

## 10. 常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価

### 目次

10.1	評価方針	1
10.2	評価条件	2
10.2.1	適用基準	2
10.2.2	耐震安全性評価フロー	3
10.2.3	評価対象断面の方向	4
10.2.4	評価対象断面の選定	6
10.2.5	使用材料及び材料定数	10
10.2.6	評価構造物諸元	13
10.2.7	地下水位	14
10.2.8	地震応答解析手法	14
10.2.9	解析モデルの設定	15
10.2.10	減衰定数	25
10.2.11	荷重の組合せ	29
10.2.12	地震応答解析の検討ケース	31
10.3	評価内容	34
10.3.1	入力地震動の設定	34
10.3.2	許容限界の設定	51
10.4	評価結果	56
10.4.1	地震応答解析結果	56
10.4.2	耐震評価結果	129
10.4.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	139
10.5	まとめ	159
10.6	標準配筋図	160

## 10.1 評価方針

常設低圧代替注水系配管カルバートは、常設耐震重大事故防止設備及び常設重大事故緩和施設が設置される重大事故等対処施設に分類され、常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源に対応するために設置し、常設低圧代替注水系配管の間接支持機能を有する。常設低圧代替注水系配管カルバートは、原子炉建屋と常設低圧代替注水ポンプ室間をつないでいる。

常設低圧代替注水系配管カルバー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液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

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

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

常設低圧代替注水系配管カルバートについて基準地震動 $S_0$ による耐震安全性評価として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持力性能評価を実施する。

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

## 10.2 評価条件

### 10.2.1 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 10.2-1 に示す。

表 10.2-1 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〕（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（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〕（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（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〕（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（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>・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

10.2.2 耐震安全性評価フロー

図 10.2-1 に常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性フローを示す。

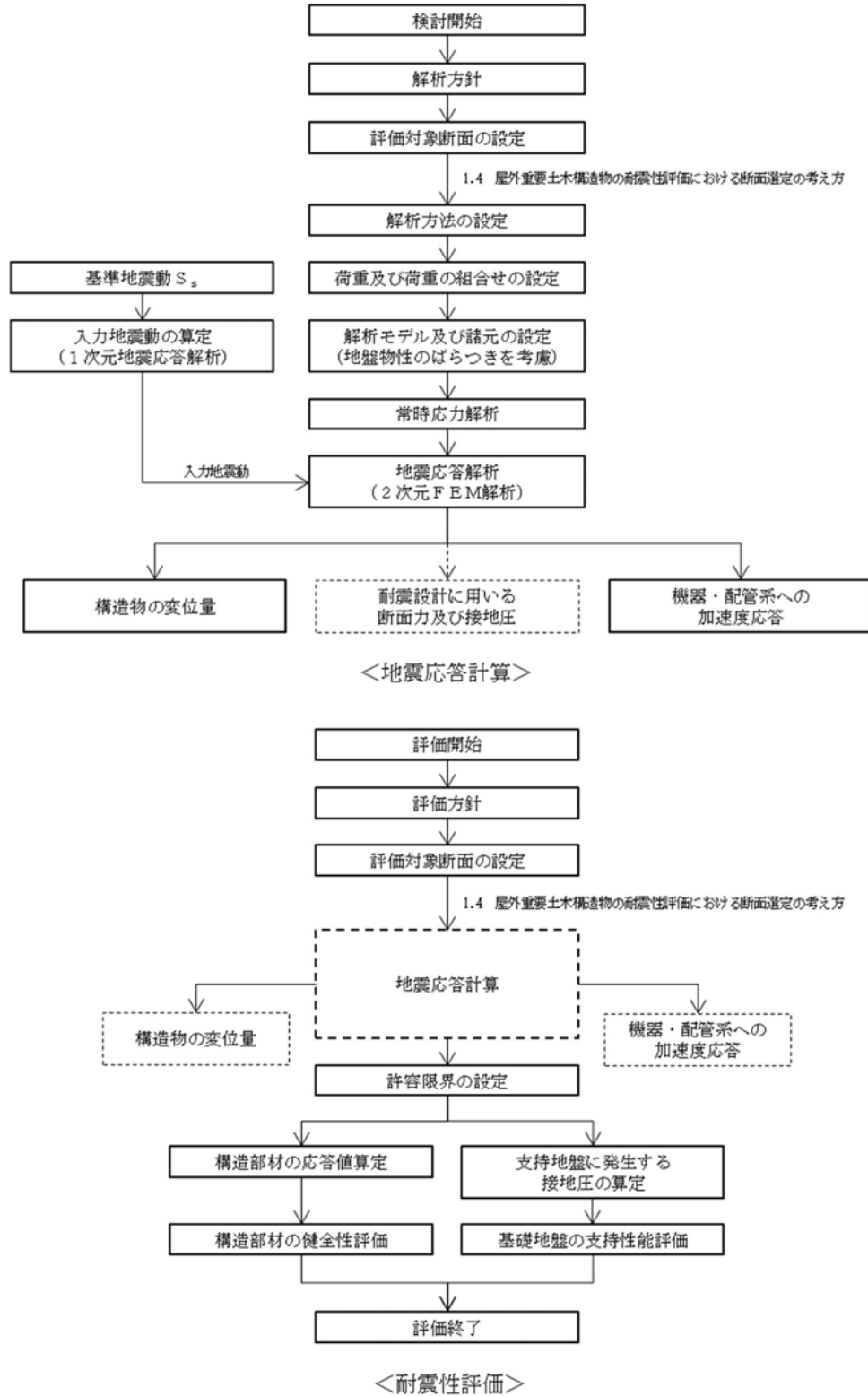


図 10.2-1 耐震安全性評価フロー

### 10.2.3 評価対象断面の方向

常設低圧代替注水系配管カルバートの位置を図 10.2-2 に示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートは、延長 20.1 m (南北方向)、内空及び内空高さ 2.3 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、軸方向に対して内空寸法が一様で、人工岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤で支持する。構造物の軸直角方向が弱軸断面方向となるため、軸直角方向を評価対象断面とする。



図 10.2-2 (1) 常設低圧代替注水系配管カルバート位置図 (全体図)

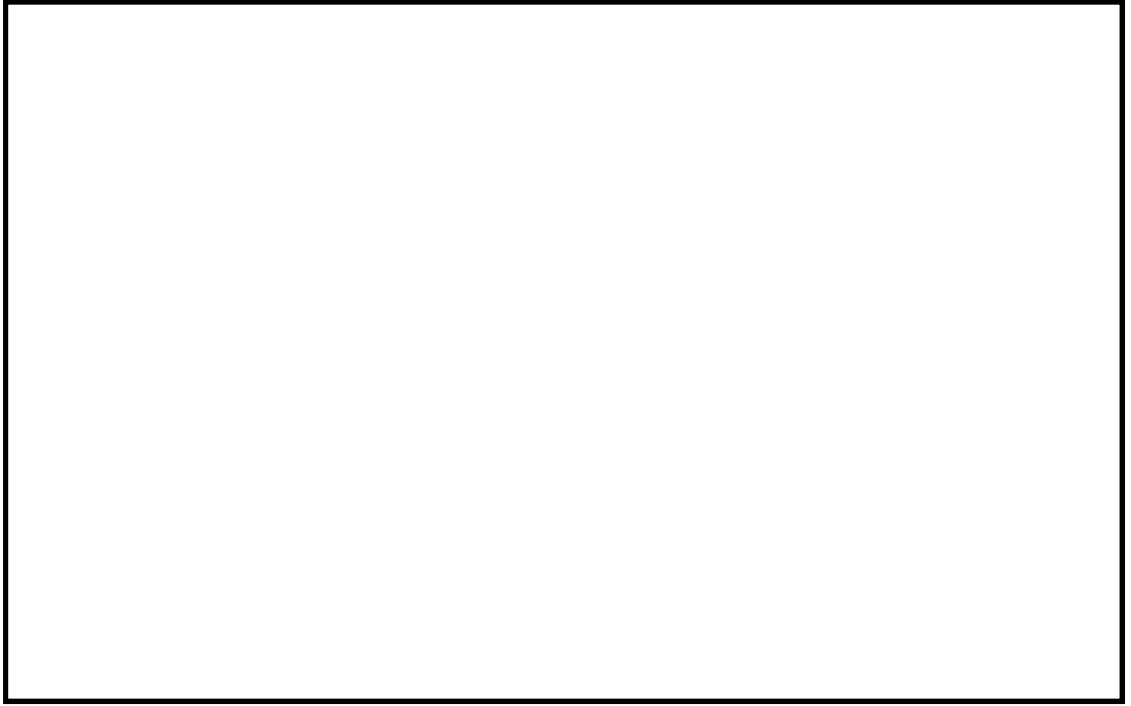


図 10.2-2 (2) 常設低圧代替注水系配管カルバート位置図 (拡大図)

#### 10.2.4 評価対象断面の選定

図 10.2-3 に常設低圧代替注水系配管カルバートの断面図を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートは、延長 20.1 m、内空及び内空高さ 2.3 m の一連のボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート造である。埋戻土内に埋設するため、人工岩盤を介して十分な支持性能を有する岩盤で支持する。

評価対象断面は、「1.4.10 常設低圧代替注水系配管カルバートの断面算定の考え方」で記載したとおり、常設低圧代替注水系カルバートは、内空寸法が一様なボックスカルバート構造の鉄筋コンクリート構造物であるため、軸直角方向 1 断面を選定し、耐震評価では基準地震動  $S_0$  に対する耐震評価を実施する。

評価対象断面位置図を図 10.2-4 に、評価対象断面図を図 10.2-5 に示す。

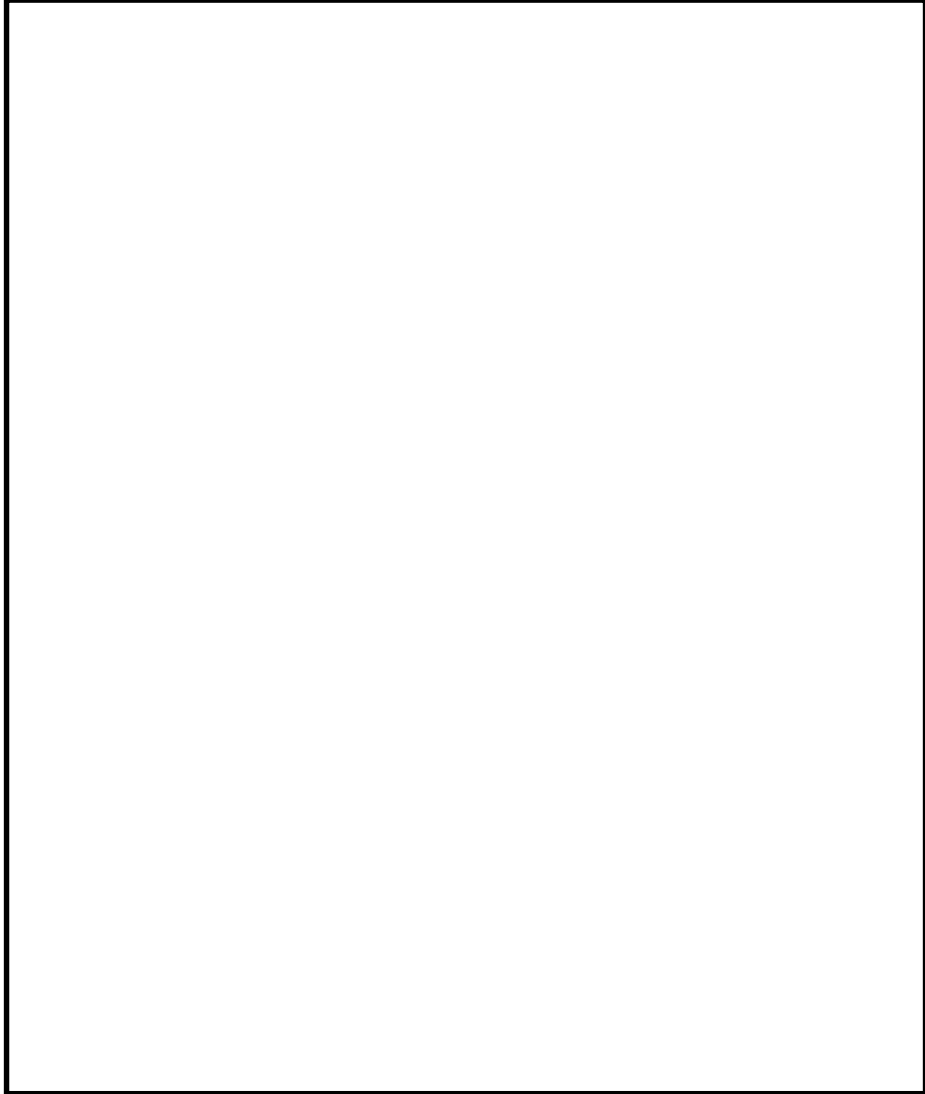


図 10.2-3 常設低圧代替注水系配管カルバート断面図



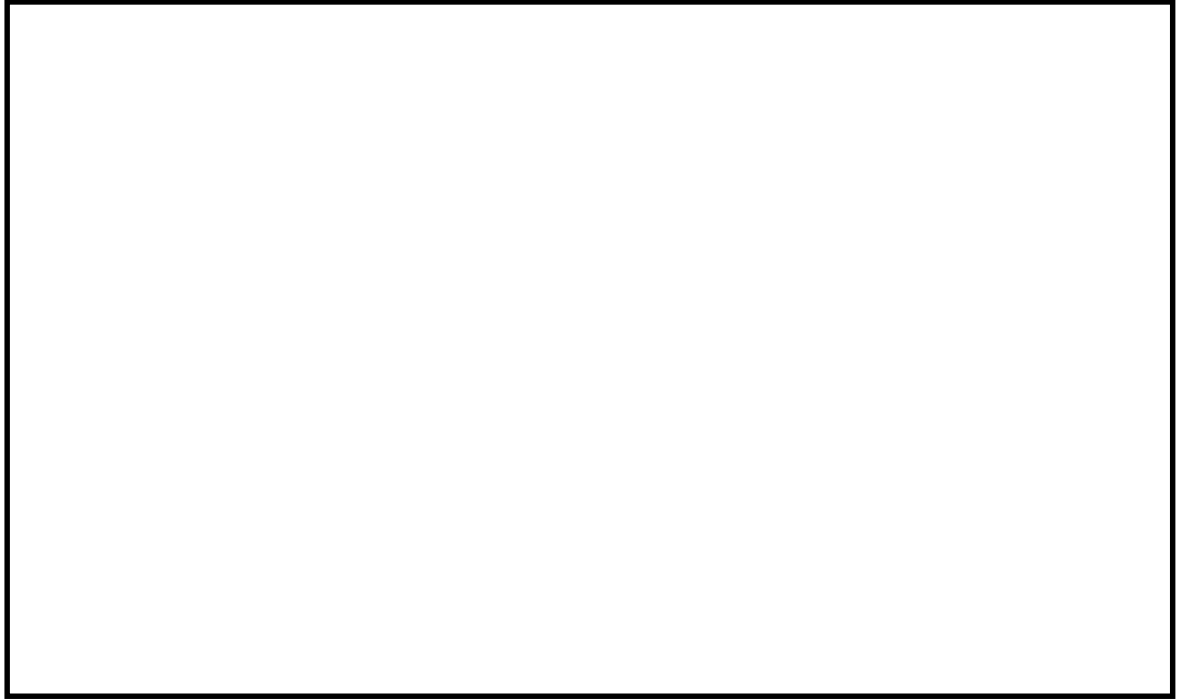
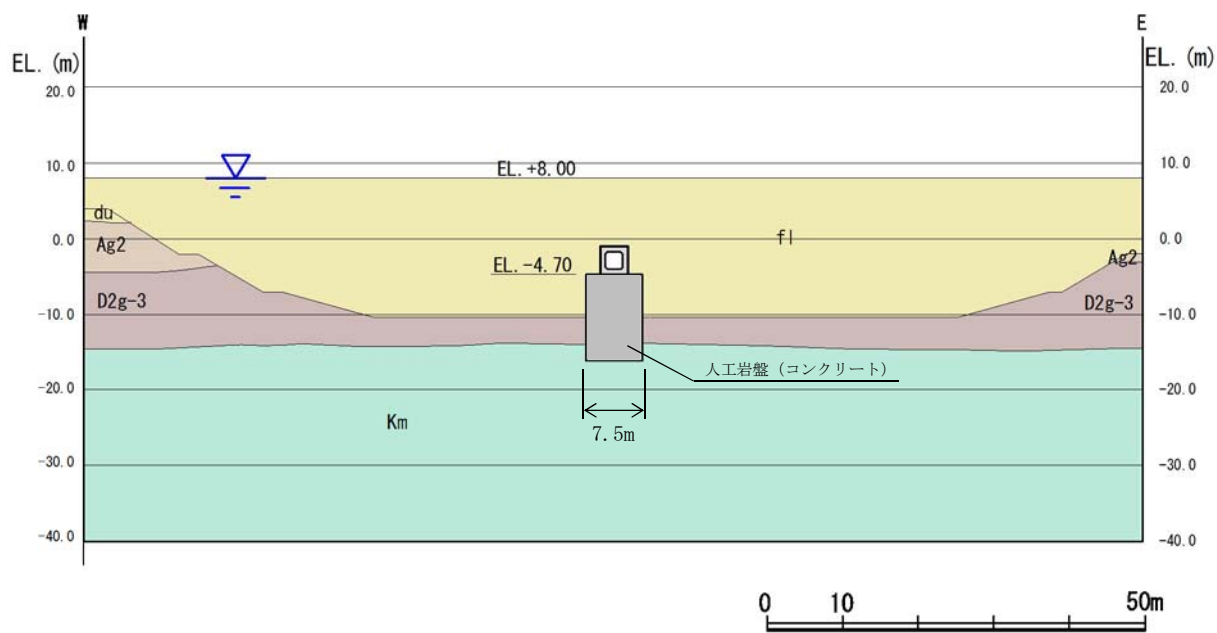


図 10.2-4 常設低圧代替注水系配管カルバート 耐震評価対象断面選定位置



(単位 : m)

図 10.2-5 常設低圧代替注水系配管カルバート評価対象断面図

### 10.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用する基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 10.2-2 に、材料物性値を表 10.2-3 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 10.2-4 に示す。

表 10.2-2 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD390
人工岩盤（新設）	設計基準強度 18 N/mm <sup>2</sup>

表 10.2-3 材料物性値

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* <sup>1</sup>	3.1×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	5* <sup>2</sup>
人工岩盤	23.0* <sup>3</sup>	2.06×10 <sup>4</sup> * <sup>3</sup>	0.2* <sup>3</sup>	5* <sup>2</sup>

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 10.2-4 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
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 10.2-4 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					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

z : 標高 (m)

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

表 10.2-4 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m)	適用深度 TP (m)	密度 $\rho$ ( $g/cm^3$ )	静ポアソン比 $\nu_D$	粘着力 $C_D$ ( $kN/m^2$ )	内部摩擦角 $\phi_D$ ( $^\circ$ )	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 ~ -1.5	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 ~ -89	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

### 10.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う常設低圧代替注水系配管カルバートの諸元を表 10.2-5 に示す。また、評価部位を図 10.2-6 に示す。

表 10.2-5 評価構造物諸元

部位	仕様		材料		機能要求
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
底版	1.000	0.700	40	SD390	常設低圧注水系配管の間接支持 機能
側壁	1.000	0.700	40	SD390	
頂版	1.000	0.700	40	SD390	

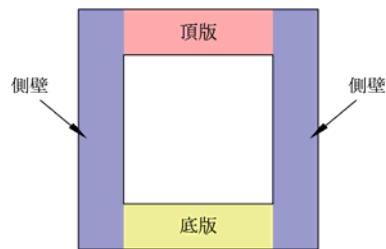


図 10.2-6 評価部位

### 10.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

### 10.2.8 地震応答解析手法

常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による時刻歴非線形解析にて行う。部材については、はり要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地震応答解析については、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 10.2-7 に示す。

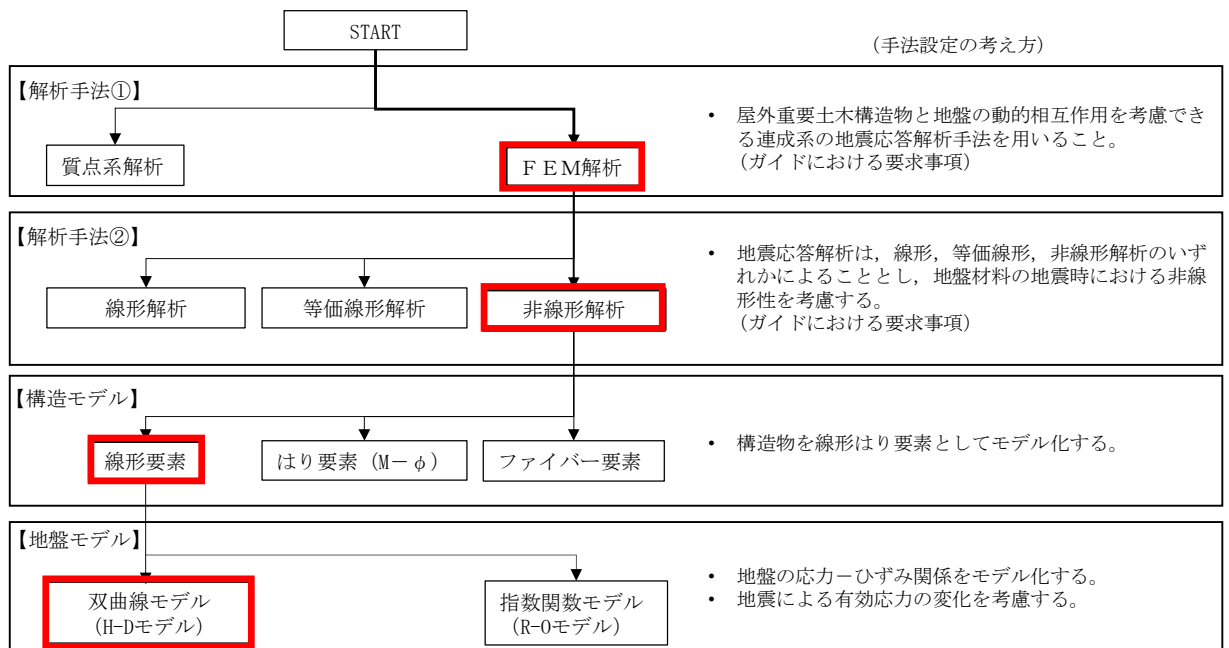


図 10.2-7 地震応答解析手法の選定フロー

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。

## 10.2.9 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 10.2-8 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上を確保する。

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

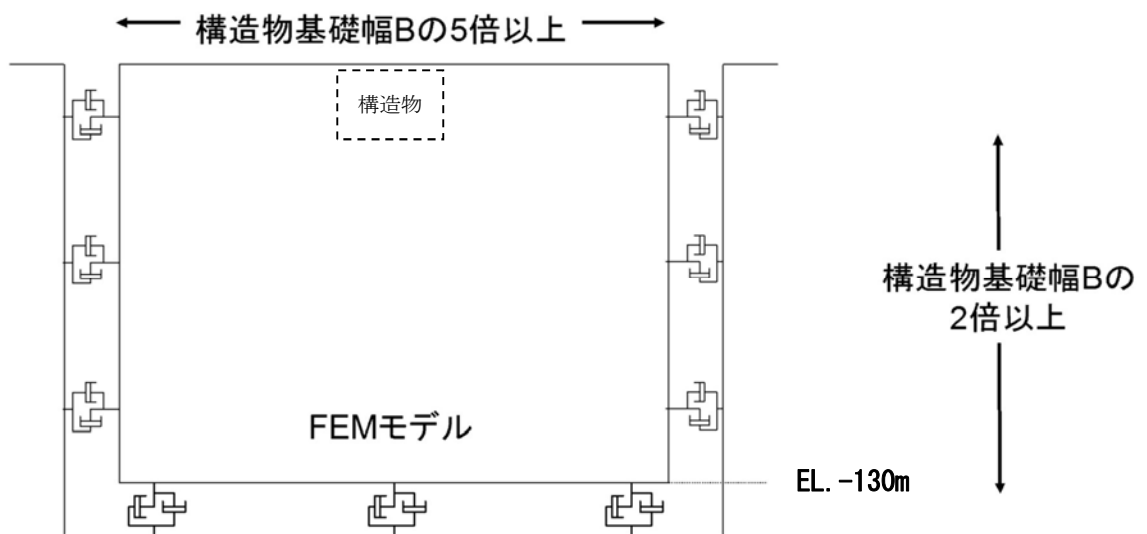


図 10.2-8 モデル範囲の考え方



2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 10.2-9 に示す。また、代替注水系配管カルバート周辺の地質断面図を図 10.2-10 に示す。

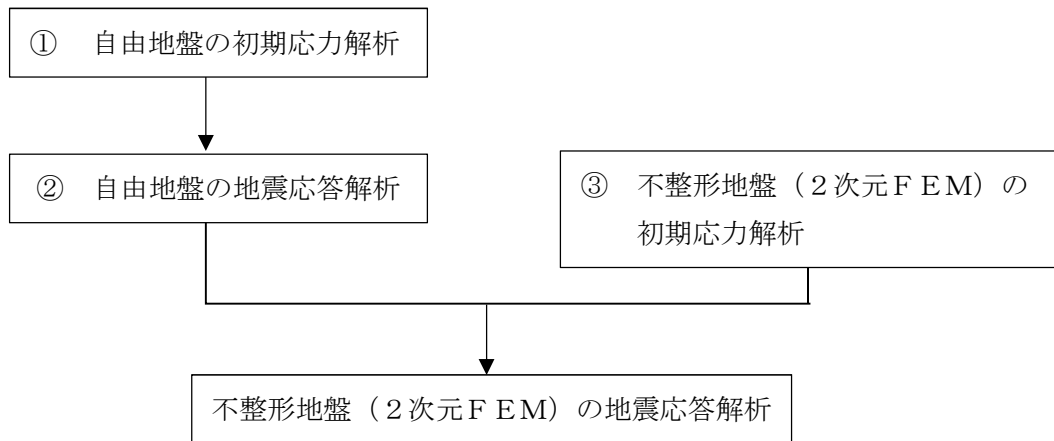
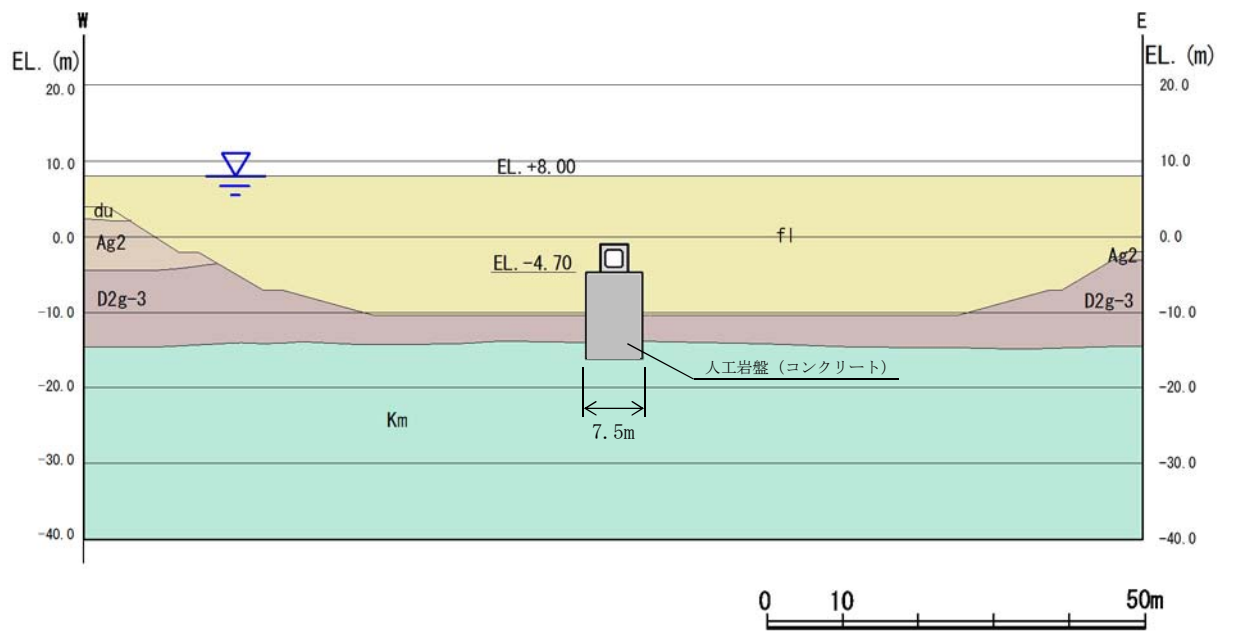


図 10.2-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー



(単位 : m)

図 10.2-10 地質断面図

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 10.2-11 に示す。

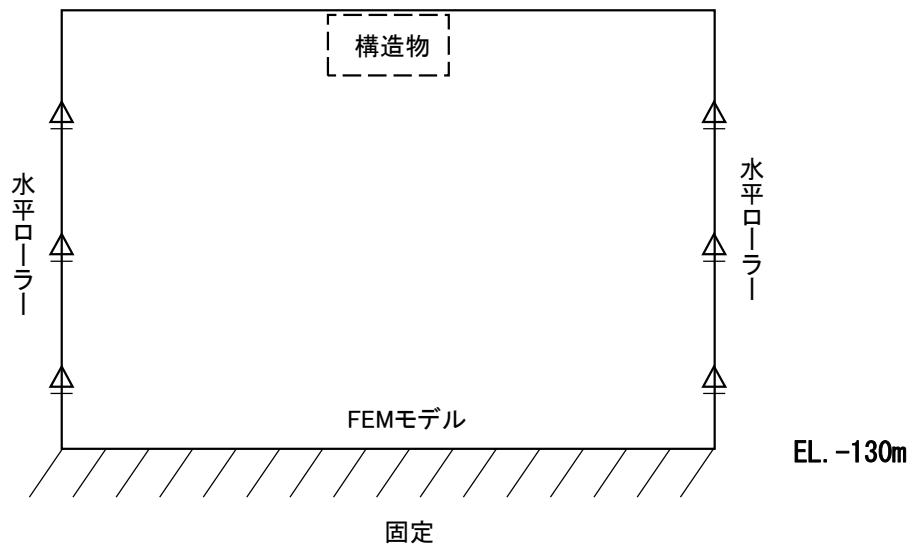


図 10.2-11 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 10.2-12 に示す。

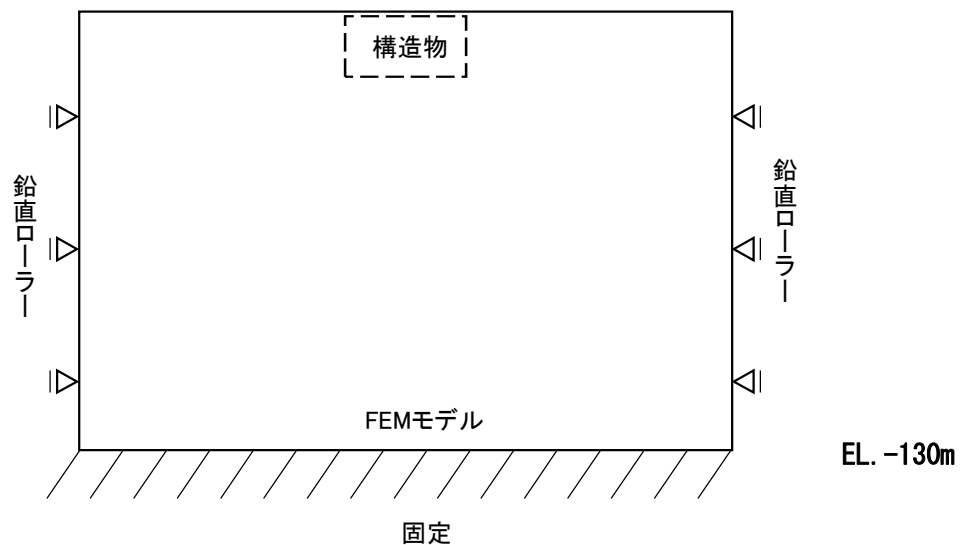


図 10.2-12 初期応力解析における境界条件の概念図

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整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析モデルを図 10.2-13 に示す。

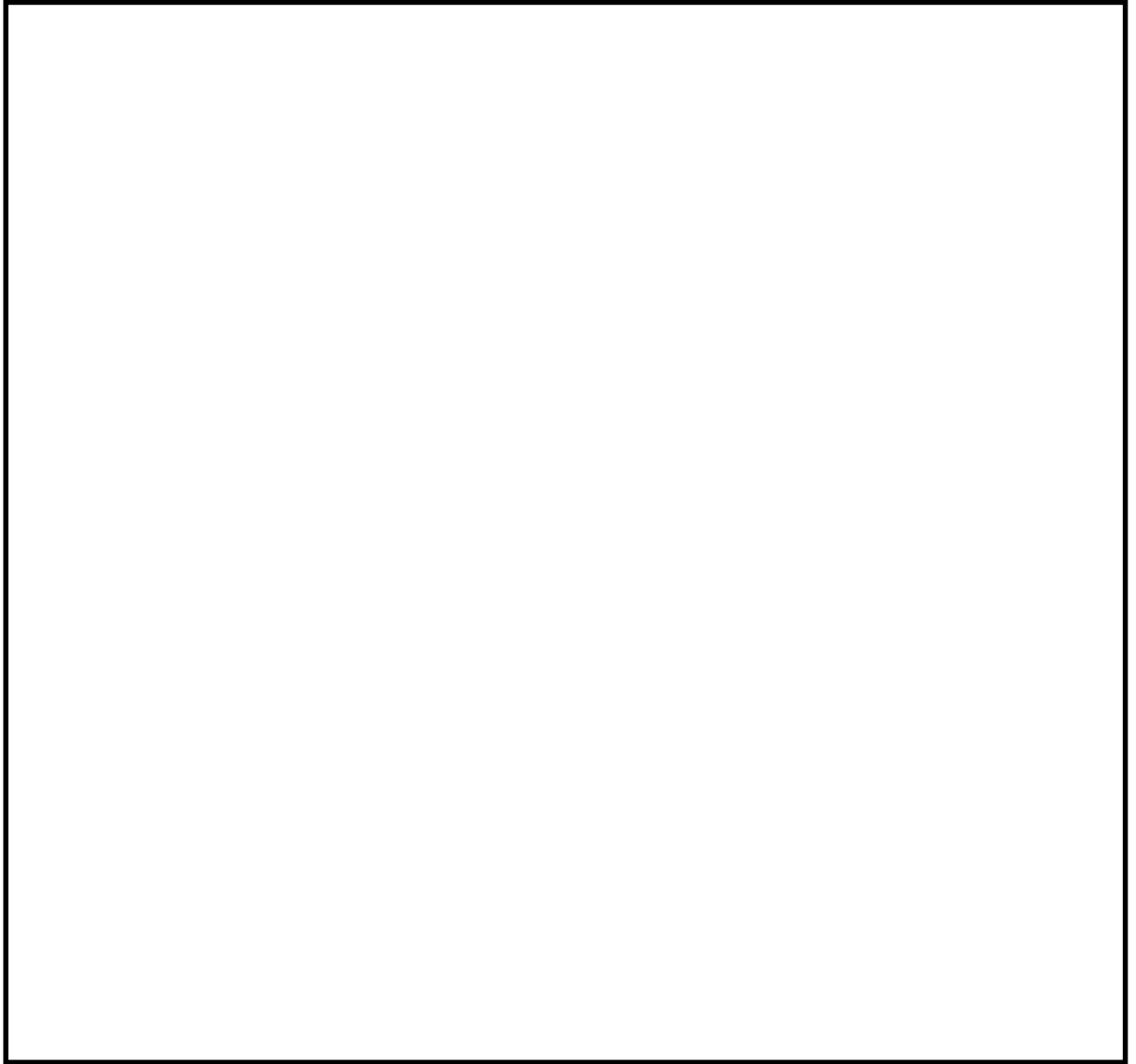


図 10.2-13 常設低圧代替注水系配管カルバートの地震応答解析モデル

(3) 構造物のモデル化

常設低圧代替注水系配管カルバートの東西方向断面について、構造物は側壁、底版及び頂版を線形はり要素でモデル化する。

各線形はり要素の交点には、「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、剛域を設ける。

常設低圧代替注水系配管カルバートを支持する人工岩盤は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

常設低圧代替注水系配管カルバートの解析モデルにおける、解析モデル図を図 10.2-14 に示す。

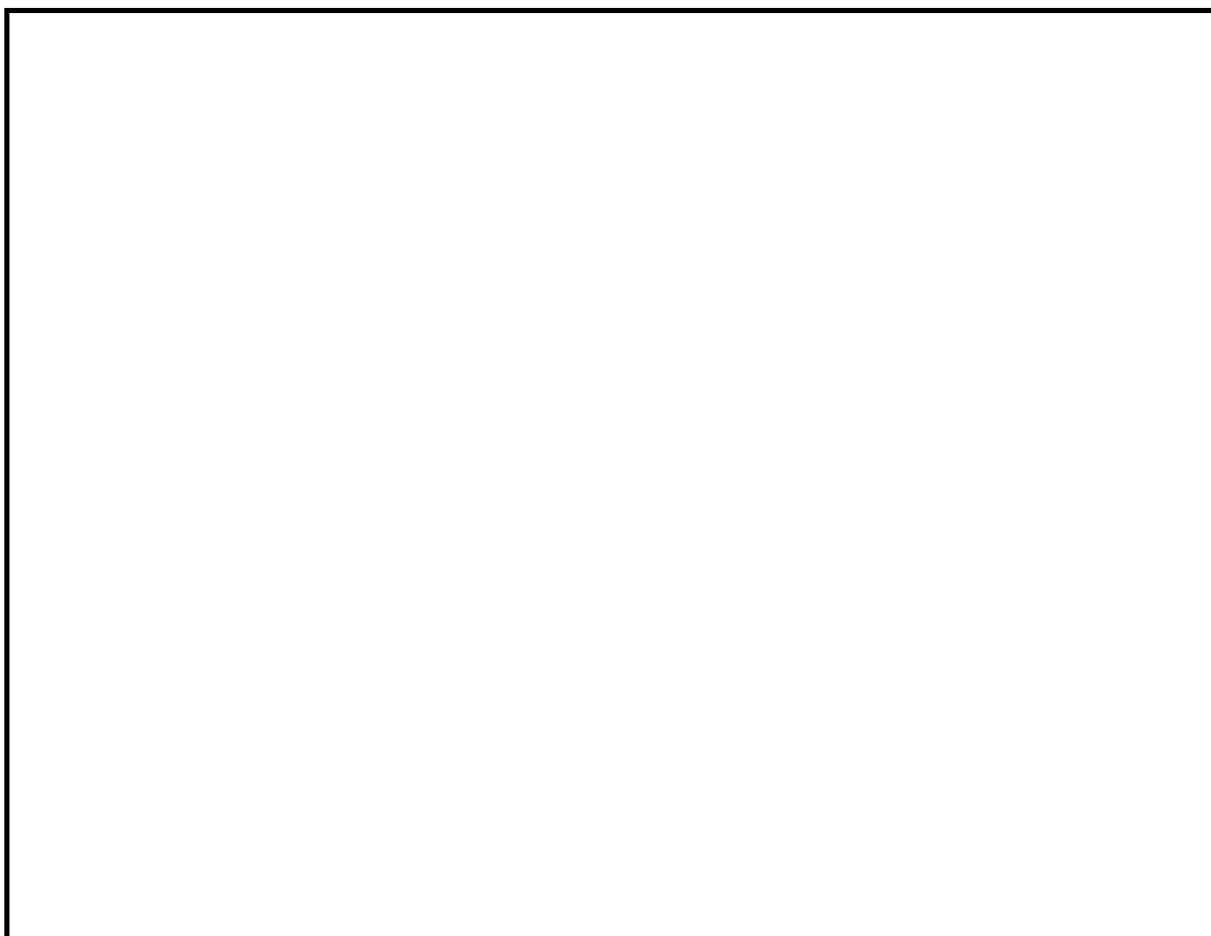


図 10.2-14 (1) 常設低圧代替注水系配管カルバートの解析モデル

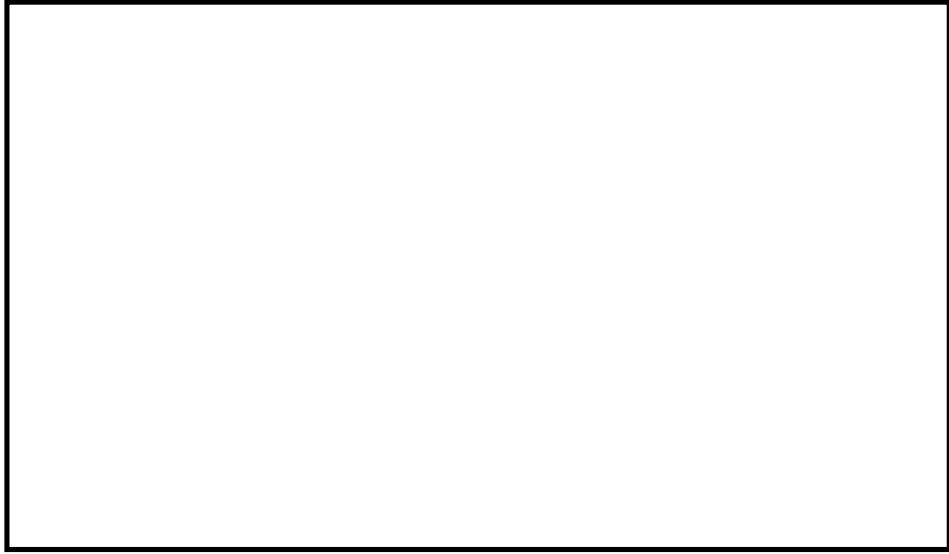


図 10.2-14 (2) 常設低圧代替注水系配管カルバートの解析モデル (構造物部分拡大図)

(4) 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 10.2-15 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 10.2-6 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 10.2-6 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	du 層で代用
	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	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
カルバートー人工岩盤間		0	26.6 <sup>*1</sup>	—

$z$  : 標高 (m)

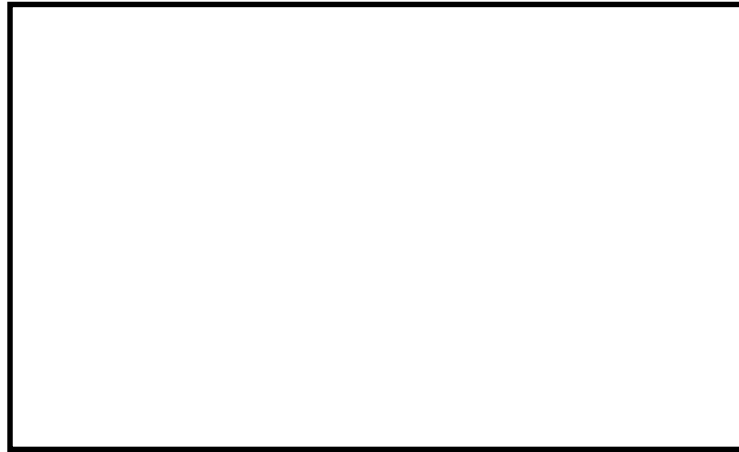
注記 \*1 : 「港湾の施設の技術上の基準・同解説\_\_上巻 (H19.7 日本港湾協会)」コンクリートとコンクリート間の静止摩擦係数に基づく

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター) に従い、表 10.2-7 のとおり設定する。

表 10.2-7 ジョイント要素のばね定数

	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	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$





(東西方向断面)

— : ジョイント要素

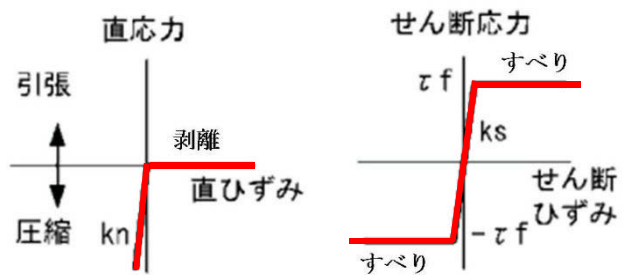


図 10.2-15 ジョイント要素の考え方

(5) 材料特性の設定

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

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

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

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る1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する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 10.2-16 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 10.2-8 に固有値解析結果を示す。

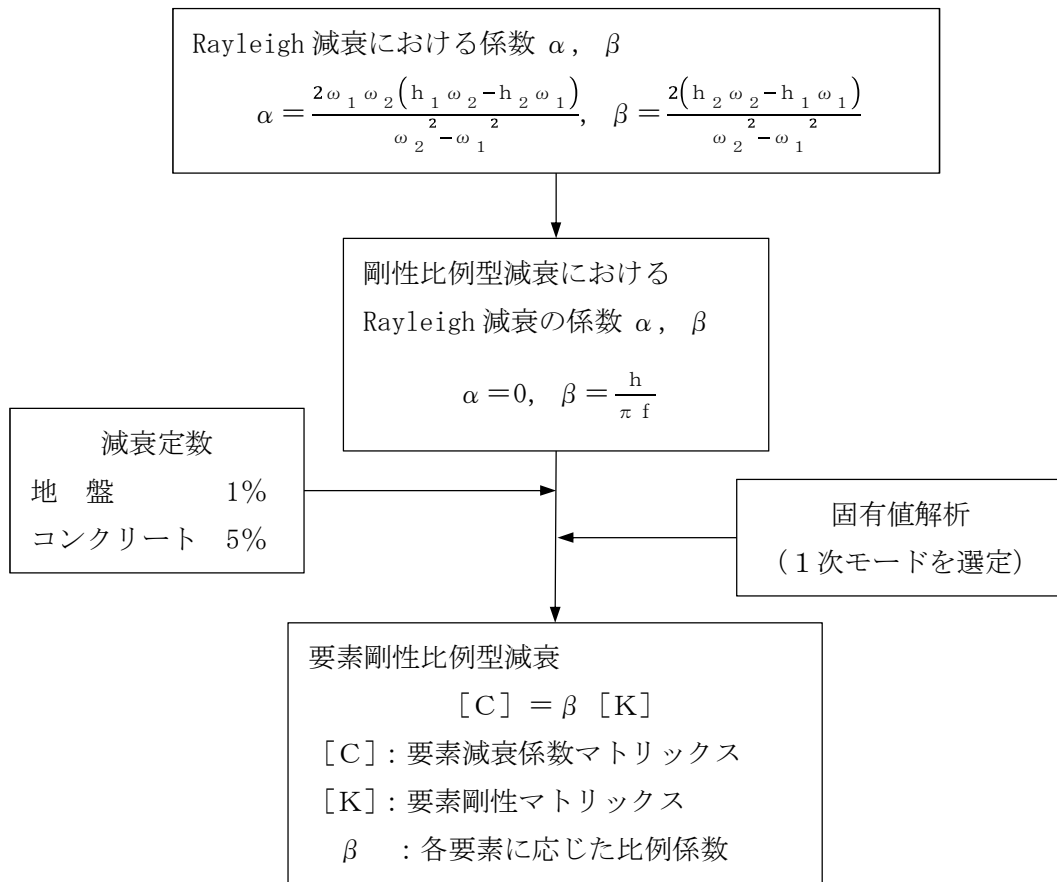


図 10.2-16 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 10.2-8 (1) 固有値解析結果 (東西方向断面)

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.729	164.940	1次として採用
2	1.464	0.001	—
3	1.934	-0.819	—
4	2.039	-55.120	—
5	2.332	4.091	—
6	2.809	-0.025	—
7	2.979	0.776	—
8	3.137	-32.158	—
9	3.177	-7.842	—

表 10.2-8 (2) 固有値解析結果 (東西方向断面)

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

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.729	164.980	1次として採用
2	1.464	0.003	—
3	1.947	0.270	—
4	2.046	-55.181	—
5	2.334	4.073	—
6	2.831	-1.727	—
7	2.992	-0.780	—
8	3.150	-32.200	—
9	3.183	-6.323	—

表 10.2-8 (3) 固有値解析結果 (東西方向断面)  
 (検討ケース③:地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.729	164.890	1次として採用
2	1.464	0.016	—
3	1.919	-1.840	—
4	2.031	-55.042	—
5	2.333	3.877	—
6	2.788	1.703	—
7	2.969	-0.070	—
8	3.127	-32.716	—
9	3.179	6.595	—

表 10.2-8 (4) 固有値解析結果 (東西方向断面)  
 (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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.720	162.580	1次として採用
2	1.442	1.983	—
3	1.553	-6.784	—
4	1.705	51.243	—
5	2.091	7.983	—
6	2.349	-3.917	—
7	2.403	-1.287	—
8	2.599	-0.498	—
9	2.699	39.761	—

### 10.2.11 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、それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、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。

変動荷重（雪荷重・風荷重・温度荷重）については、発電所の立地特性や常設低圧代替注水系配管カルバー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、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、常設低圧代替注水系配管カルバートは、地盤内に埋設する構造物であることから、運転時の異常な過渡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、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 10.2-9 に示す。地震時に常設低圧代替注水系配管カルバートに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 10.2-9 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	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・機器・配管荷重の重量に基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・初期応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・水の単位体積重量を考慮
変動荷重			—	・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	

(1) 機器・配管荷重

底版には図 10.2-17 に示すとおり配管の荷重を考慮する。配管の荷重は、全荷重を内空幅で除した単位奥行き当たりの荷重として考慮する。

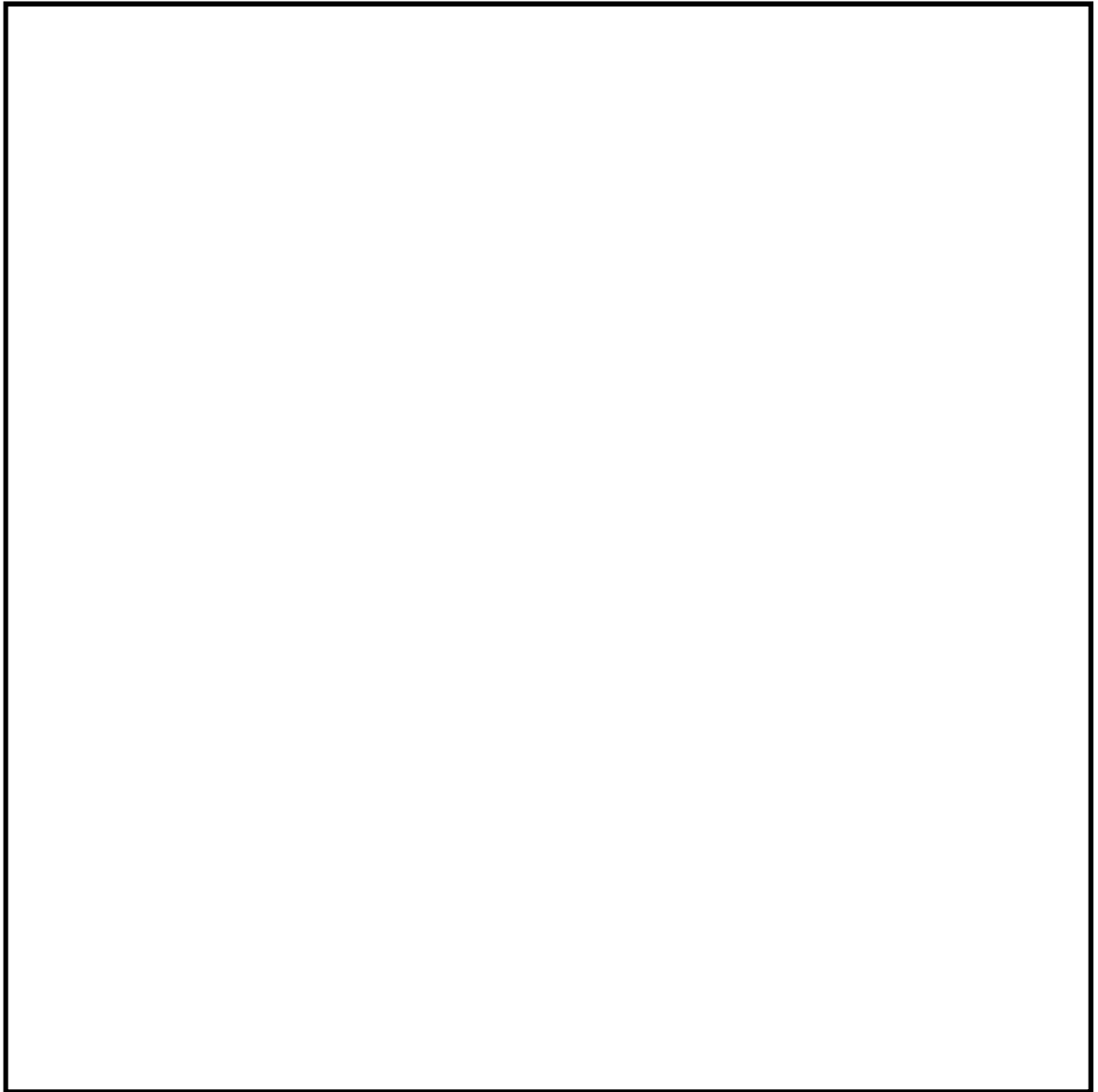


図 10.2-17 作用荷重図

(2) 外水圧

常設低圧代替注水系配管カルバー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  $1.00 \text{ g/cm}^3$  とする。

10.2.12 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 10.2-10 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。

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 10.2-18 に示す。

表 10.2-10 耐震評価における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
液状化強度特性の設定		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
		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	$S_s-D1$	(H+, V+)	実施				
		(H+, V-)	実施				
		(H-, V+)	実施				
		(H-, V-)	実施				
	$S_s-11$		実施				
	$S_s-12$		実施				
	$S_s-13$		実施				
	$S_s-14$		実施				
	$S_s-21$		実施				
	$S_s-22$		実施				
$S_s-31$	(H+, V+)	実施					
	(H-, V+)	実施					

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

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



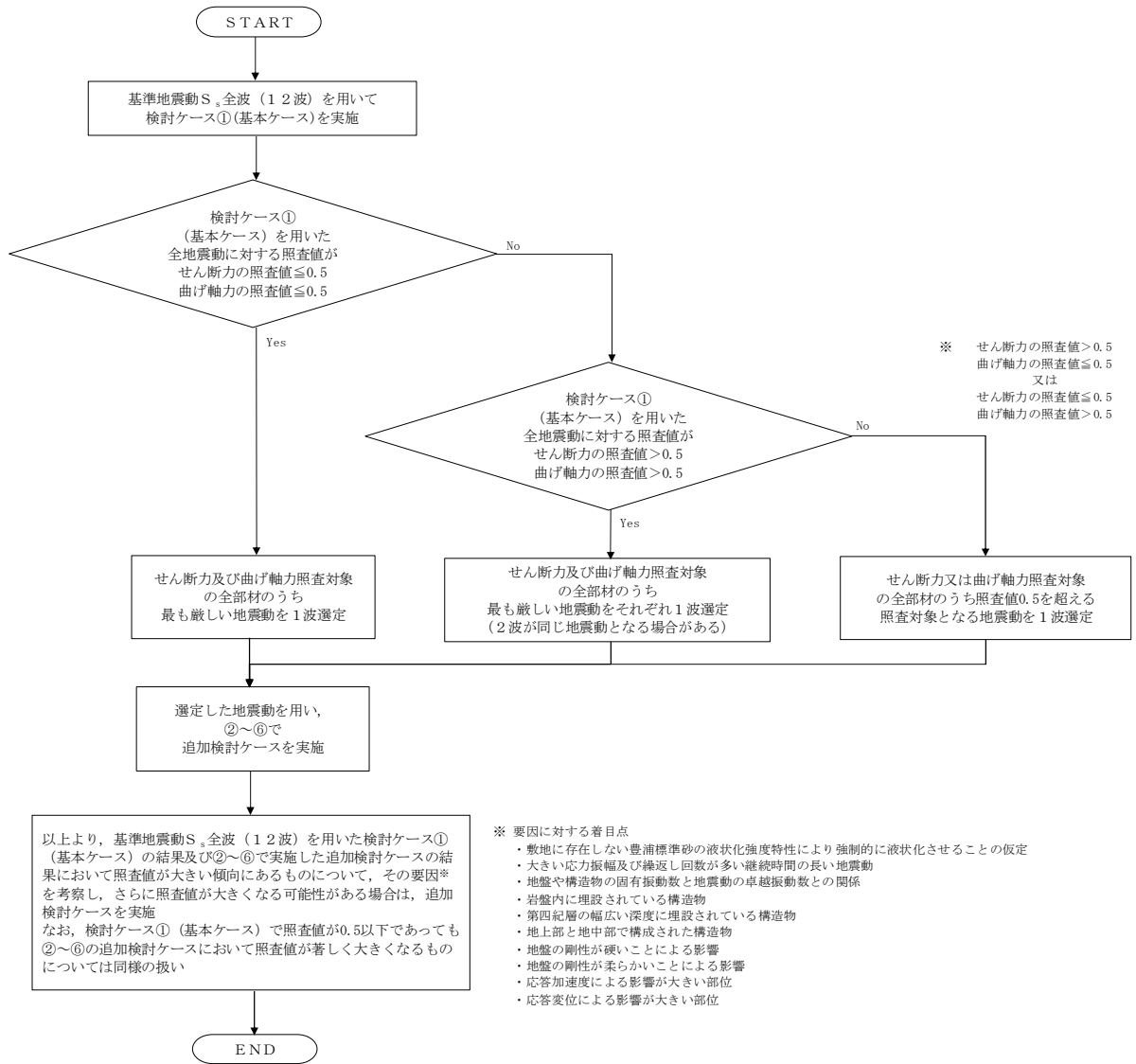


図 10.2-18 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(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 10.2-10 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 10.2-10 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)	$S_s - D 1$	(H+, V+)	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+, V-)		実施	
		(H-, V+)		実施	
		(H-, V-)		実施	
	$S_s - 1 1$			実施	
	$S_s - 1 2$			実施	
	$S_s - 1 3$			実施	
	$S_s - 1 4$			実施	
	$S_s - 2 1$			実施	
	$S_s - 2 2$			実施	
$S_s - 3 1$	(H+, V+)	実施			
	(H-, V+)	実施			

### 10.3 評価内容

#### 10.3.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 10.3-1 に示す。

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

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 10.3-2 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

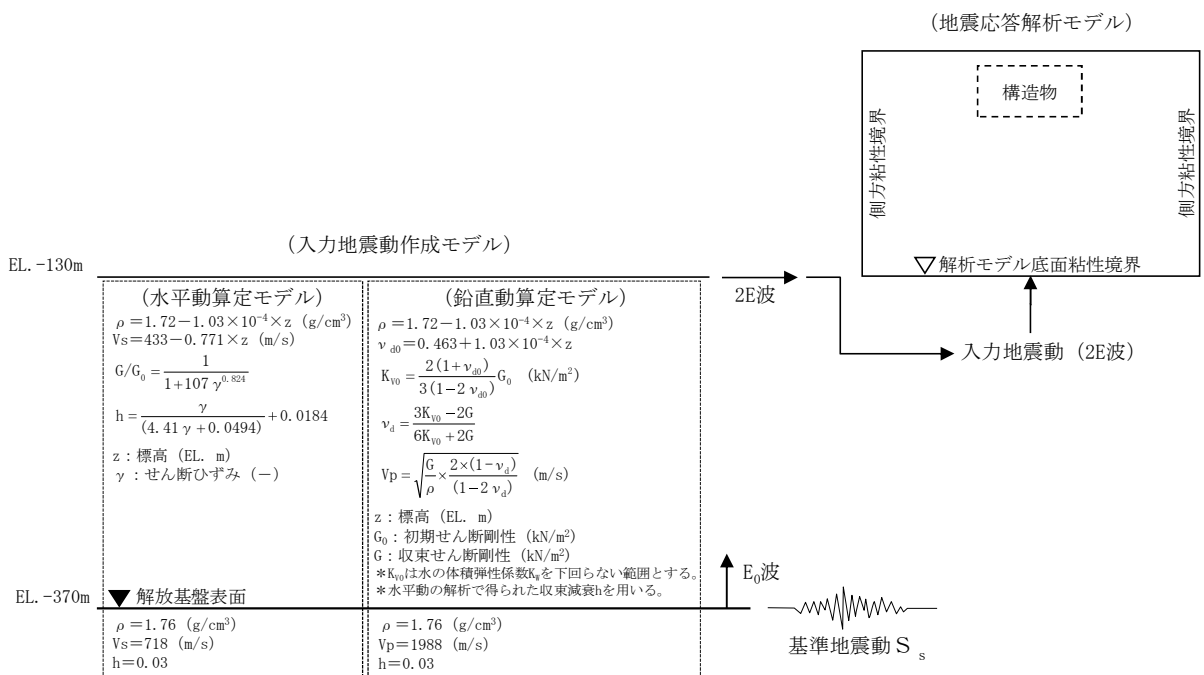
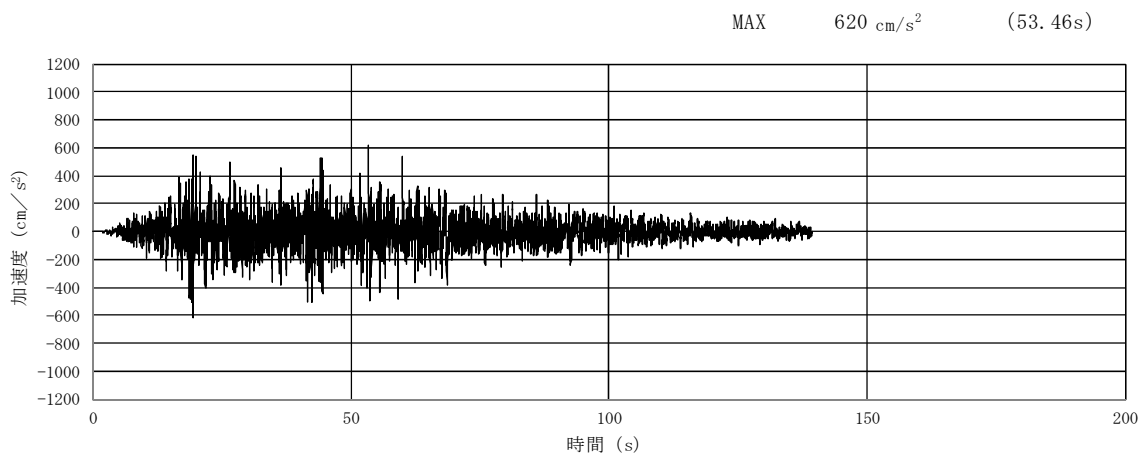
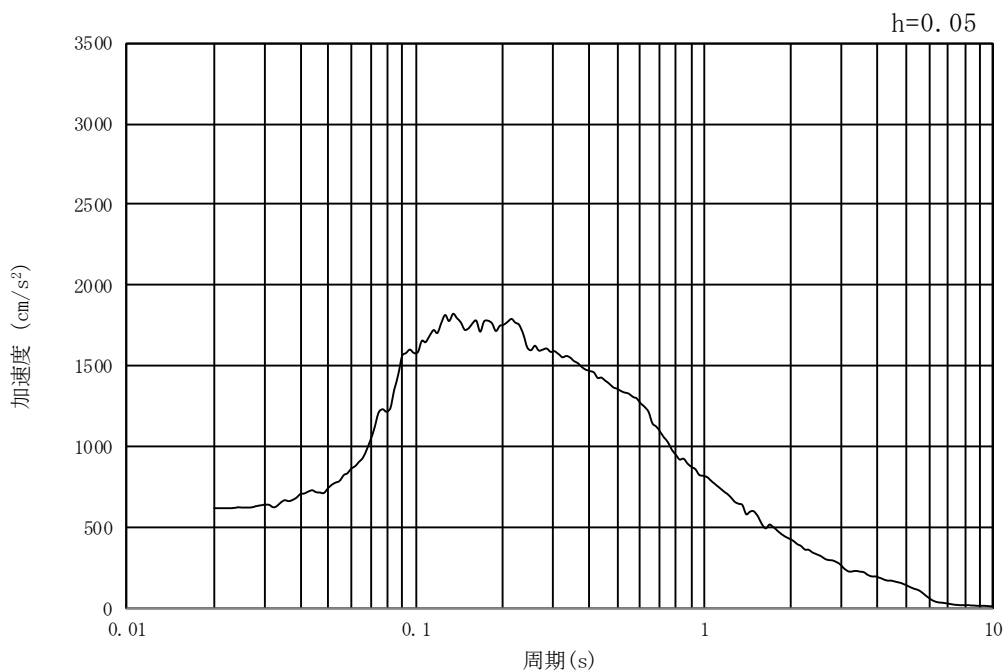


図 10.3-1 入力地震動算定の概念図

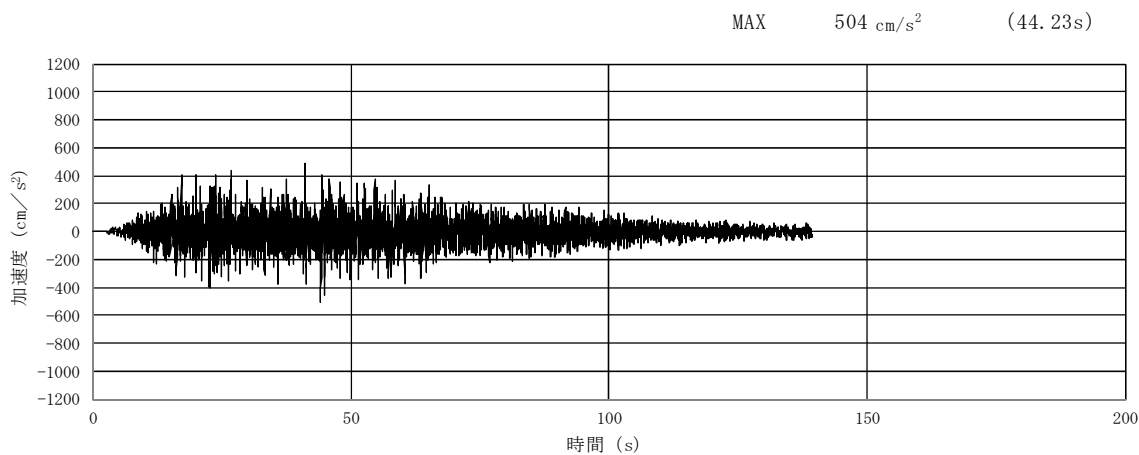


(a) 加速度時刻歴波形

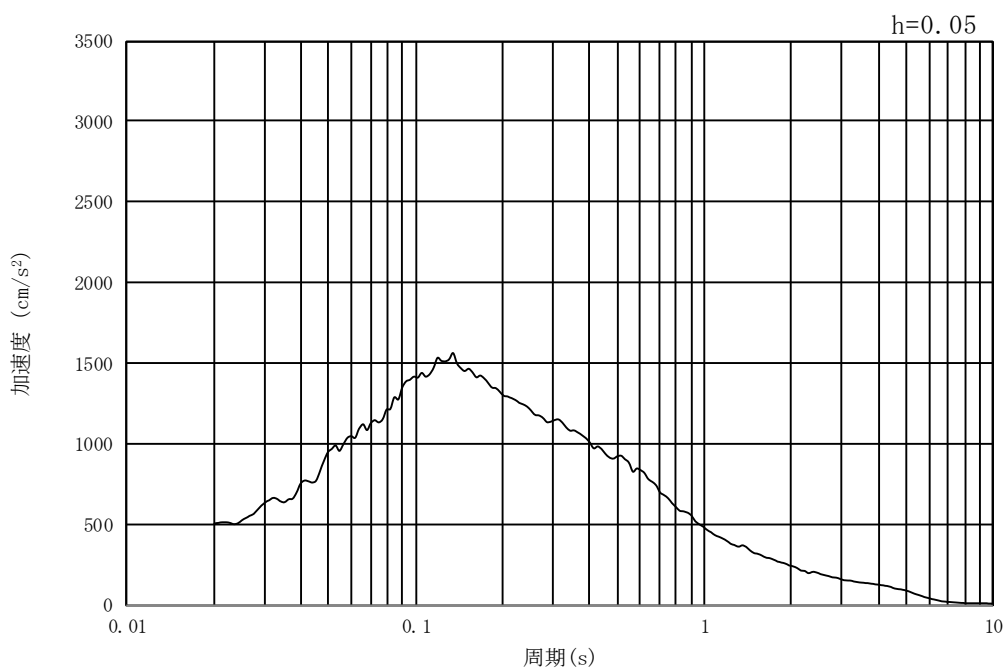


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (1) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - D1$ )

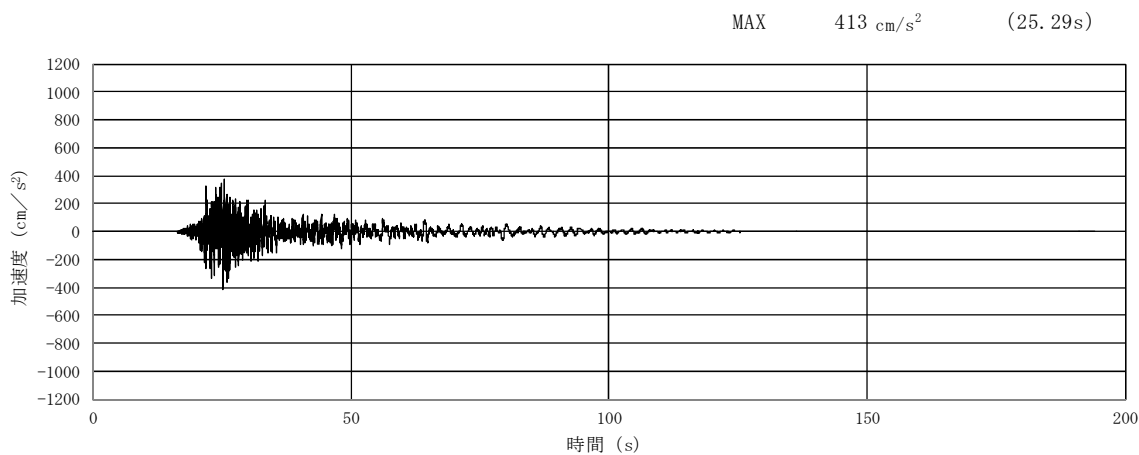


(a) 加速度時刻歴波形

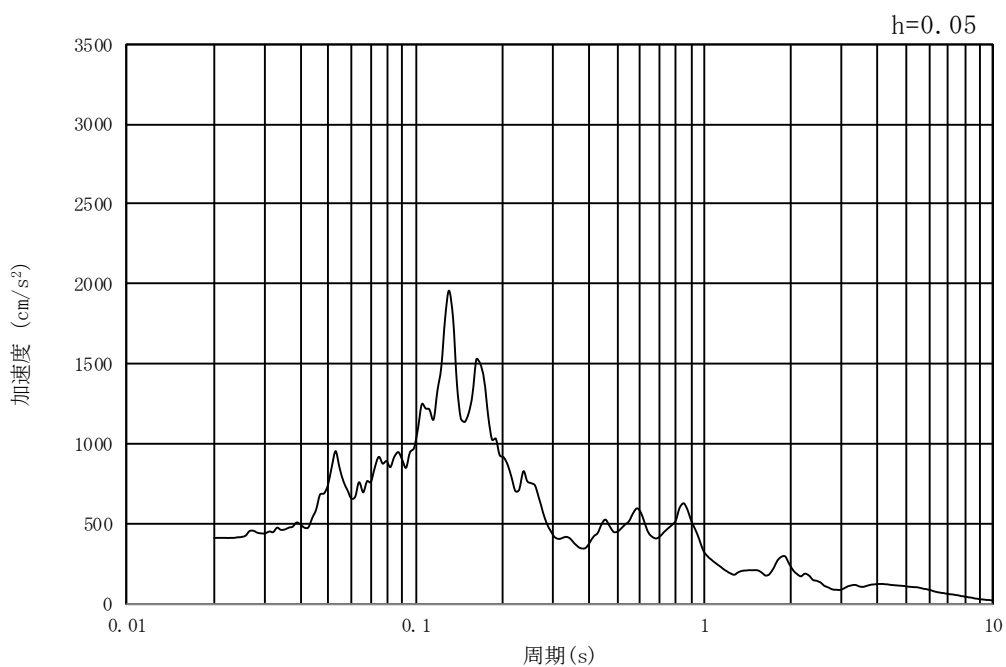


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (2) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-D1)

