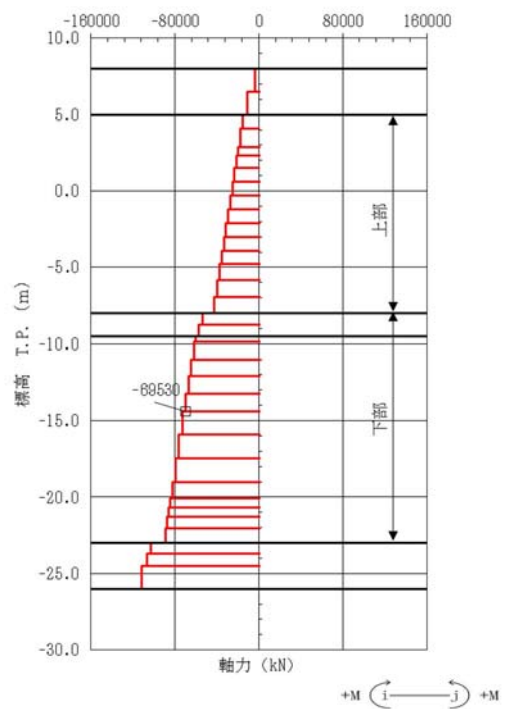
図 14.4-2 (21) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)

( $S_s - 21$ ,  $t = 67.63$  s)

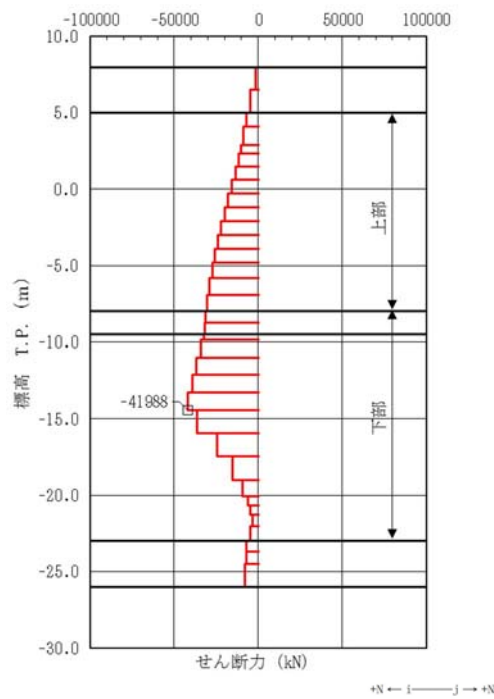
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

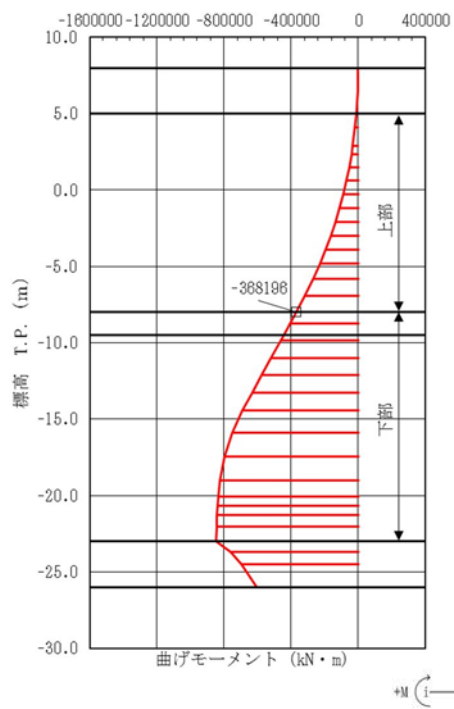


せん断力図

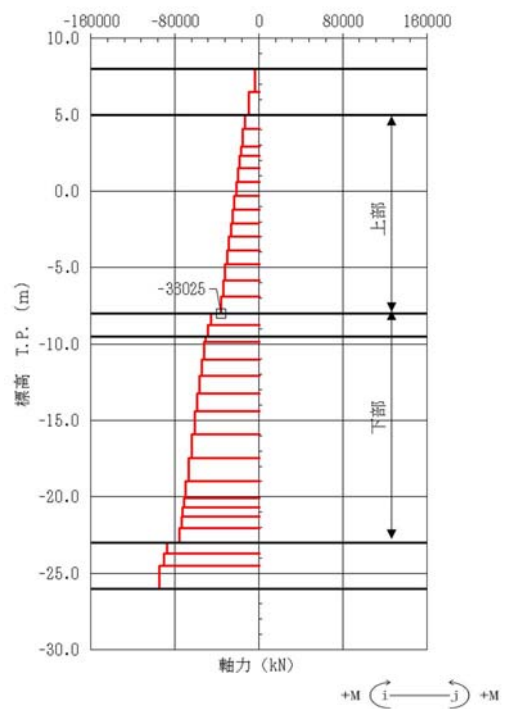
図 14.4-2 (22) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)

( $S_s - 22$ ,  $t = 71.91$  s)

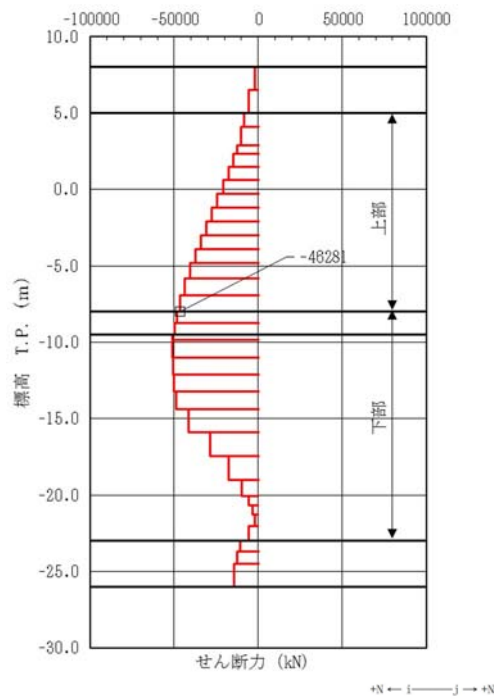
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図

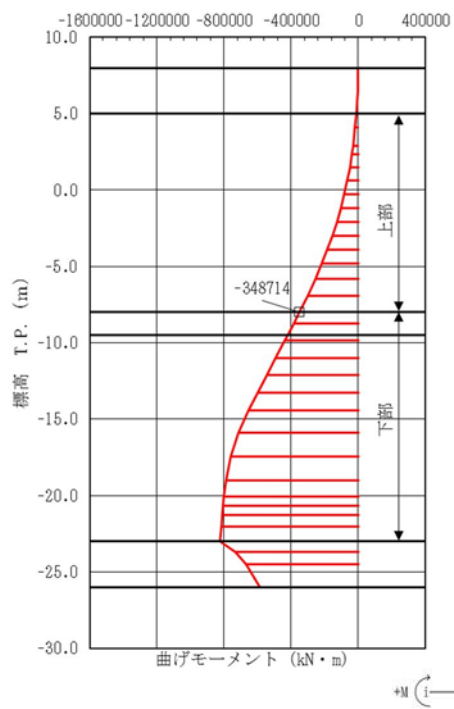


軸力図

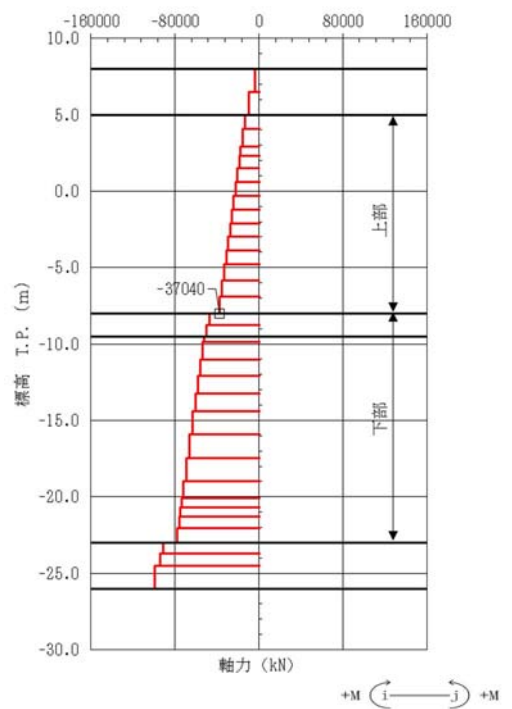


せん断力図

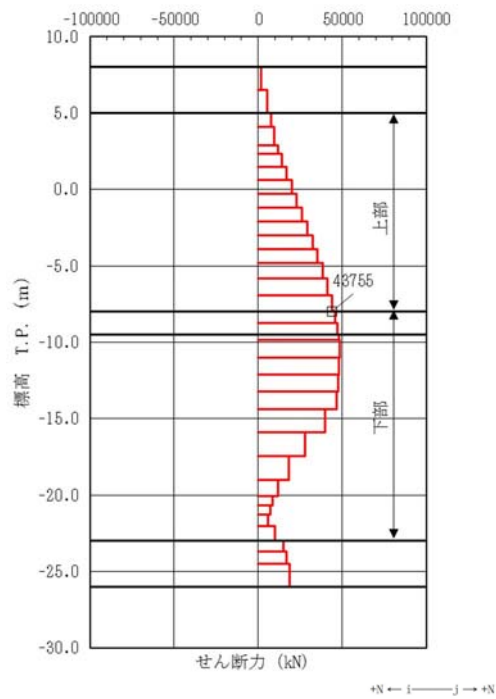
図 14.4-2 (23) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-3 1 [H+, V+], t=8.83 s)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 14.4-2 (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 (②-②断面, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-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)

(4) 最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布を図 14.4-3 に示す。なお、本図は、各要素に発生した最大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。

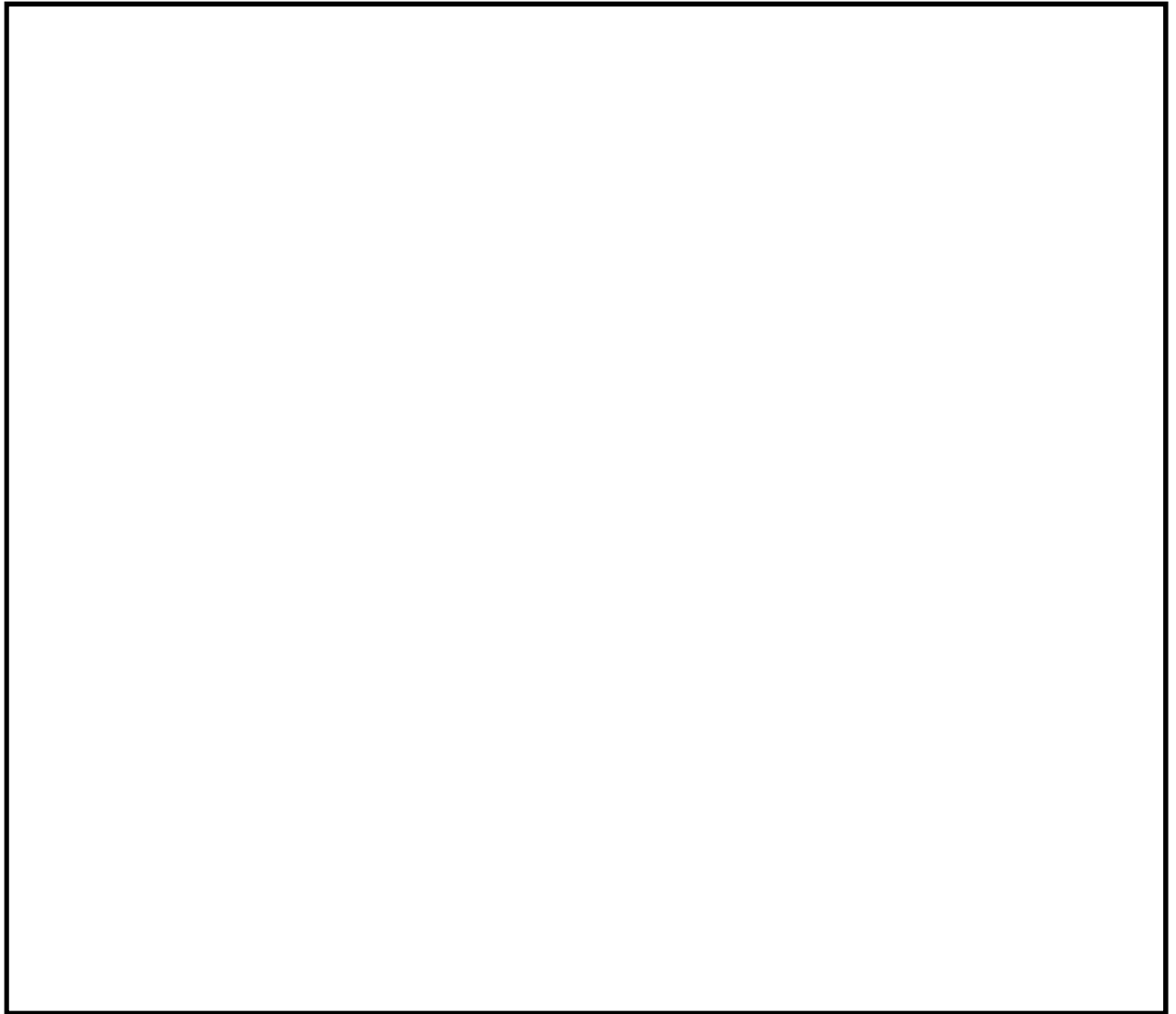


図 14.4-3 (1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



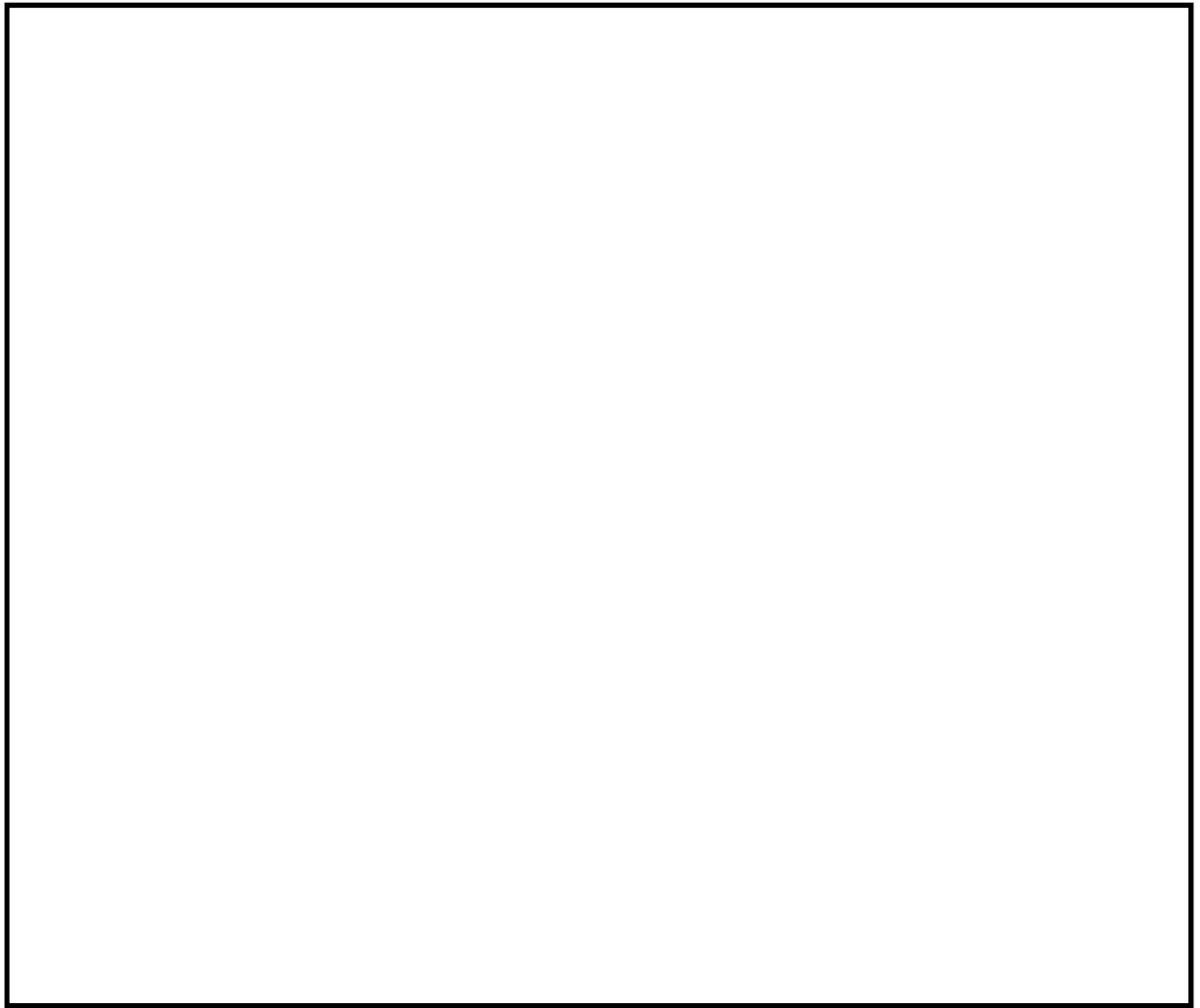


図 14.4-3 (2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

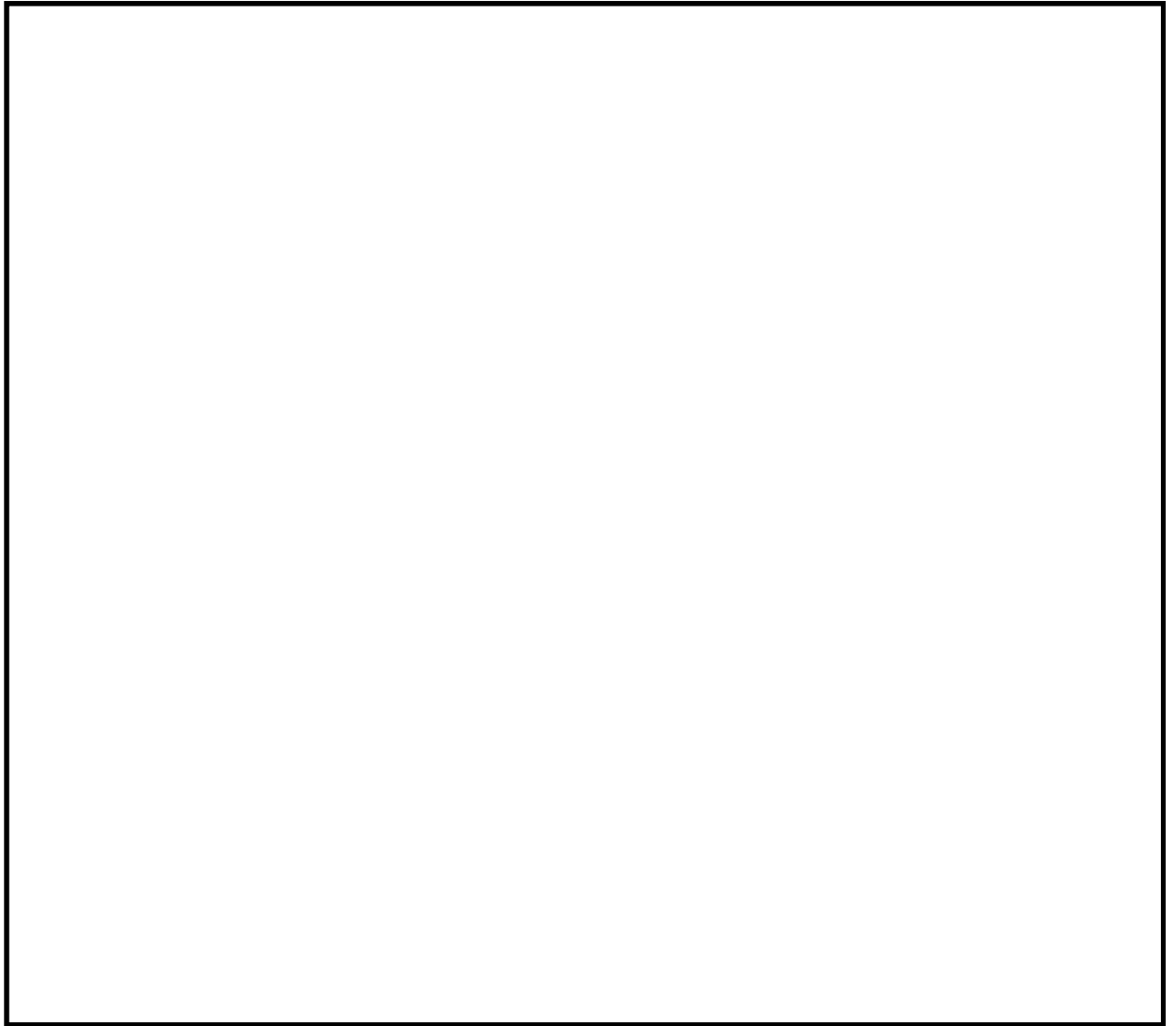


図 14.4-3 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

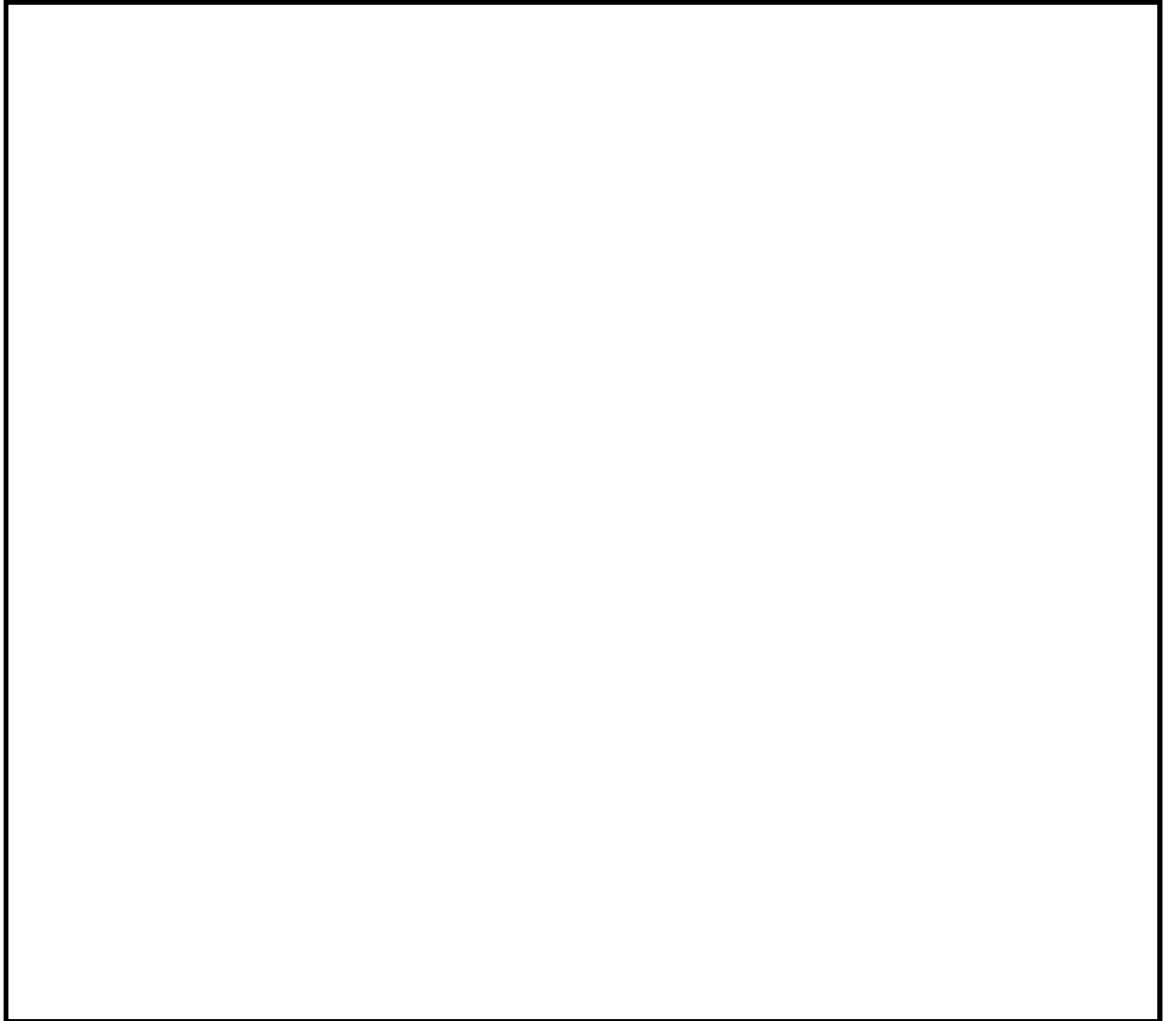


図 14.4-3 (4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

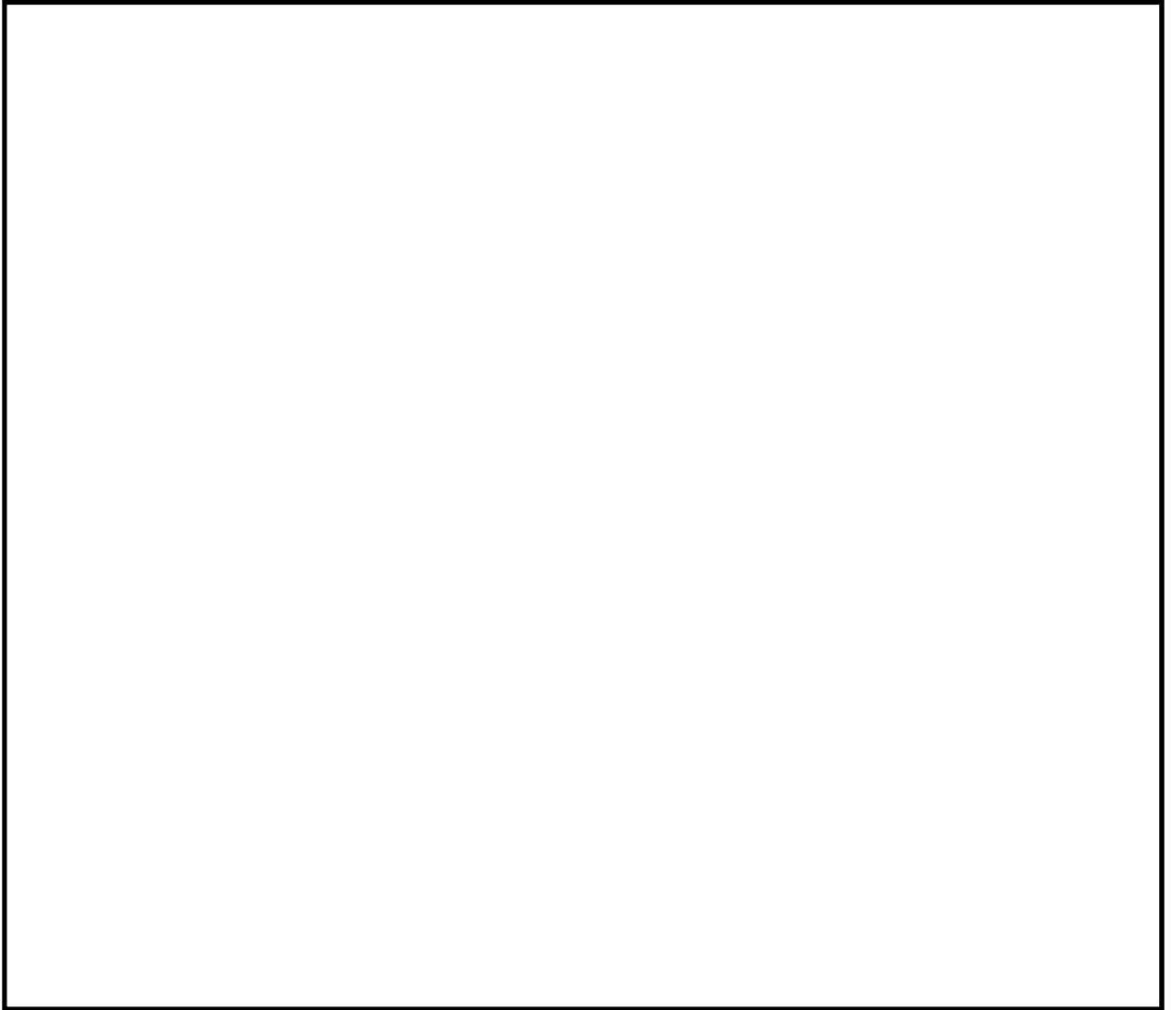


図 14.4-3 (5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

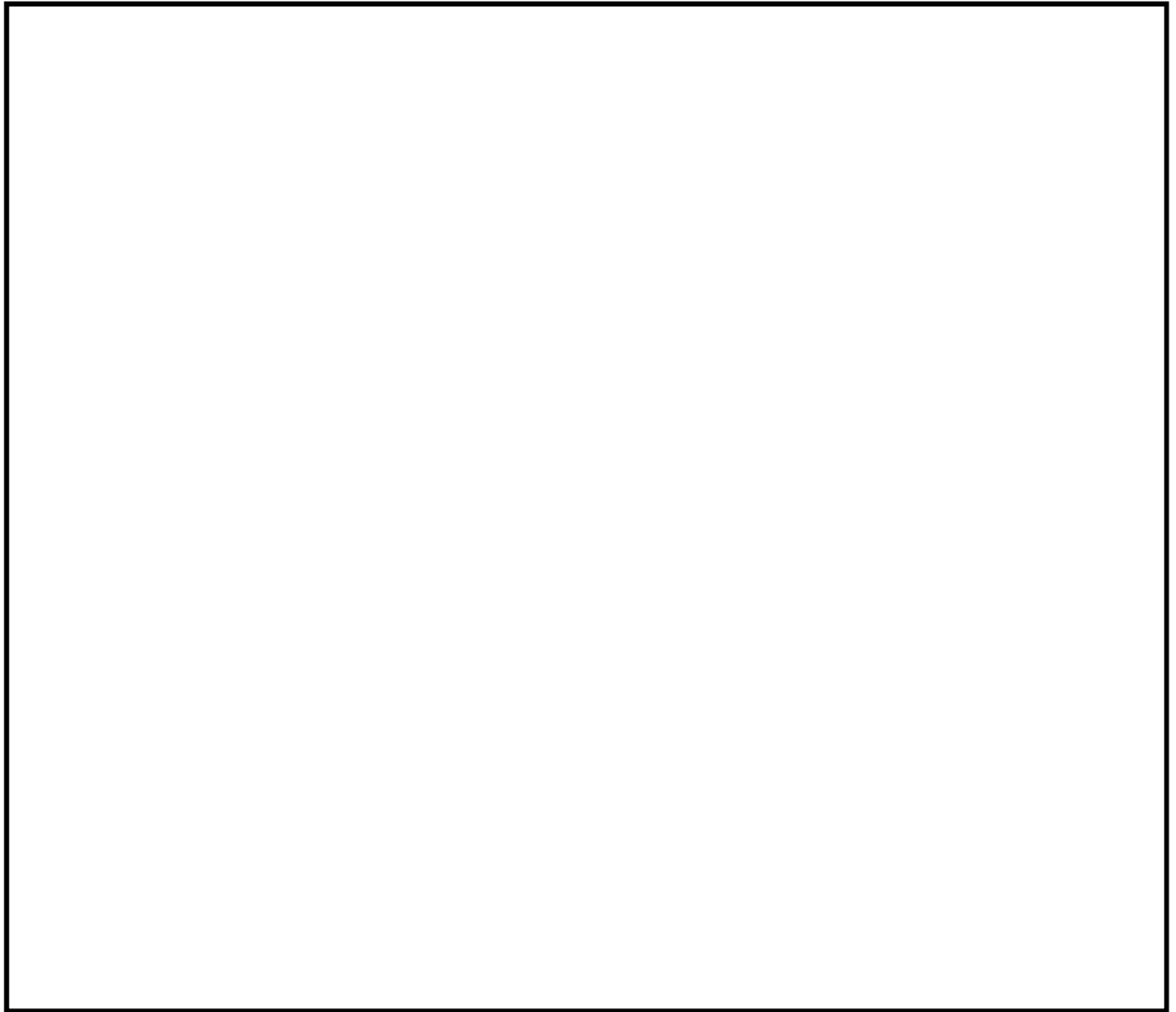


図 14.4-3 (6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

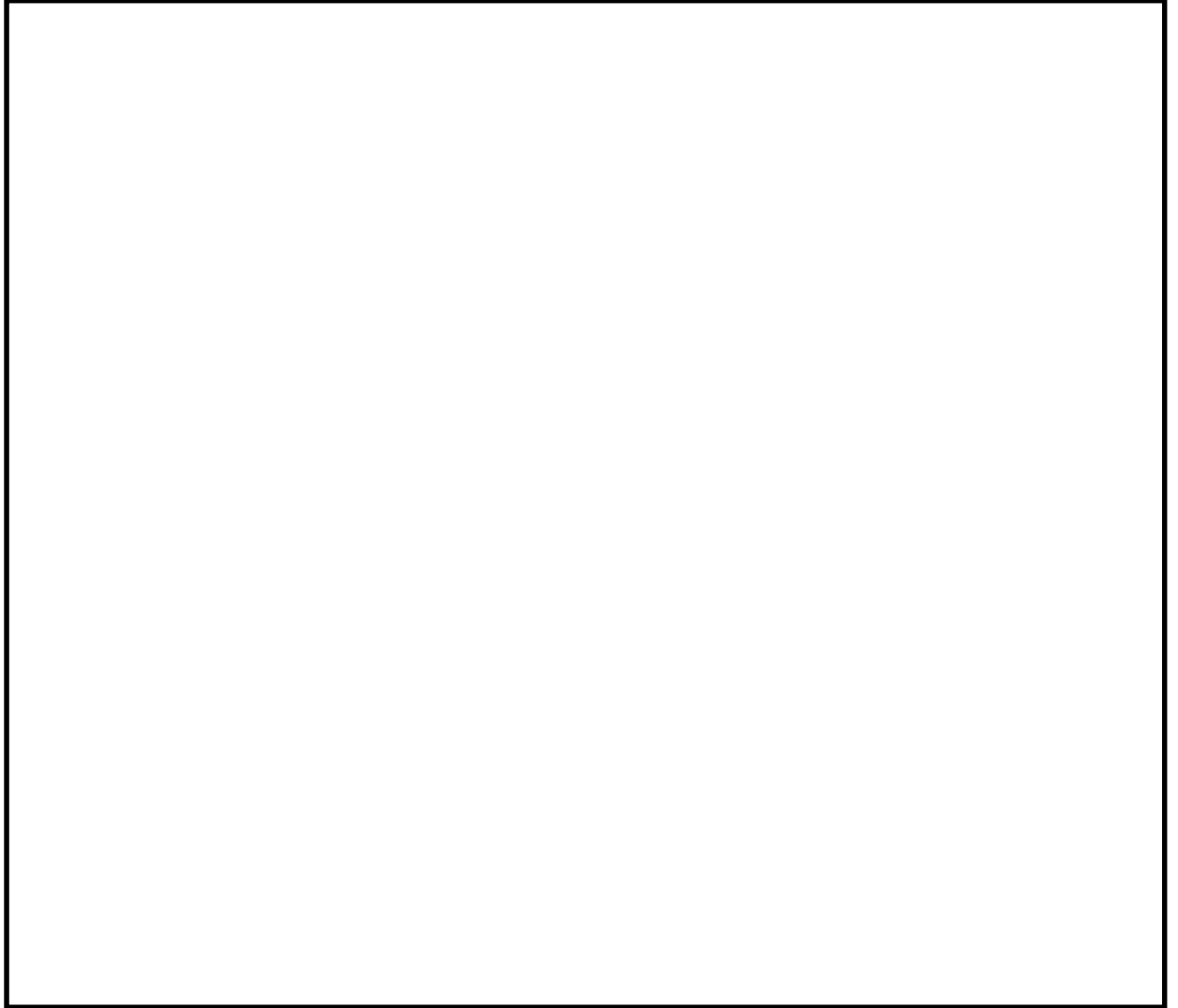


図 14.4-3 (7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

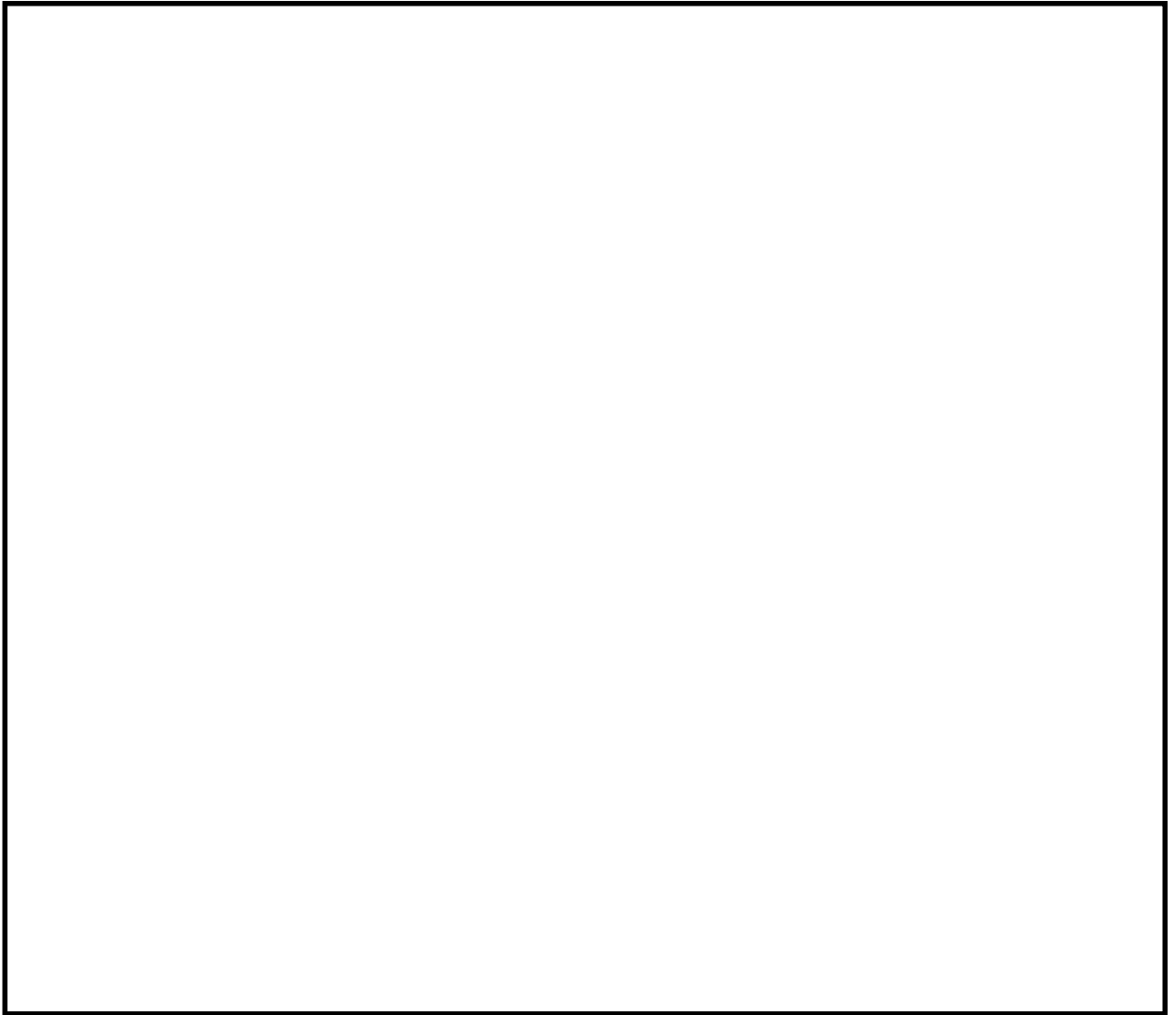


図 14.4-3 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

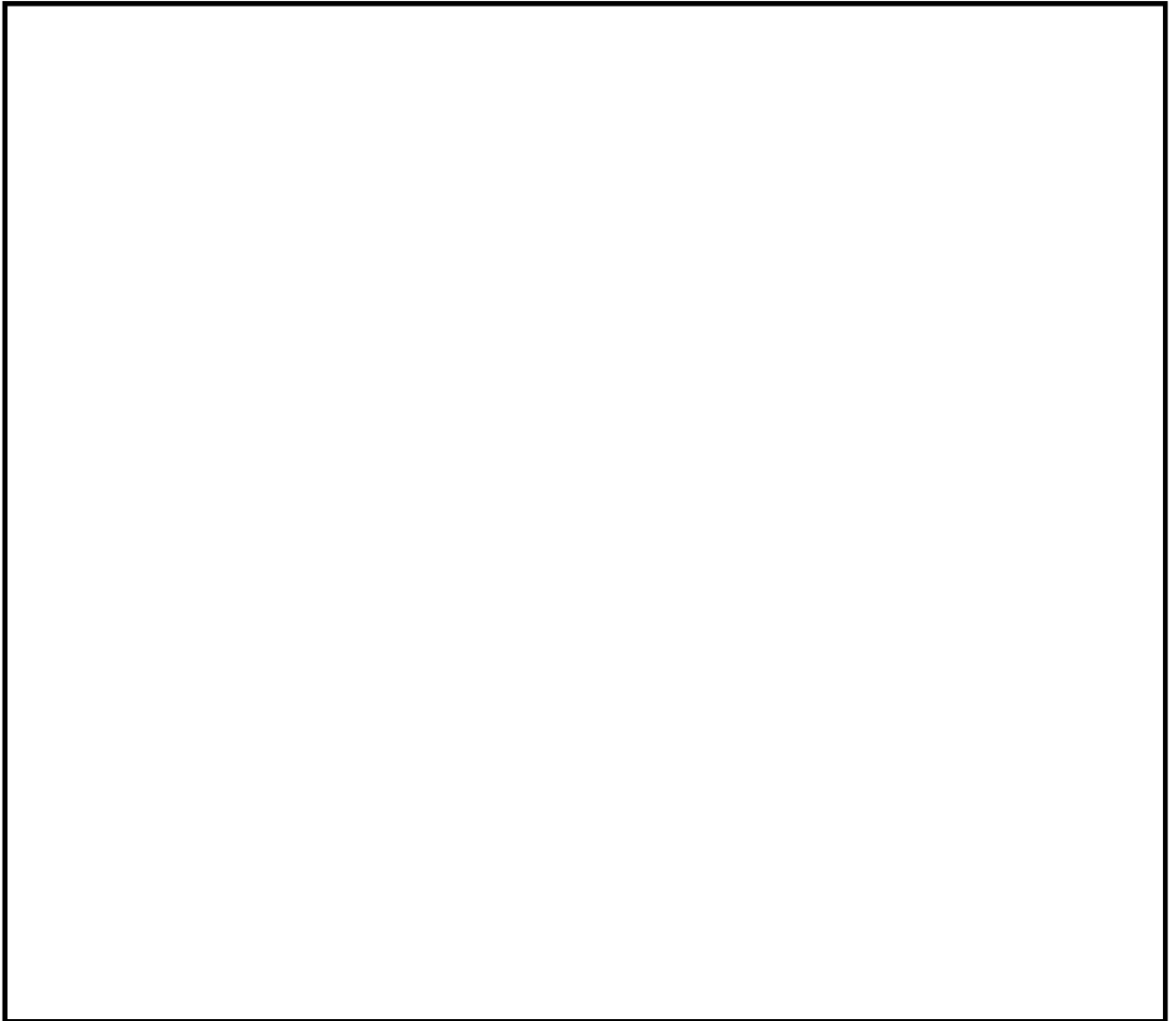


図 14.4-3 (9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



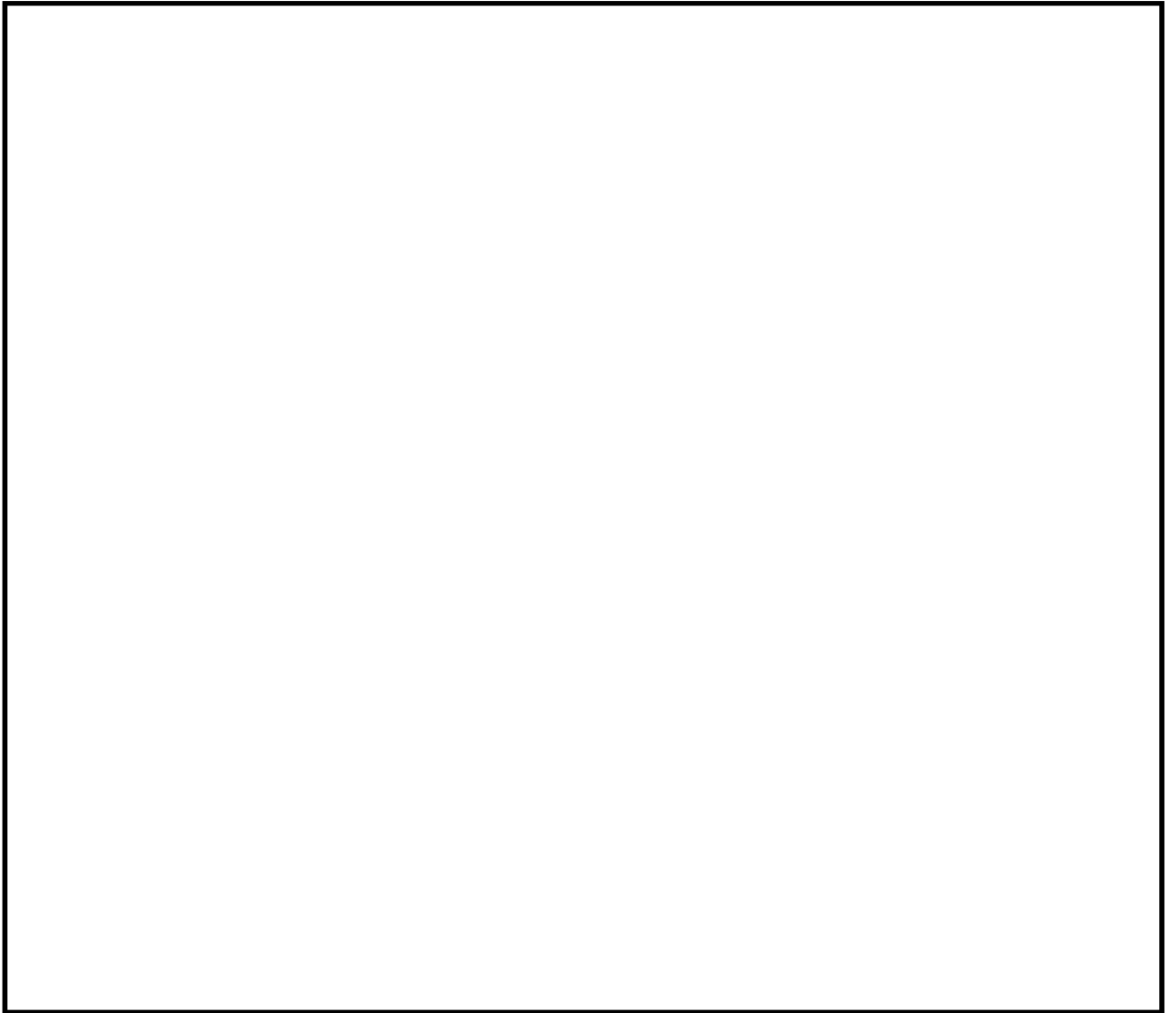


図 14.4-3 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 22$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

