

表 4.2-2 (9) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭③)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1753	22	157	0.15
		(-+)	1726	22	157	0.15
		(+-)	-1753	22	157	0.15
		(--)	1726	22	157	0.15
	S _s -D2	(++)	2434	30	157	0.20
		(-+)	-2462	31	157	0.20
		(+-)	2434	30	157	0.20
		(--)	-2462	31	157	0.20
	S _s -D3	(++)	-1998	25	157	0.16
		(-+)	1970	25	157	0.16
		(+-)	-1998	25	157	0.16
		(--)	1970	25	157	0.16
	S _s -F1	(++)	1436	18	157	0.12
		(-+)	-1464	18	157	0.12
	S _s -F2	(++)	-1552	19	157	0.13
		(-+)	1524	19	157	0.13
	S _s -F3	(++)	1952	24	157	0.16
		(-+)	-1979	25	157	0.16
	S _s -N1	(++)	939	12	157	0.08
		(-+)	-966	12	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	2356	29	157	0.19
③	S _s -D2	(-+)	-2385	30	157	0.20

表 4.2-2 (10) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭④)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1679	21	157	0.14
		(-+)	1652	21	157	0.14
		(+-)	-1679	21	157	0.14
		(--)	1652	21	157	0.14
	S _s -D2	(++)	2356	29	157	0.19
		(-+)	-2384	30	157	0.20
		(+-)	2356	29	157	0.19
		(--)	-2384	30	157	0.20
	S _s -D3	(++)	-1921	24	157	0.16
		(-+)	1894	24	157	0.16
		(+-)	-1921	24	157	0.16
		(--)	1894	24	157	0.16
	S _s -F1	(++)	1377	17	157	0.11
		(-+)	-1404	18	157	0.12
	S _s -F2	(++)	-1482	19	157	0.13
		(-+)	1455	18	157	0.12
	S _s -F3	(++)	1876	23	157	0.15
		(-+)	-1904	24	157	0.16
	S _s -N1	(++)	896	11	157	0.08
		(-+)	-923	12	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	2239	28	157	0.18
③	S _s -D2	(-+)	-2310	29	157	0.19

表 4.2-2 (11) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-1694	21	157	0.14
		(-+)	1665	21	157	0.14
		(+-)	-1694	21	157	0.14
		(--)	1665	21	157	0.14
	S _s -D2	(++)	2370	29	157	0.19
		(-+)	-2399	30	157	0.20
		(+-)	2370	29	157	0.19
		(--)	-2399	30	157	0.20
	S _s -D3	(++)	-1933	24	157	0.16
		(-+)	1905	24	157	0.16
		(+-)	-1933	24	157	0.16
		(--)	1905	24	157	0.16
	S _s -F1	(++)	1385	17	157	0.11
		(-+)	-1414	18	157	0.12
	S _s -F2	(++)	-1491	19	157	0.13
		(-+)	1463	18	157	0.12
	S _s -F3	(++)	1886	24	157	0.16
		(-+)	-1915	24	157	0.16
	S _s -N1	(++)	902	12	157	0.08
		(-+)	-931	12	157	0.08
②	S _s -D2	(-+)	-2262	28	157	0.18
③	S _s -D2	(-+)	-2308	29	157	0.19

4.2.3 漂流物防護工の偏心荷重

(1) 偏心モーメント

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s-D2(-)$ ，解析ケース②」とする。また、漂流物防護工の鉛直加振によって鋼管杭に生じる偏心モーメントを算定するための設計震度は表 4.3-1 に記載の最大鉛直震度 $k_v=1.6$ とする。

評価結果を表 4.2-3 に示す。

漂流物防護工の偏心モーメントを考慮することで、曲げ圧縮応力度が 2 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-3 鋼管杭の偏心モーメントを考慮した照査値（断面②， $S_s-D2(-)$ ）

解析ケース	杭種	曲げモーメント ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
②* ¹	A	10728	537	126	247	0.52
②（偏心考慮）	A	12933	537* ²	151	247	0.62

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

*2：解析ケース②の値を流用した。

(2) ねじれ応力

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭のせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s-D2(++)$ ，解析ケース①」とする。漂流物防護工の水平加振によって鋼管杭に生じるねじれ応力を算定するための設計震度は、表 4.3-1 に記載の最大水平震度 $k_h=8.6$ とする。

評価結果を表 4.2-4 に示す。

漂流物防護工のねじれ応力を考慮することで、せん断応力度が上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-4 鋼管杭のねじれ応力を考慮した照査値（断面②， $S_s-D2(++)$ ）

解析ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm^2)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	67	217	0.31
①（ねじれ考慮）	C	101	217	0.47

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

*2：解析ケース②の値を流用した。

4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 k_h は表 4.3-1 のとおりである。また、最大水平震度を示す地震動における各断面の深度分布を図 4.3-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる設計水平震度は 9 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとし、風荷重については 1kN/m^2 を考慮して評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.3-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3-1 各評価断面における最大震度及び設計震度

断面	最大加速度となる標高	最大水平震度 k_h	設計水平震度	最大鉛直震度 k_v	設計鉛直震度
断面①	O. P. +29.0m	7.0	9	1.6	2
断面②	O. P. +29.0m	8.6			
断面③	O. P. +29.0m	7.8			
断面⑤	O. P. +29.0m	3.8			
断面⑥	O. P. +29.0m	5.6			

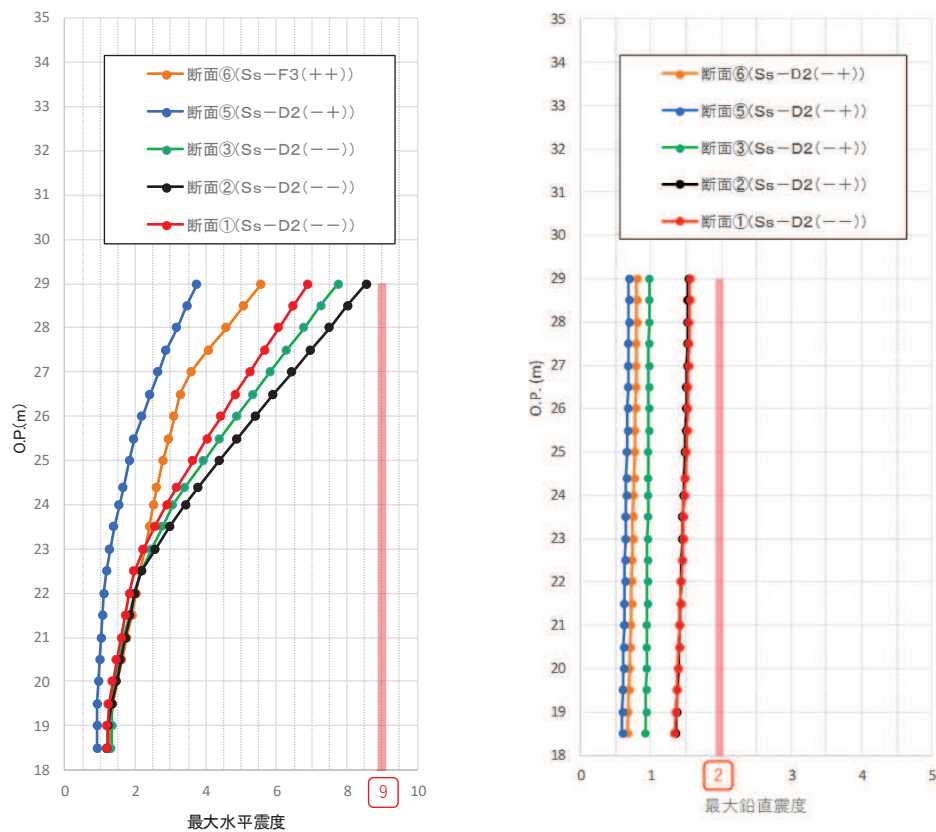


図 4.3-1 最大震度分布

表 4.3-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	24	315	0.08
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	6	190	0.04
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	27	315	0.09
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	180	0.08
			合成応力度*	0.02	1.20	0.02
漂流物防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	21	315	0.08
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	180	0.08
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	3	382	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	2	217	0.01
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工取付け ボルト	強度区分 8.8	引張応力度 (N/mm ²)	52	540	0.10
			せん断応力度 (N/mm ²)	18	300	0.06

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

4.4 RC 遮水壁

RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.4-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.4-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.4-3 に示す。RC 遮水壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、RC 遮水壁の主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.4-1 (1) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
					σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D 1	(++)	-445	24	0.4	21	0.02
		(-+)	437	24	0.4	21	0.02
		(+-)	-445	15	0.4	21	0.02
		(--)	437	15	0.4	21	0.02
	S _s -D 2	(++)	631	19	0.6	21	0.03
		(-+)	-639	19	0.6	21	0.03
		(+-)	631	20	0.6	21	0.03
		(--)	-639	20	0.6	21	0.03
	S _s -D 3	(++)	-524	23	0.5	21	0.03
		(-+)	516	23	0.5	21	0.03
		(+-)	-524	17	0.5	21	0.03
		(--)	516	17	0.5	21	0.03
	S _s -F 1	(++)	370	23	0.4	21	0.02
		(-+)	-378	23	0.4	21	0.02
	S _s -F 2	(++)	-410	12	0.4	21	0.02
		(-+)	401	12	0.4	21	0.02
	S _s -F 3	(++)	515	30	0.5	21	0.03
		(-+)	-523	30	0.5	21	0.03
	S _s -N 1	(++)	239	14	0.3	21	0.02
		(-+)	-248	14	0.3	21	0.02
②	S _s -D 2	(-+)	590	16	0.6	21	0.03
③	S _s -D 2	(-+)	-727	19	0.7	21	0.04

表 4.4-1 (2) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S _s -D1	(++)	-773	58	0.5	21	0.03
		(-+)	760	58	0.5	21	0.03
		(+-)	-773	45	0.5	21	0.03
		(--)	760	45	0.5	21	0.03
	S _s -D2	(++)	1218	50	0.7	21	0.04
		(-+)	-1231	50	0.7	21	0.04
		(+-)	1218	53	0.7	21	0.04
		(--)	-1231	53	0.7	21	0.04
	S _s -D3	(++)	-961	53	0.6	21	0.03
		(-+)	948	53	0.6	21	0.03
		(+-)	-961	50	0.6	21	0.03
		(--)	948	50	0.6	21	0.03
	S _s -F1	(++)	667	57	0.4	21	0.02
		(-+)	-680	57	0.4	21	0.02
	S _s -F2	(++)	-711	61	0.4	21	0.02
		(-+)	697	61	0.4	21	0.02
	S _s -F3	(++)	931	64	0.6	21	0.03
		(-+)	-944	64	0.6	21	0.03
	S _s -N1	(++)	415	44	0.3	21	0.02
		(-+)	-428	44	0.3	21	0.02
②	S _s -D2	(-+)	1038	48	0.6	21	0.03
③	S _s -D2	(-+)	-1406	50	0.8	21	0.04

表 4.4-1 (3) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S _s -D 1	(++)	-599	60	0.3	21	0.02
		(-+)	589	60	0.3	21	0.02
		(+-)	-599	48	0.3	21	0.02
		(--)	589	48	0.3	21	0.02
	S _s -D 2	(++)	1070	51	0.5	21	0.03
		(-+)	-1080	51	0.5	21	0.03
		(+-)	1070	56	0.5	21	0.03
		(--)	-1080	56	0.5	21	0.03
	S _s -D 3	(++)	-772	62	0.3	21	0.02
		(-+)	762	62	0.3	21	0.02
		(+-)	-772	45	0.3	21	0.02
		(--)	762	45	0.3	21	0.02
	S _s -F 1	(++)	538	59	0.3	21	0.02
		(-+)	-548	59	0.3	21	0.02
	S _s -F 2	(++)	-548	62	0.3	21	0.02
		(-+)	538	62	0.3	21	0.02
	S _s -F 3	(++)	755	64	0.3	21	0.02
		(-+)	-765	64	0.3	21	0.02
S _s -N 1	(++)	318	47	0.2	21	0.01	
	(-+)	-328	47	0.2	21	0.01	
②	S _s -D 2	(-+)	-844	62	0.4	21	0.02
③	S _s -D 2	(-+)	-1181	52	0.5	21	0.03

表 4.4-2 (1) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S _s -D1	(++)	-445	24	35	294	0.12
		(-+)	437	24	34	294	0.12
		(+-)	-445	15	36	294	0.13
		(--)	437	15	35	294	0.12
	S _s -D2	(++)	631	19	51	294	0.18
		(-+)	-639	19	52	294	0.18
		(+-)	631	20	51	294	0.18
		(--)	-639	20	52	294	0.18
	S _s -D3	(++)	-524	23	42	294	0.15
		(-+)	516	23	41	294	0.14
		(+-)	-521	11	43	294	0.15
		(--)	512	11	42	294	0.15
	S _s -F1	(++)	370	23	29	294	0.10
		(-+)	-378	23	30	294	0.11
	S _s -F2	(++)	-410	12	34	294	0.12
		(-+)	401	12	33	294	0.12
S _s -F3	(++)	495	14	41	294	0.14	
	(-+)	-504	14	41	294	0.14	
S _s -N1	(++)	239	14	19	294	0.07	
	(-+)	-248	14	20	294	0.07	
②	S _s -D2	(-+)	590	16	48	294	0.17
③	S _s -D2	(-+)	-727	19	59	294	0.21

表 4.4-2 (2) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S _s -D1	(++)	-773	58	35	294	0.12
		(-+)	760	58	35	294	0.12
		(+-)	-773	45	36	294	0.13
		(--)	760	45	36	294	0.13
	S _s -D2	(++)	1218	50	59	294	0.21
		(-+)	-1231	50	59	294	0.21
		(+-)	1218	53	58	294	0.20
		(--)	-1231	53	59	294	0.21
	S _s -D3	(++)	-961	53	45	294	0.16
		(-+)	948	53	45	294	0.16
		(+-)	-961	50	46	294	0.16
		(--)	948	50	45	294	0.16
	S _s -F1	(++)	667	57	30	294	0.11
		(-+)	-680	57	31	294	0.11
	S _s -F2	(++)	-695	41	33	294	0.12
		(-+)	682	41	32	294	0.11
	S _s -F3	(++)	899	41	43	294	0.15
		(-+)	-912	41	44	294	0.15
	S _s -N1	(++)	415	44	18	294	0.07
		(-+)	-428	44	19	294	0.07
②	S _s -D2	(-+)	1038	48	50	294	0.18
③	S _s -D2	(-+)	-1406	50	68	294	0.24

表 4.4-2 (3) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S _s -D1	(++)	-599	60	18	294	0.07
		(-+)	589	60	18	294	0.07
		(+-)	-599	48	18	294	0.07
		(--)	589	48	18	294	0.07
	S _s -D2	(++)	1070	51	34	294	0.12
		(-+)	-1080	51	35	294	0.12
		(+-)	1070	56	34	294	0.12
		(--)	-1080	56	34	294	0.12
	S _s -D3	(++)	-763	53	24	294	0.09
		(-+)	753	53	23	294	0.08
		(+-)	-772	45	24	294	0.09
		(--)	762	45	24	294	0.09
	S _s -F1	(++)	538	59	16	294	0.06
		(-+)	-548	59	16	294	0.06
	S _s -F2	(++)	-548	62	16	294	0.06
		(-+)	538	62	16	294	0.06
S _s -F3	(++)	755	64	23	294	0.08	
	(-+)	-765	64	23	294	0.08	
S _s -N1	(++)	318	47	9	294	0.04	
	(-+)	-328	47	9	294	0.04	
②	S _s -D2	(-+)	-844	62	26	294	0.09
③	S _s -D2	(-+)	-1181	52	38	294	0.13

表 4.4-3 (1) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	-254	0.1	0.82	0.13
		(-+)	250	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-254	0.1	0.82	0.13
		(--)	250	0.1	0.82	0.13
	S _s -D2	(++)	364	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-368	0.1	0.82	0.13
		(+-)	364	0.1	0.82	0.13
		(--)	-368	0.1	0.82	0.13
	S _s -D3	(++)	-301	0.1	0.82	0.13
		(-+)	297	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-301	0.1	0.82	0.13
		(--)	297	0.1	0.82	0.13
	S _s -F1	(++)	212	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-217	0.1	0.82	0.13
	S _s -F2	(++)	-233	0.1	0.82	0.13
		(-+)	229	0.1	0.82	0.13
	S _s -F3	(++)	295	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-299	0.1	0.82	0.13
	S _s -N1	(++)	137	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-142	0.1	0.82	0.13
②	S _s -D2	(-+)	337	0.1	0.82	0.13
③	S _s -D2	(-+)	-420	0.1	0.82	0.13

表 4.4-3 (2) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	207	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-203	0.1	0.82	0.13
		(+-)	207	0.1	0.82	0.13
		(--)	-203	0.1	0.82	0.13
	S _s -D2	(++)	-292	0.1	0.82	0.13
		(-+)	295	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-292	0.1	0.82	0.13
		(--)	295	0.1	0.82	0.13
	S _s -D3	(++)	239	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-235	0.1	0.82	0.13
		(+-)	239	0.1	0.82	0.13
		(--)	-235	0.1	0.82	0.13
	S _s -F1	(++)	-170	0.1	0.82	0.13
		(-+)	174	0.1	0.82	0.13
	S _s -F2	(++)	189	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-185	0.1	0.82	0.13
S _s -F3	(++)	-236	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	240	0.1	0.82	0.13	
S _s -N1	(++)	-111	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	115	0.1	0.82	0.13	
②	S _s -D2	(-+)	-280	0.1	0.82	0.13
③	S _s -D2	(-+)	310	0.1	0.82	0.13

表 4.4-3 (3) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	(++)	209	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-206	0.1	0.82	0.13
		(+-)	209	0.1	0.82	0.13
		(--)	-206	0.1	0.82	0.13
	S _s -D2	(++)	-363	0.1	0.82	0.13
		(-+)	367	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-363	0.1	0.82	0.13
		(--)	367	0.1	0.82	0.13
	S _s -D3	(++)	262	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-259	0.1	0.82	0.13
		(+-)	262	0.1	0.82	0.13
		(--)	-259	0.1	0.82	0.13
	S _s -F1	(++)	-184	0.1	0.82	0.13
		(-+)	187	0.1	0.82	0.13
	S _s -F2	(++)	187	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-184	0.1	0.82	0.13
	S _s -F3	(++)	-258	0.1	0.82	0.13
		(-+)	261	0.1	0.82	0.13
	S _s -N1	(++)	-112	0.1	0.82	0.13
		(-+)	115	0.1	0.82	0.13
②	S _s -D2	(-+)	313	0.1	0.82	0.13
③	S _s -D2	(-+)	377	0.1	0.82	0.13

4.5 背面補強工

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.5-1 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

また、図 4.5-1 に背面補強工の全時刻での局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は全時刻を通じてせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.5-1 (1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
①	S _s -D1	(++)	25.52	24.8
		(-+)	45.09	25.7
		(+-)	46.90	25.8
		(--)	37.06	21.9
	S _s -D2	(++)	13.49	23.1
		(-+)	17.47	22.1
		(+-)	17.47	25.2
		(--)	6.92	24.7
	S _s -D3	(++)	20.99	27.9
		(-+)	20.01	31.1
		(+-)	28.53	29.3
		(--)	21.11	31.5
	S _s -F1	(++)	16.02	25.9
		(-+)	18.92	40.2
	S _s -F2	(++)	27.80	25.5
		(-+)	30.72	33.4
	S _s -F3	(++)	27.74	35.7
		(-+)	28.66	20.7
S _s -N1	(++)	7.39	35.5	
	(-+)	7.60	29.3	
②	S _s -D2	(--)	6.92	24.8
③		20.34	23.8	

表 4.5-1 (2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	37.05	26.6
		(-+)	18.74	29.3
		(+-)	46.88	25.3
		(--)	37.05	24.2
	S _s -D2	(++)	6.91	20.7
		(-+)	17.45	27.1
		(+-)	13.46	26.9
		(--)	6.92	21.0
	S _s -D3	(++)	20.98	27.4
		(-+)	7.33	30.7
		(+-)	7.80	29.5
		(--)	6.35	32.4
	S _s -F1	(++)	19.53	29.1
		(-+)	22.72	38.3
	S _s -F2	(++)	27.77	28.7
		(-+)	30.71	32.6
	S _s -F3	(++)	27.82	27.7
		(-+)	28.65	22.9
	S _s -N1	(++)	7.37	34.4
		(-+)	7.57	26.5
②	S _s -D2	(--)	6.91	20.3
③			6.92	21.8

表 4.5-1 (3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

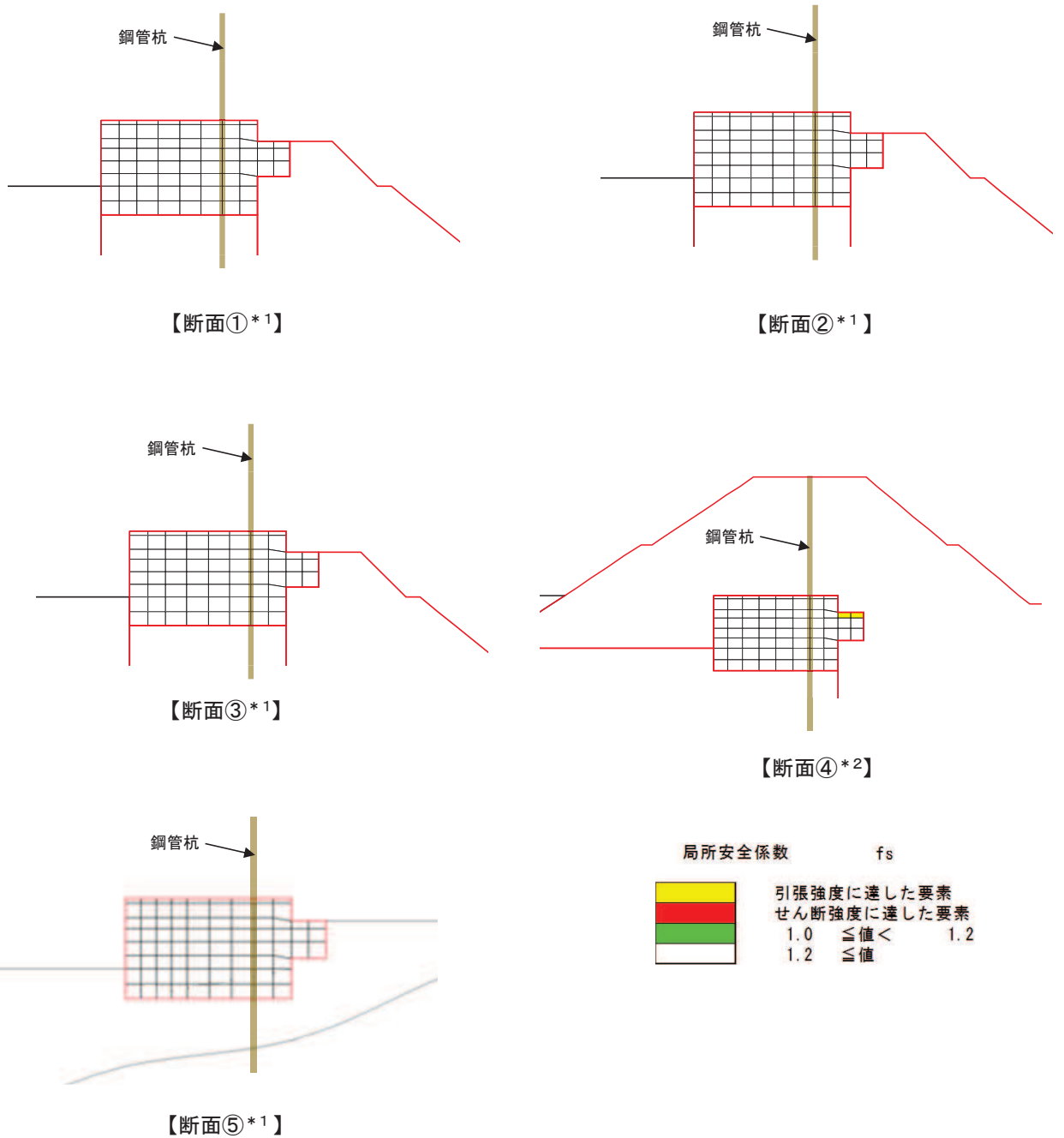
解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	37.13	24.3
		(-+)	45.06	28.5
		(+-)	45.42	28.7
		(--)	37.05	23.6
	S _s -D2	(++)	6.91	23.0
		(-+)	16.34	28.1
		(+-)	13.67	26.5
		(--)	6.91	23.3
	S _s -D3	(++)	11.15	29.7
		(-+)	20.00	31.0
		(+-)	20.95	32.2
		(--)	21.08	31.0
	S _s -F1	(++)	16.54	34.0
		(-+)	22.71	37.5
	S _s -F2	(++)	27.78	31.1
		(-+)	30.71	37.3
	S _s -F3	(++)	26.83	31.2
		(-+)	28.65	21.9
	S _s -N1	(++)	7.56	31.0
		(-+)	7.63	30.9
②	S _s -D2	(--)	6.91	22.8
③			6.92	23.9

表 4.5-1 (4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.31	12.6
		(-+)	32.31	12.9
		(+-)	29.17	12.5
		(--)	32.31	12.7
	S _s -D2	(++)	13.41	13.6
		(-+)	13.56	11.6
		(+-)	13.57	14.4
		(--)	13.58	13.5
	S _s -D3	(++)	30.17	14.7
		(-+)	21.41	14.3
		(+-)	15.60	14.6
		(--)	29.73	14.5
	S _s -F1	(++)	19.50	14.9
		(-+)	22.45	15.6
	S _s -F2	(++)	35.96	15.6
		(-+)	27.86	15.0
	S _s -F3	(++)	26.84	13.0
		(-+)	26.73	14.2
	S _s -N1	(++)	7.53	12.6
		(-+)	7.52	13.4
②	S _s -D2	(--)	13.58	13.4
③			13.58	12.9

表 4.5-1 (5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	40.36	36.9
		(-+)	56.34	42.4
		(+-)	40.36	37.5
		(--)	48.09	40.1
	S _s -D2	(++)	20.38	36.5
		(-+)	17.67	37.9
		(+-)	20.38	36.1
		(--)	26.73	37.4
	S _s -D3	(++)	11.32	40.4
		(-+)	21.31	46.8
		(+-)	24.96	40.1
		(--)	18.23	43.8
	S _s -F1	(++)	19.44	51.3
		(-+)	18.84	43.1
	S _s -F2	(++)	28.34	37.5
		(-+)	30.63	41.3
	S _s -F3	(++)	27.64	35.0
		(-+)	26.68	36.0
	S _s -N1	(++)	7.28	56.2
		(-+)	7.48	40.6
②	S _s -D2	(-+)	10.15	39.3
③			17.67	35.8



注記*1：全ての解析ケースかつ全時刻において引張及びせん断強度に達した要素が無かった

*2：引張強度に達した要素がある「S s - D 2 (-+)」, 解析ケース①での全時刻の局所安全係数分布

図 4.5-1 背面補強工の全時刻での局所安全係数分布（断面①～断面⑤）

4.6 置換コンクリート

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.6-1 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.6-1 (1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.50	5.2
		(-+)	46.84	5.1
		(+-)	25.50	5.1
		(--)	46.85	5.1
	S _s -D2	(++)	12.92	5.2
		(-+)	25.50	4.9
		(+-)	25.30	5.3
		(--)	25.49	4.9
	S _s -D3	(++)	8.83	6.4
		(-+)	28.90	6.3
		(+-)	28.70	6.6
		(--)	13.20	6.2
	S _s -F1	(++)	20.11	5.3
		(-+)	15.94	6.0
	S _s -F2	(++)	28.22	5.9
		(-+)	28.46	5.1
	S _s -F3	(++)	26.71	6.6
		(-+)	26.86	5.8
	S _s -N1	(++)	7.54	4.2
		(-+)	7.35	6.2
②	S _s -D2	(--)	25.49	4.6
③			25.49	5.3

表 4.6-1 (2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.48	5.9
		(-+)	46.83	5.8
		(+-)	25.48	6.6
		(--)	29.15	5.7
	S _s -D2	(++)	12.91	5.9
		(-+)	25.49	5.8
		(+-)	25.29	6.0
		(--)	25.49	5.3
	S _s -D3	(++)	8.82	6.8
		(-+)	28.88	7.6
		(+-)	29.71	7.5
		(--)	13.18	7.0
	S _s -F1	(++)	20.10	7.2
		(-+)	19.47	7.2
	S _s -F2	(++)	30.67	6.9
		(-+)	28.47	6.4
	S _s -F3	(++)	26.71	6.6
		(-+)	26.83	6.2
	S _s -N1	(++)	7.52	4.6
		(-+)	7.37	7.1
②	S _s -D2	(--)	25.48	5.2
③			25.49	5.6

表 4.6-1 (3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.48	6.9
		(-+)	32.30	6.3
		(+-)	46.98	7.5
		(--)	32.30	6.5
	S _s -D2	(++)	13.55	7.1
		(-+)	13.40	6.9
		(+-)	25.29	7.2
		(--)	25.48	6.5
	S _s -D3	(++)	29.71	8.5
		(-+)	15.60	8.2
		(+-)	29.71	7.7
		(--)	15.58	8.0
	S _s -F1	(++)	22.69	9.0
		(-+)	22.31	9.1
	S _s -F2	(++)	28.16	8.3
		(-+)	27.75	7.9
	S _s -F3	(++)	26.71	8.3
		(-+)	26.84	6.9
S _s -N1	(++)	7.53	5.6	
	(-+)	7.38	8.0	
②	S _s -D2	(--)	25.48	6.4
③		(--)	13.42	6.8

表 4.6-1 (4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.48	9.0
		(-+)	46.83	8.7
		(+-)	25.48	8.4
		(--)	46.84	8.5
	S _s -D2	(++)	25.30	8.8
		(-+)	25.50	8.2
		(+-)	25.29	8.9
		(--)	25.48	8.3
	S _s -D3	(++)	8.82	11.3
		(-+)	15.61	11.0
		(+-)	8.50	11.5
		(--)	15.61	10.5
	S _s -F1	(++)	22.45	11.1
		(-+)	15.93	11.1
	S _s -F2	(++)	25.14	11.4
		(-+)	28.38	8.6
S _s -F3	(++)	26.71	9.8	
	(-+)	26.86	8.5	
S _s -N1	(++)	7.53	6.3	
	(-+)	7.53	8.9	
②	S _s -D2	(--)	25.48	8.5
③			25.48	8.7

4.7 改良地盤

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.7-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.7-1 (1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.33	3.0
		(-+)	25.52	3.2
		(+-)	46.84	2.8
		(--)	14.63	3.4
	S _s -D2	(++)	13.44	3.3
		(-+)	25.29	3.1
		(+-)	8.36	3.0
		(--)	25.31	3.1
	S _s -D3	(++)	28.91	3.6
		(-+)	8.85	3.0
		(+-)	15.63	3.4
		(--)	8.85	3.3
	S _s -F1	(++)	17.27	2.9
		(-+)	20.12	3.1
	S _s -F2	(++)	35.99	3.1
		(-+)	28.22	3.3
	S _s -F3	(++)	26.87	3.2
		(-+)	26.72	3.3
	S _s -N1	(++)	7.35	3.0
		(-+)	7.66	2.6
②	S _s -D2	(--)	25.30	2.9
③			25.31	3.6

表 4.7-1 (2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値-1σ強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1σ強度)	S _s -D1	(++)	32.33	3.0
		(-+)	25.52	3.1
		(+-)	46.84	2.8
		(--)	14.63	3.4
	S _s -D2	(++)	13.44	3.3
		(-+)	25.29	3.1
		(+-)	8.36	2.9
		(--)	25.31	3.1
	S _s -D3	(++)	28.91	3.5
		(-+)	8.85	3.0
		(+-)	15.63	3.4
		(--)	8.85	3.2
	S _s -F1	(++)	17.27	2.9
		(-+)	20.12	3.1
	S _s -F2	(++)	35.99	3.1
		(-+)	28.22	3.3
	S _s -F3	(++)	26.87	3.1
		(-+)	26.72	3.2
	S _s -N1	(++)	7.35	3.0
		(-+)	7.66	2.5

表 4.7-1 (3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.31	3.5
		(-+)	25.50	3.4
		(+-)	46.83	3.5
		(--)	25.49	3.9
	S _s -D2	(++)	13.42	3.5
		(-+)	25.28	3.8
		(+-)	25.50	3.6
		(--)	25.30	3.7
	S _s -D3	(++)	15.59	4.3
		(-+)	29.73	4.4
		(+-)	15.60	4.2
		(--)	7.61	4.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.9
		(-+)	22.48	5.1
	S _s -F2	(++)	28.48	3.1
		(-+)	27.16	4.4
S _s -F3	(++)	26.84	3.8	
	(-+)	26.71	3.7	
S _s -N1	(++)	7.54	3.9	
	(-+)	7.65	2.6	
②	S _s -D2	(--)	25.29	3.6
③			25.30	3.8

表 4.7-1 (4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.31	3.5
		(-+)	25.50	3.4
		(+-)	46.83	3.5
		(--)	25.49	3.8
	S _s -D2	(++)	13.42	3.5
		(-+)	25.28	3.8
		(+-)	25.50	3.5
		(--)	25.30	3.7
	S _s -D3	(++)	15.60	4.3
		(-+)	29.75	4.4
		(+-)	15.59	4.2
		(--)	7.61	4.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.8
		(-+)	22.48	5.1
	S _s -F2	(++)	28.48	3.1
		(-+)	27.16	4.4
	S _s -F3	(++)	26.84	3.8
		(-+)	26.71	3.7
	S _s -N1	(++)	7.54	3.9
		(-+)	7.65	2.6

表 4.7-1 (5) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.30	2.9
		(-+)	46.99	3.4
		(+-)	29.16	2.9
		(--)	46.97	3.5
	S _s -D2	(++)	8.31	3.3
		(-+)	13.55	3.1
		(+-)	13.44	3.1
		(--)	25.26	3.3
	S _s -D3	(++)	30.16	3.4
		(-+)	29.72	3.4
		(+-)	15.58	3.3
		(--)	29.72	3.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.5
		(-+)	22.69	4.2
	S _s -F2	(++)	28.48	3.2
		(-+)	27.87	3.5
	S _s -F3	(++)	26.82	3.4
		(-+)	26.72	3.3
	S _s -N1	(++)	7.40	3.7
		(-+)	7.64	2.8
②	S _s -D2	(--)	13.55	3.1
③		25.30	3.7	

表 4.7-1 (6) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.30	2.9
		(-+)	46.99	3.4
		(+-)	29.16	2.9
		(--)	46.97	3.4
	S _s -D2	(++)	8.31	3.2
		(-+)	13.55	3.1
		(+-)	13.44	3.1
		(--)	25.26	3.3
	S _s -D3	(++)	30.16	3.4
		(-+)	29.72	3.4
		(+-)	15.58	3.3
		(--)	29.72	3.4
	S _s -F1	(++)	19.49	3.5
		(-+)	22.69	4.1
	S _s -F2	(++)	28.48	3.2
		(-+)	27.87	3.5
	S _s -F3	(++)	26.82	3.4
		(-+)	26.72	3.3
	S _s -N1	(++)	7.40	3.7
		(-+)	7.64	2.7

表 4.7-1 (7) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	32.32	3.6
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	29.18	3.5
		(--)	32.33	4.0
	S _s -D2	(++)	13.47	4.0
		(-+)	13.56	3.3
		(+-)	13.45	3.9
		(--)	13.58	3.5
	S _s -D3	(++)	15.60	4.0
		(-+)	21.41	4.1
		(+-)	15.61	3.9
		(--)	29.73	4.3
	S _s -F1	(++)	19.51	4.2
		(-+)	22.43	4.5
	S _s -F2	(++)	35.96	4.5
		(-+)	27.89	4.3
	S _s -F3	(++)	26.84	3.6
		(-+)	26.74	3.9
	S _s -N1	(++)	7.56	4.2
		(-+)	7.53	3.6
②	S _s -D2	(--)	13.58	3.6
③			13.58	3.3

表 4.7-1 (8) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	32.32	3.6
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	29.18	3.4
		(--)	32.33	4.0
	S _s -D2	(++)	13.47	4.0
		(-+)	13.56	3.3
		(+-)	13.45	3.9
		(--)	13.58	3.5
	S _s -D3	(++)	15.60	3.9
		(-+)	21.41	4.1
		(+-)	15.61	3.9
		(--)	29.73	4.2
	S _s -F1	(++)	19.51	4.1
		(-+)	22.43	4.5
	S _s -F2	(++)	35.96	4.4
		(-+)	27.88	4.3
	S _s -F3	(++)	26.84	3.6
		(-+)	26.74	3.9
	S _s -N1	(++)	7.56	4.2
		(-+)	7.53	3.6

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-7 に示す, 各断面での改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面①~断面④) について, 局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面①~断面④について, 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.7-1 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

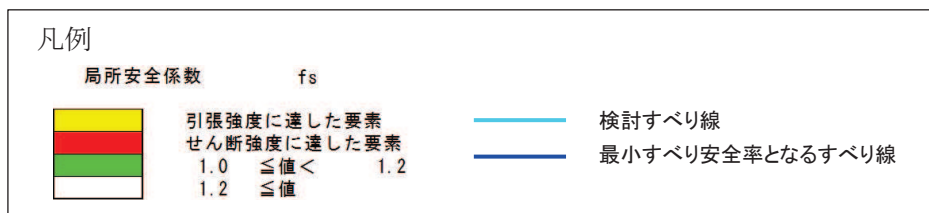
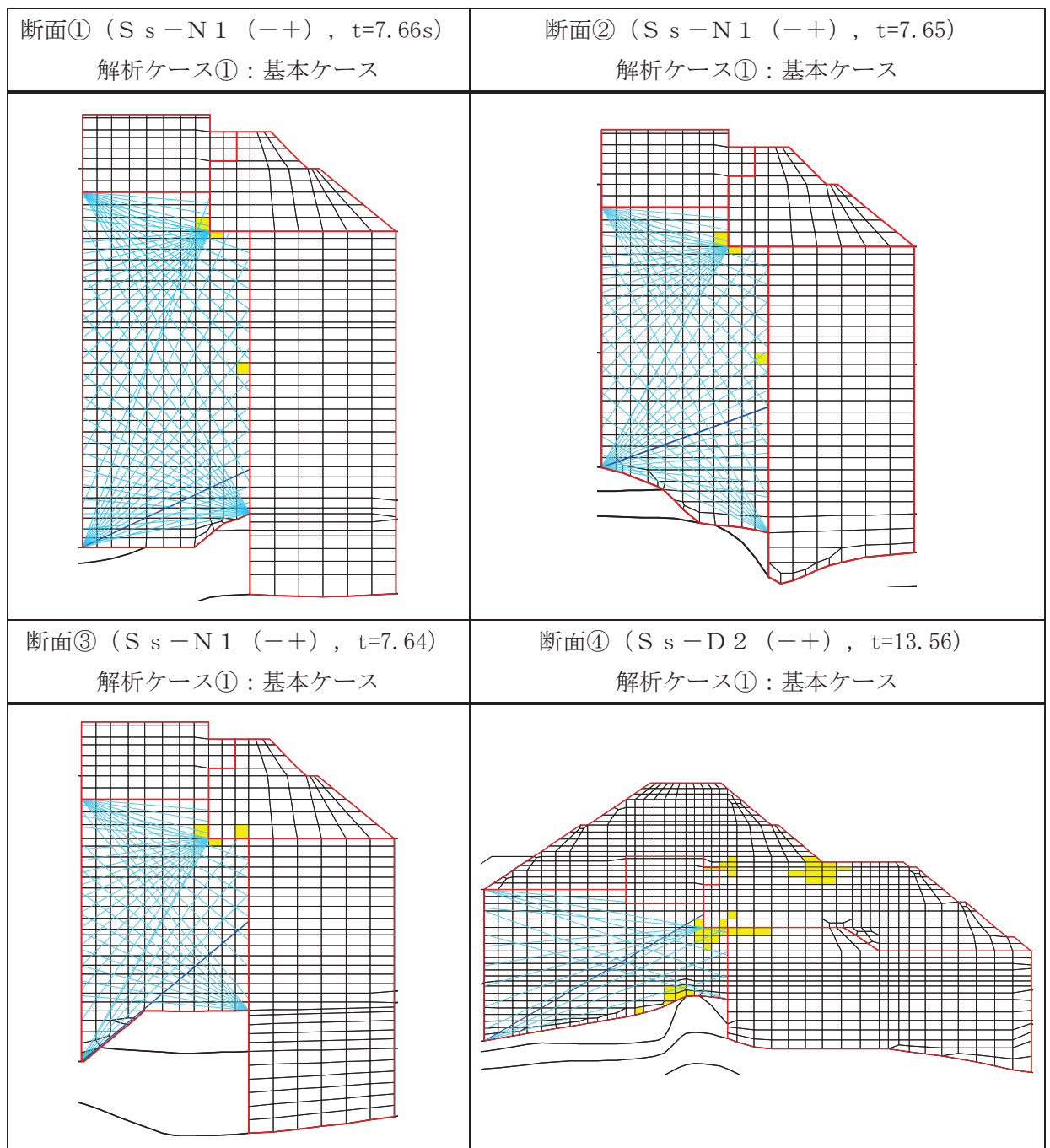


図 4.7-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面①～断面④)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面①～断面④について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4.7-2 に断面①～断面④について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。

図 4.7-2 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.7-2 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

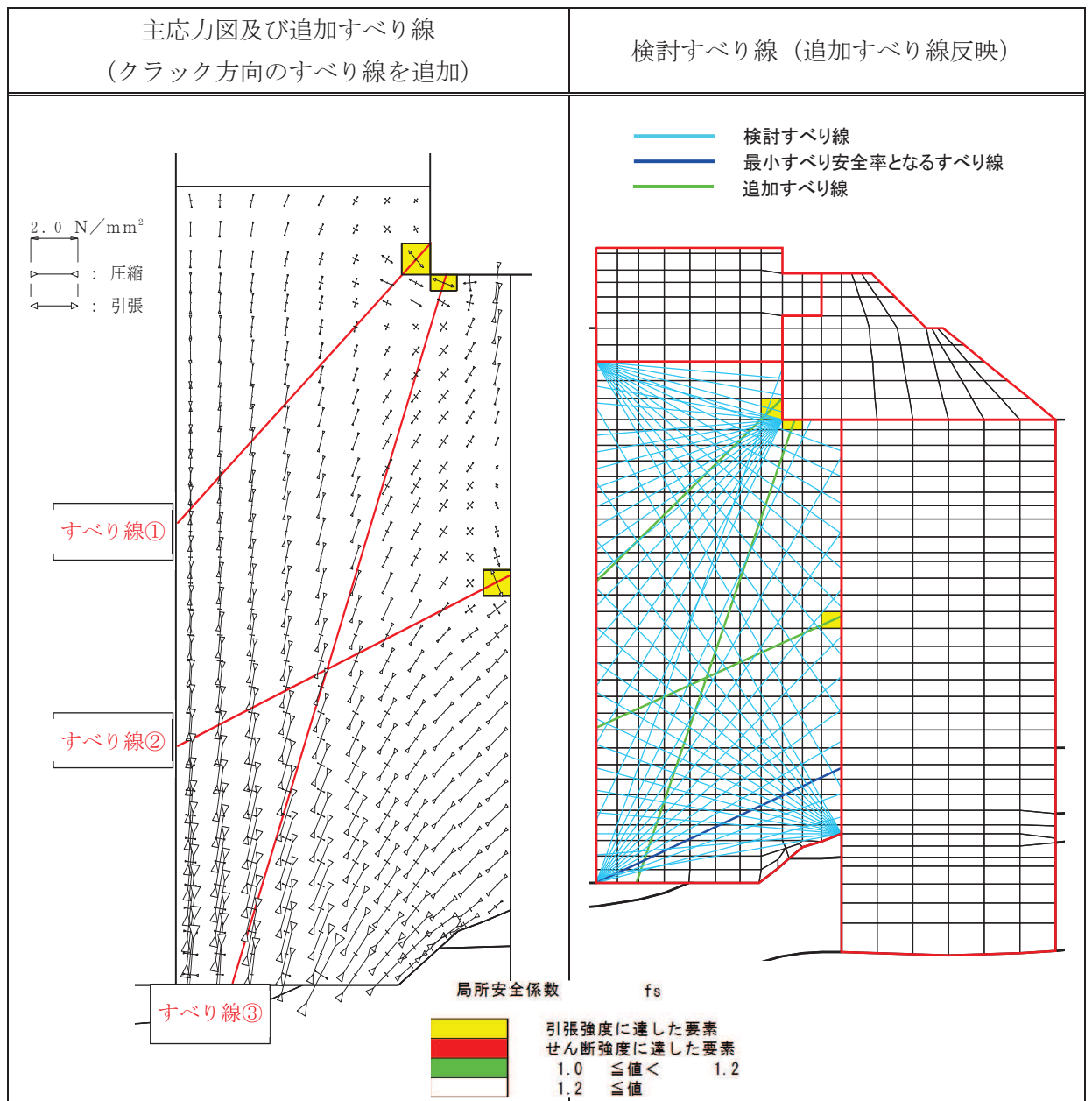


図 4.7-2(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(断面①, S s - N 1 (- +) , t=7.66s)

解析ケース① : 基本ケース

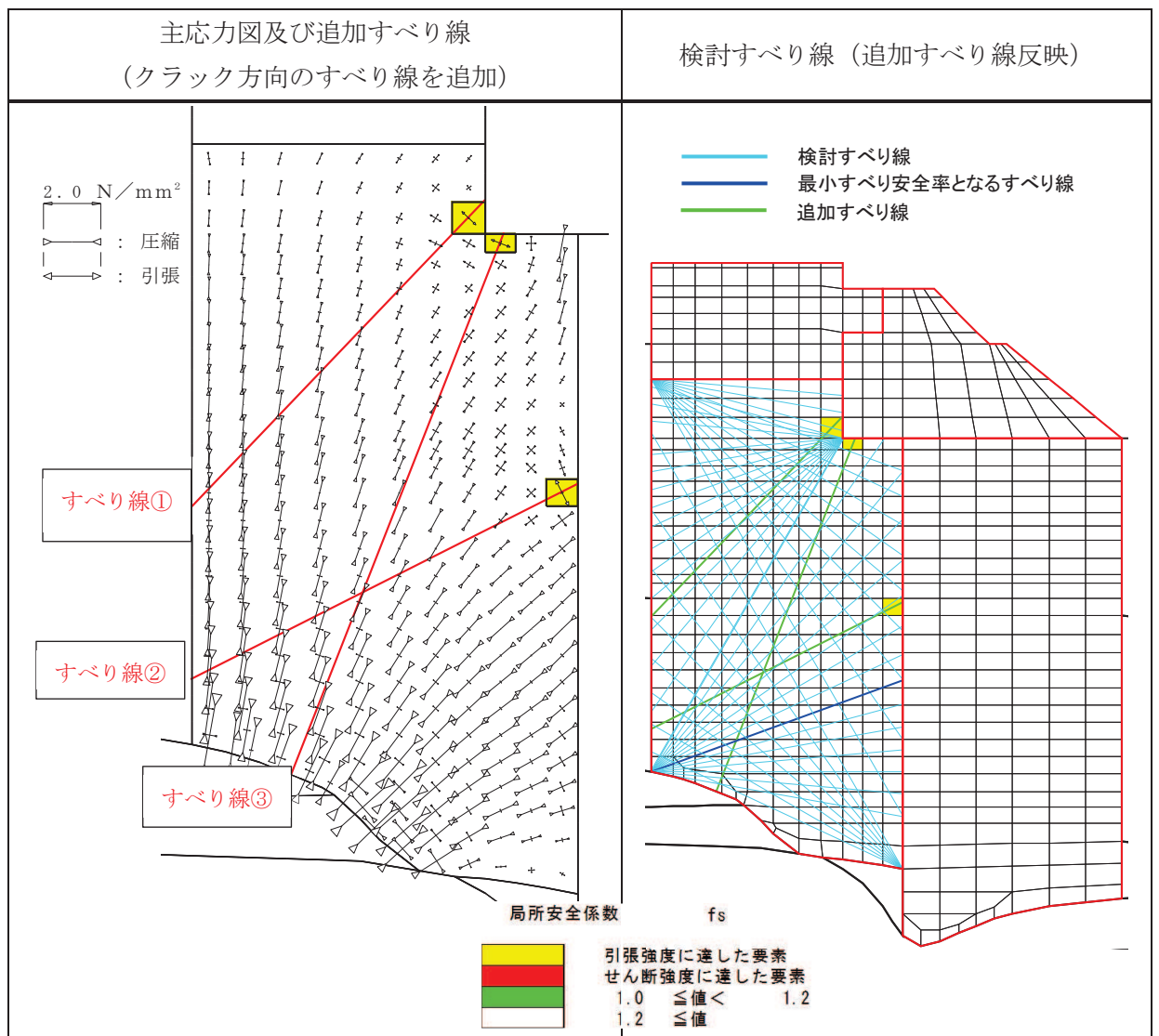


図 4.7-2(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(断面②, S_s-N1 (-+), t=7.65s)

解析ケース①: 基本ケース

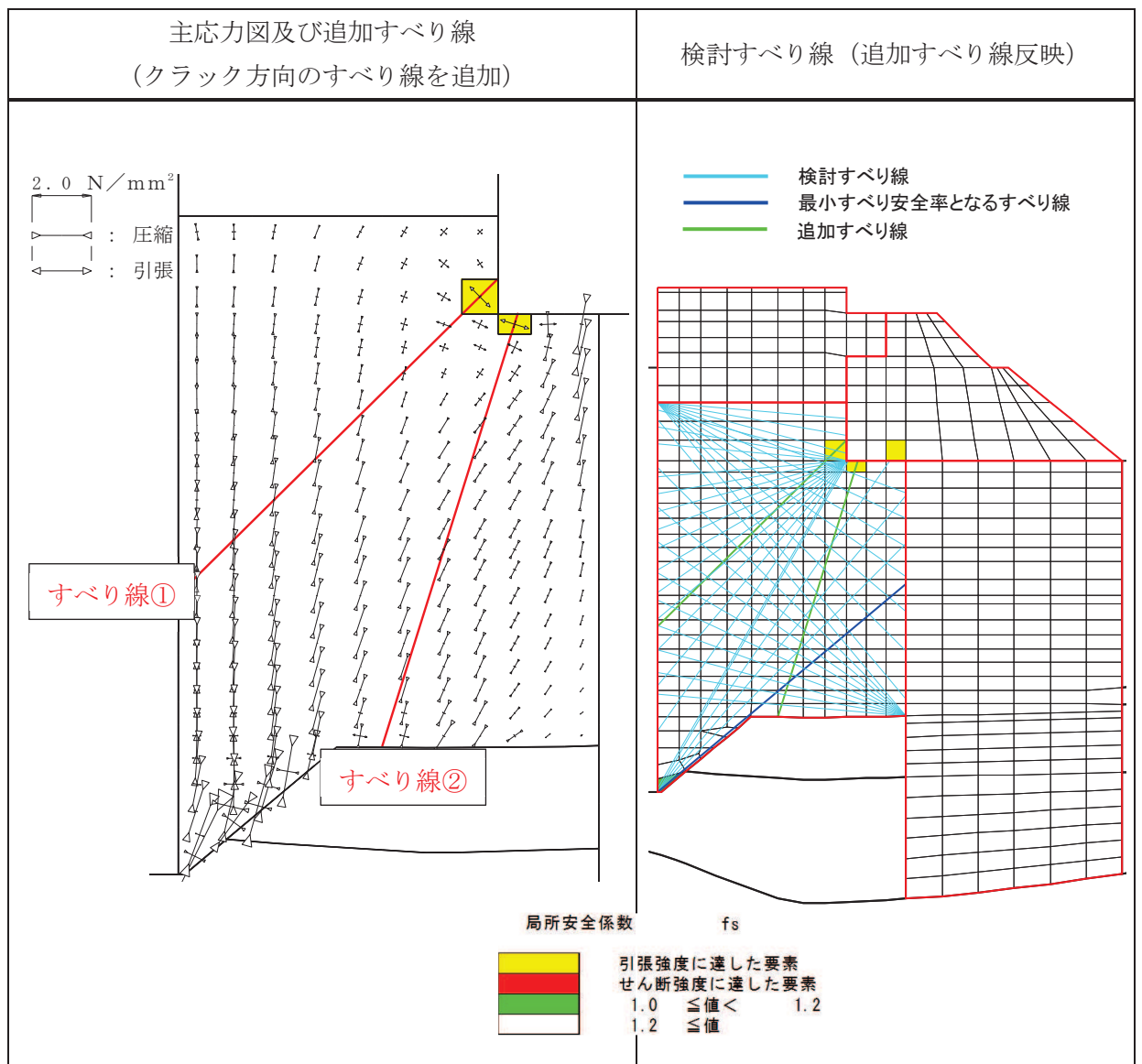


図 4.7-2(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
 (断面③, $S_s - N1$ (-+), $t=7.64s$)
 解析ケース①: 基本ケース

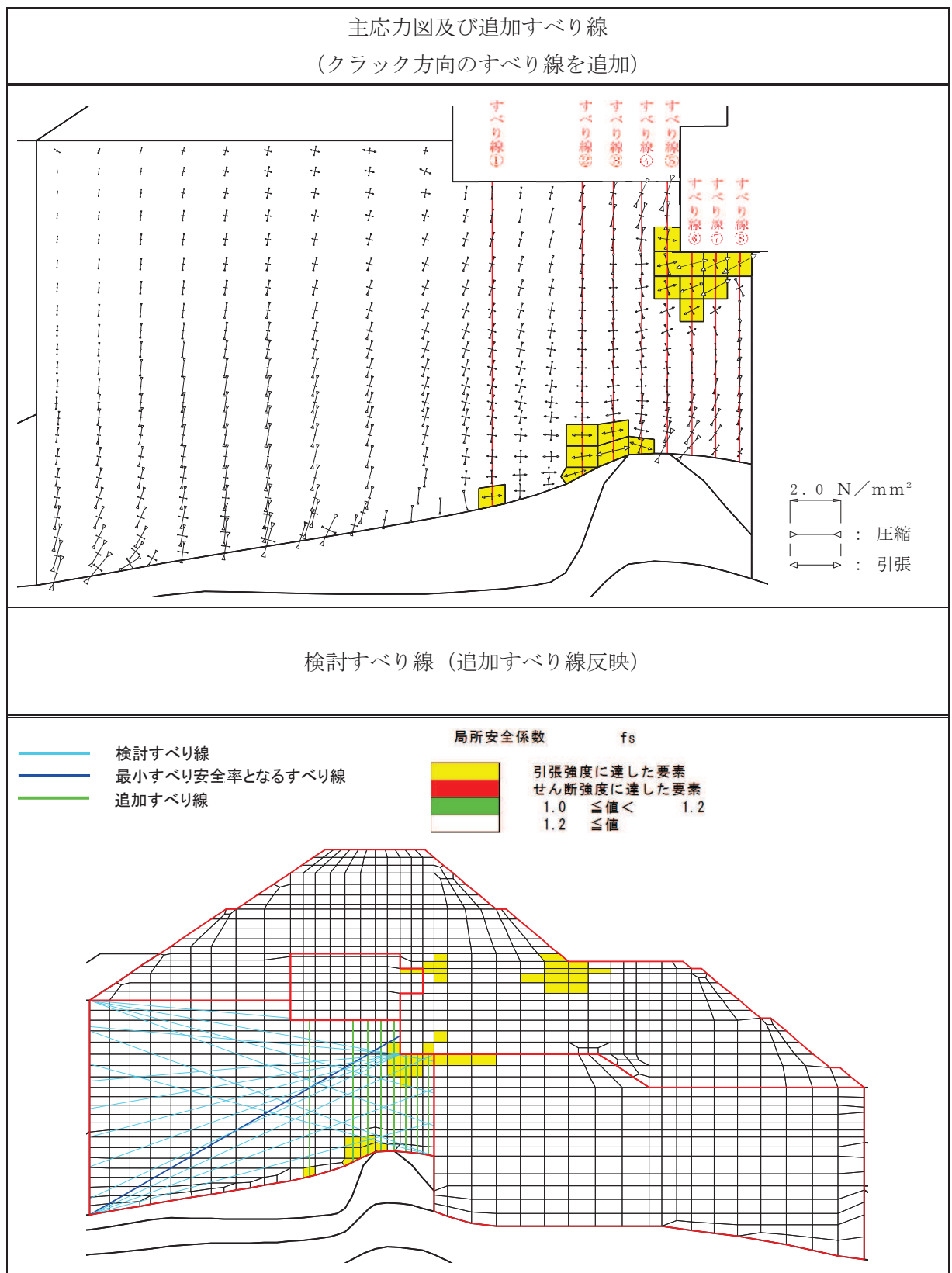


図 4.7-2(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
(断面④, $S_s - D2$ (—+), $t=13.56s$)
解析ケース①: 基本ケース

表 4.7-2 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり安全率	(参考) 追加すべり線を除く最小すべり安全率
断面①	すべり線②	3.5	2.6
断面②	すべり線②	3.0	2.6
断面③	すべり線①	3.5	2.8
断面④	すべり線①	7.0	3.3

c. まとめ

「a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ」及び「b. 応力状態に着目した追加すべり検討」より、改良地盤に局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

4.8 セメント改良土

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.8-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.8-1 (1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.52	3.8
		(-+)	32.32	4.2
		(+-)	45.06	4.0
		(--)	29.17	3.7
	S _s -D2	(++)	13.58	3.7
		(-+)	17.55	4.0
		(+-)	13.57	4.0
		(--)	13.44	3.9
	S _s -D3	(++)	21.43	4.3
		(-+)	21.34	4.7
		(+-)	7.23	4.6
		(--)	11.14	5.0
	S _s -F1	(++)	22.44	4.4
		(-+)	15.63	5.8
	S _s -F2	(++)	27.88	4.0
		(-+)	28.40	4.9
	S _s -F3	(++)	26.73	5.2
		(-+)	28.75	3.5
	S _s -N1	(++)	7.54	4.4
		(-+)	7.40	6.3
②	S _s -D2	(--)	13.48	4.3
③			13.47	3.2

表 4.8-1 (2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値 - 1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値 - 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	25.52	3.7
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	45.06	3.8
		(--)	29.17	3.5
	S _s -D2	(++)	13.58	3.5
		(-+)	17.55	3.8
		(+-)	13.57	3.8
		(--)	13.44	3.7
	S _s -D3	(++)	21.43	4.1
		(-+)	21.34	4.5
		(+-)	7.23	4.4
		(--)	11.14	4.8
	S _s -F1	(++)	22.44	4.2
		(-+)	15.63	5.5
	S _s -F2	(++)	27.88	3.9
		(-+)	28.40	4.7
	S _s -F3	(++)	26.73	5.0
		(-+)	28.75	3.3
	S _s -N1	(++)	7.54	4.3
		(-+)	7.40	6.0

表 4.8-1 (3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	37.21	4.0
		(-+)	32.29	4.0
		(+-)	45.04	4.1
		(--)	29.14	3.8
	S _s -D2	(++)	6.82	3.5
		(-+)	24.01	4.1
		(+-)	13.55	3.9
		(--)	6.75	3.7
	S _s -D3	(++)	21.06	4.3
		(-+)	6.23	4.2
		(+-)	21.39	4.3
		(--)	15.57	3.9
	S _s -F1	(++)	22.41	4.3
		(-+)	16.51	5.6
	S _s -F2	(++)	27.85	3.7
		(-+)	28.49	5.5
	S _s -F3	(++)	28.45	5.0
		(-+)	28.73	3.7
	S _s -N1	(++)	7.52	4.5
		(-+)	7.35	6.4
②	S _s -D2	(--)	25.11	4.0
③			6.76	3.5

表 4.8-1 (4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②, 平均値 - 1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値 - 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	37.21	3.9
		(-+)	32.29	3.8
		(+-)	45.04	4.0
		(--)	29.14	3.6
	S _s -D2	(++)	6.82	3.4
		(-+)	24.01	3.9
		(+-)	13.55	3.7
		(--)	6.75	3.6
	S _s -D3	(++)	21.06	4.1
		(-+)	6.23	4.0
		(+-)	21.39	4.1
		(--)	15.57	3.7
	S _s -F1	(++)	22.41	4.1
		(-+)	16.51	5.4
	S _s -F2	(++)	27.85	3.6
		(-+)	28.49	5.3
	S _s -F3	(++)	28.45	4.8
		(-+)	28.73	3.6
	S _s -N1	(++)	7.52	4.3
		(-+)	7.35	6.2

表 4.8-1 (5) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	37.21	4.3
		(-+)	32.30	4.4
		(+-)	45.04	4.5
		(--)	29.16	3.8
	S _s -D2	(++)	6.82	3.9
		(-+)	17.54	4.5
		(+-)	13.55	4.4
		(--)	6.75	4.0
	S _s -D3	(++)	21.07	4.6
		(-+)	15.57	4.6
		(+-)	21.05	4.7
		(--)	15.57	4.1
	S _s -F1	(++)	22.43	4.6
		(-+)	15.57	6.4
	S _s -F2	(++)	27.86	4.2
		(-+)	31.29	6.3
	S _s -F3	(++)	28.44	5.4
		(-+)	28.74	3.6
	S _s -N1	(++)	7.52	4.3
		(-+)	7.35	6.3
②	S _s -D2	(--)	6.75	4.5
③		24.01	3.8	

表 4.8-1 (6) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	37.21	4.1
		(-+)	32.30	4.3
		(+-)	45.04	4.3
		(--)	29.16	3.6
	S _s -D2	(++)	6.82	3.7
		(-+)	17.54	4.3
		(+-)	13.55	4.2
		(--)	6.75	3.8
	S _s -D3	(++)	21.07	4.4
		(-+)	15.57	4.4
		(+-)	21.05	4.5
		(--)	15.57	3.9
	S _s -F1	(++)	22.43	4.4
		(-+)	15.57	6.1
	S _s -F2	(++)	27.86	4.0
		(-+)	31.29	6.1
	S _s -F3	(++)	28.44	5.2
		(-+)	28.74	3.5
	S _s -N1	(++)	7.52	4.2
		(-+)	7.35	6.1

表 4.8-1 (7) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.49	3.8
		(-+)	32.32	3.4
		(+-)	25.49	3.7
		(--)	32.32	3.5
	S _s -D2	(++)	25.31	3.8
		(-+)	8.34	3.7
		(+-)	13.57	3.8
		(--)	8.34	3.7
	S _s -D3	(++)	8.51	4.2
		(-+)	7.77	4.1
		(+-)	8.51	4.3
		(--)	15.61	4.1
	S _s -F1	(++)	20.12	4.1
		(-+)	15.93	4.2
	S _s -F2	(++)	25.14	4.3
		(-+)	28.38	3.5
	S _s -F3	(++)	26.72	3.9
		(-+)	26.85	3.5
S _s -N1	(++)	7.53	2.8	
	(-+)	7.37	4.1	
②	S _s -D2	(--)	8.33	3.8
③		(--)	8.34	3.9

表 4.8-1 (8) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 σ 強度)	S _s -D1	(++)	25.49	3.7
		(-+)	32.32	3.3
		(+-)	25.49	3.5
		(--)	32.32	3.3
	S _s -D2	(++)	25.31	3.7
		(-+)	8.34	3.5
		(+-)	13.57	3.7
		(--)	8.34	3.6
	S _s -D3	(++)	8.51	4.0
		(-+)	7.77	4.0
		(+-)	8.51	4.1
		(--)	15.61	3.9
	S _s -F1	(++)	20.12	4.0
		(-+)	15.93	4.1
	S _s -F2	(++)	25.14	4.2
		(-+)	28.38	3.4
	S _s -F3	(++)	26.72	3.8
		(-+)	26.85	3.4
	S _s -N1	(++)	7.53	2.7
		(-+)	7.37	3.9

4.9 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.9-1 及び表 4.9-2 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.9-1 に示す。

地震時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の詳細については、「6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

表 4.9-1 (1) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(A 区間：構造境界部（一般部のうち突出長変化部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S _s -D2(--)	②	95.5	350
軸方向	S _s -F3(++)	②	12.3	150

表 4.9-1 (2) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(B 区間：構造境界部（一般部のうち背面補強工間），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S _s -F2(++)	③	209.5	350
軸方向	S _s -N1(-+)	③	22.2	150

表 4.9-1 (3) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(C 区間：構造境界部（一般部と岩盤部の境界），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S _s -F2(++)	③	209.5	350
軸方向	S _s -F2(-+)	③	14.1	150

表 4.9-1 (4) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(D 区間：構造境界部（岩盤部のうち背面補強工間），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S _s -D2(++)	③	35.5	350
軸方向	S _s -N1(++)	②	2.0	150

表 4.9-1 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量

(E 区間：構造境界部（岩盤部のうち背面補強工端部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 3 (++)	③	52.6	350
軸方向	S s - F 3 (-+)	②	6.7	150

表 4.9-1 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量

(F 区間：構造境界部（岩盤部のうち突出長変化部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 3 (++)	③	52.6	350
軸方向	-*	-*	52.6	150

注記 *：保守的に軸直交方向と同等の変位量を考慮。

表 4.9-1 (7) ゴムジョイント部材設置箇所の地震時相対変位量

(G 区間：構造境界部（岩盤部のうち RC 壁との境界），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 3 (++)	③	52.6	350
軸方向	-*	-*	52.6	150

注記 *：保守的に軸直交方向と同等の変位量を考慮。

表 4.9-2 (1) ウレタンシリコン目地設置箇所の地震時相対変位量

(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1 (--)	①×③*	18.8	30
軸方向	S s - F 2 (-+)	③	1.6	6

注記 *：解析ケース①と解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 4.9-2 (2) ウレタンシリコン目地設置箇所の地震時相対変位量

(I 区間：構造同一部（岩盤部のうち突出長同一部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 3 (++)	①×③*	7.7	30
軸方向	S s - F 3 (-+)	③	1.2	6

注記 *：解析ケース①と解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 4.9-2 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の地震時相対変位量

(J 区間：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 2 (++)	①×③*	2.7	30
軸方向	S s - F 2 (-+)	③	1.0	6

注記 *：解析ケース①と解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

4.10 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.10-1～表 4.10-3 に。背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図 4.10-1～図 4.10-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

また、断面①～断面④における岩盤の局所安全係数分布を図 4.10-3～図 4.10-6 に示す。

岩盤の局所安全係数分布を示す解析ケース及び時刻は、D 級岩盤及び C_L 級岩盤への支圧の観点に着目し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）が敷地側へ変形し、改良地盤の接地圧（改良地盤直下に存在する D 級岩盤及び C_L 級岩盤への支圧）が最大となる解析ケース及び時刻とした。

図 4.10-3～図 4.10-6 に示すとおり、D 級岩盤及び C_L 級岩盤の破壊は局所的であることから、岩盤の局所的な破壊は津波防護機能へ影響が無いことを確認した。

表 4.10-1 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果（鋼管杭，断面①）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R _a (N/mm ²)	極限支持力 R _{u a} (N/mm ²)	照査値 R _a /R _{u a}
①	S _s -D 1	(++)	1.8	11.4	0.16
		(-+)	1.6	11.4	0.15
		(+-)	1.9	11.4	0.17
		(--)	1.8	11.4	0.16
	S _s -D 2	(++)	1.5	11.4	0.14
		(-+)	1.3	11.4	0.12
		(+-)	1.6	11.4	0.15
		(--)	1.7	11.4	0.15
	S _s -D 3	(++)	1.3	11.4	0.12
		(-+)	1.2	11.4	0.11
		(+-)	1.3	11.4	0.12
		(--)	1.2	11.4	0.11
	S _s -F 1	(++)	1.6	11.4	0.15
		(-+)	1.0	11.4	0.09
	S _s -F 2	(++)	1.4	11.4	0.13
		(-+)	1.0	11.4	0.09
	S _s -F 3	(++)	1.2	11.4	0.11
		(-+)	1.6	11.4	0.15
	S _s -N 1	(++)	1.3	11.4	0.12
		(-+)	1.9	11.4	0.17
②	S _s -D 2	(--)	1.7	11.4	0.15
③		(--)	1.6	11.4	0.15

表 4.10-1 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面②)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	1.1	11.4	0.10
		(-+)	1.0	11.4	0.09
		(+-)	1.3	11.4	0.12
		(--)	1.1	11.4	0.10
	S _s -D2	(++)	1.1	11.4	0.10
		(-+)	1.3	11.4	0.12
		(+-)	1.0	11.4	0.09
		(--)	1.3	11.4	0.12
	S _s -D3	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	0.9	11.4	0.08
		(+-)	0.9	11.4	0.08
		(--)	0.9	11.4	0.08
	S _s -F1	(++)	0.9	11.4	0.08
		(-+)	0.9	11.4	0.08
	S _s -F2	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	0.8	11.4	0.08
	S _s -F3	(++)	0.9	11.4	0.08
		(-+)	1.0	11.4	0.09
	S _s -N1	(++)	0.7	11.4	0.07
		(-+)	1.4	11.4	0.13
②	S _s -D2	(--)	1.2	11.4	0.11
③			1.5	11.4	0.14

表 4.10-1 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面③)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	1.4	13.7	0.11
		(-+)	1.2	13.7	0.09
		(+-)	1.5	13.7	0.11
		(--)	1.1	13.7	0.09
	S _s -D2	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.6	13.7	0.12
		(+-)	1.5	13.7	0.11
		(--)	1.8	13.7	0.14
	S _s -D3	(++)	1.3	13.7	0.10
		(-+)	1.2	13.7	0.09
		(+-)	1.3	13.7	0.10
		(--)	1.2	13.7	0.09
	S _s -F1	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.0	13.7	0.08
	S _s -F2	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.1	13.7	0.09
	S _s -F3	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.7	13.7	0.13
	S _s -N1	(++)	1.1	13.7	0.09
		(-+)	2.2	13.7	0.17
②	S _s -D2	(--)	1.7	13.7	0.13
③			2.0	13.7	0.15

表 4.10-1 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面④)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	3.3	11.4	0.29
		(-+)	3.1	11.4	0.28
		(+-)	4.4	11.4	0.39
		(--)	3.2	11.4	0.29
	S _s -D2	(++)	3.6	11.4	0.32
		(-+)	3.8	11.4	0.34
		(+-)	3.9	11.4	0.35
		(--)	4.3	11.4	0.38
	S _s -D3	(++)	2.8	11.4	0.25
		(-+)	2.6	11.4	0.23
		(+-)	2.9	11.4	0.26
		(--)	2.7	11.4	0.24
	S _s -F1	(++)	2.4	11.4	0.22
		(-+)	2.3	11.4	0.21
	S _s -F2	(++)	2.7	11.4	0.24
		(-+)	2.7	11.4	0.24
	S _s -F3	(++)	2.7	11.4	0.24
		(-+)	2.5	11.4	0.22
	S _s -N1	(++)	2.0	11.4	0.18
		(-+)	3.6	11.4	0.32
②	S _s -D2	(--)	3.9	11.4	0.35
③			4.8	11.4	0.43

表 4.10-1 (5) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面⑤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -D2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -D3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -N1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
②	S _s -D2	(-+)	0.5	13.7	0.04
③			0.5	13.7	0.04

表 4.10-1 (6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面⑥)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -D2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -D3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -N1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
②	S _s -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
③			0.5	13.7	0.04

表 4.10-1 (7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面⑦)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
		(+-)	0.5	3.9	0.13
		(--)	0.5	3.9	0.13
	S _s -D2	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
		(+-)	0.5	3.9	0.13
		(--)	0.5	3.9	0.13
	S _s -D3	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
		(+-)	0.5	3.9	0.13
		(--)	0.5	3.9	0.13
	S _s -F1	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
	S _s -F2	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
	S _s -F3	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
	S _s -N1	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
②	S _s -F3	(++)	0.5	3.9	0.13
③			0.5	3.9	0.13

表 4.10-2 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (背面補強工、断面①)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.9	4.4	0.21
	S _s -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21
		(-+)	0.9	4.4	0.21
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.9	4.4	0.21
	S _s -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F 2	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.9	4.4	0.21
	S _s -N 1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.7	4.4	0.16
②	S _s -D 2	(--)	0.9	4.4	0.21
③			0.9	4.4	0.21

表 4.10-2 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (背面補強工、断面②)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.9	4.4	0.21
	S _s -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 1	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.9	4.4	0.21
	S _s -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
②	S _s -D 2	(--)	0.9	4.4	0.21
③			0.8	4.4	0.19

表 4.10-2 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (背面補強工、断面③)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D2	(++)	0.9	4.4	0.21
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.6	4.4	0.14
		(+-)	0.6	4.4	0.14
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F2	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.8	4.4	0.19
	S _s -N1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
②	S _s -D2	(--)	0.8	4.4	0.19
③			0.8	4.4	0.19

表 4.10-2 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (背面補強工、断面④)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	1.4	4.4	0.32
		(-+)	1.3	4.4	0.30
		(+-)	1.5	4.4	0.35
		(--)	1.3	4.4	0.30
	S _s -D2	(++)	1.4	4.4	0.32
		(-+)	1.5	4.4	0.35
		(+-)	1.4	4.4	0.32
		(--)	1.5	4.4	0.35
	S _s -D3	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
		(+-)	1.2	4.4	0.28
		(--)	1.2	4.4	0.28
	S _s -F1	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
	S _s -F2	(++)	1.3	4.4	0.30
		(-+)	1.2	4.4	0.28
	S _s -F3	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
	S _s -N1	(++)	1.0	4.4	0.23
		(-+)	1.4	4.4	0.32
②	S _s -D2	(--)	1.5	4.4	0.35
③			1.3	4.4	0.30

表 4.10-2 (5) 基礎地盤の支持性能評価結果 (背面補強工、断面⑤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -D2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -D3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S _s -F1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.4	13.7	0.03
	S _s -F2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.4	13.7	0.03
	S _s -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S _s -N1	(++)	0.4	13.7	0.03
		(-+)	0.4	13.7	0.03
②	S _s -D2	(-+)	0.5	13.7	0.04
③			0.5	13.7	0.04

表 4.10-3 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (置換コンクリート、断面①)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D 1	(++)	4.0	11.4	0.36
		(-+)	3.9	11.4	0.35
		(+-)	3.9	11.4	0.35
		(--)	4.1	11.4	0.36
	S _s -D 2	(++)	3.8	11.4	0.34
		(-+)	3.9	11.4	0.35
		(+-)	3.6	11.4	0.32
		(--)	4.1	11.4	0.36
	S _s -D 3	(++)	3.6	11.4	0.32
		(-+)	3.1	11.4	0.28
		(+-)	3.3	11.4	0.29
		(--)	3.4	11.4	0.30
	S _s -F 1	(++)	3.5	11.4	0.31
		(-+)	3.4	11.4	0.30
	S _s -F 2	(++)	3.9	11.4	0.35
		(-+)	3.3	11.4	0.29
	S _s -F 3	(++)	3.6	11.4	0.32
		(-+)	3.8	11.4	0.34
	S _s -N 1	(++)	4.6	11.4	0.41
		(-+)	3.6	11.4	0.32
②	S _s -D 2	(--)	4.3	11.4	0.38
③			3.7	11.4	0.33

表 4.10-3 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (置換コンクリート、断面②)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D 1	(++)	3.3	11.4	0.29
		(-+)	3.4	11.4	0.30
		(+-)	3.0	11.4	0.27
		(--)	3.4	11.4	0.30
	S _s -D 2	(++)	3.2	11.4	0.29
		(-+)	3.3	11.4	0.29
		(+-)	3.1	11.4	0.28
		(--)	3.5	11.4	0.31
	S _s -D 3	(++)	3.2	11.4	0.29
		(-+)	2.7	11.4	0.24
		(+-)	2.8	11.4	0.25
		(--)	2.8	11.4	0.25
	S _s -F 1	(++)	2.7	11.4	0.24
		(-+)	3.1	11.4	0.28
	S _s -F 2	(++)	2.9	11.4	0.26
		(-+)	3.5	11.4	0.31
	S _s -F 3	(++)	3.3	11.4	0.29
		(-+)	3.1	11.4	0.28
	S _s -N 1	(++)	3.7	11.4	0.33
		(-+)	3.3	11.4	0.29
②	S _s -D 2	(--)	3.5	11.4	0.31
③			3.4	11.4	0.30

表 4.10-3 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (置換コンクリート、断面③)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D 1	(++)	2.6	13.7	0.19
		(-+)	2.6	13.7	0.19
		(+-)	2.4	13.7	0.18
		(--)	2.8	13.7	0.21
	S _s -D 2	(++)	2.8	13.7	0.21
		(-+)	2.6	13.7	0.19
		(+-)	2.6	13.7	0.19
		(--)	2.7	13.7	0.20
	S _s -D 3	(++)	2.4	13.7	0.18
		(-+)	2.3	13.7	0.17
		(+-)	2.4	13.7	0.18
		(--)	2.4	13.7	0.18
	S _s -F 1	(++)	2.1	13.7	0.16
		(-+)	2.4	13.7	0.18
	S _s -F 2	(++)	2.4	13.7	0.18
		(-+)	2.3	13.7	0.17
	S _s -F 3	(++)	2.8	13.7	0.21
		(-+)	2.7	13.7	0.20
	S _s -N 1	(++)	3.0	13.7	0.22
		(-+)	2.6	13.7	0.19
②	S _s -D 2	(--)	2.8	13.7	0.21
③			2.7	13.7	0.20

表 4.10-3 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (置換コンクリート、断面④)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	2.2	11.4	0.20
		(+-)	2.7	11.4	0.24
		(--)	2.3	11.4	0.21
	S _s -D2	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	2.5	11.4	0.22
		(+-)	2.5	11.4	0.22
		(--)	2.5	11.4	0.22
	S _s -D3	(++)	2.2	11.4	0.20
		(-+)	2.1	11.4	0.19
		(+-)	2.4	11.4	0.22
		(--)	2.1	11.4	0.19
	S _s -F1	(++)	2.1	11.4	0.19
		(-+)	2.1	11.4	0.19
	S _s -F2	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	2.2	11.4	0.20
	S _s -F3	(++)	2.5	11.4	0.22
		(-+)	2.3	11.4	0.21
	S _s -N1	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	3.1	11.4	0.28
②	S _s -D2	(--)	2.7	11.4	0.24
③			2.4	11.4	0.22

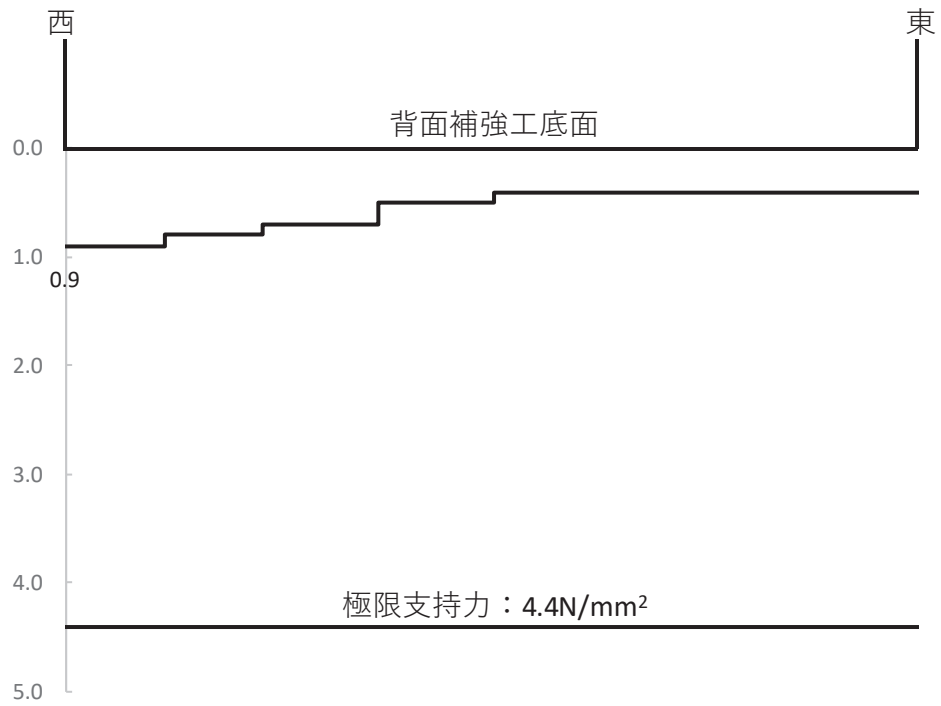


図 4.10-1 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)
 (S s - D 1 (+-))
 解析ケース①: 基本ケース

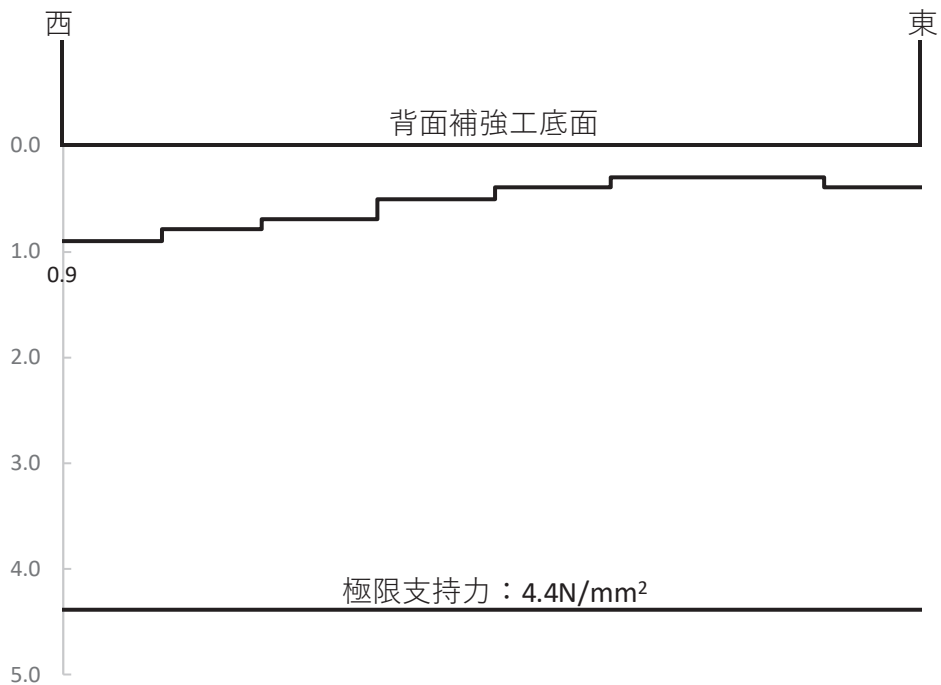


図 4.10-1 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)
 (S s - F 3 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

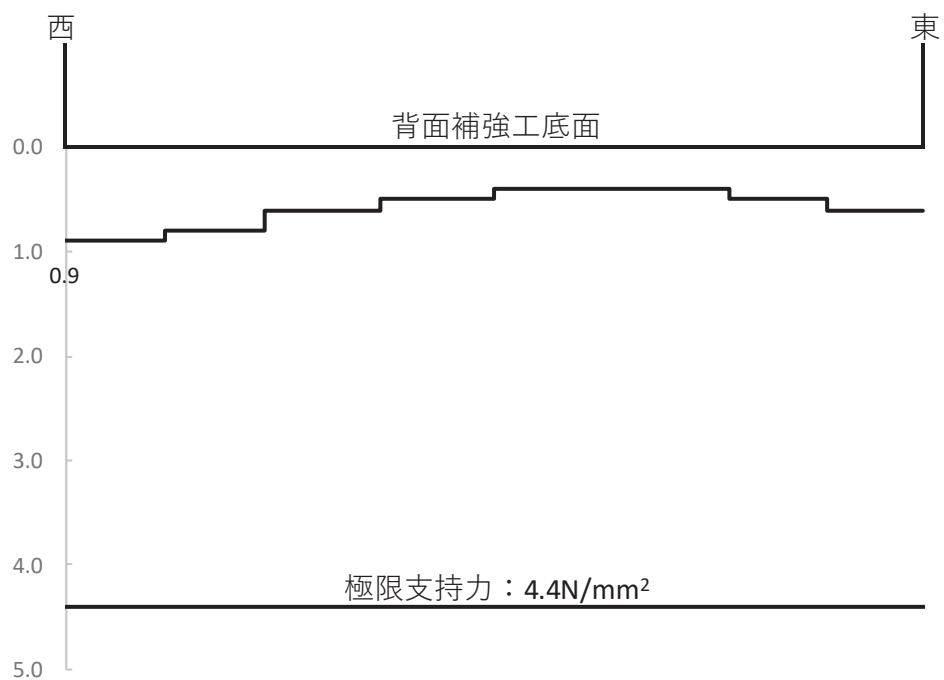


図 4.10-1 (3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)
 (S s - D 2 (++))
 解析ケース①：基本ケース

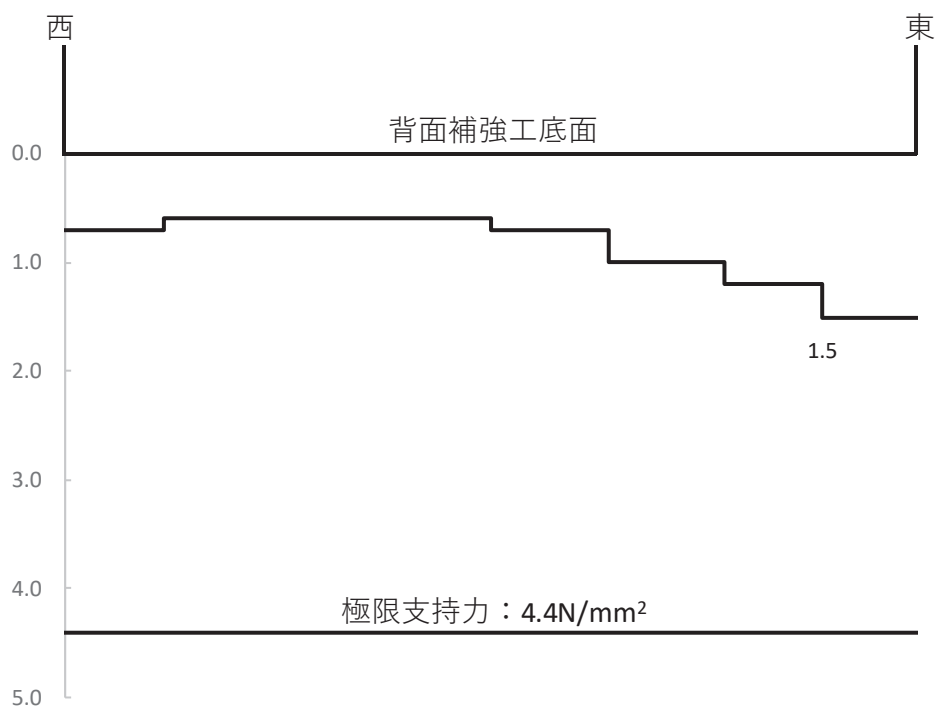


図 4.10-1 (4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)
 (S s - D 2 (--))
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

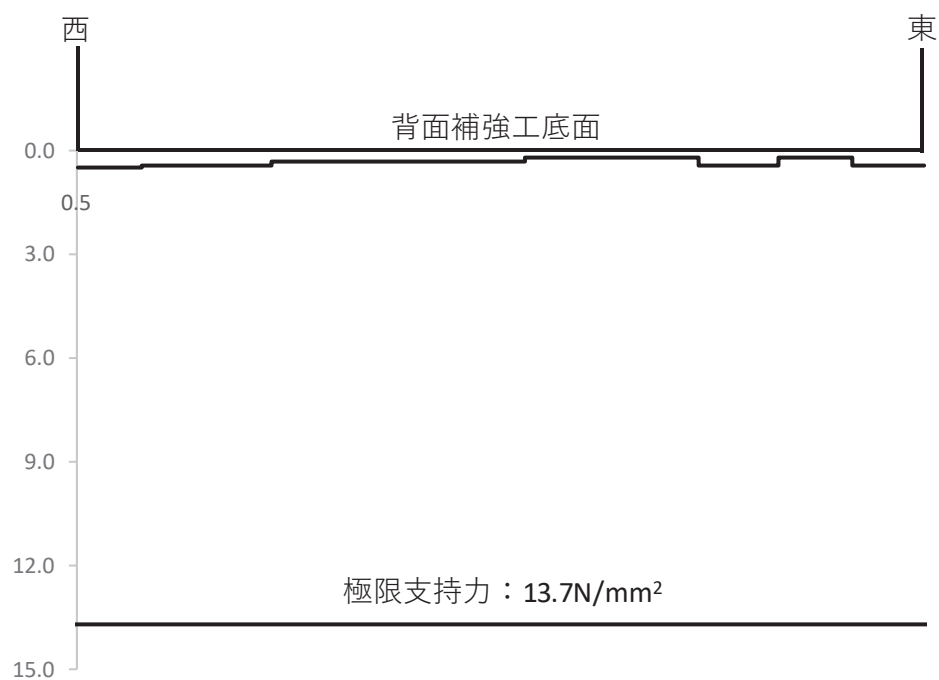


図 4.10-1 (5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)
 (S s - F 3 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