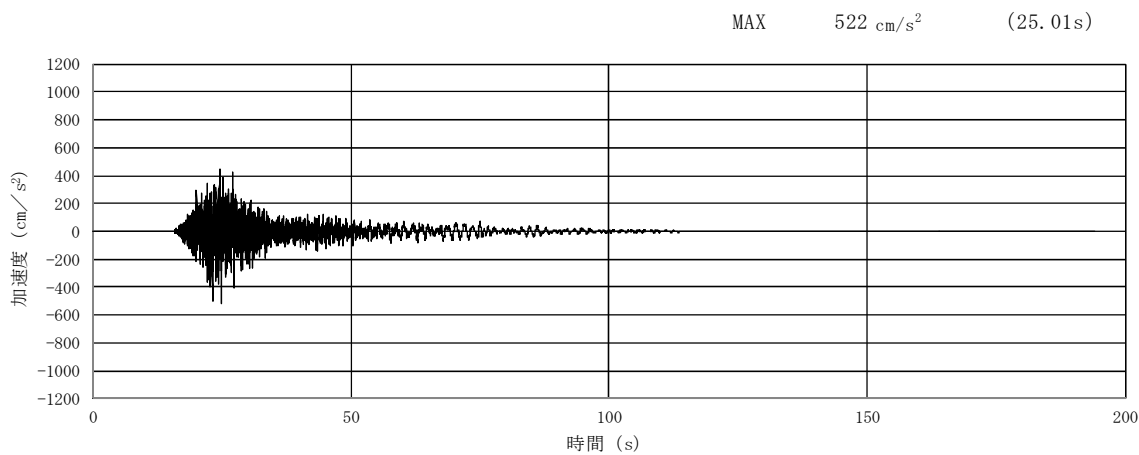


(a) 加速度時刻歴波形

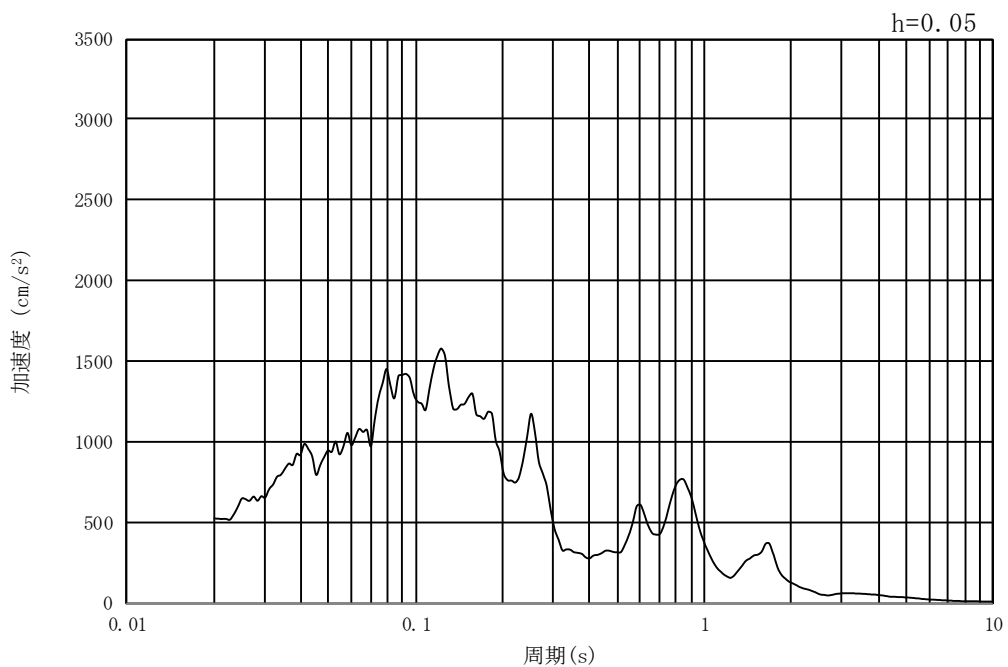


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (3) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 11$ )

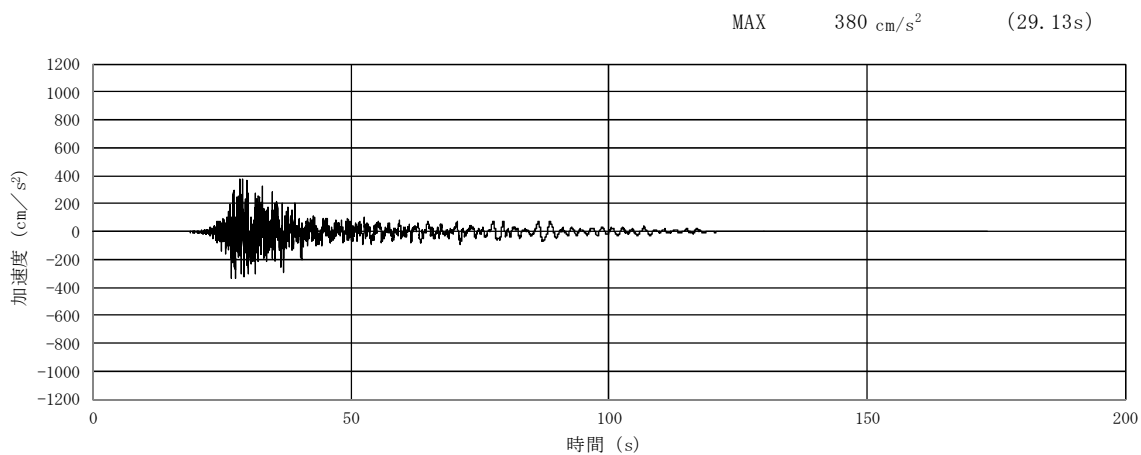


(a) 加速度時刻歴波形

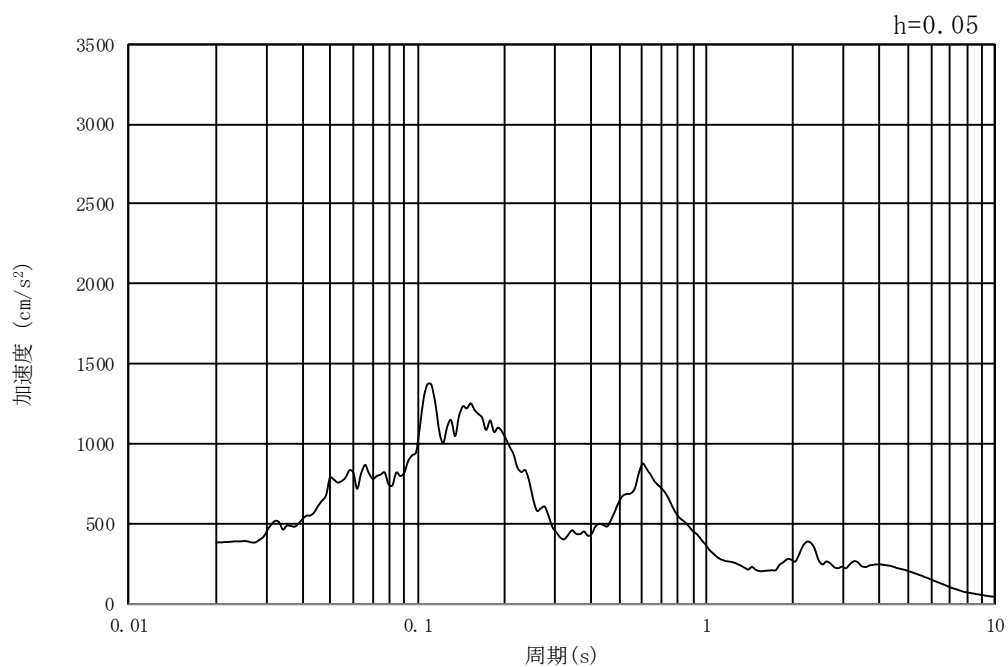


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (4) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.1$ )



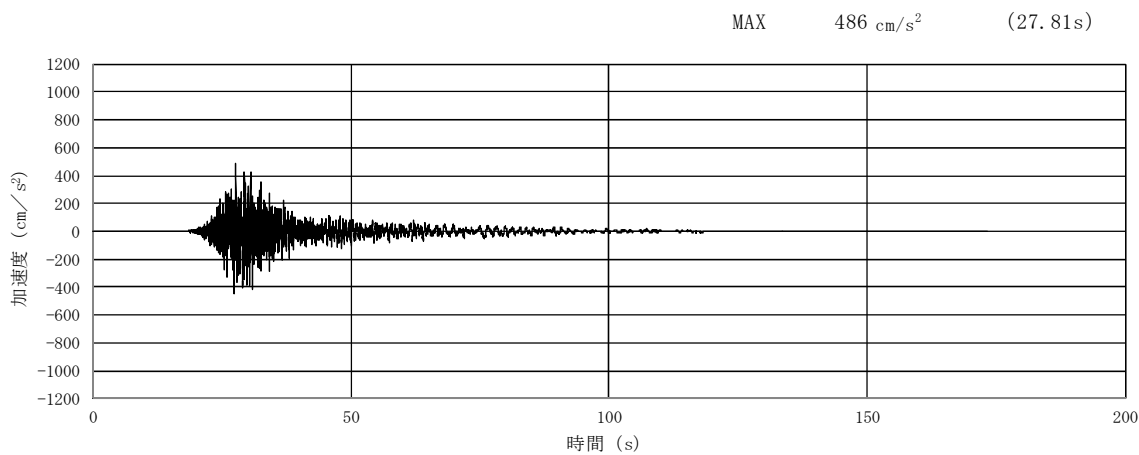
(a) 加速度時刻歴波形



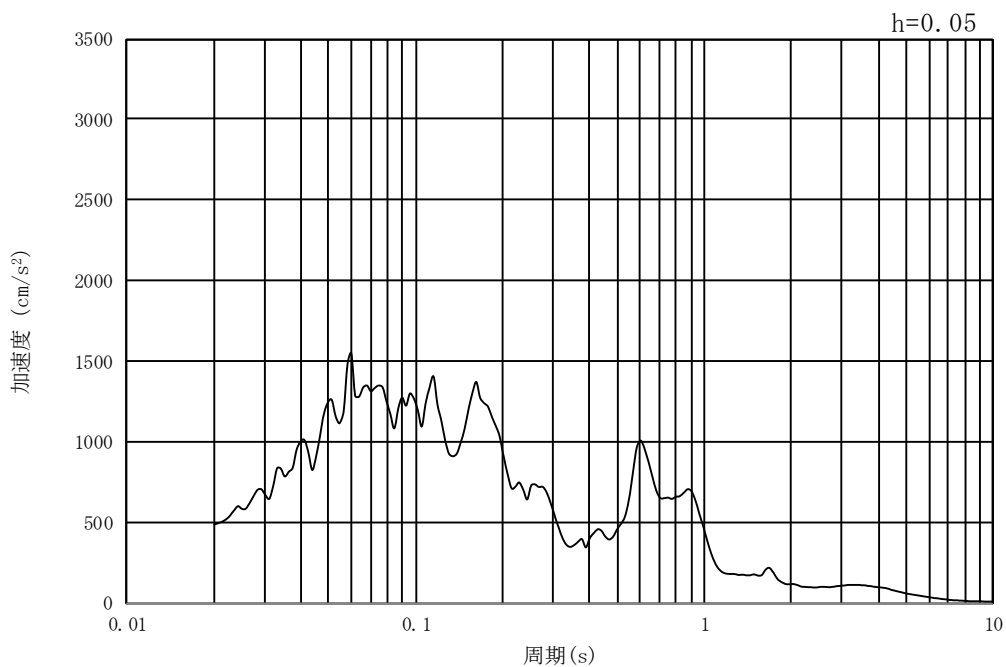
(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (5) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 1.2$ )



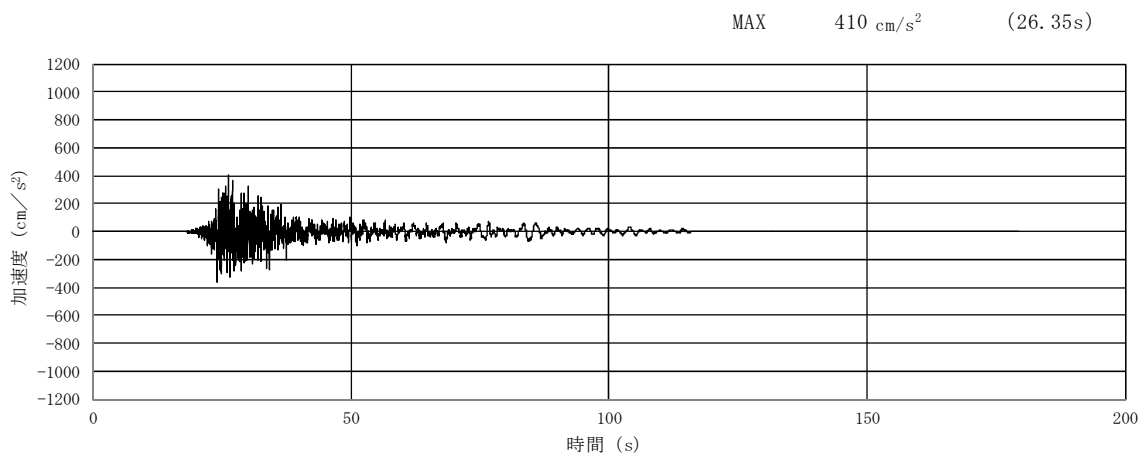


(a) 加速度時刻歴波形

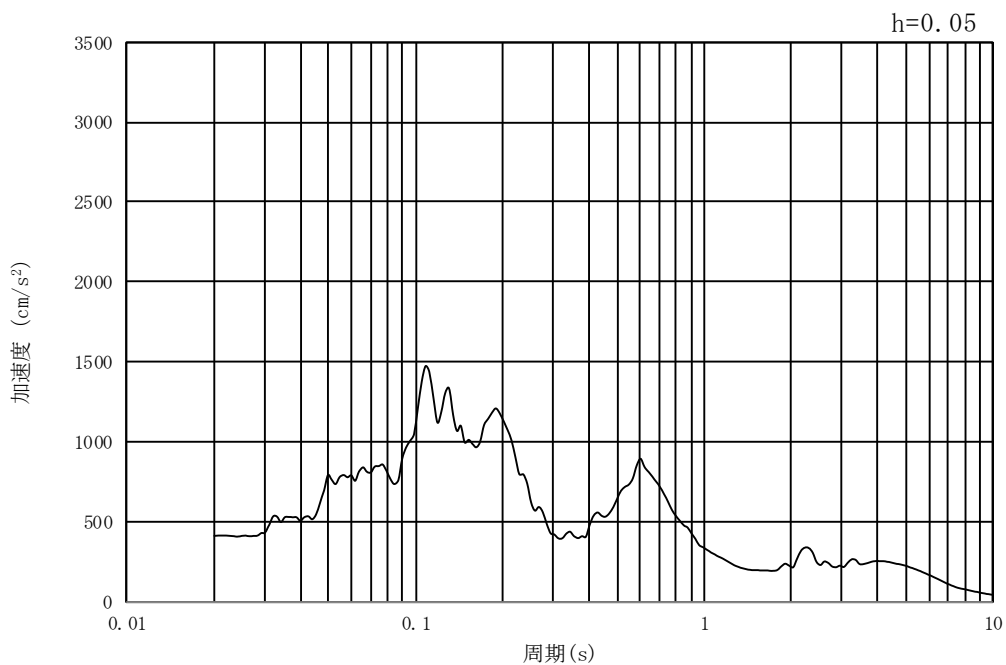


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (6) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.2$ )

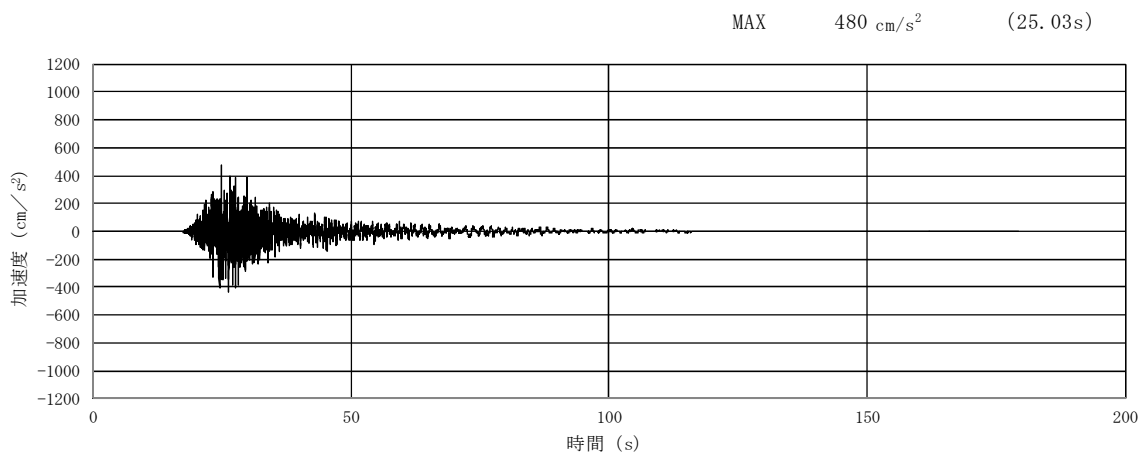


(a) 加速度時刻歴波形

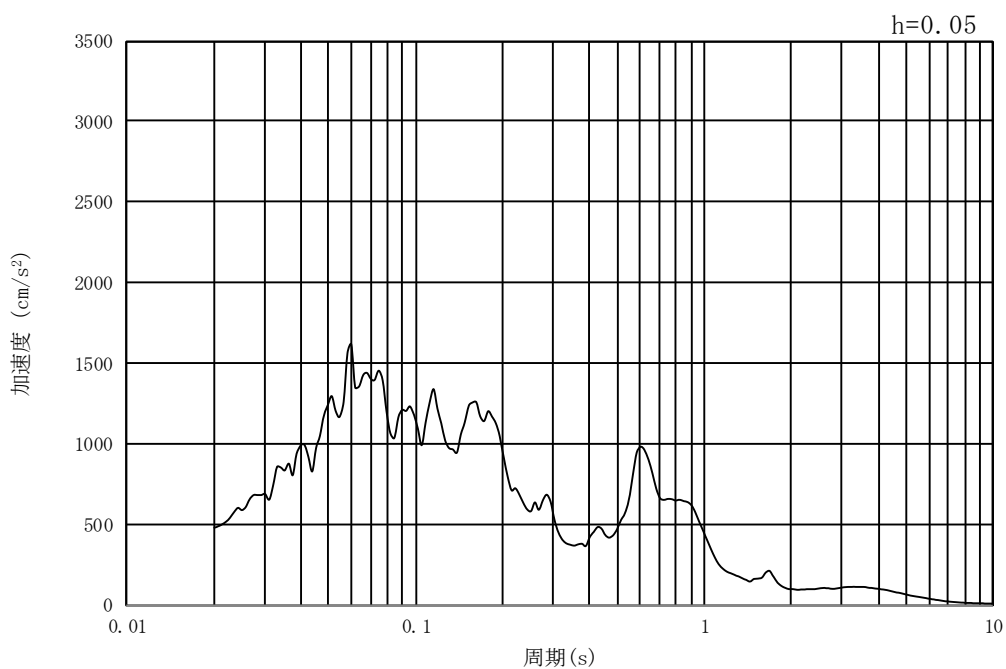


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (7) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.3$ )

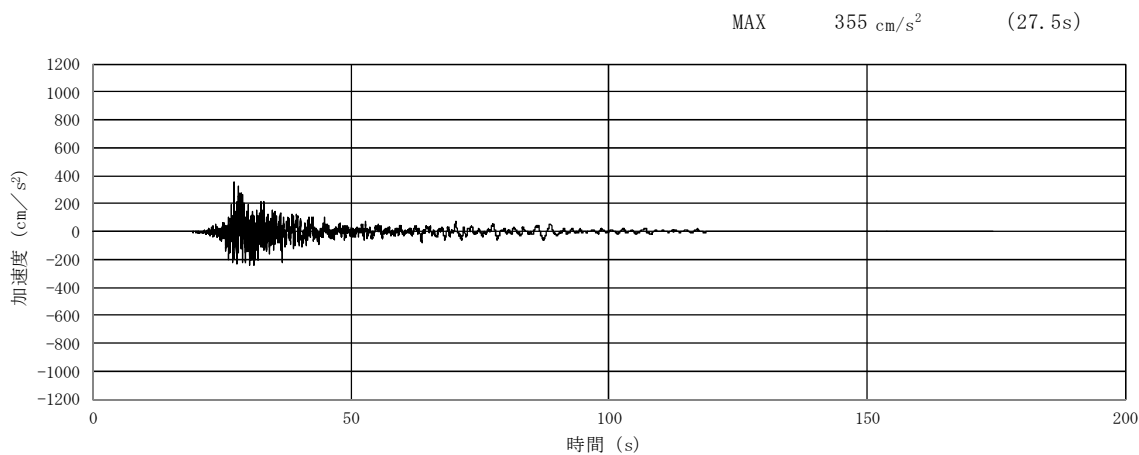


(a) 加速度時刻歴波形

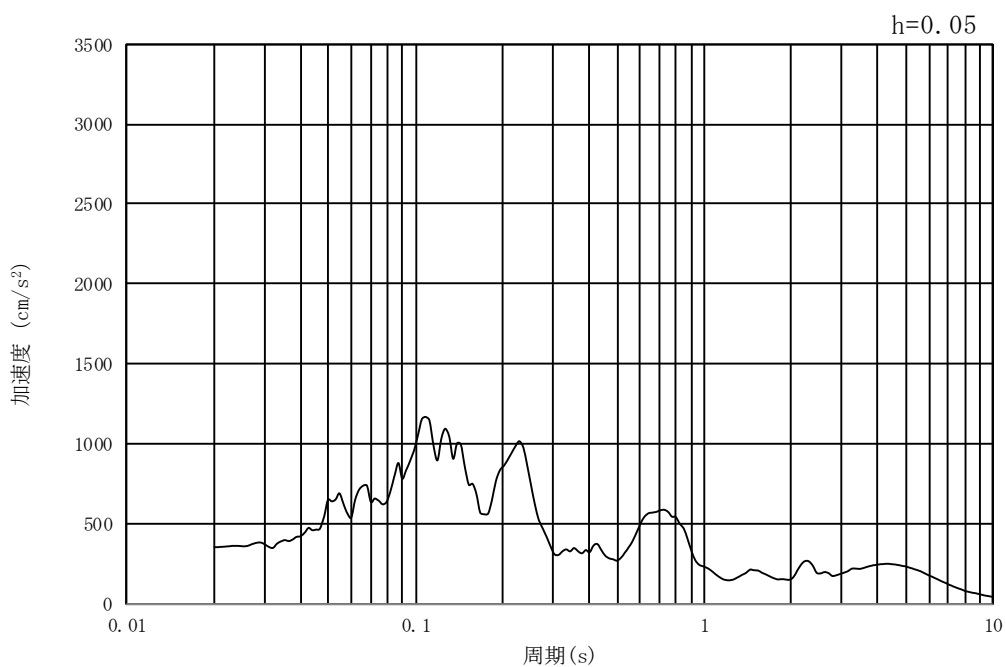


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (8) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.3$ )

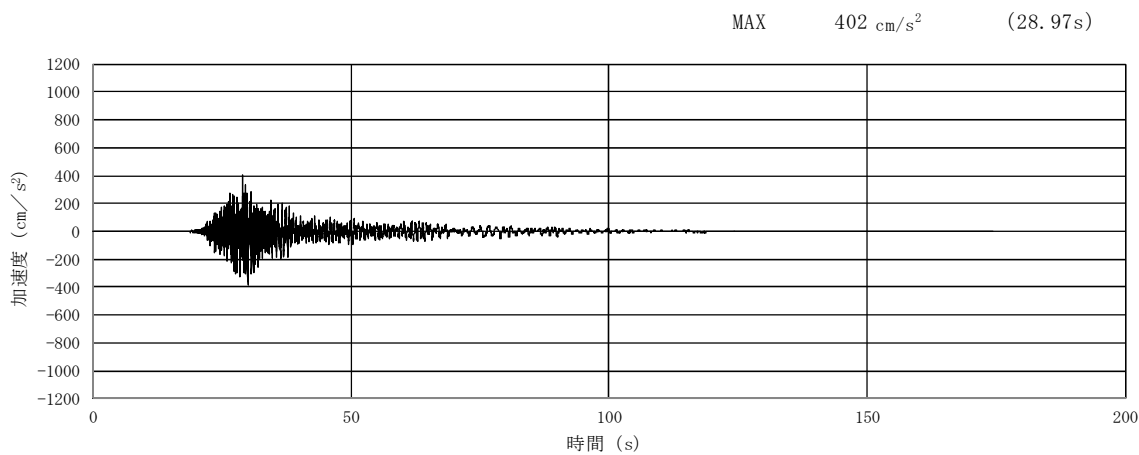


(a) 加速度時刻歴波形

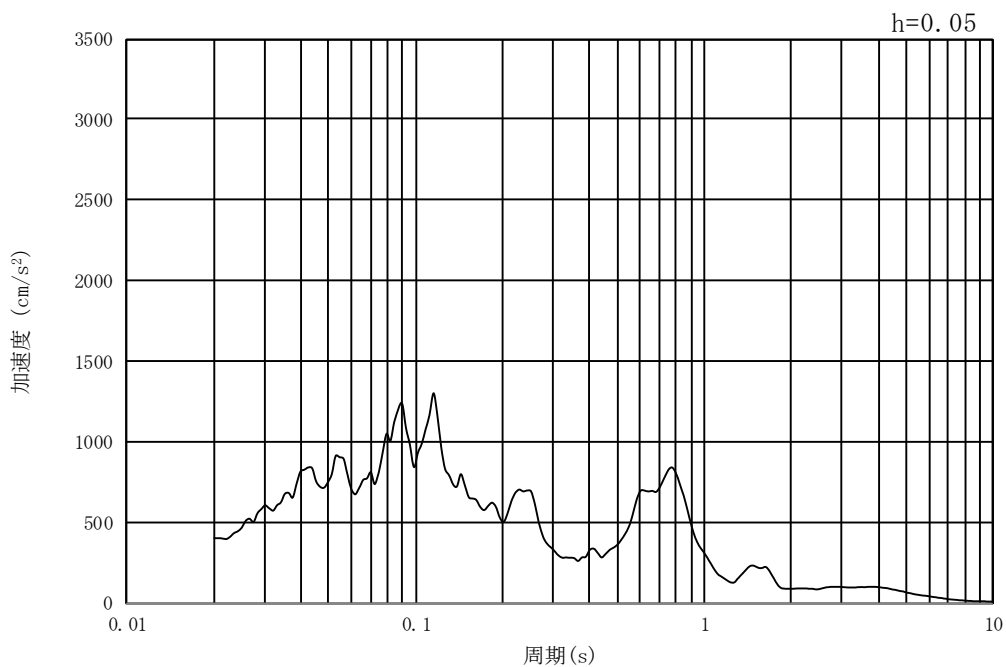


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (9) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.4$ )

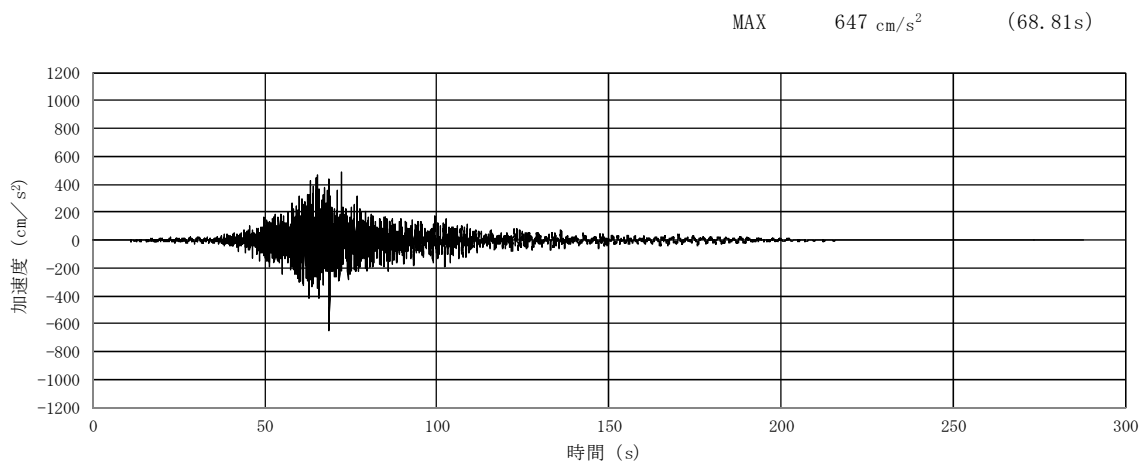


(a) 加速度時刻歴波形

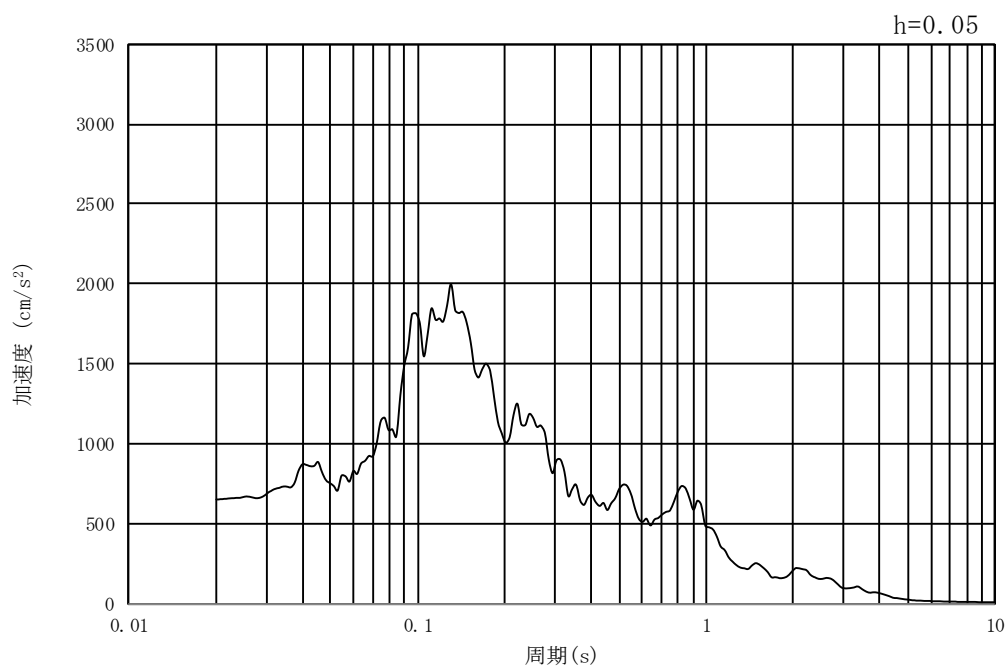


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (10) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - 1 4)

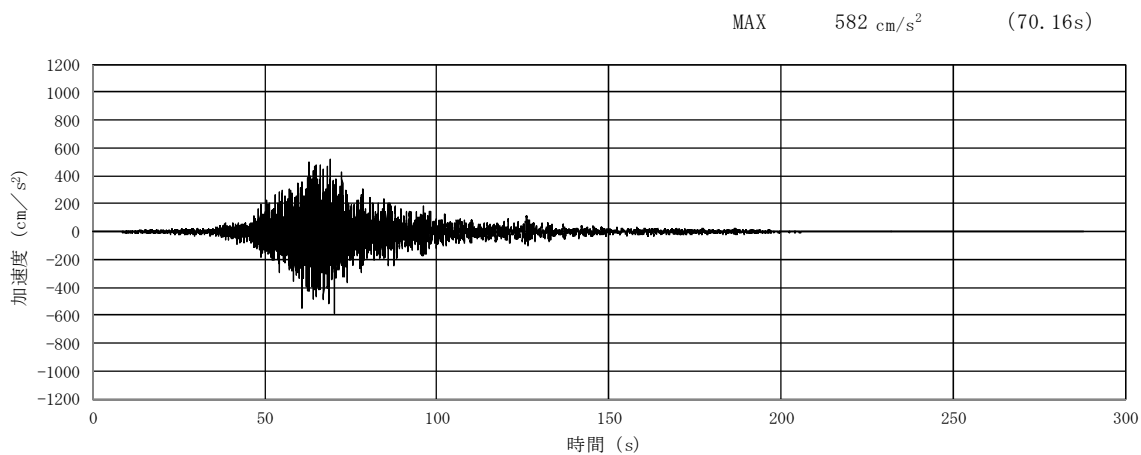


(a) 加速度時刻歴波形

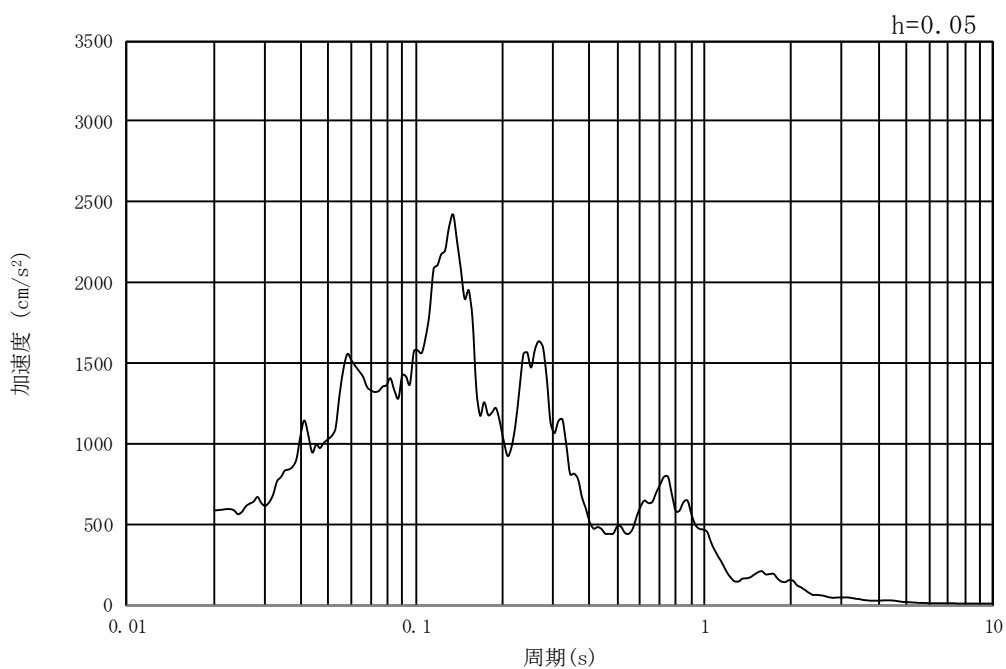


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (11) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 21$ )

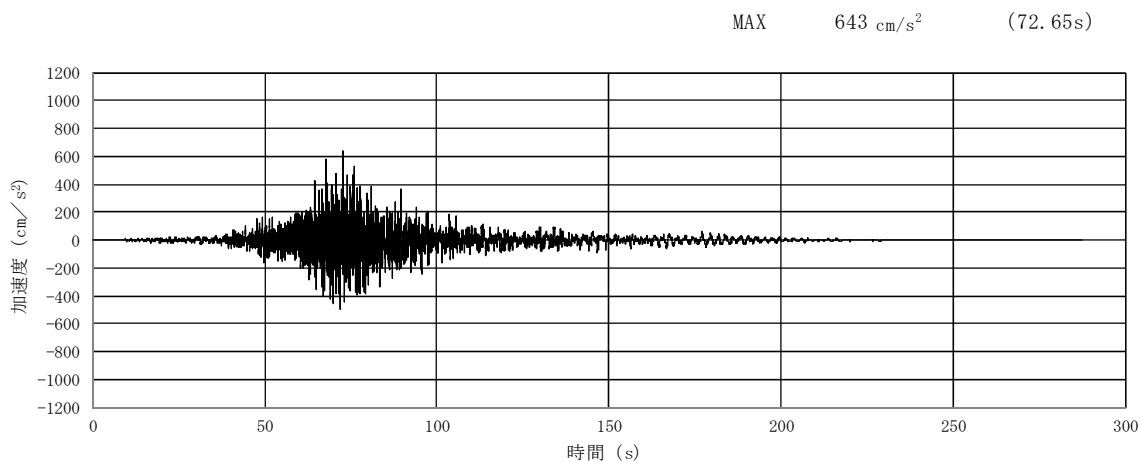


(a) 加速度時刻歴波形

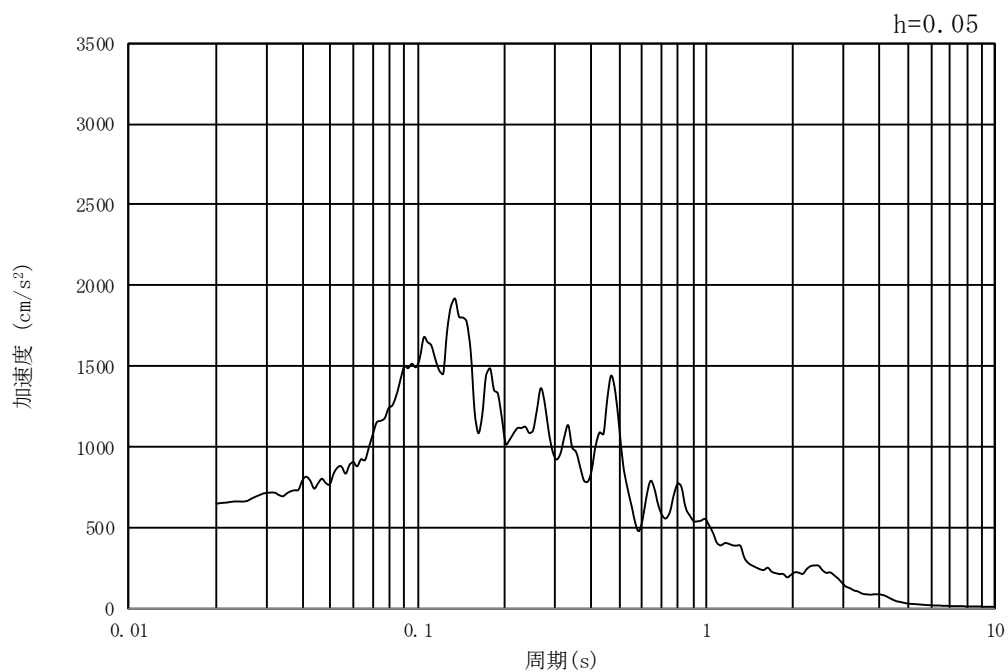


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (12) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S<sub>s</sub>-2 1)



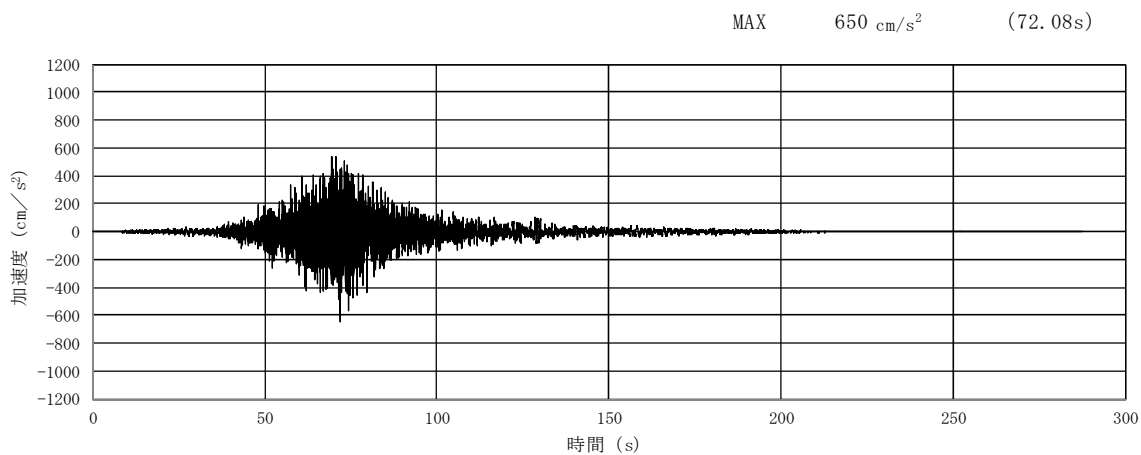
(a) 加速度時刻歴波形



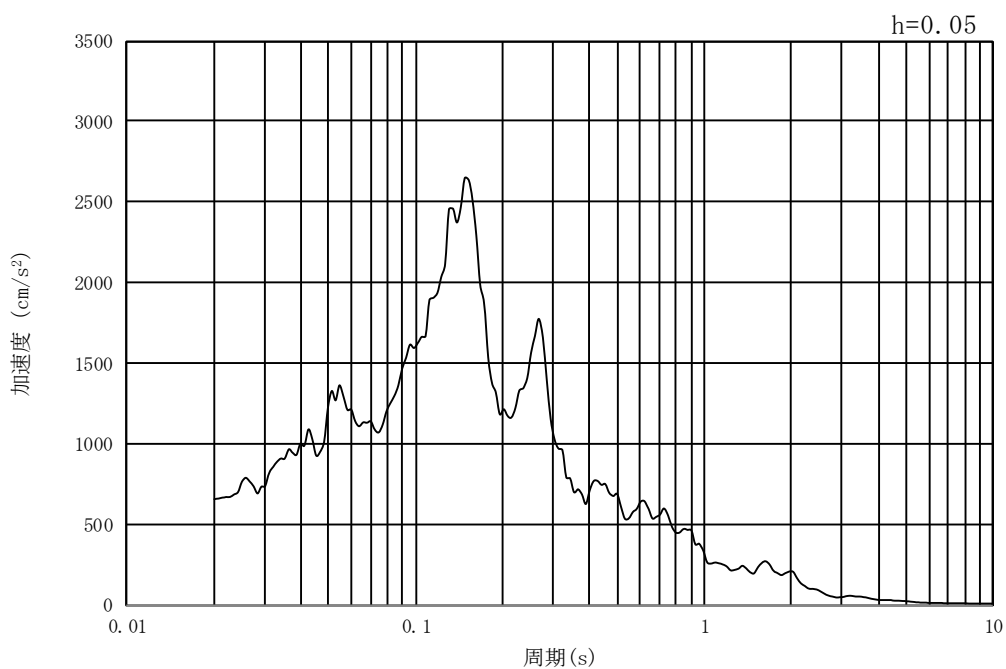
(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (13) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 2.2$ )



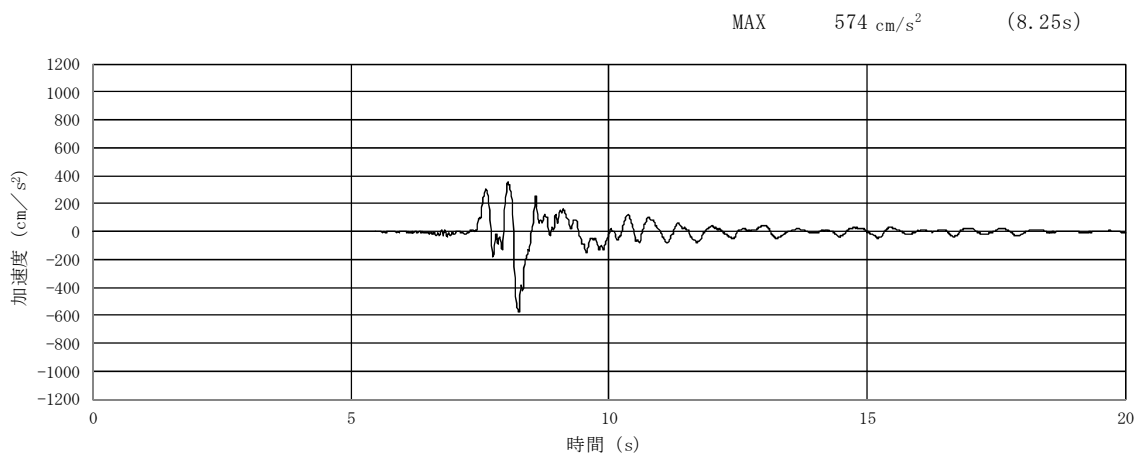


(a) 加速度時刻歴波形

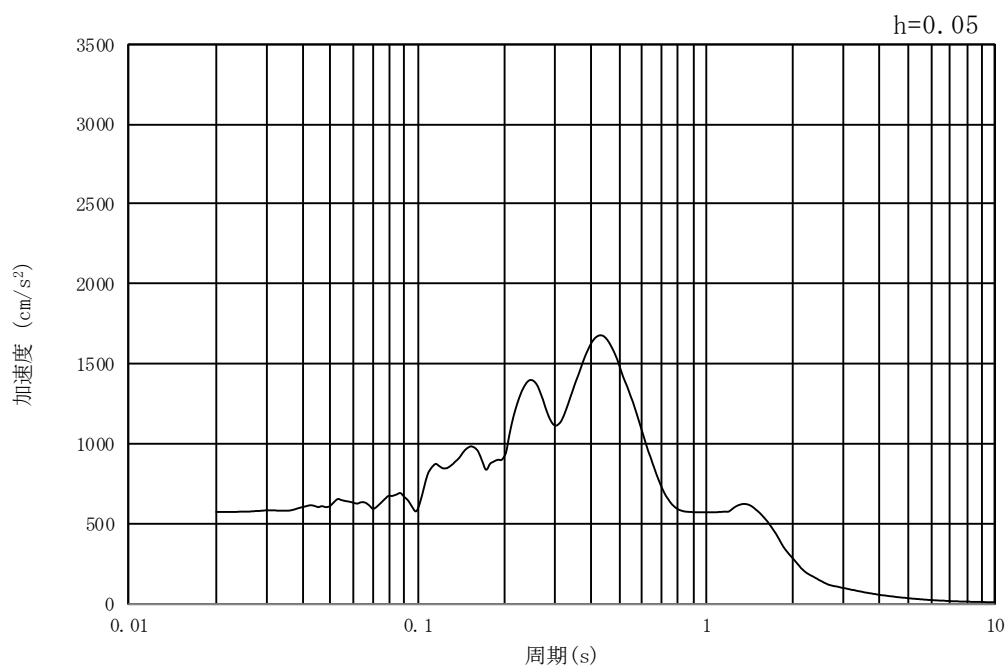


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (14) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s - 2.2$ )

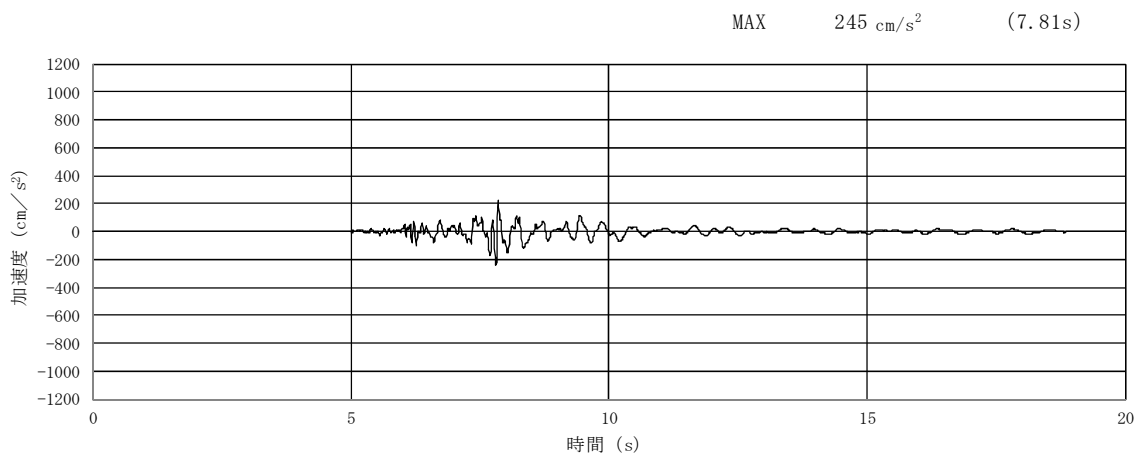


(a) 加速度時刻歴波形

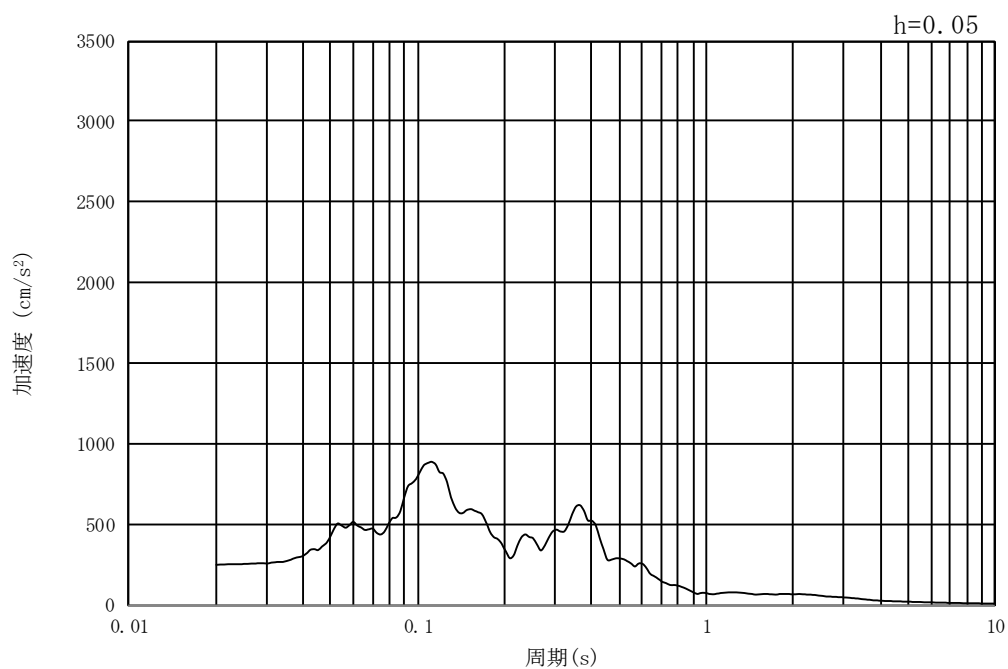


(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (15) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 31$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 10.3-2 (16) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 31$ )

### 10.3.2 許容限界の設定

#### (1) 構造部材の健全性に対する許容限界

常設低圧代替注水系配管カルバートの構造部材は、許容応力度法による照査を行う。評価位置においてコンクリートの圧縮応力度、鉄筋の引張応力度、コンクリートのせん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。短期許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し、表10.3-1のとおり設定する。

表 10.3-1 構造部材の健全性に対する許容限界

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

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：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」に基づき、次式により算定する短期許容せん断力 ( $V_a$ ) を許容限界とする。各部材における許容限界を表10.3-2に示す。

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

ここで、  $V_{ca}$  : コンクリートの短期許容せん断力

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

$V_{sa}$  : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

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

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

$b_w$  : 有効幅

$j$  : 1/1.15

$d$  : 有効高さ

$A_w$  : 斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の短期許容引張応力度

$s$  : 斜め引張鉄筋間隔

表 10.3-2 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	断面性状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容せん断力Va (=Vca+Vsa) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	Sb (mm)	Ss (mm)	コンクリート Vca (kN)	鉄筋 Vsa (kN)	
底版	1000	700	120	580	D16	300	150	208.04	687.79	895
頂版	1000	700	120	580	D16	300	150	208.04	687.79	895
側壁	1000	700	120	580	D16	300	150	208.04	687.79	895

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

a. 人工岩盤の支持性能に対する許容限界

人工岩盤の支持性能については、構造物の接地圧が人工岩盤の極限支持力以下であることを確認する。

常設低圧代替注水系配管カルバートの人工岩盤に作用する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、以下に示すコンクリート（人工岩盤）の設計基準強度から得られる支圧強度とする。

$$f'_{ak} = \eta \cdot f'_{ck}$$

$$\text{ただし, } \eta = \sqrt{A/A_a} \leq 2$$

ここに、A : コンクリート面の支圧分布面積

A<sub>a</sub> : 支圧を受ける面積

常設低圧代替注水系配管カルバートにおける許容限界を表 10.3-3 に示す。

表 10.3-3 人工岩盤の支持性能に対する許容限界

項目	算定結果	備考
支圧強度 $f'_{ak}$ (kN/m <sup>2</sup> )	25632	
$\eta = \sqrt{A/A_a}$	1.424	$\eta \leq 2$
コンクリート面の支圧分布面積 A (m <sup>2</sup> )	150.750	
支圧を受ける面積 A <sub>a</sub> (m <sup>2</sup> )	74.370	
コンクリートの設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18	

b. 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（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 10.3-4 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)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 図 10.3-3 に示す支持力係数

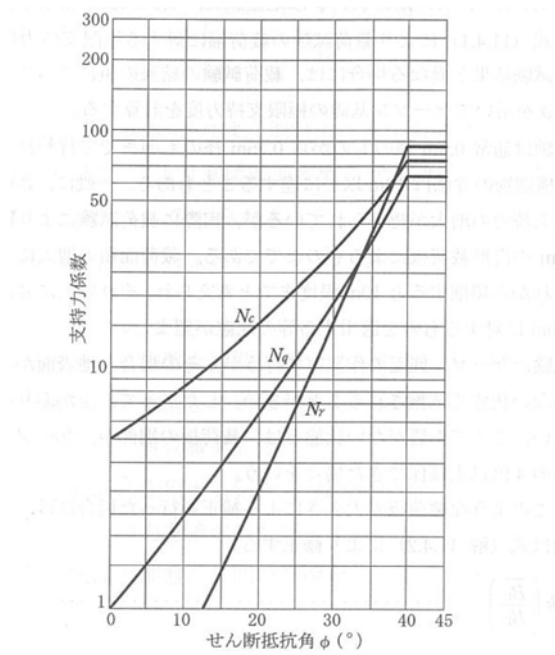
表 10.3-4 基礎底面の形状係数

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24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 24 年 3 月）」より

図 10.3-3 支持力係数を求めるグラフ

常設低圧代替注水系配管カルバートの極限支持力の算定結果を表 10.3-5 に示す。

表 10.3-5 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> )	4465	
$\alpha c N_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4465	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (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> )	893	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	0	
地盤の単位体積重量 $\gamma'_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	7.077	
周辺地盤の単位体積重量 $\gamma'_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	—	
形状係数 $\alpha$	1	
形状係数 $\beta$	1	
基礎幅 $B$ (m)	7.500	
有効根入れ深さ $D_f$ (m)	—	
$N_c$	5	図 10.3-3 より
$N_\gamma$	0	図 10.3-3 より
$N_q$	—	



## 10.4 評価結果

### 10.4.1 地震応答解析結果

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

#### (1) 地震時断面力図（部材に着目した地震時断面力図）

耐震評価においては、「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、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した。

表 10.4-1 に、2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートの各部材において最も厳しい照査値とその地震波を表 10.4-2 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 10.4-3 に示す。本図は構造部材の曲げ、せん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

表 10.4-1 (1) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	コンクリートの曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.35					
	+-		0.35					
	-+		0.35					
	--		0.35					
S <sub>s</sub> -11			0.22					
S <sub>s</sub> -12			0.29					
S <sub>s</sub> -13			0.29					
S <sub>s</sub> -14			0.27					
S <sub>s</sub> -21			0.23					
S <sub>s</sub> -22			0.30					
S <sub>s</sub> -31	++		0.43	0.44	0.43	0.42	0.48	0.47
	-+		0.43				0.47	

注記 ①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

表 10.4-1 (2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	鉄筋の曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.52					
	+-		0.53					
	-+		0.52					
	--		0.53					
S <sub>s</sub> -11			0.29					
S <sub>s</sub> -12			0.40					
S <sub>s</sub> -13			0.40					
S <sub>s</sub> -14			0.36					
S <sub>s</sub> -21			0.29					
S <sub>s</sub> -22			0.40					
S <sub>s</sub> -31	++		0.67	0.68	0.67	0.64	0.76	0.75
	-+		0.67				0.75	

注記 ①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

表 10.4-1 (3) 東西方向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	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.53					
	+-		0.52					
	-+		0.52					
	--		0.53					
S <sub>s</sub> -11			0.43					
S <sub>s</sub> -12			0.51					
S <sub>s</sub> -13			0.51					
S <sub>s</sub> -14			0.47					
S <sub>s</sub> -21			0.41					
S <sub>s</sub> -22			0.48					
S <sub>s</sub> -31	++		0.62	0.62	0.62	0.61	0.67	0.66
	-+		0.62				0.68	

- 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：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-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：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 10.4-2 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ( $kN \cdot m/m$ )	軸力 ( $kN/m$ )						
	b(mm)	h(mm)	d(mm)									
底板	1	1,000	800	580	D22, D25@150	546	640	9.90	21.0	0.48	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
頂版	4	1,000	800	580	D19, D22@150	380	406	7.80	21.0	0.38	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
側壁	5	1,000	800	580	D22, D25@150	398	141	7.51	21.0	0.36	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)

注記 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す

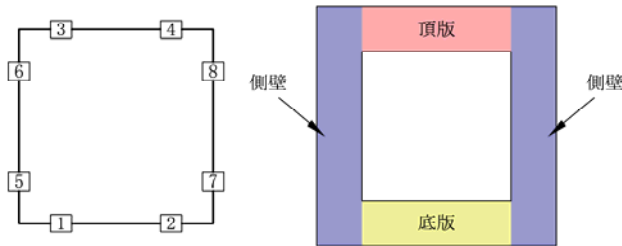


表 10.4-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ( $kN \cdot m/m$ )	軸力 ( $kN/m$ )						
	b(mm)	h(mm)	d(mm)									
底板	1	1,000	800	580	D22, D25@150	546	640	232	309	0.75	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
頂版	4	1,000	800	580	D19, D22@150	380	406	218	309	0.71	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
側壁	5	1,000	800	580	D22, D25@150	398	135	234	309	0.76	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)

注記 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す

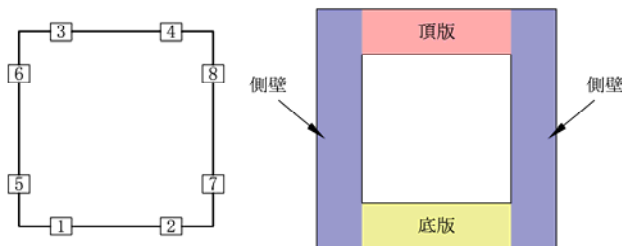
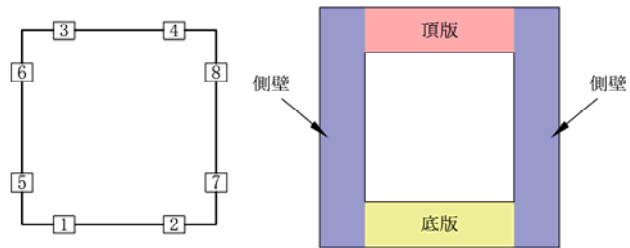


表 10.4-2 (3) せん断力に対する照査結果

評価位置		断面性状(mm)			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		部材幅	部材高	有効高さ						
		b (mm)	h (mm)	d (mm)						
底版	2	1,000	700	580	D16@300×150	594	895	0.67	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
頂版	4	1,000	700	580	D16@300×150	495	895	0.56	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)
側壁	7	1,000	700	580	D16@300×150	602	895	0.68	⑤	S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)

注記 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

評価位置は下図に示す



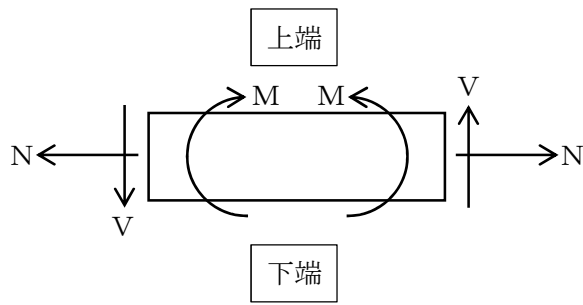


図 10.4-1 応力の方向

記号の説明

曲げモーメント : M

軸力 : N

せん断力 : V

断面力の符号

曲げモーメント (M) 正 : 上端が圧縮となる曲げモーメント

負 : 上端が引張となる曲げモーメント

軸力 (N) 正 : 引張

負 : 圧縮

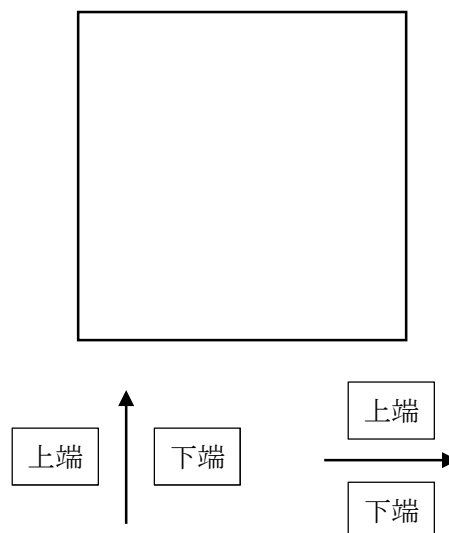


図 10.4-2 はり要素の方向 (常設低圧代替注水系配管カルバート)

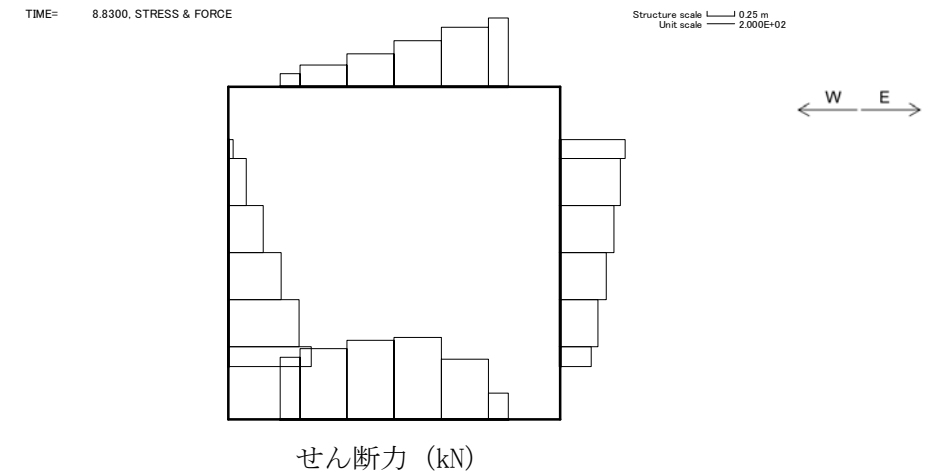
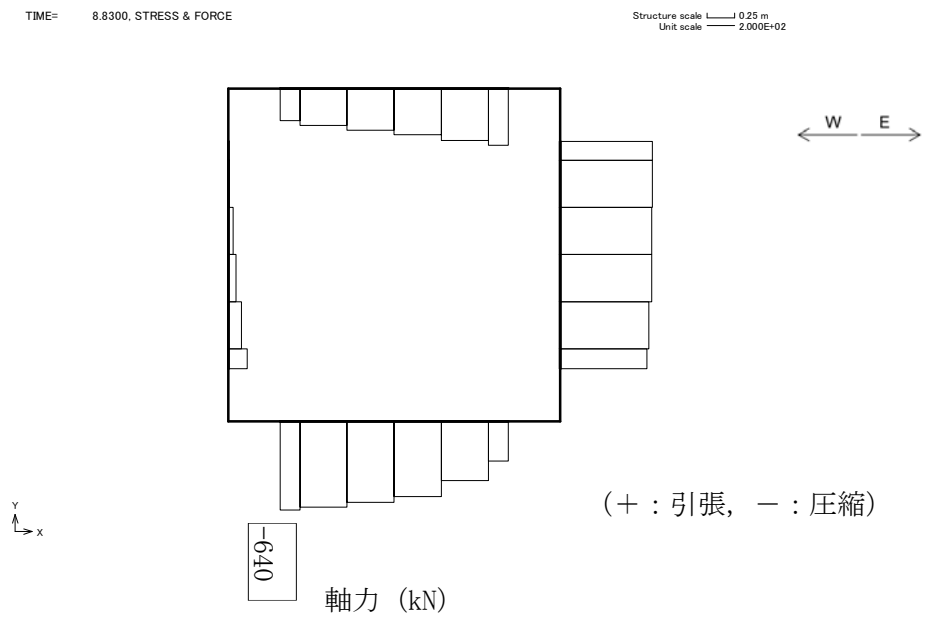
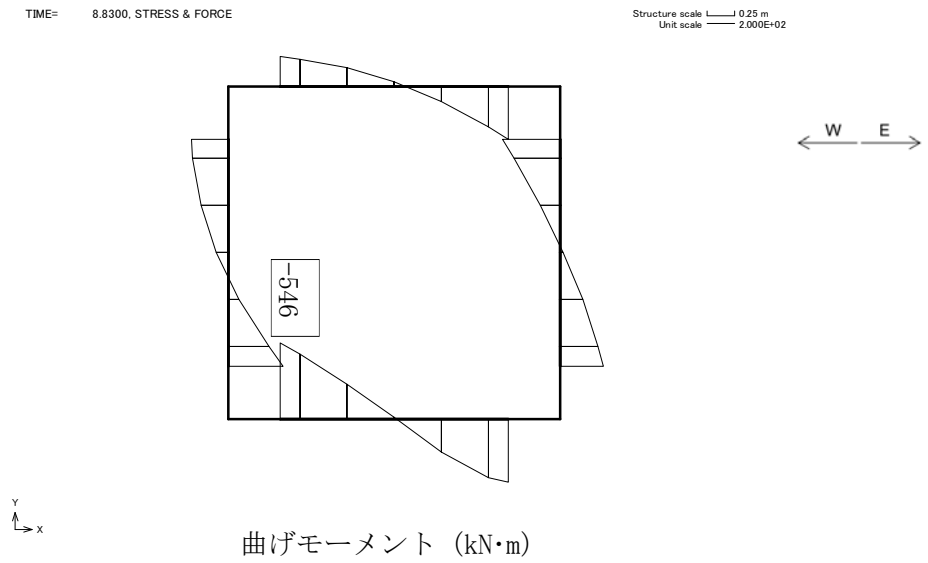


図 10.4-3 (1) 底版において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.83$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

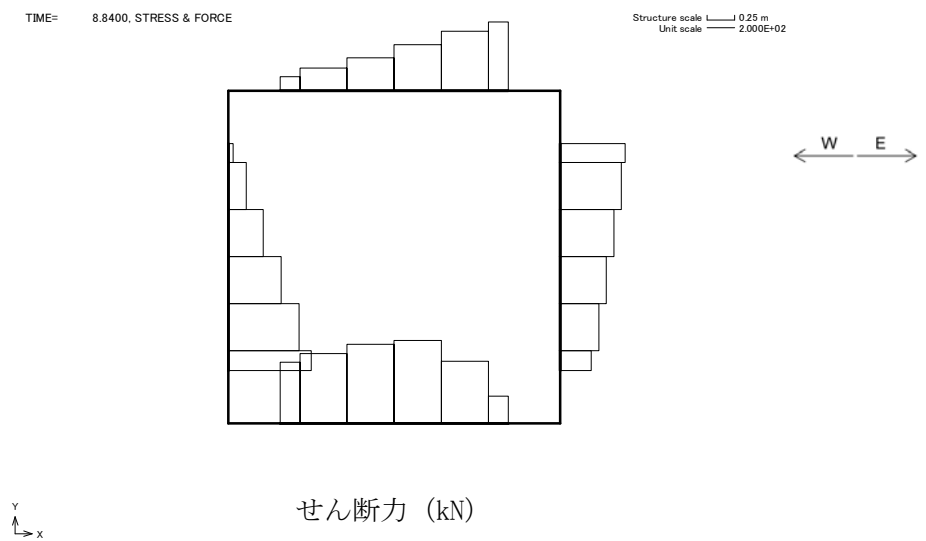
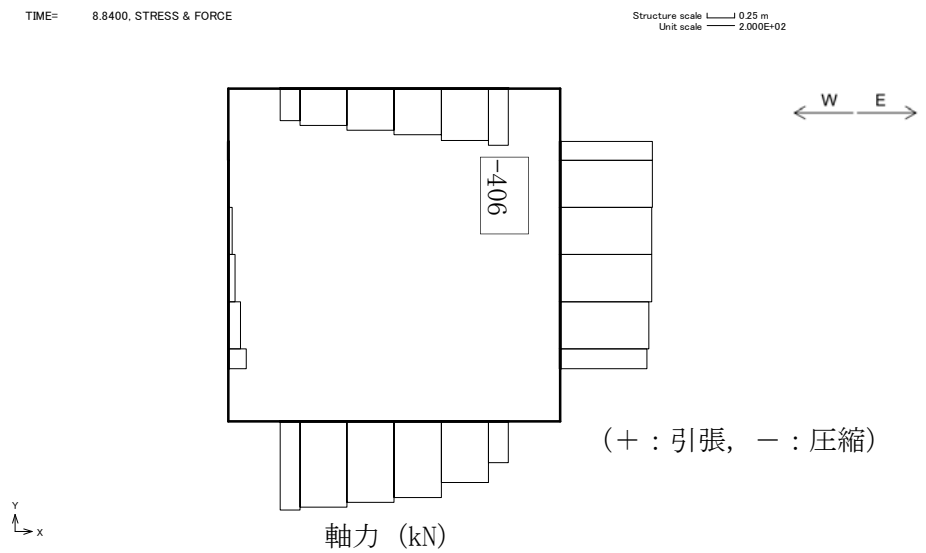
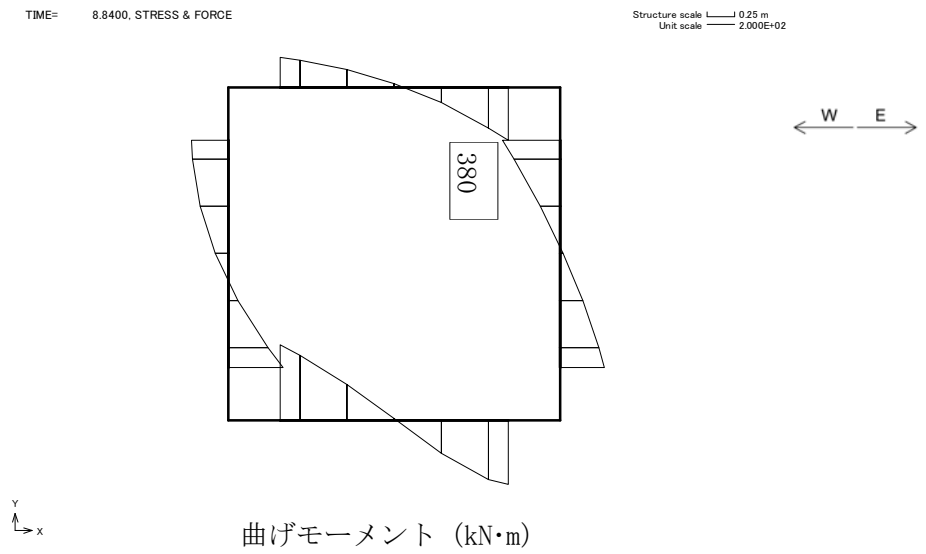