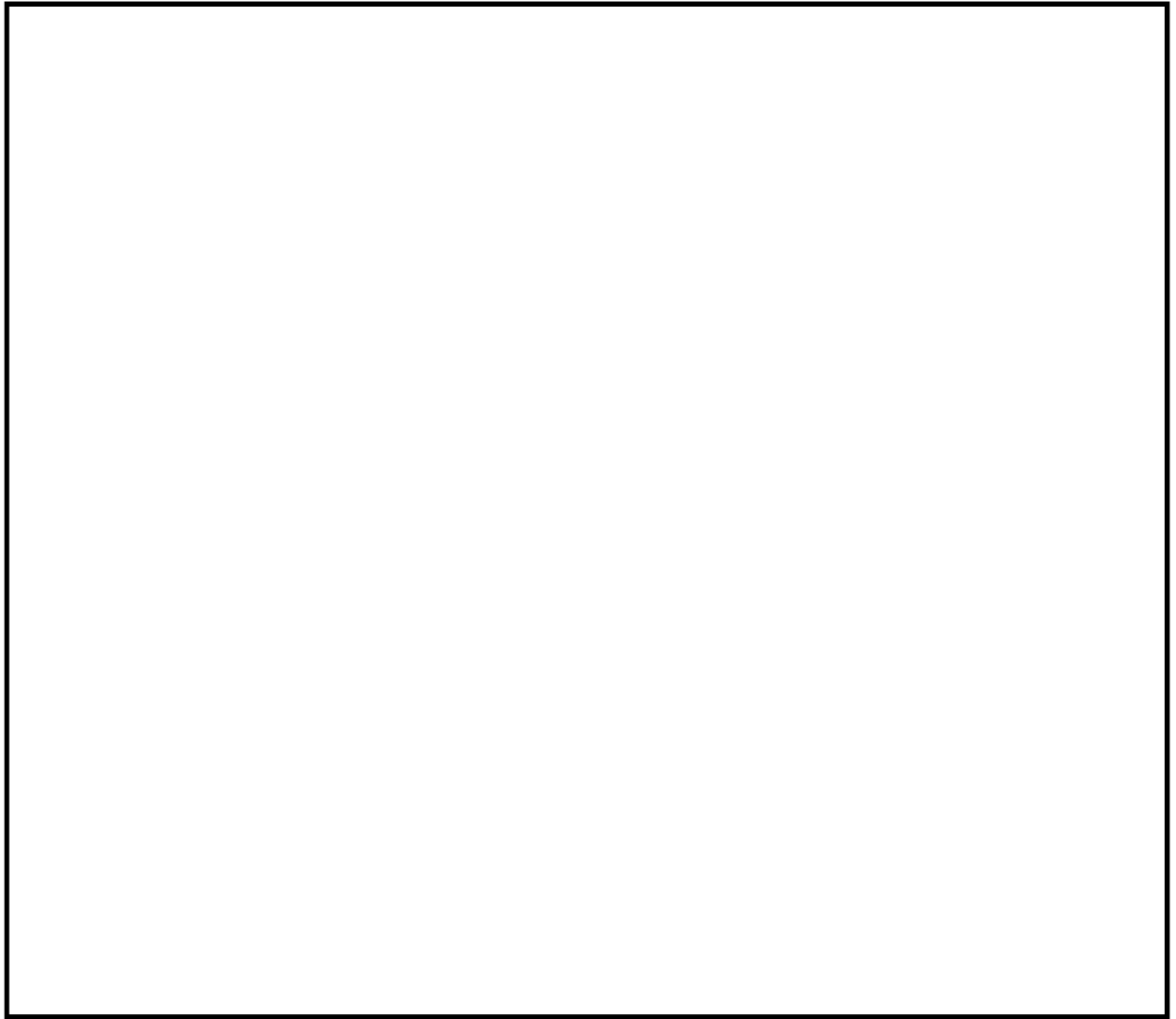


図 14.4-3 (11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

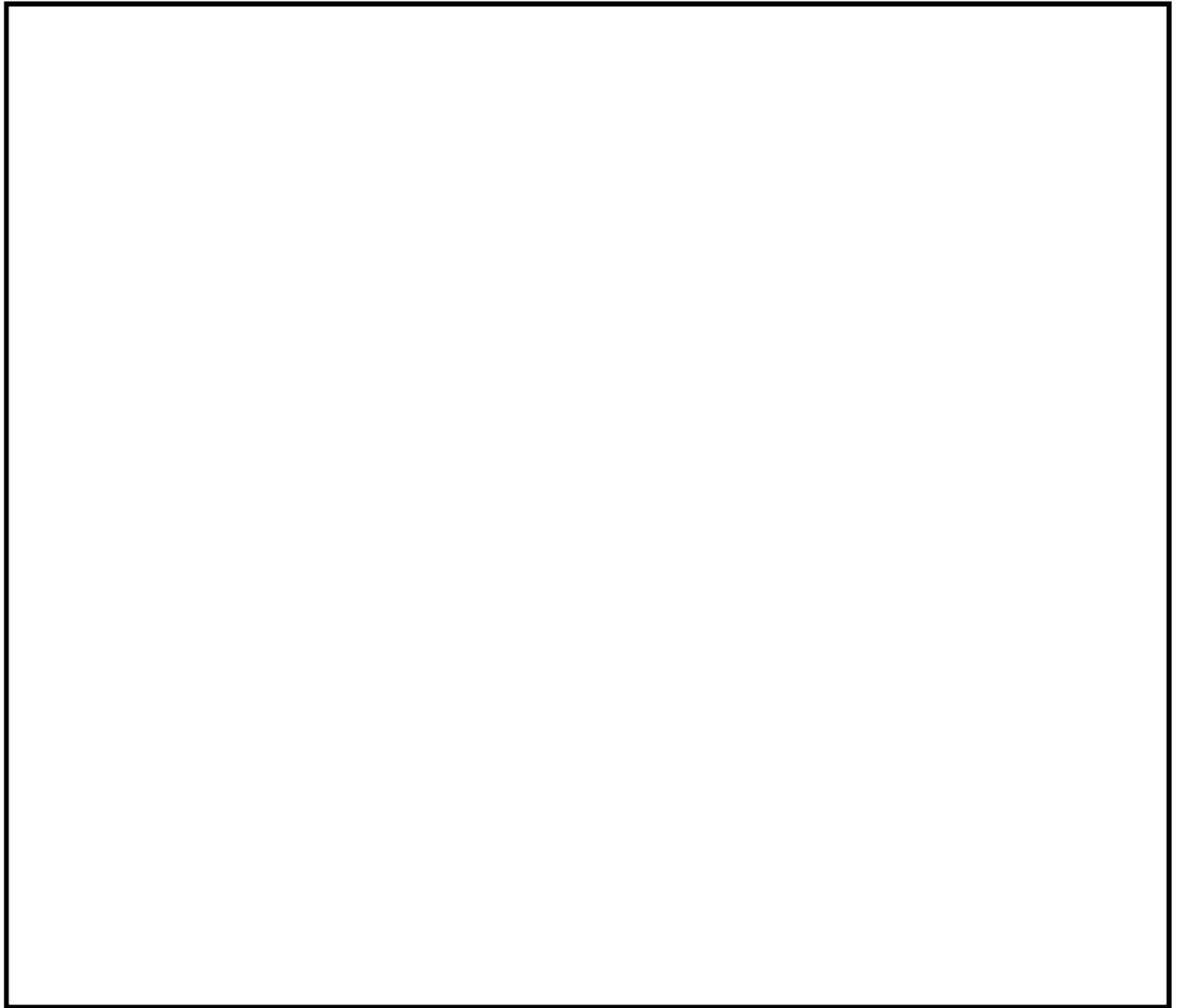


図 14.4-3 (12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

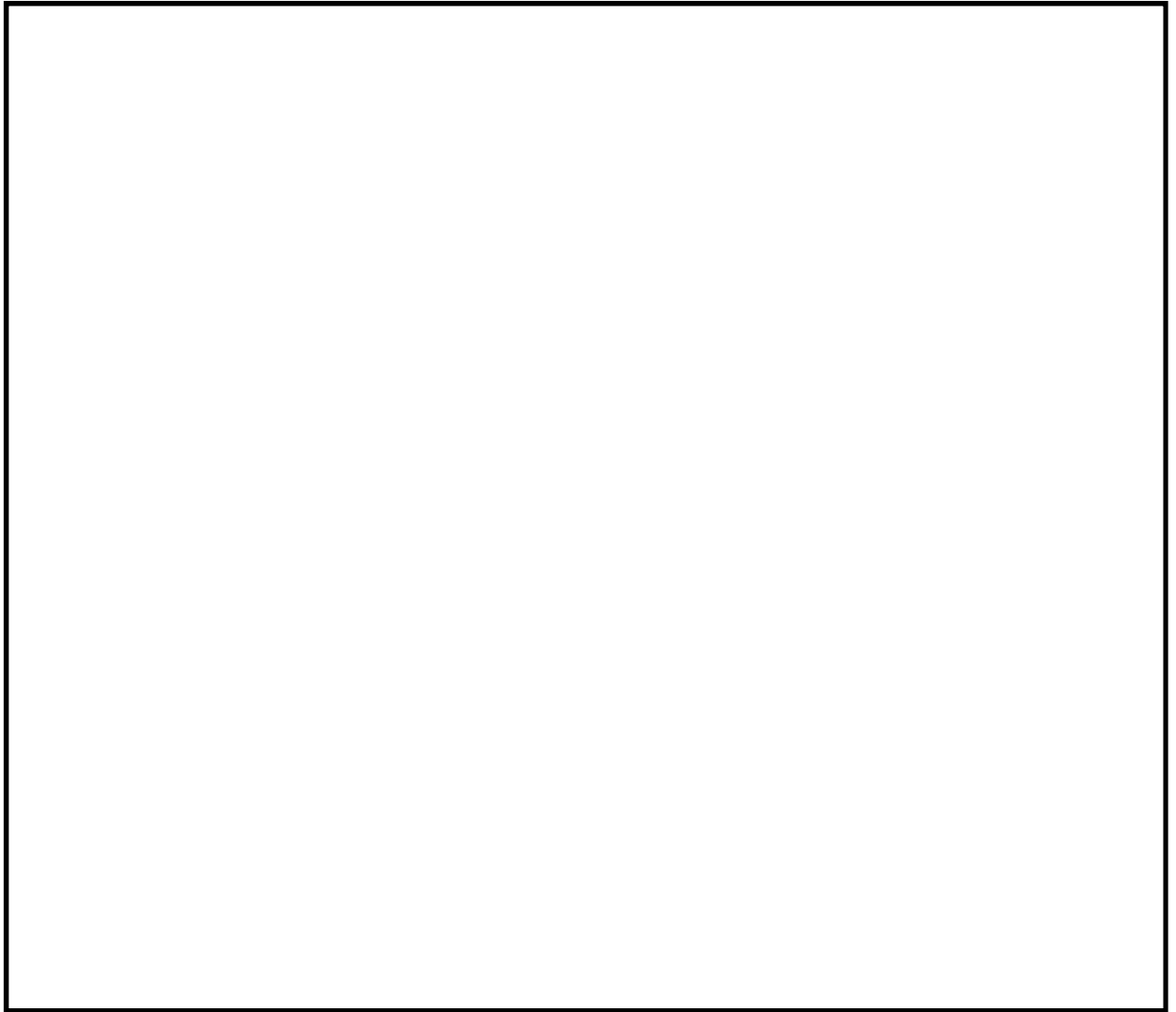


図 14.4-3 (13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

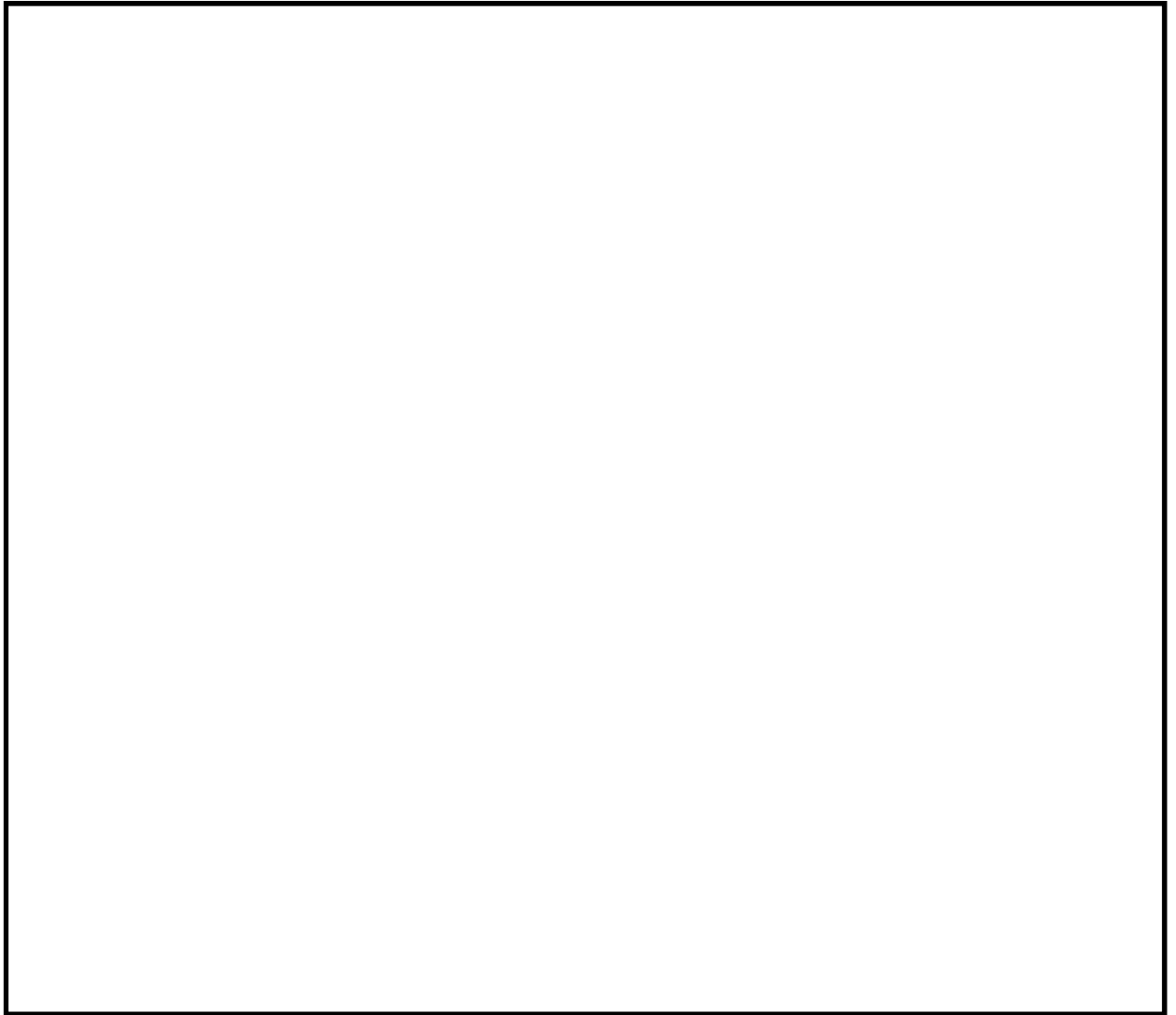


図 14.4-3 (14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

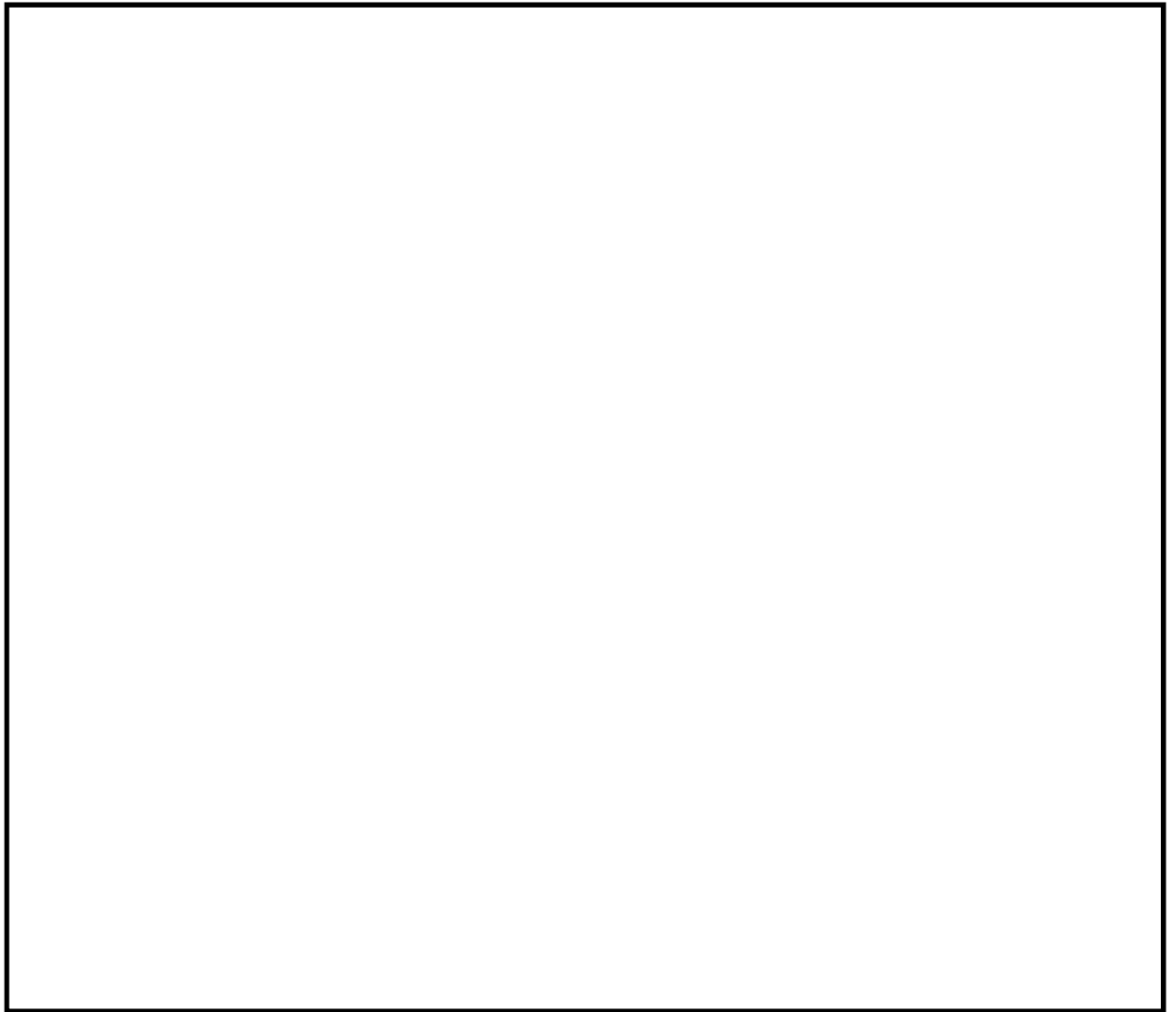


図 14.4-3 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

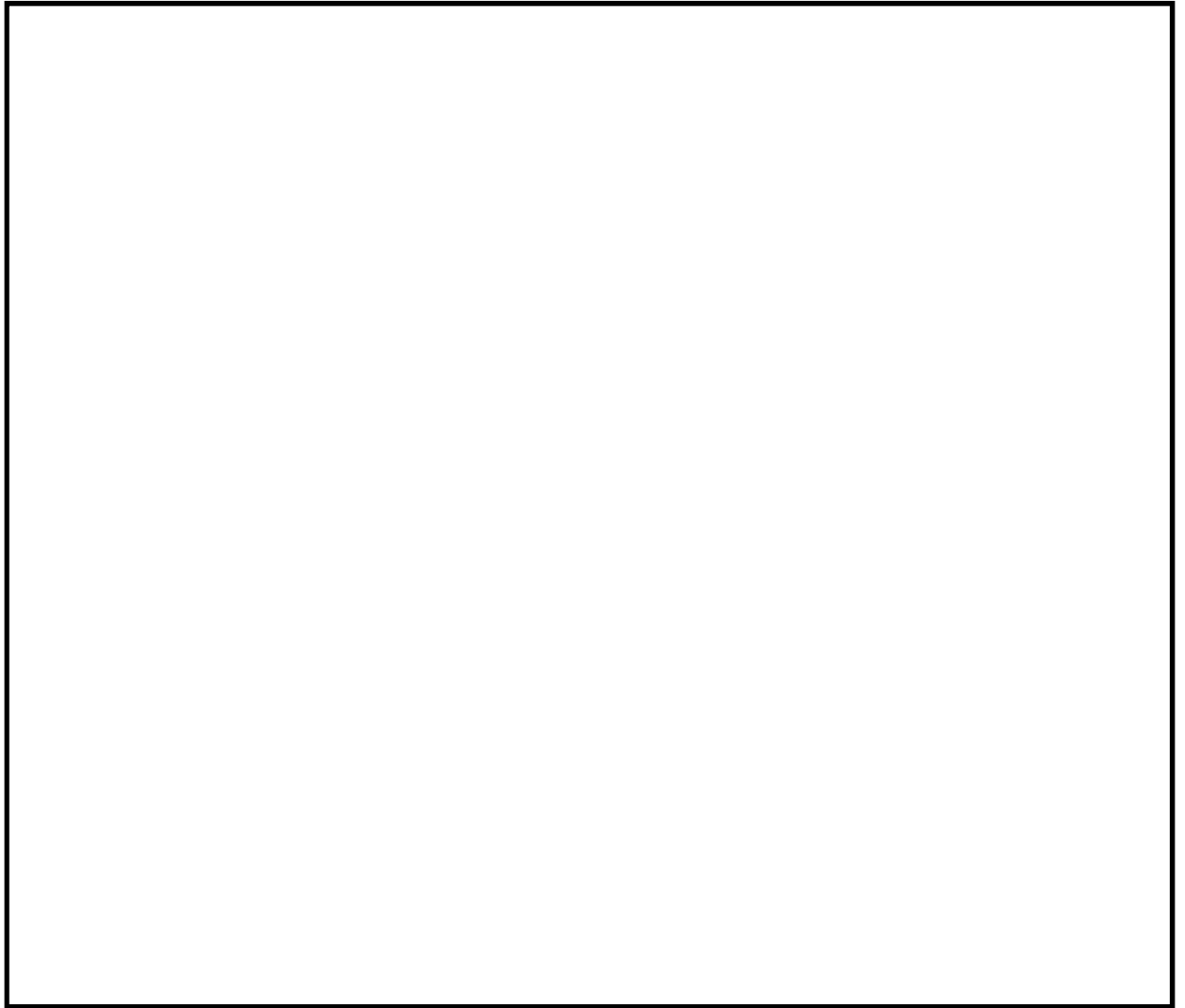


図 14.4-3 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

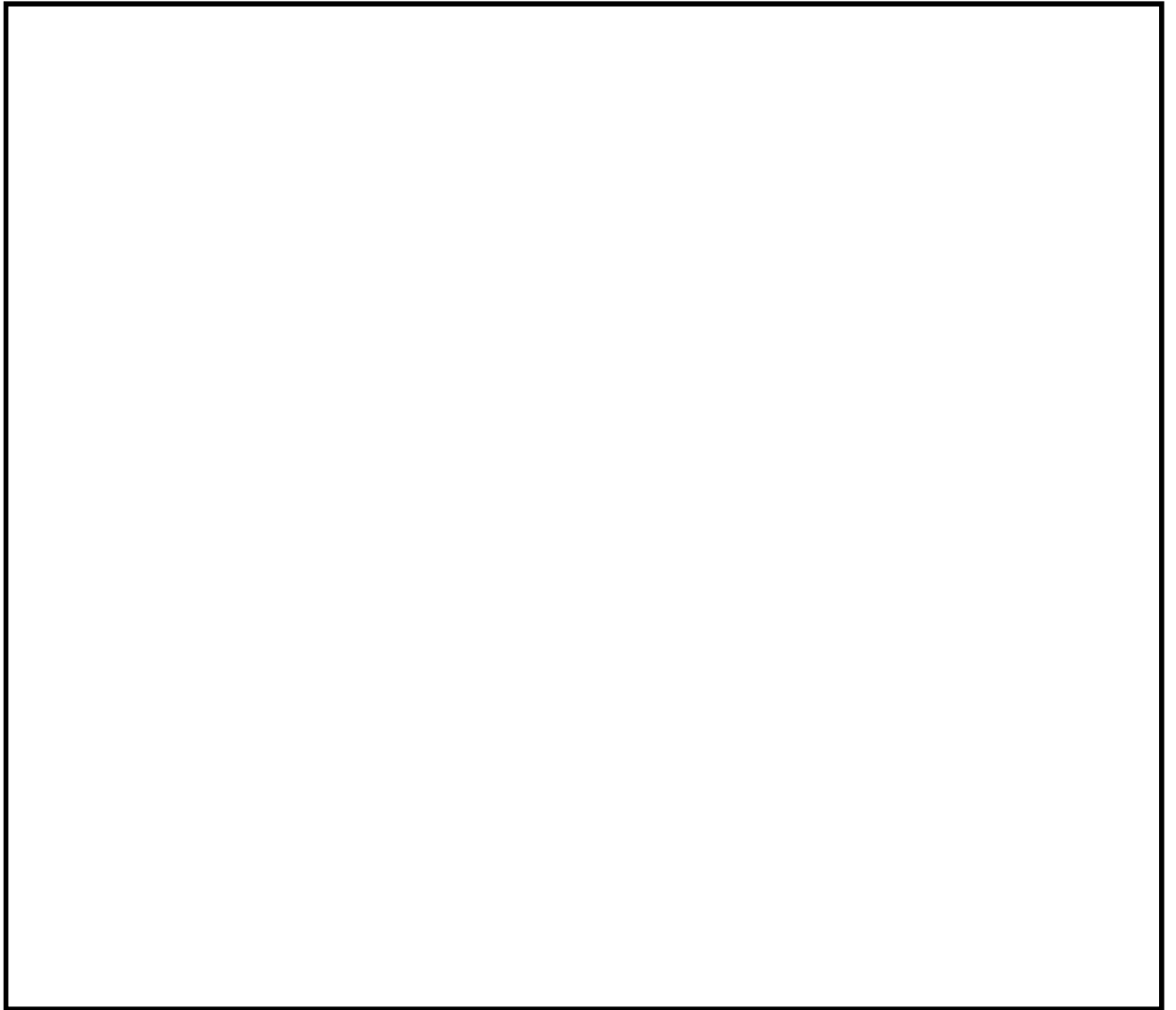


図 14.4-3 (17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



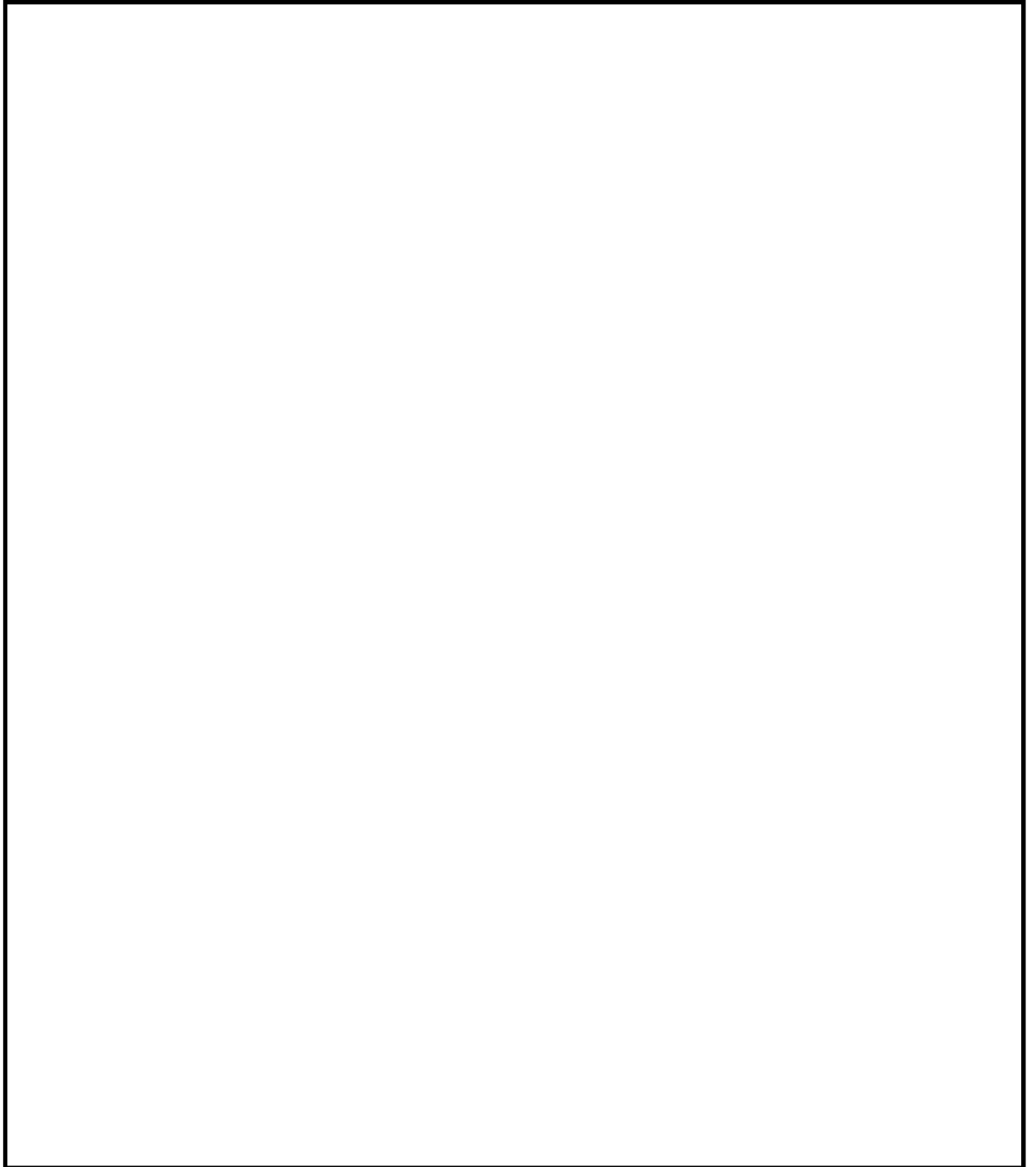


図 14.4-3 (18) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

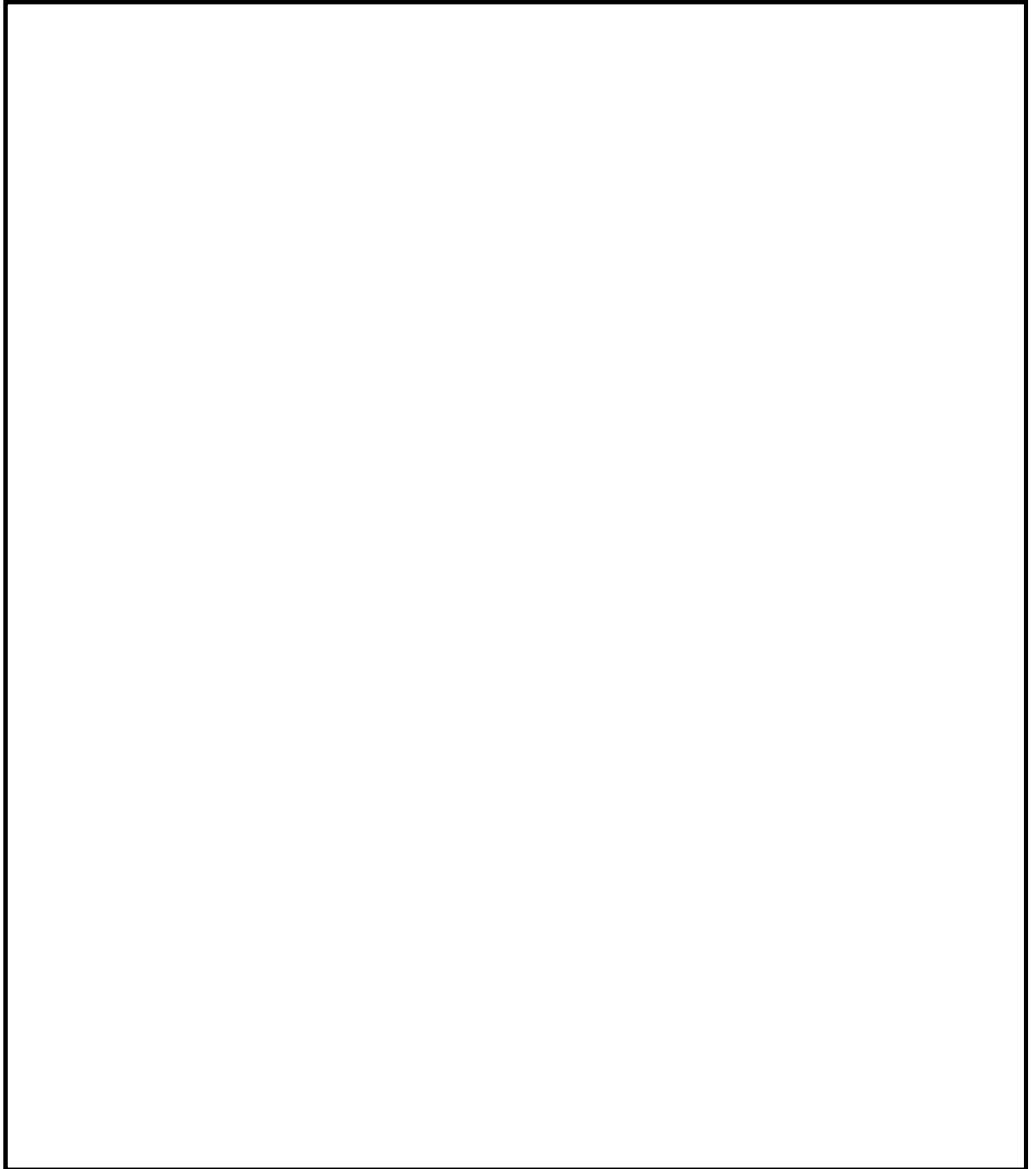


図 14.4-3 (19) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

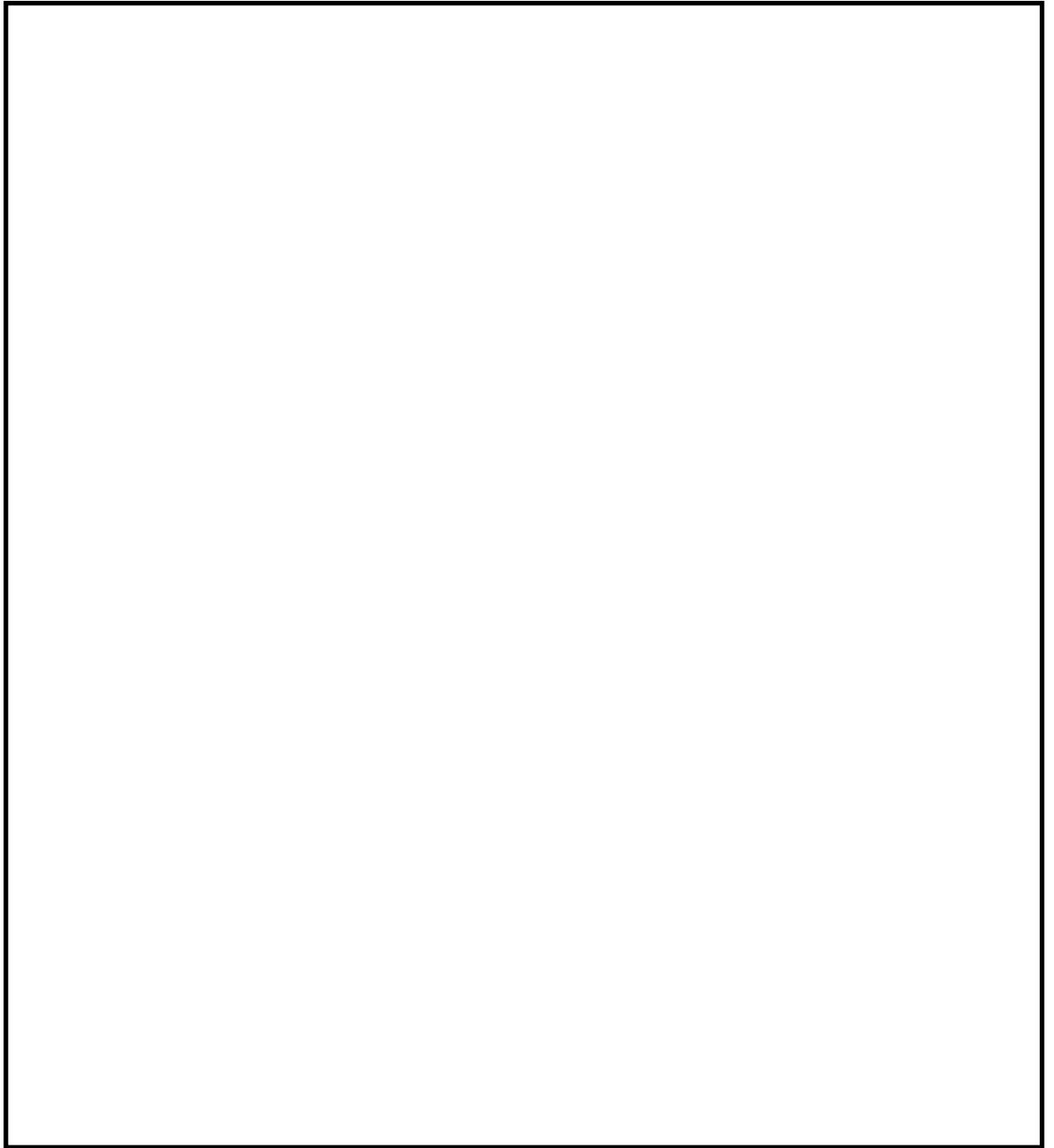


図 14.4-3 (20) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

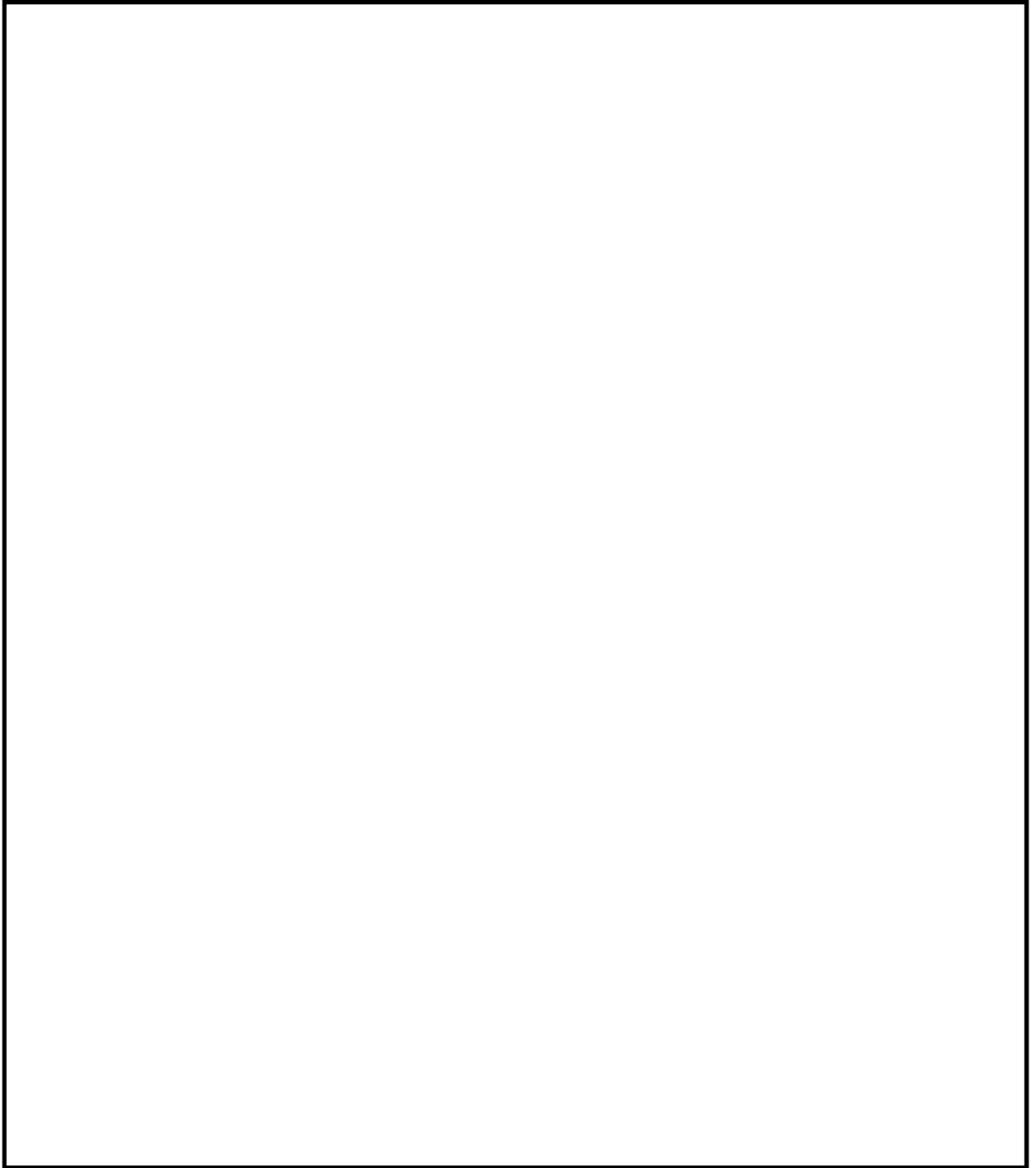


図 14.4-3 (21) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

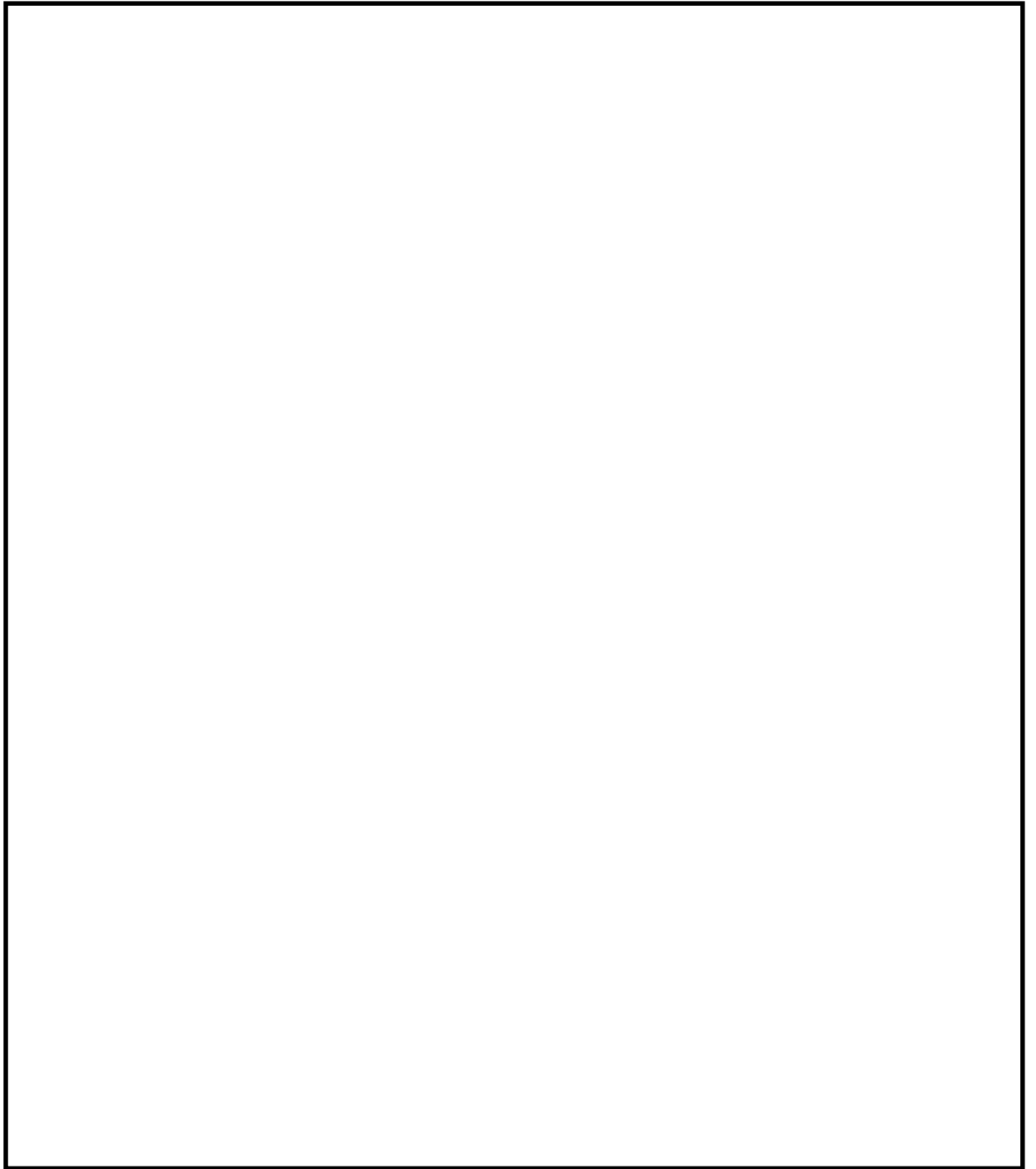


図 14.4-3 (22) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

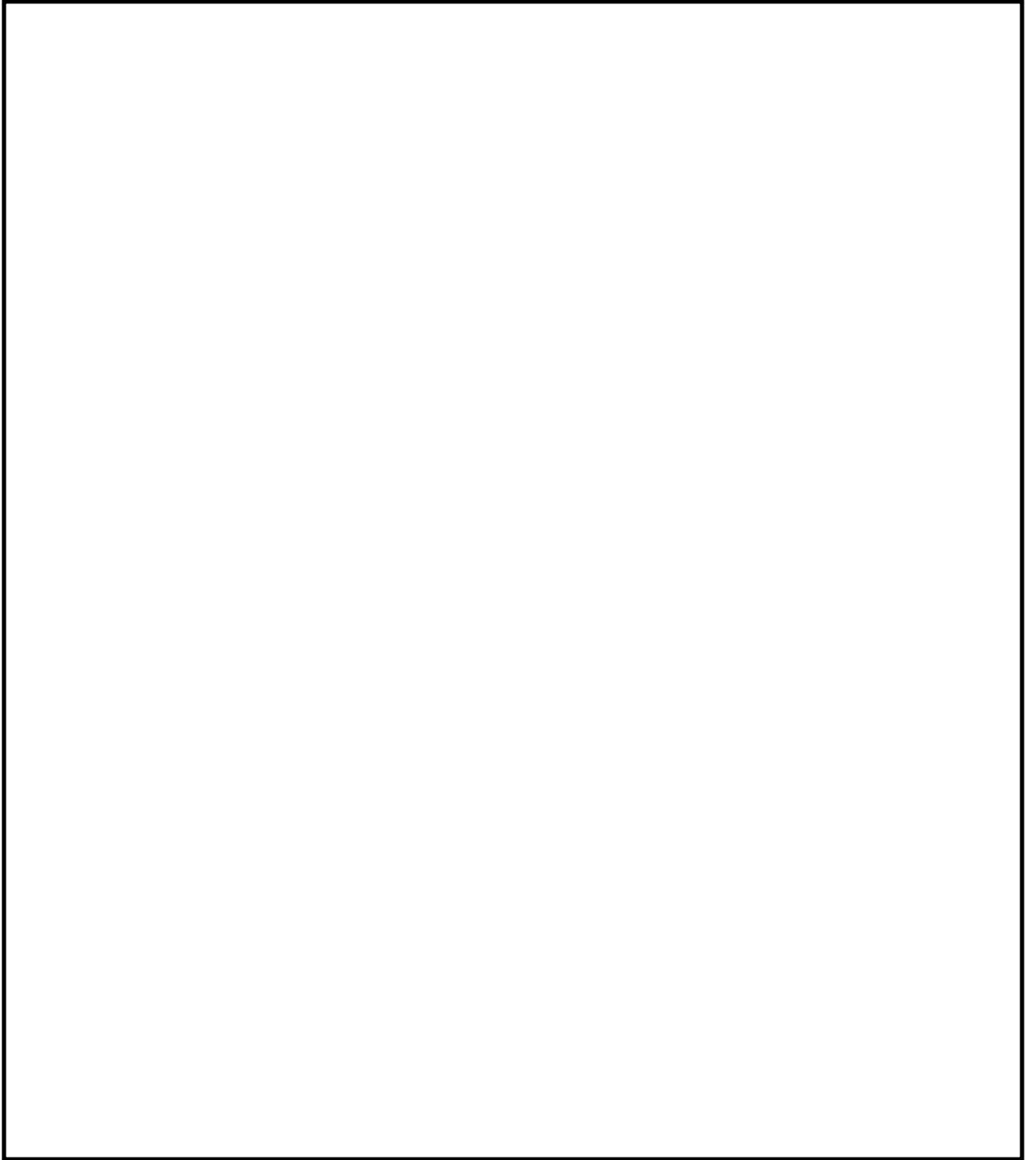


図 14.4-3 (23) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

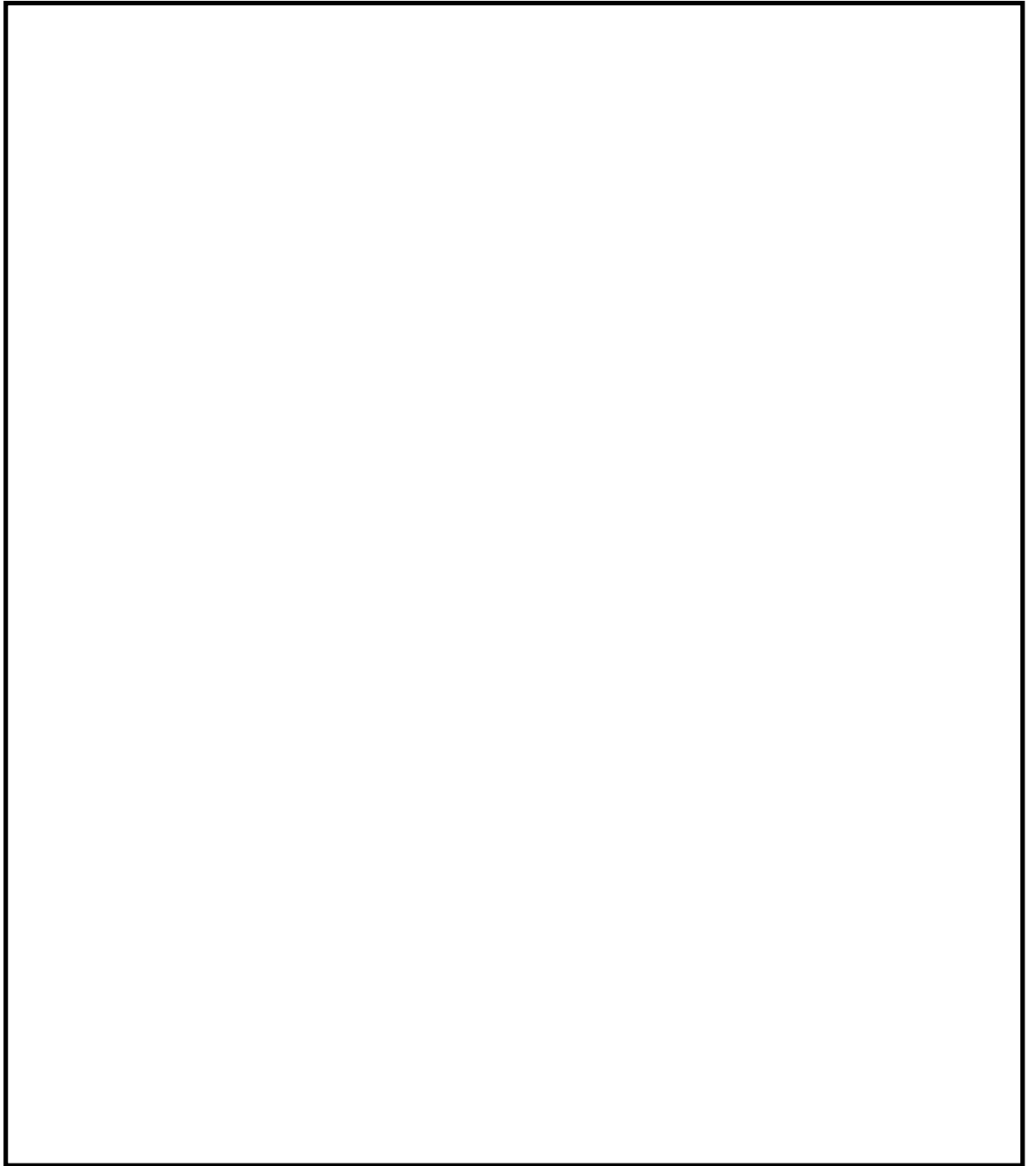


図 14.4-3 (24) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

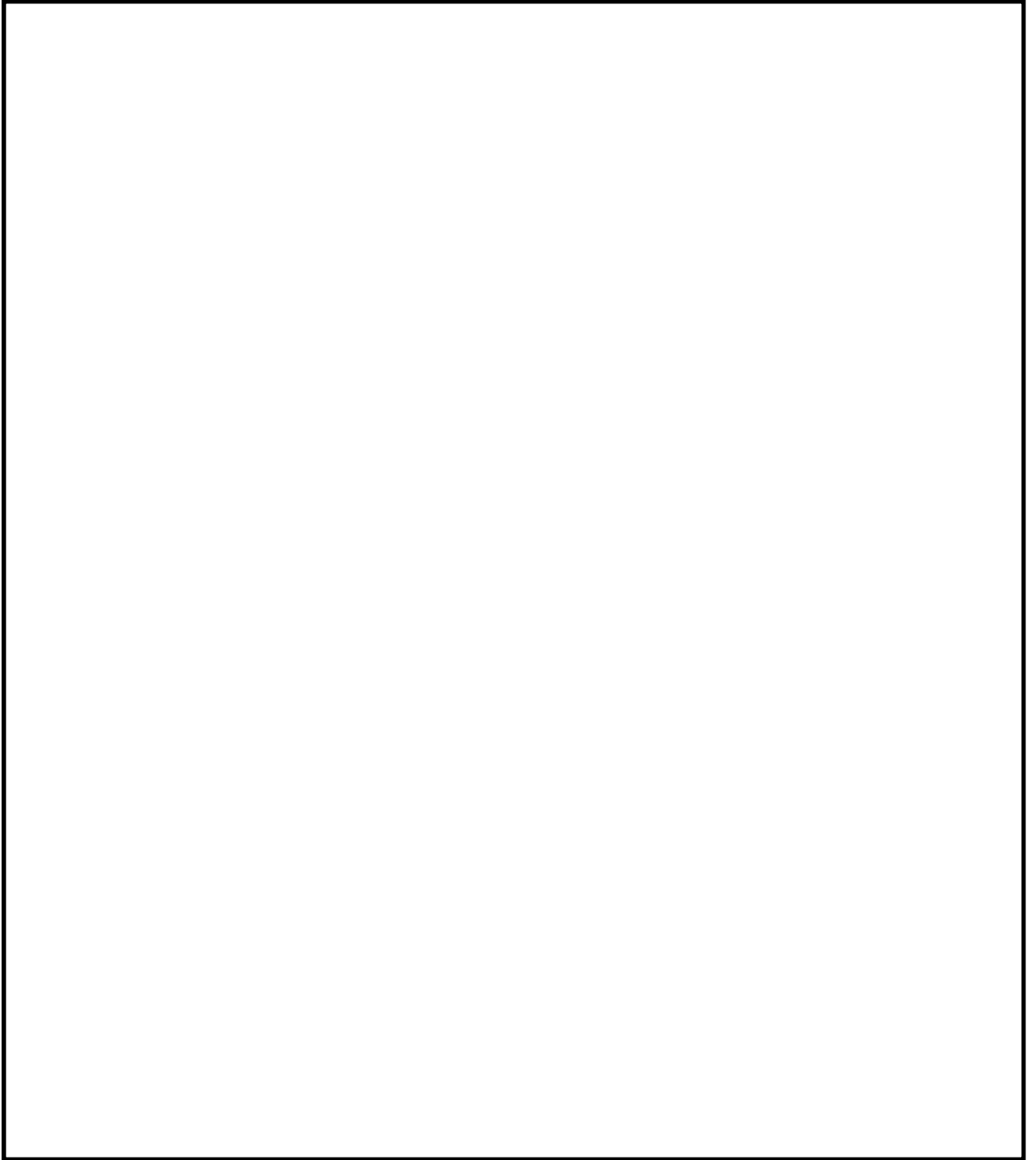


図 14.4-3 (25) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



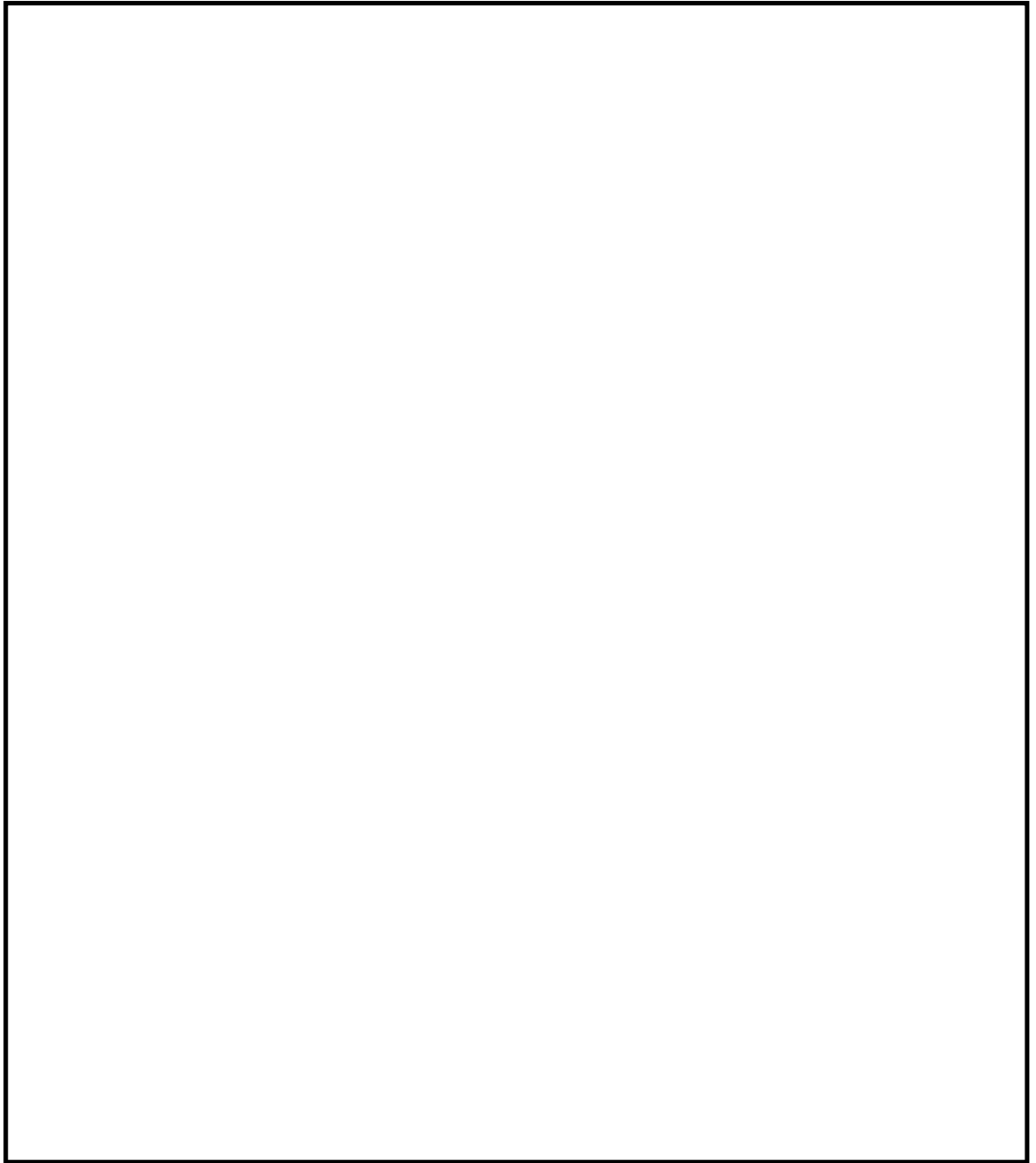


図 14.4-3 (26) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

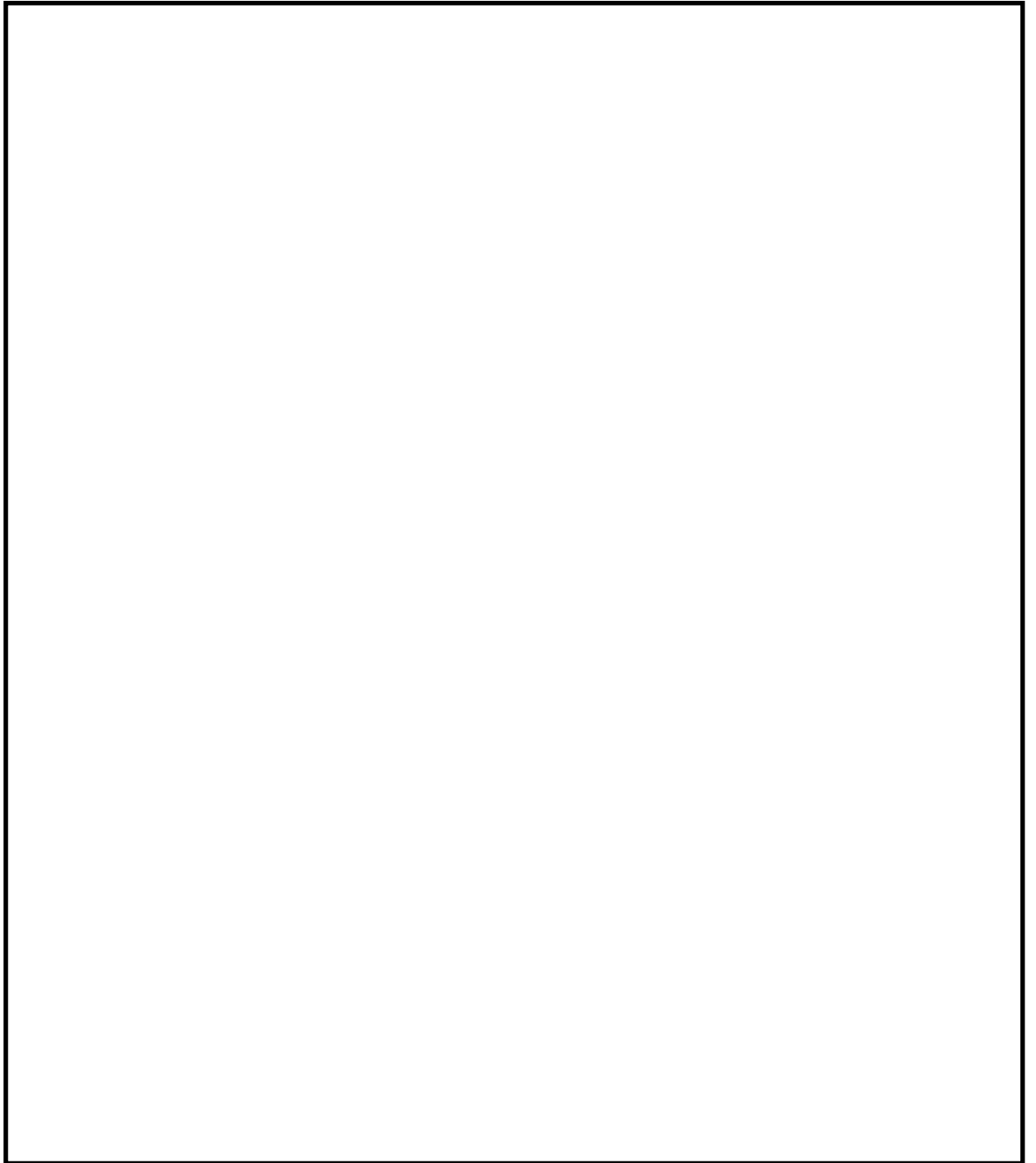


図 14.4-3 (27) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 22$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