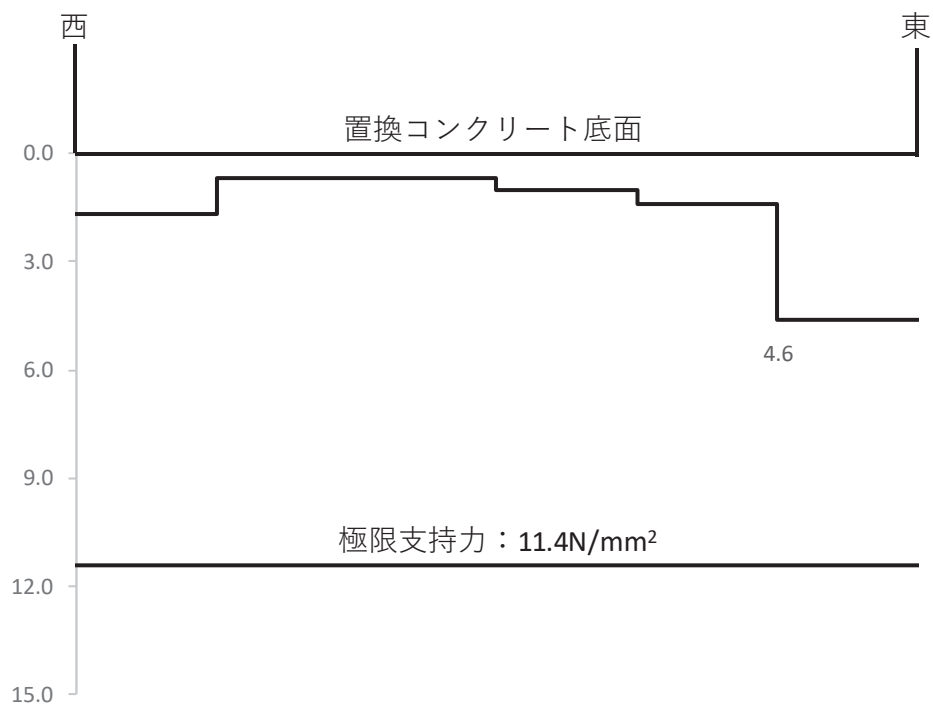


図 4.10-2 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)
 (S s - N 1 (++))
 解析ケース①: 基本ケース

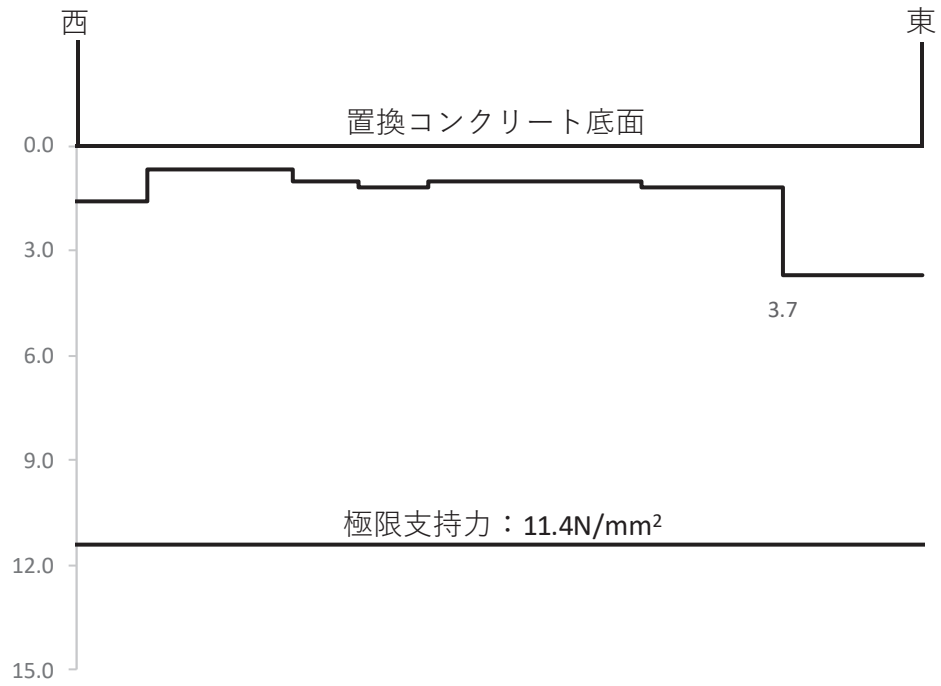


図 4.10-2 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)
 (S s - N 1 (++))
 解析ケース①: 基本ケース

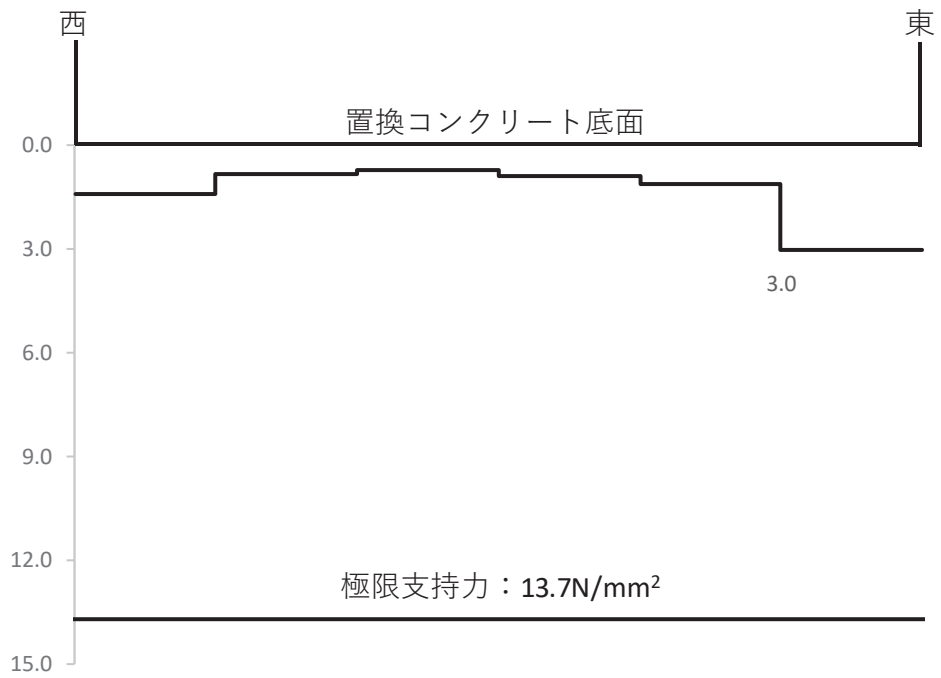


図 4.10-2 (3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)
 (S s - N 1 (++))
 解析ケース①: 基本ケース

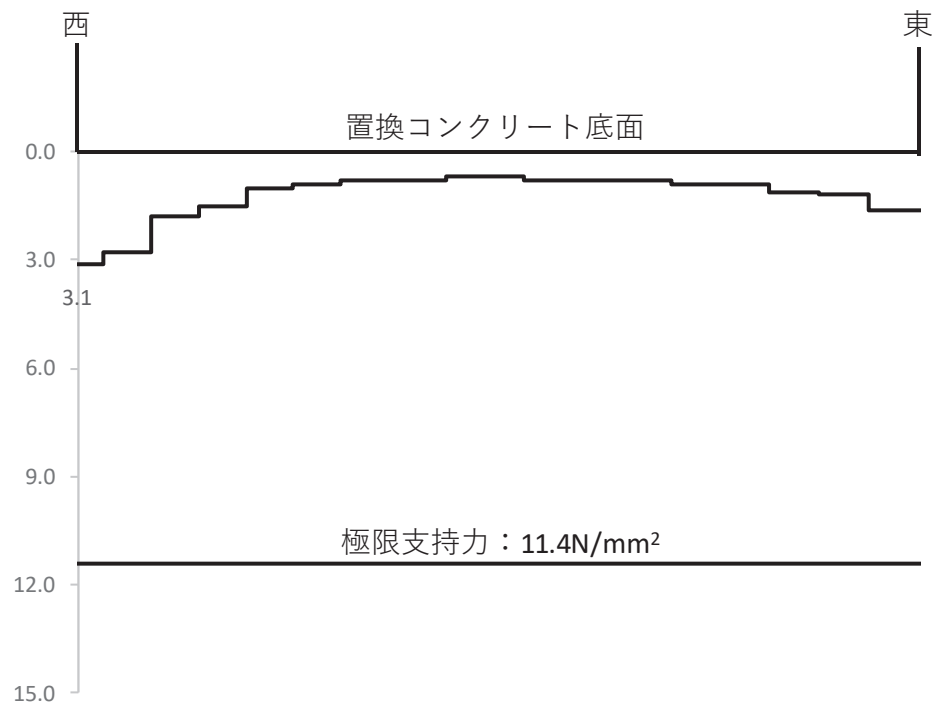


図 4. 10-2 (4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)
 (S s - N 1 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

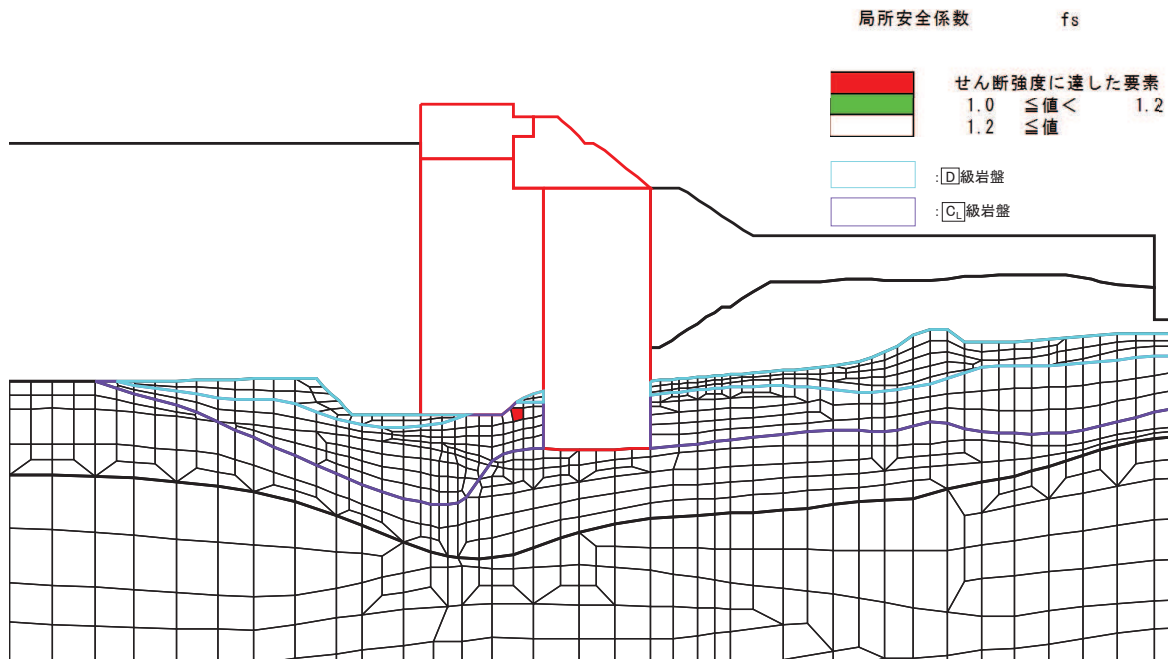


図 4.10-3 岩盤の局所安全係数分布

(断面①, S_s-F1 (-+), t=20.07s)

解析ケース①: 基本ケース

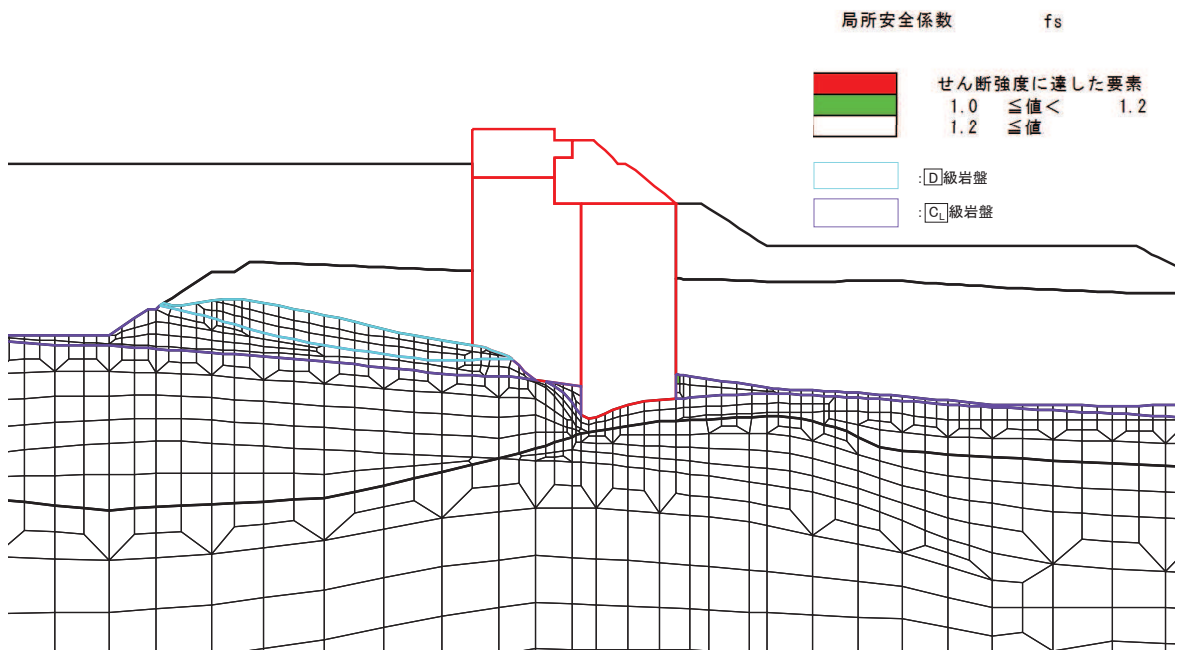


図 4.10-4 岩盤の局所安全係数分布

(断面②, S_s-D1 (++) , t=67.94s)

解析ケース①: 基本ケース

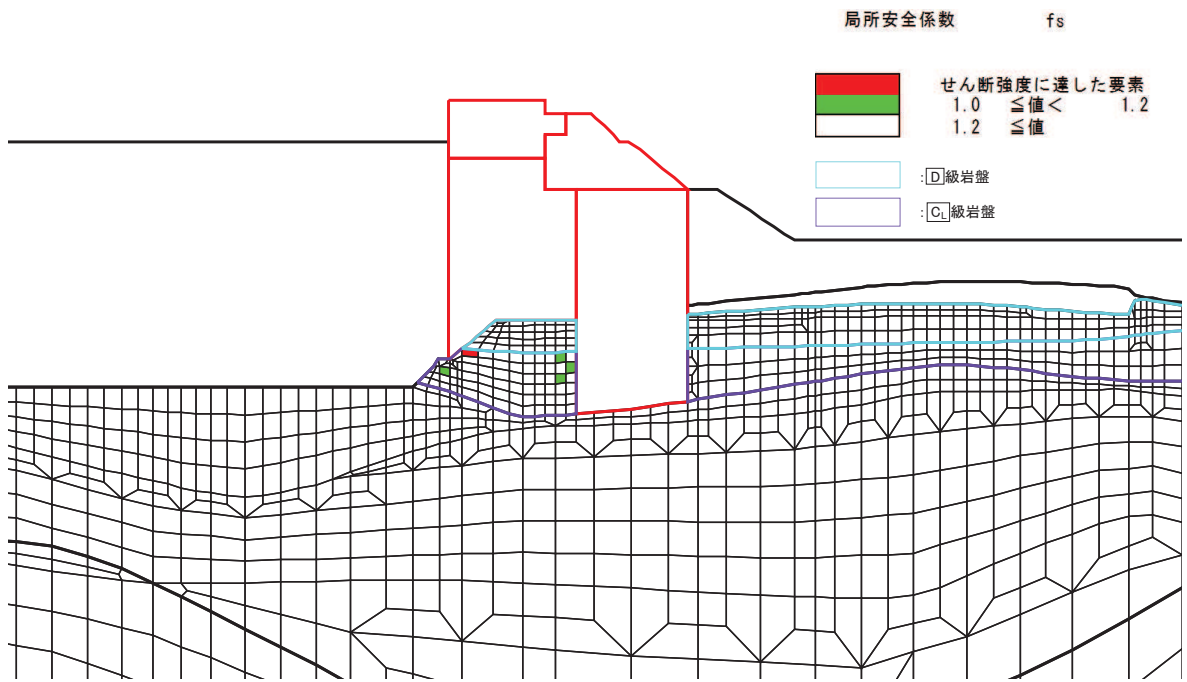


図 4.10-5 岩盤の局所安全係数分布

(断面③, $S_s - N1 (-+)$, $t=7.62s$)

解析ケース①: 基本ケース

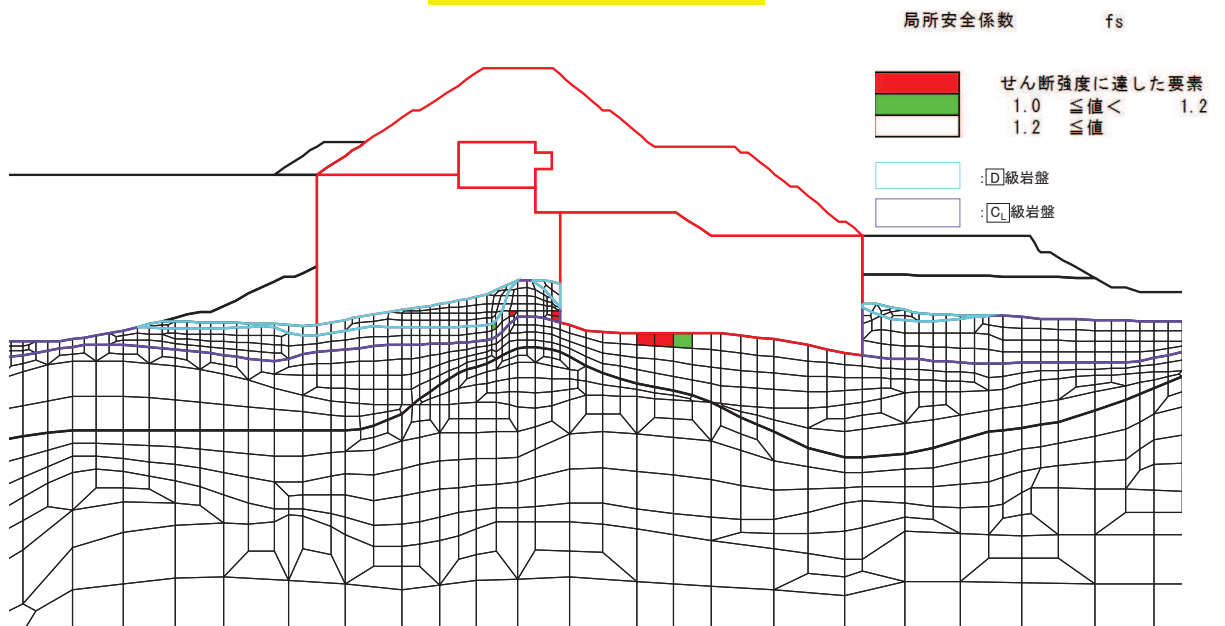


図 4.10-6 岩盤の局所安全係数分布

(断面④, $S_s - D2 (-)$, $t=25.47s$)

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

5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討

5.1 コンクリートの剛性の影響について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、遡上波が敷地に流入することを防止するために設置するものであり、新設構造物である。

新設構造物については、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示すとおり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析は実施しないこととし、「3.2 解析方法」に示すとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきは考慮せずに耐震評価を行っている。

一方で、設置変更許可申請時に方針を示したとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきが、どの程度防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に影響を与えるか検討した。

(2) 評価方針

a. 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭，S s - D 2（-）」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

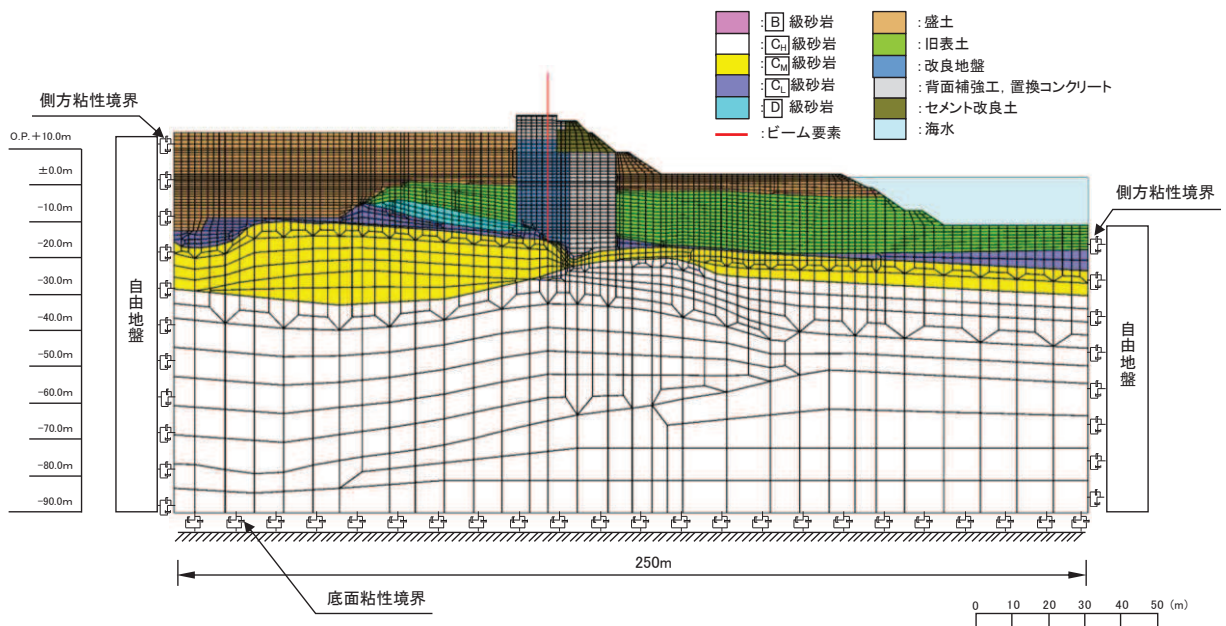


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル

また、影響検討を行う解析ケースを表 5.1-1 に示す。材料物性（コンクリート）に対して構造物の実強度に基づく圧縮強度を設定した解析ケース④を実施する。

なお、表 5.1-1 に示す解析ケース①～③については、「4. 評価結果」にて評価を実施している。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C1級岩盤, C2級岩盤 C3級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース①*1 (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②*1	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③*1	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値

注記*1: 「4. 評価結果」にて評価済み。

*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

b. 新設構造物の圧縮強度の設定について

圧縮強度の設定に当たっては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）」（以下「JASS 5N」という。）による方法，及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）」（以下「日本原子力学会標準」という。）による方法を比較し，保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

(a) JASS 5N による圧縮強度の設定方法

JASS 5N の方法により推定される調合強度は，算定式の違い（以下に示す「式(1)」及び「式(2)」）から2つの値が得られるが，圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

JASS 5N による圧縮強度の設定方法を以下に示す。

イ. コンクリートの調合強度の算定

コンクリートの調合強度は，コンクリートの調合管理強度と構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差を用いて算定する。

調合強度は，次の式(1)及び式(2)を満足するように定める。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式(1)}$$

$$F \geq 0.85F_m + 3 \sigma \quad \text{式(2)}$$

ここに F : コンクリートの調合強度 (N/mm²)

F_m^{*1} : コンクリートの調合管理強度 (N/mm²)

σ^{*2} : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm²)

注記*1 : 以下の「ロ. コンクリートの調合管理強度の算定」に示す方法により求める。

*2 : σ は以下に示す2つの方法により定めるが、設計上の配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

a. σ の値が工事の実績から類推できる場合はその値とする。表 5.1-2 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工の値を示す。

b. 工事の実績がなく、工事初期で σ の値が未知の場合は 3.5N/mm^2 もしくは $0.1(F_q + {}_mS_n)^{*3}$ の大きい方の値とする。

*3 : F_q はコンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値）、 ${}_mS_n$ は標準養生した供試体の材齢 m 日における圧縮強度と構造体コンクリートの材齢 n 日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す。

表 5.1-2 工事实績より類推する標準偏差 (σ)

構造物名称	防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工*
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm ²)	30
材齢 (日)	91
標準偏差 σ (N/mm ²)	2.15

注記* : 2015~2016 年の工事实績

ロ. コンクリートの調合管理強度の算定

コンクリートの調合管理強度は、コンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値）とコンクリート強度の補正值から算定する。

$$F_m \geq F_q + {}_mS_n$$

ここに F_m : コンクリートの調合管理強度 (N/mm²)

F_q^{*1} : コンクリートの品質基準強度 (N/mm²)

${}_mS_n^{*2}$: 標準養生した供試体の材齢 m 日における圧縮強度と、構造体コンクリートの材齢 n 日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す (N/mm²)。ただし、 ${}_mS_n$ は 0 以上の値とする。

注記*1 : 設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値を採用する。

*2 : ${}_mS_n$ は図 5.1-2 を参照して定めるが、圧縮強度が大きくなるよう 6 を採用する。

表 5.1 構造体強度補正值 $_{28}S_{91}$ の標準値

セメントの種類	コンクリートの打込みから材齢 28 日までの予想平均養生温度 (°C)	
	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
普通ポルトランドセメント	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
フライアッシュセメント B 種	$9 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 9$
中庸熱ポルトランドセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
中庸熱フライアッシュセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
低熱ポルトランドセメント	$14 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 14$
構造体強度補正值 $_{28}S_{91}$ (N/mm ²)	3	6

[注] 普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント B 種においては、暑中コンクリート工事の適用期間中は、補正値は 6N/mm²とする。

図 5.1-2 構造体強度補正値の $_{28}S_{91}$ の標準値 (JASS 5N に加筆)

コンクリートの調合管理強度及び調合強度の算定を踏まえ、式(1)及び式(2)から算定される調合強度のうち大きい方の値を JASS 5N により算定される圧縮強度とする。

(b) 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

日本原子力学会標準に示す「コンクリート実強度の標準的なデータベース」に基づき、圧縮強度を設定する。「コンクリート実強度の標準的なデータベース」には、原子力発電所施設を対象に実機の 13 週管理コンクリートの実強度について調査・検討した結果が図 5.1-3 のとおり整理されている。

図 5.1-3 に示すとおり、コンクリートの打設から 1 年後の実強度は、設計基準強度の 1.40 倍 (平均値) であることに基づき、設計基準強度の 1.40 倍を日本原子力学会標準により算定される圧縮強度として設定する。

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

	統計値	
	平均値	変動係数
13週シリンダー強度/設計基準強度 (13週管理)	1.35	0.07
1年シリンダー強度/13週シリンダー強度	1.1	—
実強度(1年)/1年シリンダー強度	0.95	0.11
実強度(1年)/設計基準強度(13週管理)	1.40	0.13

図 5.1-3 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)

(c) 新設する構造物に設定する圧縮強度について

新設する構造物のコンクリートの圧縮強度は、JASS 5Nにより算定される圧縮強度と日本原子力学会標準により算定される圧縮強度のうち大きい方の値を採用する。

置換コンクリートで設定する圧縮強度を表 5.1-3 に示す。

なお、同等の配合となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工は施工済であることから、「1. (1) コンクリートの調合強度の算定（注記*2）」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 σ として定め、圧縮強度を推定した。

表 5.1-3 新設する構造物に設定する圧縮強度

	置換コンクリート 背面補強工
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm ²)	30
圧縮強度① (N/mm ²) *1	<u>42.2</u>
圧縮強度② (N/mm ²) *2	42.0
圧縮強度の採用値 (N/mm ²) *3	<u>42.2</u>

注記*1：JASS 5Nにより推定される圧縮強度

*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

*3：下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値

(3) 評価結果

材料物性（コンクリート）のばらつきによる評価結果を表 5.1-4～表 5.1-10 に示す。

本検討の結果、材料物性（コンクリート）のばらつきの影響が小さいことを確認した。

表 5.1-4 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②，S_s-D2（--））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
①*	A	10481	586	123	247	0.50
②*	A	10728	537	126	247	0.52
③*	A	10106	536	118	247	0.48
④	A	10651	494	124	247	0.51

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-5 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （—））

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	7946	61	217	0.29
②*	C	8130	62	217	0.29
③*	C	7684	59	217	0.28
④	C	8191	63	217	0.30

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-6 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
①*	6.92	21.0
②*	6.91	20.3
③*	6.92	21.8
④	6.92	20.5

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-7 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
①*	25.49	5.3
②*	25.48	5.2
③*	25.49	5.6
④	25.49	5.3

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-8 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
①*	25.30	3.7
②*	25.29	3.6
③*	25.30	3.8
④	25.30	3.6

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-9 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
①*	6.75	3.7
②*	25.11	4.0
③*	6.76	3.5
④	6.75	3.8

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-10(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①*	1.3	11.4	0.12
②*	1.2	11.4	0.11
③*	1.5	11.4	0.14
④	1.3	11.4	0.12

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-10 (2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①*	0.9	4.4	0.21
②*	0.9	4.4	0.21
③*	0.8	4.4	0.19
④	0.9	4.4	0.21

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-10 (3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①*	3.5	11.4	0.31
②*	3.5	11.4	0.31
③*	3.4	11.4	0.30
④	3.5	11.4	0.31

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い、表 3.5-12 に示すとおり設定している。

一方、地下水位低下設備は余裕を持った設計を行っており、防潮堤（鋼管式鉛直壁）よりも山側の地下水位は設計用地下水位よりも低くなり、海側の地下水位と水位差が生じる可能性がある。

そのため、防潮堤（鋼管式鉛直壁）よりも山側と海側の地下水位に高低差を設定した場合の検討を行い、地下水位に高低差を与えた場合の耐震性に与える影響を確認する。

(2) 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭，S s - D 2（-）」とする。

また、検討用の地下水位として、防潮堤よりも山側の地下水位を岩盤表面、海側を O.P. +1.43m（朔望平均満潮位）とし、地下水位の水頭差に応じた静水圧を置換コンクリートの側面に考慮する。検討用の地下水位を反映した断面②の解析モデルを図 5.2-1 に示す。

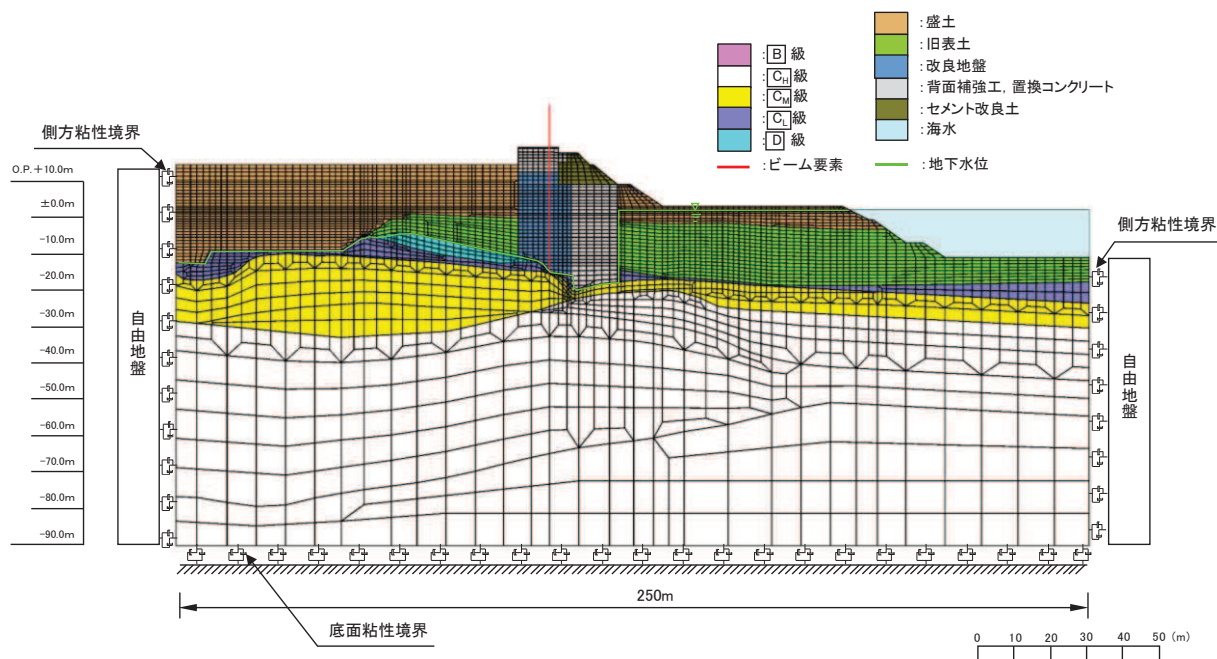


図 5.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル（地下水位高低差あり）

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.2-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して地下水位高低差を考慮する。

表 5.2-1 解析ケース

地下 水位	解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤, C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
高低差 無	ケース①* ¹ (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* ¹	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
	ケース③* ¹	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
高低差 有	ケース①* ²	設計基準強度	平均値	平均値

注記* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記* 2 : 今回検討

(3) 評価結果

地下水位に高低差を設けた場合の評価結果を表 5.2-2～表 5.2-8 に示す。

本検討の結果、地下水位に高低差を設けた場合の評価は設計用地下水位とした場合と大きな差異は無く、その影響が小さいことを確認した。

表 5.2-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面②, S_s-D2 (---))

地下 水位	解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
高低差 無	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
高低差 有	①	A	11083	571	130	247	0.53

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， S_s-D2 （--））

地下 水位	解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
高低差 無	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
高低差 有	①	C	8417	64	217	0.30

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-4 背面補強工のすべり安全率（断面②， S_s-D2 （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
高低差 有	①	6.92	19.8

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-5 置換コンクリートのすべり安全率（断面②， S_s-D2 （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
高低差 有	①	25.48	5.5

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-6 改良地盤のすべり安全率（断面②， $S_s - D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
高低差 有	①	13.55	3.3

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-7 セメント改良土のすべり安全率（断面②， $S_s - D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
高低差 有	①	25.12	3.6

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-8(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭，断面②， $S_s - D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
高低差 無	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
高低差 有	①	1.0	11.4	0.09

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-8(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値
(背面補強工, 断面②, S s - D 2 (--))

地下 水位	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
高低差 無	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
高低差 有	①	0.9	4.4	0.21

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-8(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値
(置換コンクリート, 断面②, S s - D 2 (--))

地下 水位	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
高低差 無	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
高低差 有	①	3.2	11.4	0.31

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

5.3 断層交差部による影響検討について

(1) 概要

「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」において、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と交差する断層の影響を確認する方針としている。

図 5.3-1 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の直下を SF-2 断層が横断することから、SF-2 断層の変形が防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に与える影響を確認する。

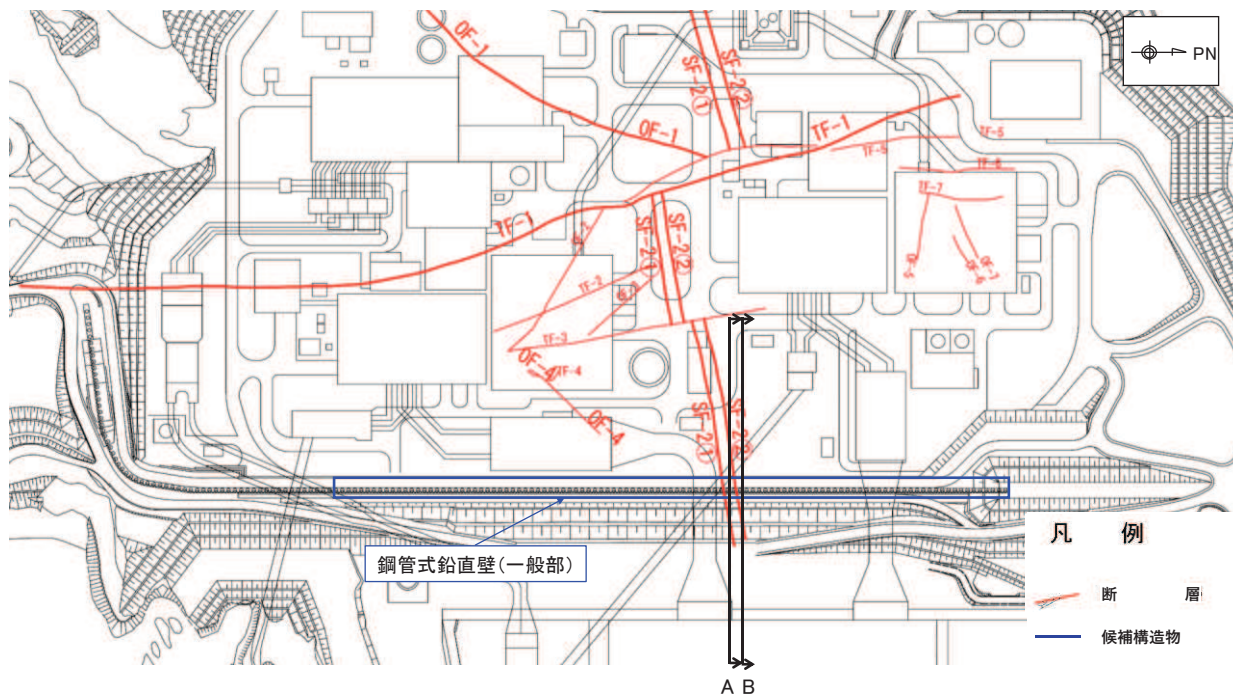


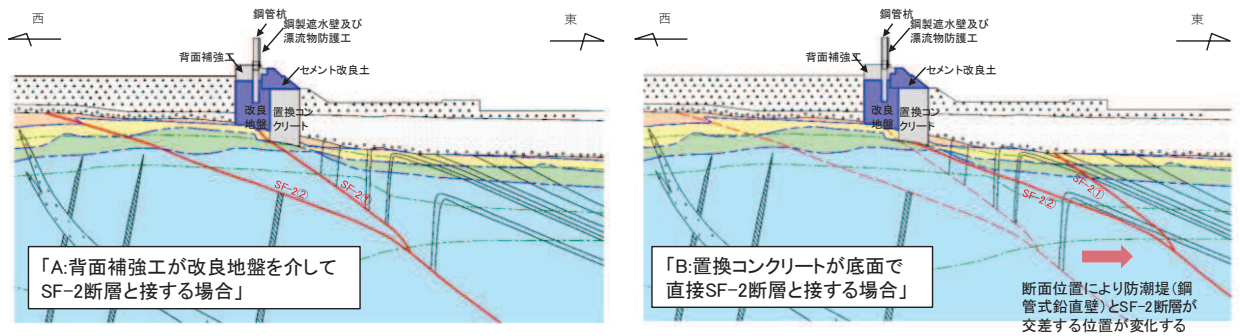
図 5.3-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と断層の位置関係

(2) 評価方針

a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差状況

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の方向と SF-2 断層の走向は直交ではなく角度をもっているため、図 5.3-1 に示す断面位置（断面 A 及び断面 B）により防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層が交差する位置が漸次的に変化する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差のイメージを図 5.3-2 に示す。

図 5.3-2 により、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差は、「A:背面補強工が改良地盤を介して SF-2 断層と接する場合（断面 A）」及び「B:置換コンクリートが底面で直接 SF-2 断層と接する場合（断面 B）」に分類される。



(断面 A)

(断面 B)

図 5.3-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差イメージ

b. 評価断面及びモデル化

評価断面は防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層が交差する区間において、断面選定上の主な観点である「改良地盤の厚さ」及び「 C_M 級岩盤上面の深さ」から、構造物にとって厳しくなることが想定される断面（断面 A）を選定する（図 5.3-3）。

モデル化に当たっては、断面 A は図 5.3-3 に示す断面をそのままモデル化する。断面 B は「B:置換コンクリートが底面で直接 SF-2 断層と接する場合」になるように SF-2 断層を平行移動してモデル化する。地震応答解析モデルを図 5.3-4 に示す。

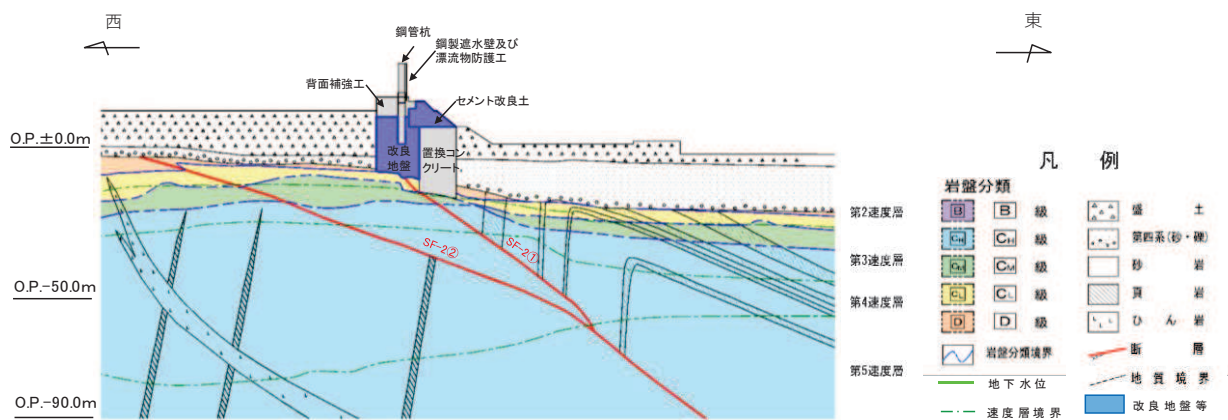


図 5.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価断面（断面 A）

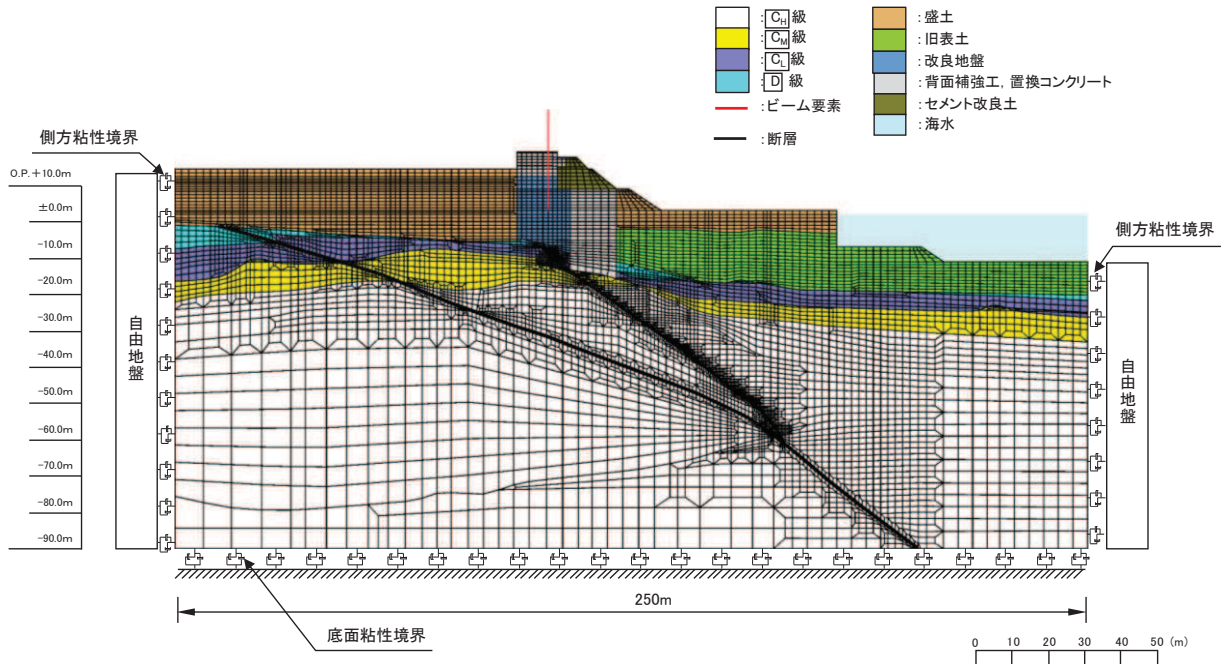


図 5.3-4(1) 地震応答解析モデル
(断面 A, 背面補強工が改良地盤を介して SF-2 断層と接する場合)

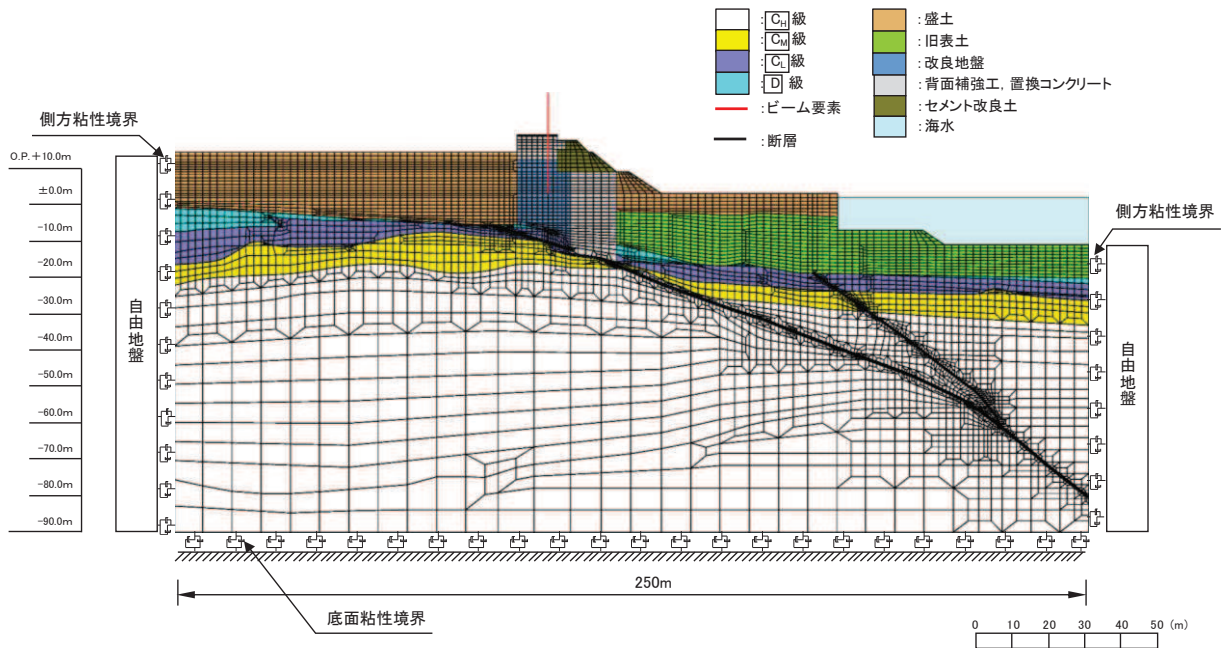


図 5.3-4(2) 地震応答解析モデル
(断面 B, 置換コンクリートが底面で直接 SF-2 断層と接する場合)

c. 解析ケース

評価に用いる入力地震動は、全基準地震動 S_s とし、地盤物性のばらつきは考慮せずに、表 5.3-1 に示す解析ケース①を実施する。

表 5.3-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤 C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

d. 断層幅

断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって、各断層で必ずしも同様とはならないことから、評価に用いる断層幅は、解析モデル領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査の結果により得られた値を俯瞰して、平均値により設定することとする。防潮堤に接する SF-2①断層の断層幅の分布を図 5.3-5 に、SF-2②断層の断層幅の分布を図 5.3-6 に、断層幅の調査結果一覧を表 5.3-2 に示す。表 5.3-2 より SF-2①断層は 115mm, SF-2②断層は 205mm として検討する。

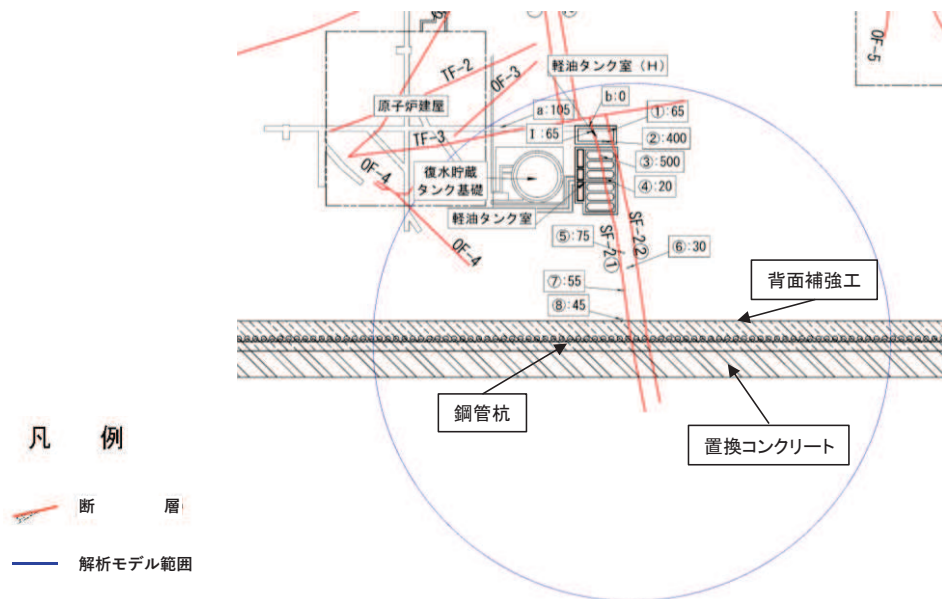


図 5.3-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）に接する SF-2①断層の断層幅の分布

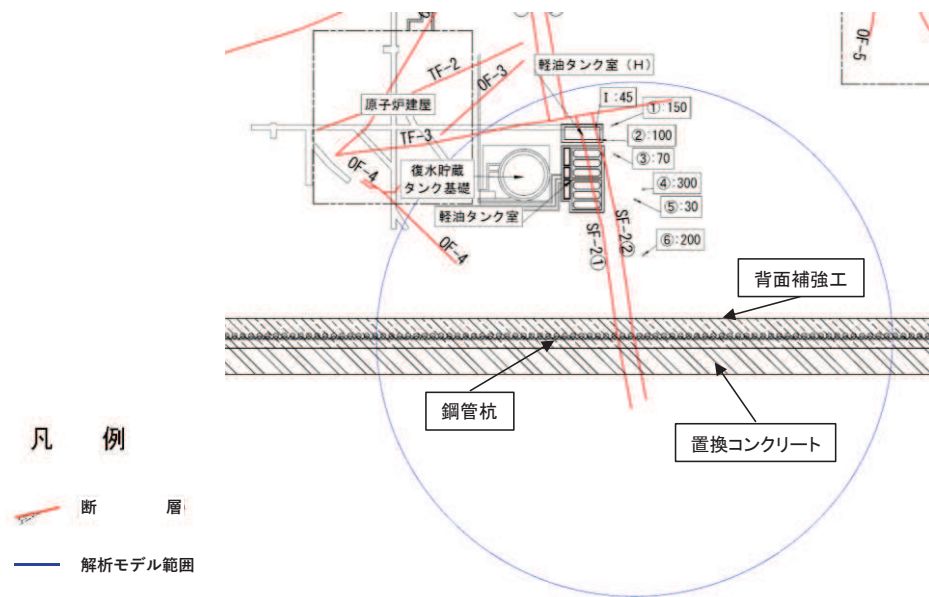


図 5.3-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）に接する SF-2②断層の断層幅の分布

表 5.3-2 防潮堤の断層幅の調査結果の一覧

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅*1 (mm)
				調査値	平均値	
防潮堤	SF-2① 断層	試掘坑	I	5 ~ 110	58	115
		底版 スケッチ	①	50 ~ 80	65	
			②	400	400	
			③	10 ~ 500	255	
			④	50 ~ 100	75	
			⑤	30	30	
			⑥	50 ~ 60	55	
			⑦	10 ~ 80	45	
	ボーリング	a	52	52		
	SF-2② 断層	試掘坑	I	200 ~ 700	450	205
		底版 スケッチ	①	150	150	
			②	50 ~ 150	100	
			③	70	70	
			④	300	300	
⑤			30 ~ 300	165		
⑥	200	200				

注記*1：平均値（防潮堤に接する断層ごとの平均値）

(3) 評価結果

断層交差部の影響として SF-2 断層をモデル化した場合の評価結果を表 5.3-3～表 5.3-9 に示す。

本検討の結果，断面 A で最も厳しい照査結果となったのは鋼管杭の曲げ圧縮照査で 0.41 (S_s-D2)，断面 B で最も厳しい照査結果となったのは鋼管杭の曲げ圧縮照査で 0.42 (S_s-D2) であった。これに対して，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面である断面②及び断面③の方が照査は厳しい結果であった。

表 5.3-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

断面	地震動		杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
						応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
A	S _s -D 1	(++)	A	7258	350	85	247	0.35
	S _s -D 2	(++)	A	8523	348	99	247	0.41
	S _s -D 3	(++)	A	5839	406	69	247	0.28
	S _s -F 1	(++)	A	7610	371	89	247	0.37
	S _s -F 2	(++)	A	5823	446	69	247	0.28
	S _s -F 3	(++)	A	5805	345	68	247	0.28
	S _s -N 1	(++)	A	4216	508	51	247	0.21
B	S _s -D 1	(++)	A	7986	393	94	247	0.39
	S _s -D 2	(++)	A	8771	333	102	247	0.42
	S _s -D 3	(++)	A	5599	505	67	247	0.28
	S _s -F 1	(++)	A	6596	391	78	247	0.32
	S _s -F 2	(++)	A	5256	356	62	247	0.26
	S _s -F 3	(++)	A	5670	378	67	247	0.28
	S _s -N 1	(++)	A	3965	464	48	247	0.20
断面②*	S _s -D 2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

断面	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
A	Ss-D 1	(++)	C	6606	51	217	0.24
	Ss-D 2	(++)	C	7615	58	217	0.27
	Ss-D 3	(++)	C	5278	41	217	0.19
	Ss-F 1	(++)	C	6661	51	217	0.24
	Ss-F 2	(++)	C	5249	40	217	0.19
	Ss-F 3	(++)	C	5254	40	217	0.19
	Ss-N 1	(++)	C	3711	29	217	0.14
B	Ss-D 1	(++)	C	7172	55	217	0.26
	Ss-D 2	(++)	C	7689	59	217	0.28
	Ss-D 3	(++)	C	5257	40	217	0.19
	Ss-F 1	(++)	C	5801	45	217	0.21
	Ss-F 2	(++)	C	4741	37	217	0.18
	Ss-F 3	(++)	C	5184	40	217	0.19
	Ss-N 1	(++)	C	3831	30	217	0.14
断面②*	Ss-D 2	(++)	C	8734	67	217	0.31

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-5 背面補強工のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
A	Ss-D 1	(++)	37.22	23.8
	Ss-D 2	(++)	6.91	22.7
	Ss-D 3	(++)	20.97	28.1
	Ss-F 1	(++)	19.62	25.0
	Ss-F 2	(++)	31.35	30.0
	Ss-F 3	(++)	26.84	28.4
	Ss-N 1	(++)	7.91	29.7
B	Ss-D 1	(++)	37.04	22.8
	Ss-D 2	(++)	6.90	23.3
	Ss-D 3	(++)	28.74	29.6
	Ss-F 1	(++)	19.61	28.9
	Ss-F 2	(++)	28.49	31.5
	Ss-F 3	(++)	26.84	30.1
	Ss-N 1	(++)	7.92	33.2
断面②*	Ss-D 2	(++)	6.91	20.7

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-6 置換コンクリートのすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
A	Ss-D 1	(++)	18.71	5.6
	Ss-D 2	(++)	25.26	4.7
	Ss-D 3	(++)	29.71	6.3
	Ss-F 1	(++)	18.90	6.0
	Ss-F 2	(++)	27.86	5.6
	Ss-F 3	(++)	26.71	5.9
	Ss-N 1	(++)	7.53	4.2
B	Ss-D 1	(++)	25.49	5.4
	Ss-D 2	(++)	25.25	5.1
	Ss-D 3	(++)	8.82	6.4
	Ss-F 1	(++)	18.90	6.2
	Ss-F 2	(++)	26.89	6.1
	Ss-F 3	(++)	26.71	5.8
	Ss-N 1	(++)	7.52	4.5
断面①*	Ss-N 1	(++)	7.54	4.2

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-7 改良地盤のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
	地震動	評価結果		
A	S _s -D 1	(++)	32.30	3.1
	S _s -D 2	(++)	13.41	3.4
	S _s -D 3	(++)	15.58	3.4
	S _s -F 1	(++)	19.50	3.4
	S _s -F 2	(++)	31.31	3.1
	S _s -F 3	(++)	26.83	3.1
	S _s -N 1	(++)	7.54	3.4
B	S _s -D 1	(++)	32.29	3.4
	S _s -D 2	(++)	13.41	3.6
	S _s -D 3	(++)	20.94	3.8
	S _s -F 1	(++)	19.49	3.7
	S _s -F 2	(++)	28.47	3.0
	S _s -F 3	(++)	26.83	3.5
	S _s -N 1	(++)	7.53	3.5
断面①*	S _s -F 1	(++)	17.27	2.9
断面③*	S _s -D 1	(++)	32.30	2.9

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-8 セメント改良土のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
	地震動	評価結果		
A	S _s -D 1	(++)	37.21	3.8
	S _s -D 2	(++)	6.82	3.8
	S _s -D 3	(++)	15.43	4.2
	S _s -F 1	(++)	22.41	4.0
	S _s -F 2	(++)	27.85	4.2
	S _s -F 3	(++)	28.63	4.5
	S _s -N 1	(++)	7.52	5.1
B	S _s -D 1	(++)	37.20	3.6
	S _s -D 2	(++)	6.81	3.6
	S _s -D 3	(++)	15.42	4.3
	S _s -F 1	(++)	22.40	4.3
	S _s -F 2	(++)	27.85	4.3
	S _s -F 3	(++)	28.45	5.1
	S _s -N 1	(++)	7.63	5.7
断面②*	S _s -D 2	(++)	6.82	3.5

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-9(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）*

断面	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
A	S _s -D 1	(++)	0.9	4.4	0.21
	S _s -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21
	S _s -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.9	4.4	0.21
	S _s -N 1	(++)	0.8	4.4	0.19
B	S _s -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16

注記 * : 短杭としてモデル化しているため比較対象外

表 5.3-9(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

断面	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
A	S _s -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21
	S _s -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -F 1	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -N 1	(++)	0.8	4.4	0.19
B	S _s -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -D 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 1	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16
断面①*	S _s -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-9(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

断面	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
A	S _s -D 1	(++)	3.0	13.7	0.22
	S _s -D 2	(++)	3.2	13.7	0.24
	S _s -D 3	(++)	2.8	13.7	0.21
	S _s -F 1	(++)	3.0	13.7	0.22
	S _s -F 2	(++)	2.7	13.7	0.20
	S _s -F 3	(++)	3.4	13.7	0.25
	S _s -N 1	(++)	2.1	13.7	0.16
B	S _s -D 1	(++)	4.2	13.7	0.31
	S _s -D 2	(++)	4.5	13.7	0.33
	S _s -D 3	(++)	3.2	13.7	0.24
	S _s -F 1	(++)	3.1	13.7	0.23
	S _s -F 2	(++)	3.4	13.7	0.25
	S _s -F 3	(++)	3.6	13.7	0.27
	S _s -N 1	(++)	2.6	13.7	0.19
断面③*1*2	S _s -N 1	(++)	3.0	13.7	0.22

注記 *1：「4. 評価結果」の値を再掲

*2：支持地盤が狐崎部層である断面③の最大照査値を示す

5.4 隣接構造物による影響検討について

(1) 概要

「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」において、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と隣接する構造物の影響についても確認する方針としている。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）と隣接する構造物としては、図 5.4-1 に示すとおり第 2 号機海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室、防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）、防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）、第 1 号機取水路、第 2 号機取水路及び第 3 号機取水路が挙げられる。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、防潮堤に変位が生じやすい山側を盛土でモデル化していることから、隣接構造物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に及ぼす影響の程度を確認する。

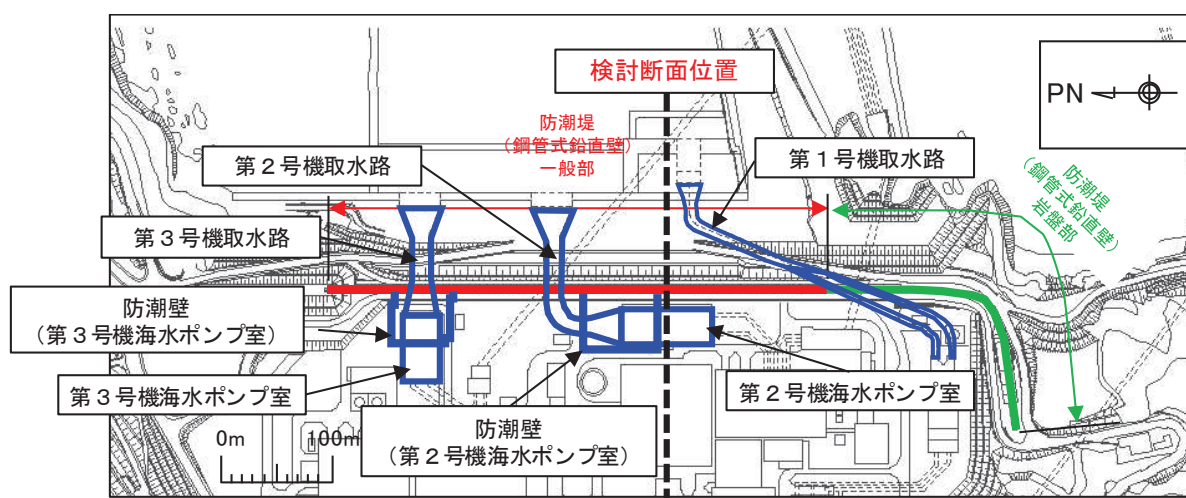


図 5.4-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と隣接する構造物位置図

(2) 評価方針

隣接構造物の影響に関しては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の山側（敷地側）に改良地盤や構造物（原子炉建屋）が連続する第 2 号機海水ポンプ室が位置する断面を選定した。選定した評価断面図を図 5.4-2 に、地震応答解析モデルを図 5.4-3 に示す。

評価に用いる入力地震動は、全基準地震動 S_s （位相は（++））とし、地盤物性のばらつきは考慮せずに、表 5.4-1 に示す解析ケース①を実施する。

海水ポンプ室及び原子炉建屋のモデル化に当たっては、防潮堤の山側に位置する構造物の影響が顕著に表れると考え、仮想的にコンクリート剛性を適用したソリッド要素でモデル化する。

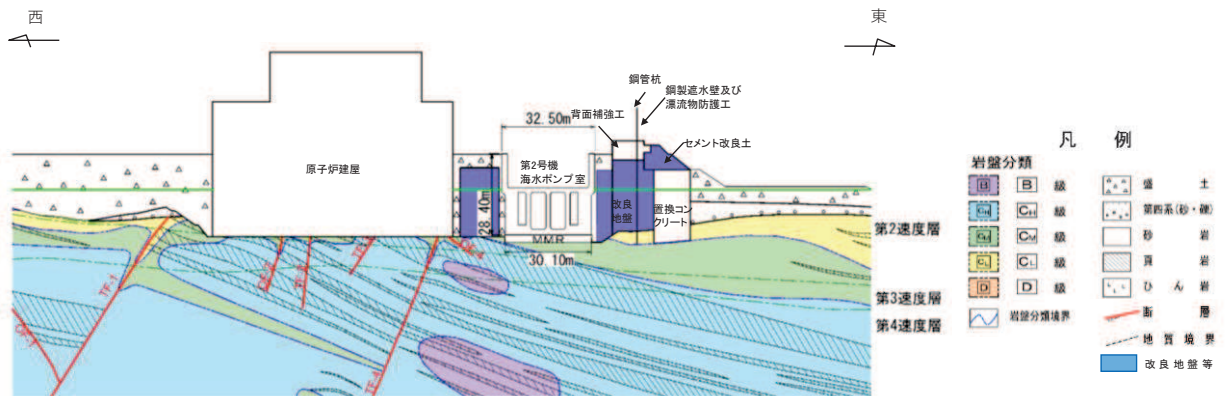


図 5.4-2 隣接構造物影響検討断面図 (第 2 号機海水ポンプ室)

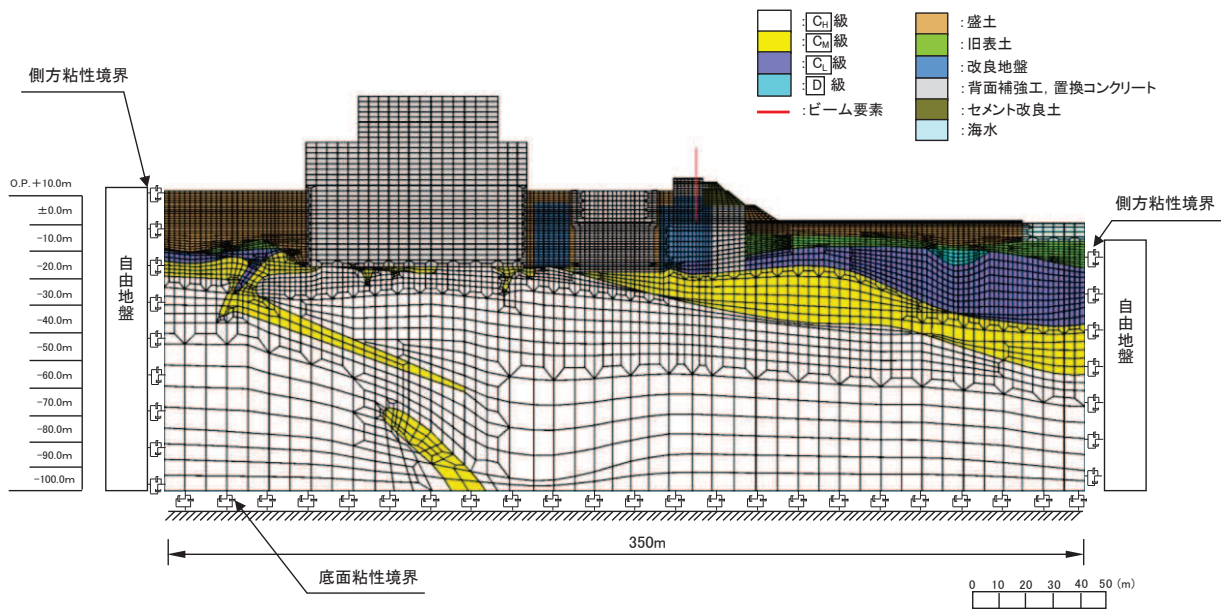


図 5.4-3 地震応答解析モデル (隣接構造物影響検討)

表 5.4-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤 C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

(3) 評価結果

隣接構造物の影響として第2号機海水ポンプ室をモデル化した場合の評価結果を表5.4-2～表5.4-8に示す。また、比較として、断面①～③のうち、基準地震動 S_s 、位相(++)の中で最も照査値が厳しい値を示す。

本検討の結果、隣接構造物をモデル化することで、鋼管杭の断面力や背面補強工のすべり安全率及び基礎地盤の支持性能の照査値に影響があるものの、成立性に対しては影響がないことを確認した。

表 5.4-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

断面	地震動		杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
						σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	A	10541	458	123	247	0.50
	S _s -D 2	(++)	A	10957	406	127	247	0.52
	S _s -D 3	(++)	A	8608	485	101	247	0.41
	S _s -F 1	(++)	A	7217	417	85	247	0.35
	S _s -F 2	(++)	A	7504	355	88	247	0.36
	S _s -F 3	(++)	A	8457	408	99	247	0.41
	S _s -N 1	(++)	A	5609	293	66	247	0.27
断面②*	S _s -D 2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

断面	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度	短期許容応力度	照査値 τ_s / τ_{sa}
					τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	C	9733	74	217	0.35
	S _s -D 2	(++)	C	9751	75	217	0.35
	S _s -D 3	(++)	C	7513	58	217	0.27
	S _s -F 1	(++)	C	6509	50	217	0.24
	S _s -F 2	(++)	C	6938	53	217	0.25
	S _s -F 3	(++)	C	7400	57	217	0.27
	S _s -N 1	(++)	C	5359	41	217	0.19
断面②*	S _s -D 2	(++)	C	8734	67	217	0.31

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-4 背面補強工のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	37.21	16.1
	S _s -D 2	(++)	6.91	18.0
	S _s -D 3	(++)	6.42	22.5
	S _s -F 1	(++)	19.61	25.4
	S _s -F 2	(++)	27.71	23.6
	S _s -F 3	(++)	28.72	18.2
	S _s -N 1	(++)	7.52	25.9
断面②*	S _s -D 2	(++)	6.91	20.7

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-5 置換コンクリートのすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	45.03	8.4
	S _s -D 2	(++)	13.54	6.6
	S _s -D 3	(++)	21.04	8.9
	S _s -F 1	(++)	18.88	9.5
	S _s -F 2	(++)	27.85	8.2
	S _s -F 3	(++)	28.61	7.1
	S _s -N 1	(++)	7.51	5.6
断面①*	S _s -N 1	(++)	7.54	4.2

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-6 改良地盤のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	25.22	3.2
	S _s -D 2	(++)	13.66	3.3
	S _s -D 3	(++)	20.93	3.7
	S _s -F 1	(++)	19.49	4.2
	S _s -F 2	(++)	31.29	3.4
	S _s -F 3	(++)	26.82	3.4
	S _s -N 1	(++)	7.35	3.7
断面①*	S _s -F 1	(++)	17.27	2.9
断面③*	S _s -D 1	(++)	32.30	2.9

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-7 セメント改良土のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	37.20	3.8
	S _s -D 2	(++)	6.99	4.1
	S _s -D 3	(++)	21.03	4.7
	S _s -F 1	(++)	18.89	5.3
	S _s -F 2	(++)	28.56	5.2
	S _s -F 3	(++)	28.61	3.8
	S _s -N 1	(++)	7.51	4.5
断面②*	S _s -D 2	(++)	6.82	3.5

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-8(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）*

断面	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -D 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -D 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 1	(++)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	0.6	4.4	0.14
	S _s -N 1	(++)	0.6	4.4	0.14

注記 * : 短杭としてモデル化しているため比較対象外

表 5.4-8(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

断面	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
隣接 構造物 影響検討 断面	S _s -D 1	(++)	1.0	4.4	0.23
	S _s -D 2	(++)	1.0	4.4	0.23
	S _s -D 3	(++)	0.9	4.4	0.21
	S _s -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S _s -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S _s -F 3	(++)	1.0	4.4	0.23
	S _s -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16
断面①*	S _s -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21

注記 * : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-8(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

断面	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
隣接 構造物 影響検討断 面	Ss-D 1	(++)	2.1	13.7	0.16
	Ss-D 2	(++)	2.6	13.7	0.19
	Ss-D 3	(++)	2.0	13.7	0.15
	Ss-F 1	(++)	2.1	13.7	0.16
	Ss-F 2	(++)	2.3	13.7	0.17
	Ss-F 3	(++)	2.4	13.7	0.18
	Ss-N 1	(++)	2.8	13.7	0.21
断面③*1*2	Ss-N 1	(++)	3.0	13.7	0.22

注記 *1: 「4. 評価結果」の値を再掲

*2: 支持地盤が狐崎部層である断面③の最大照査値を示す

5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部は、前背面の地表面が傾斜しており、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があることも踏まえ、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を用いて評価を行っている。

一方で、液状化しない場合に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価が厳しくなる場合も想定し、非液状化の条件（全応力）を仮定した検討を実施することで、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に及ぼす影響の程度を確認する。

(2) 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については、「4. 評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，S_s-D2（―）」とする。断面②の地震応答解析モデルを図5.5-1に示す。

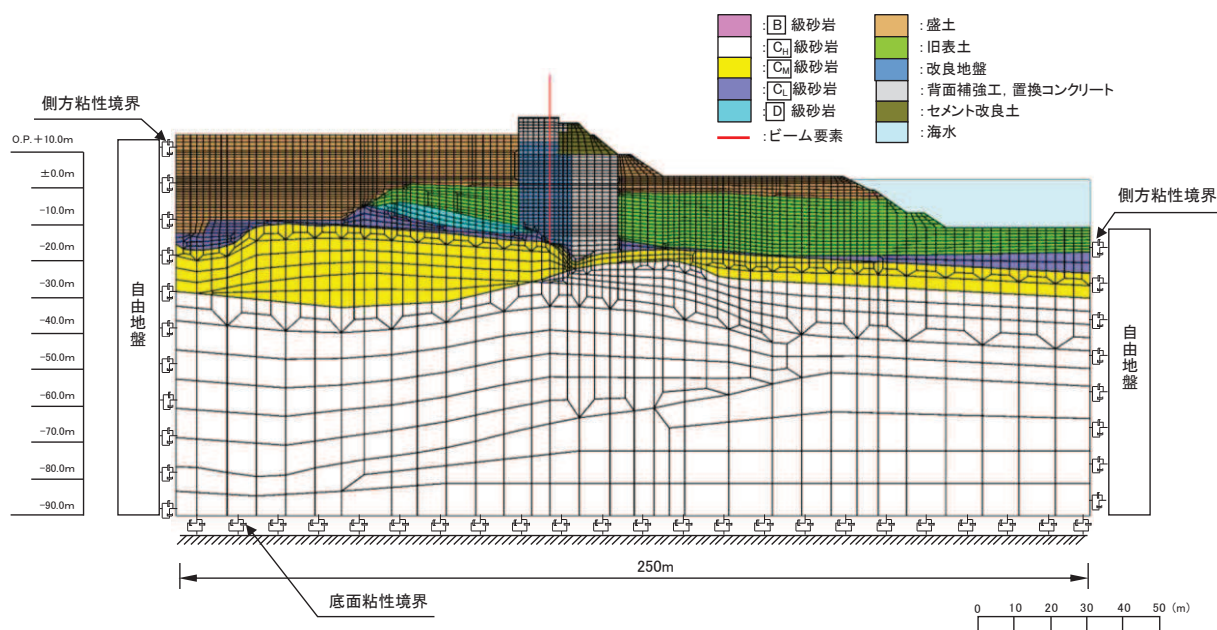


図 5.5-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル

影響検討を行う解析ケースについては、表 5.5-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して、液状化パラメータを非考慮とし、非液状化の条件を仮定した検討を実施する。

表 5.5-1 解析ケース

液状化強度特性	解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤 C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
液状化強度特性 下限値	ケース①* ¹ (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* ¹	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
	ケース③* ¹	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
液状化パラメータ非考慮	ケース①* ²	設計基準強度	平均値	平均値

注記* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記* 2 : 今回検討

(3) 評価結果

非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.5-2～表 5.5-8 及び図 5.5-2～図 5.5-6 に示す。

本検討の結果, 液状化を考慮した検討の方が厳しい又はおおむね同等な結果となることから, 液状化しない場合の影響が小さいことを確認した。

表 5.5-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面②, S s - D 2 (---))

液状化強度特性	解析ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
下限値	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
非考慮	①	A	8617	631	102	247	0.42

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， S_s-D2 （--））

液状化強度特性	解析ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
下限値	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
非考慮	①	C	6551	50	217	0.24

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

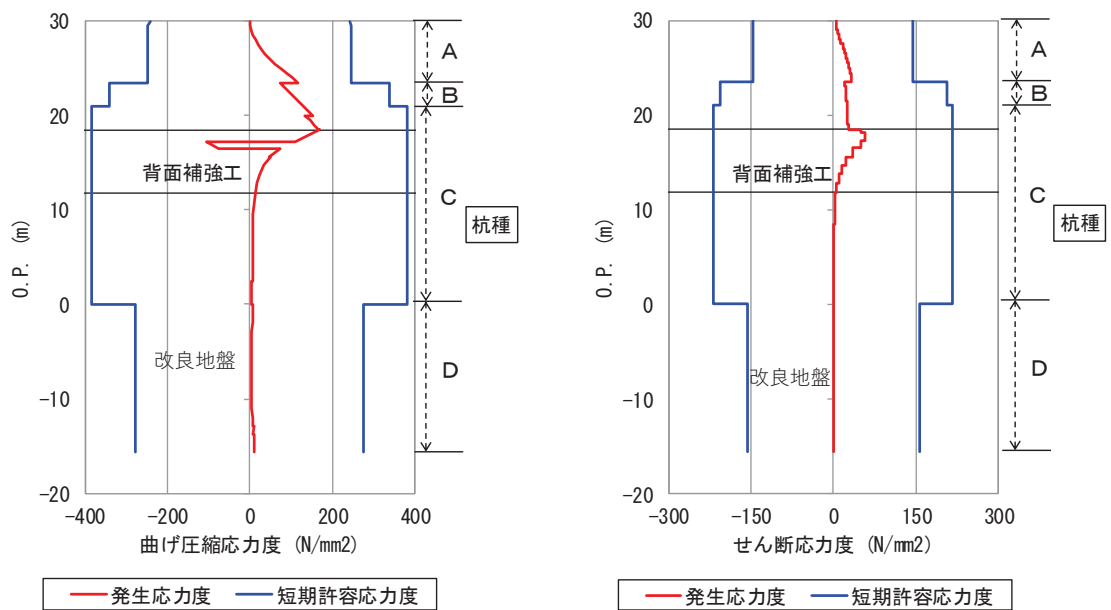


図 5.5-2 鋼管杭の最大照査値の評価時刻での発生応力度
（断面②， S_s-D2 （--））

表 5.5-4 背面補強工のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
非考慮	①	13.60	21.1

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

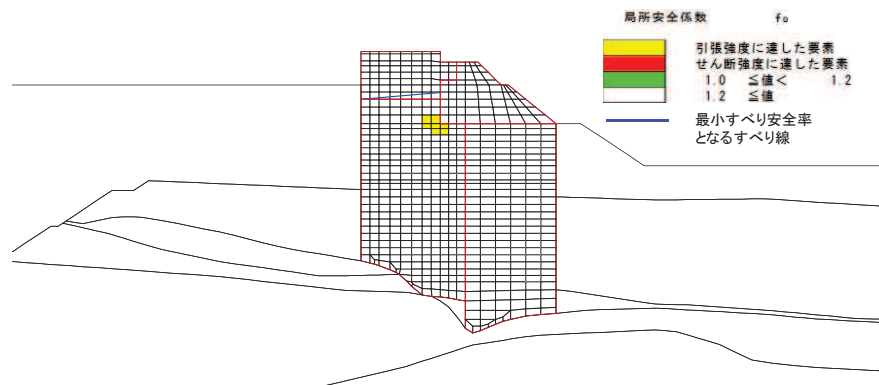


図 5.5-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S s - D 2 (- -) , t=13.60)

表 5.5-5 置換コンクリートのすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
非考慮	①	25.49	5.8

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

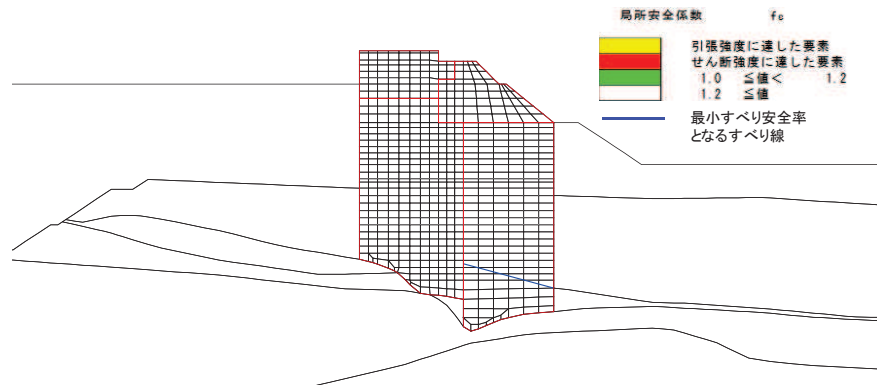


図 5.5-4 置換コンクリートのすべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S s - D 2 (---), t=25.49)

表 5.5-6 改良地盤のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
非考慮	①	13.59	3.5

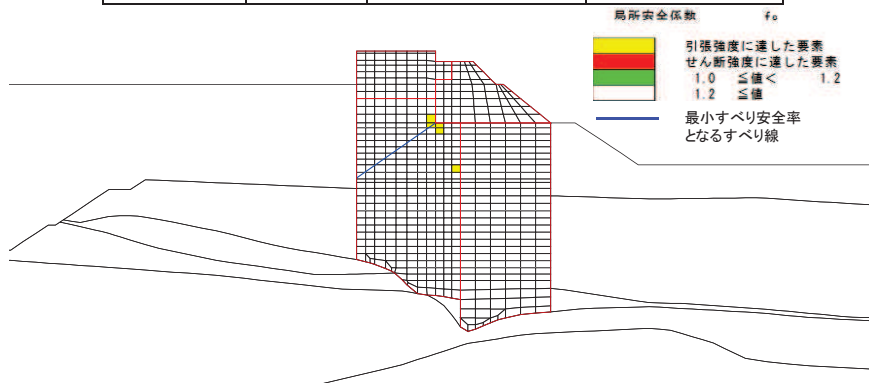


図 5.5-5 改良地盤のすべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S s - D 2 (---), t=13.59)

表 5.5-7 セメント改良土のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
非考慮	①	25.13	3.5

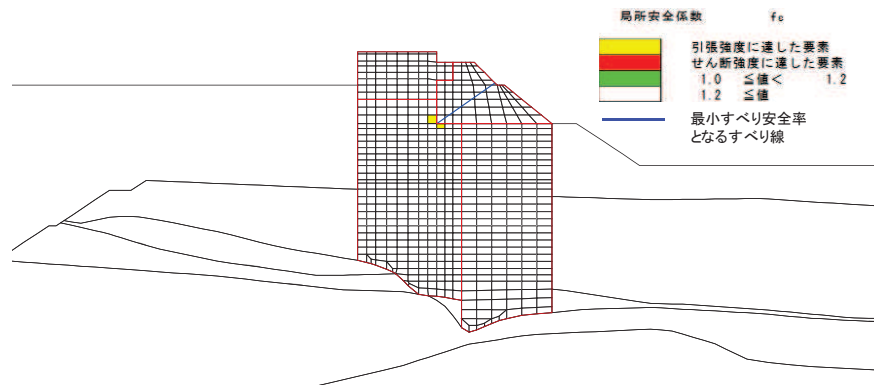


図 5.5-6 セメント改良土のすべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面②, S s - D 2 (- -) , t=13.58)

表 5.5-8(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (鋼管杭)

液状化 強度特性	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
下限値	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
非考慮	①	1.4	11.4	0.13

表 5.5-8(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (背面補強工)

液状化 強度特性	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
下限値	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
非考慮	①	0.9	4.4	0.21

表 5.5-8(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

液状化 強度特性	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
下限値	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
非考慮	①	3.4	11.4	0.30

5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭前面には図 5.6-1 に示すとおり，垂直リブ（鋼製遮水壁）が設置される。この垂直リブにより，鋼管杭の剛性が増加すると考えられることから，垂直リブが鋼管杭の地震応答に及ぼす影響を確認する。

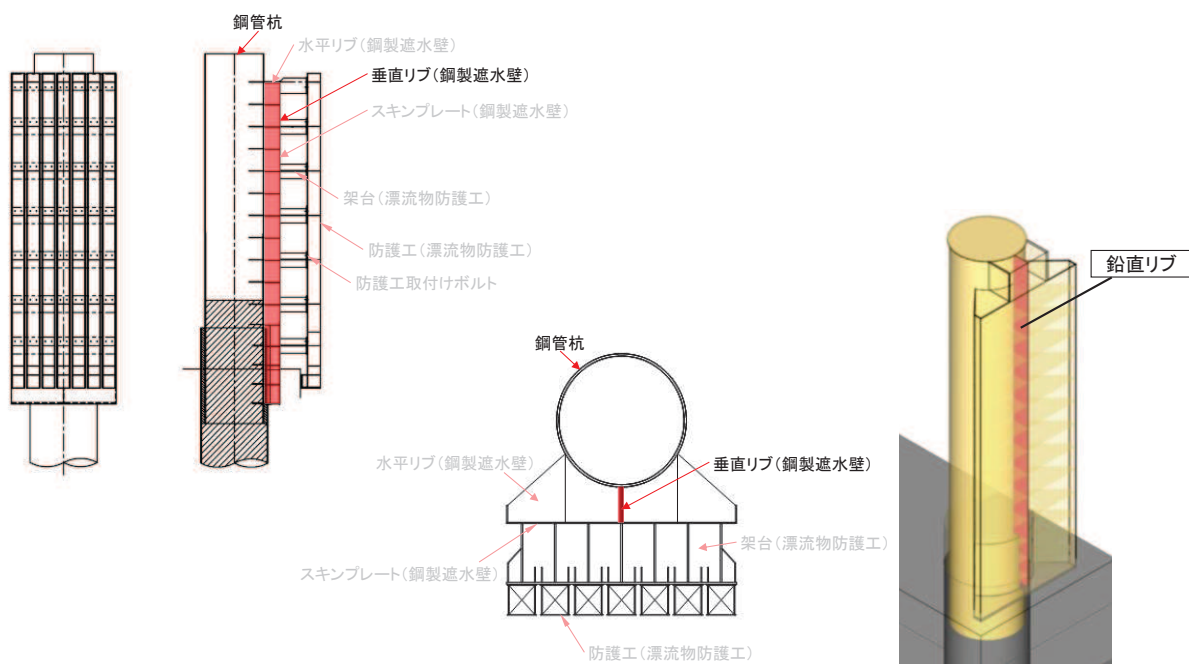


図 5.6-1 垂直リブ概念図

(2) 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については，「4. 評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面②， $S_s - D2$ （—）」とする。断面②の地震応答解析モデルを図 5.6-2 に示す。

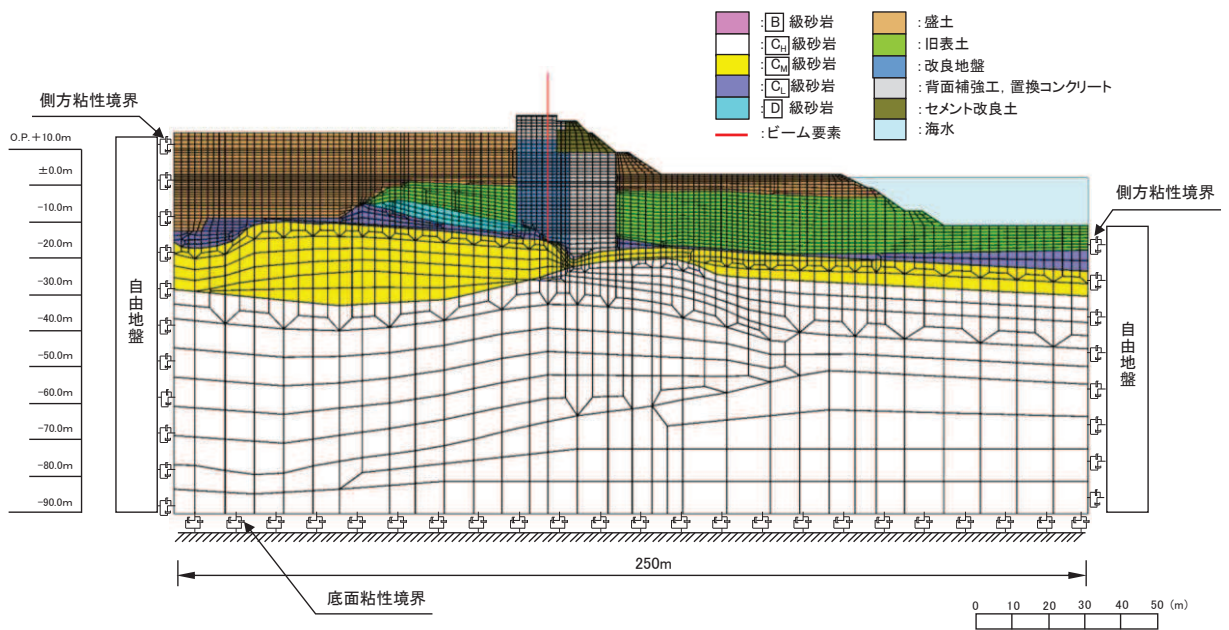


図 5.6-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル

影響検討を行う解析ケースについては、表 5.6-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して、垂直リブの剛性を考慮した検討を実施する。本検討で使用する断面諸元を表 5.6-2 に示す。垂直リブを考慮することで、断面二次モーメントが 1~2 割程度増加する。

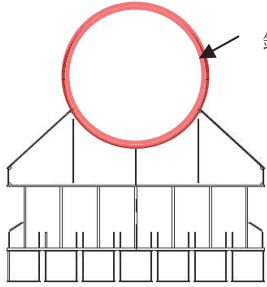
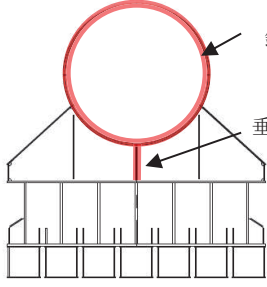
表 5.6-1 解析ケース

垂直リブ剛性	解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C1級岩盤, C2級岩盤, C3級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
非考慮	ケース①*1 (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②*1	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
	ケース③*1	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
考慮	ケース①*2	設計基準強度	平均値	平均値

注記*1: 「4. 評価結果」にて評価済

注記*2: 今回検討

表 5.6-2 断面諸元

		基本ケース		垂直リブ考慮	
断面イメージ					
		赤色部分を断面として考慮		赤色部分を断面として考慮	
杭種	仕様	断面積(mm ²)	断面二次モーメント(mm ⁴)	断面積(mm ²)	断面二次モーメント(mm ⁴)
A	φ 2200 t=25mm	1.708×10 ⁵	1.010×10 ¹¹	1.823×10 ⁵	1.235×10 ¹¹
B	φ 2200 t=40mm	2.714×10 ⁵	1.584×10 ¹¹	2.829×10 ⁵	1.808×10 ¹¹
C	φ 2500 t=35mm	2.710×10 ⁵	2.059×10 ¹¹	2.795×10 ⁵	2.242×10 ¹¹
D*	φ 2500 t=25mm	1.944×10 ⁵	1.489×10 ¹¹	1.944×10 ⁵	1.489×10 ¹¹

注記*：杭種Dには垂直リブは設置されないため、鋼管杭の剛性のみ考慮する。

(3) 評価結果

垂直リブを考慮した検討の評価結果を表 5.6-3～表 5.6-4 及び図 5.6-3～図 5.6-4 に示す。

本検討の結果、垂直リブを考慮しても、鋼管杭の照査値は垂直リブを考慮しない場合とおおむね同等な結果となることから、垂直リブによる鋼管杭の剛性増加の影響は小さいことを確認した。

表 5.6-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②，S_s-D2（-））

垂直リブ	解析ケース	杭種	曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)	曲げ圧縮応力度σ _s (N/mm ²)	短期許容応力度σ _{sa} (N/mm ²)	照査値σ _s /σ _{sa}
非考慮	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
考慮	①	A	10423	486	122	247	0.50

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.6-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， S_s-D2 （—））