図 10.4-3 (2) 頂版において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.84$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



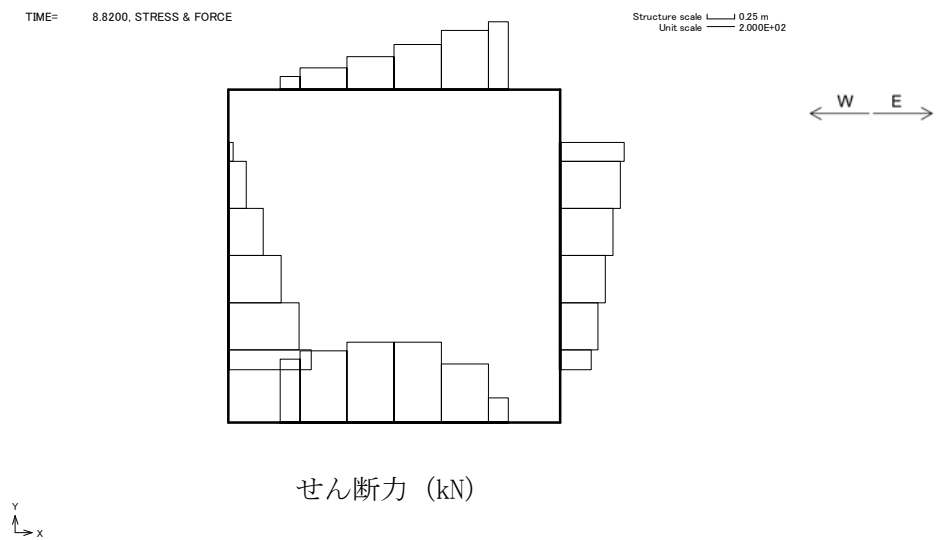
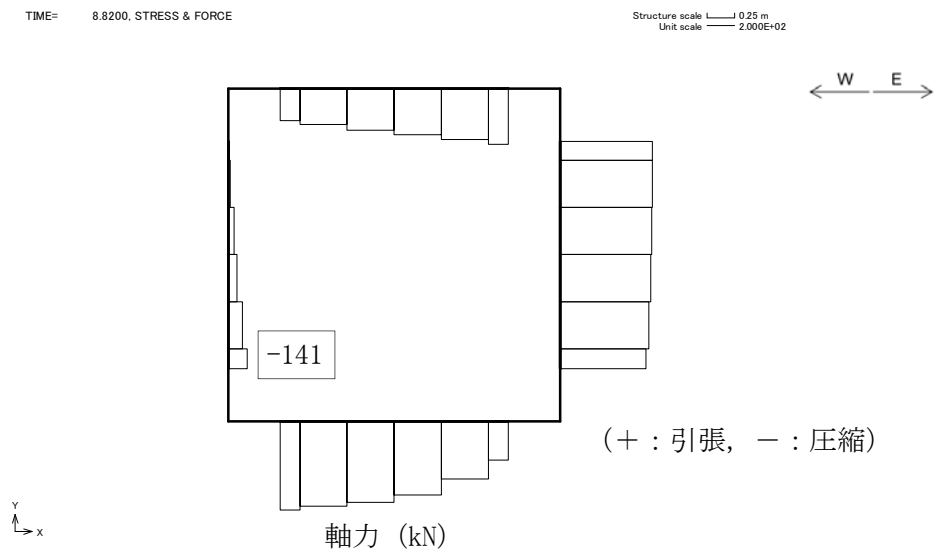
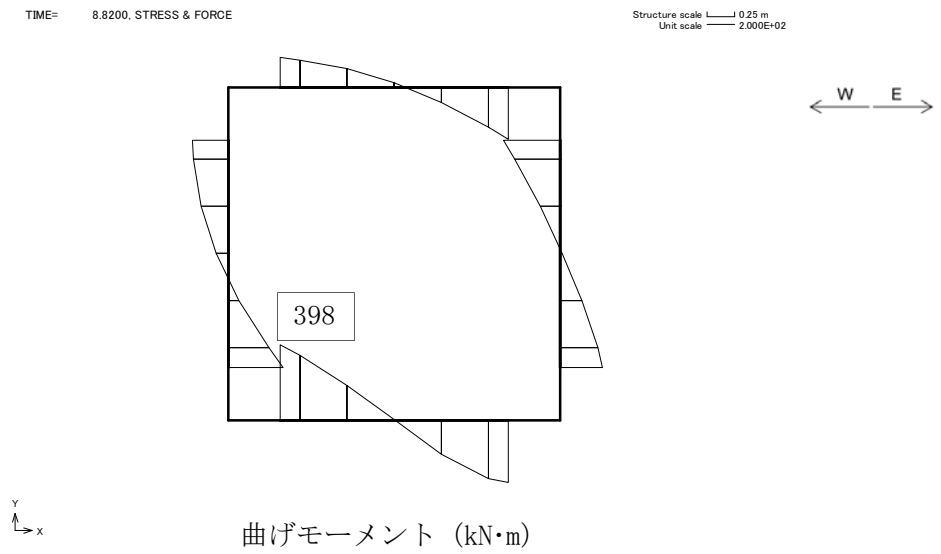


図 10.4-3 (3) 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.82$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

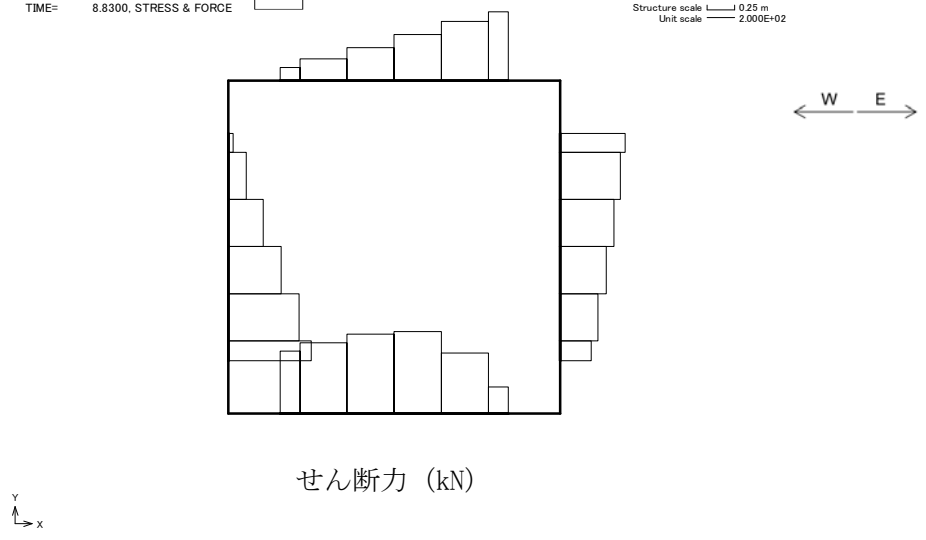
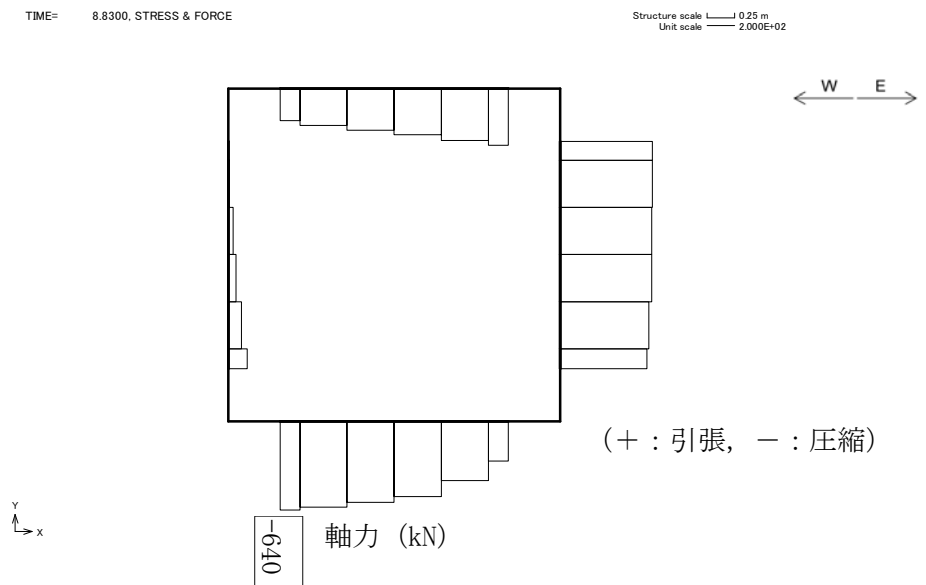
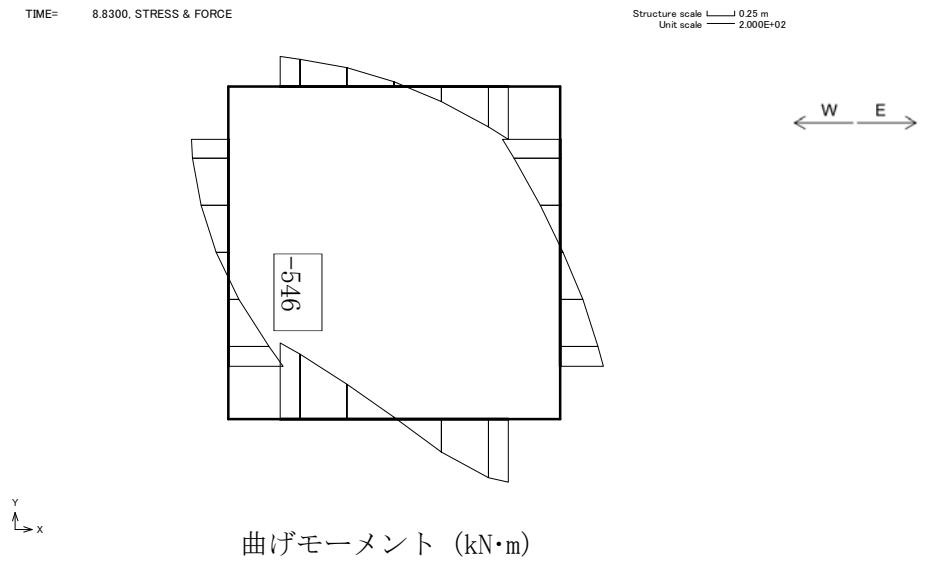


図 10.4-3 (4) 底版において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.83$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

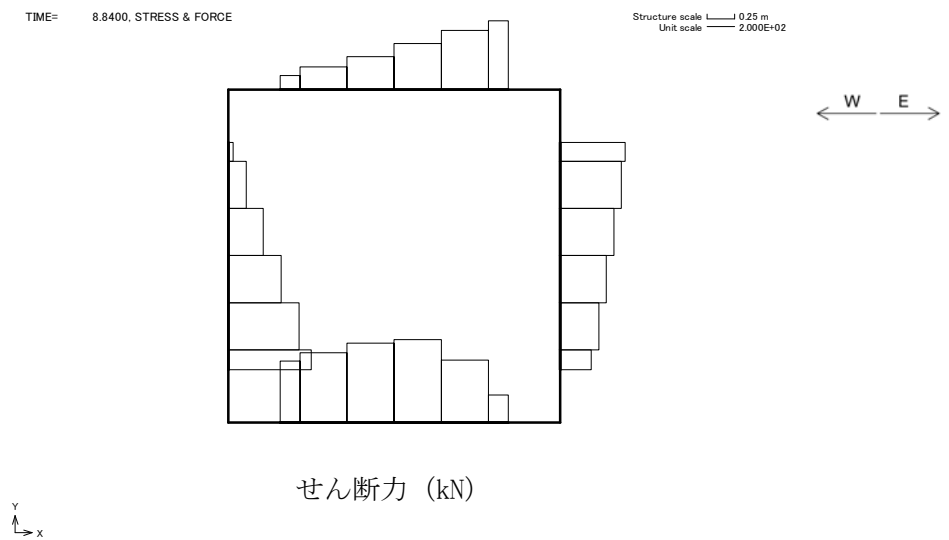
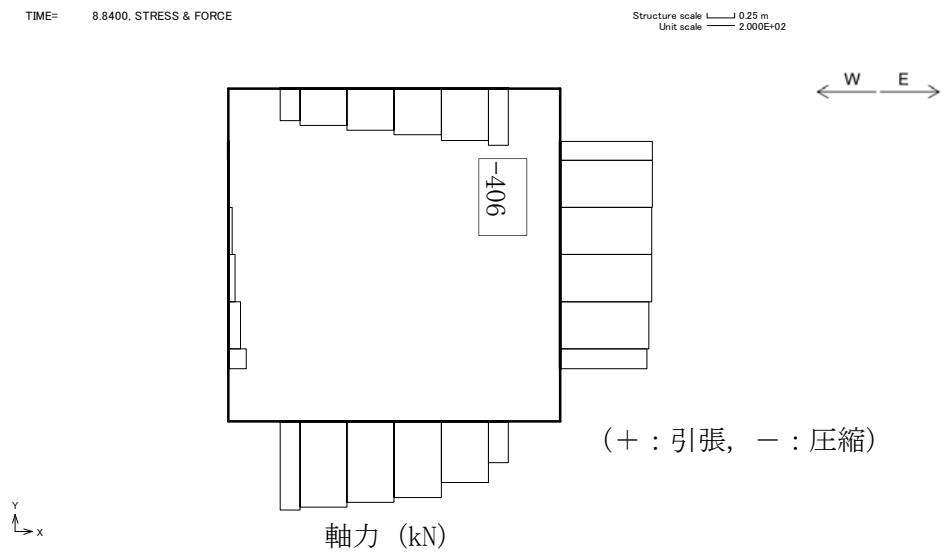
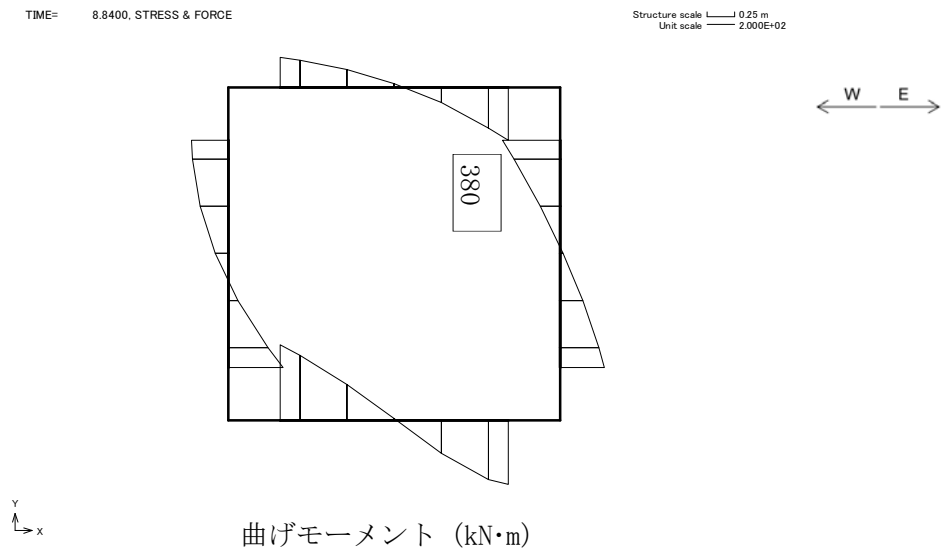


図 10.4-3 (5) 頂版において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.84$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

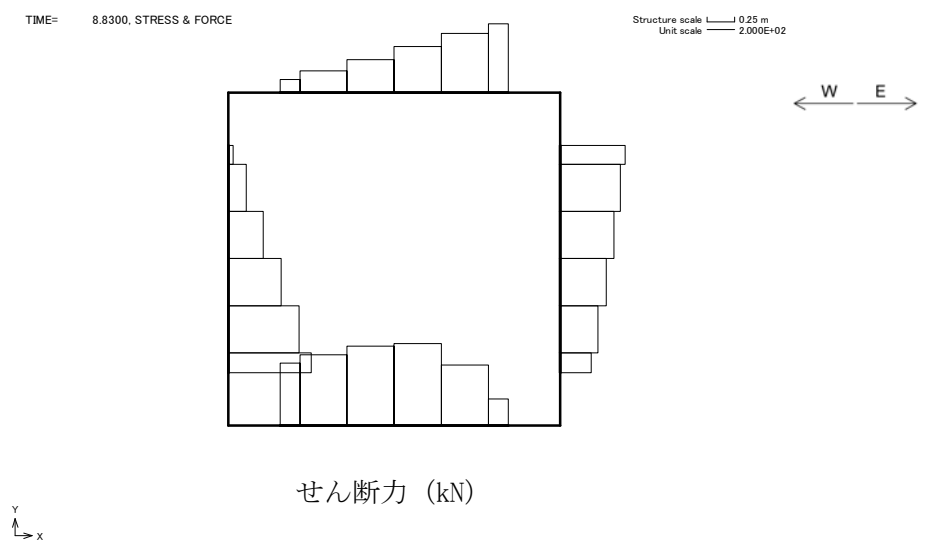
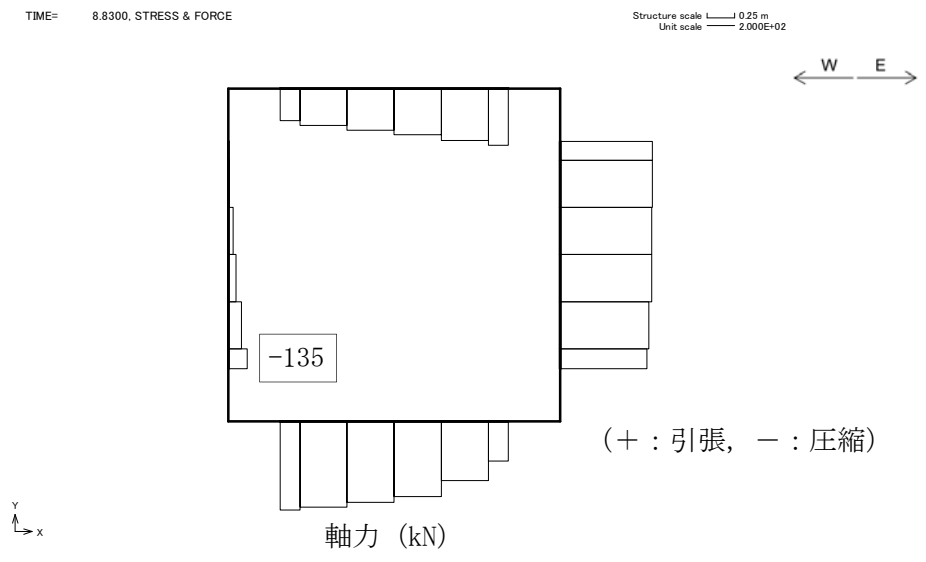
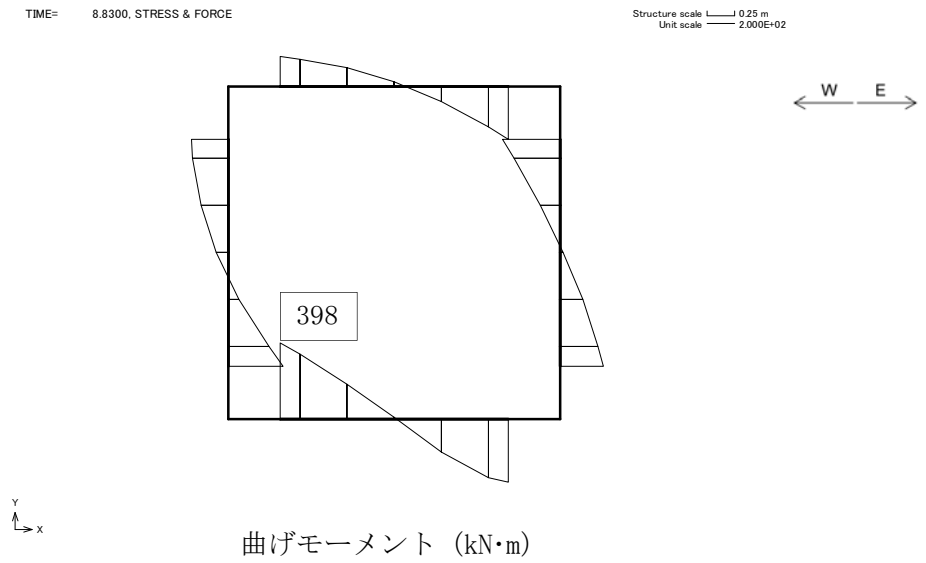


図 10.4-3 (6) 側壁において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.83$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

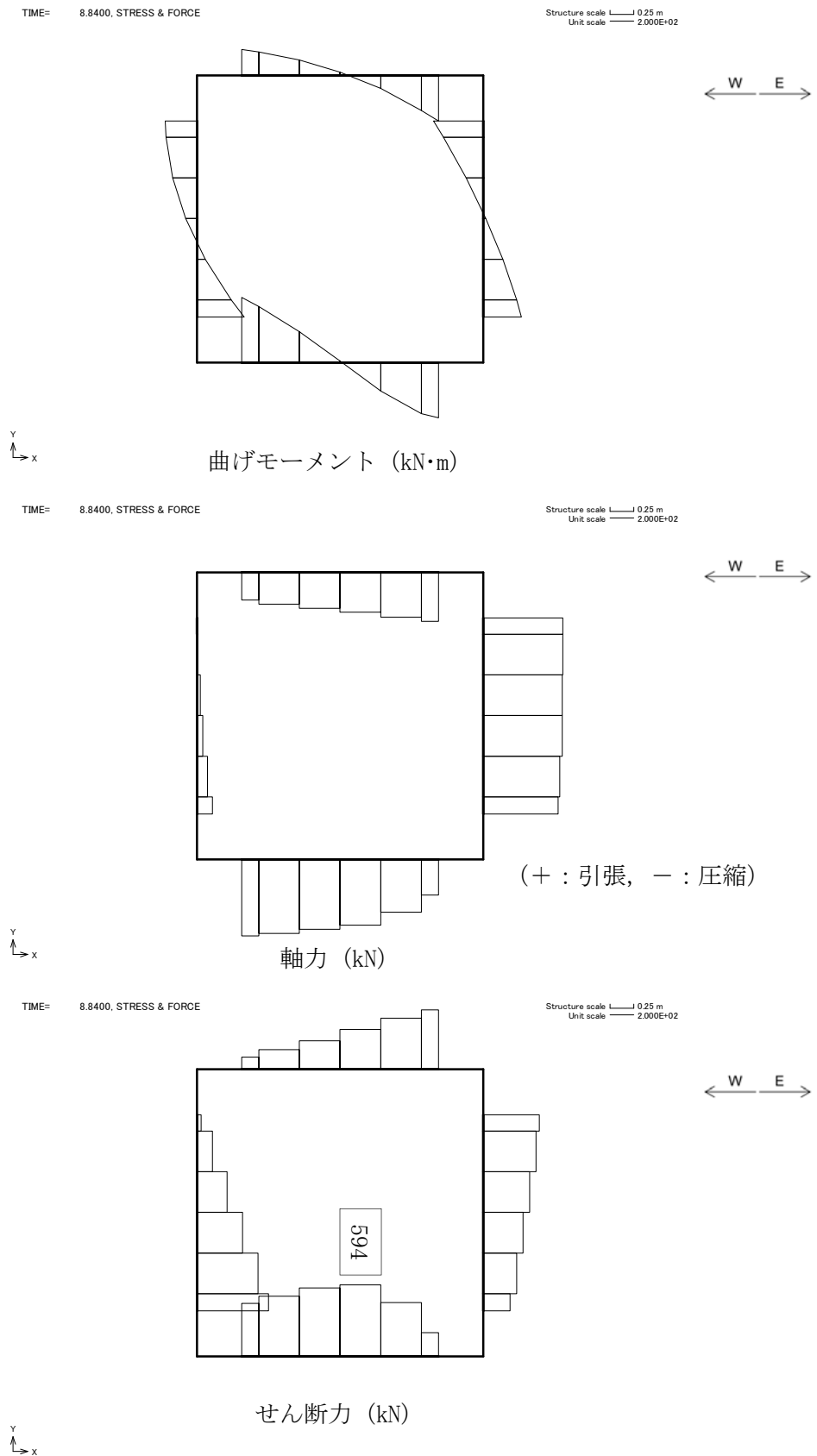


図 10.4-3 (7) 底版において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.84$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

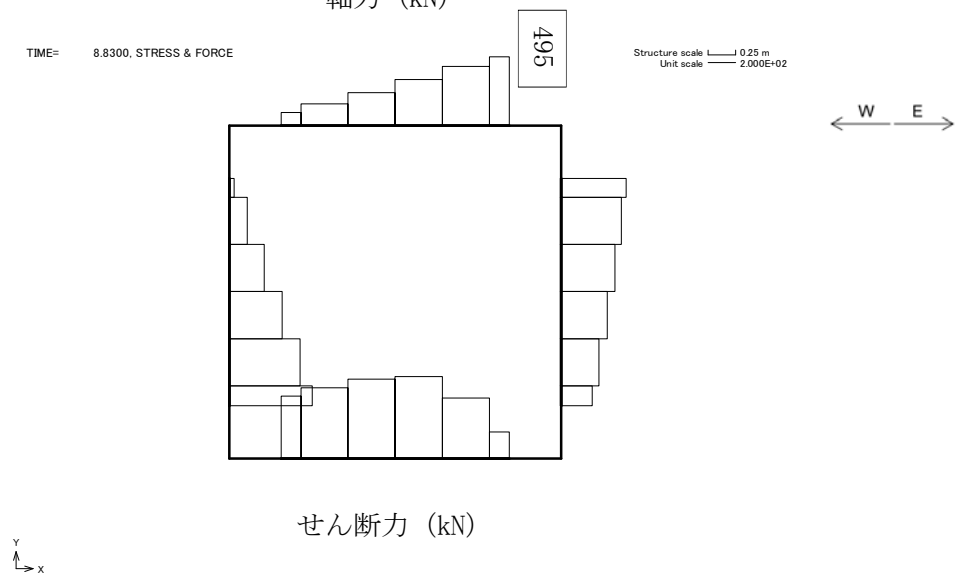
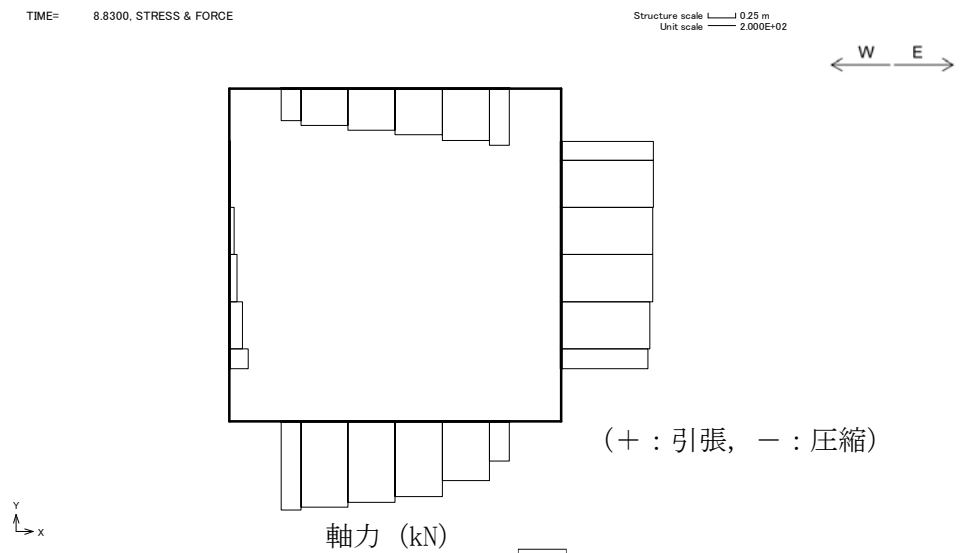
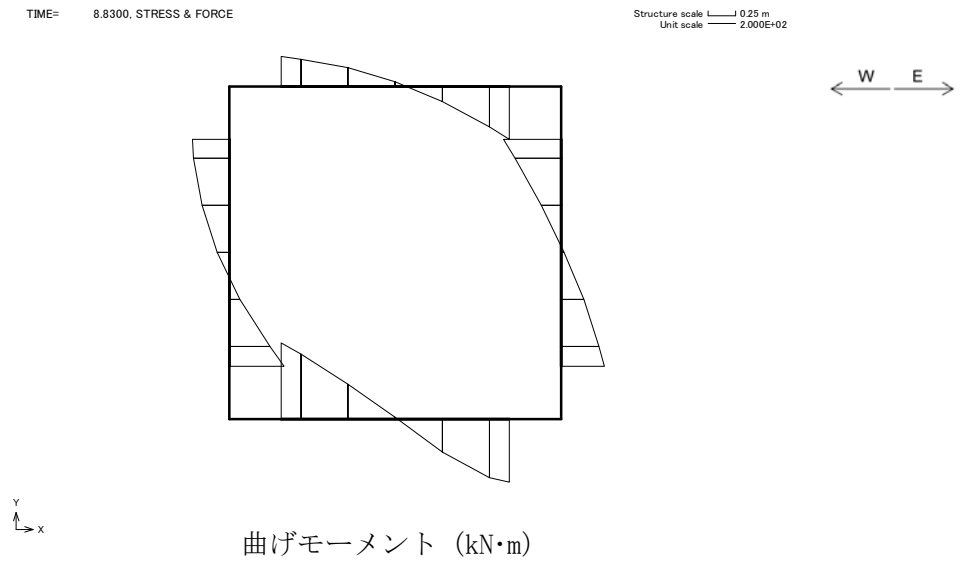
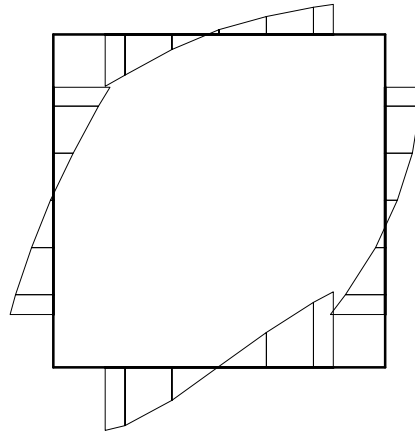


図 10.4-3 (8) 頂版において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H+, V+],  $t = 8.83$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

TIME= 8.8300, STRESS & FORCE

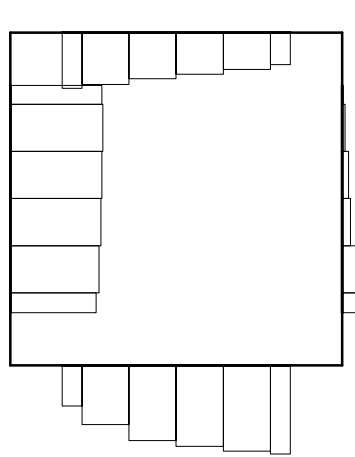
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 8.8300, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

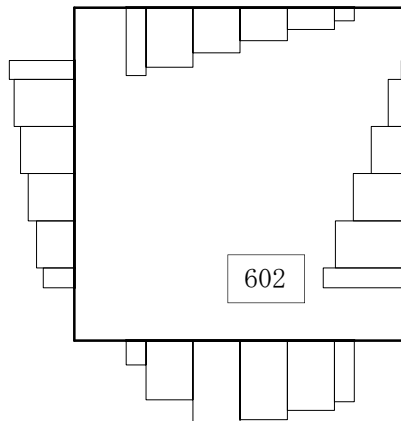


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

TIME= 8.8300, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



せん断力 (kN)

図 10.4-3 (9) 側壁において最も厳しいせん断力の照査値となる時刻の断面力  
( $S_s - 31$  [H-, V+],  $t = 8.83$  s)  
(検討ケース⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 地震時断面力図（検討ケースに着目した地震時断面力図）

常設低圧代替注水系配管カルバー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 10.4-3 に示す。基準地震動  $S_s$  による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 10.4-4 に示す。本図は各検討ケースにおいて，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査及び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。

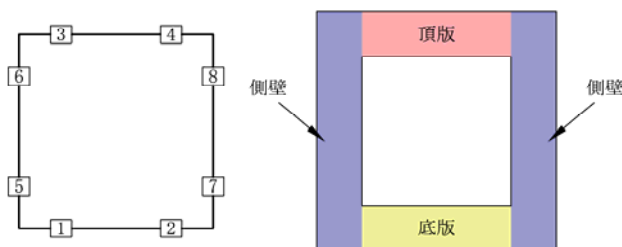


表 10.4-3 各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置結果

検討ケース			抽出照査値と照査項目			
			照査値	照査項目	評価位置	
①	S s - D 1	H+, V+	0.53	せん断	7	
	S s - D 1	H+, V-	0.53	鉄筋の曲げ	2	
	S s - D 1	H-, V+	0.52	鉄筋の曲げ	1	
	S s - D 1	H-, V-	0.53	鉄筋の曲げ	1	
	S s - 1 1			0.43	せん断	7
	S s - 1 2			0.51	せん断	7
	S s - 1 3			0.51	せん断	7
	S s - 1 4			0.48	せん断	7
	S s - 2 1			0.41	せん断	7
	S s - 2 2			0.48	せん断	7
	S s - 3 1	H+, V+	0.67	鉄筋の曲げ	1	
	S s - 3 1	H-, V+	0.67	鉄筋の曲げ	2	
②	S s - D 1	H+, V+	0.68	鉄筋の曲げ	1	
③	S s - D 1	H+, V+	0.67	鉄筋の曲げ	1	
④	S s - D 1	H+, V+	0.65	鉄筋の曲げ	1	
⑤	S s - D 1	H+, V+	0.76	鉄筋の曲げ	5	
⑥	S s - D 1	H+, V+	0.76	鉄筋の曲げ	5	
⑤	S s - 3 1	H-, V+	0.76	鉄筋の曲げ	7	

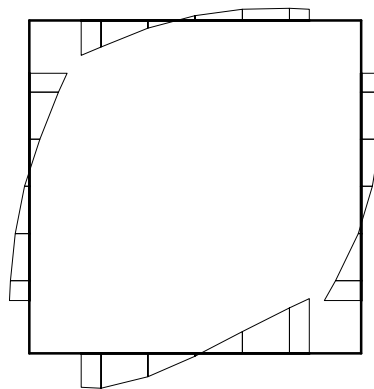
- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す



TIME= 26.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

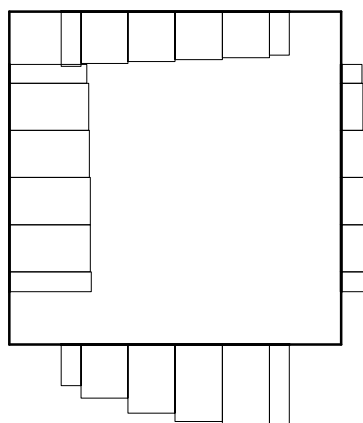


曲げモーメント (kN・m)

Y  
↑  
X  
→  
TIME=

26.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



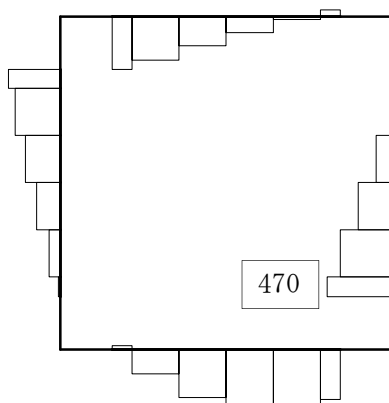
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

Y  
↑  
X  
→

TIME= 26.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



せん断力 (kN)

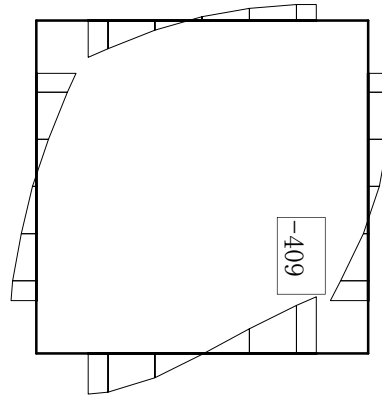
Y  
↑  
X  
→

図 10.4-4 (1) S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( t = 26.95 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)

TIME= 53.9800, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

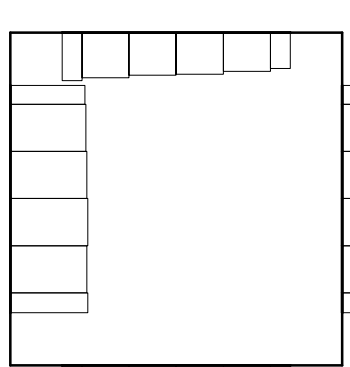


Y  
↑  
x

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9800, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



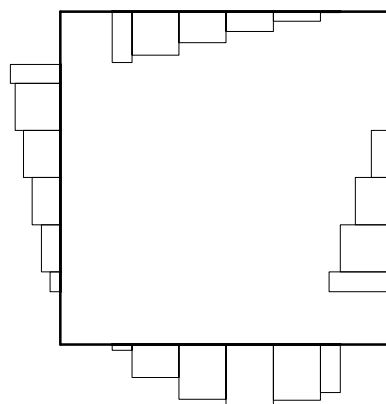
Y  
↑  
x

軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 53.9800, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



Y  
↑  
x

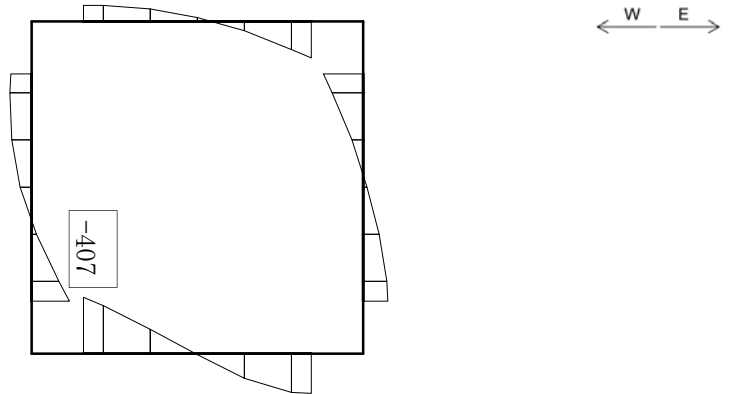
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (2) S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( t = 53.98 s )

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

TIME= 53.9800, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

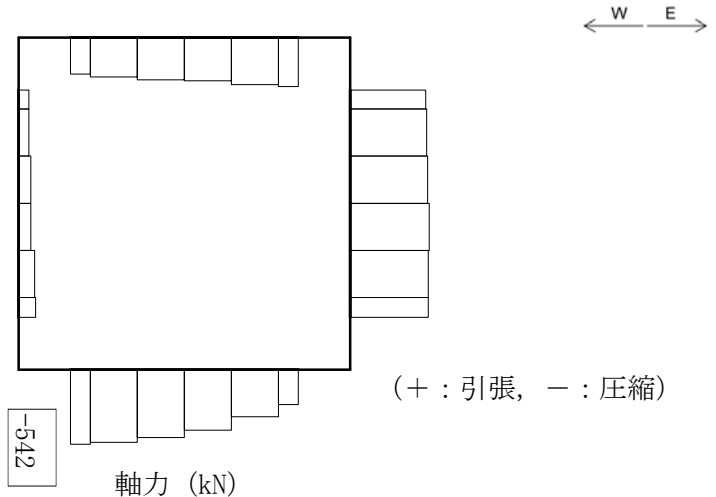


y  
x

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9800, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

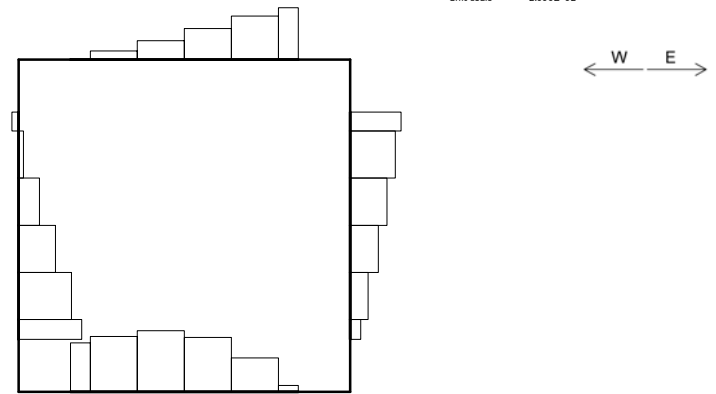


y  
x

軸力 (kN)

TIME= 53.9800, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



y  
x

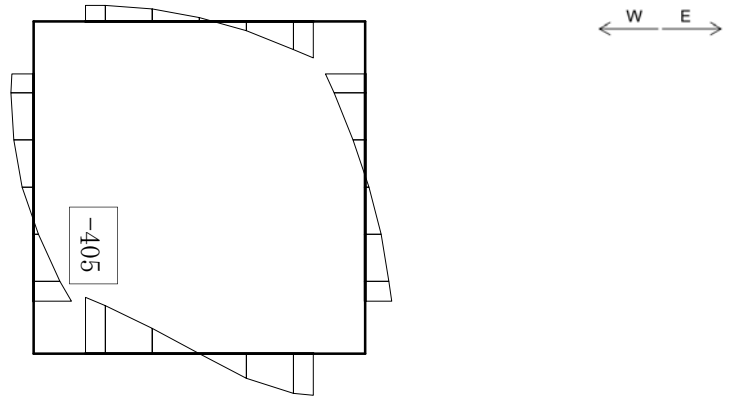
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (3)  $S_S-D1$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t = 53.98$  s)

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

TIME= 53.9900, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

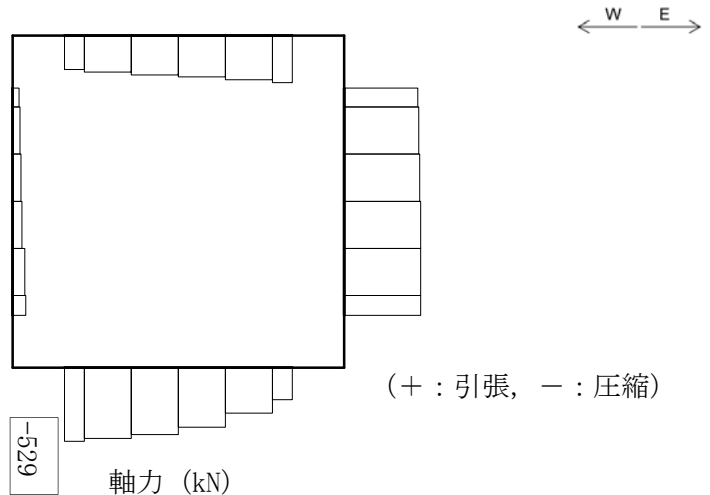


y  
x

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9900, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



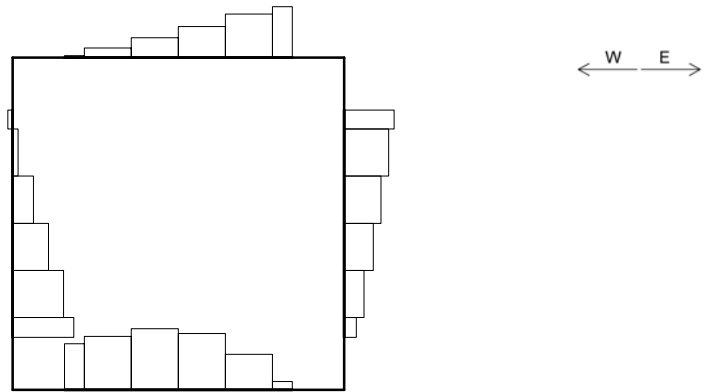
y  
x

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9900, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



y  
x

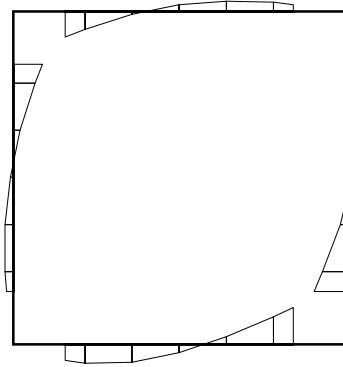
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (4)  $S_S-D1$  (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t = 53.99$  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)

TIME= 23.6600, STRESS & FORCE

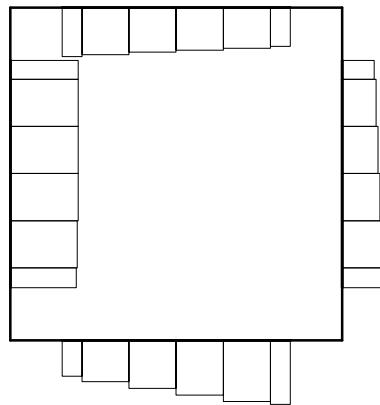
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 23.6600, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

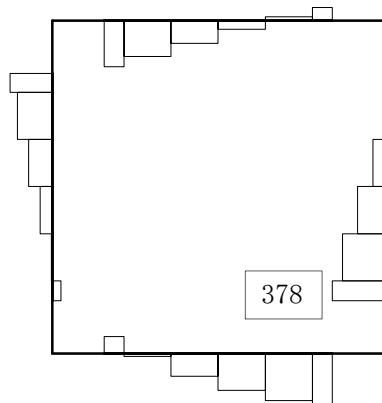


軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 23.6600, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



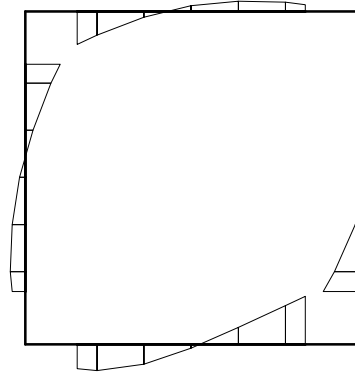
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (5)  $S_S-11$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=23.66$  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)

TIME= 29.5500. STRESS & FORCE

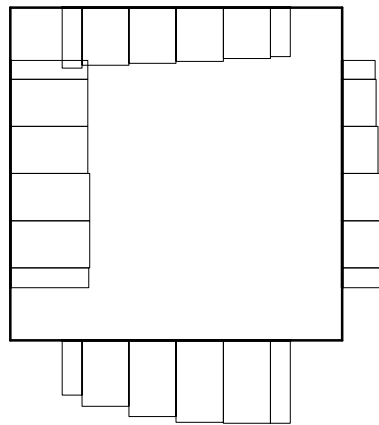
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 29.5500. STRESS & FORCE

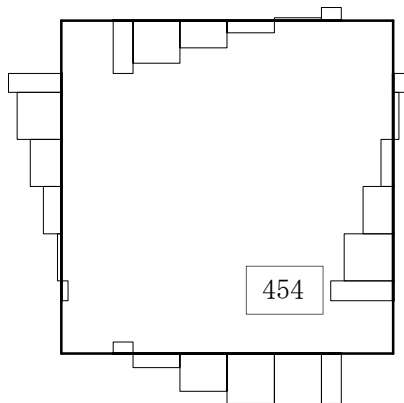
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



軸力 (kN)

TIME= 29.5500. STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



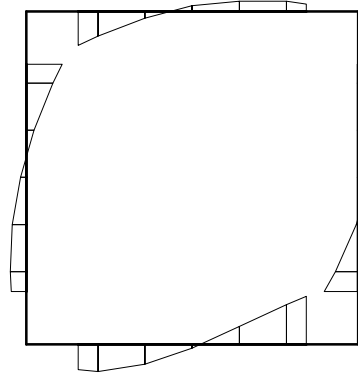
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (6)  $S_s-12$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=29.55\text{ s}$ )

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

TIME= 26.7600, STRESS & FORCE

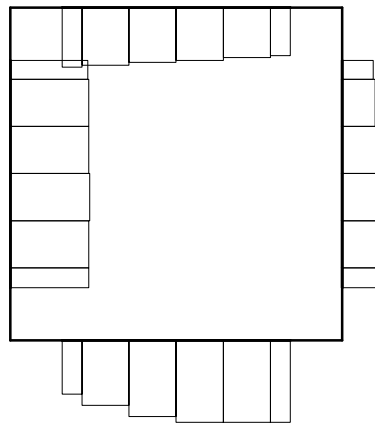
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 26.7600, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

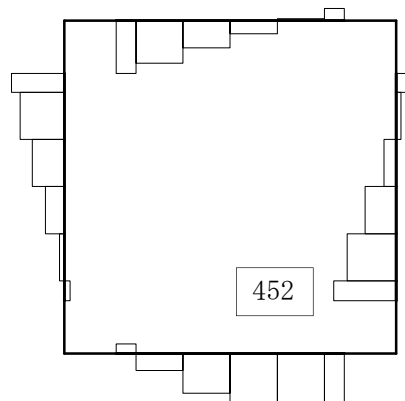


軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 26.7600, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



せん断力 (kN)

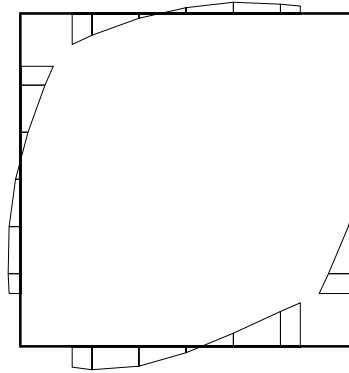
図 10.4-4 (7)  $S_s-13$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=26.76\text{ s}$ )

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



TIME= 29.0600, STRESS & FORCE

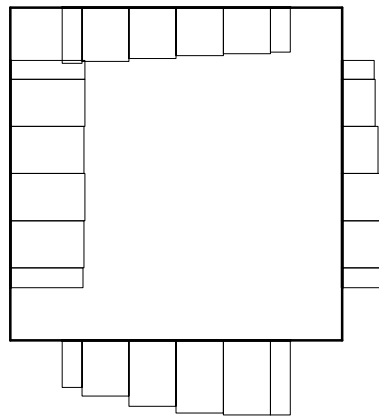
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 29.0600, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

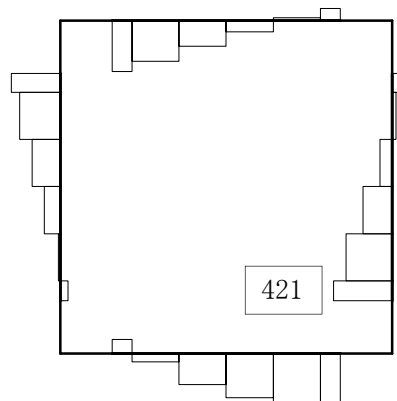


軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 29.0600, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



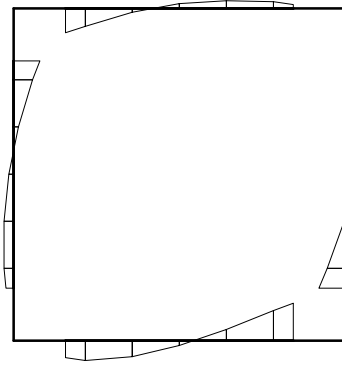
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (8)  $S_s-14$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=29.06\text{ s}$ )

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

TIME= 103.1900, STRESS & FORCE

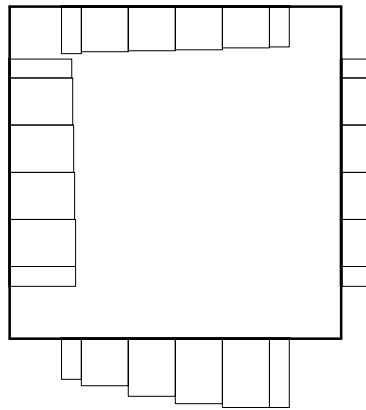
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 103.1900, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

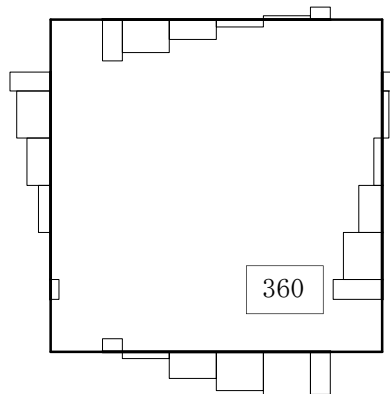


軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 103.1900, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



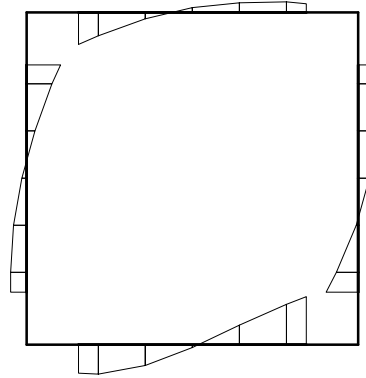
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (9)  $S_s-21$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=103.19\text{ s}$ )

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

TIME= 89.9000, STRESS & FORCE

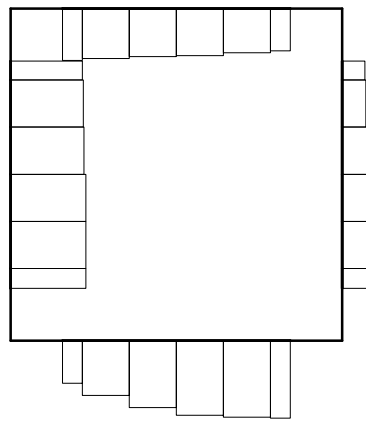
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 89.9000, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

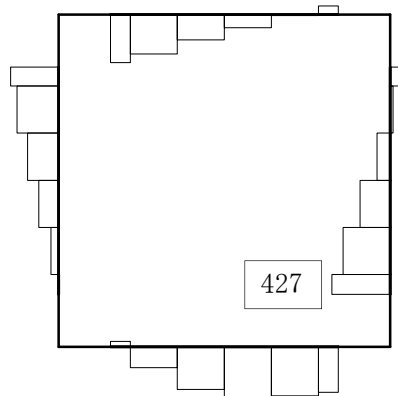


軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 89.9000, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



せん断力 (kN)

図 10.4-4 (10)  $S_s-22$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=89.90\text{ s}$ )

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

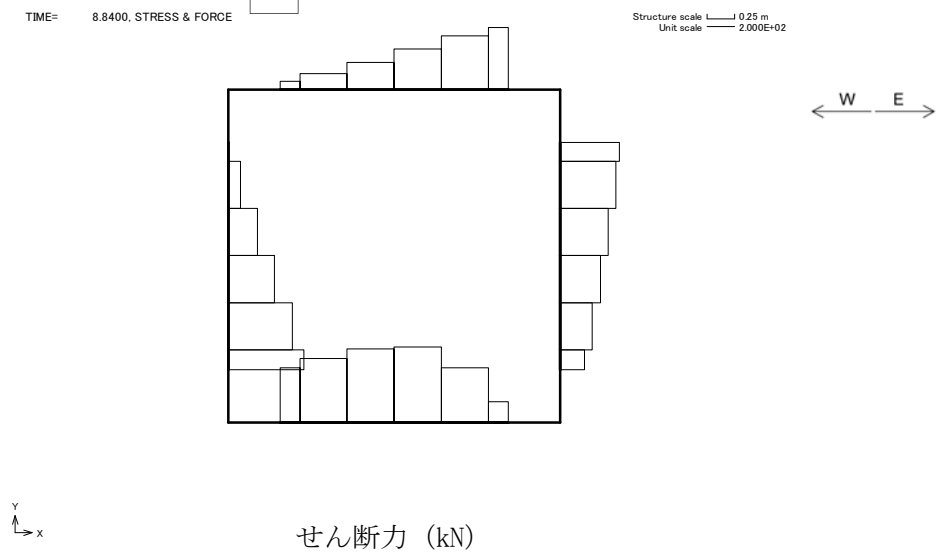
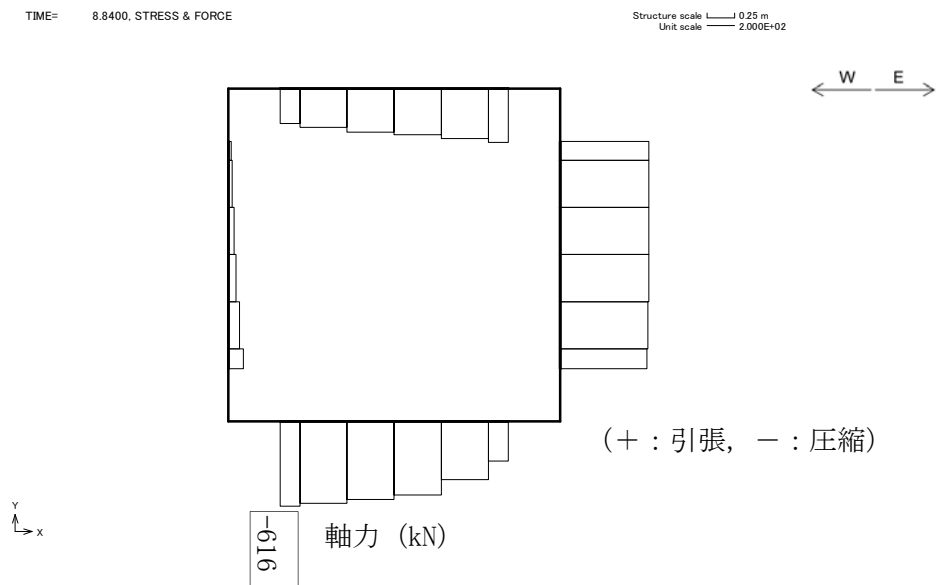
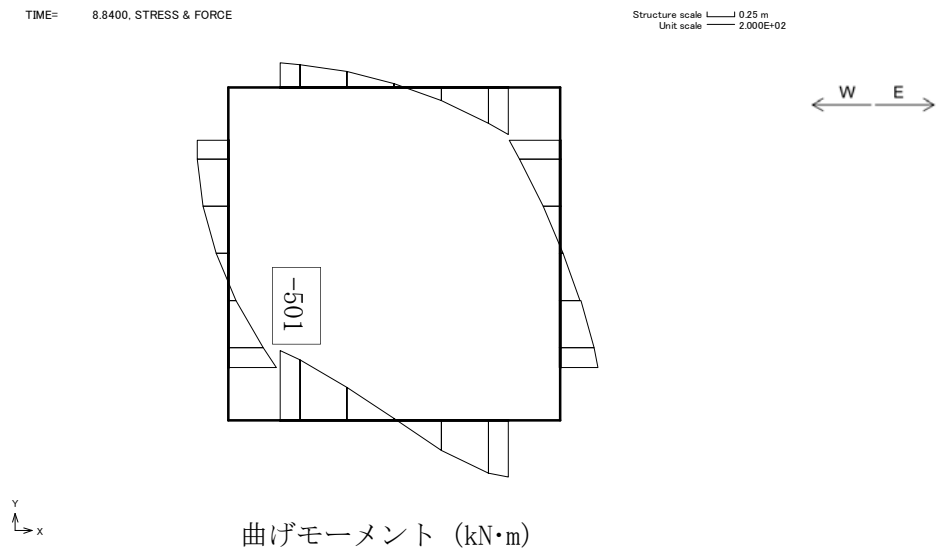
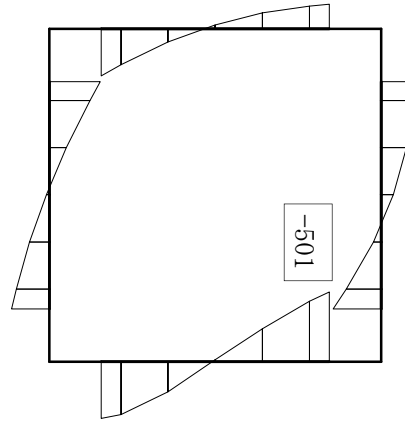


図 10.4-4 (11)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.84$  s)

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

TIME= 8.8400, STRESS & FORCE

Structure scale 1 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

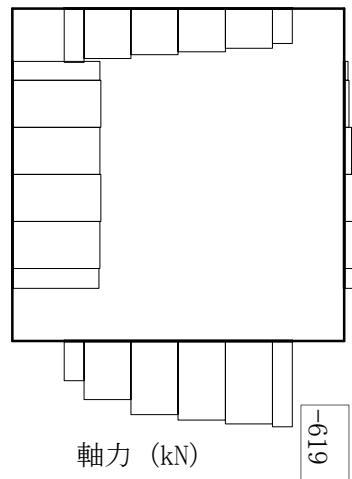


Y  
x

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 8.8400, STRESS & FORCE

Structure scale 1 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



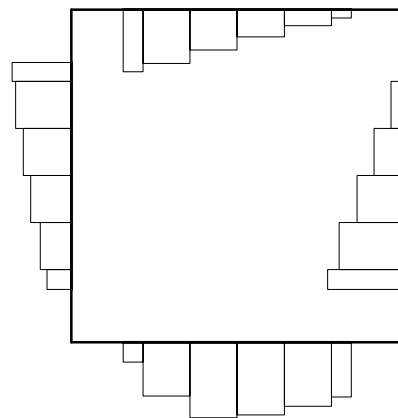
Y  
x

軸力 (kN)

(+ : 引張, - : 圧縮)

TIME= 8.8400, STRESS & FORCE

Structure scale 1 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



Y  
x

せん断力 (kN)

図 10.4-4 (12) S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=8.84 s)

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

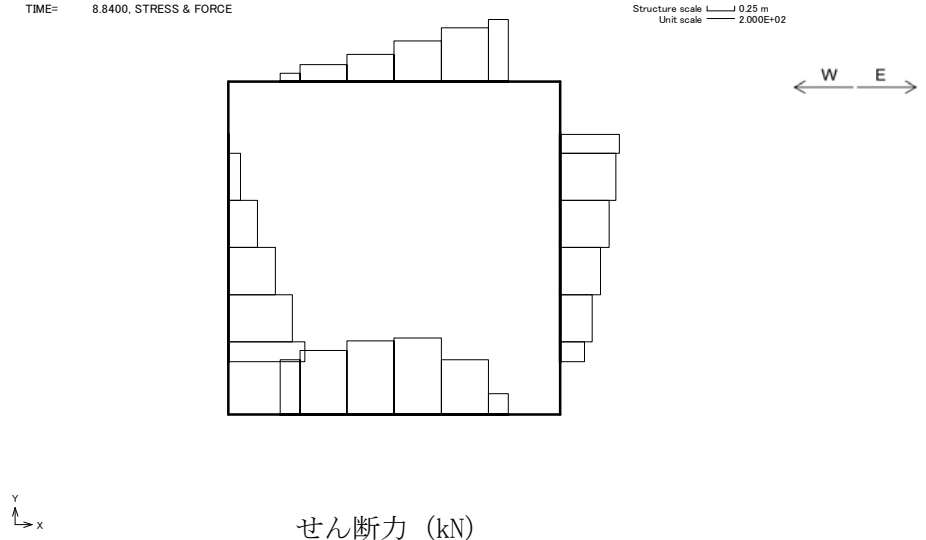
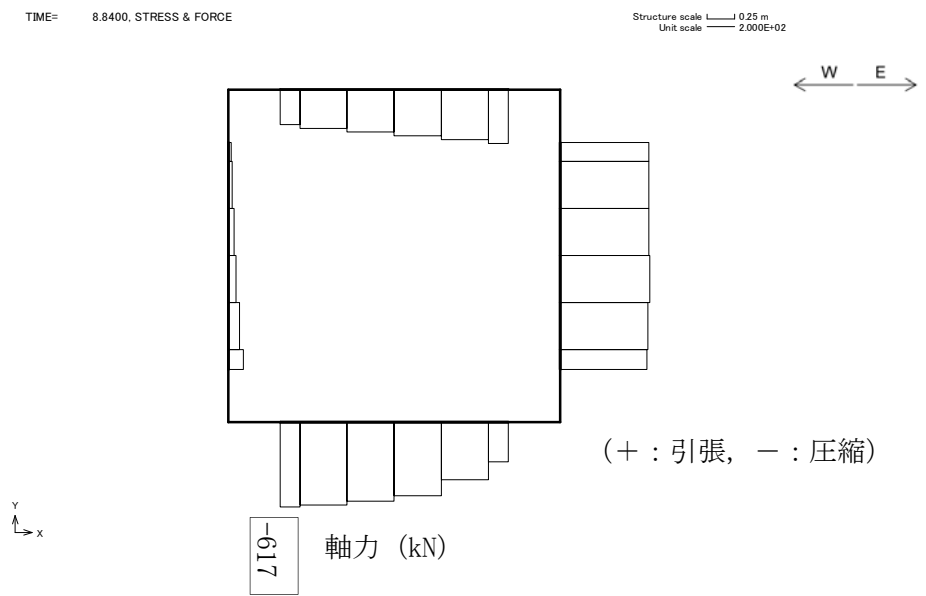
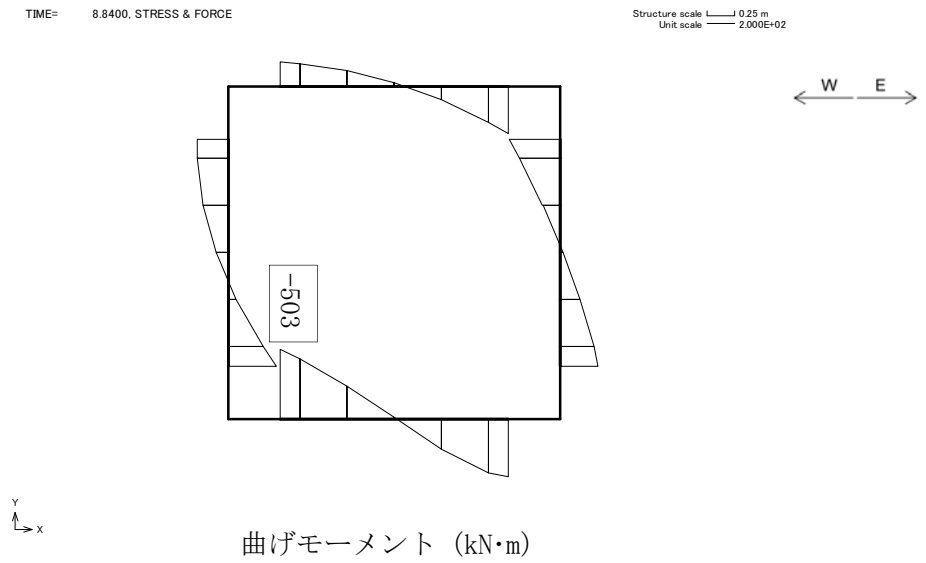


図 10.4-4 (13)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.84$  s)  
(検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

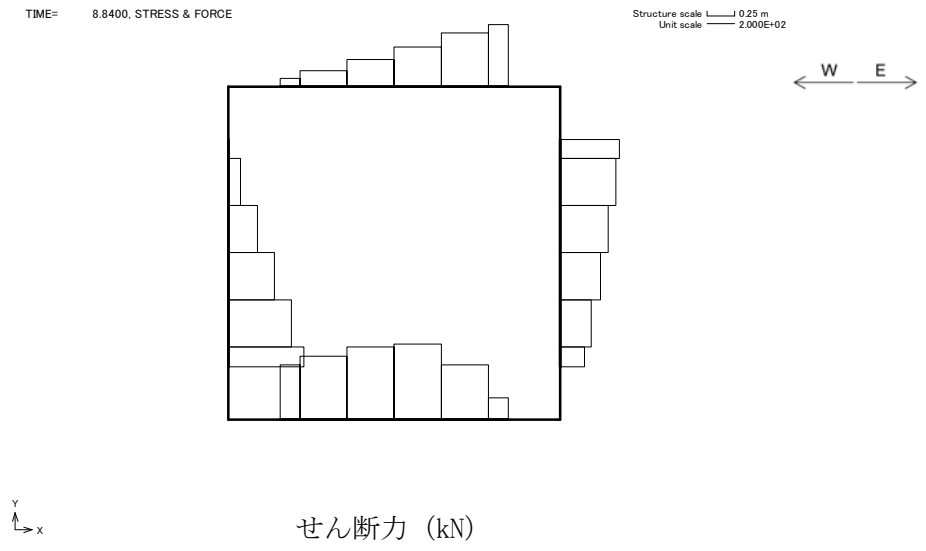
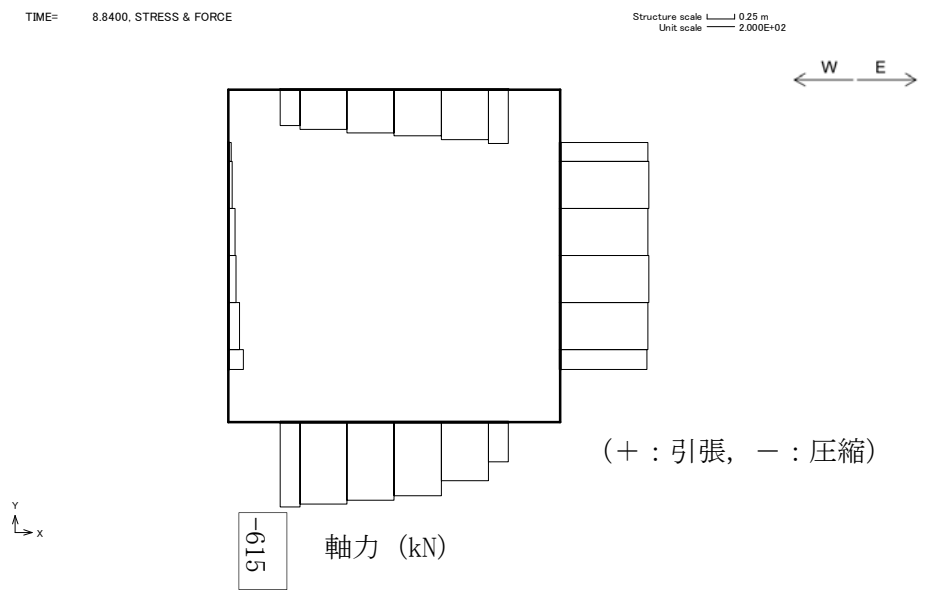
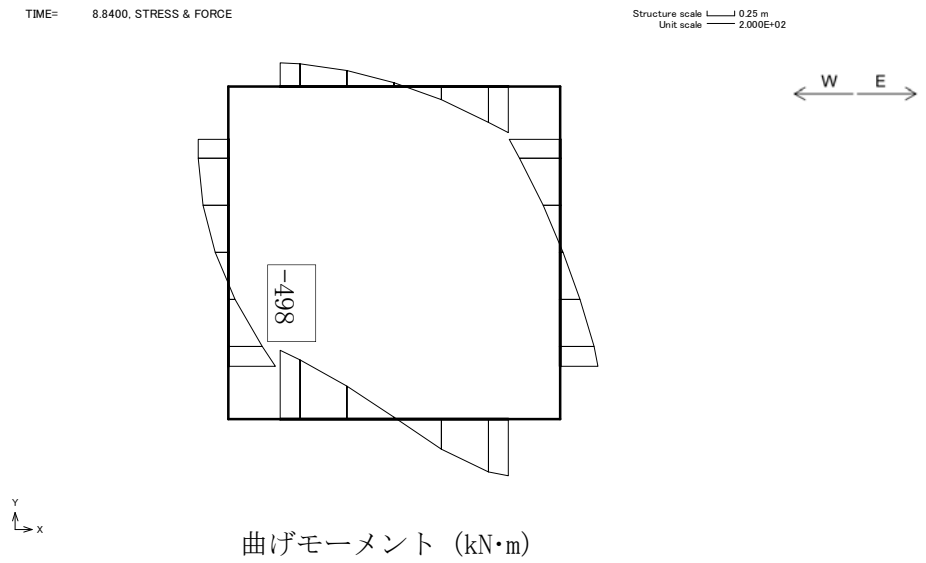


