

表 7.4-14 (16) 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)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
⑤ S _g -D1 (II+, V-)	軽油 カルバート	底版	10	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	648	1688	0.39
		北側壁	4	1000	1000	810	D16 @200 ×400	458	804	0.57
		中壁	6	1000	500	320	D16 @200 ×400	57	317	0.18
		南側壁	2	1000	1000	810	D16 @200 ×400	334	804	0.42
		頂版	11	1000	1200	950	D16 @200 ×400	252	943	0.27
	水電気 カルバート	底版	15	1000	2500	2280	D19 @200 ×400	551	2905	0.19
		北側壁	8	1000	700	500	D22 @200 ×400	432	797	0.55
		北中壁	6	1000	800	610	D16 @200 ×400	109	605	0.19
		南中壁	4	1000	1000	820	D16 @200 ×400	253	814	0.32
		南側壁	1	1000	1000	800	D22 @200 ×400	673	1276	0.53
		頂版	10	1000	1000	790	D19 @200 ×400	550	1006	0.55

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。

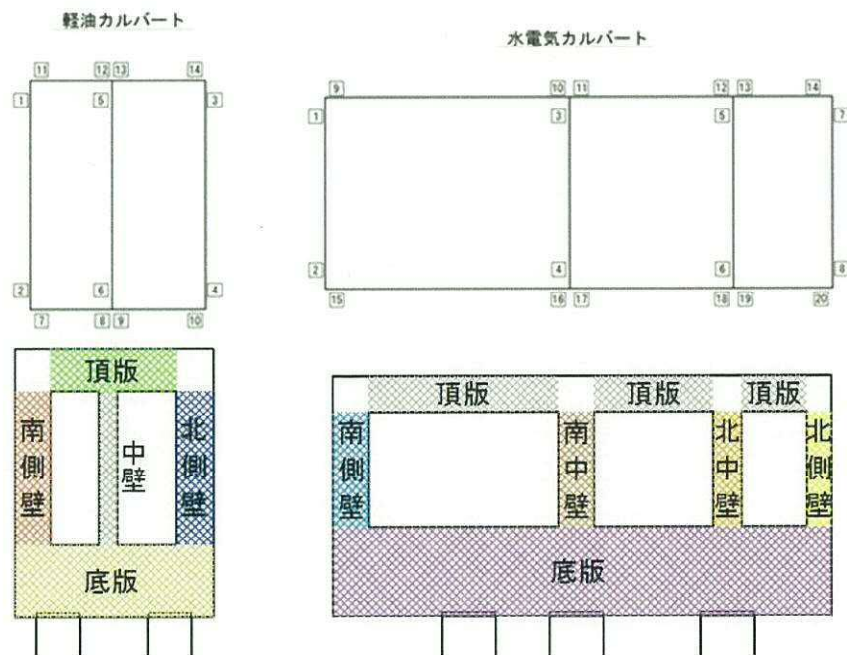


表 7.4-14 (17) せん断力照査結果

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)	短期許容 せん断力 V _s (kN/m)	照査値 V/V _s		
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)						
⑤ S ₂ -31 (H+, V+)	軽油 カルバート	底版	9	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	651	1688	0.39
		北側壁	4	1000	1000	810	D16 @200 ×400	321	804	0.40
		中壁	6	1000	500	320	D16 @200 ×400	52	317	0.17
		南側壁	2	1000	1000	810	D16 @200 ×400	415	804	0.52
		頂版	14	1000	1200	950	D16 @200 ×400	230	943	0.25
	水電気 カルバート	底版	15	1000	2500	2280	D19 @200 ×400	712	2905	0.25
		北側壁	8	1000	700	506	D22 @200 ×400	417	797	0.53
		北中壁	6	1000	800	610	D16 @200 ×400	112	605	0.19
		南中壁	4	1000	1000	820	D16 @200 ×400	329	814	0.41
		南側壁	1	1000	1000	800	D22 @200 ×400	556	1276	0.44
		頂版	10	1000	1000	790	D19 @200 ×400	557	1006	0.56
		底版	10	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	628	1688	0.38
⑤ S ₂ -31 (H-, V+)	軽油 カルバート	底版	10	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	628	1688	0.38
		北側壁	4	1000	1000	810	D16 @200 ×400	447	804	0.56
		中壁	6	1000	500	320	D16 @200 ×400	52	317	0.17
		南側壁	2	1000	1000	810	D16 @200 ×400	297	804	0.37
		頂版	11	1000	1200	950	D16 @200 ×400	234	943	0.25
	水電気 カルバート	底版	15	1000	2500	2280	D19 @200 ×400	587	2905	0.21
		北側壁	8	1000	700	500	D22 @200 ×400	463	797	0.59
		北中壁	6	1000	800	610	D16 @200 ×400	100	605	0.17
		南中壁	4	1000	1000	820	D16 @200 ×400	227	814	0.28
		南側壁	1	1000	1000	800	D22 @200 ×400	732	1276	0.58
		頂版	9	1000	1000	790	D19 @200 ×400	515	1006	0.52
		底版	9	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	628	1688	0.38

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。

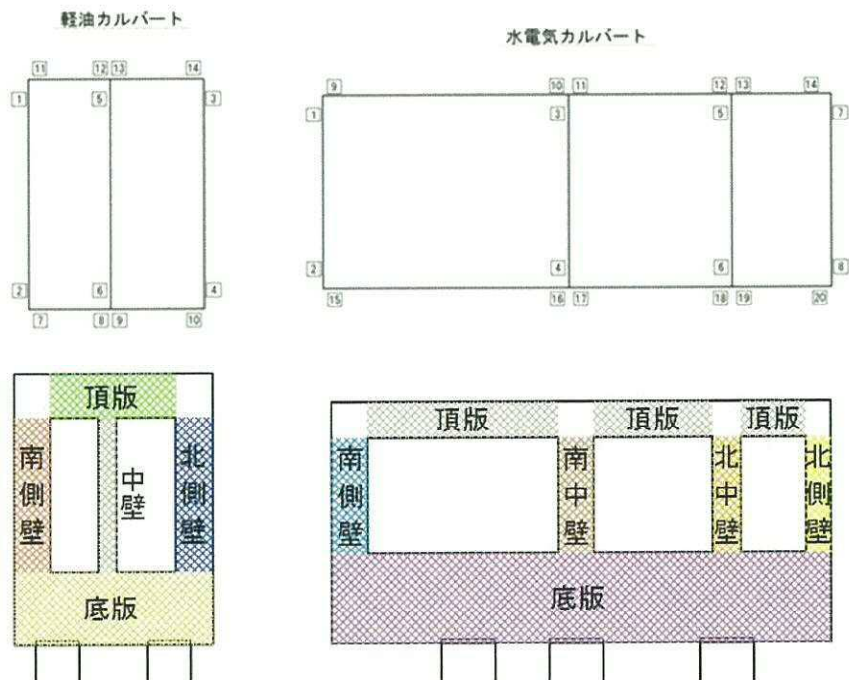


表 7.4-14 (18) せん断力照査結果

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)	短期許容 せん断力 V _s (kN/m)	照査値 V/V _s	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
⑥ S ₁ -D1 (H+, V-)	軽油 カルバート	底版	10	1000	2000	1700	D16 φ200 × 400	598	1688	0.36
		北側壁	4	1000	1000	810	D16 φ200 × 400	449	804	0.56
		中壁	6	1000	500	320	D16 φ200 × 400	56	317	0.18
		南側壁	2	1000	1000	810	D16 φ200 × 400	326	804	0.41
		頂版	11	1000	1200	950	D16 φ200 × 400	246	943	0.27
	水電気 カルバート	底版	20	1000	2500	2190	D19 φ200 × 400	505	2790	0.19
		北側壁	7	1000	700	500	D22 φ200 × 400	429	797	0.54
		北中壁	6	1000	800	610	D16 φ200 × 400	105	605	0.18
		南中壁	4	1000	1000	820	D16 φ200 × 400	236	814	0.29
		南側壁	1	1000	1000	800	D22 φ200 × 400	680	1276	0.54
		頂版	10	1000	1000	790	D19 φ200 × 400	542	1006	0.54

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

評価位置は下図に示す。

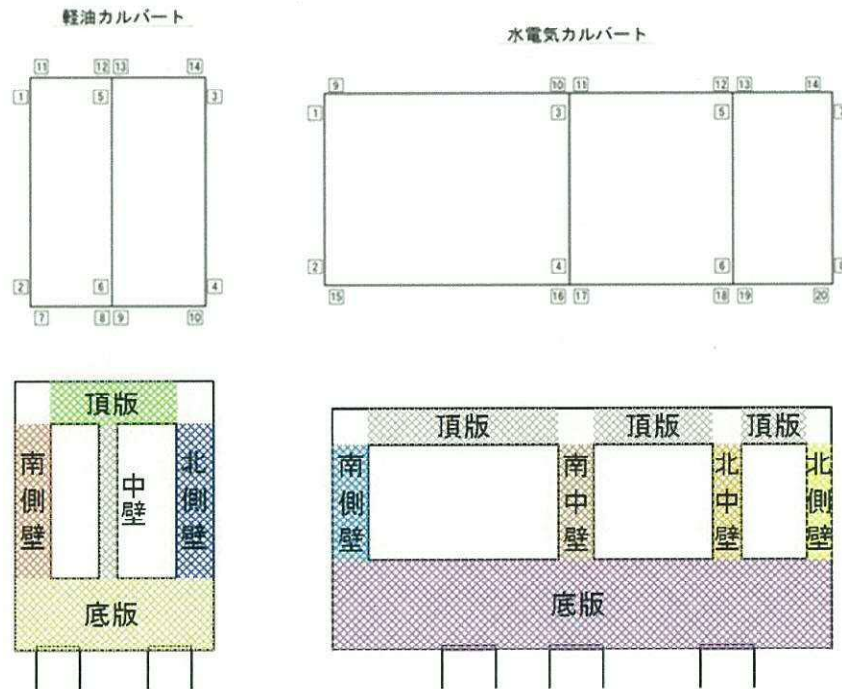
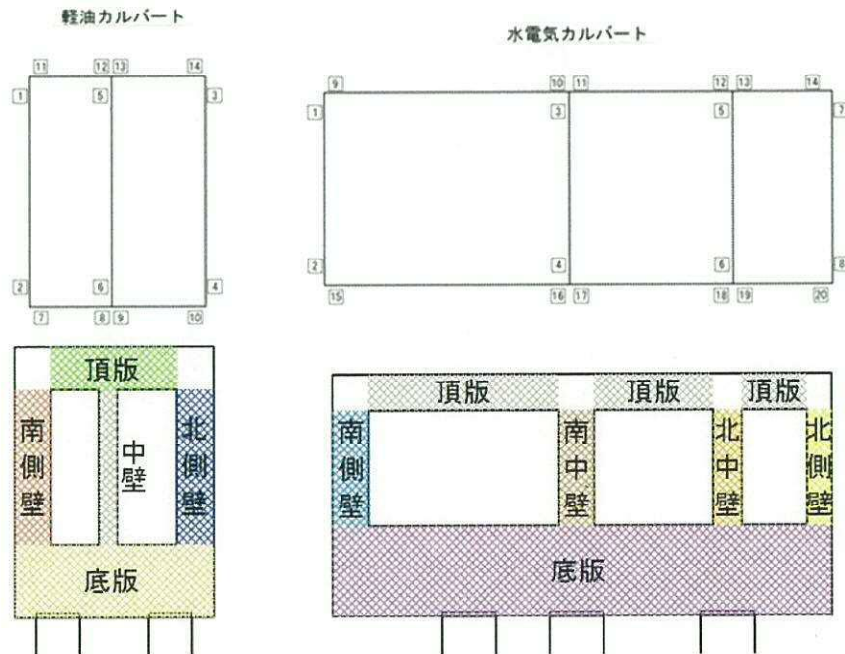


表 7.4-14 (19) せん断力照査結果

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)	短期許容 せん断力 V _s (kN/m)	照査値 V/V _s			
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)							
⑥ S _s -31 (H+, V+)	軽油 カルバート	底版	9	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	595	1688	0.36		
		北側壁	4	1000	1000	810	D16 @200 ×400	321	804	0.40		
		中壁	6	1000	500	320	D16 @200 ×400	50	317	0.16		
		南側壁	2	1000	1000	810	D16 @200 ×400	410	804	0.51		
		頂版	14	1000	1200	950	D16 @200 ×400	224	943	0.24		
	水電気 カルバート	底版	15	1000	2500	2280	D19 @200 ×400	545	2905	0.19		
		北側壁	8	1000	700	500	D22 @200 ×400	413	797	0.52		
		北中壁	6	1000	800	610	D16 @200 ×400	125	605	0.21		
		南中壁	4	1000	1000	820	D16 @200 ×400	316	814	0.39		
		南側壁	1	1000	1000	800	D22 @200 ×400	554	1276	0.44		
		頂版	10	1000	1000	790	D19 @200 ×400	537	1006	0.54		
		⑥ S _s -31 (H-, V+)	軽油 カルバート	底版	10	1000	2000	1700	D16 @200 ×400	574	1688	0.35
				北側壁	4	1000	1000	810	D16 @200 ×400	439	804	0.55
				中壁	6	1000	500	320	D16 @200 ×400	51	317	0.17
南側壁	2			1000	1000	810	D16 @200 ×400	296	804	0.37		
頂版	11			1000	1200	950	D16 @200 ×400	230	943	0.25		
水電気 カルバート	底版		15	1000	2500	2280	D19 @200 ×400	474	2905	0.17		
	北側壁		7	1000	700	500	D22 @200 ×400	475	797	0.60		
	北中壁		6	1000	800	610	D16 @200 ×400	95	605	0.16		
	南中壁		4	1000	1000	820	D16 @200 ×400	215	814	0.27		
	南側壁		1	1000	1000	810	D22 @200 ×400	748	1292	0.58		
頂版	9	1000	1000	790	D19 @200 ×400	506	1006	0.51				

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

評価位置は下図に示す。



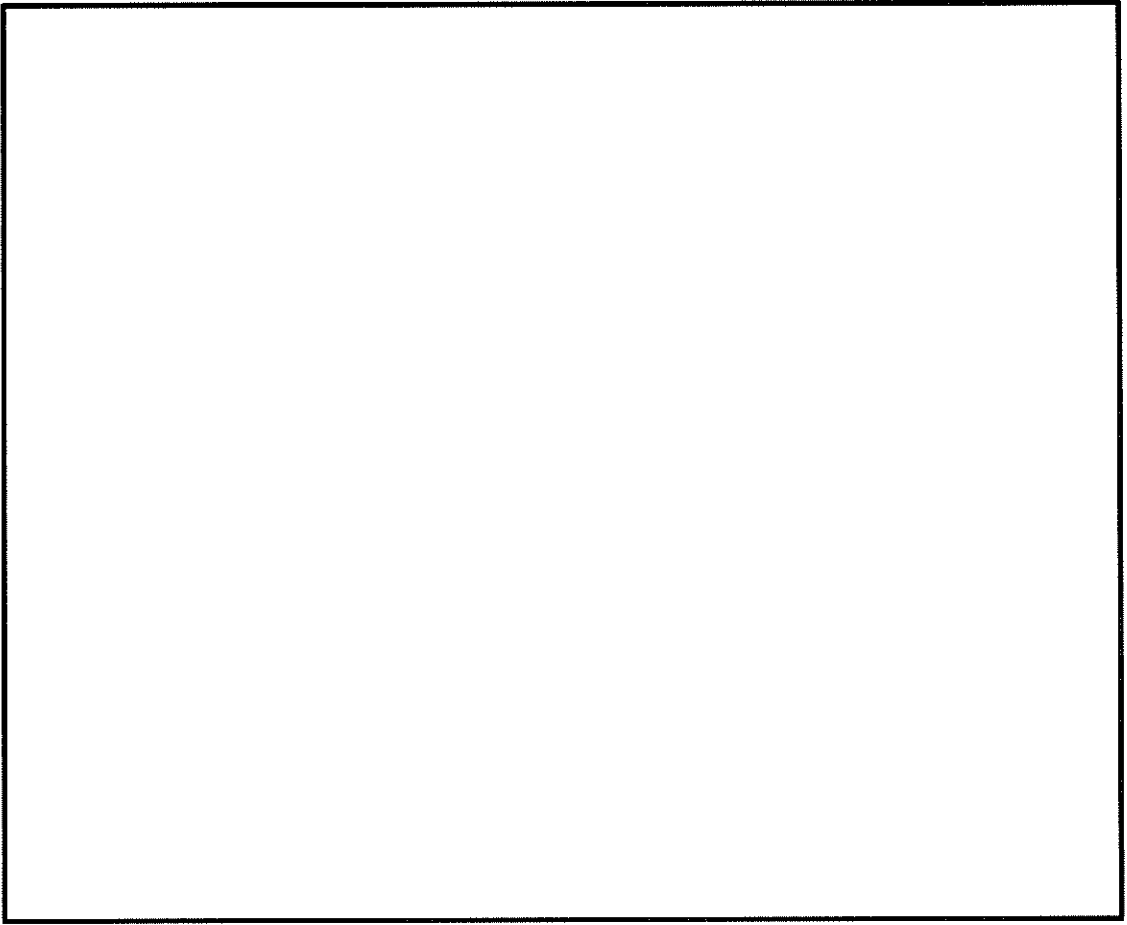
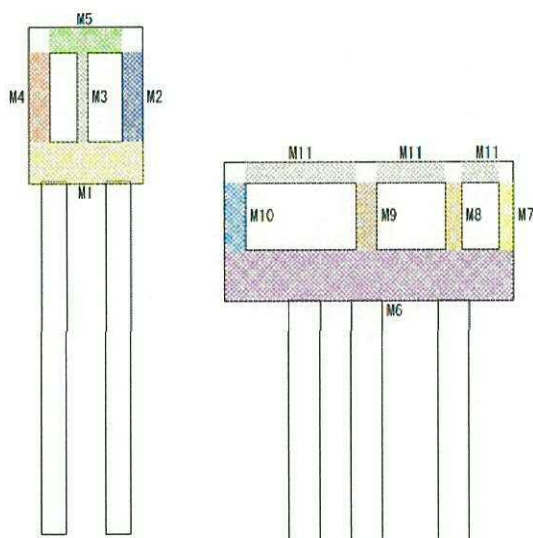


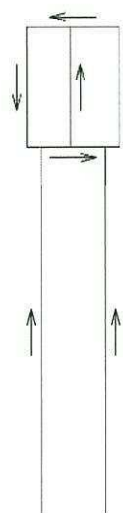
图 7.4—13 概略配筋图

表 7.4-15 断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

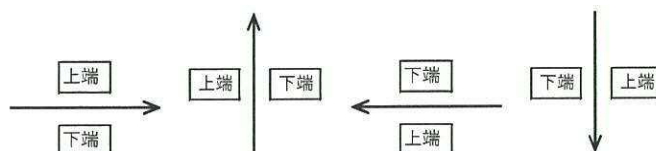
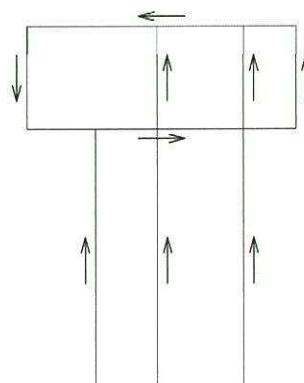
部位	材料No.	断面性状						せん断補強筋					
		部材幅	部材高	かぶり		有効高さ		鉄筋種別	径	s _b	s	鉄筋量	
				上端側	下端側	上端側引張	下端側引張						
b (mm)	h (mm)	d' (mm)	d' (mm)	d (mm)	d (mm)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)			
軽油カルバート	底版	M1	1000	2000	210	300	1790	1700	SD345	D16	400	200	496.5
	北側壁	M2	1000	1000	180	190	820	810	SD345	D16	400	200	496.5
	中壁	M3	1000	500	180	180	320	320	SD345	D16	400	200	496.5
	南側壁	M4	1000	1000	180	190	820	810	SD345	D16	400	200	496.5
	頂版	M5	1000	1200	200	250	1000	950	SD345	D16	400	200	496.5
水電気カルバート	底版	M6	1000	2500	220	310	2280	2190	SD345	D19	400	200	716.25
	北側壁	M7	1000	700	190	200	510	500	SD345	D22	400	200	967.75
	北中壁	M8	1000	800	190	180	610	620	SD345	D16	400	200	496.5
	南中壁	M9	1000	1000	180	180	820	820	SD345	D16	400	200	496.5
	南側壁	M10	1000	1000	190	200	810	800	SD345	D22	400	200	967.75
	頂版	M11	1000	1000	200	210	800	790	SD345	D19	400	200	716.25



軽油カルバート



水電気カルバート



7.4.3 杭基礎の耐震評価結果

(1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果

表7.4-16に鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭の曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

以上より、鋼管杭の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 7.4-16 (1) 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力		曲げ引張 曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)			
① $S_s - D 1$ (H+, V+)	4	-4333	1135	96	367.5	0.27
① $S_s - D 1$ (H+, V-)	4	-4448	1247	99	367.5	0.27
① $S_s - D 1$ (H-, V+)	4	4214	277	88	367.5	0.24
① $S_s - D 1$ (H-, V-)	4	4315	398	91	367.5	0.25
① $S_s - 1 1$	4	-982	843	25	367.5	0.07
① $S_s - 1 2$	4	-2068	1101	49	367.5	0.14
① $S_s - 1 3$	4	-1901	1038	45	367.5	0.13
① $S_s - 1 4$	4	-1231	831	30	367.5	0.09
① $S_s - 2 1$	4	-2689	1163	62	367.5	0.17
① $S_s - 2 2$	4	-2246	723	51	367.5	0.14
① $S_s - 3 1$ (H+, V+)	5	2922	-167	-61	367.5	0.17
① $S_s - 3 1$ (H-, V+)	4	-3212	1372	74	367.5	0.21

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。

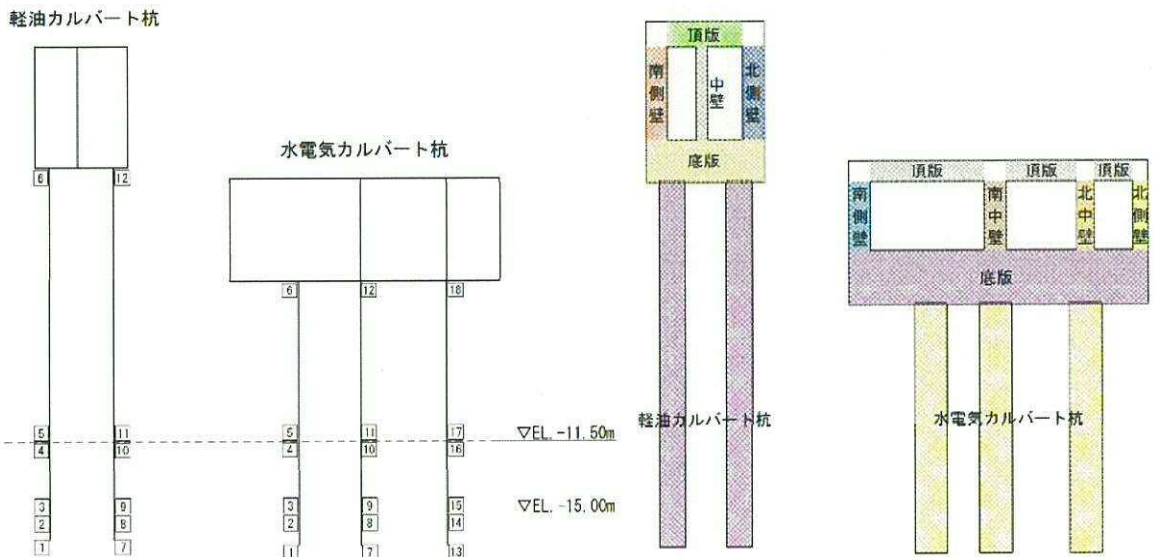


表 7.4-16 (2) 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力		曲げ引張 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②S _s -D1 (H+, V+)	4	-3908	1116	87	367.5	0.24
②S _s -D1 (H+, V-)	4	-3990	1278	89	367.5	0.25
②S _s -D1 (H-, V+)	4	3662	271	77	367.5	0.21
②S _s -D1 (H-, V-)	4	3777	388	80	367.5	0.22
②S _s -31 (H+, V+)	5	2509	-94	-52	367.5	0.15
②S _s -31 (H-, V+)	4	-2918	1276	67	367.5	0.19
③S _s -D1 (H+, V+)	4	-4086	1283	91	367.5	0.25
③S _s -D1 (H+, V-)	4	-4184	1387	94	367.5	0.26
③S _s -D1 (H-, V+)	4	3731	315	79	367.5	0.22
③S _s -D1 (H-, V-)	4	3823	413	81	367.5	0.23
③S _s -31 (H+, V+)	5	2801	-102	-58	367.5	0.16
③S _s -31 (H-, V+)	4	-3113	1243	71	367.5	0.20

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

評価位置は下図に示す。

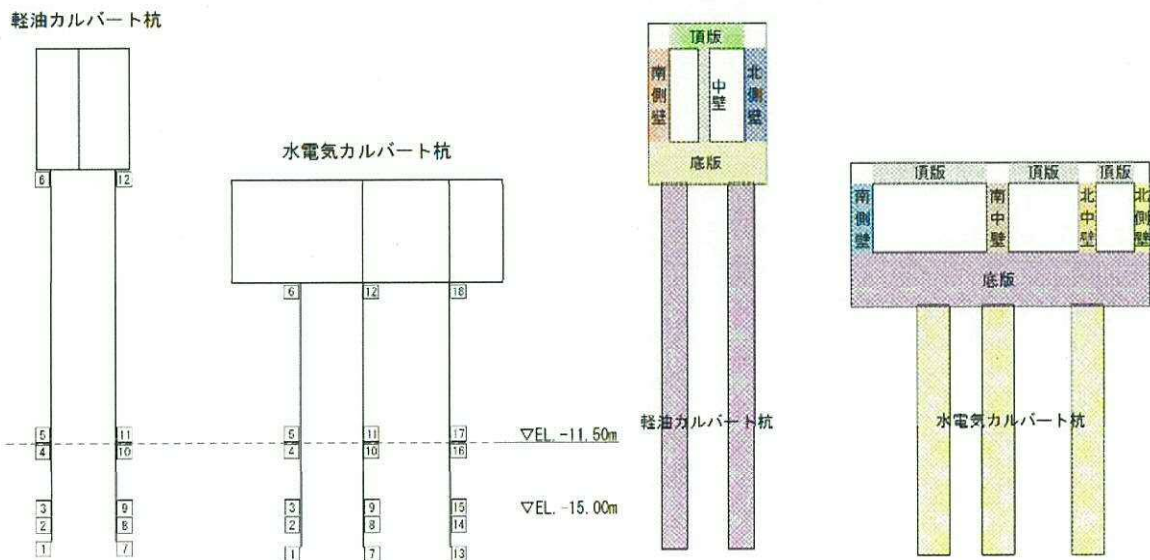


表 7.4-16 (3) 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力		曲げ引張 曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)			
① $S_s - D 1$ (H+, V+)	4	-5602	899	120	367.5	0.33
④ $S_s - D 1$ (II+, V-)	4	-5780	1061	125	367.5	0.35
① $S_s - D 1$ (H-, V+)	4	5951	394	125	367.5	0.35
④ $S_s - D 1$ (H-, V-)	4	6237	397	131	367.5	0.36
① $S_s - 3 1$ (H+, V+)	4	4667	391	98	367.5	0.27
④ $S_s - 3 1$ (II-, V+)	4	-4525	986	99	367.5	0.27
⑤ $S_s - D 1$ (H+, V-)	5	-2451	731	55	367.5	0.15
⑤ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	4	2749	77	57	367.5	0.16
⑤ $S_s - 3 1$ (H-, V+)	5	-2845	924	64	367.5	0.18
⑥ $S_s - D 1$ (H+, V-)	4	-2279	674	51	367.5	0.14
⑥ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	4	2477	113	52	367.5	0.15
⑥ $S_s - 3 1$ (H-, V+)	4	-2665	886	60	367.5	0.17

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
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

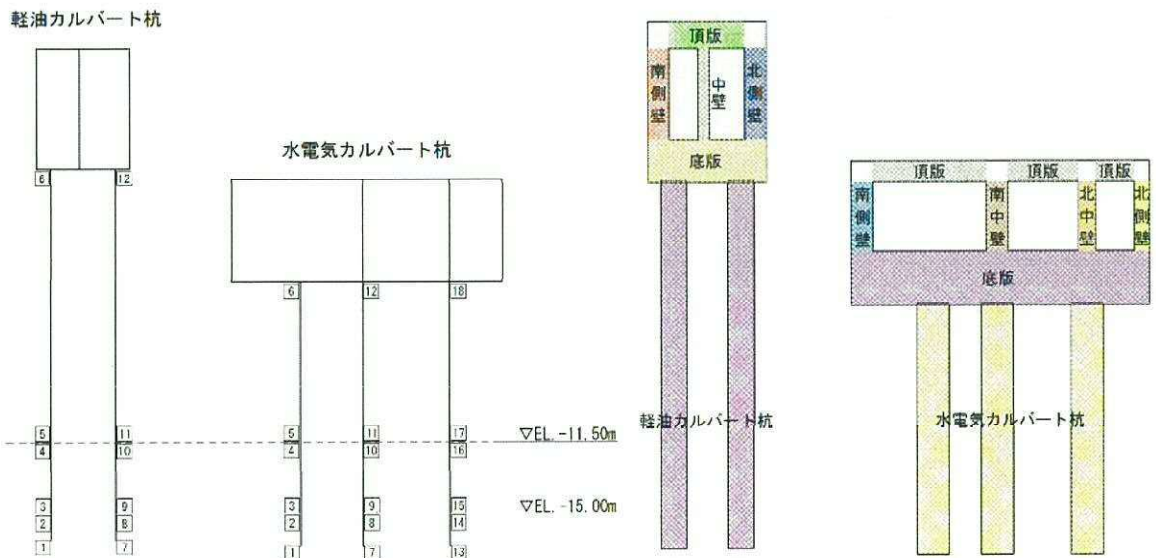


表 7.4-16 (4) 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力		曲げ引張 曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)			
① S_s-D1 (H+, V+)	15	-2850	-2375	-93	382.5	0.25
① S_s-D1 (H+, V-)	15	-3071	-1900	-94	382.5	0.25
① S_s-D1 (H-, V+)	15	-1796	-1027	-54	382.5	0.15
① S_s-D1 (H-, V-)	16	1416	2427	57	382.5	0.15
① S_s-11	16	280	1156	18	382.5	0.05
① S_s-12	15	-1464	-226	-39	382.5	0.11
① S_s-13	15	-1342	-134	-35	382.5	0.10
① S_s-14	15	-697	367	21	382.5	0.06
① S_s-21	15	-1409	-502	-40	382.5	0.11
① S_s-22	15	-1271	-867	-40	382.5	0.11
① S_s-31 (H+, V+)	16	1178	2031	48	382.5	0.13
① S_s-31 (H-, V+)	15	-2204	-766	-62	382.5	0.17

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。

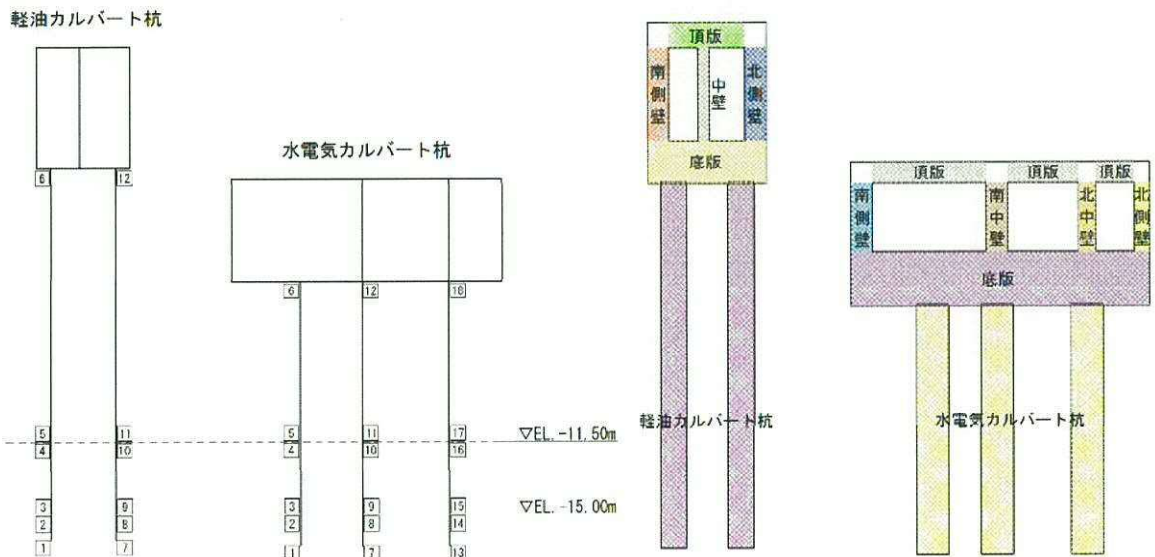


表 7.4-16 (5) 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力		曲げ引張 曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)			
② $S_s - D 1$ (H+, V+)	15	-3004	-2205	-95	382.5	0.25
② $S_s - D 1$ (H+, V-)	15	-3251	-1693	-96	382.5	0.26
② $S_s - D 1$ (H-, V+)	15	-1899	-816	-55	382.5	0.15
② $S_s - D 1$ (H-, V-)	15	1648	1859	58	382.5	0.16
② $S_s - 3 1$ (H+, V+)	15	1417	1413	48	382.5	0.13
② $S_s - 3 1$ (H-, V+)	15	-2212	-552	-60	382.5	0.16
③ $S_s - D 1$ (H+, V+)	15	-2954	-2146	-93	382.5	0.25
③ $S_s - D 1$ (II+, V-)	15	-3176	-1677	-94	382.5	0.25
③ $S_s - D 1$ (H-, V+)	15	-1893	-833	-55	382.5	0.15
③ $S_s - D 1$ (H-, V-)	15	-1808	-896	-53	382.5	0.14
③ $S_s - 3 1$ (II+, V+)	15	1196	1698	45	382.5	0.12
③ $S_s - 3 1$ (H-, V+)	15	-2360	-692	-65	382.5	0.17

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

評価位置は下図に示す。

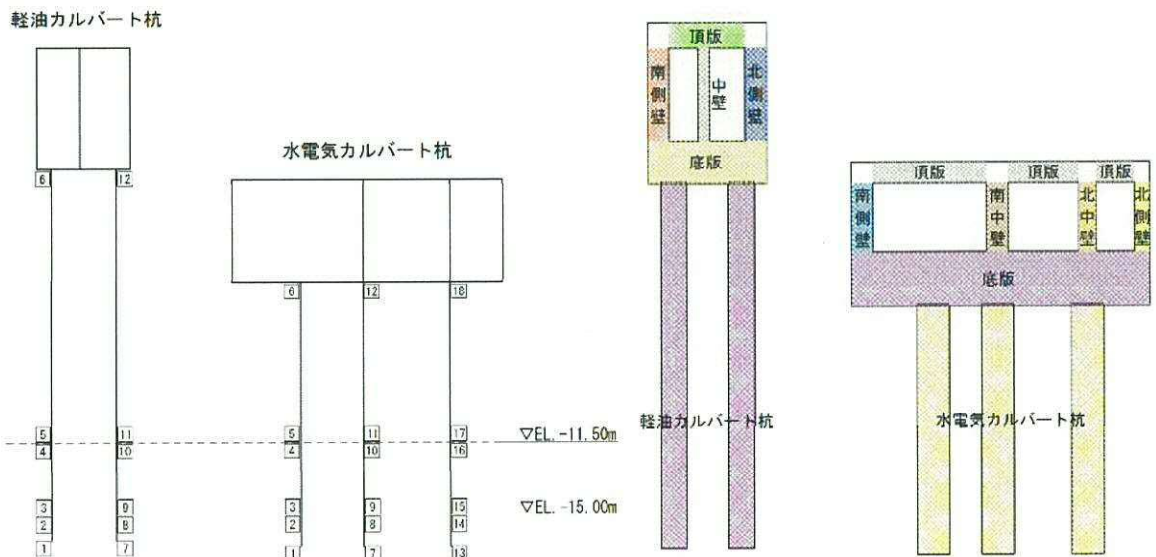
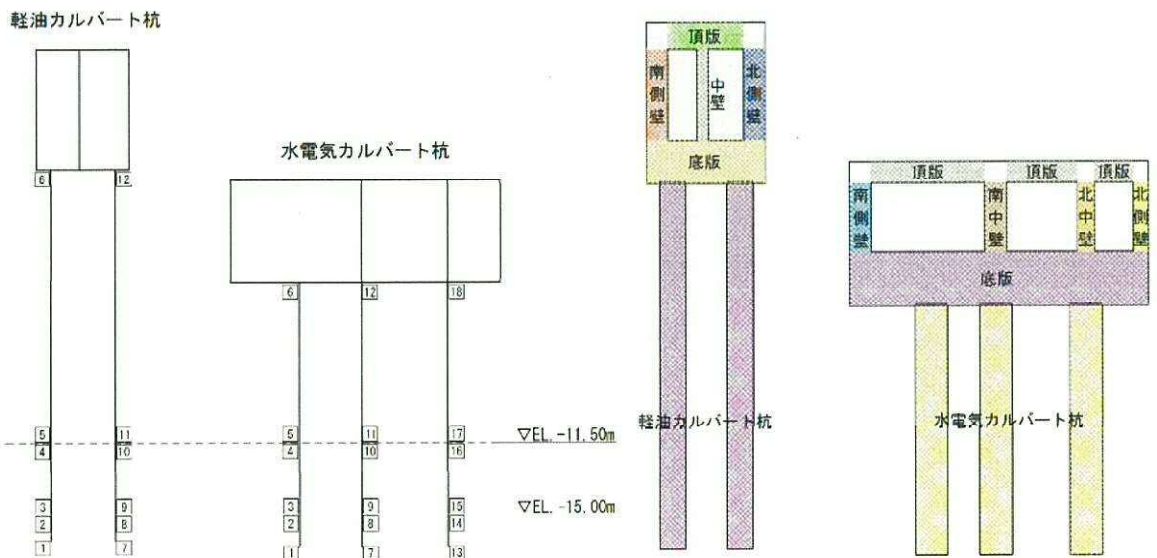


表 7.4-16 (6) 鋼管杭の曲げ軸力照査結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力		曲げ引張 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④ S _s -D 1 (H+, V+)	15	-3541	-2973	-115	382.5	0.31
④ S _s -D 1 (II+, V-)	15	-3709	-2535	-115	382.5	0.31
① S _s -D 1 (H-, V+)	15	-2824	-1654	-85	382.5	0.23
④ S _s -D 1 (H-, V-)	15	-2738	-1646	-83	382.5	0.22
① S _s -3 1 (H+, V+)	16	1653	2485	64	382.5	0.17
④ S _s -3 1 (H-, V+)	15	-3267	-1876	-98	382.5	0.26
⑤ S _s -D 1 (II+, V-)	15	-1336	-229	-36	382.5	0.10
⑤ S _s -3 1 (H+, V+)	16	1023	1771	42	382.5	0.11
⑤ S _s -3 1 (II-, V+)	15	-1748	-305	-47	382.5	0.13
⑥ S _s -D 1 (H+, V-)	15	-1308	863	41	382.5	0.11
⑥ S _s -3 1 (II+, V+)	15	1227	1328	43	382.5	0.12
⑥ S _s -3 1 (H-, V+)	15	-1913	-98	-49	382.5	0.13

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
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。



(2) 鋼管杭のせん断力に対する評価結果

表7.4-17に鋼管杭のせん断力に対する照査結果を示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭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した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

以上より、鋼管杭の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表 7.4-17 (1) 鋼管杭のせん断力照査結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
		せん断力 (kN)			
①S _s -D1 (H+, V+)	5	1661	19	210.0	0.10
①S _s -D1 (H+, V-)	5	1703	20	210.0	0.10
①S _s -D1 (H-, V+)	5	1620	19	210.0	0.10
①S _s -D1 (H-, V-)	5	1658	19	210.0	0.10
①S _s -11	5	363	5	210.0	0.03
①S _s -12	5	773	9	210.0	0.05
①S _s -13	5	712	9	210.0	0.05
①S _s -14	5	462	6	210.0	0.03
①S _s -21	5	1010	12	210.0	0.06
①S _s -22	3	872	10	210.0	0.05
①S _s -31 (H+, V+)	5	1104	13	210.0	0.07
①S _s -31 (H-, V+)	5	1208	14	210.0	0.07

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。

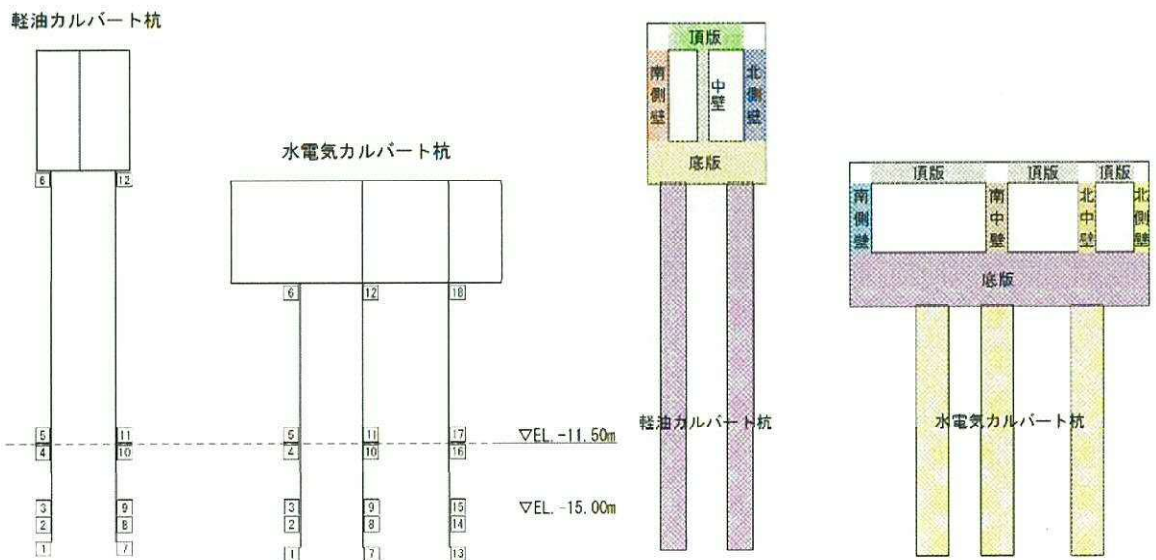


表 7.4-17 (2) 鋼管杭のせん断力照査結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		せん断力 (kN)			
② $S_s - D 1$ (H+, V+)	5	1488	17	210.0	0.09
② $S_s - D 1$ (H+, V-)	5	1522	18	210.0	0.09
② $S_s - D 1$ (H-, V+)	5	1432	17	210.0	0.09
② $S_s - D 1$ (H-, V-)	5	1462	17	210.0	0.09
② $S_s - 3 1$ (H+, V+)	11	990	12	210.0	0.06
② $S_s - 3 1$ (H-, V+)	5	1100	13	210.0	0.07
③ $S_s - D 1$ (H+, V+)	5	1577	18	210.0	0.09
③ $S_s - D 1$ (H+, V-)	5	1614	19	210.0	0.10
③ $S_s - D 1$ (H-, V+)	5	1443	17	210.0	0.09
③ $S_s - D 1$ (H-, V-)	5	1478	17	210.0	0.09
③ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	5	1068	13	210.0	0.07
③ $S_s - 3 1$ (H-, V+)	5	1187	14	210.0	0.07

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

評価位置は下図に示す。

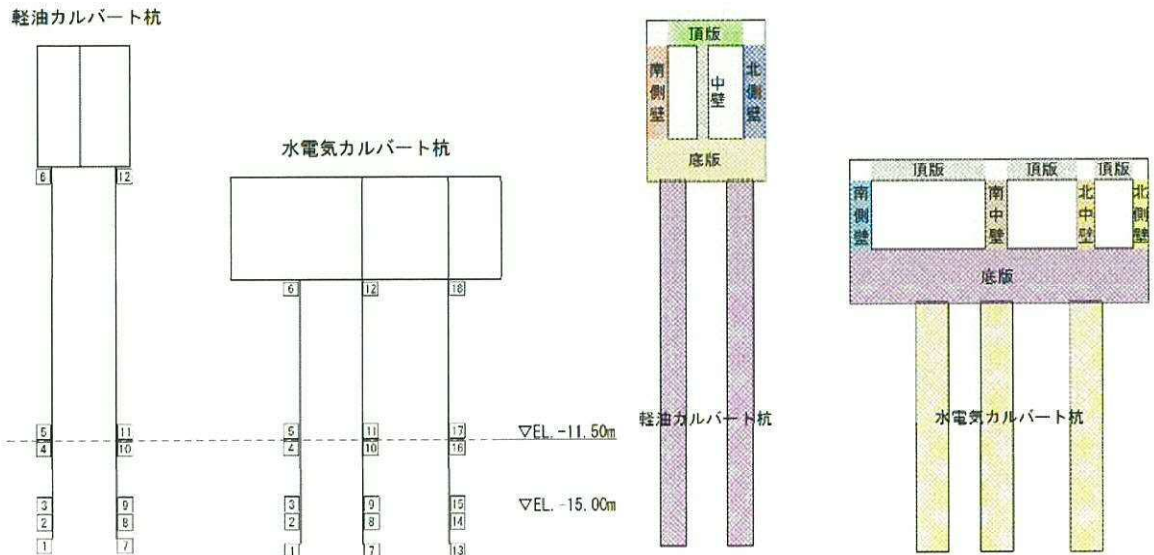


表 7.4-17 (3) 鋼管杭のせん断力照査結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
		せん断力 (kN)			
④ S _s -D 1 (H+, V+)	5	2155	25	210.0	0.12
④ S _s -D 1 (H+, V-)	5	2220	26	210.0	0.13
④ S _s -D 1 (H-, V+)	5	2282	26	210.0	0.13
④ S _s -D 1 (H-, V-)	5	2389	28	210.0	0.14
④ S _s -3 1 (H+, V+)	5	1780	21	210.0	0.10
④ S _s -3 1 (H-, V+)	5	1730	20	210.0	0.10
⑤ S _s -D 1 (H+, V-)	5	924	11	210.0	0.06
⑤ S _s -3 1 (H+, V+)	5	1043	12	210.0	0.06
⑤ S _s -3 1 (H-, V+)	5	1076	13	210.0	0.07
⑥ S _s -D 1 (H+, V-)	5	862	10	210.0	0.05
⑥ S _s -3 1 (H+, V+)	11	947	11	210.0	0.06
⑥ S _s -3 1 (H-, V+)	5	1015	12	210.0	0.06

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
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

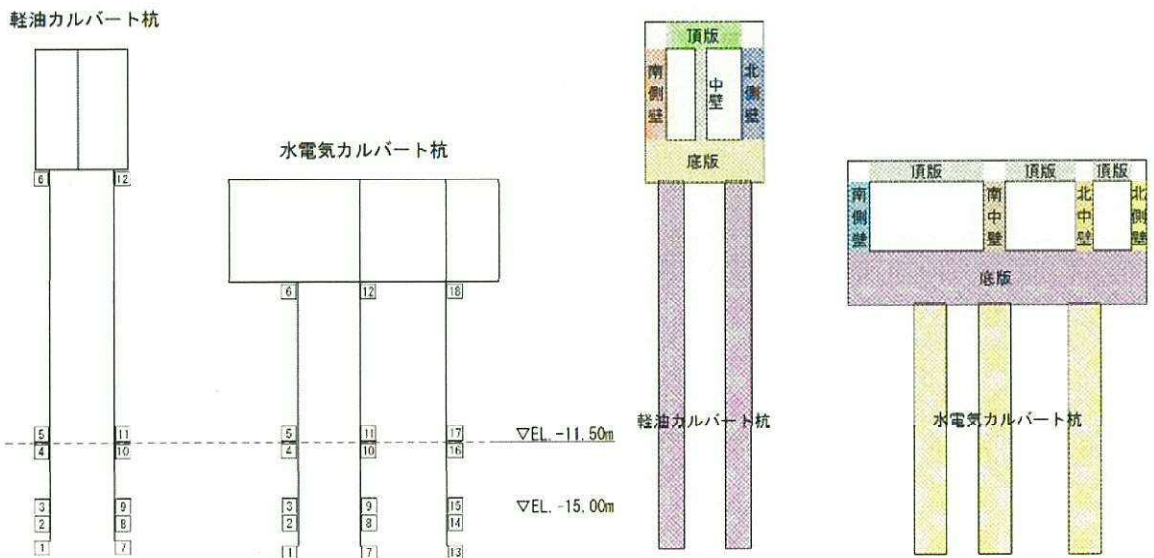


表 7.4-17 (4) 鋼管杭のせん断力照査結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		せん断力 (kN)			
① S_s-D1 (H+, V+)	15	2325	42	217.5	0.20
① S_s-D1 (H+, V-)	15	2504	46	217.5	0.22
① S_s-D1 (H-, V+)	15	1544	28	217.5	0.13
① S_s-D1 (H-, V-)	15	1371	25	217.5	0.12
① S_s-11	14	394	8	217.5	0.04
① S_s-12	14	1114	21	217.5	0.10
① S_s-13	14	1026	19	217.5	0.09
① S_s-14	14	523	10	217.5	0.05
① S_s-21	14	1057	20	217.5	0.10
① S_s-22	15	1116	21	217.5	0.10
① S_s-31 (H+, V+)	14	900	17	217.5	0.08
① S_s-31 (H-, V+)	15	1703	31	217.5	0.15

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。

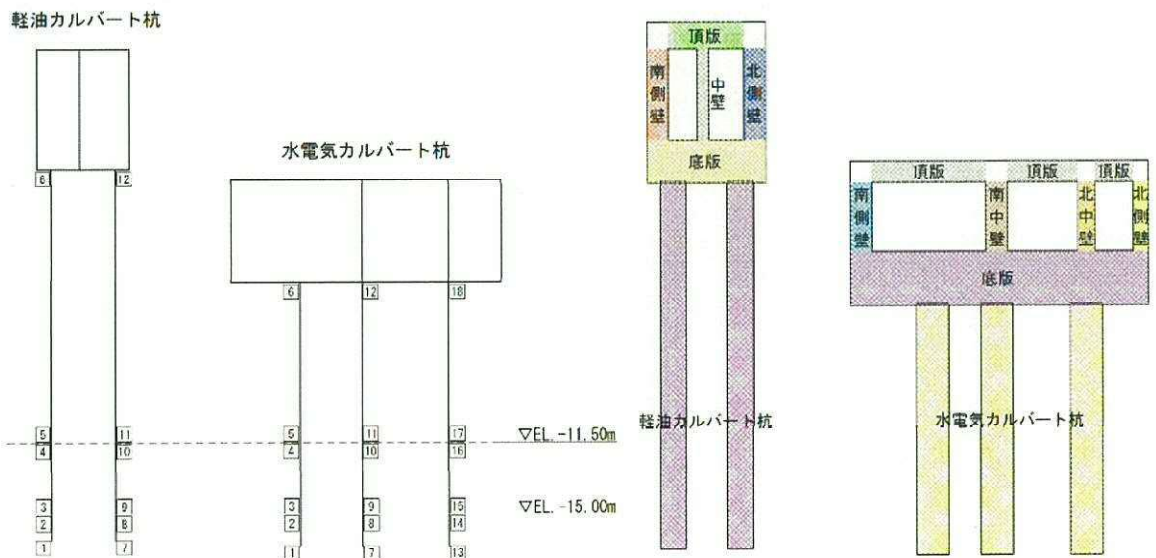


表 7.4-17 (5) 鋼管杭のせん断力照査結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		せん断力 (kN)			
② $S_s - D1$ (II+, V+)	15	2427	44	217.5	0.21
② $S_s - D1$ (H+, V-)	15	2665	48	217.5	0.23
② $S_s - D1$ (II-, V+)	15	1481	27	217.5	0.13
② $S_s - D1$ (H-, V-)	14	1378	25	217.5	0.12
② $S_s - 31$ (II+, V+)	14	1109	20	217.5	0.10
② $S_s - 31$ (H-, V+)	14	1757	32	217.5	0.15
③ $S_s - D1$ (II+, V+)	15	2371	43	217.5	0.20
③ $S_s - D1$ (H+, V-)	15	2445	44	217.5	0.21
③ $S_s - D1$ (II-, V+)	15	1446	27	217.5	0.13
③ $S_s - D1$ (H-, V-)	14	1374	25	217.5	0.12
③ $S_s - 31$ (II+, V+)	14	993	18	217.5	0.09
③ $S_s - 31$ (H-, V+)	15	1745	32	217.5	0.15

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

評価位置は下図に示す。

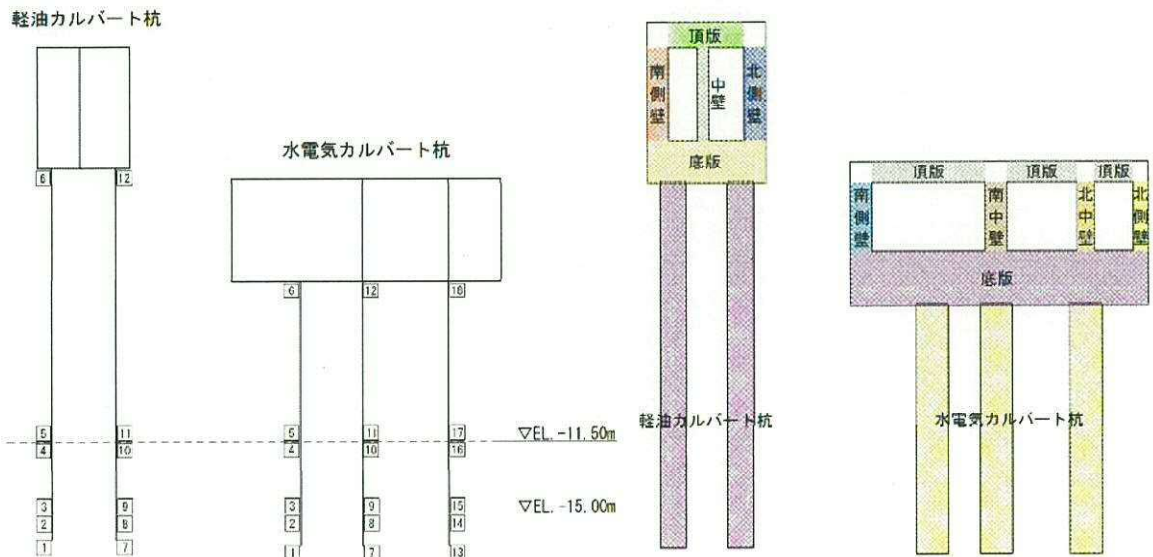
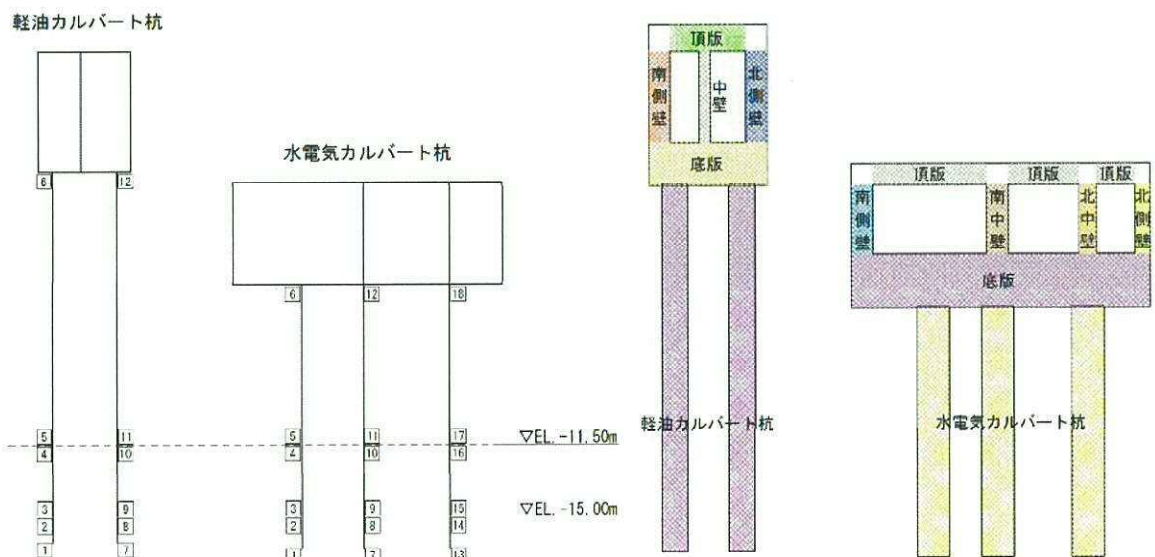


表 7.4-17 (6) 鋼管杭のせん断力照査結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
		せん断力 (kN)			
④ $S_s - D 1$ (H+, V+)	15	2797	51	217.5	0.24
① $S_s - D 1$ (H+, V-)	15	2916	53	217.5	0.25
④ $S_s - D 1$ (H-, V+)	15	2290	42	217.5	0.20
① $S_s - D 1$ (H-, V-)	15	2203	40	217.5	0.19
④ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	14	1001	19	217.5	0.09
① $S_s - 3 1$ (H-, V+)	15	2625	48	217.5	0.23
⑤ $S_s - D 1$ (H+, V-)	14	1027	19	217.5	0.09
⑤ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	14	581	11	217.5	0.06
⑤ $S_s - 3 1$ (H-, V+)	14	1307	24	217.5	0.12
⑥ $S_s - D 1$ (H+, V-)	14	1283	24	217.5	0.12
⑥ $S_s - 3 1$ (H+, V+)	14	952	18	217.5	0.09
⑥ $S_s - 3 1$ (H-, V+)	14	1573	29	217.5	0.14

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
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。



(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 7.4-18 に基礎地盤の支持性能評価結果を示す。

軽油カルバート杭基礎の最大接地圧は、①S_o-D1 (H-, V-) で 520 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力度 5358 kN/m² 以下である。

水電気カルバート杭基礎の最大接地圧は、④S_o-D1 (H-, V-) で 1385 kN/m² であり、基礎地盤の極限支持力度 5364 kN/m² 以下である。

以上のことから、カルバートの基礎地盤は、基準地震動 S_o に対し、支持性能を有する。

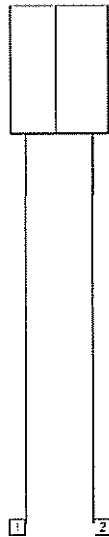
表 7.4-18 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	杭先端 最大接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
①S _s -D1 (H+, V+)	2	481	5358
①S _s -D1 (H+, V-)	1	498	5358
①S _s -D1 (H-, V+)	2	488	5358
①S _s -D1 (H-, V-)	1	520	5358
①S _s -11	1	470	5358
①S _s -12	1	484	5358
①S _s -13	1	481	5358
①S _s -14	2	446	5358
①S _s -21	1	483	5358
①S _s -22	1	507	5358
①S _s -31 (H+, V+)	1	385	5358
①S _s -31 (H-, V+)	2	382	5358

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。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

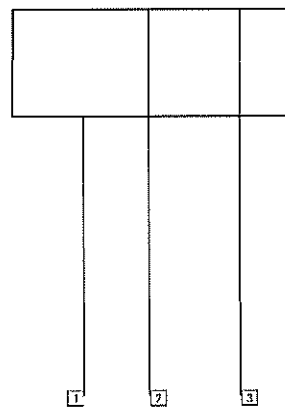


表 7.4-18 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (軽油カルバート)

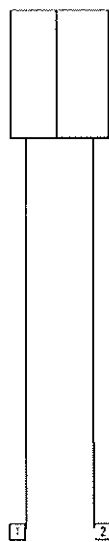
検討ケース	評価位置	杭先端 最大接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
②S _s -D1 (H+, V+)	2	475	5358
②S _s -D1 (H+, V-)	1	480	5358
②S _s -D1 (H-, V+)	2	481	5358
②S _s -D1 (H-, V-)	2	505	5358
②S _s -31 (H+, V+)	1	376	5358
②S _s -31 (H-, V+)	2	378	5358
③S _s -D1 (H+, V+)	2	479	5358
③S _s -D1 (H+, V-)	1	491	5358
③S _s -D1 (H-, V+)	2	487	5358
③S _s -D1 (H-, V-)	2	517	5358
③S _s -31 (H+, V+)	1	381	5358
③S _s -31 (H-, V+)	2	381	5358

注記 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

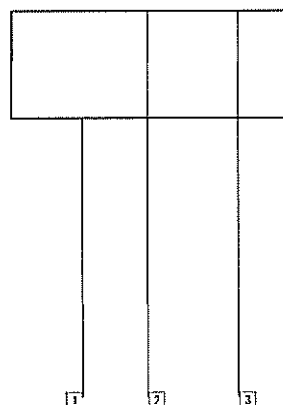


表 7.4-18 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (軽油カルバート)

検討ケース	評価位置	杭先端 最大接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
④ S _s -D1 (H+, V+)	1	477	5358
④ S _s -D1 (H+, V-)	2	485	5358
④ S _s -D1 (H-, V+)	2	480	5358
④ S _s -D1 (H-, V-)	1	499	5358
④ S _s -31 (H+, V+)	1	388	5358
④ S _s -31 (H-, V+)	2	394	5358
⑤ S _s -D1 (H+, V-)	2	484	5358
⑤ S _s -31 (H+, V+)	1	383	5358
⑤ S _s -31 (H-, V+)	2	381	5358
⑥ S _s -D1 (H+, V-)	2	477	5358
⑥ S _s -31 (H+, V+)	1	375	5358
⑥ S _s -31 (H-, V+)	2	377	5358

- 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
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

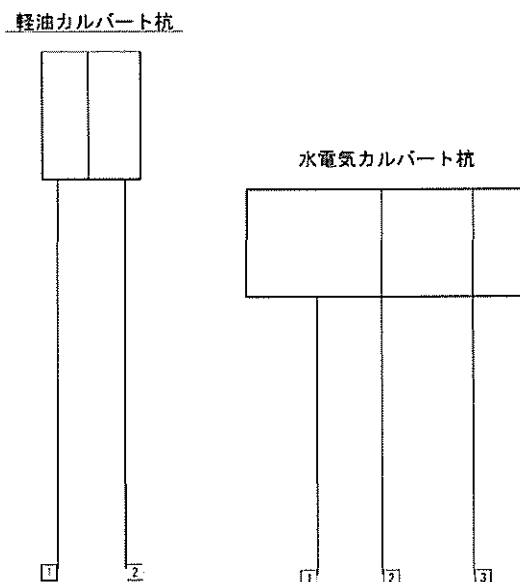


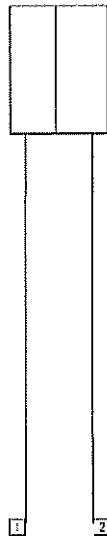
表 7.4-18 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	杭先端 最大接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
①S _s -D1 (H+, V+)	3	972	5364
①S _s -D1 (H+, V-)	3	1003	5364
①S _s -D1 (H-, V+)	3	1137	5364
①S _s -D1 (H-, V-)	3	1211	5364
①S _s -11	3	548	5364
①S _s -12	3	682	5364
①S _s -13	3	624	5364
①S _s -14	3	552	5364
①S _s -21	3	983	5364
①S _s -22	3	798	5364
①S _s -31 (H+, V+)	3	988	5364
①S _s -31 (H-, V+)	3	719	5364

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。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

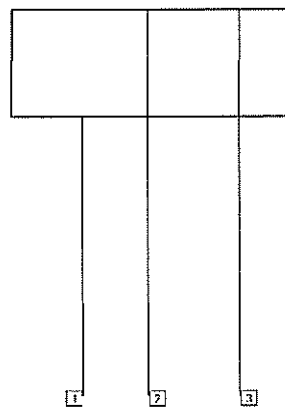


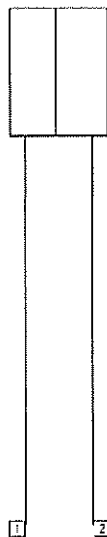
表 7.4-18 (5) 基礎地盤の支持性能評価結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	杭先端 最大接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
②S _s -D1 (H+, V+)	3	966	5364
②S _s -D1 (H+, V-)	3	1006	5364
②S _s -D1 (H-, V+)	3	1151	5364
②S _s -D1 (H-, V-)	3	1223	5364
②S _s -31 (H+, V+)	3	979	5364
②S _s -31 (H-, V+)	3	677	5364
③S _s -D1 (H+, V+)	3	956	5364
③S _s -D1 (H+, V-)	3	995	5364
③S _s -D1 (H-, V+)	3	1120	5364
③S _s -D1 (H-, V-)	3	1182	5364
③S _s -31 (H+, V+)	3	1005	5364
③S _s -31 (H-, V+)	3	721	5364

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

評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

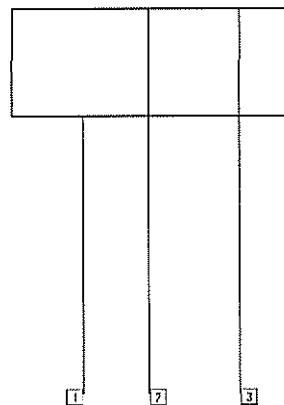


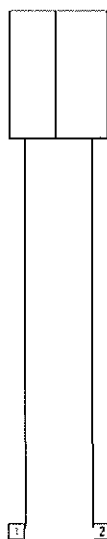
表 7. 4-18 (6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (水電気カルバート)

検討ケース	評価位置	杭先端 最大接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力度 (kN/m ²)
④ S ₁ -D1 (H+, V+)	3	1154	5364
④ S ₁ -D1 (H+, V-)	3	1183	5364
④ S ₁ -D1 (H-, V+)	3	1293	5364
④ S ₁ -D1 (H-, V-)	3	1385	5364
④ S ₁ -31 (H+, V+)	3	1205	5364
④ S ₁ -31 (H-, V+)	3	751	5364
⑤ S ₁ -D1 (H+, V-)	3	646	5364
⑤ S ₁ -31 (H+, V+)	3	905	5364
⑤ S ₁ -31 (H-, V+)	3	629	5364
⑥ S ₁ -D1 (H+, V-)	3	659	5364
⑥ S ₁ -31 (H+, V+)	3	909	5364
⑥ S ₁ -31 (H-, V+)	3	646	5364

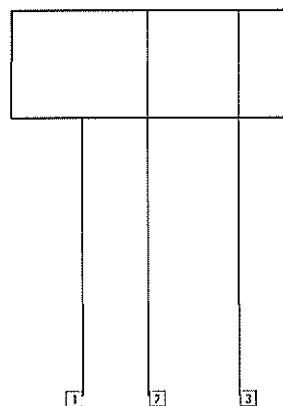
- 注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭



7.5 まとめ

カルバートは、耐震安全上重要な機器・配管系を間接支持する機能を求められる土木構造物である。

カルバートについて基準地震動 S_0 に対して、構造部材の曲げ、せん断評価については地震応答解析に基づく発生応力又は発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく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、カルバートは、基準地震動 S_0 による地震動に対して、間接支持機能を維持できる。

常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の耐震安全性評価に関する参考資料

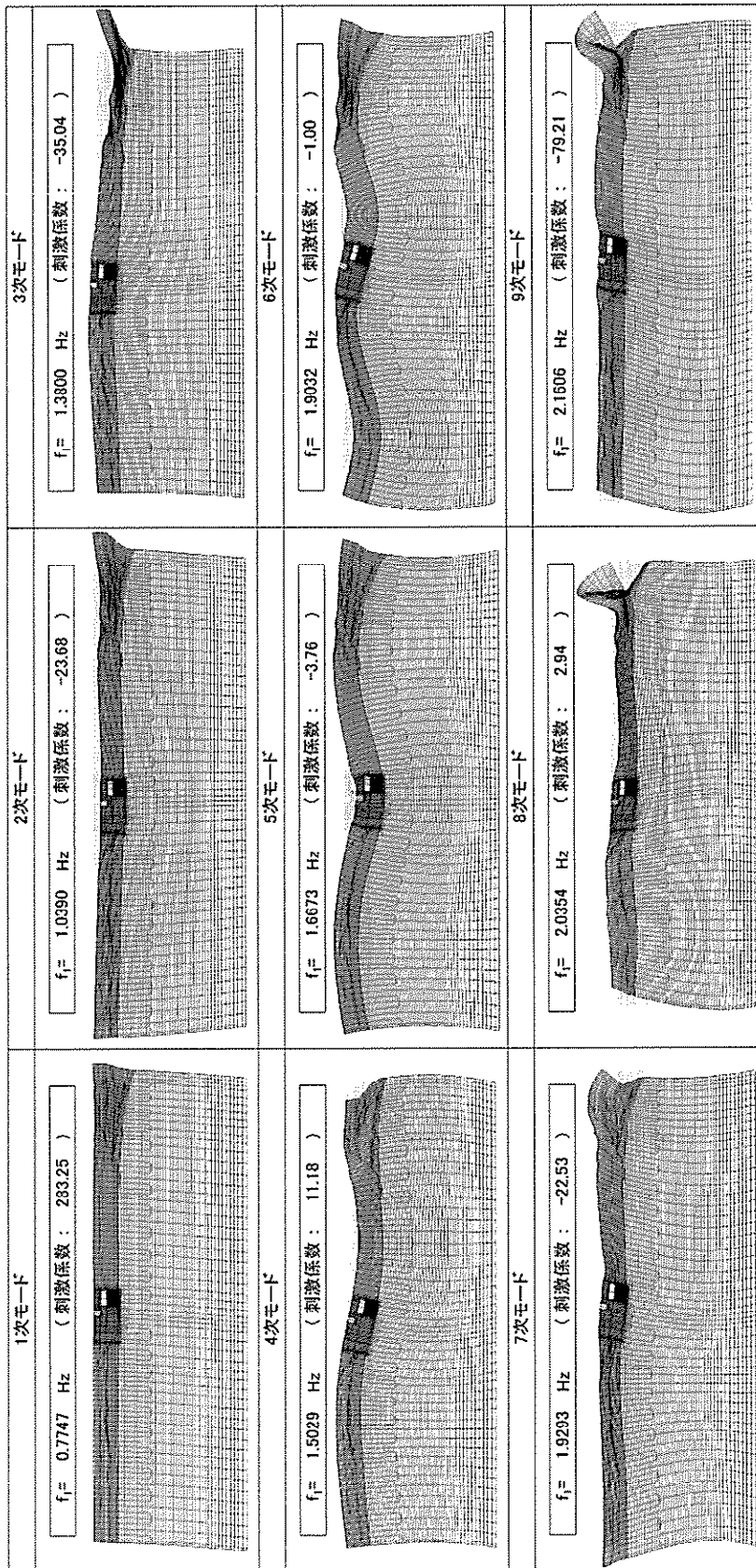
1. 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析に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。

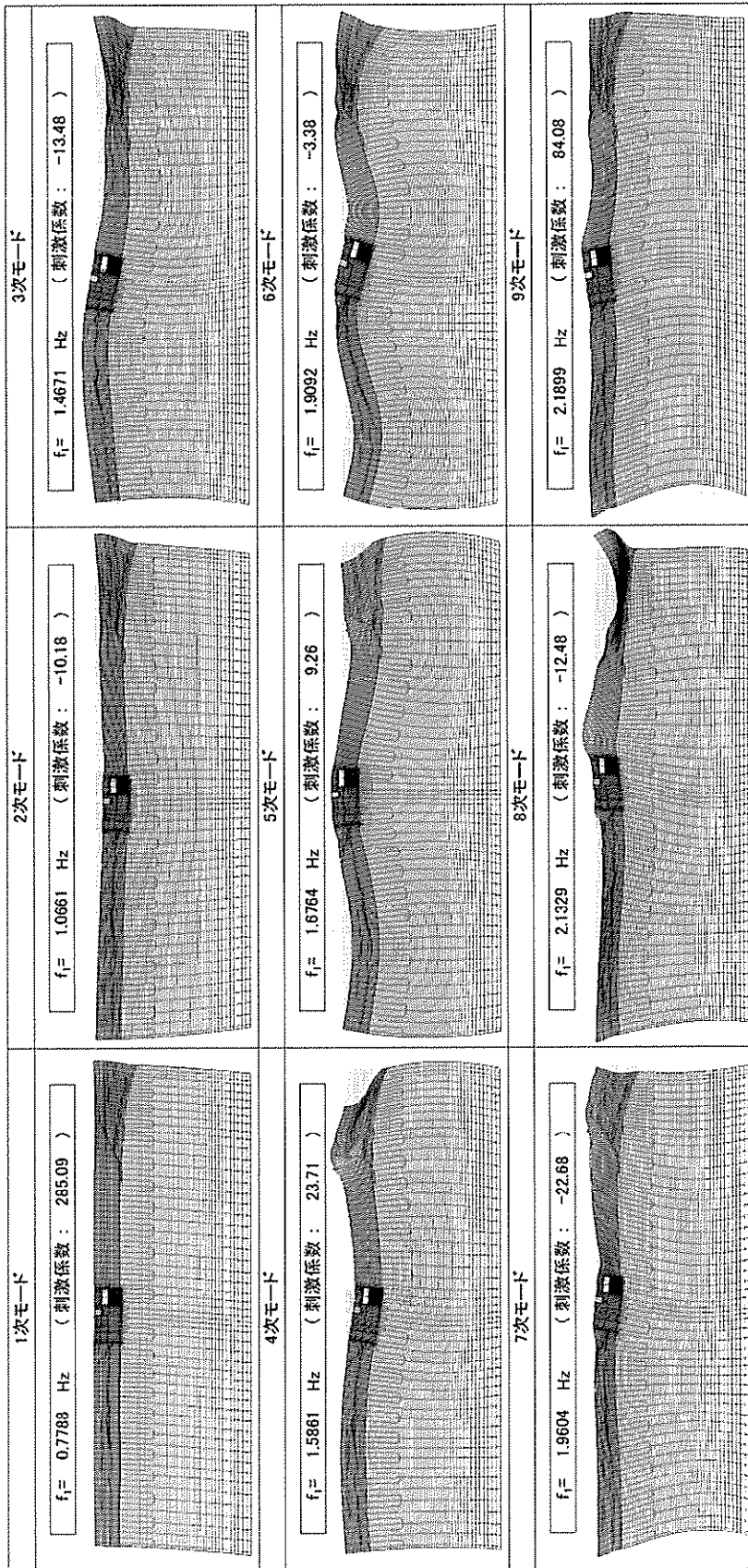
固有値解析による刺激係数及びモード図を参考図 7-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を参考図 7-2 に示す。

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。

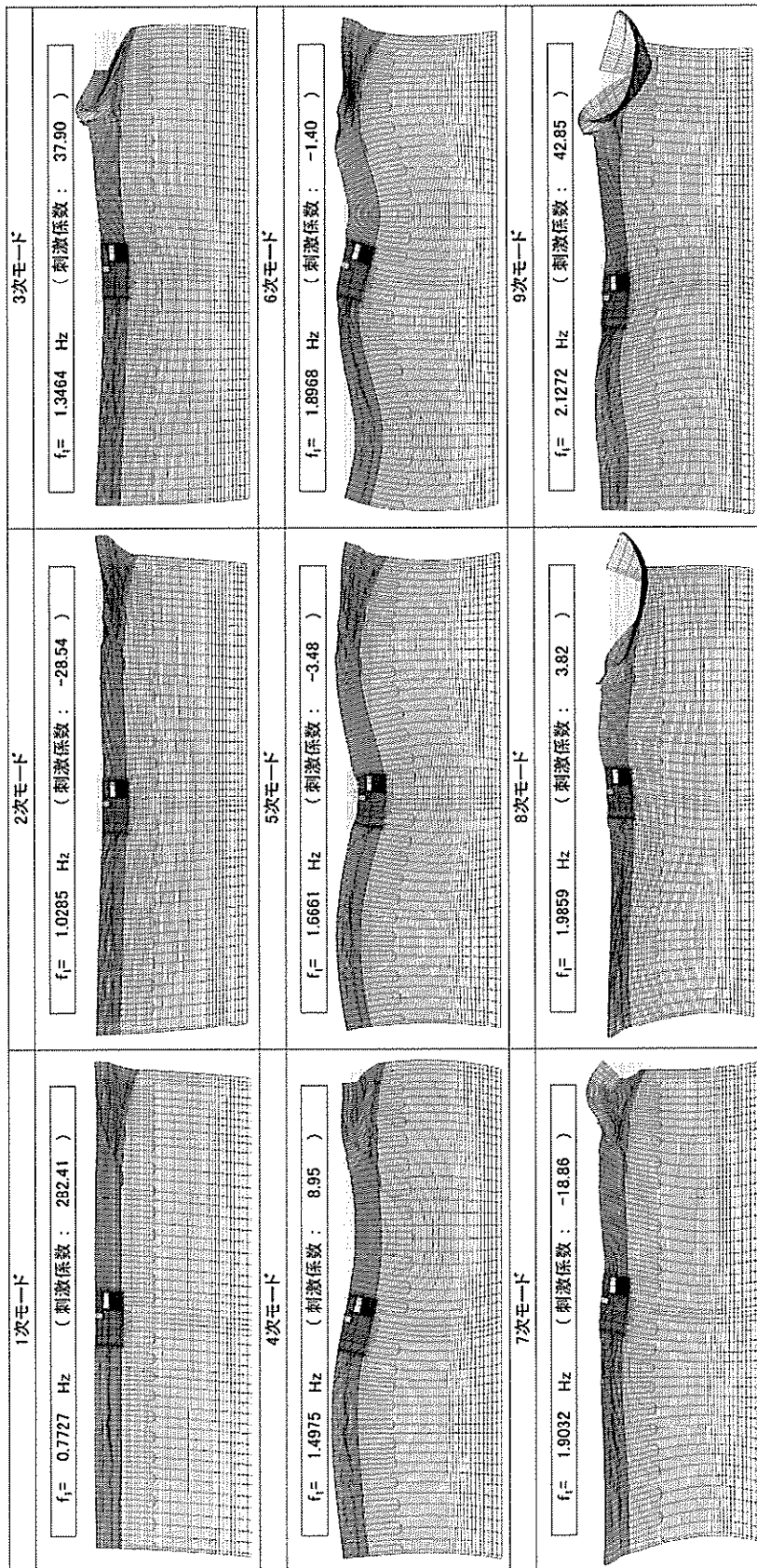
なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみ大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3 %（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



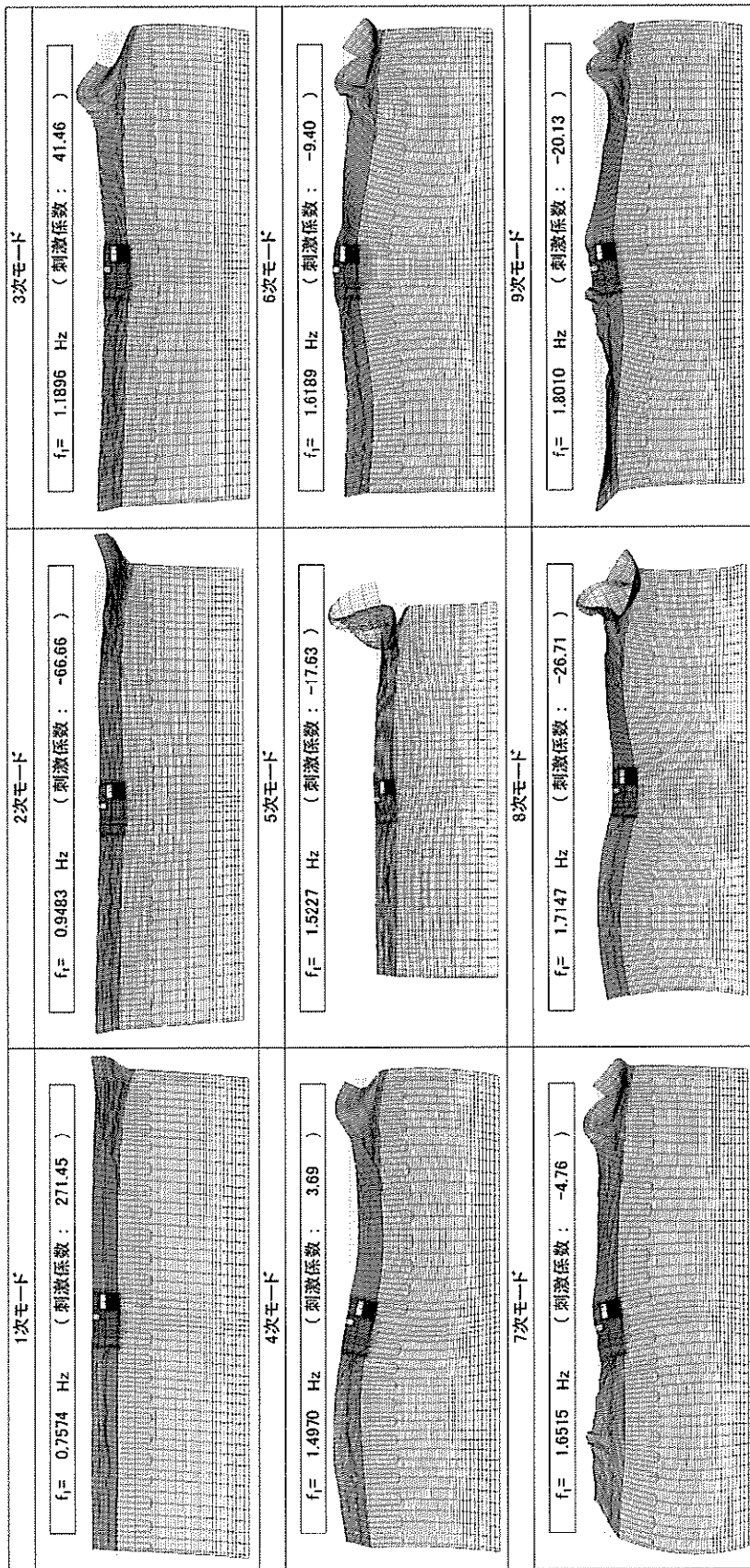
参考図 7-1 (1) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の固有値解析結果
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



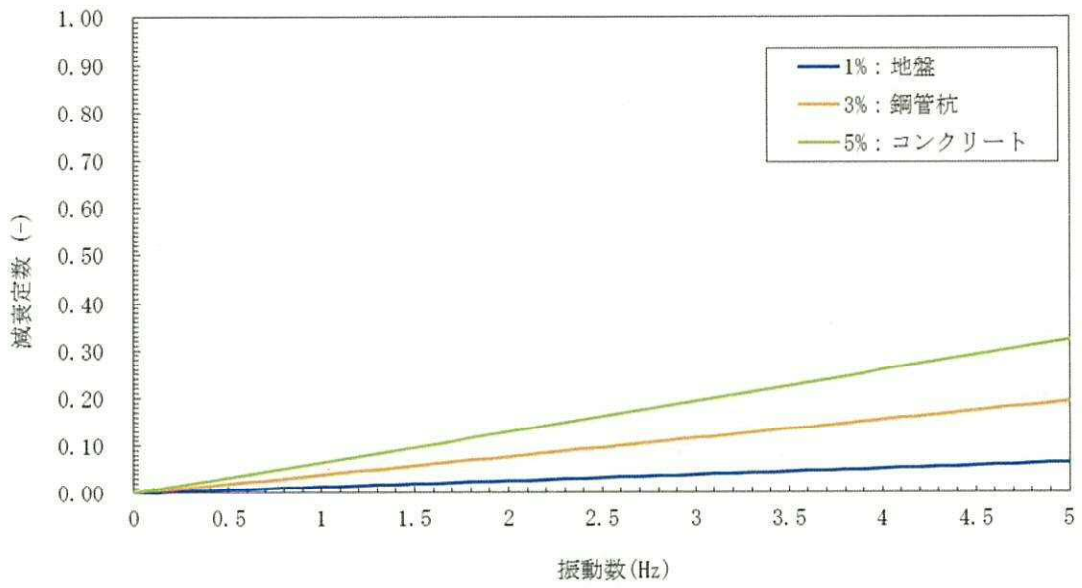
参考図 7-1 (2) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の固有値解析結果
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



参考図 7-1 (3) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の固有値解析結果
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

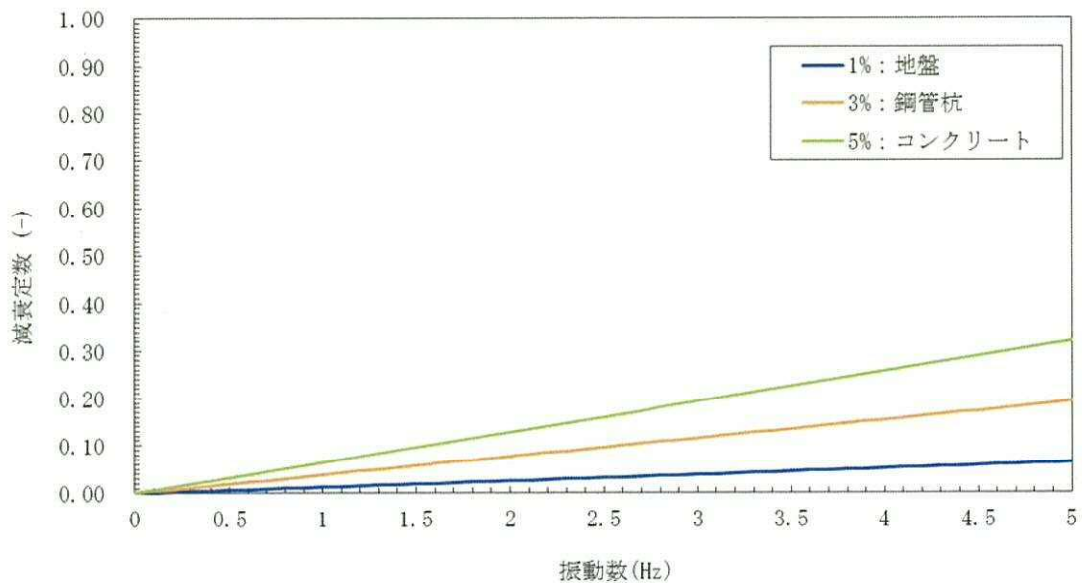


参考図 7-1 (4) 常設代替高圧電源装置用カルバート (カルバート部) の固有値解析結果
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
 地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)



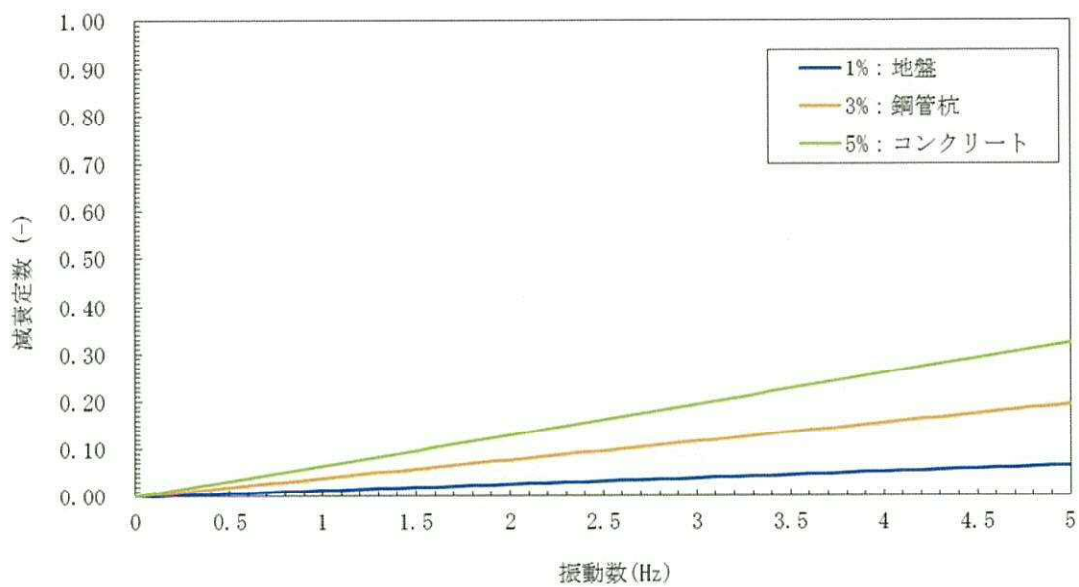
参考図 7-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



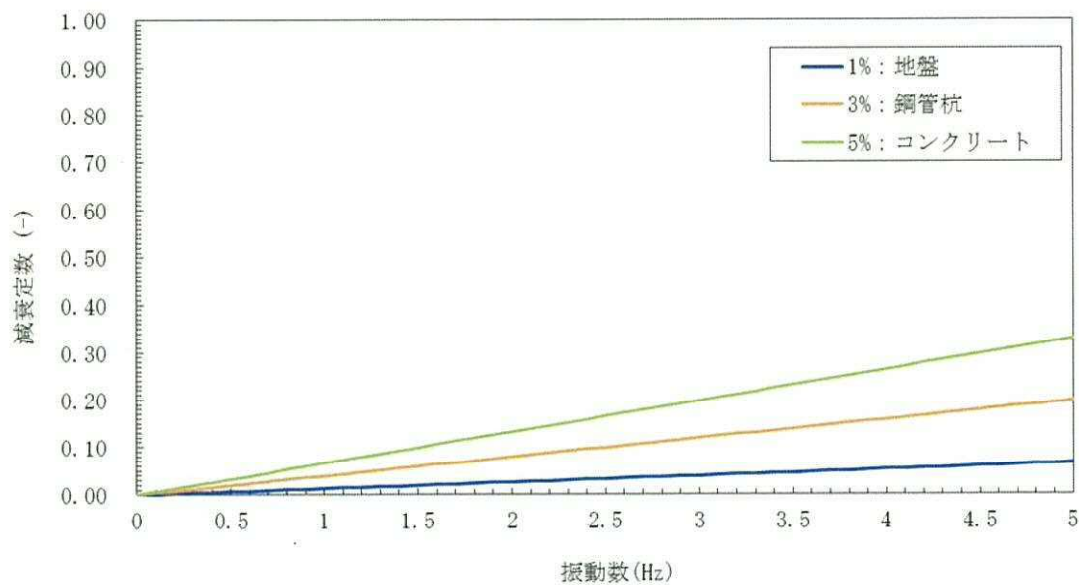
参考図 7-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



参考図 7-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



参考図 7-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

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

2. 杭頭部の照査

杭頭結合部の結合方法は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」に示される方法Bにより底版と剛結合する。

参考表7-1に杭頭結合部の評価項目を、参考表7-2及び参考表7-3に杭頭結合部の照査結果を示す。

杭頭結合部における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において参考表7-1に示す評価項目における発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

以上より、杭頭結合部の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

参考図7-3に杭頭補強鉄筋の概略配筋図を、参考表7-4に仮想鉄筋コンクリートの断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

参考表 7-1 杭頭結合部の評価項目

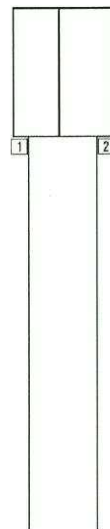
評価項目	
鉛直力（押込み力）	杭頭部のフーチングコンクリートの押抜きせん断抵抗
モーメント	補強鉄筋を含む仮想鉄筋コンクリート柱の曲げ抵抗 （仮想鉄筋コンクリート断面の曲げ圧縮応力度及び補強鉄筋の引張応力度）

参考表 7-2 (1) 杭頭結合部の照査結果 (軽油カルバート)

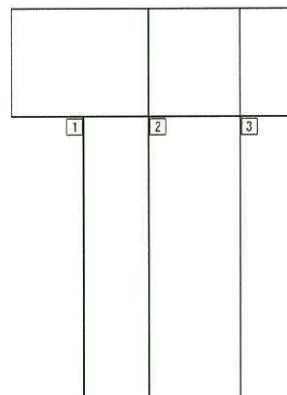
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
①S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.16	1.65	0.10
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.74	21.0	0.18
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	305	435	0.71
①S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.16	1.65	0.10
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.83	21.0	0.19
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	303	435	0.70
①S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.21	1.65	0.13
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.94	21.0	0.14
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	256	435	0.59
①S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.22	1.65	0.14
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.27	21.0	0.16
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	249	435	0.58
①S _g -11	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.07	1.65	0.05
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	1.53	21.0	0.08
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	81	435	0.19
①S _g -12	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.10	1.65	0.07
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.50	21.0	0.12
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	169	435	0.39

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭



参考表 7-2 (2) 杭頭結合部の照査結果 (軽油カルバート)

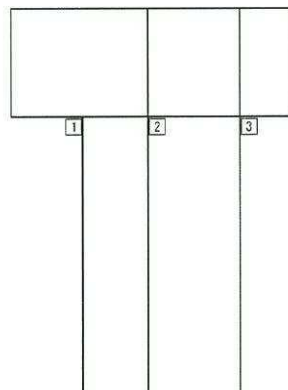
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
①S _g -13	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.10	1.65	0.07
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.14	21.0	0.11
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	150	435	0.35
①S _g -14	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.07	1.65	0.05
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	1.42	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	100	435	0.23
①S _g -21	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.17	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.51	21.0	0.17
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	197	435	0.46
①S _g -22	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.14	1.65	0.09
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.43	21.0	0.17
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	191	435	0.44
①S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.19	1.65	0.12
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.54	21.0	0.13
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	200	435	0.46
①S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.13	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.16	21.0	0.16
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	255	435	0.59

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

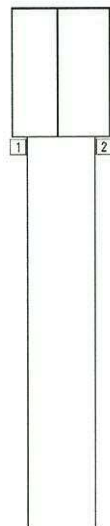


参考表 7-2 (3) 杭頭結合部の照査結果 (軽油カルバート)

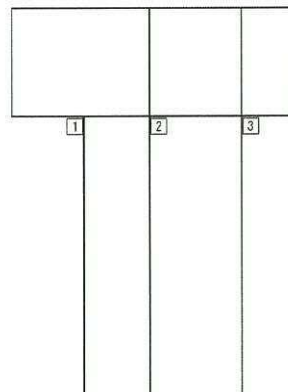
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
②S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.13	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	5.59	21.0	0.27
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	306	435	0.71
②S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.14	1.65	0.09
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	5.64	21.0	0.27
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	305	435	0.71
②S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.17	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	4.53	21.0	0.22
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	271	435	0.63
②S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.18	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	4.51	21.0	0.22
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	266	435	0.62
②S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.16	1.65	0.10
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	3.88	21.0	0.19
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	209	435	0.49
②S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.12	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	4.73	21.0	0.23
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	254	435	0.59

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

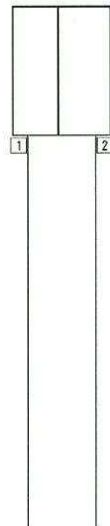


参考表 7-2 (4) 杭頭結合部の照査結果 (軽油カルバート)

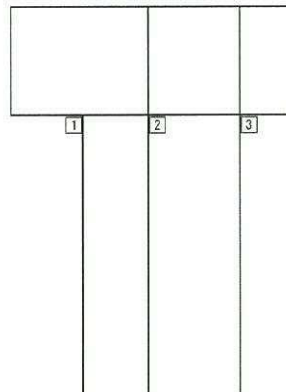
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
③ S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.15	1.65	0.10
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	4.65	21.0	0.23
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	304	435	0.70
③ S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.15	1.65	0.10
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	4.74	21.0	0.23
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	301	435	0.70
③ S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.19	1.65	0.12
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	3.75	21.0	0.18
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	251	435	0.58
③ S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.20	1.65	0.13
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	4.30	21.0	0.21
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	264	435	0.61
③ S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.18	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	3.49	21.0	0.17
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	215	435	0.50
③ S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.12	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	4.00	21.0	0.20
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	258	435	0.60

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

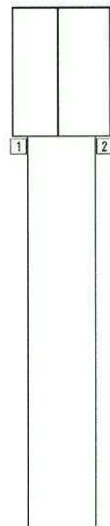


参考表 7-2 (5) 杭頭結合部の照査結果 (軽油カルバート)

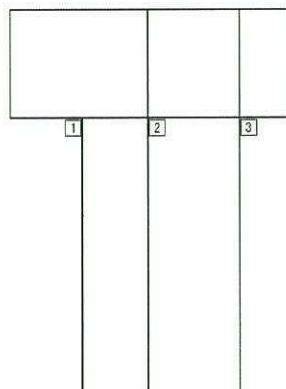
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
④ S _g -D 1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.17	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.17	21.0	0.16
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	287	435	0.66
④ S _g -D 1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.18	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.97	21.0	0.15
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	281	435	0.65
④ S _g -D 1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.21	1.65	0.13
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.58	21.0	0.13
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	241	435	0.56
④ S _g -D 1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.21	1.65	0.13
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.93	21.0	0.14
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	235	435	0.55
④ S _g -3 1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.20	1.65	0.13
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.32	21.0	0.12
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	202	435	0.47
④ S _g -3 1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.15	1.65	0.10
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.59	21.0	0.13
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	250	435	0.58

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭



参考表 7-2 (6) 杭頭結合部の照査結果 (軽油カルバート)

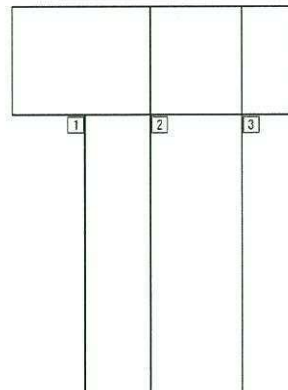
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
⑤ S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.12	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.11	21.0	0.15
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	229	435	0.53
⑤ S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.17	1.65	0.11
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	1.96	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	162	435	0.38
⑤ S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.12	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	2.26	21.0	0.11
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	206	435	0.48
⑥ S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.12	1.65	0.08
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	4.44	21.0	0.22
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	236	435	0.55
⑥ S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	2	0.14	1.65	0.09
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	3.77	21.0	0.18
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	193	435	0.45
⑥ S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	1	0.11	1.65	0.07
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	2	3.88	21.0	0.19
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	2	214	435	0.50

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

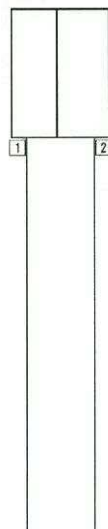


参考表 7-3 (1) 杭頭結合部の照査結果 (水電気カルバート)

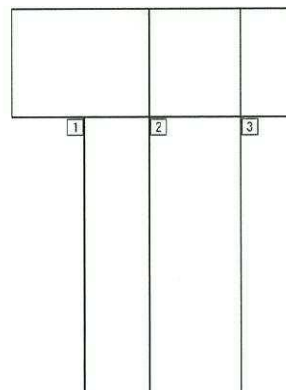
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	2.02	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	71	435	0.17
①S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	2.06	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	71	435	0.17
①S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.73	21.0	0.09
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	57	435	0.14
①S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.07	1.65	0.05
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.74	21.0	0.09
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	55	435	0.13
①S _g -I1	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.64	21.0	0.04
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	11	435	0.03
①S _g -I2	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.28	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	30	435	0.07

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

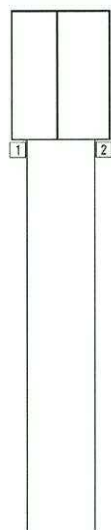


参考表 7-3 (2) 杭頭結合部の照査結果 (水電気カルバート)

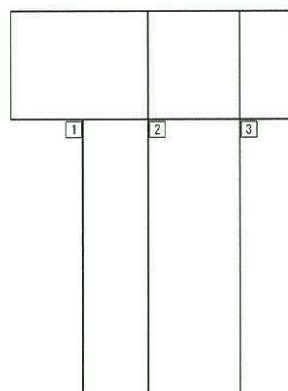
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
①S _ε -13	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.23	21.0	0.06
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	26	435	0.06
①S _ε -14	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.04	1.65	0.03
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.98	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	17	435	0.04
①S _ε -21	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.37	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	40	435	0.10
①S _ε -22	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.34	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	44	435	0.11
①S _ε -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.07	1.65	0.05
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.40	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	20	435	0.05
①S _ε -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.70	21.0	0.09
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	43	435	0.10

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

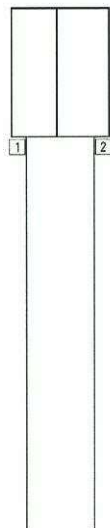


参考表 7-3 (3) 杭頭結合部の照査結果 (水電気カルバート)

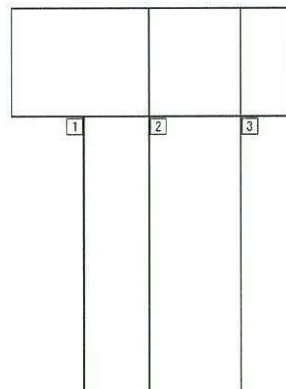
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
②S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.98	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	52	435	0.12
②S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.00	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	50	435	0.12
②S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.84	21.0	0.04
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	31	435	0.08
②S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.84	21.0	0.04
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	30	435	0.07
②S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.56	21.0	0.03
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	10	435	0.03
②S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.04	1.65	0.03
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.90	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	32	435	0.08

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

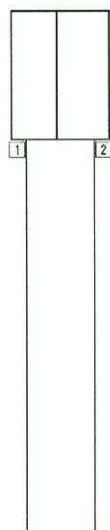


参考表 7-3 (4) 杭頭結合部の照査結果 (水電気カルバート)

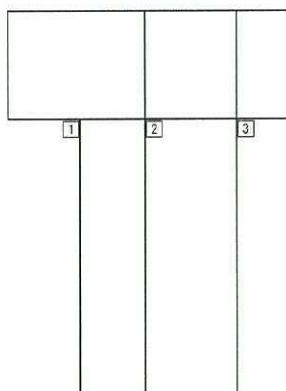
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
③S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.43	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	60	435	0.14
③S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.45	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	58	435	0.14
③S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.26	21.0	0.06
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	44	435	0.11
③S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.26	21.0	0.06
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	42	435	0.10
③S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.97	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	15	435	0.04
③S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.04	1.65	0.03
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.31	21.0	0.07
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	37	435	0.09

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

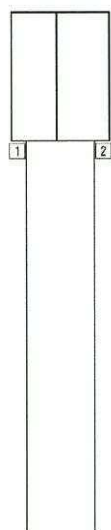


参考表 7-3 (5) 杭頭結合部の照査結果 (水電気カルバート)

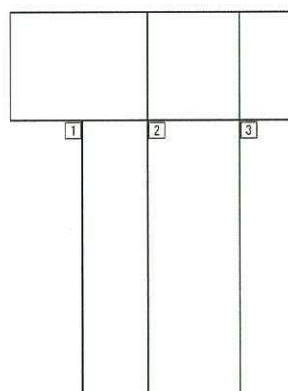
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
④S _g -D1 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	2.25	21.0	0.11
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	87	435	0.20
④S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	2.30	21.0	0.11
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	86	435	0.20
④S _g -D1 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.91	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	65	435	0.15
④S _g -D1 (H-, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.07	1.65	0.05
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.93	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	63	435	0.15
④S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.07	1.65	0.05
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.59	21.0	0.08
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	29	435	0.07
④S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	2.05	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	64	435	0.15

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭



水電気カルバート杭

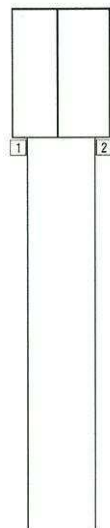


参考表 7-3 (6) 杭頭結合部の照査結果 (水電気カルバート)

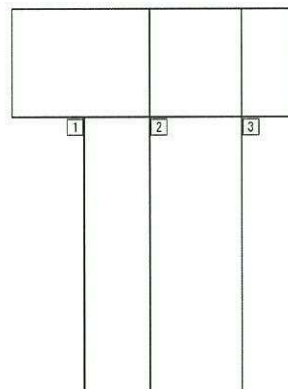
検討ケース	評価項目		評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
⑤ S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	2.00	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	49	435	0.12
⑤ S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.06	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.60	21.0	0.08
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	21	435	0.05
⑤ S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.90	21.0	0.10
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	46	435	0.11
⑥ S _g -D1 (H+, V-)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.02	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	29	435	0.07
⑥ S _g -31 (H+, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.05	1.65	0.04
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	0.66	21.0	0.04
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	10	435	0.03
⑥ S _g -31 (H-, V+)	鉛直力 (押込み力)	フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	3	0.04	1.65	0.03
	モーメント	仮想RC断面コンクリートの曲げ圧縮応力度	1	1.01	21.0	0.05
		仮想RC断面鉄筋の引張応力度	1	31	435	0.08

*1 評価位置は下図に示す。

軽油カルバート杭

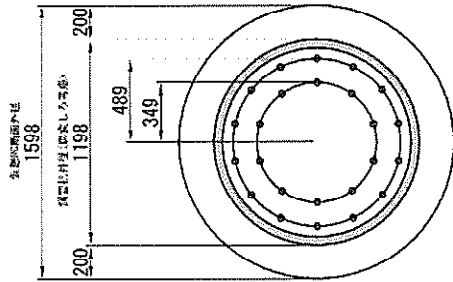


水電気カルバート杭

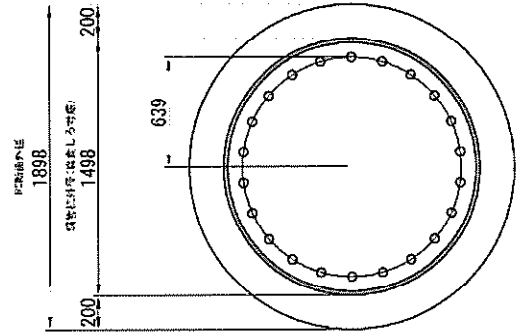


軽油カルバート

水電気カルバート



補強鉄筋：14-D35+10-D35 (SD490)



補強鉄筋：22-D51 (SD490)

参考図 7-3 概略配筋図（杭頭補強鉄筋）

参考表 7-4 断面諸元一覧表（仮想 RC 断面に対する評価）

部位	杭外径 (mm)	仮想RC断面 外径 (mm)	補強鉄筋						
			鉄筋種別 (-)	径 (mm)	外側鉄筋 本数 (本)	内側鉄筋 本数	鉄筋量 (mm ²)	外側鉄筋 半径位置 (mm)	内側鉄筋 半径位置 (mm)
軽油 カルバート 杭頭部	1198	1598	SD490	D35	14	10	22958.4	489	349
水電気 カルバート 杭頭部	1498	1898	SD490	D51	22	-	44594.0	639	-

3. 浮き上がりに係る評価結果について

3.1 評価方針

地盤中の構造物の浮き上がりに係る評価は、「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和 61 年 3 月）」に準拠し，以下の式により算定した安全率が所要安全率 1.1 以上であることを確認する。参考図 7-4 に地盤中の構造物に作用する力を示す。ここで，「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ケース」の有効応力解析において，上載土のせん断抵抗面及び構造物側面の過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる要素は，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。また，「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ケース」の有効応力解析において，構造物底版側面の過剰間隙水圧比が 0.95 以上である場合は，次式における U_D を考慮する。

本構造物は杭基礎構造であり，かつ杭周面地盤は地盤改良を実施することから，杭周面摩擦力を浮き上がりに対する抵抗力として考慮できるが，保守的な配慮として，非液状化層である地盤改良体による杭周面摩擦力を考慮せず評価を実施する。

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）（k N/m）

W_B ：構造物の自重（k N/m）

Q_S ：上載土のせん断抵抗（k N/m）

Q_B ：構造物側面の摩擦抵抗（k N/m）

U_S ：構造物底面に作用する静水圧による揚圧力（k N/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（k N/m）

