

表 8.4-9 (5) 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・m/m)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
④ S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	2078	327	94	435	0.22
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1184250	101356	23	435	0.06
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2422990	137561	78	435	0.18
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2445250	135425	46	435	0.11
⑤ S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1279	344	48	435	0.11
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	689517	102072	3	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1110600	141063	8	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1105760	144396	6	435	0.02
⑥ S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1259	344	47	435	0.11
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	672106	102092	2	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1059150	139785	7	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1065590	144436	5	435	0.02

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

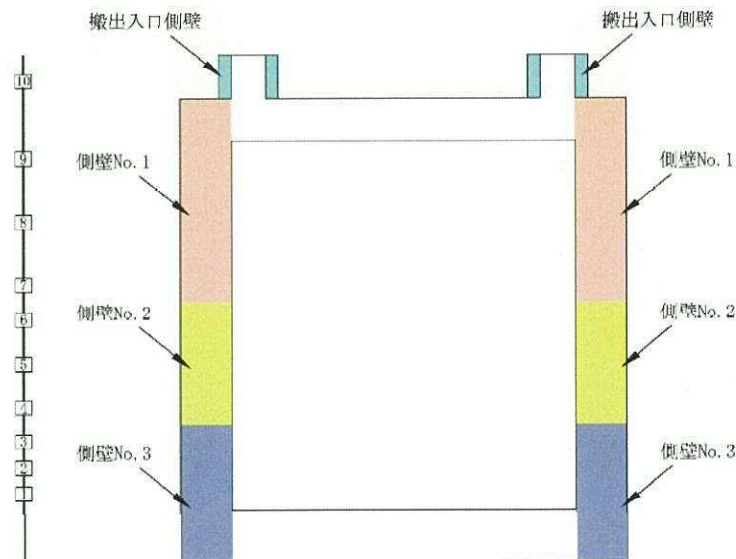


表 8.4-10 (1) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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・m/m)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
① S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1415	335	56	435	0.13
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	905373	99850	10	435	0.03
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1767870	143663	37	435	0.09
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1400020	114049	19	435	0.05
① S _s -D 1 (H+, V-)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1420	368	54	435	0.13
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	912632	113727	7	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1756120	160098	30	435	0.07
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1709580	164161	18	435	0.05
① S _s -D 1 (H-, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1413	358	54	435	0.13
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	905592	104966	9	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1774370	144673	37	435	0.09
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1385060	115398	18	435	0.05
① S _s -D 1 (H-, V-)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1419	393	52	435	0.12
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	888648	120035	5	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1751030	165895	28	435	0.07
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1691310	172010	16	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

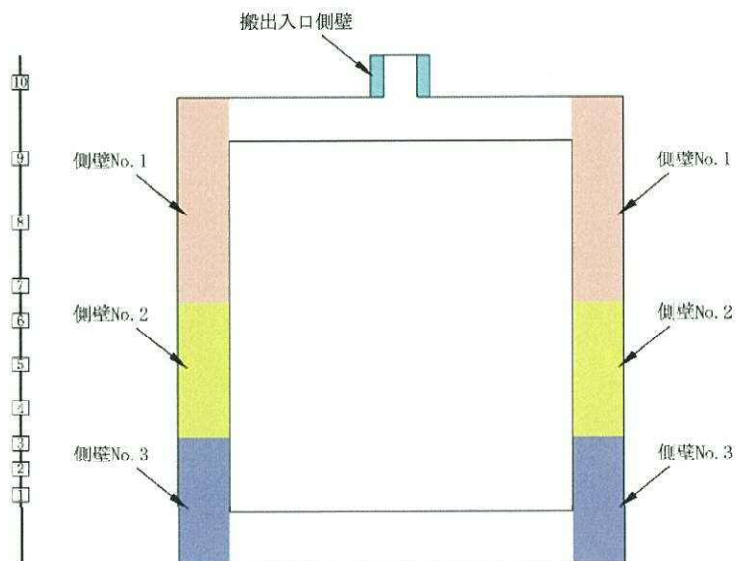


表 8.4-10 (2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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・m/m)	軸力 (kN/m)			
			R1 (mm)	R2 (mm)	t (mm)						
①S _s -11	搬出入口側壁	—※2	3500	2000	750	D22@300	31	454	-	435	-
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	6088	140394	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	6091	199015	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	3234	229765	-	435	-
①S _s -12	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	608	360	11	435	0.03
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	28482	145955	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	31203	206813	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	27517	239415	-	435	-
①S _s -13	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	531	342	8	435	0.02
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	1512	145537	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	7725	205803	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	11428	237810	-	435	-
①S _s -14	搬出入口側壁	—※2	3500	2000	750	D22@300	59	457	-	435	-
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	24375	138558	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	27505	195878	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	22505	226184	-	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。

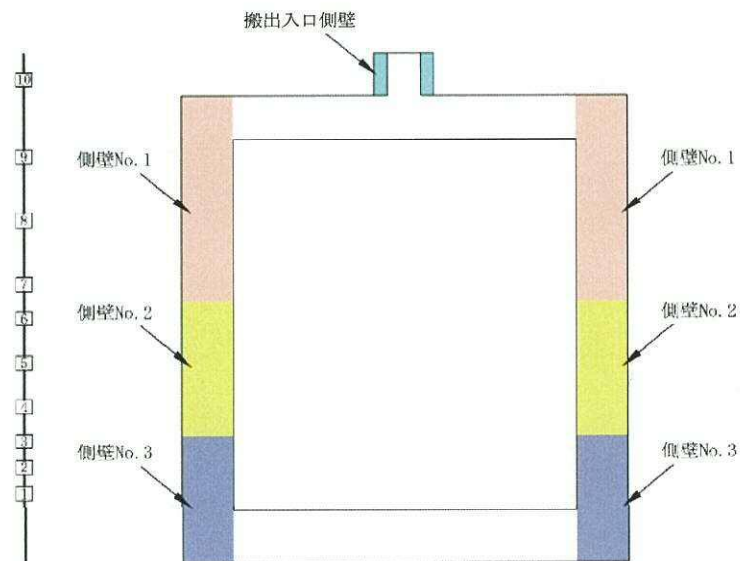


表 8.4-10 (3) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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・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	27	435	0.07
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	7168	143895	-	435	-
	側壁No. 2	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	9642	200740	-	435	-
	側壁No. 3	—※2	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	13428	233283	-	435	-
① S _s -2 2	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1014	326	34	435	0.08
	側壁No. 1	—※2	26000	20000	3000	2-D41@200	2060	142197	-	435	-
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	998595	138244	5	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	894184	132335	3	435	0.01
① S _s -3 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1257	387	44	435	0.11
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	703105	109482	2	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1080320	141954	7	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1083230	151409	4	435	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

※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。

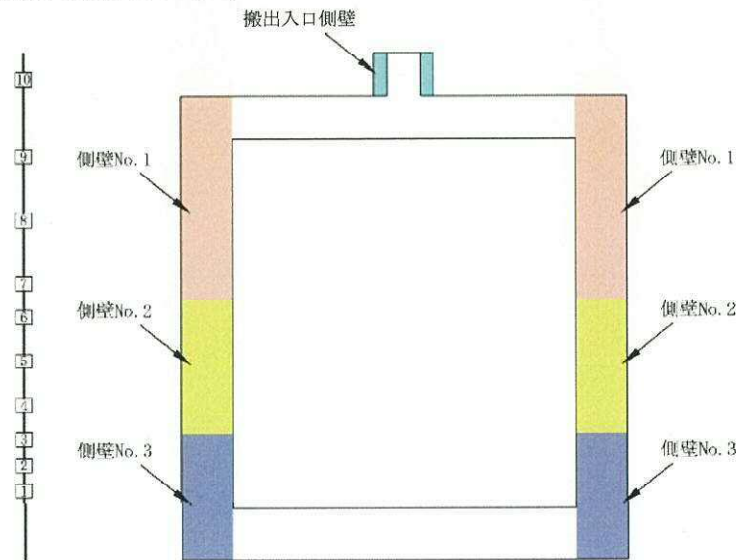


表 8.4-10 (4) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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	1238	368	44	435	0.11
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	706234	115593	2	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1087840	158928	4	435	0.01
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1095430	171871	3	435	0.01
② S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1414	336	56	435	0.13
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	959176	100669	12	435	0.03
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1828060	143617	41	435	0.10
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1790280	147816	23	435	0.06
③ S_s-D1 ($H+, V+$)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1427	337	57	435	0.14
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	713013	79966	8	435	0.02
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1443050	111767	33	435	0.08
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1405660	114296	19	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

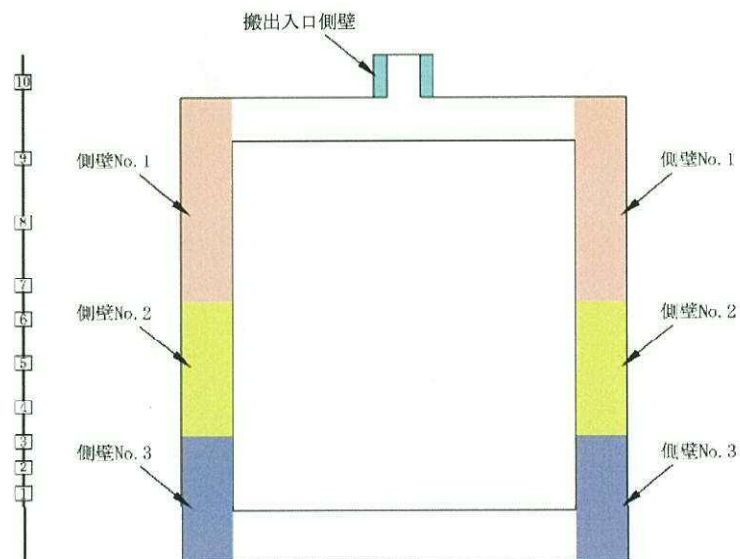
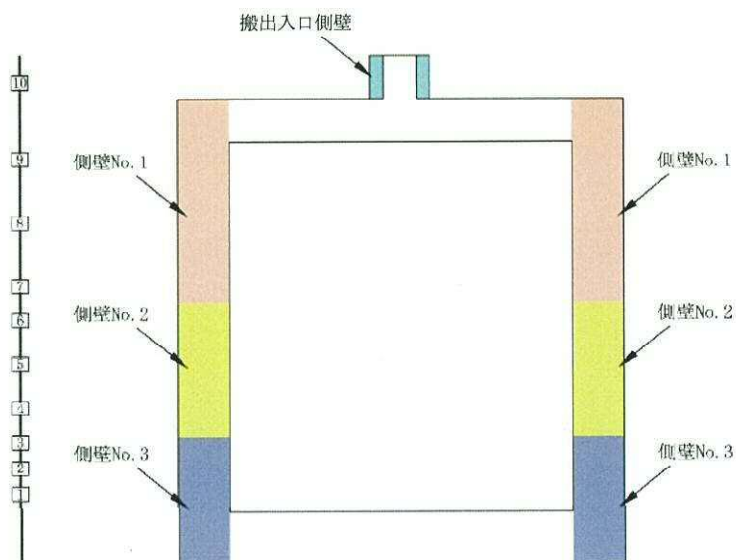


表 8.4-10 (5) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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)						
④ $S_s - D1$ (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1562	343	64	435	0.15
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	1173770	101196	22	435	0.05
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	2522470	142611	81	435	0.19
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	2466700	146958	44	435	0.11
⑤ $S_s - D1$ (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1083	351	37	435	0.09
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	680812	102880	2	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1117930	145180	7	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1098870	151864	5	435	0.02
⑥ $S_s - D1$ (H+, V+)	搬出入口側壁	10	3500	2000	750	D22@300	1067	349	36	435	0.09
	側壁No. 1	7	26000	20000	3000	2-D41@200	657619	103033	2	435	0.01
	側壁No. 2	4	26000	20000	3000	2-D41@200	1028690	139405	6	435	0.02
	側壁No. 3	3	26000	20000	3000	2-D51@200 D41@200	1036410	150166	4	435	0.01

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



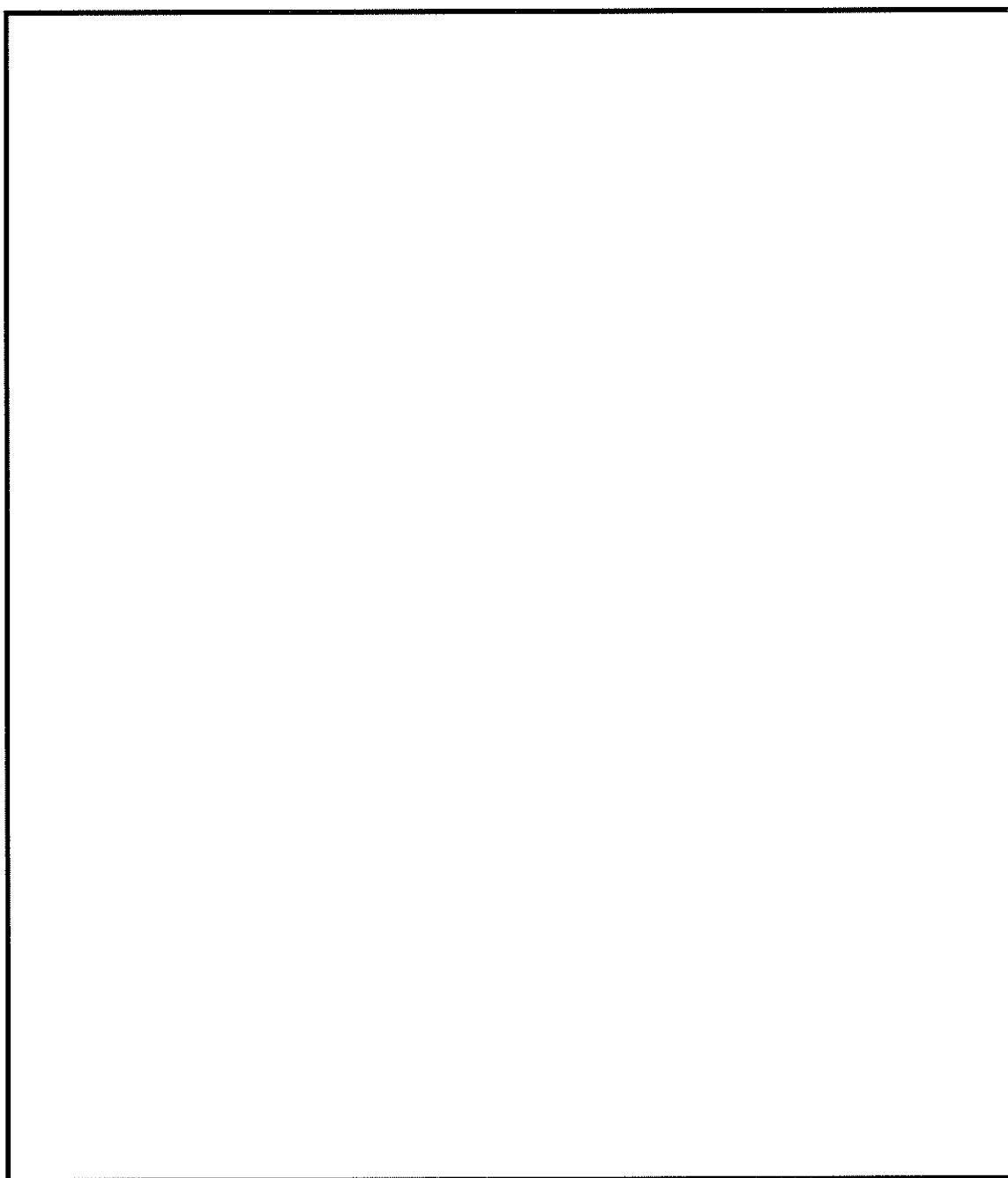


图 8.4-13 (1) 概略配筋图 (東西断面方向)

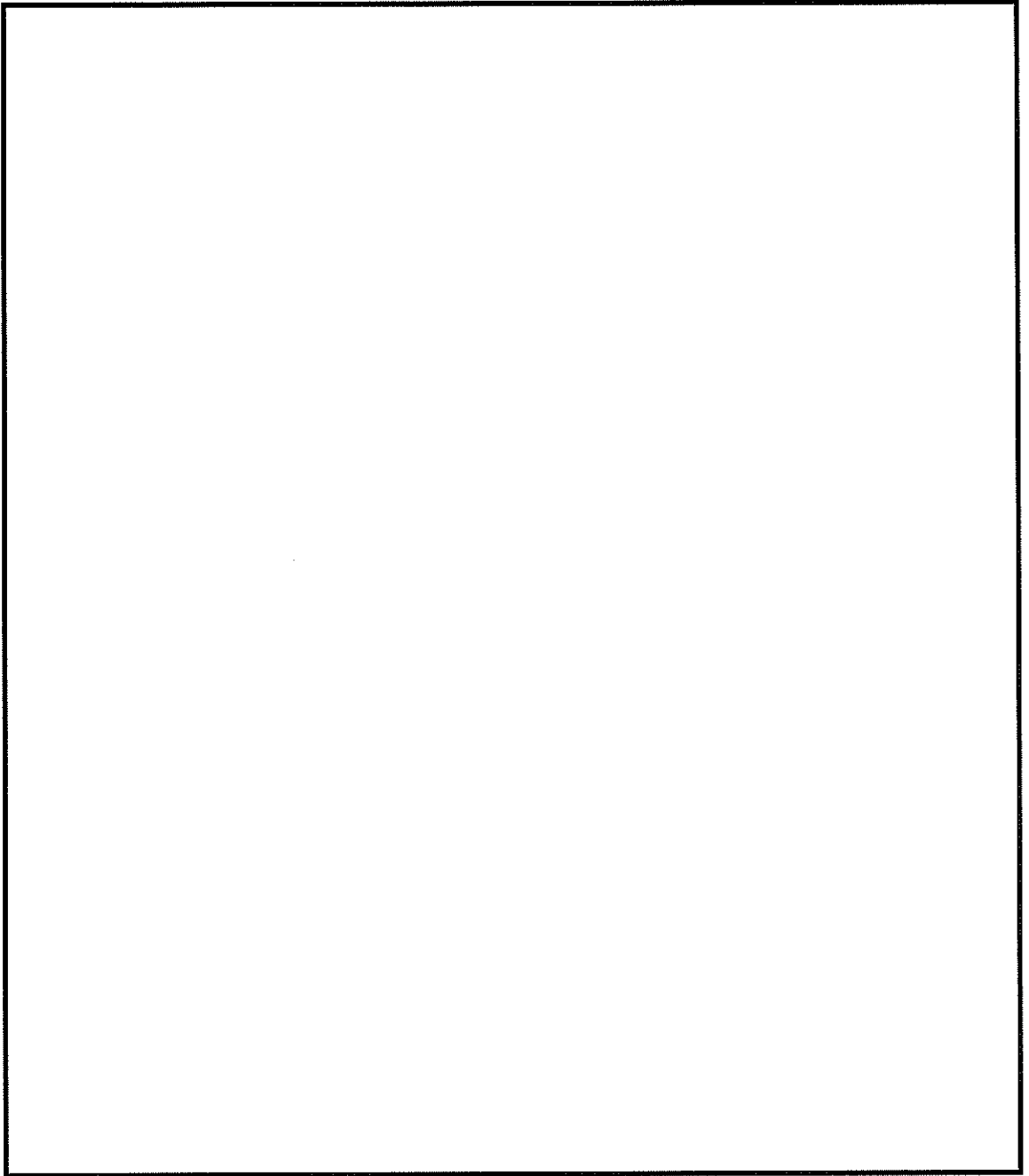


图 8.4-13 (2) 概略配筋图 (南北断面方向)

表 8.4-11 (1) 東西断面方向の断面諸元一覧表 (曲げ軸力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		外径 R1 (m)	内径 R2 (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	n (本)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口側壁	M1	3.500	2.000	0.120	1.880	SD490	22	1	24	92.904
側壁No. 1	M2	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No. 2	M3	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No. 3	M4	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	51	2	428	23086.320
		26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	1	428	

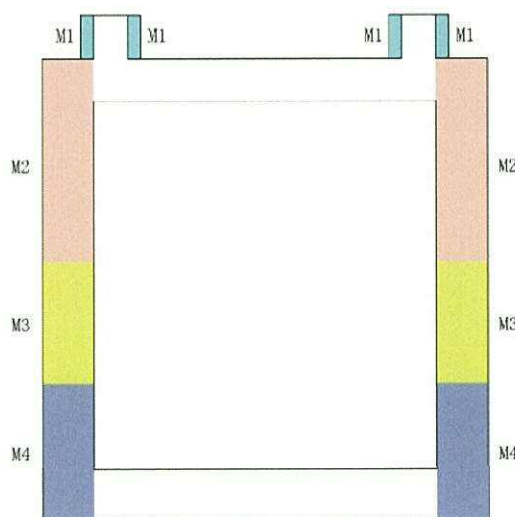
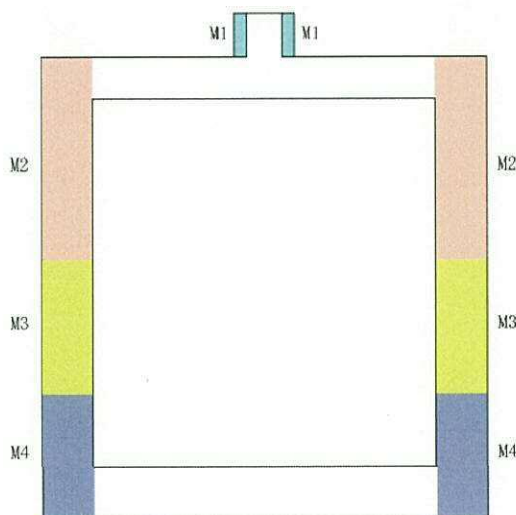


表 8.4-11 (2) 南北断面方向の断面諸元一覧表 (曲げ軸力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		外径	内径	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	n	鉄筋量
		R1 (m)	R2 (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(本)	(cm ²)
搬出入口側壁	M1	3.500	2.000	0.120	1.880	SD490	22	1	24	92.904
側壁No. 1	M2	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No. 2	M3	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	2	428	11470.400
側壁No. 3	M4	26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	51	2	428	23086.320
		26.000	20.000	0.200	21.875	SD490	41	1	428	



(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-12 及び表 8.4-13 にせん断力に対する照査結果を示す。図 8.4-14 に概略配筋図を、表 8.4-14 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

鉛直断面の構造部材の発生せん断応力、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。

表 8.4-12 (1) 東西方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm^2)	τ_{s1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値	
		部材幅	部材高	有効高さ								
		b(mm)	h(mm)	d(mm)								
①S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	874	0.272	0.825	0.33	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	104798	—	0.825	—	504412	0.21
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	152135	—	0.825	—	735754	0.21
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	146615	—	0.825	—	504412	0.29
①S _s -D1 (H+, V-)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	873	0.271	0.825	0.33	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	105653	—	0.825	—	504412	0.21
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	154149	—	0.825	—	735754	0.21
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	148322	—	0.825	—	504412	0.30
①S _s -D1 (H-, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	768	0.238	0.825	0.29	5084	0.16
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	82738	0.818	0.825	1.00	504412	0.17
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	118906	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	113274	—	0.825	—	504412	0.23
①S _s -D1 (H-, V-)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	768	0.239	0.825	0.29	5084	0.16
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	82580	0.817	0.825	0.99	504412	0.17
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	118688	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	113670	—	0.825	—	504412	0.23

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

評価位置は下図に示す

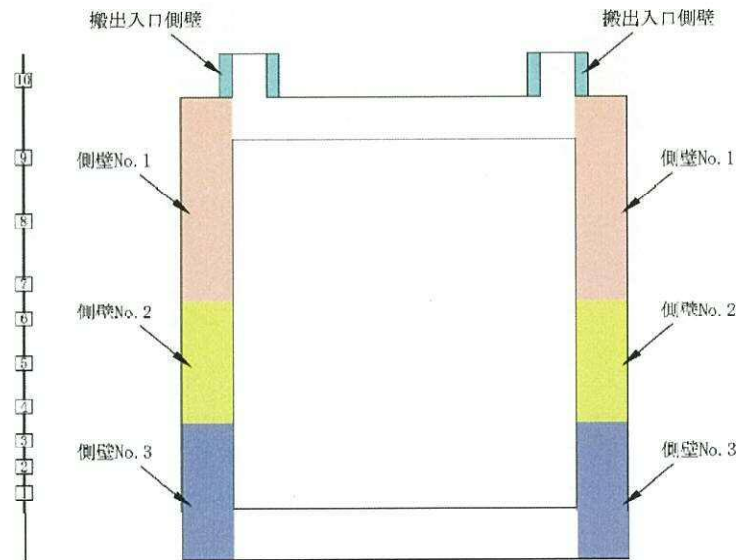


表 8.4-12 (2) 東西方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	τ_{a1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)								
①S _s -11	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	226	0.070	0.825	0.09	5084	0.05
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	32767	0.324	0.825	0.40	504412	0.07
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	46085	0.456	0.825	0.56	735754	0.07
	側壁No.3	1	5318	23042	21875	2-D51@200	48761	0.482	0.825	0.59	504412	0.10
①S _s -12	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	207	0.064	0.825	0.08	5084	0.04
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	37666	0.373	0.825	0.46	504412	0.08
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	51797	0.512	0.825	0.62	735754	0.07
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	51922	0.514	0.825	0.63	504412	0.11
①S _s -13	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	303	0.094	0.825	0.12	5084	0.06
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	38764	0.384	0.825	0.47	504412	0.08
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	52970	0.524	0.825	0.64	735754	0.08
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	52944	0.524	0.825	0.64	504412	0.11
①S _s -14	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	248	0.077	0.825	0.10	5084	0.05
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	31944	0.316	0.825	0.39	504412	0.07
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	39387	0.390	0.825	0.48	735754	0.06
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	39367	0.390	0.825	0.48	504412	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

評価位置は下図に示す

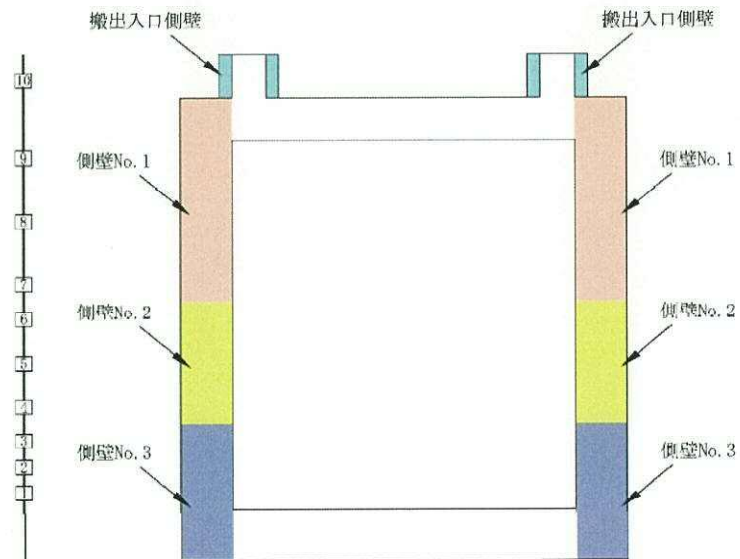


表 8.4-12 (3) 東西方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm^2)	τ_{s1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 V_a (kN/m)	V_a に対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
①S _s -2 1	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	316	0.098	0.825	0.12	5084	0.07
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	36437	0.361	0.825	0.44	504412	0.08
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	51258	0.507	0.825	0.62	735754	0.07
	側壁No. 3	1	5318	23042	21875	2-D51@200	52855	0.523	0.825	0.64	504412	0.11
①S _s -2 2	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	495	0.154	0.825	0.19	5084	0.10
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	55837	0.552	0.825	0.67	504412	0.11
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	84091	—	0.825	—	735754	0.12
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	84340	—	0.825	—	504412	0.17
①S _s -3 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	324	0.101	0.825	0.13	5084	0.07
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	44279	0.438	0.825	0.53	504412	0.09
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	64589	0.639	0.825	0.78	735754	0.09
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	65120	0.644	0.825	0.78	504412	0.13

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

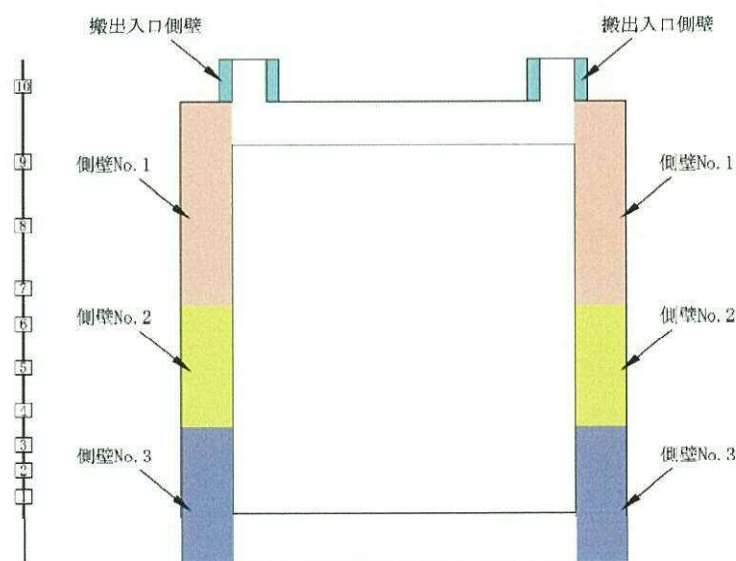


表 8.4-12 (4) 東西方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{u1} (N/mm ²)	τ_{u1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	V _a に対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
① S _s -31 (H-, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	735	0.228	0.825	0.28	5084	0.15
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	97737	—	0.825	—	504412	0.20
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	135259	—	0.825	—	735754	0.19
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	132189	—	0.825	—	504412	0.27
② S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	885	0.275	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	109756	—	0.825	—	504412	0.22
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	156789	—	0.825	—	735754	0.22
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	149975	—	0.825	—	504412	0.30
③ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	879	0.273	0.825	0.33	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	101198	—	0.825	—	504412	0.20
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	148333	—	0.825	—	735754	0.21
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	143891	—	0.825	—	504412	0.29

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

評価位置は下図に示す

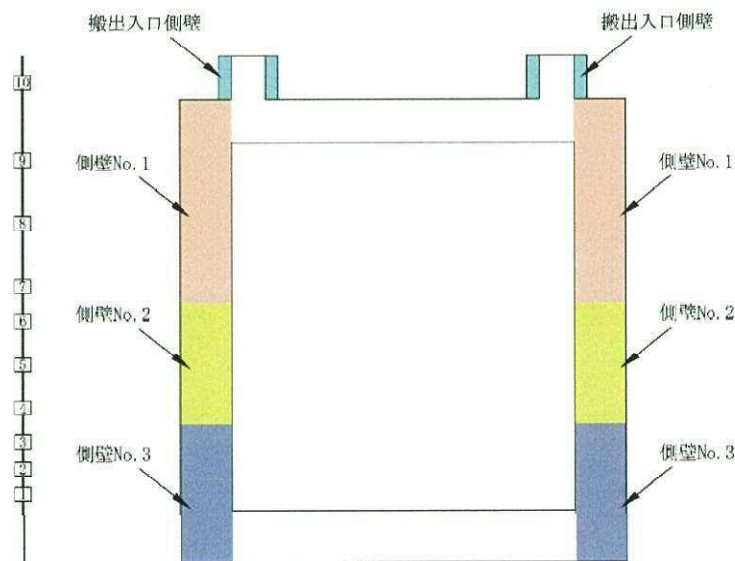


表 8.4-12 (5) 東西方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm^2)	τ_{s1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
④ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	970	0.301	0.825	0.37	5084	0.19
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	133439	—	0.825	—	504412	0.27
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	205404	—	0.825	—	735754	0.28
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	200106	—	0.825	—	504412	0.40
⑤ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	693	0.215	0.825	0.26	5084	0.14
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	91405	—	0.825	—	504412	0.19
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	122985	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	120217	—	0.825	—	504412	0.24
⑥ S_s-D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	686	0.213	0.825	0.26	5084	0.14
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	90254	—	0.825	—	504412	0.18
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	120677	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	118289	—	0.825	—	504412	0.24

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

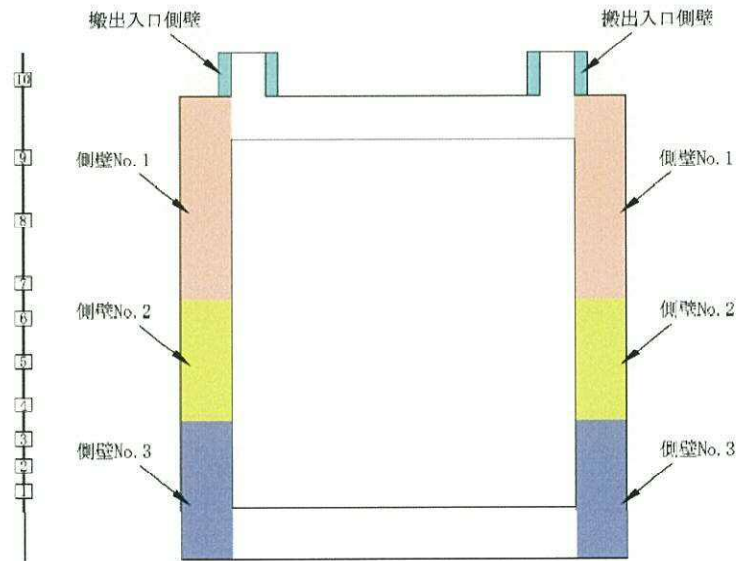


表 8.4-13 (1) 南北方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	τ_{a1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
① S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	896	0.278	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	103330	—	0.825	—	504412	0.21
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	155282	—	0.825	—	735754	0.22
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	140738	—	0.825	—	504412	0.28
① S _s -D 1 (H+, V-)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	896	0.278	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	103663	—	0.825	—	504412	0.21
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	155228	—	0.825	—	735754	0.21
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	140670	—	0.825	—	504412	0.28
① S _s -D 1 (H-, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	786	0.244	0.825	0.30	5084	0.16
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	81556	0.807	0.825	0.98	504412	0.17
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	121179	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	108355	—	0.825	—	504412	0.22
① S _s -D 1 (H-, V-)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	785	0.244	0.825	0.30	5084	0.16
	側壁No. 1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	81391	0.805	0.825	0.98	504412	0.17
	側壁No. 2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	120949	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No. 3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	108143	—	0.825	—	504412	0.22

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

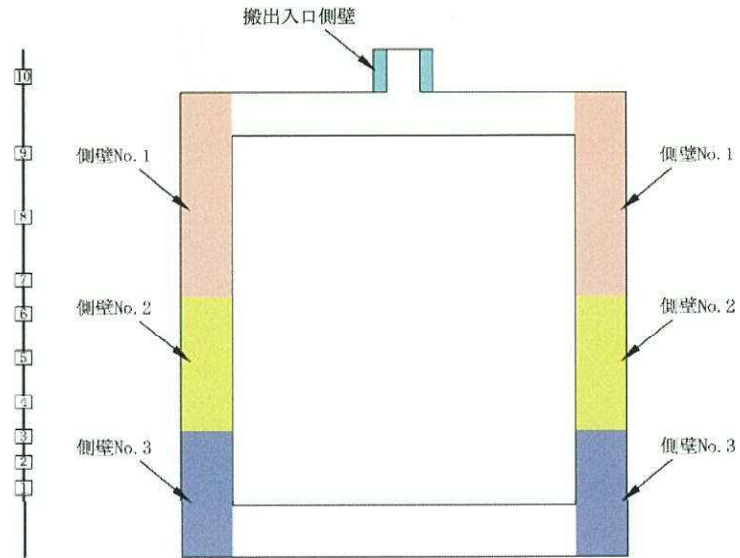


表 8.4-13 (2) 南北方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm ²)	τ_{s1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
①S _s -11	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	216	0.067	0.825	0.09	5084	0.05
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	26608	0.263	0.825	0.32	504412	0.06
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	33810	0.335	0.825	0.41	735754	0.05
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	33089	0.328	0.825	0.40	504412	0.07
①S _s -12	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	400	0.124	0.825	0.15	5084	0.08
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	49387	0.489	0.825	0.60	504412	0.10
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	65184	0.645	0.825	0.79	735754	0.09
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	62487	0.618	0.825	0.75	504412	0.13
①S _s -13	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	361	0.112	0.825	0.14	5084	0.08
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	47354	0.469	0.825	0.57	504412	0.10
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	61616	0.610	0.825	0.74	735754	0.09
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	59049	0.584	0.825	0.71	504412	0.12
①S _s -14	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	300	0.093	0.825	0.12	5084	0.06
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	34837	0.345	0.825	0.42	504412	0.07
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	43088	0.426	0.825	0.52	735754	0.06
	側壁No.3	1	5318	23042	21875	2-D51@200	41652	0.412	0.825	0.50	504412	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

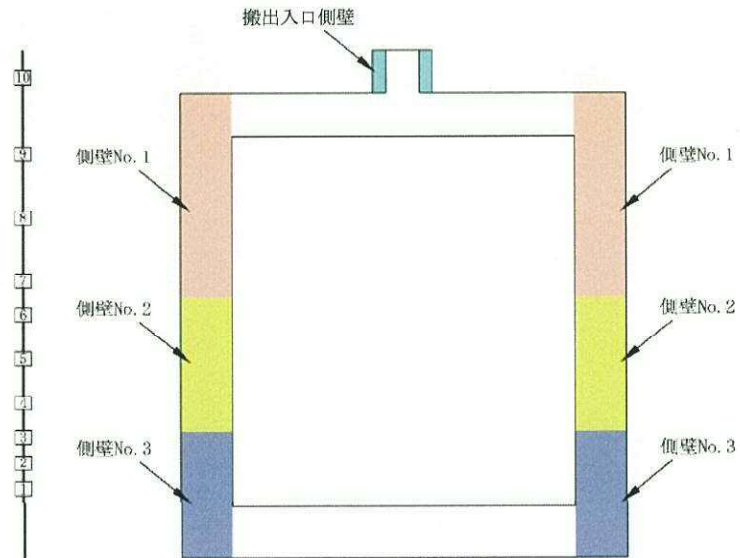


表 8.4-13 (3) 南北方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{u1} (N/mm^2)	τ_{u1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b(mm)	h(mm)	d(mm)							
①S _s -2.1	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	559	0.174	0.825	0.21	5084	0.11
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	56519	0.559	0.825	0.68	504412	0.12
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	84597	—	0.825	—	735754	0.12
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	79162	0.783	0.825	0.95	504412	0.16
①S _s -2.2	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	674	0.209	0.825	0.26	5084	0.14
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	68674	0.679	0.825	0.83	504412	0.14
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	102473	—	0.825	—	735754	0.14
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	93816	—	0.825	—	504412	0.19
①S _s -3.1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	348	0.108	0.825	0.13	5084	0.07
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	44844	0.444	0.825	0.54	504412	0.09
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	65026	0.643	0.825	0.78	735754	0.09
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	60852	0.602	0.825	0.73	504412	0.12

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

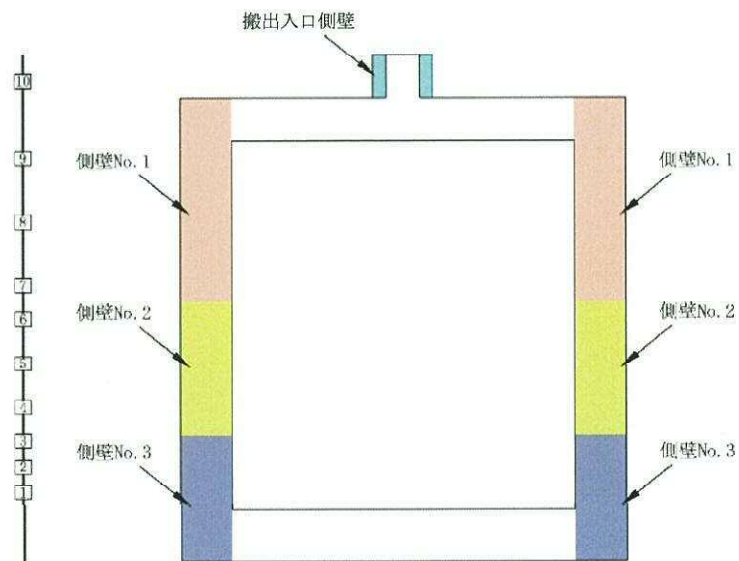


表 8.4-13 (4) 南北方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm ²)	τ_{s1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
① S _s -31 (H-, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	789	0.245	0.825	0.30	5084	0.16
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	97166	—	0.825	—	504412	0.20
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	131943	—	0.825	—	735754	0.18
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	124327	—	0.825	—	504412	0.25
② S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	895	0.278	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	107099	—	0.825	—	504412	0.22
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	154271	—	0.825	—	735754	0.21
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	139343	—	0.825	—	504412	0.28
③ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	901	0.280	0.825	0.34	5084	0.18
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	99305	—	0.825	—	504412	0.20
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	150723	—	0.825	—	735754	0.21
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	137004	—	0.825	—	504412	0.28

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 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

評価位置は下図に示す

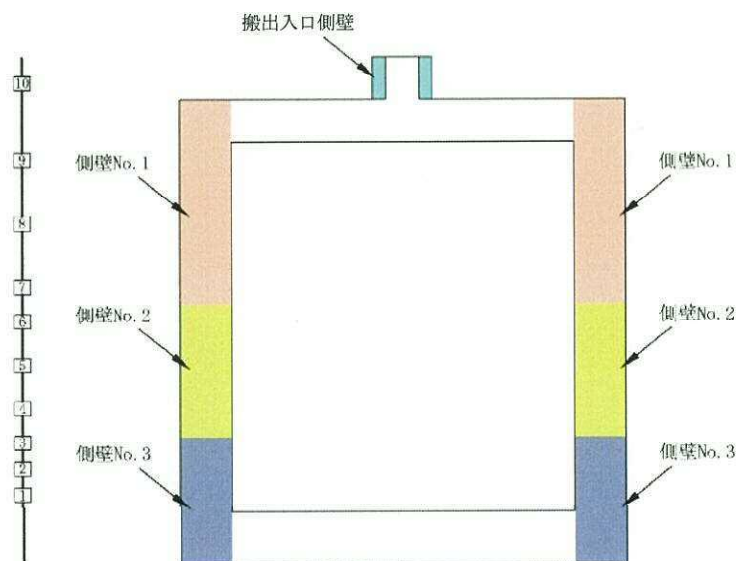
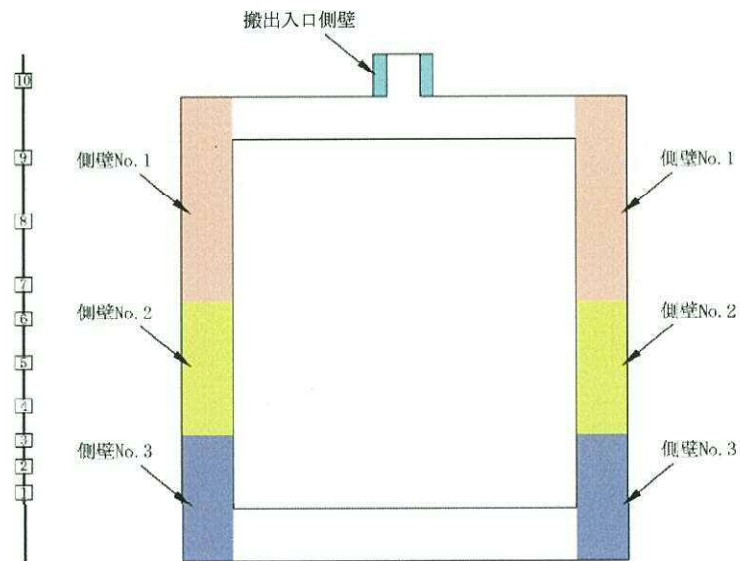


表 8.4-13 (5) 南北方向断面のせん断力照査結果

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm ²)	τ_{s1} に対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに対する 照査値
			部材幅	部材高	有効高さ							
			b (mm)	h (mm)	d (mm)							
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	986	0.306	0.825	0.37	5084	0.20
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	130358	—	0.825	—	504412	0.26
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	206637	—	0.825	—	735754	0.28
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	189618	—	0.825	—	504412	0.38
⑤ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	704	0.219	0.825	0.27	5084	0.14
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	91471	—	0.825	—	504412	0.19
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	122813	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	114358	—	0.825	—	504412	0.23
⑥ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口側壁	10	1329	3102	2789	D22@300	695	0.216	0.825	0.27	5084	0.14
	側壁No.1	7	5318	23042	21875	2-D51@200	89793	—	0.825	—	504412	0.18
	側壁No.2	4	5318	23042	21875	3-D51@200	119552	—	0.825	—	735754	0.17
	側壁No.3	3	5318	23042	21875	2-D51@200	112071	—	0.825	—	504412	0.23

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



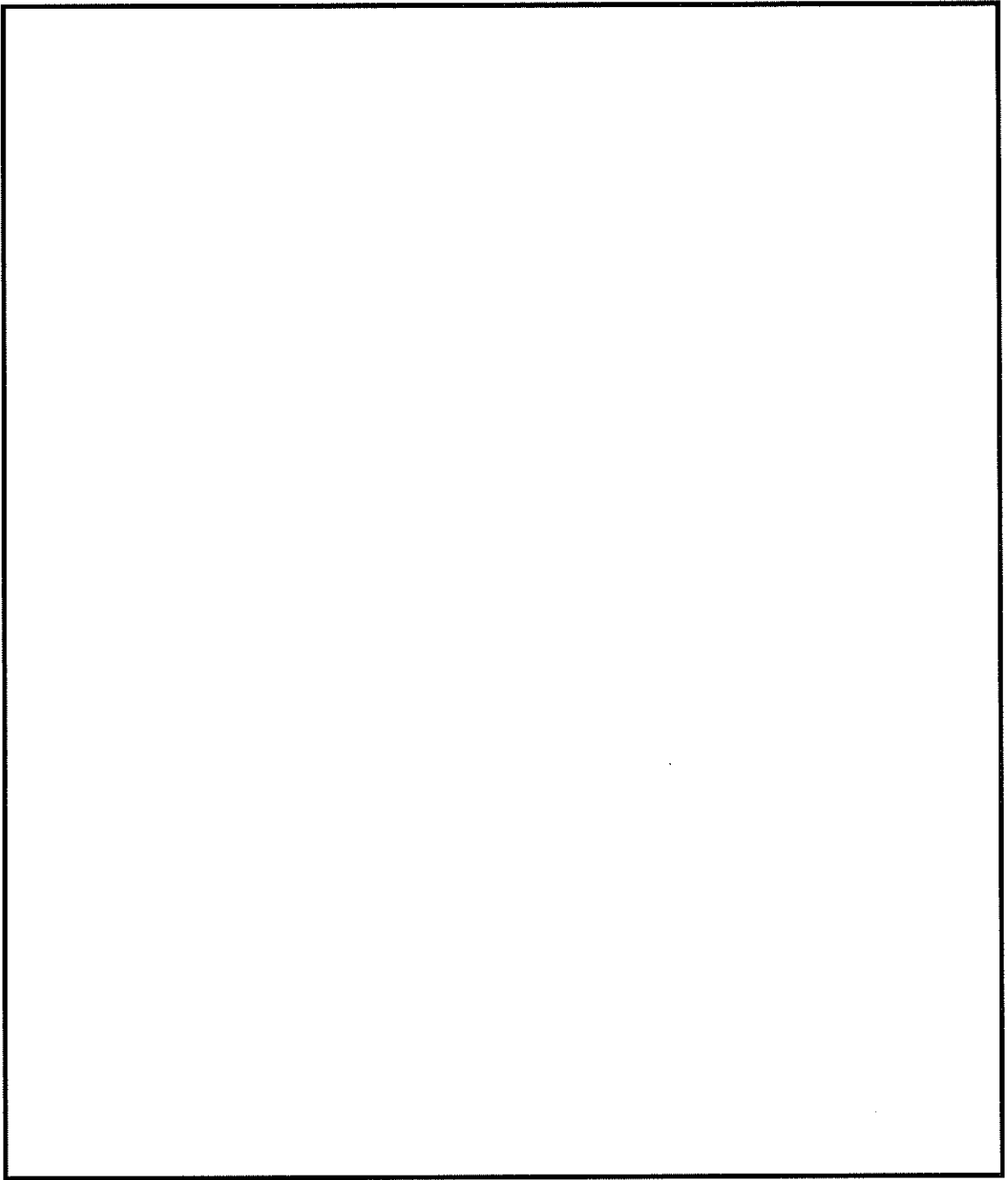


图 8.4-14 (1) 概略配筋图 (东西断面方向)

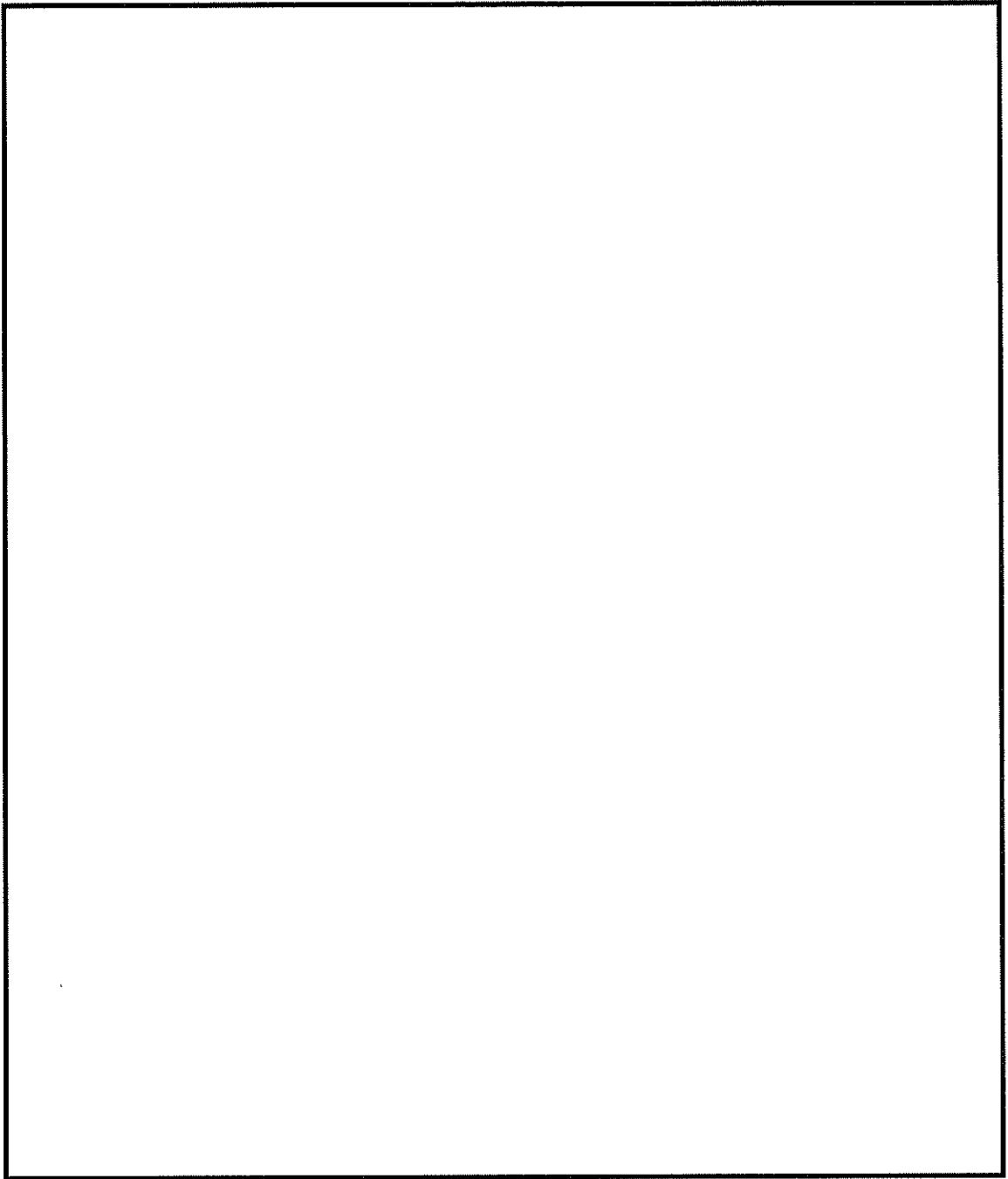


图 8.4-14 (2) 概略配筋图 (南北断面方向)

表 8.4-14 (1) 東西断面方向の断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	n (本)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口側壁	M1	1.329	3.102	0.120	2.789	SD490	22	4	300	15.484
側壁No. 1	M2	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160
側壁No. 2	M3	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	12	200	243.240
側壁No. 3	M4	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160

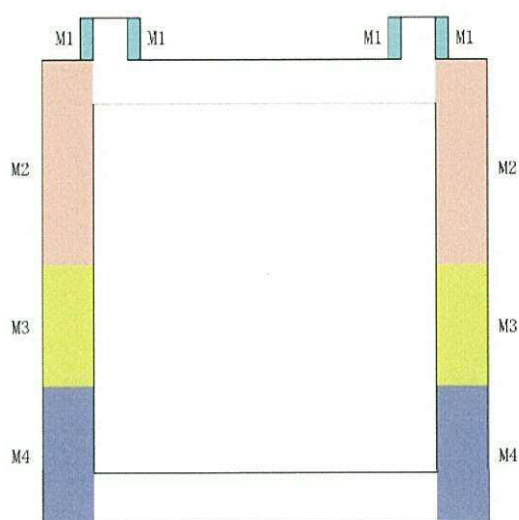
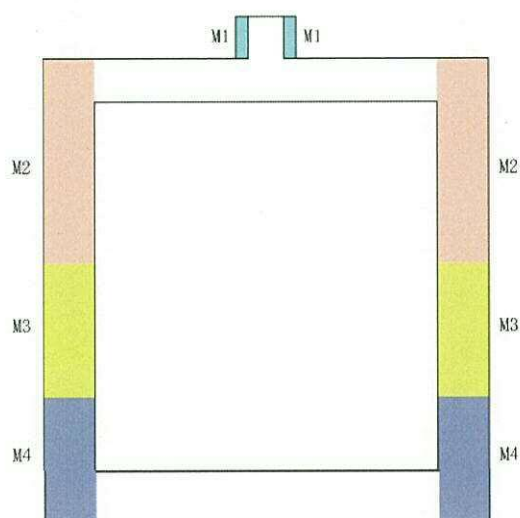


表 8.4-14 (2) 南北断面方向の断面諸元一覧表 (せん断力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d(m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	n (本)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口側壁	M1	1.329	3.102	0.120	2.789	SD490	22	4	300	15.484
側壁No. 1	M2	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160
側壁No. 2	M3	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	12	200	243.240
側壁No. 3	M4	5.318	23.042	0.200	21.875	SD490	51	8	200	162.160



8.4.3 側壁水平断面の検討

(1) 設計荷重の設定

側壁水平断面の検討に用いる設計荷重を設定するために、地震応答解析の各検討ケースにおいて側壁に作用する最大地盤反力度を抽出した結果を表 8.4-15 及び表 8.4-16 に示す。地盤反力度の抽出に当たって、図 8.4-15 に示すように部材の評価位置を搬出入口部および側壁部（区間 No. 1～No. 3）に区分した。水平断面の検討では、最大地盤反力度が最大となる検討ケースの最大地盤反力度を用いる。側壁水平断面の検討では、最大地盤反力以外に静水圧を作用させるとともに、加振直交方向に常時土圧を作用させ、静的フレーム解析を実施した。荷重の作用方法および検討ケースについて図 8.4-16 に示す。

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、「シールド工事用立坑の設計（（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。なお、構造体の変形に応じた地盤反力は、保守的に区間 No. 3（Km 層根入れ部）のみにおいて考慮する。

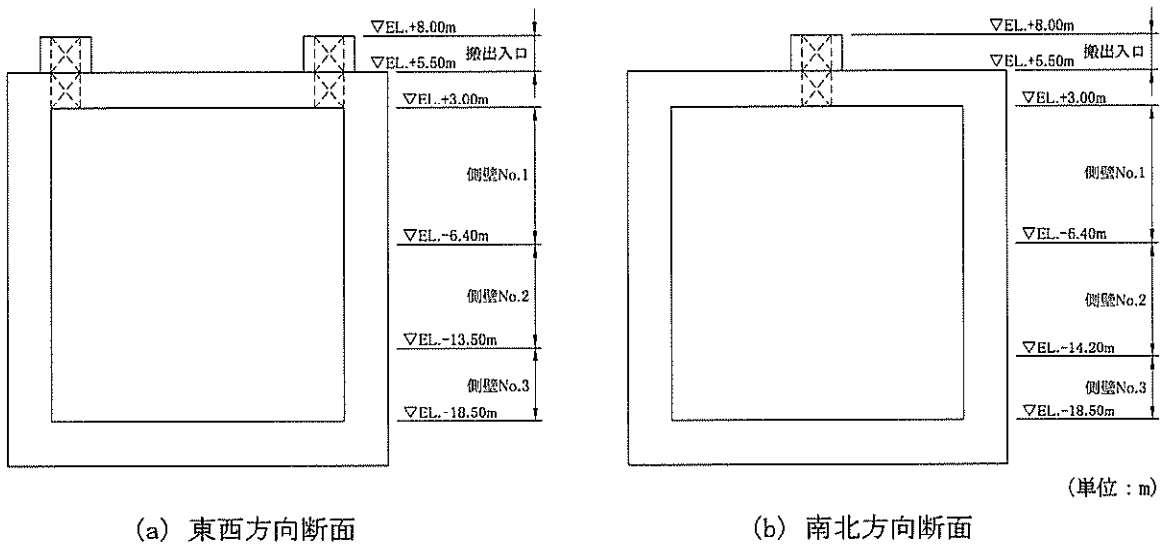


図 8.4-15 側壁評価区分

表 8.4-15 (1) 水平断面設計に用いる地盤反力 (搬出入口, 東西方向断面)

地震動		検討ケース	最大地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		12			10		
	H+, V-		12					
	H-, V+		12					
	H-, V-		12					
S _s -11			12					
S _s -12			12					
S _s -13			12					
S _s -14			12					
S _s -21			11					
S _s -22			11					
S _s -31	H+, V+		12					
	H-, V+		12					

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 8.4-15 (2) 水平断面設計に用いる地盤反力 (側壁 No. 1, 東西方向断面)

地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		263			314		
	H+, V-		288					
	H-, V+		265					
	H-, V-		304	305	316	326	252	256
S _s -11			204					
S _s -12			237					
S _s -13			232					
S _s -14			227					
S _s -21			225					
S _s -22			244					
S _s -31	H+, V+		250					
	H-, V+		218					

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 8.4-15 (3) 水平断面設計に用いる地盤反力 (側壁 No. 2, 東西方向断面)

地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		354			424		
	H+, V-		372					
	H-, V+		367					
	H-, V-		392	397	411	420	369	380
S _s -1 1			293					
S _s -1 2			361					
S _s -1 3			356					
S _s -1 4			338					
S _s -2 1			316					
S _s -2 2			353					
S _s -3 1	H+, V+		325					
	H-, V+		285					

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 8.4-15 (4) 水平断面設計に用いる地盤反力 (側壁 No. 3, 東西方向断面)

地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		690			866		
	H+, V-		753					
	H-, V+		758					
	H-, V-		804	829	769	908	478	457
S _s -1 1			240					
S _s -1 2			308					
S _s -1 3			303					
S _s -1 4			292					
S _s -2 1			327					
S _s -2 2			368					
S _s -3 1	H+, V+		633					
	H-, V+		470					

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 8.4-16 (1) 水平断面設計に用いる地盤反力 (搬出入口, 南北方向断面)

地震動		検討ケース	最大地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		12			11		
	H+, V-		12					
	H-, V+		12					
	H-, V-		12					
S _s -11			12					
S _s -12			12					
S _s -13			12					
S _s -14			12					
S _s -21			12					
S _s -22			12					
S _s -31	H+, V+		12					
	H-, V+		12					

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 8.4-16 (2) 水平断面設計に用いる地盤反力 (側壁 No.1, 南北方向断面)

地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		260			316		
	H+, V-		293					
	H-, V+		259					
	H-, V-		298	301	298	318	249	248
S _s -11			164					
S _s -12			239					
S _s -13			254					
S _s -14			189					
S _s -21			226					
S _s -22			260					
S _s -31	H+, V+		256					
	H-, V+		227					

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 8.4-16 (3) 水平断面設計に用いる地盤反力 (側壁 No. 2, 南北方向断面)

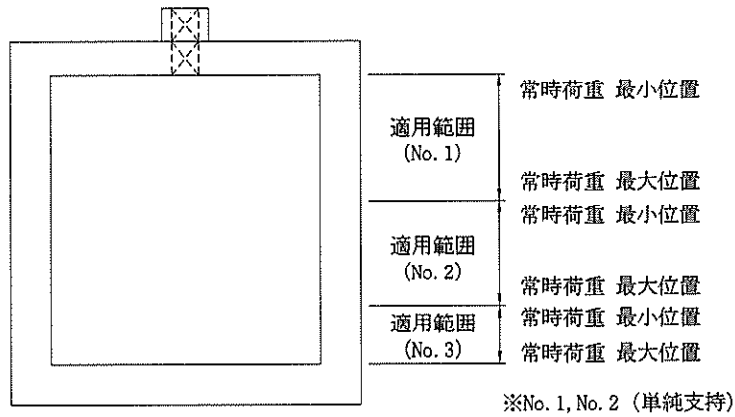
地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		362			420		
	H+, V-		422					
	H-, V+		367					
	H-, V-		401					
S _s -11			258					
S _s -12			375					
S _s -13			381					
S _s -14			328					
S _s -21			400					
S _s -22			394					
S _s -31	H+, V+		460	392	439	326	359	372
	H-, V+		342					

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

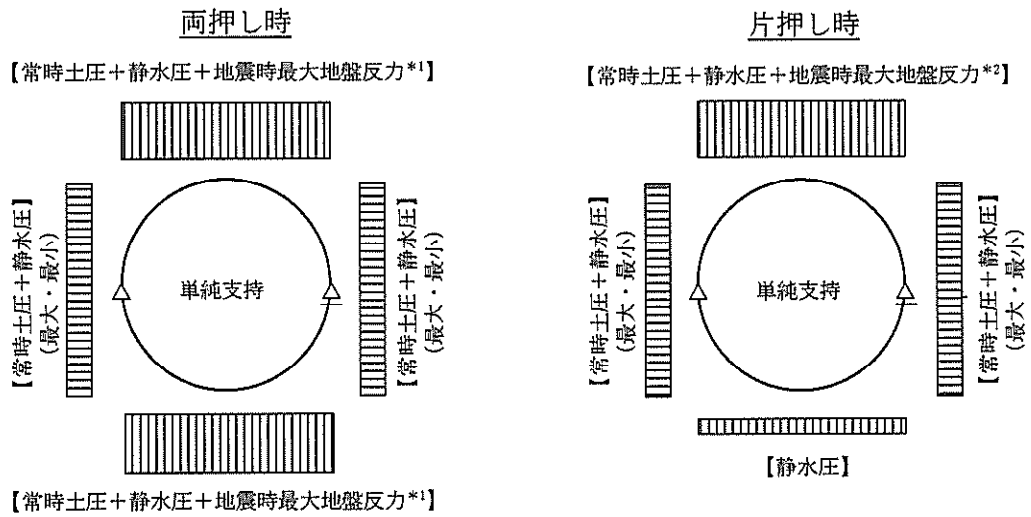
表 8.4-16 (4) 水平断面設計に用いる地盤反力 (側壁 No. 3, 南北方向断面)

地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		741			948		
	H+, V-		819					
	H-, V+		803					
	H-, V-		836	860	817	953	487	459
S _s -11			237					
S _s -12			387					
S _s -13			406					
S _s -14			321					
S _s -21			501					
S _s -22			547					
S _s -31	H+, V+		610					
	H-, V+		495					

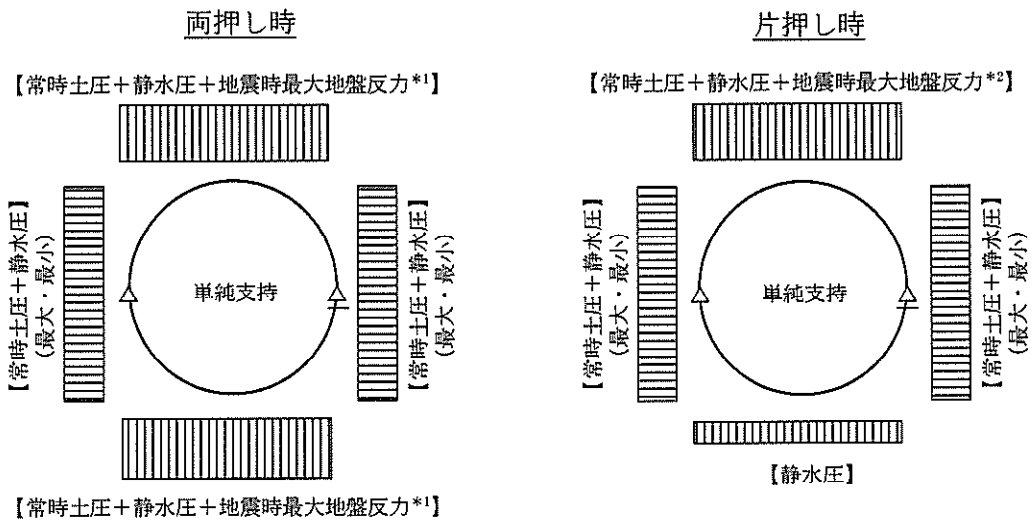
注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②: 地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③: 地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥: 地盤物性のはらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



常時荷重最小位置

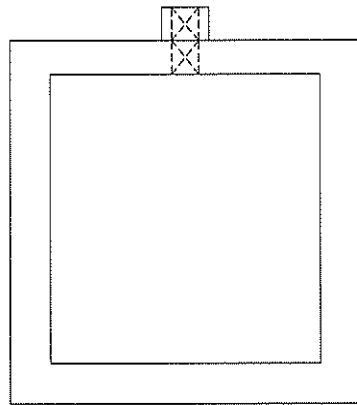


常時荷重最大位置



*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 8.4-16 (1) 水平断面解析の荷重載荷方法 (単純支持)



常時荷重 最小位置

適用範囲
(No. 1)

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

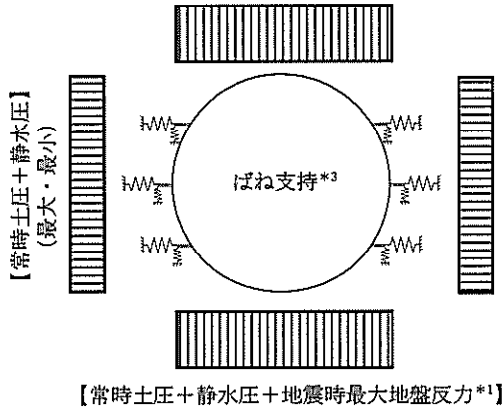
適用範囲
(No. 3)

※No. 3 (ばね支持)

常時荷重最小位置

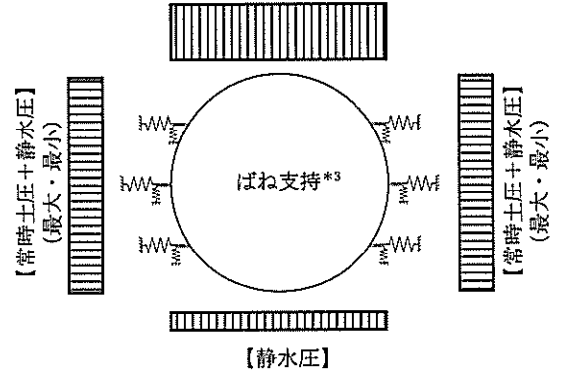
両押し時

【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*1】



片押し時

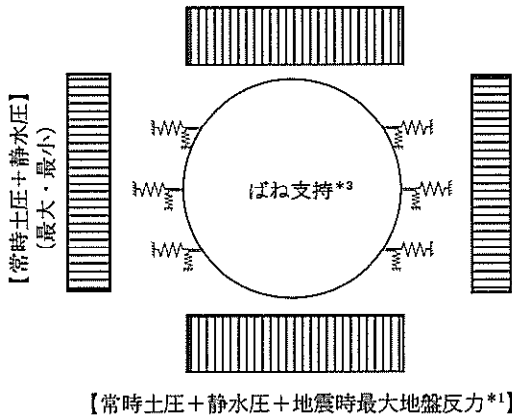
【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*2】



常時荷重最大位置

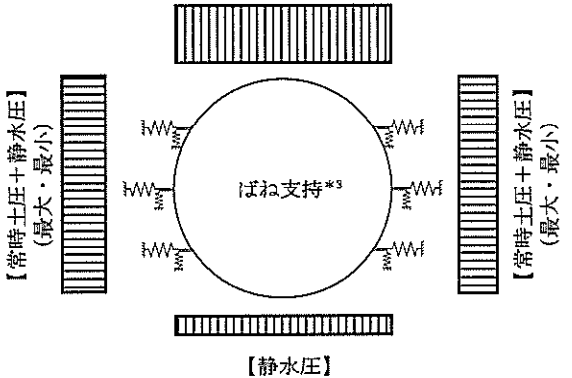
両押し時

【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 8.4-16 (2) 水平断面解析の荷重載荷方法 (ばね支持)

(2) 地震時断面力図

水平断面の各検討ケースにおける発生断面力と照査値を表8.4-17及び表8.4-18に示す。

静的フレーム解析により求められた断面力(曲げモーメント, 軸力, せん断力)を図8.4-17及び図8.4-18に示す。

表 8.4-17 (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	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)				
				b (mm)	h (mm)	d (mm)							
搬出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	50	0.18	21.0	0.01	① S_s-31 ($H-, V+$)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	0.35	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.42	21.0	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	50	0.08	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	1	46	0.08	21.0	0.01	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8218	4413	6.03	21.0	0.29	④ S_s-D1 ($H-, V-$)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9104	590	5.93	21.0	0.29	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4249	4425	3.39	21.0	0.17	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4706	2289	3.43	21.0	0.17	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14127	4404	9.92	21.0	0.48	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	13982	461	9.00	21.0	0.43	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8536	4404	6.24	21.0	0.30	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8347	1496	5.66	21.0	0.27	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	7184	5553	4.90	21.0	0.24	④ S_s-D1 ($H+, V+$)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7971	2037	4.81	21.0	0.23	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	4984	5560	3.67	21.0	0.18	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	5546	2978	3.60	21.0	0.18	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	13630	5528	8.57	21.0	0.41	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	13403	857	7.56	21.0	0.36	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	10519	5528	6.80	21.0	0.33	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	10282	1946	6.07	21.0	0.29	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9653	7919	7.39	21.0	0.36	④ S_s-D1 ($H-, V-$)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11730	4872	8.42	21.0	0.40	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8853	7977	6.87	21.0	0.33	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	10377	5512	7.61	21.0	0.37	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10371	10949	8.29	21.0	0.40	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	13451	5029	9.58	21.0	0.46	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9415	10949	7.70	21.0	0.37	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12099	5669	8.77	21.0	0.42	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

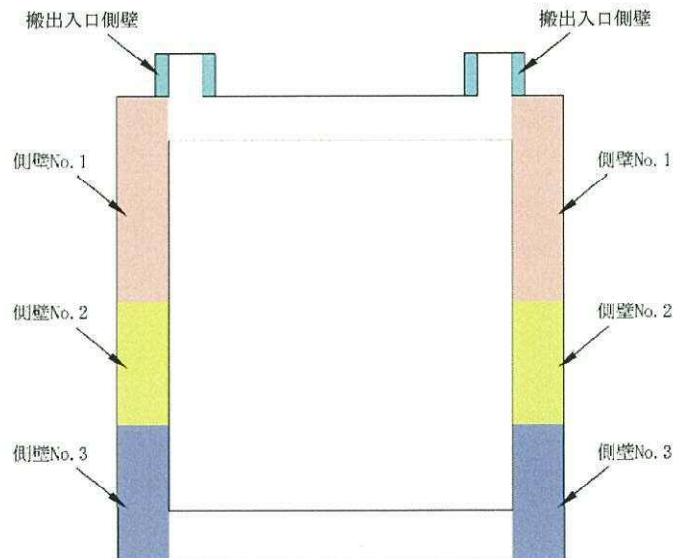


表 8.4-17 (2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b (mm)	h (mm)	d (mm)							
搬出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	50	1	435	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	— ^{※2}	435	—	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	6	435	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	50	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	1	46	— ^{※2}	435	—	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8218	4413	81	435	0.19	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9104	590	178	435	0.41	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4249	4425	14	435	0.04	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4706	2289	51	435	0.12	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14127	4404	200	435	0.46	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13982	461	283	435	0.65	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8536	4404	87	435	0.20	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8347	1496	142	435	0.33	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	7184	5553	36	435	0.09	④ S _s -D1 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7971	2037	92	435	0.22	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	4984	5560	11	435	0.03	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	5546	2978	42	435	0.10	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	13630	5528	127	435	0.30	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	13403	857	193	435	0.45	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	10519	5528	82	435	0.19	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	10282	1946	128	435	0.30	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9653	7919	54	435	0.13	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11730	4872	142	435	0.33	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8853	7977	41	435	0.10	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	10377	5512	103	435	0.24	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10371	10949	31	435	0.08	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13451	5029	173	435	0.40	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9415	10949	20	435	0.05	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12099	5669	134	435	0.31	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※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。

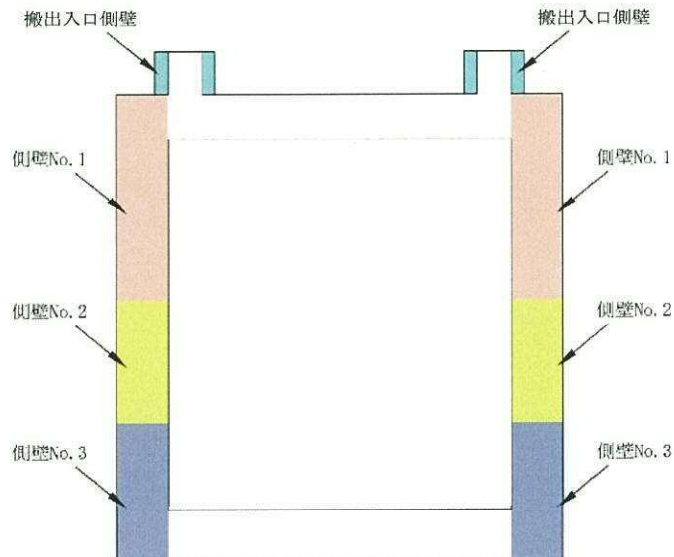


表 8.4-17 (3) 東西方向断面のせん断力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sl} (N/mm ²)	τ_{sl} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	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	片押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	21	0.039	0.825	0.05	482	0.05	① S _s -3 1 (H-, V+)
		最大	1000	750	630	D19@600×300	8	0.015	0.825	0.02	482	0.02	
	両押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	28	0.052	0.825	0.07	482	0.06	
		最大	1000	750	630	D19@600×300	7	0.013	0.825	0.02	482	0.02	
側壁 No. 1	片押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	1961	—	0.825	—	4348	0.46	④ S _s -D 1 (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1248	0.527	0.825	0.64	4348	0.29	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2627	—	0.825	—	4348	0.61	
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1750	0.739	0.825	0.90	4348	0.41	
側壁 No. 2	片押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	1908	—	0.825	—	5241	0.37	④ S _s -D 1 (H+, V+)
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	1512	0.657	0.825	0.80	5241	0.29	
	両押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	2654	—	0.825	—	5241	0.51	
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	2165	—	0.825	—	5241	0.42	
側壁 No. 3	片押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3213	—	0.825	—	5389	0.60	④ S _s -D 1 (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3003	—	0.825	—	5389	0.56	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3139	—	0.825	—	5389	0.59	
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	2929	—	0.825	—	5389	0.55	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

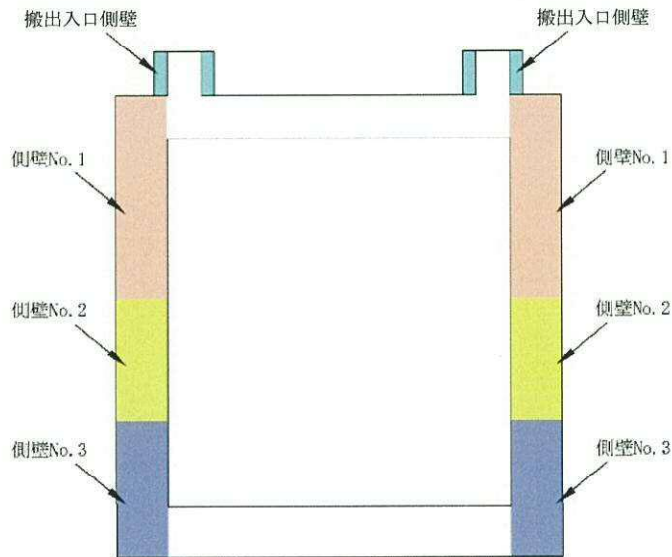


表 8.4-18 (1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b (mm)	h (mm)	d (mm)							
搬出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	51	0.18	21.0	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	0.36	21.0	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.43	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	0.09	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	46	0.08	21.0	0.01	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8309	4318	6.08	21.0	0.29	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9207	465	5.97	21.0	0.29	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4088	4331	3.27	21.0	0.16	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4630	2269	3.31	21.0	0.16	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14193	4310	9.95	21.0	0.48	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14056	579	9.07	21.0	0.44	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8263	4310	6.05	21.0	0.29	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8078	1496	5.49	21.0	0.27	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	8581	5961	5.76	21.0	0.28	① S _s -31 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	9503	1850	5.62	21.0	0.27	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	6533	5965	4.59	21.0	0.22	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7230	2746	4.52	21.0	0.22	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	15649	5939	9.77	21.0	0.47	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	15413	568	8.60	21.0	0.41	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	12630	5939	8.07	21.0	0.39	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	12376	1626	7.16	21.0	0.34	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10132	8283	7.76	21.0	0.37	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12314	5083	8.84	21.0	0.42	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9692	8445	7.48	21.0	0.36	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11758	5399	8.51	21.0	0.41	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10885	11465	8.89	21.0	0.42	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14121	5248	10.05	21.0	0.48	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10427	11465	8.41	21.0	0.40	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13472	5555	9.67	21.0	0.46	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

表 8.4-18 (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	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b (mm)	h (mm)	d (mm)							
掘出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	51	1	435	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	— ^{※2}	435	—	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	6	435	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	46	— ^{※2}	435	—	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8309	4318	84	435	0.20	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9207	465	183	435	0.42	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4088	4331	12	435	0.03	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4530	2269	48	435	0.11	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14193	4310	203	435	0.47	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14056	579	282	435	0.65	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8263	4310	84	435	0.20	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8078	1496	136	435	0.32	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	8581	5961	50	435	0.12	① S _s -31 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	9503	1850	118	435	0.28	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	6533	5965	24	435	0.06	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7230	2746	70	435	0.16	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	15649	5939	152	435	0.35	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	15413	568	228	435	0.53	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	12630	5939	107	435	0.25	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	12376	1626	165	435	0.38	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10132	8283	57	435	0.14	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12314	5083	149	435	0.35	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9692	8445	48	435	0.11	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11758	5399	132	435	0.31	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10885	11465	33	435	0.08	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14121	5248	183	435	0.42	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10427	11465	28	435	0.07	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13472	5555	163	435	0.38	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 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 8.4-18 (3) 南北方向断面のせん断力に対する照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sl} (N/mm ²)	τ_{sl} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	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	片押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	22	0.041	0.825	0.05	482	0.05	① S _s -31 (H-, V+)
		最大	1000	750	630	D19@600×300	8	0.015	0.825	0.02	482	0.02	
	両押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	28	0.052	0.825	0.07	482	0.06	
		最大	1000	750	630	D19@600×300	7	0.013	0.825	0.02	482	0.02	
側壁 No. 1	片押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	1957	—	0.825	—	4348	0.46	④ S _s -D1 (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1209	0.511	0.825	0.62	4348	0.28	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2629	—	0.825	—	4348	0.61	
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1698	0.717	0.825	0.87	4348	0.39	
側壁 No. 2	片押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	2199	—	0.825	—	5241	0.42	① S _s -31 (H+, V+)
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	1826	0.793	0.825	0.97	5241	0.35	
	両押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	3009	—	0.825	—	5241	0.58	
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	2535	—	0.825	—	5241	0.49	
側壁 No. 3	片押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3370	—	0.825	—	5389	0.63	④ S _s -D1 (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3265	—	0.825	—	5389	0.61	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3292	—	0.825	—	5389	0.61	
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3192	—	0.825	—	5389	0.60	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

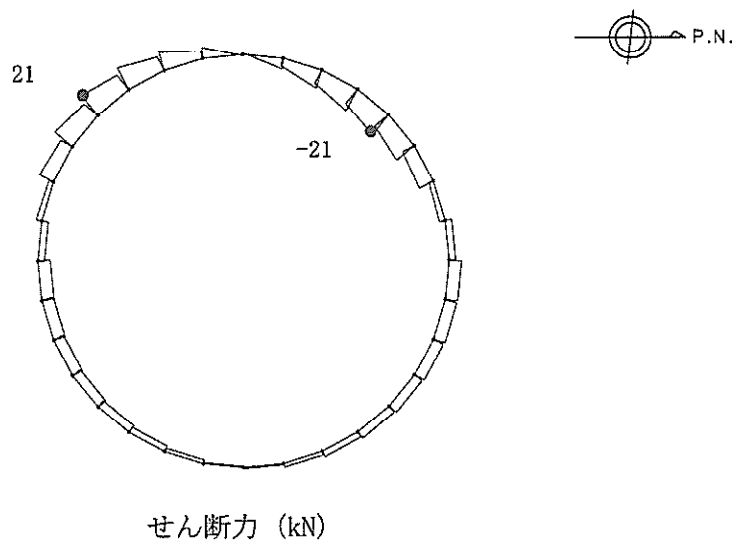
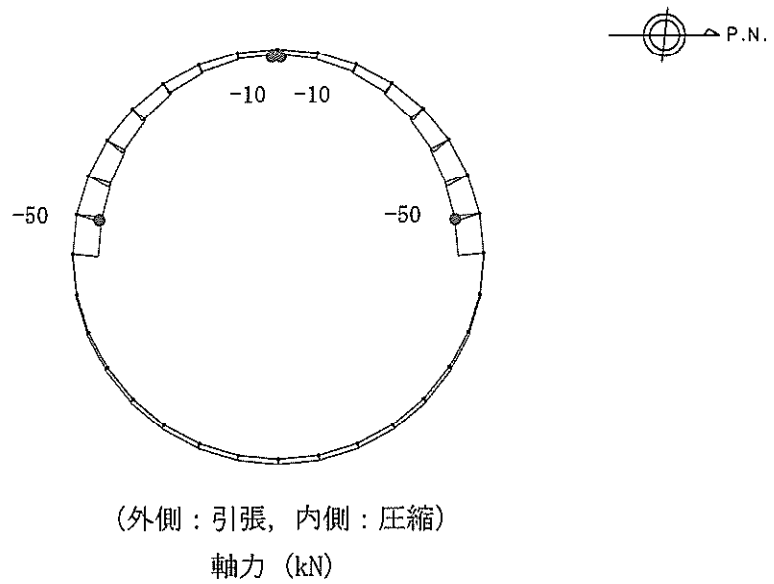
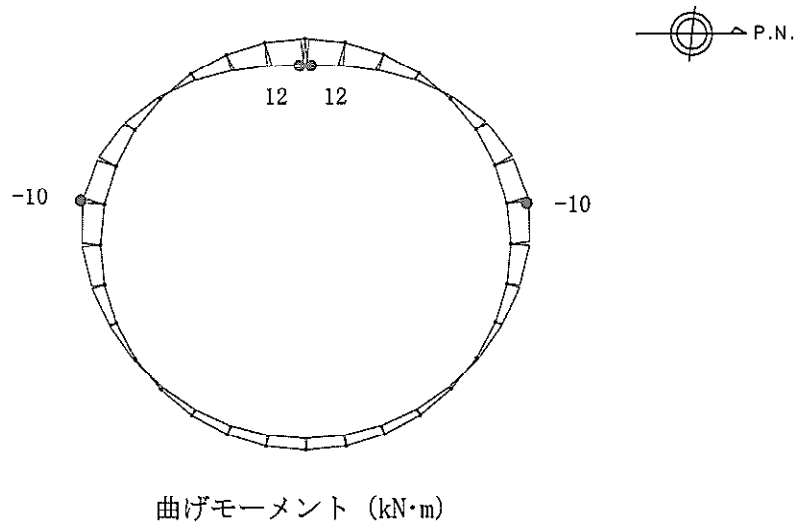


図 8.4-17 (1) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s = 3.1$ [H-, V+], $t = 8.01$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

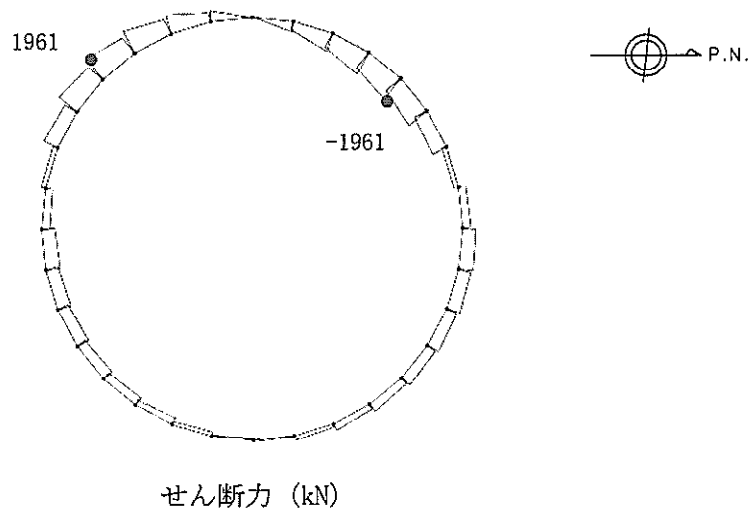
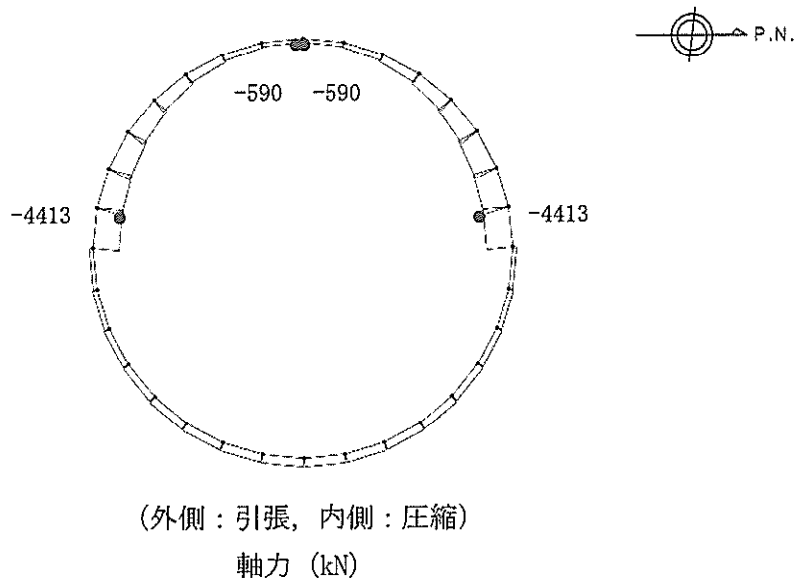
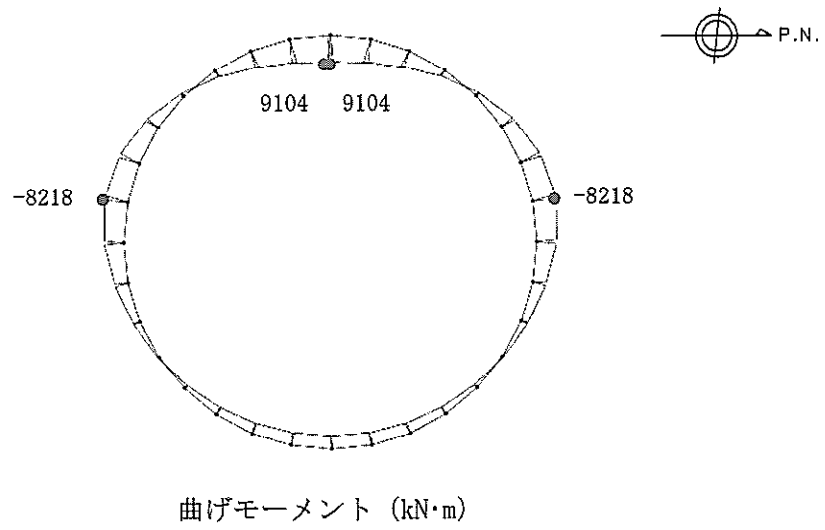


図 8.4-17 (2) 東西方向断面の側壁 No. 1 において最大地盤反力の片押し载荷における常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 60.49 \text{ s}$)
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

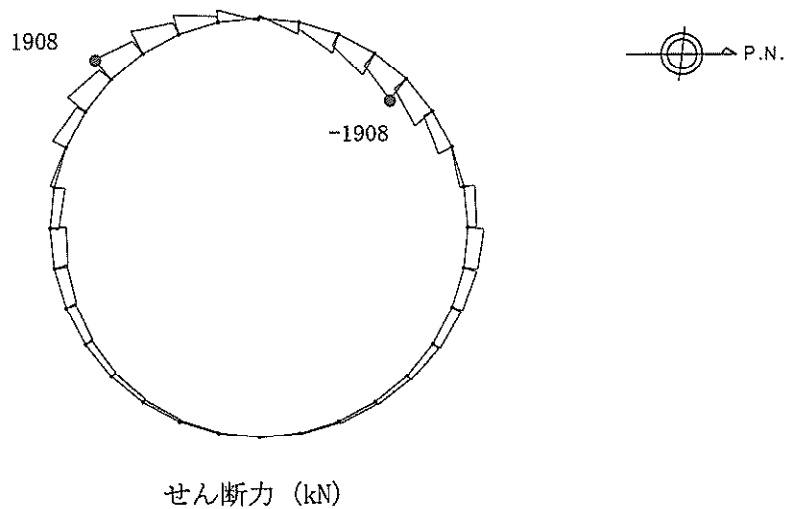
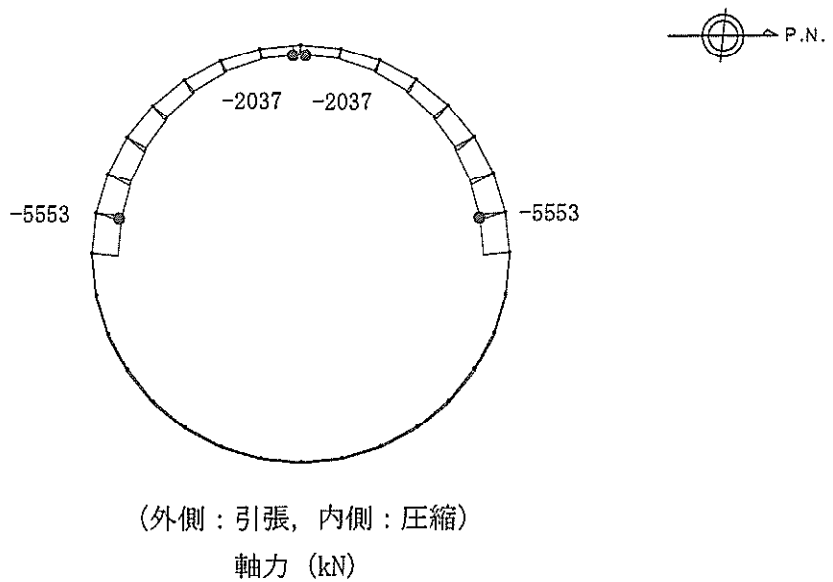
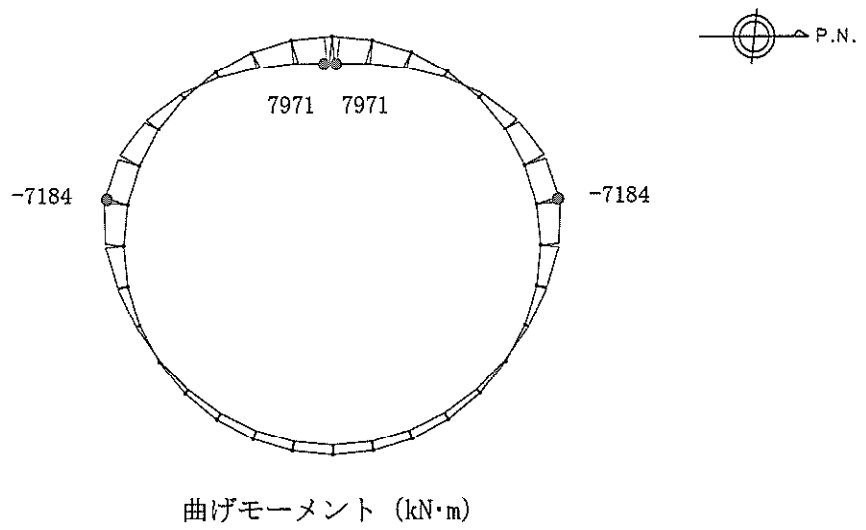


図 8.4-17 (3) 東西方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の片押し载荷における常時土水圧最小部の地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=44.40 s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

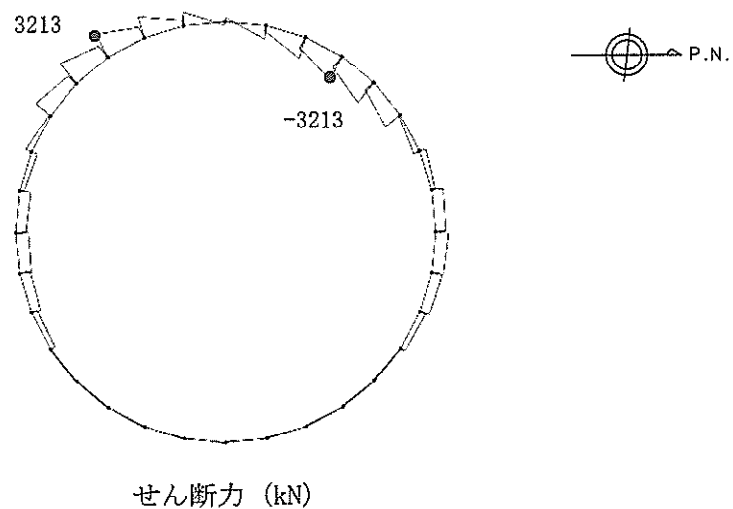
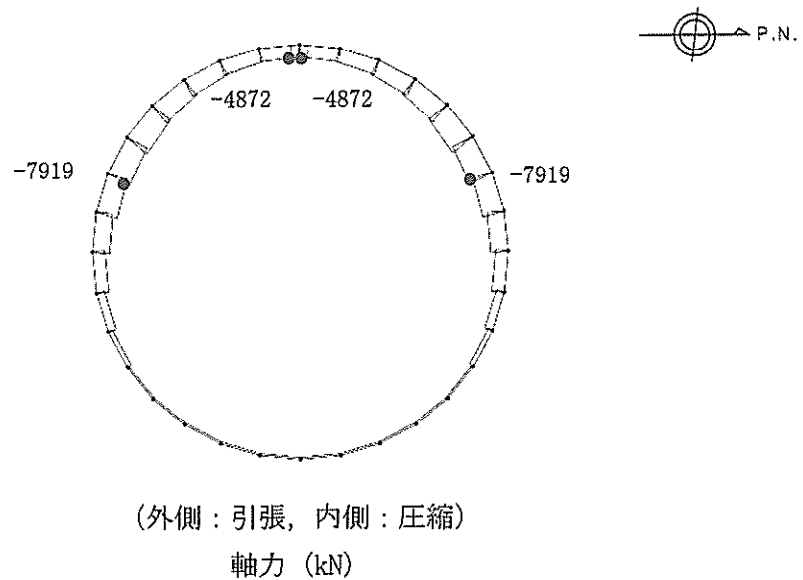
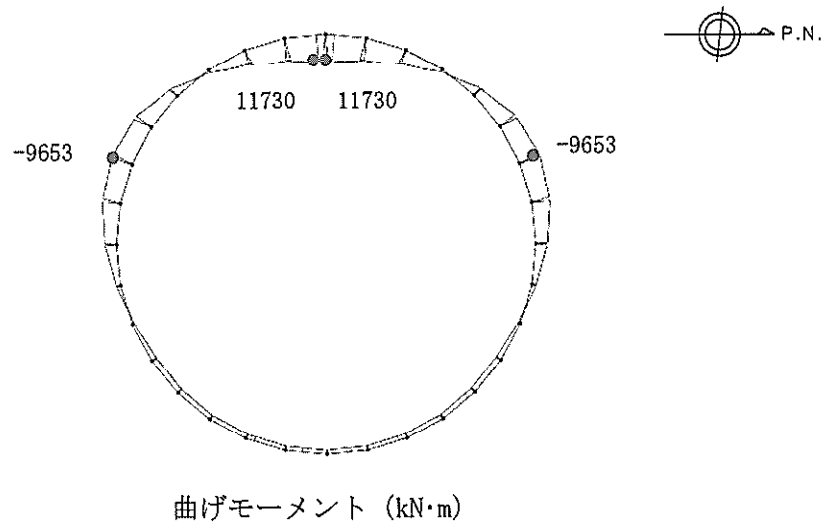
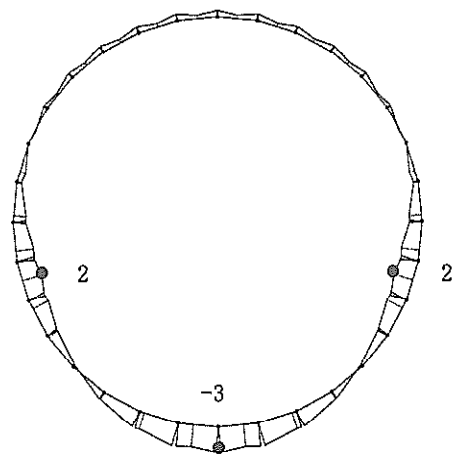
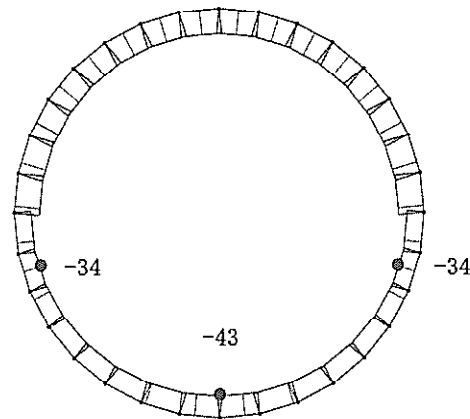


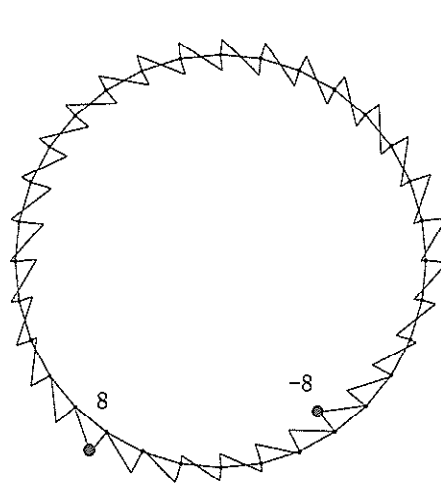
図 8.4-17 (4) 東西方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], $t=53.88$ s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN・m)



(外側：引張，内側：圧縮)
軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 8.4-17 (5) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し载荷における
常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s = 3.1$ [H-, V+], $t = 8.01$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

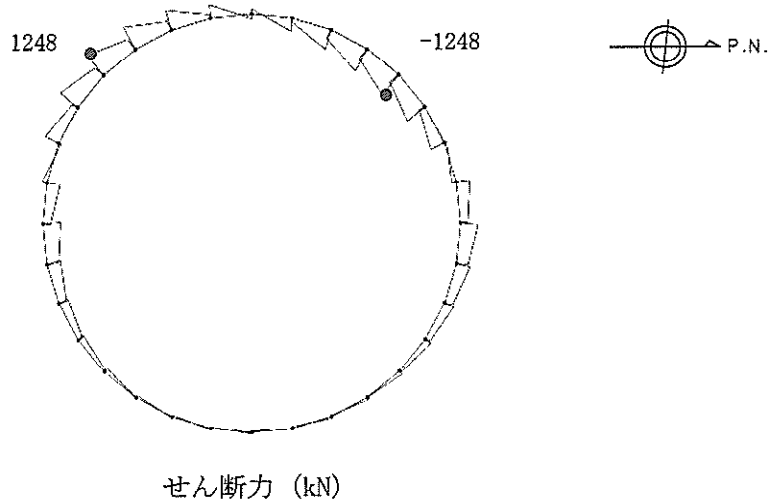
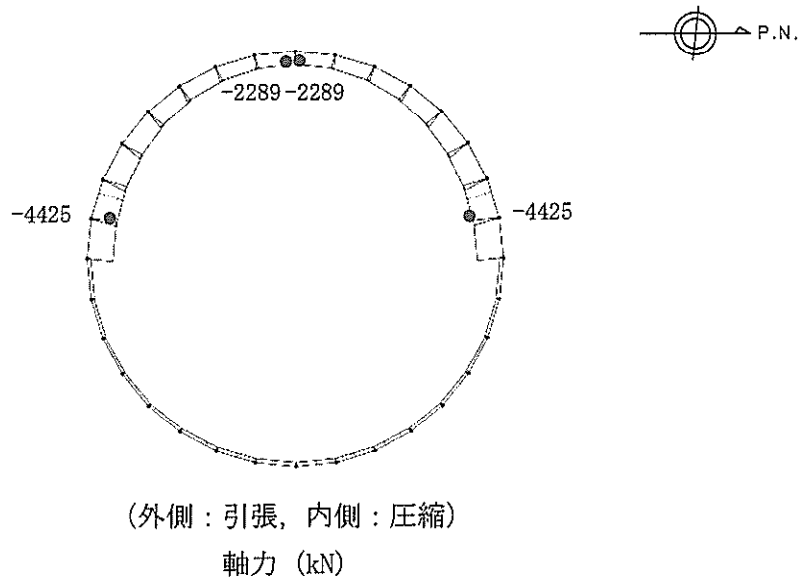
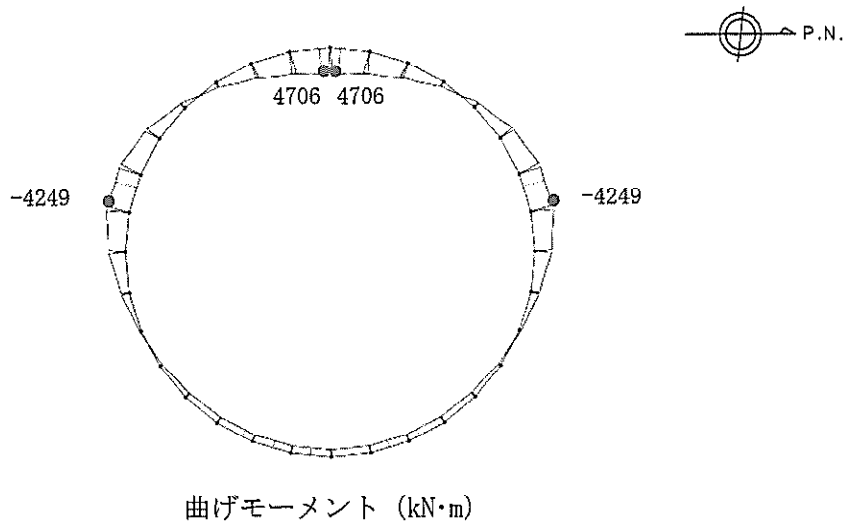


図 8.4-17 (6) 東西方向断面の側壁 No.1 において最大地盤反力の片押し载荷における常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=60.49 s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

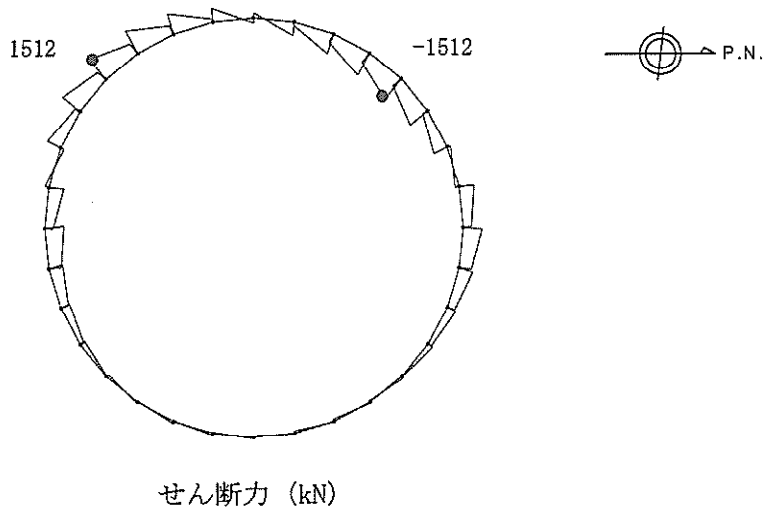
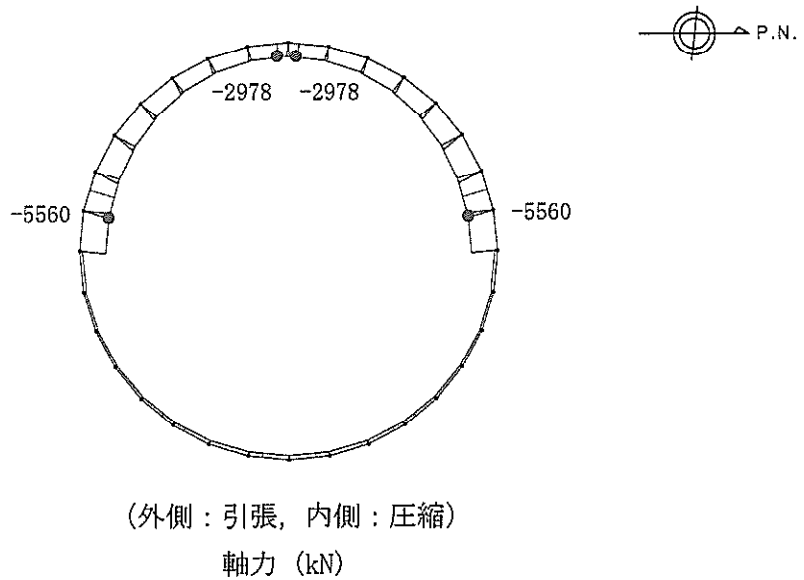
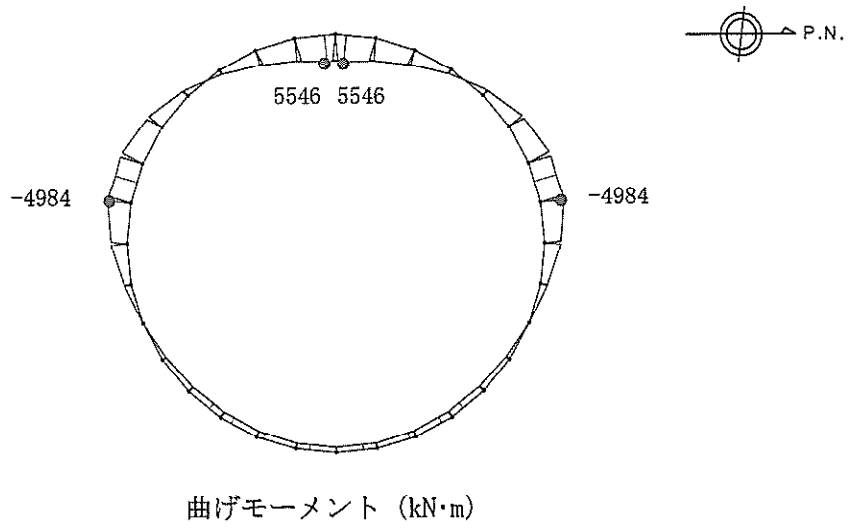


図 8.4-17 (7) 東西方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s-D1 [H+, V+]$, $t=44.40$ s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