垂直リブ	解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
非考慮	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
考慮	①	C	7796	60	217	0.28

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

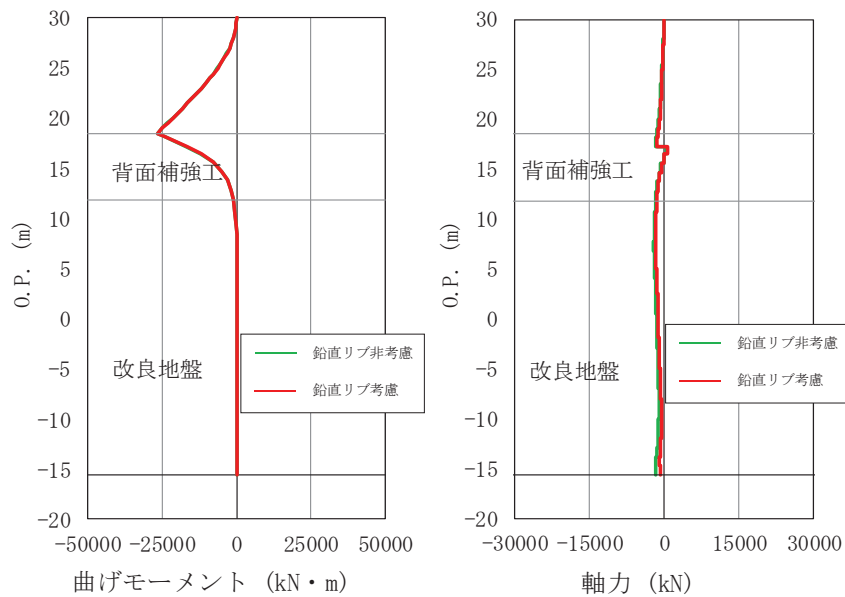


図 5.6-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値時の断面力比較
(断面②， S_s-D2 （—））

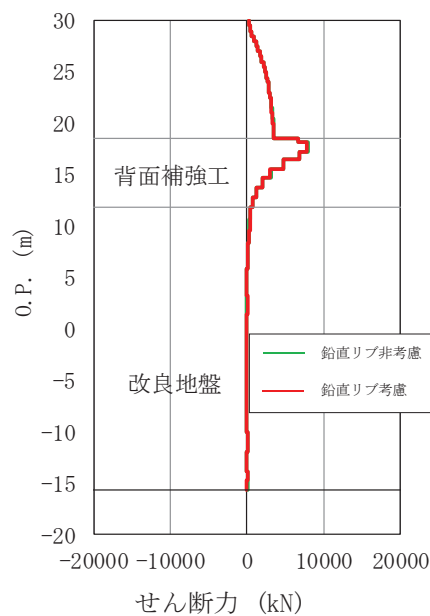


図 5.6-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値時の断面力比較
(断面②， S_s-D2 （—））

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の鋼管杭は、岩盤に支持される長杭と、長杭の中間に配置され改良地盤に支持される短杭から構成される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要を図 1-1 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図を図 1-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の耐震評価においては、長杭と短杭で上部工の構造・重量ともに大きな差が無いこと、長杭の検討を実施することで、短杭位置での応力状態も確認できることを踏まえ、長杭を代表としてモデル化し評価を行っている。

一方、短杭の支持地盤である改良地盤の支持性能を確認する観点から、念のため本参考資料においては短杭としてモデル化した場合の影響について検討する。

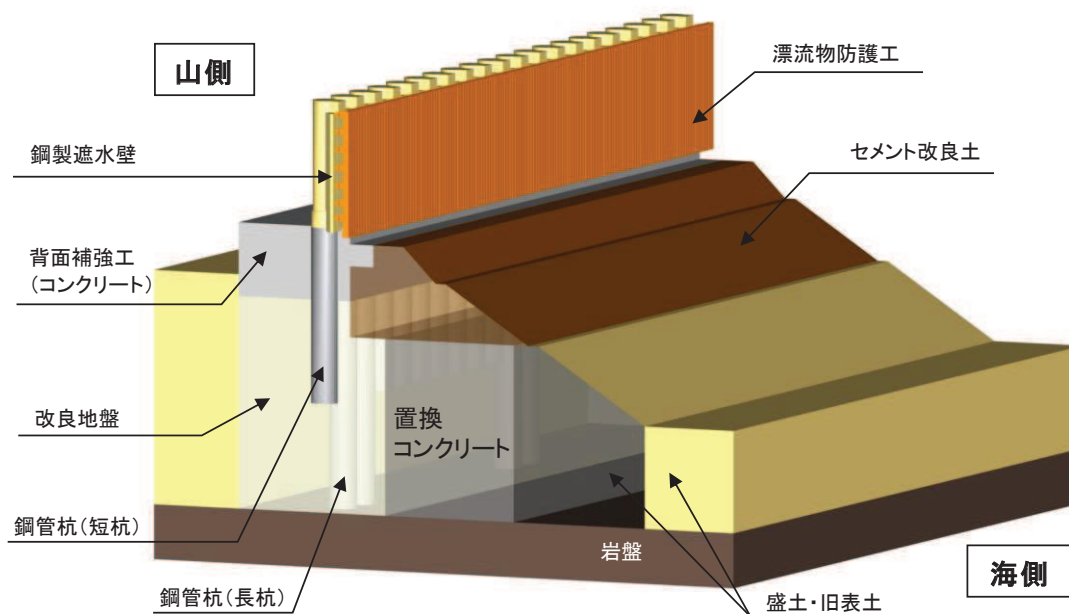


図 1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要

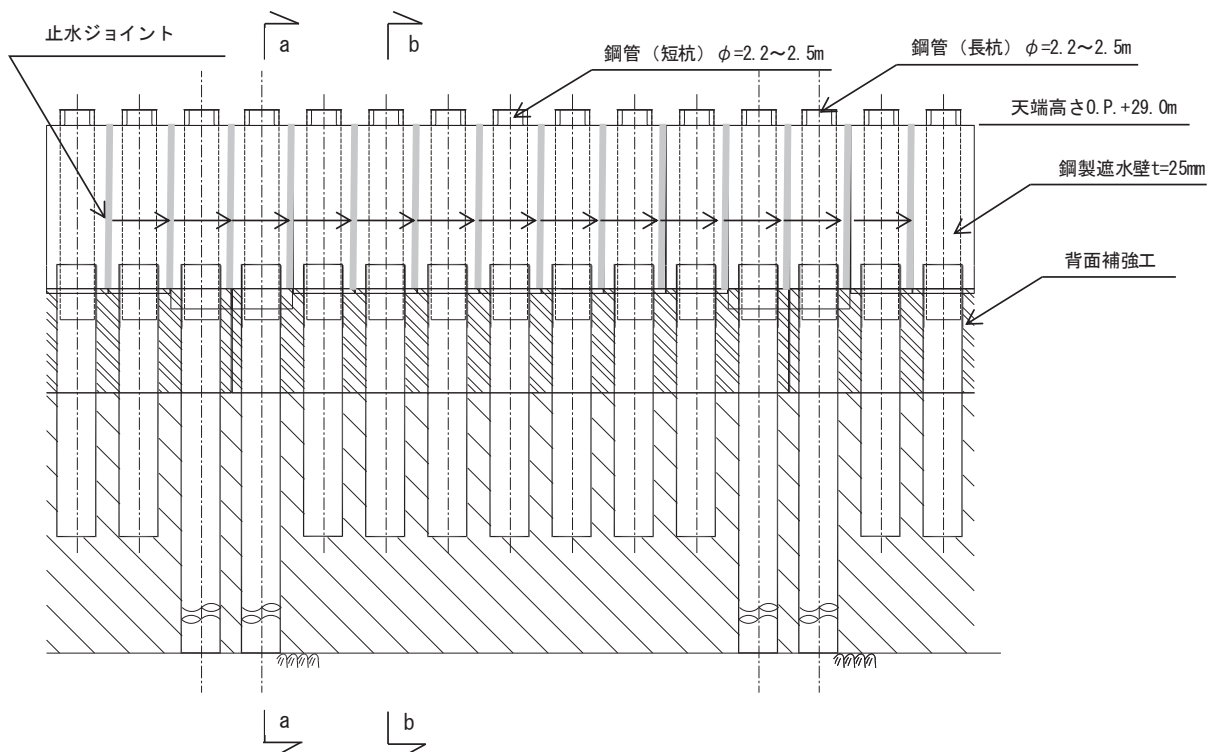


図 1-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

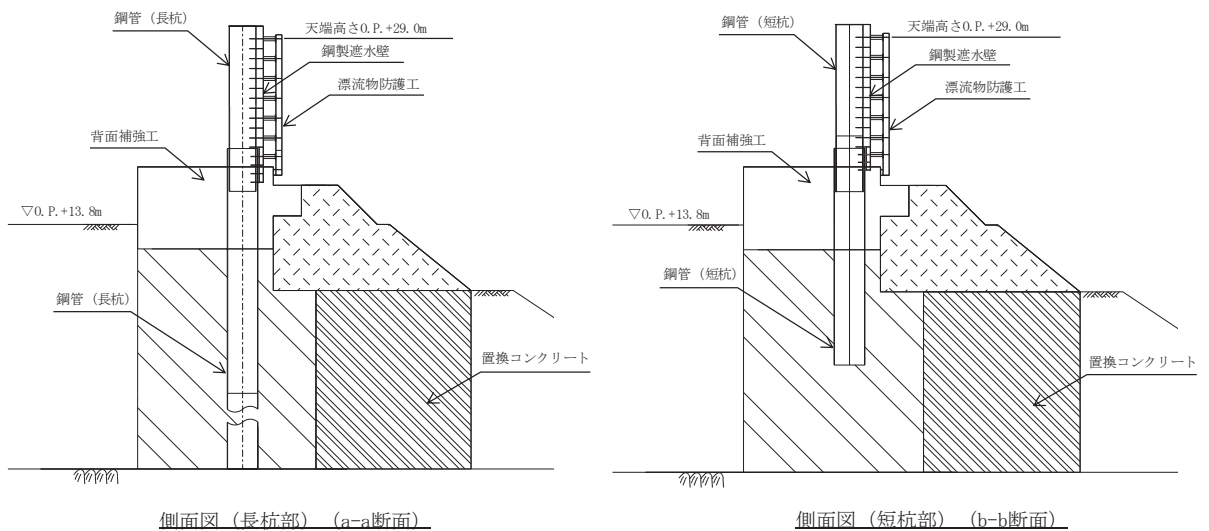


図 1-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（断面図）

2. 評価方針

評価対象は、「4. 評価結果」から各断面の解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しいケースとし、鋼管杭を短杭でモデル化する。

断面②を例として地震応答解析モデル（短杭）を図 2-1 に示す。

また、影響検討を行う解析ケースを表 2-1 に示す。

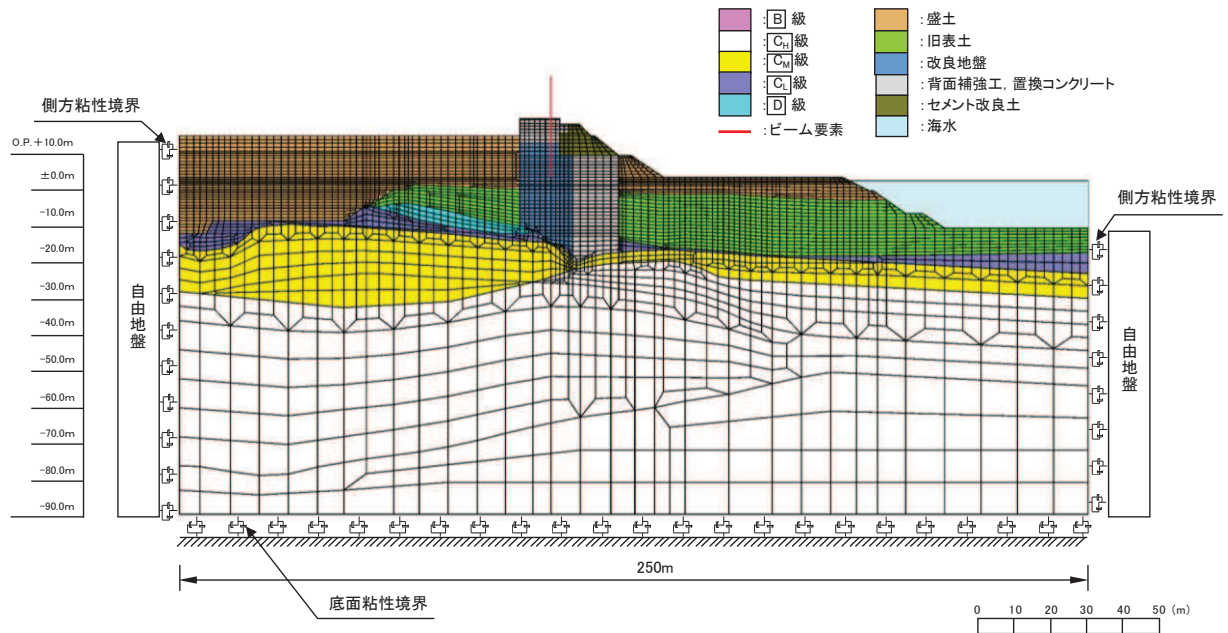


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，短杭）

表 2-1 解析ケース

断面	解析ケース	地震動 (位相)	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
				旧表土, 盛土, D級 岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, D級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
断面①～ 断面④	ケース① (基本ケース)	S s - D 2 (--)	設計基準強度	平均値	平均値

3. 評価結果

3.1 断面①

断面①短杭の影響評価結果を表 3-1～表 3-7 及び図 3-1～図 3-6 に示す。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 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}
長杭	①*	A	8663	503	102	247	0.42
	②*	A	8287	527	98	247	0.40
	③*	A	8522	486	100	247	0.41
短杭	①	A	8492	494	100	247	0.41

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

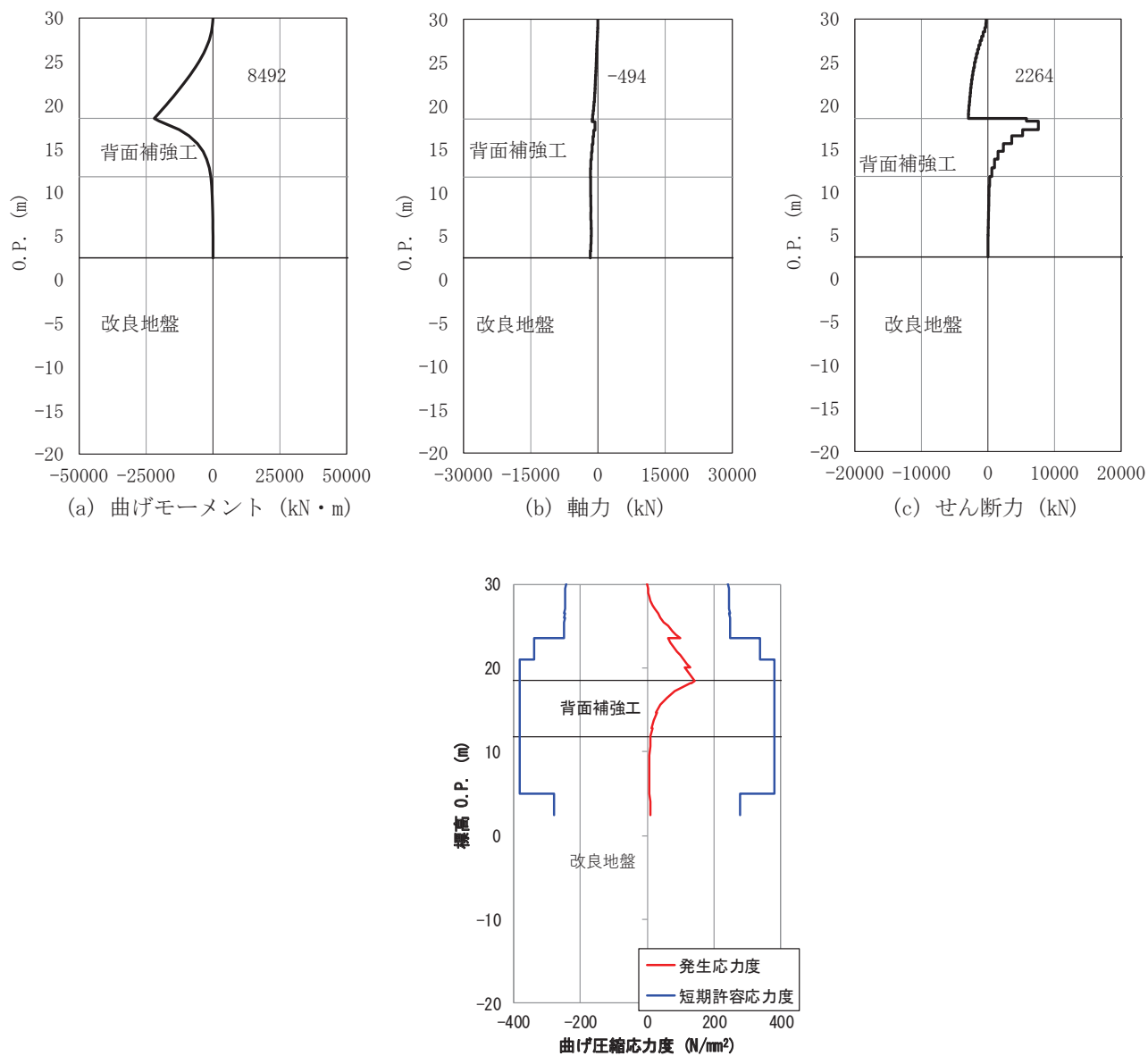


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面①, 短杭, S_s-D2 (---), t=6.92s)

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
長杭	①*	C	6589	51	217	0.24
	②*	C	6367	49	217	0.23
	③*	C	6475	50	217	0.24
短杭	①	C	7557	58	217	0.27

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

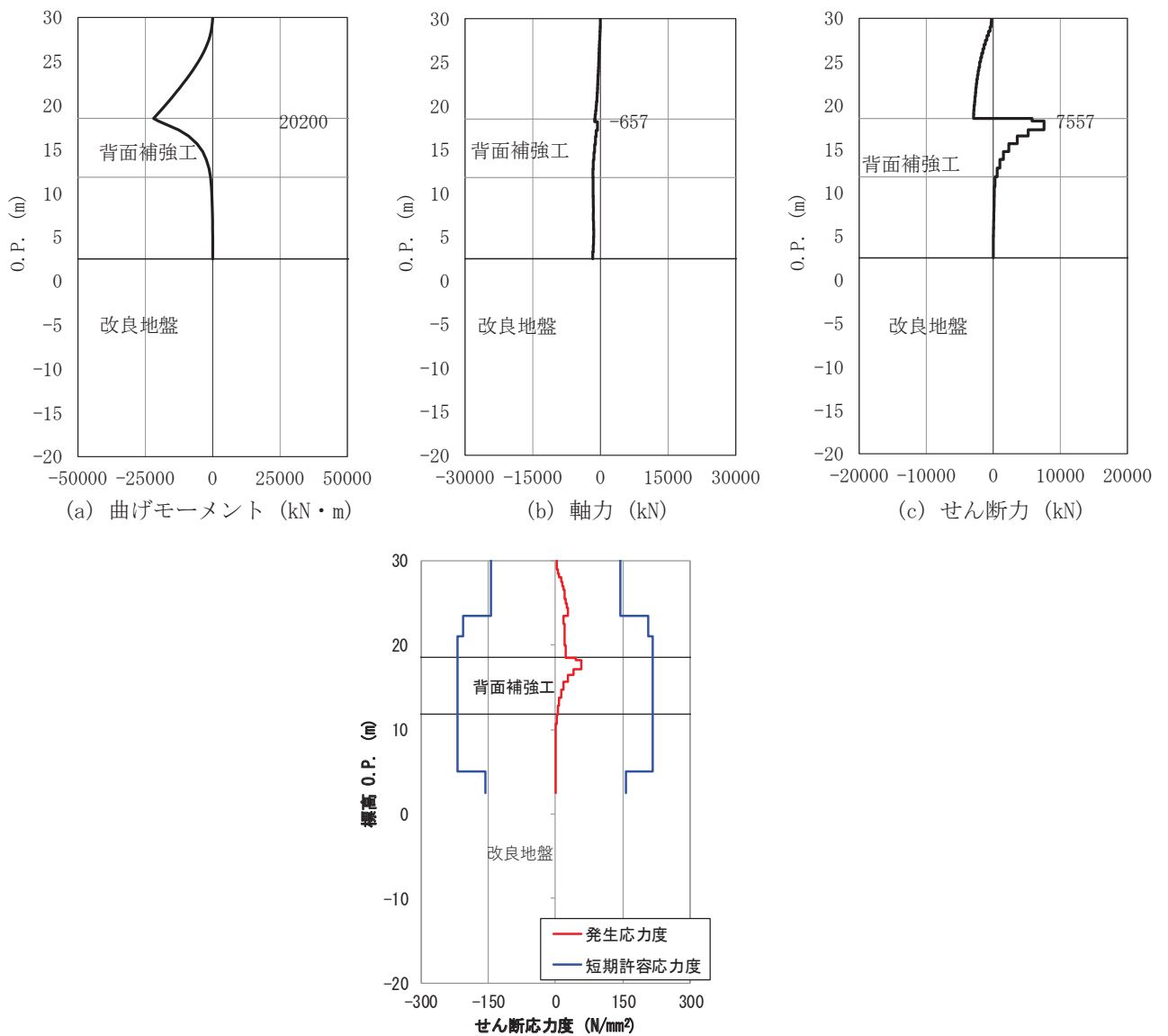


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面①, 短杭, $S_s - D 2$ (---), $t = 6.92s$)

表 3-3 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	6.92	24.7
	②*	6.92	24.8
	③*	20.34	23.8
短杭	①	6.92	21.9

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

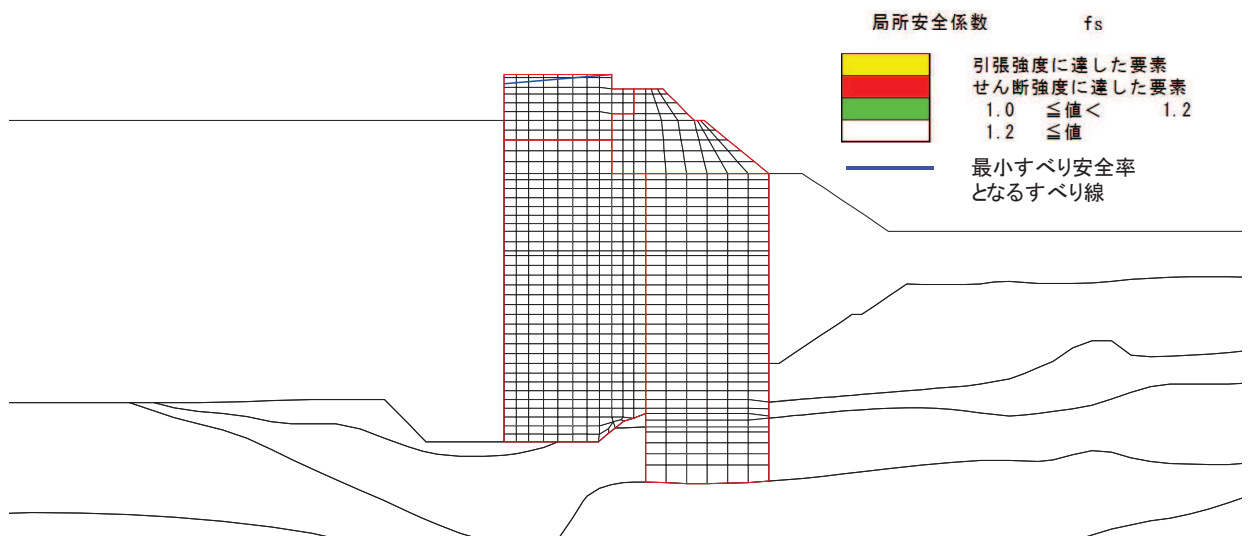


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=6.92s$)

表 3-4 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.49	4.9
	②*	25.48	4.6
	③*	25.49	5.3
短杭	①	25.49	5.0

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

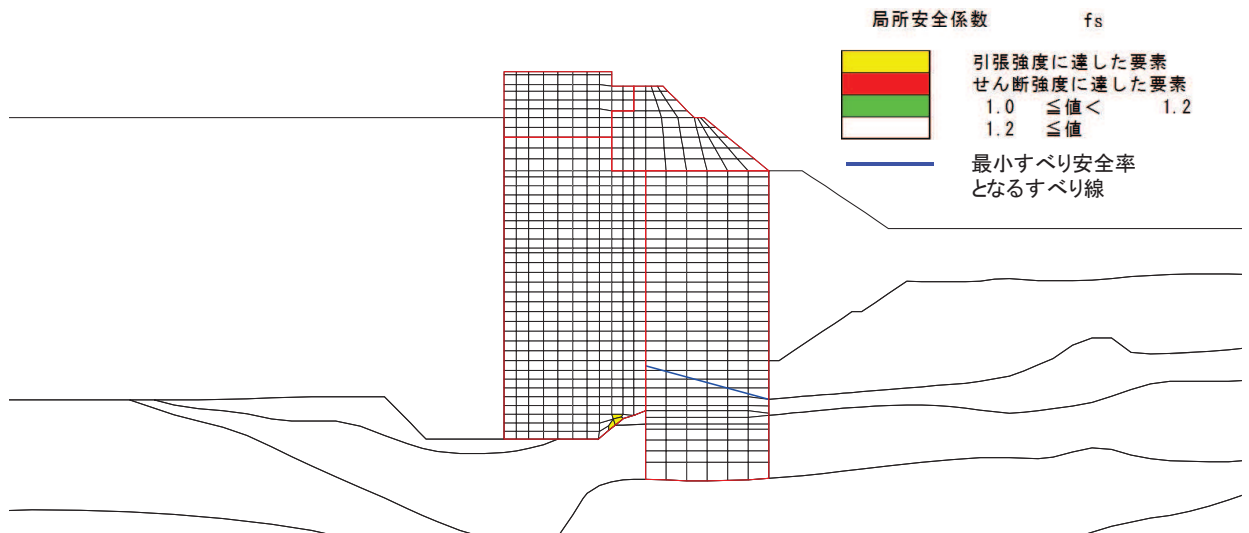


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=25.49s$)

表 3-5 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.31	3.1
	②*	25.30	2.9
	③*	25.31	3.6
短杭	①	25.30	3.1

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。



図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=25.30s$)

表 3-6 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.44	3.9
	②*	13.48	4.3
	③*	13.47	3.2
短杭	①	13.48	4.0

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。



図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=13.48s$)

表 3-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm ²)	照査値 $R_a/R_{u a}$
長杭	①*	1.7	11.4	0.15
	②*	1.7	11.4	0.15
	③*	1.6	11.4	0.15
短杭	①	0.9	4.4	0.21

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm ²)	照査値 $R_a/R_{u a}$
長杭	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.9	4.4	0.21
短杭	①	0.8	4.4	0.19

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm ²)	照査値 $R_a/R_{u a}$
長杭	①*	4.1	11.4	0.36
	②*	4.3	11.4	0.38
	③*	3.7	11.4	0.33
短杭	①	4.0	11.4	0.36

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

3.2 断面②

断面②の短杭の影響評価結果を表 3-8～表 3-14 及び図 3-7～図 3-12 に示す。

表 3-8 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （--））

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 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}
長杭	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
短杭	①	A	10418	503	122	247	0.50

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

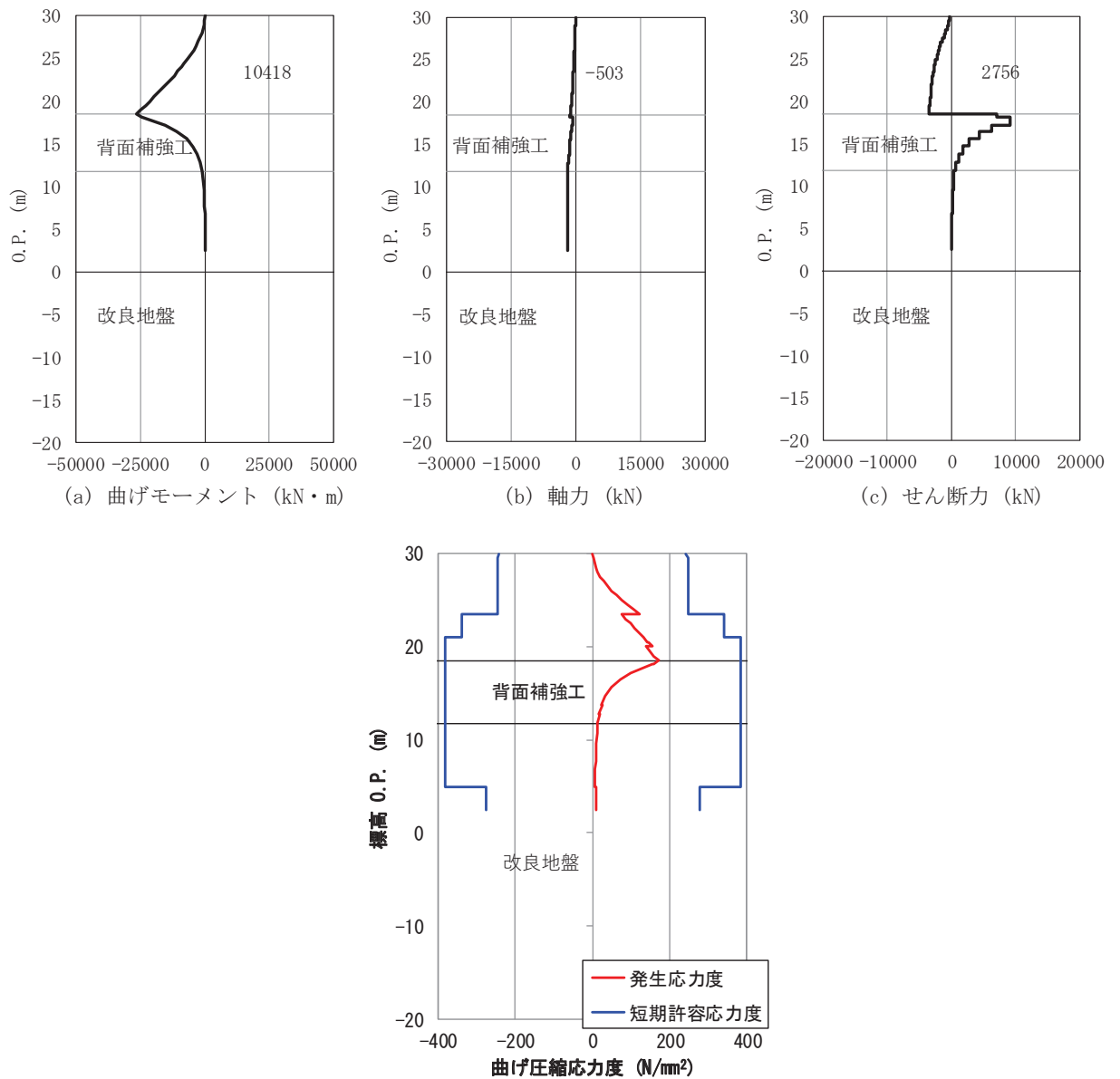


図 3-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面②, 短杭, S s - D 2 (- -) , t=6.91s)

表 3-9 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （--））

解析ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
長杭	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
短杭	①	C	9125	70	217	0.33

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

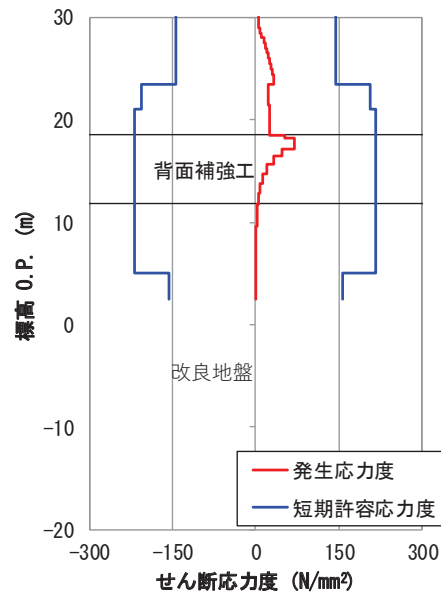
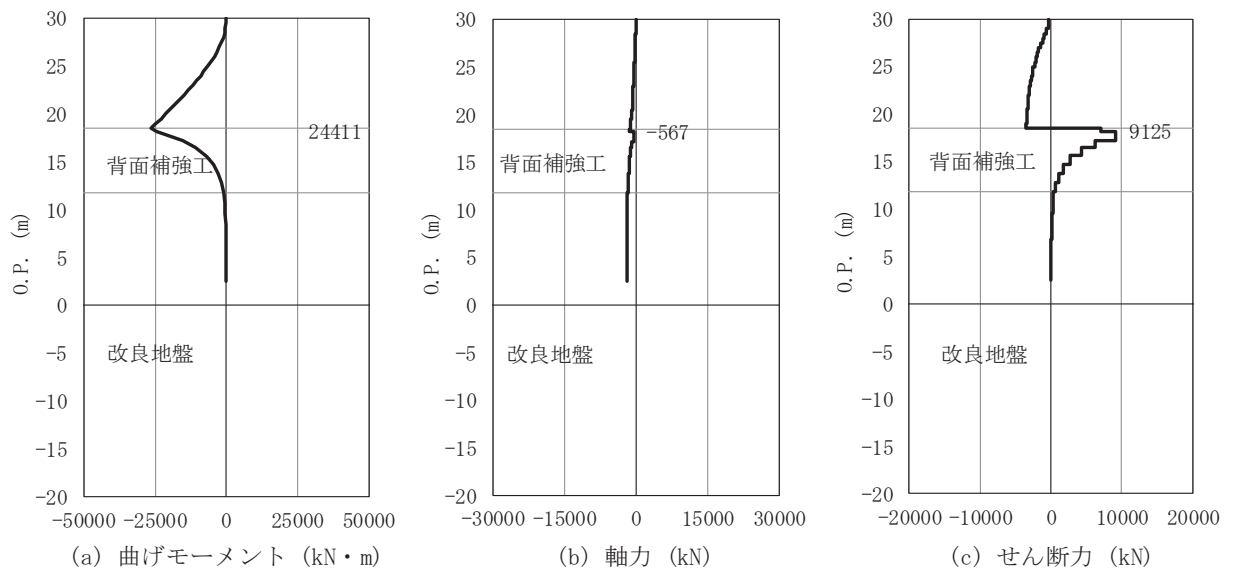


図 3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度
（断面②，短杭， $S_s - D2$ （--）， $t=6.91s$ ）

表 3-10 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
短杭	①	6.91	18.6

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

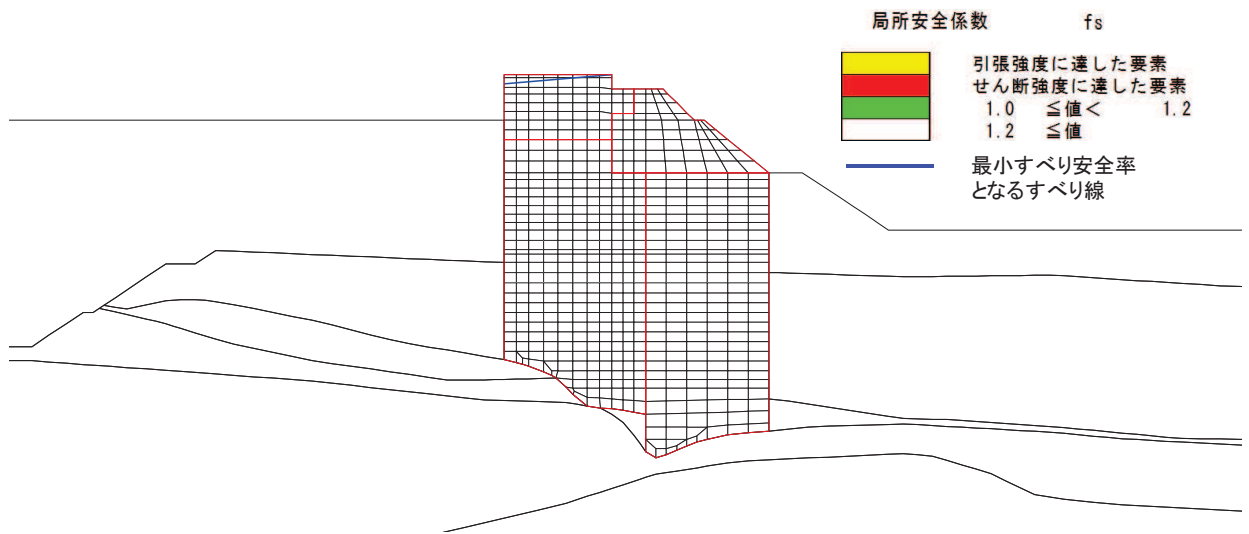


図 3-9 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 短杭, S s - D 2 (- -) , t=6.91s)

表 3-11 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
短杭	①	25.49	5.4

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

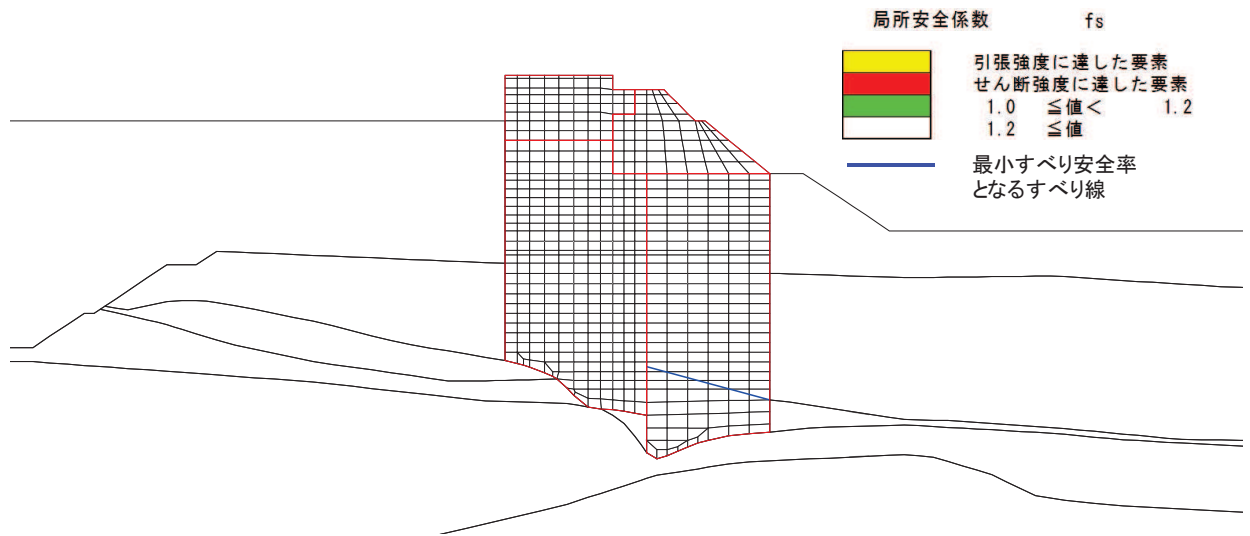


図 3-10 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 短杭, S s - D 2 (- -), $t=25.49s$)

表 3-12 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.30
	②*	25.29
	③*	25.30
短杭	①	25.30

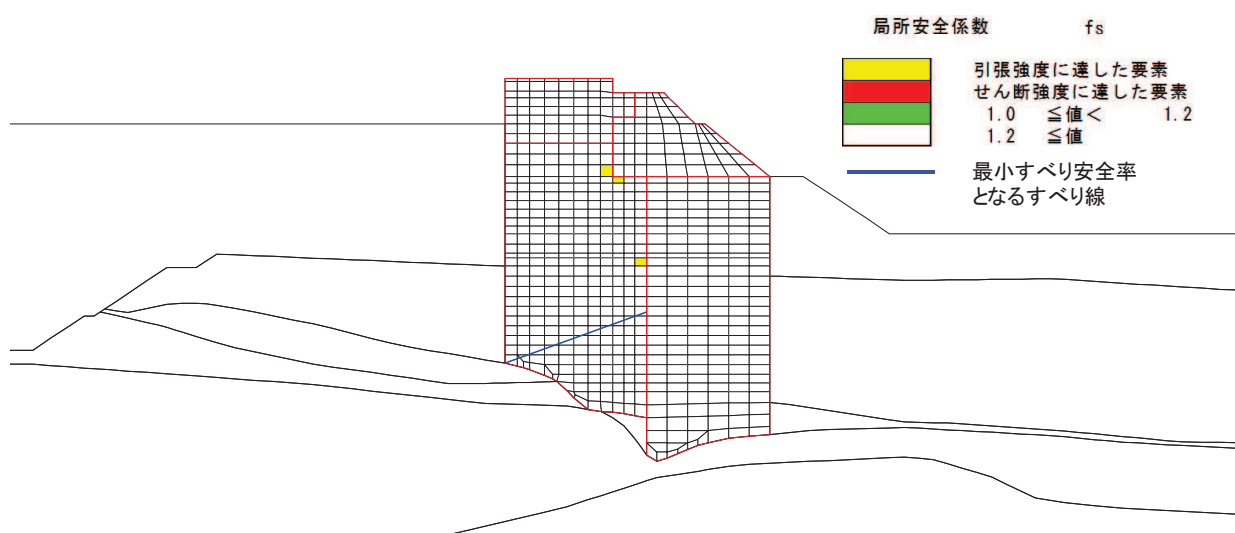


図 3-11 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 短杭, S_s-D2 (---), t=25.30s)

表 3-13 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
短杭	①	6.75	3.8

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

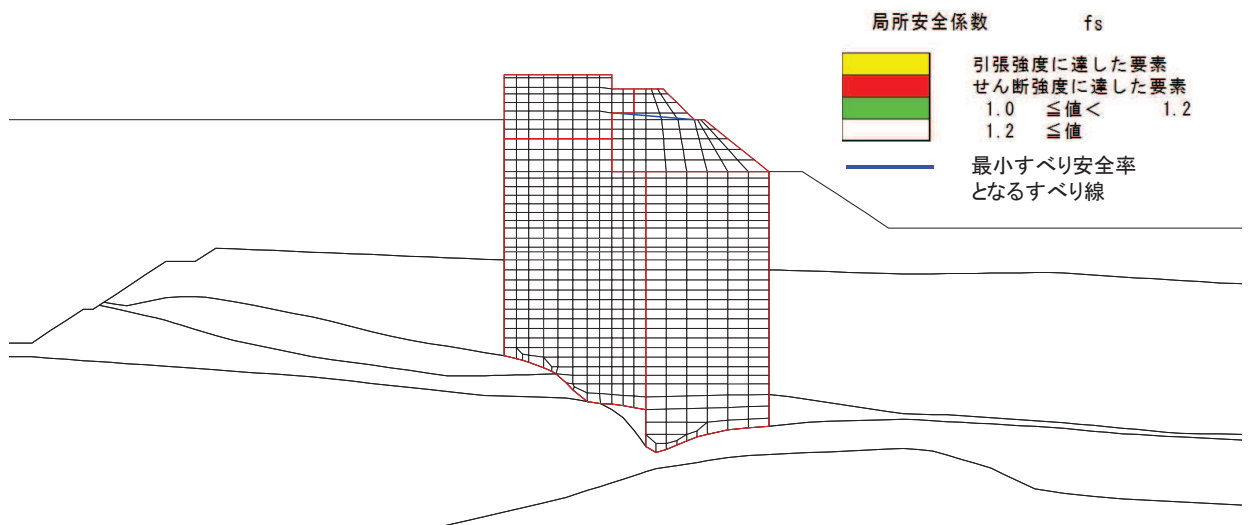


図 3-12 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 短杭, S s - D 2 (- -) , t=6.75s)

表 3-14(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
短杭	①	0.9	4.4	0.21

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-14(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
短杭	①	0.8	4.4	0.19

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-14(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
短杭	①	3.5	11.4	0.31

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

3.3 断面③

断面③の短杭の影響評価結果を表 3-15～表 3-21 及び図 3-13～図 3-18 に示す。

表 3-15 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 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}
長杭	①*	A	9557	603	113	247	0.46
	②*	A	9673	622	114	247	0.47
	③*	A	9285	662	110	247	0.45
短杭	①	A	8906	622	105	247	0.43

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

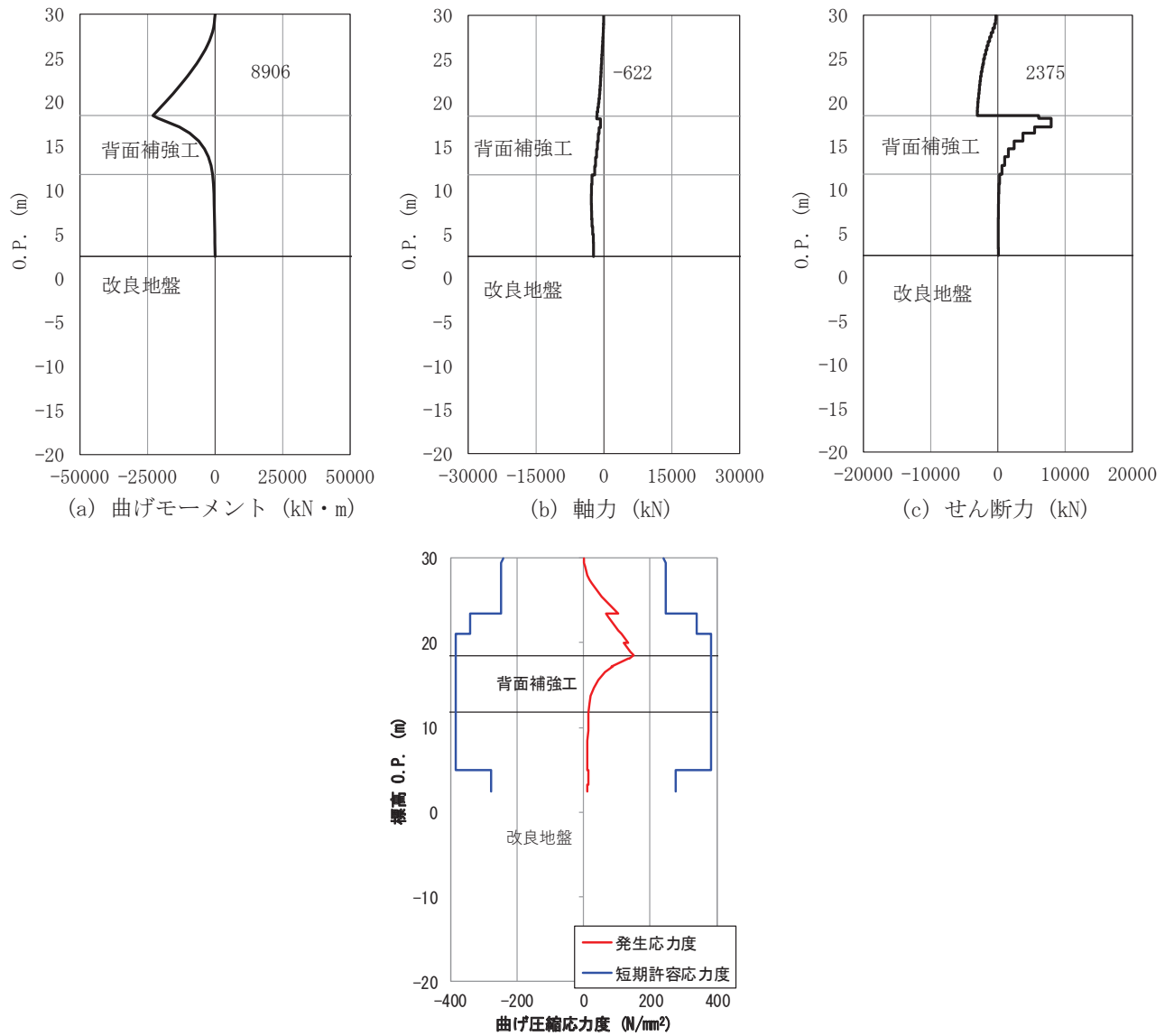


図 3-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面③, 短杭, S s - D 2 (- -) , t=6.91s)

表 3-16 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_{sa} (N/mm ²)	
長杭	①*	7178	55	217	0.26
	②*	7206	55	217	0.26
	③*	6952	53	217	0.25
短杭	①	7915	61	217	0.29

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

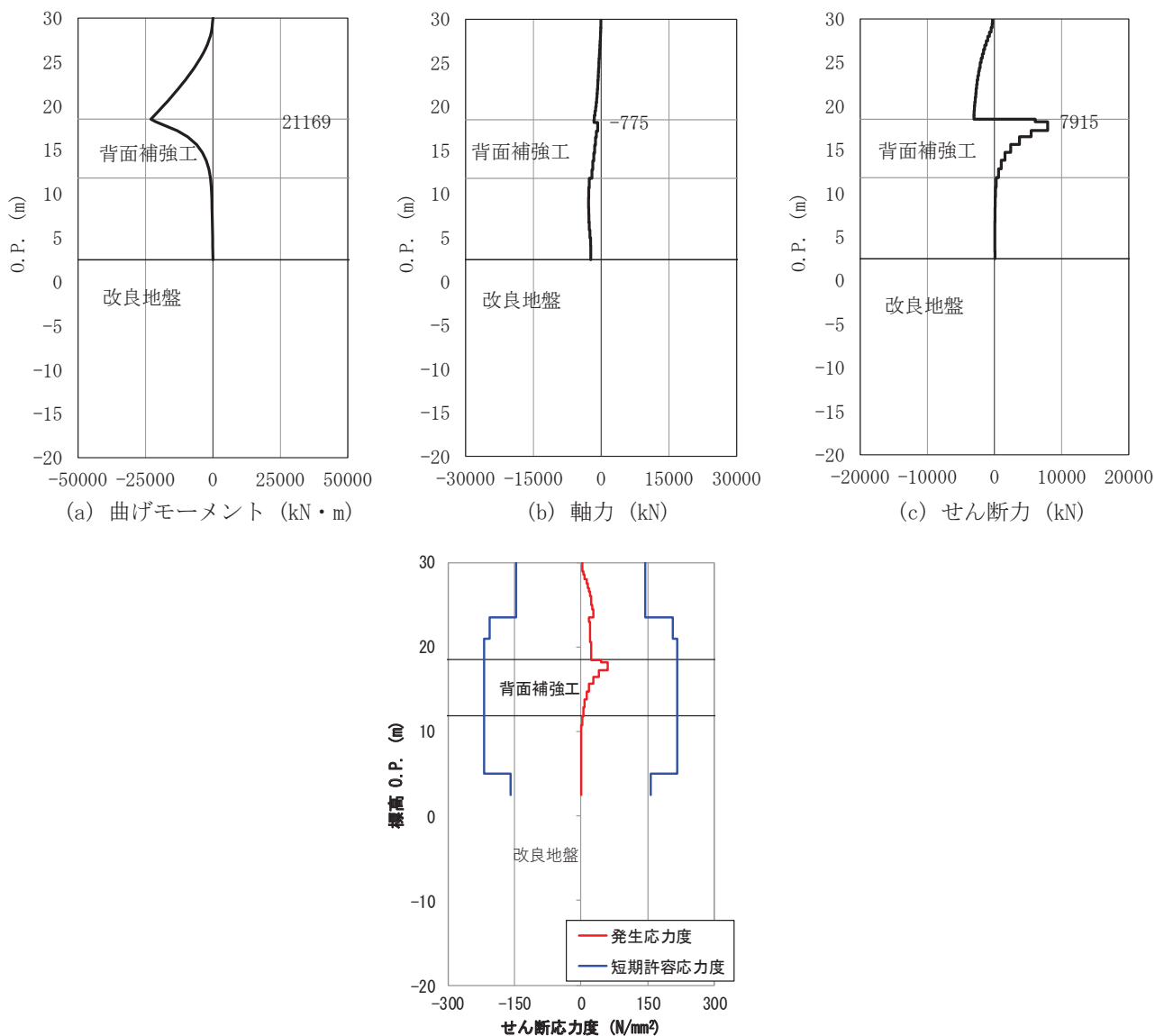


図 3-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面③, 短杭, S_s-D2 (---), t=6.91s)

表 3-17 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	6.91	23.3
	②*	6.91	22.8
	③*	6.92	23.9
短杭	①	6.91	21.1

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

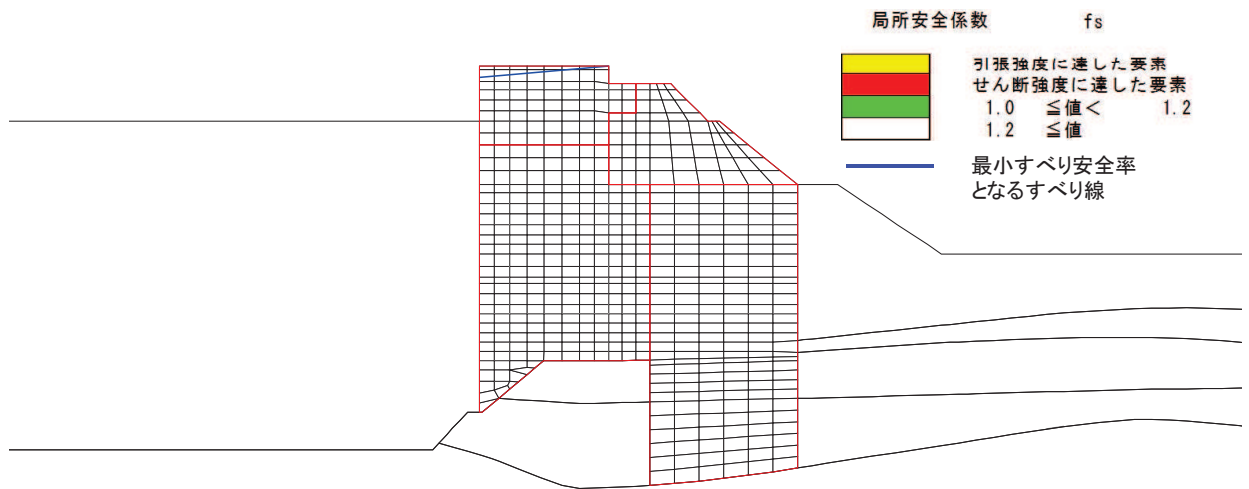


図 3-15 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, 短杭, S s - D 2 (- -) , t=6.91s)

表 3-18 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.48	6.5
	②*	25.48	6.4
	③*	13.42	6.8
短杭	①	25.48	5.7

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

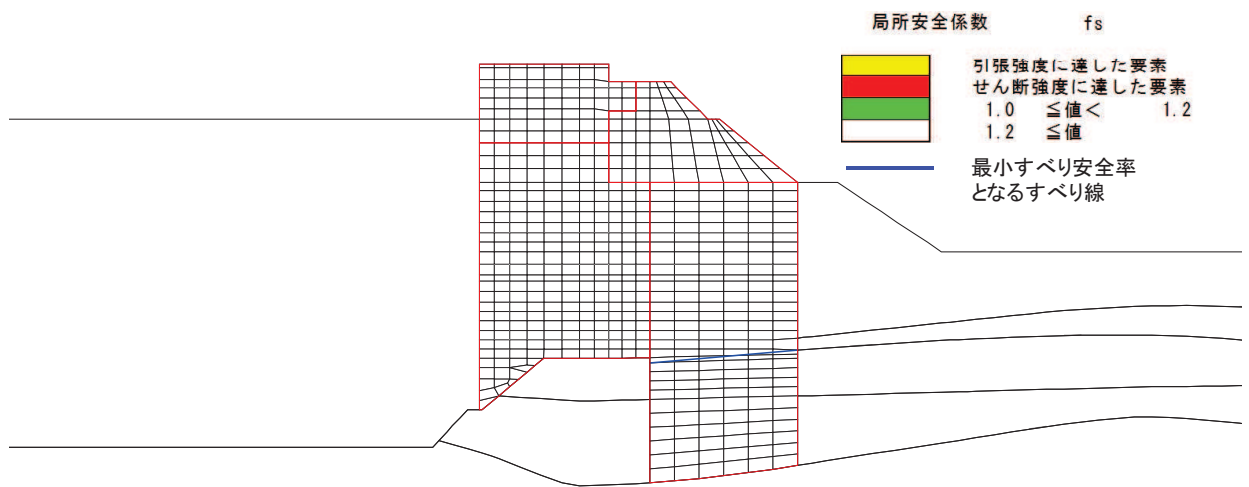


図 3-16 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=25.48s$)

表 3-19 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.26
	②*	13.55
	③*	25.30
短杭	①	13.57

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

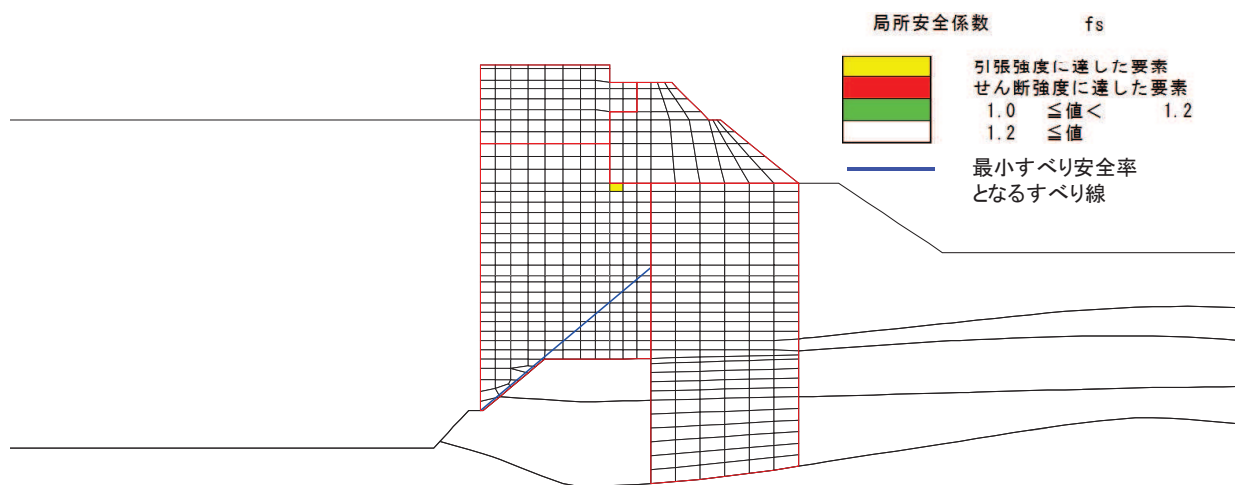


図 3-17 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=13.57s$)

表 3-20 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	6.75	4.0
	②*	6.75	4.5
	③*	24.01	3.8
短杭	①	6.75	4.3

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

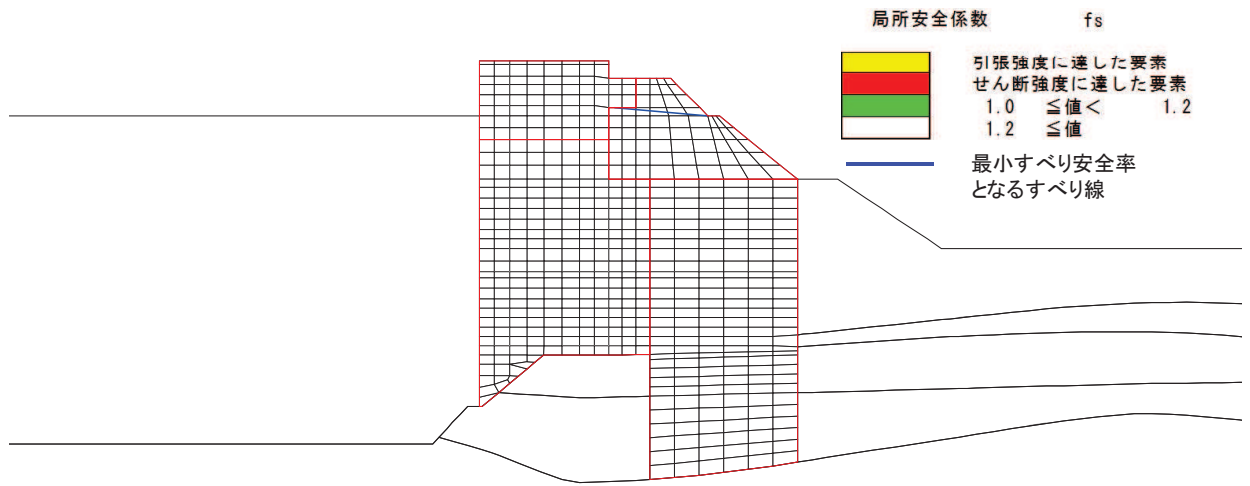


図 3-18 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, 短杭, S s - D 2 (- -) , $t=6.75s$)

表 3-21(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	1.8	13.7	0.14
	②*	1.7	13.7	0.13
	③*	2.0	13.7	0.15
短杭	①	0.8	4.4	0.19

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-21(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	0.8	4.4	0.19
	②*	0.8	4.4	0.19
	③*	0.8	4.4	0.19
短杭	①	0.7	4.4	0.16

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-21(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	2.7	13.7	0.20
	②*	2.8	13.7	0.21
	③*	2.7	13.7	0.20
短杭	①	2.8	13.7	0.21

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

3.4 断面④

断面④の短杭の影響評価結果を表 3-22～表 3-28 及び図 3-19～図 3-24 に示す。

表 3-22 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 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}
長杭	①*	D	1412	20647	124	277	0.45
	②*	D	620	18828	107	277	0.39
	③*	D	1334	23425	138	277	0.50
短杭	①	D	403	5471	33	277	0.12

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

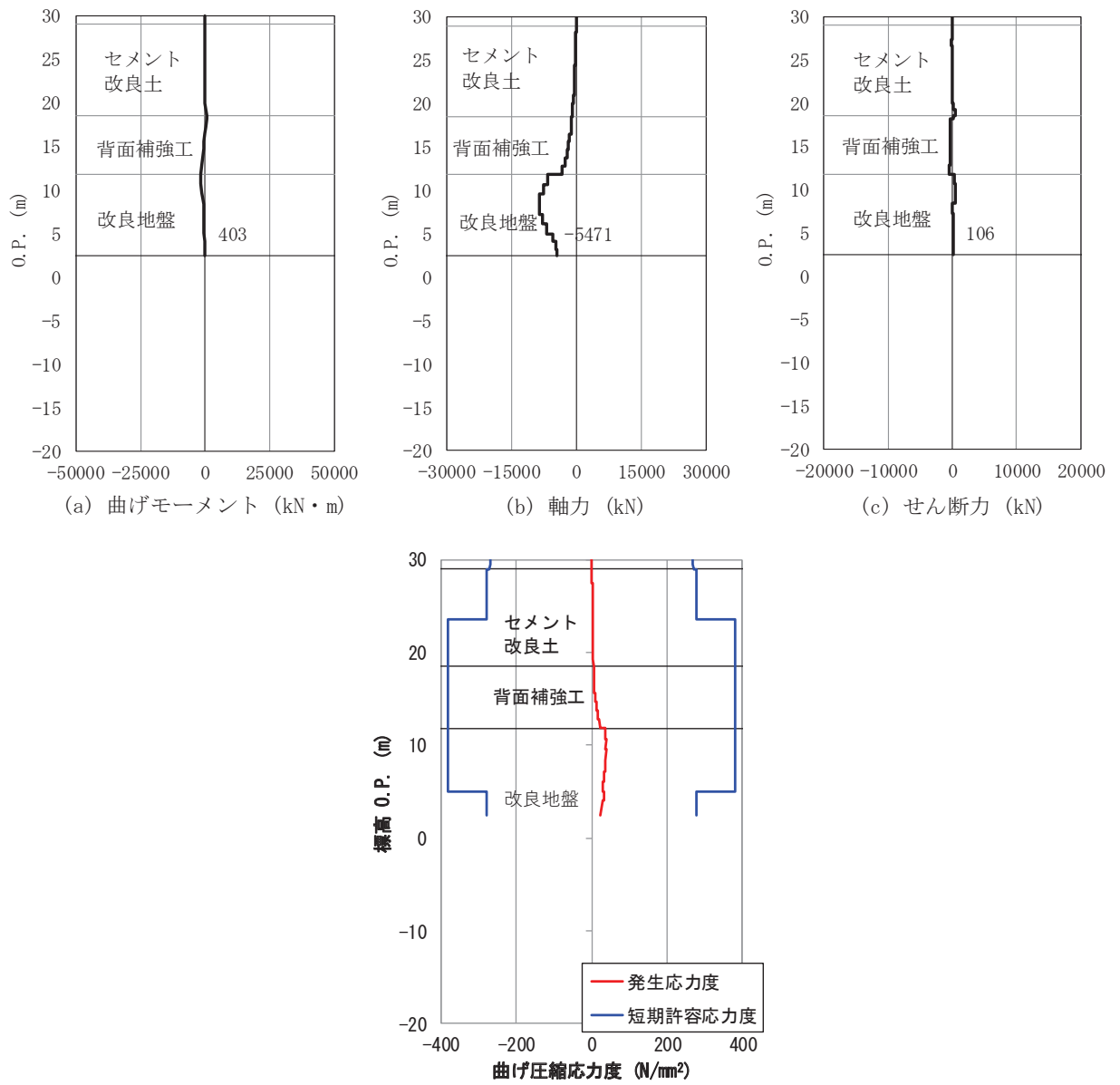


図 3-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面④, 短杭, $S_s - D 2$ (—), $t=13.59s$)

表 3-23 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度	照査値 τ_s / τ_{sa}
				τ_{sa} (N/mm ²)	
長杭	①*	1569	17	157	0.11
	②*	1242	14	157	0.09
	③*	1543	17	157	0.11
短杭	①	1184	9	217	0.05

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

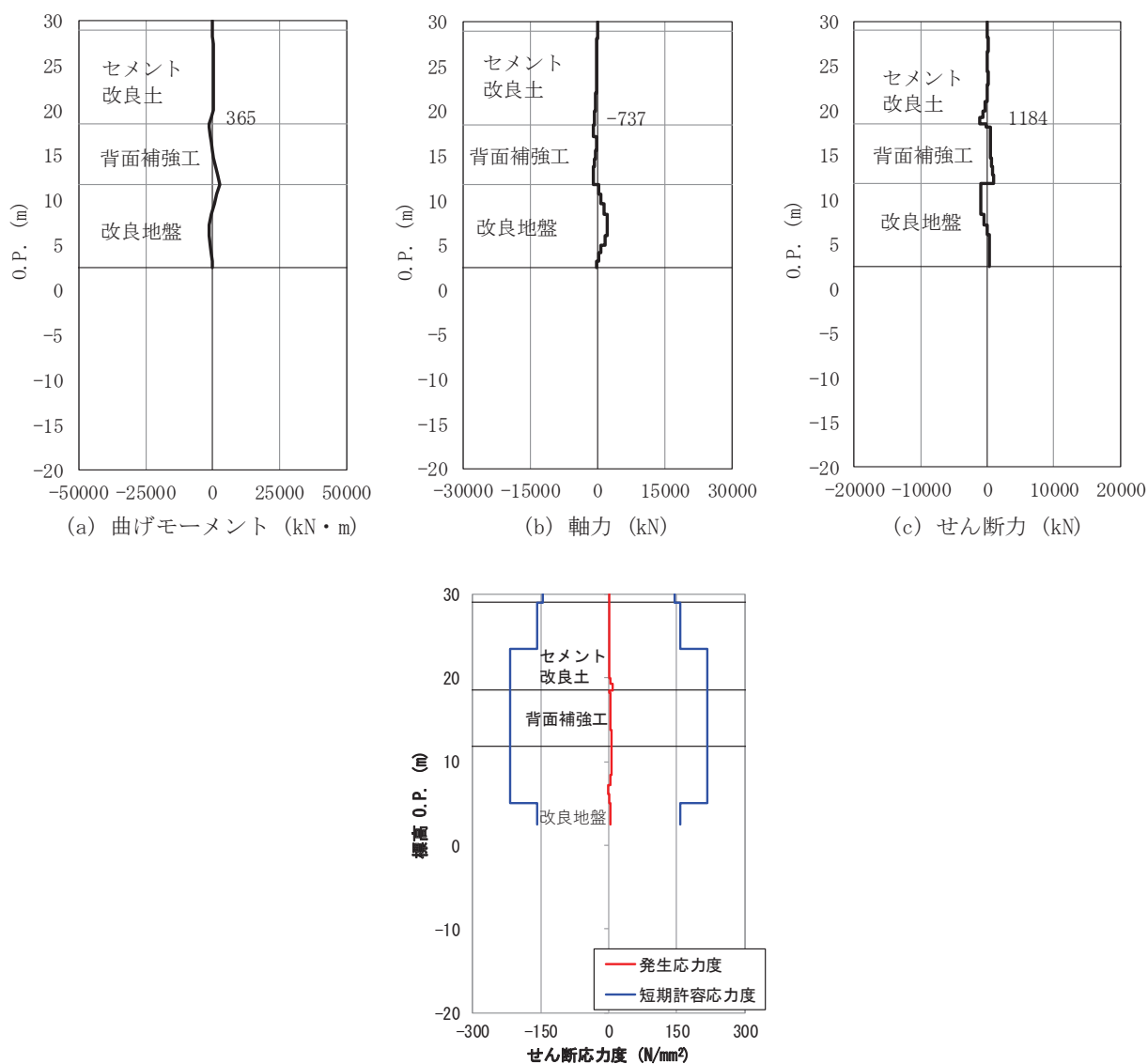


図 3-20 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面④, 短杭, $S_s - D 2$ (---), $t=25.48s$)

表 3-24 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.58	13.5
	②*	13.58	13.4
	③*	13.58	12.9
短杭	①	13.57	13.2

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

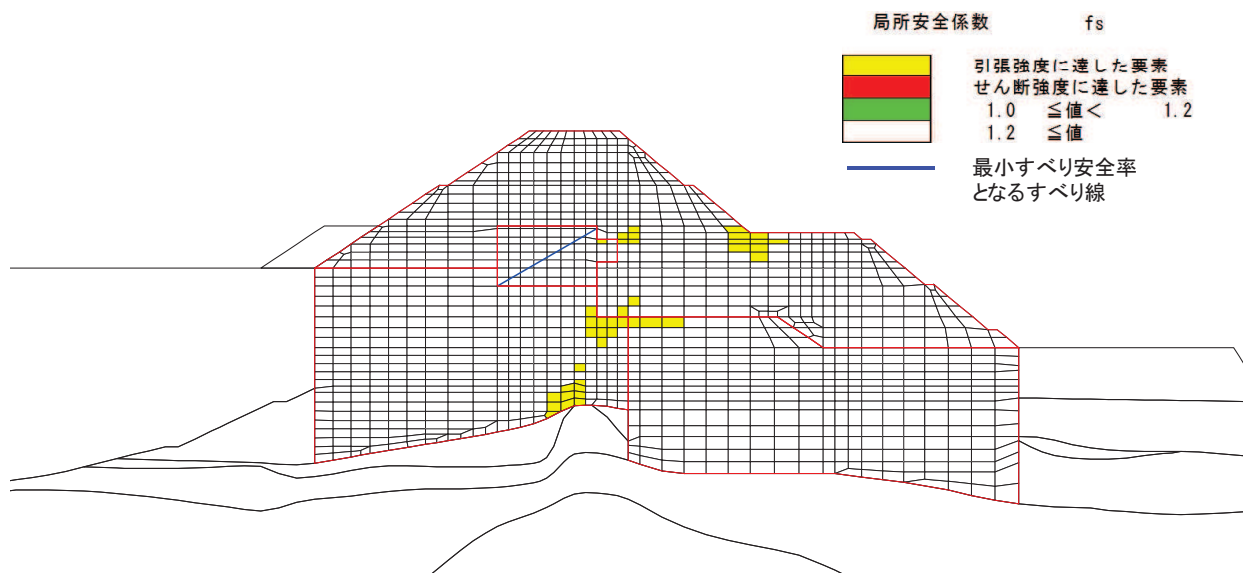


図 3-21 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 短杭, $S_s - D2$ (---), $t=13.57s$)

表 3-25 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.48	8.3
	②*	25.48	8.5
	③*	25.48	8.7
短杭	①	25.48	8.6

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

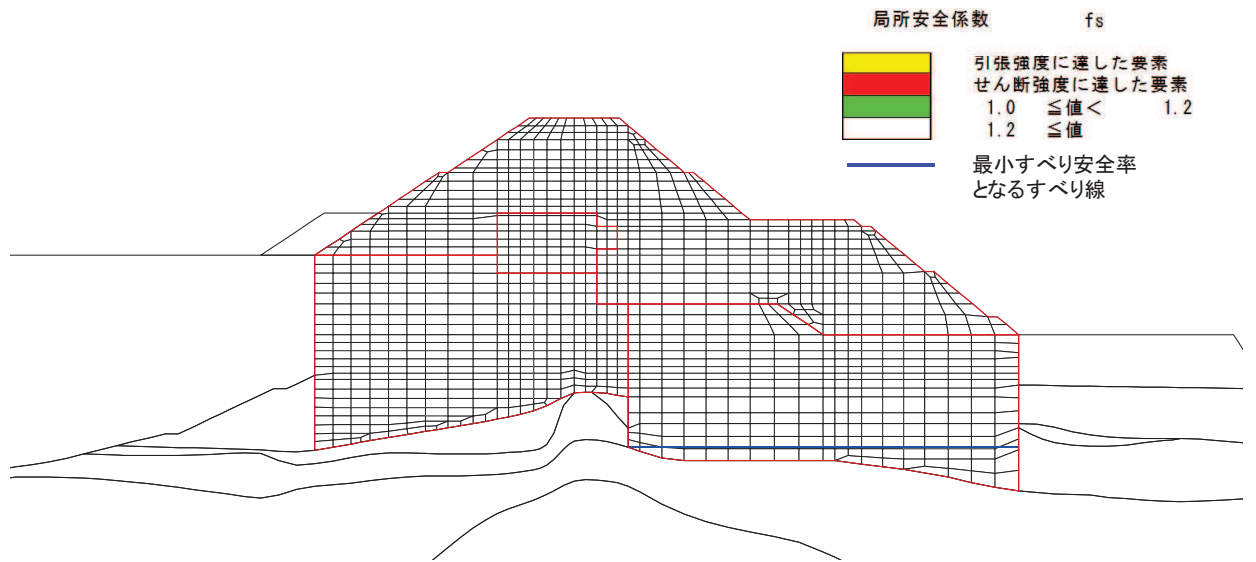


図 3-22 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 短杭, S s - D 2 (---), $t=25.48s$)

表 3-26 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.58	3.5
	②*	13.58	3.6
	③*	13.58	3.3
短杭	①	13.58	3.6

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

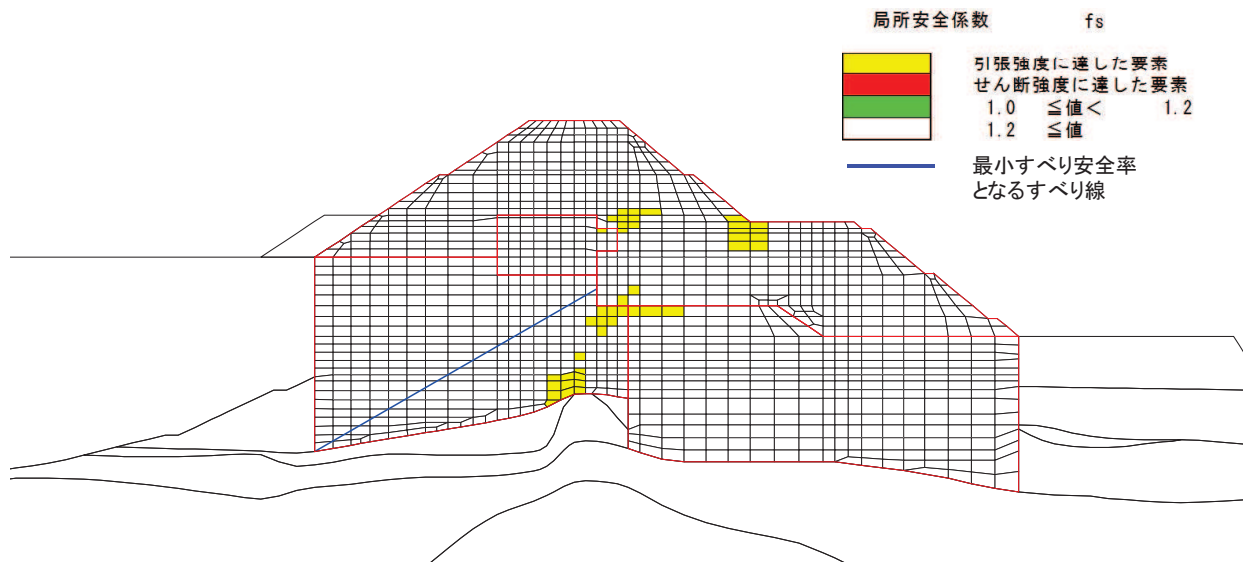


図 3-23 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 短杭, $S_s - D_2$ (---), $t=13.58s$)

表 3-27 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	8.34	3.7
	②*	8.33	3.8
	③*	8.34	3.9
短杭	①	25.49	3.9

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

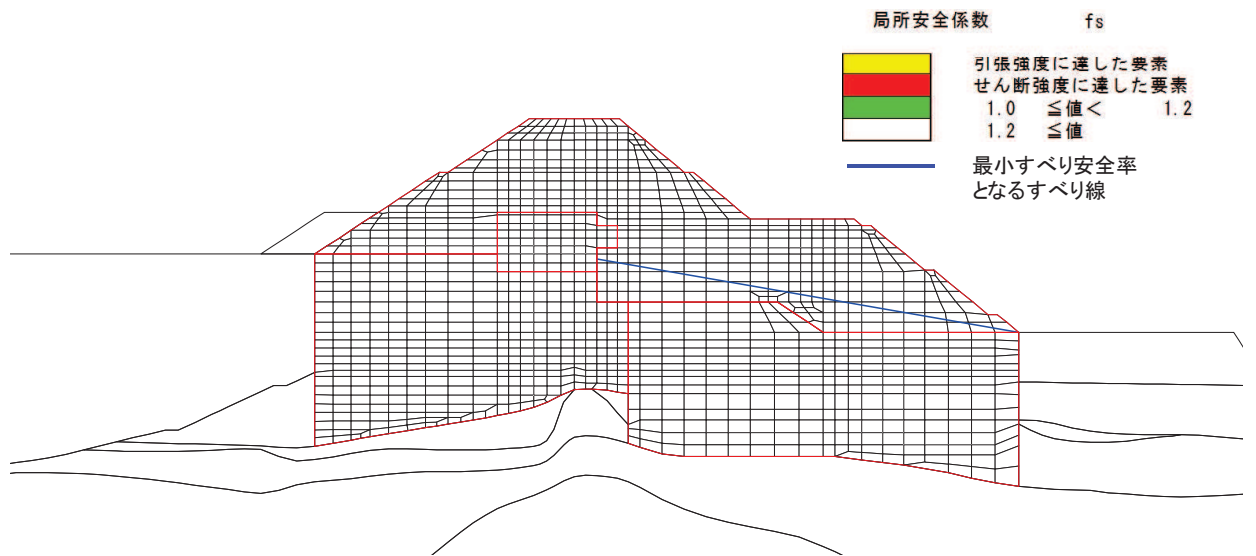


図 3-24 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 短杭, S s - D 2 (- -) , t=25.49s)

表 3-28(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	4.3	11.4	0.38
	②*	3.9	11.4	0.35
	③*	4.8	11.4	0.43
短杭	①	1.1	4.4	0.25

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-28(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	1.5	4.4	0.35
	②*	1.5	4.4	0.35
	③*	1.3	4.4	0.30
短杭	①	1.4	4.4	0.32

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-28(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
長杭	①*	2.5	11.4	0.22
	②*	2.7	11.4	0.24
	③*	2.4	11.4	0.22
短杭	①	2.6	11.4	0.23

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

4. まとめ

本検討の結果、短杭としてモデル化した場合、照査値が若干変動するものの、最大照査値（鋼管杭の曲げ圧縮照査）に与える影響は小さく、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の成立性に対する影響は無いことを確認した。

(参考資料 2) 断面④の鋼管杭の軸力について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち断面④については、図 1-1 に示すとおり、鋼管杭の軸力が他断面と比較して大きくなっている。

この要因について、常時による影響と地震時（常時+地震時増分）による影響に分けて整理した。

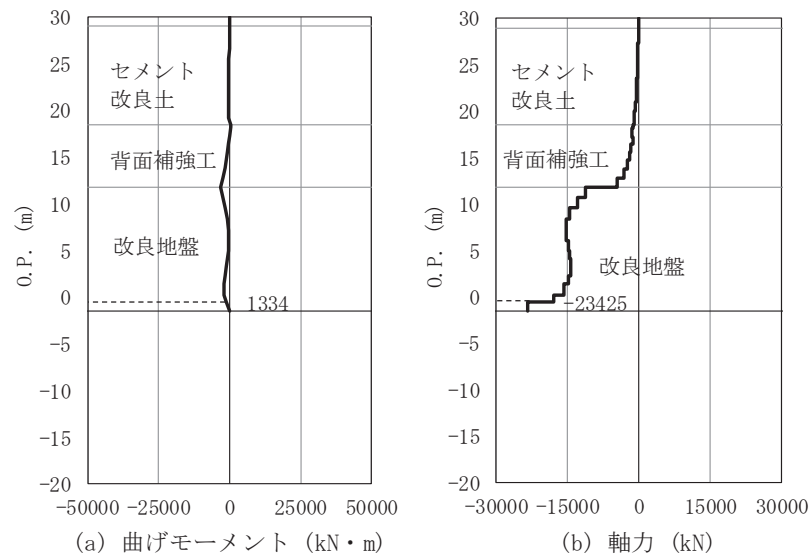


図 1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力
(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1σ）

2. 常時と地震時（常時＋地震時増分）における鋼管杭軸力の確認

断面④について、常時と地震時の曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる時刻（図 1-1 で示した時刻）における、鋼管杭の断面力を比較した。

比較結果の表を表 2-1 に、断面力分布での比較を図 2-1 に示す。

表 2-1 及び図 2-1 の比較により、断面④の鋼管杭の軸力に対しては、地震時の影響が支配的であることを確認した。

地震時に断面④の鋼管杭の軸力が大きくなる要因としては、図 2-2 に示すとおり、鋼管杭と周辺地盤の相互作用により、鋼管杭に伝達される力が断面①～③よりも大きいことが考えられる。これは、断面④は鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の構造が重なる断面であり、断面①～③よりもセメント改良土の重量が大きいためと考えられる。

表 2-1 断面④における常時と地震時の鋼管杭断面力の比較

断面力算出ケース	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)
常時解析	82	1969	12
地震時 (曲げ・軸力系照査時刻)	1334	23425	138

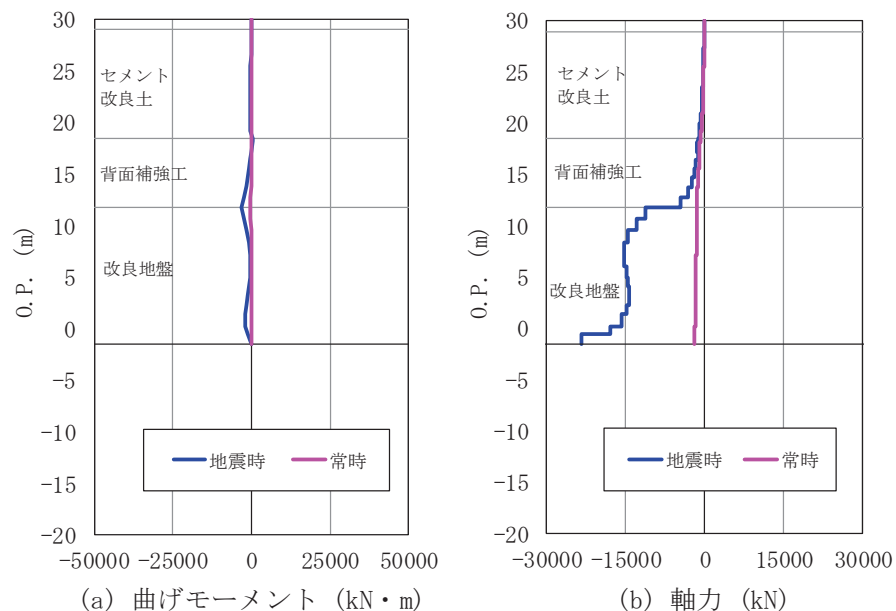


図 2-1 断面④における常時と地震時の鋼管杭断面力分布の比較

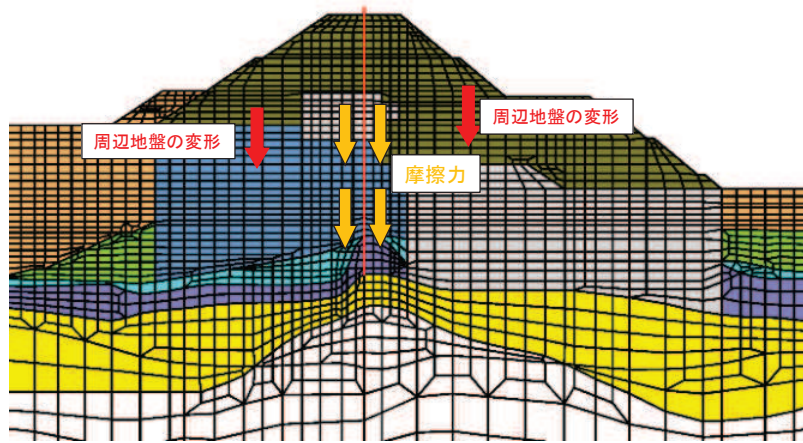


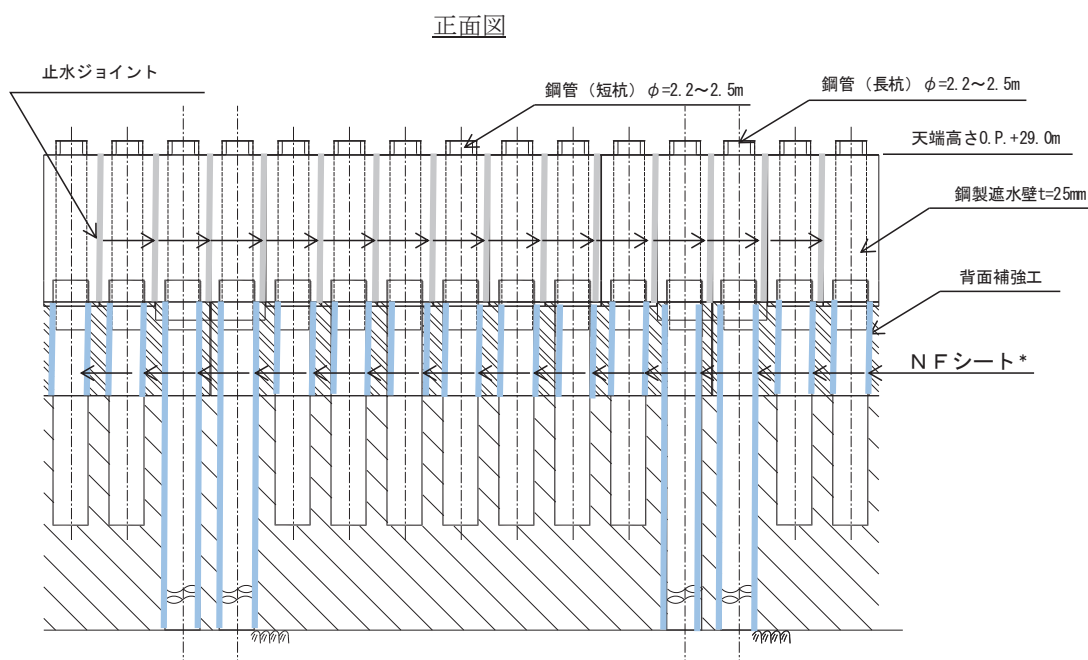
図 2-2 鋼管杭への摩擦力伝達イメージ

(参考資料3) 鋼管杭—地盤間の境界条件の保守性について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の鋼管杭の周面は、図 1-1 に示すとおり NF シート*を施工している。一方、NF シートは瞬間的な挙動変化に対して追従できない可能性がある。

上記及び鋼管杭の軸力にとって保守的な評価とするため、鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件については剛結としているが、NF シートが施工されていることも踏まえ、その影響を検討することで、現在の設定が保守的であることを確認する。その確認方法として鋼管杭と背面補強工及び地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした検討を実施する。



注記 * : アスファルトをシートに成形したものであり、本資料では『NF シート』と呼ぶ。ネガティブフリクション対策として施工したが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

図 1-1 NF シートの配置

2. 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、鋼管杭の照査値が最も厳しい「断面②，S_s-D2（-）」及び鋼管杭の軸力が大きくなる「断面④，S_s-D2（-）」とする。この2断面において、鋼管杭と背面補強工及び地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とする。