上載土のせん断抵抗及び構造物側面の摩擦抵抗は，次式を用いて算出する。

$$Q_S = \sum Q_{S_i}$$

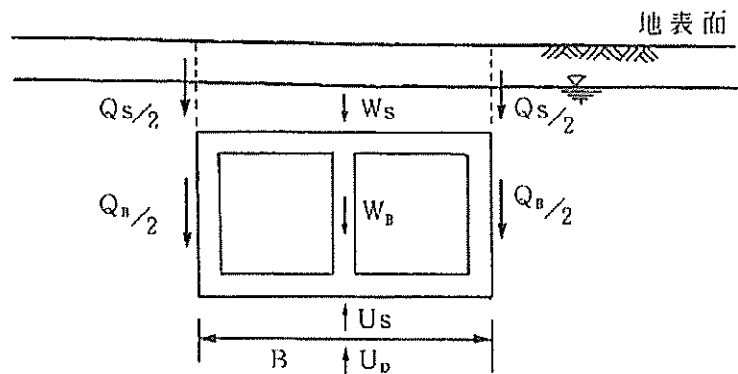
$$Q_B = \sum Q_{B_i}$$

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（k N/m）

Q_{B_i} ：構造物側面における各要素の摩擦抵抗（k N/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



「共同溝設計指針（日本道路協会，昭和61年3月）より」

参考図 7-4 地盤中の構造物に作用する力

3.2 評価断面

図 7.2-2 及び図 7.2-4 に常設代替高圧電源装置用カルバート（カルバート部）の平面配置図及び断面図を，図 7.2-12 に解析モデル図を示す。

3.3 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，軽油カルバート部の底版側面の過剰間隙水圧比が 0.95 未満であることから，軽油カルバート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。また，水電気カルバート部の底版側面の過剰間隙水圧比が 0.95 以上であることから，水電気カルバート底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を考慮する。

安全率の算定結果を参考表 7-5 に，過剰間隙水圧比分布を参考図 7-5 に示す。

参考表 7-5 (1) 安全率の算定結果 (軽油カルバート部)

F_s	$\frac{W_s + W_B + W_p + Q_s + Q_B}{U_s + U_D} = \frac{0.0 + 694.5 + 5.8 + 0.0 + 3053.2}{393.5 + 0.0}$	= 9.53 > 1.1
W_s	$\gamma_s \times H_s \times B$ 上載土は存在しない	= 0.0kN/m
W_B	$\gamma_c \times (B \times H_B - H_1 \times (B_1 + B_2))$ $24.5\text{kN/m}^3 \times (5.5\text{m} \times 7.5\text{m} - 4.3\text{m} \times (1.35\text{m} + 1.65\text{m}))$	= 694.5kN/m
W_p	w_p^{*1} $(200 + 200 + 100 + 100)\text{kg/m} \times 9.80665 \div 1000$	= 5.8kN/m
Q_s	$K_0 \times \sigma_v'^{*2} \times H_s \times \tan\phi_s^{*3}$ 上載土は存在しない	= 0.0 kN/m
Q_B	$Q_{B\text{埋戻土}} + Q_{B\text{改良}}$ $53.2\text{kN/m} + 3000\text{kN/m}$	= 3053.2kN/m
$Q_{B\text{埋戻土}}$	$K_0 \times (\sigma_{v\text{埋戻土}}'^{*4} \times H_{B\text{埋戻土左}} + \sigma_{v\text{埋戻土}}'^{*5} \times H_{B\text{埋戻土右}}) \times \tan\phi_B^{*6}$ $0.5 \times (49.3\text{kN/m}^2 \times 2.325\text{m} + 49.3\text{kN/m}^2 \times 2.325\text{m}) \times \tan 24.9^\circ$	= 53.2kN/m
$Q_{B\text{改良}}$	$c \times H_{B\text{改良}} \times 2$ $1500\text{kN/m}^2 \times 1.0\text{m} \times 2$	= 3000kN/m
U_s	$\gamma_w \times (H_s - H_B) \times B$ $9.8\text{kN/m}^3 \times (\text{EL} + 8.0\text{m} - (\text{EL} + 0.7\text{m})) \times 5.5\text{m}$	= 393.5kN/m

*1 w_p : 機器配管重量 (kN/m)

*2 σ_v' : 上載土層中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

*3 ϕ_s : 上載土の内部摩擦角 (°)

*4 $\sigma_{v\text{埋戻土}}'$: 構造物左側面の非液状化層 (埋戻土) の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_{v\text{埋戻土}}' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL} + 8.000\text{m} - (\text{EL} + 4.025\text{m} + (\text{EL} + 1.700\text{m})) \div 2) \\ = 49.3\text{kN/m}^2$$

*5 $\sigma_{v\text{埋戻土}}'$: 構造物右側面の非液状化層 (埋戻土) の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_{v\text{埋戻土}}' = (19.4\text{kN/m}^3 - 9.8\text{kN/m}^3) \times (\text{EL} + 8.000\text{m} - (\text{EL} + 4.025\text{m} + (\text{EL} + 1.700\text{m})) \div 2) \\ = 49.3\text{kN/m}^2$$

*6 ϕ_B : 構造物側面の壁面摩擦角の 2/3 (°)

参考表 7-5 (2) 安全率の算定結果 (水電気カルバート部)

F_s	$\frac{W_s + W_B + W_p + Q_s + Q_B}{U_s + U_D} = \frac{1698.8 + 1466.3 + 16.6 + 0.0 + 10098.1}{1770.9 + 1649.8} = 3.88 > 1.1$
W_s	$\gamma_s \times H_s \times B$ $19.4 \text{ kN/m}^3 \times (\text{EL} + 8.0 \text{ m} - (\text{EL} + 1.7 \text{ m})) \times 13.9 \text{ m} = 1698.8 \text{ kN/m}$
W_B	$\gamma_c \times (B \times H_B - H_1 \times (B_1 + B_2 + B_3))$ $24.5 \text{ kN/m}^3 \times (13.9 \text{ m} \times 6.7 \text{ m} - 3.2 \text{ m} \times (5.3 \text{ m} + 3.3 \text{ m} + 1.8 \text{ m})) = 1466.3 \text{ kN/m}$
W_p	w_p^{*1} $(700 + 800 + 100 + 100) \text{ kg/m} \times 9.80665 \div 1000 = 16.6 \text{ kN/m}$
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 $= 0.0 \text{ kN/m}$
Q_B	$Q_{B \text{ 埋戻土}} + Q_{B \text{ 改良}}$ $48.1 + 10050.0 = 10098.1 \text{ kN/m}$
$Q_{B \text{ 埋戻土}}$	$K_0 \times \sigma_{v \text{ 埋戻土}}'^{*4} \times H_{B \text{ 埋戻土右}} \times \tan \phi_B'^{*5}$ $0.5 \times 116.2 \text{ kN/m}^2 \times 1.787 \text{ m} \times \tan 24.9^\circ = 48.1 \text{ kN/m}$
$Q_{B \text{ 改良}}$	$c \times H_{B \text{ 改良左}}$ $1500 \text{ kN/m}^2 \times 6.7 \text{ m} = 10050.0 \text{ kN/m}$
U_s	$\gamma_w \times (H_s - H_B) \times B$ $9.8 \text{ kN/m}^3 \times (\text{EL} + 8.0 \text{ m} - (\text{EL} - 5.0 \text{ m})) \times 13.9 \text{ m} = 1770.9 \text{ kN/m}$
U_d	$L_U'^{*6} \times \sigma_{v \text{ 底面}}'^{*7} \times B$ $0.951 \times 124.8 \text{ kN/m}^2 \times 13.9 \text{ m} = 1649.8 \text{ kN/m}$

*1 w_p : 機器配管重量 (kN/m)

*2 σ_v' : 上載土層中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

*3 ϕ_s : 上載土の内部摩擦角 (°)

*4 $\sigma_{v \text{ 埋戻土}}'$: 構造物右側面の非液状化層 (埋戻土) の中間深度での有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_{v \text{ 埋戻土}}' = (19.4 \text{ kN/m}^3 - 9.8 \text{ kN/m}^3) \times (\text{EL} + 8.000 \text{ m} - (\text{EL} - 3.213 \text{ m} + (\text{EL} - 5.000 \text{ m})) \div 2)$$

$$= 116.2 \text{ kN/m}^2$$

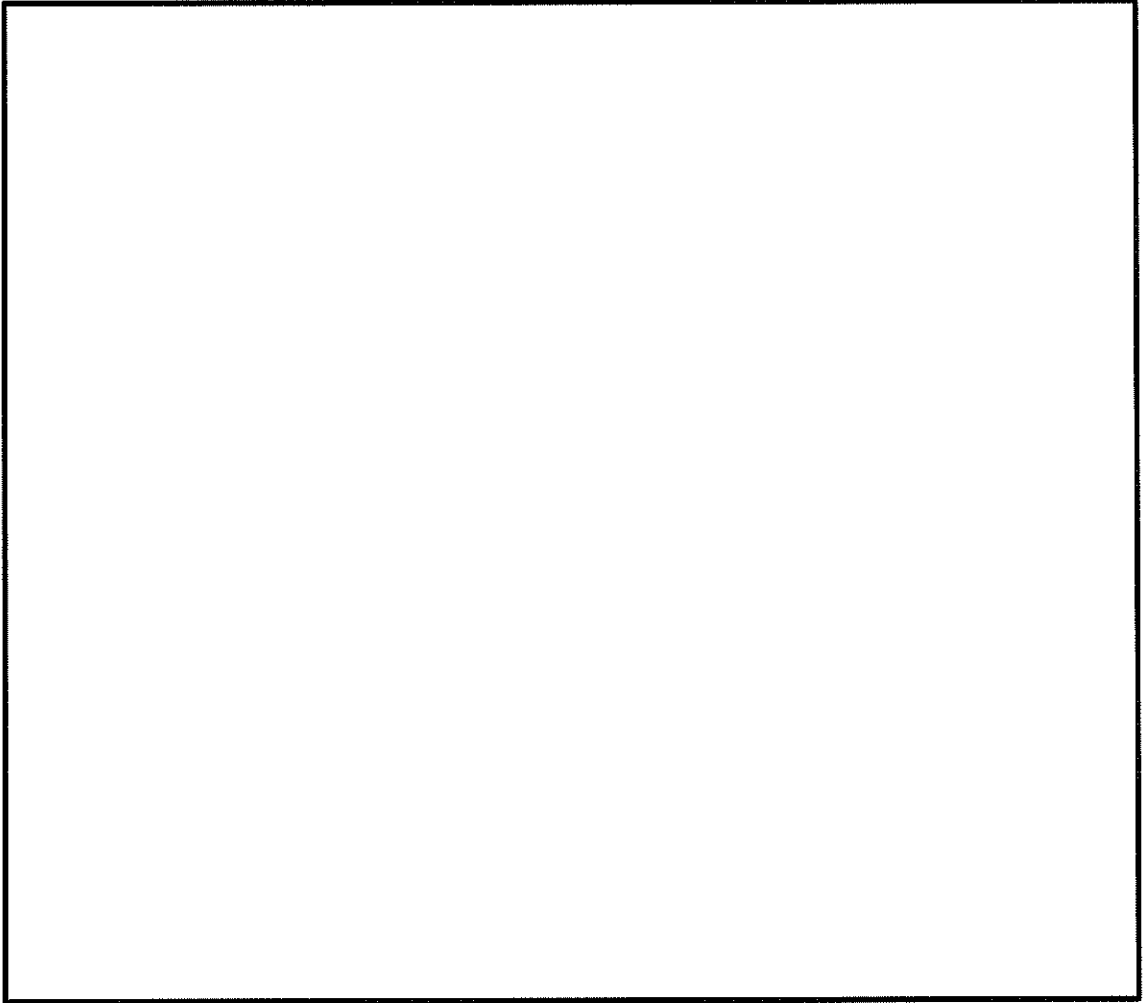
*5 ϕ_B : 構造物側面の壁面摩擦角の 2/3 (°)

*6 L_U : 構造物底版側面の過剰間隙水圧比

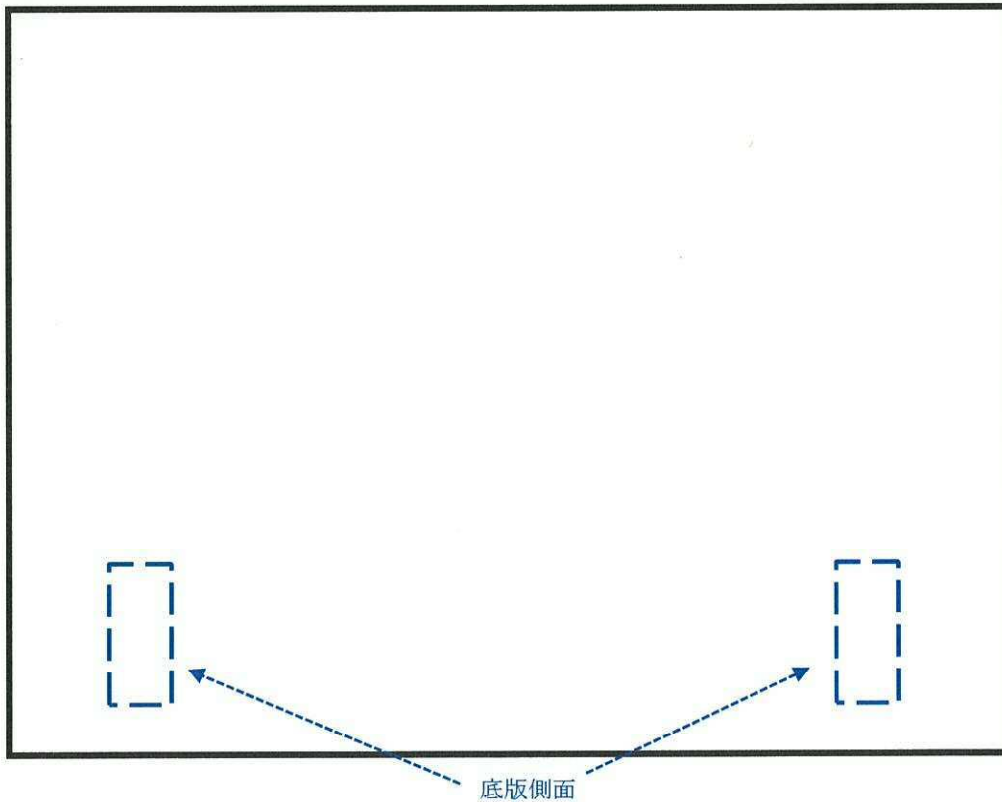
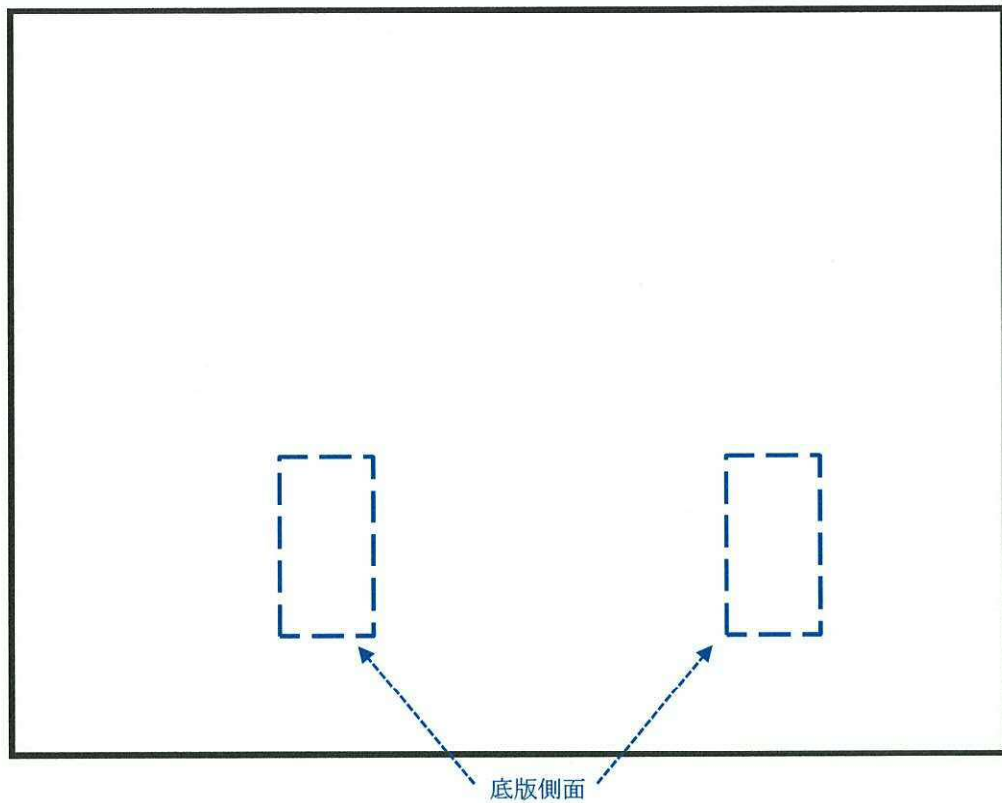
*7 $\sigma_{v \text{ 底面}}'$: 構造物底面と同じ深さの土中の有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_{v \text{ 底面}}' = (19.4 \text{ kN/m}^3 - 9.8 \text{ kN/m}^3) \times (\text{EL} + 8.000 \text{ m} - (\text{EL} - 5.000 \text{ m}))$$

$$= 124.8 \text{ kN/m}^2$$



参考図 7-5 (1) 過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H-, V+))
(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)



参考図 7-5 (2) 過剰間隙水圧比分布拡大 (S_s-D1 (H-, V+))
 (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)

上記の結果より、安全率 F_s は軽油カルバート部において9.53、水電気カルバート部において3.88であり、所要安全率1.1以上であることを確認した。

8. 代替淡水貯槽の耐震安全性評価

目次

8.1 評価方針	1
8.2 評価条件	2
8.2.1 適用基準	2
8.2.2 耐震安全性評価フロー	3
8.2.3 評価対象断面の方向	8
8.2.4 評価対象断面の選定	10
8.2.5 使用材料及び材料定数	16
8.2.6 評価構造物諸元	19
8.2.7 地下水位	20
8.2.8 地震応答解析手法	20
8.2.9 解析モデルの設定	21
8.2.10 減衰定数	31
8.2.11 荷重の組合せ	37
8.2.12 地震応答解析の検討ケース	40
8.3 評価内容	43
8.3.1 入力地震動の設定	43
8.3.2 許容限界の設定	76
8.3.3 側壁の評価	82
8.3.4 版部材の評価	86
8.3.5 隅角部の拘束効果に対する評価	88
8.4 評価結果	90
8.4.1 地震応答解析結果	90
8.4.2 側壁鉛直断面に対する評価結果	234
8.4.3 側壁水平断面の検討	274
8.4.4 頂版の評価結果	336
8.4.5 底版の評価結果	363
8.4.6 隅角部の拘束効果に対する評価結果	381
8.4.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	407
8.5 まとめ	426
8.6 概略配筋図	427

8.1 評価方針

代替淡水貯槽は、重大事故等対処設備のうちの「常設耐震重要重大事故防止設備」及び「常設重大事故緩和設備」に分類され、常設低圧代替注水系における複数の代替淡水源の一つとして設置し、貯水機能と止水機能が要求される。

代替淡水貯槽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。

代替淡水貯槽について基準地震動 S_s 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。

8.2 評価条件

8.2.1 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〕（(社) 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（(社) 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（(社) 日本道路協会，平成 24 年 3 月）

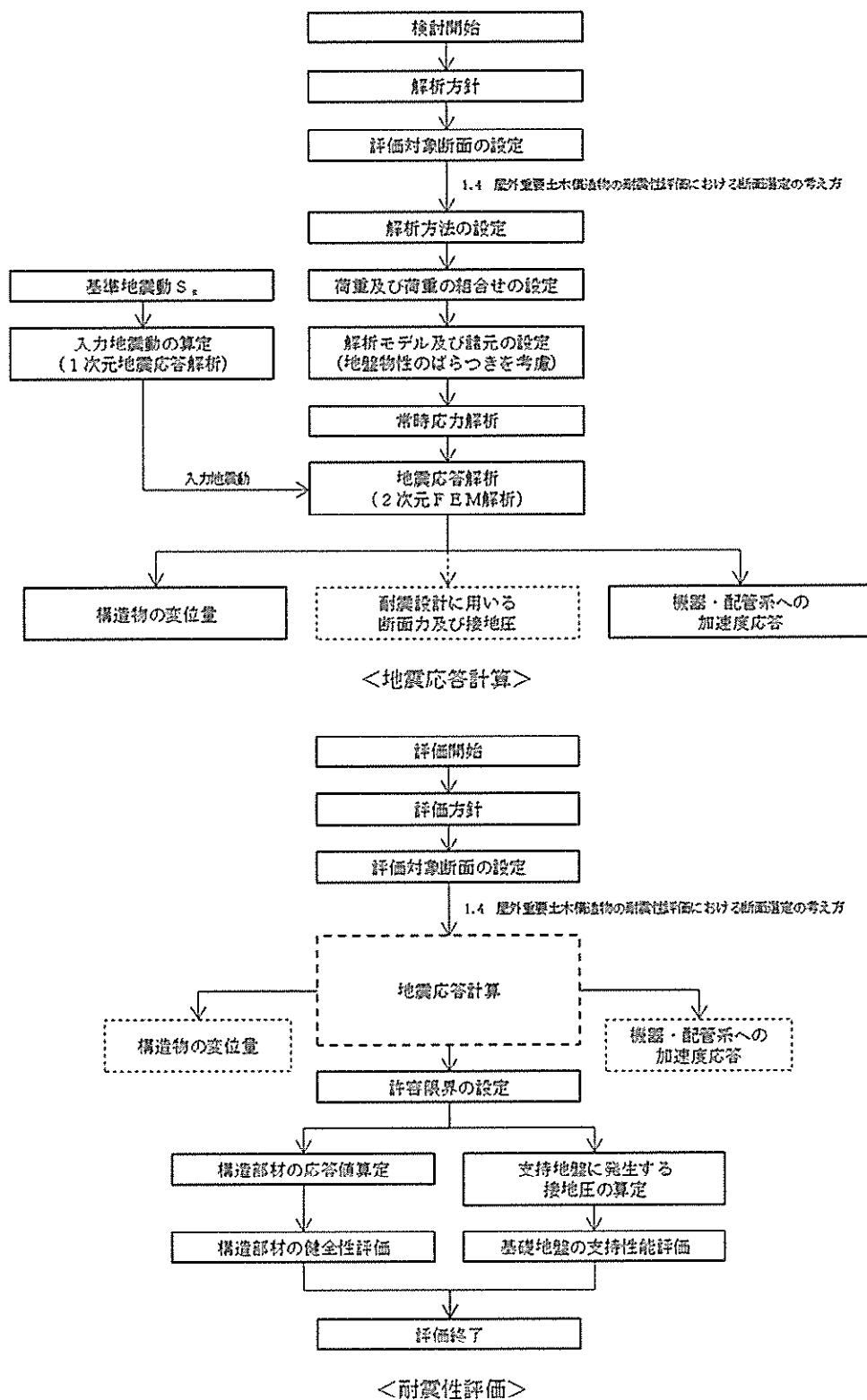
項目ごとの適用する規格，基準類を表 8.2-1 に示す。

表 8.2-1 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"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定） ・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） 	—
荷重及び 荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定） ・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） 	・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"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定） ・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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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 ・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
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987（(社) 日本電気協会） 	・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

8.2.2 耐震安全性評価フロー

図 8.2-1 に代替淡水貯槽の耐震安全性フローを示す。



注記 * 部材評価フローに詳細記述する。

図 8.2-1 代替淡水貯槽の耐震安全性評価フロー

部材評価フローを図 8.2-2 に、部材評価概念図を図 8.2-3 に、各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 8.2-4 に示す。また、各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 8.2-2 に示す。

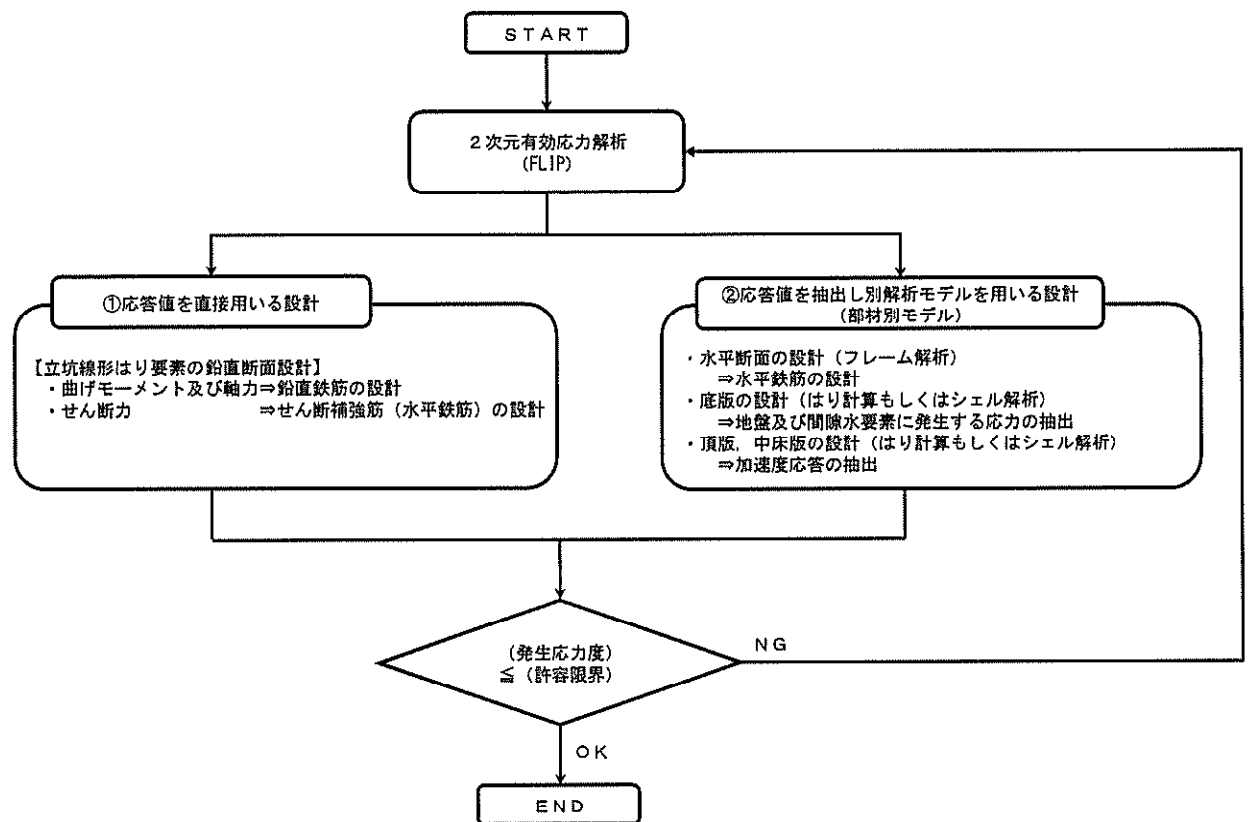
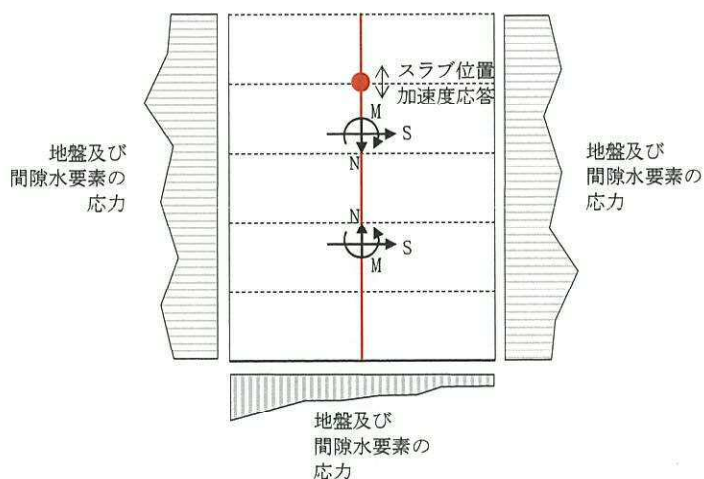
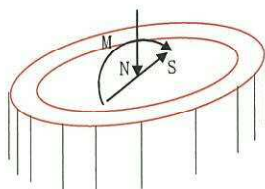


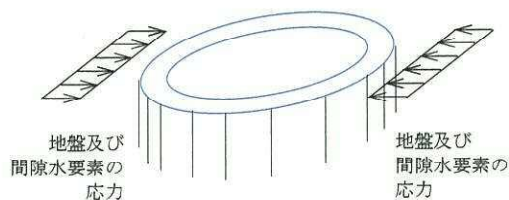
図 8.2-2 代替淡水貯槽の耐震安全性評価フロー



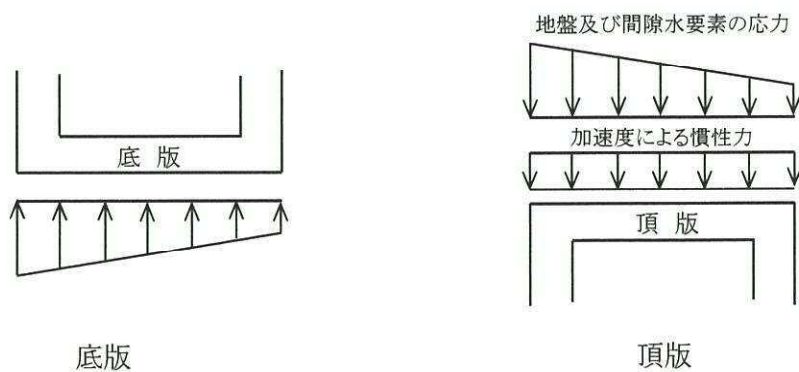
a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出



b) 立坑線形はり要素の鉛直断面設計

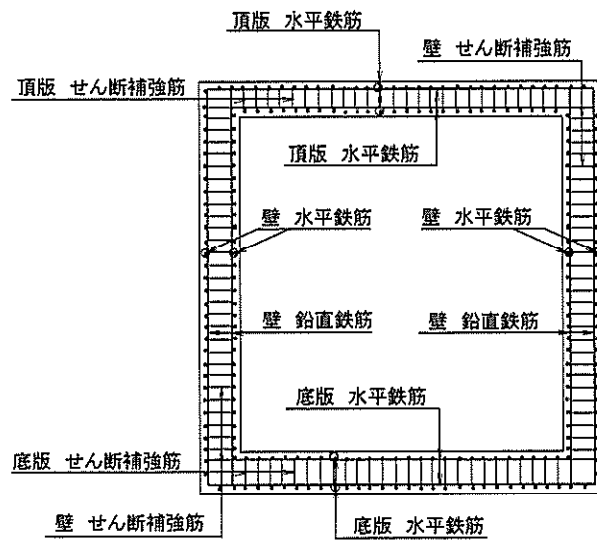


c) 水平断面の設計（フレーム計算）

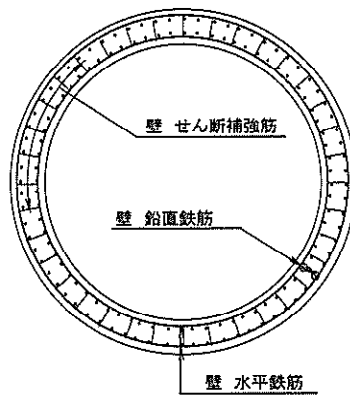


d) スラブの設計

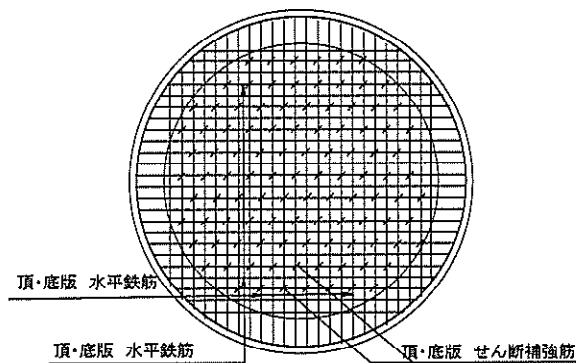
図 8.2-3 部材評価概念図



立坑 鉛直断面



内空部 水平断面



頂・底板 水平断面

図 8.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 8.2-2 各部材評価で照査対象とする鉄筋

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

注記 * 側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（社）土木学会、2002年制定）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

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

8.2.3 評価対象断面の方向

代替淡水貯槽の位置を図 8.2-5 に示す。

代替淡水貯槽は、内空 20.0 m、内空高さ 21.5 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。構造物本体の強軸及び弱軸の方向性は明確でないが、構造物の周辺地盤は東西方向と南北方向で相違があるため、東西方向と南北方向の両方向を評価対象断面とする。

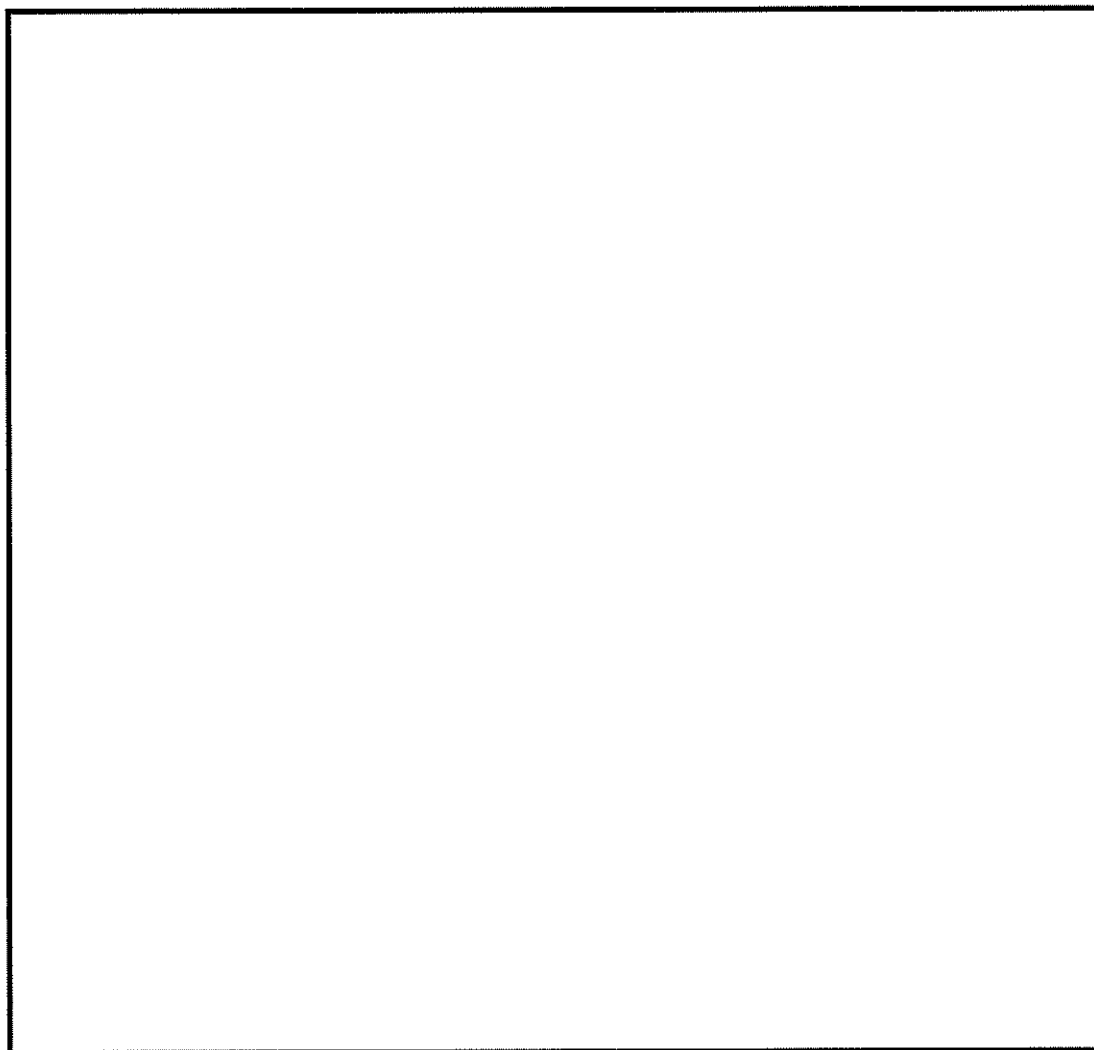


図 8.2-5 (1) 代替淡水貯槽位置図 (全体図)

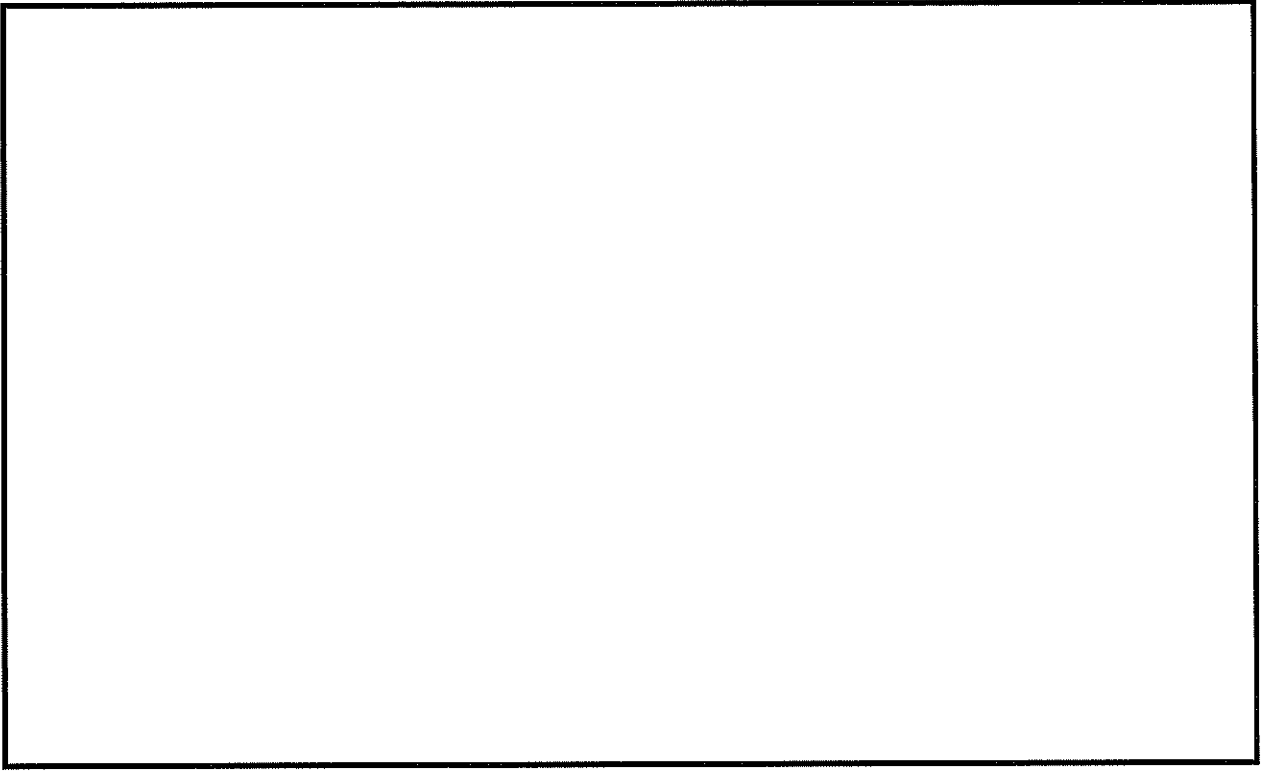


图 8.2-5 (2) 代替淡水貯槽位置图 (拡大图)

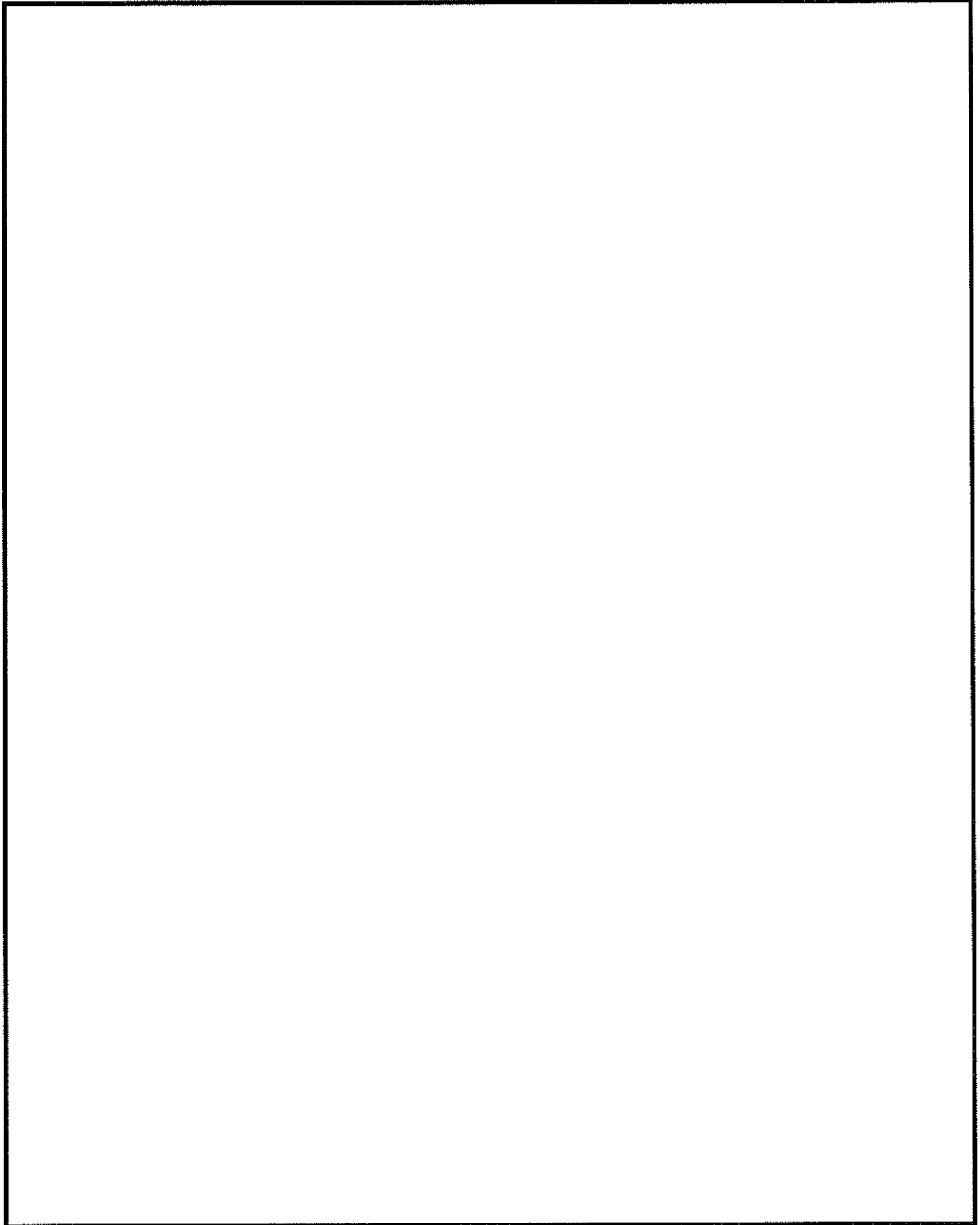
8.2.4 評価対象断面の選定

図 8.2-6 及び図 8.2-7 に代替淡水貯槽の平面図及び断面図を示す。

代替淡水貯槽は、内空 20.0 m、内空高さ 21.5 m の円筒形の鉄筋コンクリート造であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

評価対象断面は、「1.4.8 代替淡水貯槽の断面算定の考え方」で記載したとおり、円筒形の鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないが、構造物の周辺地盤は東西方向と南北方向で相違があるため、東西方向と南北方向の 2 断面を選定し、基準地震動 S_s に対する耐震性評価を実施する。

評価対象断面位置図を図 8.2-8 に、評価対象断面図を図 8.2-9 に示す。



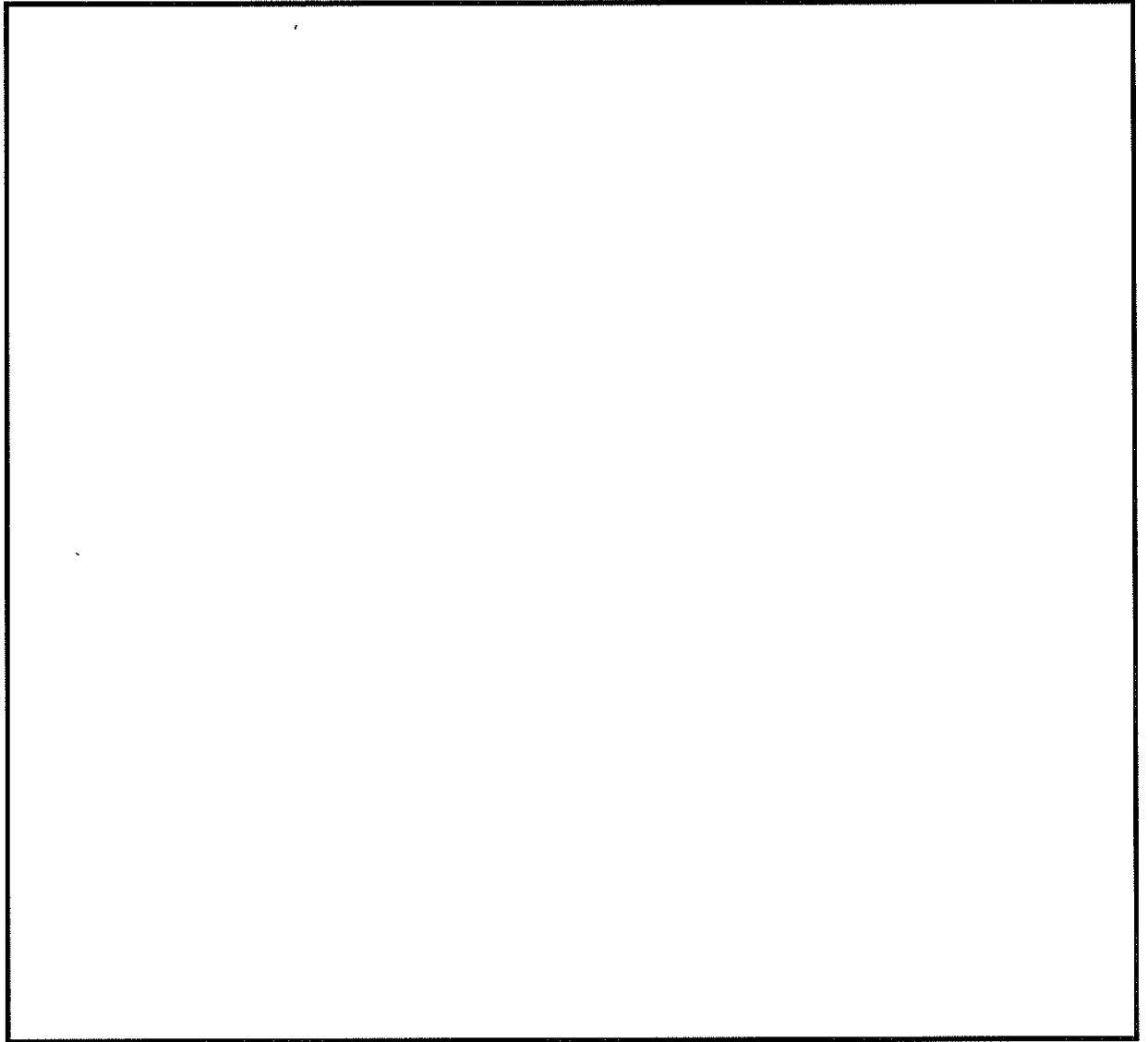


图 8.2-7 (1) 代替淡水貯槽断面图 (東西方向断面)

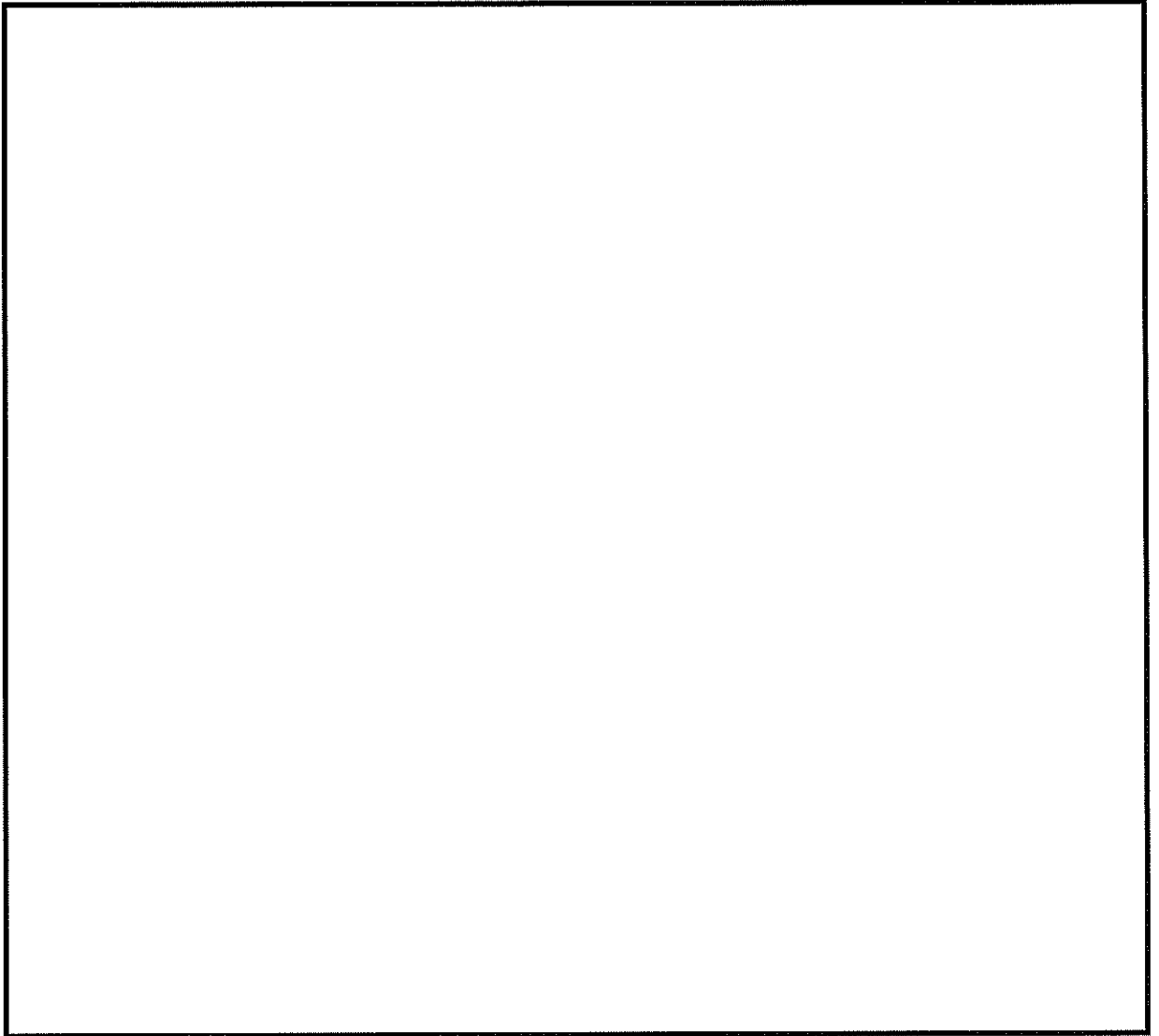


图 8.2-7 (2) 代替淡水貯槽断面图 (南北方向断面)

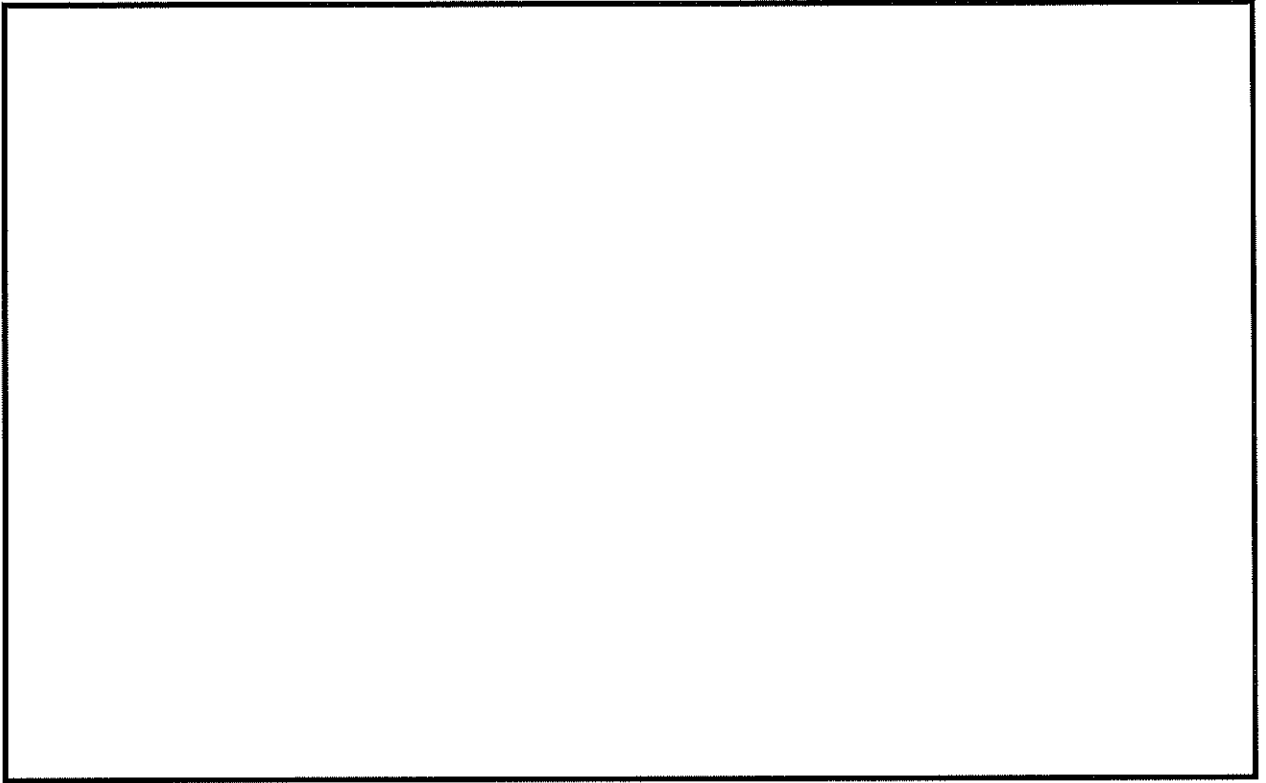
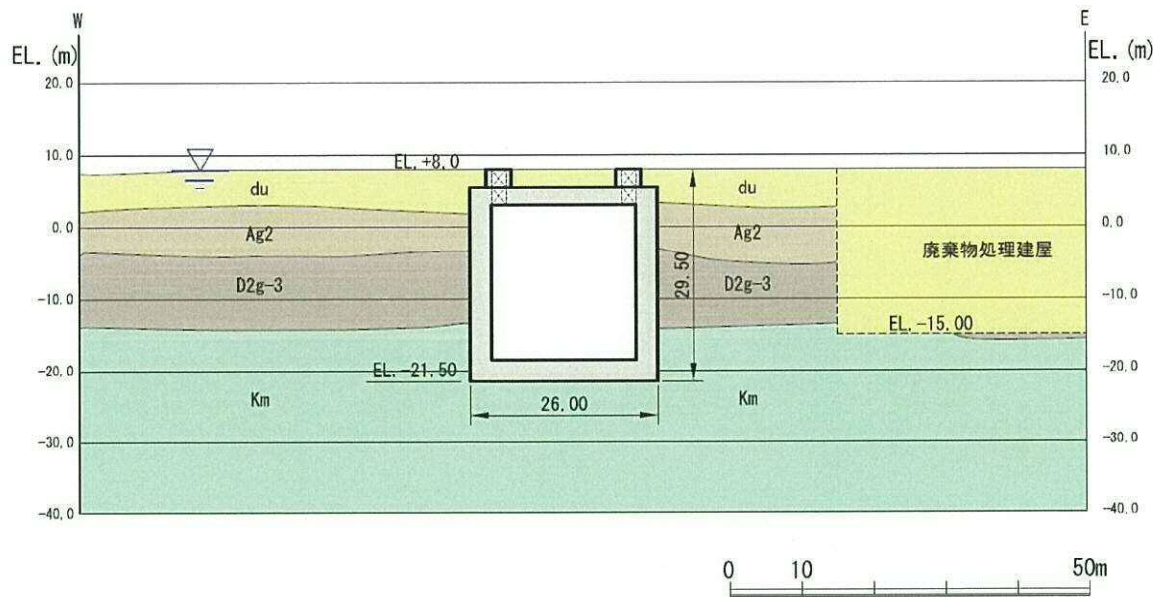
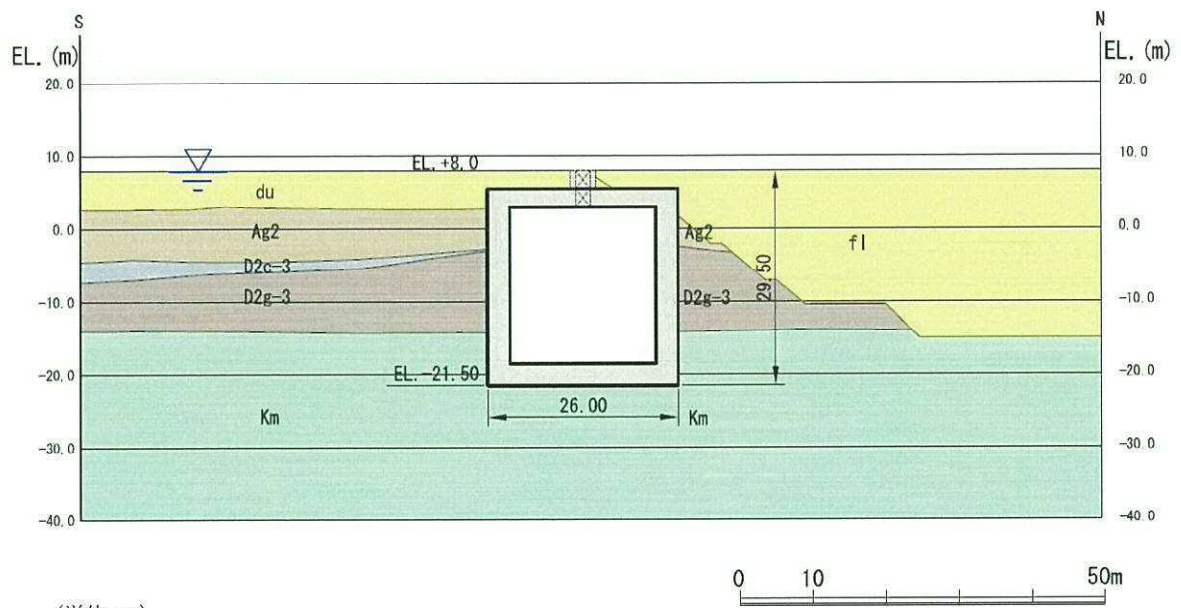


图 8.2-8 代替淡水貯槽 耐震評価対象断面選定位置



(単位：m)

図 8.2-9 (1) 代替淡水貯槽評価対象断面図 (東西方向断面)



(単位：m)

図 8.2-9 (2) 代替淡水貯槽評価対象断面図 (南北方向断面)

8.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 8.2-3 に、材料物性値を表 8.2-4 示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 8.2-5 に示す。

表 8.2-3 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋	SD345, SD490

表 8.2-4 材料物性値

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

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

*2: JEAG 4601-1987 ((社) 日本電気協会)

表 8.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧(対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土		第四系 (液状化検対象層)						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 8.2-5 (2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

パラメータ				原地盤					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	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	ν_{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	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	$0.358-0.00603 \cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{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。

8.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う代替淡水貯槽の諸元を表 8.2-6 に示す。また、評価部位を図 8.2-10 に示す。

表 8.2-6 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 ²)	鉄筋	
底版	1.000	3.000	40	SD345 SD490	代替淡水貯槽用のポンプ 及び配管の間接支持機能
側壁	1.000	3.000	40	SD345 SD490	
頂版	1.000	2.500	40	SD345 SD490	
搬出入口側壁	1.000	0.750	40	SD345 SD490	

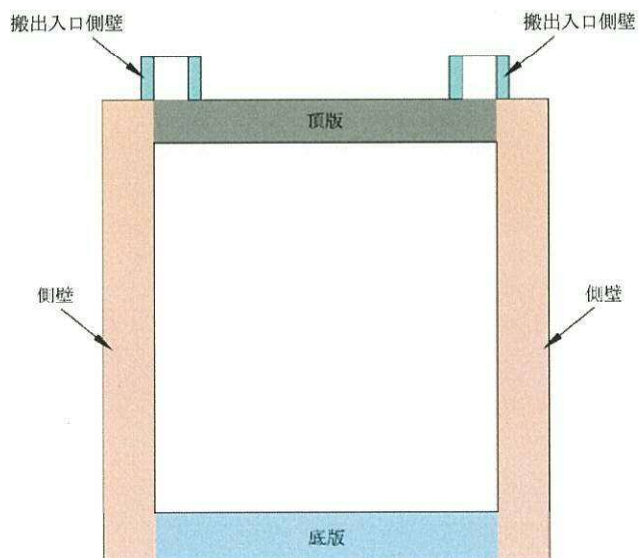


図 8.2-10 評価部位

8.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

8.2.8 地震応答解析手法

代替淡水貯槽の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、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ようにモデル化する。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 8.2-11 に示す。

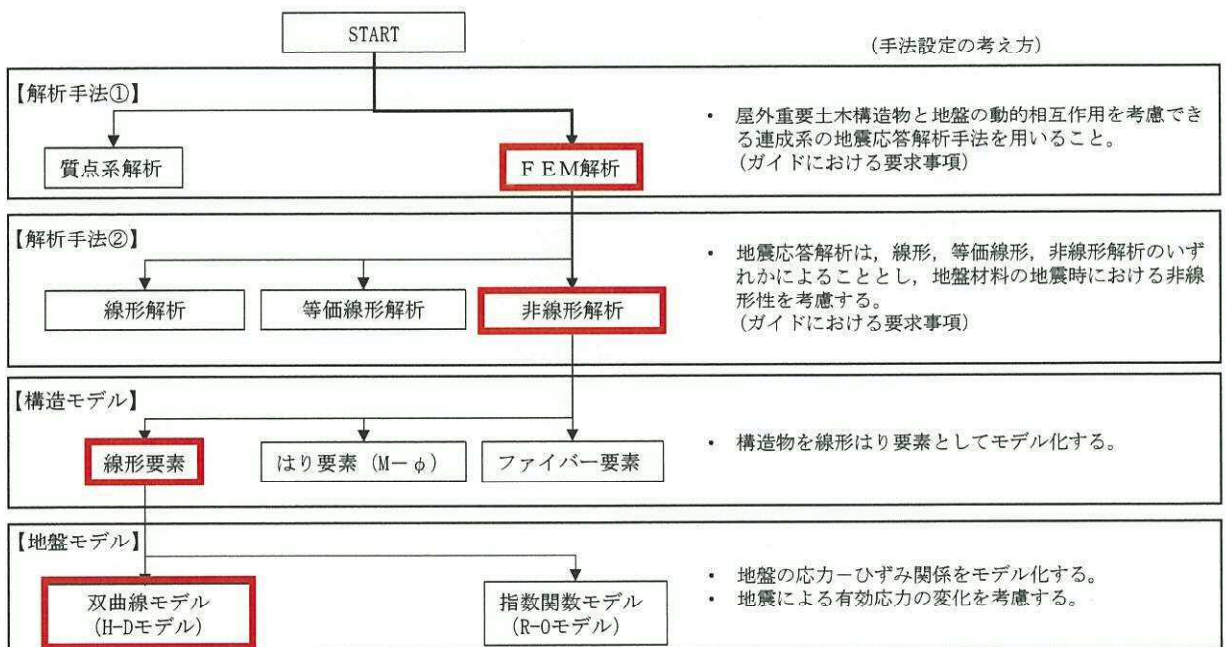


図 8.2-11 地震応答解析手法の選定フロー

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。

8.2.9 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 - 1 9 8 7 を参考に、図 8.2-12 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。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

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 8.2-13 に示す。また、代替淡水貯槽周辺の地質断面図を図 8.2-14 に示す。

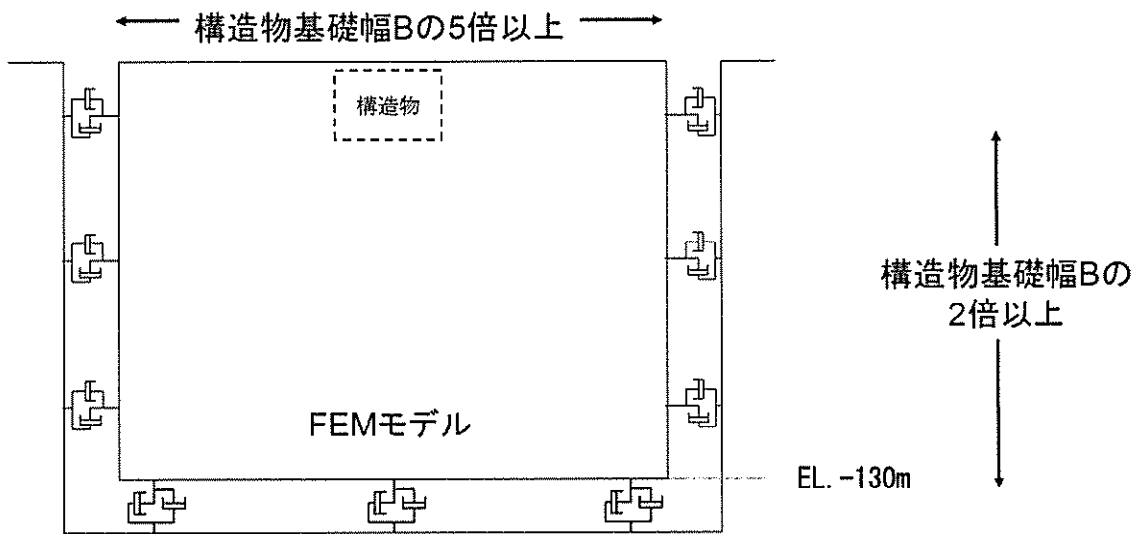


図 8.2-12 モデル範囲の考え方

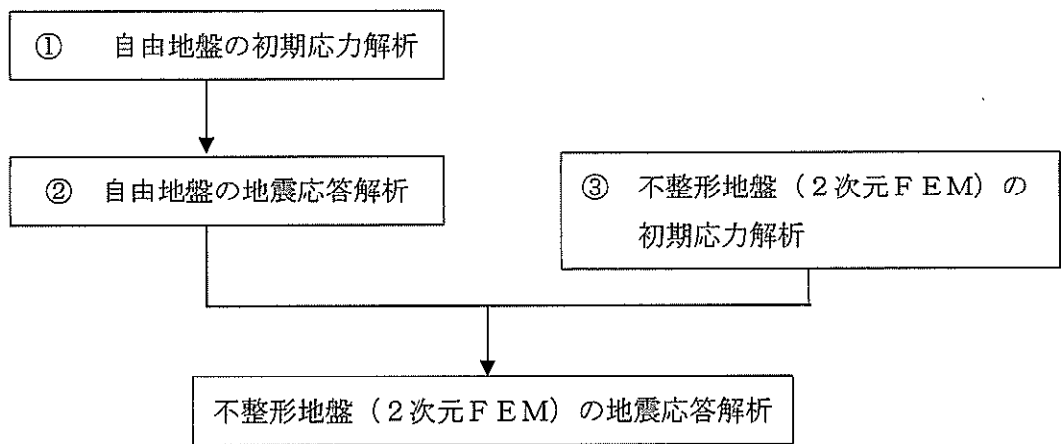
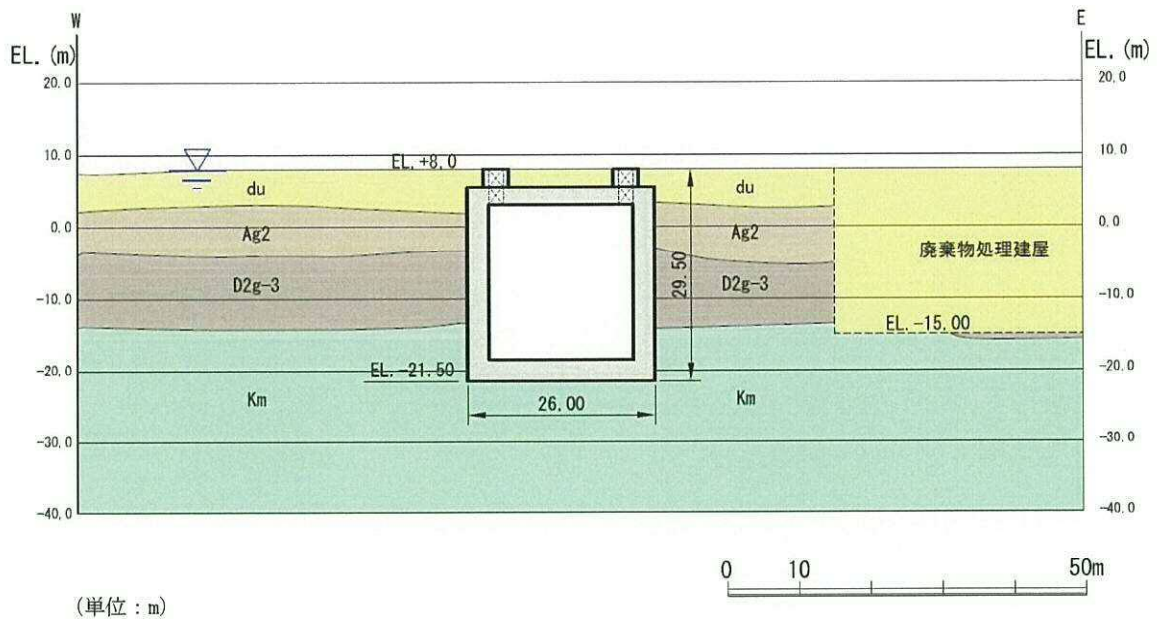
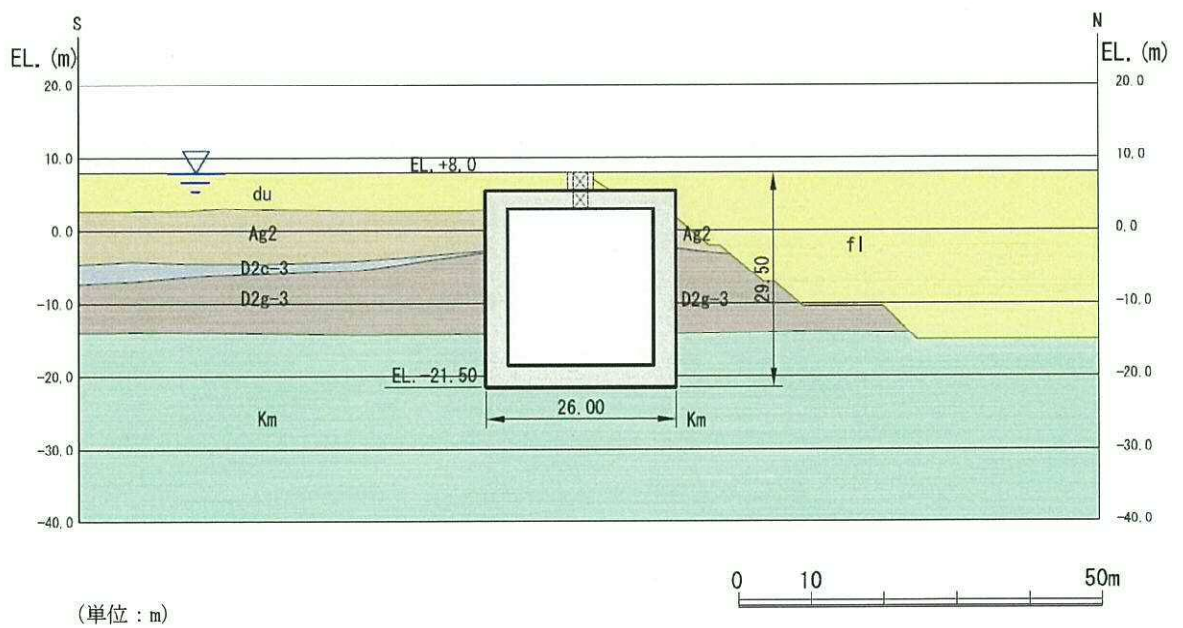


図 8.2-13 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー



(單位：m)

圖 8.2-14 (1) 地質断面圖 (東西方向断面)



(單位：m)

圖 8.2-14 (2) 地質断面圖 (南北方向断面)

(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 8.2-15 に示す。

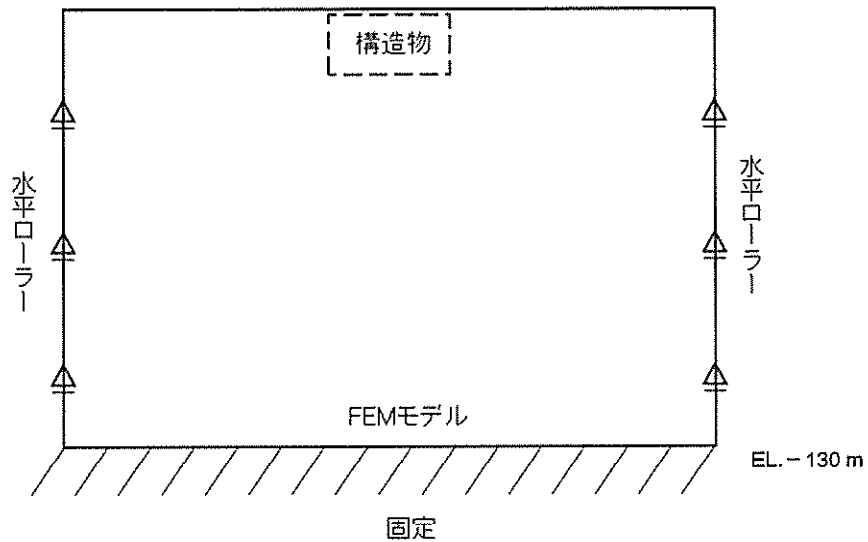


図 8.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側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 8.2-16 に示す。

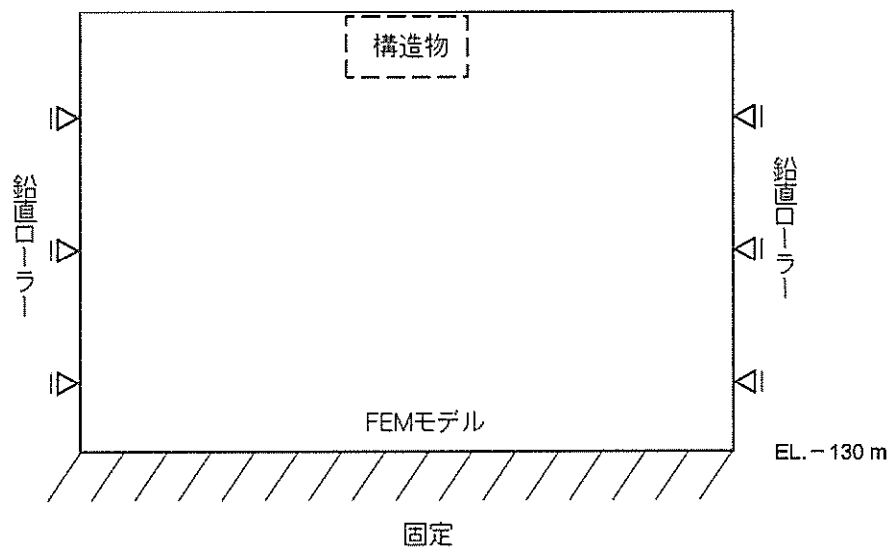


図 8.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不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 8.2-17 に示す。

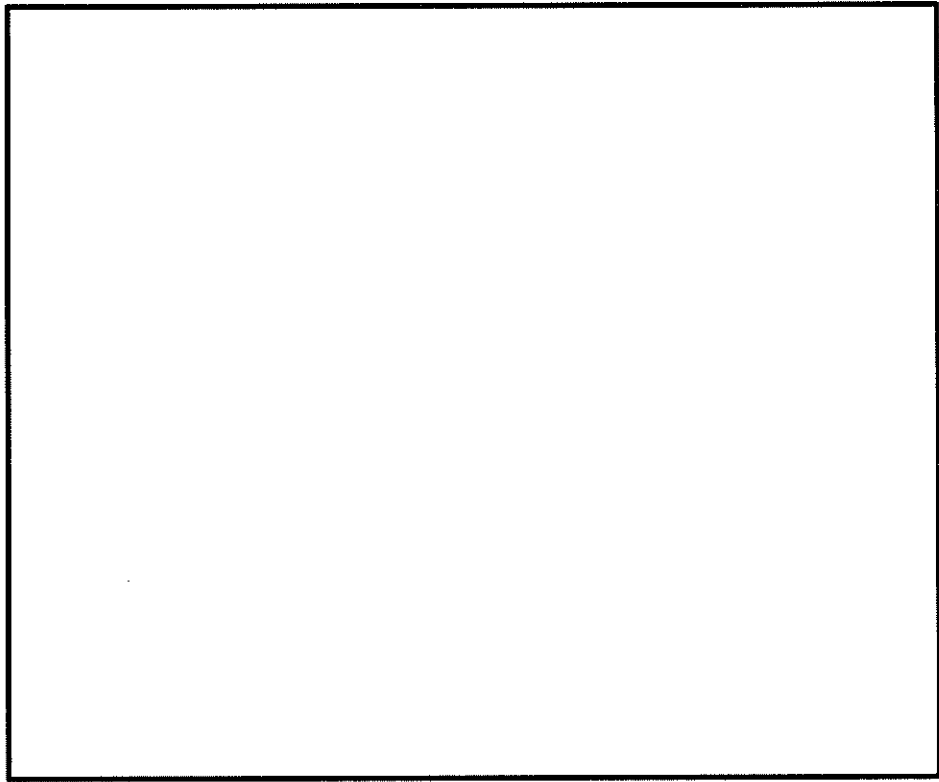


図 8.2-17 (1) 代替淡水貯槽の地震応答解析モデル (東西方向断面)

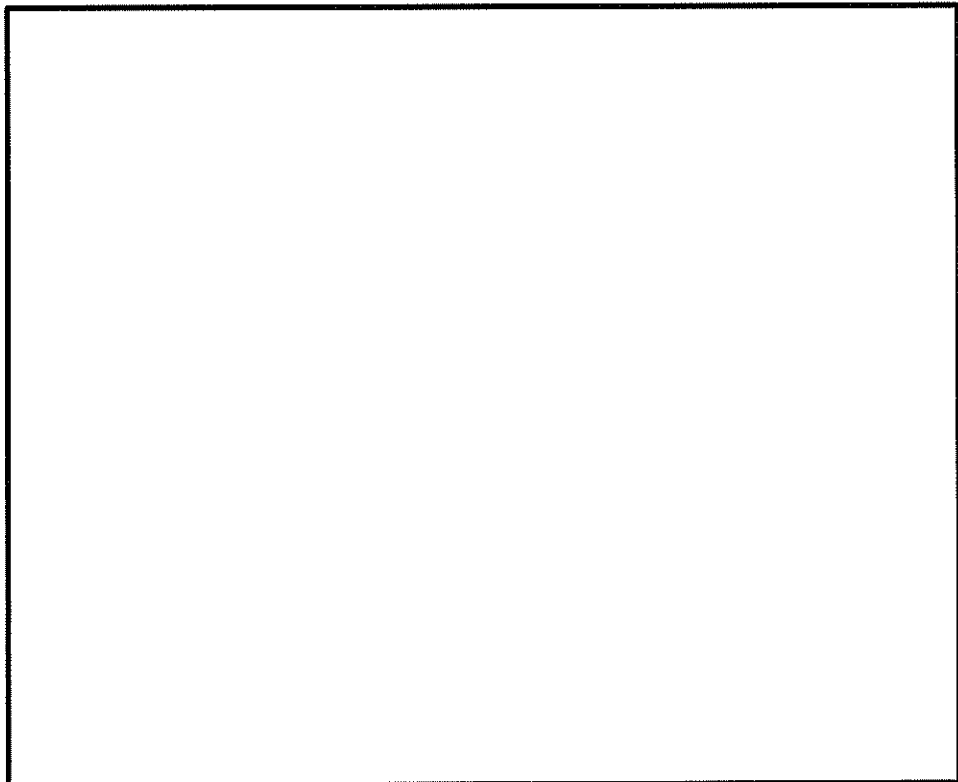


図 8.2-17 (2) 代替淡水貯槽の地震応答解析モデル (南北方向断面)

(3) 構造物のモデル化

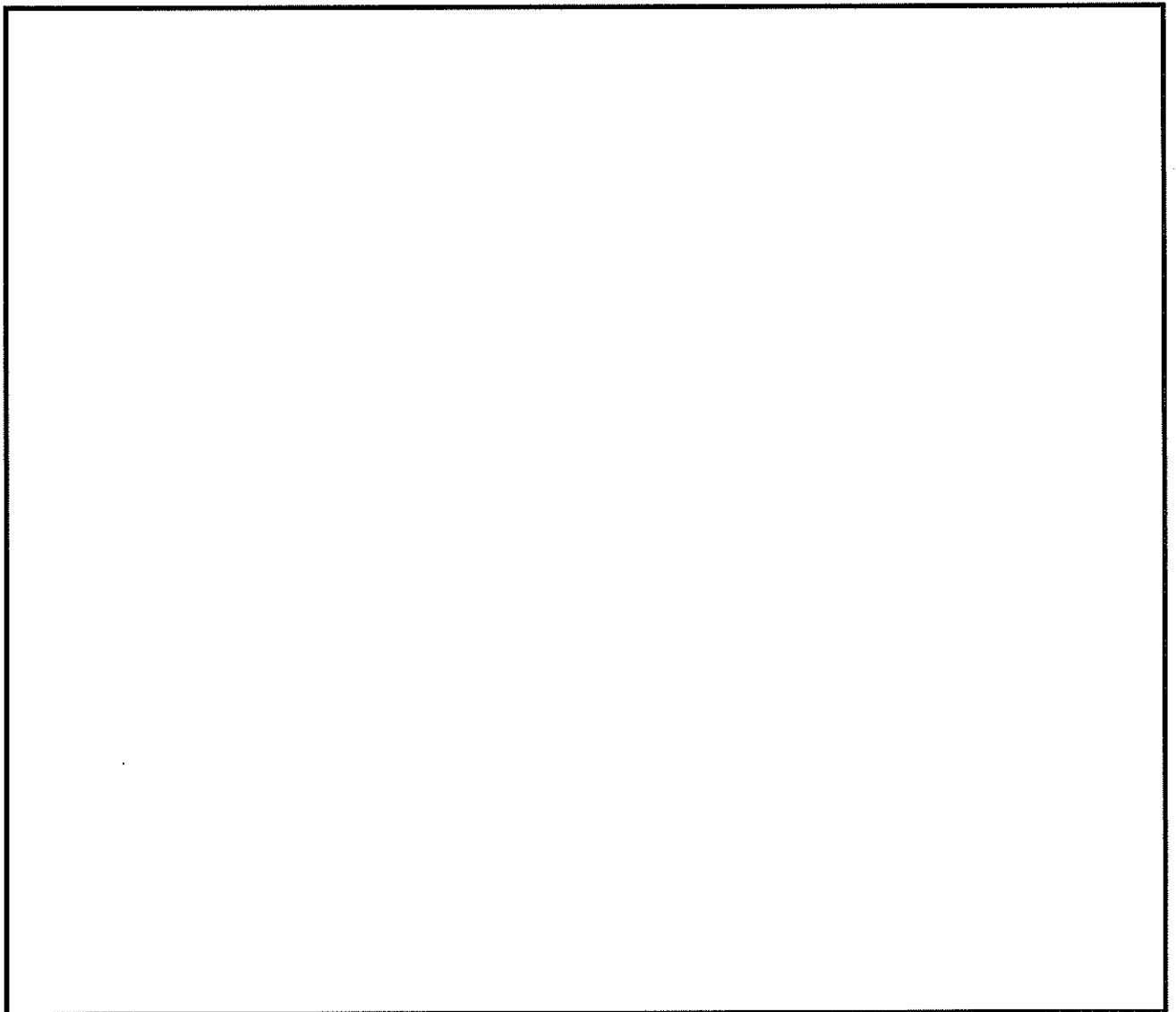
構造部材は線形はり要素でモデル化する。

①立坑構造（線形はり要素）

代替淡水貯槽の構造部材は、ピット中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、立坑高さ方向の形状（一般部、開口部、底版）に応じた断面諸量（断面積 A 、断面2次モーメント I ）を設定する。また、側壁部にある開口は側壁の部材厚に対して十分小さく、開口部には適切な開口補強を実施することから、2次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮せずモデル化する。一方、頂版の開口は搬出入口としてあるためモデル化する。

立坑構造の質量は、質点質量として設定する。なお、質点には回転慣性を付与する。

代替淡水貯槽の解析モデル概念図を図 8.2-18 に示す。



②立坑側方（仮想剛梁要素）

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

$$\text{軸剛性} = 100 \times E A$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times E I$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

③側面（仮想柔梁要素）

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

$$\text{軸剛性} = EA/10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = EI/10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

④底面（仮想剛梁要素）

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

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

⑤その他

側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面の剥離及びすべりを考慮する。

機器配管荷重及び積雪荷重については節点付加質量で考慮する。

(4) 地盤のモデル化

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

(5) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.2-19 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、

ϕ とする。(表 8.2-7 参照)

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

ここで,

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 8.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

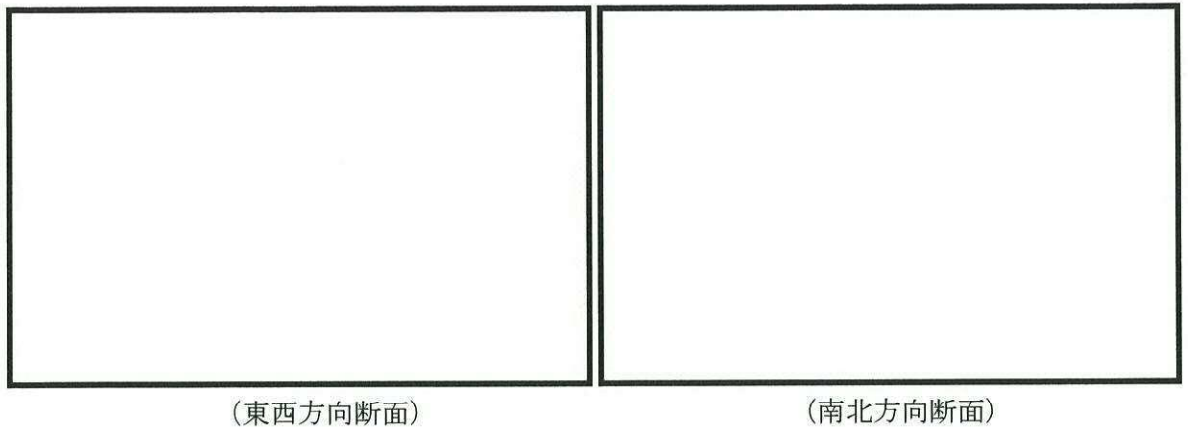
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1層	0	37.3	du層で代用
	du層	0	37.3	—
	Ag2層	0	37.4	—
	D2c-3層	0.026	35.6	—
	D2g-3層	0	44.4	—
新第三系	Km層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 8.2-8 のとおり設定する。

表 8.2-8 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



(東西方向断面)

(南北方向断面)

— : ジョイント要素

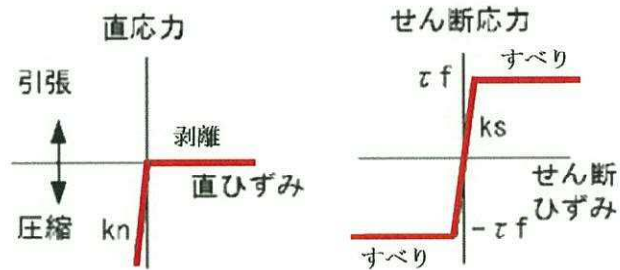


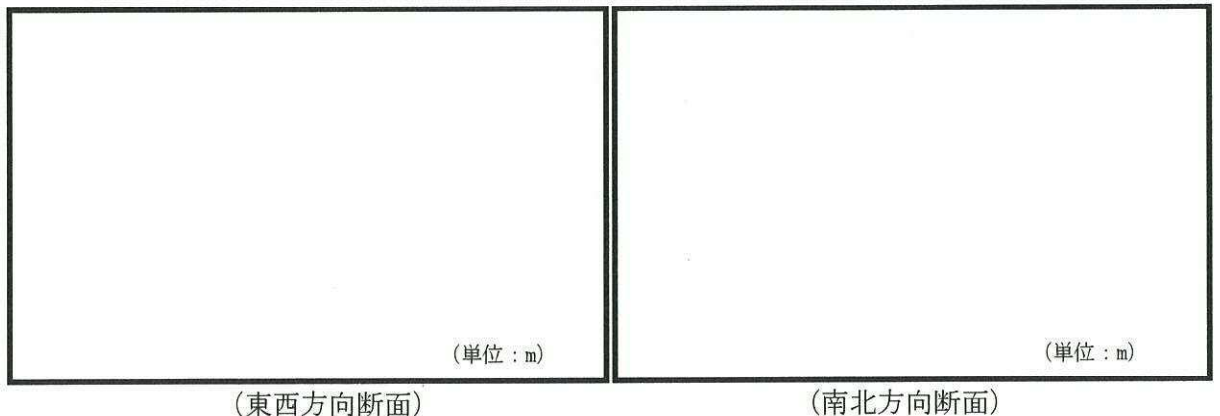
図 8.2-19 ジョイント要素の考え方

(6) 相互作用ばねの設定

地盤とシャフトの接合面に相互作用ばねを設けることにより、強震時の地盤とシャフトの接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

なお、相互作用ばねのばね定数は、径及び間隔を与えることで、ばね周辺の地盤のせん断剛性に応じて設定される*。

* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」



(東西方向断面)

(南北方向断面)

— : 相互作用ばね

図 8.2-20 相互作用ばね

8.2.10 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 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する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 8.2-21 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 8.2-9 に固有値解析結果を示す。

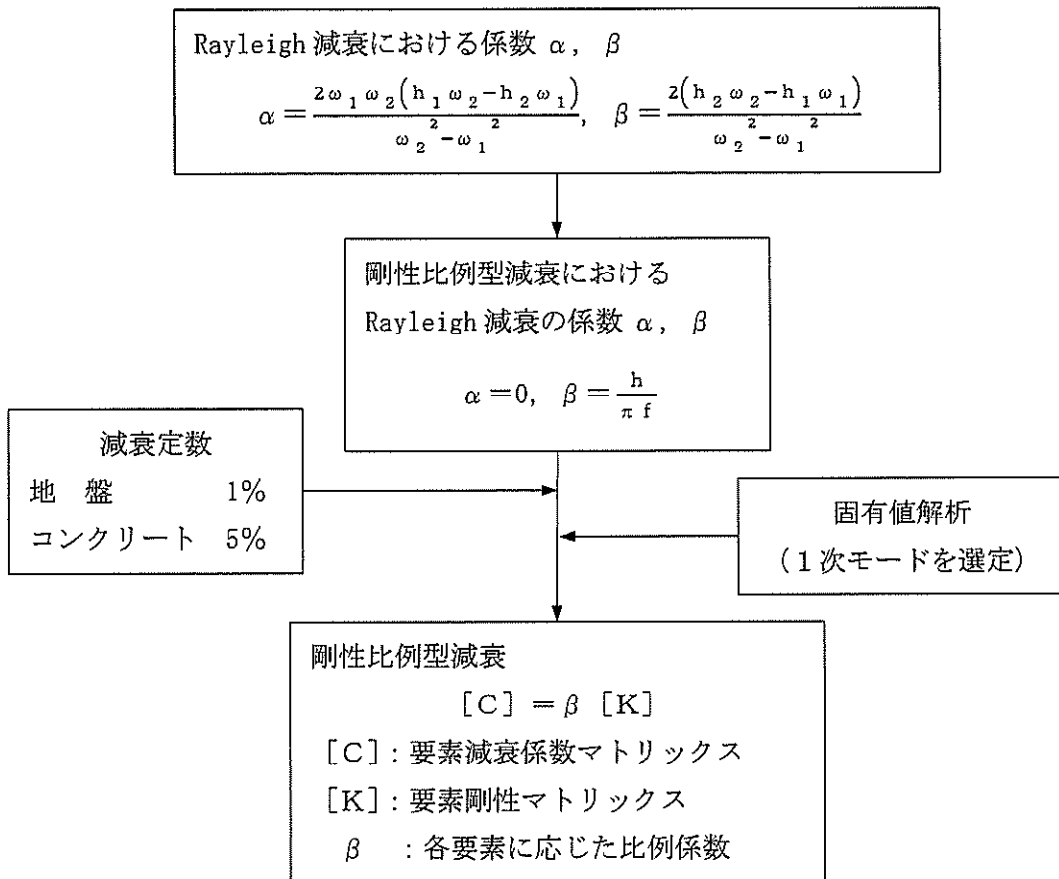


図 8.2-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 8.2-9 (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	0.746	164.310	1次として採用
2	1.521	-0.129	—
3	2.131	-49.757	—
4	2.304	22.747	—
5	2.436	-11.036	—
6	3.049	14.490	—
7	3.275	2.948	—
8	3.482	24.486	—
9	3.637	4.974	—

表 8.2-9 (2) 固有値解析結果 (南北方向断面)

(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	0.747	164.160	1次として採用
2	1.523	-0.020	—
3	2.138	-51.716	—
4	2.306	17.869	—
5	2.426	-7.950	—
6	3.039	15.287	—
7	3.205	-8.096	—
8	3.378	21.583	—
9	3.637	1.946	—

表 8.2-9 (3) 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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.746	164.360	1次として採用
2	1.522	0.185	—
3	2.146	-50.989	—
4	2.335	19.263	—
5	2.460	13.120	—
6	3.075	-14.061	—
7	3.322	-5.586	—
8	3.572	-25.186	—
9	3.679	6.235	—

表 8.2-9 (4) 固有値解析結果 (南北方向断面)

(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)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.747	164.210	1次として採用
2	1.525	-0.005	—
3	2.145	-51.643	—
4	2.342	17.341	—
5	2.450	-11.604	—
6	3.057	14.442	—
7	3.290	-1.736	—
8	3.449	-23.493	—
9	3.667	1.796	—

表 8.2-9 (5) 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 σ) 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	0.745	164.240	1次として採用
2	1.519	-0.073	—
3	2.112	-47.785	—
4	2.261	26.873	—
5	2.411	-8.136	—
6	3.016	15.251	—
7	3.198	-1.236	—
8	3.387	-24.195	—
9	3.587	1.068	—

表 8.2-9 (6) 固有値解析結果 (南北方向断面)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.746	164.090	1次として採用
2	1.522	-0.063	—
3	2.127	52.300	—
4	2.250	15.331	—
5	2.405	-4.250	—
6	3.011	-18.711	—
7	3.086	8.311	—
8	3.328	19.845	—
9	3.606	-1.547	—

表 8.2-9 (7) 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	0.744	162.720	1次として採用
2	1.521	0.588	—
3	1.779	-18.273	—
4	1.910	44.625	—
5	2.315	-9.634	—
6	2.598	-28.769	—
7	2.786	-4.445	—
8	2.955	26.173	—
9	3.051	-8.406	—

表 8.2-9 (8) 固有値解析結果 (南北方向断面)

(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	0.746	162.790	1次として採用
2	1.523	0.390	—
3	1.832	13.499	—
4	1.924	-46.672	—
5	2.323	8.424	—
6	2.624	28.643	—
7	2.801	-1.140	—
8	2.984	-27.147	—
9	3.093	1.117	—

8.2.11 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、動水圧からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重・温度荷重）については、発電所の立地特性や代替淡水貯槽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、代替淡水貯槽は、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 8.2-10 に示す。地震時に代替淡水貯槽に作用する内水圧については、内水圧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 8.2-10 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・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	○	・初期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
	内水圧		○	・内水（淡水）の単位体積重量を考慮
変動荷重	積雪荷重以外		—	・積雪荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
	積雪荷重		○	・搬出入口天端に積雪荷重を考慮
偶発荷重	水平地震動		○	・基準地震動 S_d による水平・鉛直同時加振 ・躯体の慣性力、動土圧を考慮
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	・水位条件、密度、永久荷重と同様 ・外水の地震時動水圧を流体要素により考慮 ・内水の地震時動水圧は、自由水面がある動水圧として付加質量で考慮

(1) 外水圧

代替淡水貯槽周辺の地盤においては、地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

(2) 内水圧

代替淡水貯槽内の内水圧水頭は、EL. +2.00 m (頂版下面から 1 m のクリアランス) とする。水の密度として 1.00 g/cm^3 を考慮する。頂版下面より 1.0 m のクリアランスがあることより、内水は自由水面のある動水圧としてモデル化する。図 8.2-22 に自由水面のある動水圧のモデル化の概念図を示す。

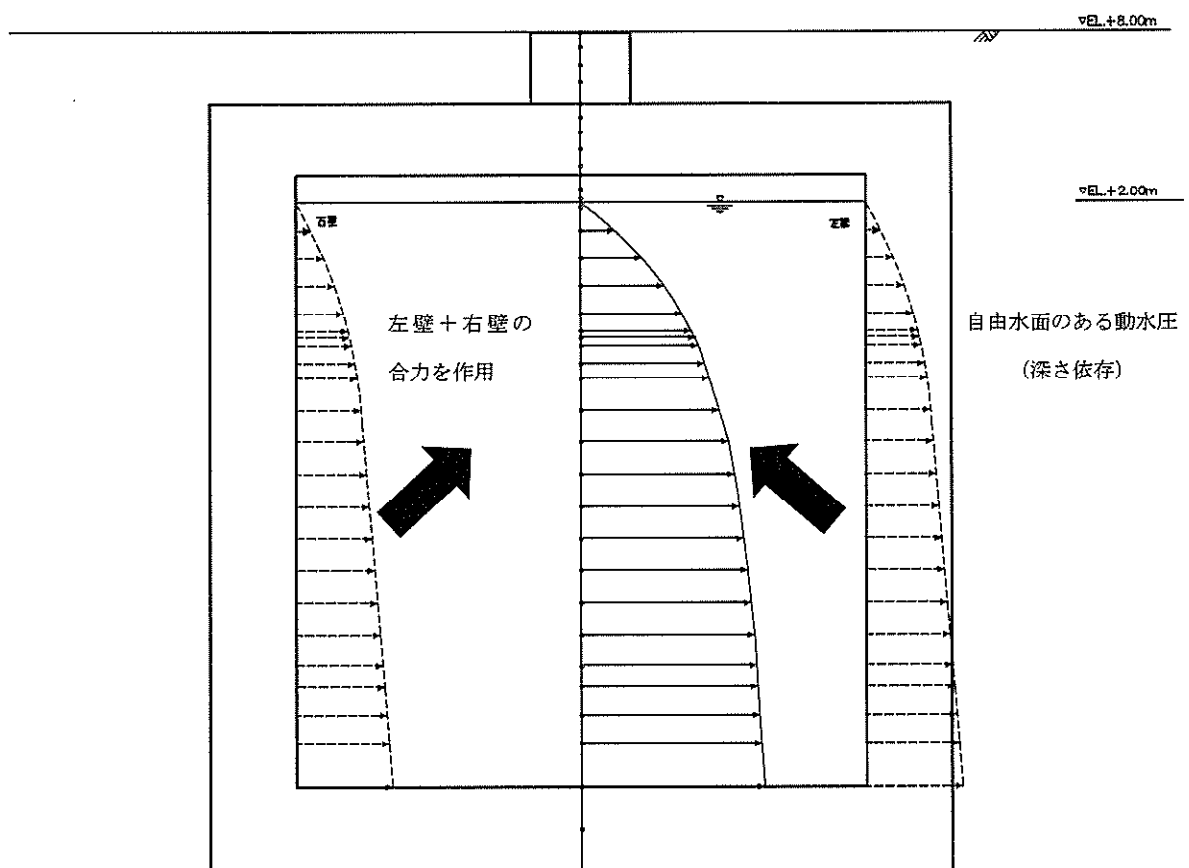


図 8.2-22 内水圧のモデル化

(3) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施行細則 第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cmあたりの荷重を20 N/m²として、積雪量は30 cmとしていることから常時の積雪荷重は600 N/m²となる。地震時は、常時の雪荷重の0.35倍となることから210 N/m²として設定する。解析上は、搬出入口の重量に雪荷重を見込んでモデル化している。図 8.2-23 に代替淡水貯槽への雪荷重の考慮方法を示す。

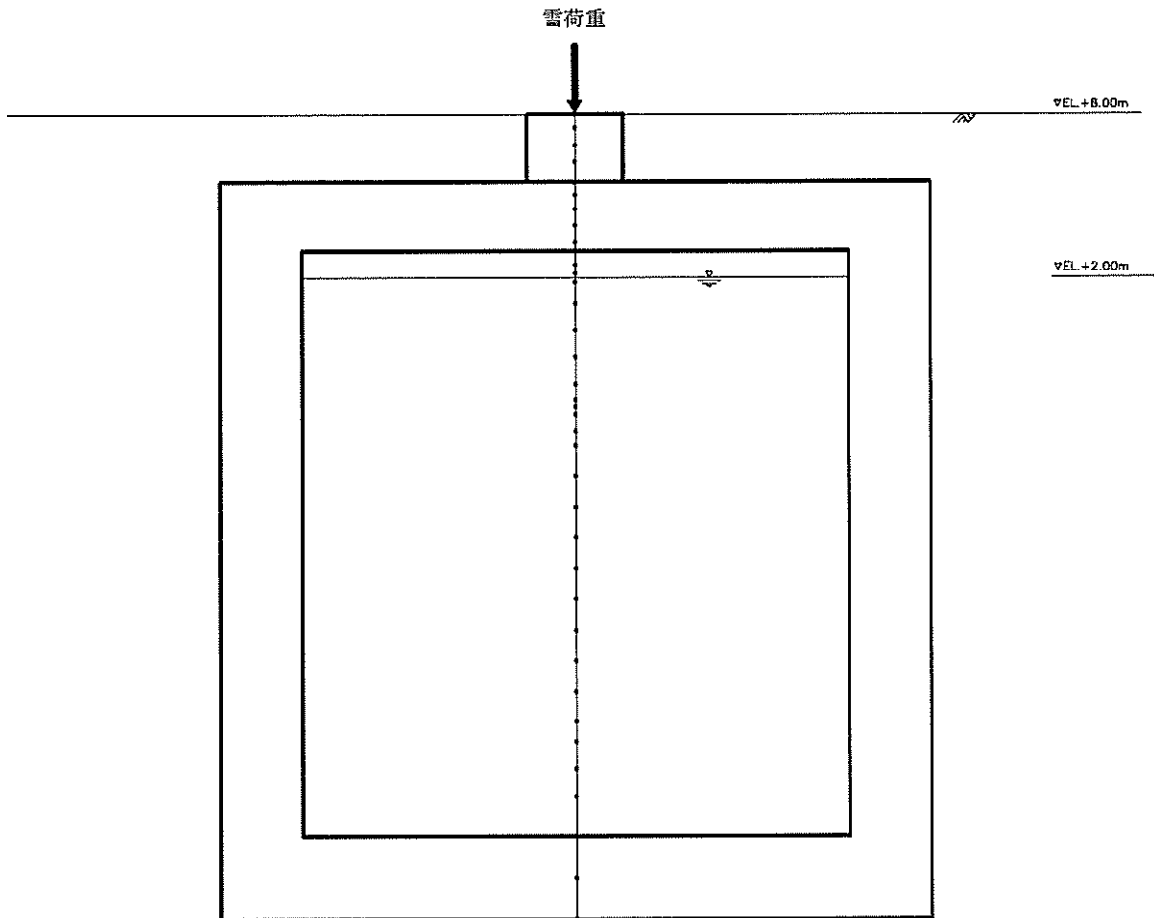


図 8.2-23 積雪荷重の作用方法

8.2.12 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 8.2-11 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 8.2-24 に示す。

表 8.2-11 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 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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 σ)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。

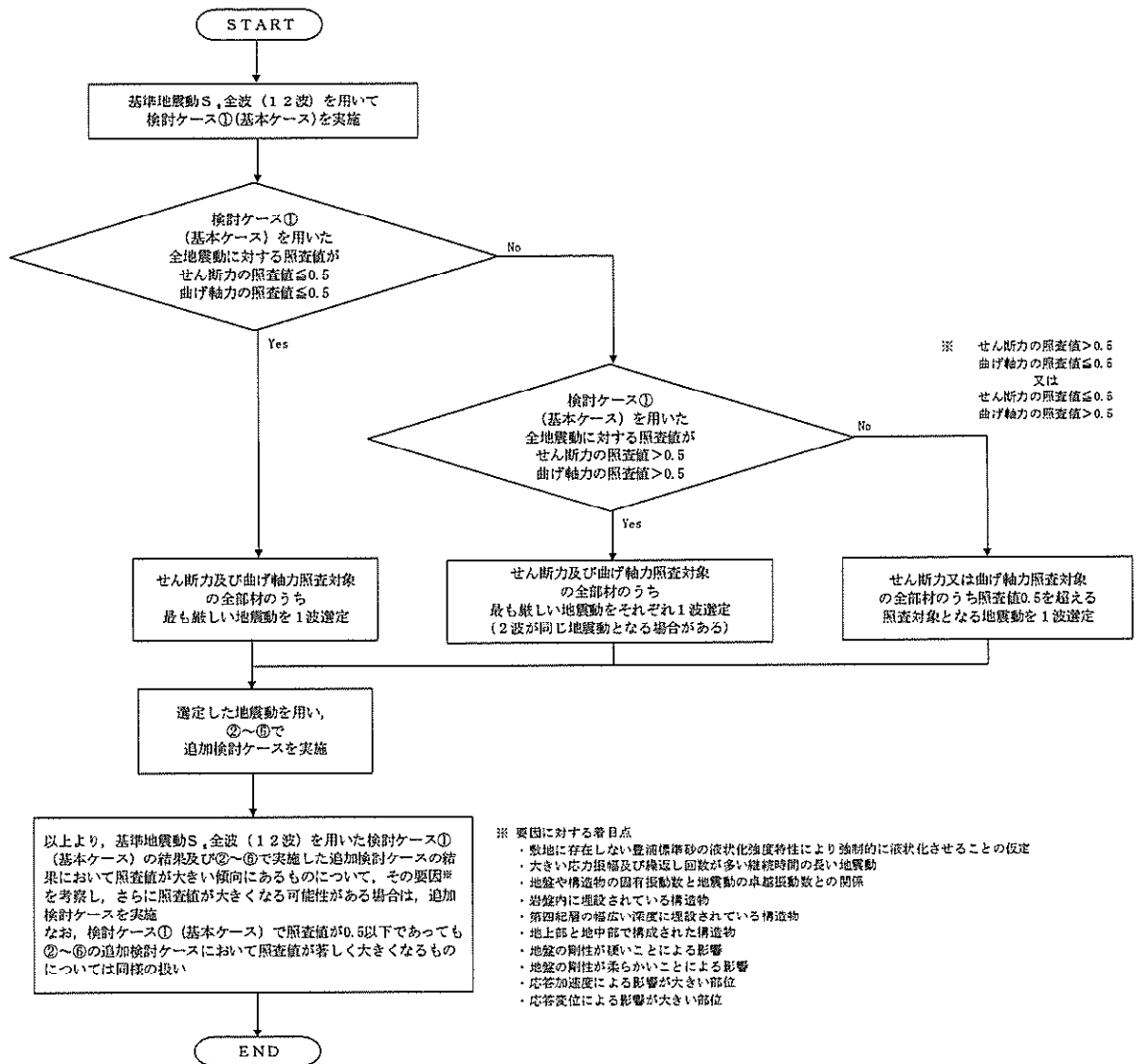


図 8.2-24 ②~⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(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 8.2-12 に示す。