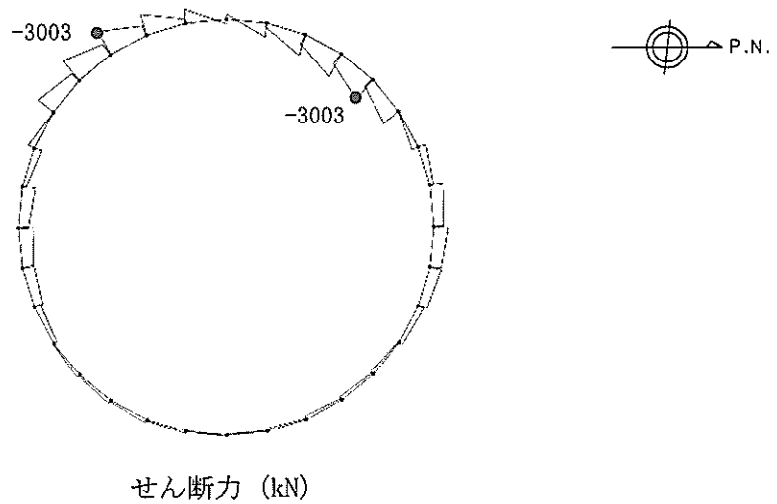
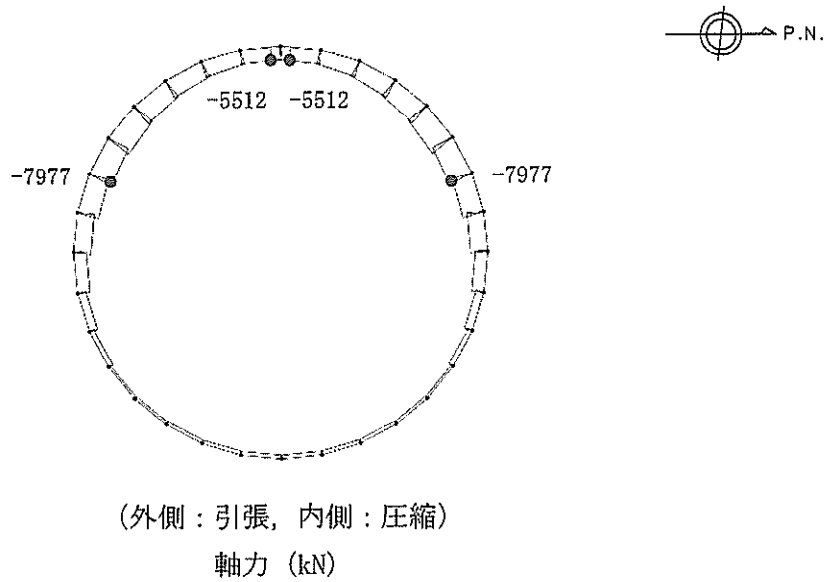
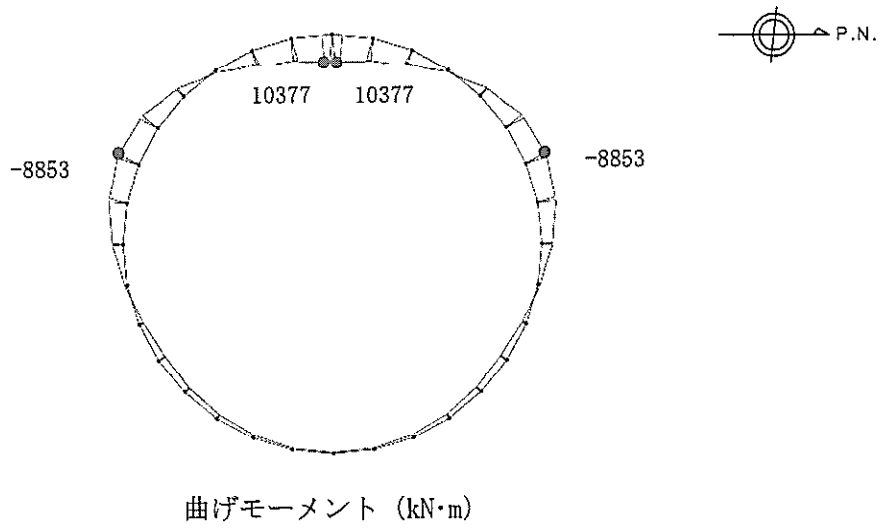


図 8.4-17 (8) 東西方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の片押し载荷における常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], $t=53.88$ s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

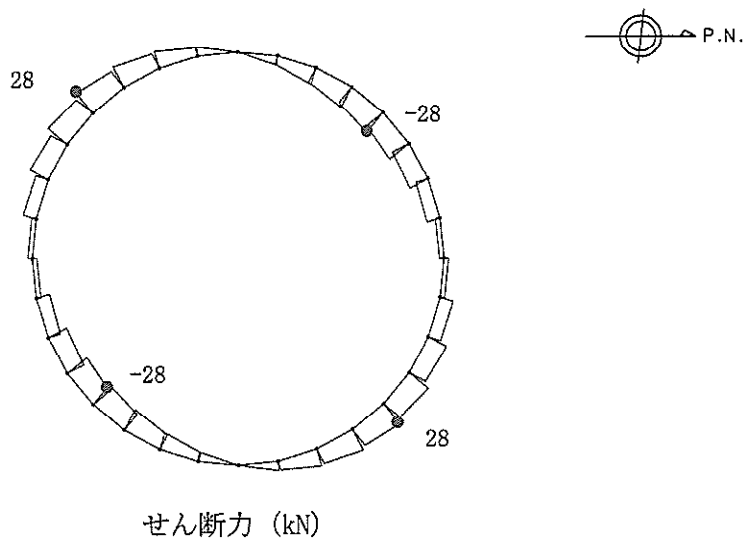
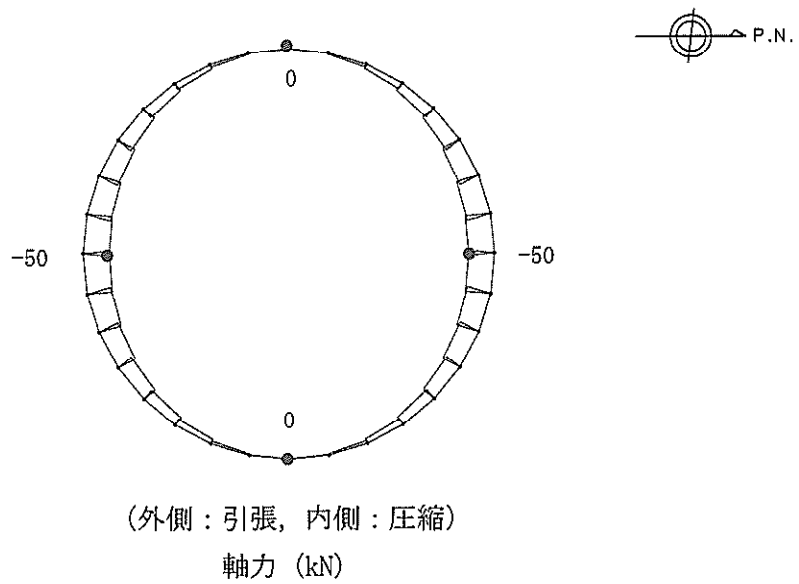
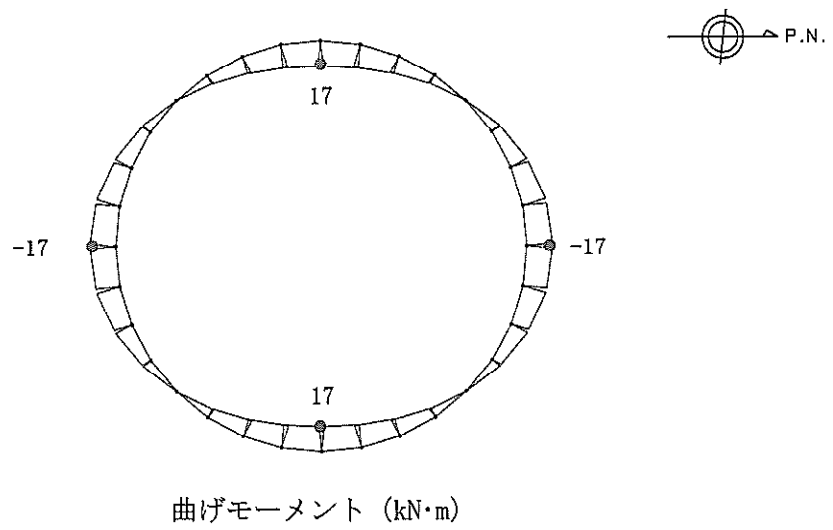


図 8.4-17 (9) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し載荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.01$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

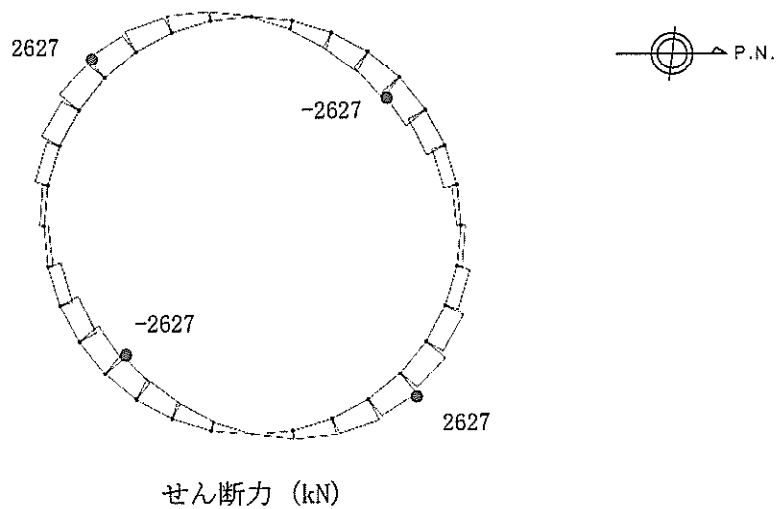
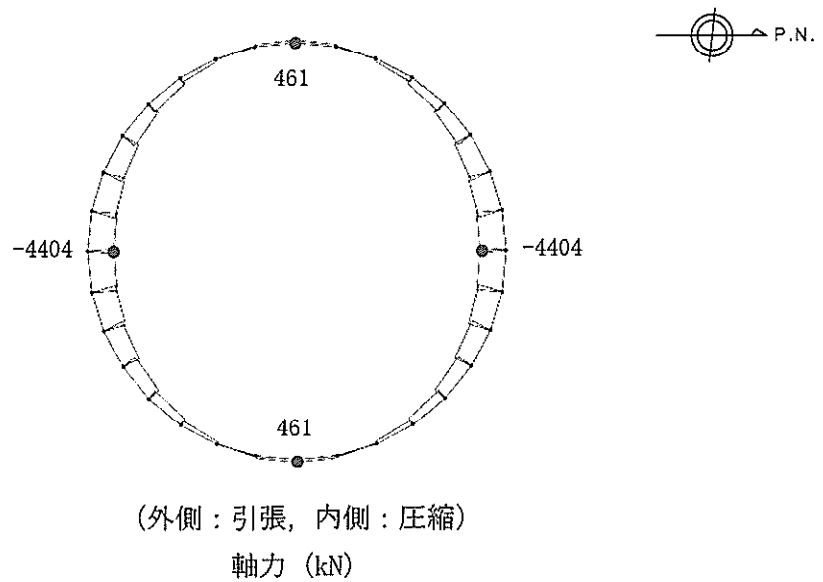
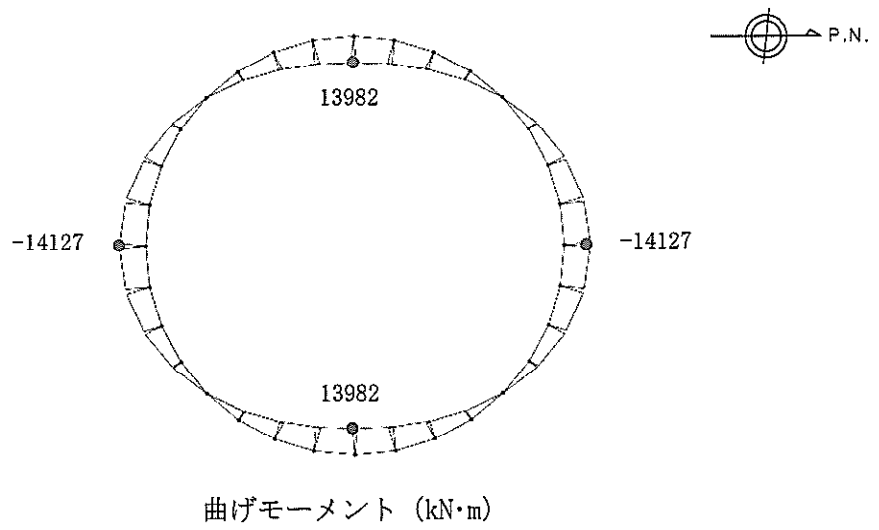


図 8.4-17 (10) 東西方向断面の側壁 No. 1 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=60.49 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

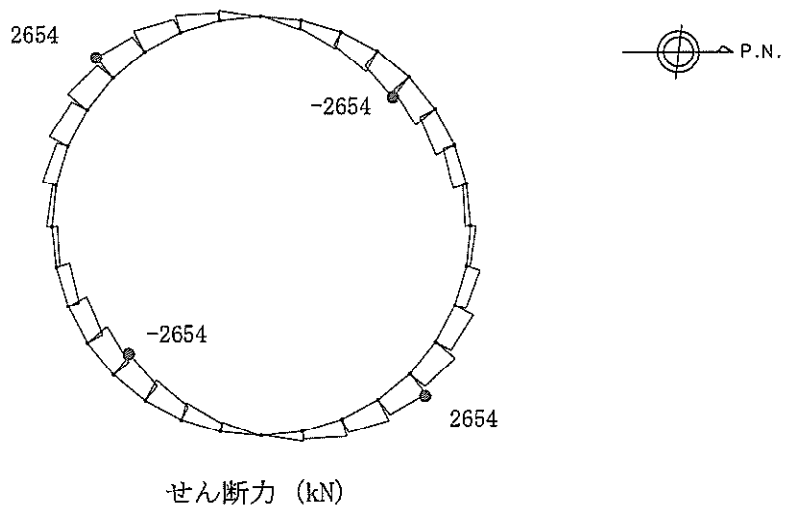
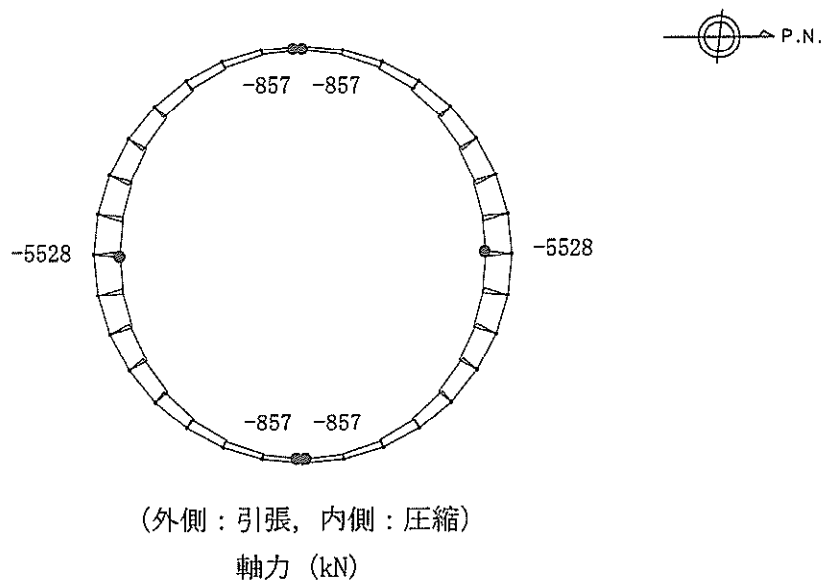
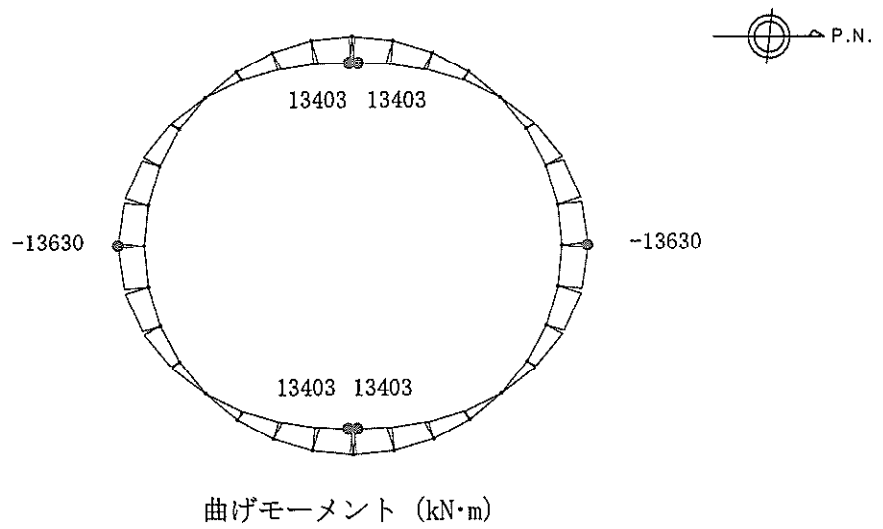


図 8. 4-17 (11) 東西方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の両押し載荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$, $t = 44.40$ s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

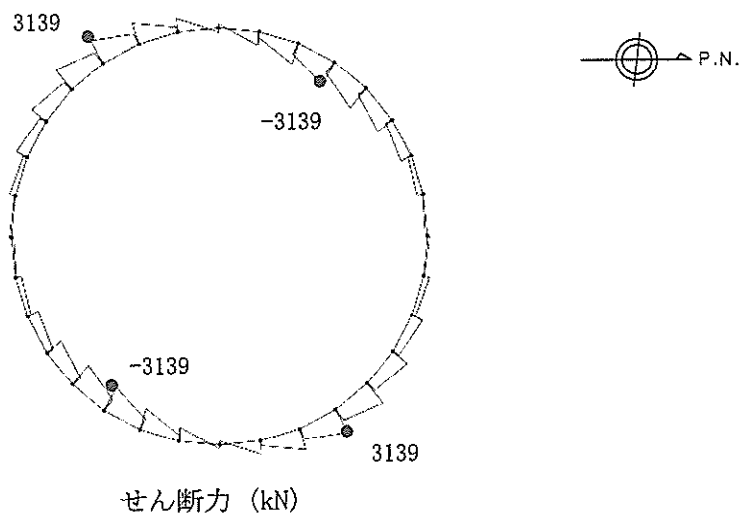
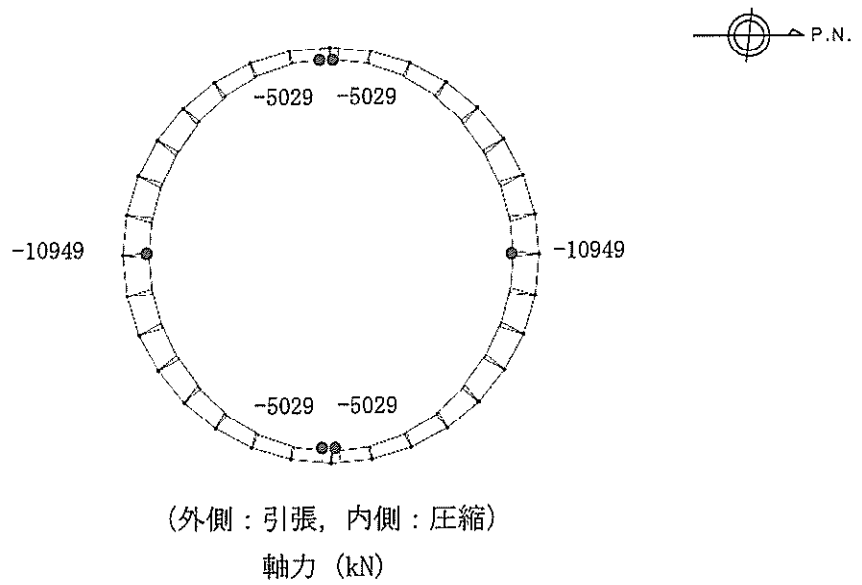
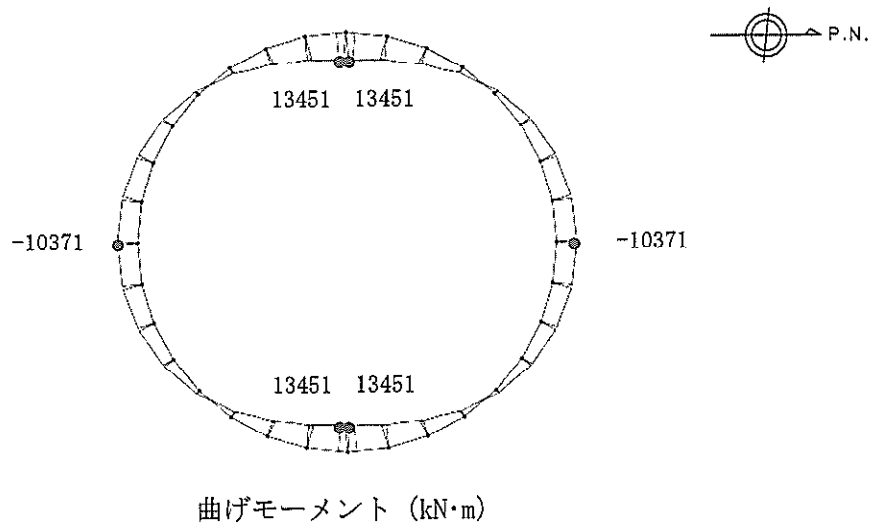


図 8.4-17 (12) 東西方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-], $t = 53.88$ s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

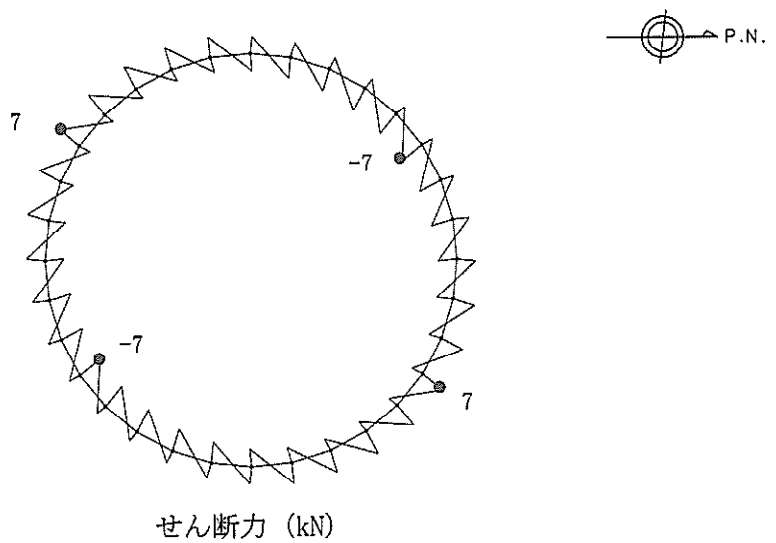
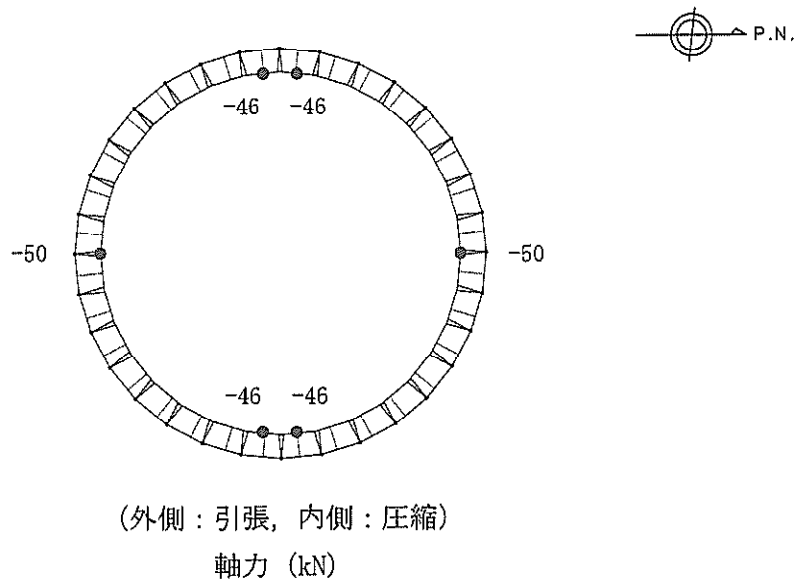
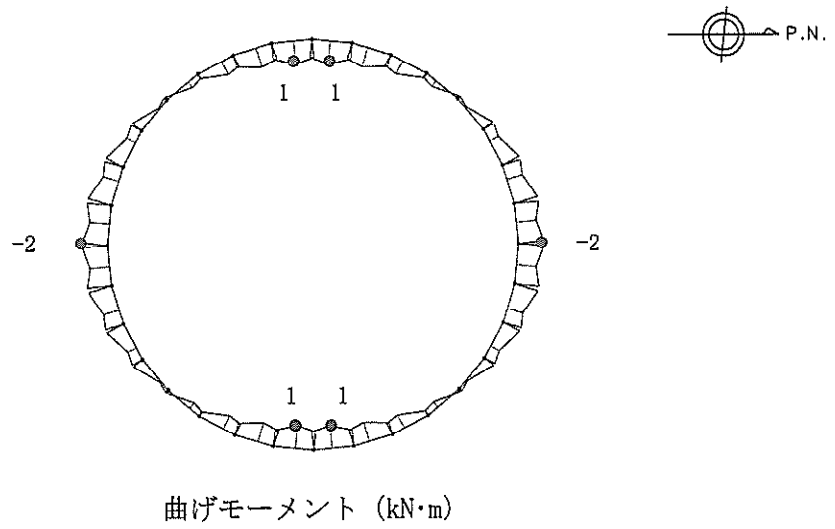


図 8.4-17 (13) 東西方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し載荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H-, V+], $t = 8.01$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

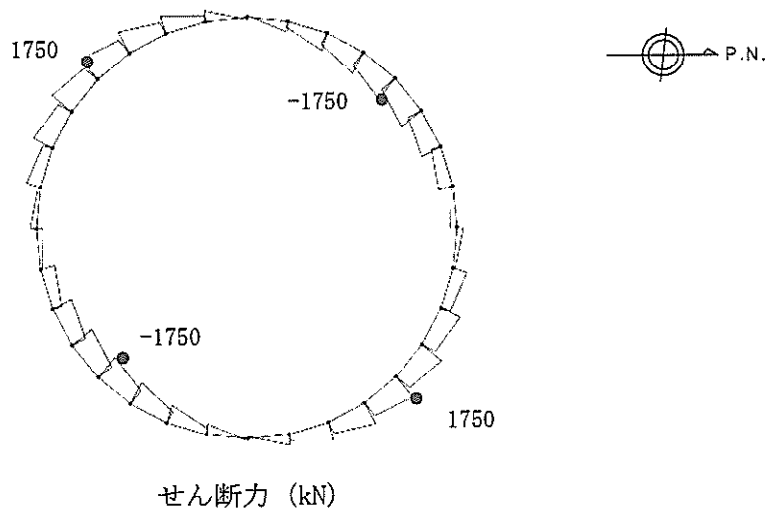
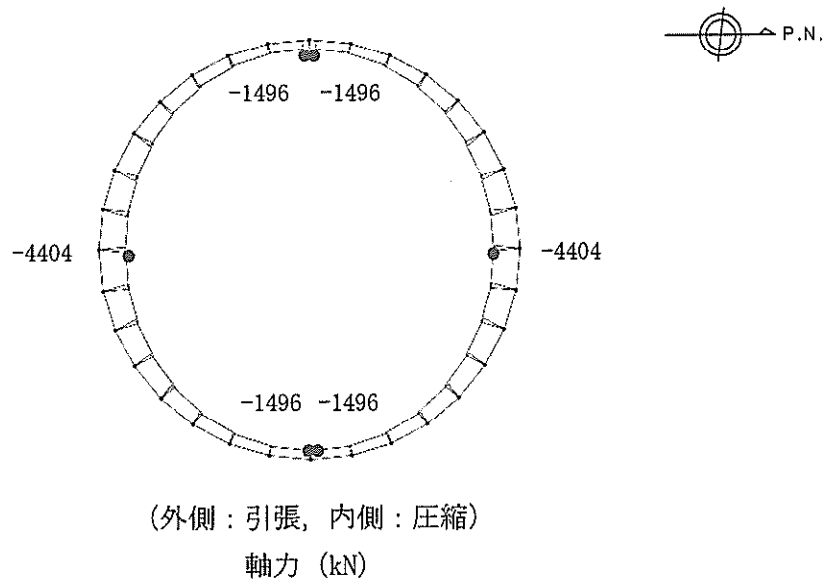
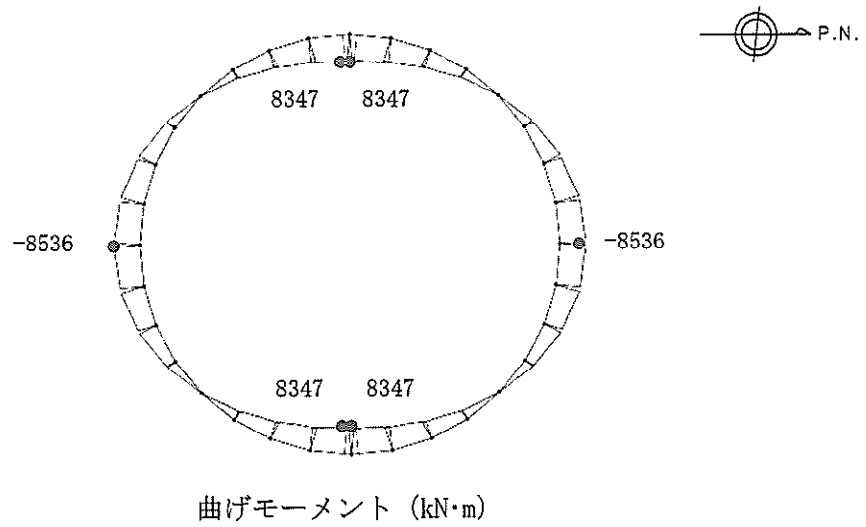


図 8.4-17 (14) 東西方向断面の側壁 No. 1 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 60.49$ s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

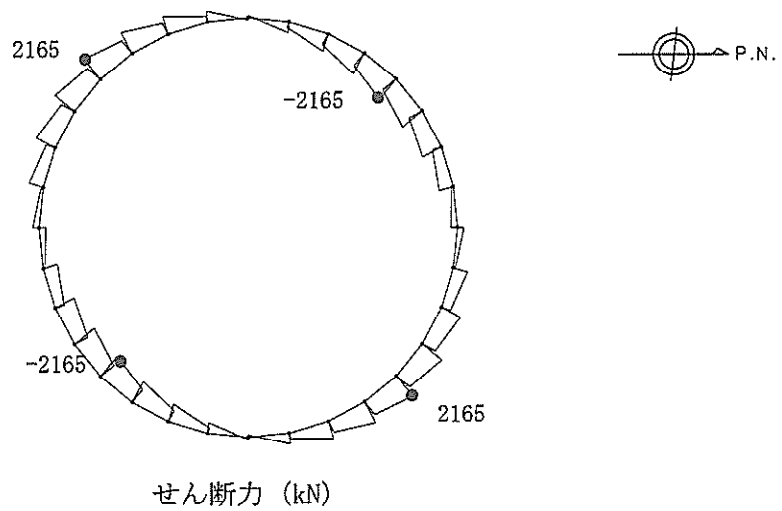
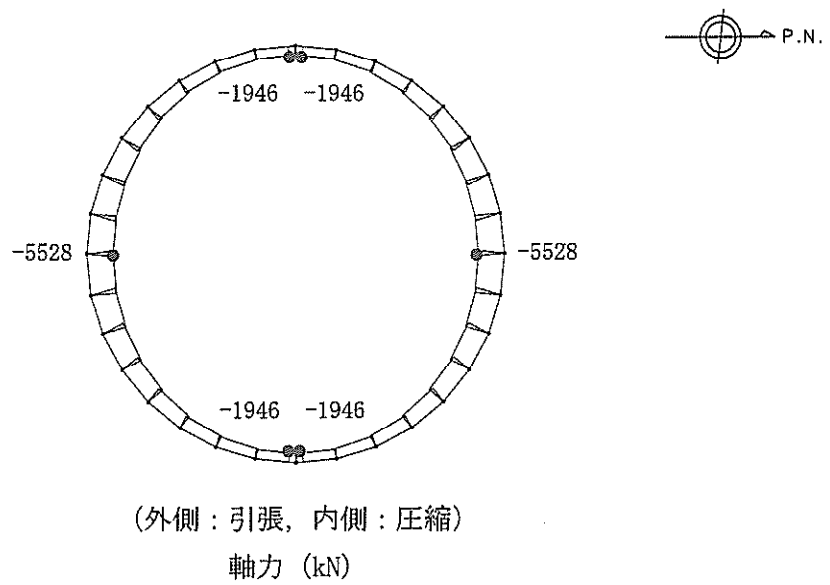
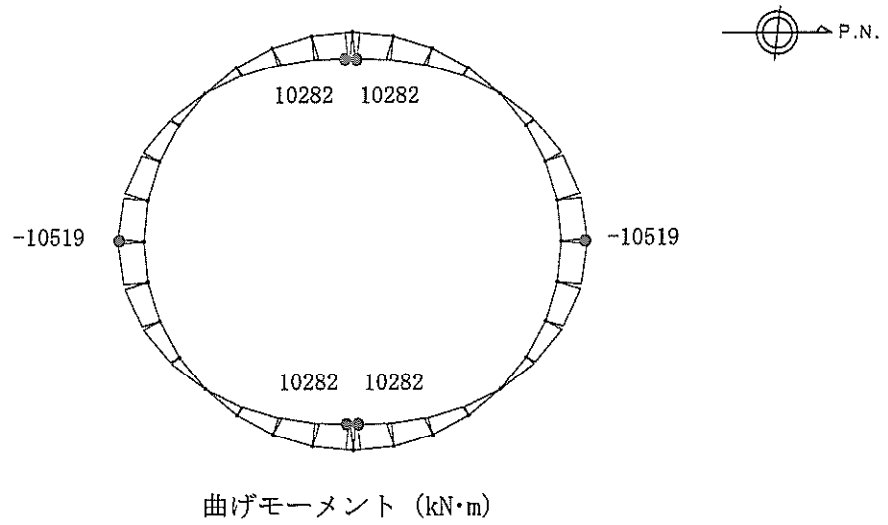


図 8.4-17 (15) 東西方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$, $t = 44.40 \text{ s}$)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

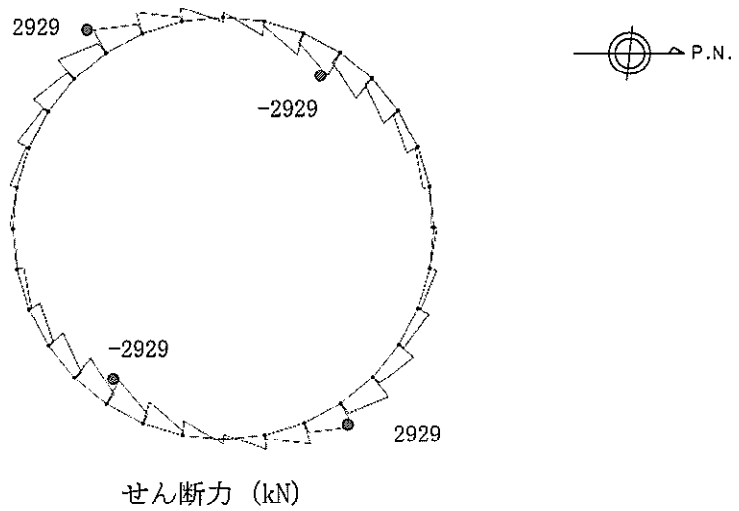
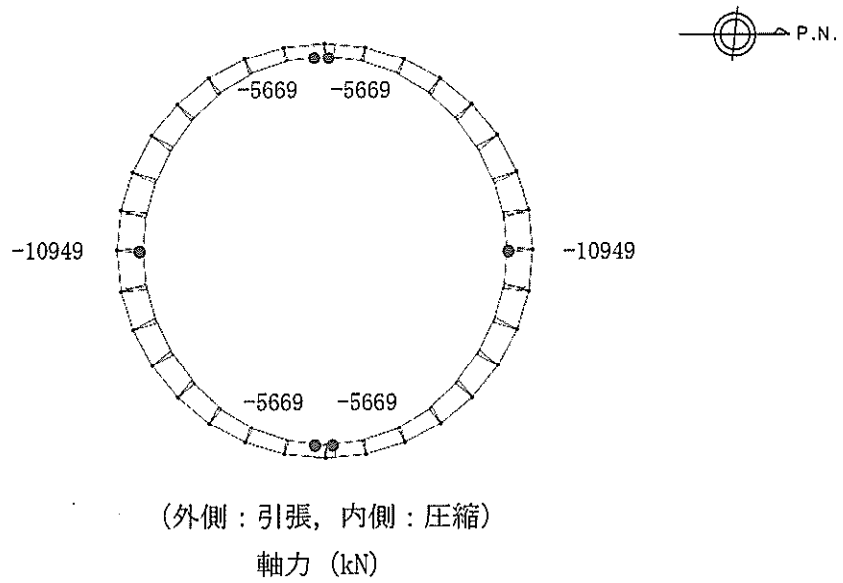
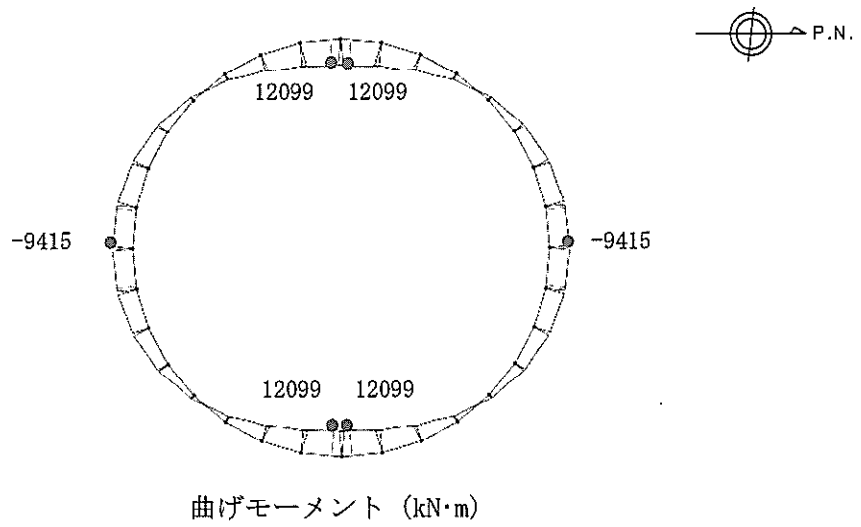
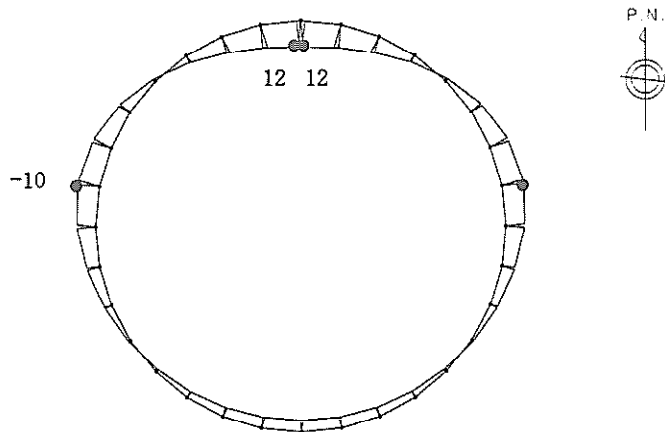
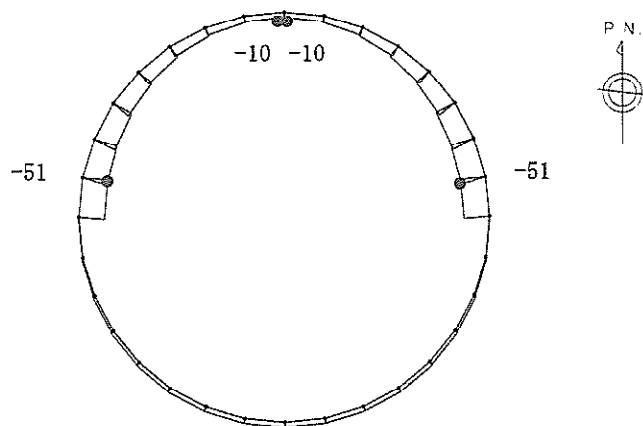


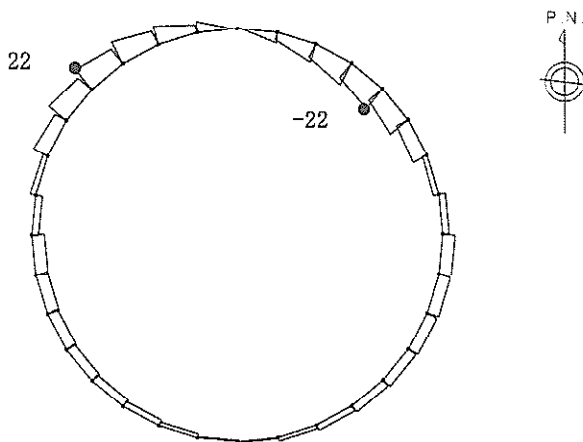
図 8.4-17 (16) 東西方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の両押し載荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=53.88 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN・m)



(外側：引張，内側：圧縮)
軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 8.4-18 (1) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し载荷における
常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.02$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

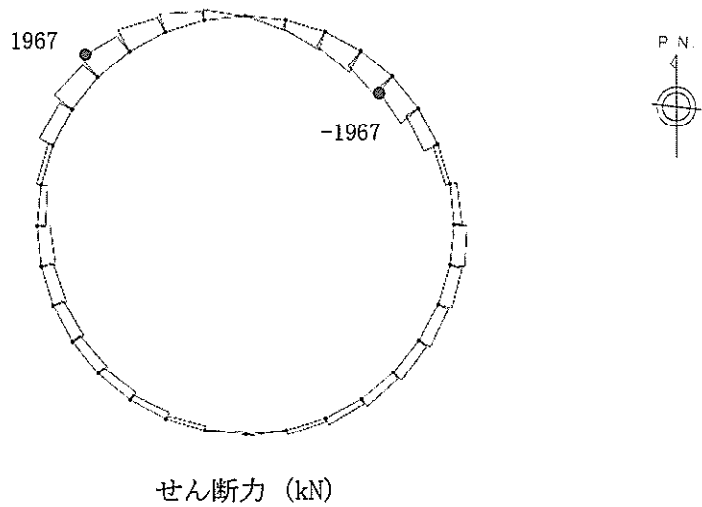
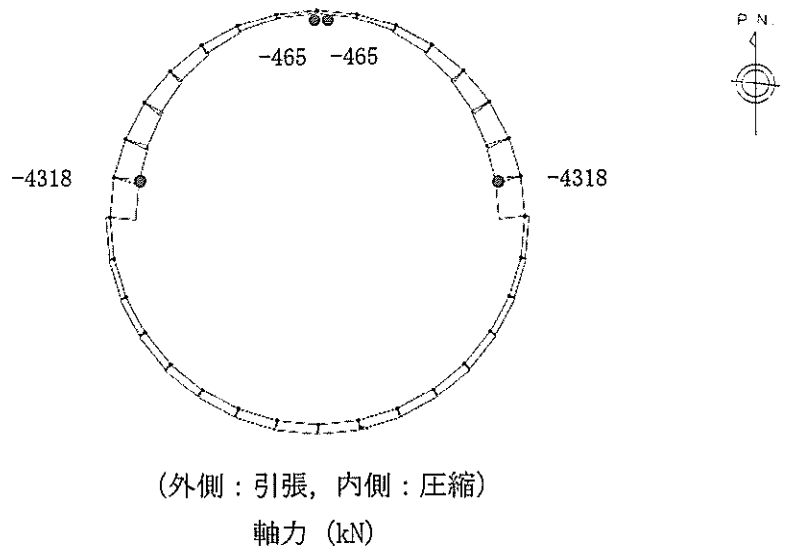
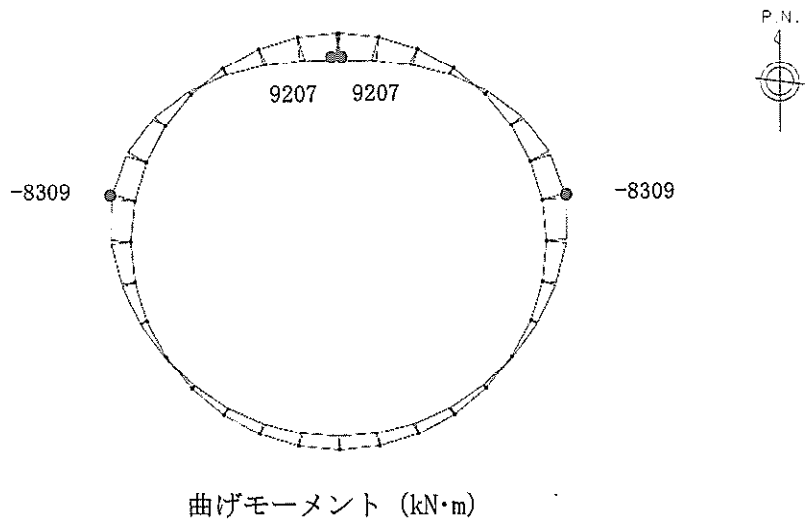


図 8.4-18 (2) 南北方向断面の側壁 No.1 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=60.49 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

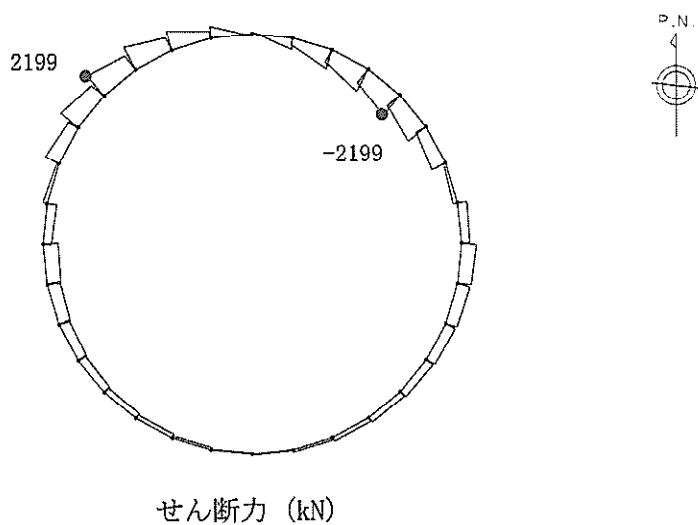
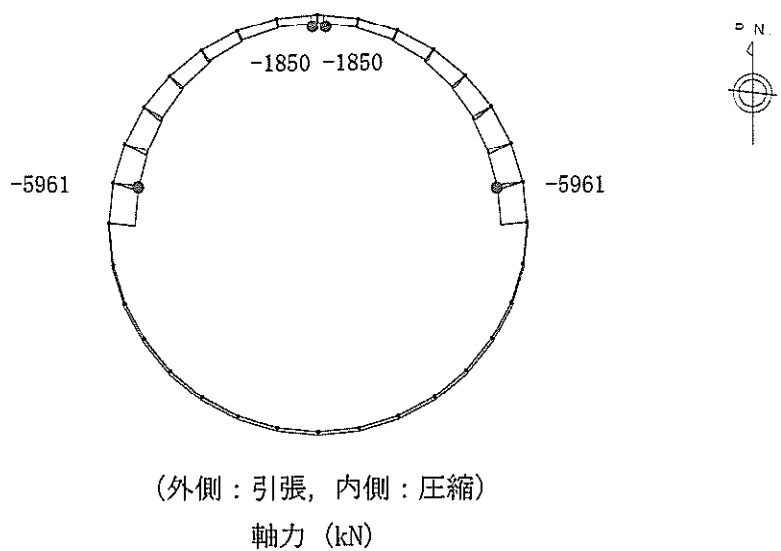
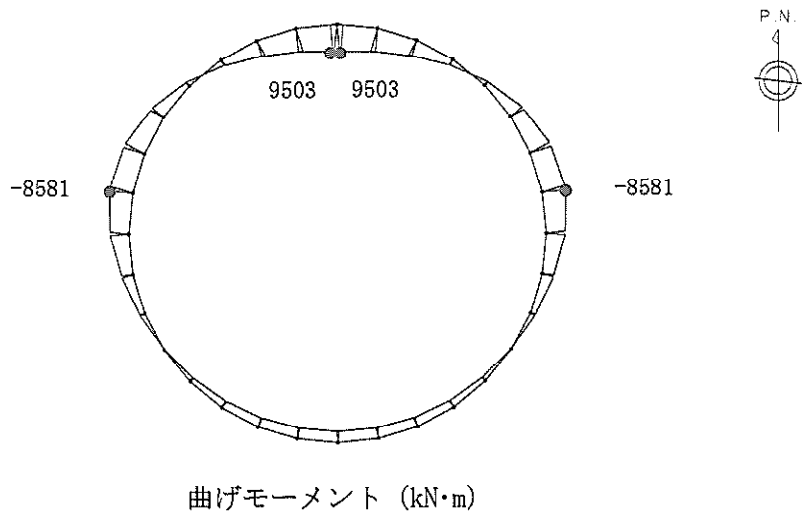


図 8.4-18 (3) 南北方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+], $t = 8.78$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

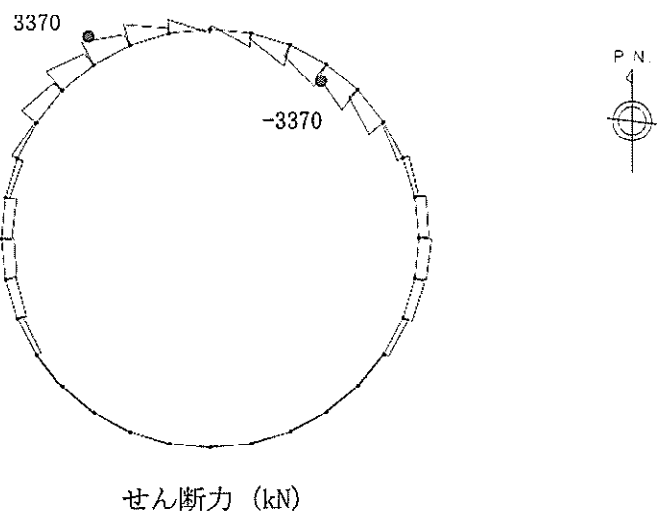
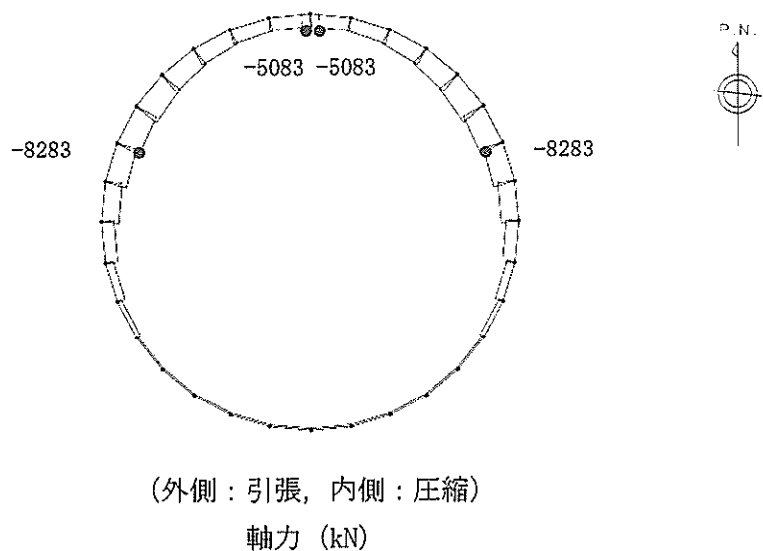
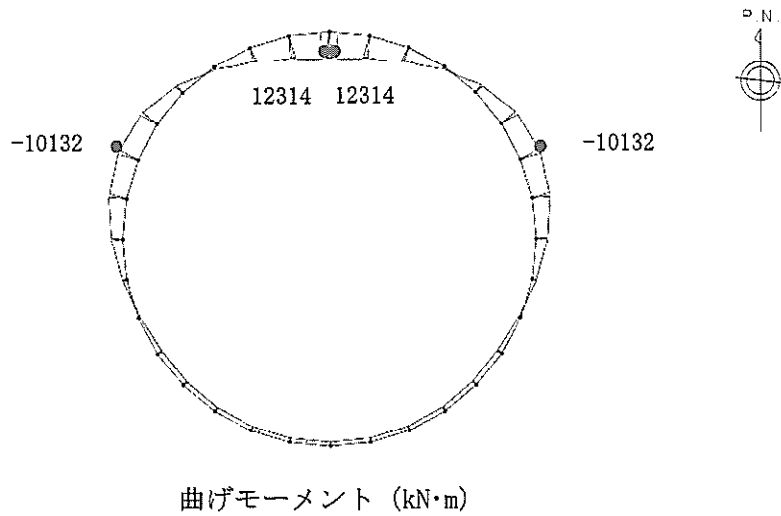
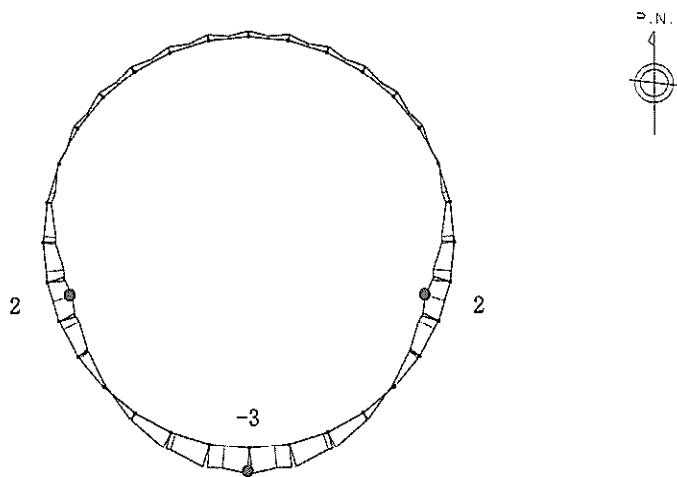
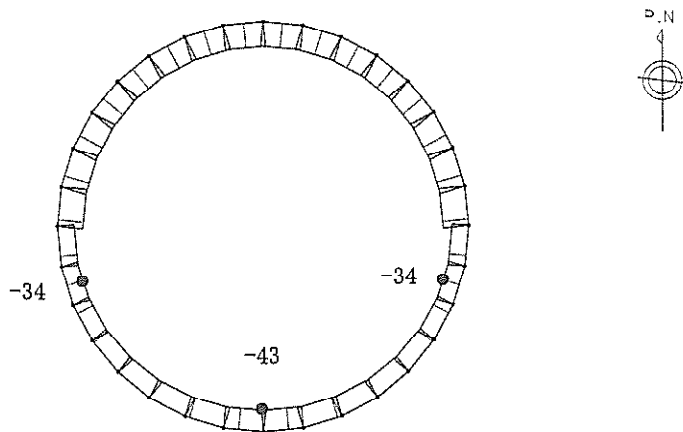


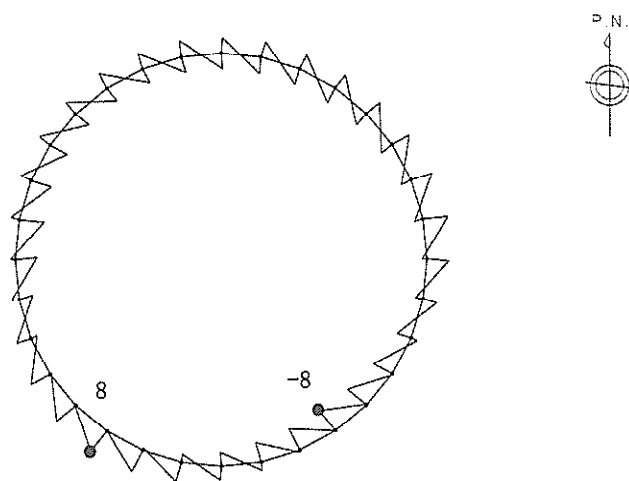
図 8.4-18 (4) 南北方向断面の側壁 No.3 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=53.88 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN・m)



(外側：引張，内側：圧縮)
軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 8.4-18 (5) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の片押し載荷における
常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.02$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

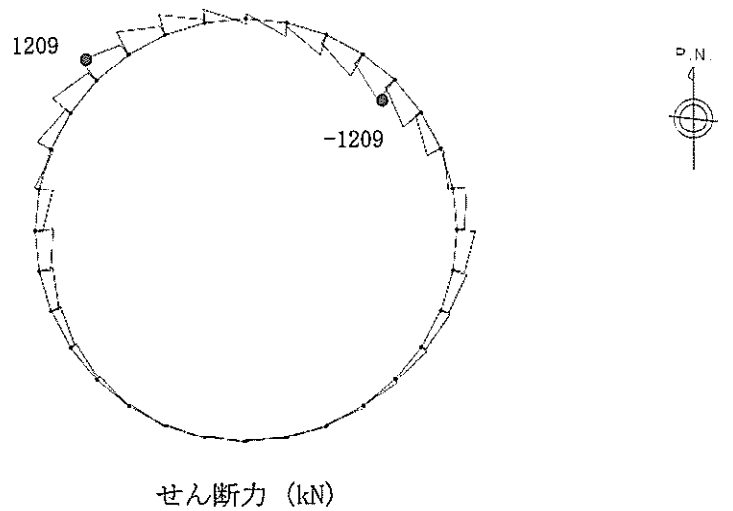
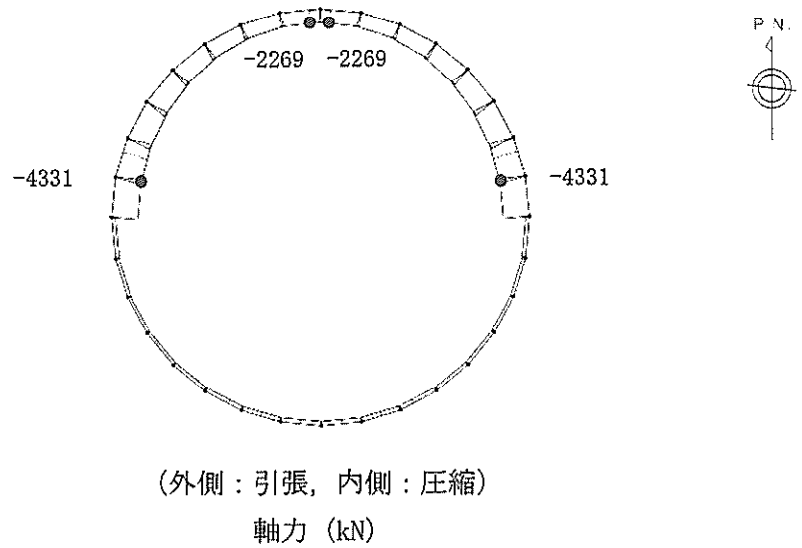
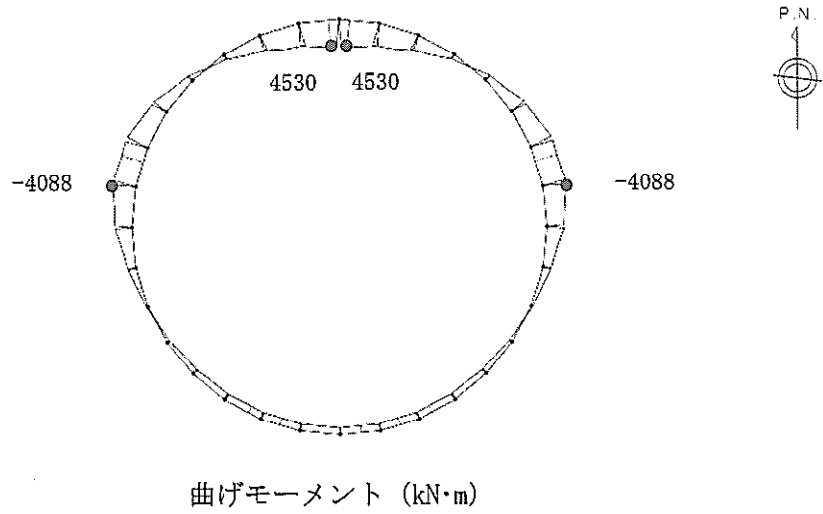


図 8.4-18 (6) 南北方向断面の側壁 No. 1 において最大地盤反力の片押し载荷における常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s-D 1 [H-, V-], t=60.49 s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

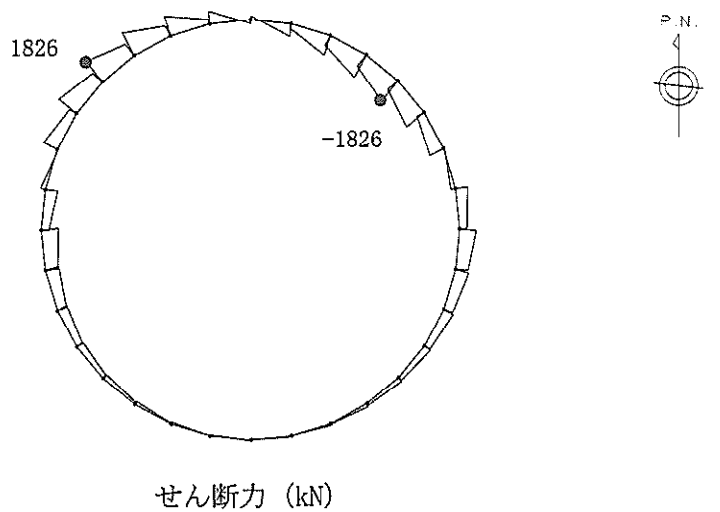
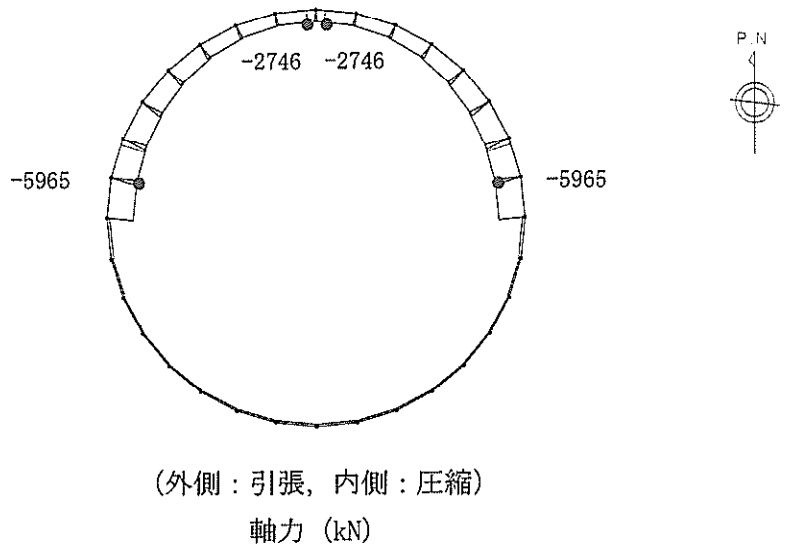
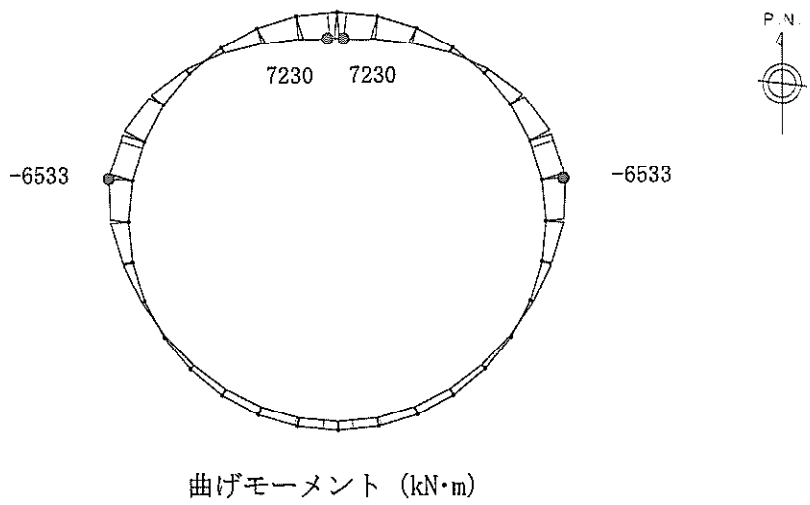


図 8.4-18 (7) 南北方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+], $t = 8.78$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

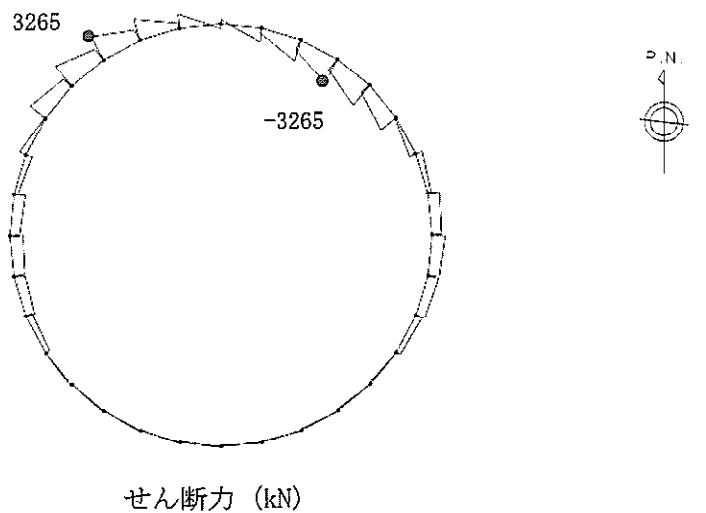
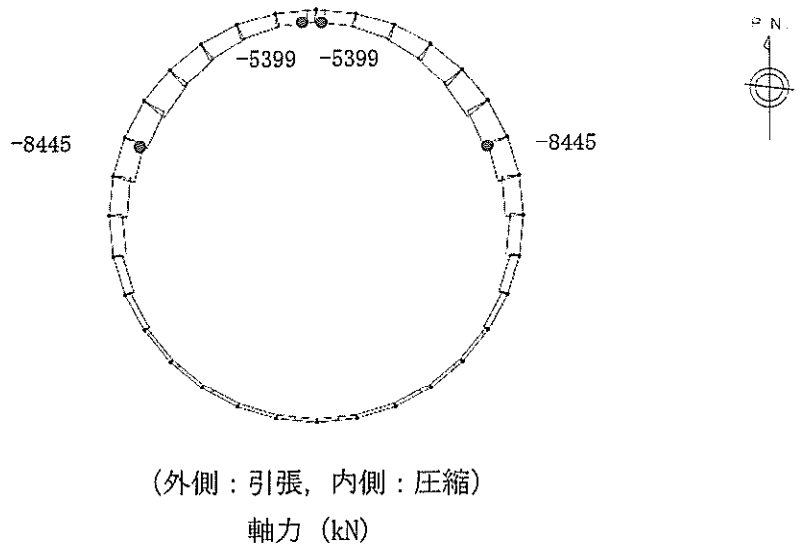
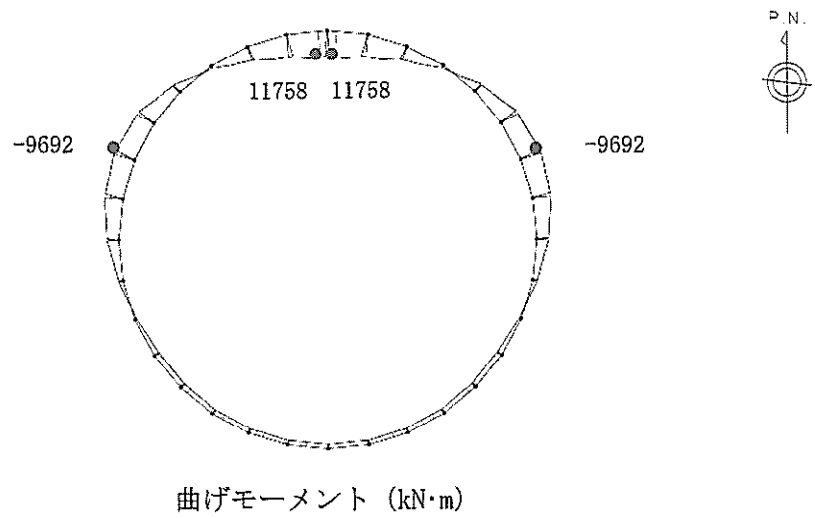
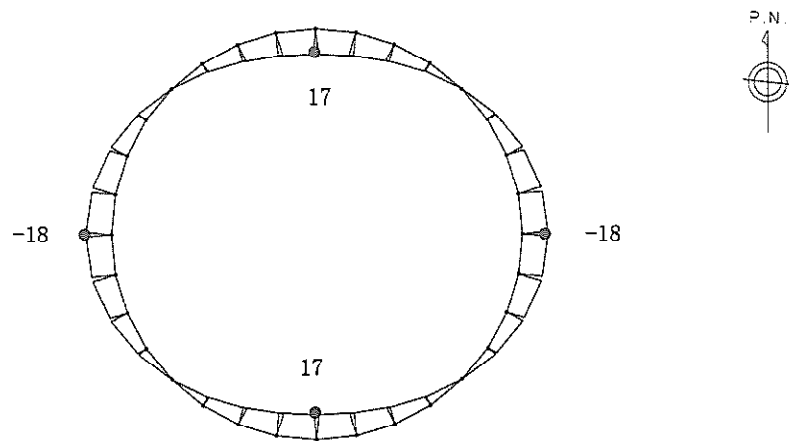
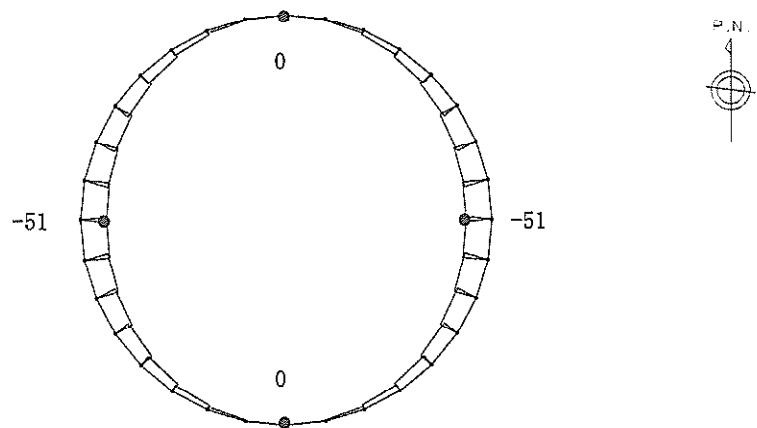


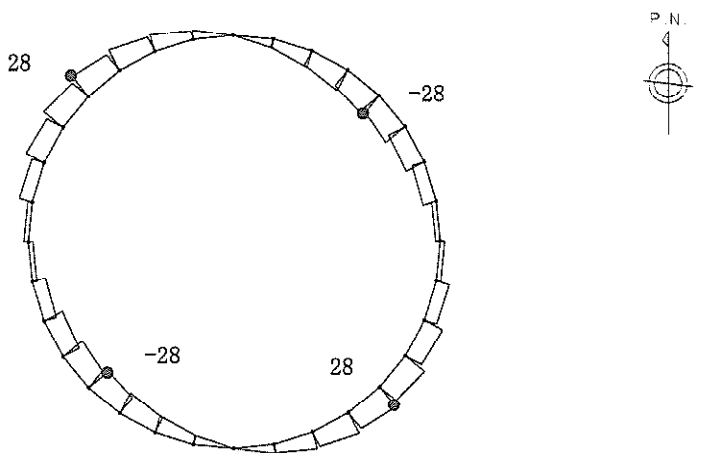
図 8.4-18 (8) 南北方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の片押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=53.88 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント (kN·m)



(外側：引張，内側：圧縮)
軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 8.4-18 (9) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し载荷における
常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.02$ s)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

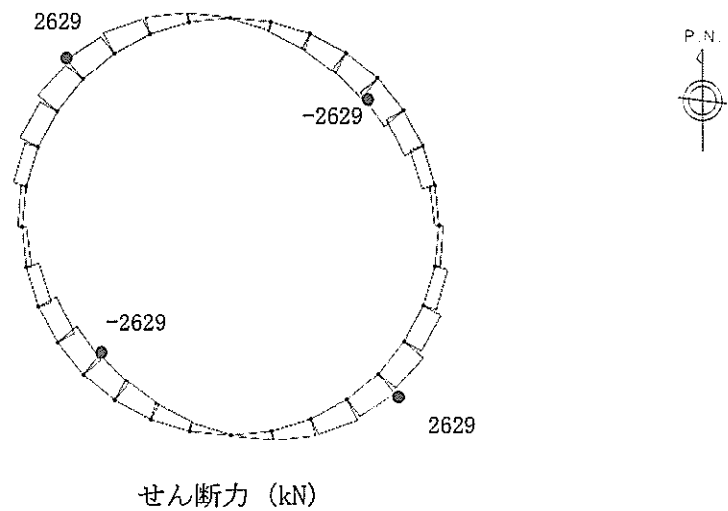
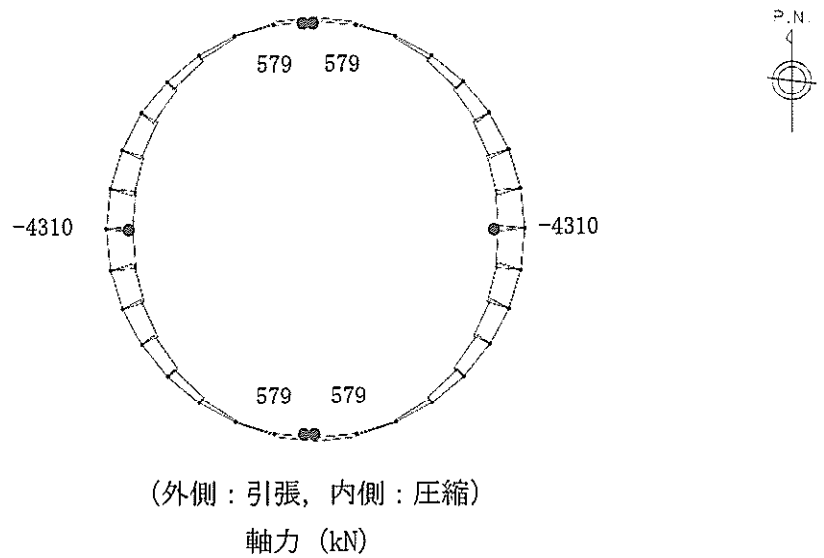
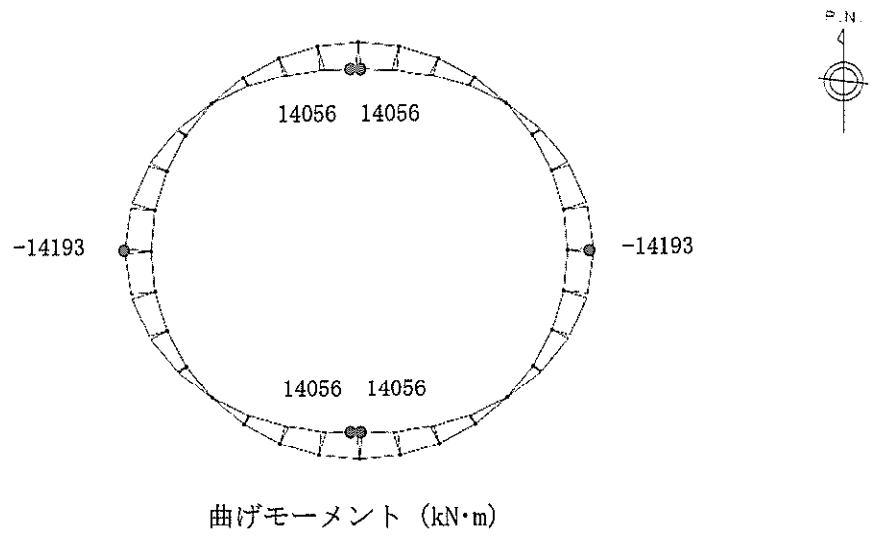


図 8.4-18 (10) 南北方向断面の側壁 No. 1 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=60.49 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

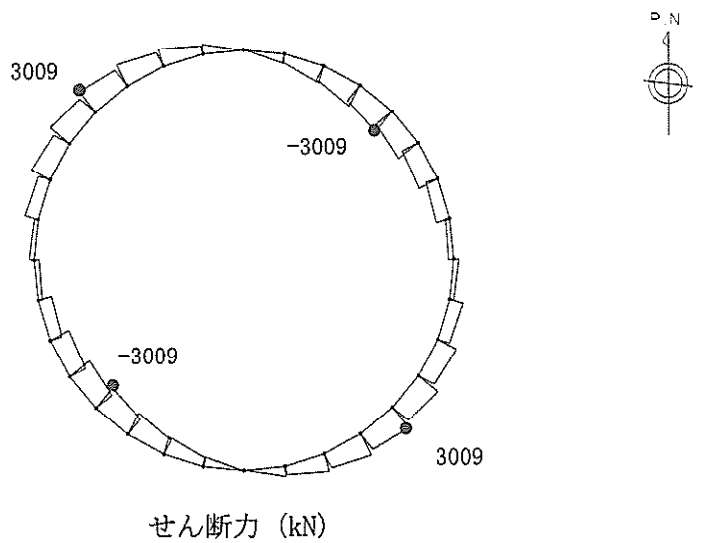
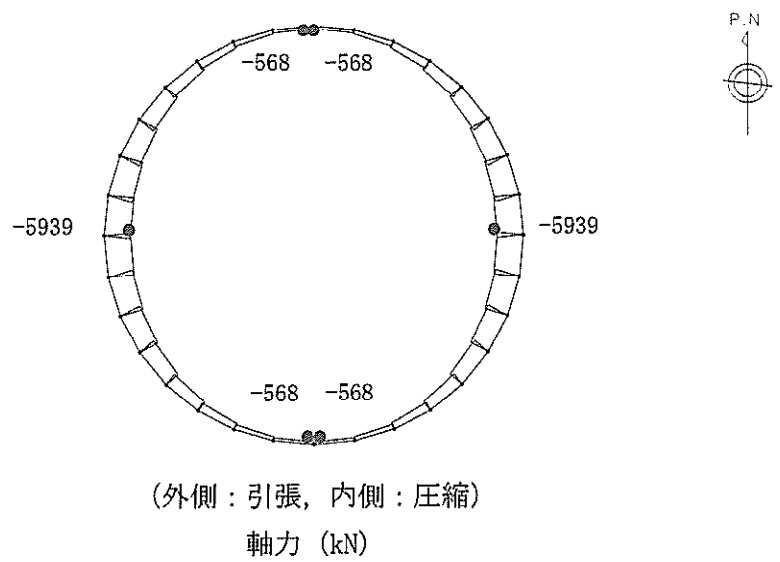
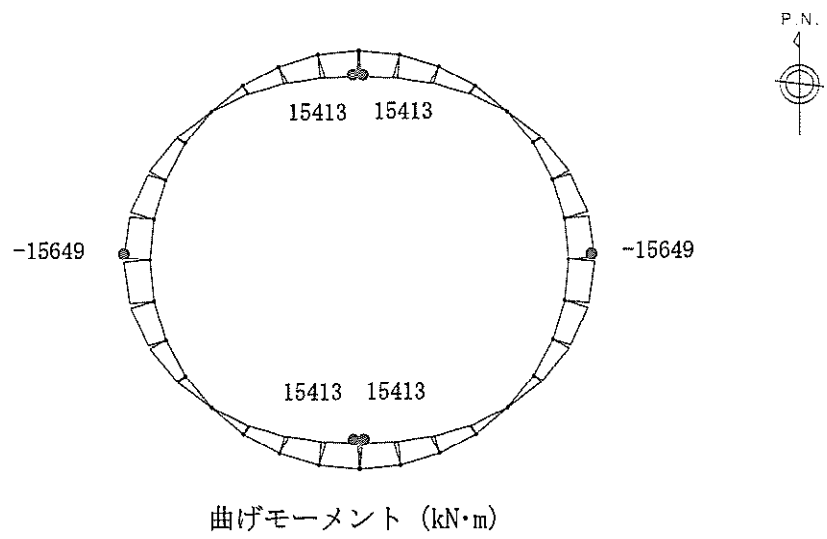


図 8.4-18 (11) 南北方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の両押し載荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H+, V+], $t = 8.78$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

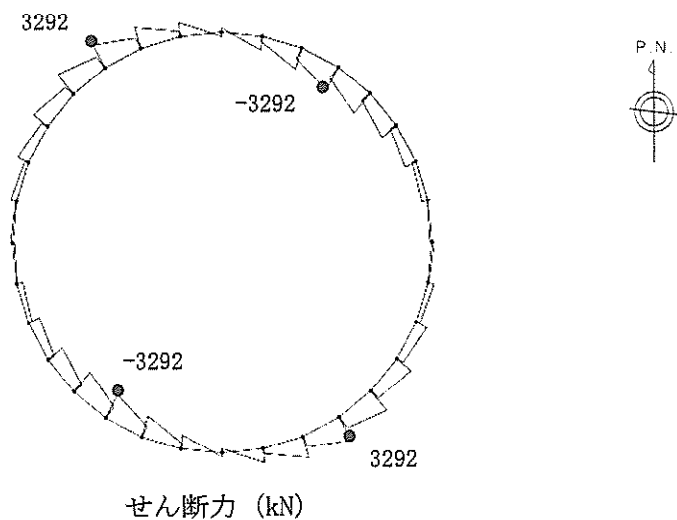
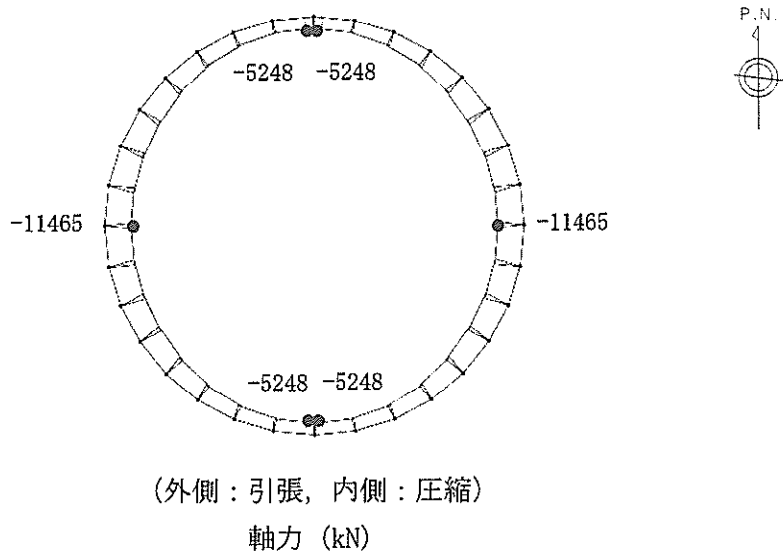
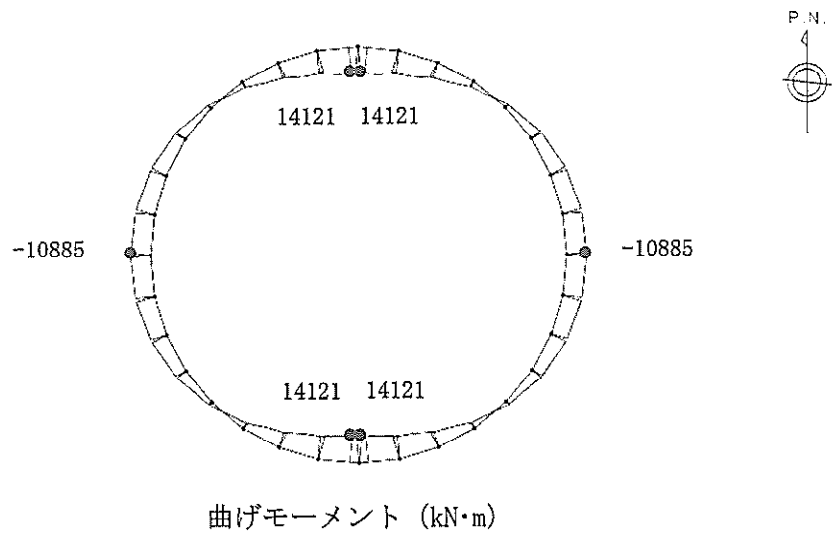


図 8. 4-18 (12) 南北方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最小部の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 53.88$ s)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

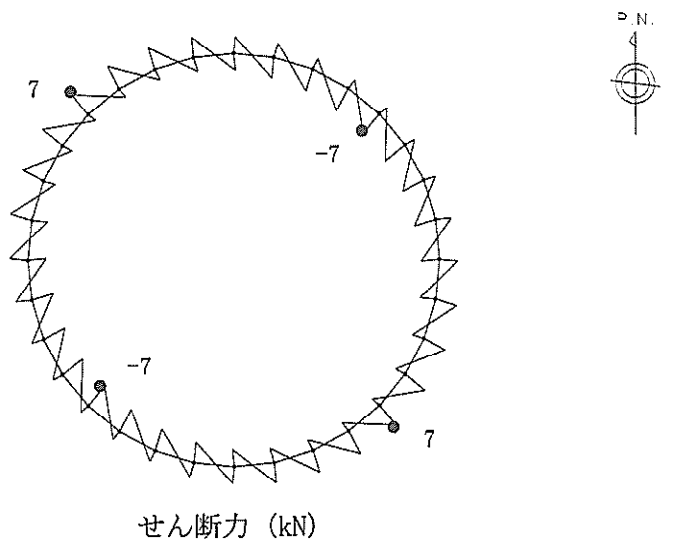
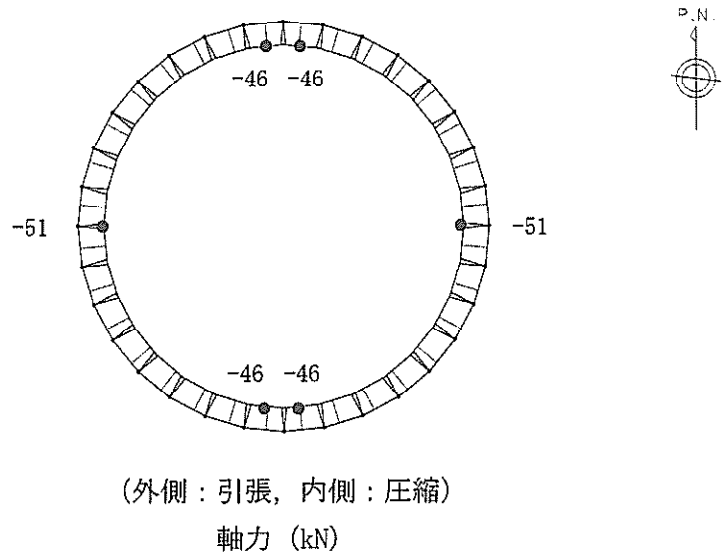
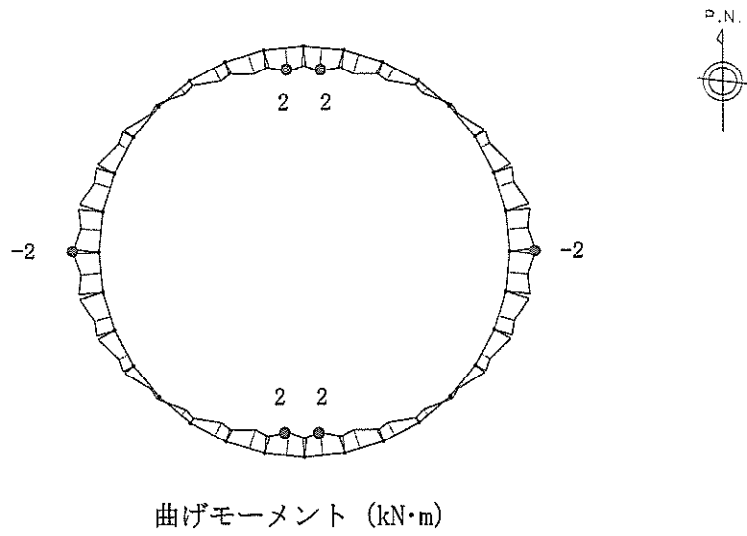


図 8.4-18 (13) 南北方向断面の搬出入口側壁において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = 8.02$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

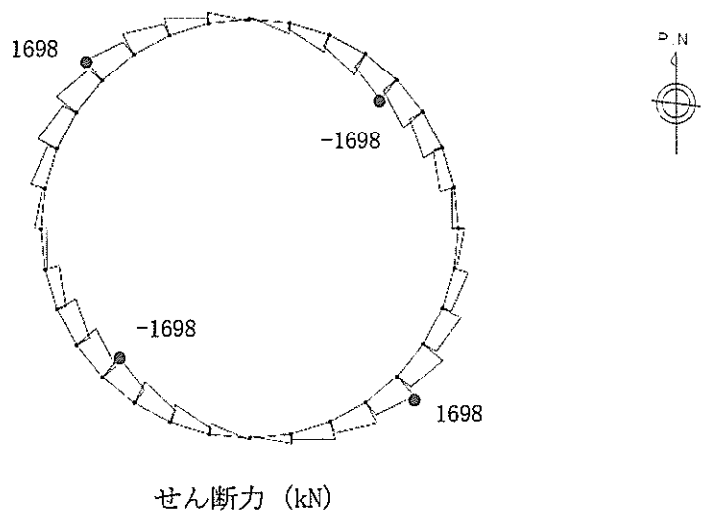
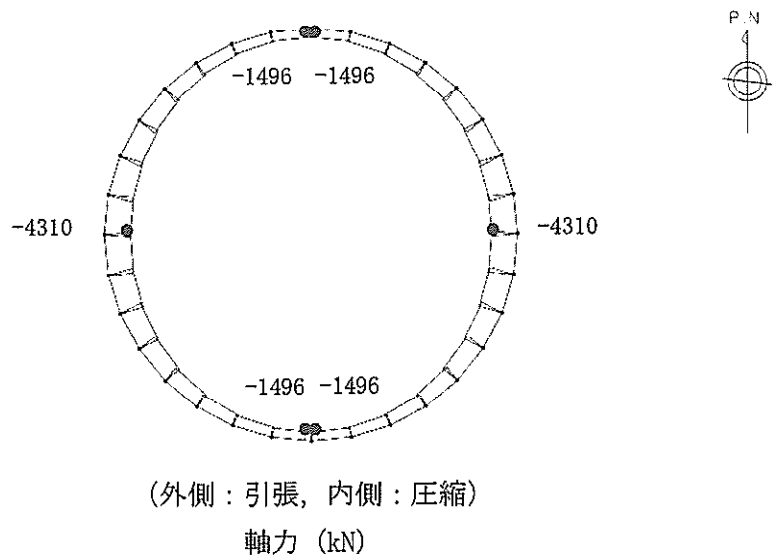
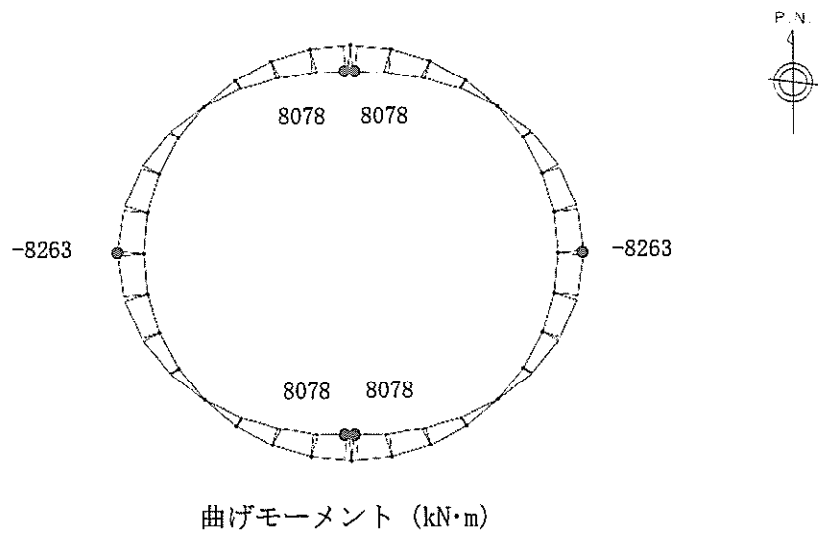


図 8.4-18 (14) 南北方向断面の側壁 No. 1 において最大地盤反力の両押し載荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-], t=60.49 s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

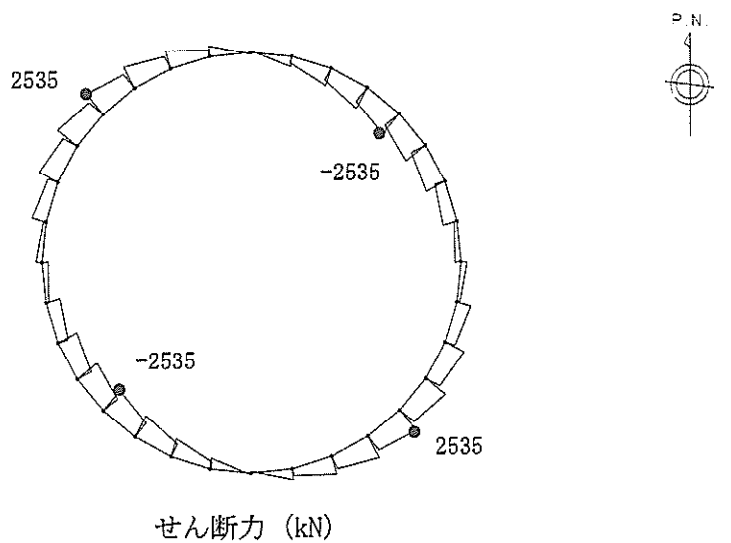
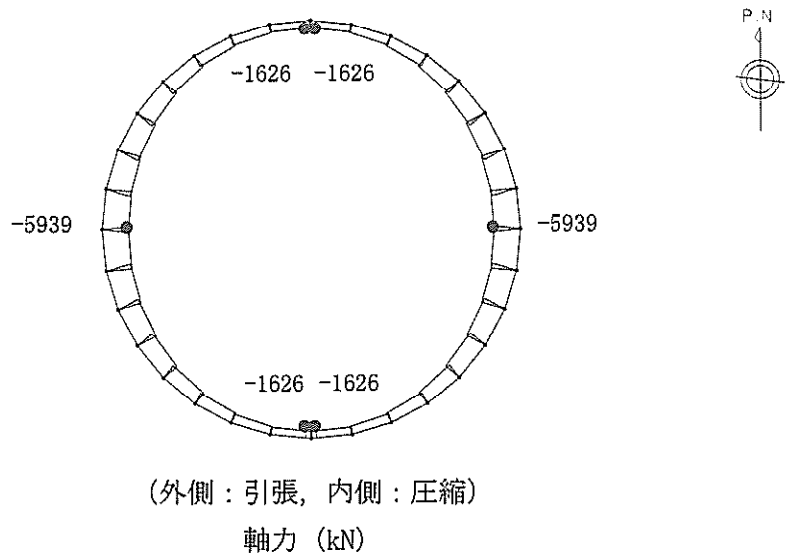
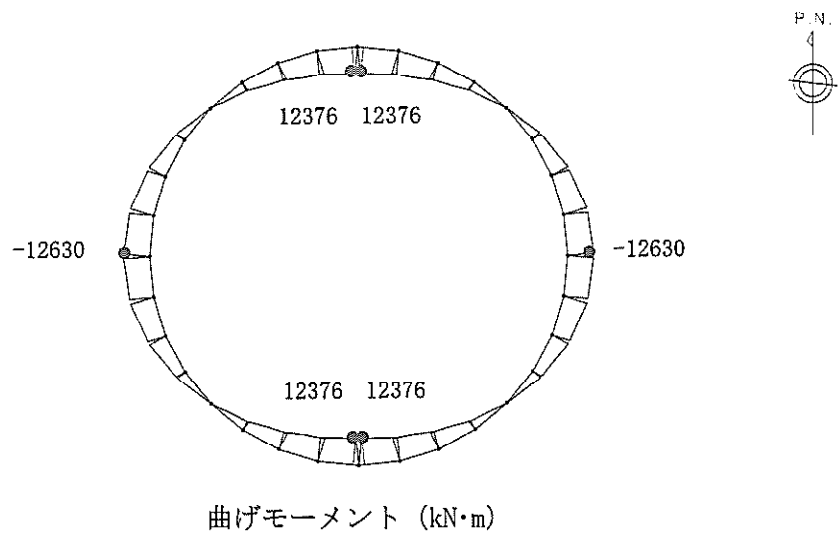


図 8.4-18 (15) 南北方向断面の側壁 No. 2 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+], $t = 8.78$ s)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

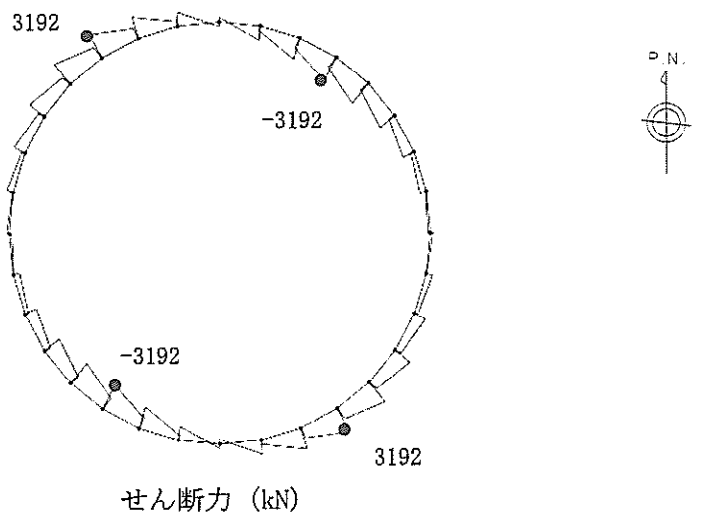
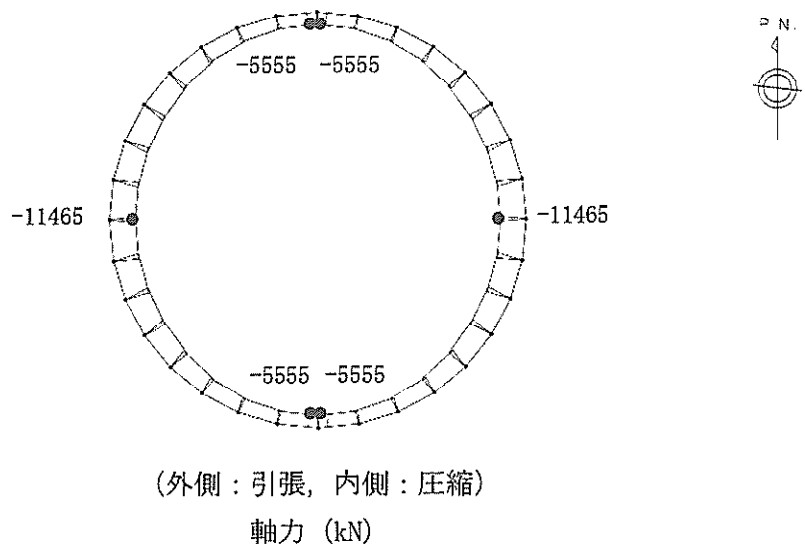
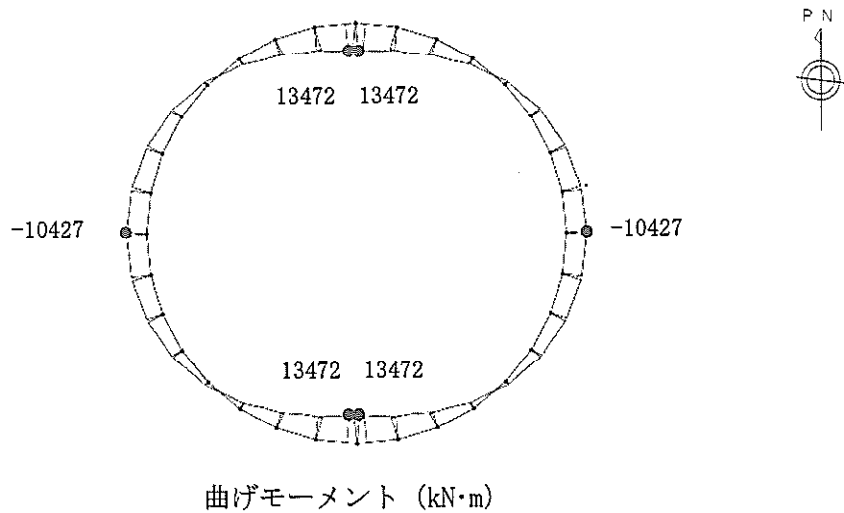


図 8.4-18 (16) 南北方向断面の側壁 No. 3 において最大地盤反力の両押し载荷における
 常時土水圧最大部の地震時断面力 (S_s -D1 [H-, V-], $t=53.88$ s)
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(3) 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 8.4-19 及び表 8.4-20 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 8.4-21 及び表 8.4-22 にそれぞれ示す。

以上より、代替淡水貯槽の水平断面における構造部材の応答値が許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 8.4-19 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 8.4-23 に示す。

表 8.4-19 東西方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b (mm)	h (mm)	d (mm)							
掘出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	50	0.18	21.0	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	0.35	21.0	0.02	
		内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.42	21.0	0.02		
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8218	4413	6.03	21.0	0.29	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9104	590	5.93	21.0	0.29	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4249	4425	3.39	21.0	0.17	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4706	2239	3.43	21.0	0.17	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14127	4404	9.92	21.0	0.48	
		内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13982	461	9.00	21.0	0.43		
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	7184	5553	4.90	21.0	0.24	④ S _s -D1 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7971	2037	4.81	21.0	0.23	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	4984	5560	3.67	21.0	0.18	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	5546	2978	3.60	21.0	0.18	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	13630	5528	8.57	21.0	0.41	
		内側	1000	3000	2650	3-D51@200	13403	857	7.56	21.0	0.36		
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9653	7919	7.39	21.0	0.36	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11730	4872	8.42	21.0	0.40	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8853	7977	6.87	21.0	0.33	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	10377	5512	7.61	21.0	0.37	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10371	10949	8.29	21.0	0.40	
		内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13451	5029	9.58	21.0	0.46		
最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9415	10949	7.70	21.0	0.37			
	内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12099	5669	8.77	21.0	0.42			

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

表 8.4-20 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b (mm)	h (mm)	d (mm)							
搬出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	51	0.18	21.0	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	0.29	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	0.09	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	0.07	21.0	0.01	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	0.36	21.0	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	0.43	21.0	0.02	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	0.09	21.0	0.01	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	46	0.08	21.0	0.01	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8309	4318	6.08	21.0	0.29	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9207	465	5.97	21.0	0.29	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4088	4331	3.27	21.0	0.16	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4530	2269	3.31	21.0	0.16	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14193	4310	9.95	21.0	0.48	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14056	579	9.07	21.0	0.44	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8263	4310	6.05	21.0	0.29	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8078	1496	6.49	21.0	0.27	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	8581	5961	5.76	21.0	0.28	① S _s -31 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	9503	1850	5.62	21.0	0.27	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	6533	5965	4.59	21.0	0.22	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7230	2746	4.52	21.0	0.22	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	15649	5939	9.77	21.0	0.47	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	15413	568	8.60	21.0	0.41	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	12630	5939	8.07	21.0	0.39	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	12376	1626	7.16	21.0	0.34	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10132	8283	7.76	21.0	0.37	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12314	5083	8.84	21.0	0.42	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9692	8445	7.48	21.0	0.36	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11758	5399	8.51	21.0	0.41	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10885	11465	8.69	21.0	0.42	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14121	5248	10.05	21.0	0.48	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10427	11465	8.41	21.0	0.40	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13472	5555	9.67	21.0	0.46	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

表 8.4-21 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	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}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b(mm)	h(mm)	d(mm)							
搬出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	50	1	435	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	— ^{※2}	435	—	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	17	50	6	435	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	50	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	1	46	— ^{※2}	435	—	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8218	4413	81	435	0.19	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9104	590	178	435	0.41	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4249	4425	14	435	0.04	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4706	2289	51	435	0.12	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14127	4404	200	435	0.46	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13982	461	283	435	0.65	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8536	4404	87	435	0.20	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8347	1496	142	435	0.33	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	7184	5553	36	435	0.09	④ S _s -D1 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7971	2037	92	435	0.22	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	4984	5560	11	435	0.03	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	5546	2978	42	435	0.10	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	13630	5528	127	435	0.30	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	13403	857	193	435	0.45	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	10519	5528	82	435	0.19	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	10282	1946	128	435	0.30	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9653	7919	54	435	0.13	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11730	4872	142	435	0.33	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8853	7977	41	435	0.10	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	10377	5512	103	435	0.24	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10371	10949	31	435	0.08	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13451	5029	173	435	0.40	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9415	10949	20	435	0.05	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12099	5669	134	435	0.31	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※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。

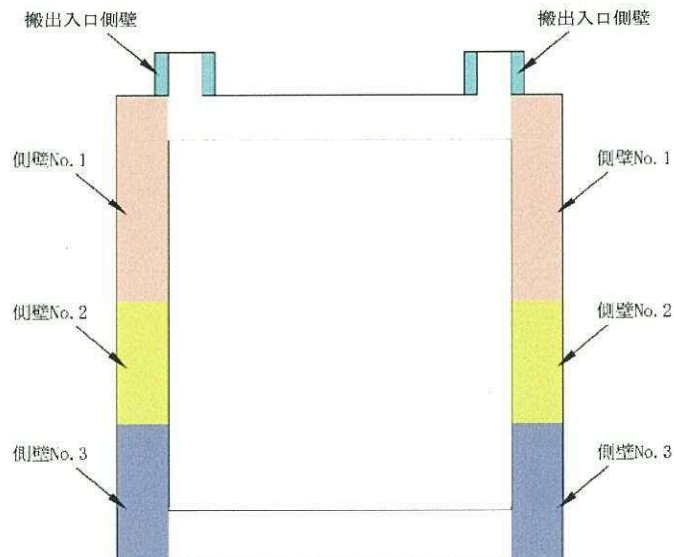


表 8.4-22 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

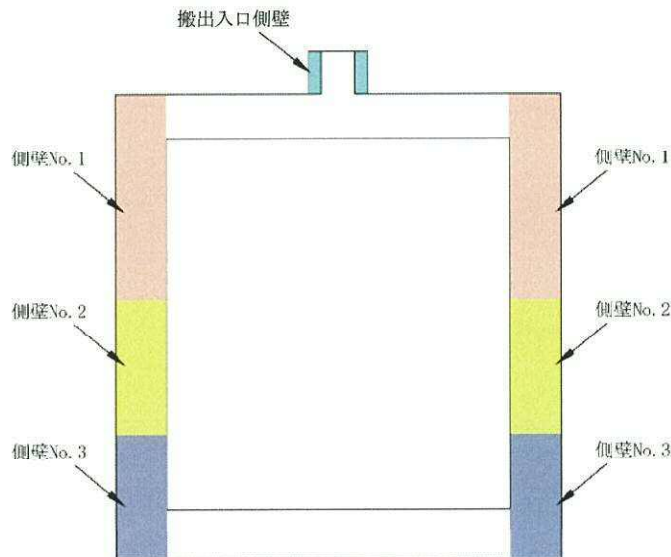
評価位置	地震荷重	常時土水圧	引張	断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	地震波
				部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
				b(mm)	h(mm)	d(mm)							
搬出入口 側壁	片押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	10	51	1	435	0.01	① S _s -31 (H-, V+)
			内側	1000	750	630	D22@300	12	10	12	435	0.03	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	3	43	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	34	— ^{※2}	435	—	
	両押し	最小	外側	1000	750	630	D22@300	18	51	6	435	0.02	
			内側	1000	750	630	D22@300	17	0	23	435	0.06	
		最大	外側	1000	750	630	D22@300	2	51	— ^{※2}	435	—	
			内側	1000	750	630	D22@300	2	46	— ^{※2}	435	—	
側壁 No. 1	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8309	4318	84	435	0.20	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	9207	465	183	435	0.42	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	4088	4331	12	435	0.03	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	4530	2269	48	435	0.11	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	14193	4310	203	435	0.47	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14056	579	282	435	0.65	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	8263	4310	84	435	0.20	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	8078	1496	136	435	0.32	
側壁 No. 2	片押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	8581	5961	50	435	0.12	① S _s -31 (H+, V+)
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	9503	1850	118	435	0.28	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	6533	5965	24	435	0.06	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	7230	2746	70	435	0.16	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	15649	5939	152	435	0.35	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	15413	568	228	435	0.53	
		最大	外側	1000	3000	2650	3-D51@200	12630	5939	107	435	0.25	
			内側	1000	3000	2650	3-D51@200	12376	1626	165	435	0.38	
側壁 No. 3	片押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10132	8283	57	435	0.14	④ S _s -D1 (H-, V-)
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	12314	5083	149	435	0.35	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	9692	8445	48	435	0.11	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	11758	5399	132	435	0.31	
	両押し	最小	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10885	11465	33	435	0.08	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	14121	5248	183	435	0.42	
		最大	外側	1000	3000	2725	2-D51@200	10427	11465	28	435	0.07	
			内側	1000	3000	2725	2-D51@200	13472	5555	163	435	0.38	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 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。