断面②及び断面④の地震応答解析モデルを図2-1に、鋼管杭周面の境界条件例を図2-2に示す。

また、影響検討を行う解析ケースを表2-1に示す。

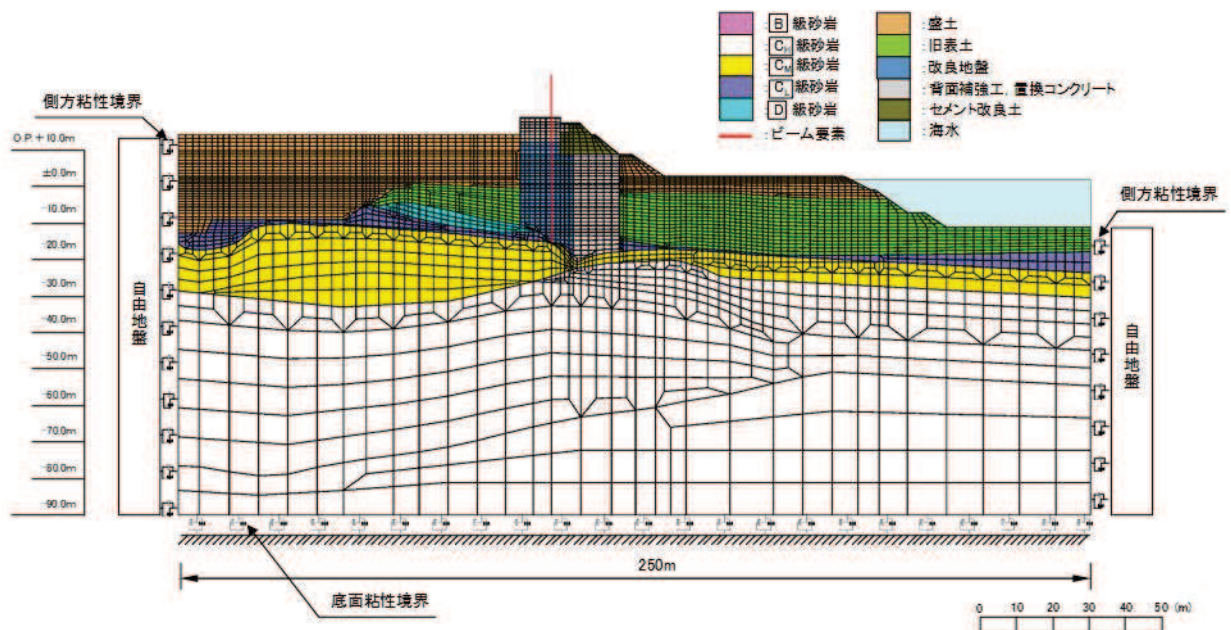


図2-1(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

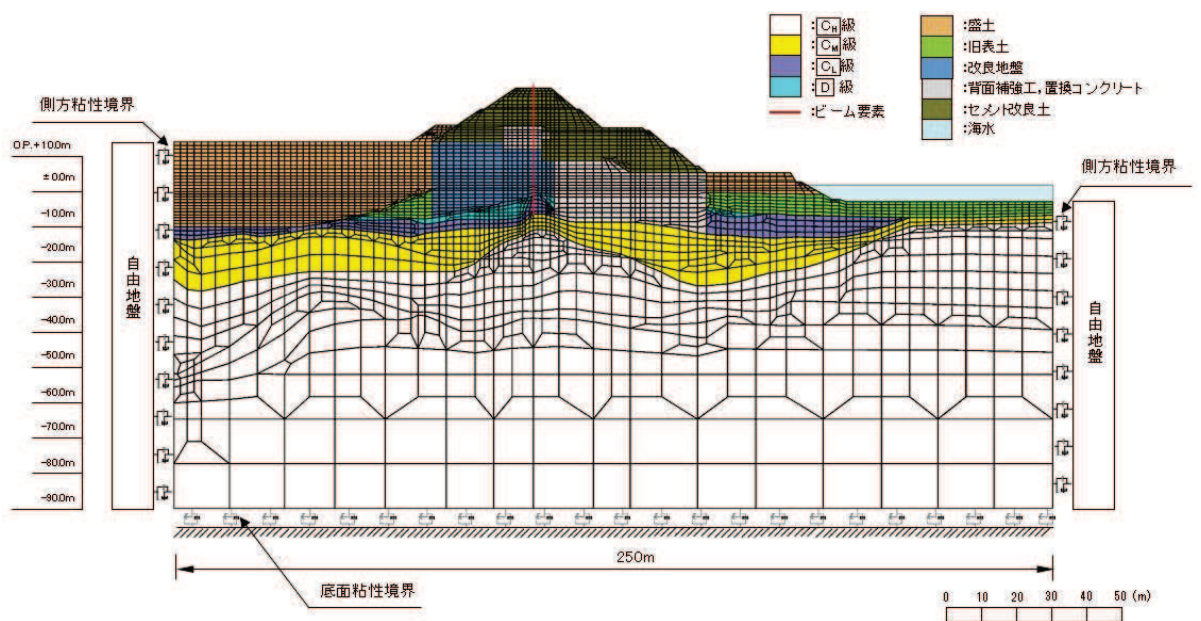


図2-1(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面④）

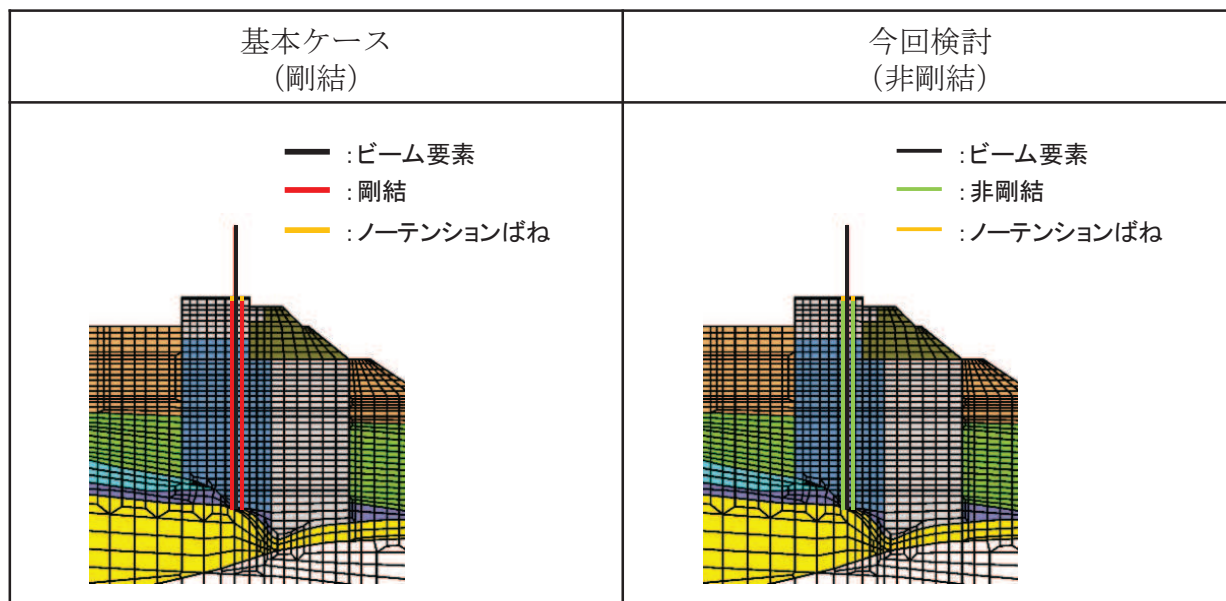


図 2-2 鋼管杭周面の境界条件例 (断面②)

表 2-1 解析ケース

接合方法	解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D 級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係 数)
剛結	ケース①* ¹ (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* ¹	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
	ケース③* ¹	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
非剛結	ケース①* ²	設計基準強度	平均値	平均値

注記* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記* 2 : 今回検討

3. 評価結果

3.1 断面②

断面②における，鋼管杭と背面補強工及び地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした場合の影響評価結果を表 3-1～表 3-7 及び図 3-1～図 3-6 に示す。

本検討の結果，鋼管杭の接地圧について，裕度が向上する結果となった。また，他の照査項目はおおむね同等である。裕度が向上した要因としては，図 3-7 に示すとおり，鋼管杭の鉛直方向の接合を非剛結とすることで，鋼管杭の軸力に影響を与える荷重が減少したことで，改良地盤部での軸力が減少することが考えられる。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 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}	
剛結	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
非剛結	①	A	10492	631	123	247	0.50

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

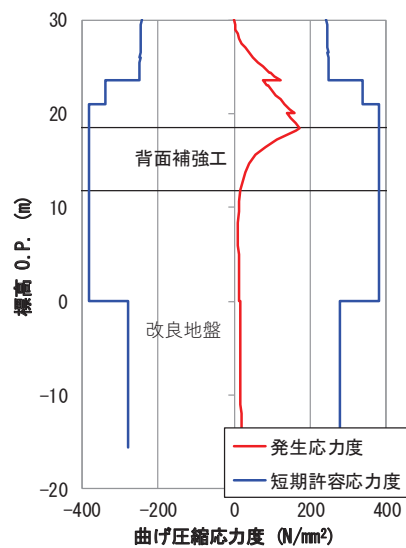
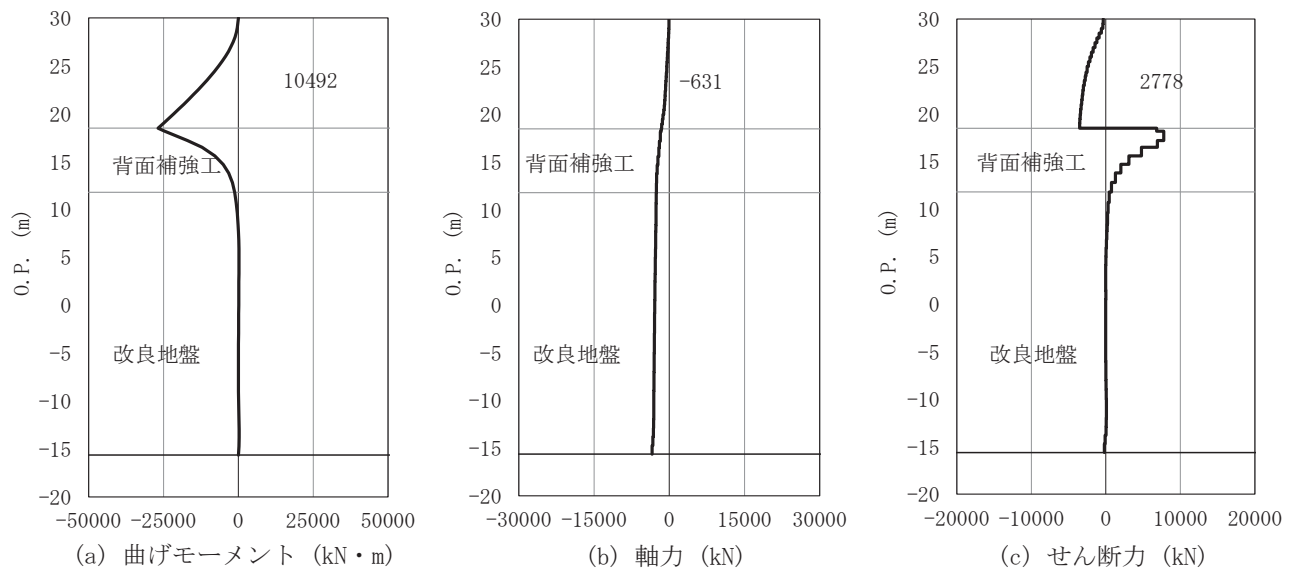


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面②, 非剛結, $S_s - D 2$ (---), $t=6.92s$)

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 $\tau_{s a}$ (N/mm ²)	照査値 $\tau_s / \tau_{s a}$
剛結	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
非剛結	①	C	7901	61	217	0.29

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

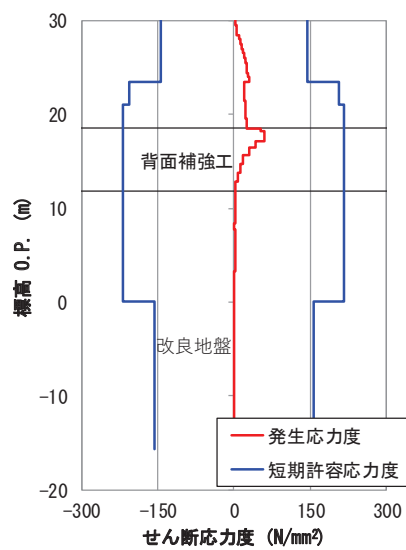
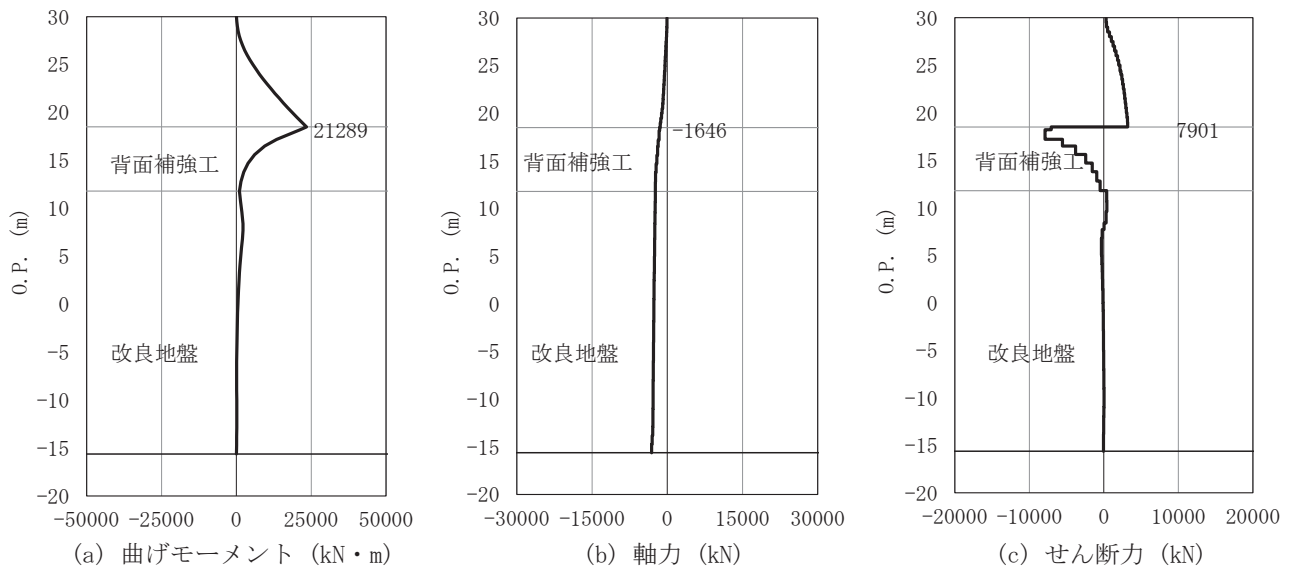


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面②, 非剛結, S_s-D2 (---), t=6.84s)

(参考) 3-6

表 3-3 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
非剛結	①	6.92	21.3

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

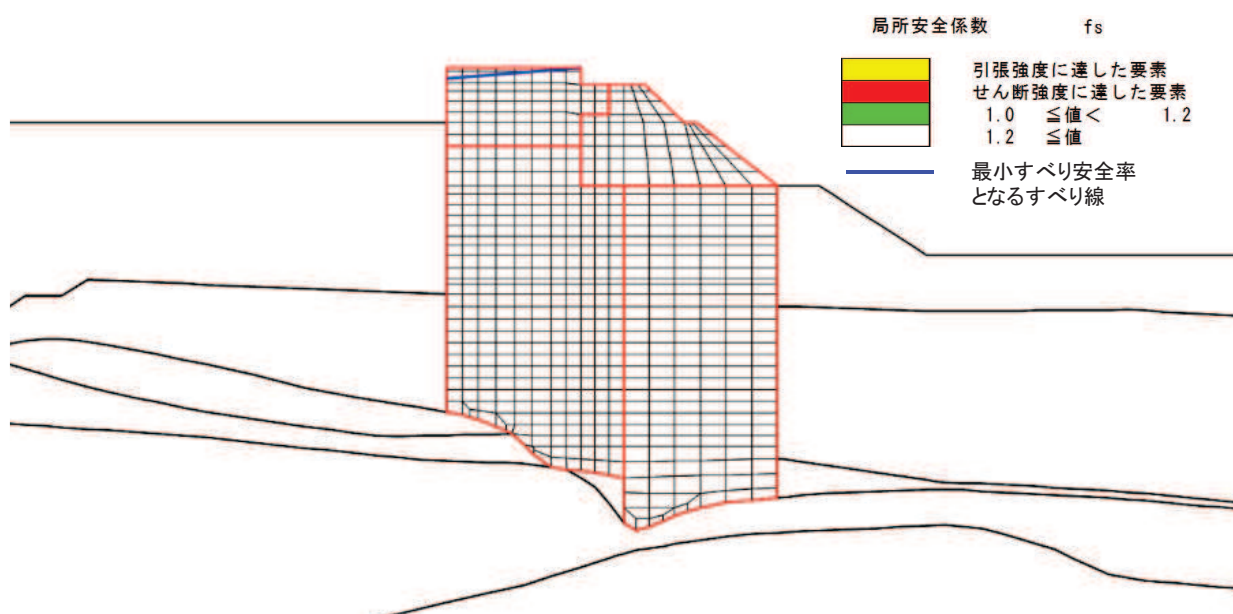


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 非剛結, S s - D 2 (---), $t=6.92s$)

表 3-4 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
非剛結	①	25.49	5.4

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

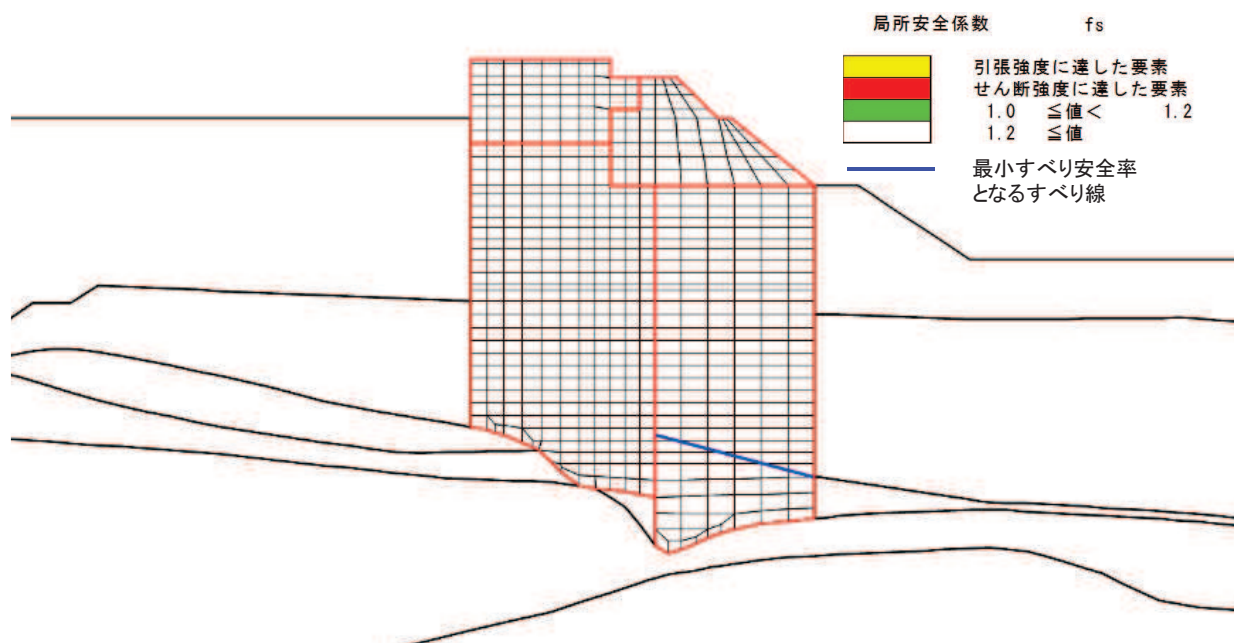


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 非剛結, $S_s - D2$ (---), $t=25.49s$)

表 3-5 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
非剛結	①	25.30	3.6

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

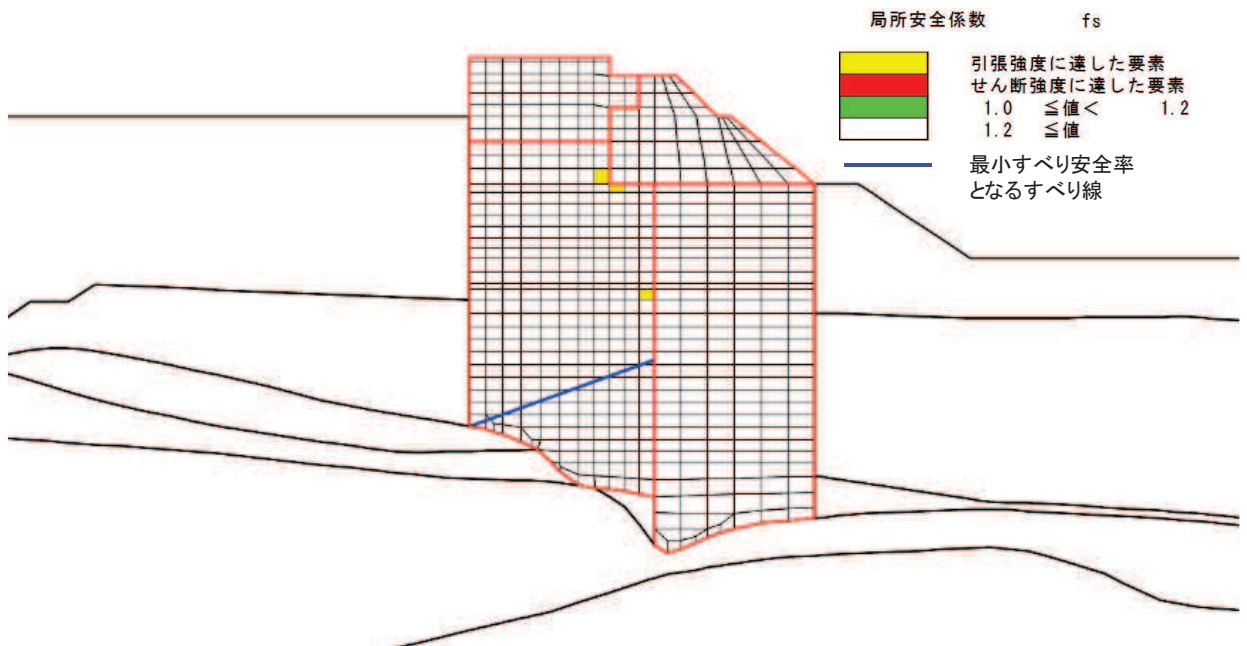


図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 非剛結, S s - D 2 (- -) , t=25.30s)

表 3-6 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
非剛結	①	6.75	3.8

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

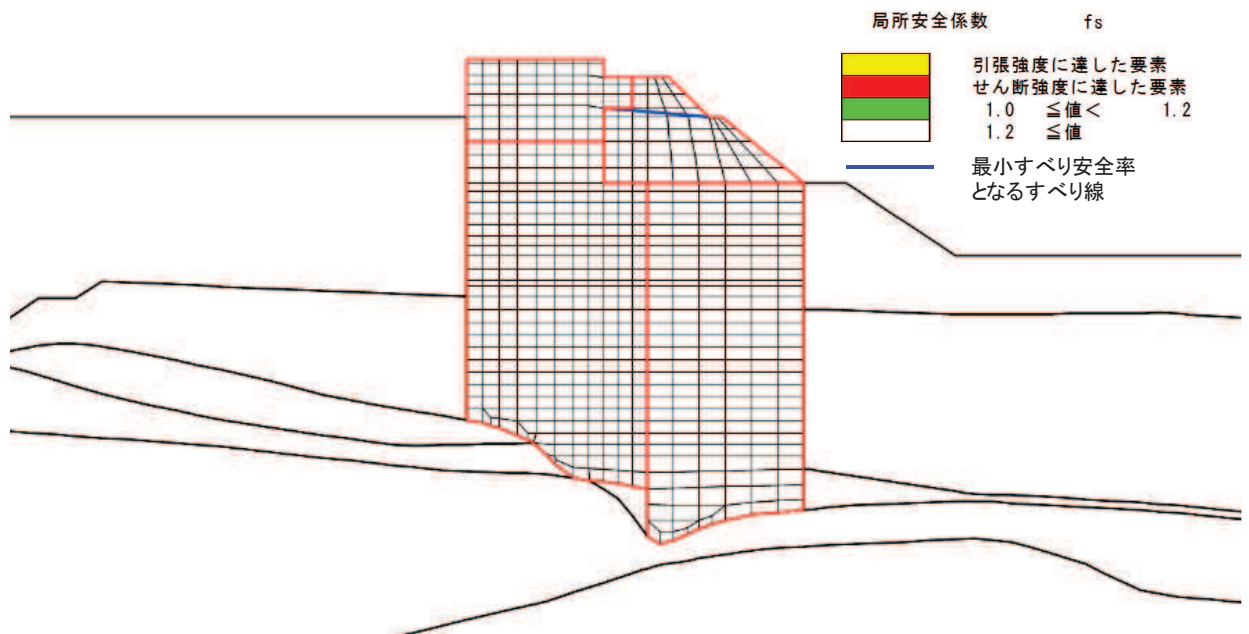


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 非剛結, S s - D 2 (- -) , t=6.75s)

表 3-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
剛結	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
非剛結	①	0.9	11.4	0.08

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
剛結	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
非剛結	①	0.9	4.4	0.21

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
剛結	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
非剛結	①	3.5	11.4	0.31

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

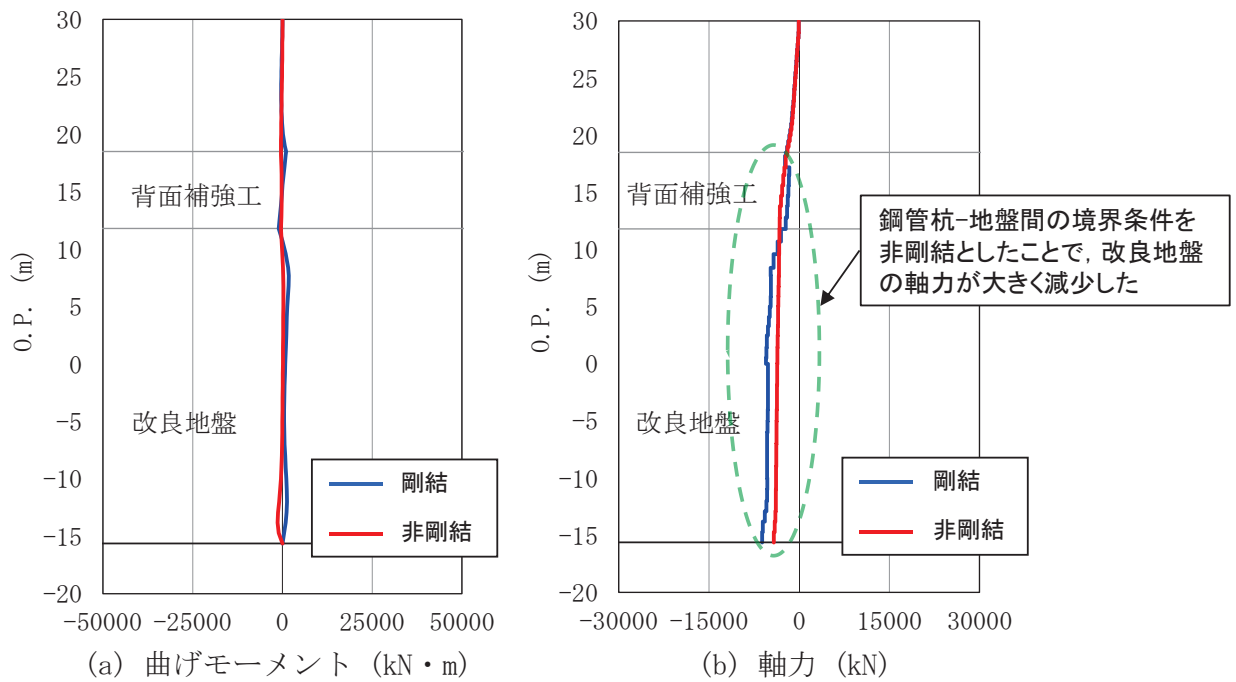


図 3-7 基礎地盤の支持性能（鋼管杭）の最大照査値時刻における断面力比較
 （剛結 $t=13.59s$ ，非剛結 $t=12.85s$ ）
 （断面②， $S_s - D 2$ （--））

3.2 断面④

断面④における，鋼管杭と背面補強工及び地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした場合の影響評価結果を表 3-8～表 3-14 及び図 3-8～図 3-13 に示す。

本検討の結果，鋼管杭の曲げ軸力照査及び接地圧照査について，裕度が大幅に向上する結果となった。また，他の照査項目はおおむね同等である。裕度が大幅に向上した要因としては，図 3-14 に示すとおり，鋼管杭の鉛直方向の境界条件を非剛結とすることで，鋼管杭の軸力に影響を与える荷重が減少したことで，改良地盤部での軸力が減少していることが考えられる。

表 3-8 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	曲げモーメン ト ($kN \cdot m$)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 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}	
剛結	①*	D	1412	20647	124	277	0.45
	②*	D	620	18828	107	277	0.39
	③*	D	1334	23425	138	277	0.50
非剛結	①	D	1620	3004	31	277	0.12

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

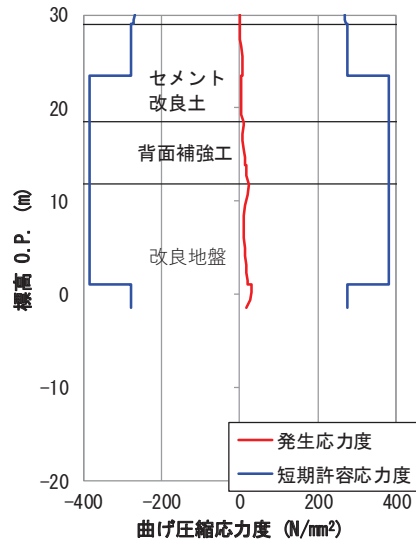
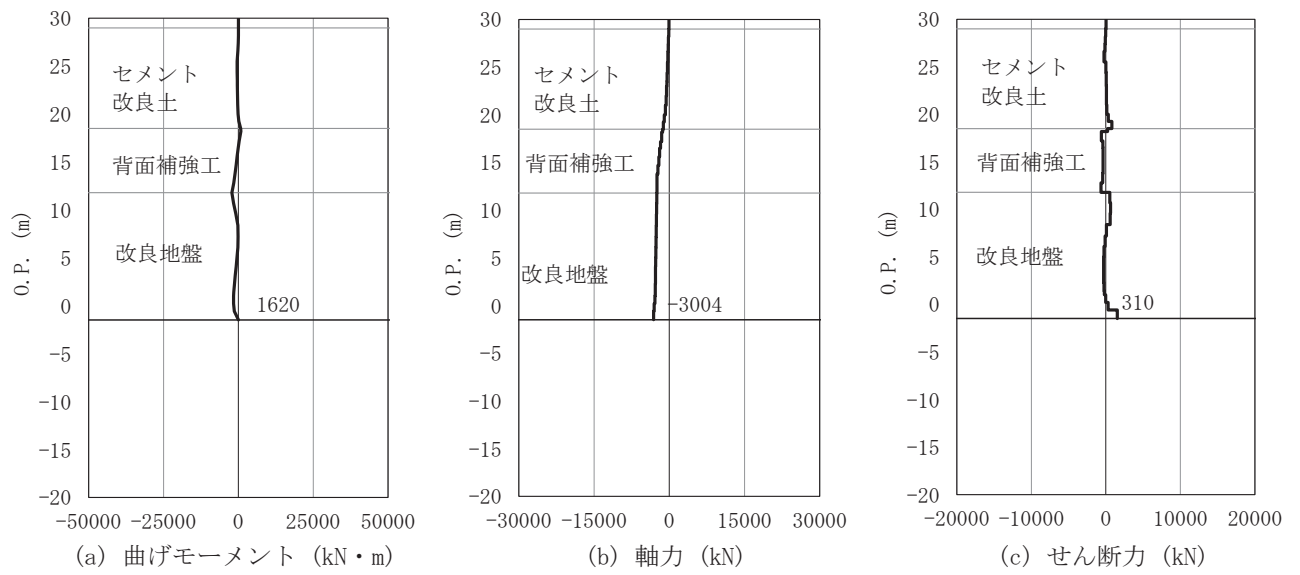


図 3-8 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面④, 非剛結, S_s-D2 (—), t=13.56)

表 3-9 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度	照査値 τ_s / τ_{sa}	
				τ_{sa} (N/mm ²)		
剛結	①*	D	1569	17	157	0.11
	②*	D	1242	14	157	0.09
	③*	D	1543	17	157	0.11
非剛結	①	D	1746	19	157	0.13

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

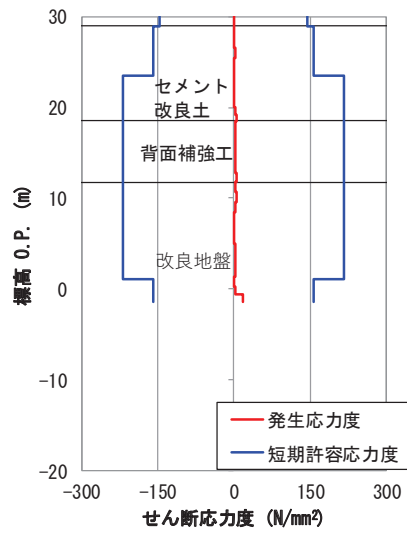
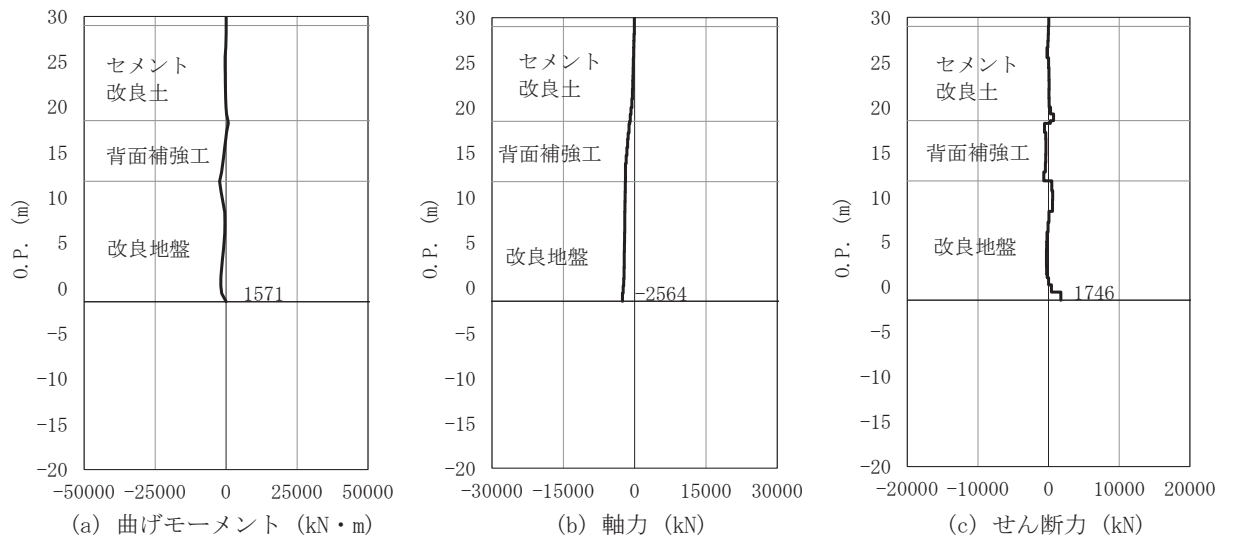


図 3-9 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での
断面力及び曲げ圧縮応力度
(断面④, 非剛結, S s - D 2 (- -), t=6.84s)

表 3-10 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	13.58	13.5
	②*	13.58	13.4
	③*	13.58	12.9
非剛結	①	13.58	13.4

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

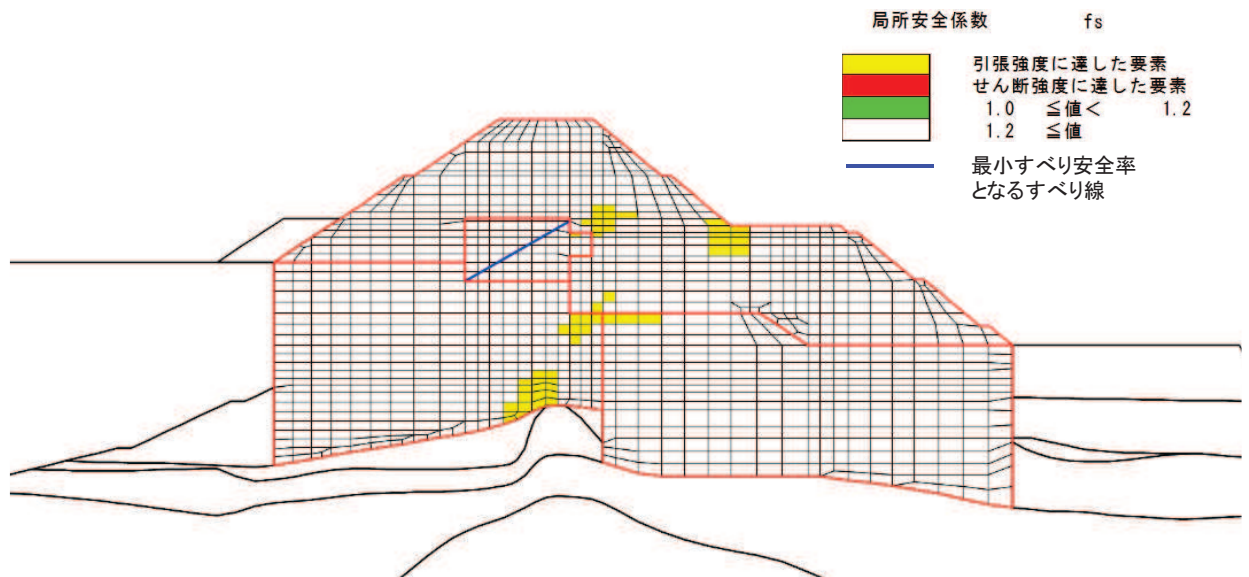


図 3-10 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 非剛結, $S_s - D_2$ (—), $t=13.58s$)

表 3-11 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	25.48	8.3
	②*	25.48	8.5
	③*	25.48	8.7
非剛結	①	25.48	8.4

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

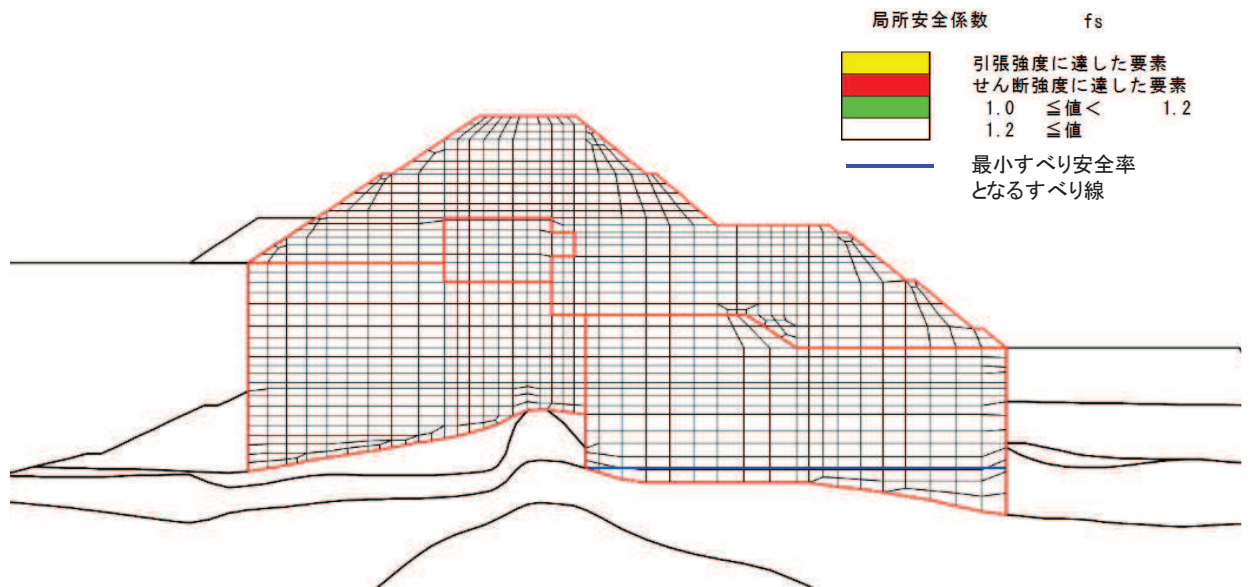


図 3-11 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 非剛結, $S_s - D2$ (---), $t=25.48s$)

表 3-12 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	13.58	3.5
	②*	13.58	3.6
	③*	13.58	3.3
非剛結	①	13.58	3.5

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

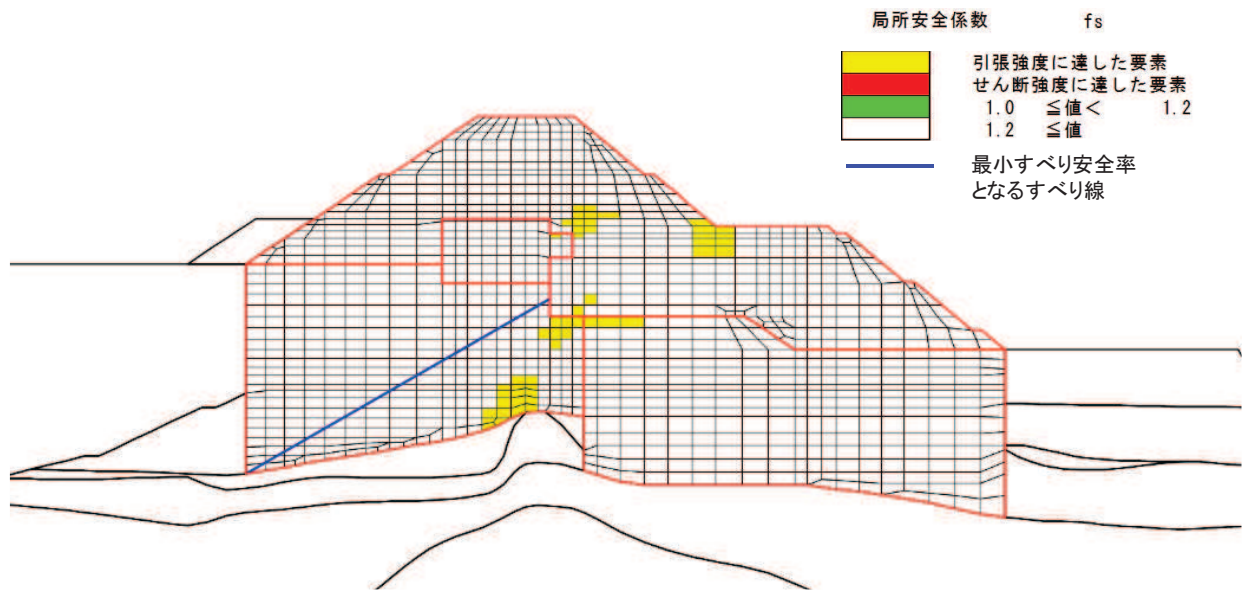


図 3-12 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, 非剛結, S s - D 2 (- -) , t=13.58s)

表 3-13 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
剛結	①*	8.34	3.7
	②*	8.33	3.8
	③*	8.34	3.9
非剛結	①	25.49	3.7

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

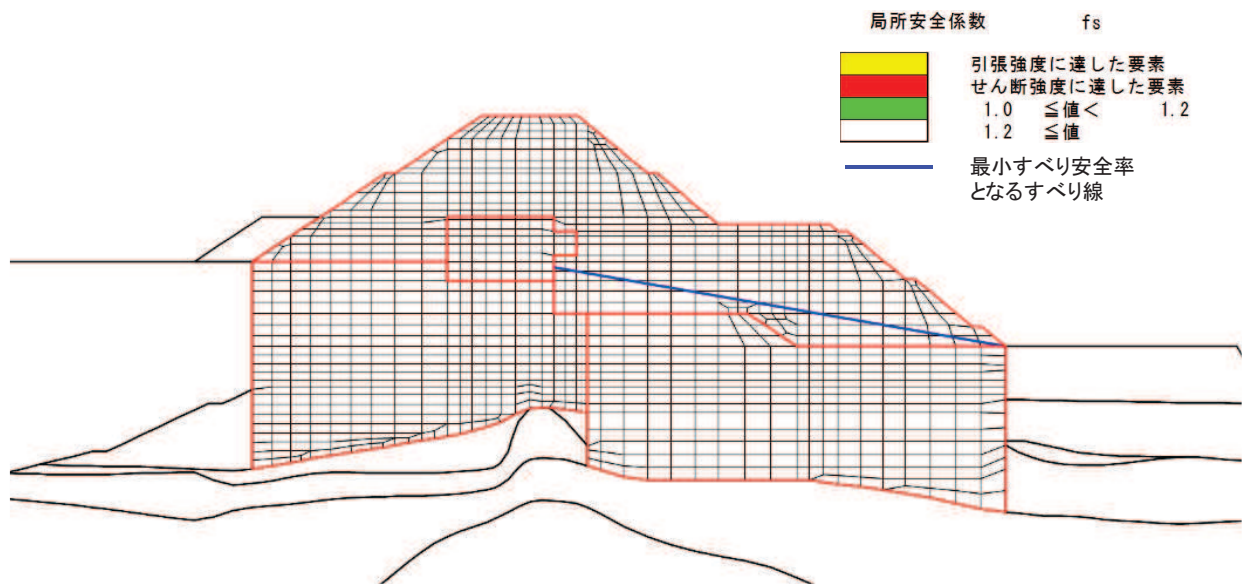


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 非剛結, $S_s - D_2$ (—), $t=25.49s$)

表 3-14(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
剛結	①*	4.3	11.4	0.38
	②*	3.9	11.4	0.35
	③*	4.8	11.4	0.43
非剛結	①	0.7	11.4	0.07

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-14(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
剛結	①*	1.5	4.4	0.35
	②*	1.5	4.4	0.35
	③*	1.3	4.4	0.30
非剛結	①	1.6	4.4	0.37

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-14(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
剛結	①*	2.5	11.4	0.22
	②*	2.7	11.4	0.24
	③*	2.4	11.4	0.22
非剛結	①	2.5	11.4	0.22

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

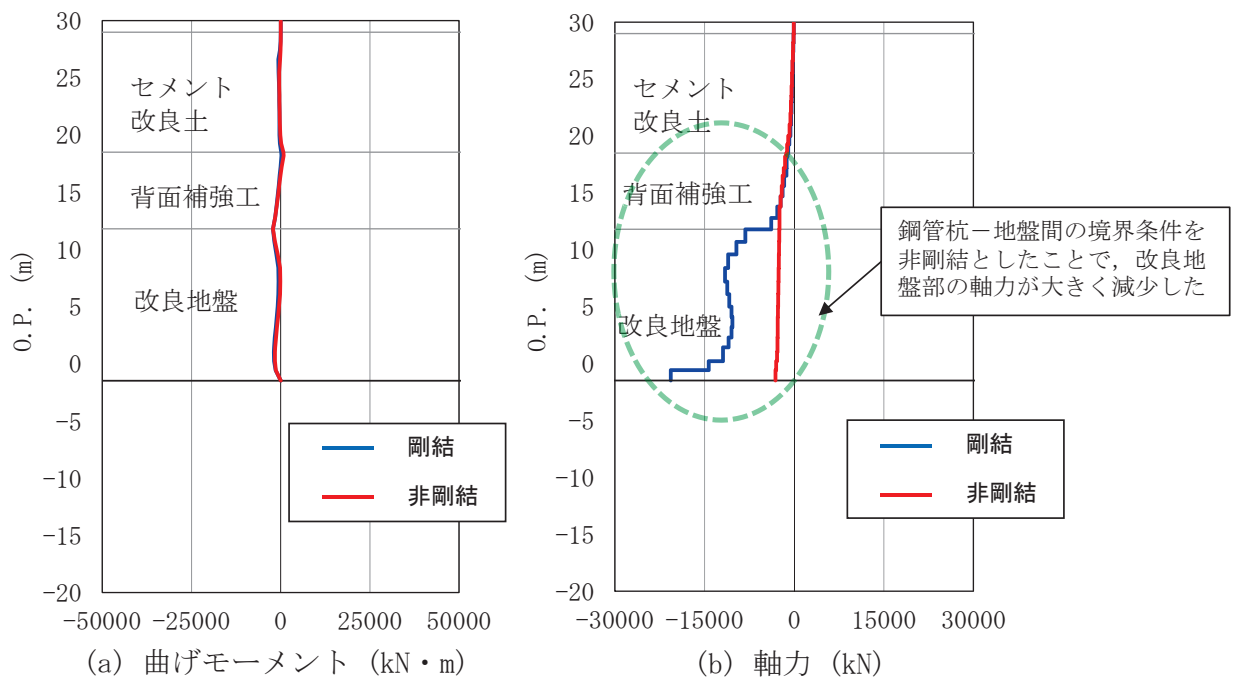


図 3-14 基礎地盤の支持性能（鋼管杭）の最大照査値時刻における断面力比較
 （剛結 $t=13.59s$ ，非剛結 $t=13.56s$ ）
 （断面④， S_s-D2 （--））

4. まとめ

3. 評価結果より，鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件を剛結とする現在の設定が，鋼管杭の軸力にとって保守的な評価となることを確認した。

(参考資料4) ジョイント要素非設定箇所ジョイント要素を設定した場合の影響について

1. 概要

防潮堤の二次元 FEM 解析においては、図 1-1 に示すとおり、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮している。

なお、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定していない。

一方、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることも踏まえ、ジョイント要素を設定しない箇所で、剥離を考慮した場合に防潮堤の構造成立性に与える影響を確認するため、背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイントを設定した場合の影響について確認する。

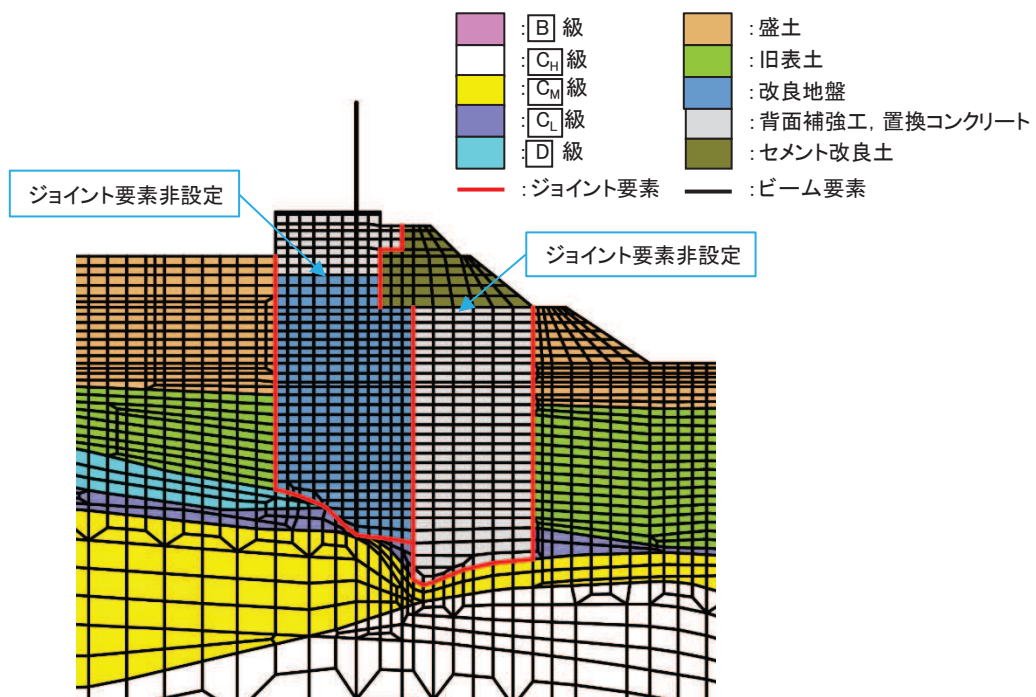


図 1-1 ジョイント要素の配置図（断面②の例）

2. 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，Ss-D2（-）」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図2-1に、本検討における追加ジョイント要素の配置例を図2-2に示す。

また、影響検討を行う解析ケースを表2-1に示す。

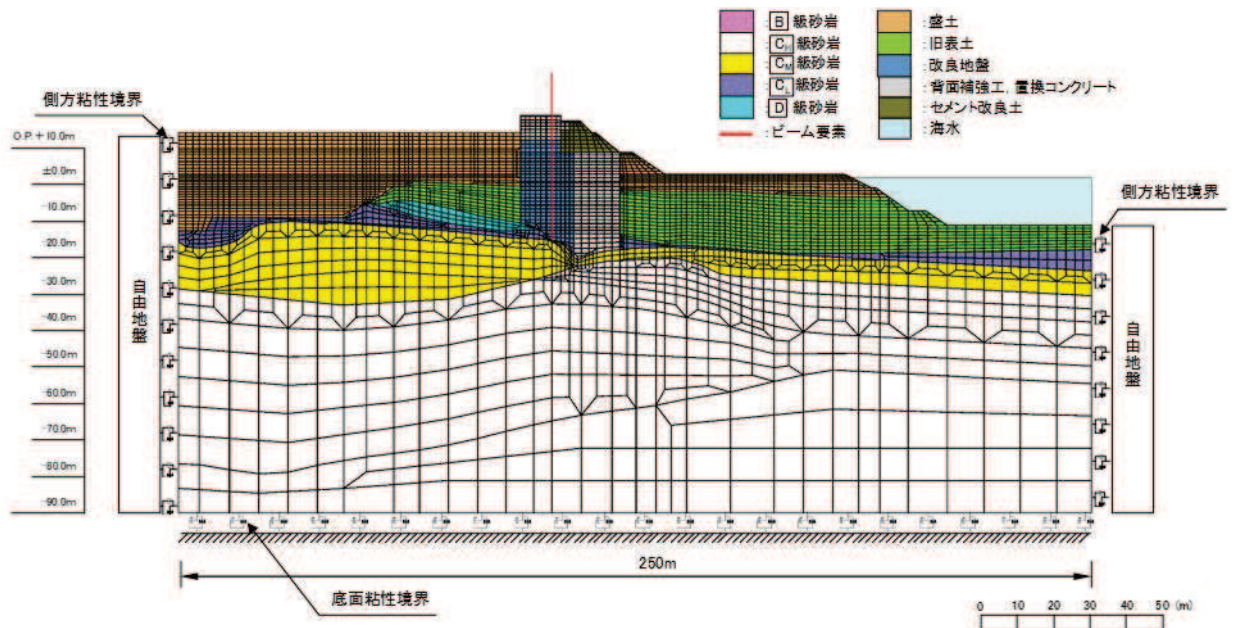


図2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

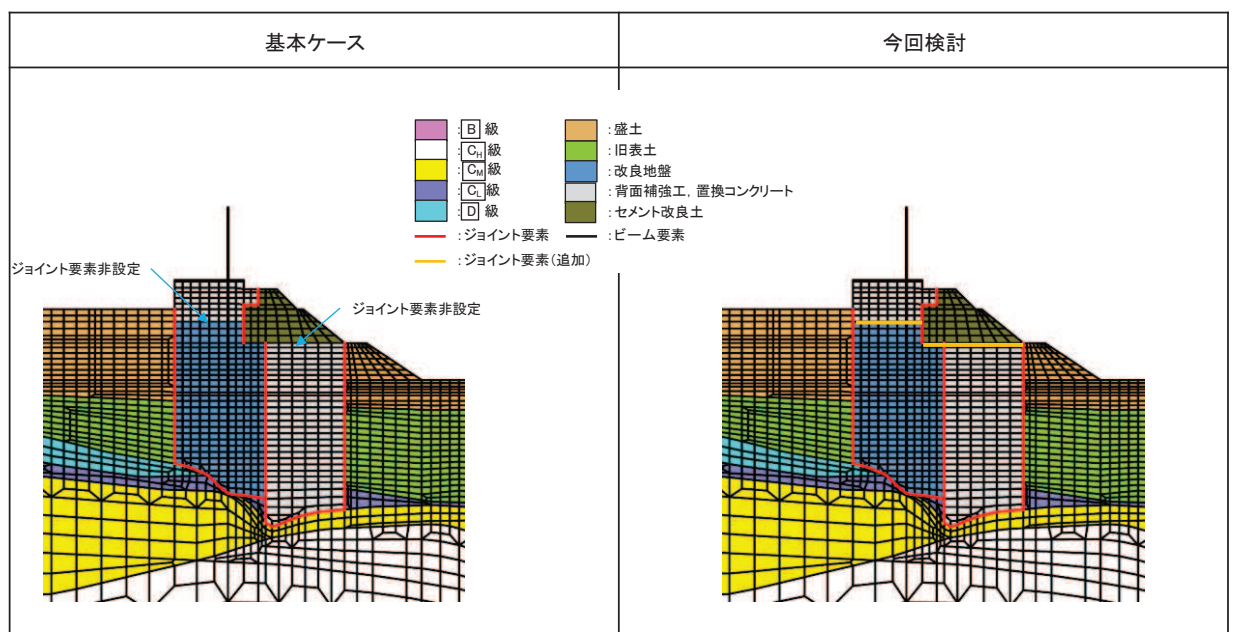


図2-2 本検討における追加ジョイント要素の配置（断面②）

表 2-1 解析ケース

ジョイント 水平境界	解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係 数)
非設定	ケース①* ¹ (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* ¹	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
	ケース③* ¹	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
設定	ケース①* ²	設計基準強度	平均値	平均値

注記* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記* 2 : 今回検討

3. 評価結果

背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイントを設定した場合の影響評価結果を表 3-1～表 3-7 及び図 3-1～図 3-6 に示す。

本検討の結果，各照査項目ともに照査値はジョイント要素非設定の解析ケース①（基本ケース）と比較しておおむね同等であり，背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイント要素を設定した場合の影響は小さいことを確認した。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力	短期許容応力	照査値 σ_s / σ_{sa}	
				σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)		
非設定	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
追加 設定	①	A	10456	579	123	247	0.50

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

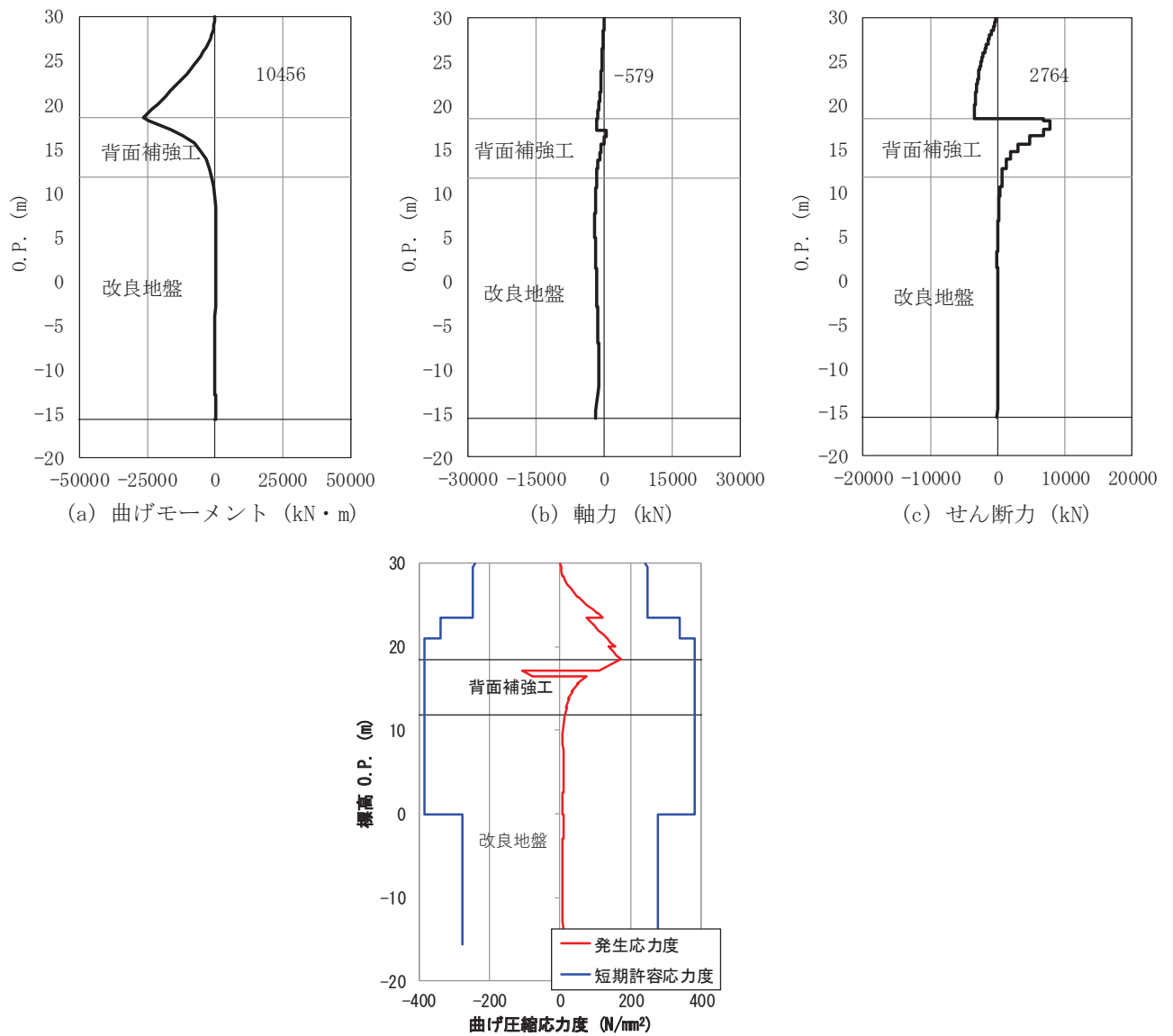


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力
 (断面②, 追加設定, $S_s - D_2$ (—), $t=6.92s$)

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
非設定	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
追加 設定	①	C	7851	60	217	0.28

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

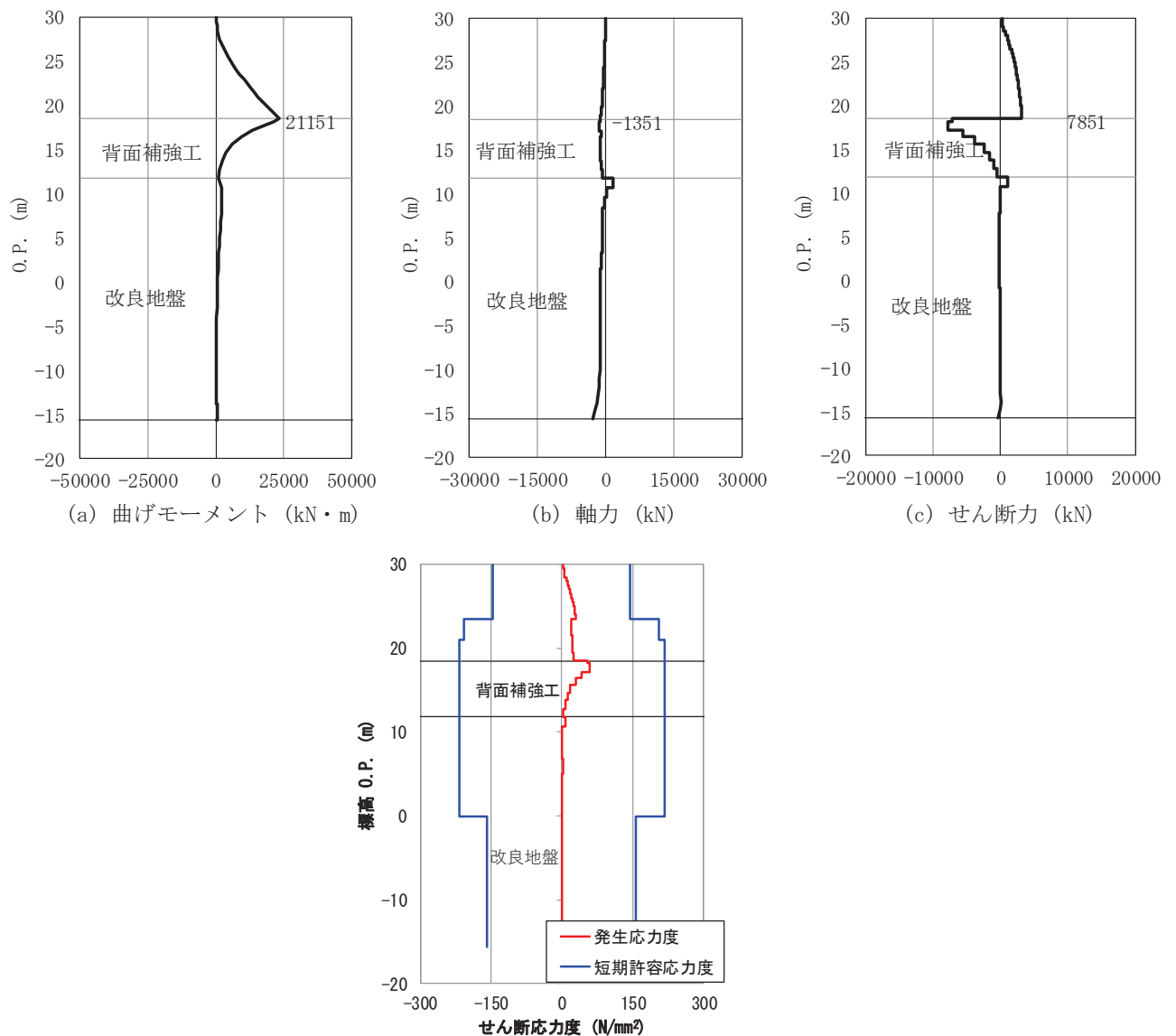


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力
(断面②, 追加設定, S_s-D2 (---), t=6.84s)

表 3-3 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	6.92
	②*	6.91
	③*	6.92
追加 設定	①	6.92

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

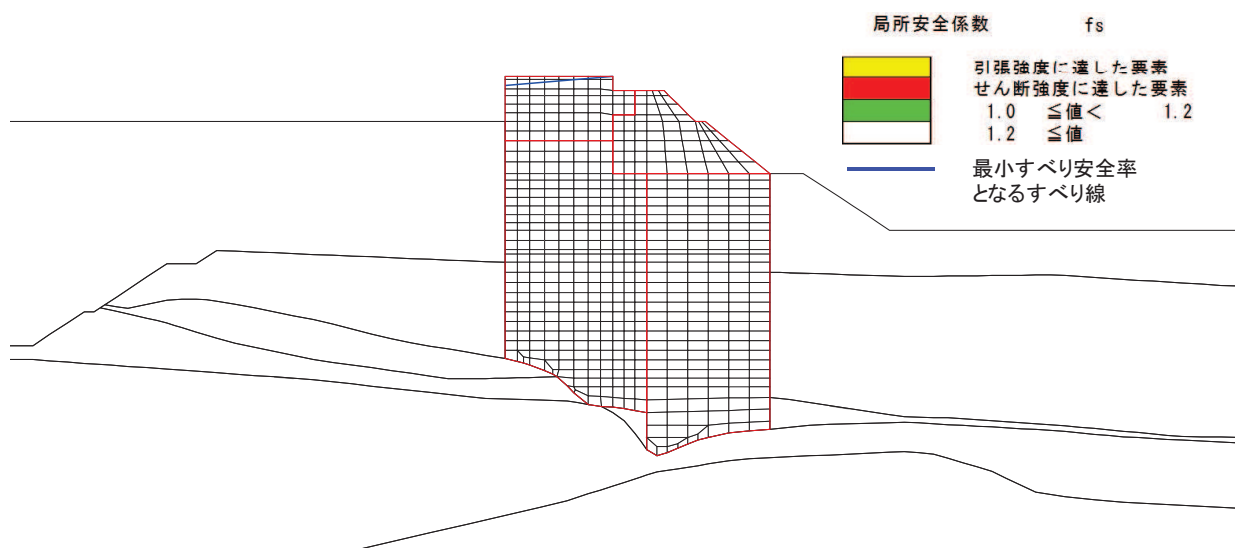


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 追加設定, S s - D 2 (- -) , t=6.92)

表 3-4 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	25.49
	②*	25.48
	③*	25.49
追加 設定	①	25.49

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

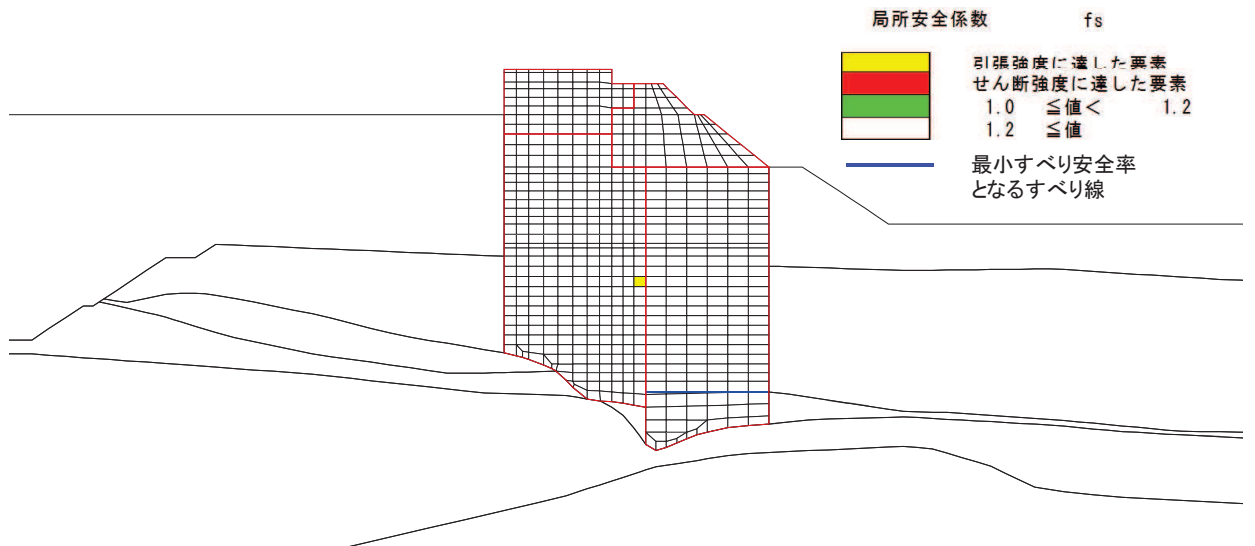


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 追加設定, S s - D 2 (- -) , t=25.49)

表 3-5 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	25.30
	②*	25.29
	③*	25.30
追加 設定	①	25.30
		4.0

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

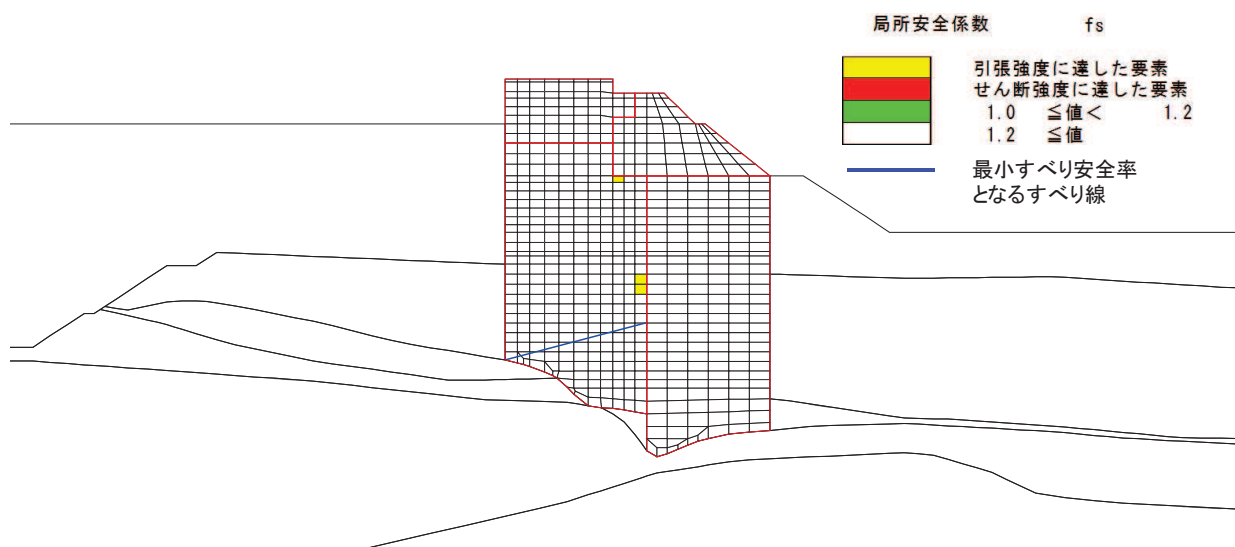


図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 追加設定, S s - D 2 (- -) , t=25.30)

表 3-6 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
追加 設定	①	6.75	3.5

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

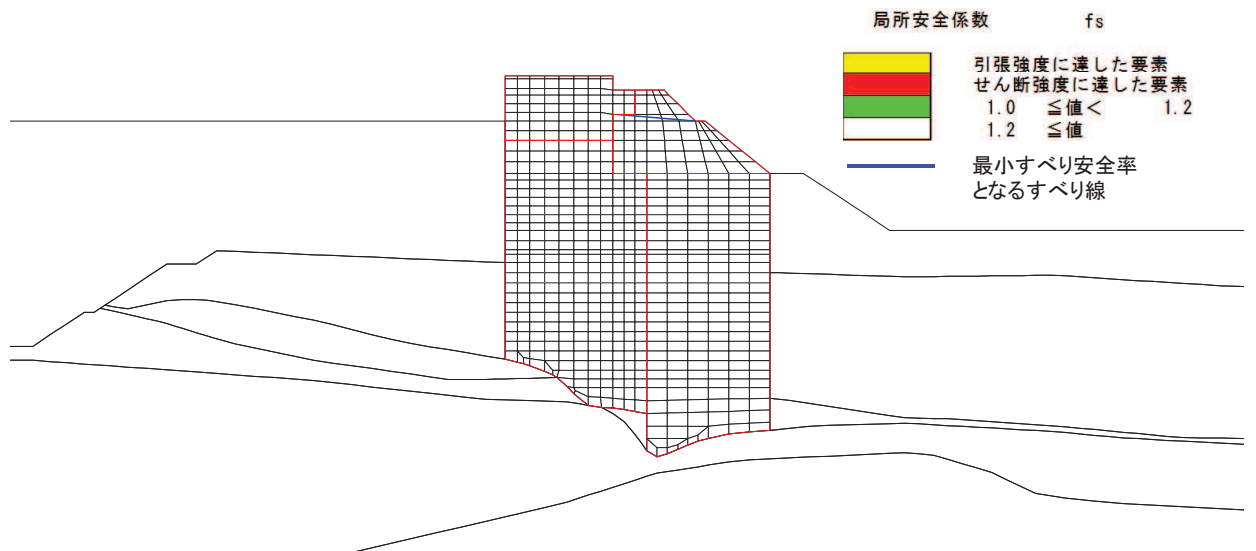


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, 追加設定, S s - D 2 (- -) , t=6.75)

表 3-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
非設定	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
追加 設定	①	1.3	11.4	0.12

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
非設定	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
追加 設定	①	0.8	4.4	0.19

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
非設定	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
追加 設定	①	3.5	11.4	0.31

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に設置される漂流物防護工は、図 1-1 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっている。漂流物防護工が設置されることで、鋼管杭の地震応答へ与える影響を確認するとともに、鋼管杭への偏心荷重への影響について確認する。

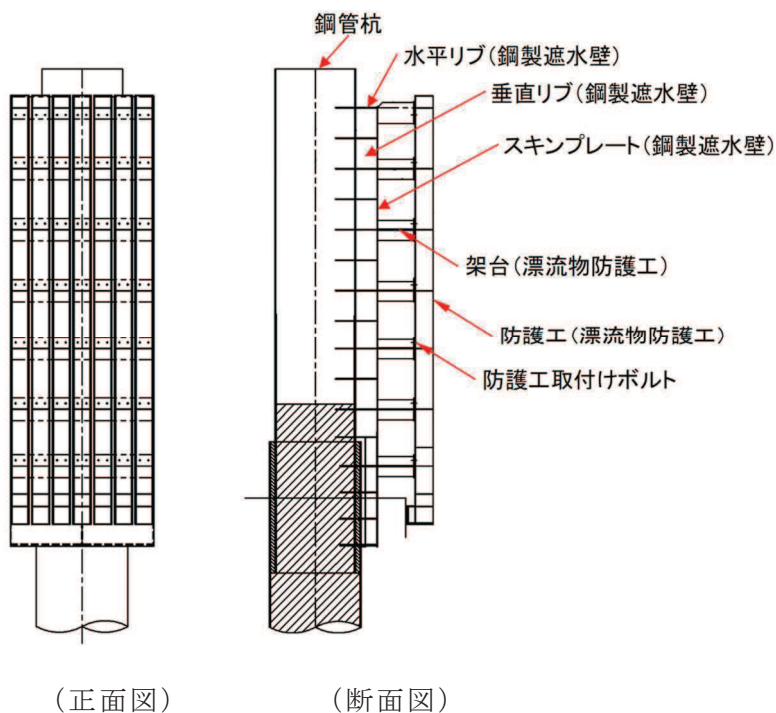


図 1-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

2. 鋼管杭の地震応答へ与える影響について

a. 評価方針

漂流物防護工が鋼管杭の地震応答へ与える影響について、漂流物防護工の固有周期により確認する。

b. 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988 年）」より、片持ち梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I \cdot 10^3}{m \cdot L^3}}$$

c. 固有周期の計算条件

漂流物防護工の固有周期は、漂流物防護工について鋼製遮水壁を固定端とした片持ち梁としてモデル化し算出する。モデル図を図 2-1 に、必要な諸元を表 2-1 に示す。

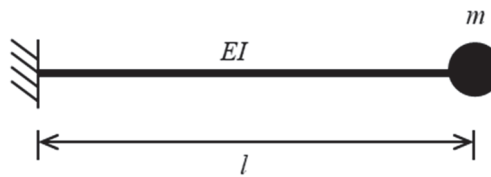


図 2-1 固有周期算定モデル

表 2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	弾性係数	200,000	N/mm ²
I	断面二次モーメント	530,177,267	mm ⁴
m	漂流物防護工の 1 段分の質量	4,651	kg
l	重心までの長さ	955	mm

d. 固有周期の計算結果

漂流物防護工の固有周期の計算結果を表 2-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

よって、漂流物防護工の振動により鋼管杭の地震応答へ与える影響は小さい。

表 2-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
44.57	0.022

(参考資料 6) RC 壁部の地盤ばね評価について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち、RC 壁部については Francis・Randolf のばねを用いて水平・鉛直地盤ばねを評価している。一方で、RC 壁部の側方には斜面が存在することから、地盤ばねを評価するうえでの斜面の影響を検討した。

2. 傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗の考え方

建築基礎構造設計指針によると、「傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力は、斜面の影響によって、水平地盤に設置された杭と比較して低下する。斜面の影響は、杭から法肩までの距離が増加するに伴って小さくなり、この距離がある程度以上になると消失する。」との記載があり、この斜面の影響が設計上ほぼ無視できる限界水平距離 L_c は、下式で与えられる。また、傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力のイメージ図を図 2-1 に示す。

$$L_c = 2.5 / \beta$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{h0} B}{4 E I}}$$

L_c : 限界水平距離 (m)

k_{h0} : 水平地盤における基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

B : 杭径 (m)

$E I$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)

$$k_{h0} = \alpha \cdot \zeta \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$$

ここで、

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

α : 評価法によって決まる定数 (m⁻¹)

ζ : 群杭の影響を考慮した係数で (6.6.8) 式による。短杭の場合は、 $\zeta = 1.0$ とする。

E_0 : 変形係数 (kN/m²)

B : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値 ; 例えば、杭径 50 cm は 50 とする。)

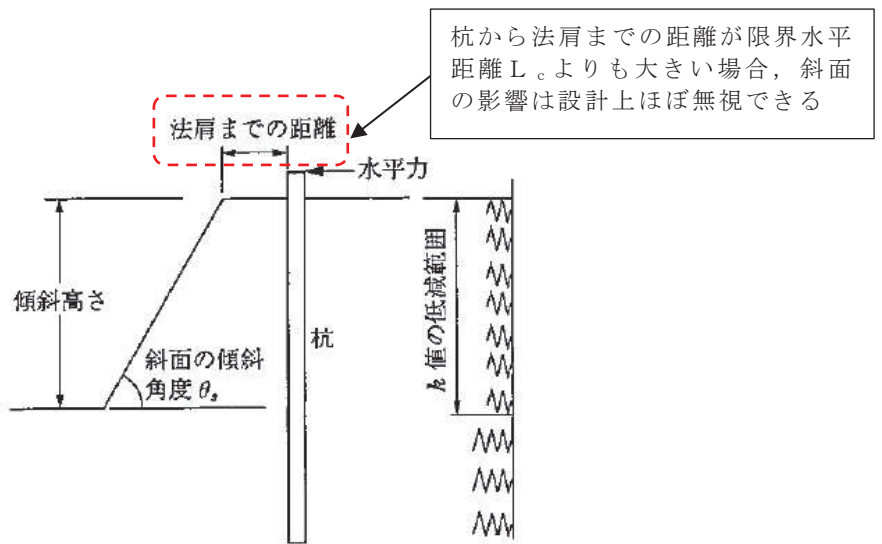


図 2-1 傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力のイメージ図
(建築基礎構造設計指針に一部加筆)

3. RC 壁部における限界水平距離 L_c 。

建築基礎構造設計指針に基づく限界水平距離 L_c を算出するためのパラメータ及び限界水平距離 L_c を表 3-1 に示す。また、RC 壁部における鋼管杭から法肩までの距離を図 3-1 に示す。

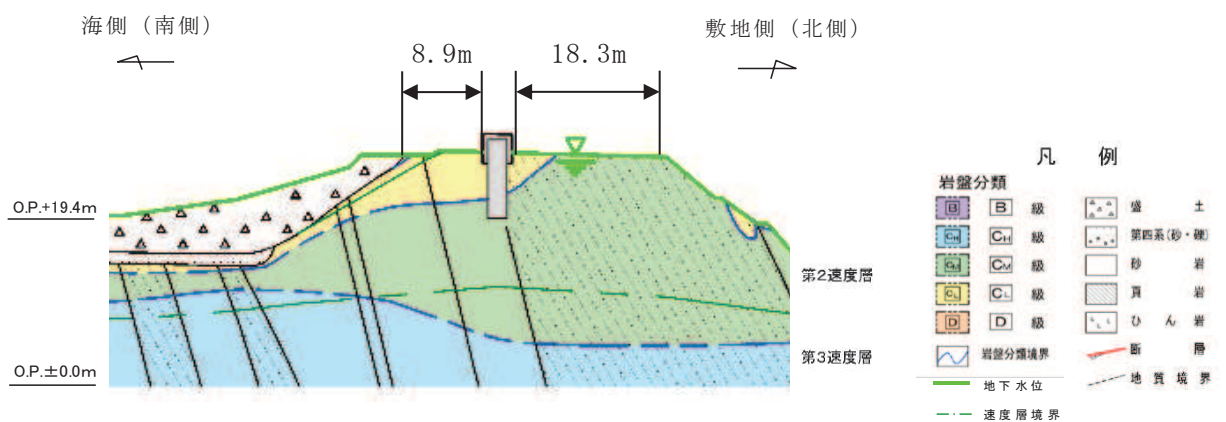
これにより、RC 壁部における鋼管杭から法肩までの距離は、限界水平距離 L_c よりも大きいことから、地盤ばねを評価するうえで斜面の影響は無視できる。

表 3-1 限界水平距離 L_c 算出のためのパラメータ

記号		数値	単位	備考
α	E_0 の評価法によって決まる定数	80		ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数*
ξ	群杭の影響を考慮した係数	1.0		単杭は 1.0
E_0	変形係数	4.0×10^5	kN/m ²	C _L 級岩盤 (第 1 速度層)
B 1	無次元化杭径	220		杭径を cm で表した無次元数値
k_{h0}	基準水平地盤反力係数	560187	kN/m ³	
B 2	鋼管杭外径	2.5	m	
t	鋼管杭厚	0.025	m	
d	鋼管杭内径	2.45	m	
I	断面二次モーメント	1.489×10^{-1}	m ⁴	
E	鋼管杭の弾性係数	2.0×10^8	kN/m ²	
β		0.329		
L_c	限界水平距離	7.59	m	

注記* : C_L 級岩盤の動的変形特性はPS検層により設定していることから、i) を採用する

- | | |
|---|--------------------------------------|
| i) ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=80$
砂質土 $\alpha=80$ |
| ii) 一軸または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=80$ |
| iii) 対象土層の平均 N 値より $E_0 = 700 \cdot N$ で推定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=60$
砂質土 $\alpha=80$ |



	距離 (m)
鋼管杭～海側 (南側) 法肩	8.9
鋼管杭～敷地側 (北側) 法肩	18.3

図 3-1 RC 壁部における鋼管杭から法肩までの距離

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	20
3. 強度評価方法	22
3.1 記号の定義	22
3.2 評価対象断面及び部位	24
3.3 荷重及び荷重の組合せ	32
3.4 許容限界	38
3.5 評価方法	52
3.6 評価条件	150
4. 評価結果	165
4.1 津波時	165
4.2 重畳時	217
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価に関する影響検討	319
5.1 基準地震動 S_s 後の剛性低下の影響について	319
5.2 O.P. +33.9m 津波による影響について	325
5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじれについて	328

（参考資料1）短杭の影響検討について

（参考資料2）津波荷重，余震荷重及び衝突荷重を組合せる場合と津波時及び重畳時の比較について

（参考資料3）海水に浮遊砂が混入した場合の津波波圧への影響について

（参考資料4）風荷重の影響について

（参考資料5）ジョイント要素非設定箇所にジョイント要素を設定した場合の影響について

（参考資料6）津波荷重が作用した場合の防潮堤敷地側の隣接構造物への影響について

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は一般部と岩盤部に分類される。

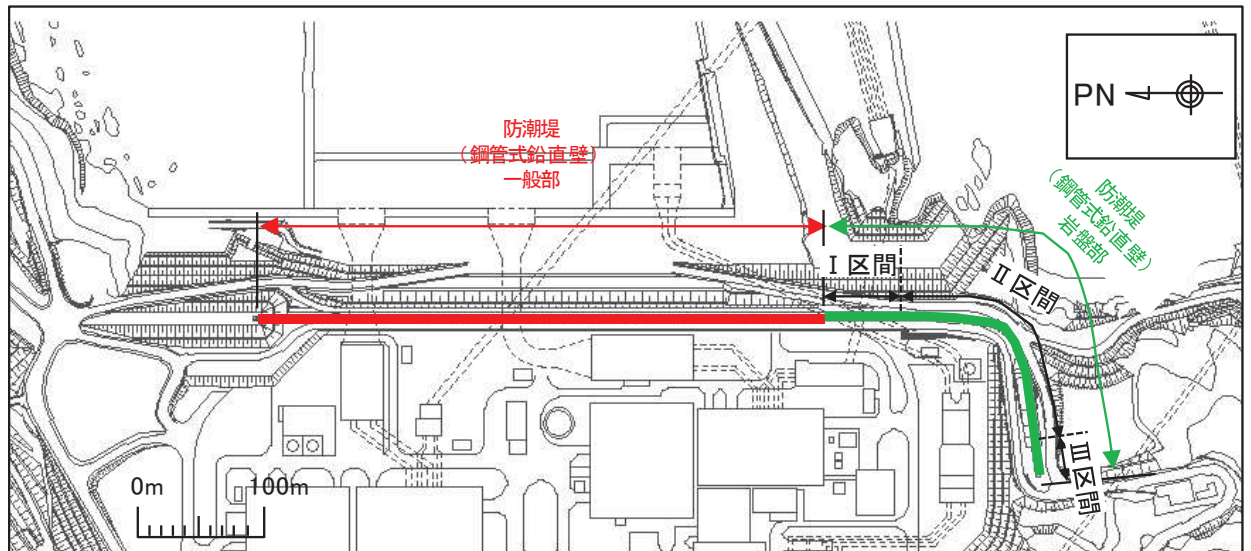


図 2.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲

2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、一般部と岩盤部（RC壁部を含む）に分類される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され、背面補強工の下方に改良地盤を、置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、RC遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭による下部構造から構成される。

鋼管杭は、施工性を考慮し、上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭に分けて施工しており、接続部周辺をコンクリートで充填している。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する構造とした。

上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図及び構造図を図2.2-1及び図2.2-2に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図を図2.2-3に、止水ジョイント部材の概念図を図2.2-4に示す。