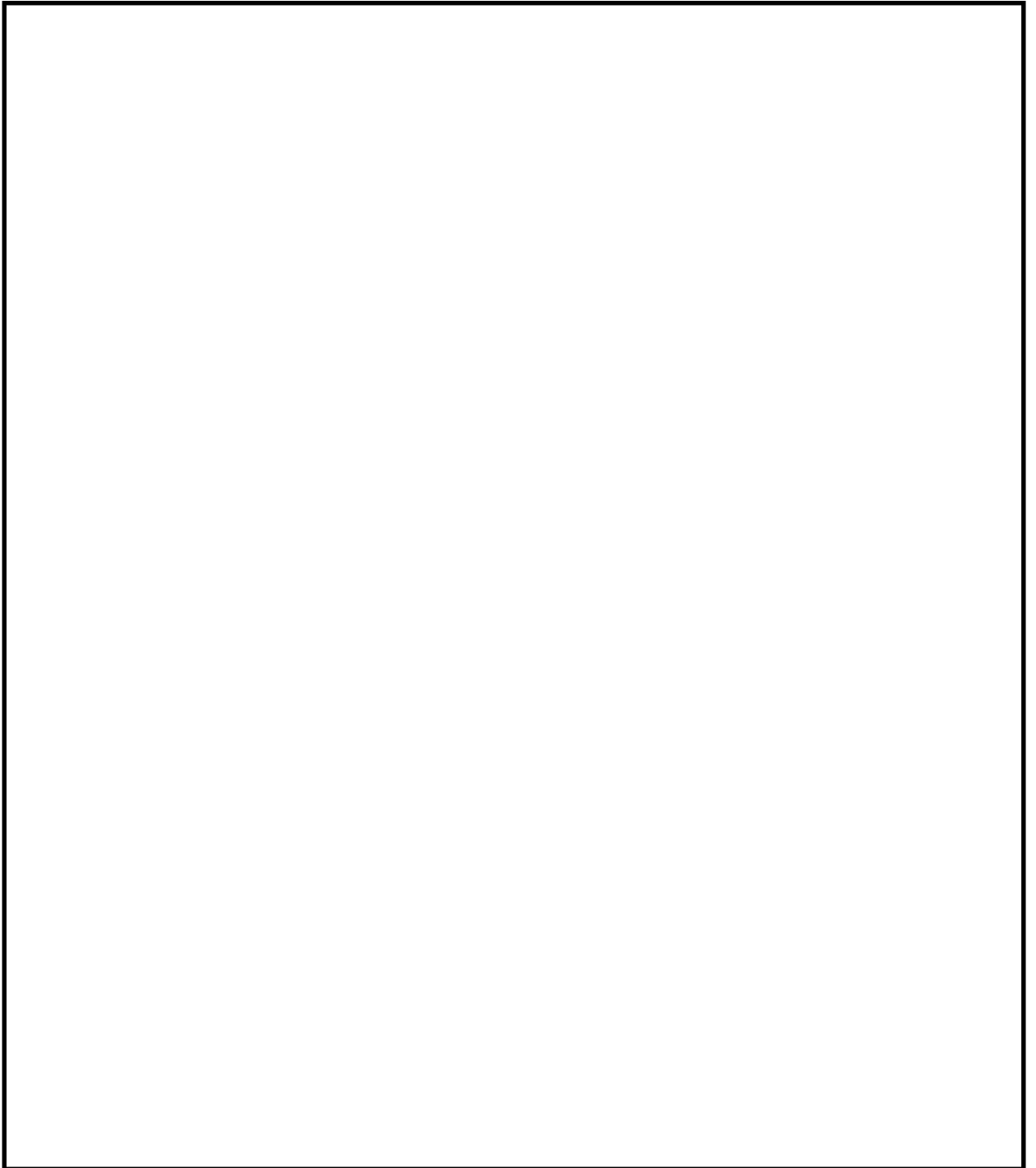


図 14.4-3 (28) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

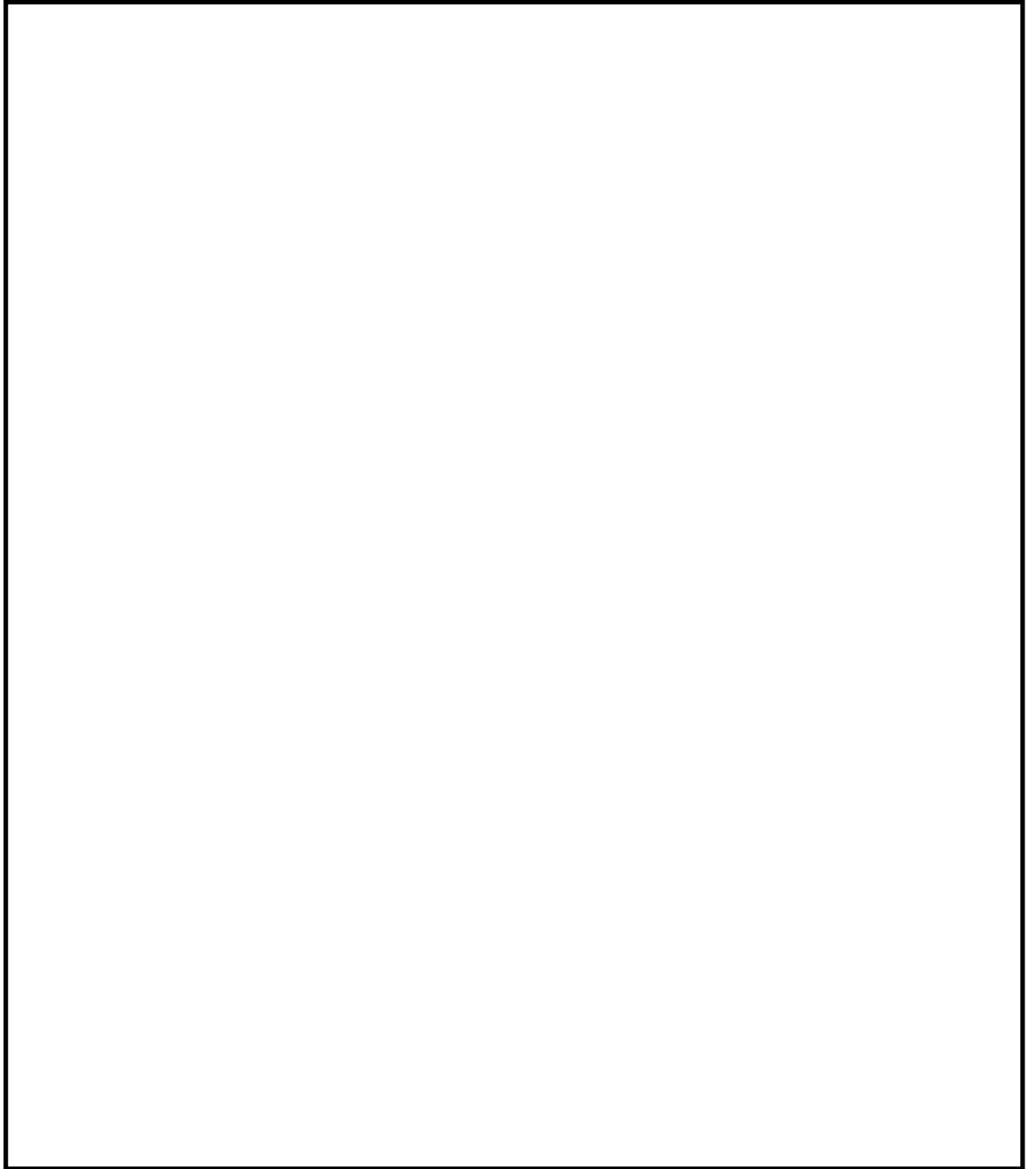


図 14.4-3 (29) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

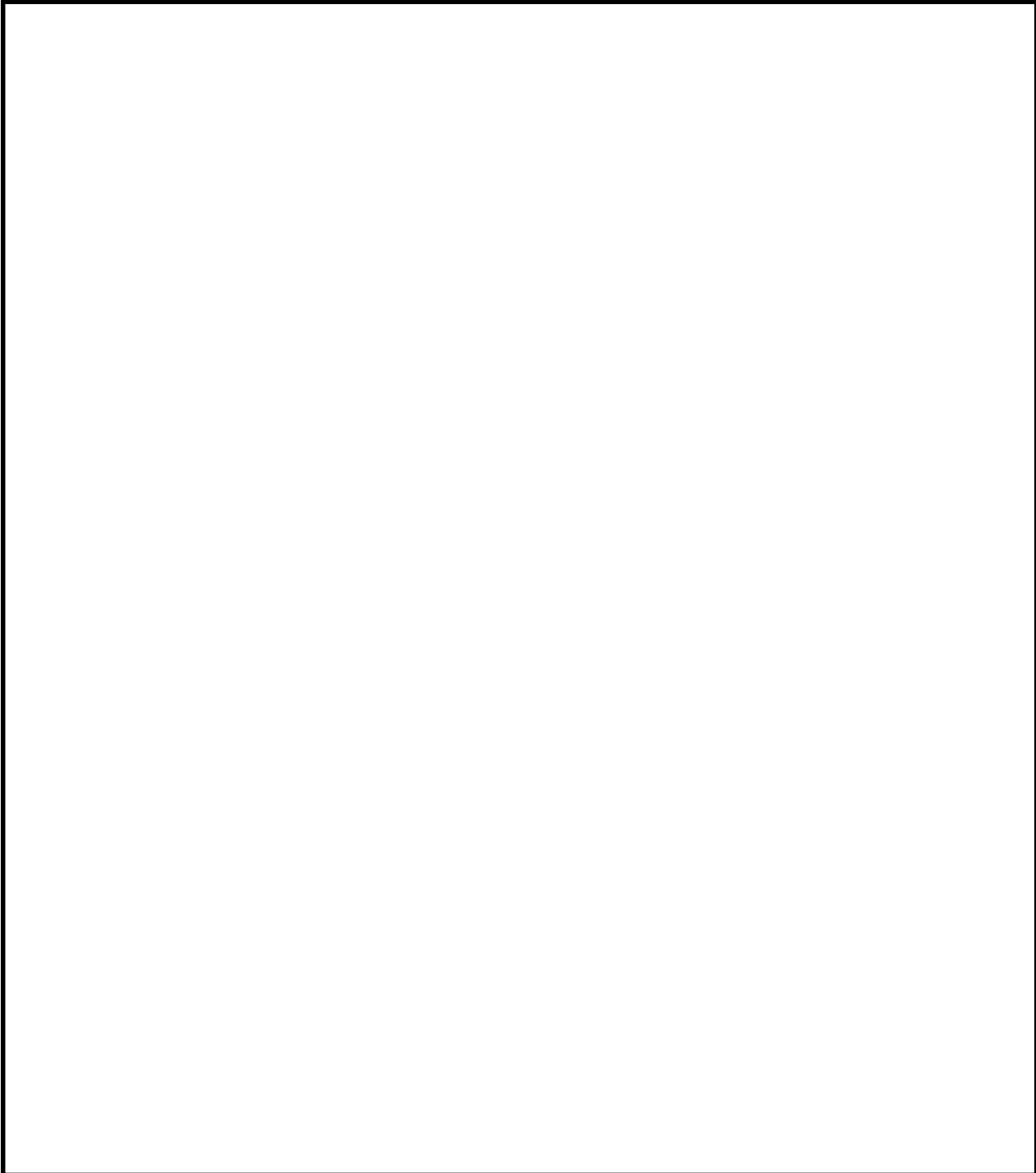


図 14.4-3 (30) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

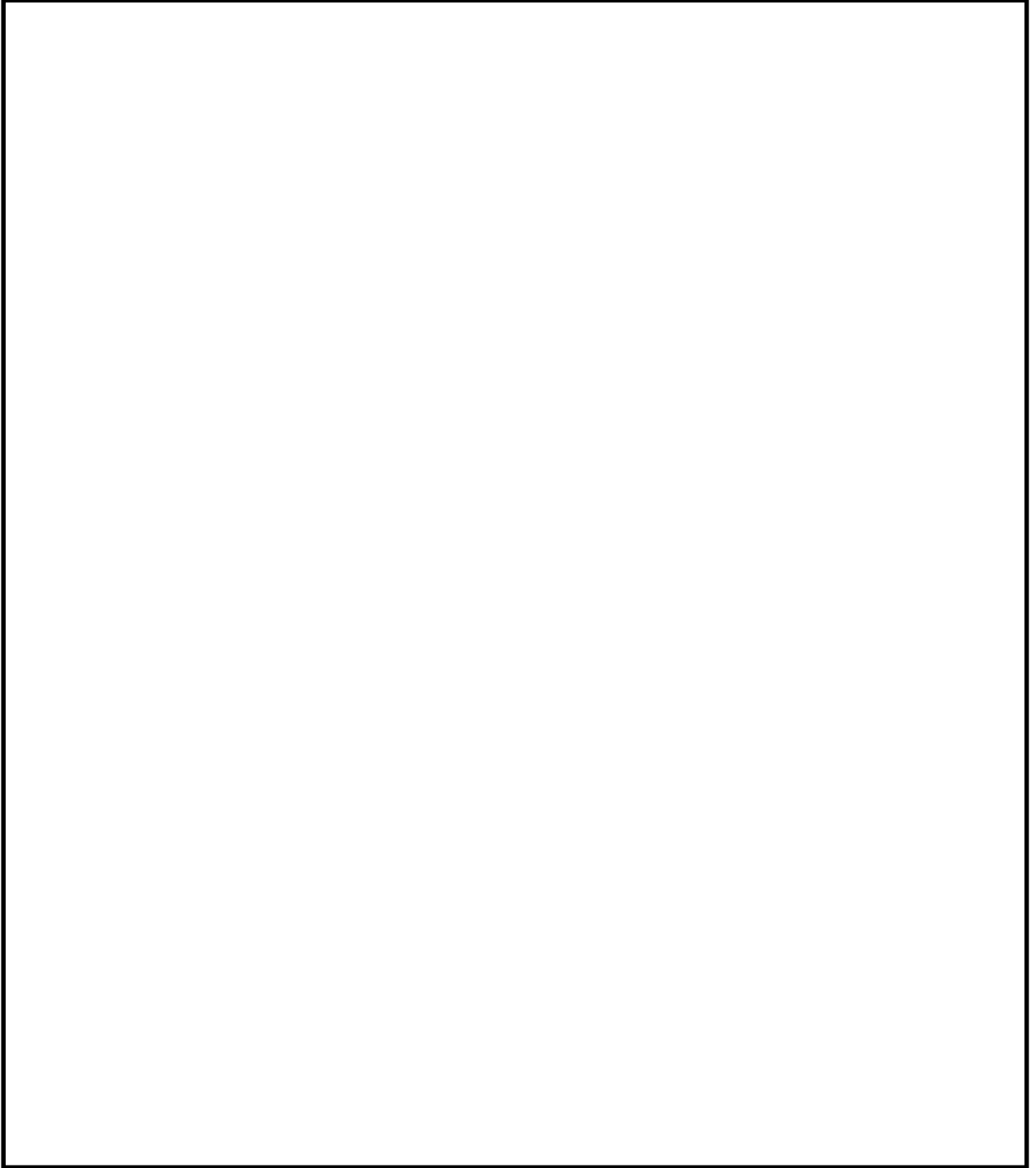


図 14.4-3 (31) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

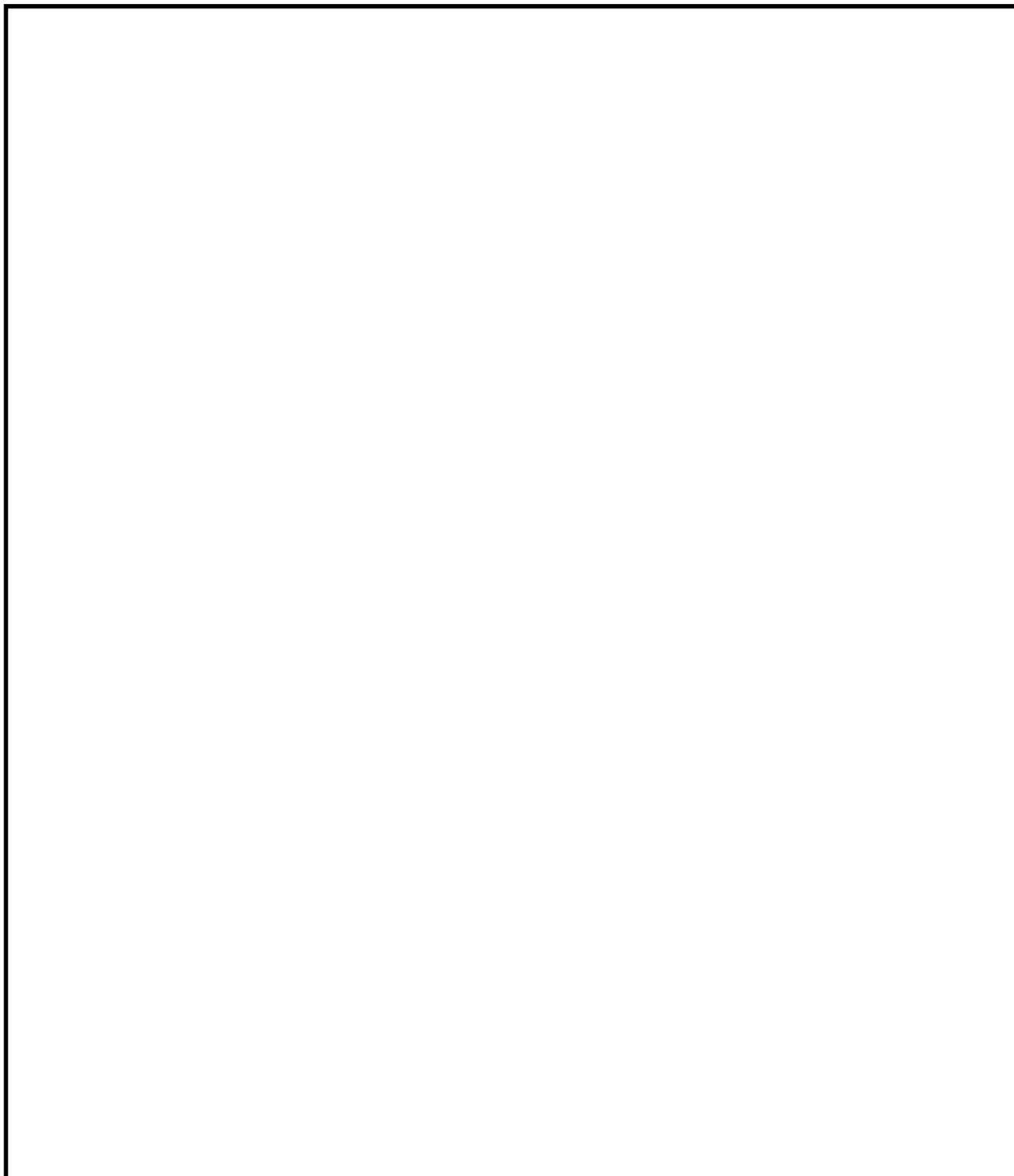


図 14.4-3 (32) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

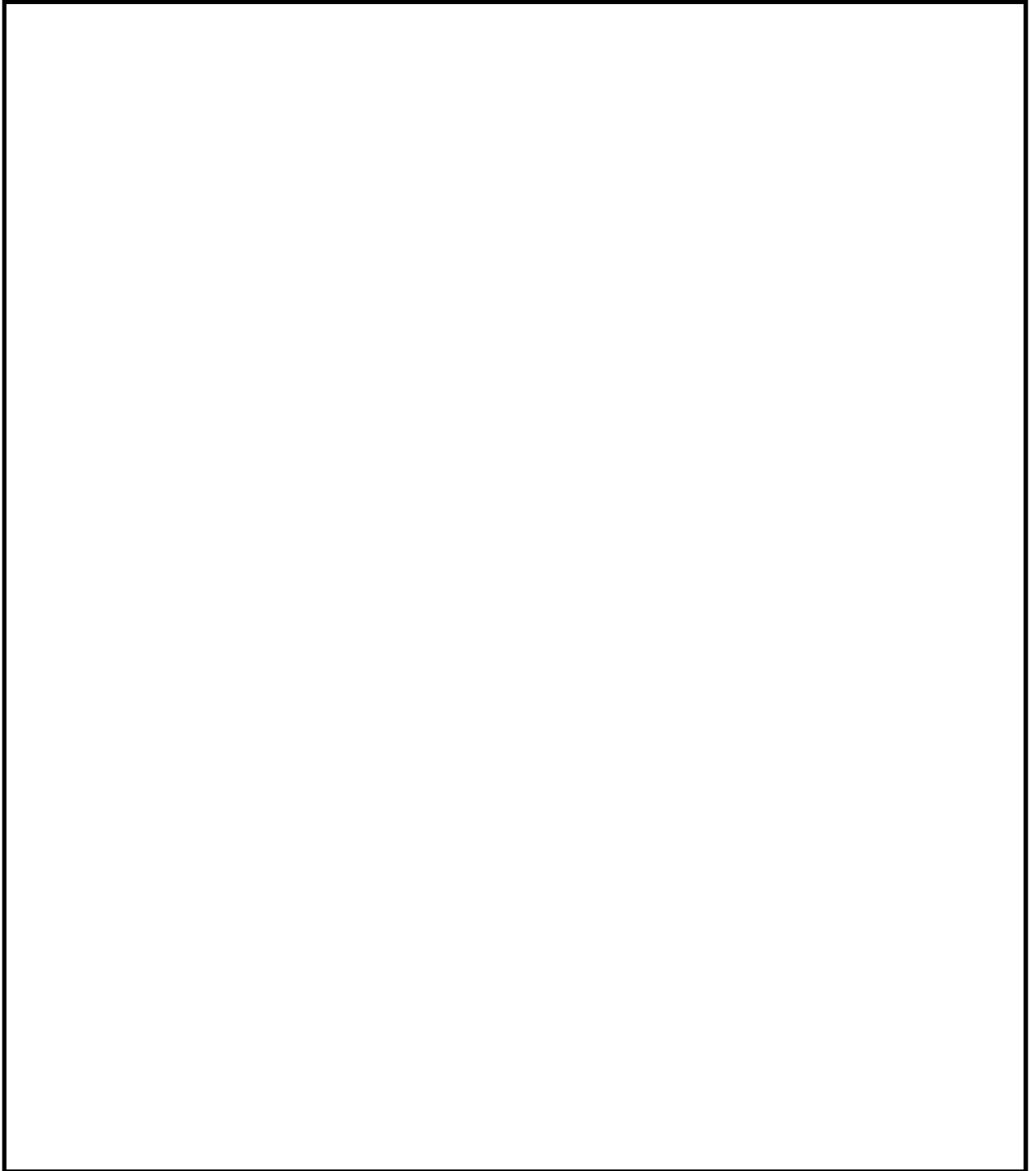


図 14.4-3 (33) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



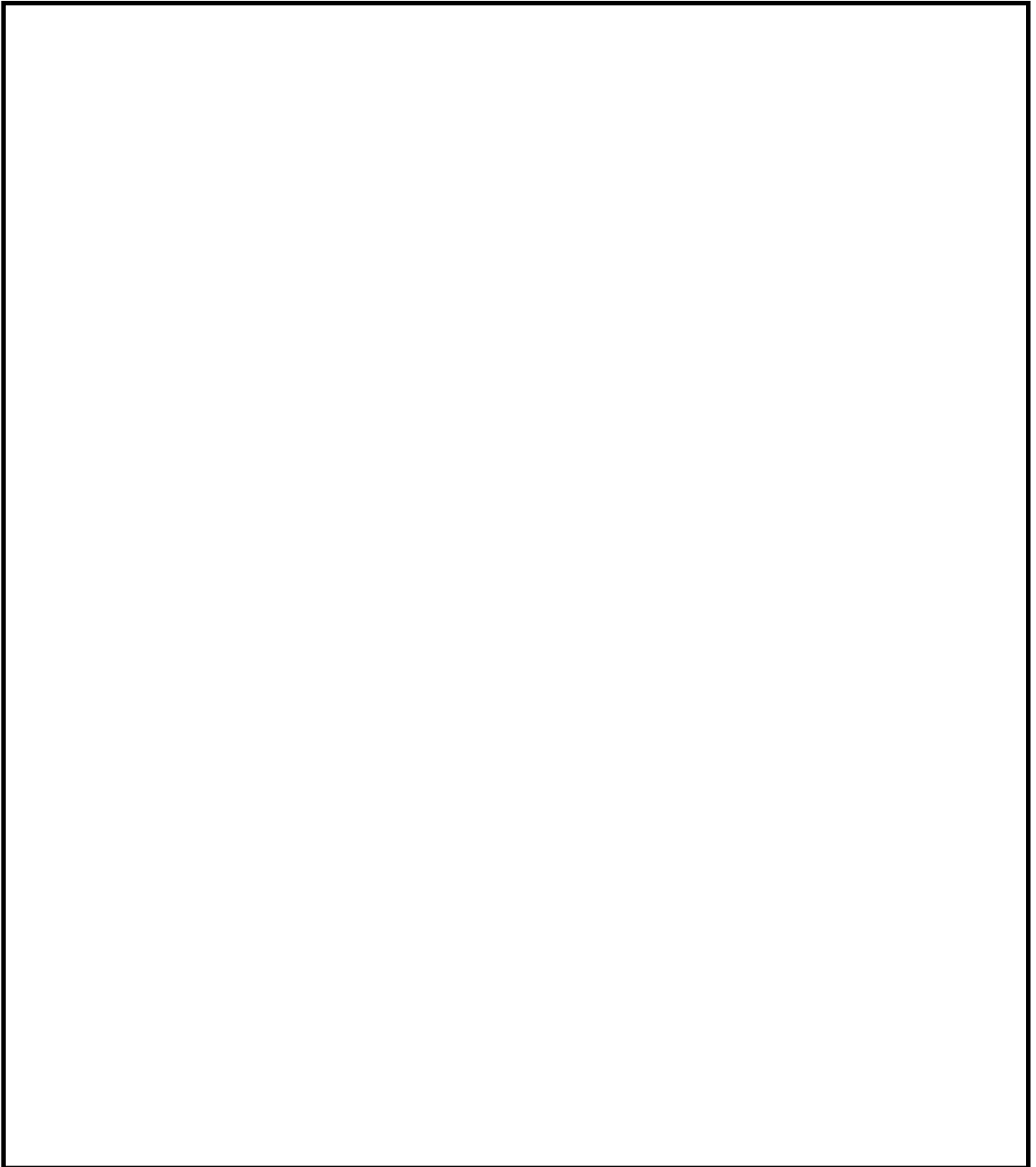


図 14.4-3 (34) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(5) 過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布を図 14.4-4 に示す。なお、本図は、各要素に発生した過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

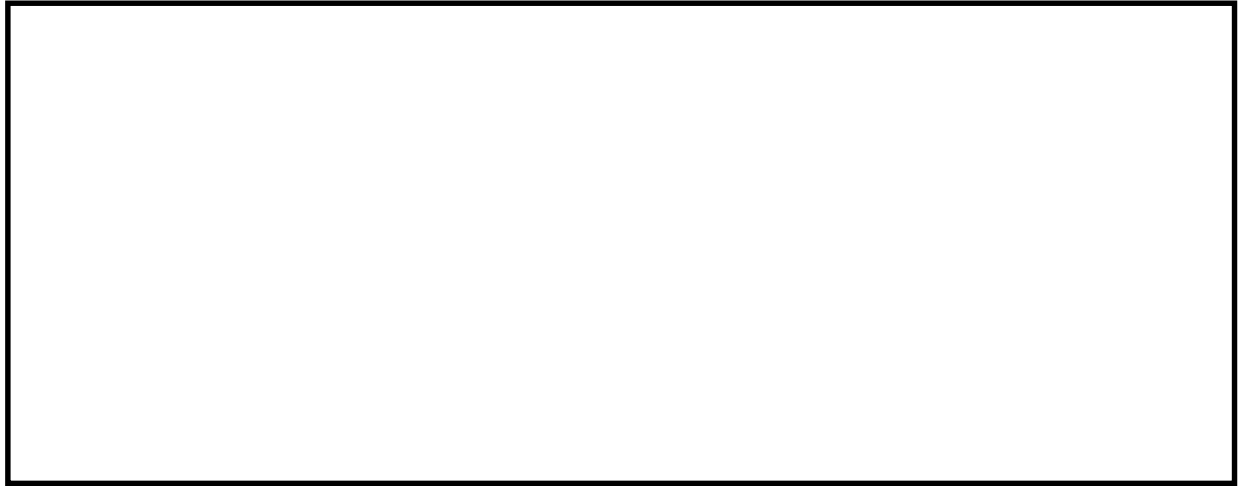


図 14.4-4 (1) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

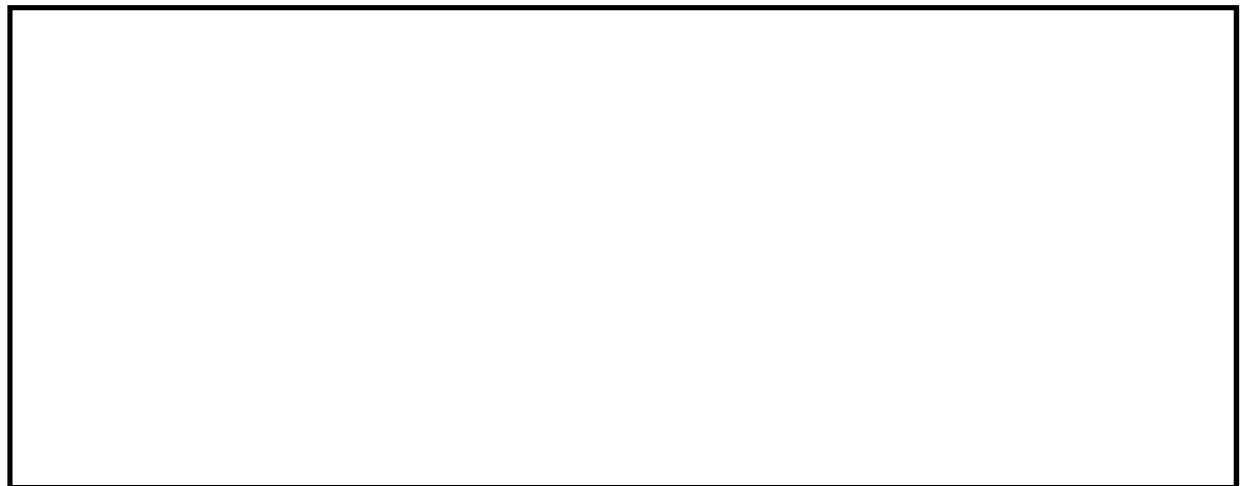


図 14.4-4 (2) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (4) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (5) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 1$ )  
(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 14.4-4 (6) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 2$ )  
(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 14.4-4 (7) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (8) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$ )  
(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 14.4-4 (9) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (10) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 2$ )  
(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)

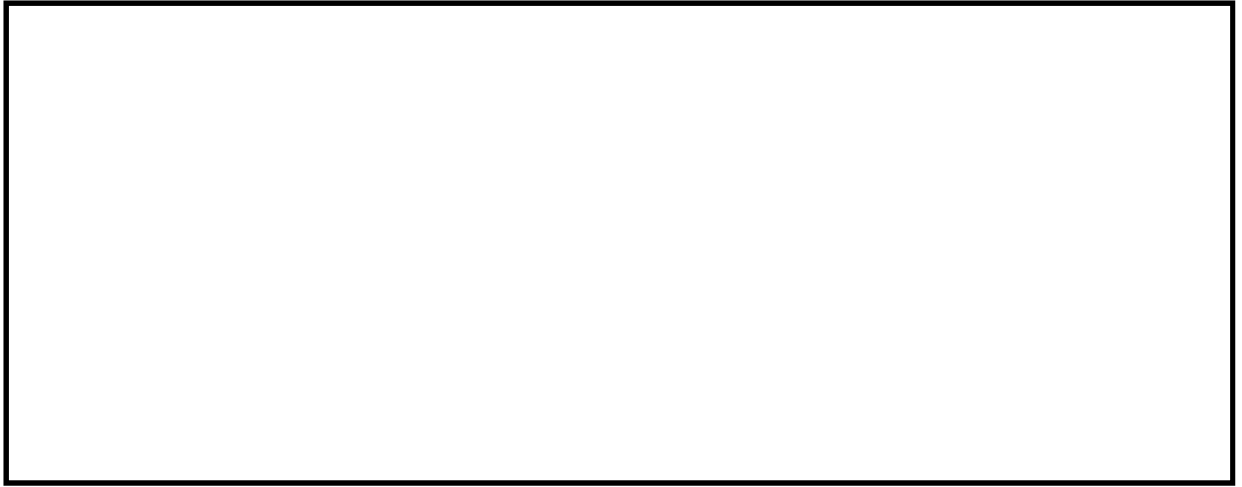


図 14.4-4 (11) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - 31 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

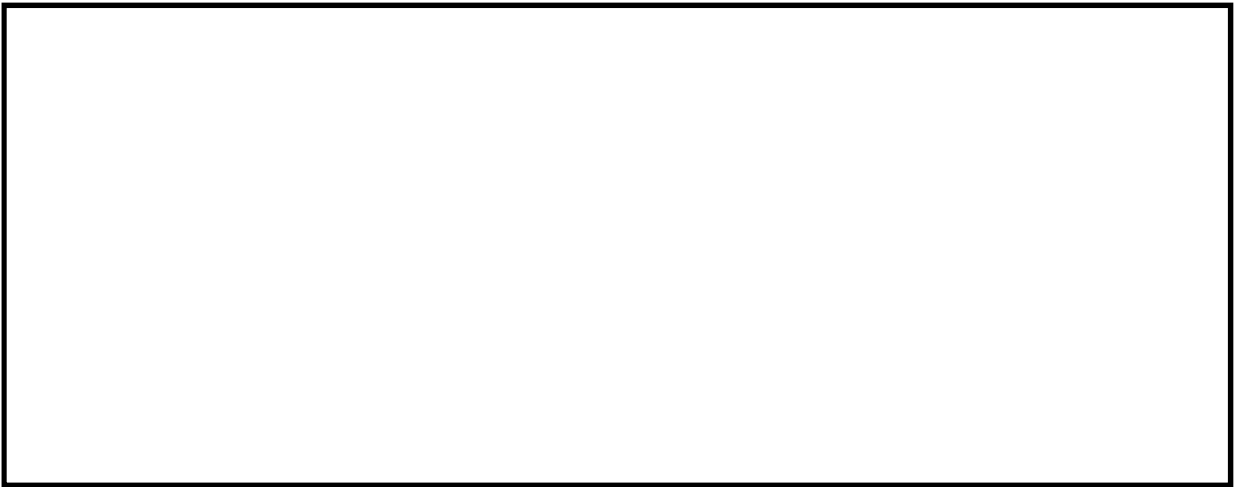


図 14.4-4 (12) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - 31 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (13) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

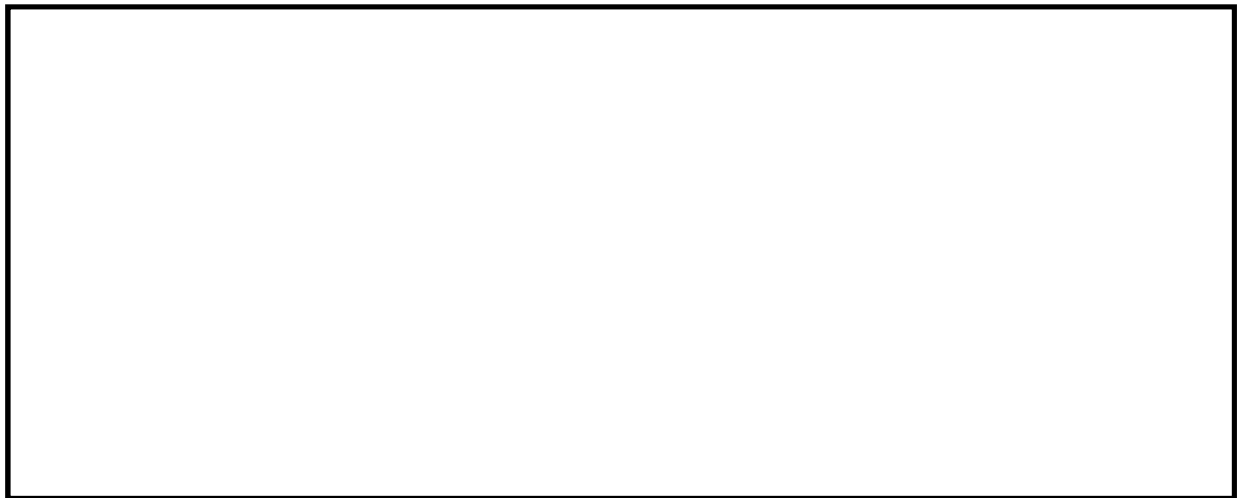


図 14.4-4 (14) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



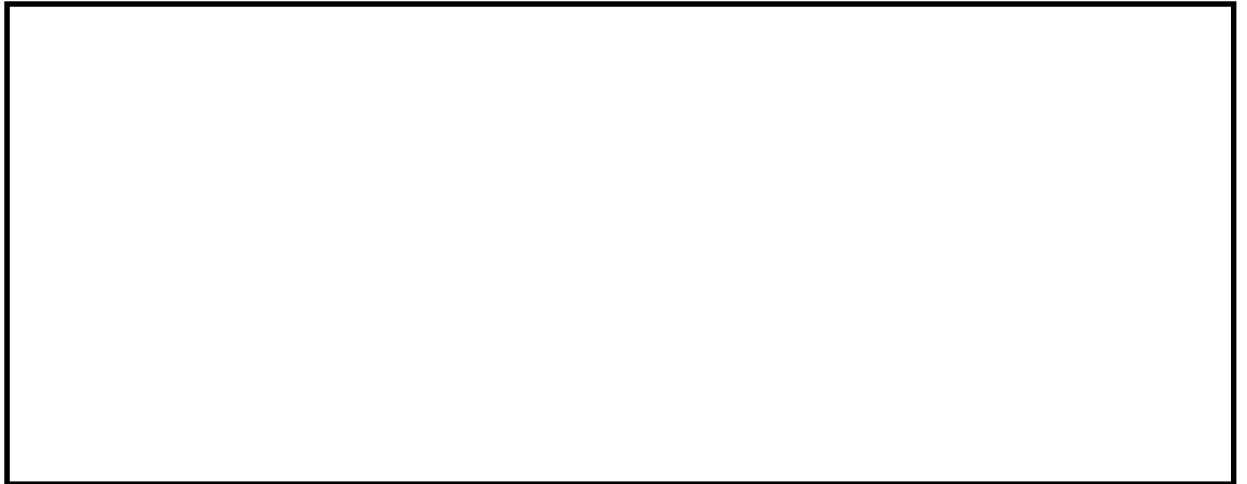


図 14.4-4 (15) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 14.4-4 (16) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 14.4-4 (17) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

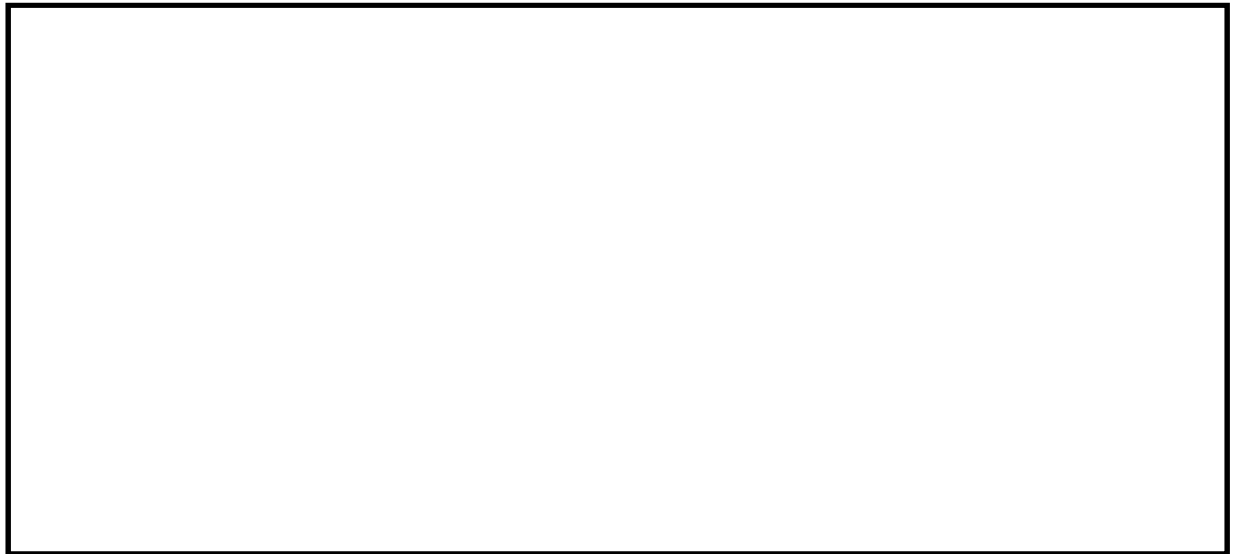


図 14.4-4 (18) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (19) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1 [H+, V-]$ )  
(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)

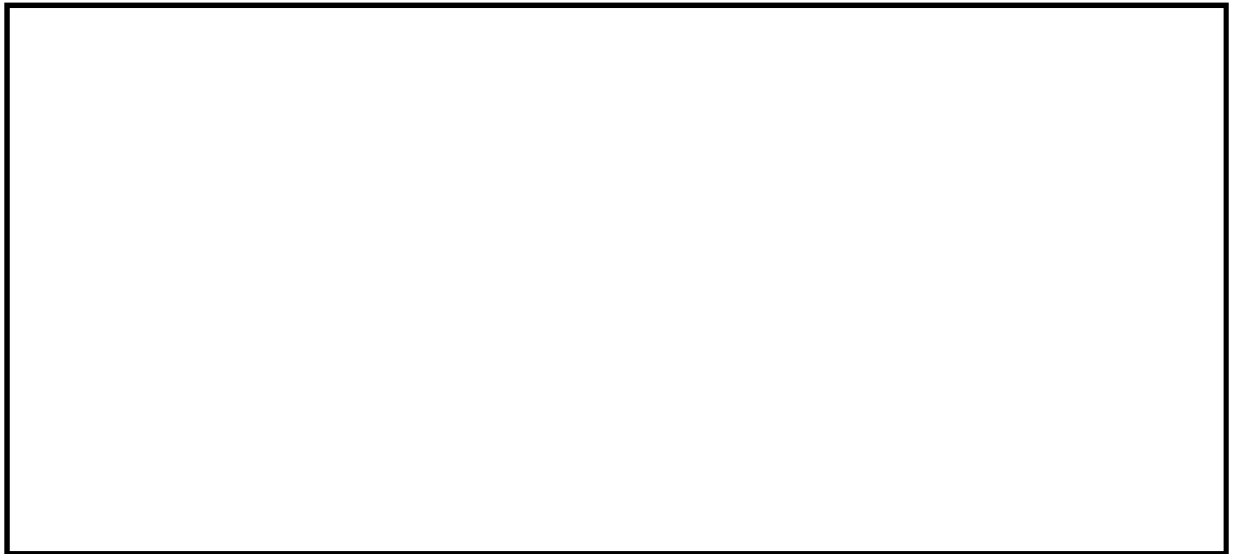


図 14.4-4 (20) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (21) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

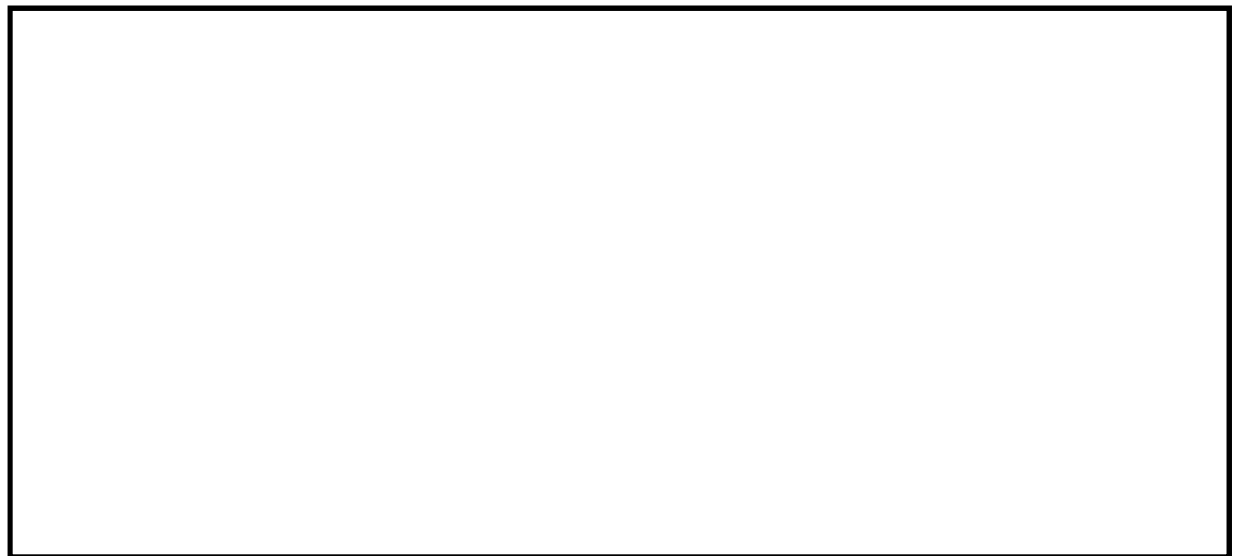


図 14.4-4 (22) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 1$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