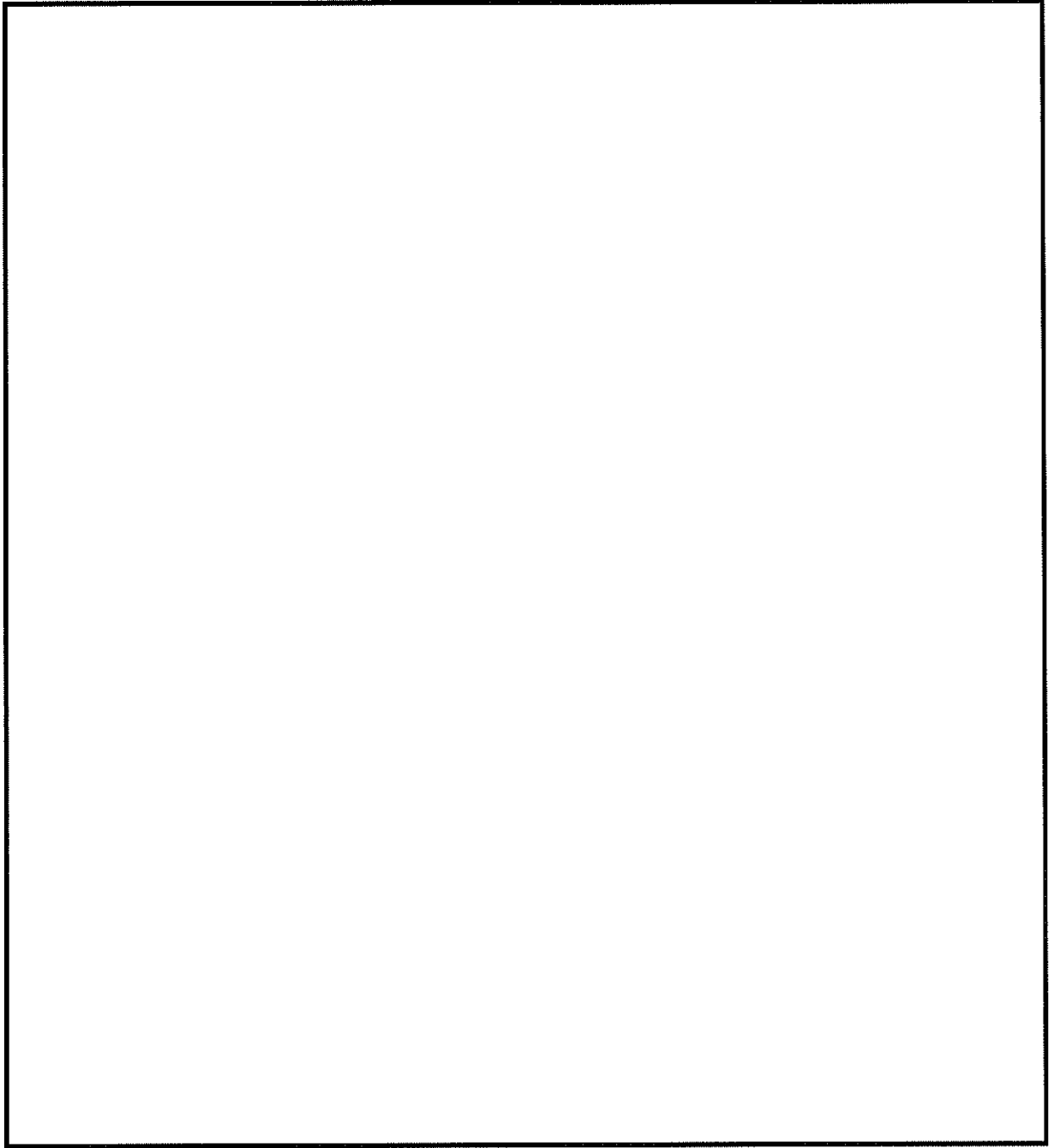


图 8.4-19 (1) 概略配筋图 (東西断面方向)

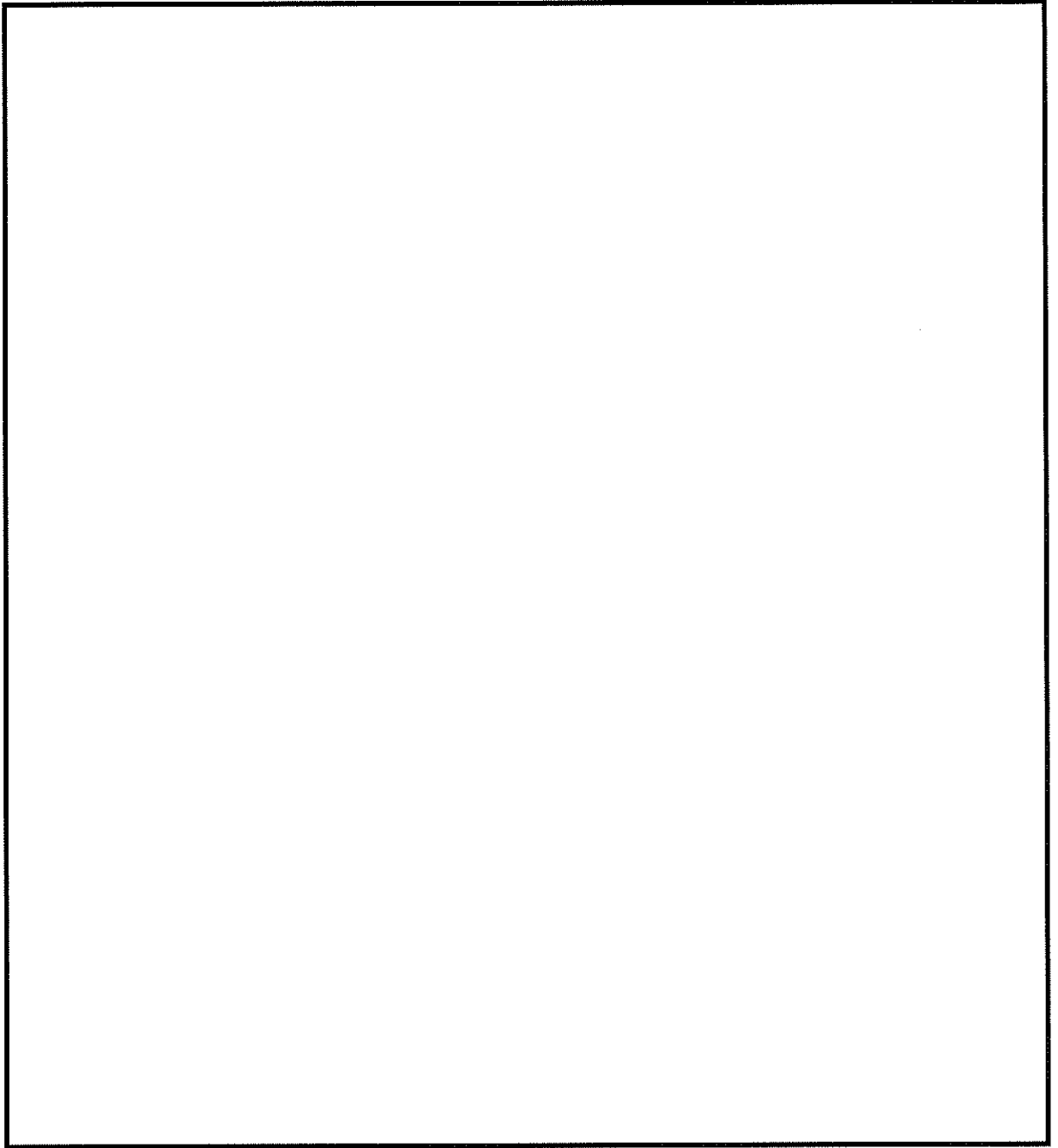


图 8.4-19 (2) 概略配筋图 (南北断面方向)

表 8.4-23 (1) 東西断面方向の断面諸元一覧表 (曲げ軸力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	22	1	300	12.903
側壁No. 1	M2	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	51	2	200	202.700
側壁No. 2	M3	1.000	3.000	0.200	2.650	SD490	51	3	200	304.050
側壁No. 3	M4	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	51	2	200	202.700

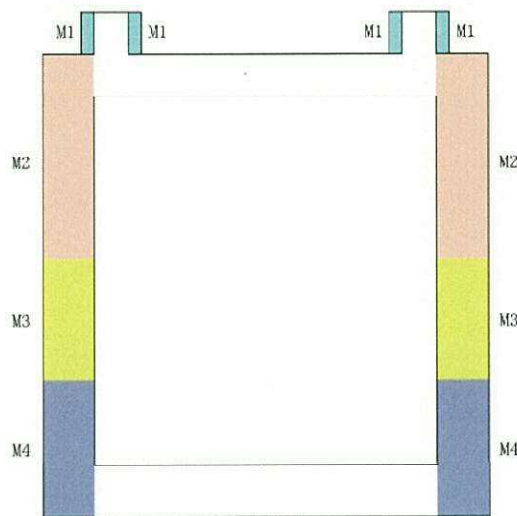
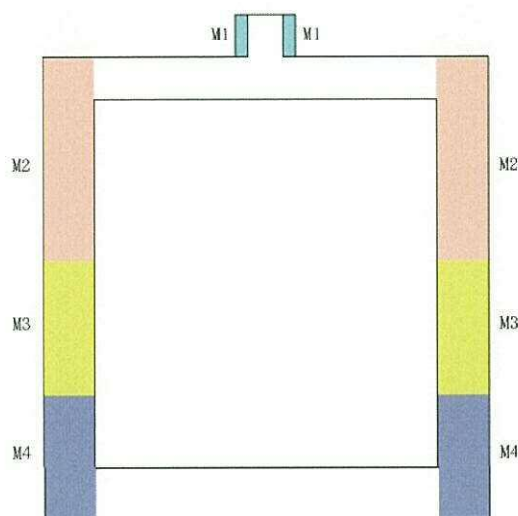


表 8.4-23 (2) 南北断面方向の断面諸元一覧表 (曲げ軸力に対する評価)

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	22	1	300	12.903
側壁No. 1	M2	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	51	2	200	202.700
側壁No. 2	M3	1.000	3.000	0.200	2.650	SD490	51	3	200	304.050
側壁No. 3	M4	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	51	2	200	202.700



(4) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-24 及び表 8.4-25 にせん断力に対する照査結果を示す。

代替淡水貯槽について許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 (V_{ca}) と、斜め引張鉄筋の許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上より、代替淡水貯槽の水平断面における構造部材の応答値が許容限界以下であることを確認した。

図 8.4-20 に概略配筋図を、表 8.4-26 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

表 8.4-24 東西方向断面のせん断力照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm ²)	τ_{s1} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	照査値 V/Va	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	片押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	21	0.039	0.825	0.05	482	0.05	① S _s -3 I (H-, V+)
		最大	1000	750	630	D19@600×300	8	0.015	0.825	0.02	482	0.02	
	両押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	28	0.052	0.825	0.07	482	0.06	
		最大	1000	750	630	D19@600×300	7	0.013	0.825	0.02	482	0.02	
側壁 No. 1	片押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	1961	—	0.825	—	4348	0.46	④ S _s -D I (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1248	0.527	0.825	0.64	4348	0.29	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2627	—	0.825	—	4348	0.61	
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1750	0.739	0.825	0.90	4348	0.41	
側壁 No. 2	片押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	1908	—	0.825	—	5241	0.37	④ S _s -D I (H+, V+)
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	1512	0.657	0.825	0.80	5241	0.29	
	両押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	2654	—	0.825	—	5241	0.51	
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	2165	—	0.825	—	5241	0.42	
側壁 No. 3	片押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3213	—	0.825	—	5389	0.60	④ S _s -D I (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3003	—	0.825	—	5389	0.56	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3139	—	0.825	—	5389	0.59	
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	2929	—	0.825	—	5389	0.55	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す

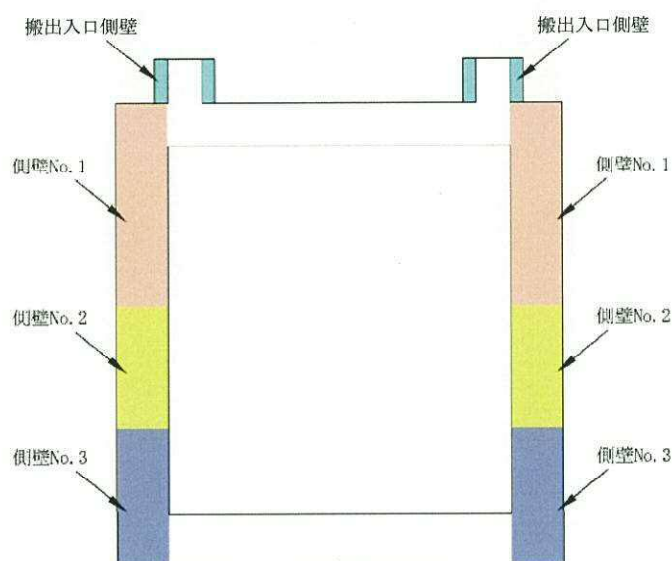


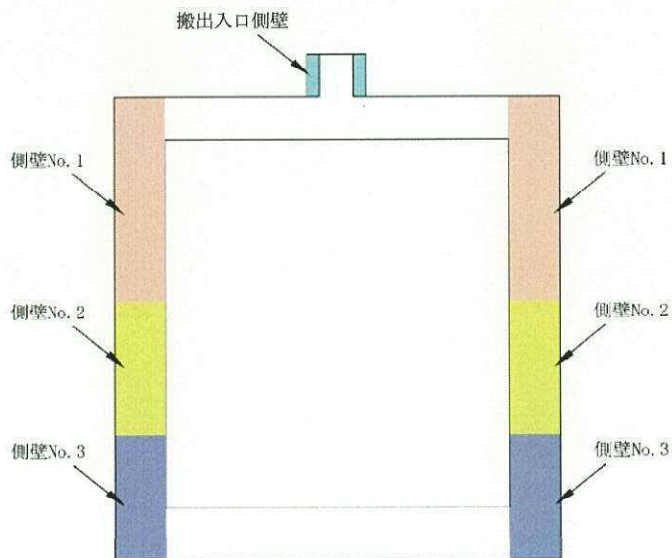
表 8.4-25 南北方向断面のせん断力照査結果

評価位置	地震荷重	常時土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{s1} (N/mm ²)	τ_{s1} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	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	片押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	22	0.041	0.825	0.05	482	0.05	① S _s -31 (H-, V+)
		最大	1000	750	630	D19@600×300	8	0.015	0.825	0.02	482	0.02	
	両押し	最小	1000	750	630	D19@600×300	28	0.052	0.825	0.07	482	0.06	
		最大	1000	750	630	D19@600×300	7	0.013	0.825	0.02	482	0.02	
側壁 No. 1	片押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	1967	—	0.825	—	4348	0.46	④ S _s -D1 (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1209	0.511	0.825	0.62	4348	0.28	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2629	—	0.825	—	4348	0.61	
		最大	1000	3000	2725	D22@400×200	1698	0.717	0.825	0.87	4348	0.39	
側壁 No. 2	片押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	2199	—	0.825	—	5241	0.42	① S _s -31 (H+, V+)
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	1826	0.793	0.825	0.97	5241	0.35	
	両押し	最小	1000	3000	2650	D25@400×200	3009	—	0.825	—	5241	0.58	
		最大	1000	3000	2650	D25@400×200	2535	—	0.825	—	5241	0.49	
側壁 No. 3	片押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3370	—	0.825	—	5389	0.63	④ S _s -D1 (H-, V-)
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3265	—	0.825	—	5389	0.61	
	両押し	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3292	—	0.825	—	5389	0.61	
		最大	1000	3000	2725	D25@400×200	3192	—	0.825	—	5389	0.60	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

※1 評価位置は下図に示す



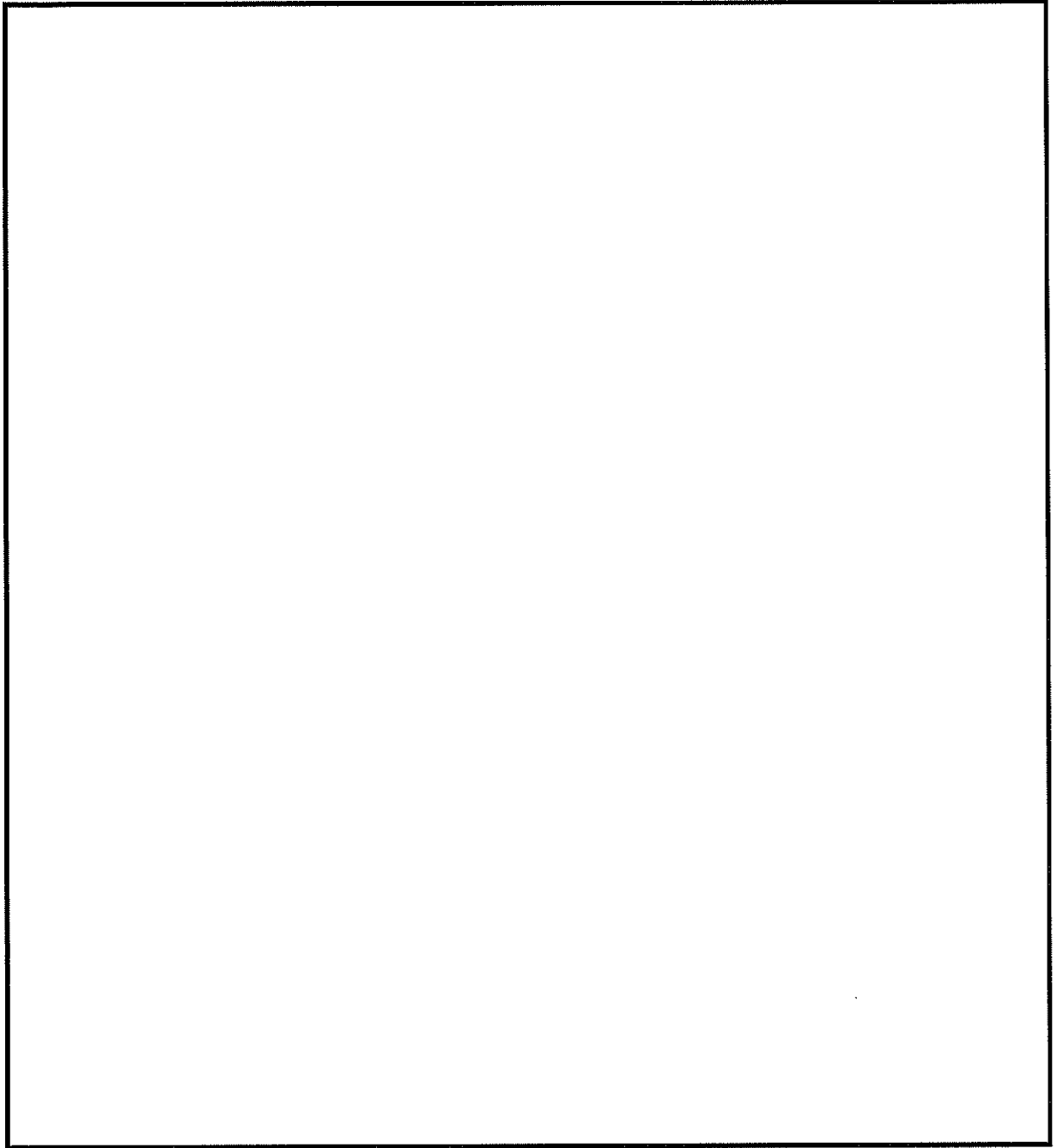


图 8.4-20 (1) 概略配筋图 (東西断面方向)

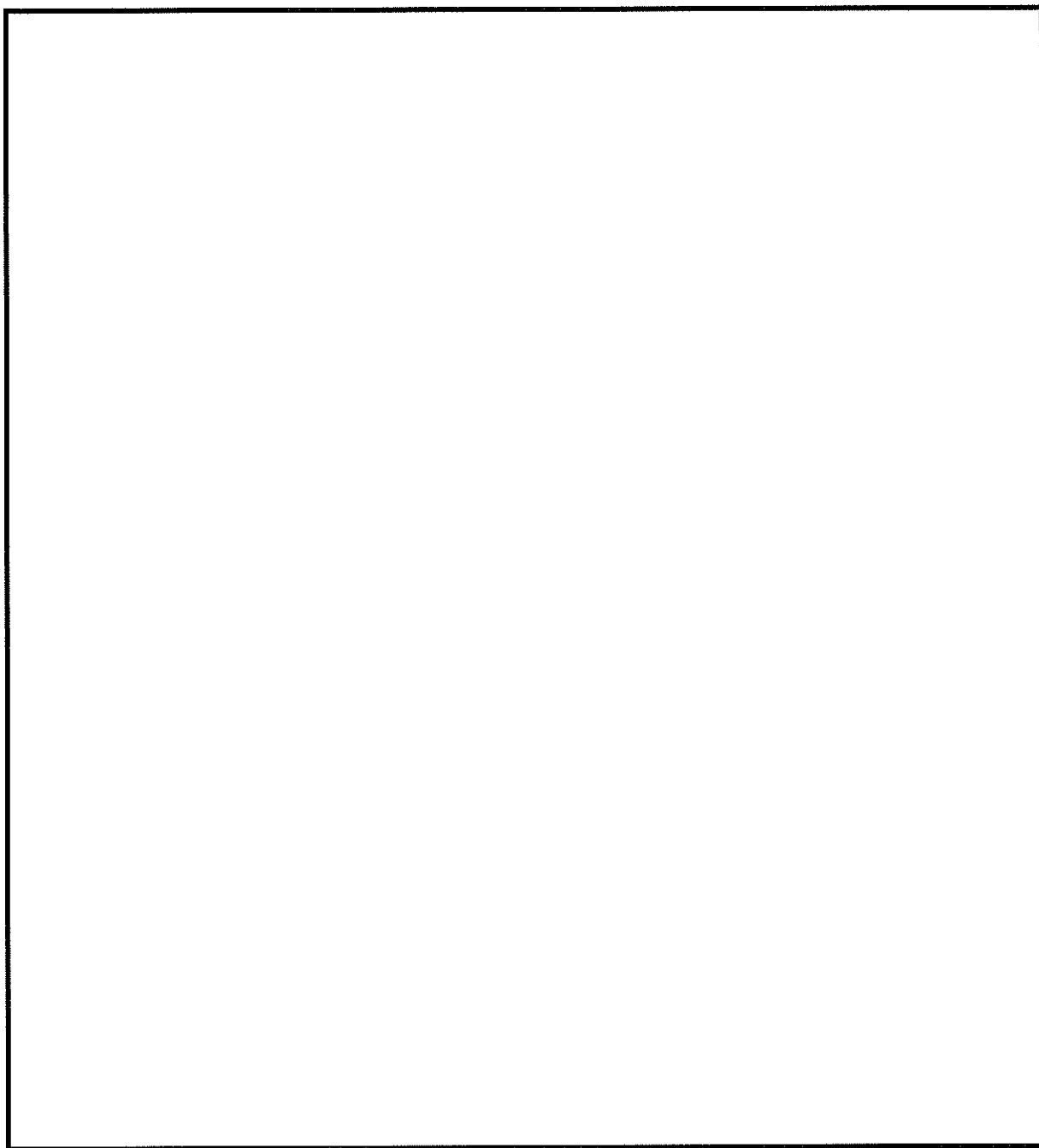


图 8.4-20 (2) 概略配筋图 (南北断面方向)

表 8.4-26 (1) 断面諸元一覧表 (東西断面方向)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	S _b	S _s	鉄筋量
		b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD345	19	600	300	4.775
側壁No. 1	M2	1.000	3.000	0.200	2.725	SD345	22	400	200	9.678
側壁No. 2	M3	1.000	3.000	0.200	2.650	SD345	25	400	200	12.668
側壁No. 3	M4	1.000	3.000	0.200	2.725	SD345	25	400	200	12.668

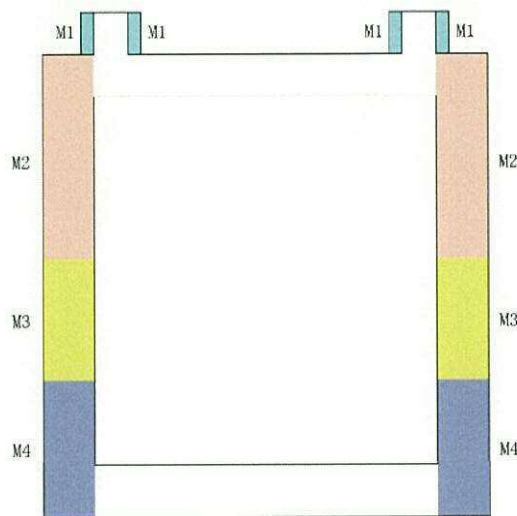
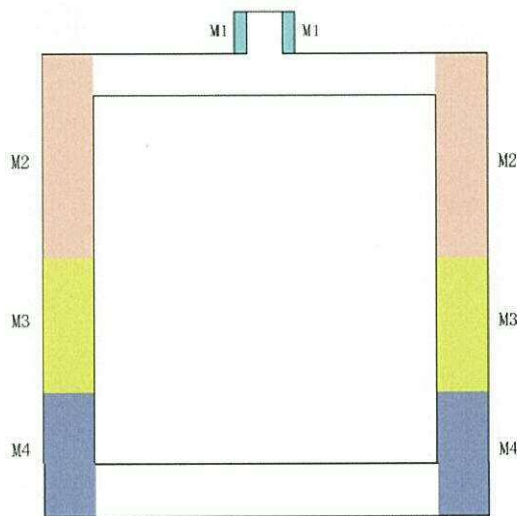


表 8.4-26 (2) 断面諸元一覧表 (南北断面方向)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d'(m)	有効 高さ d(m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口側壁	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD345	19	600	300	4.775
側壁No. 1	M2	1.000	3.000	0.200	2.725	SD345	22	400	200	9.678
側壁No. 2	M3	1.000	3.000	0.200	2.650	SD345	25	400	200	12.668
側壁No. 3	M4	1.000	3.000	0.200	2.725	SD345	25	400	200	12.668



8.4.4 頂版の評価結果

(1) 設計荷重の設定

頂版の設計に用いる設計荷重を設定するために、地震応答解析の各検討ケースにおいて頂版に作用する最大鉛直地盤反力(頂版部地盤反力の合計値)を抽出した結果を表 8.4-27 に、最大鉛直加速度を抽出した結果を表 8.4-28 に示す。頂版の設計は、最大地盤反力とその時刻で発生した頂版の加速度、及び頂版の最大加速度とその時刻で生じた地盤反力の2つの荷重ケースについて実施する。検討に当たって、最大加速度を重力加速度で除することにより震度に換算し、震度に頂版自重を乗じることによって慣性力を算出した。頂版の設計に用いる荷重値をを表 8.4-29 に示す。

頂版の検討では、最大地盤反力、慣性力以外に静水圧を作用させ、シェル解析を実施した。

表 8.4-27 (1) 東西方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

地震動		検討ケース	最大地盤反力 (kN/m)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		884			877		
	H+, V-		937					
	H-, V+		906					
	H-, V-		930					
S _s -11			856					
S _s -12			886					
S _s -13			866					
S _s -14			815					
S _s -21			892					
S _s -22			949					
S _s -31	H+, V+		677					
	H-, V+		685					

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 8.4-27 (2) 南北方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

地震動		検討ケース	最大地盤反力 (kN/m)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		888			882		
	H+, V-		935					
	H-, V+		911					
	H-, V-		938					
S _s -11			856					
S _s -12			891					
S _s -13			880					
S _s -14			828					
S _s -21			924					
S _s -22			942					
S _s -31	H+, V+		678					
	H-, V+		687					

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 8.4-28 (1) 東西方向断面における各検討ケースの最大加速度

地震動		検討ケース	最大鉛直加速度 (m/s ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		3.7			3.9		
	H+, V-		3.4					
	H-, V+		3.7					
	H-, V-		3.2					
S _s -11			2.9					
S _s -12			3.2					
S _s -13			2.9					
S _s -14			2.3					
S _s -21			3.8					
S _s -22			4.1					
S _s -31	H+, V+		1.4					
	H-, V+		1.4					

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 8.4-28 (2) 南北方向断面における各検討ケースの最大加速度

地震動		検討ケース	最大鉛直加速度 (m/s ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		3.7			3.8		
	H+, V-		3.4					
	H-, V+		3.6					
	H-, V-		3.3					
S _s -11			2.9					
S _s -12			3.1					
S _s -13			3.0					
S _s -14			2.2					
S _s -21			4.0					
S _s -22			3.9					
S _s -31	H+, V+		1.4					
	H-, V+		1.4					

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 8.4-29 (1) 東西方向断面における地盤反力度と地震時慣性力の組合せ

検討ケース	時刻 (秒)	地盤反力 (kN/m)	鉛直加速度 ^{※1} (m/s ²)
最大地盤反力 (① S s - 2 2)	73.25	949	3.7
最大鉛直加速度 (① S s - 2 2)	74.43	93	-4.1

※1 上向き：+

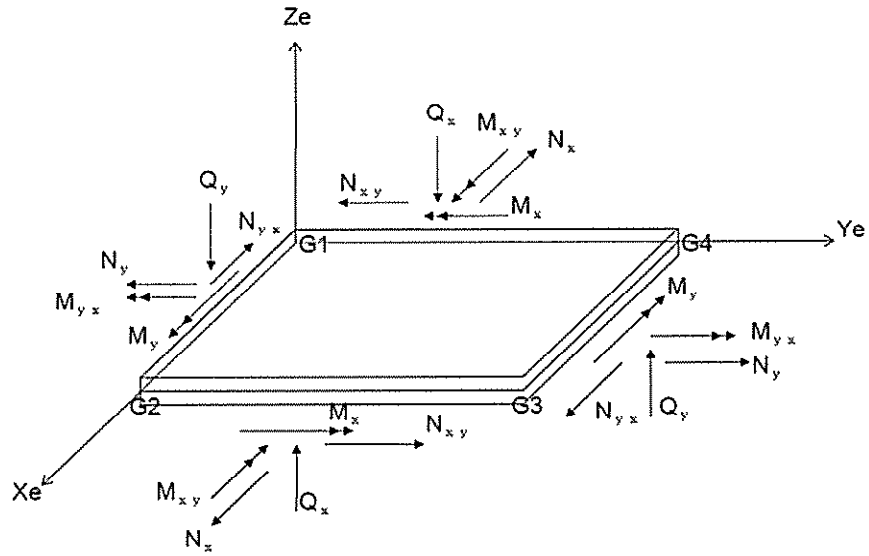
表 8.4-29 (2) 南北方向断面における地盤反力度と地震時慣性力の組合せ

検討ケース	時刻 (秒)	地盤反力 (kN/m)	鉛直加速度 ^{※1} (m/s ²)
最大地盤反力 (① S s - 2 2)	69.42	942	3.6
最大鉛直加速度 (① S s - 2 1)	68.62	111	-4.0

※1 上向き：+

(2) 地震時断面力図

解析結果の応力成分を図 8.4-21 に示す。代替淡水貯槽頂版の地震時断面力（曲げモーメント，せん断力）を表 8.4-30 に，断面力図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 8.4-22 及び図 8.4-23 に示す。境界条件は単純支持である。なお，作用荷重には搬出入口の重量および地震時慣性力を考慮した。



※図中の 2 重矢印の向きは、回転の向きに右ねじを回したときに、右ねじの進む方向を表しています。

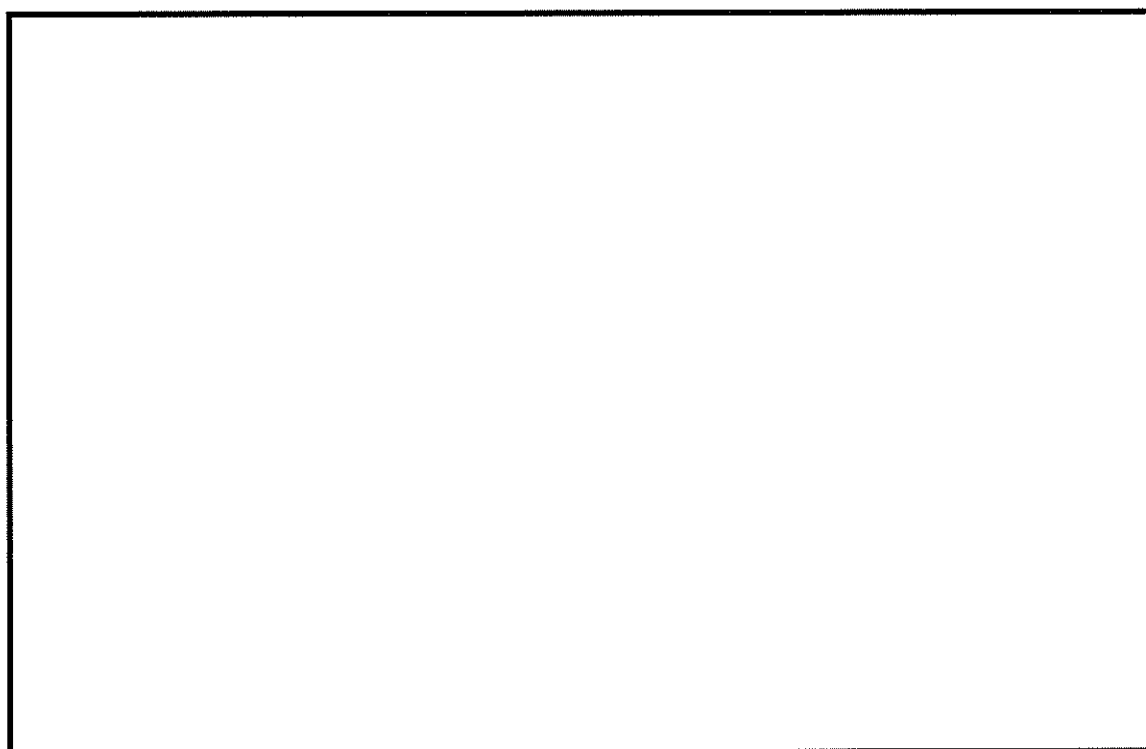
図 8.4-21 応力成分

表 8.4-30 (1) 東西方向断面における頂版の最大地震時断面力

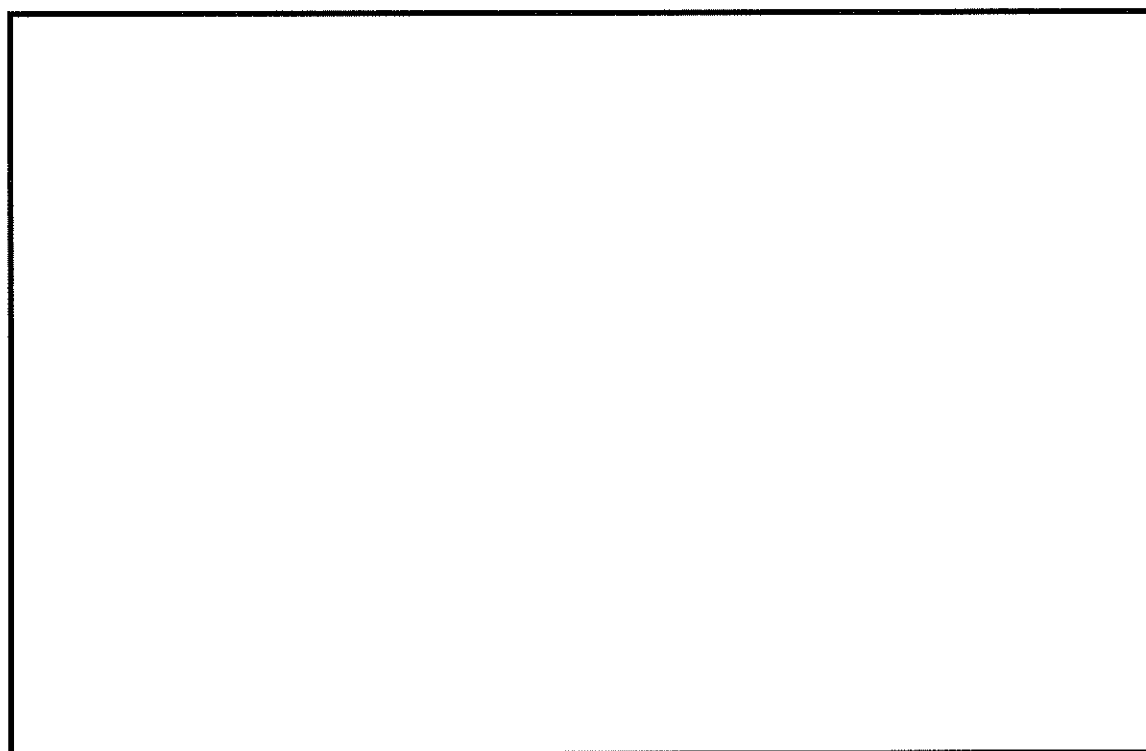
検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)		せん断力 (kN/m)		
	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{Q_x^2+Q_y^2}$
最大地盤反力 (① S s - 2 2)	-2979	-2579	1208	45	1209
最大鉛直加速度 (① S s - 2 2)	-3009	-2598	-1174	113	1180

表 8.4-30 (2) 南北方向断面における頂版の地震時断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)		せん断力 (kN/m)		
	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{Q_x^2+Q_y^2}$
最大地盤反力 (① S s - 2 2)	-2988	-2582	-1214	45	1215
最大鉛直加速度 (① S s - 2 1)	-3013	-2600	-1180	112	1186

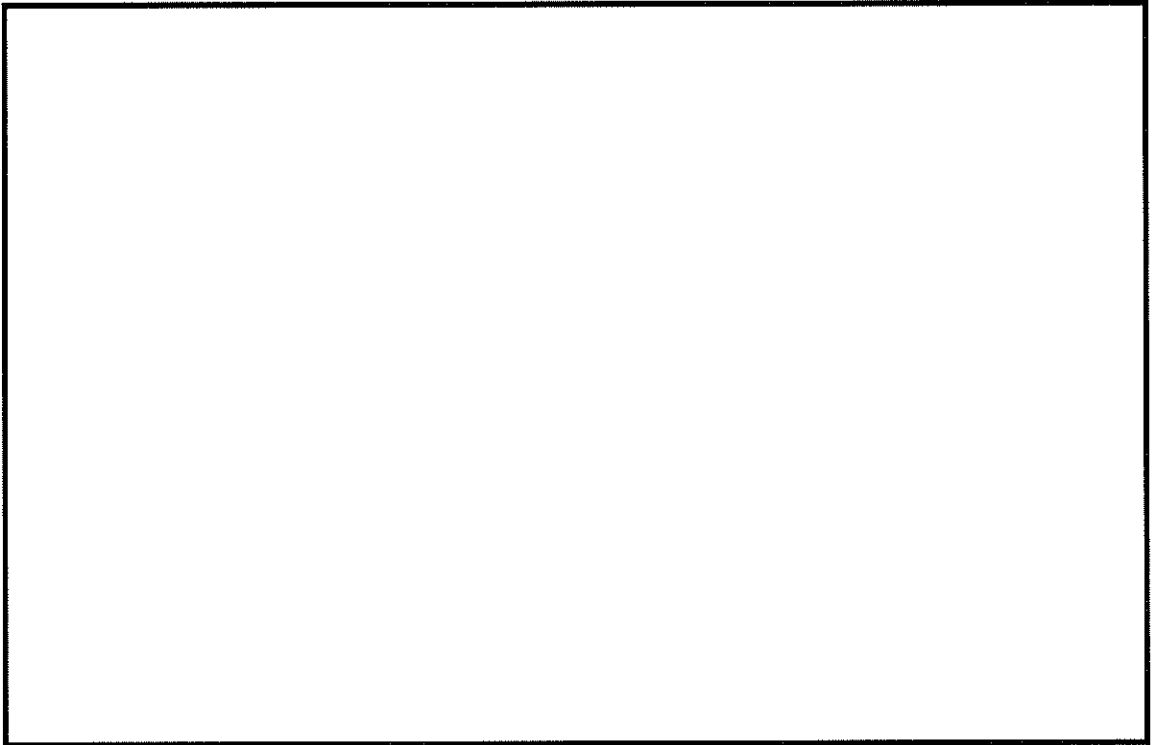


曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

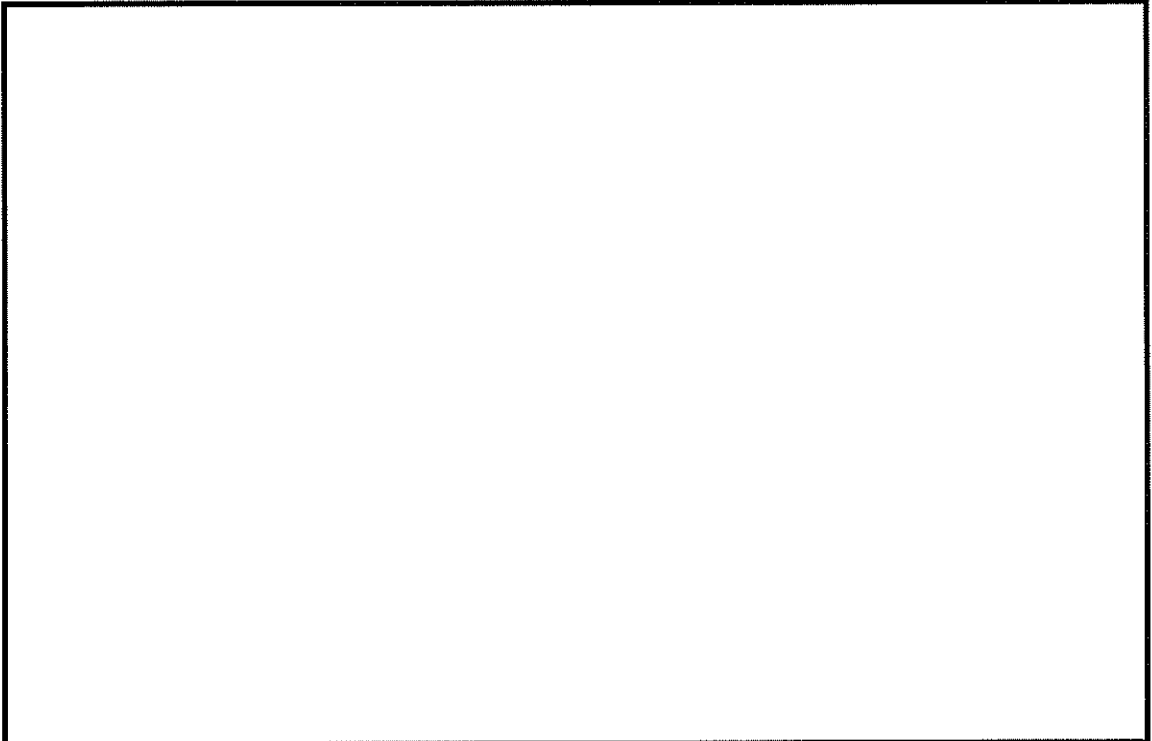


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

図 8.4-22 (1) 東西方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布
($S_s - 22$, $t=73.25\text{s}$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

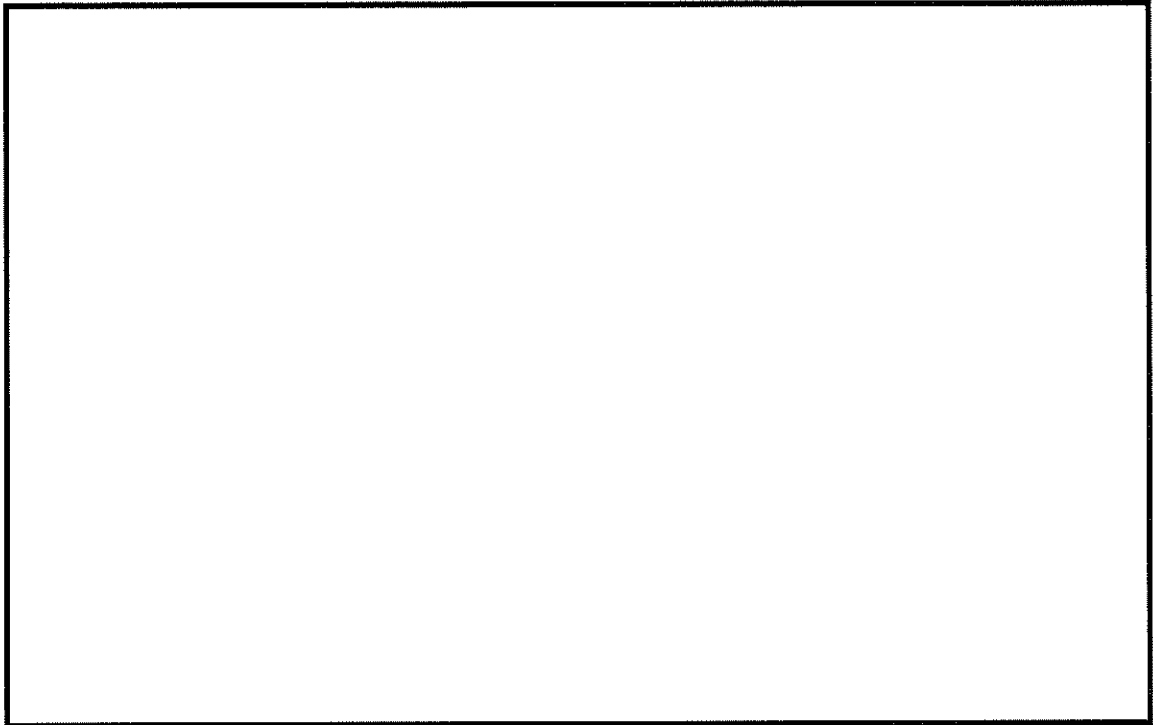


せん断力 Q_x (kN/m)

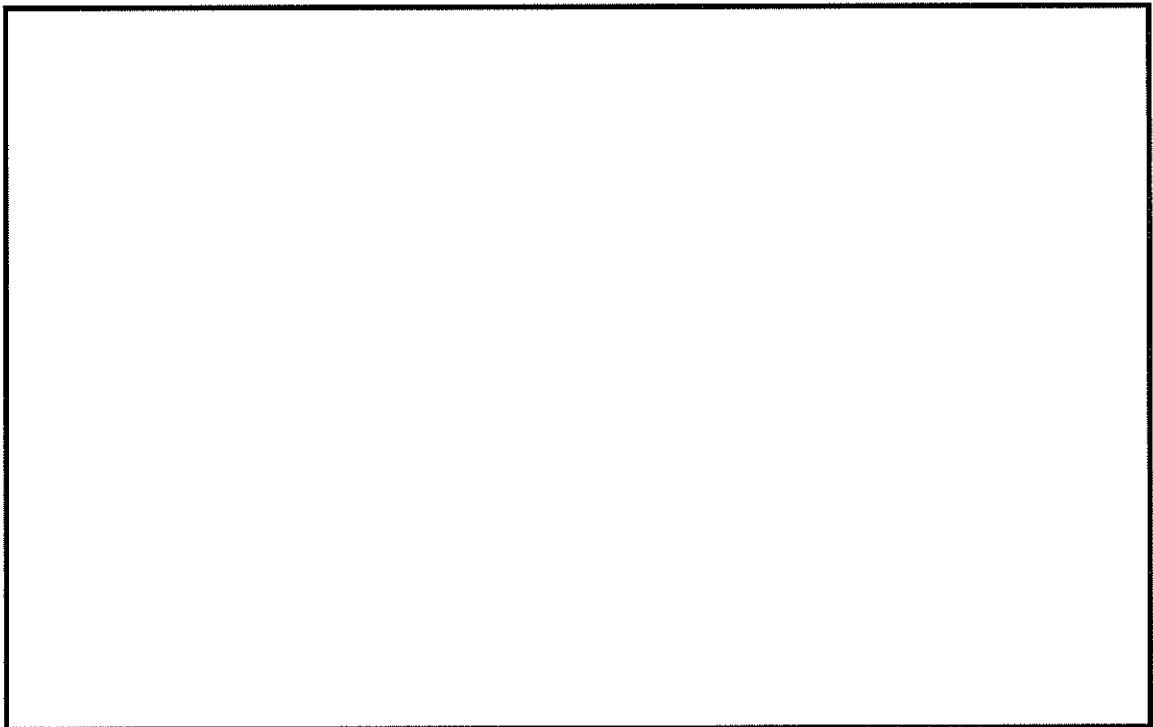


せん断力 Q_y (kN/m)

図 8.4-22 (2) 東西方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布
($S_s = 2.2$, $t=73.25s$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

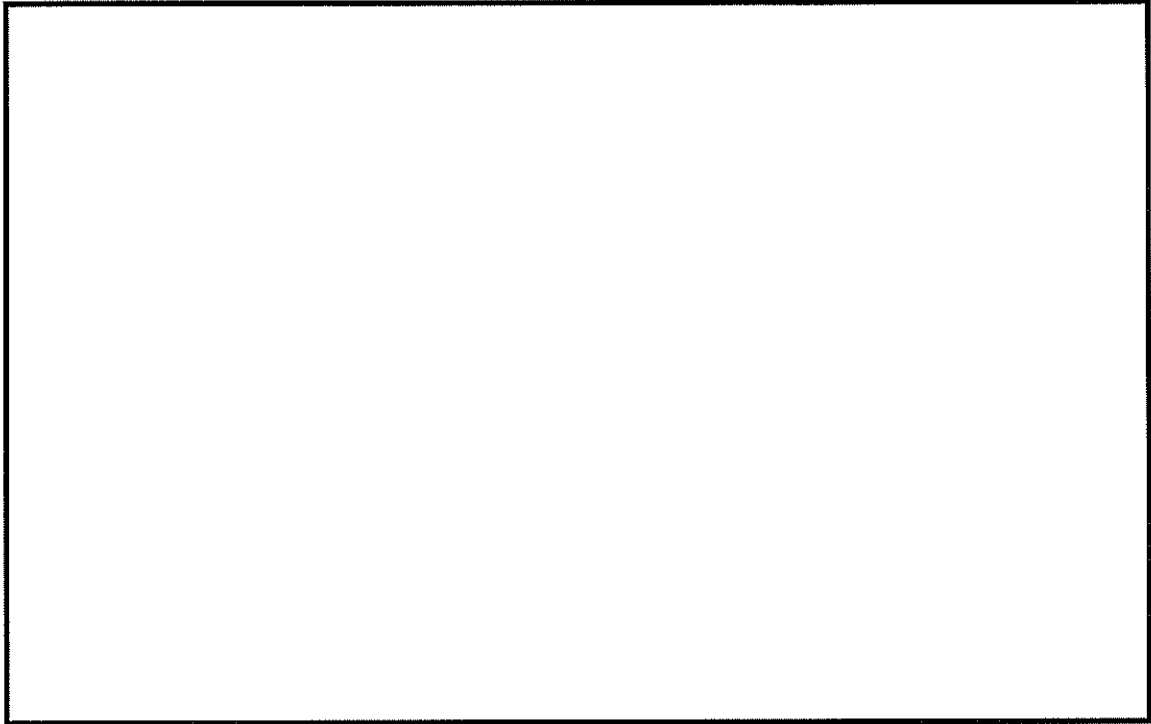


曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

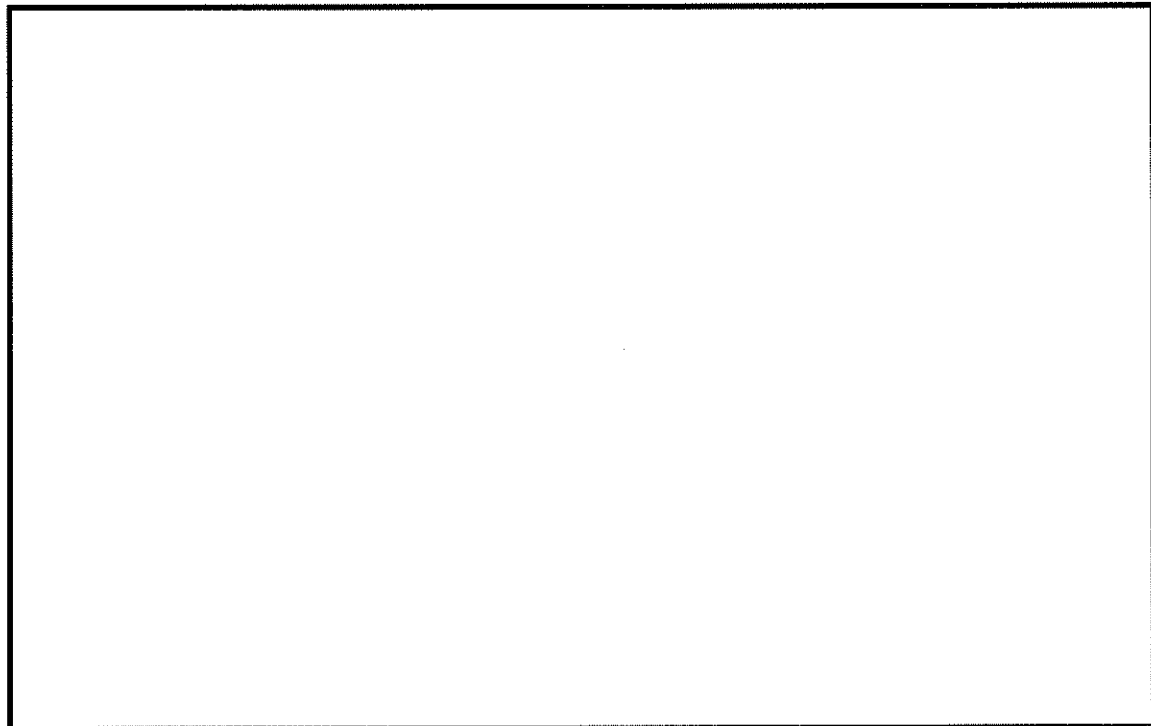


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

図 8.4-22 (3) 東西方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布
($S_s = 2.2$, $t=74.43\text{s}$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

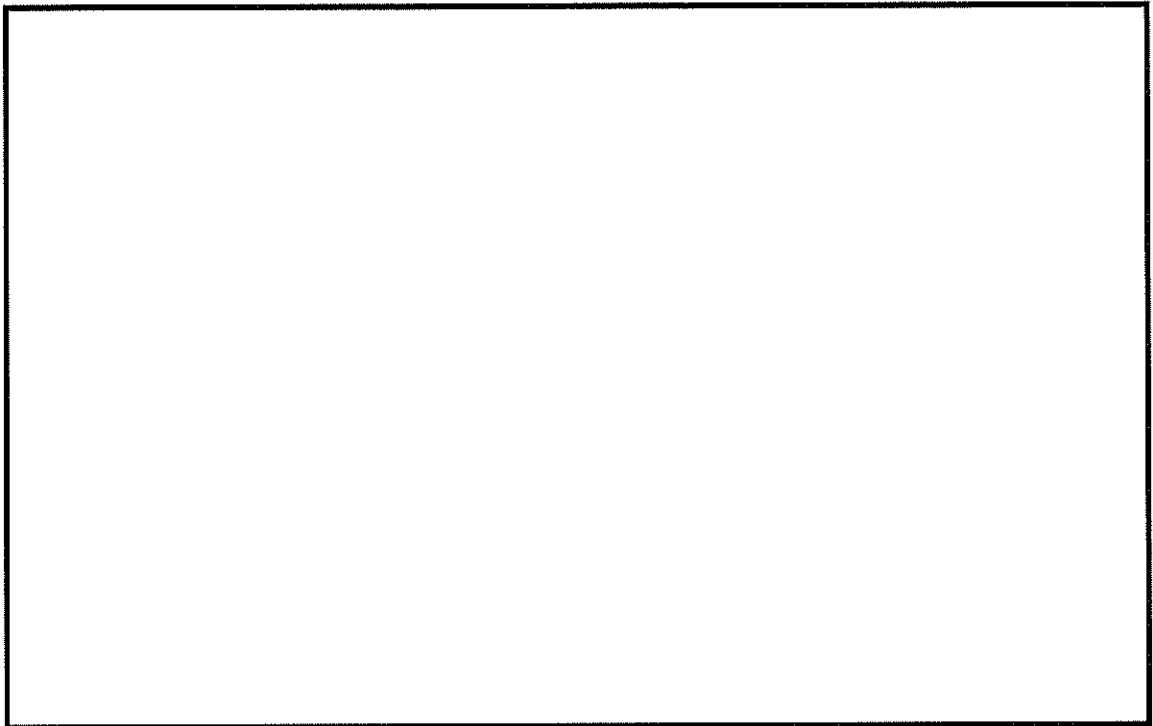


せん断力 Q_x (kN/m)

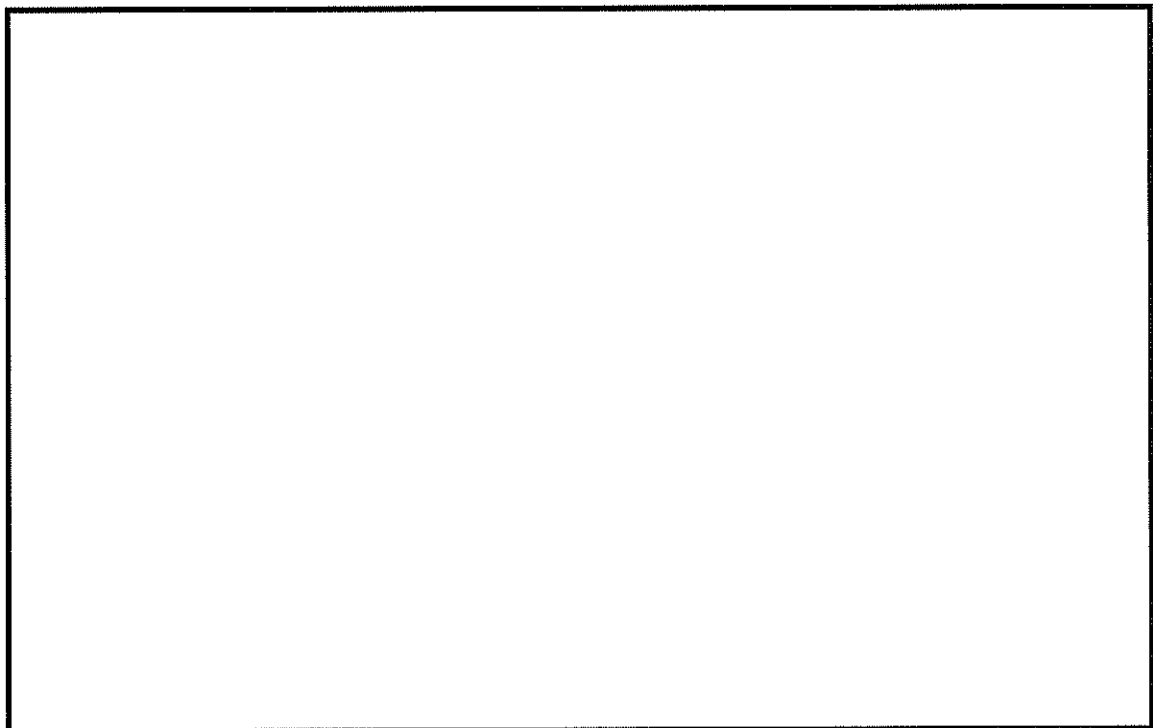


せん断力 Q_y (kN/m)

図 8.4-22 (4) 東西方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布
($S_s = 2.2$, $t = 74.43s$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

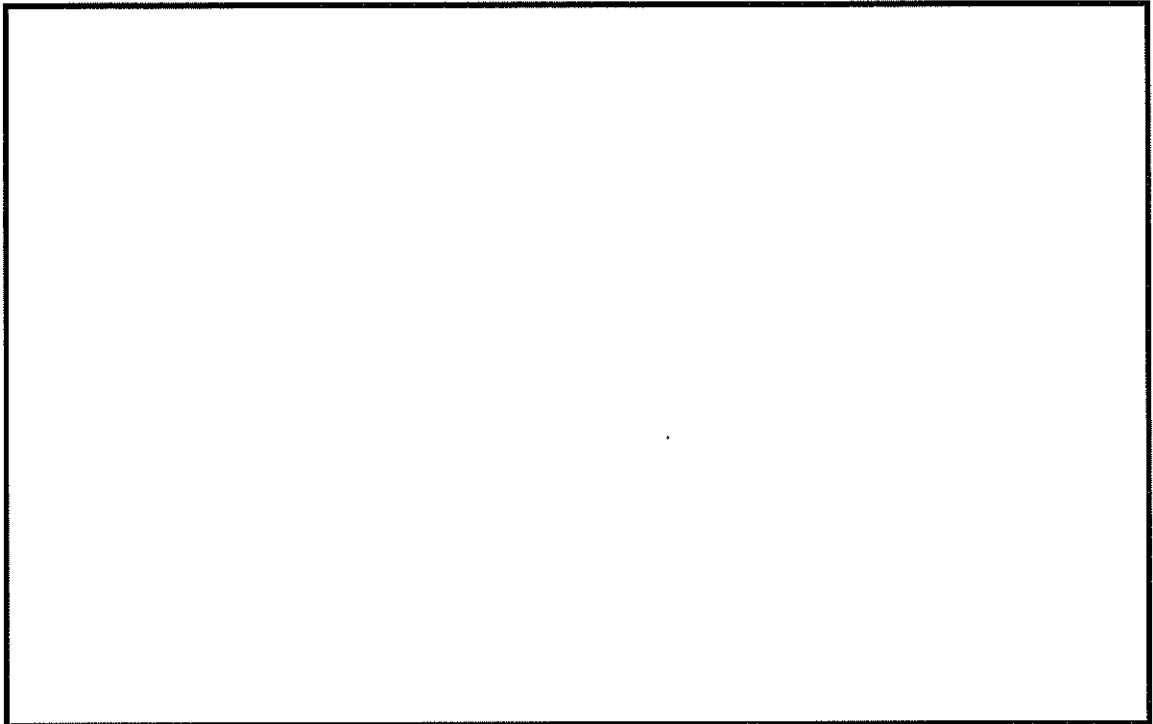


曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

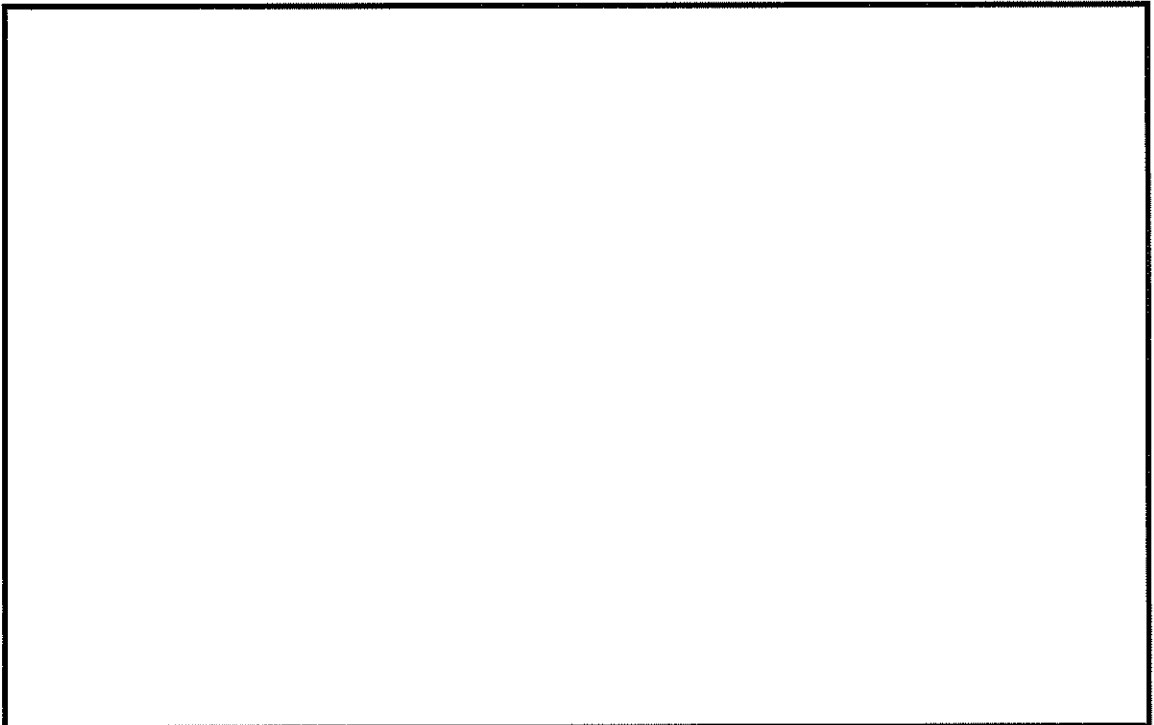


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

図 8.4-23 (1) 南北方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布
($S_s = 2.2$, $t=69.42\text{s}$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

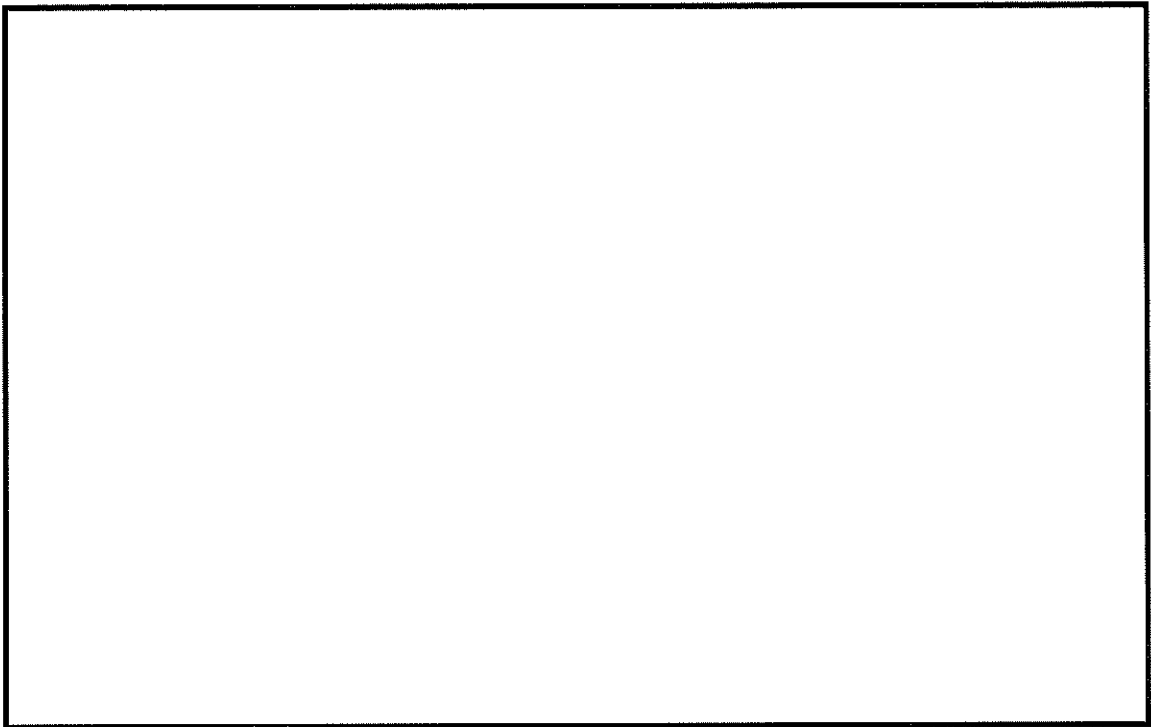


せん断力 Q_x (kN/m)

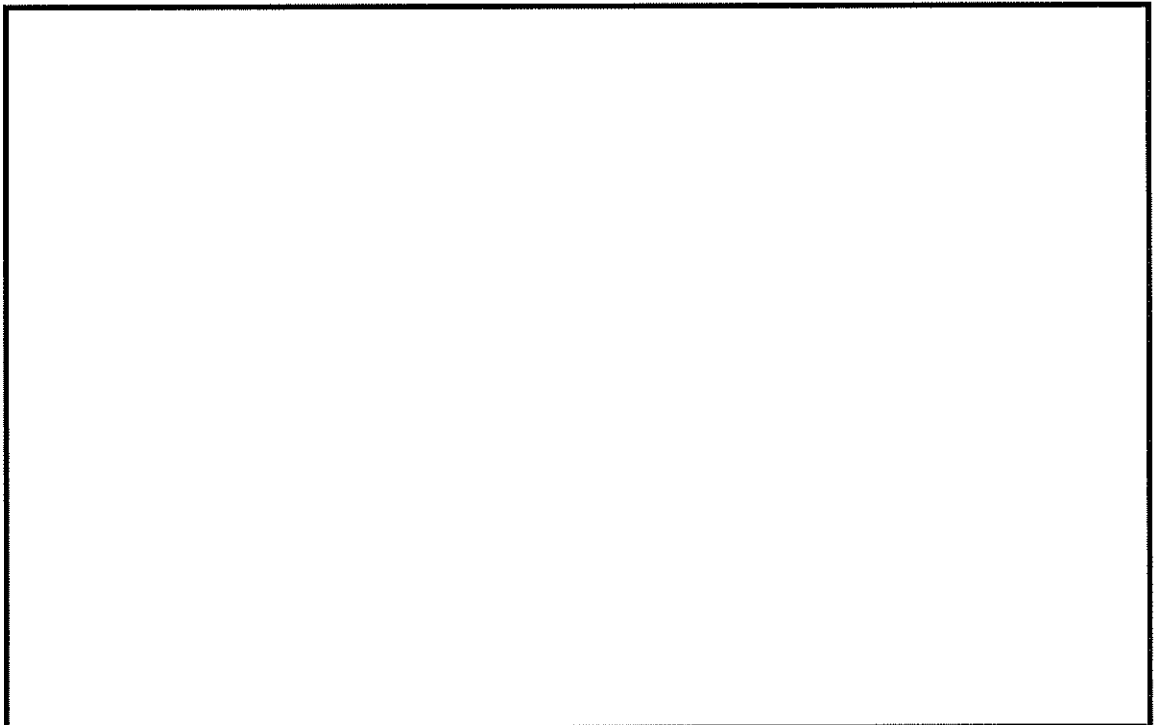


せん断力 Q_y (kN/m)

図 8.4-23 (2) 南北方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布
($S_s = 2.2$, $t=69.42s$)
(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)

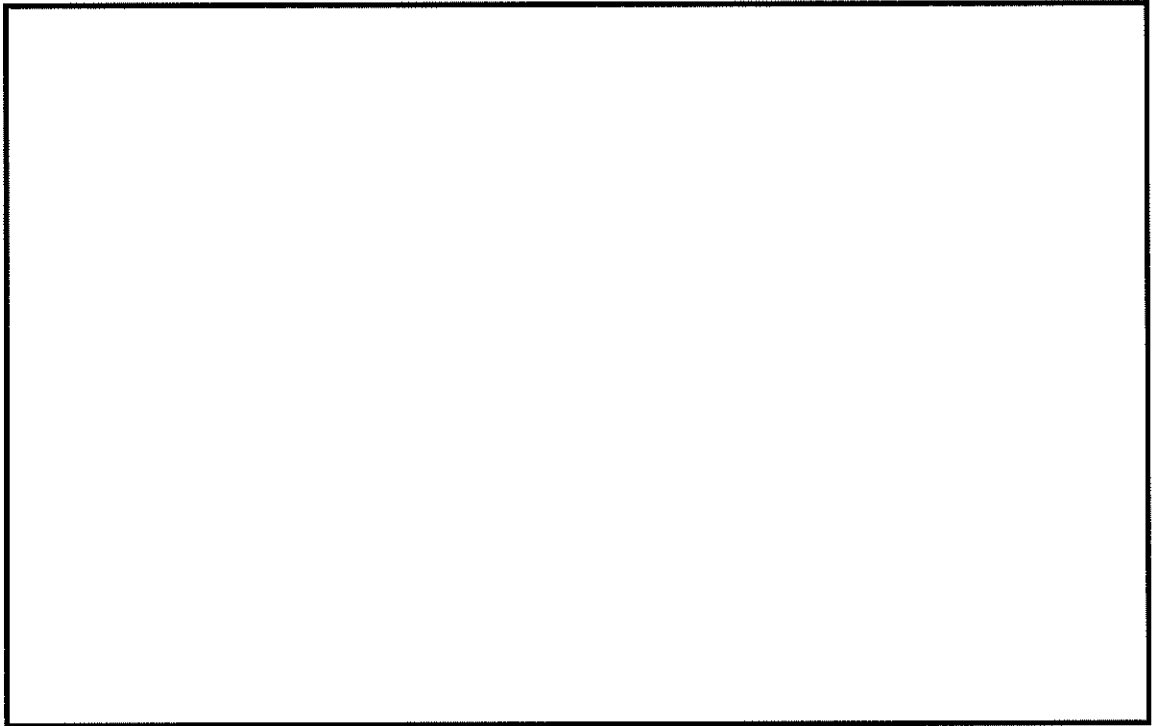


曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

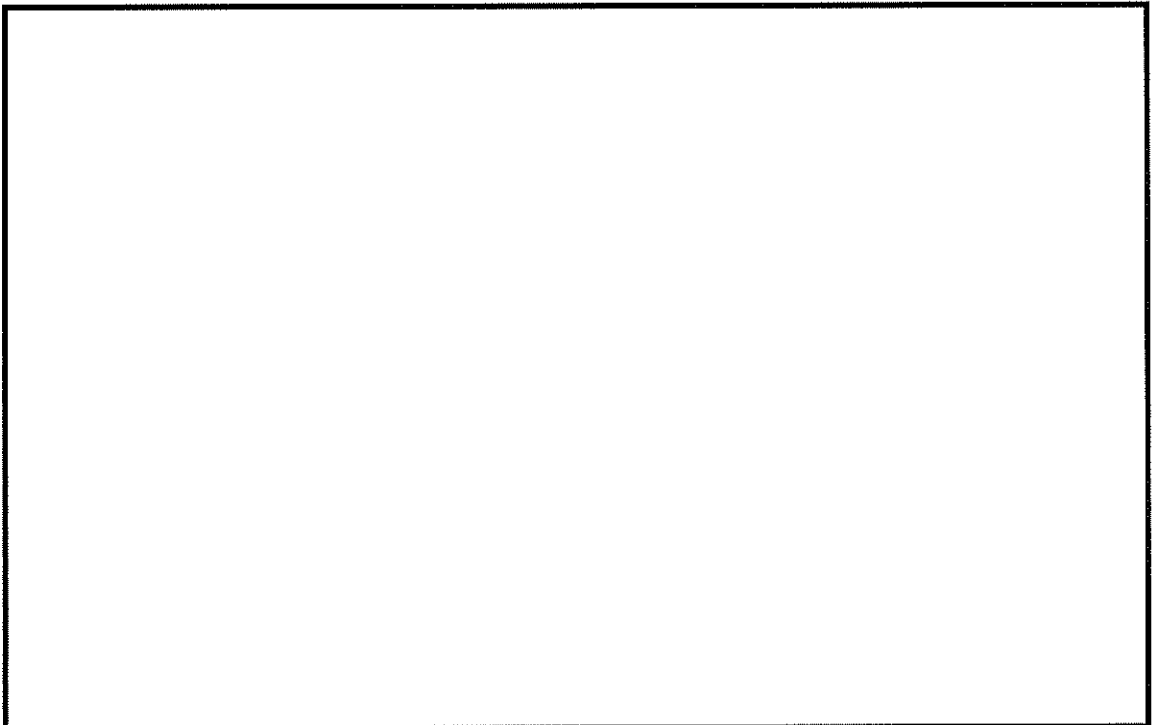


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

図 8.4-23 (3) 南北方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布
($S_s = 2.1$, $t=68.62\text{s}$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



せん断力 Q_x (kN/m)



せん断力 Q_y (kN/m)

図 8.4-23 (4) 南北方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布
($S_s = 2.1$, $t=68.62s$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(3) 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 8.4-31 及び表 8.4-32 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 8.4-33 及び表 8.4-34 にそれぞれ示す。図 8.4-24 に概略配筋図を、表 8.4-35 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、頂版の曲げ軸力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 8.4-31 東西方向のコンクリートの曲げ軸力照査結果

評価位置	検討ケース	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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	軸力 (kN/m)			
頂版	最大地盤反力	1000	2500	2300	D51@200	2979	—	3.45	21.0	0.17
		1000	2500	2300	D51@200	2988	—	3.46	21.0	0.17
	最大加速度	1000	2500	2300	D51@200	3009	—	3.49	21.0	0.17
		1000	2500	2300	D51@200	3013	—	3.49	21.0	0.17

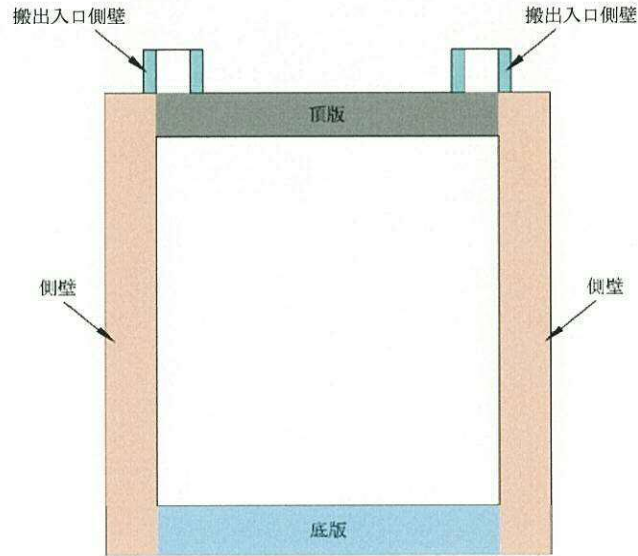


表 8.4-32 南北方向のコンクリートの曲げ軸力照査結果

評価位置	検討ケース	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}
		部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高さ d(mm)		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
頂版	最大地盤反力	1000	2500	2300	D51@200	2582	—	2.99	21.0	0.15
		1000	2500	2300	D51@200	2579	—	2.99	21.0	0.15
	最大加速度	1000	2500	2300	D51@200	2600	—	3.01	21.0	0.15
		1000	2500	2300	D51@200	2598	—	3.01	21.0	0.15

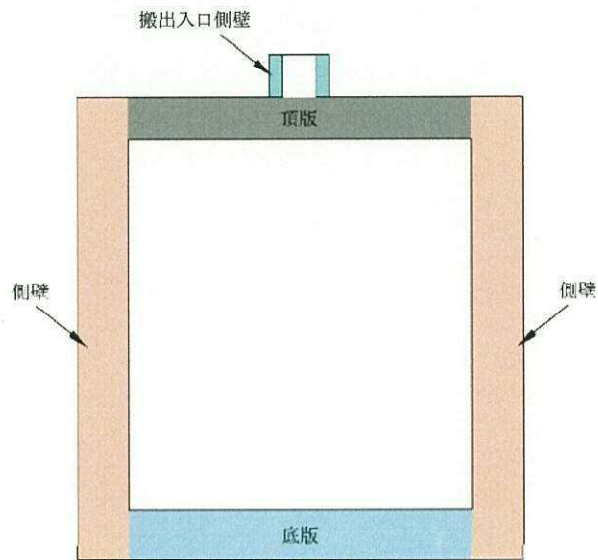


表 8.4-33 東西方向の鉄筋の曲げ軸力照査結果

評価位置	検討ケース	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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	軸力 (kN/m)			
頂版	最大地盤反力	1000	2500	2300	D51@200	2979	—	141	435	0.33
		1000	2500	2300	D51@200	2988	—	141	435	0.33
	最大加速度	1000	2500	2300	D51@200	3009	—	142	435	0.33
		1000	2500	2300	D51@200	3013	—	142	435	0.33

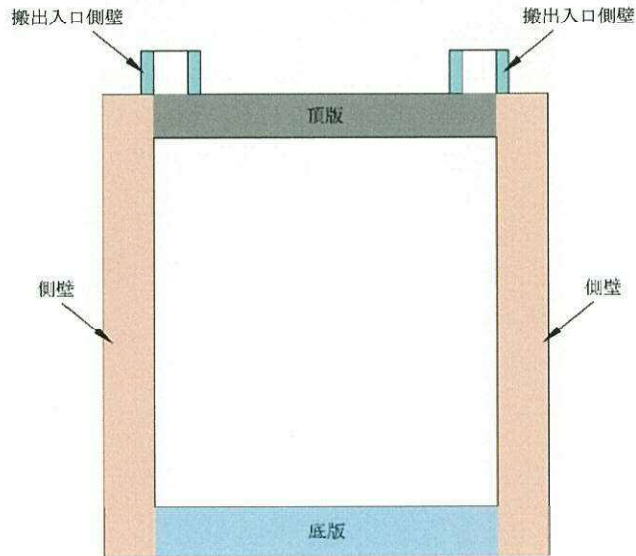
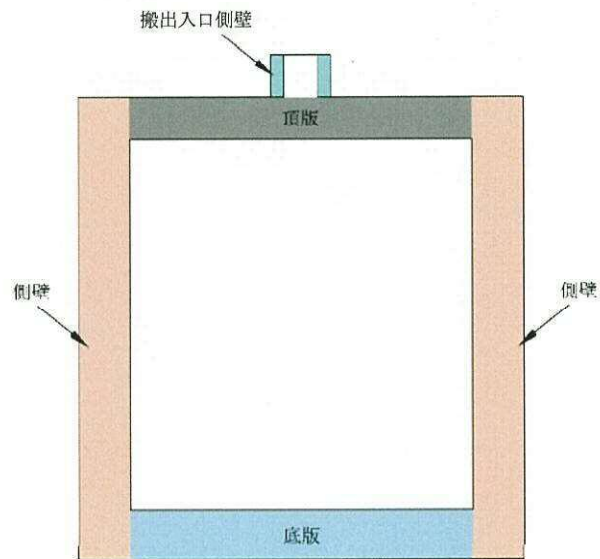


表 8.4-34 南北方向の鉄筋の曲げ軸力照査結果

評価位置	検討ケース	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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	軸力 (kN/m)			
頂版	最大地盤反力	1000	2500	2300	D51@200	2582	—	122	435	0.28
		1000	2500	2300	D51@200	2579	—	122	435	0.28
	最大加速度	1000	2500	2300	D51@200	2600	—	123	435	0.29
		1000	2500	2300	D51@200	2598	—	123	435	0.29



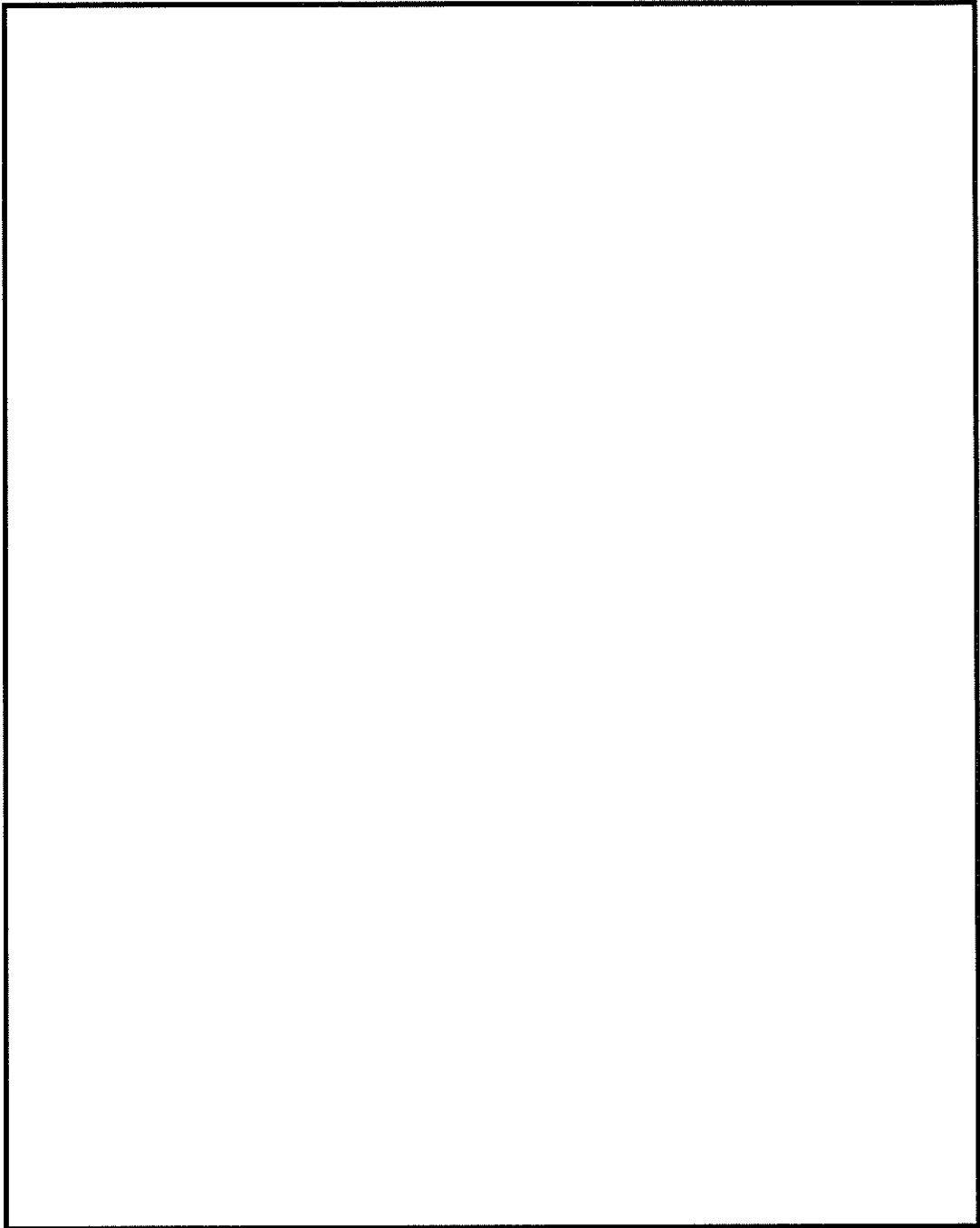


図 8.4-24 (1) 頂版の概略配筋図 (東西断面方向)

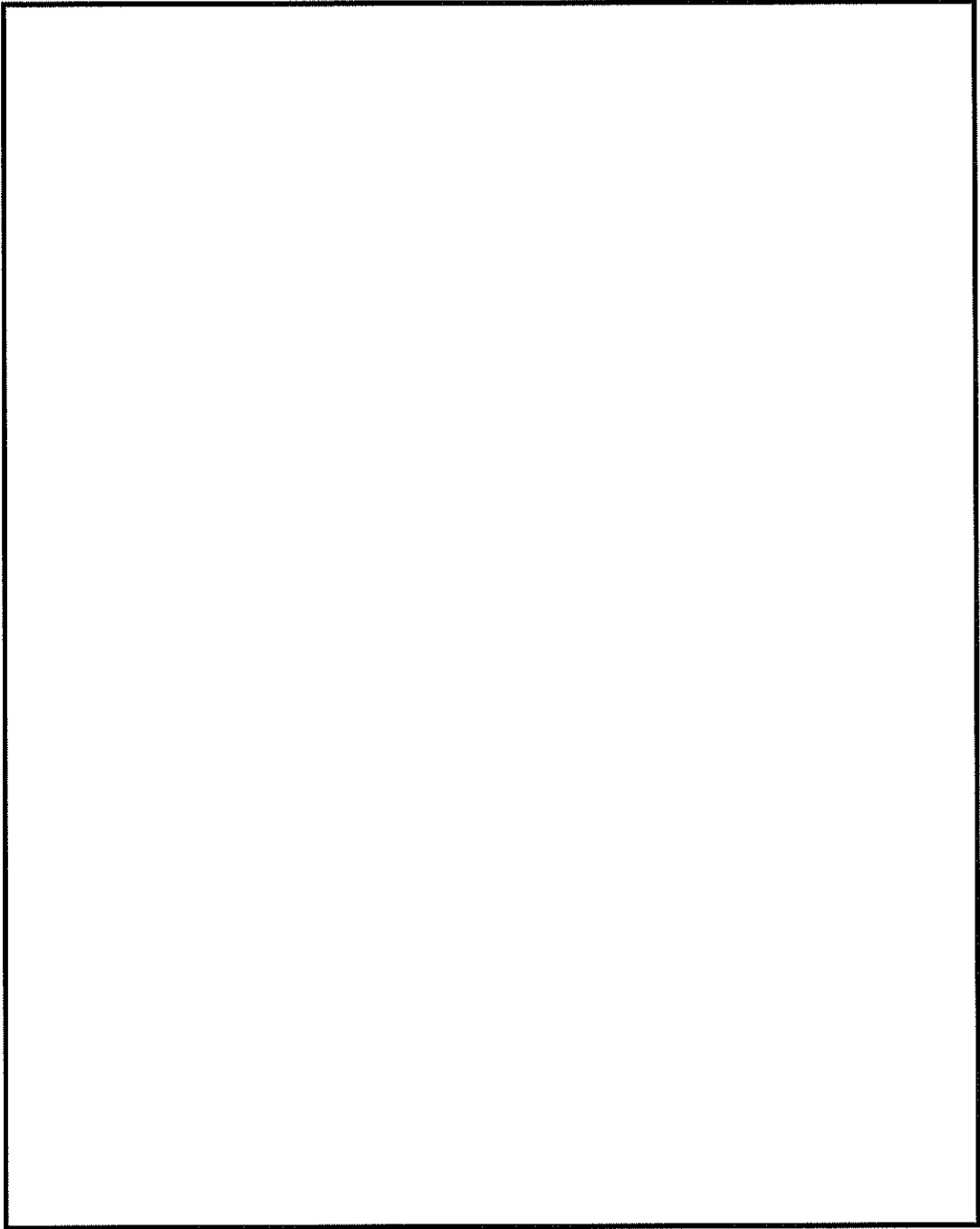


図 8.4-24 (2) 頂版の概略配筋図 (南北断面方向)

表 8.4-35 (1) 断面諸元一覧表 (東西断面方向)

部位		材料No.	断面性状				主鉄筋				
			部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d'(m)	有効高さ d(m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
頂版	中央	M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350

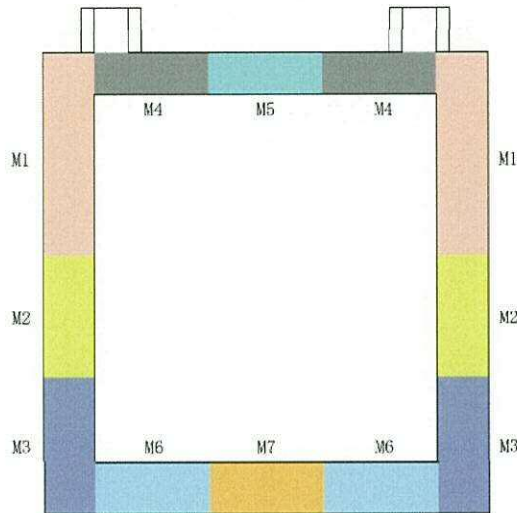
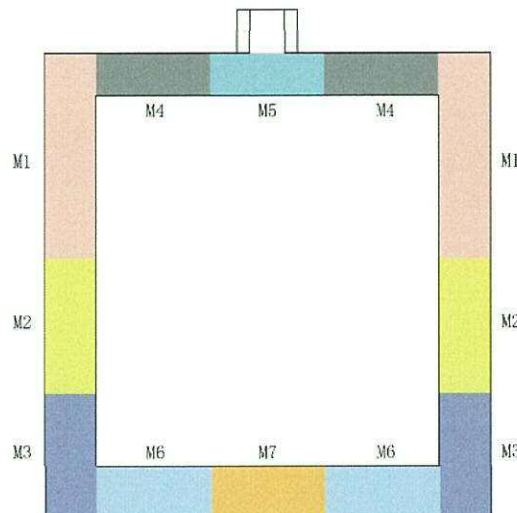


表 8.4-35 (2) 断面諸元一覧表 (南北断面方向)

部位		材料No.	断面性状				主鉄筋				
			部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d'(m)	有効高さ d(m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
頂版	中央	M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350



(4) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-36 及び表 8.4-37 に頂版のせん断力に対する照査結果を示す。図 8.4-25 に概略配筋図を、表 8.4-38 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、頂版の発生せん断応力、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。

表 8.4-36 頂版のせん断力照査結果（東西方向）

評価位置	検討ケース	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	τ_{a1} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	V _a に 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)							
頂版	最大地盤反力	1000	2500	2300	D22@400×400	1209	0.605	0.825	0.74	2247	0.54
	最大加速度	1000	2500	2300	D22@400×400	1180	0.590	0.825	0.72	2247	0.53

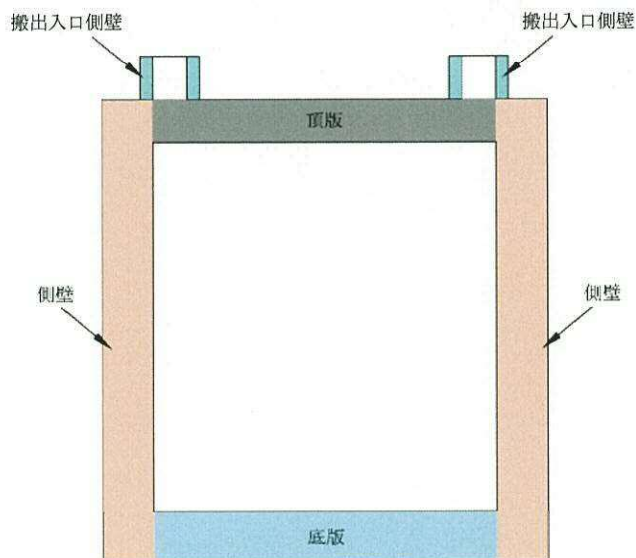
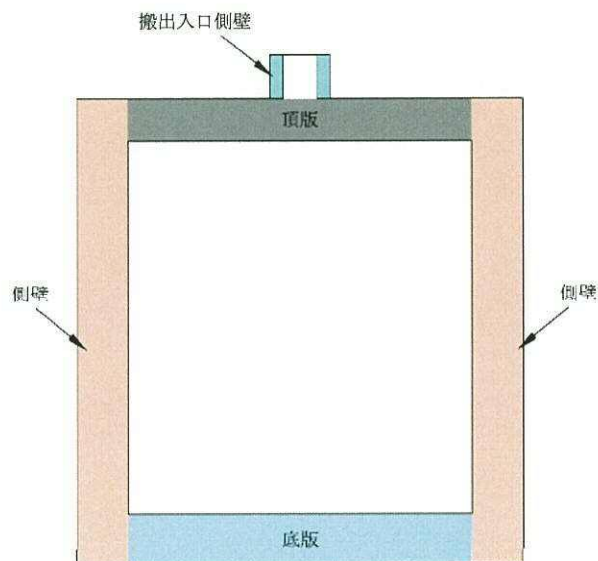


表 8.4-37 頂版のせん断力照査結果（南北方向）

評価位置	検討ケース	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	τ_{a1} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	V _a に 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)							
頂版	最大地盤反力	1000	2500	2300	D22@400×400	1215	0.608	0.825	0.74	2247	0.54
	最大加速度	1000	2500	2300	D22@400×400	1186	0.593	0.825	0.72	2247	0.53



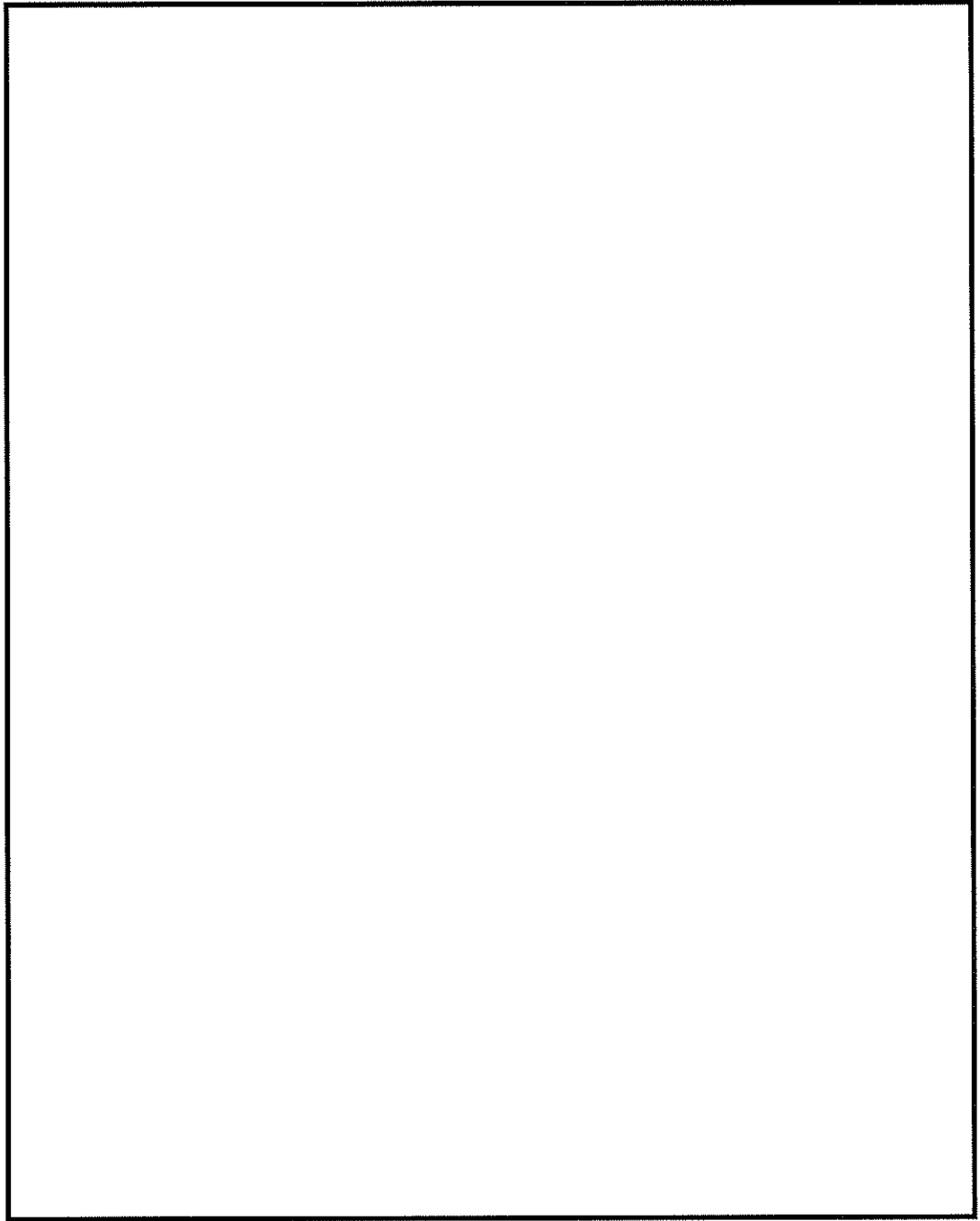


図 8.4-25 (1) 頂版の概略配筋図 (東西断面方向)

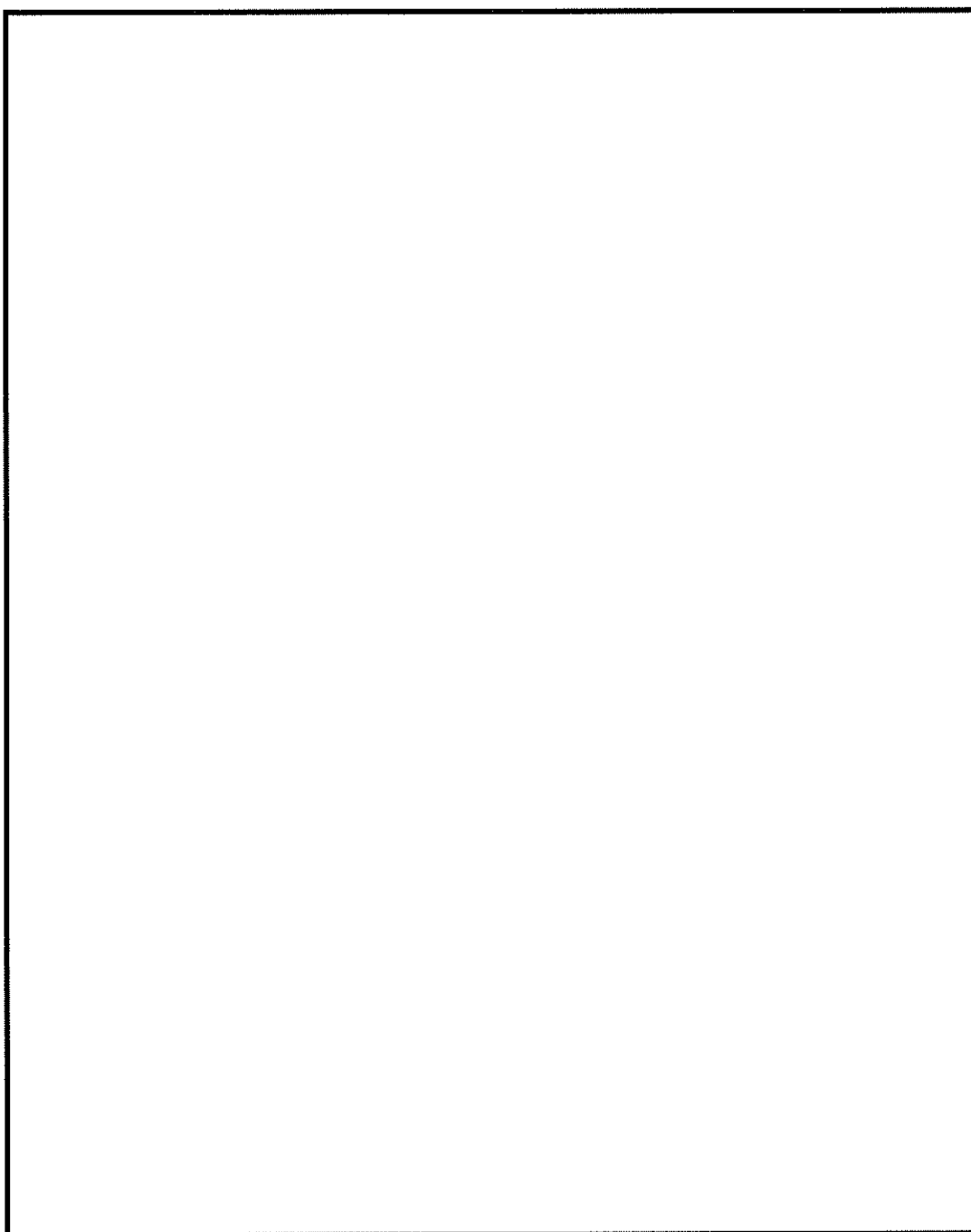


図 8.4-25 (2) 頂版の概略配筋図 (南北断面方向)

表 8.4-38 (1) 断面諸元一覧表 (東西断面方向)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
頂版	M4, M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	22	400	400	9.678

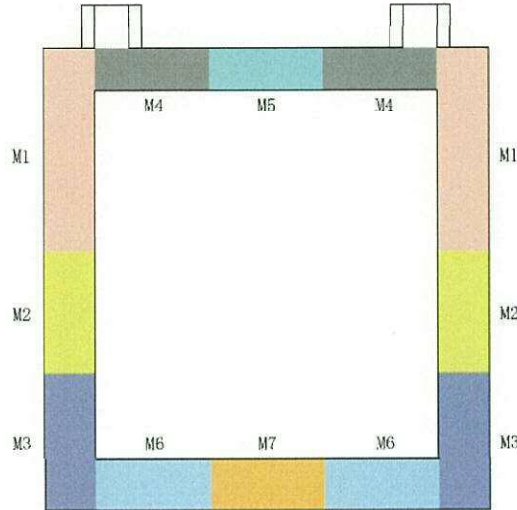
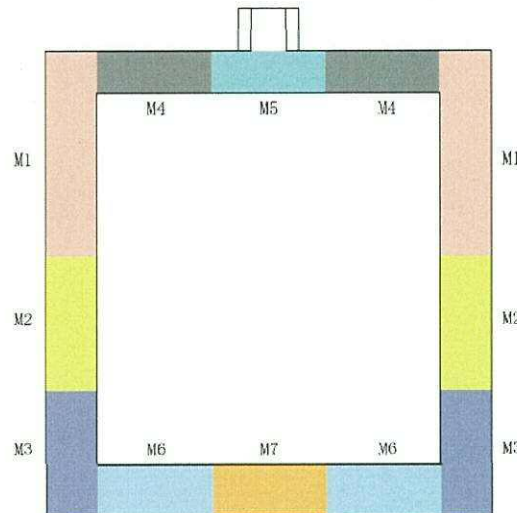


表 8.4-38 (2) 断面諸元一覧表 (南北断面方向)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
頂版	M4, M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	22	400	400	9.678



8.4.5 底版の評価結果

(1) 設計荷重の設定

底版の設計に用いる設計荷重を設定するために、地震応答解析の各検討ケースにおいて底版に作用する鉛直地盤反力（底版部地盤反力の合計値）を抽出した結果を表 8.4-39 及び表 8.4-40 に示す。底版の設計は、各検討ケースの最大地盤反力を比較し、最大となった検討ケースを抽出して用いる。

底版の検討では、最大地盤反力以外に静水圧を作用させ、シェル解析を実施した。

表 8.4-39 東西方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

地震動		検討ケース	最大地盤反力 (kN/m)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		8866			8342		
	H+, V-		9406					
	H-, V+		9044					
	H-, V-		9911					
S _s -11			8779					
S _s -12			9071					
S _s -13			8996					
S _s -14			8291					
S _s -21			9231					
S _s -22			9621					
S _s -31	H+, V+		7022					
	H-, V+		6689					

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 8.4-40 南北方向断面における各検討ケースの最大地盤反力

地震動		検討ケース	最大地盤反力 (kN/m)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		8850			8305		
	H+, V-		9077					
	H-, V+		8978					
	H-, V-		9810					
S _s -11			8650					
S _s -12			9015					
S _s -13			8906					
S _s -14			8340					
S _s -21			8987					
S _s -22			9284					
S _s -31	H+, V+		7085					
	H-, V+		6642					

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

(2) 地震時断面力図

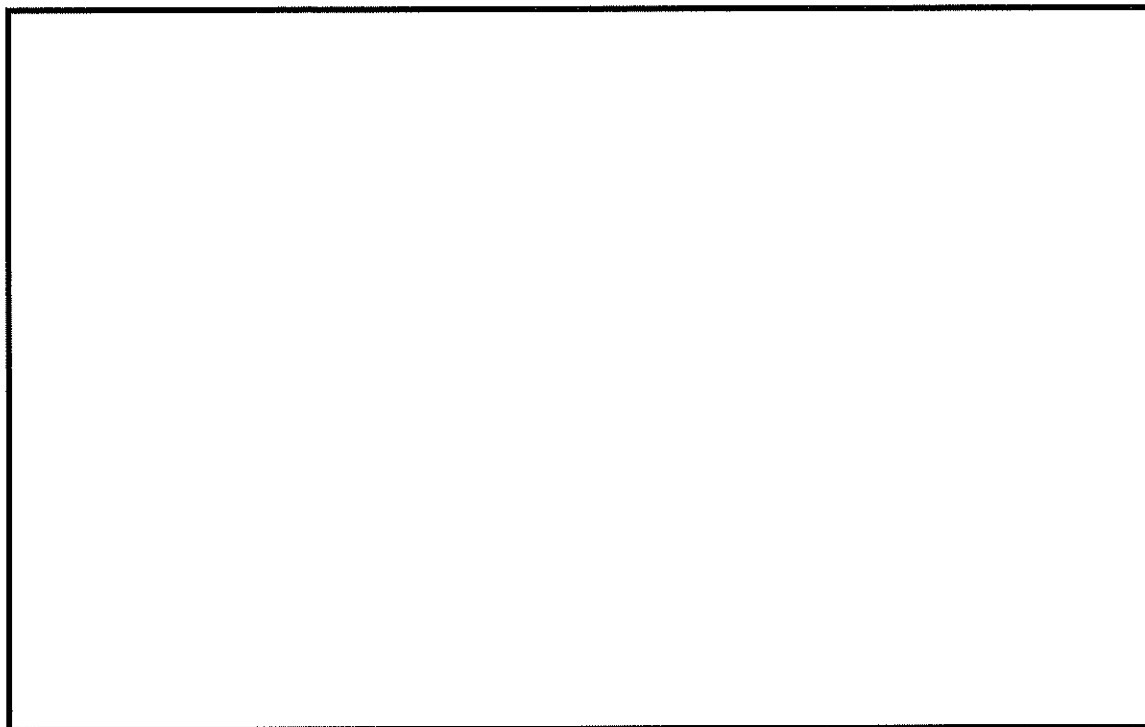
代替淡水貯槽底版の地震時断面力（曲げモーメント，せん断力）の値を表 8.4-41 に示す。
地震時断面力（曲げモーメント，せん断力）を図 8.4-26 及び図 8.4-27 に示す。境界条件は単純支持である。