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

表 8.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

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

8.3 評価内容

8.3.1 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_0 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8.3-1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_0 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8.3-2及び図8.3-3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。

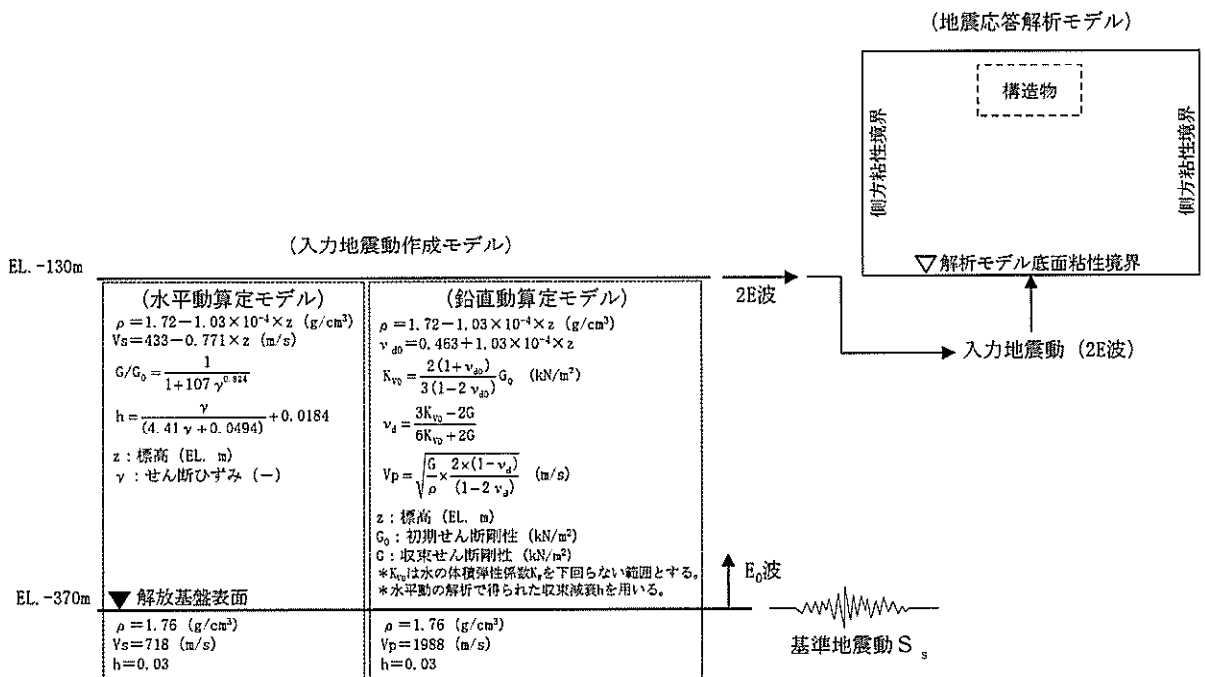
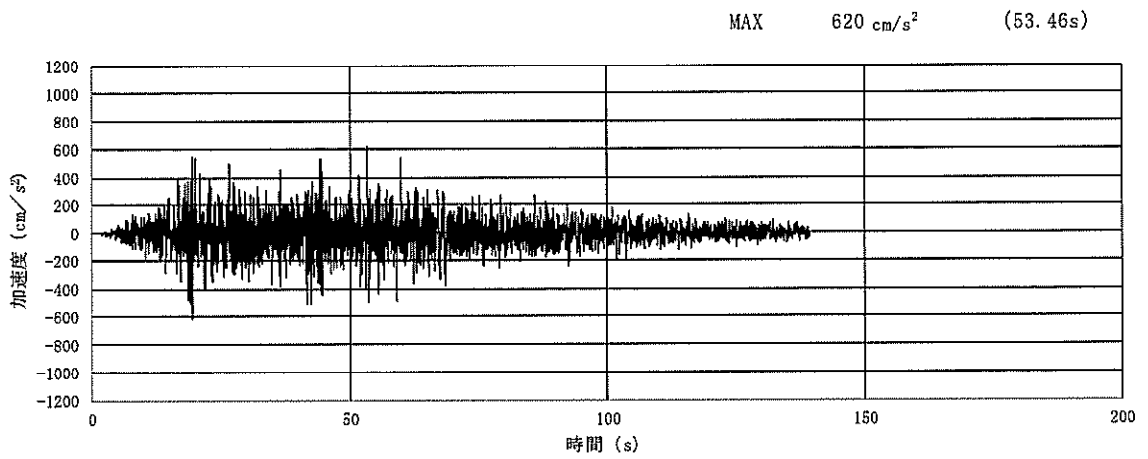
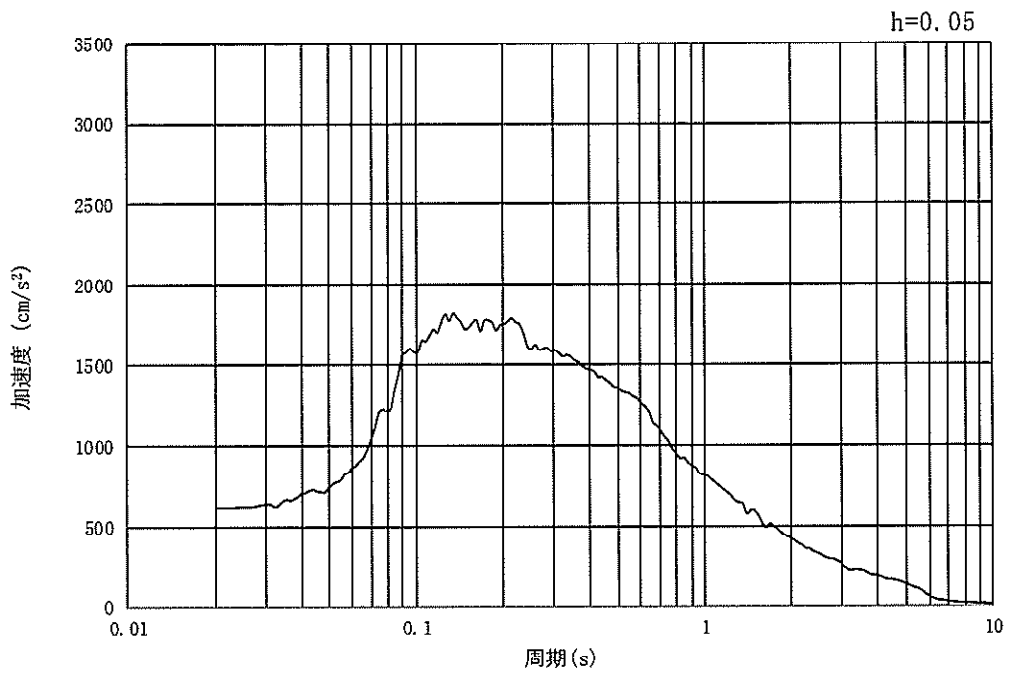


図 8.3-1 入力地震動算定の概念図

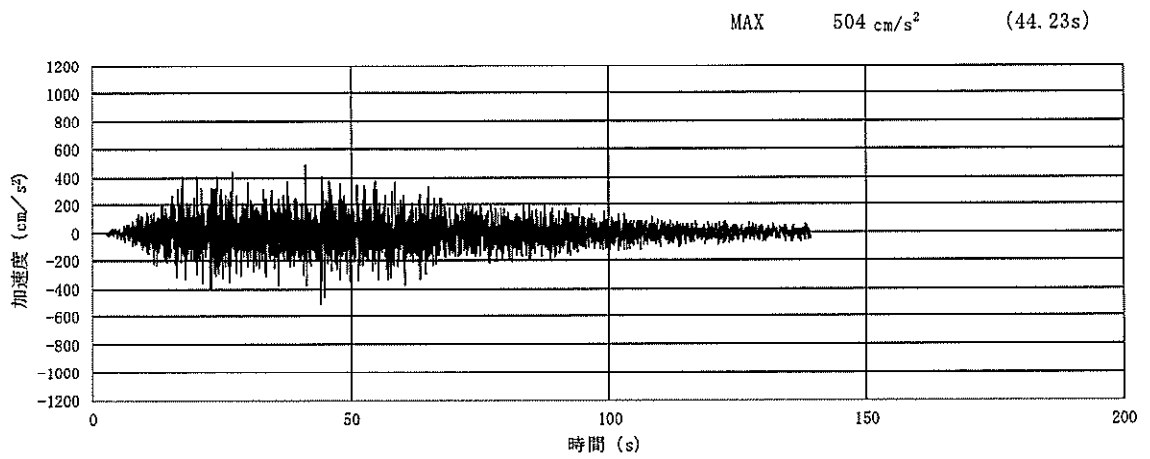


(a) 加速度時刻歴波形

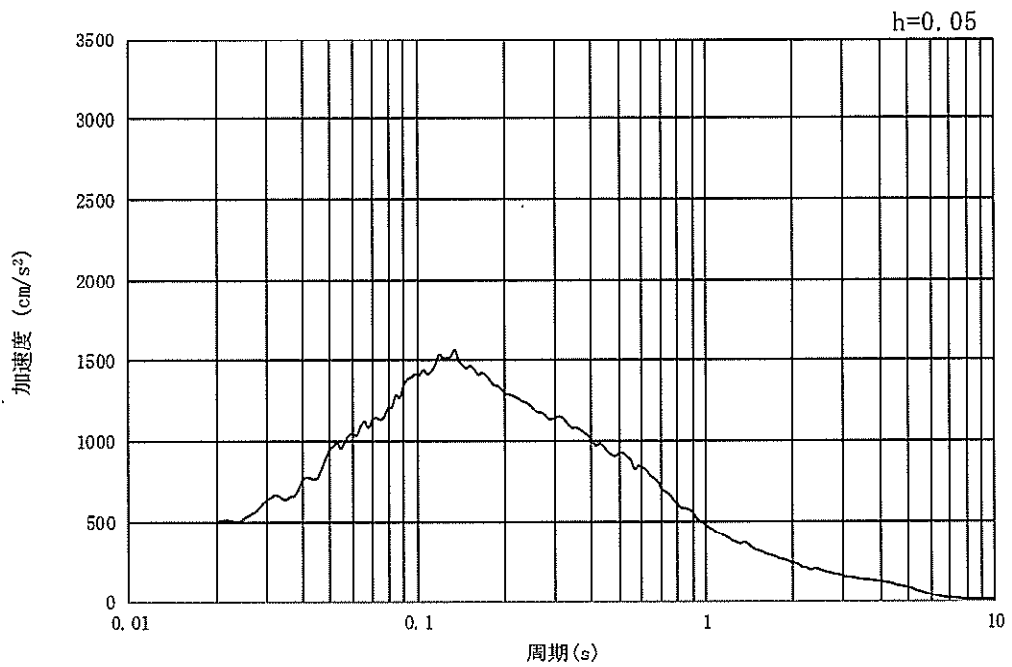


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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)

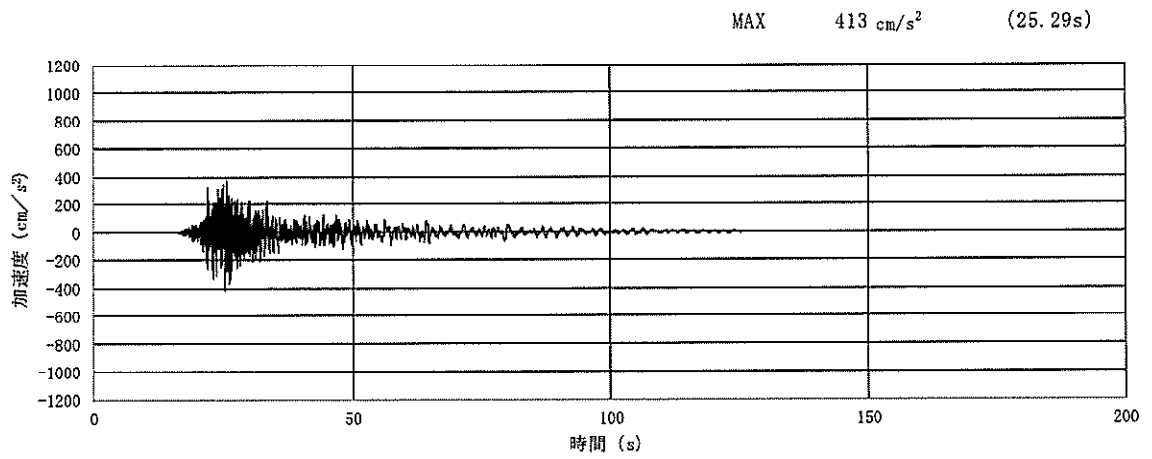


(a) 加速度時刻歴波形

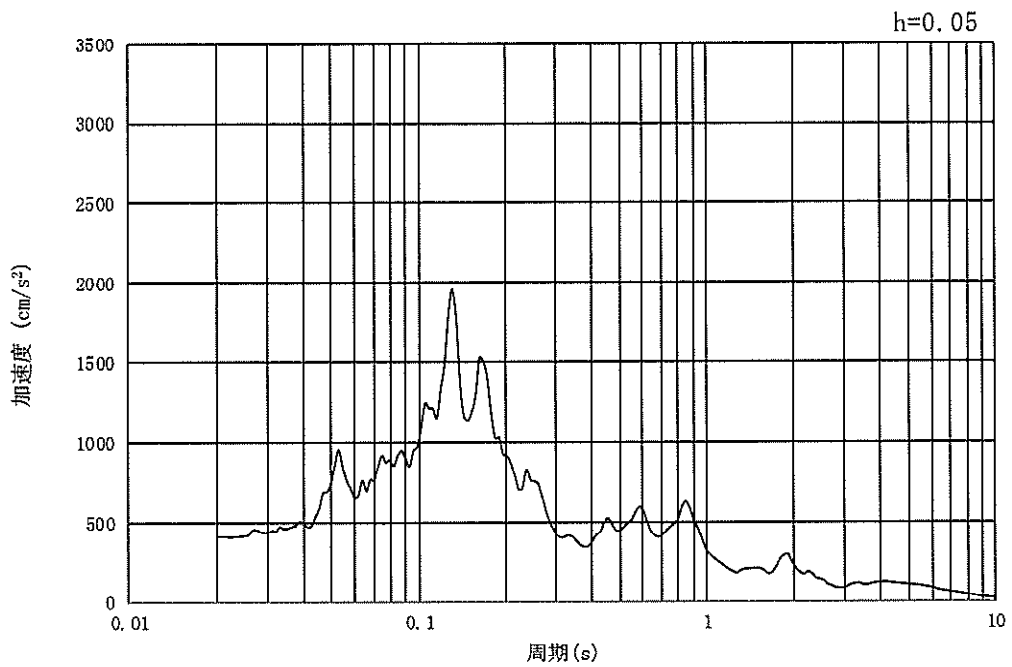


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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_s-D1)

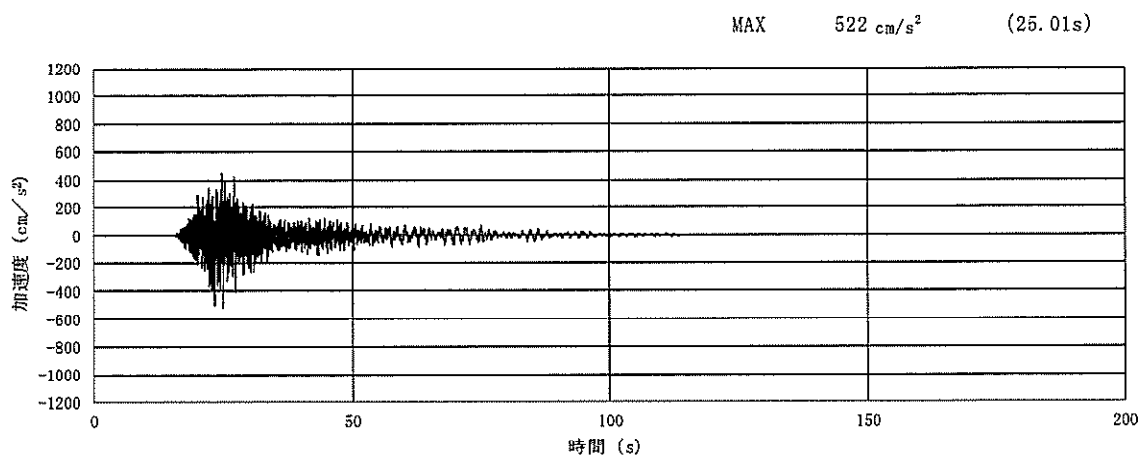


(a) 加速度時刻歴波形

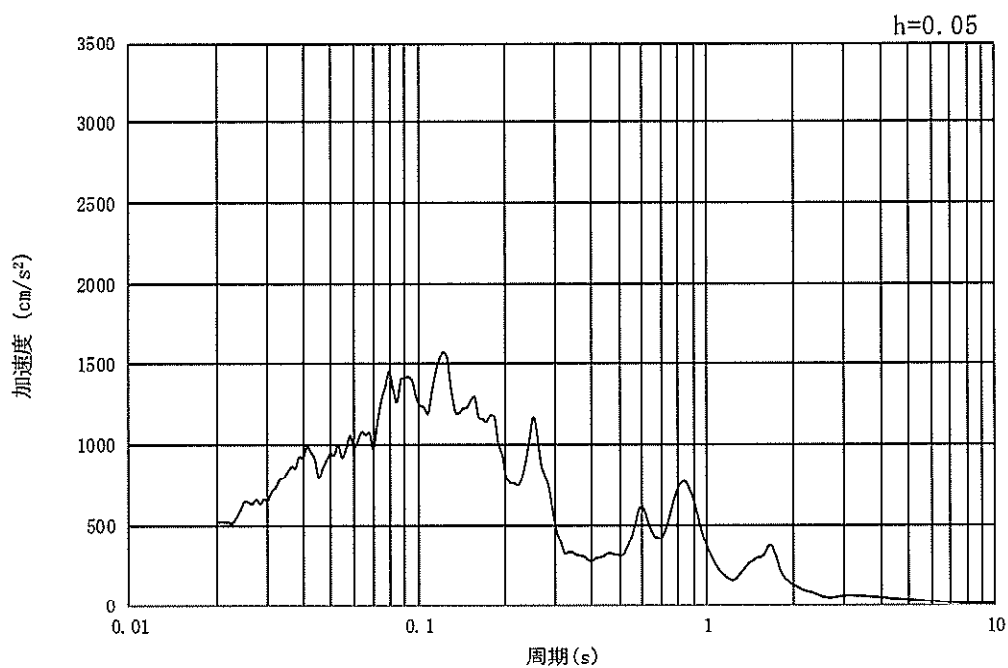


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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: $S_s - 1.1$)

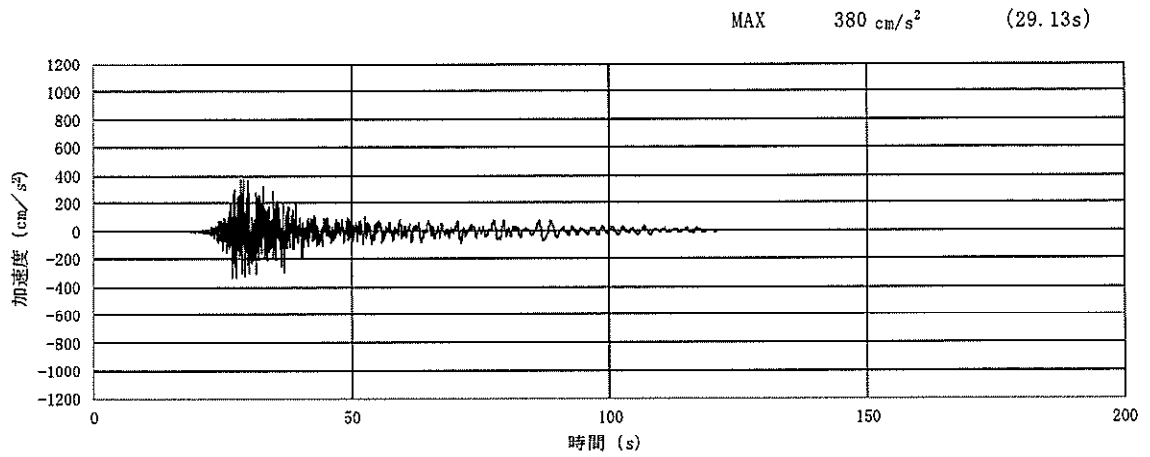


(a) 加速度時刻歴波形

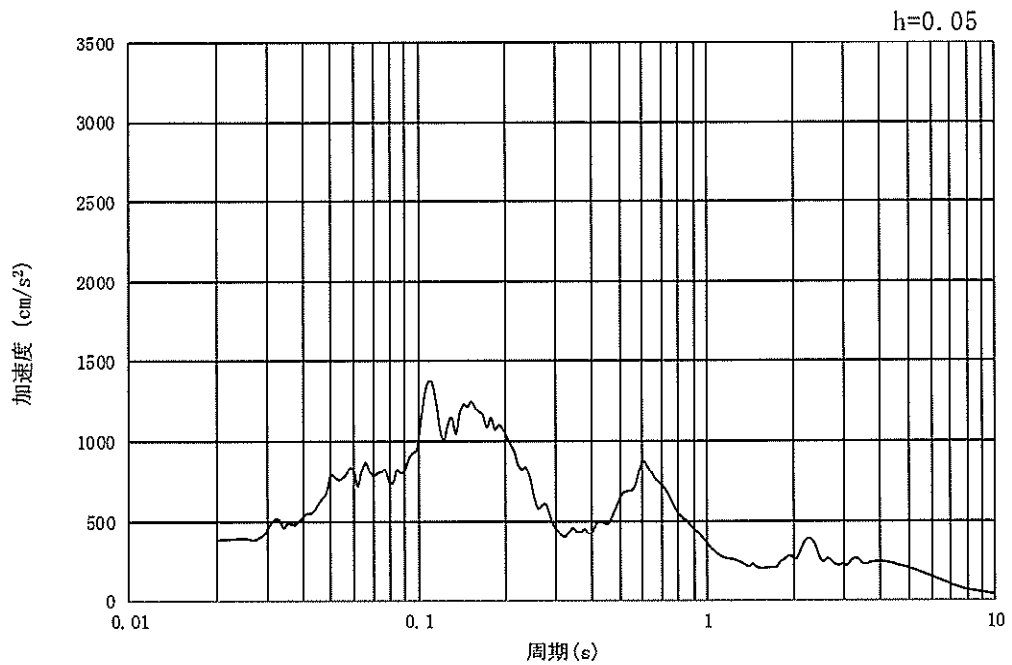


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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: $S_s - 1.1$)

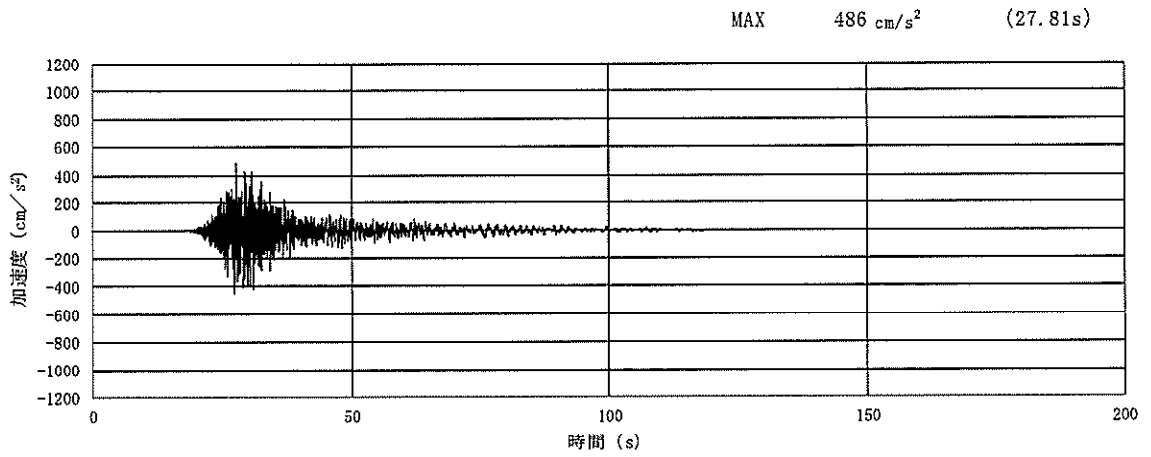


(a) 加速度時刻歴波形

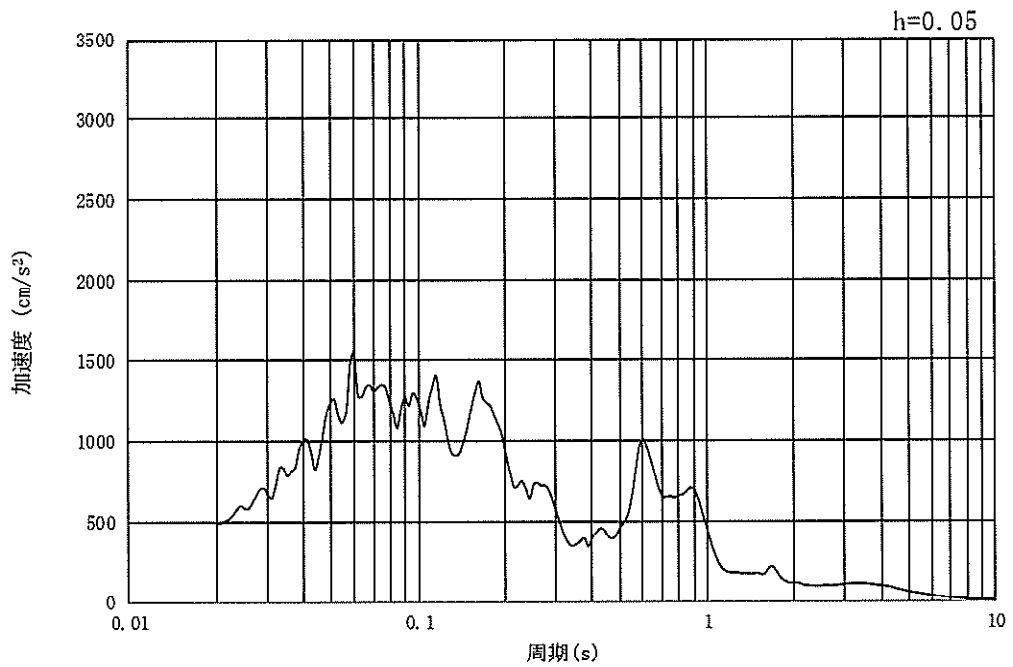


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 12$)

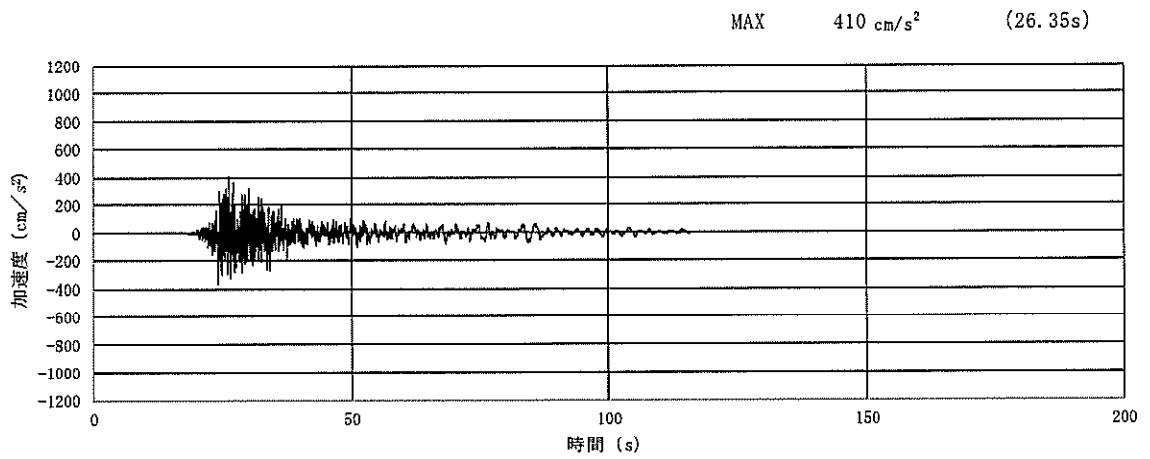


(a) 加速度時刻歴波形

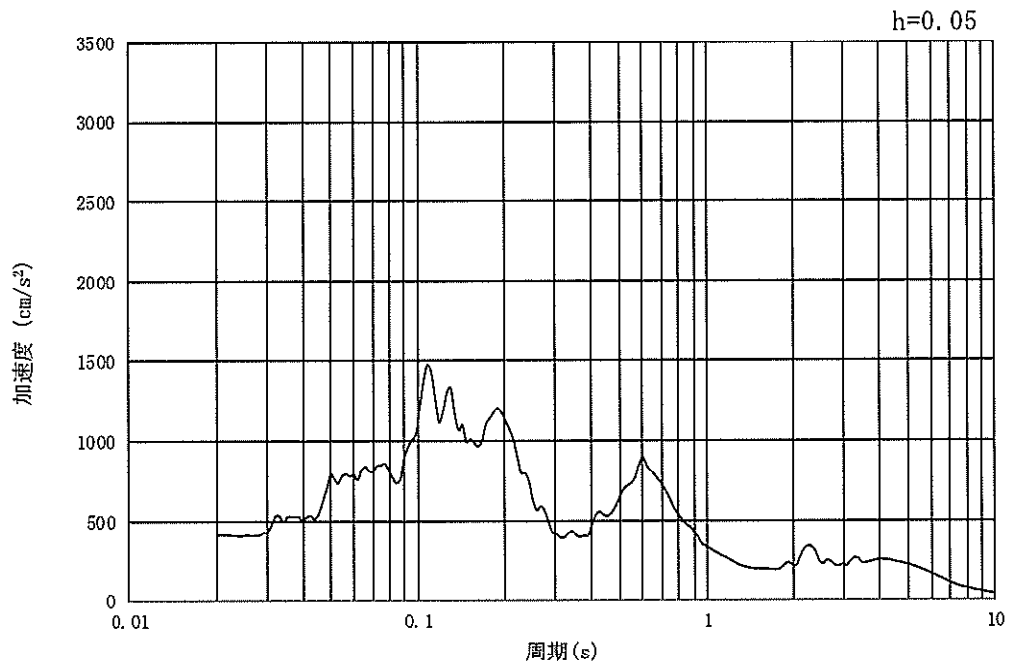


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 1.2$)

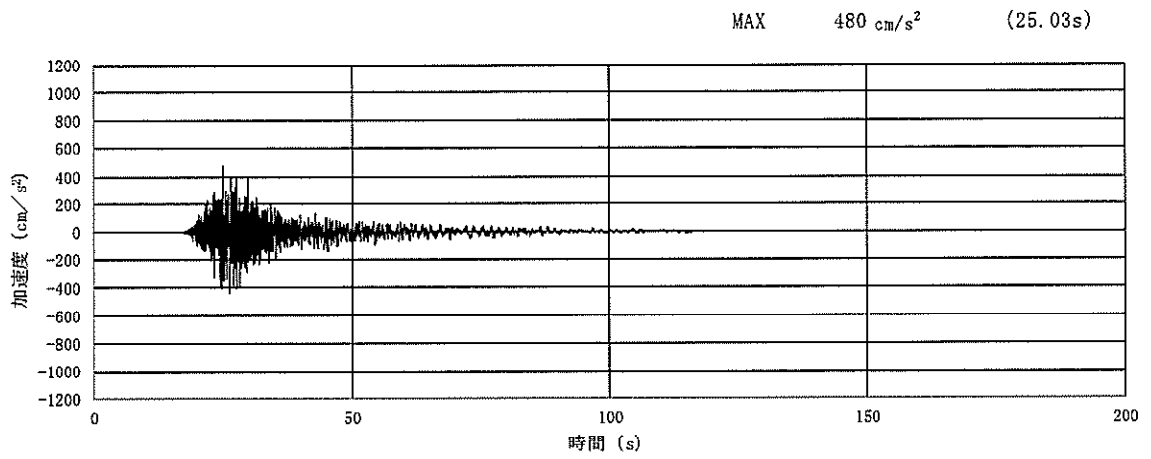


(a) 加速度時刻歴波形

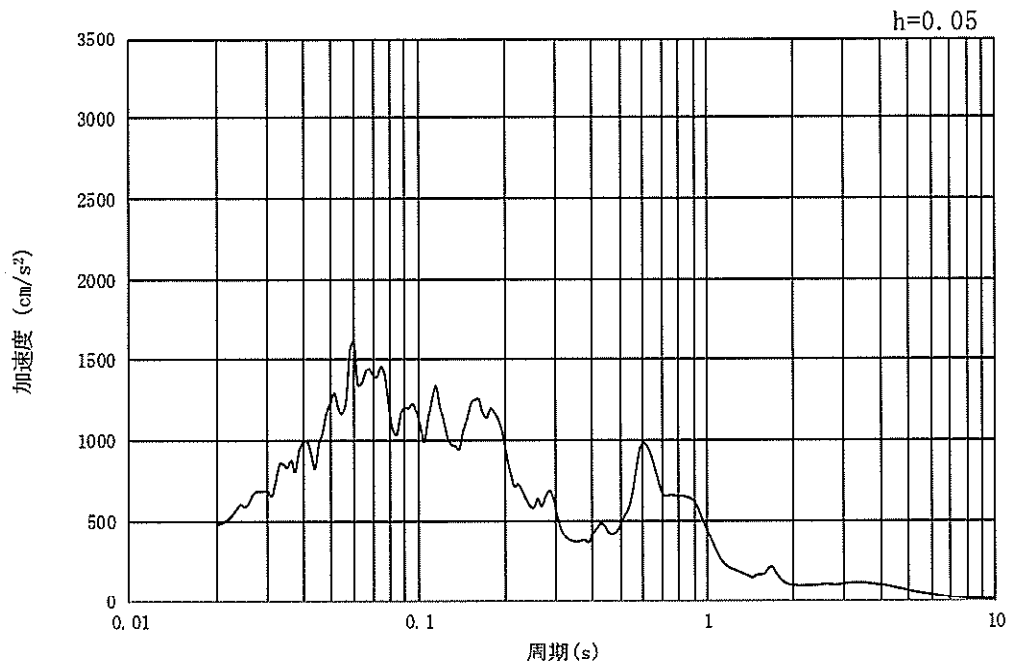


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 1.3$)

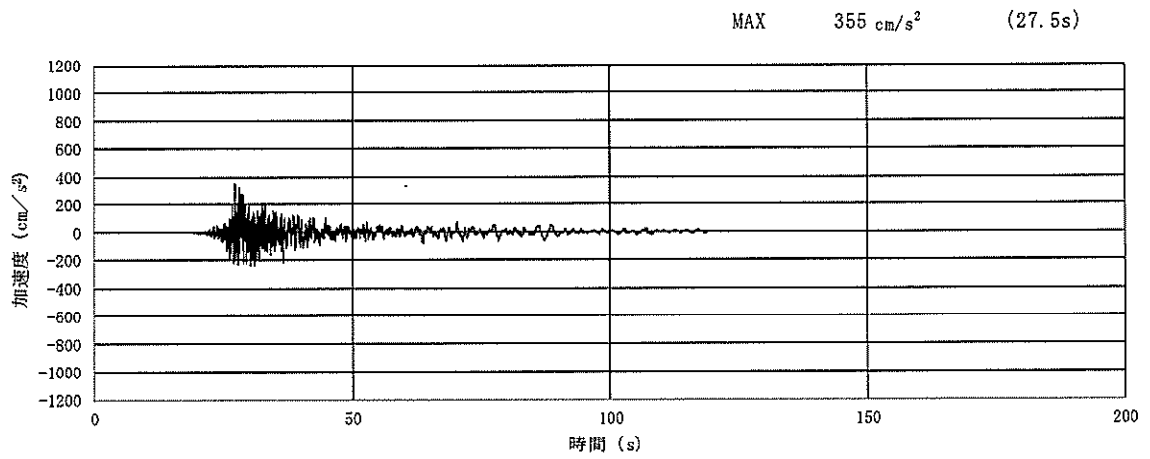


(a) 加速度時刻歴波形

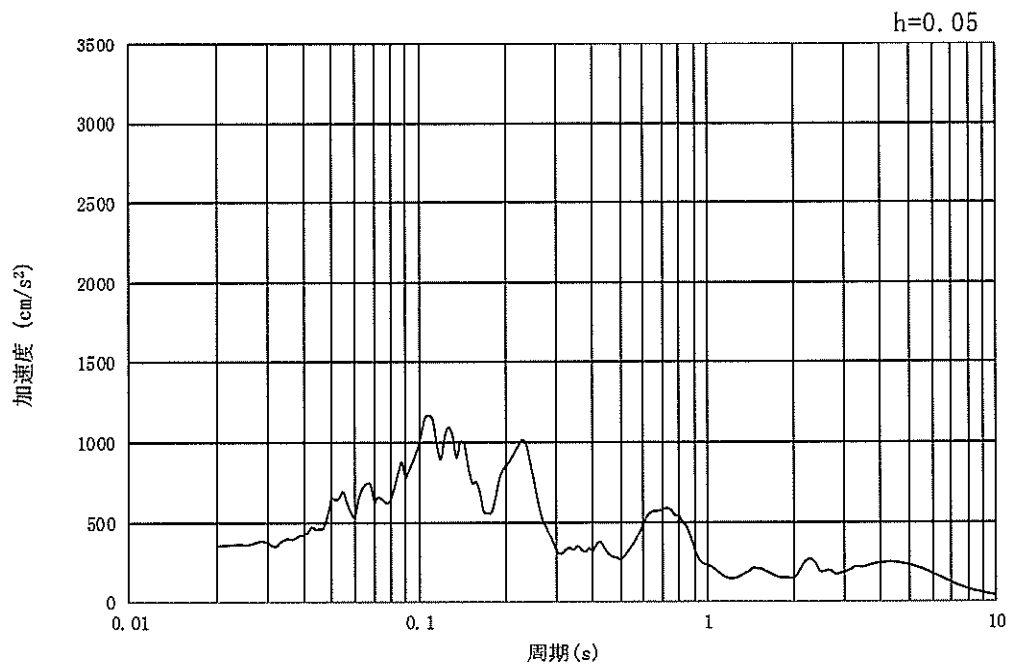


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 1.3$)

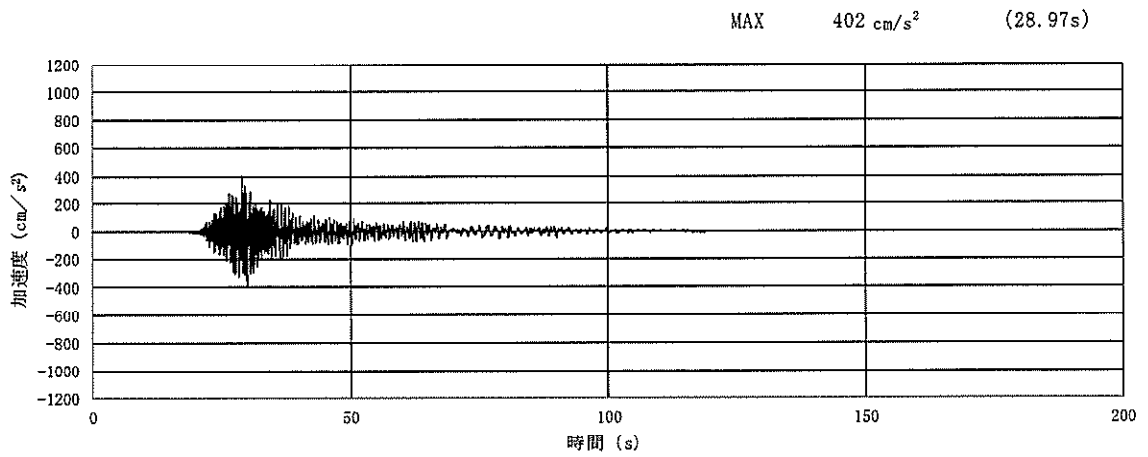


(a) 加速度時刻歴波形

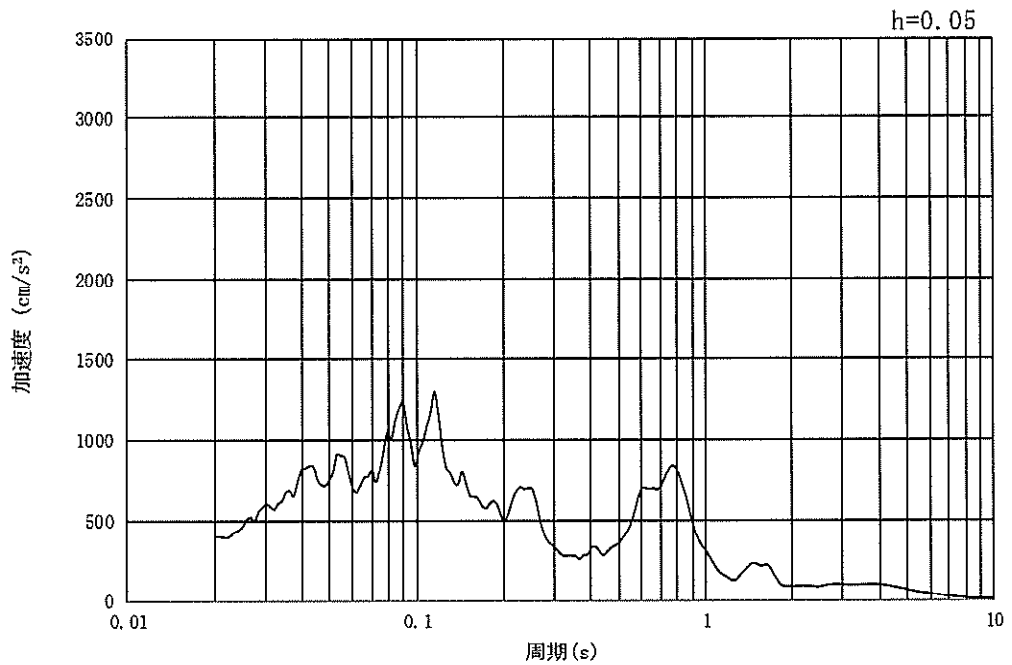


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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: $S_s - 1.4$)

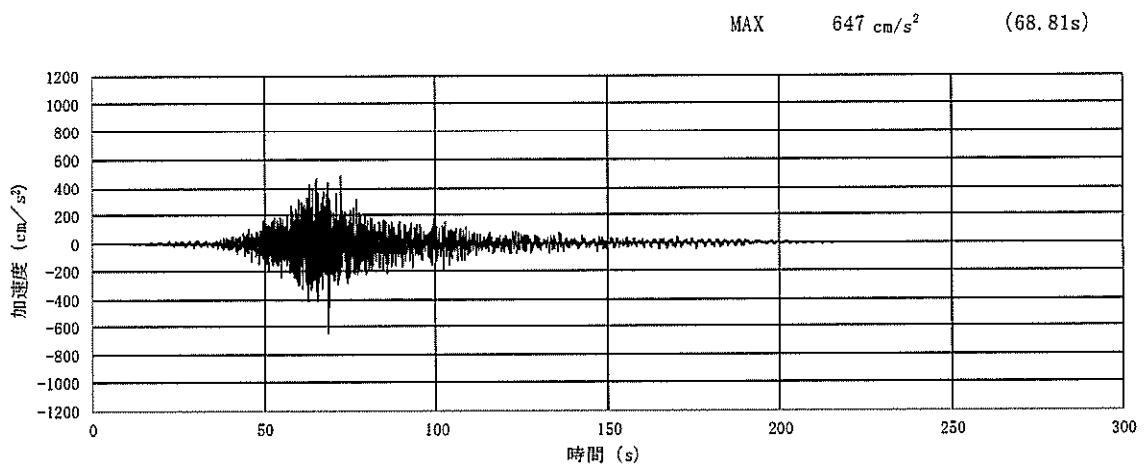


(a) 加速度時刻歴波形

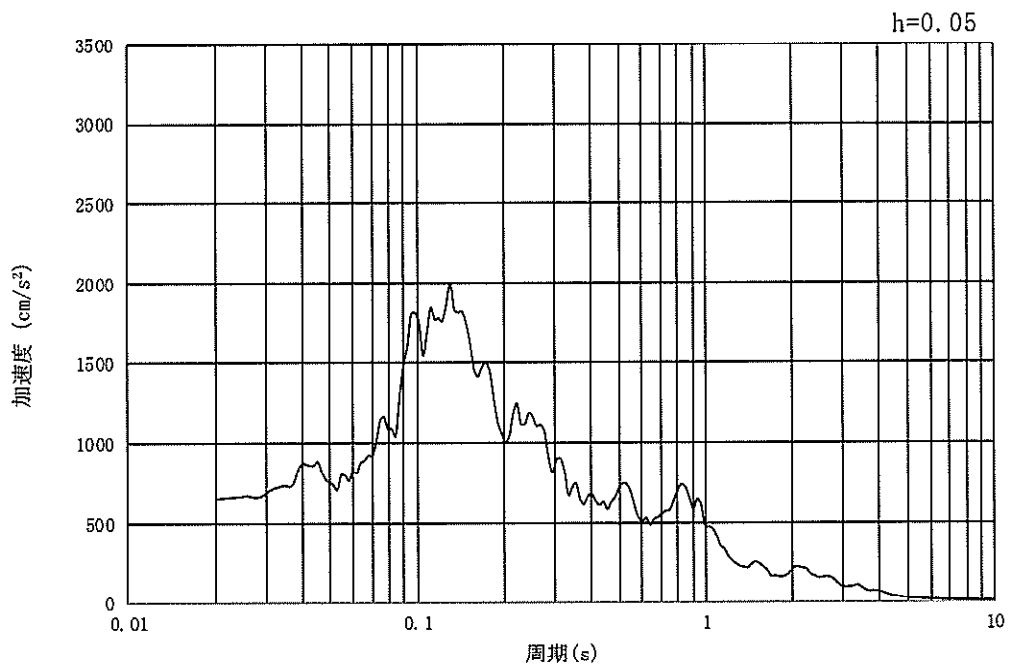


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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: $S_s - 1.4$)

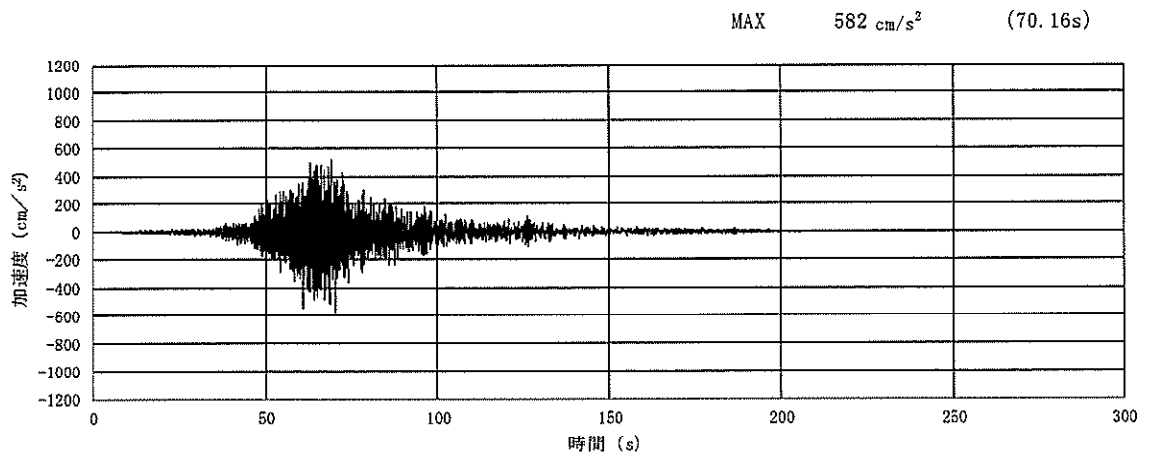


(a) 加速度時刻歴波形

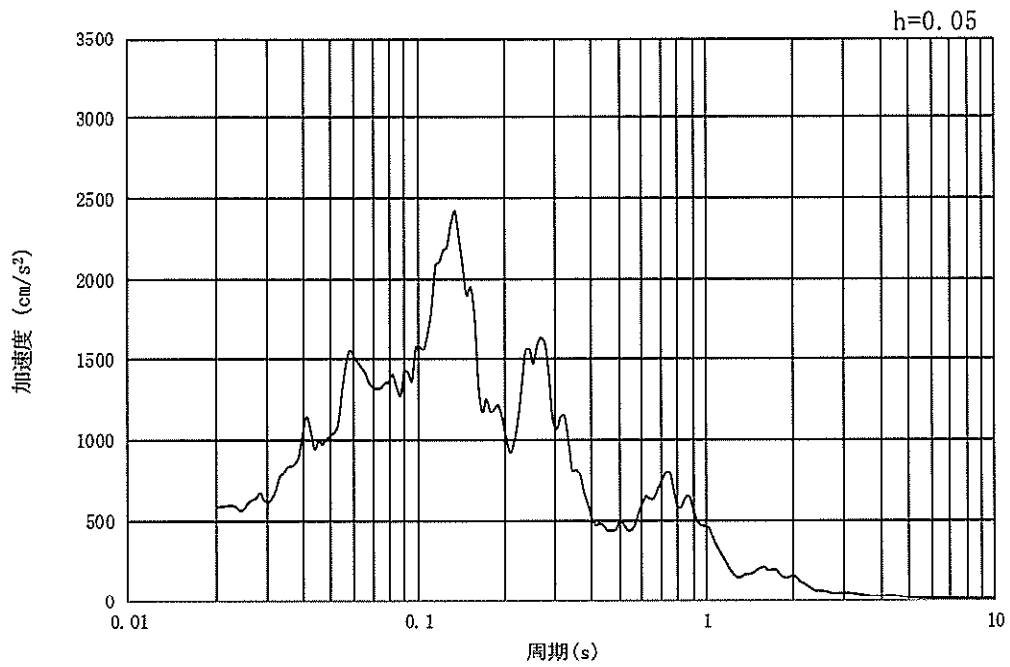


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 2.1$)

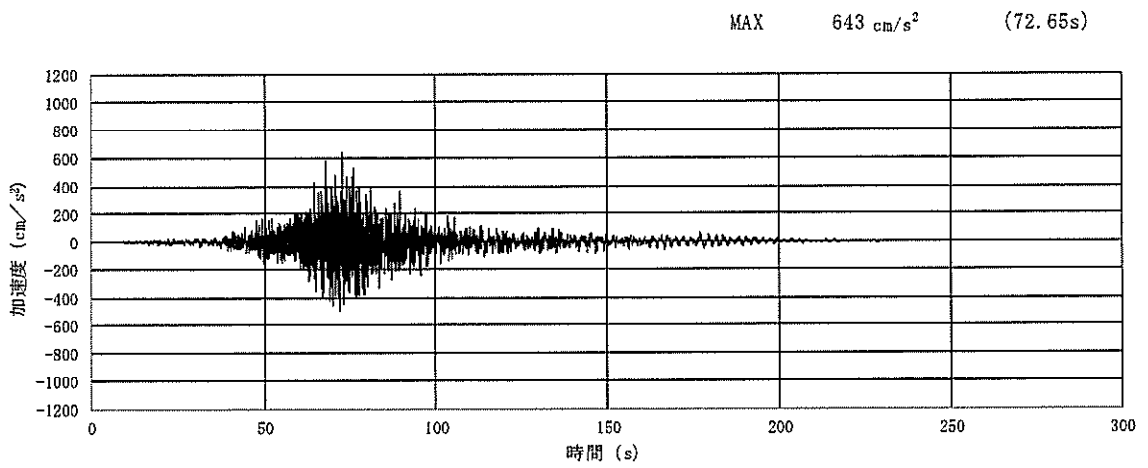


(a) 加速度時刻歴波形

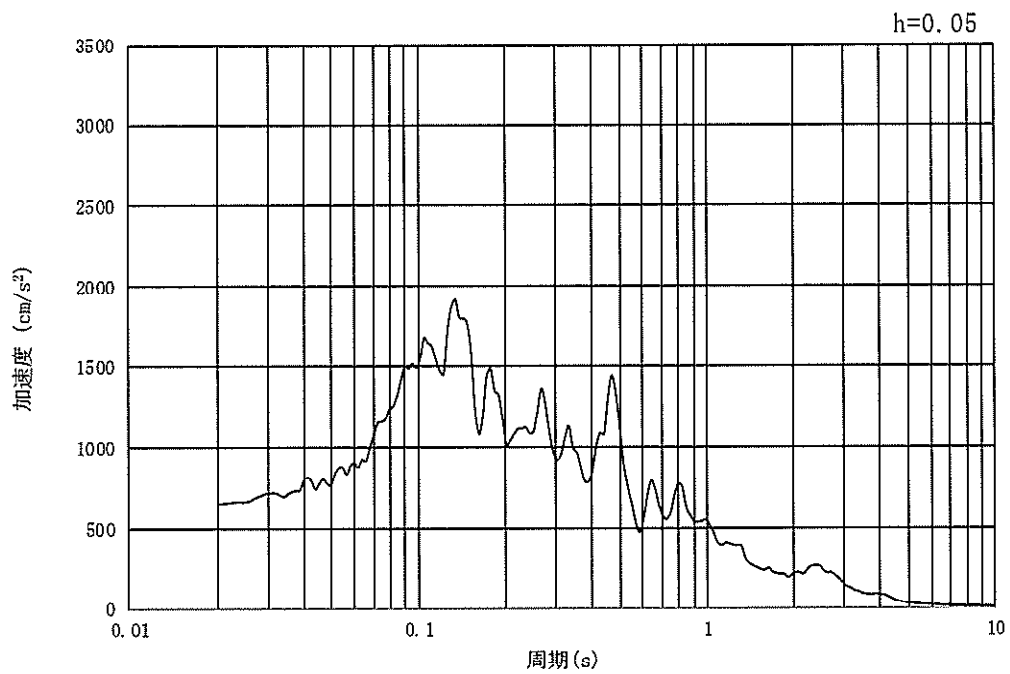


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 21$)

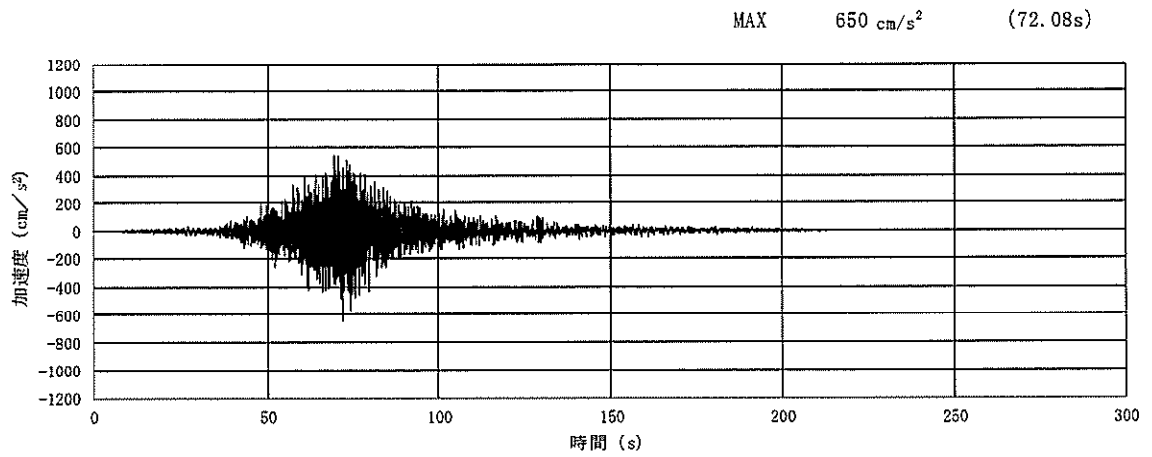


(a) 加速度時刻歴波形

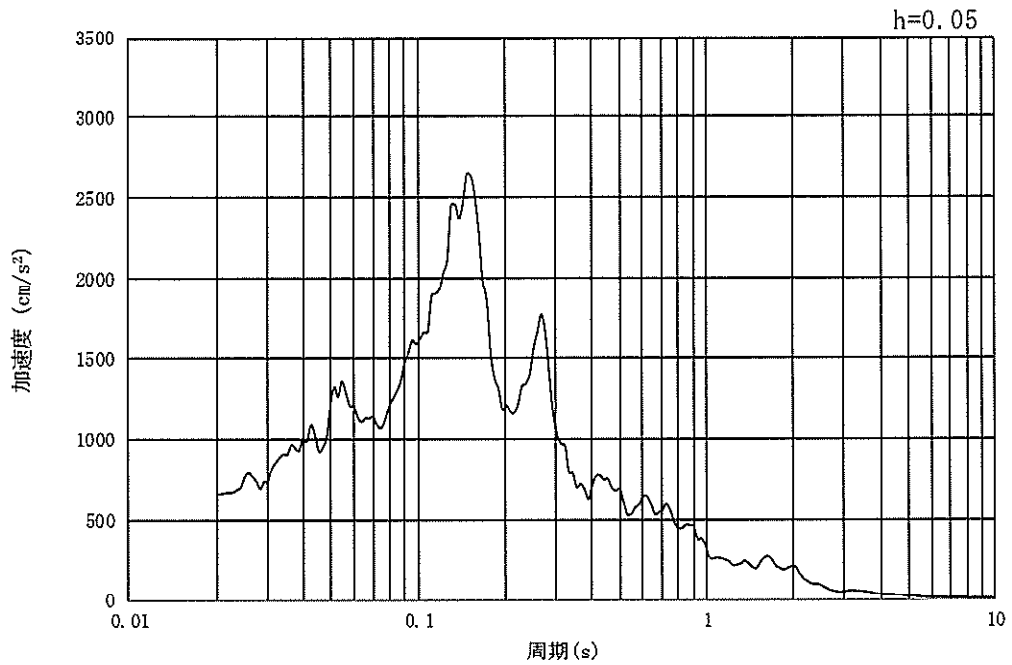


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 2.2$)

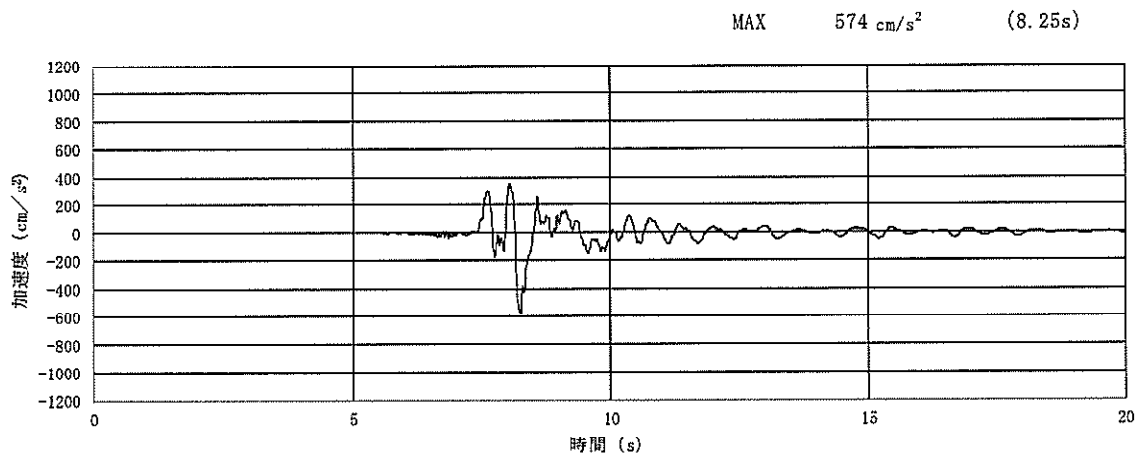


(a) 加速度時刻歴波形

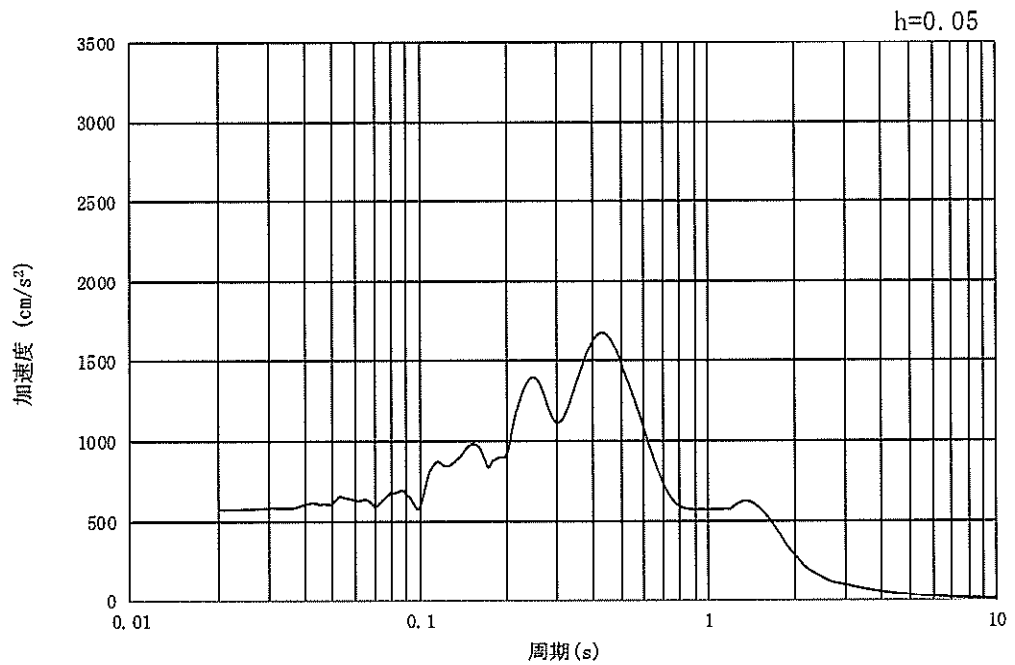


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 22$)

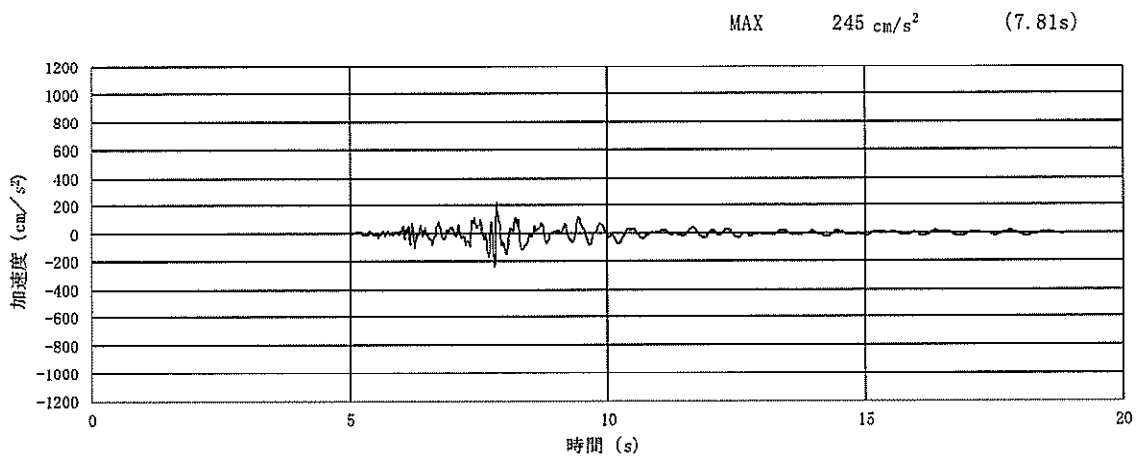


(a) 加速度時刻歴波形

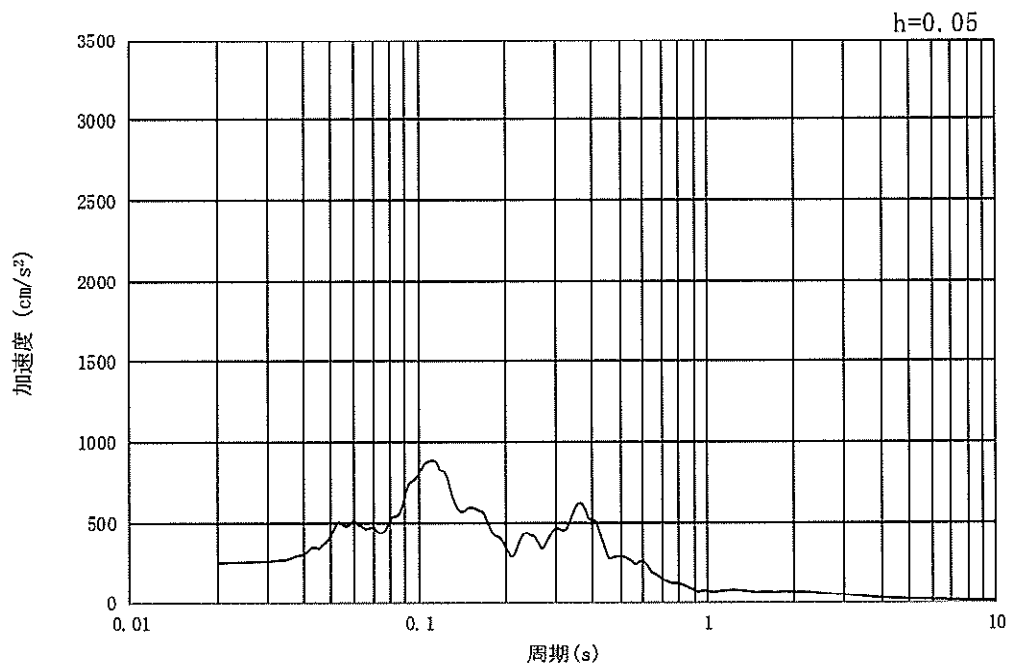


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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 : $S_s - 31$)

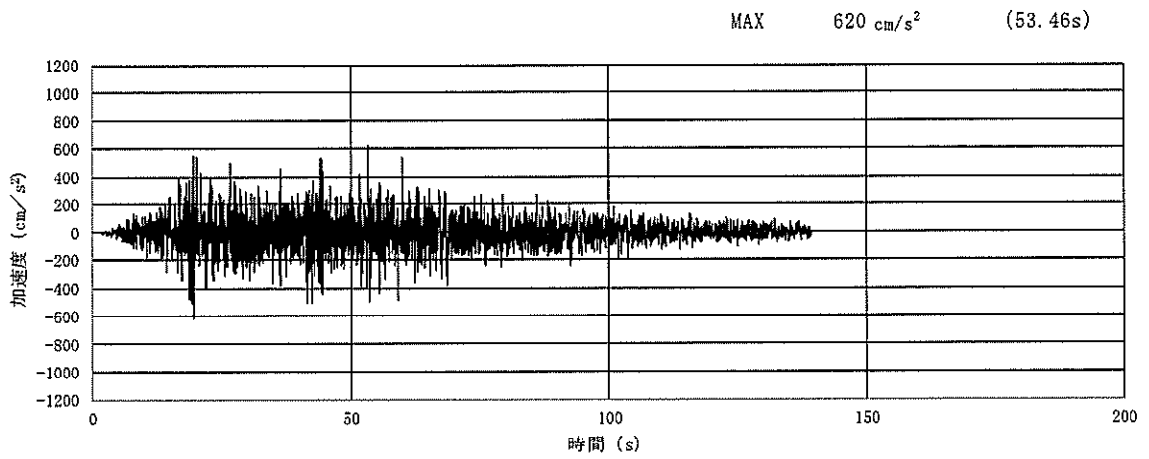


(a) 加速度時刻歴波形

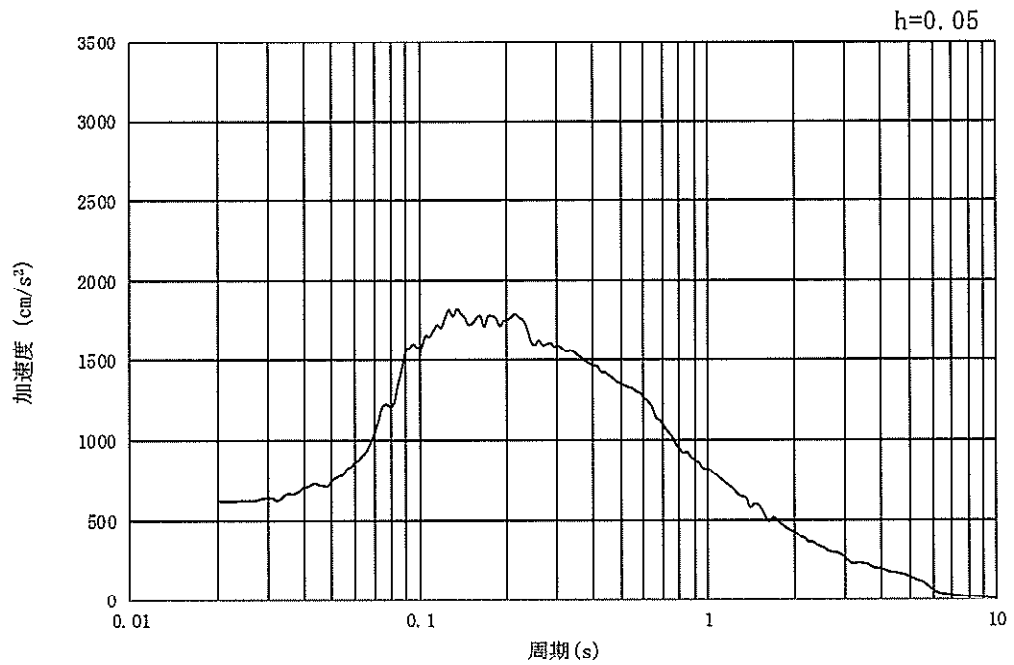


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-2 (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: $S_s - 31$)

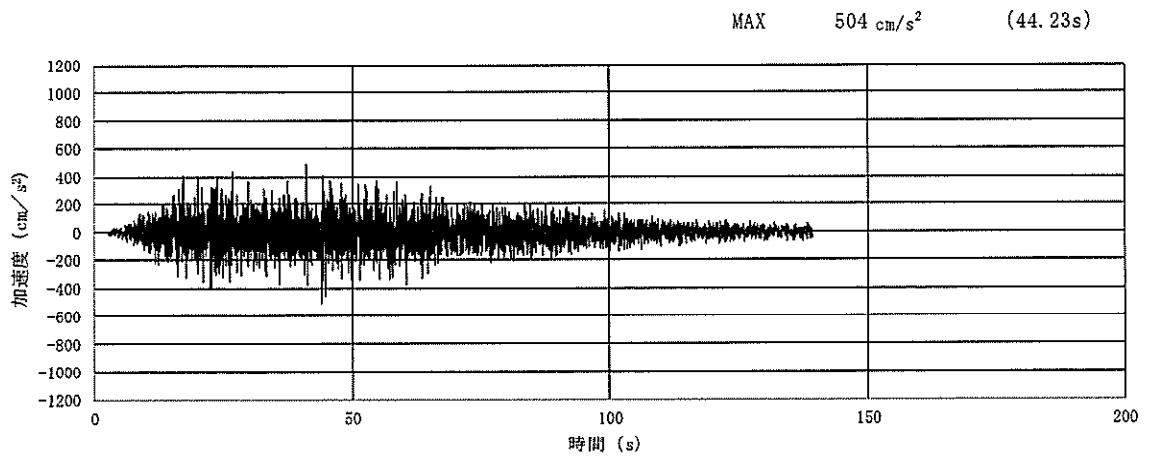


(a) 加速度時刻歴波形

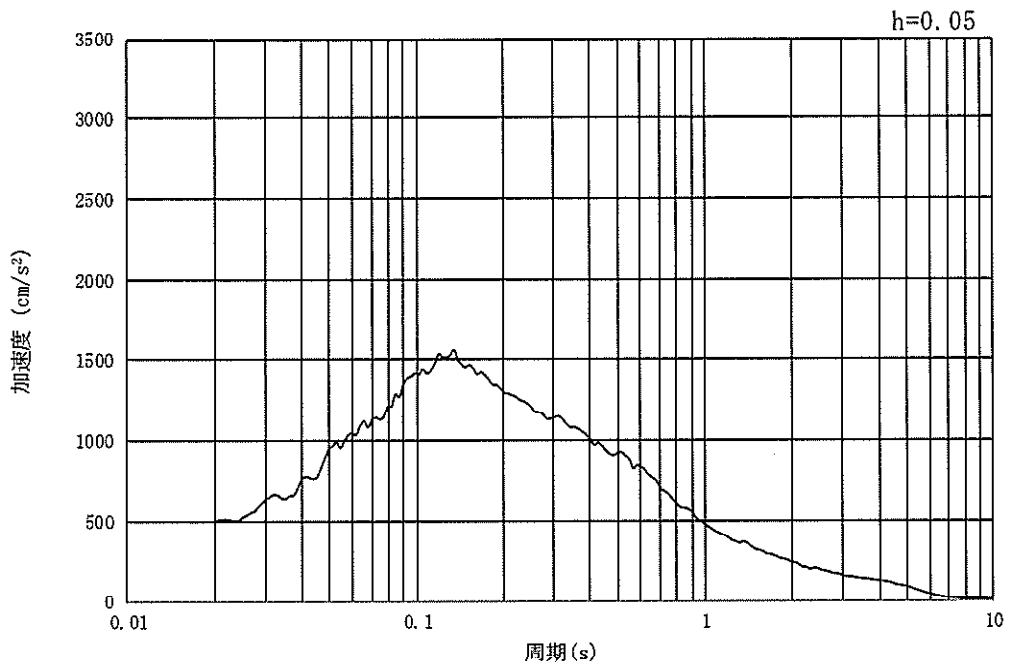


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (1) 南北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 : $S_s - D1$)

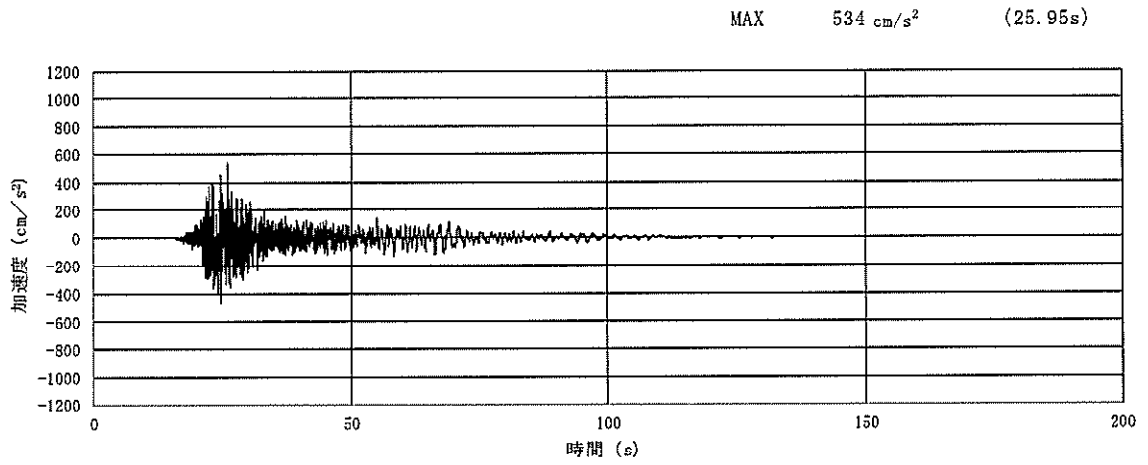


(a) 加速度時刻歴波形

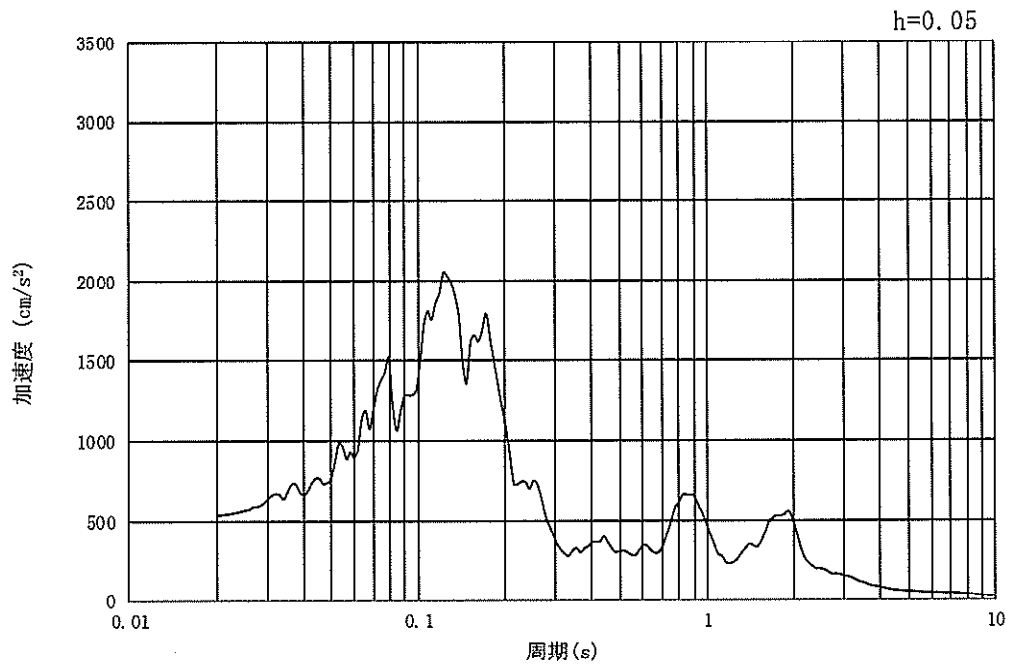


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (2) 南北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 : $S_s - D1$)

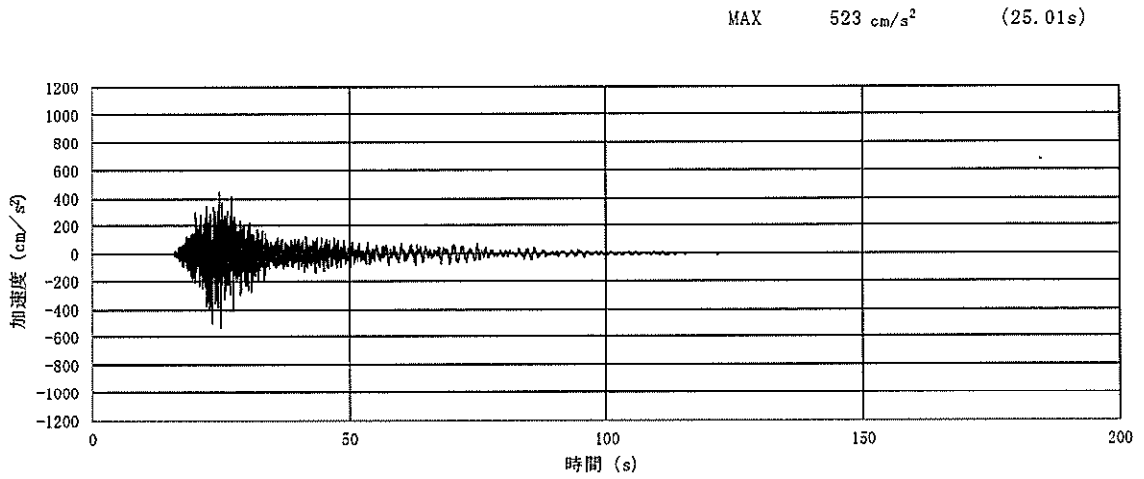


(a) 加速度時刻歴波形

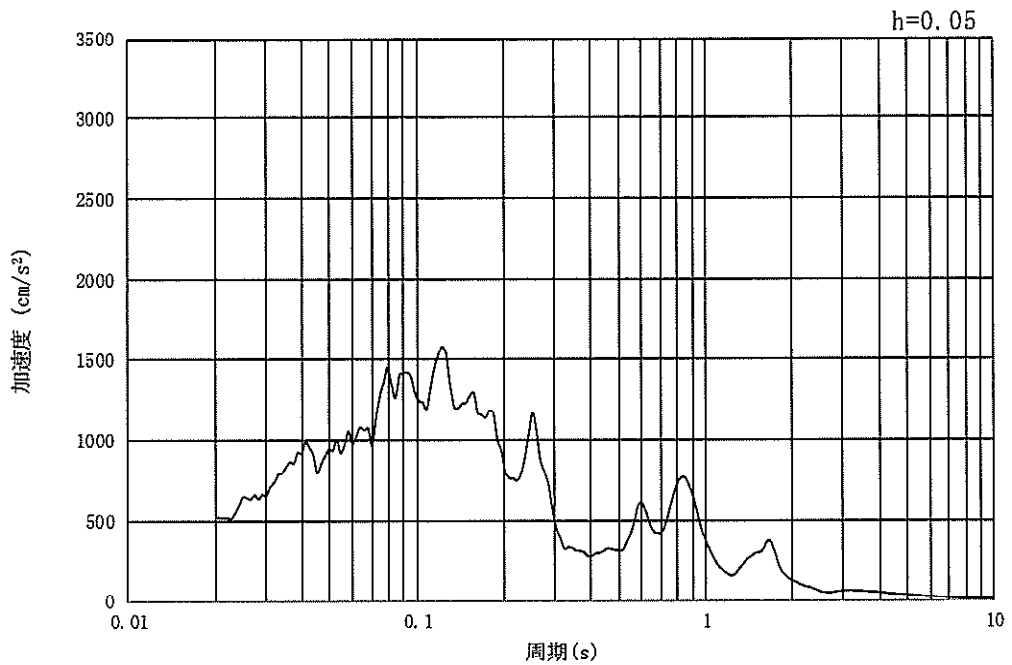


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (3) 南北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 : $S_s - 1.1$)

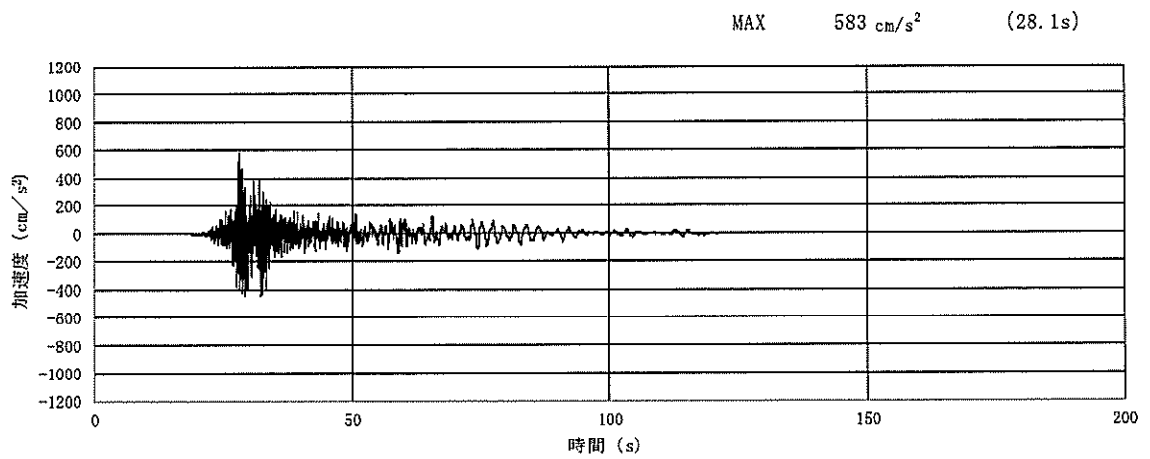


(a) 加速度時刻歴波形

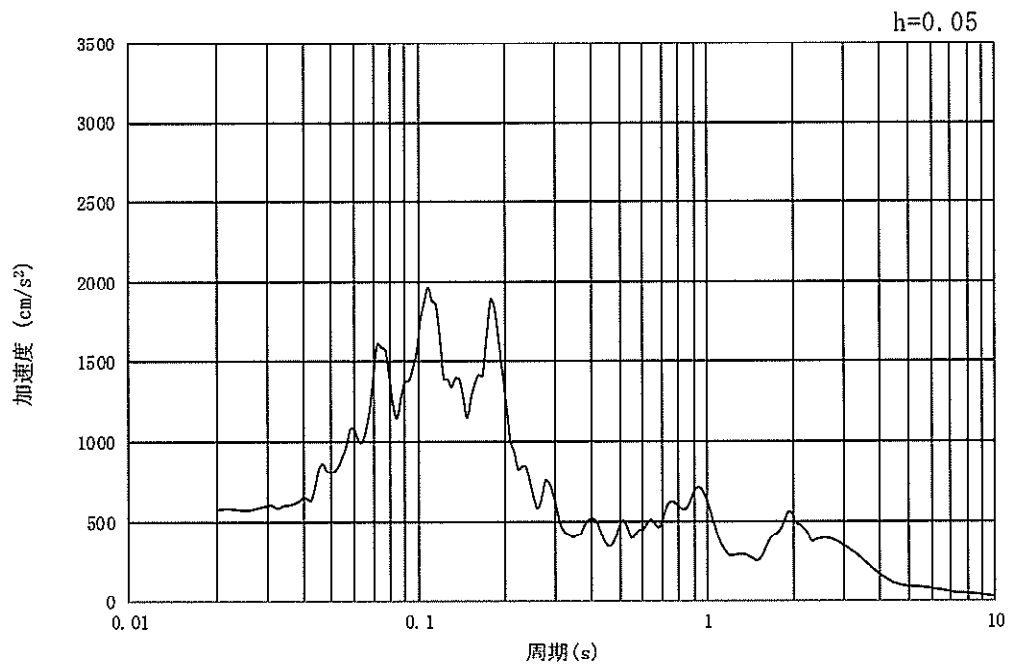


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (4) 南北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 : $S_s - 1.1$)

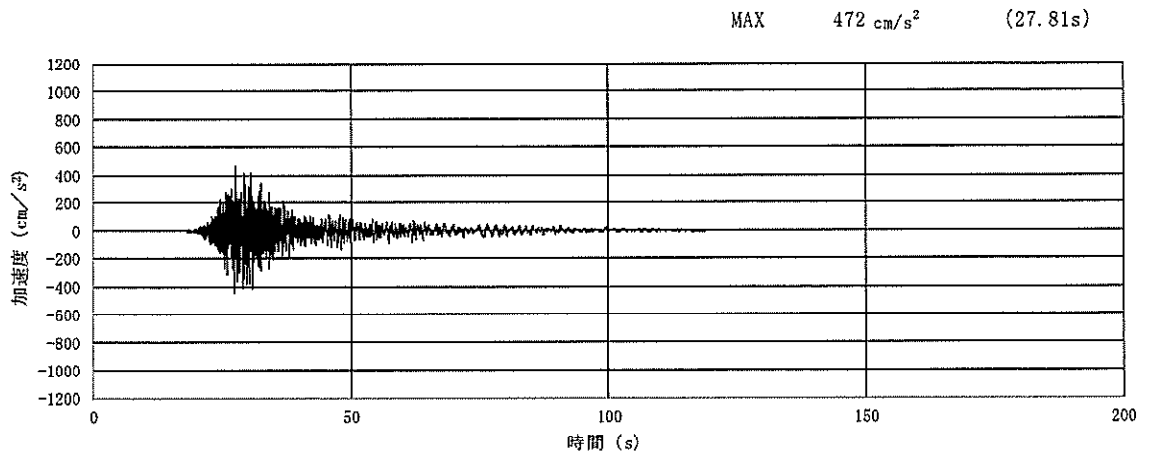


(a) 加速度時刻歴波形

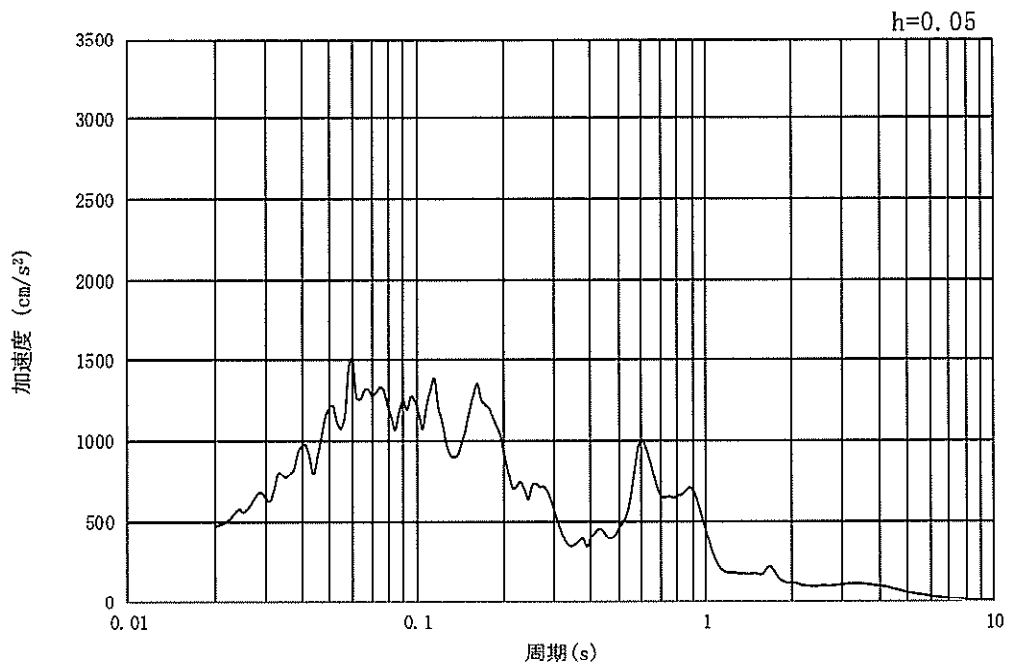


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (5) 南北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 : $S_s - 1.2$)

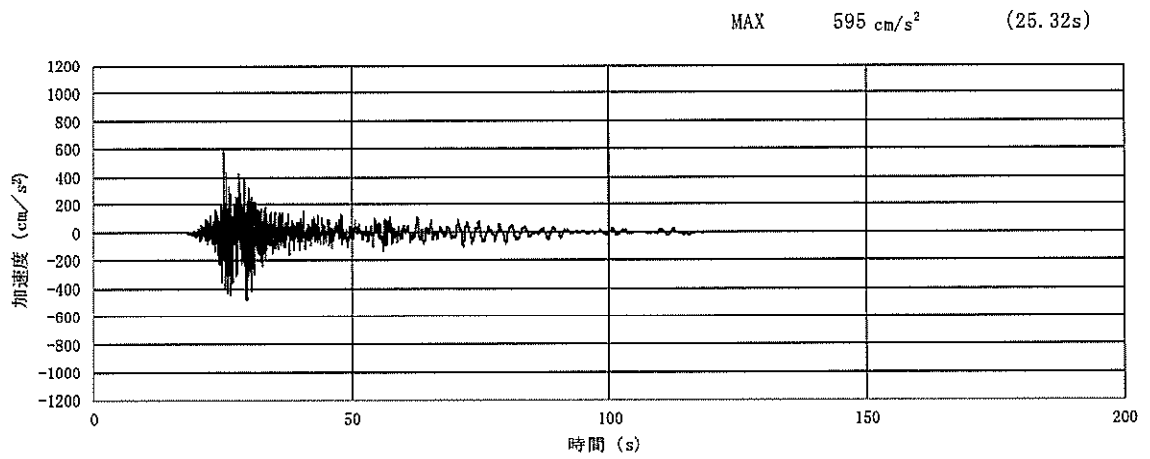


(a) 加速度時刻歴波形

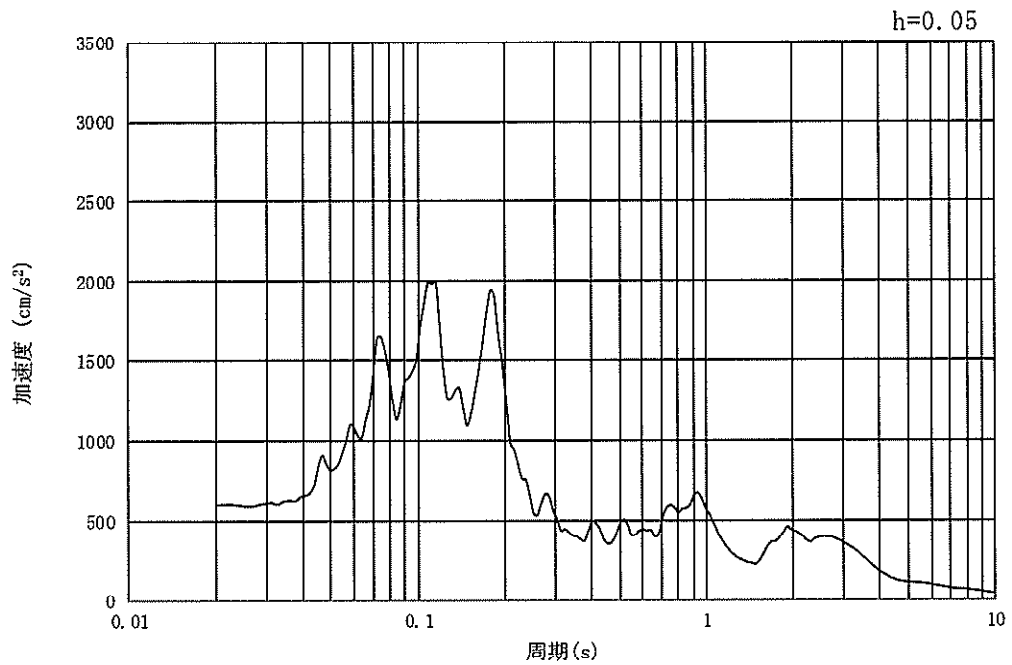


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (6) 南北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 : $S_s - 1.2$)

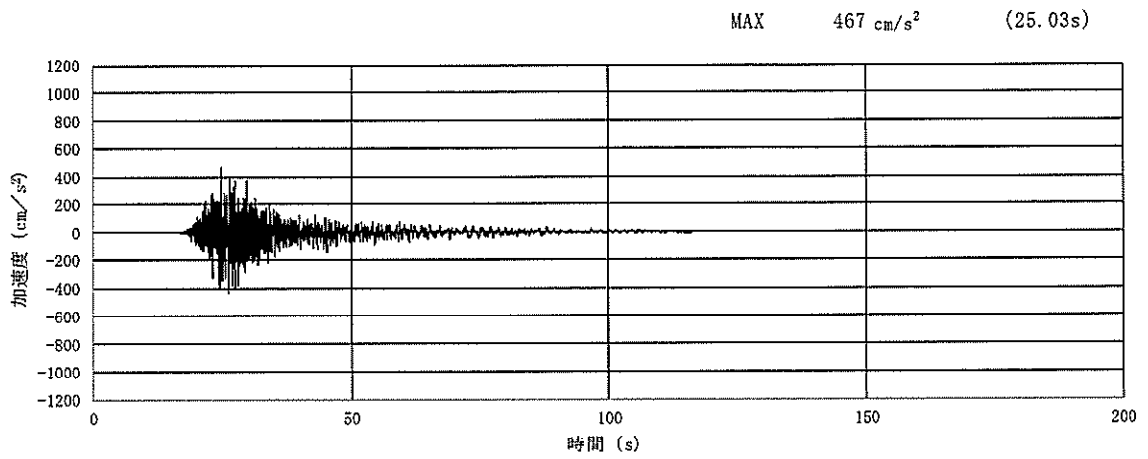


(a) 加速度時刻歴波形

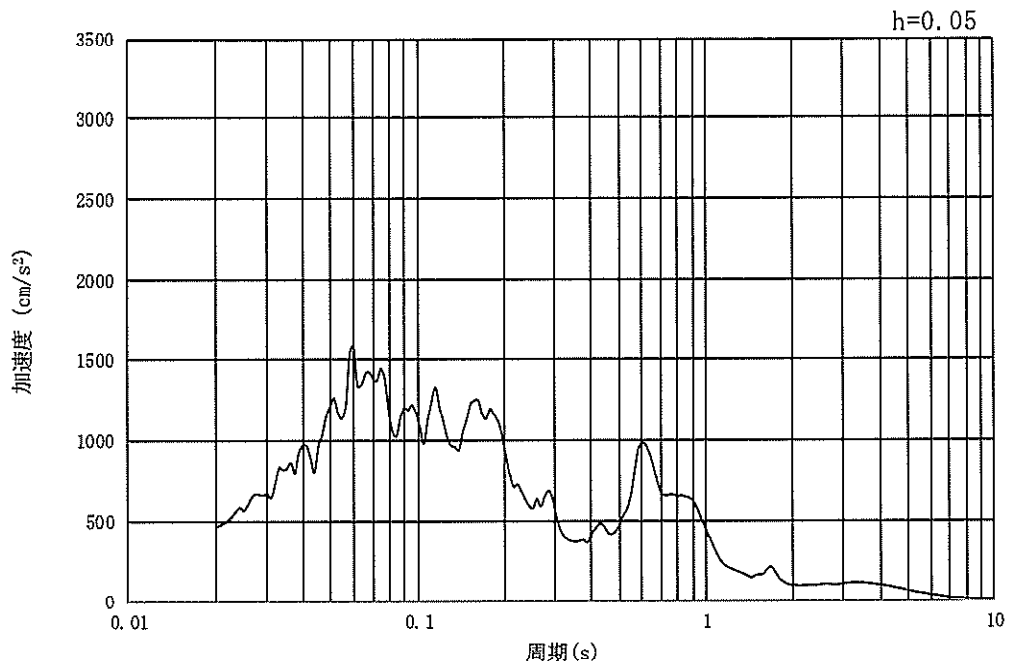


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (7) 南北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 : $S_s - 1.3$)

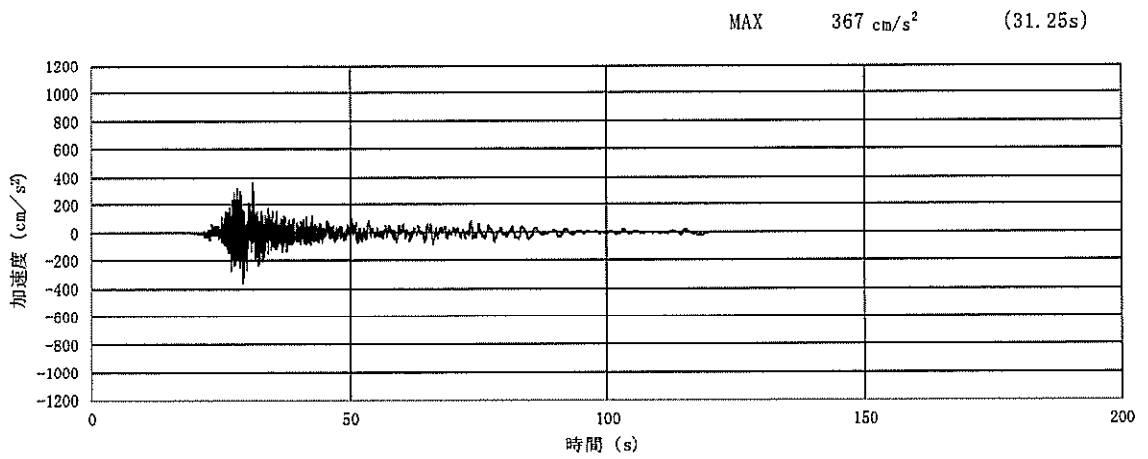


(a) 加速度時刻歴波形

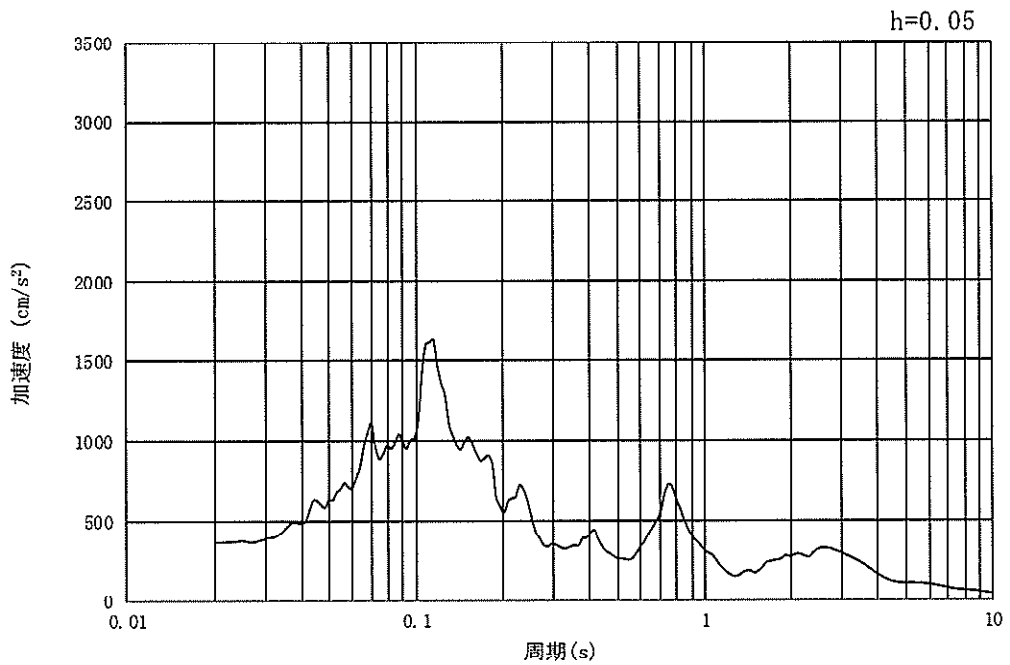


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (8) 南北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: $S_s - 1.3$)

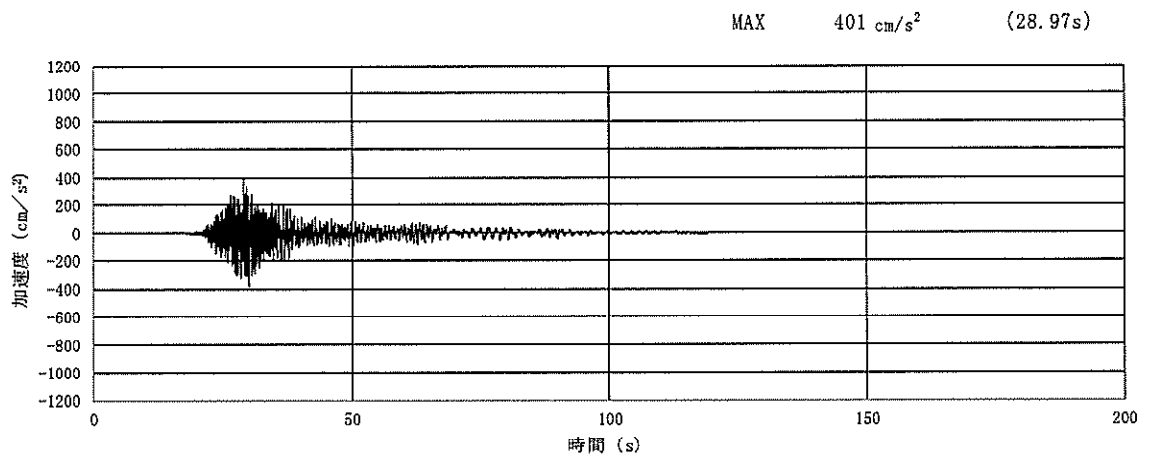


(a) 加速度時刻歴波形

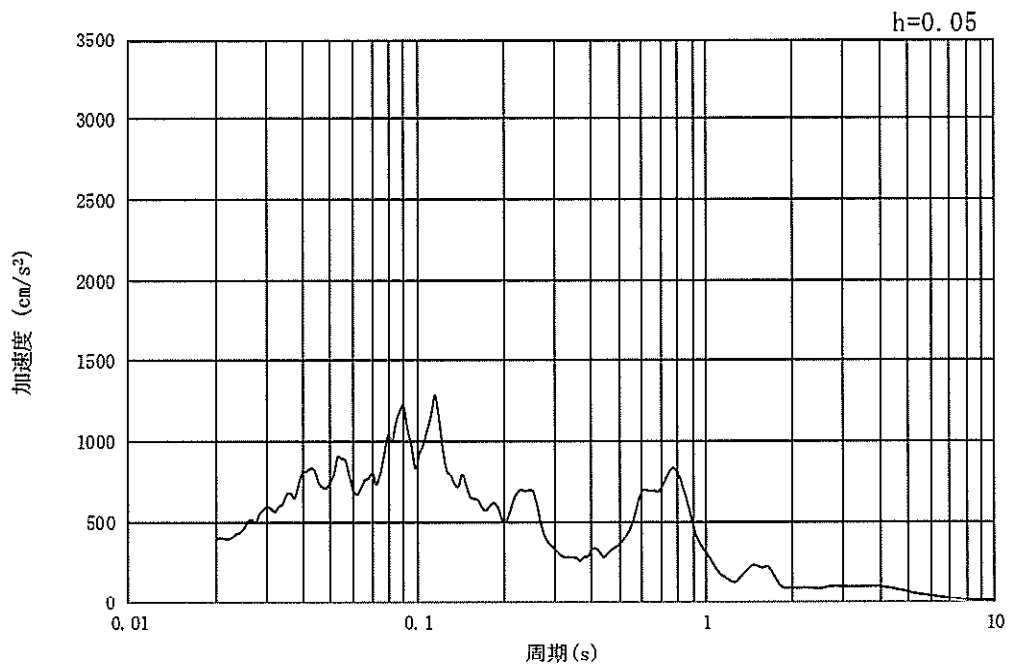


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (9) 南北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: $S_s - 1.4$)

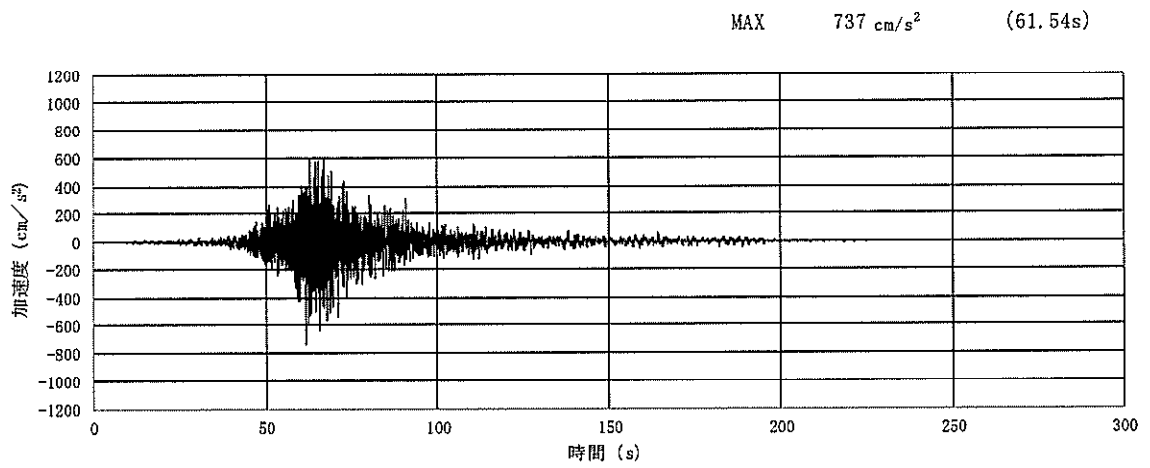


(a) 加速度時刻歴波形

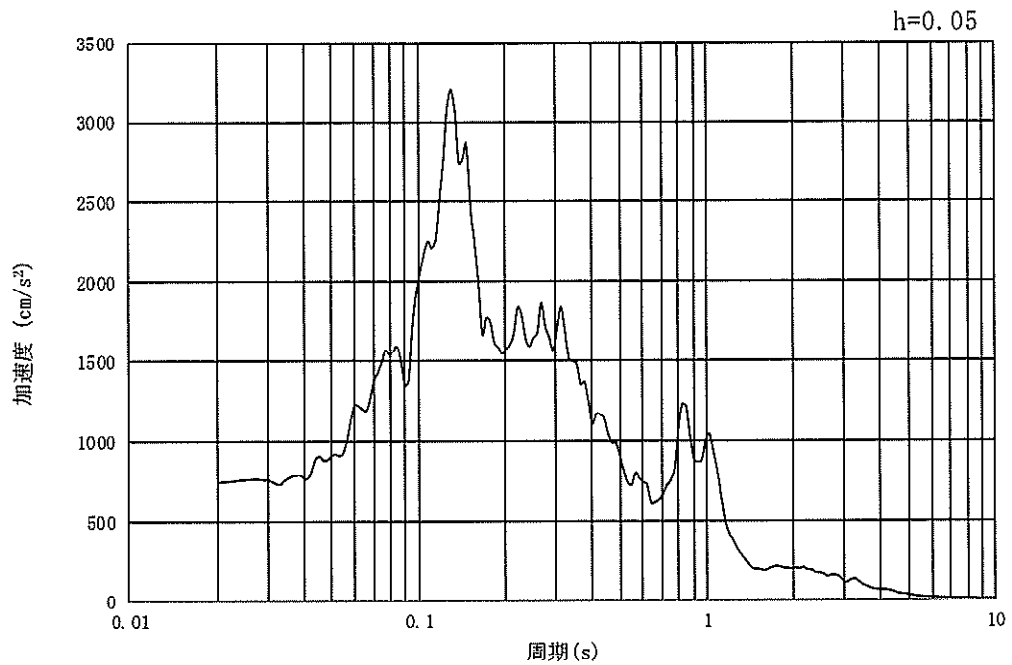


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (10) 南北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: $S_s - 1.4$)