図 10.4-4 (14)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.84$  s)  
(検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

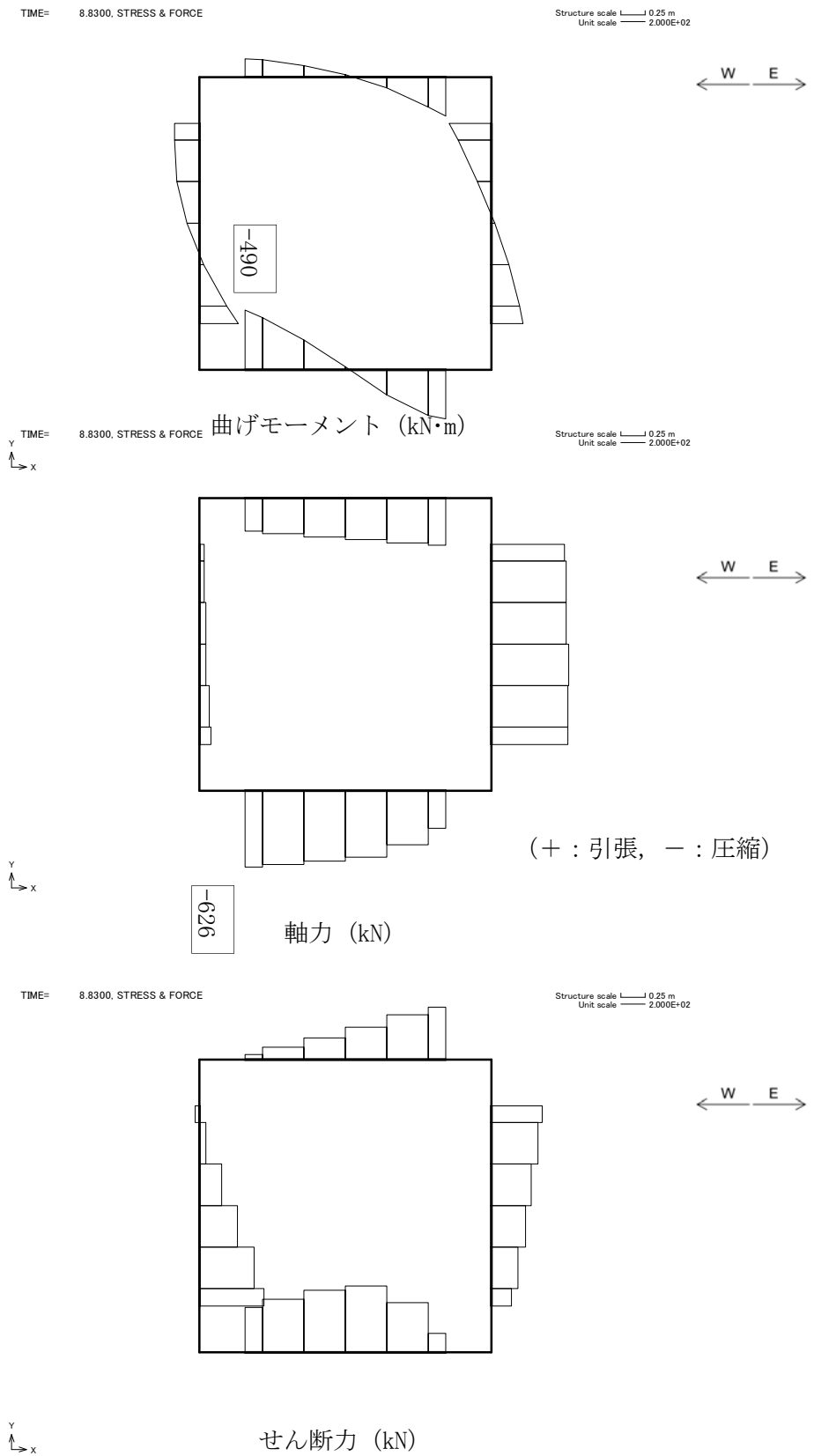


図 10.4-4 (15)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.83$  s)

(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)



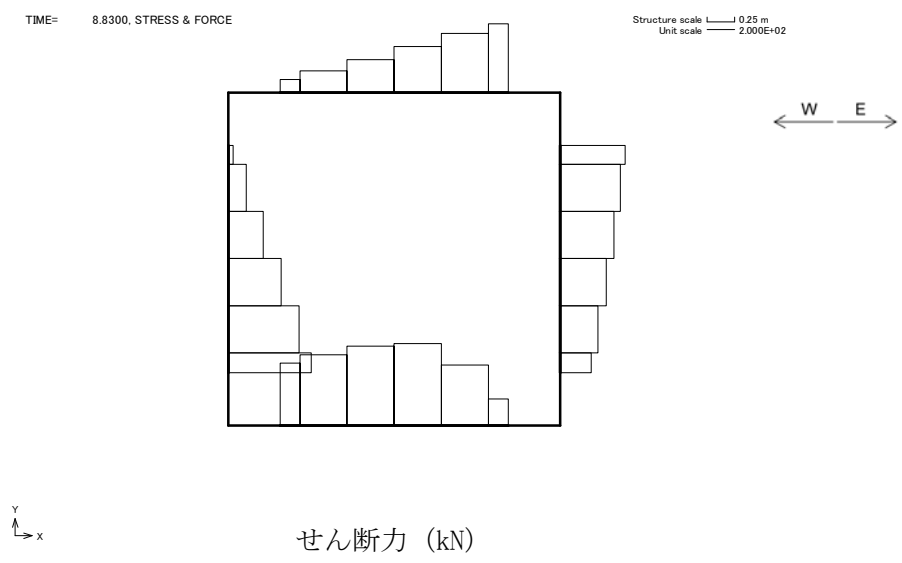
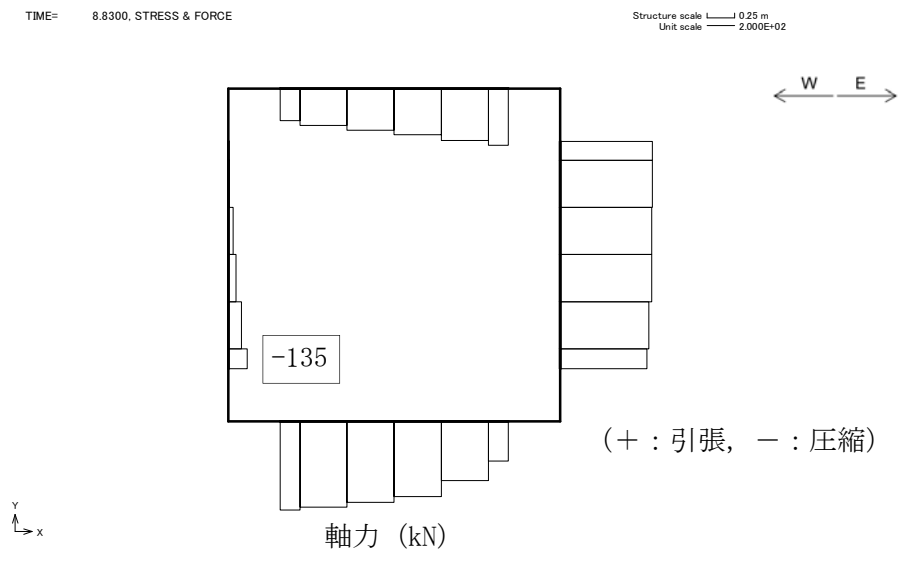
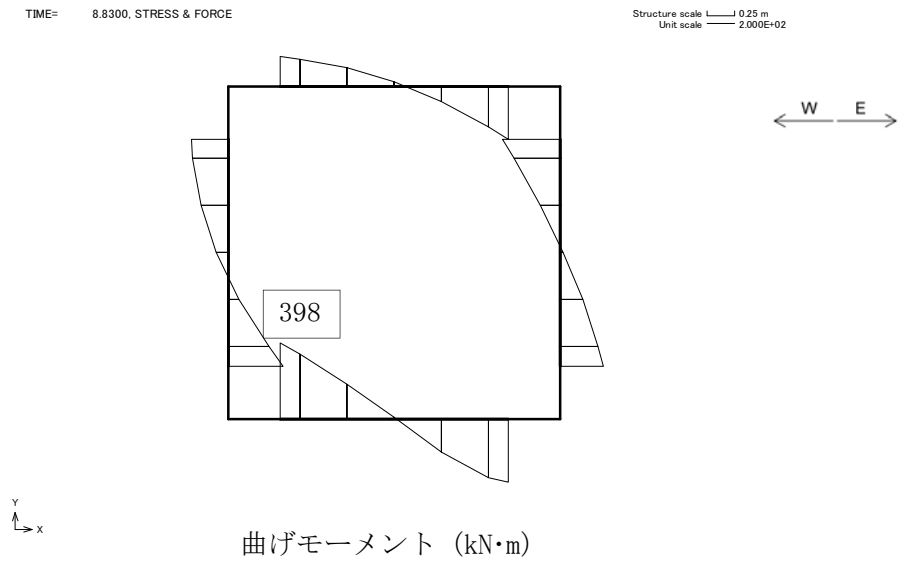


図 10.4-4 (16)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.83$  s)

(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)

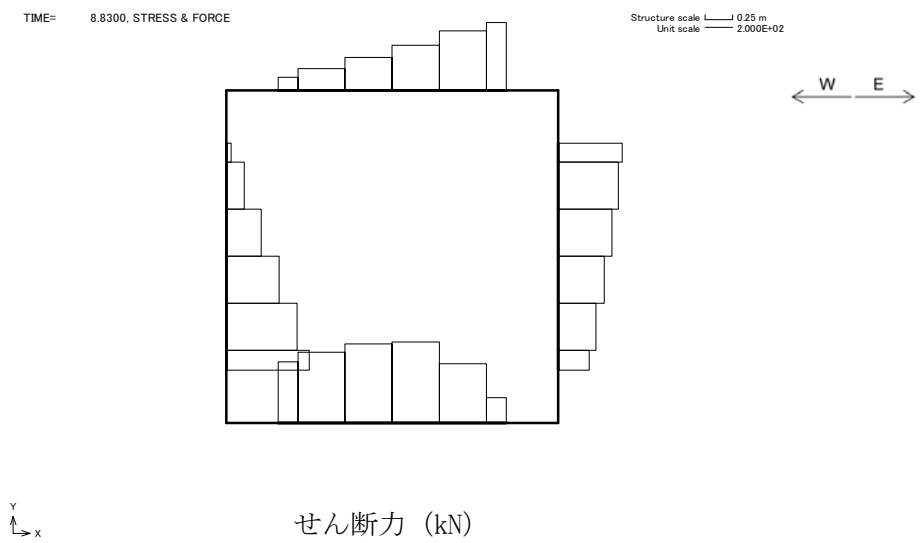
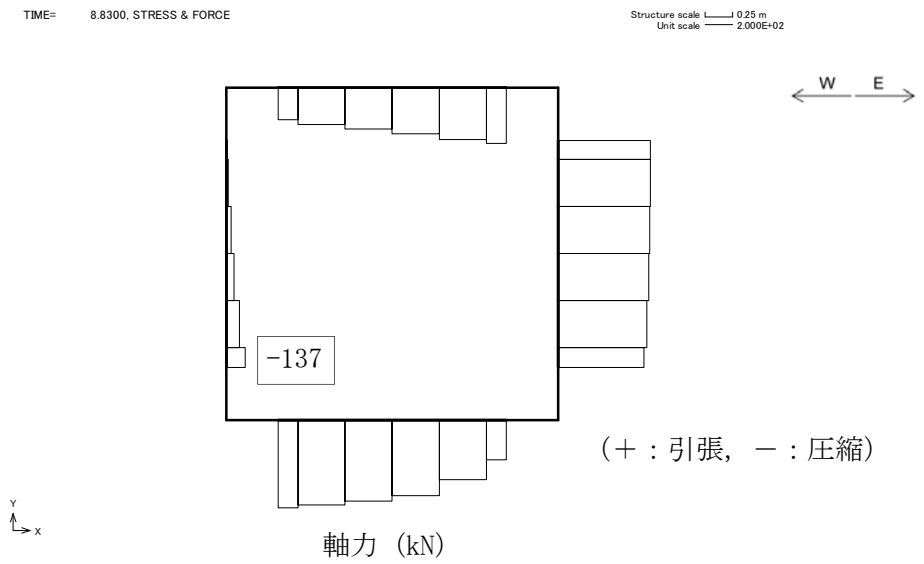
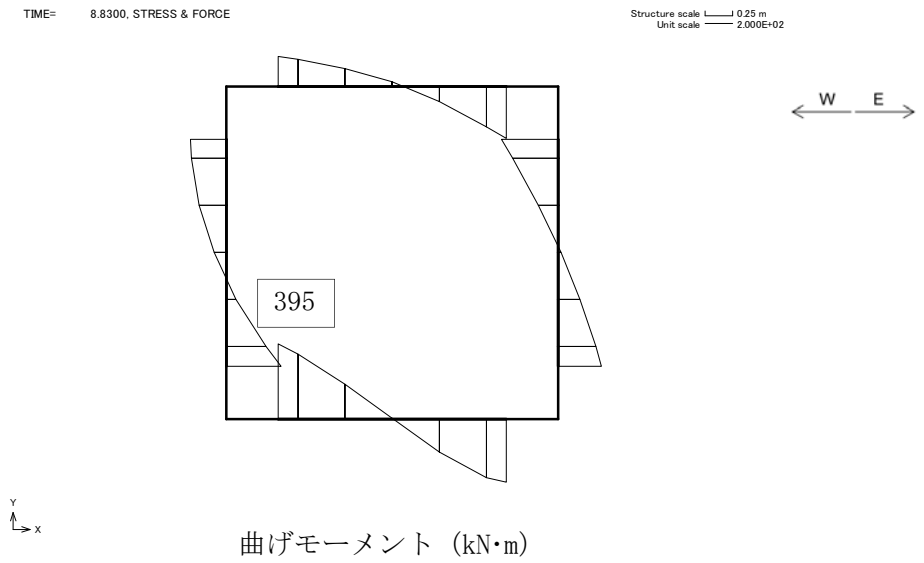
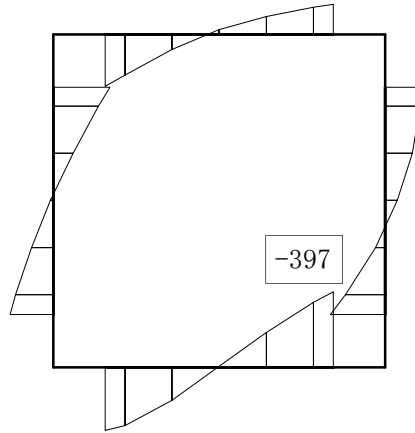


図 10.4-4 (17)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.83$  s)

(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)

TIME= 8.8300, STRESS & FORCE

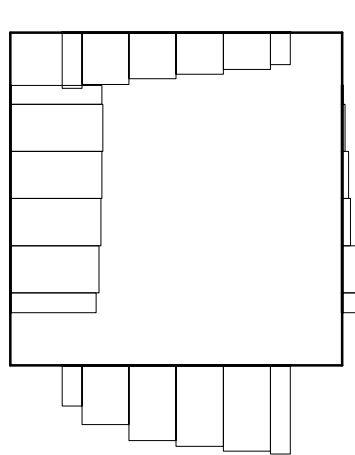
Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 8.8300, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02

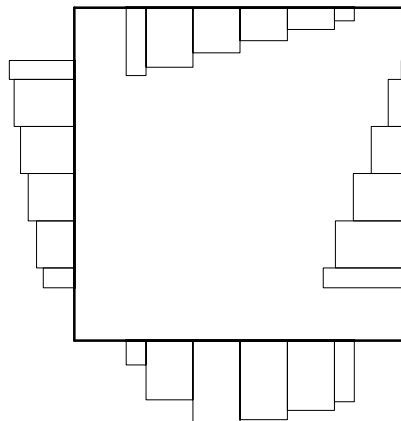


(+ : 圧縮, - : 引張)

軸力 (kN)

TIME= 8.8300, STRESS & FORCE

Structure scale 0.25 m  
Unit scale 2.000E+02



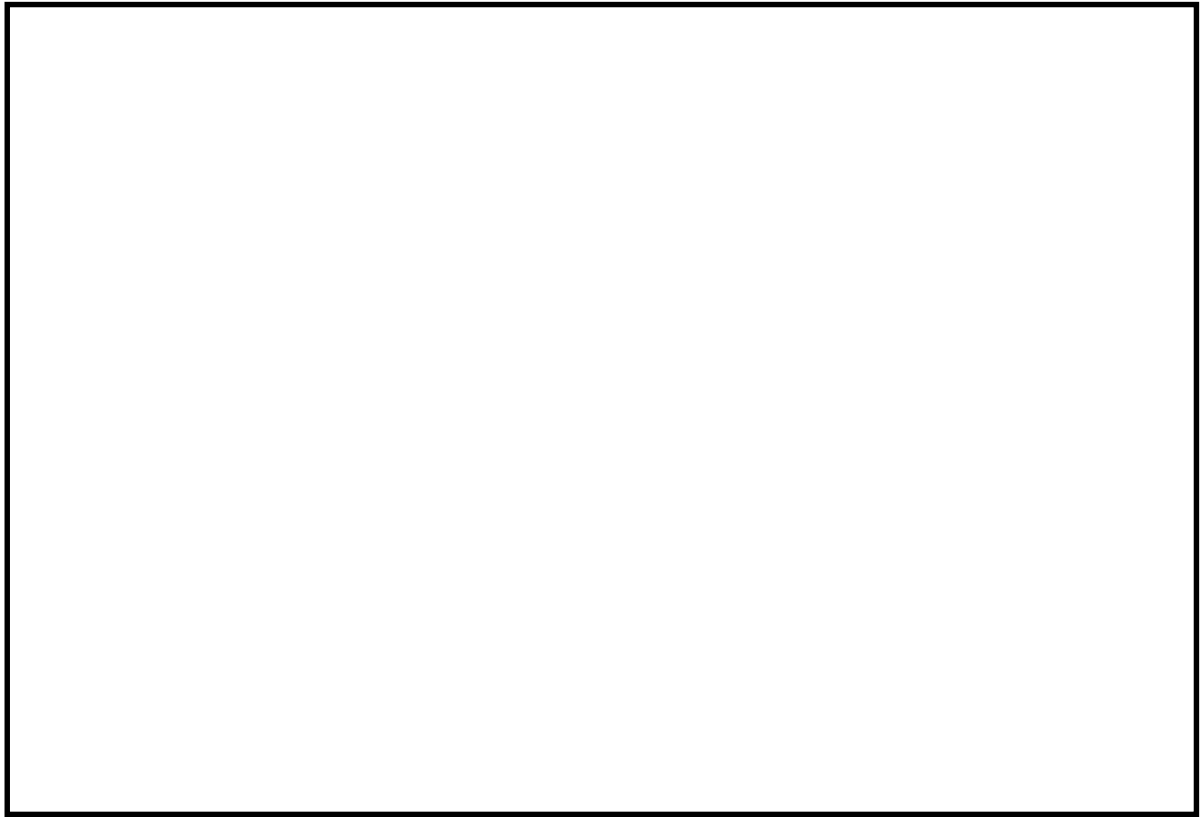
せん断力 (kN)

図 10.4-4 (18)  $S_s-31$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.83$  s)

(検討ケース⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

(3) 最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布図を図 10.4-5 に示す。これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

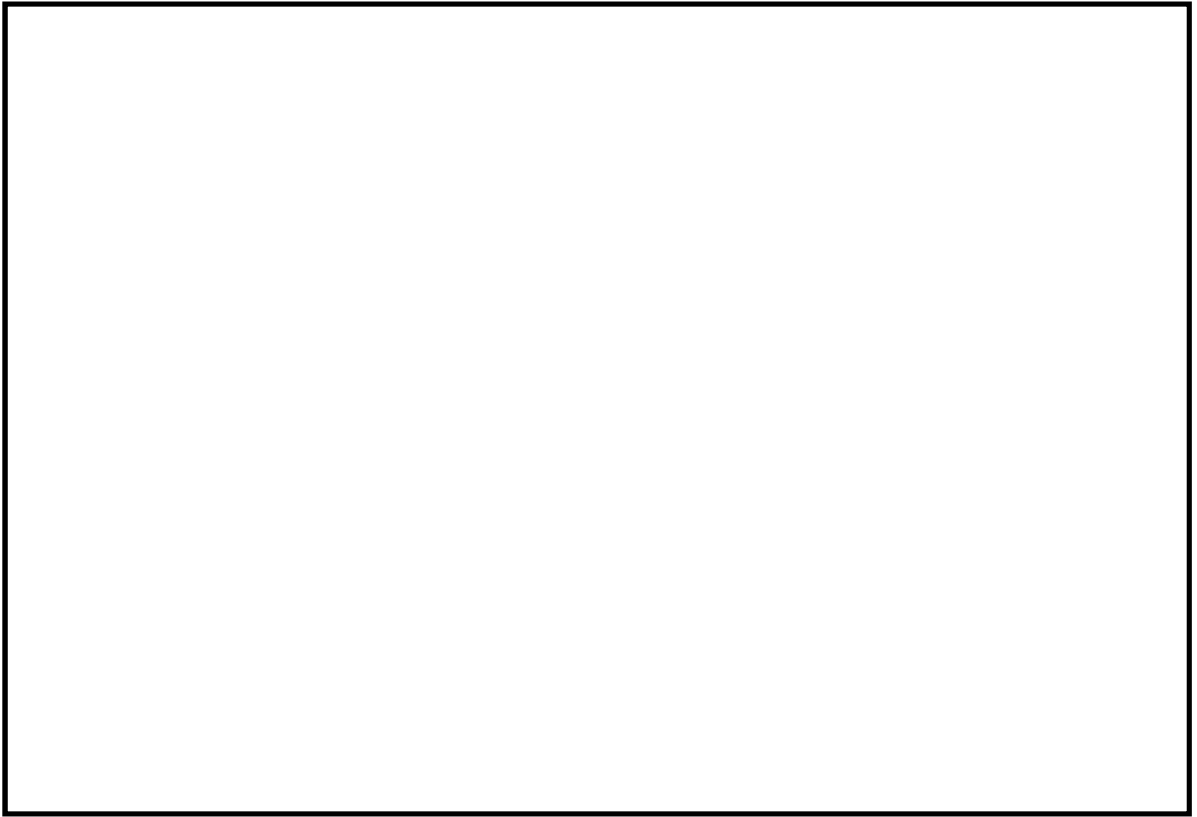


(a) 解析モデル全体

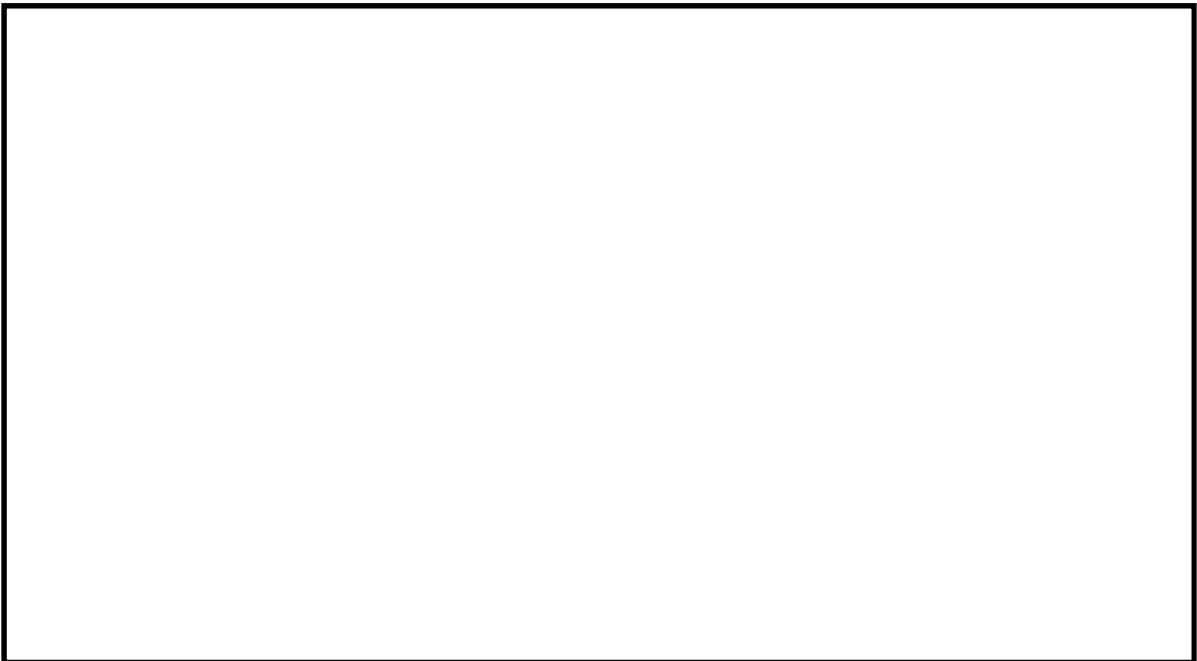


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (1) 東西方向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)

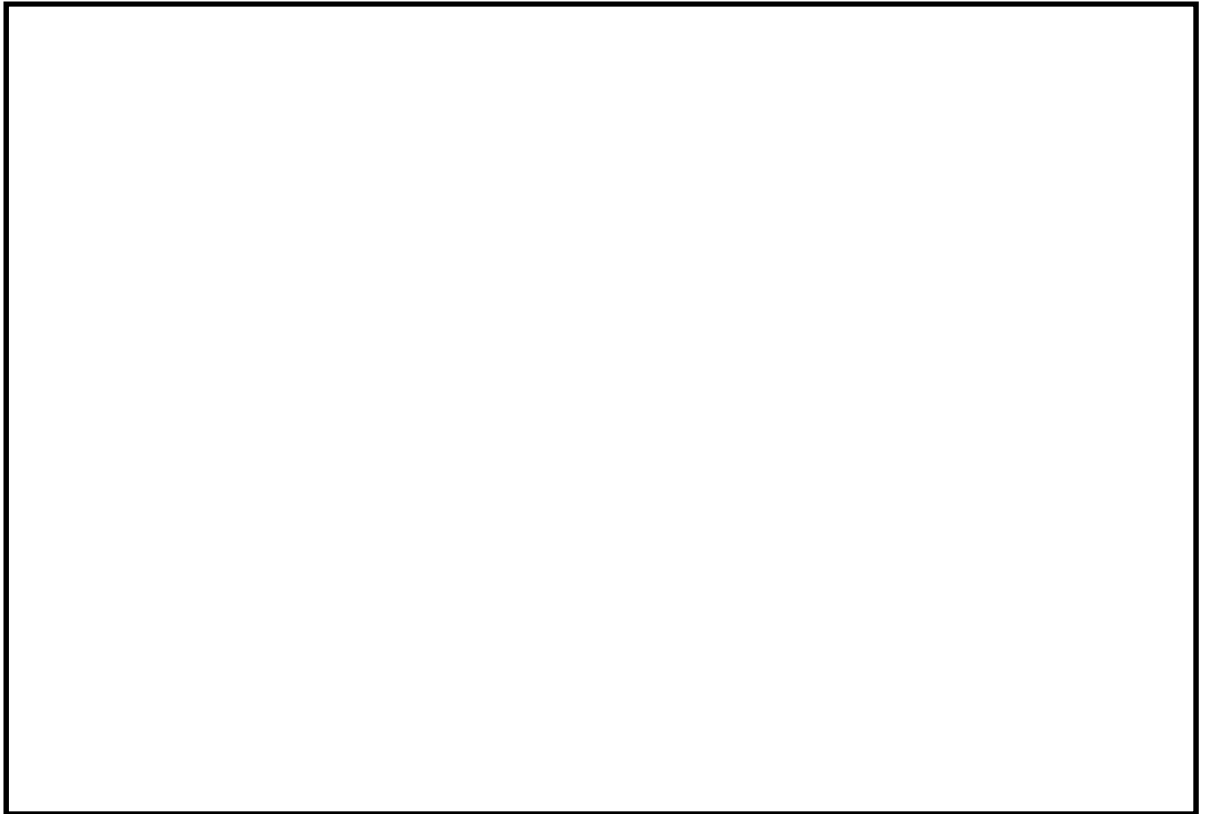


(a) 解析モデル全体

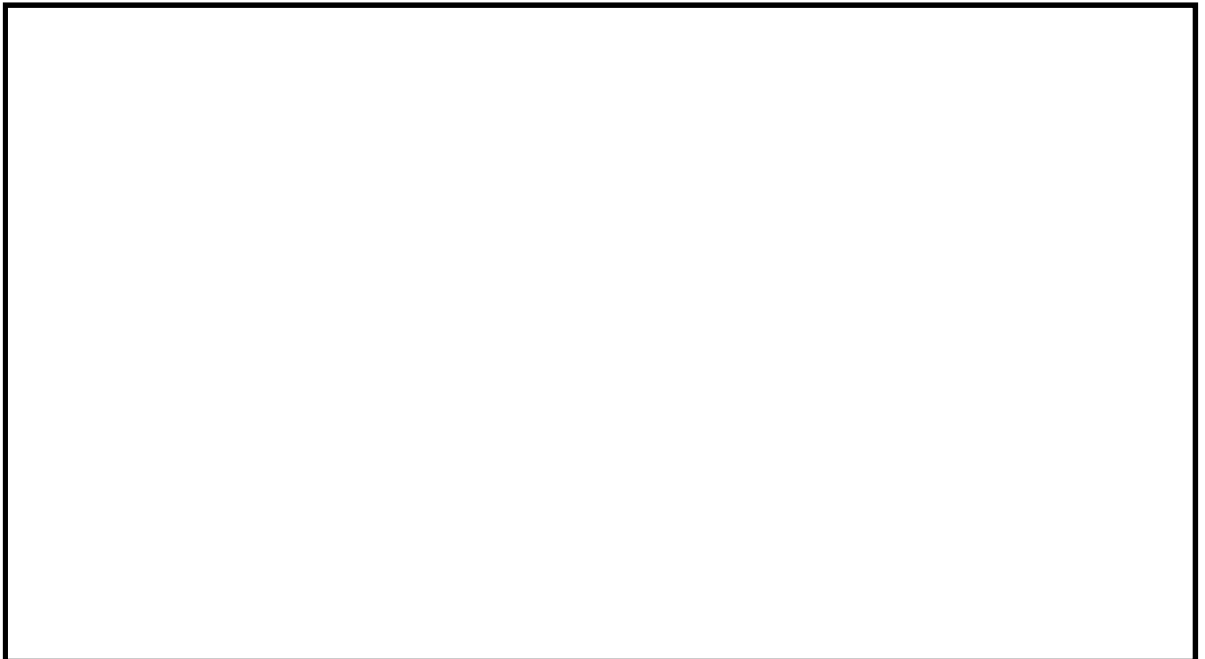


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (2) 東西方向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)

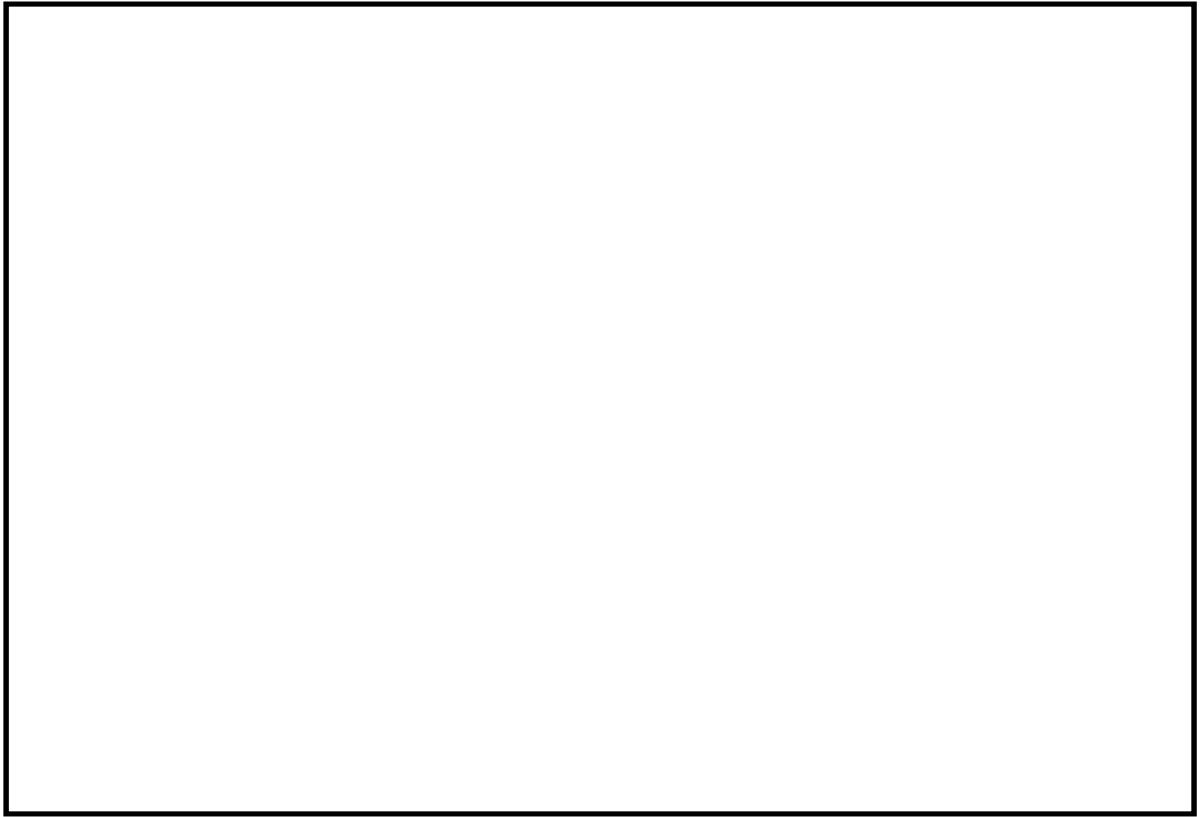


(a) 解析モデル全体

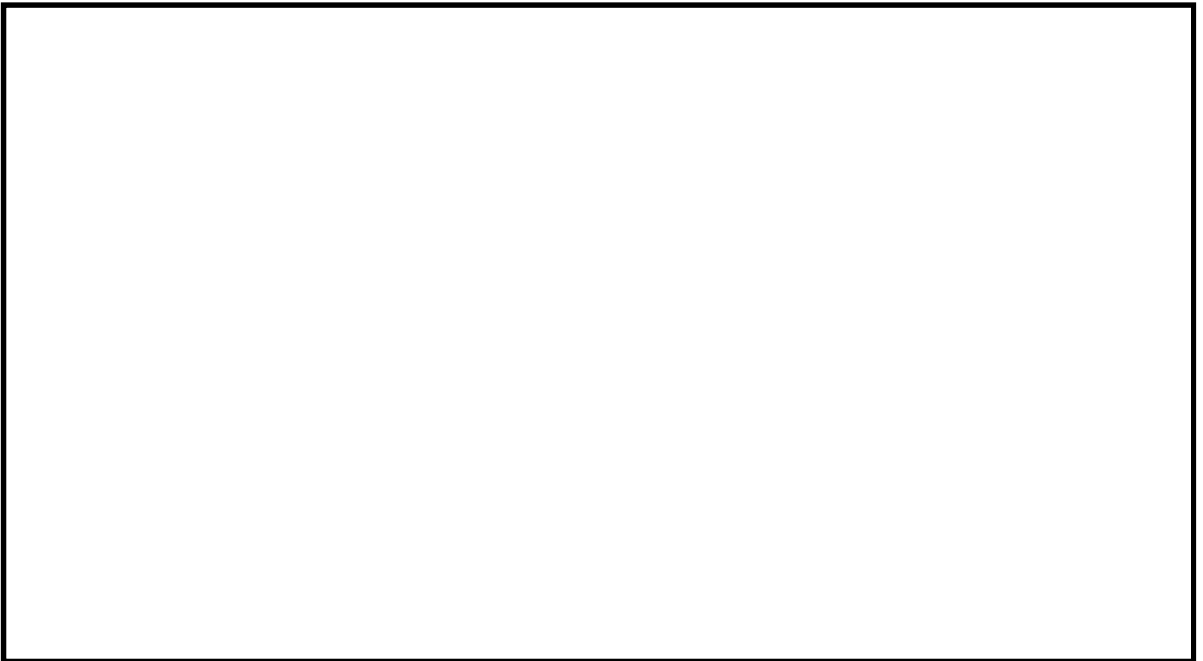


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (3) 東西方向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)



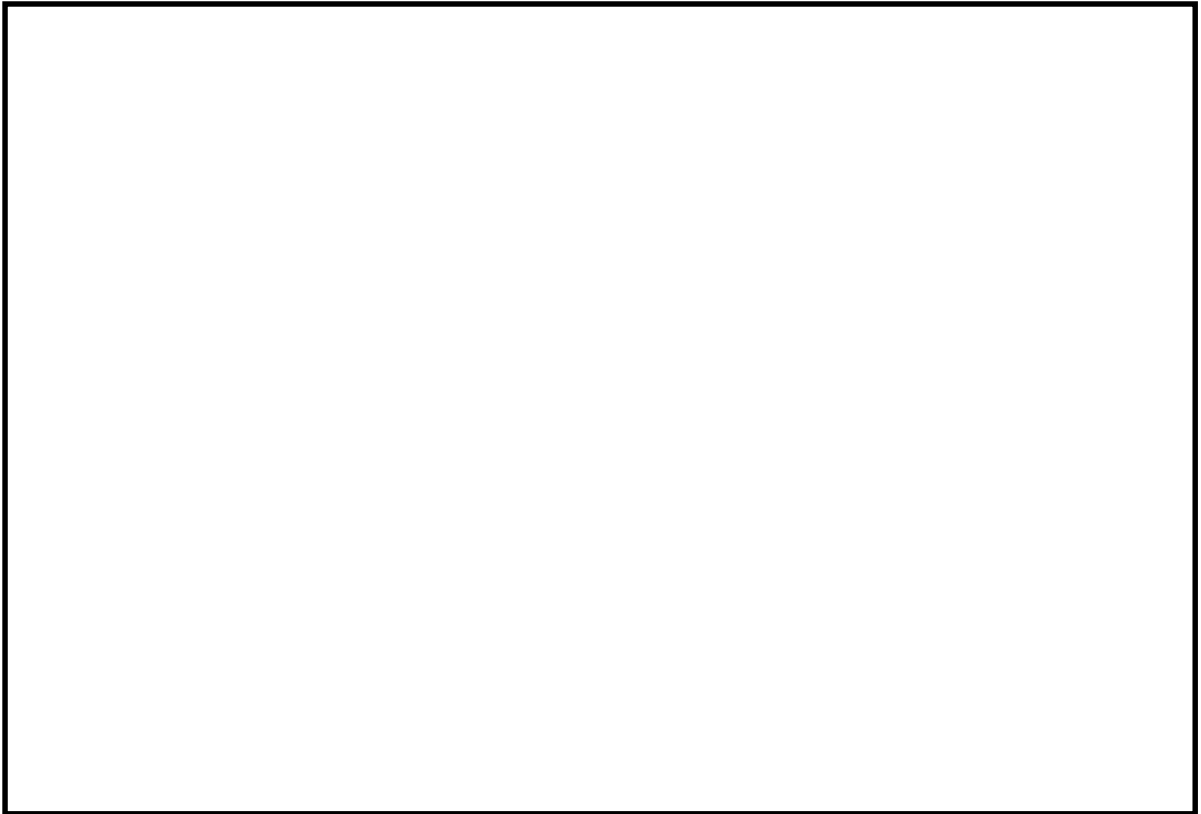
(a) 解析モデル全体



(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (4) 東西方向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)



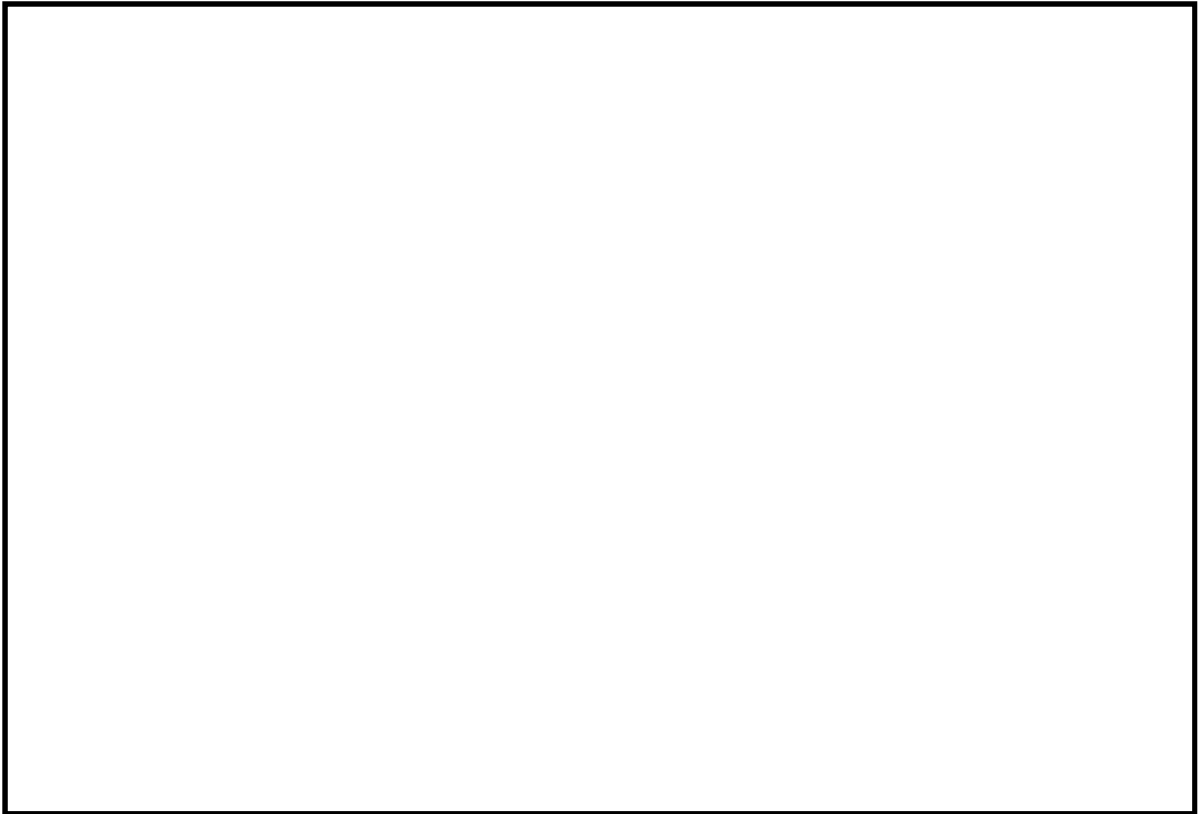


(a) 解析モデル全体

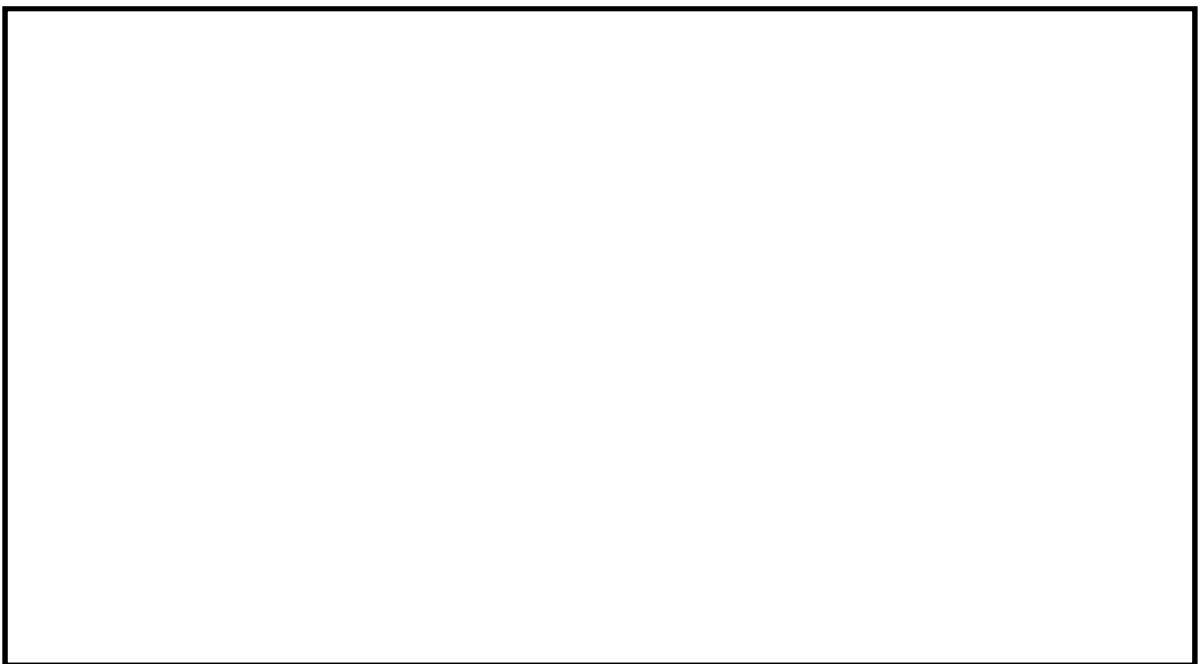


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (5) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(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)

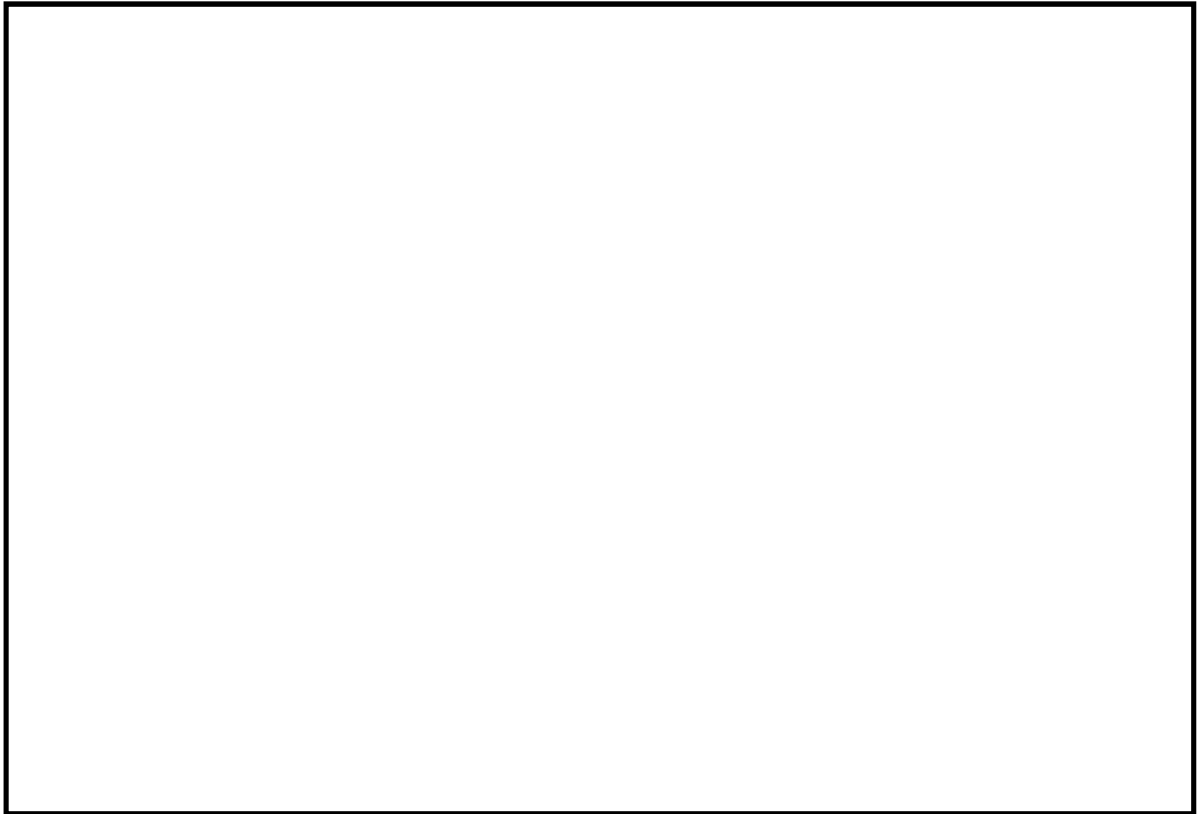


(a) 解析モデル全体

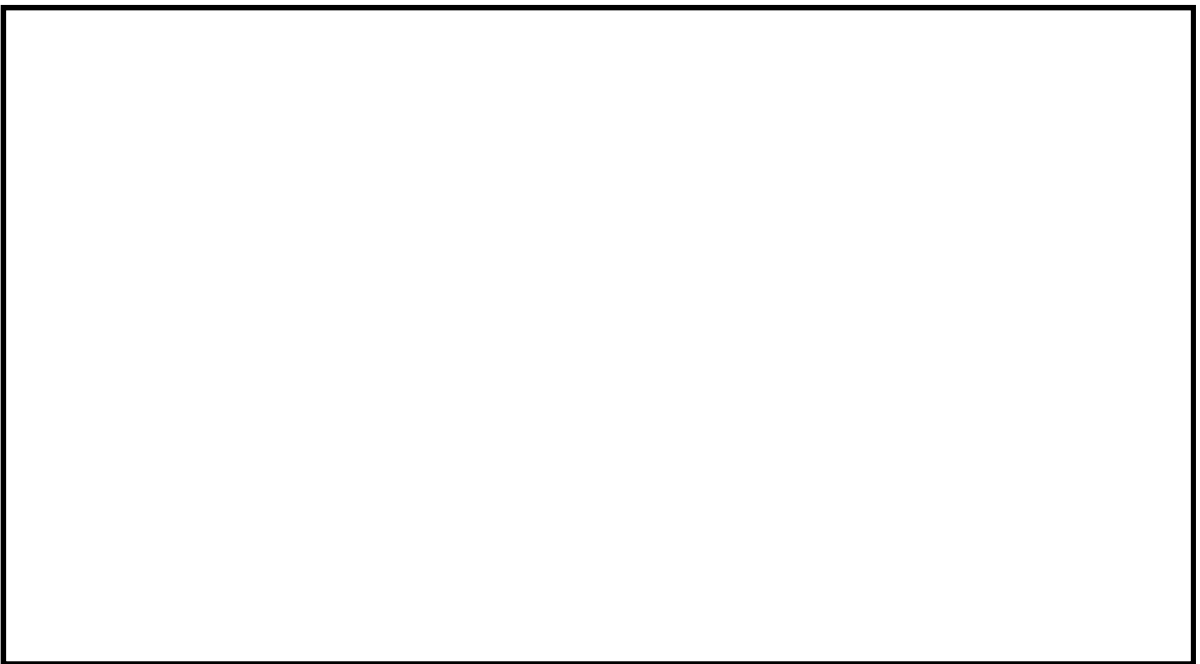


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (6) 東西方向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)

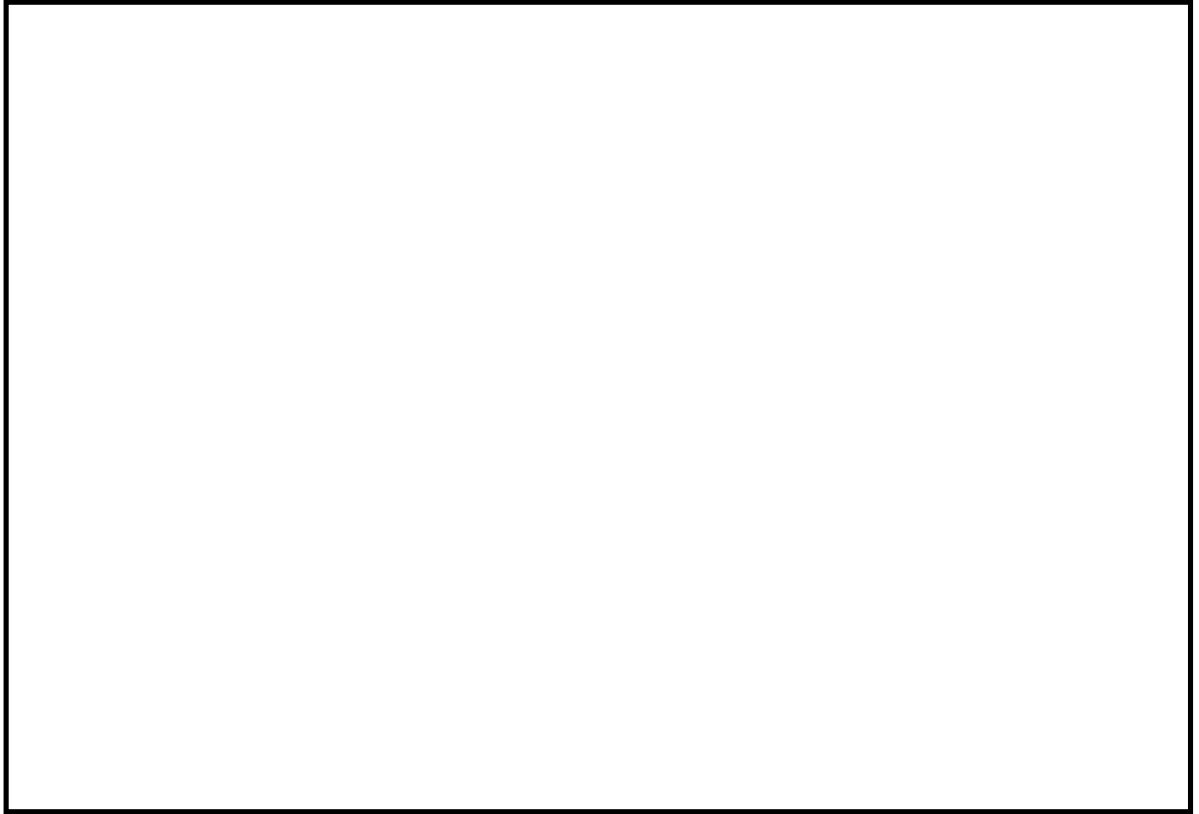


(a) 解析モデル全体

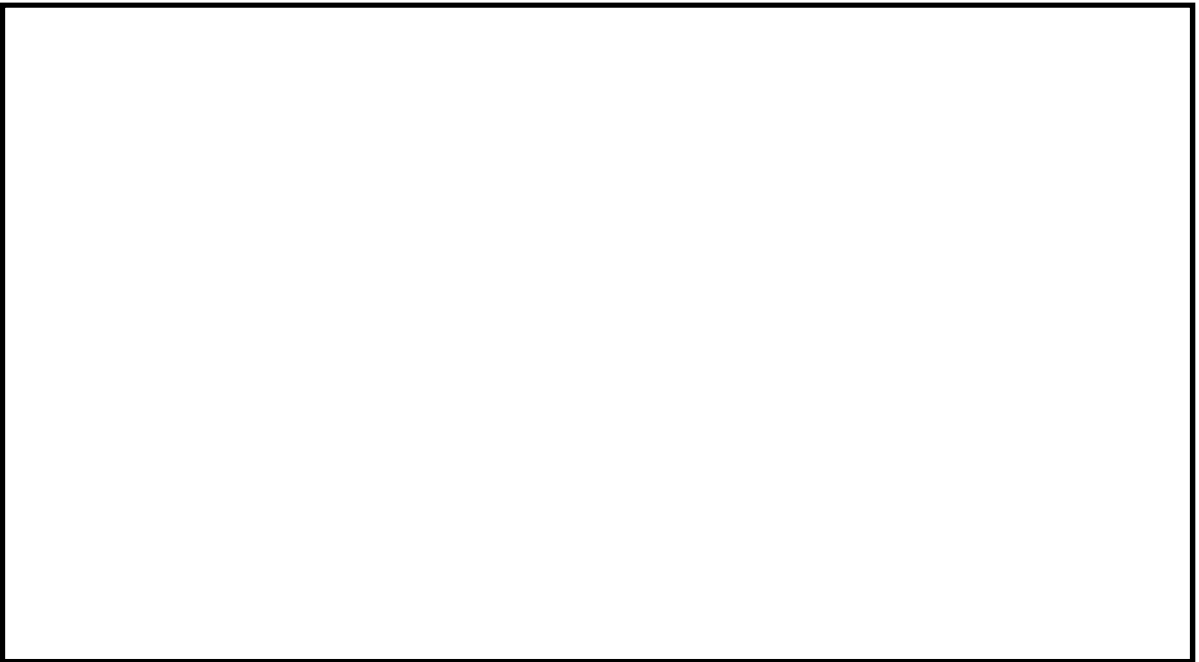


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (7) 東西方向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)



(a) 解析モデル全体

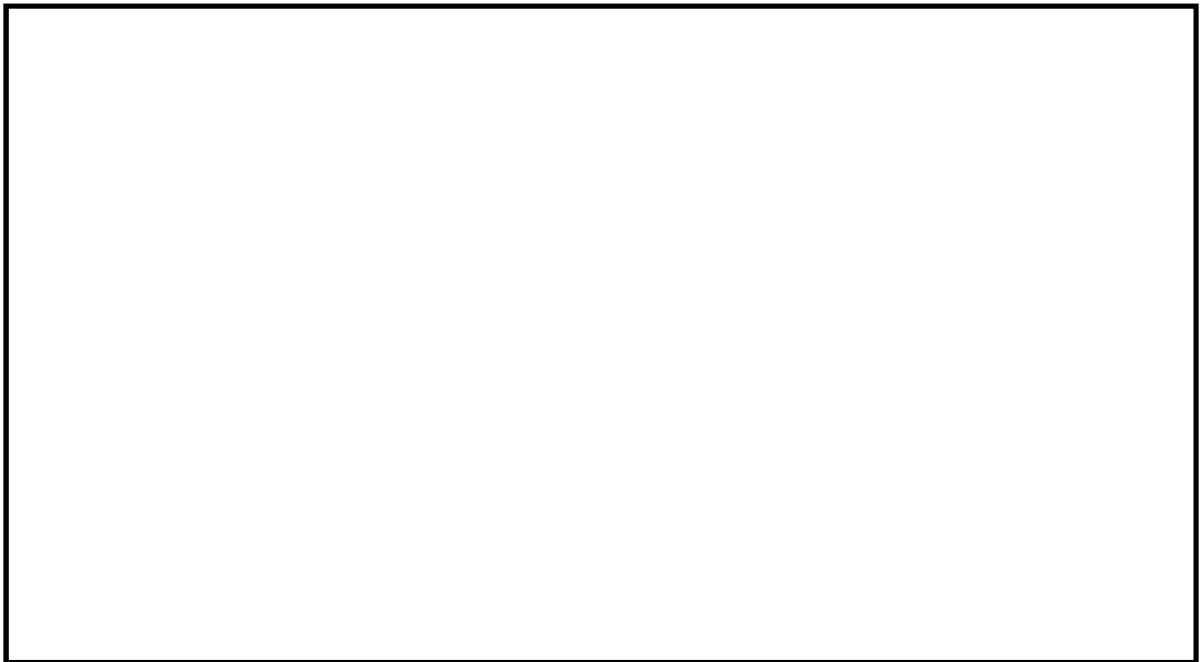


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (8) 東西方向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)

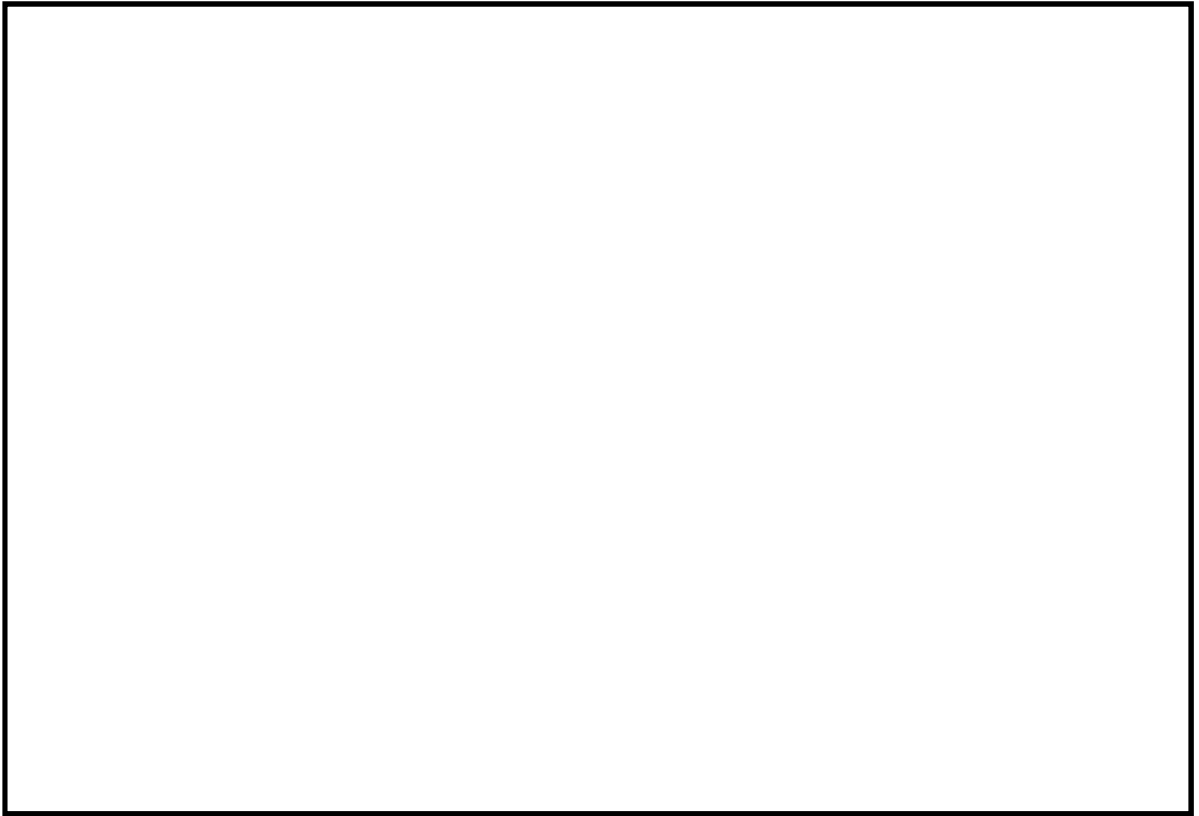


(a) 解析モデル全体

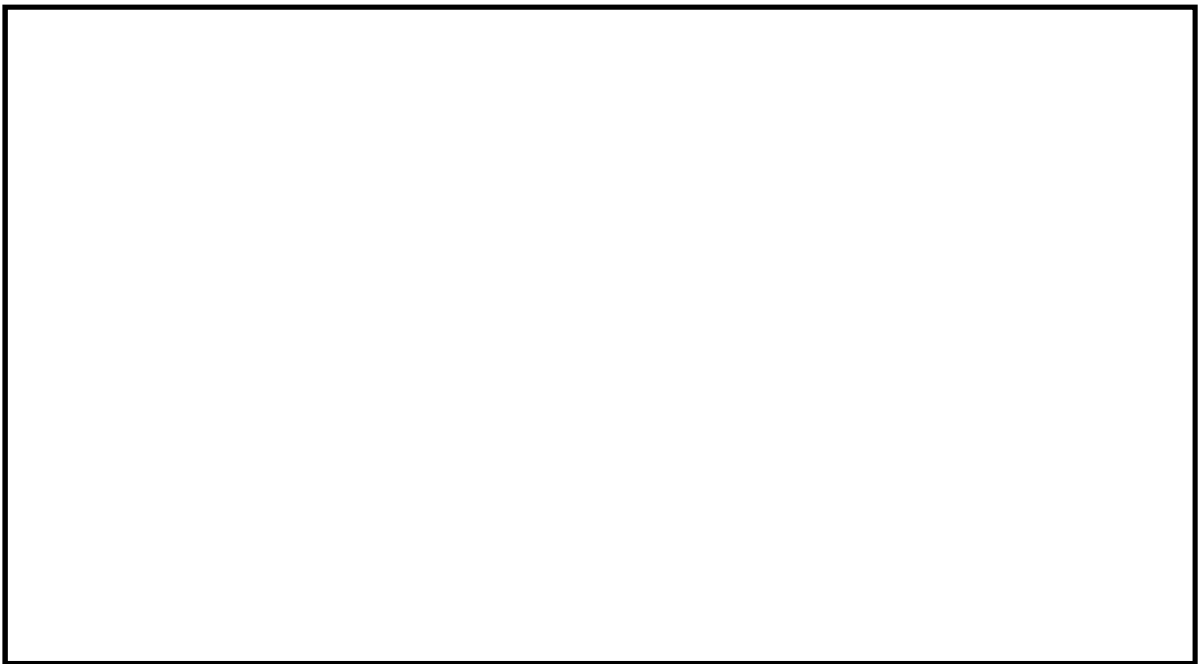


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (9) 東西方向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)

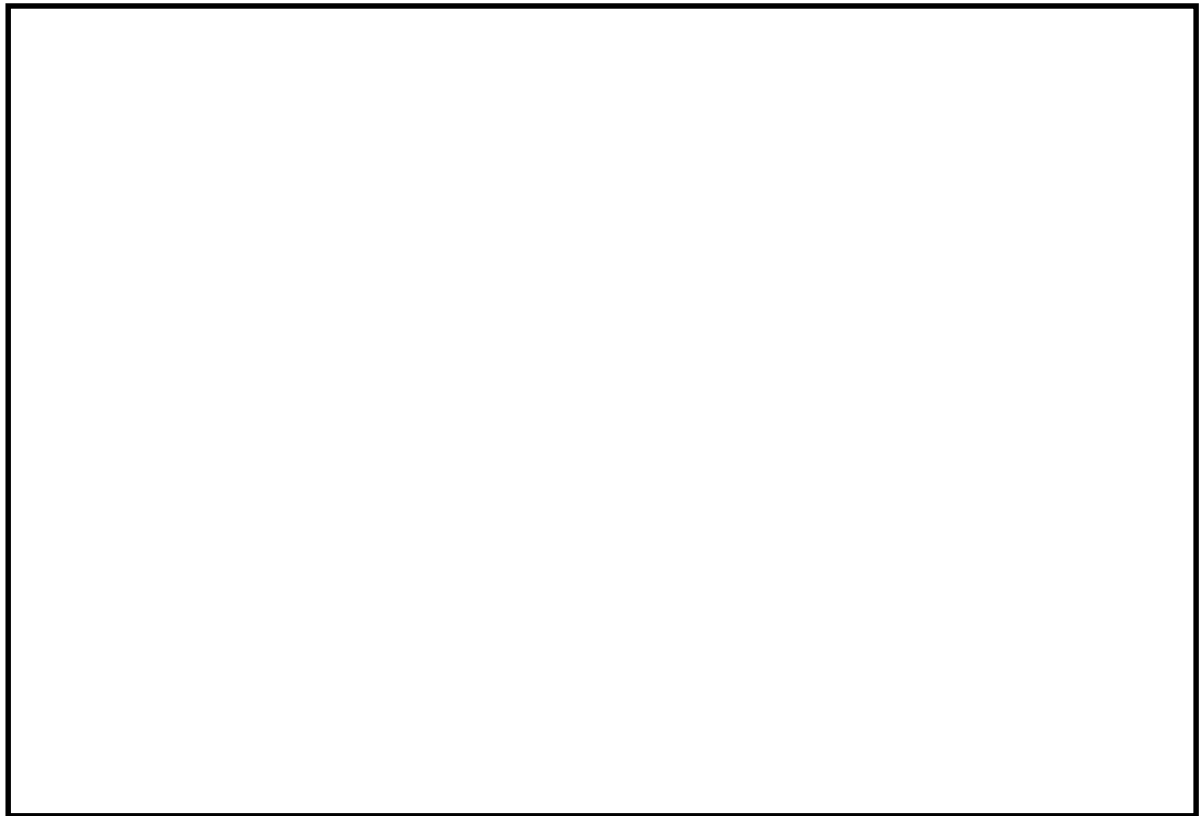


(a) 解析モデル全体



(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (10) 東西方向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)