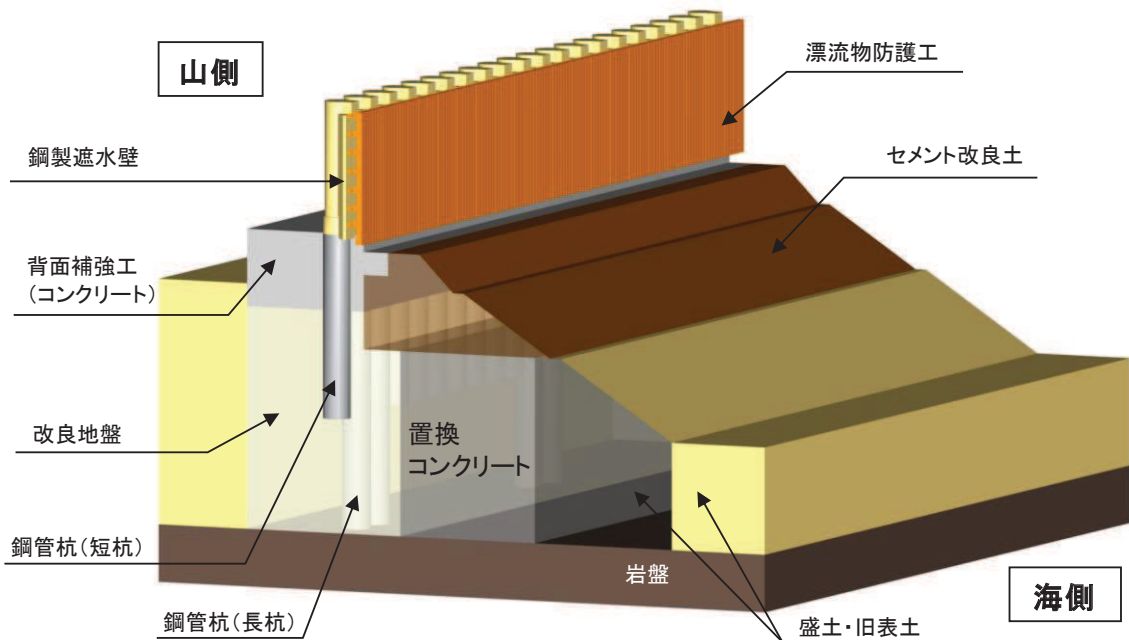


図 2.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図

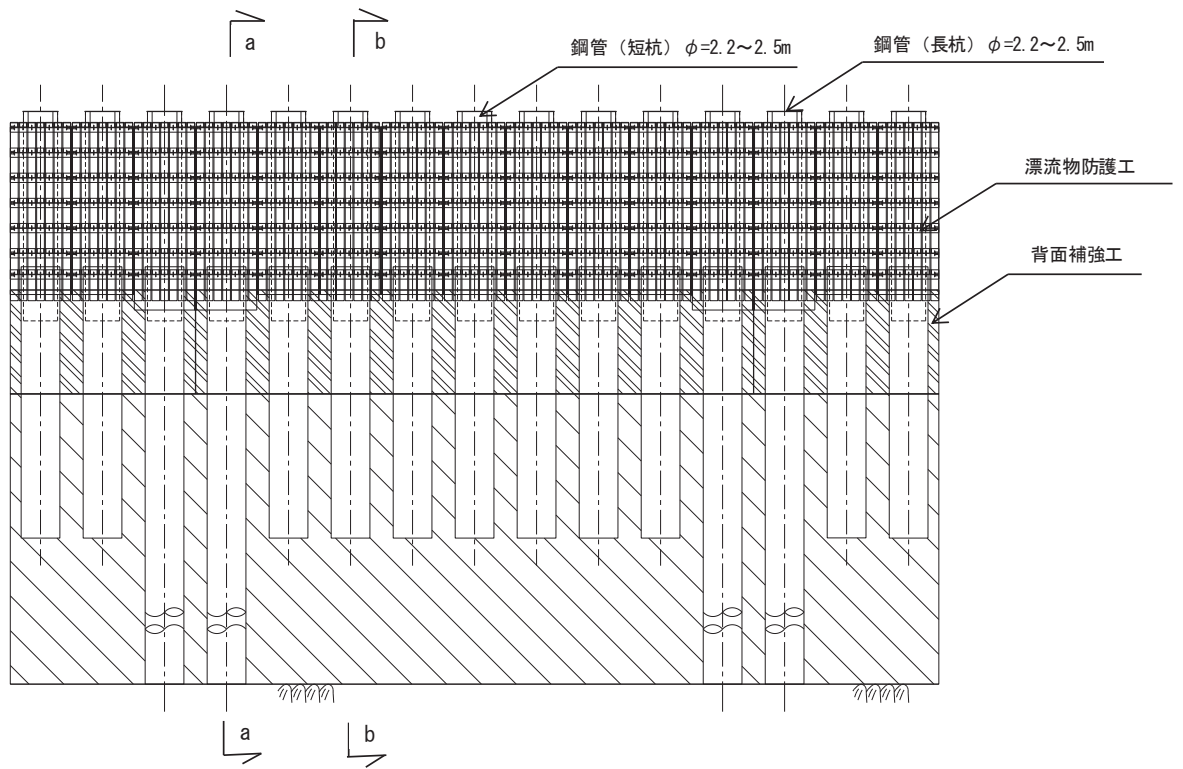


図 2.2-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，漂流物防護工）

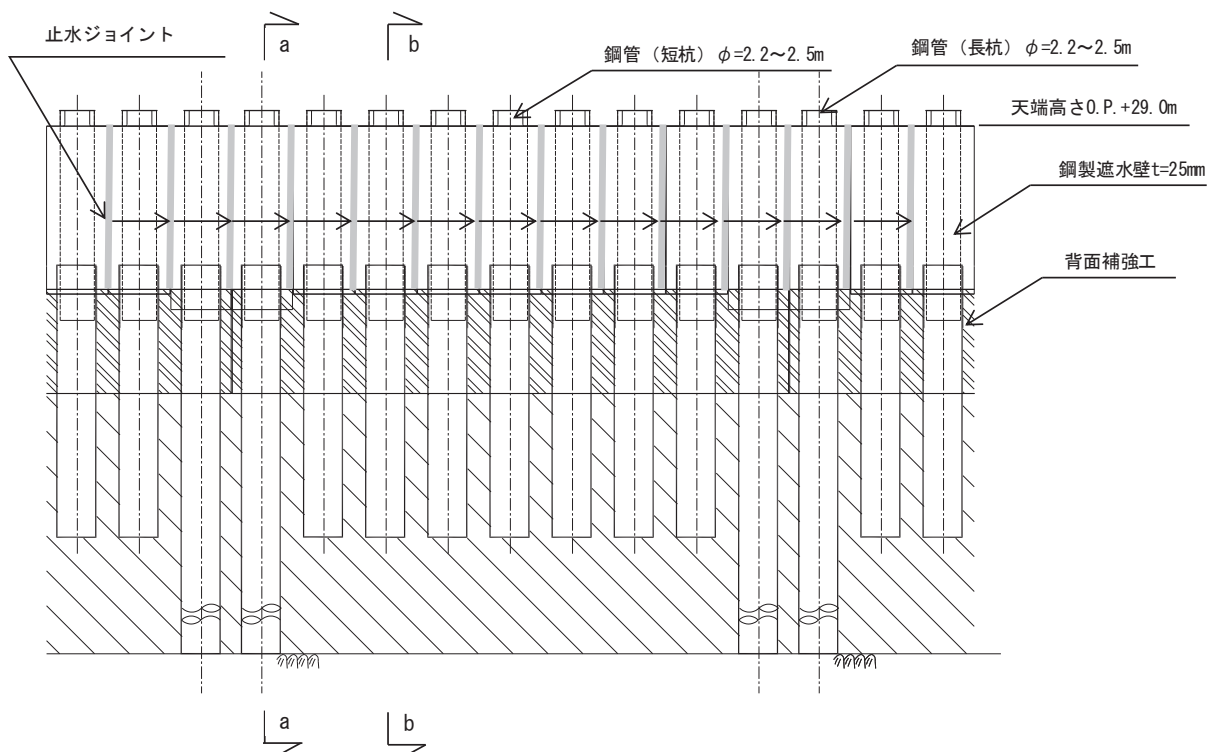


図 2.2-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

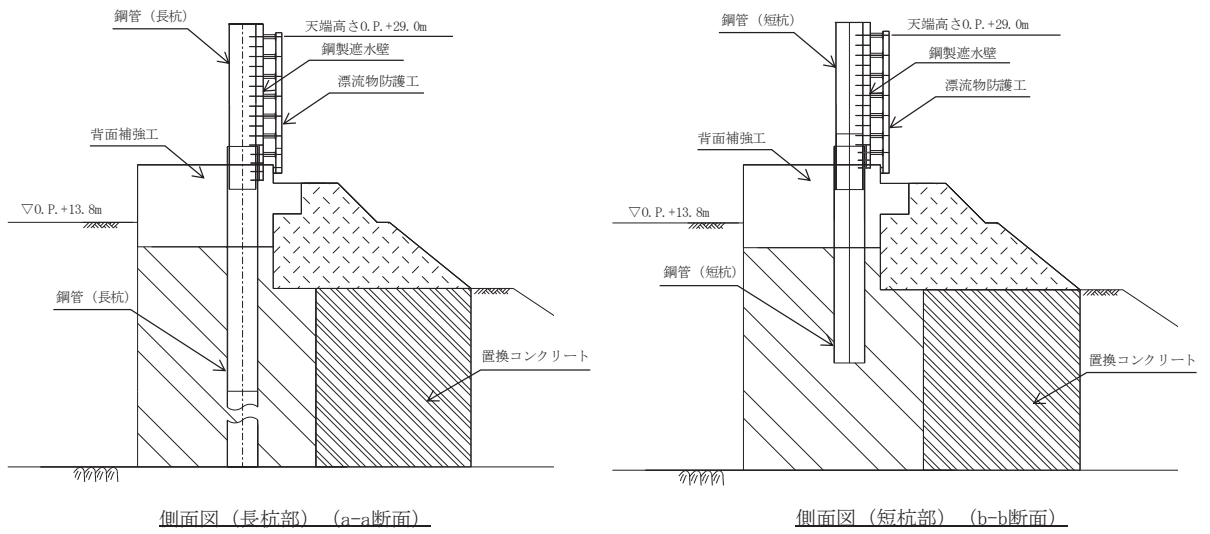


図 2.2-2(3) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (断面図)

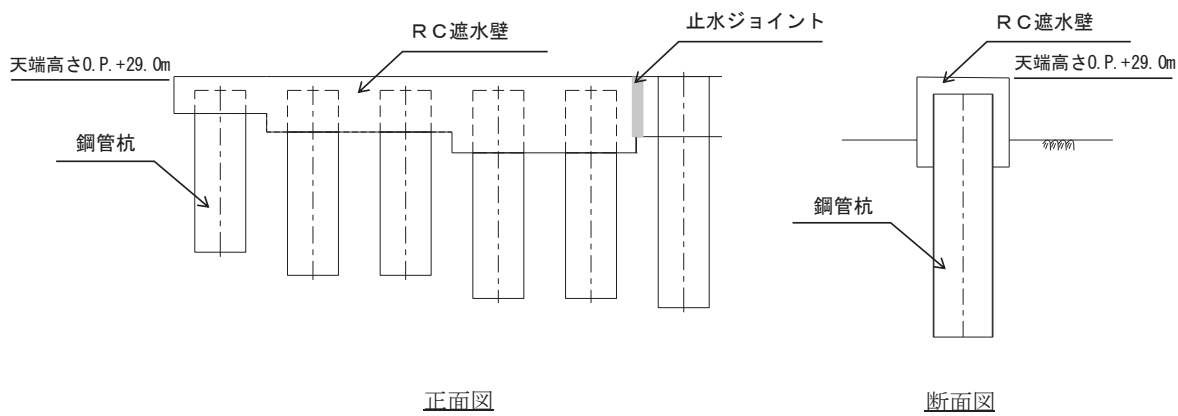
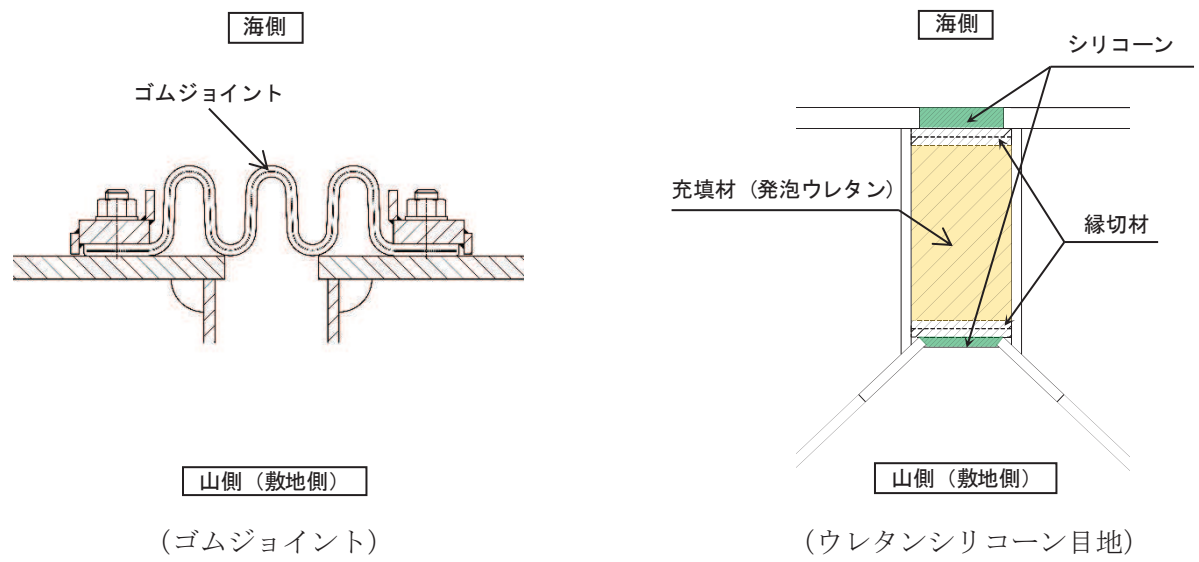


図 2.2-3(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（Ⅲ区間）



(ゴムジョイント) (ウレタンシリコン目地)

図 2.2-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント概念図

2.3 評価方針

2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 2.3-1 に示す。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none">施設（鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none">施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none">地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 2.3-1、図 2.3-2 及び表 2.3-2 に示す。なお、以下では、津波を遮断する役割を『遮水性』、材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし、これらを総称して『止水性』と整理する。

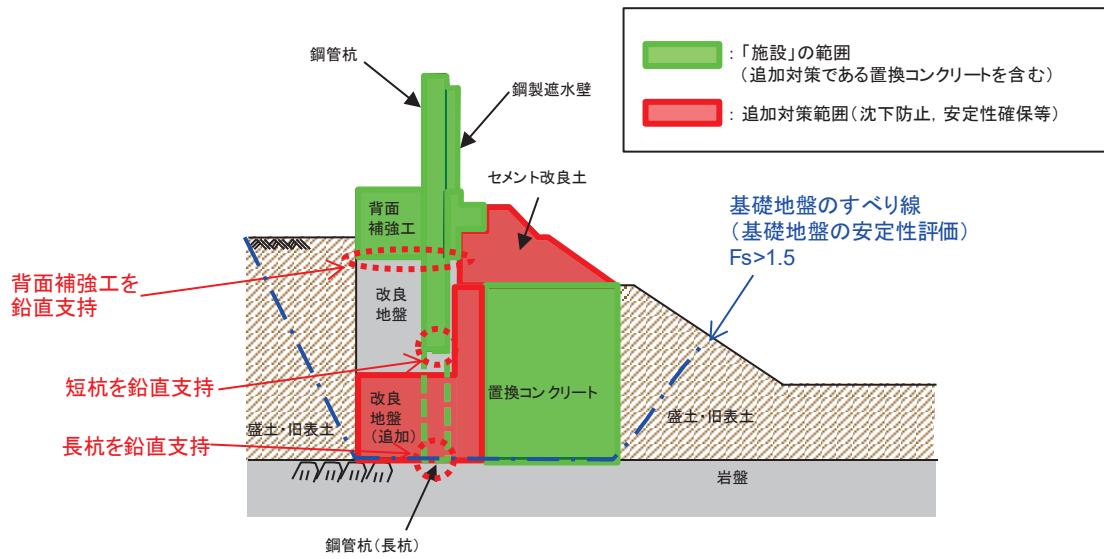


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲

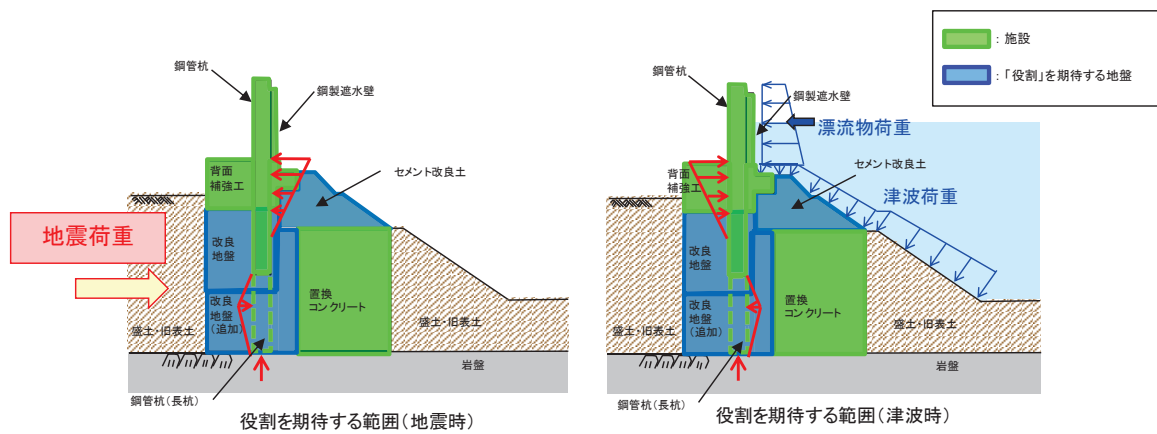


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の役割を期待する範囲

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*1	津波時の役割*1
施設	鋼管杭 (長杭)	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭 (短杭)	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	・ 漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水目地	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 遮水性を保持する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 ・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 *1：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 2.3-3 中「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに止水性（第5条）としての遮水性を保持すること、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第3条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤や側方地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤の役割である鉛直支持については、鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 改良地盤及びセメント改良土の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべ

り安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

以上を踏まえ，鋼管式鉛直壁（一般部）における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

凡 例

- ◎: 要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
(該当する部位を施設と区分とする)
- : 施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目
- : 設計上考慮しない項目

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

部位	具体的な役割					『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	*1 鉛直支持	すべり安定性	(鋼管杭の変形抑制) *1 健全性	
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。 	<ul style="list-style-type: none"> 遮水性を有するコンクリートを鋼製遮水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。 鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。 	—	—	○	◎
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。 鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。 難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	—	◎	○	*2 ○
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。 遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	—	○	○	*2 ○
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。 難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	○	○	○	*2 ○

注記 *1: 鉛直支持については岩盤が、健全性(鋼管杭の変形抑制)については鋼管杭が、それぞれ主体的に役割を果たす。

*2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (鋼管杭の変形抑制) (第4条)	止水性 (漏水性、滲透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。
	止水目地			鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート			基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	セメント改良土	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-

2.3.2 評価方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ，並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象部位の発生応力，すべり安全率及び発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価においては，その構造を踏まえ，津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-5 に，評価項目を表 2.3-6 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3-6 の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。なお，「3.2.1 評価対象断面」に示すとおり，岩盤部（RC壁部）は入力津波高さに余裕を考慮した O.P.+25.0m よりも高い O.P.+26.7m 以上の標高に設置されていることから，評価対象断面から除外している。

施設・地盤の健全性評価及び施設の変形性評価を実施することにより，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することにより，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

表 2.3-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

資料	その地帯専用原子炉の付属設備（浸水防護施設）	資料VI-1-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針			資料VI-3-1-別添3-1-1 津波への配慮が必要な施設の強度評価の方針			構造強度設計		
		要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	耐震履歴モード	設計に用いる許容限界
施設名	基本設計方針 【1.4.1 設計方針】津波防護施設は、津波の襲撃に想定した人・力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合には、津波防護施設が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することを要求される。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返しに想定した人・力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合には、津波防護施設が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することを要求される。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返しに想定した人・力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合には、津波防護施設が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することを要求される。	地震後の繰返しに想定した人・力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合には、津波防護施設が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することを要求される。	地震後の繰返しに想定した人・力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合には、津波防護施設が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することを要求される。	基礎地盤（岩盤、改良地盤） 鋼管杭（長杭、短杭）	支持力 曲げせん断	支持機能が喪失する状態 【極限支持力とする。】	【「道路橋示方書（平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。】 【おおよわね弾性状態にとどまるように設定する。】	【「道路橋示方書（平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。】 【おおよわね弾性状態にとどまるように設定する。】
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。	RC 遮水壁（下端より1本目～5本目の鋼管杭の間） 鋼管杭（長杭、短杭）	曲げせん断	【「コンクリート標準示方書（構造性能照会編）（2002年制定）」及び「道路橋示方書（1共通編・IV下部構造編）」に基づき、短期許容応力度とする。】 【おおよわね弾性状態にとどまるように設定する。】	【「コンクリート標準示方書（構造性能照会編）（2002年制定）」及び「道路橋示方書（1共通編・IV下部構造編）」に基づき、短期許容応力度とする。】 【おおよわね弾性状態にとどまるように設定する。】	【「コンクリート標準示方書（構造性能照会編）（2002年制定）」及び「道路橋示方書（1共通編・IV下部構造編）」に基づき、短期許容応力度とする。】 【おおよわね弾性状態にとどまるように設定する。】	
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に耐える部材の健全性を構造安定性について適切な許容限界を設定する。	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に耐える部材の健全性を構造安定性について適切な許容限界を設定する。	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に耐える部材の健全性を構造安定性について適切な許容限界を設定する。	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に耐える部材の健全性を構造安定性について適切な許容限界を設定する。	止水ジョイント部材 背面補強工	変形 すべり安全率	【「メーカ一規程、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】 【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】	【「メーカ一規程、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】 【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】	【「メーカ一規程、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】 【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】	

赤字：荷重条件 緑字：要求機能 青字：対応方針

表 2.3-6(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（一般部）

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力, せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-6(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（岩盤部）

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力、すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。なお、津波時及び重畳時の検討では、表 2.3-7 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3-7 津波時及び重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

解析ケース	地盤物性
①	平均値
②	平均値 + 1 σ
③	平均値 - 1 σ

施設の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材における相対変位量の算出方法は、「6.1.4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-3 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S d - D 2 を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

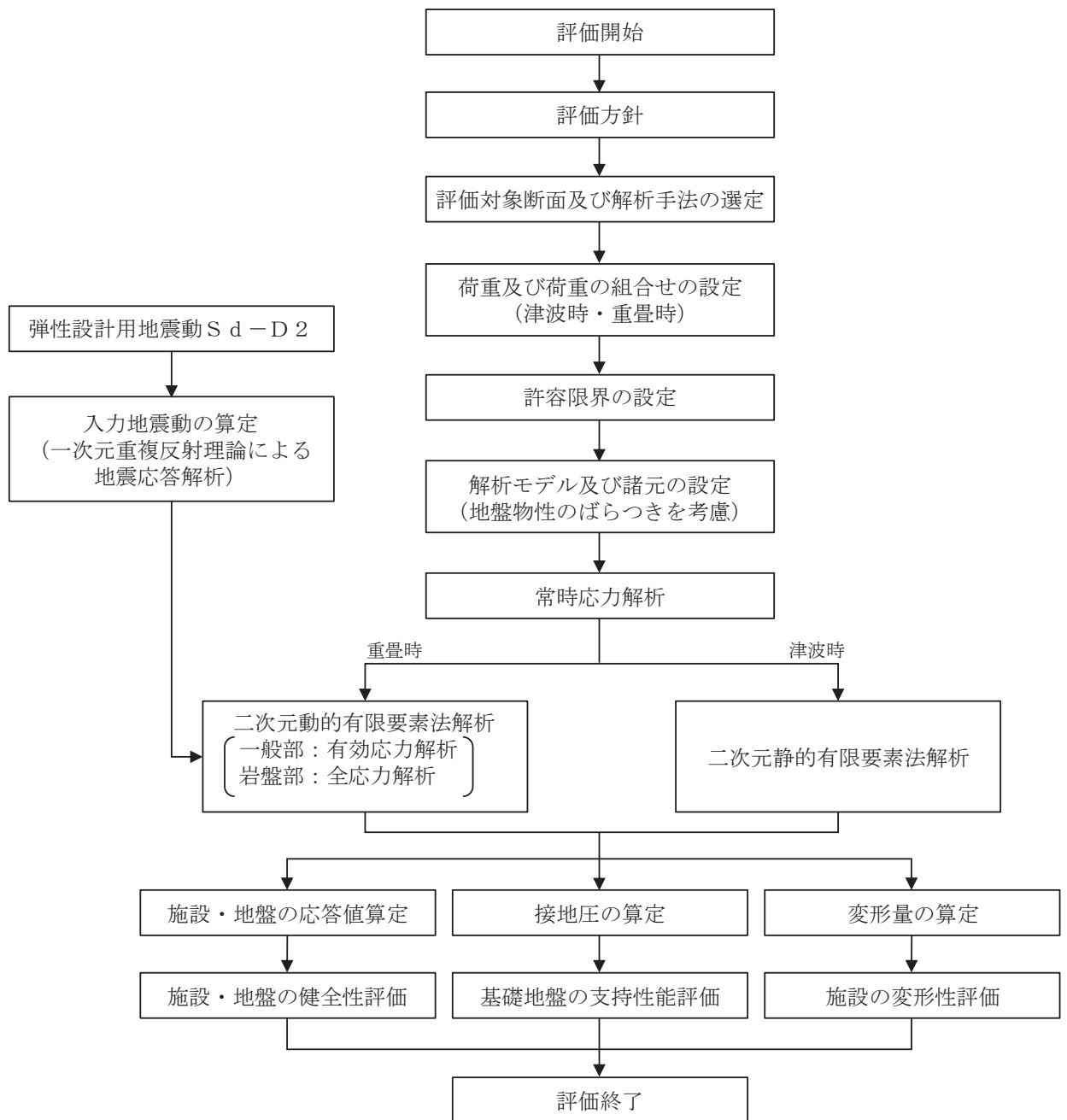


図 2.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- ・ 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- ・ 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・ 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987 (日本電気協会)
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (原子力規制委員会, 平成 25 年 6 月制定)
- ・ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)
- ・ 津波漂流物対策施設設計ガイドライン (沿岸技術研究センター, 寒地港湾技術研究センター, 2014 年 3 月)
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成元年 2 月版, 日本港湾協会)
- ・ Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数		コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	—	
荷重及び荷重の組合せ		コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	永久荷重＋偶発荷重＋ 従たる変動荷重の適切な 組み合わせを検討	
許容限界	鋼管杭	道路橋示方書 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・ 同解説 (平成 14 年 3 月)	曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期 許容応力度以下である ことを確認	
	鋼製遮水壁	鋼材		道路橋示方書 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・ 同解説 (平成 14 年 3 月)
	漂流物防護工	鋼材		道路橋示方書 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・ 同解説 (平成 14 年 3 月)
	背面補強工	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学 会，2013 年制定) 耐津波設計に係る工認審査ガイド	すべり安全率が 1.2 以 上であることを確認。	
	置換コンクリート	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学 会，2013 年制定) 耐津波設計に係る工認審査ガイド		
	改良地盤及び セメント改良土	耐津波設計に係る工認審査ガイド		
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社)日本電気協 会)	有限要素法による 2 次 元モデルを用いた時刻 歴非線形解析		

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m ²	積載荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重
P _k	kN/m ²	風荷重
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
P _c	kN	衝突荷重
K _{Sd}	—	余震荷重
P _d	kN/m ²	動水圧
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度
σ _{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ _{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容せん断応力度
σ _{ca}	N/mm ²	鋼材の短期許容圧縮応力度
σ ₁	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度
M ₁	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
Z ₁	mm ³	鋼管杭の断面係数
N ₁	kN	鋼管杭の軸力
τ ₁	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度
S ₁	kN	鋼管杭に発生するせん断力
A ₁	mm ²	鋼管杭の断面積
κ ₁	—	せん断応力の分布係数 (2.0)
σ ₂	N/mm ²	曲げモーメントによるスキンプレーットの発生応力度
M ₂	kN・m	スキンプレーットに発生する曲げモーメント
Z ₂	mm ³	スキンプレーットの断面係数
P ₂	kN/m	スキンプレーットに作用する単位幅あたりの津波波圧
P ₂ '	kN/m	スキンプレーットに作用する単位幅あたりの地震慣性力
P ₂ ''	kN/m	スキンプレーットに作用する単位幅あたりの動水圧
L	mm	水平リブ間隔

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
σ_3	N/mm ²	垂直リブに発生する圧縮応力度
P_3	kN/m ²	垂直リブに作用する津波波圧
$P_{3'}$	kN/m ²	垂直リブに作用する地震慣性力
$P_{3''}$	kN/m ²	垂直リブに作用する動水圧
P	kN	受圧面積に発生する水平荷重
t	mm	垂直リブの板厚
B	m	鋼製遮水壁の総幅
σ_4	N/mm ²	曲げモーメントによる水平リブの発生応力度
σ_5	N/mm ²	曲げモーメントによる架台の発生応力度
M_4	kN・m	水平リブに発生する曲げモーメント
M_5	kN・m	架台に発生する曲げモーメント
Z_4	mm ³	水平リブの断面係数
Z_5	mm ³	架台の断面係数
P_4	kN/m ²	水平リブ及び架台に作用する津波波圧
$P_{4'}$	kN/m ²	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力
$P_{4''}$	kN/m ²	水平リブ及び架台に作用する動水圧
ℓ	mm	架台間隔
b	m	モーメントアーム長
b'	m	衝突荷重のモーメントアーム長
τ_4	N/mm ²	せん断力による水平リブの発生応力度
τ_5	N/mm ²	せん断力による架台の発生応力度
S_4	kN	水平リブに発生するせん断力
S_5	kN	架台に発生するせん断力
A_w	mm ²	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積
σ_6	N/mm ²	曲げモーメントによる防護工の発生応力度
M_6	kN・m	防護工に発生する曲げモーメント
Z_6	mm ³	防護工の断面係数
P_6	kN/m ²	防護工に作用する津波波圧
$P_{6'}$	kN/m ²	防護工に作用する地震慣性力
$P_{6''}$	kN/m ²	防護工に作用する動水圧
b''	m	防護工の幅
τ_6	N/mm ²	せん断力による防護工の発生応力度
S_6	kN	防護工に発生するせん断力
A_{wc}	mm ²	防護工のせん断抵抗断面積

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位及び入力津波が耐津波評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

(1) 一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部を構造的特徴及び周辺状況により2区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を整理し、耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.2-1に、評価対象断面位置を図3.2-1に、評価対象断面を図3.2-2～図3.2-3に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.2-1 評価対象断面選定結果（一般部）

評価対象断面		①岩盤上面 深さ	②[D]級+ C_1 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④ C_4 級岩盤上 面深さ	⑤盛土+旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I 区 間	断面①*1	○：岩盤上面が 最も深い	—	— (鋼管突出長は 全断面で同じ)	○： C_4 級岩盤 上面が最も 深い	○：盛土+旧表 土が最も厚 い	—
	断面②*2	—	○： D 級、 C_1 級岩盤が分 布しない		—	—	○：旧表土が最 も厚い
	断面③	—	○： D 級+ C_1 級岩盤が最 も厚い		—	—	—
II 区 間	断面④	<ul style="list-style-type: none"> II区間は区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないと考えられるため、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。 評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすと考えられるII-①断面を選定する。 					

注記 *1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面
*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

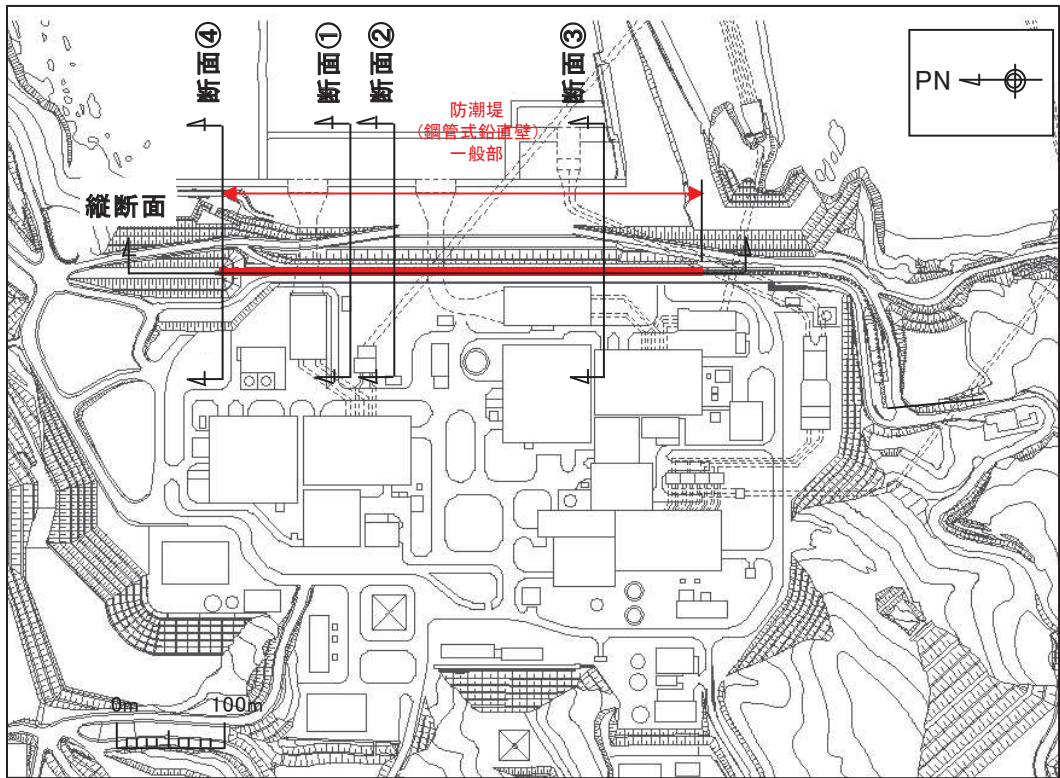


図 3.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面位置図

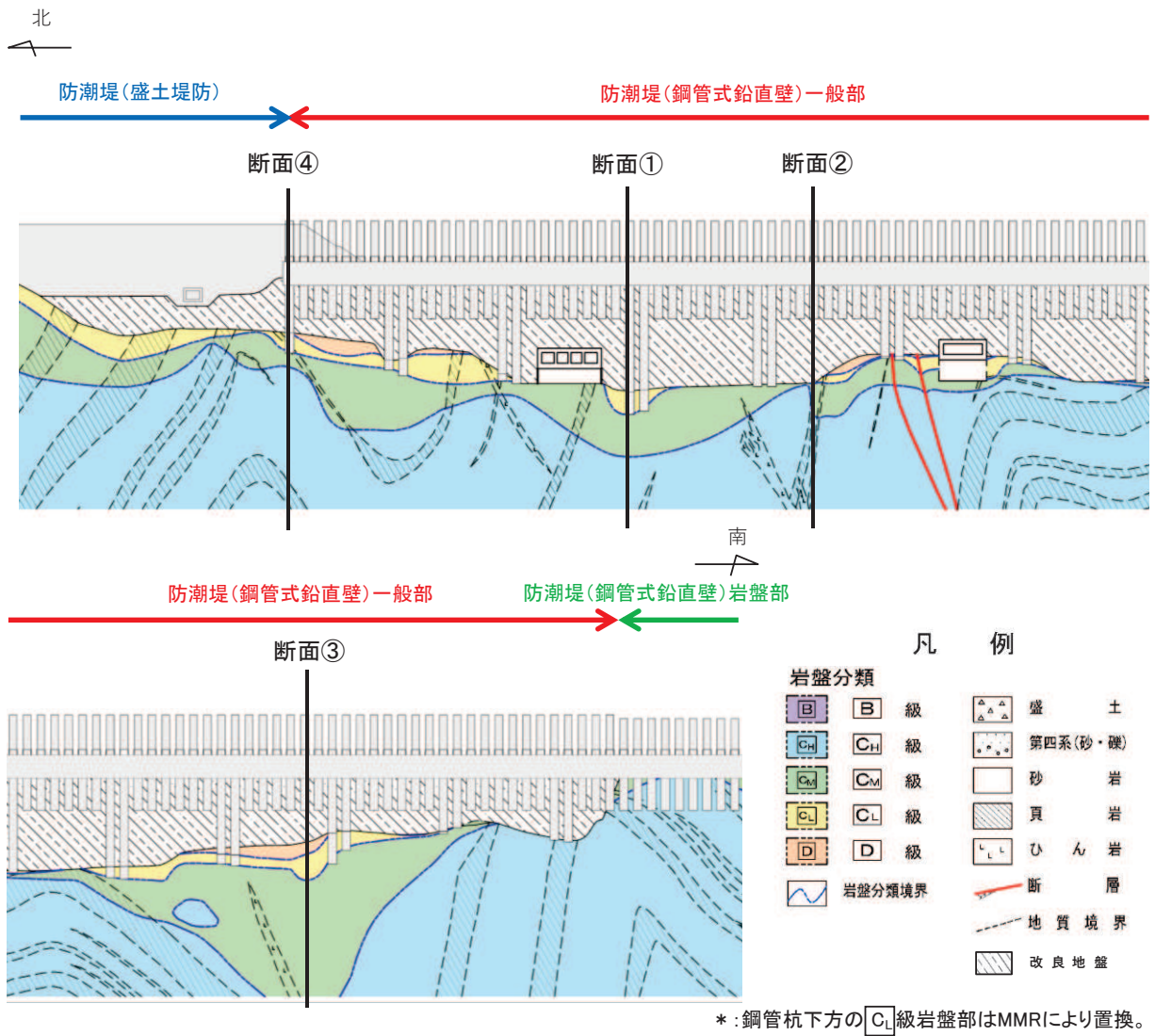


図 3.2-2 防潮堤(鋼管式鉛直壁)のうち一般部 評価対象断面縦断図

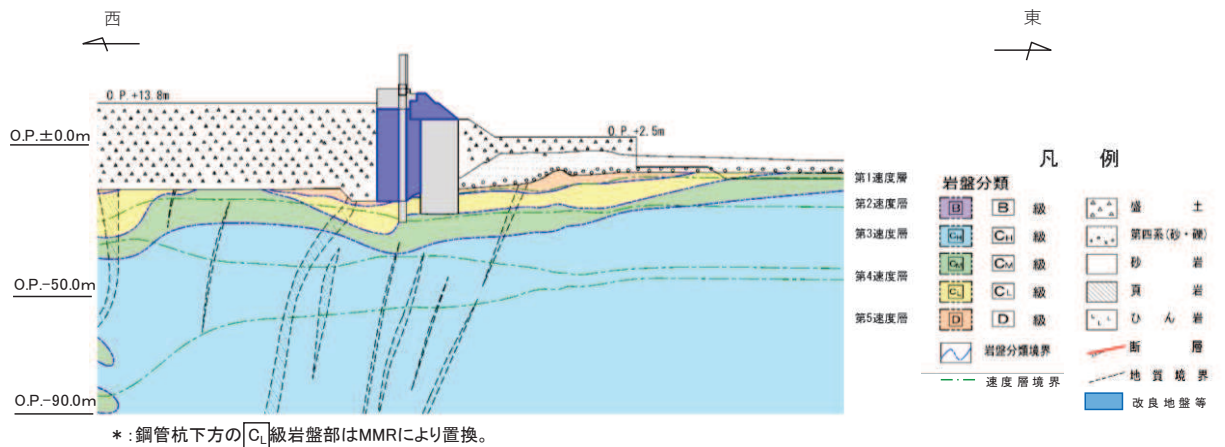


図 3.2-3(1) 評価対象断面(断面①)

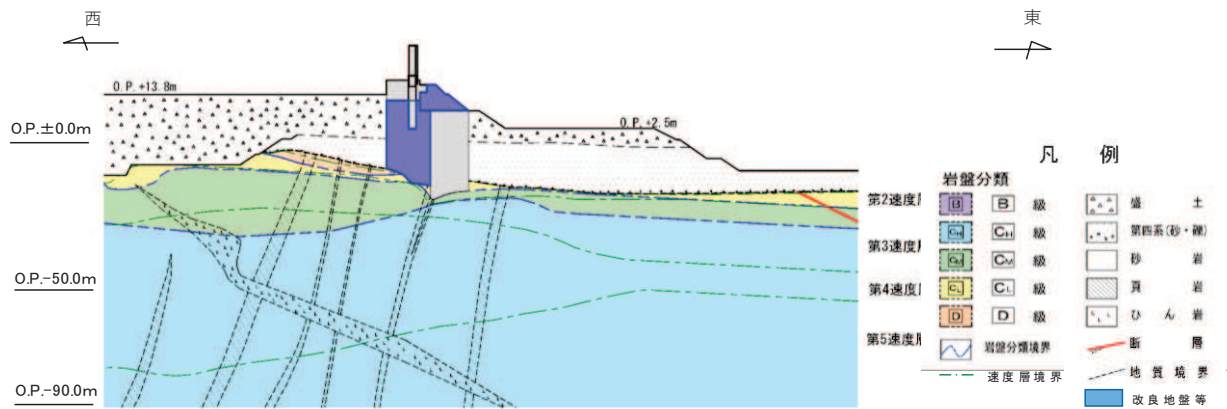


図 3.2-3(2) 評価対象断面 (断面②)

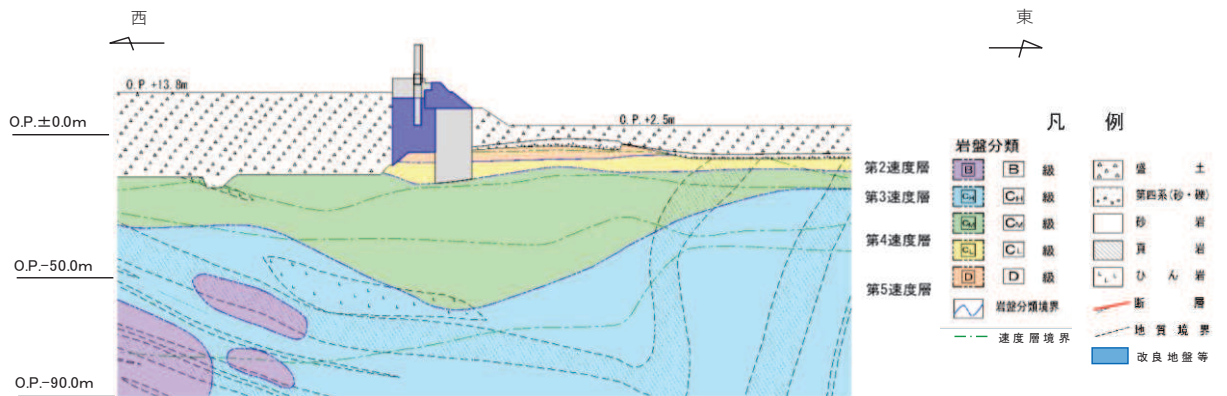


図 3.2-3(3) 評価対象断面 (断面③)

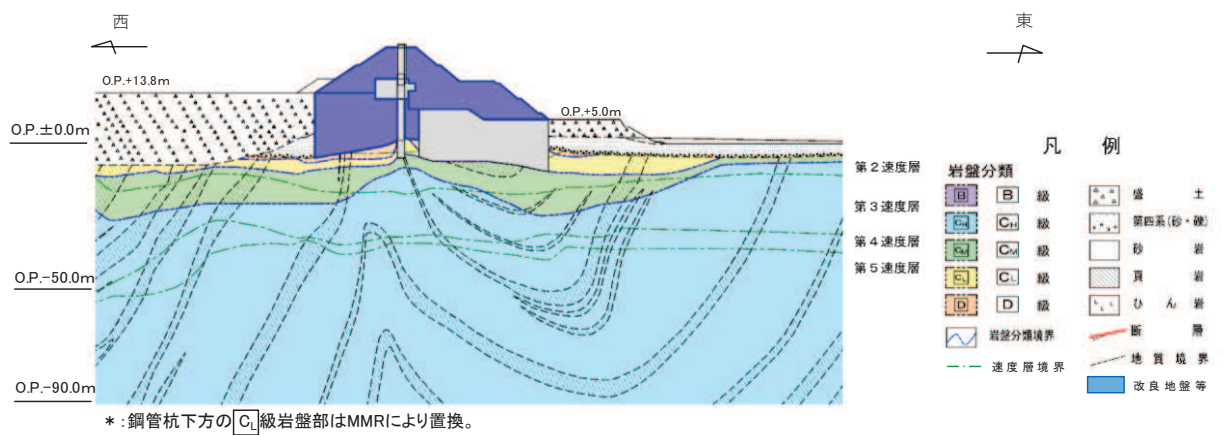


図 3.2-3(4) 評価対象断面 (断面④)

(2) 岩盤部

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部を構造的特徴及び周辺状況により3区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を選定し、耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2-2 に、評価対象断面位置を図 3.2-4 に、評価対象断面を図 3.2-5～図 3.2-6 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.2-2 評価対象断面選定結果（岩盤部）

評価対象断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級+[C _L]級岩盤 厚さ	備考
I 区 間	断面⑤	<ul style="list-style-type: none"> • I 区間において区間内の突出長は同一であることから、I 区間の評価対象断面選定については鋼管杭の突出長を観点としない。 • [D]級, [C_L]級岩盤は分布せず、周辺地質はおおむね同一であり、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無い。 • 断面としては、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される⑤断面を選定した。 		
II 区 間	断面⑥	○：鋼管杭の突出長が最も長い	○：[D]級, [C _L]級岩盤が分布しない	<ul style="list-style-type: none"> • 海側斜面の傾きが最も急勾配である。

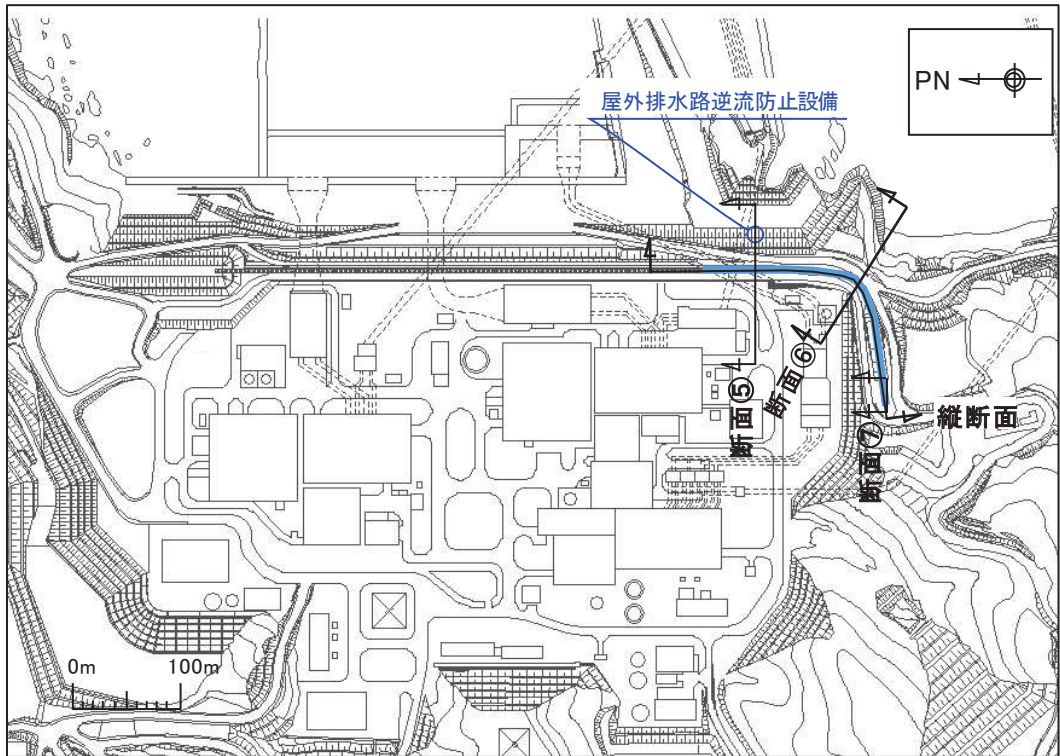


図 3.2-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の評価対象断面位置図

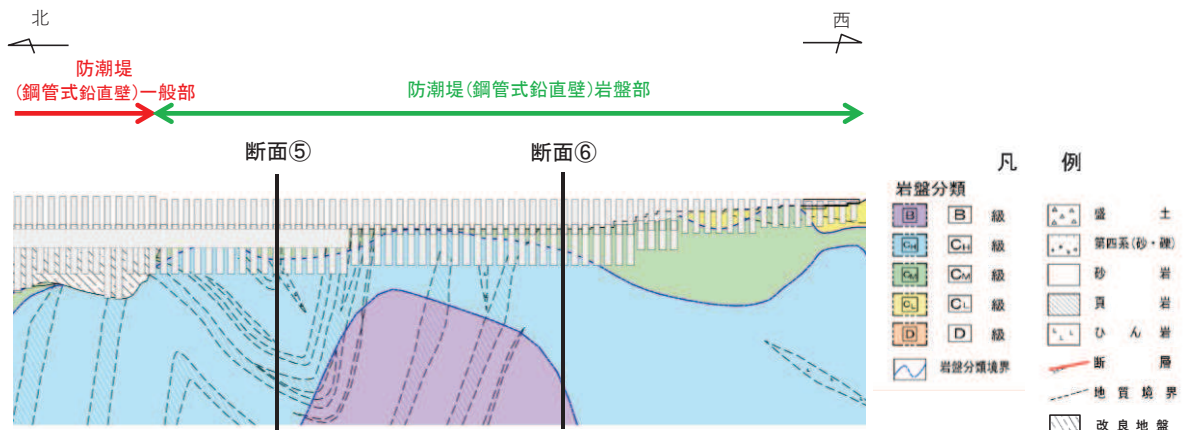


図 3.2-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の縦断面図

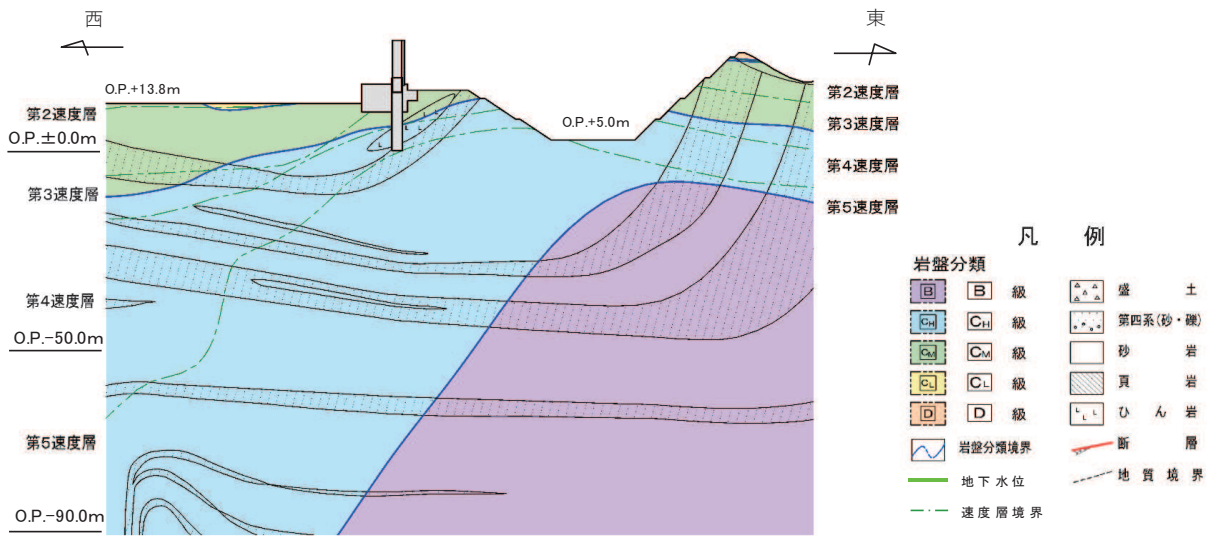


図 3.2-6(1) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

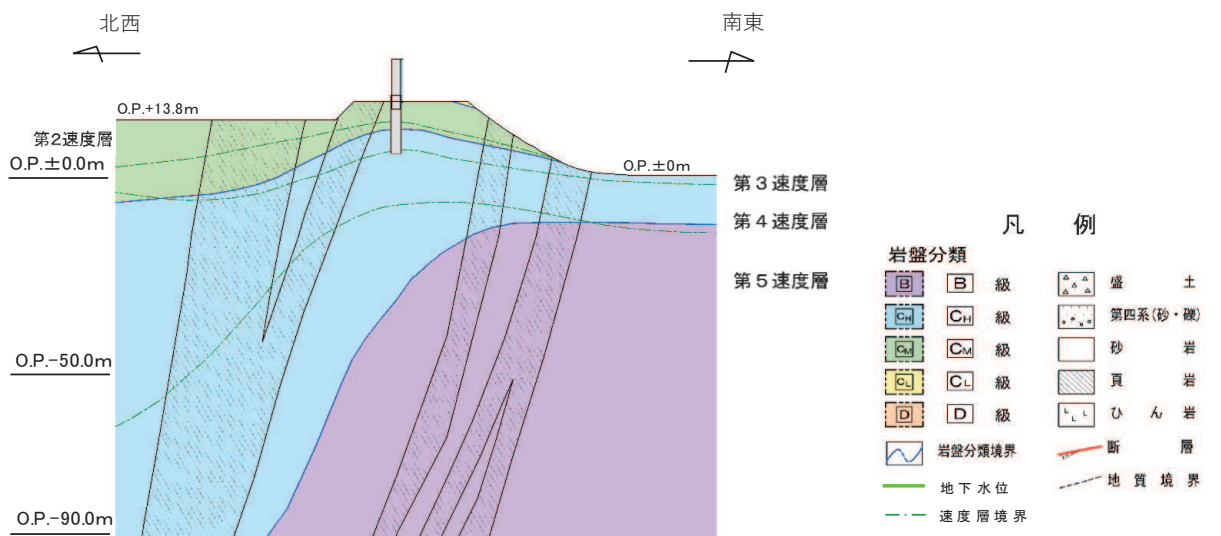


図 3.2-6(2) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土とする。

b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工とする。

(2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイント及びウレタンシリコン目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭及び背面補強工を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重については、敷地側から海側に作用する場合は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防潮堤前面における入力津波水位 $\text{O.P.} + 24.4\text{m}$ に余裕を考慮した津波水位 $\text{O.P.} + 25.0\text{m}$ を用いることとし、その標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 遡上津波荷重

	防潮堤 天端高 (O.P. (m))	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m^2)	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m^2)
断面①～⑤	29.0	25.0	0.5	12.25	83.4	371.2
断面⑥	29.0	25.0	0.0	12.5	85.9	378.75

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。

衝突荷重を表 3.3-2 に示す。

注記 * 1 : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-4～表 3.3-5 に示す。荷重の作用図を図 3.3-1～図 3.3-2 に示す。

表 3.3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_t : 遡上津波荷重 (風荷重 P_k を含む)

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 3.3-4 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管は設置しないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		—	風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発的な（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		○	海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。
	衝突荷重		○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。
	余震荷重		—	余震荷重は考慮しない。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

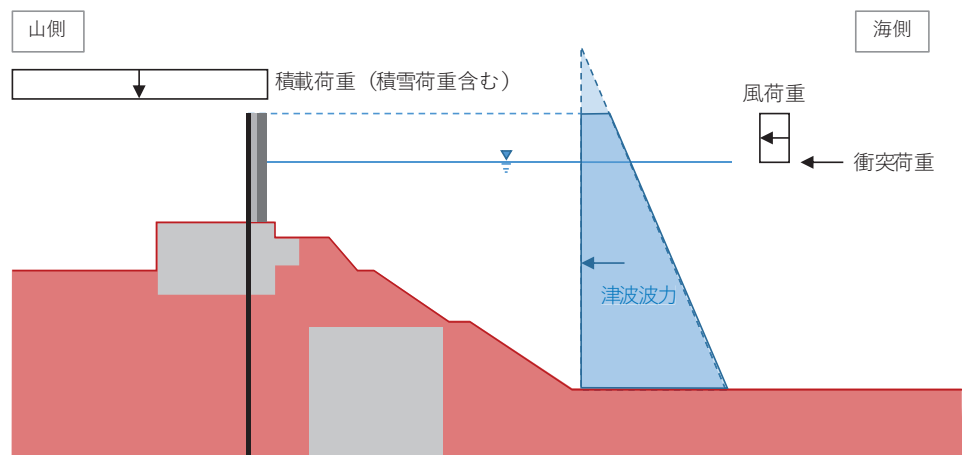


図 3.3-1(1) 荷重作用図（一般部，津波時）

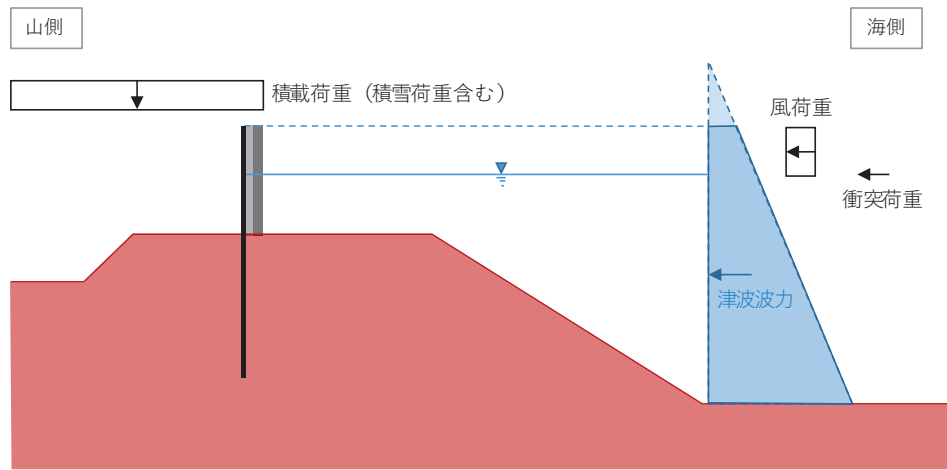


図 3.3-1(2) 荷重作用図 (岩盤部, 津波時)

表 3.3-5 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	－	機器・配管は設置しないため考慮しない。
		土被り荷重	－	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		－	外水圧は考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
風荷重		○	海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。
	衝突荷重		－	漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	動水圧を考慮する。

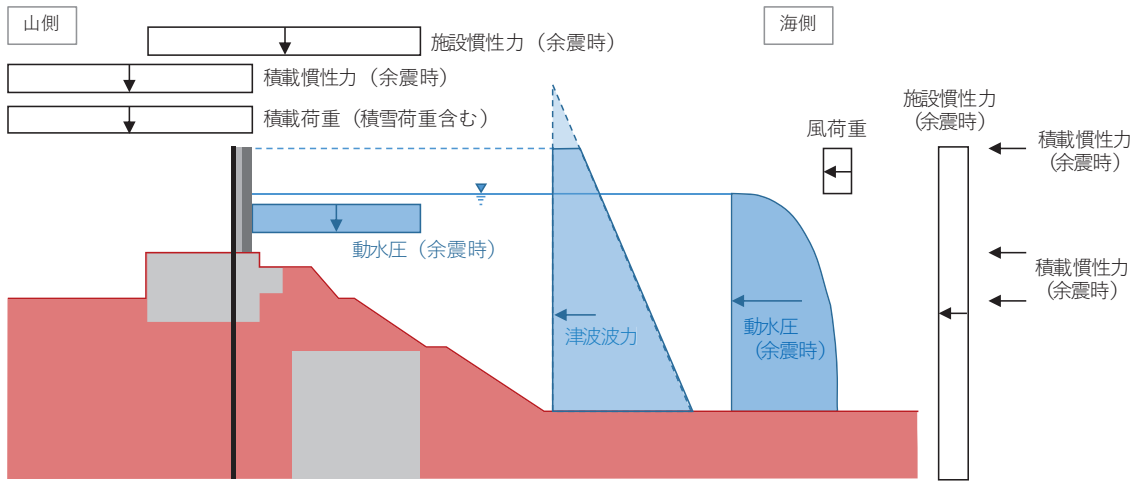


図 3.3-2(1) 荷重作用図 (一般部, 重疊時)

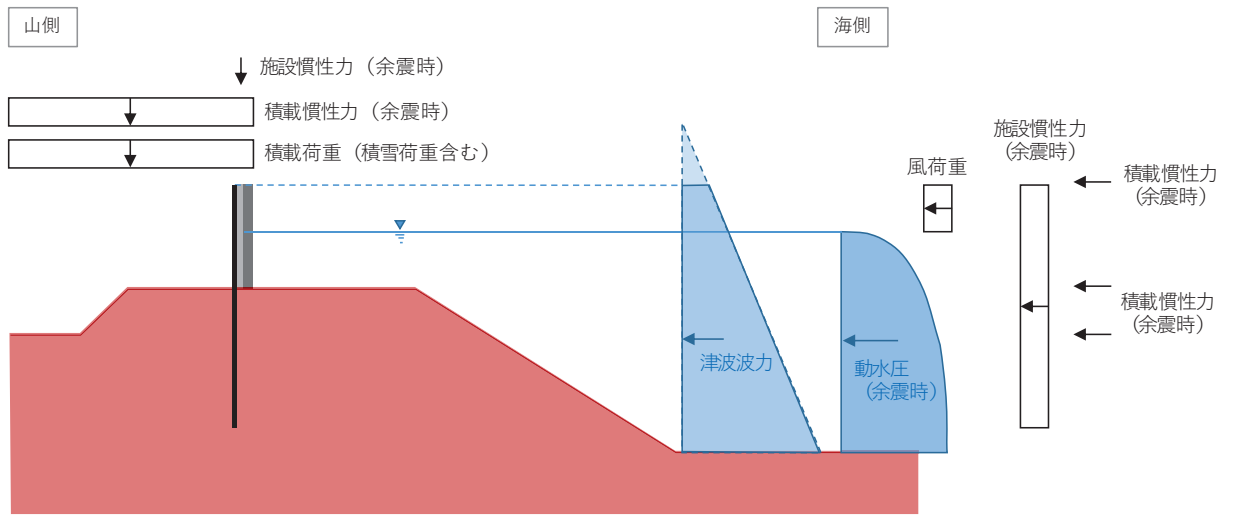


図 3.3-2(2) 荷重作用図 (岩盤部, 重疊時)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，短期許容応力度とする。

鋼管杭の許容応力度の考え方を図3.4-1に示す。

地中部(O.P.+18.5m以深)の下杭は，下部構造として取り扱うこととし，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に準拠した許容応力度を用いる。道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）によると，「全長が地中に埋込まれた杭では，一般に座屈の影響を考慮しなくてよい。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。」との記載がある。防潮堤（鋼管式鉛直壁）においては，杭は背面補強工（コンクリート），改良地盤及びセメント改良土（断面④のみ）に埋め込まれており，かつすべりに対する安定性（内的安定）を確保することで，座屈に対する拘束効果を見込めることから，座屈非考慮とする。

地上部(O.P.+18.5m以浅)の上杭は，上部構造として取り扱うこととし，道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し，局部座屈を考慮した許容応力度を用いる。ただし，鋼管内部にコンクリート充填されているO.P.+18.5m～21.0mの範囲はコンクリートと一体化されていること，上杭と下杭の接合部であるO.P.+16.5m～20.0mの範囲で，モルタル充填により一体化*されていることから，道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し，座屈非考慮とする（図3.4-2）。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図3.4-3～図3.4-5に示す。

上記に基づいた鋼管杭の許容限界を表3.4-1に示す。

注記*：上杭と下杭の接合部は，複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし，十分な裕度を確保する。

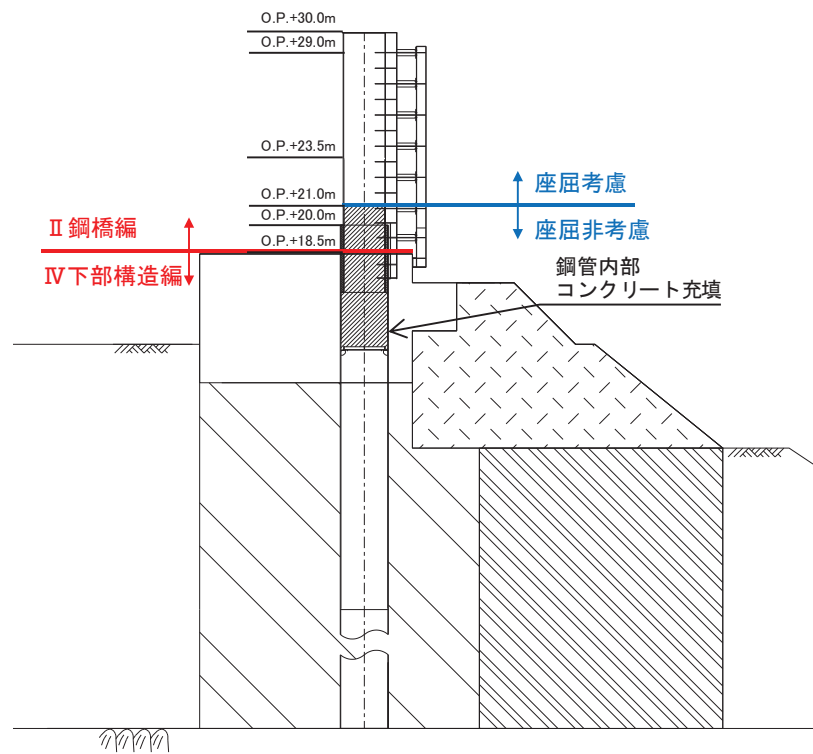


図 3. 4-1 (1) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部)

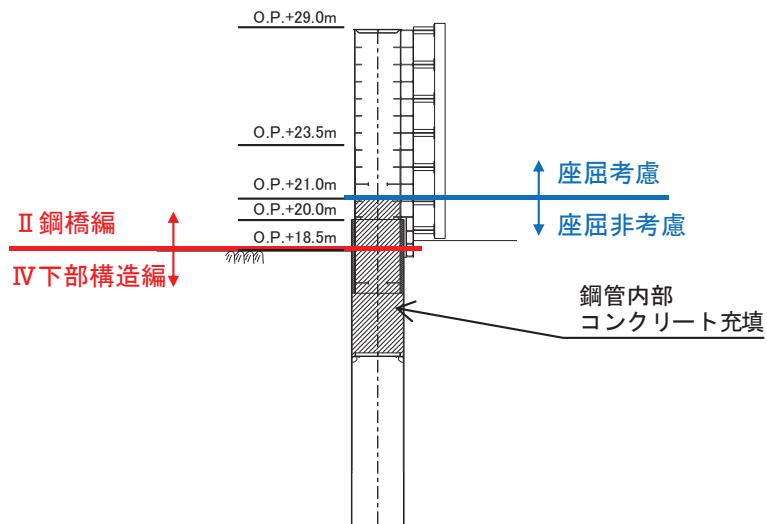


図 3. 4-1 (2) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部)

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SKK490）*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 185 - 0.57 \left(\frac{R}{at} - 35 \right) : 35 \leq \frac{R}{at} \leq 200$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{ca0} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm²)
- l : 有効座屈長 (mm)
- L : 部材長 (mm)
- r : 断面二次半径 (mm)
- R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)
- σ_1 : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)
- σ_2 : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SM570）*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 255 : \frac{R}{a \cdot t} \leq 25$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{ca0} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm²)
- l : 有効座屈長 (mm)
- L : 部材長 (mm)
- r : 断面二次半径 (mm)
- R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)
- σ_1 : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)
- σ_2 : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
40 を超え 75 以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left(\frac{l}{r} - 19 \right)$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
75 を超え 100 以下	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

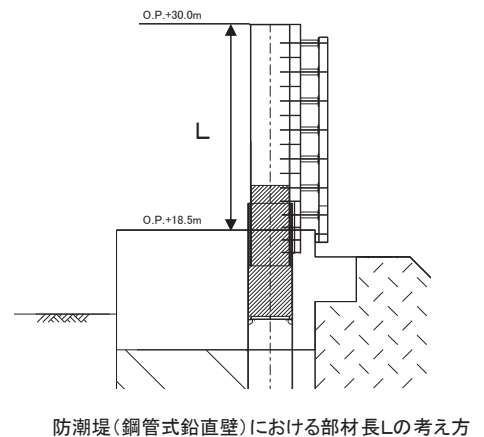
(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 3.4-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長 L : 部材長 (mm)

	1	2	3	4	5	6
座屈形が点線の ような場合						
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由



(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説

(日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 3.4-3 有効座屈長

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm ²)
SM490 STK490	40 以下	185 : $\frac{R}{at} \leq 35$ 185 - 0.57 $\left(\frac{R}{at} - 35\right)$: 35 < $\frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 100 以下	175 : $\frac{R}{at} \leq 40$ 175 - 0.56 $\left(\frac{R}{at} - 40\right)$: 40 < $\frac{R}{at} \leq 200$
SM570 SMA570W	40 以下	255 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 255 - 0.82 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$: 25 < $\frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 75 以下	245 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 245 - 0.78 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$: 25 < $\frac{R}{at} \leq 200$
	75 を超え 100 以下	240 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 240 - 0.77 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$: 25 < $\frac{R}{at} \leq 200$

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図-3.4-4 局部座屈に対する許容応力度

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SKK490)】

$$\tau_a = 105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 95$$

ここで,

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SM570)】

$$\tau_a = 145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 70$$

ここで,

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

表-15.3.2 許容せん断応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm ²)	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SM490 STK490	40 以下	$105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	60
	40 を超え 100 以下	$100 - 0.0034 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 100$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$140 - 0.0087 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$135 - 0.0078 \left(\frac{R}{t}\right)^2$: $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$: $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 3.4-5 局部座屈に対する許容せん断応力度

表 3.4-1 (1) 鋼管杭の許容限界 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部, 断面①~③)

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m~ O. P. +23.5m		座屈 考慮	161* 1	96* 1	241* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m~ O. P. +21.0m			224* 1	137* 1	336* 1	206* 1
		O. P. +21.0m~ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m~ O. P. ±0.0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m~ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. ±0.0m~ 杭下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m~ O. P. +2.5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合, 鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが, ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

* 2 : 短期許容応力度は, 道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 (2) 鋼管杭の許容限界 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部, 断面④)

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * ²	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m～ O. P. +29.0m		座屈 考 慮	178* ¹	96* ¹	268* ¹	145* ¹
		O. P. +29.0m～ O. P. +23.5m			185	105	277	157
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +20.0m			255	145	382	217
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m～ O. P. +1.024m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m～ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. +1.024m～杭 下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m					

注記 *1 : 座屈を考慮する場合, 鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが, ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

*2 : 短期許容応力度は, 道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 (3) 鋼管杭の許容限界 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部, 断面⑤~⑥)

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) *2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +29.0m~ O. P. +23.5m		座屈 考慮	164*1	96*1	246*1	145*1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m~ O. P. +21.0m			229*1	137*1	344*1	206*1
		O. P. +21.0m~ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断面	O. P. +20.0m ~O. P. +5.0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		⑥断面	O. P. +20.0m ~O. P. +8.0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断面	O. P. +5.0m~ O. P. +2.5m		185	105	277	157
		⑥断面	O. P. +8.0m~ O. P. +5.5m					

注記 *1 : 座屈を考慮する場合, 鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが, ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

*2 : 短期許容応力度は, 道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-2に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度*2 (N/mm ²)
鋼製 遮水壁	スキン プレート	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
	垂直リブ	SM490Y	考慮	許容圧縮応力度 σ_{ca} *1	127	190
	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
非考慮			許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180	
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1:「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき， $\sigma_{ca} = \sigma_{sa} \cdot (t \cdot f / L)^2$ より算出する。tは鋼製遮水壁の垂直リブの板厚(mm)，fは応力勾配による係数，Lは鋼製遮水壁の水平リブ間隔(mm)を示す。なお，t=20(mm)，L=811(mm)であり，fは保守的に最小値となるf=1とし，以下のとおり算出される。

$$\sigma_{ca} = 210 \cdot (20 \cdot 1 / 811)^2 = 127.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*2:短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.3 背面補強工

背面補強工の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表3.4-3に示すすべり安全率とする。

表 3.4-3 背面補強工の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

3.4.4 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-4 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-4 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.5 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-5 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-5 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.6 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-6 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-6 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.7 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-7 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-7 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)		
変形量	ゴムジョイント	防潮堤軸直交方向	350
		防潮堤軸方向	150
	ウレタンシリコン目地	防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

3.4.8 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4-8 に示す。

表 3.4-8 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層*	13.7
	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.5 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位に余裕を考慮した水位（O.P.+25.0m）に作用させる。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部には「FLIP Ver7.3.0_2」を使用し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部には「TDAP III Ver3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。

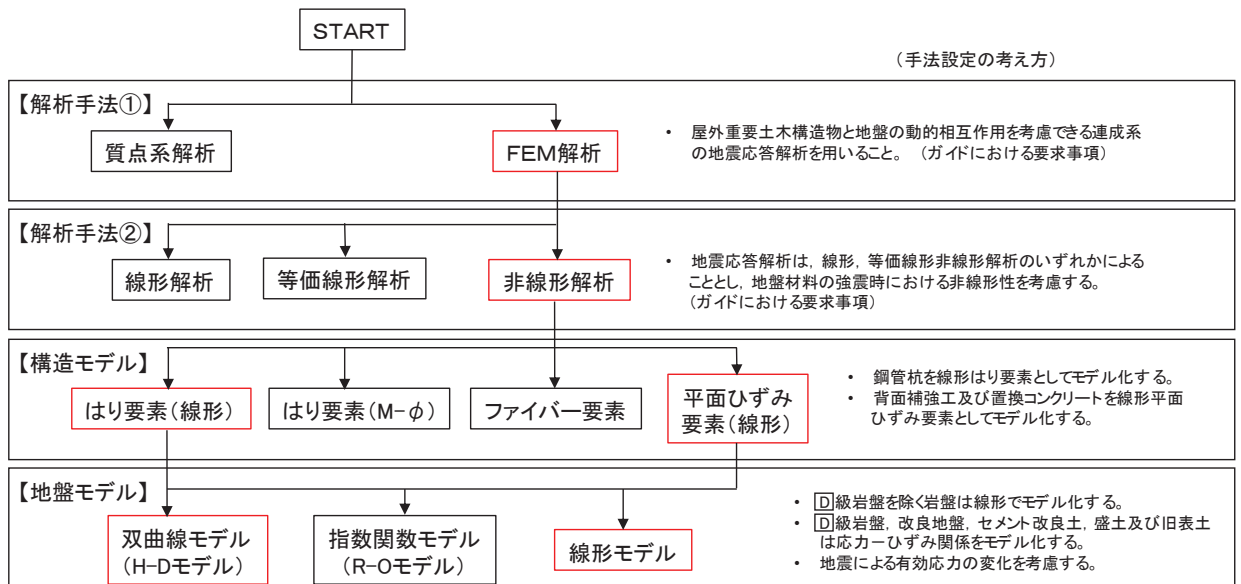


図 3.5-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

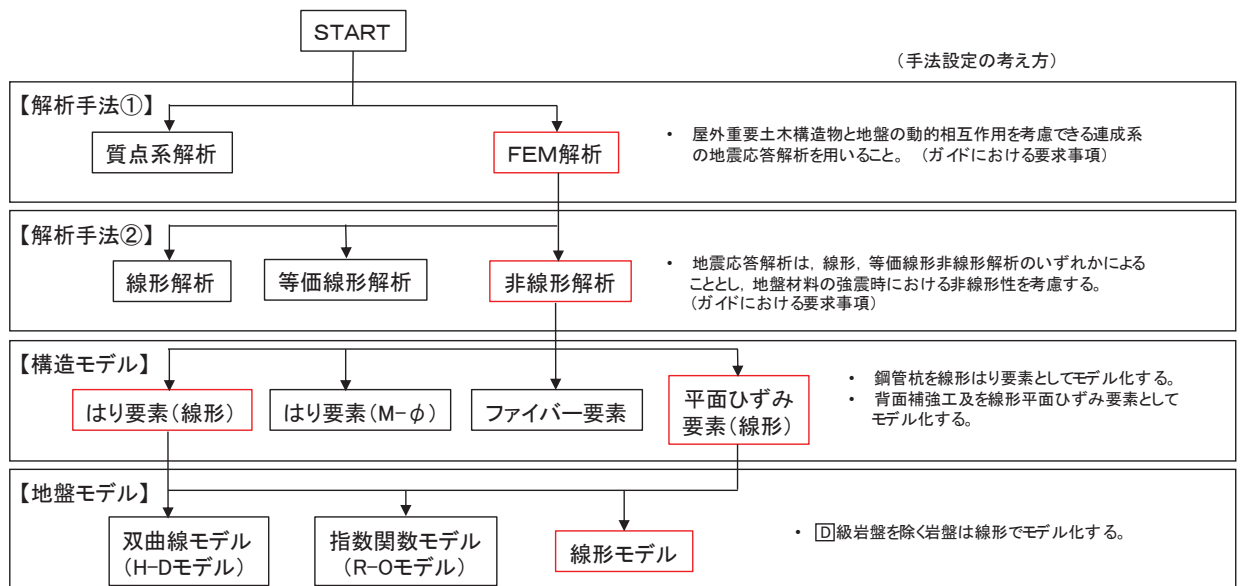


図 3.5-1 (2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤部)

b. 施設

鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の津波時の挙動は、周辺地盤の影響を受けることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の2種類に分類し、表 3.5-1 及び表 3.5-2 に示す解析ケースにて行う。

(a) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

図 3.2-2～図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、 \square 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

(b) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

図 3.2-5～図 3.2-6 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の周辺には、主として、 \square 級岩盤、 \square 級岩盤、 \square 級岩盤及び \square 級岩盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

d. 解析ケースの選定

津波時においては、表 3.5-1 及び表 3.5-2 に示すケース①～③を実施する。

表 3.5-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

表 3.5-2 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデルを図 3.5-6 に示す。

(a) 解析領域

解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3.5-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

2次元解析モデルは、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質構成を有する 1次元地盤モデルである。2次元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応答解析までのフローを図 3.5-3 に示す。

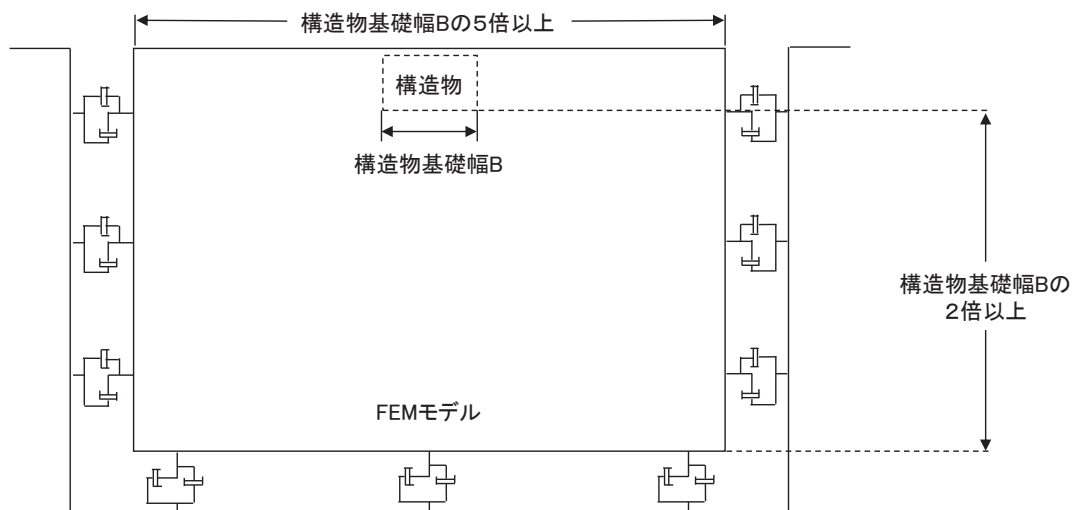


図 3.5-2 モデル化範囲の考え方

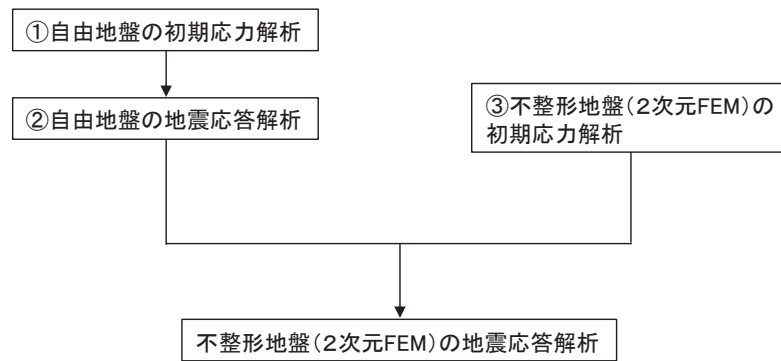


図 3. 5-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

イ. 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 3. 5-4 に示す。

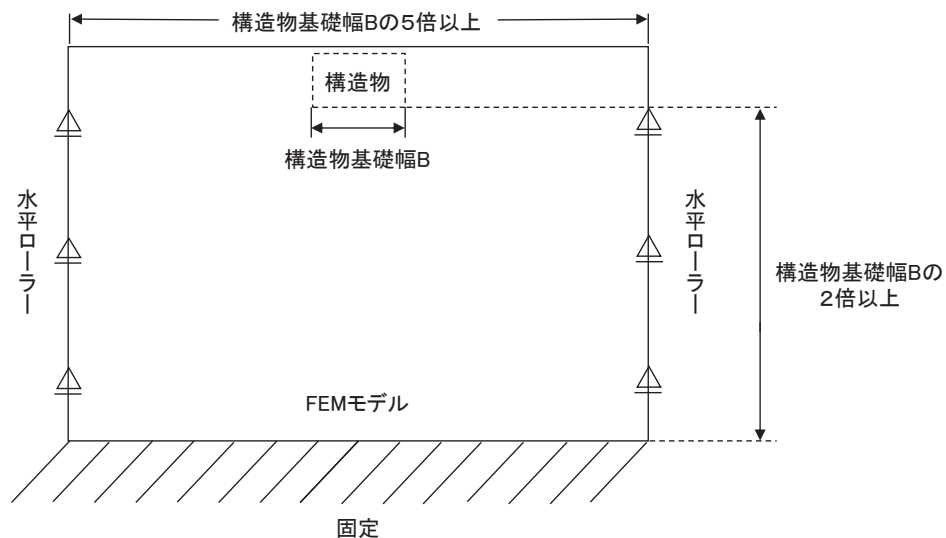


図 3. 5-4 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自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、側方は自重等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 3. 5-5 に示す。

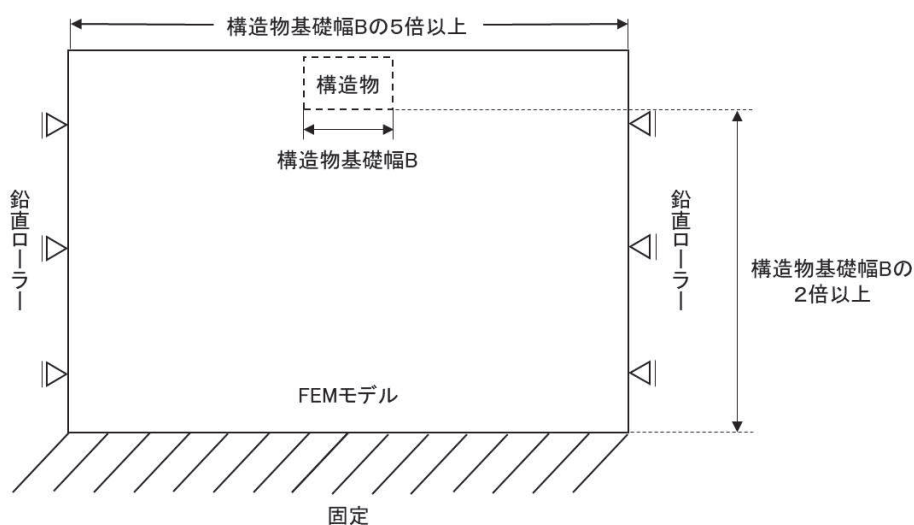


図 3.5-5 初期応力解析における境界条件の概念図

ハ. 津波解析時

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

(c) 構造物のモデル化

鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

Ⅱ級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、一般部に分布するⅡ級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。また、断面①～断面④については、基準地震動 S_s による防潮堤前背面の盛土（断面①～断面③は前面の盛土斜面、断面④は背面の盛土斜面を含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