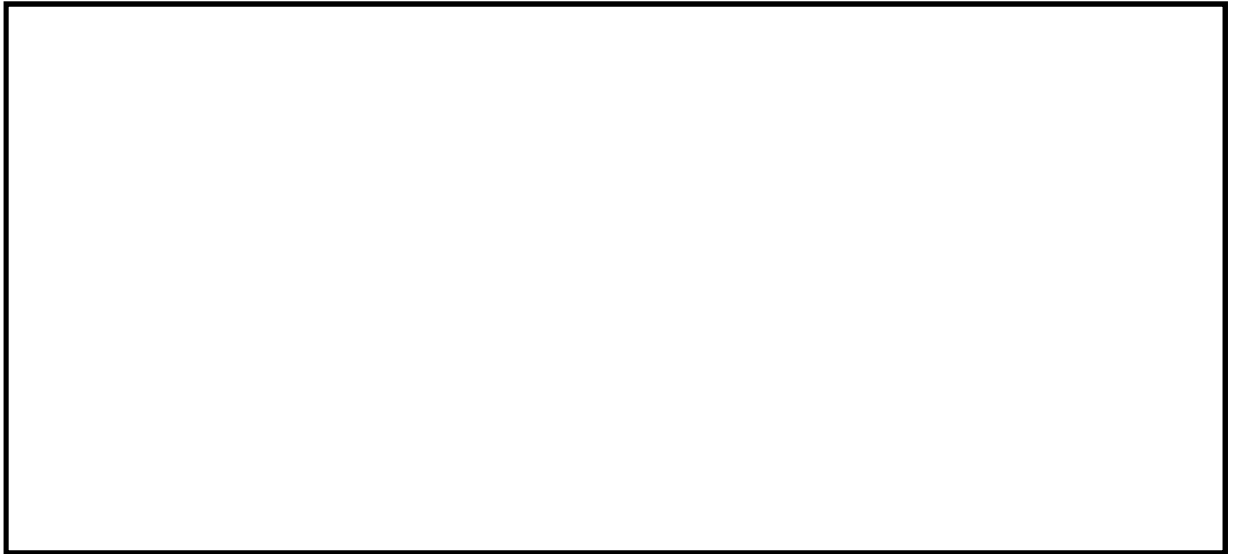


図 14.4-4 (23) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (24) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

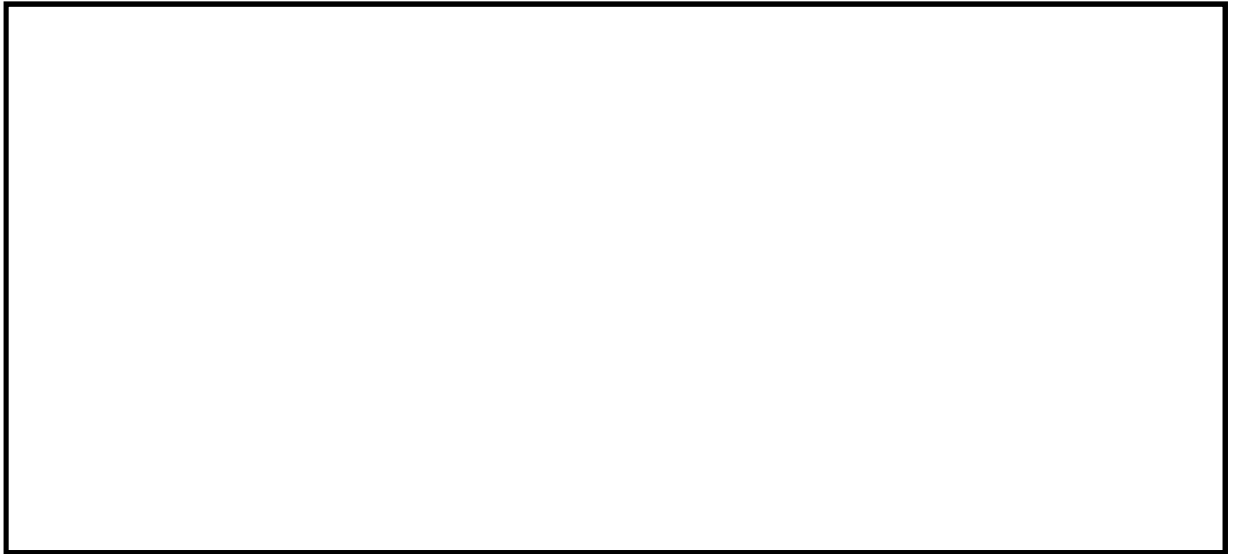


図 14.4-4 (25) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (26) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

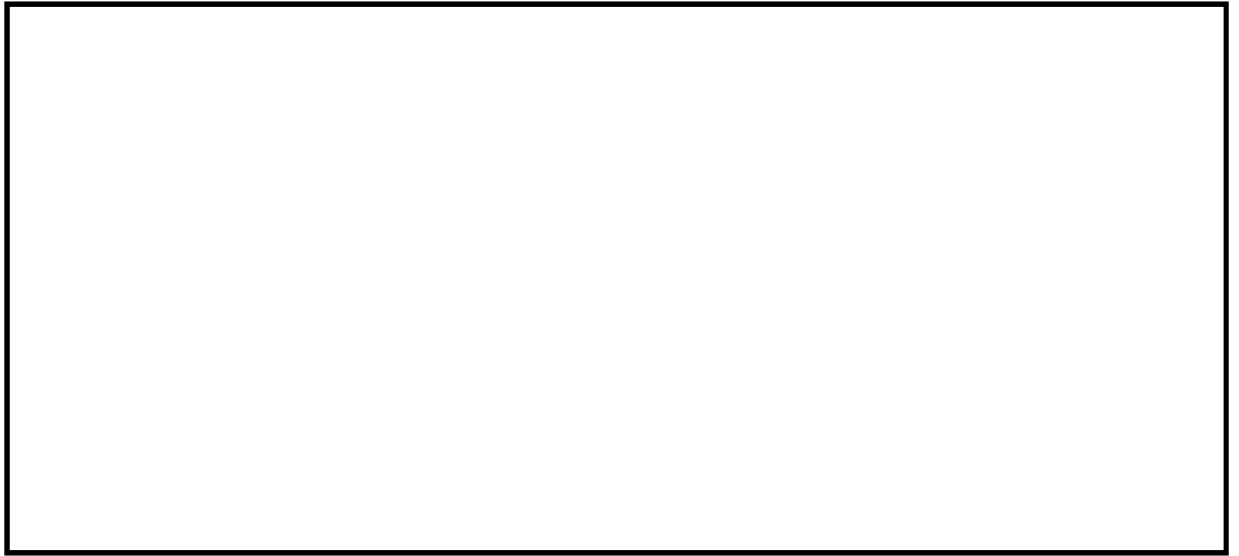


図 14.4-4 (27) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

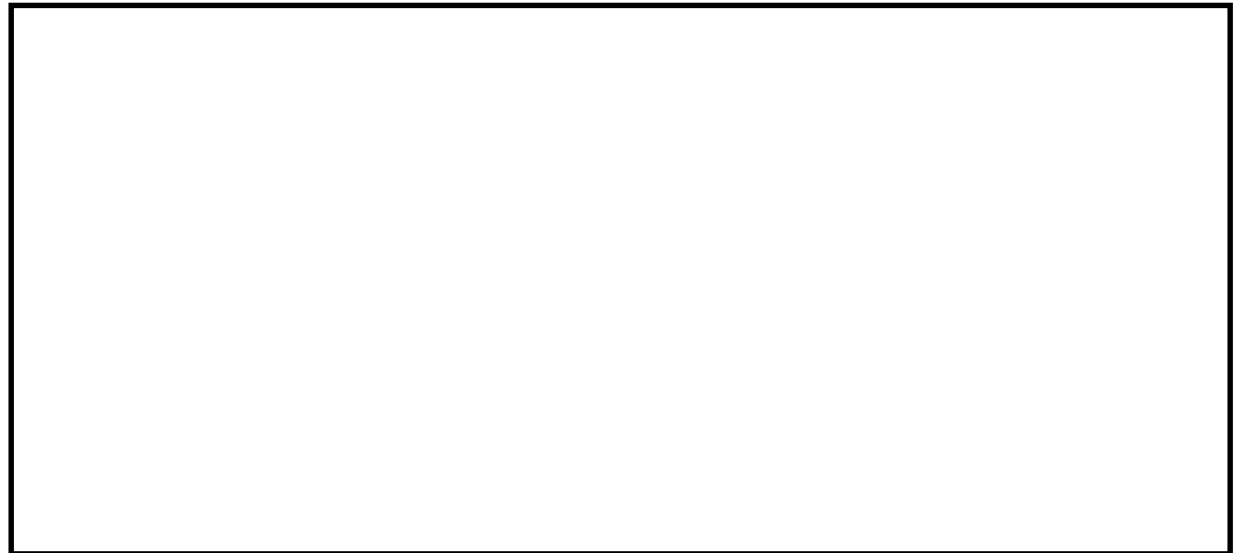


図 14.4-4 (28) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

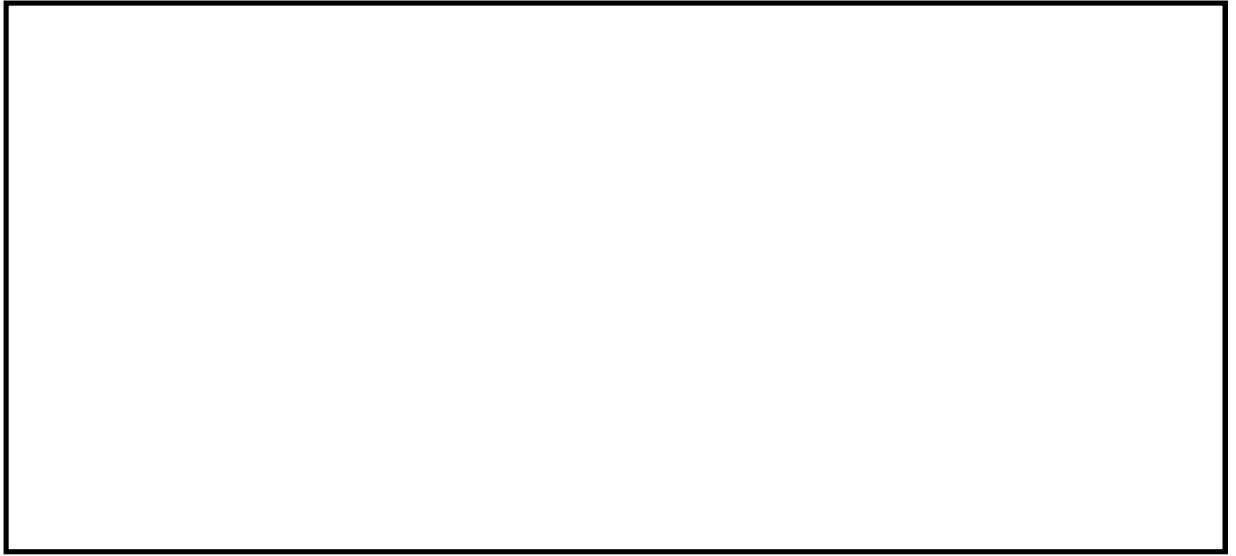


図 14.4-4 (29) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - 31 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

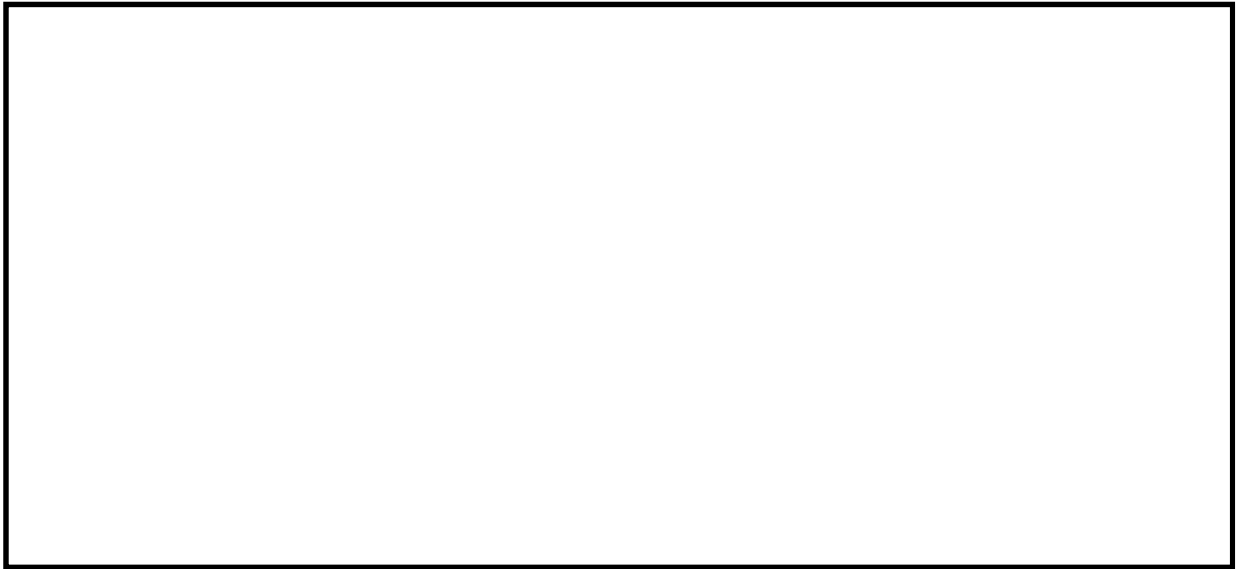


図 14.4-4 (30) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



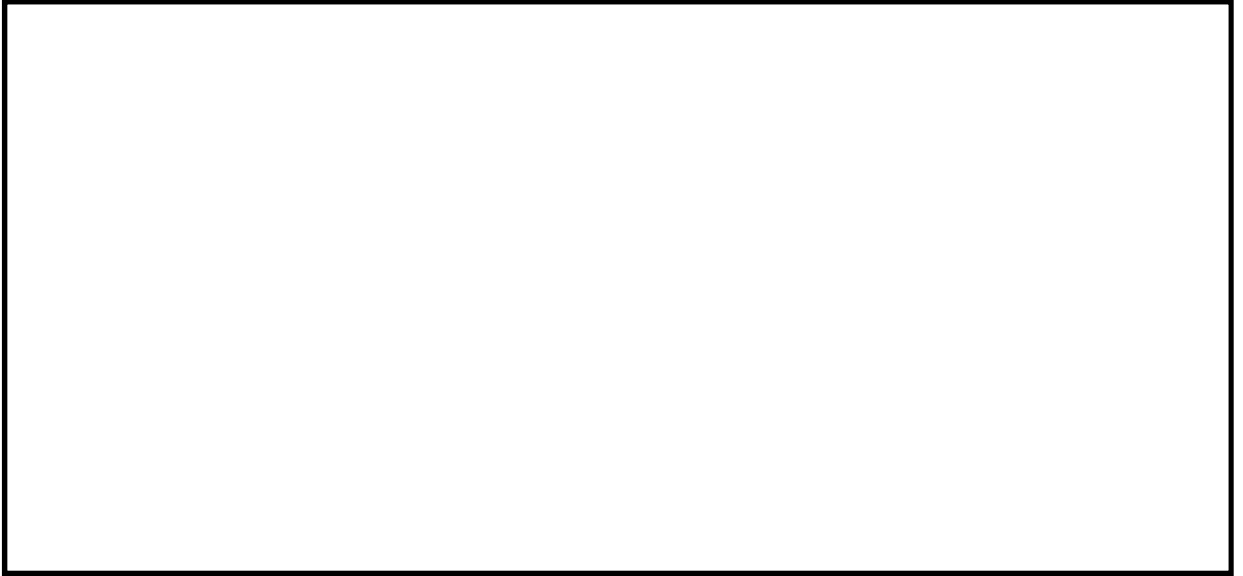


図 14.4-4 (31) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

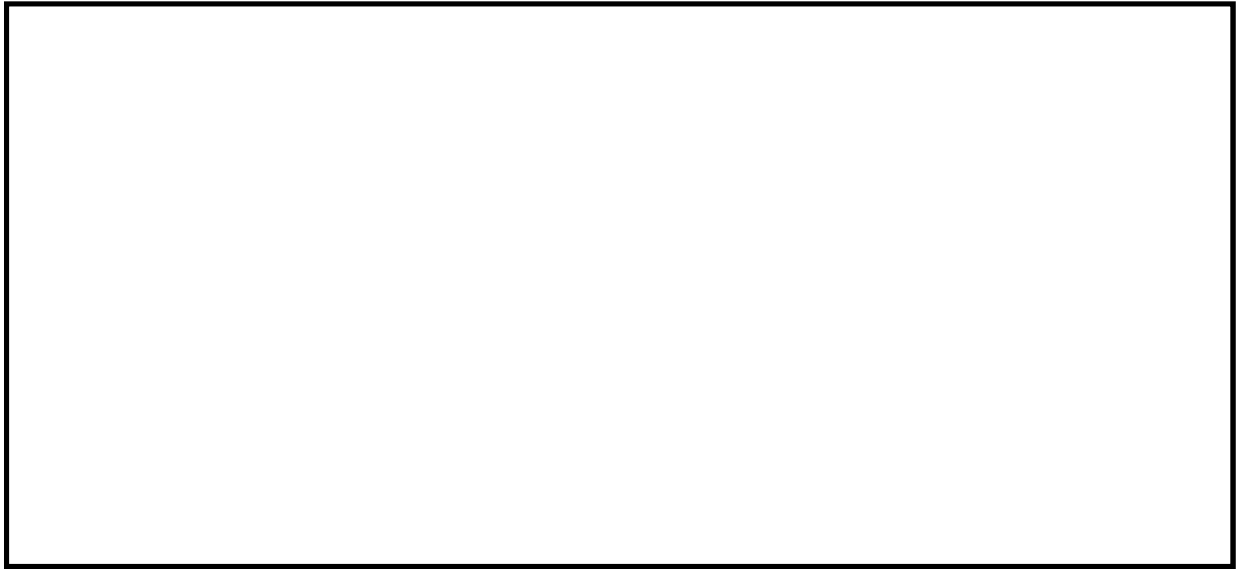


図 14.4-4 (32) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_u - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 14.4-4 (33) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_e - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 14.4-4 (34) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_e - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(6) 最大水平加速度分布

最大水平加速度分布を図 14.4-5 に示す。なお、本図は、各要素に発生した最大水平加速度分布の全時刻における最大値の分布を示したものである。

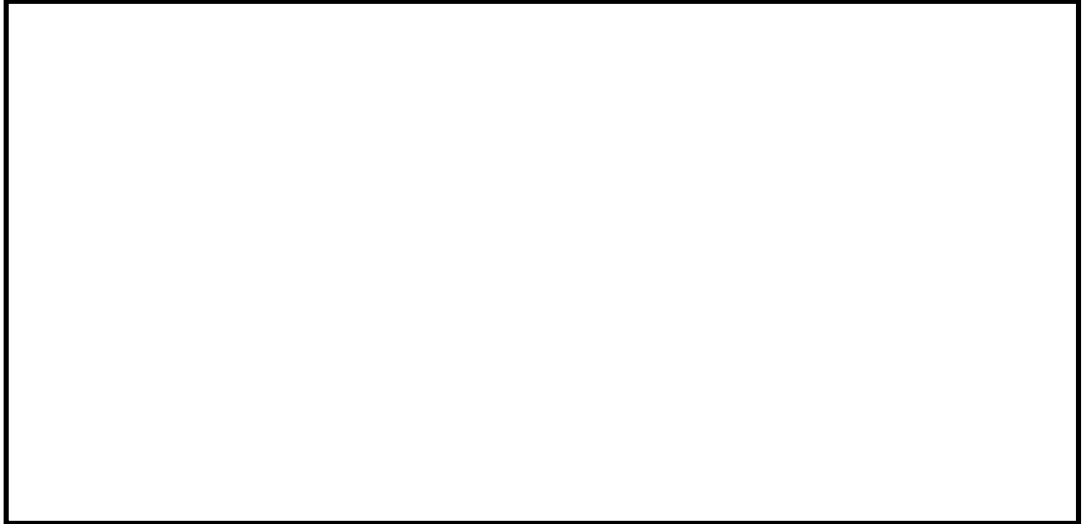


図 14.4-5 (1) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

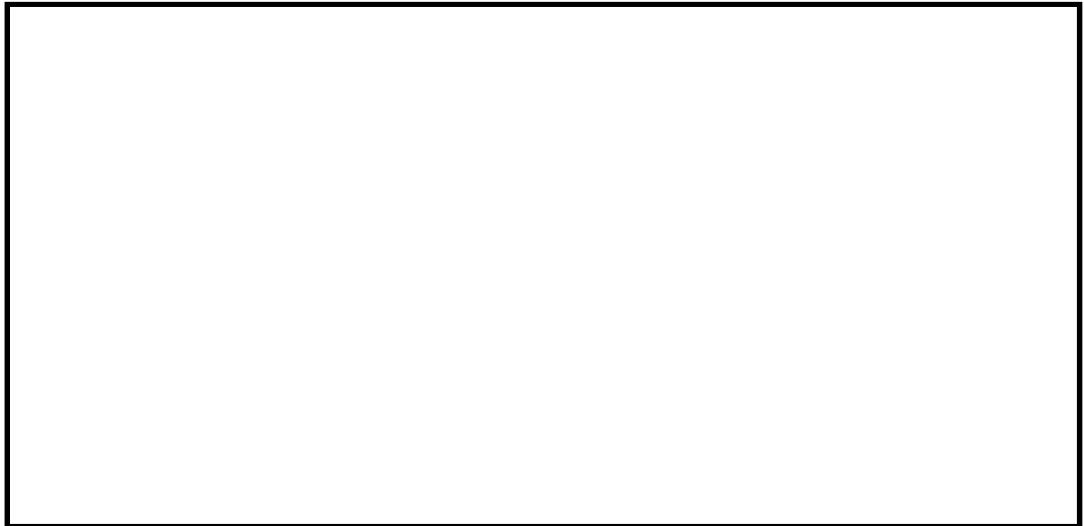


図 14.4-5 (2) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (3) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (4) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

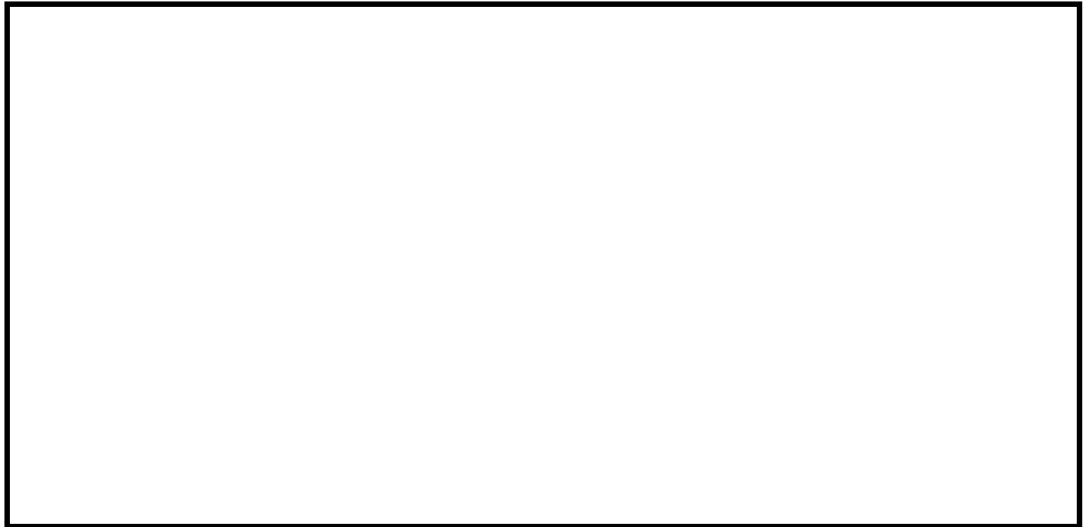


図 14.4-5 (5) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (6) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-12$ )  
(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)

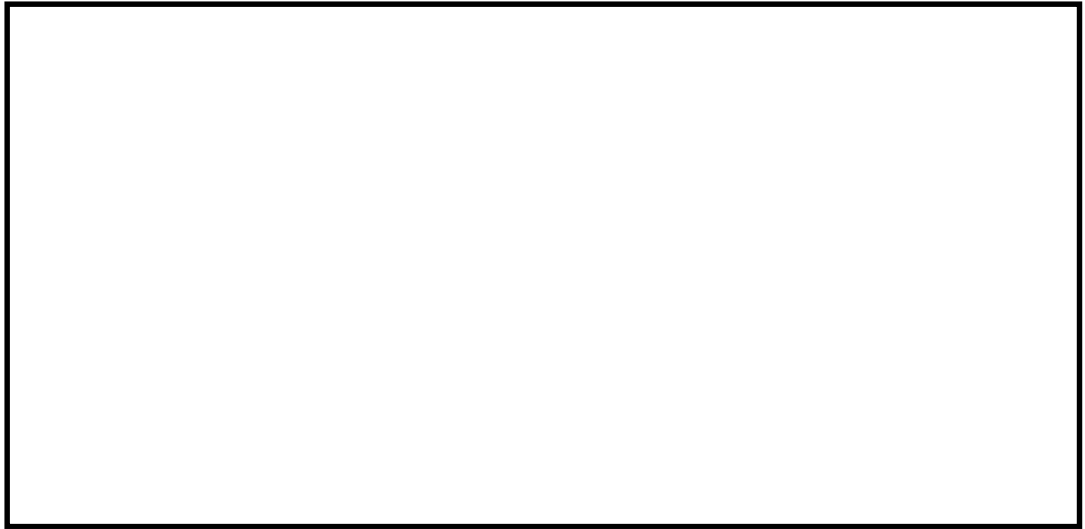


図 14.4-5 (7) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (8) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(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)

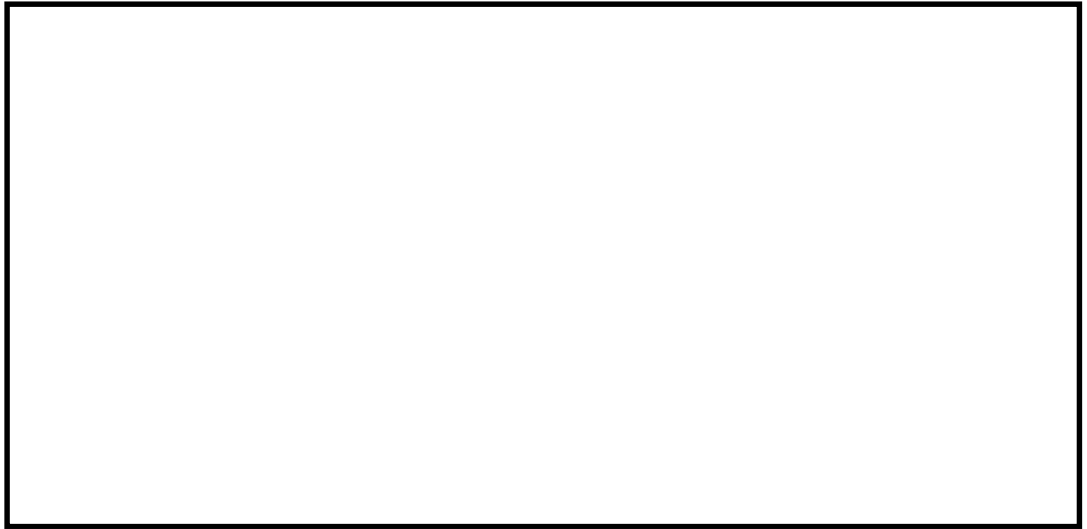


図 14.4-5 (9) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (10) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2 2$ )  
(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)

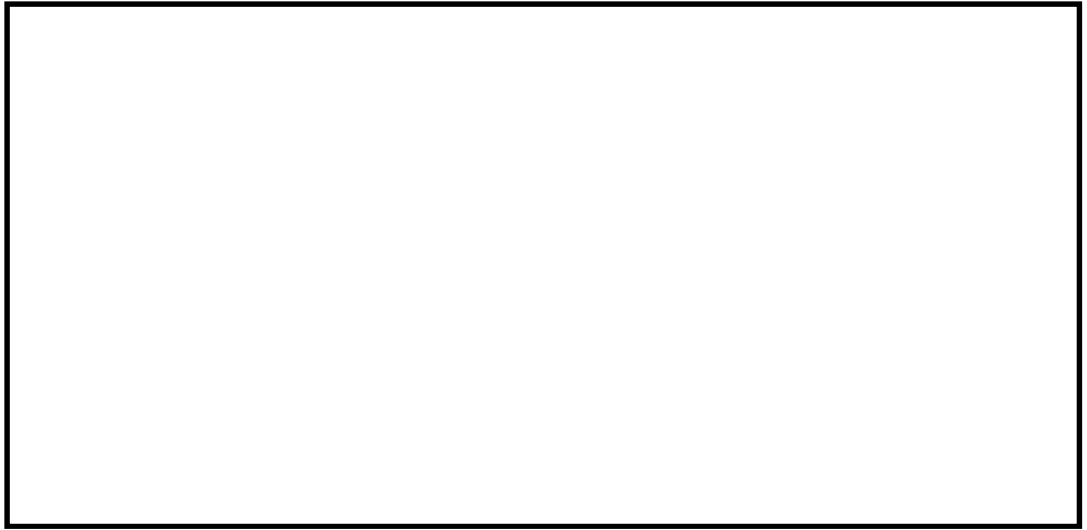


図 14.4-5 (11) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (12) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



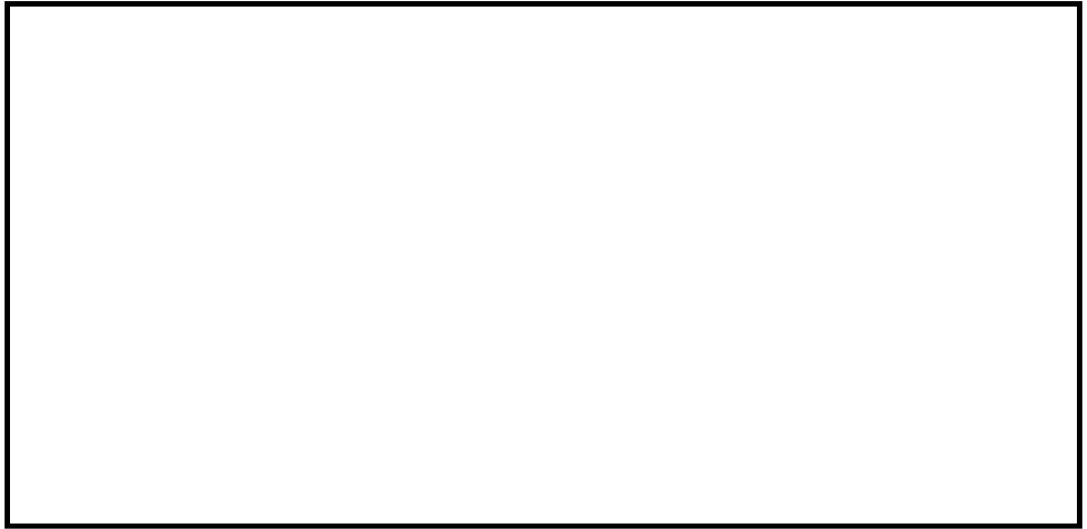


図 14.4-5 (13) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

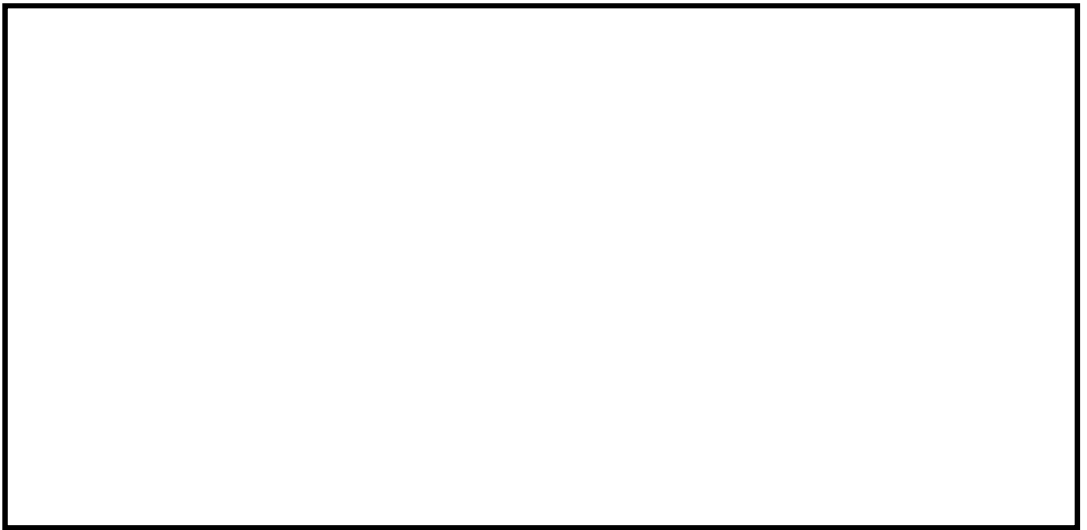


図 14.4-5 (14) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

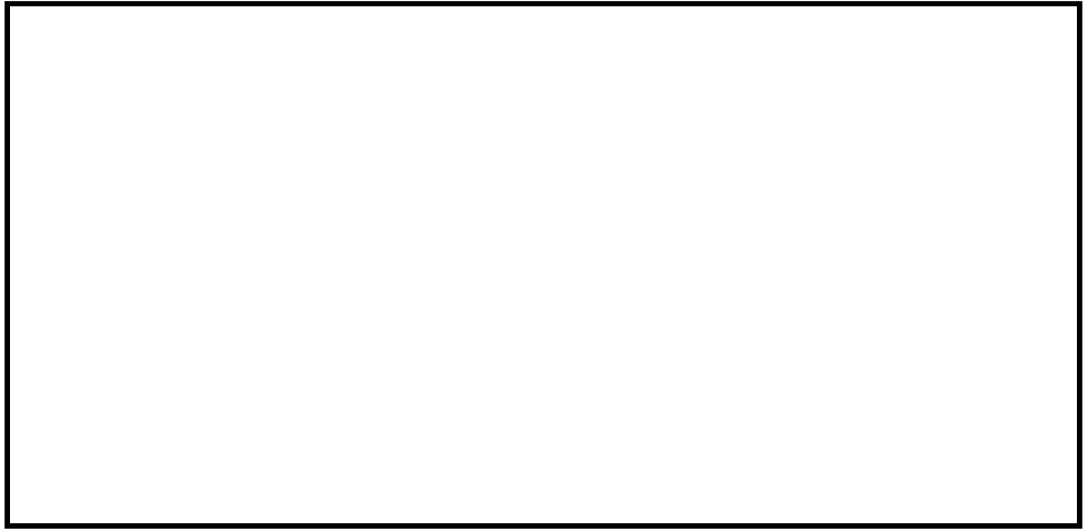


図 14.4-5 (15) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

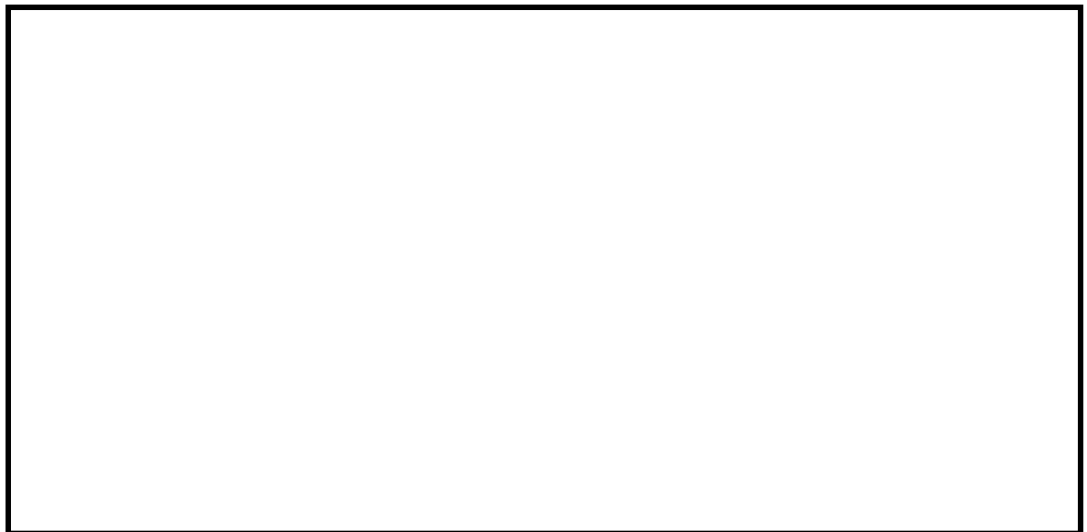


図 14.4-5 (16) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

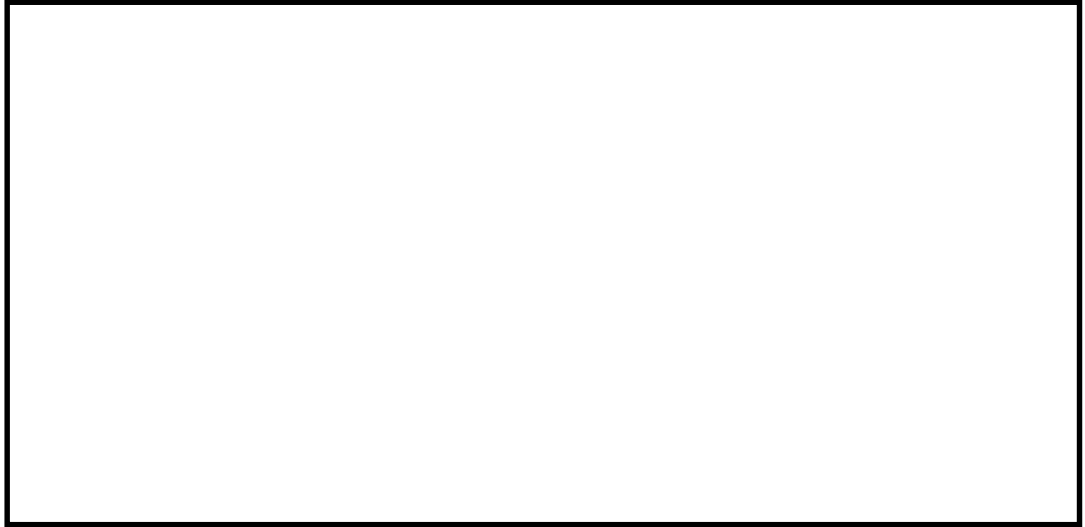


図 14.4-5 (17) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

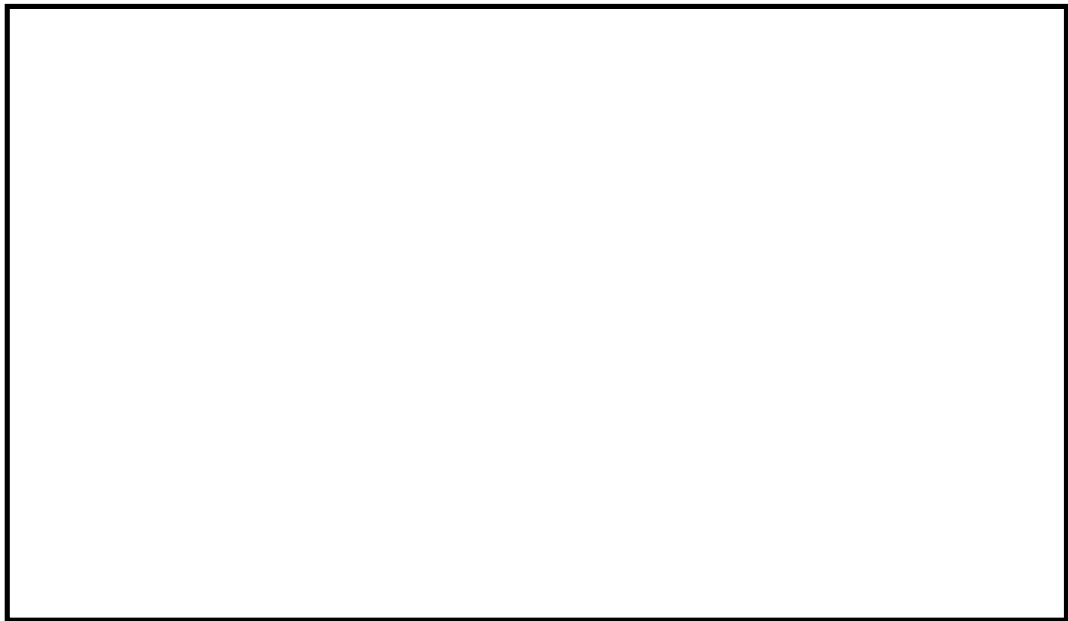


図 14.4-5 (18) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

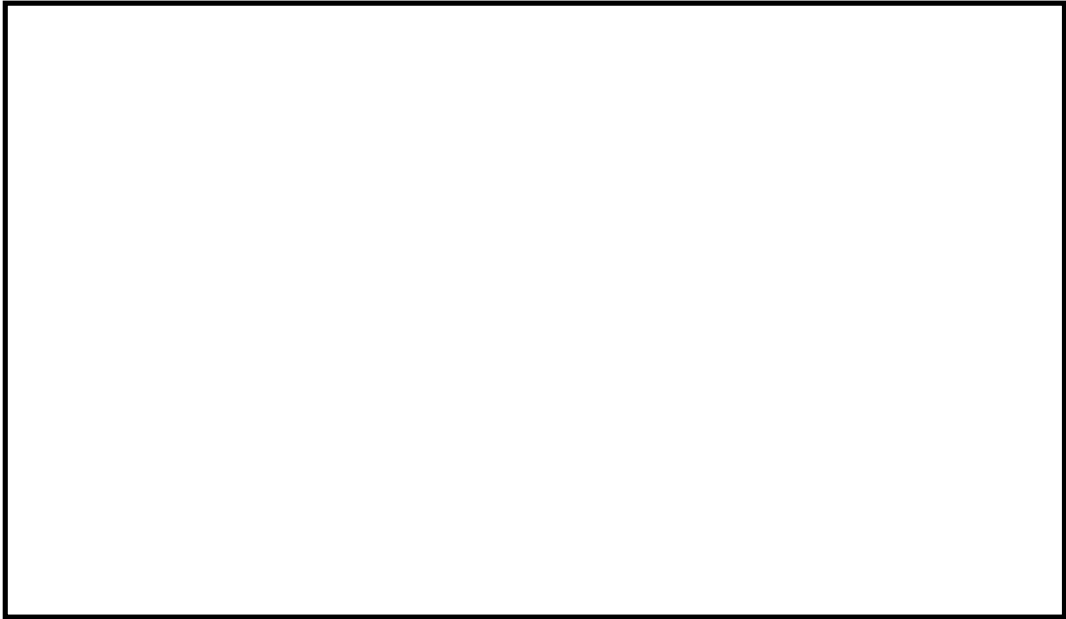


図 14.4-5 (19) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (20) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

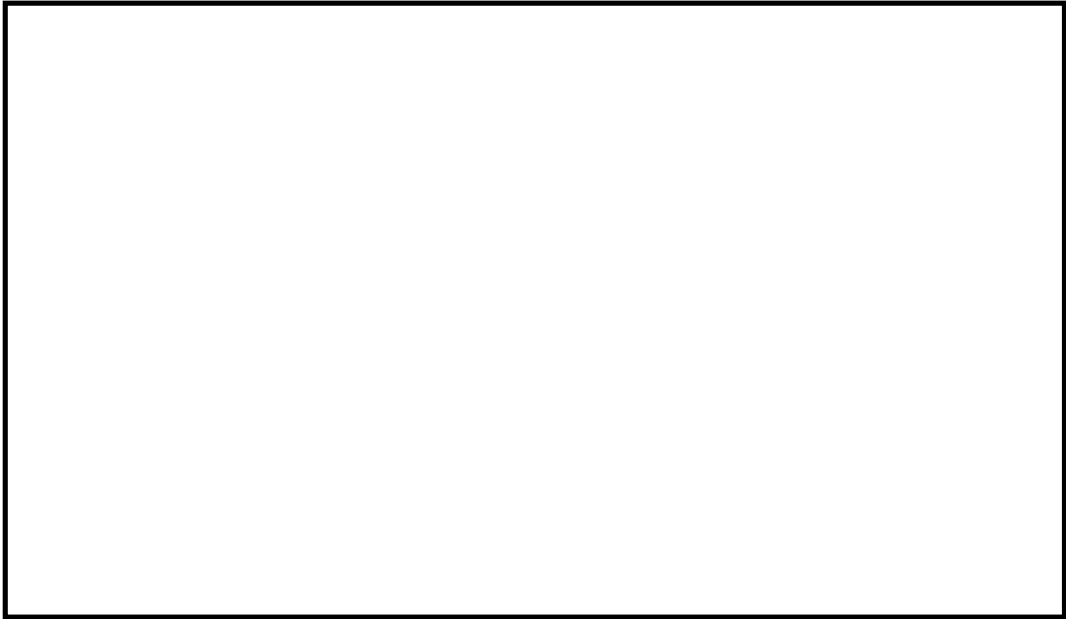


図 14.4-5 (21) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (22) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-11$ )  
(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)

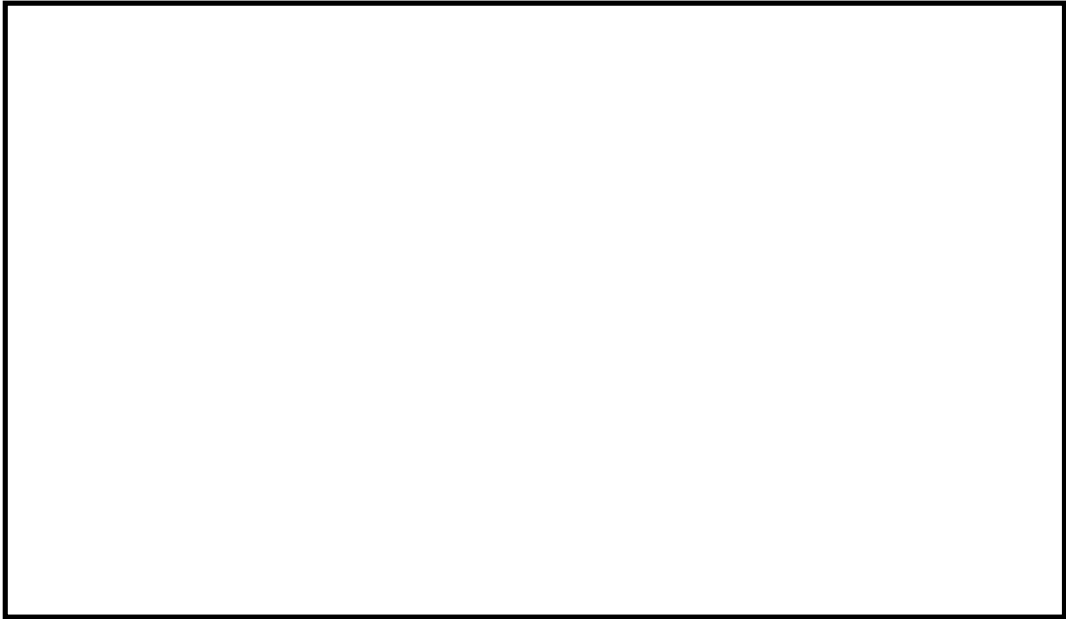


図 14.4-5 (23) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

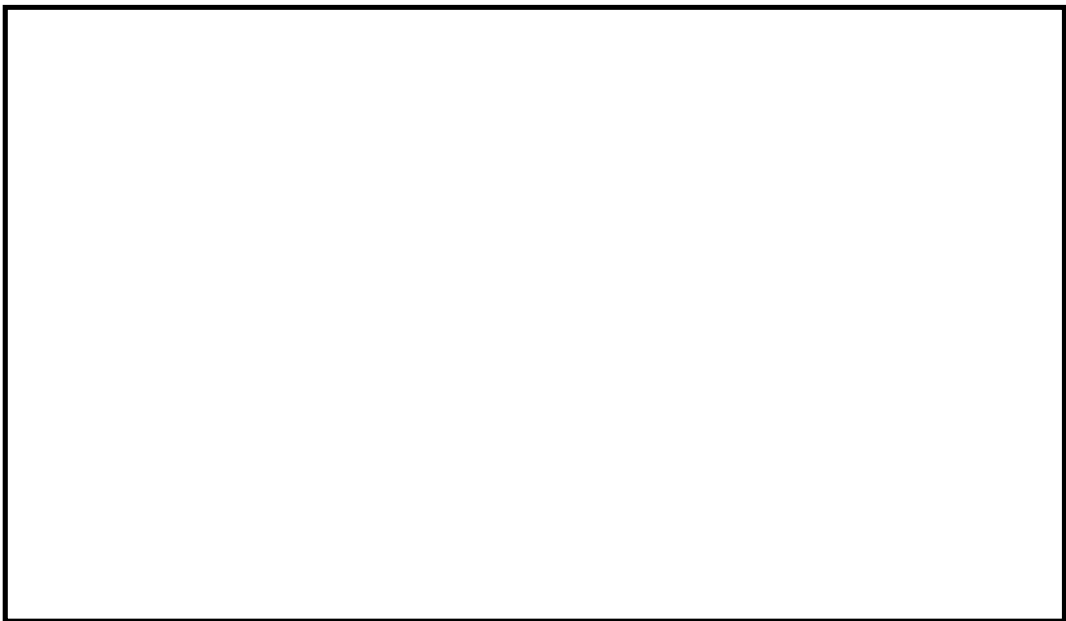


図 14.4-5 (24) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1 3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

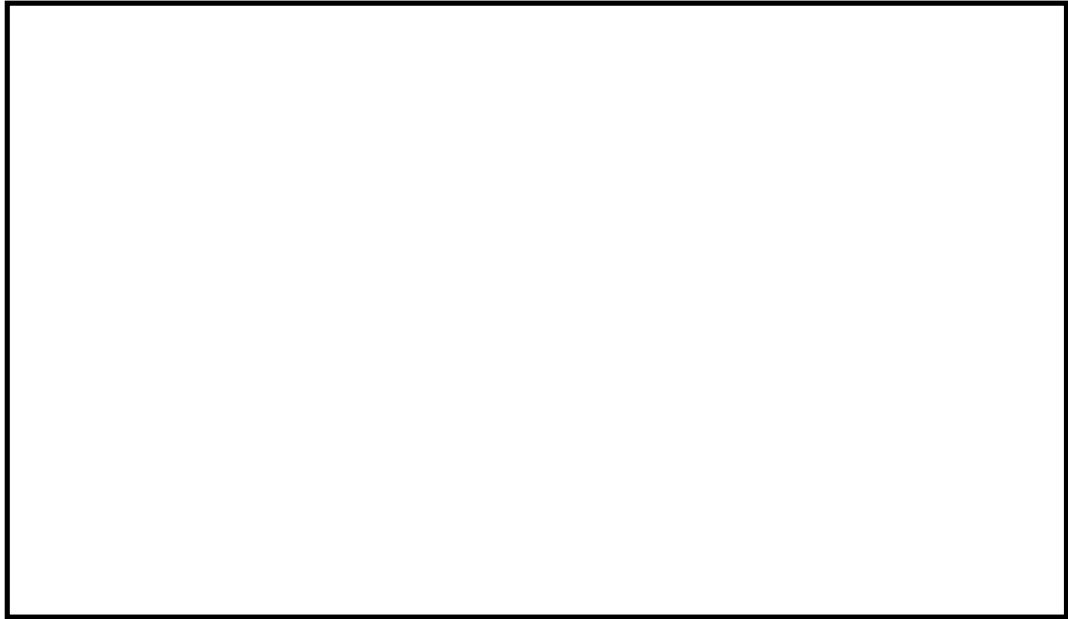


図 14.4-5 (25) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (26) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-21$ )  
(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)