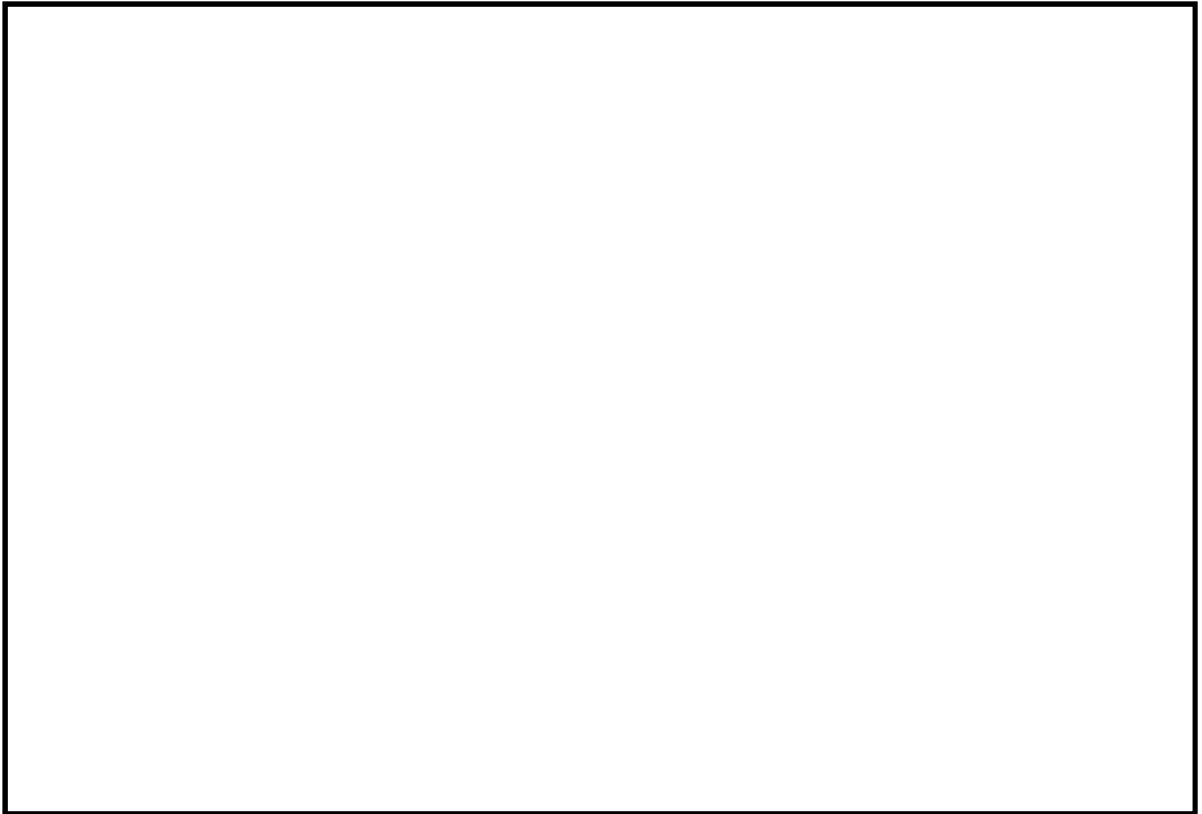


(a) 解析モデル全体

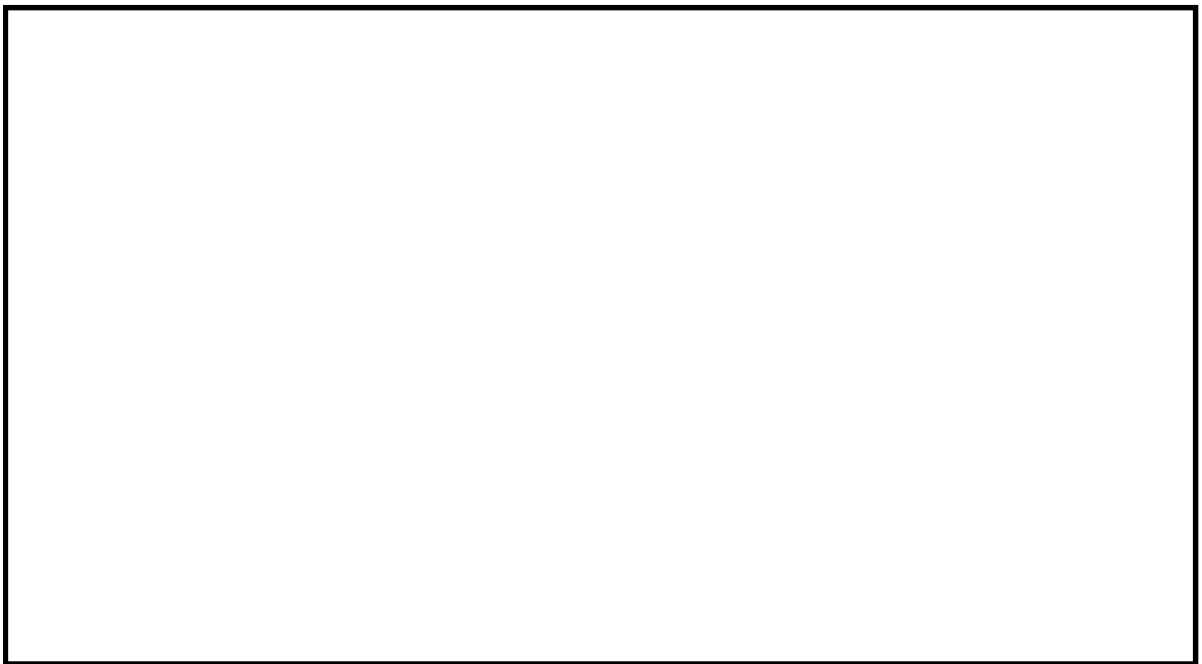


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (11) 東西方向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)



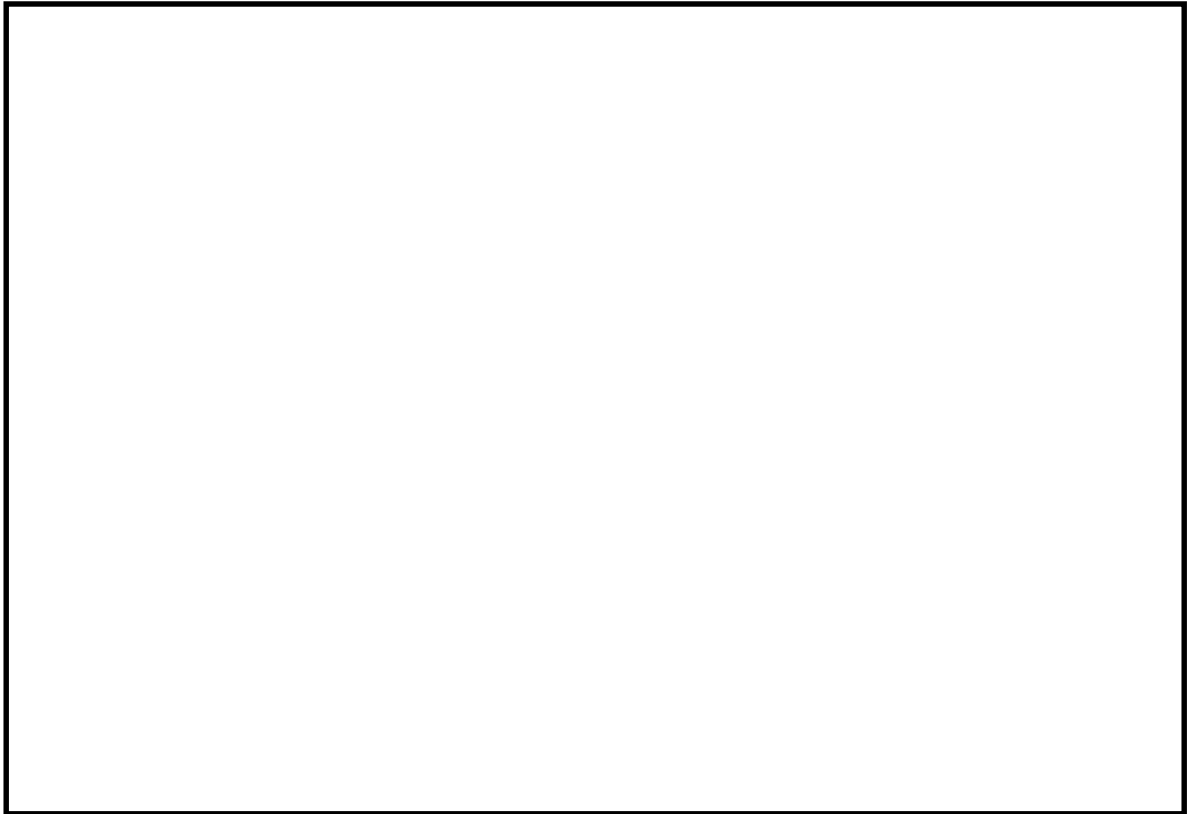
(a) 解析モデル全体



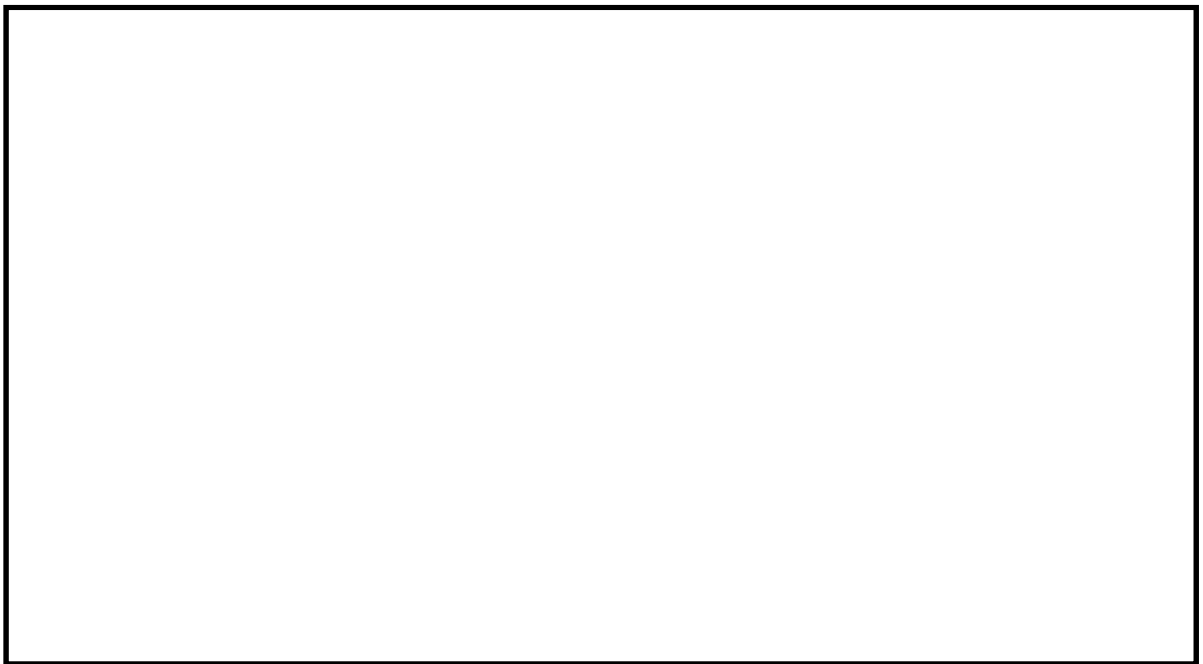
(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (12) 東西方向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)



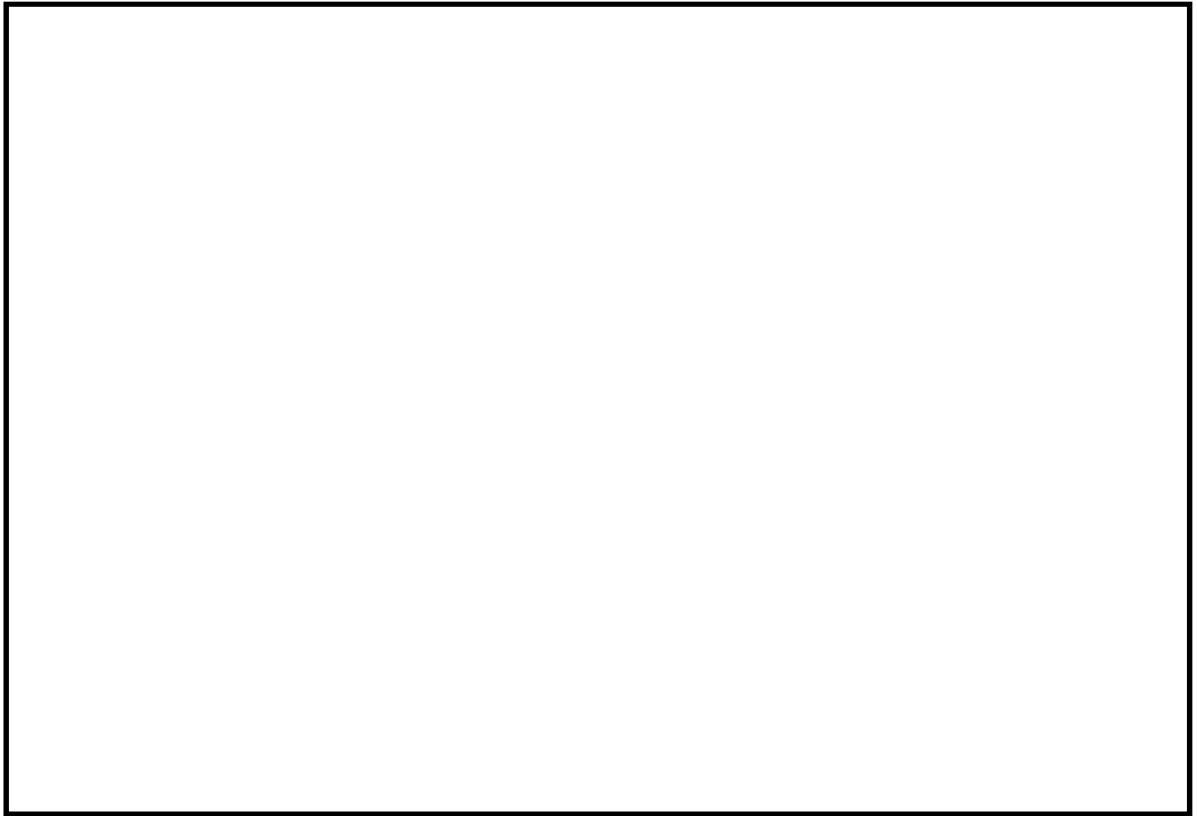


(a) 解析モデル全体

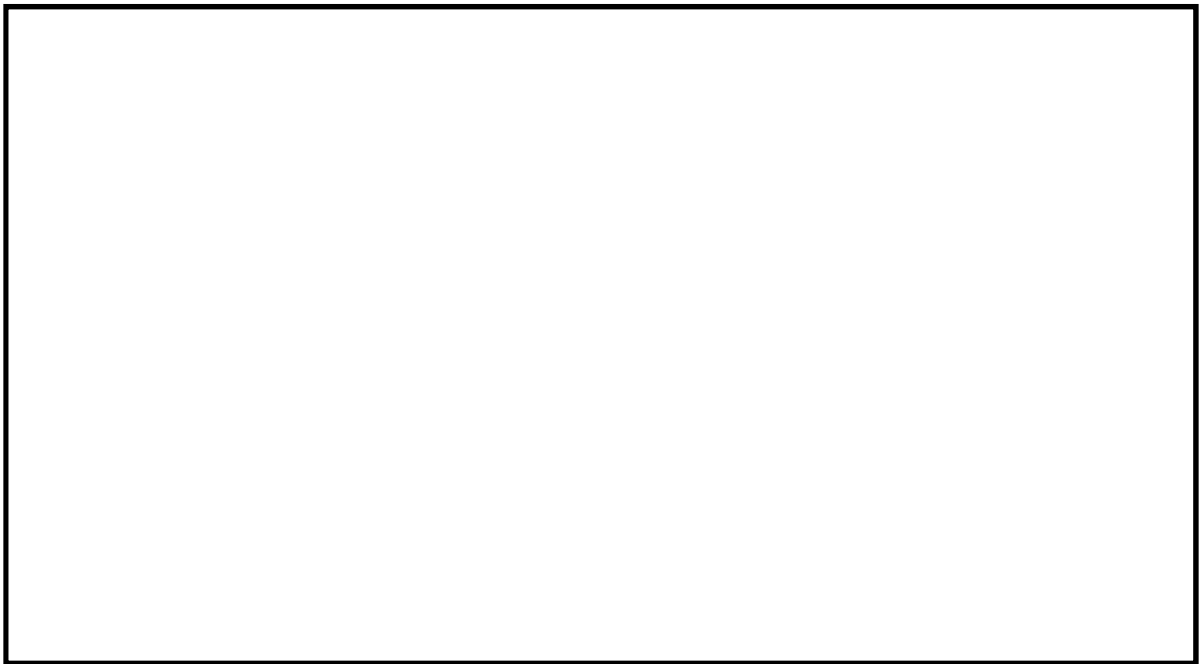


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (13) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

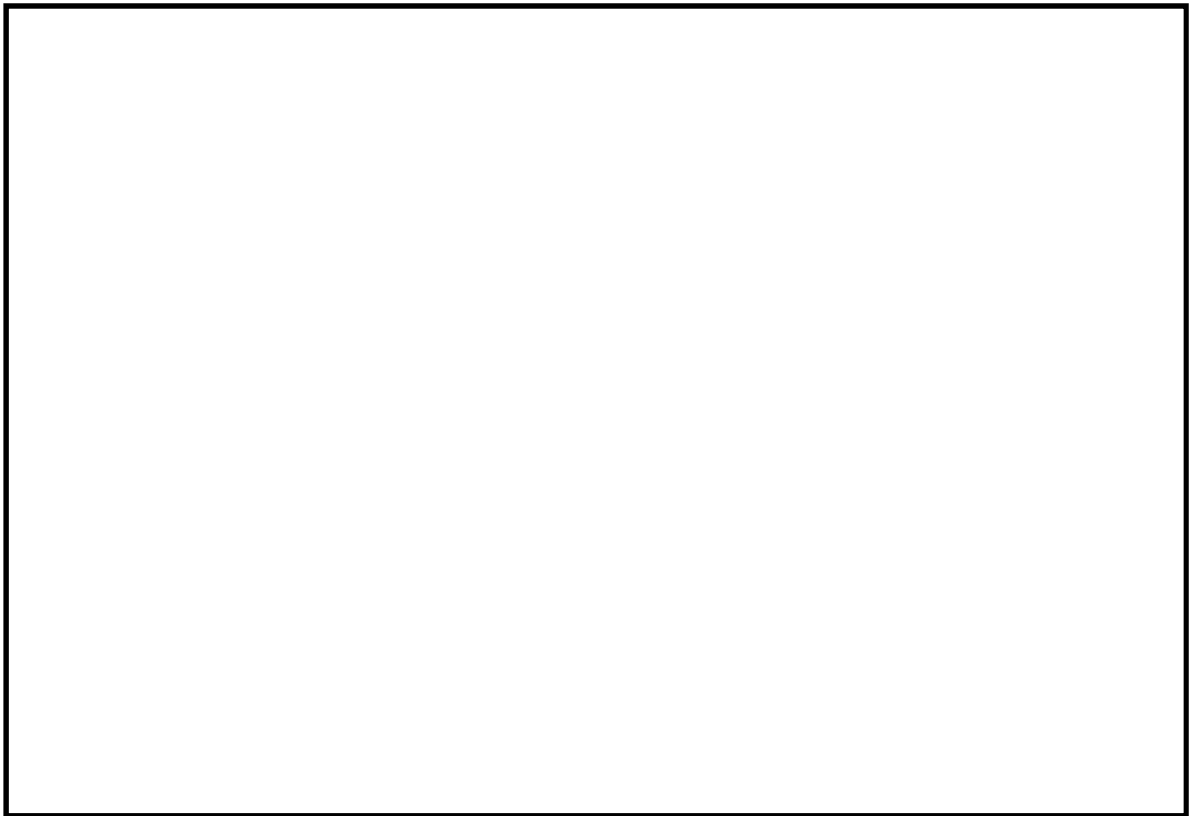


(a) 解析モデル全体

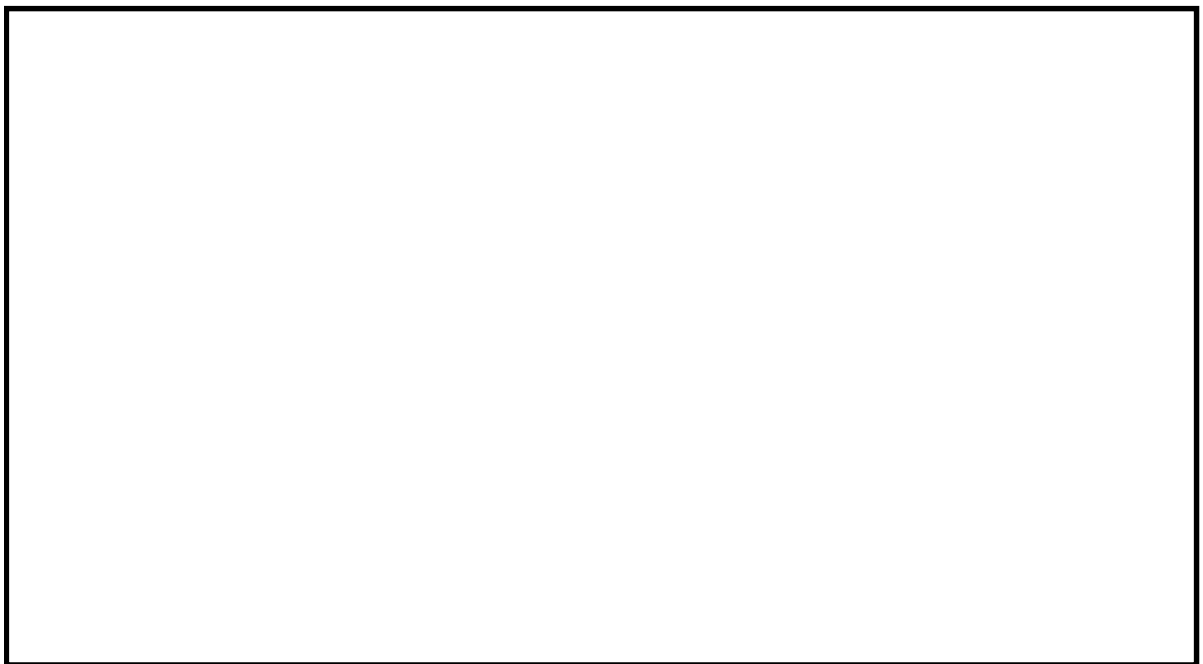


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (14) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

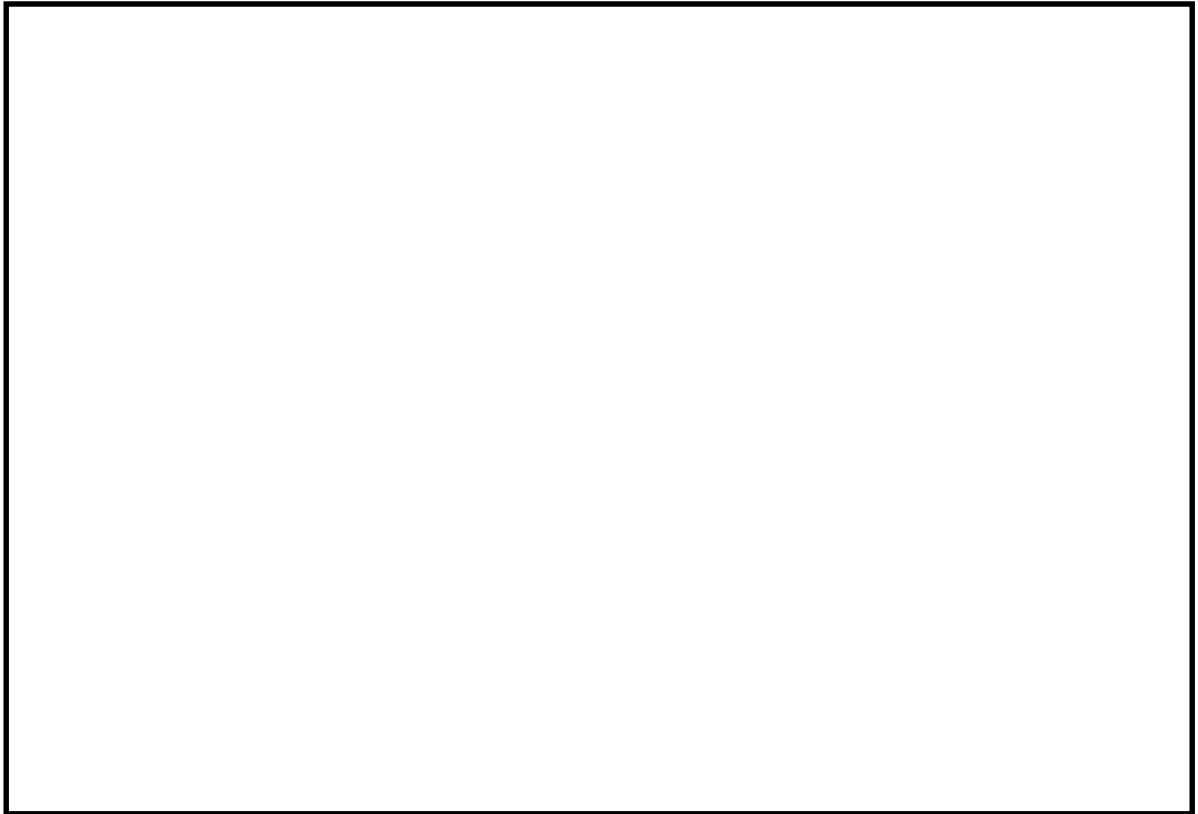


(a) 解析モデル全体

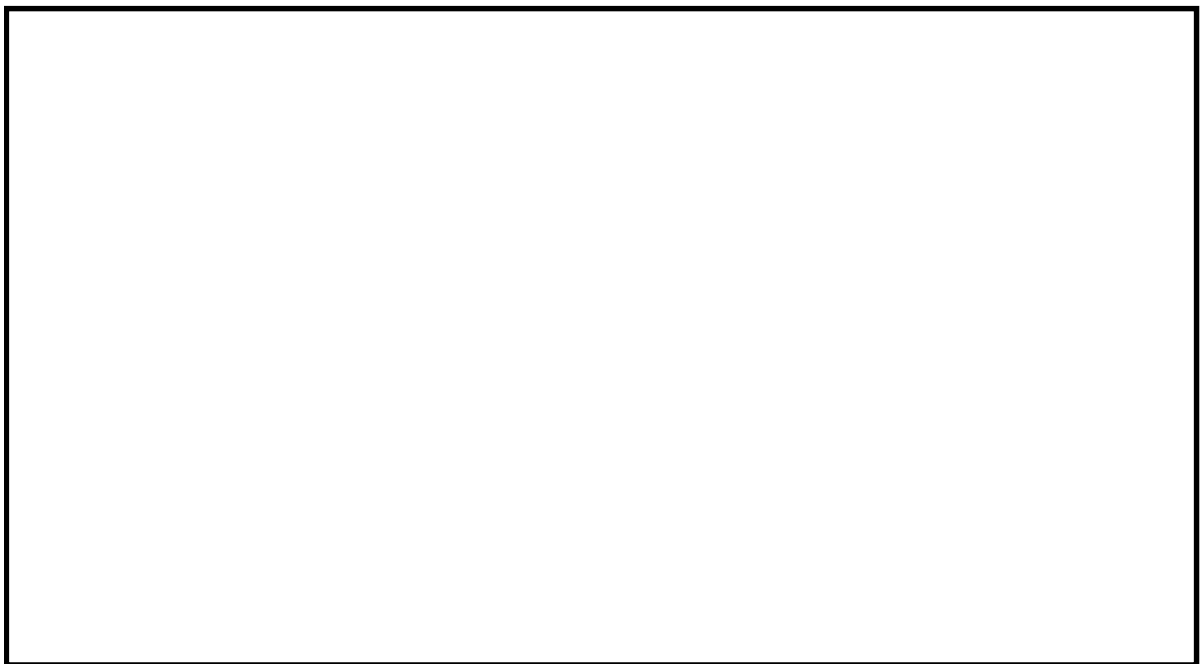


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (15) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

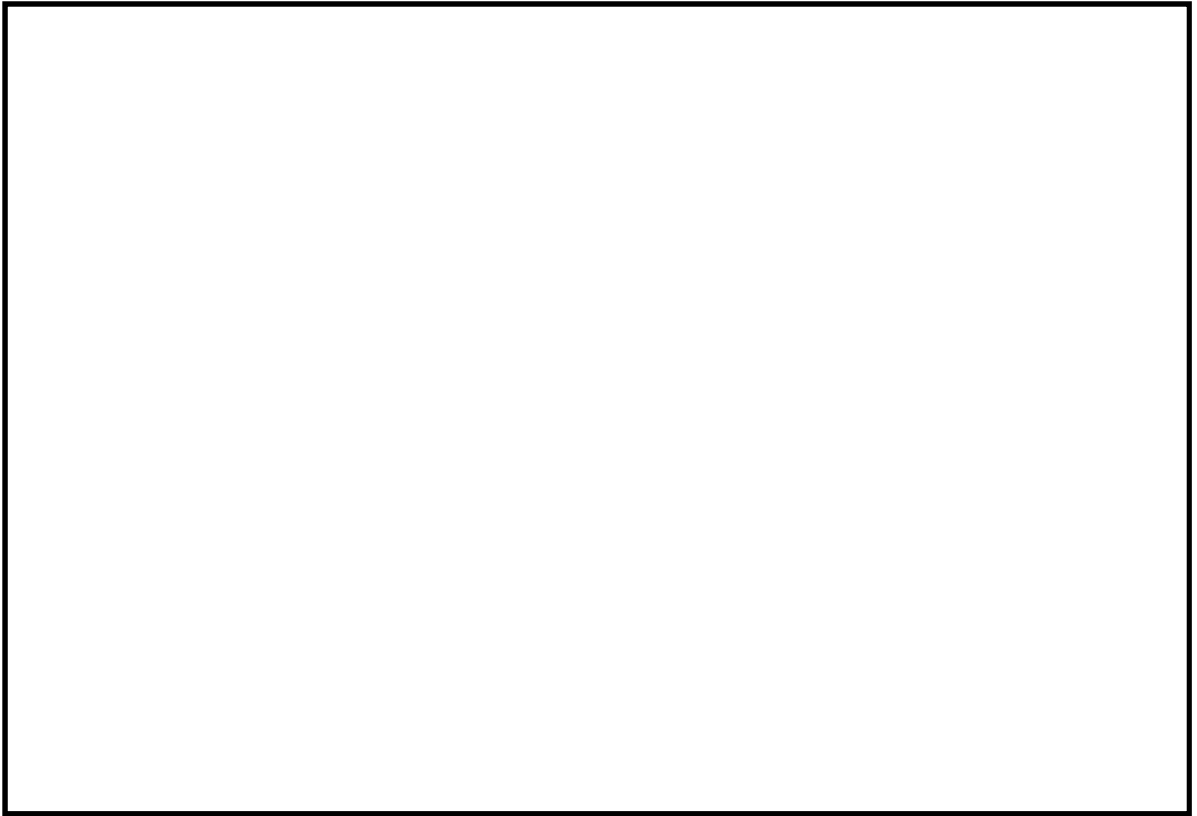


(a) 解析モデル全体

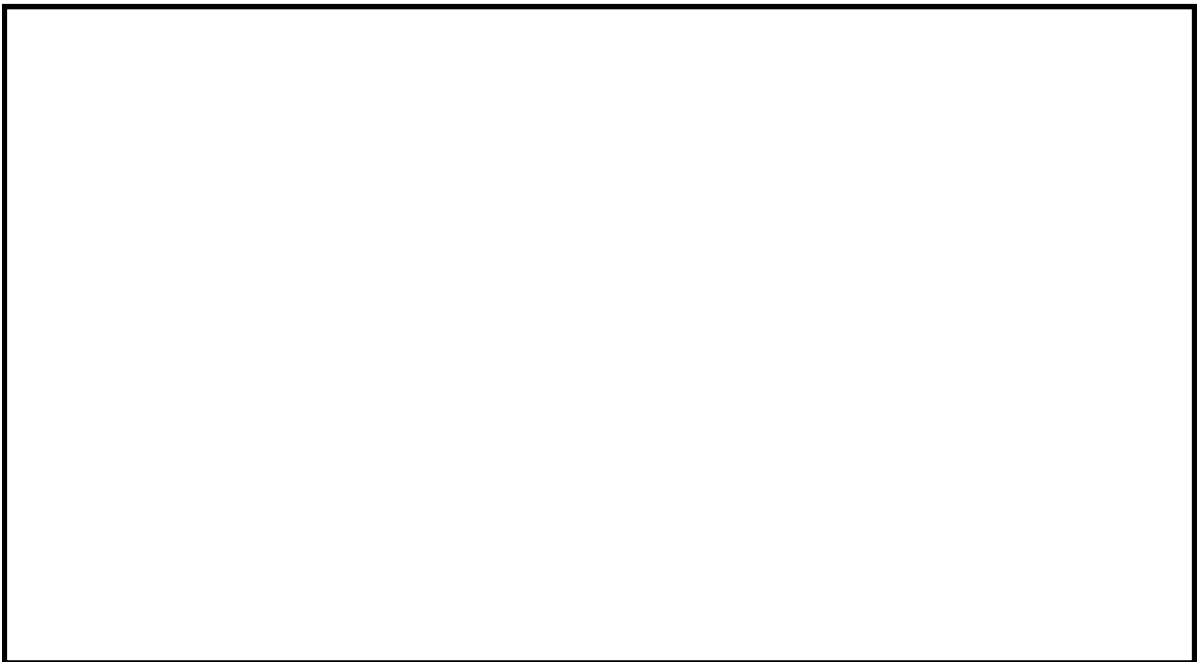


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (16) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

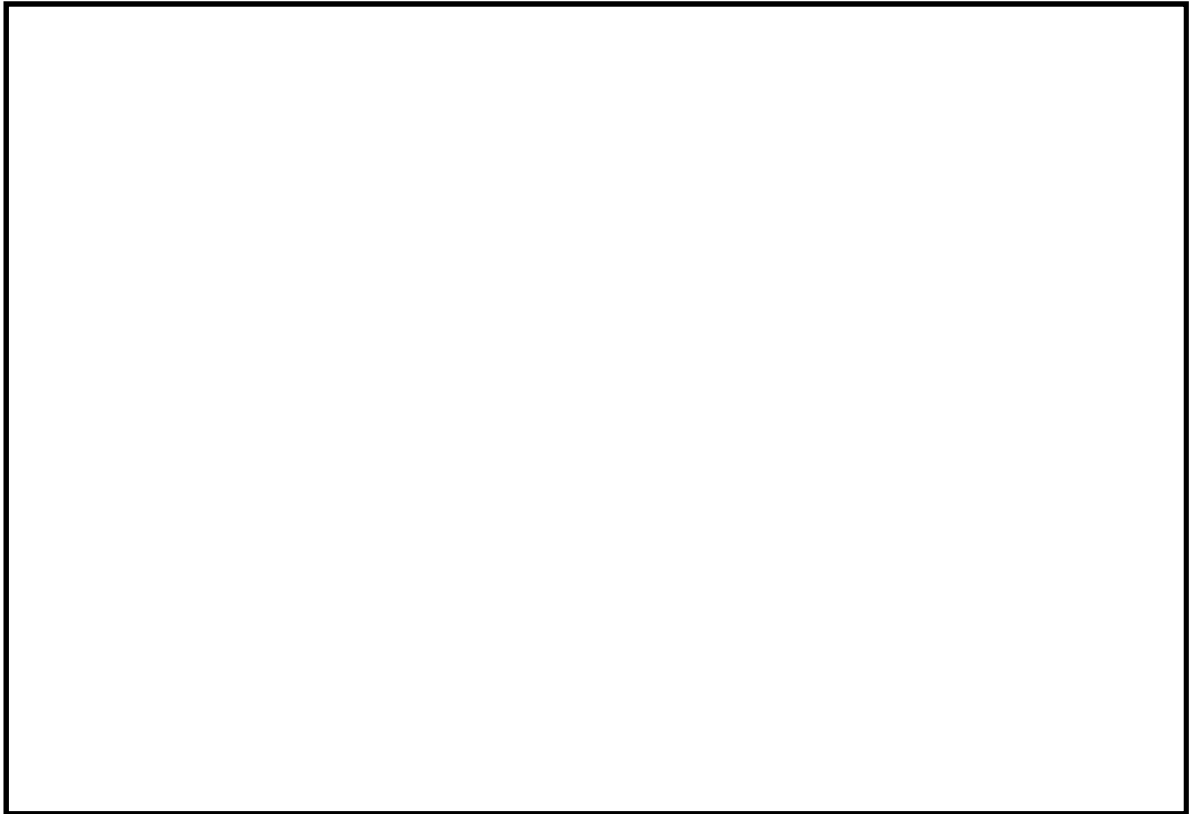


(a) 解析モデル全体

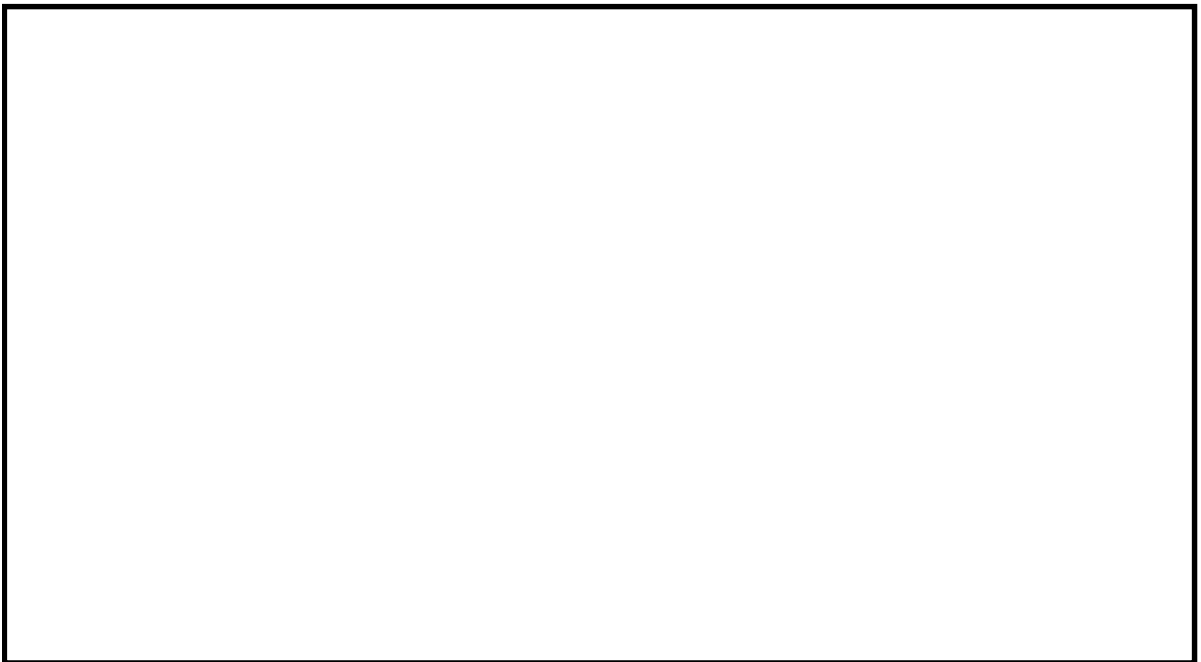


(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (17) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(a) 解析モデル全体



(b) 構造物周辺拡大図

図 10.4-5 (18) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(4) 過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布図を図 10.4-6 に示す。これらの図は、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。

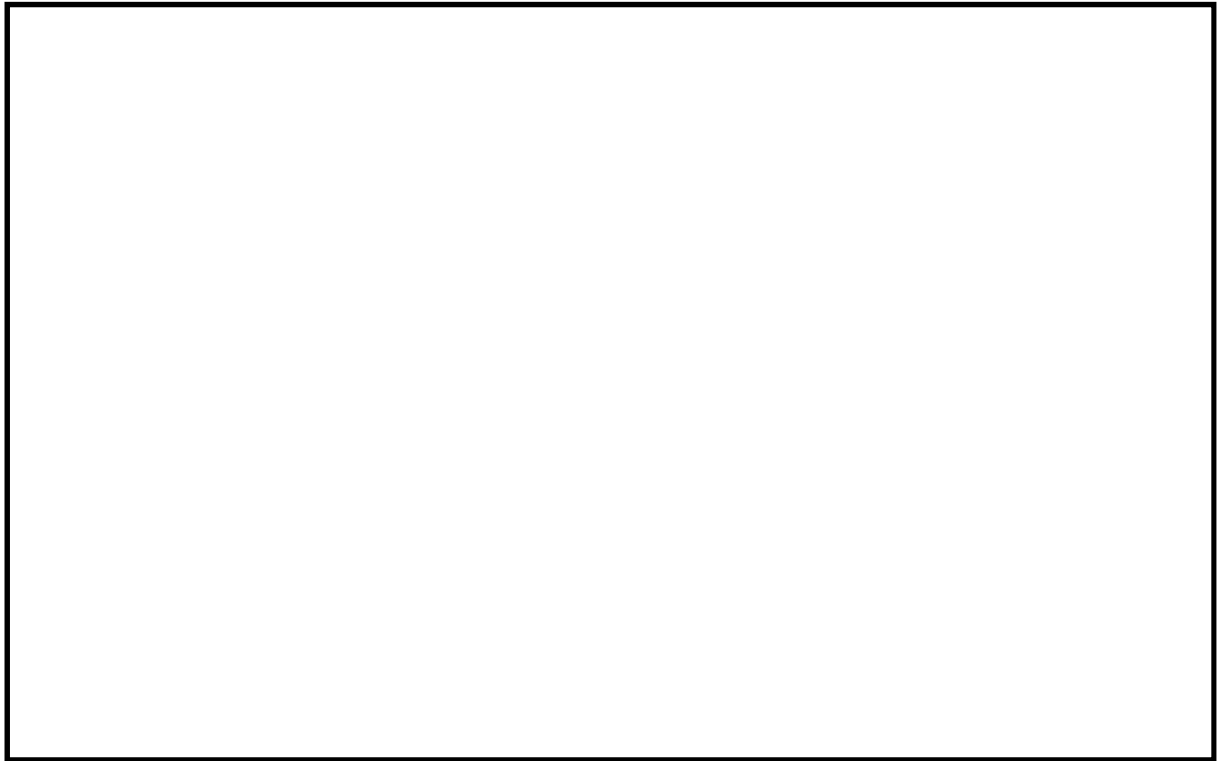


図 10.4-6 (1) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

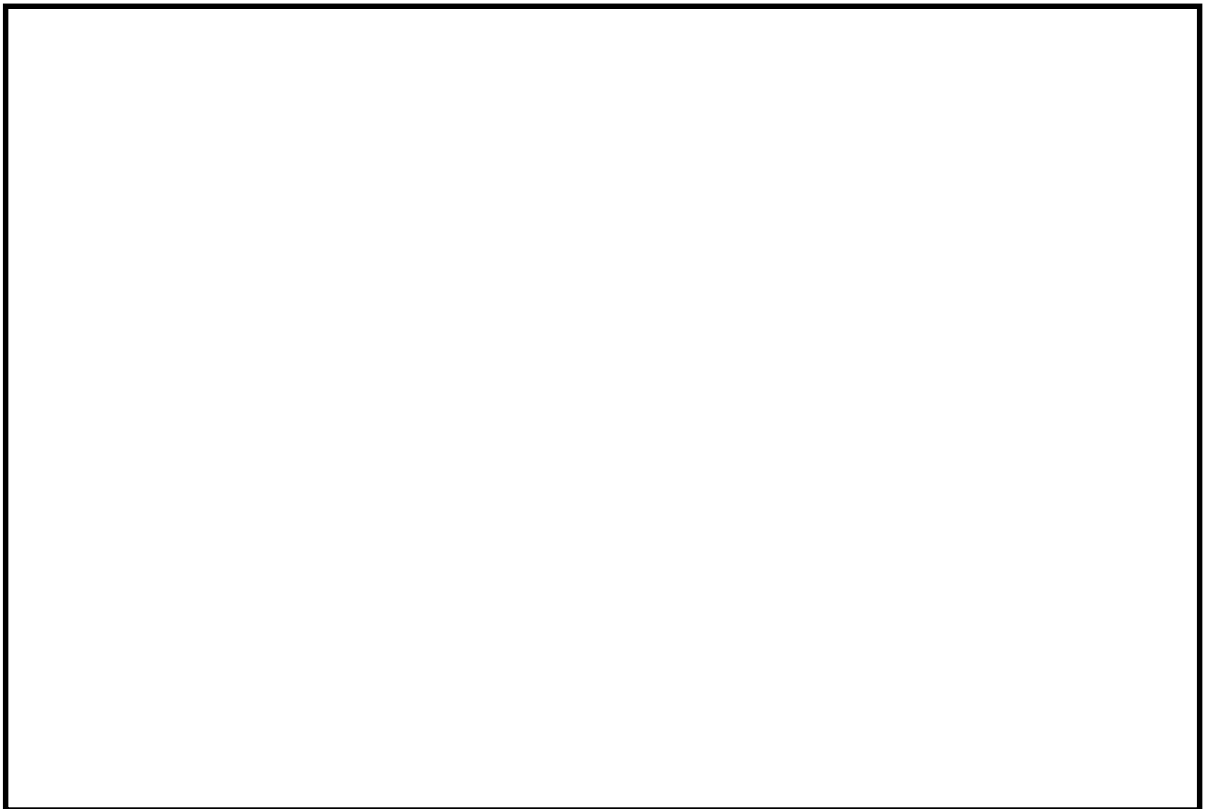


図 10.4-6 (2) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 10.4-6 (3) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  [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)

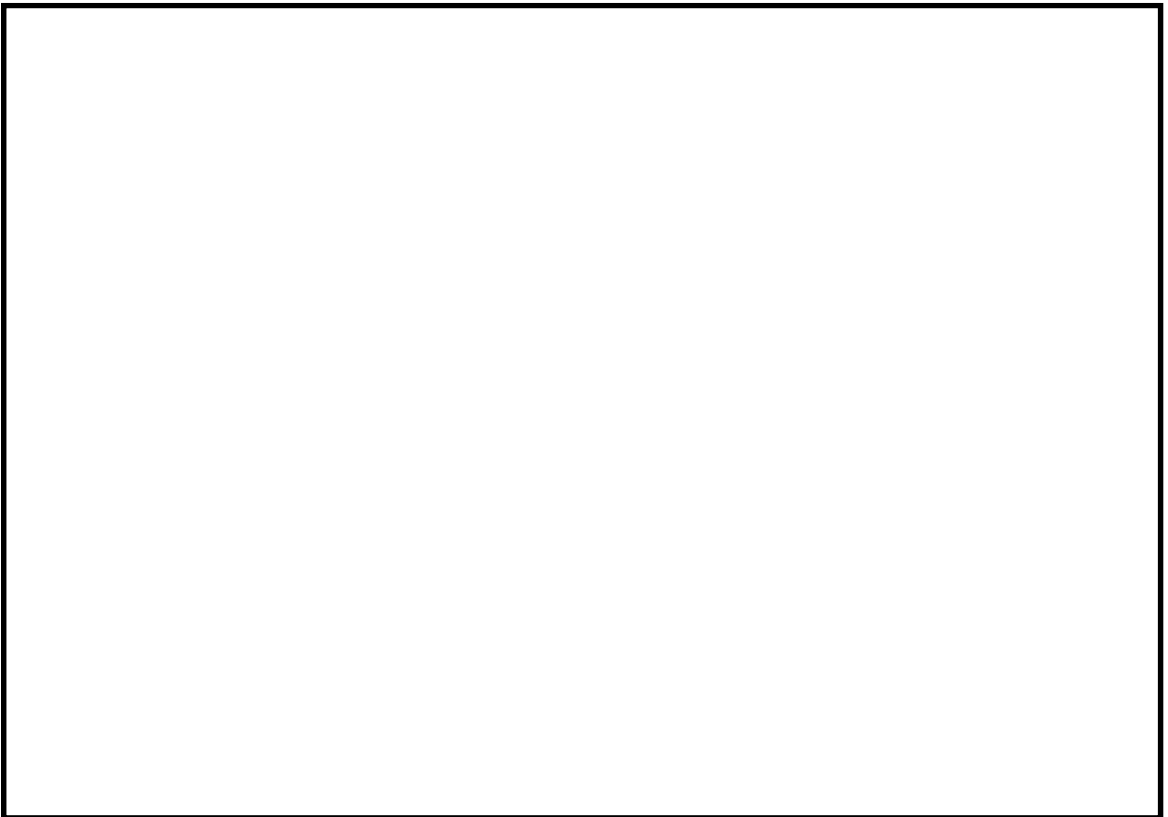


図 10.4-6 (4) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 10.4-6 (5) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-1 1$ )  
(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 10.4-6 (6) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-1 2$ )  
(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)

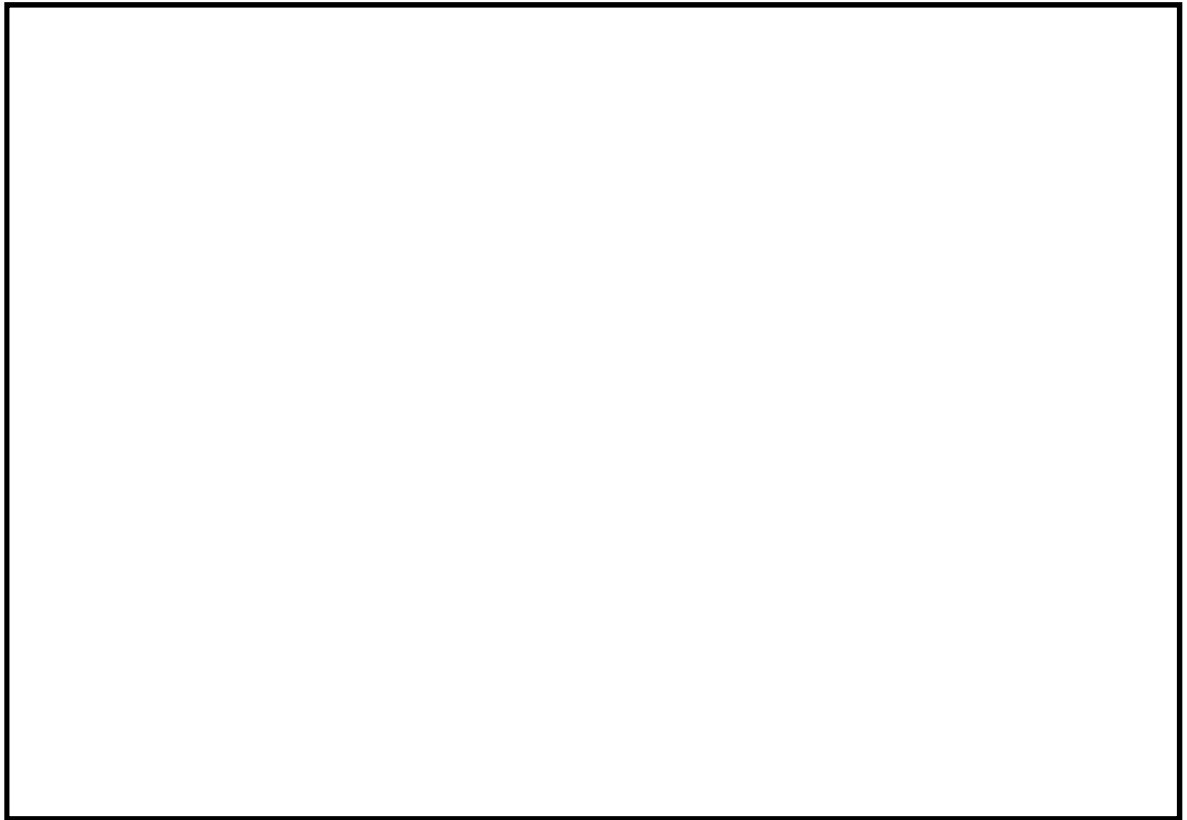


図 10.4-6 (7) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

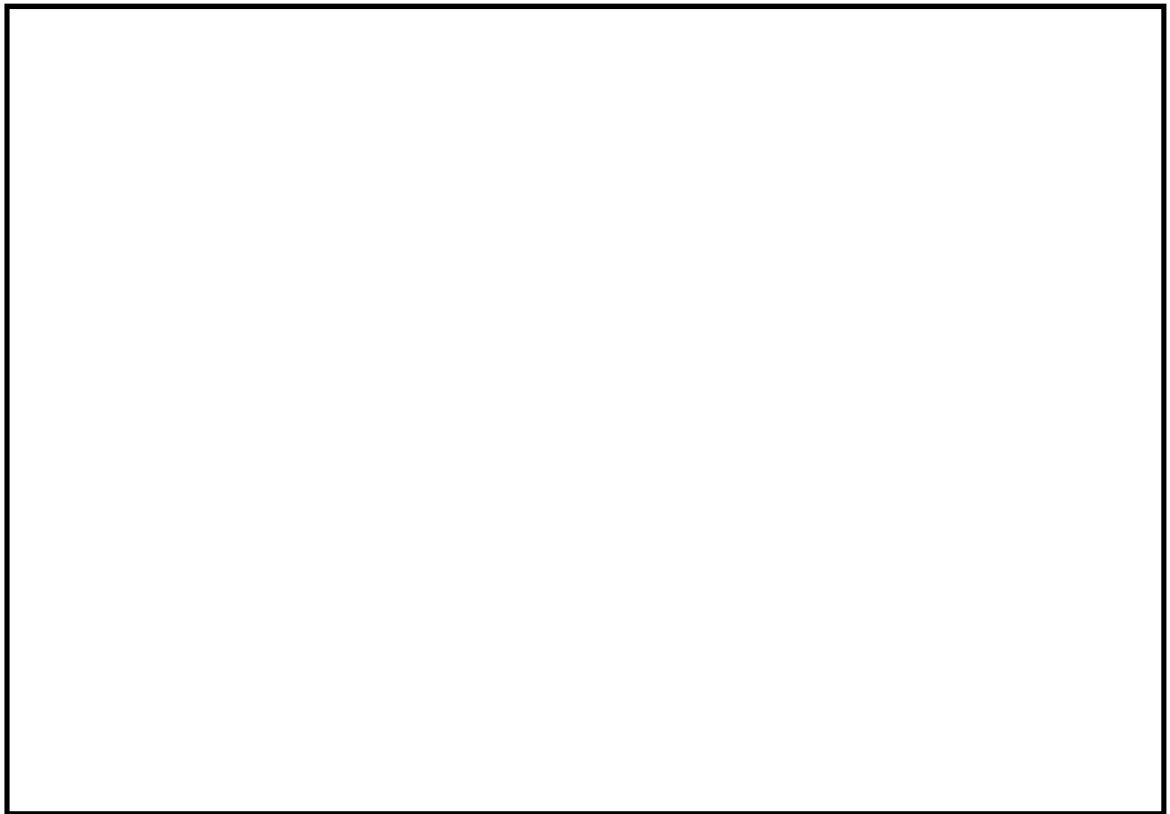


図 10.4-6 (8) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

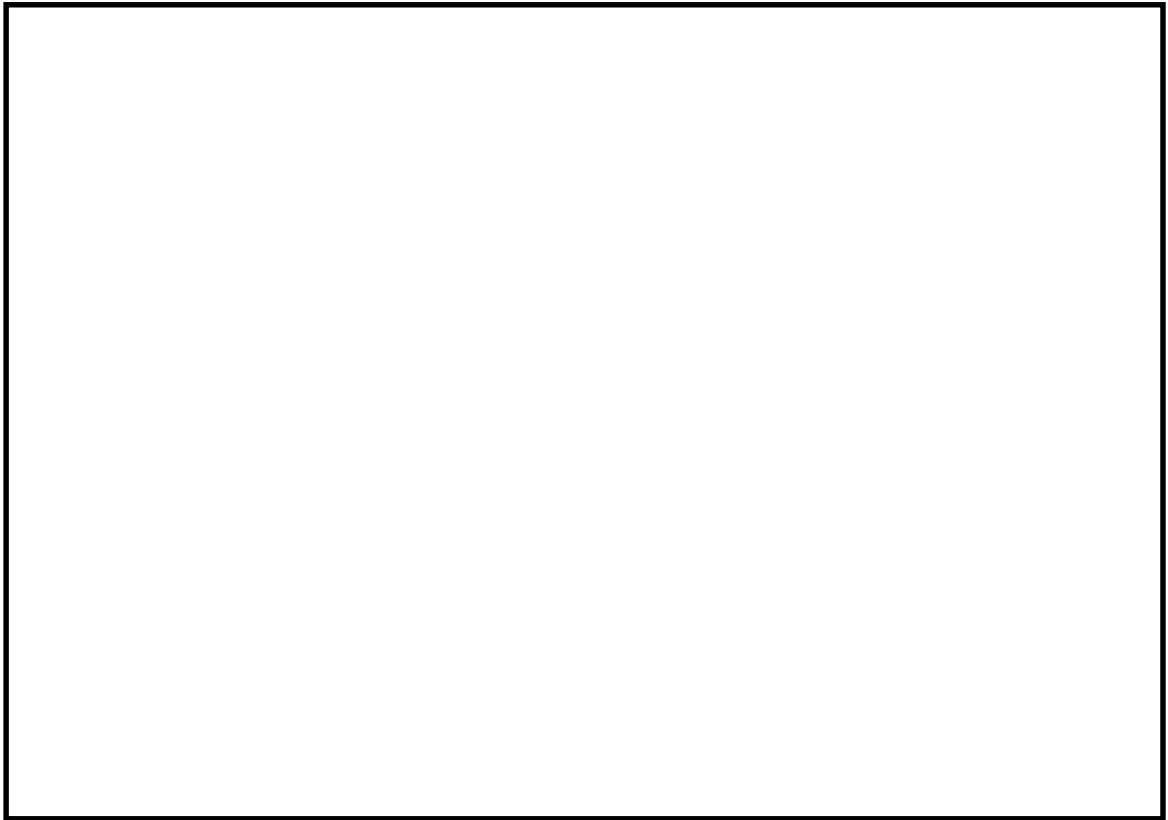


図 10.4-6 (9) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-2 1)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

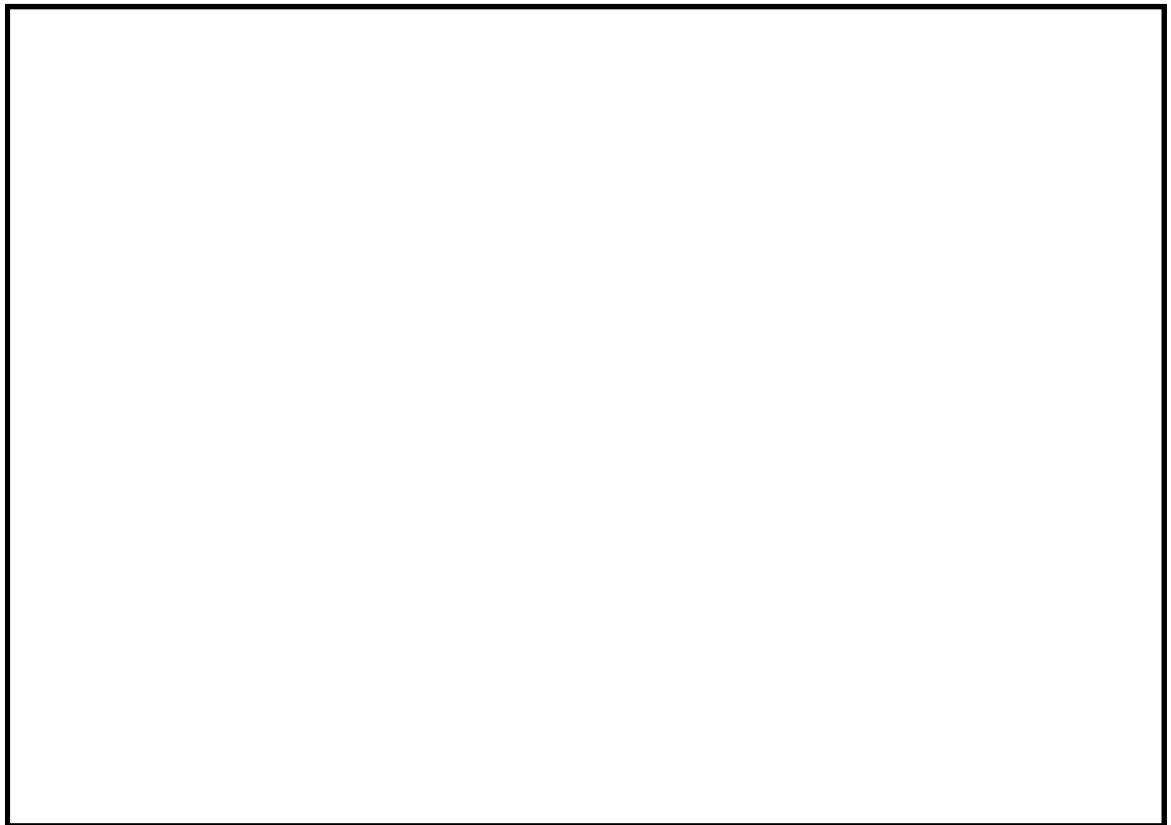


図 10.4-6 (10) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S<sub>s</sub>-2 2)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

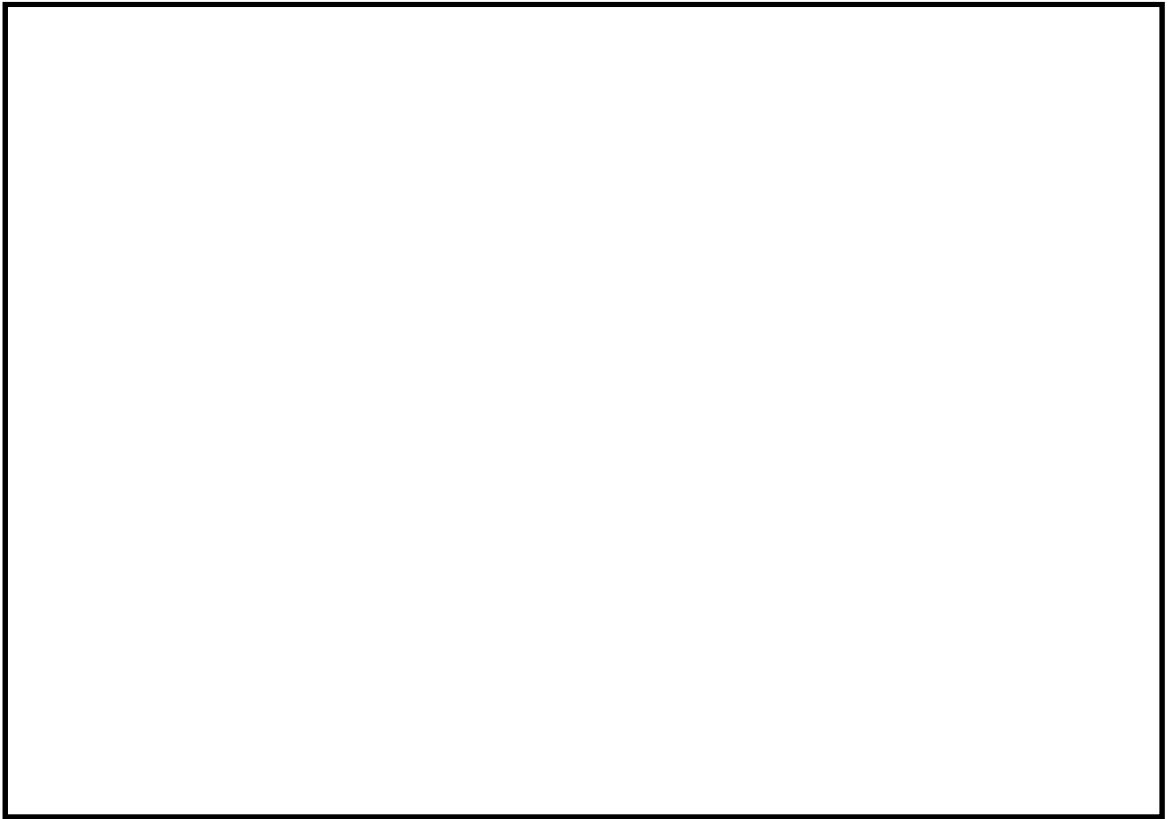


図 10.4-6 (11) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

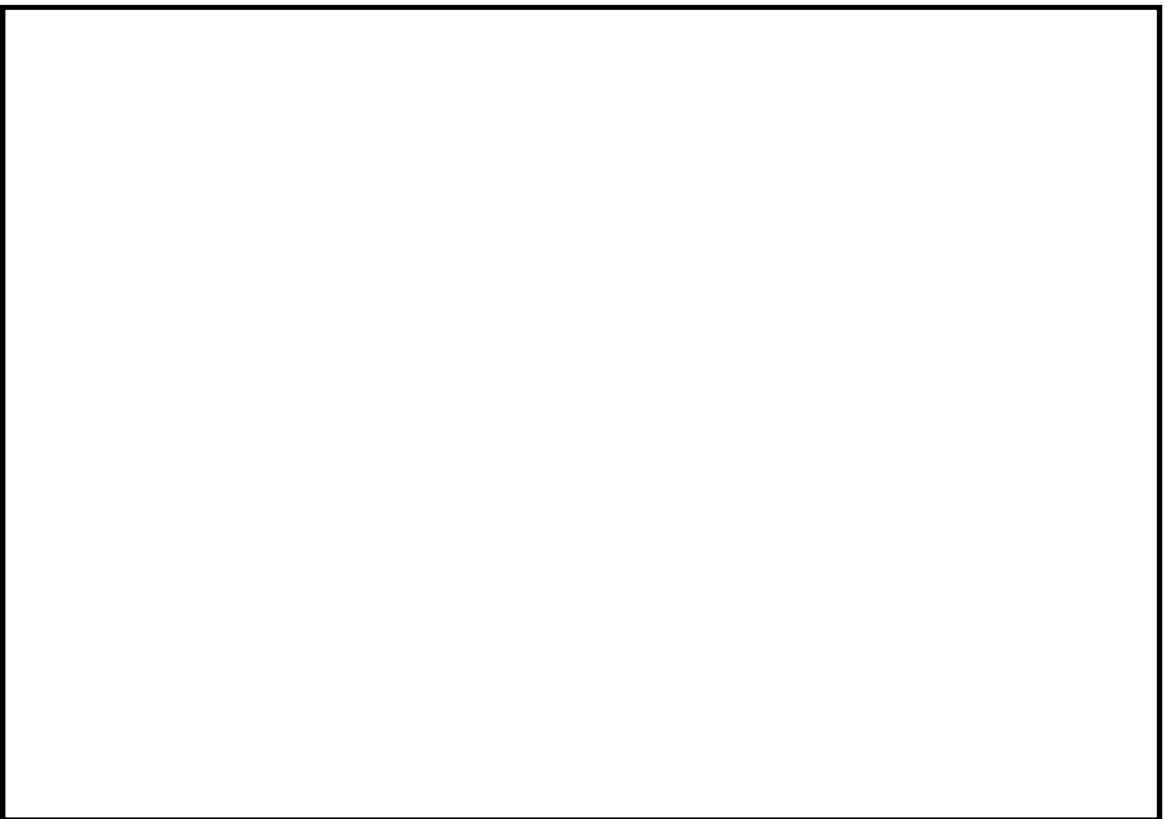


図 10.4-6 (12) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

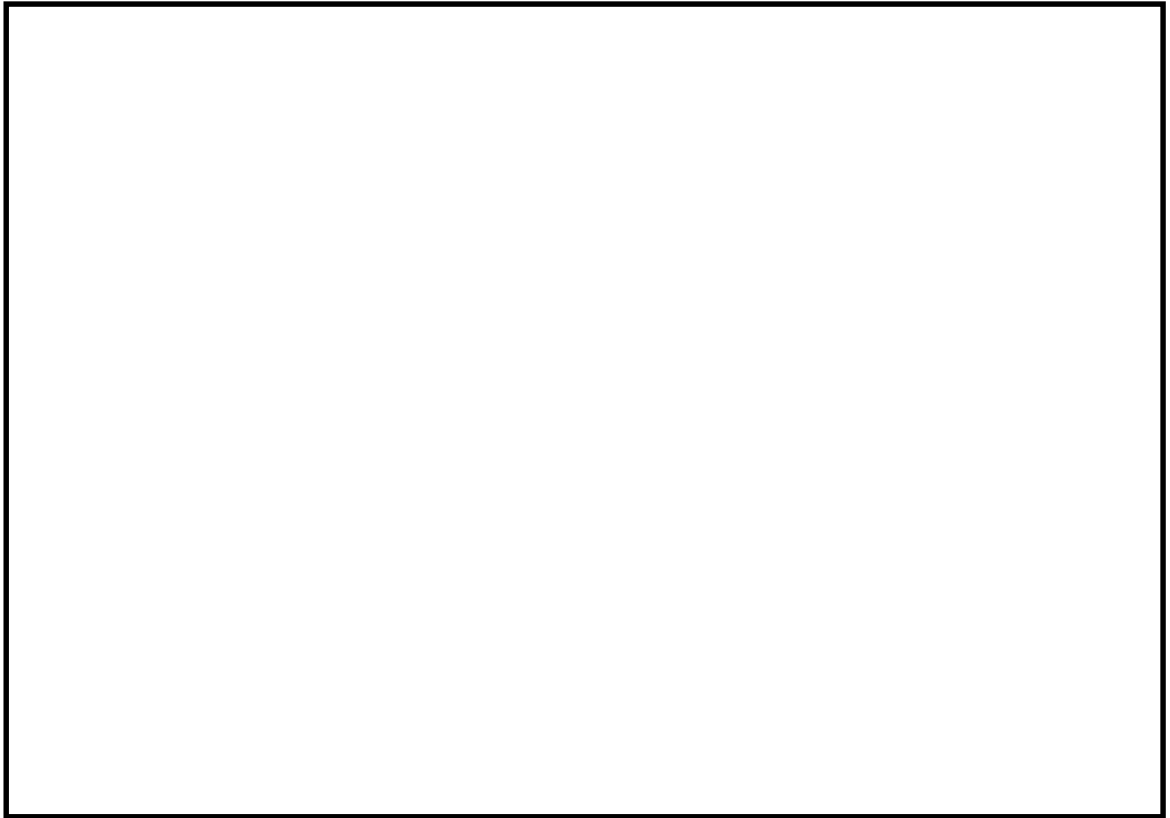


図 10.4-6 (13) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

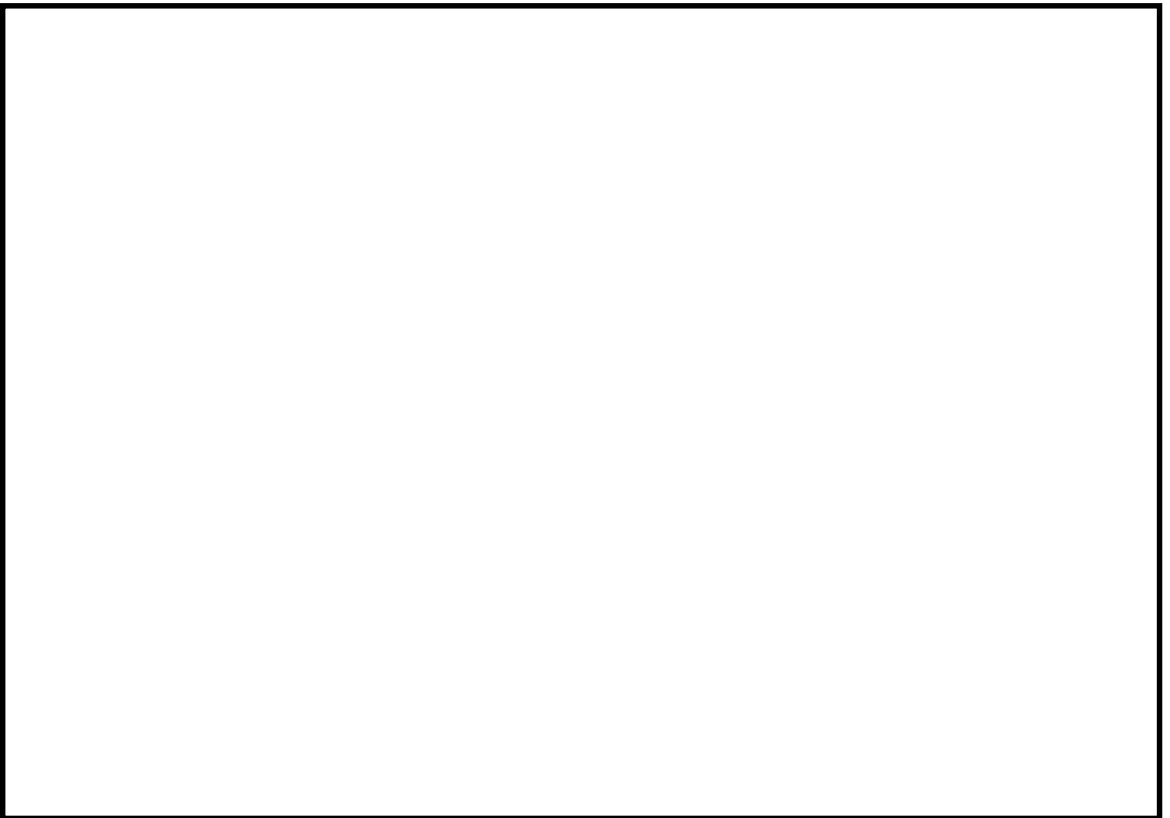


図 10.4-6 (14) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

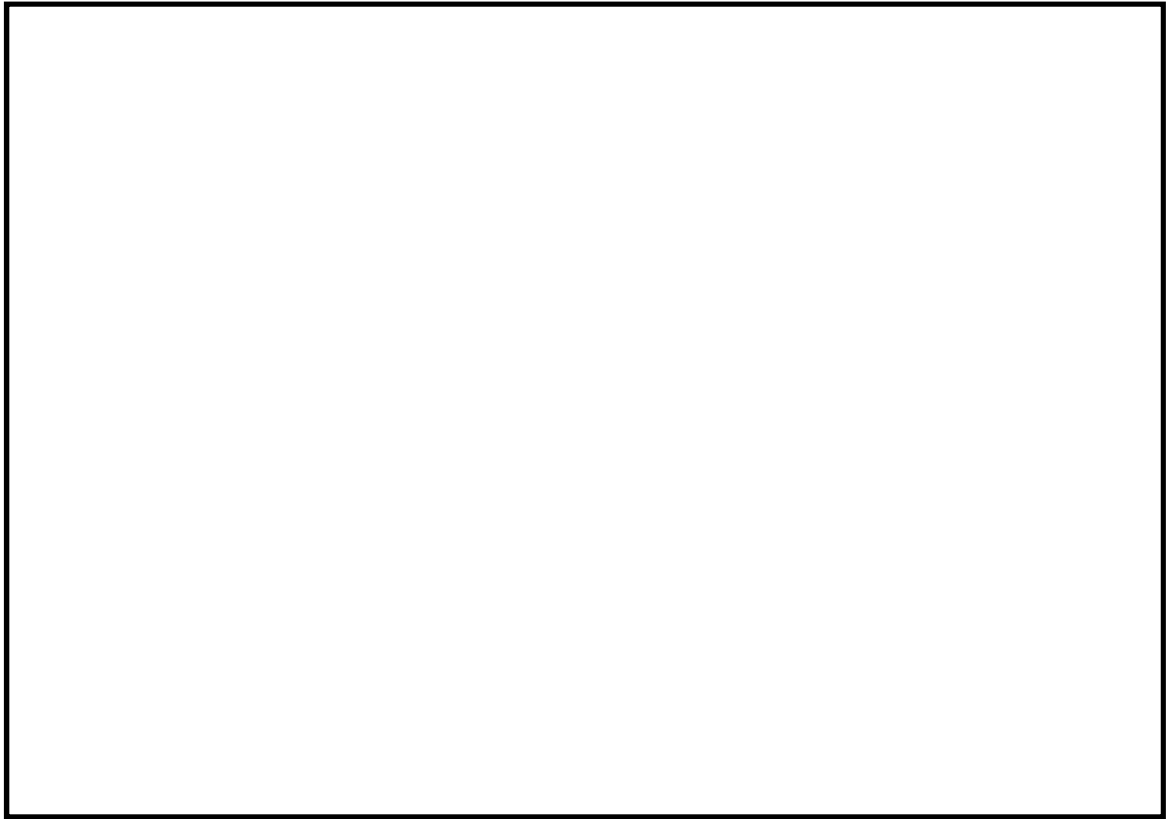


図 10.4-6 (15) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s = 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(5) 最大水平加速度分布