表 8.4-41 (1) 東西方向断面における底版の最大地震時断面力

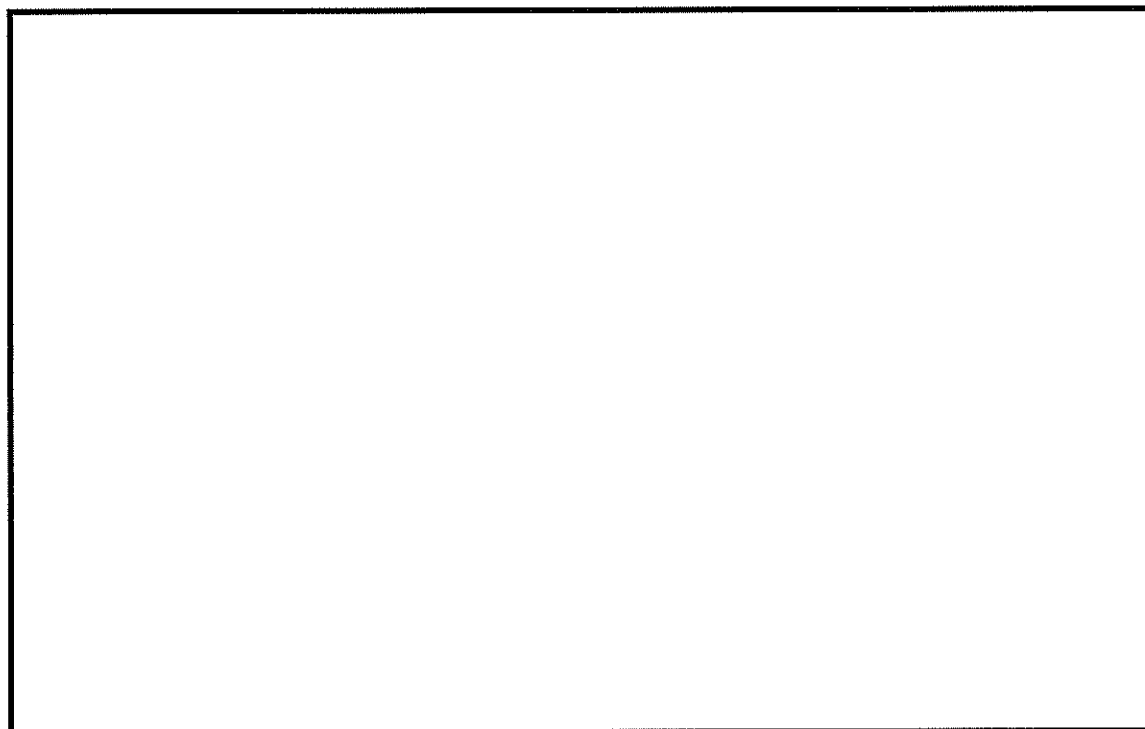
検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)		せん断力 (kN/m)		
	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{Q_x^2+Q_y^2}$
最大地盤反力 ① S s - D 1 (H-, V-)	12817	12766	-6	2770	2770

表 8.4-41 (2) 南北方向断面における底版の最大地震時断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)		せん断力 (kN/m)		
	Mx	My	Qx	Qy	$\sqrt{Q_x^2+Q_y^2}$
最大地盤反力 ① S s - D 1 (H-, V-)	12678	12728	0	2633	2633



曲げモーメント M_x (kN・m/m)

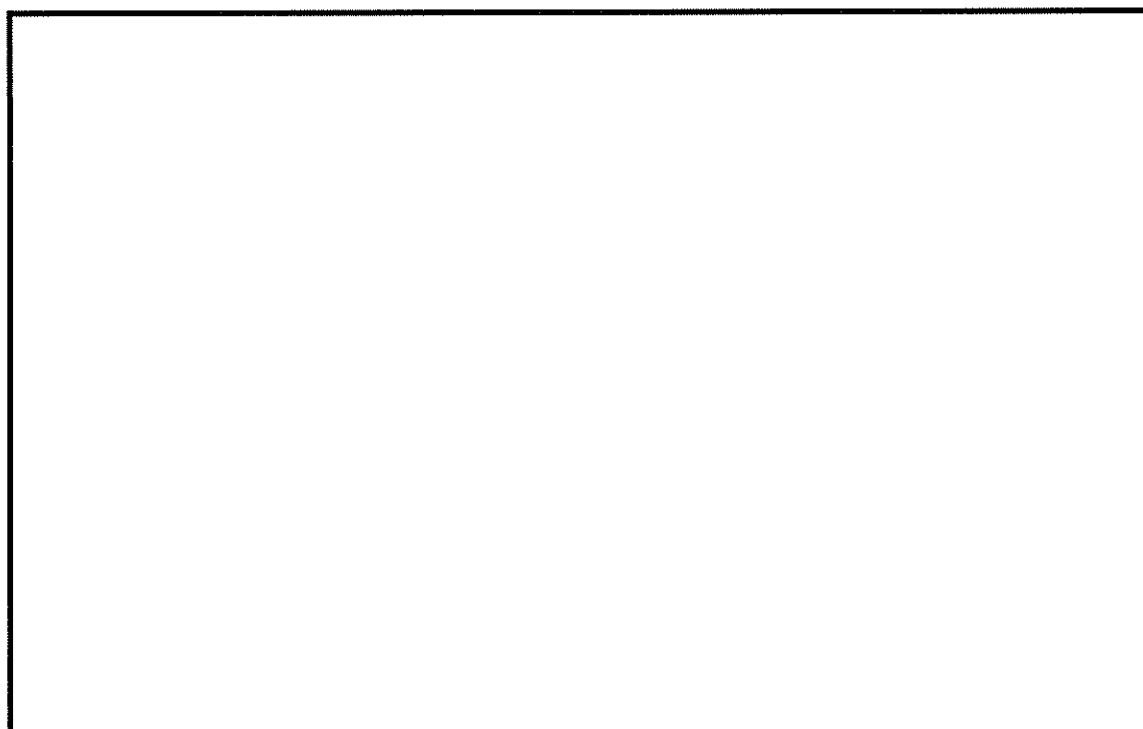


曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 8.4-26 (1) 東西方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布
(S_s-D1 [H-, V-], $t=22.63s$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

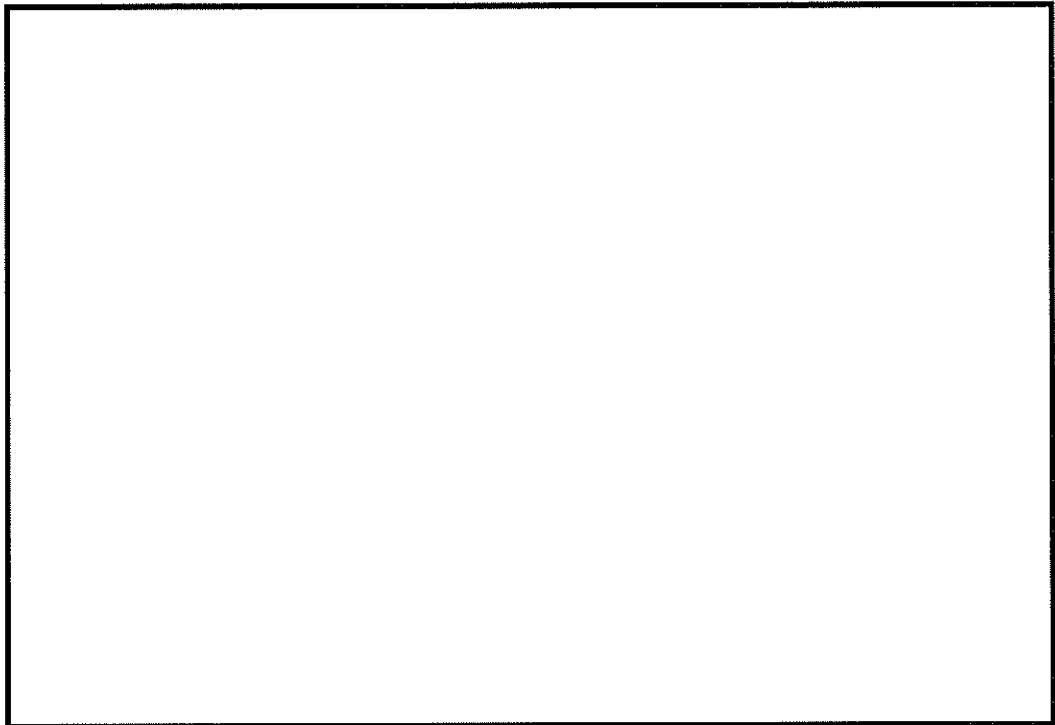


せん断力 Q_x (kN/m)

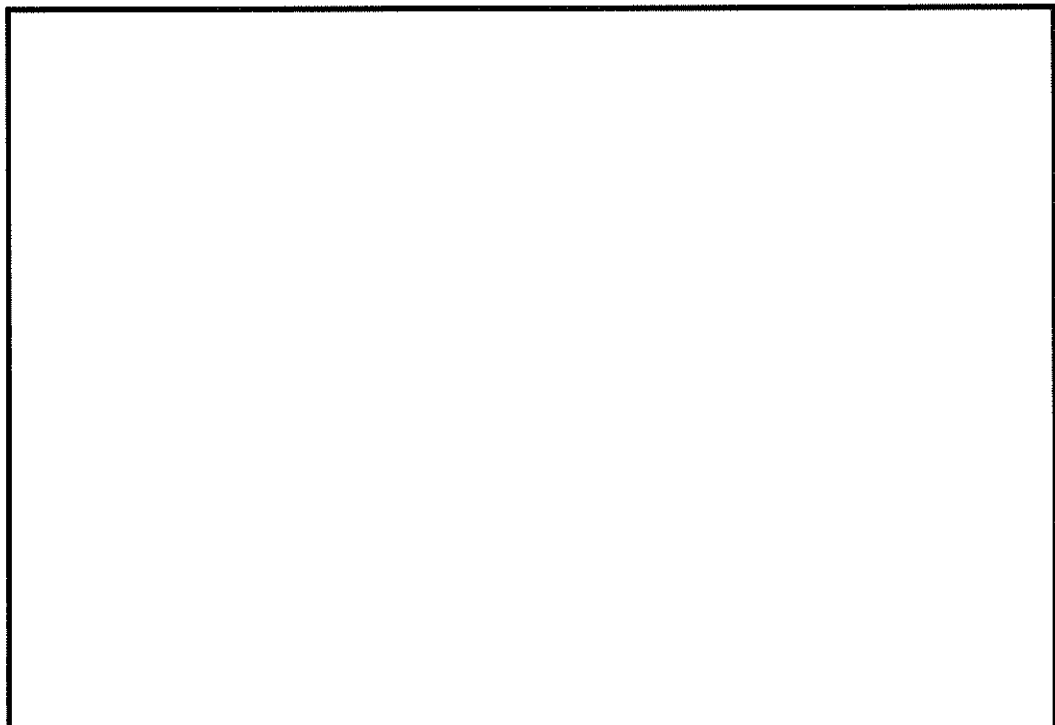


せん断力 Q_y (kN/m)

図 8.4-26 (2) 東西方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布
 (S_s-D1 [H-, V-], $t=22.63s$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

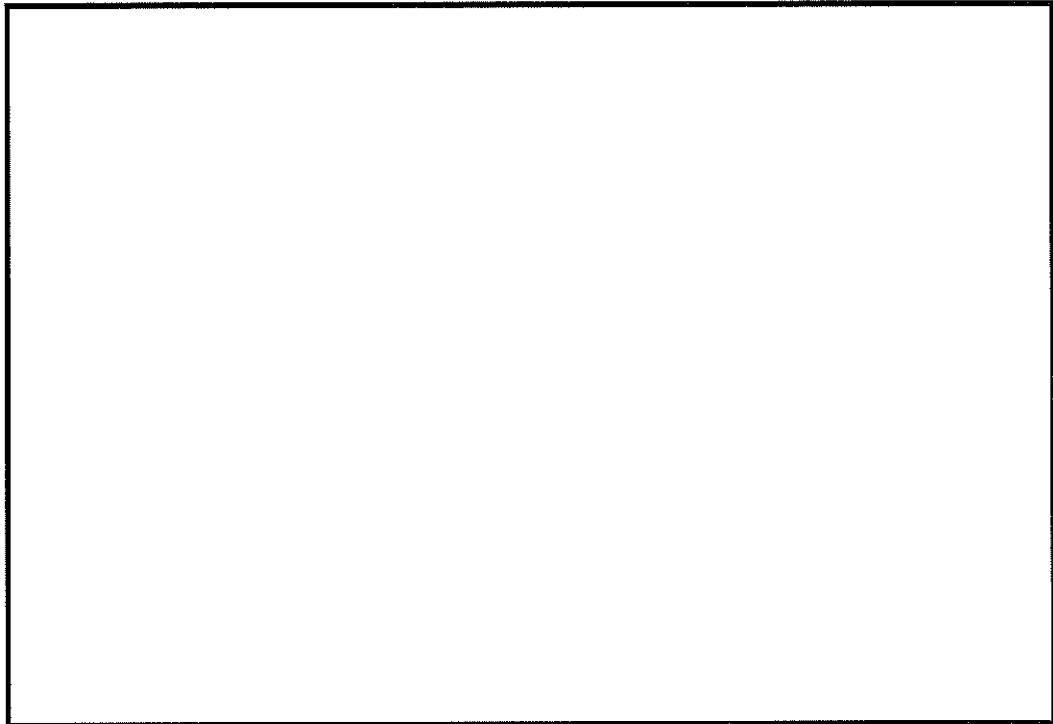


曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)

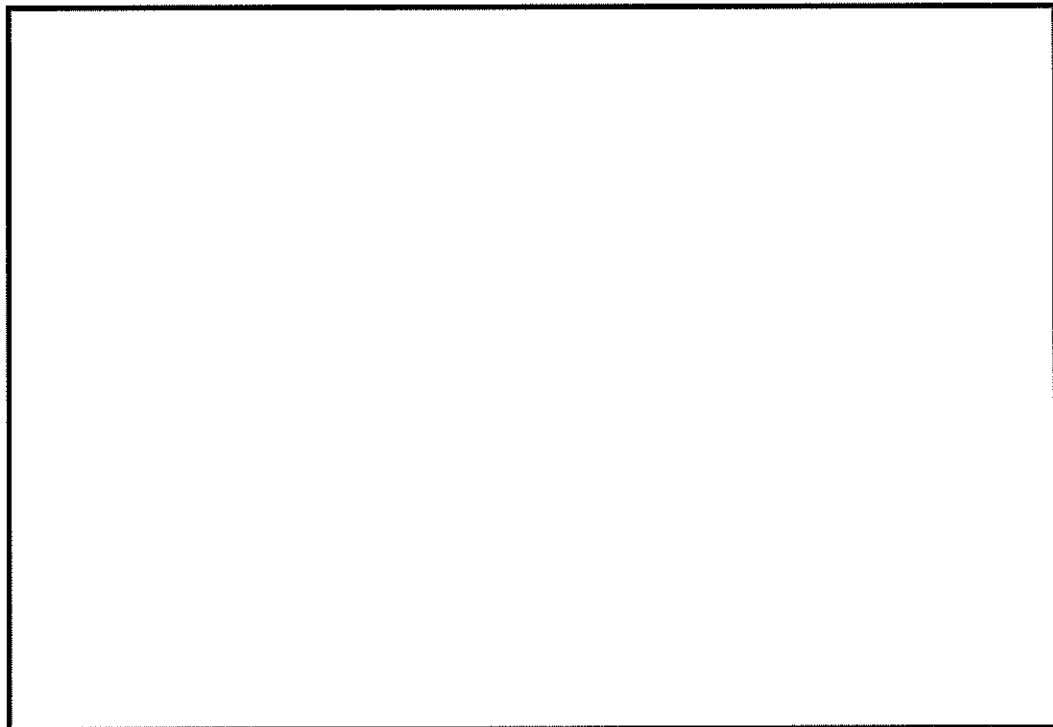


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)

図 8.4-27 (1) 南北方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布
(S_s-D1 [H-, V-], $t=22.63\text{s}$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



せん断力 Q_x (kN/m)



せん断力 Q_y (kN/m)

図 8.4-27 (2) 南北方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布
(S_s-D1 [H-, V-], $t=22.63s$)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(3) 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 8.4-42 及び表 8.4-43 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 8.4-44 及び表 8.4-45 にそれぞれ示す。図 8.4-28 に概略配筋図を、表 8.4-46 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、底版の曲げ軸力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 8.4-42 東西方向のコンクリートの曲げ軸力照査結果

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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
底版	中央	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12817	—	8.84	21.0	0.42
		1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12678	—	8.75	21.0	0.42

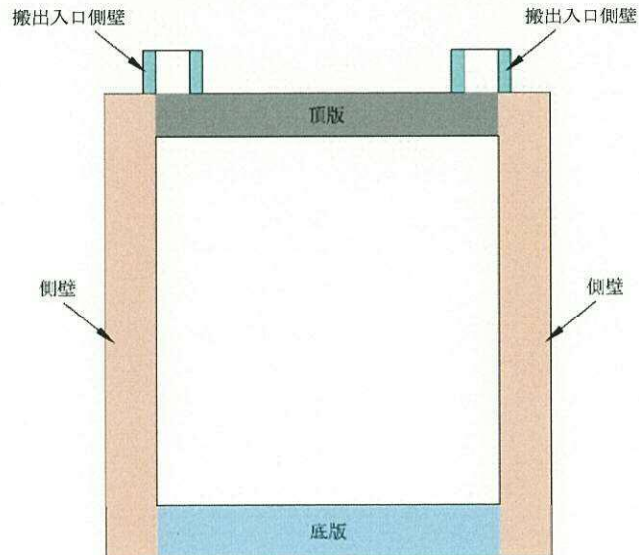


表 8.4-43 南北方向のコンクリートの曲げ軸力照査結果

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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
底版	中央	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12728	—	8.78	21.0	0.42
		1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12766	—	8.81	21.0	0.42

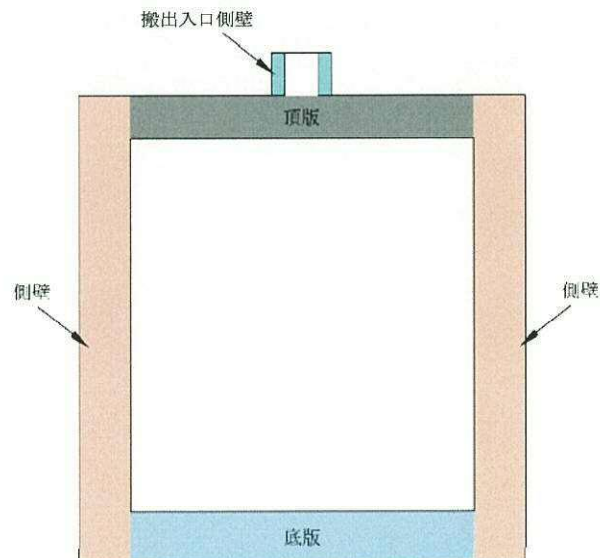


表 8.4-44 東西方向の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
底版	中央	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12817	—	318	435	0.74
		1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12678	—	314	435	0.73

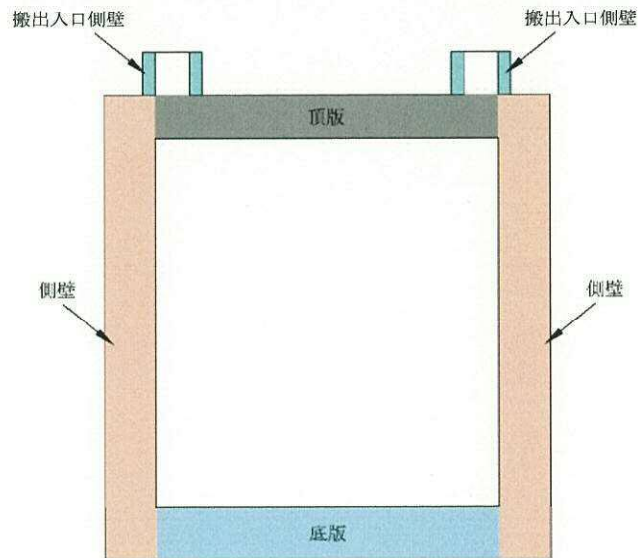
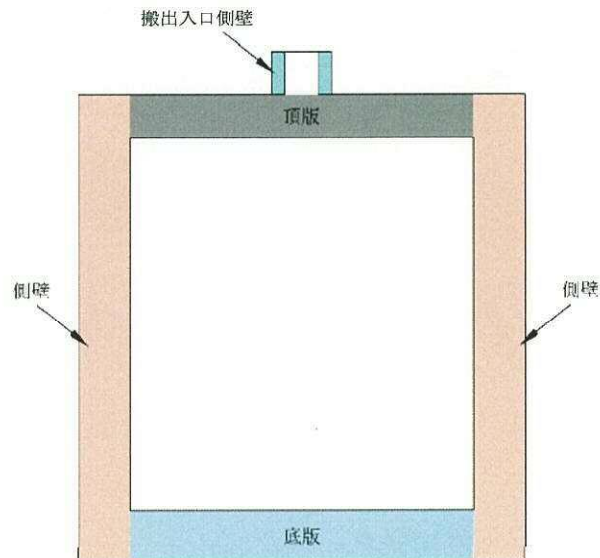


表 8.4-45 南北方向の鉄筋の曲げ軸力照査結果

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}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
底版	中央	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12728	—	315	435	0.73
		1000	3000	2740	D51@200+D41@200	12766	—	316	435	0.73



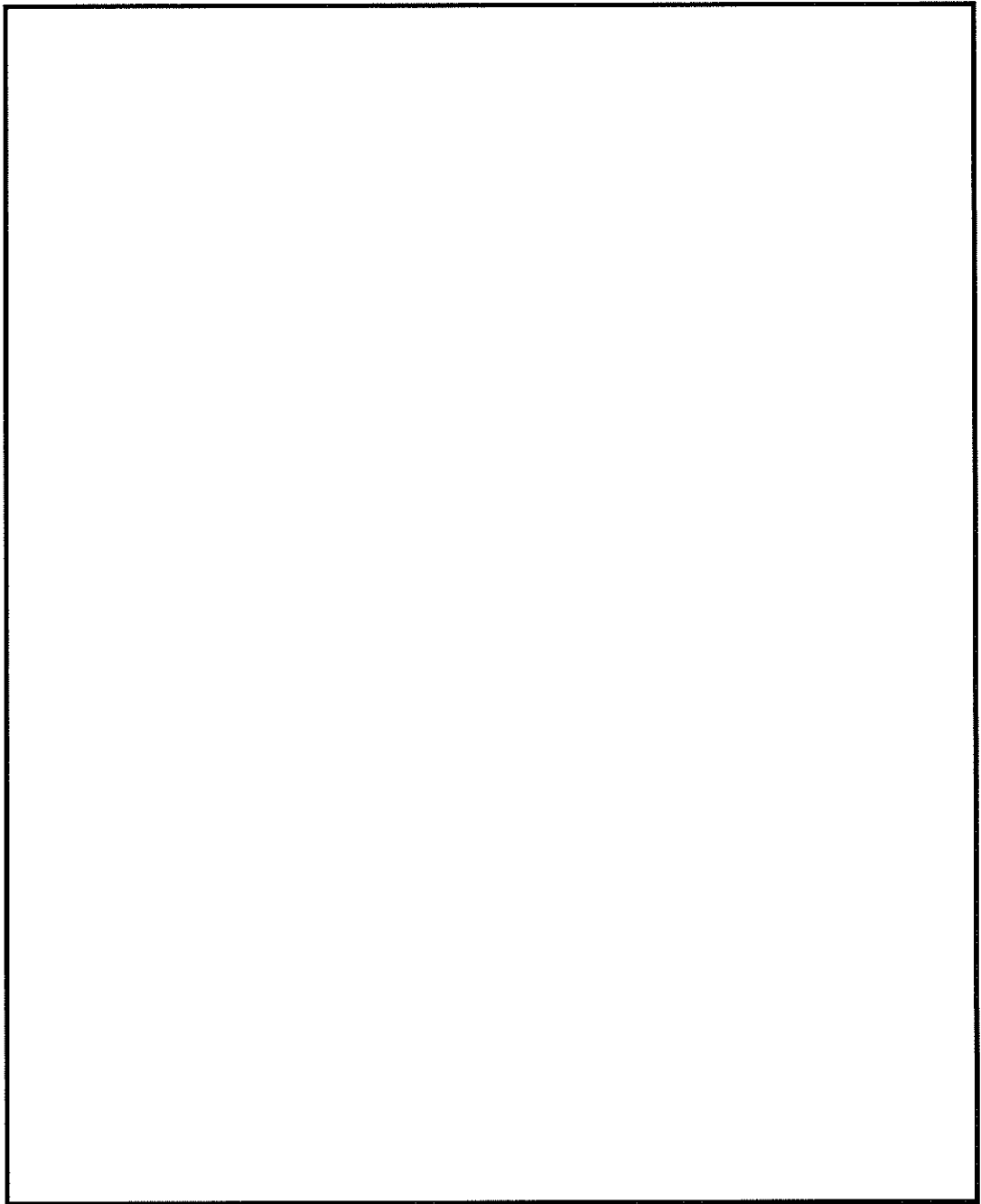


図 8.4-28 (1) 底版の概略配筋図 (東西断面方向)

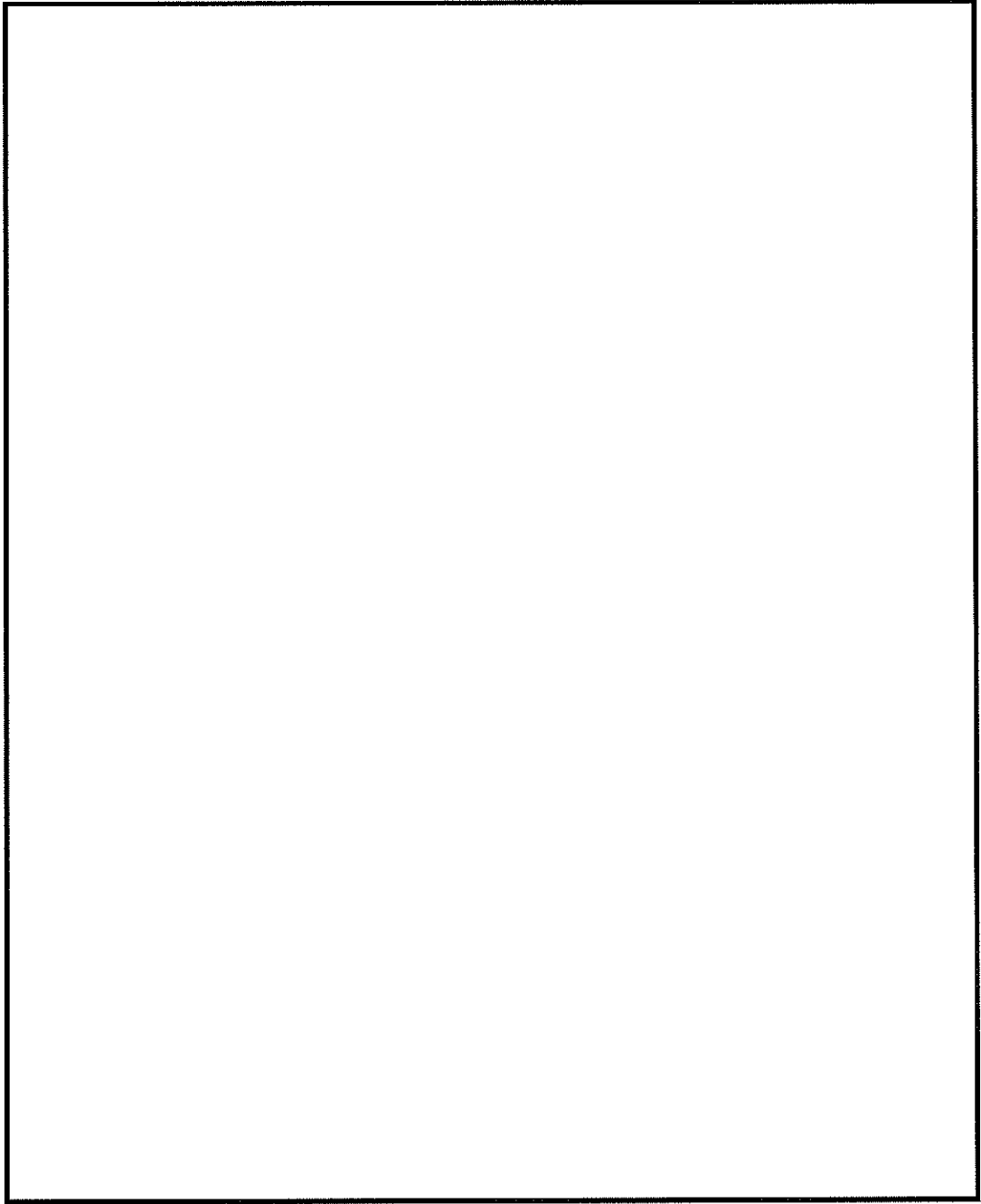


図 8.4-28 (2) 底版の概略配筋図 (南北断面方向)

表 8.4-46 (1) 断面諸元一覧表 (東西断面方向)

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋					
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)	
底版	中央	M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	51	1	200	168.350
							SD490	41	1	200	

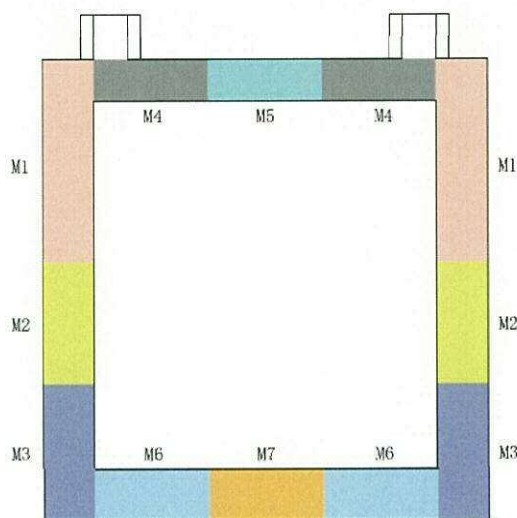
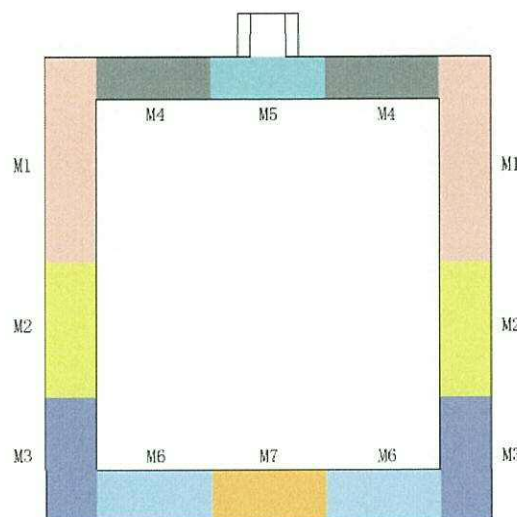


表 8.4-46 (2) 断面諸元一覧表 (南北断面方向)

部位	材料No.	断面性状				主鉄筋					
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)	
底版	中央	M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	51	1	200	168.350
							SD490	41	1	200	



(4) 構造部材のせん断力に対する評価結果

表 8.4-47 及び表 8.4-48 に頂版のせん断力に対する照査結果を示す。図 8.4-29 に概略配筋図を、表 8.4-49 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、頂版の発生せん断応力、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。

表 8.4-47 底版のせん断力照査結果（東西方向）

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	τ_{a1} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに 対する 照査値
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)							
底版	1000	3000	2740	D25@400×200	2770	—	0.825	—	5419	0.52

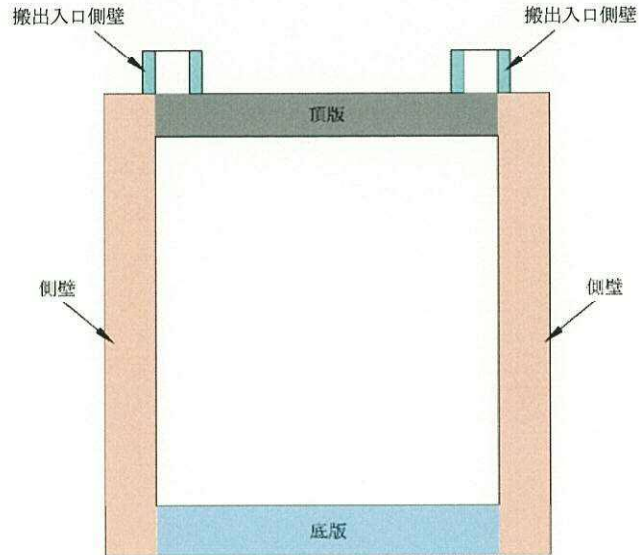
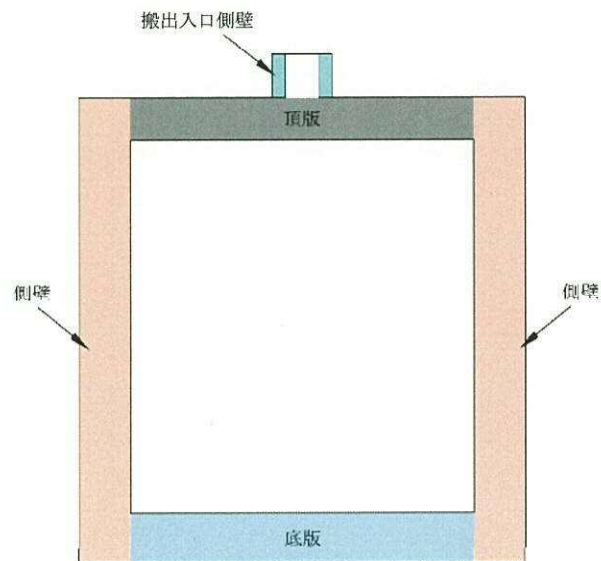


表 8.4-48 底版のせん断力照査結果（南北方向）

評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	τ_{a1} に 対する 照査値	短期許容 せん断力 Va (kN/m)	Vaに 対する 照査値
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)							
底版	1000	3000	2740	D25@200×400	2633	—	0.825	—	5419	0.49



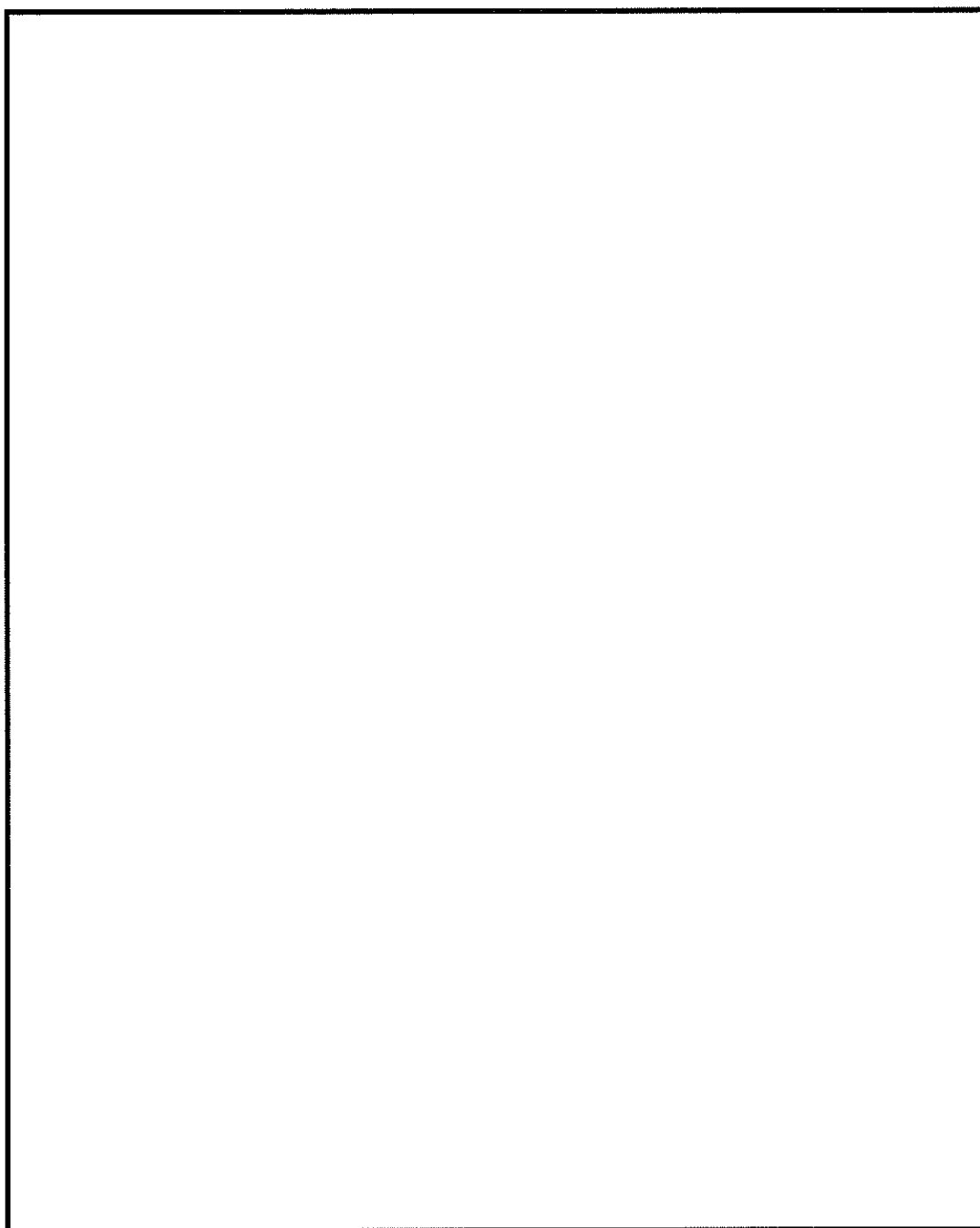


図 8.4-29 (1) 底版の概略配筋図 (東西断面方向)

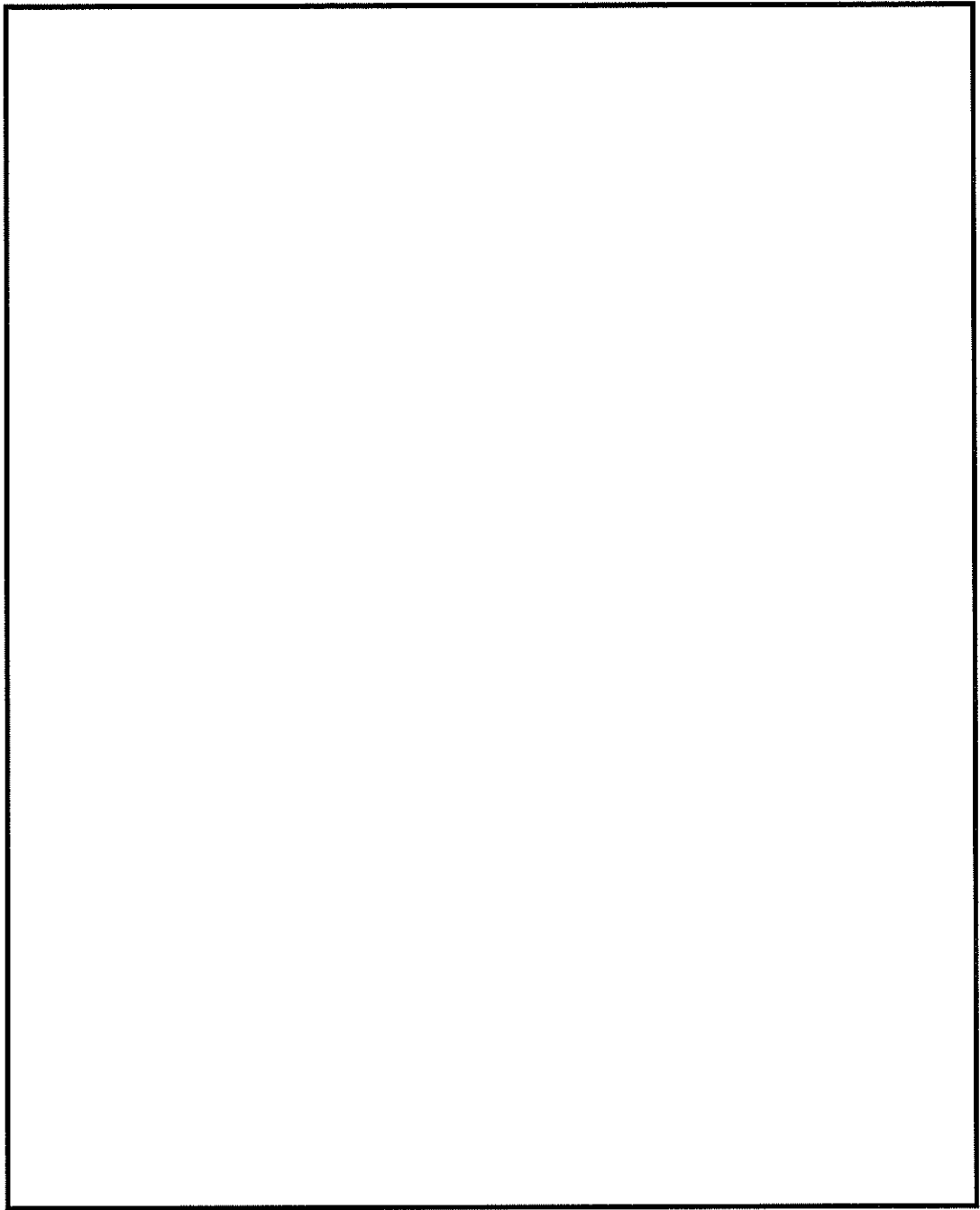


図 8.4-29 (2) 底版の概略配筋図 (南北断面方向)

表 8.4-49 (1) 断面諸元一覧表 (東西断面方向)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
底版	M6, M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD345	25	400	200	12.668

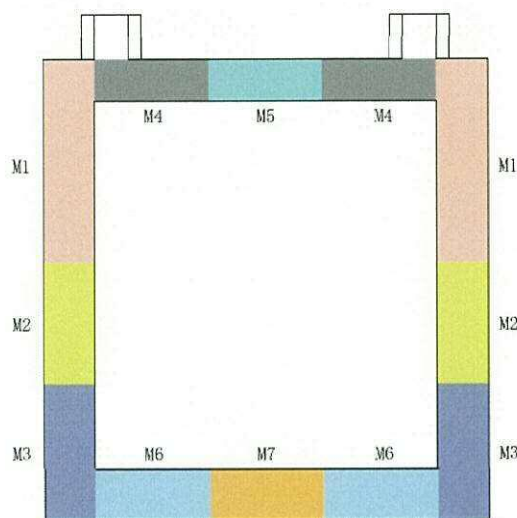
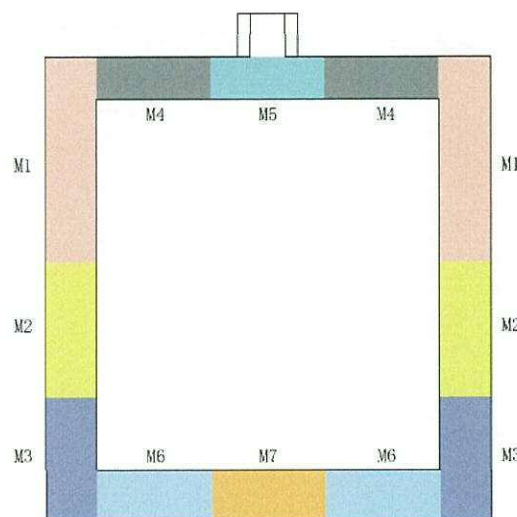


表 8.4-49 (2) 断面諸元一覧表 (南北断面方向)

部位	材料No.	断面性状				せん断補強鉄筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効 高さ d (m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
底版	M6, M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD345	25	200	400	25.335



8.4.6 隅角部の拘束効果に対する評価結果

(1) 設計荷重の設定

版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価は「8.4.2 側壁鉛直断面に対する評価結果」において、鉛直方向の照査が最も厳しいケースにおいて実施することとし、東西方向断面、南北方向断面ともに、④S₀-D1 (H+, V+) をそれぞれ選定した。

側壁の検討では、選定した検討ケースにおける最大地盤反力(側壁側面地盤反力の合計値)を用いることとし、最大地盤反力以外に静水圧を作用させ、静的フレーム解析を実施した。なお、解析モデルは両端固定の梁とし、円筒形立坑の三次元効果をリングばねとしてモデル化した。

頂版のシェル解析は、選定した検討ケースにおける最大地盤反力(頂版上面地盤反力の合計値)とその時刻で発生した頂版の加速度、及び頂版の最大加速度とその時刻で生じた地盤反力の2つの荷重ケースについて実施した。検討に当たって、最大加速度を重力加速度で除することにより震度に換算し、震度に頂版自重を乗じることによって慣性力を算出した。頂版のシェル解析では、最大地盤反力、慣性力以外に静水圧を作用させた。

底版のシェル解析は、選定した検討ケースにおける最大地盤反力(底版下面地盤反力の合計値)を用いることとし、最大地盤反力以外に静水圧を作用させた。

隅角部の照査に用いる荷重値を表 8.4-50 に示す。

表 8.4-50 (1) 隅各部の照査に用いる荷重値 (東西方向)

評価位置	検討ケース	地盤反力 (kN/m)	鉛直加速度 ^{※1} (m/s ²)
側壁	最大地盤反力	9879	—
搬出入口側壁	最大地盤反力	2	—
頂版	最大地盤反力	877	3.3
	最大加速度	104	-3.9
底版	最大地盤反力	8342	—

※1 上向き：+

表 8.4-50 (2) 隅各部の照査に用いる荷重値 (南北方向)

評価位置	検討ケース	地盤反力 (kN/m)	鉛直加速度 ^{※1} (m/s ²)
側壁	最大地盤反力	9541	—
搬出入口側壁	最大地盤反力	2	—
頂版	最大地盤反力	882	3.3
	最大加速度	111	-3.8
底版	最大地盤反力	8305	—

※1 上向き：+

(2) 地震時断面力図

a. 側壁

代替淡水貯槽搬出入口及び側壁の地震時地盤反力による断面力（曲げモーメント，せん断力）の値を表 8.4-51 に示す。解析モデルにおける断面力の方向を図 8.4-30 に，はり要素の方向を図 8.4-31 に，断面力図を図 8.4-32 及び図 8.4-33 に示す。

表 8.4-51 (1) 側壁の地震時断面力（東西方向断面）

検討ケース	評価位置	材端部曲げモーメント (kN・m)	
		上端	下端
④ S s - D 1 (H+, V+)	搬出入口※1	—	-7
	側壁※2	-4658	-7079

※1 材端部曲げモーメントは，頂版上端位置。

※2 材端部曲げモーメントは，頂版下端及び底版上端位置。

表 8.4-51 (2) 側壁の地震時断面力（南北方向断面）

検討ケース	評価位置	材端部曲げモーメント (kN・m)	
		上端	下端
④ S s - D 1 (H+, V+)	搬出入口※1	—	-7
	側壁※2	-4415	-6457

※1 材端部曲げモーメントは，頂版上端位置。

※2 材端部曲げモーメントは，頂版下端及び底版上端位置。

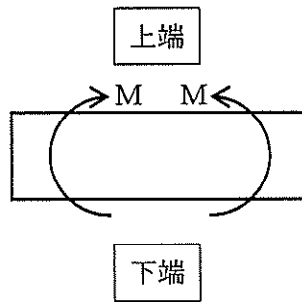


図 8.4-30 断面力の方向

記号の説明

曲げモーメント : M

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

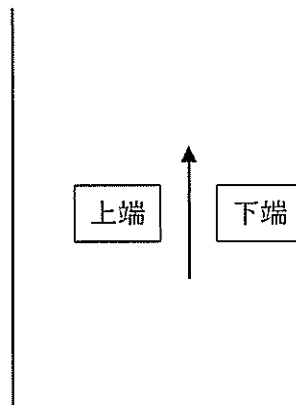
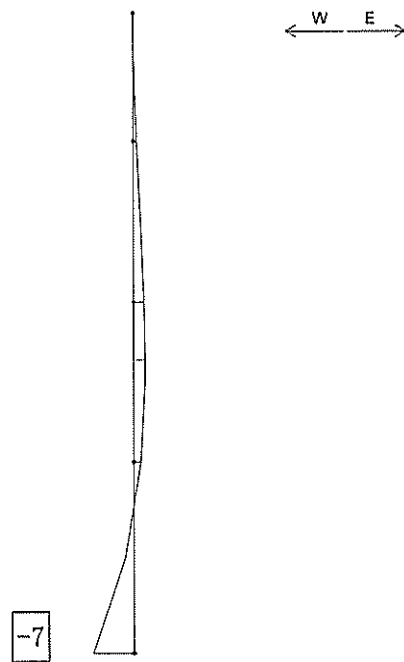


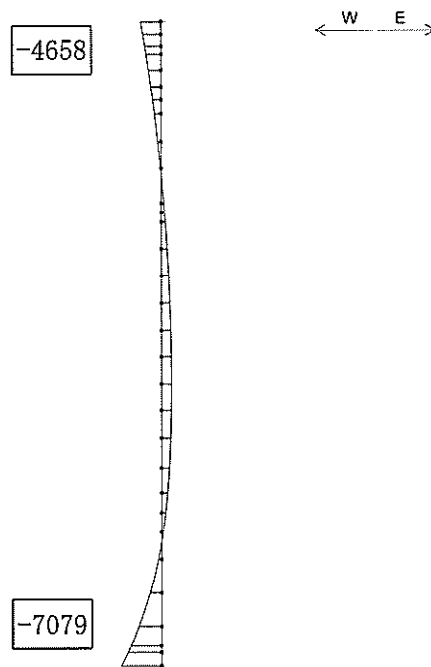
図 8.4-31 はり要素の方向 (代替淡水貯槽)



曲げモーメント (kN·m)

図 8.4-32 (1) 東西方向断面の搬出入口における最大地盤反力による地震時断面力
($S_s - D1 (H+, V+)$)

(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)



曲げモーメント (kN·m)

図 8.4-32 (2) 東西方向断面の側壁における最大地盤反力による地震時断面力
($S_s - D1 (H+, V+)$)

(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)

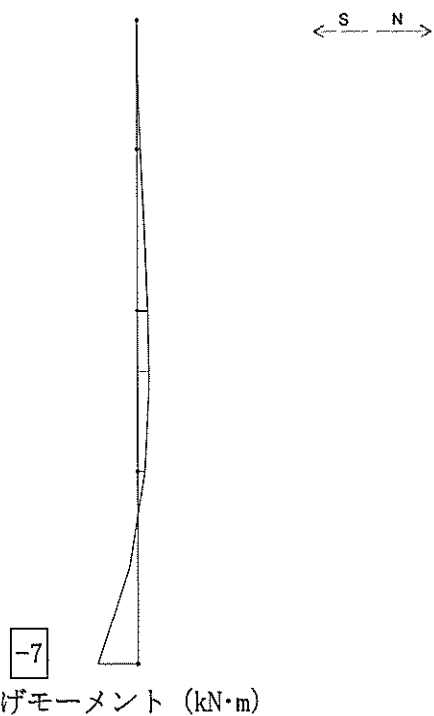


図 8.4-33 (1) 南北方向断面の搬出入口における最大地盤反力による地震時断面力
 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

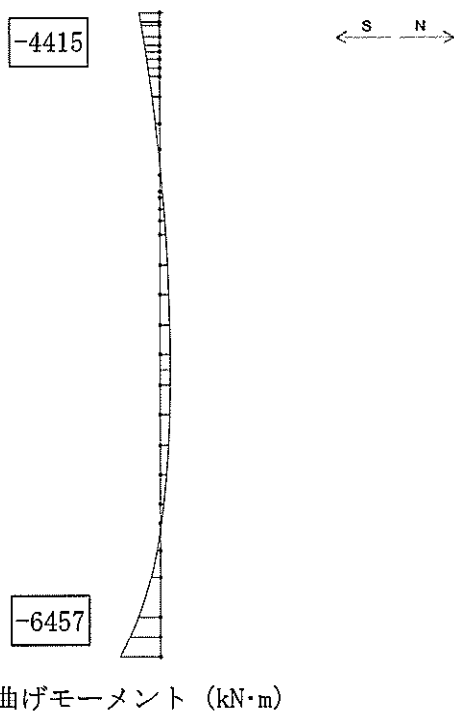


図 8.4-33 (2) 南北方向断面の側壁における最大地盤反力による地震時断面力
 ($S_s - D1 (H+, V+)$)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

b. 版部材

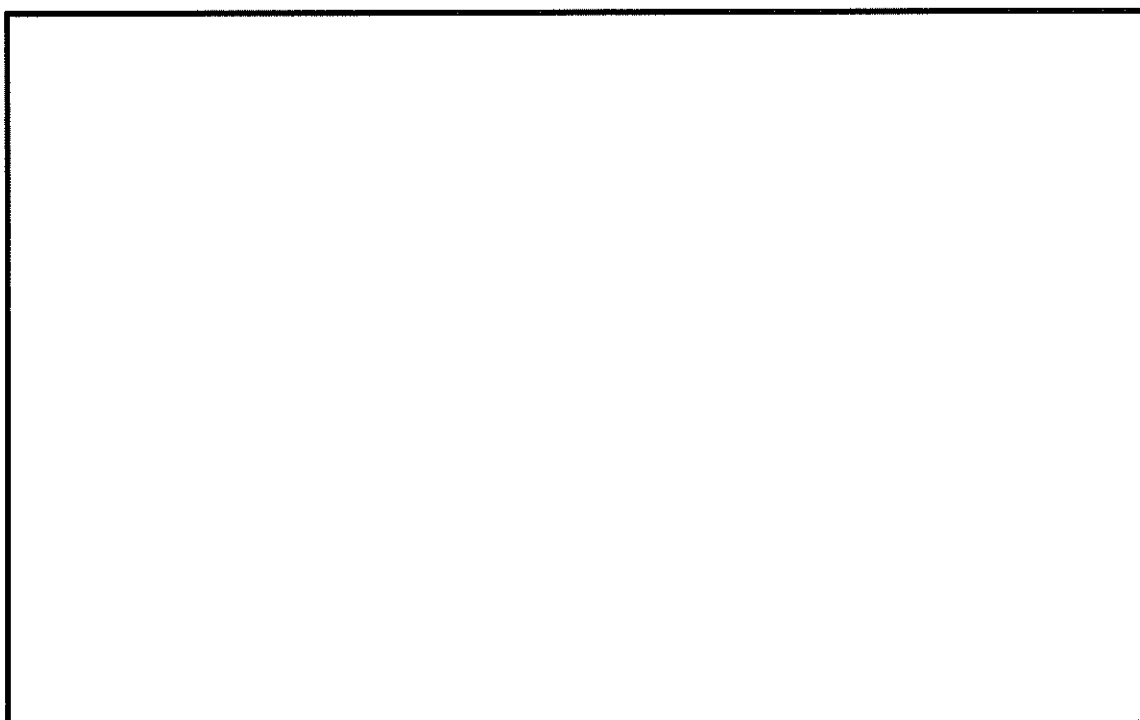
代替淡水貯槽において境界条件を固定支持とした頂版及び底版（シェル要素）の断面力を表 8.4-52 に、断面力分布図を図 8.4-34 及び図 8.4-35 に示す。

表 8.4-52 (1) 版部材の地震時断面力（東西方向断面）

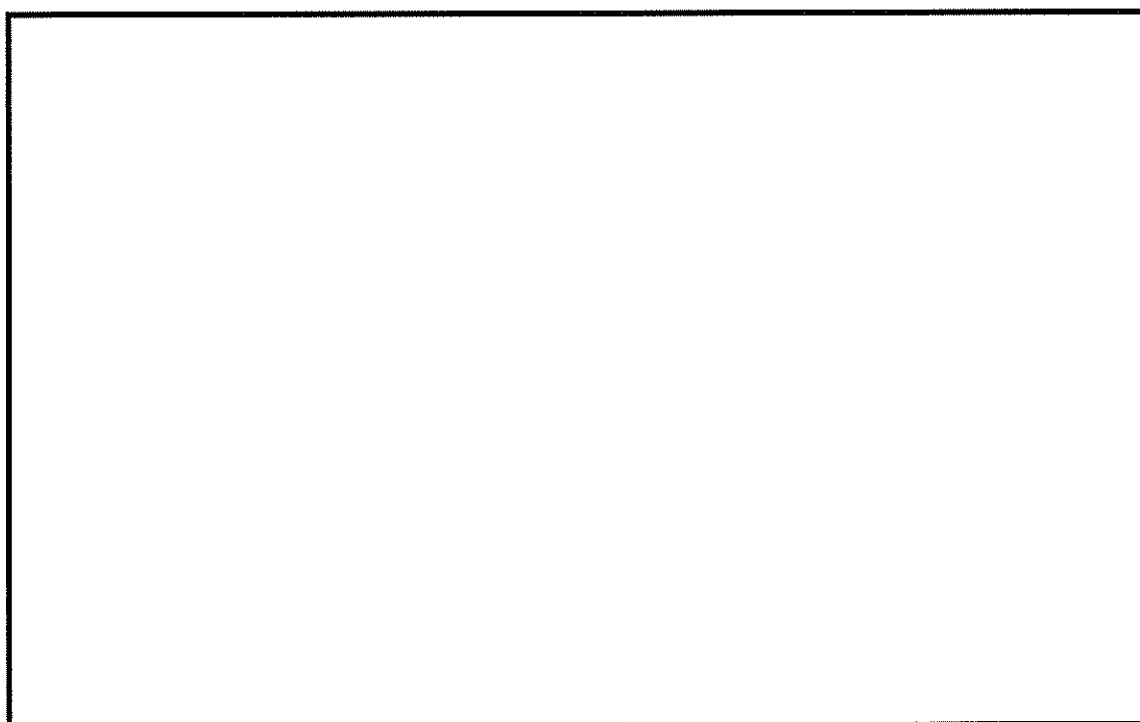
評価位置	検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	
		Mx	My
頂版	最大地盤反力 ④ S s - D 1 (H+, V+)	1211	1346
	最大加速度 ④ S s - D 1 (H+, V+)	1227	1363
底版	最大地盤反力 ④ S s - D 1 (H+, V+)	-6462	-6965

表 8.4-52 (2) 版部材の地震時断面力（南北方向断面）

評価位置	検討ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	
		Mx	My
頂版	最大地盤反力 ④ S s - D 1 (H+, V+)	1211	1337
	最大加速度 ④ S s - D 1 (H+, V+)	1219	1354
底版	最大地盤反力 ④ S s - D 1 (H+, V+)	-6559	-7075



曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

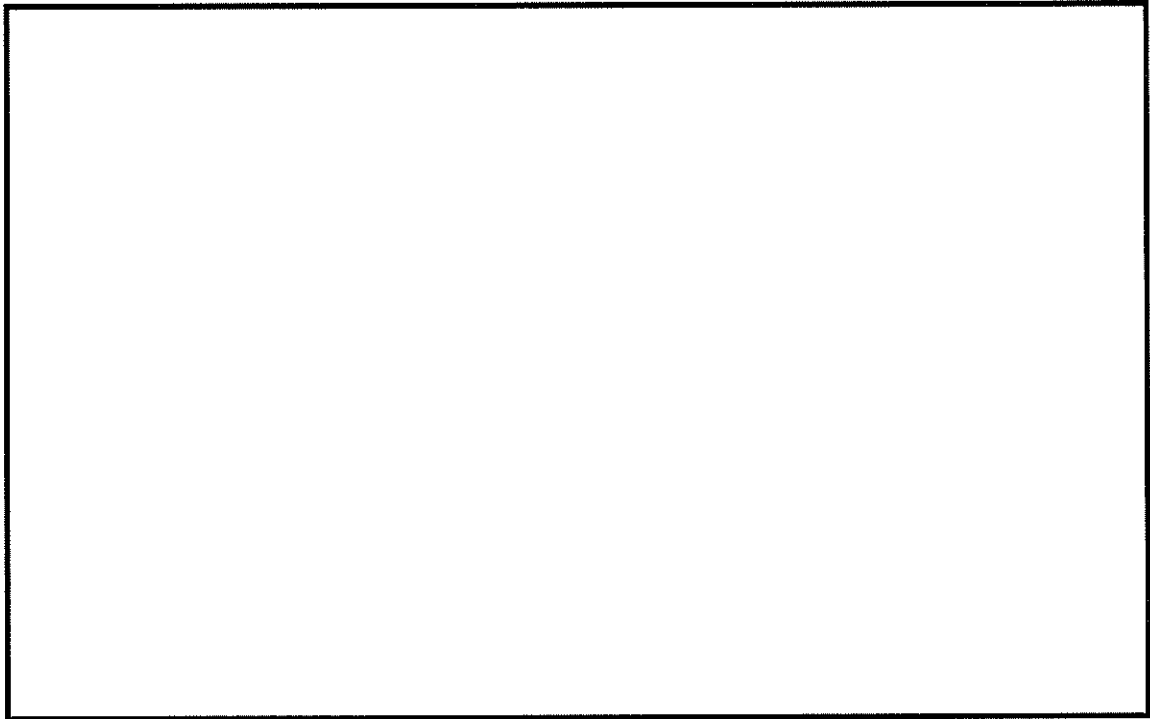


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

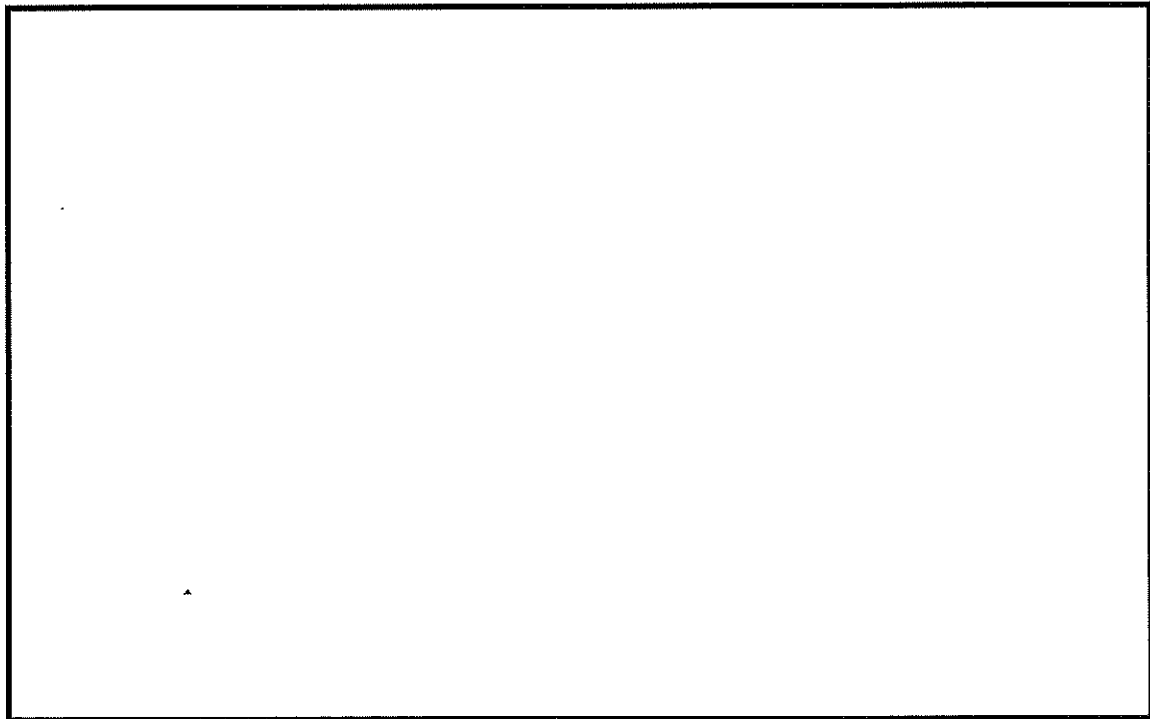
図 8.4-34 (1) 東西方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布

($S_s - D1$ (H+, V+), $t=45.95\text{s}$)

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



曲げモーメント M_x ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

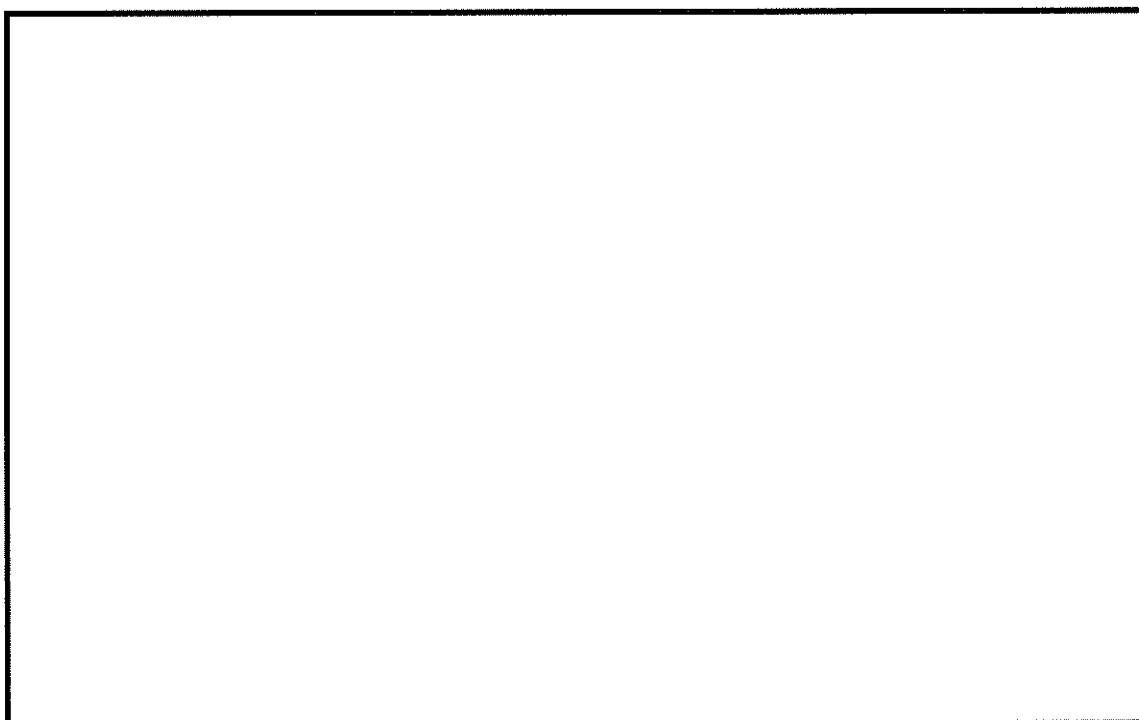


曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

図 8.4-34 (2) 東西方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布

($S_s - D1$ (H+, V+), $t=44.31\text{s}$)

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



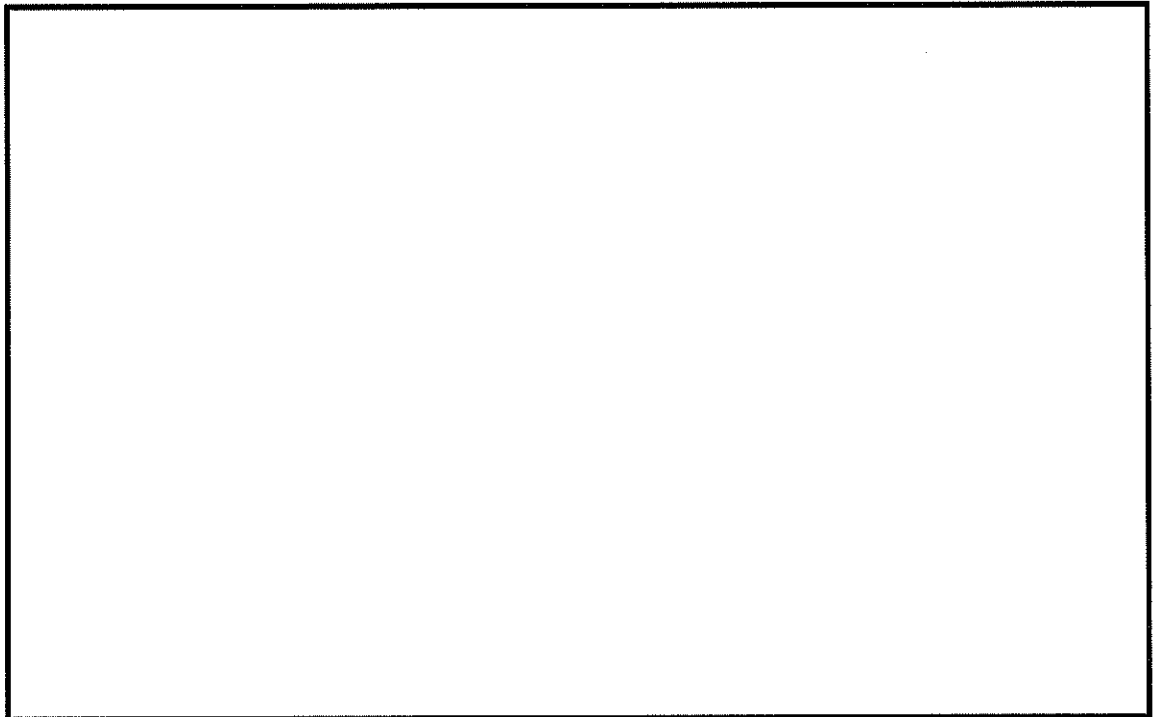
曲げモーメント M_x (kN・m/m)



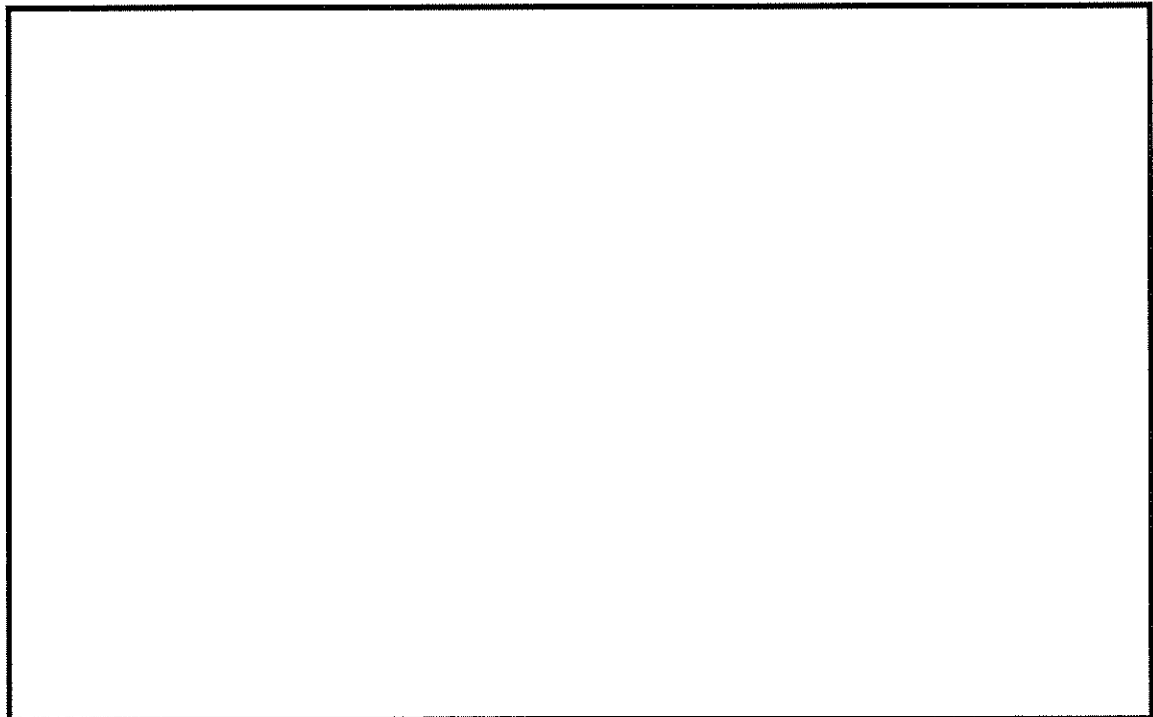
曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 8.4-34 (3) 東西方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布
($S_s - D1$ (H+, V+), $t=41.23s$)

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



曲げモーメント M_x (kN・m/m)

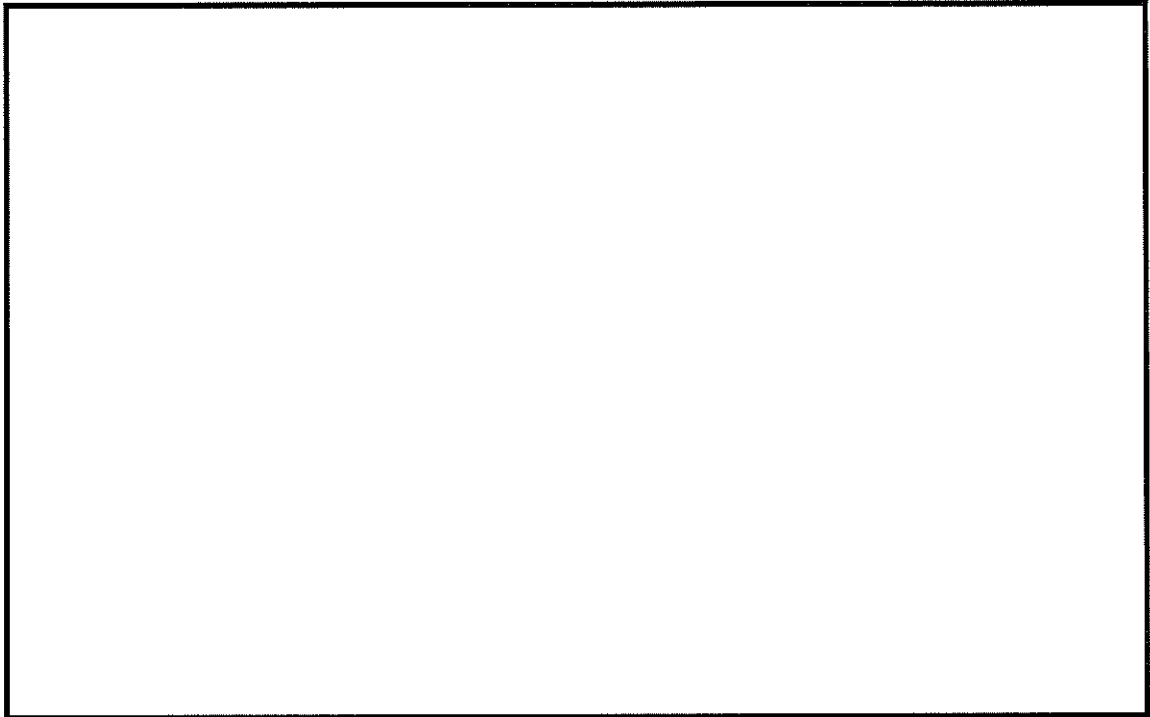


曲げモーメント M_y (kN・m/m)

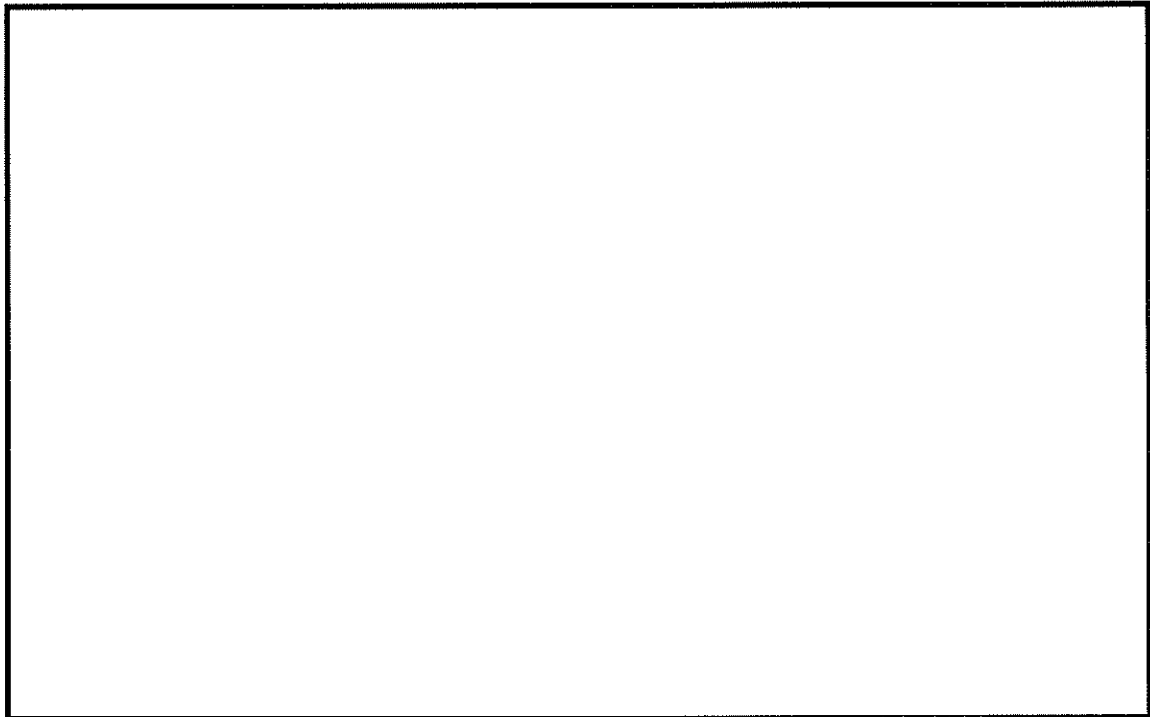
図 8.4-35 (1) 南北方向断面の最大地盤反力と同時刻鉛直加速度による頂版断面力分布

(S s - D 1 (H+, V+), t=45.95s)

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



曲げモーメント M_x (kN・m/m)

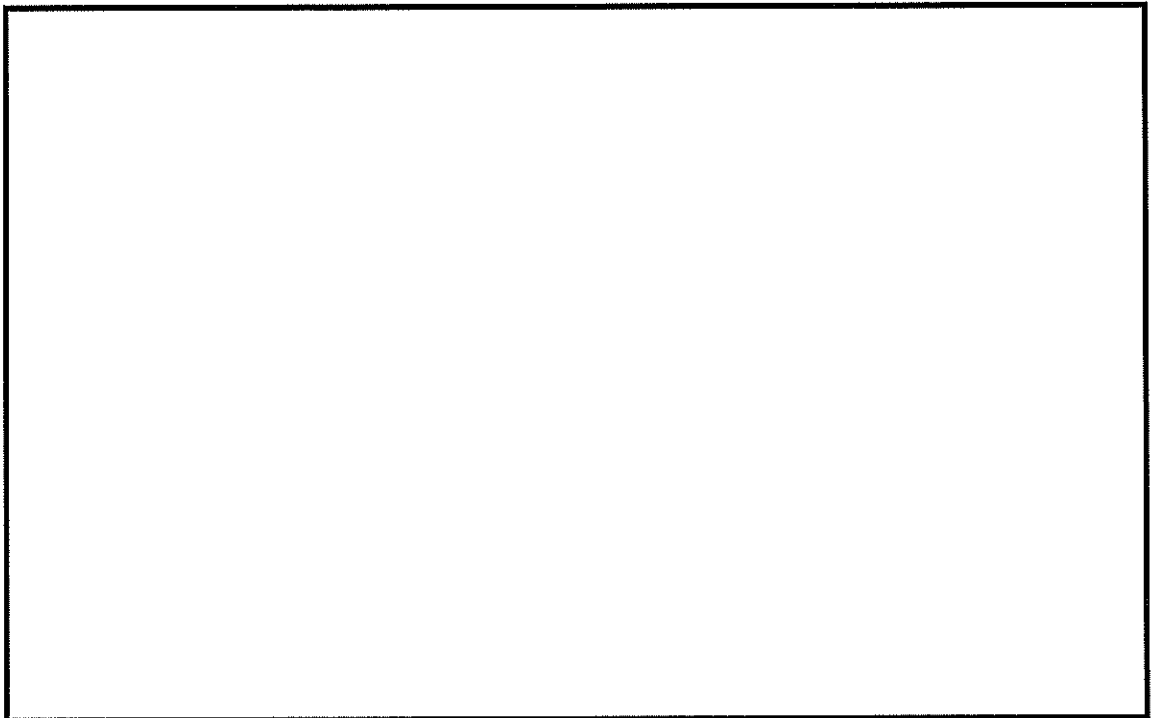


曲げモーメント M_y (kN・m/m)

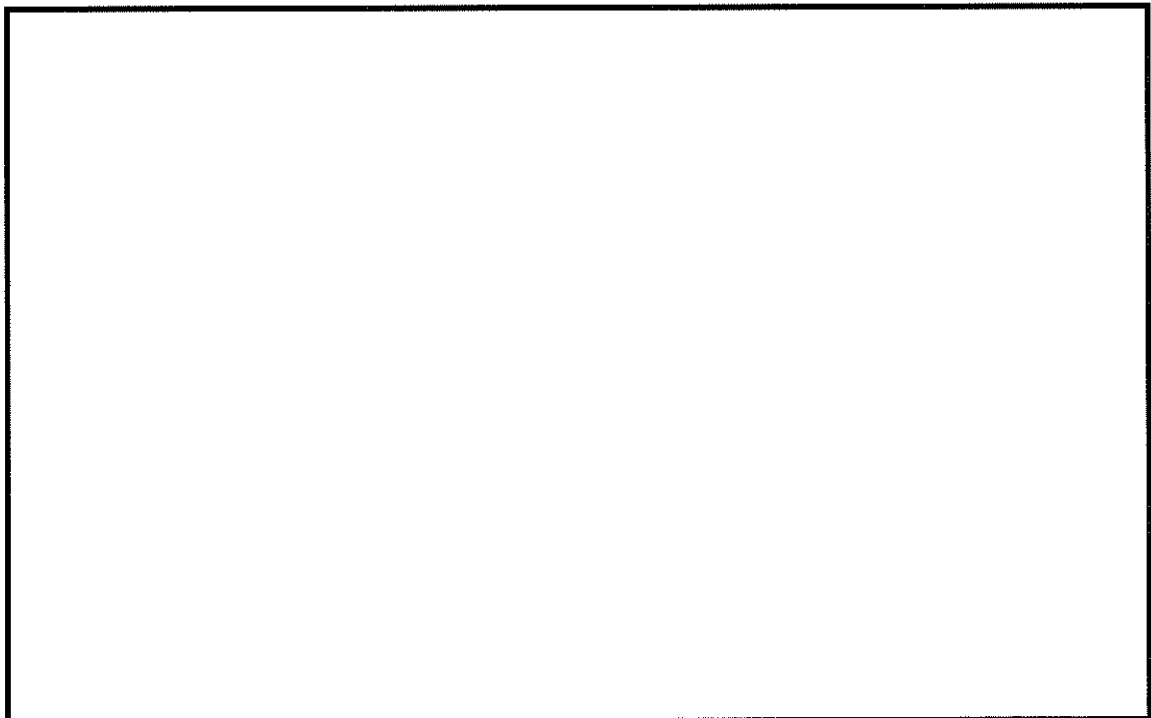
図 8.4-35 (2) 南北方向断面の最大鉛直加速度と同時刻地盤反力による頂版断面力分布

($S_s - D1$ (H+, V+), $t=44.31s$)

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



曲げモーメント M_x (kN・m/m)



曲げモーメント M_y (kN・m/m)

図 8.4-35 (3) 南北方向断面の最大地盤反力による底版断面力分布
($S_s - D1$ (H+, V+), $t=45.95s$)

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

(3) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

側壁、頂・底版端部について、各解析により得られたモーメントの足し合わせを行った。側壁上端部に対しては、版部材が側壁を固定することによる隅角部の検討で算出した曲げモーメントに、頂版のシェル解析（固定支持）で算出した曲げモーメントを足し合わせた。側壁下端部に対しては、版部材が側壁を固定することによる隅角部の検討で算出した曲げモーメントに、底版のシェル解析（固定支持）で算出した曲げモーメントを足し合わせた。頂・底版の端部に対しては、シェル解析（固定支持）で算出した曲げモーメントに、側壁を固定することによる隅角部の検討で算出した曲げモーメント（頂版については搬出入口側壁と側壁の曲げモーメントの最大値）を足し合わせた。頂版のシェル解析結果は、2つの荷重ケースの最大の断面力を用いた。鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 8.4-53 及び表 8.4-54 に示す。さらに、版部材が側壁を固定することによる隅角部の発生応力に有効応力解析で算出した応力度を足し合わせた結果を表 8.4-55 及び表 8.4-56 に示す。図 8.4-36 に概略配筋図を、表 8.4-57 に断面計算に用いた断面諸元の一覧を示す。

以上より、版部材が側壁を固定することによる隅角部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 8.4-53 (1) 側壁のコンクリートの曲げ軸力照査結果 (東西方向断面)

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}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口下端	拘束効果による曲げ	1000	750	630	D22@300	7	—	0.18	21.0	0.01
	側壁上端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1227	—	1.06	21.0	0.05
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4658	—	4.00	21.0	0.19
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5885	—	5.05	21.0	0.24
	側壁下端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6462	—	4.00	21.0	0.19
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7079	—	4.38	21.0	0.21
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13541	—	8.37	21.0	0.40

表 8.4-53 (2) 頂版及び底版のコンクリートの曲げ軸力照査結果 (東西方向断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	頂版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1227	—	1.42	21.0	0.07
		拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4658	—	5.39	21.0	0.26
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5885	—	6.81	21.0	0.33
	底版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6462	—	4.46	21.0	0.22
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7079	—	4.89	21.0	0.24
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13541	—	9.34	21.0	0.45

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

評価位置は下図に示す。

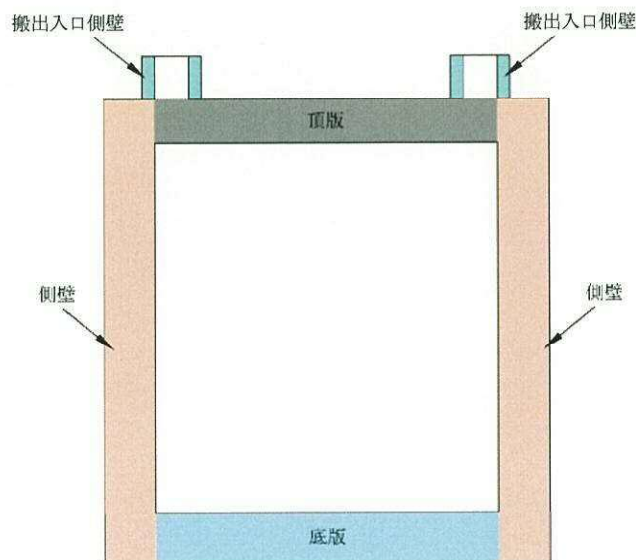


表 8.4-53 (3) 側壁の鉄筋の曲げ軸力照査結果 (東西方向断面)

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}	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)				
④ S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口下端	拘束効果による曲げ	1000	750	630	D22@300	7	-	10	435	0.03	
		側壁上端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1227	-	48	435	0.11
			拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4658	-	181	435	0.42
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5885	-	229	435	0.53	
	側壁下端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6462	-	135	435	0.31	
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7079	-	147	435	0.34	
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13541	-	281	435	0.65	

表 8.4-53 (4) 頂版及び底版の鉄筋の曲げ軸力照査結果 (東西方向断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D 1 (H+, V+)	頂版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1227	-	58	435	0.14
		拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4658	-	220	435	0.51
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5885	-	278	435	0.64
	底版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6462	-	160	435	0.37
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7079	-	176	435	0.41
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13541	-	335	435	0.77

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

評価位置は下図に示す。

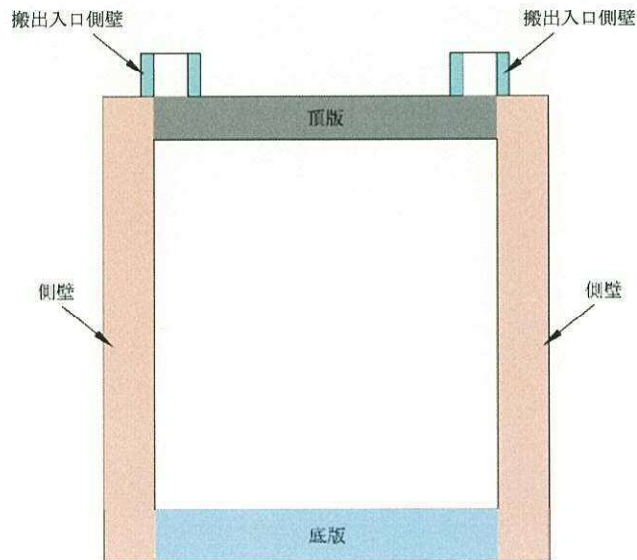


表 8.4-54 (1) 側壁のコンクリートの曲げ軸力照査結果 (南北方向断面)

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}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口下端	拘束効果による曲げ	1000	750	630	D22@300	7	—	0.18	21.0	0.01
	側壁上端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1354	—	1.16	21.0	0.06
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4415	—	3.79	21.0	0.18
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5769	—	4.95	21.0	0.24
	側壁下端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7075	—	4.38	21.0	0.21
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6457	—	4.63	21.0	0.22
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13532	—	8.36	21.0	0.40

表 8.4-54 (2) 頂版及び底版のコンクリートの曲げ軸力照査結果 (南北方向断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	頂版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1354	—	1.57	21.0	0.08
		拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4415	—	5.11	21.0	0.25
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5769	—	6.68	21.0	0.32
	底版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7075	—	4.88	21.0	0.24
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6457	—	4.46	21.0	0.22
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13532	—	9.34	21.0	0.45

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。

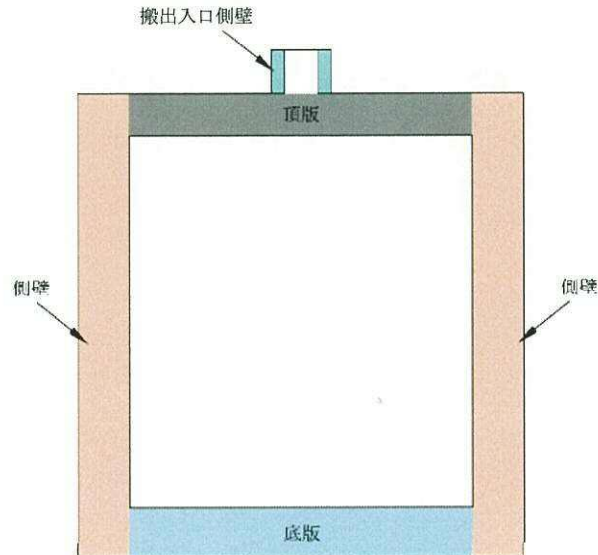


表 8.4-54 (3) 側壁の鉄筋の曲げ軸力照査結果 (南北方向断面)

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}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D 1 (H+, V+)	搬出入口下端	拘束効果による曲げ	1000	750	630	D22@300	7	—	10	435	0.03
	側壁上端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2725	2-D41@200	1354	—	53	435	0.13
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2725	2-D41@200	4415	—	172	435	0.40
		合計	1000	3000	2725	2-D41@200	5769	—	224	435	0.52
	側壁下端	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	7075	—	147	435	0.34
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	6457	—	156	435	0.36
		合計	1000	3000	2668	2-D51@200+D41@200	13532	—	281	435	0.65

表 8.4-54 (4) 頂版及び底版の鉄筋の曲げ軸力照査結果 (南北方向断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (水平鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D 1 (H+, V+)	頂版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	2500	2300	D51@200	1354	—	64	435	0.15
		拘束効果による曲げ	1000	2500	2300	D51@200	4415	—	208	435	0.48
		合計	1000	2500	2300	D51@200	5769	—	272	435	0.63
	底版端部	シェル解析 (固定支持)	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	7075	—	175	435	0.41
		拘束効果による曲げ	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	6457	—	160	435	0.37
		合計	1000	3000	2740	D51@200+D41@200	13532	—	335	435	0.77

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。

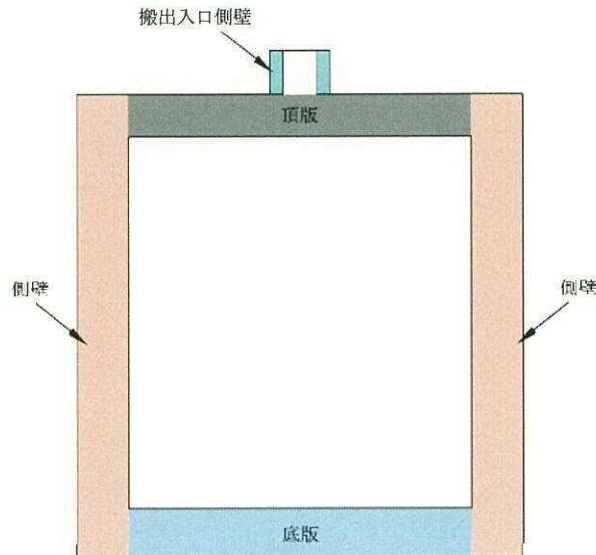


表 8.4-55 (1) 側壁のコンクリートの曲げ軸力照査結果 (東西方向断面)

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 R1 (mm)	内径 R2 (mm)	部材厚 t (mm)	部材幅 b (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口下端	有効応力解析	3500	2000	750	-	-	D22E300	2112	341	1.72	21.0	0.09
		拘束効果による曲げ	-	-	750	1000	630	D22E300	7	-	0.18	21.0	0.01
		合計	-	-	-	-	-	-	-	-	1.90	21.0	0.09
	側壁上端	有効応力解析	26000	20000	3000	-	-	2-D41E200	1194410	102422	1.62	21.0	0.08
		シェル解析+拘束効果による曲げ	-	-	3000	1000	2725	2-D41E200	5885	-	6.05	21.0	0.24
		合計	-	-	-	-	-	-	-	-	6.67	21.0	0.32
	側壁下端	有効応力解析	26000	20000	3000	-	-	2-D51E200+D41E200	245470	136987	2.65	21.0	0.13
		シェル解析+拘束効果による曲げ	-	-	3000	1000	2668	2-D51E200+D41E200	13541	-	8.37	21.0	0.40
		合計	-	-	-	-	-	-	-	-	11.02	21.0	0.53

表 8.4-55 (2) 側壁の鉄筋の曲げ軸力照査結果 (東西方向断面)

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 R1 (mm)	内径 R2 (mm)	部材厚 t (mm)	部材幅 b (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口下端	有効応力解析	3500	2000	750	-	-	D22E300	2078	327	94	435	0.22
		拘束効果による曲げ	-	-	750	1000	630	D22E300	7	-	10	435	0.03
		合計	-	-	-	-	-	-	-	-	104	435	0.24
	側壁上端	有効応力解析	26000	20000	3000	-	-	2-D41E200	1184250	101356	23	435	0.06
		シェル解析+拘束効果による曲げ	-	-	3000	1000	2725	2-D41E200	5885	-	229	435	0.53
		合計	-	-	-	-	-	-	-	-	252	435	0.58
	側壁下端	有効応力解析	26000	20000	3000	-	-	2-D51E200+D41E200	2445250	135425	46	435	0.11
		シェル解析+拘束効果による曲げ	-	-	3000	1000	2668	2-D51E200+D41E200	13541	-	281	435	0.65
		合計	-	-	-	-	-	-	-	-	327	435	0.76

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

評価位置は下図に示す。

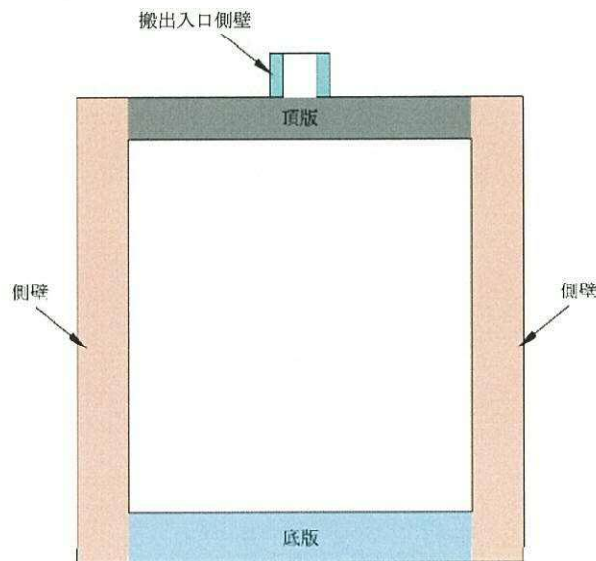


表 8.4-56 (1) 側壁のコンクリートの曲げ軸力照査結果 (南北方向断面)

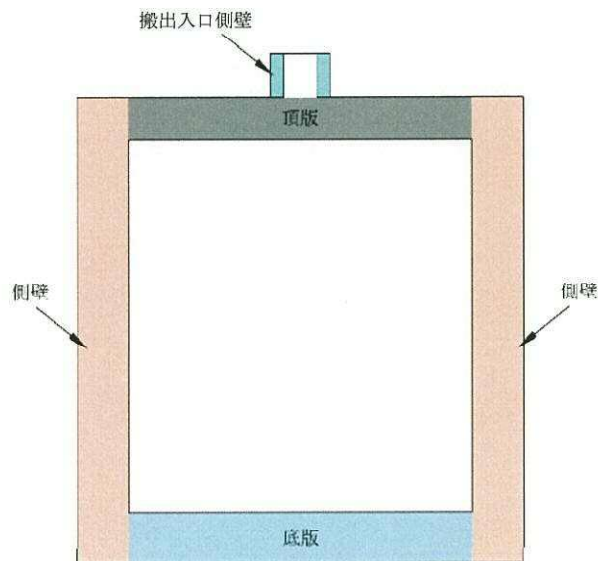
検討ケース	評価位置		断面性状					鉄筋仕様 (鉛直鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			外径 R1 (mm)	内径 R2 (mm)	部材厚 t (mm)	部材幅 b (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口下端	有効応力解析	3500	2000	750	—	—	D22@300	1562	343	1.24	21.0	0.06
		拘束効果による曲げ	—	—	750	1000	630	D22@300	7	—	0.18	21.0	0.01
		合計	—	—	—	—	—	—	—	—	1.42	21.0	0.07
	側壁上端	有効応力解析	26000	20000	3000	—	—	2-D41@200	1180900	102297	1.60	21.0	0.08
		シェル解析+拘束効果による曲げ	—	—	3000	1000	2725	2-D41@200	5769	—	4.95	21.0	0.24
		合計	—	—	—	—	—	—	—	—	6.55	21.0	0.32
	側壁下端	有効応力解析	26000	20000	3000	—	—	2-D51@200+D41@200	2466700	146958	2.67	21.0	0.13
		シェル解析+拘束効果による曲げ	—	—	3000	1000	2668	2-D51@200+D41@200	13532	—	8.36	21.0	0.40
		合計	—	—	—	—	—	—	—	—	11.03	21.0	0.53

表 8.4-56 (2) 頂版及び底版の鉄筋の曲げ軸力照査結果 (南北方向断面)

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 R1 (mm)	内径 R2 (mm)	部材厚 t (mm)	部材幅 b (mm)	有効高さ d (mm)		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)			
④ S _s -D1 (H+, V+)	搬出入口下端	有効応力解析	3500	2000	750	—	—	D22@300	1562	343	64	435	0.15
		拘束効果による曲げ	—	—	750	1000	630	D22@300	7	—	10	435	0.03
		合計	—	—	—	—	—	—	—	—	74	435	0.17
	側壁上端	有効応力解析	26000	20000	3000	—	—	2-D41@200	1173770	101196	22	435	0.05
		シェル解析+拘束効果による曲げ	—	—	3000	1000	2725	2-D41@200	5769	—	224	435	0.52
		合計	—	—	—	—	—	—	—	—	246	435	0.57
	側壁下端	有効応力解析	26000	20000	3000	—	—	2-D51@200+D41@200	2466700	146958	44	435	0.11
		シェル解析+拘束効果による曲げ	—	—	3000	1000	2668	2-D51@200+D41@200	13532	—	281	435	0.65
		合計	—	—	—	—	—	—	—	—	325	435	0.75

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

評価位置は下図に示す。



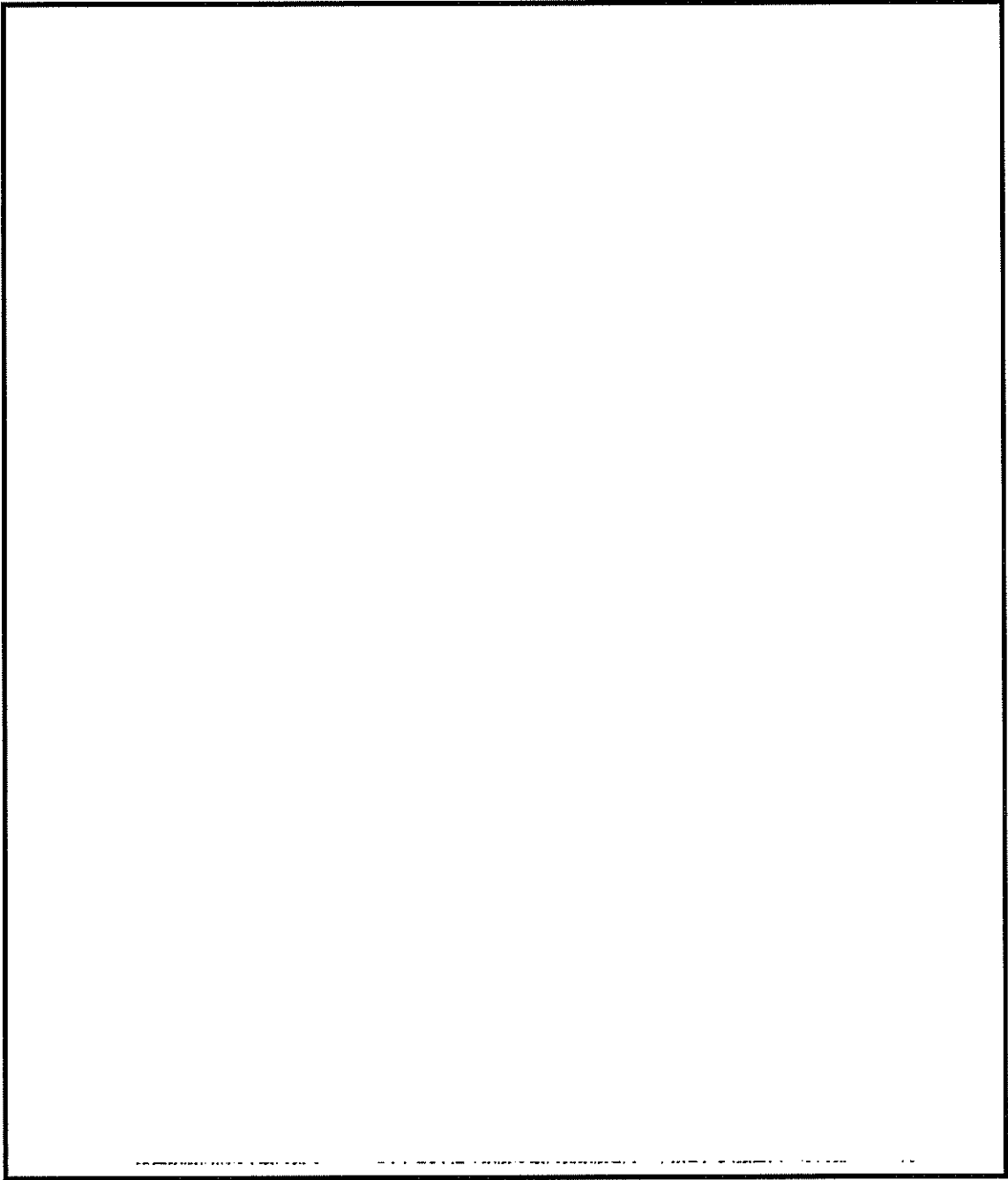


図 8.4-36 (1) 側壁の概略配筋図 (東西断面方向)

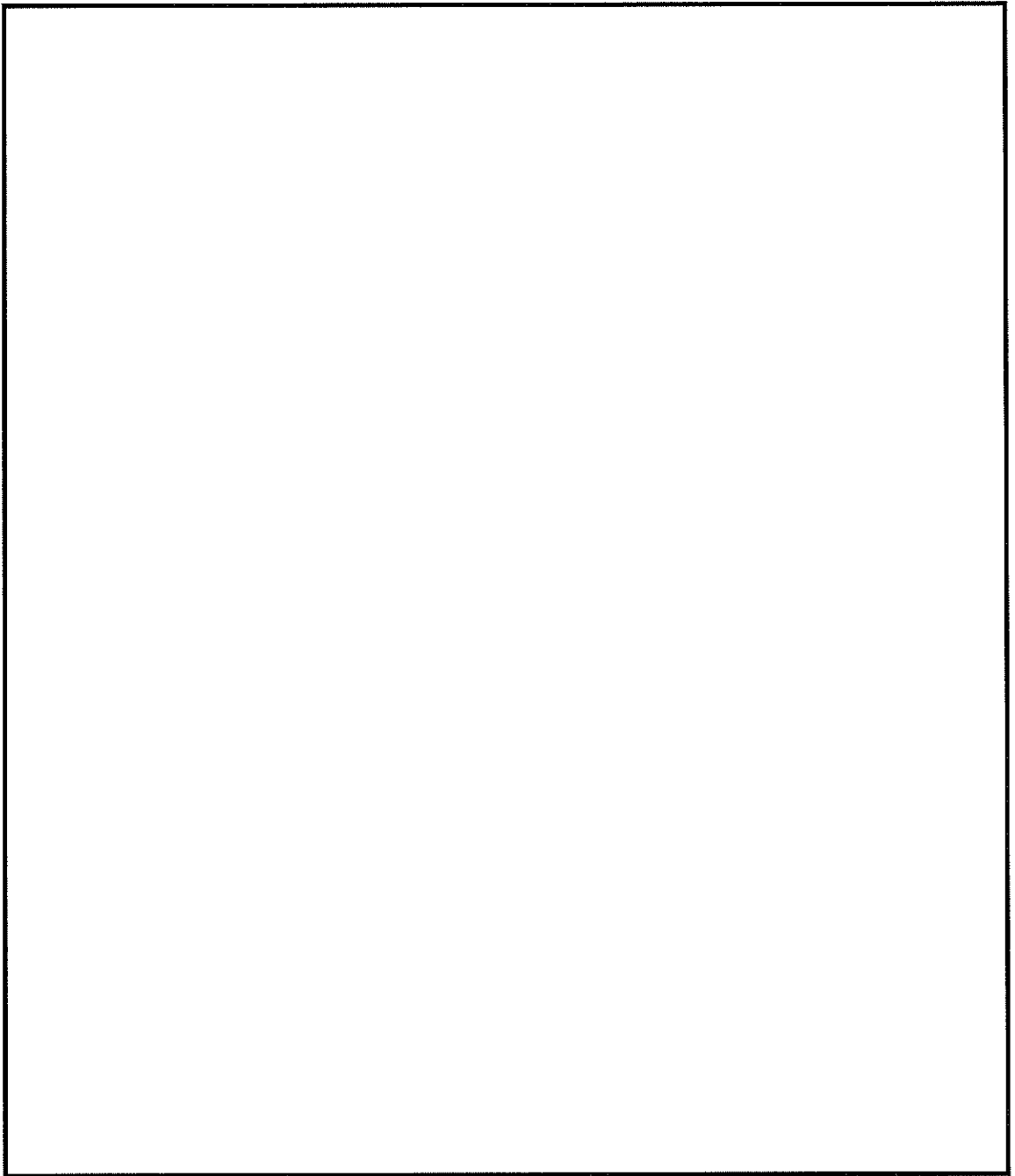


図 8.4-36 (2) 側壁の概略配筋図 (南北断面方向)