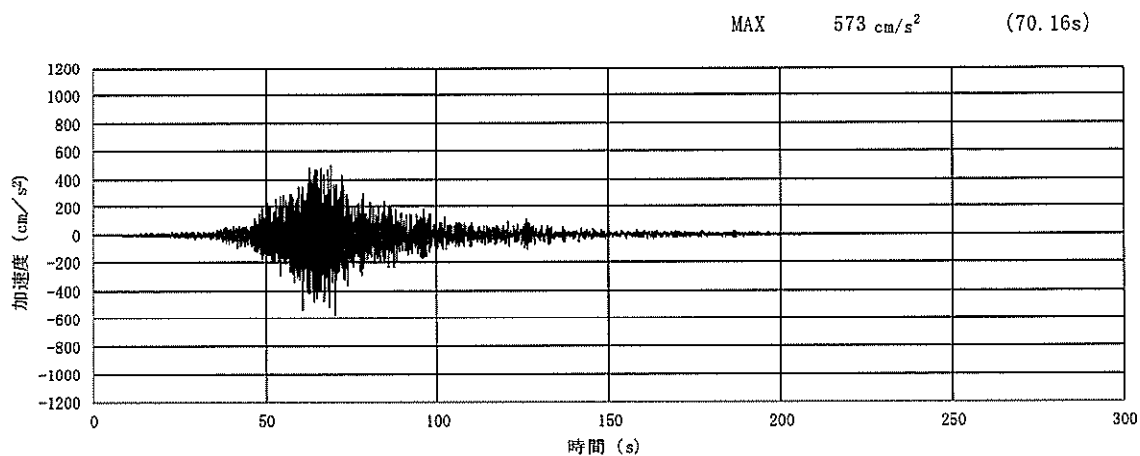


(a) 加速度時刻歴波形

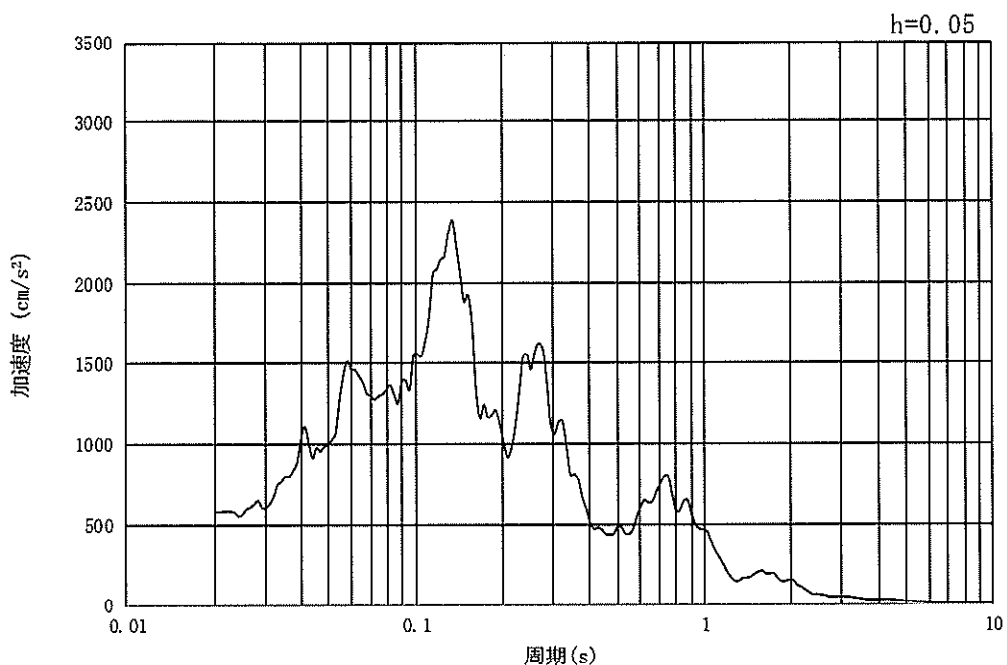


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (11) 南北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: $S_s - 21$)

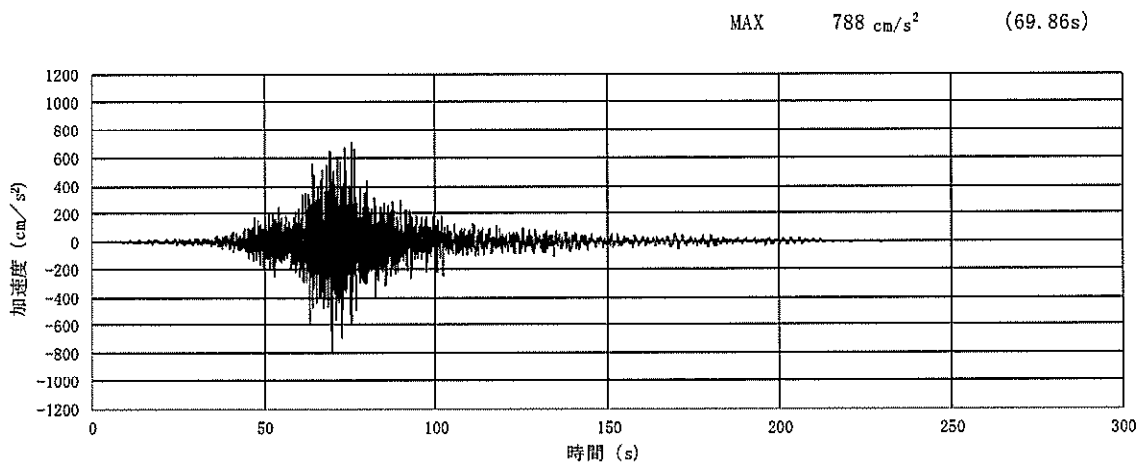


(a) 加速度時刻歴波形

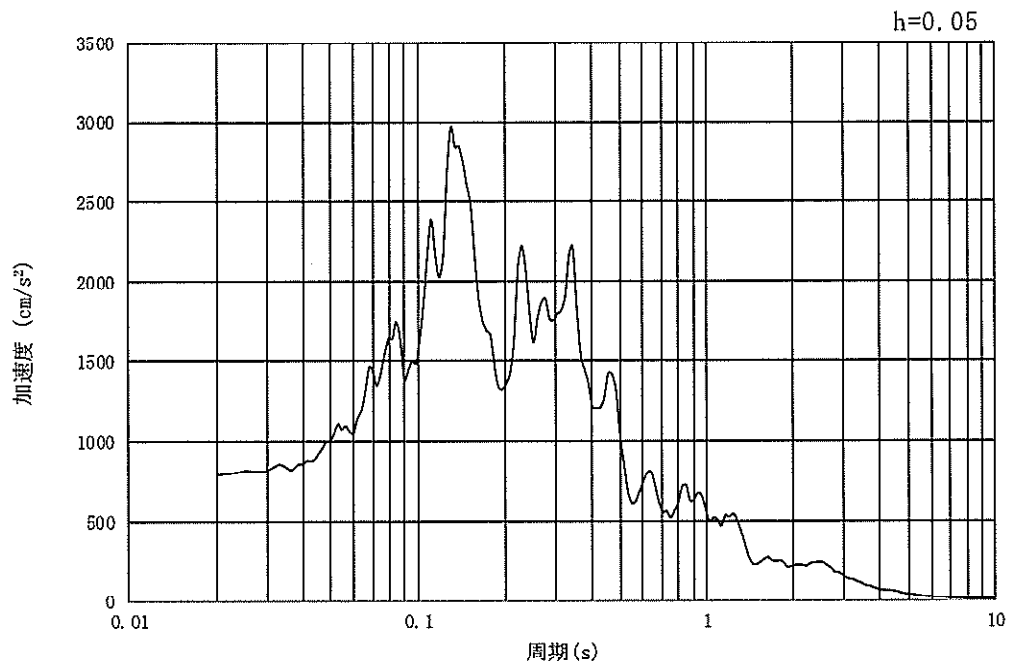


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (12) 南北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 : $S_s - 21$)

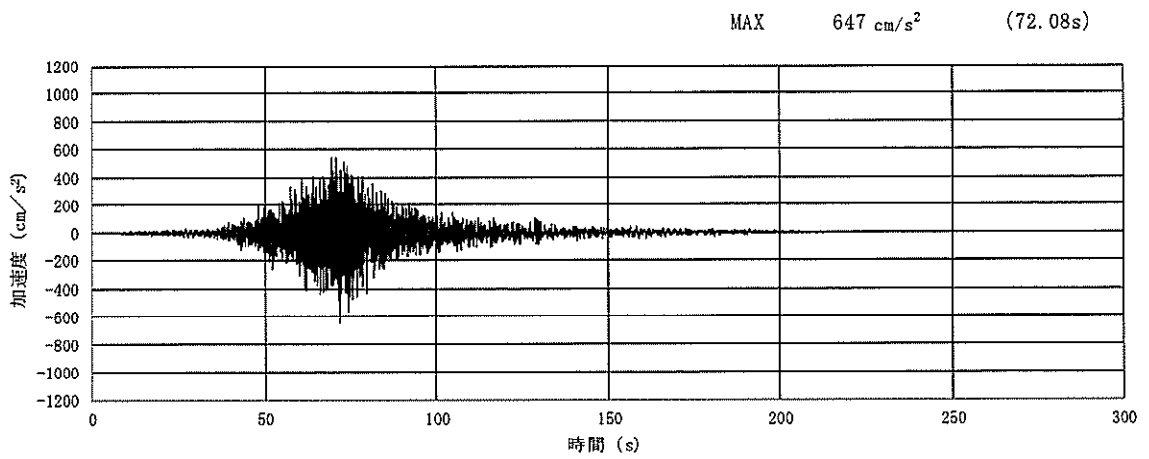


(a) 加速度時刻歴波形

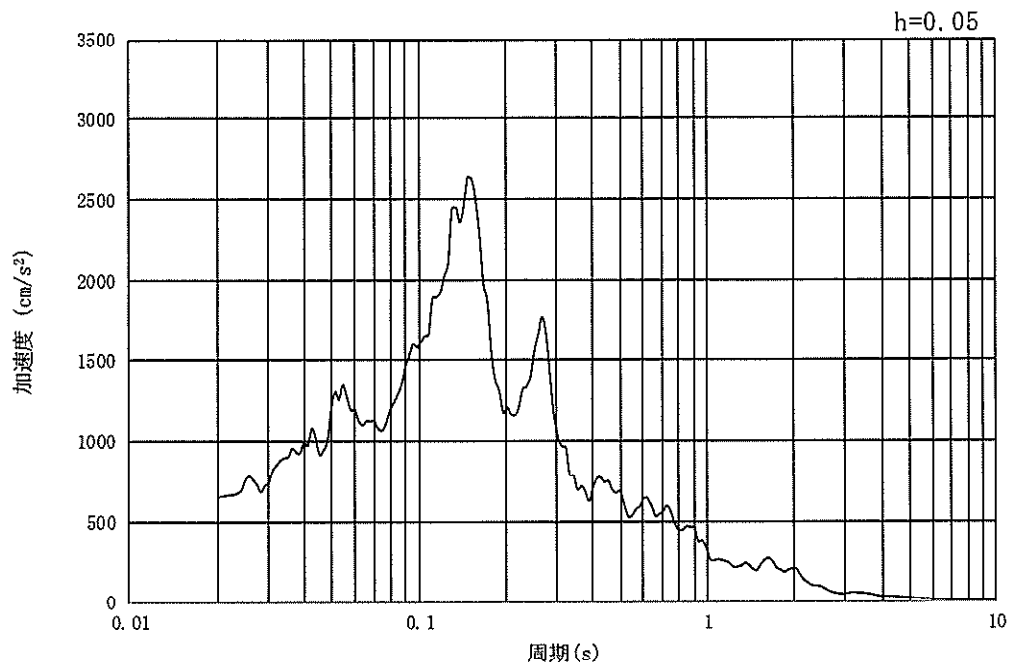


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (13) 南北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 : $S_s - 22$)

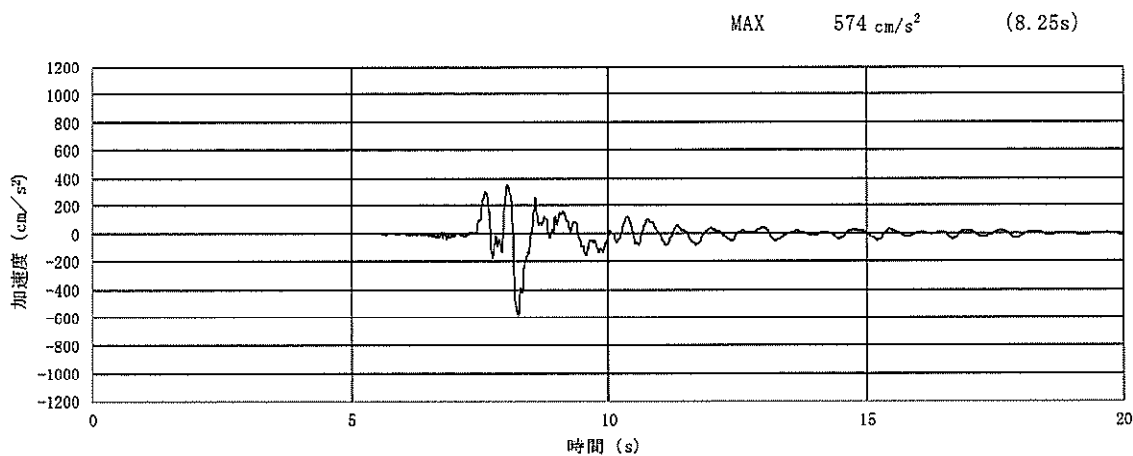


(a) 加速度時刻歴波形

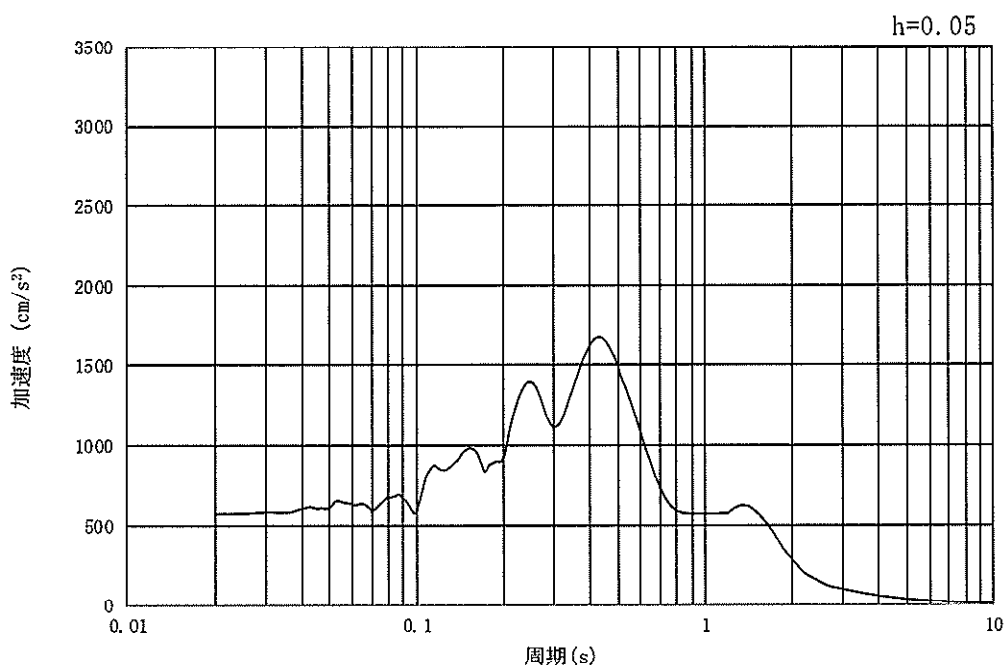


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (14) 南北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 : $S_s - 22$)

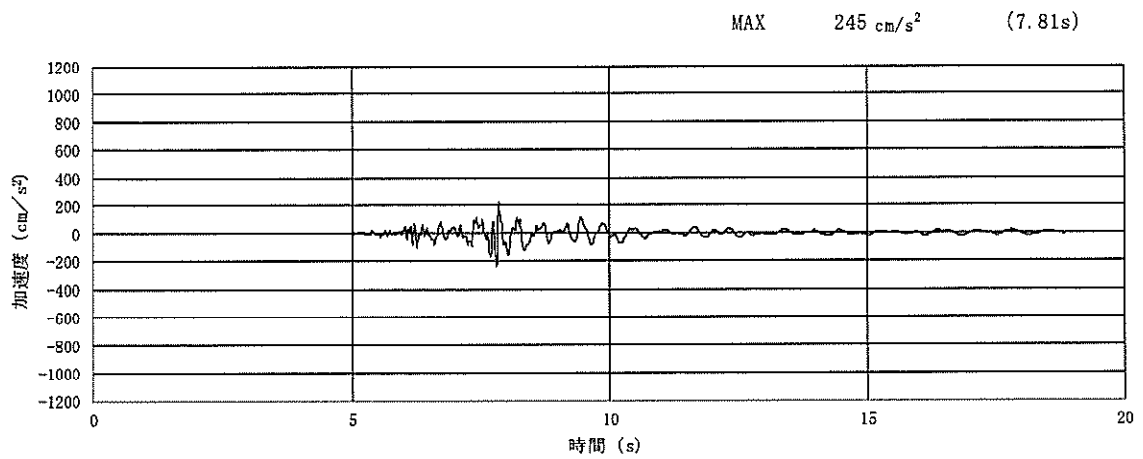


(a) 加速度時刻歴波形

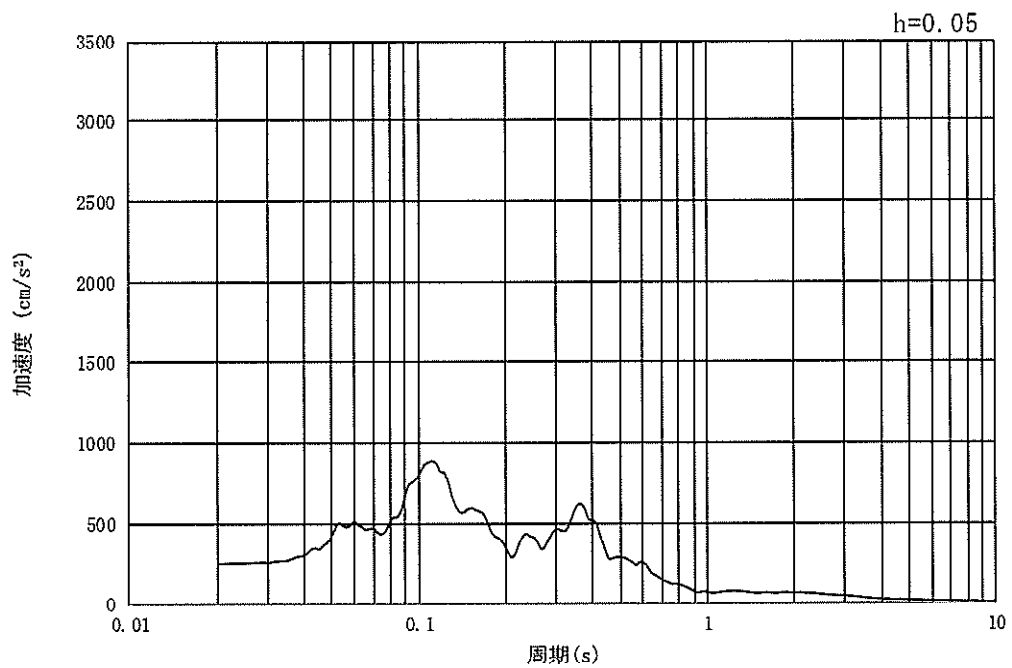


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.3-3 (15) 南北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 8.3-3 (16) 南北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: $S_s - 31$)

8.3.2 許容限界の設定

(1) 構造部材の健全性に対する許容限界

代替淡水貯槽の構造部材は、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]」（社）土木学会，2002年制定）及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」（社）日本道路協会，平成24年3月）に基づき、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して割り増し係数1.5を考慮し、表8.3-1のとおり設定する。

表 8.3-1 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 ²)
コンクリート*1 ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋 (SD490) *2	短期許容引張応力度 σ_{sa} (曲げ)	435
	短期許容引張応力度 σ_{sa} (せん断)	300
鉄筋 (SD345) *1	許容引張応力度 σ_{sa} (せん断)	294

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

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（社）日本道路協会，平成24年3月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（社）土木学会，2002年制定）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8.3-2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

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 8.3-2 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (東西方向断面)

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 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
底版	1000	3000	200	2740	D25	400	200	982.83	4436.71	5419
頂版	1000	2500	200	2300	D22	400	400	825.00	1422.59	2247
側壁No. 1	1000	3000	200	2725	D22	400	200	977.45	3370.93	4348
側壁No. 2	1000	3000	200	2650	D25	400	200	950.54	4290.98	5241
側壁No. 3	1000	3000	200	2725	D25	400	200	977.45	4412.42	5389
搬出入口側壁	1000	750	120	630	D19	600	300	225.98	256.36	482

表 8.3-2 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (南北方向断面)

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 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
底版	1000	3000	200	2740	D25	200	400	982.83	4436.71	5419
頂版	1000	2500	200	2300	D22	400	400	825.00	1422.59	2247
側壁No. 1	1000	3000	200	2725	D22	400	200	977.45	3370.93	4348
側壁No. 2	1000	3000	200	2650	D25	400	200	950.54	4290.98	5241
側壁No. 3	1000	3000	200	2725	D25	400	200	977.45	4412.42	5389
搬出入口側壁	1000	750	120	630	D19	600	300	225.98	256.36	482

(2) 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（（社）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/m²)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 表 8.3-3 に示す基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 図 8.3-4 に示す支持力係数

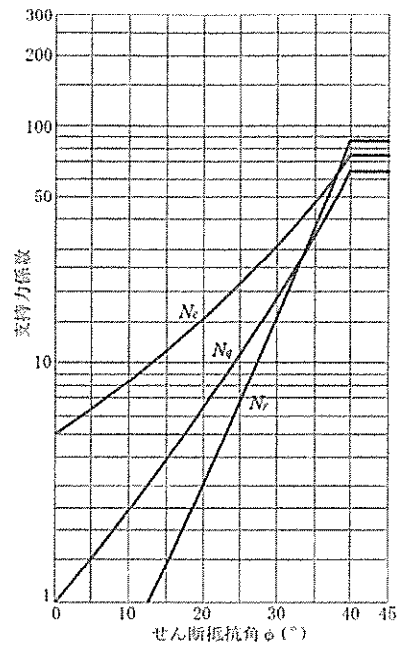
表 8.3-3 基礎底面の形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形，円形	長方形，小判形
α		1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β		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（（社）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（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」より

図 8.3-4 支持力係数を求めるグラフ

代替淡水貯槽の極限支持力の算定結果を表 8.3-4 に示す。

表 8.3-4 (1) 極限支持力算定の諸元と算定結果 (東西断面方向)

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5921	
$\alpha c N_c$ (kN/m ²)	5921	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²)	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 c (kN/m ²)	911	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	7.083	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³)	—	
形状係数 α	1.3	
形状係数 β	0.6	
基礎幅 B (m)	26.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
N_c	5	図 8.3-4 より
N_γ	0	図 8.3-4 より
N_q	—	

表 8.3-4 (2) 極限支持力算定の諸元と算定結果 (南北断面方向)

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5921	
$\alpha c N_c$ (kN/m ²)	5921	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²)	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 c (kN/m ²)	911	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³)	7.083	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³)	—	
形状係数 α	1.3	
形状係数 β	0.6	
基礎幅 B (m)	26.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
N_c	5	図 8.3-4 より
N_γ	0	図 8.3-4 より
N_q	—	

8.3.3 側壁の評価

(1) 鉛直断面の評価

側壁の鉛直断面の曲げ及び軸力に対する評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の設計を行う。鉛直鉄筋は解析によって算出される線形はり要素の発生断面力である曲げモーメントおよび軸力を用いて照査を行う。

側壁の開口は部材厚よりも小さく開口補強が可能なため、開口による剛性低下を考慮しないモデルで断面力を算定し、実配筋としては、開口に配置されるはずであった鉄筋と同量の鉄筋を開口部周囲に配置する。

鉛直断面モデルのせん断力照査については発生せん断力（ S ）に対し有効断面積（ A_w ）で抵抗するものとし、せん断応力度 $\tau = S/A_w$ が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）に示される許容せん断応力度（ τ_{a1} ）以下であることを確認する。また、せん断応力度が許容せん断応力度（ τ_{a1} ）を超える場合は、せん断補強筋が必要となる。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年制定）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

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

(2) 水平断面の評価

側壁の水平断面の評価は、側壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により照査を行う。円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図を図8.3-5に示す。

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

水平断面の設計荷重として、図8.3-5に示すように、両押し時は、2次元有効応力解析により得られる立坑側方の地震時最大地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ σ_x' ）+間隙水要素の発生応力（ Δu ））を抽出し、立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷重と共に作用させる。

片押し時は、両押し時と同じ地震時最大地盤反力を立坑平面の片側から最大荷重として常

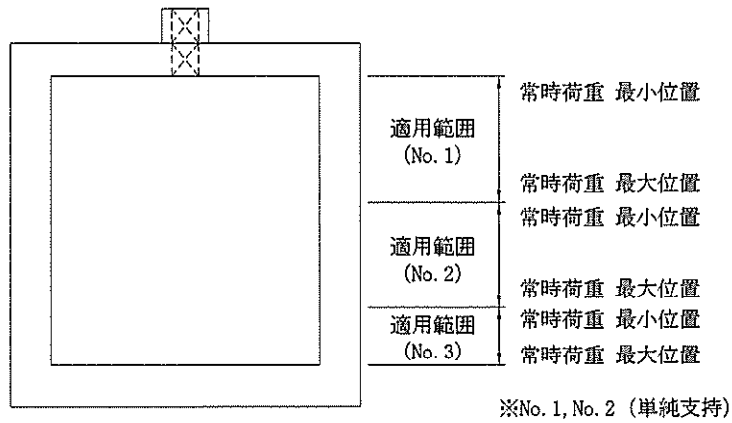
時荷重と共に作用させる。

常時荷重については、常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）及び最深部（最大）の常時荷重を算定し、図 8.3-5 に示すように、立坑水平断面の静的フレーム解析に用いる。

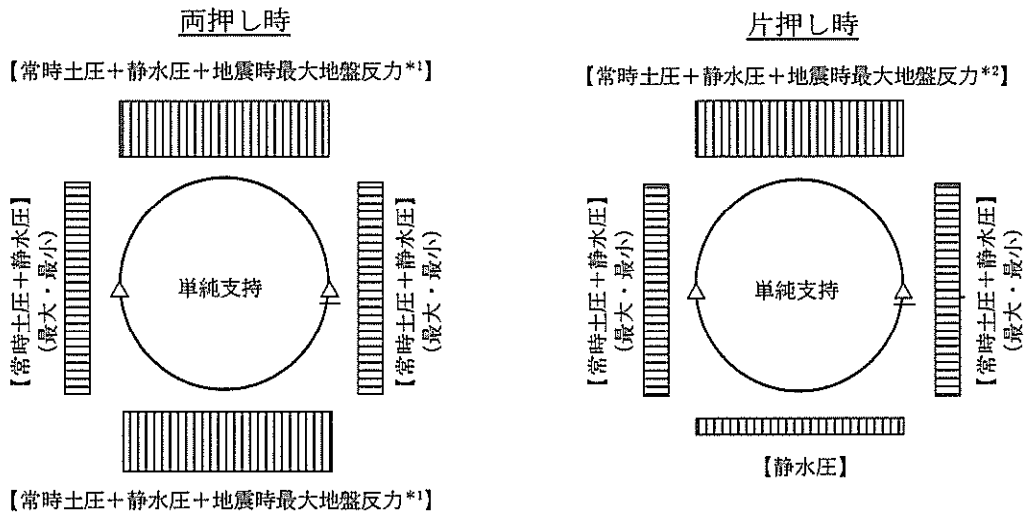
水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると、構造体が変形するのに伴い地盤反力が生じることから、「シールド工事前立坑の設計（（社）土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮できるが、地盤反力による構造体の変形抑制効果を考慮しなくても構造成立する場合は、設計上の保守的な配慮として、構造体の変形に応じた地盤反力を考慮しない設計とする。なお、「シールド工事前立坑の設計（（社）土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮する場合は、保守的に Km 層に限って適用する。

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

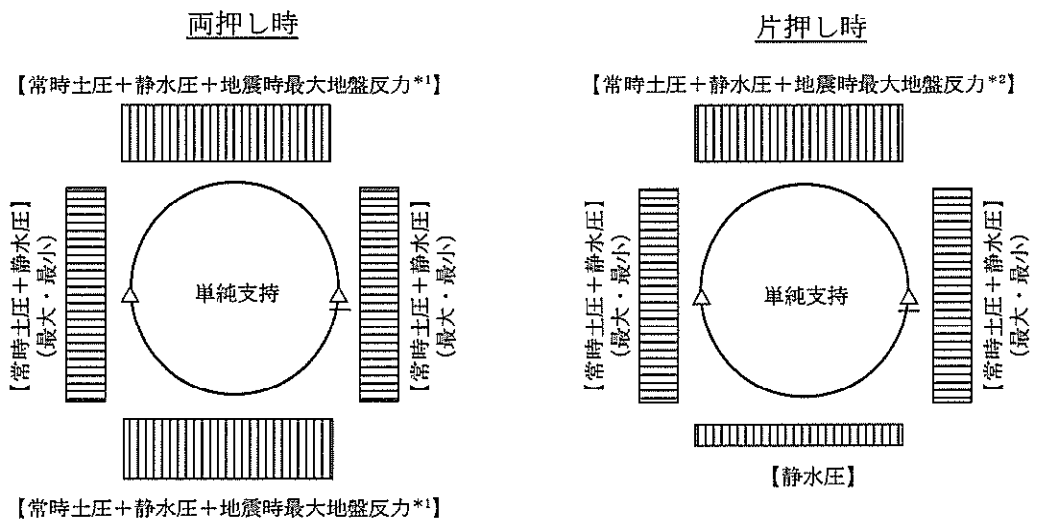
静的フレーム解析におけるはり要素の要素分割については、土木学会マニュアルに準拠して、各分割要素が断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度の長さとし、各分割要素が部材の断面厚または有効高さの約 2.0 倍以下として設定する。



常時荷重最小位置

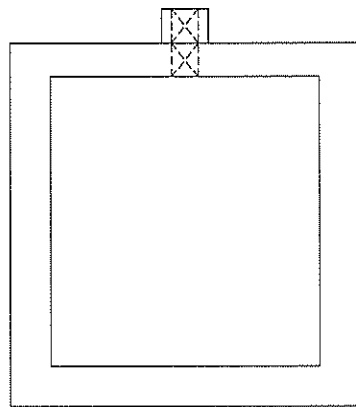


常時荷重最大位置



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

図 8.3-5 (1) 水平断面解析モデル概念図 (単純支持)



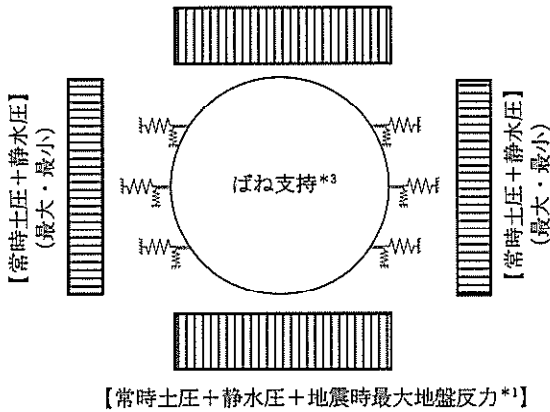
適用範囲 (No. 1) 常時荷重 最小位置
 常時荷重 最大位置
 常時荷重 最小位置
 適用範囲 (No. 2) 常時荷重 最大位置
 常時荷重 最小位置
 適用範囲 (No. 3) 常時荷重 最大位置

※No. 3 (ばね支持)

常時荷重最小位置

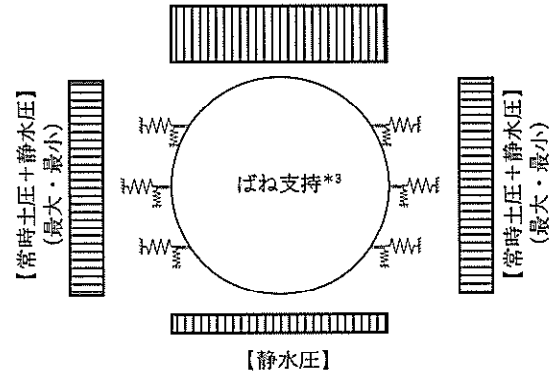
両押し時

【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*1】



片押し時

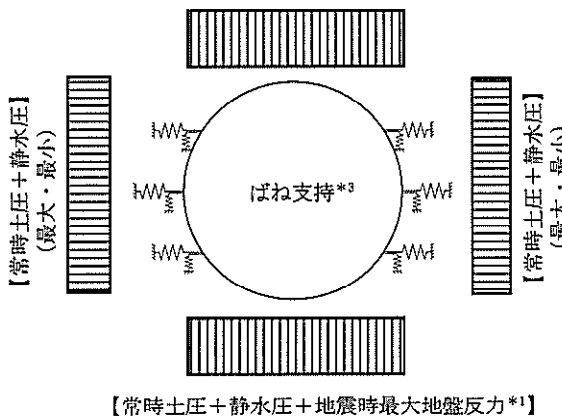
【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*2】



常時荷重最大位置

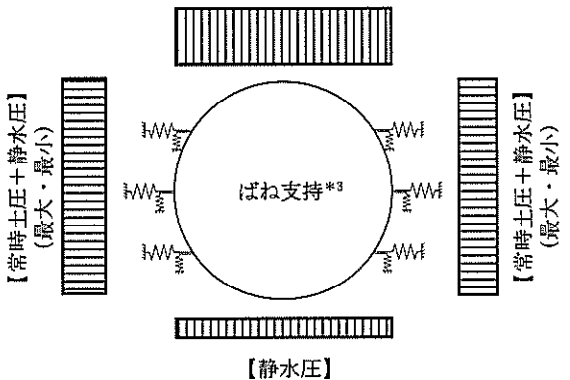
両押し時

【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*1】



片押し時

【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*2】



*1: 立坑左右地盤の「常時土圧+静水圧+地震時地盤反力の最大値」を両側に作用させる。
 *2: 立坑左右地盤の「常時土圧+静水圧+地震時地盤反力の最大値」を片側に作用させる。
 *3: せん断方向ばね定数は、面直交方向ばね定数の1/2~1/5倍の平均的な値とする。

図 8.3-5 (2) 水平断面解析モデル概念図 (ばね支持)

8.3.4 版部材の評価

(1) 頂版の評価

頂版についてはシェル解析により設計断面力を算定する。頂版は搬出入口の開口を考慮してモデル化する。スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重は、面外方向に躯体の慣性力、上載土の地盤反力及び静水圧を静的に作用させる。慣性力については、2次元有効応力解析により頂版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。上載土の地盤反力は、2次元有効応力解析において、仮想剛体要素(上面)上面の地盤反力(地盤要素の鉛直方向有効応力(σ_x') + 間隙水要素の発生応力(Δu))の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。静水圧は分布荷重として考慮する。図 8.3-6 に頂版の解析モデル概念図を示す。

単純支持のシェル解析により求めた主鉄筋を頂版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。また、頂版端部においては、側壁からの廻り込み曲げモーメントを考慮するため、8.3.5 において後述する側壁の固定効果による曲げモーメントとの和を設計曲げモーメントとし、それに対して主鉄筋の引張応力を算定する。

シェル解析における要素分割については、土木学会マニュアルに準拠して、各分割要素が断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度の長さとし、各分割要素が部材の断面厚または有効高さの2.0倍以下として設定する。

シェル要素のアスペクト比については、「コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(1989年3月 日本コンクリート工学協会)」を参考に原則1:1とし、最大でも1:5程度を限度とする。

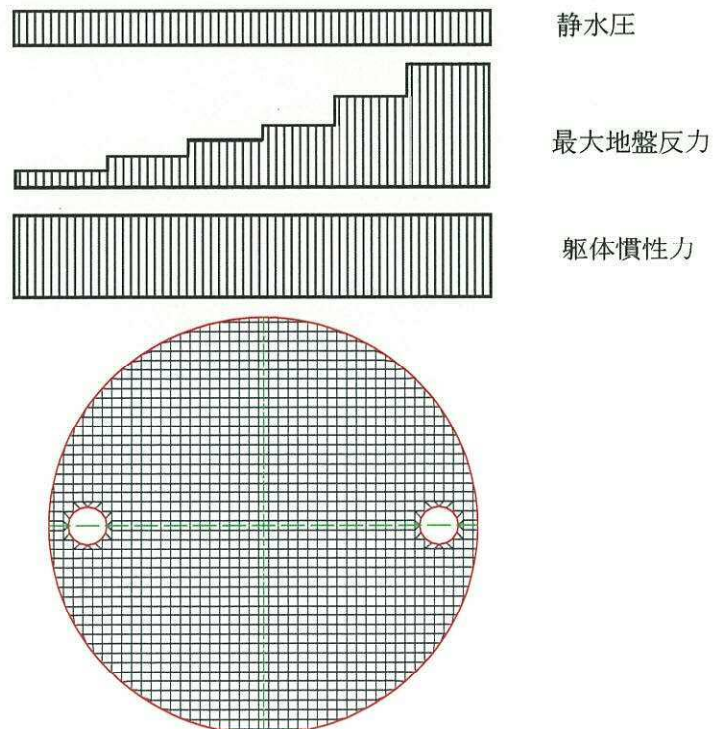


図 8.3-6 頂版の解析モデル概念図

(2) 底版の評価

底版は接続する側壁の中心間距離をスパンとしたシェル解析により設計断面力を算定する。境界条件は単純支持とする。

設計荷重は、面外方向に底面地盤反力および静水圧を静的に作用させる。地盤反力は、2次元有効応力解析において、仮想剛体要素（下面）下面の地盤反力（地盤要素の鉛直方向有効直応力（ σ_y' ）+間隙水要素の発生応力（ Δu ））の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。静水圧は分布荷重として考慮する。図 8.3-7 に底版の解析モデル概念図を示す。

シェル解析における要素分割は、頂版における設定と同じとする。また、頂版の設計と同様に、単純支持のシェル解析により求めた主鉄筋を底版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。また、底版端部においては側壁からの廻り込み曲げモーメントを考慮する。

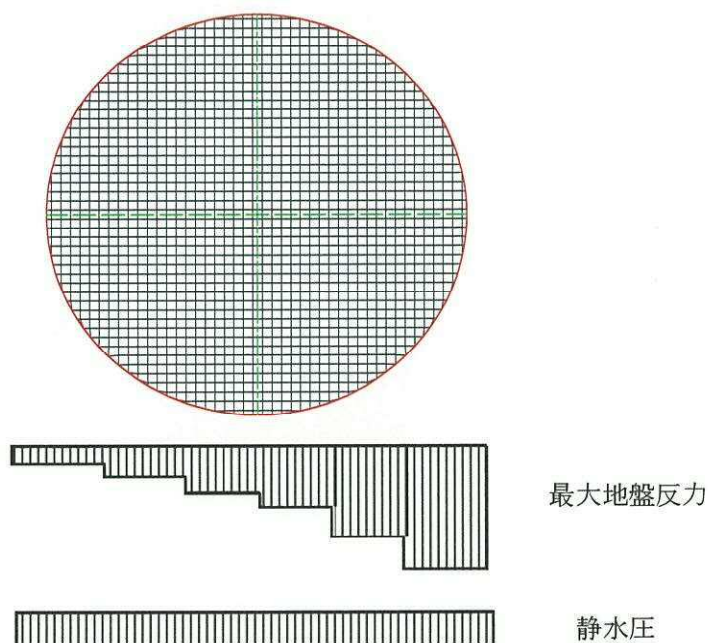


図 8.3-7 底版の解析モデル概念図

8.3.5 隅角部の拘束効果に対する評価

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

(1) 側壁上端及び下端の拘束効果の評価

側壁上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、「シールド工用立坑の設計 平成27年1月 土木学会」において、円筒形立坑の設計として記載されている方法に準拠して、図8.3-8のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。円筒形立坑の側壁には考慮する規模の開口が存在しないため、側壁をはり要素でモデル化し、円筒形立坑であることによる3次元形状に応じたリングバネを用いてモデル化し、側壁の鉛直方向の曲げモーメント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は、2次元有効応力解析において、各鉛直スパンの地盤反力（地盤要素の水平有効応力（ σ_x' ）+間隙水要素の発生応力（ Δu ））の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。図8.3-8の側壁の固定境界に発生する曲げモーメントが側壁の隅角部で考慮する曲げモーメント（ M_1 、 M_2 ）となる。なお、リングバネは次式による。

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

ここに、

- K：リングバネのばね定数、E：側壁部材のヤング係数、
- A：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積、
- I：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント、
- r：立坑の半径、p：側壁に作用する側圧、
- Δp ：側壁に作用する偏圧

(2) 版部材両端の拘束効果の評価

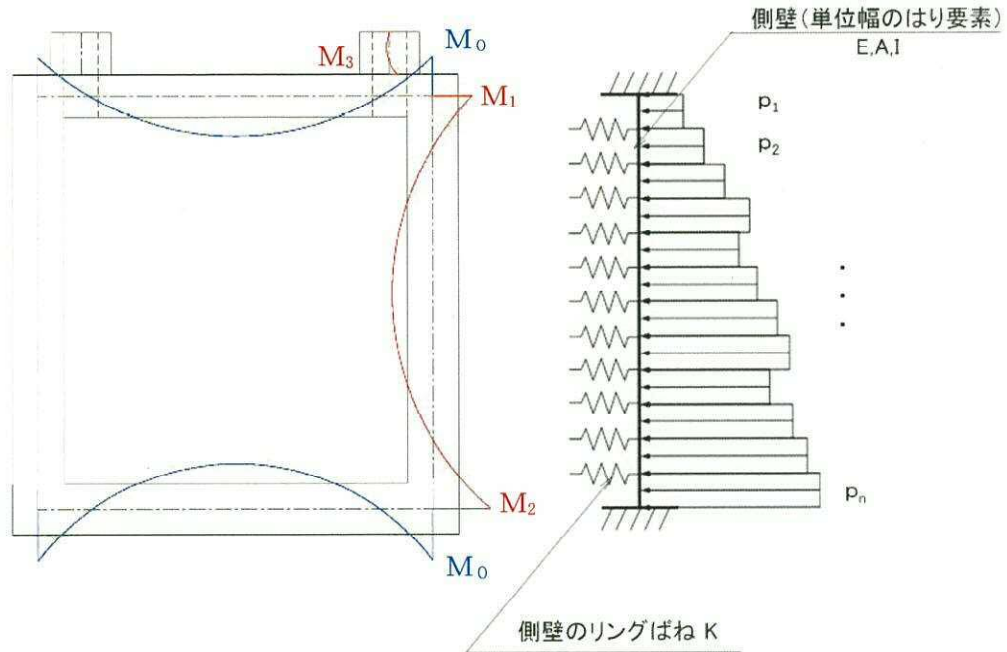
版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、頂版及び底版において固定支持のシェル解析を実施する。この版部材端部に発生する曲げモーメントが版部材の隅角部で考慮する曲げモーメント（ M_0 ）となる。

(3) 隅各部の評価

側壁については、版部材の端曲げモーメント（ M_0 ）及び版部材に拘束された側壁に発生する端曲げモーメント（ M_1 、 M_3 の最大値及び M_2 ）の和を設計曲げモーメントとする。得られた設計曲げモーメントから鉛直鉄筋の引張応力度を算定し、二次元有効応力解析で求められた鉛直鉄筋に必要となる鉄筋を加算する。

頂版については、版部材の端部曲げモーメント（ M_0 ）及び側壁又は搬出入口側壁から頂

版に廻り込む曲げモーメント (M_1 , M_3 の最大値) の和を設計曲げモーメントとする。底版については, 版部材の端部曲げモーメント (M_0) 及び側壁から底版に廻り込む曲げモーメント (M_2) の和を設計曲げモーメントとする。上記により得られる設計曲げモーメントから版部材主鉄筋の引張応力を算定する。



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

図 8.3-8 版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント算定概念図

8.4 評価結果

8.4.1 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_B 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 8.4-1 及び表 8.4-2 に、二次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

代替淡水貯槽の各部材における最も厳しい照査値（曲げ、せん断）とその地震波を表 8.4-3 及び表 8.4-4 に示す。解析モデルにおける断面力の方向を図 8.4-1 に、はり要素の方向を図 8.4-2 に示す。代替淡水貯槽の基準地震動 S_B による断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 8.4-3 及び図 8.4-4 に示す。本図は構造部材の曲げ、せん断力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 8.4-1 (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	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.11	0.12	0.11	0.16	0.07	0.07
	H+, V-		0.12					
	H-, V+		0.12					
	H-, V-		0.11					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.05					
S _s -13			0.05					
S _s -14			0.04					
S _s -21			0.05					
S _s -22			0.06					
S _s -31	H+, V+		0.08					
	H-, V+		0.08					

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 8.4-1 (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	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09	0.11	0.08	0.18	0.02	0.02
	H+, V-		0.08					
	H-, V+		0.08					
	H-, V-		0.06					
S _s -11			—※1					
S _s -12			—※1					
S _s -13			—※1					
S _s -14			—※1					
S _s -21			—※1					
S _s -22			—※1					
S _s -31	H+, V+		0.02					
	H-, V+		0.02					

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

※1 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

表 8.4-1 (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 _s -D1	H+, V+		0.29	0.30	0.29	0.40	0.24	0.24
	H+, V-		0.30					
	H-, V+		0.23					
	H-, V-		0.23					
S _s -11			0.10					
S _s -12			0.11					
S _s -13			0.11					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.11					
S _s -22			0.17					
S _s -31	H+, V+		0.13					
	H-, V+		0.27					

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+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 8.4-2 (1) 南北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	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.12	0.12	0.11	0.17	0.08	0.07
	H+, V-		0.12					
	H-, V+		0.12					
	H-, V-		0.12					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.05					
S _s -13			0.05					
S _s -14			0.04					
S _s -21			0.07					
S _s -22			0.07					
S _s -31	H+, V+		0.08					
	H-, V+		0.08					

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 8.4-2 (2) 南北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	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09	0.10	0.08	0.19	0.02	0.02
	H+, V-		0.07					
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.07					
S _s -11			—※1					
S _s -12			—※1					
S _s -13			—※1					
S _s -14			—※1					
S _s -21			—※1					
S _s -22			0.02					
S _s -31	H+, V+		0.02					
	H-, V+		0.01					

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

※1 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

表 8.4-2 (3) 南北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 _s -D1	H+, V+	0.28	0.28	0.28	0.38	0.23	0.23	
	H+, V-	0.28						
	H-, V+	0.22						
	H-, V-	0.22						
S _s -11		0.07						
S _s -12		0.13						
S _s -13		0.12						
S _s -14		0.09						
S _s -21		0.16						
S _s -22		0.19						
S _s -31	H+, V+	0.12						
	H-, V+	0.25						

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のはらつきを考慮 (+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 8.4-3 (1) 東西方向断面の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 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		外径	内径	壁厚		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
		R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)								
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2112	341	1.72	21.0	0.09	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1194410	102422	1.62	21.0	0.08	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2433980	139232	3.36	21.0	0.16	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2454700	136987	2.65	21.0	0.13	④	S _s -D1 (H+, V+)

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

評価位置は下図に示す

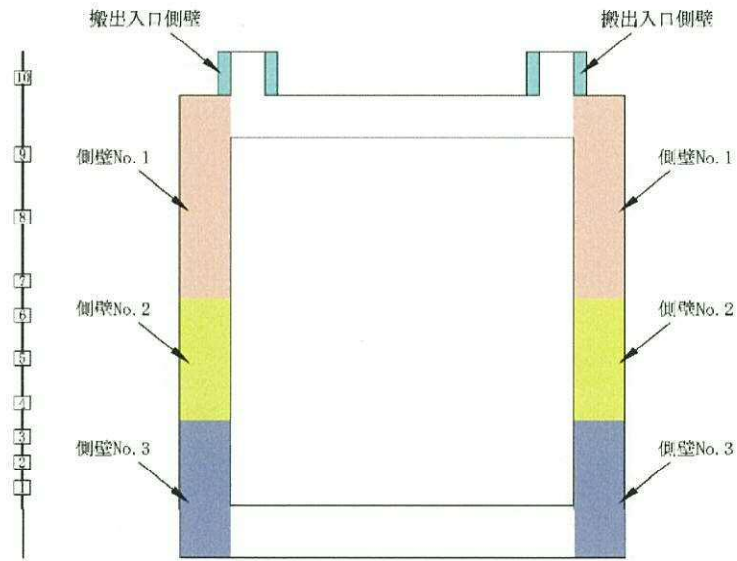


表 8.4-3 (2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)						
	R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)									
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2078	327	94	435	0.22	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1184250	101356	23	435	0.06	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2422990	137561	78	435	0.18	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2445250	135425	46	435	0.11	④	S _s -D1 (H+, V+)

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

評価位置は下図に示す

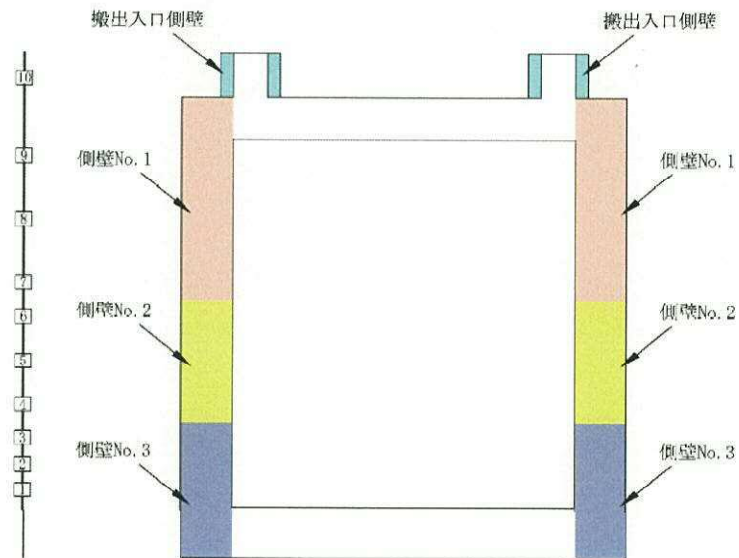


表 8.4-3 (3) 東西方向断面のせん断力に対する照査結果

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)							
搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	970	5084	0.19	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	133439	504412	0.27	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	205404	735754	0.28	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	200106	504412	0.40	④	S _s -D1 (H+, V+)

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

評価位置は下図に示す

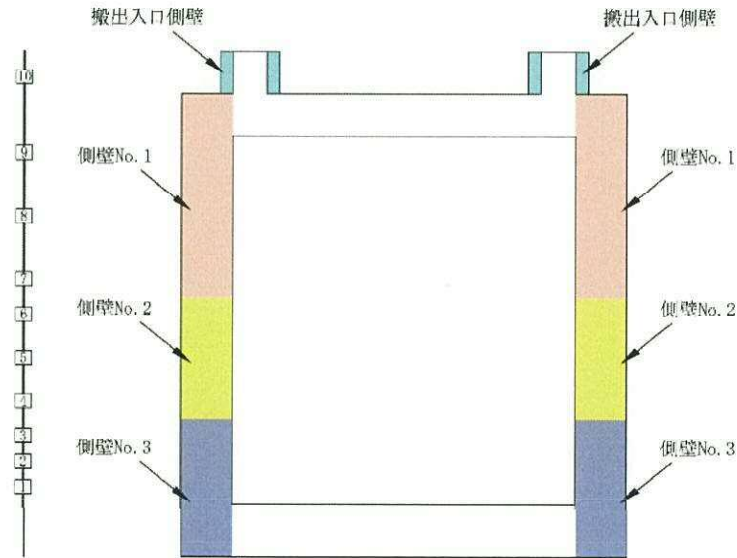


表 8.4-4 (1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置		断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)					
		R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)								
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	1.24	21.0	0.06	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1180900	102297	1.60	21.0	0.08	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2529470	144436	3.50	21.0	0.17	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	2.67	21.0	0.13	④	S _s -D1 (H+, V+)

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

評価位置は下図に示す

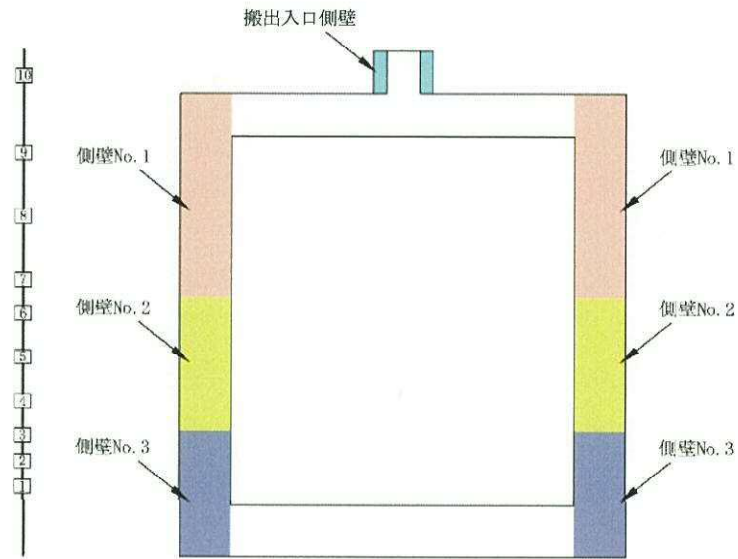


表 8.4-4 (2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置		断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}	基準地震動 (検討ケース)	地震波
		外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)					
		R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)								
搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	64	435	0.15	④	S_s-D1 (H+, V+)
側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1173770	101196	22	435	0.05	④	S_s-D1 (H+, V+)
側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2522470	142611	81	435	0.19	④	S_s-D1 (H+, V+)
側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	44	435	0.11	④	S_s-D1 (H+, V+)

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

評価位置は下図に示す

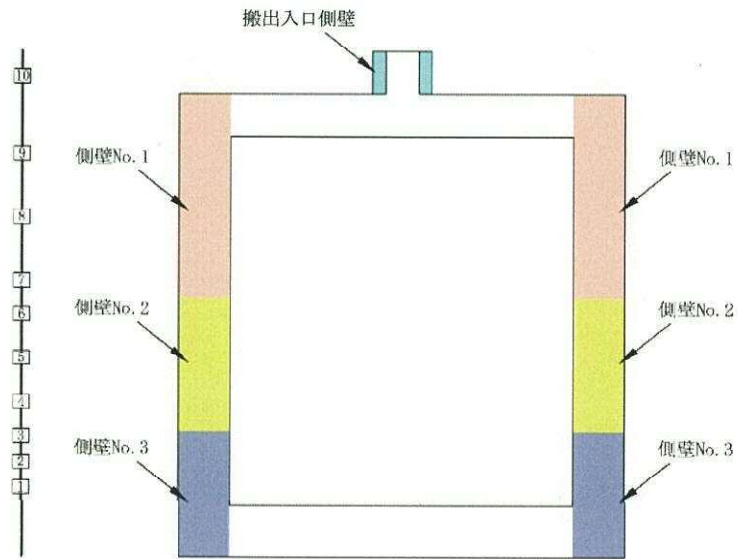
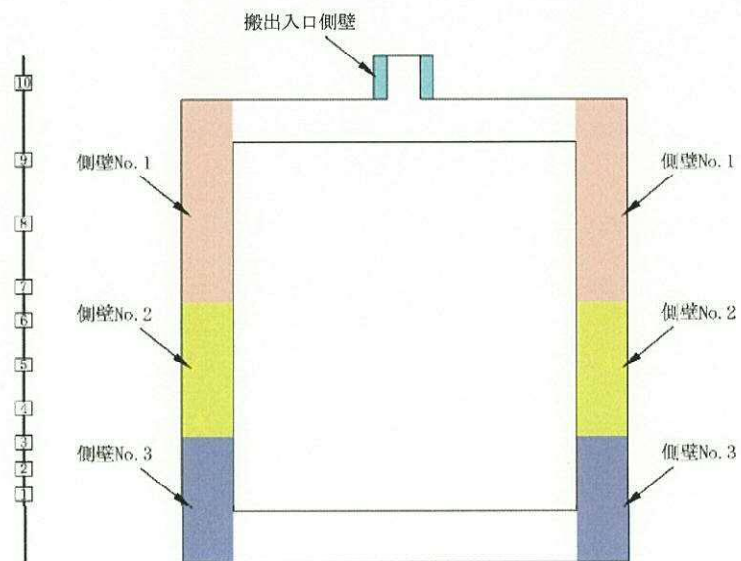


表 8.4-4 (3) 南北方向断面のせん断力に対する照査結果

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)							
搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	986	5084	0.20	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	130358	504412	0.26	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	206637	735754	0.28	④	S _s -D1 (H+, V+)
側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	189618	504412	0.38	④	S _s -D1 (H+, V+)

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

評価位置は下図に示す



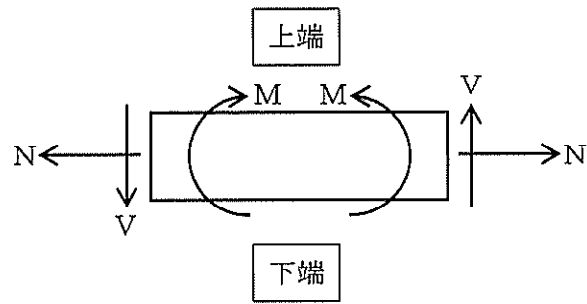


図 8.4-1 応力の方向

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

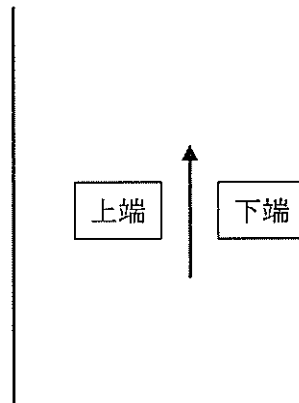


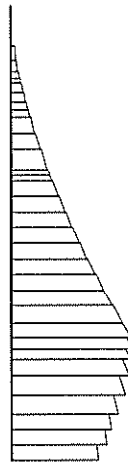
図 8.4-2 はり要素の方向 (代替淡水貯槽)

TIME= 54.2000, STRESS & FORCE

2112

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
Value X 23.040

← W E →



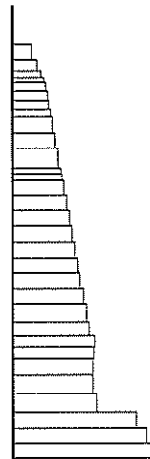
曲げモーメント (kN・m)

TIME= 54.2000, STRESS & FORCE

-341

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
Value X 23.040

← W E →



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 54.2000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
Value X 23.040

← W E →



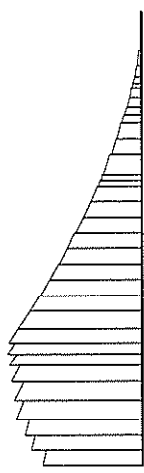
せん断力 (kN)

図 8.4-3 (1) 東西方向断面の搬出入口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-D1 [H+, V+], t=54.20s)
(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)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

-1194410



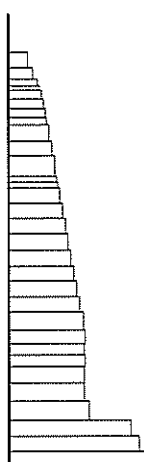
← W E →

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

-102422



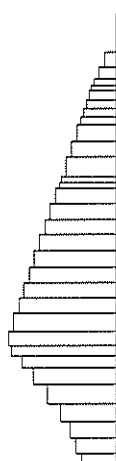
← W E →

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

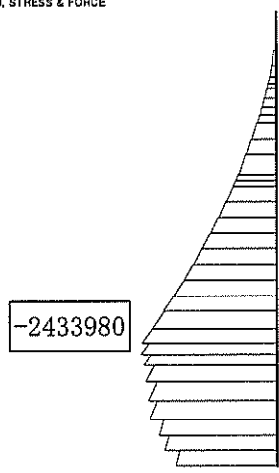


← W E →

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (2) 東西方向断面の側壁 No. 1 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 (S₀-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE

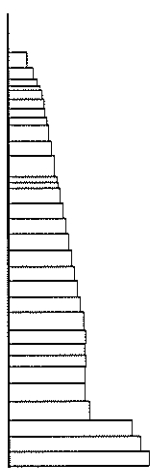


Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

← W E →

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE



Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

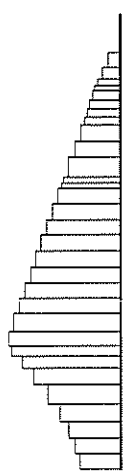
← W E →

-139232

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE



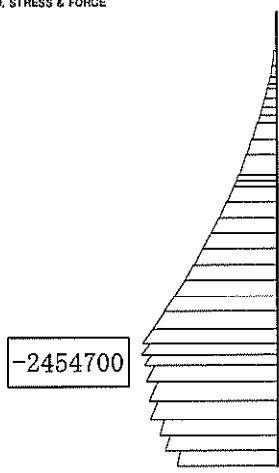
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

← W E →

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (3) 東西方向断面の側壁 No. 2 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-D1 [H+, V+], t=53.90s)
(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)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE

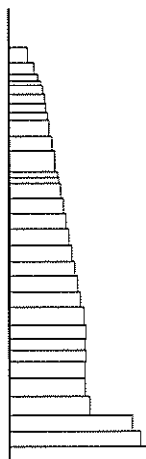


Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

← W E →

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE



Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

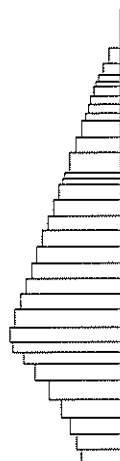
← W E →

-136987

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE



Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

← W E →

せん断力 (kN)

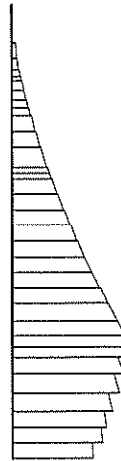
図 8.4-3 (4) 東西方向断面の側壁 No. 3 において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (S₀-D1 [H+, V+], t=53.90s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 54.2100. STRESS & FORCE

2078

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value = 23.040

← W E →



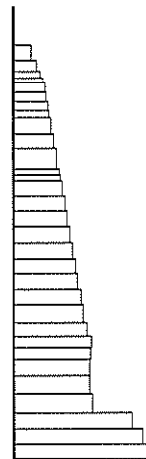
曲げモーメント (kN·m)

TIME= 54.2100. STRESS & FORCE

-327

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.040

← W E →



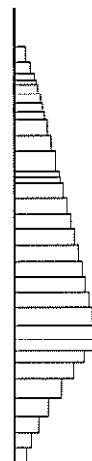
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 54.2100. STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.040

← W E →



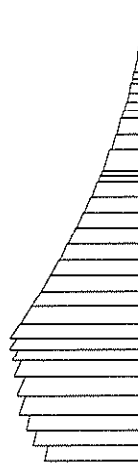
せん断力 (kN)

図 8.4-3 (5) 東西方向断面の搬出入口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 (S₀-D1 [H+, V+], t=54.21s)
(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)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

-1184250



W E

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

-101356



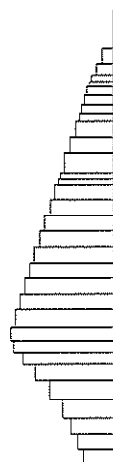
W E

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



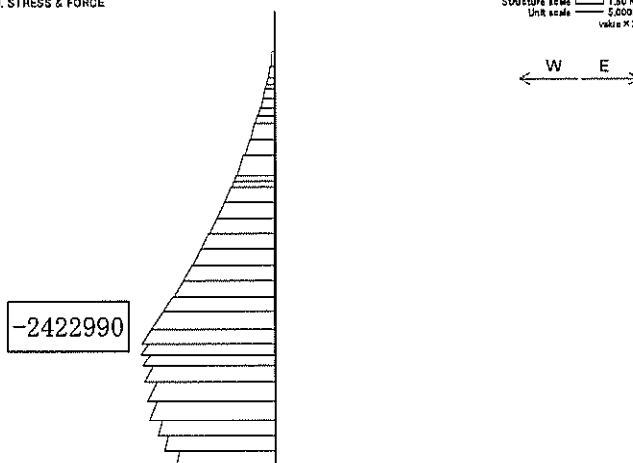
W E

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (6) 東西方向断面の側壁 No. 1 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 ($S_s - D 1$ [H+, V+], $t=53.92s$)
(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)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

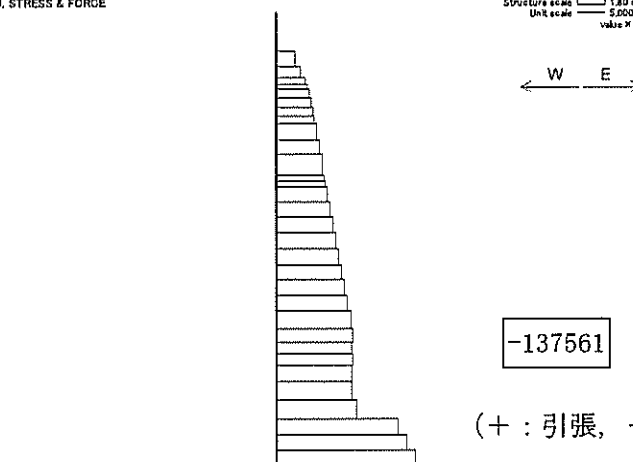
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.04C



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.04C

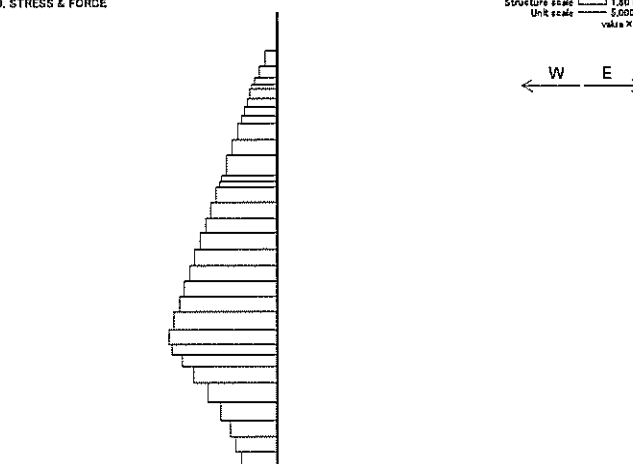


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

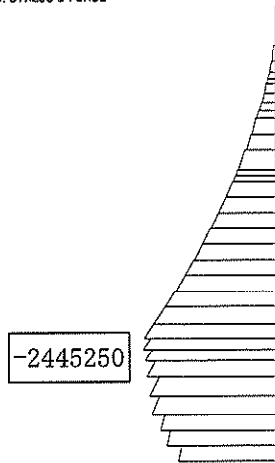
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.04C



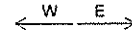
せん断力 (kN)

図 8.4-3 (7) 東西方向断面の側壁 No. 2 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-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

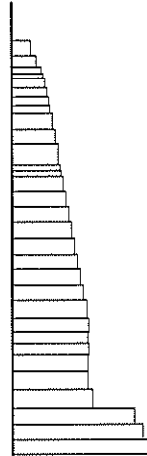


Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

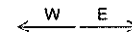


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE



Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

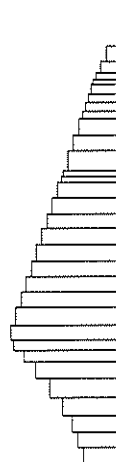


-135425

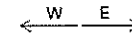
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE



Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

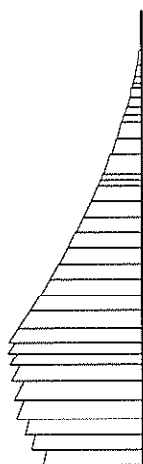
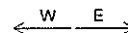


せん断力 (kN)

図 8.4-3 (8) 東西方向断面の側壁 No. 3 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 (S₀-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

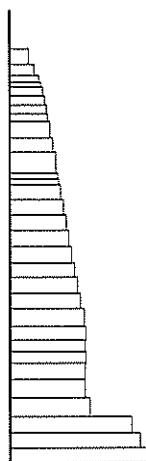
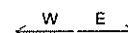
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

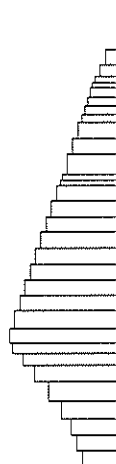
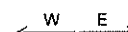


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



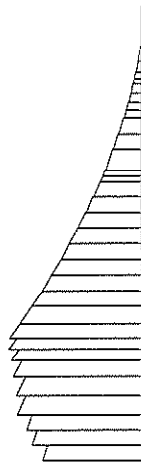
970

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (9) 東西方向断面の搬出入口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-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

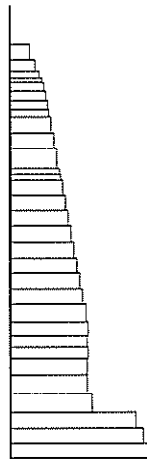


← W E →

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



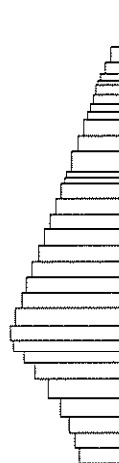
← W E →

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



← W E →

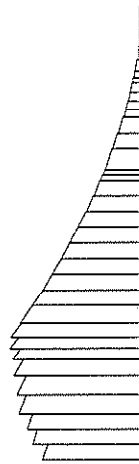
133439

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (10) 東西方向断面の側壁 No. 1 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-D1 [H+, V+], t=53.89s)
(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)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

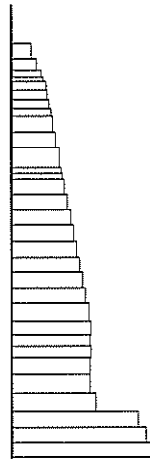
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

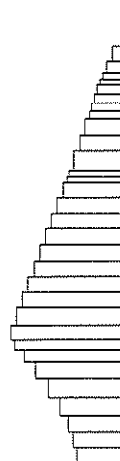


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



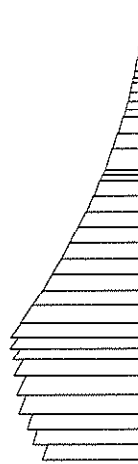
205404

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (11) 東西方向断面の側壁 No. 2 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-D1 [H+, V+], t=53.88s)
(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)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

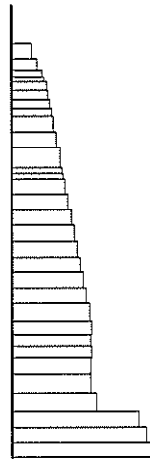


← W E →

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



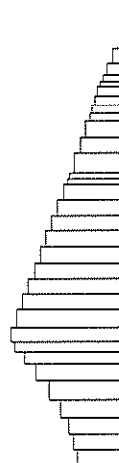
← W E →

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



← W E →

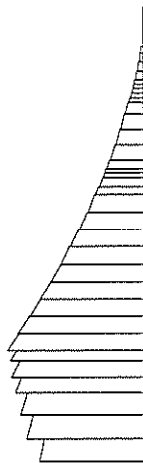
200106

せん断力 (kN)

図 8.4-3 (12) 東西方向断面の側壁 No. 3 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-D1 [H+, V+], t=53.88s)
(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)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

-1562



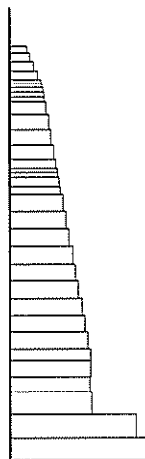
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

S N

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

-343



Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

S N

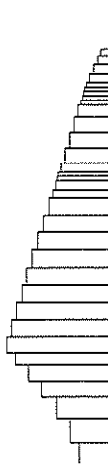
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

S N



せん断力 (kN)

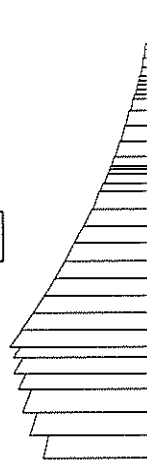
図 8.4-4 (1) 南北方向断面の搬出入口側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=53.92s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

S N

-1180900



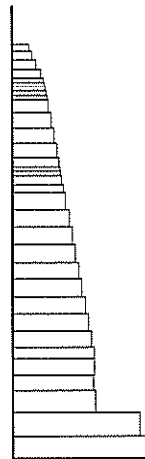
曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N

-102297



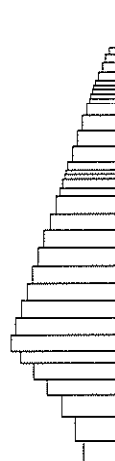
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N



せん断力 (kN)

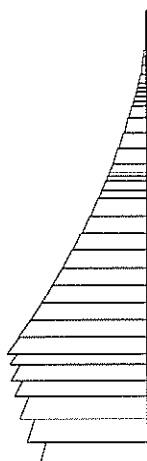
図 8.4-4 (2) 南北方向断面の側壁 No. 1 において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (S, -D 1 [H+, V+], t=53.91s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.04C

S N

-2529470



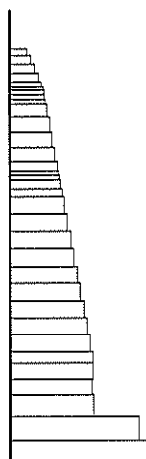
曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

S N

-144436



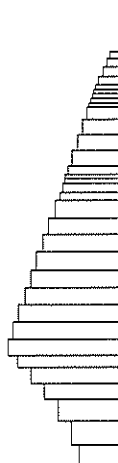
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

S N



せん断力 (kN)

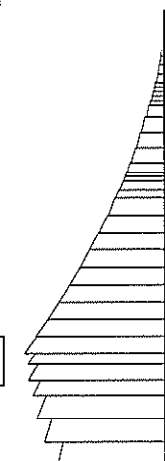
図 8.4-4 (3) 南北方向断面の側壁 No.2 において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (S, -D1 [H+, V+], t=53.90s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

S N

-2466700



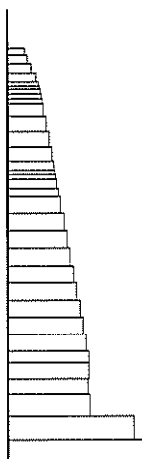
曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N

-146958



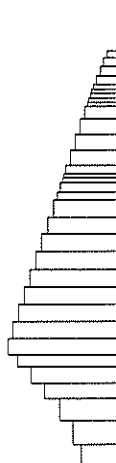
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N

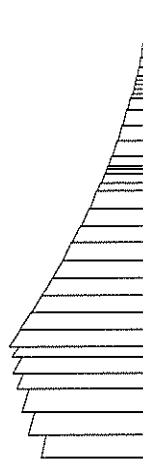


せん断力 (kN)

図 8.4-4 (4) 南北方向断面の側壁 No. 3 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 (S₀-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

-1562



Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040

S N

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

-343



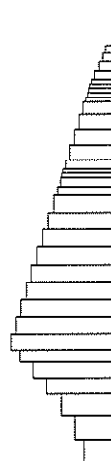
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE



Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N

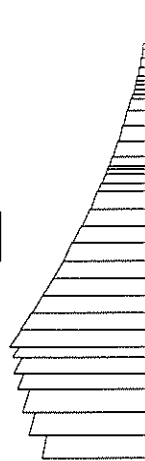
せん断力 (kN)

図 8.4-4 (5) 南北方向断面の搬出入口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-D1 [H+, V+], t=53.92s)
(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)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

-1173770



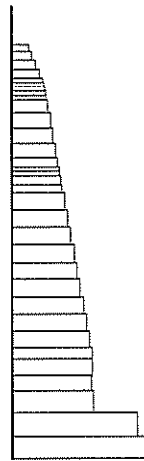
S N

曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

-101196



S N

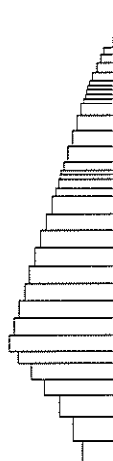
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N



せん断力 (kN)

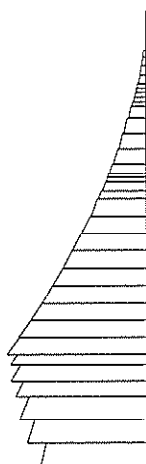
図 8.4-4 (6) 南北方向断面の側壁 No. 1 において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=53.92s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C

S N

-2522470



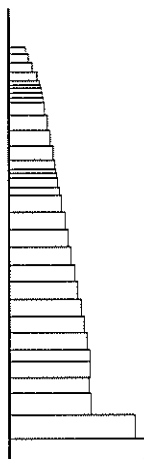
曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C

S N

-142611



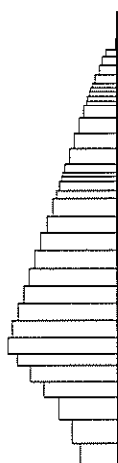
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C

S N



せん断力 (kN)

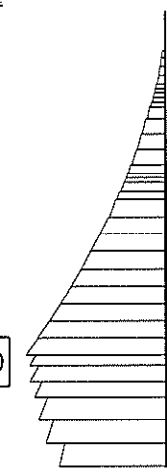
図 8.4-4 (7) 南北方向断面の側壁 No. 2 において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力の照査値となる時刻の断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

S N

-2466700



曲げモーメント (kN・m)

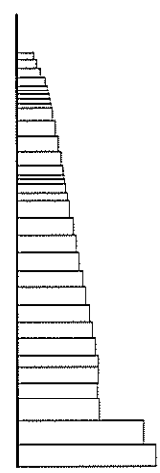
TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N

-146958

(+ : 引張, - : 圧縮)

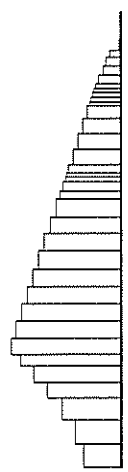


軸力 (kN)

TIME= 53.9100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N



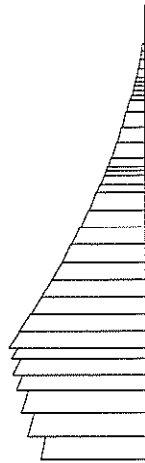
せん断力 (kN)

図 8.4-4 (8) 南北方向断面の側壁 No. 3 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-D1 [H+, V+], t=53.91s)
(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)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

S N

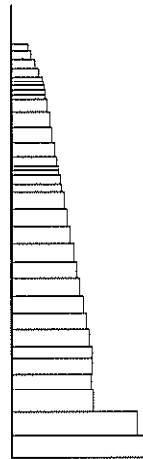


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

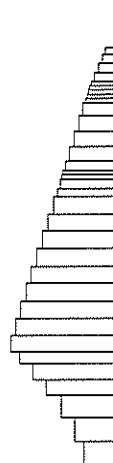
軸力 (kN)

TIME= 53.9200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

S N

986

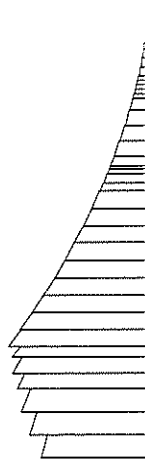


せん断力 (kN)

図 8.4-4 (9) 南北方向断面の搬出入口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 (S₀-D1 [H+, V+], t=53.92s)
(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)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

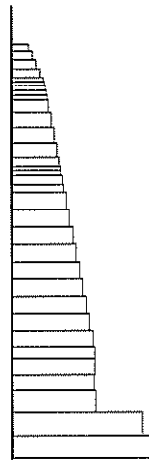


S N

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



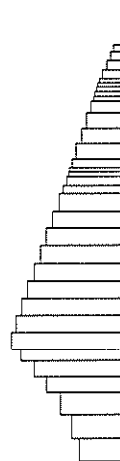
S N

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



S N

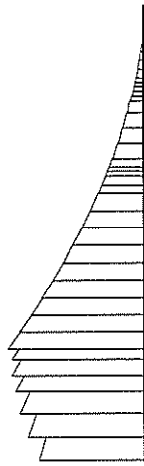
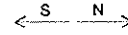
130358

せん断力 (kN)

図 8.4-4 (10) 南北方向断面の側壁 No. 1 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-D1 [H+, V+], t=53.89s)
(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)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

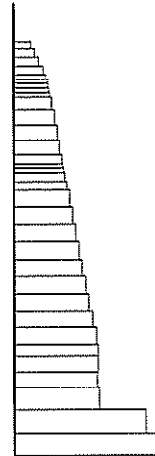
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

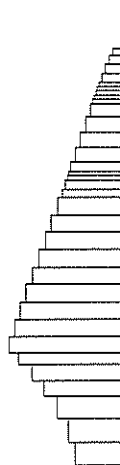
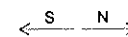


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



206637

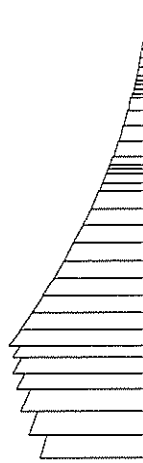
せん断力 (kN)

図 8.4-4 (11) 南北方向断面の側壁 No. 2 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-D1 [H+, V+], t=53.88s)
(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)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.04C

S N

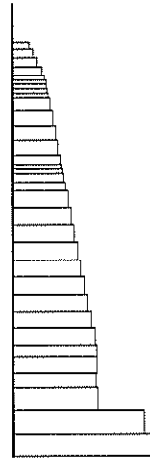


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

S N



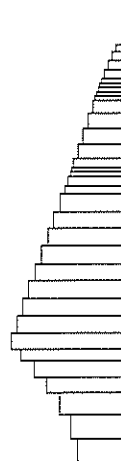
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

S N



189618

せん断力 (kN)

図 8.4-4 (12) 南北方向断面の側壁 No. 3 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-D1 [H+, V+], t=53.88s)
(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) 断面力図（検討ケースに着目した地震時断面力図）

代替淡水貯槽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 8.4-5 及び表 8.4-6 に示す。

代替淡水貯槽の基準地震動 S_0 による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 8.4-5 及び図 8.4-6 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 8.4-5 東西方向断面の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+	0.29	せん断	3	
	S s - D 1	H+, V-	0.30	せん断	3	
	S s - D 1	H-, V+	0.23	せん断	3	
	S s - D 1	H-, V-	0.23	せん断	3	
	S s - 1 1			0.10	せん断	1
	S s - 1 2			0.11	せん断	3
	S s - 1 3			0.11	せん断	3
	S s - 1 4			0.08	せん断	3
	S s - 2 1			0.11	せん断	1
	S s - 2 2			0.17	せん断	3
	S s - 3 1	H+, V+	0.13	せん断	3	
	S s - 3 1	H-, V+	0.27	せん断	3	
	②	S s - D 1	H+, V+	0.30	せん断	3
③	S s - D 1	H+, V+	0.29	せん断	3	
④	S s - D 1	H+, V+	0.40	せん断	3	
⑤	S s - D 1	H+, V+	0.24	せん断	3	
⑥	S s - D 1	H+, V+	0.24	せん断	3	

- 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

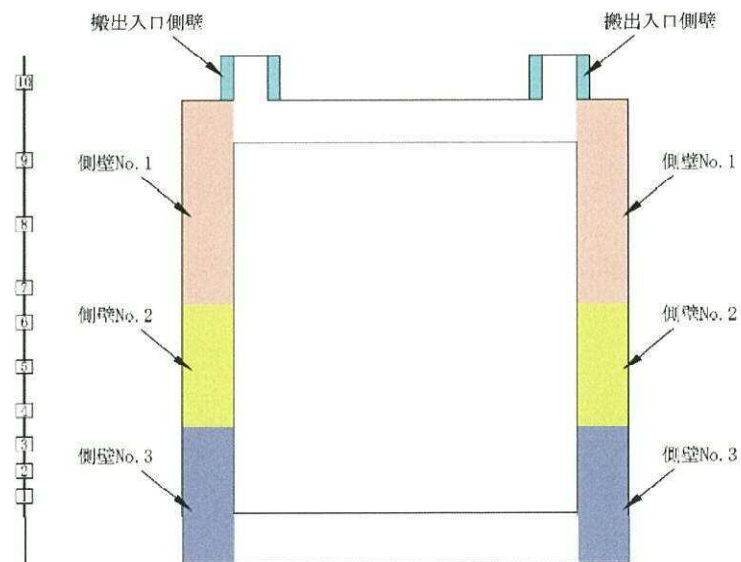
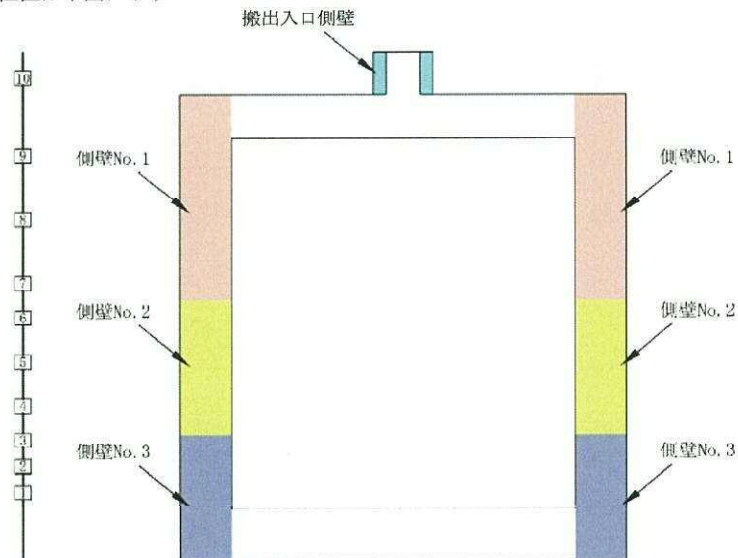


表 8.4-6 南北方向断面の各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置結果

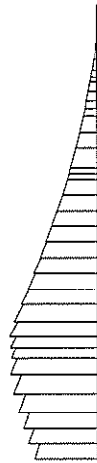
検討ケース			抽出照査値と照査項目			
			照査値	照査項目	評価位置	
①	S s - D 1	H+, V+	0.28	せん断	3	
	S s - D 1	H+, V-	0.28	せん断	3	
	S s - D 1	H-, V+	0.22	せん断	3	
	S s - D 1	H-, V-	0.22	せん断	3	
	S s - 1 1			0.07	せん断	3
	S s - 1 2			0.13	せん断	3
	S s - 1 3			0.12	せん断	3
	S s - 1 4			0.09	せん断	1
	S s - 2 1			0.16	せん断	3
	S s - 2 2			0.19	せん断	3
	S s - 3 1	H+, V+	0.12	せん断	3	
	S s - 3 1	H-, V+	0.25	せん断	3	
②	S s - D 1	H+, V+	0.28	せん断	3	
③	S s - D 1	H+, V+	0.28	せん断	3	
④	S s - D 1	H+, V+	0.38	せん断	3	
⑤	S s - D 1	H+, V+	0.23	せん断	3	
⑥	S s - D 1	H+, V+	0.23	せん断	3	

- 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= 53.8800, STRESS & FORCE

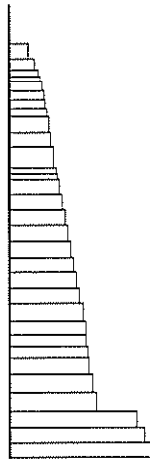


Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+05
 value X 23.040

← W E →

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



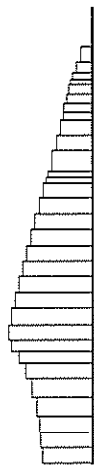
Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+04
 value X 23.040

← W E →

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+04
 value X 23.040

← W E →

146615

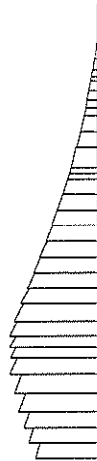
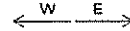
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (1) 東西方向断面の S_s-D 1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.88s)

(検討ケース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= 53.8800, STRESS & FORCE

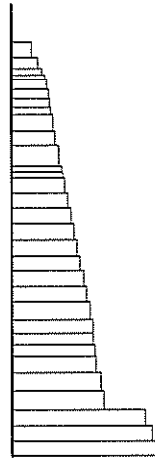
Structure scale = 1.80 m
Unit scale = 5.000E+05
value X 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale = 1.80 m
Unit scale = 5.000E+04
value X 23.040

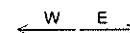


(+ : 引張, - : 圧縮)

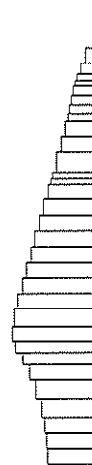
軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale = 1.80 m
Unit scale = 5.000E+04
value X 23.040



148322



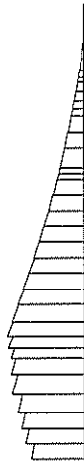
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (2) 東西方向断面の S₀-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=53.88s)

(検討ケース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= 69.0400, STRESS & FORCE

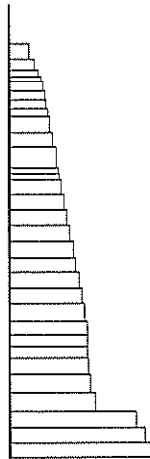
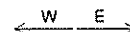
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 69.0400, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

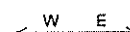


(+ : 引張, - : 圧縮)

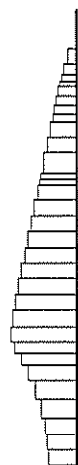
軸力 (kN)

TIME= 69.0400, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040



113274

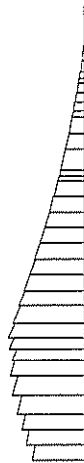
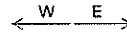


せん断力 (kN)

図 8.4-5 (3) 東西方向断面の S₁-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=69.04s)
(検討ケース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= 69.0400, STRESS & FORCE

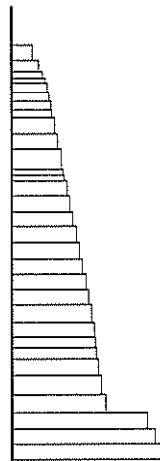
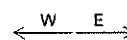
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 69.0400, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

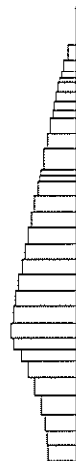
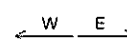


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 69.0400, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



113670

せん断力 (kN)

図 8.4-5 (4) 東西方向断面の S_s-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=69.04s)

(検討ケース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= 23.5300, STRESS & FORCE

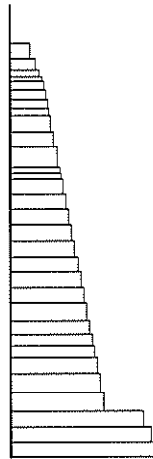
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040
← W E →



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 23.5300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040
← W E →



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 23.5300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040
← W E →



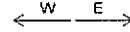
48761

せん断力 (kN)

図 8.4-5 (5) 東西方向断面の S_s-1 1 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=23.53s)
(検討ケース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= 28.7100, STRESS & FORCE

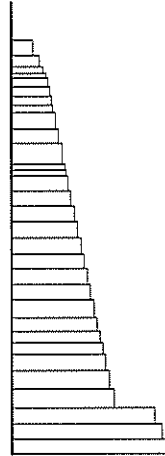
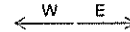
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 28.7100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

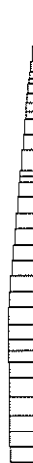
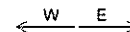


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 28.7100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040



51922

せん断力 (kN)

図 8.4-5 (6) 東西方向断面の S_s-12 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=28.71s)
(検討ケース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= 25.9300, STRESS & FORCE

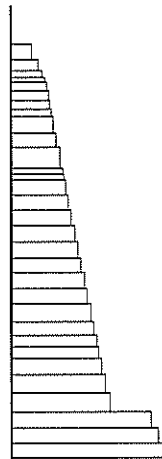
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040
← W E →



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 25.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040
← W E →



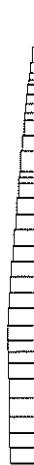
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 25.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040
← W E →

52944

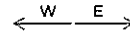


せん断力 (kN)

図 8.4-5 (7) 東西方向断面の S_s-1 3 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=25.93s)
(検討ケース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= 28.7800, STRESS & FORCE

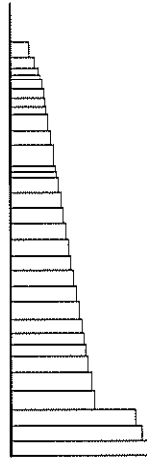
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 28.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

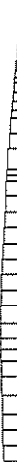
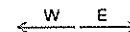


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 28.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



39367

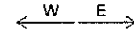
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (8) 東西方向断面の S_s-14 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=28.78s)

(検討ケース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= 63.5400, STRESS & FORCE

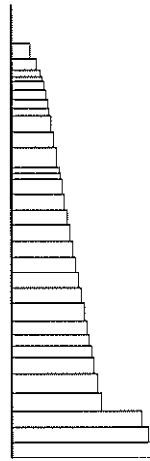
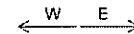
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 63.5400, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 7.000E+04
value * 23.040

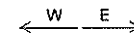


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 63.5400, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



52855

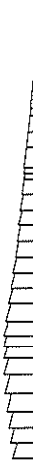
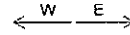
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (9) 東西方向断面の S_s-21 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=63.54s)

(検討ケース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= 76.2600, STRESS & FORCE

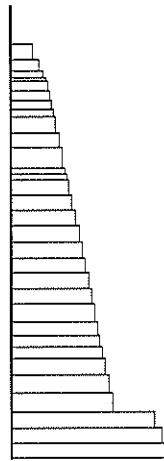
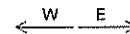
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 76.2600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

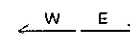


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 76.2600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040



84340



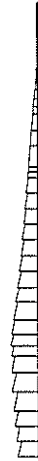
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (10) 東西方向断面の S_s-22 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=76.26s)

(検討ケース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= 9.4800, STRESS & FORCE

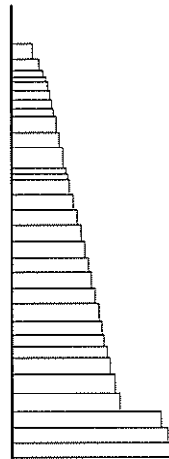
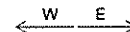
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value = 23.04C



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 9.4800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.04C

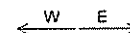


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 9.4800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.04C



65120

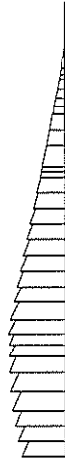
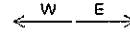
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (11) 東西方向断面の S_s-31 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=9.48s)

(検討ケース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= 8.7100, STRESS & FORCE

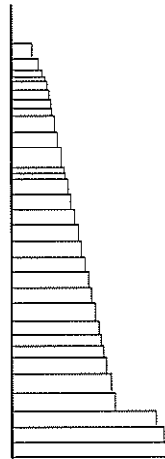
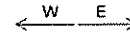
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 8.7100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

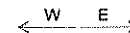


(+ : 引張, - : 圧縮)

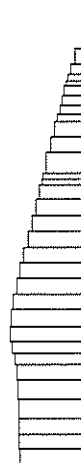
軸力 (kN)

TIME= 8.7100, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040



132189



せん断力 (kN)

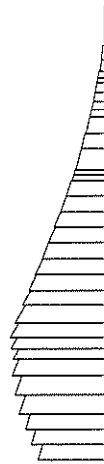
図 8.4-5 (12) 東西方向断面の S_s-31 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=8.71s)

(検討ケース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= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

← W E →

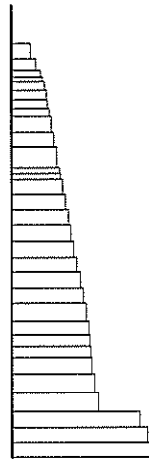


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

← W E →



(+ : 引張, - : 圧縮)

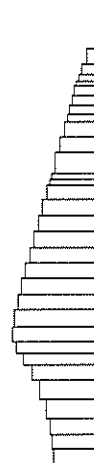
軸力 (kN)

TIME= 53.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

← W E →

149975



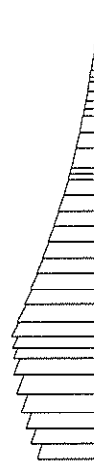
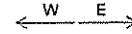
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (13) 東西方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.89s)

(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

TIME= 53.8800. STRESS & FORCE

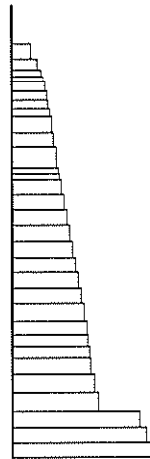
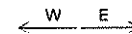
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value = 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800. STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.040

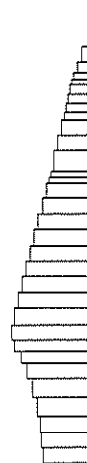
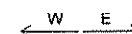


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800. STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.040



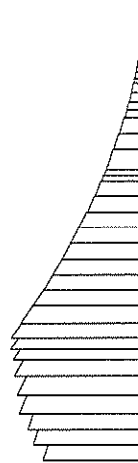
143891

せん断力 (kN)

図 8.4-5 (14) 東西方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.88s)

(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)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

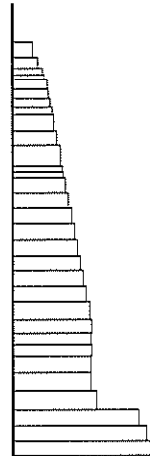


Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+05
 value x 23.040

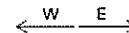


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



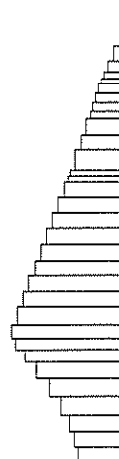
Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+04
 value x 23.040



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+04
 value x 23.040



200106

せん断力 (kN)

図 8.4-5 (15) 東西方向断面の S₁-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=53.88s)

(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)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E-05
value X 23.040

← W E →

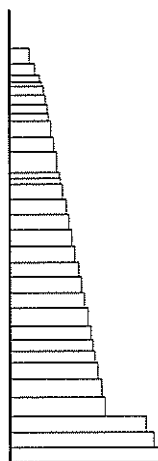


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E-04
value X 23.040

← W E →



(+ : 引張, - : 圧縮)

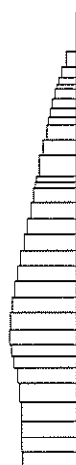
軸力 (kN)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E-04
value X 23.040

← W E →

120217



せん断力 (kN)

図 8.4-5 (16) 東西方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.87s)

(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= 53.8700, STRESS & FORCE

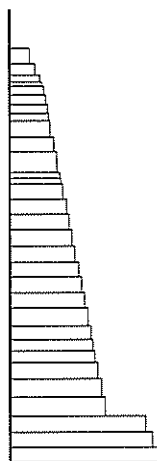
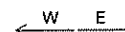
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

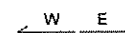


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040



118289

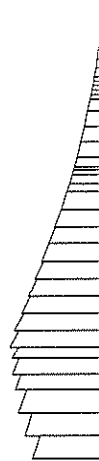
せん断力 (kN)

図 8.4-5 (17) 東西方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.87s)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.040

S N

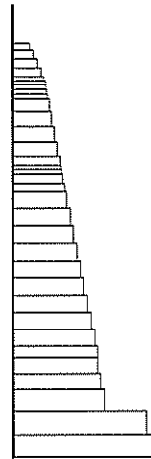


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

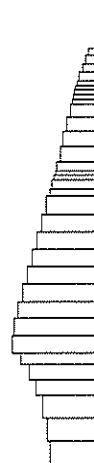
軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.040

S N

140738

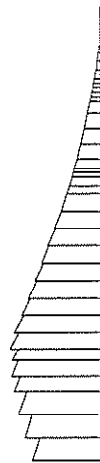


せん断力 (kN)

図 8.4-6 (1) 南北方向断面の $S_s - D1$ (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.88s)

(検討ケース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= 53.8800, STRESS & FORCE

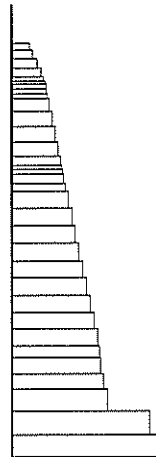


Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+05
 Value x 23.040

S N

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



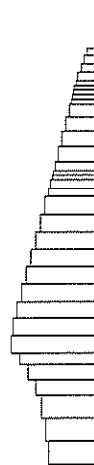
Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+04
 Value x 23.040

S N

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



Structure scale 1.80 m
 Unit scale 5.000E+04
 Value x 23.040

S N

140670

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (2) 南北方向断面の S_s -D1 (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.88s)

(検討ケース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= 69.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.04C

S N

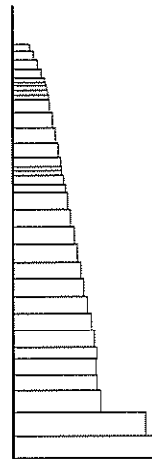


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 69.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.04C

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

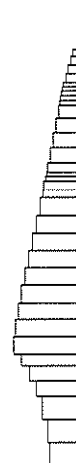
軸力 (kN)

TIME= 69.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.04C

S N

108355



せん断力 (kN)

図 8.4-6 (3) 南北方向断面の S_s-D1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=69.03s)

(検討ケース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= 69.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.04C

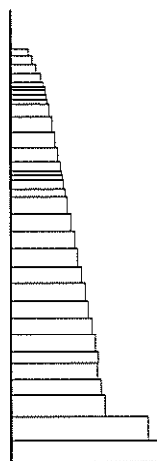


S N

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 69.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C



S N

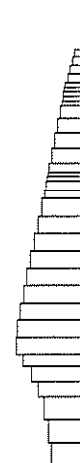
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 69.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

108143



S N

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (4) 南北方向断面の S_s-D1 (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=69.03s)

(検討ケース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= 69.4200, STRESS & FORCE

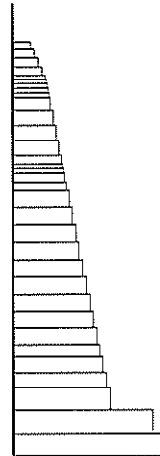
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 69.4200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

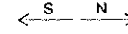


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 69.4200, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040



33089

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (5) 南北方向断面の S₁₋₁ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=69.42s)

(検討ケース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= 31.5700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N

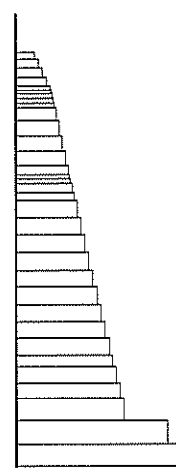


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 31.5700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 31.5700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N

62487



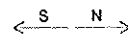
せん断力 (kN)

図 8.4-6 (6) 南北方向断面の S_s-1 2 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=31.57s)

(検討ケース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= 28.7800, STRESS & FORCE

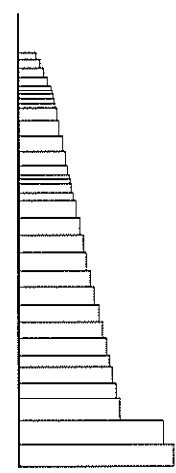
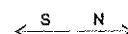
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.04C



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 28.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 28.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C



59049



せん断力 (kN)

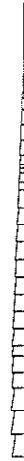
図 8.4-6 (7) 南北方向断面の S_s-1 3 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=28.78s)

(検討ケース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= 30.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040

S N

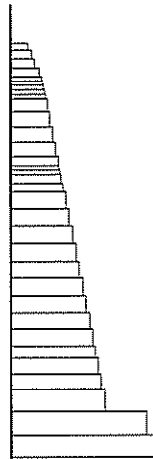


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 30.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N



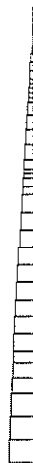
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 30.8900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N



41652

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (8) 南北方向断面の $S_s - 14$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($t=30.89s$)

(検討ケース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= 66.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040

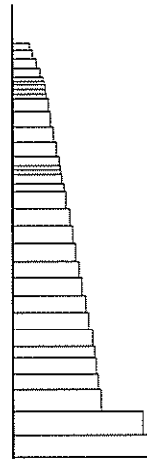


S N

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 66.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040



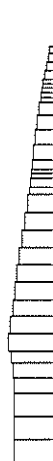
S N

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 66.7800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040



S N

79162

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (9) 南北方向断面の S_s-2 1 において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=66.78s)

(検討ケース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= 74.2000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 23.04C

S N

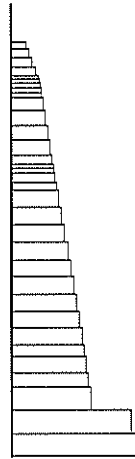


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 74.2000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 74.2000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 23.04C

S N

93816



せん断力 (kN)

図 8.4-6 (10) 南北方向断面のS₁-22において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=74.20s)

(検討ケース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= 9.4700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040

S N

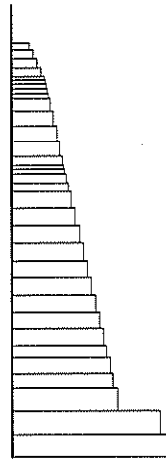


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 9.4700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 9.4700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N

60852



せん断力 (kN)

図 8.4-6 (11) 南北方向断面の S_s-31 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=9.47s)

(検討ケース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= 8.7000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.04C

S N

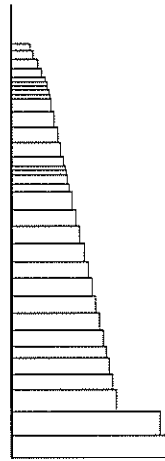


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 8.7000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 8.7000, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.04C

S N



124327

せん断力 (kN)

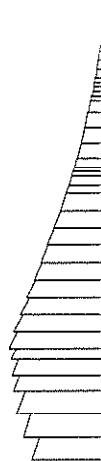
図 8.4-6 (12) 南北方向断面の S_s-3 1 (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=8.70s)

(検討ケース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= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 23.040