最大水平加速度分布図を図 10.4-7 に示す。これらの図は、各節点における水平加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。



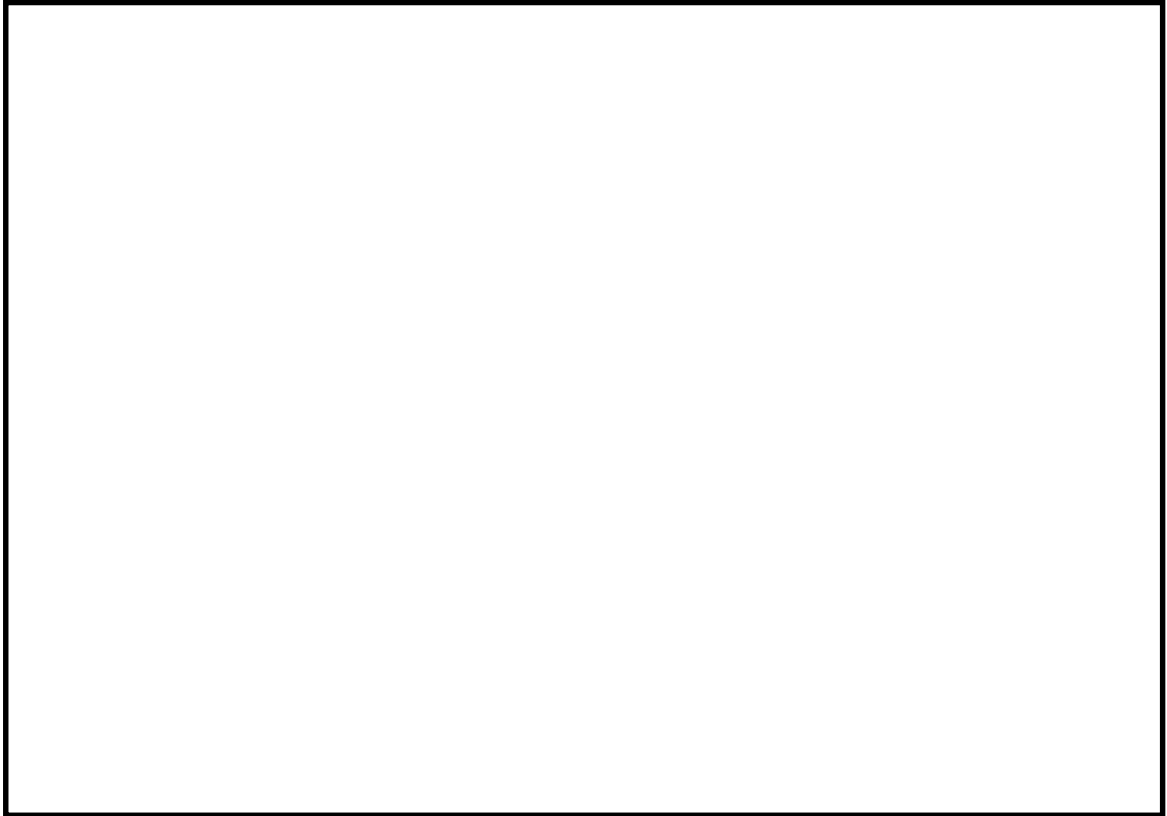


図 10.4-7 (1) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

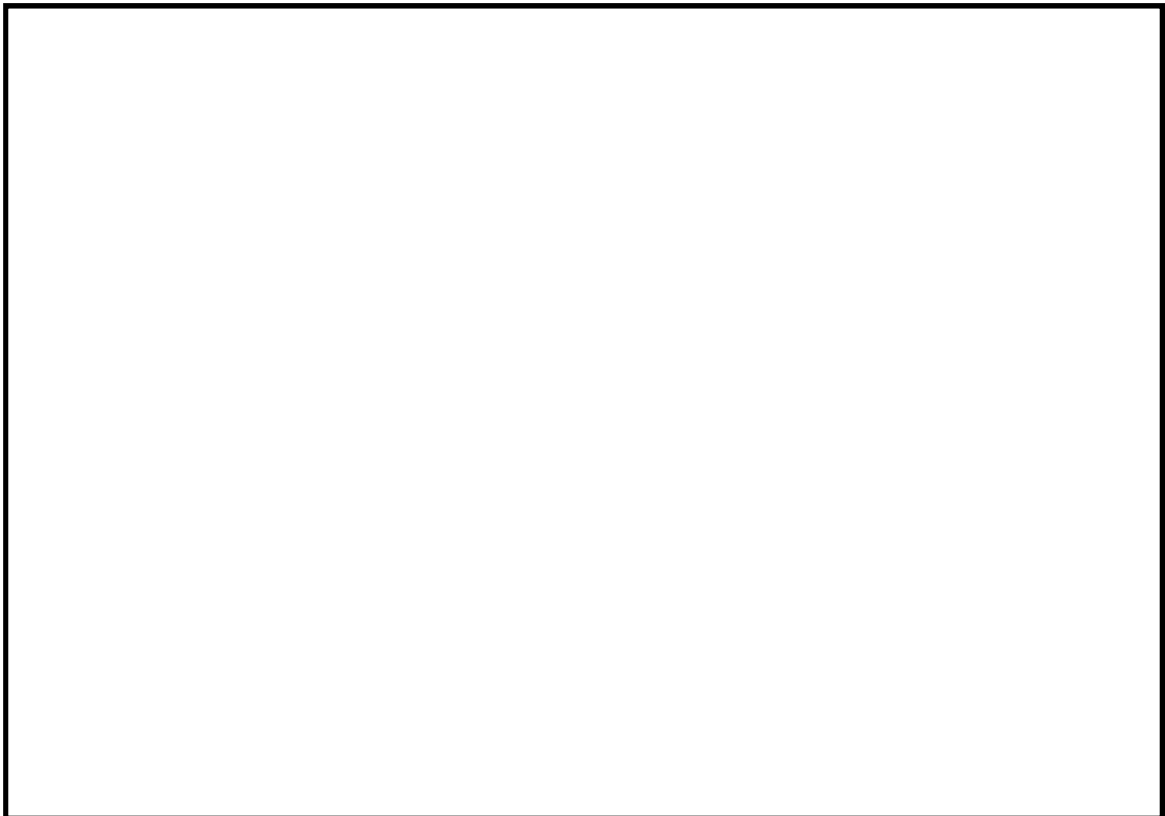


図 10.4-7 (2) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

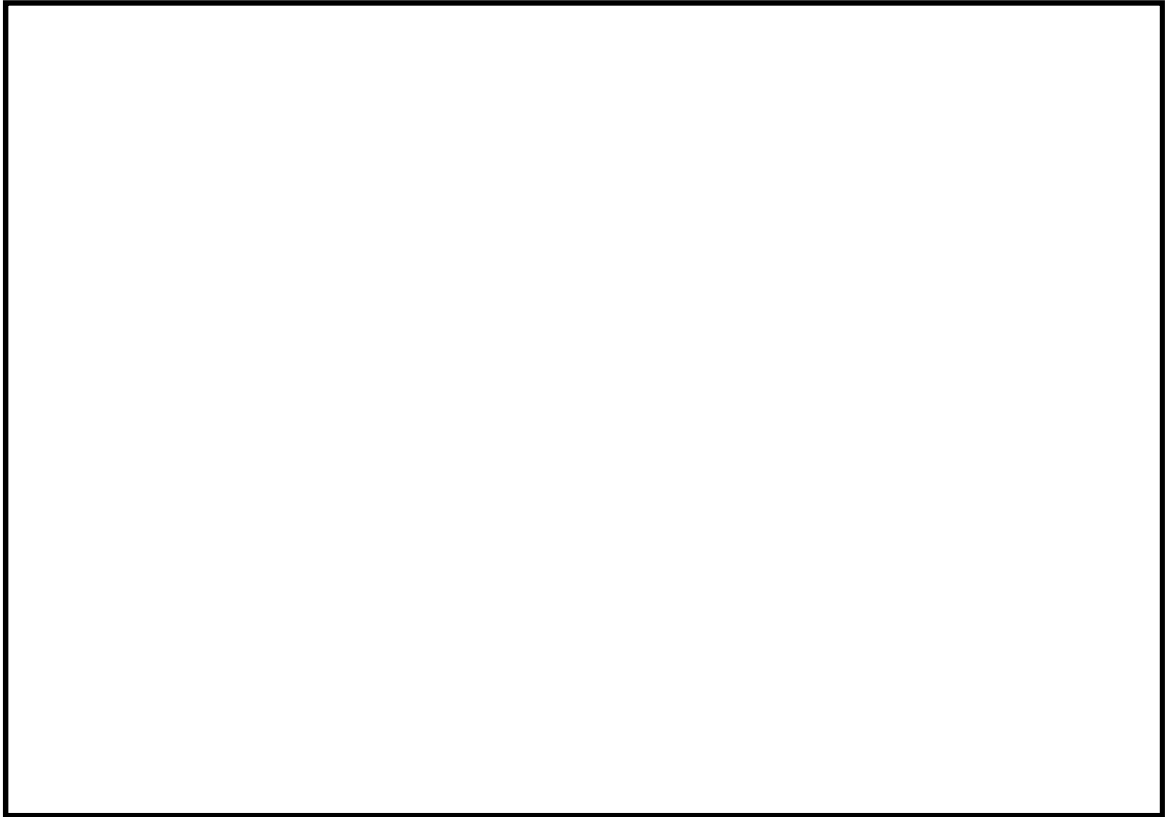


図 10.4-7 (3) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

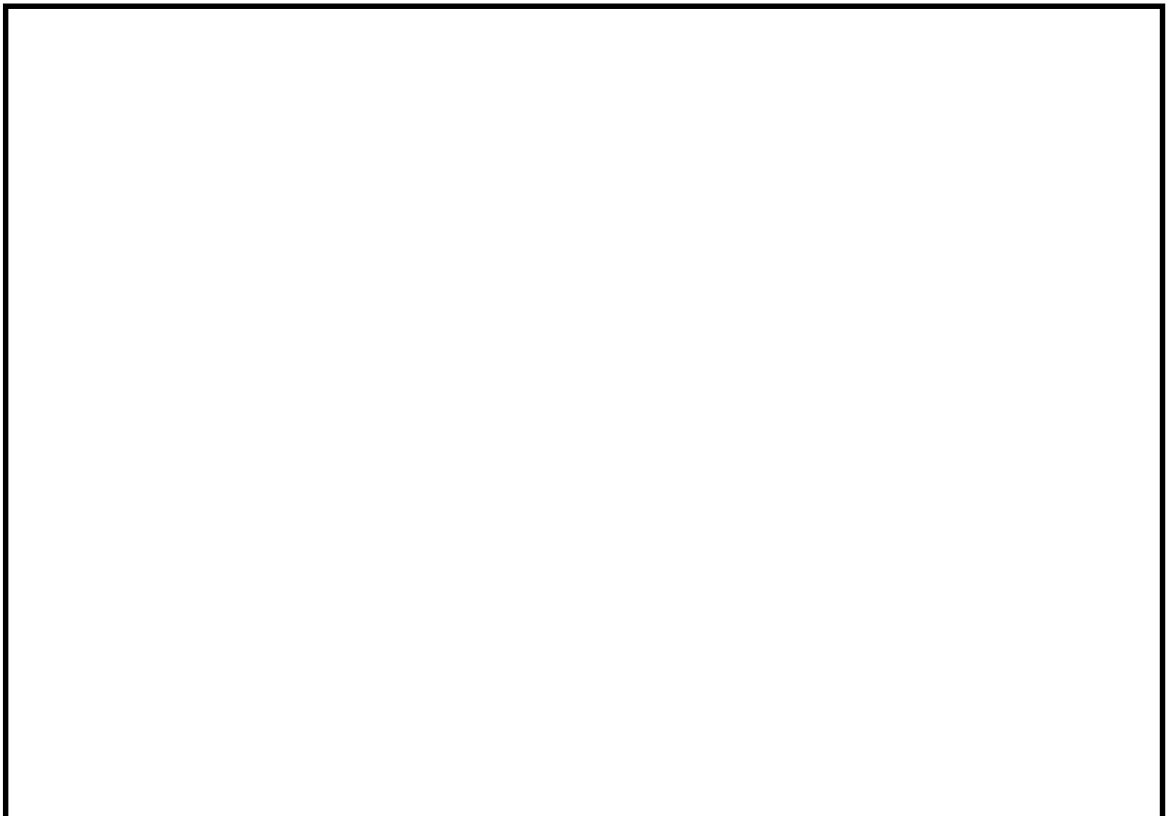


図 10.4-7 (4) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 10.4-7 (5) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.1$ )  
(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)

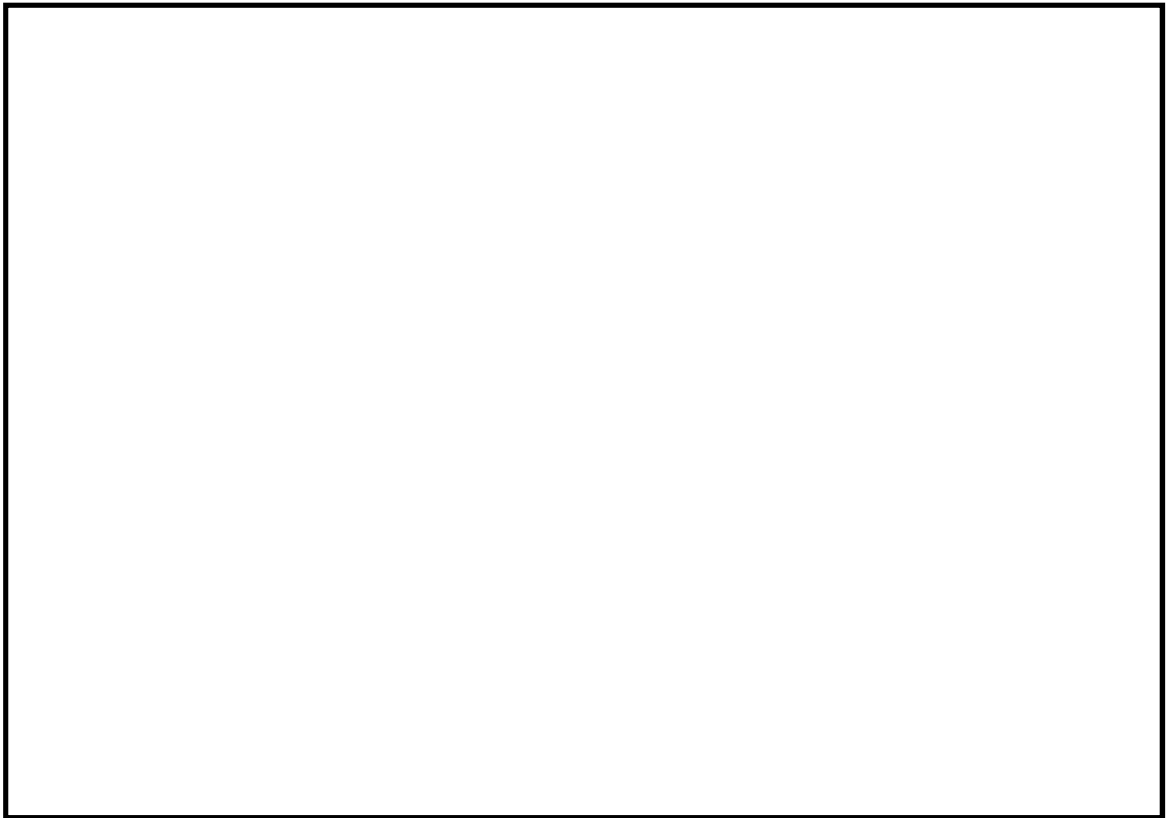


図 10.4-7 (6) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-1.2$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

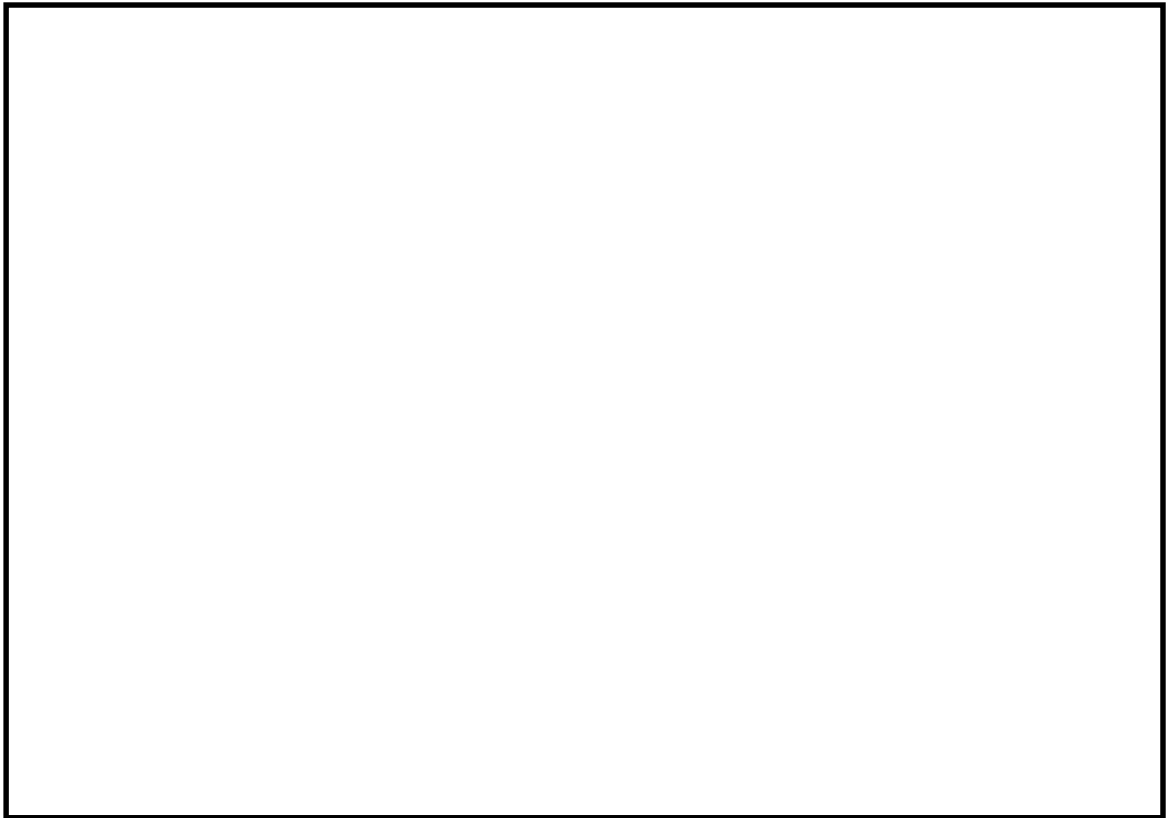


図 10.4-7 (7) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

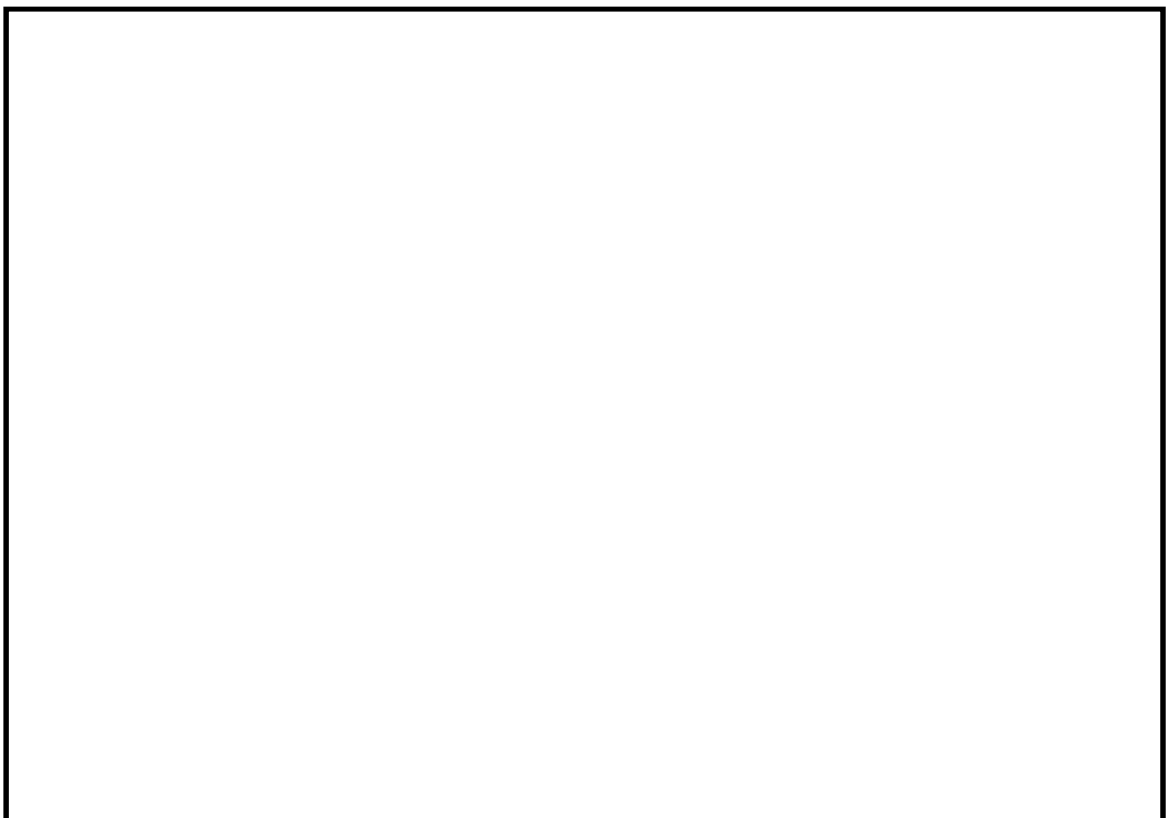


図 10.4-7 (8) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

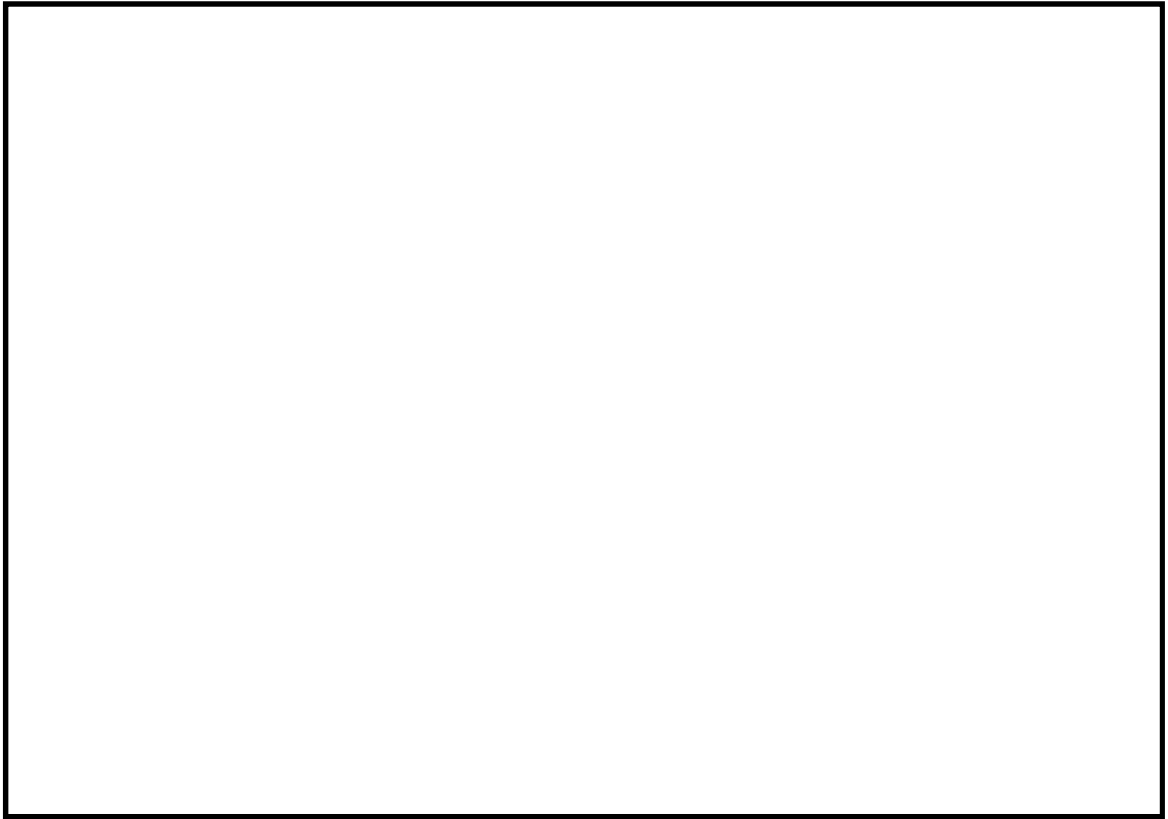


図 10.4-7 (9) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

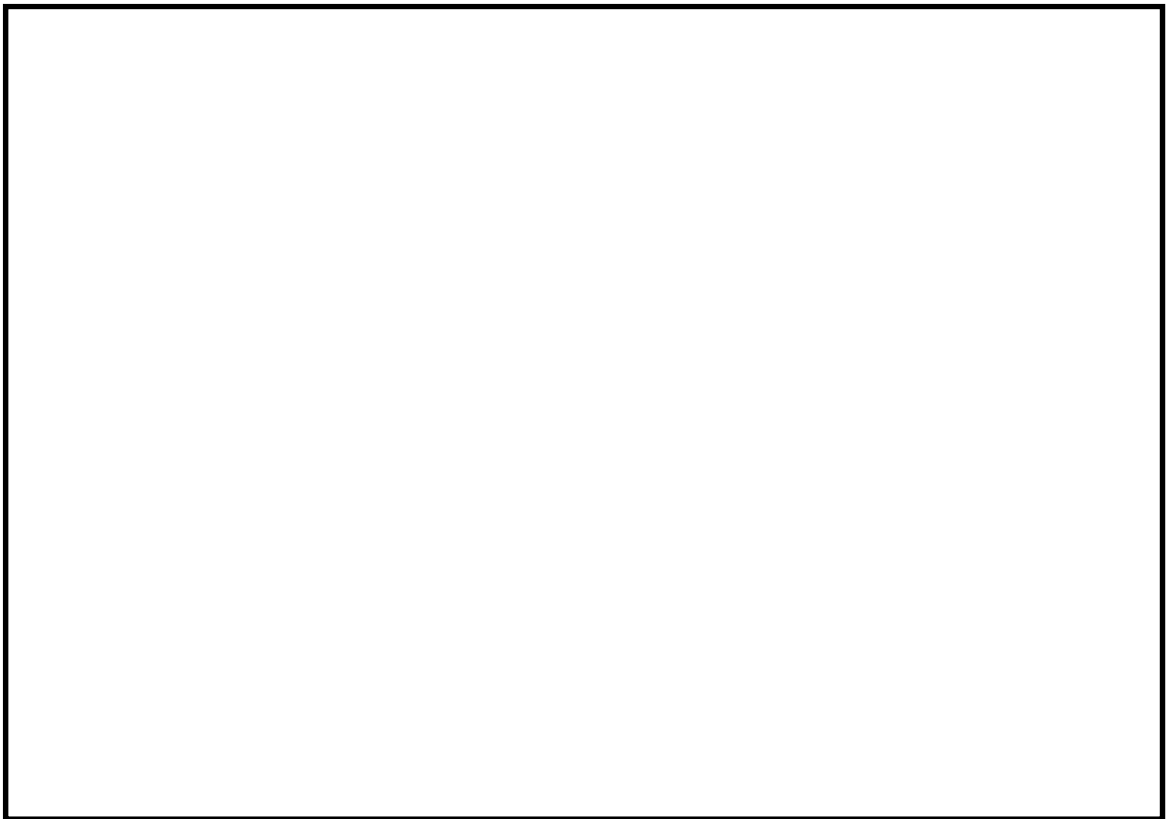


図 10.4-7 (10) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

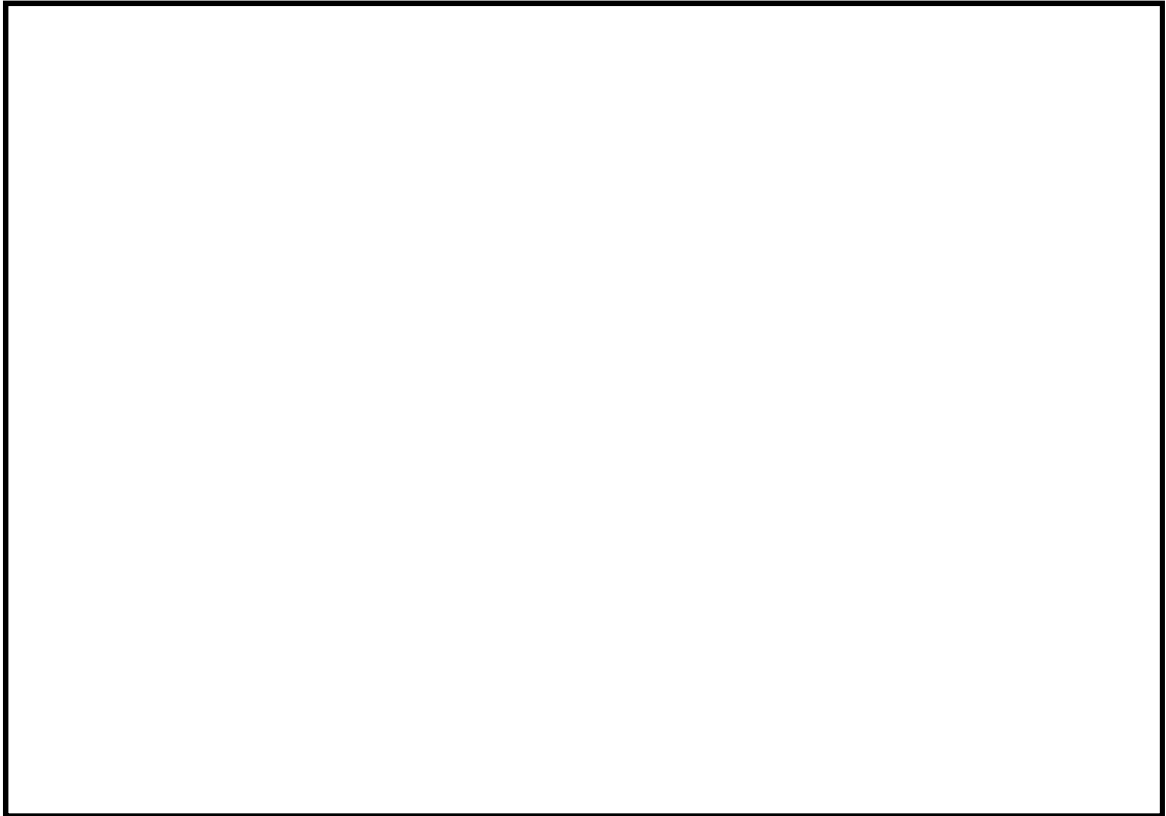


図 10.4-7 (11) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

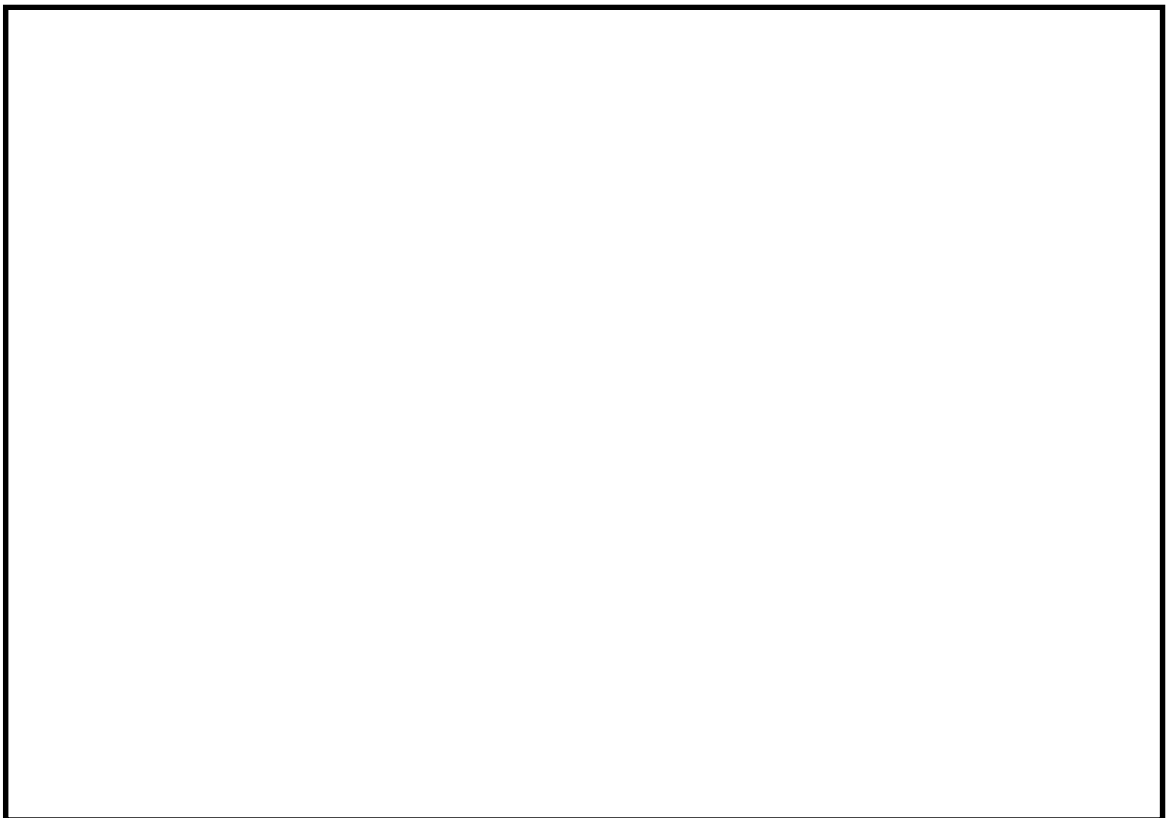


図 10.4-7 (12) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

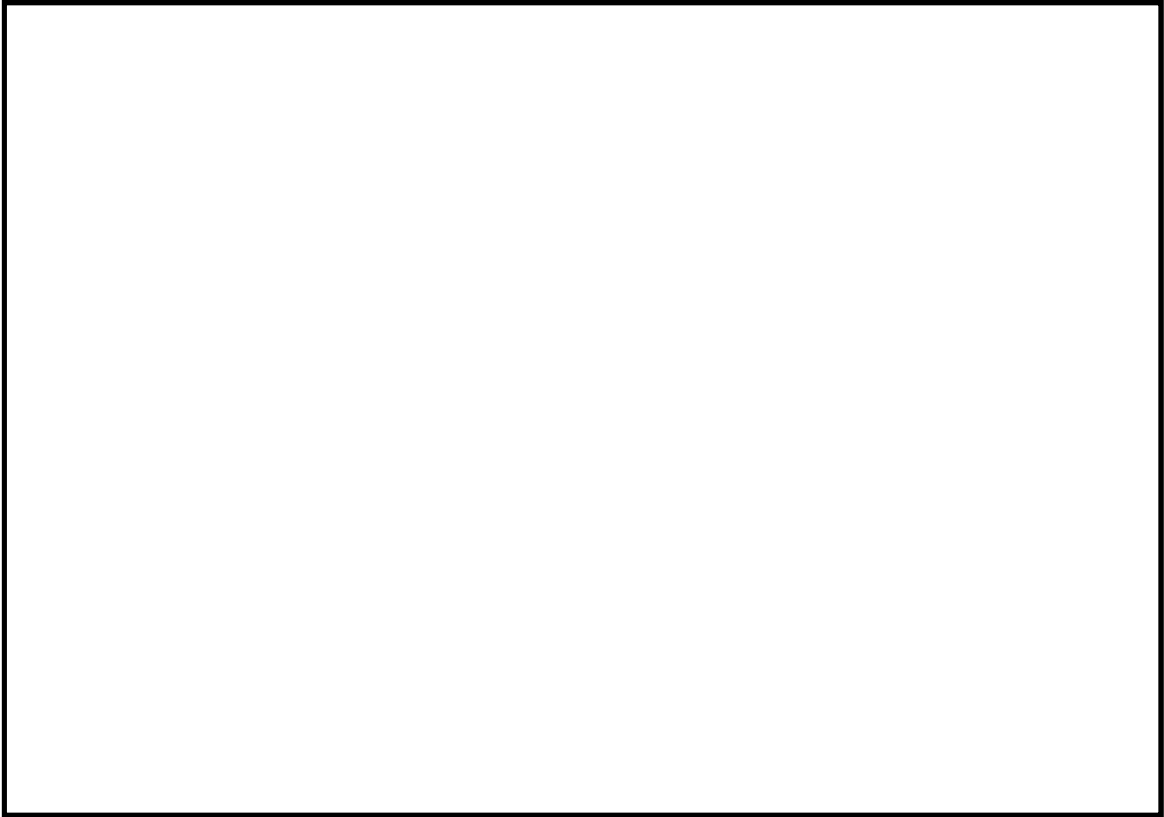


図 10.4-7 (13) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)



図 10.4-7 (14) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

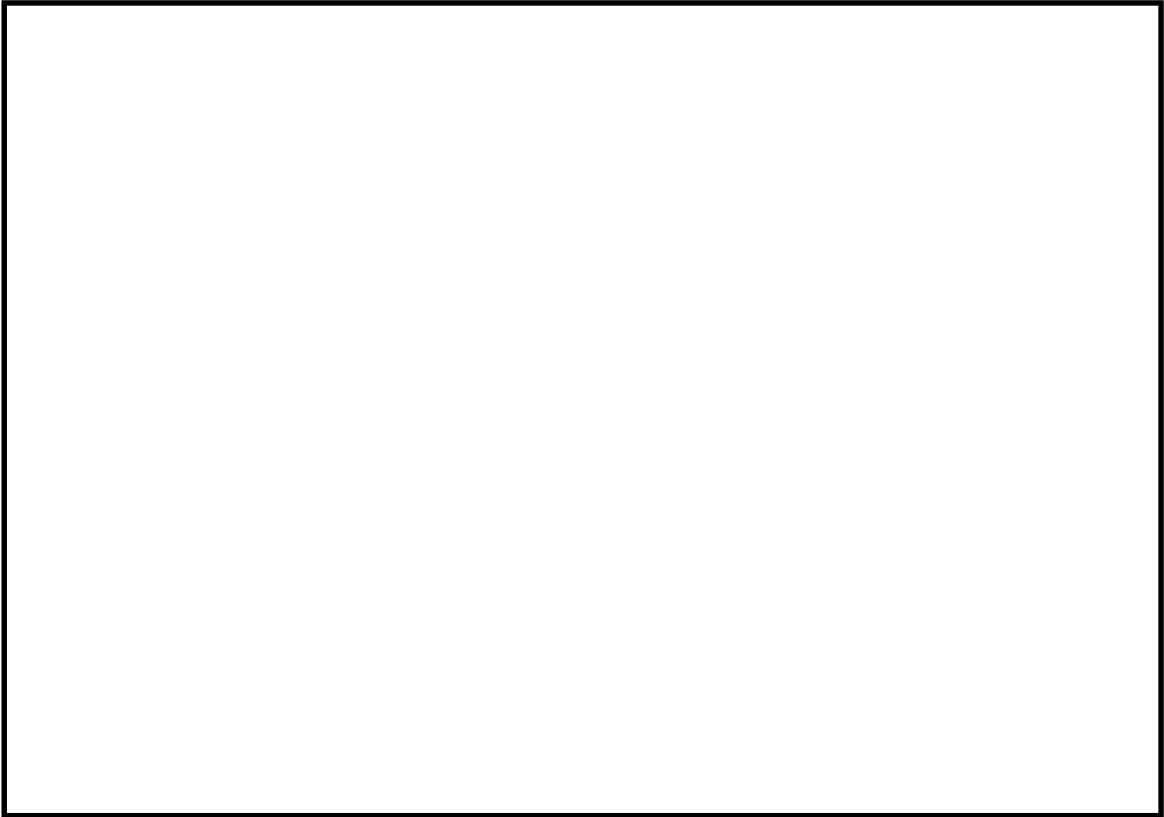


図 10.4-7 (15) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

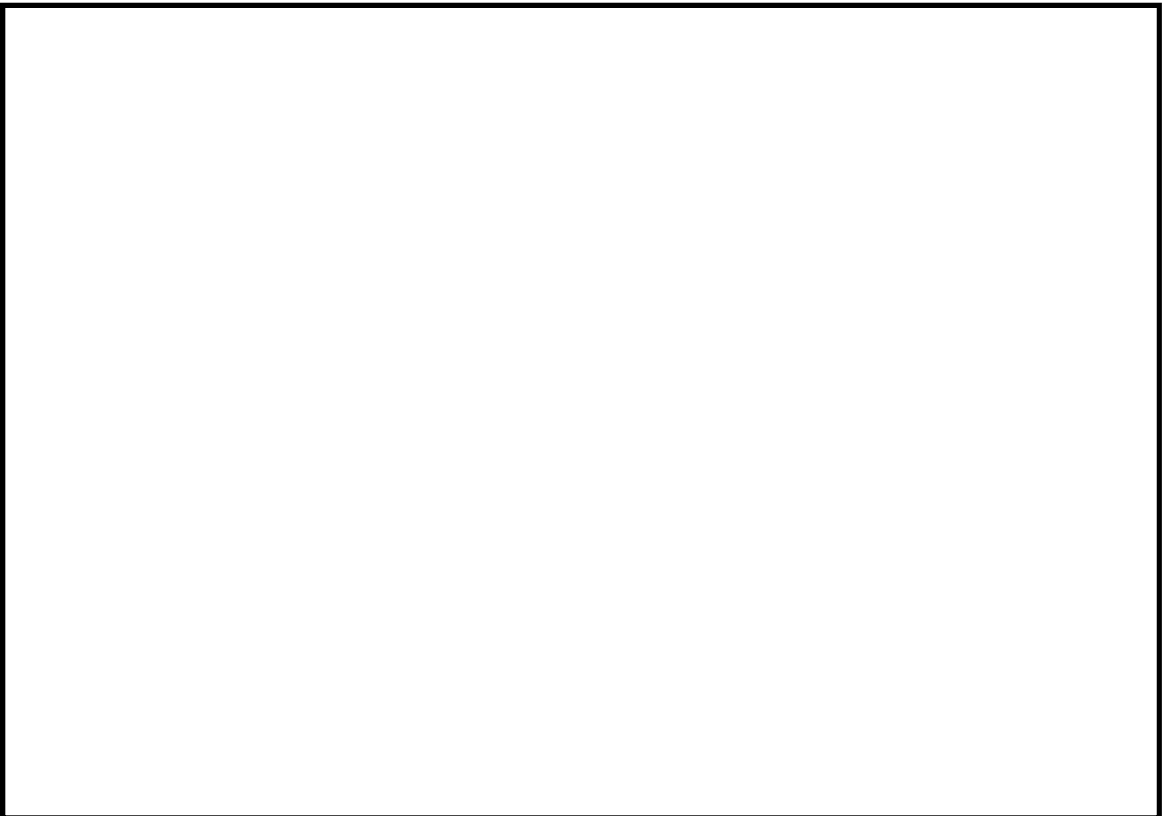


図 10.4-7 (16) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



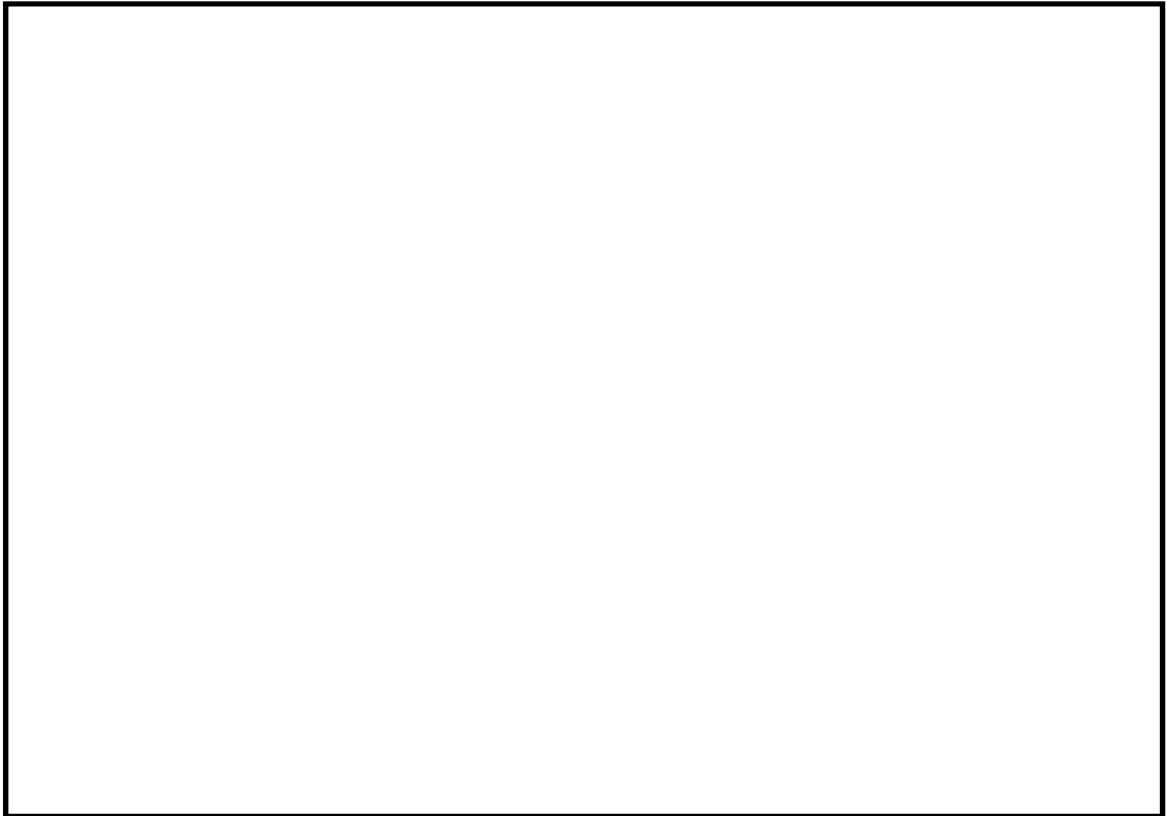


図 10.4-7 (17) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 10.4-7 (18) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

#### 10.4.2 耐震評価結果

##### (1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

常設低圧代替注水系配管カルバートの各部材における最も厳しい照査値（曲げ軸力，せん断）とその地震波を表 10.4-4 に示す。

常設低圧代替注水系配管カルバー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と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，常設低圧代替注水系配管カルバートの構造部材の応答値が許容限界以下であることを確認した。

図 10.4-8 に概略配筋図を，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 10.4-5 に示す。

表 10.4-4 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	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	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
			b (mm)	h (mm)	d (mm)						
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	411	557	7.36	21.0	0.35
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	273	375	5.47	21.0	0.26
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	279	127	5.24	21.0	0.25
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	409	540	7.34	21.0	0.35
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	266	340	5.36	21.0	0.26
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	280	132	5.26	21.0	0.25
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	410	554	7.35	21.0	0.35
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	273	374	5.47	21.0	0.26
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	278	125	5.22	21.0	0.25
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	407	537	7.32	21.0	0.35
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	271	413	5.36	21.0	0.26
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	279	129	5.24	21.0	0.25
①S <sub>s</sub> -11	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	263	462	4.59	21.0	0.22
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	187	351	3.56	21.0	0.17
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	230	321	4.11	21.0	0.20
①S <sub>s</sub> -12	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	346	536	6.11	21.0	0.29
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	240	377	4.73	21.0	0.23
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	256	233	4.71	21.0	0.23
①S <sub>s</sub> -13	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	342	535	6.05	21.0	0.29
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	244	424	4.73	21.0	0.23
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	253	244	4.64	21.0	0.22
①S <sub>s</sub> -14	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	310	480	5.49	21.0	0.27
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	222	383	4.30	21.0	0.21
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	244	247	4.46	21.0	0.22
①S <sub>s</sub> -21	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	272	498	4.70	21.0	0.23
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	179	315	3.45	21.0	0.17
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	197	219	3.58	21.0	0.17
①S <sub>s</sub> -22	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	348	557	6.14	21.0	0.30
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	233	361	4.60	21.0	0.22
	側壁	6	1000	800	580	D22, D25@150	250	517	4.35	21.0	0.21
①S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	501	616	9.05	21.0	0.43
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	339	387	6.92	21.0	0.33
	側壁	8	1000	800	580	D22, D25@150	372	634	6.67	21.0	0.32
①S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	501	619	9.05	21.0	0.43
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	338	387	6.90	21.0	0.33
	側壁	6	1000	800	580	D22, D25@150	371	637	6.65	21.0	0.32

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

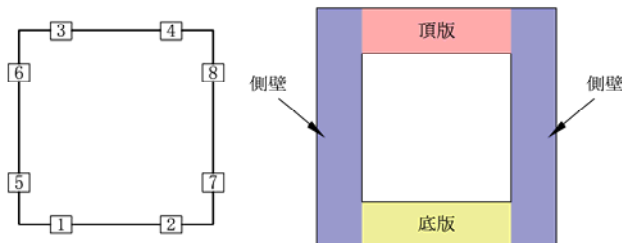


表 10.4-4 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	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	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
			b (mm)	h (mm)	d (mm)						
② S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	503	617	9.09	21.0	0.44
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	340	384	6.94	21.0	0.33
	側壁	8	1000	800	580	D22, D25@150	373	636	6.68	21.0	0.32
③ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	498	615	8.99	21.0	0.43
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	337	387	6.87	21.0	0.33
	側壁	8	1000	800	580	D22, D25@150	369	631	6.62	21.0	0.32
④ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	490	626	8.82	21.0	0.42
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	321	387	6.52	21.0	0.31
	側壁	8	1000	800	580	D22, D25@150	349	598	6.25	21.0	0.30
⑤ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	546	640	9.90	21.0	0.48
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	380	406	7.80	21.0	0.38
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	398	141	7.51	21.0	0.36
⑥ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	543	638	9.84	21.0	0.47
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	378	405	7.75	21.0	0.37
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	396	143	7.47	21.0	0.36
⑤ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	544	640	9.85	21.0	0.47
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	378	405	7.76	21.0	0.37
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	398	146	7.49	21.0	0.36

- 注記 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-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：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す

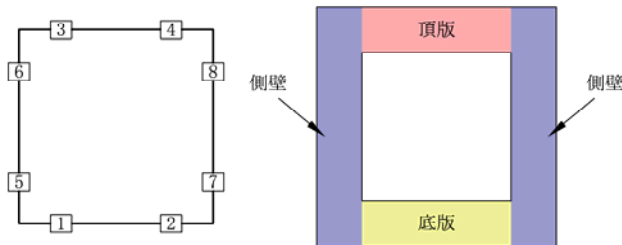


表 10.4-4 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果

①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	408	545	160	309	0.52
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	272	368	136	309	0.44
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	279	127	157	309	0.51
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	409	540	162	309	0.53
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	265	335	139	309	0.45
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	277	115	159	309	0.52
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	407	542	160	309	0.52
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	271	367	137	309	0.45
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	278	125	157	309	0.51
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	405	529	162	309	0.53
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	264	334	139	309	0.45
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	276	112	159	309	0.52
①S <sub>s</sub> -11	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	263	458	84	309	0.28
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	187	351	71	309	0.23
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	230	321	88	309	0.29
①S <sub>s</sub> -12	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	345	531	123	309	0.40
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	240	374	108	309	0.35
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	256	233	122	309	0.40
①S <sub>s</sub> -13	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	342	535	121	309	0.40
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	239	376	107	309	0.35
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	253	240	118	309	0.39
①S <sub>s</sub> -14	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	310	480	110	309	0.36
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	218	340	99	309	0.32
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	244	247	111	309	0.36
①S <sub>s</sub> -21	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	261	437	87	309	0.29
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	176	304	73	309	0.24
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	196	215	87	309	0.29
①S <sub>s</sub> -22	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	348	553	121	309	0.40
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	233	361	106	309	0.35
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	232	186	115	309	0.38
①S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	501	616	207	309	0.67
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	339	384	189	309	0.62
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	347	109	206	309	0.67
①S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	501	619	207	309	0.67
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	338	384	188	309	0.61
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	348	113	205	309	0.67

注記 ①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す

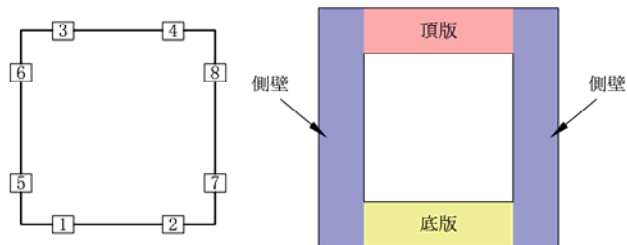
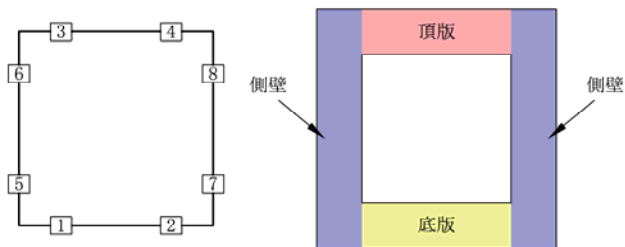


表 10.4-4 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果(2)

検討ケース	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 $\sigma_s$ (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	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
			b (mm)	h (mm)	d (mm)						
② S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	503	617	208	309	0.68
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	340	384	190	309	0.62
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	349	108	207	309	0.67
③ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	498	615	205	309	0.67
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	337	387	187	309	0.61
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	344	110	203	309	0.66
④ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	490	626	198	309	0.64
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	321	385	174	309	0.57
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	319	95	190	309	0.62
⑤ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	546	640	232	309	0.75
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	380	406	218	309	0.71
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	398	135	234	309	0.76
⑥ S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	1	1000	800	580	D22, D25@150	543	638	230	309	0.75
	頂版	4	1000	800	580	D19, D22@150	378	405	217	309	0.71
	側壁	5	1000	800	580	D22, D25@150	395	137	232	309	0.75
⑤ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	底版	2	1000	800	580	D22, D25@150	544	640	230	309	0.75
	頂版	3	1000	800	580	D19, D22@150	378	405	217	309	0.71
	側壁	7	1000	800	580	D22, D25@150	397	140	232	309	0.75

- 注記 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す



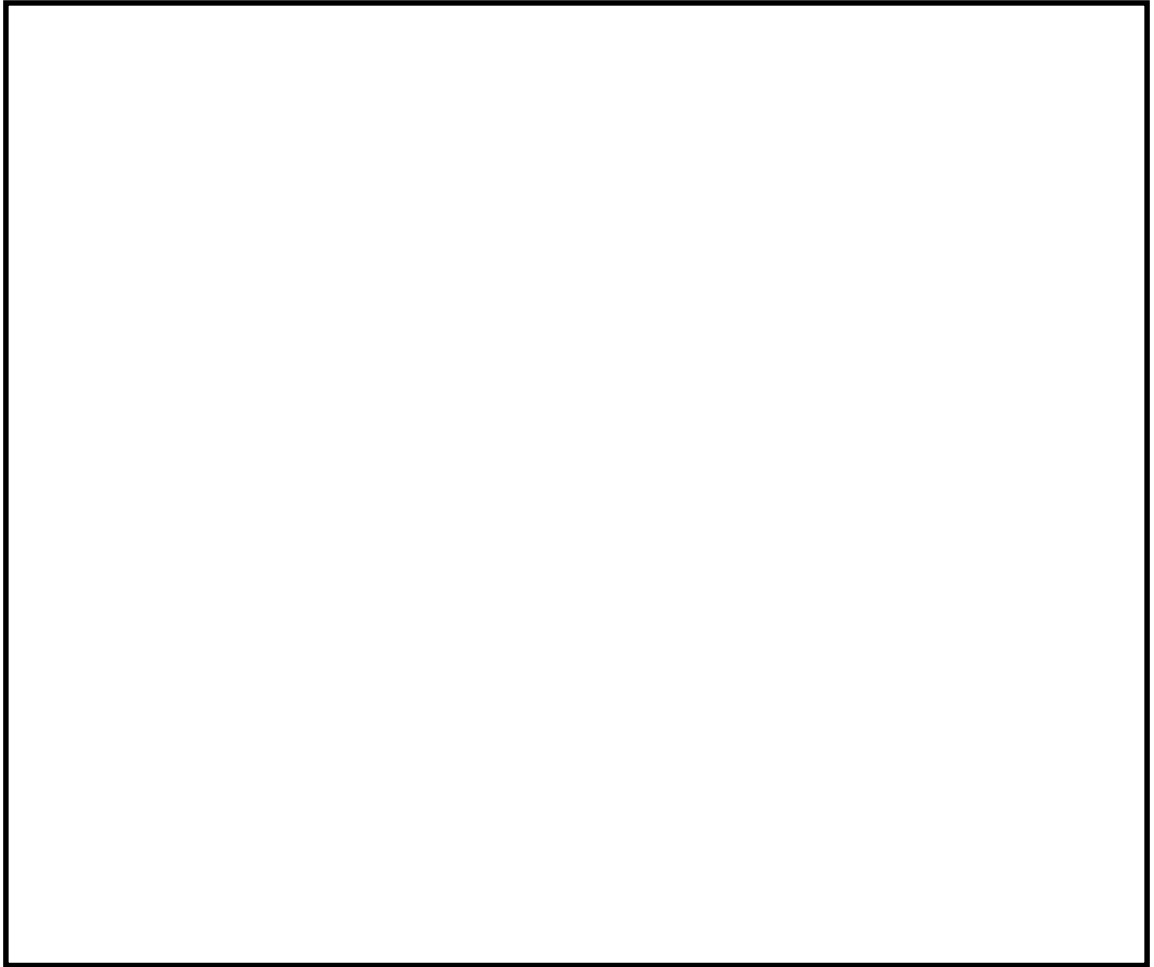
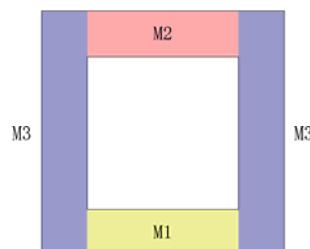


図 10.4-8 概略配筋図

表 10.4-5 断面諸元一覧表（曲げ軸力に対する評価）

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
底版	M1	1.000	0.700	0.120	0.580	SD390	22	1	150	25.807
頂版	M2	1.000	0.700	0.120	0.580	SD390	19	1	150	19.100
側壁	M3	1.000	0.700	0.120	0.580	SD390	22	1	150	25.807



(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 10.4-6 にせん断力に対する照査結果を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバー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せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ( $V_{c.a}$ ) 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。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、常設低圧代替注水系配管カルバートの構造部材の応答値が許容限界以下であることを確認した。

図 10.4-9 に概略配筋図を、表 10.4-7 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。



表 10.4-6 (1) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに 対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b(mm)	h(mm)	d(mm)							
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	408	0.809	0.825	0.98	895	0.46
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	384	0.762	0.825	0.93	895	0.43
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	470	—	0.825	—	895	0.53
①S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	419	—	0.825	—	895	0.47
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	391	0.776	0.825	0.94	895	0.44
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	466	—	0.825	—	895	0.52
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	440	—	0.825	—	895	0.50
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	385	0.764	0.825	0.93	895	0.43
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	458	—	0.825	—	895	0.52
①S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	443	—	0.825	—	895	0.50
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	391	0.776	0.825	0.94	895	0.44
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	467	—	0.825	—	895	0.53
①S <sub>s</sub> -11	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	298	0.591	0.825	0.72	895	0.34
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	258	0.512	0.825	0.62	895	0.29
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	378	0.750	0.825	0.91	895	0.43
①S <sub>s</sub> -12	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	323	0.641	0.825	0.78	895	0.36
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	301	0.597	0.825	0.73	895	0.34
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	454	—	0.825	—	895	0.51
①S <sub>s</sub> -13	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	320	0.635	0.825	0.77	895	0.36
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	298	0.591	0.825	0.72	895	0.34
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	452	—	0.825	—	895	0.51
①S <sub>s</sub> -14	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	316	0.627	0.825	0.76	895	0.36
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	286	0.567	0.825	0.69	895	0.32
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	421	—	0.825	—	895	0.47
①S <sub>s</sub> -21	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	321	0.637	0.825	0.78	895	0.36
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	290	0.575	0.825	0.70	895	0.33
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	360	0.714	0.825	0.87	895	0.41
①S <sub>s</sub> -22	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	334	0.663	0.825	0.81	895	0.38
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	300	0.595	0.825	0.73	895	0.34
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	427	—	0.825	—	895	0.48
①S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	底版	2	1000	700	580	D16@300×150	551	—	0.825	—	895	0.62
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	452	—	0.825	—	895	0.51
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	430	—	0.825	—	895	0.48
①S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	388	0.770	0.825	0.94	895	0.44
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	355	0.704	0.825	0.86	895	0.40
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	550	—	0.825	—	895	0.62

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

評価位置は下図に示す

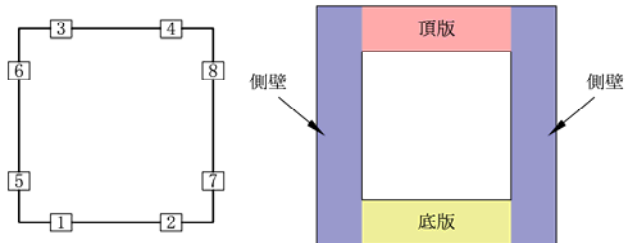
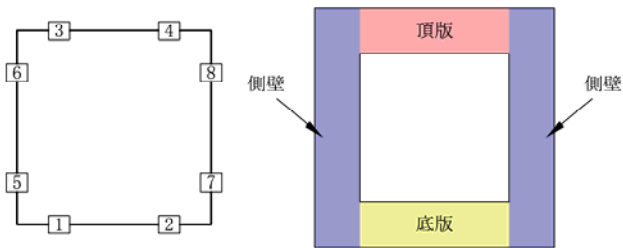


表 10.4-6 (2) せん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに 対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b(mm)	h(mm)	d(mm)							
② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	底版	2	1000	700	580	D16@300×150	554	—	0.825	—	895	0.62
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	452	—	0.825	—	895	0.51
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	431	—	0.825	—	895	0.49
③ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	底版	2	1000	700	580	D16@300×150	547	—	0.825	—	895	0.62
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	450	—	0.825	—	895	0.51
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	430	—	0.825	—	895	0.48
④ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	底版	2	1000	700	580	D16@300×150	544	—	0.825	—	895	0.61
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	431	—	0.825	—	895	0.49
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	420	—	0.825	—	895	0.47
⑤ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	底版	2	1000	700	580	D16@300×150	594	—	0.825	—	895	0.67
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	495	—	0.825	—	895	0.56
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	475	—	0.825	—	895	0.53
⑥ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	底版	2	1000	700	580	D16@300×150	589	—	0.825	—	895	0.66
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	492	—	0.825	—	895	0.55
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	472	—	0.825	—	895	0.53
⑤ S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	底版	1	1000	700	580	D16@300×150	432	—	0.825	—	895	0.49
	頂版	4	1000	700	580	D16@300×150	403	0.799	0.825	0.97	895	0.45
	側壁	7	1000	700	580	D16@300×150	602	—	0.825	—	895	0.68

- 注記 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-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：地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す



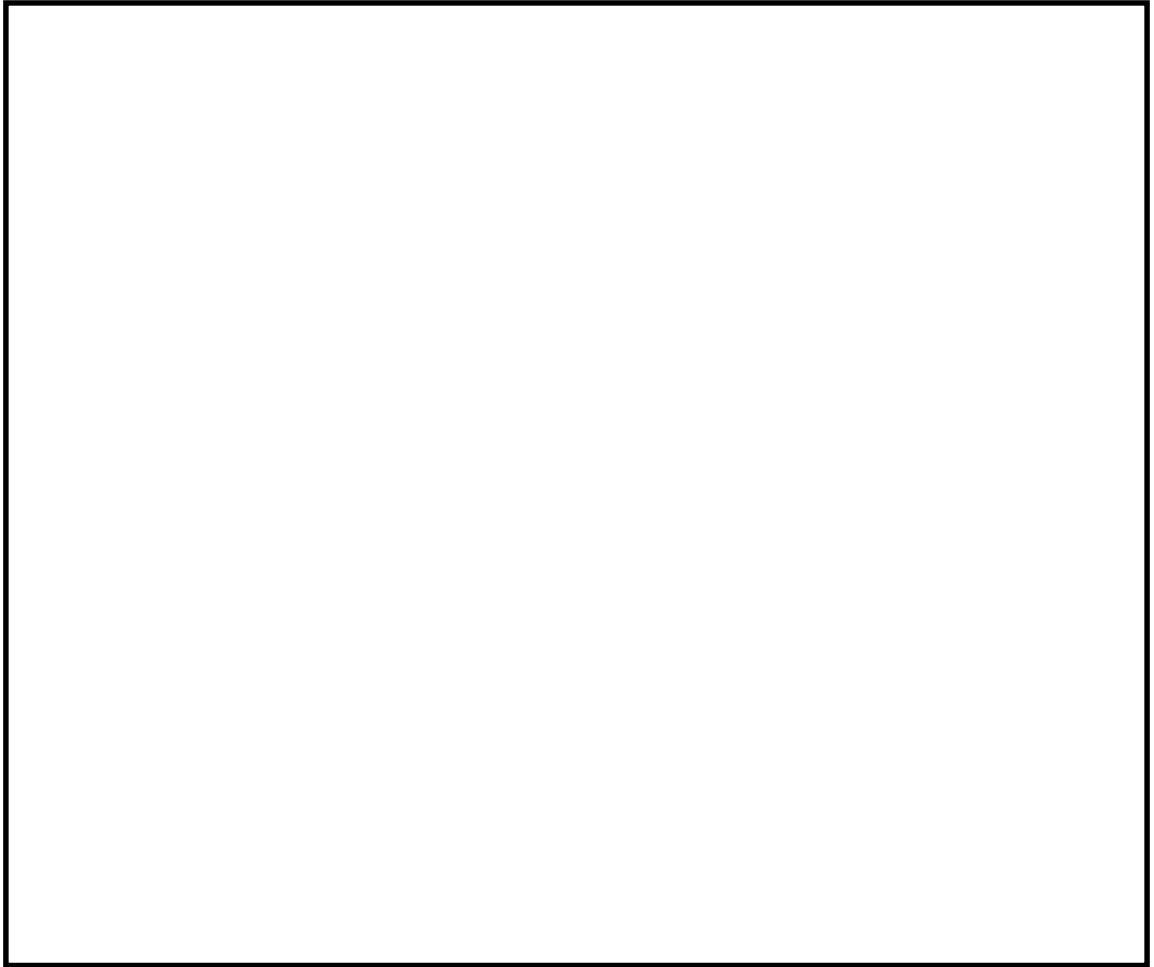
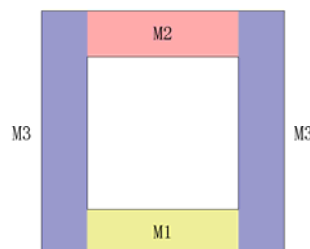