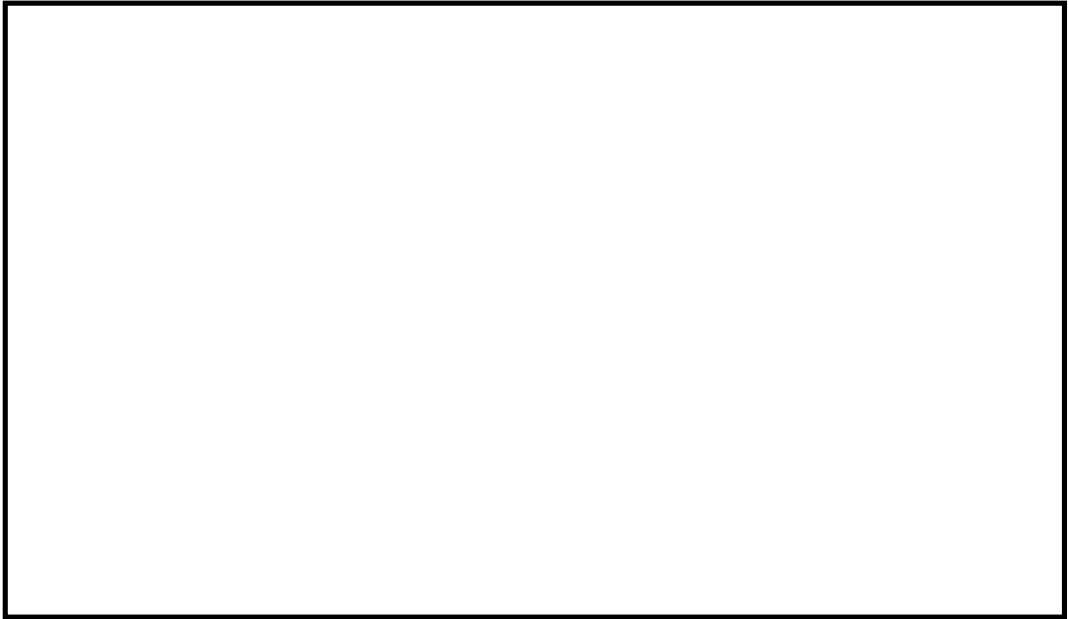


図 14.4-5 (27) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2.2$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-5 (28) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



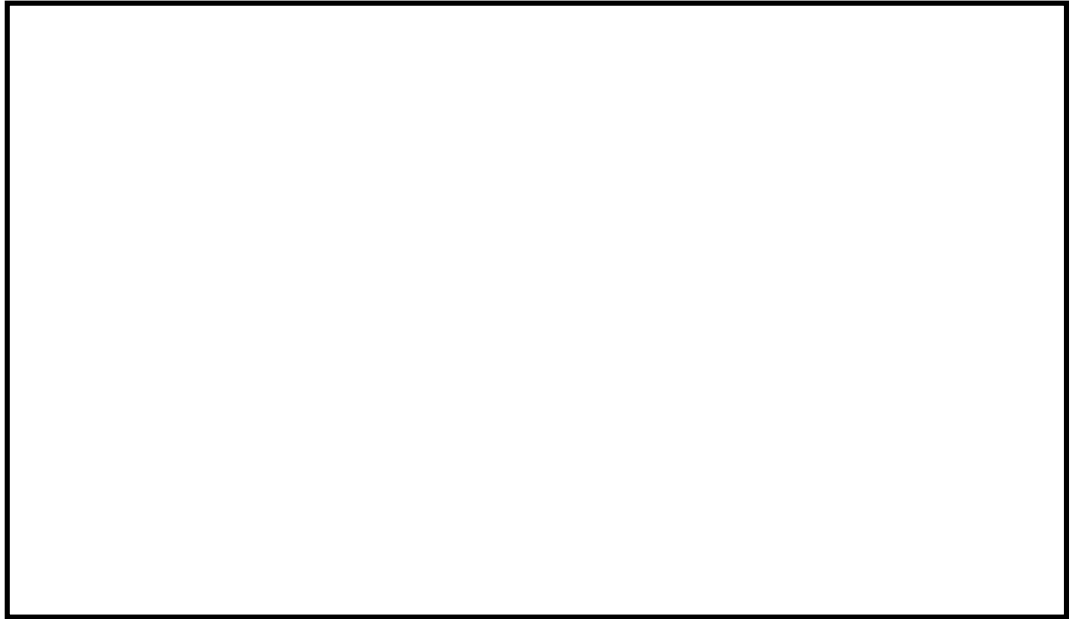


図 14.4-5 (29) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

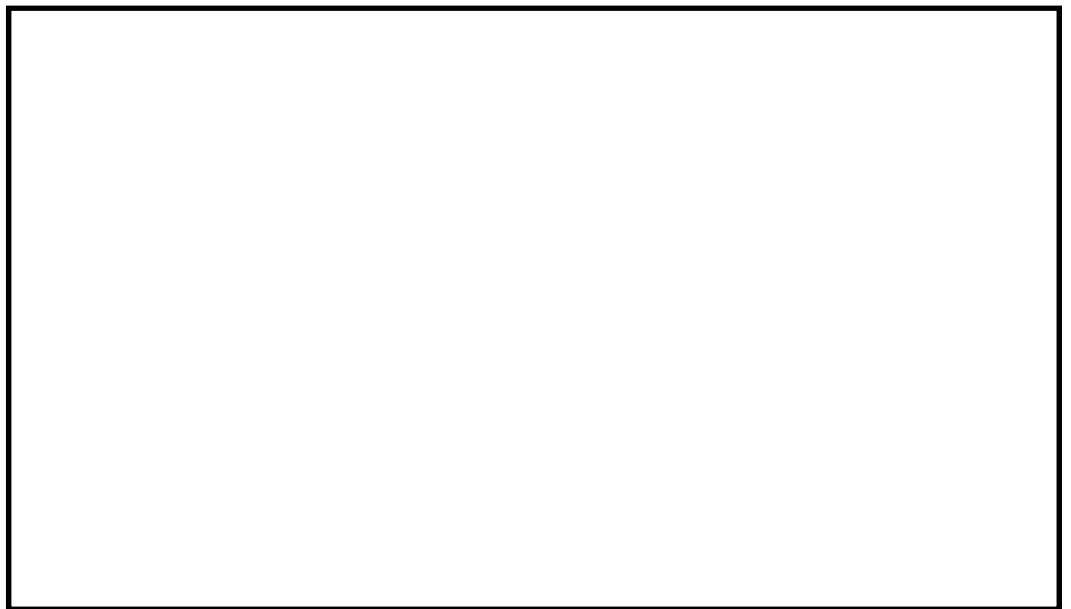


図 14.4-5 (30) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 14.4-5 (31) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



図 14.4-5 (32) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

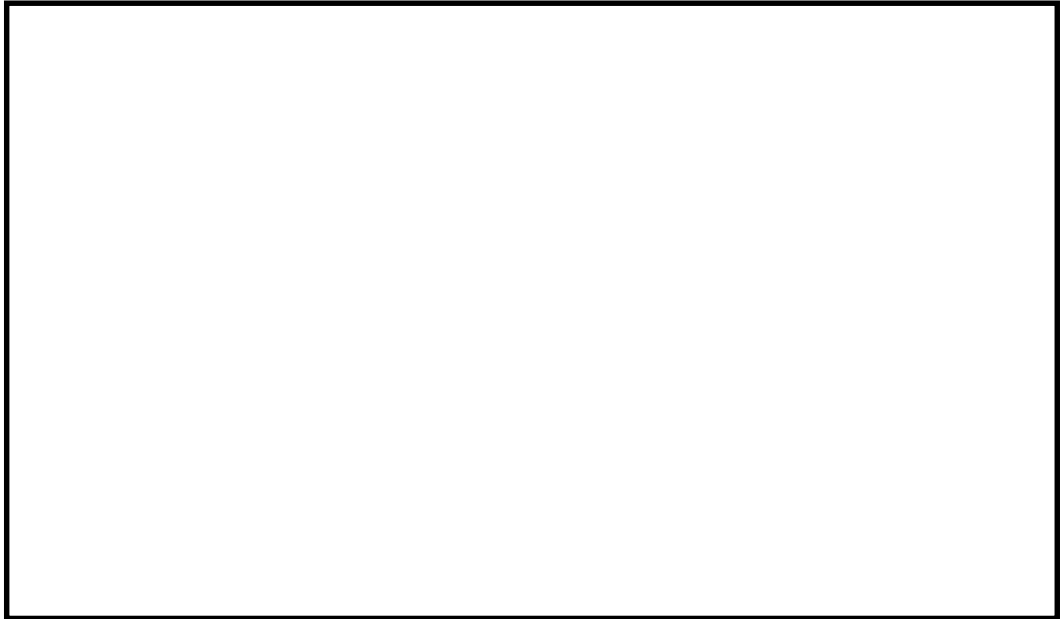


図 14.4-5 (33) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

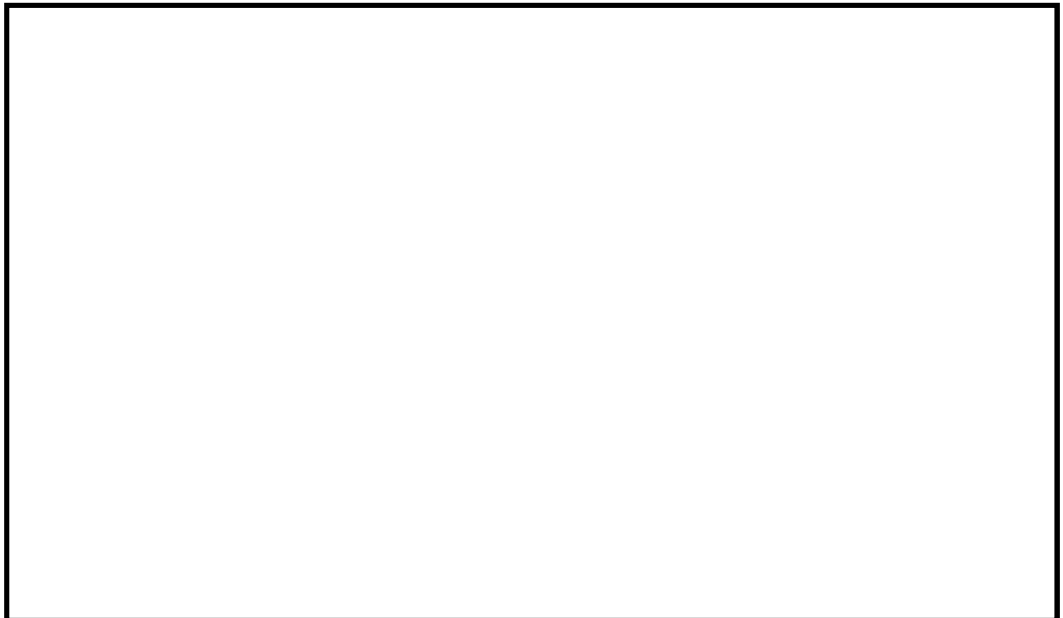


図 14.4-5 (34) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

## 14.4.2 耐震評価結果

### (1) 側壁鉛直断面の評価結果

#### a. 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

側壁鉛直断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表 14.4-6 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 14.4-7 に示す。

SA用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力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、SA用海水ピット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。

評価位置を図 14.4-6 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 14.4-8 に示す。

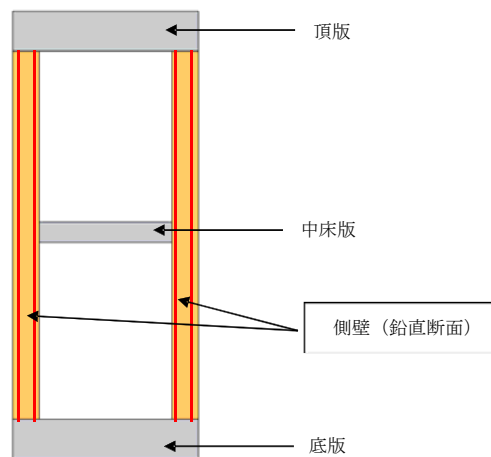


図 14.4-6 評価位置図

表 14.4-6 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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 $\sigma_c$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	505211	33492	3.1	21	0.15
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1109066	62508	6.1	21	0.30
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	506732	30076	3.1	21	0.15
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1111713	64652	6.2	21	0.30
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	498208	38809	3.1	21	0.15
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1079887	73936	6.0	21	0.29
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	498840	35430	3.1	21	0.15
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1077128	76213	6.0	21	0.29
S <sub>s</sub> -11	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	201549	35726	1.3	21	0.07
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	436566	73714	2.6	21	0.13
S <sub>s</sub> -12	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	245584	33221	1.6	21	0.08
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	508926	68994	3.0	21	0.15
S <sub>s</sub> -13	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	229841	32354	1.5	21	0.08
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	478527	70806	2.8	21	0.14
S <sub>s</sub> -14	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	107235	41862	0.9	21	0.05
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	375167	72375	2.3	21	0.11
S <sub>s</sub> -21	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	199312	33733	1.3	21	0.07
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	424267	74878	2.5	21	0.12
S <sub>s</sub> -22	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	259768	32537	1.6	21	0.08
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	548770	78351	3.2	21	0.16
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	436716	38345	2.7	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	871613	79003	4.9	21	0.24
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	428339	34320	2.7	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	870431	69284	4.9	21	0.24

注記 \*: 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	508718	35143	3.2	21	0.16
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	854363	58520	4.8	21	0.23

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	470627	31357	2.9	21	0.14
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	816361	53899	4.5	21	0.22

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	670155	34180	4.1	21	0.20
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1215467	57569	6.7	21	0.32

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
$S_s - D1$ (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	395369	34471	2.5	21	0.12
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	603505	56629	3.4	21	0.17

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )			
$S_s - D1$ (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	379508	34564	2.4	21	0.12
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	574817	56651	3.3	21	0.16

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース①) : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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 $\sigma_c$	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	417357	34420	2.6	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1020029	67139	5.7	21	0.28
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	420283	35629	2.6	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1022503	74613	5.7	21	0.28
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	413527	34854	2.6	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1012313	68030	5.6	21	0.27
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	413835	34676	2.6	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1013159	73419	5.7	21	0.28
S <sub>s</sub> -11	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	153119	39922	1.0	21	0.05
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	387314	83622	2.4	21	0.12
S <sub>s</sub> -12	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	263283	33055	1.7	21	0.09
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	624531	70952	3.6	21	0.18
S <sub>s</sub> -13	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	254760	33547	1.6	21	0.08
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	616371	74886	3.6	21	0.18
S <sub>s</sub> -14	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	209048	34434	1.3	21	0.07
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	530827	72114	3.1	21	0.15
S <sub>s</sub> -21	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	343484	28305	2.1	21	0.10
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	764348	69242	4.3	21	0.21
S <sub>s</sub> -22	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	271799	35482	1.7	21	0.09
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	637904	88980	3.7	21	0.18
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	368196	36025	2.3	21	0.11
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	862619	76277	4.9	21	0.24
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	349810	36823	2.2	21	0.11
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	832971	77229	4.7	21	0.23

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。



表 14.4-6 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	436870	32077	2.7	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	764957	51908	4.3	21	0.21

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	429570	31411	2.7	21	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	755640	51723	4.2	21	0.20

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	3.7	21	0.18
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	6.0	21	0.29

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	321052	31445	2.0	21	0.10
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	505443	51491	2.9	21	0.14

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-6 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	312685	31530	2.0	21	0.10
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	490654	51530	2.8	21	0.14

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	498030	30496	75	435	0.18
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1102426	56002	141	435	0.33
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	504970	28934	78	435	0.18
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1105306	55081	142	435	0.33
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	495909	37306	69	435	0.16
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1075772	66894	129	435	0.30
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	497127	34174	71	435	0.17
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1074338	65825	130	435	0.30
S <sub>s</sub> -11	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	201549	35726	12	435	0.03
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	417784	67708	26	435	0.06
S <sub>s</sub> -12	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	242482	29923	24	435	0.06
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	478291	51861	44	435	0.11
S <sub>s</sub> -13	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	226454	29235	22	435	0.06
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	457954	53431	40	435	0.10
S <sub>s</sub> -14	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	167220	31706	9	435	0.03
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	371788	67392	19	435	0.05
S <sub>s</sub> -21	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	198131	32127	14	435	0.04
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	369390	50363	28	435	0.07
S <sub>s</sub> -22	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	257736	30872	26	435	0.06
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	512438	56671	46	435	0.11
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	436716	38345	56	435	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	867516	71883	93	435	0.22
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	428339	34320	57	435	0.14
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	858518	62326	97	435	0.23

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	508718	35143	73	435	0.17
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	850666	57444	99	435	0.23

注記 : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	470627	31357	69	435	0.16
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	816361	53899	96	435	0.23

注記 : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	664310	31379	108	435	0.25
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1211302	55515	158	435	0.37

注記 : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		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 ( $\text{kN}$ )			
$S_s - D1$ (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	395369	34471	51	435	0.12
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	603505	56629	60	435	0.14

注記 : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		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 ( $\text{kN}$ )			
$S_s - D1$ (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	379508	34564	47	435	0.11
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	574817	56651	56	435	0.13

注記 : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(検討ケース①) : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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 $\sigma_s$	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		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)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	416753	32064	57	435	0.14
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1018786	61392	124	435	0.29
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	416348	32779	56	435	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1014484	65817	120	435	0.28
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	409212	32458	55	435	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1006176	62214	121	435	0.28
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	407901	32107	55	435	0.13
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1000915	63759	119	435	0.28
S <sub>s</sub> -11	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	157785	32115	7	435	0.02
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	380031	66653	21	435	0.05
S <sub>s</sub> -12	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	263283	33055	26	435	0.06
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	623235	69158	56	435	0.13
S <sub>s</sub> -13	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	254760	33547	24	435	0.06
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	597425	67307	53	435	0.13
S <sub>s</sub> -14	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	204319	32962	15	435	0.04
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	530693	71899	40	435	0.10
S <sub>s</sub> -21	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	341517	27246	46	435	0.11
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	760092	49463	90	435	0.21
S <sub>s</sub> -22	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	261017	28210	29	435	0.07
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	562824	57402	54	435	0.13
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	367697	35581	44	435	0.11
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	838952	70167	89	435	0.21
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	349810	36823	40	435	0.10
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	831447	76119	84	435	0.20

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	436870	32077	61	435	0.15
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	764957	51908	89	435	0.21

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	429570	31411	60	435	0.14
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	755329	51256	88	435	0.21

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	94	435	0.22
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	142	435	0.33

注記 \* : 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	321052	31445	38	435	0.09
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	505443	51491	48	435	0.12

注記 \*: 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-7 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	312685	31530	37	435	0.09
	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	490654	51530	46	435	0.11

注記 \*: 評価位置は図 14.4-6 に示す。

表 14.4-8 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置	断面性状						主鉄筋									
	部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	外面				内面				
			外面	内面	外面	内面		径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)	-	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)
側壁	上部	3545	12407	200	200	11521	11521	SD490	51	2	150	27028.0	41	1	150	8933.8
	上部	3545	12407	200	200	11521	11521	SD490	29	1	150	4282.2	-	-	-	-
	下部	3545	12407	200	200	11521	11521	SD490	51	2	150	27028.0	41	2	150	17867.6
	下部	3545	12407	200	200	11521	11521	SD490	41	1	150	8933.8	-	-	-	-



b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 14.4-9 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容限界以下、または発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{c.a}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{s.a}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

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

評価位置を図 14.4-7 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 14.4-10 に示す。

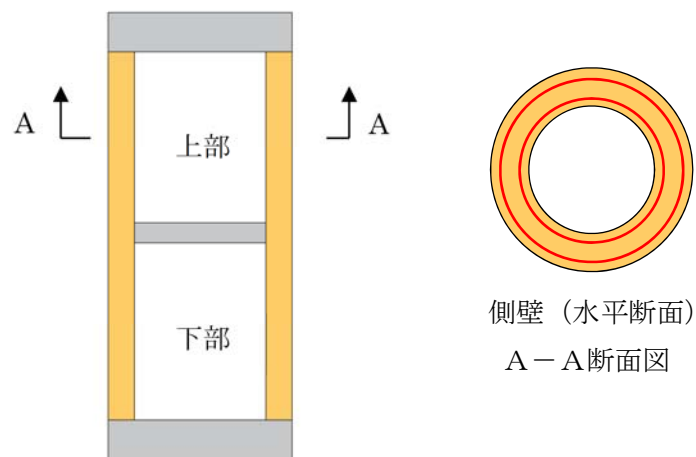


図 14.4-7 評価位置図

表 14.4-9 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	56801	177104	0.33
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	71436	339559	0.22
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	56917	177104	0.33
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	71739	339559	0.22
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	55560	177104	0.32
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	69762	339559	0.21
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	55551	177104	0.32
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	69619	339559	0.21
S <sub>s</sub> -11	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	21718	177104	0.13
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	23267	339559	0.07
S <sub>s</sub> -12	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	27038	177104	0.16
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	29405	339559	0.09
S <sub>s</sub> -13	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	25350	177104	0.15
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	27615	339559	0.09
S <sub>s</sub> -14	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	18359	177104	0.11
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	19972	339559	0.06
S <sub>s</sub> -21	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	21336	177104	0.13
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	25597	339559	0.08
S <sub>s</sub> -22	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	27106	177104	0.16
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	35146	339559	0.11
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	47809	177104	0.27
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	51300	339559	0.16
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	47479	177104	0.27
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	50801	339559	0.15

注記 \* : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	30092	177104	0.17
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	30098	339559	0.09

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	52894	177104	0.30
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	69577	339559	0.21

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	70166	177104	0.40
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	97349	339559	0.29

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	46095	177104	0.27
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	49457	339559	0.15

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	44915	177104	0.26
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	47829	339559	0.15

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (7) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	44915	177104	0.26
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	47829	339559	0.15
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	50627	177104	0.29
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	69675	339559	0.21
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	50146	177104	0.29
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	69276	339559	0.21
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	50157	177104	0.29
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	69307	339559	0.21
S <sub>s</sub> -11	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	18277	177104	0.11
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	20297	339559	0.06
S <sub>s</sub> -12	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	31974	177104	0.19
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	34892	339559	0.11
S <sub>s</sub> -13	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	31115	177104	0.18
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	34191	339559	0.11
S <sub>s</sub> -14	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	25848	177104	0.15
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	28656	339559	0.09
S <sub>s</sub> -21	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	38383	177104	0.22
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	50900	339559	0.15
S <sub>s</sub> -22	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	30631	177104	0.18
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	41988	339559	0.13
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	46281	177104	0.27
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	51164	339559	0.16
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	43755	177104	0.25
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	48462	339559	0.15

注記 \* : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (8) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	47604	177104	0.27
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	67831	339559	0.20

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (9) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	47052	177104	0.27
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	68202	339559	0.21

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	63607	177104	0.36
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	90682	339559	0.27

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	40093	177104	0.23
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	46815	339559	0.14

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-9 (12) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	3545	12407	11521	4-D51@150	39502	177104	0.23
	下部	3545	12407	11521	8-D51@150	46320	339559	0.14

注記 : 評価位置は図 14.4-7 に示す

表 14.4-10 断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

評価位置		断面性状		せん断補強筋				
		部材幅	部材高	鉄筋 種別	径	1水平断面 当たり本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
		(mm)	(mm)	-	(mm)	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
側壁	上部	3545	12407	SD490	D51	4	8108	150
	下部	3545	12407	SD490	D51	8	16216	150

注記 : せん断照査においては、円と同面積を有する正方形断面に対して照査を行う。

(2) 側壁水平断面の評価結果

a. 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図及びせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 14.4-9 に示す。

立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の2つの荷重状態についての側壁水平断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表 14.4-11 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 14.4-12 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピット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。

評価位置を図 14.4-8 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 14.4-13 に示す。

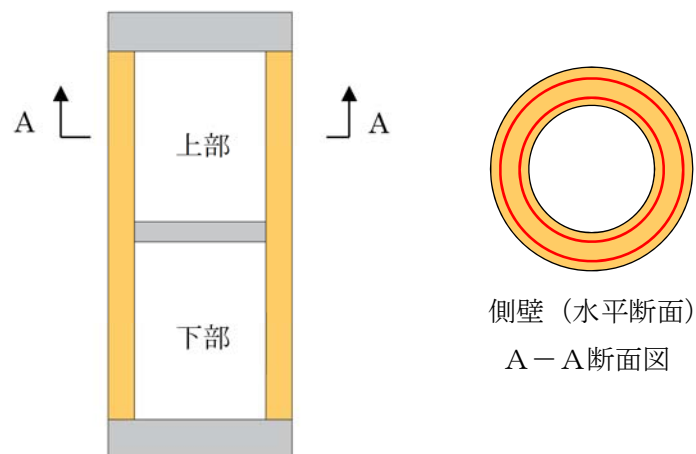
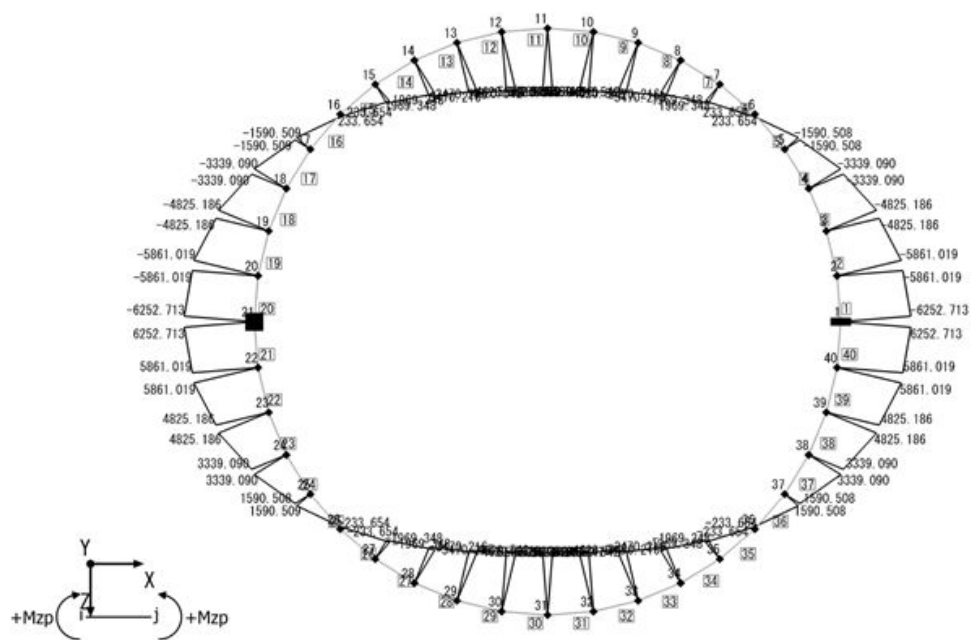
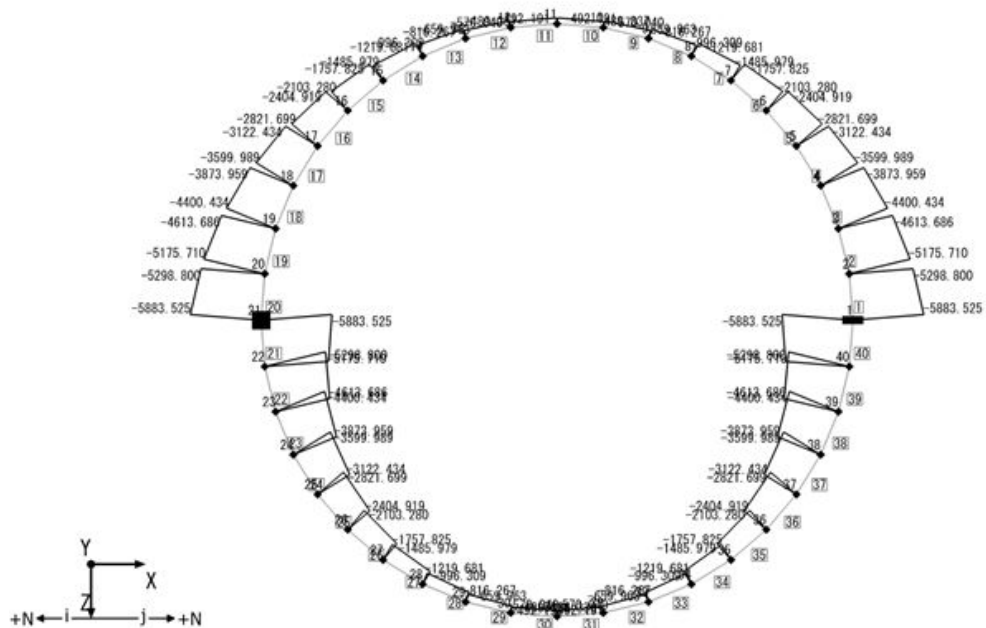


図 14.4-8 評価位置図



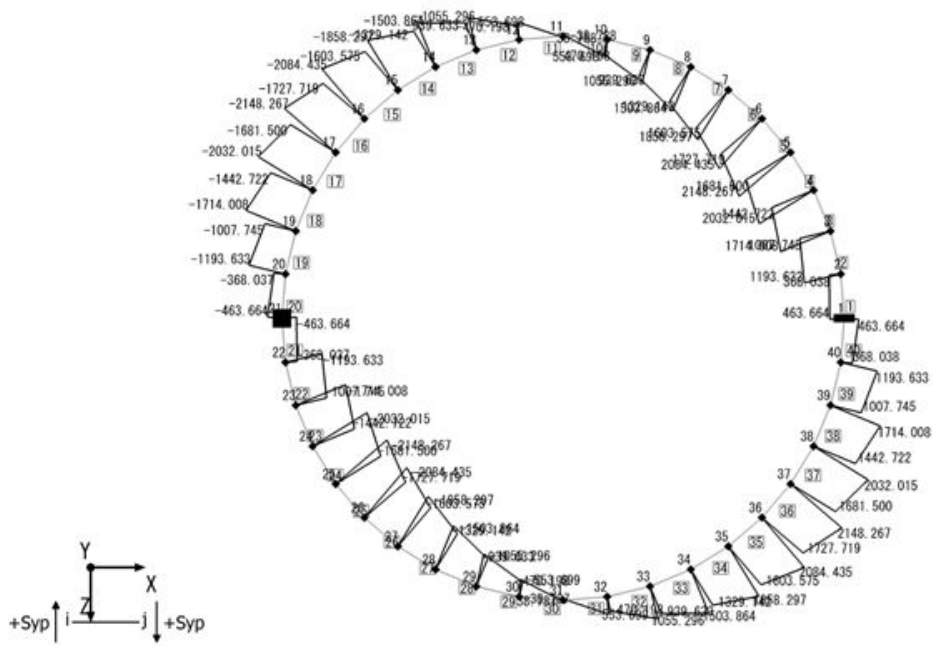


(曲げモーメント)



(軸力)

図 14.4-9 (1) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力  
 (①-①断面, 上部, 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)



(せん断力)

図 14.4-9 (2) 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, 上部,  $S_s - D1$  [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)

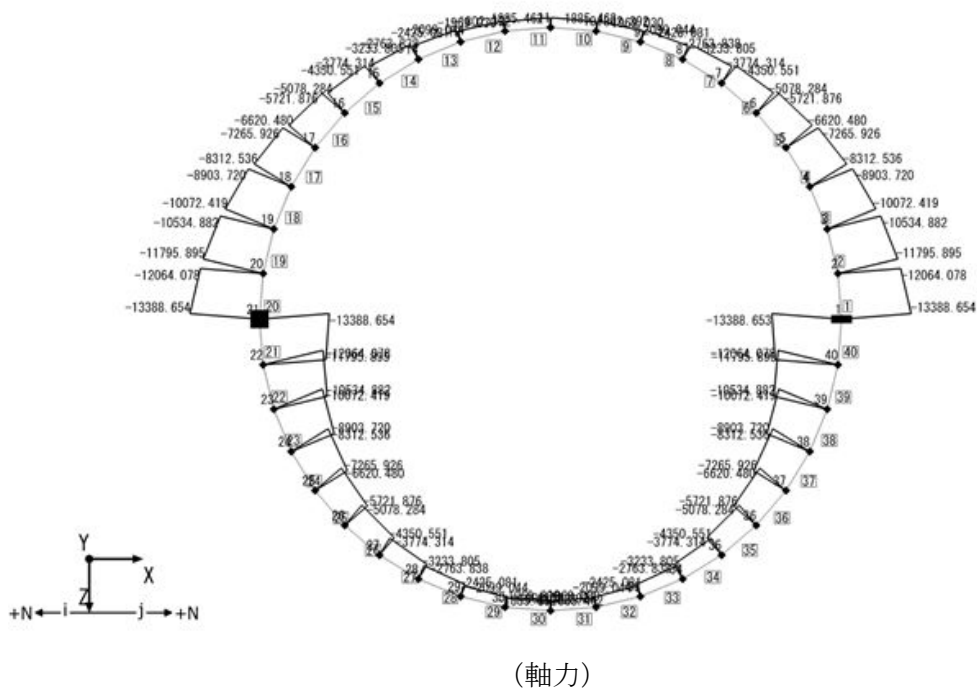
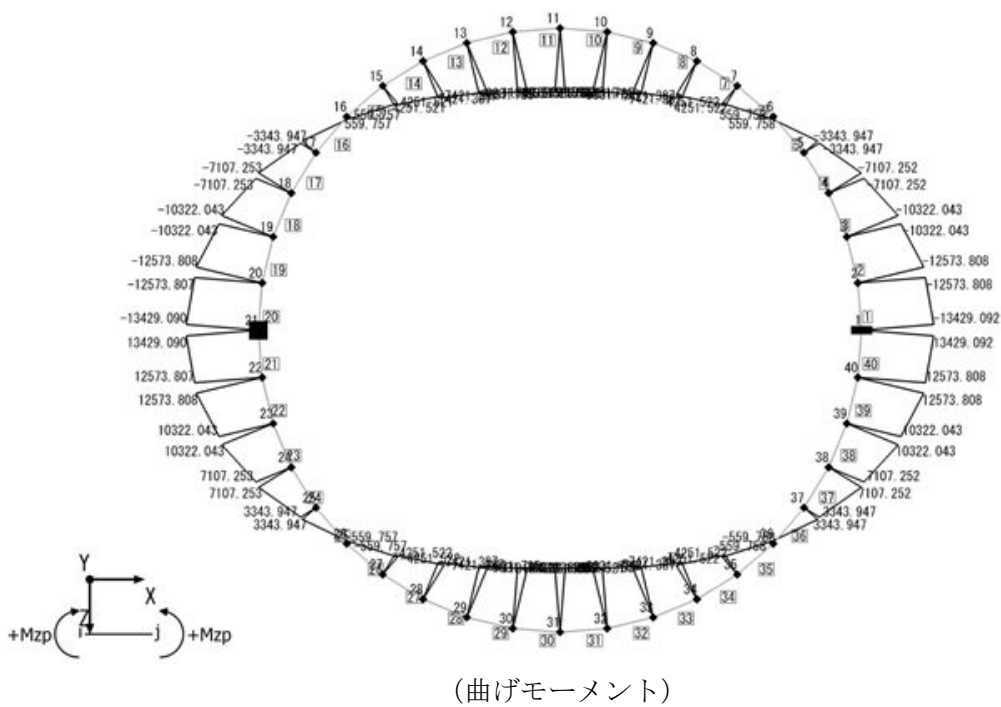
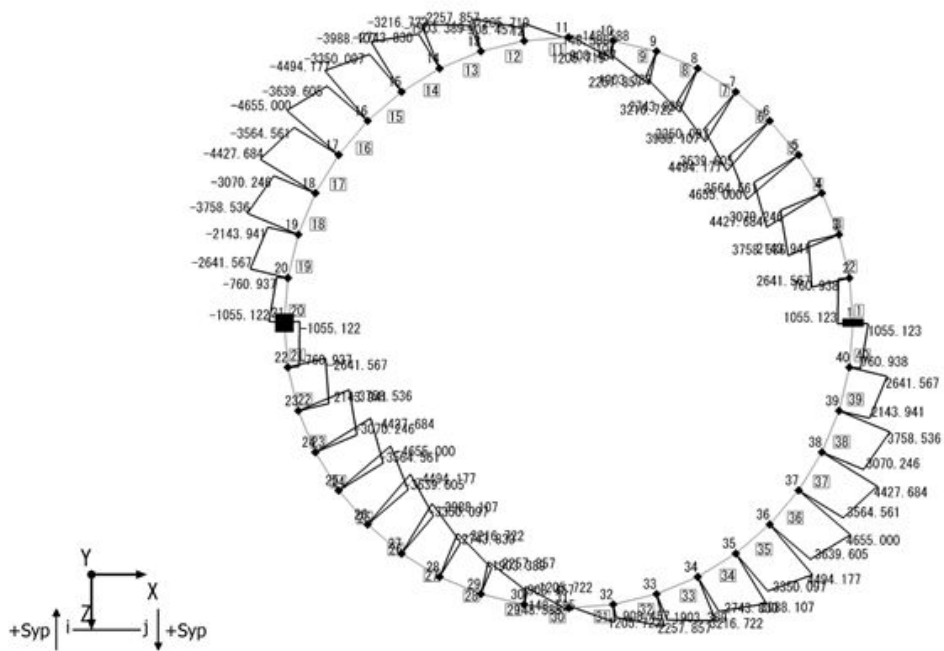


図 14.4-9 (3) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力  
 (①-①断面, 下部, S s-D1 [H+, V-], t=53.93 s)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(せん断力)

図 14.4-9 (4) 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, 下部,  $S_s-D1$  [H+, V-],  $t=53.93$  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)

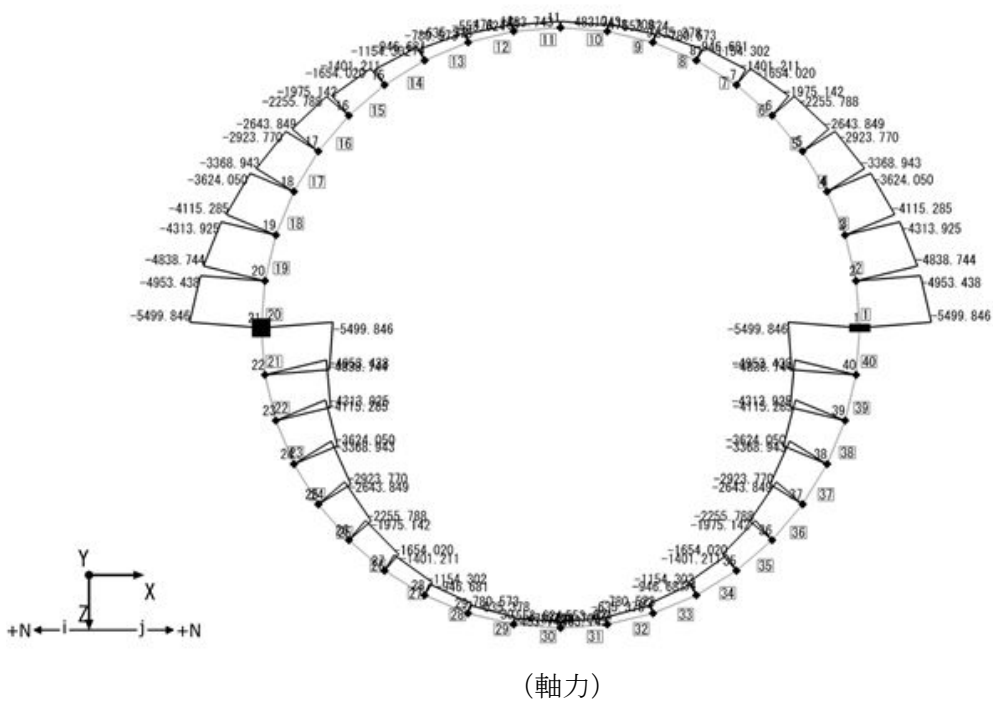
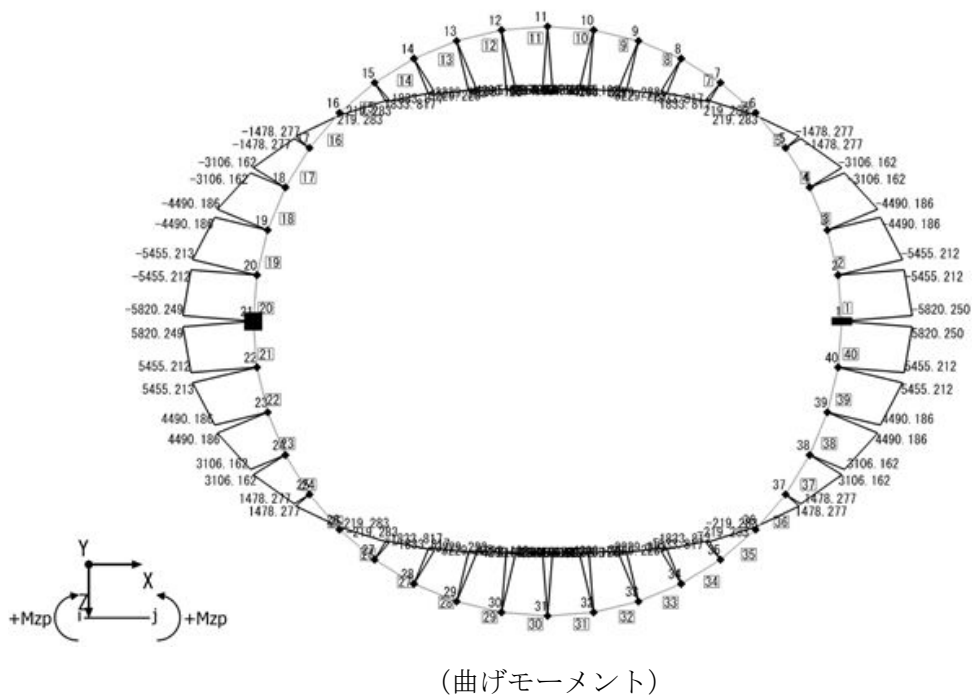
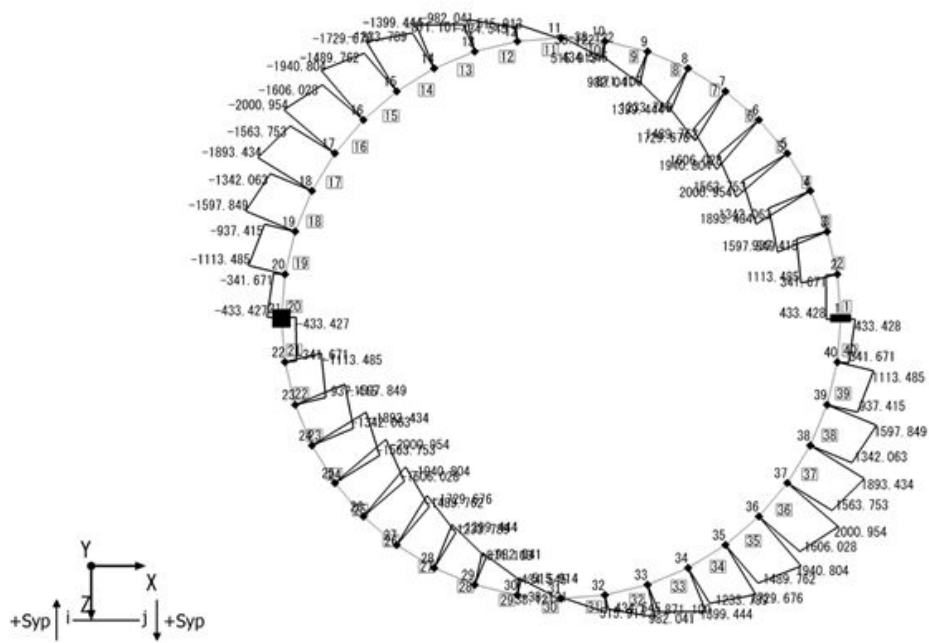


図 14.4-9 (5) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力  
 (②-②断面, 上部, S s-D1 [H+, V+], t=53.64 s)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(せん断力)

図 14.4-9 (6) 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, 上部, S s - D 1 [H+, V+], t = 53.64 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)

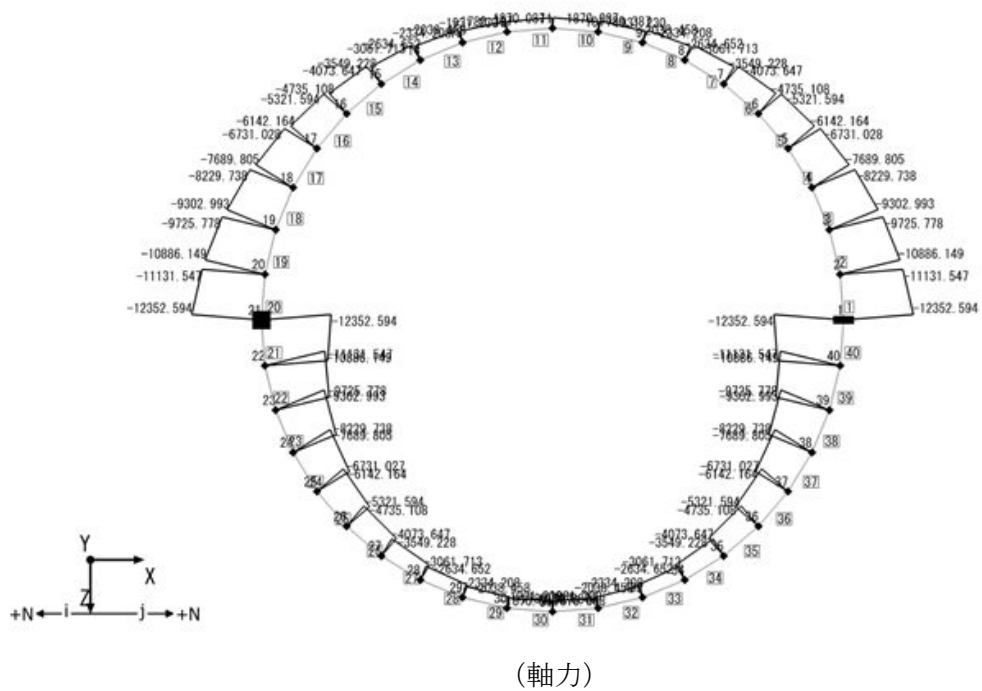
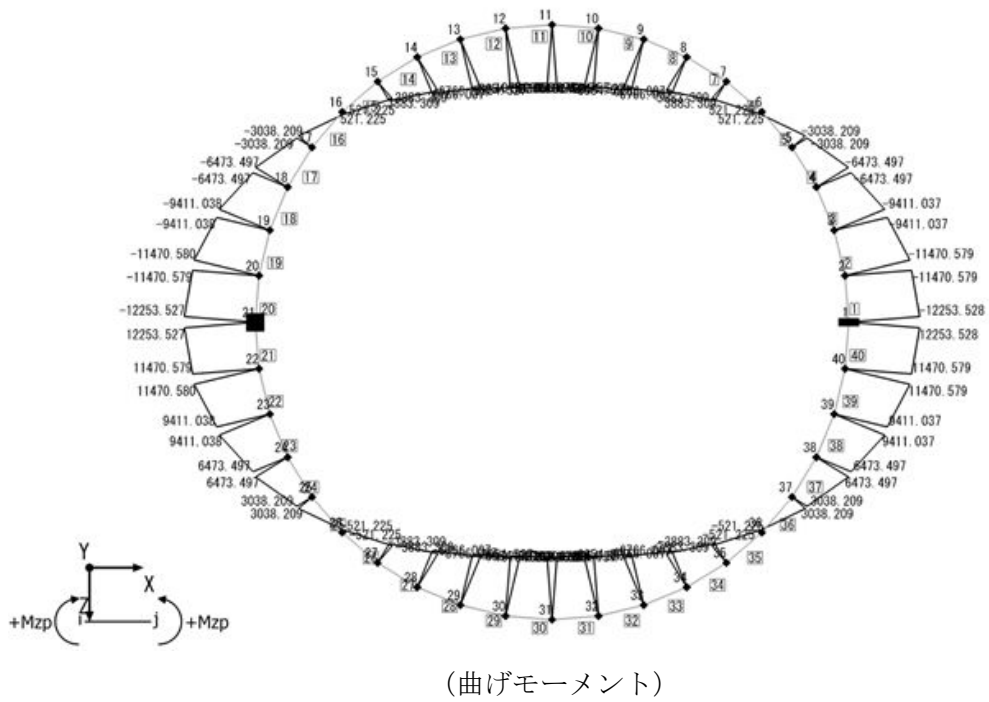
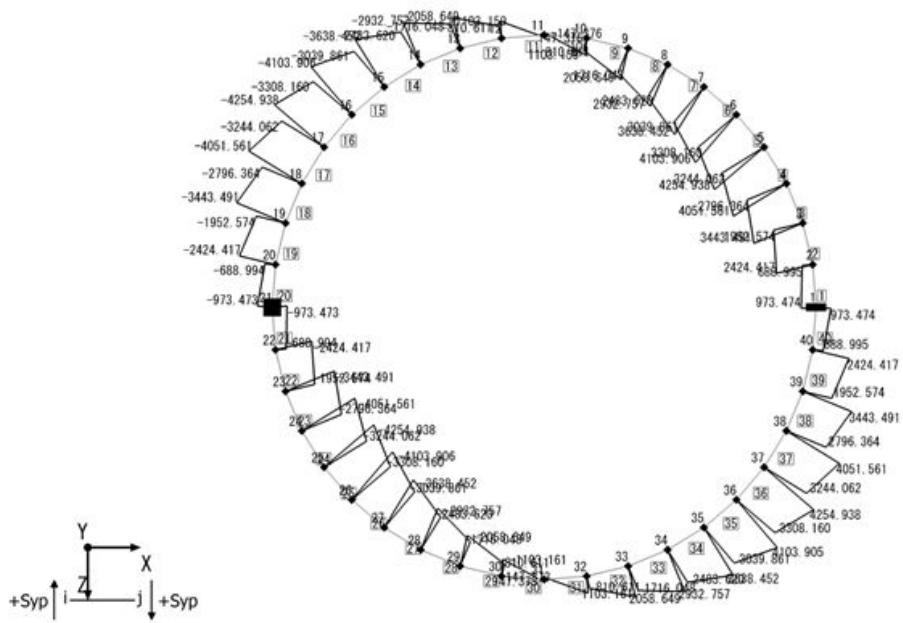


図 14.4-9 (7) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力  
 (②-②断面, 下部, S s-D1 [H+, V+], t=53.90 s)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(せん断力)

図 14.4-9 (8) 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, 下部, S s - D 1 [H+, V+], t = 53.90 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)



表 14.4-11 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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 $\sigma_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 (kN)			
$S_s - D 1$ ( $H +, V +$ )	上部	1000	2000	1800	D51@150	5057	4824	8.5	21	0.41
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10279	10698	14.2	21	0.68
$S_s - D 1$ ( $H +, V -$ )	上部	1000	2000	1800	D51@150	5080	4844	8.6	21	0.41
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10066	10513	13.9	21	0.67
$S_s - D 1$ ( $H -, V +$ )	上部	1000	2000	1800	D51@150	5000	4774	8.4	21	0.40
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10421	10822	14.4	21	0.69
$S_s - D 1$ ( $H -, V -$ )	上部	1000	2000	1800	D51@150	5135	4891	8.7	21	0.42
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10154	10590	14.0	21	0.67
$S_s - 1 1$	上部	1000	2000	1800	D51@150	3960	3870	6.7	21	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6740	7622	9.4	21	0.45
$S_s - 1 2$	上部	1000	2000	1800	D51@150	4026	3928	6.8	21	0.33
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6150	7109	8.7	21	0.42
$S_s - 1 3$	上部	1000	2000	1800	D51@150	4128	4017	7.0	21	0.34
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6010	6987	8.5	21	0.41
$S_s - 1 4$	上部	1000	2000	1800	D51@150	4009	3913	6.8	21	0.33
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5251	6327	7.5	21	0.36
$S_s - 2 1$	上部	1000	2000	1800	D51@150	4287	4155	7.2	21	0.35
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6125	7087	8.6	21	0.41
$S_s - 2 2$	上部	1000	2000	1800	D51@150	4390	4244	7.4	21	0.36
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6532	7441	9.2	21	0.44
$S_s - 3 1$ ( $H +, V +$ )	上部	1000	2000	1800	D51@150	3199	3208	5.4	21	0.26
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8050	8646	11.2	21	0.54
$S_s - 3 1$ ( $H -, V +$ )	上部	1000	2000	1800	D51@150	3236	3241	5.5	21	0.27
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6828	7698	9.6	21	0.46