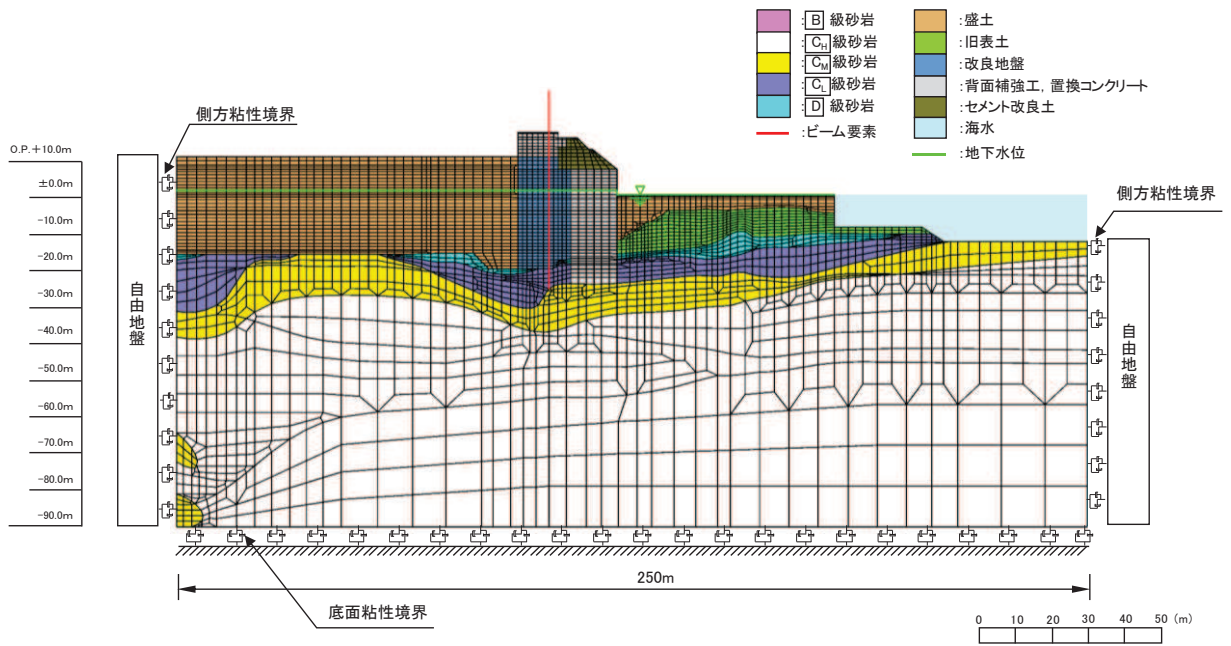


図 3.5-6 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面①）

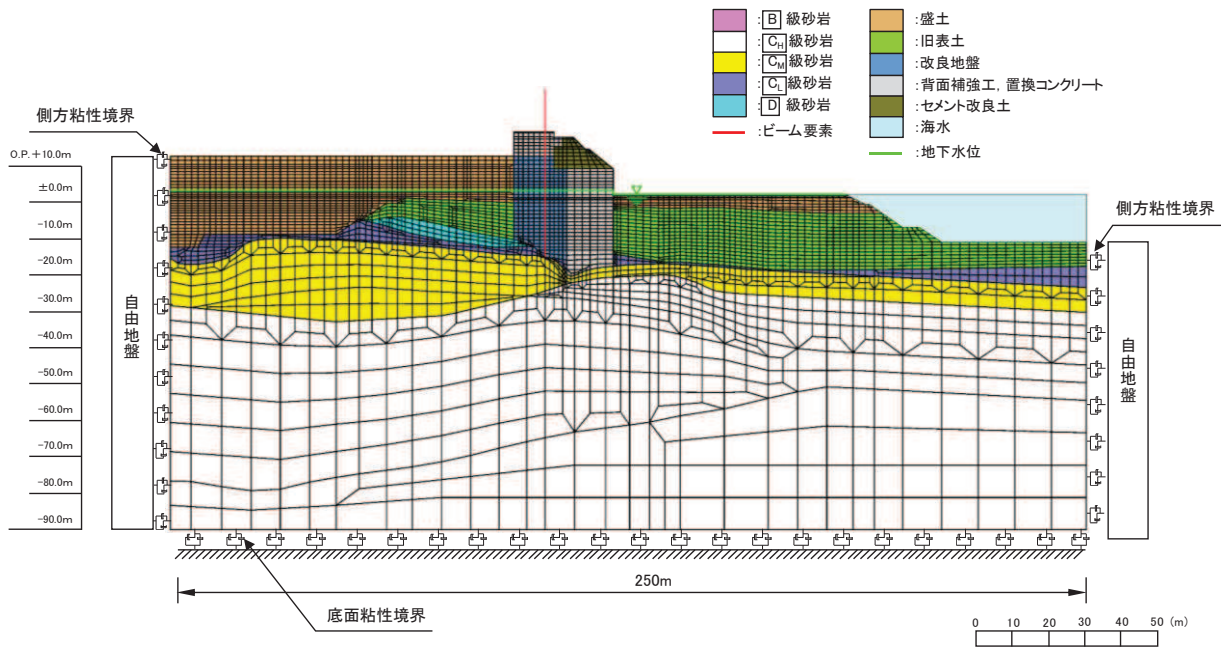


図 3.5-6 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面②）

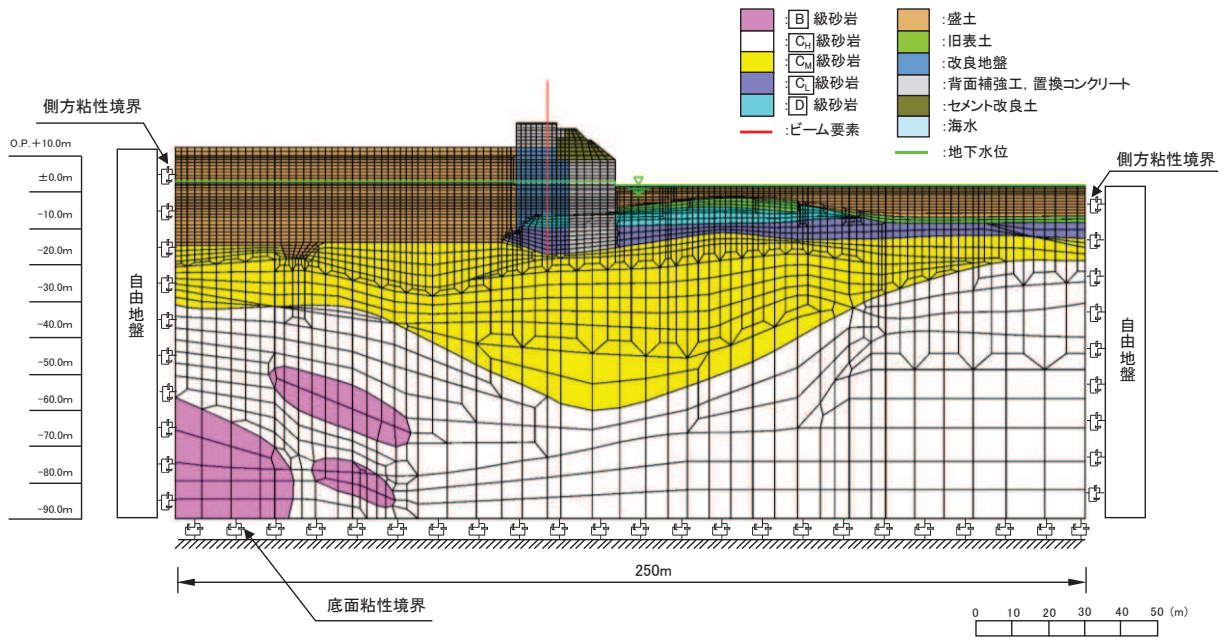


図 3.5-6 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面③）

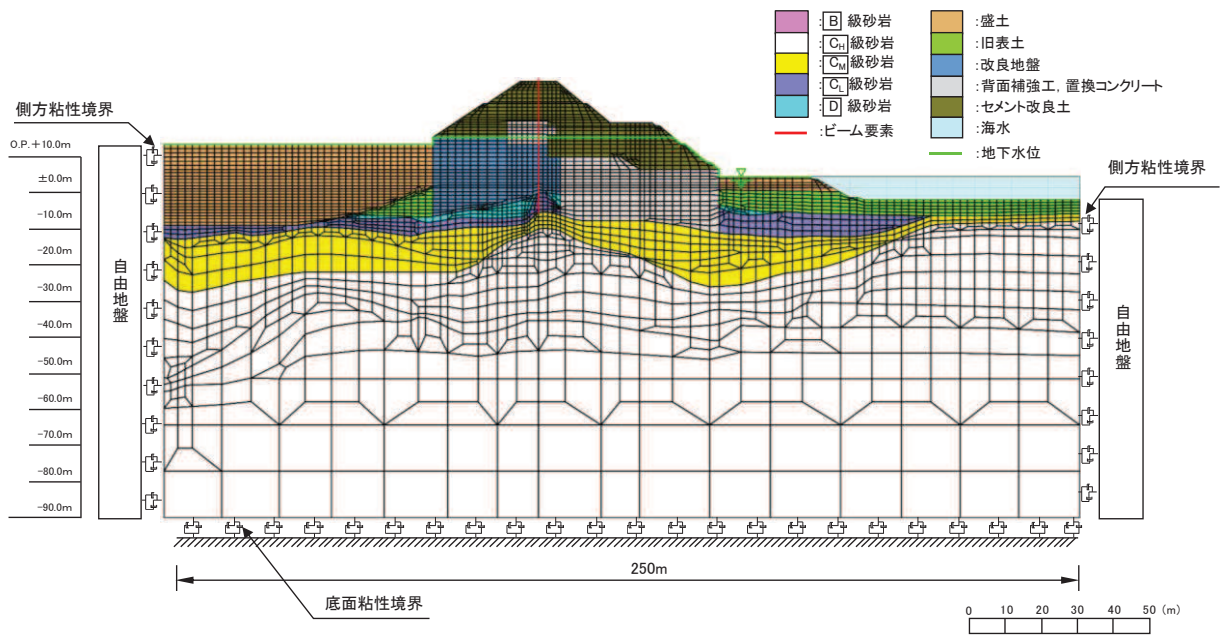


図 3.5-6 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面④）

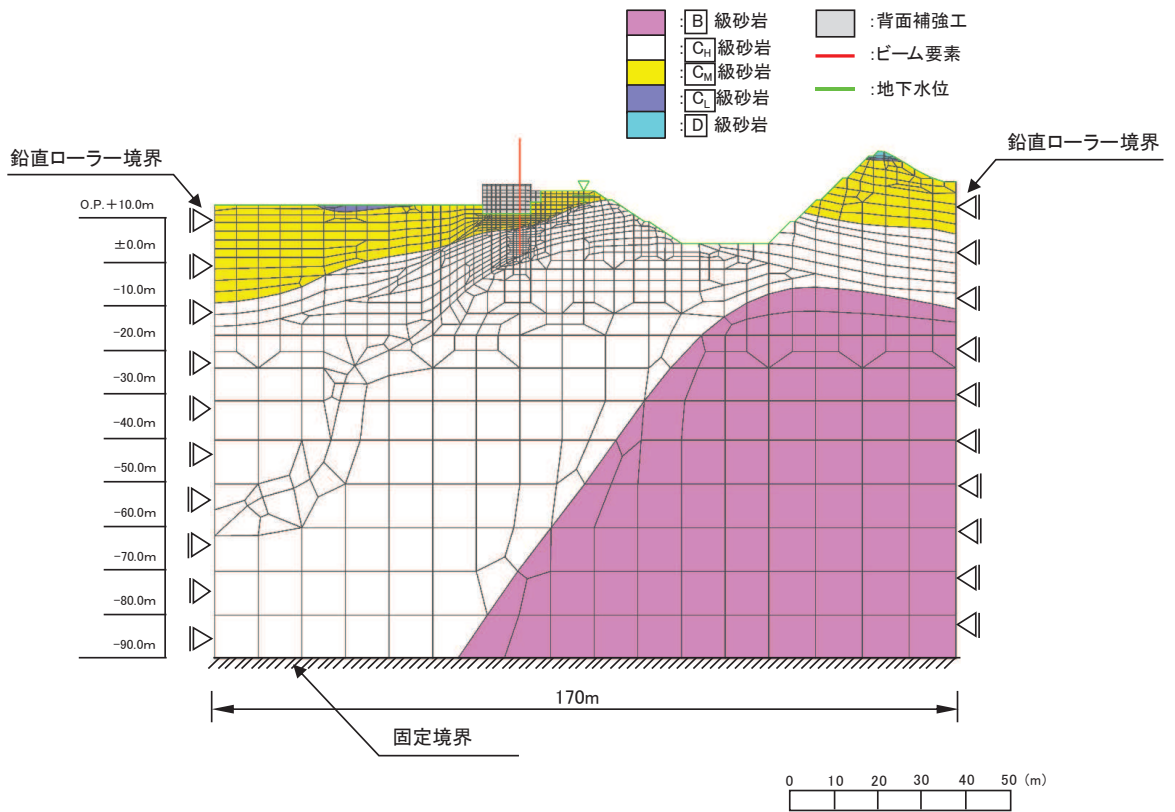


図 3.5-6 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑤）

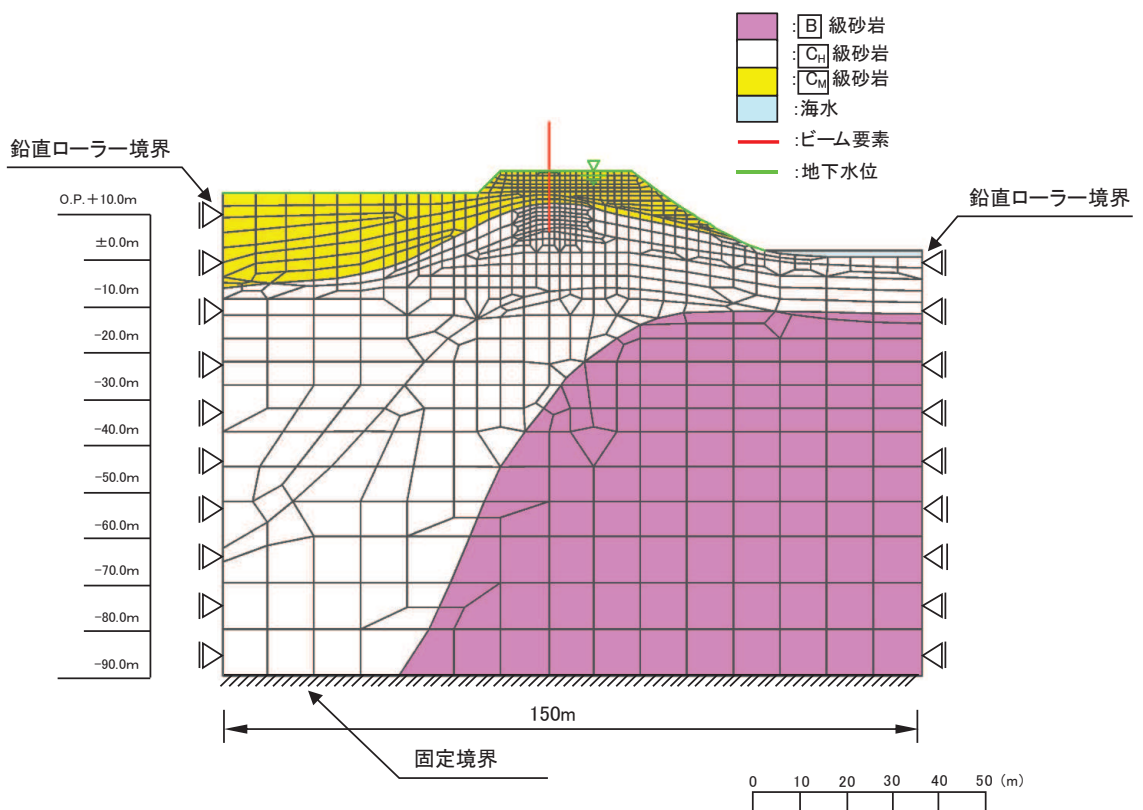


図 3.5-6 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑥）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-3 に、材料の物性値を表 3.5-4 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3.5-3 使用材料

材料		諸元	
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm ²	
	置換コンクリート	設計基準強度 : 30 N/mm ²	
鋼材	鋼管杭*	φ 2200mm	t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm	t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鋼製遮水壁*		SM570, SM490Y
	漂流物防護工*		SM570, SM490Y

注記 * : 気中部分に露出する部分は、塗装による防食処理を行うことから、鋼管杭の腐食代を考慮する必要は無いものの、設計の保守性の観点から断面照査時に念のため腐食代を考慮することとし、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体，鋼製遮水壁（スキンプレート）及び漂流物防護工の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-4 (1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	背面補強工	24.0* ¹	2.80×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
	置換コンクリート	22.5* ¹	2.80×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* ²	2.00×10 ⁵ * ²	0.3* ²
鋼材	SM570, SM490Y	77.0* ²	2.00×10 ⁵ * ²	0.3* ²

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

*² : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 3.5-4 (2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)
コンクリート	背面補強工	6.00	-*	2.22	-*
	置換コンクリート				

注記 * : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-5～表 3.5-9 に示す。

なお、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、下限値として設定する。

表 3.5-5(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3.5-5(2) 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 3.5-5(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 3.5-5(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 3.5-6(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性			
		静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-6(2) 参照	0.03	
C _H 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
C _M 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C _L 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 3.5-6(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-6(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 3.5-7 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性				強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h		
			内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)				
盛土	20.6	0.06	30.0	—	0.06 + $\sigma \tan 30.0^\circ$	198 $\sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1+\nu)/0.00036$ *1	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$		
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	0.08 + $\sigma \tan 26.2^\circ$	302 $\sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1+\nu)/0.00087$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
断層 及びシーム*2	18.6	0.067	22.2	—	0.067 + $\sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 124.5 $\sigma^{0.90}$ せん断方向 44.43 $\sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1+\nu)/0.0012$ *1	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	0.21 + $\sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1+\nu)/0.00085$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$		
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	0.51 + $\sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1+\nu)/0.00136$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$		

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \nu / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau / G_0$$

*2: 断層及びびシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 *：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

d. 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.5-6 に示す。また，設計用地下水位の一覧を表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	断面①	防潮堤より山側で O.P. +1.43m（朔望平均満潮位），海側で地表面*
	断面②	
	断面③	
	断面④	防潮堤より山側及び海側で地表面（盛土堤防との境界部であることも踏まえ，盛土堤防と同様の設定）
	断面⑤	岩盤表面
	断面⑥	

注記 *：基準地震動 S_s による地盤沈下を考慮

(3) 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

σ_1 : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度 (N/mm²)

M_1 : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(c) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.5-7 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっている。鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について、表 3.5-11 に示す。

津波時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじれについて評価を実施する。評価を実施する断面及びケースは、曲げ・軸力系の破壊に対する照査又はせん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

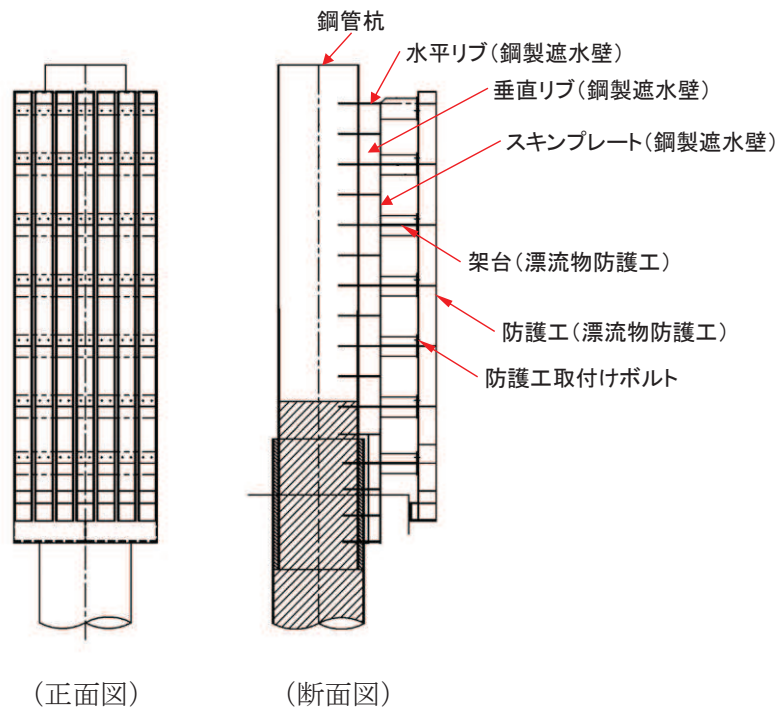


図 3.5-7 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.5-11 漂流物防護工による偏心荷重

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじれ
<p>鋼管杭に生じる常時の偏心モーメントは、津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す方向となる。</p> <p>そのため、津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。</p>	<p>漂流物が漂流物防護工端部に衝突することにより、鋼管杭にねじれが発生する。</p> <p>二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断力に、ねじれを加算して評価する。</p> <p>なお、漂流物が斜めに衝突する場合の影響検討は、5.3 に示す。</p>
鋼管杭に生じる変位	
汀線直交方向	汀線方向
<p>漂流物が漂流物防護工中心に衝突する場合の方が、鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じるせん断方向の変位は大きいことから、漂流物防護工中心に衝突する場合を考慮する。</p> <p>なお、漂流物防護工端部及び斜めに衝突する場合の影響検討は、6.1.6 に示す。</p>	<p>漂流物が漂流物防護工に衝突した場合において、鋼管杭（止水ジョイント部材）にねじれが生じ、汀線直交方向に変位が生じるものの、汀線方向の相対変位は生じにくいことから、汀線方向の相対変位を評価は省略する。</p>

イ. ねじれ応力

漂流物衝突荷重が図 3.5-8 のように、漂流物防護工端部作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図 3.5-8 に、計算に必要な諸元を表 3.5-12 に示す。

なお、漂流物が斜めから衝突した場合の影響は 5.3 に示す。

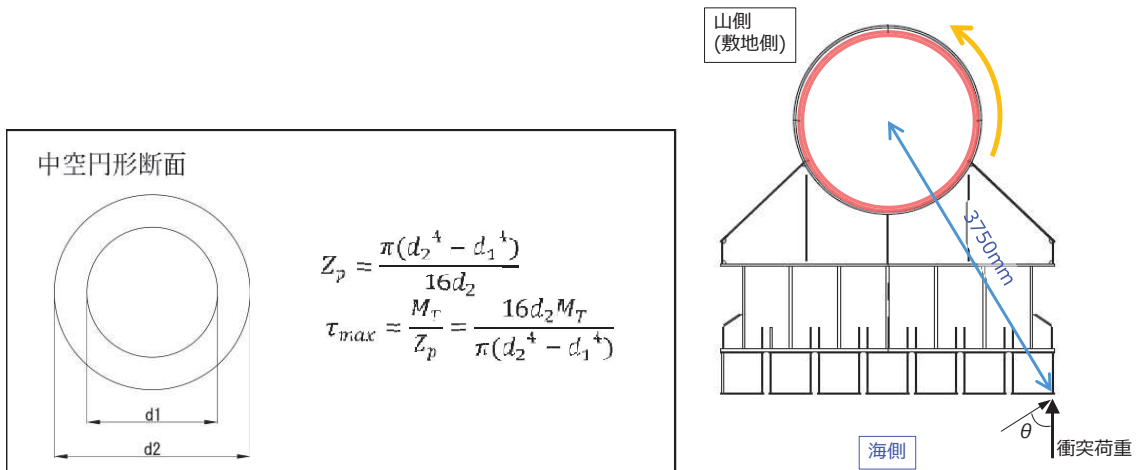


図 3.5-8 ねじれ応力算定概念図

表 3.5-12 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3,750	mm
P_c	漂流物衝突荷重	2,000	kN
d_1	内径	2,430	mm
d_2	外径	2,498	mm
t	板厚	34	mm
M_T	ねじりモーメント	3,974,394,482	N・mm
Z_p	ねじりの断面係数	3.199×10^8	mm ³

b. 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに設置されている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.5-9 に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

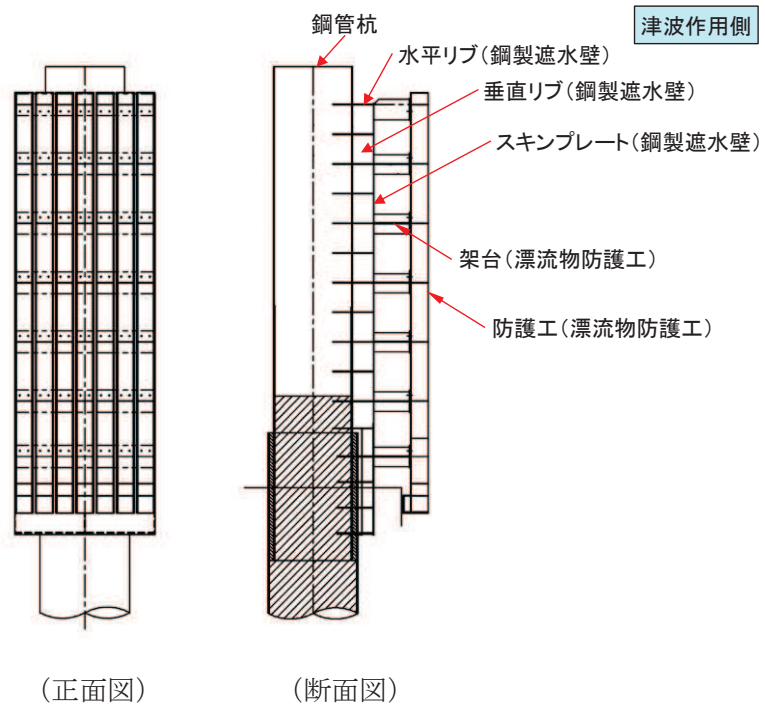


図 3.5-9 (1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

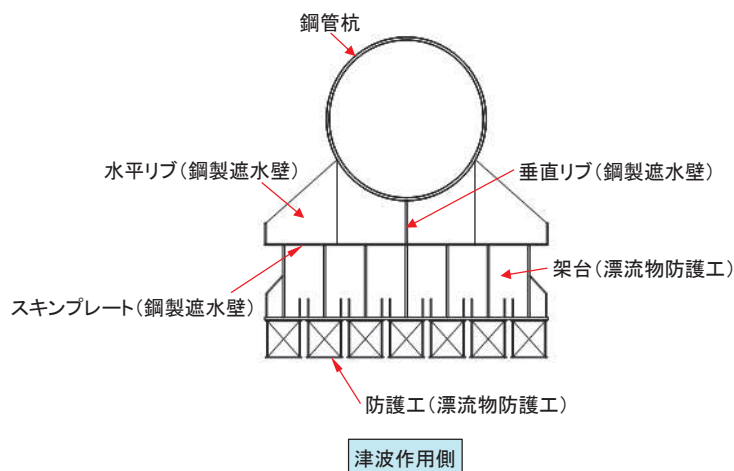


図 3.5-9 (2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

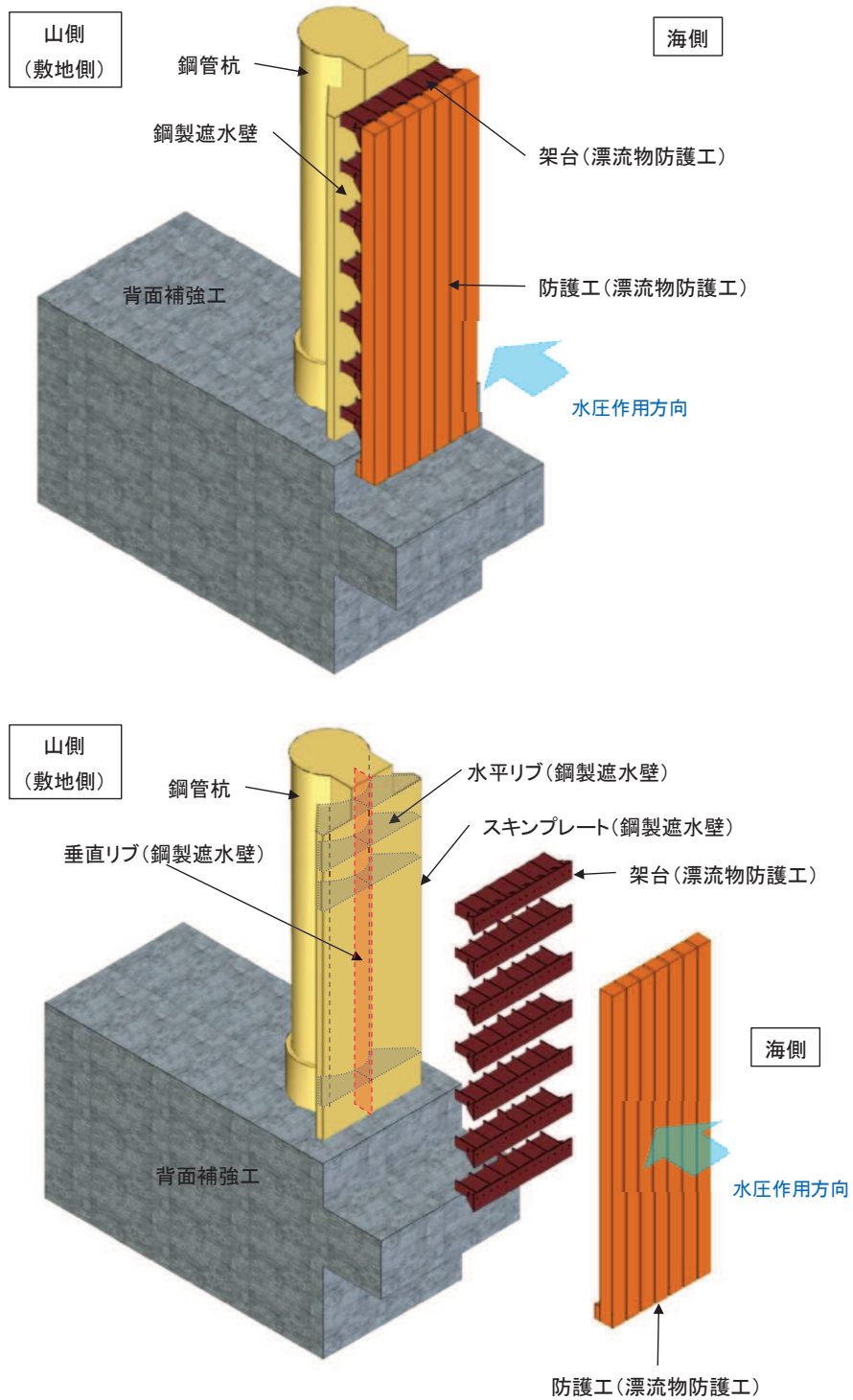


図 3.5-9 (3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.5-10 に示す。水平リブを支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、照査箇所については、スキンプレートの材質及び水平リブ間隔 L を考慮し、図 3.5-10 に示す箇所とした。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$M_2 = P_2 \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

σ_2 : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm²)

M_2 : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : スキンプレートの断面係数 (mm³) *

P_2 : スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 (kN/m)

L : 水平リブ間隔 (mm)

注記 * : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。

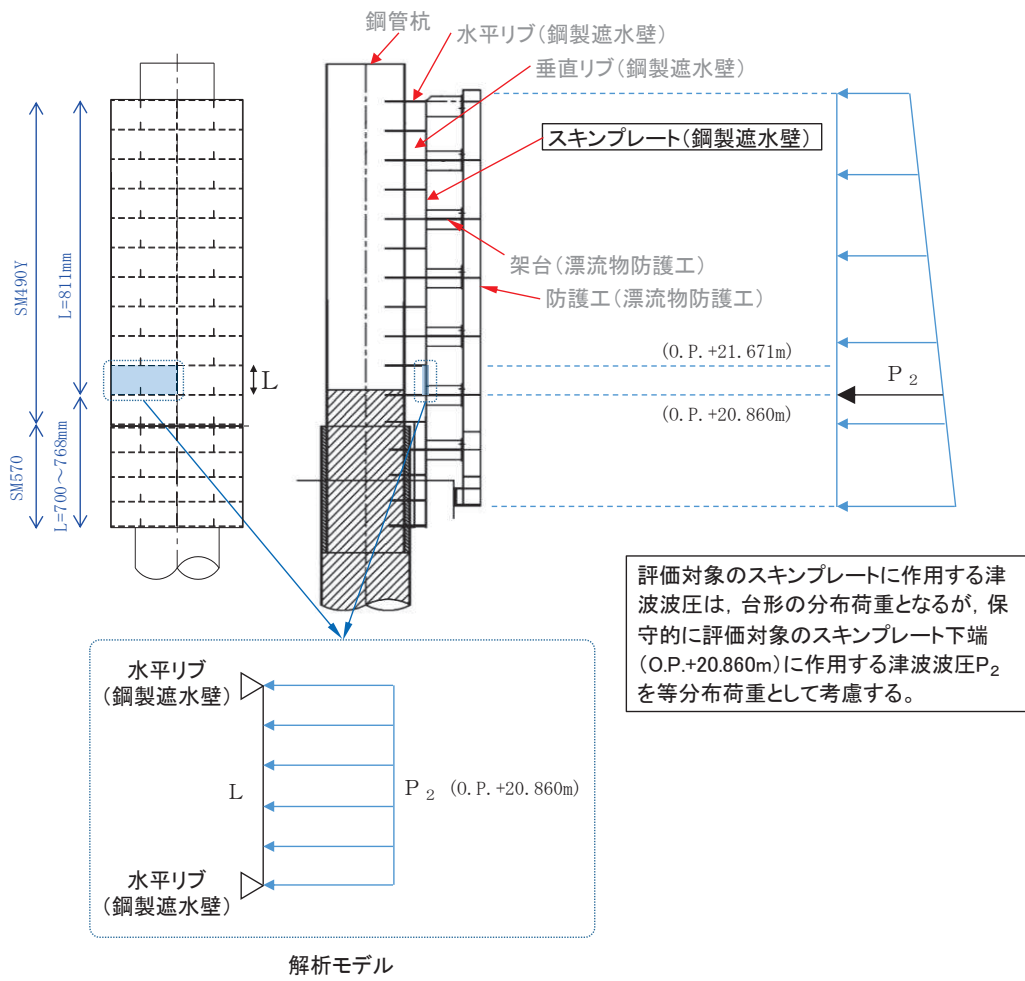


図 3.5-10 スキンプレートの照査概念図 (津波時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.5-11 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、照査箇所については、水平リブ間隔 L を考慮し、図 3.5-11 に示す箇所とした。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

$$P = P_3 \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- σ_3 : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm²)
- P : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- t : 垂直リブの板厚 (mm)
- L : 水平リブ間隔 (mm)
- P_3 : 垂直リブに作用する津波波圧 (kN/m²)
- B : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

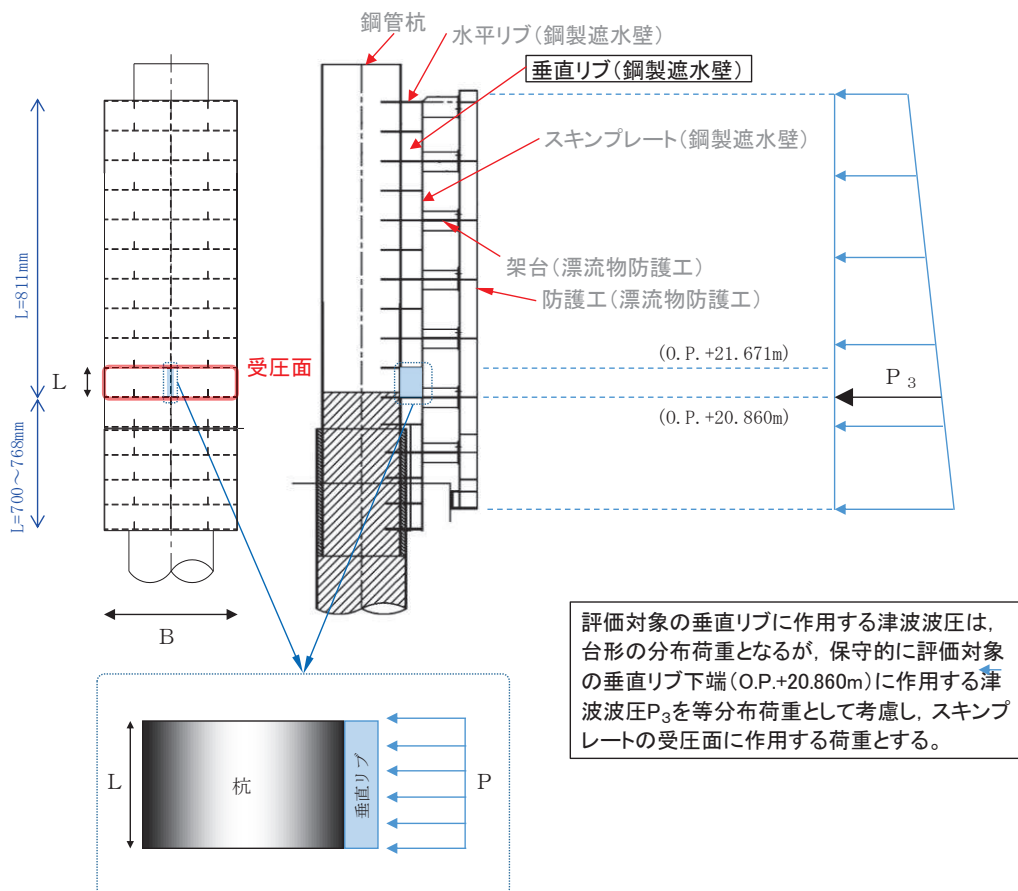


図 3.5-11 垂直リブの照査概念図 (津波時)

(c) 水平リブ及び架台

水平リブ，スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして，鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し，曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお，衝突荷重の作用位置については，O.P.+25.0mを基本とするが，水平リブ及び架台で負担する割合が最大となるよう水平リブ及び架台の高さであるO.P.+24.104mに作用させる。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3.5-12 に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \dots \dots \dots (3.8)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.9)$$

$$S_4 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (3.10)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.11)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \dots \dots \dots (3.13)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.14)$$

$$S_5 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (3.15)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.16)$$

ここで,

- σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)
- M_4 : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_4 : 水平リブの断面係数 (mm³) *1
- P_4 : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m²)
- τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)
- S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)
- σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)
- M_5 : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_5 : 架台の断面係数 (mm³) *1*2
- τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)
- S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)
- ℓ : 架台間隔 (mm)
- P_c : 衝突荷重 (kN)
- b : モーメントアーム長 (m)
- b' : 衝突荷重のモーメントアーム長 (m)
- A_w : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm²) *2
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 *1: 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.5-11 に示す。

*2: 架台は腐食代 2mm を考慮する。

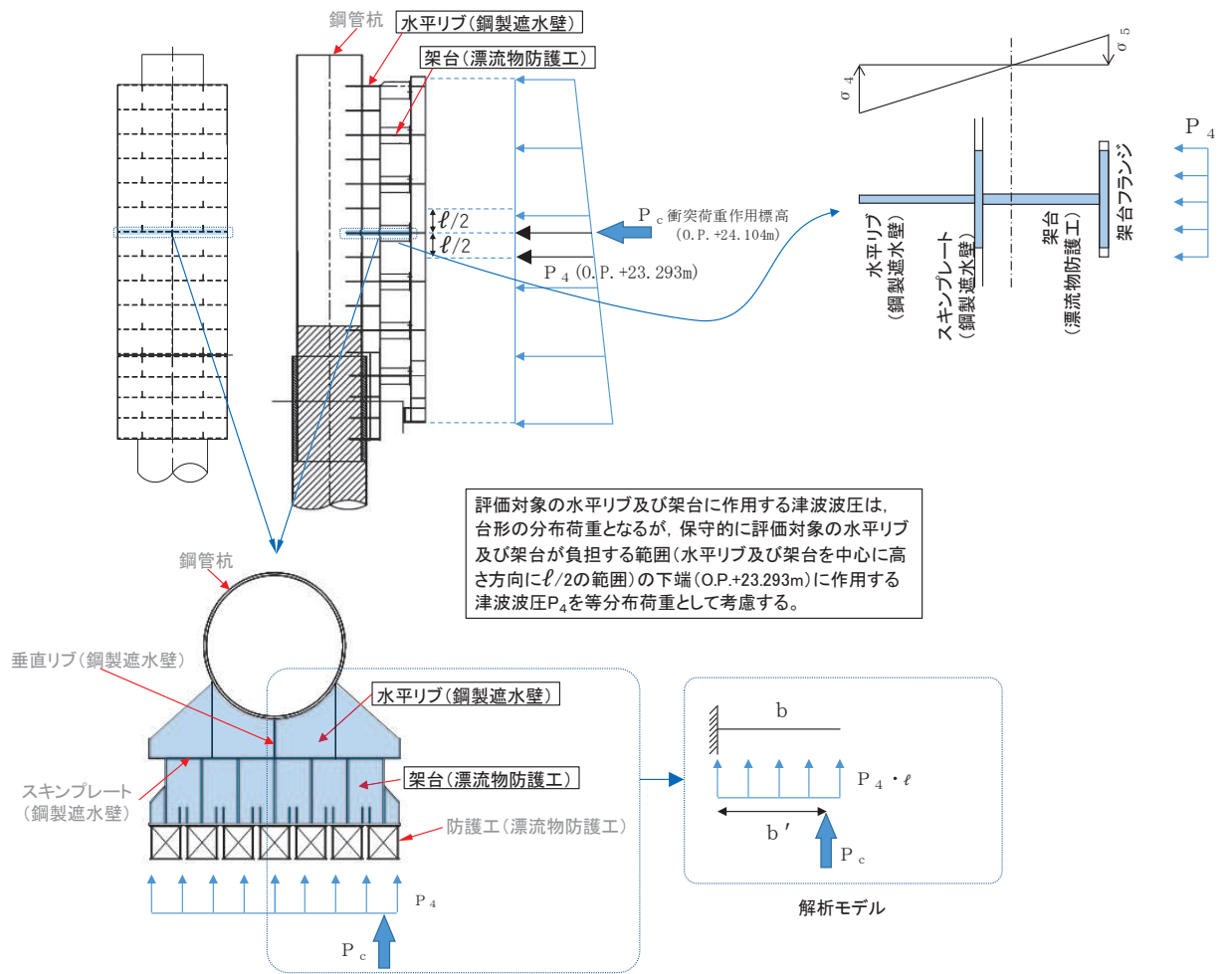
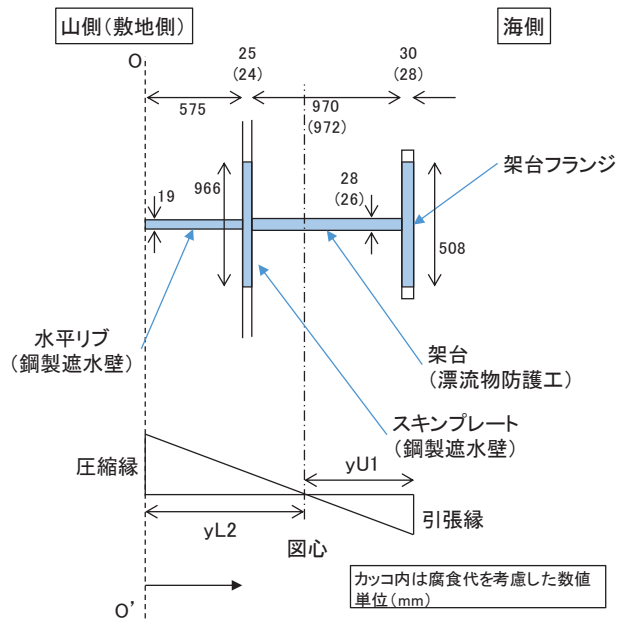


図 3.5-12(1) 水平リブ及び架台の照査概念図 (津波時)



架台フランジの幅(有効幅)の算出

$bg/La = 300/4000 = 0.075$ bg : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)
 La : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 < bg/La < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

スキンプレートの幅(有効幅)の算出

$bs/La = 811/4000 = 0.203$ bs : スキンプレート片側張出長(811)
 La : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 < bs/La < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm ²)	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm ²)	Ay ² (mm ³)	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm ⁴) (ab ³ /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay ² +I' (mm ⁴)
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 ⁷	3.573 × 10 ¹⁰	9.293 × 10 ⁵	3.573 × 10 ¹⁰
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 ⁷	2.975 × 10 ¹⁰	1.990 × 10 ⁹	3.174 × 10 ¹⁰
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 ⁷	7.988 × 10 ⁹	1.113 × 10 ⁶	7.990 × 10 ⁹
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 ⁷	9.030 × 10 ⁸	3.010 × 10 ⁸	1.204 × 10 ⁹
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 ⁷	-	-	③ 7.667 × 10 ¹⁰

O-O' 軸から図心までの長さ

$e = ((2) \text{断面一次モーメントの合計}) / ((1) \text{面積の合計})$
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

図心回りの断面二次モーメント

$I = ((3) \text{O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計}) - (e^2 \times ((1) \text{面積の合計}))$
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

水平リブ(下縁)の断面係数

$yL2$ (圧縮縁から図心までの長さ) = e
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

Z_4 (断面係数) = $I / yL2$
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

架台(上縁)の断面係数

$yU1$ (引張縁から図心までの長さ) = $1599 - 906.4$
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

Z_5 (断面係数) = $I / yU1$
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 3.5-12(2) 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3.5-13 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$M_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4} \dots \dots \dots (3.18)$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.19)$$

$$S_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + P_c \dots \dots \dots (3.20)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.21)$$

ここで、

- σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)
- M_6 : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_6 : 防護工の断面係数 (mm³) *
- P_6 : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m²)
- τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)
- S_6 : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- b'' : 防護工の幅 (m)
- P_c : 衝突荷重 (kN)
- A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm²) *
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

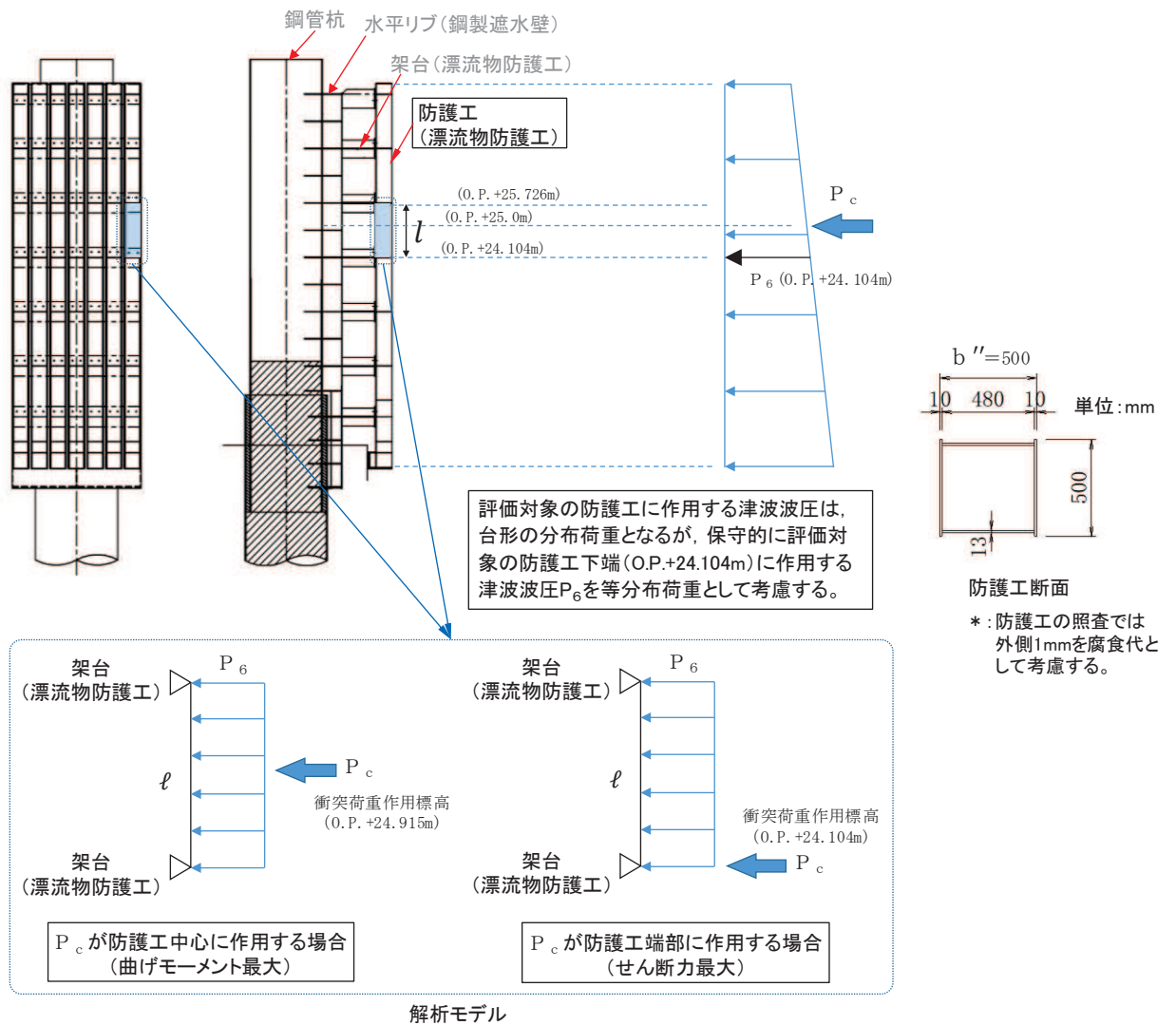


図 3.5-13 防護工の照査概念図 (津波時)

(e) 防護工取付ボルト

防護工取付ボルトは、津波時において津波による波圧により防護工が敷地側に押されるため防護工取付ボルトに引張力は生じない。

c. 背面補強工

背面補強工の評価は、背面補強工を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図3.5-14に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、背面補強工の端部を基点として±5°間隔で設定する。背面補強工の想定すべり線を図3.5-15に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12.すべり線設定の考え方」に示す。

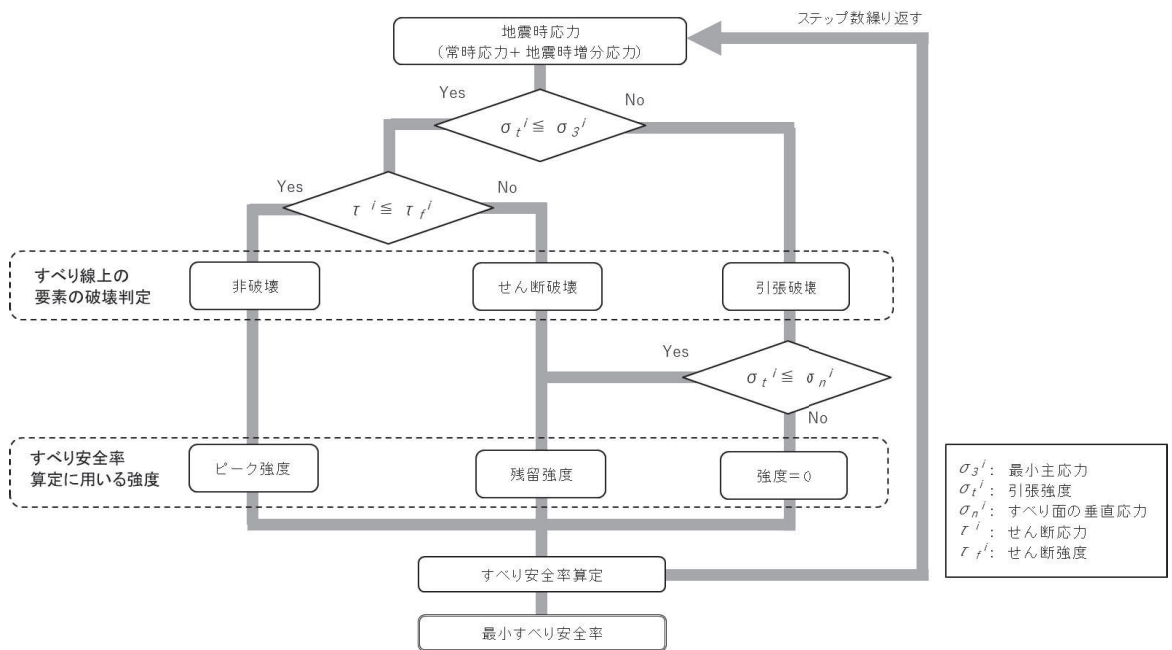


図 3.5-14 すべり安全率算定のフロー

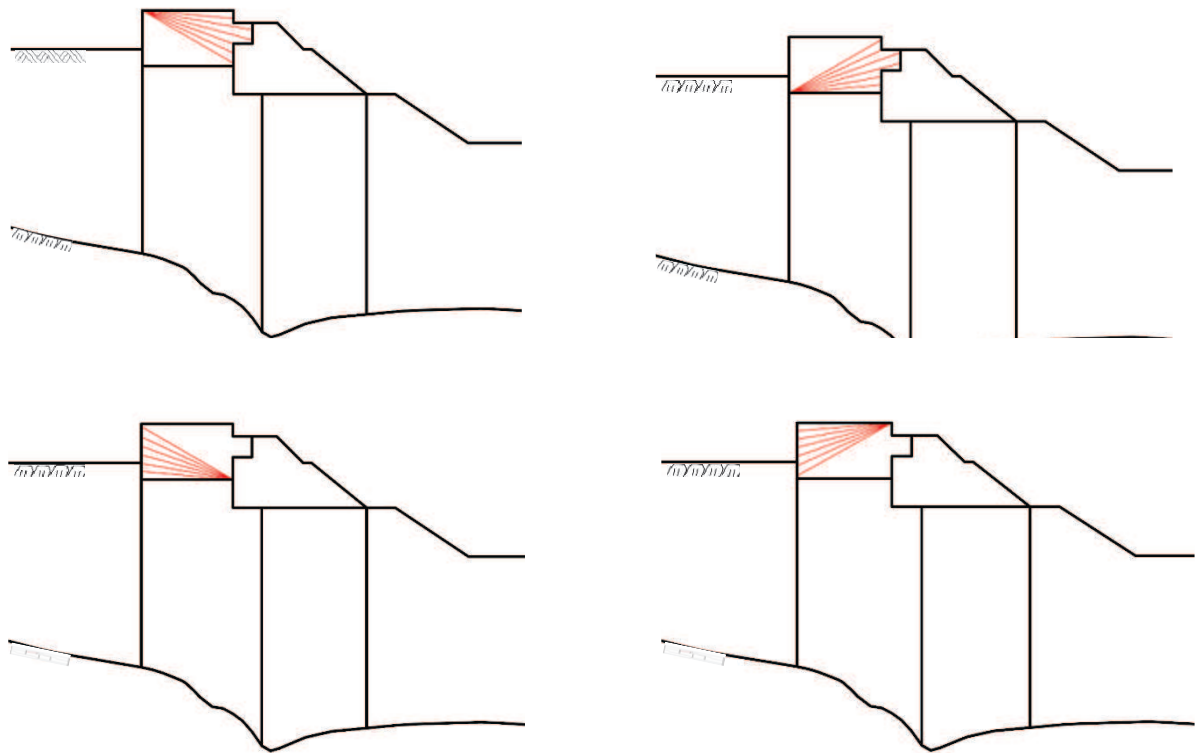


図 3.5-15 背面補強工の想定すべり線（断面①～⑤共通）

d. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。なお、地盤と施設を連成した 2 次元動的有限要素法解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-14 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.5-16 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

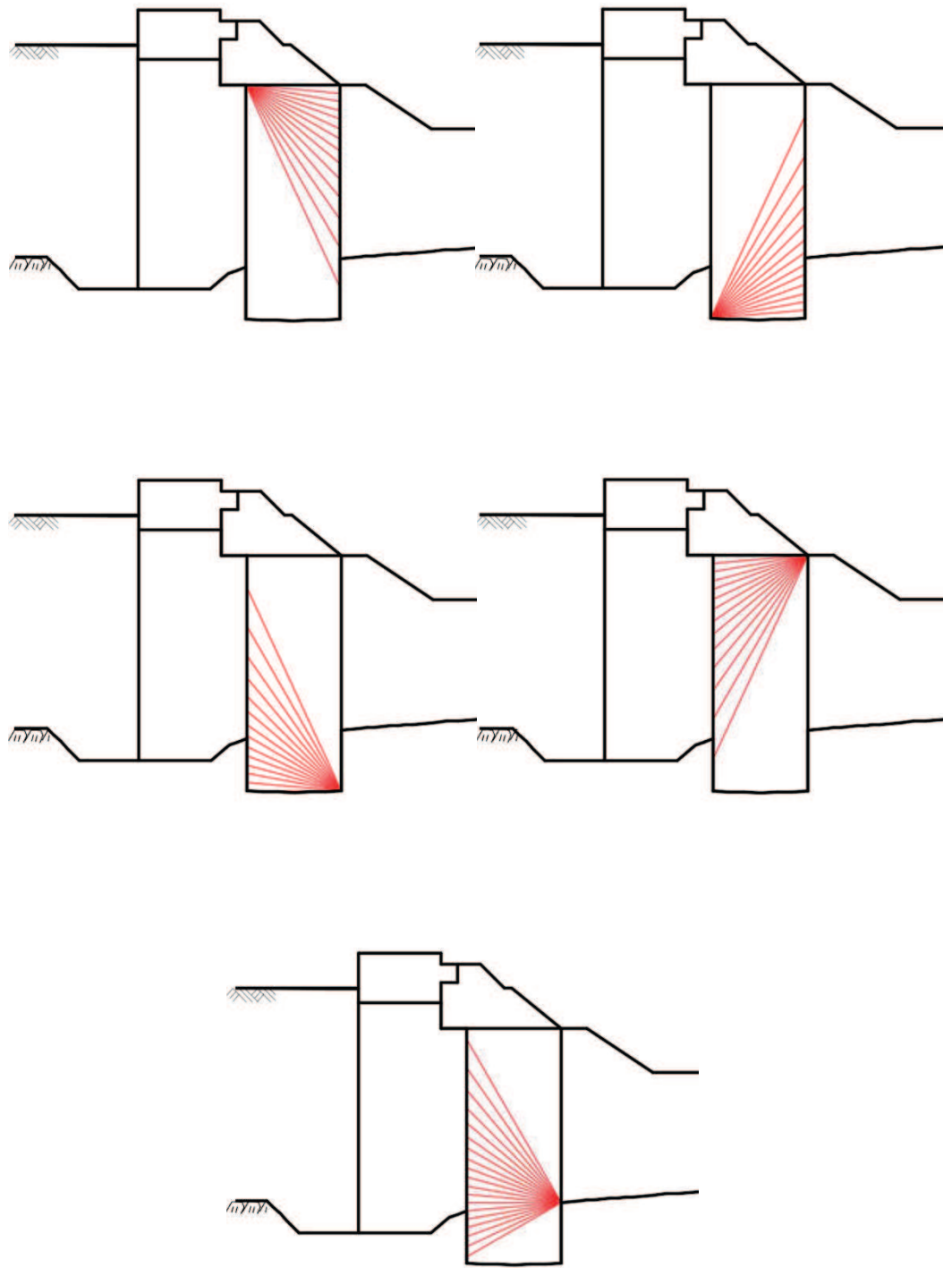


図 3.5-16 (1) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面①)

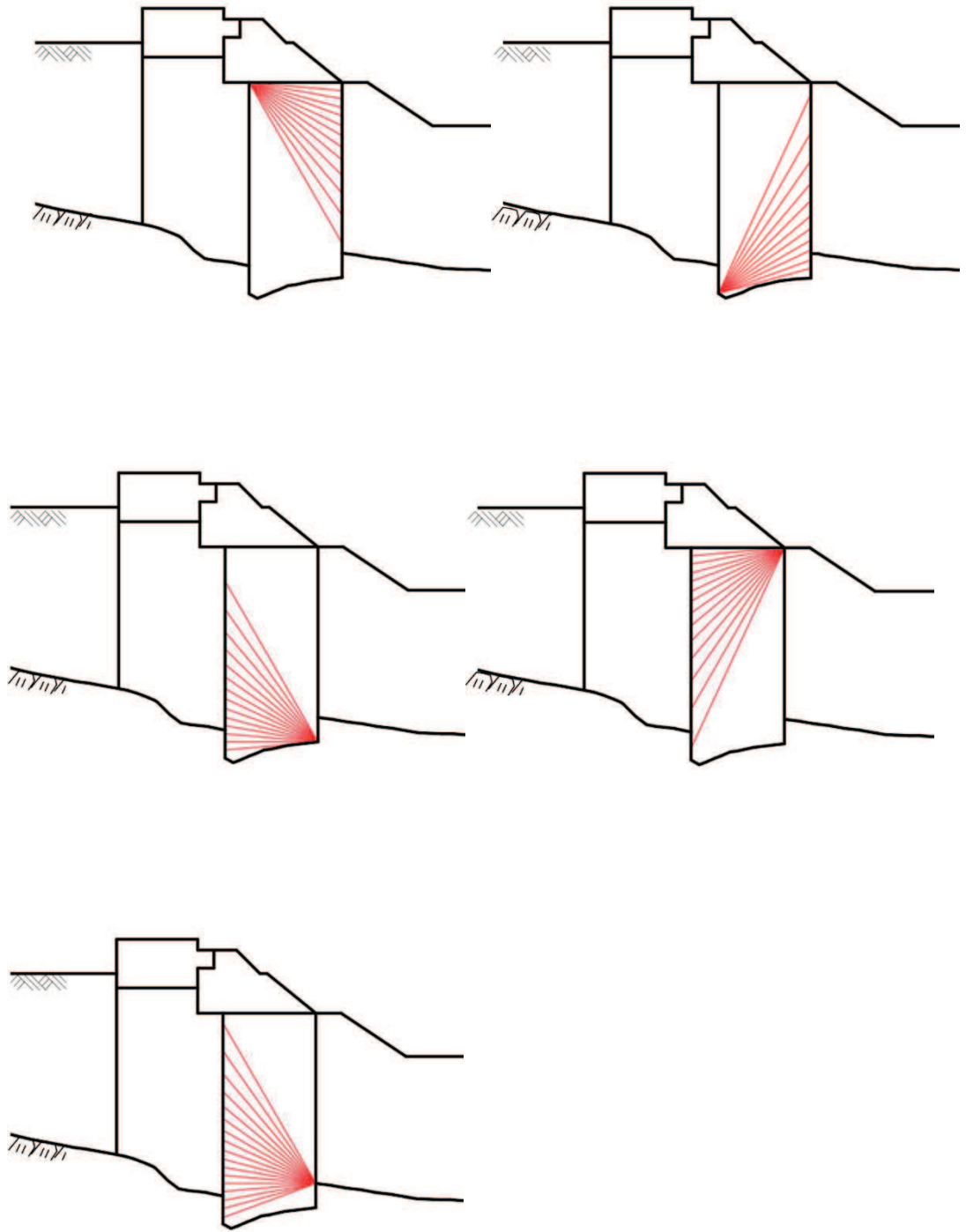


図 3.5-16 (2) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面②)

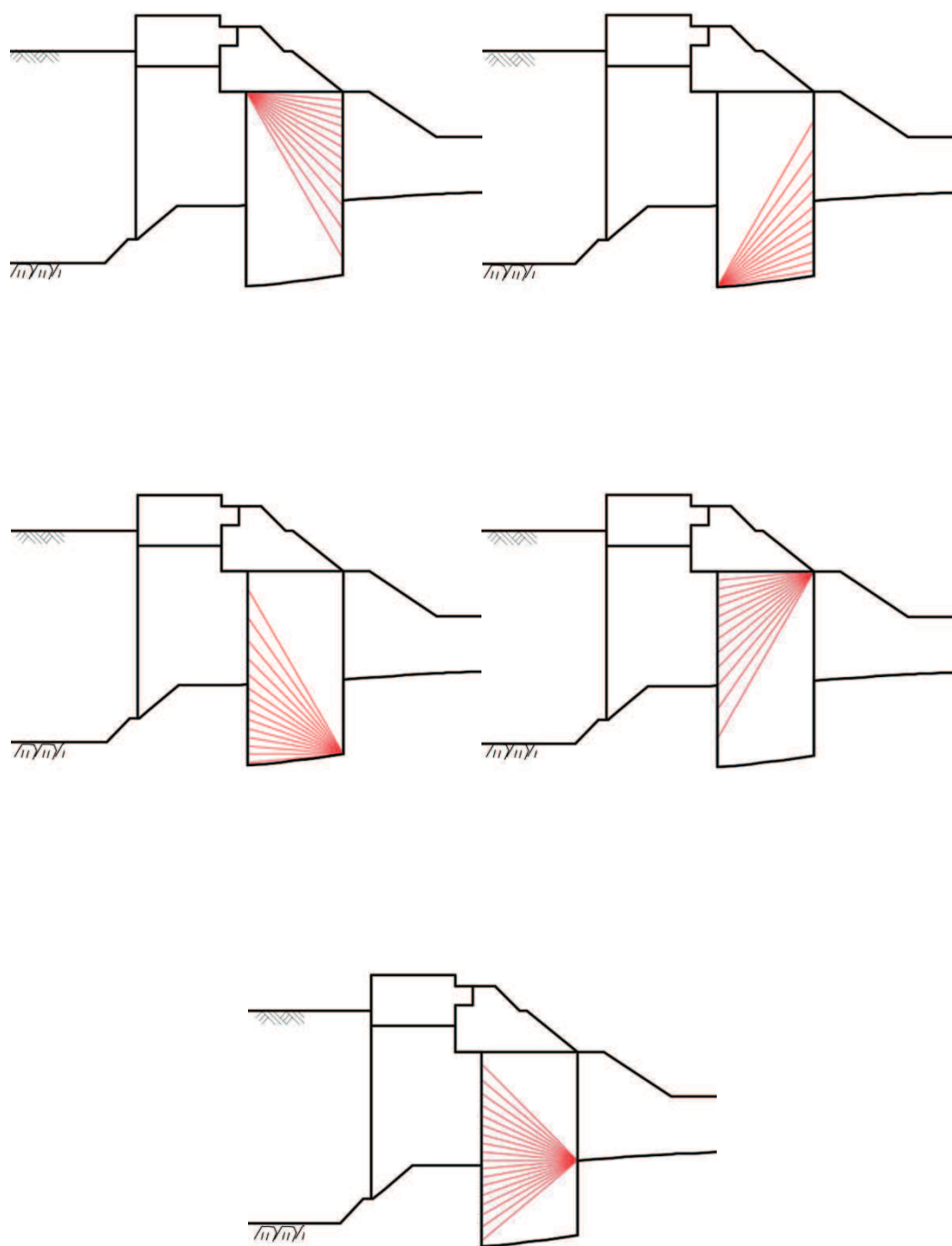


図 3.5-16 (3) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面③)

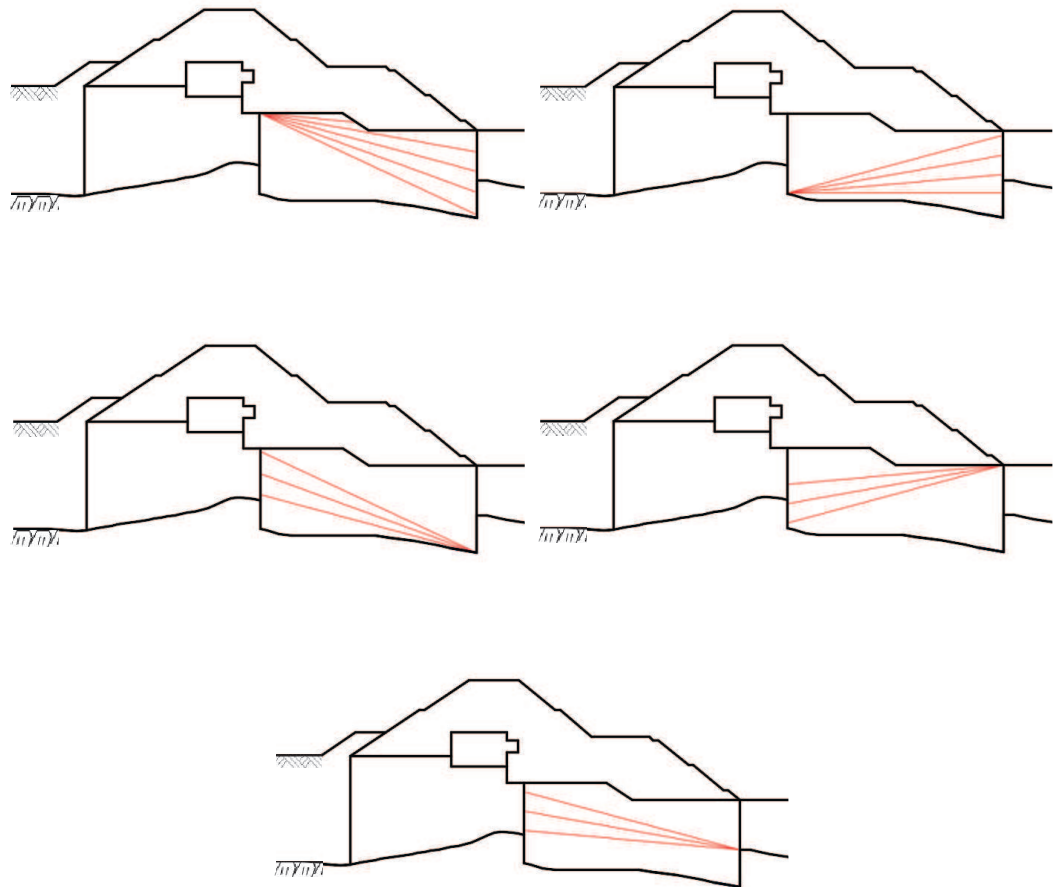


図 3.5-16 (4) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面④)

e. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 - 1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-14 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.5-17 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

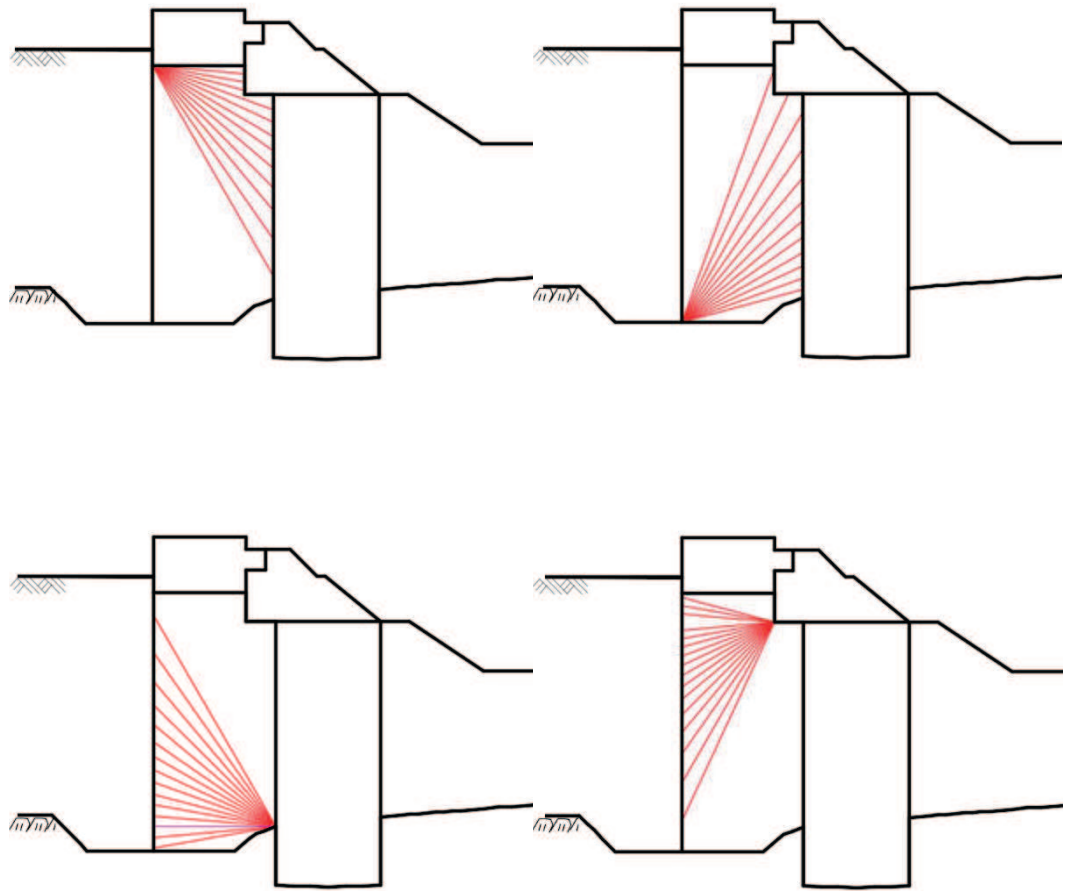


図 3.5-17 (1) 改良地盤の想定すべり線 (断面①)

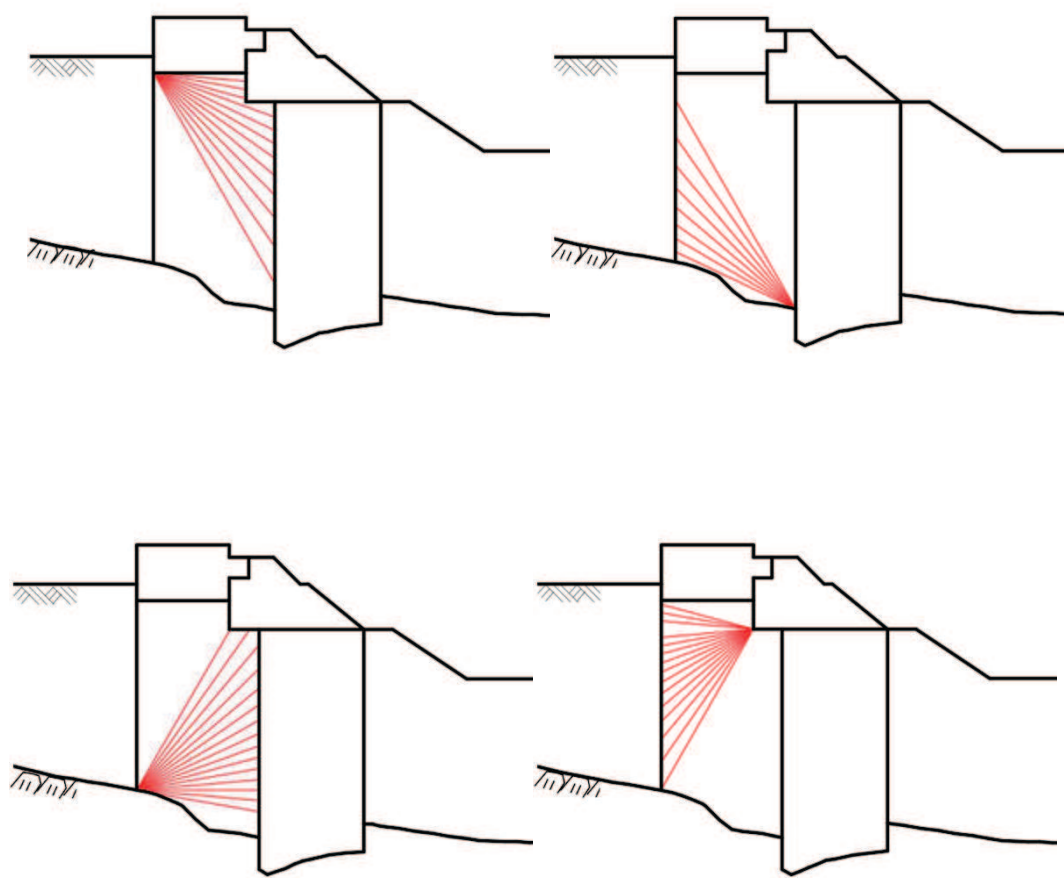


図 3.5-17 (2) 改良地盤の想定すべり線 (断面②)

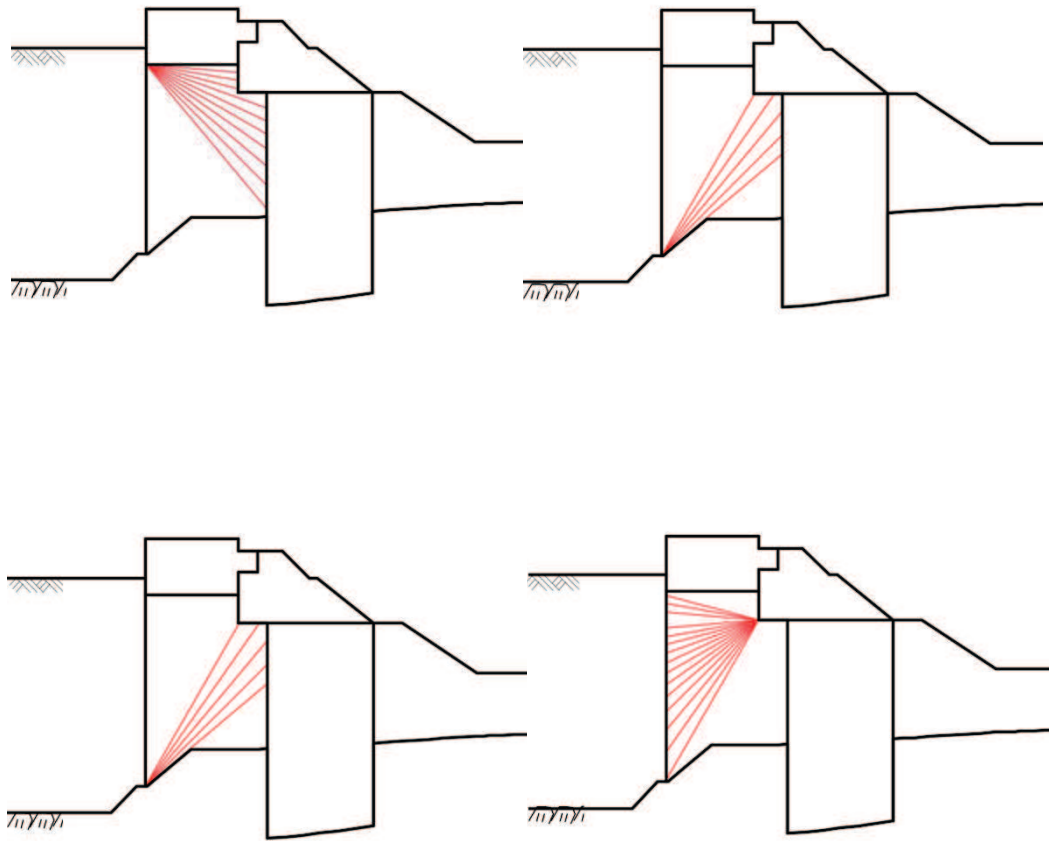


図 3.5-17 (3) 改良地盤の想定すべり線 (断面③)

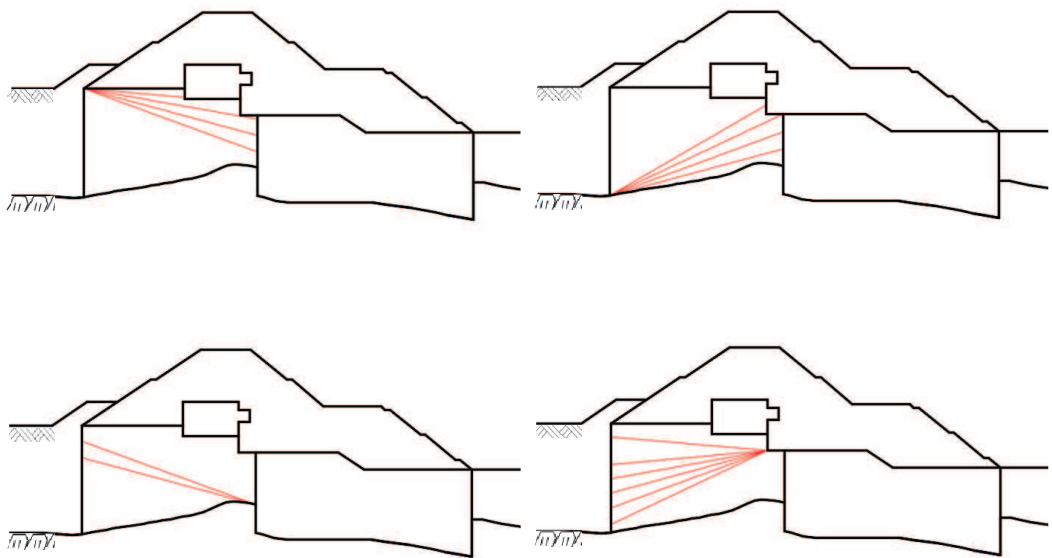


図 3.5-17 (4) 改良地盤の想定すべり線 (断面④)

f. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 -1σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率の算定フローを図3.5-14に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。セメント改良土の想定すべり線を図3.5-18に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

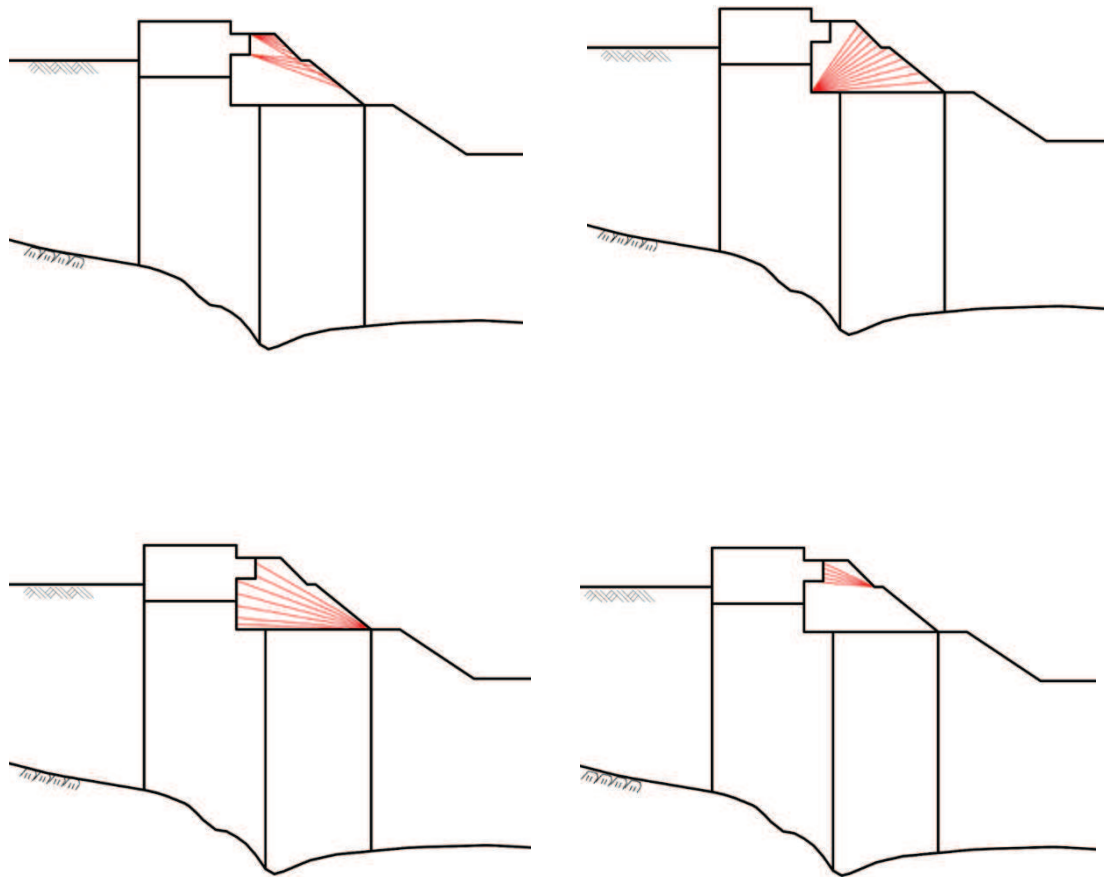


図3.5-18(1) セメント改良土の想定すべり線（断面①～③）

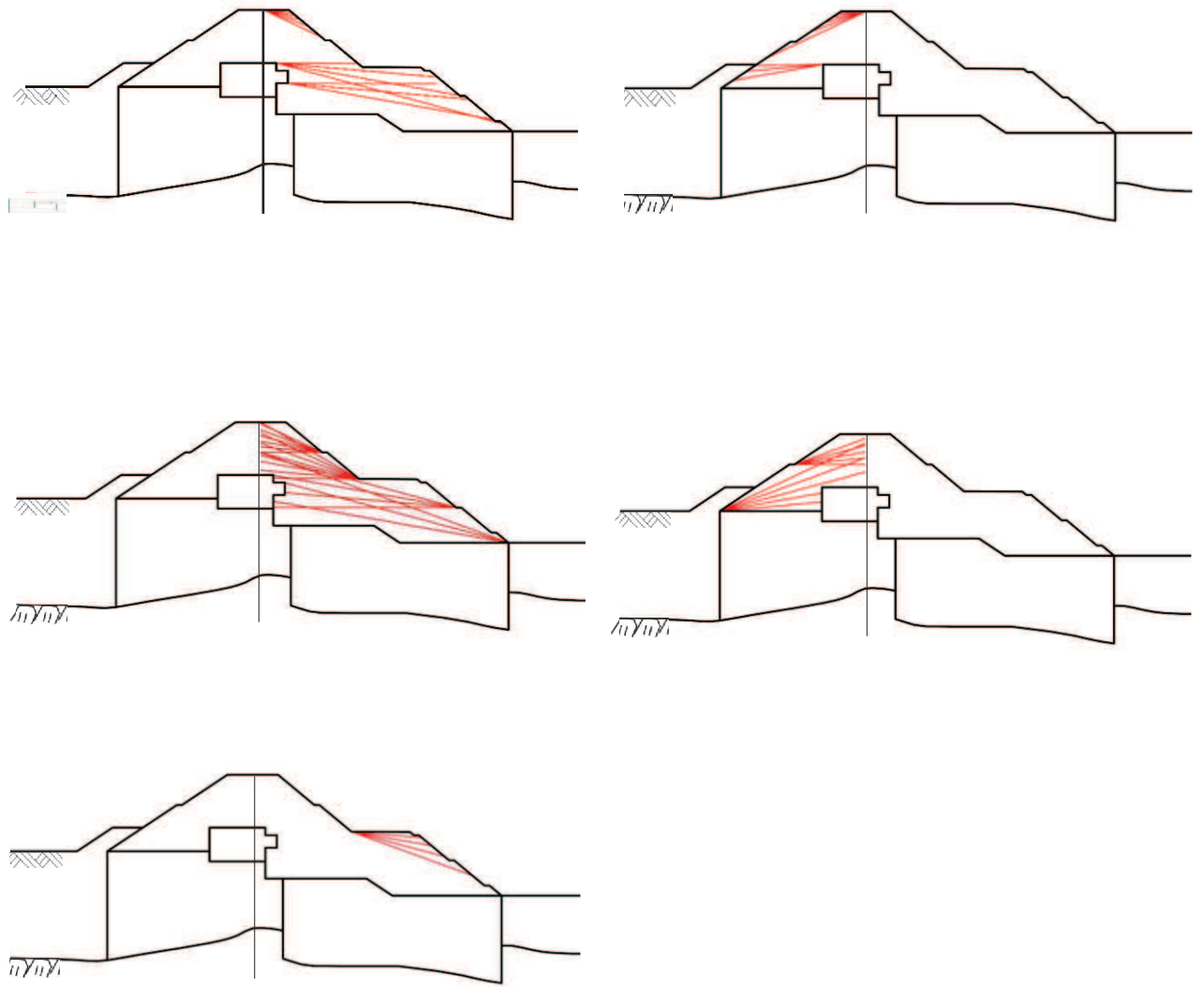


図 3.5-18(2) セメント改良土の想定すべり線 (断面④)

g. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）は、津波時に生じる相対変位に、残留変位を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

なお、防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）については、主たる荷重が軸直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、軸方向の相対変位は生じないため、残留変位が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物防護工の偏心荷重を考慮した止水ジョイント部材の相対変位量の算定方法は、「a. 鋼管杭」を参照する。

h. 基礎地盤

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に生じる接地圧が重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

3.5.2 重畳時

(1) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元動的有限要素法解析により算定する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部については岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析とする。

2次元動的有限要素法解析に用いる解析コードは、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部には「FLIP Ver7.3.0_2」を使用し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部には「TDAPⅢ Ver3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-19 に示す。

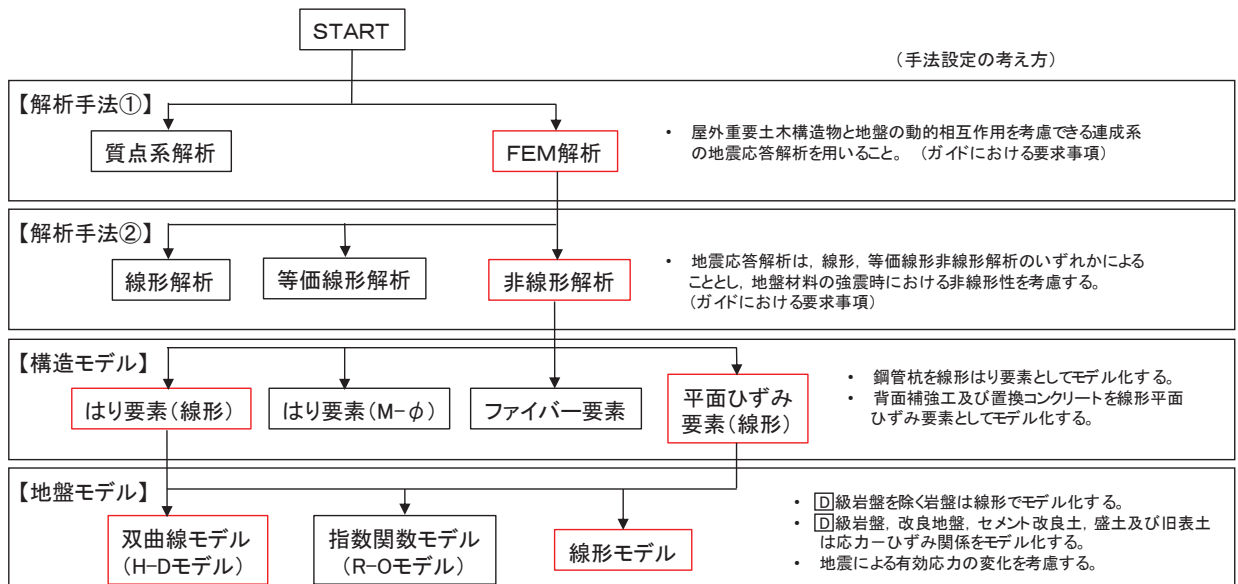


図 3.5-19(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

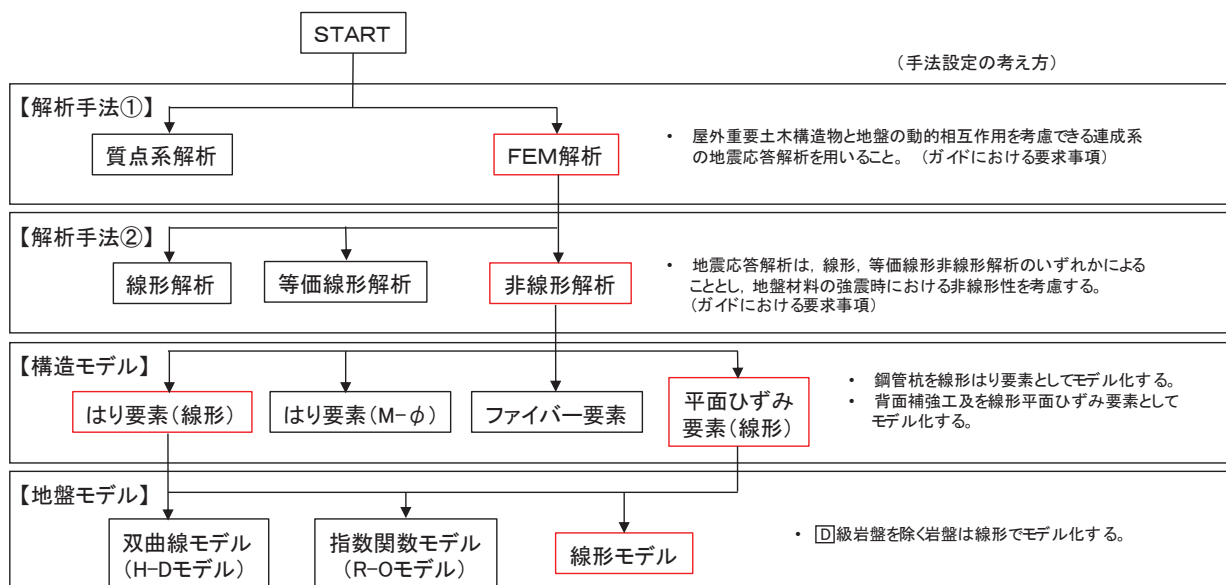


図 3.5-19(2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤部)

b. 施設

鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の重畳時の応答は、周辺地盤の相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の2種類に分類し、表 3.5-13 及び表 3.5-14 に示す解析ケースにて行う。

(a) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

図 3.2-2～図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、 \square 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

(b) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

図 3.2-5～図 3.2-6 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の周辺には、主として、 \square_L 級岩盤、 \square_M 級岩盤、 \square_H 級岩盤及び \square 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.5-13 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

表 3.5-14 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

d. 減衰定数

時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析）における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力-ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性（曲げモーメント-曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係）の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性（せん断剛性-せん断ひずみ関係）の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

防潮堤の耐震・耐津波計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えている。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法（線形又は非線形）によらず、係数 α 、 β の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

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

[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

Rayleigh 減衰は, 有効応力解析 (一般部) では剛性比例型減衰 ($\alpha=0, \beta=0.002$) を考慮する。なお, 係数 β の設定については, 「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

全応力解析 (岩盤部) では質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。岩盤部 (全応力解析) における Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-20 に示す。

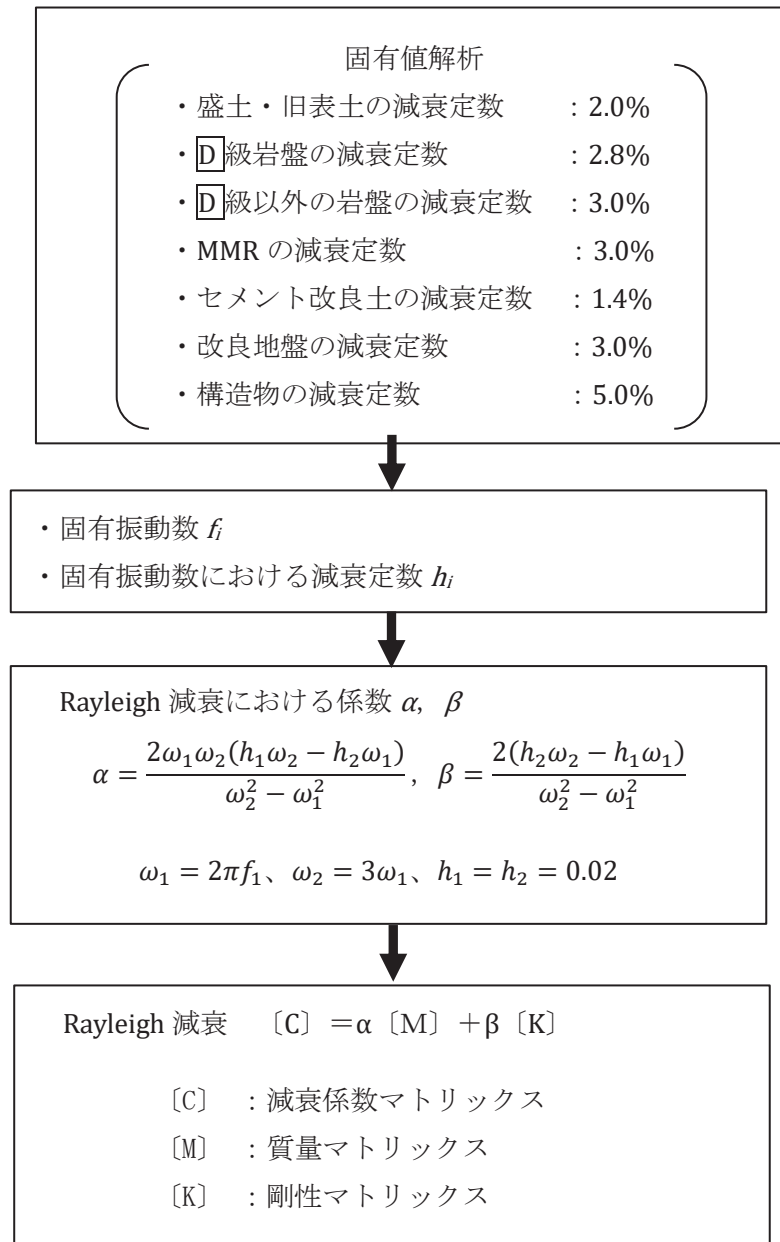


図 3.5-20 岩盤部 (全応力解析) における Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定にあたっては、低次のモードが支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、図 3.5-21 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