図 10.4-9 概略配筋図

表 10.4-7 断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
底版	M1	1.000	0.700	0.120	0.580	SD390	16	300	150	6.620
頂版	M2	1.000	0.700	0.120	0.580	SD390	16	300	150	6.620
側壁	M3	1.000	0.700	0.120	0.580	SD390	16	300	150	6.620



### 10.4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

#### (1) 人工岩盤の支持性能に対する評価結果

表 10.4-8 に人工岩盤の支持性能評価結果を、図 10.4-10 に接地圧分布図を示す。

常設低圧代替注水系配管カルバートの最大接地圧は⑤  $S_s - 3 1 [H+, V+]$  で  $935 \text{ kN/m}^2$  であり、人工岩盤の極限支持力度（人工岩盤の支圧強度） $25632 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから、常設低圧代替注水系配管カルバートの人工岩盤は、基準地震動  $S_s$  に対し、支持性能を有する。

表 10.4-8 人工岩盤の支持性能照査結果

検討ケース		最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
①	$S_s - D 1$ $H+, V+$	779	25632
	$S_s - D 1$ $H+, V-$	821	25632
	$S_s - D 1$ $H-, V+$	779	25632
	$S_s - D 1$ $H-, V-$	821	25632
	$S_s - 1 1$	515	25632
	$S_s - 1 2$	674	25632
	$S_s - 1 3$	682	25632
	$S_s - 1 4$	600	25632
	$S_s - 2 1$	551	25632
	$S_s - 2 2$	699	25632
	$S_s - 3 1$ $H+, V+$	913	25632
	$S_s - 3 1$ $H-, V+$	913	25632
	②	$S_s - 3 1$ $H+, V+$	916
③	$S_s - 3 1$ $H+, V+$	910	25632
④	$S_s - 3 1$ $H+, V+$	924	25632
⑤	$S_s - 3 1$ $H+, V+$	935	25632
⑥	$S_s - 3 1$ $H+, V+$	929	25632
⑤	$S_s - 3 1$ $H-, V+$	931	25632

- 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：地盤物性のはらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮（ $-1\sigma$ ）した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

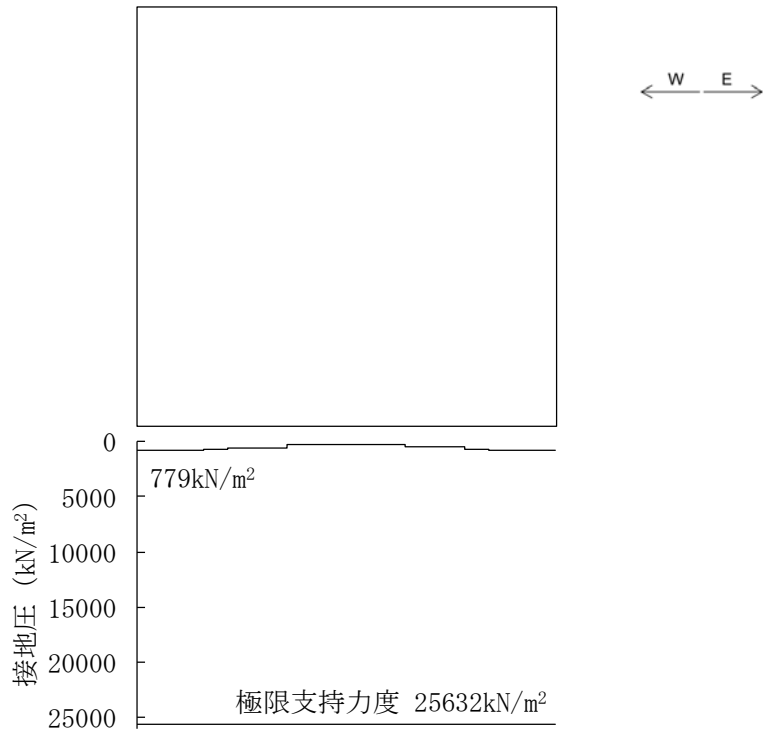


図 10.4-10 (1) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

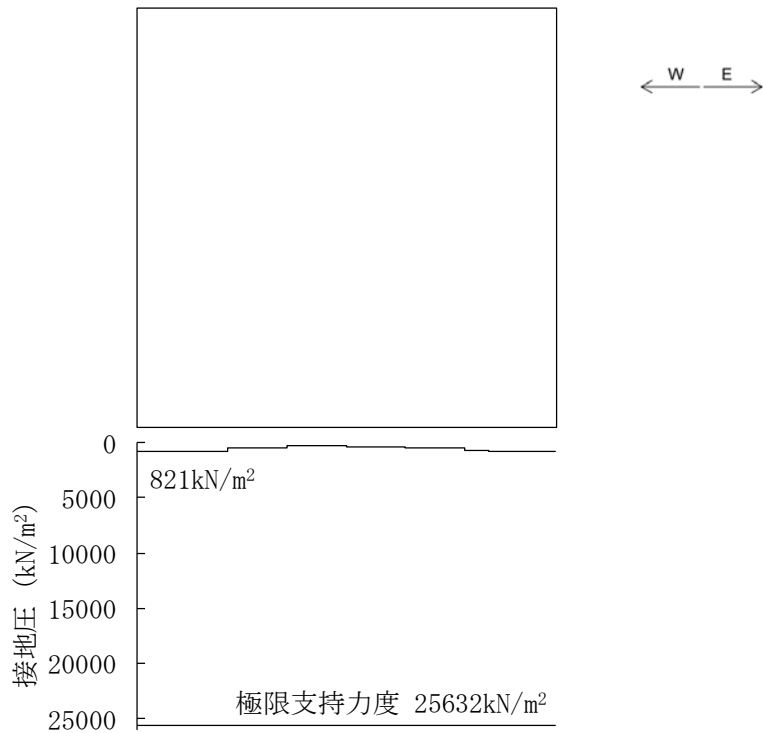


図 10.4-10 (2) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

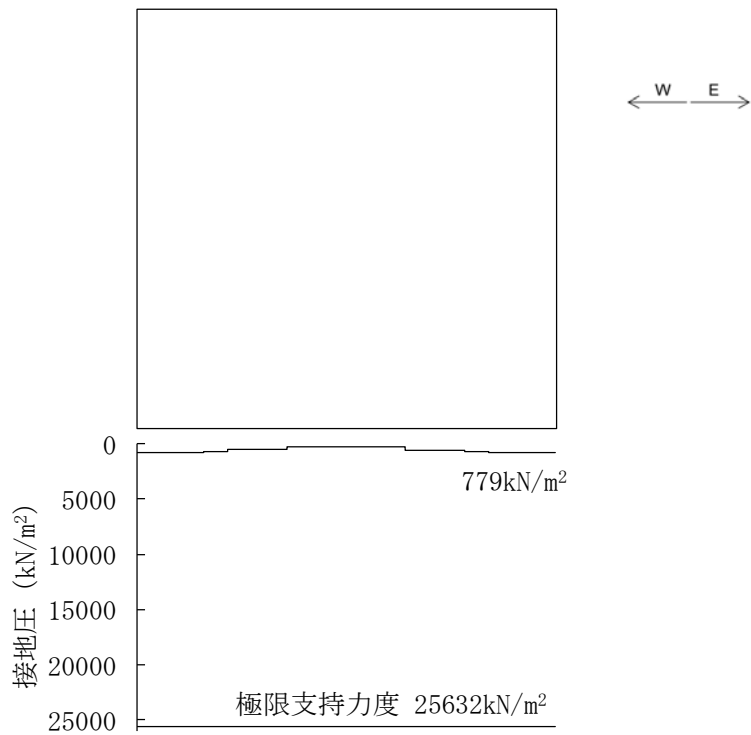


図 10.4-10 (3) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

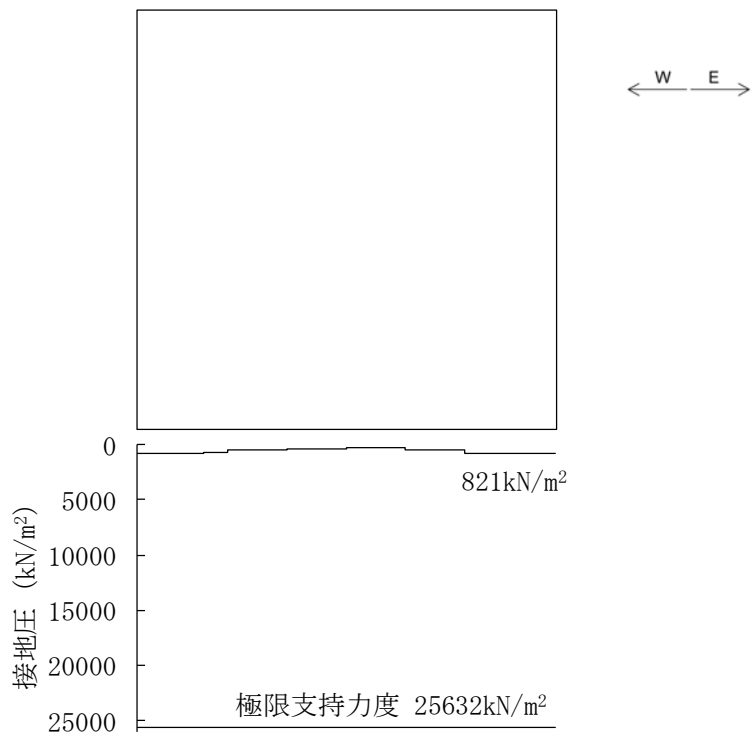


図 10.4-10 (4) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - D 1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

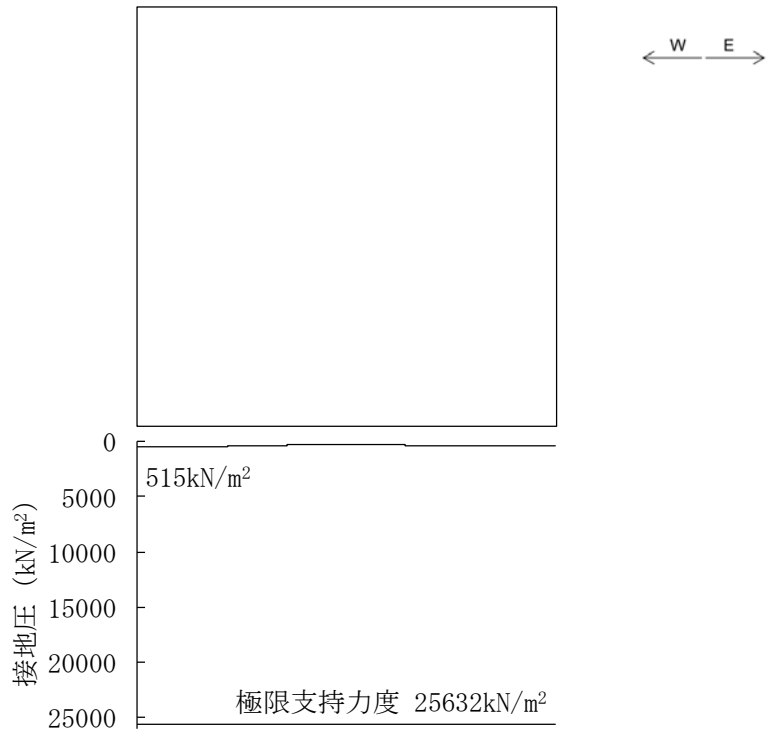


図 10.4-10 (5) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

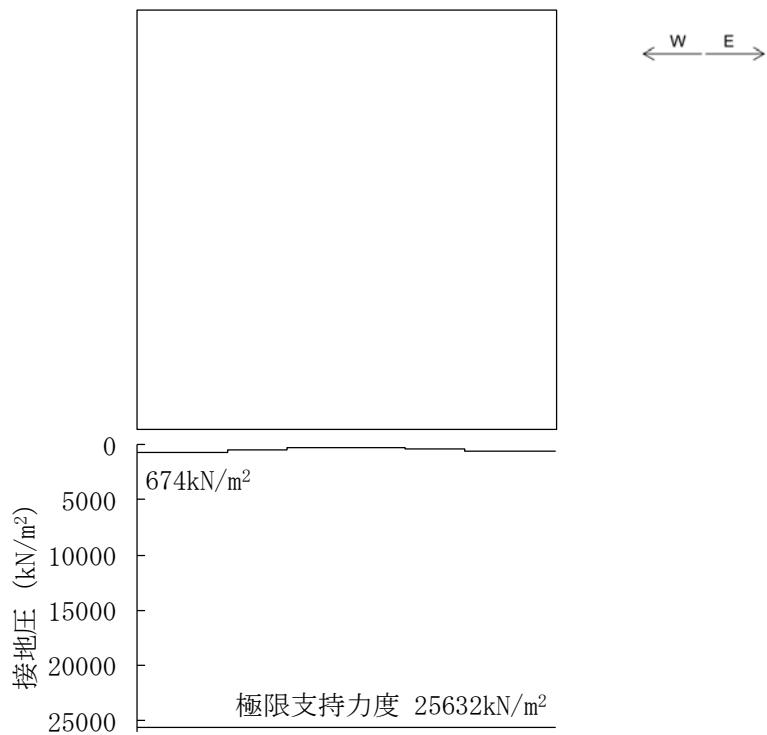


図 10.4-10 (6) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

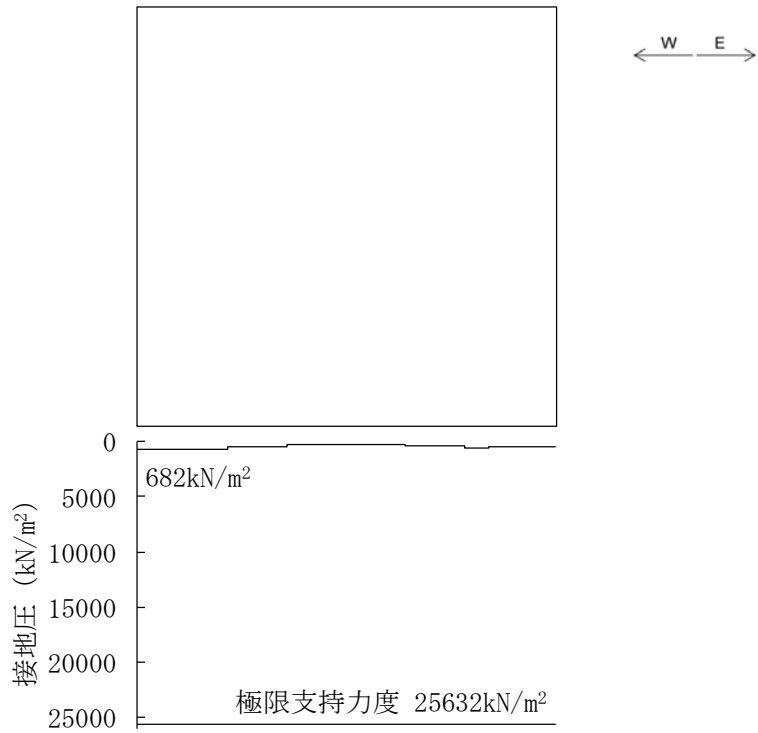


図 10.4-10 (7) 東西断面方向の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-13)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

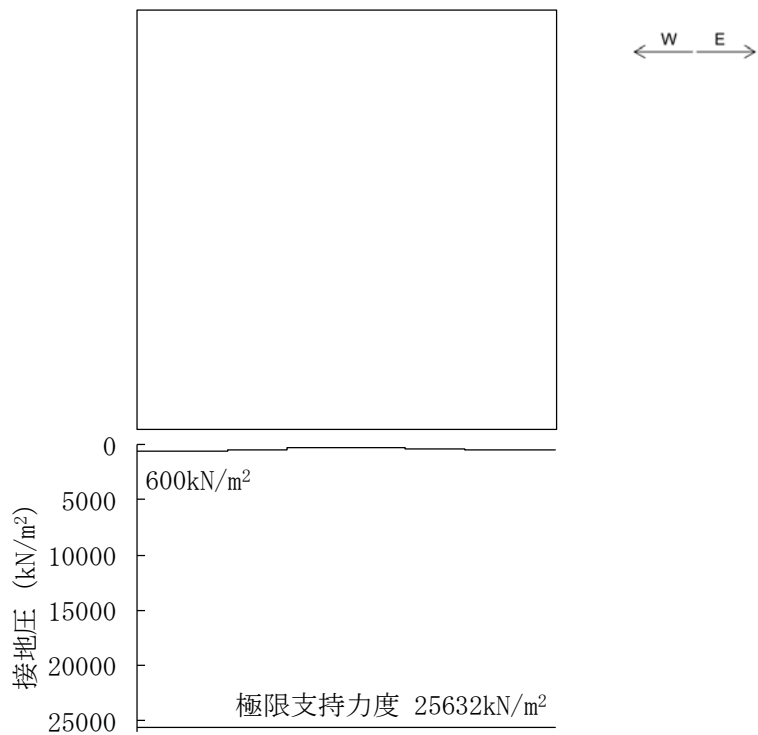


図 10.4-10 (8) 東西断面方向の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-14)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

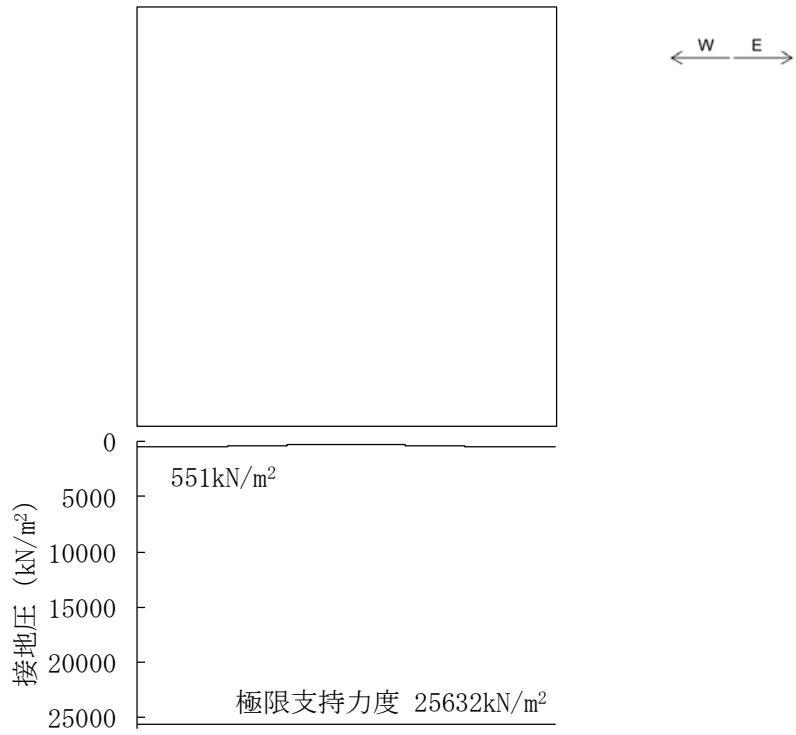


図 10.4-10 (9) 東西断面方向の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 1)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

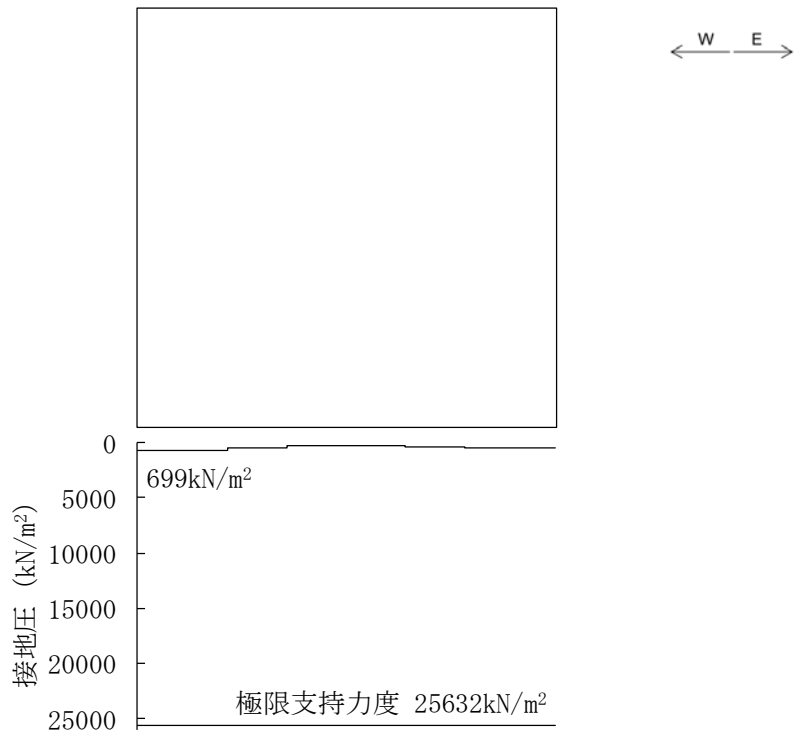


図 10.4-10 (10) 東西断面方向の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-2 2)  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

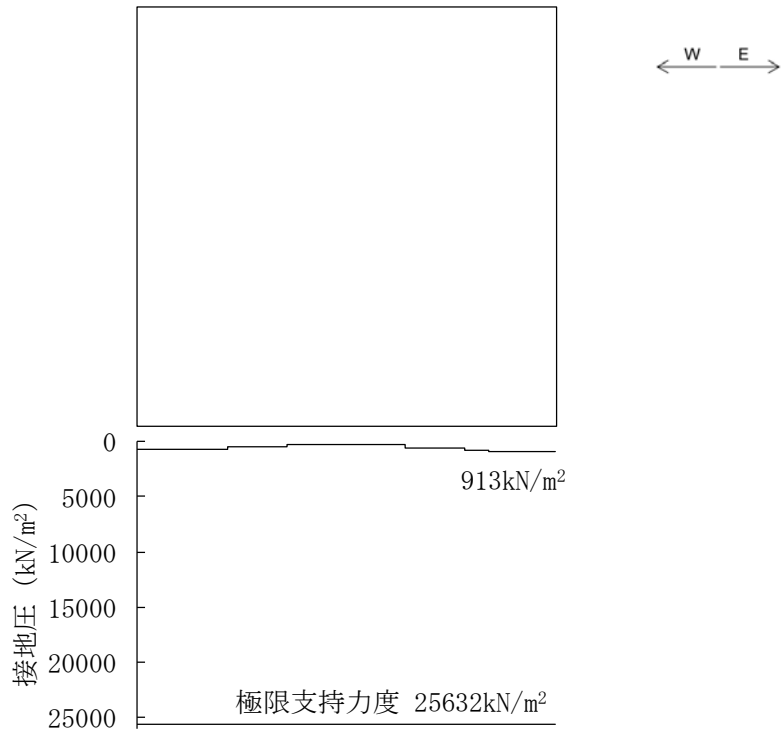


図 10.4-10 (11) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31$  [H+, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

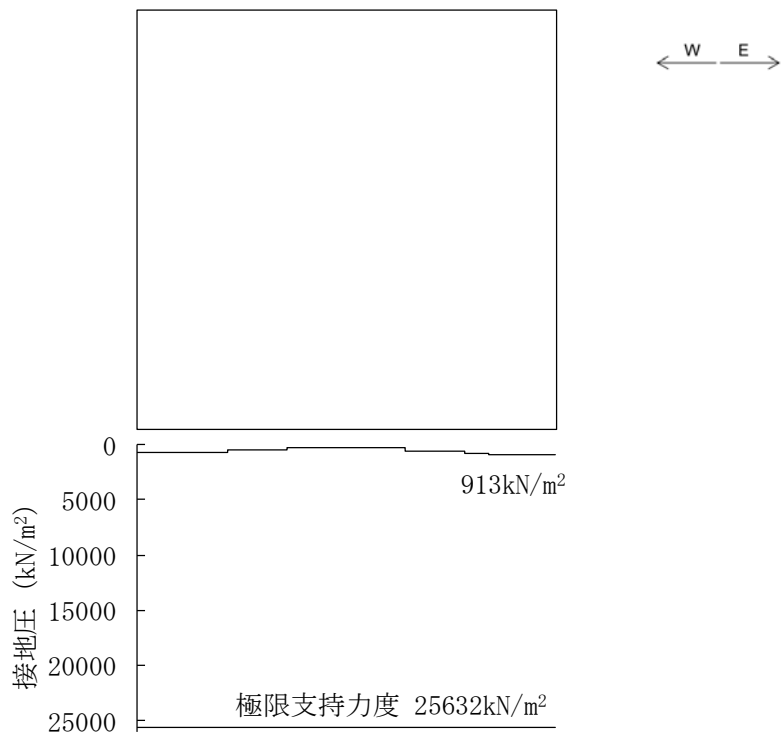


図 10.4-10 (12) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

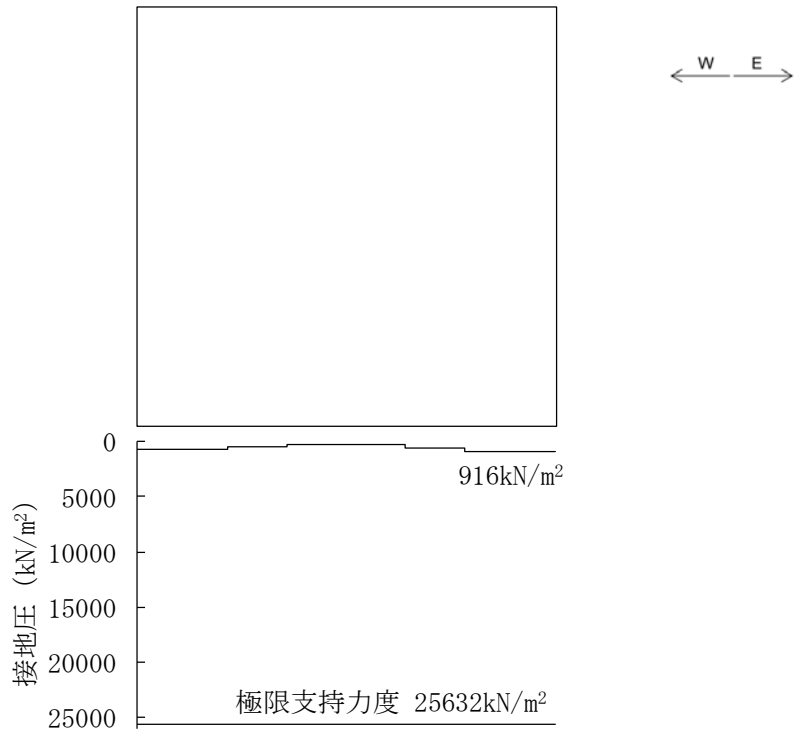


図 10.4-10 (13) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

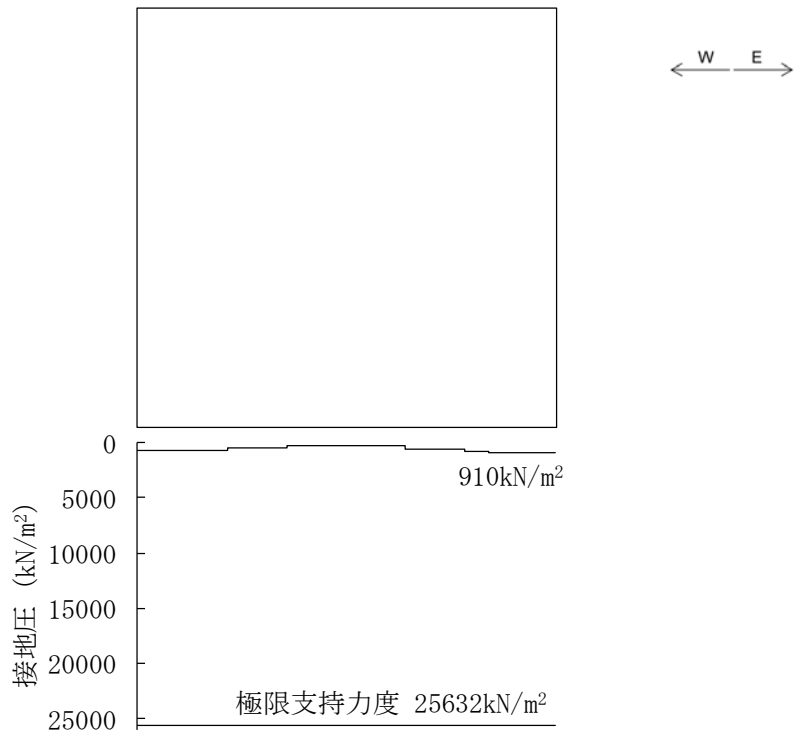


図 10.4-10 (14) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

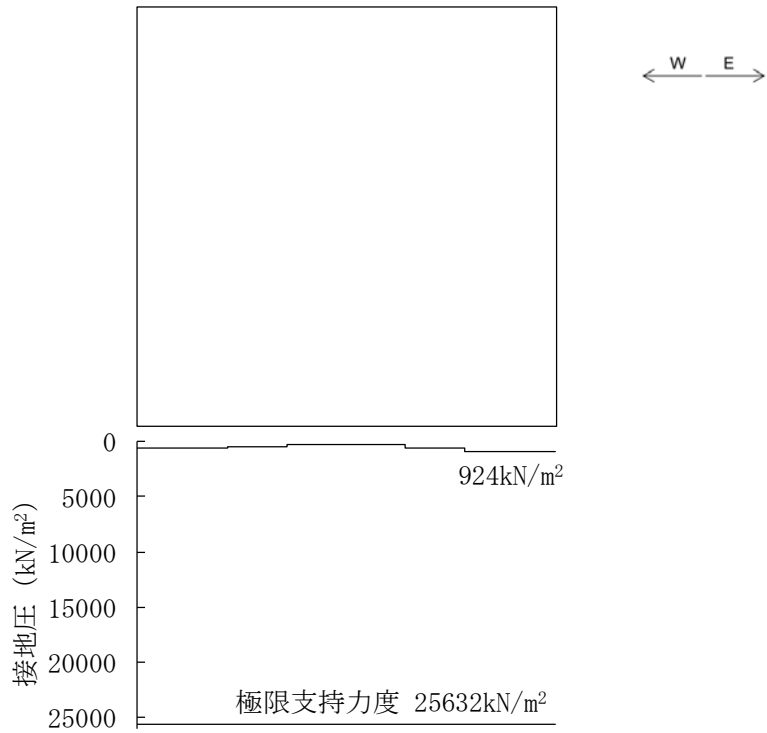


図 10.4-10 (15) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

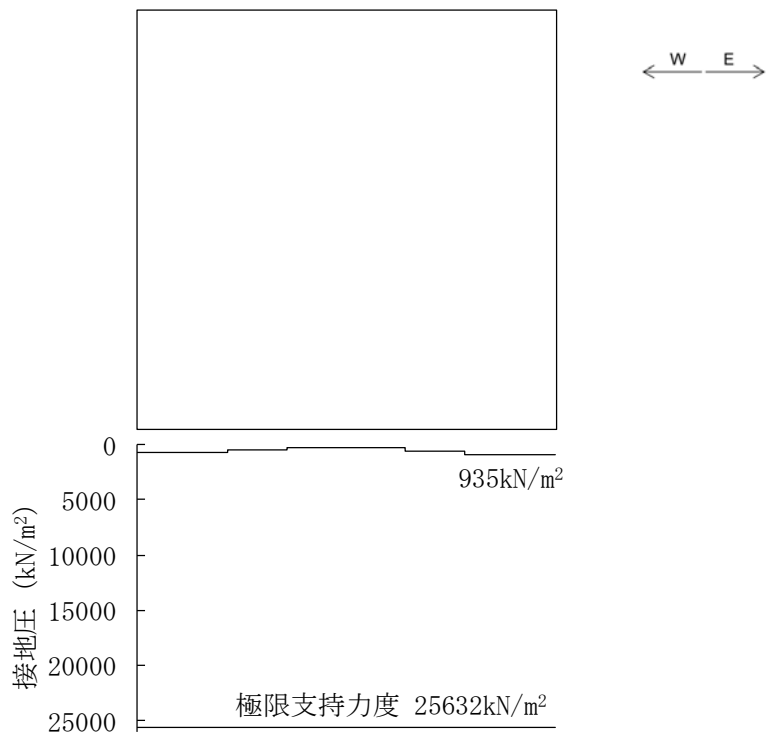


図 10.4-10 (16) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

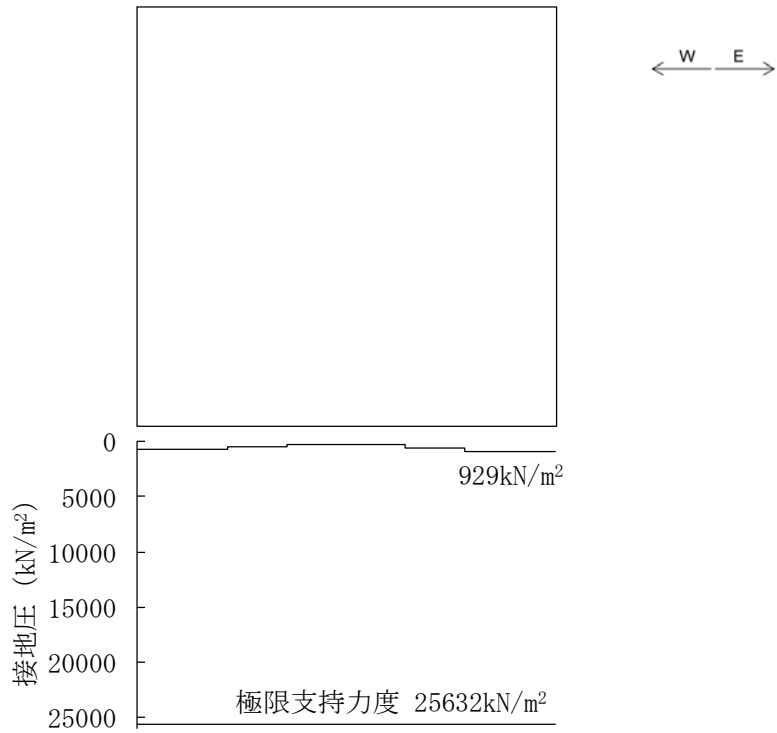


図 10.4-10 (17) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

常設低圧代替注水系配管カルバート構造部材モデル

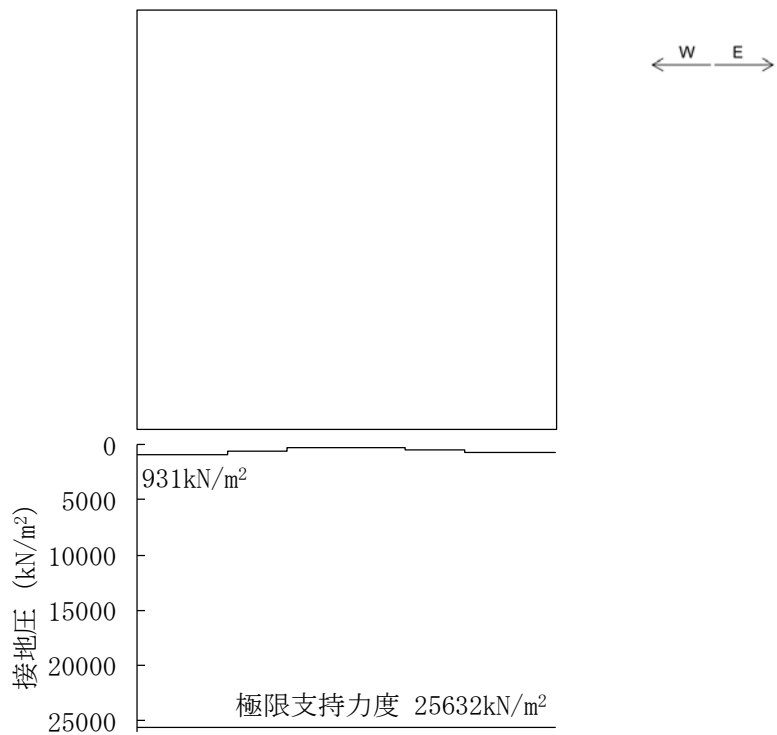


図 10.4-10 (18) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H-, V+]$ )  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 10.4-9 に基礎地盤の支持性能評価結果を，図 10.4-10 に接地圧分布図を示す。

人工岩盤の最大接地圧は④  $S_s - 3 1$  [H+, V+] で  $1925 \text{ kN/m}^2$  であり，基礎地盤の極限支持力度  $4465 \text{ kN/m}^2$  以下である。

以上のことから，常設低圧代替注水系配管カルバートの基礎地盤は，基準地震動  $S_s$  に対し，支持性能を有する。

表 10.4-9 基礎地盤の支持性能照査結果

検討ケース		最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )	
①	$S_s - D 1$   H+, V+	1395	4465	
	$S_s - D 1$   H+, V-	1418	4465	
	$S_s - D 1$   H-, V+	1430	4465	
	$S_s - D 1$   H-, V-	1427	4465	
	$S_s - 1 1$		733	4465
	$S_s - 1 2$		976	4465
	$S_s - 1 3$		974	4465
	$S_s - 1 4$		795	4465
	$S_s - 2 1$		879	4465
	$S_s - 2 2$		1215	4465
	$S_s - 3 1$   H+, V+	1556	4465	
	$S_s - 3 1$   H-, V+	1584	4465	
	②	$S_s - 3 1$   H+, V+	1554	4465
	③	$S_s - 3 1$   H+, V+	1559	4465
④	$S_s - 3 1$   H+, V+	1925	4465	
⑤	$S_s - 3 1$   H+, V+	1404	4465	
⑥	$S_s - 3 1$   H+, V+	1390	4465	
⑤	$S_s - 3 1$   H-, V+	1419	4465	

- 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：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

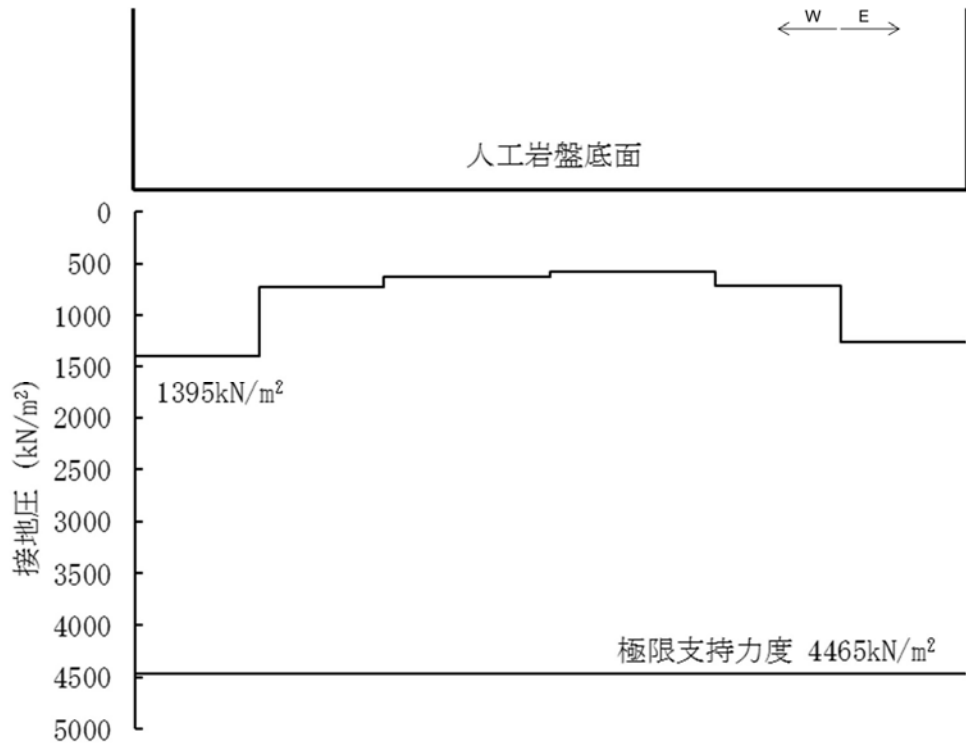


図 10.4-11 (1) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

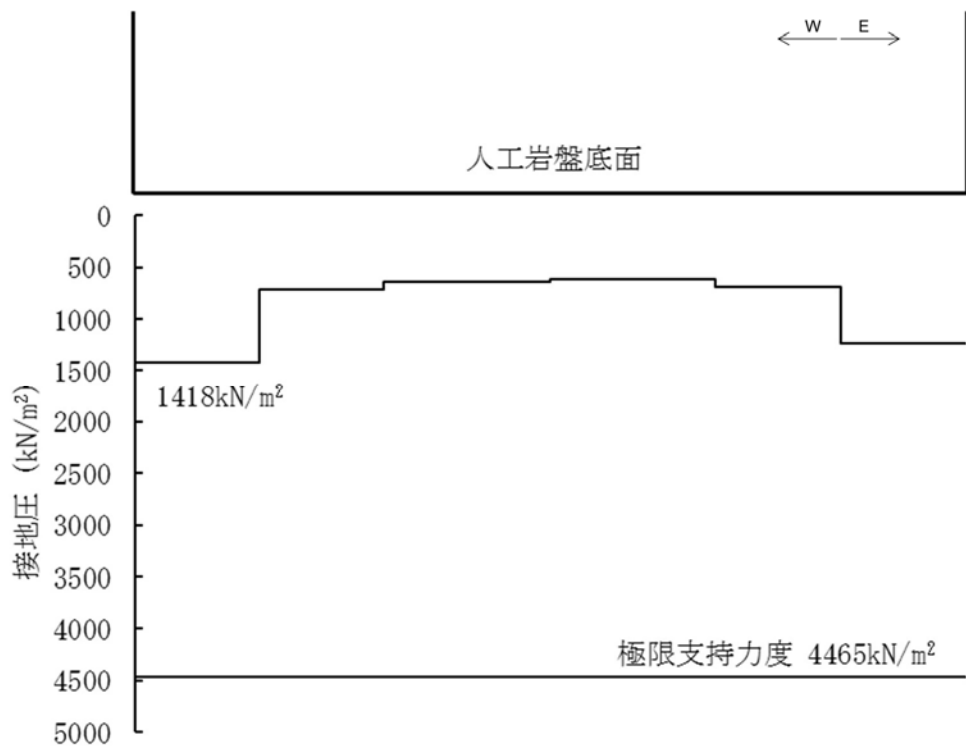


図 10.4-10 (2) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

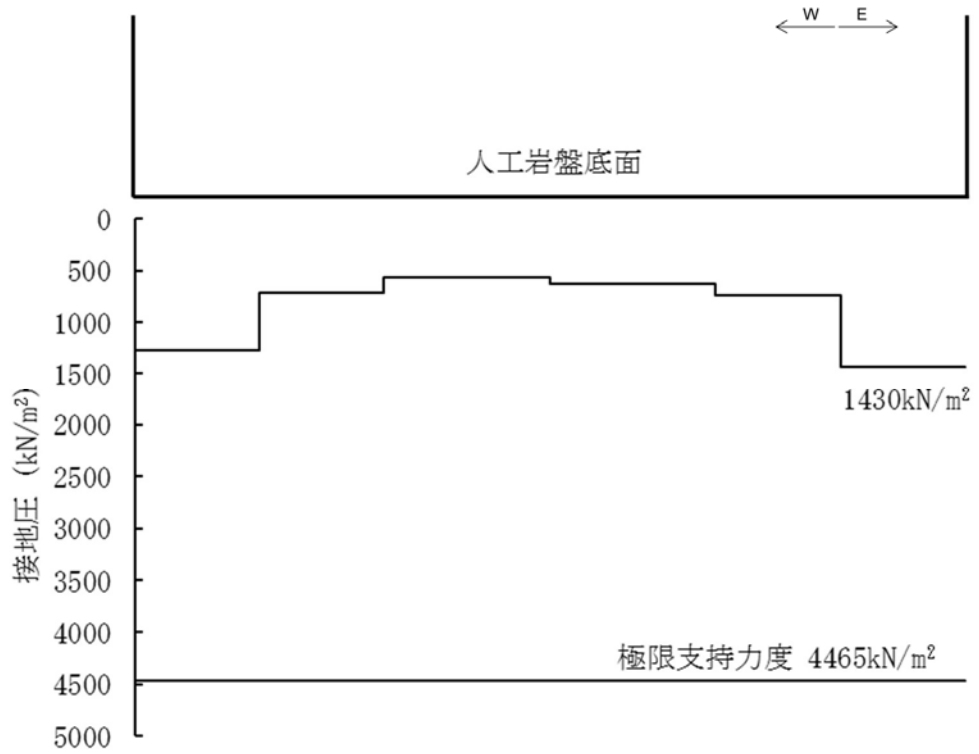


図 10.4-10 (3) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

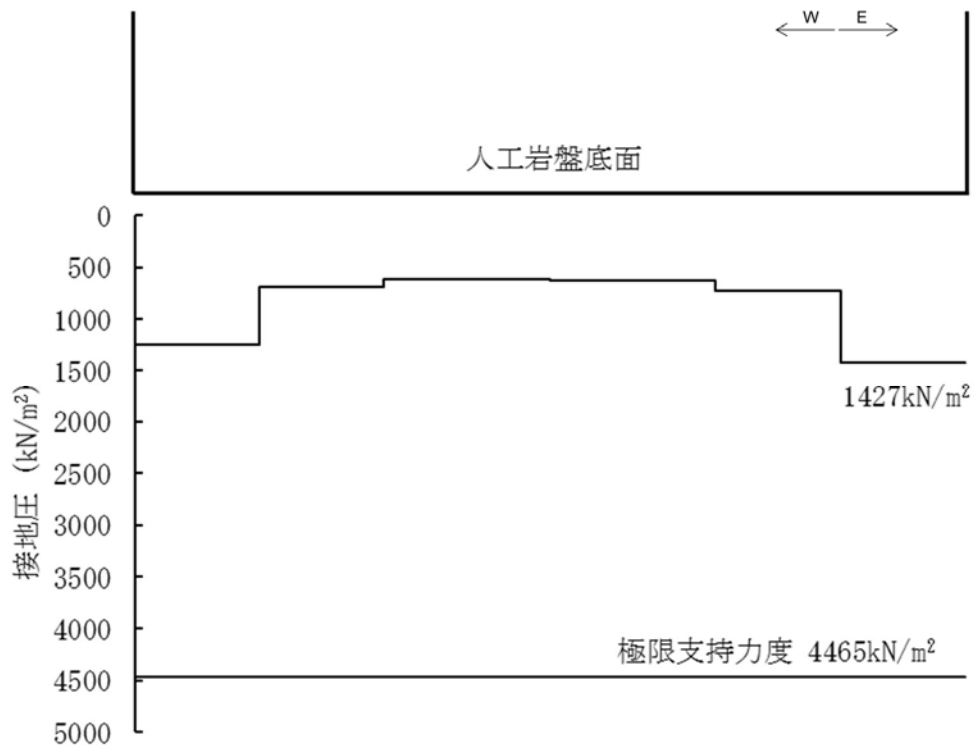


図 10.4-10 (4) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



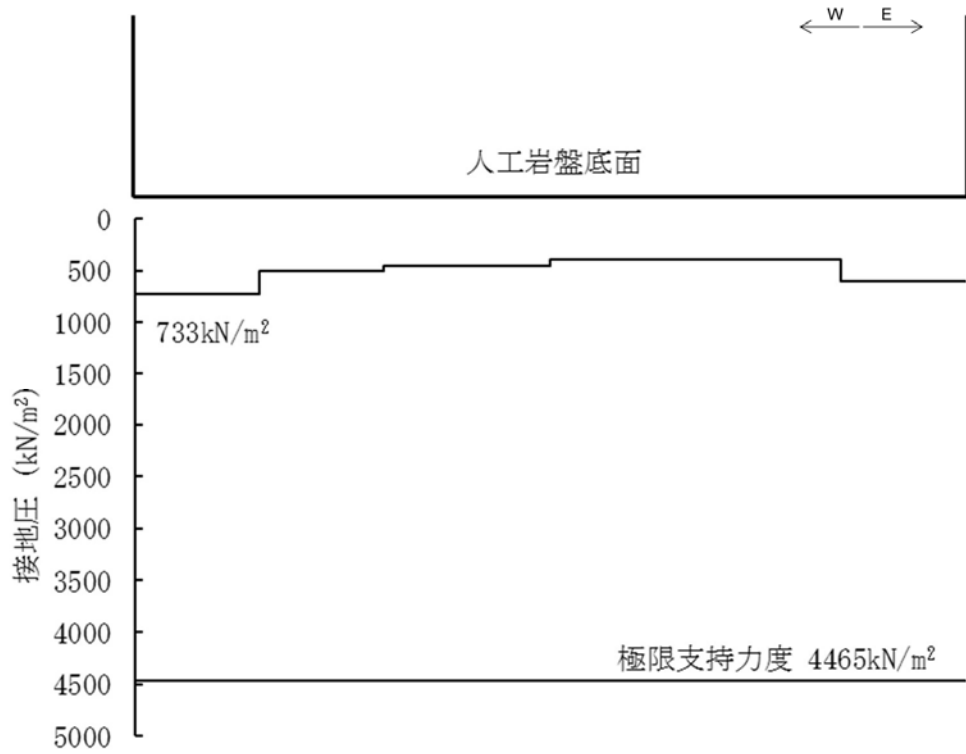


図 10.4-10 (5) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-11$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

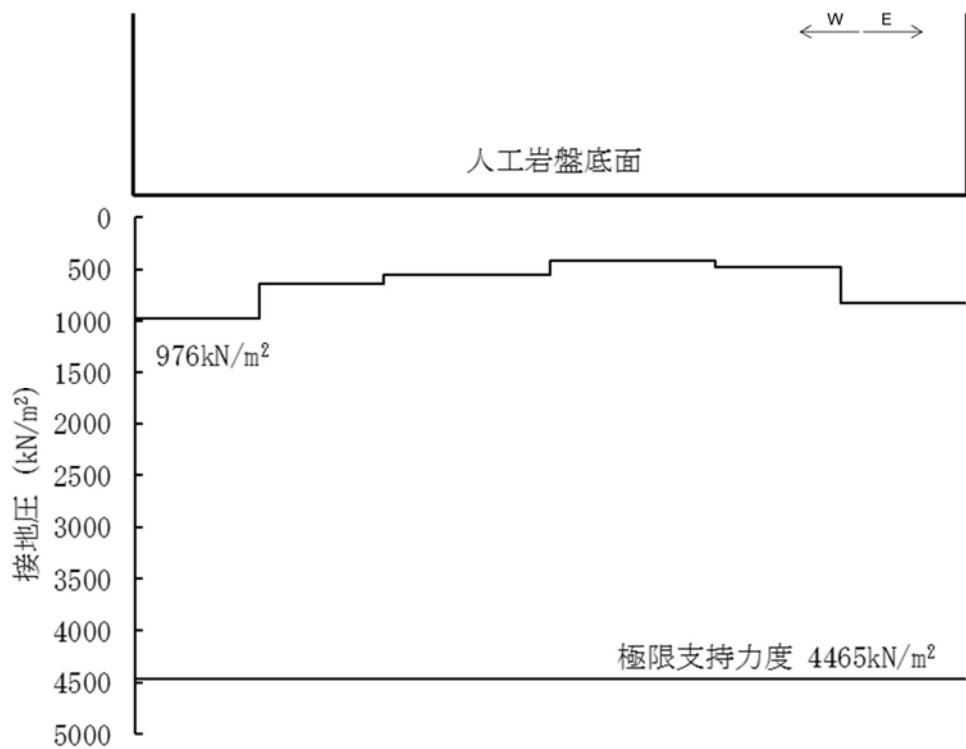


図 10.4-10 (6) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-12$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

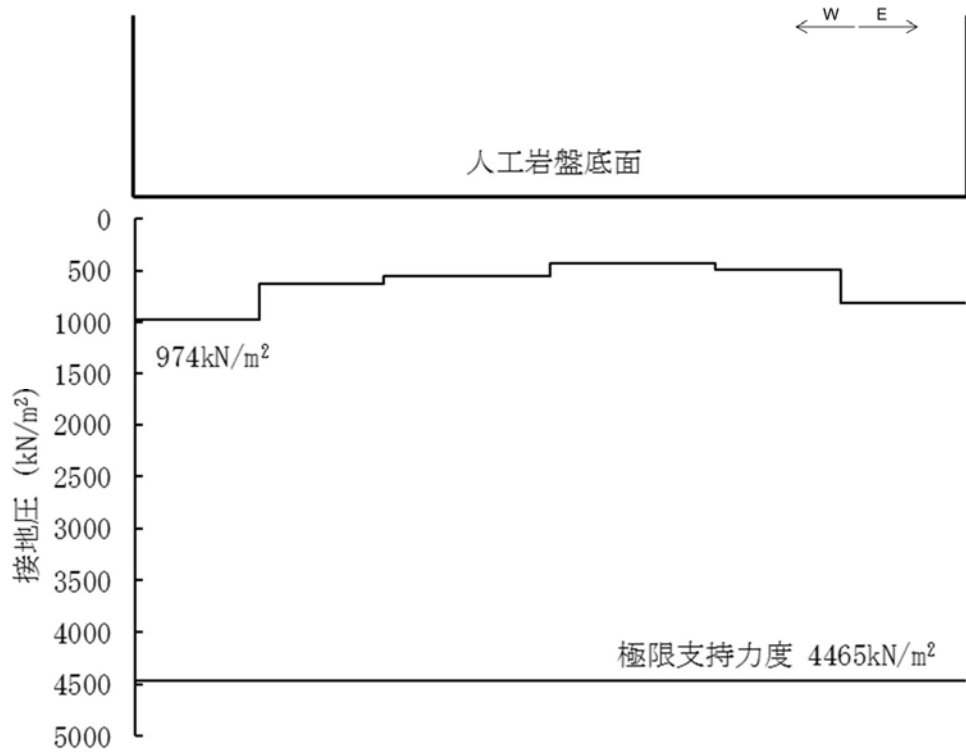


図 10.4-10 (7) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-13$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

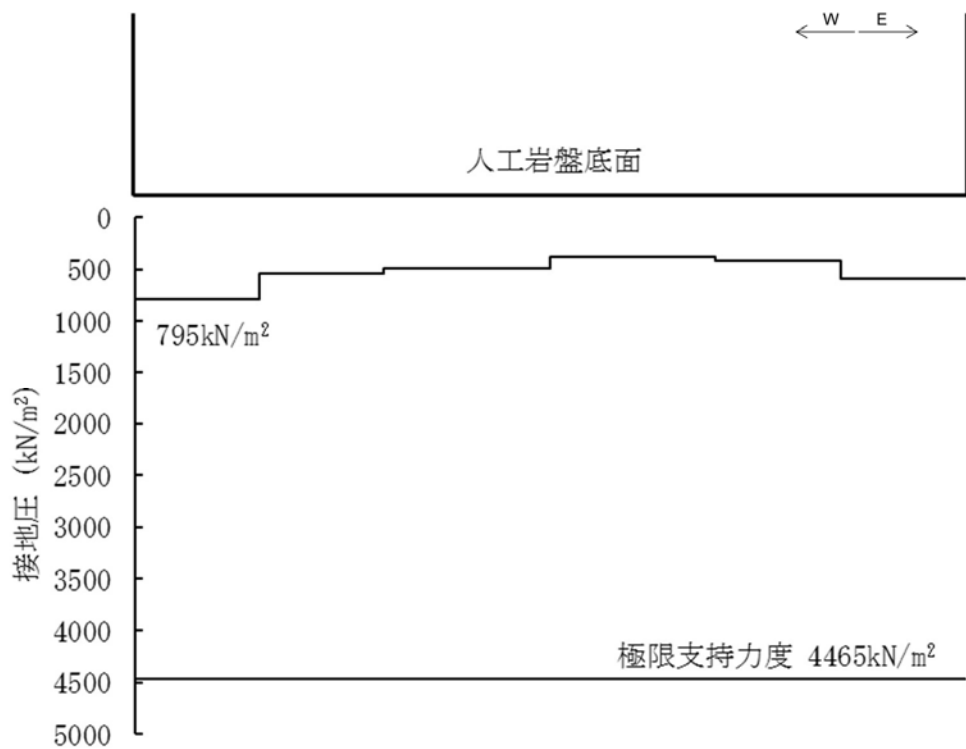


図 10.4-10 (8) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-14$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

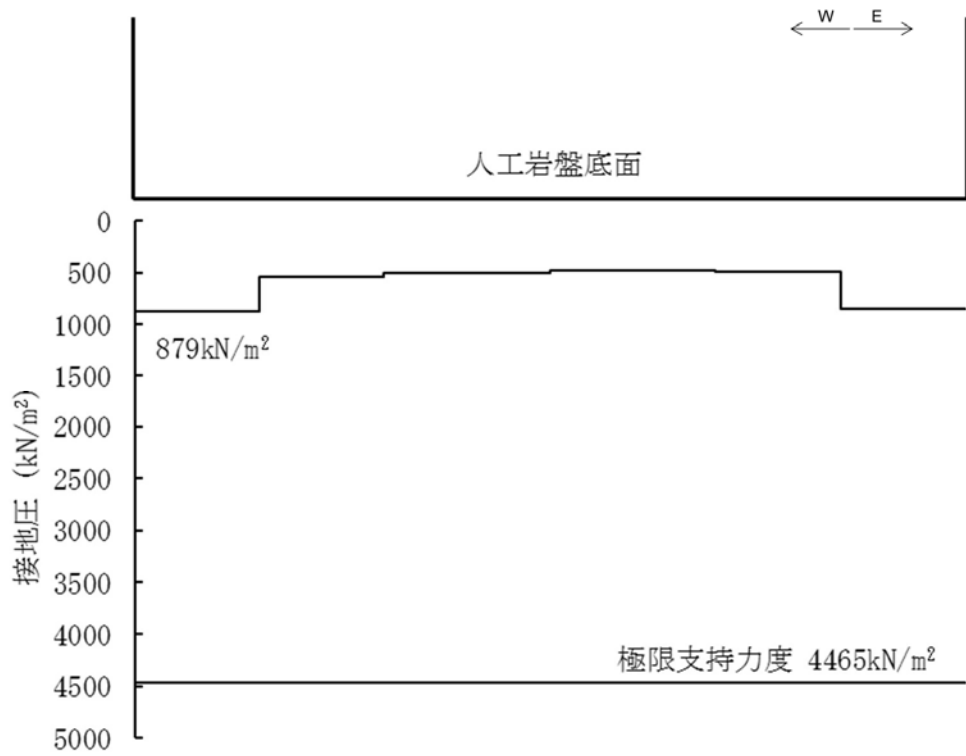


図 10.4-10 (9) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-21$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

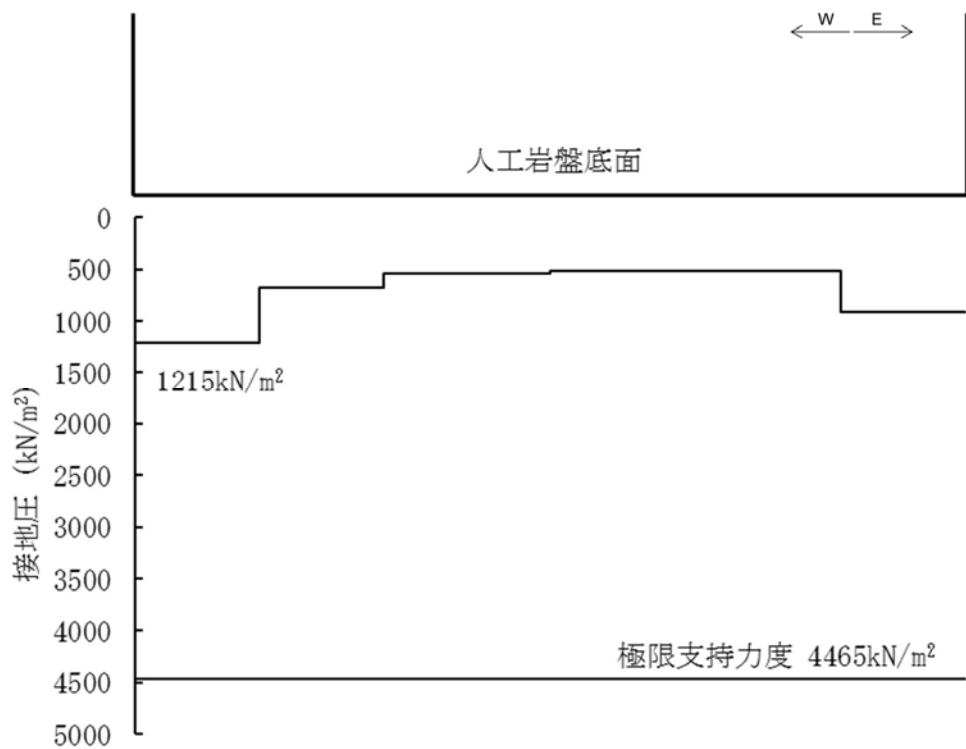


図 10.4-10 (10) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-22$ )  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

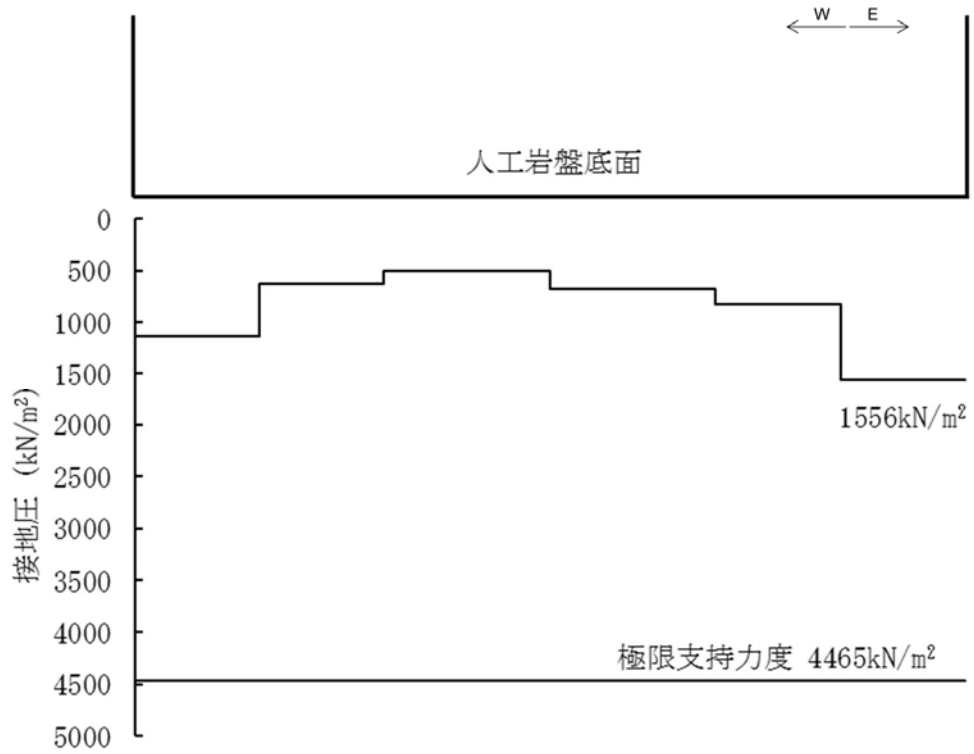


図 10.4-10 (11) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

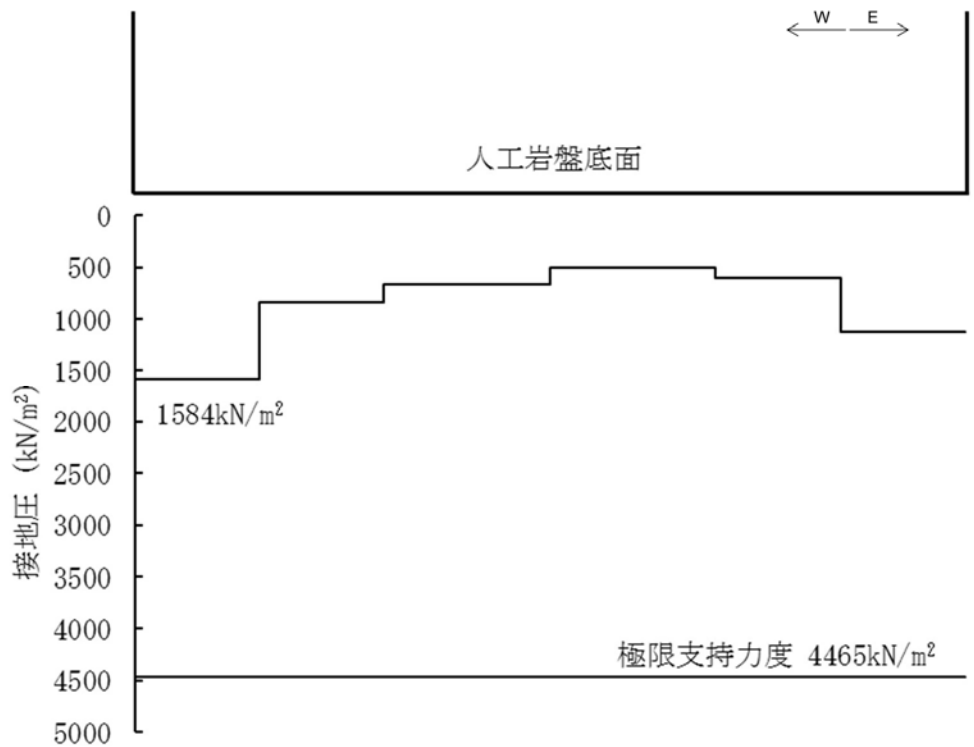


図 10.4-10 (12) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

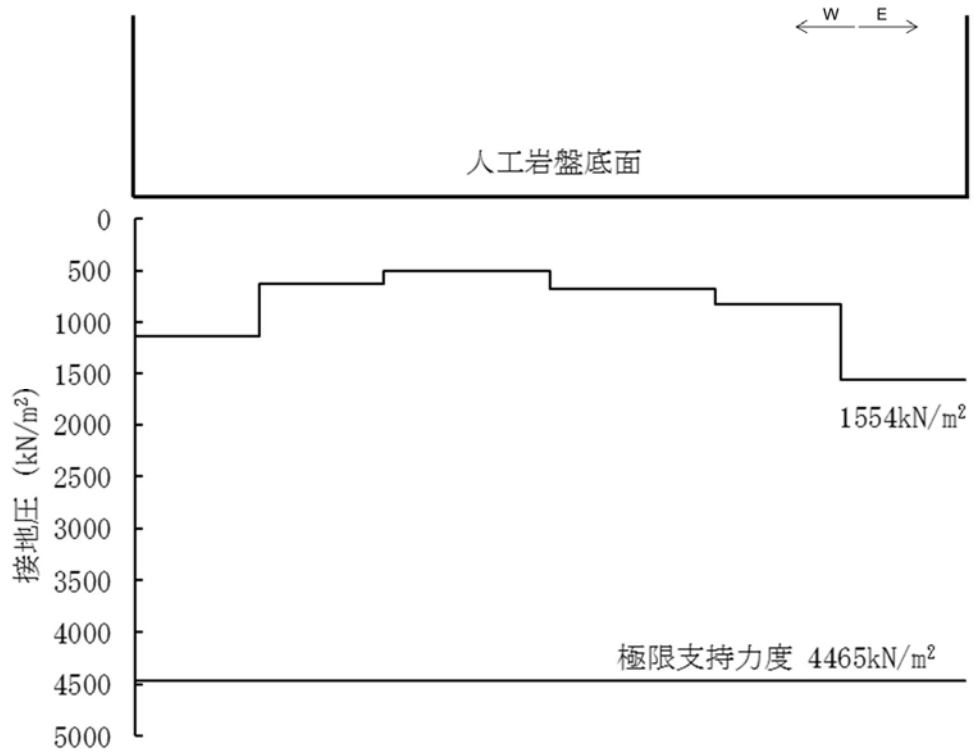


図 10.4-10 (13) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

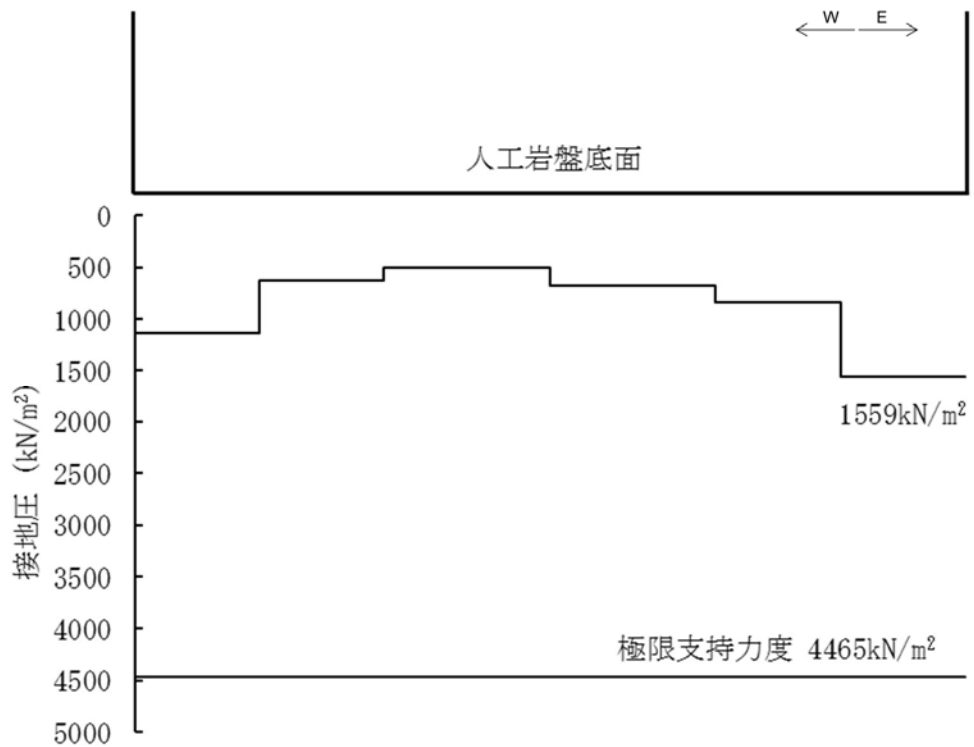


図 10.4-10 (14) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

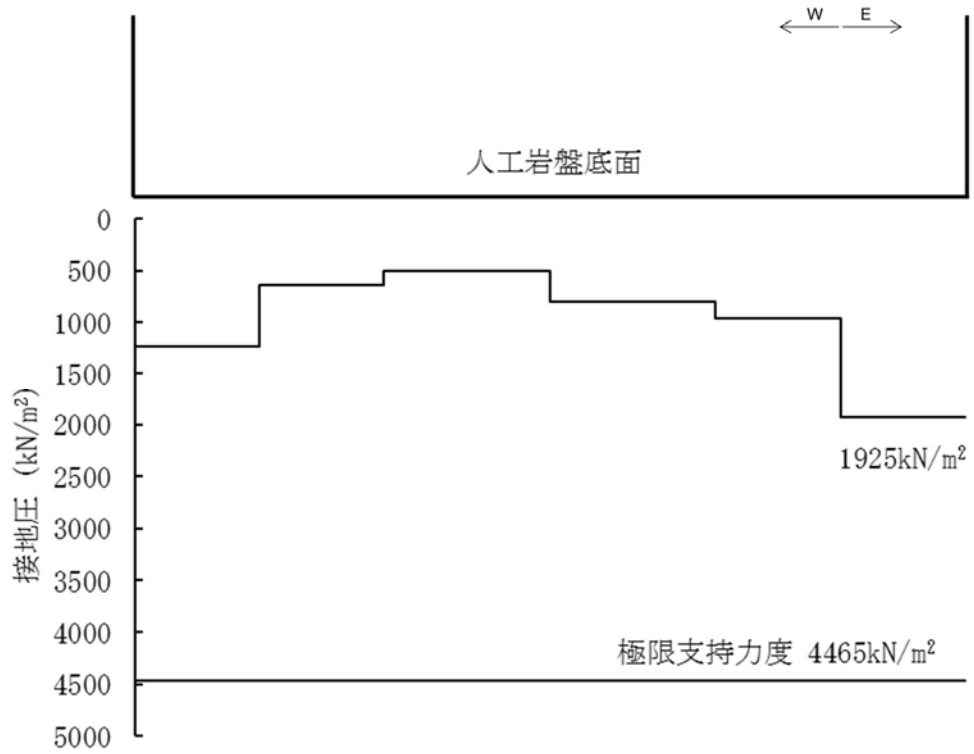


図 10.4-10 (15) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

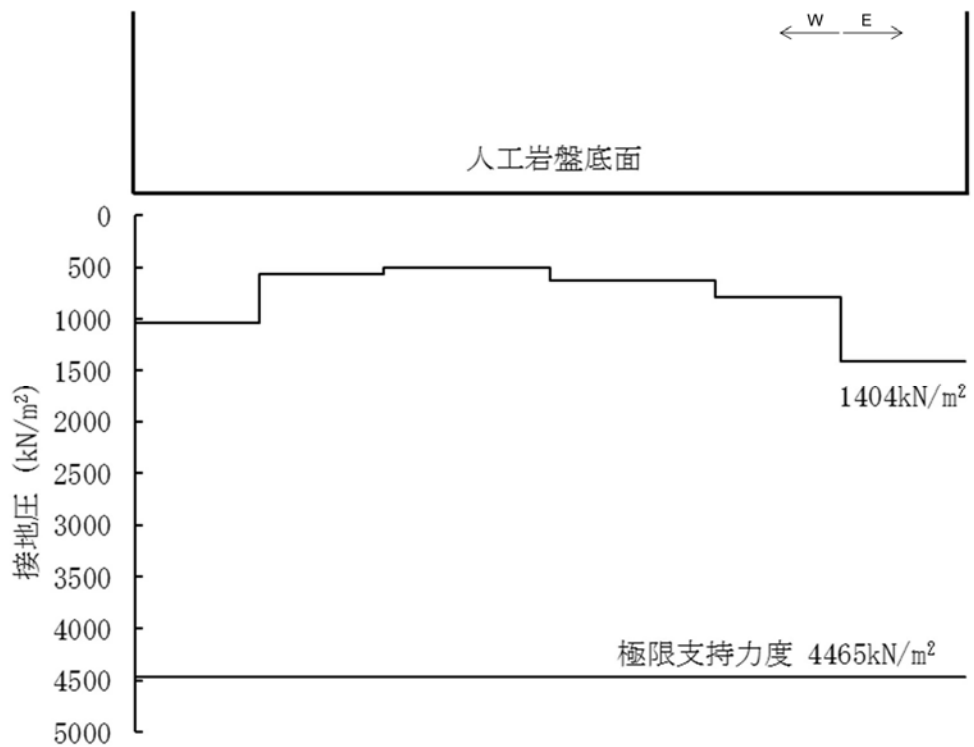


図 10.4-10 (16) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

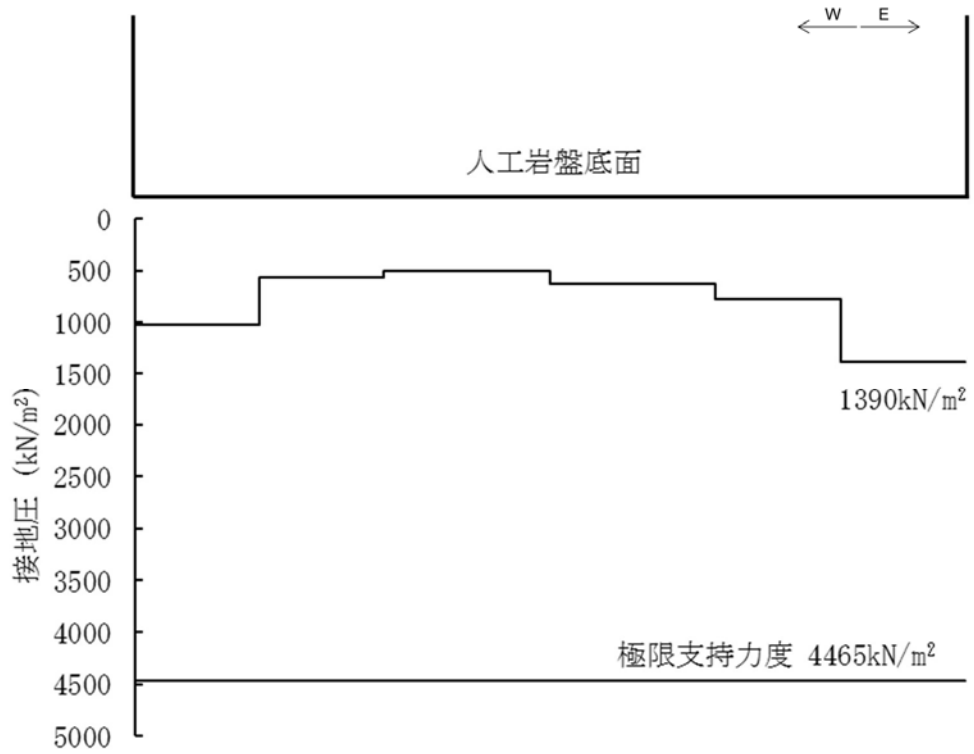


図 10.4-10 (17) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H+, V+]$ )  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