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	5289	5023	8.9	21	0.43
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	11024	11315	15.2	21	0.73

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4723	4544	8.0	21	0.39
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	11099	11367	15.3	21	0.73

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	6253	5884	10.5	21	0.50
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	13429	13389	18.4	21	0.88

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4446	4296	7.5	21	0.36
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6949	7766	9.7	21	0.47

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4462	4304	7.5	21	0.36
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6588	7458	9.2	21	0.44

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4917	4687	8.3	21	0.40
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9377	9875	13.0	21	0.62
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4512	4335	7.6	21	0.37
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9534	10013	13.2	21	0.63
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4917	4687	8.3	21	0.40
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9376	9875	13.0	21	0.62
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4914	4684	8.3	21	0.40
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9162	9689	12.7	21	0.61
S <sub>s</sub> -11	上部	1000	2000	1800	D51@150	3726	3651	6.3	21	0.30
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5599	6591	7.9	21	0.38
S <sub>s</sub> -12	上部	1000	2000	1800	D51@150	3880	3785	6.6	21	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	7282	8054	10.2	21	0.49
S <sub>s</sub> -13	上部	1000	2000	1800	D51@150	3903	3805	6.6	21	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6993	7803	9.8	21	0.47
S <sub>s</sub> -14	上部	1000	2000	1800	D51@150	3756	3677	6.3	21	0.30
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6117	7041	8.6	21	0.41
S <sub>s</sub> -21	上部	1000	2000	1800	D51@150	4703	4501	7.9	21	0.38
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8648	9242	12.0	21	0.58
S <sub>s</sub> -22	上部	1000	2000	1800	D51@150	4505	4329	7.6	21	0.37
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	7163	7951	10.0	21	0.48
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3815	3729	6.4	21	0.31
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8263	8907	11.5	21	0.55
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3899	3801	6.6	21	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	7704	8421	10.7	21	0.51

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	5023	4779	8.5	21	0.41
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10343	10722	14.3	21	0.69

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4551	4369	7.7	21	0.37
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10171	10559	14.0	21	0.67

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	5820	5500	9.8	21	0.47
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	12254	12353	16.8	21	0.80

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4258	4114	7.2	21	0.35
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6356	7249	8.9	21	0.43

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-11 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4235	4093	7.2	21	0.35
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6144	7071	8.6	21	0.41

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4499	470	190	435	0.44
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8947	1939	203	435	0.47
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4520	470	191	435	0.44
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8754	1939	198	435	0.46
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4447	470	188	435	0.44
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9076	1939	206	435	0.48
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4570	470	193	435	0.45
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8833	1939	200	435	0.46
S <sub>s</sub> -11	上部	1000	2000	1800	D51@150	3502	470	145	435	0.34
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5733	1939	118	435	0.28
S <sub>s</sub> -12	上部	1000	2000	1800	D51@150	3563	470	147	435	0.34
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5197	1939	104	435	0.24
S <sub>s</sub> -13	上部	1000	2000	1800	D51@150	3655	470	152	435	0.35
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5069	1939	100	435	0.23
S <sub>s</sub> -14	上部	1000	2000	1800	D51@150	3547	470	147	435	0.34
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	4380	1939	82	435	0.19
S <sub>s</sub> -21	上部	1000	2000	1800	D51@150	3800	470	158	435	0.37
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5174	1939	103	435	0.24
S <sub>s</sub> -22	上部	1000	2000	1800	D51@150	3893	470	162	435	0.38
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5544	1939	113	435	0.26
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	2811	470	113	435	0.26
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6948	1813	152	435	0.35
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	2845	470	114	435	0.27
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5812	1939	120	435	0.28

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4710	468	200	435	0.46
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9631	1905	221	435	0.51

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4194	481	176	435	0.41
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9702	1890	223	435	0.52

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	5581	492	239	435	0.55
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	11820	1885	280	435	0.65

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3943	474	165	435	0.38
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5930	1898	124	435	0.29

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。



表 14.4-12 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3959	468	166	435	0.39
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5601	1905	115	435	0.27

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4375	453	185	435	0.43
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8136	1897	182	435	0.42
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4008	453	168	435	0.39
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8279	1897	186	435	0.43
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4375	453	185	435	0.43
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8136	1897	182	435	0.42
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4373	453	185	435	0.43
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	7941	1897	177	435	0.41
S <sub>s</sub> -11	上部	1000	2000	1800	D51@150	3293	453	136	435	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	4704	1897	92	435	0.22
S <sub>s</sub> -12	上部	1000	2000	1800	D51@150	3433	453	142	435	0.33
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6233	1897	132	435	0.31
S <sub>s</sub> -13	上部	1000	2000	1800	D51@150	3454	453	143	435	0.33
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5971	1897	125	435	0.29
S <sub>s</sub> -14	上部	1000	2000	1800	D51@150	3321	453	137	435	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5175	1897	104	435	0.24
S <sub>s</sub> -21	上部	1000	2000	1800	D51@150	4181	453	176	435	0.41
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	7475	1897	164	435	0.38
S <sub>s</sub> -22	上部	1000	2000	1800	D51@150	4001	453	168	435	0.39
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6126	1897	129	435	0.30
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3375	453	139	435	0.32
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	7124	1397	155	435	0.36
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3450	453	143	435	0.33
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	6617	1897	142	435	0.33

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4472	453	190	435	0.44
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	9013	1904	205	435	0.48

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	4043	454	170	435	0.40
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	8859	1890	201	435	0.47

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	5190	484	221	435	0.51
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	10755	1870	252	435	0.58

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3777	453	158	435	0.37
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5392	1897	110	435	0.26

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-12 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D51@150	3756	453	157	435	0.37
	下部	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	5198	1904	104	435	0.24

注記 \* : 評価位置は図 14.4-8 に示す。

表 14.4-13 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置	断面性状						主鉄筋									
	部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	外面				内面				
			外面	内面	外面	内面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)	-	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	
側壁	上部	1000	2000	175	200	1825	1800	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0
	下部	1000	2000	175	200	1825	1800	SD490	51	2	150	27028.0	51	2	150	27028.0

b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 14.4-14 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容限界以下、または発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{c.a}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{s.a}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

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

評価位置を図 14.4-10 に、概断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 14.4-15 に示す。

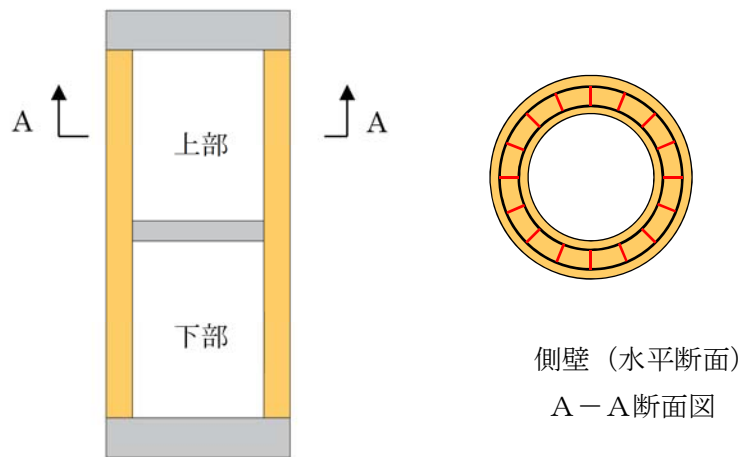


図 14.4-10 評価位置図

表 14.4-14 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1741	2626	0.67
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3588	5308	0.68
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1749	2626	0.67
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3575	5308	0.68
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1722	2626	0.66
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3636	5308	0.69
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1767	2626	0.68
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3545	5308	0.67
S <sub>s</sub> -11	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1368	2626	0.53
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2386	5308	0.45
S <sub>s</sub> -12	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1391	2626	0.53
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2185	5308	0.42
S <sub>s</sub> -13	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1426	2626	0.55
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2138	5308	0.41
S <sub>s</sub> -14	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1385	2626	0.53
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	1880	5308	0.36
S <sub>s</sub> -21	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1480	2626	0.57
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2177	5308	0.42
S <sub>s</sub> -22	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1515	2626	0.58
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2315	5308	0.44
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1110	2626	0.43
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2824	5308	0.54
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1123	2626	0.43
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2415	5308	0.46

注記 \* : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1820	2626	0.70
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3839	5308	0.73

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1628	2626	0.62
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3864	5308	0.73

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	2148	2626	0.82
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	4655	5308	0.88

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1534	2626	0.59
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2454	5308	0.47

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1539	2626	0.59
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2332	5308	0.44

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す



表 14.4-14 (7) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1693	2626	0.65
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3279	5308	0.62
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1555	2626	0.60
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3333	5308	0.63
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1693	2626	0.65
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3279	5308	0.62
S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1692	2626	0.65
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3206	5308	0.61
S <sub>s</sub> -11	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1288	2626	0.50
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	1996	5308	0.38
S <sub>s</sub> -12	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1340	2626	0.52
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2568	5308	0.49
S <sub>s</sub> -13	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1348	2626	0.52
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2470	5308	0.47
S <sub>s</sub> -14	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1298	2626	0.50
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2177	5308	0.42
S <sub>s</sub> -21	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1620	2626	0.62
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3032	5308	0.58
S <sub>s</sub> -22	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1553	2626	0.60
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2527	5308	0.48
S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1318	2626	0.51
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2901	5308	0.55
S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1347	2626	0.52
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2711	5308	0.52

注記 \* : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (8) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1729	2626	0.66
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3608	5308	0.68

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (9) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1568	2626	0.60
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	3548	5308	0.67

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	2001	2626	0.77
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	4255	5308	0.81

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1469	2626	0.56
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2253	5308	0.43

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-14 (12) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)  
 (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)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	上部	1000	2000	1800	D22@300×300	1461	2626	0.56
	下部	1000	2000	1725	D35@300×300	2181	5308	0.42

注記 : 評価位置は図 14.4-10 に示す

表 14.4-15 断面諸元一覧 (せん断力に対する評価)

評価位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	径	鉛直方向 単位当たり 本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
側壁	上部	1000	2000	175	200	1825	1800	SD345	22	3.333	4300.7	300
	下部	1000	2000	250	275	1750	1725	SD345	35	3.333	10627.8	300

(3) 主筋（水平断面）とせん断補強（鉛直断面）の足し合わせ

SA用海水ピットの水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析（①-①断面方向，②-②断面方向）による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量（ $A_{s1}$ ）と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量（ $A_{s2}$ ）をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

①-①断面方向，②-②断面方向それぞれで地震時最大地盤反力が生じる評価位置，検討ケース及び基準地震動での必要鉄筋量と実配筋量との比率を表 14.4-16 に示す。

表 14.4-16 (1) 鉛直断面のせん断力に対する評価結果（ $A_{s1}$ ）  
鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量  
（側壁の面内方向の鉄筋のうち， $A_{s1}$ のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN)	腹部幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート許容せん断応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート許容せん断力 V <sub>ca</sub> (kN)	せん断補強筋が負担するせん断力 V <sub>s-req</sub> (kN)	必要せん断補強鉄筋		実配筋量 A <sub>s1</sub> ' (mm <sup>2</sup> /m)	比率 A <sub>s1</sub> /A <sub>s1</sub> '
									A <sub>w-req</sub> (mm <sup>2</sup> /組)	A <sub>s1</sub> (mm <sup>2</sup> /m)		
①-①断面	④ S <sub>s-D1</sub>	上部	70166	3545	11521	0.825	14649	55517	2771	4618	4870	0.95
①-①断面	④ S <sub>s-D1</sub>	下部	97349	3545	11521	0.825	14649	82700	4128	6880	7671	0.90

注記：評価位置は次頁に示す。

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 14.4-16 (2) 水平断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果（ $A_{s2}$ ）  
側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで  
算定する曲げ軸力に対する鉄筋量  
（側壁の面内方向の鉄筋のうち， $A_{s2}$ のみを考慮）

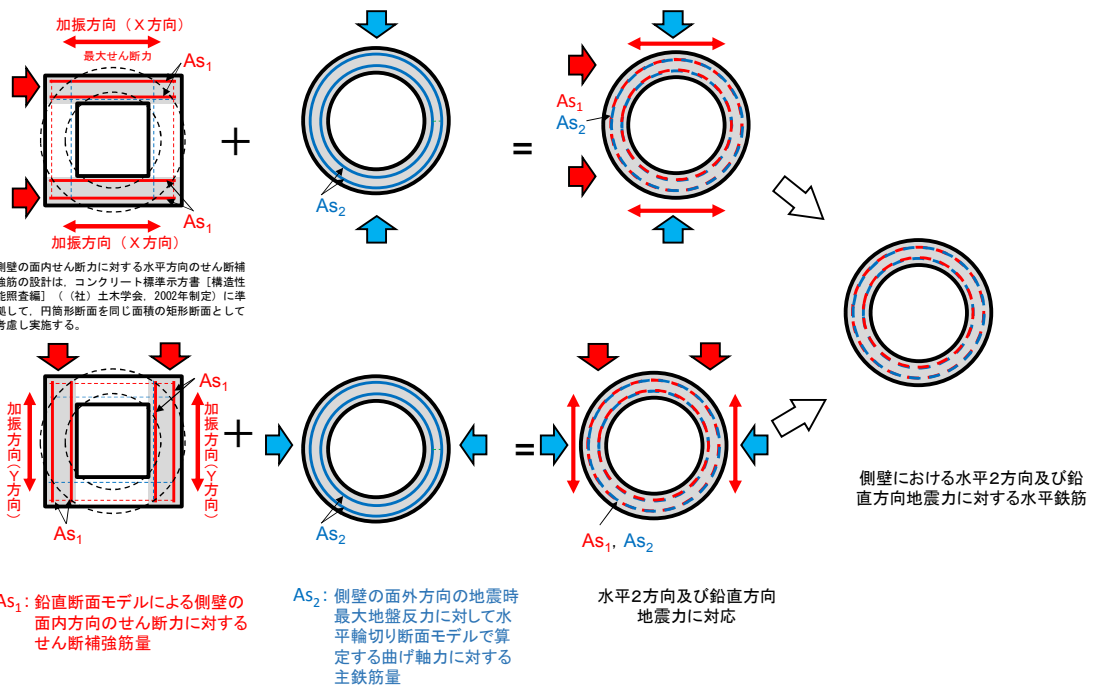
断面	解析ケース	評価位置	断面性状			鉄筋種別	発生断面力		短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要鉄筋量 A <sub>s2</sub> (mm <sup>2</sup> /m)	実配筋量 A <sub>s2</sub> ' (mm <sup>2</sup> /m)	比率 A <sub>s2</sub> /A <sub>s2</sub> '
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①-①断面	④ S <sub>s-D1</sub>	上部	1000	2000	1800	SD490	5581	492	435	8197	8643	0.95
①-①断面	④ S <sub>s-D1</sub>	下部	1000	2000	1800	SD490	11820	1885	435	17360	19356	0.90

注記：評価位置は次頁に示す。

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 14.4-16 (3)  $A_{s1}$  の必要鉄筋量と  $A_{s2}$  の必要鉄筋量を足し合わせた必要合計鉄筋量と  
実配筋量との比率

方向	評価位置	鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量 $A_{s1}$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	水平断面の曲げに対する必要鉄筋量 $A_{s2}$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	① 合計必要鉄筋量 $A_{s1} + A_{s2}$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	② 実配筋量 $A_s$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	比率 ①/②
①-① 断面	上部	4618	8197	12815	13513	0.95
①-① 断面	下部	6880	17360	24240	27027	0.90



(4) 版部材の評価結果

a. 版部材（頂版，中床版，底版）の曲げ軸力に対する評価結果

頂版の設計荷重は，躯体の自重，雪荷重，慣性力を考慮する。中床版は躯体の自重，雪荷重，慣性力，内水の動水圧，静水圧を考慮する。慣性力については，2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し，重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。各ケースの鉛直設計震度を比較した震度が最大となる1ケースのみ照査を行う。各ケース鉛直設計震度比較値は表 14.4-17 に示す。

底版は地盤及び間隙水要素の応力を荷重に考慮するため，各ケース鉛直応力と間隙水圧による応力の合力が最大の1ケースのみ照査を行う。底版鉛直応力と間隙水圧の比較は表 14.4-18 に示す。版部材の評価概念図を図 14.4-11 に示す。

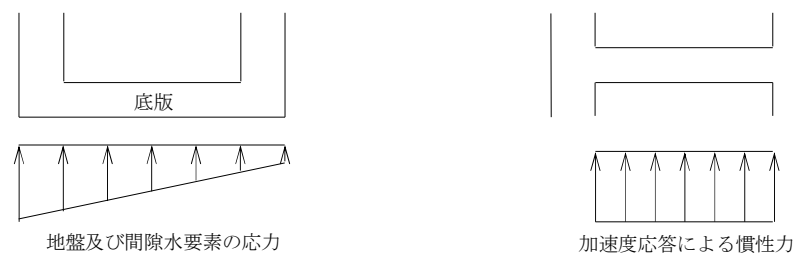


図 14.4-11 版部材評価概念図

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 14.4-19 に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 14.4-20 に示す。

版部材におけるSA用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから，SA用海水ピット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。

評価位置を図 14.4-12 に示す。

断面諸元一覧を表 14.4-21 に示す。

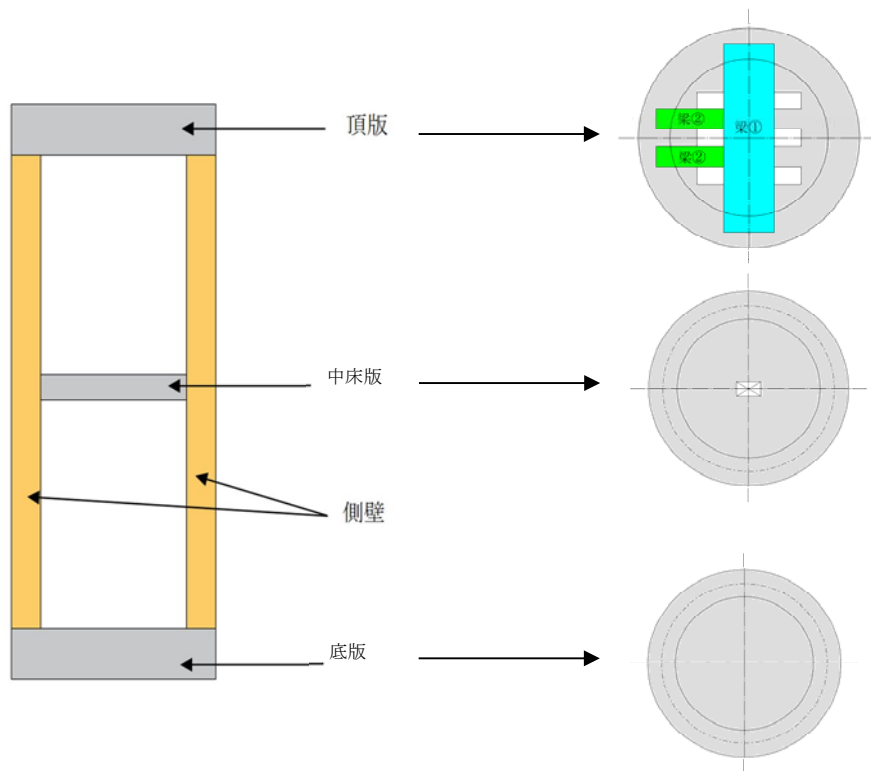


圖 14.4-12 評估位置圖

表 14.4-17 (1) 頂版及び中床版の鉛直方向震度比較表 (①-①断面)

検討ケース	地震動		頂版	中床版
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.355	-0.351
		H+, V-	-0.327	-0.323
		H-, V+	-0.410	-0.405
		H-, V-	-0.331	-0.328
	S <sub>s</sub> -1 1		-0.301	-0.296
	S <sub>s</sub> -1 2		-0.289	-0.285
	S <sub>s</sub> -1 3		-0.270	-0.266
	S <sub>s</sub> -1 4		-0.244	-0.240
	S <sub>s</sub> -2 1		-0.374	-0.368
	S <sub>s</sub> -2 2		-0.400	-0.395
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	-0.155	-0.154
H-, V+		-0.134	-0.131	
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-0.331	-0.327
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-0.323	-0.319
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-0.320	-0.316
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-0.328	-0.323
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-0.328	-0.324

- 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 14.4-17 (2) 頂版及び中床版の鉛直方向震度比較表 (②-②断面)

検討ケース	地震動		頂版	中床版
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.358	-0.353
		H+, V-	-0.334	-0.331
		H-, V+	-0.370	-0.366
		H-, V-	-0.342	-0.339
	S <sub>s</sub> -1 1		-0.295	-0.290
	S <sub>s</sub> -1 2		-0.304	-0.301
	S <sub>s</sub> -1 3		-0.300	-0.297
	S <sub>s</sub> -1 4		-0.208	-0.205
	S <sub>s</sub> -2 1		-0.402	-0.395
	S <sub>s</sub> -2 2		-0.373	-0.367
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	-0.140	-0.137
H-, V+		-0.139	-0.136	
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.352	-0.347
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.353	-0.348
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.359	-0.355
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.361	-0.356
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-0.362	-0.357

- 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 14.4-18 (1) 底版の反力比較表 (①-①断面)

検討ケース	地震動		反力の最大値
			KN/m <sup>2</sup>
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6276.971
		H+, V-	-6626.583
		H-, V+	-6224.836
		H-, V-	-6389.579
	S <sub>s</sub> -1 1		-6112.821
	S <sub>s</sub> -1 2		-6246.115
	S <sub>s</sub> -1 3		-6242.490
	S <sub>s</sub> -1 4		-6016.817
	S <sub>s</sub> -2 1		-6321.819
	S <sub>s</sub> -2 2		-6555.723
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	-5453.834
H-, V+		-5428.535	
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-6997.961
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-7024.180
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-6990.765
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-6939.435
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	-6997.961

- 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 14.4-18 (2) 底版の反力比較表 (②-②断面)

検討ケース	地震動		反力の最大値
			kN/m <sup>2</sup>
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6369.106
		H+, V-	-6351.546
		H-, V+	-6459.515
		H-, V-	-6411.422
	S <sub>s</sub> -1 1		-6241.933
	S <sub>s</sub> -1 2		-6363.707
	S <sub>s</sub> -1 3		-6318.763
	S <sub>s</sub> -1 4		-6078.337
	S <sub>s</sub> -2 1		-6311.952
	S <sub>s</sub> -2 2		-6497.120
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	-5383.219
H-, V+		-5393.321	
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6539.262
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6522.856
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6493.080
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6555.751
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	-6552.060

- 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 14.4-19 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

検討 ケース	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 $\sigma_c$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 (kN)			
①	S s - D 1 (H -, V +)	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	5.7	21	0.28
			梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	1.0	21	0.05
	S s - D 1 (H -, V +)	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1775	0	5.8	21	0.28	
③	S s - D 1 (H +, V -)	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	15839	0	10.0	21	0.48	

注記 \* : 評価位置は図 14.4-12 に示す。

表 14.4-19 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

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 $\sigma_c$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 (kN)			
①	S s - 2 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	5.7	21	0.28
			梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	1.0	21	0.05
	S s - 2 1	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1747	0	5.6	21	0.27	
⑤	S s - D 1 (H +, V +)	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	14794	0	9.2	21	0.44	

注記 \* : 評価位置は図 14.4-12 に示す。

表 14.4-20 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

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 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 (kN)			
①	S s - D 1 (H -, V +)	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	187	435	0.44
			梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	44	435	0.11
	S s - D 1 (H -, V +)	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1775	0	118	435	0.28	
③	S s - D 1 (H +, V -)	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	15839	0	259	435	0.60	

注記 \* : 評価位置は図 14.4-12 に示す。

表 14.4-20 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				部材幅 b (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 <sub>s</sub> -21	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	187	435	0.43
	S <sub>s</sub> -21		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	44	435	0.11
	S <sub>s</sub> -21	中床版		1000	1500	1300	D51@150	1747	0	115	435	0.27
⑤	S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	底版		1000	3000	2800	D51@150 (2段)	14794	0	242	435	0.56

注記 \* : 評価位置は図 14.4-12 に示す。

表 14.4-21 断面諸元一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋 種別	上面				下面			
				上面	下面	上面	下面		径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋 間隔	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	-	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)	-	(mm)	(mm <sup>2</sup> /m)
頂版	梁①	3200	3000	200	200	2800	2800	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0
	梁②	1300	3000	200	200	2800	2800	SD490	38	1	150	7600.4	38	1	150	7600.4
中床版		1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0
底版		1000	3000	200	200	2800	2800	SD490	51	2	150	27028.0	51	2	150	27028.0

b. 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 14.4-22 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容限界以下、または発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{c,a}$ ) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ( $V_{s,a}$ ) を合わせた許容せん断力 ( $V_a$ ) 以下であることを確認した。

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

断面諸元一覧を表 14.4-23 に示す。

表 14.4-22 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	梁①	3200	3000	2800	D32@300×300	5900	9530	0.62
	S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	梁②	1300	3000	2800	-	1137	2611	0.44
	S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	中床板	1000	1500	1300	D19@300×300	553	1524	0.37
③	S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	底版	1000	3000	2800	D38@300×300	5447	10062	0.55

注記 \* : 評価位置は図 14.4-12 に示す。

表 14.4-22 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)

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 <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S <sub>s</sub> -2 1	梁①	3200	3000	2800	D32@300×300	5900	9530	0.62
	S <sub>s</sub> -2 1	梁②	1300	3000	2800	-	1137	2611	0.44
	S <sub>s</sub> -2 1	中床板	1000	1500	1300	D19@300×300	543	1524	0.36
⑤	S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	底版	1000	3000	2800	D38@300×300	4914	10062	0.49

注記 \* : 評価位置は図 14.4-12 に示す。

表 14.4-23 断面諸元一覧（せん断力に対する評価）

評価位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	奥行方向 1 m 当たり本数	鉄筋量	S <sub>s</sub>
				上面	下面	上面	下面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	(mm)	(本)	(mm <sup>2</sup> /m)	(mm)
頂版	梁①	3200	3000	200	200	2800	2800	SD345	32	3.333	2647.1	300
	梁②	1300	3000	200	200	2800	2800	-	-	-	-	-
中床版		1000	1500	200	200	1300	1300	SD345	19	3.333	954.9	300
底版		1000	3000	200	200	2800	2800	SD345	38	3.333	3799.6	300

(5) 隅角部の拘束効果に対する評価結果

a. 側壁隅角部の評価結果

版部材の拘束効果に対する側壁の検討は、2次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上下端の位置で固定条件とした梁モデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメントを図 14.4-13 に、版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件とした場合の曲げモーメントを図 14.4-14 に、評価結果を表 14.4-24 に示す。

側壁の鉛直鉄筋の照査について、2次元有効応力解析により求められる曲げ軸力に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力  $\sigma_{v1}$  と、端部固定条件の側壁及び版部材の各モデルの解析により求められる側壁及び版部材の接合部の曲げモーメントに対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力  $\sigma_{v2-1}$  及び版部材主鉄筋の曲げ引張応力度  $\sigma_{v2-2}$  を算定し、 $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$  が許容限界以下であることを確認した。

ただし、 $\sigma_{v2}$  は  $\sigma_{v2-1}$  と  $\sigma_{v2-2}$  を足し合わせた曲げ引張応力度である。





図 14.4-13 (1) 側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (①-①断面, 側壁上部  $S_s-D1$  [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)

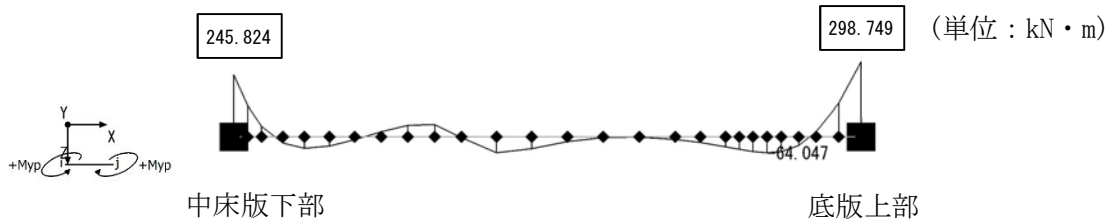


図 14.4-13 (2) 側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (①-①断面, 側壁下部  $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-13 (3) 側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (②-②断面, 側壁上部  $S_s-D1$  [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)

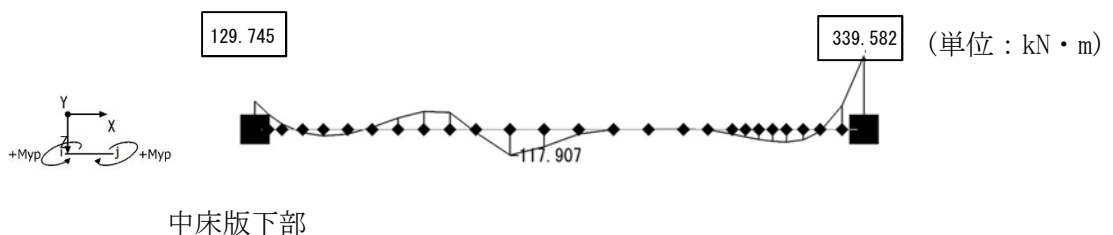


図 14.4-13 (4) 側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (②-②断面, 側壁下部  $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

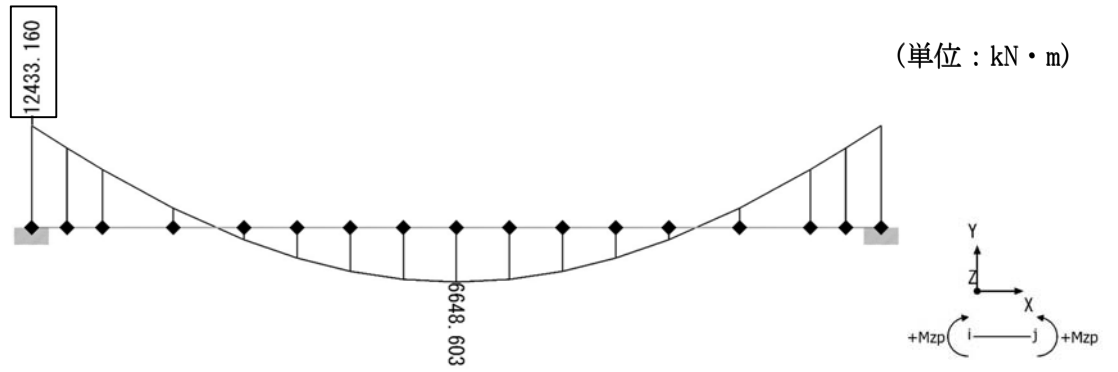


図 14.4-14 (1) 頂版梁①両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (①-①断面  $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

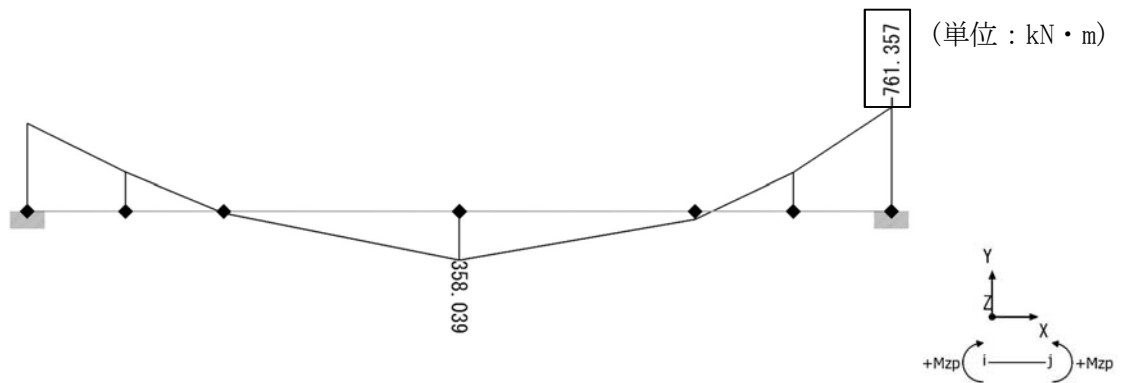


図 14.4-14 (2) 頂版梁②両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (①-①断面  $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

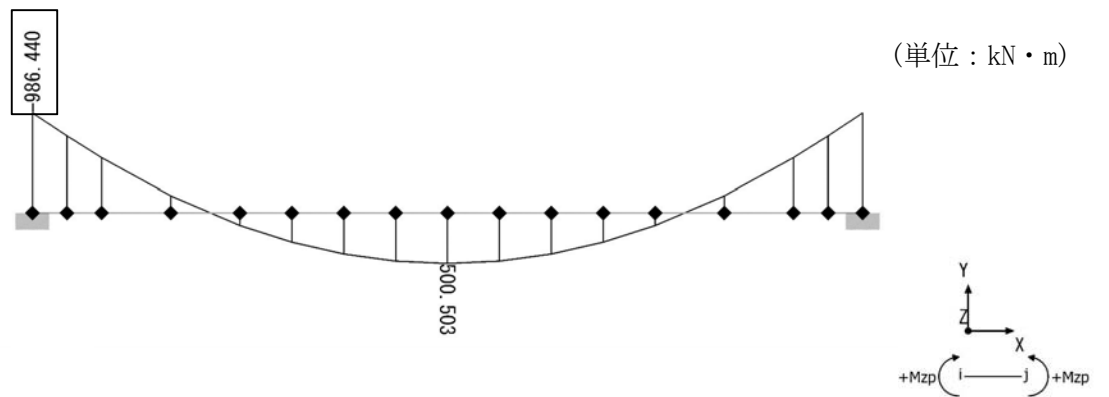


図 14.4-14 (3) 中床版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (①-①断面  $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

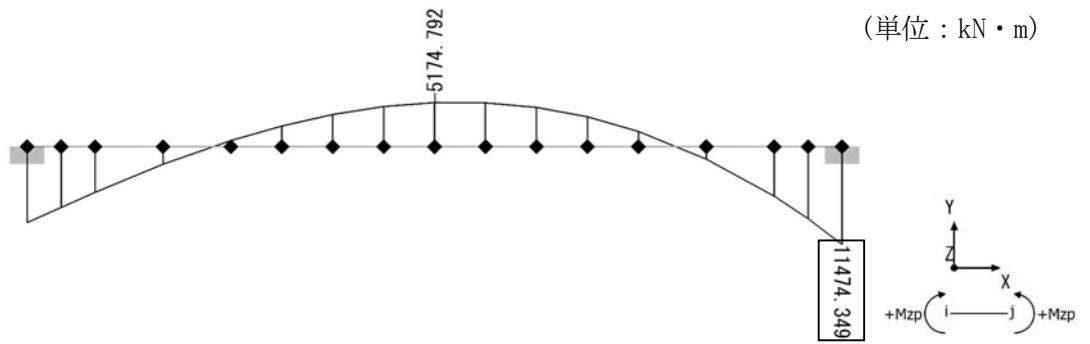


図 14.4-14 (4) 底版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (①-①断面  $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

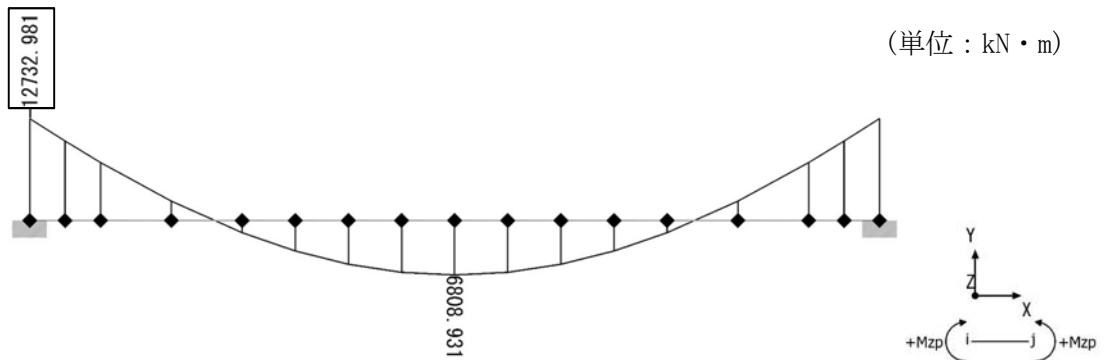


図 14.4-14 (5) 頂版梁①両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (②-②断面  $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

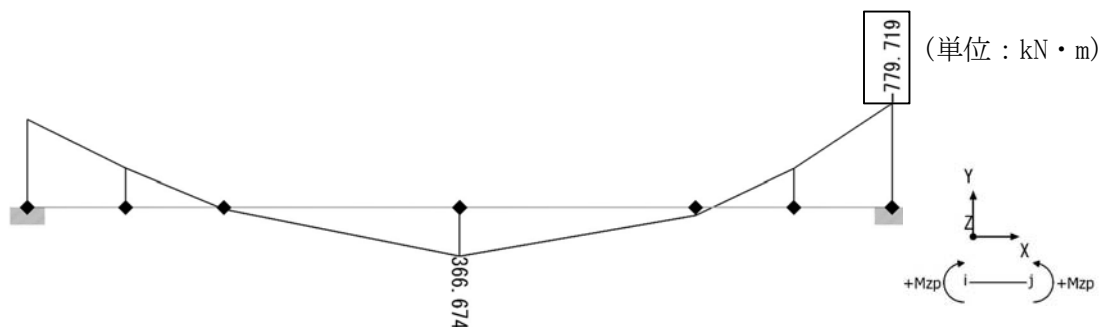


図 14.4-14 (6) 頂版梁②両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図  
 (②-②断面  $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

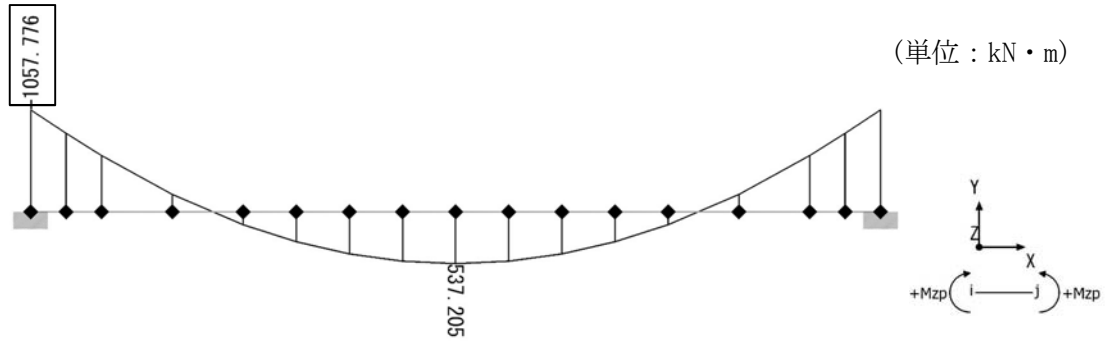


図 14.4-14 (7) 中床版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図

(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)

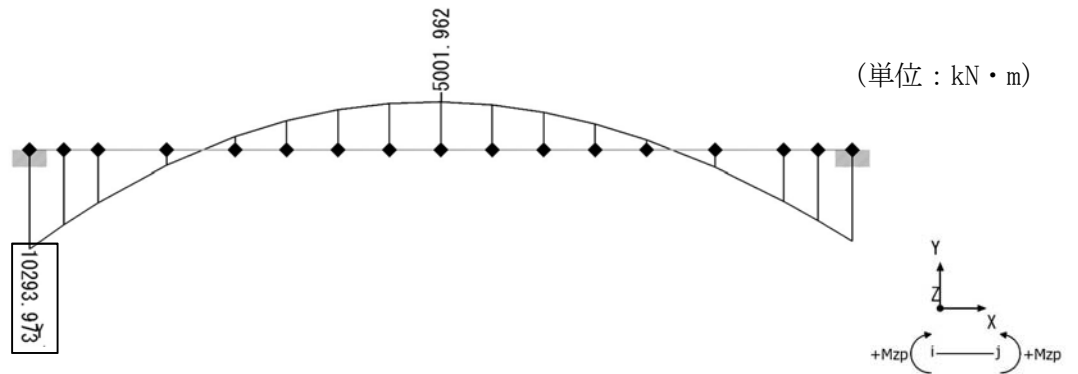


図 14.4-14 (8) 底版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図

(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)

①-①断面、②-②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置、検討ケースでの評価結果を示す。表 14.4-24 に鉛直断面の評価結果を示す。2次元有効応力解析による発生応力度は、曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して算定している。曲げモーメントの算定概念図を図 14.4-15 に示す。

表 14.4-24 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・ m/m)	軸力 (kN/m)			
①-①断面	④	S s-D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	93894	6099	6.5	21	0.31
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	11773	0	14.0	21	0.67
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	20.5	21	0.98
②-②断面	④	S s-D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	86912	5455	6.0	21	0.29
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	10634	0	12.6	21	0.60
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	18.6	21	0.89

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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 14.4-24 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・ m/m)	軸力 (kN/m)			
①-①断面	④	S s-D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	92766	5789	138	435	0.32
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	11773	0	261	435	0.60
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	399	435	0.92
②-②断面	④	S s-D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	86912	5455	129	435	0.30
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	10634	0	236	435	0.55
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	365	435	0.84

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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

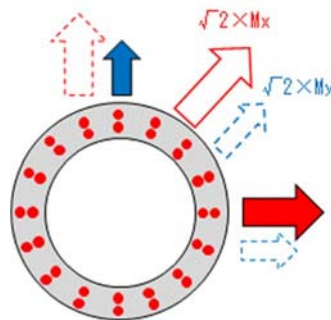


図 14.4-15 曲げモーメントの算定概念図

b. 版部材隅角部の評価結果

側壁の拘束効果に対する版部材の検討は、側壁の検討と同様に、2次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上下端の位置で固定条件とした梁モデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメント図及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件とした場合の曲げモーメント図は、それぞれ図 14.4-13 及び図 14.4-14 に示すとおりである。版部材隅角部の評価結果を表 14.4-25 に示す。

両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_0$ ) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) を加算したもの ( $M_0+M_1$ ) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントが各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント ( $M_2$ ) と比較し、( $M_0+M_1$ ) は  $M_2$  で以下であった。よって、 $M_2$  で求められた主鉄筋は、側壁の拘束効果に対する版部材隅角部においても許容限界以下であることを確認した。

表 14.4-25 側壁の拘束効果に対する版部材隅角部の評価結果

断面	側壁の位置	版部材の固定端 曲げモーメント $M_0$ (kN・m)	側壁の固定端 曲げモーメント $M_1$ (kN・m)	固定端 曲げモーメント の合計 $M_0+M_1$ <sup>*1</sup> (kN・m)	比較	各版部材の設計			
						版部材評価時の 曲げモーメント $M_2$ <sup>*2</sup> (kN・m)	部材名	主鉄筋	
①-①	上部	頂版 梁①	-12433.16	93.294	12526.454	<	19081.764	頂版	上面 D51@150 (梁①)
		頂版 梁②	-761.357	93.294	854.651	<	1060.307		下面 D51@150 (梁①)
	下部	中床版(上)	-986.44	250.863	1237.303	<	1486.943	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
		中床版(下)	-986.44	245.824	1232.264	<	1486.943	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
		底版	11474.349	298.749	11773.098	<	-15487.47	底版	上面 D51@150 (1段目) 上面 D51@150 (2段目) 下面 D51@150 (1段目) 下面 D51@150 (2段目)
②-②	上部	頂版 梁①	-12732.981	94.446	12827.427	<	19541.912	頂版	上面 D51@150 (梁①)
		頂版 梁②	-779.719	94.446	874.165	<	1085.879		下面 D51@150 (梁①)
	下部	中床版(上)	-1057.776	243.219	1300.995	<	1594.98	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
		中床版(下)	-1057.776	129.745	1187.521	<	1594.98	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
		底版	10293.973	339.582	10633.555	<	-14884.319	底版	上面 D51@150 (1段目) 上面 D51@150 (2段目) 下面 D51@150 (1段目) 下面 D51@150 (2段目)

注記 \*1：固定端曲げモーメントの合計は、絶対値の合計  
\*2：版部材の単純支持のはりモデルによる最大曲げモーメント

(6) 選定した標準配筋

側壁鉛直断面，側壁水平断面，側壁の主筋（水平断面）とせん断補強筋（鉛直断面）を  
足し合わせ，版部材（頂版，中床版，底版）の照査結果より選定した概略配筋図を図  
14.4-16 に示す。

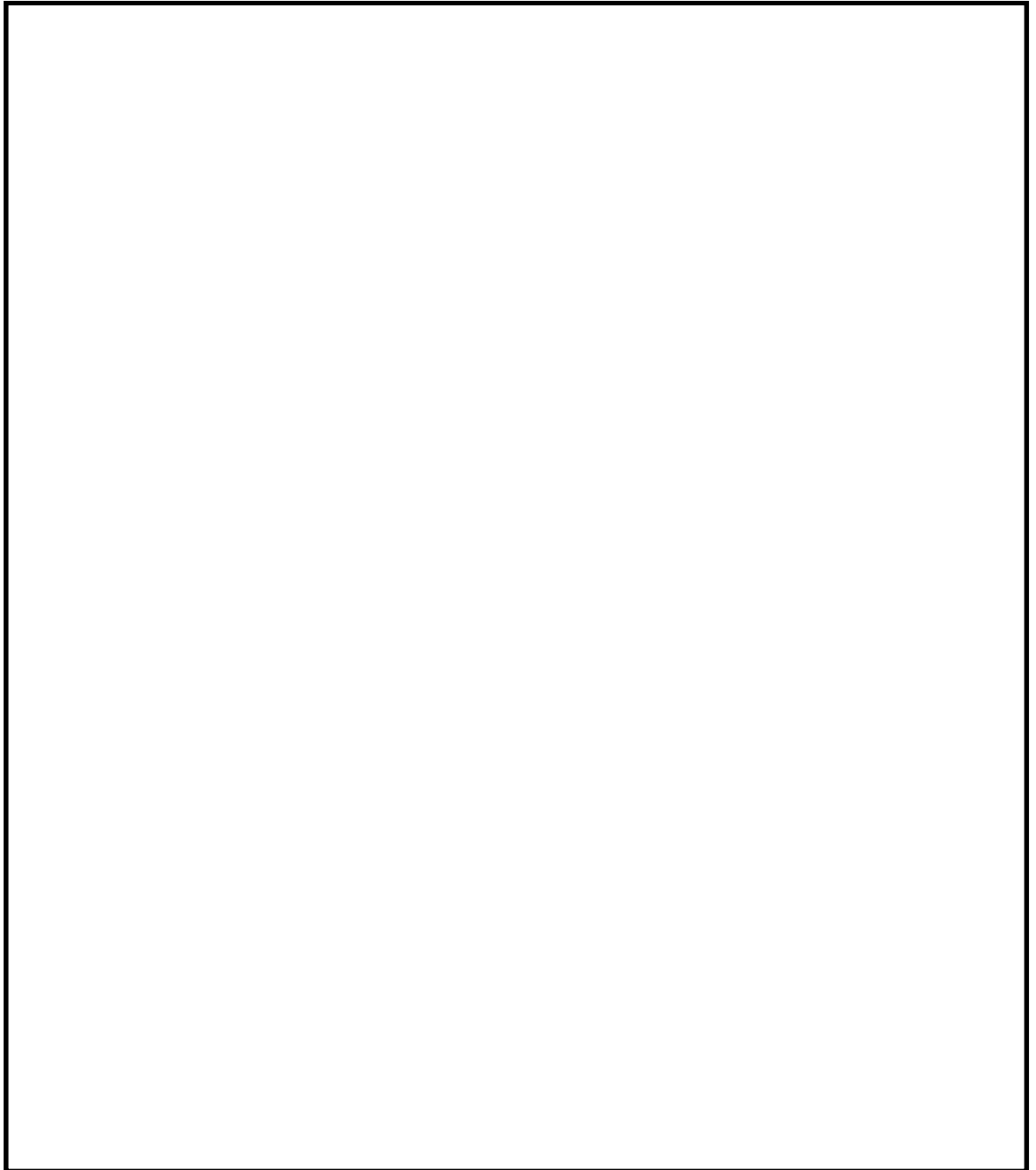


図 14.4-16 選定した概略配筋図（SA用海水ピット）

(7) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 14.4-26 に、接地圧分布を図 14.4-17 に示す。

S A用海水ピットの最大接地圧は $S_s-D1$ 〔H-, V-〕（検討ケース①, ①-①断面）で $1953 \text{ kN/m}^2$ であり、基礎地盤の極限支持力度 $6025 \text{ kN/m}^2$ 以下である。

以上のことから、S A用海水ピットの基礎地盤は、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 14.4-26 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1912	6025
		[H+, V-]	1936	6025
		[H-, V+]	1932	6025
		[H-, V-]	1953	6025
	S <sub>s</sub> -1 1	-	1082	6025
	S <sub>s</sub> -1 2	-	1145	6025
	S <sub>s</sub> -1 3	-	1102	6025
	S <sub>s</sub> -1 4	-	958	6025
	S <sub>s</sub> -2 1	-	1056	6025
	S <sub>s</sub> -2 2	-	1276	6025
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1790	6025
[H-, V+]		1695	6025	
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	1345	6025
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	1314	6025
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	1727	6025
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	1135	6025
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V-]	1121	6025

- 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 14.4-26 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

検討ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
ケース①	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1768	6025
		[H+, V-]	1776	6025
		[H-, V+]	1804	6025
		[H-, V-]	1790	6025
	S <sub>s</sub> -1 1	-	1034	6025
	S <sub>s</sub> -1 2	-	1292	6025
	S <sub>s</sub> -1 3	-	1282	6025
	S <sub>s</sub> -1 4	-	1127	6025
	S <sub>s</sub> -2 1	-	1538	6025
	S <sub>s</sub> -2 2	-	1379	6025
	S <sub>s</sub> -3 1	[H+, V+]	1674	6025
[H-, V+]		1617	6025	
ケース②	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1207	6025
ケース③	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1215	6025
ケース④	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1496	6025
ケース⑤	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1053	6025
ケース⑥	S <sub>s</sub> -D 1	[H+, V+]	1043	6025