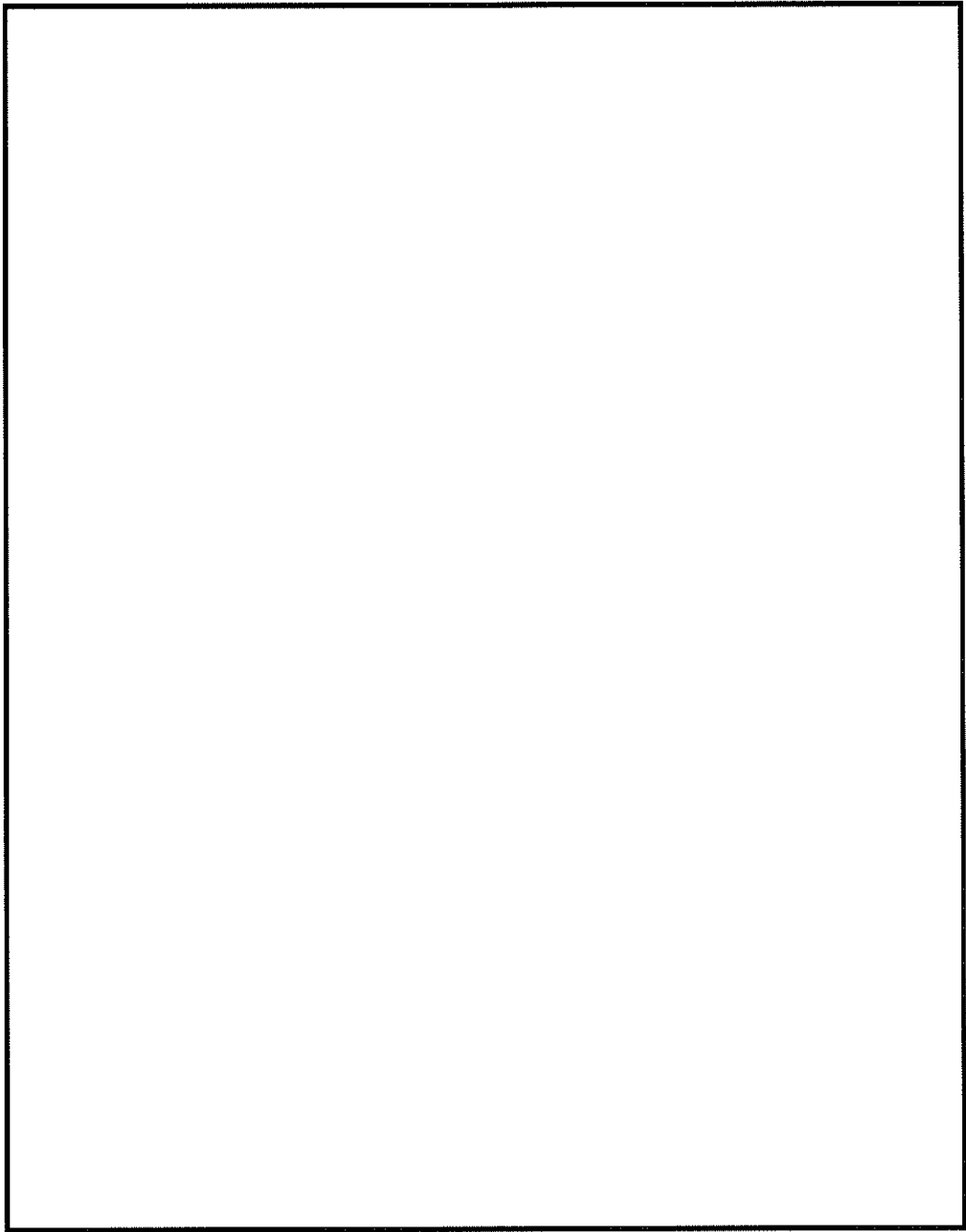


図 8.4-36 (3) 頂版及び底版の概略配筋図 (東西断面方向)

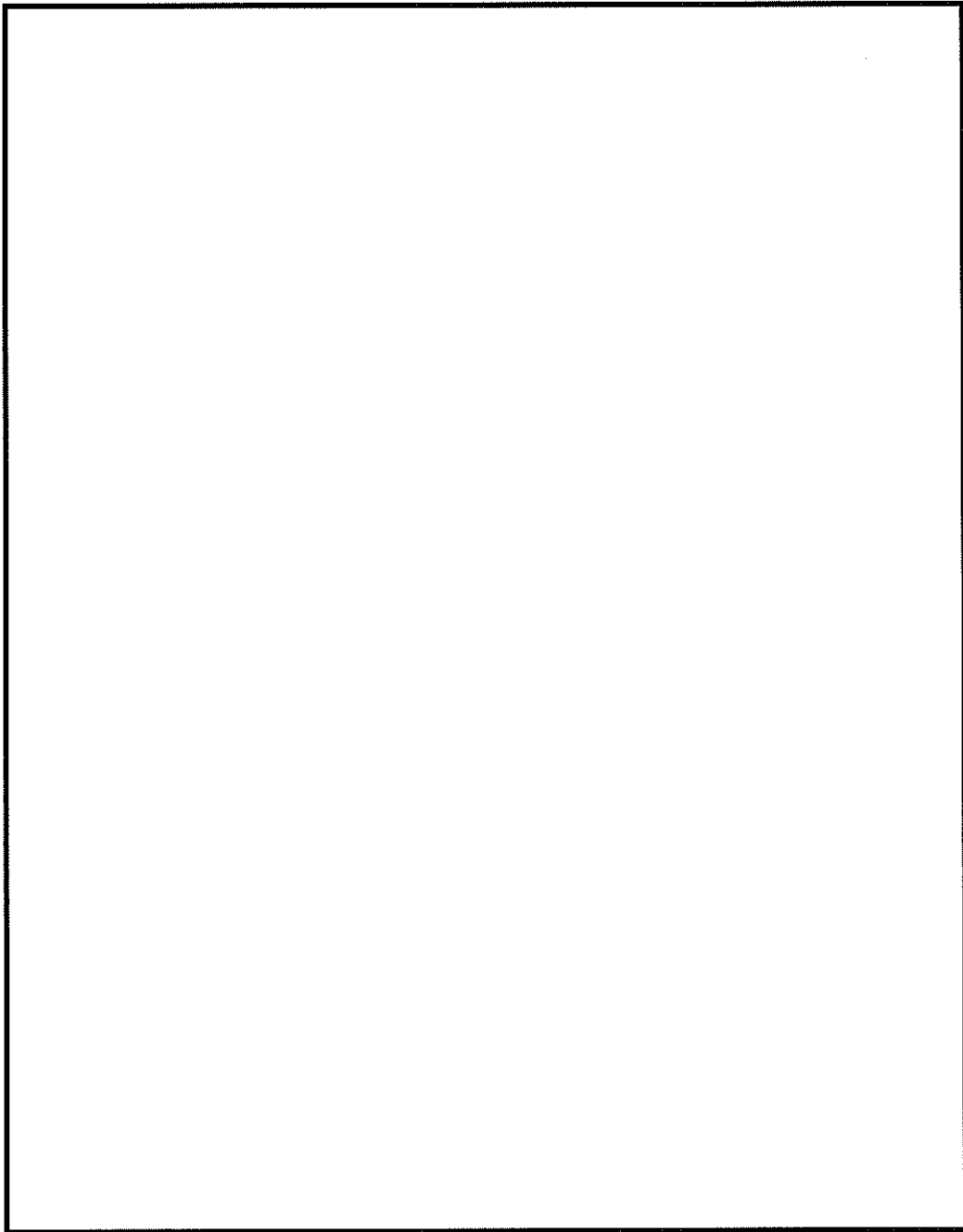


図 8.4-36 (4) 頂版及び底版の概略配筋図 (南北断面方向)

表 8.4-57 (1) 断面諸元一覧表 (東西断面方向)

部位		材料No.	断面性状				主鉄筋				
			部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d'(m)	有効 高さ d(m)	鉄筋 種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口	下端	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	22	1	300	12.903
頂版	端部	M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350
側壁	上端	M2	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	41	2	200	134.000
側壁	下端	M4	1.000	3.000	0.200	2.668	SD490	51	2	200	269.700
							SD490	41	1	200	
底版	端部	M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	51	1	200	101.350

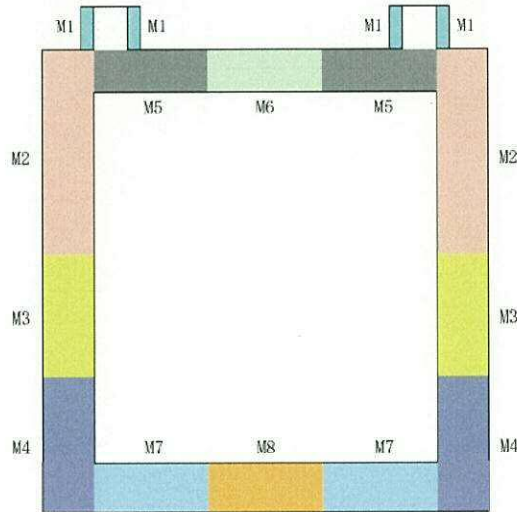
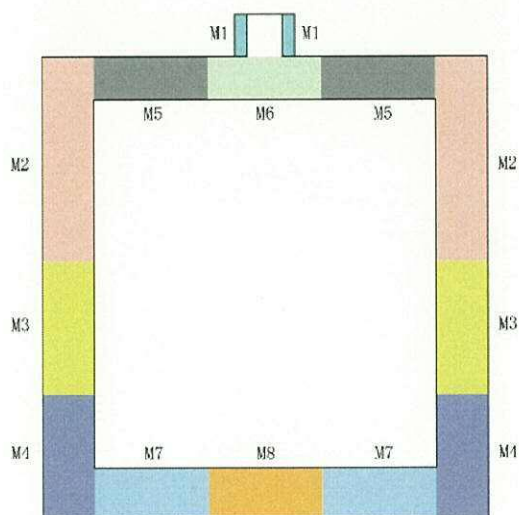


表 8.4-57 (2) 断面諸元一覧表 (南北断面方向)

部位		材料No.	断面性状				主鉄筋				
			部材幅 b(m)	部材高 h(m)	かぶり d'(m)	有効高さ d(m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
搬出入口	下端	M1	1.000	0.750	0.120	0.630	SD490	22	1	300	12.903
頂版	端部	M5	1.000	2.500	0.200	2.300	SD490	51	1	200	101.350
側壁	上端	M2	1.000	3.000	0.200	2.725	SD490	41	2	200	134.000
側壁	下端	M4	1.000	3.000	0.200	2.668	SD490	51	2	200	269.700
							SD490	41	1	200	
底版	端部	M7	1.000	3.000	0.200	2.740	SD490	51	1	200	101.350



8.4.7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

表 8.4-58 に基礎地盤の支持性能評価結果を、図 8.4-37 及び図 8.4-38 に接地圧分布図を示す。

代替淡水貯槽の接地圧は④ S_s-D1 [H+, V+] (南北断面方向) で $1,082 \text{ kN/m}^2$ であり、基礎地盤の極限支持力 $5,921 \text{ kN/m}^2$ 以下である。

以上のことから、代替淡水貯槽の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 8.4-58 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (東西断面方向)

検討ケース		最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	
①	S_s-D1 H+, V+	685	5921	
	S_s-D1 H+, V-	740	5921	
	S_s-D1 H-, V+	743	5921	
	S_s-D1 H-, V-	767	5921	
	S_s-11		376	5921
	S_s-12		391	5921
	S_s-13		388	5921
	S_s-14		359	5921
	S_s-21		385	5921
	S_s-22		447	5921
	S_s-31 H+, V+	524	5921	
	S_s-31 H-, V+	601	5921	
	②	S_s-D1 H+, V+	737	5921
③	S_s-D1 H+, V+	655	5921	
④	S_s-D1 H+, V+	1014	5921	
⑤	S_s-D1 H+, V+	534	5921	
⑥	S_s-D1 H+, V+	522	5921	

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

表 8.4-58 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (南北断面方向)

検討ケース		最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1 H+, V+	751	5921
	S _s -D 1 H+, V-	795	5921
	S _s -D 1 H-, V+	737	5921
	S _s -D 1 H-, V-	779	5921
	S _s -1 1	373	5921
	S _s -1 2	405	5921
	S _s -1 3	385	5921
	S _s -1 4	363	5921
	S _s -2 1	498	5921
	S _s -2 2	551	5921
	S _s -3 1 H+, V+	512	5921
	S _s -3 1 H-, V+	617	5921
②	S _s -D 1 H+, V+	780	5921
③	S _s -D 1 H+, V+	711	5921
④	S _s -D 1 H+, V+	1082	5921
⑤	S _s -D 1 H+, V+	558	5921
⑥	S _s -D 1 H+, V+	540	5921

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

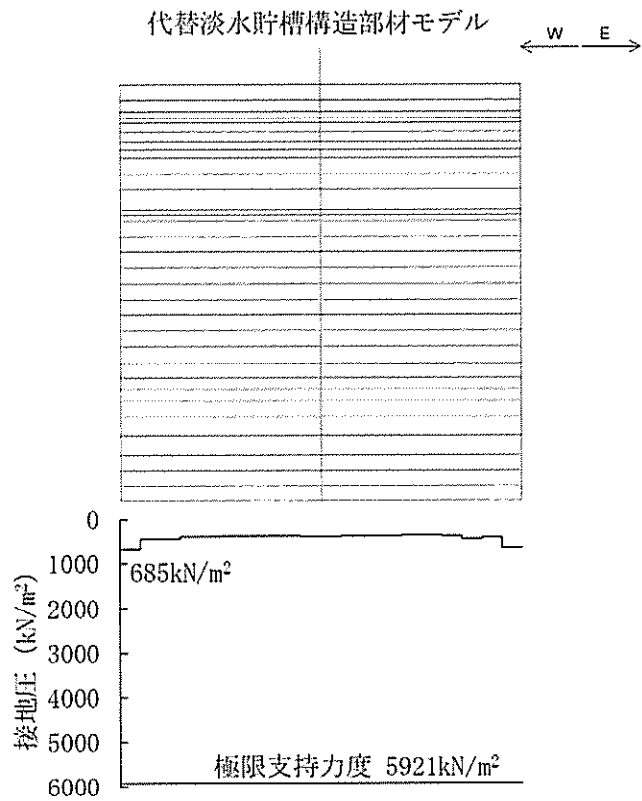


図 8.4-37 (1) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

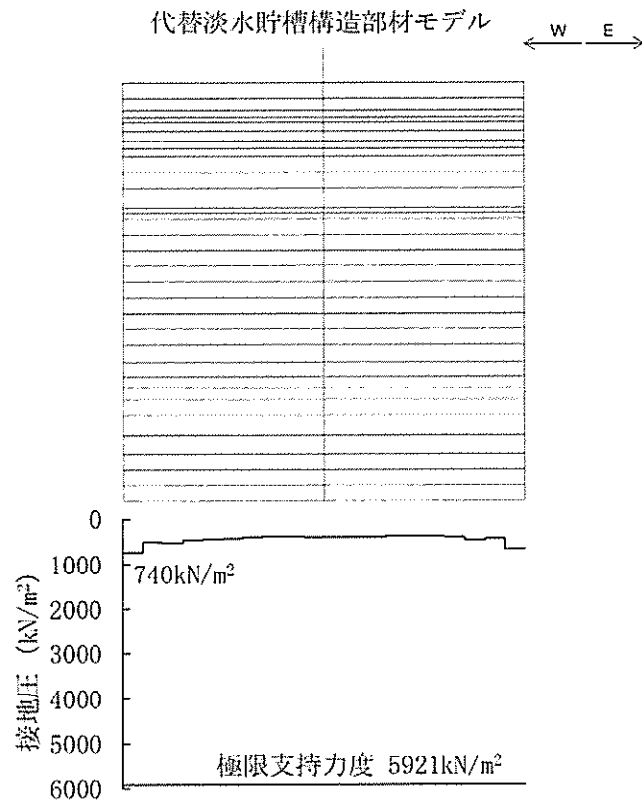


図 8.4-37 (2) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

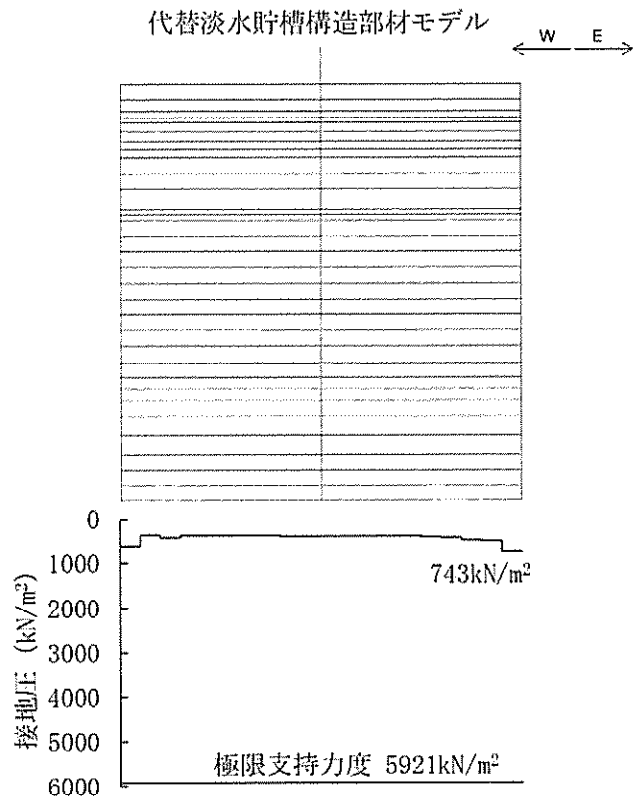


図 8.4-37 (3) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

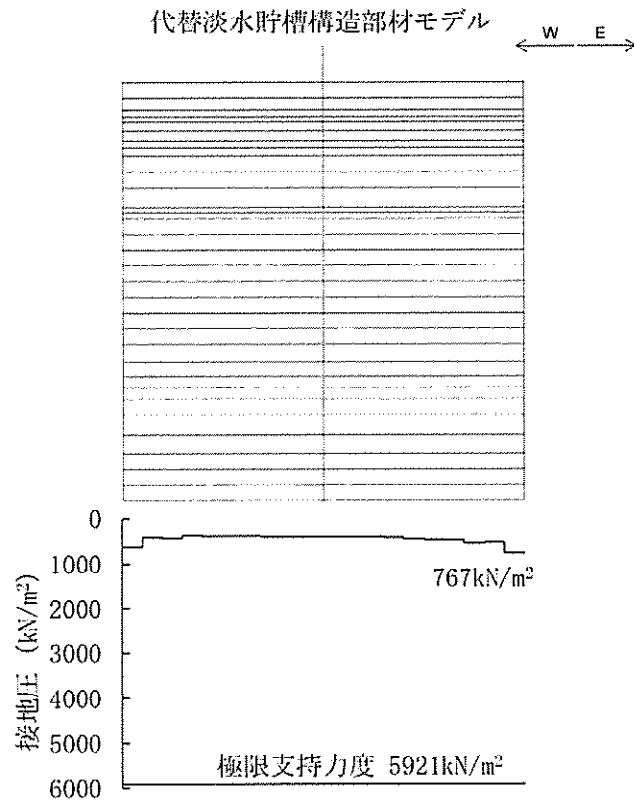


図 8.4-37 (4) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

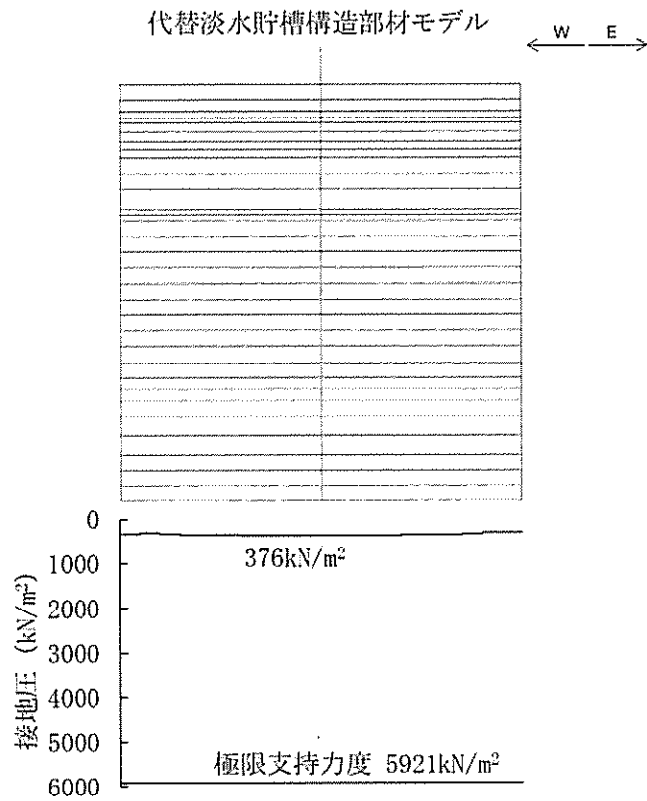


図 8.4-37 (5) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

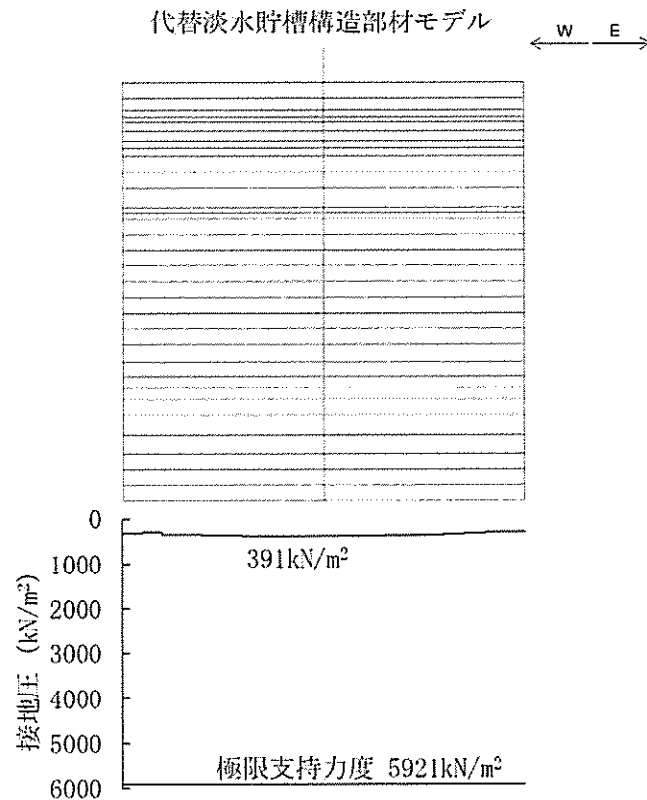


図 8.4-37 (6) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-12)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

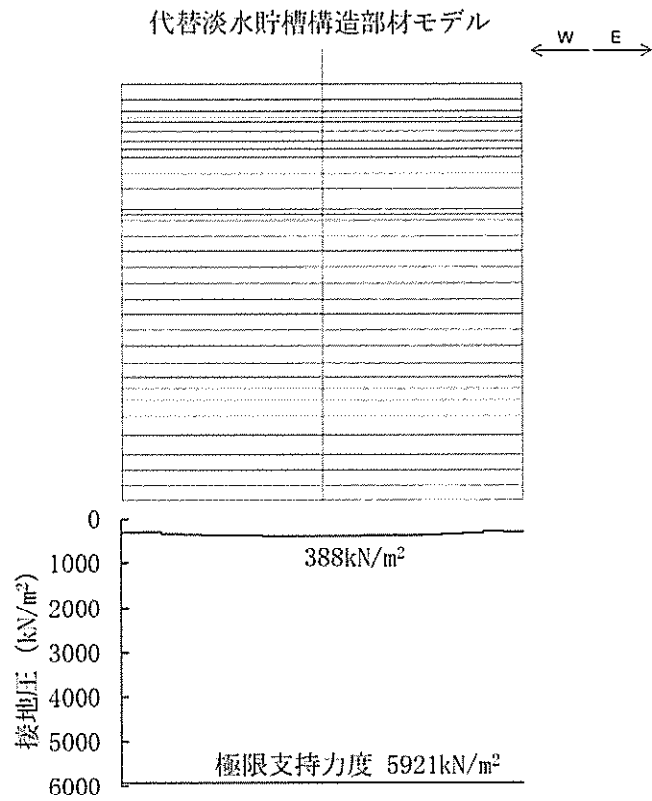


図 8.4-37 (7) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-13)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

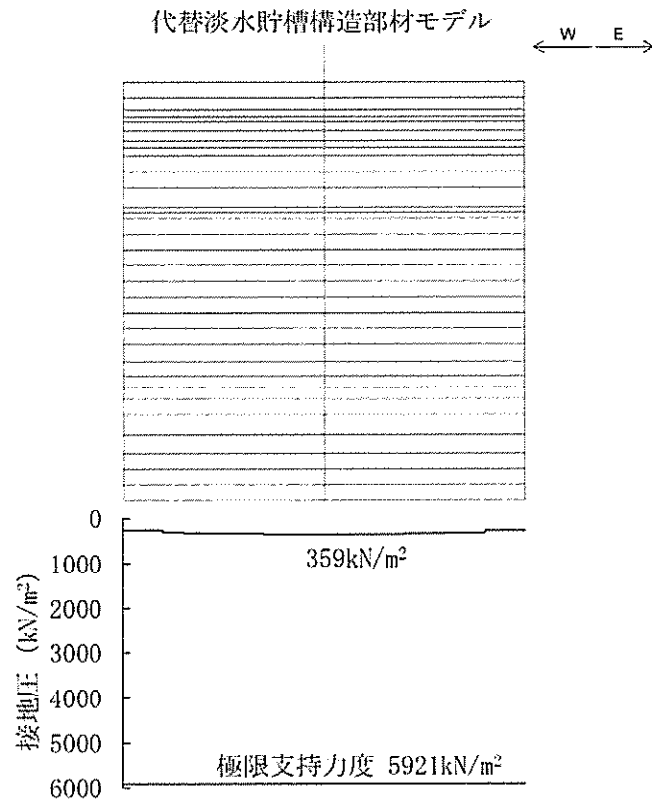


図 8.4-37 (8) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-14)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

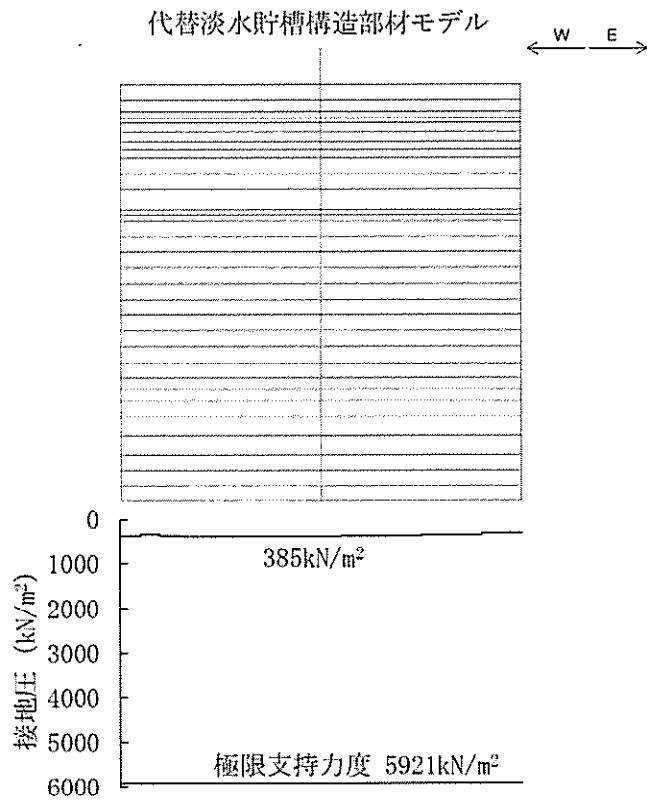


図 8.4-37 (9) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-21)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

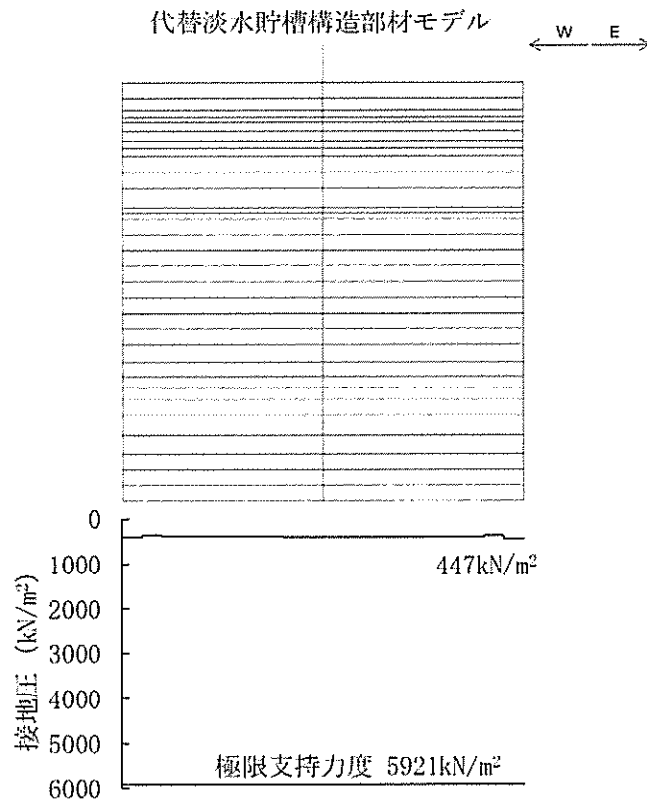


図 8.4-37 (10) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-22)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

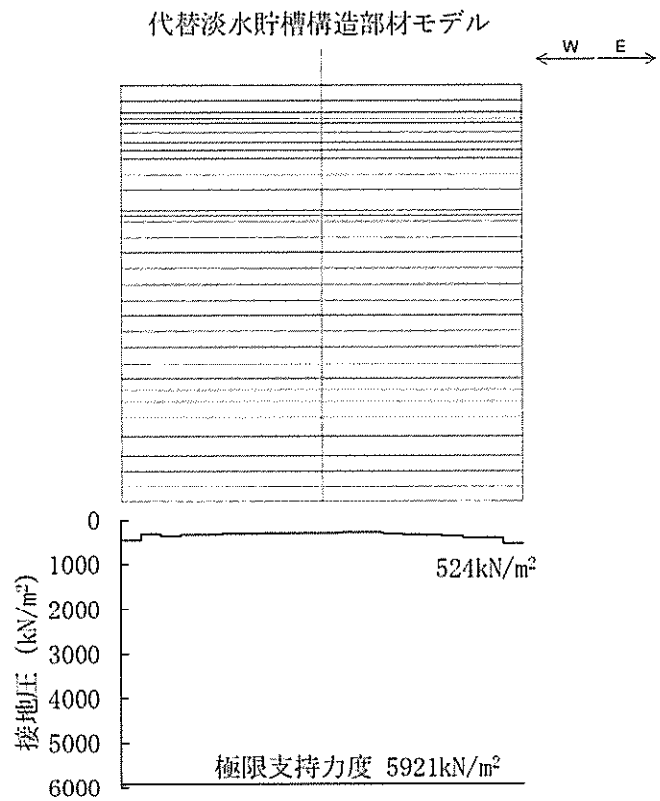


図 8.4-37 (11) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

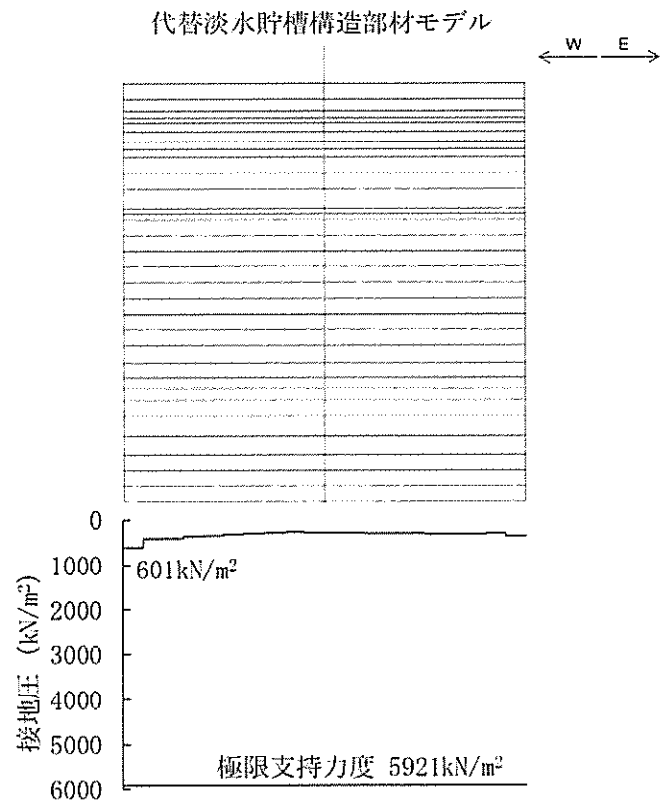


図 8.4-37 (12) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-31 [H-, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

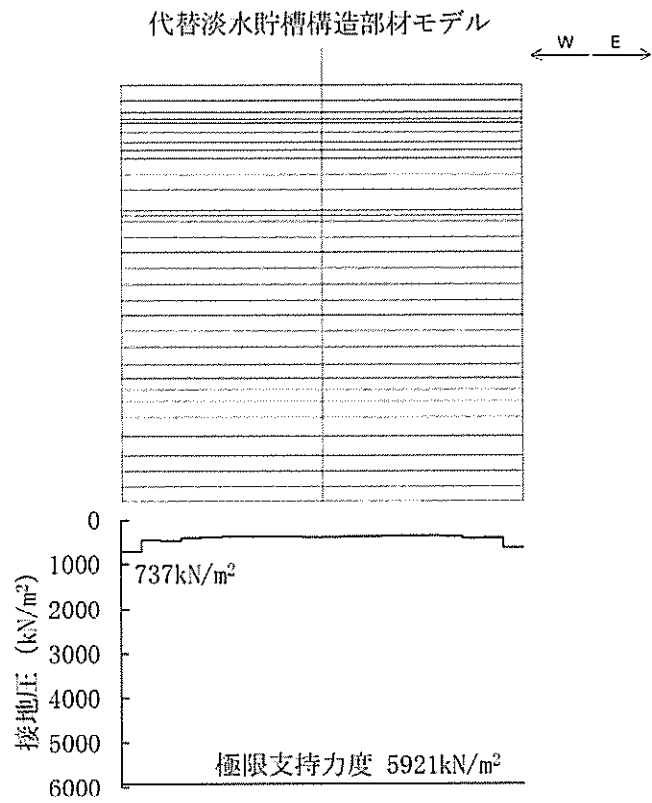


図 8.4-37 (13) 東西断面方向の接地圧分布図 ($S_s - D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

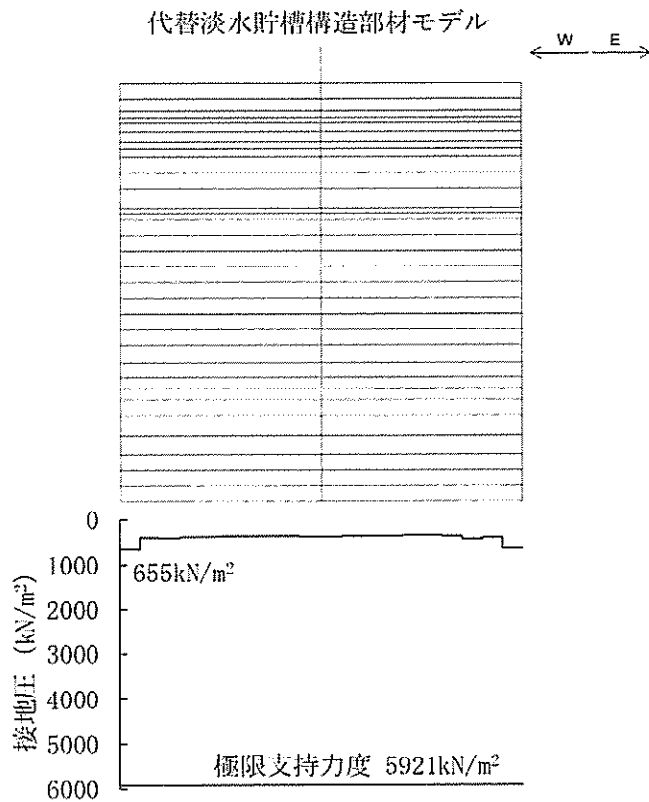


図 8.4-37 (14) 東西断面方向の接地圧分布図 ($S_s - D1 [H+, V+]$)
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

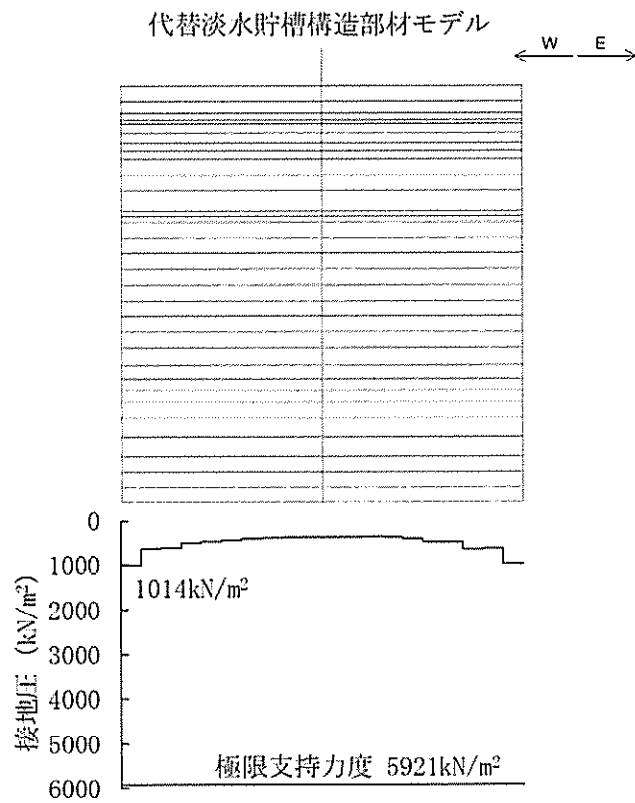


図 8.4-37 (15) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D 1 [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

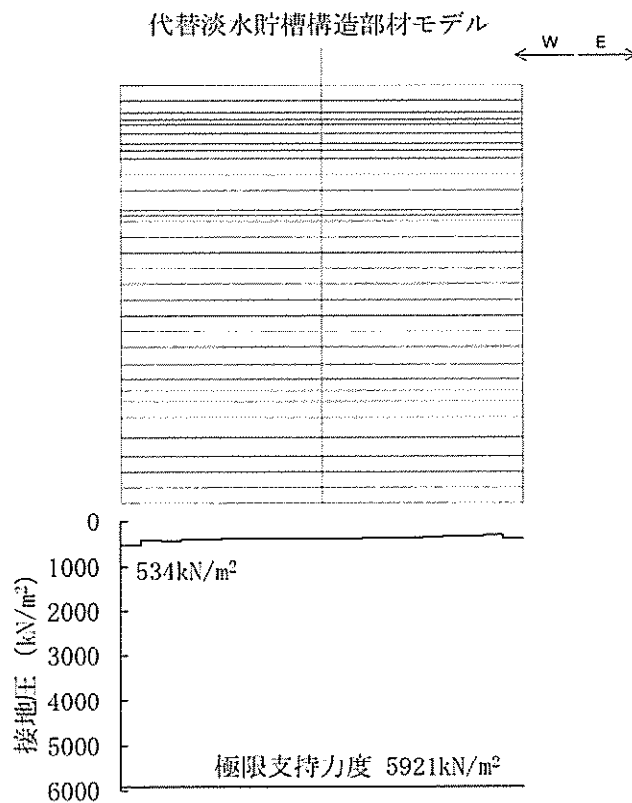


図 8.4-37 (16) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D 1 [H+, V+])
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

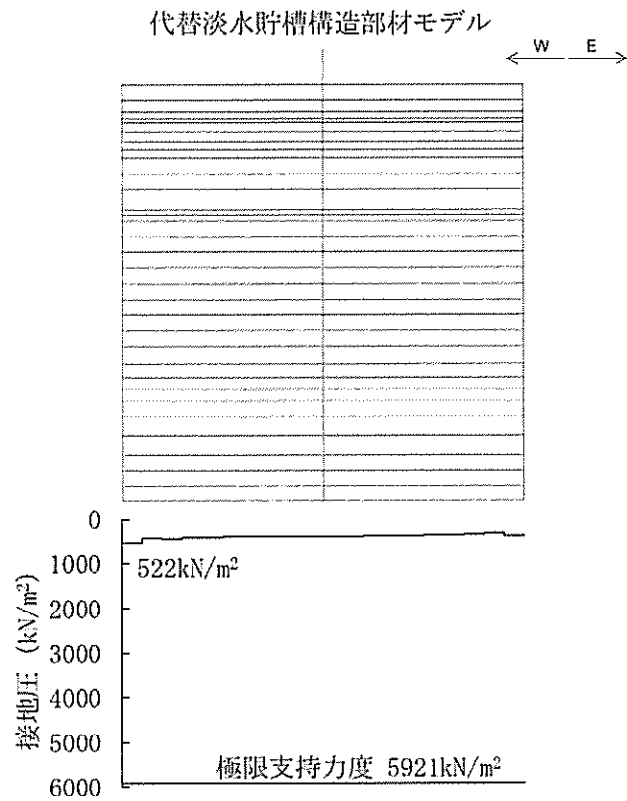


図 8.4-37 (17) 東西断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液化化の条件を仮定した解析ケース)

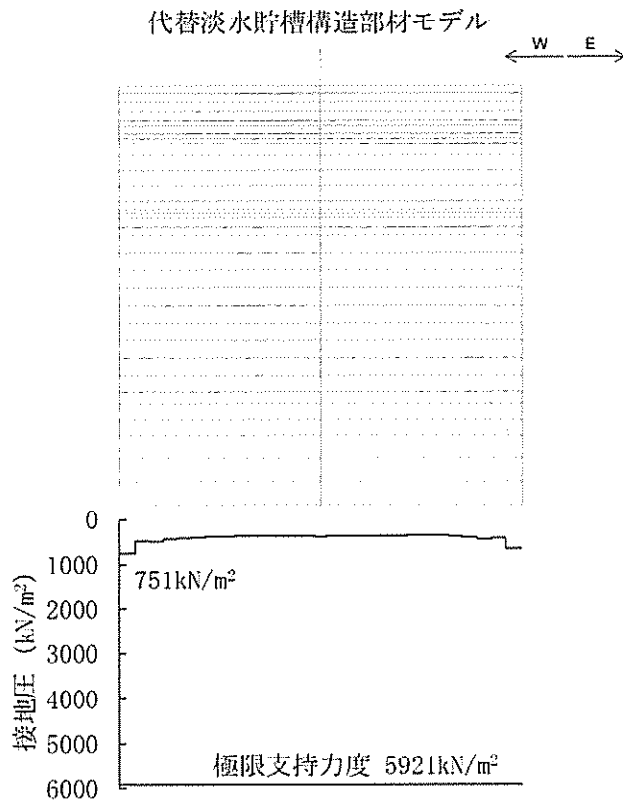


図 8.4-38 (1) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)

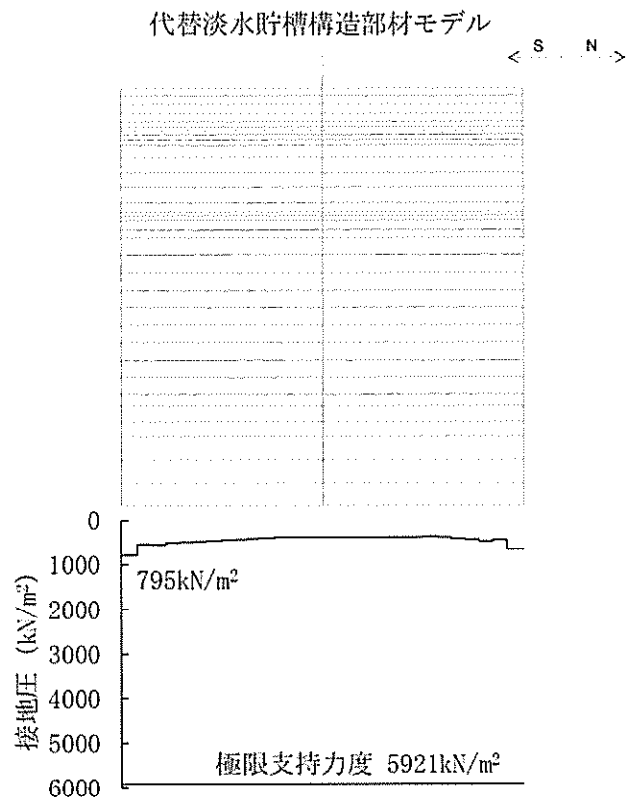


図 8.4-38 (2) 南北断面方向の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H+, V-]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

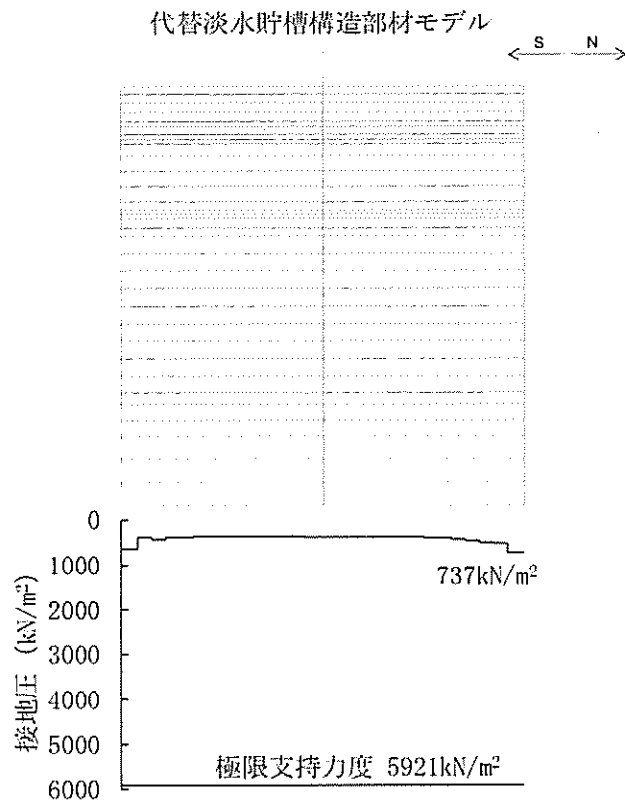


図 8.4-38 (3) 南北断面方向の接地圧分布図 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

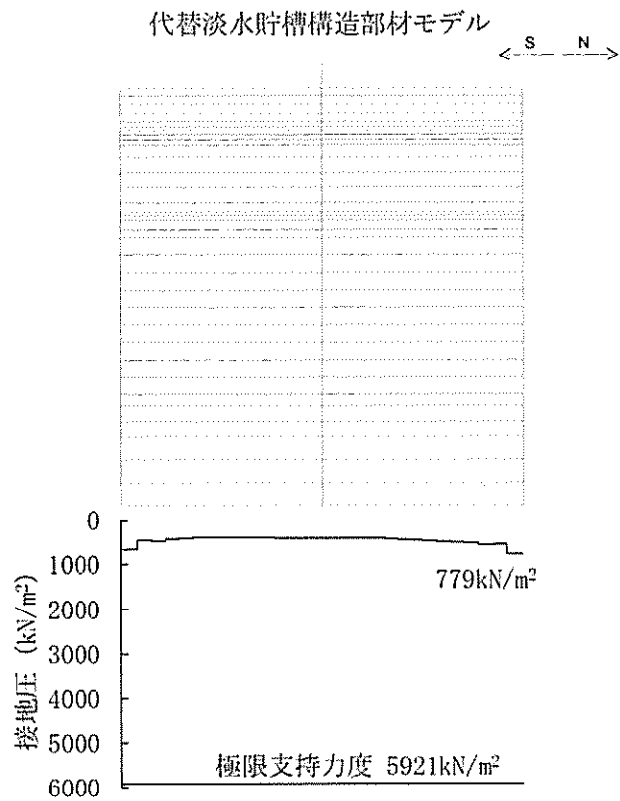


図 8.4-38 (4) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

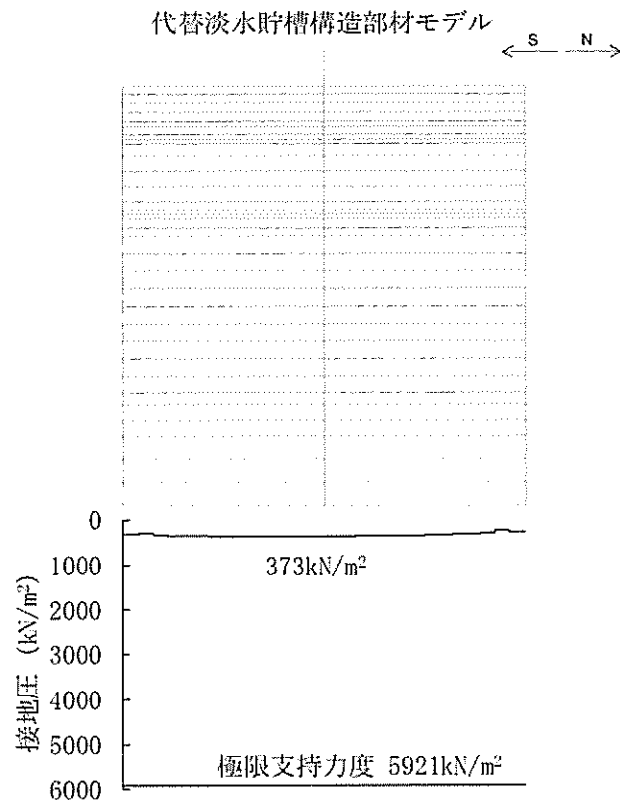


図 8.4-38 (5) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-11)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

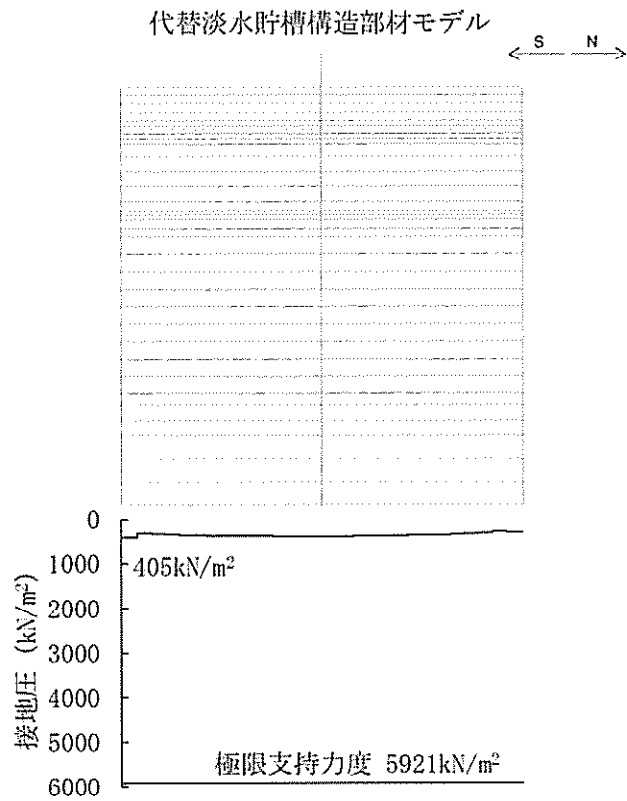


図 8.4-38 (6) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-1 2)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

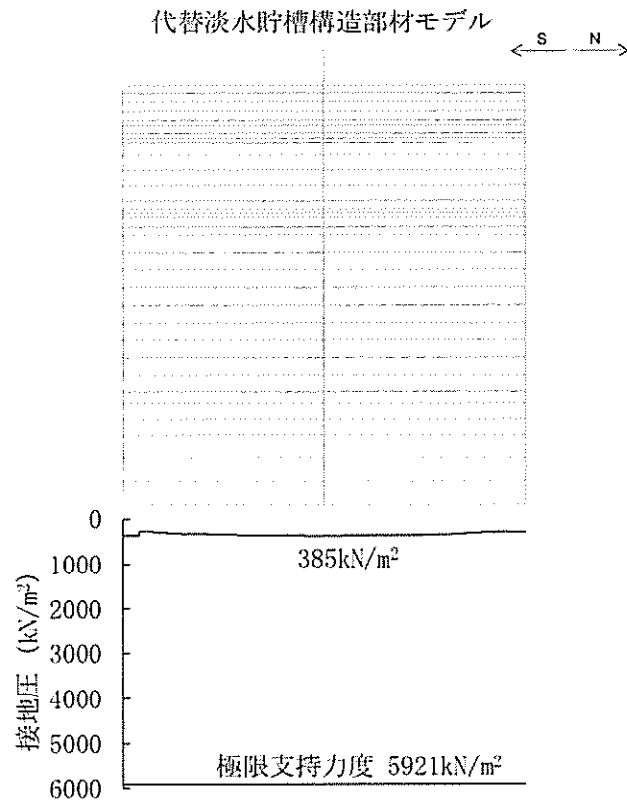


図 8.4-38 (7) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-1 3)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

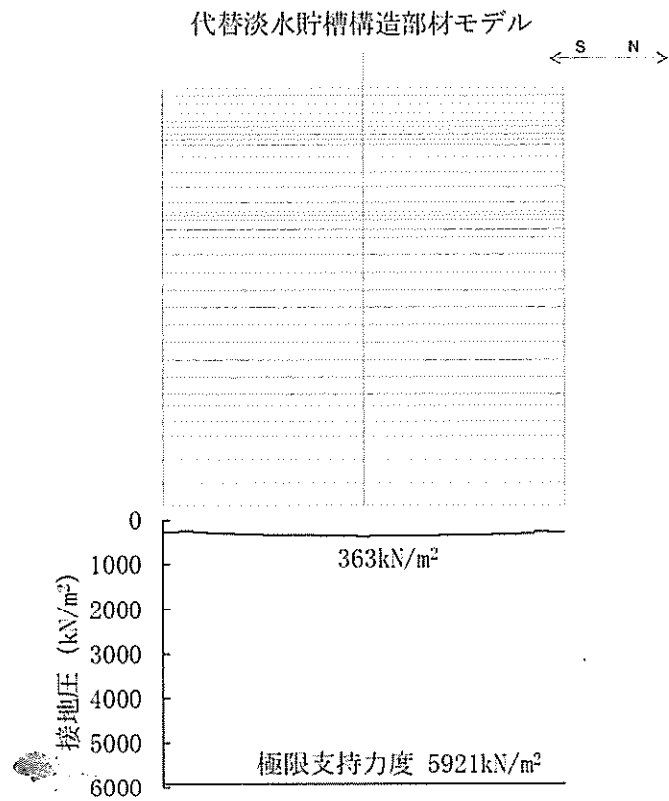


図 8.4-38 (8) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-14)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

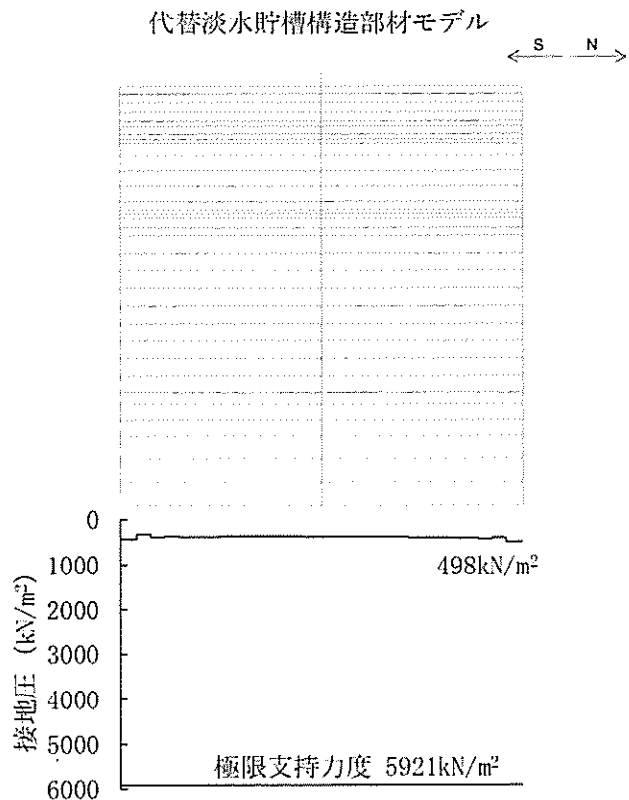


図 8.4-38 (9) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-21)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

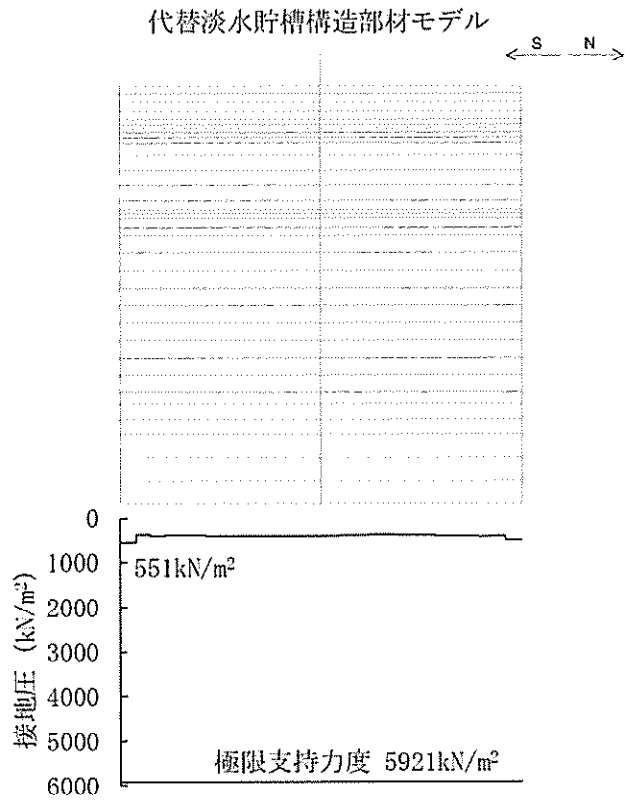


図 8.4-38 (10) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-22)
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

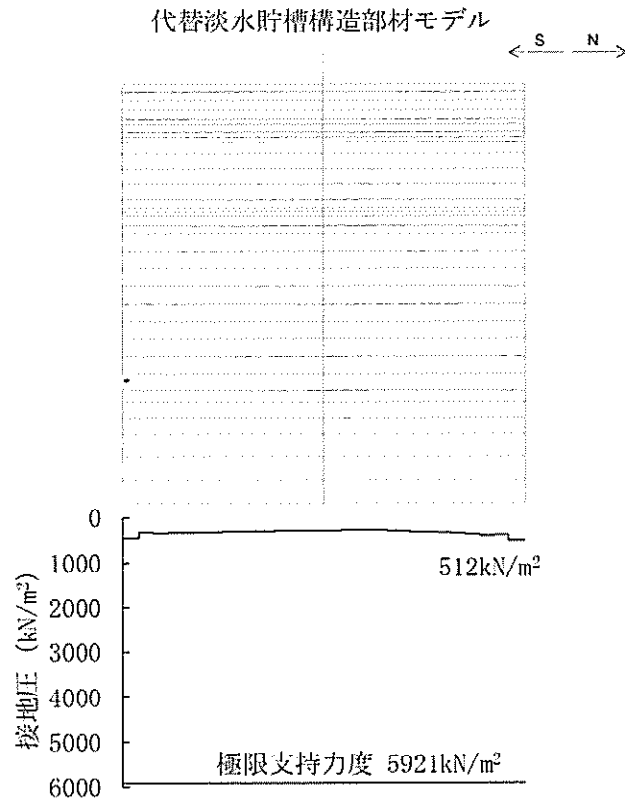


図 8.4-38 (11) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

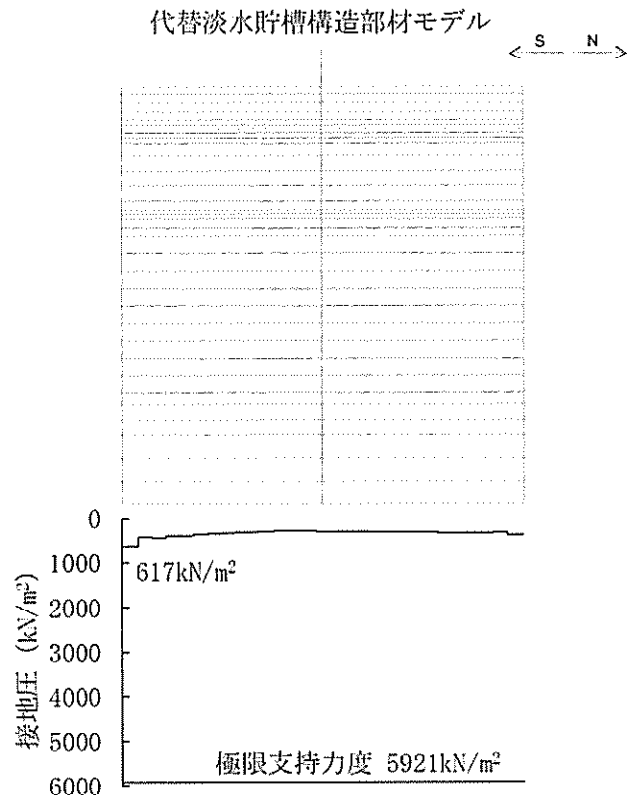


図 8.4-38 (12) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-3 1 [H-, V+])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

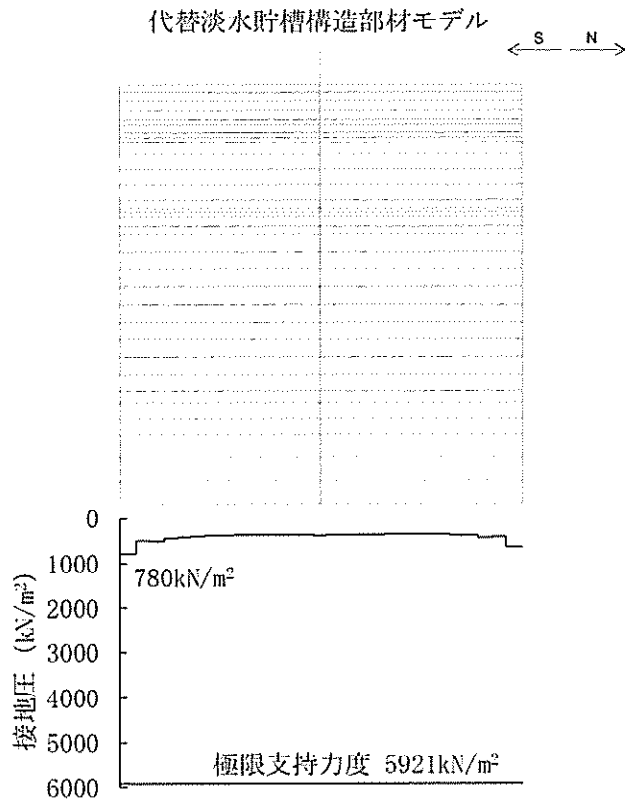


図 8.4-38 (13) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-D 1 [H+, V+])
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

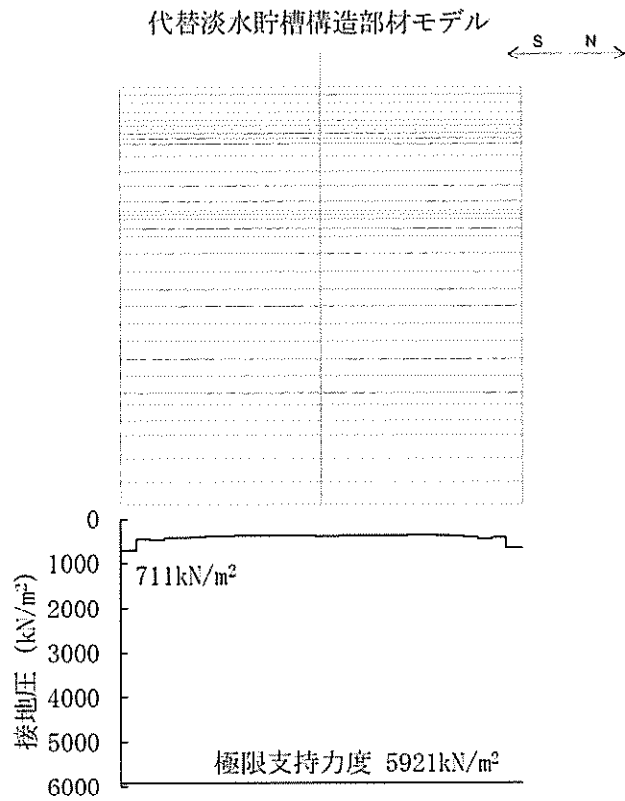


図 8.4-38 (14) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

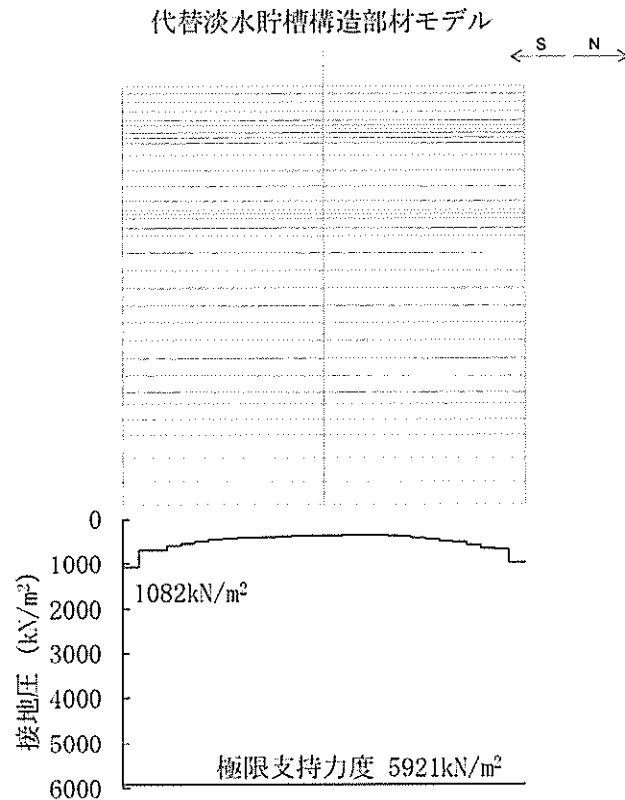


図 8.4-38 (15) 南北断面方向の接地圧分布図 (S_s-D1 [H+, V+])
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

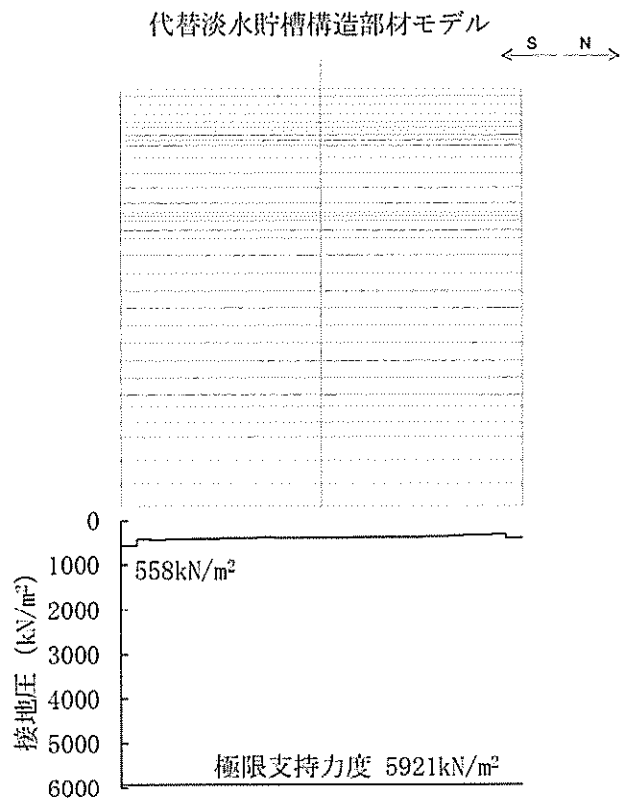


図 8.4-38 (16) 南北断面方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

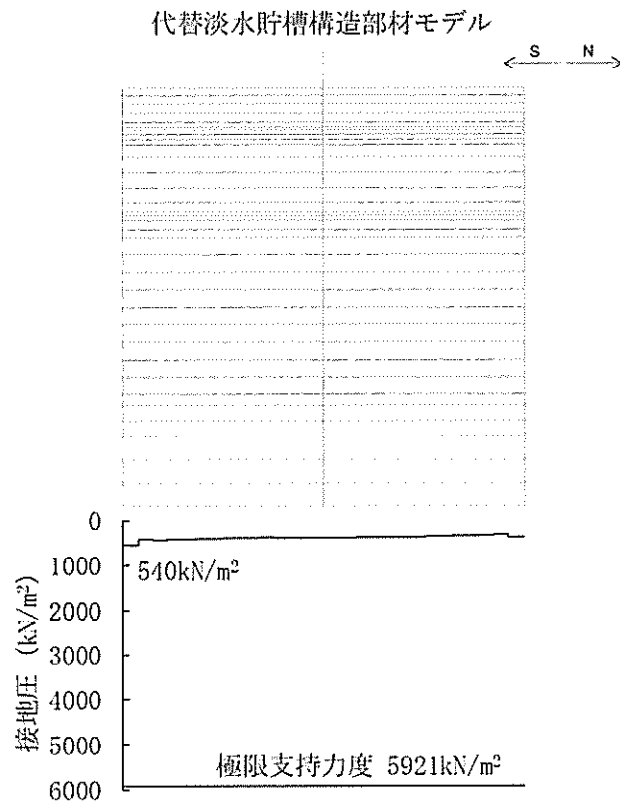


図 8.4-38 (17) 南北断面方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

8.5 まとめ

代替淡水貯槽について、基準地震動 S_0 による地震力に対し、構造物に発生する曲げ軸力及びせん断力、並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、代替淡水貯槽は、基準地震動 S_0 による地震力に対して、要求機能を維持できる。

8.6 概略配筋図

代替淡水貯槽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 $\alpha = 0$ とする剛性比例型減衰とする。

Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 8-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 8-2 に示す。

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

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

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

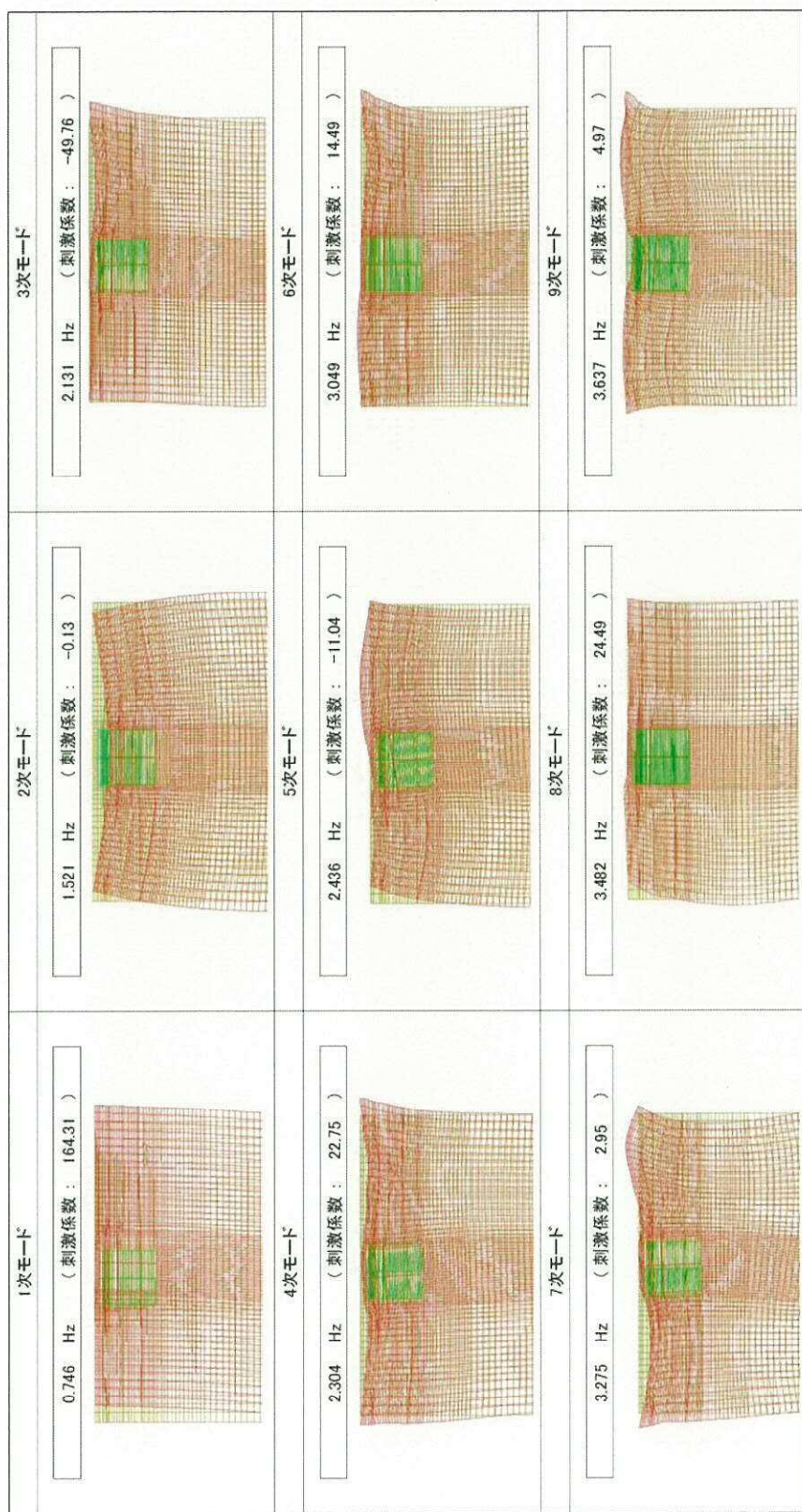


図 8-1 (1) 代替淡水貯槽の固有値解析結果
(東西方向断面)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

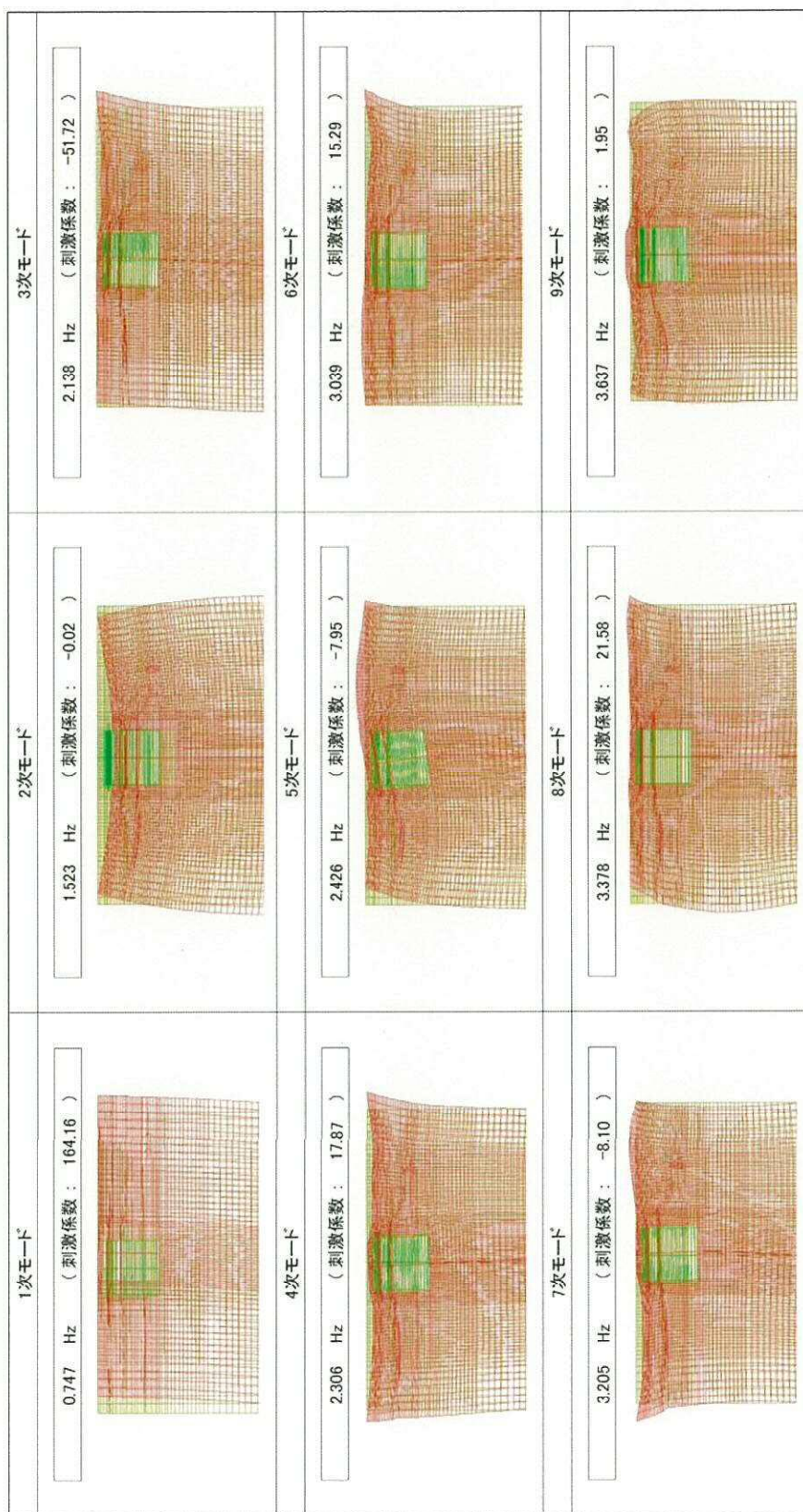


図 8-1 (2) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(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)

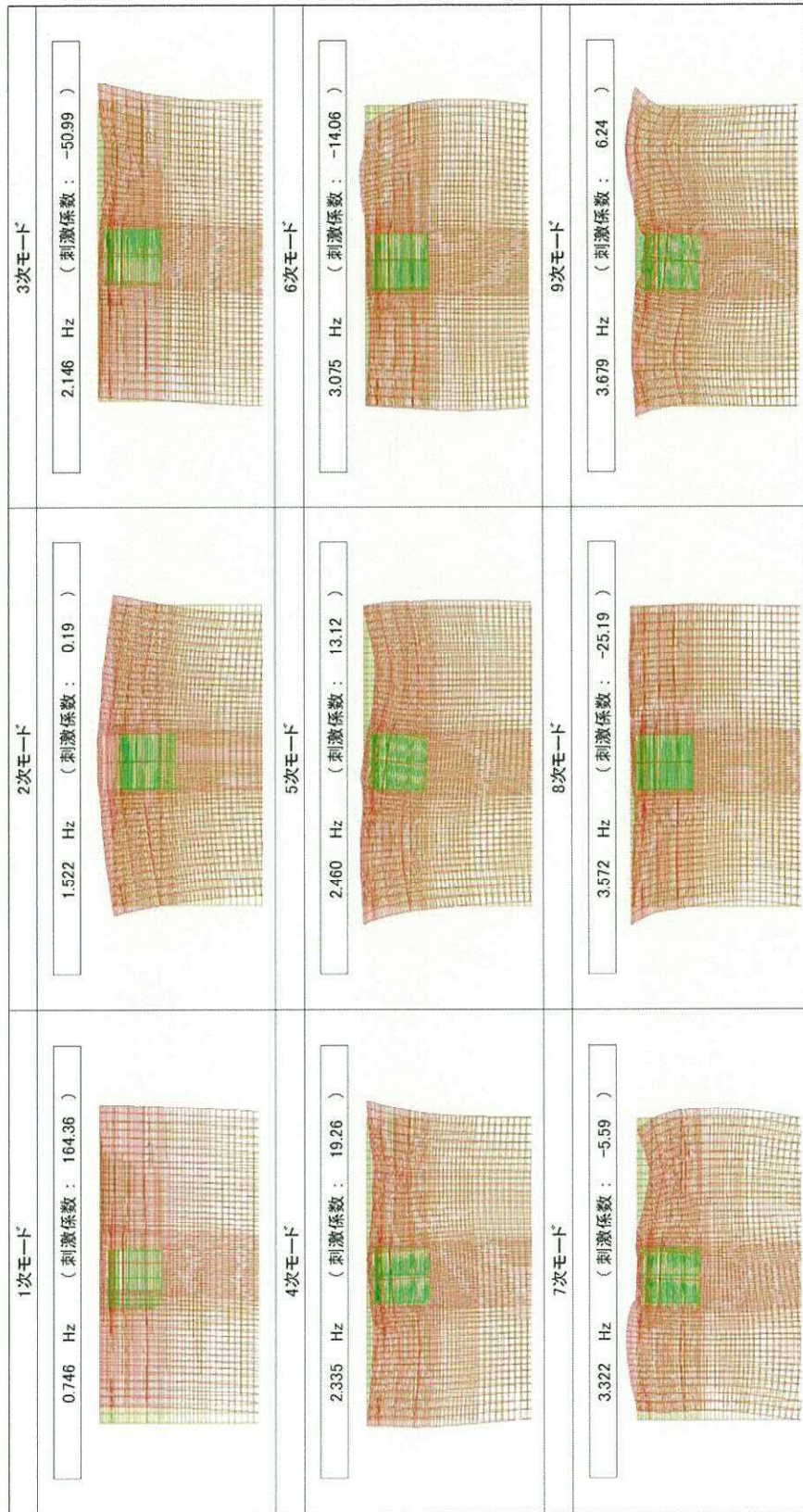


図 8-1 (3) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(東西方向断面)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

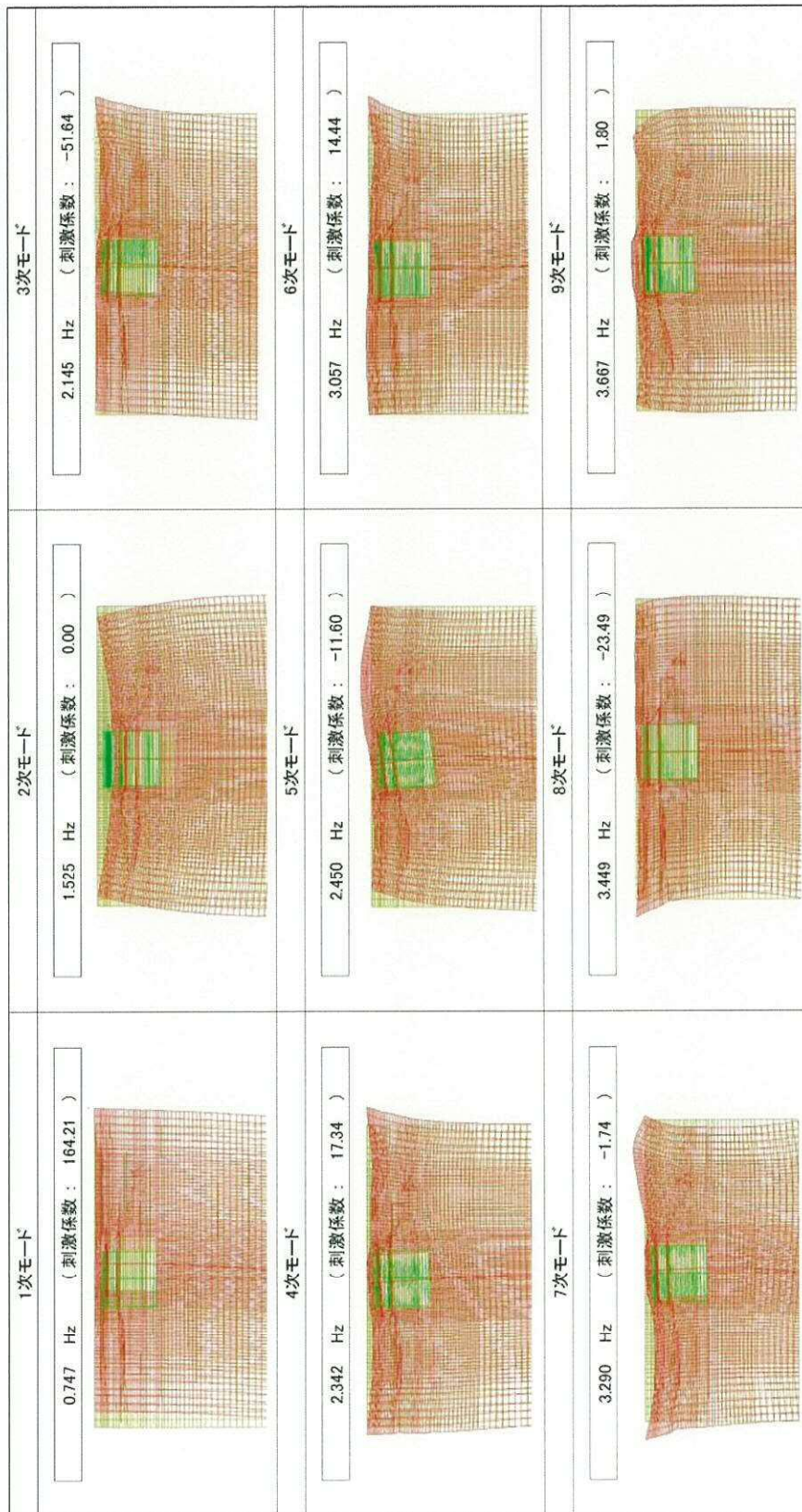


図 8-1 (4) 代替淡水貯槽の固有値解析結果
(南北方向断面)

(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)

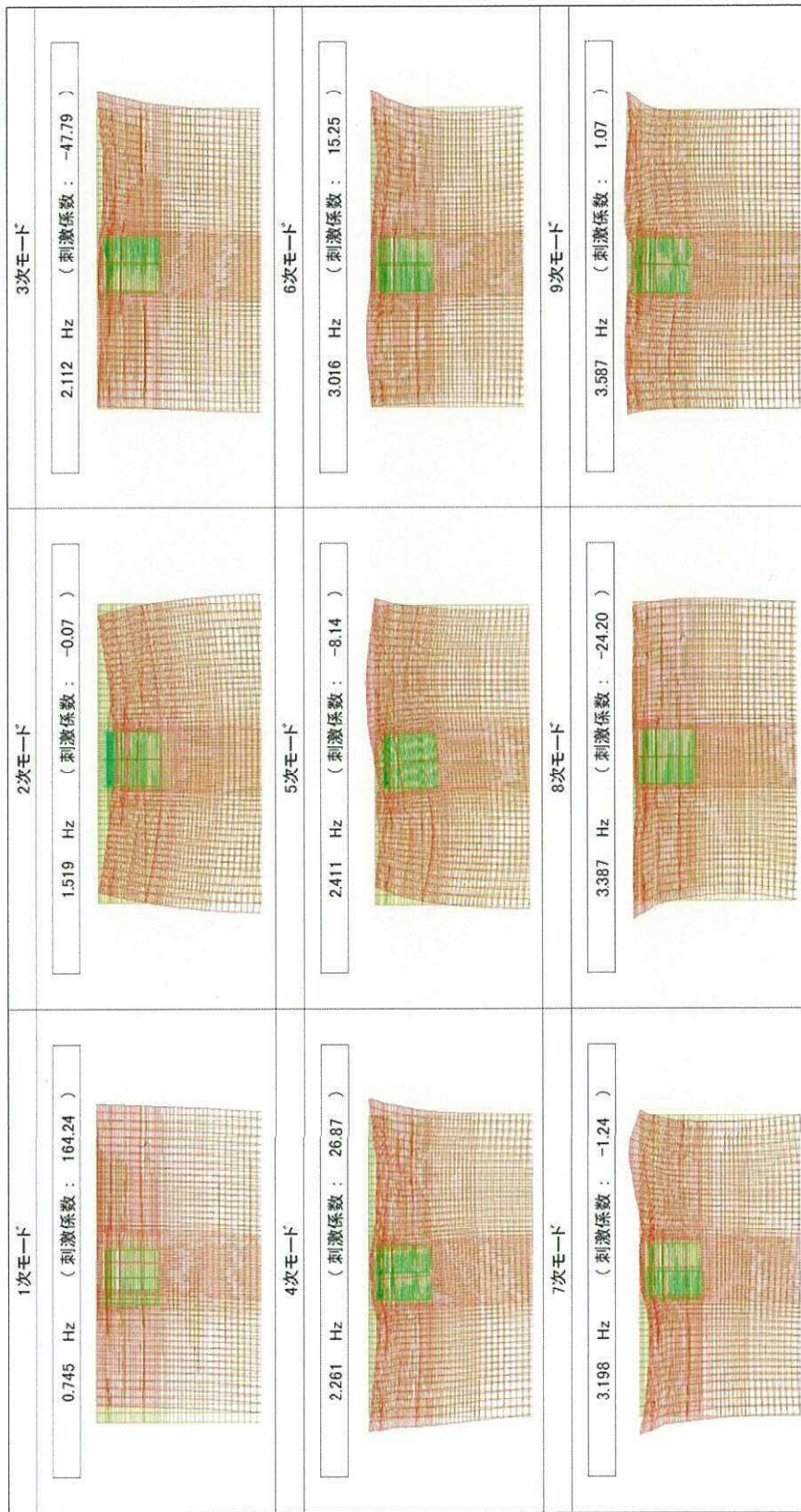


図 8-1 (5) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(東西方向断面)

(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

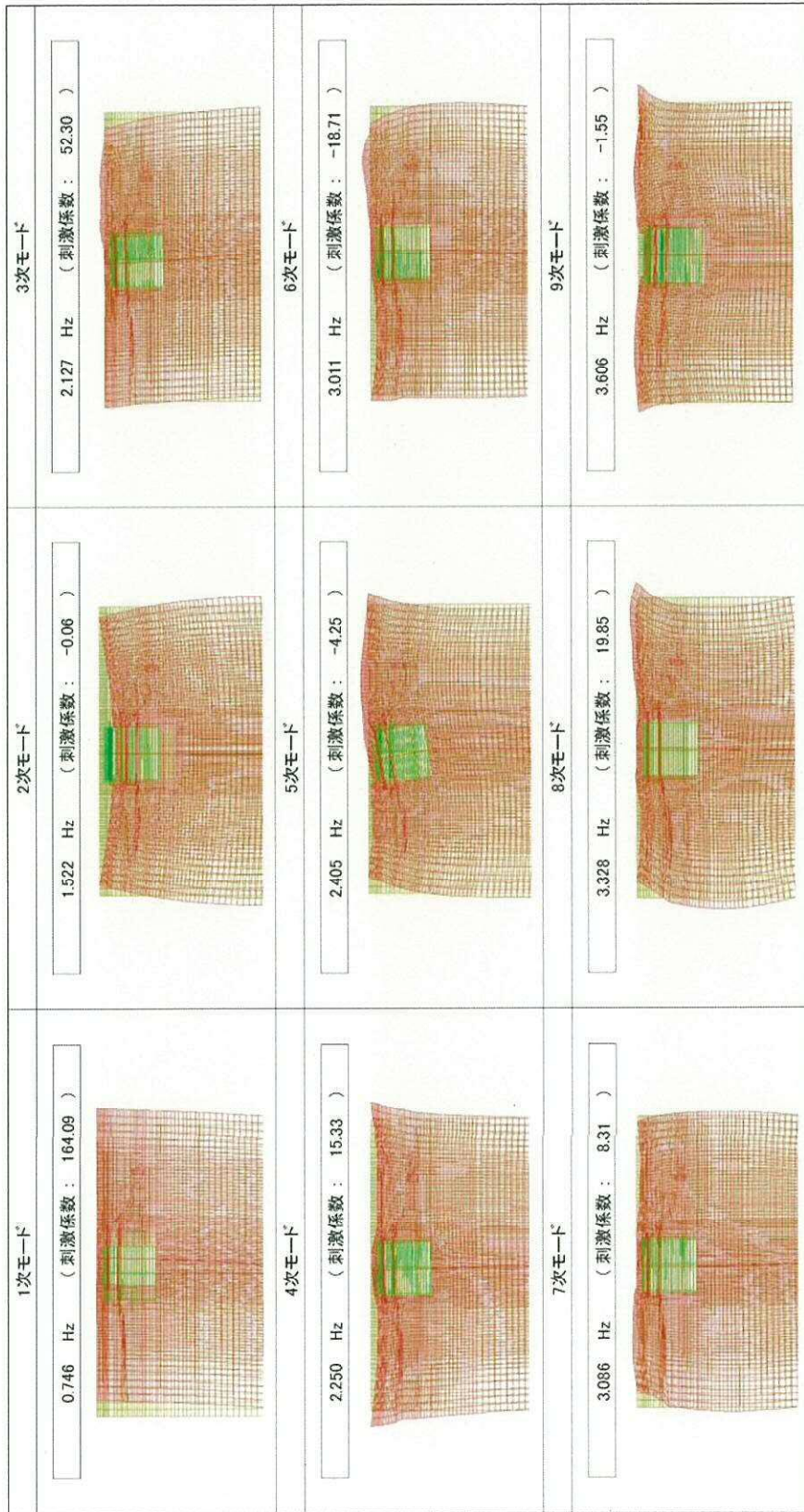


図 8-1 (6) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(南北方向断面)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

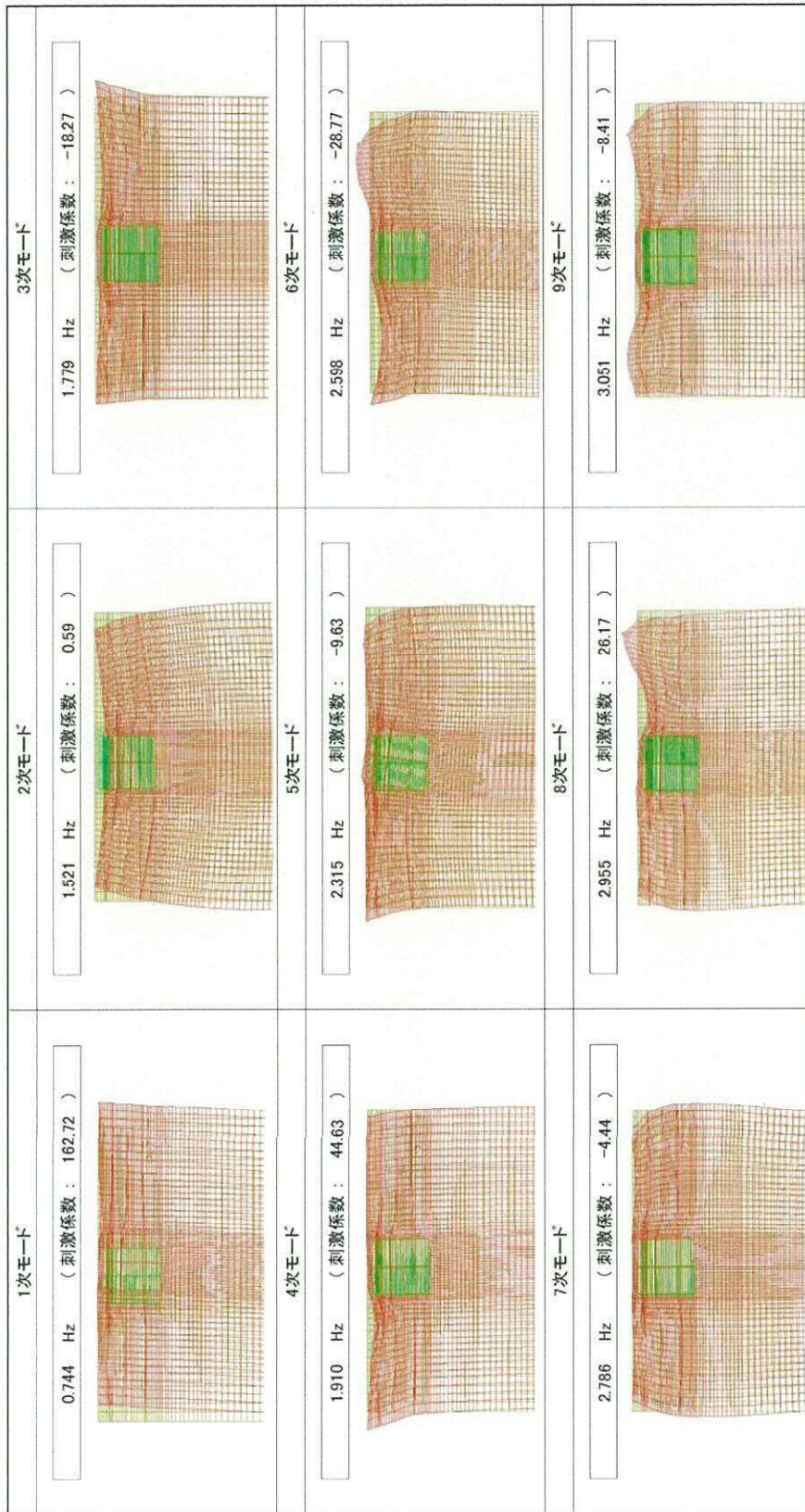


図 8-1 (7) 代替淡水貯槽の固有値解析結果

(東西方向断面)

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

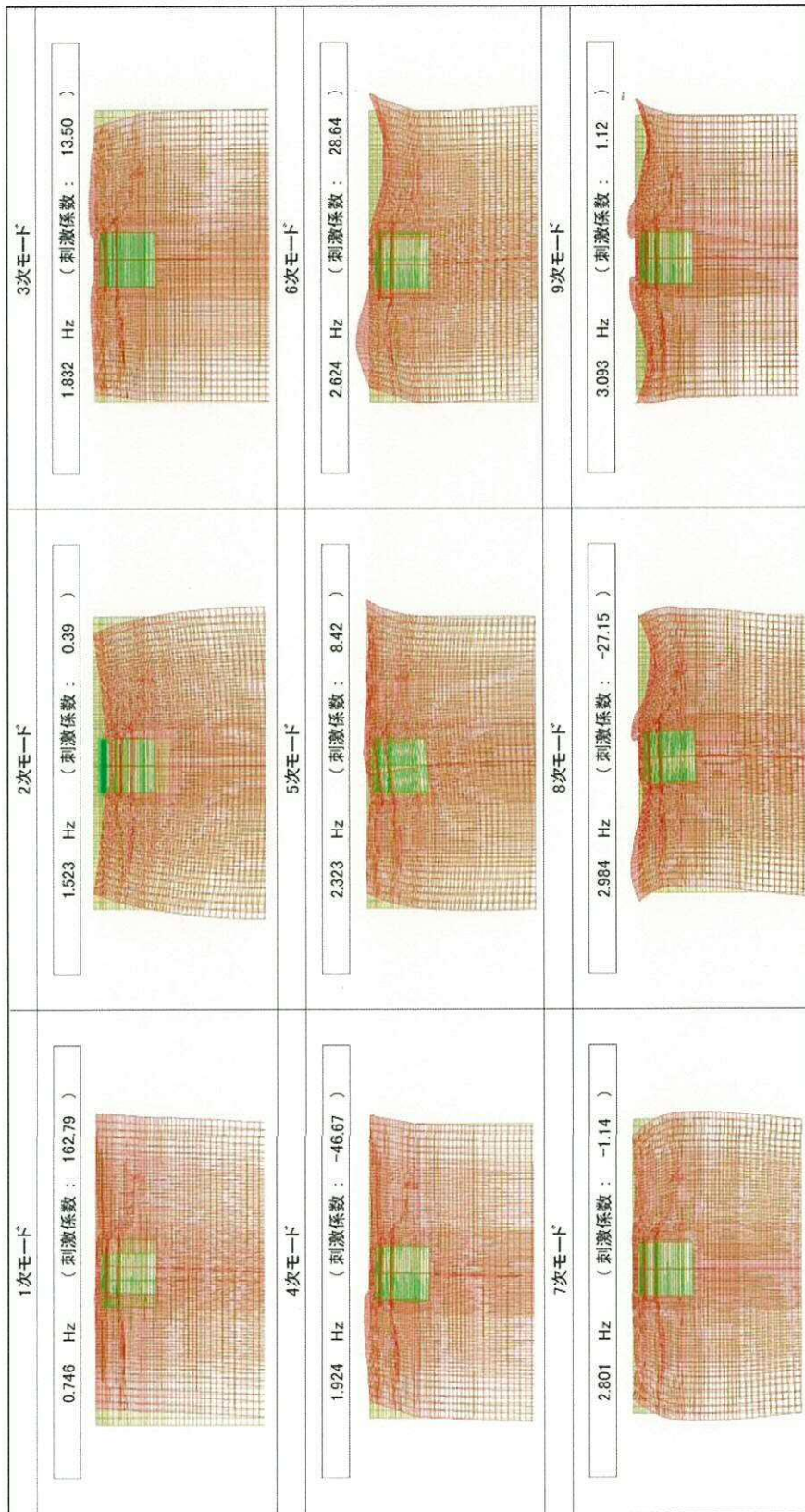


図 8-1 (8) 代替淡水貯槽の固有値解析結果
(南北方向断面)

(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)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.746	1%
コンクリート	0.746	5%

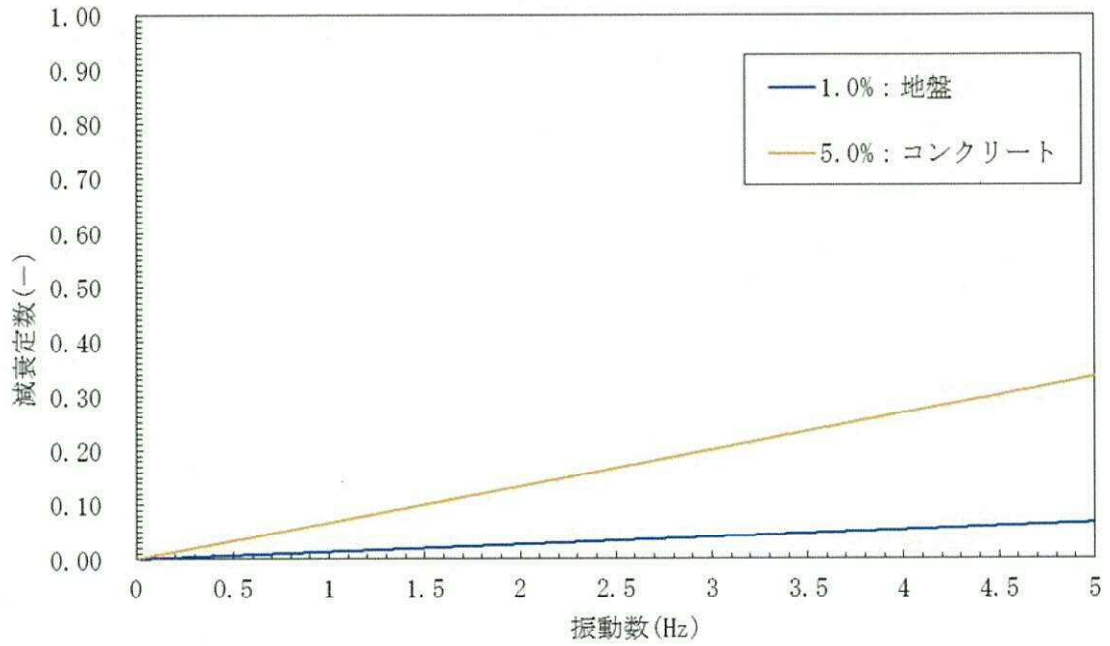


図8-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)
(検討ケース①) : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.747	1%
コンクリート	0.747	5%

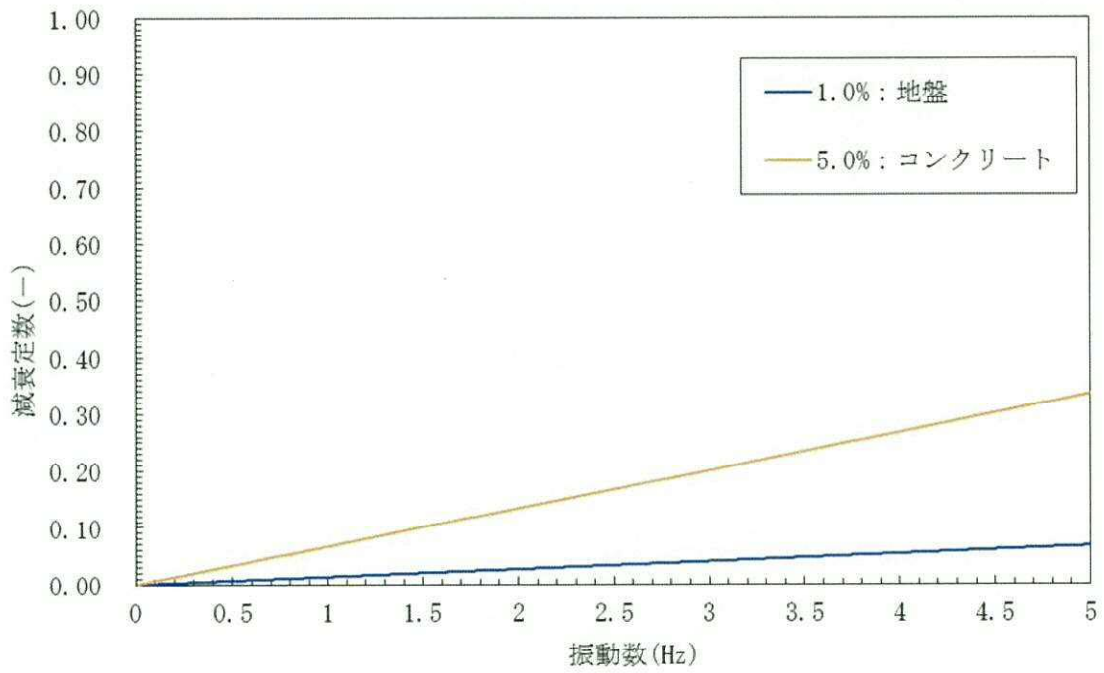


図 8-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (南北方向断面)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.746	1%
コンクリート	0.746	5%

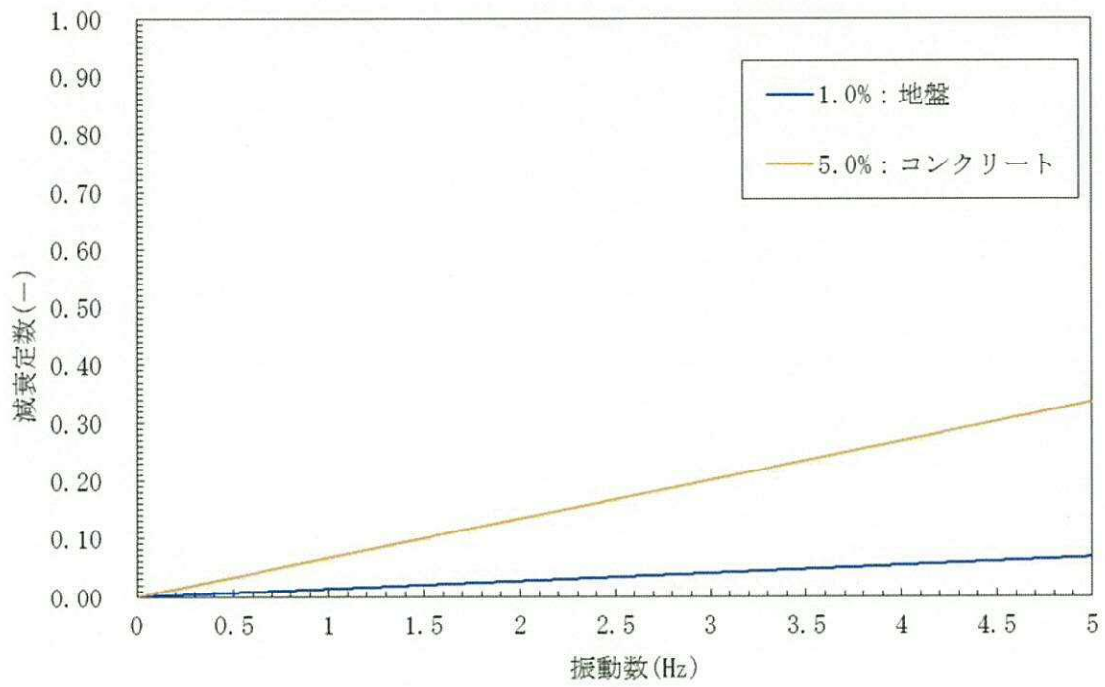


図 8-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)
(検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.747	1%
コンクリート	0.747	5%