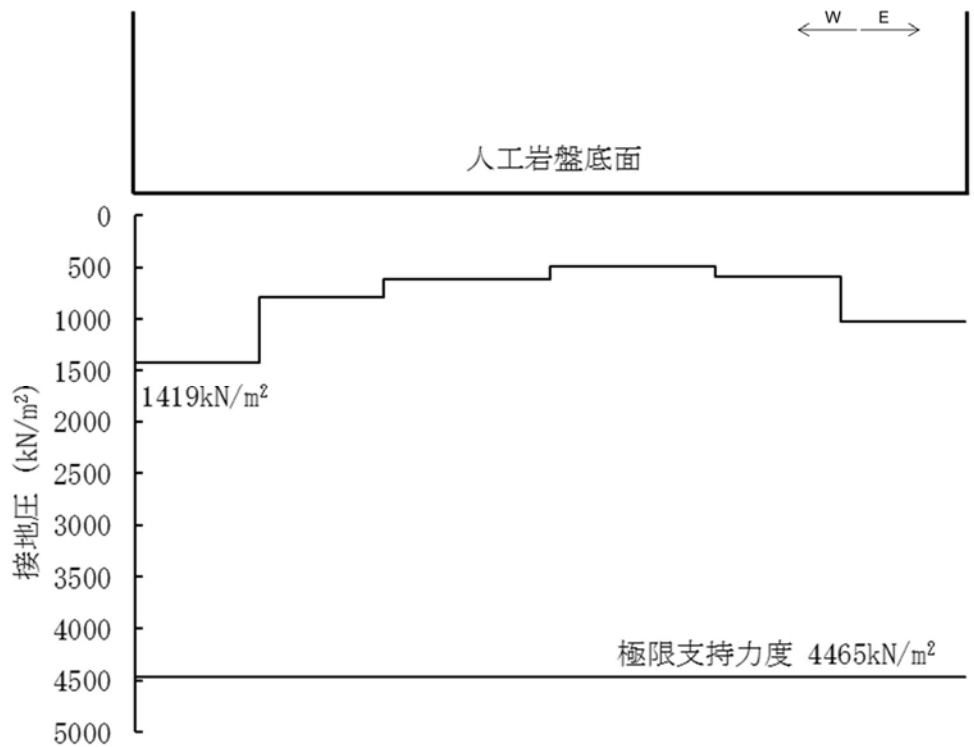


図 10.4-10 (18) 東西断面方向の接地圧分布図 ( $S_s - 31 [H-, V+]$ )  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

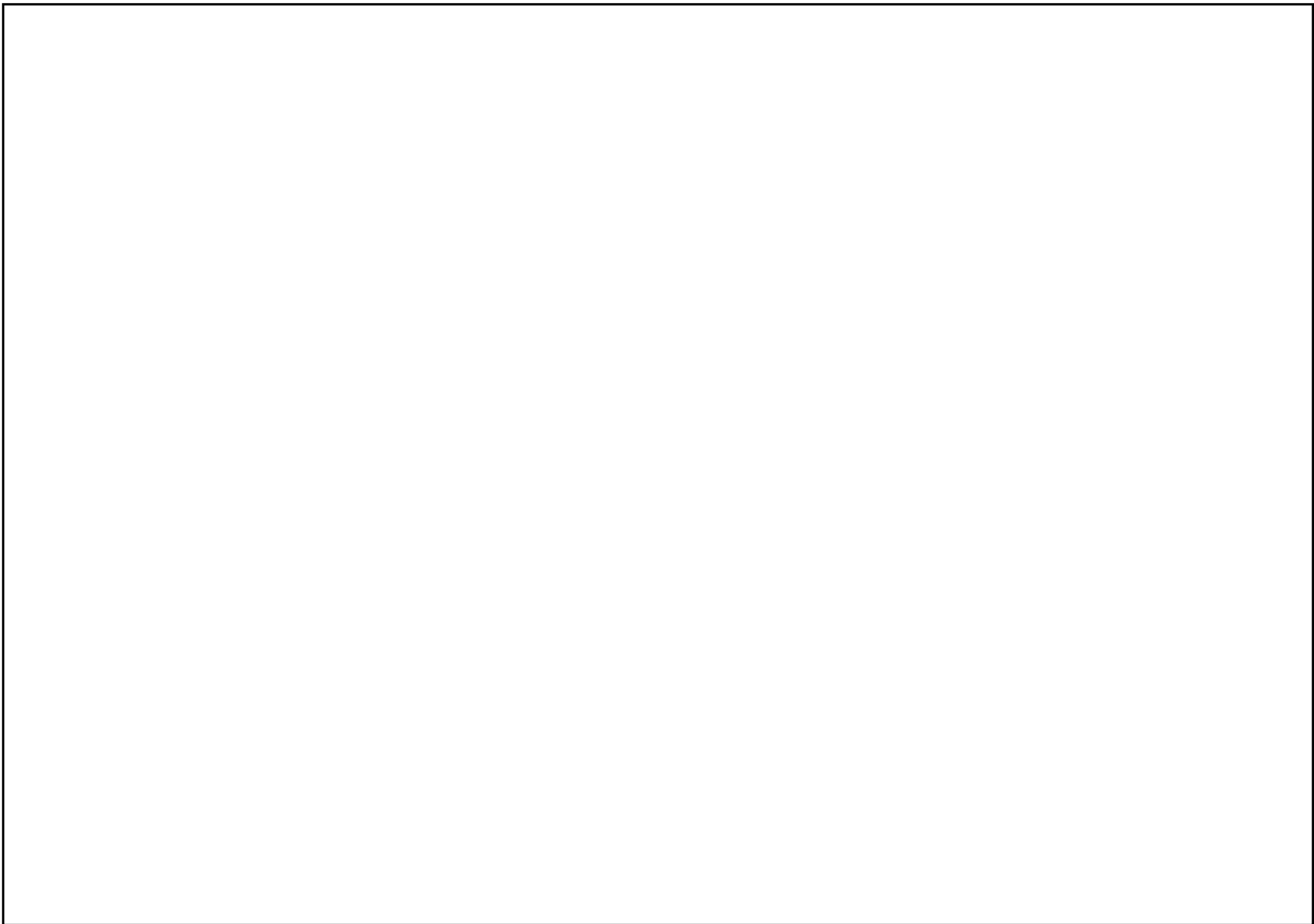
## 10.5 まとめ

常設低圧代替注水系配管カルバートについて，基準地震動 $S_s$ による地震力に対し，構造物に発生する曲げ軸力及びせん断力，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，常設低圧代替注水系配管カルバートは，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。



## 10.6 標準配筋図



常設低圧代替注水系配管カルバートの耐震安全性評価に関する参考資料

## 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。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 11-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 11-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、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、コンクリートについては 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

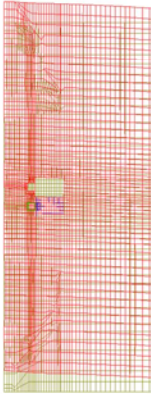
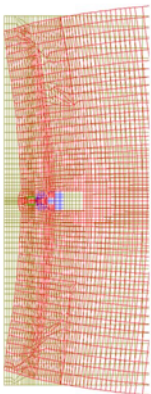
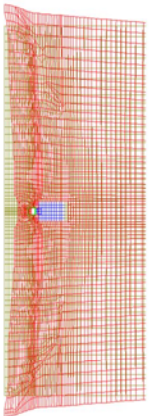
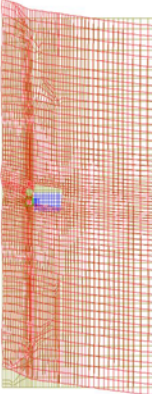
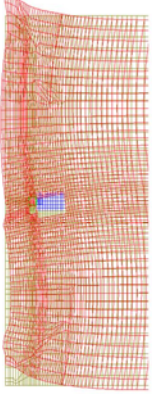
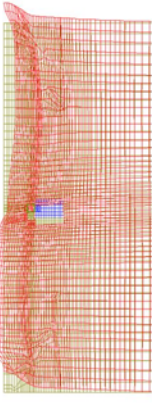
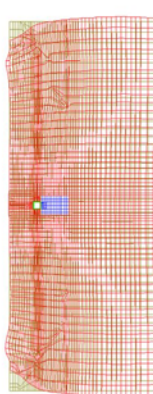
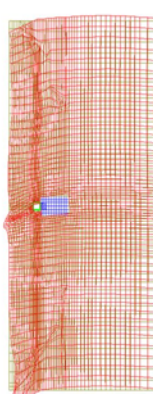
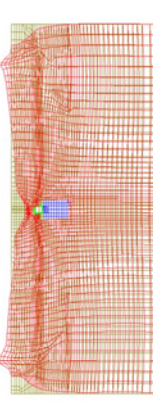
<p>1次モード</p> <p>0.729 Hz ( 刺激係数: 164.94 )</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.464 Hz ( 刺激係数: 0.00 )</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.934 Hz ( 刺激係数: -0.82 )</p> 
<p>4次モード</p> <p>2.039 Hz ( 刺激係数: -55.12 )</p> 	<p>5次モード</p> <p>2.332 Hz ( 刺激係数: 4.09 )</p> 	<p>6次モード</p> <p>2.809 Hz ( 刺激係数: -0.03 )</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.879 Hz ( 刺激係数: 0.78 )</p> 	<p>8次モード</p> <p>3.137 Hz ( 刺激係数: -32.16 )</p> 	<p>9次モード</p> <p>3.177 Hz ( 刺激係数: -7.84 )</p> 

図 11-1 (1) 常設低圧代替注水系配管カルバートの固有値解析結果  
(東西方向断面)

(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)

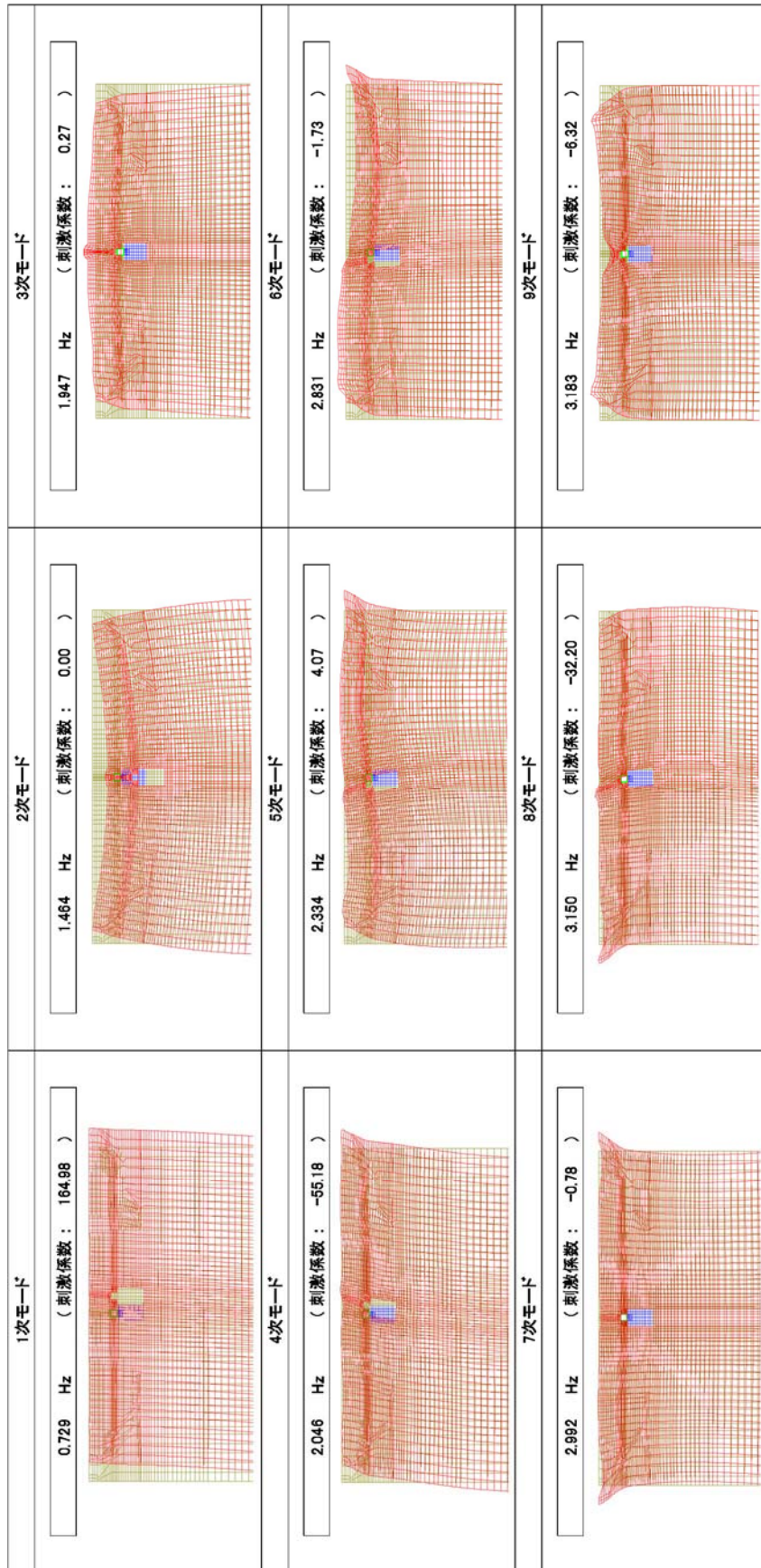


図 11-1 (2) 常設低圧代替注水系配管カルバートの固有値解析結果  
(東西方向断面)

(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)



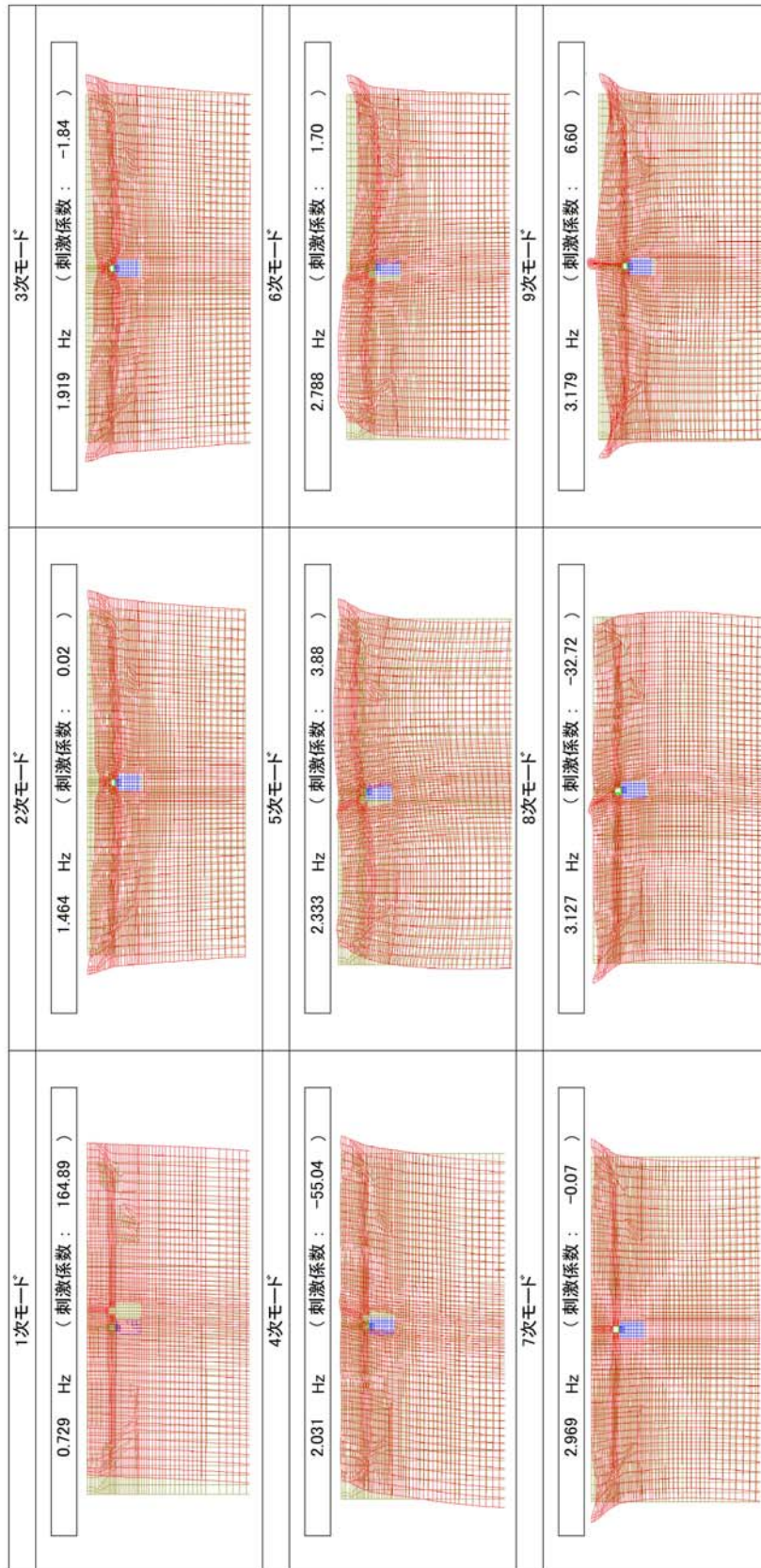


図 11-1 (3) 常設低圧代替注水系配管カルバートの固有値解析結果  
(東西方向断面)

(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)

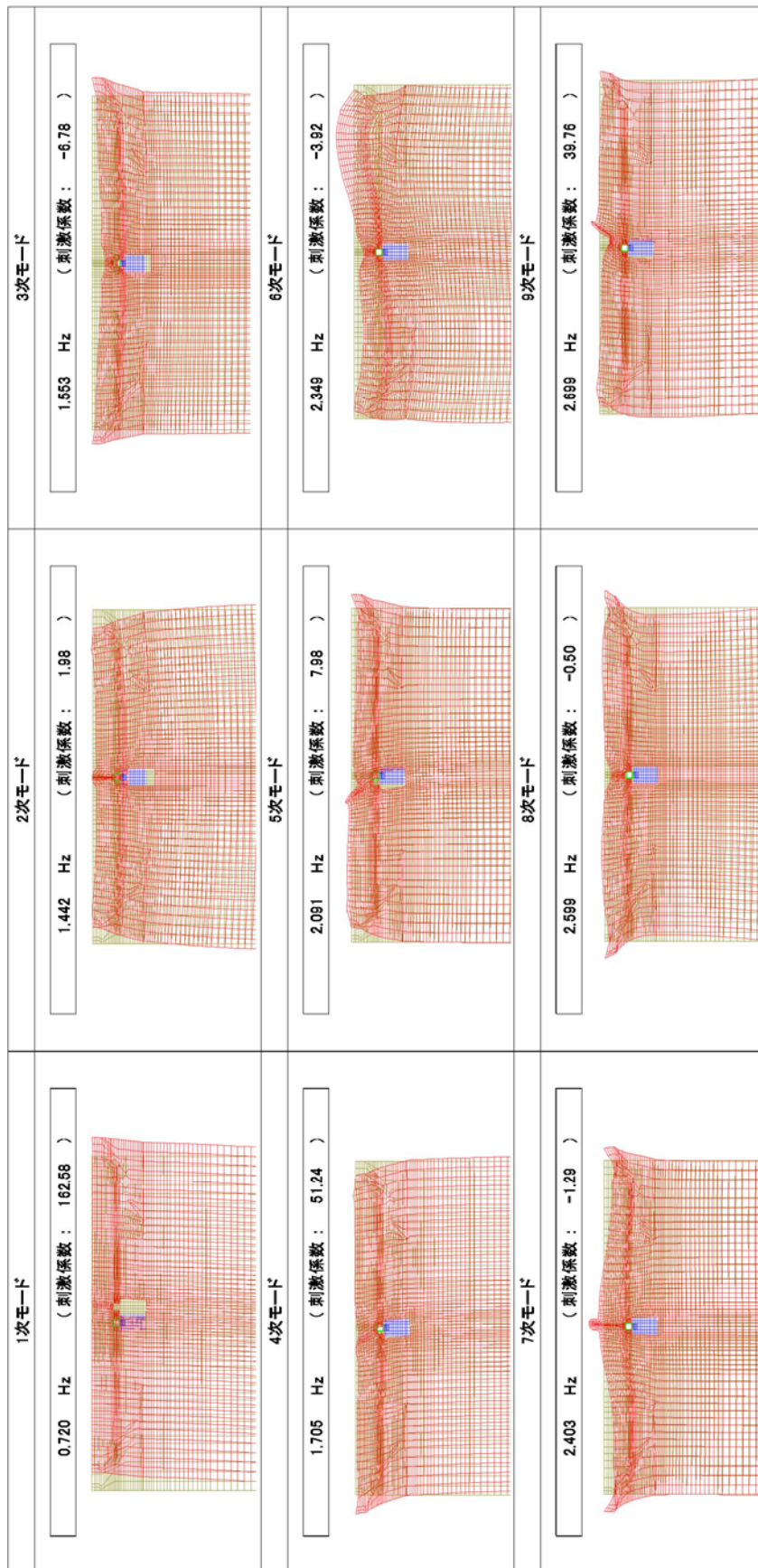


図 11-1 (4) 常設低圧代替注水系配管カルバートの固有値解析結果

(東西方向断面)

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



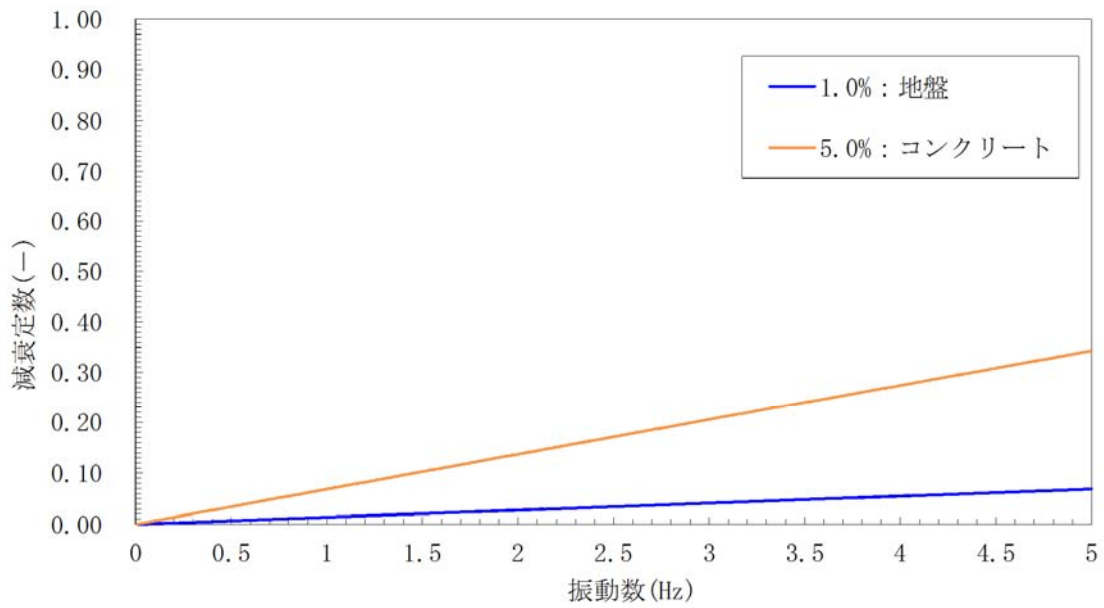


図 11-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)  
 (検討ケース①) : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

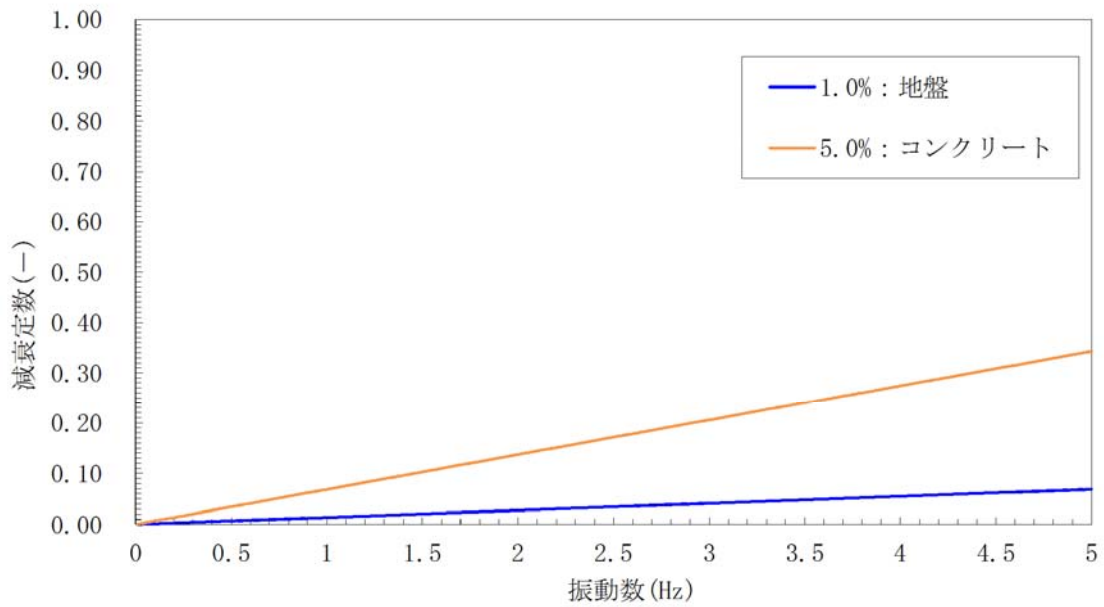


図 11-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)  
 (検討ケース②) : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

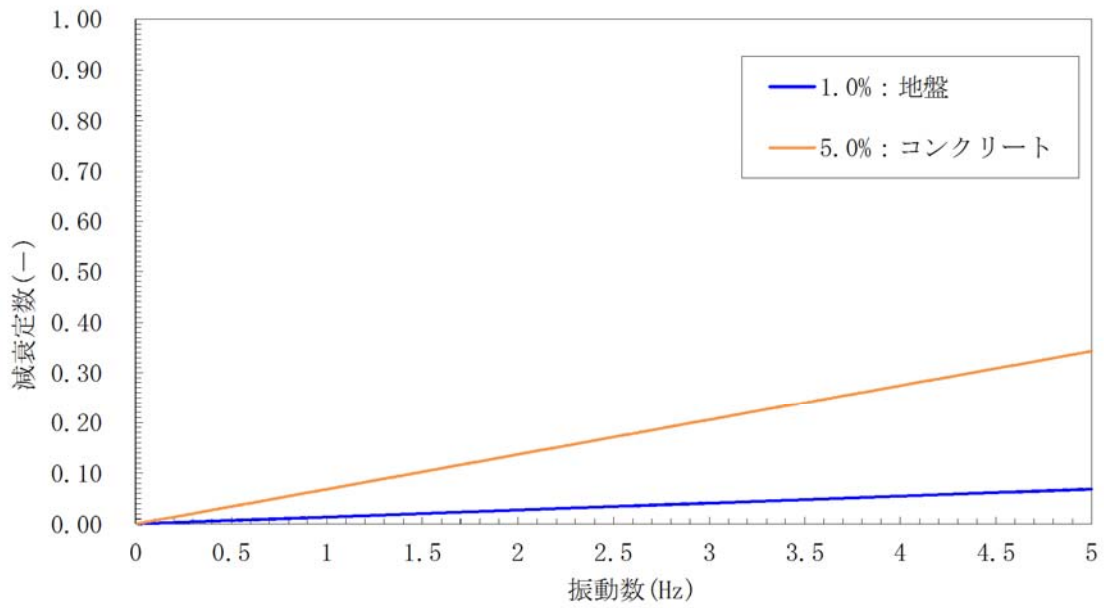


図 11-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)  
 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

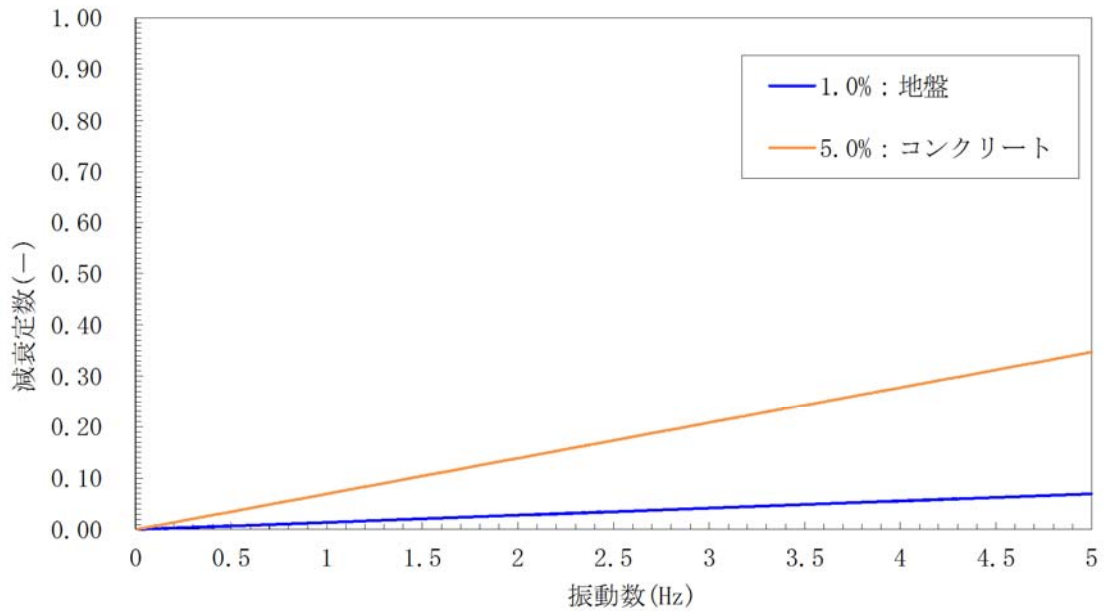


図 11-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)  
 (検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

## 2 構造物の浮き上がりに係る評価

### 2.1 評価方針

地盤中の矩形カルバートの浮き上がりに係る評価指針としては、「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）（以下「共同溝指針」という。）」，「トンネル標準示方書（土木学会，2006 年 7 月）」及び「鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012 年 9 月）」があり，浮き上がりに対する評価法が示されている。

上記の計算式はいずれも同様であるが，「トンネル標準示方書（土木学会，2006 年 7 月）」及び「鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012 年 9 月）」では所要安全率が 1.0 であるのに対し，「共同溝指針」では所要安全率が 1.1 であることから，ここでは，最も厳しい所要安全率が設定されている「共同溝指針」に準拠し評価を行う。

共同溝指針では，液状化に対する抵抗率  $F_L$  が 1.0 以下となる要素は以下の式における上載土のせん断抵抗面における各要素のせん断抵抗  $Q_{S_i}$  及び構造物側面における各要素の摩擦抵抗  $Q_{B_i}$  を考慮しないとしている。また，構造物底版側面の液状化に対する抵抗率  $F_L$  が 1.0 以下となる場合は，次式における  $U_D$  を考慮するとしている。本検討においては，「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」の有効応力解析結果において過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる要素を液状化に対する抵抗率  $F_L$  が 1.0 以下となる要素として取り扱うことにより， $Q_{S_i}$  及び  $Q_{B_i}$  を考慮しない範囲等を保守的に評価するものとする。

なお，共同溝設計指針の適用及び有効応力解析における地下水位の設定は，地表面とする。

$$F_S = (W_S + W_B + Q_S + Q_B) / (U_S + U_D)$$

ここに，

$F_S$ ：安全率（所要安全率：1.1）

$W_S$ ：上載土の荷重（水の重量含む）（kN/m）

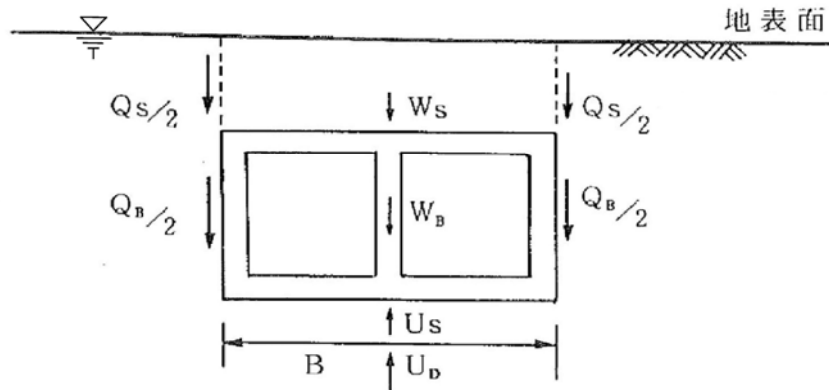
$W_B$ ：構造物の自重（kN/m）

$Q_S$ ：上載土のせん断抵抗（kN/m）

$Q_B$ ：構造物側面の摩擦抵抗（kN/m）

$U_S$ ：構造物底面に作用する静水圧による揚圧力（kN/m）

$U_D$ ：構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力（kN/m）



「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）に一部加筆」

図 11-3 地盤中の構造物に作用する力

ここで，本検討においては，上載土のせん断抵抗及び構造物側面の摩擦抵抗は，有効応力解析における過剰間隙水圧比分布に基づき，次式を用いて算出する。

$$Q_s = \sum Q_{s i}$$

$$Q_b = \sum Q_{b i}$$

ここに，

$Q_{s i}$  : 上載土のせん断抵抗面における各要素のせん断抵抗 (kN/m)

$Q_{b i}$  : 構造物側面における各要素の摩擦抵抗 (kN/m)

$i$  : 安全率を算定する上載土のせん断抵抗面及び構造物側面の各 FEM 要素

## 2.2 評価結果

検討ケースは、「検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース」において最も過剰間隙水圧比が高くなる地震動を用いて「検討ケース④：敷地に存在しない豊浦砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」にて評価した。

「検討ケース④：敷地に存在しない豊浦砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」では、構造物底版側面の過剰間隙水圧比が 0.95 未満であることから、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力  $U_D$  は考慮しない。

表 11-1 安全率の算定結果

$F_s$	$\frac{W_s + W_B + W_p + Q_s + Q_B}{U_s + U_D} = \frac{646.0 + 205.8 + 6.8 + 0.0 + 179.0}{460.5 + 0.0}$	= 2.25 > 1.1
$W_s$	$\gamma_s \times H_s \times B$ $19.4\text{kN/m}^3 \times (\text{EL} + 8.0\text{m} - \text{EL} - 1.0\text{m}) \times 3.70\text{m}$	= 646.0kN/m
$W_B$	$\gamma_c \times (B \times H_B - B_1 \times H_1)$ $24.5\text{kN/m}^3 \times (3.70\text{m} \times 3.70\text{m} - 2.30\text{m} \times 2.30\text{m})$	= 205.8kN/m
$W_p$	$w_p^{*1} \times B_1$ $2.971\text{kN/m}^2 \times 2.30\text{m}$	= 6.8kN/m
$Q_s$	$K_0 \times \sigma_v'^{*2} \times H_s \times \tan\phi_s^{*3}$ 上載土の過剰間隙水圧比が 0.95 以上であり、非液状化層は存在しない	= 0.0kN/m
$Q_B$	$K_0 \times (\sigma_v'^{*4} \times H_{B左} + \sigma_v'^{*5} \times H_{B右}) \times \tan\phi_B^{*6}$ $0.5 \times (104.2\text{kN/m}^2 \times 3.70\text{m} + 104.2\text{kN/m}^2 \times 3.70\text{m}) \times \tan 24.9^\circ$	= 179.0kN/m
$U_s$	$\gamma_w \times (H_s + H_B) \times B$ $9.8\text{kN/m}^3 \times (\text{EL} + 8.0\text{m} - (\text{EL} - 4.7\text{m})) \times 3.70\text{m}$	= 460.5kN/m

\*1  $w_p$ : 機器配管重量  $303\text{kg/m}^2 \times 9.80665 \div 1000 = 2.971\text{kN/m}^2$

\*2  $\sigma_v'$ : 上載土層中間深度での有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

\*3  $\phi_s$ : 上載土の内部摩擦角 (°)

\*4  $\sigma_v'$ : 構造物左側面の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_v' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL} + 8.0\text{m} - (\text{EL} - 1.00\text{m} + (\text{EL} - 4.70\text{m})) \div 2) = 104.2\text{kN/m}^2$$

\*5  $\sigma_v'$ : 構造物右側面の非液状化層の中間深度での有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_v' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL} + 8.0\text{m} - (\text{EL} - 1.00\text{m} + (\text{EL} - 4.70\text{m})) \div 2) = 104.2\text{kN/m}^2$$

\*6  $\phi_B$ : 構造物側面の壁面摩擦角 (°) ( $\phi_B = 2/3 \phi_s$ )

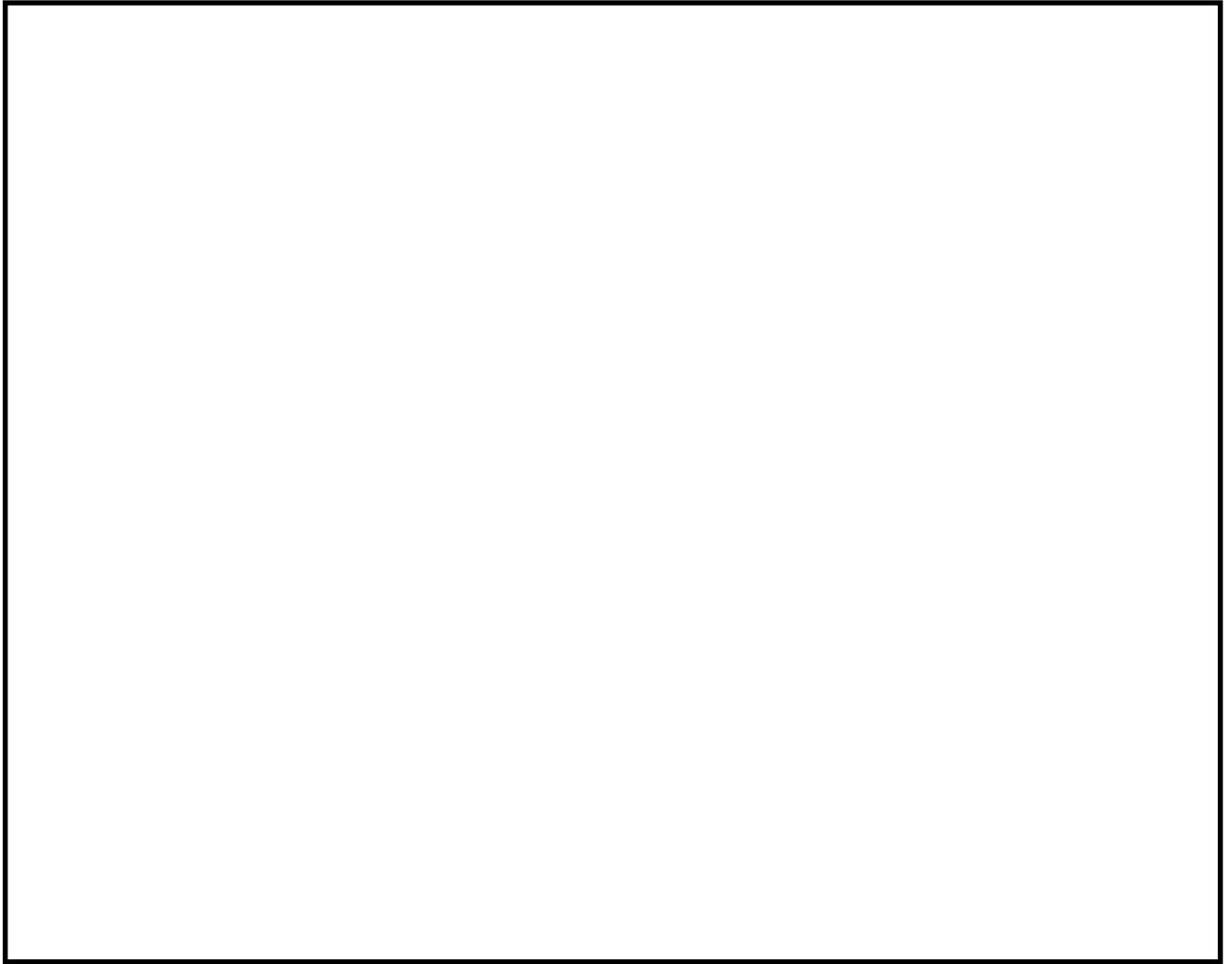


図 11-4 A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(ケース④: 敷地に存在しない豊浦砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

上記の結果より、安全率  $F_s$  は 2.25 であり、所要安全率 1.1 以上であることを確認した。

### 3 人工岩盤の安定性に係る評価

#### 3.1 評価方針

##### 3.1.1 局所安全係数

人工岩盤の支持地盤としての健全性評価は、妥当な安全余裕として、必要局所安全係数 1.5 以上を考慮する。局所安全係数は次式により算定する。

$$f_s = \tau_f / \tau$$

ここで、

$f_s$  : 局所安全係数

$\tau_f$  : 人工岩盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\tau_f = 1/5 \times F_c$$

$F_c$  : 設計基準強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau$  : 各要素の発生せん断応力 (kN/m<sup>2</sup>)

##### 3.1.2 すべり安全率

すべり安全率は、図 11-5 に示されるすべりに対する安全率算定フローにより、仮想すべり面における各要素のせん断強度及び残留強度を考慮して算定する。

すべり安全率は、妥当な安全余裕として、必要局所安全係数 1.5 以上を考慮する。

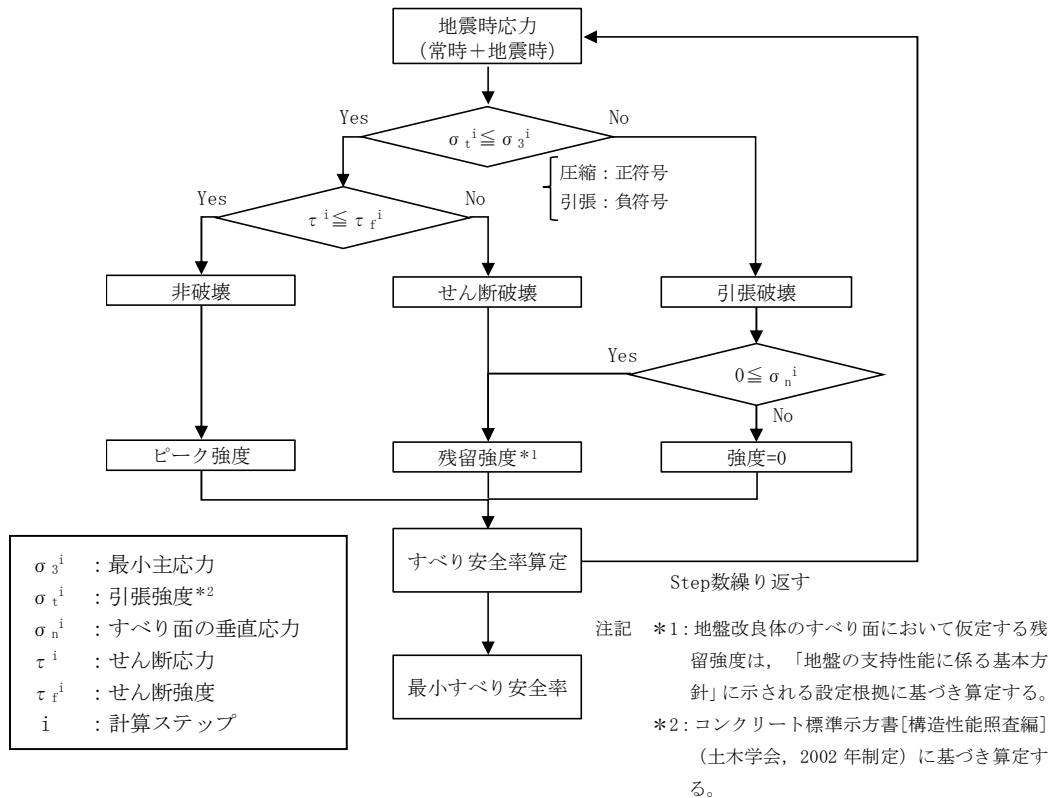


図 11-5 すべり安全率の算定フロー

### 3.2 局所安全係数の算定

基準地震動 $S_s$ 全12波による解析ケース①（基本ケース），及び追加解析ケース②～⑥において，カルバート躯体で最も厳しい照査値となった地震動 $S_s-D1$ （H+，V+）における人工岩盤の局所安全係数を算出した。その結果を図11-6に示す。また，各ケースの局所安全係数の最小値を表11-2に示す。

さらに，④ $S_s-D1$ （H+，V+）において，引張応力照査を行った結果，Km層と埋戻土層との境界部の1要素で局所的に引張強度を超える引張応力が生じ，局所引張安全率は0.95となった。

そこで，図11-5のすべり安全率の算定フローに基づき，すべり安全率の算定を行う。

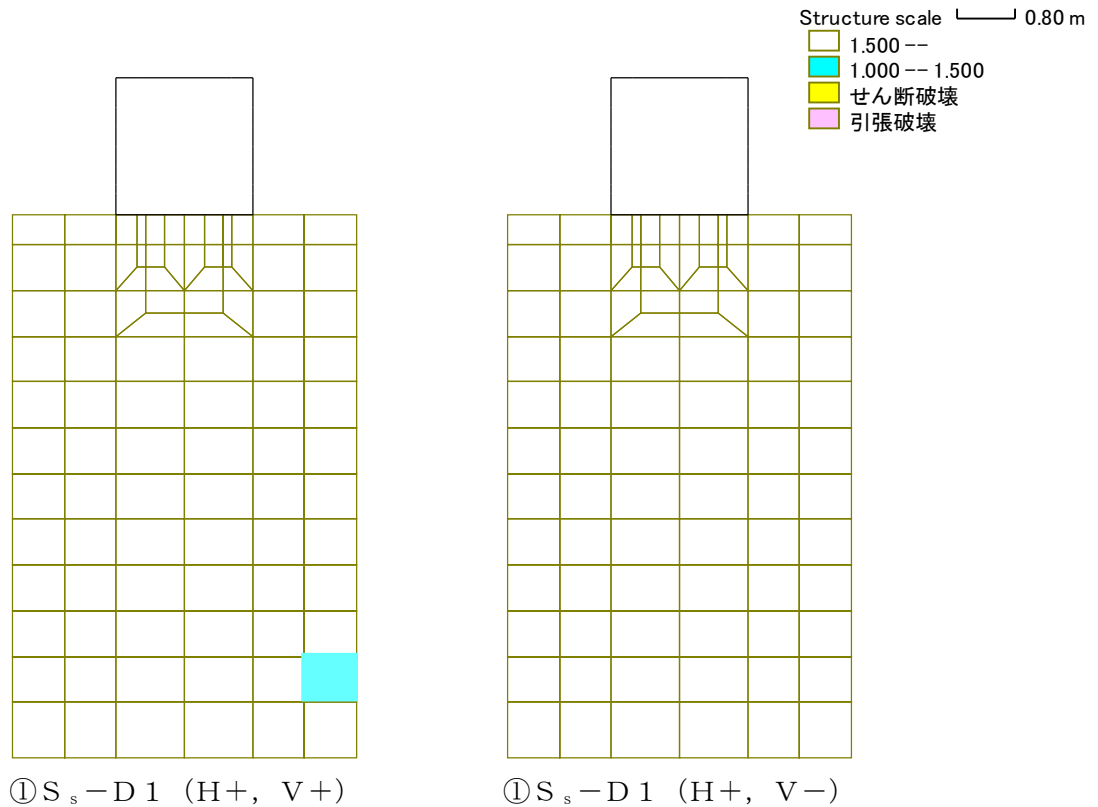


図11-6 (1) 局所安全係数分布図



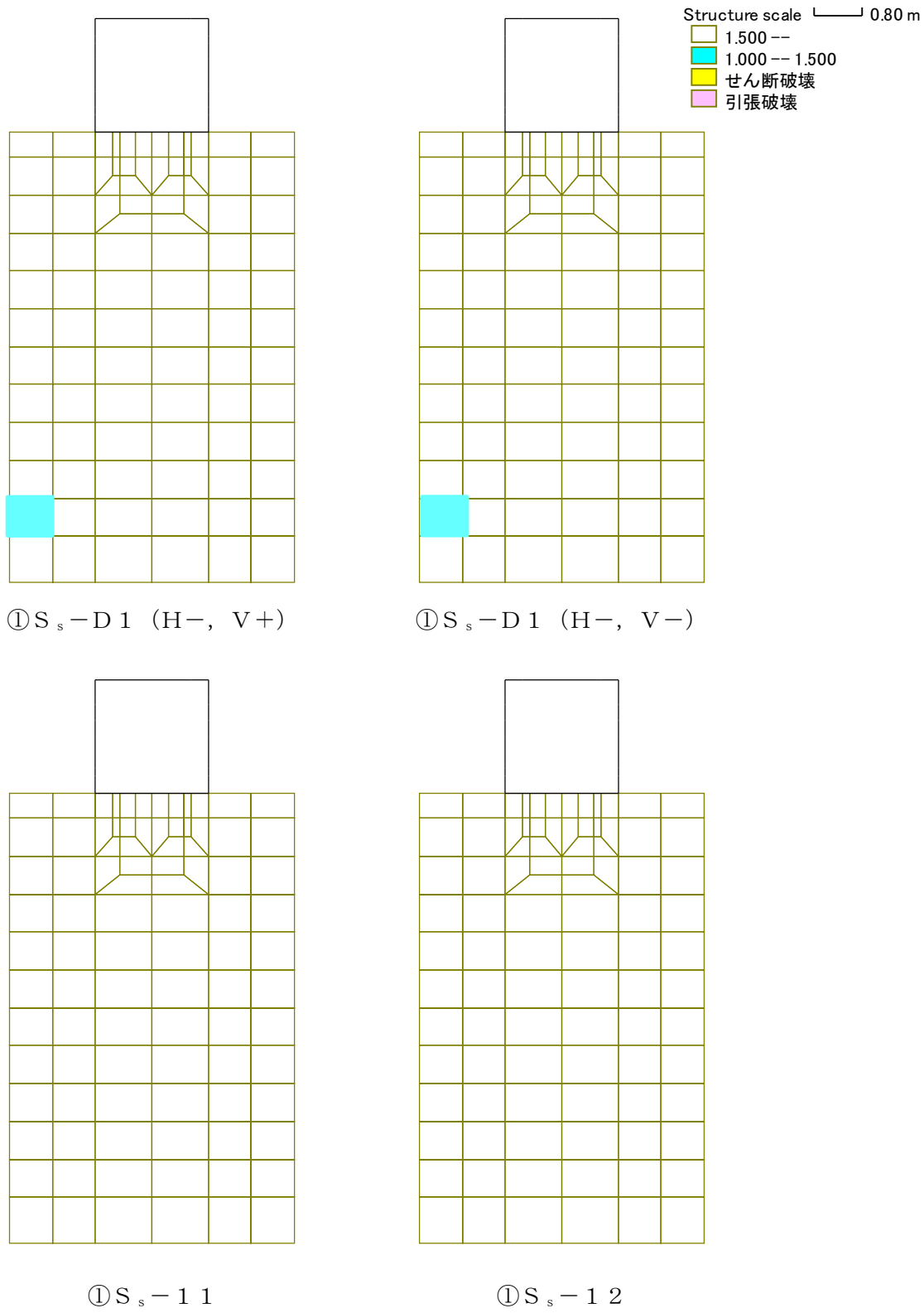
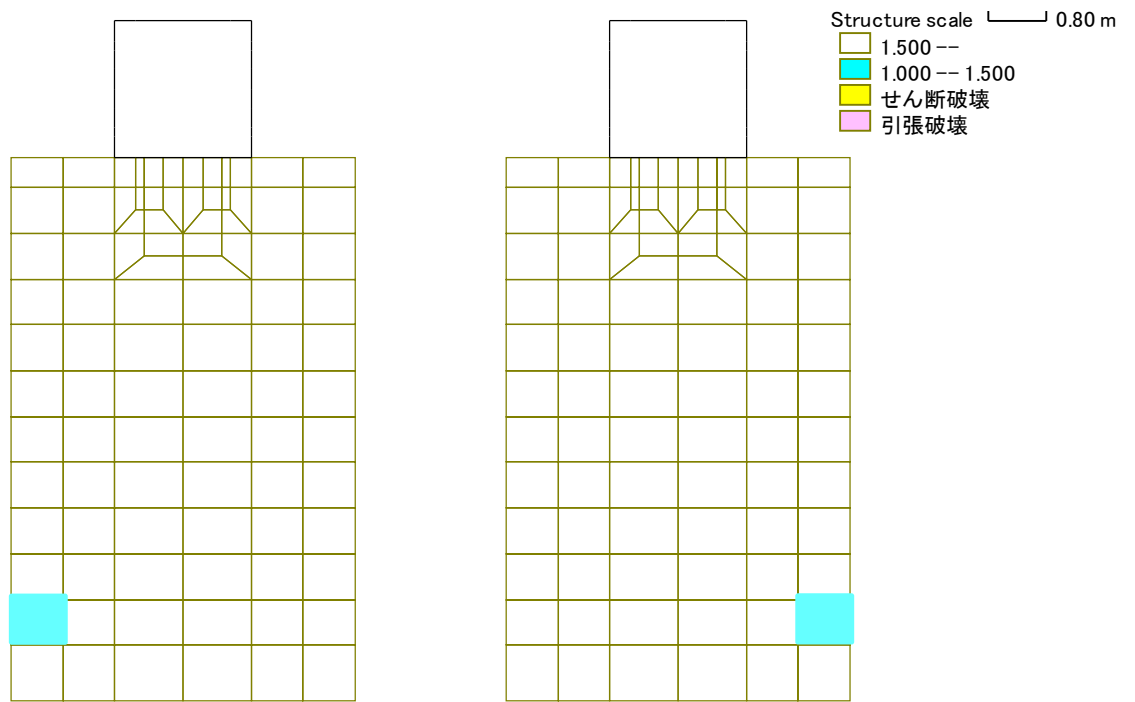


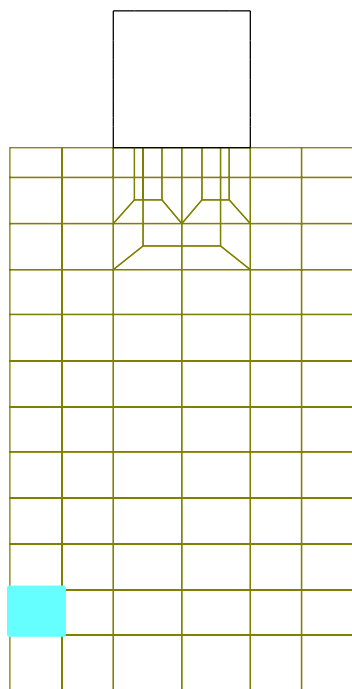
图 11-6 (2) 局所安全係数分布図



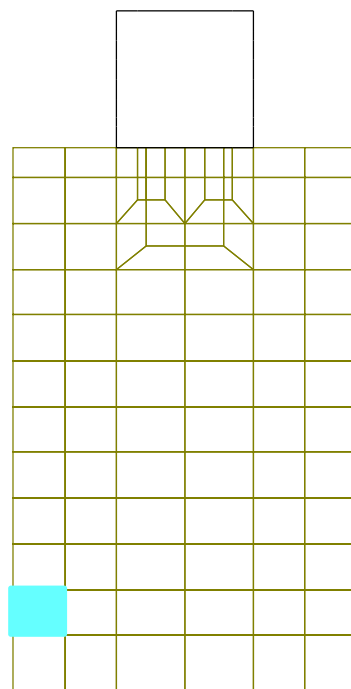


①S<sub>s</sub>-31 (H+, V+)

①S<sub>s</sub>-31 (H-, V+)

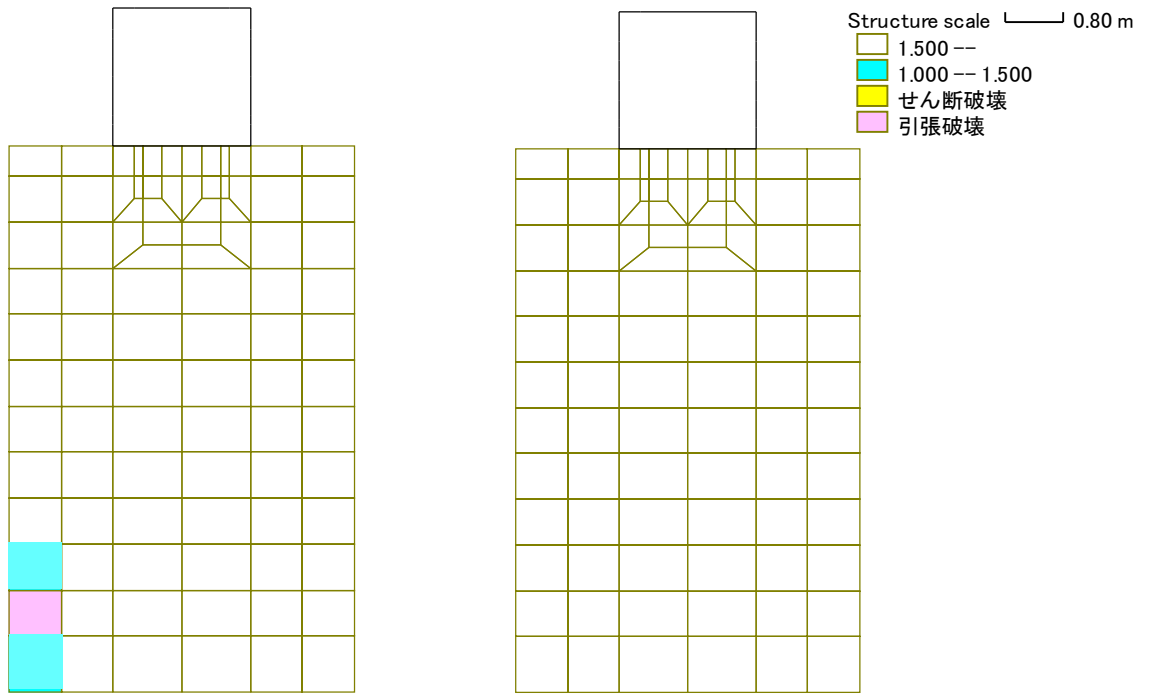


②S<sub>s</sub>-31 (H+, V+)



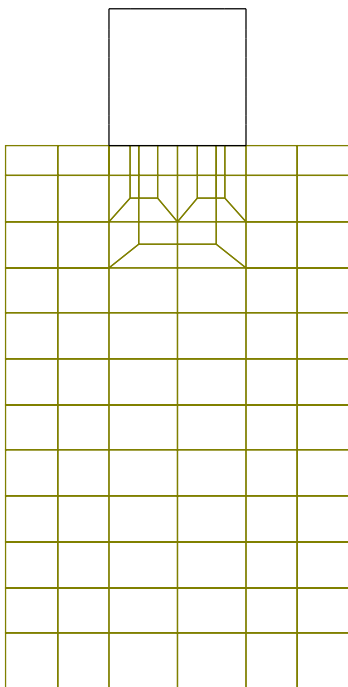
③S<sub>s</sub>-31 (H+, V+)

图 11-6 (4) 局所安全係数分布图



④  $S_s - 31 (H+, V+)$

⑤  $S_s - 31 (H+, V+)$



⑥  $S_s - 31 (H+, V+)$

图 11-6 (5) 局所安全係数分布图

表 11-2 (1) 局所安全係数一覧表 (せん断力)

解析ケース	せん断強度 R (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	局所安全係数 $f_s$	評価 基準値
① $S_s-D1$ (H+, V+)	3600	764	4.71	1.5
① $S_s-D1$ (H+, V-)	3600	769	4.68	
① $S_s-D1$ (H-, V+)	3600	760	4.74	
① $S_s-D1$ (H-, V-)	3600	764	4.71	
① $S_s-11$	3600	384	9.38	
① $S_s-12$	3600	478	7.53	
① $S_s-13$	3600	486	7.41	
① $S_s-14$	3600	380	9.47	
① $S_s-21$	3600	479	7.52	
① $S_s-22$	3600	653	5.51	
① $S_s-31$ (H+, V+)	3600	865	4.16	
① $S_s-31$ (H-, V+)	3600	825	4.36	
② $S_s-31$ (H+, V+)	3600	864	4.17	
③ $S_s-31$ (H+, V+)	3600	867	4.15	
④ $S_s-31$ (H+, V+)	3600	1062	3.39	
⑤ $S_s-31$ (H+, V+)	3600	772	4.66	
⑥ $S_s-31$ (H+, V+)	3600	764	4.71	

表 11-2 (2) 局所安全係数一覧表 (引張力)

解析ケース	引張強度 R (kN/m)	引張力 S (kN/m)	局所安全係数 $f_s$
④ $S_s-31$ (H+, V+)	1580	1650	0.95

- 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：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

### 3.3 すべり安全率の算定

④  $S_s - 31$  (H+, V+) において、引張破壊が生じた個所をとる想定すべり線を設定してすべり安全率を算出した。設定した想定すべり線を図 11-7 に示す。すべり線は、すべり線①(破壊箇所と Km 層と埋戻し層の層境界を結んだ線)を起点として、人工岩盤上面までの区間を  $5^\circ$  間隔で設定した。

すべり安全率算定結果を表 11-3 に示す。同表によれば、最小すべり安全率はすべり線④で生じ、 $F_s=12.67$  であった。評価基準値 1.5 に対して十分安全裕度を有していることを確認した。

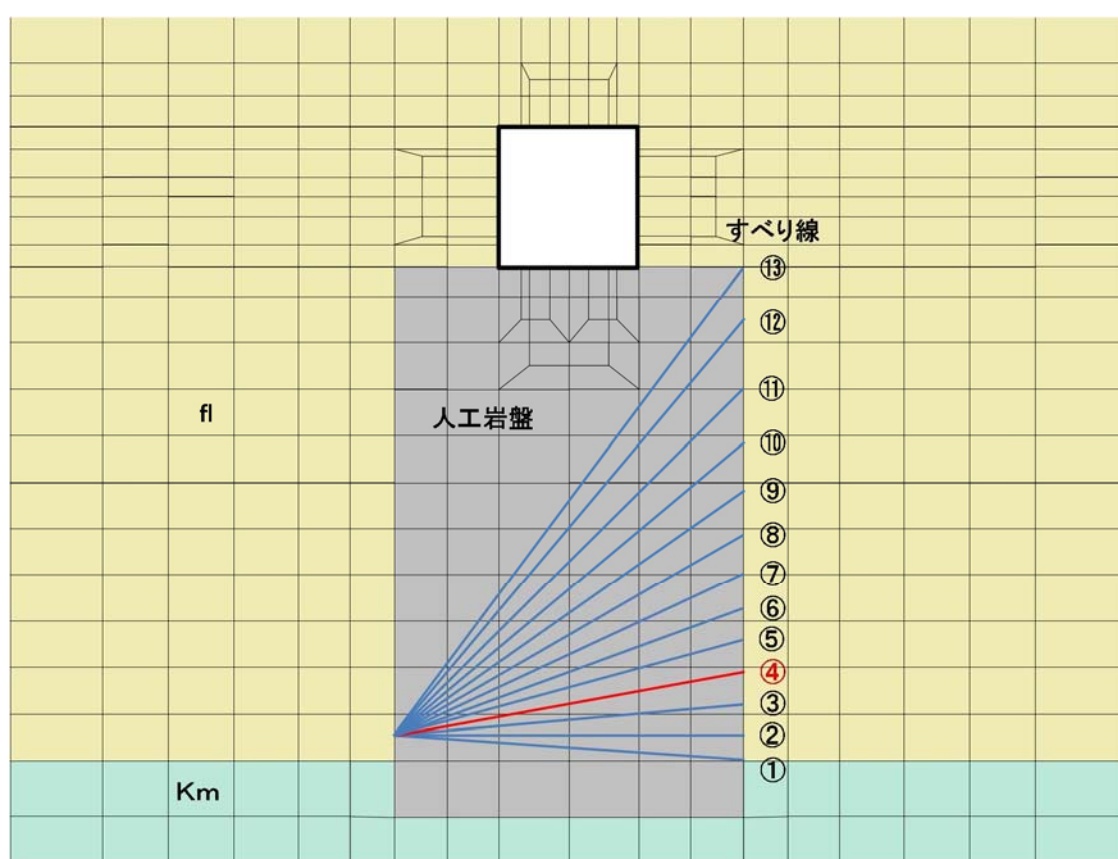


図 11-7 推定すべり線の設定

表 11-3 すべり安全率算定結果

解析ケース	想定 すべり線	時刻 t (sec)	せん断強度 R (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	すべり安全率 $f_s$	評価 基準値
④ $S_s - 31$ (H+, V+)	①	8.78	57501	4231	13.59	1.5
	②	8.78	57375	4222	13.58	
	③	8.78	57593	4190	13.74	
	④	8.78	58261	4596	12.67	
	⑤	8.78	59399	4602	12.90	
	⑥	8.78	61057	4784	12.76	
	⑦	8.78	63830	4915	12.98	
	⑧	8.78	68940	4986	13.82	
	⑨	8.78	74557	5074	14.69	
	⑩	8.78	81114	5168	15.69	
	⑪	8.78	89097	5295	16.82	
	⑫	8.79	99137	5387	18.40	
	⑬	8.79	107986	5412	19.95	

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