S N

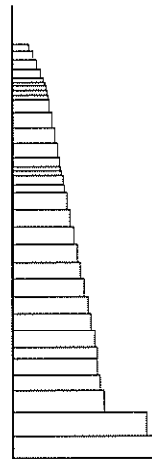


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

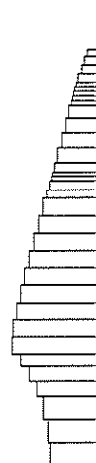
軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 23.040

S N

139343



せん断力 (kN)

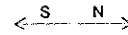
図 8.4-6 (13) 南北方向断面の S_s-D1 ($H+$, $V+$) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($t=53.88s$)

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

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

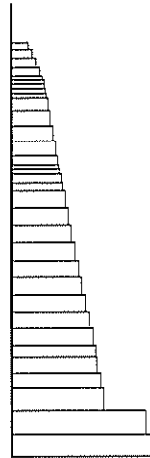


Structure scale 1.00 m
 Unit scale 5.000E+05
 Value x 23.040

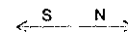


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE



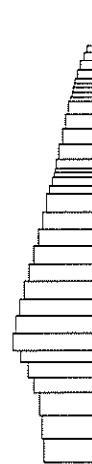
Structure scale 1.00 m
 Unit scale 5.000E+04
 Value x 23.040



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE



Structure scale 1.00 m
 Unit scale 5.000E+04
 Value x 23.040



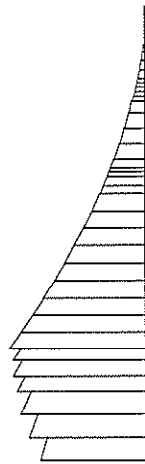
137004

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (14) 南北方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.87s)

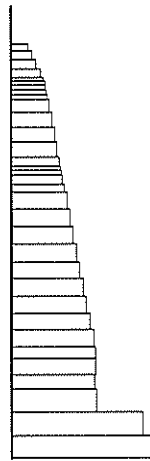
(検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



曲げモーメント (kN・m)

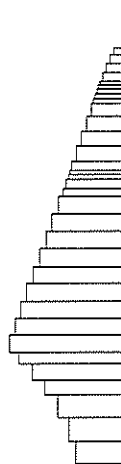
TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8800, STRESS & FORCE



189618

せん断力 (kN)

図 8.4-6 (15) 南北方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.88s)

(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)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value X 23.040

S N

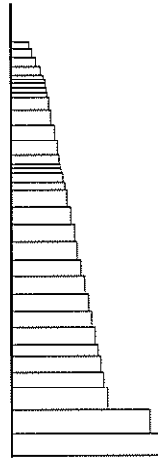


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value X 23.040

S N

114358



せん断力 (kN)

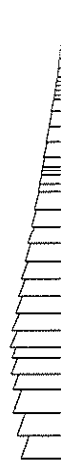
図 8.4-6 (16) 南北方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.87s)

(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= 53.8600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value = 23.040

S N

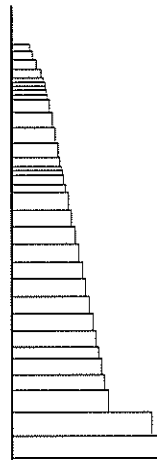


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.8600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.040

S N



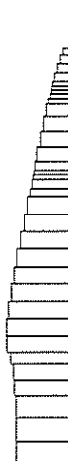
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.8600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 23.040

S N



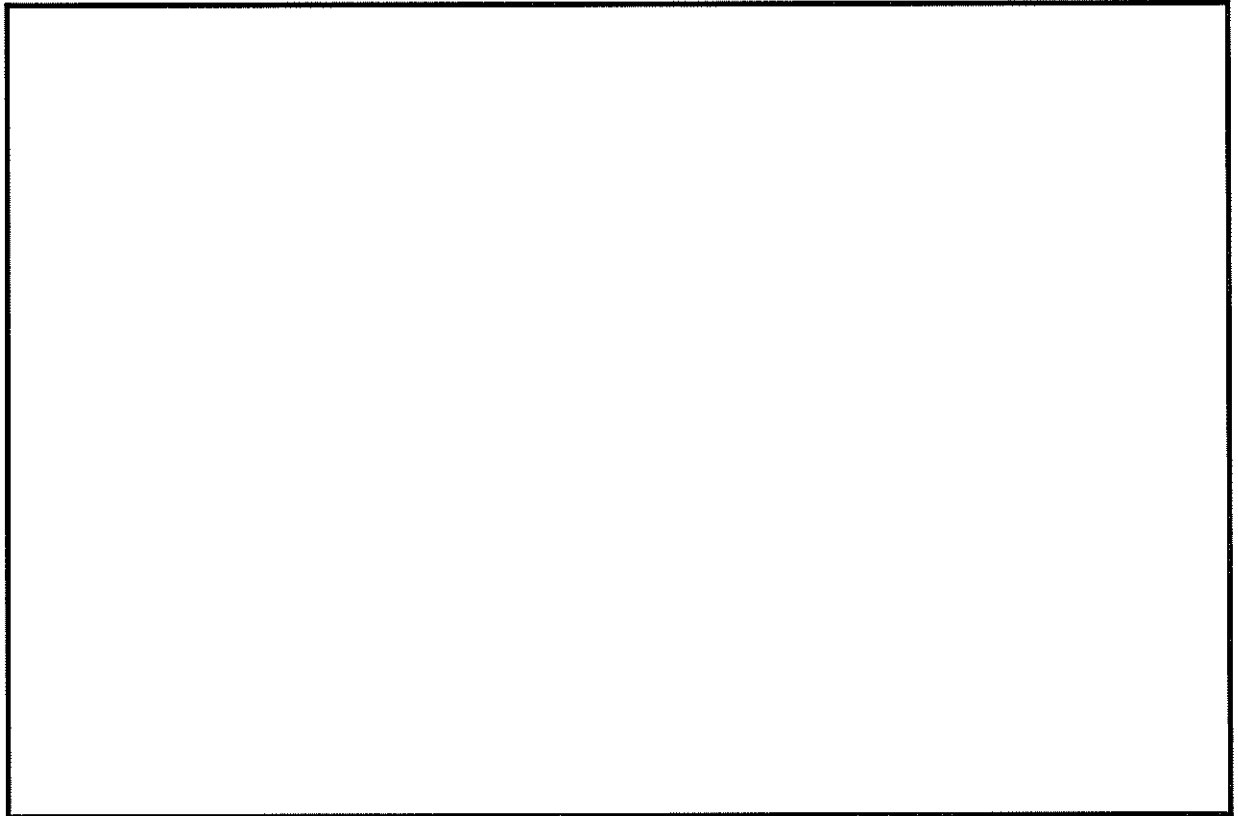
112071

せん断力 (kN)

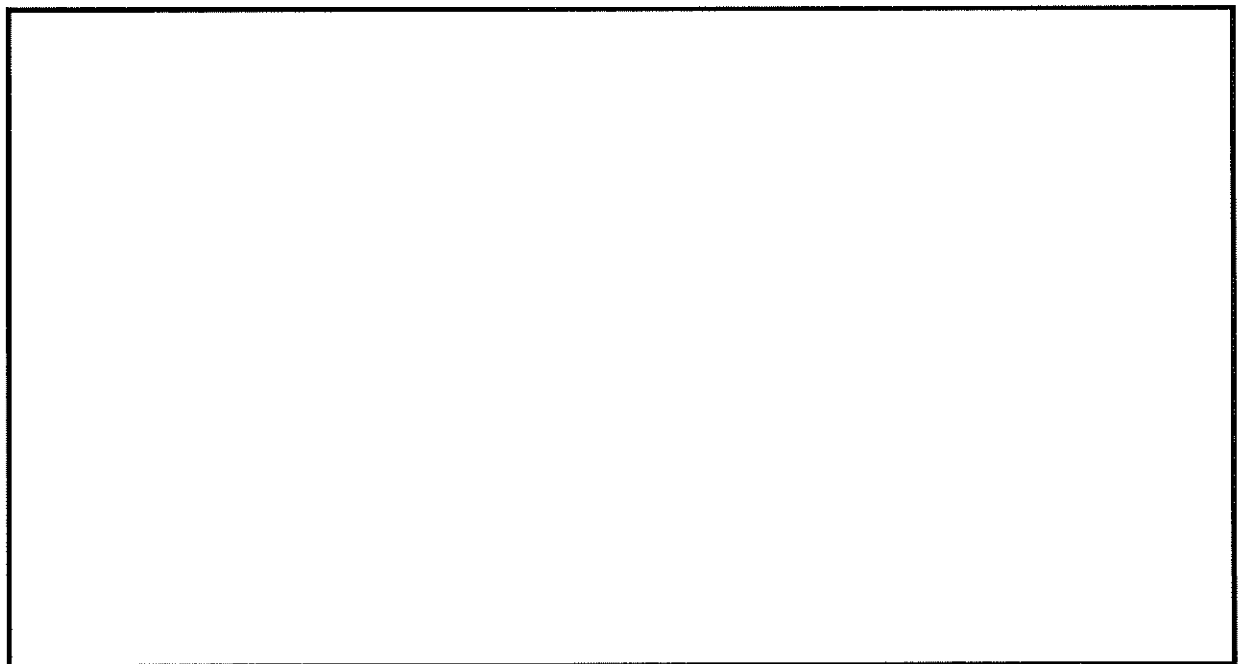
図 8.4-6 (17) 南北方向断面の S_s-D1 (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力 (t=53.86s)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(3) 最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布図を図 8.4-7 及び図 8.4-8 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。

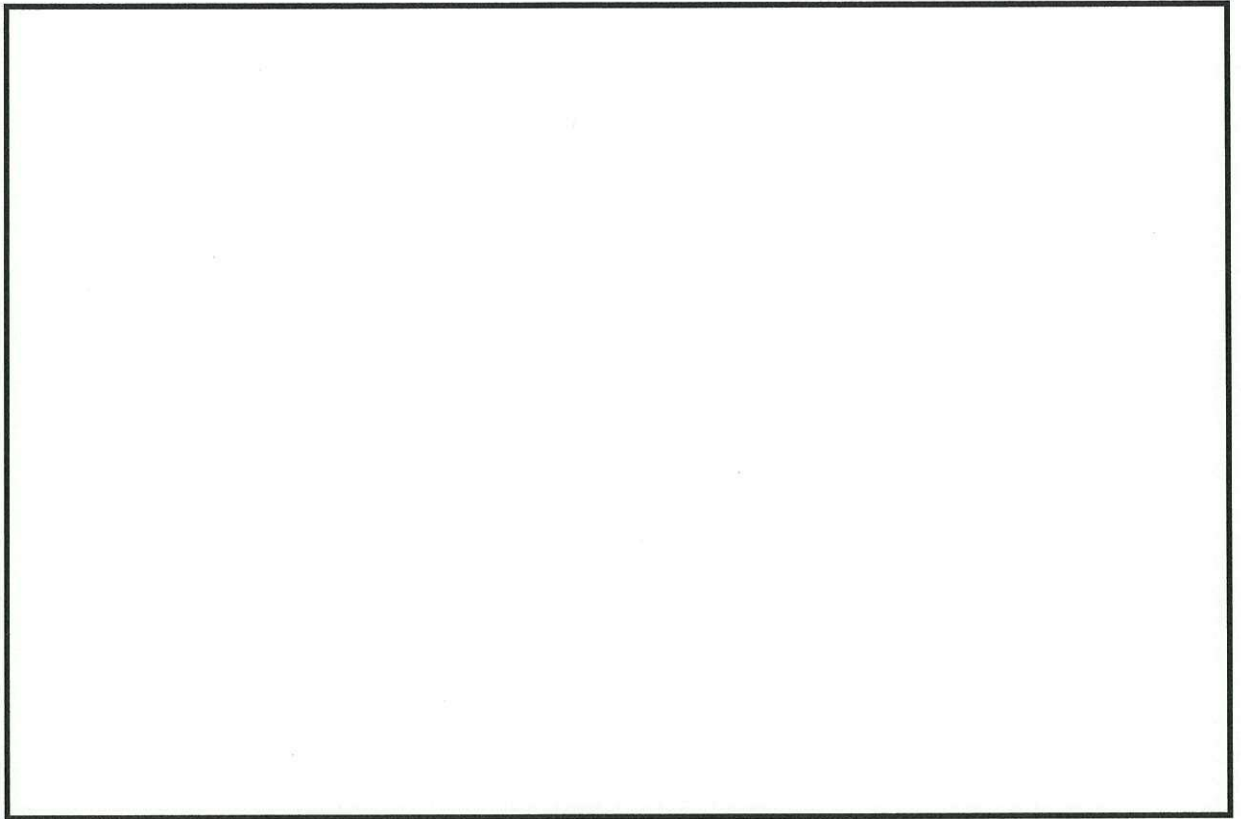


(a) 解析モデル全体

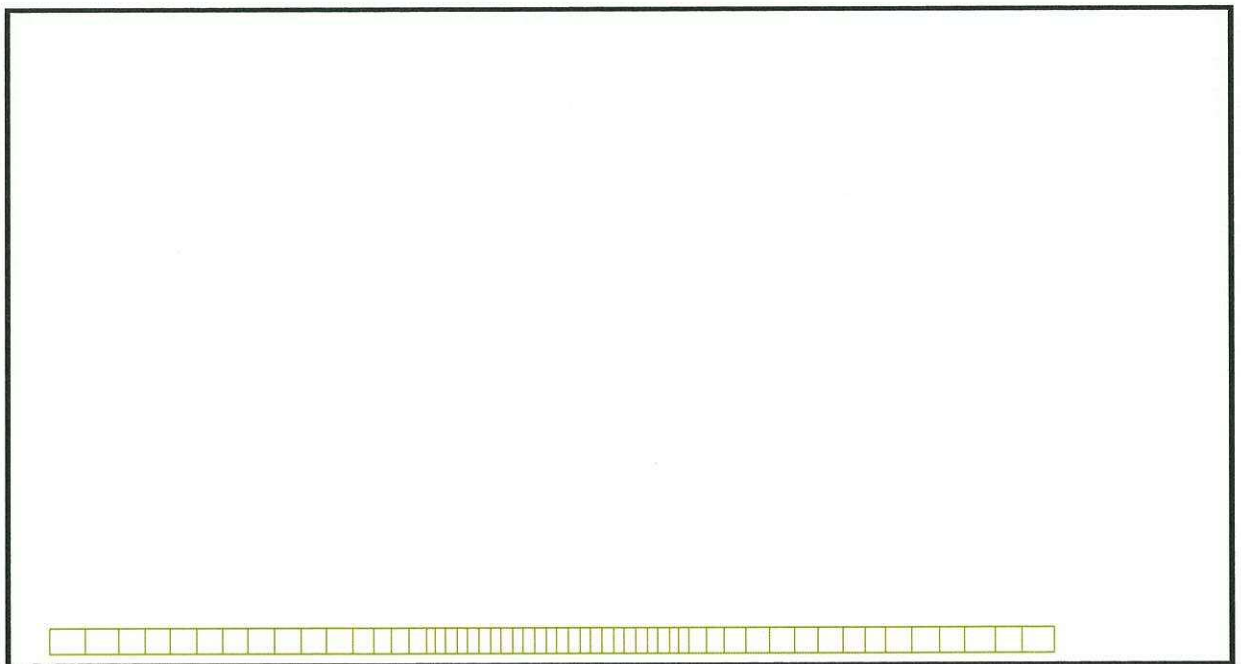


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (1) 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)

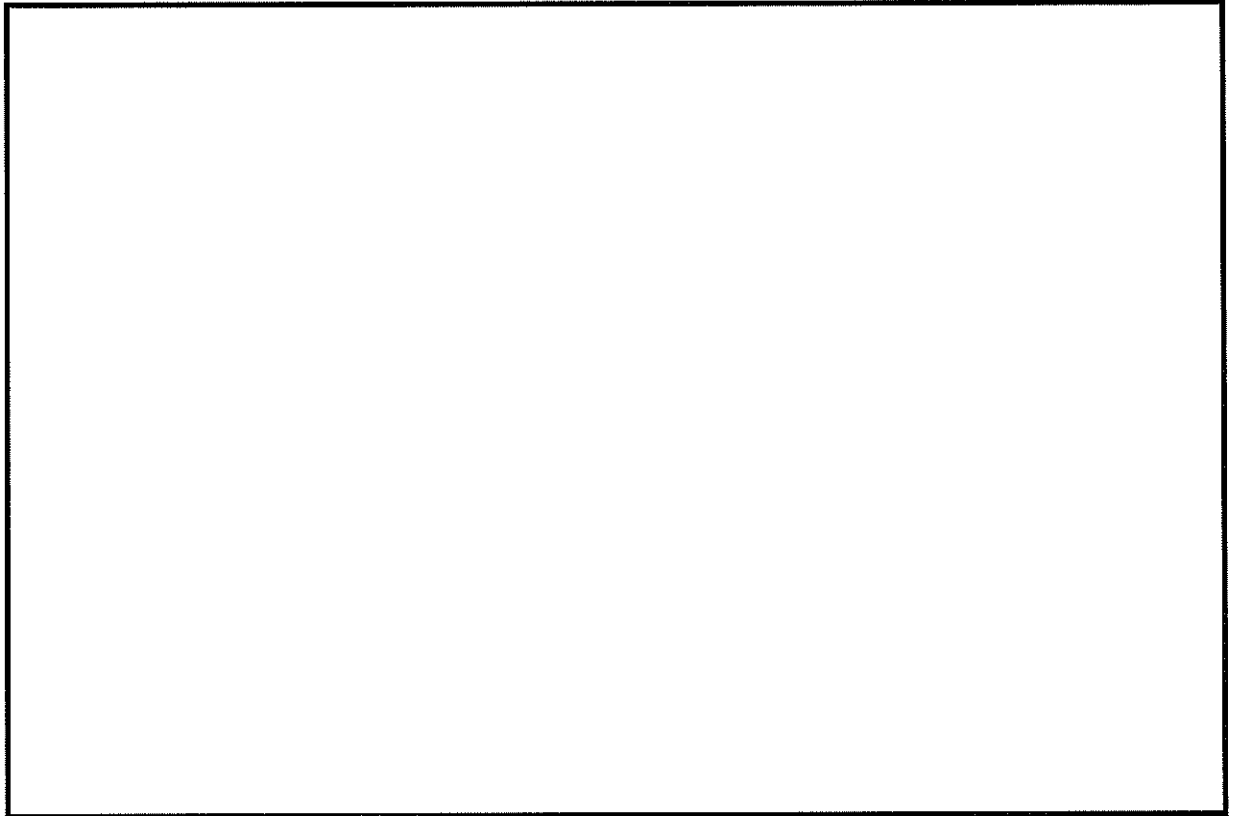


(a) 解析モデル全体

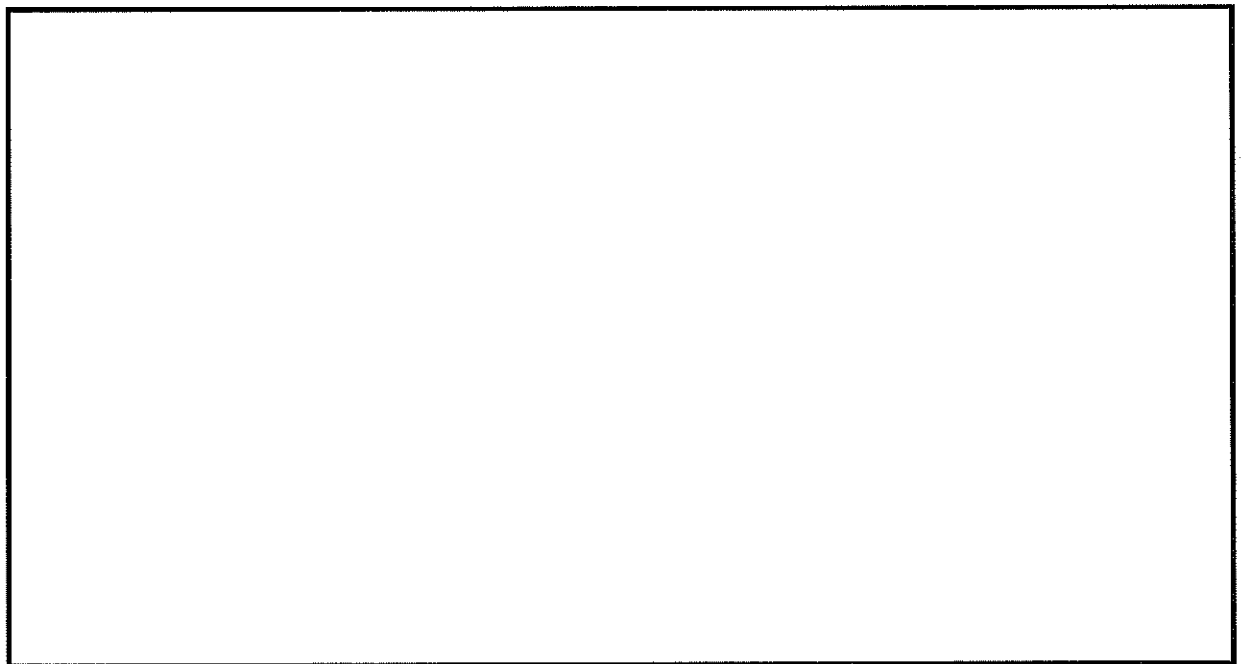


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

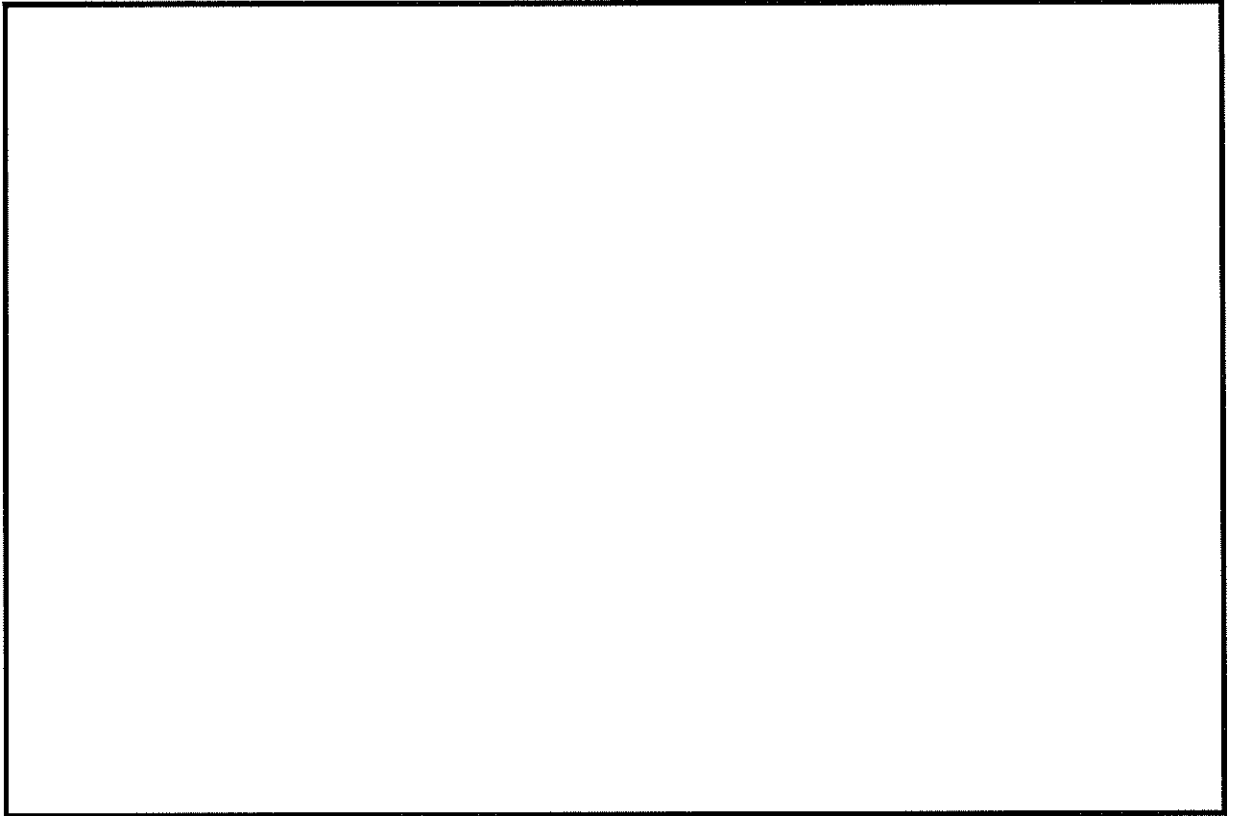


(a) 解析モデル全体

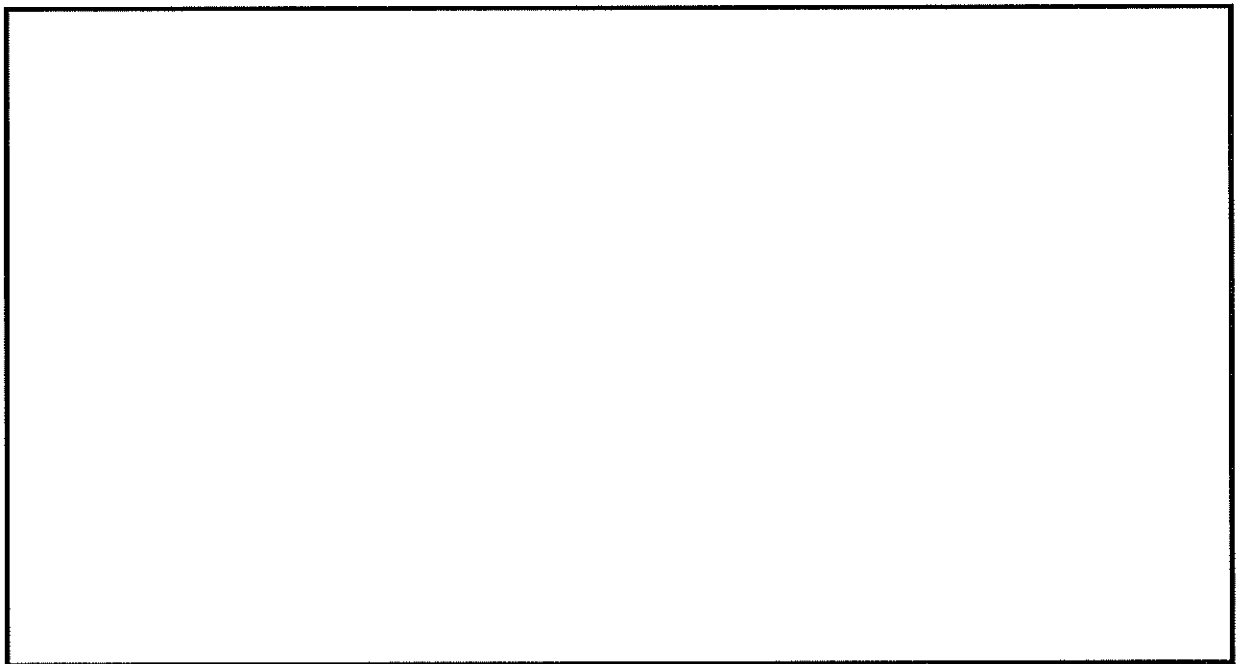


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (3) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_0-D1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



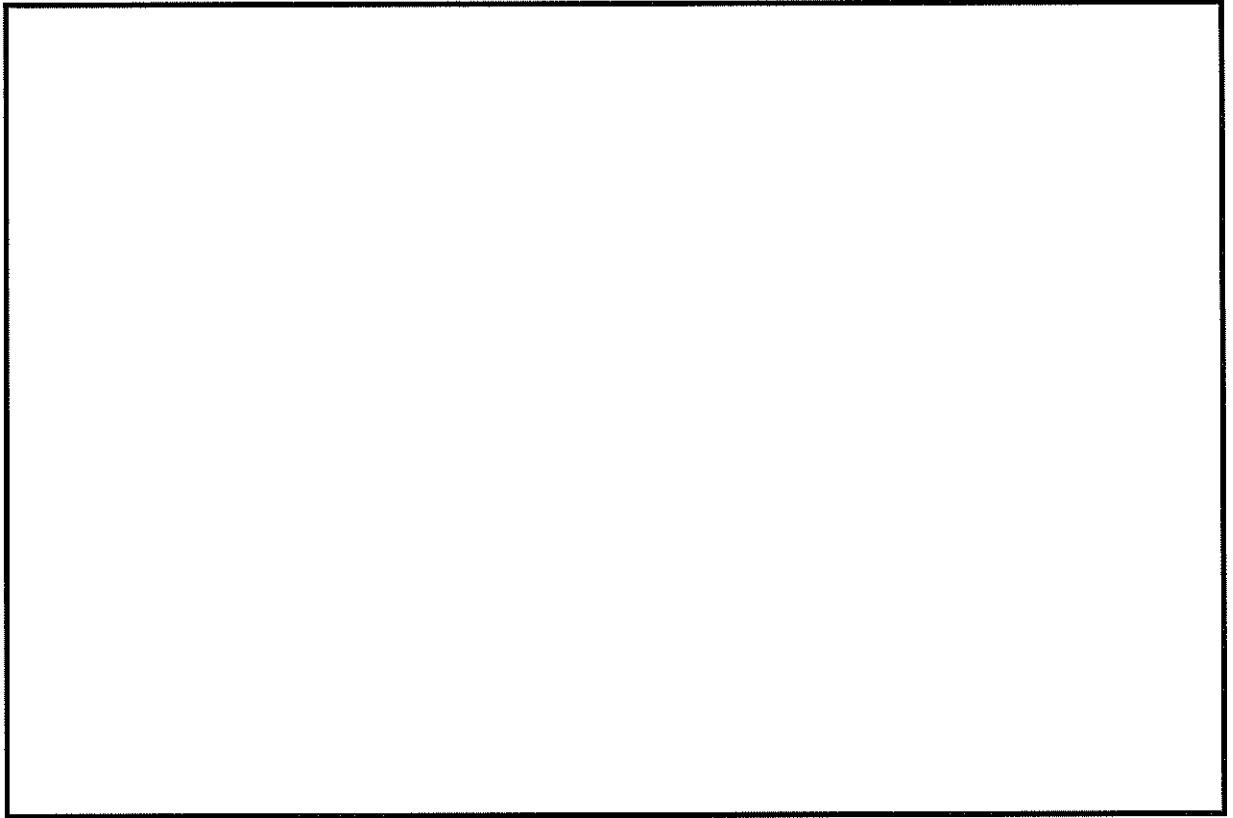
(a) 解析モデル全体



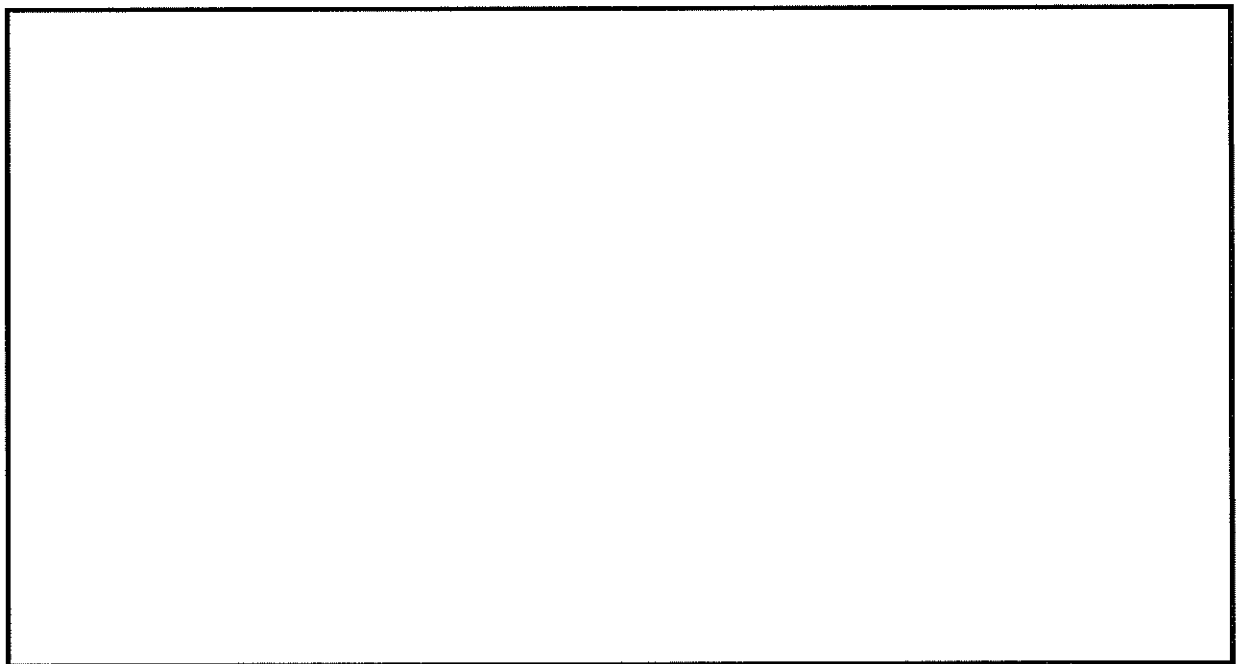
(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

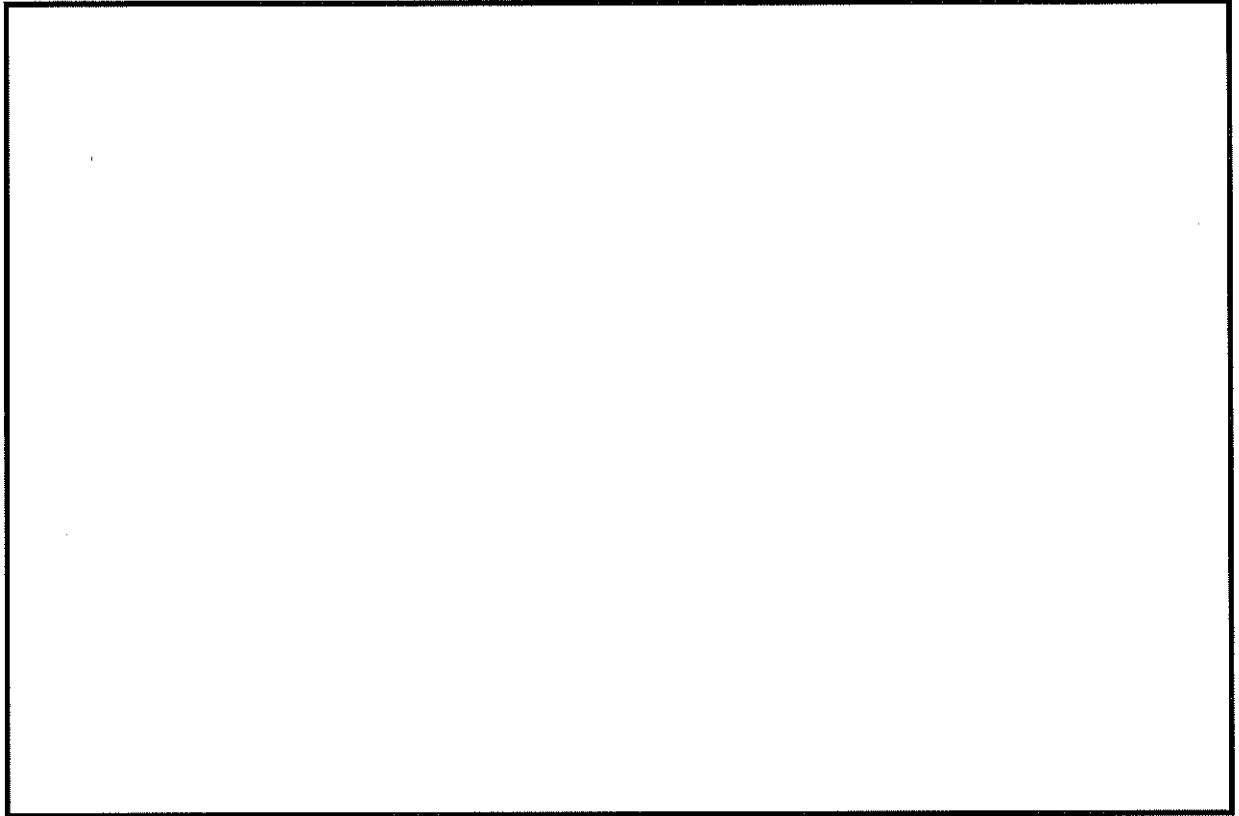


(a) 解析モデル全体

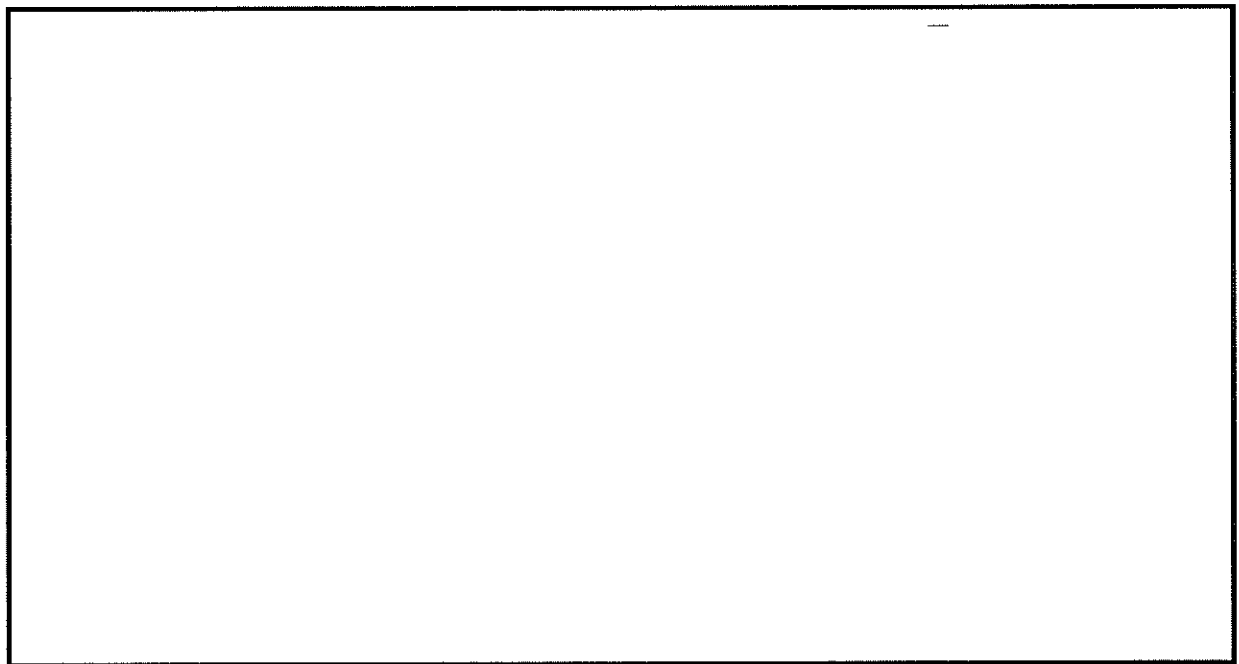


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (5) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

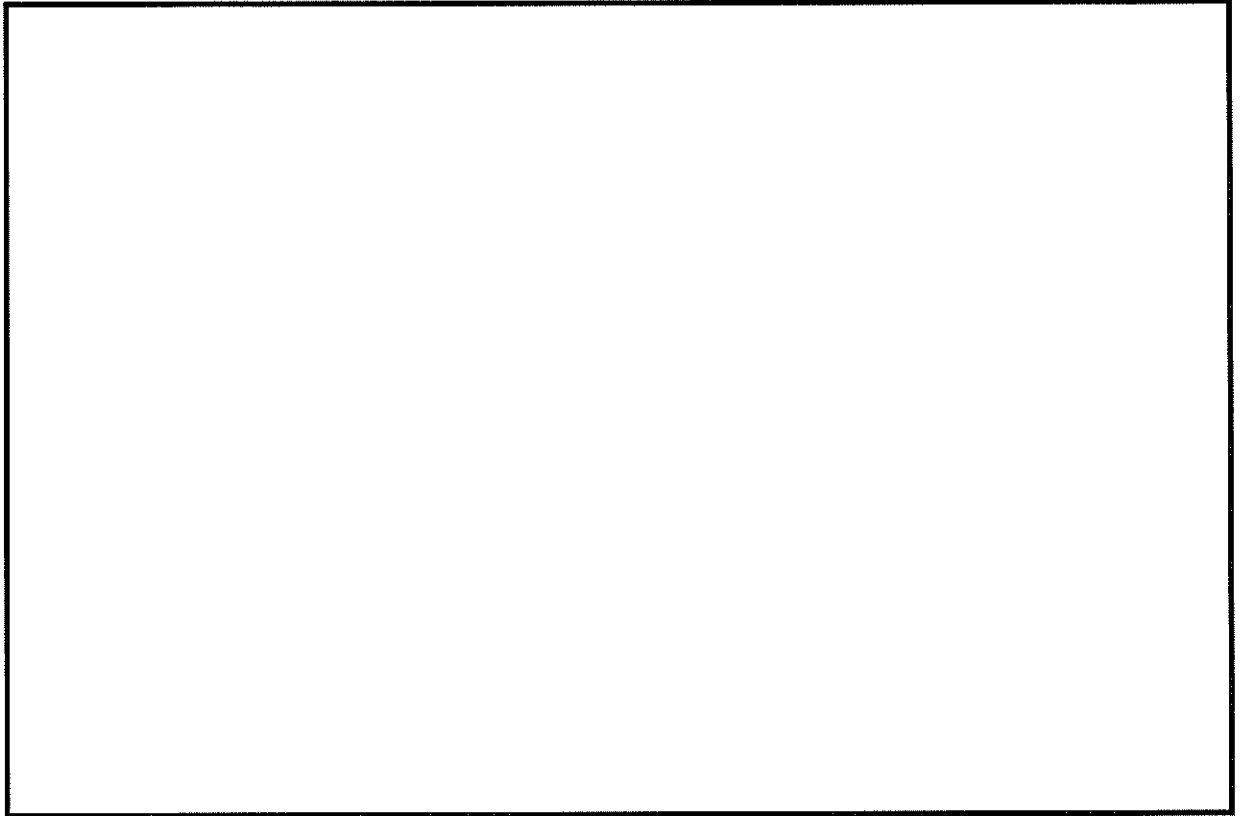


(a) 解析モデル全体

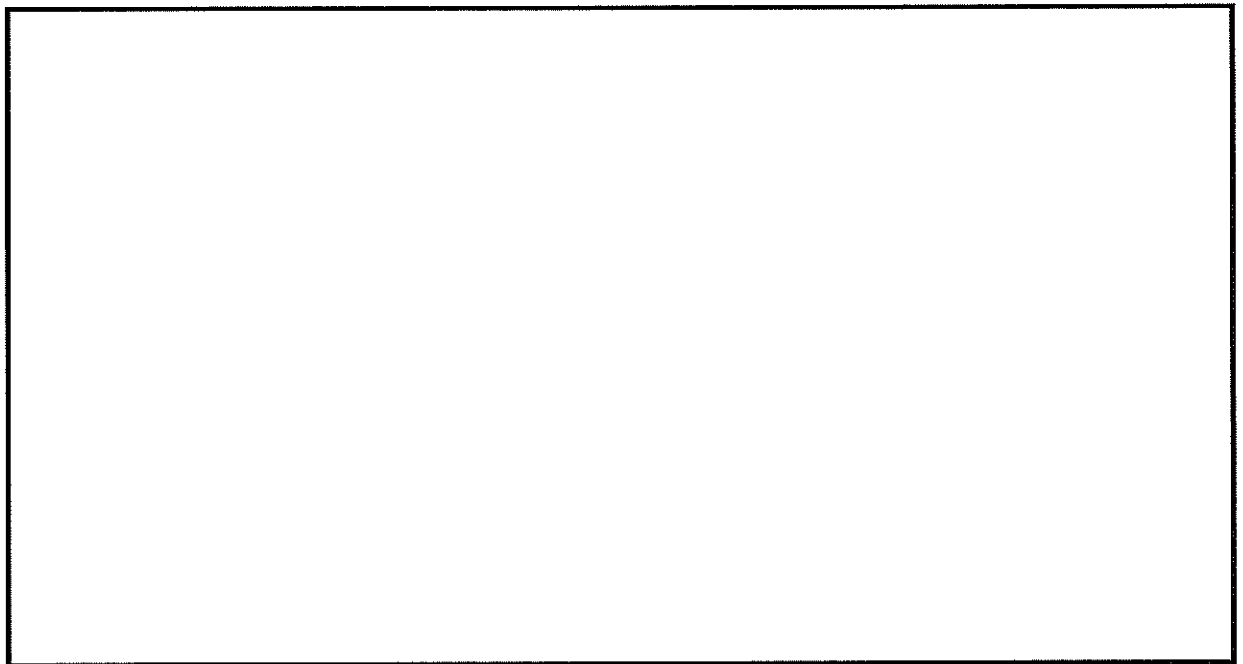


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

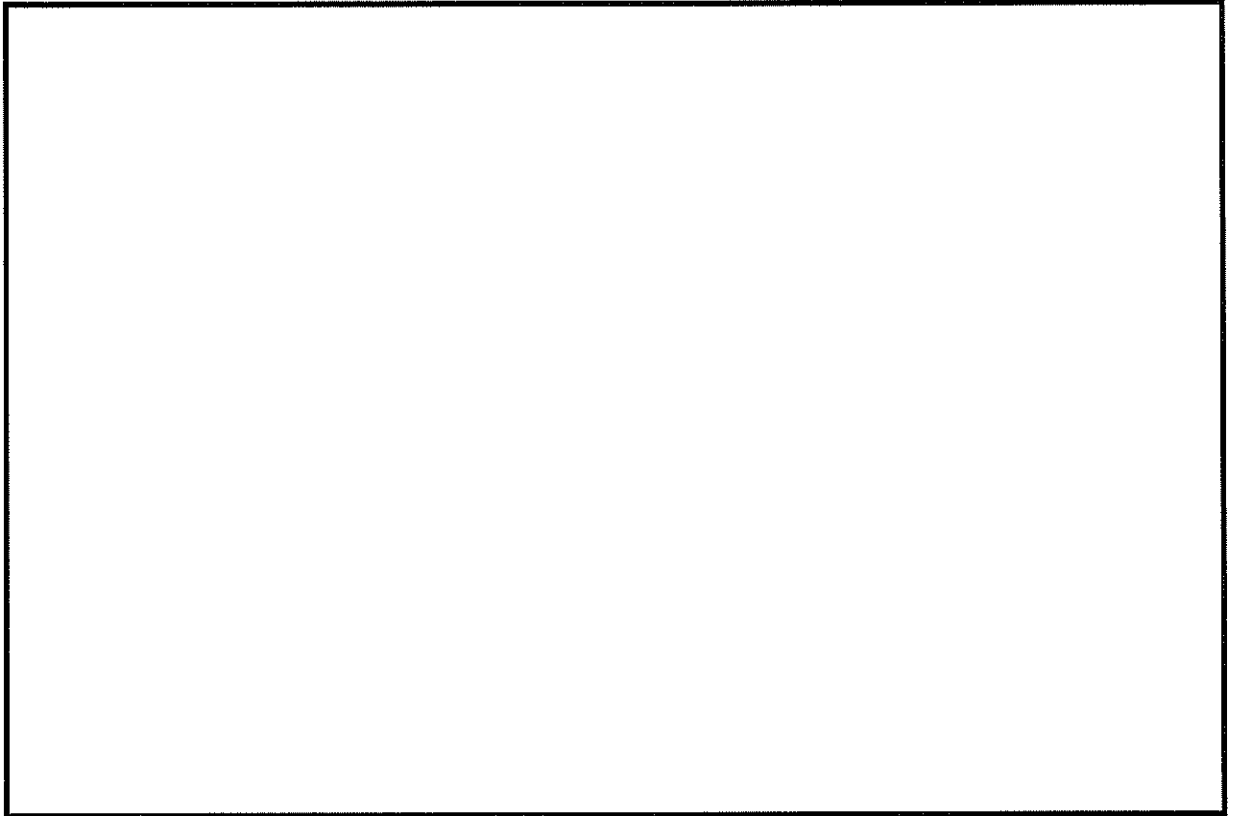


(a) 解析モデル全体

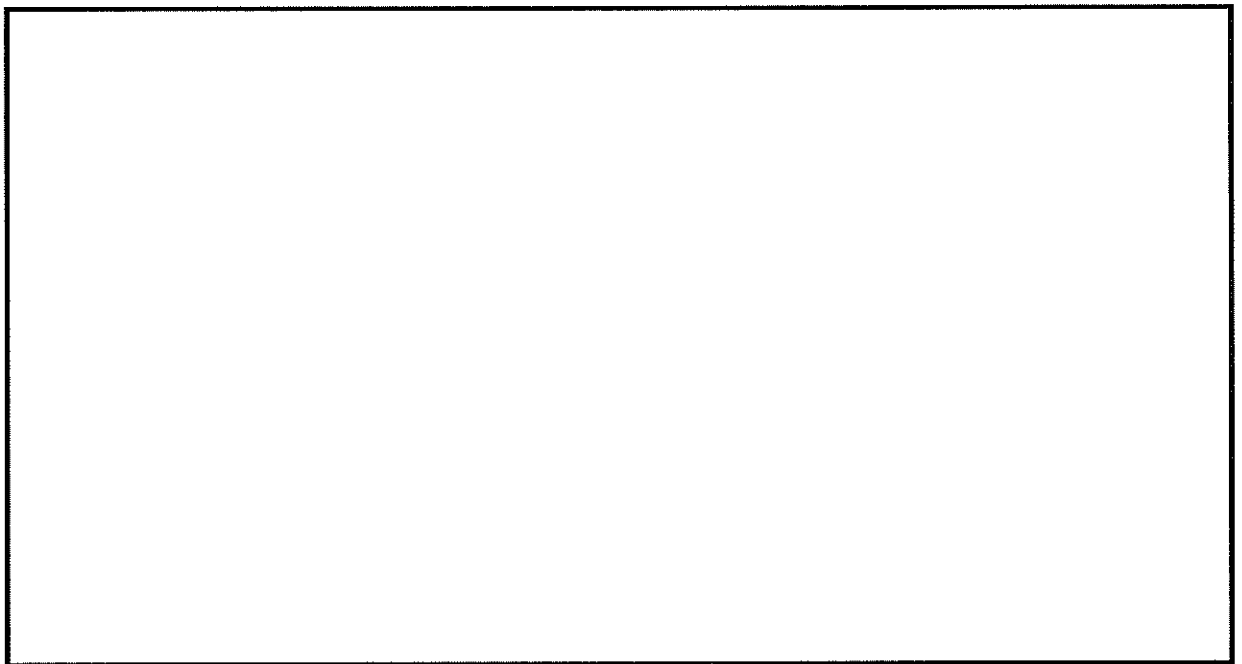


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

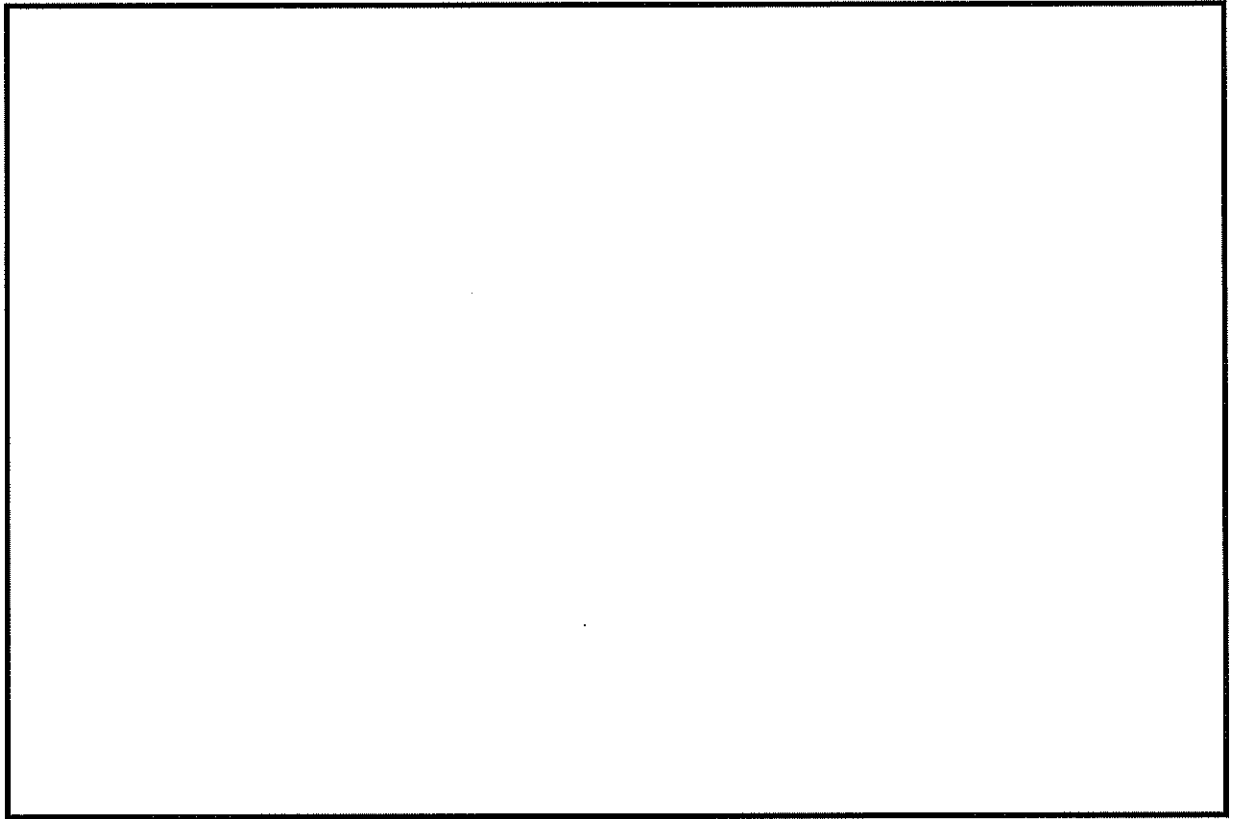


(a) 解析モデル全体

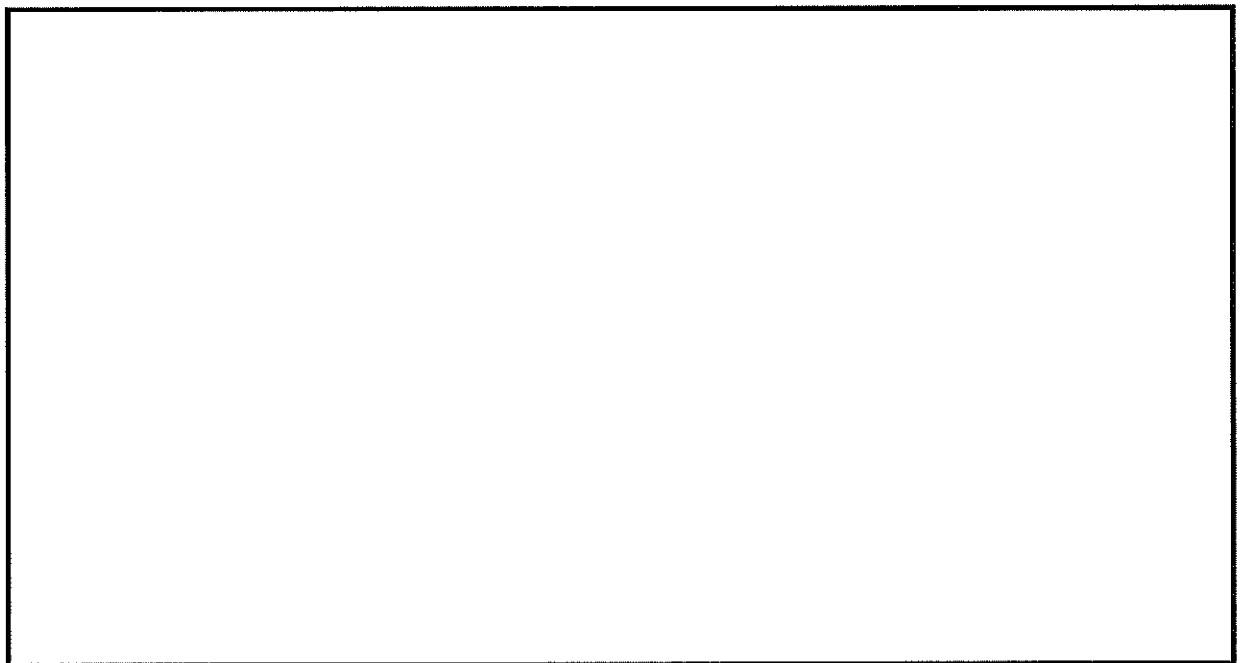


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

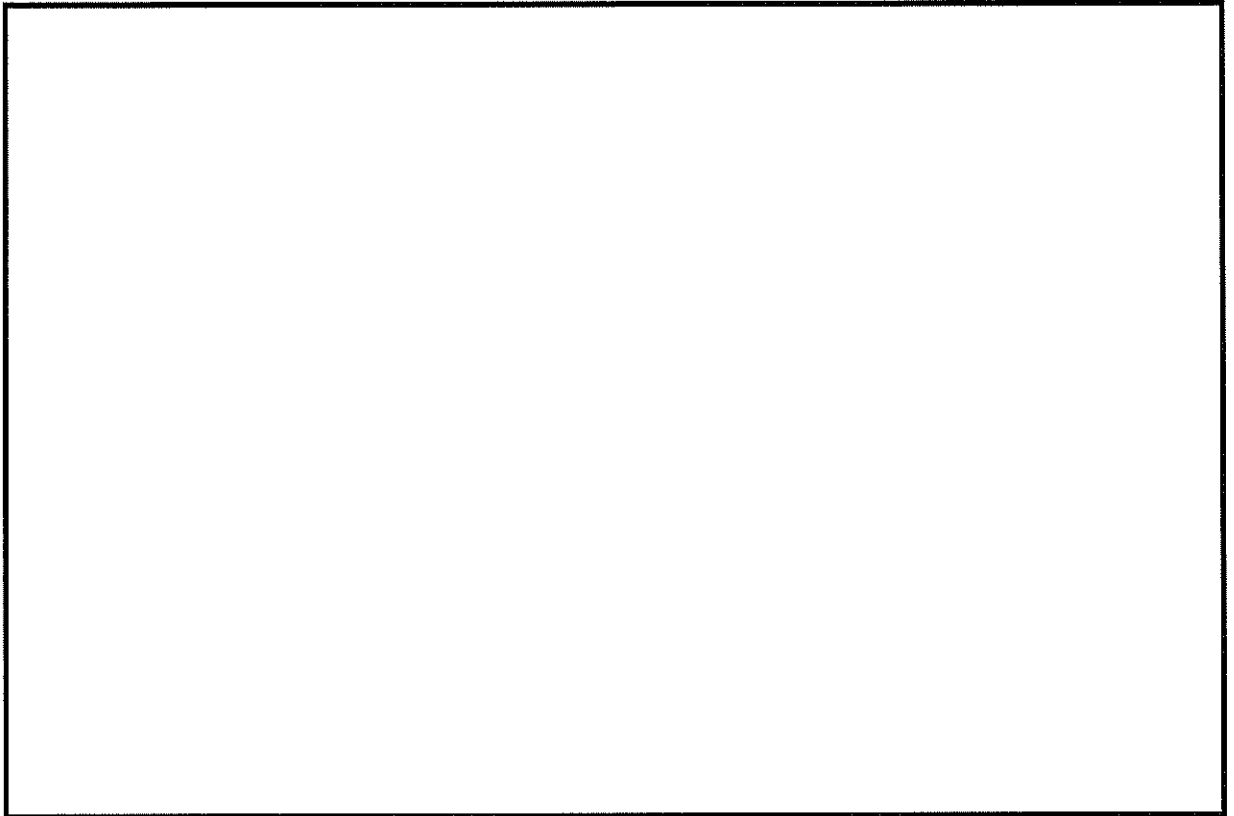


(a) 解析モデル全体

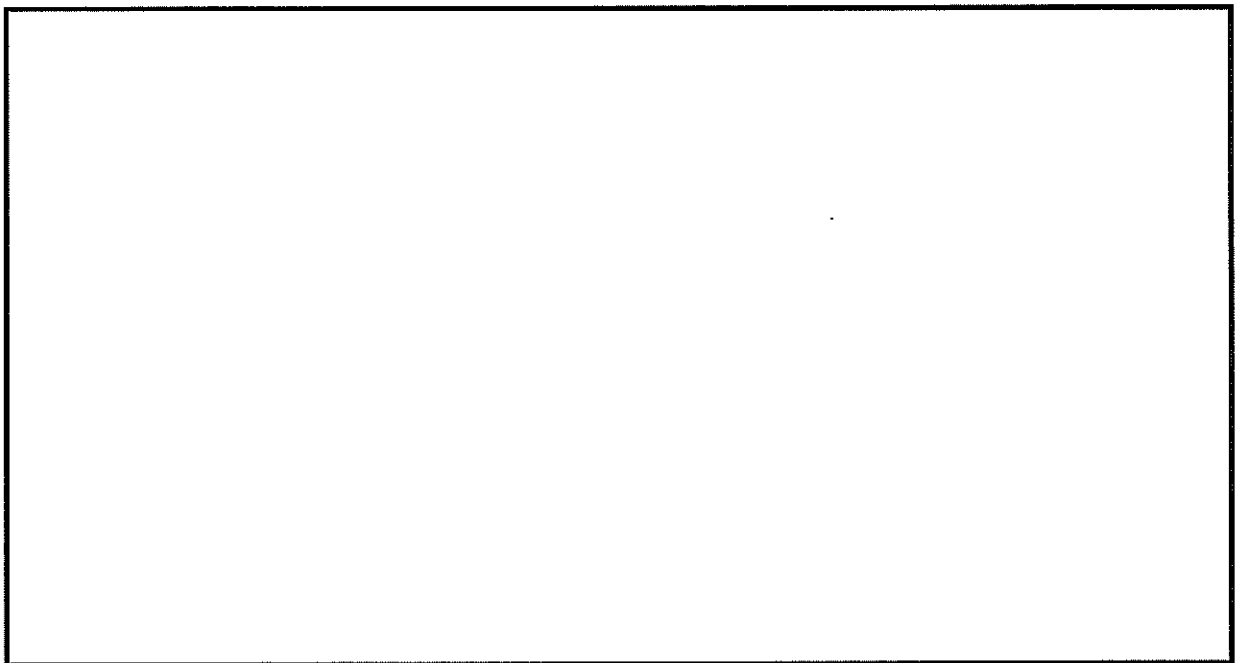


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

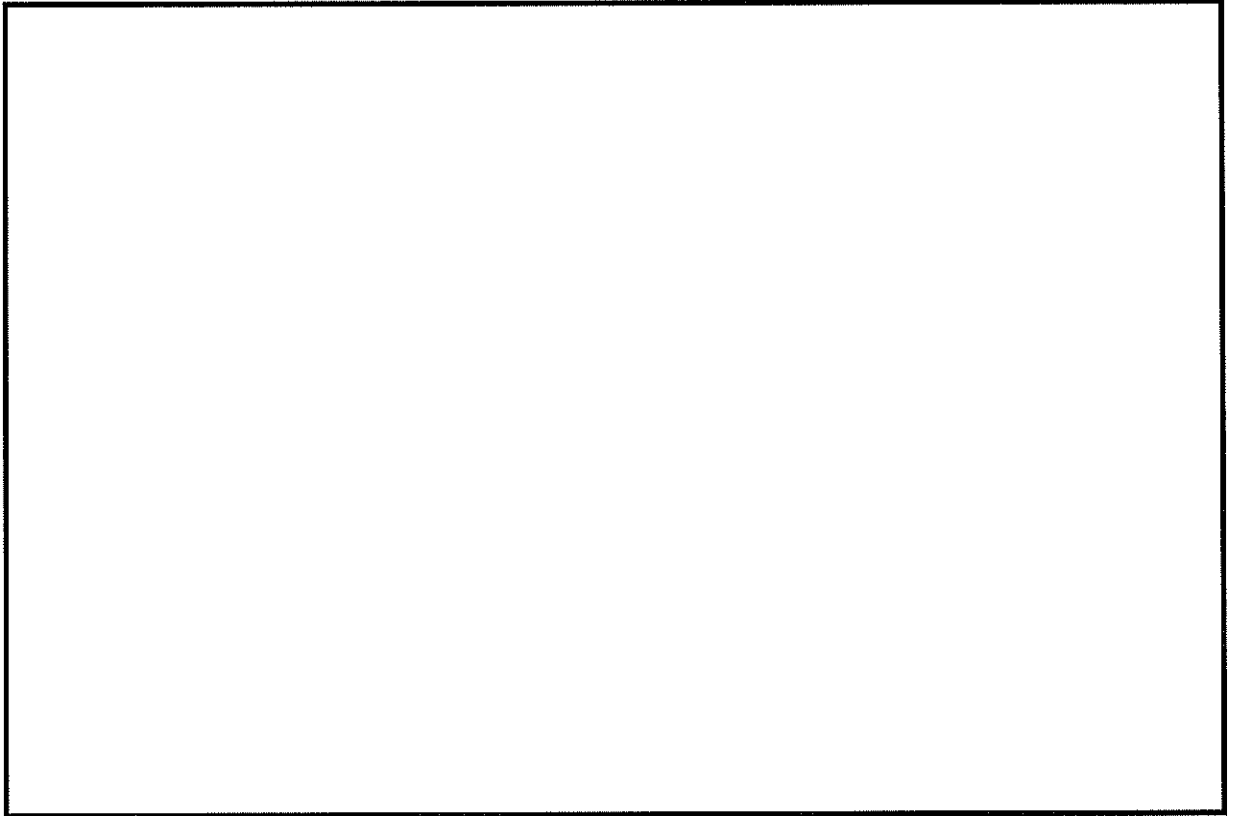


(a) 解析モデル全体

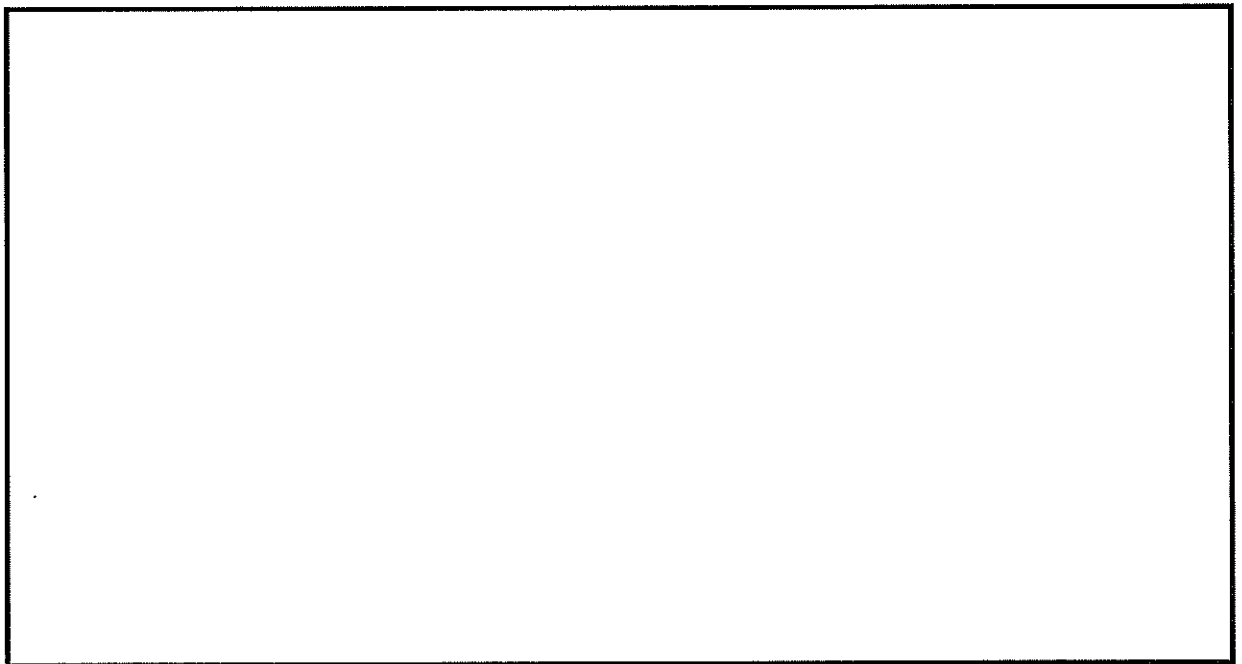


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (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)

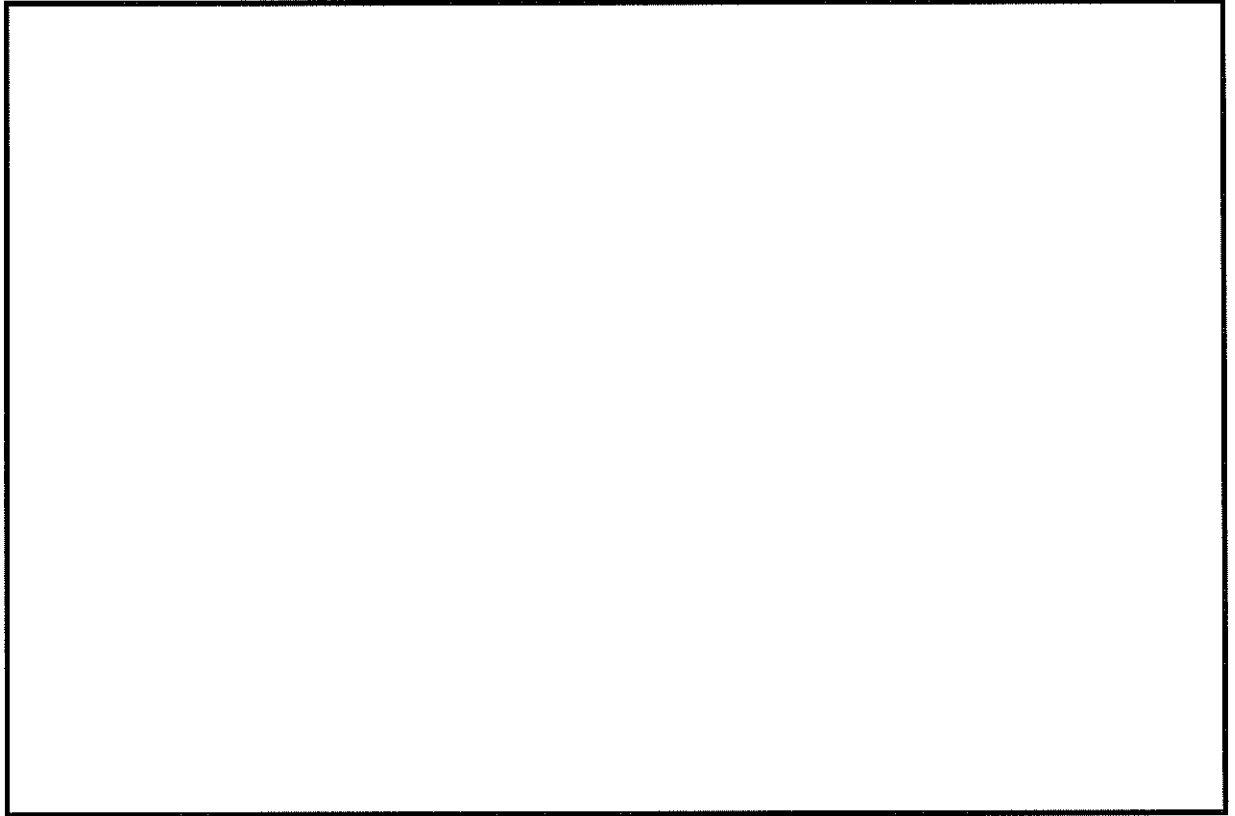


(a) 解析モデル全体

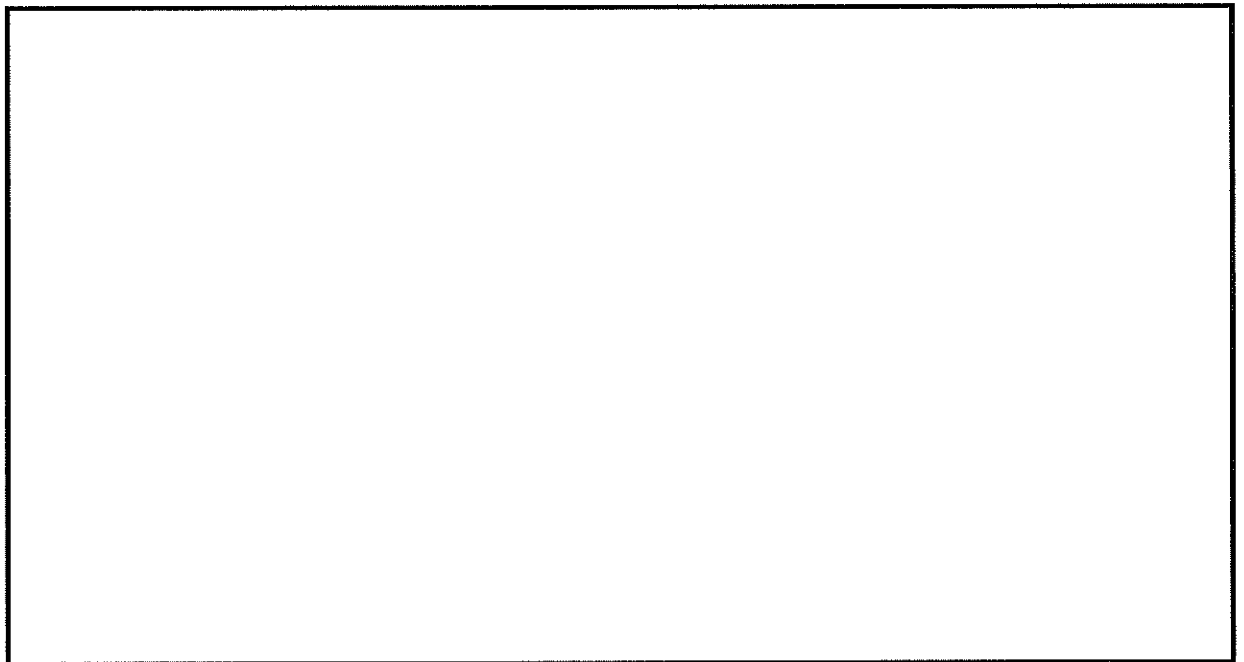


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (11) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (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)

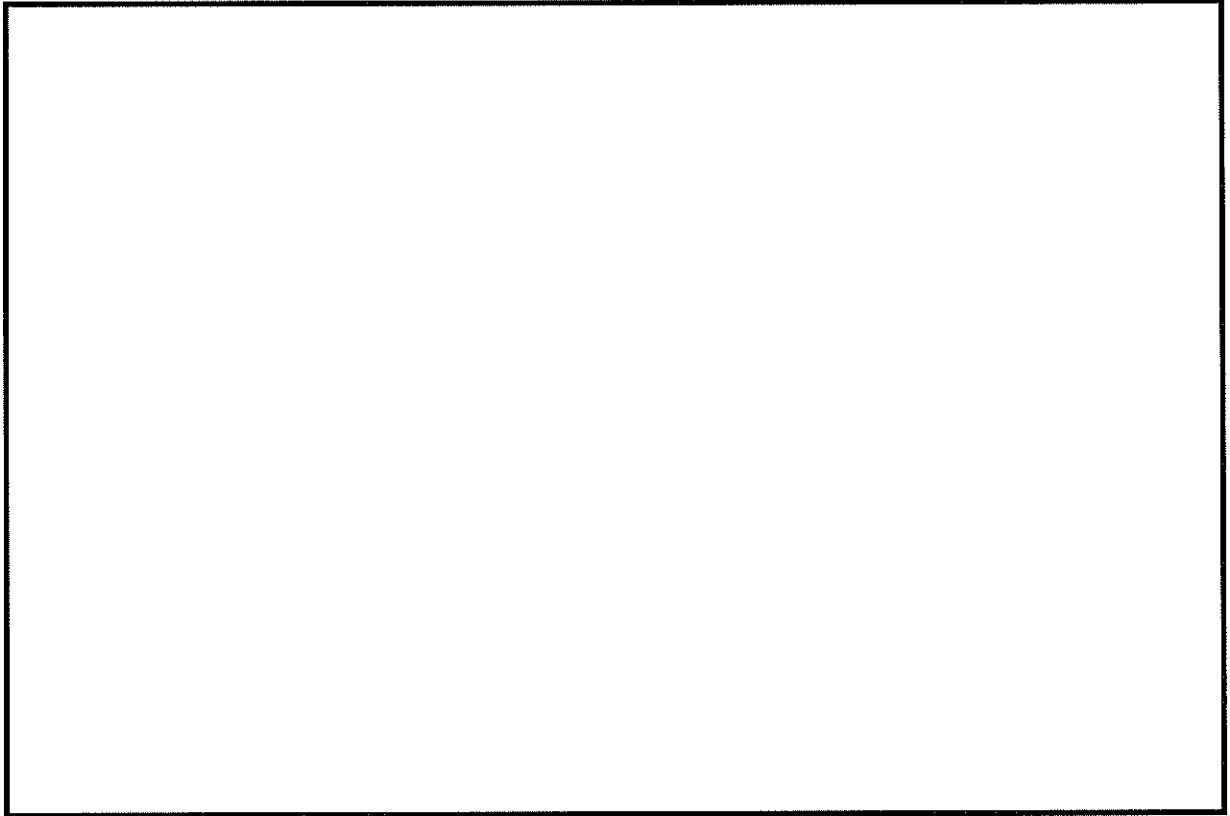


(a) 解析モデル全体

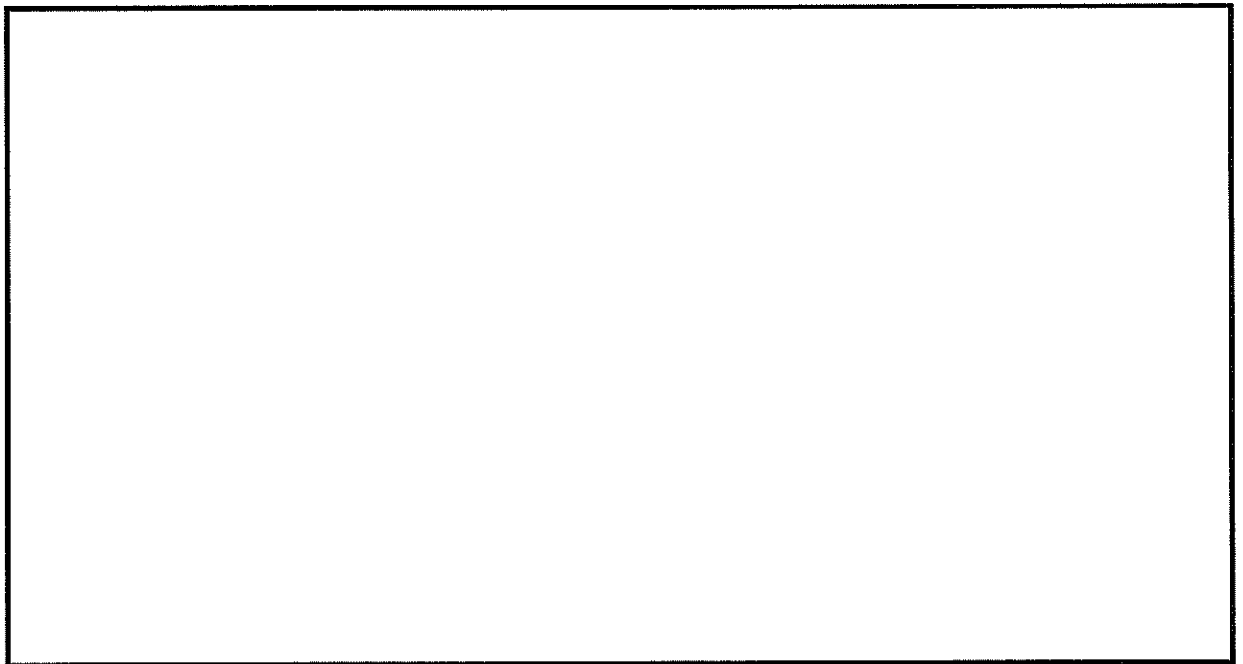


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (12) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

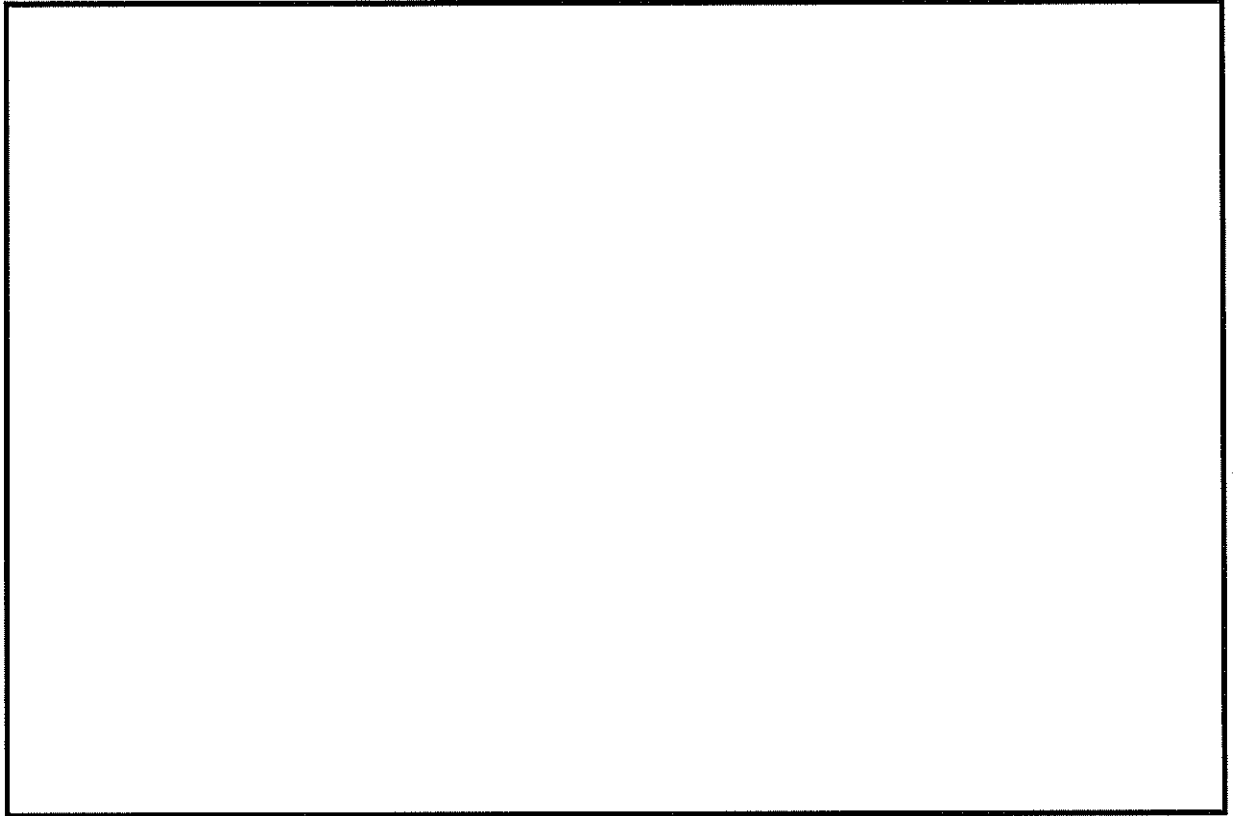


(a) 解析モデル全体

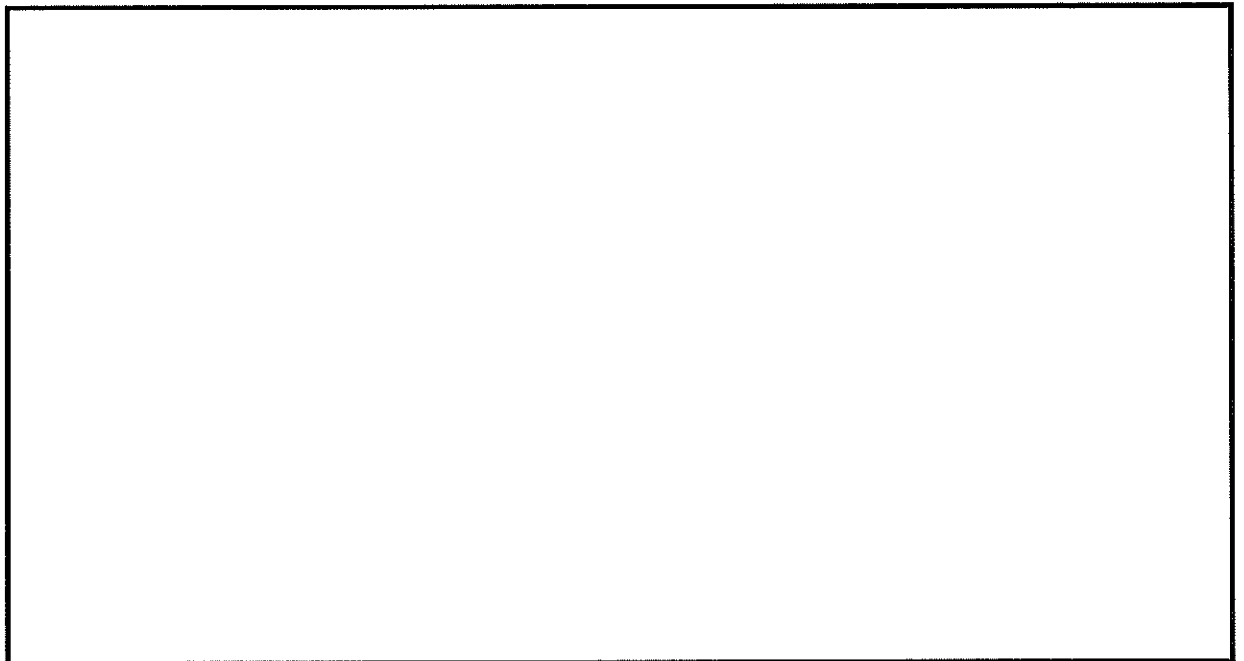


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (13) 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②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

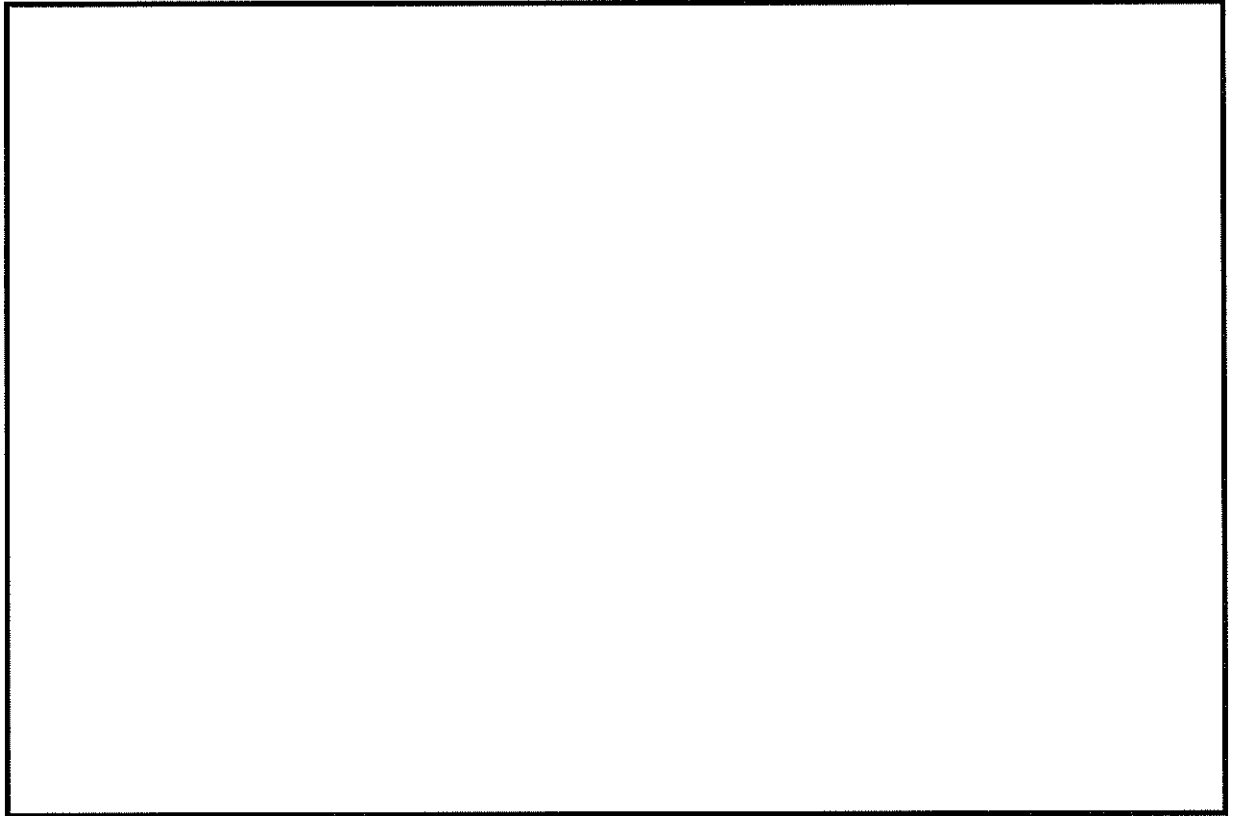


(a) 解析モデル全体

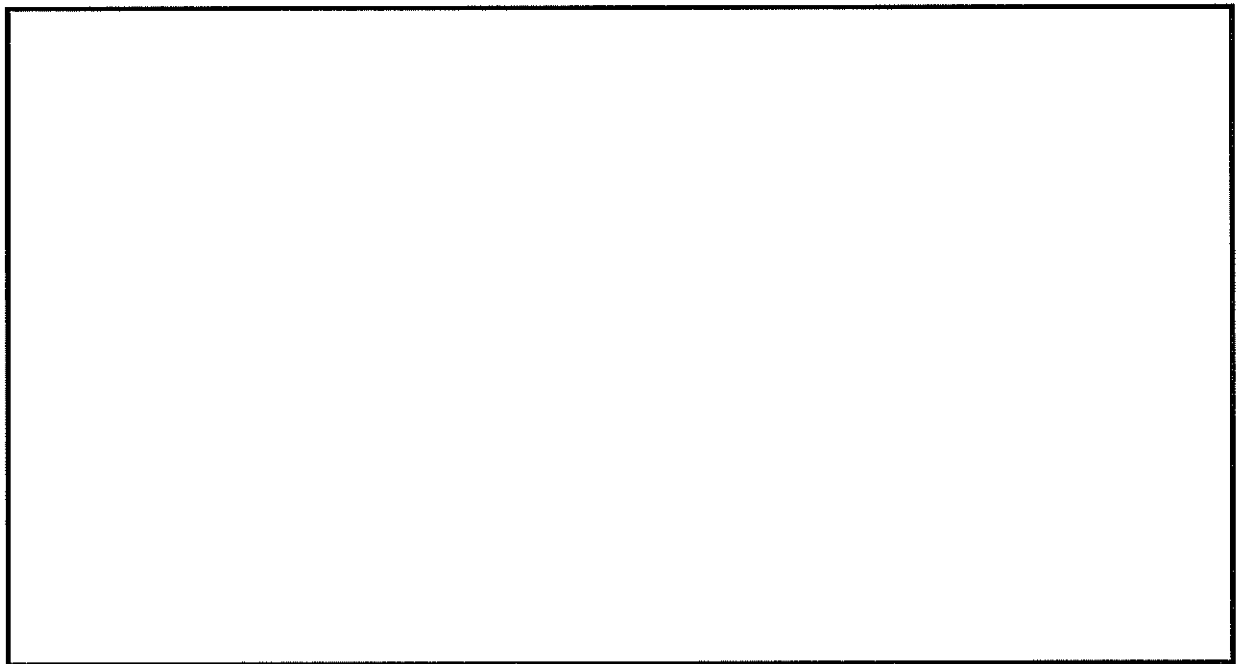


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (14) 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③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

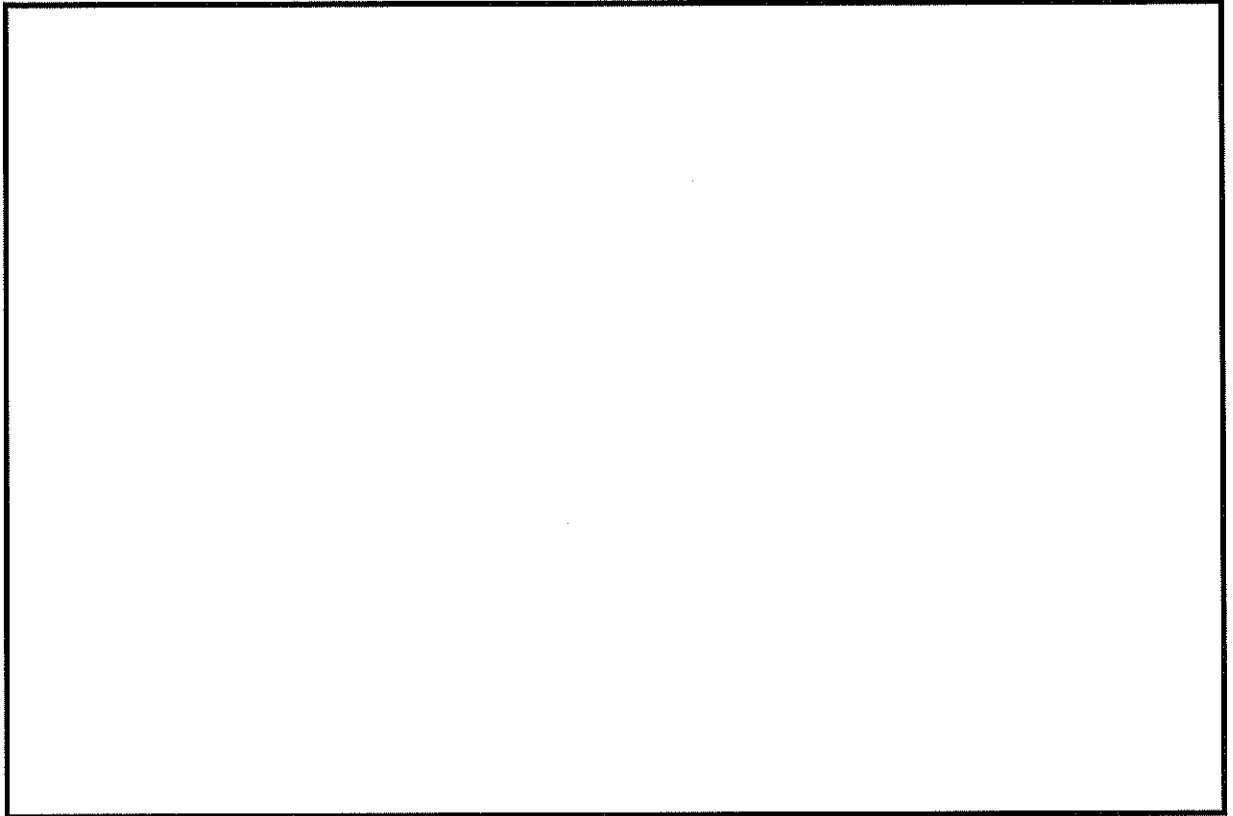


(a) 解析モデル全体

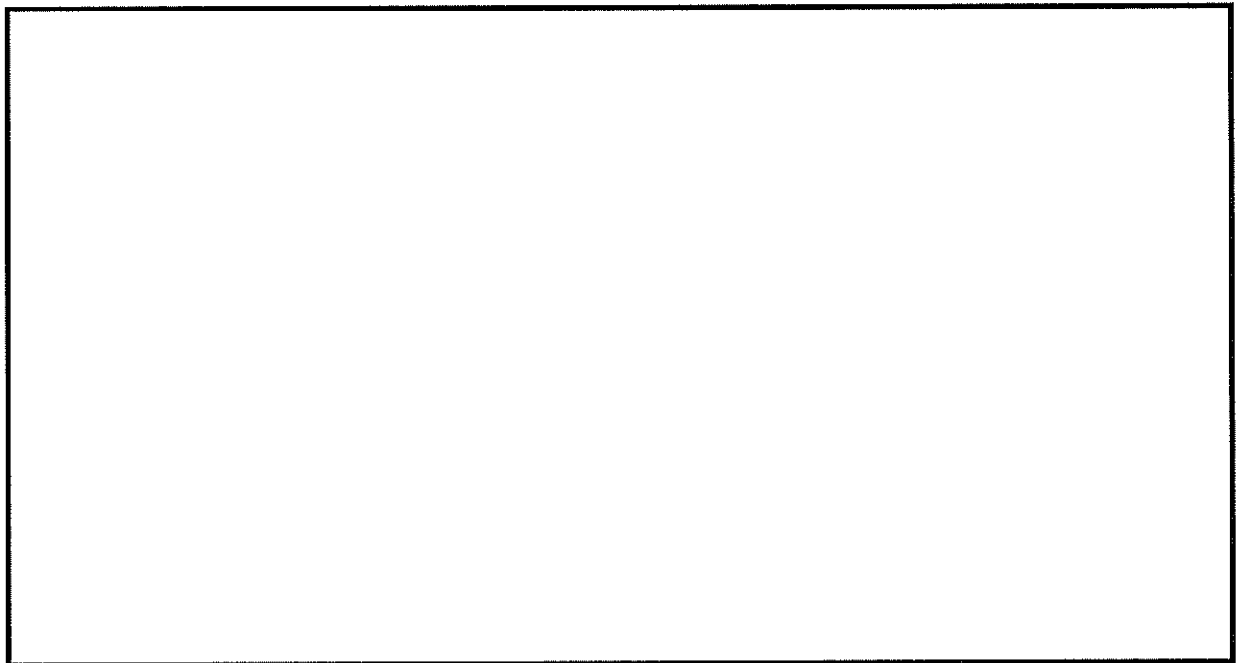


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (15) 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④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

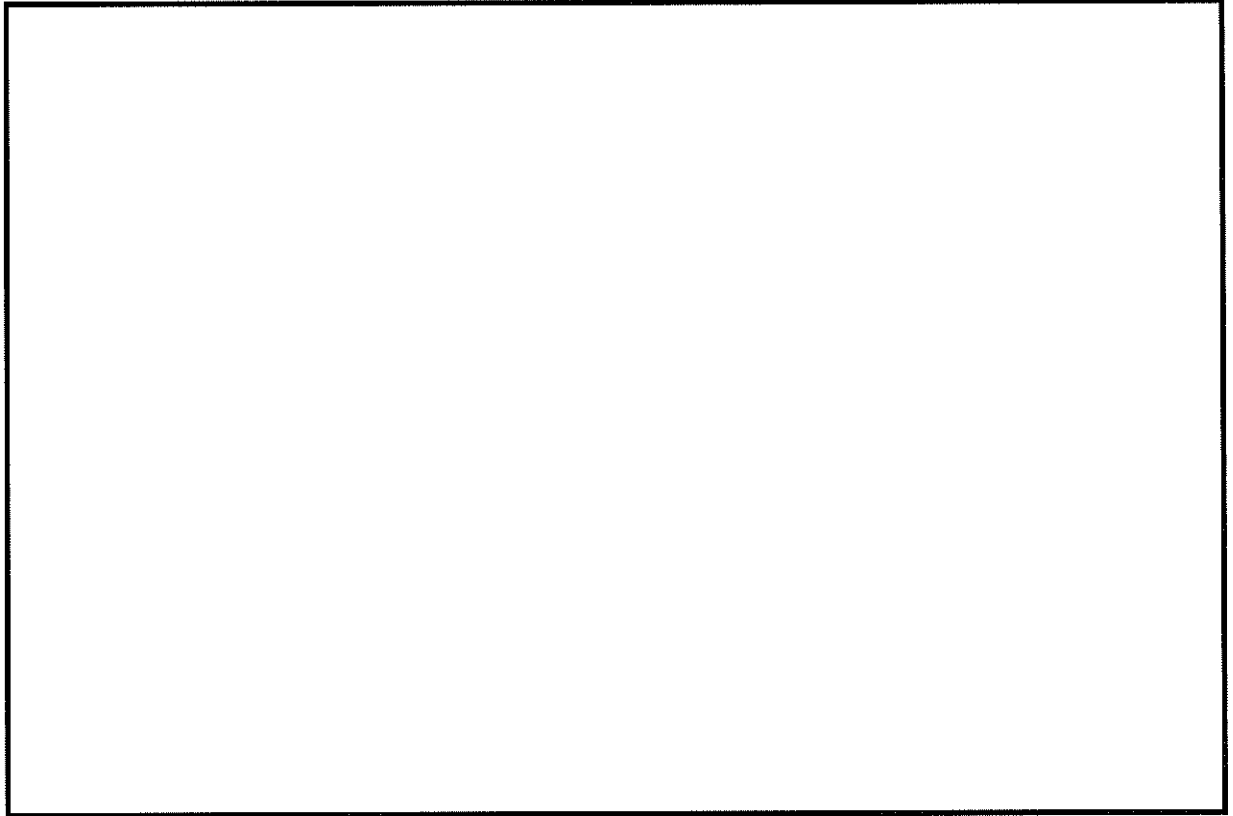


(a) 解析モデル全体

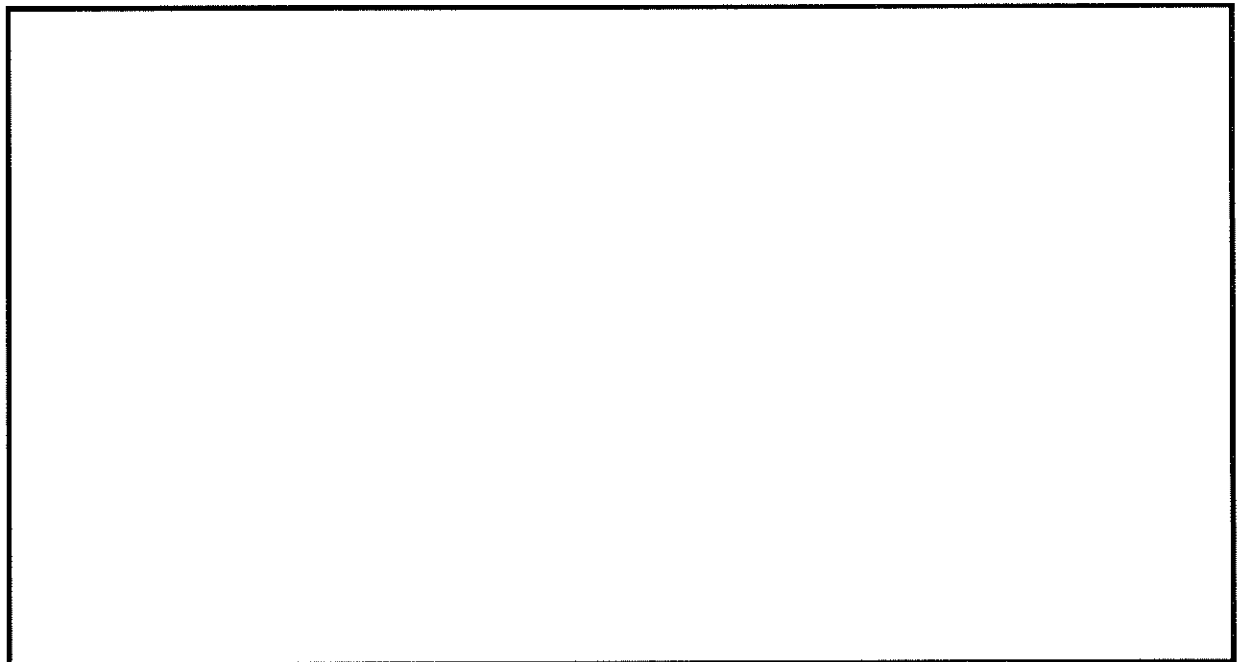


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-7 (16) 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

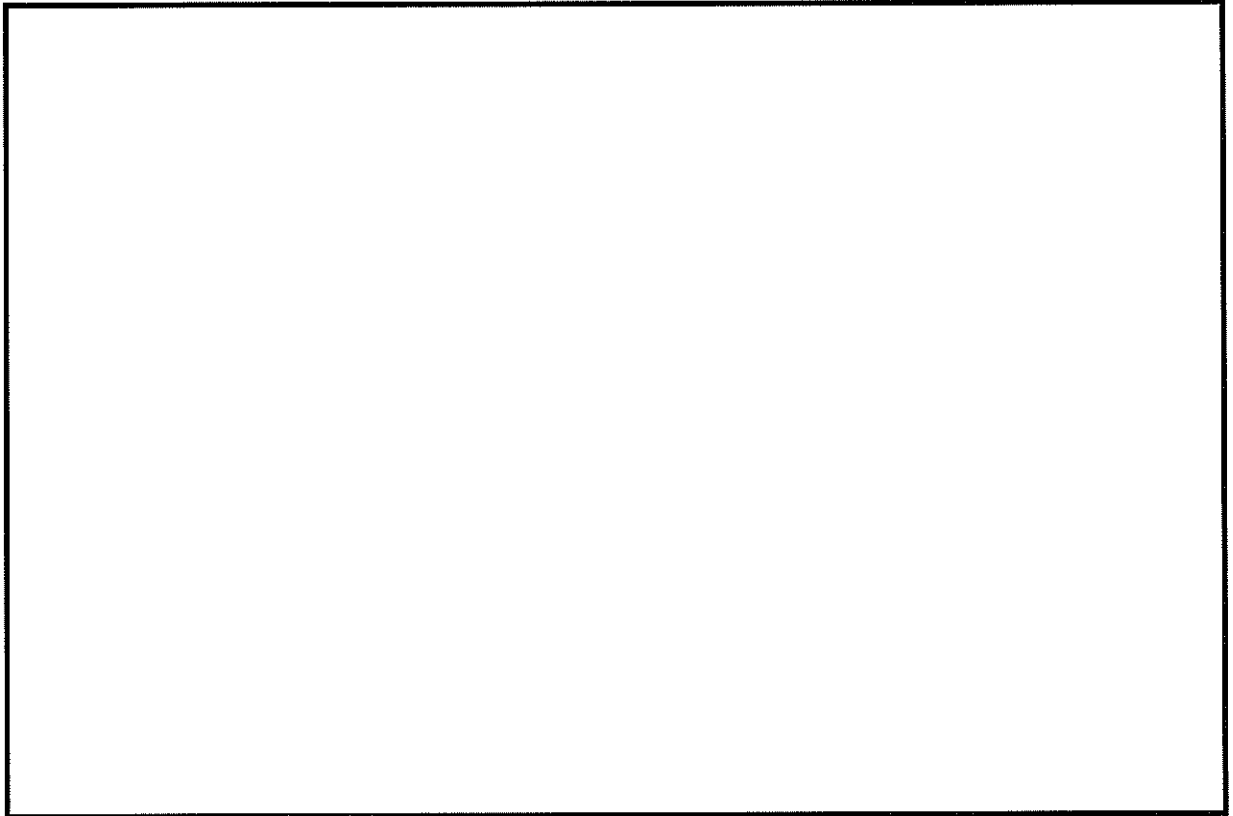


(b) 構造物周辺拡大図

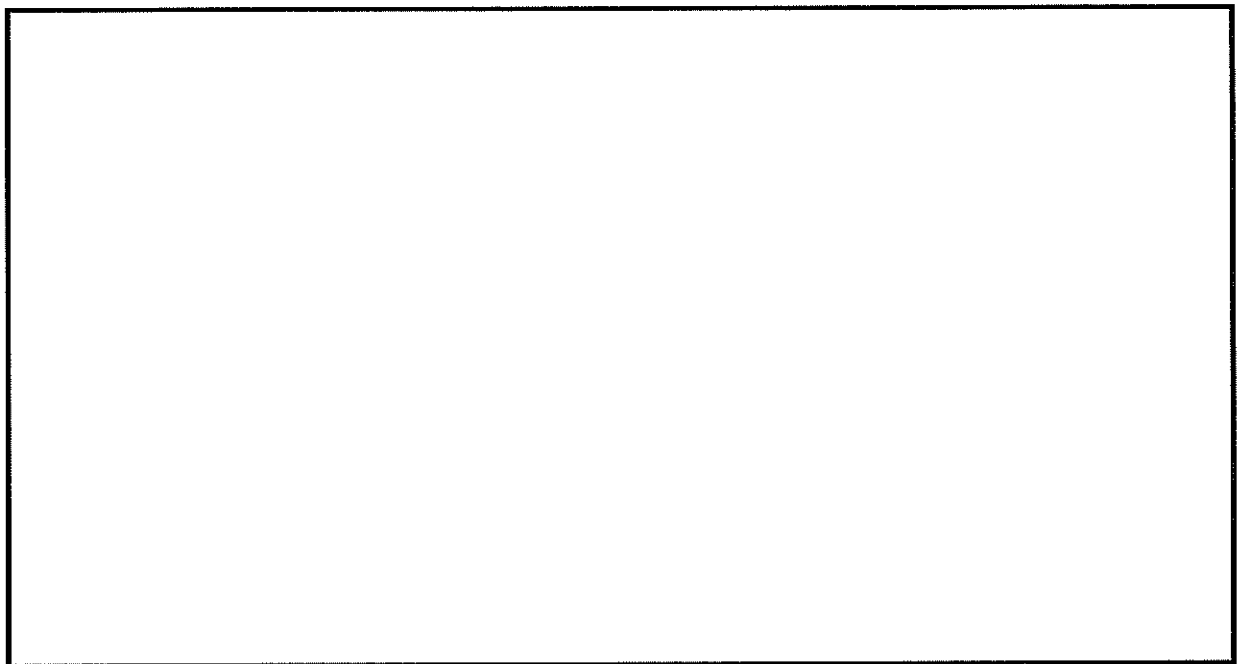
図 8.4-7 (17) 東西方向断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)