- 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

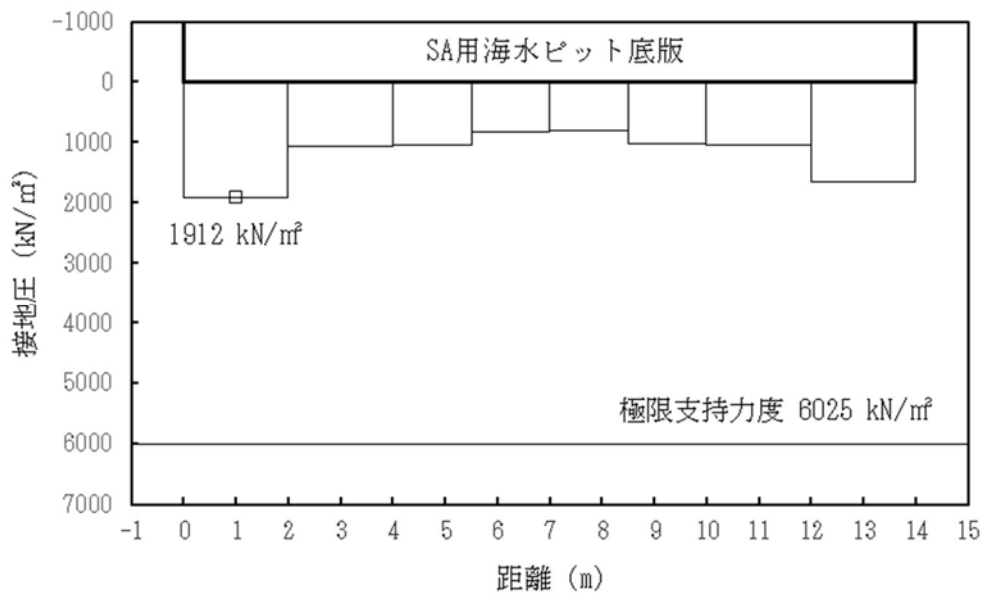


図 14.4-17 (1) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

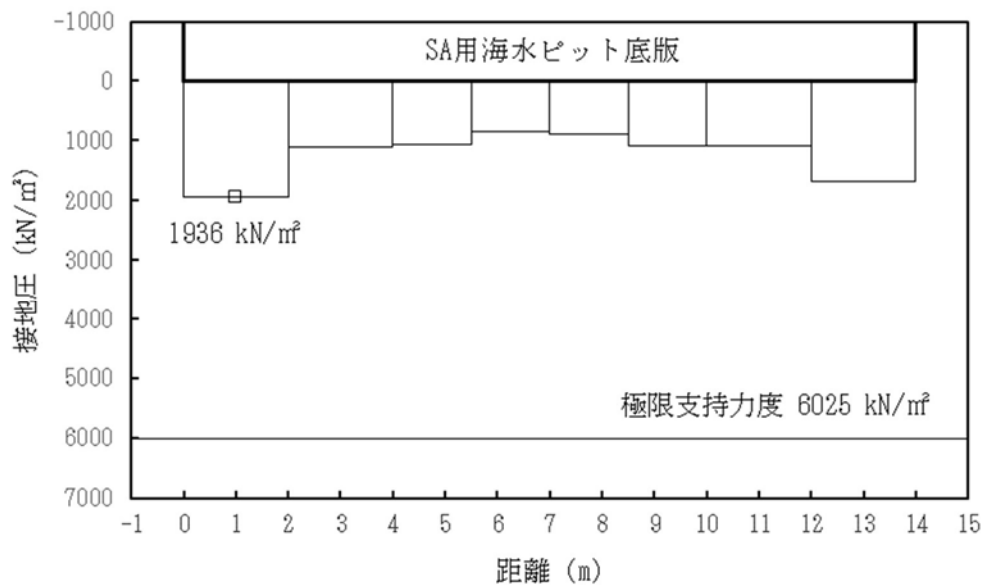


図 14.4-17 (2) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

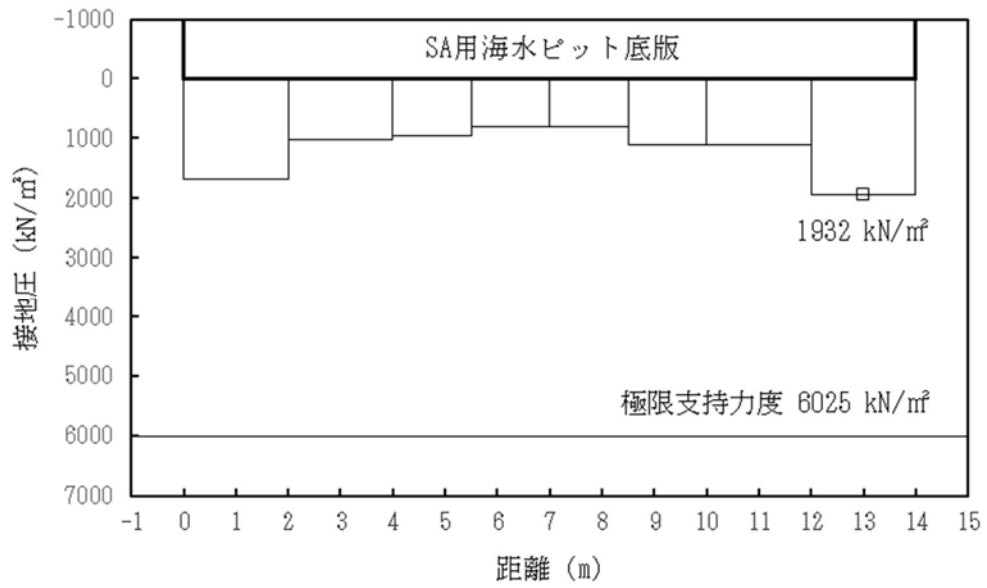


図 14.4-17 (3) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

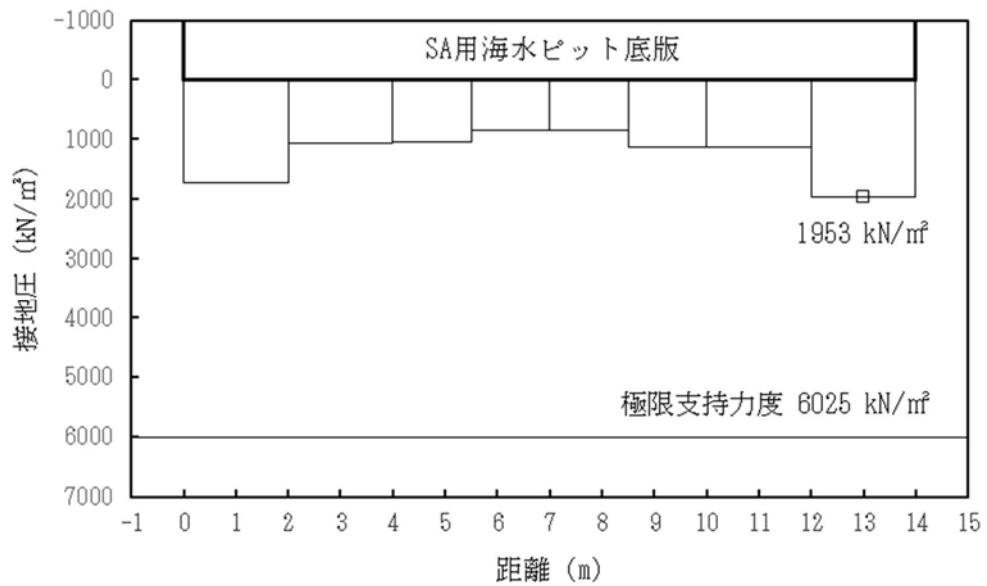


図 14.4-17 (4) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

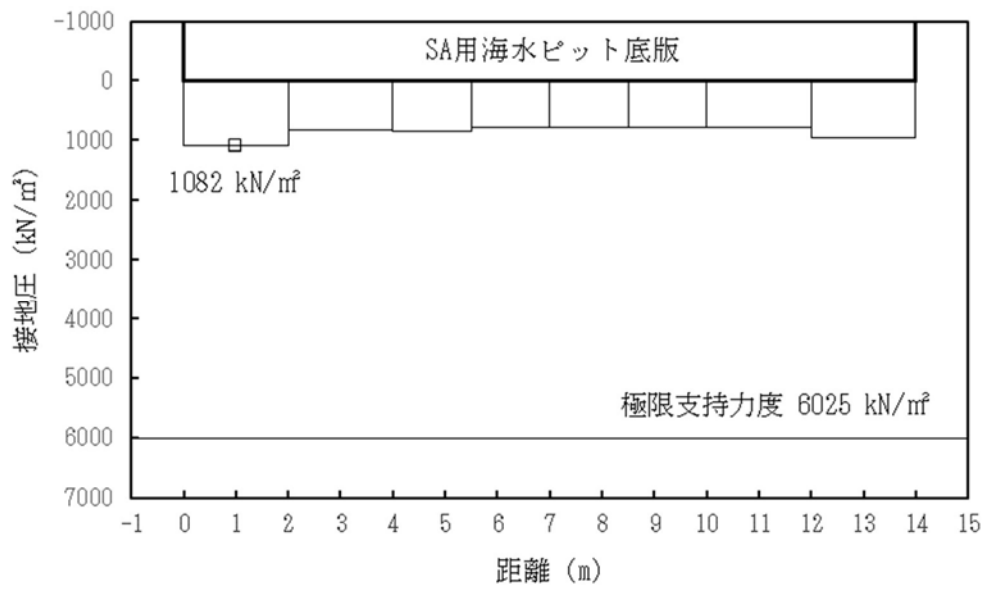


図 14.4-17 (5) ①-①断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-11)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

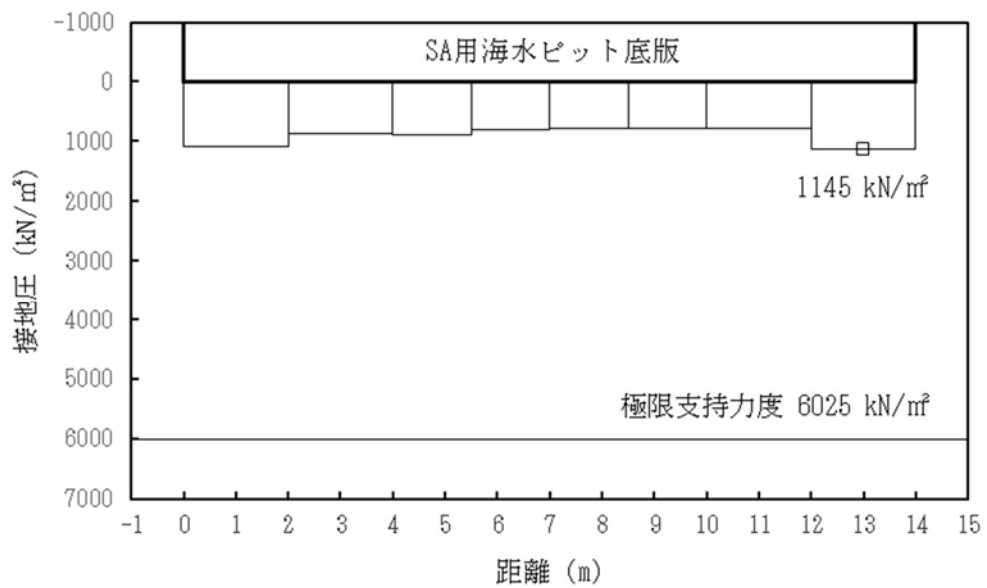


図 14.4-17 (6) ①-①断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-12)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

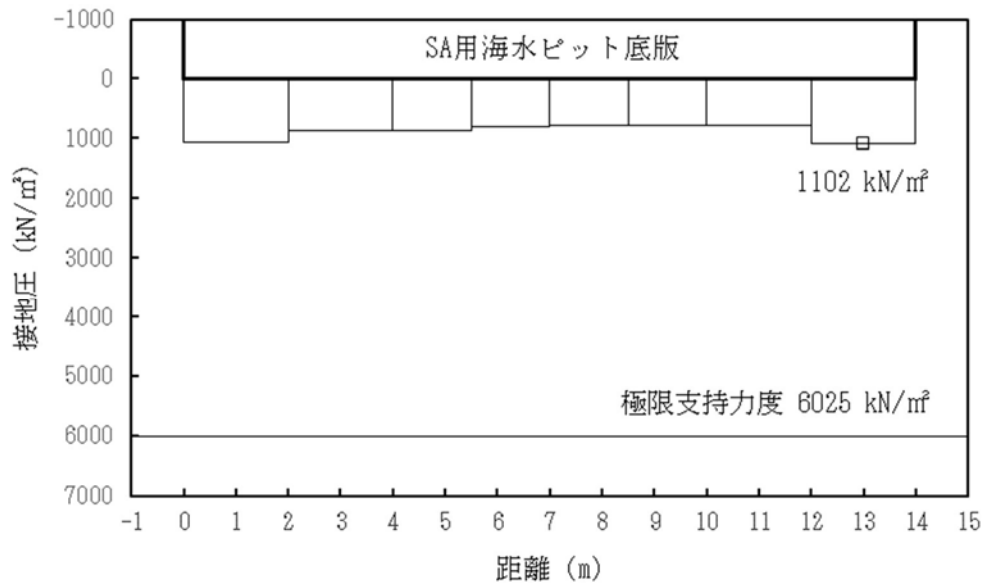


図 14.4-17 (7) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

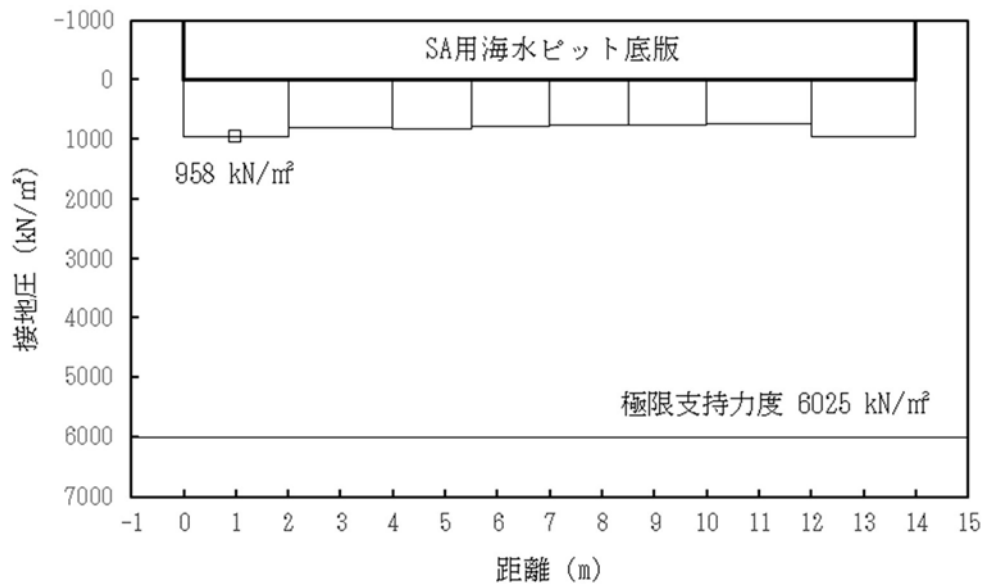


図 14.4-17 (8) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

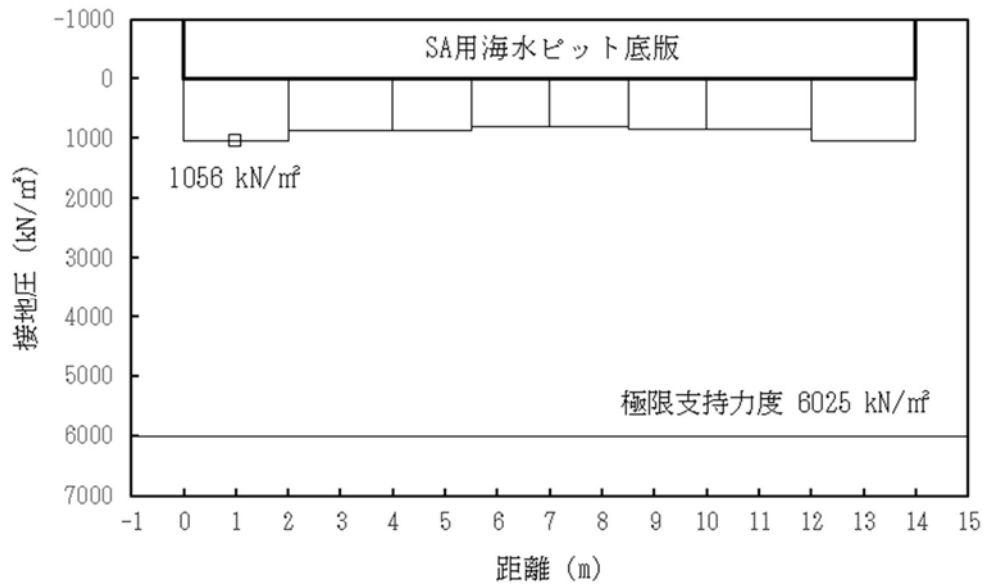


図 14.4-17 (9) ①-①断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 1)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

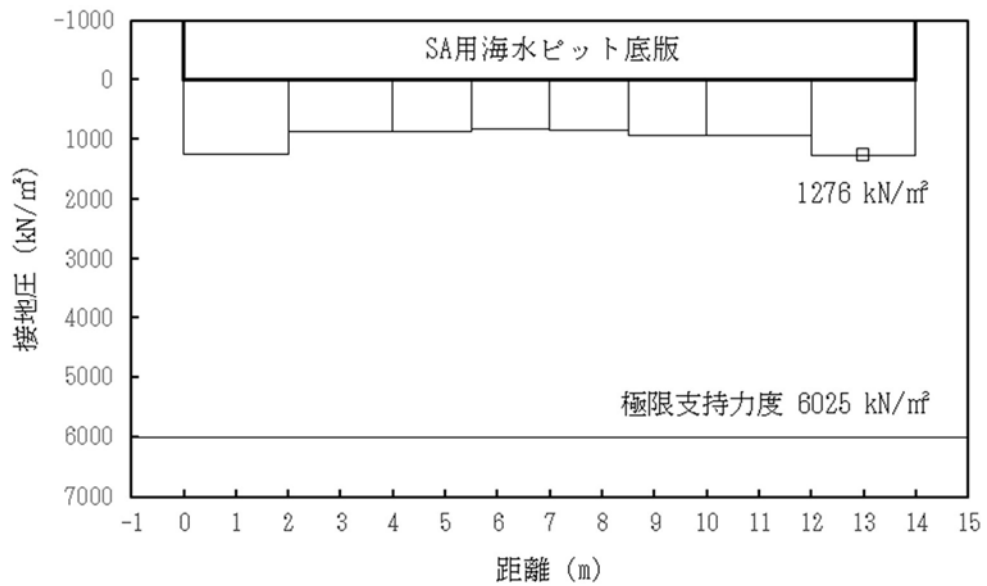


図 14.4-17 (10) ①-①断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 2)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

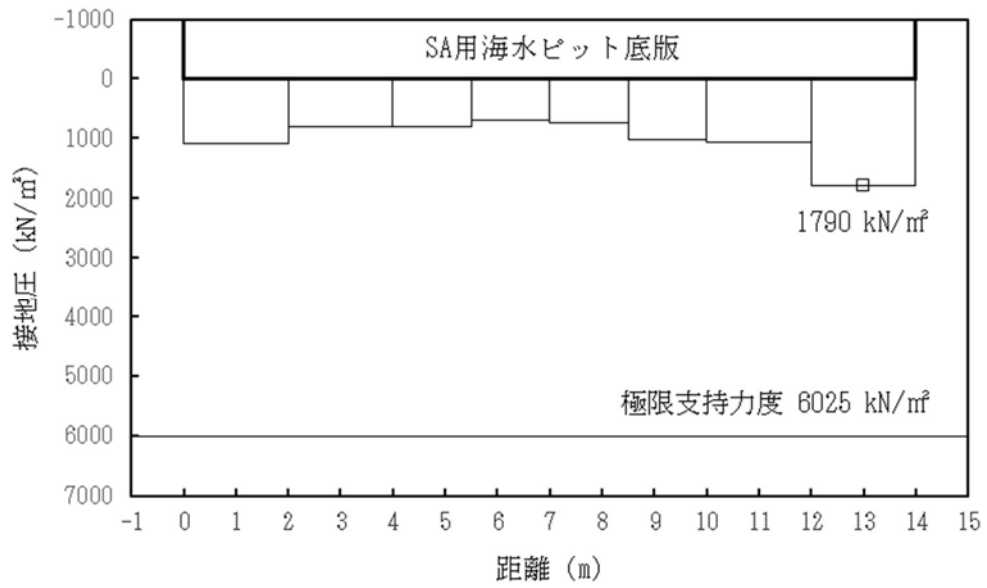


図 14.4-17 (11) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

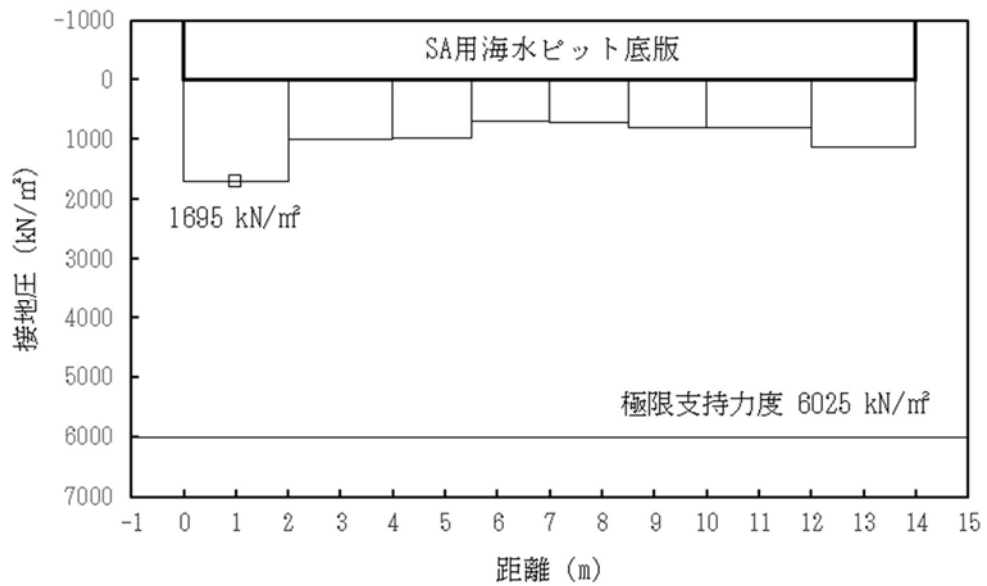


図 14.4-17 (12) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



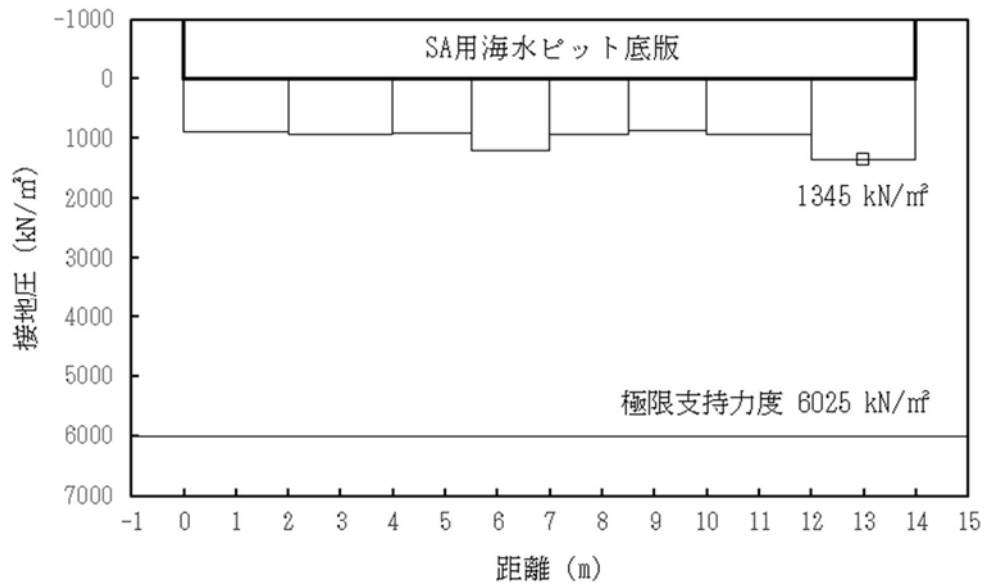


図 14.4-17 (13) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

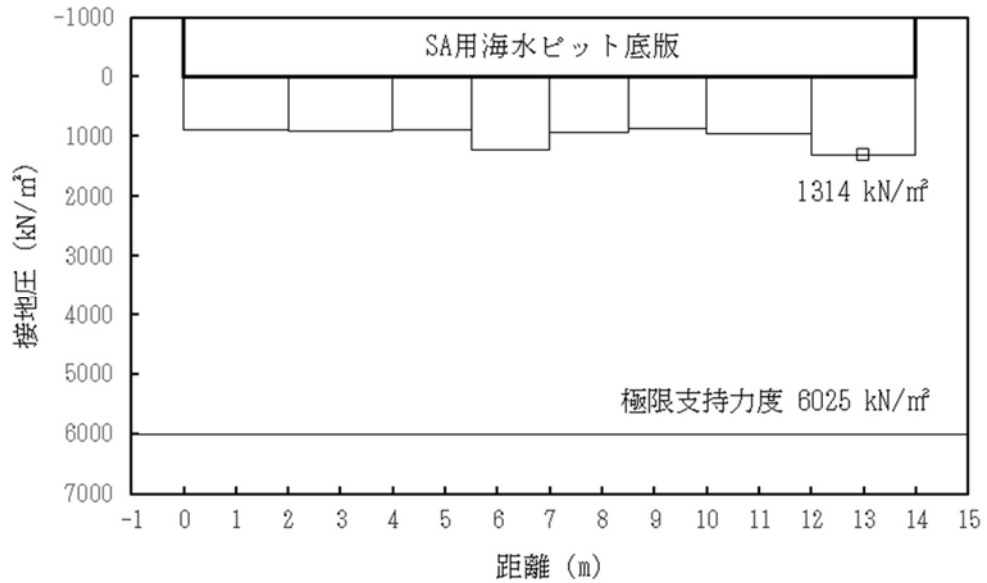


図 14.4-17 (14) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

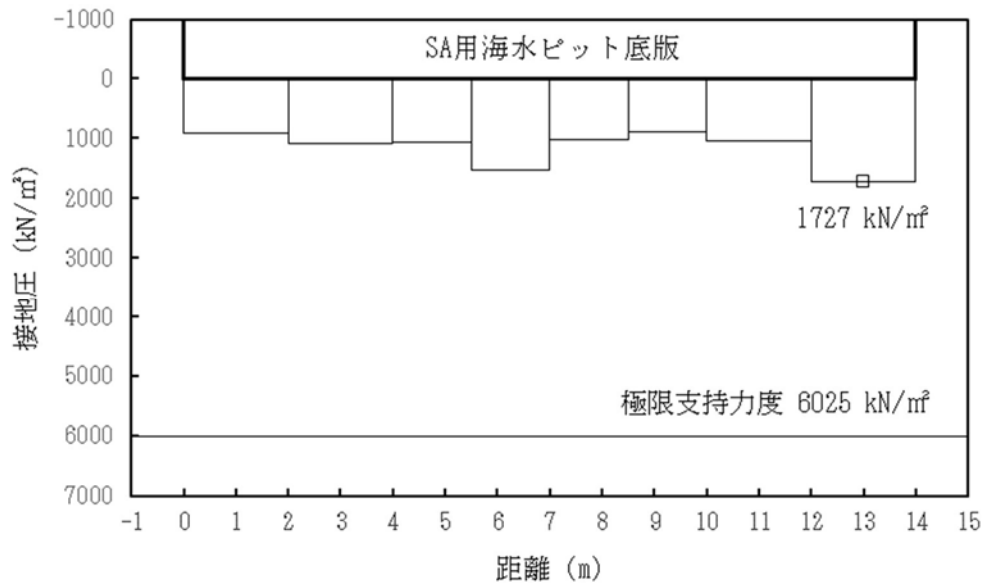


図 14.4-17 (15) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

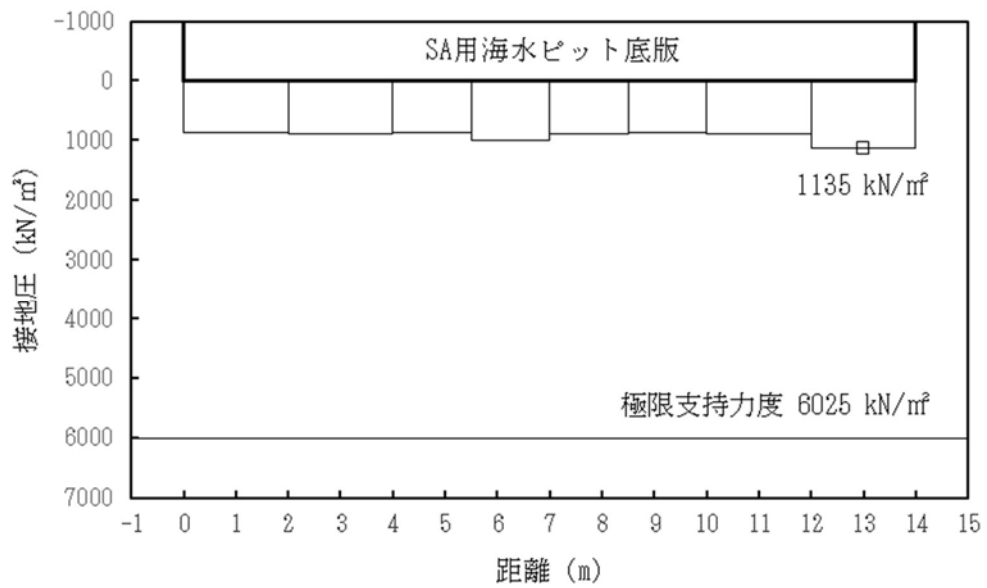


図 14.4-17 (16) ①-①断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

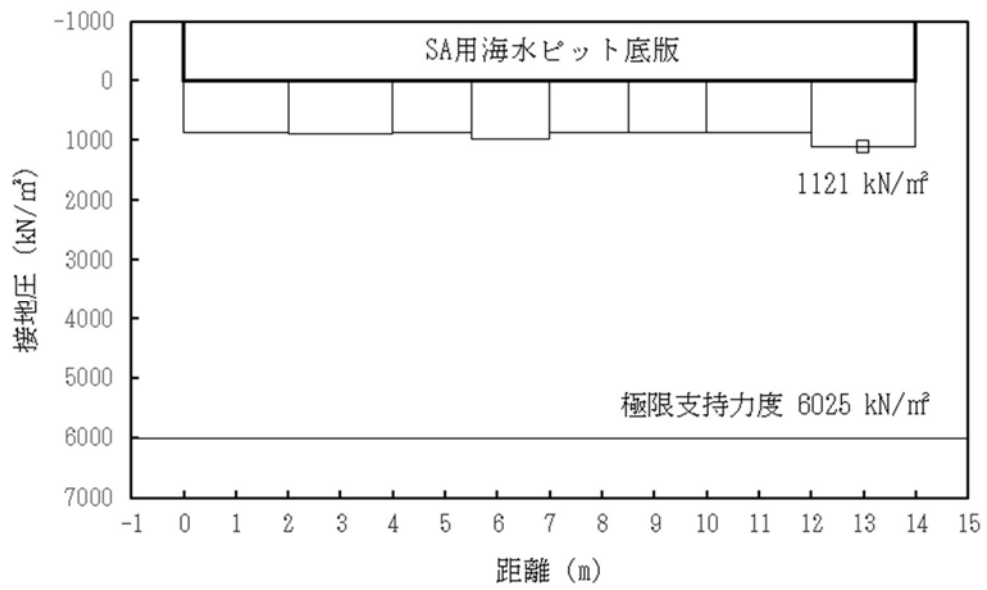


図 14.4-17 (17) ①-①断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

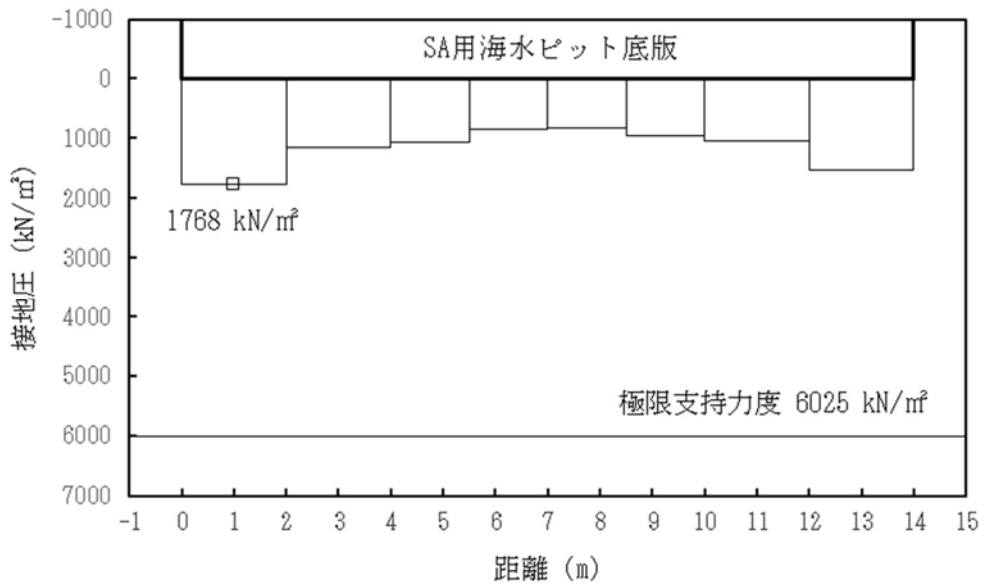


図 14.4-17 (18) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

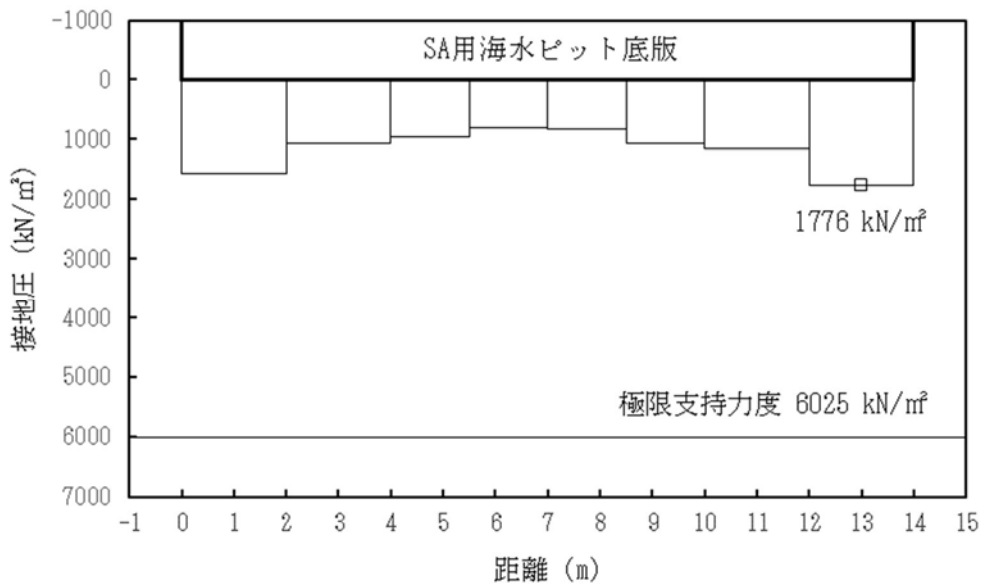


図 14.4-17 (19) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

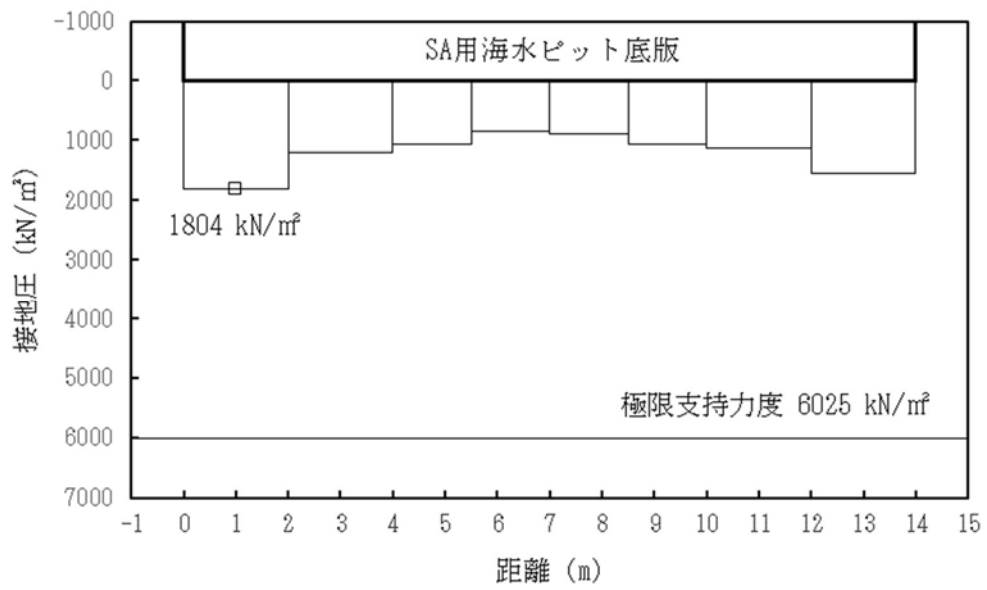


図 14.4-17 (20) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

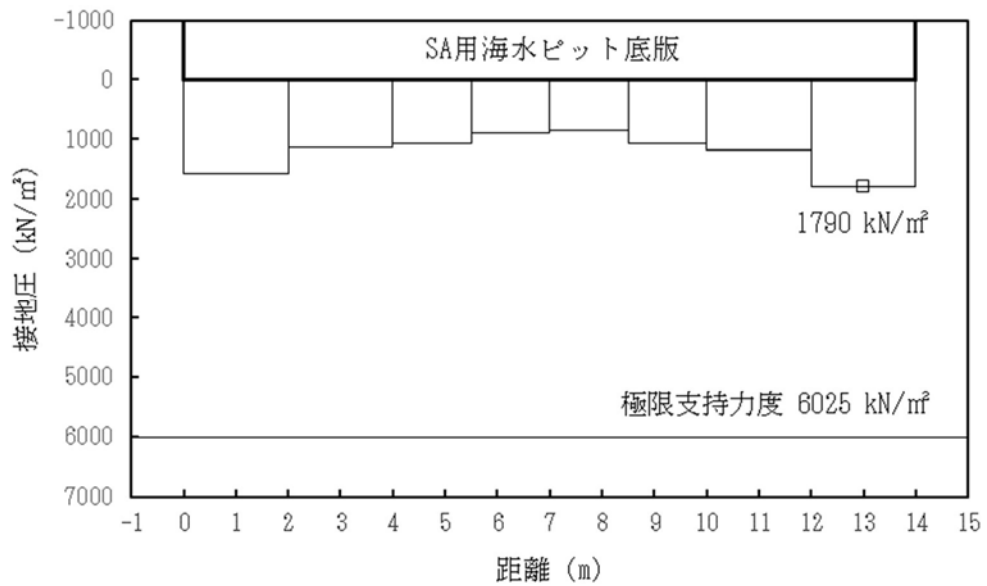


図 14.4-17 (21) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

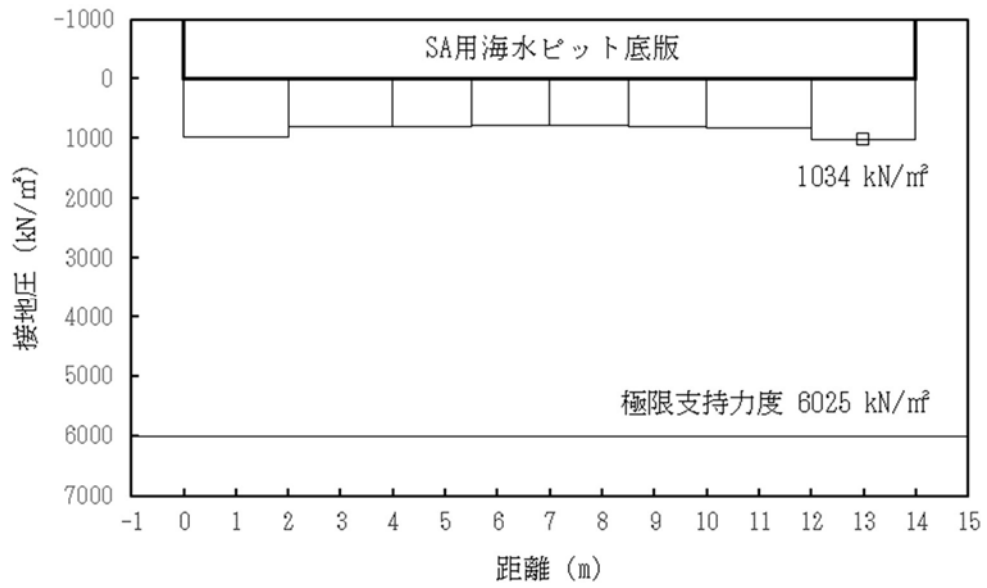


図 14.4-17 (22) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

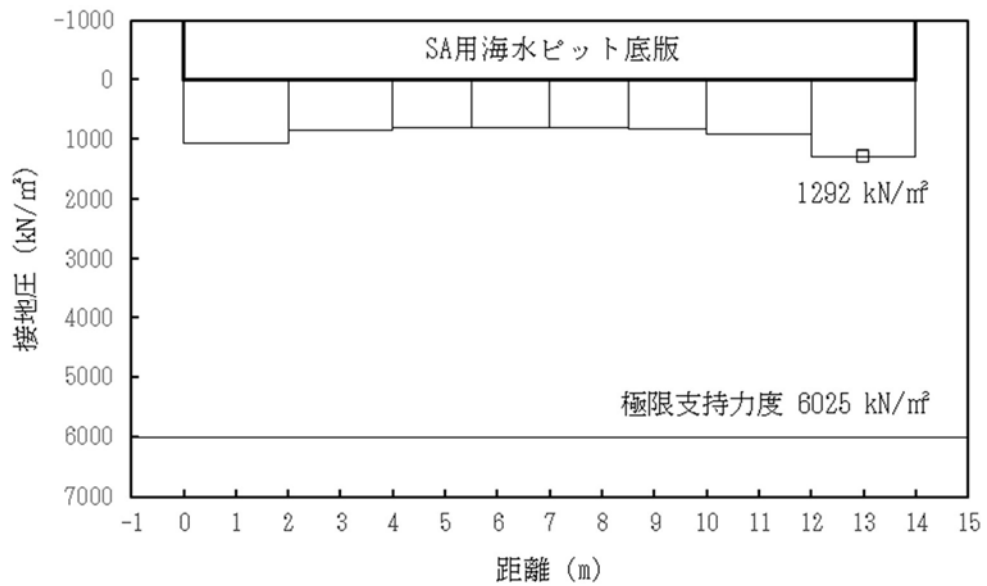


図 14.4-17 (23) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

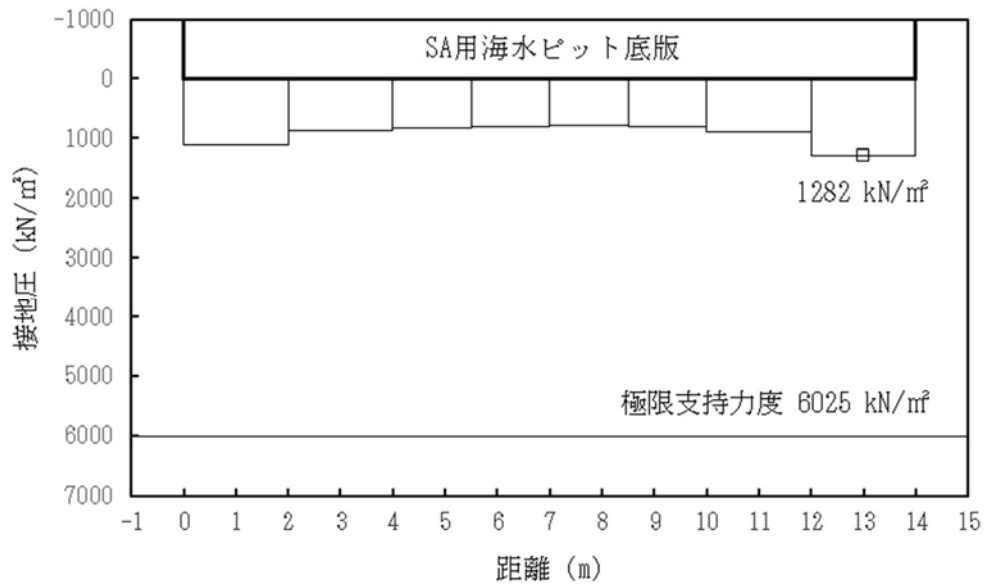


図 14.4-17 (24) ②-②断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-13)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

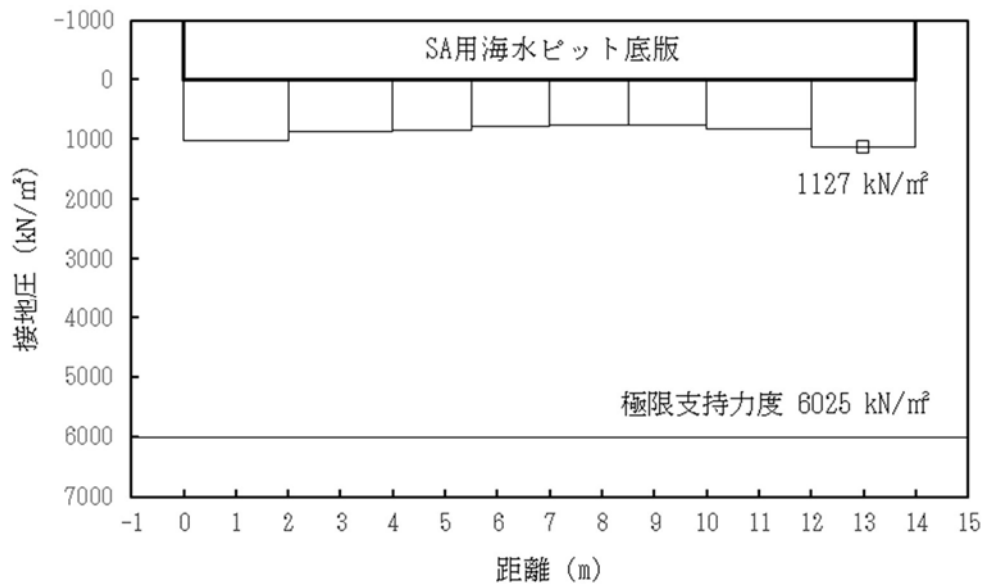


図 14.4-17 (25) ②-②断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-14)  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

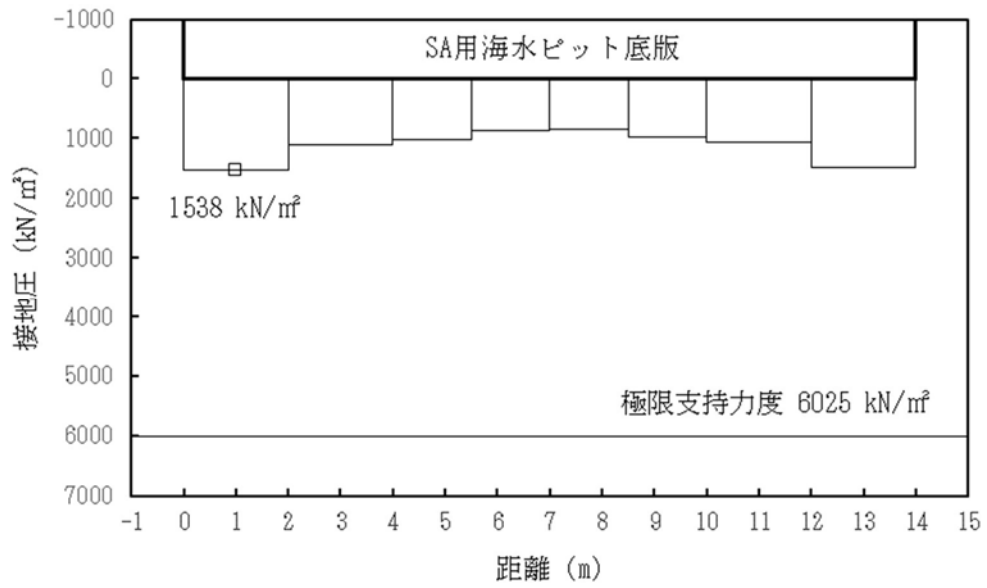


図 14.4-17 (26) ②-②断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 1)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

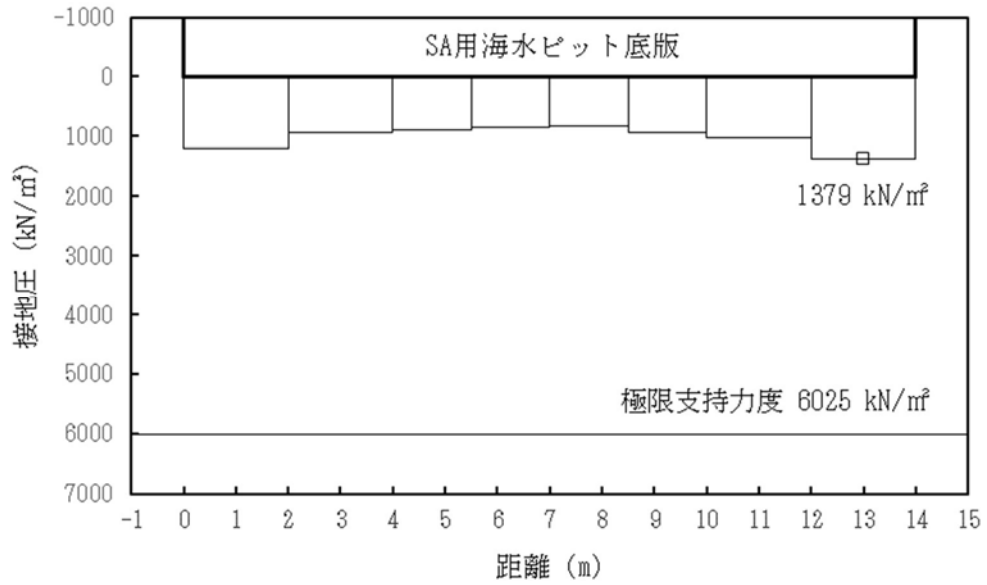


図 14.4-17 (27) ②-②断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 2)  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