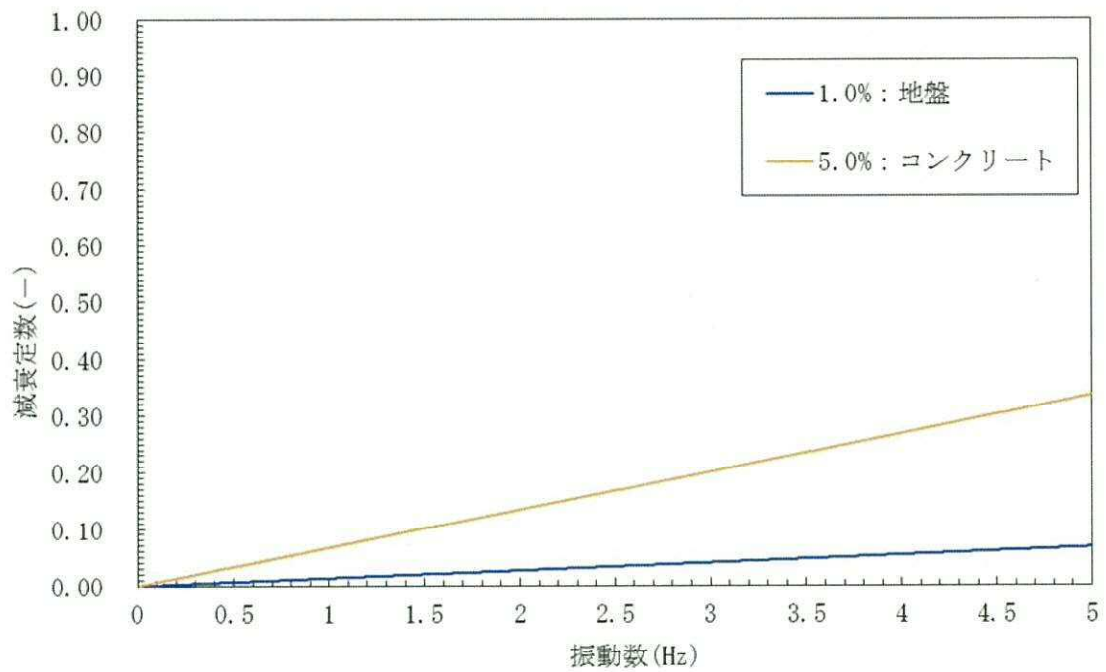


図 8-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰 (南北方向断面)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.745	1%
コンクリート	0.745	5%

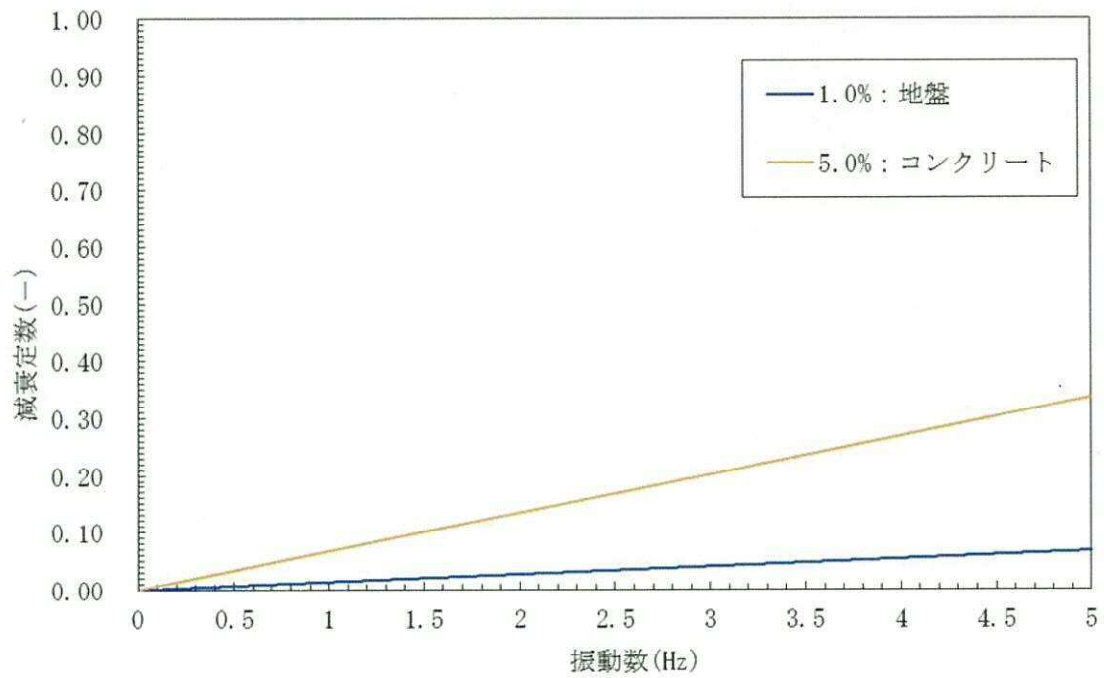


図 8-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)
(検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.746	1%
コンクリート	0.746	5%

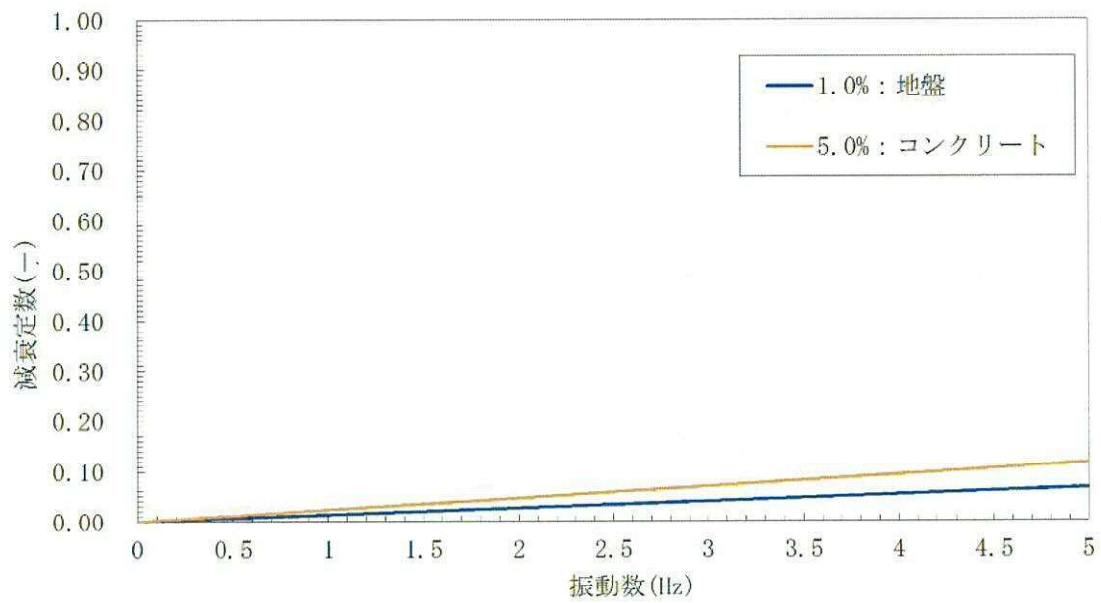


図 8-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰 (南北方向断面)
(検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.744	1%
コンクリート	0.744	5%

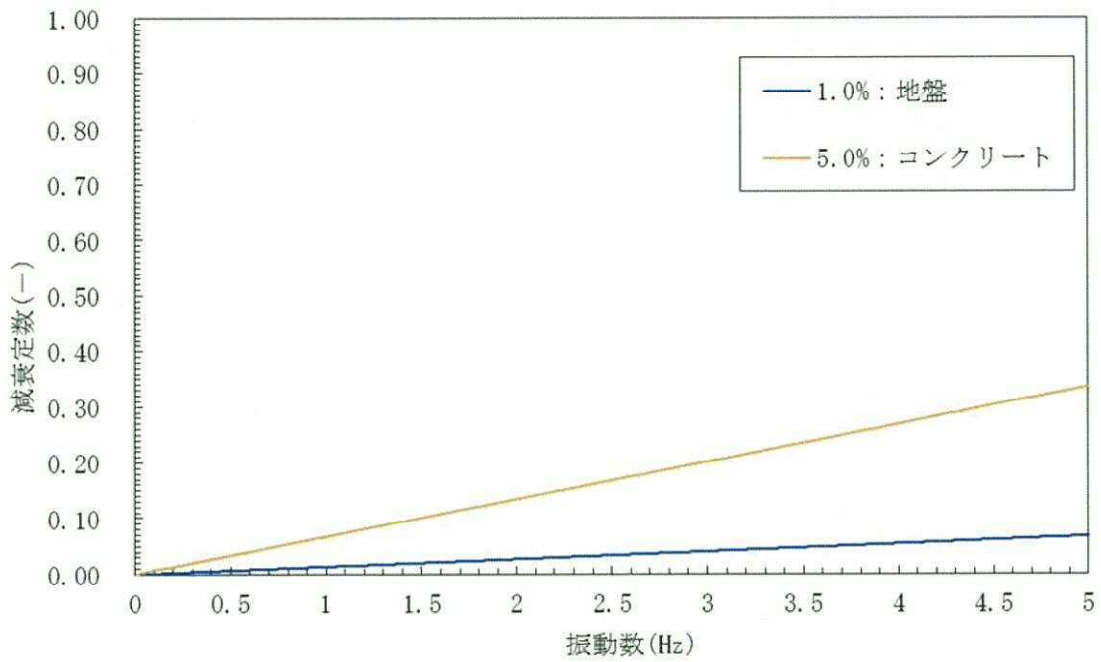


図 8-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰 (東西方向断面)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

	1次固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
地盤	0.746	1%
コンクリート	0.746	5%

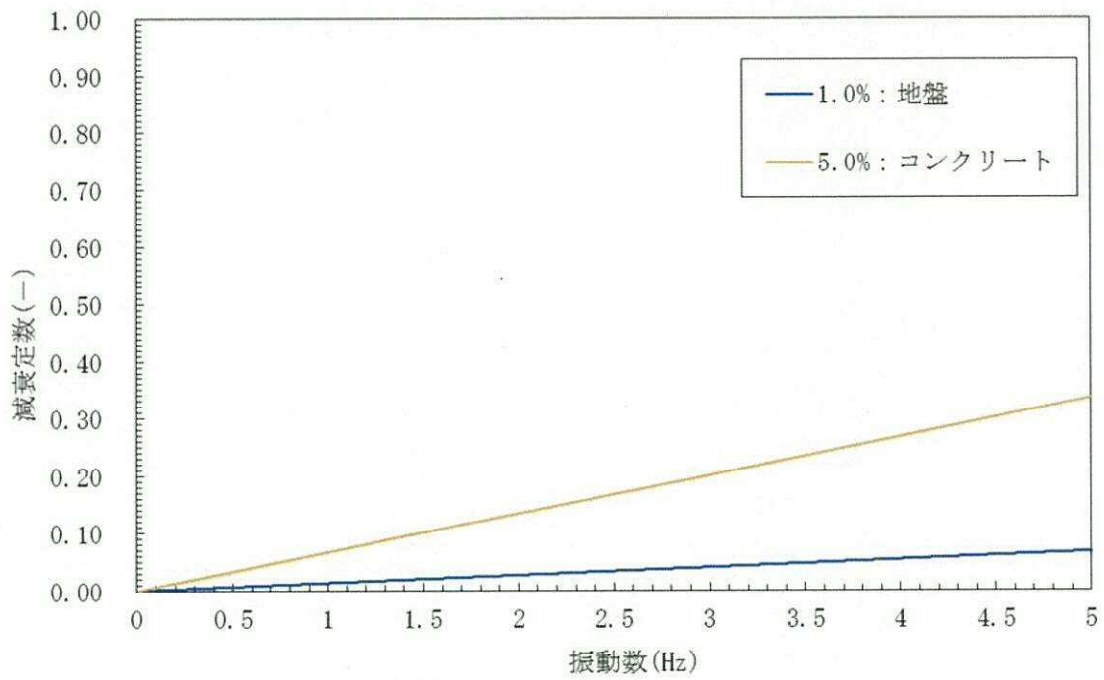


図 8-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰 (南北方向断面)
 (検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

2 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する検討

2.1 検討方針

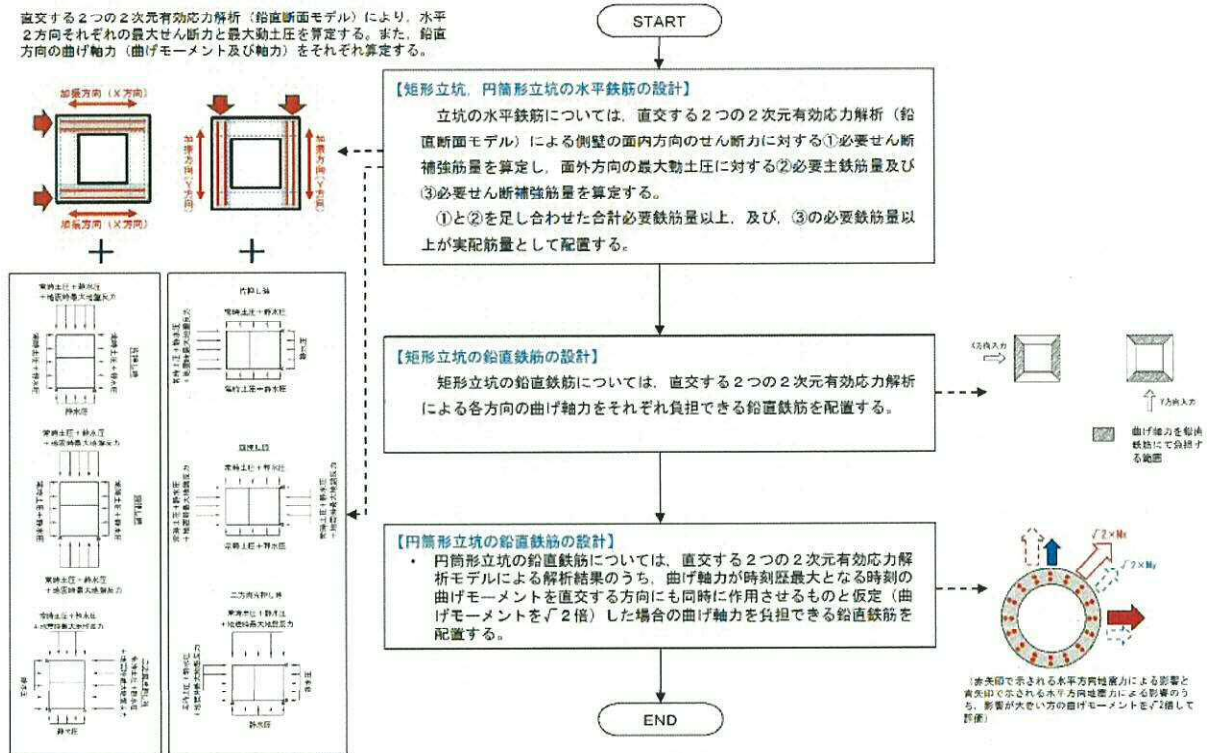


図 8-3 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する検討フロー

図 8-3 に水平二方向及び鉛直方向地震力に対する検討フローを示す。

立坑の水平鉄筋については、直交する 2 断面の 2 次元有効応力解析（鉛直断面モデル）による側壁の面内方向のせん断力に対する、①必要せん断補強筋量を算定する。

また、面外方向の最大動土圧に対する、②必要主鉄筋量及び③必要せん断補強筋量を算定する。

①と②を足し合わせた合計必要鉄筋量以上及び③の必要鉄筋量以上を実配筋量として配置する。

立坑の鉛直鉄筋については、直交する 2 断面の 2 次元有効応力解析モデルによる解析結果のうち、曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直行する方向に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）した場合の曲げ軸力を負担できる鉛直鉄筋を配置する。

2.1.1 鉛直断面の検討方針

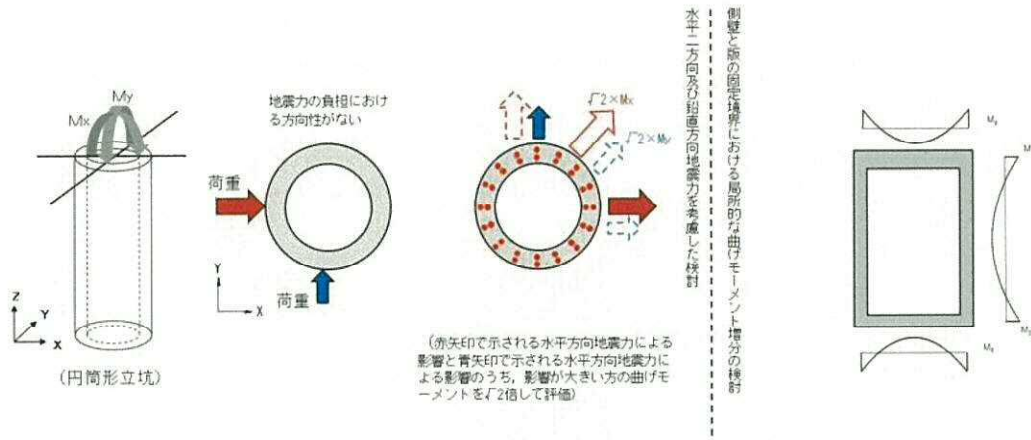


図 8-4 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する鉛直断面の検討方針

図 8-4 に水平二方向及び鉛直方向地震力に対する鉛直断面の検討方針を示す。

各 2 次元鉛直断面モデルにより得られる曲げモーメント及び軸力のうち、曲げ軸力が最大となる方向の曲げモーメントが同時刻に直交方向にも作用すると仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して、鉛直鉄筋に発生する引張応力度（ σ_{v1} ）を求める。

さらなる検討として、境界条件を固定境界とした版解析において固定境界に発生する曲げモーメント（ M_0 ）と、側壁の固定境界に発生する曲げモーメント（ M_1 または M_2 ）を足し合わせた、 $M_0 + \max(M_1, M_2)$ に対し、鉛直鉄筋に発生する引張応力度（ σ_{v2} ）を求める。

上記より求めた鉛直鉄筋の引張応力度（ $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$ ）が許容限界以下であることを確認する。

2.1.2 水平断面の検討方針

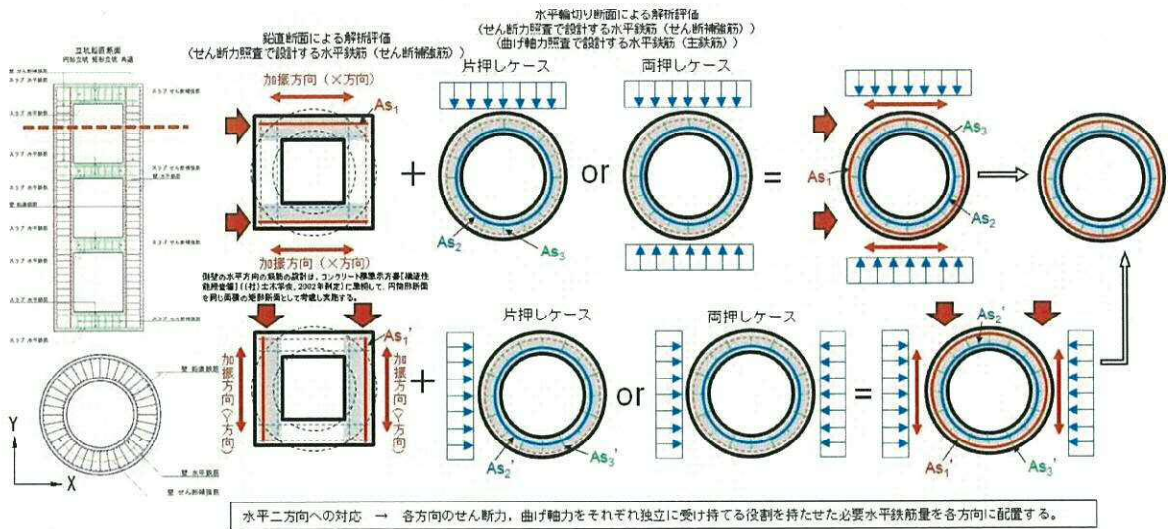


図 8-5 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する水平断面の検討方針

図 8-5 に水平二方向及び鉛直方向地震力に対する水平断面の検討方針を示す。

立坑の水平鉄筋は、2次元鉛直断面モデルにより得られるせん断力に対するせん断補強鉄筋であるとともに、水平断面設計において地震時地盤反力が作用した場合に側壁に発生する曲げモーメント及び軸力に対する引張鉄筋として機能する。

検討方針として、まず各2次元鉛直断面モデルのX方向及びY方向のせん断力照査における必要水平鉄筋量 (A_{s1}) を算定する。

次に水平断面モデルのX方向及びY方向の曲げ軸力照査における必要水平鉄筋量 (A_{s2}) を算定する。

上記で算定された必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量 ($A_{s1} + A_{s2}$) 以上をX方向及びY方向に配置する。

これと共に、水平断面解析モデルにおいて地震時地盤反力を作用させたときに発生する面外せん断力に対しては、水平断面解析モデルにおけるせん断力照査で設計するせん断補強筋 (A_{s3}) を配置する。

2.2 評価結果

2.2.1 鉛直断面の評価結果

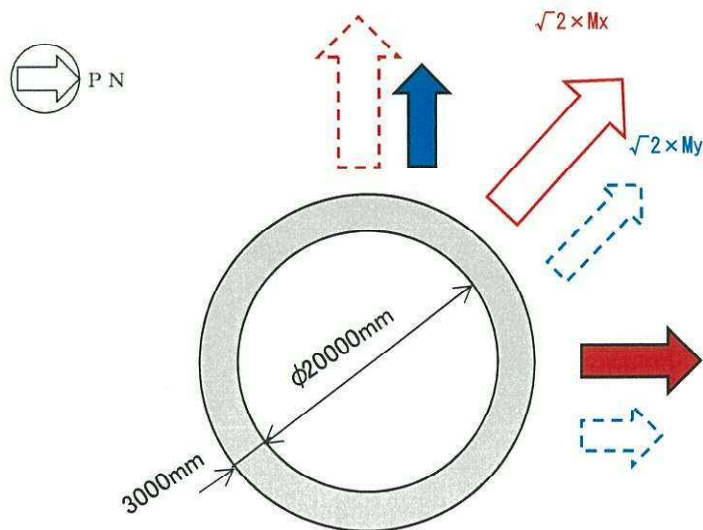
表 2-1 に鉛直断面の評価結果を示す。X 方向, Y 方向それぞれで最大の照査値を示す階層, 解析ケース及び基準地震動での評価結果を示す。

表 2-1 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

評価位置	断面性状					鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}	検討ケース		
	外径 R1 (mm)	内径 R2 (mm)	部材厚 t (mm)	部材幅 b (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)						
X 方向 EL. -14.2 ~-18.5m	有効応力解析	σ_{v1}	26000	20000	3000	—	—	2-D518200 +D418200	3489441	146958	3.71	21.0	0.18	④ S s - D 1 (H+, V+)
	拘束効果による曲げ	σ_{v2}	—	—	3000	1000	2668	2-D518200 +D418200	13532	—	8.36	21.0	0.40	④ S s - D 1 (H+, V+)
	合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	—	—	12.07	21.0	0.58	④ S s - D 1 (H+, V+)
Y 方向 EL. -14.2 ~-18.5m	有効応力解析	σ_{v1}	26000	20000	3000	—	—	2-D518200 +D418200	3471470	136987	3.69	21.0	0.18	④ S s - D 1 (H+, V+)
	拘束効果による曲げ	σ_{v2}	—	—	3000	1000	2668	2-D518200 +D418200	13541	—	8.37	21.0	0.40	④ S s - D 1 (H+, V+)
	合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	—	—	12.05	21.0	0.58	④ S s - D 1 (H+, V+)

表 2-1 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

評価位置	断面性状					鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}	検討ケース		
	外径 R1 (mm)	内径 R2 (mm)	部材厚 t (mm)	部材幅 b (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)						
X 方向 EL. -14.2 ~-18.5m	有効応力解析	σ_{v1}	26000	20000	3000	—	—	2-D518200 +D418200	3489441	146958	77	435	0.18	④ S s - D 1 (H+, V+)
	拘束効果による曲げ	σ_{v2}	—	—	3000	1000	2668	2-D518200 +D418200	13532	—	281	435	0.65	④ S s - D 1 (H+, V+)
	合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	—	—	358	435	0.83	④ S s - D 1 (H+, V+)
Y 方向 EL. -14.2 ~-18.5m	有効応力解析	σ_{v1}	26000	20000	3000	—	—	2-D518200 +D418200	3458106	135425	79	435	0.19	④ S s - D 1 (H+, V+)
	拘束効果による曲げ	σ_{v2}	—	—	3000	1000	2668	2-D518200 +D418200	13541	—	281	435	0.65	④ S s - D 1 (H+, V+)
	合計	$\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$	—	—	—	—	—	—	—	—	360	435	0.83	④ S s - D 1 (H+, V+)



2.2.2 水平断面の評価結果

表 2-2 に水平断面の評価結果を示す。X 方向, Y 方向それぞれで最大の照査値を示す階層, 解析ケース及び基準地震動での評価結果を示す。

表 2-2 (1) 水平鉄筋の鉛直せん断力に対する評価結果 (A_{s1})

	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) A_{s1} (mm ²)	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	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
X 方向の水平鉄筋	EL. 3.0 ~-6.4m	5318	23042	21875	5270 ^{※1}	130358	162020	0.81	④ S s-D 1 (H+, V+)
Y 方向の水平鉄筋	EL. 3.0 ~-6.4m	5318	23042	21875	5270 ^{※1}	133439	162020	0.83	④ S s-D 1 (H+, V+)

※1 実配筋: 2-D51@200 (20270mm²)

表 2-2 (2) 水平断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

	評価位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) A_{s2} (mm ²)	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}	検討ケース	
		地震時荷重 荷重 方法	方向	常時 土水圧	引張	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)		有効高 d (mm)	曲げ モーメント (kN・m/m)					軸力 (kN/m)
X 方向の水平鉄筋	EL. -14.2 ~-18.5m	両押し	↓	最小	内側	1000	3000	2800	10135 ^{※1}	13451	5029	12.32	21.0	0.59	④ S s-D 1 (H-, V-)
Y 方向の水平鉄筋	EL. -14.2 ~-18.5m	両押し	→	最小	内側	1000	3000	2800	10135 ^{※1}	14121	5249	12.93	21.0	0.62	④ S s-D 1 (H-, V-)

※1 実配筋: 2-D51@200 (20270mm²)

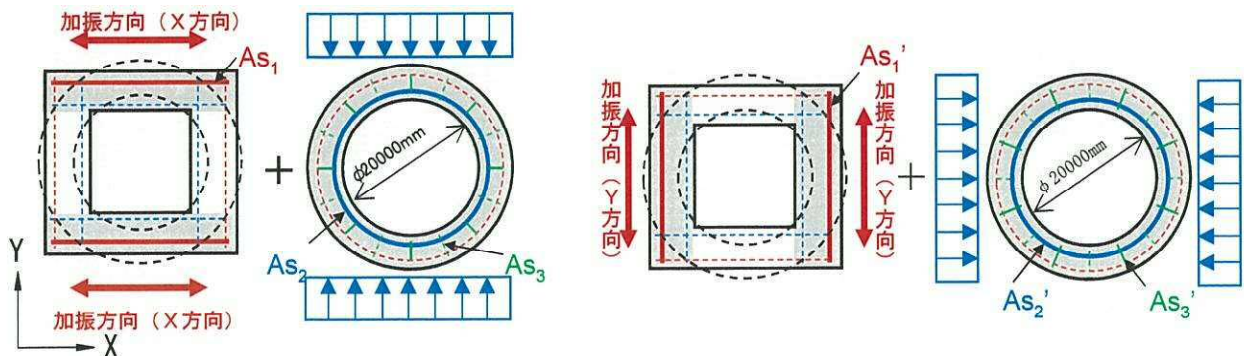
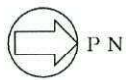
表 2-2 (3) 水平鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果 (A_{s2})

	評価位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) A_{s2} (mm ²)	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}	検討ケース	
		地震時荷重 荷重 方法	方向	常時 土水圧	引張	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)		有効高 d (mm)	曲げ モーメント (kN・m/m)					軸力 (kN/m)
X 方向の水平鉄筋	EL. 3.0 ~-6.4m	両押し	↓	最小	内側	1000	3000	2725	15000 ^{※1}	13982	461	379	435	0.88	④ S s-D 1 (H-, V-)
Y 方向の水平鉄筋	EL. 3.0 ~-6.4m	両押し	→	最小	内側	1000	3000	2725	15000 ^{※1}	14056	579	377	435	0.87	④ S s-D 1 (H-, V-)

※1 実配筋: 2-D51@200 (20270mm²)

表 2-2 (4) 水平断面のせん断力に対する評価結果 (A_{s3})

	評価位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) A_{s3}	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	検討ケース
		地震時荷重 荷重 方法	方向	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
X 方向に直行する せん断補強筋	EL. 3.0 ~-6.4m	両押し	↓	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2627	4348	0.61	④ S s-D 1 (H-, V-)
Y 方向に直行する せん断補強筋	EL. -14.2 ~-18.5m	片押し	→	最小	1000	3000	2800	D25@400×200	3370	5538	0.61	④ S s-D 1 (H-, V-)



2.2.3 水平鉄筋の配筋量に対する評価結果

(1) 評価位置及び評価ケースの選定

立坑水平断面の設計においては、各階層で設計に用いる地震時地盤反力が最大となる解析ケース及び基準地震動を選定している。

表 2-3 に評価位置選定結果を示す。地震時地盤反力が最大となる階層において鉛直断面せん断及び水平断面の曲げ軸力照査が厳しくなり、水平鉄筋量が多くなると想定されることから、評価位置は地震時地盤反力が最大となる階層を選定する。選定の結果、EL. -14.2~-18.5m が選定された。

表 2-4 に解析ケース及び基準地震動選定結果を示す。解析ケース及び基準地震動については、上記で選定された階層において鉛直断面のせん断力に対する設計及び水平断面の設計でそれぞれ最大照査値をとる場合の解析ケース及び基準地震動を選定する。

表 2-3 評価位置選定結果

	南北方向			東西方向		
	地盤反力度 (kN/m ²)	解析 ケース	基準地震動	地盤反力度 (kN/m ²)	解析 ケース	基準地震動
EL. 3.0 ~-6.4m	318	④	S _s -D 1 (H-, H-)	326	④	S _s -D 1 (H-, H-)
EL. -6.4 ~-14.2m	460	①	S _s -3 1 (H+, H+)	424	④	S _s -D 1 (H+, H+)
EL. -14.2 ~-18.5m	953	③	S _s -D 1 (H-, H-)	908	④	S _s -D 1 (H-, H-)

表 2-4 解析ケース及び基準地震動選定結果

EL. -14.2~-18.5m		最大照査値 ^{※1}	解析 ケース	基準地震動
鉛直断面せん断	X方向	0.38	④	S _s -D 1 (H+, H+)
	Y方向	0.40	④	S _s -D 1 (H+, H+)
水平断面	X方向	0.40	④	S _s -D 1 (H-, H-)
	Y方向	0.42	④	S _s -D 1 (H-, H-)

※1 実配筋に対する照査結果

(2) 鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量

鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量は、以下の式を用いて算定する。

$$\begin{aligned}V_{s\text{-req}} &= V - V_{ca} \\A_{w\text{-req}} &= V_{s\text{-req}} \cdot s / (\sigma_{sa} \cdot j \cdot d) \\A_{s1} &= A_{w\text{-req}} / n \cdot 1000 / s\end{aligned}$$

ここで、

$V_{s\text{-req}}$: せん断補強筋が負担するせん断力
 $A_{w\text{-req}}$: 1組当たりのせん断補強筋の必要鉄筋量
 A_{s1} : 奥行 1.0m 当りのせん断補強筋の必要鉄筋量
 V : 作用せん断力
 V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
 b : 腹部幅
 j : 1/1.15
 d : 有効高さ
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : せん断補強筋の間隔
 n : 1組のせん断補強筋の本数

(3) 評価結果

立坑の水平鉄筋については、直交する2つの2次元有効応力解析による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量と面外方向の最大動土圧に対する必要主鉄筋量及びせん断補強筋量をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

表 2-5 (1) 鉛直断面のせん断力に対する必要水平鉄筋量算定結果 (A_{s1})

方向	階層	解析ケース	基準地震動	作用せん断力 V (kN)	腹筋幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート 許容 せん断 応力度 τ _{at} (N/mm ²)	コンクリート 許容 せん断力 V _{ca} (kN)	せん断 補強筋が 負担する せん断力 V _{st+st} (kN)	せん断 補強筋 許容 応力度 σ _{ss} (N/mm ²)	せん断 補強筋の 間隔 s (mm)	1組の せん断 補強筋の 本数 n (本)	必要 せん断 補強筋量	
													A _{s1+st} (mm ² /組)	A _{s1} (mm ² /m)
X方向	EL. -14.2 ~-18.5m	④	S s - D 1 (H+, V+)	189618	5318	21875	0.825	83455	106163	300	200	4	5183	5479
Y方向	EL. -14.2 ~-18.5m	④	S s - D 1 (H+, V+)	200106	5318	21875	0.825	83455	116651	300	200	4	5551	6939

表 2-5 (2) 水平断面の曲げ軸力に対する必要水平鉄筋量算定結果 (A_{s2})

方向	階層	解析ケース	基準地震動	断面性状			鉄筋種別	発生断面力		短期許容 応力度 σ _{ss} (N/mm ²)	必要 鉄筋量 A _{s2} (mm ² /m)
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)		
X方向	EL. -14.2 ~-18.5m	④	S s - D 1 (H-, V-)	1000	3000	2800	SD490	13451	5029	435	7379
Y方向	EL. -14.2 ~-18.5m	④	S s - D 1 (H-, V-)	1000	3000	2800	SD490	14121	5248	435	7821

表 2-5 (3) 水平鉄筋量照査結果 (A_{s1} + A_{s2})

方向	階層	鉛直断面の せん断力に 対する 必要鉄筋量 A _{s1} (mm ² /m)	水平断面の 曲げ軸力に 対する 必要鉄筋量 A _{s2} (mm ² /m)	① 合計 必要鉄筋量 A _{s1} + A _{s2} (mm ² /m)	② 実配筋量 A _s (mm ² /m)	比率 ①/②
		X方向	EL. -14.2 ~-18.5m	6479	7379	13858
Y方向	EL. -14.2 ~-18.5m	6939	7821	14760	20270	0.73

2.2.4 設計用地震時地盤反力の裕度に対する評価

(1) 検討フロアの選定

水平断面設計の曲げ軸力照査及びせん断照査結果から厳しいフロアを選定し、そのフロアにおいて照査値が1.0になるような地震時地盤反力（以後、許容限界地震時最大地盤反力と呼ぶ）を算定し、設計用地盤反力の裕度を評価する。

表 2-6 に水平断面設計の曲げ軸力及びせん断照査結果を示す。立坑水平断面の設計において照査値が最も厳しいのは東西方向 EL. 3.0～-6.4m で、照査値は 0.88 であった。この照査値は曲げ軸力照査より得られた値であるため、東西方向 EL. 3.0～-6.4m における曲げ軸力照査に対する許容限界地震時地盤反力を算出した。その結果を表 2-7 に示す。

表 2-6(1) 水平断面曲げ軸力照査結果

方向	評価位置	検討ケース	決定ケース		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) A _{s2} (mm ²)	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}	地盤 反力 (kN/m ²)		
			地震時荷重 載荷 方法	方向	常時 土水圧	引張	部材幅 b(mm)		部材高 h(mm)	有効高 d(mm)					曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)
東西	EL. 3.0 ～-6.4m	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	↓	最小	内側	1000	3000	2725	1500n ^{※1}	13982	461	379	435	0.88	326
	EL.-6.4 ～-14.2m	④S s-D 1 (H+, V+)	両押し	↓	最小	内側	1000	3000	2725	20270 ^{※2}	13403	857	262	435	0.61	424
	EL.-14.2 ～-18.5m	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	↓	最小	内側	1000	3000	2800	10135 ^{※1}	13451	5029	301	435	0.70	908
南北	EL. 3.0 ～-6.4m	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	←	最小	内側	1000	3000	2725	1500n ^{※1}	14056	579	377	435	0.87	318
	EL.-6.4 ～-14.2m	④S s-3 1 (H+, V+)	両押し	←	最小	内側	1000	3000	2725	20270 ^{※2}	15413	568	311	435	0.72	460
	EL.-14.2 ～-18.5m	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	←	最小	内側	1000	3000	2800	10135 ^{※1}	14121	5248	319	435	0.74	953

※1 実配筋：2-D51@200(20270mm²)

※2 実配筋：3-D51@200(30405mm²)

表 2-6(2) 水平断面せん断照査結果

方向	評価位置	検討ケース	決定ケース		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 _u (kN/m)	照査値 V/V _u	地盤 反力 (kN/m ²)	
			地震時荷重 載荷 方法	方向	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)						有効高 d(mm)
東西	EL. 3.0 ～-6.4m	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	↓	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2627	4348	0.61	326
	EL.-6.4 ～-14.2m	④S s-D 1 (H+, V+)	両押し	↓	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	2654	5389	0.50	424
	EL.-14.2 ～-18.5m	④S s-D 1 (H-, V-)	二方向 片押し	→↓	最小	1000	3000	2800	D25@400×200	3234	5538	0.59	908
南北	EL. 3.0 ～-6.4m	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	←	最小	1000	3000	2725	D22@400×200	2629	4348	0.61	318
	EL.-6.4 ～-14.2m	④S s-3 1 (H+, V+)	両押し	←	最小	1000	3000	2725	D25@400×200	3009	5389	0.56	460
	EL.-14.2 ～-18.5m	④S s-D 1 (H-, V-)	片押し	→	最小	1000	3000	2800	D25@400×200	3370	5538	0.61	953

表 2-7 許容限界地震時最大地盤反力算定結果

方向	評価位置	許容限界 地震時最大 地盤反力 (kN/m ²)	検討ケース	決定ケース		対象 照査項目	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}	
				地震時荷重 載荷 方法	常時 土水圧					
東西	EL. 3.0 ～-6.4m	384	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	↓	最小	鉄筋曲げ照査	432	435	1.00
南北	EL. 3.0 ～-6.4m	379	④S s-D 1 (H-, V-)	両押し	←	最小	鉄筋曲げ照査	433	435	1.00

(2) 評価結果

表 2-8 に、算出した許容限界地震時最大地盤反力と各検討ケースの水平断面設計地盤反力の比較結果を示す。同表により、設計用地盤反力は、水平鉄筋から算定した許容限界地震時最大地盤反力に対して下回っている。したがって、実配筋は耐震安全性に対して裕度を確保していることが確認された。

表 2-8 許容限界地震時最大地盤反力と水平断面設計地盤反力の比較結果

水平断面東西方向 E.L3.0~6.4m 許容限界地震時最大地盤反力 384 kN/m ²							
地盤動	検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	263 (0.68)			314 (0.82)		
	H+, V-	288 (0.75)					
	H-, V+	265 (0.69)					
	H-, V-	304	305	316	326	252	255
		(0.79)	(0.79)	(0.82)	(0.85)	(0.66)	(0.67)
S ₁ -11		204 (0.53)					
S ₁ -12		237 (0.62)					
S ₁ -13		232 (0.60)					
S ₁ -14		227 (0.59)					
S ₁ -21		225 (0.59)					
S ₁ -22		244 (0.64)					
S ₁ -31	H+, V+	250 (0.65)					
	H-, V+	218 (0.57)					

水平断面南北方向 E.L3.0~6.3m 許容限界地震時最大地盤反力 379 kN/m ²							
地盤動	検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	260 (0.69)			316 (0.82)		
	H+, V-	293 (0.77)					
	H-, V+	259 (0.68)					
	H-, V-	298	301	298	318	249	248
		(0.79)	(0.79)	(0.79)	(0.84)	(0.66)	(0.66)
S ₁ -11		164 (0.43)					
S ₁ -12		239 (0.63)					
S ₁ -13		254 (0.67)					
S ₁ -14		189 (0.50)					
S ₁ -21		226 (0.60)					
S ₁ -22		260 (0.69)					
S ₁ -31	H+, V+	256 (0.68)					
	H-, V+	227 (0.60)					

常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価

目次

9.1 評価条件	1
9.2 評価条件	2
9.2.1 適用基準	2
9.2.2 耐震安全性評価フロー	3
9.2.3 評価対象断面の方向	8
9.2.4 評価対象断面の選定	10
9.2.5 使用材料及び材料定数	16
9.2.6 評価構造物諸元	19
9.2.7 地下水位	20
9.2.8 地震応答解析手法	20
9.2.9 解析モデルの設定	21
9.2.10 減衰定数	31
9.2.11 荷重の組合せ	37
9.2.12 地震応答解析の検討ケース	40
9.3 評価内容	43
9.3.1 入力地震動の設定	43
9.3.2 許容限界の設定	76
9.3.3 鉛直断面の設計	82
9.3.4 水平断面の設計	84
9.3.5 版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価	89
9.3.6 カルバート部の設計	91
9.4 評価結果	95
9.4.1 地震応答解析結果	95
9.4.2 鉛直断面に対する耐震評価結果	239
9.4.3 側壁水平断面に対する耐震評価結果	273
9.4.4 頂版及び中床版に対する耐震評価結果	326
9.4.5 底版に対する耐震評価結果	368
9.4.6 版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価	389
9.4.7 カルバート部に対する耐震評価結果	427
9.4.8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	495
9.5 まとめ	515
9.6 概略配筋図	516

9. 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価

9.1 評価条件

常設低圧代替注水系ポンプ室は、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に対応するため設置し、代替淡水貯槽用のポンプ及び配管の間接支持機能を有する。

常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

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

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

常設低圧代替注水系ポンプ室について基準地震動 S_0 による耐震安全性評価として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持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。

9.2 評価条件

9.2.1 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)

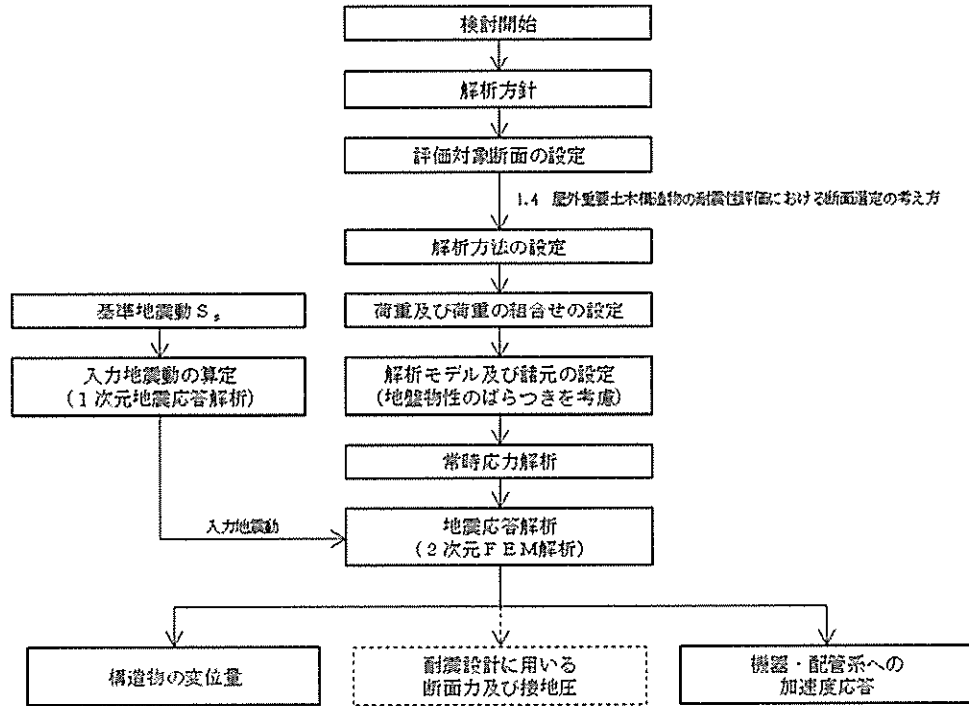
項目ごとの適用する規格，基準類を表 9.2-1 に示す。

表 9.2-1 適用する規格，基準類

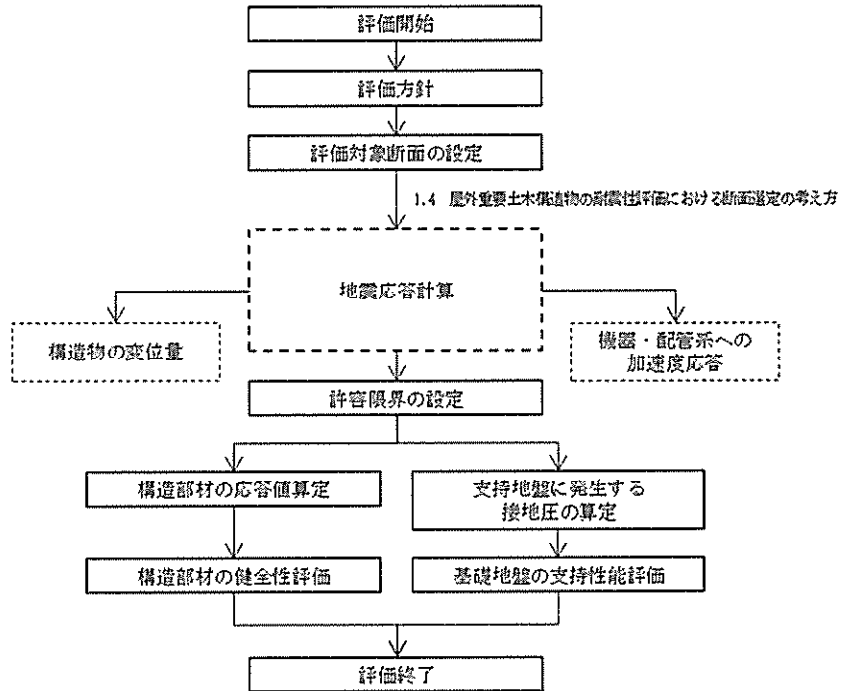
項目	参考とする主な基準	備考
使用材料及び 材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編)・同解説 (平成 24 年 3 月) 	—
荷重及び 荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編)・同解説 (平成 24 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
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) ・ J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ及びせん断に対する照査は，許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認 ・接地圧が基礎地盤の極限支持力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) 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

9.2.2 耐震安全性評価フロー

図 9.2-1 に常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価フローを示す。



<地震応答計算>



<耐震性評価>

注記 * 部材評価フローに詳細記述する。

図 9.2-1 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価フロー

部材評価フローを図 9.2-2 に、部材評価概念図を図 9.2-3 に、各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 9.2-4 に示す。また、各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 9.2-2 に示す。

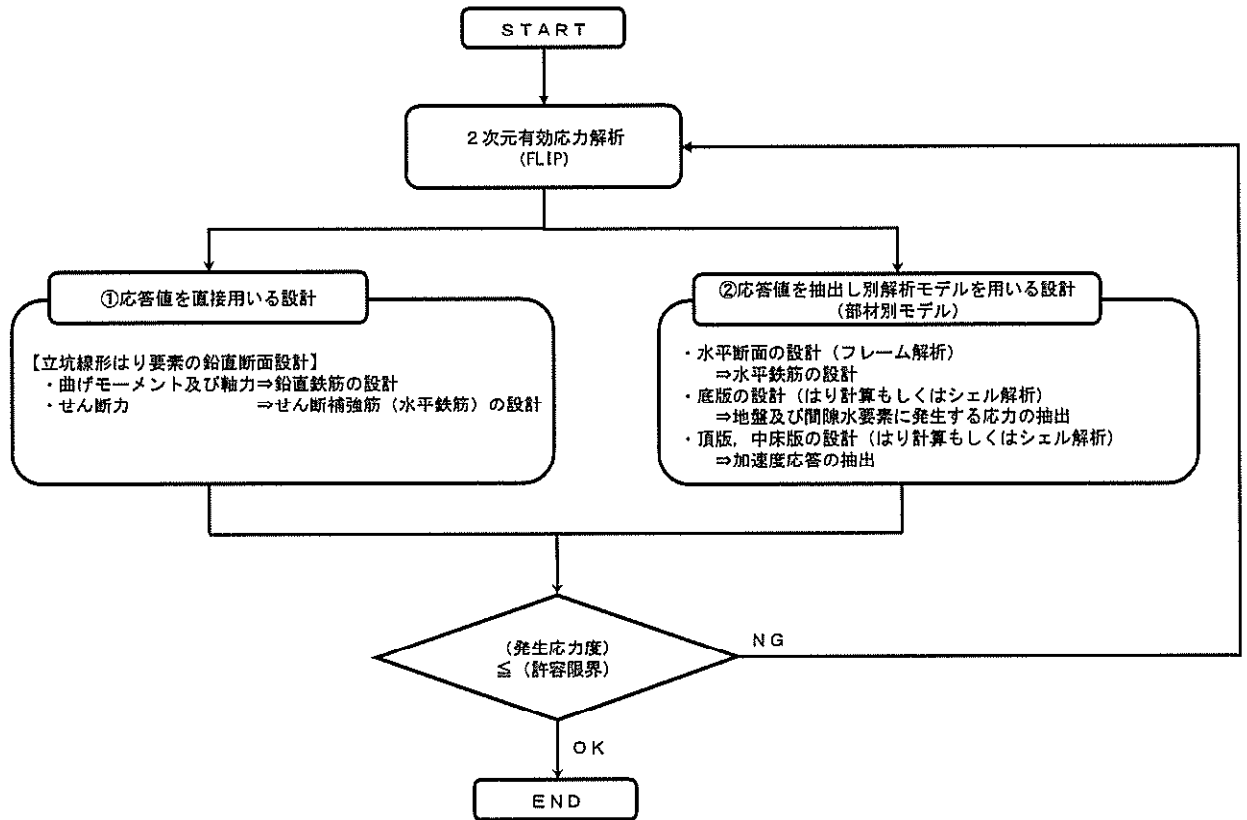
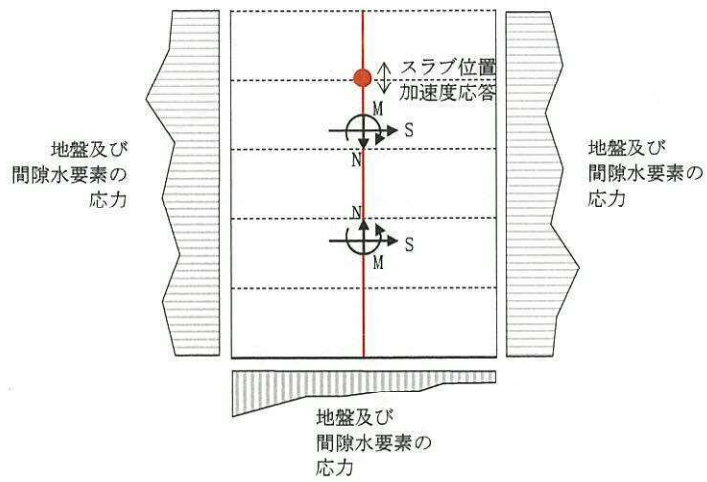
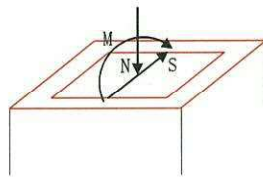


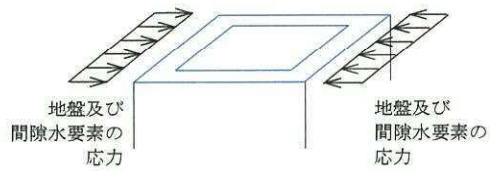
図 9.2-2 常設低圧代替注水系ポンプ室の耐震安全性評価フロー



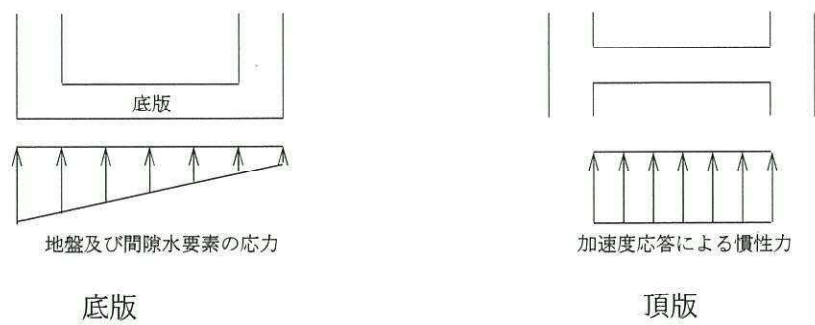
a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出



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 9.2-3 部材評価概念図

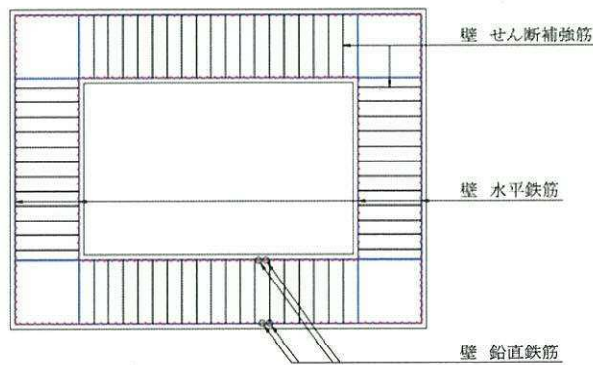
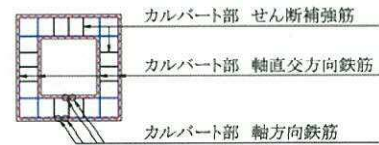
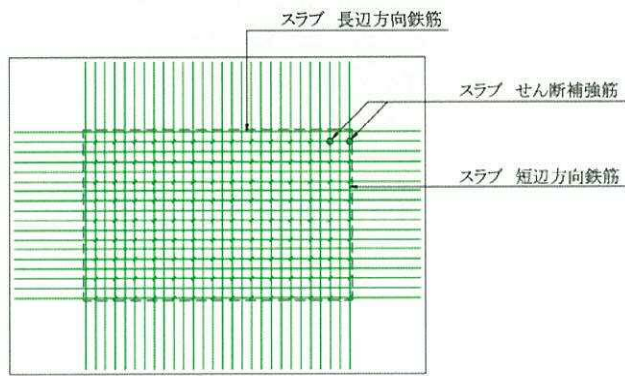
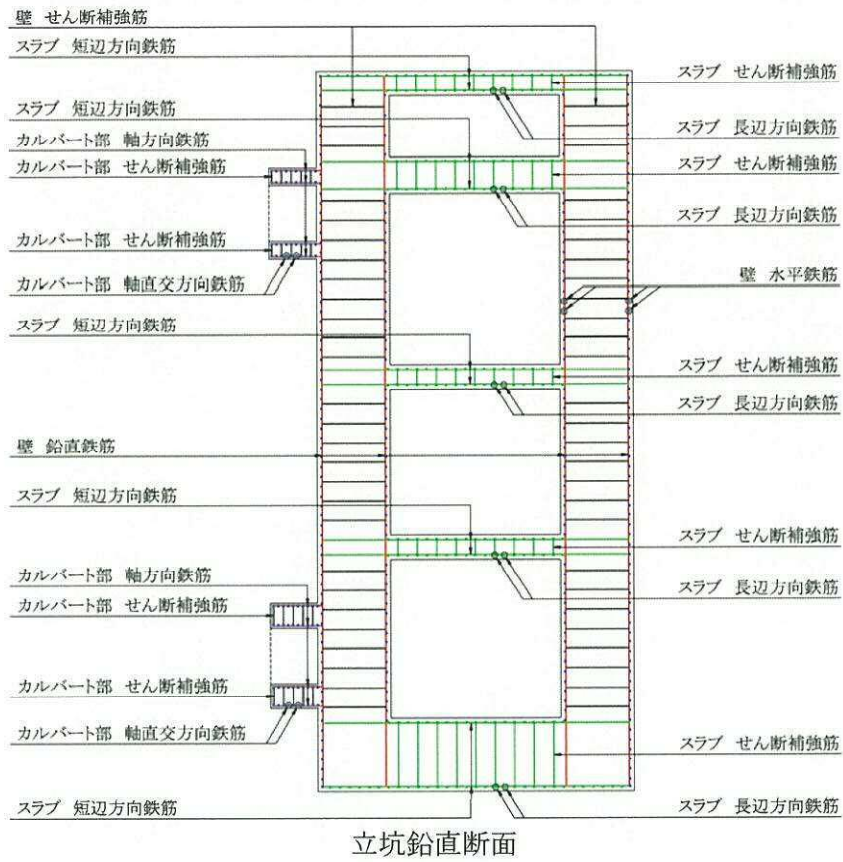


図 9.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 9.2-2 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)	
頂版及び 中床版	水平鉄筋	頂版及び中床版の設計(曲げモーメント)	
	せん断補強筋	頂版及び中床版の設計(せん断力)	
カルバート部	軸直交方向鉄筋	カルバート部断面の設計(曲げ軸力)	
		立坑線形はり要素の鉛直断面設計(せん断力)	
	軸方向鉄筋	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(曲げ軸力)	
	せん断補強筋	カルバート部断面の設計(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。

9.2.3 評価対象断面の方向

常設低圧代替注水系ポンプ室の位置を図 9.2-5 に示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室は、長辺 17.0 m (東西方向)、短辺 13.0 m (南北方向)、高さ 29.5 m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、比較的単純な箱型構造物である。長辺と短辺の長さに大きな違いがなく、強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でないことから、東西方向断面と南北方向断面の両方向を評価対象断面とする。

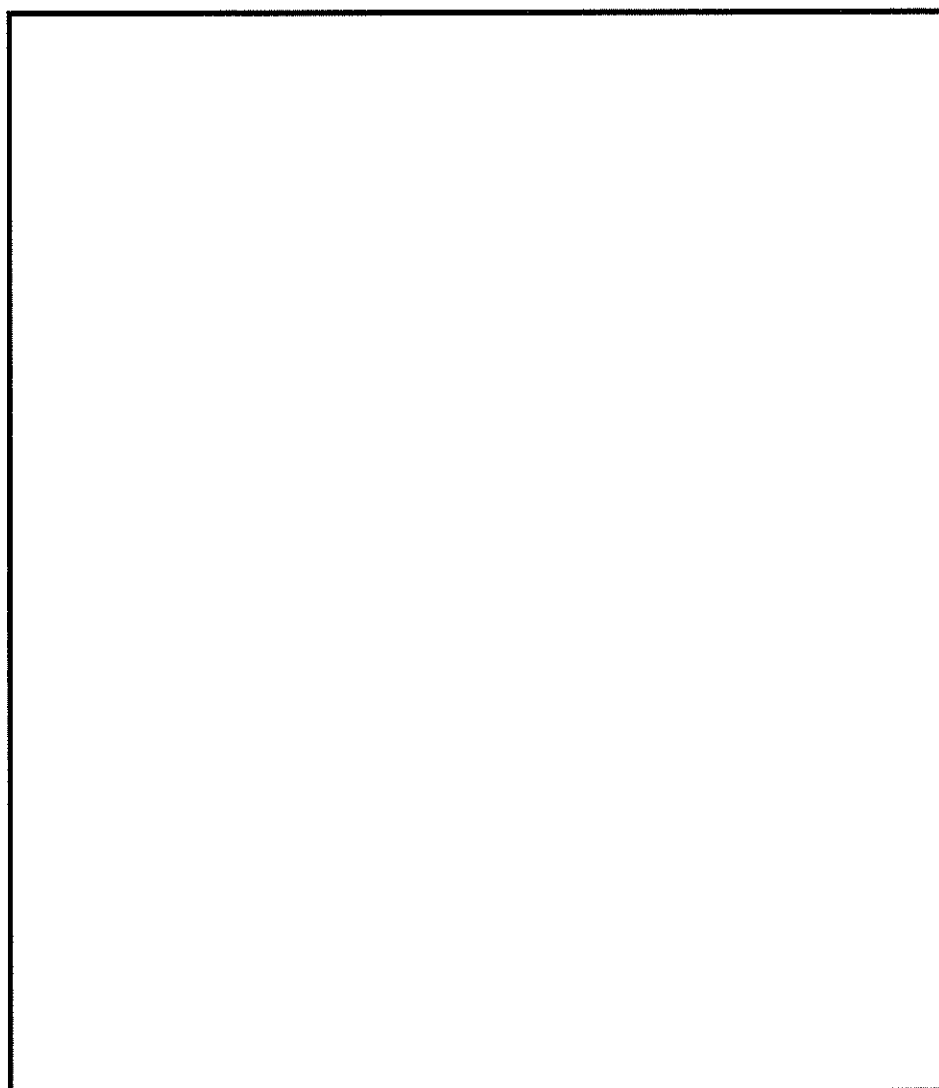


図 9.2-5 (1) 常設低圧代替注水系ポンプ室位置図 (全体図)

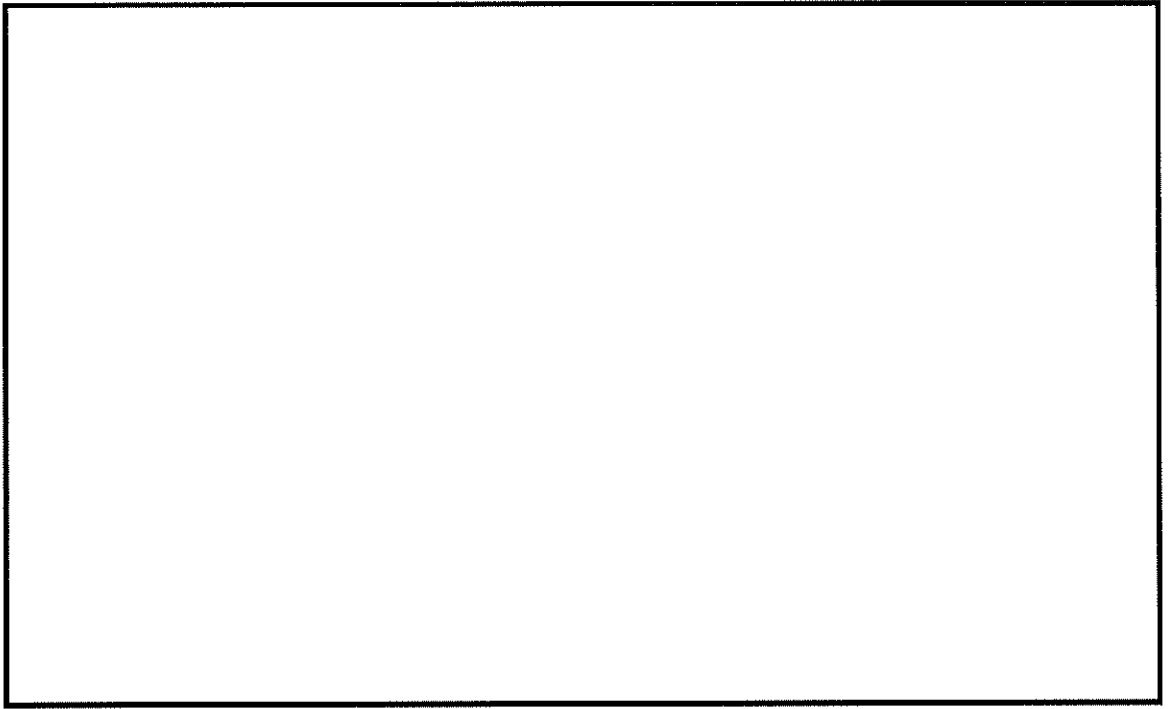


図 9.2-5 (2) 常設低圧代替注水系ポンプ室位置図 (拡大図)

9.2.4 評価対象断面の選定

図 9.2-6 及び図 9.2-7 に常設低圧代替注水系ポンプ室の平面図及び断面図を示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室は、東西方向 17.0 m、南北方向 13.0 m、高さ 29.5 m の多層ラーメン構造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。北側に常設低圧代替注水系配管カルバートへ開口部で接続し、南側に代替淡水貯槽へ接続するカルバートの張出しを有する。南側のカルバートの内空幅及び高さは 2.3 m である。

評価対象断面は、「1.4.9 常設低圧代替注水系ポンプ室の断面算定の考え方」で記載したとおり、常設低圧代替注水系ポンプ室は、角筒形の鉄筋コンクリート構造物であり、互いに直交する荷重はそれぞれ異なる構造部材で受け持つ設計とすることから、耐震評価では、常設低圧代替注水系ポンプ室の東西方向断面及び南北方向断面の 2 断面を選定し、基準地震動 S_0 に対する耐震評価を実施する。なお、南北方向断面においては、カルバート部を奥行き方向に等価な剛性でモデル化し、カルバートの上載荷重を考慮する。

評価対象断面位置図を図 9.2-8 に、評価対象断面図を図 9.2-9 に示す。

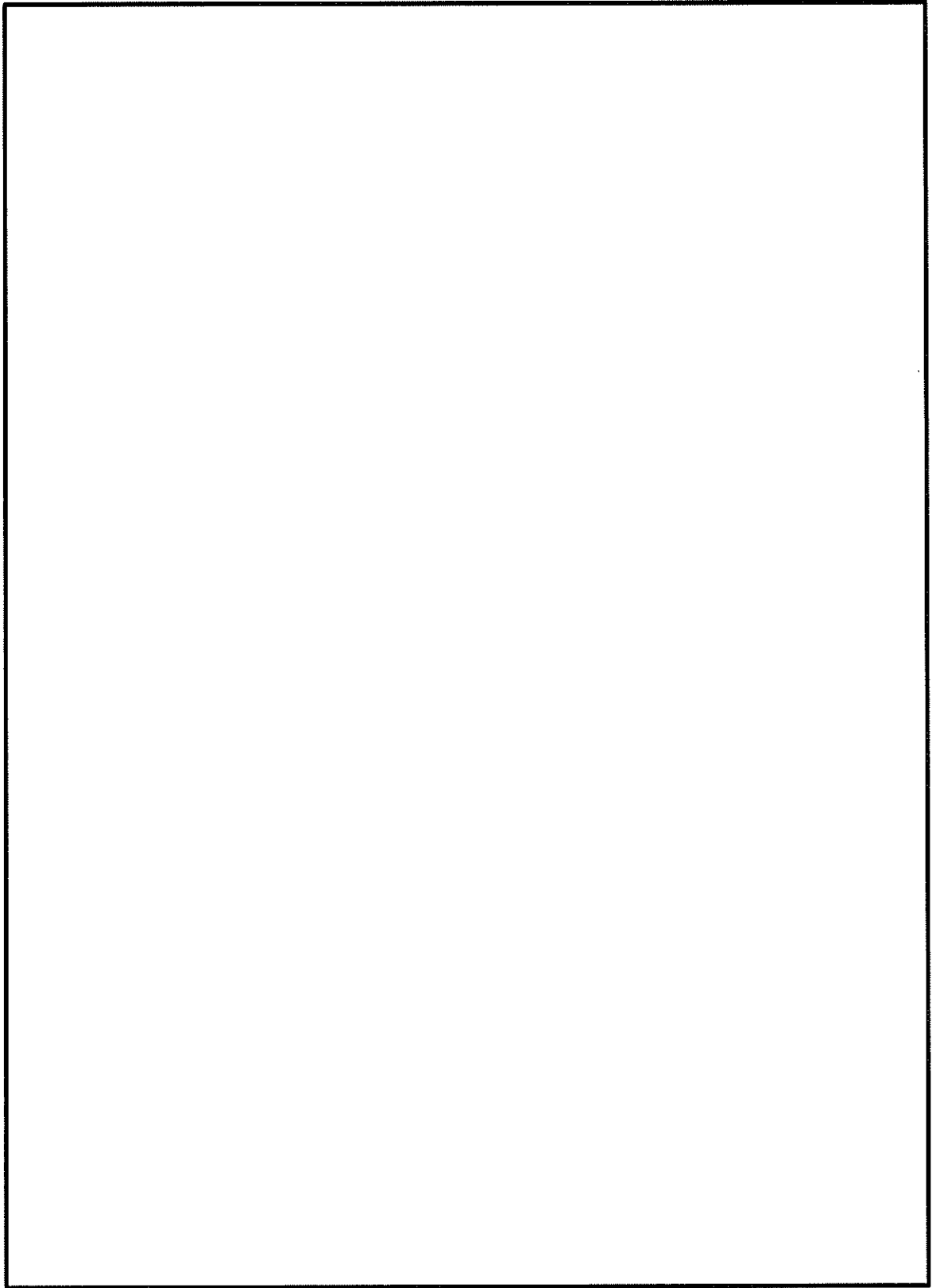


図 9.2-6 常設低圧代替注水系ポンプ室 平面図

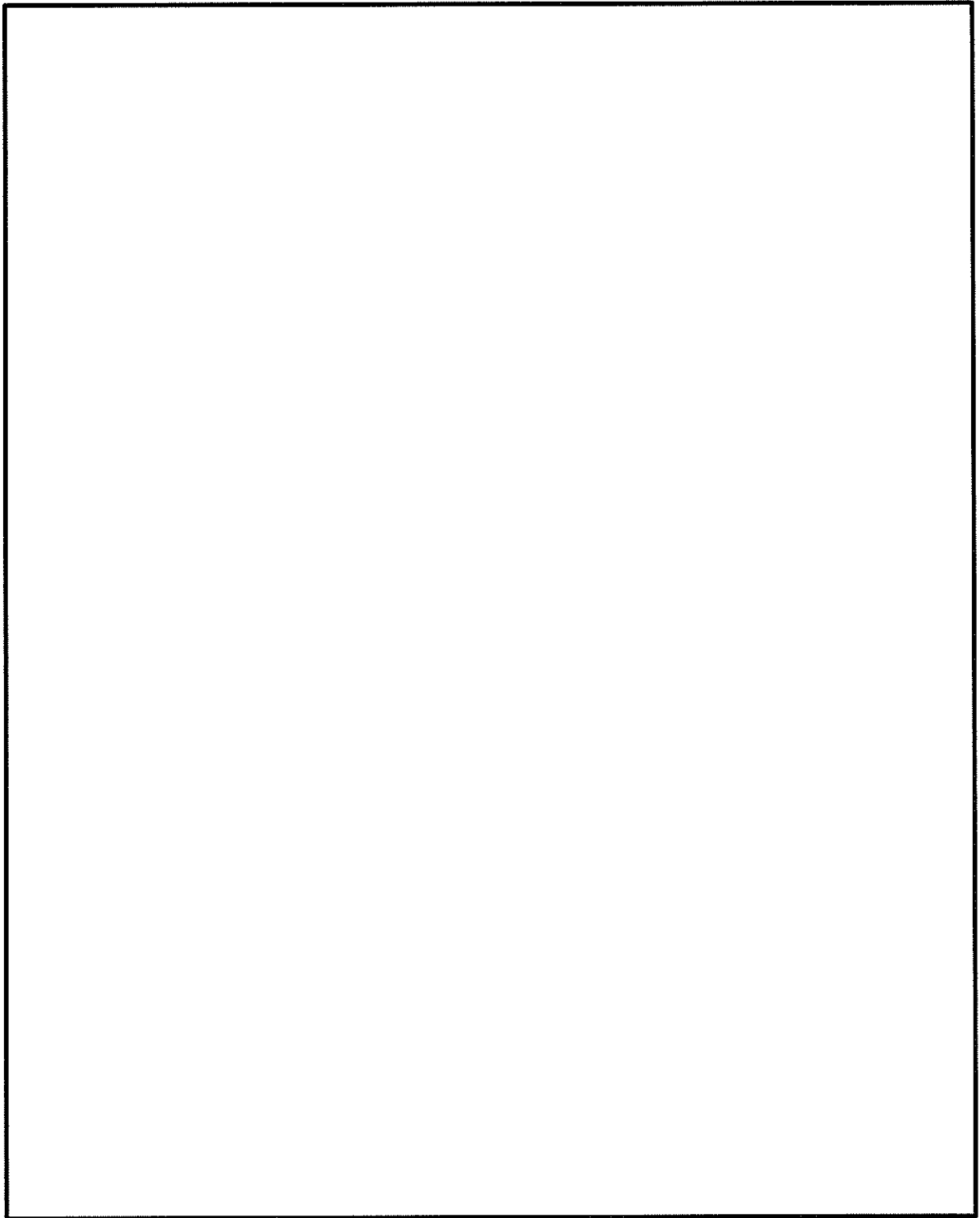


図 9.2-7 (1) 常設低圧代替注水系ポンプ室断面図 (東西方向断面)

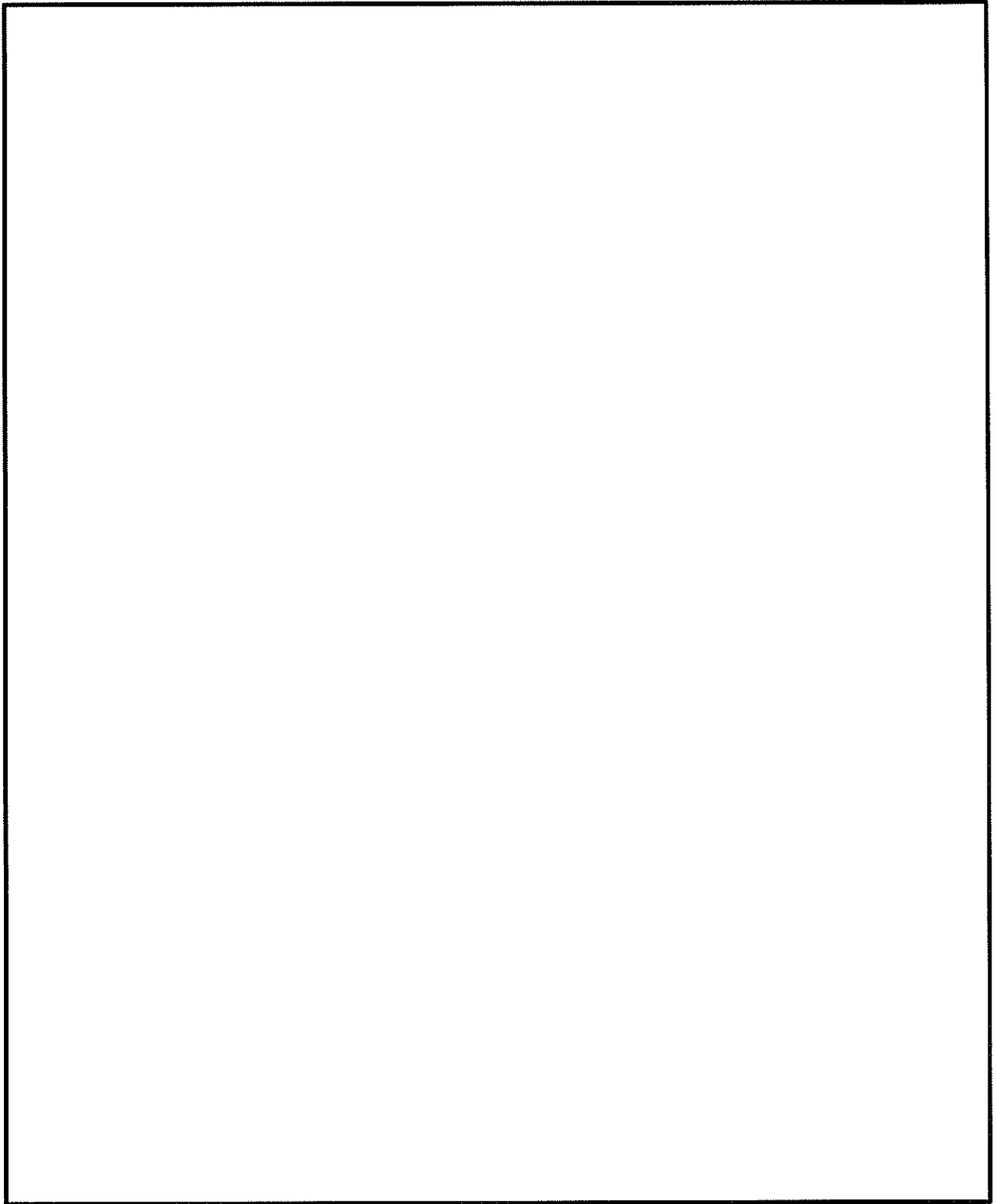


図 9.2-7 (2) 常設低圧代替注水系ポンプ室断面図 (南北方向断面)

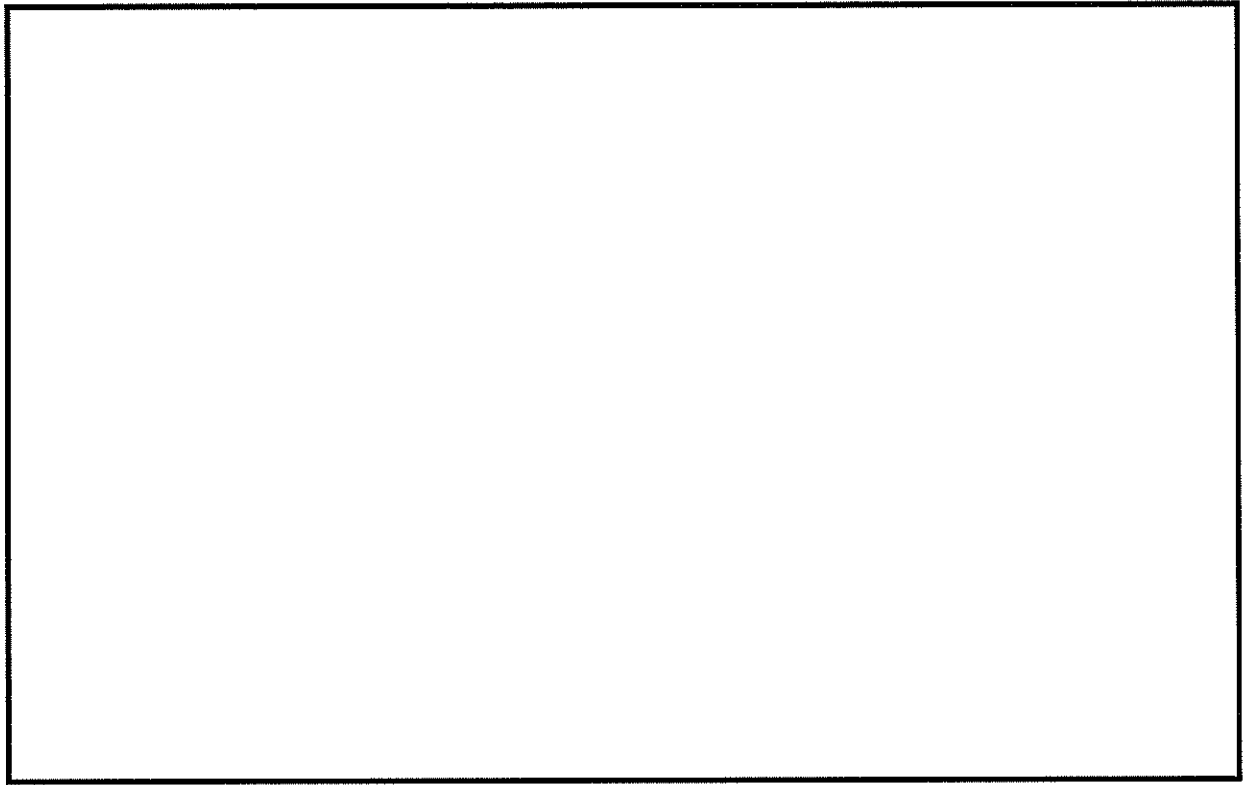


図 9.2-8 常設低圧代替注水系ポンプ室 耐震評価対象断面選定位置

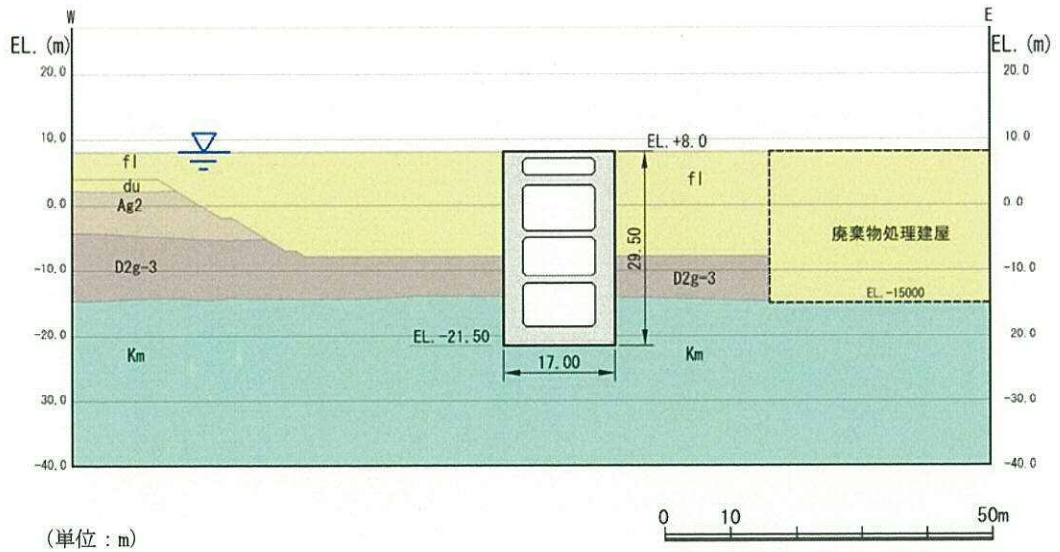


図 9.2-9 (1) 常設低圧代替注水系ポンプ室評価対象断面図 (東西方向断面)

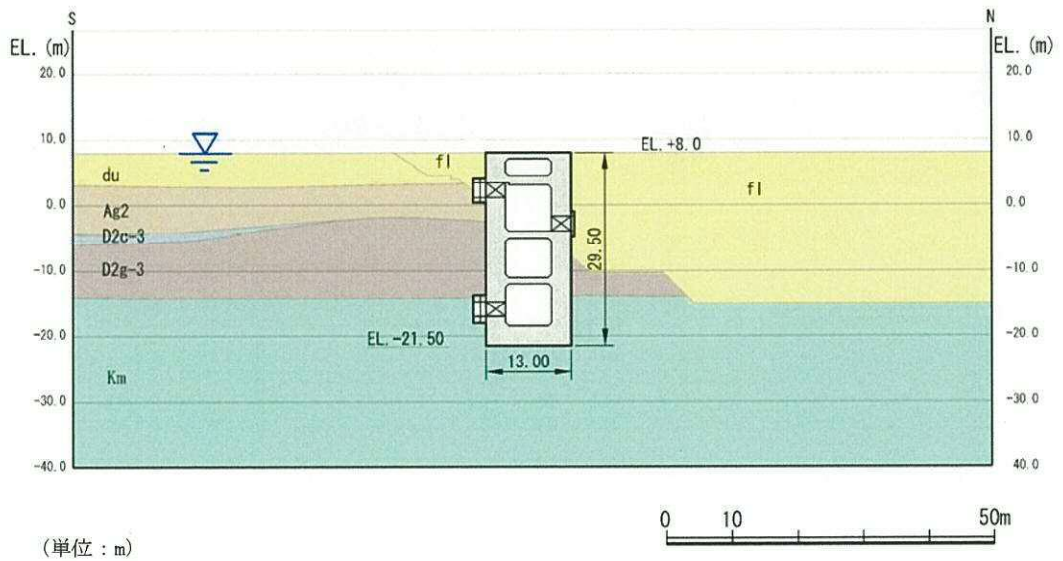


図 9.2-9 (2) 常設低圧代替注水系ポンプ室評価対象断面図 (南北方向断面)

9.2.5 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 9.2-3 に、材料物性値を表 9.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 9.2-5 に示す。

表 9.2-3 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 9.2-4 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] (2002 年制定)

*2: JEAG 4601-1987 ((社) 日本電気協会)

表 9.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	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 (1.83)	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	1.20	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'_{sa}	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_{sa}	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	41.0	37.4	35.8	44.4	37.4	30.0
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	28.0
	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 9.2-5 (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'_{sa}	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_{sa}	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	-		$0.358-0.00603 \cdot z$
強度特性	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。

9.2.6 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う常設低圧代替注水系ポンプ室の評価構造物諸元を表 9.2-6 に示す。

表 9.2-6 評価部位とその仕様

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	1.000	40	SD345 SD490	
中床版	1.000	1.000	40	SD345	
		1.500		SD490	
カルバート	1.000	0.700	40	SD345	
		1.000		SD490	

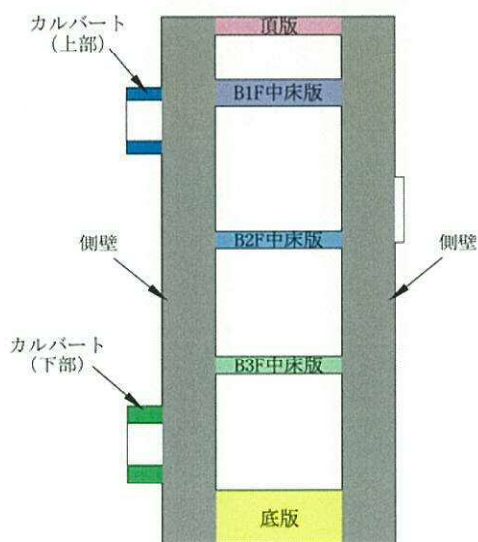


図 9.2-10 評価部位

9.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

9.2.8 地震応答解析手法

常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析は、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9.2-11に示す。

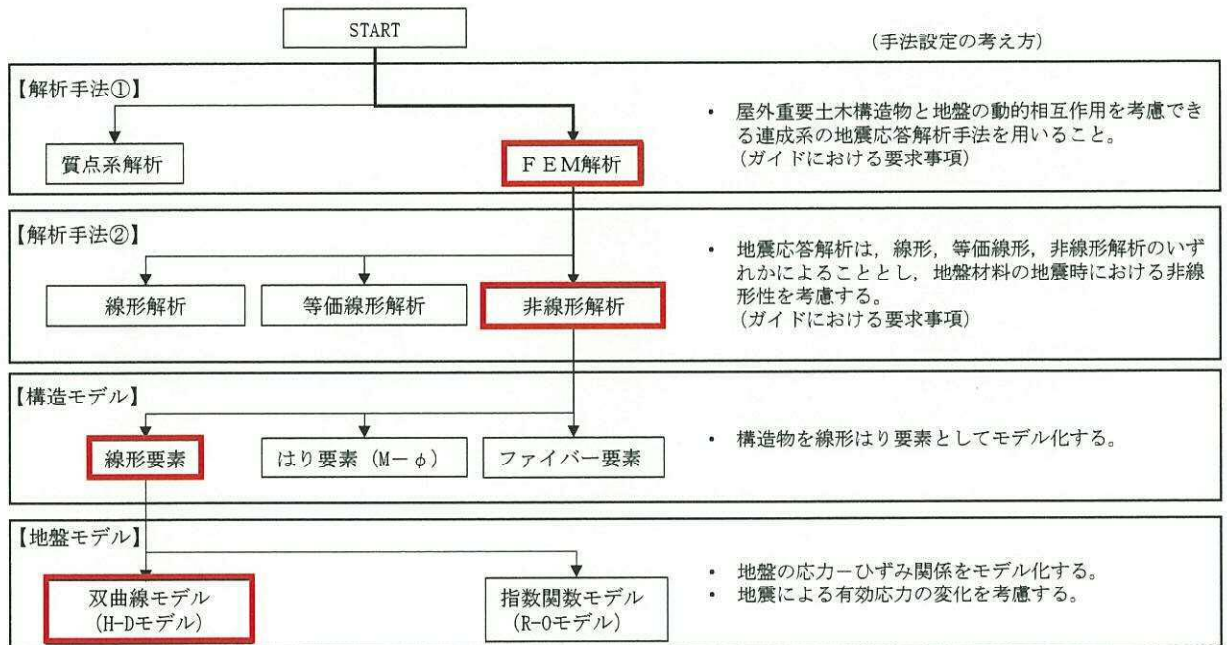


図 9.2-11 地震応答解析手法の選定フロー

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。

9.2.9 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 9.2-12 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 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 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 9.2-13 に示す。また、常設低圧代替注水系ポンプ室周辺の地質断面図を図 9.2-14 に示す。

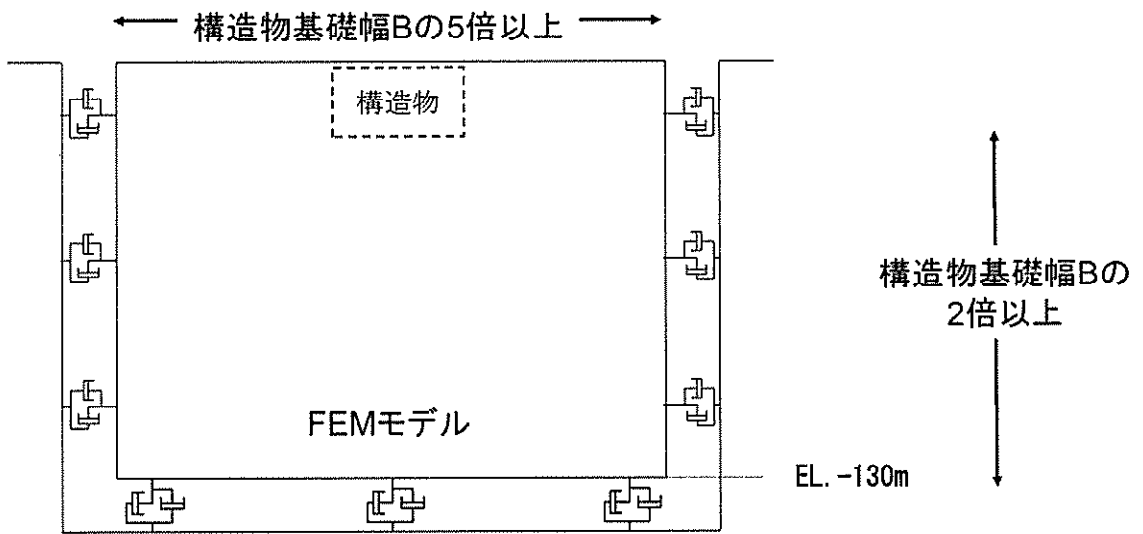


図 9.2-12 モデル範囲の考え方

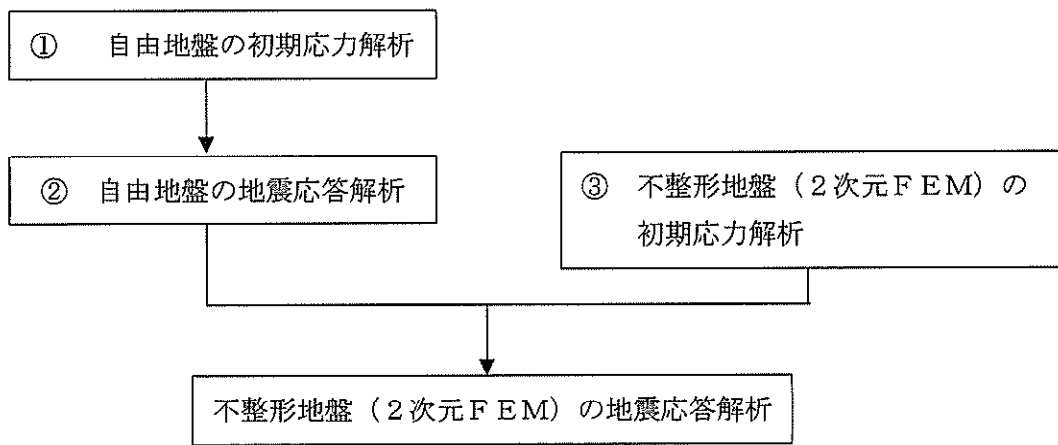


図 9.2-13 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロ

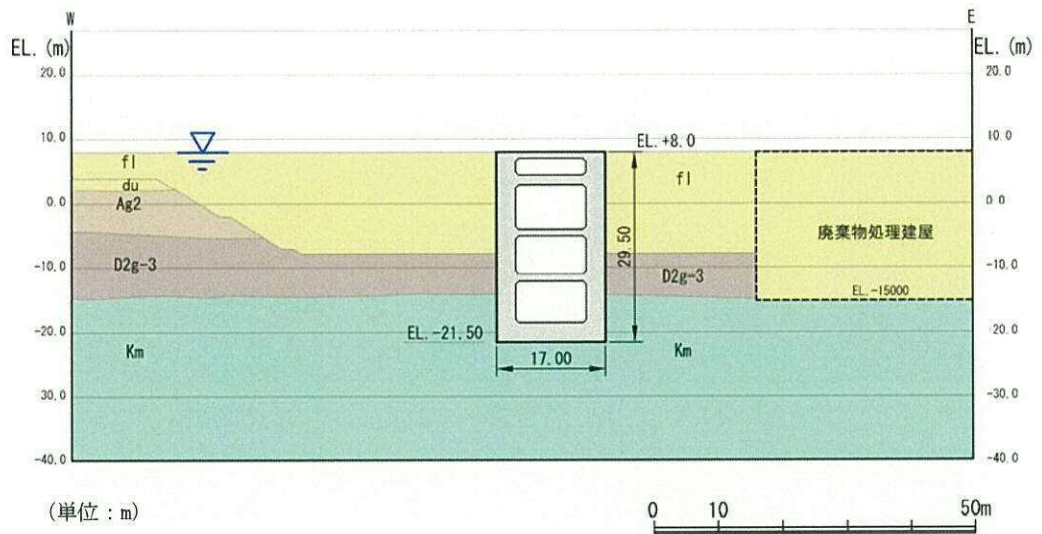


图 9.2-14 (1) 地質断面图 (東西方向断面)

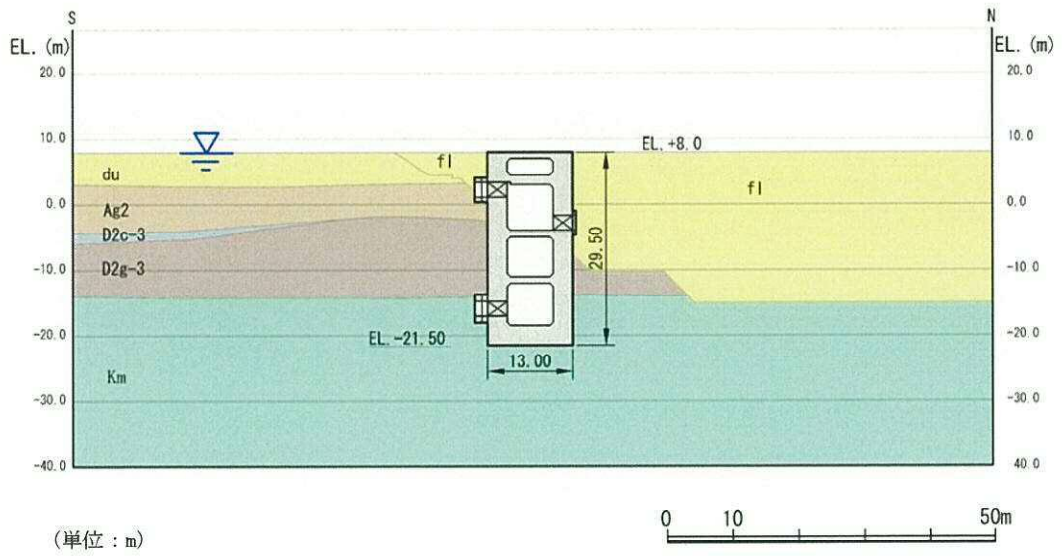


图 9.2-14 (2) 地質断面图 (南北方向断面)

(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 9.2-15 に示す。

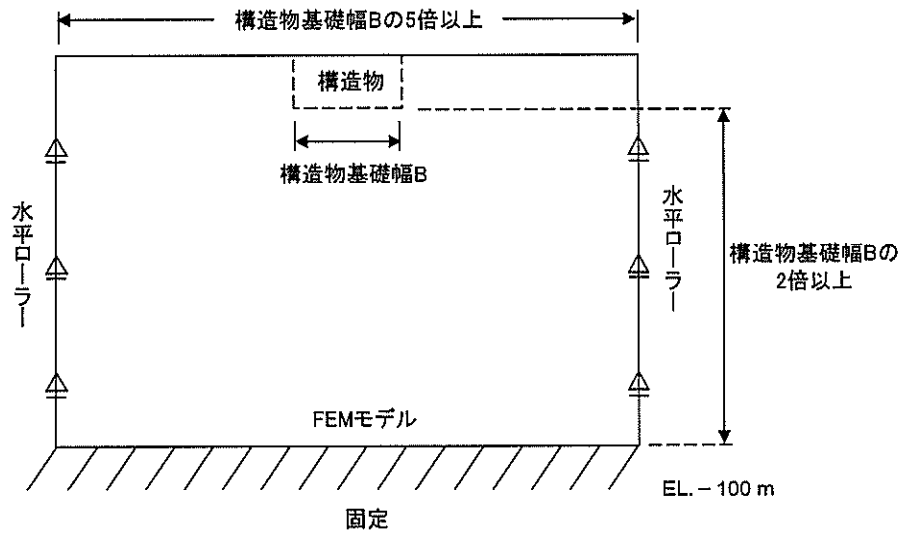


図 9.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

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 9.2-16 に示す。

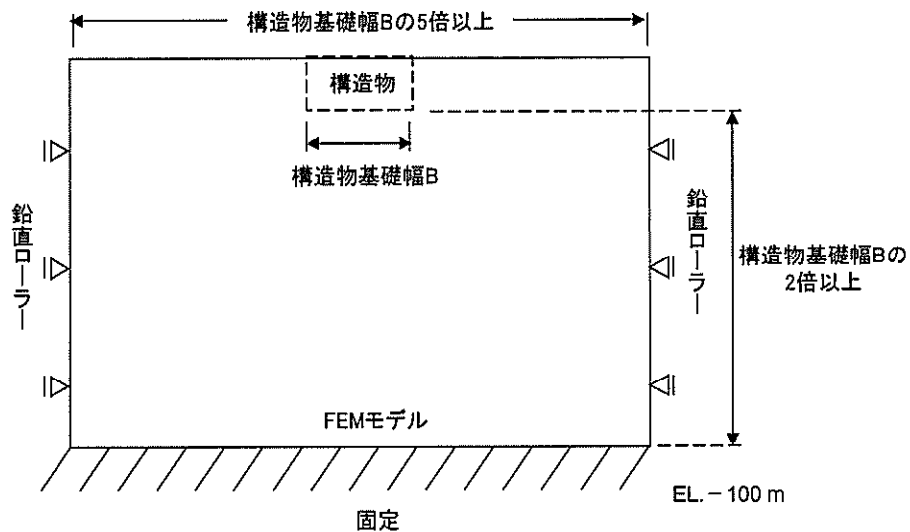


図 9.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図

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 9.2-17 に示す。なお、東西方向断面における廃棄物処理建屋は、保守的に埋戻土としてモデル化する。

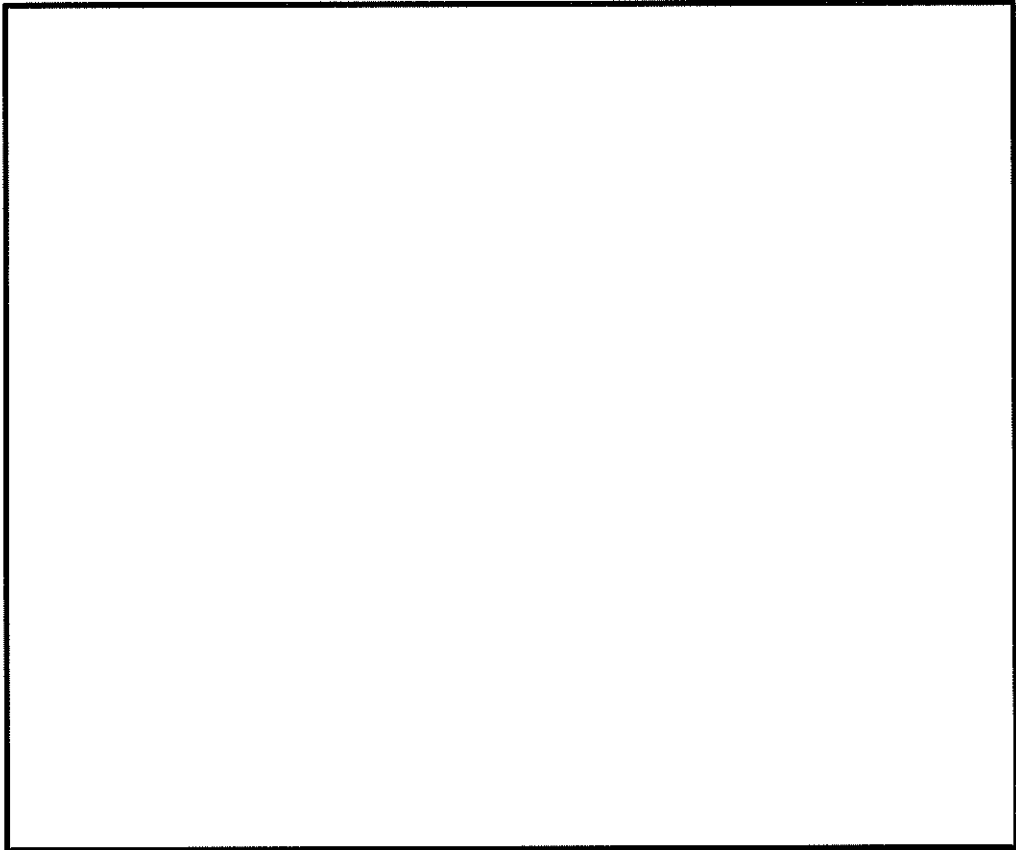


図 9.2-17 (1) 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析モデル (東西方向断面)

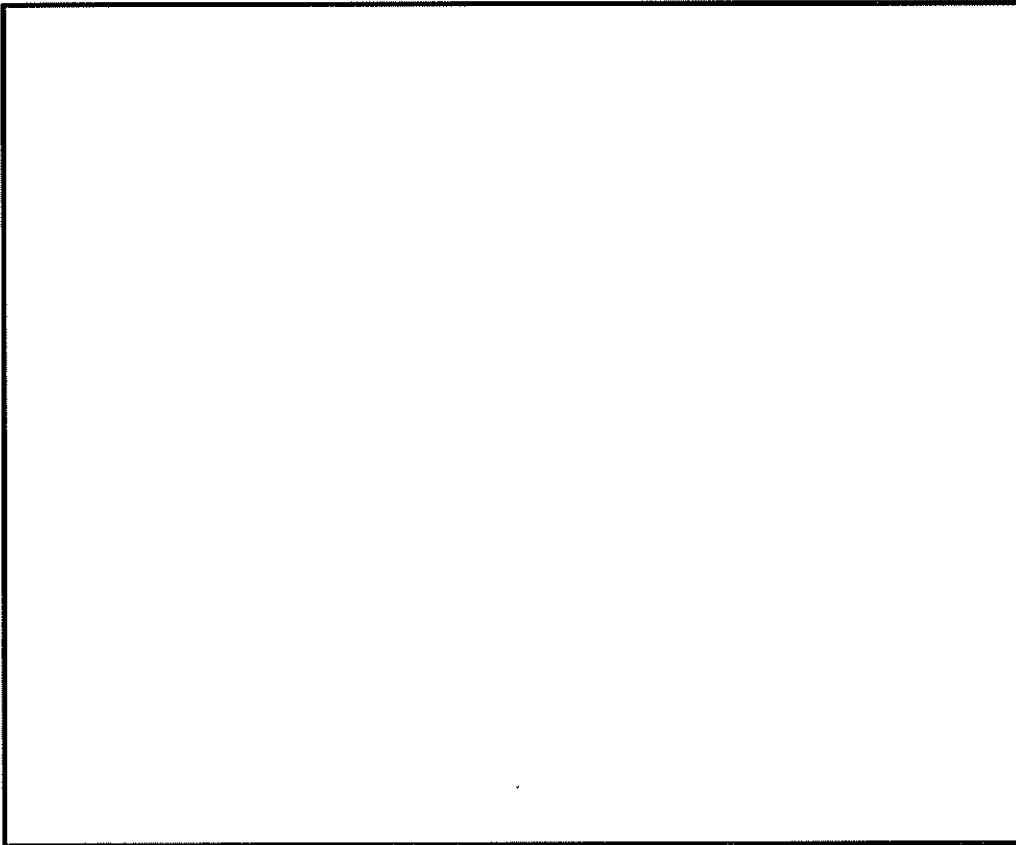


図 9.2-17 (2) 常設低圧代替注水系ポンプ室の地震応答解析モデル (南北方向断面)

(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）

常設低圧代替注水系ポンプ室の構造部材は、ポンプ室中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、高さ方向の形状（頂版、B1F～B4F、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。構造部材の質量は、構造梁要素の節点に付加質量として設定する。なお、構造梁には回転慣性も考慮する。側壁に鉄筋コンクリートカルバートが接続する断面では、カルバートの影響を考慮したモデル化ならびに設計を行なう。また、カルバート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。

常設低圧代替注水系ポンプ室の解析モデル概念図を図 9.2-18 に示す。

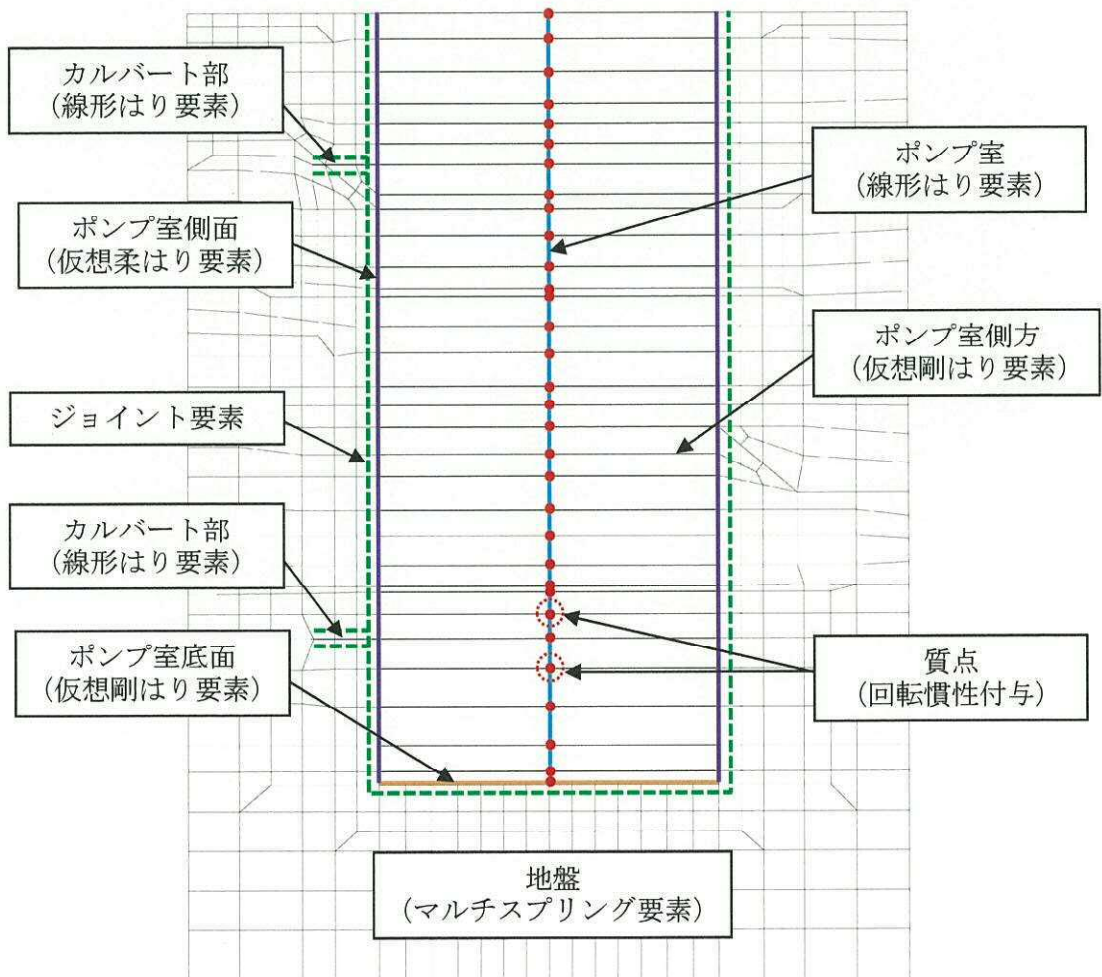


図 9.2-18 常設低圧代替注水系ポンプ室の解析モデル概念図

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。

$$\text{軸剛性} = E A / 10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = E I / 10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

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。

$$\text{軸剛性} = 100 \times E A$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times E I$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

⑤その他

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

(4) 地盤のモデル化

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

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部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・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、地盤と構造物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 9.2-19 に、ジョイント要素設定の考え方を示す。

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 9.2-7 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 9.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

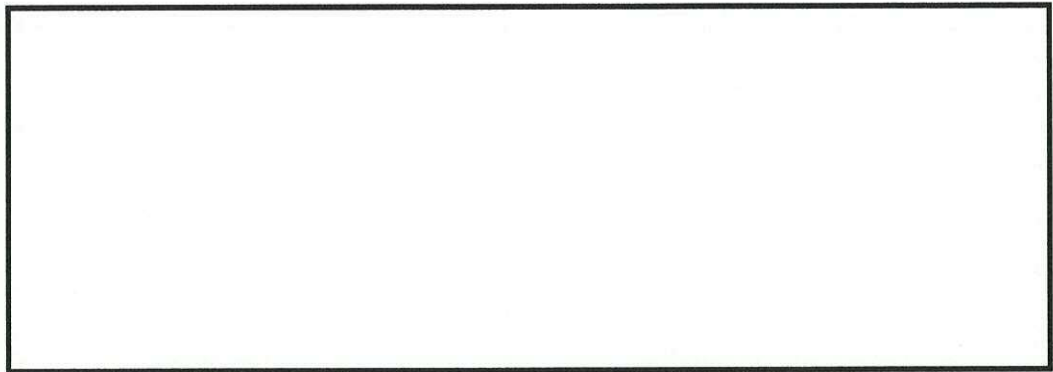
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	du 層で代用
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値解析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（沿岸開発技術センター）に従い、表 9.2-8 のとおり設定する。