(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)

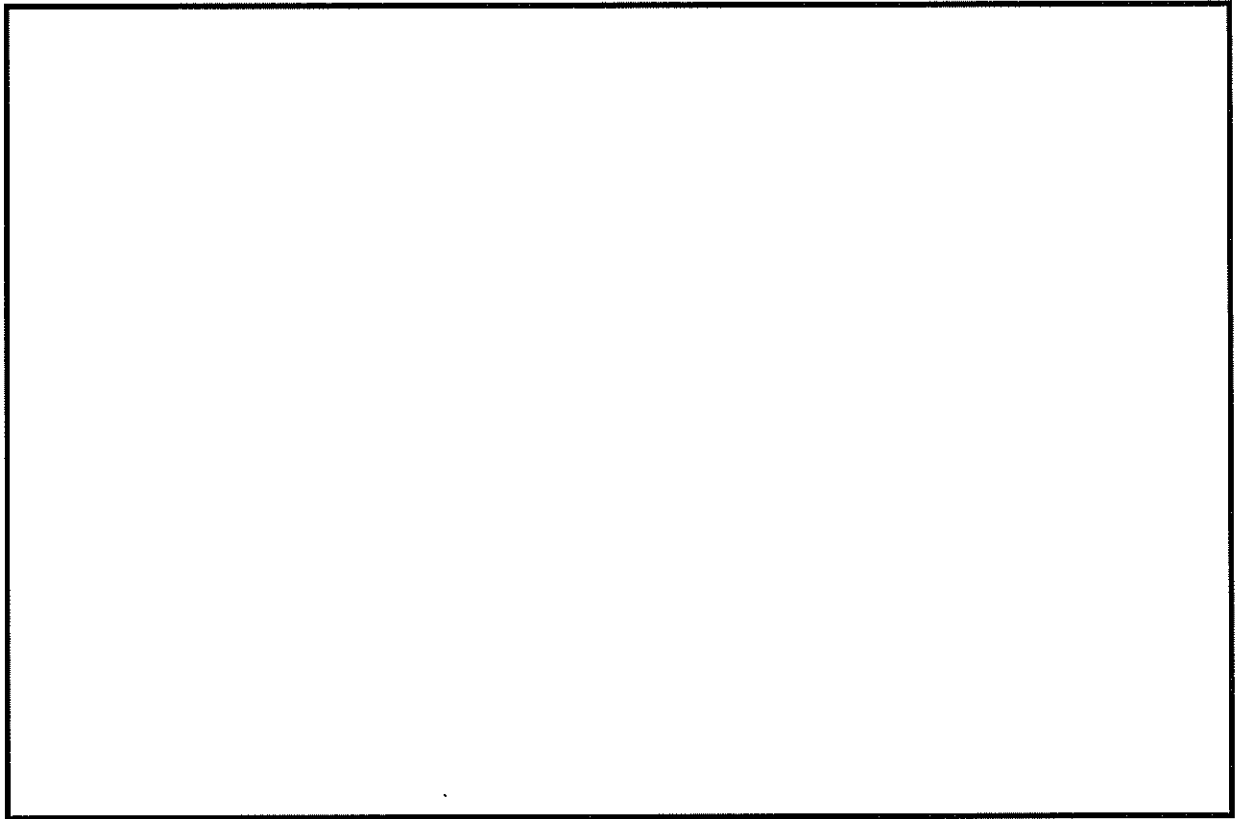


(a) 解析モデル全体

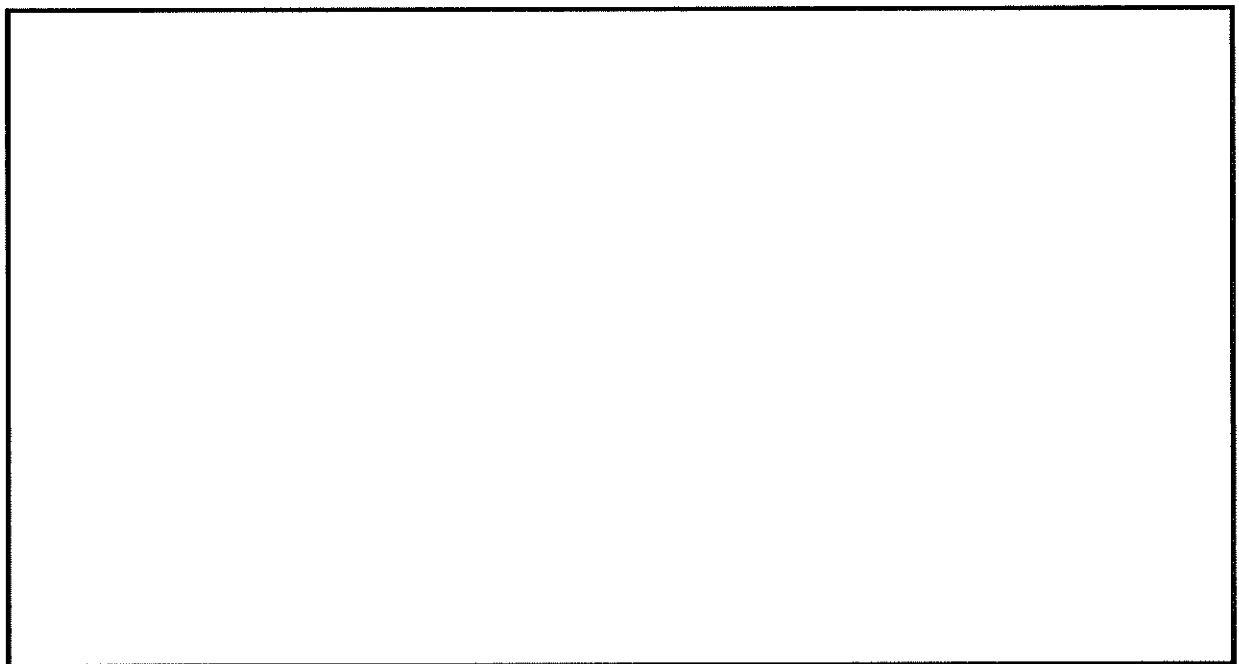


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (1) 南北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)

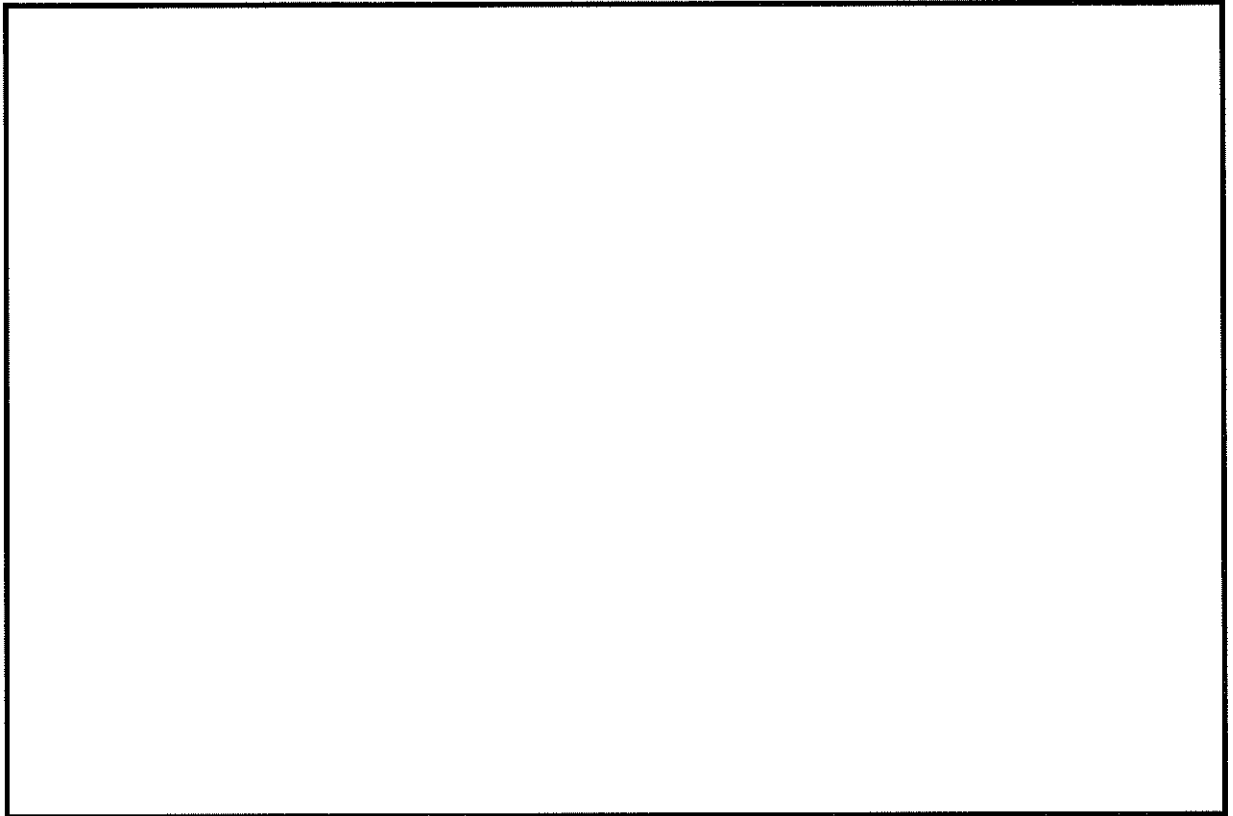


(a) 解析モデル全体

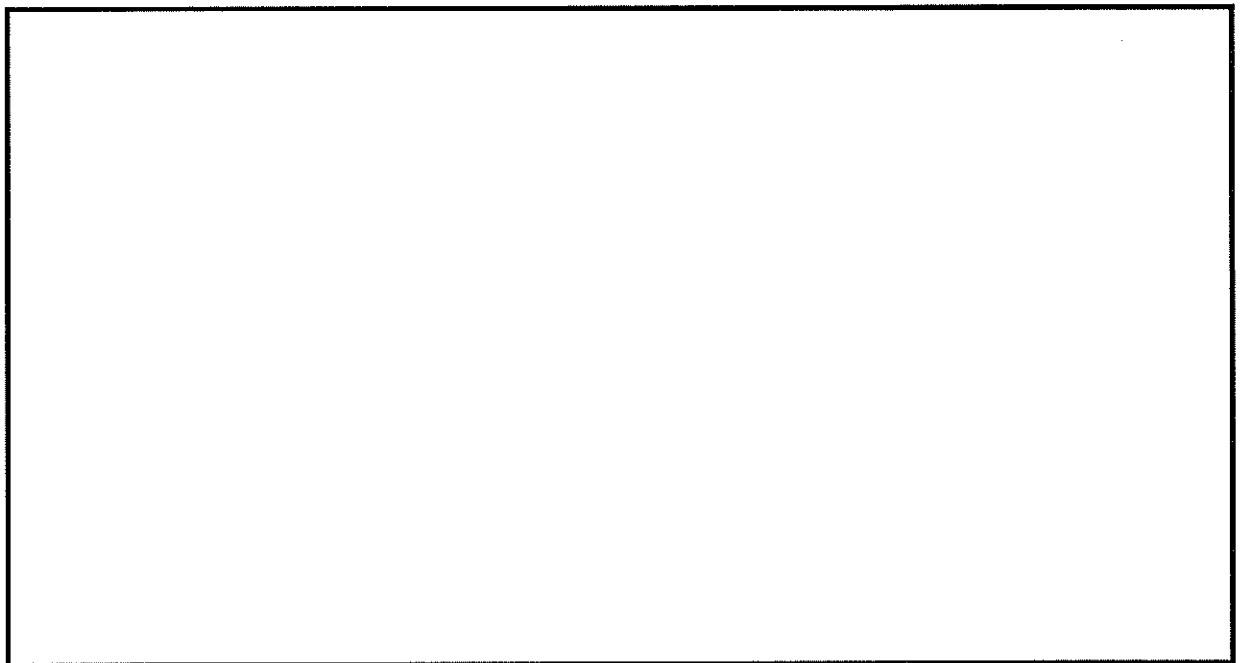


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (2) 南北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)

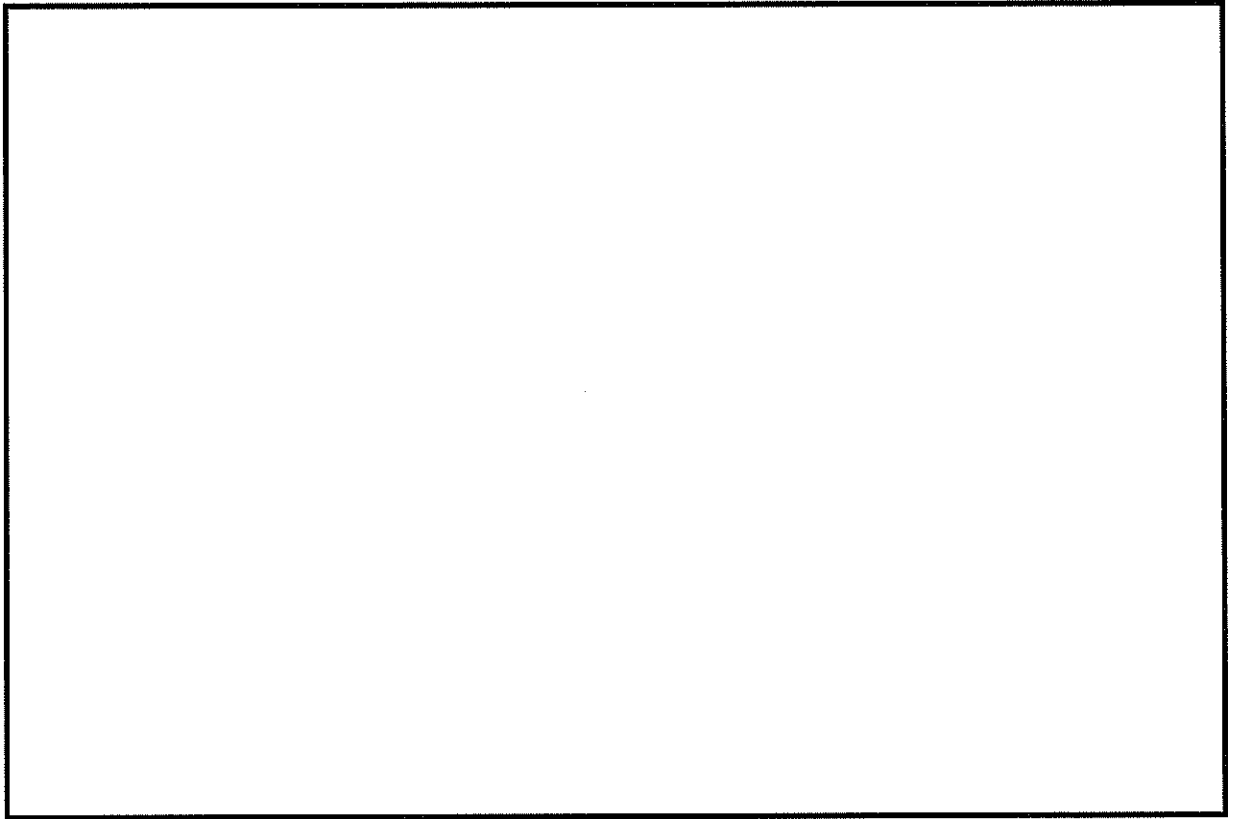


(a) 解析モデル全体

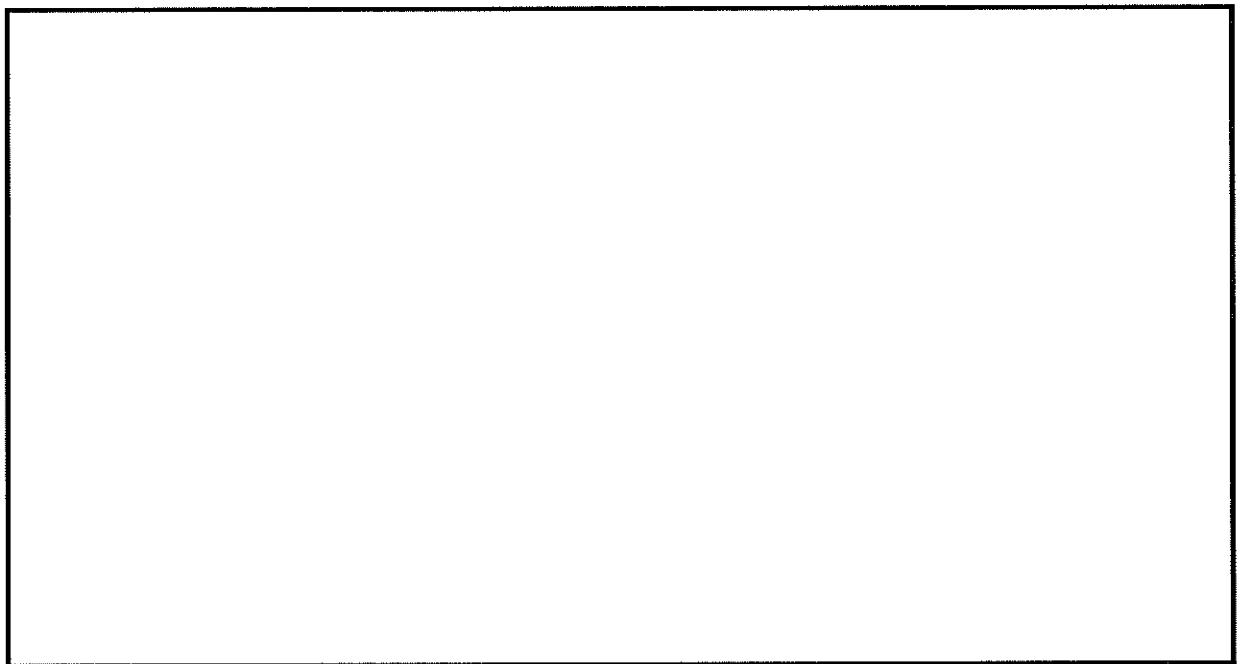


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (3) 南北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)

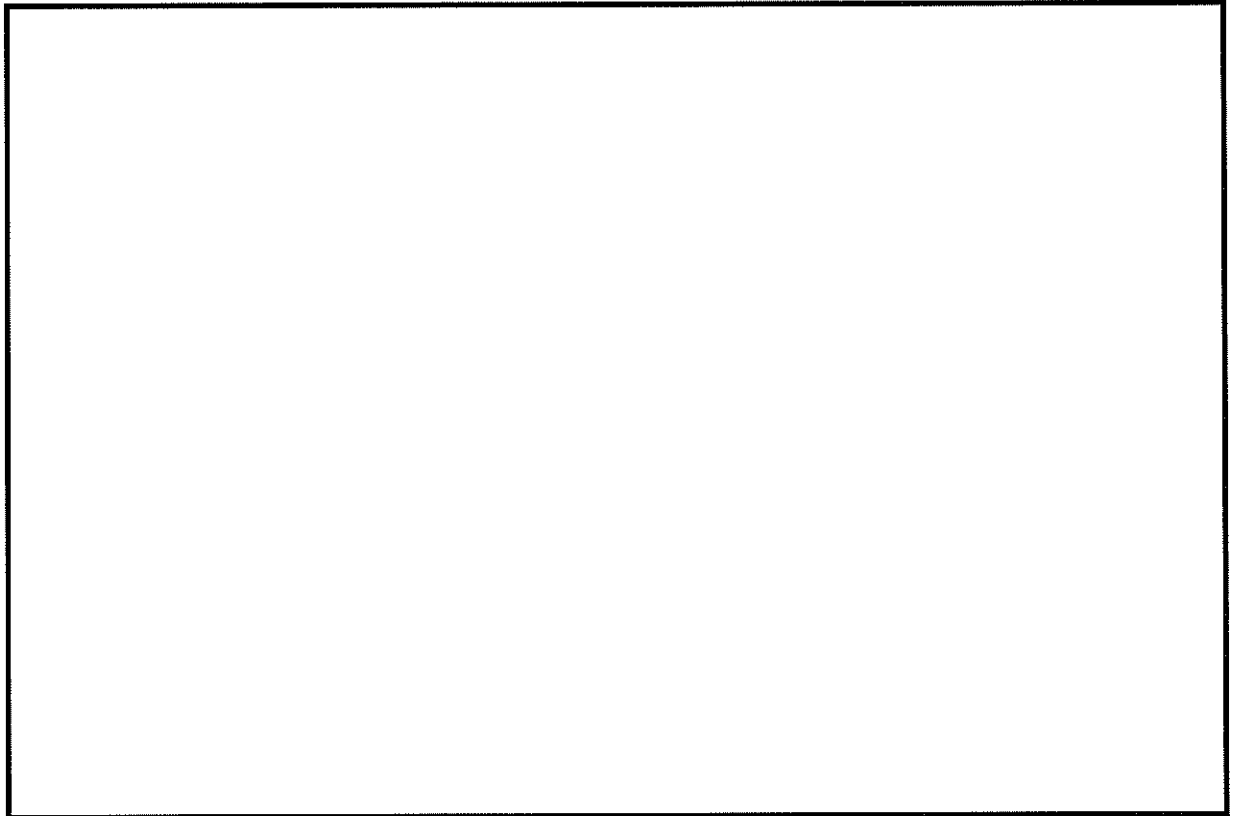


(a) 解析モデル全体

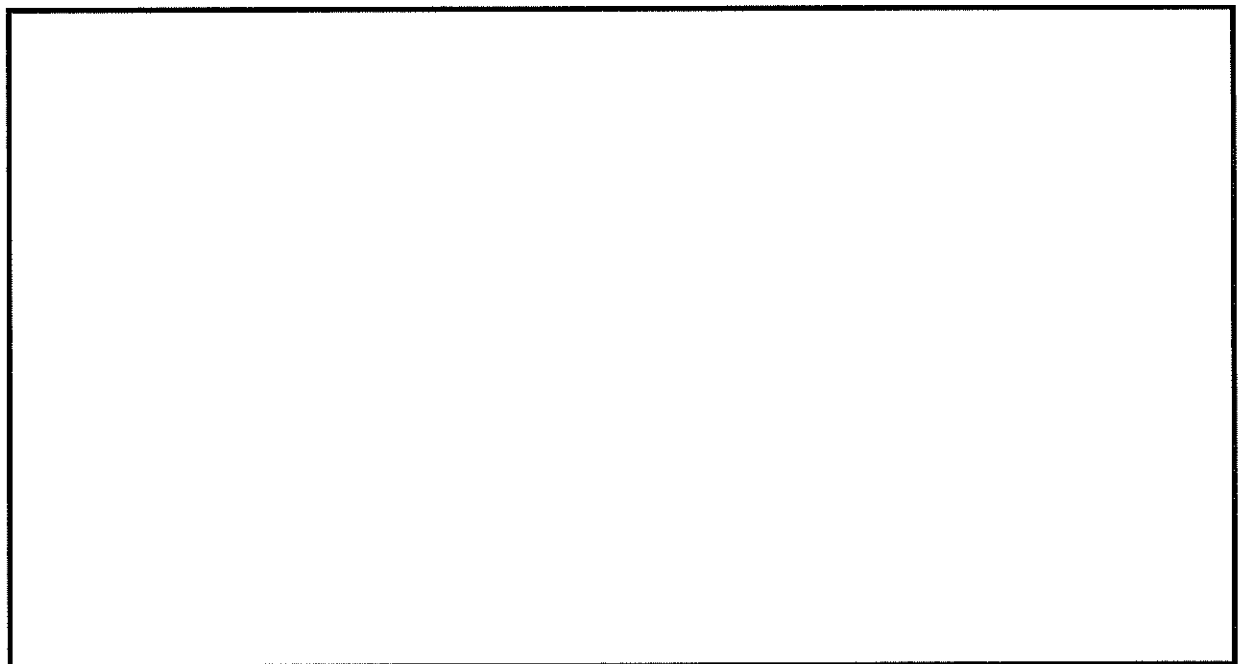


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (4) 南北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)

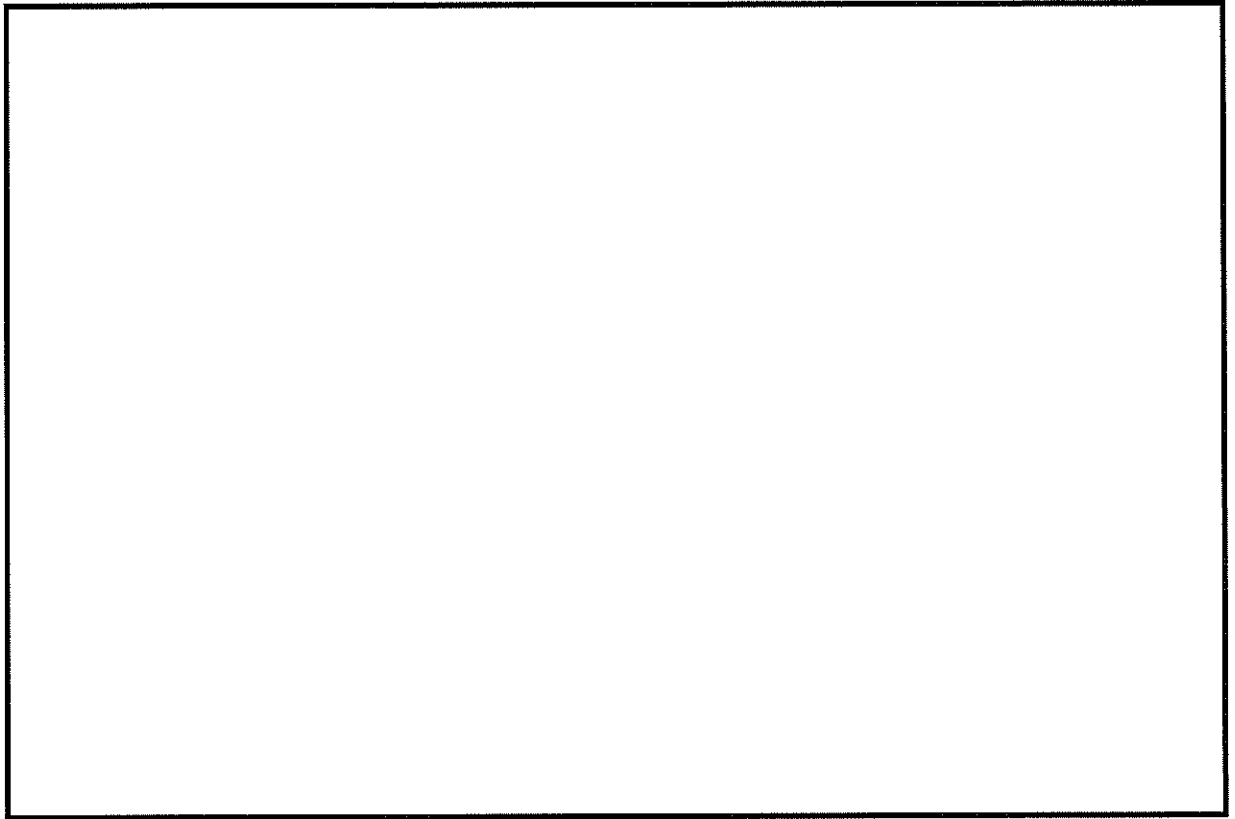


(a) 解析モデル全体

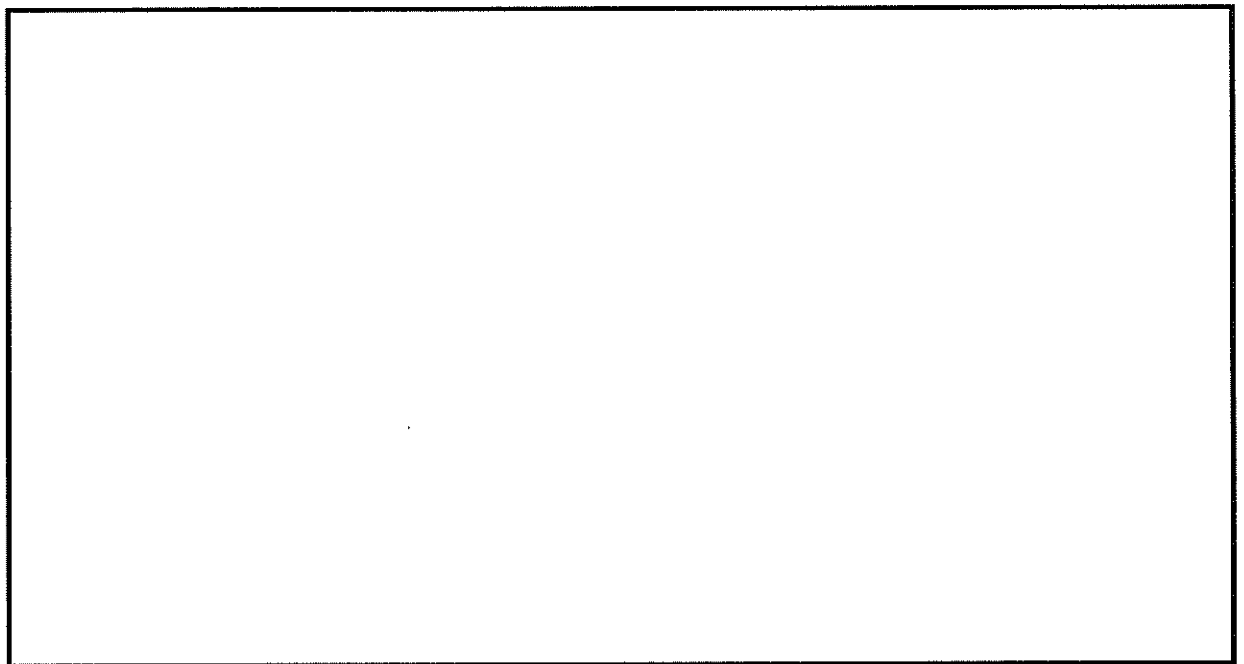


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (5) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

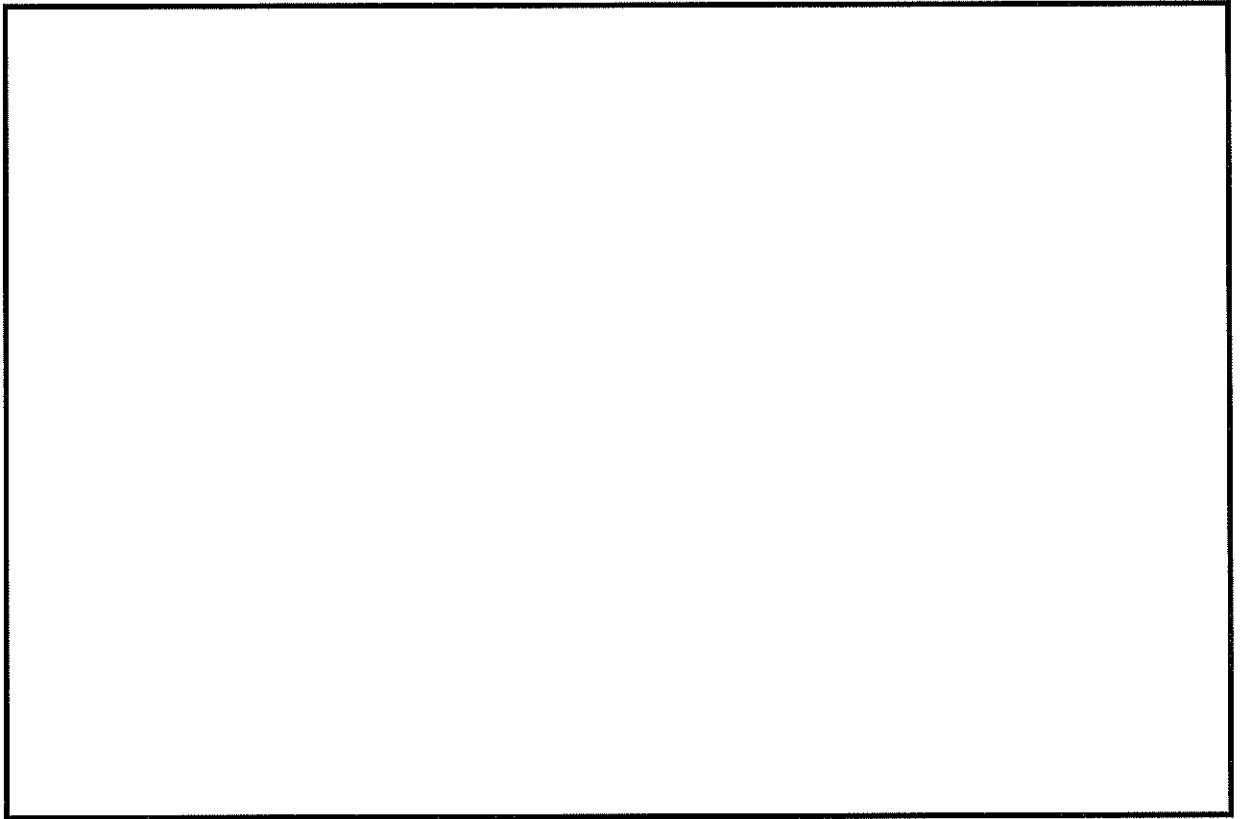


(a) 解析モデル全体

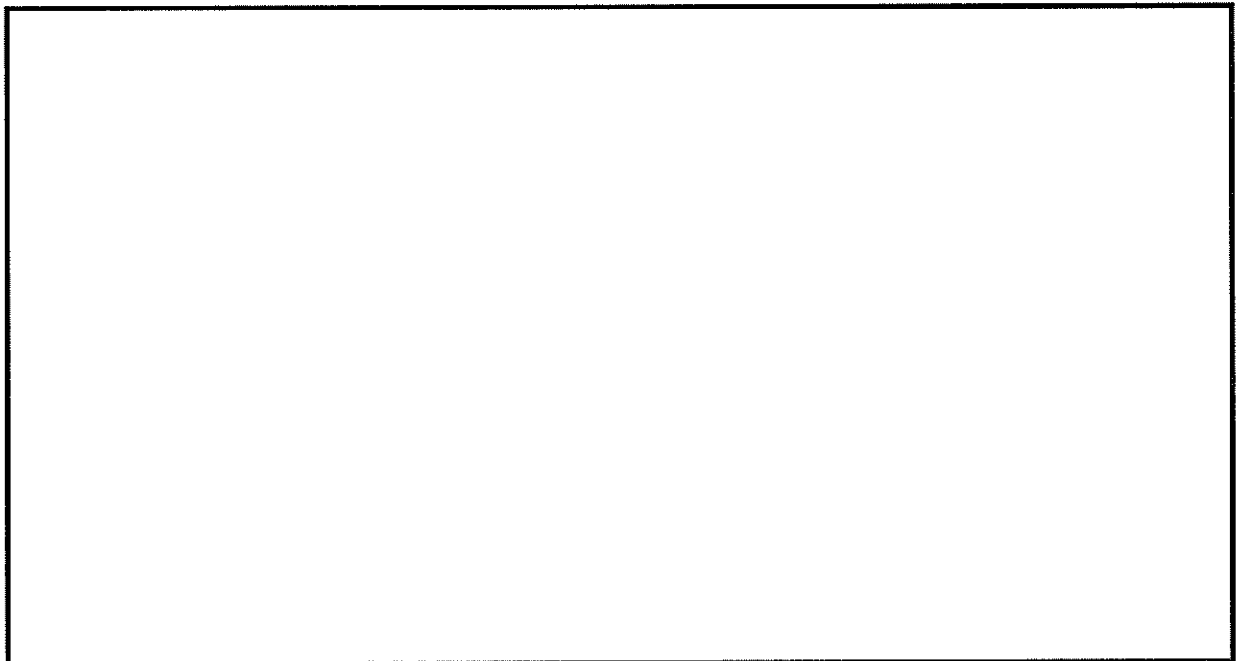


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (6) 南北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)

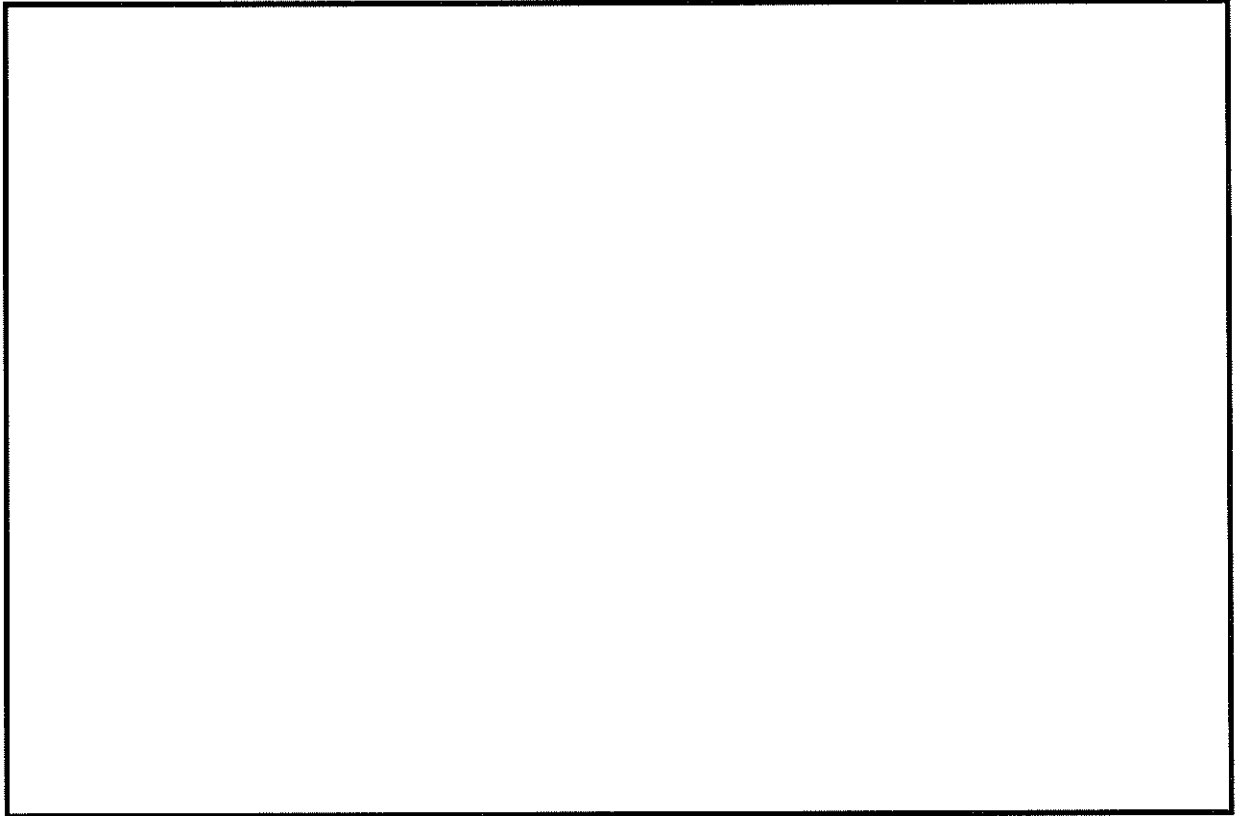


(a) 解析モデル全体

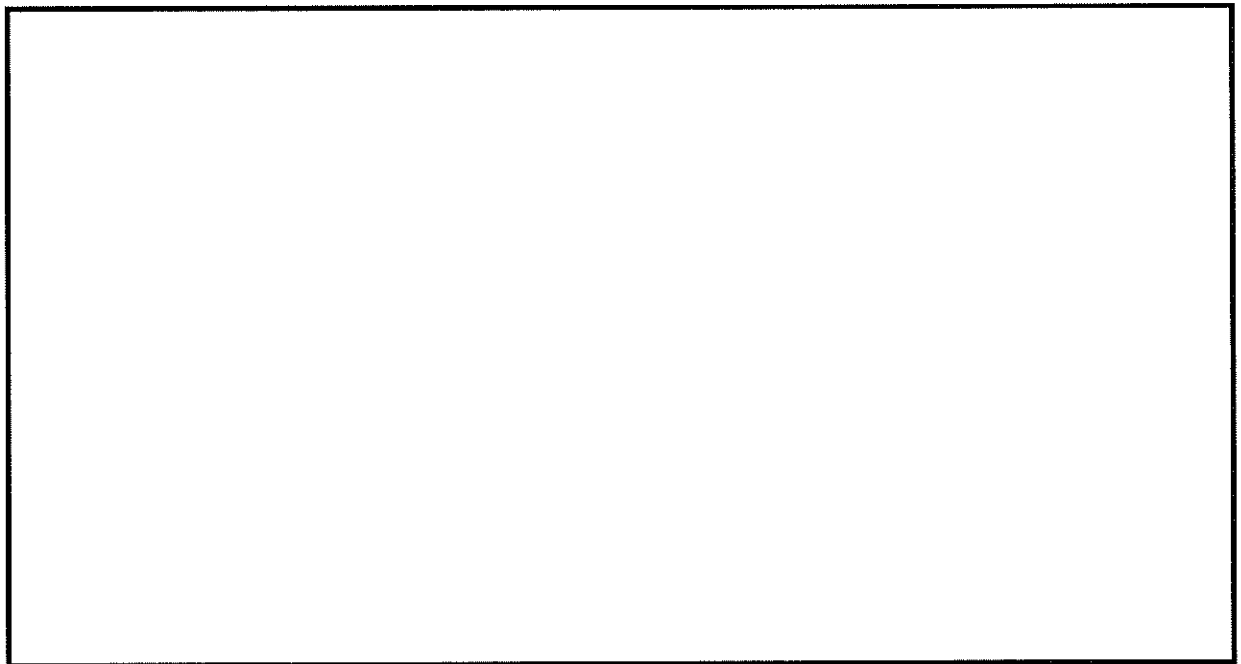


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (7) 南北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)

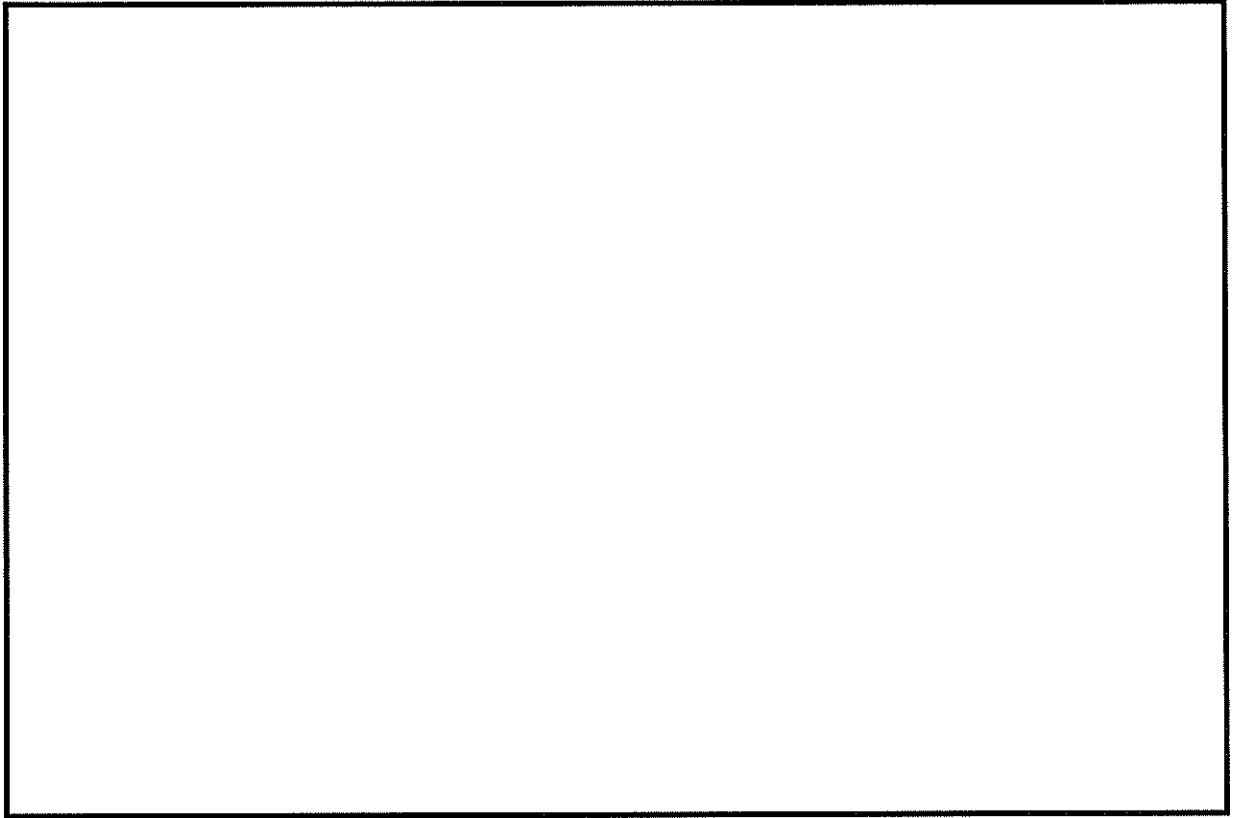


(a) 解析モデル全体

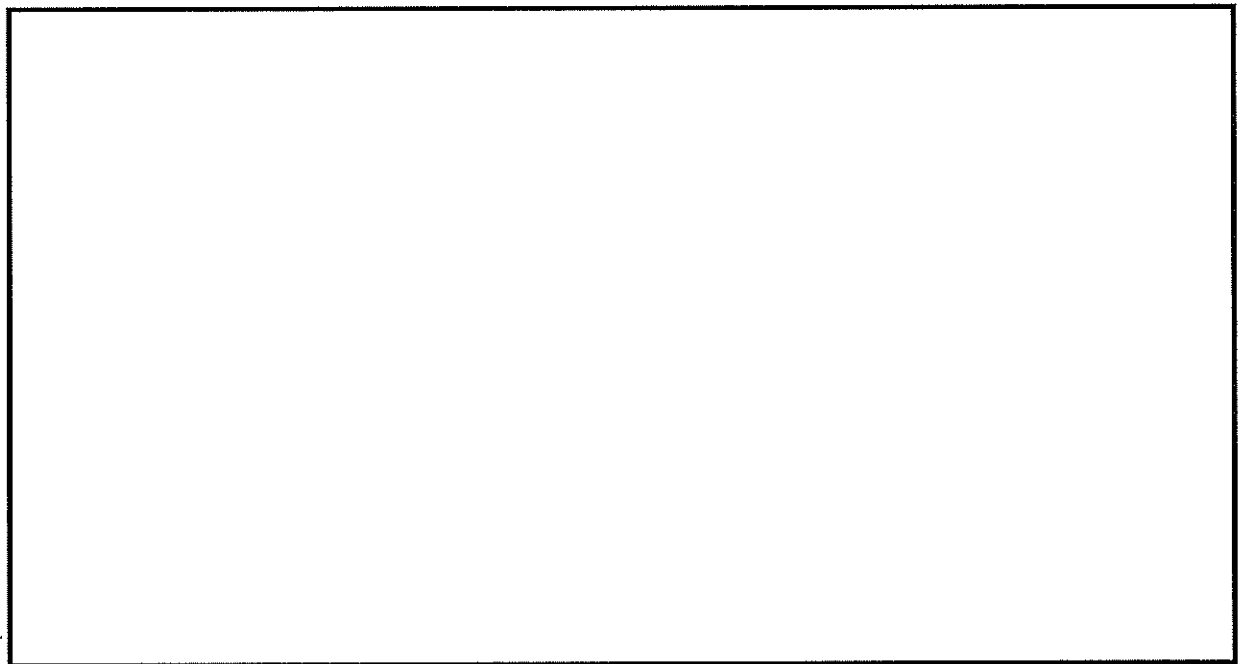


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (8) 南北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)

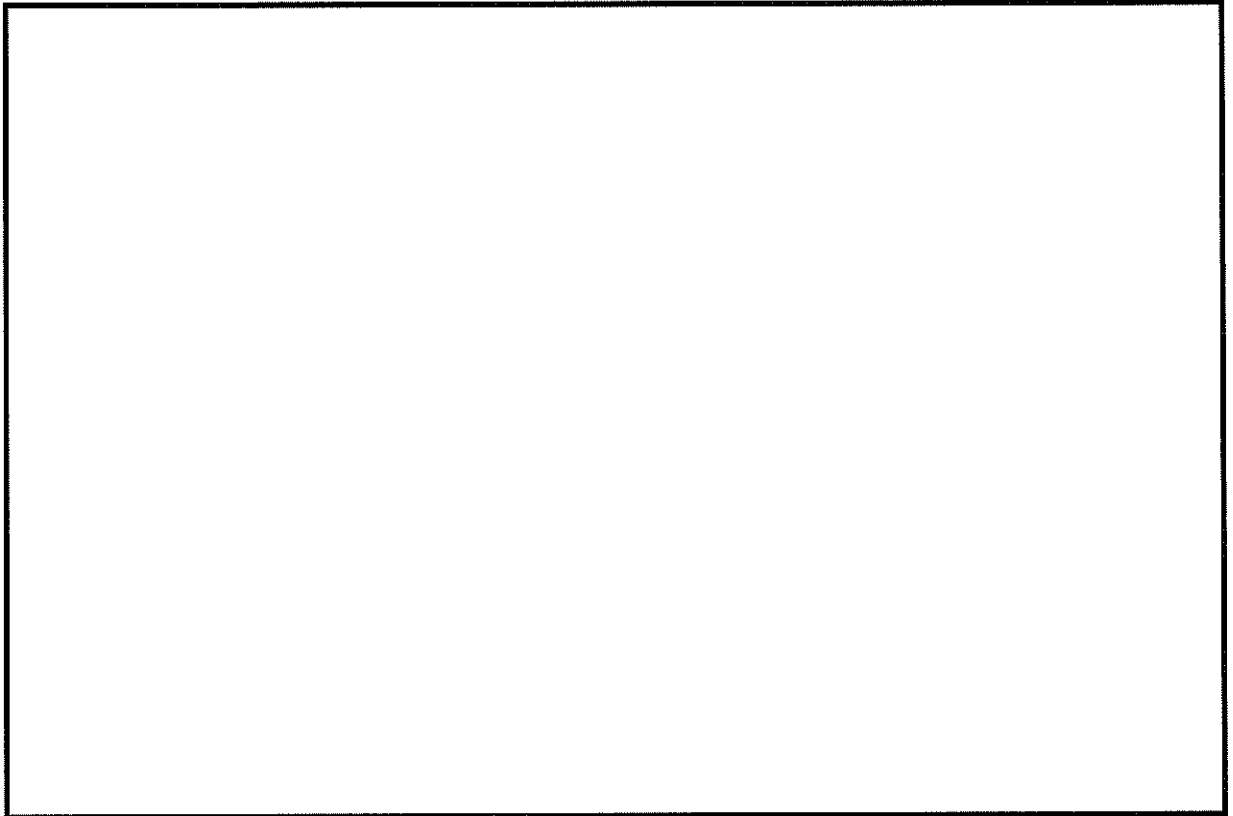


(a) 解析モデル全体

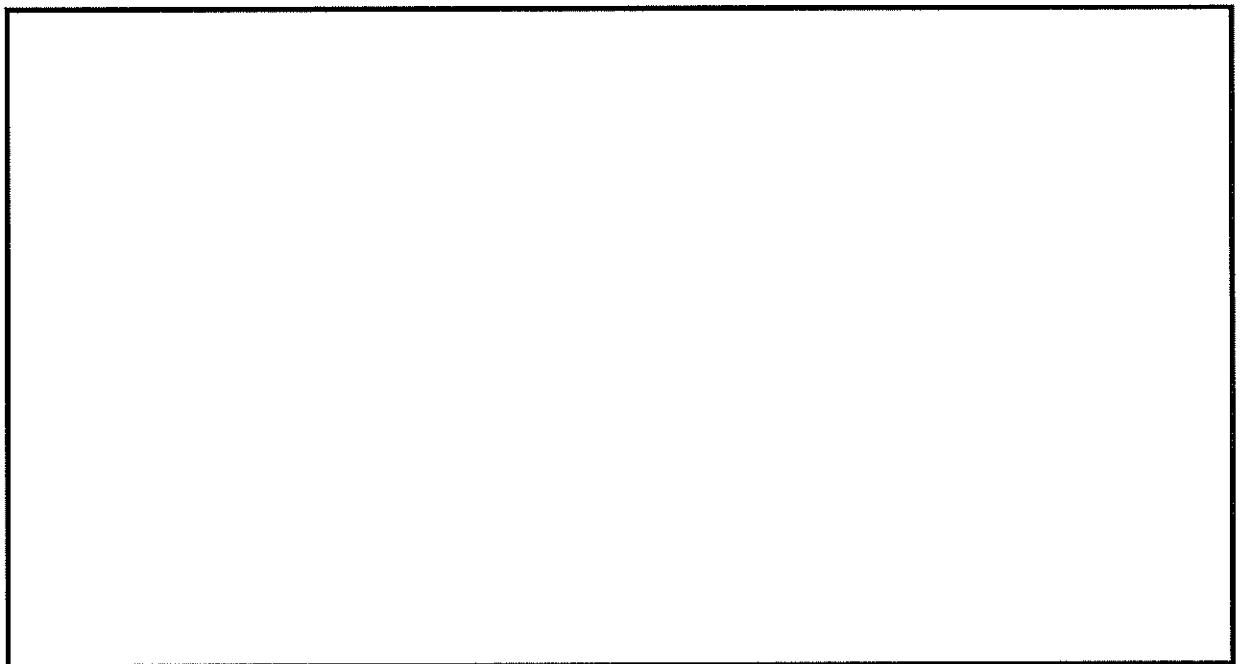


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (9) 南北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)

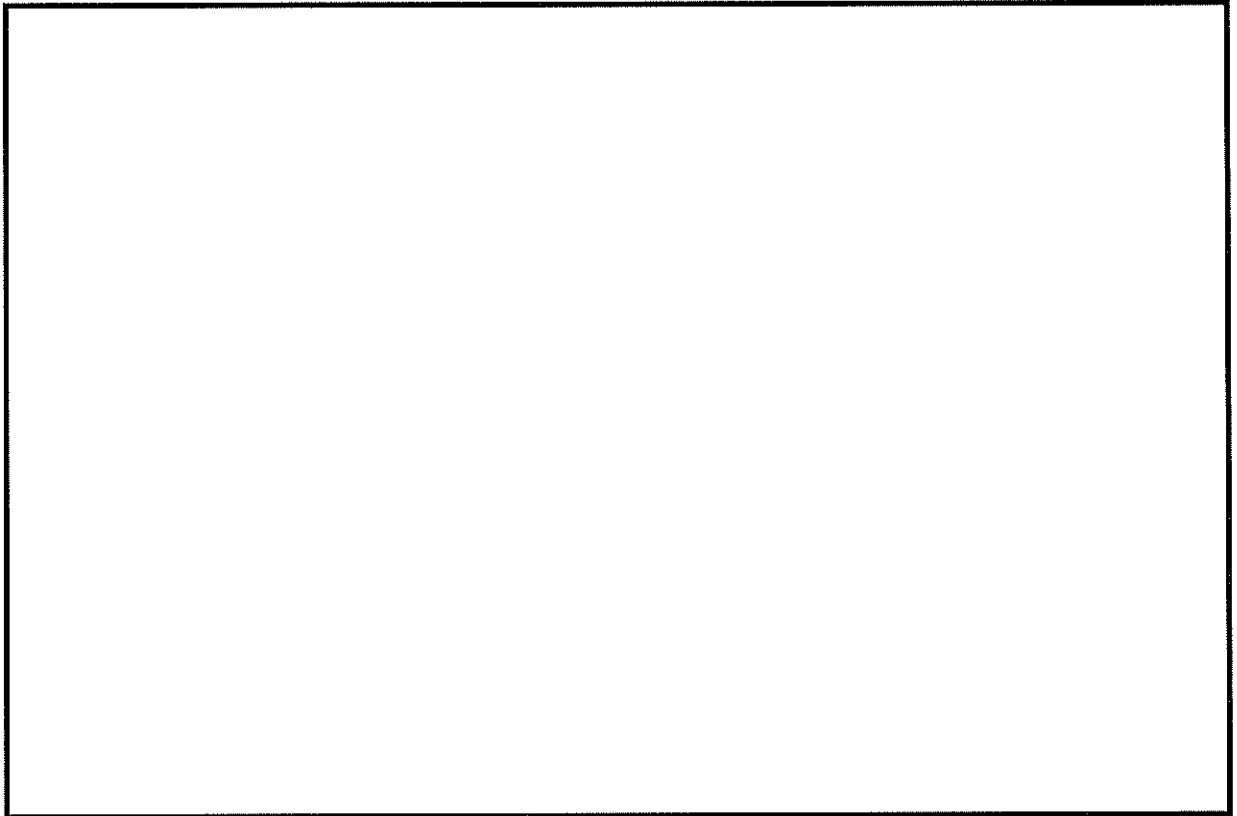


(a) 解析モデル全体

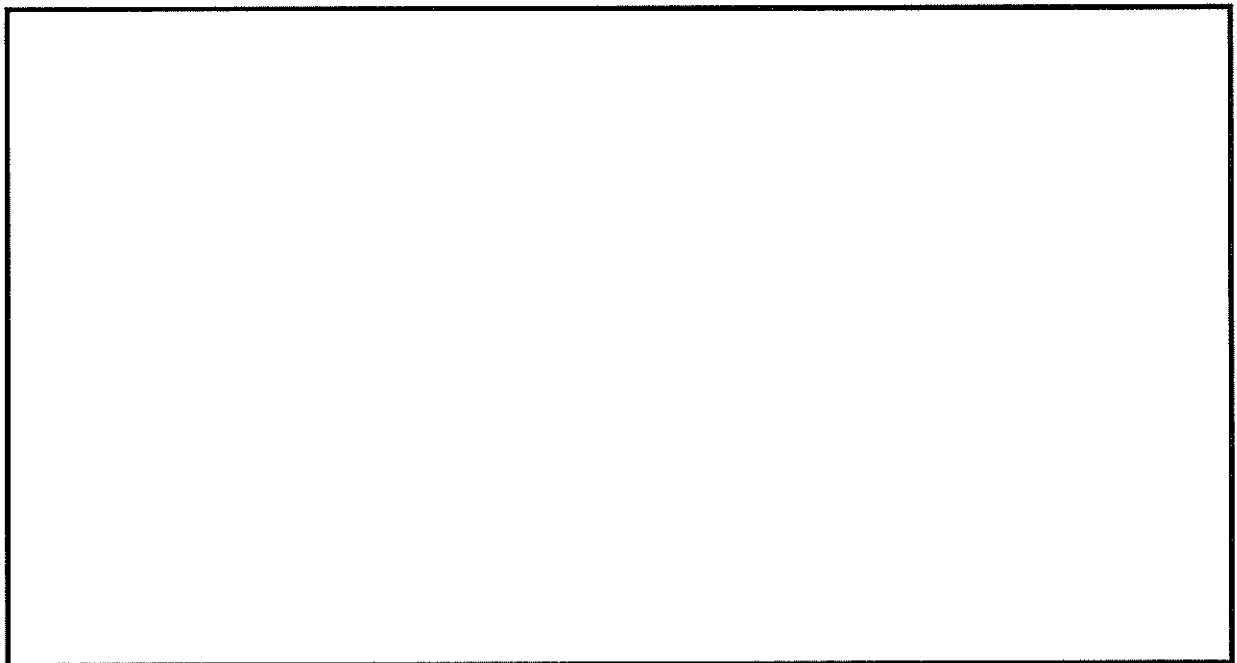


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (10) 南北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)

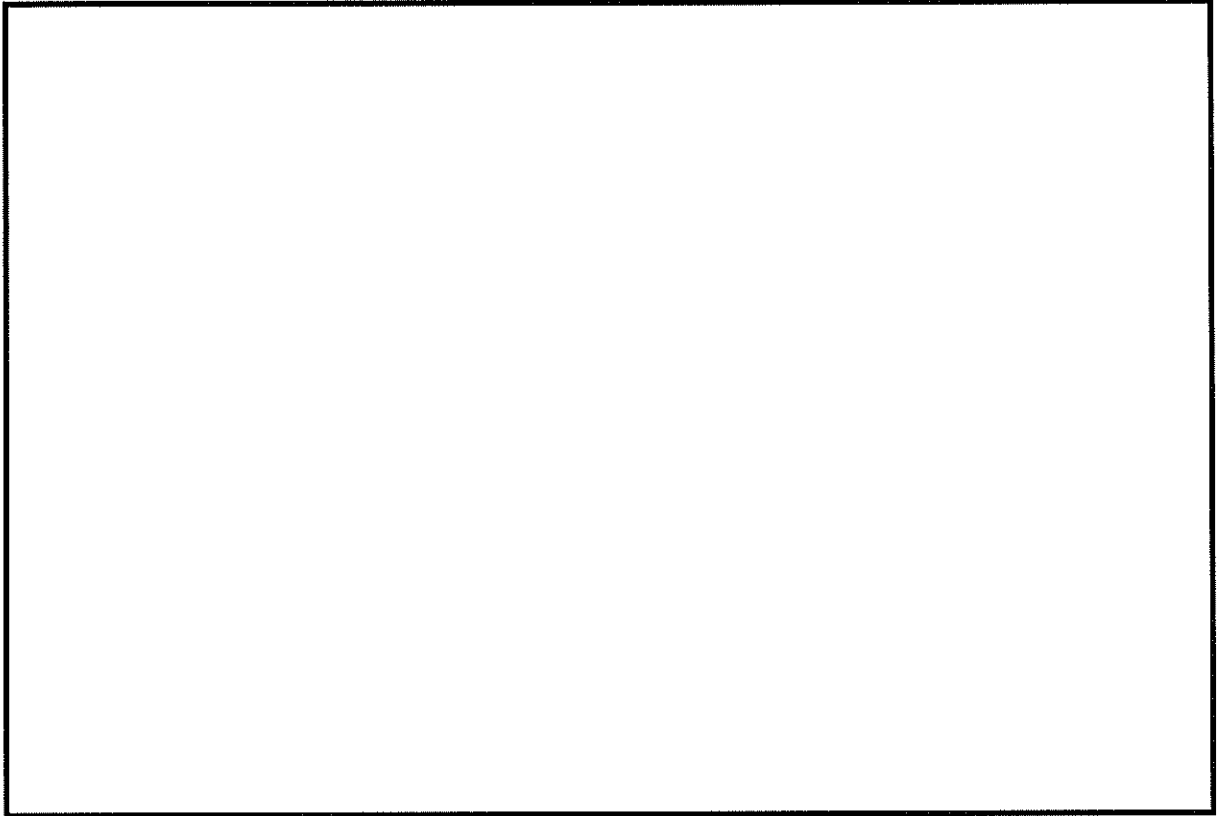


(a) 解析モデル全体

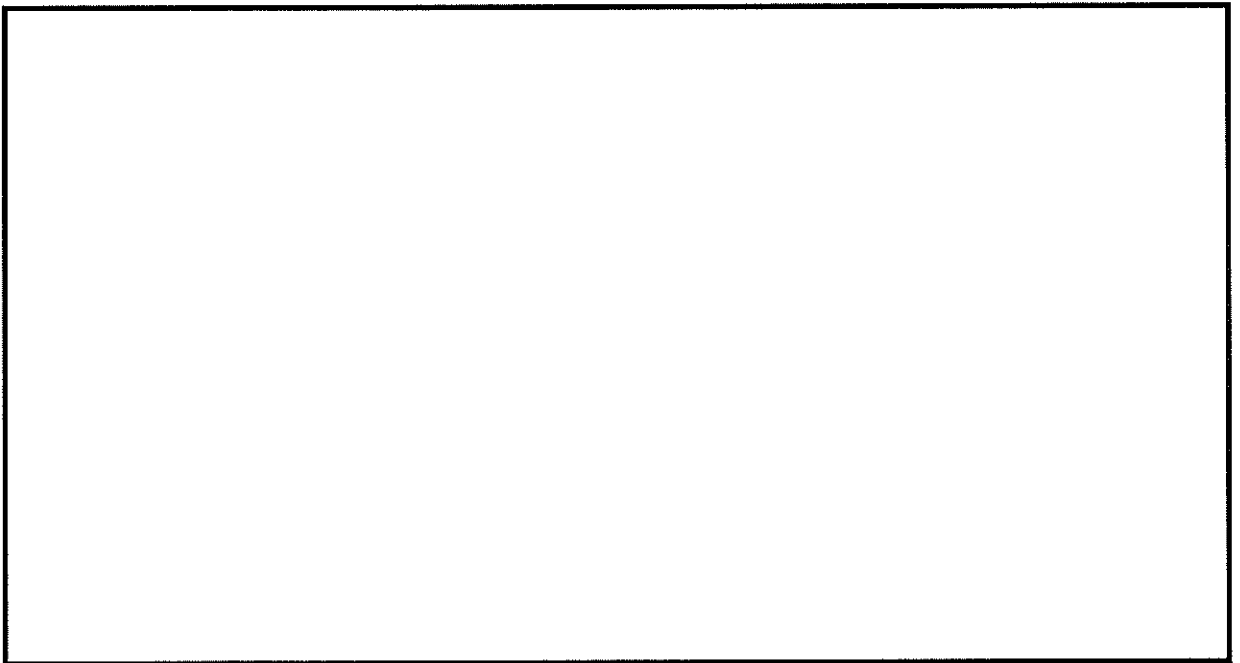


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (11) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

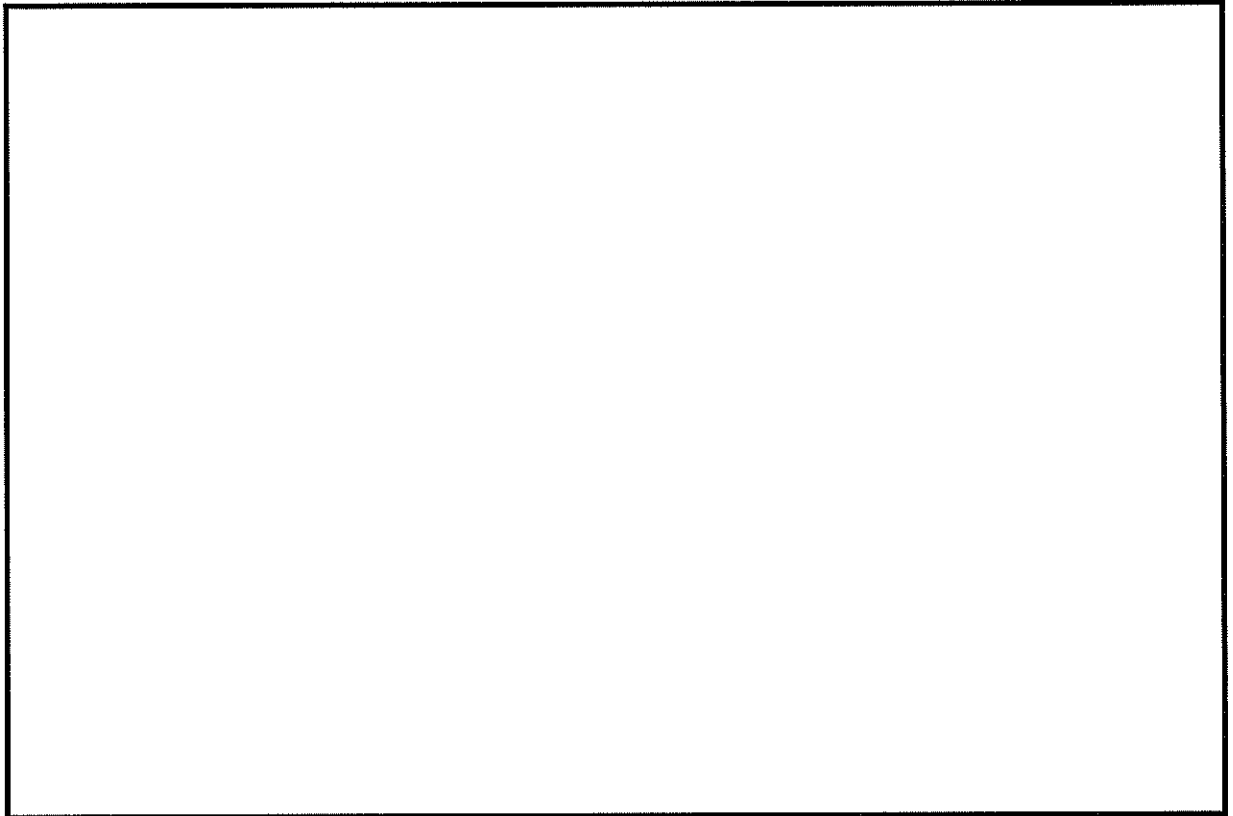


(a) 解析モデル全体

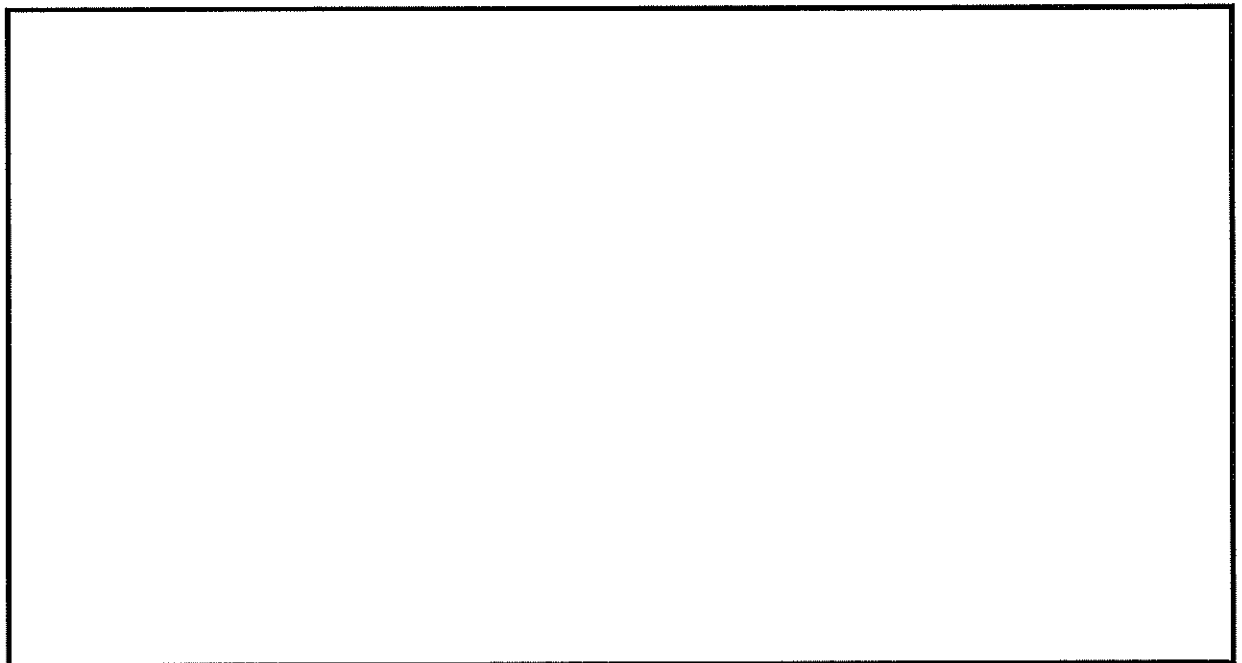


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (12) 南北方向断面の最大せん断ひずみ分布 (S_{s-31} [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

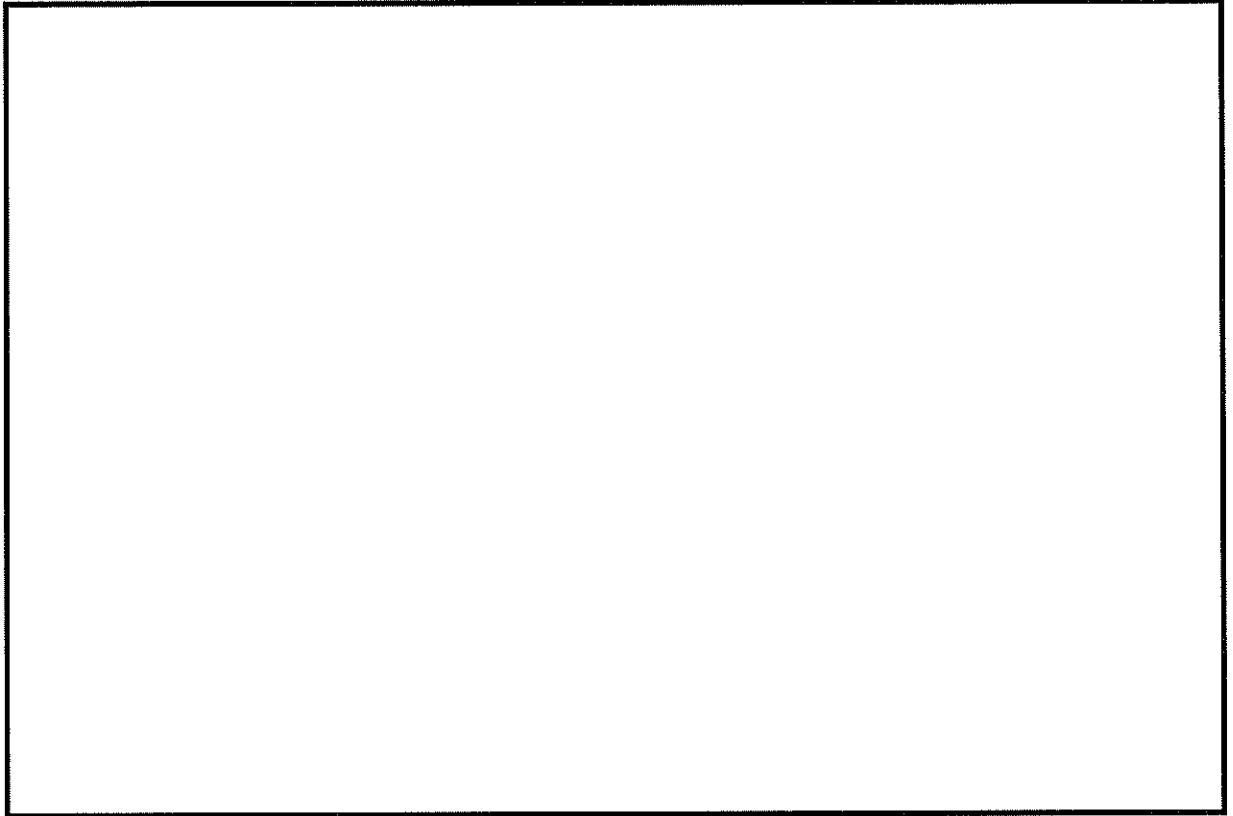


(a) 解析モデル全体

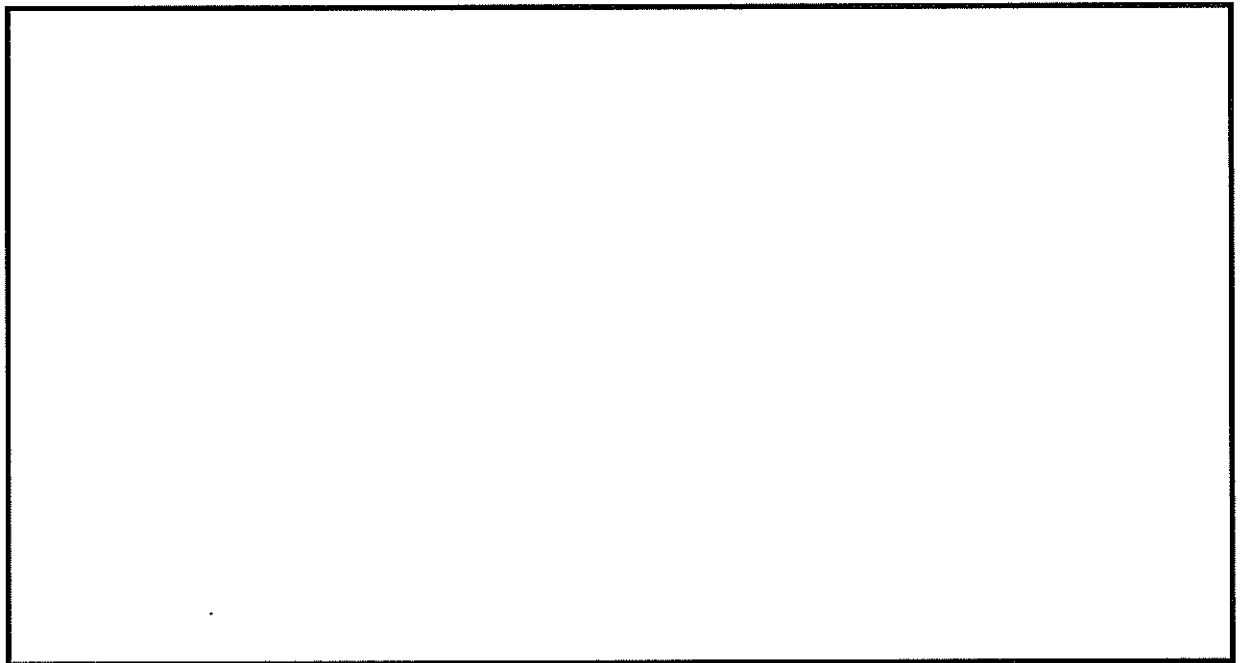


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (13) 南北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②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

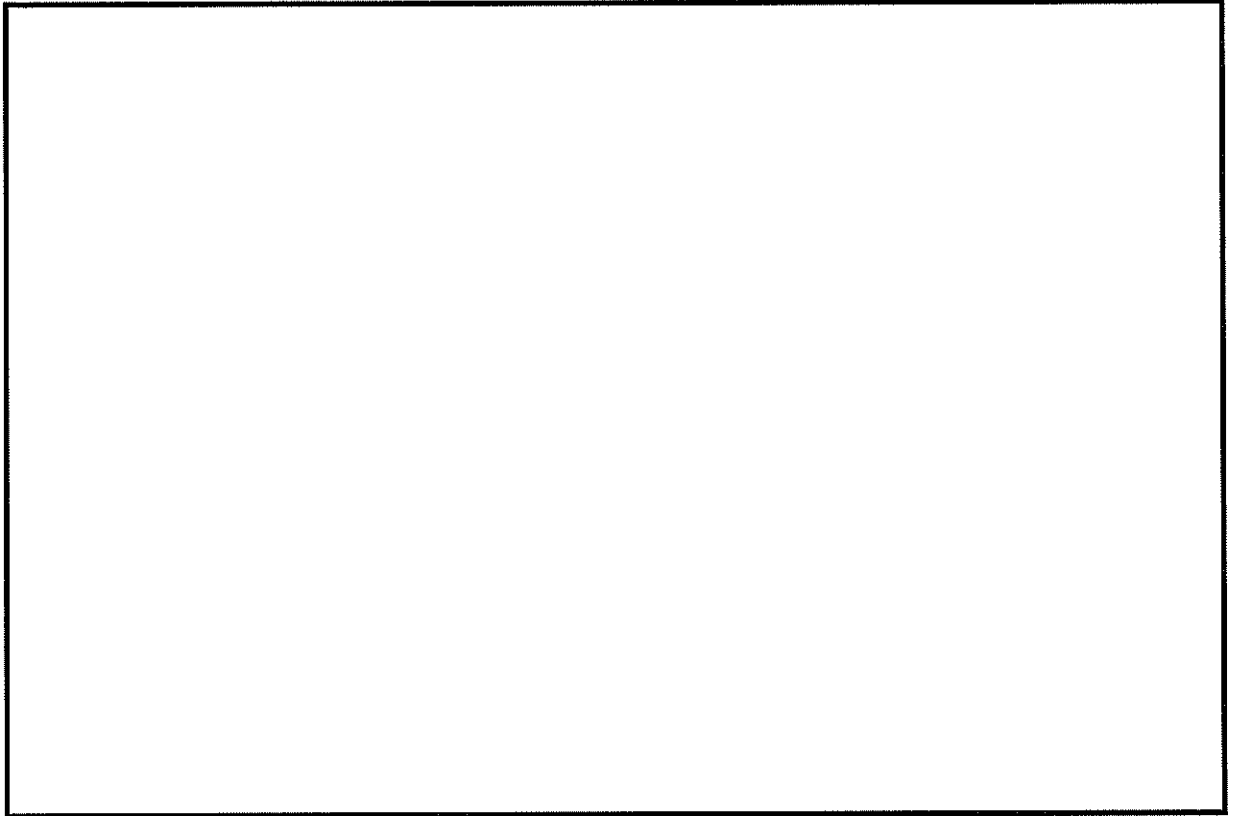


(a) 解析モデル全体

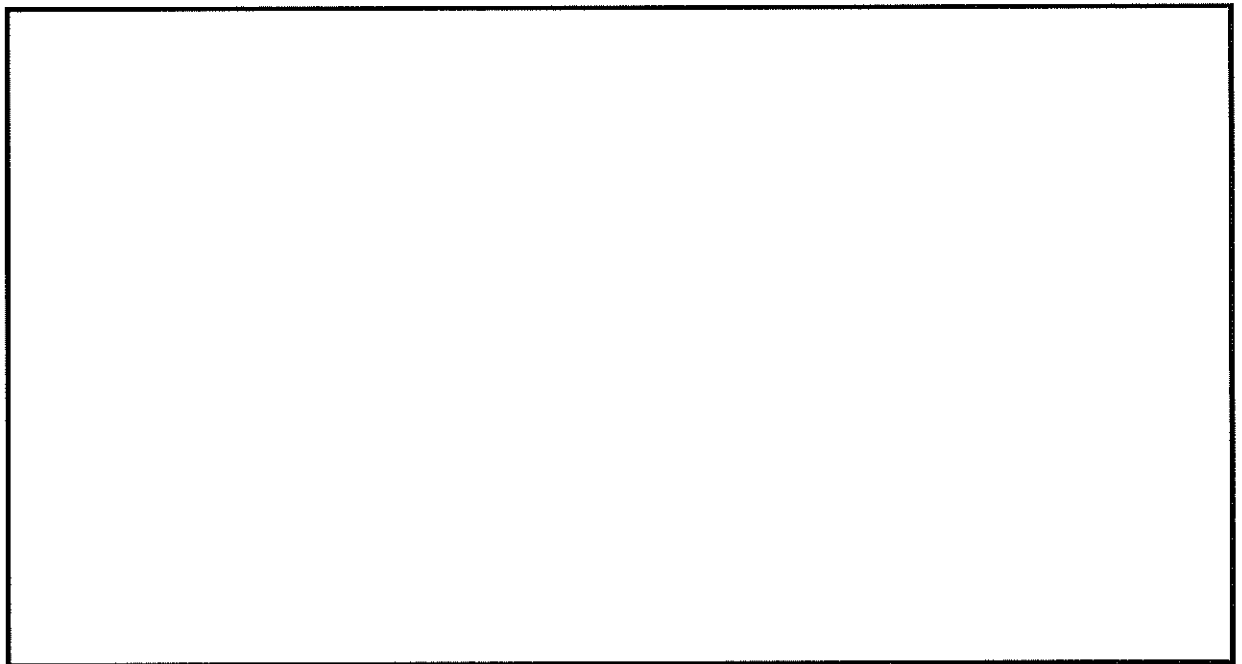


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (14) 南北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③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



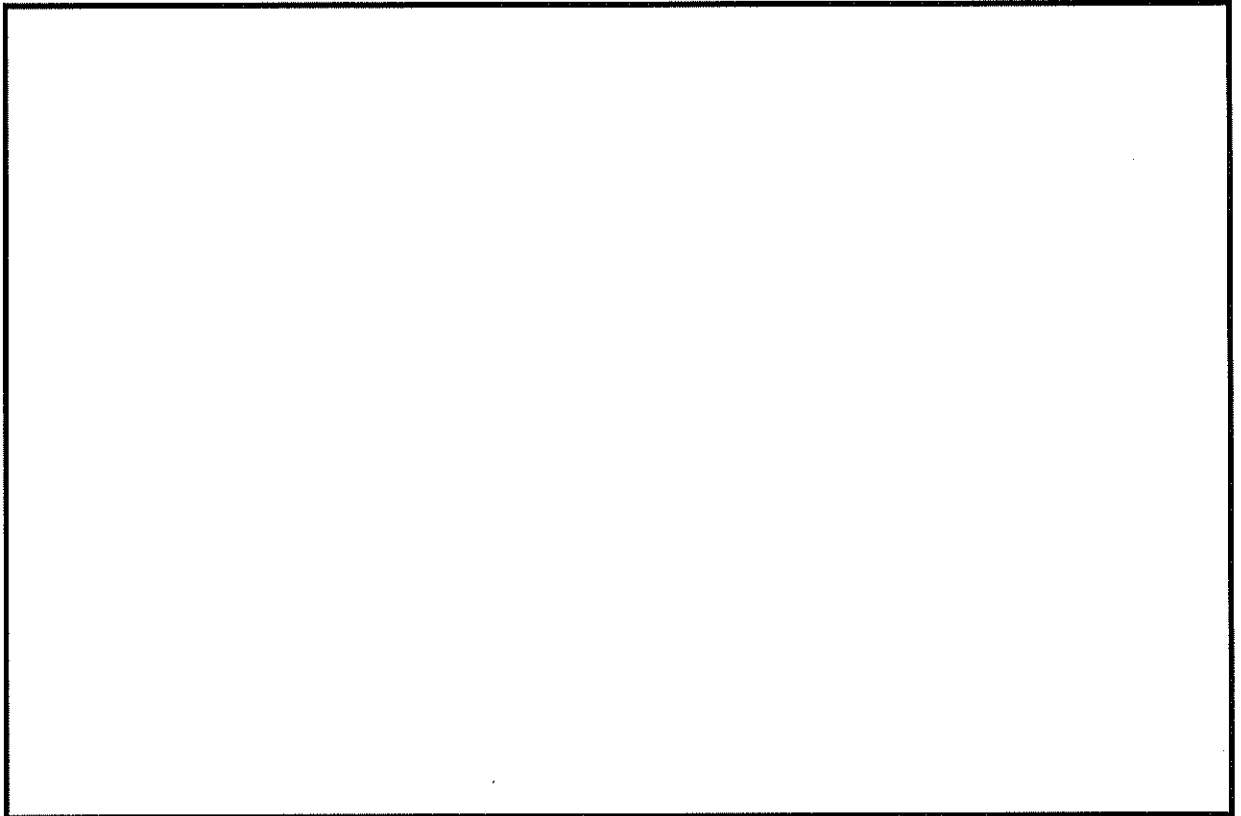
(a) 解析モデル全体



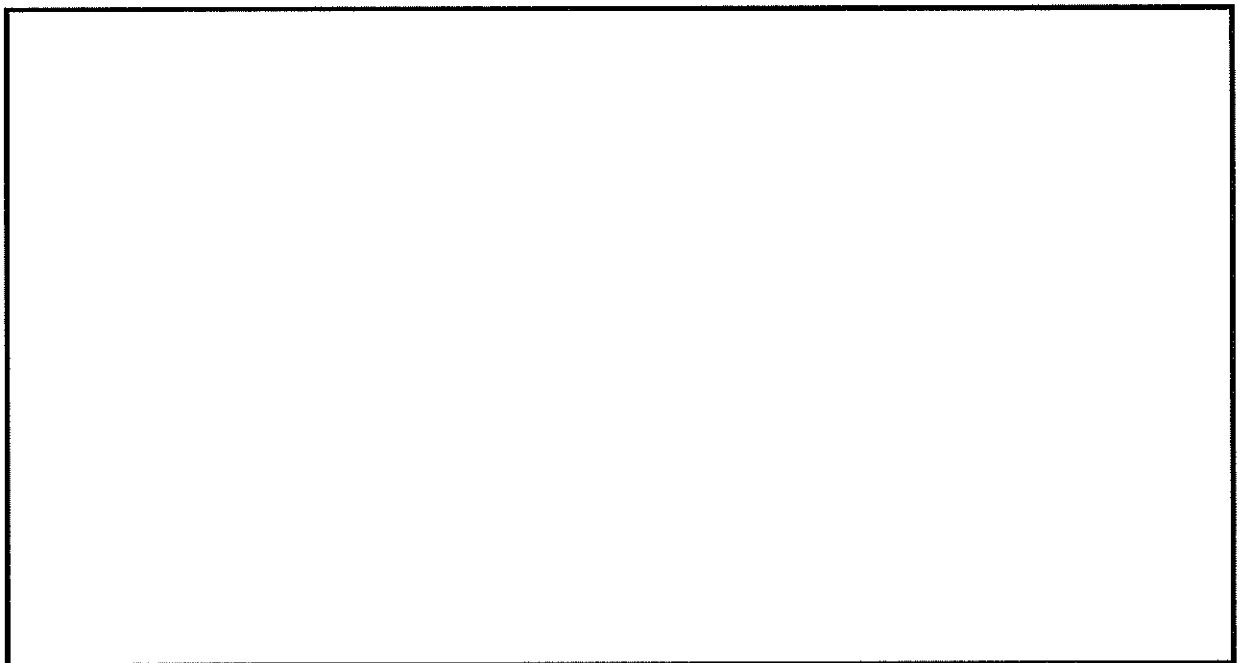
(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (15) 南北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④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

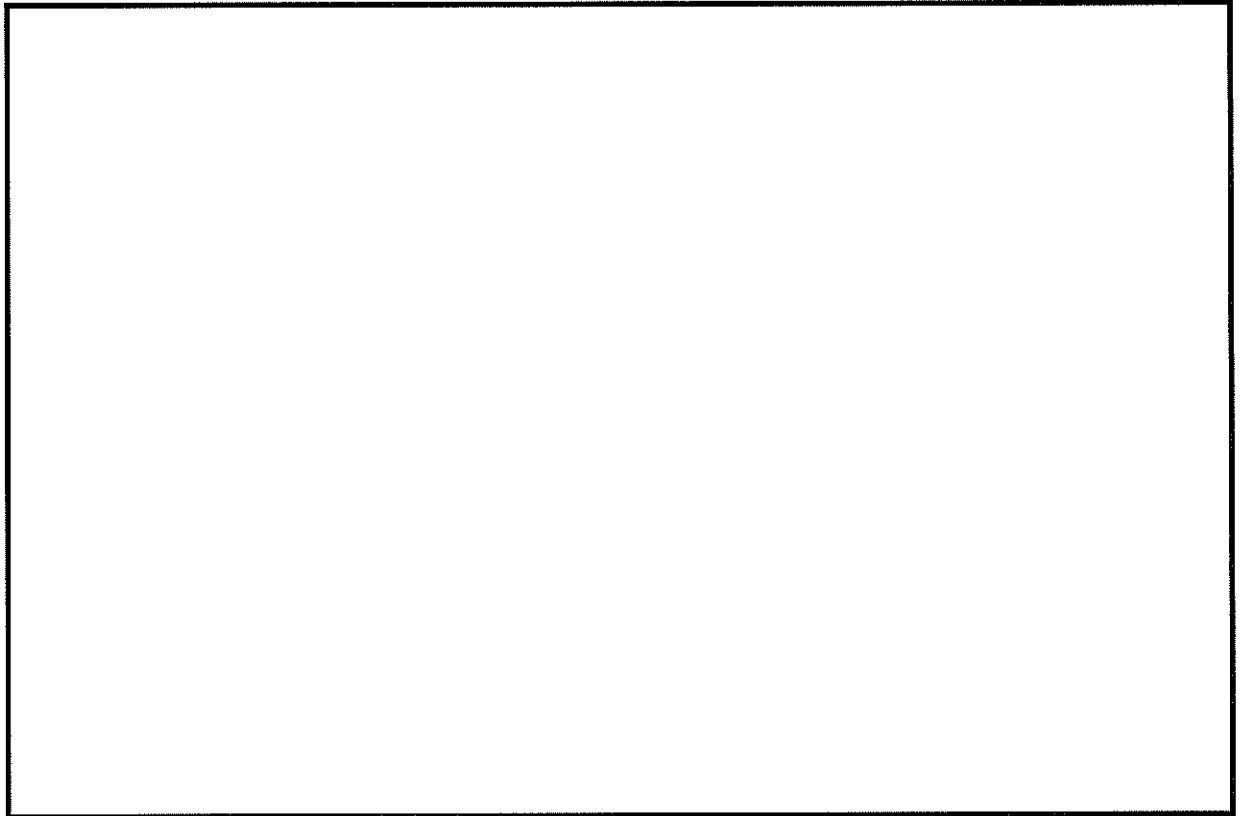


(a) 解析モデル全体

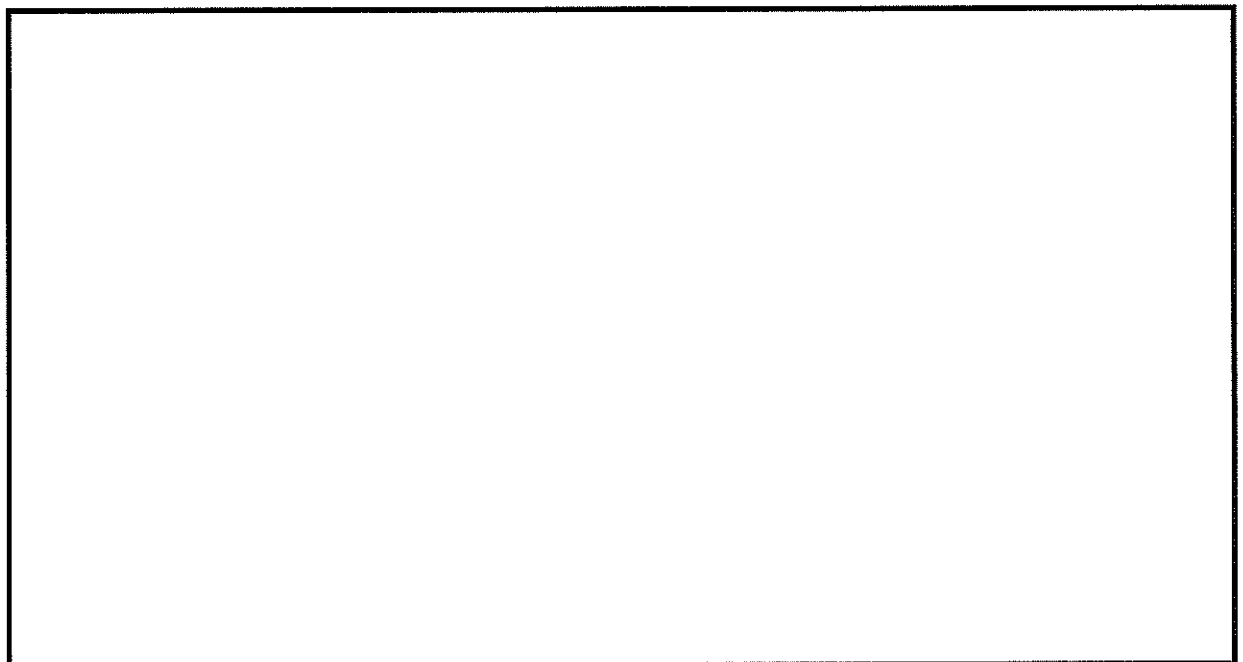


(b) 構造物周辺拡大図

図 8.4-8 (16) 南北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 8.4-8 (17) 南北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⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(4) 過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布図を図 8.4-9 及び図 8.4-10 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。

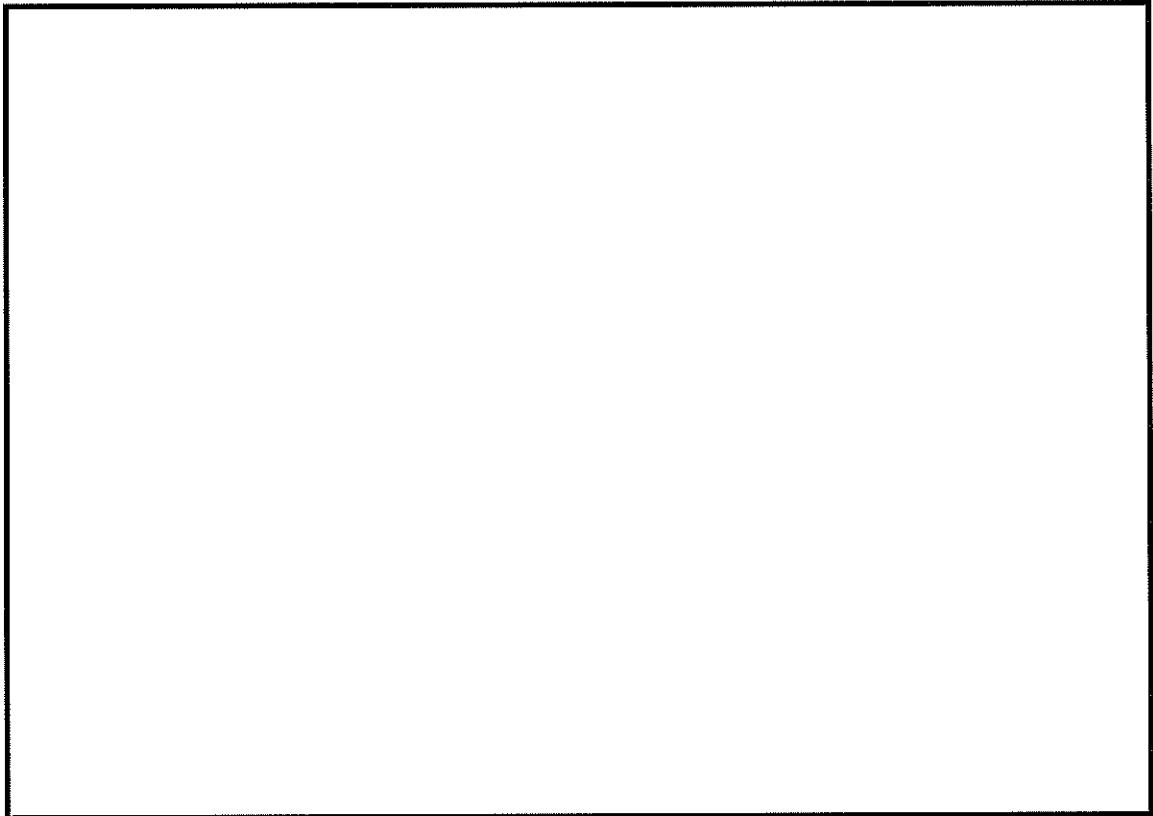


図 8.4-9 (1) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_e - D 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

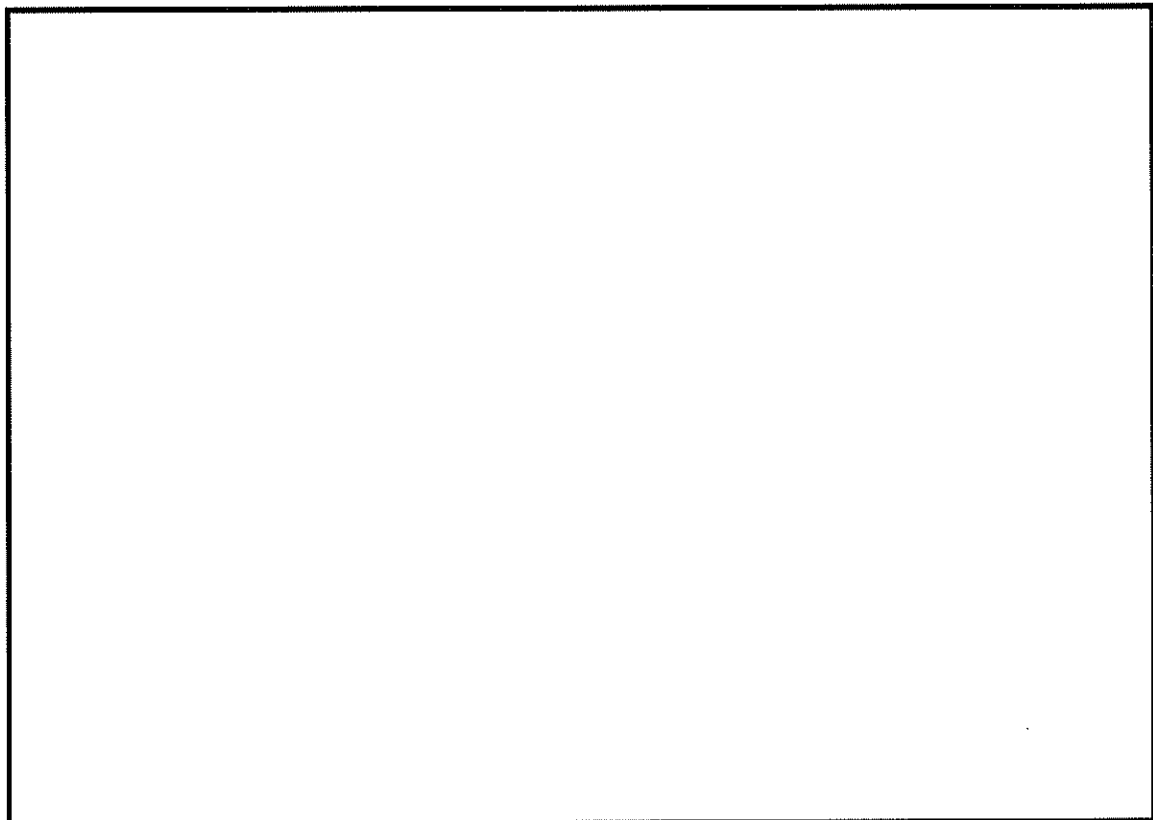


図 8.4-9 (2) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_e - D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

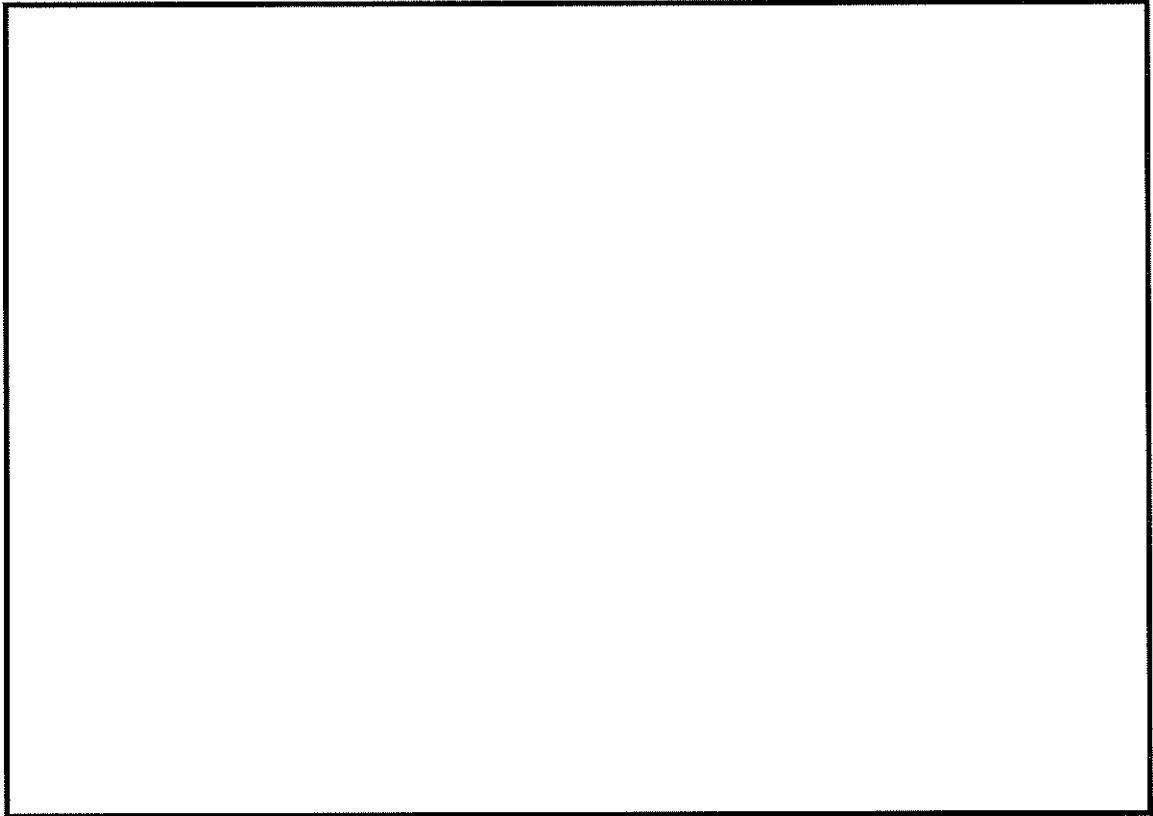


図 8.4-9 (3) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_e-D 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

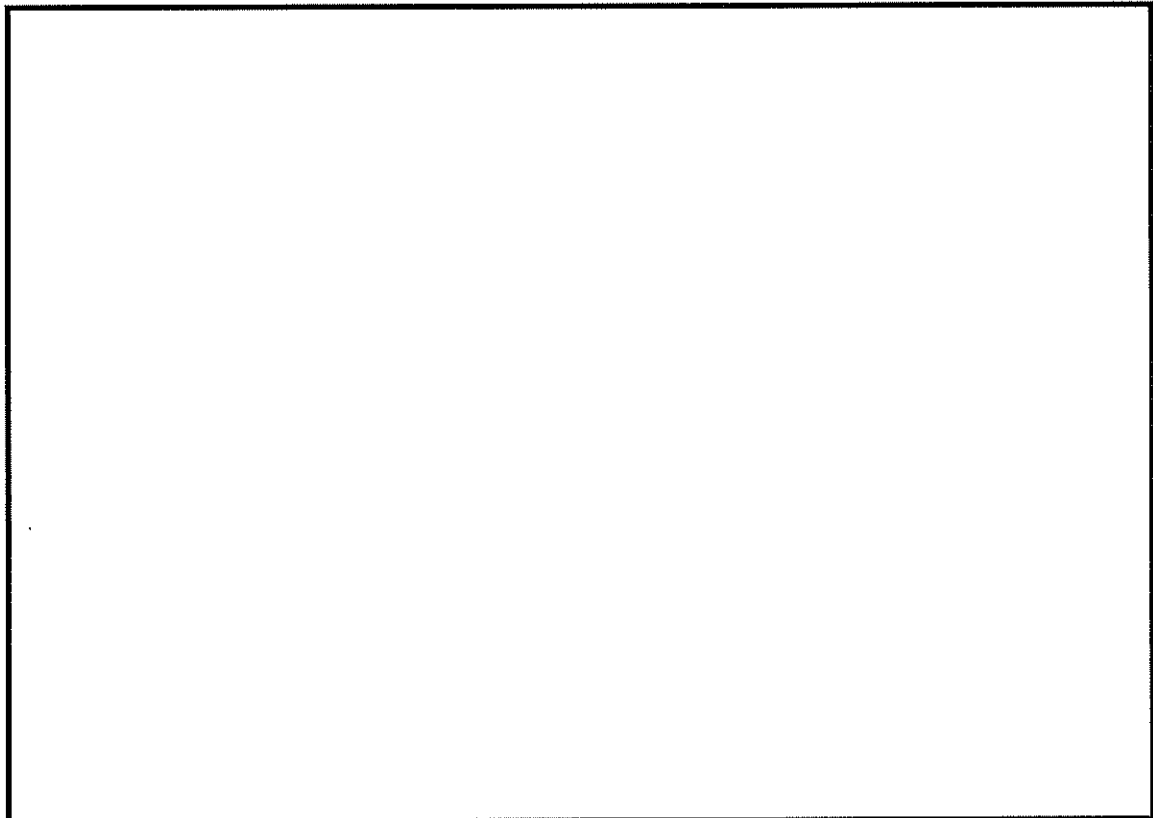


図 8.4-9 (4) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_e-D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