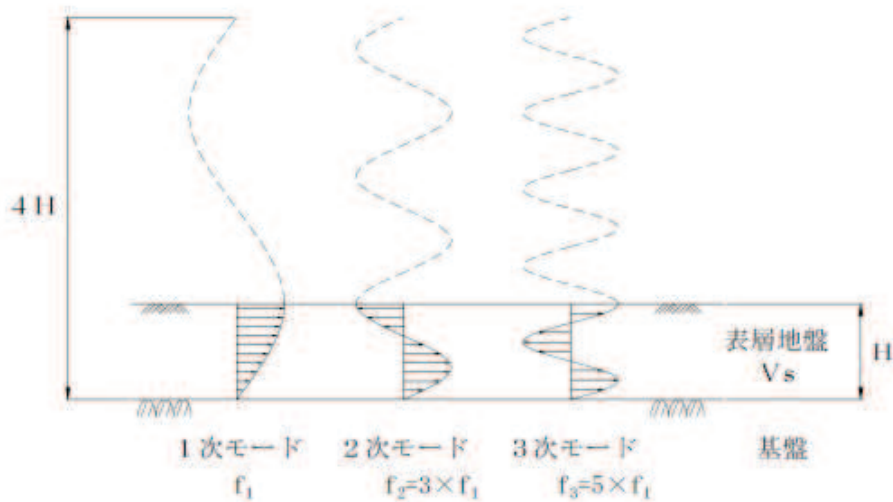


図 3.5-21 せん断振動の固有振動モード

(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011))

固有値解析結果の一覧を表 3.5-15 に、固有値解析におけるモード図を図 3.5-22 に、固有値解析結果に基づき設定した係数 α 、 β を表 3.5-16 に Rayleigh 減衰を図 3.5-23 に示す。

表 3.5-15(1) 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	5.848	84	0	192.80	2.27	1次として採用
2	7.585	84	0	9.83	0.26	—
3	11.054	85	3	19.24	35.67	—
4	11.366	85	57	6.86	-148.70	—
5	13.324	85	57	13.34	-8.74	—
6	14.847	89	58	-40.71	26.87	—
7	17.616	92	60	-34.11	-21.59	—
8	18.405	92	60	-2.30	0.59	—
9	19.625	92	76	-16.12	-83.23	—
10	20.668	94	78	26.98	-23.90	—

表 3.5-15(2) 固有値解析結果 (断面⑥)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	6.035	84	0	177.60	-0.28	1次として採用
2	7.228	84	0	17.68	-0.08	—
3	11.528	84	58	-0.91	-142.40	—
4	14.022	87	59	31.85	18.22	—
5	14.656	88	59	-20.18	-2.82	—
6	17.711	92	63	-39.83	35.48	—
7	19.593	93	71	8.10	51.52	—
8	21.271	93	73	-13.56	29.54	—
9	23.186	96	74	30.90	19.11	—
10	24.495	96	78	-8.54	-36.04	—

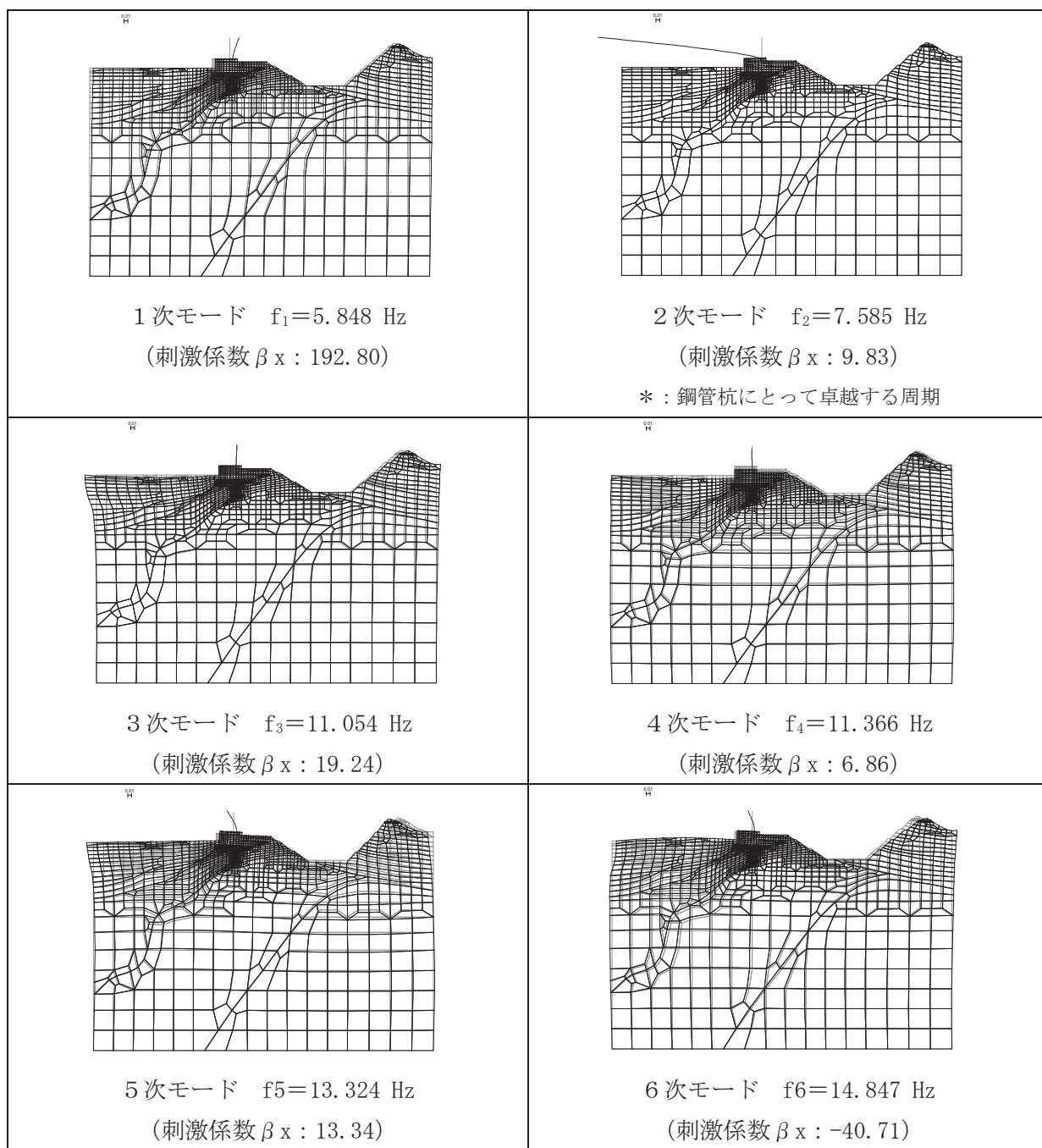


図 3.5-22(1) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

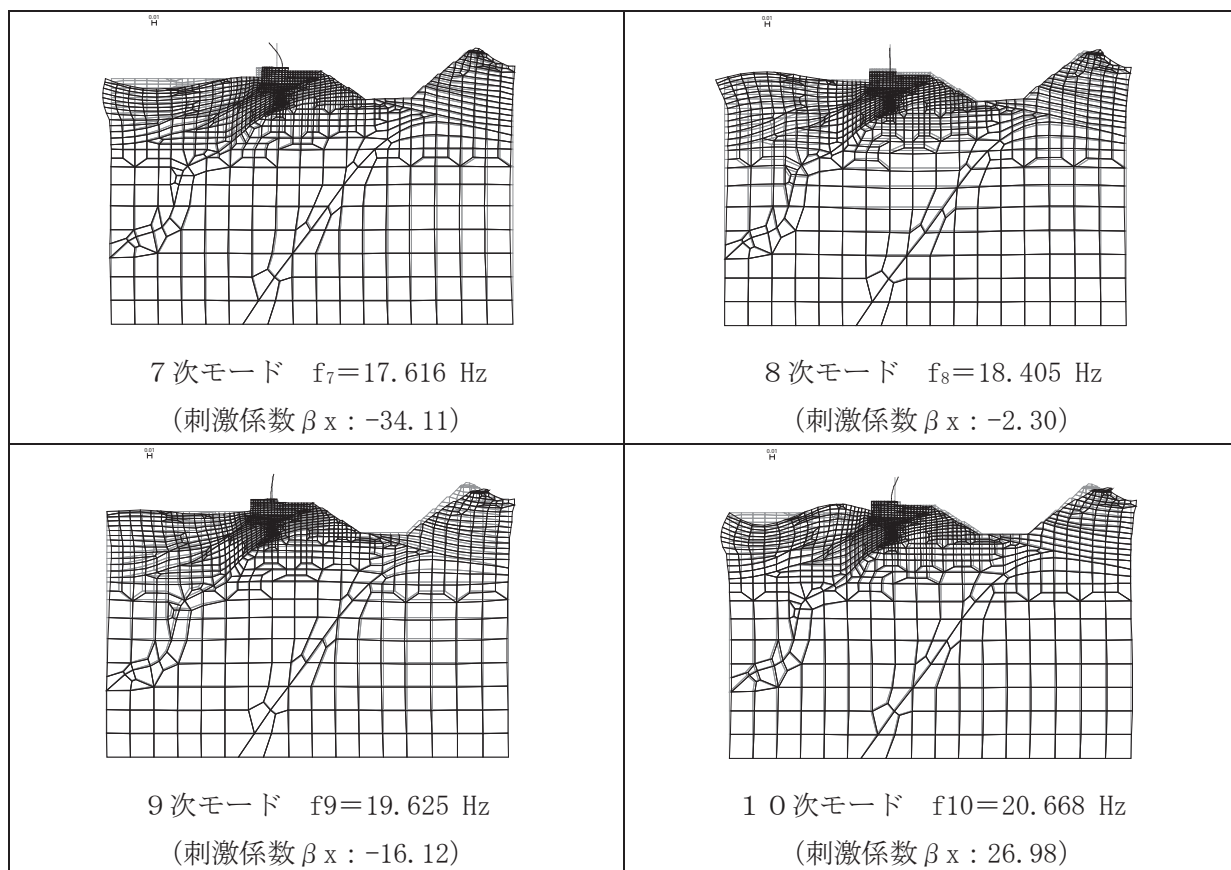


図 3.5-22(2) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

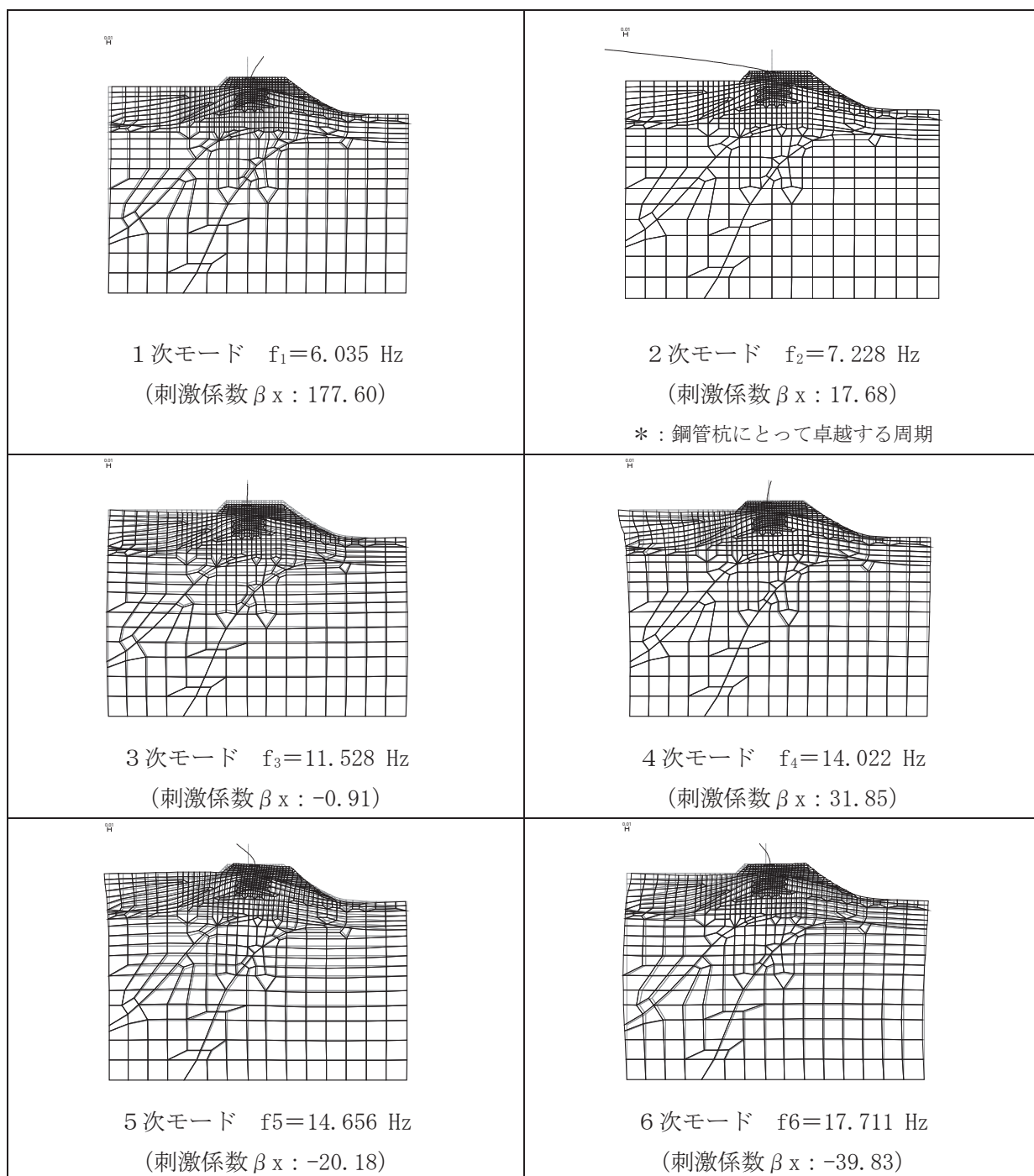


図 3.5-22(3) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

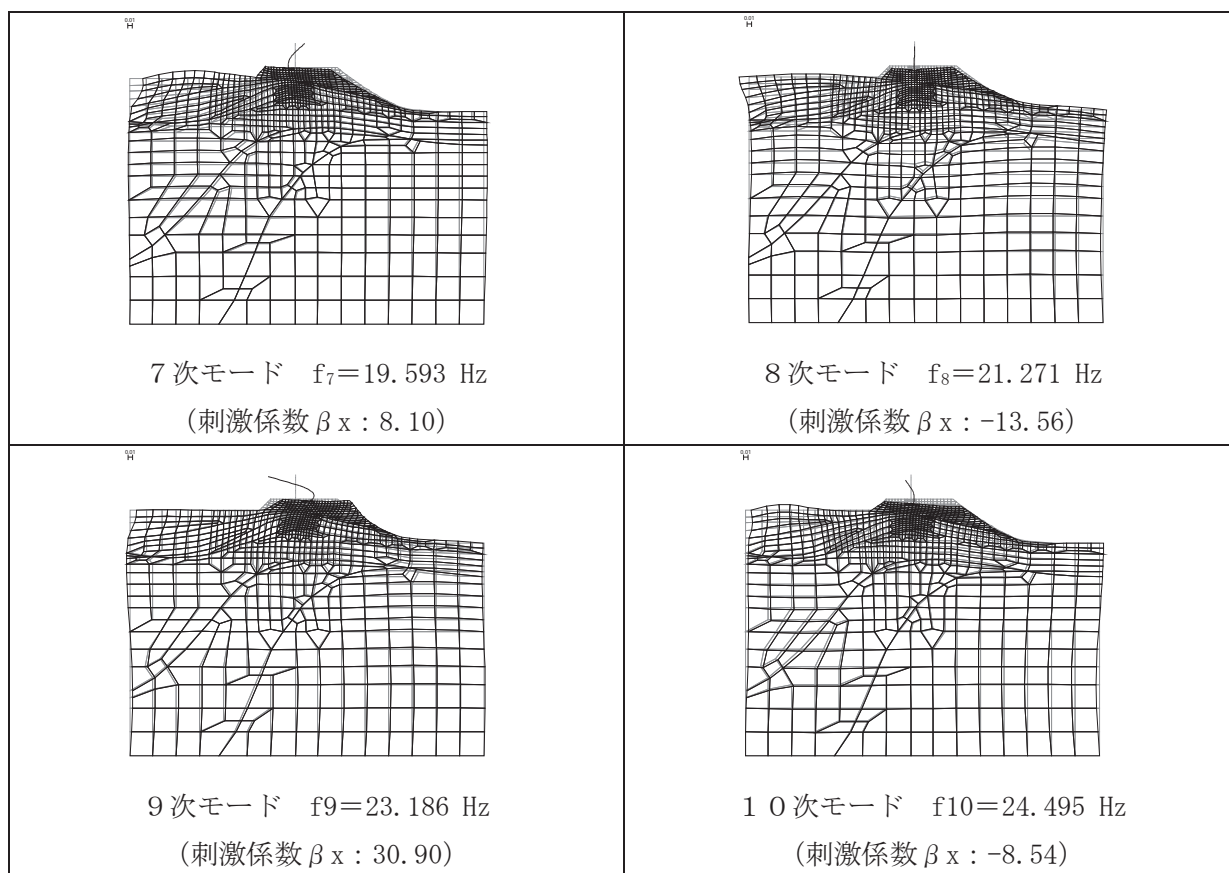


図 3.5-22(4) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

表 3.5-16 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
断面⑤	1.653	4.803×10^{-4}
断面⑥	1.706	3.956×10^{-4}

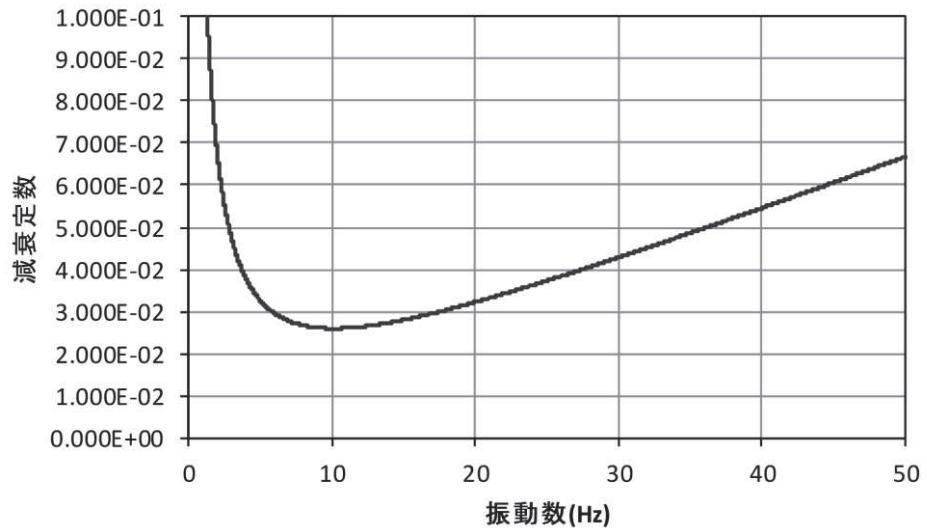


図 3.5-23(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

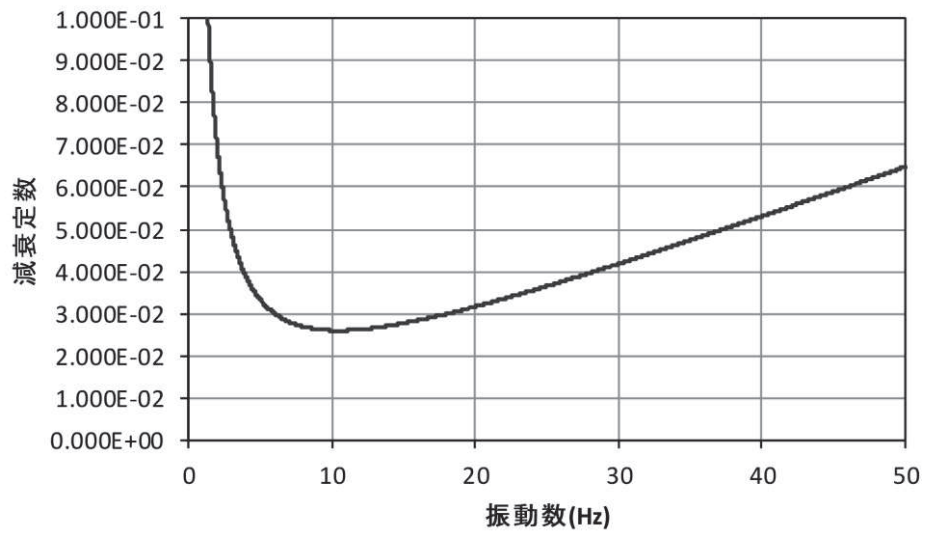


図 3.5-23(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

e. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース① (基本ケース) を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.5-13 及び表 3.5-14 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3.5-17 に示す。

表 3.5-17 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++* ¹	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となる又はすべり安全率が2.4以下* ² となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも0.5未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+* ¹	○	
		+-* ¹	○	
		--* ¹	○	

注記 *1：地震動の位相について (++) の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

(2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.5-24 に入力地震動算定の概念図を、図 3.5-25～図 3.5-31 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。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

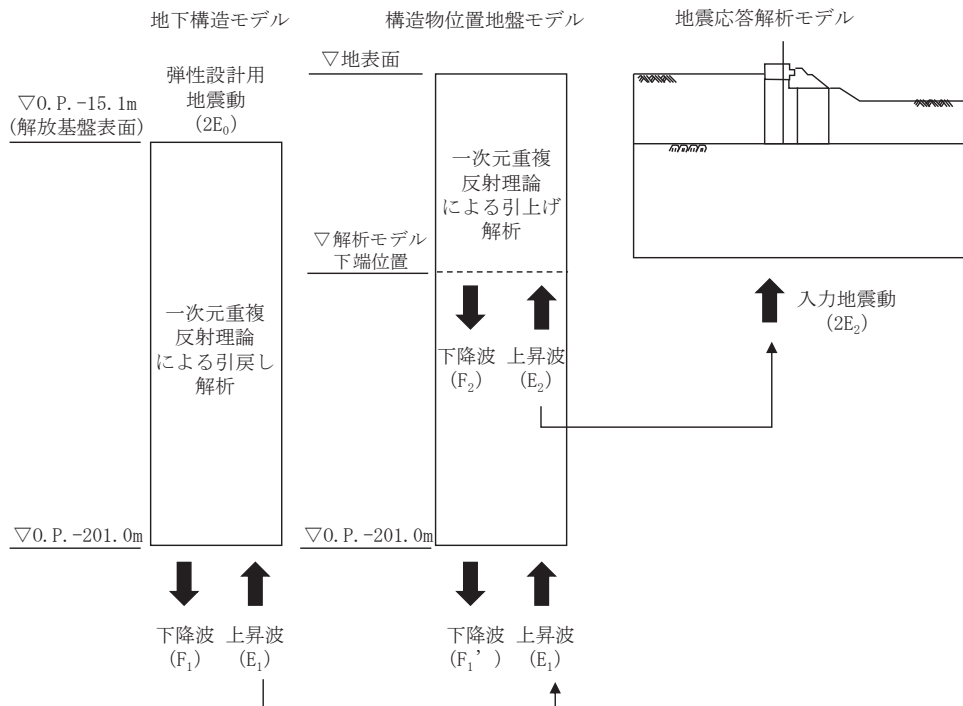


図 3.5-24 入力地震動算定の概念図

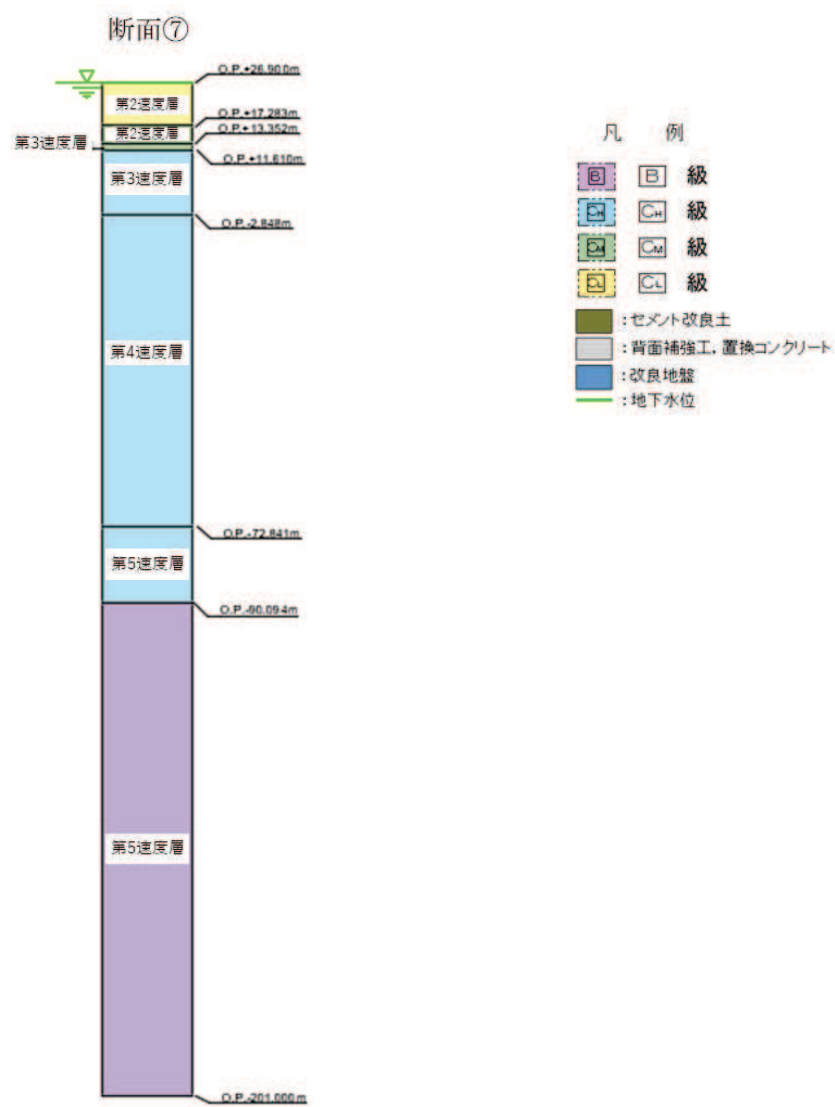
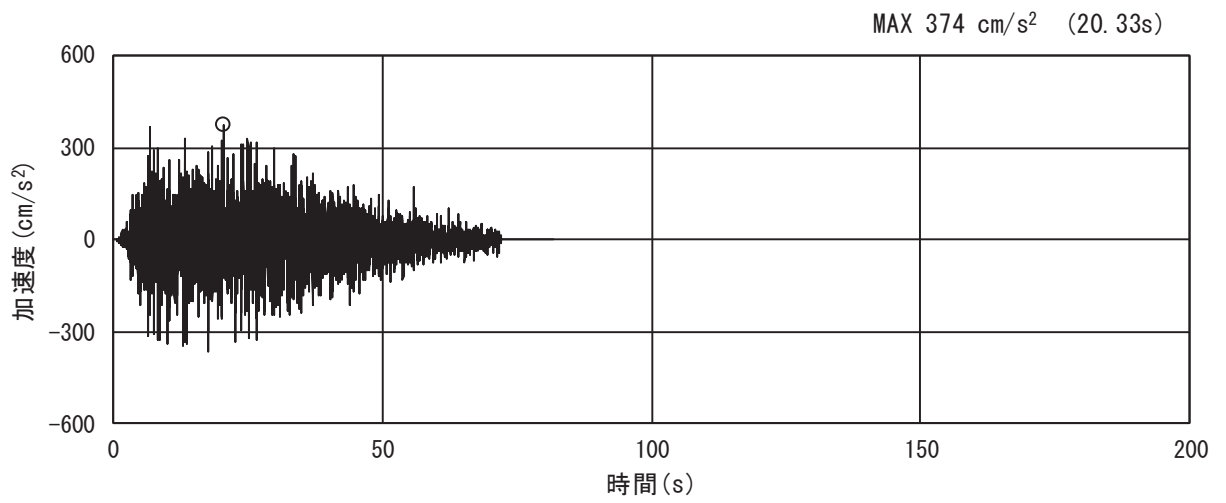
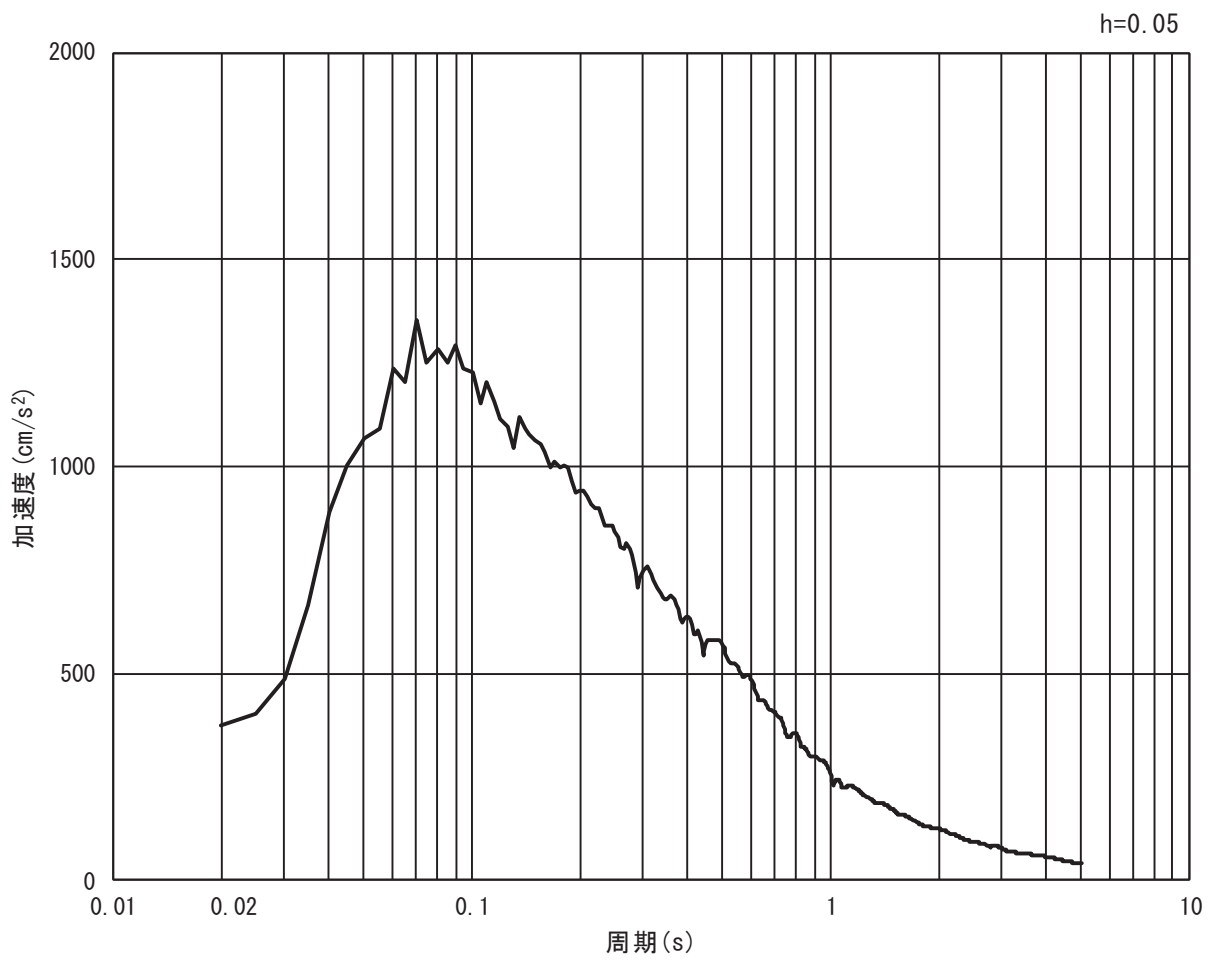


図 3.5-25 (3) 1次元解析モデル図 (断面⑦)

a. 一般部
イ. 断面①



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-26 (1) 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 d - D 2)

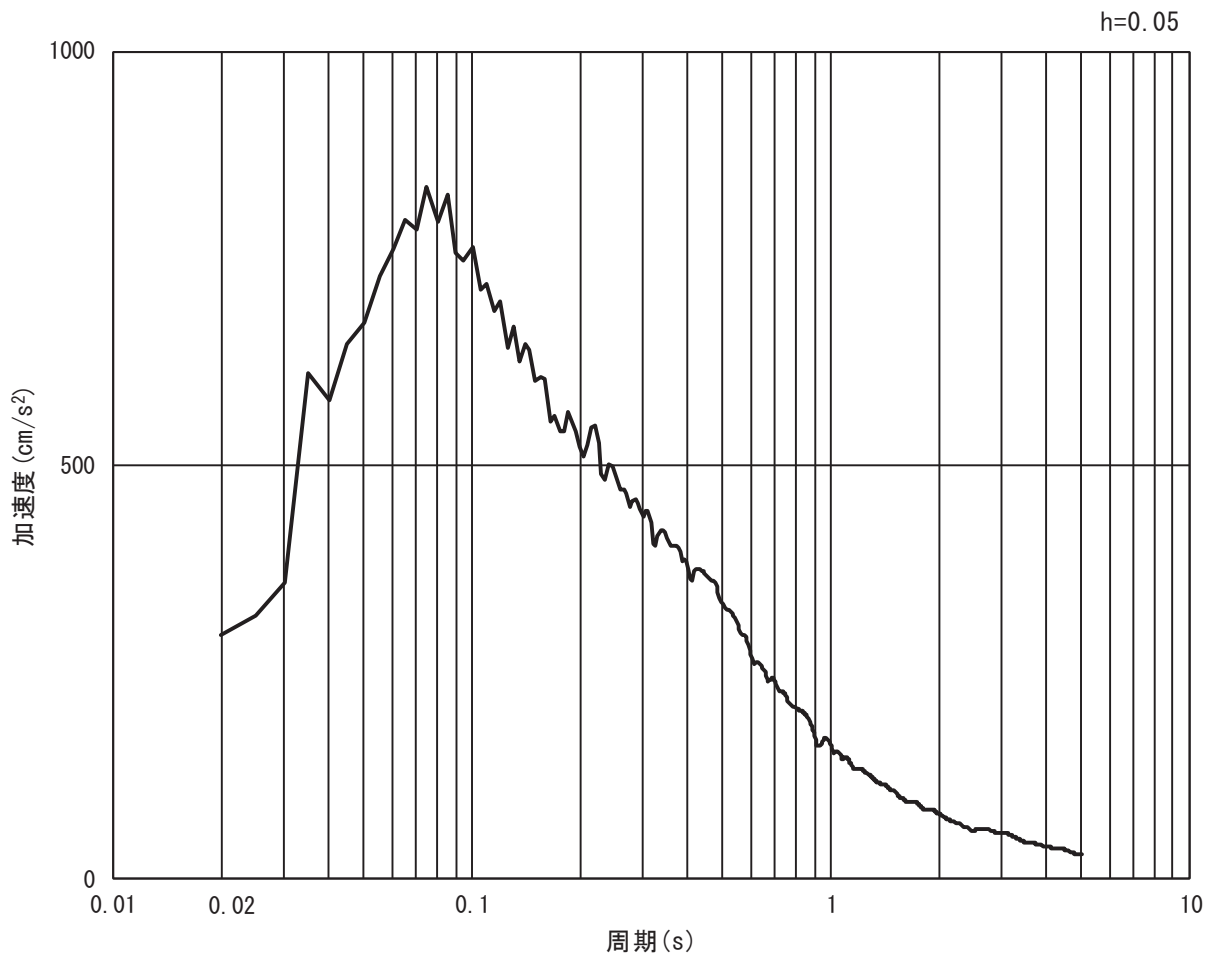
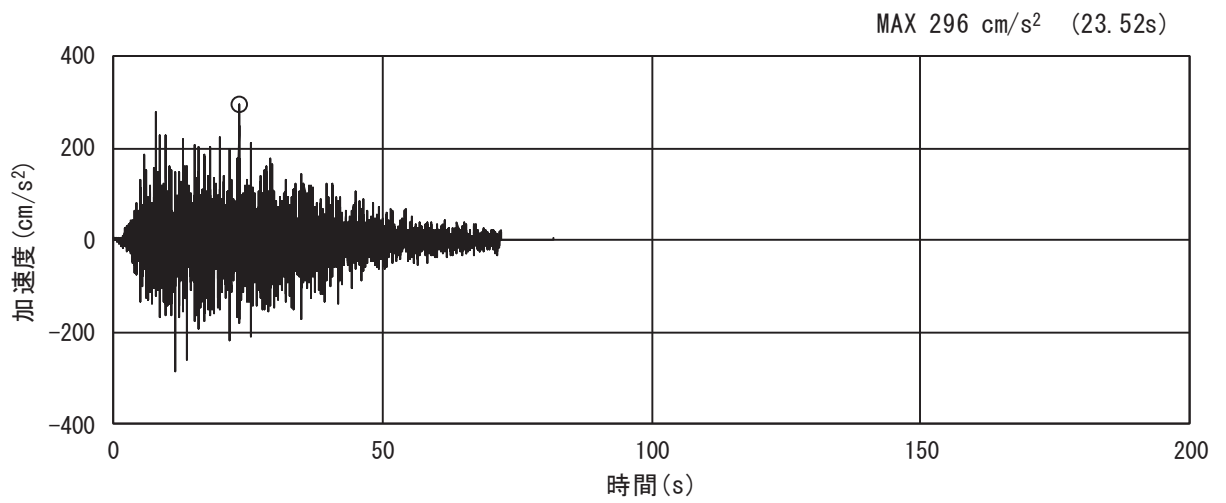
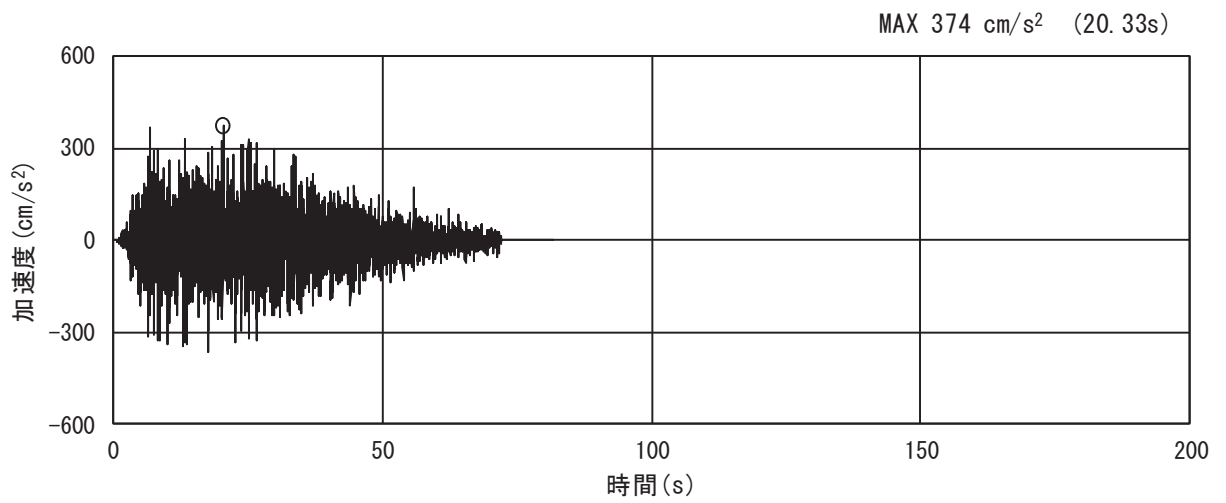
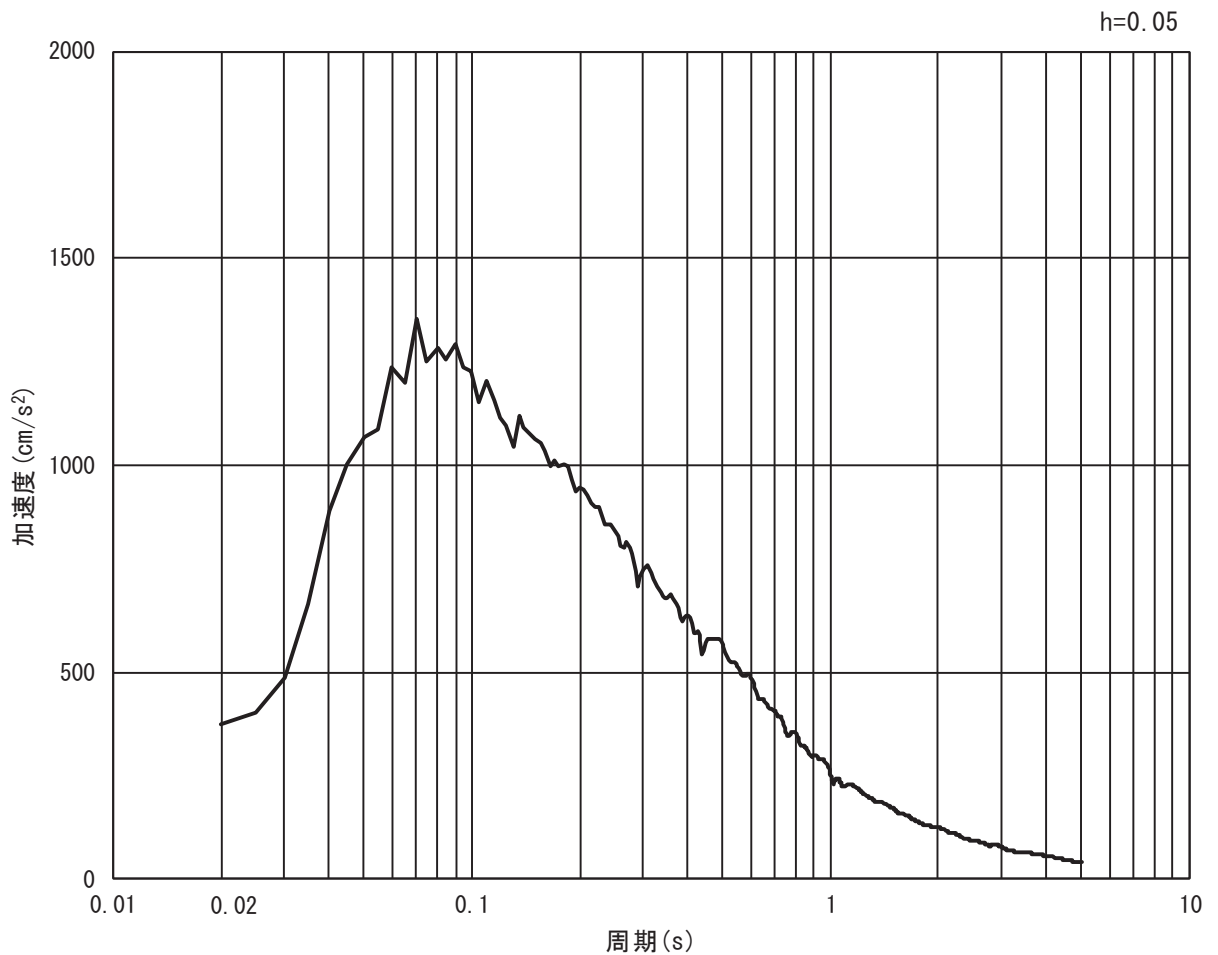


図 3.5-26 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

ロ. 断面②



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-27 (1) 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 d - D 2)

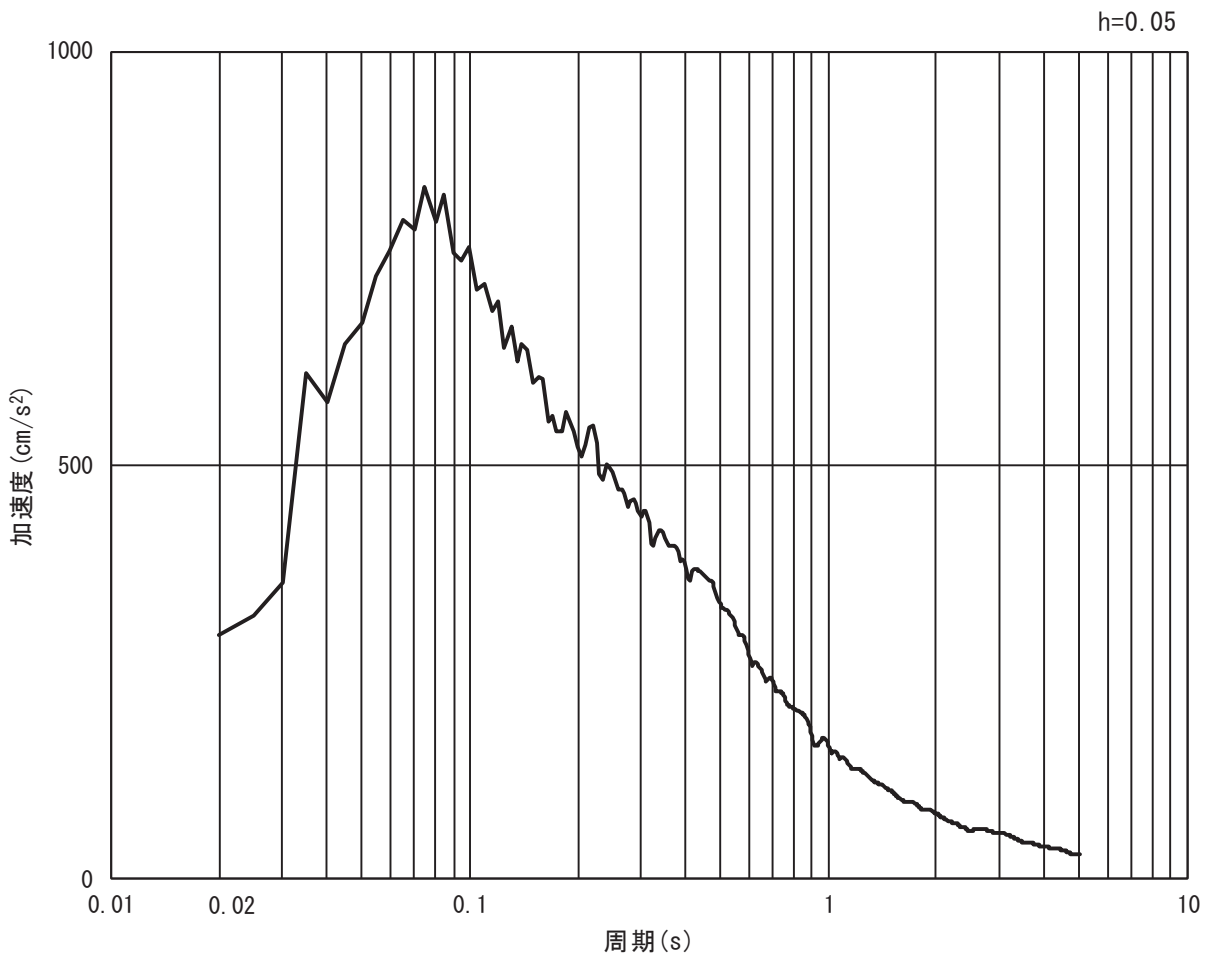
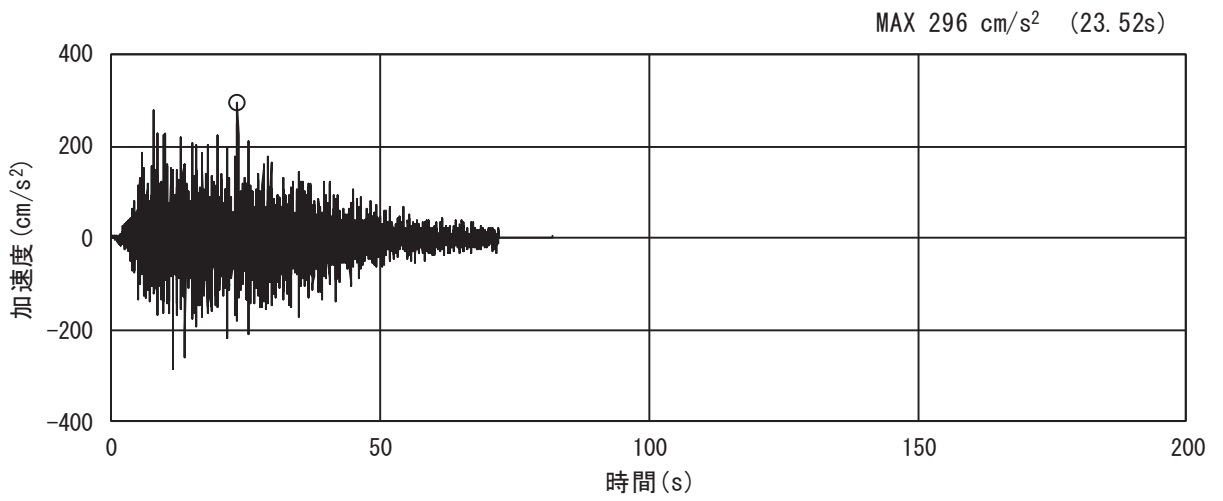
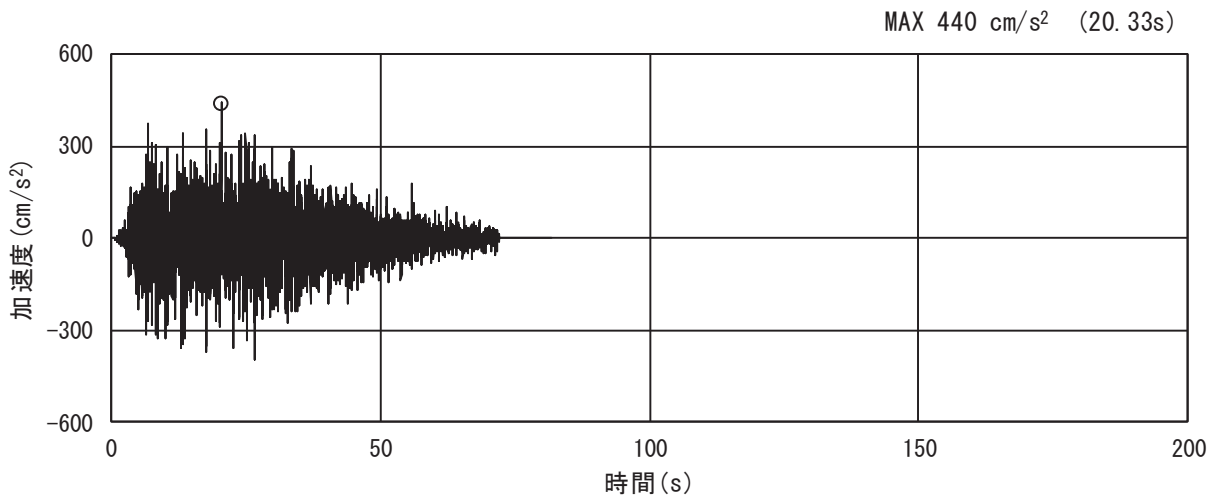
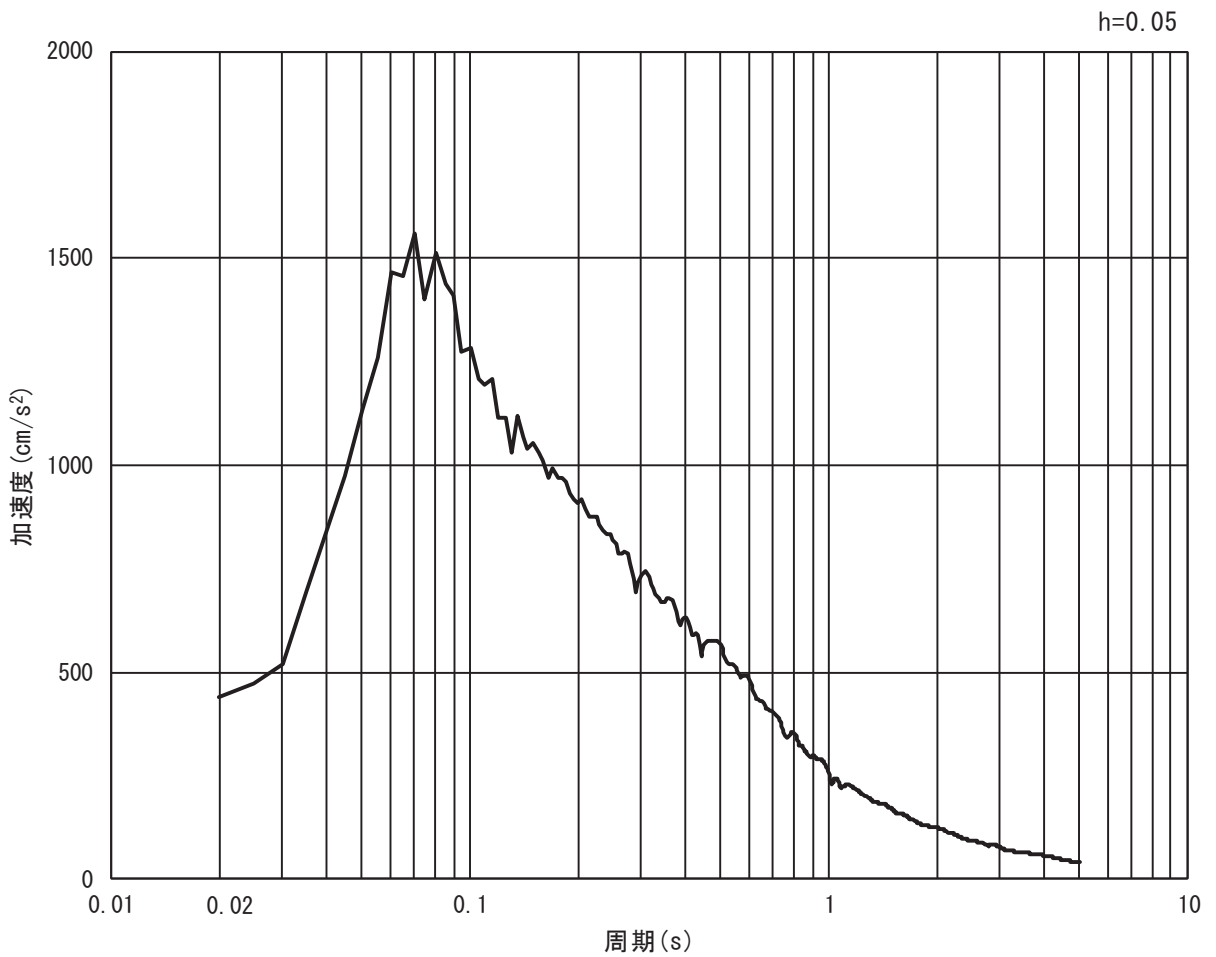


図 3.5-27 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

ハ. 断面③



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-28 (1) 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 d - D 2)

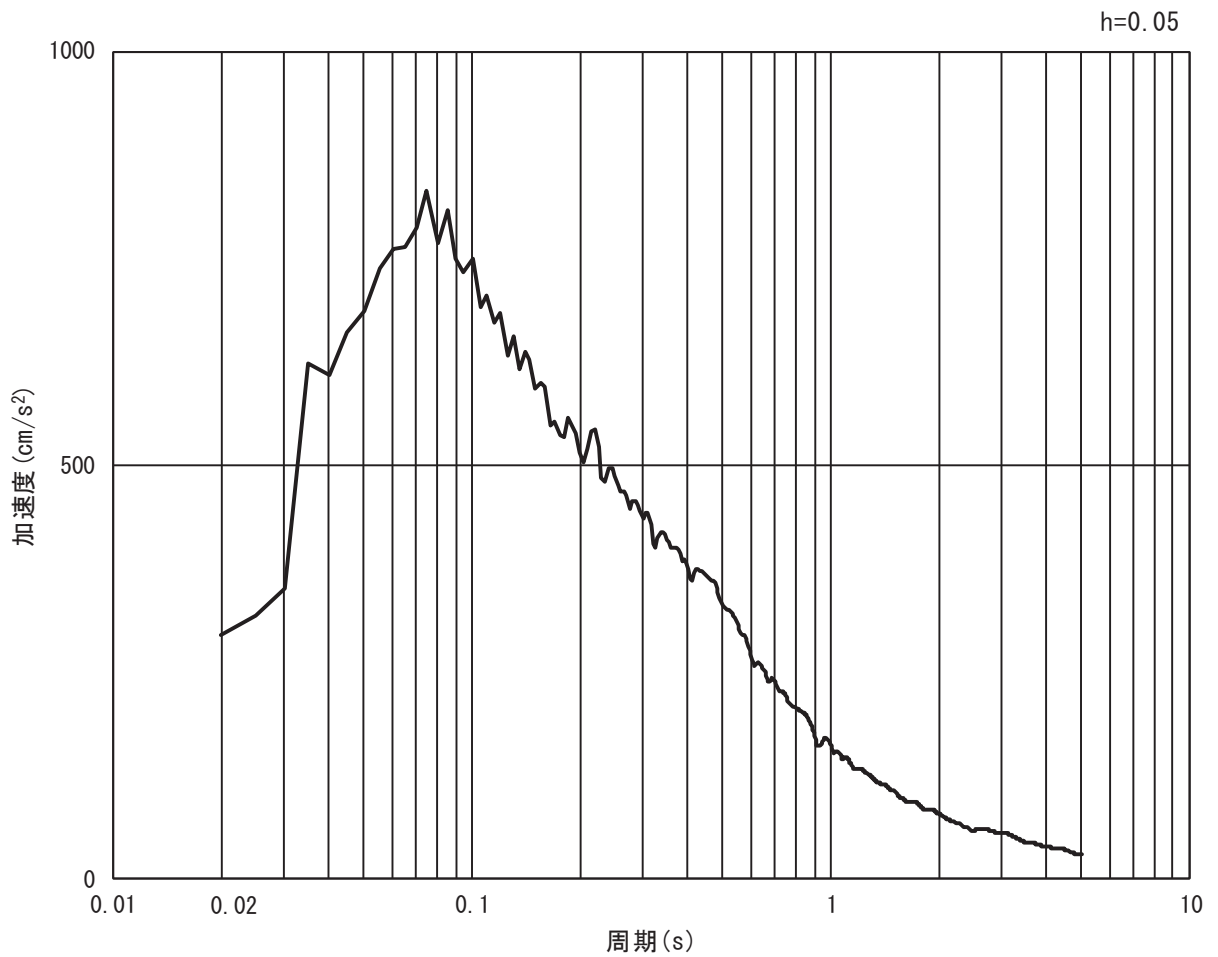
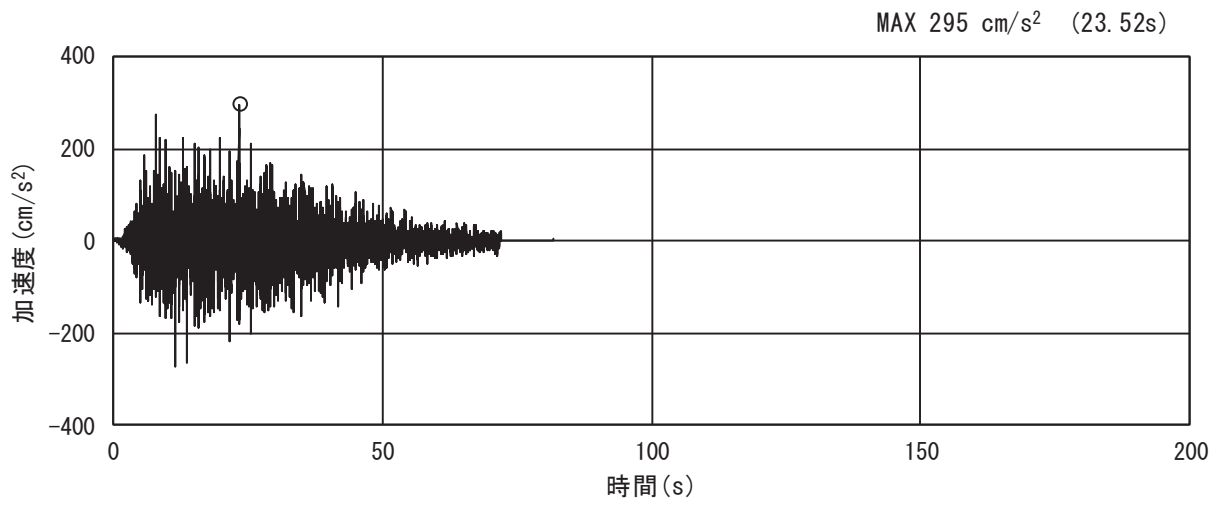
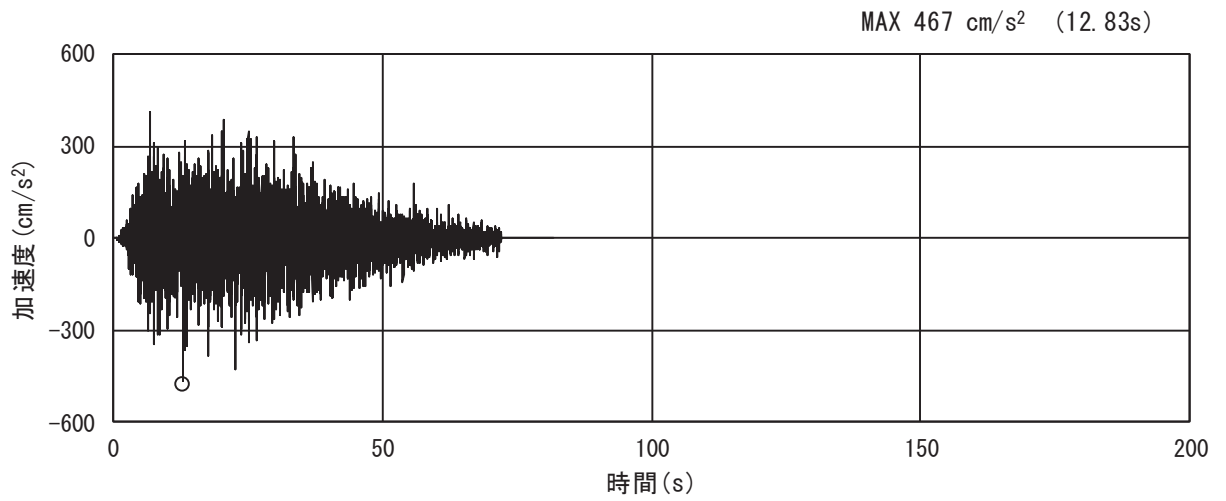
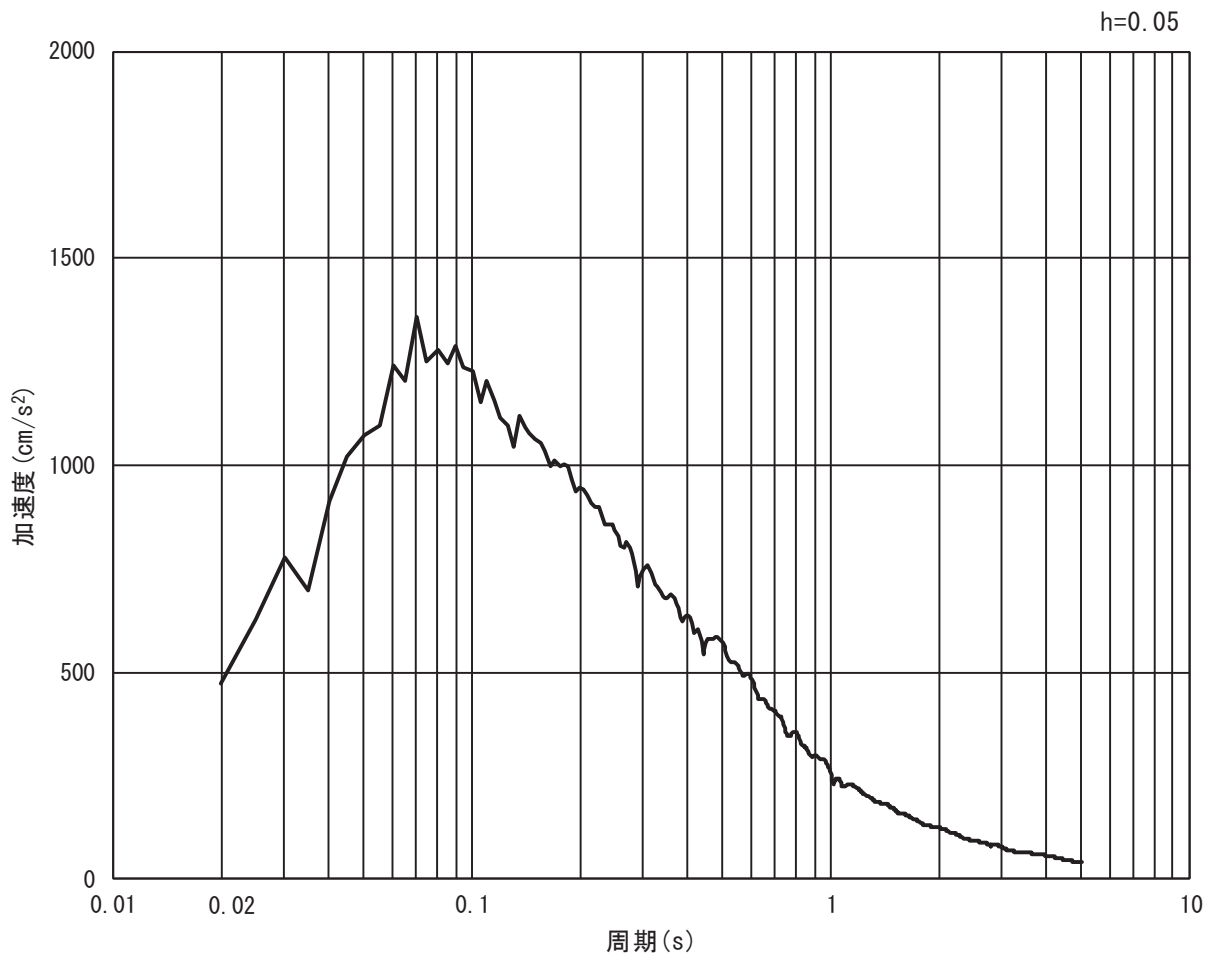


図 3.5-28 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

二. 断面④



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-29 (1) 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 d - D 2)

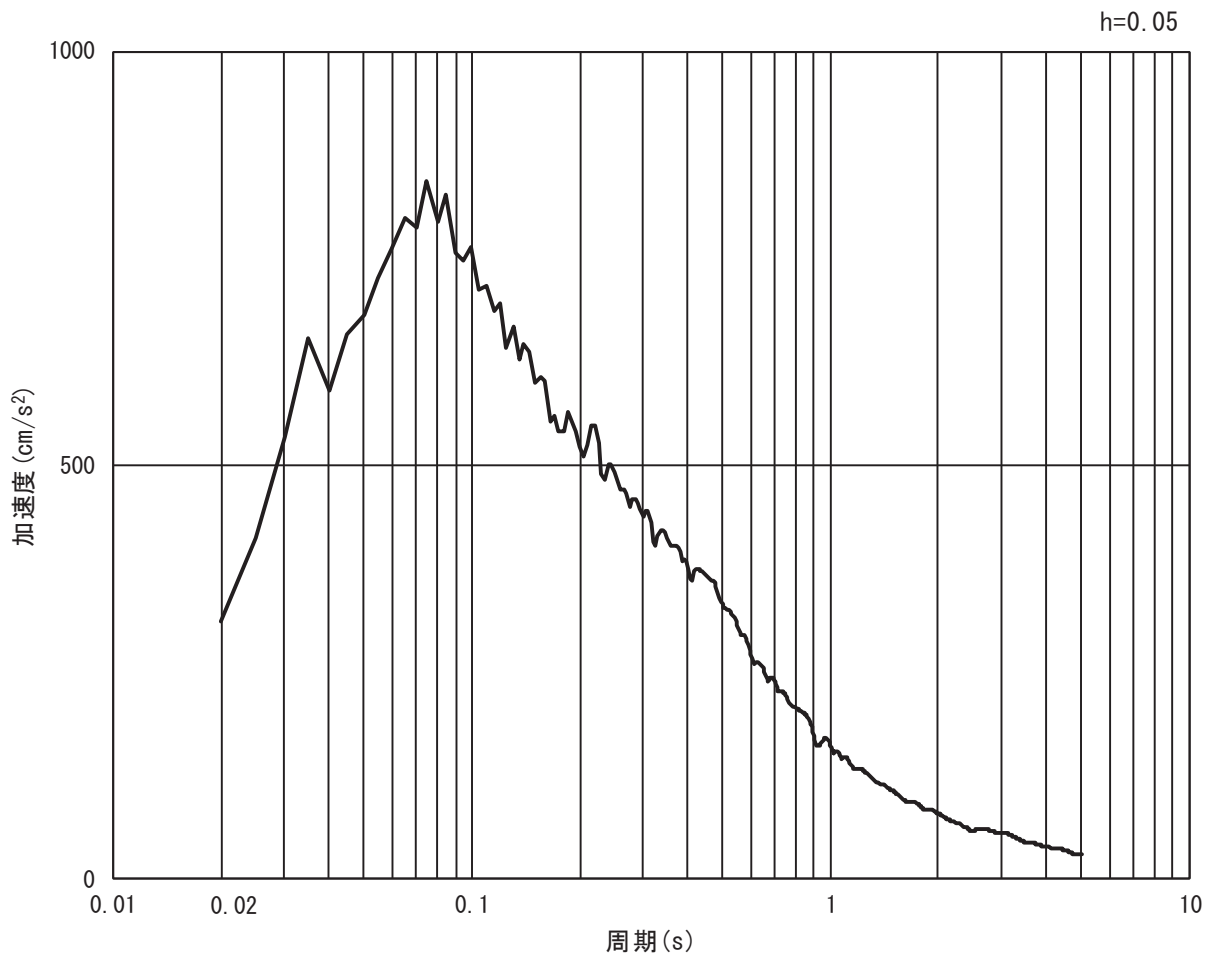
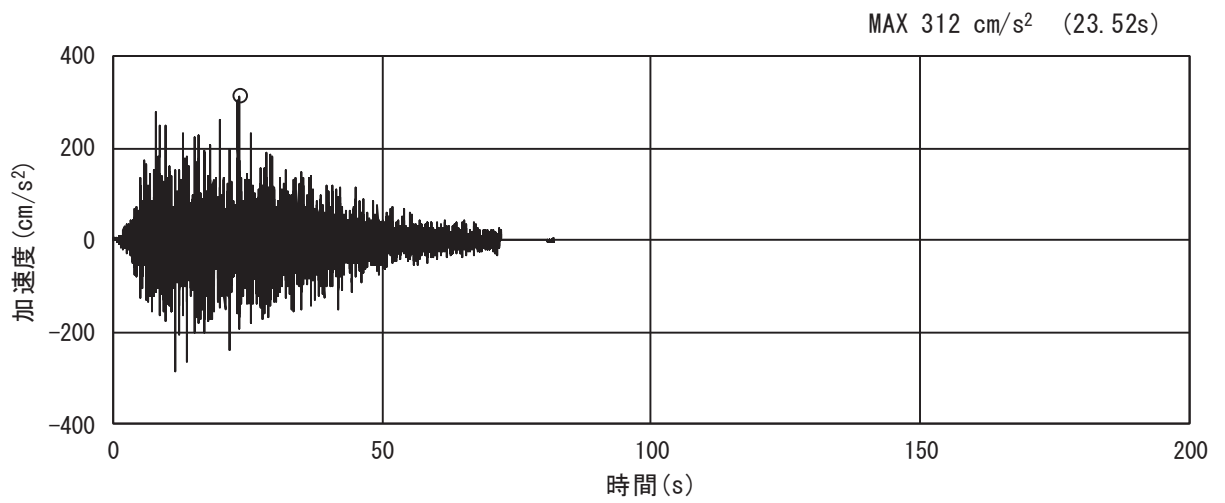
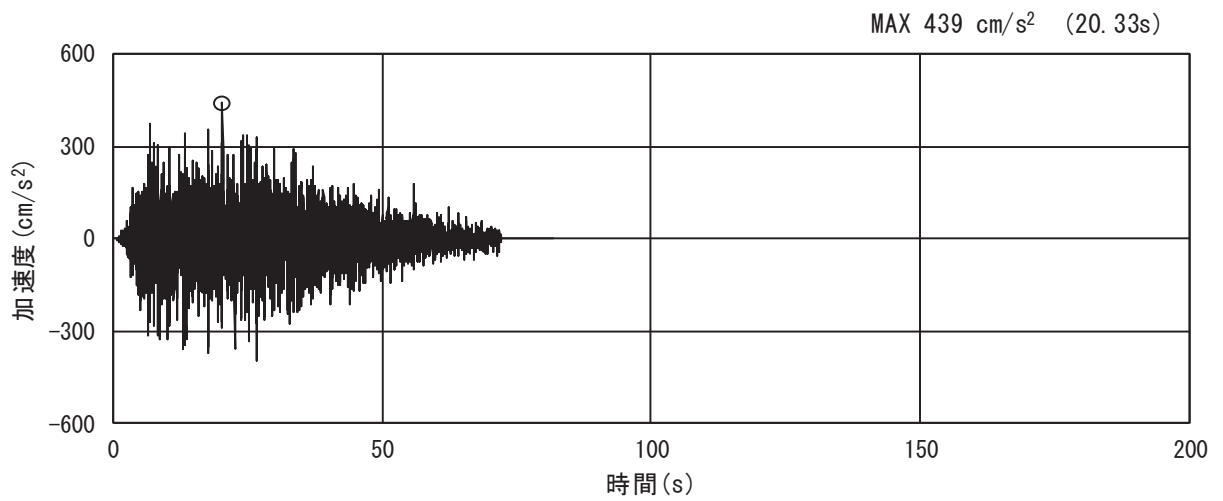
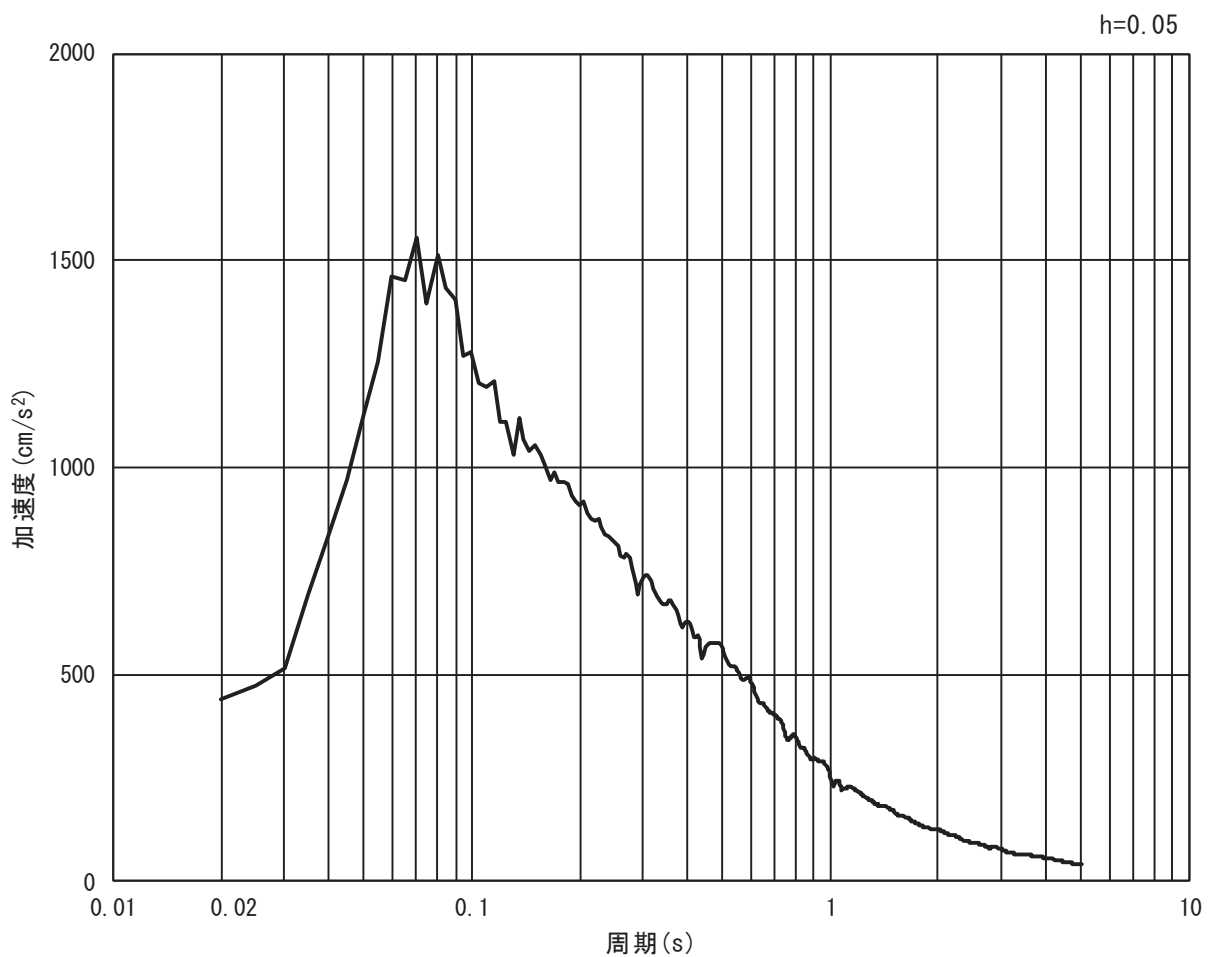


図 3.5-29 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

b. 岩盤部
イ. 断面⑤

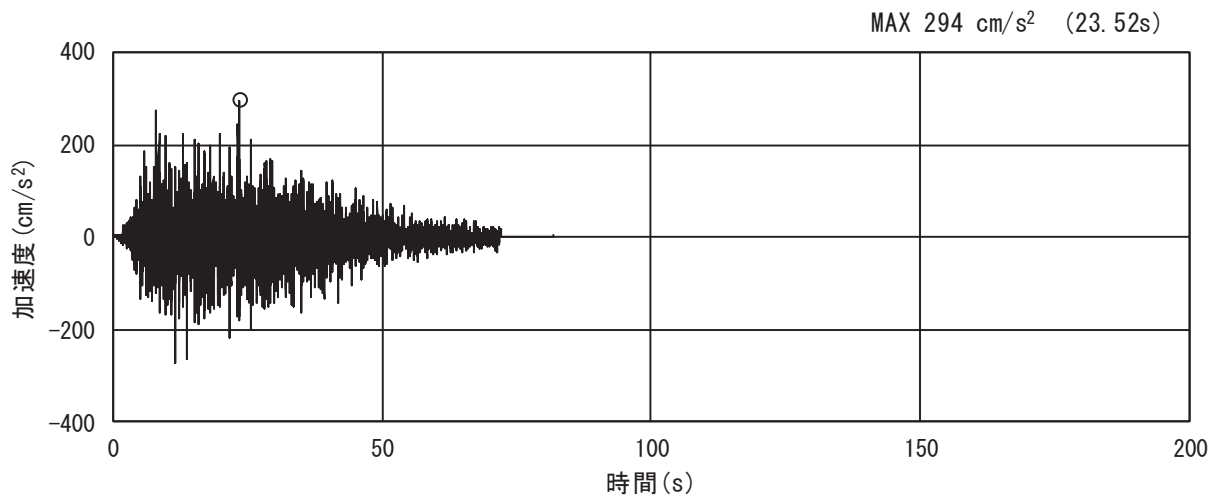


(a) 加速度時刻歴波形

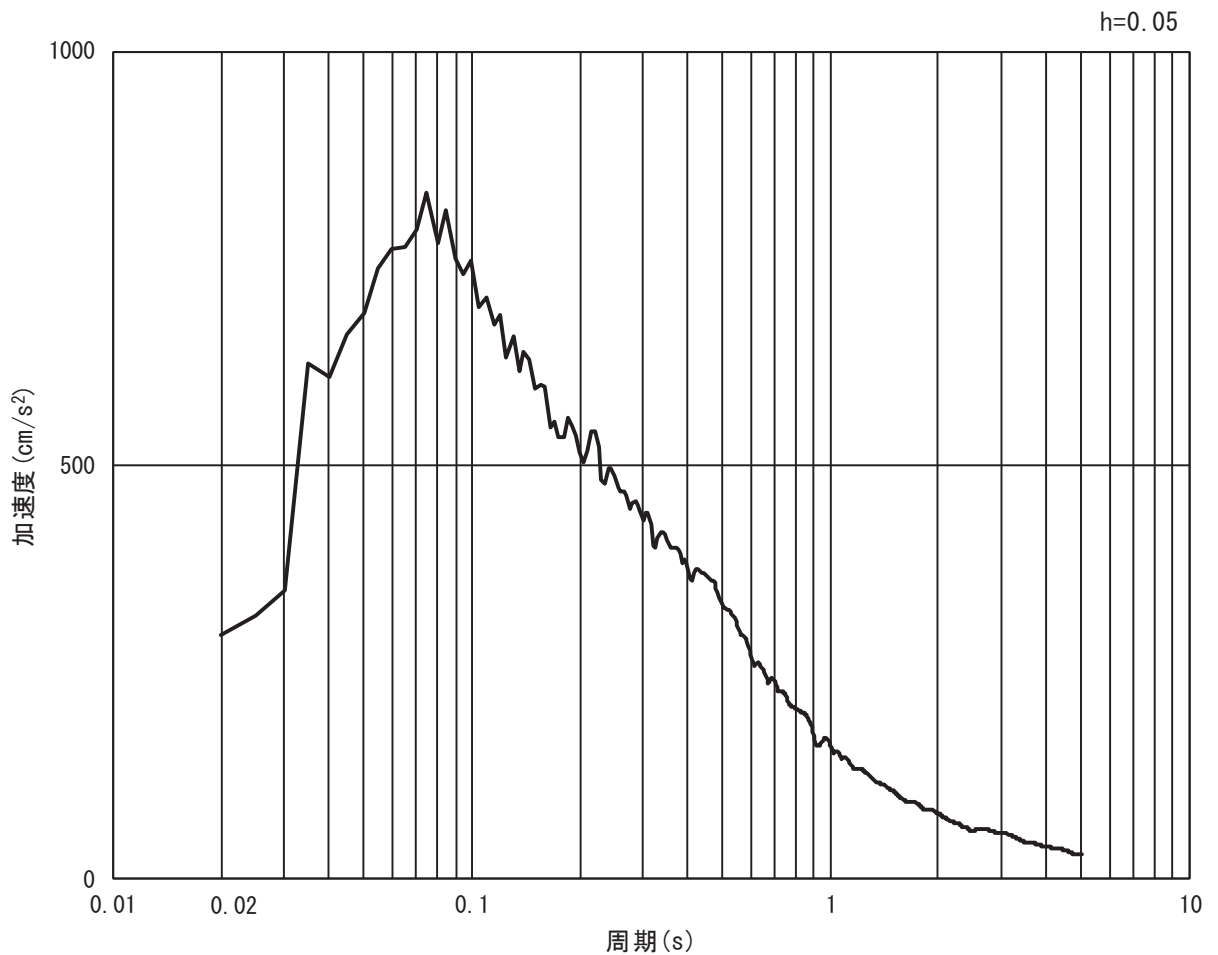


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-30 (1) 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 d - D 2)



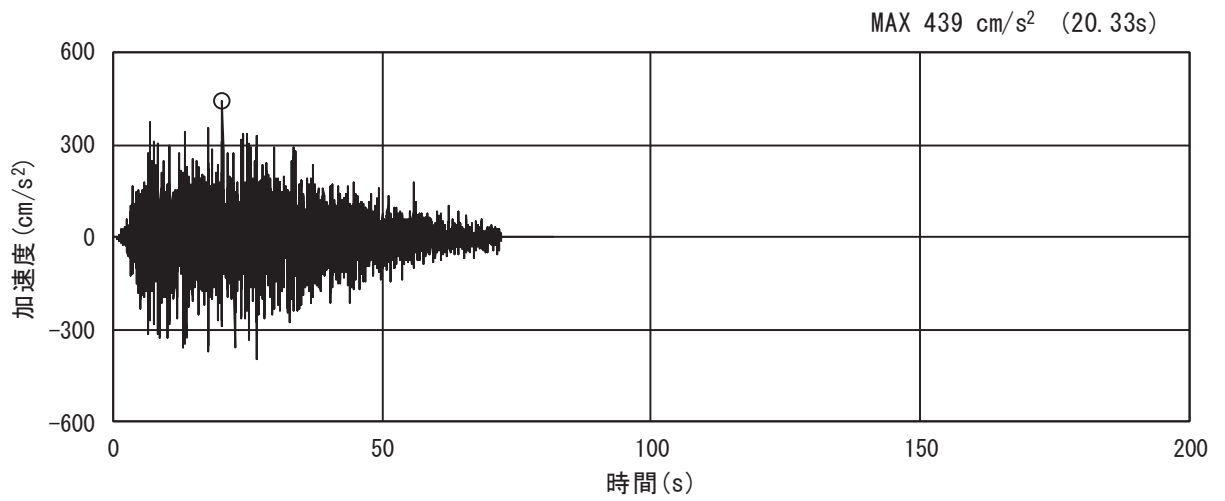
(a) 加速度時刻歴波形



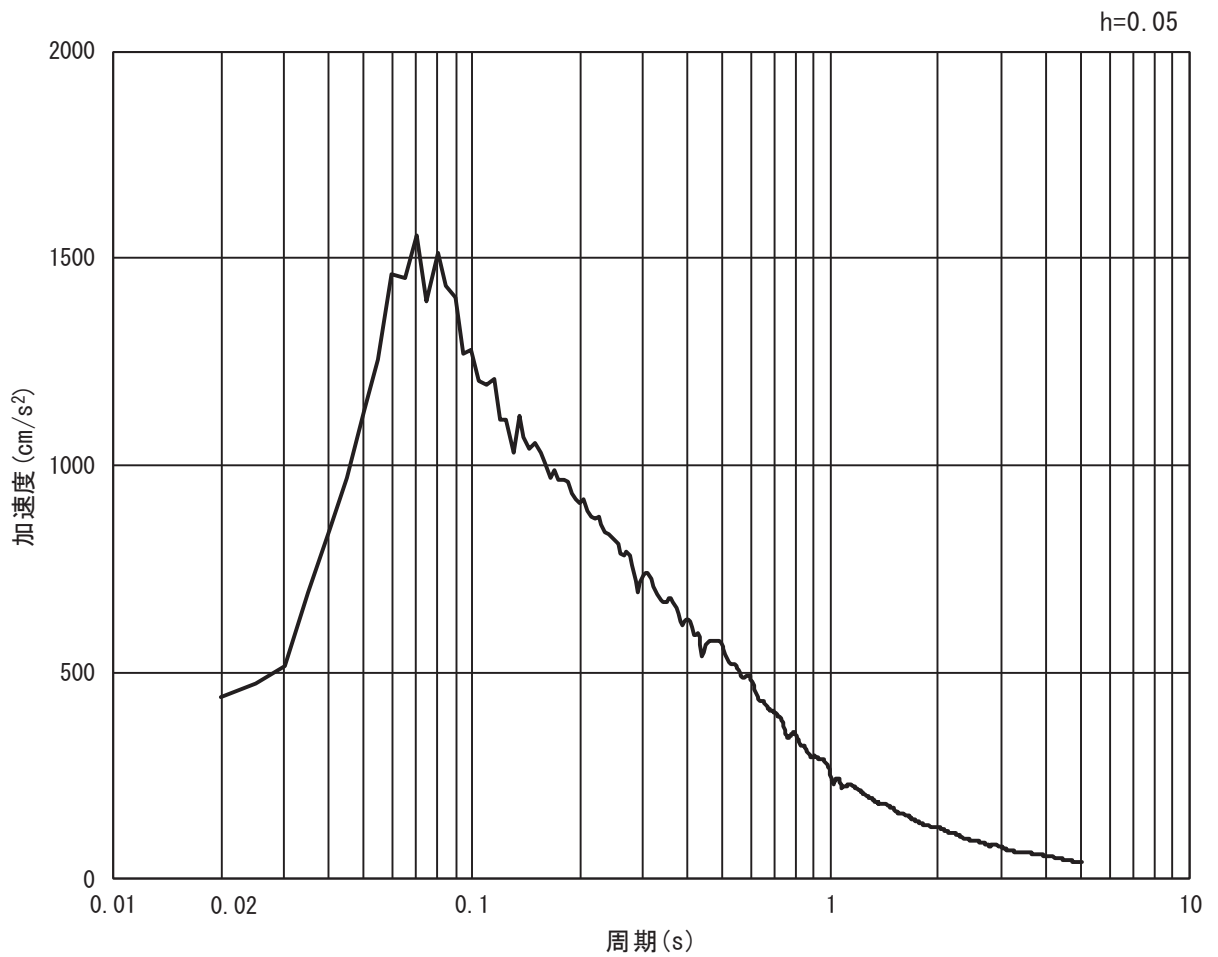
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-30 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

ロ. 断面⑥



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-31 (1) 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 d - D 2)