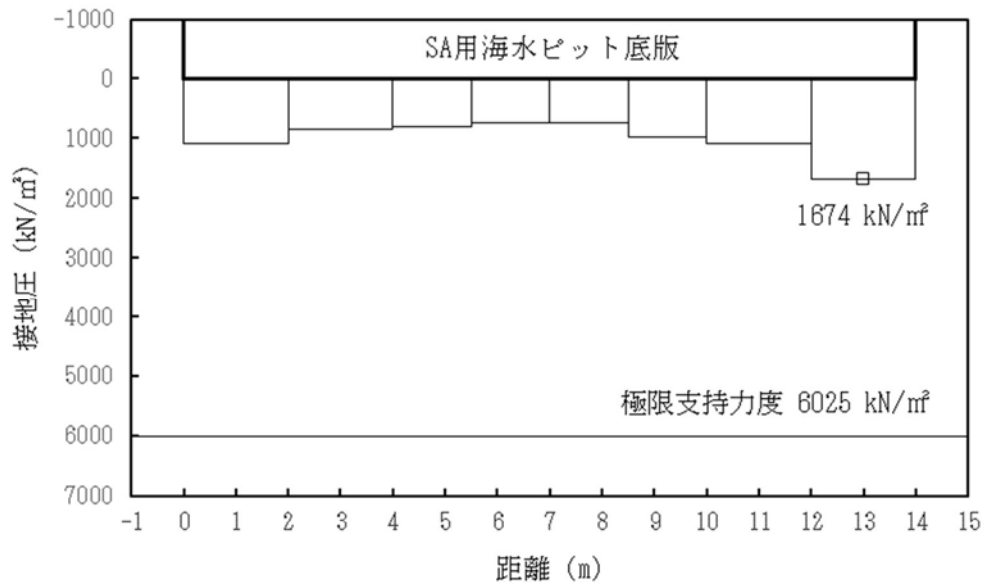


図 14.4-17 (28) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

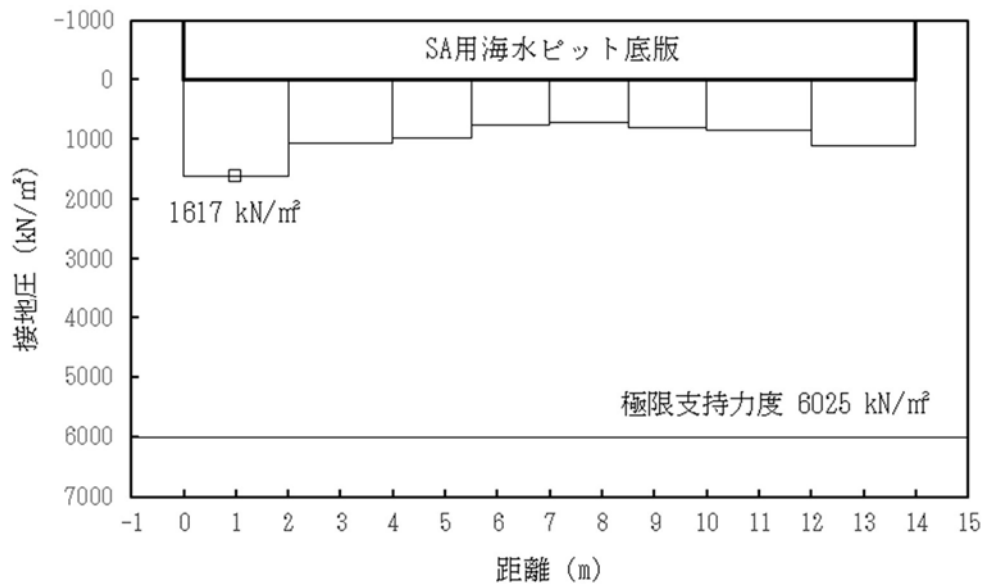


図 14.4-17 (29) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

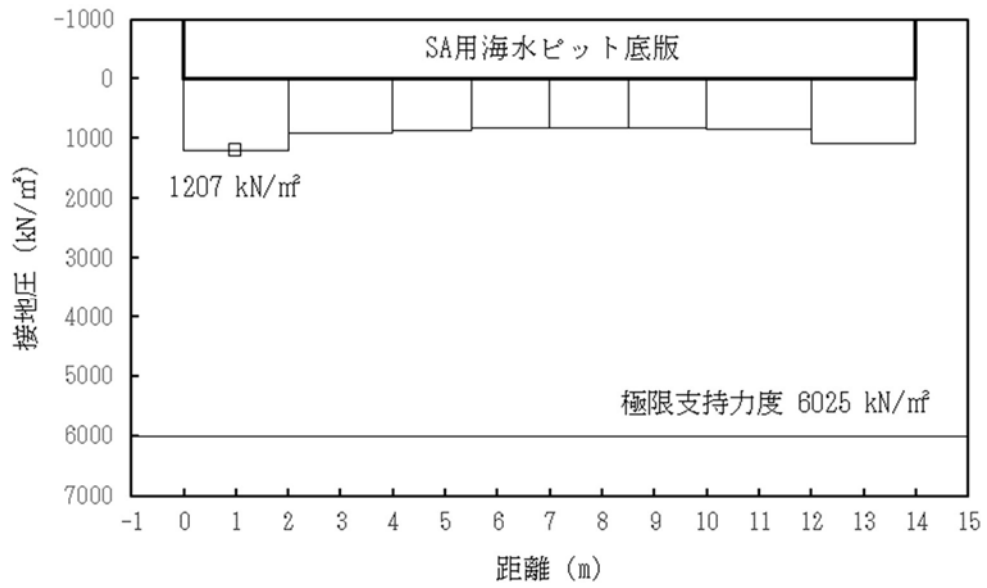


図 14.4-17 (30) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

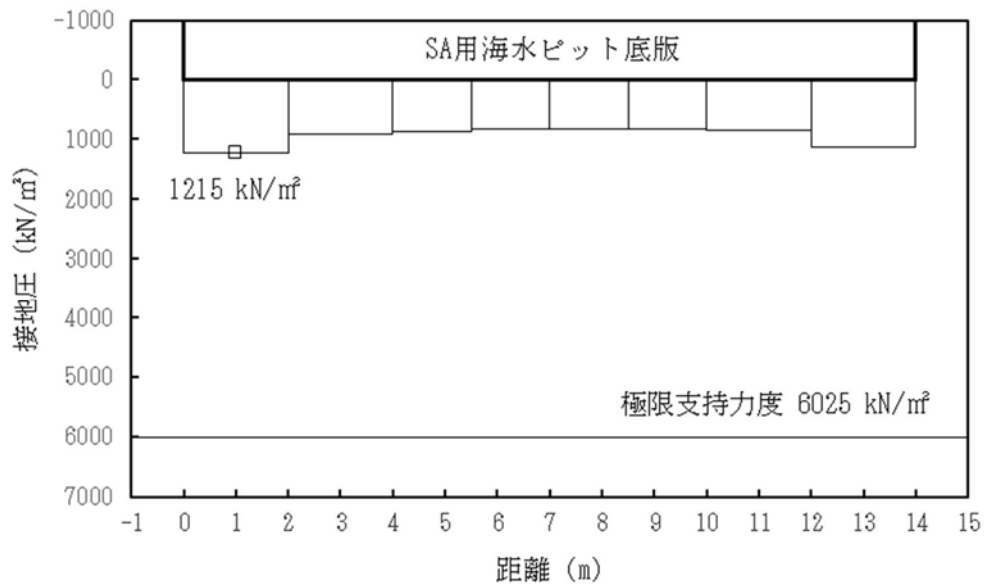


図 14.4-17 (31) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

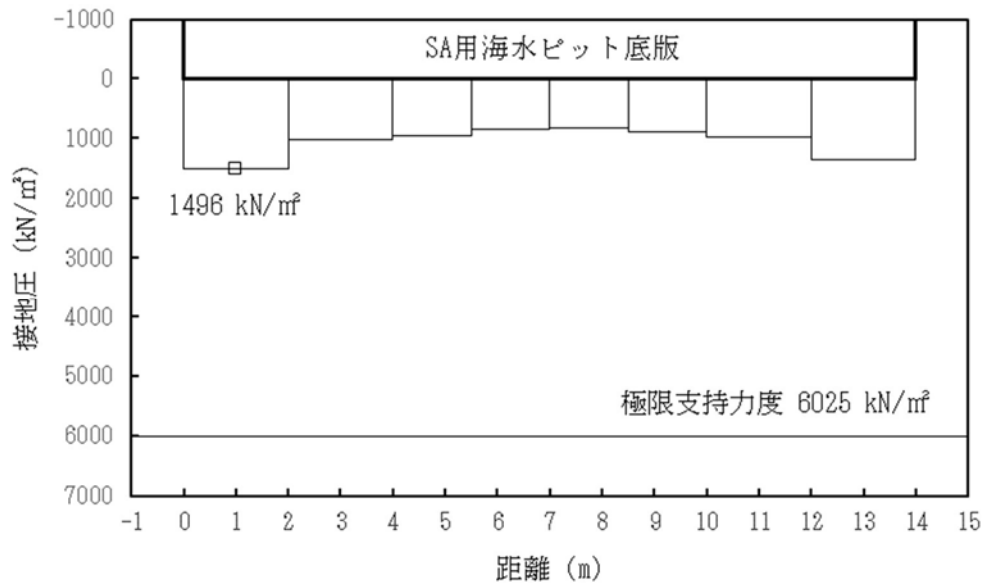


図 14.4-17 (32) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

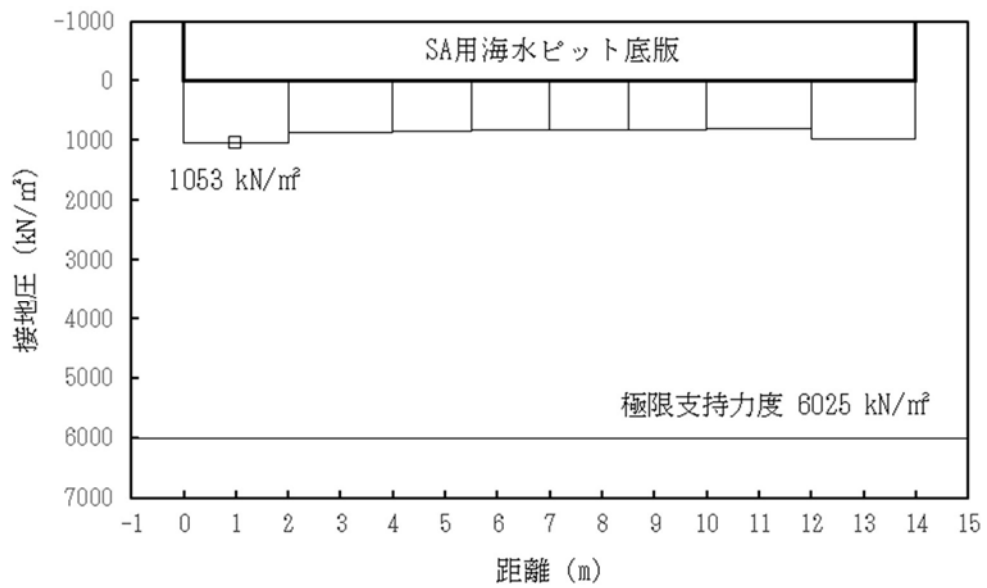


図 14.4-17 (33) ②-②断面の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

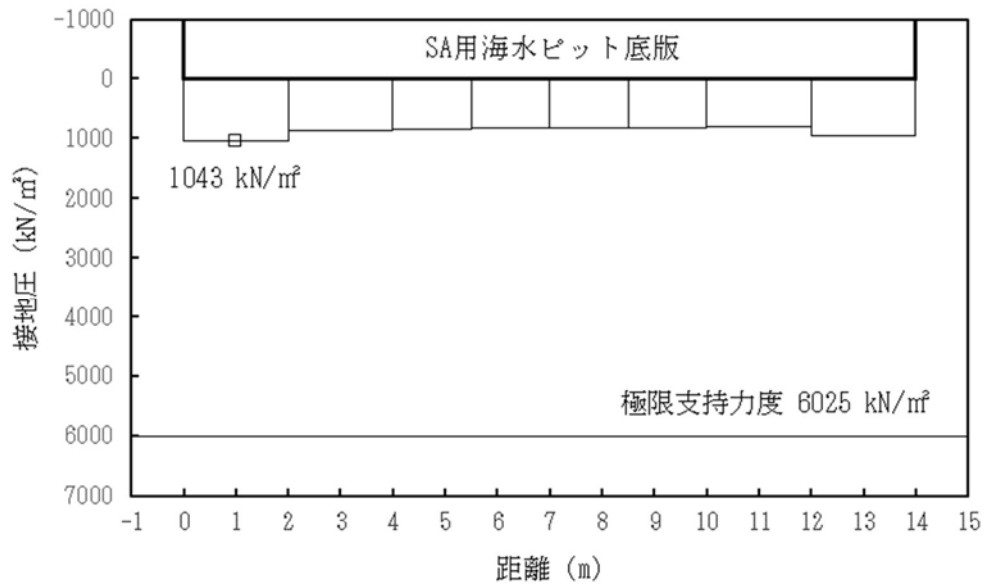


図 14.4-17 (34) ②-②断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V-])  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

#### 14.5 まとめ

SA用海水ピットについて、基準地震動 $S_s$ による地震力に対し、構造物の曲げ軸応力及びせん断応力並びに最大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、SA用海水ピットは、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して、要求機能を維持できる。

S A用海水ピットの耐震安全性評価に関する参考資料

(参考 1) 減衰定数の設定について

地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析によるモード図を図 14-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 14-2 に示す。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 % を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについては 5 % (J E A G 4 6 0 1 -1987) とする。

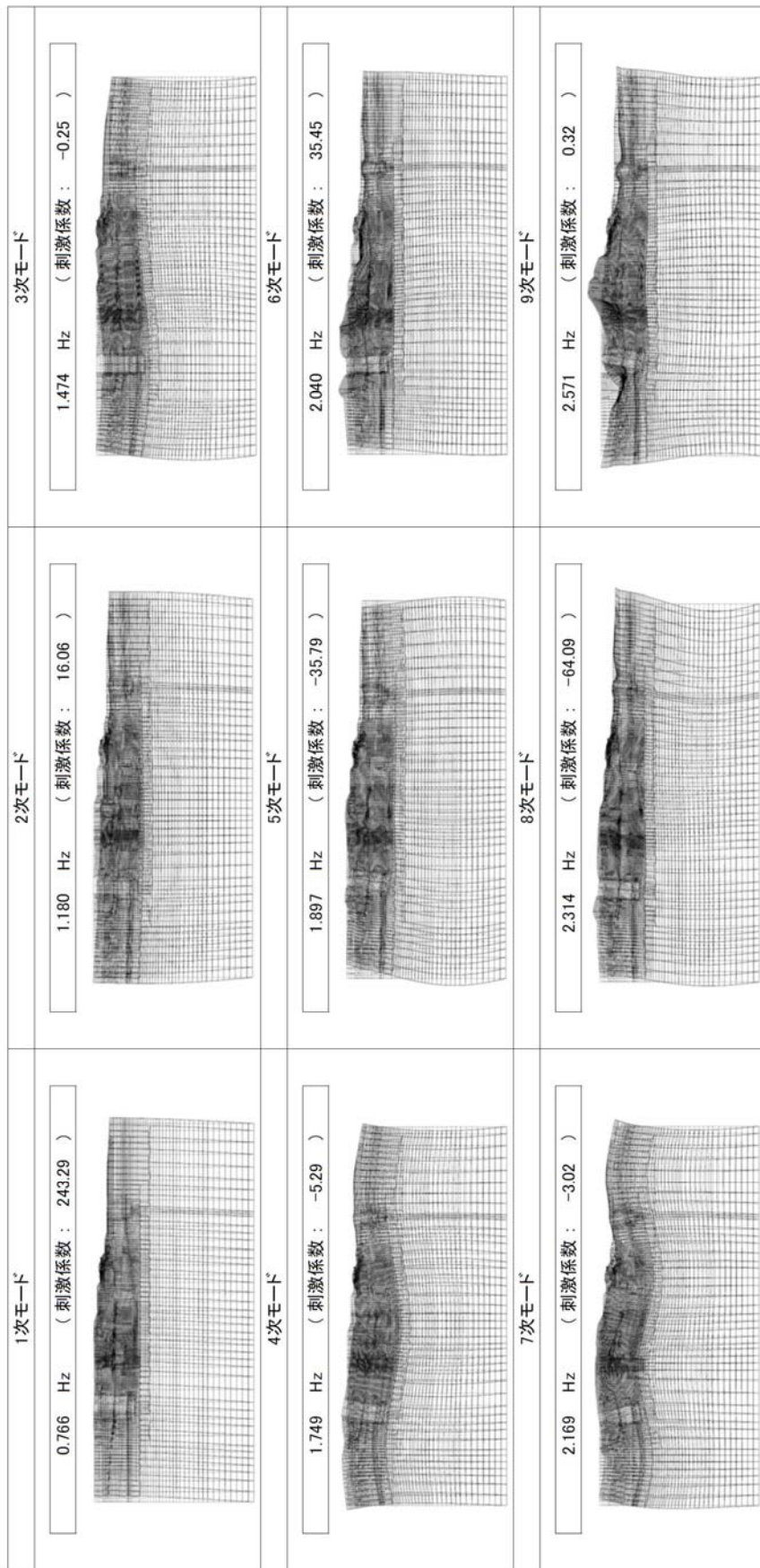


図 14-1(1) S A用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)



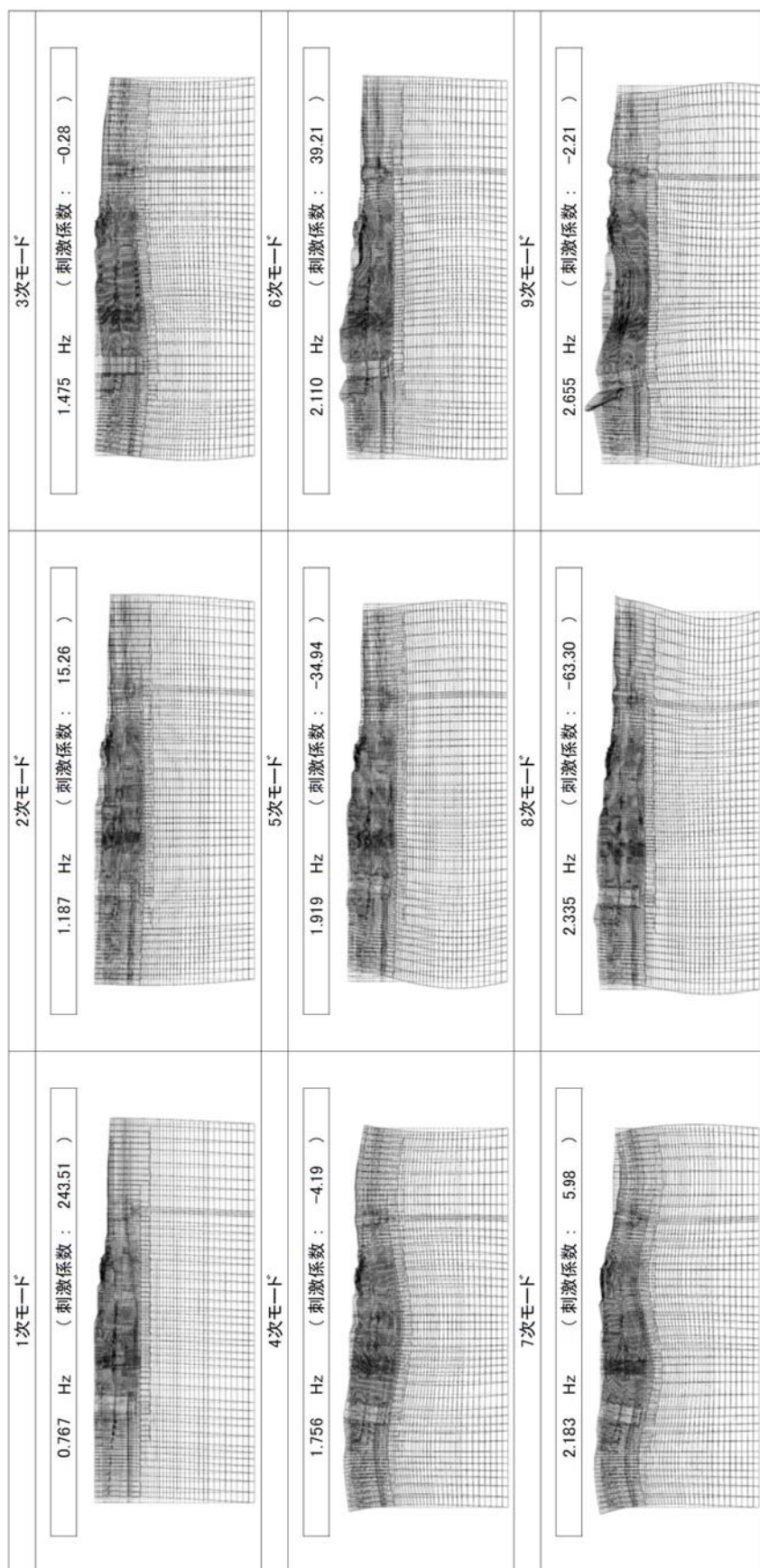


図 14-1 (2) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 (①-①断面))

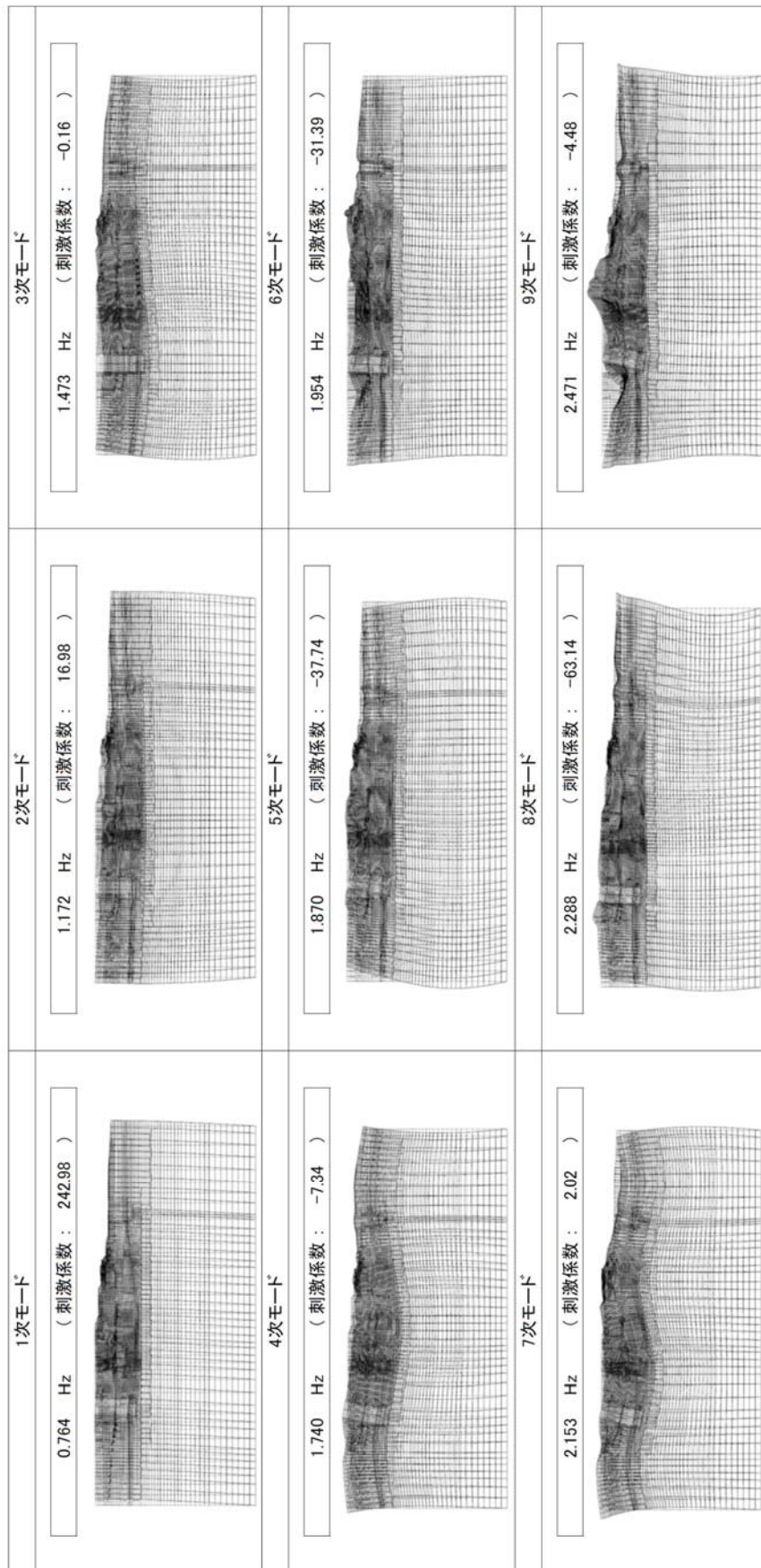


図 14-1(3) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース  
 (①-①断面))

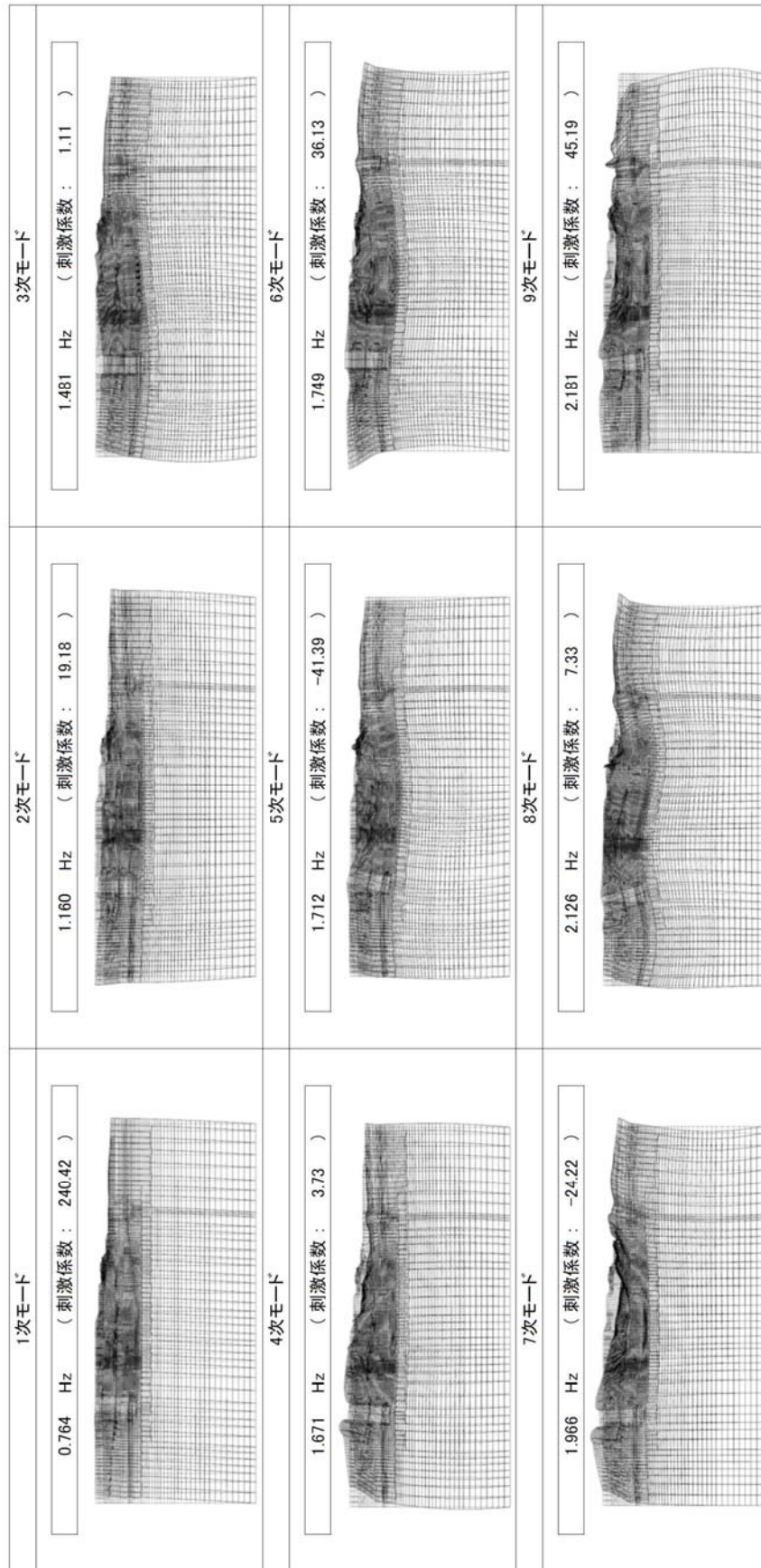


図 14-1(4) SA用海水ビットの固有値解析結果

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

(①-①断面)



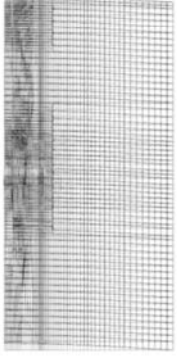
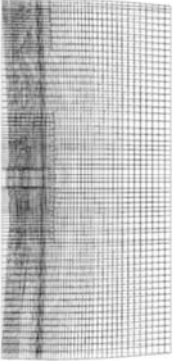
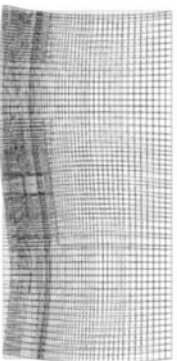
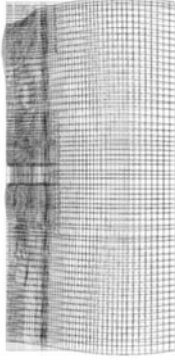
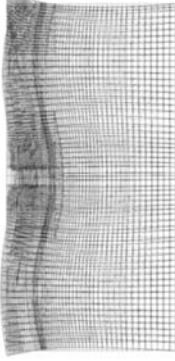
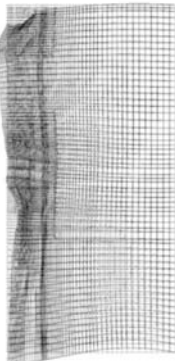
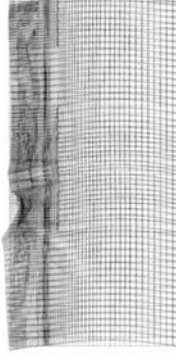
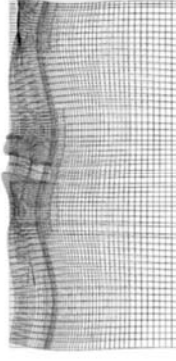
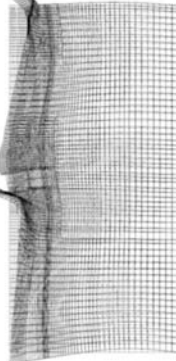
1次モード 0.732 Hz ( 刺激係数 : 231.30 ) 	2次モード 1.194 Hz ( 刺激係数 : -0.90 ) 	3次モード 1.472 Hz ( 刺激係数 : -0.54 ) 
4次モード 1.693 Hz ( 刺激係数 : 6.75 ) 	5次モード 1.863 Hz ( 刺激係数 : -4.94 ) 	6次モード 1.977 Hz ( 刺激係数 : 22.85 ) 
7次モード 2.050 Hz ( 刺激係数 : 70.15 ) 	8次モード 2.327 Hz ( 刺激係数 : 11.91 ) 	9次モード 2.417 Hz ( 刺激係数 : 20.88 ) 

図 14-1(5) SA用海水ビットの固有値解析結果  
(検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース  
(②-②断面))

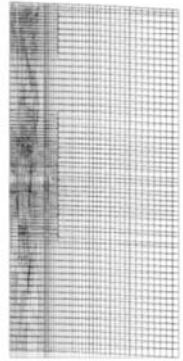
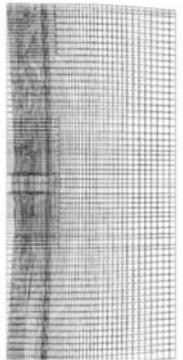
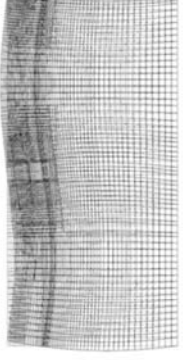
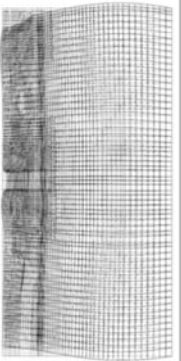
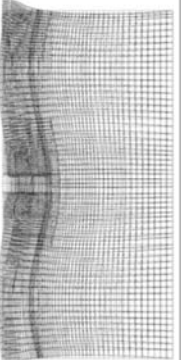
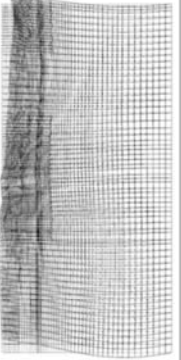
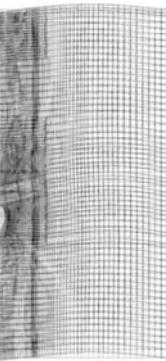
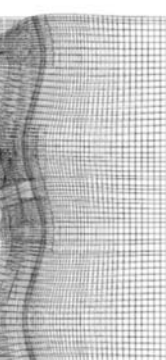

<p>1次モード</p> <p>0.733 Hz ( 刺激係数 : 231.54 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.202 Hz ( 刺激係数 : -0.62 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.474 Hz ( 刺激係数 : -0.38 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.727 Hz ( 刺激係数 : 5.48 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.876 Hz ( 刺激係数 : -2.93 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.042 Hz ( 刺激係数 : -33.27 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.093 Hz ( 刺激係数 : 68.20 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.361 Hz ( 刺激係数 : -6.52 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.522 Hz ( 刺激係数 : -19.46 )</p> 

図 14-1(6) SA用海水ピットの固有値解析結果  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)  
(②-②断面)

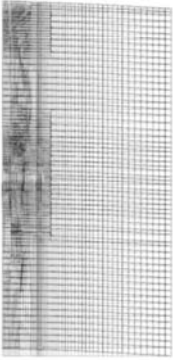
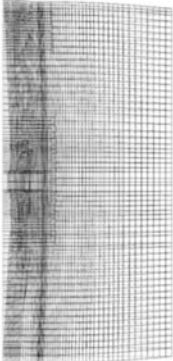
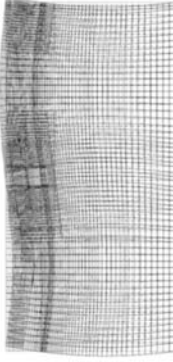
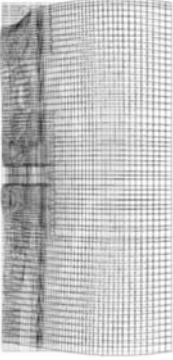
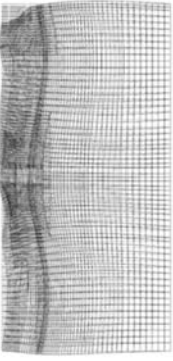
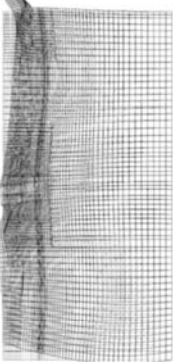

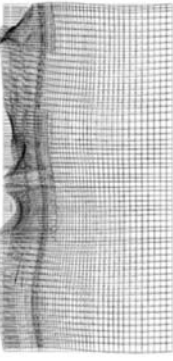
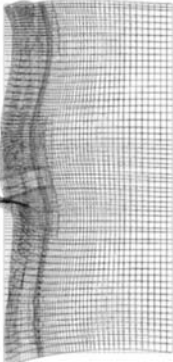
<p>1次モード</p> <p>0.730 Hz ( 刺激係数: 230.96 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.185 Hz ( 刺激係数: -1.34 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.470 Hz ( 刺激係数: -0.82 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.649 Hz ( 刺激係数: 8.48 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.843 Hz ( 刺激係数: 10.07 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.908 Hz ( 刺激係数: -16.90 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.993 Hz ( 刺激係数: -68.45 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.256 Hz ( 刺激係数: -22.68 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.330 Hz ( 刺激係数: 15.03 )</p> 

図 14-1(7) SA用海水ピットの固有値解析結果  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)  
(②-②断面)



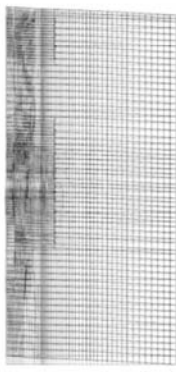
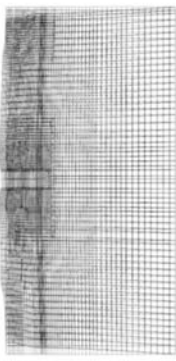
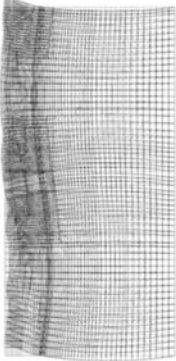
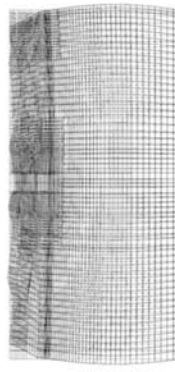

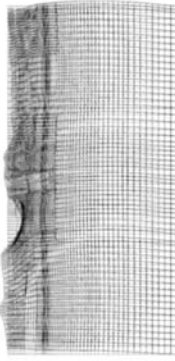
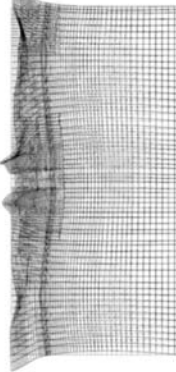
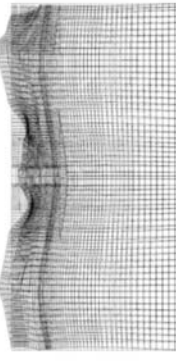
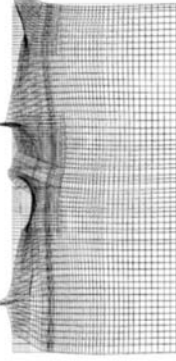
<p>1次モード</p> <p>0.725 Hz ( 刺激係数 : 227.75 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.144 Hz ( 刺激係数 : -1.54 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.467 Hz ( 刺激係数 : -6.29 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.490 Hz ( 刺激係数 : -2.98 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.619 Hz ( 刺激係数 : -33.46 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.733 Hz ( 刺激係数 : 58.70 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.746 Hz ( 刺激係数 : 20.85 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.952 Hz ( 刺激係数 : 1.77 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.027 Hz ( 刺激係数 : -13.05 )</p> 

図 14-1(8) SA用海水ピットの固有値解析結果

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

(②-②断面)

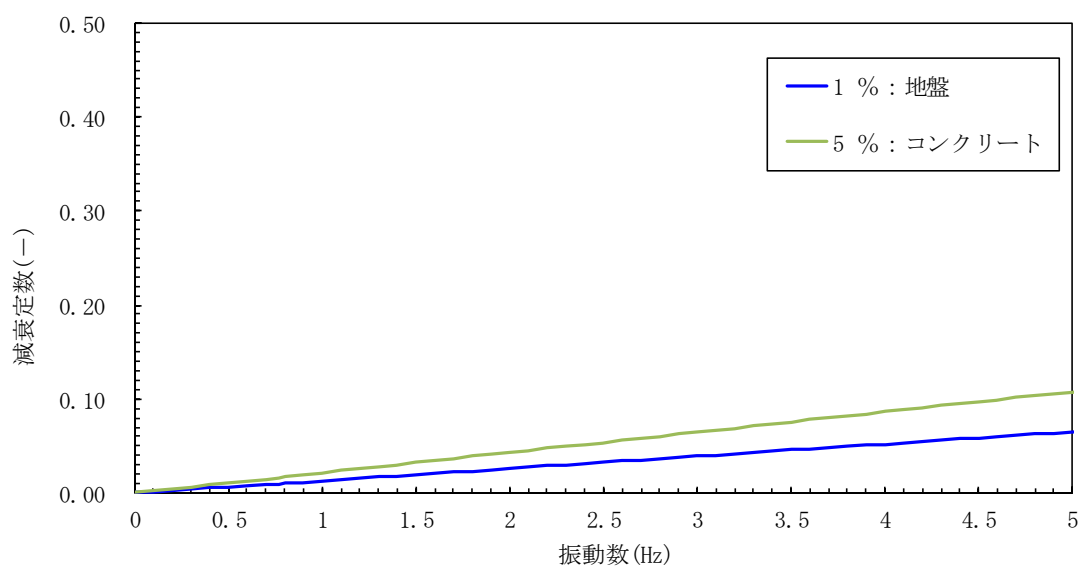


図 14-2(1) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(①-①断面)

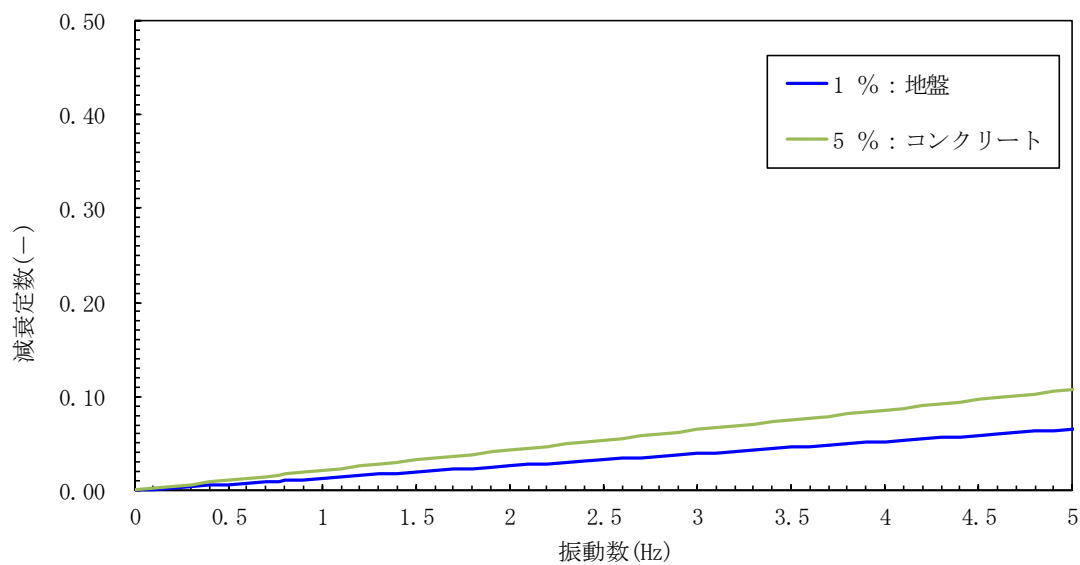


図 14-2(2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

(①-①断面)



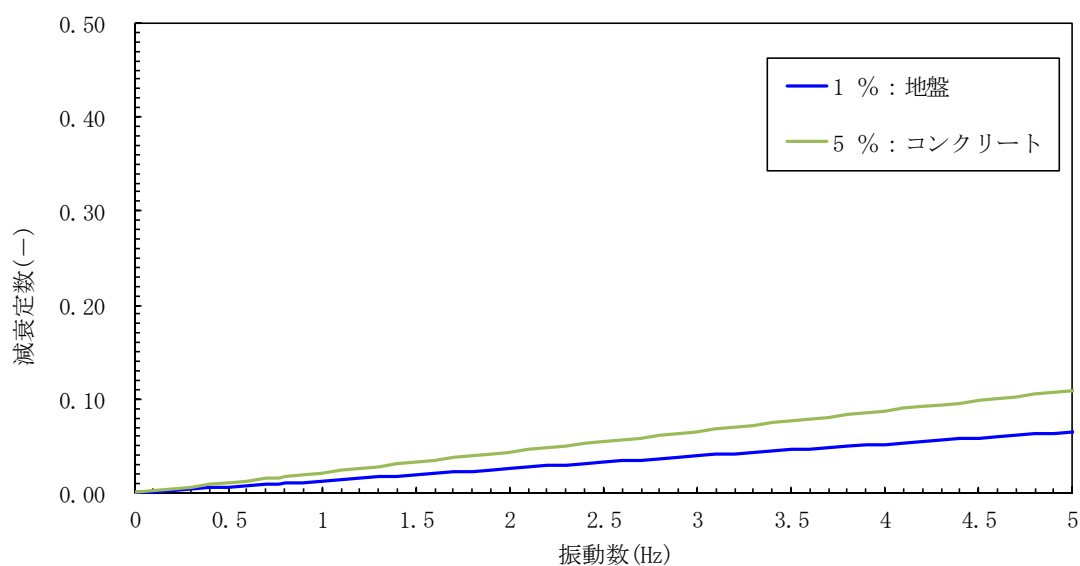


図 14-2(3) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

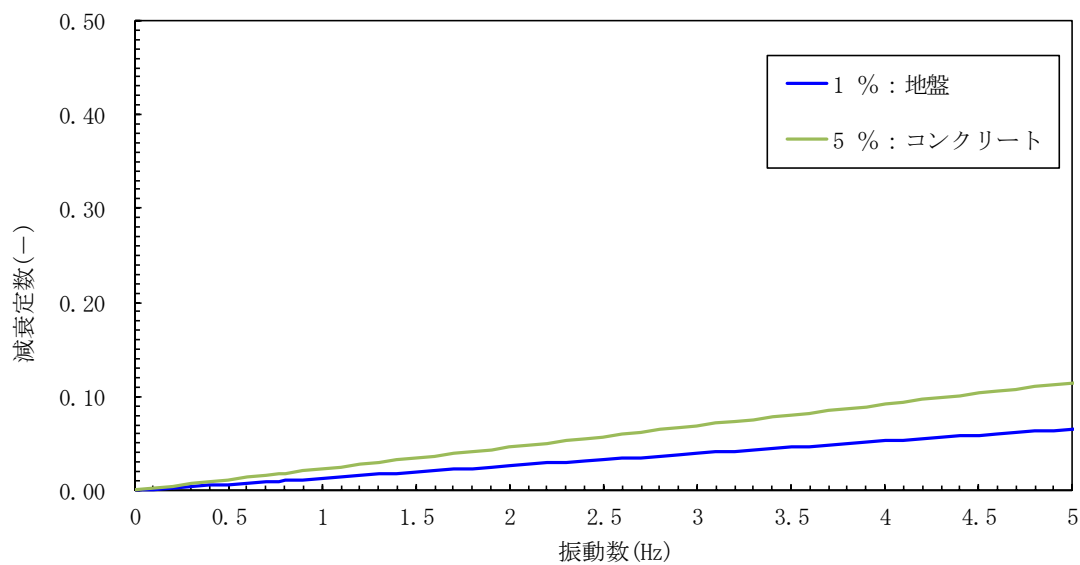


図 14-2(4) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (①-①断面)

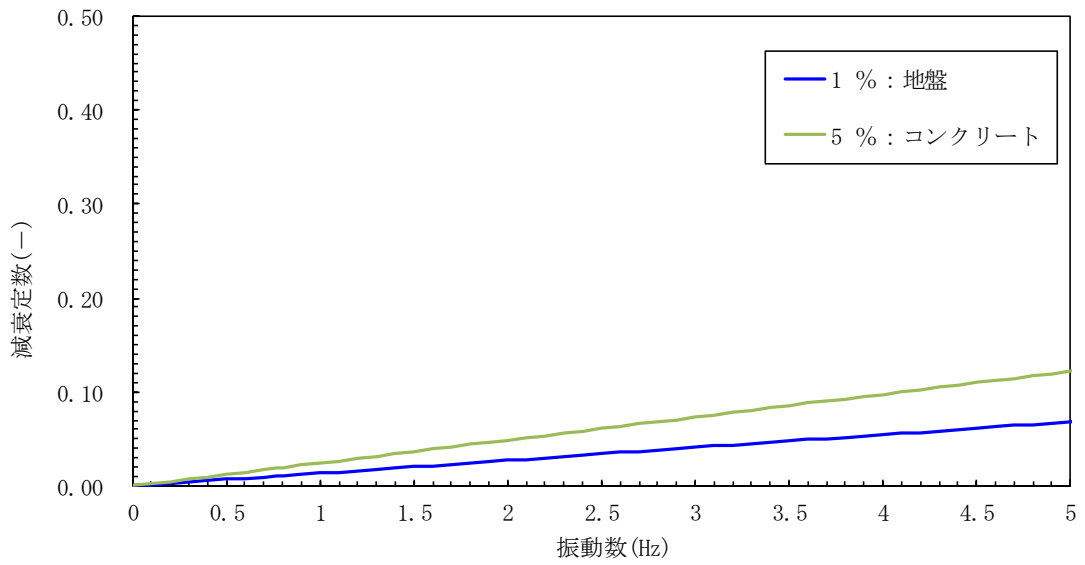


図 14-2(5) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 (②-②断面))

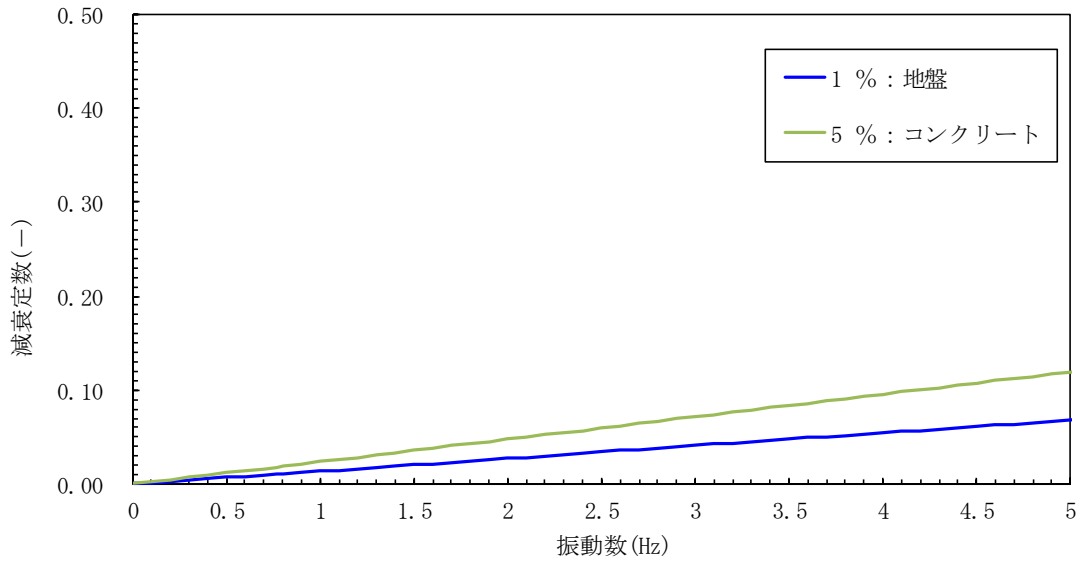


図 14-2(6) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 (②-②断面))

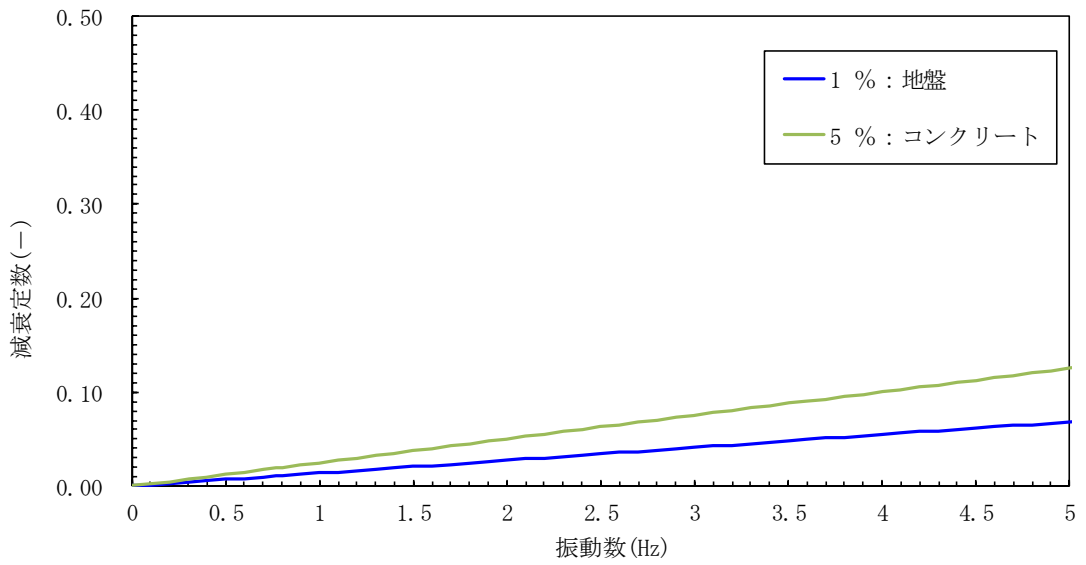


図 14-2(7) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(②-②断面)

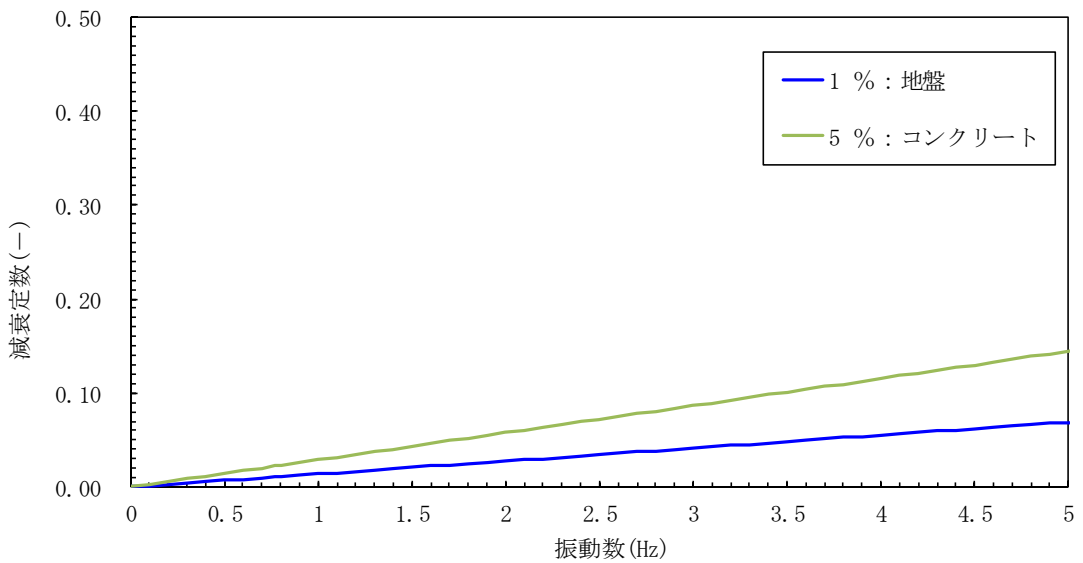


図 14-2(8) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(②-②断面)