表 9.2-8 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

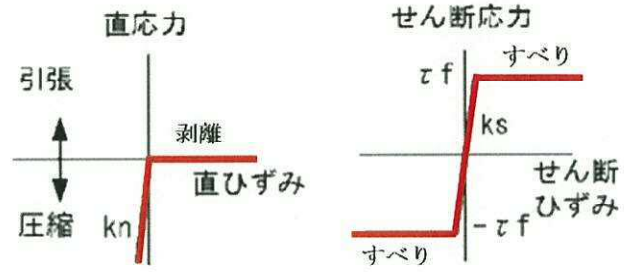


図 9.2-19 ジョイント要素の考え方

9.2.10 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 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

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

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

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

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 9.2-20 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 9.2-9 に固有値解析結果を示す。

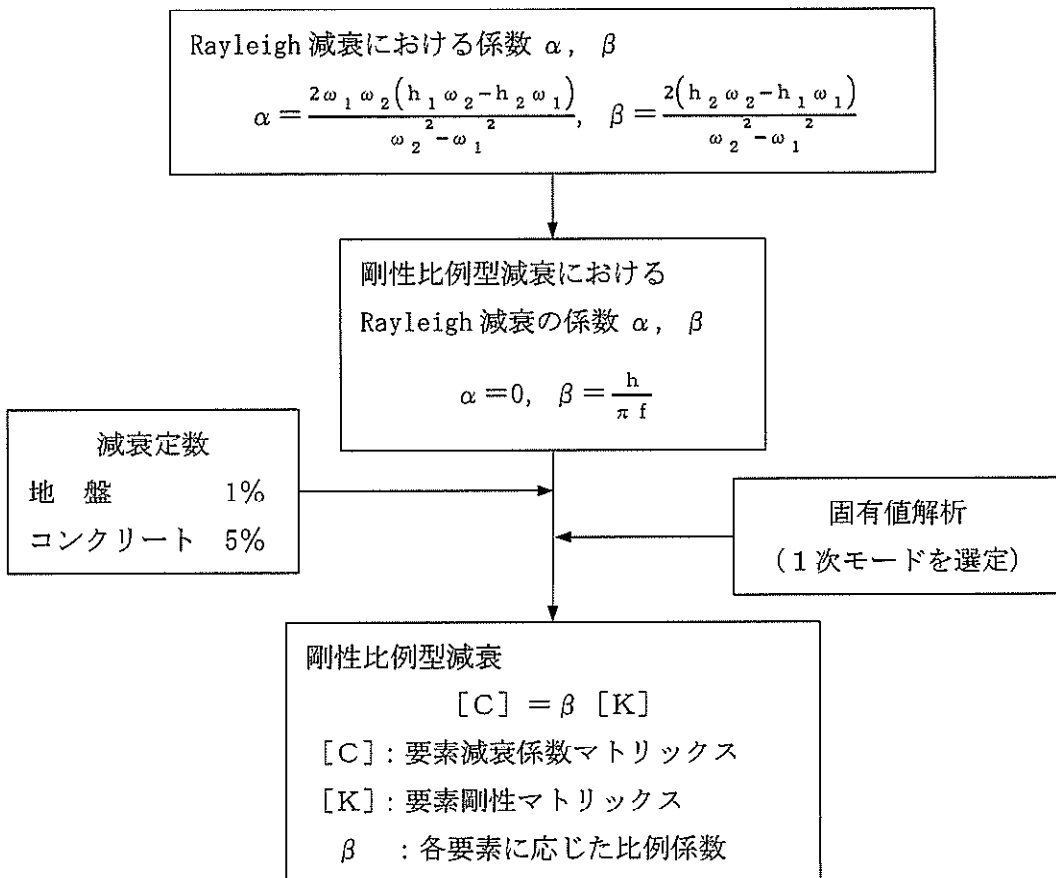


図 9.2-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 9.2-9 (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	0.732	164.920	地盤の1次として採用
2	1.473	0.496	—
3	1.845	-25.928	—
4	2.130	48.272	構造物の1次として採用
5	2.319	-8.095	—
6	2.618	-8.875	—
7	2.861	-15.679	—
8	3.115	-4.345	—
9	3.297	24.850	—

表 9.2-9 (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	0.729	164.850	地盤の1次として採用
2	1.460	2.512	—
3	1.700	-23.289	—
4	2.090	-47.293	構造物の1次として採用
5	2.320	15.950	—
6	2.388	4.769	—
7	2.750	21.772	—
8	2.847	7.059	—
9	3.125	1.265	—

表 9.2-9 (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	0.732	164.980	地盤の1次として採用
2	1.474	0.396	—
3	1.865	-26.951	—
4	2.146	47.706	建造物の1次として採用
5	2.336	-9.809	—
6	2.652	-8.327	—
7	2.881	15.684	—
8	3.156	-5.419	—
9	3.346	-23.522	—

表 9.2-9 (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	0.729	164.920	地盤の1次として採用
2	1.462	2.348	—
3	1.711	-23.860	—
4	2.106	-46.856	建造物の1次として採用
5	2.350	17.367	—
6	2.400	-5.864	—
7	2.767	-21.559	—
8	2.872	-5.839	—
9	3.165	2.657	—

表 9.2-9 (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 (-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	0.731	164.840	地盤の1次として採用
2	1.472	0.651	—
3	1.816	-24.728	—
4	2.110	48.817	構造物の1次として採用
5	2.300	5.810	—
6	2.578	-9.593	—
7	2.833	-15.725	—
8	3.064	-2.721	—
9	3.239	25.679	—

表 9.2-9 (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 (-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	0.728	164.760	地盤の1次として採用
2	1.458	2.685	—
3	1.686	-22.485	—
4	2.067	47.957	構造物の1次として採用
5	2.284	13.292	—
6	2.375	-3.624	—
7	2.727	-21.672	—
8	2.818	9.083	—
9	3.062	-1.852	—

表 9.2-9 (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	0.723	162.410	1次として採用
2	1.420	-3.748	—
3	1.520	-6.142	—
4	1.642	45.591	—
5	1.921	19.204	—
6	2.196	4.963	—
7	2.329	8.796	—
8	2.457	29.450	—
9	2.627	-1.589	—

表 9.2-9 (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	0.720	161.930	1次として採用
2	1.310	-24.921	—
3	1.487	-9.248	—
4	1.664	19.561	—
5	1.773	40.295	—
6	2.039	2.431	—
7	2.231	11.294	—
8	2.396	7.012	—
9	2.479	-26.135	—

9.2.11 荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれ組合せて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、機器・配管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常設低圧代替注水系ポンプ室が地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、常設低圧代替注水系ポンプ室は、地盤内に埋設されている構造物であることから、運転時の異常な過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 9.2-10 に示す。地震時に常設低圧代替注水系ポンプ室に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 9.2-10 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	—	・躯体天端が地表面にある構造物を参照
		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算定
	外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・水の単位体積重量を考慮	
変動荷重		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	○	・積雪荷重を考慮
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮

(1) 機器・配管荷重

各フロアのスラブには図 9.2-21 に示すように、低圧代替注水ポンプ、配管等の荷重を考慮する。各荷重は、単位奥行き当たりの荷重として考慮する。

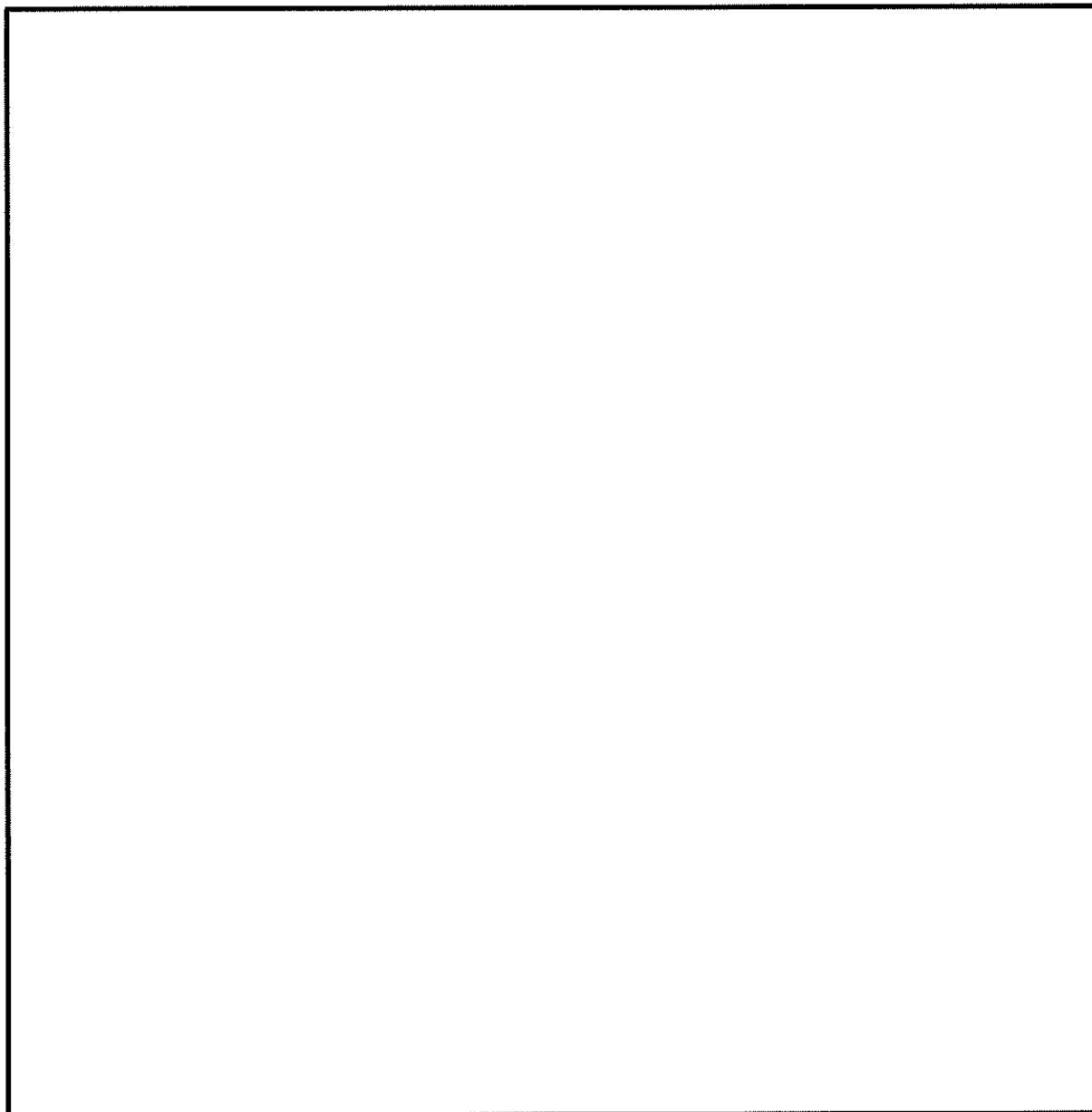


図 9.2-21 作用荷重図

(2) 外水圧

常設低圧代替注水系ポンプ室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。

(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/m^2 とし、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/m^2 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/m^2 とし設定する。解析上は、頂版の重量に雪荷重を見込んでモデル化している。図 9.2-22 に雪荷重の考慮方法を示す。

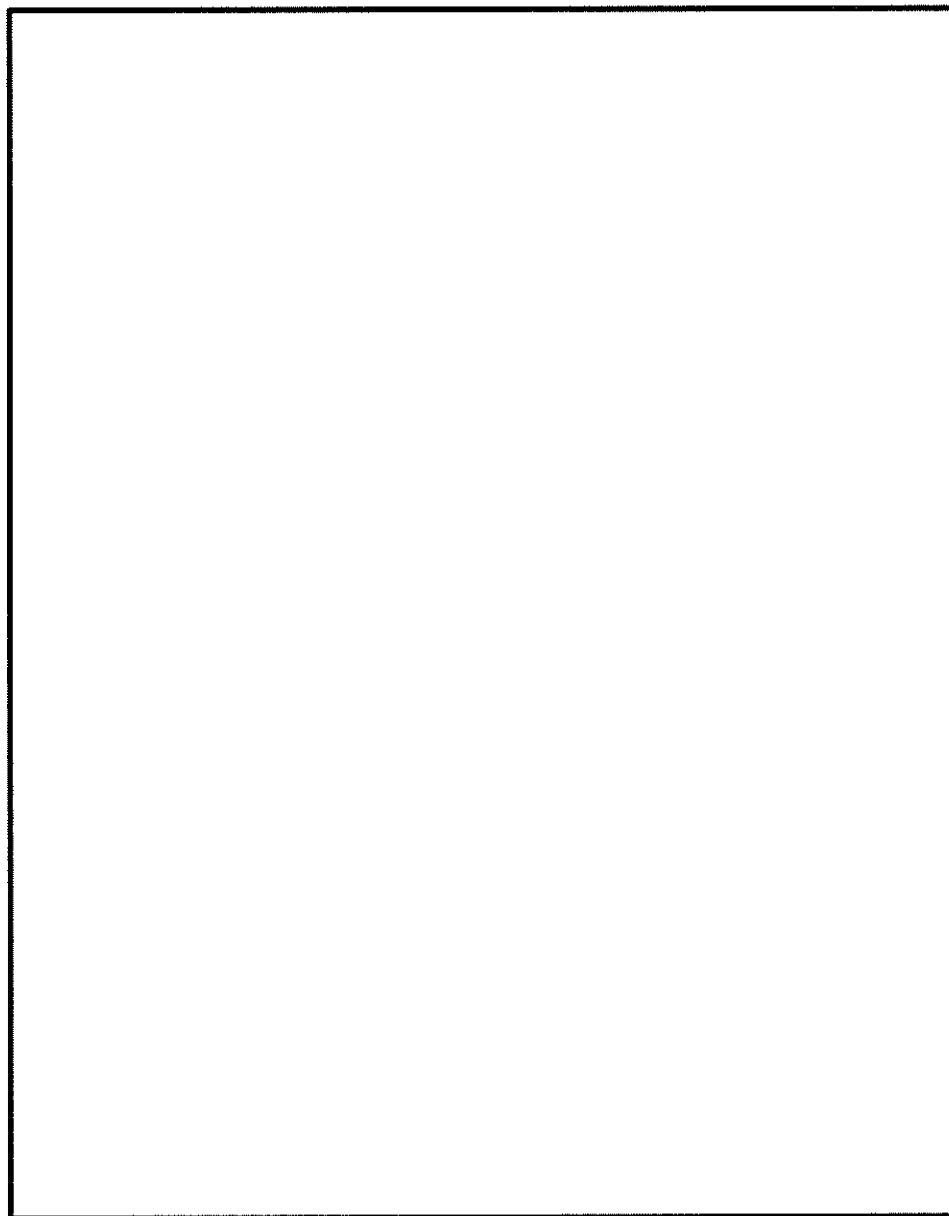


図 9.2-22 積雪荷重の作用方法

9.2.12 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 9.2-11 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 9.2-23 に示す。

表 9.2-11 耐震評価における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂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。

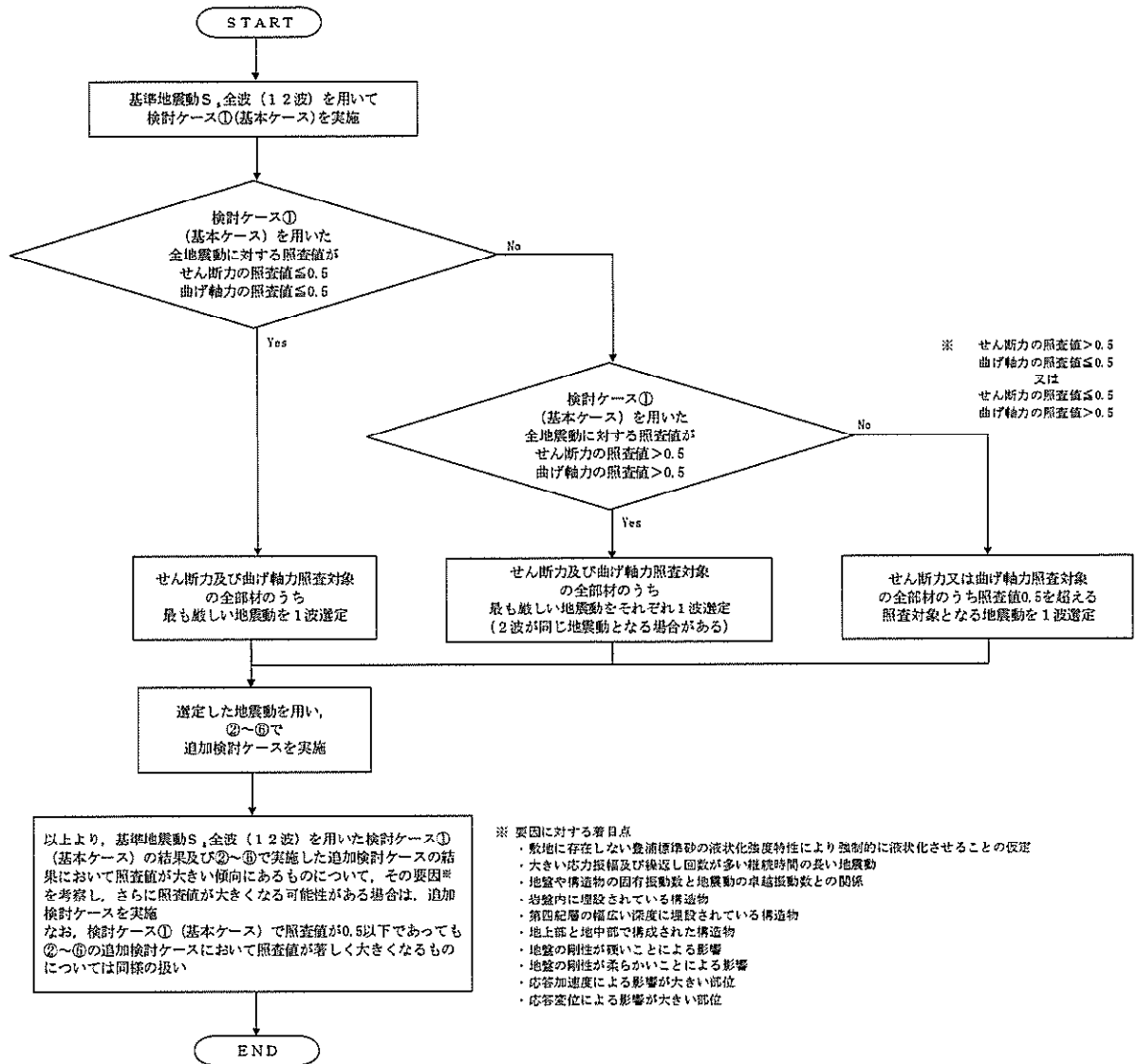


図 9.2-23 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(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 9.2-12 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 9.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

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

9.3 評価内容

9.3.1 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9.3-1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9.3-2及び図9.3-3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。

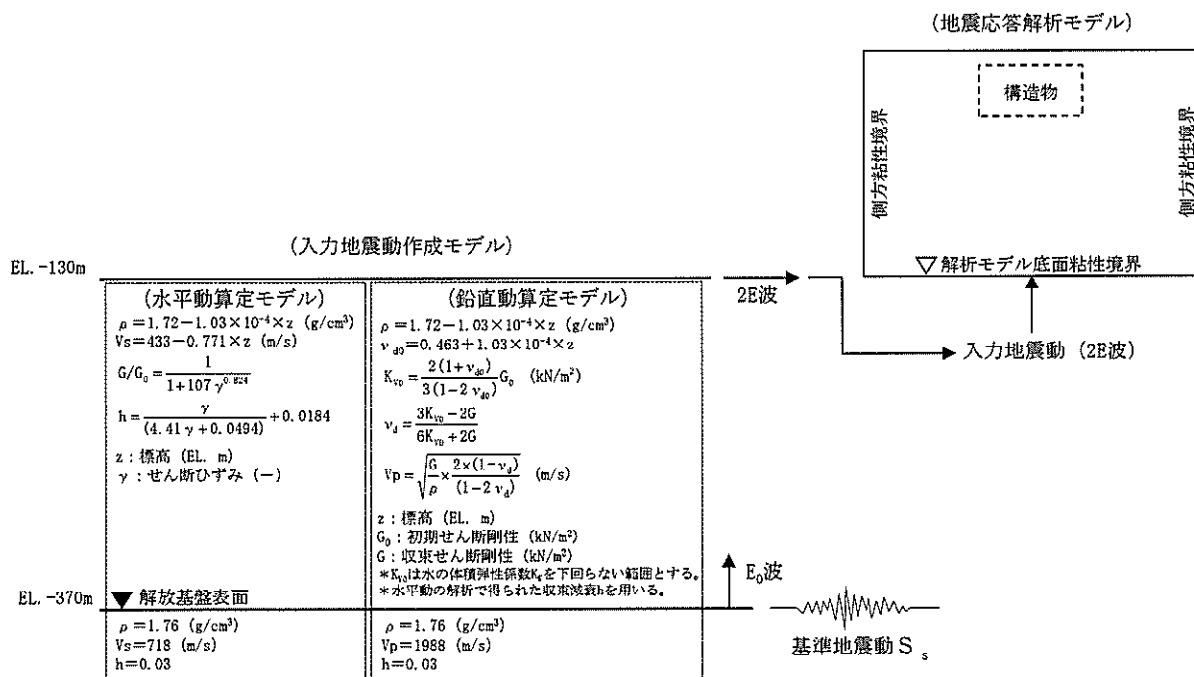
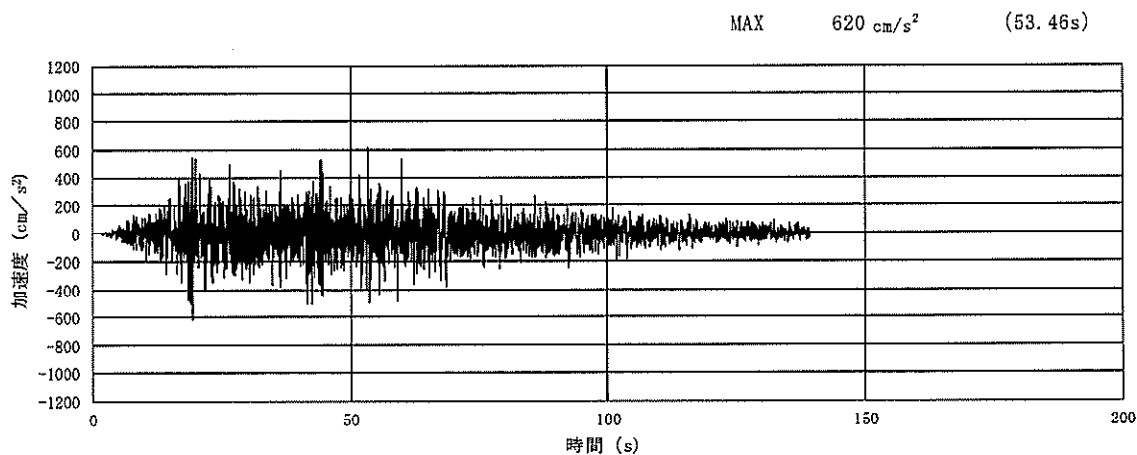
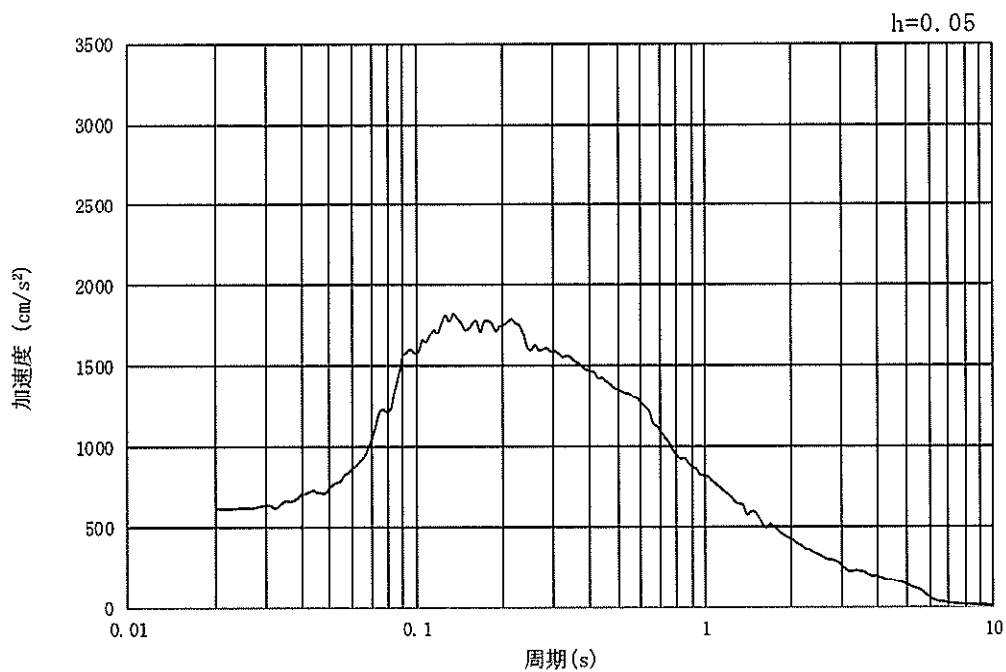


図 9.3-1 入力地震動算定の概念図

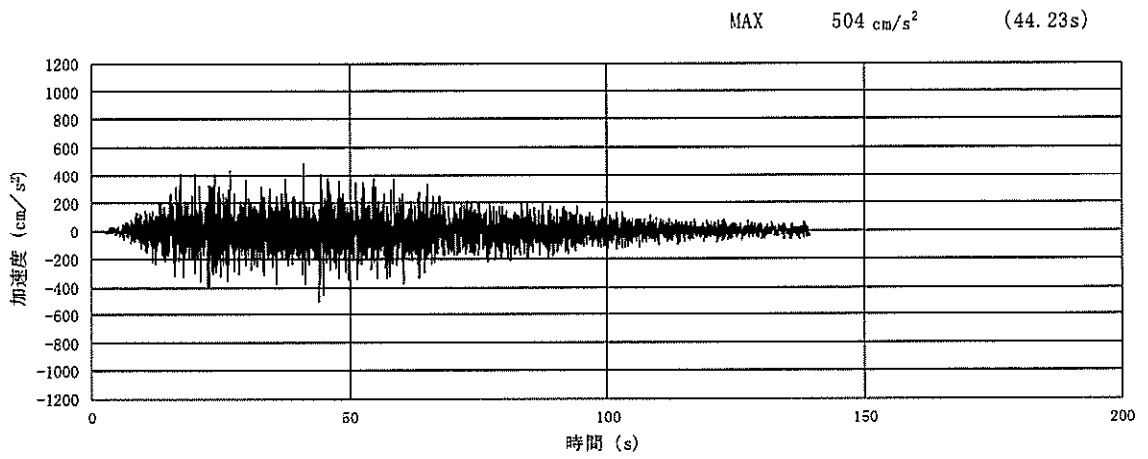


(a) 加速度時刻歴波形

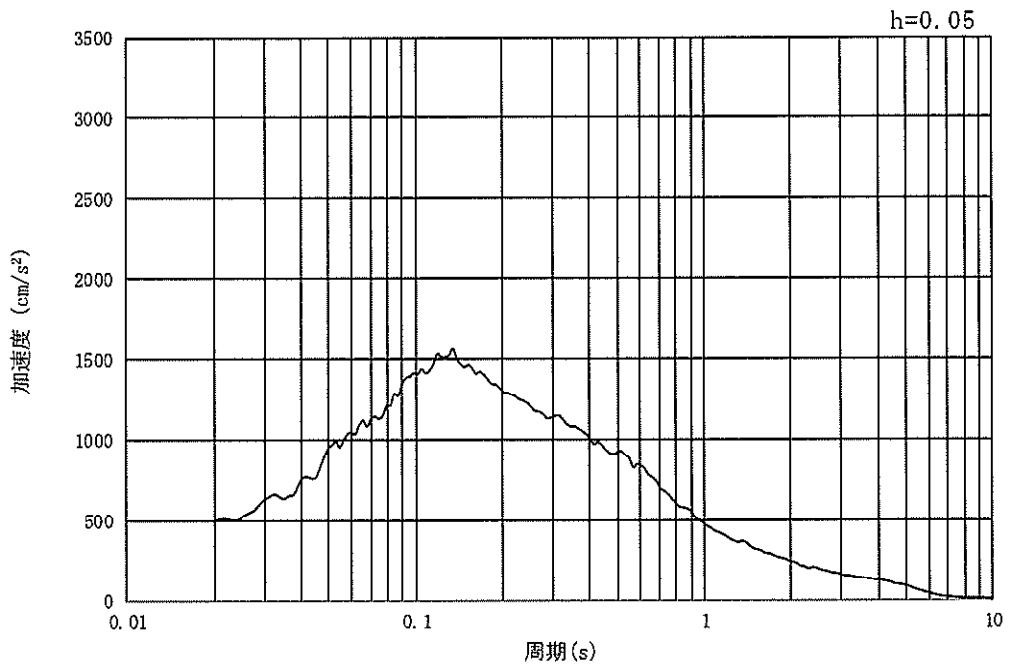


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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)

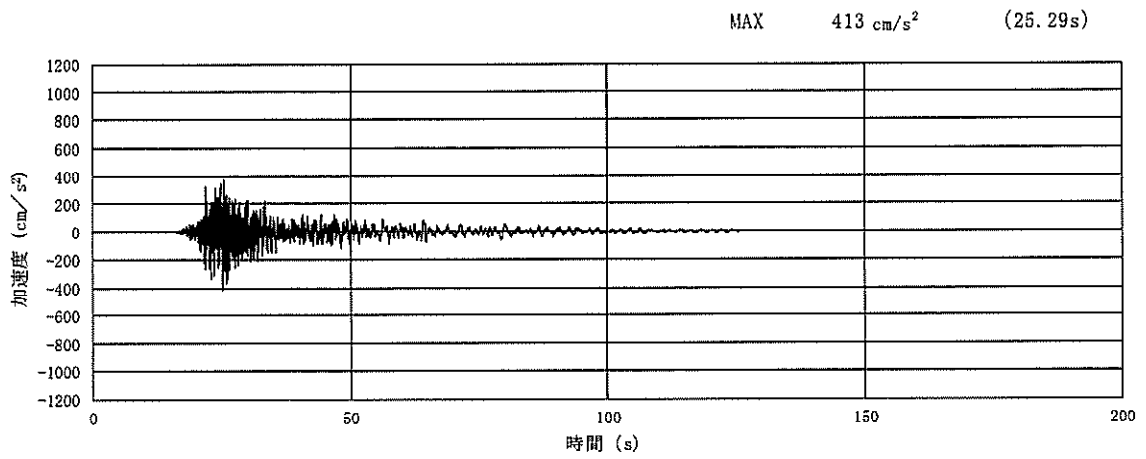


(a) 加速度時刻歴波形

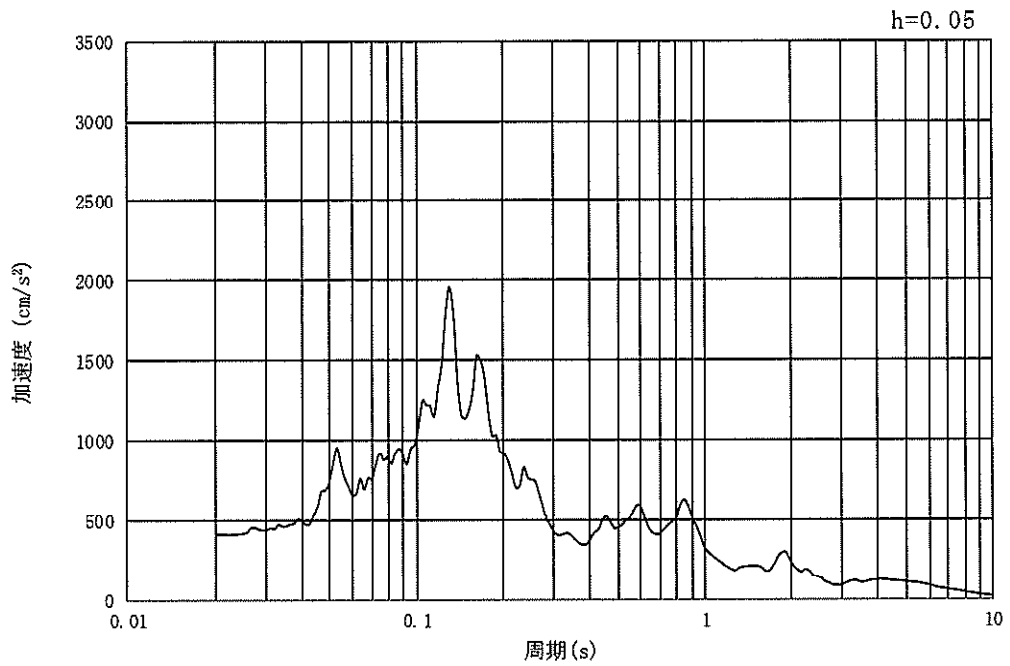


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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)

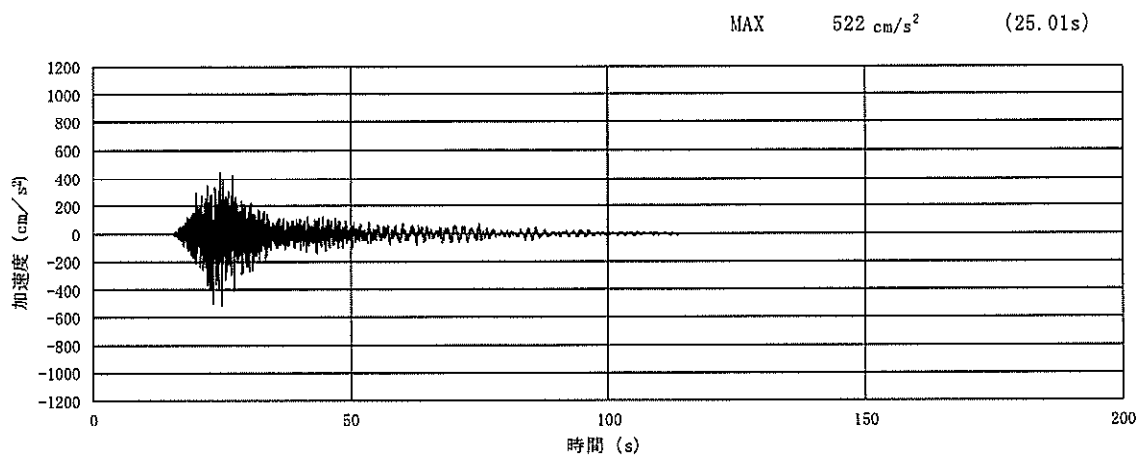


(a) 加速度時刻歴波形

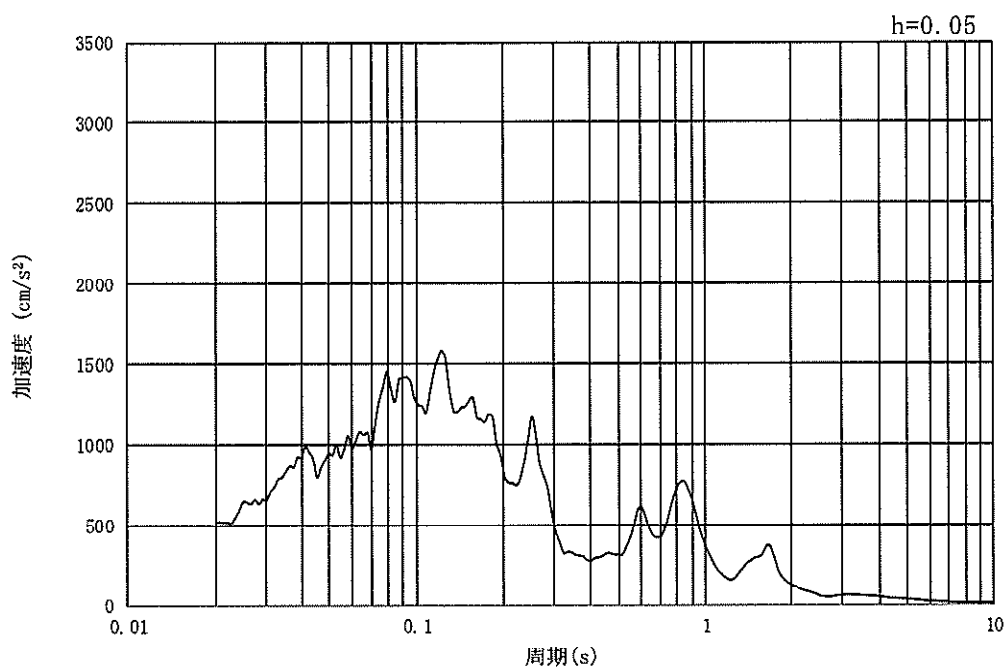


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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)

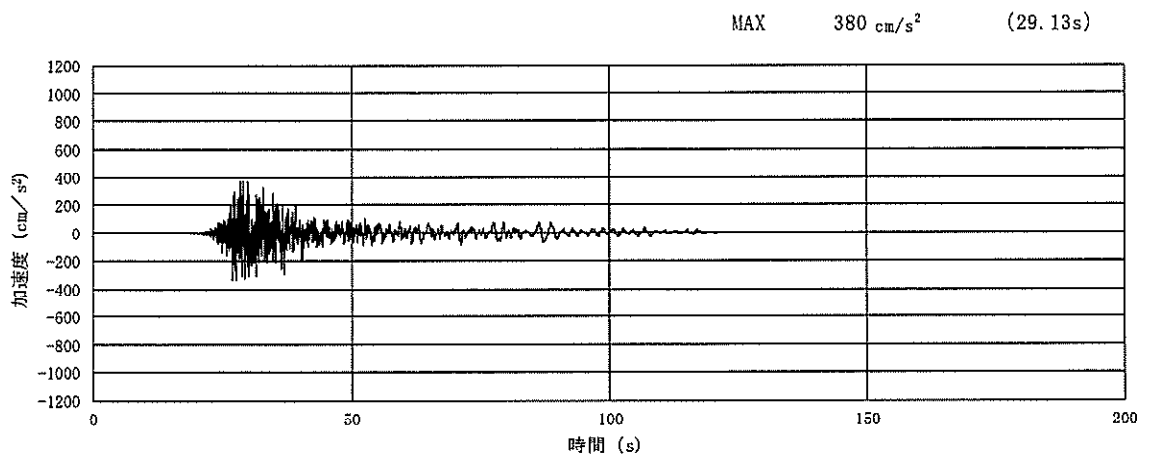


(a) 加速度時刻歴波形

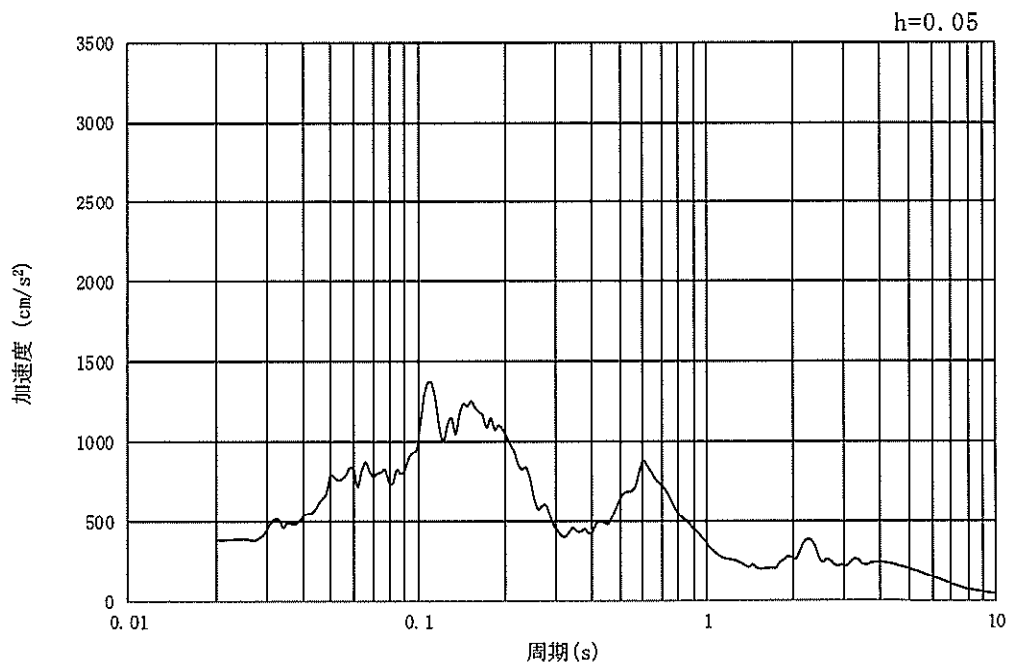


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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: $S_s - 1.1$)

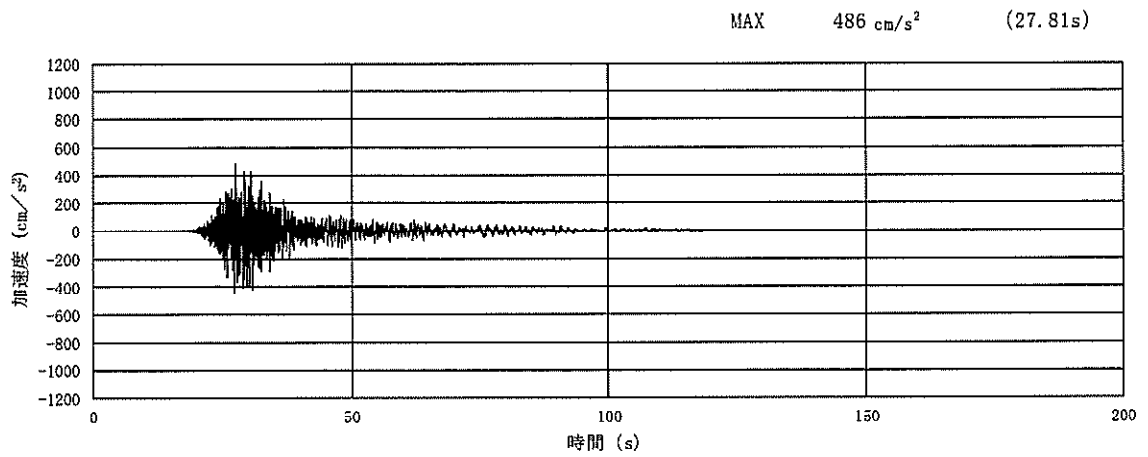


(a) 加速度時刻歴波形

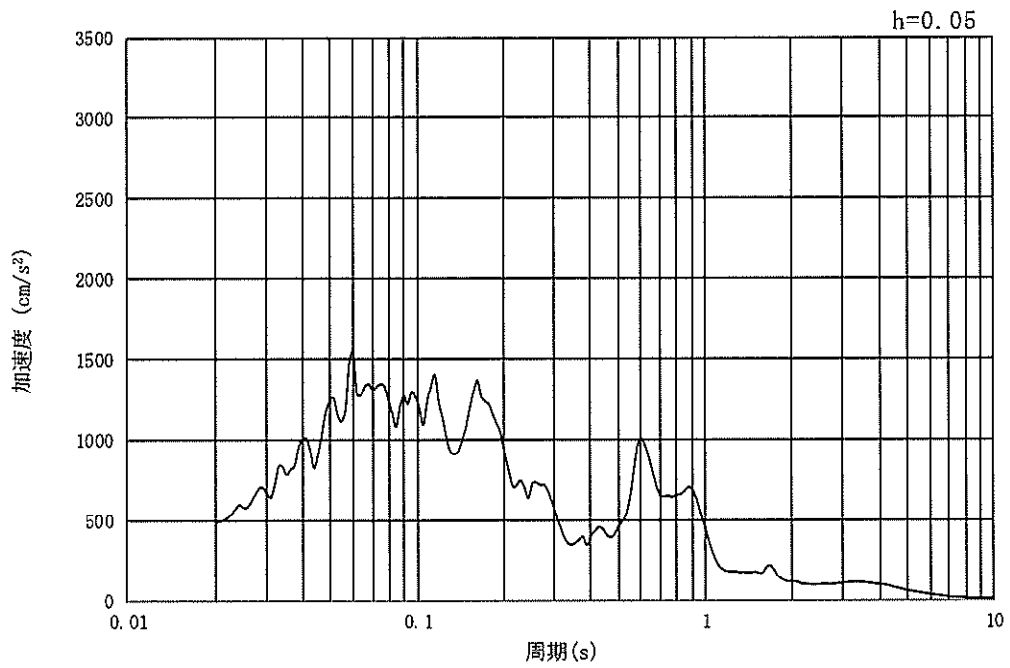


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (5) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

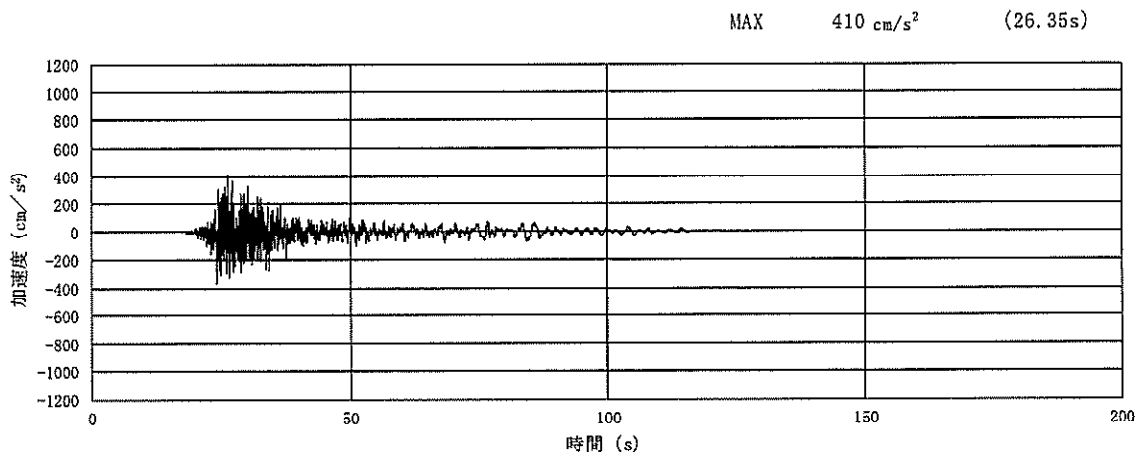


(a) 加速度時刻歴波形

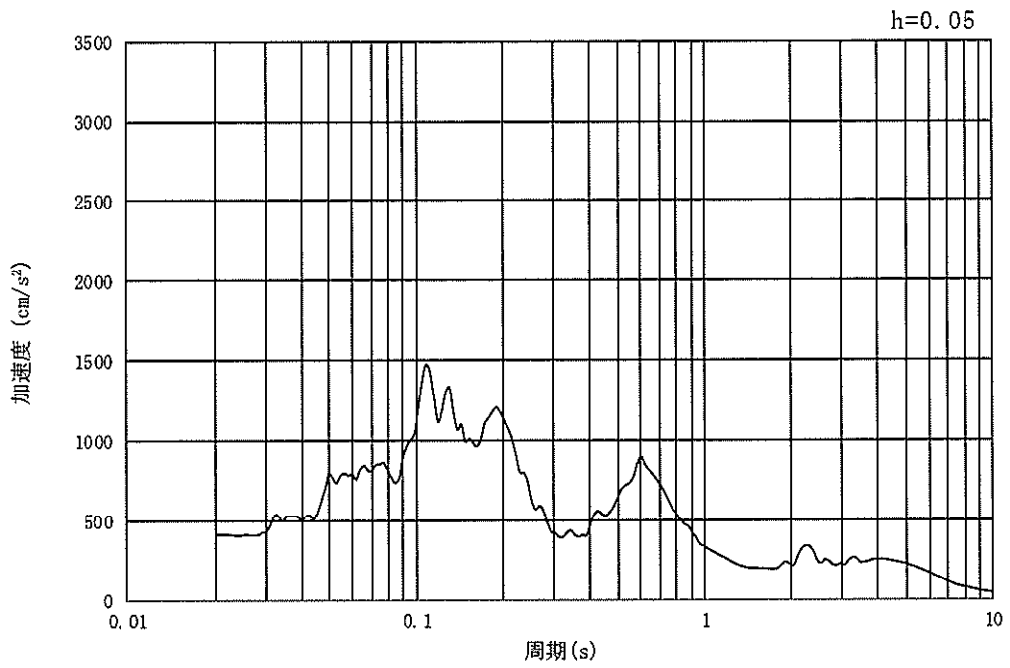


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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: $S_s - 1.2$)

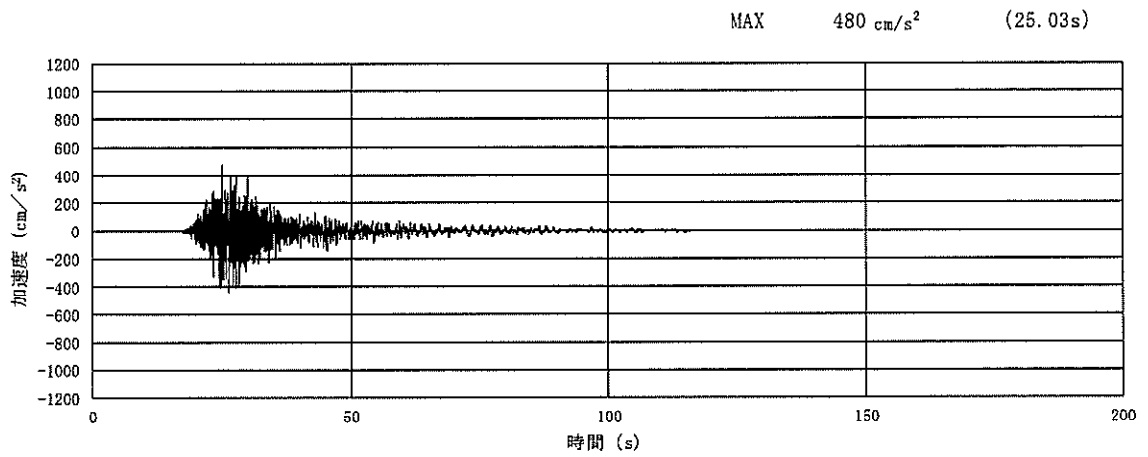


(a) 加速度時刻歴波形

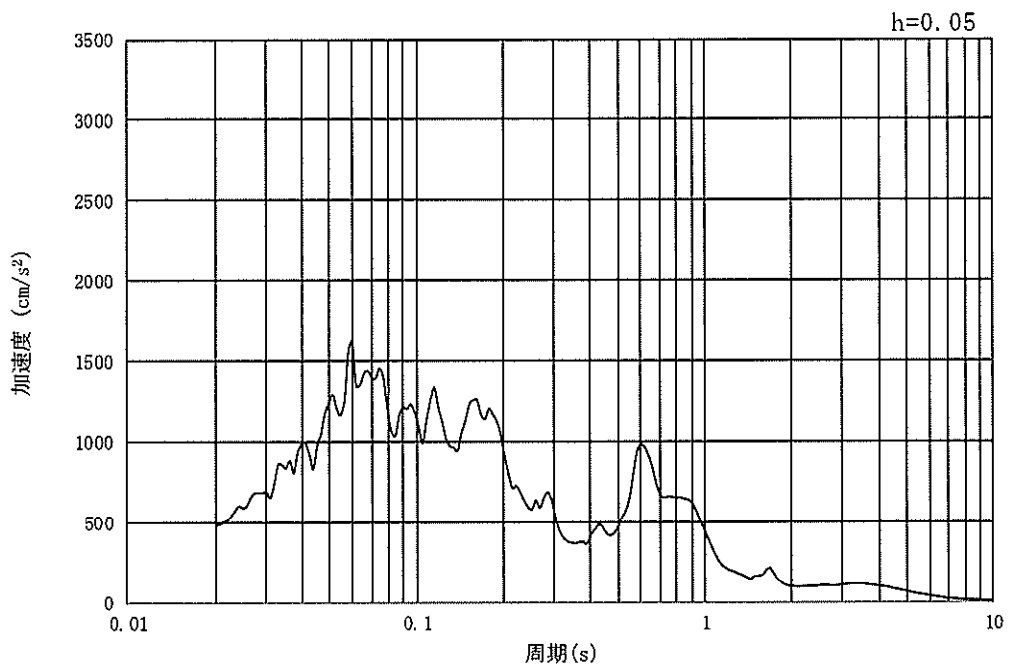


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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 : $S_s - 1.3$)

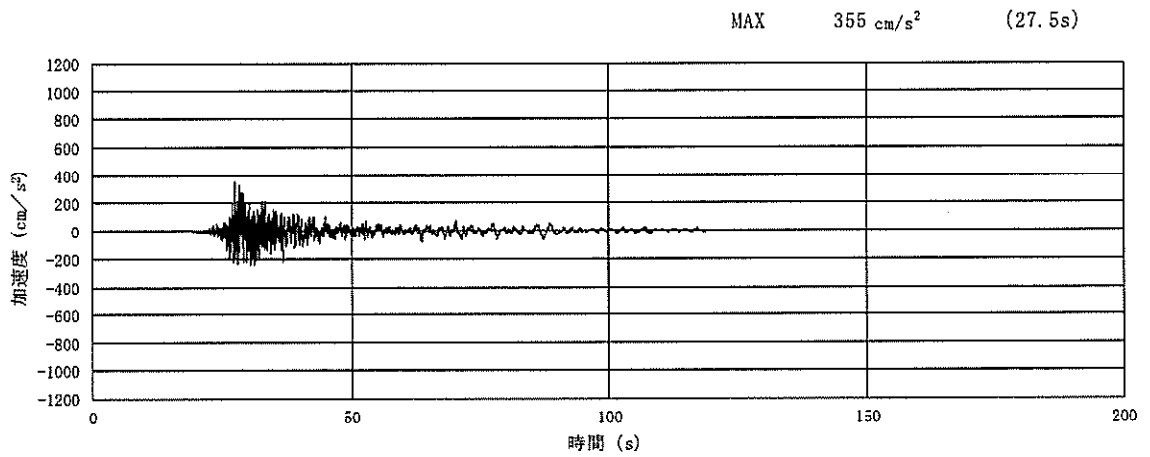


(a) 加速度時刻歴波形

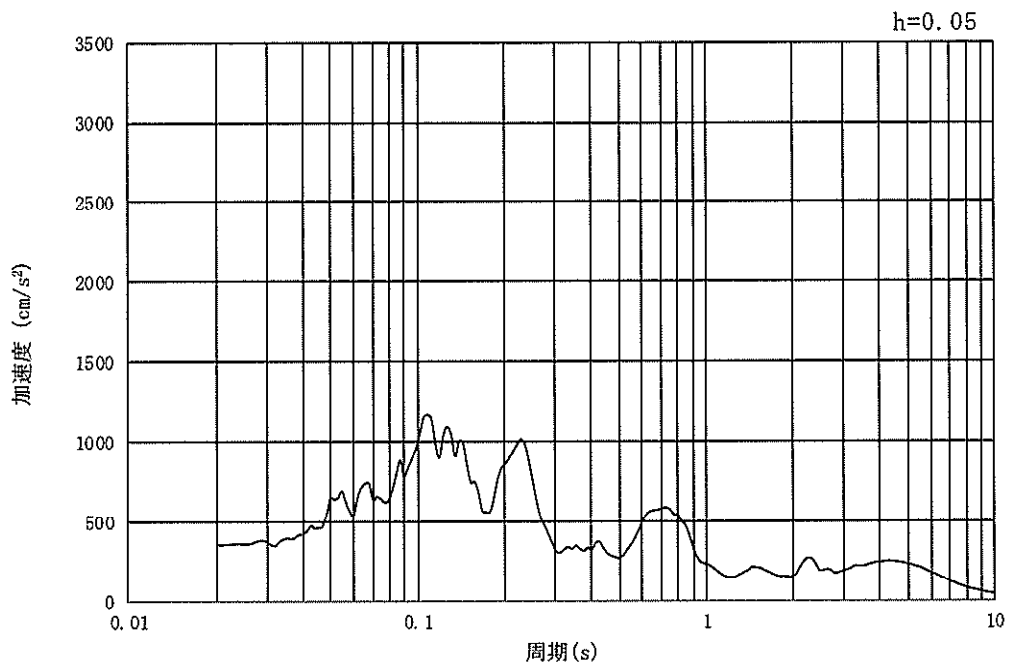


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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 : $S_s - 13$)

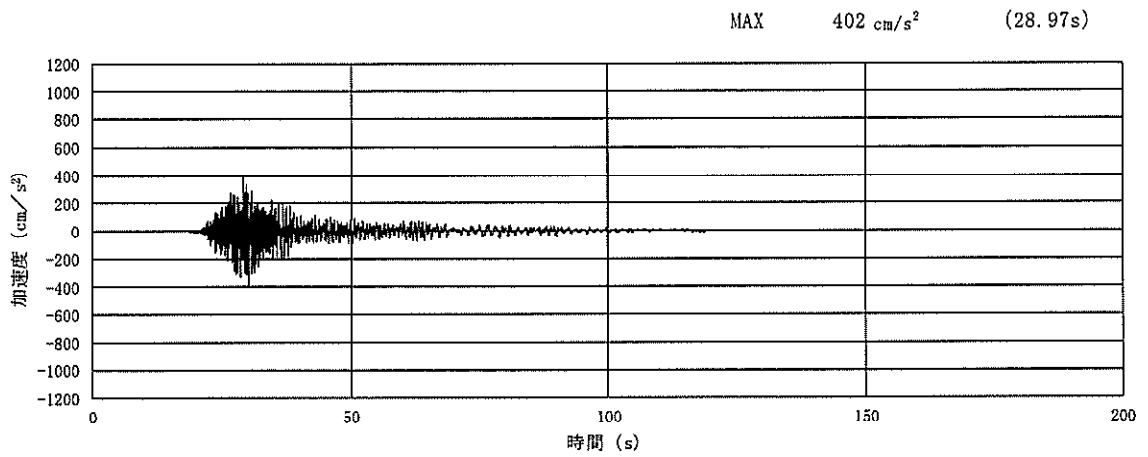


(a) 加速度時刻歴波形

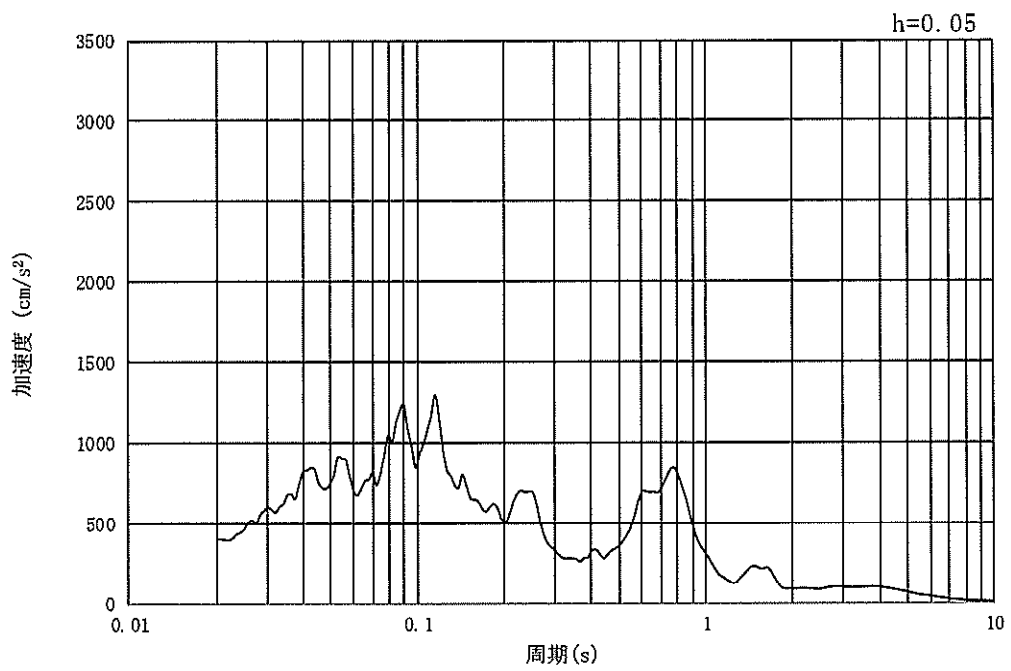


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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 : $S_s - 1.4$)

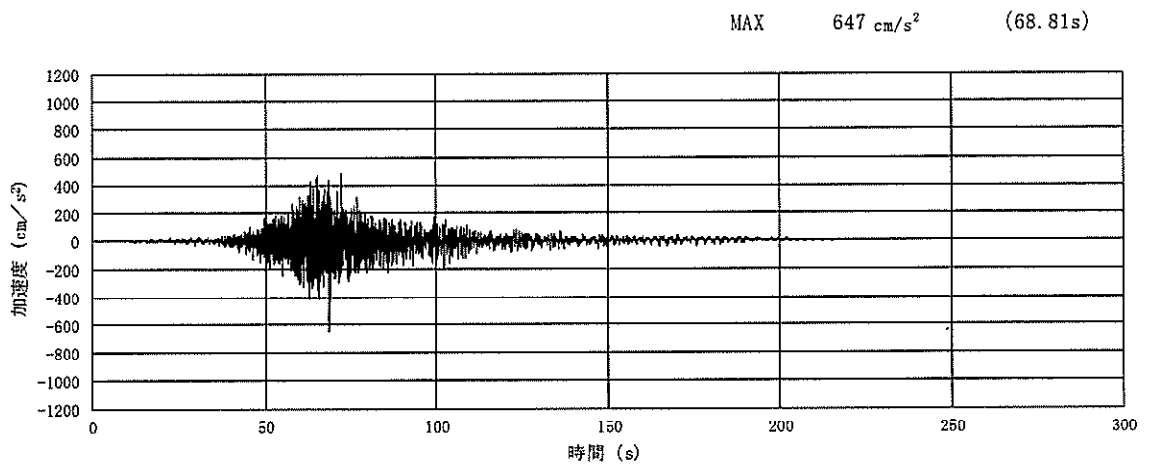


(a) 加速度時刻歴波形

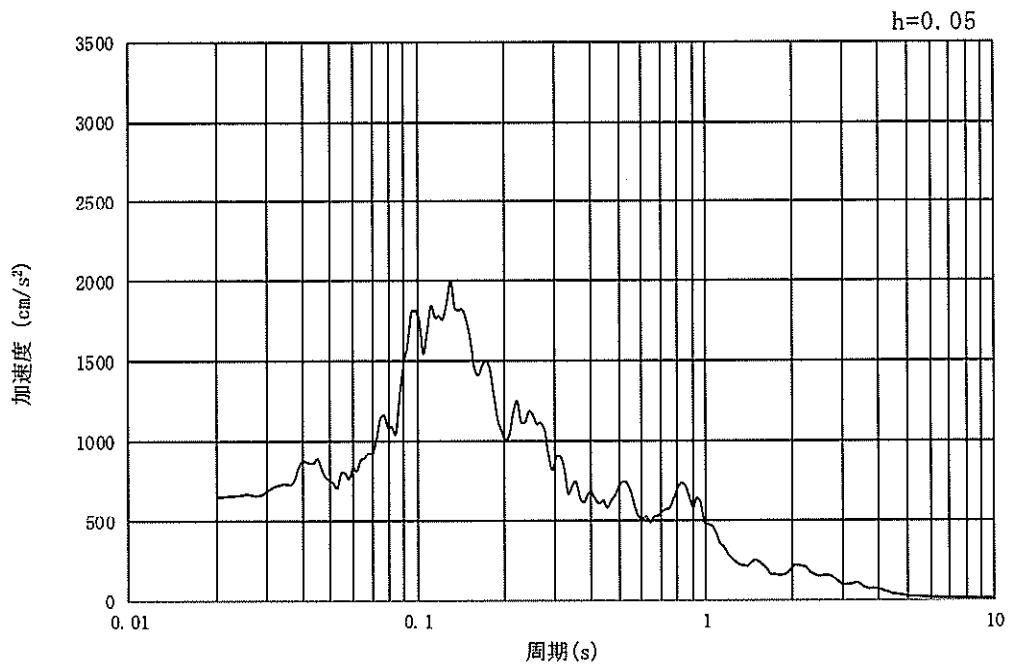


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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: $S_s - 1.4$)

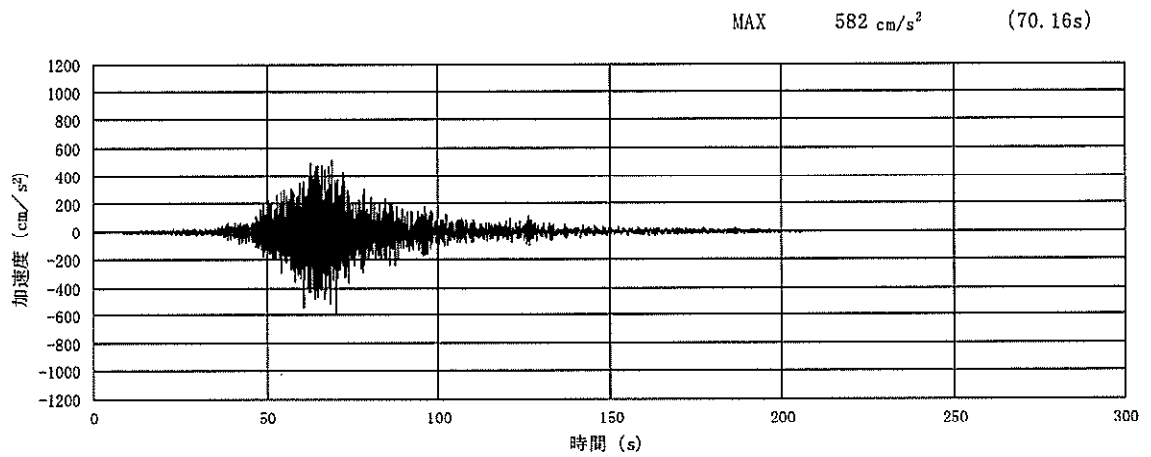


(a) 加速度時刻歴波形

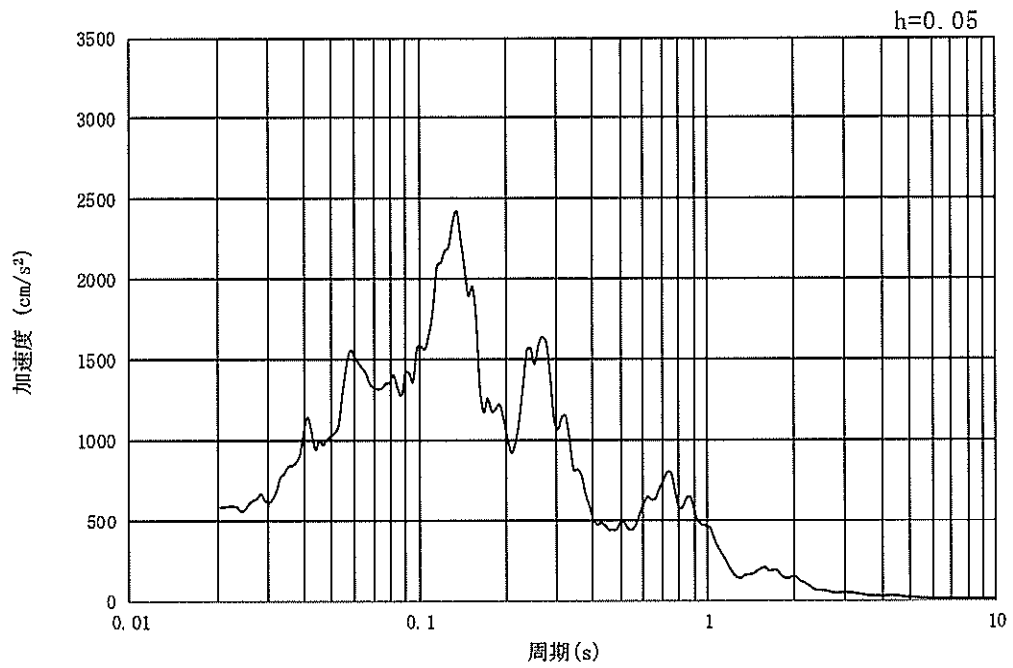


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (11) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 21$)

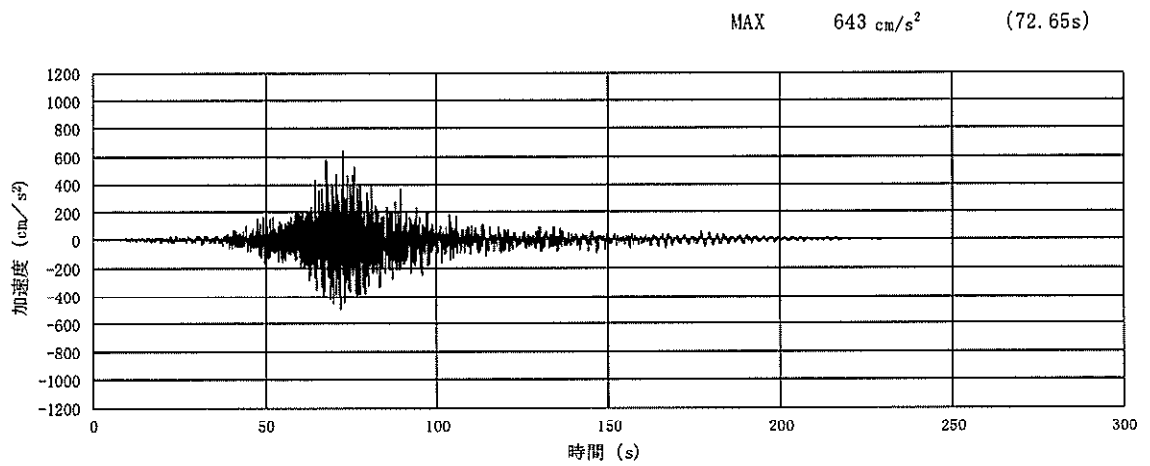


(a) 加速度時刻歴波形

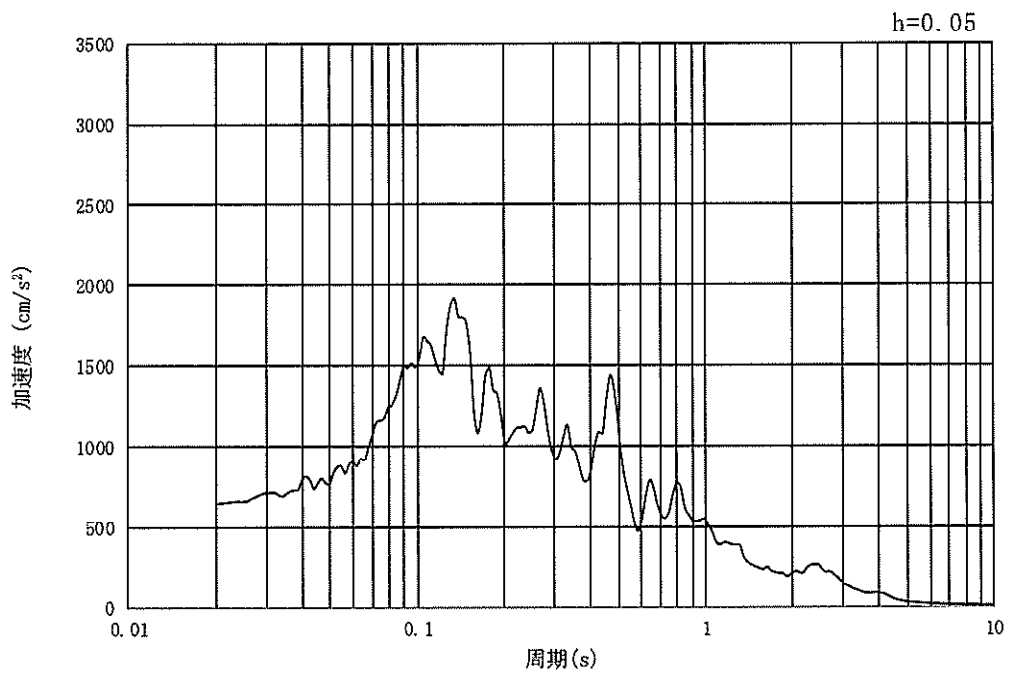


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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 : $S_s - 21$)

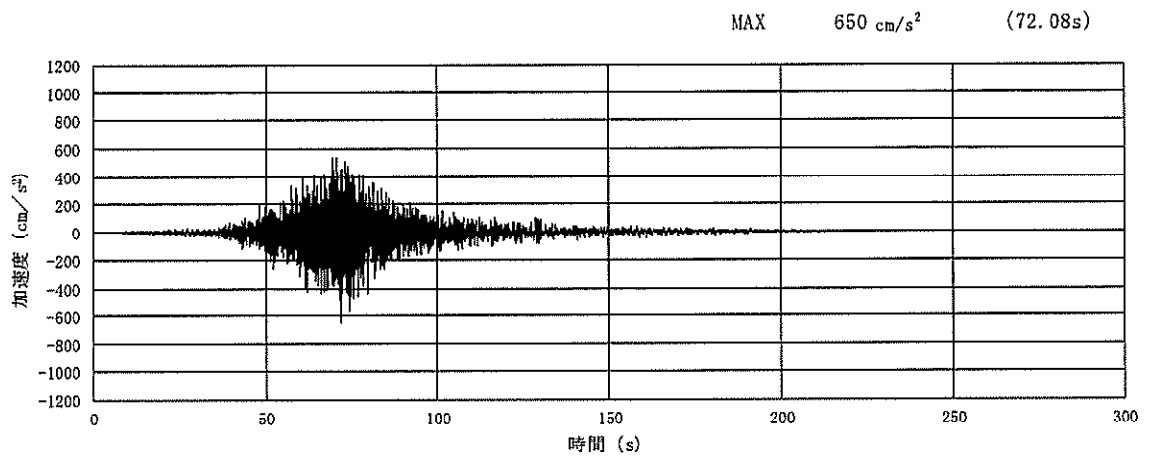


(a) 加速度時刻歴波形

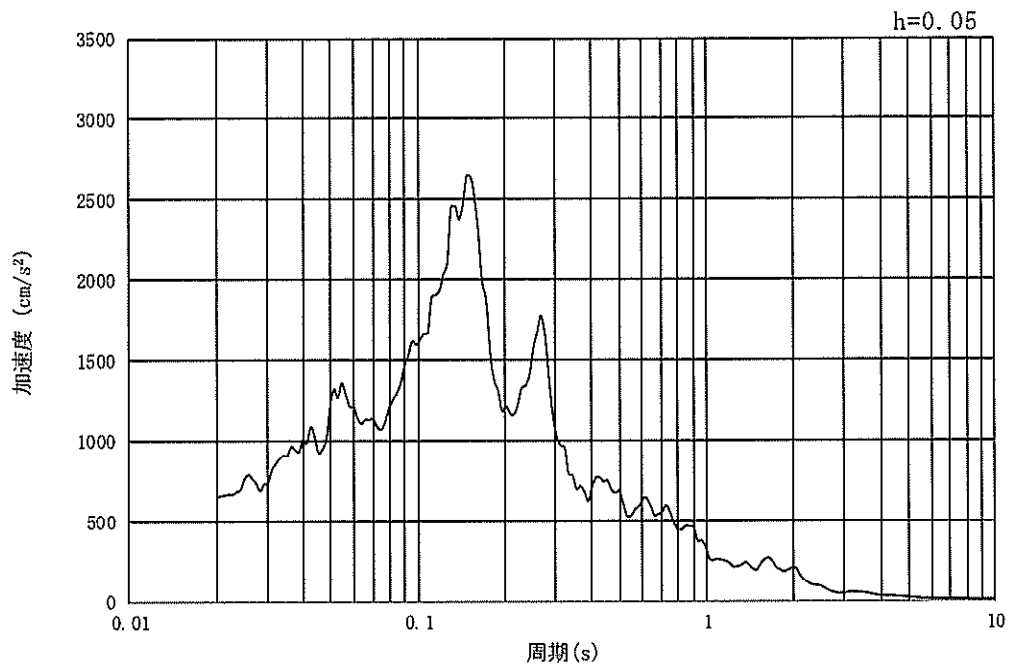


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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-22)

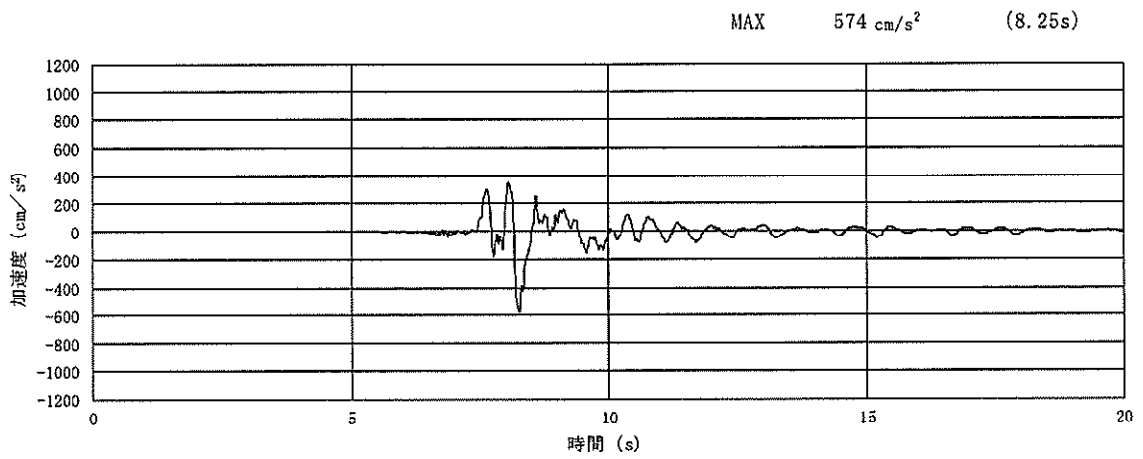


(a) 加速度時刻歴波形

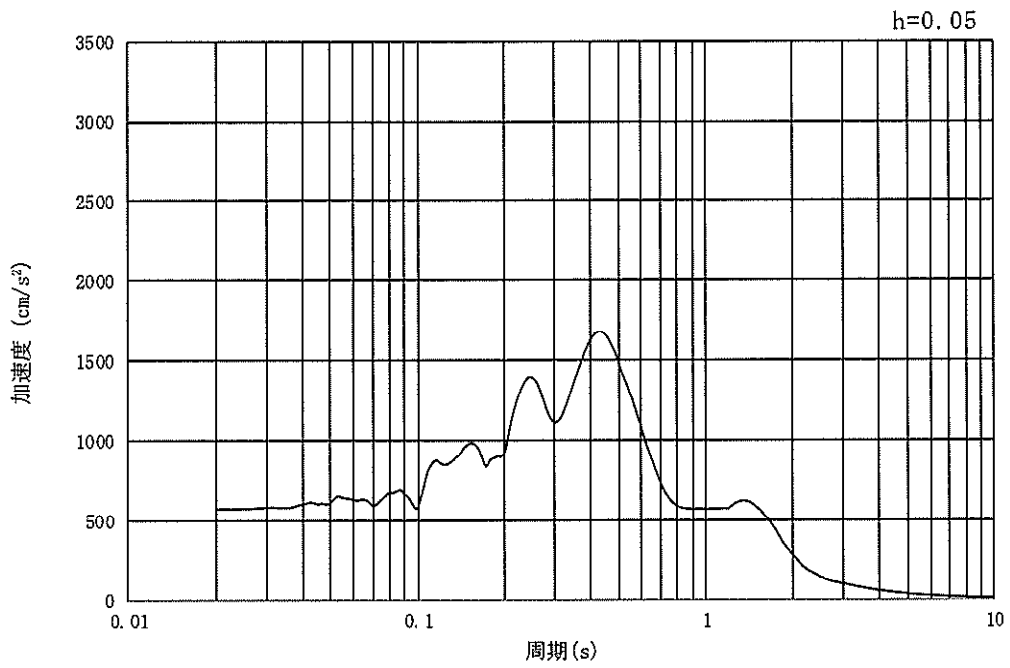


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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 : $S_s - 22$)

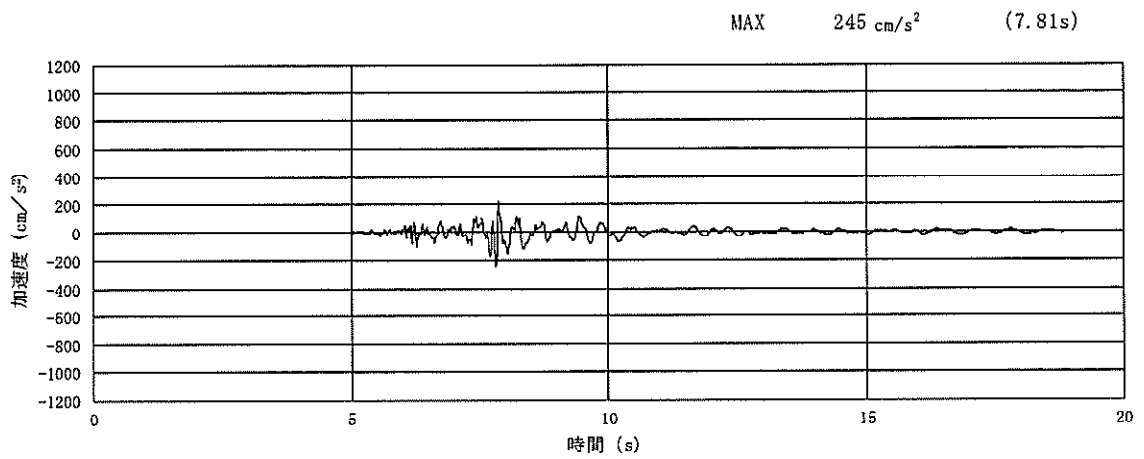


(a) 加速度時刻歴波形

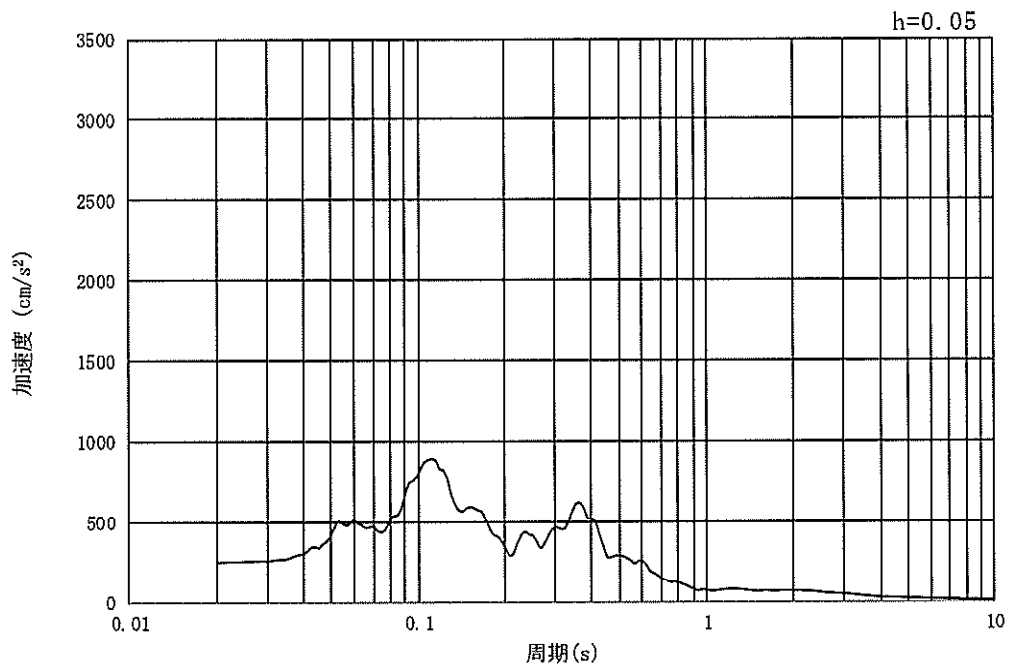


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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 : $S_s - 31$)

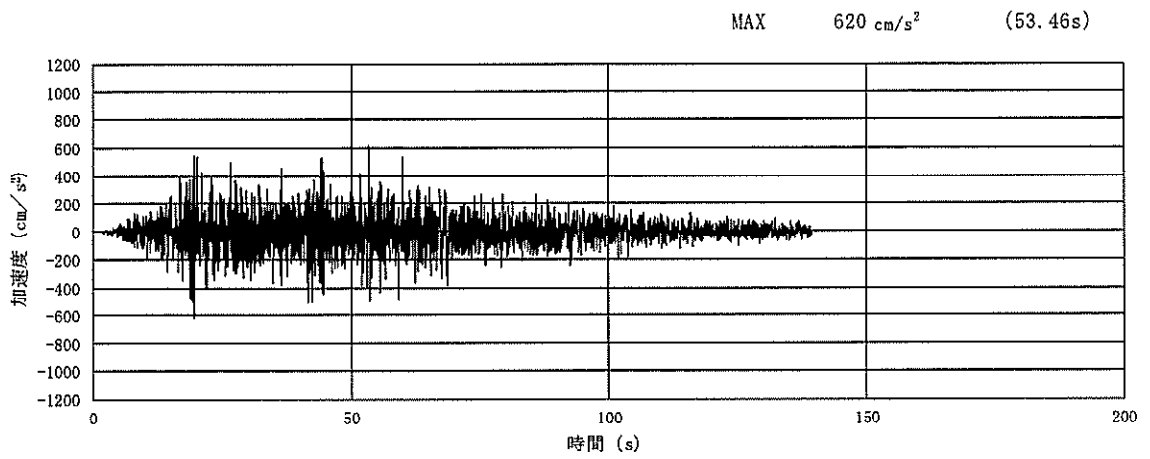


(a) 加速度時刻歴波形

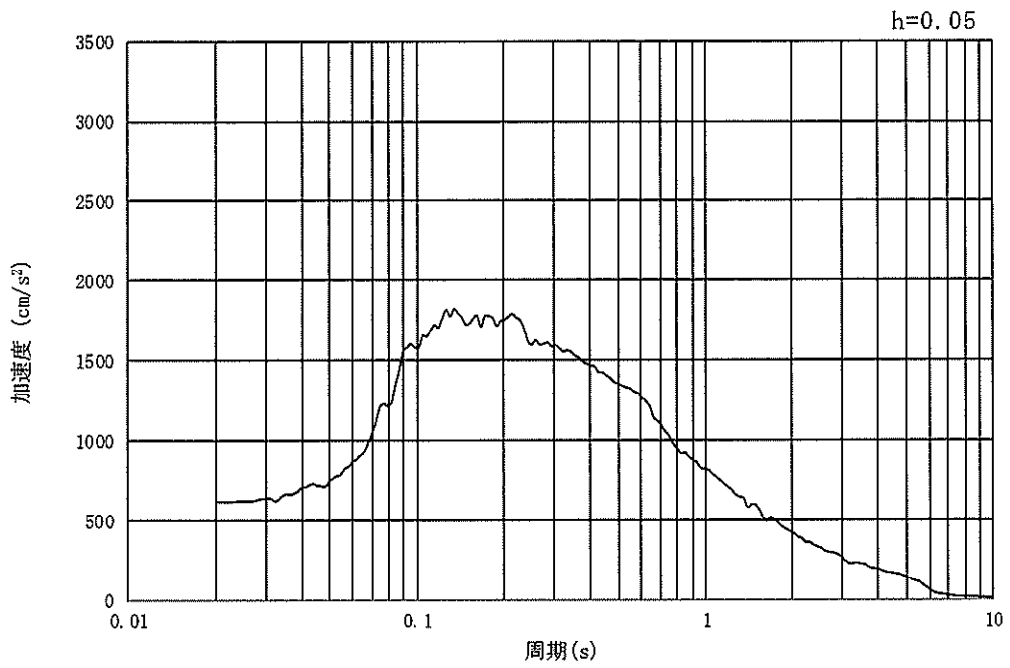


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-2 (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)

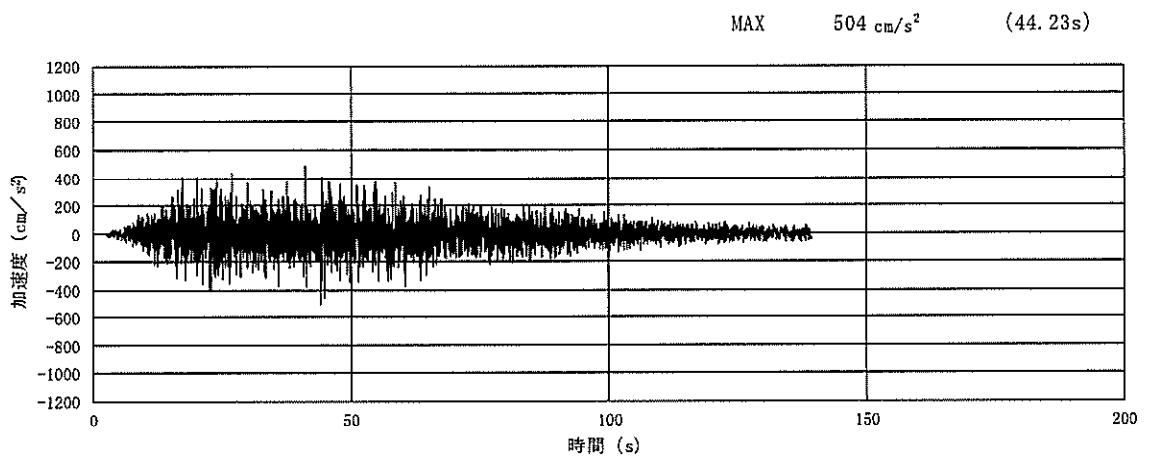


(a) 加速度時刻歴波形

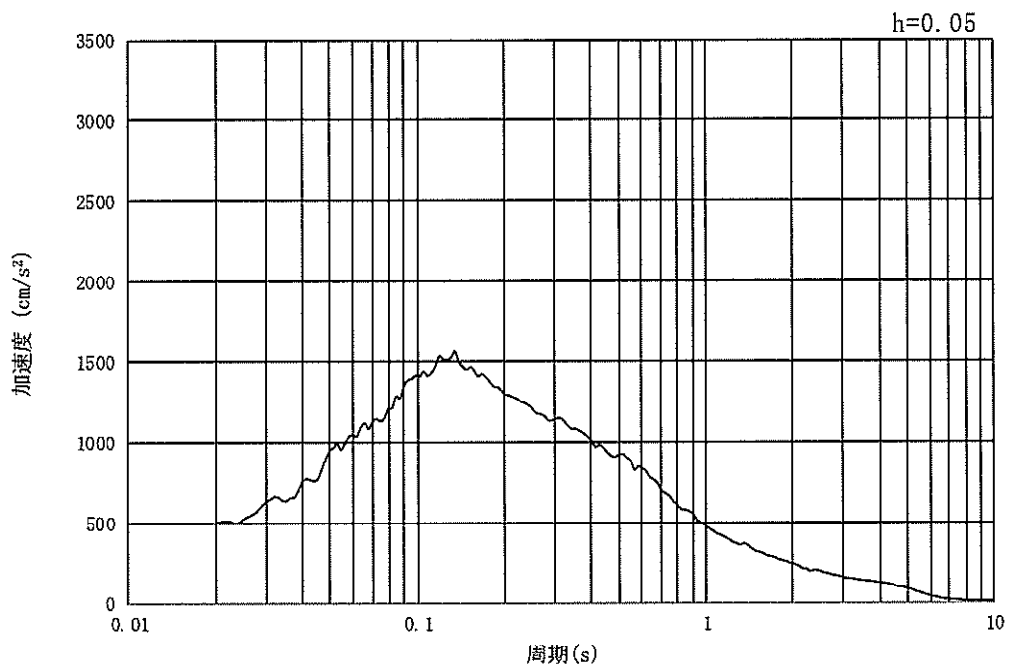


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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)

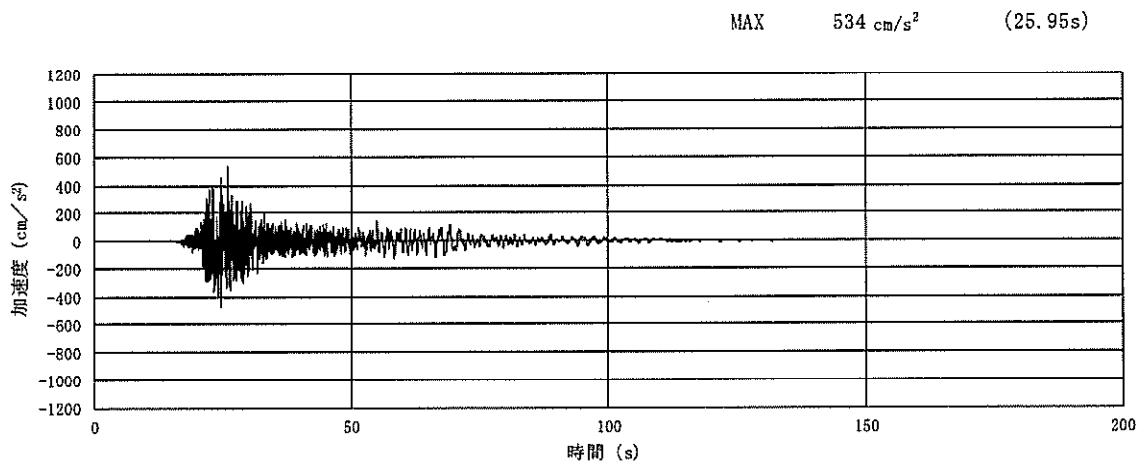


(a) 加速度時刻歴波形

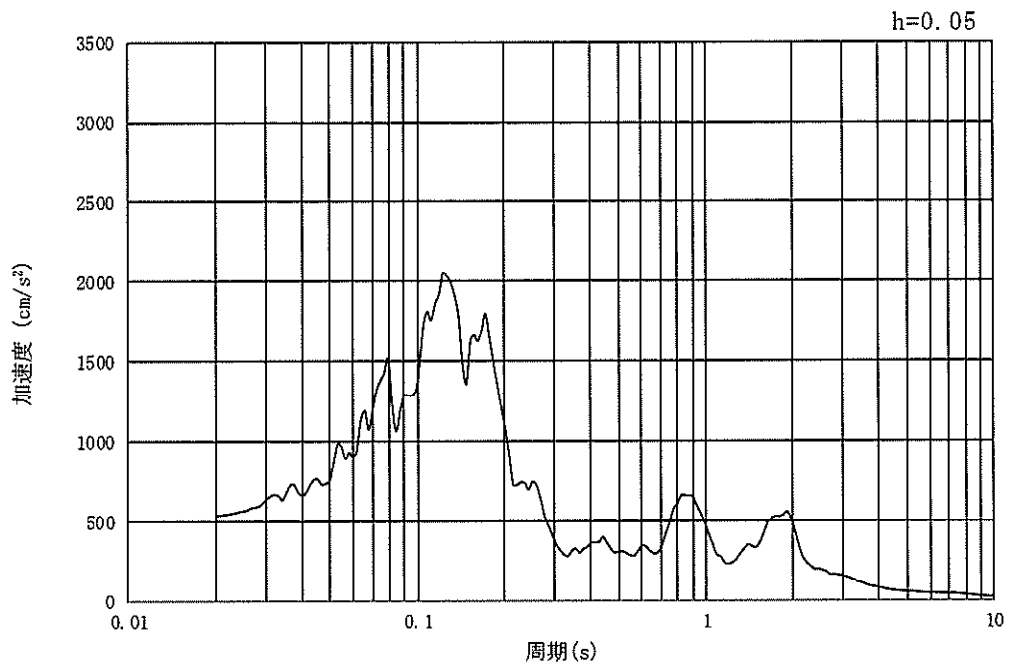


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - D1$)



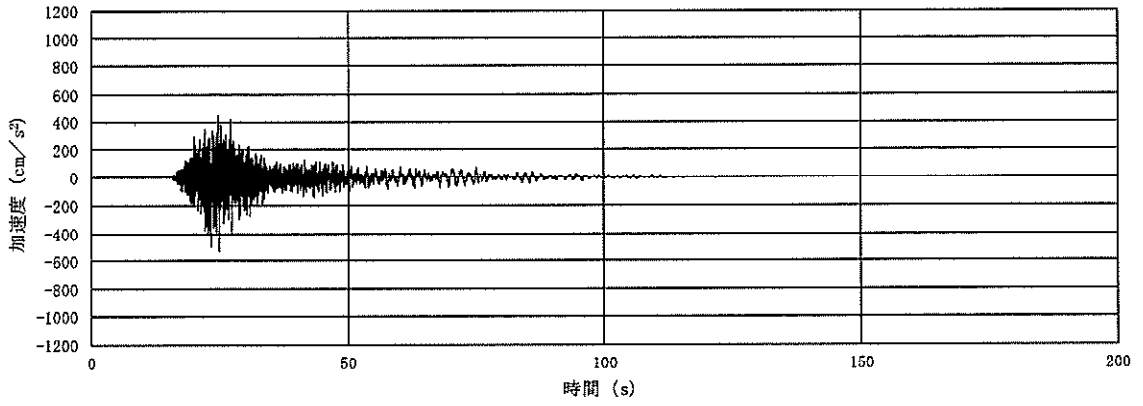
(a) 加速度時刻歴波形



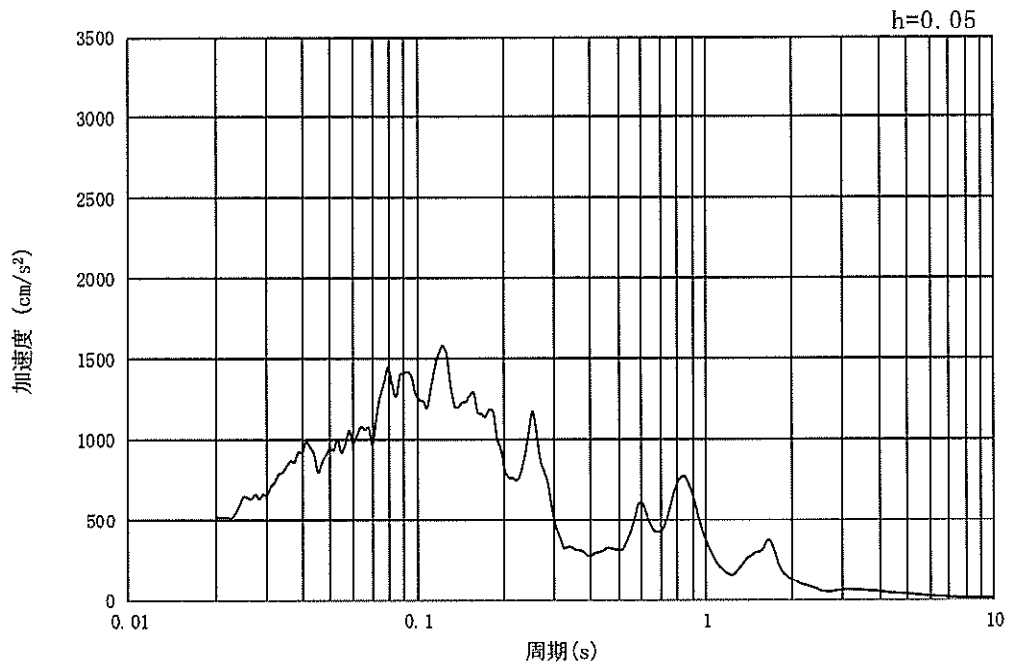
(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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-11)

MAX 523 cm/s^2 (25.01s)

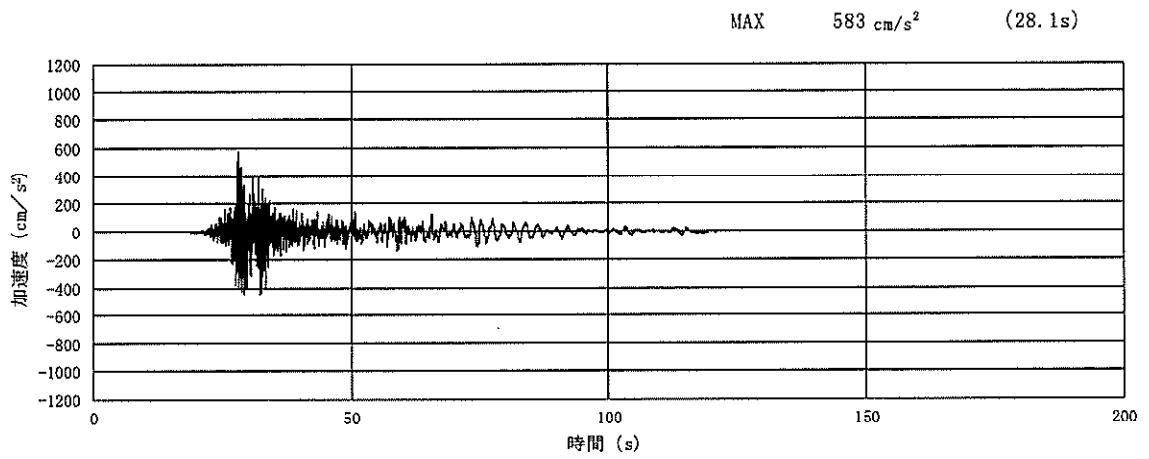


(a) 加速度時刻歴波形

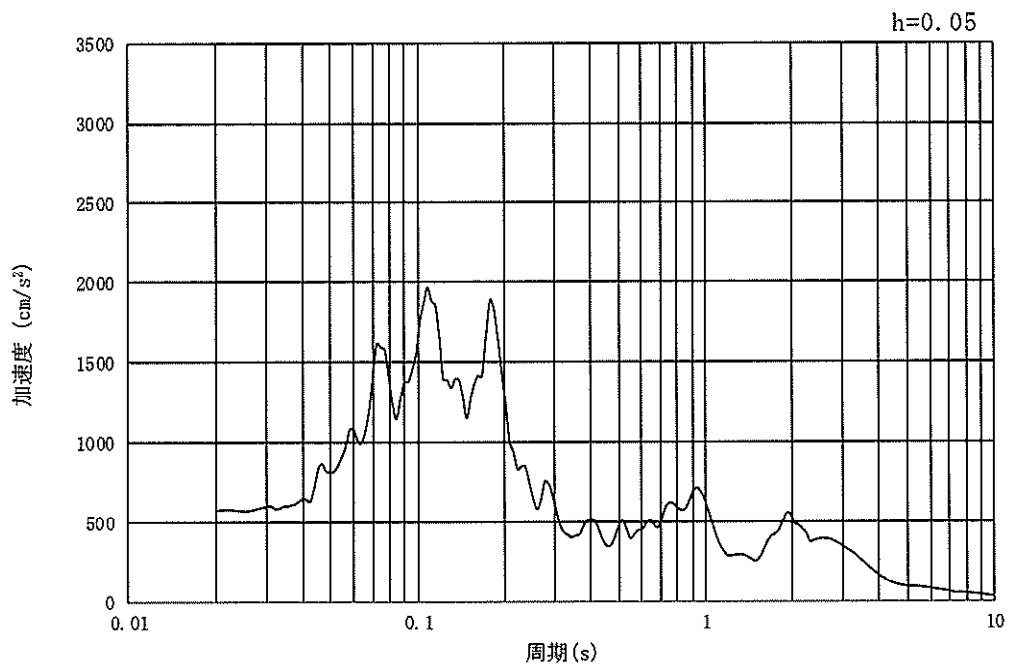


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 11$)

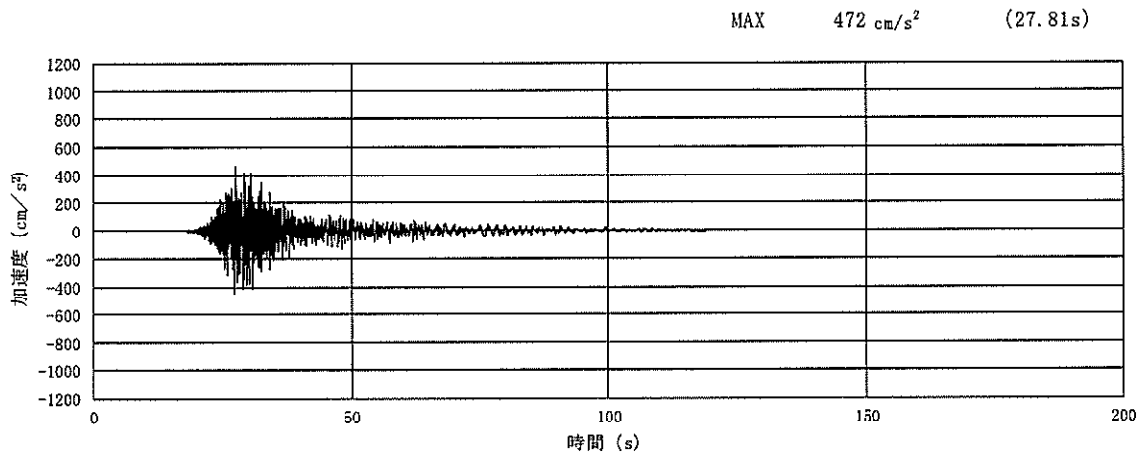


(a) 加速度時刻歴波形

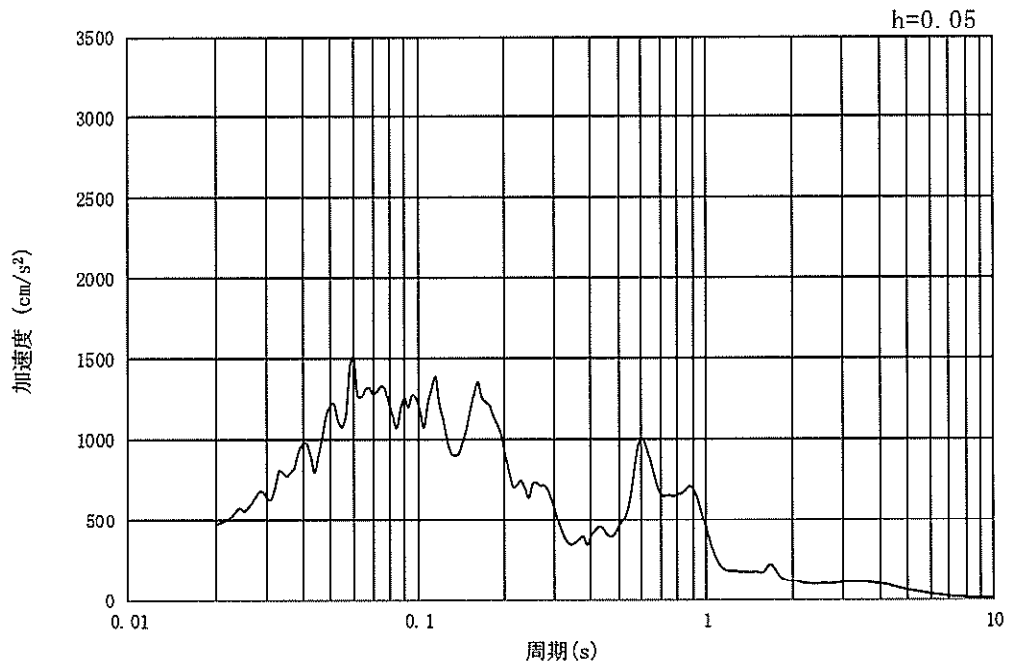


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 12$)