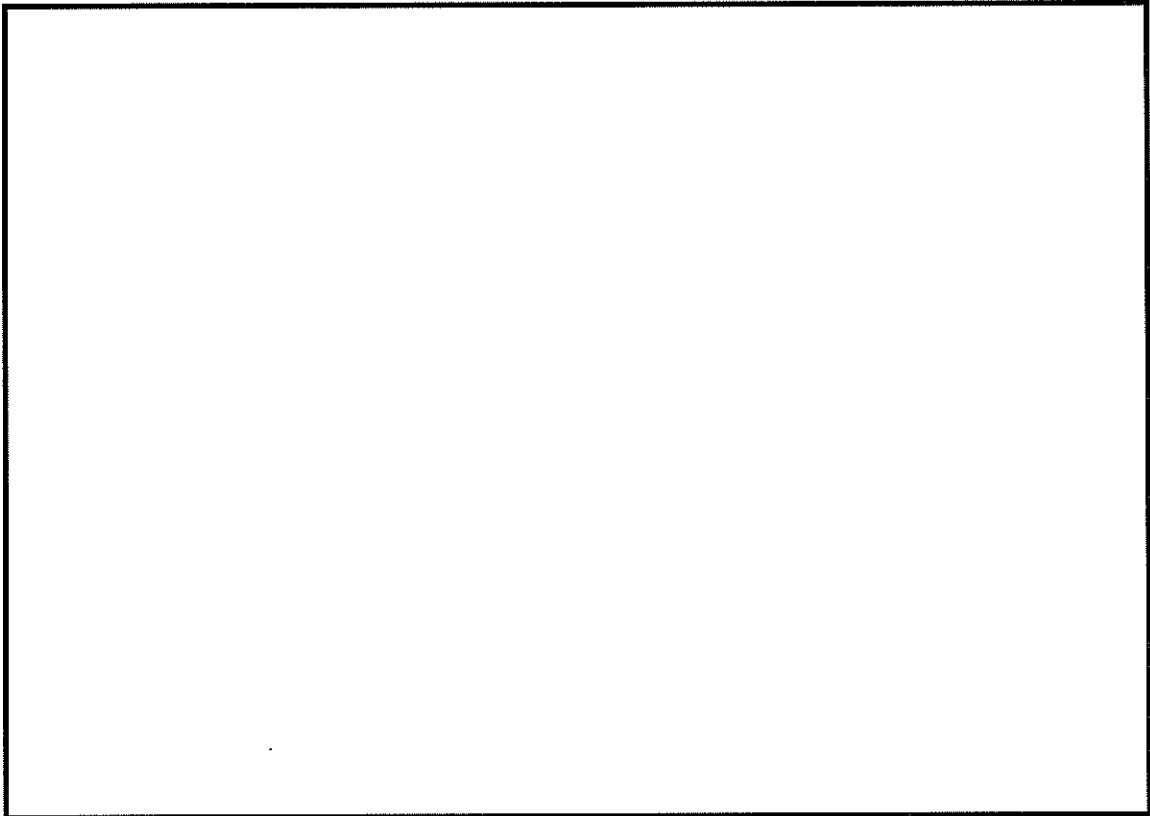


図 8.4-9 (5) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

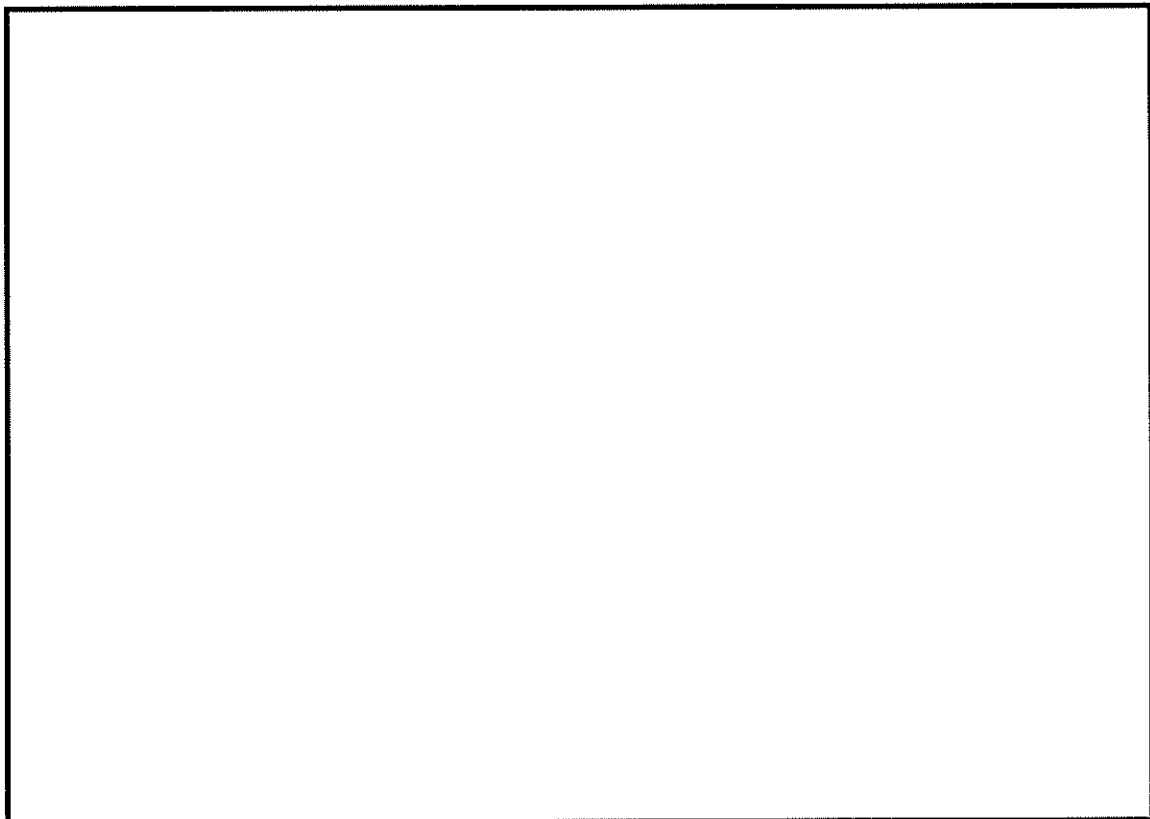


図 8.4-9 (6) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

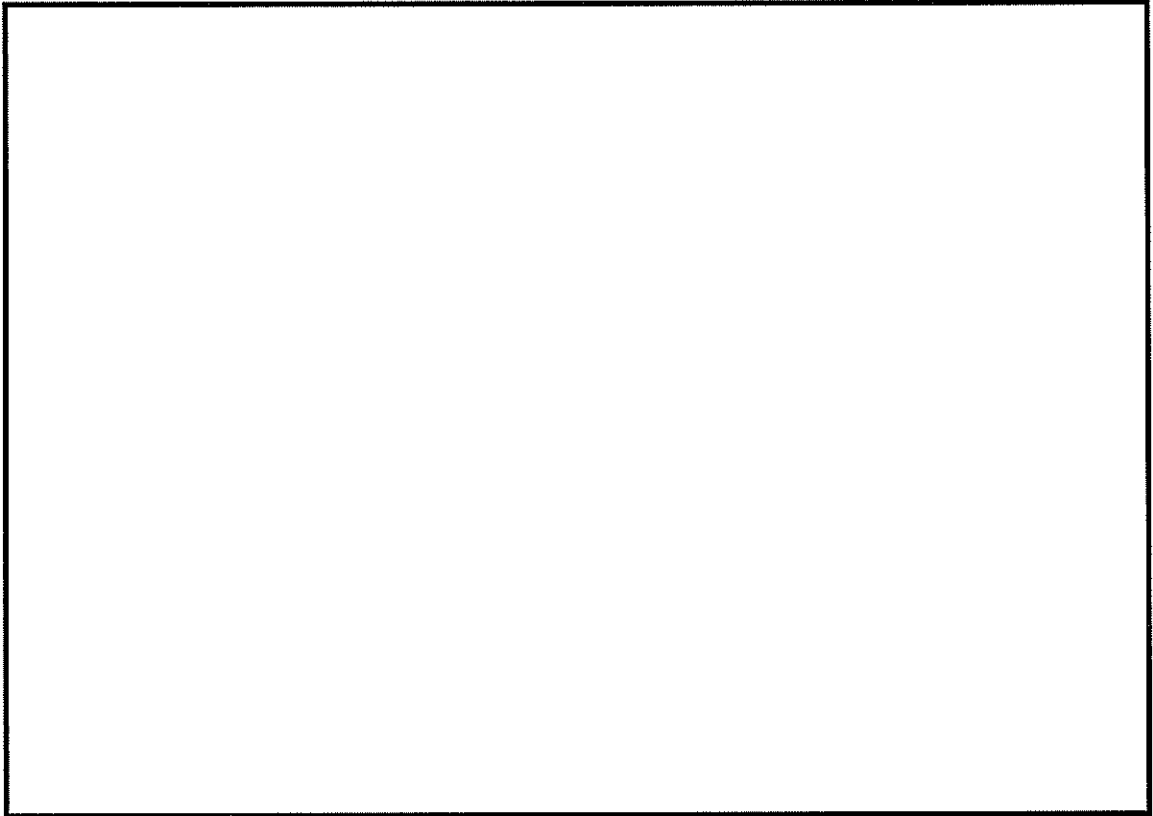


図 8.4-9 (7) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

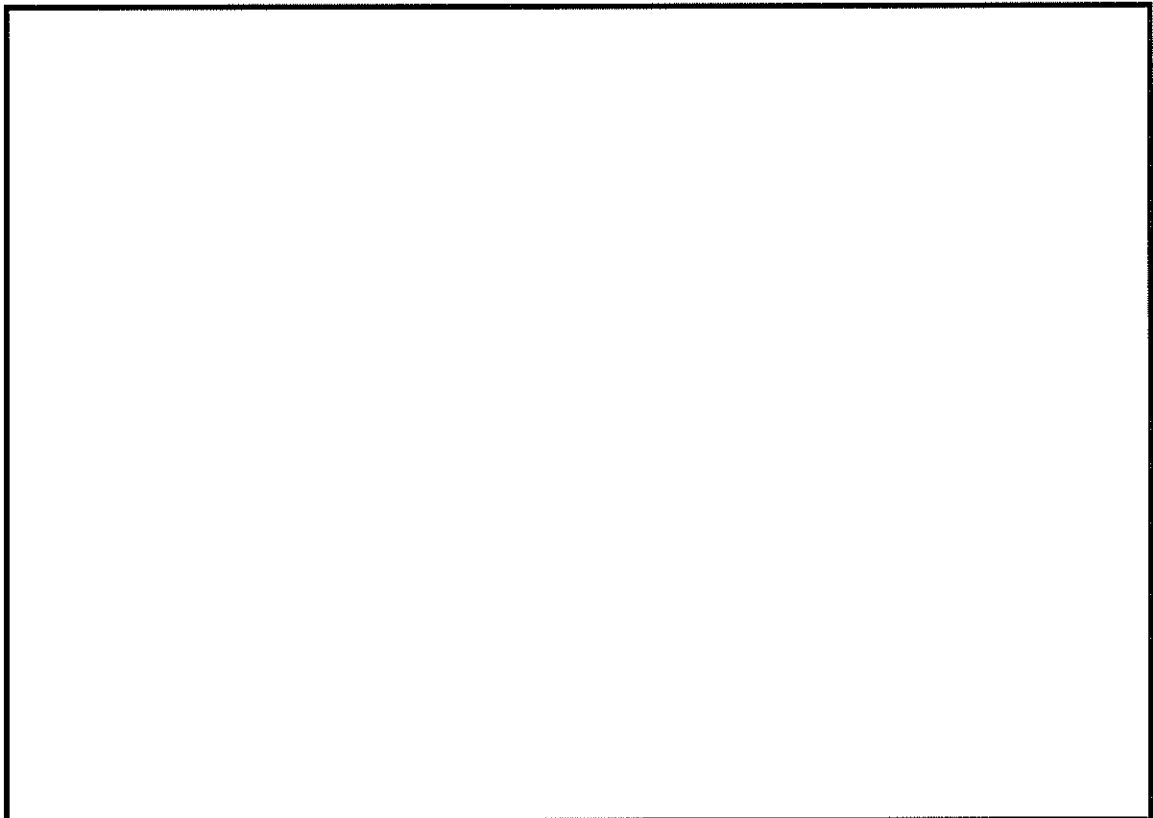


図 8.4-9 (8) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

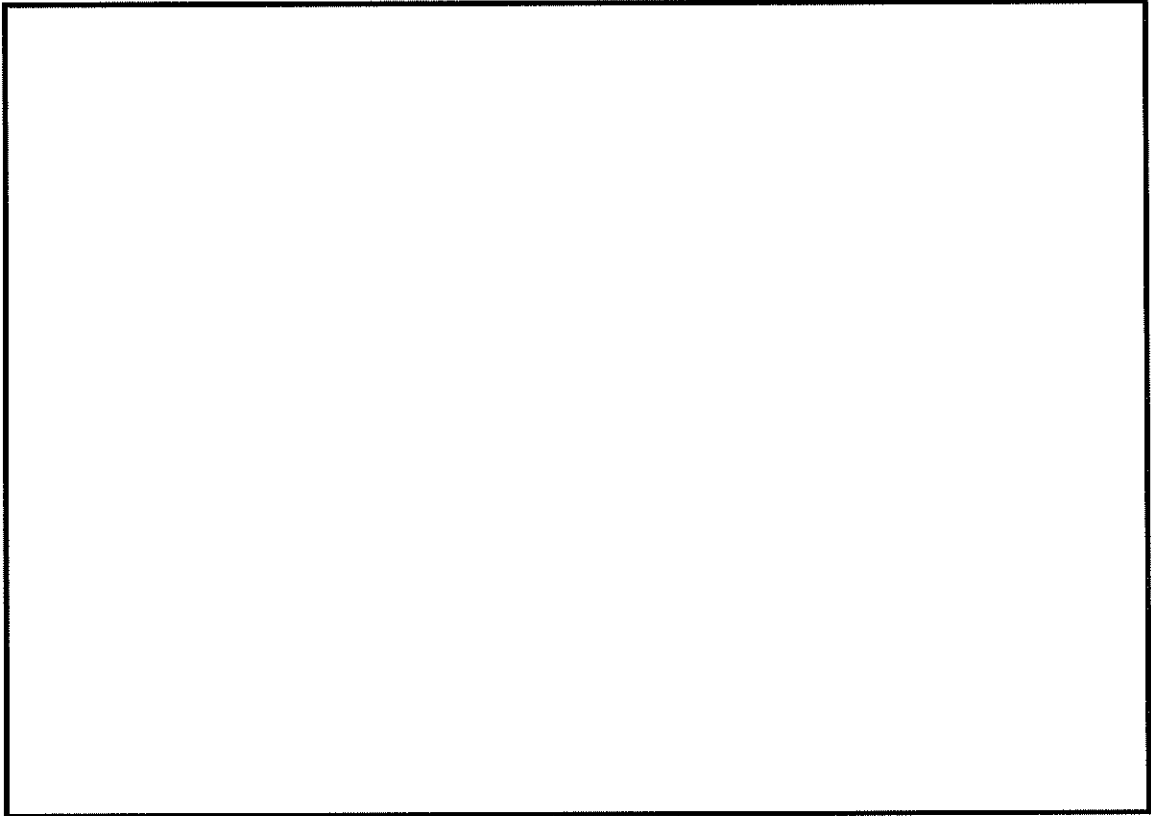


図 8.4-9 (9) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_v-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

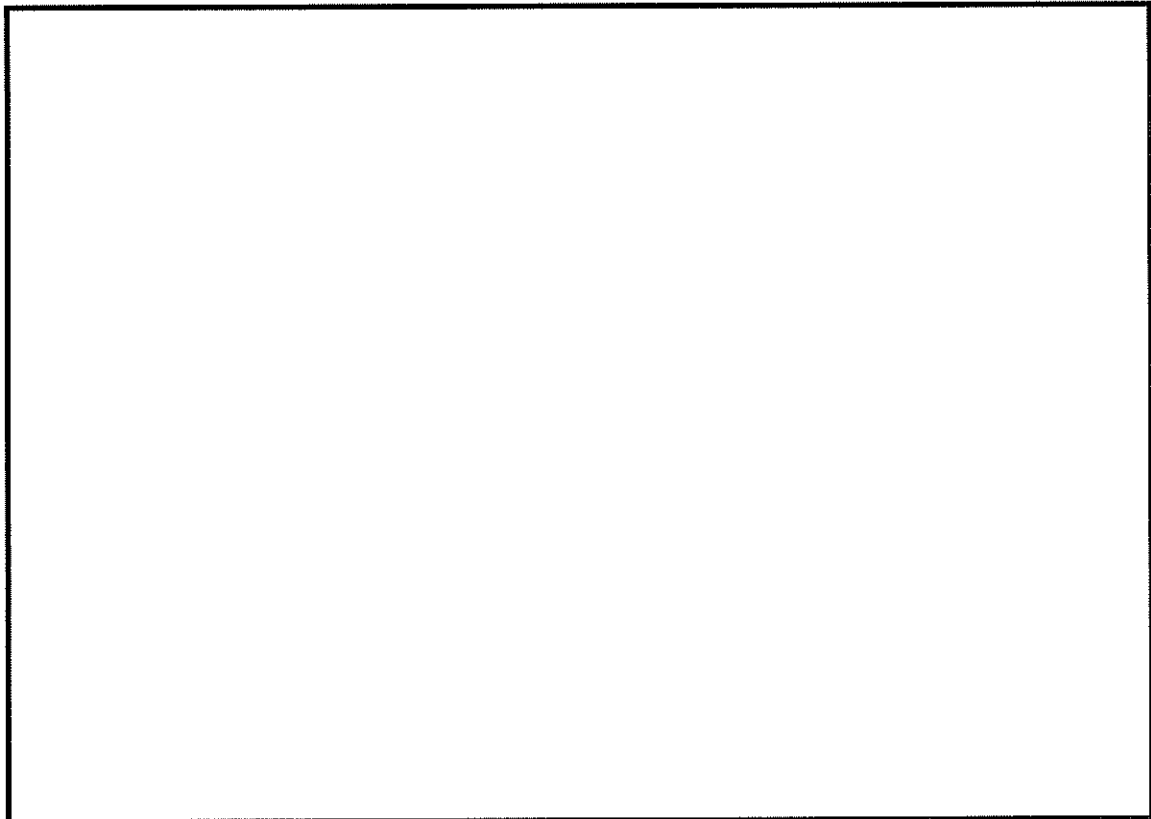


図 8.4-9 (10) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_v-22)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

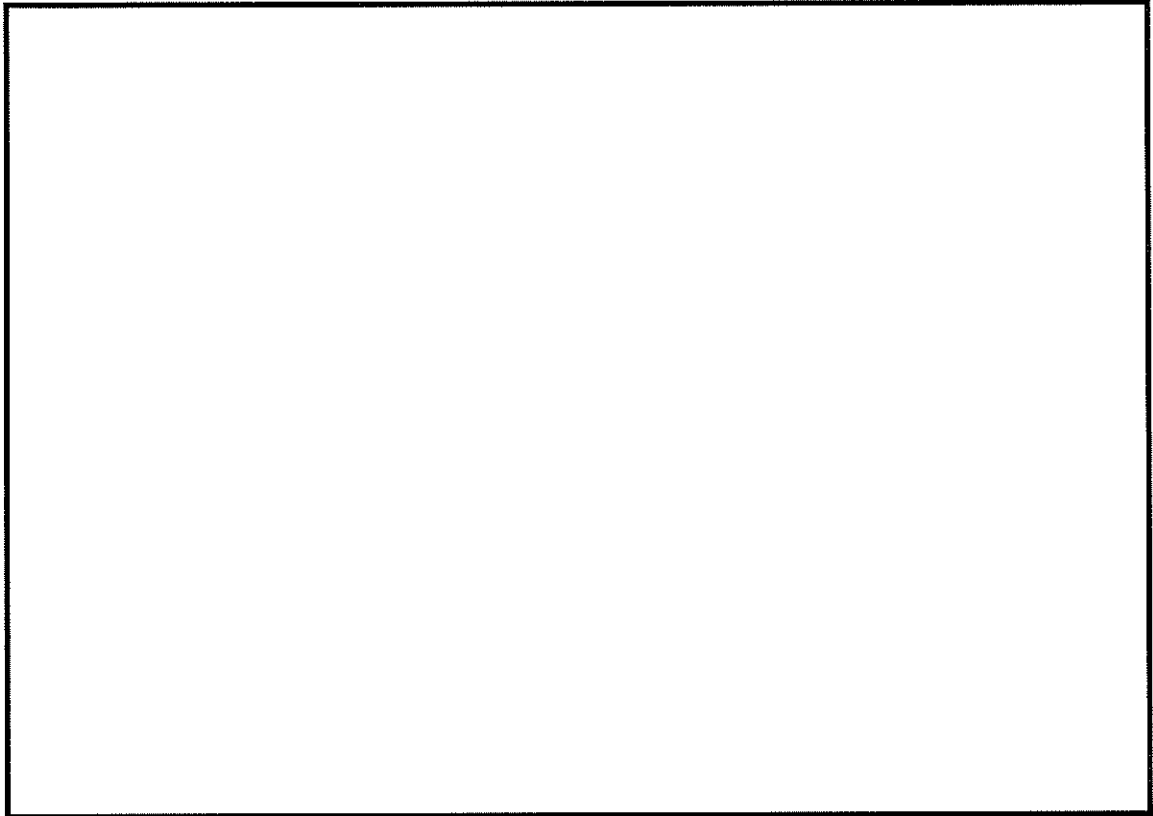


図 8.4-9 (11) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

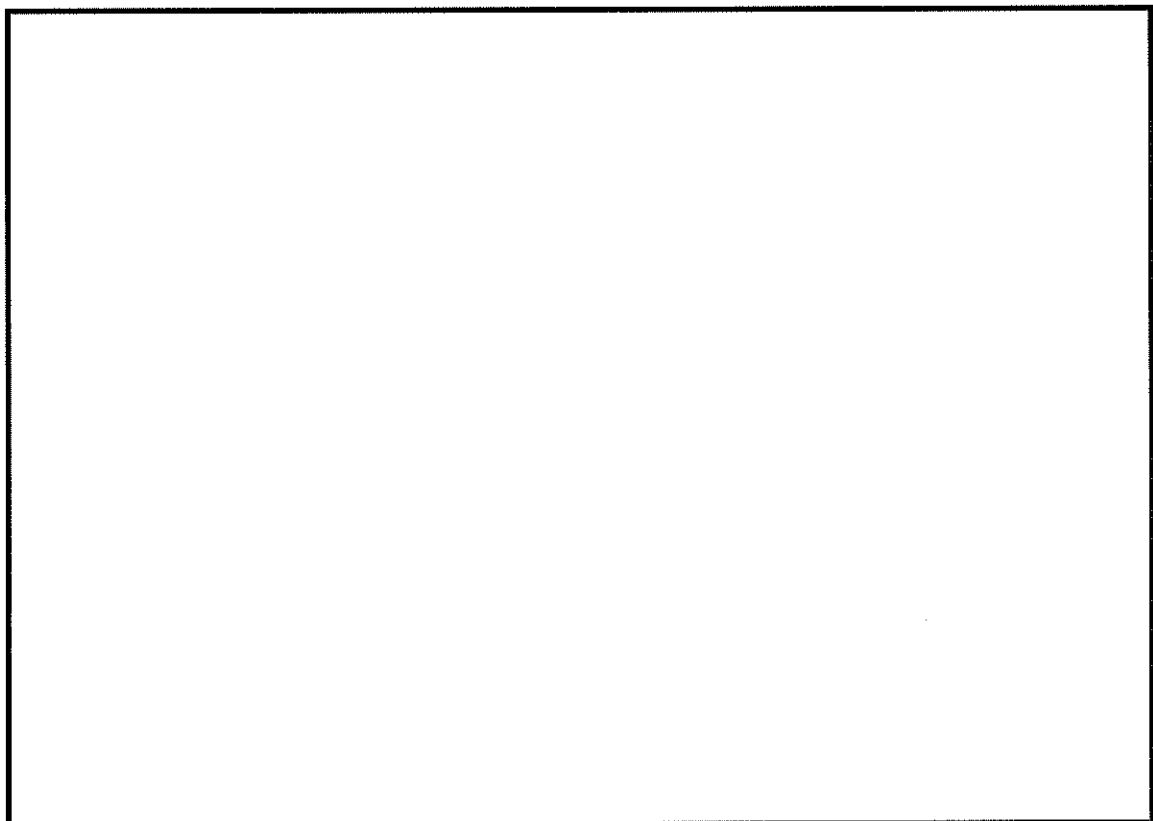


図 8.4-9 (12) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

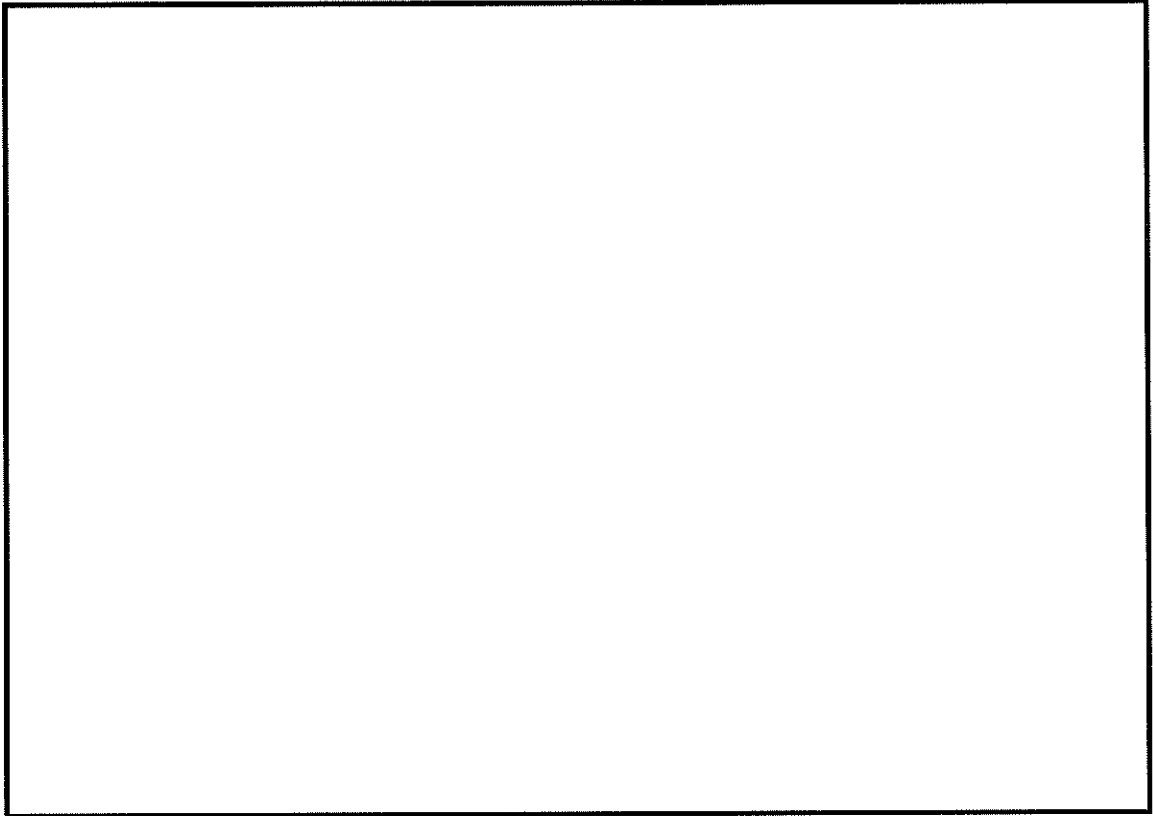


図 8.4-9 (13) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

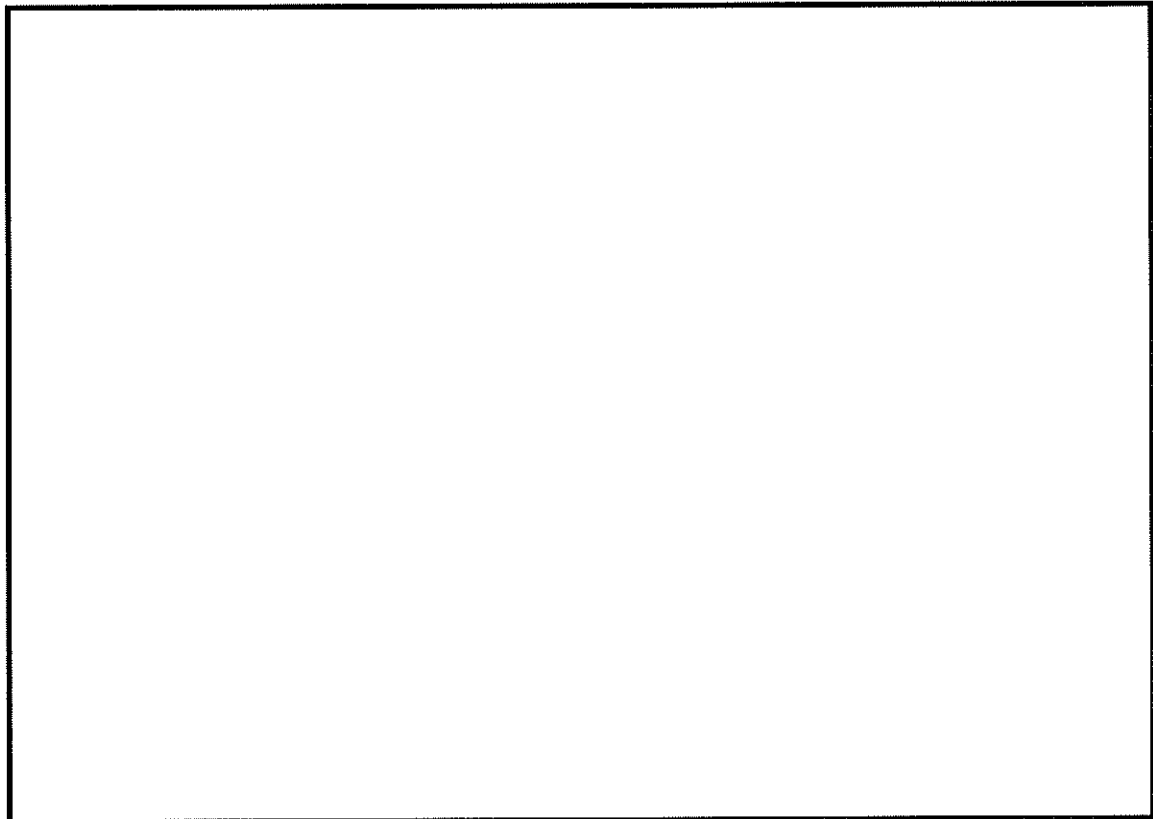


図 8.4-9 (14) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

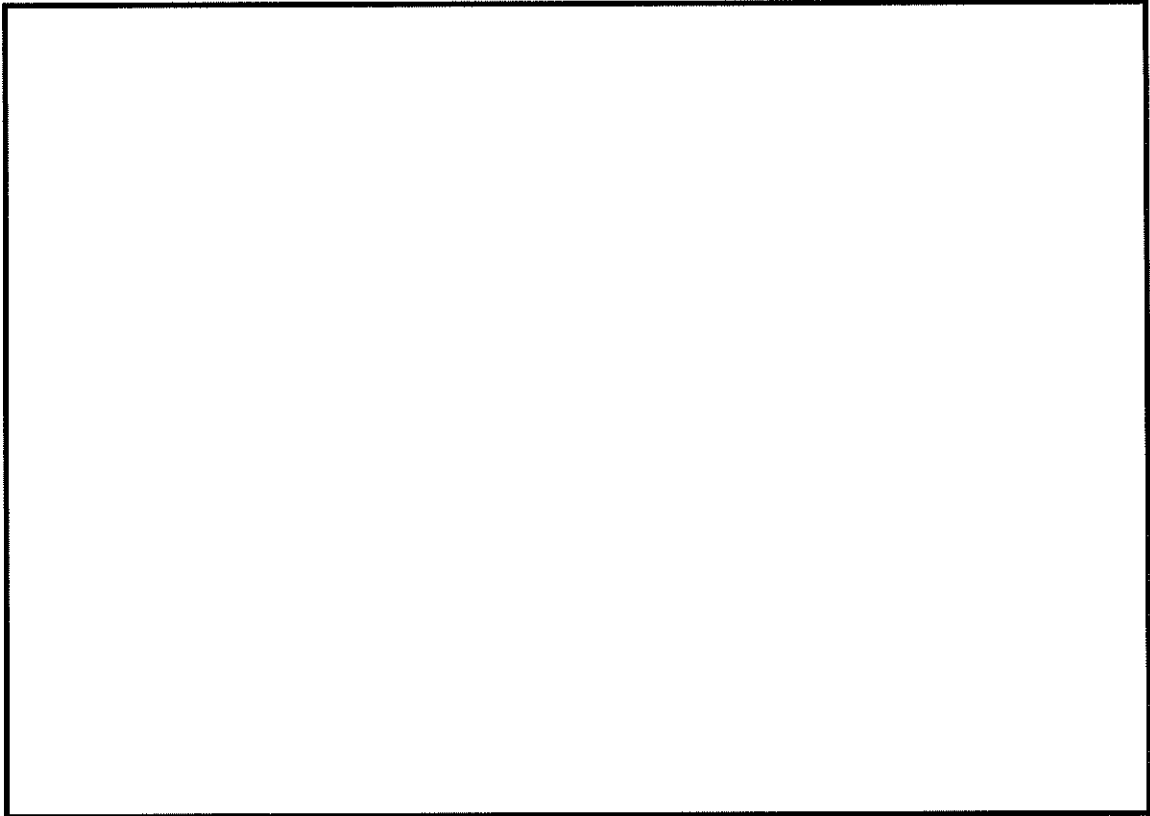


図 8.4-9 (15) 東西方向断面の過剰間隙水圧比分布 (④ S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

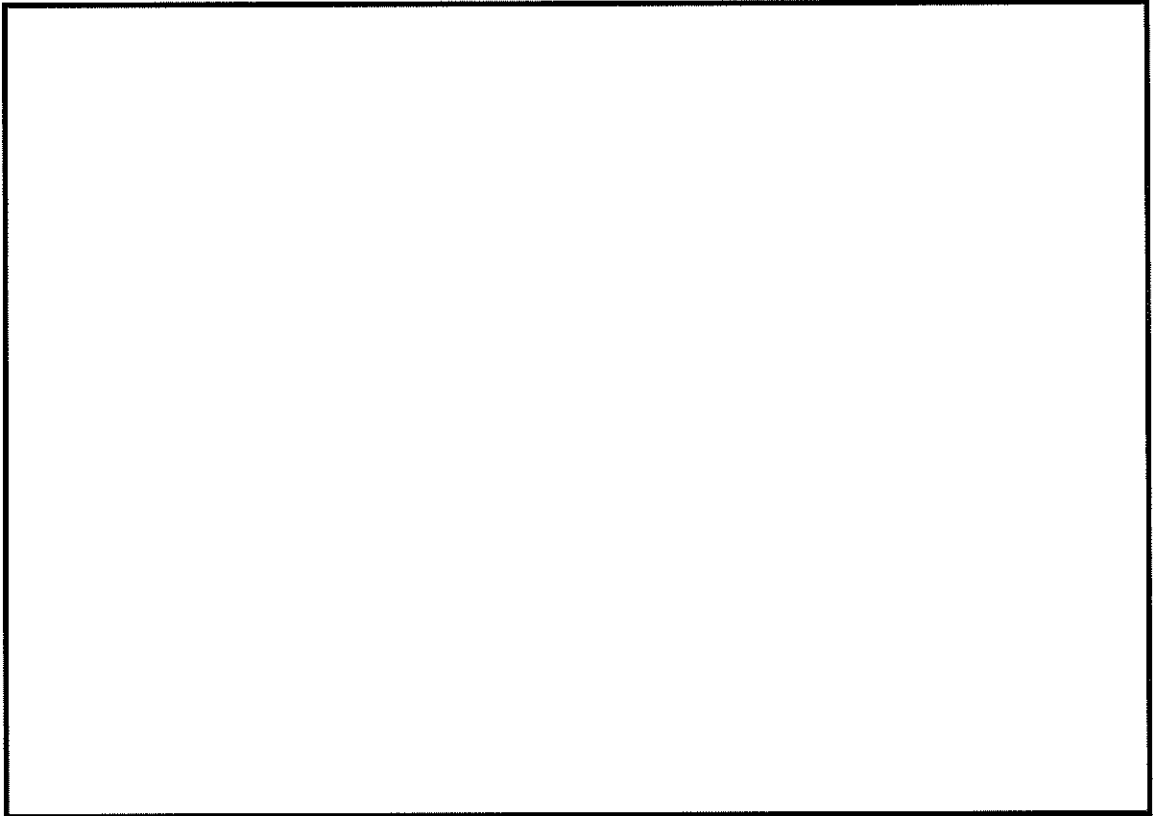


図 8.4-10 (1) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_v - D1$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

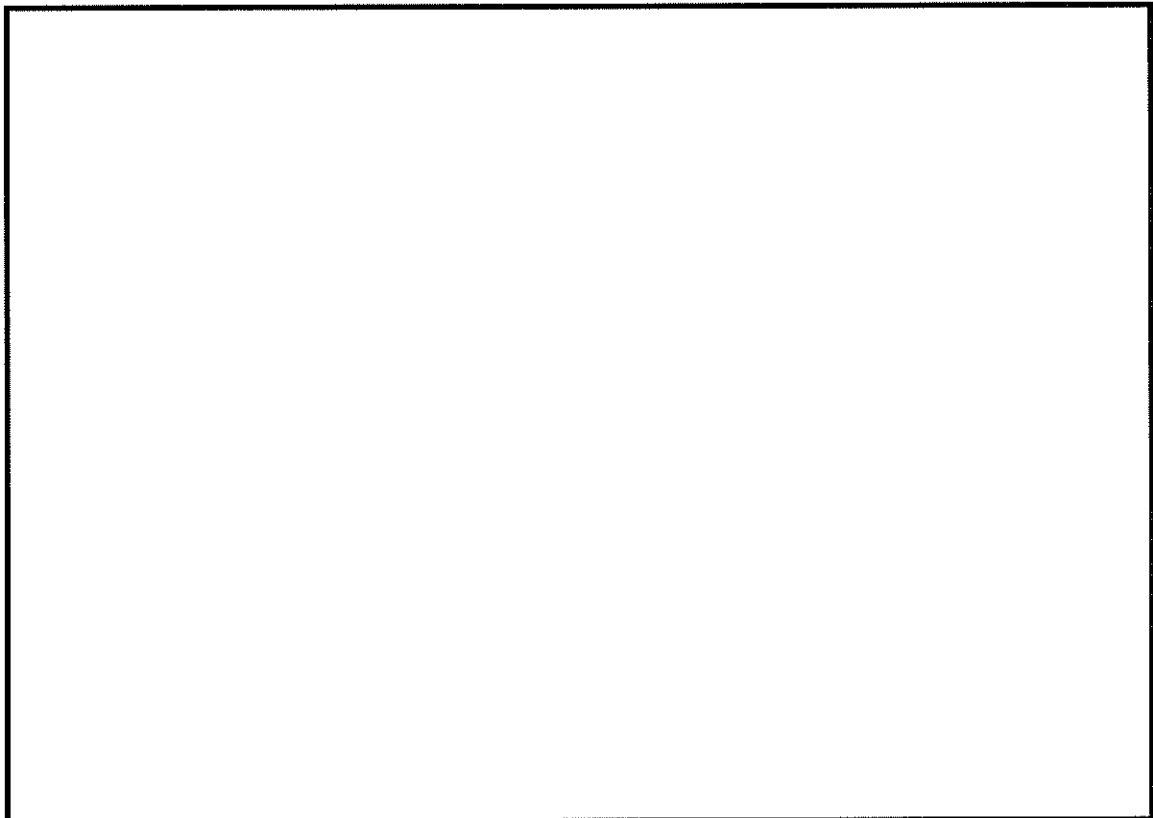


図 8.4-10 (2) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_v - D1$ [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

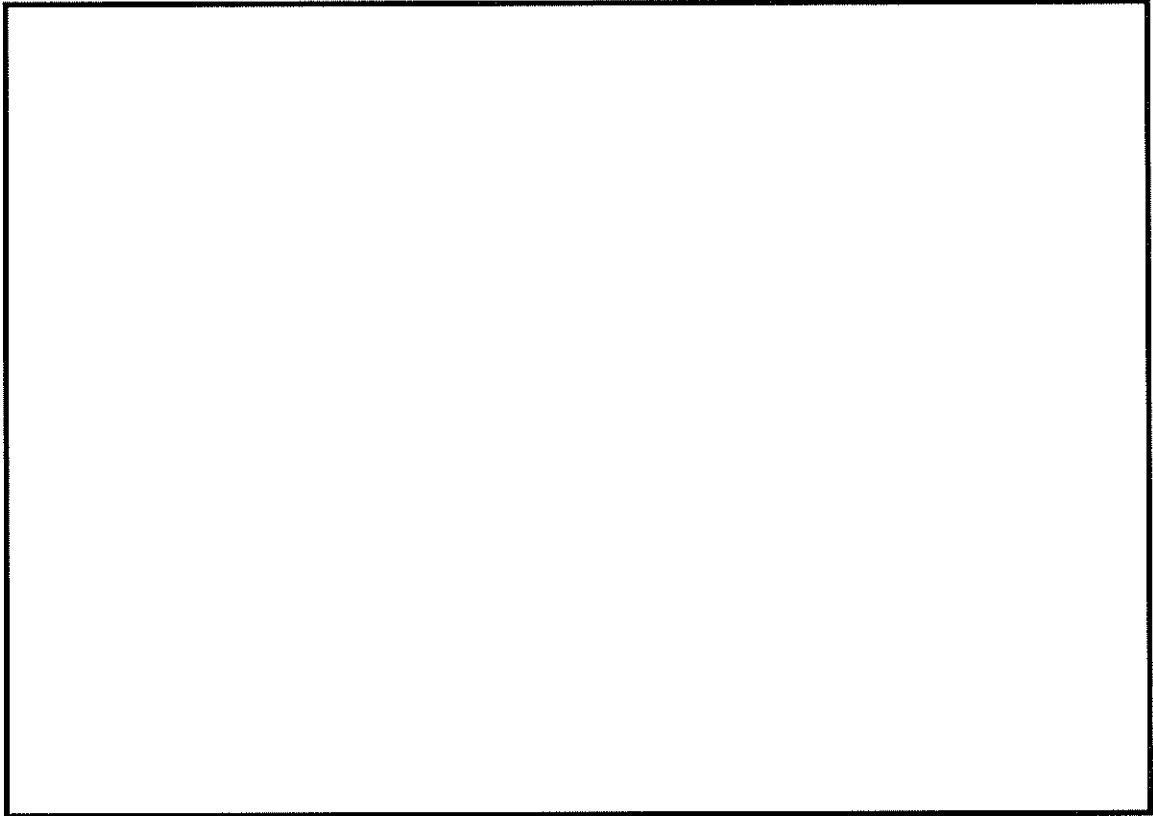


図 8.4-10 (3) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

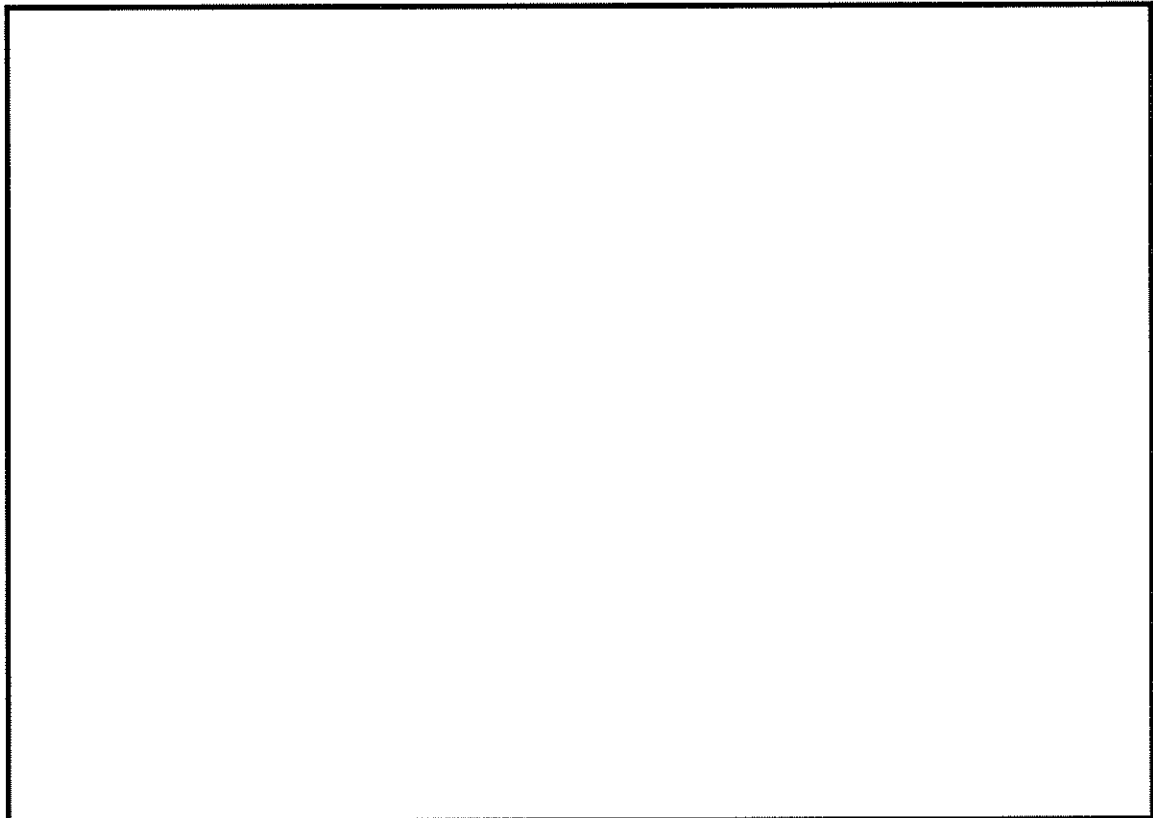


図 8.4-10 (4) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

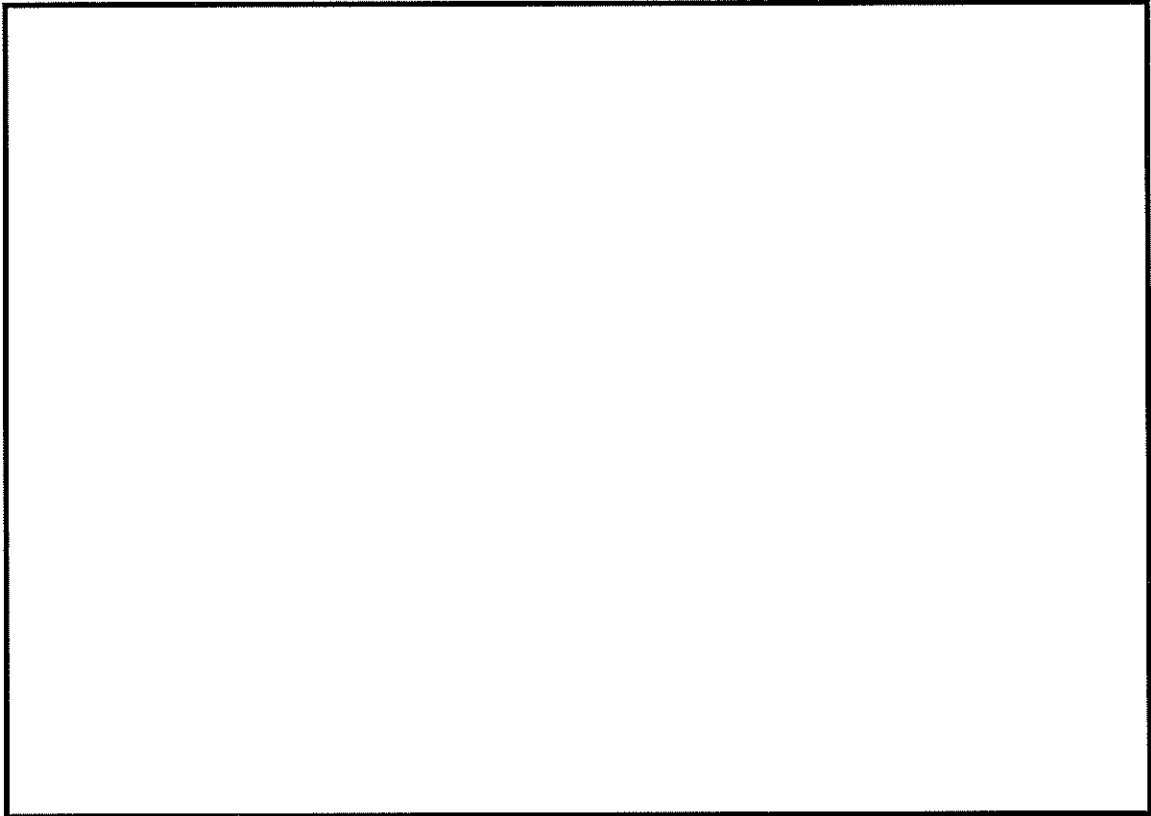


図 8.4-10 (5) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_e - 1 1$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

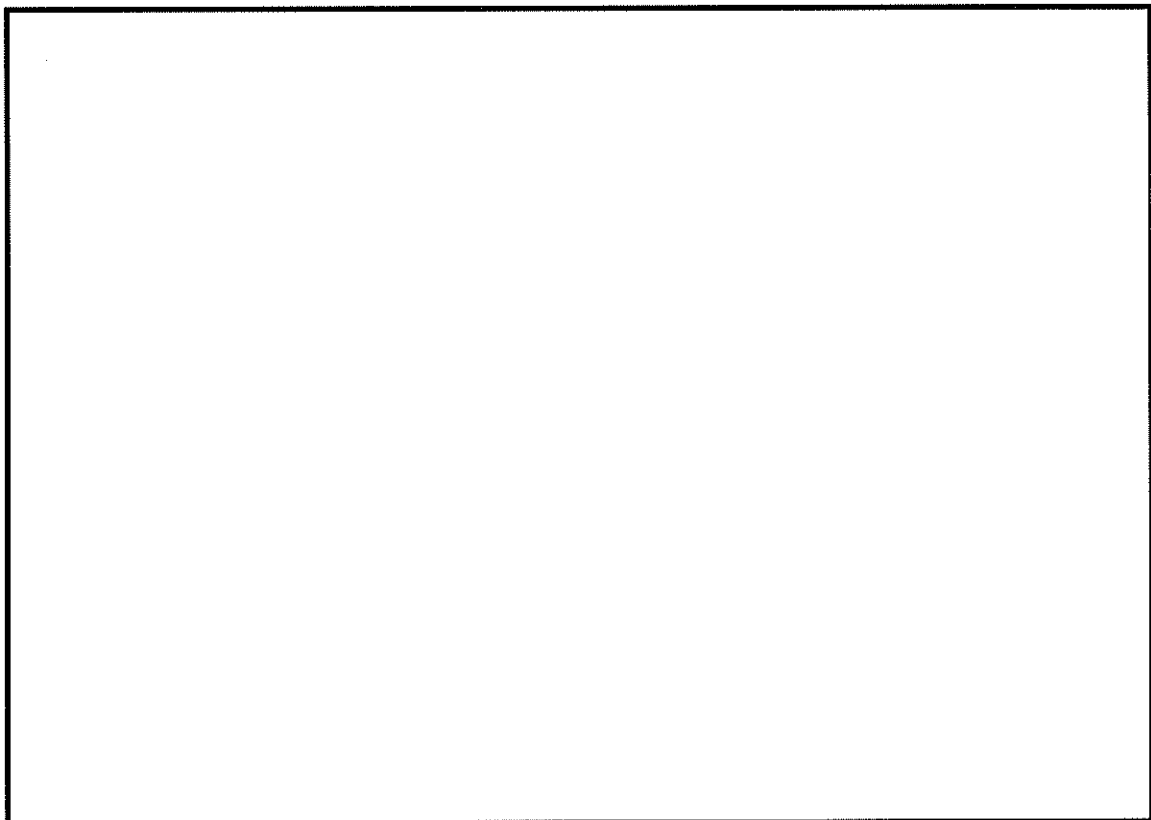


図 8.4-10 (6) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_e - 1 2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

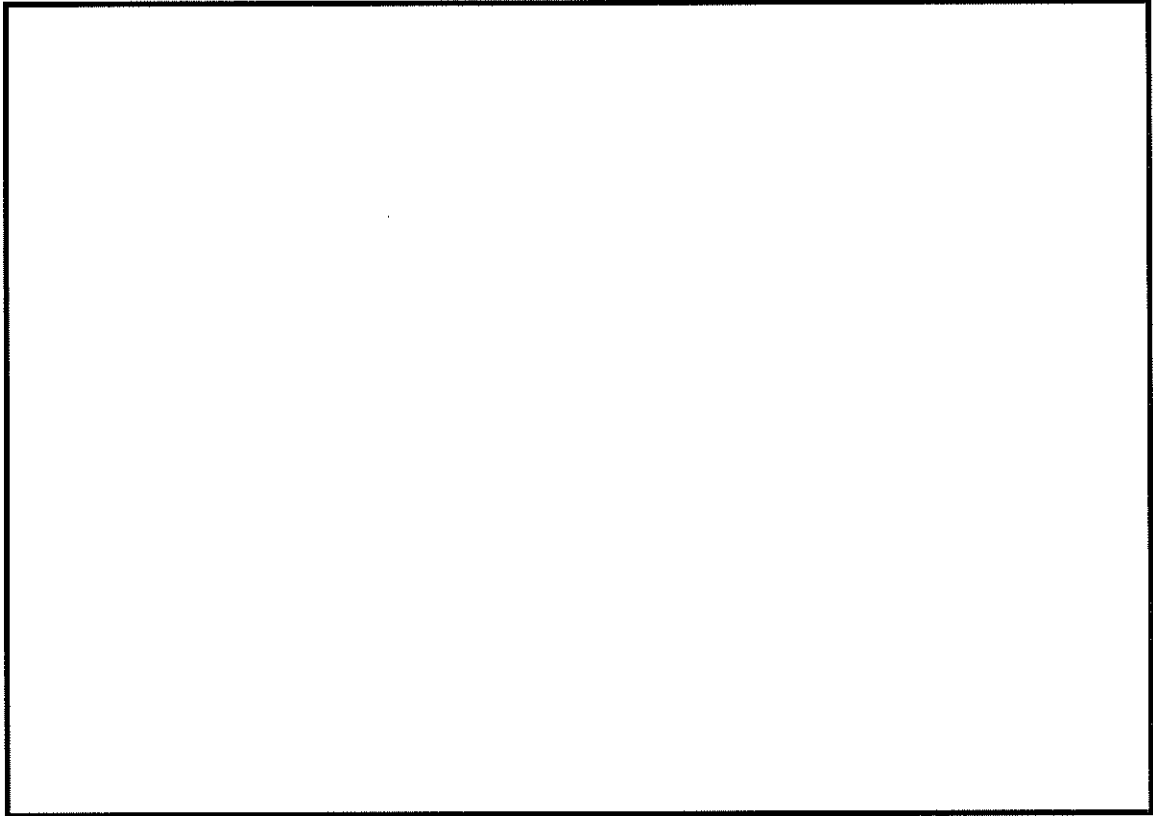


図 8.4-10 (7) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_u -13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

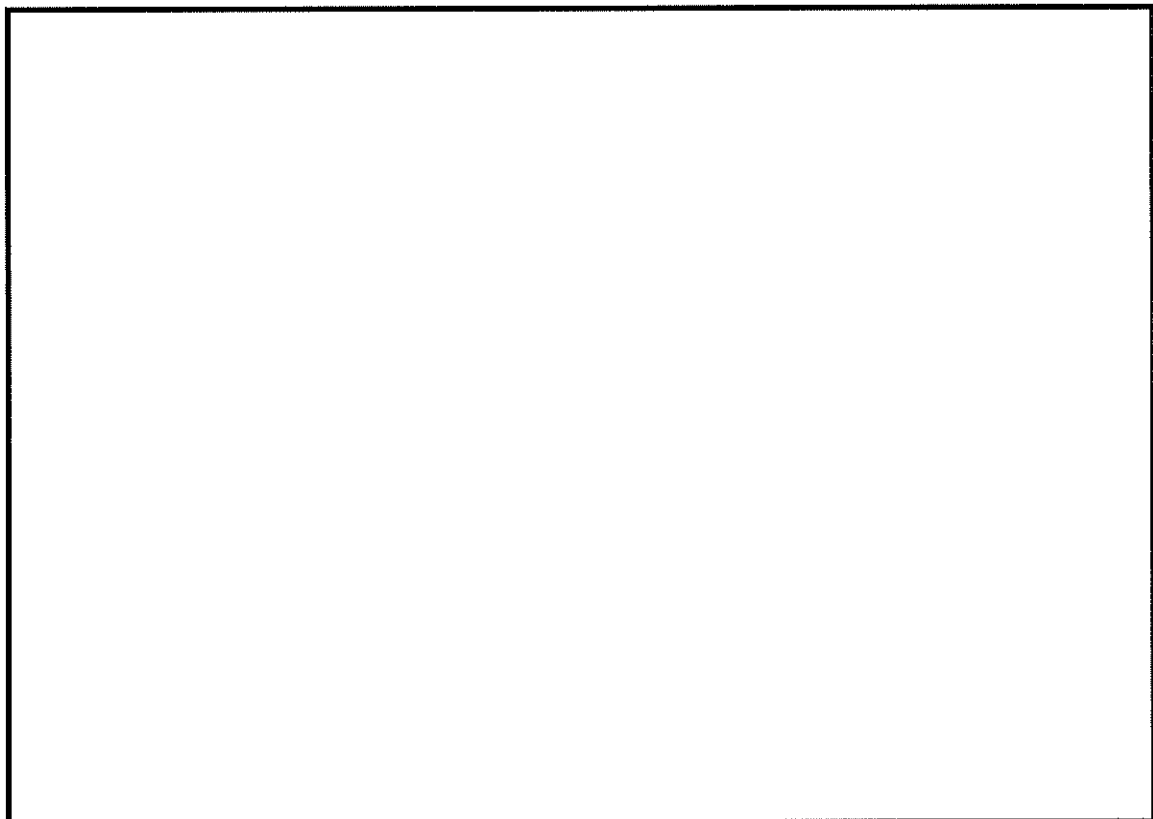


図 8.4-10 (8) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_u -14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

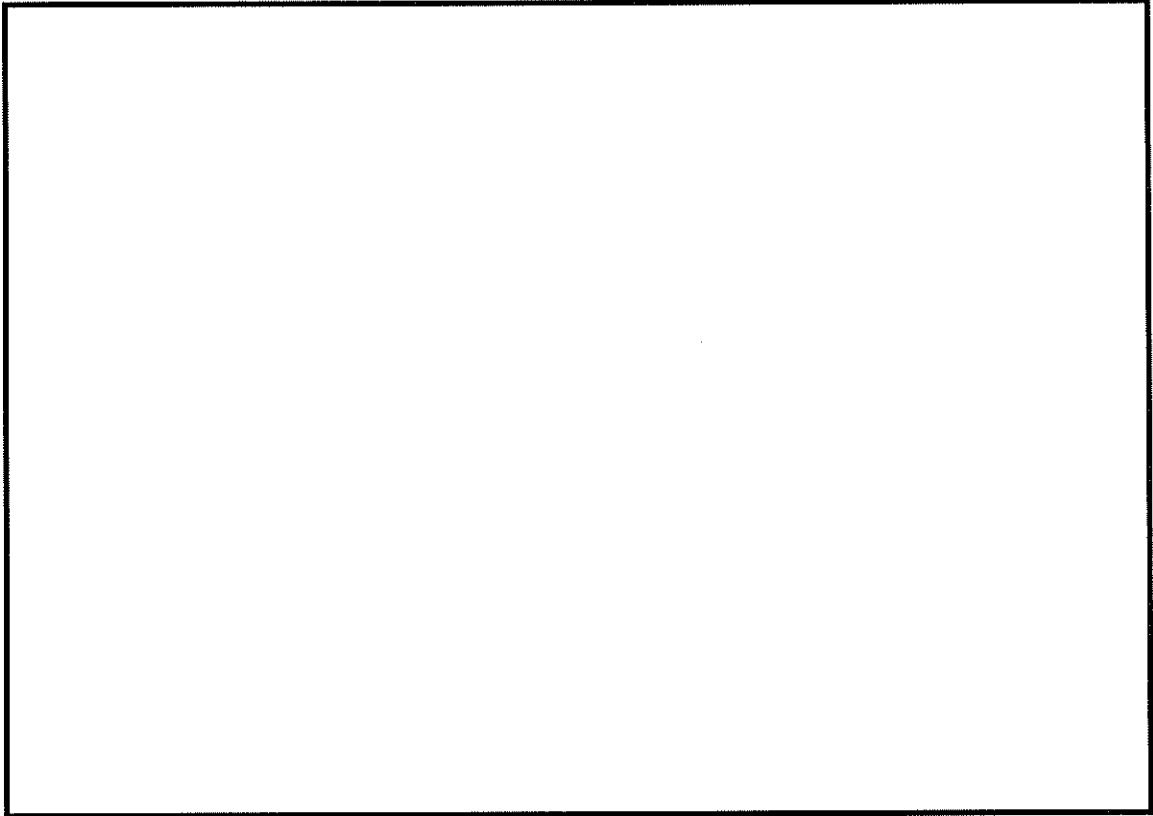


図 8.4-10 (9) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

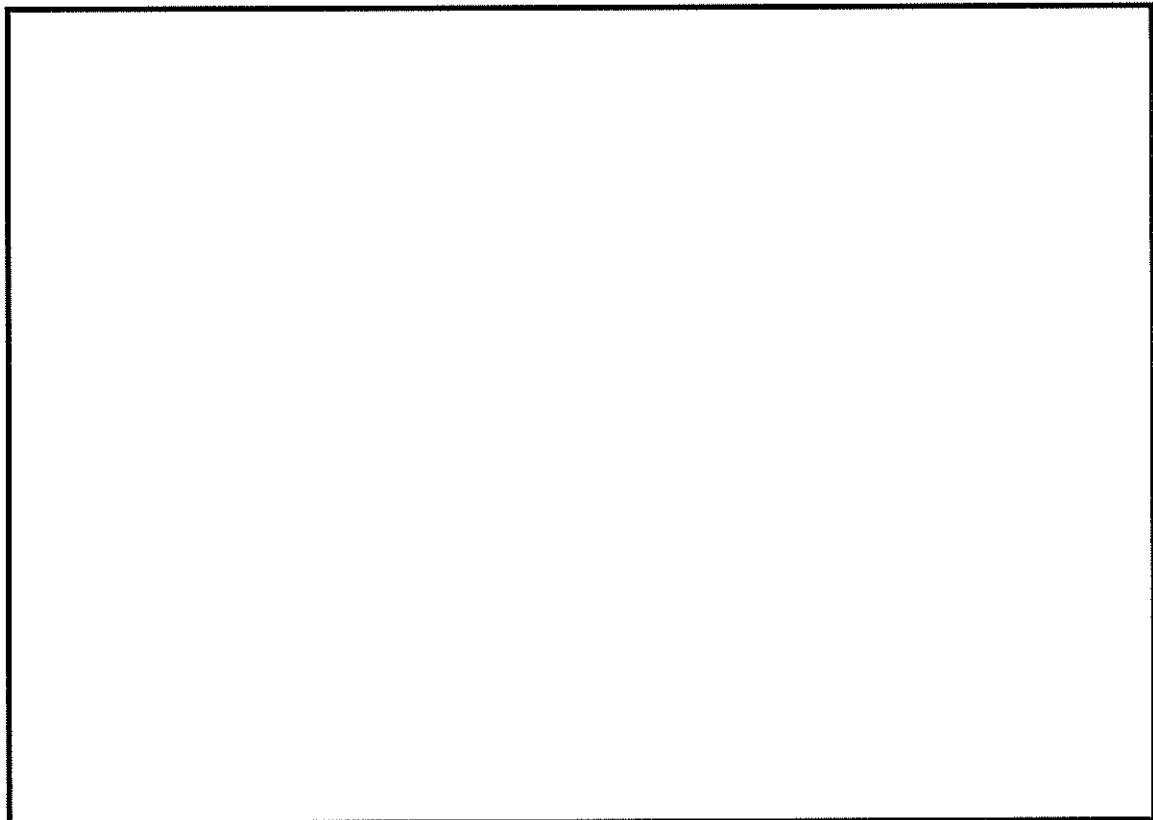


図 8.4-10 (10) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-22)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

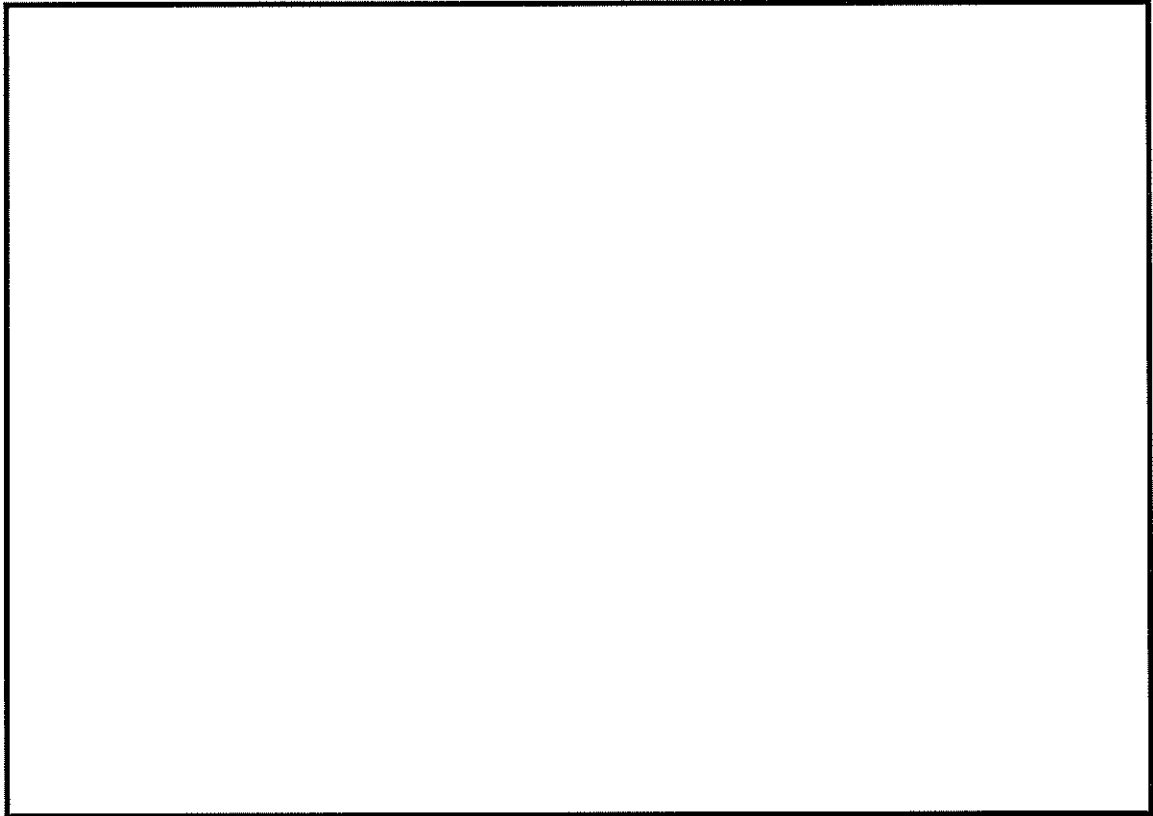


図 8.4-10 (11) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_v - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

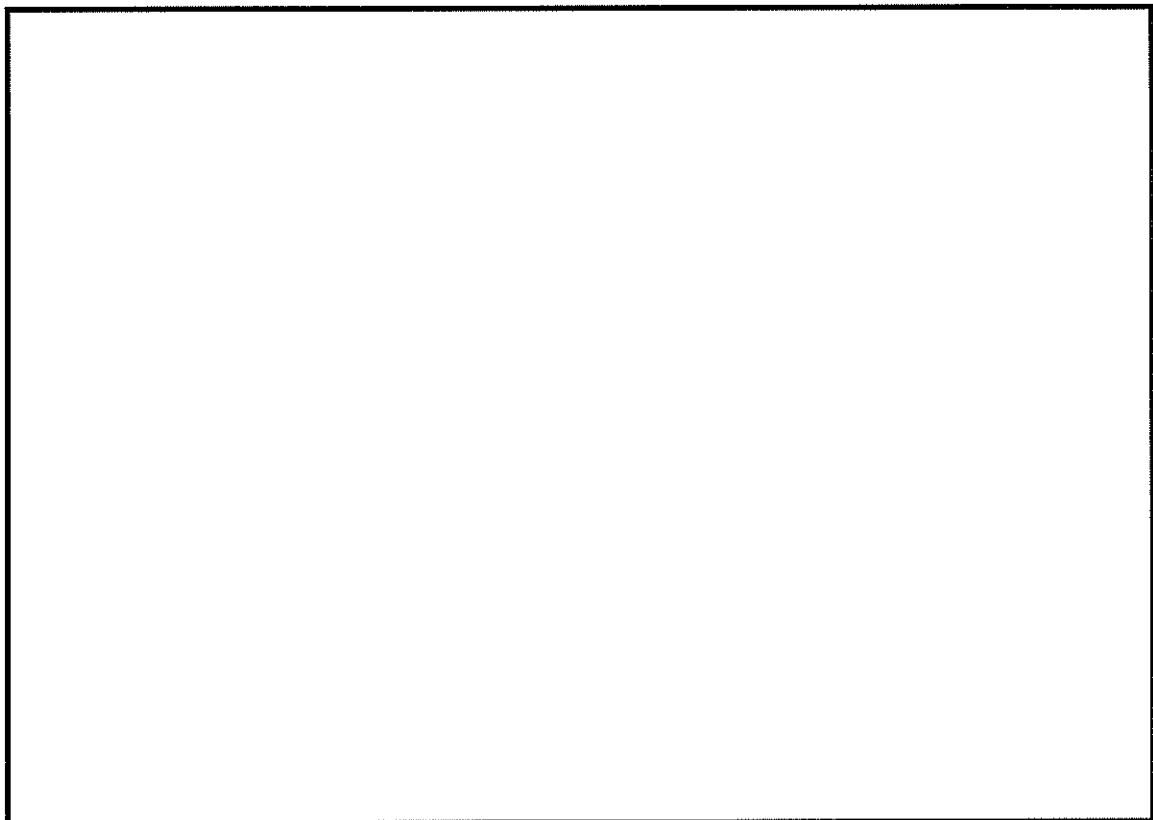


図 8.4-10 (12) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_v - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

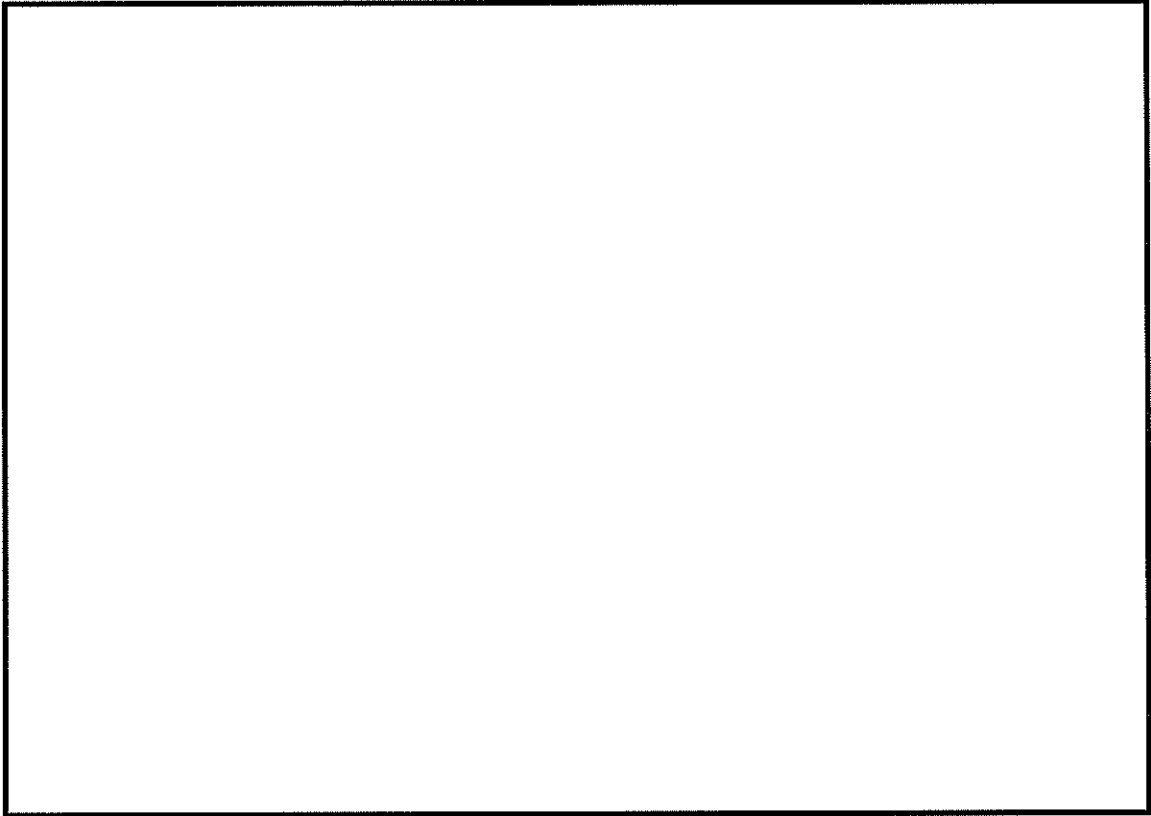


図 8.4-10 (13) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)

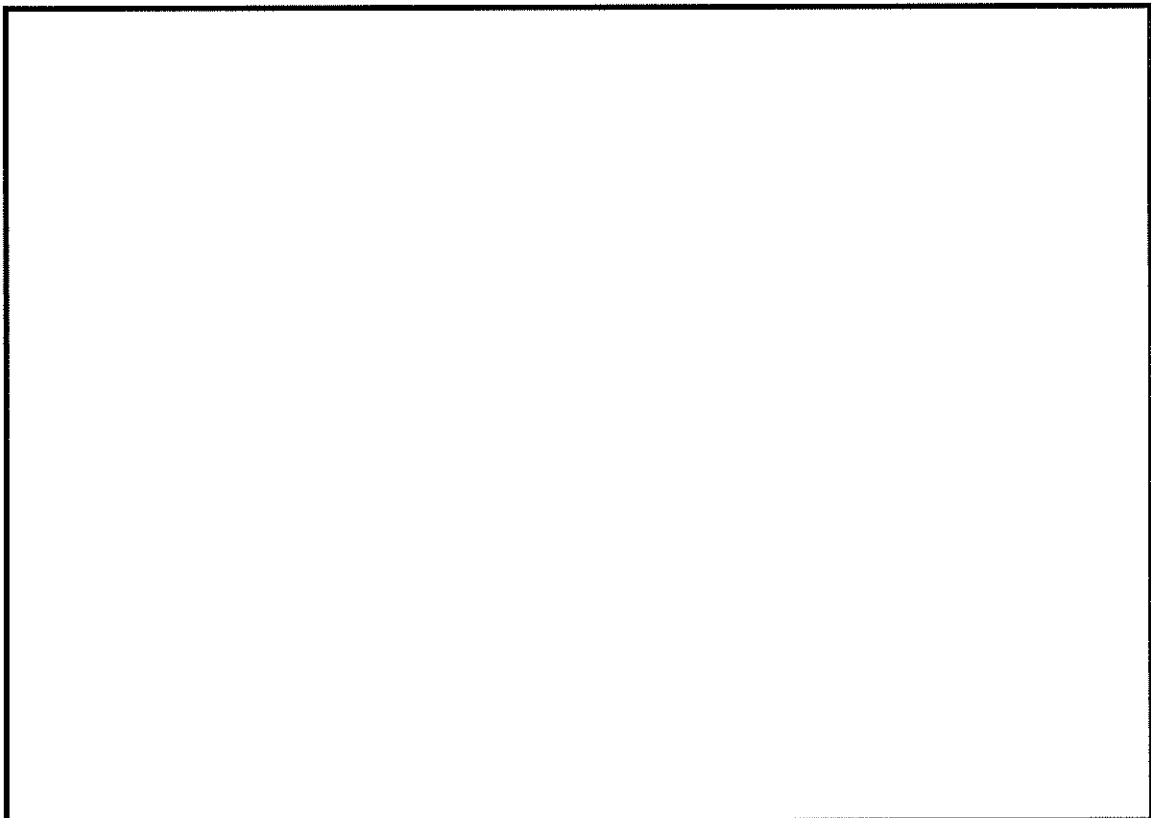


図 8.4-10 (14) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

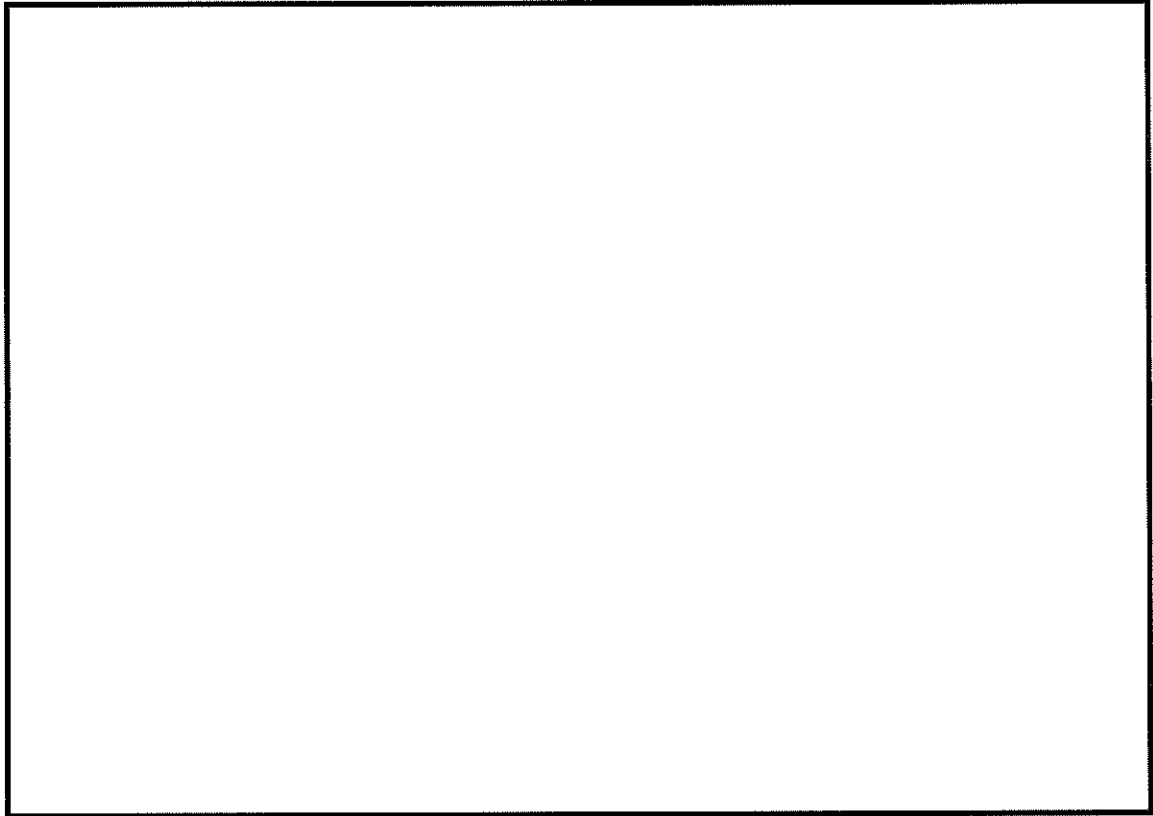


図 8.4-10 (15) 南北方向断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_u - D1 [H+, V+]$)
検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(5) 最大水平加速度分布

最大水平加速度分布図を図 8.4-11 及び図 8.4-12 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。

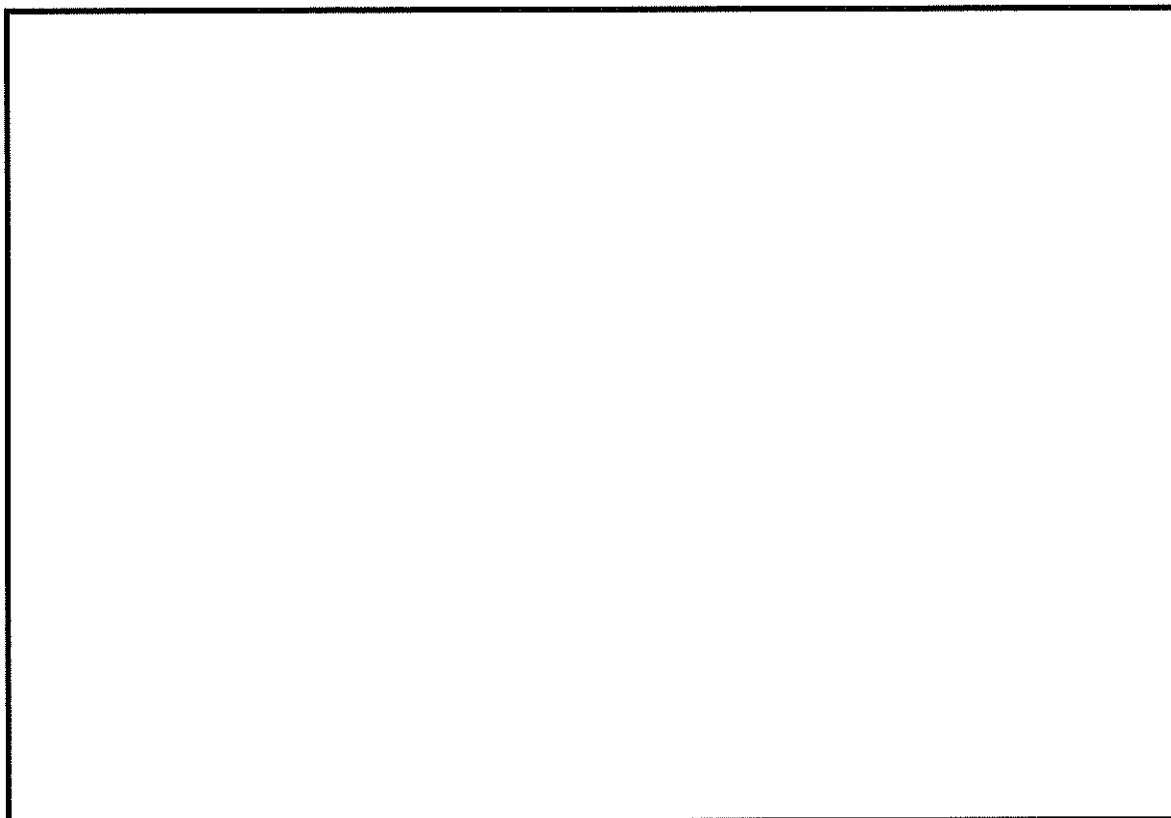


図 8.4-11 (1) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

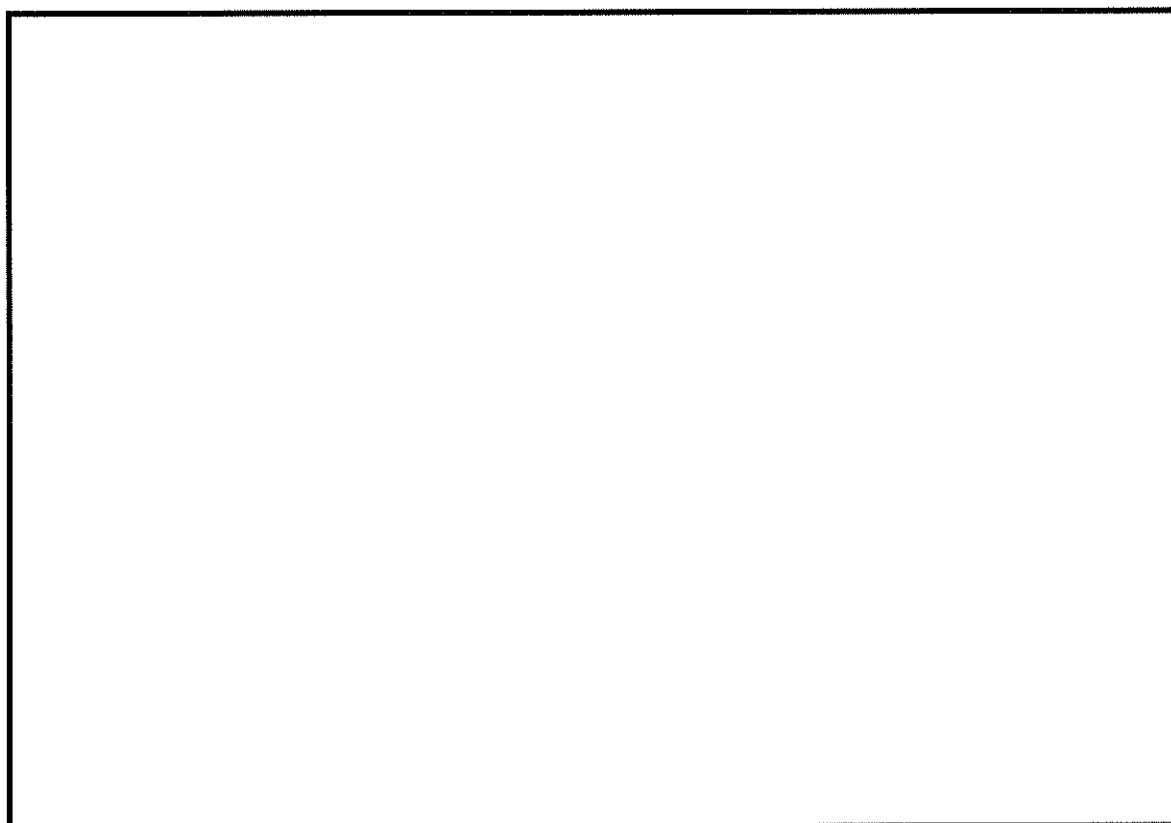


図 8.4-11 (2) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

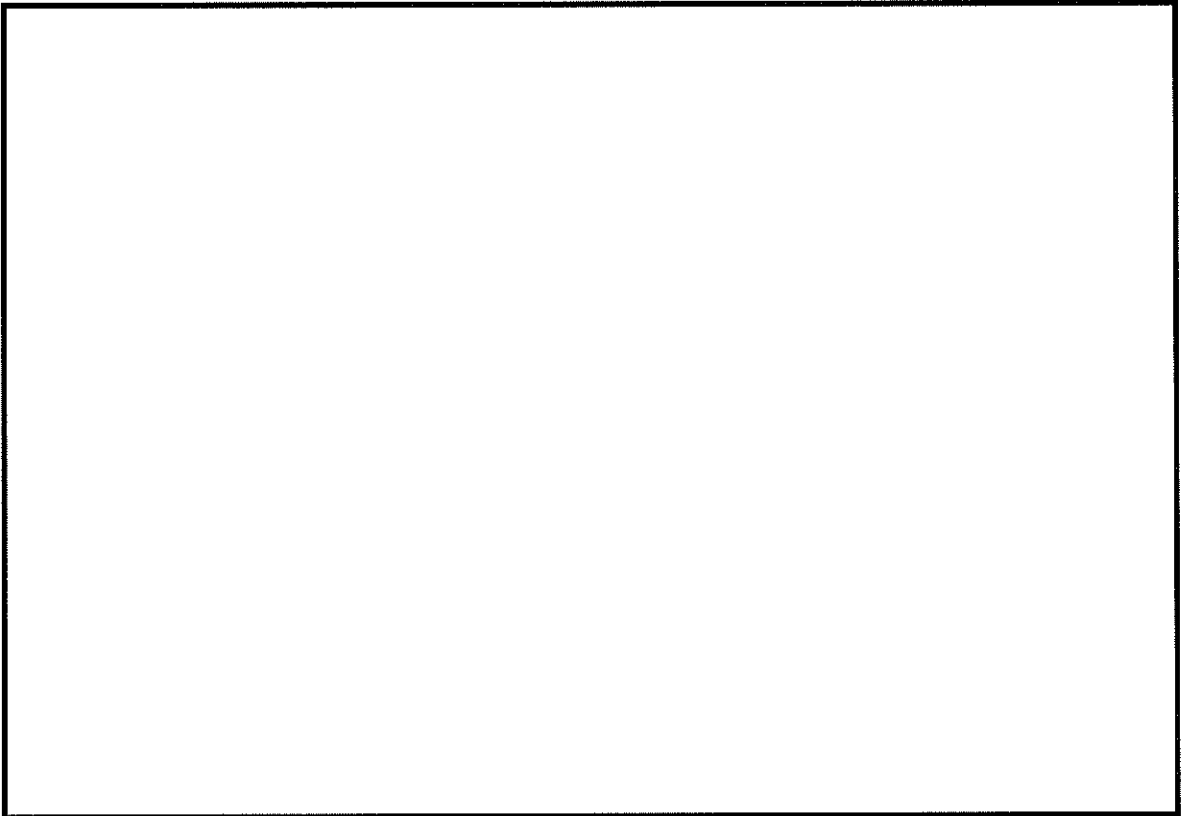


図 8.4-11 (3) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

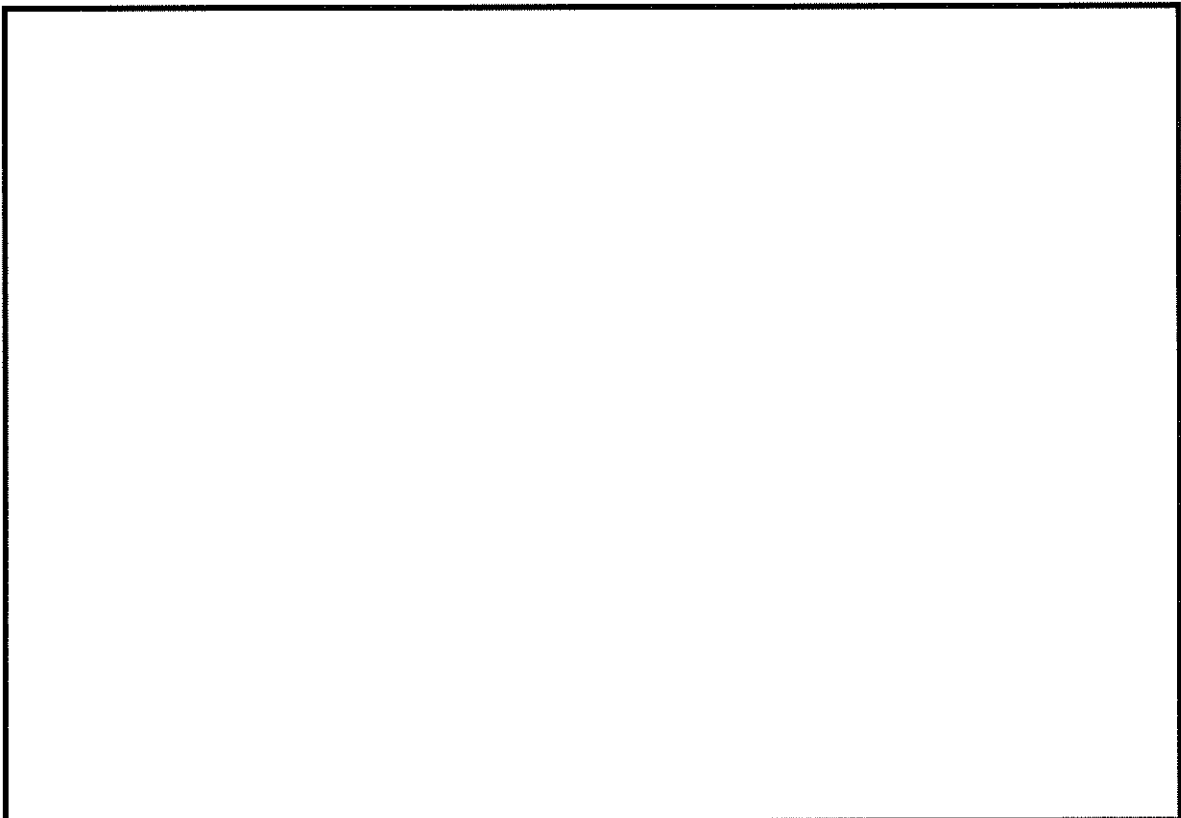


図 8.4-11 (4) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

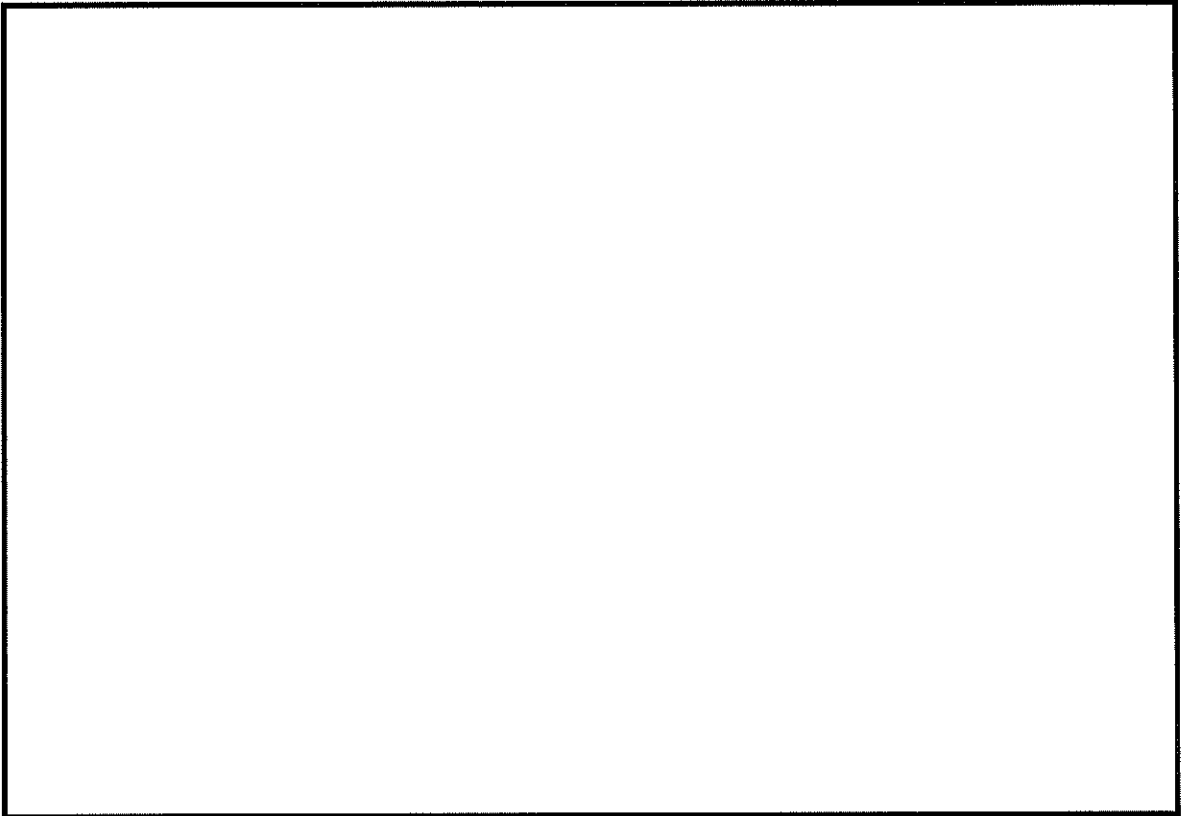


図 8.4-11 (5) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

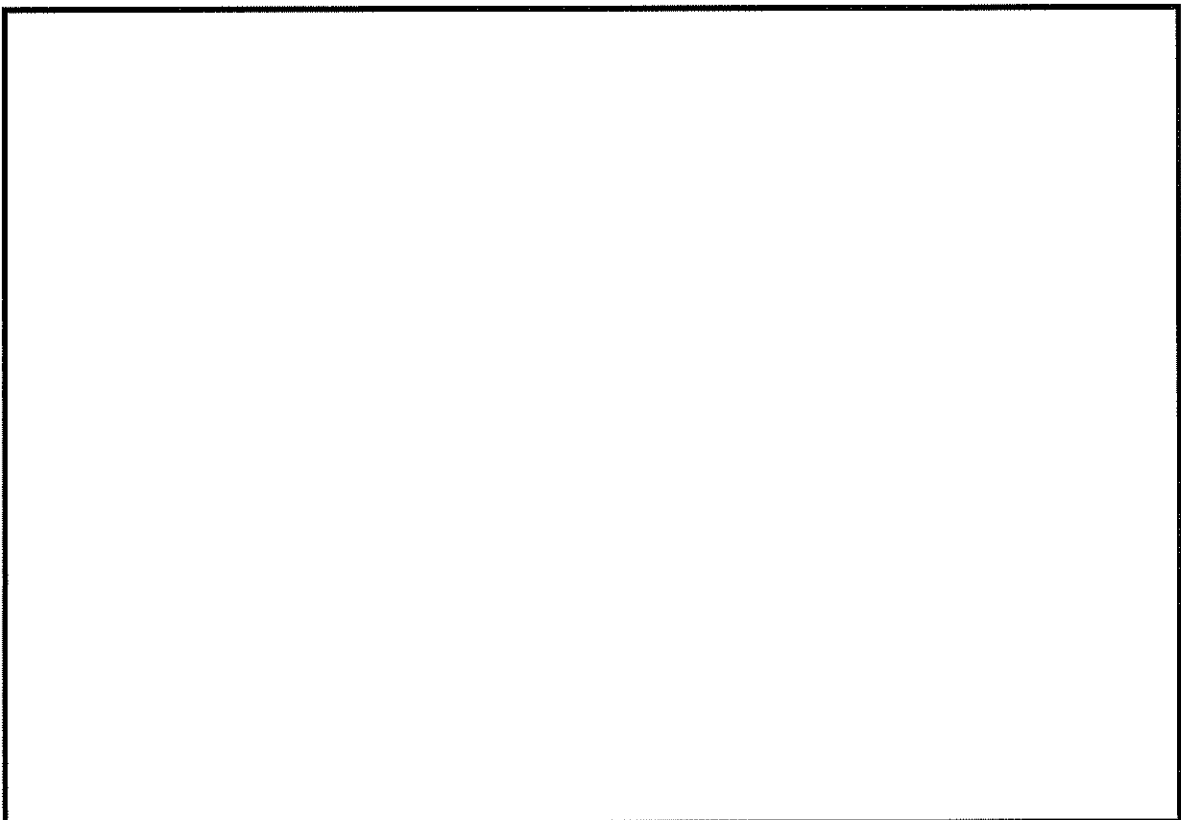


図 8.4-11 (6) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

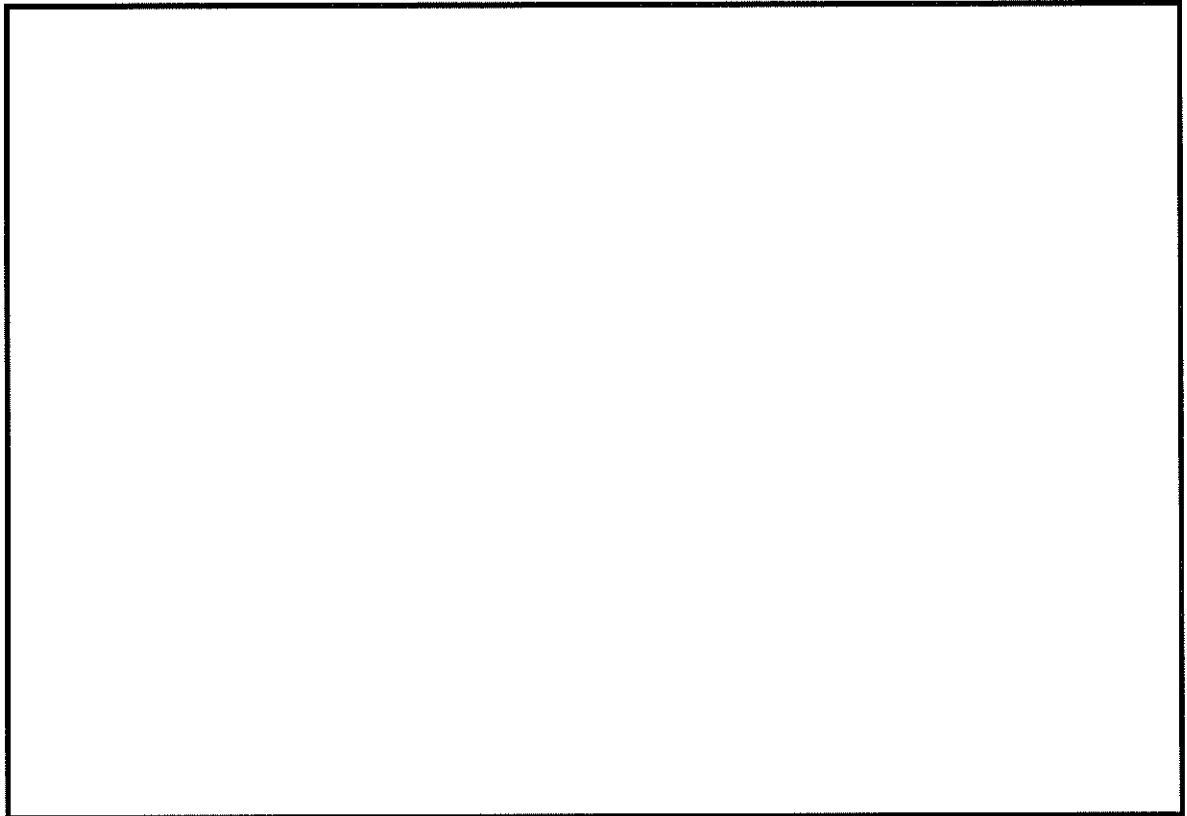


図 8.4-11 (7) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

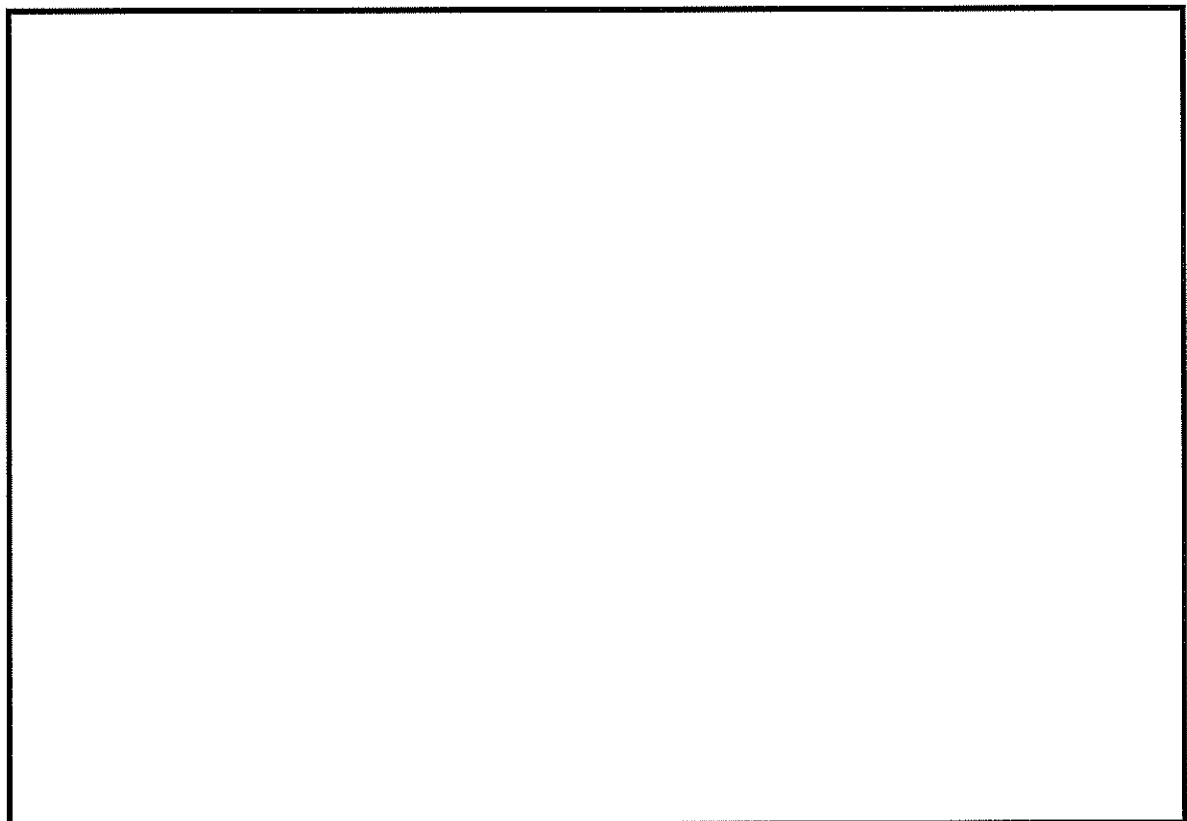


図 8.4-11 (8) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

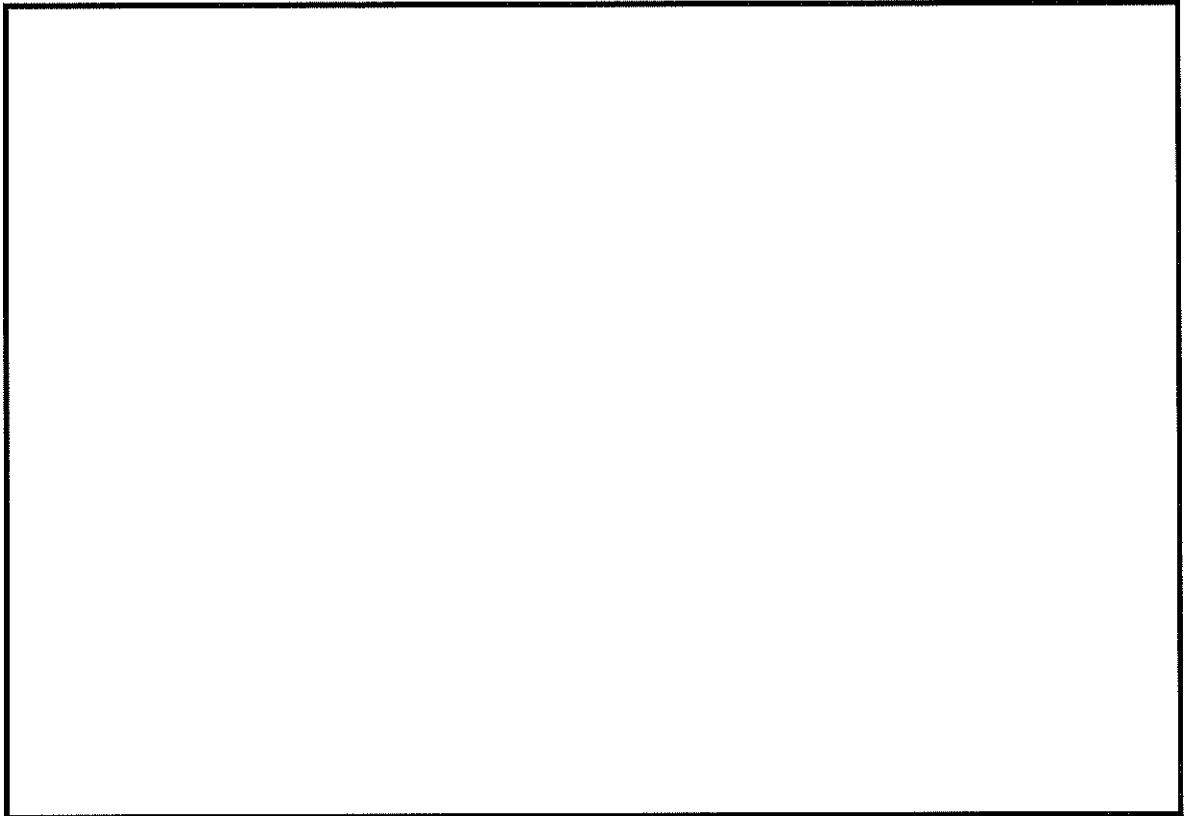


図 8.4-11 (9) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

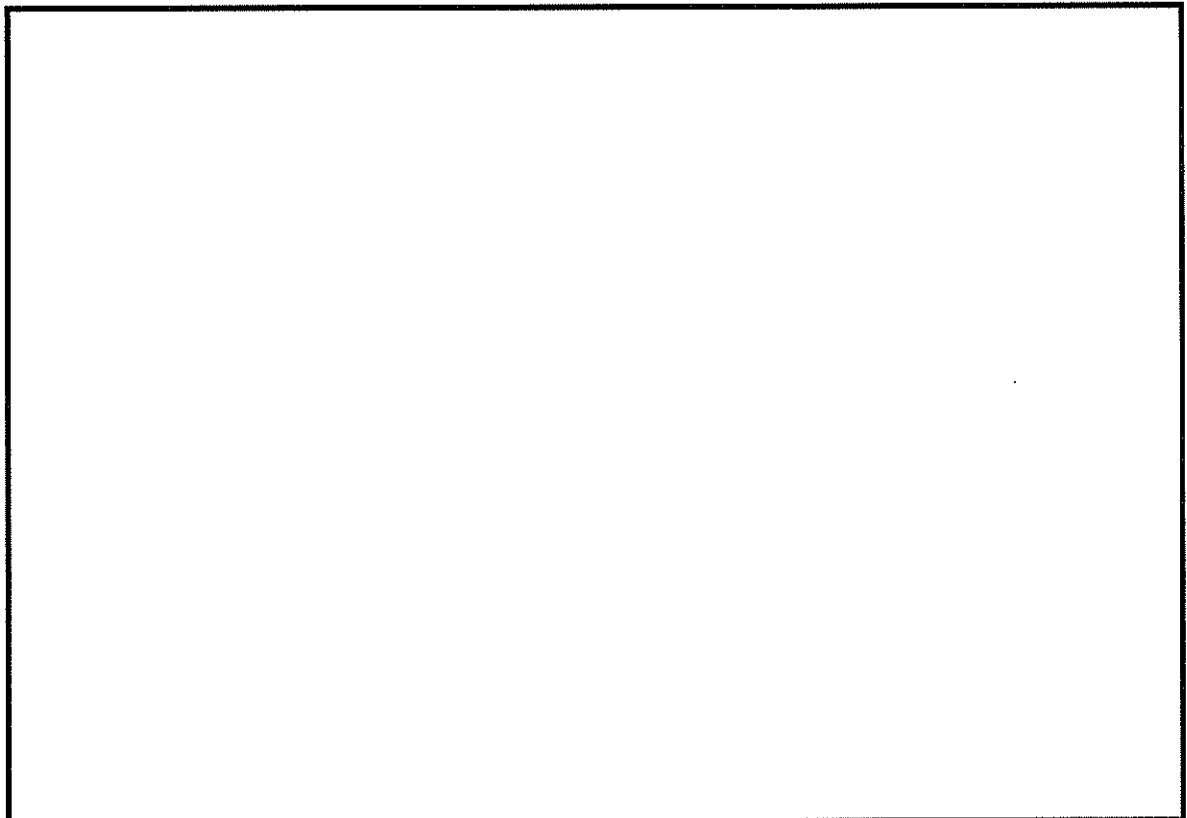


図 8.4-11 (10) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-22)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