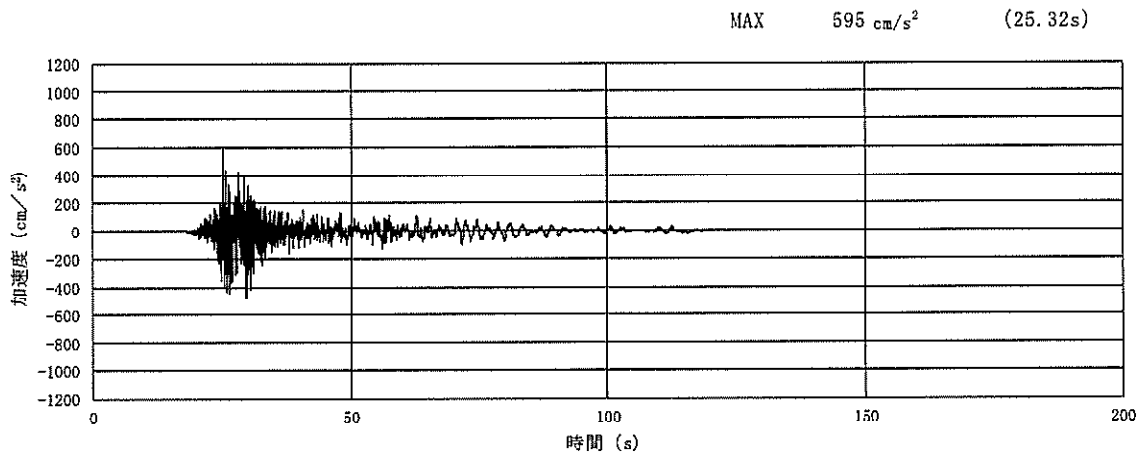


(a) 加速度時刻歴波形

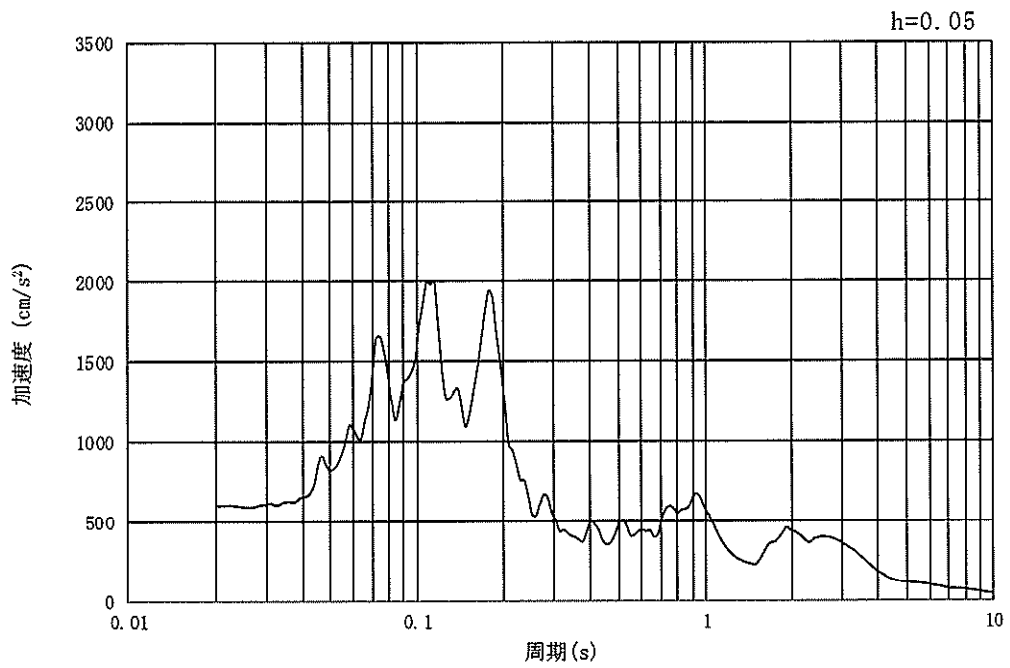


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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 : $S_s - 12$)

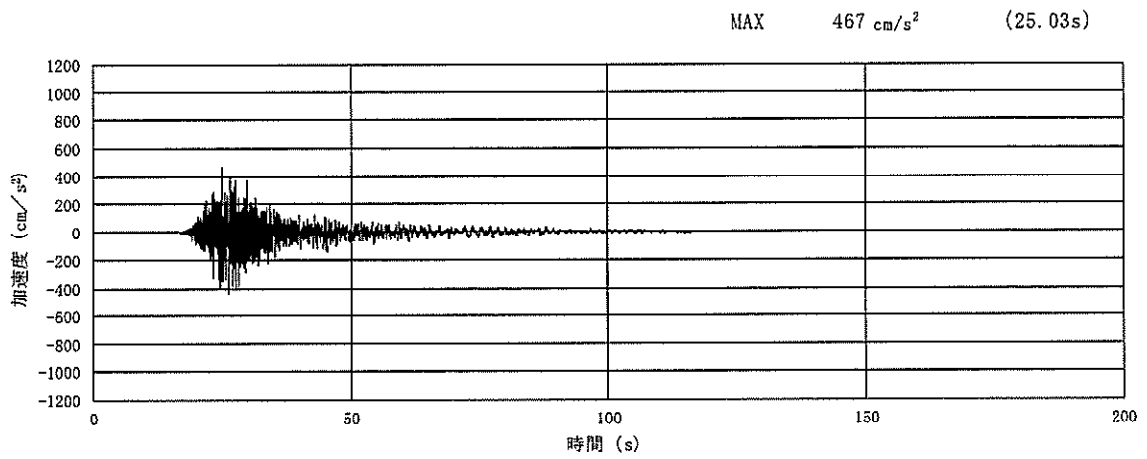


(a) 加速度時刻歴波形

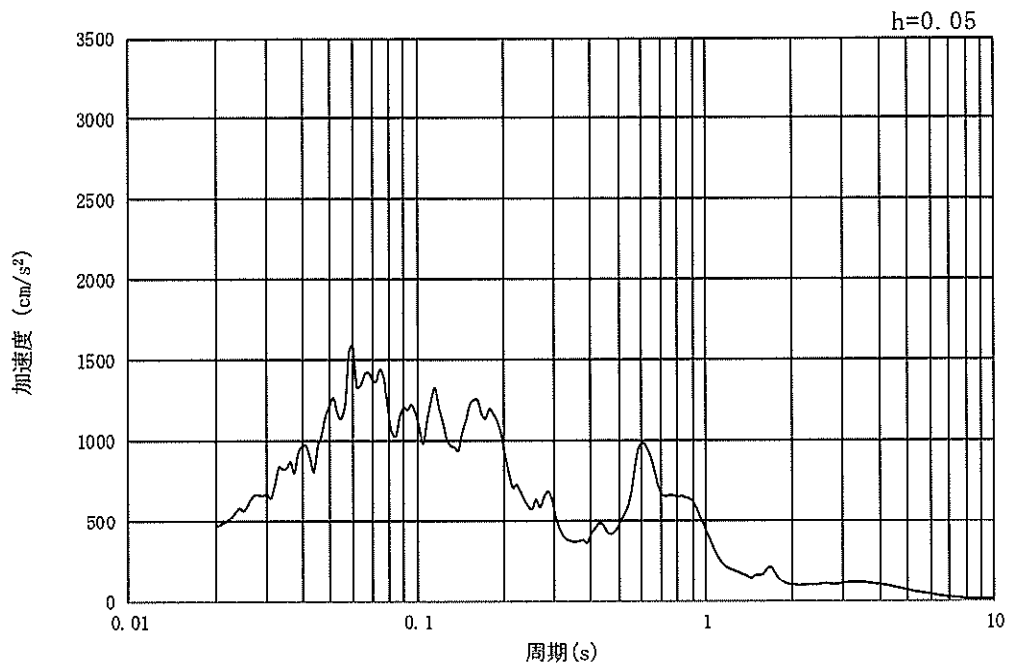


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 13$)

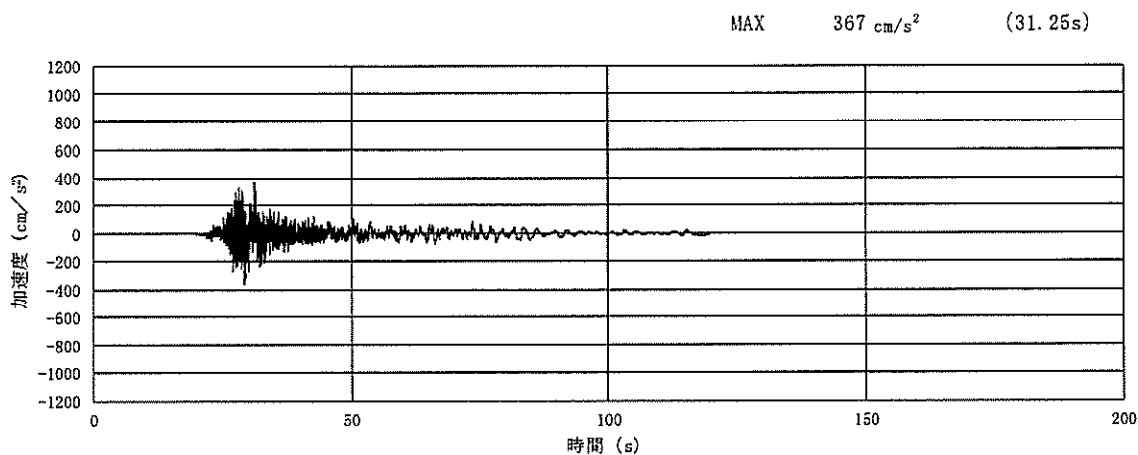


(a) 加速度時刻歴波形

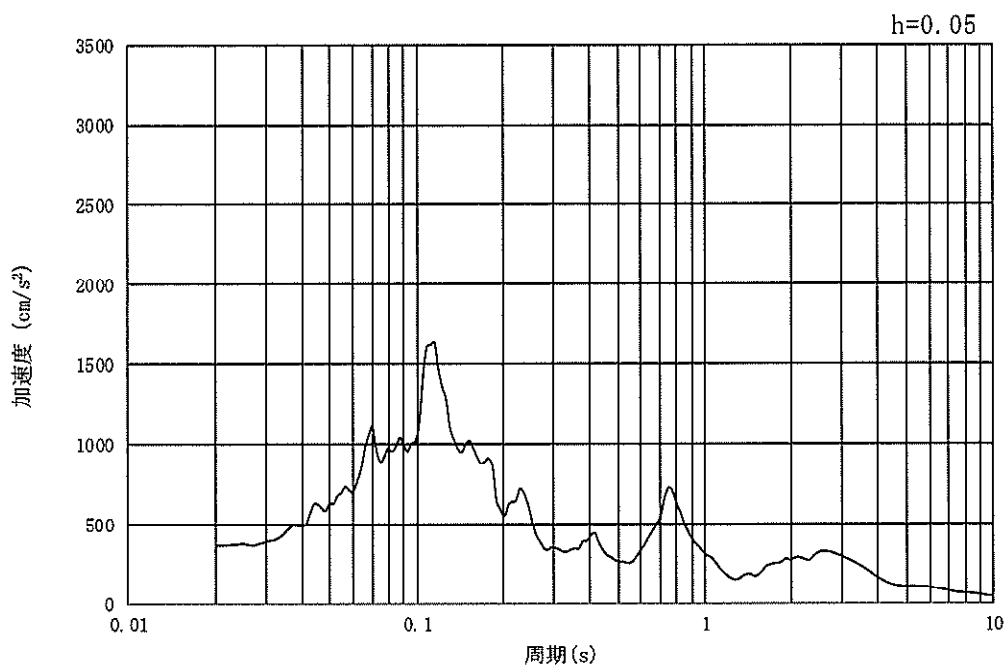


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 1.3$)

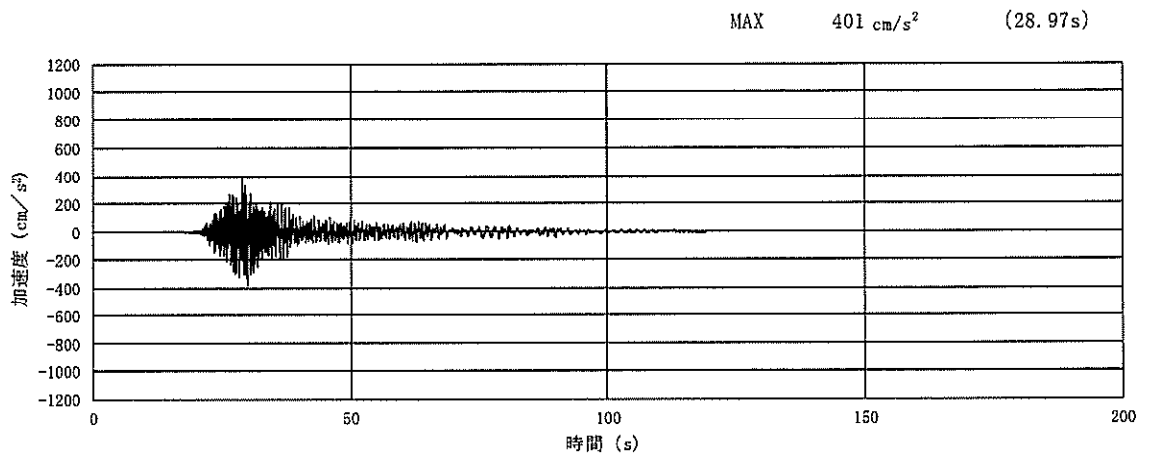


(a) 加速度時刻歴波形

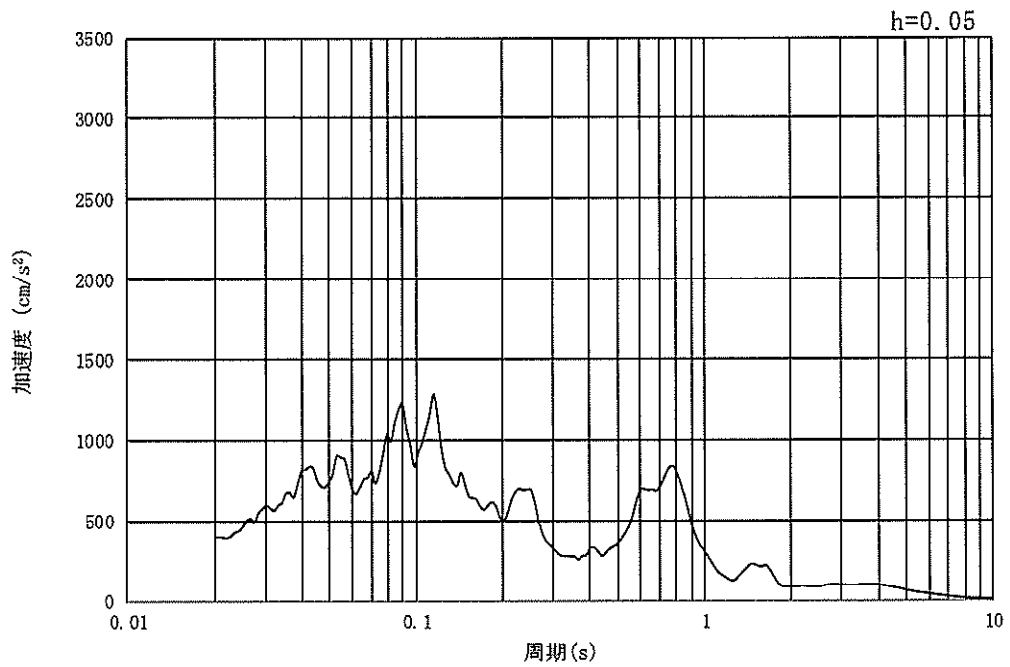


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: S₀-14)

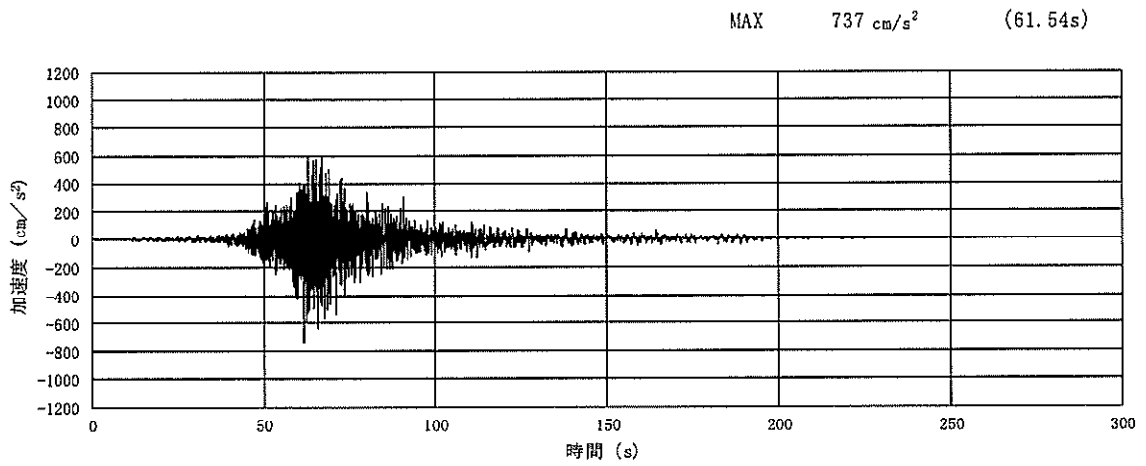


(a) 加速度時刻歴波形

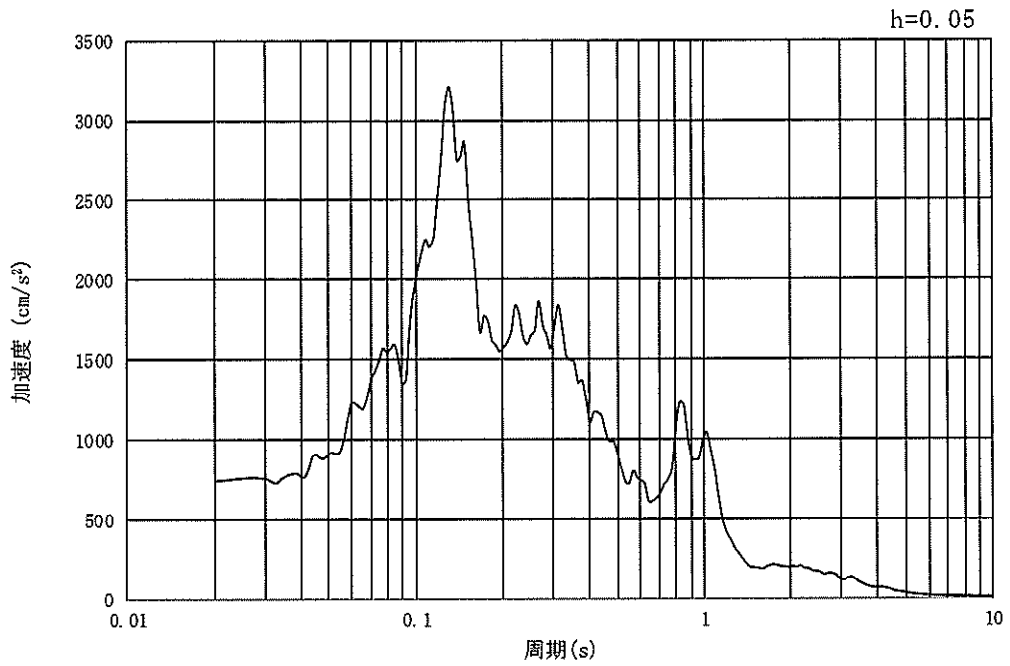


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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_v-14)

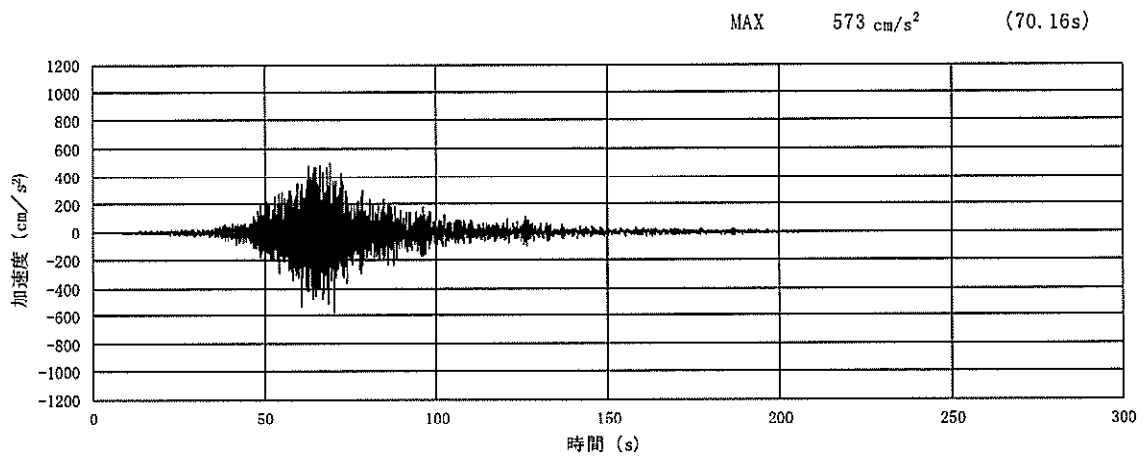


(a) 加速度時刻歴波形

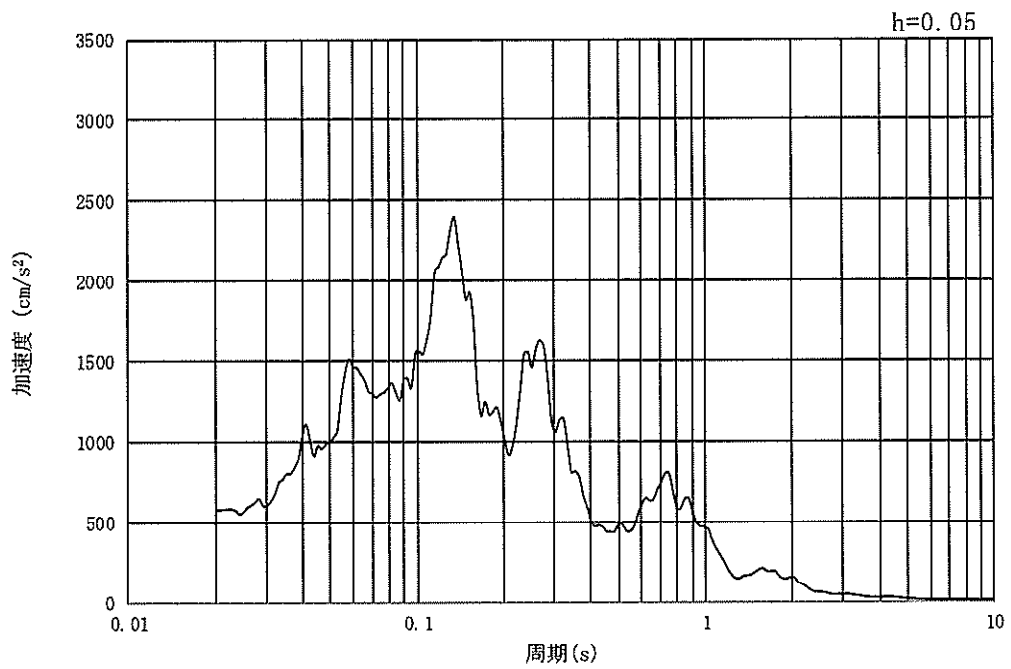


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 21$)

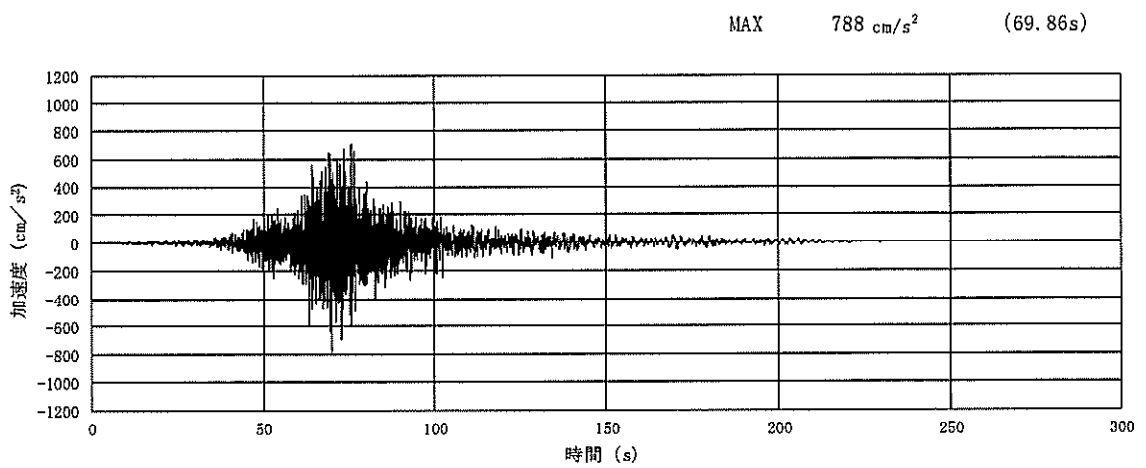


(a) 加速度時刻歴波形

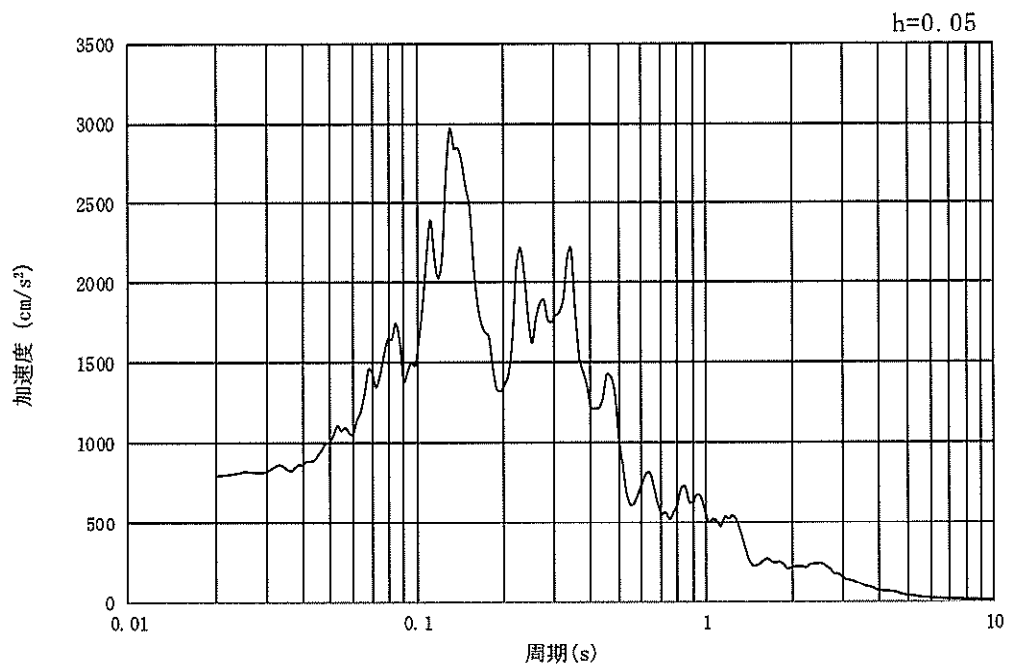


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 21$)

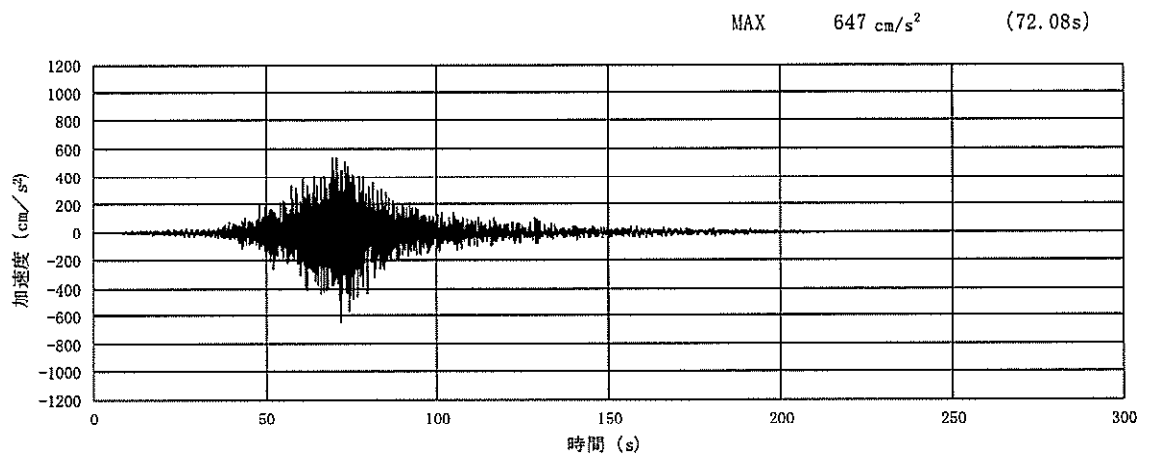


(a) 加速度時刻歴波形

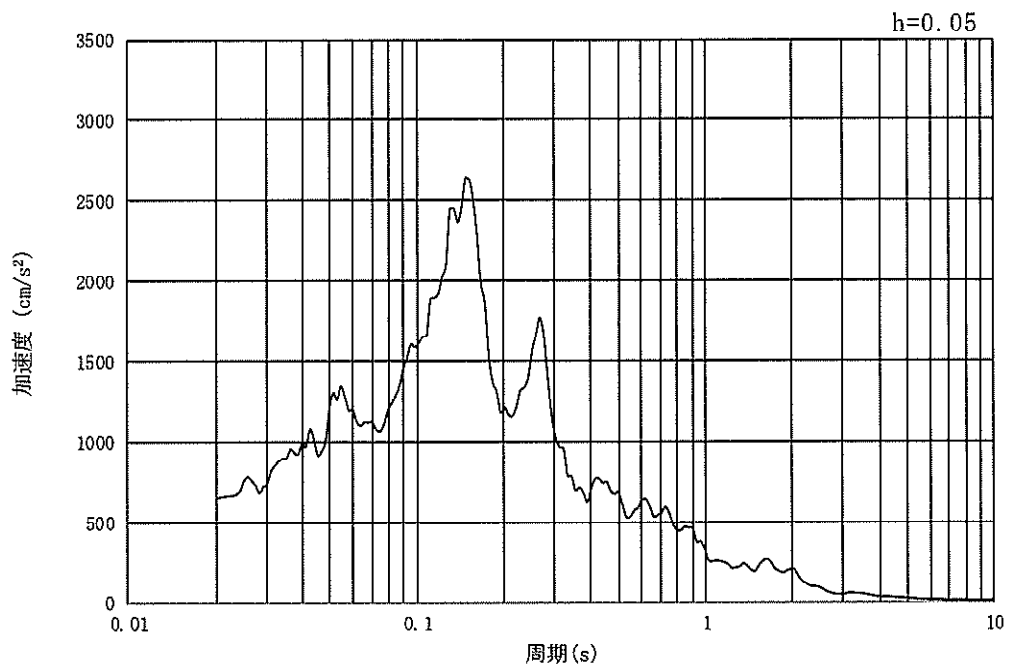


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 22$)

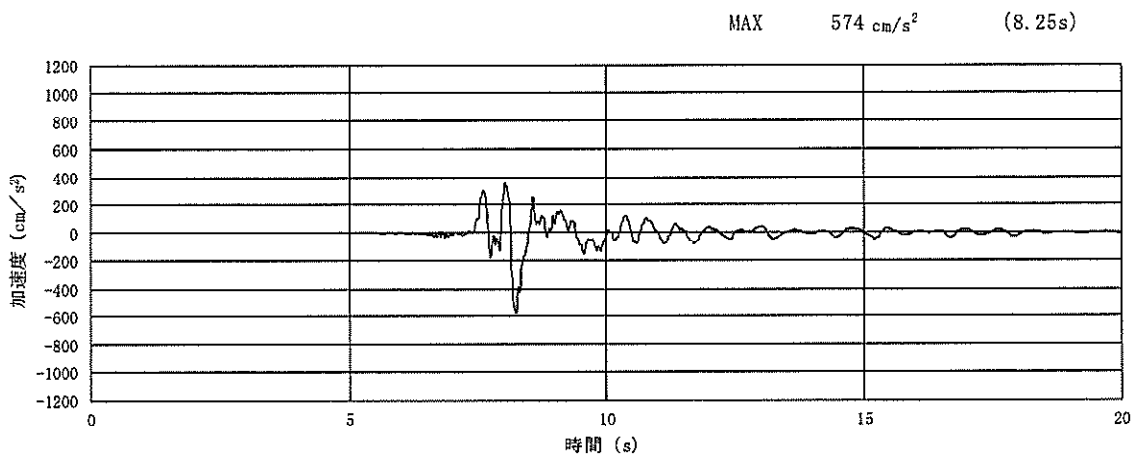


(a) 加速度時刻歴波形

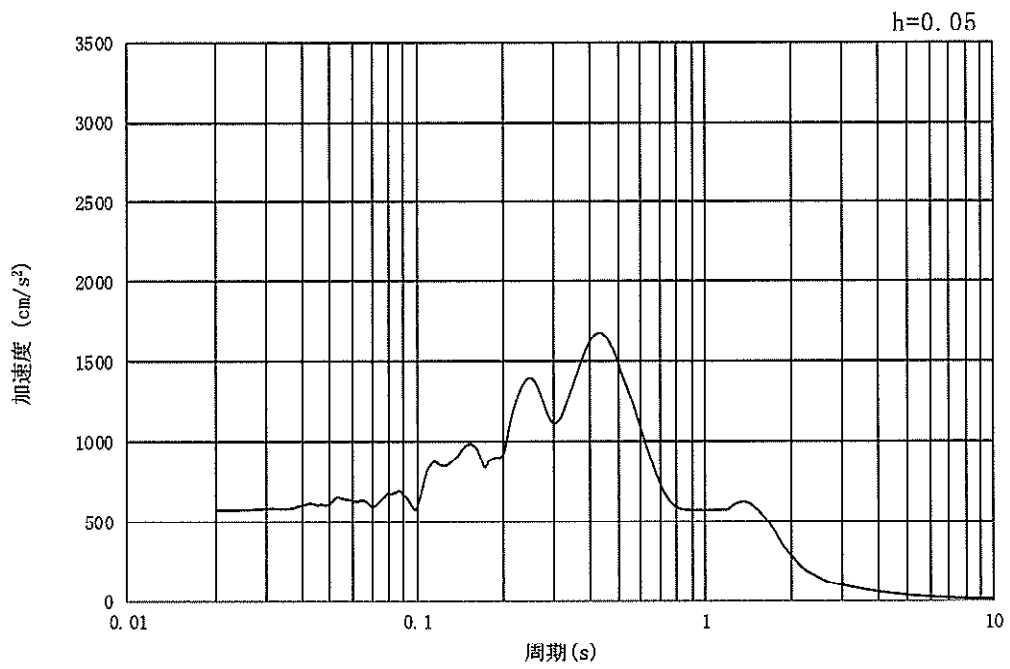


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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: $S_s - 22$)

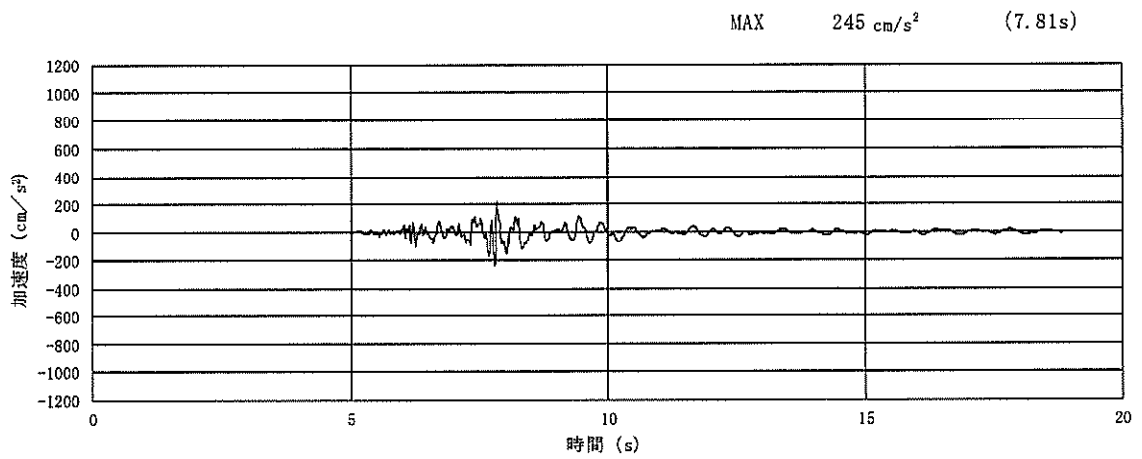


(a) 加速度時刻歴波形

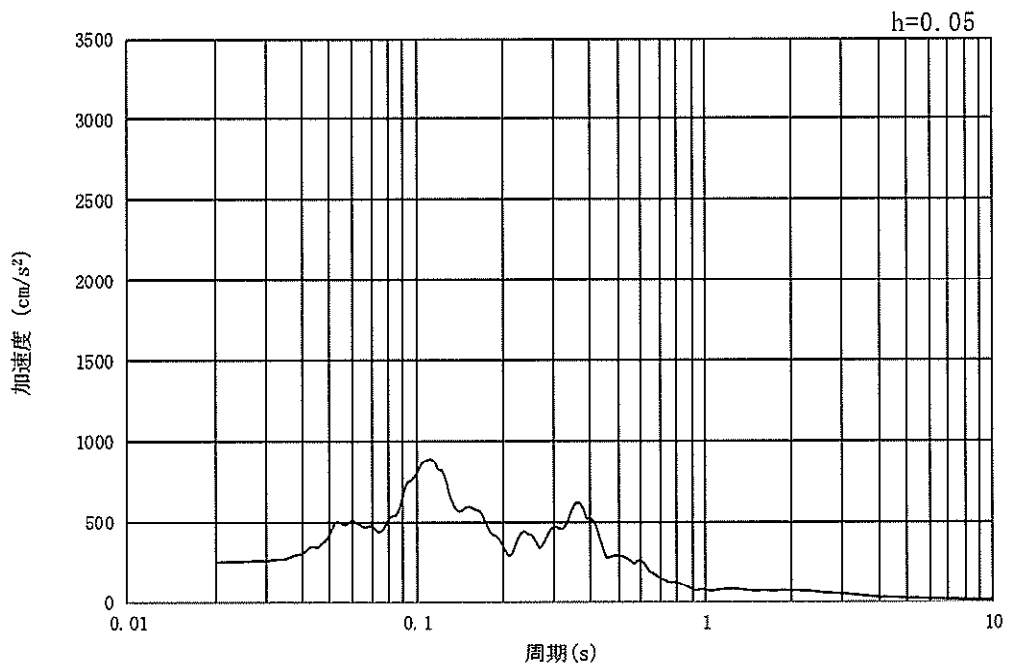


(b) 加速度応答スペクトル

図 9.3-3 (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 9.3-3 (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: $S_s - 31$)

9.3.2 許容限界の設定

(1) 構造部材の健全性に対する許容限界

常設低圧代替注水系ポンプ室の構造部材は、許容応力度による照査を行う。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9.3-1のとおり設定する。

表 9.3-1 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	短期許容引張応力度 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9.3-2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 9.3-2 (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	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容 せん断力Va (=Vca+Vsa) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	Sb (mm)	Ss (mm)	コンクリート Vca (kN)	鉄筋 Vsa (kN)	
頂版	1000	1000	200	800	D22	400	400	286.96	494.81	781
B1F中床版	1000	1500	200	1300	D22	400	400	466.30	804.07	1270
B2F中床版	1000	1000	200	800	D22	400	400	286.96	494.81	781
B3F中床版	1000	1000	200	740	D22	400	300	265.43	610.27	875
底版	1000	3000	200	2800	D25	200	400	1004.35	4533.86	5538
B1F・B2F側壁 (No. 1)	1000	3000	200	2800	D16	200	400	1004.35	1777.04	2781
B3F側壁 (No. 2)	1000	3000	200	2740	D16	200	200	982.83	3477.92	4460
B4F側壁 (No. 3)	1000	3000	200	2650	D22	200	200	950.54	6556.30	7506

表 9.3-2 (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	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容 せん断力Va (=Vca+Vsa) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	Sb (mm)	Ss (mm)	コンクリート Vca (kN)	鉄筋 Vsa (kN)	
頂版	1000	1000	200	800	D22	400	400	286.96	494.81	781
B1F中床版	1000	1500	200	1300	D22	400	400	466.30	804.07	1270
B2F中床版	1000	1000	200	800	D22	400	400	286.96	494.81	781
B3F中床版	1000	1000	200	725	D22	300	400	260.05	597.90	857
底版	1000	3000	200	2800	D25	400	200	1004.35	4533.86	5538
B1F・B2F側壁 (No. 1)	1000	3000	200	2800	D16	200	400	1004.35	1777.04	2781
B3F側壁 (No. 2)	1000	3000	200	2740	D16	200	200	982.83	3477.92	4460
B4F側壁 (No. 3)	1000	3000	200	2650	D25	200	200	950.54	8581.96	9532
カルバート部 (上部)	1000	700	200	500	D19	300	300	179.35	406.91	586
カルバート部 (下部)	1000	1000	200	800	D25	150	200	286.96	3454.37	3741

(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 9.3-3 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 9.3-4 に示す支持力係数

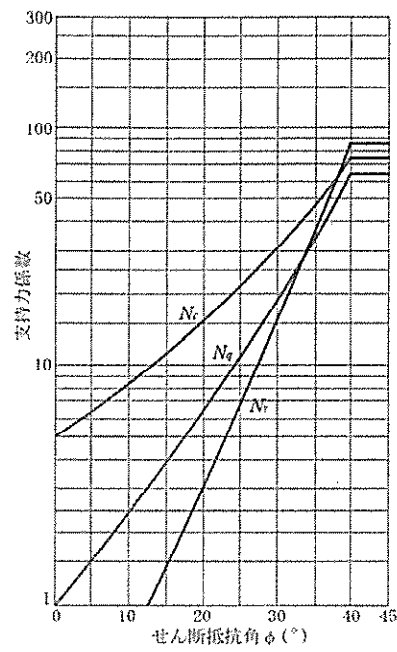
表 9.3-3 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	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 9.3-4 支持力係数を求めるグラフ

常設低圧代替注水系ポンプ室における極限支持力の算定結果を表 9.3-4 に示す。

表 9.3-4(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)	17.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
N_c	5	図 9.3-4 より
N_γ	0	図 9.3-4 より
N_q	—	

表 9.3-4(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)	5598	
$\alpha c N_c$ (kN/m ²)	5598	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (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	1.229	
形状係数 β	0.694	
基礎幅 B (m)	13.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	—	
N_c	5	図 9.3-4 より
N_γ	0	図 9.3-4 より
N_q	—	

9.3.3 鉛直断面の設計

(1) 鉛直断面の曲げ及び軸力に対する設計

矩形立坑は強軸断面方向及び弱軸断面方向が明確でないことから、矩形立坑二方向を設計断面として選定する。矩形立坑二方向に対し2次元有効応力解析を実施し部材の設計を行う。立坑の鉛直鉄筋は2次元有効応力解析にて算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行う。

図 9.3-5 に鉛直鉄筋配置の概念図を示す。鉛直鉄筋を配置する範囲は側壁内—内幅及び隅角部 45 度範囲（図 9.3-5 の青塗り範囲）とする。RC 断面計算に用いる鉛直鉄筋配置を区分することで、矩形二方向断面を独立して設計する。

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。

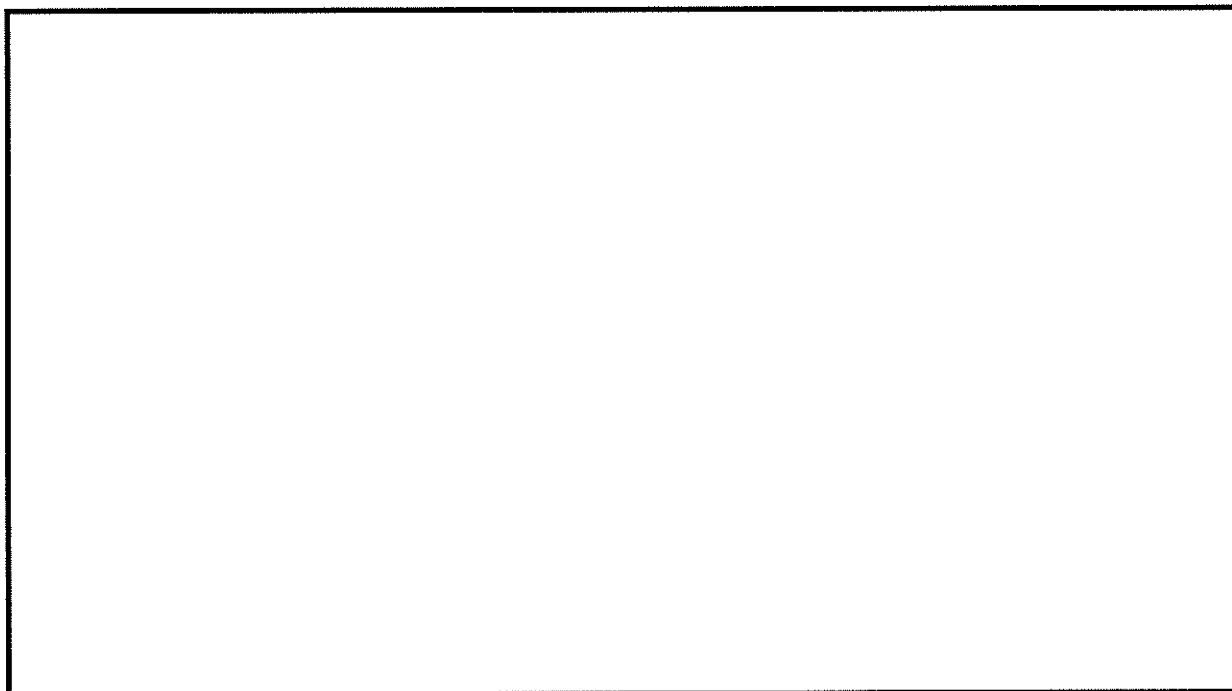


図 9.3-5 鉛直鉄筋配置範囲平面図

(2) 鉛直断面のせん断に対する設計

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 ）に対し図 9.3-6 の有効断面積（ A_w ，図 9.3-6 の赤塗り範囲）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〕（（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。

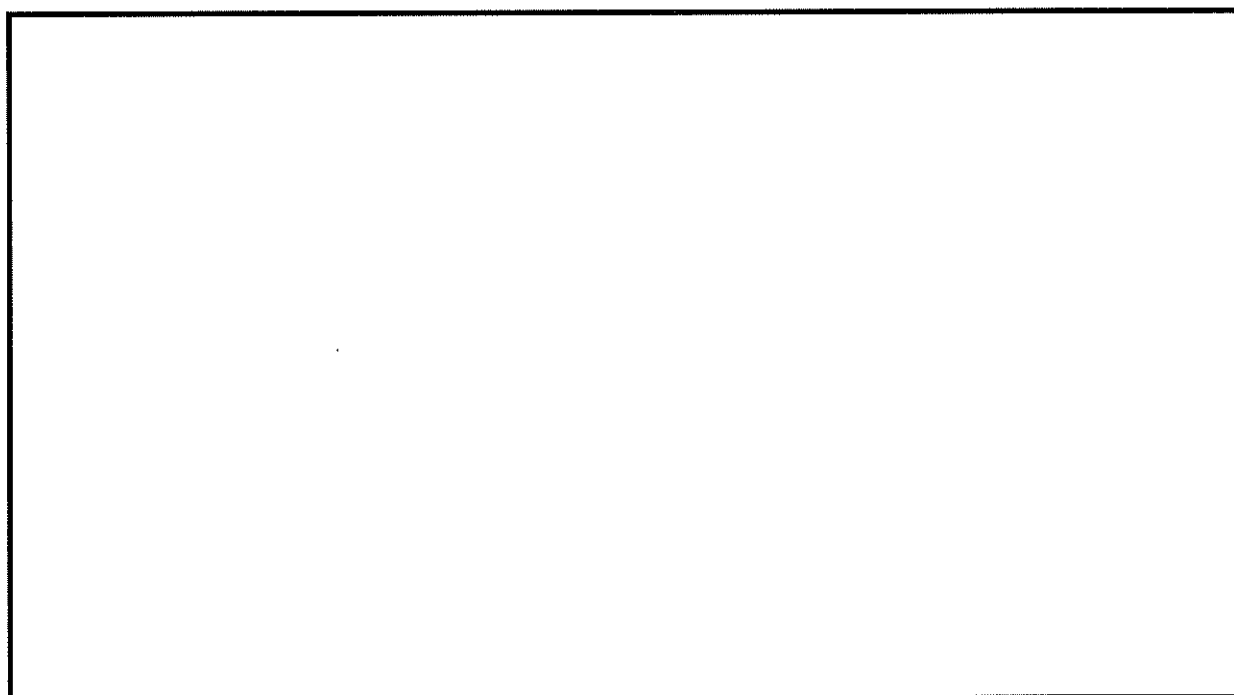


図 9.3-6 せん断有効面積範囲平面図

9.3.4 水平断面の設計

(1) 側壁の設計

常設低圧代替注水系ポンプ室水平断面については、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なう。

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9.3-7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。

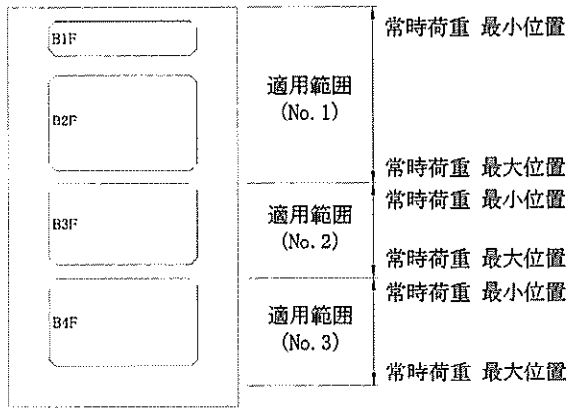
片押し時は、両押し時と同じ地震時最大地盤反力を立坑平面の片側から最大荷重として常時荷重と共に作用させる。

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9.3-7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。

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2.0倍以下として設定する。

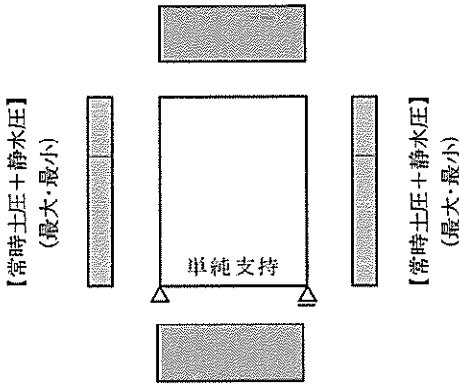
なお、水平断面フレーム解析においては、「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】2002年版」に準拠し、隅角部に剛域を設ける。



常時荷重最小位置

両押し時

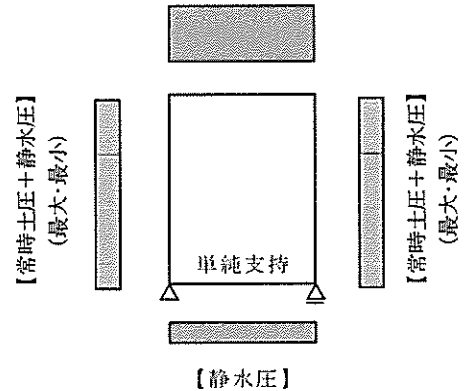
【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*1】



【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*1】

片押し時

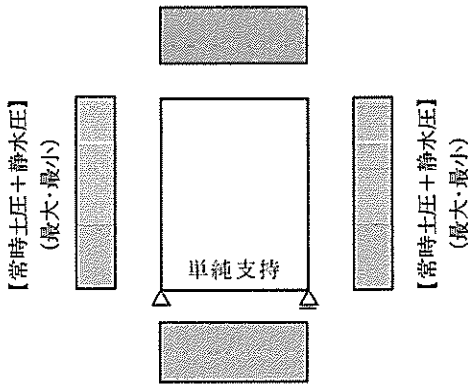
【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*2】



常時荷重最大位置

両押し時

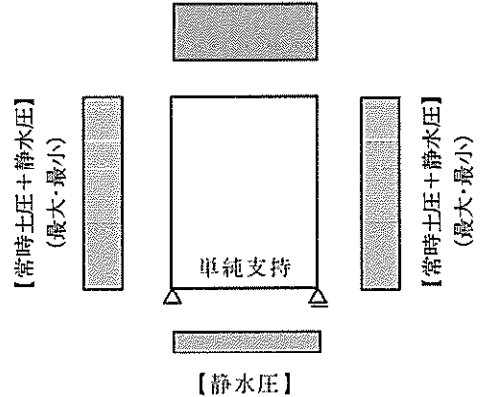
【常時土圧+静水圧+地震時最大地盤反力*1】



【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】



注 *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 9.3-7 水平断面解析モデル概念図

(2) 頂版及び中床版の設計

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。頂版には頂版の部材厚より大きな開口があるため、それを考慮してモデル化を行う。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を静的に作用させる。頂版については積雪の慣性力も考慮する。

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。図 9.3-8 に頂版の、図 9.3-9 に中床版の解析モデル概念図を示す。

単純支持による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する。ただし、頂版端部及び中床版端部においては、側壁からの廻り込み曲げモーメントを考慮するため、9.3.5において後述する側壁の固定効果による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。

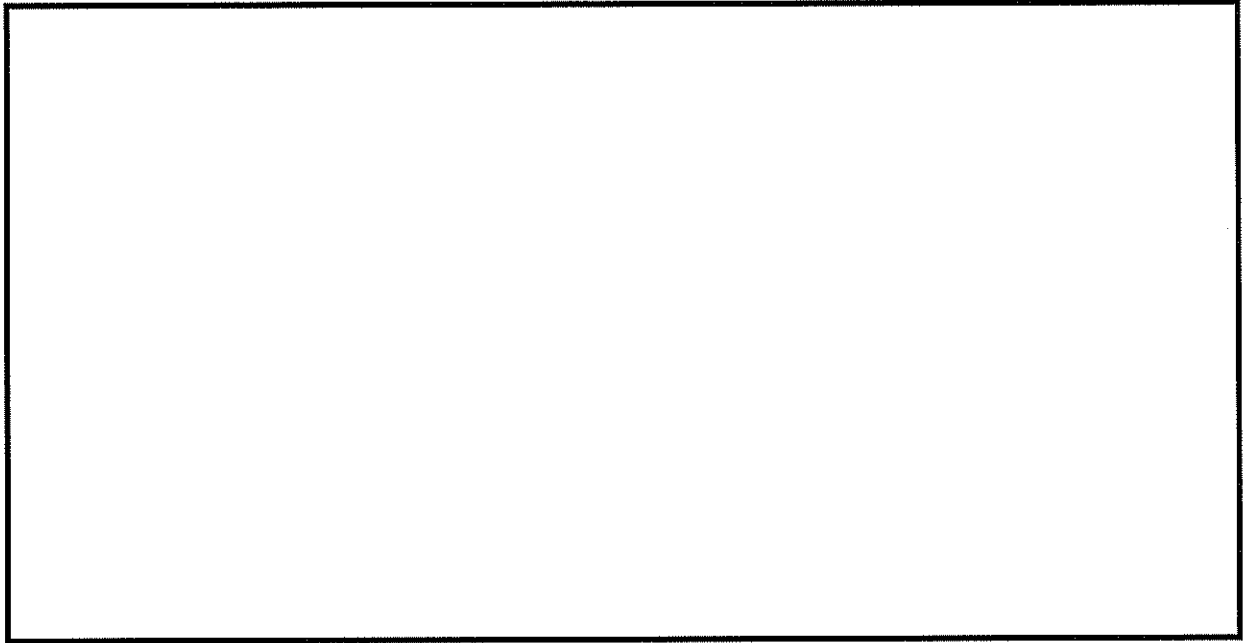


図 9.3-8 頂版の解析モデル概念図

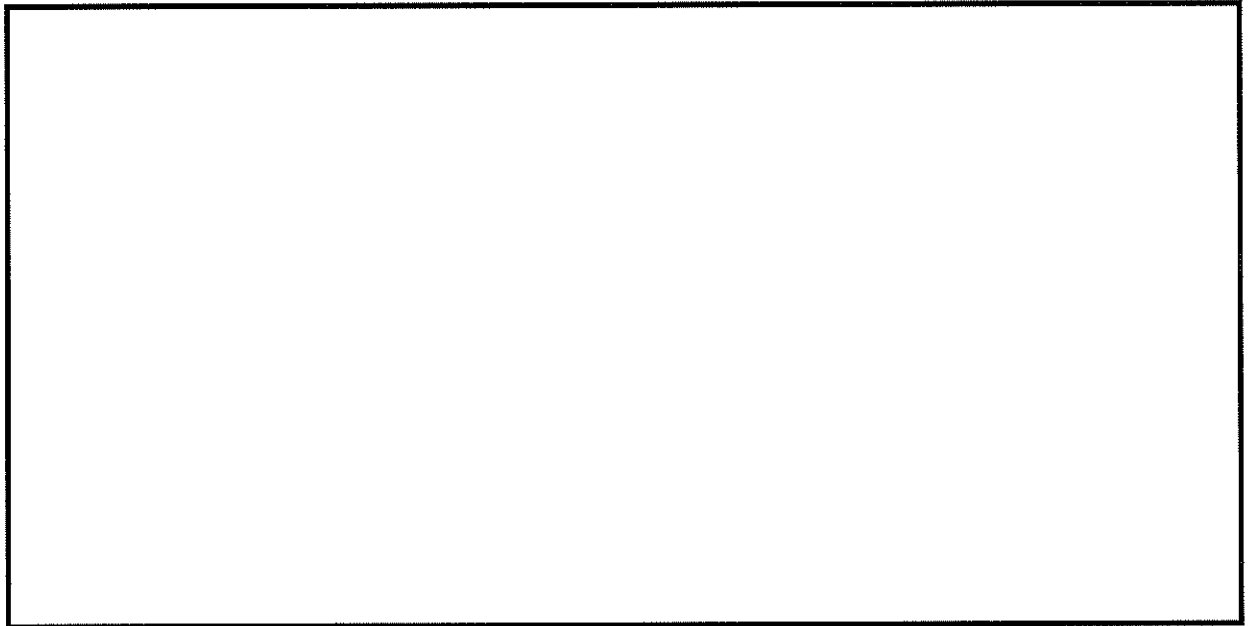


図 9.3-9 中床版の解析モデル概念図

(3) 底版の設計

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 9.3-10 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、頂版及び中床版における設定と同じとする。また、頂版及び中床版と同様に、単純支持による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、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。

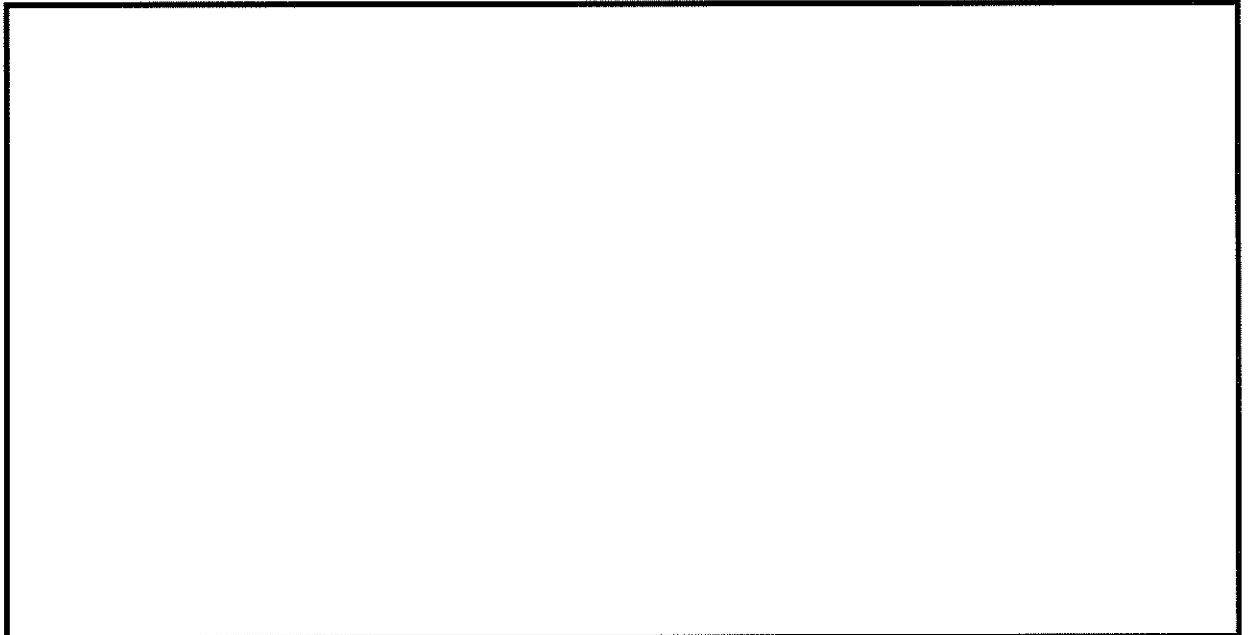


図 9.3-10 底版の解析モデル概念図

9.3.5 版部材が側壁を固定することによる隅角部の評価

側壁と版部材の隅角部には、各部材の剛性に起因する端曲げが発生するため、隅角部における曲げモーメントの廻り込みの影響を考慮する。

(1) 版部材の拘束効果による側壁の検討

版部材から側壁に廻り込む曲げモーメントを計算する場合の概念図を図 9.3-11 に示す。図には、B2F の中床版を対象とした例を示している。

版部材と側壁の隅角部において、床版の曲げモーメント (M_0) が側壁に廻り込む。また側壁が版部材に支持される拘束効果により、地震時荷重を面外方向に受けた場合に曲げモーメントが反転する (M_1, M_2)。この現象は 2 次元動的有効応力解析において考慮することができない。版部材の端曲げモーメント (M_0) は、境界条件を固定支持としたシェル解析により算定する。

側壁は床版中心間距離で固定支持された、単位幅を有する両端固定はりとしてモデル化し、地震時荷重を作用させた場合に支持位置に発生する曲げモーメント (M_1, M_2) を算定する。地震時荷重は、側壁に作用する地盤反力及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、側壁に作用する地盤反力（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)）の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。

本検討において側壁を単位奥行当たりのはり要素でモデル化するが、側壁の形状は図 9.3-12 に示すように矩形となっており、側壁の変形を抑制している。この変形抑制効果を解析で考慮するため、図 9.3-12 に示すような形状ばねを考慮した弾性床上のはり（端部は固定支持）としてモデル化を行い曲げモーメントを算定する。立坑の形状ばねの算定は、「シールド工専用立坑の設計 平成 27 年 1 月 土木学会」に示される通り、側壁の矩形形状に対し、単位荷重を作用させた場合に側壁に発生する最大変位を用いて導出する。

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_2 のうちモーメントの連続性を考えて両者の最大値を用いる) 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、2 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。

(2) 側壁の拘束効果による版部材の検討

版部材については、版部材の端曲げモーメント (M_0) 及び側壁から版部材へ廻りこむモーメント (M_1, M_2 のうち最大値) 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。

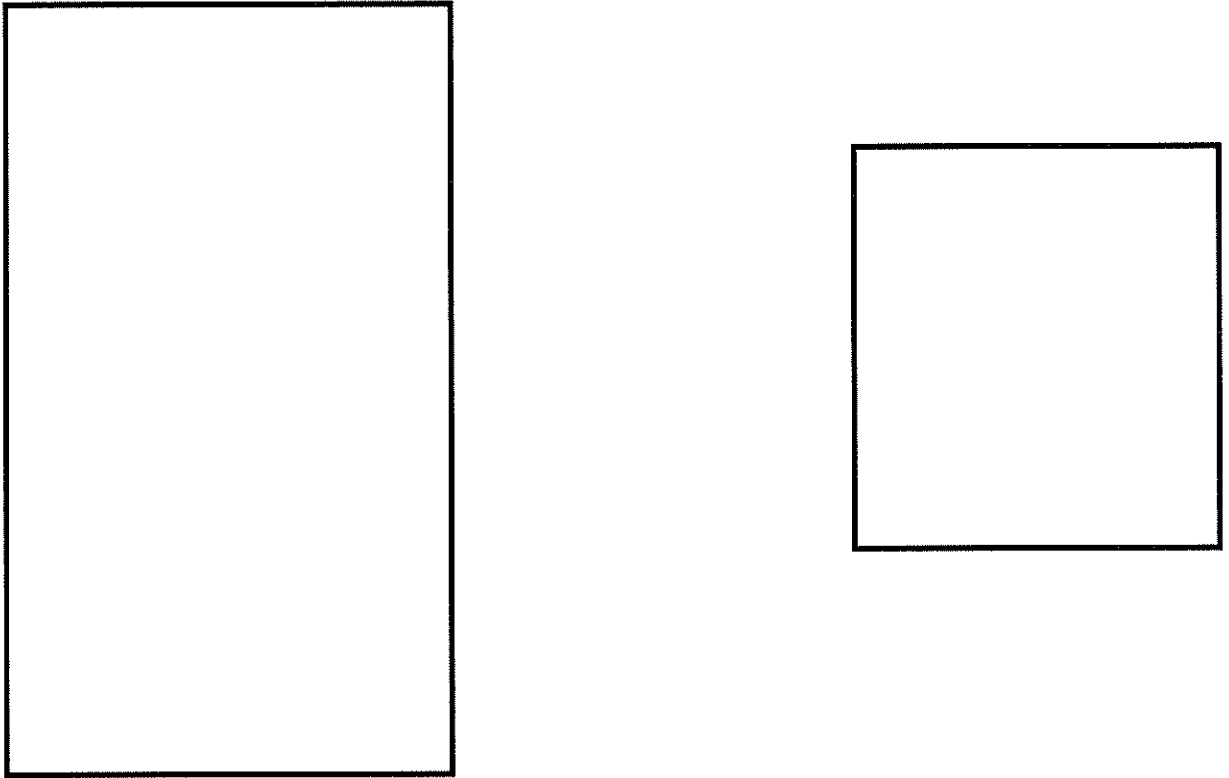
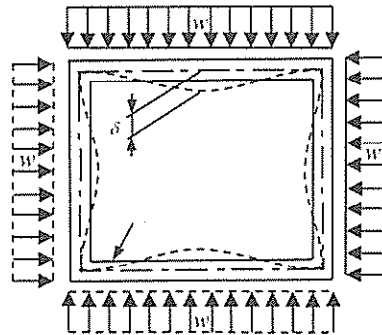


図 9.3-11 版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント算定概念図



$$K_n = \frac{w}{\delta}$$

K_n
 w : 単位荷重
 δ : 最大変位

図 9.3-12 形状ばねの算出方法
 (シールド工工事立坑の設計 平成 27 年 1 月 土木学会)

9.3.6 カルバート部の設計

(1) 軸方向の設計

a. 上下方向の曲げ，せん断

南北方向断面の地震応答解析におけるカルバート部はり部材の断面力（曲げモーメント，せん断力，軸力）を用いて，カルバート部断面（中空断面）に対して部材照査を行う。設計モデルの概念図を図 9.3-13 に示す。

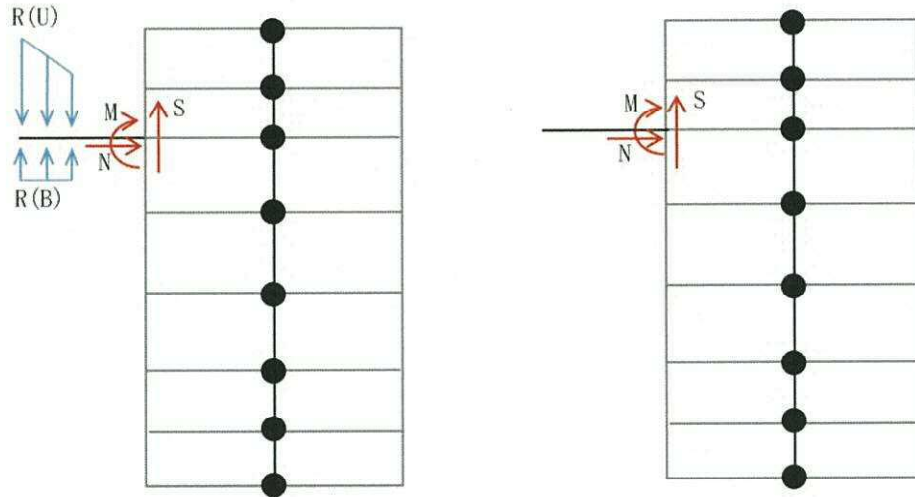


図 9.3-13 カルバート延長方向鉛直曲げに対する設計モデル概念図

b. 水平方向の曲げ，せん断

カルバート部の水平方向の断面力は，片持ち梁モデルにより算出する。作用力はカルバート部と直交する断面（東西方向断面）の二次元有効応力解析より求まる地盤反力である。カルバート部の設置レベルの地盤反力（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 ））が最大となる時刻の値を用いる。設計モデルの概念図を図 9.3-14 に示す。

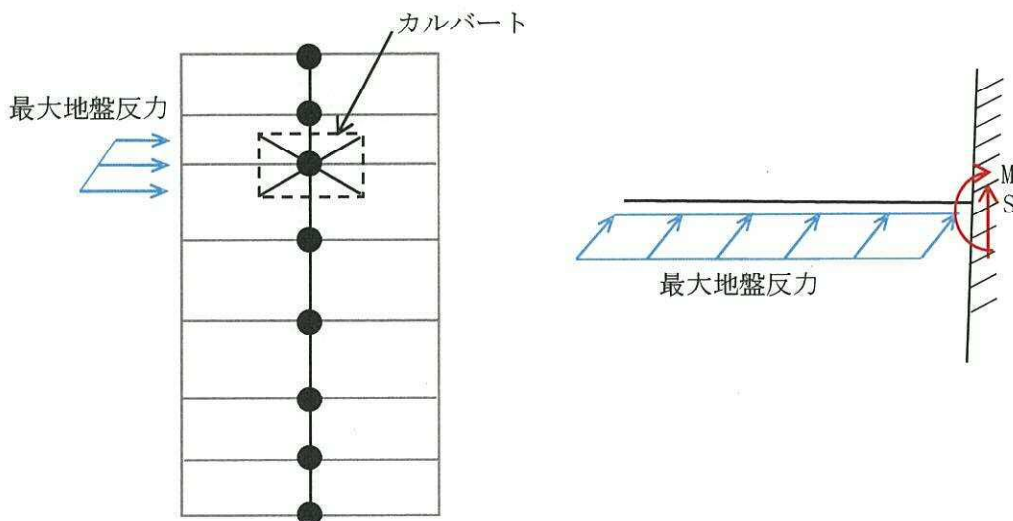


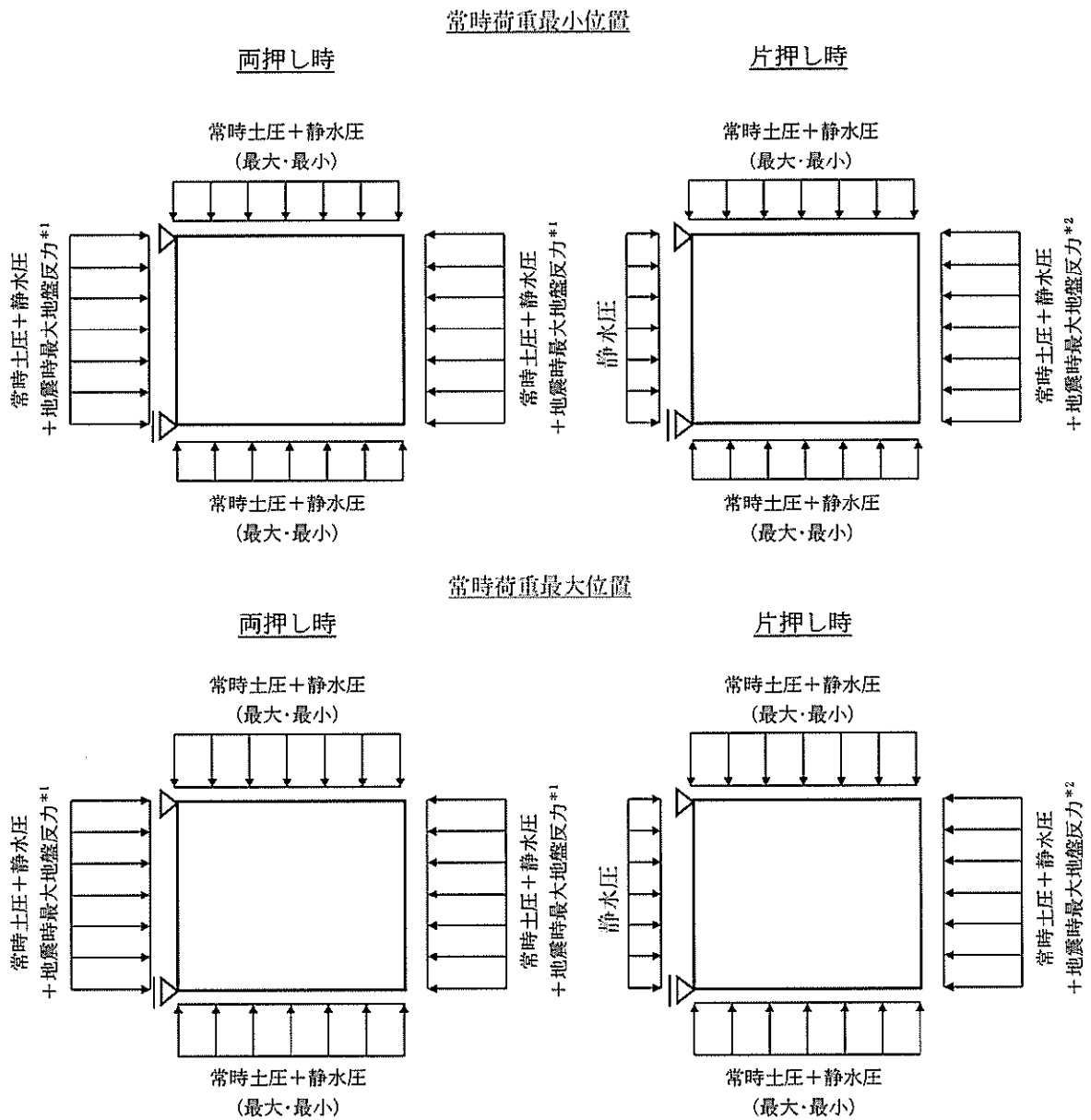
図 9.3-14 カルバート延長方向水平曲げに対する設計モデル概念図

(2) 軸直交方向断面の設計

カルバート部軸直交方向断面については、中空断面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なう。軸直交方向断面解析モデル概念図を図9.3-15に示す。カルバートの軸直交方向断面の検討は地震時荷重がカルバートの左右から作用するケースとカルバートの上下から作用するケースを実施する。地盤と構造物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、カルバート部両側の地盤に圧縮応力が発生する場合（両押し）と、片側のジョイント要素が剥離して片側の地盤のみに圧縮応力が発生する場合（片押し）の状況が想定される。軸直交方向断面評価においては、両押しおよび片押しの各々2つの荷重状況に対して評価を実施する。

軸直交方向断面の設計荷重は、全時刻において2次元有効応力解析により得られるカルバート部設置レベルの地盤反力（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 ）の最大応力を抽出して用いる。両押しの場合は抽出した応力を両側から作用させ、片押しの場合は抽出した応力を片側から作用させる。

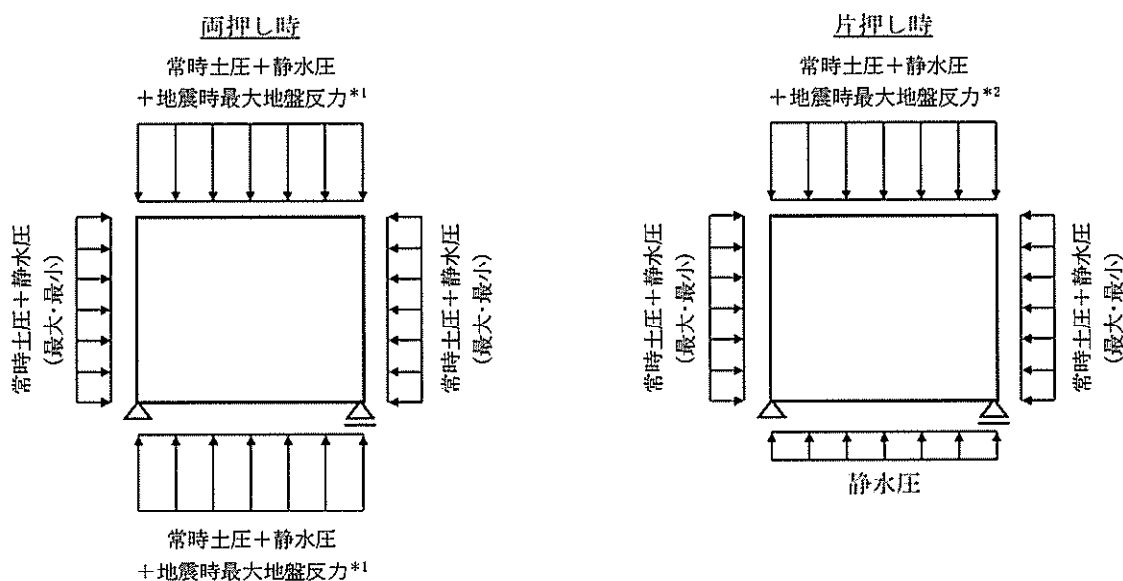
常時荷重については、静止土圧及び静水圧を考慮する。



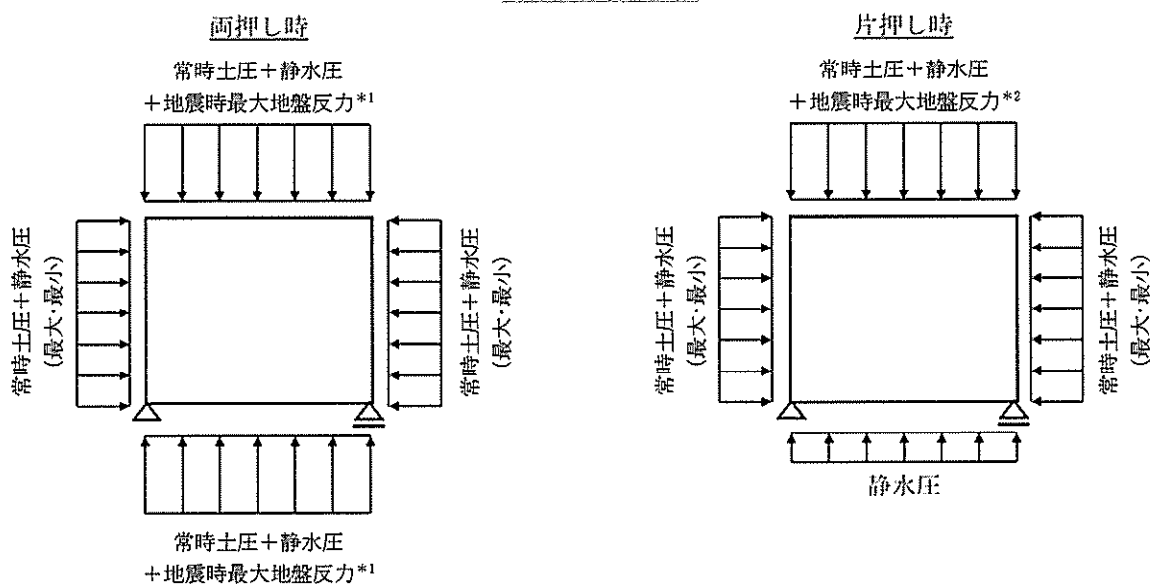
注 *1：カルバート左右地盤の「常時土圧+静水圧+地震時地盤反力の最大値」を両側に作用させる
 *2：カルバート左右地盤の「常時土圧+静水圧+地震時地盤反力の最大値」を片側に作用させる

図 9.3-15 (1) 軸直交方向断面解析モデル概念図 (左右方向载荷)

常時荷重最小位置



常時荷重最大位置



注 *1 : カルバート上下地盤の「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 : カルバート上下地盤の「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 9.3-15 (2) 軸直交方向断面解析モデル概念図 (上下方向载荷)

9.4 評価結果

9.4.1 地震応答解析結果

(1) 地震時断面力図（部材に着目した地震時断面力図）

表 9.4-1 及び表 9.4-2 に、実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

常設低圧代替注水系ポンプ室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 9.4-3 及び表 9.4-4 に示す。

解析モデルにおける断面力の方向を図 9.4-1 に、はり要素の方向を図 9.4-2 に示す。常設低圧代替注水系ポンプ室の基準地震動 S_0 による断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 9.4-3 及び図 9.4-4 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 9.4-1 (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+		0.15	0.15	0.15	0.20	0.10	0.10
	H+, V-		0.15					
	H-, V+		0.15					
	H-, V-		0.15					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.05					
S _s -13			0.05					
S _s -14			0.05					
S _s -21			0.06					
S _s -22			0.09					
S _s -31	H+, V+		0.12					
	H-, V+		0.11					

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 9.4-1 (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+		0.22	0.22	0.22	0.36	0.09	0.08
	H+, V-		0.20					
	H-, V+		0.21					
	H-, V-		0.19					
S _s -11			—※1					
S _s -12			—※1					
S _s -13			—※1					
S _s -14			—※1					
S _s -21			0.01					
S _s -22			0.06					
S _s -31	H+, V+		0.15					
	H-, V+		0.15					

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 9.4-1 (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+		0.27	0.27	0.27	0.32	0.23	0.23
	H+, V-		0.27					
	H-, V+		0.22					
	H-, V-		0.22					
S _s -11			0.08					
S _s -12			0.11					
S _s -13			0.11					
S _s -14			0.09					
S _s -21			0.09					
S _s -22			0.18					
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 9.4-2 (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+		0.19	0.18	0.19	0.25	0.13	0.12
	H+, V-		0.19					
	H-, V+		0.18					
	H-, V-		0.19					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.05					
S _s -21			0.11					
S _s -22			0.11					
S _s -31	H+, V+		0.14					
	H-, V+		0.13					

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 9.4-2 (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+		0.32	0.32	0.32	0.39	0.18	0.17
	H+, V-		0.31					
	H-, V+		0.31					
	H-, V-		0.31					
S _s -11			—※1					
S _s -12			0.02					
S _s -13			0.02					
S _s -14			—※1					
S _s -21			0.08					
S _s -22			0.11					
S _s -31	H+, V+		0.15					
	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

※1 全断面圧縮状態であり、鉄筋に引張は生じていない。

表 9.4-2 (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+		0.43	0.42	0.42	0.49	0.34	0.33
	H+, V-		0.43					
	H-, V+		0.32					
	H-, V-		0.32					
S _s -11			0.10					
S _s -12			0.17					
S _s -13			0.17					
S _s -14			0.13					
S _s -21			0.22					
S _s -22			0.25					
S _s -31	H+, V+		0.17					
	H-, V+		0.39					

- 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 9.4-3 (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 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ($kN \cdot m/m$)	軸力 (kN/m)						
	b (mm)	h (mm)	d (mm)									
B1, 2F側壁	7	13000	17000	15831	D38@200	518085	44272	2.30	21.0	0.11	④	S _s -D1 (H+, V+)
B3F側壁	4	13000	17000	15798	D51@200 D41@200	1116294	68388	3.47	21.0	0.17	④	S _s -D1 (H+, V+)
B4F側壁	3	13000	17000	15790	2-D51@200	1420143	79310	4.11	21.0	0.20	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

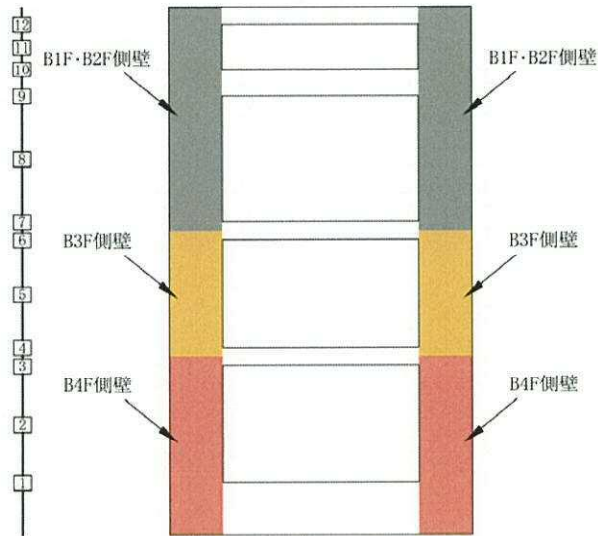


表 9.4-3 (2) 東西方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)						
	b (mm)	h (mm)	d (mm)									
B1, 2F側壁	7	13000	17000	15831	D38@200	512129	43020	123	435	0.29	④	S _s -D1 (H+, V+)
B3F側壁	4	13000	17000	15798	D51@200 D41@200	1110157	66965	137	435	0.32	④	S _s -D1 (H+, V+)
B4F側壁	3	13000	17000	15790	2-D51@200	1420143	79310	154	435	0.36	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

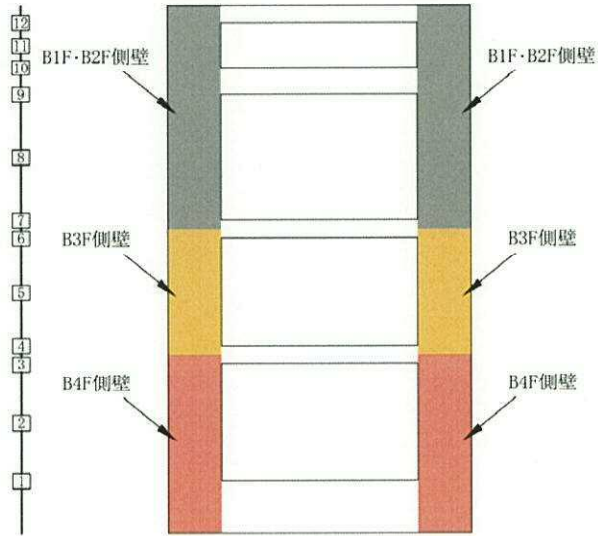


表 9.4-3 (3) 東西方向断面のせん断力に対する照査結果

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 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a	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)							
B1, 2F側壁	7	6000	17000	15831	D51@200	63179	201494	0.32	④	S _s -D1 (H+, V+)
B3F側壁	4	6000	17000	15798	D51@200 D41@200	98045	311522	0.32	④	S _s -D1 (H+, V+)
B4F側壁	3	6000	17000	15790	3-D51@200	111411	534951	0.21	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

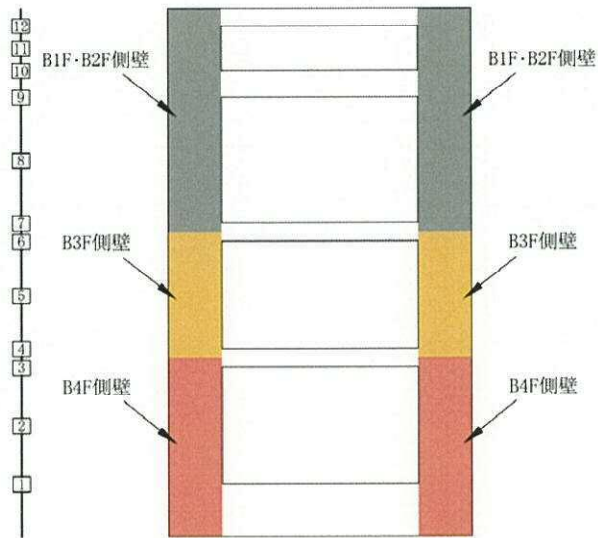


表 9.4-4 (1) 南北方向断面のコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント ($kN\cdot m/m$)	軸力 (kN/m)						
	b (mm)	h (mm)	d (mm)									
B1, 2F側壁	7	17000	13000	11738	D41@200	592192	51262	3.08	21.0	0.15	④	S _s -D1 (H+, V+)
B3F側壁	4	17000	13000	11708	2-D51@200	1250232	75721	4.21	21.0	0.20	④	S _s -D1 (H+, V+)
B4F側壁	2	17000	13000	11688	2-D51@200 D38@200	1666568	102855	5.09	21.0	0.25	④	S _s -D1 (H+, V+)
カルバート部(上部)	14	3700	3700	3364	D22@300	3635	454	1.31	21.0	0.07	④	S _s -D1 (H+, V+)
カルバート部(下部)	13	4300	4300	3850	D35@200	29483	4567	4.22	21.0	0.20	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

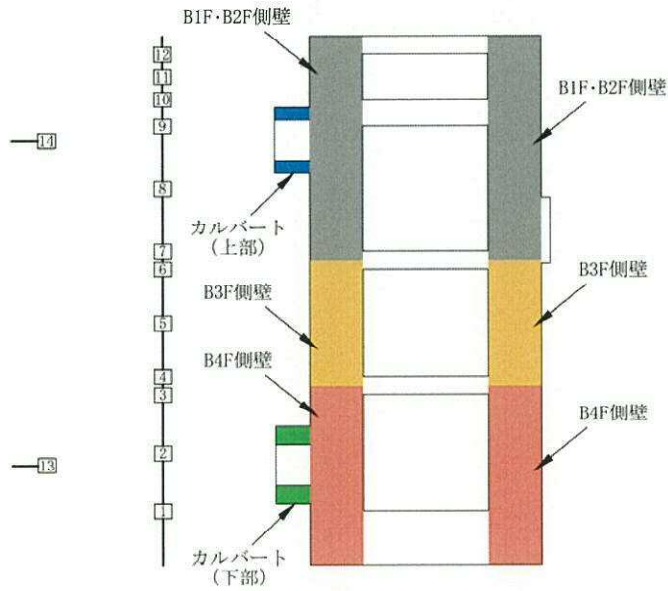


表 9.4-4 (2) 南北方向断面の鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状 (mm)			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	基準地震動 (検討ケース)	地震波	
	部材幅	部材高	有効高さ		曲げモーメント (kN·m/m)	軸力 (kN/m)						
	b (mm)	h (mm)	d (mm)									
B1, 2F側壁	7	17000	13000	11738	D41@200	482190	29165	166	435	0.39	④	S _s -D1 (H+, V+)
B3F側壁	4	17000	13000	11708	2-D51@200	1243533	73862	155	435	0.36	④	S _s -D1 (H+, V+)
B4F側壁	2	17000	13000	11688	2-D51@200 D38@200	1666568	102855	163	435	0.38	④	S _s -D1 (H+, V+)
カルバート部(上部)	14	3700	3700	3364	D22@300	3623	465	167	435	0.39	④	S _s -D1 (H+, V+)
カルバート部(下部)	13	4300	4300	3850	D35@200	24605	2910	258	435	0.60	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

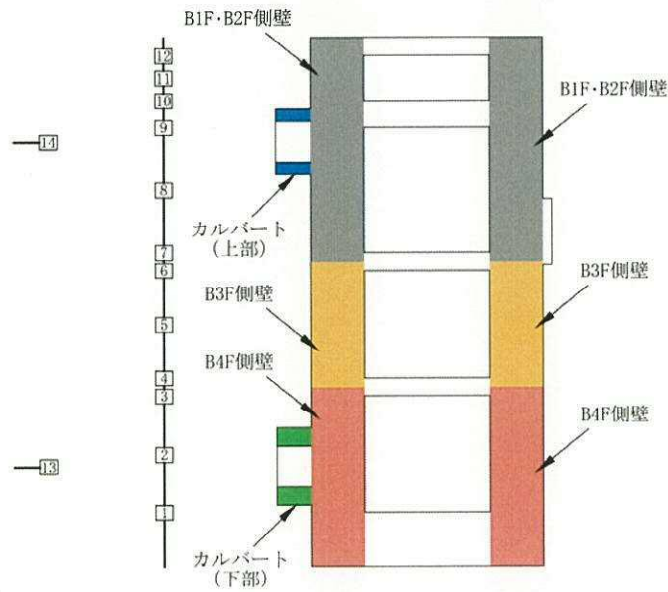
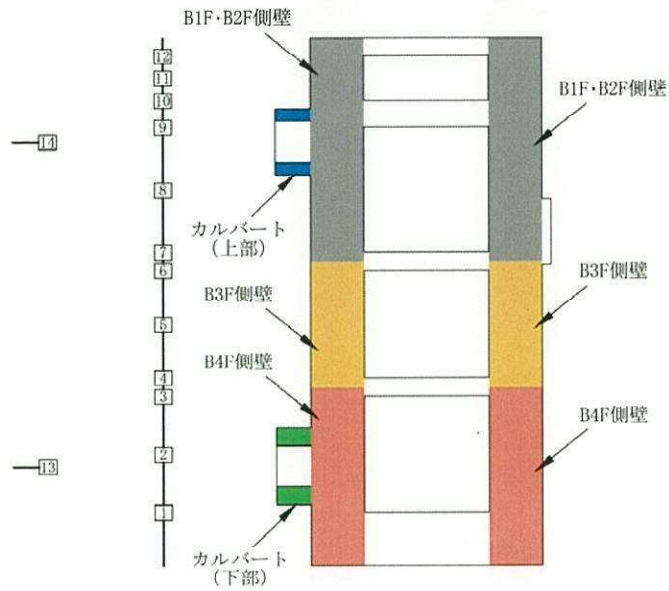


表 9.4-4 (3) 南北方向断面のせん断力に対する照査結果

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)							
B1, 2F側壁	7	6000	13000	11738	D51@200	72207	149399	0.49	④	S _s -D1 (H+, V+)
B3F側壁	4	6000	13000	11708	D51@200 D41@200	110598	230871	0.48	④	S _s -D1 (H+, V+)
B4F側壁	3	6000	13000	11688	3-D51@200	123338	395979	0.32	④	S _s -D1 (H+, V+)
カルバート部(上部)	14	1400	3700	3364	D19@150	1986	8393	0.24	④	S _s -D1 (H+, V+)
カルバート部(下部)	13	2000	4300	3850	D51@150	11886	57050	0.21	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



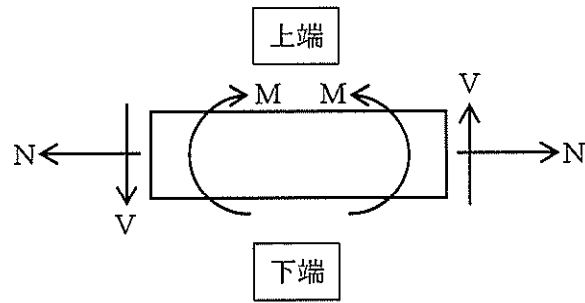


図 9.4-1 断面力の方向

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

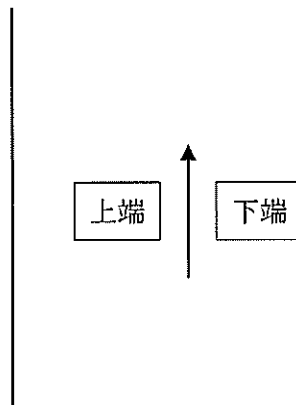
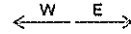


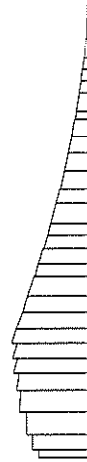
図 9.4-2 はり要素の方向 (常設低圧代替注水系ポンプ室)

TIME= 53.9700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value * 13.000



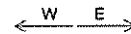
-518085



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 13.000



-44272

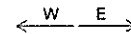


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value * 13.000



せん断力 (kN)

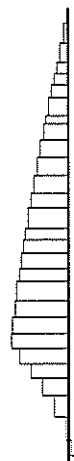
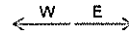


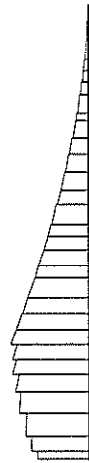
図 9.4-3 (1) 東西方向断面の B1, 2F 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+], $t=53.97s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 13.00C



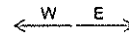
-1116294



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.00C



-68388



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.00C



せん断力 (kN)

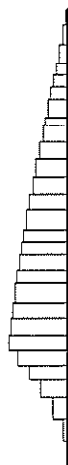


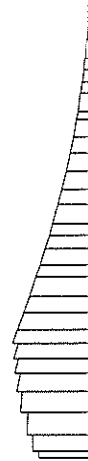
図 9.4-3 (2) 東西方向断面の B3F 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 ($S_s-D1 [H+, V+]$, $t=53.96s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 13.000

← W E →

-1420143



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.000

← W E →

-79310



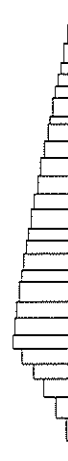
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.000

← W E →

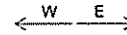


せん断力 (kN)

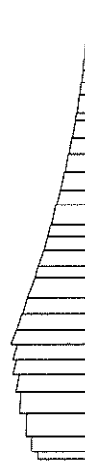
図 9.4-3 (3) 東西方向断面の側壁 B4F 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力
照査値における地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+], t=53.95s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+03
value = 13.000



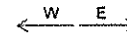
-512129



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 13.000



-43020

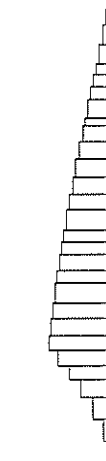


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 13.000



せん断力 (kN)

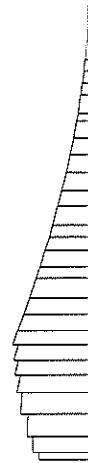
図 9.4-3 (4) 東西方向断面の B1, 2F 側壁において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力照査値における地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+], t=53.96s)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value = 13.00C



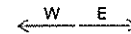
-1110157



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 13.00C



-66965

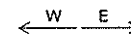


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 13.00C

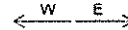


せん断力 (kN)

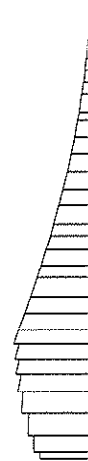
図 9.4-3 (5) 東西方向断面の B3F 側壁において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力照査値における地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$, $t=53.95s$)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 13.000



-1420143



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.000



-79310

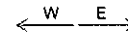


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.000

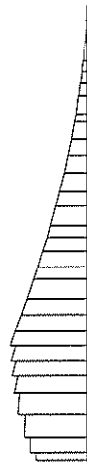
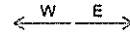


せん断力 (kN)

図 9.4-3 (6) 東西方向断面の B4F 側壁において最も厳しい鉄筋の曲げ軸力照査値における地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=53.95s)
(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= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+03
value = 13.00C



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 13.00C

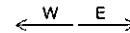


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value = 13.00C



63179



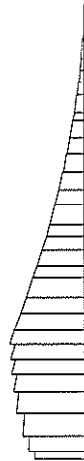
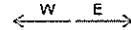
せん断力 (kN)

図 9.4-3 (7) 東西方向断面の B1, 2F 側壁において最も厳しいせん断の照査値における地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+], t=53.95s)

(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= 53.9300, STRESS & FORCE

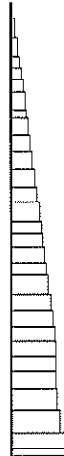
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 13.00C



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.00C



(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 13.00C



98045

せん断力 (kN)

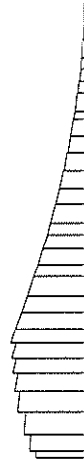
図 9.4-3 (8) 東西方向断面の B3F 側壁において最も厳しいせん断の照査値における地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+], t=53.93s)

(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= 53.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 12.000

← W E →

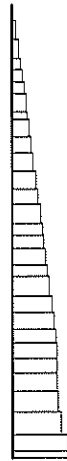


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 12.000

← W E →



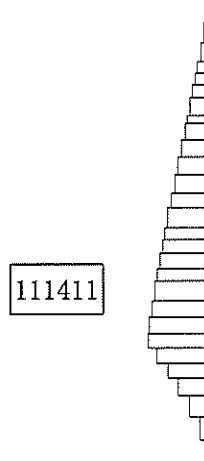
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 12.000

← W E →



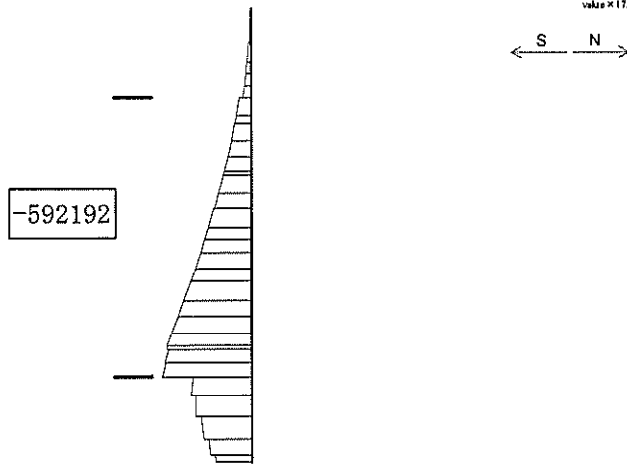
せん断力 (kN)

図 9.4-3 (9) 東西方向断面の B4F 側壁において最も厳しいせん断の照査値における地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=53.93s)

(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= 53.9900, STRESS & FORCE

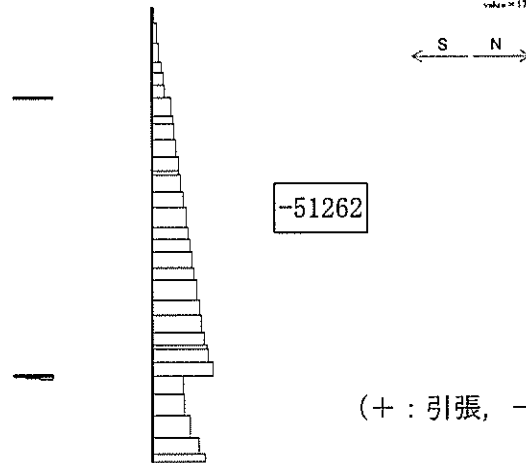
Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 17.000



曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.000

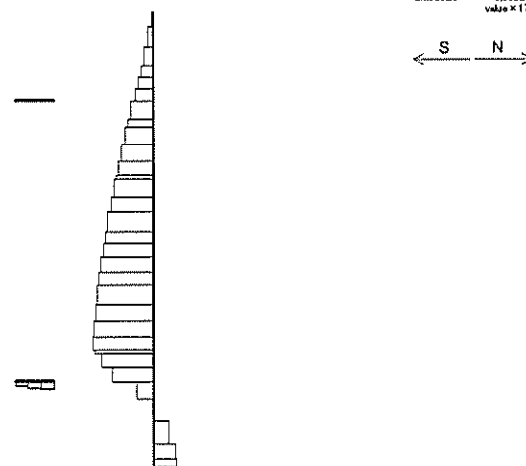


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9900, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.000

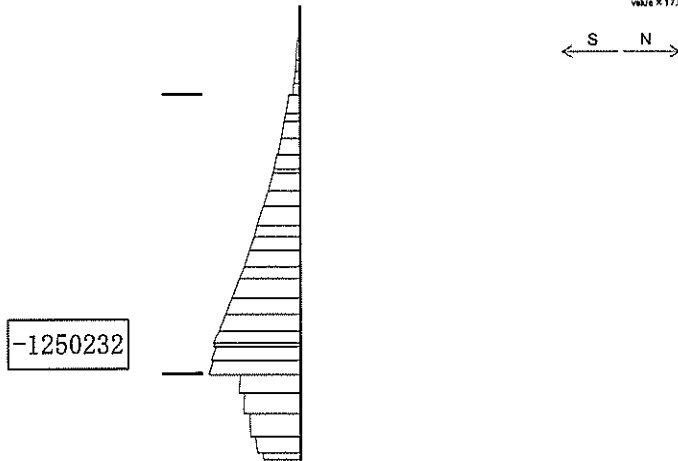


せん断力 (kN)

図 9.4-4 (1) 南北方向断面の B1, 2F 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$, $t=53.99s$)
 (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= 53.9700, STRESS & FORCE

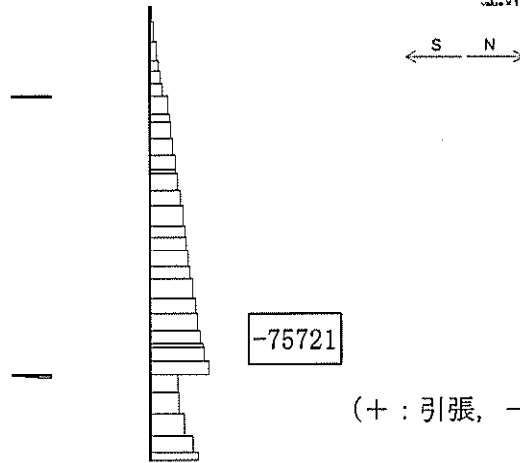
Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value x 17.000



曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.000

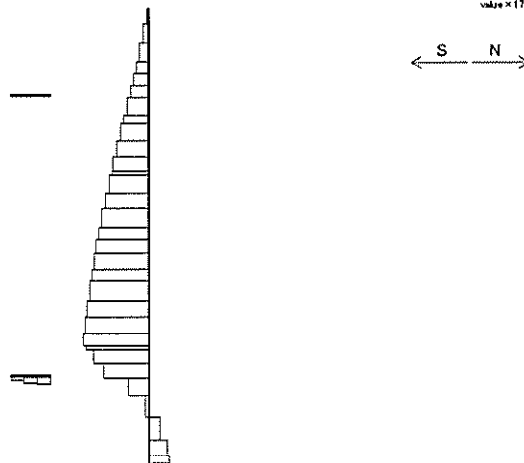


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9700, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.000



せん断力 (kN)

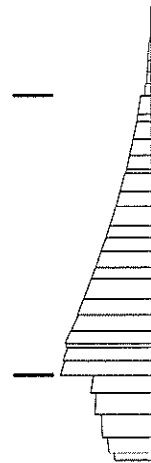
図 9.4-4 (2) 南北方向断面の B3F 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 ($S_s-D1 [H+, V+]$, $t=53.97s$)
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.00C



-1666568



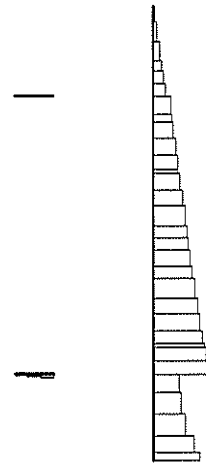
曲げモーメント (kN·m)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.00C



-102855

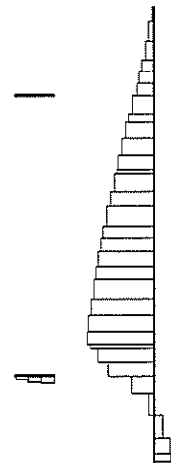


(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9600, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.00C



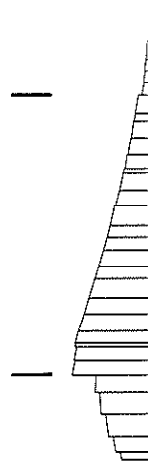
せん断力 (kN)

図 9.4-4 (3) 南北方向断面の B4F 側壁において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=53.96s)
(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= 54.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+05
value < 17.00%

3635



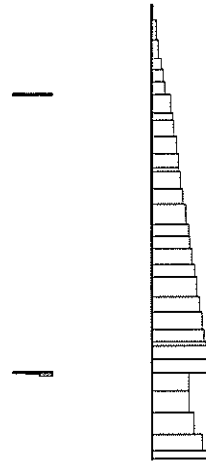
S N

曲げモーメント (kN・m)

TIME= 54.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value < 17.00%

454



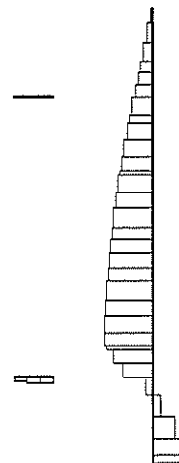
S N

(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 54.0300, STRESS & FORCE

Structure scale 1.80 m
Unit scale 5.000E+04
value < 17.00%



S N

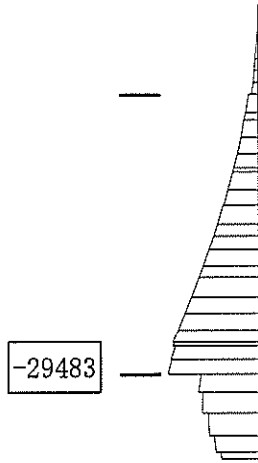
せん断力 (kN)

図 9.4-4 (4) 南北方向断面のカルバート部(上部)において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+], t=54.03s)
(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= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+05
value x 17.00C

S N

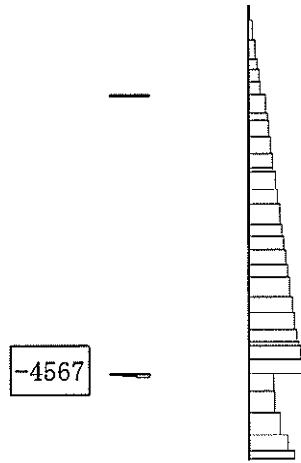


曲げモーメント (kN・m)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.00C

S N



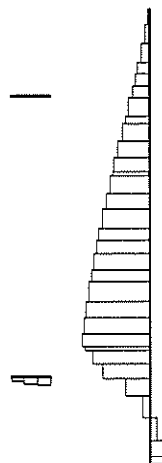
(+ : 引張, - : 圧縮)

軸力 (kN)

TIME= 53.9500, STRESS & FORCE

Structure scale 1.00 m
Unit scale 5.000E+04
value x 17.00C

S N



せん断力 (kN)

図 9.4-4 (5) 南北方向断面のカルバート部(下部)において最も厳しいコンクリートの曲げ軸力照査値における地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+], t=53.95s)
(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)