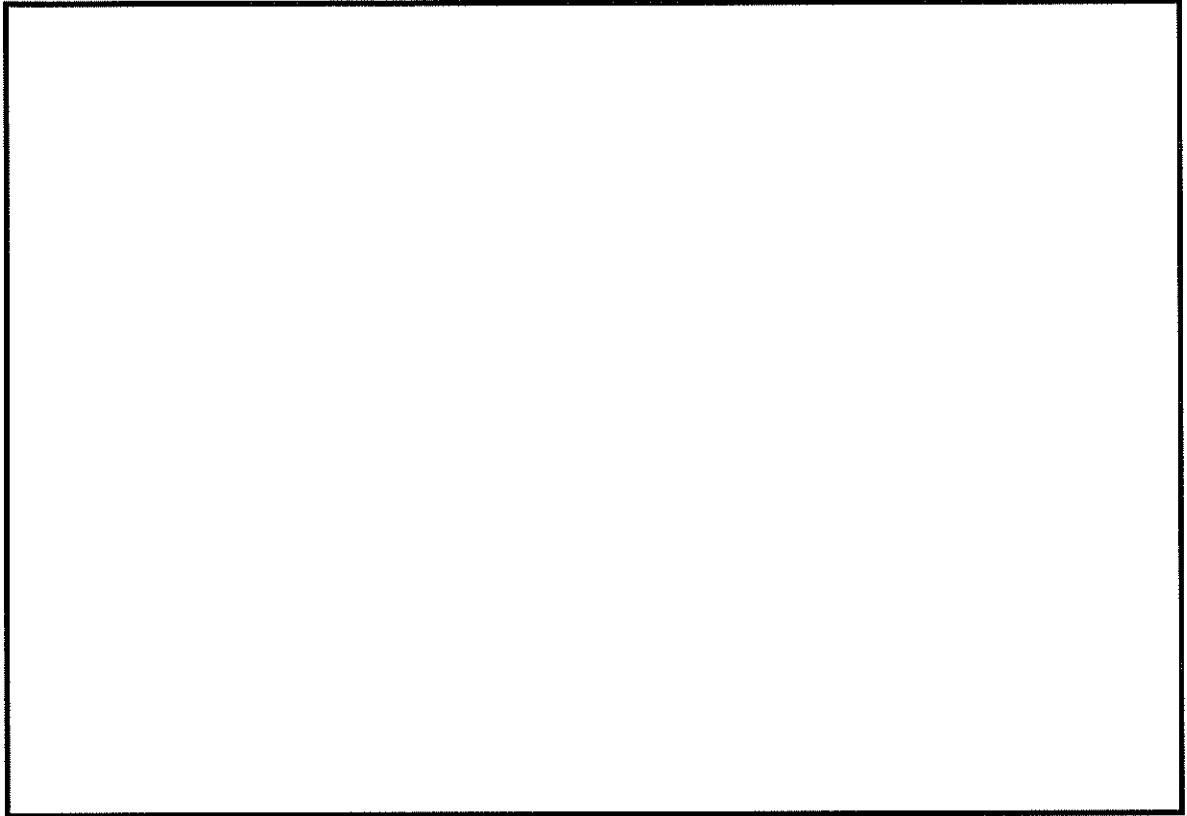


図 8.4-11 (11) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

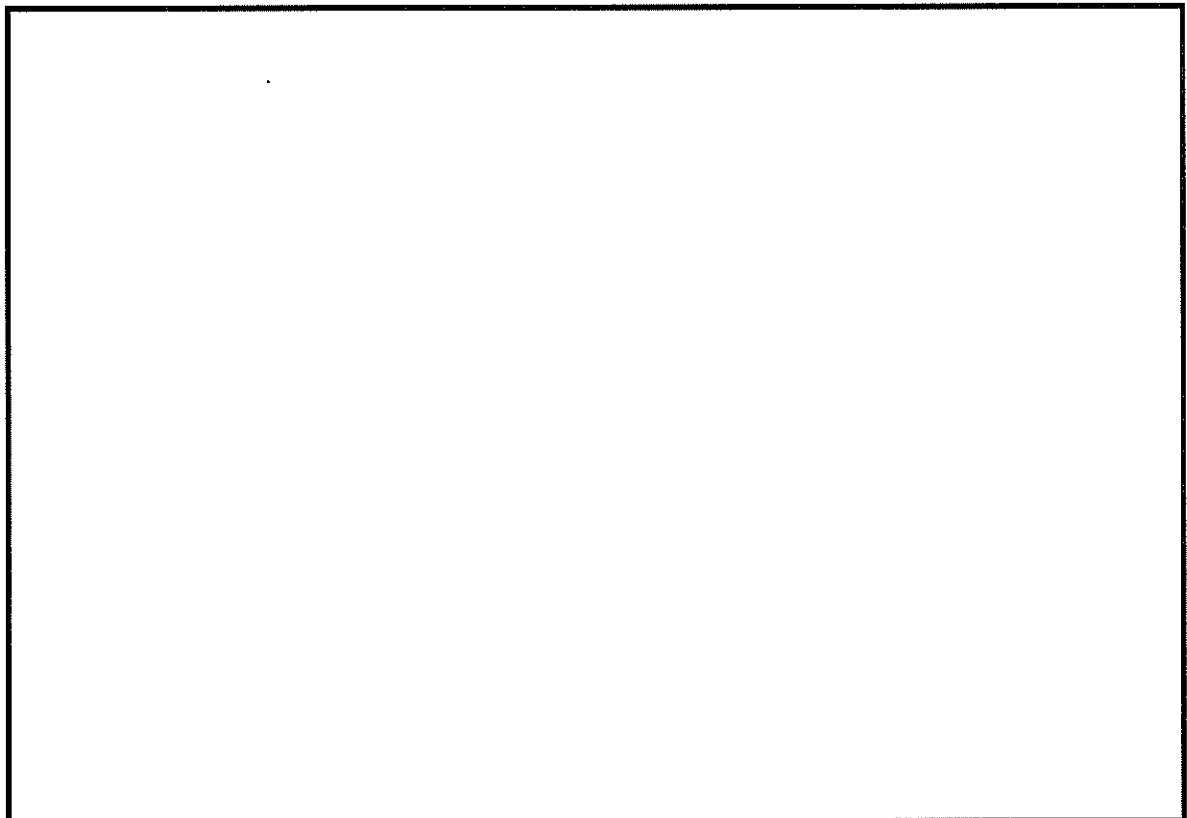


図 8.4-11 (12) 東西方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

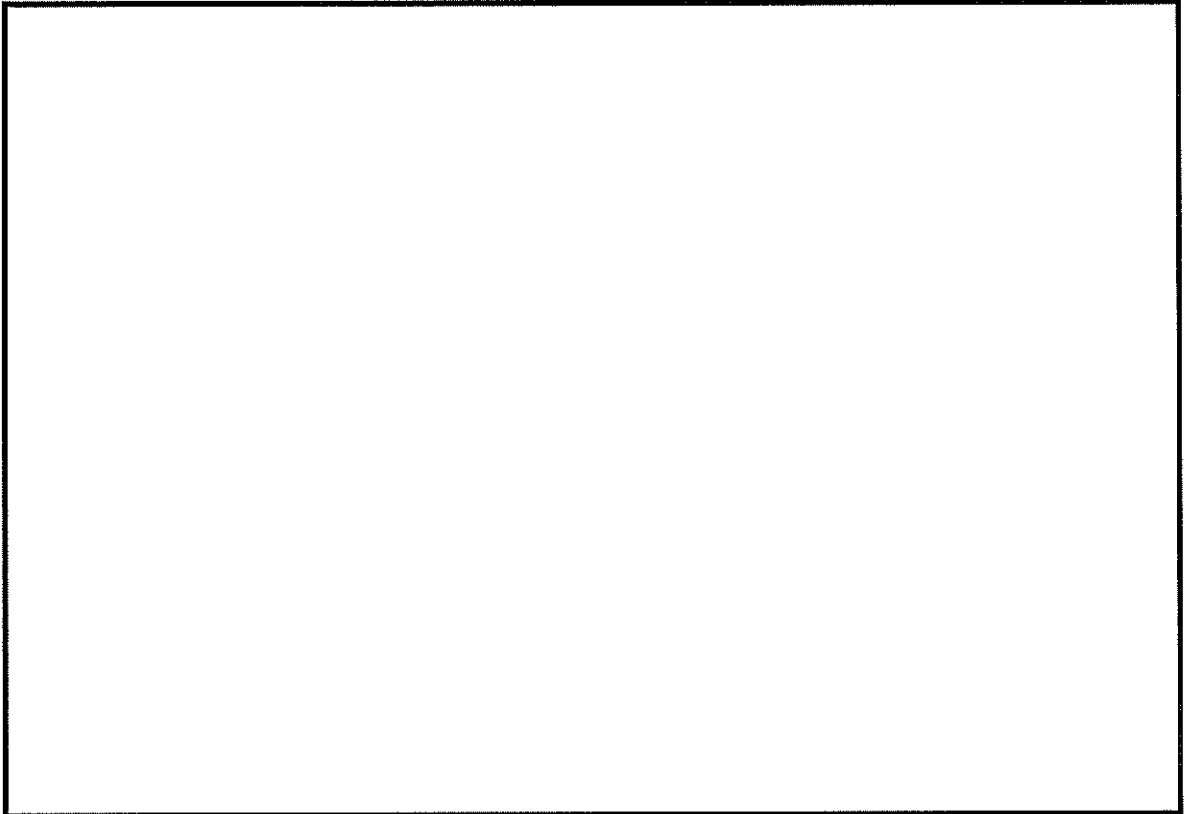


図 8.4-11 (13) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

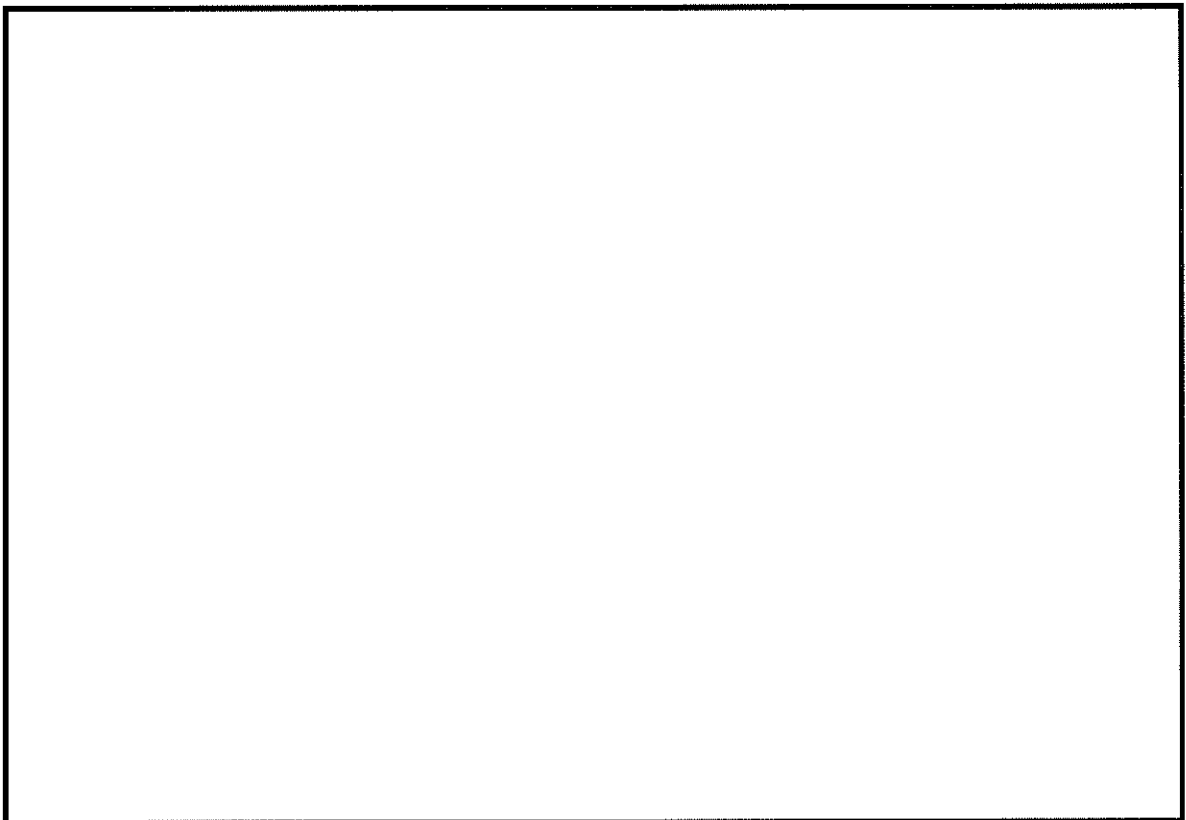


図 8.4-11 (14) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

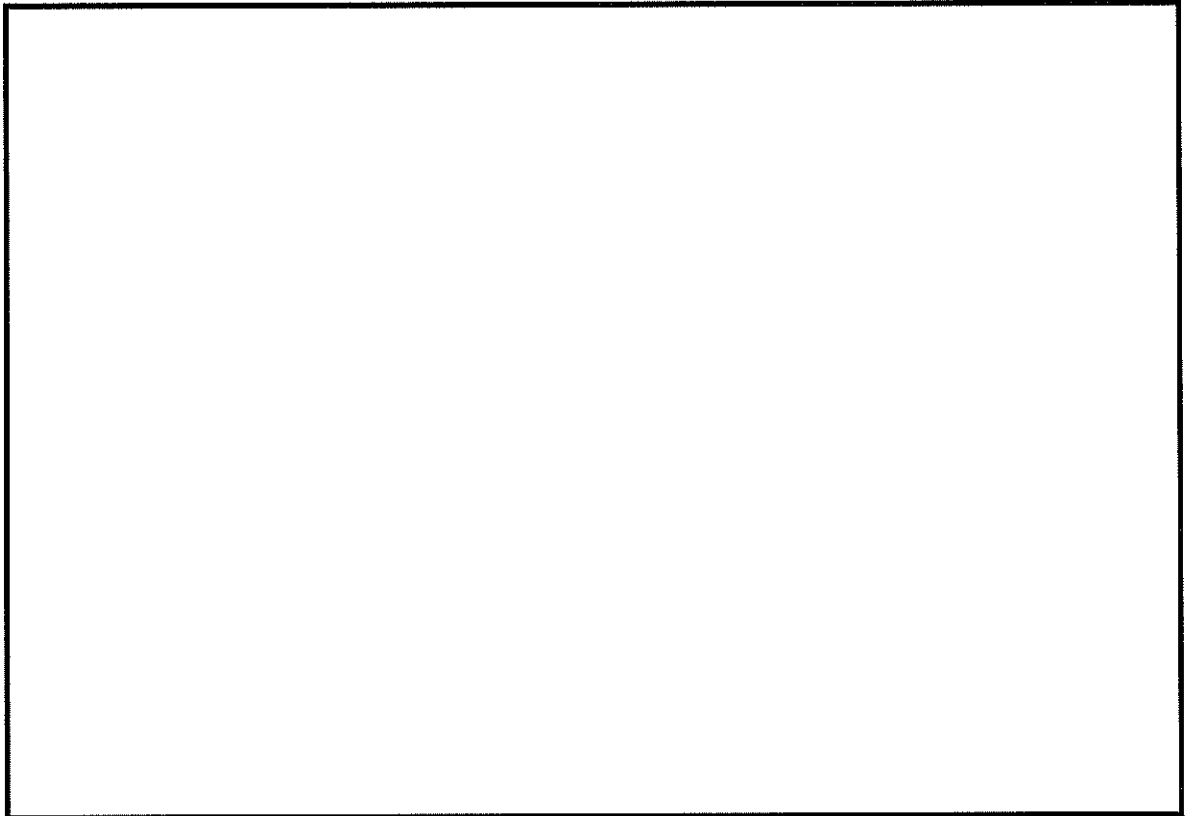


図 8.4-11 (15) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

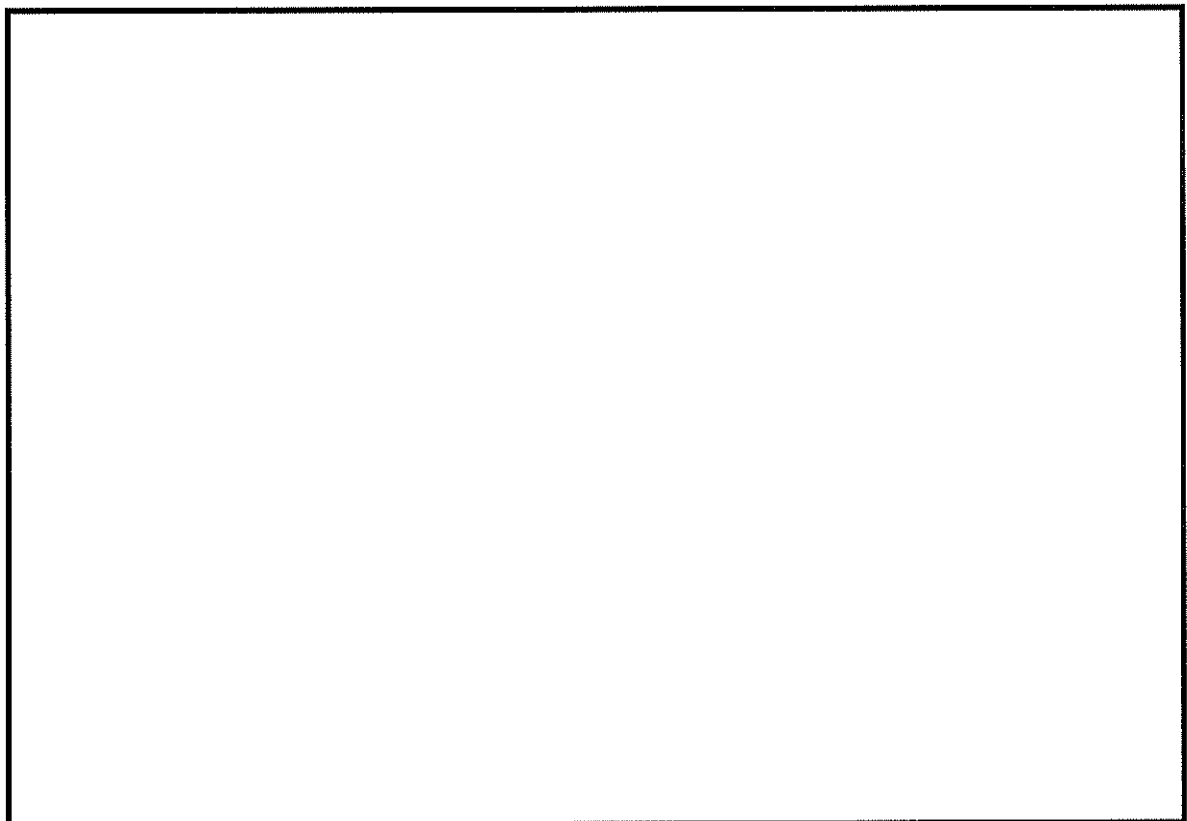


図 8.4-11 (16) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

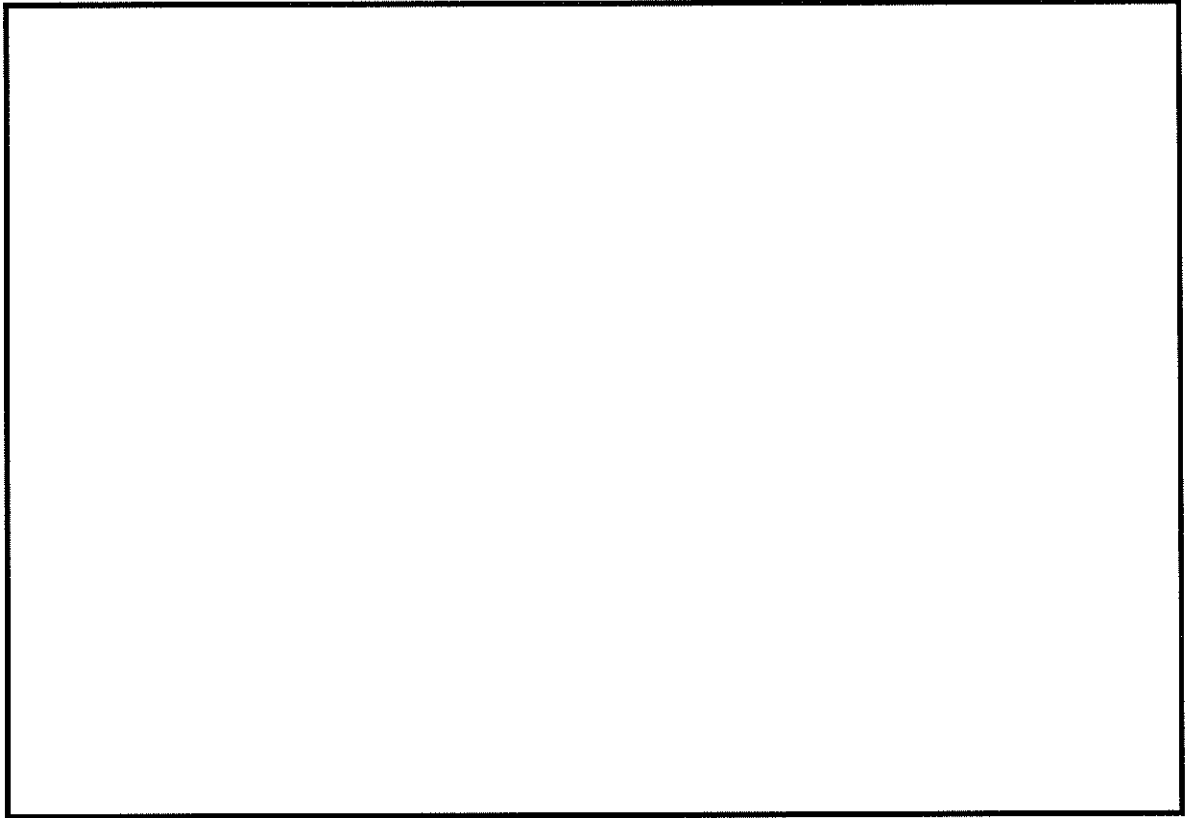


図 8.4-11 (17) 東西方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

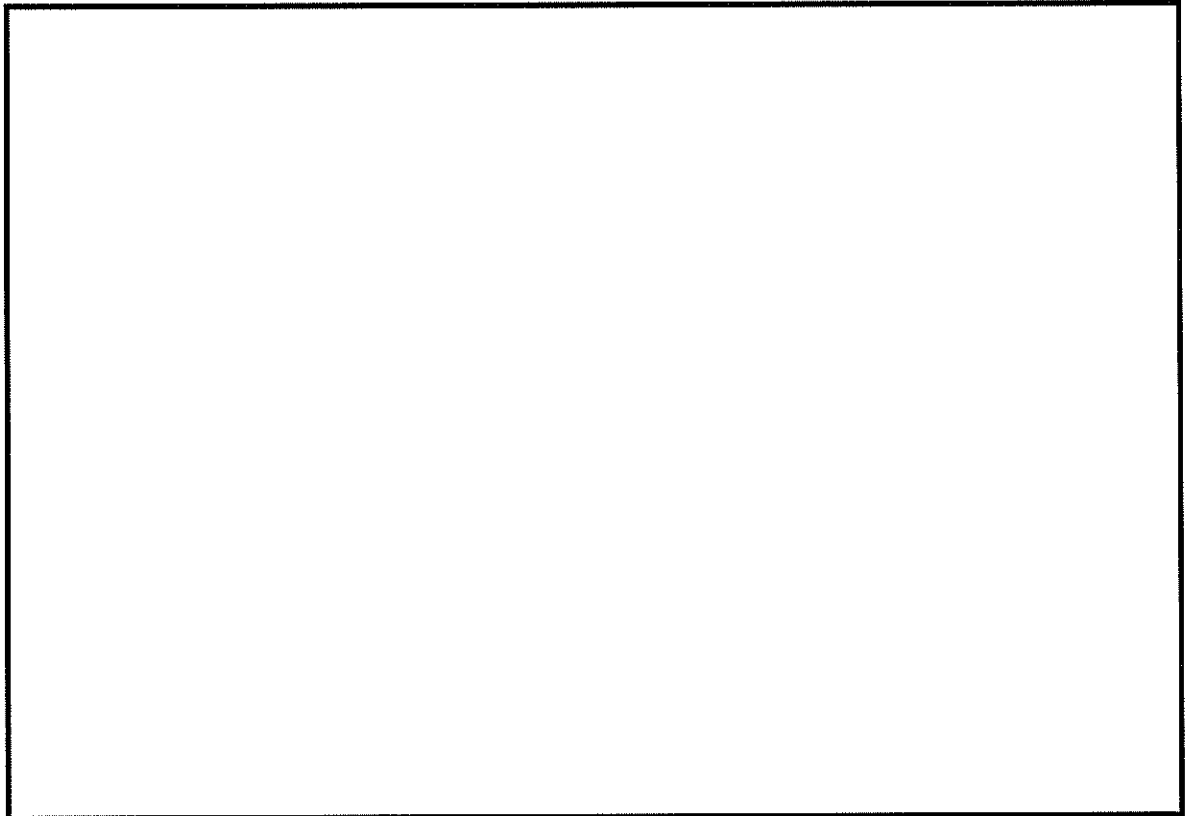


図 8.4-12 (1) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

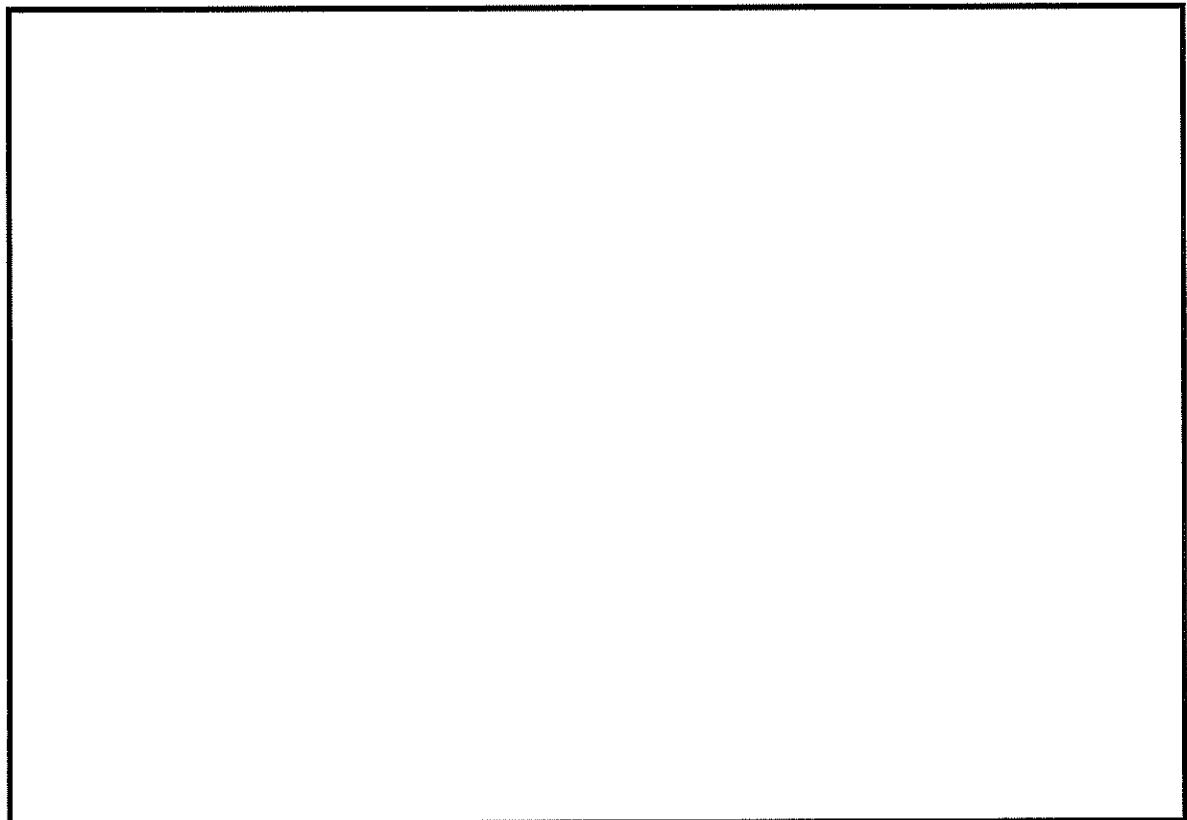


図 8.4-12 (2) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

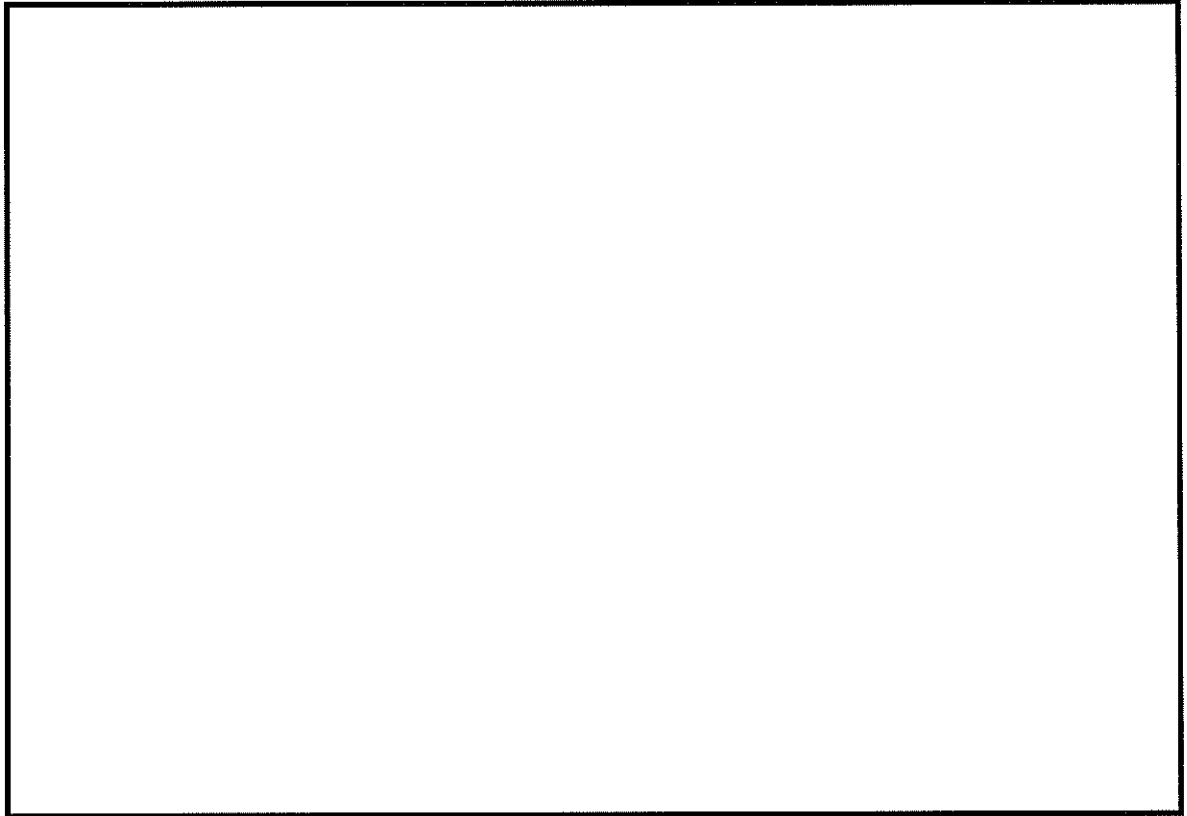


図 8.4-12 (3) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

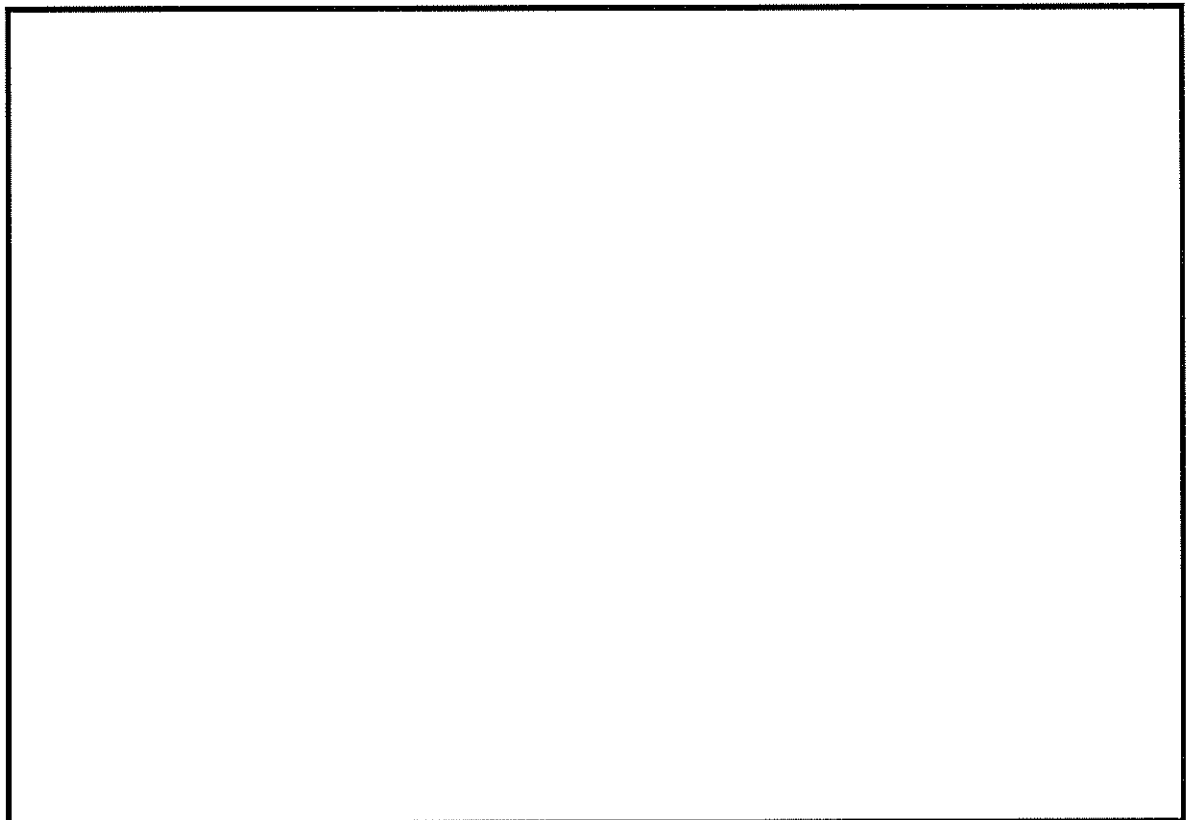


図 8.4-12 (4) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

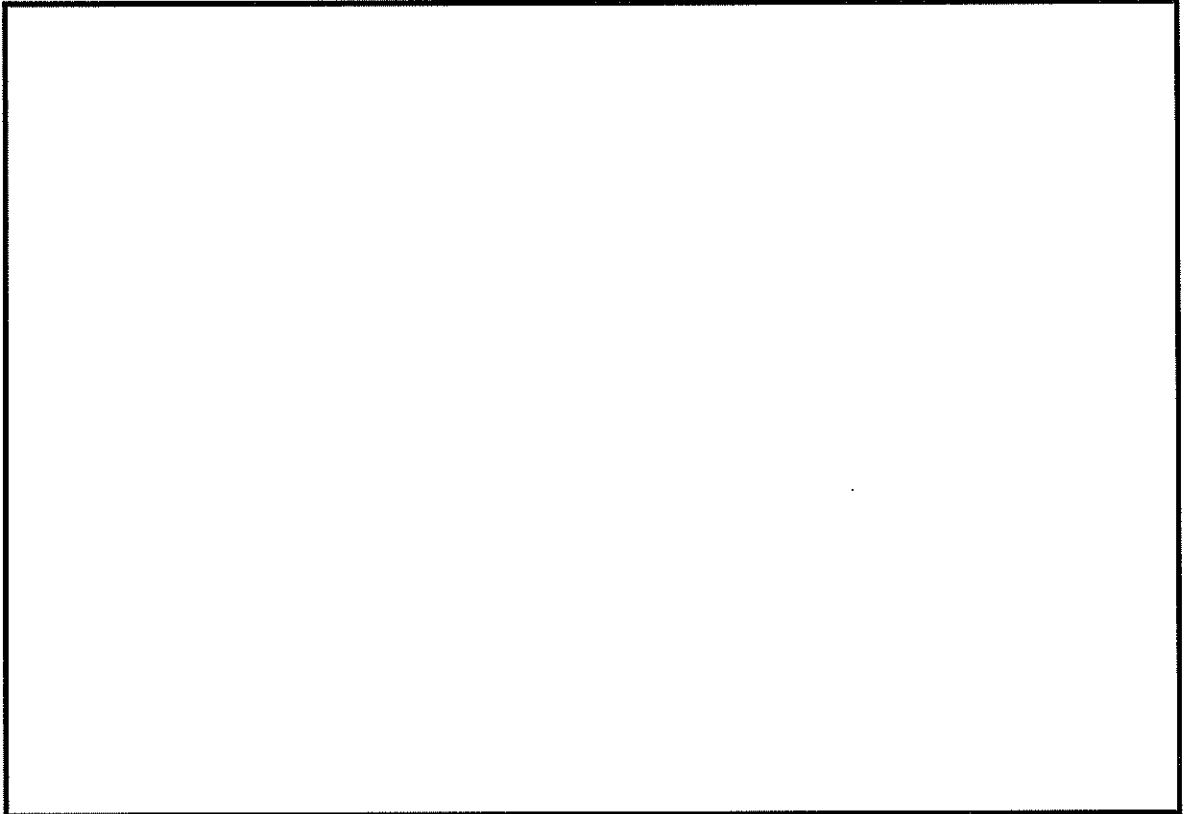


図 8.4-12 (5) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_a-1.1$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

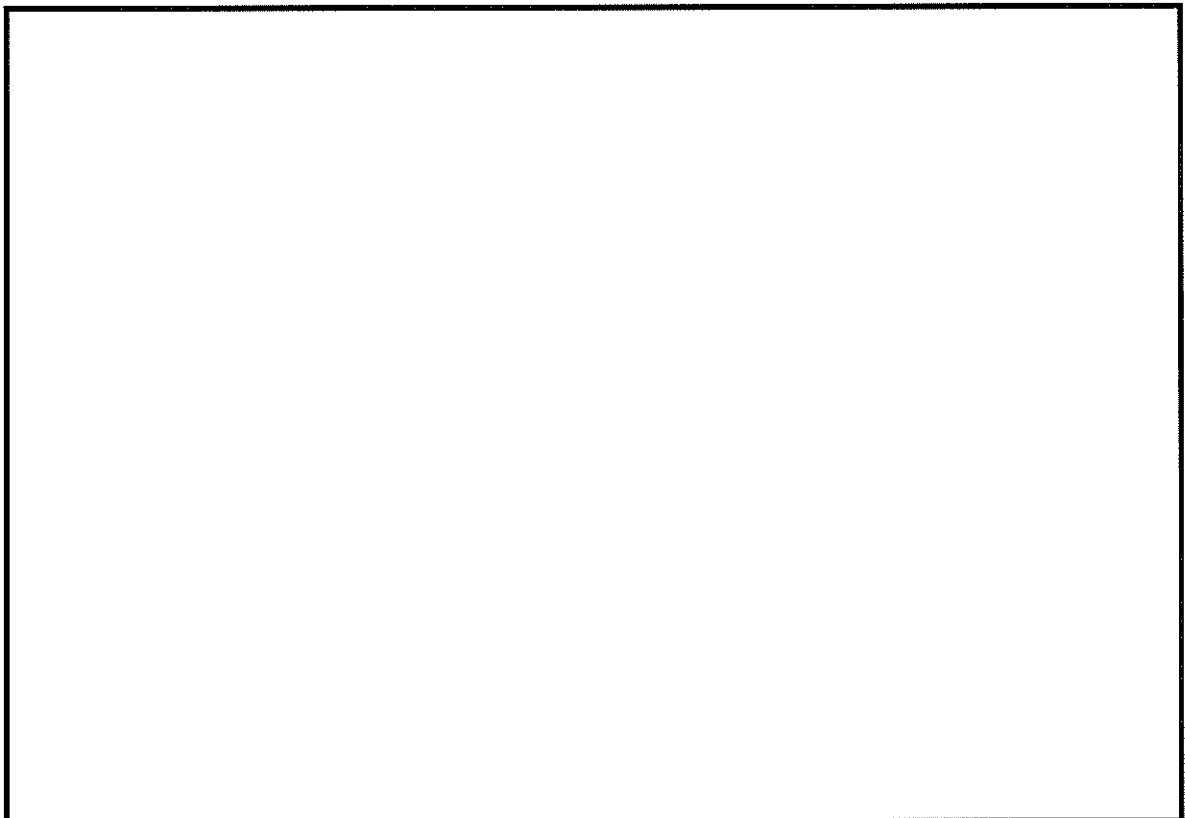


図 8.4-12 (6) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_a-1.2$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

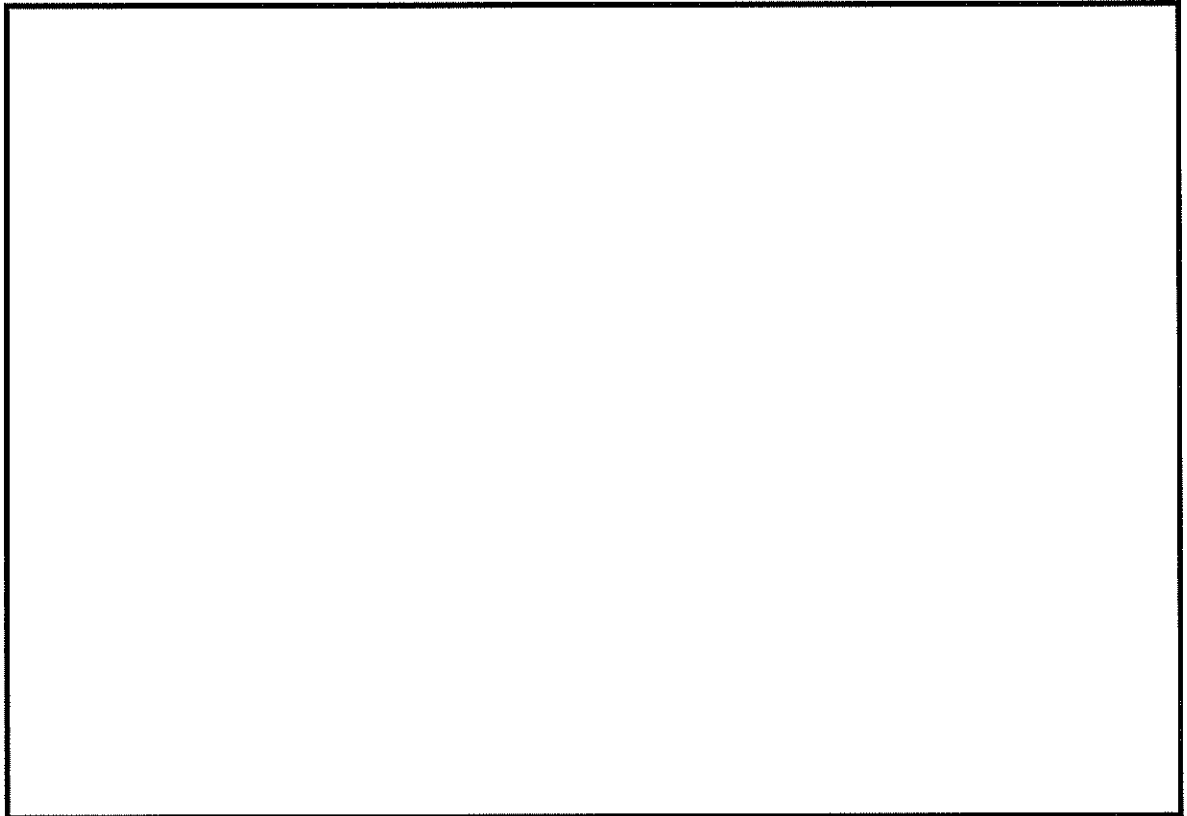


図 8.4-12 (7) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-13)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

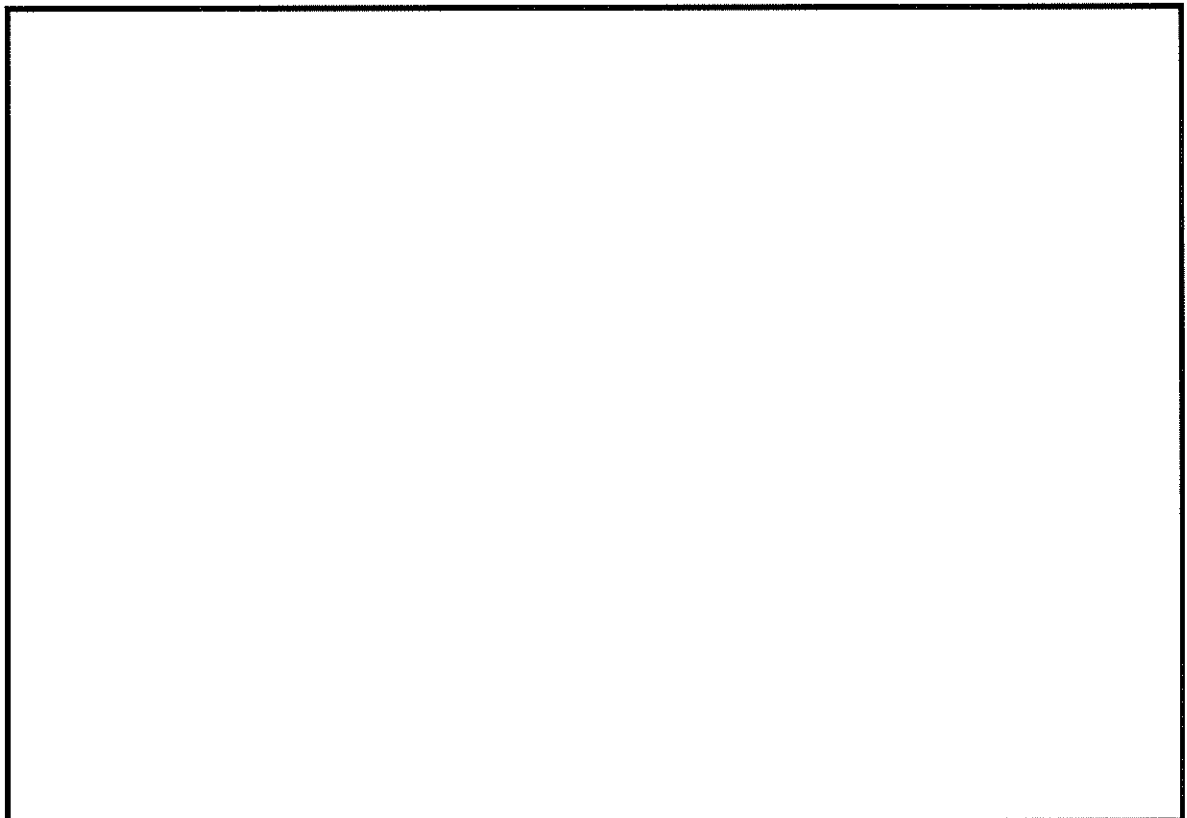


図 8.4-12 (8) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-14)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

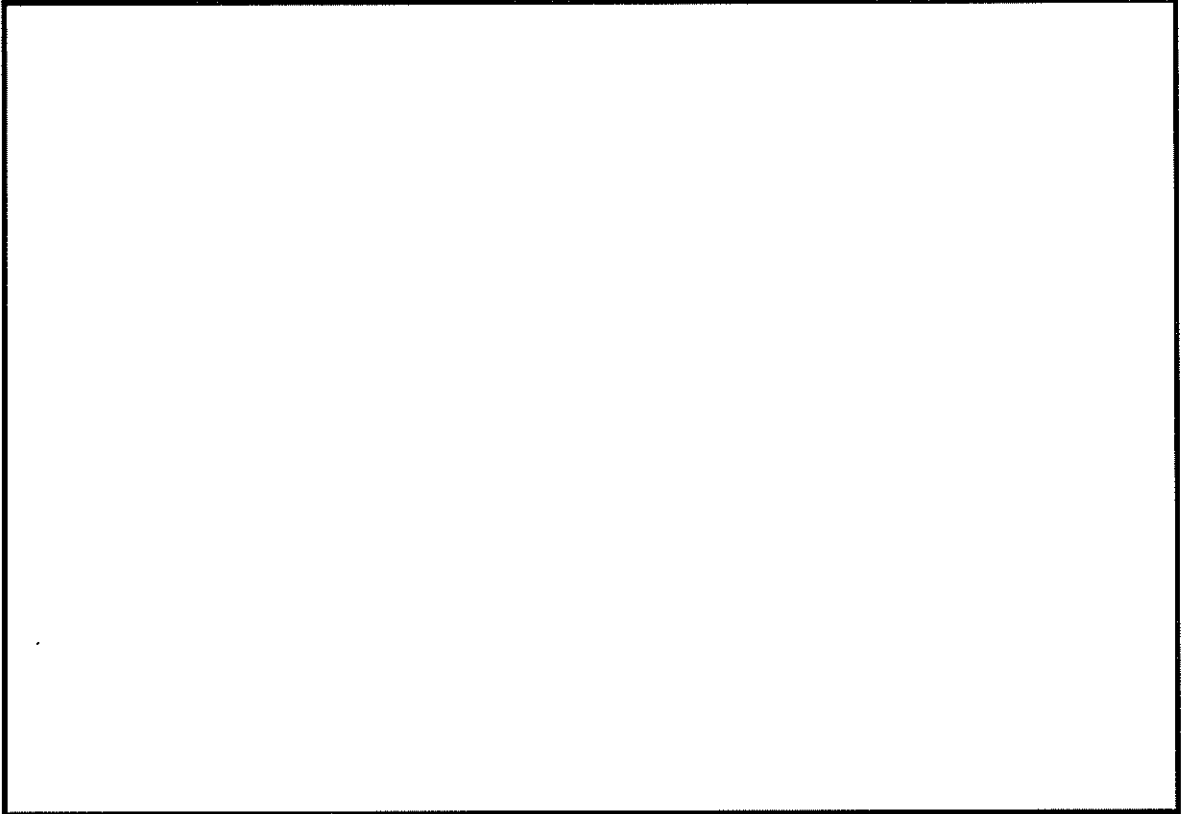


図 8.4-12 (9) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_a-21)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

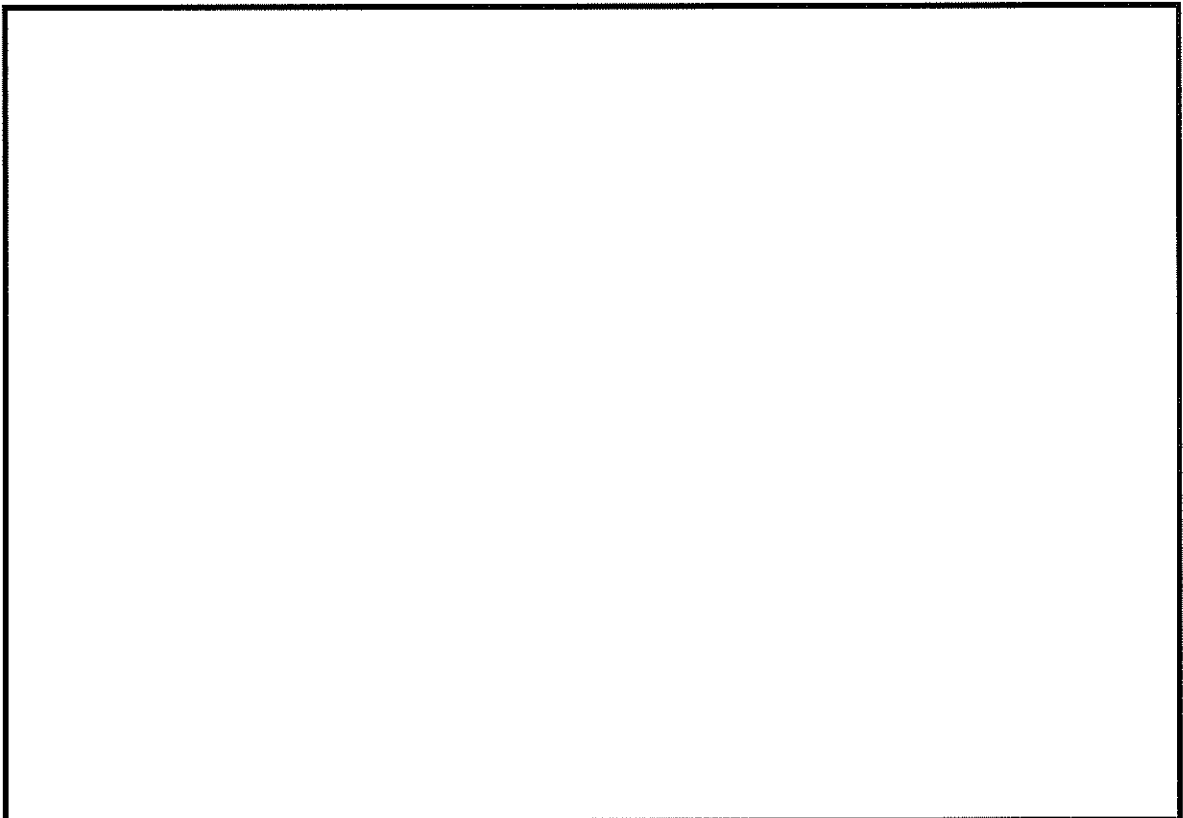


図 8.4-12 (10) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_a-22)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

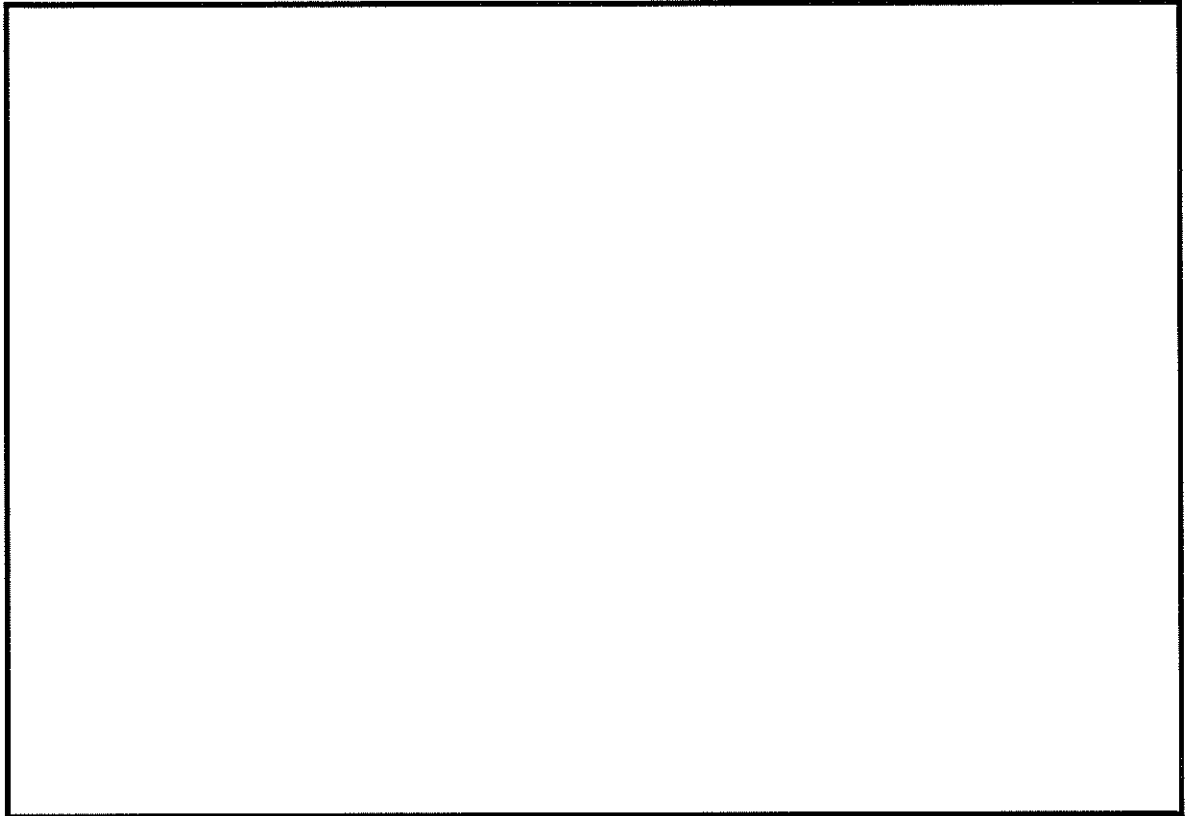


図 8.4-12 (11) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

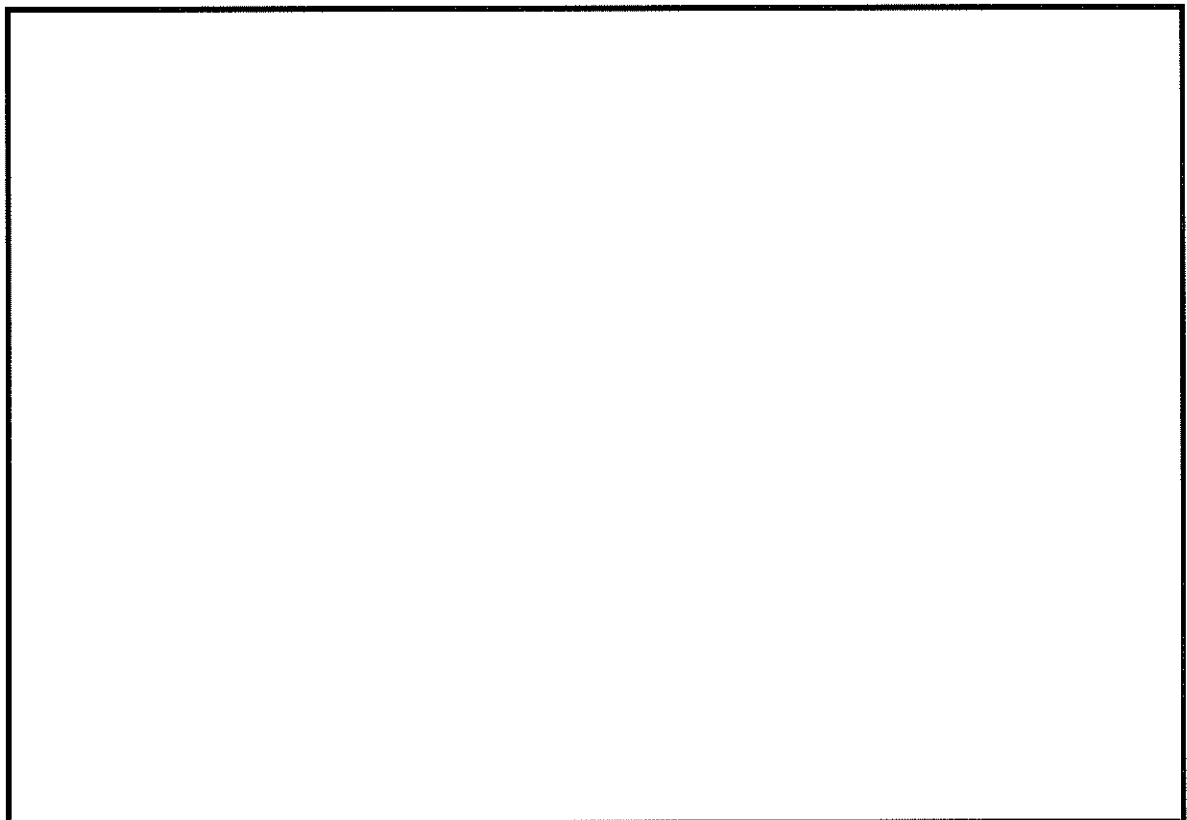


図 8.4-12 (12) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

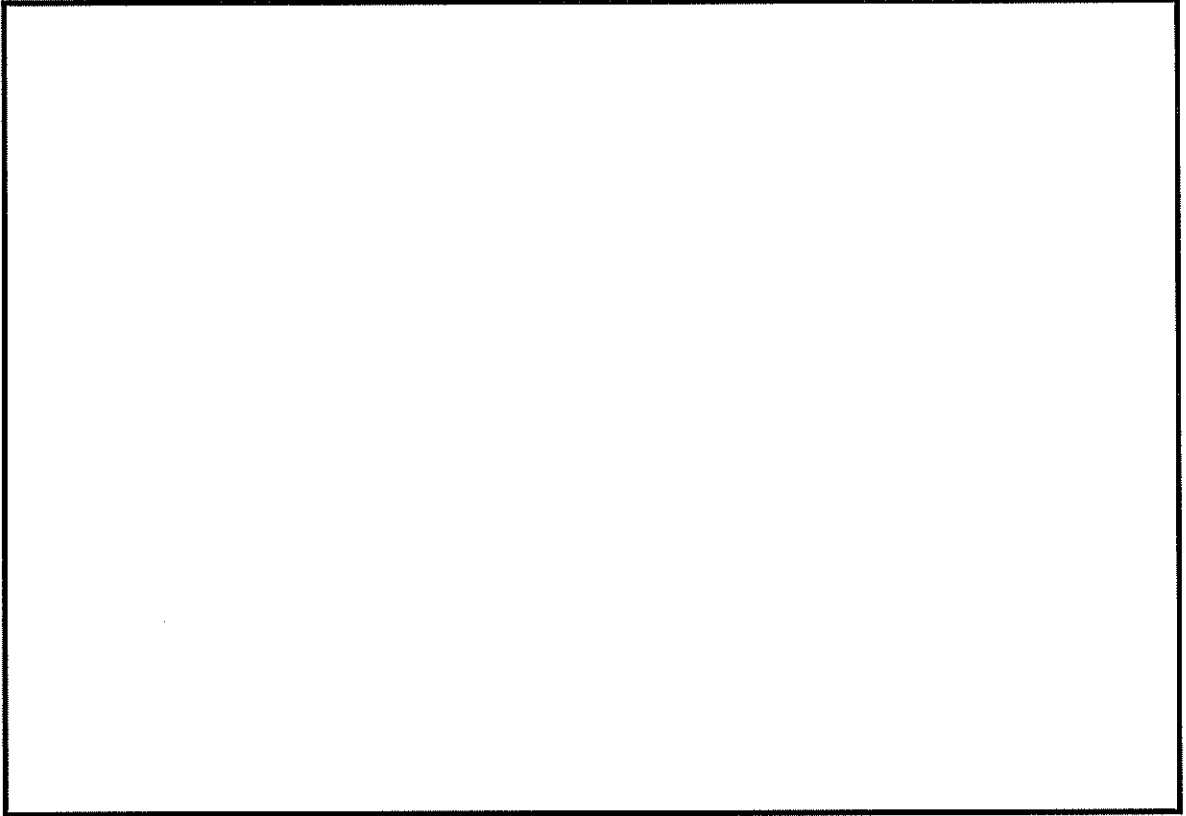


図 8.4-12 (13) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

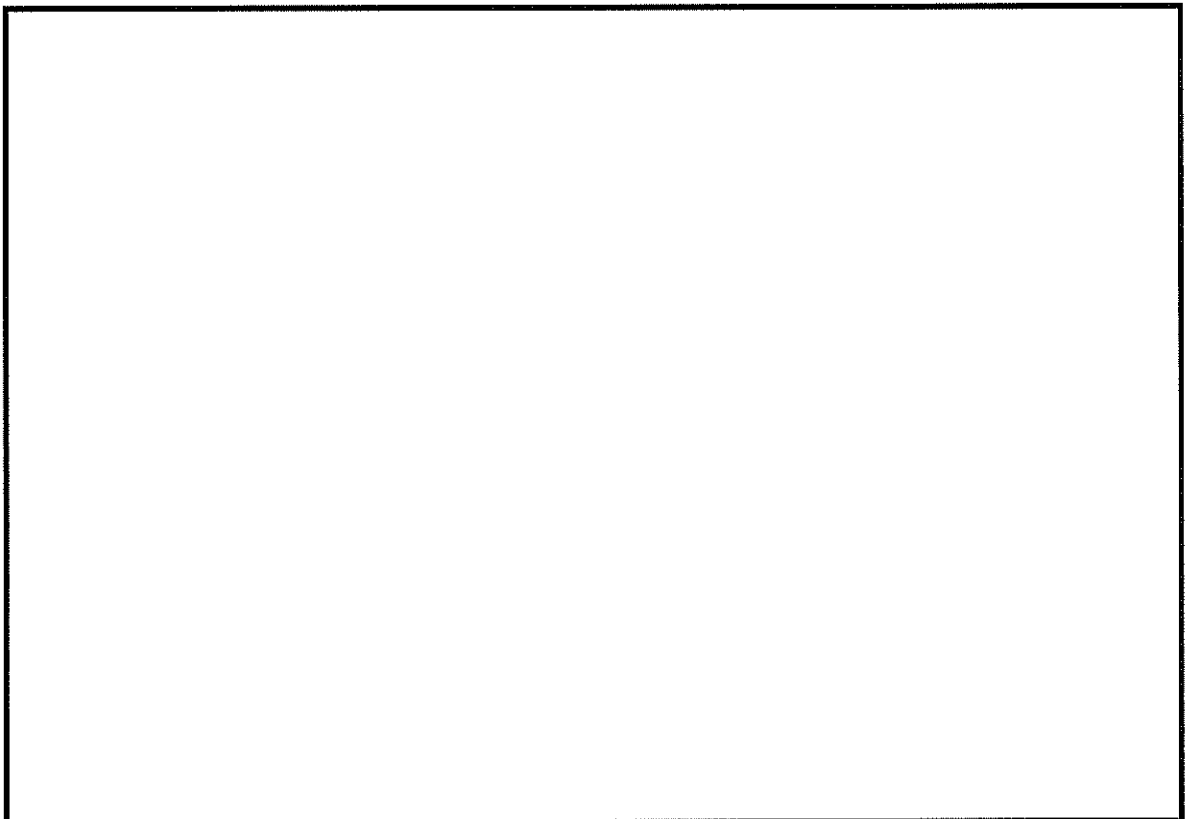


図 8.4-12 (14) 南北方向断面の最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

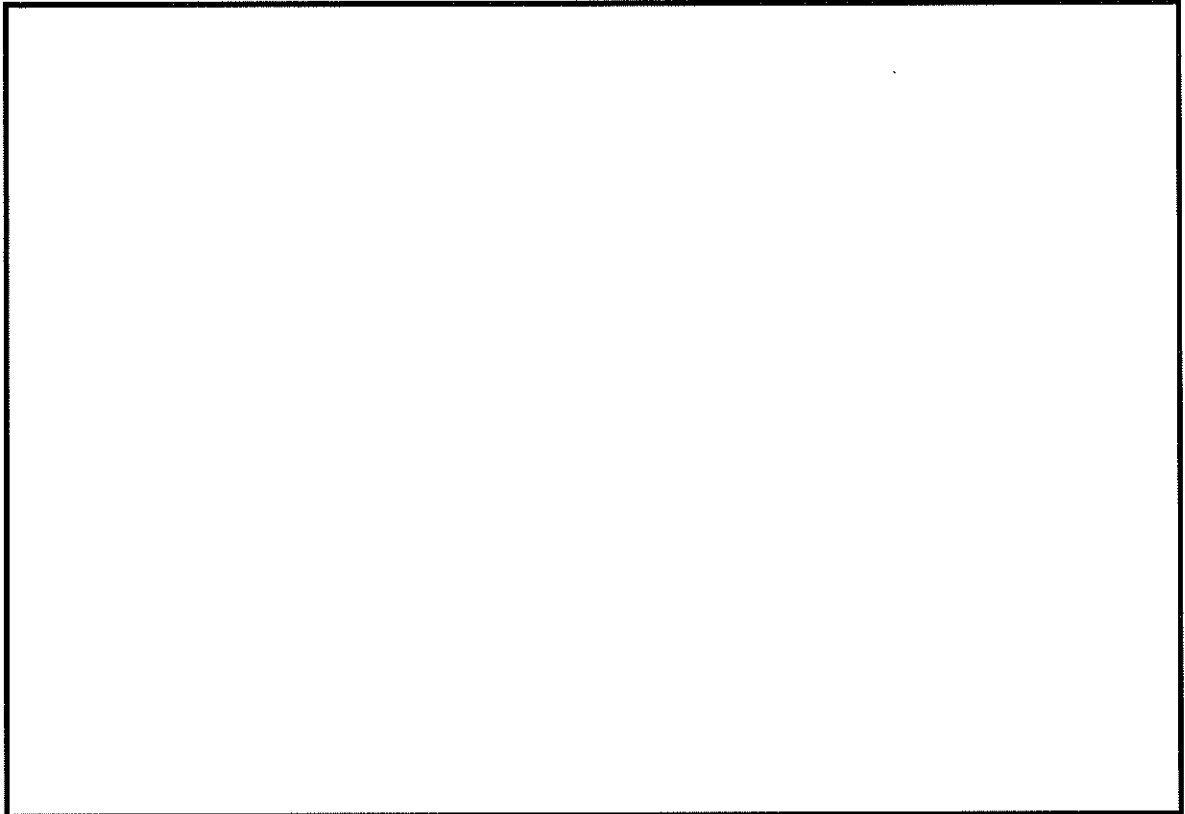


図 8.4-12 (15) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

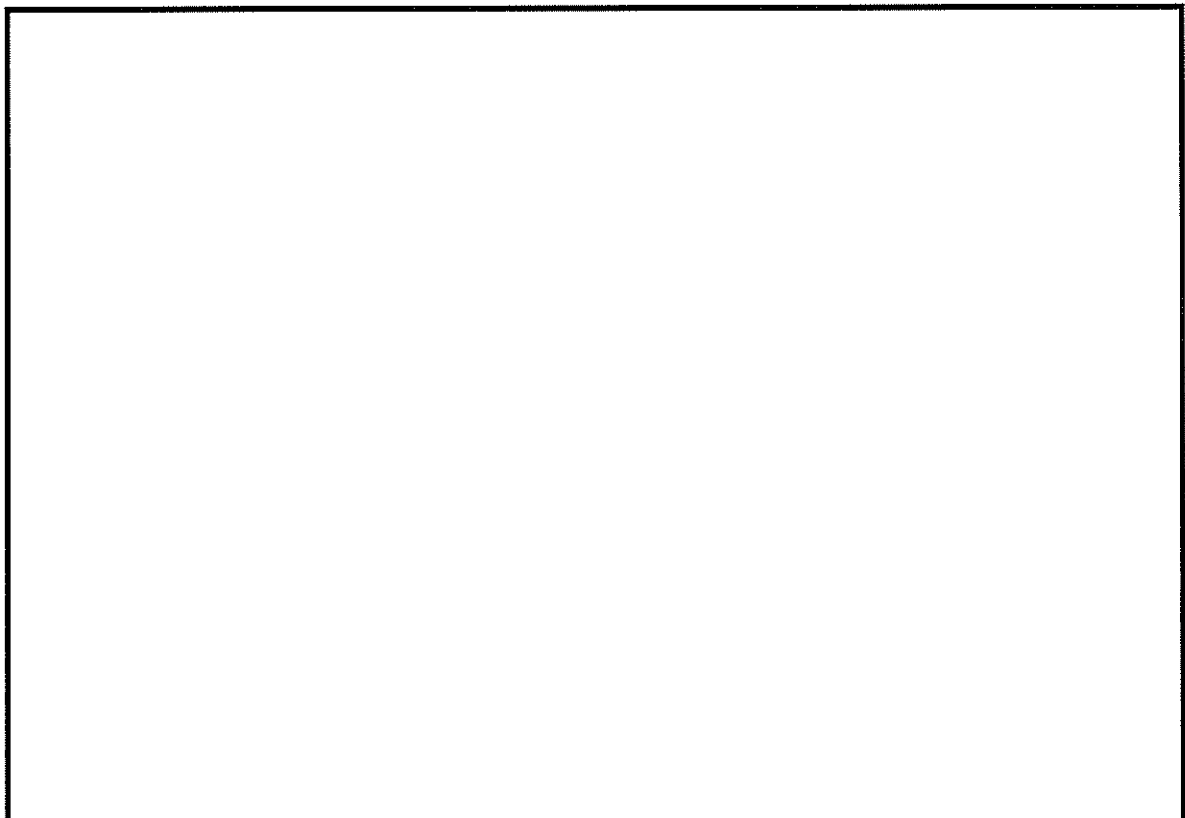


図 8.4-12 (16) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

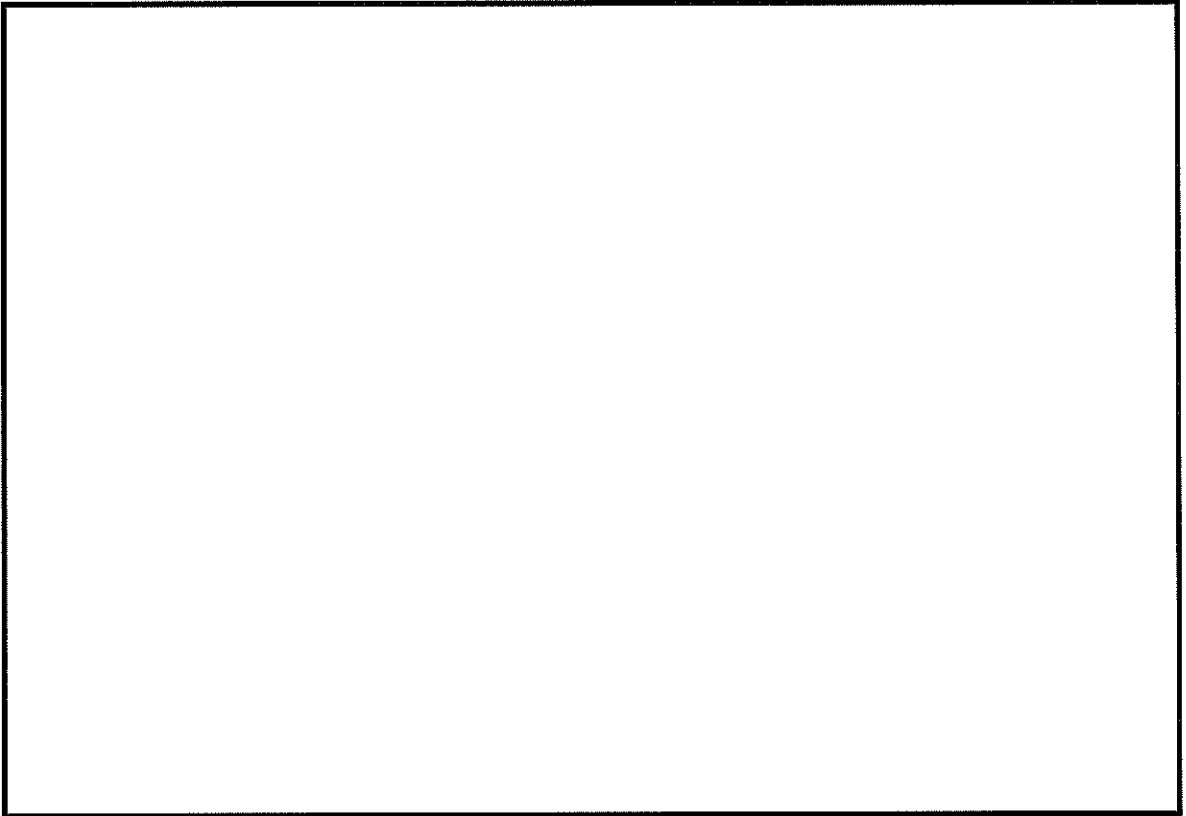


図 8.4-12 (17) 南北方向断面の最大水平加速度分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

8.4.2 側壁鉛直断面に対する評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 8.4-7 及び表 8.4-8 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 8.4-9 及び表 8.4-10 にそれぞれ示す。概略配筋図を図 8.4-13 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 8.4-11 に示す。

鉛直断面の構造部材の曲げに関する発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 8.4-7 (1) 東西方向断面の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 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1682	333	1.35	21.0	0.07
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	901030	93892	1.21	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1701910	130983	2.32	21.0	0.11
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1688730	131891	1.86	21.0	0.09
① S_s-D1 ($H+, V-$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1683	372	1.33	21.0	0.07
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	927331	109767	1.24	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1738520	151129	2.35	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1724730	152510	1.92	21.0	0.10
① S_s-D1 ($H-, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1668	358	1.32	21.0	0.07
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	922461	107056	1.23	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1732270	146276	2.35	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1742500	153696	1.94	21.0	0.10
① S_s-D1 ($H-, V-$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1661	396	1.30	21.0	0.07
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	891804	124044	1.22	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1693360	167457	2.27	21.0	0.11
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1690320	176454	1.91	21.0	0.09

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

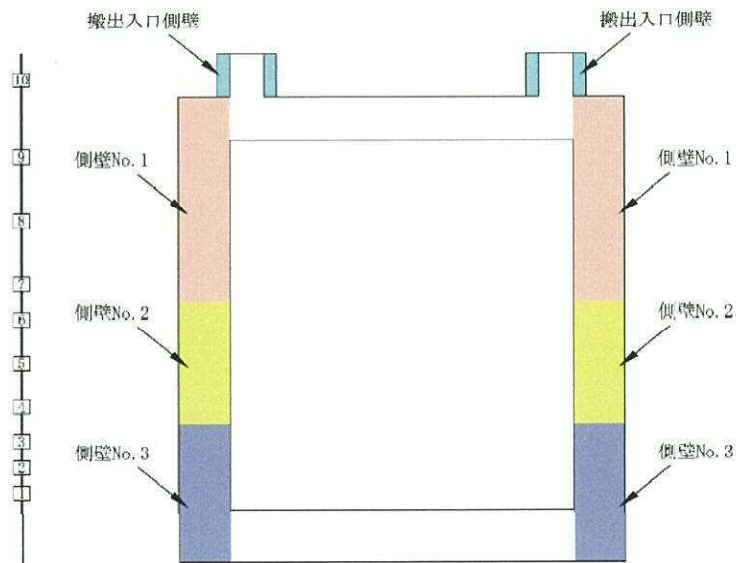


表 8.4-7 (2) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
①S _s -11	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	538	400	0.28	21.0	0.02
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	201868	125155	0.65	21.0	0.03
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	309383	172617	0.93	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	312241	205394	0.93	21.0	0.05
①S _s -12	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	553	285	0.36	21.0	0.02
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	154178	138720	0.67	21.0	0.04
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	302515	172322	0.92	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	280049	207496	0.92	21.0	0.05
①S _s -13	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	549	356	0.31	21.0	0.02
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	152318	136204	0.66	21.0	0.04
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	153486	192549	0.88	21.0	0.05
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	91628	234404	0.88	21.0	0.05
①S _s -14	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	394	374	0.18	21.0	0.01
	側壁No.1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	87518	132287	0.59	21.0	0.03
	側壁No.2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	133394	176135	0.80	21.0	0.04
	側壁No.3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	165962	211993	0.85	21.0	0.04

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

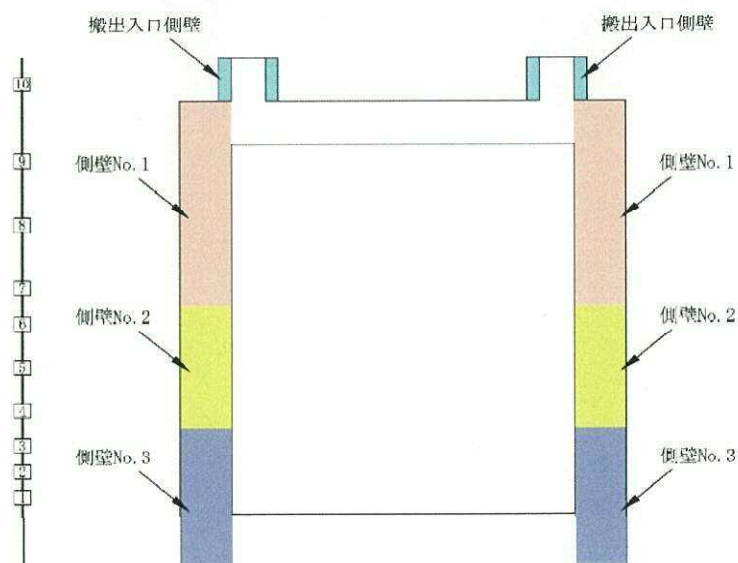


表 8.4-7 (3) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S _s -2 1	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	656	368	0.41	21.0	0.02
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	192835	140751	0.71	21.0	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	288575	191935	0.99	21.0	0.05
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	277096	228862	0.99	21.0	0.05
① S _s -2 2	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	874	330	0.63	21.0	0.03
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	299422	140382	0.79	21.0	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	595795	192007	1.22	21.0	0.06
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	503261	228776	1.14	21.0	0.06
① S _s -3 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1374	391	1.05	21.0	0.05
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	743723	113352	1.04	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1157860	149076	1.56	21.0	0.08
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1155600	153604	1.36	21.0	0.07

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

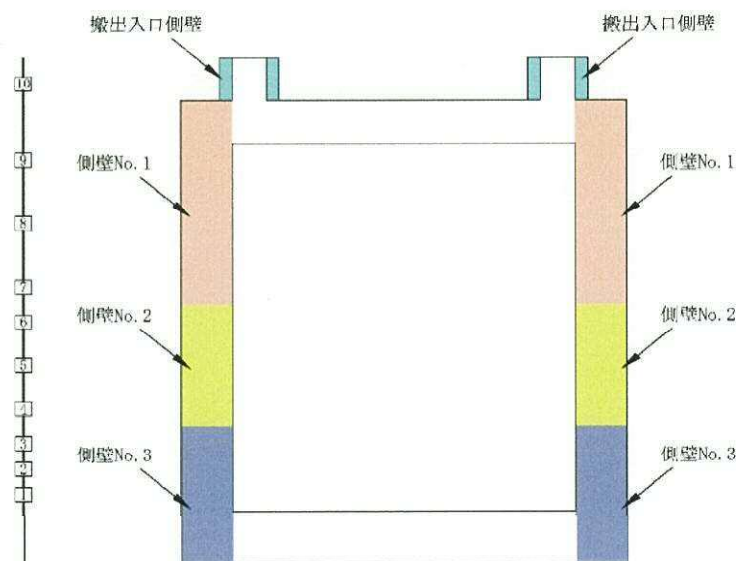


表 8.4-7 (4) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S_s-31 (H-, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1344	364	1.03	21.0	0.05
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	720596	111989	1.01	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1116580	158249	1.53	21.0	0.08
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1034120	190588	1.37	21.0	0.07
② S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1714	336	1.37	21.0	0.07
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	986457	98340	1.32	21.0	0.07
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1809890	134141	2.47	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1803570	135535	1.98	21.0	0.10
③ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1689	332	1.35	21.0	0.07
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	841247	93259	1.12	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1619390	128145	2.20	21.0	0.11
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1606960	129076	1.78	21.0	0.09

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 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

評価位置は下図に示す

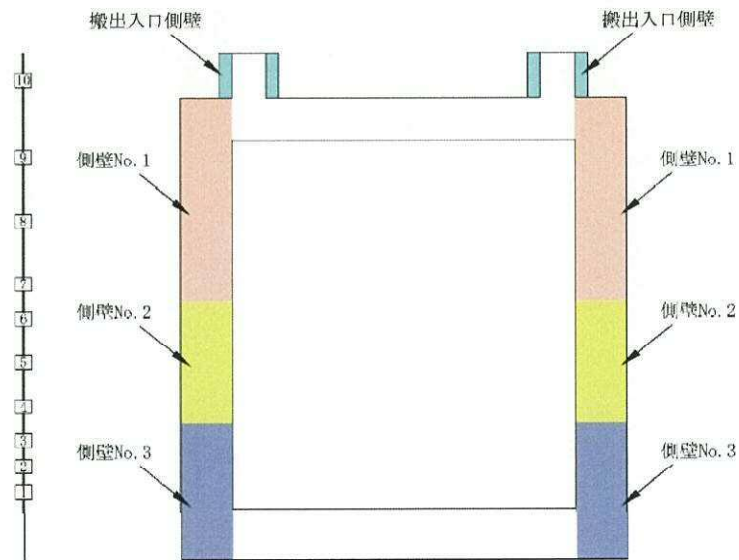


表 8.4-7 (5) 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
④ $S_s - D1$ (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2112	341	1.72	21.0	0.09
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1194410	102422	1.62	21.0	0.08
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2433980	139232	3.36	21.0	0.16
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2454700	136987	2.65	21.0	0.13
⑤ $S_s - D1$ (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1279	344	0.98	21.0	0.05
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	692858	103302	0.96	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1110600	141063	1.49	21.0	0.07
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1105760	144396	1.30	21.0	0.07
⑥ $S_s - D1$ (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1259	344	0.97	21.0	0.05
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	674879	103285	0.94	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1067500	141204	1.44	21.0	0.07
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1065590	144436	1.26	21.0	0.06

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
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

評価位置は下図に示す

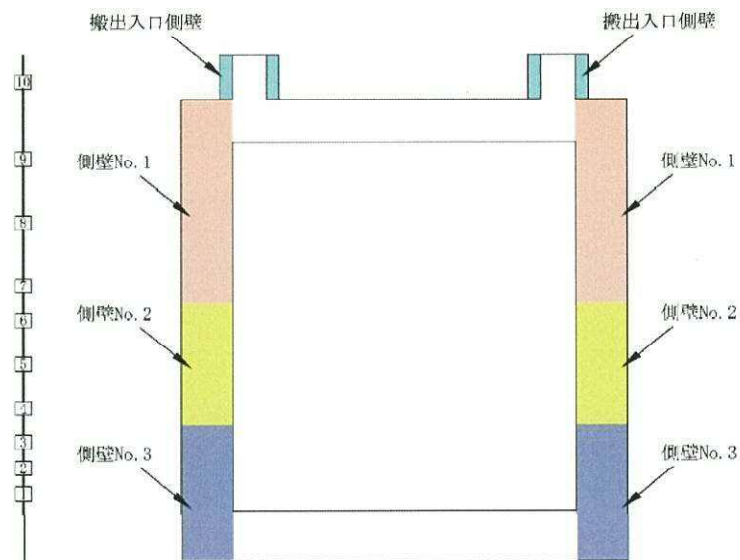


表 8.4-8 (1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① $S_s - D1$ ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1419	339	1.11	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	909035	100706	1.22	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1767870	143663	2.40	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1721870	147830	1.91	21.0	0.09
① $S_s - D1$ ($H+, V-$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1420	368	1.10	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	912632	113727	1.23	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1769230	162508	2.38	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1724020	166519	1.93	21.0	0.10
① $S_s - D1$ ($H-, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1418	363	1.10	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	905592	104966	1.21	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1774370	144673	2.41	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1699160	148791	1.89	21.0	0.09
① $S_s - D1$ ($H-, V-$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1419	393	1.09	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	888648	120035	1.20	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1751030	165895	2.35	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1691310	172010	1.91	21.0	0.09

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

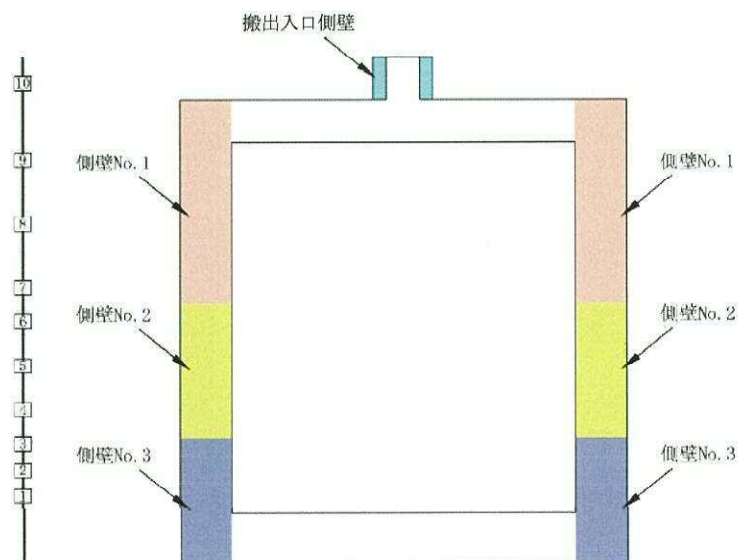


表 8.4-8 (2) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S _s -1 1	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	391	373	0.18	21.0	0.01
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	97027	139795	0.63	21.0	0.03
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	148269	198566	0.90	21.0	0.05
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	162826	229887	0.91	21.0	0.05
① S _s -1 2	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	626	379	0.37	21.0	0.02
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	300201	117500	0.70	21.0	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	438822	169902	1.01	21.0	0.05
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	414819	197258	0.97	21.0	0.05
① S _s -1 3	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	544	425	0.27	21.0	0.02
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	249783	120215	0.67	21.0	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	412448	162695	0.97	21.0	0.05
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	383844	189000	0.92	21.0	0.05
① S _s -1 4	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	451	372	0.22	21.0	0.01
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	124507	131305	0.62	21.0	0.03
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	153412	186288	0.86	21.0	0.04
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	147973	214433	0.85	21.0	0.04

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

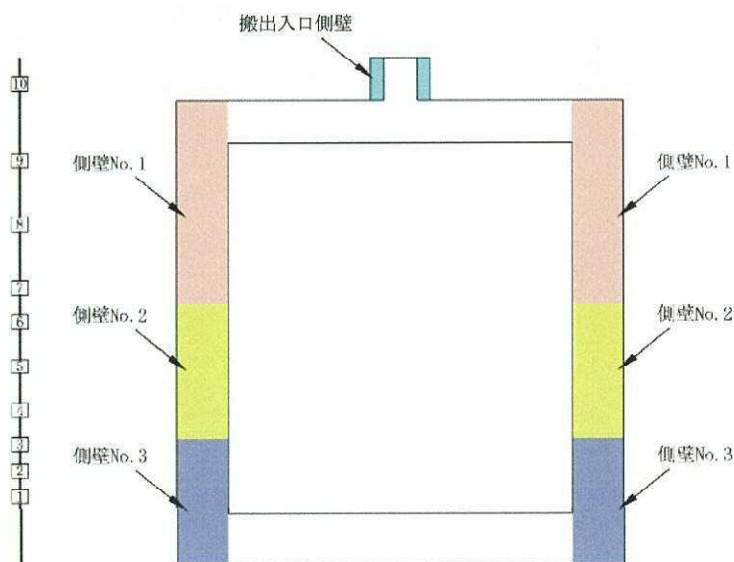


表 8.4-8 (3) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S _s -2 1	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	884	329	0.64	21.0	0.03
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	379313	134754	0.83	21.0	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	736915	186976	1.31	21.0	0.07
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	646177	214301	1.19	21.0	0.06
① S _s -2 2	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1055	344	0.78	21.0	0.04
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	351617	140127	0.83	21.0	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1051980	154055	1.45	21.0	0.07
	側壁No. 3	2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	981044	167027	1.25	21.0	0.06
① S _s -3 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1257	387	0.94	21.0	0.05
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	703105	109482	0.99	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1111280	148149	1.50	21.0	0.08
	側壁No. 3	2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1081220	156984	1.30	21.0	0.07

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

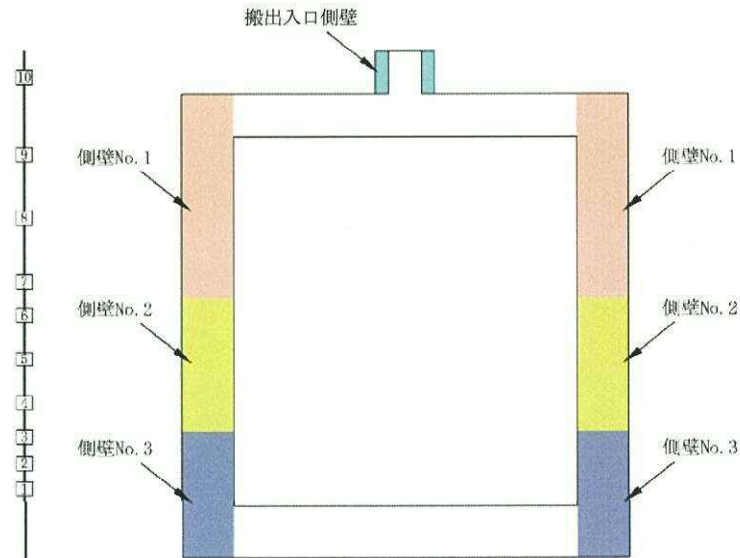


表 8.4-8 (4) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S_s-31 ($H-, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1241	369	0.94	21.0	0.05
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	706234	115593	1.01	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1118100	166916	1.55	21.0	0.08
	側壁No. 3	1	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1047940	191350	1.38	21.0	0.07
② S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1414	336	1.11	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	959176	100669	1.28	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1828060	143617	2.49	21.0	0.12
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1790280	147816	1.98	21.0	0.10
③ S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1427	337	1.12	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	826455	97477	1.11	21.0	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1646940	140866	2.23	21.0	0.11
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1598270	144981	1.78	21.0	0.09

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 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

評価位置は下図に示す

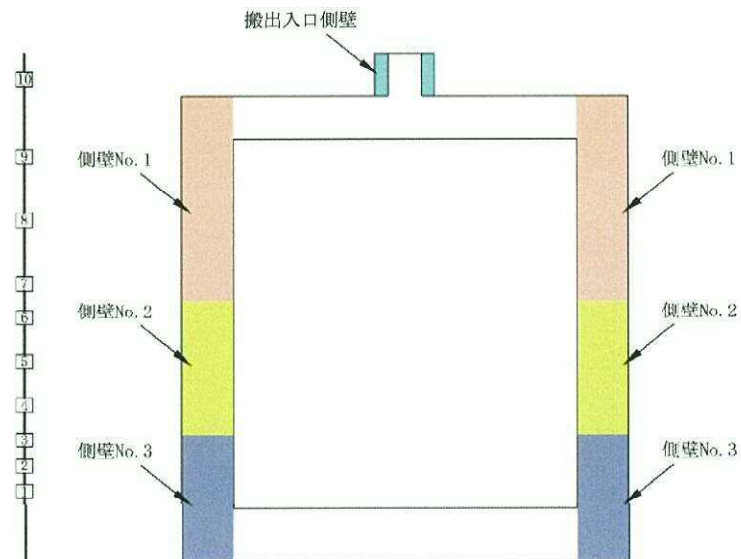


表 8.4-8 (5) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
④ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	1.24	21.0	0.06
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1180900	102297	1.60	21.0	0.08
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2529470	144436	3.50	21.0	0.17
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	2.67	21.0	0.13
⑤ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1083	351	0.81	21.0	0.04
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	683402	104218	0.95	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1129340	146959	1.52	21.0	0.08
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1098870	151864	1.30	21.0	0.07
⑥ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1067	349	0.79	21.0	0.04
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	660281	104341	0.93	21.0	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1074270	147043	1.46	21.0	0.07
	側壁No. 3	2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1034440	158373	1.27	21.0	0.06

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

評価位置は下図に示す

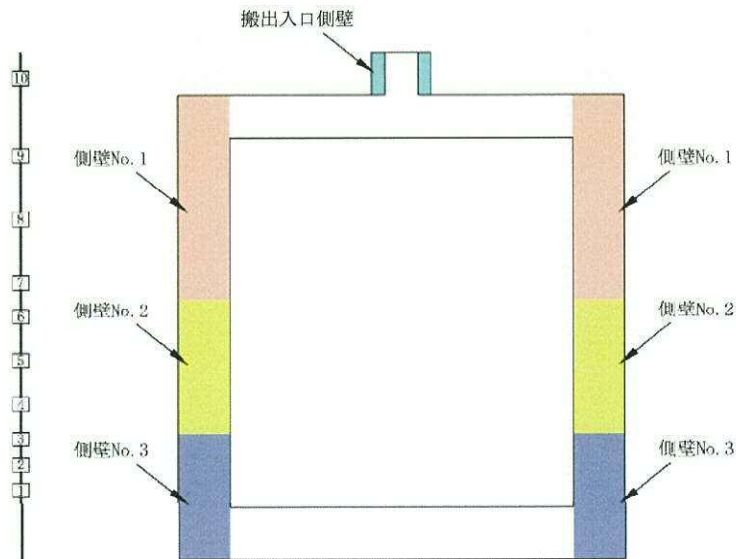


表 8.4-9 (1) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1682	333	71	435	0.17
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	901030	93892	12	435	0.03
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1693100	129485	39	435	0.09
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1679500	130361	24	435	0.06
① S_s-D1 ($H+, V-$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1683	372	68	435	0.16
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	927331	109767	8	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1721950	149221	33	435	0.08
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1709200	150473	20	435	0.05
① S_s-D1 ($H-, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1657	353	68	435	0.16
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	748302	82250	8	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1402930	111453	31	435	0.08
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1418960	116749	19	435	0.05
① S_s-D1 ($H-, V-$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1584	365	63	435	0.15
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	892098	123168	5	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1693360	167457	24	435	0.06
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1690320	176454	15	435	0.04

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

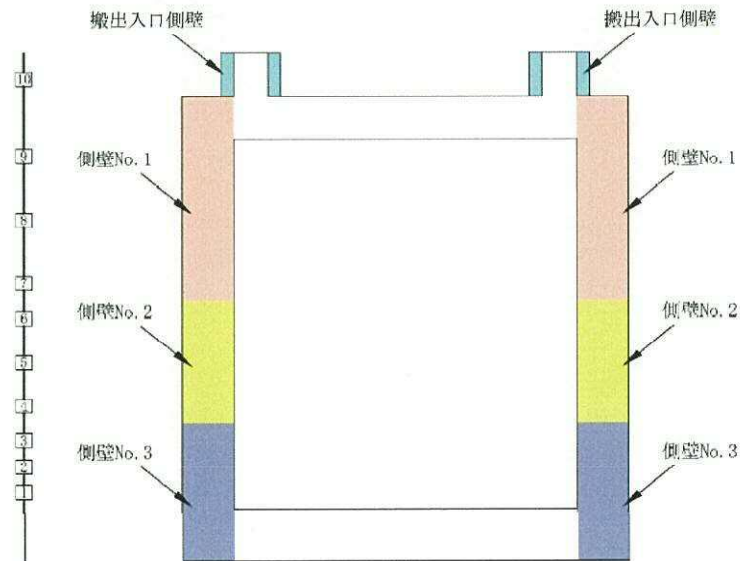


表 8.4-9 (2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
①S _s -11	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	539	381	6	435	0.02
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	9450	137014	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	34188	190513	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	15149	228921	-	435	-
①S _s -12	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	553	285	12	435	0.03
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	4100	128278	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	102604	193145	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	56976	235317	-	435	-
①S _s -13	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	485	285	9	435	0.02
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	14799	131370	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	78563	192516	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	24570	234760	-	435	-
①S _s -14	搬出入口側壁	—※2	3500	2000	750	D22@300	1	446	-	435	-
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	3520	131397	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	7095	183118	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	16109	222524	-	435	-

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

※1 評価位置は下図に示す。

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

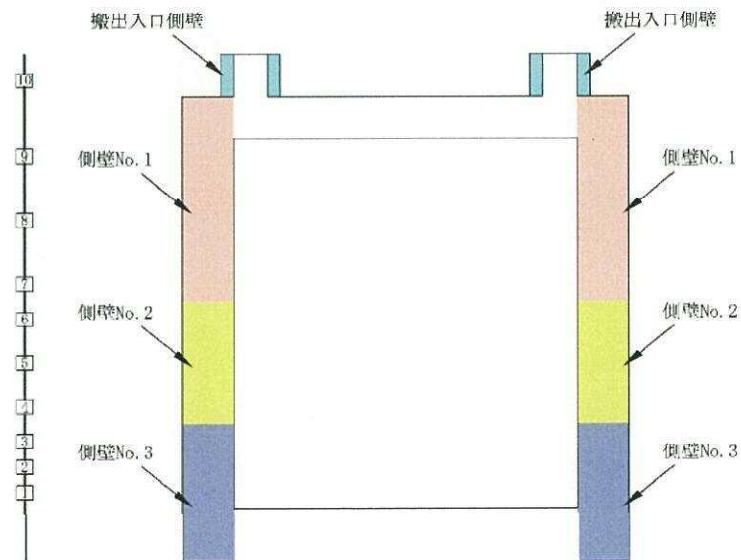


表 8.4-9 (3) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S _s -2 1	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	643	352	13	435	0.03
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	11294	141631	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	25943	192974	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	43679	236304	-	435	-
① S _s -2 2	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	874	330	26	435	0.06
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	7581	141855	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	26937	195243	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2770	235643	-	435	-
① S _s -3 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1374	391	50	435	0.12
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	743723	113352	3	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1127560	142608	8	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1154950	152763	6	435	0.02

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

※1 評価位置は下図に示す。

※2 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

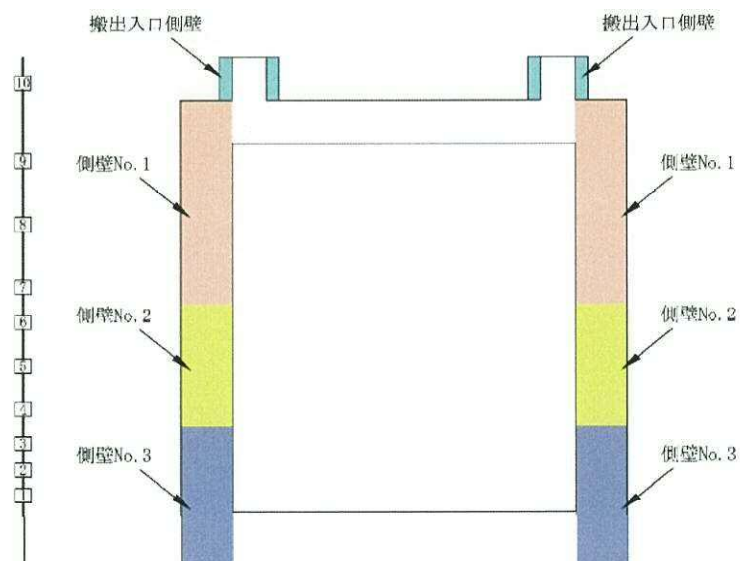


表 8.4-9 (4) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			外径	内径	壁厚		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S_s-31 ($H-, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1344	364	50	435	0.12
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	720596	111989	2	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1090570	151461	6	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1114010	162266	4	435	0.01
② S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1706	333	72	435	0.17
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	986457	98340	14	435	0.04
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1809890	134141	44	435	0.11
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1803570	135535	26	435	0.06
③ S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1689	332	72	435	0.17
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	833877	92008	9	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1394780	104571	33	435	0.08
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1389620	104151	20	435	0.05

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 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

評価位置は下図に示す