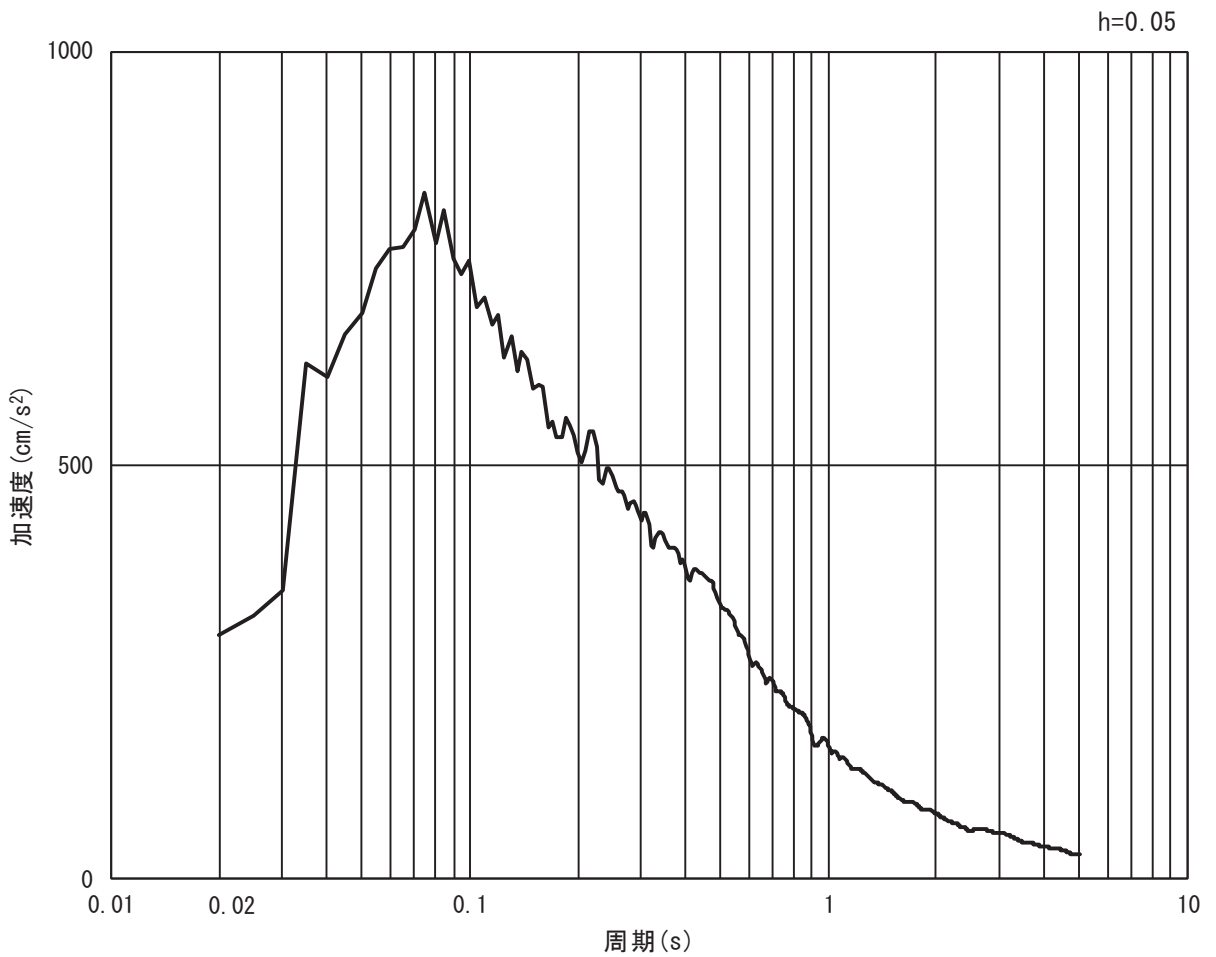
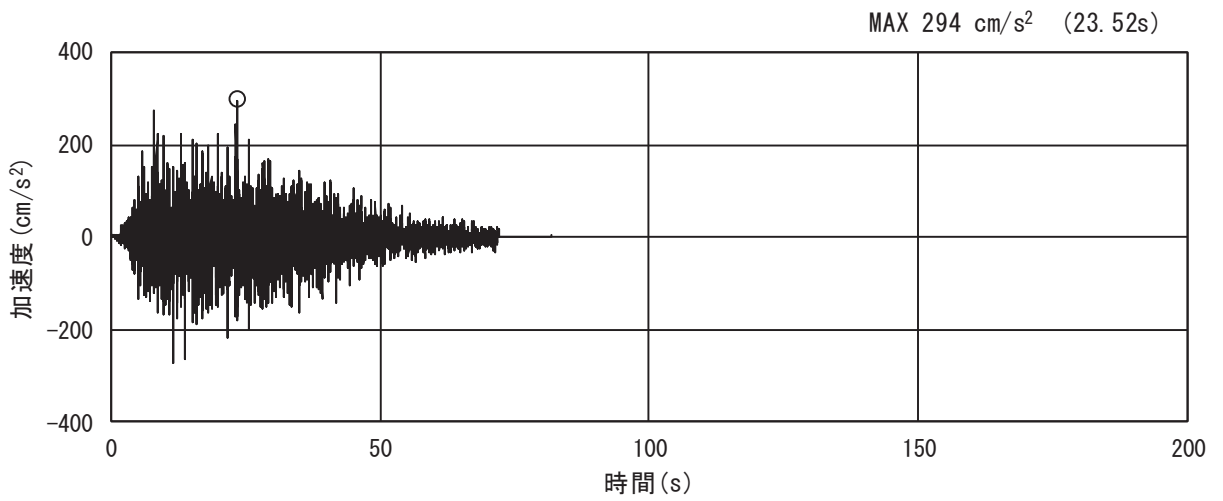


図 3.5-31 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデルを図 3.5-36 に示す。

(a) 解析領域（断面①～断面⑥）

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)を参考に、図 3.5-32 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、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質構成を有する 1次元地盤モデルである。2次元地震応答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 3.5-33 に示す。

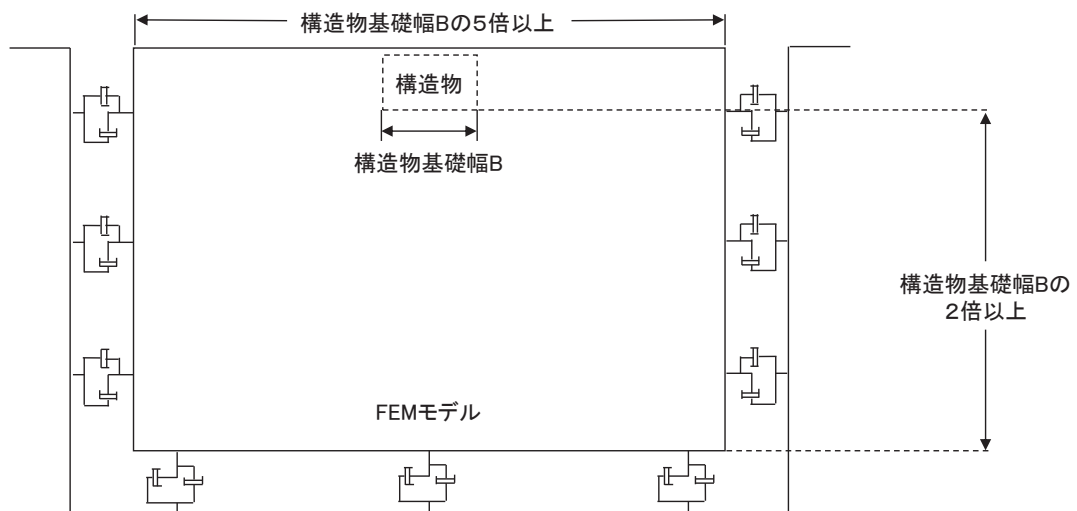


図 3.5-32 モデル化範囲の考え方

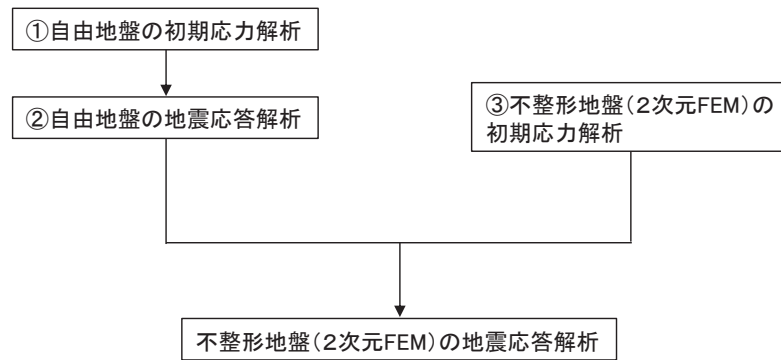


図 3.5-33 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

イ. 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 3.5-34 に示す。

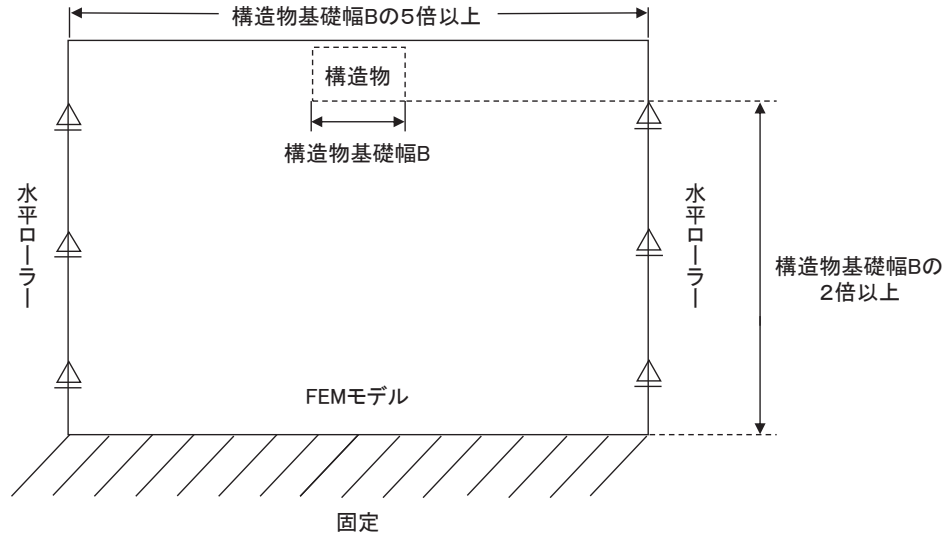


図 3.5-34 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自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、側方は自重等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 3.5-35 に示す。

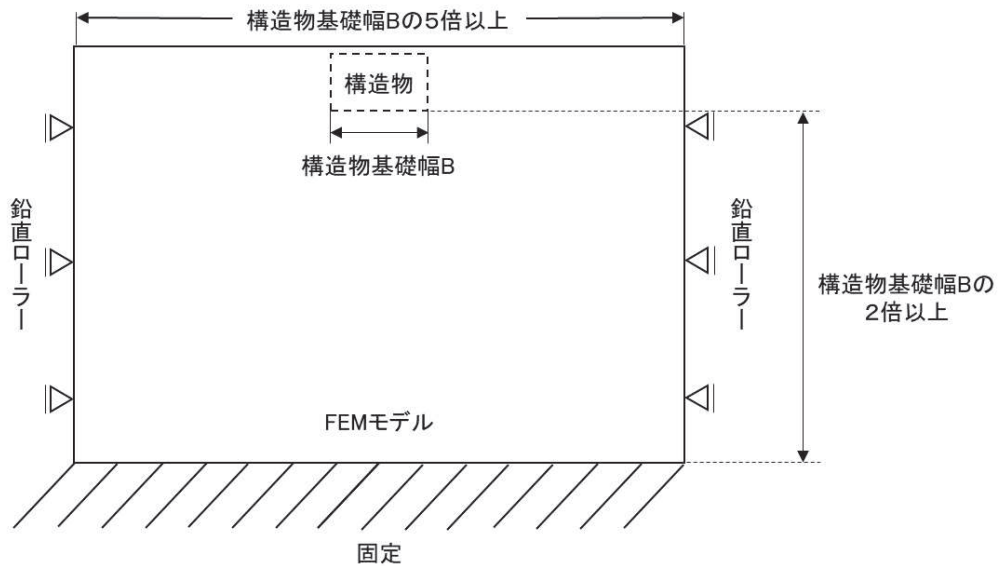


図 3.5-35 初期応力解析における境界条件の概念図

ハ. 地震応答解析時

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

(c) 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(d) 地盤のモデル化

Ⅲ級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。一般部に分布するⅣ級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。また、地下水位以深の盛土・旧表土は、液状化パラメータを設定することで、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。また、断面①～断面④については、基準地震動 S_s による防潮堤前背面の盛土（断面①～断面③は前面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

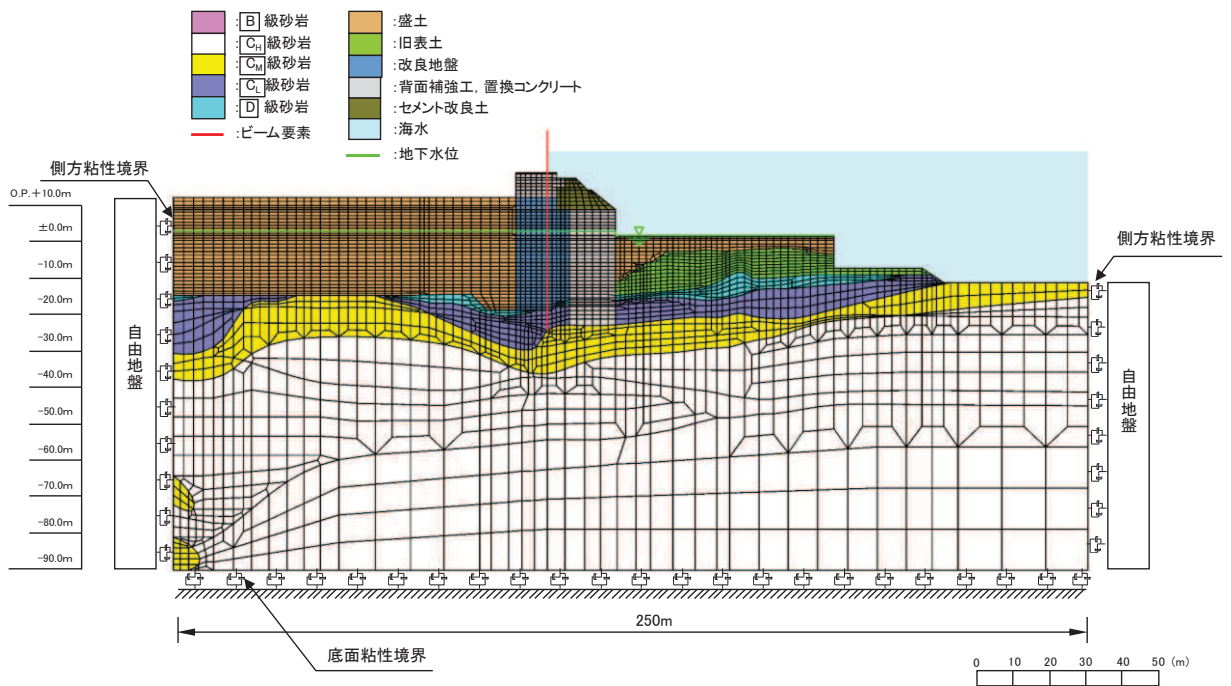


図 3.5-36 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面①）

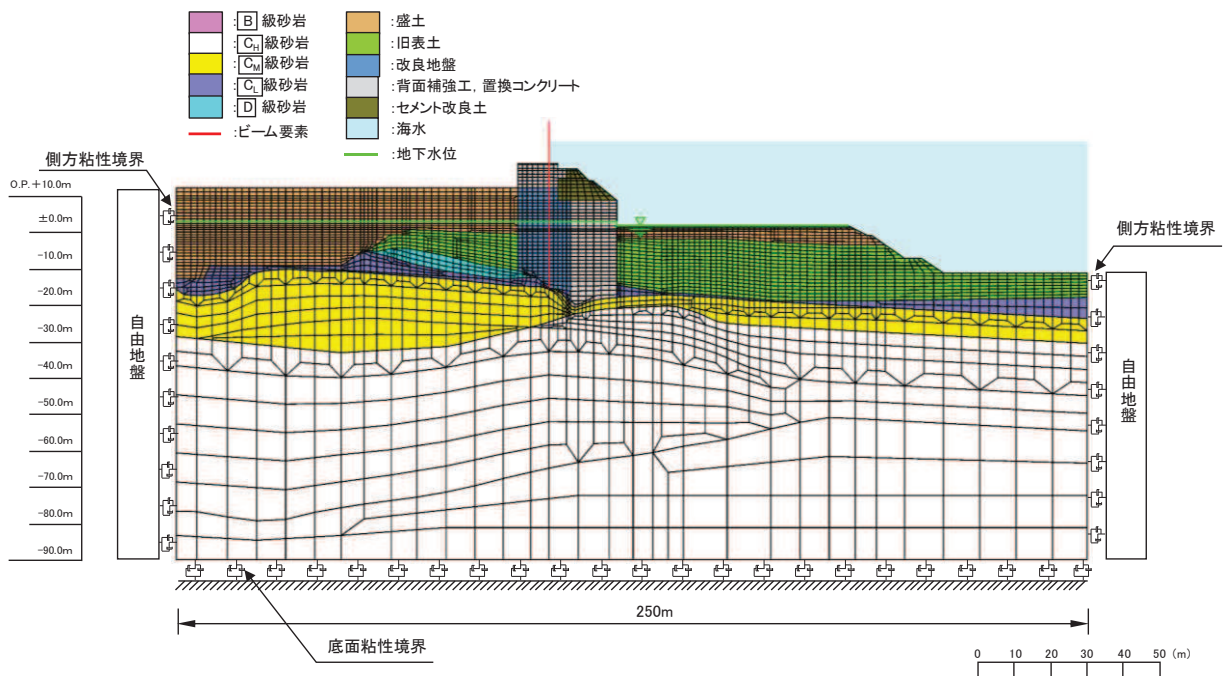


図 3.5-36 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面②）

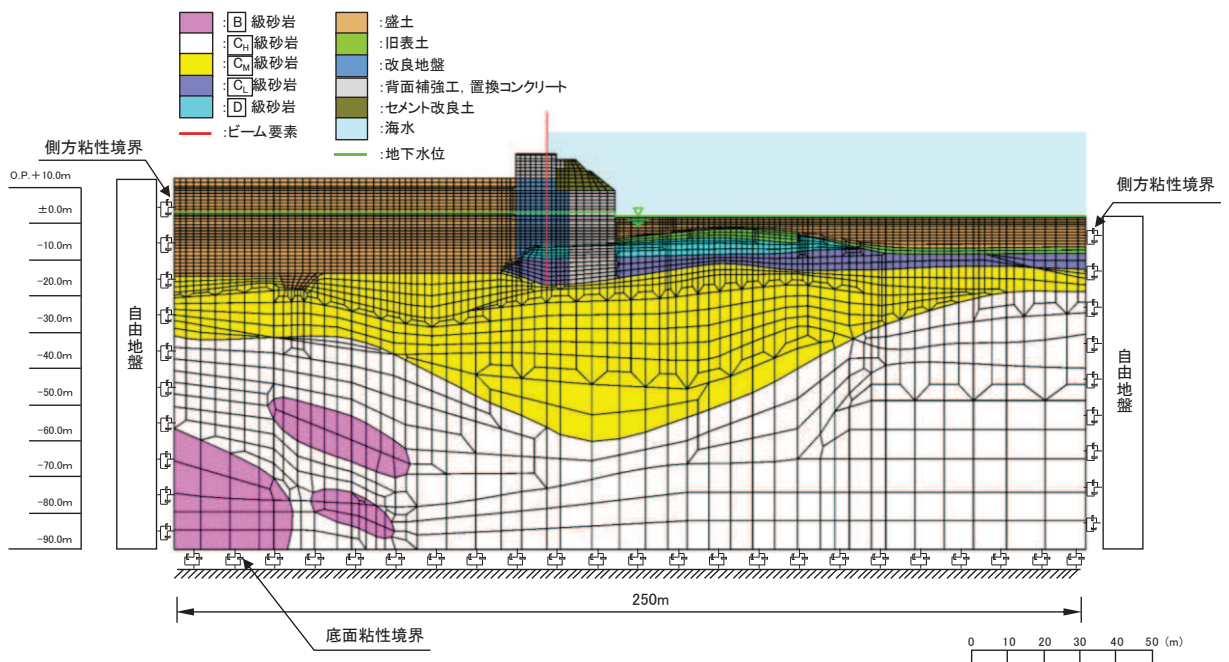


図 3.5-36 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面③）

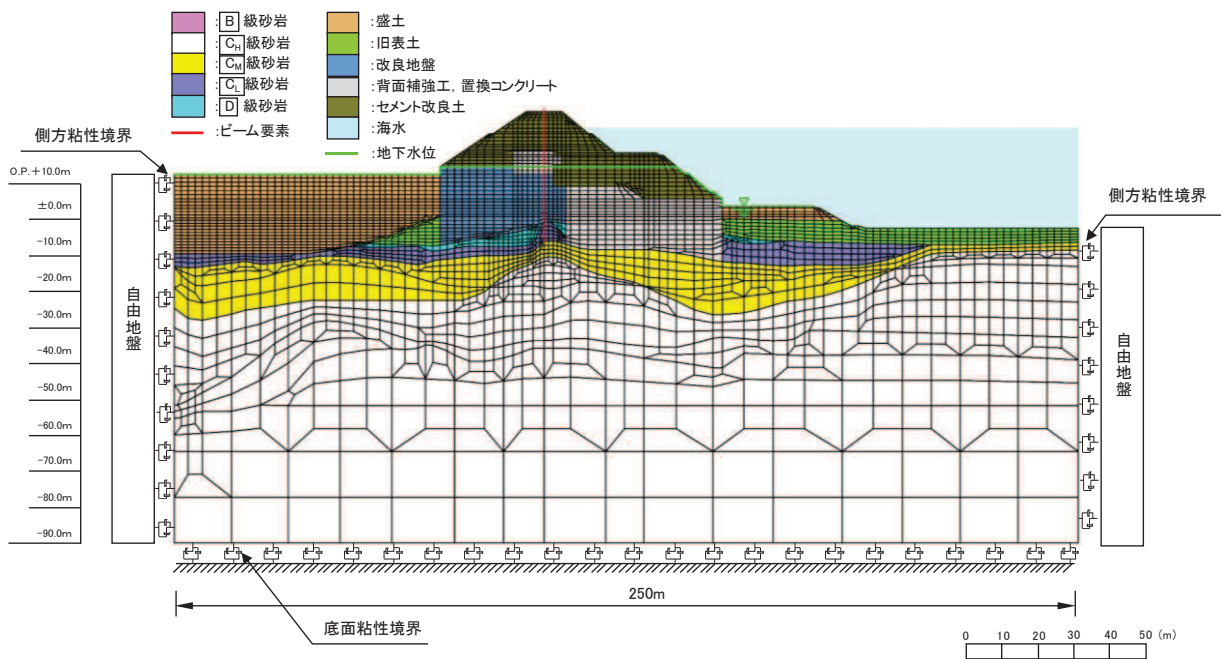


図 3.5-36 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面④）

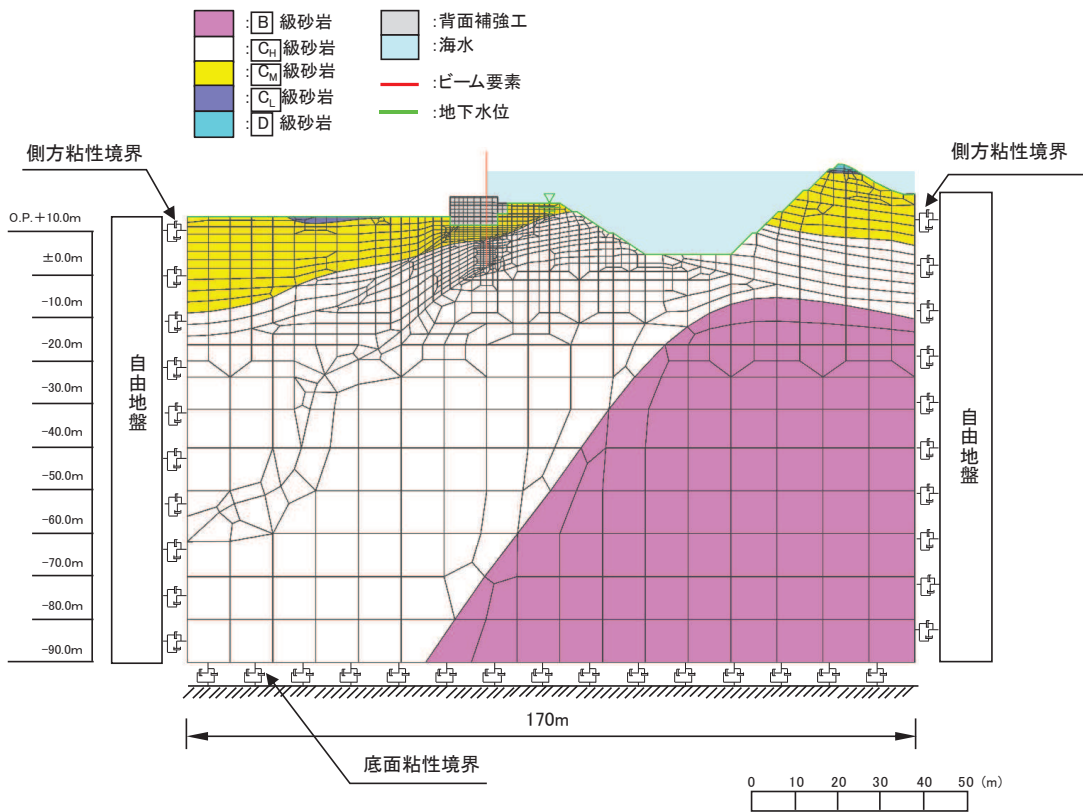


図 3.5-36 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑤）

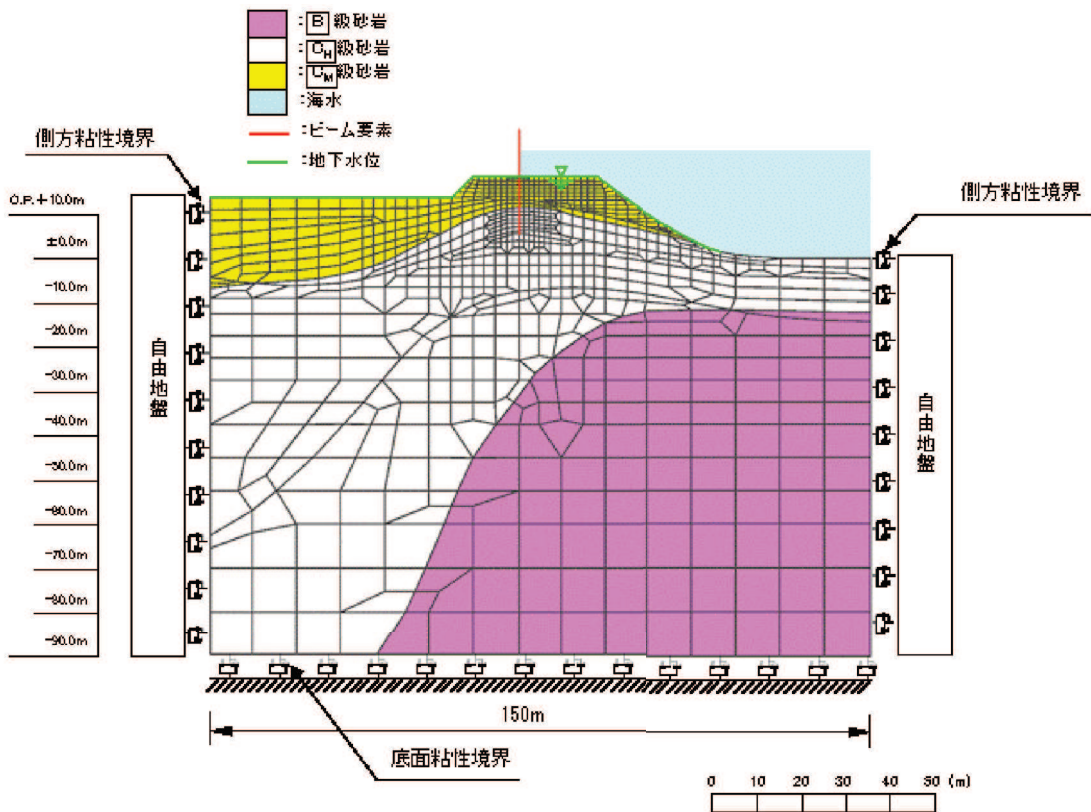


図 3.5-36 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑥）

(f) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体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。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について参考資料4に示す。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図3.5-37にジョイント要素の力学特性、図3.5-38にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式のMohr-Coulomb式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表3.5-18～表3.5-19のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表3.5-20のとおり設定する。

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

ここで、

τ_f	: せん断強度
c	: 粘着力
ϕ	: 内部摩擦角

表 3.5-18 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記*：砂岩

表 3.5-18 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性（牧の浜部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.78	50.0
C _H 級*	1.29	54.0

注記*：砂岩

表 3.5-19 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.00	30.0
旧表土	0.00	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 *¹：地下水位以浅

*²：地下水位以深

表 3.5-20 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
背面補強工-盛土	盛土の c	盛土の ϕ
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

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な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い、表 3.5-21 のとおり設定する。

表 3.5-21 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

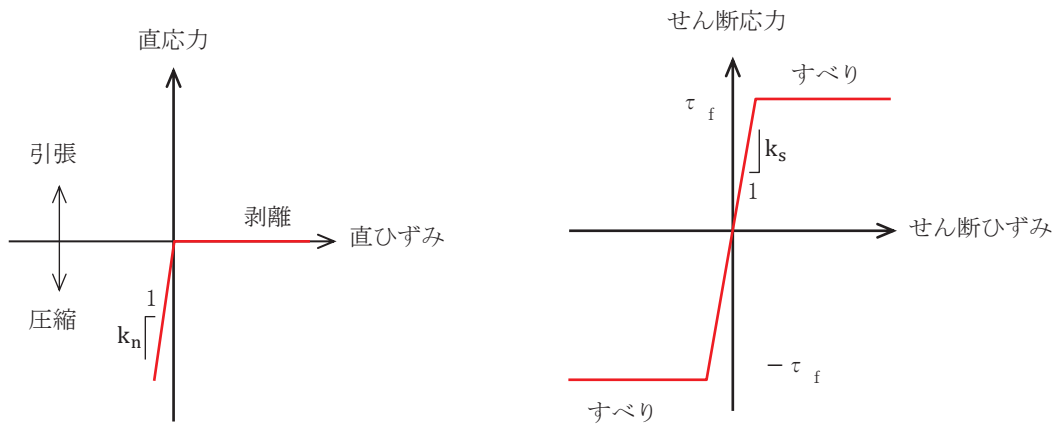


図 3.5-37 ジョイント要素の力学特性

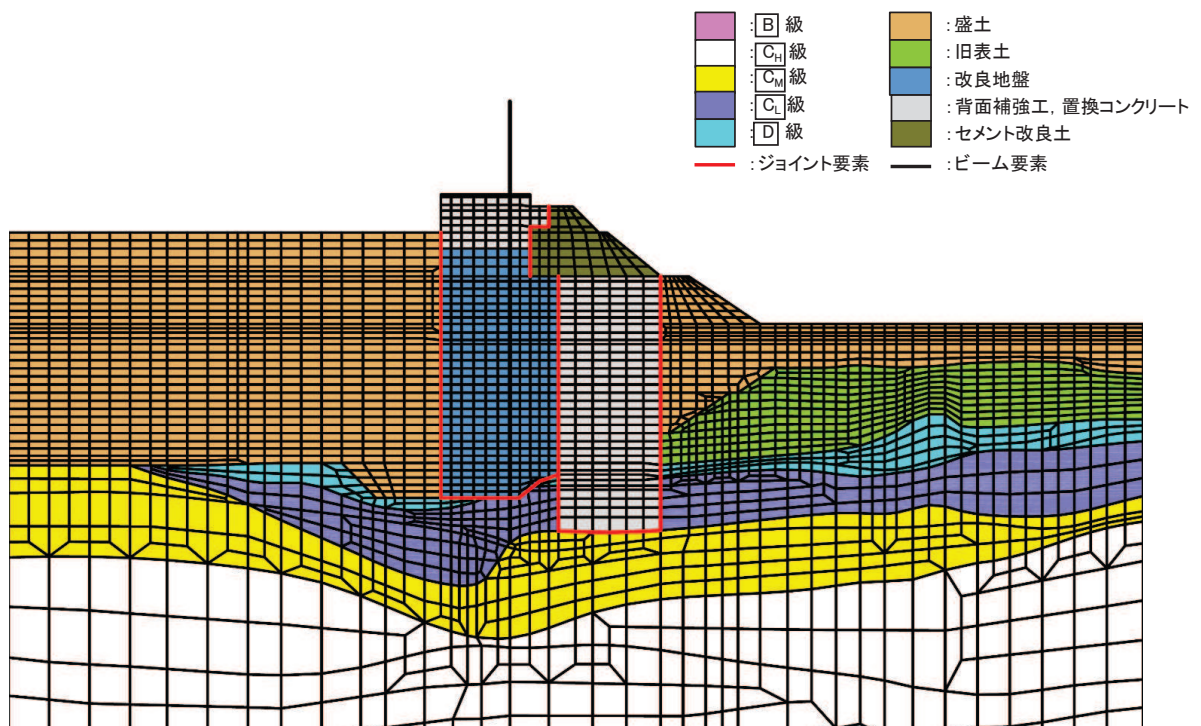


図 3.5-38 (1) 断面①におけるジョイント要素の配置図

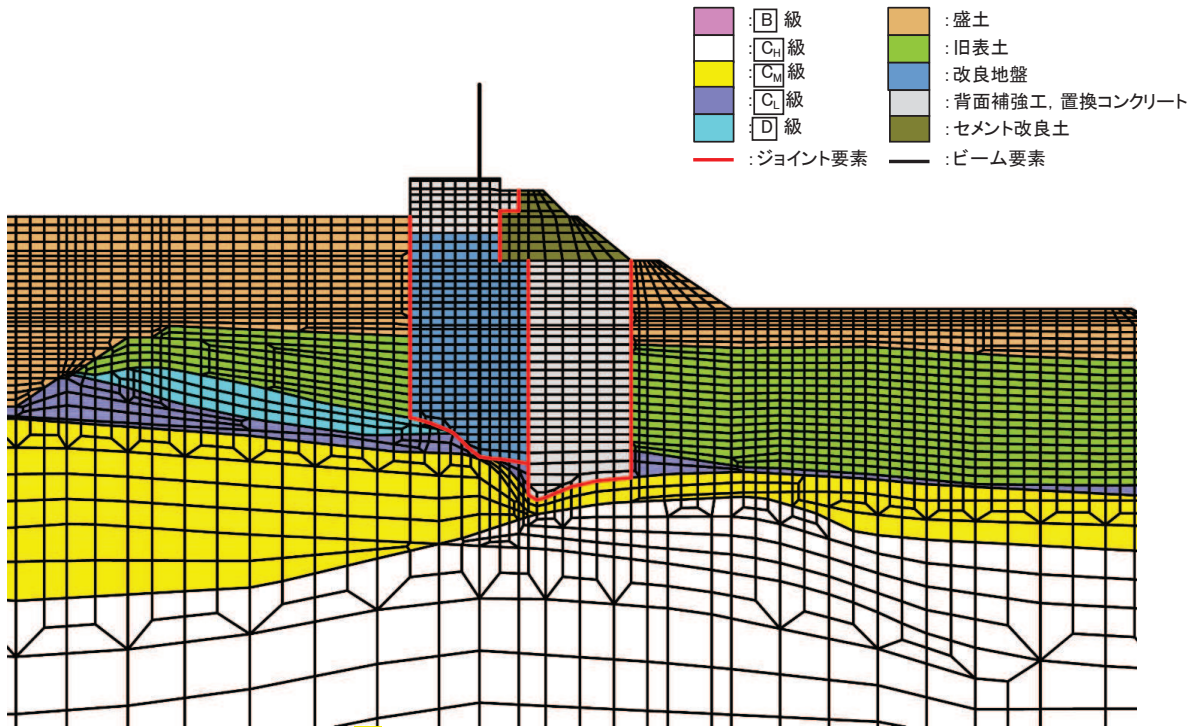


図 3.5-38 (2) 断面②におけるジョイント要素の配置図

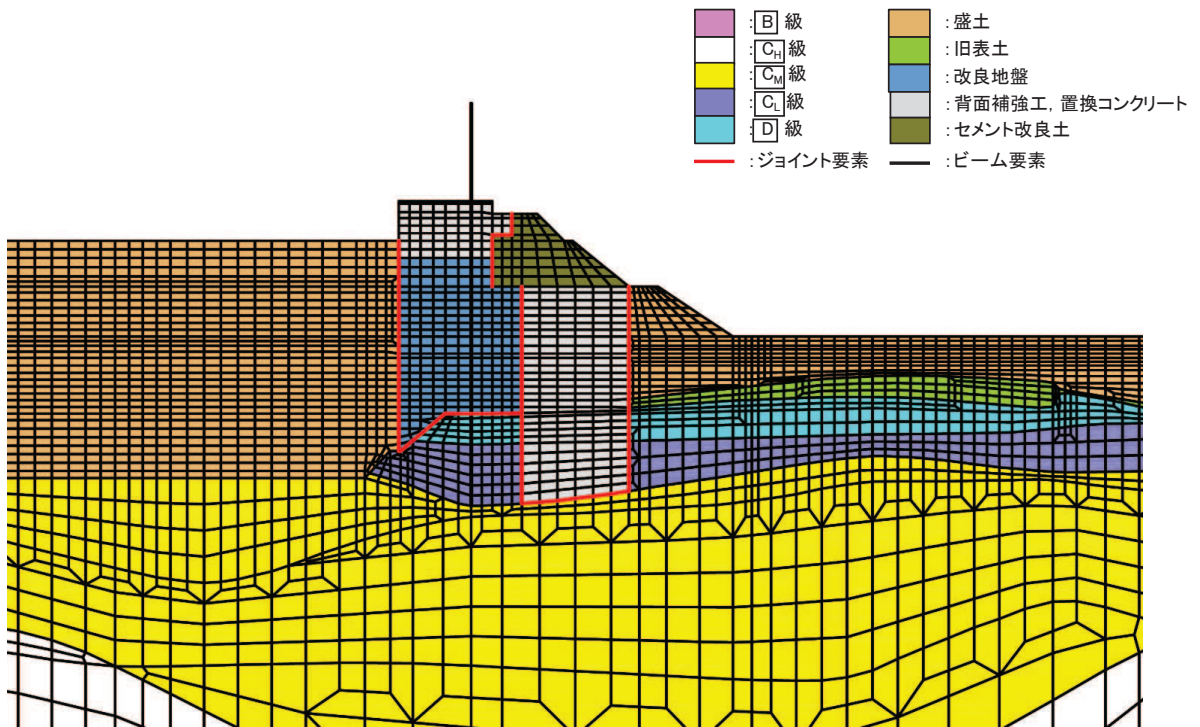


図 3.5-38 (3) 断面③におけるジョイント要素の配置図

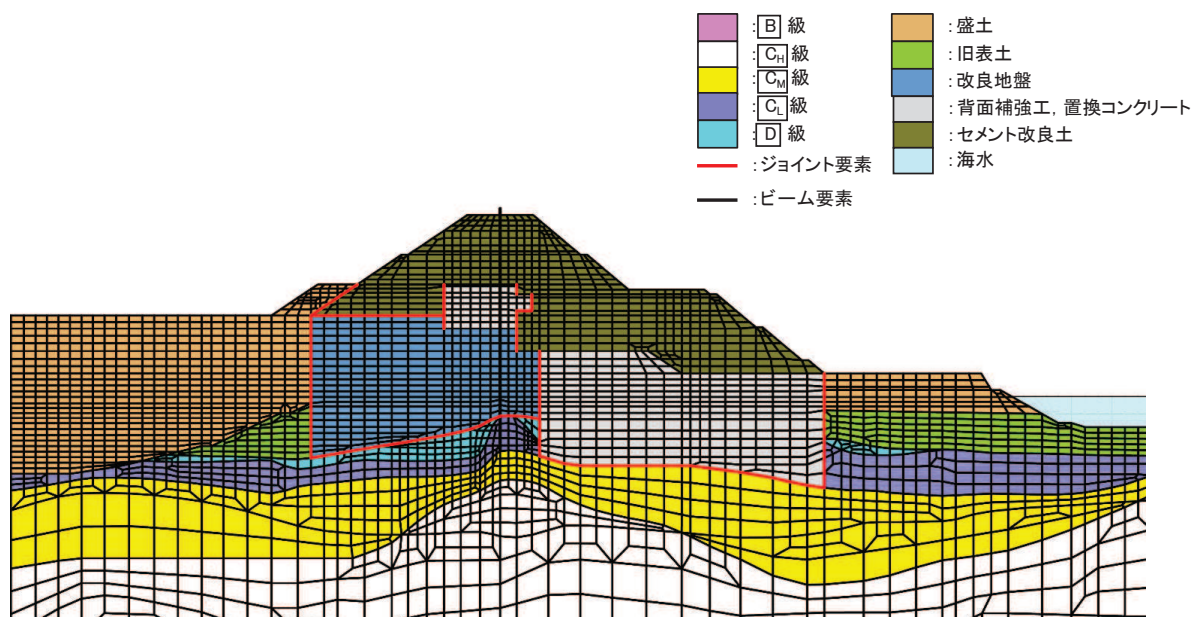


図 3.5-38 (4) 断面④におけるジョイント要素の配置図

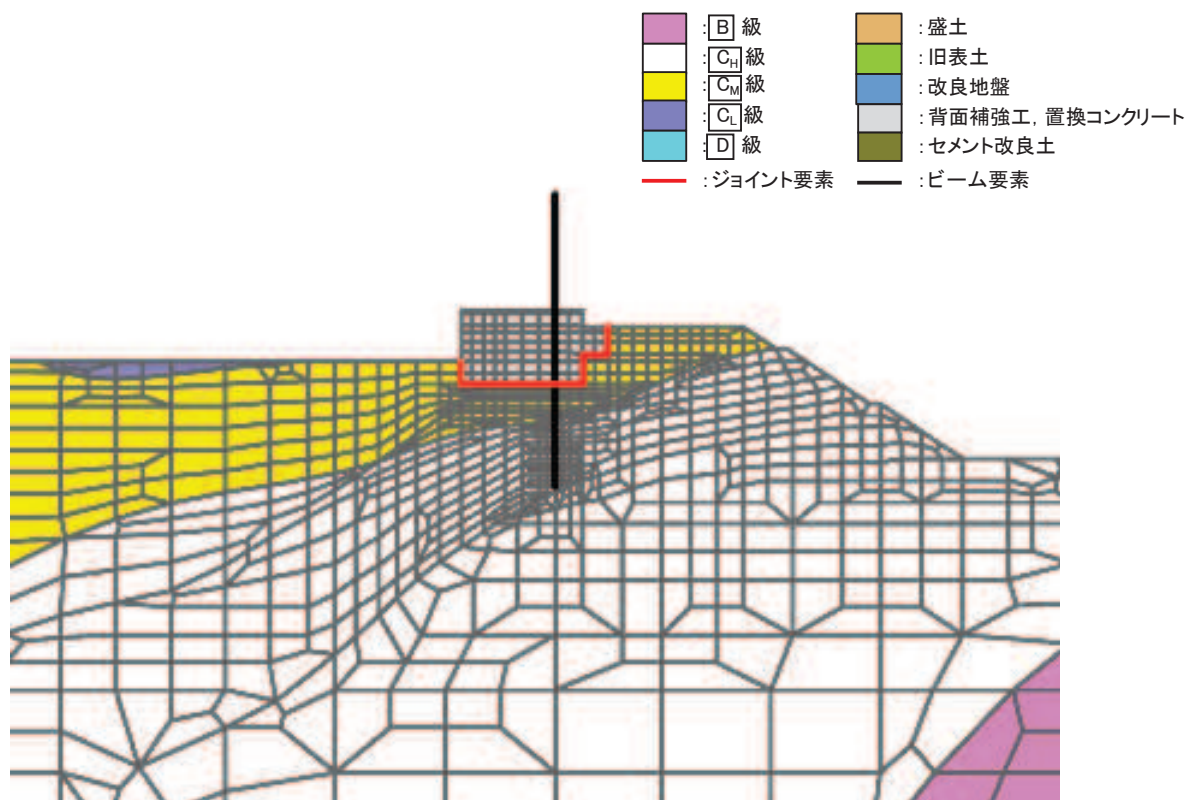


図 3.5-38 (5) 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 地下水位

地下水位は、「3.5.1 津波時」と同様であり、図 3.5-36 のとおりである。

(4) 評価方法

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.22)$$

ここで、

σ_1 : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度 (N/mm²)

M_1 : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.23)$$

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(c) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.5-39 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっている。鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について、表 3.5-22 に示す。

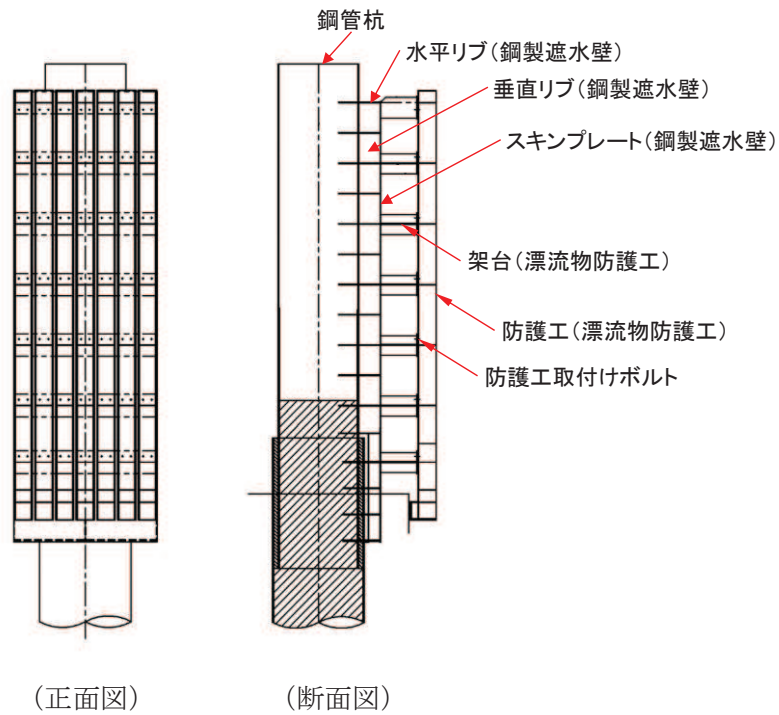


図 3.5-39 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.5-22 漂流物防護工による偏心荷重

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじれ
<p>漂流物防護工の自重及び余震荷重による偏心モーメント</p> <p>津波荷重及び余震荷重によって得られる鋼管杭の曲げモーメント</p> <ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる重畳時の偏心モーメントは、常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントよりも小さく、鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す方向となる。 そのため、重畳時に生じる偏心モーメントは保守的に考慮しない。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平加振により、鋼管杭にねじれが発生する。 水平加振により鋼管杭に生じるねじれの影響は、水平震度が大きい地震時で検討する。
鋼管杭に生じる変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> 隣り合う構造(鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工)が同じであり、海側へ張り出す構造の汀線直交方向の変位への影響は小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> 隣り合う構造(鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工)が同じであり、海側へ張り出す構造の汀線方向の変位への影響は小さい。

b. 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに設置されている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.5-40 に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

余震荷重については、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価部材ごとにその自重を算定して設計用水平震度との積として設定する。設計水平震度については、重畳時の地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥の鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により各断面の最大水平震度 k_h を算定した上で、保守的に設計水平震度を設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \dots \dots \dots (3.24)$$

α_{max} : 最大水平加速度 (m/s²)

g : 重力加速度 (m/s²)

また、動水圧については、重畳時の地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥に作用する動水圧から保守的に設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

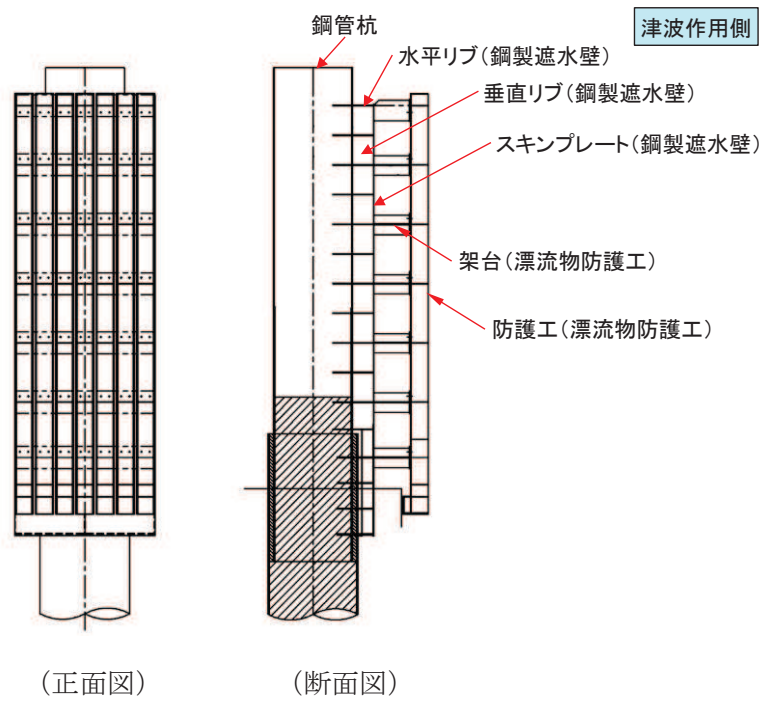


図 3.5-40(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

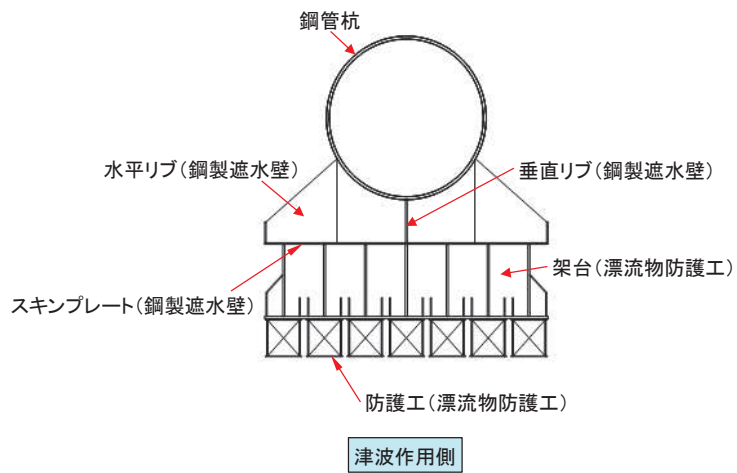


図 3.5-40(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.5-41 に示す。水平リブを支点とする単純ばりモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$M_2 = (P_2 + P_2' + P_2'') \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.26)$$

ここで、

- σ_2 : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm²)
- M_2 : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_2 : スキンプレートの断面係数 (mm³) *
- P_2 : スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 (kN/m)
- P_2' : スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 (kN/m)
- P_2'' : スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧 (kN/m)
- L : 水平リブ間隔 (mm)

注記 * : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。

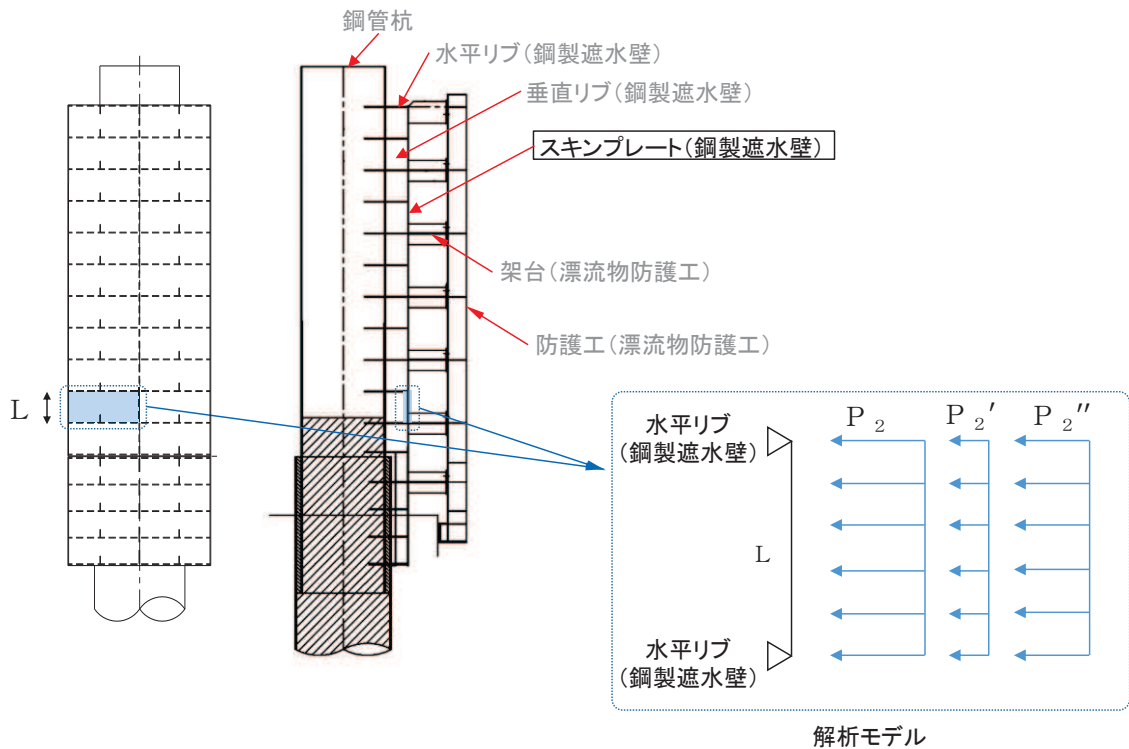


図 3.5-41 スキンプレートの照査概念図 (重畳時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.5-42 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.27)$$

$$P = (P_3 + P_3' + P_3'') \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.28)$$

ここで、

- σ_3 : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm²)
- P : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- t : 垂直リブの板厚 (mm)
- L : 水平リブ間隔 (mm)
- P_3 : 垂直リブに作用する津波波圧 (kN/m²)
- P_3' : 垂直リブに作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_3'' : 垂直リブに作用する動水圧 (kN/m²)
- B : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

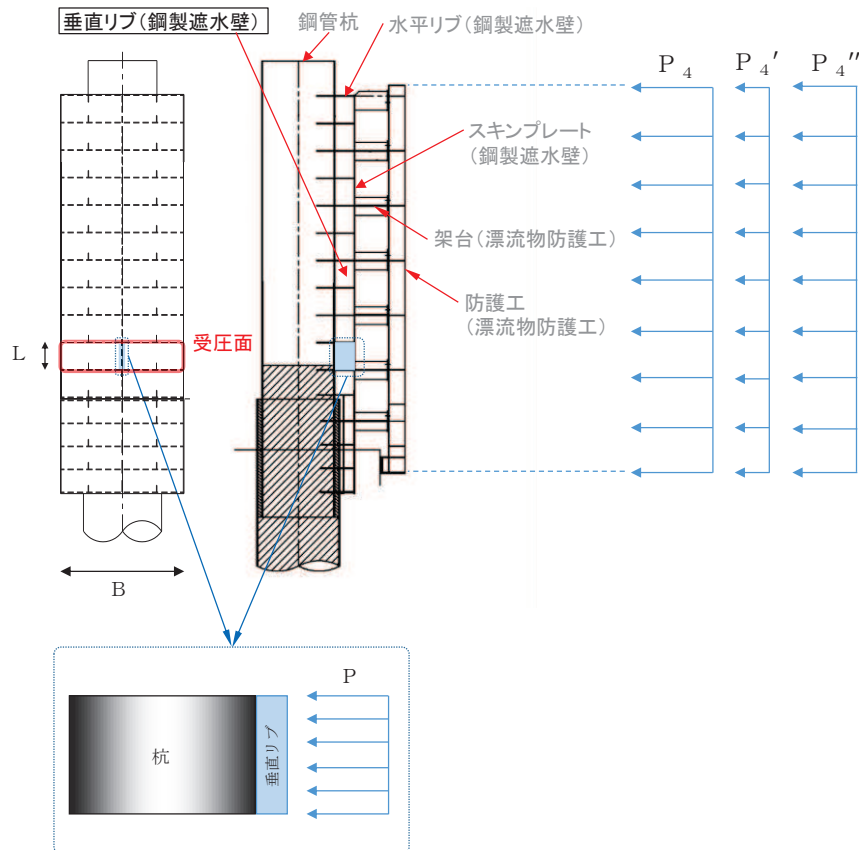


図 3.5-42 垂直リブの照査概念図 (重畳時)

(c) 水平リブ及び架台

水平リブ，スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして，鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し，曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3.5-43 に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.29)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.30)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.31)$$

$$S_4 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.32)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.33)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.34)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.35)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.36)$$

$$S_5 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.37)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.38)$$

ここで,

- σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)
- M_4 : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_4 : 水平リブの断面係数 (mm³) *1
- P_4 : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m²)
- P_4' : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_4'' : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m²)
- τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)
- S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)
- σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)
- M_5 : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_5 : 架台の断面係数 (mm³) *1*2
- τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)
- S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)
- ℓ : 架台間隔 (mm)
- b : モーメントアーム長 (m)
- A_w : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm²) *2
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 *1: 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.5-11 に示す。
 *2: 架台は腐食代 2mm を考慮する。

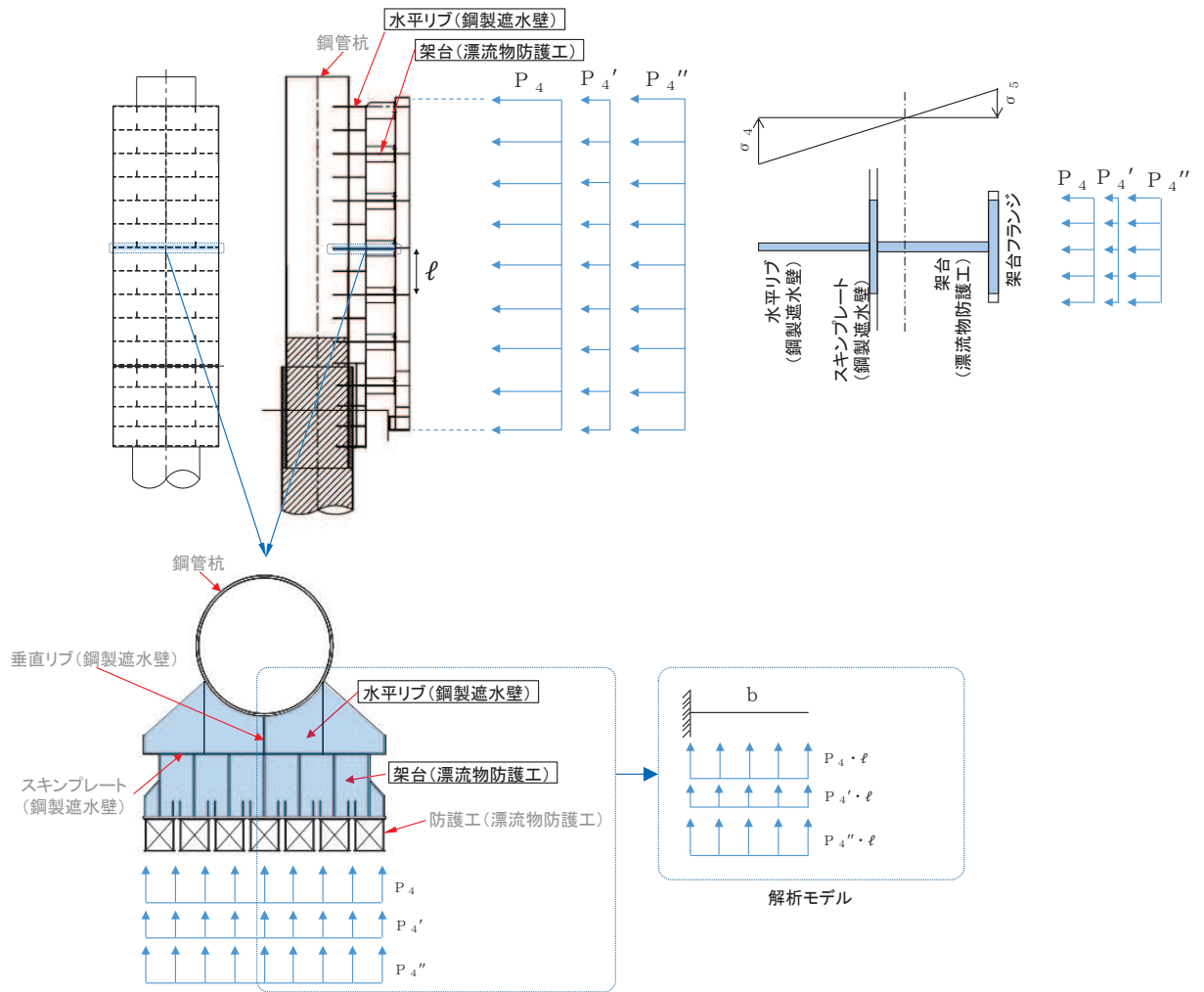


図 3.5-43 水平リブの照査概念図 (重畳時)

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3.5-44 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.39)$$

$$M_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (3.40)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$S_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (3.42)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.43)$$

ここで、

σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)

M_6 : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_6 : 防護工の断面係数 (mm³) *

P_6 : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m²)

P_6' : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m²)

P_6'' : 防護工に作用する動水圧 (kN/m²)

τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)

S_6 : 防護工に発生するせん断力 (kN)

b'' : 防護工の幅 (m)

A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm²) *

注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

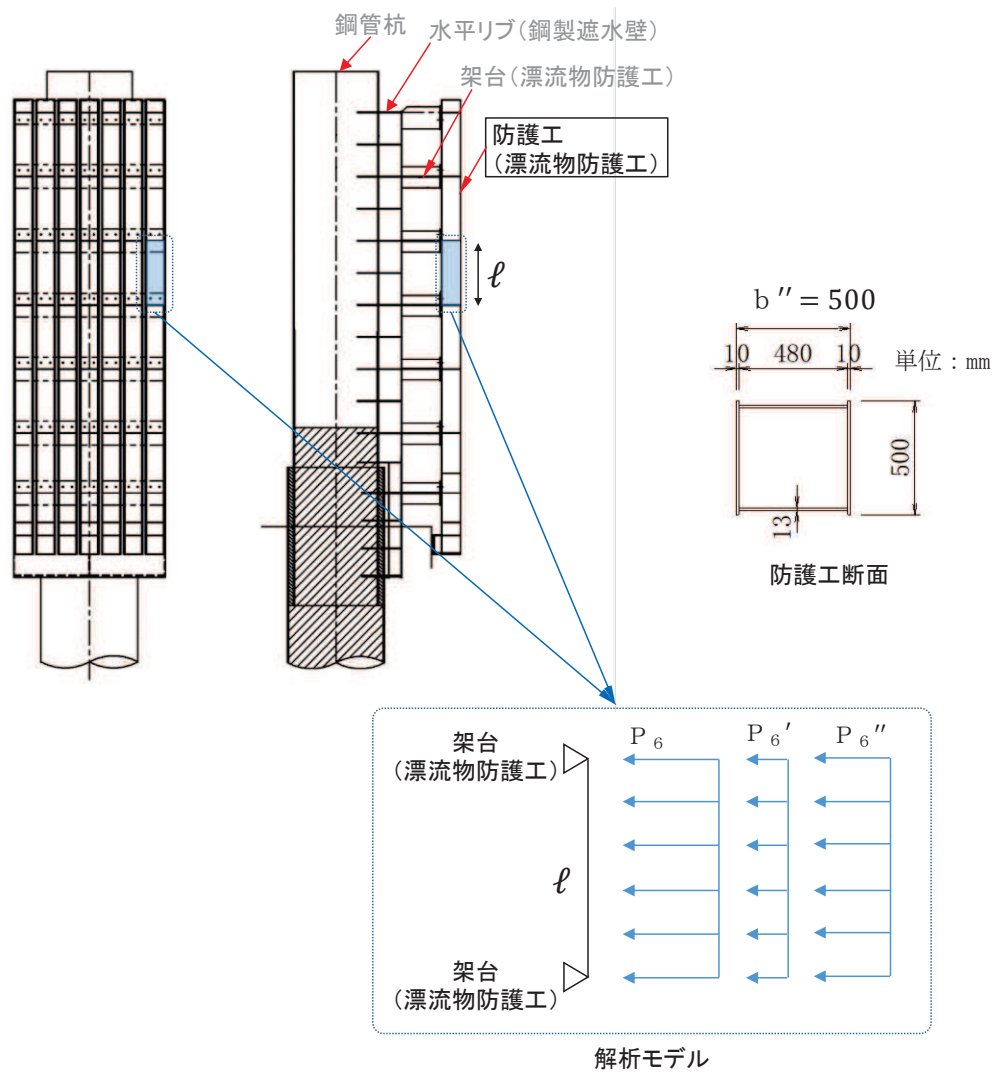


図 3.5-44 防護工の照査概念図 (重疊時)

- c. 背面補強工
背面補強工の評価は、背面補強工を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- d. 置換コンクリート
置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- e. 改良地盤
改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。
また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- f. セメント改良土
セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。
また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- g. 止水ジョイント部材
止水ジョイント部材の重畳時の評価について、軸直交方向は、重畳時に生じる相対変位に、地震時における最終変位（以下「残留変位」という。）を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。
なお、軸方向に生じる相対変位は、余震荷重のみによって生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時で算出される相対変位を考慮し、残留変位を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。
- h. 基礎地盤
重畳時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、弾性設計用地震動 S_d-D₂ を入力地震動とした 2 次元有効応力解析から求められる基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

3.6 評価条件

強度評価に用いる評価条件を表 3.6-1～表 3.6-12 に示す。

3.6.1 津波時

表 3.6-1 強度評価に用いる条件（断面①）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	934	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	319	kN
	固定荷重（漂流物防護工）	392	kN
	固定荷重（背面補強工）	1916	kN
	固定荷重（置換コンクリート）	8993	kN
	固定荷重（改良地盤）	8674	kN
	固定荷重（セメント改良土）	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-2 強度評価に用いる条件 (断面②)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	883	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7890	kN
	固定荷重 (改良地盤)	7355	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-3 強度評価に用いる条件 (断面③)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	748	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7108	kN
	固定荷重 (改良地盤)	5386	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-4 強度評価に用いる条件 (断面④)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	665	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	15724	kN
	固定荷重 (改良地盤)	12344	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	16262	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (0. P. +18. 5m)	189. 4	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10. 1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2. 0)	2. 0	—

表 3.6-5 強度評価に用いる条件 (断面⑤)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	569	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	292	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-6 強度評価に用いる条件 (断面⑥)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	507	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	292	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

3.6.2 重畳時

表 3.6-7(1) 強度評価に用いる条件 (断面①)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	934	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	8993	kN
	固定荷重 (改良地盤)	8674	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
P_2'	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
P_2''	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P_3	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
A_w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²

表 3.6-7(2) 強度評価に用いる条件 (断面①)

記号	定義	数値	単位
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-8(1) 強度評価に用いる条件 (断面②)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	883	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7890	kN
	固定荷重 (改良地盤)	7355	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
P_2'	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
P_2''	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P_3	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
A_w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²

表 3.6-8(2) 強度評価に用いる条件 (断面②)

記号	定義	数値	単位
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-9(1) 強度評価に用いる条件 (断面③)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	748	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7108	kN
	固定荷重 (改良地盤)	5386	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
P_2'	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
P_2''	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P_3	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
A_w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²

表 3.6-9(2) 強度評価に用いる条件 (断面③)

記号	定義	数値	単位
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-10 強度評価に用いる条件 (断面④)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	665	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	15724	kN
	固定荷重 (改良地盤)	12344	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	16262	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (O.P. +18.5m)	189.4	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—

表 3.6-11 強度評価に用いる条件（断面⑤）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	569	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	292	kN
	固定荷重（漂流物防護工）	392	kN
	固定荷重（背面補強工）	1916	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
P_2'	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
P_2''	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P_3	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
A_w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-12 強度評価に用いる条件（断面⑥）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	507	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	292	kN
	固定荷重（漂流物防護工）	392	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
P_2'	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
P_2''	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P_3	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
A_w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

4. 評価結果

4.1 津波時

4.1.1 解析結果

解析結果として「断面力分布図」, 「最大せん断ひずみ分布」, 「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお, 断面力分布について, 鋼管杭は杭1本あたり, RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

a. 断面①

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.1-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.69	0.69	0.69

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.1-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.45	0.45	0.45

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表4.1-3に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	12.2	12.2	12.2

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	26.0	26.8	24.6

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	4.2	3.9	4.7

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	42.1	40.7	43.9

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-7 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.69	0.69	0.69

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-8 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-8 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.45	0.45	0.45

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-9 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-9 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	12.2	12.1	12.2

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-10 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-10 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	26.0	27.2	24.7

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-11 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-11 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	5.0	4.9	5.1

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-12 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-12 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	42.7	41.3	44.1

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-13 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.69	0.69	0.69

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-14 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-14 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.45	0.45	0.45

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-15 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-15 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	12.2	12.2	12.2

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-16 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-16 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	19.4	19.6	19.3

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-17 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-17 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	4.8	4.4	4.9

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-18 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-18 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	40.0	38.6	42.2

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.07	0.06	0.07

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.03	0.02	0.03

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	23.7	23.6	23.4

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	36.6	36.8	36.5

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	7.9	7.7	8.2

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	10.2	10.0	10.4

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-25 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.66	0.66	0.66

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-26 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-26 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.49	0.49	0.49

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-27 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-27 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	11.8	11.8	11.8

f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.67	0.67	0.67

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.40	0.41	0.38

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-31 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-30 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高		板厚*2 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)	
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷	
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸	
	0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m						
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
			短杭 断面⑤	0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥	0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SKK490 (t=25mm)	長杭	0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸
			短杭 断面⑤	0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m			
			断面⑥	0. P. +8. 0m ～ +5. 5m			

注記 *1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-31(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面①）

杭種	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	40998	1182	261	382	0. 69

表 4.1-31(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	41017	1180	261	382	0.69

表 4.1-31(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	40978	1183	261	382	0.69

表 4.1-31(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	③	106	3334	19	277	0.07

表 4.1-31(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	①②③*	39164	1167	250	382	0.66

注記 * : 解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。

表 4.1-31(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	③	39907	1167	255	382	0.67

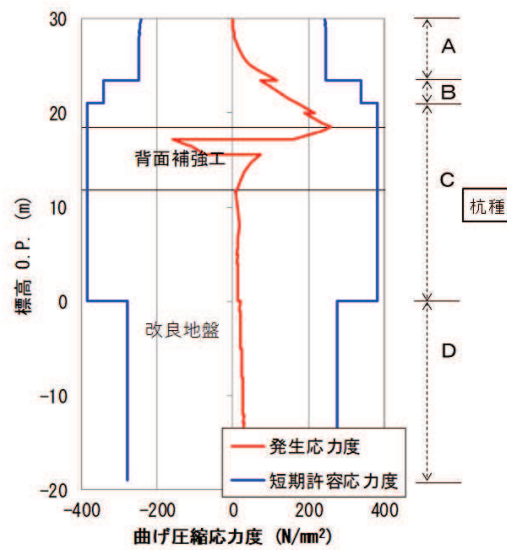
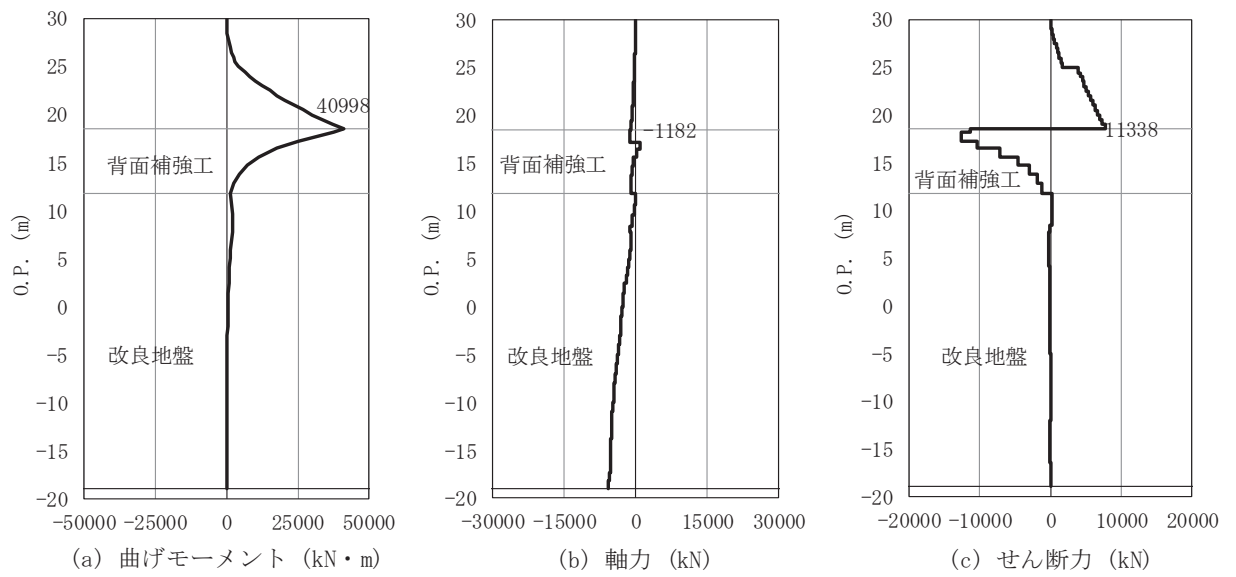


図 4.1-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面①)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1 σ)

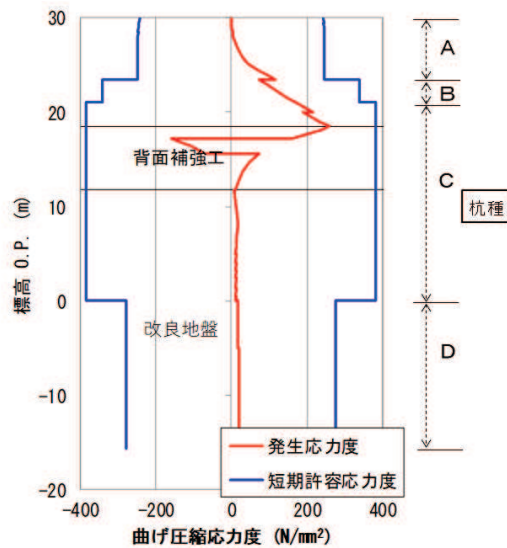
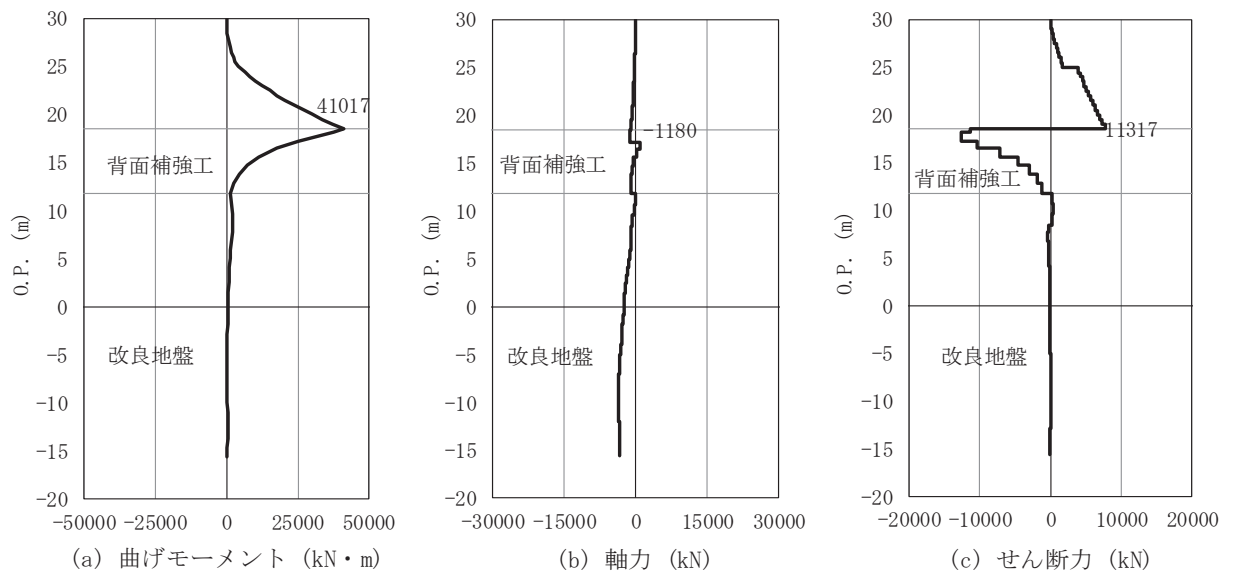


図 4.1-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面②)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1 σ)

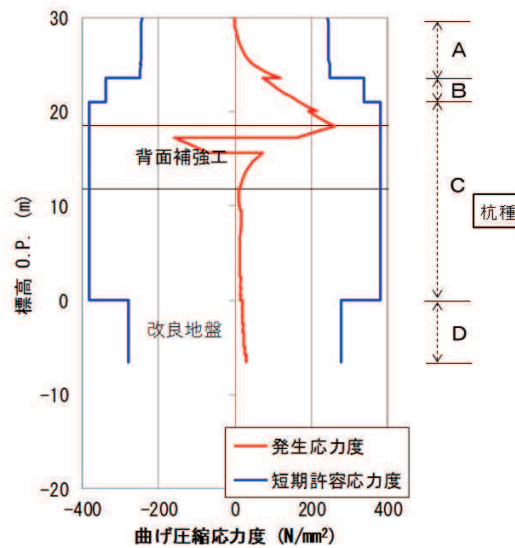
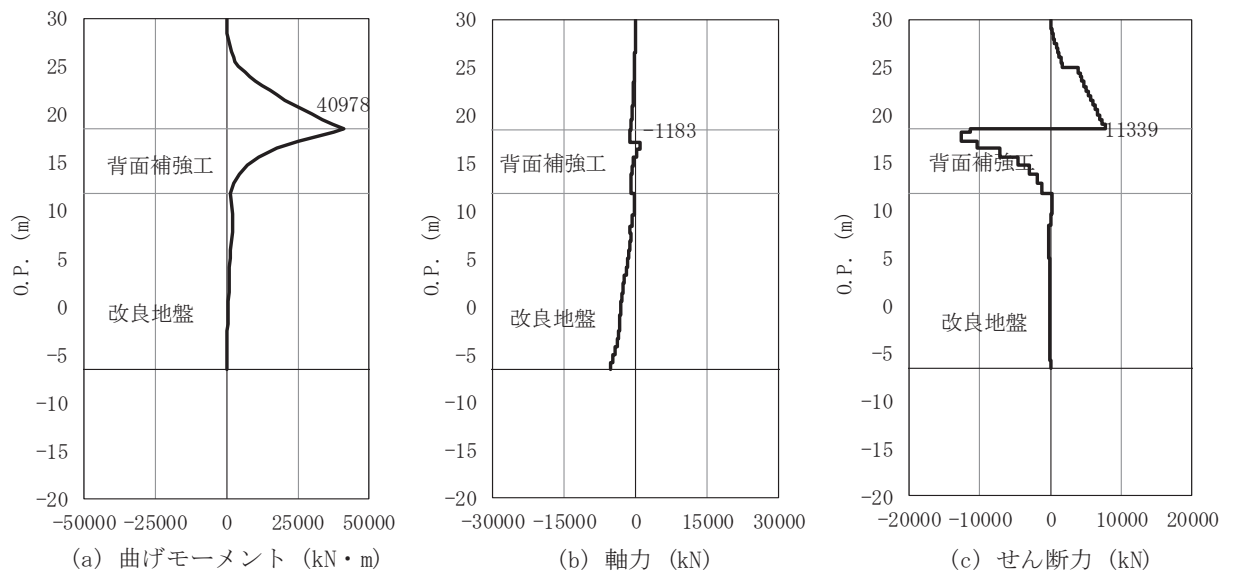


図 4.1-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面③)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1 σ)

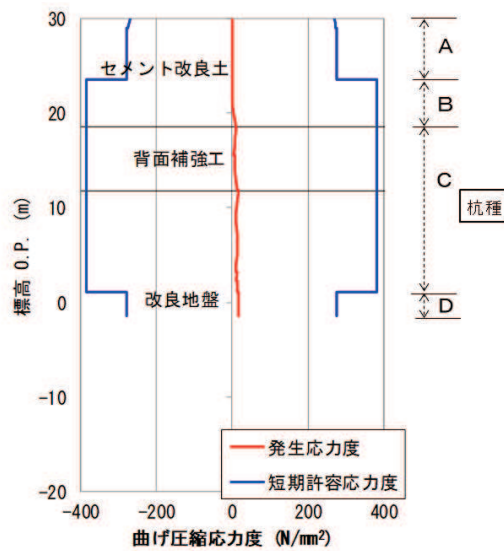
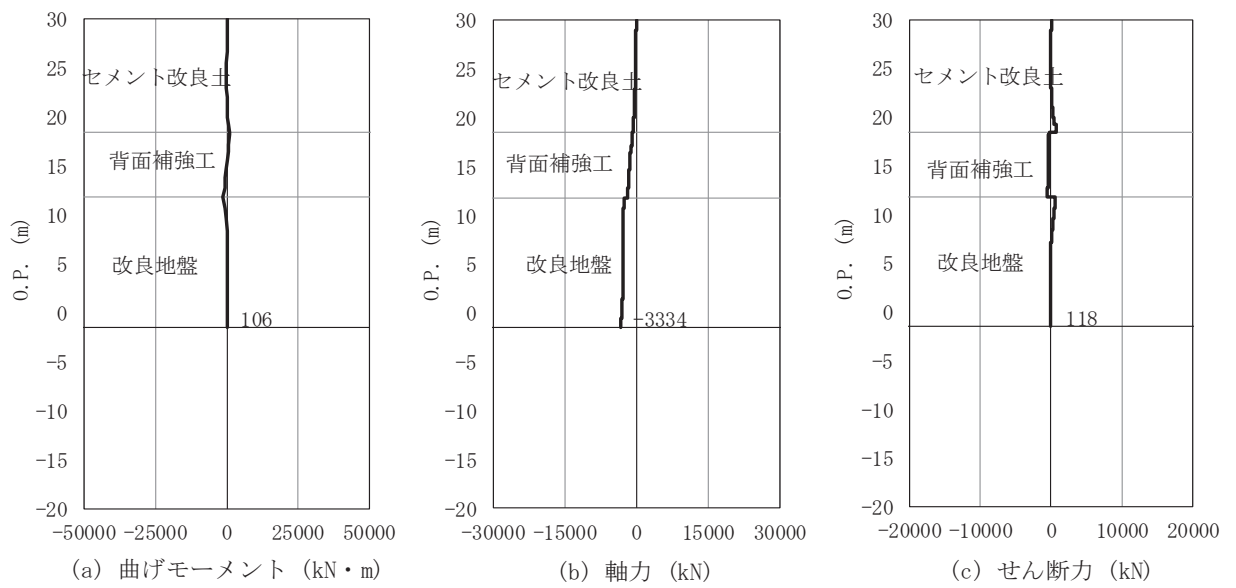


図 4.1-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面④)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

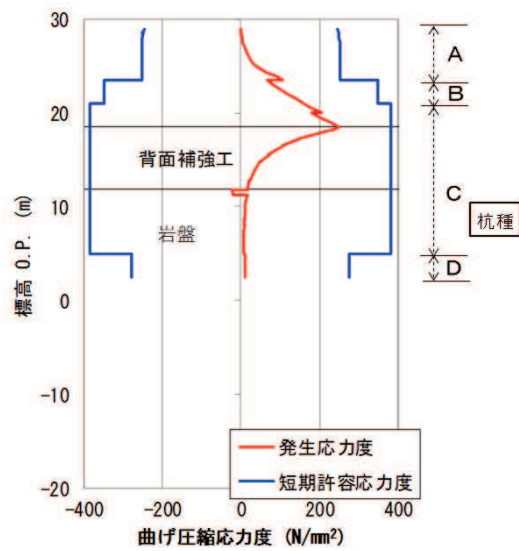
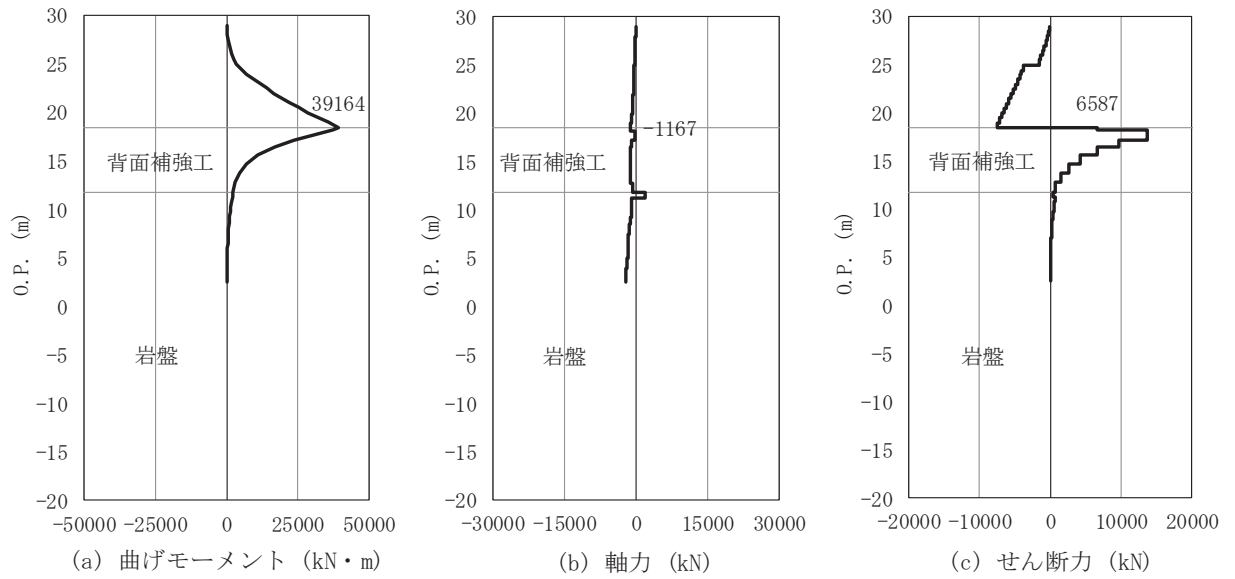


図 4.1-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑤)
(解析ケース①～③において、発生断面力は同値であり、
本図では解析ケース①における図を示す)

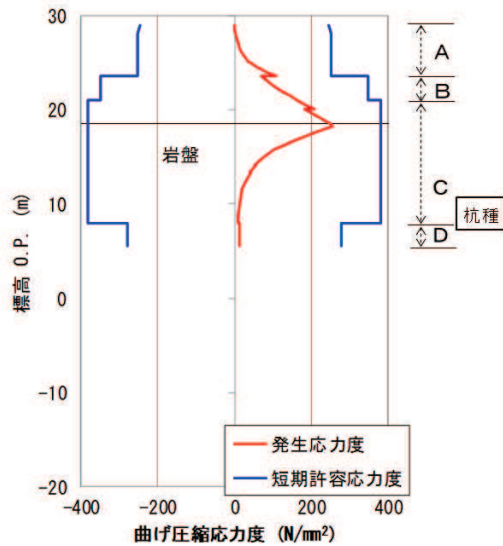
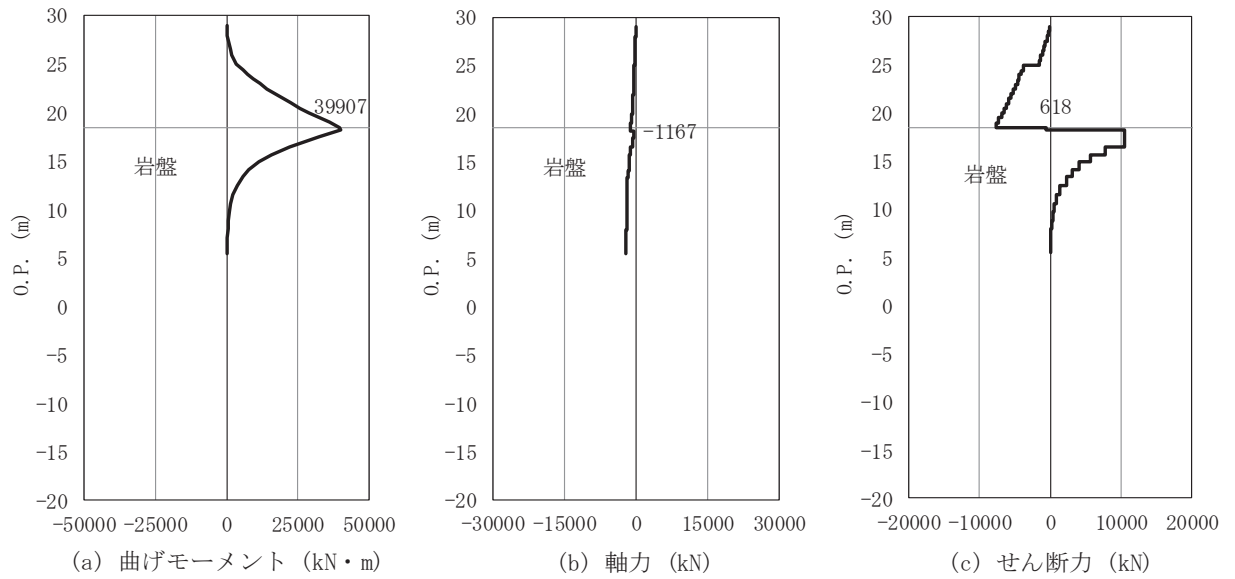


図 4.1-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑥)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 断面力分布 (鋼管杭のせん断破壊に対する照査)

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-32 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-32(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

杭種	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	①	12572	96	217	0.45

表 4.1-32(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	②	12650	97	217	0.45

表 4.1-32(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	③	12604	96	217	0.45

表 4.1-32(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	③	713	6	217	0.03

表 4.1-32(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	①②③*	13688	105	217	0.49

注記 * : 解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。

表 4.1-32(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	②	11492	88	217	0.41

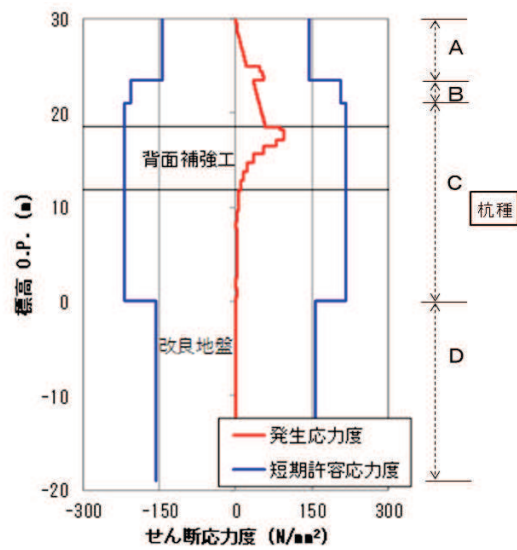
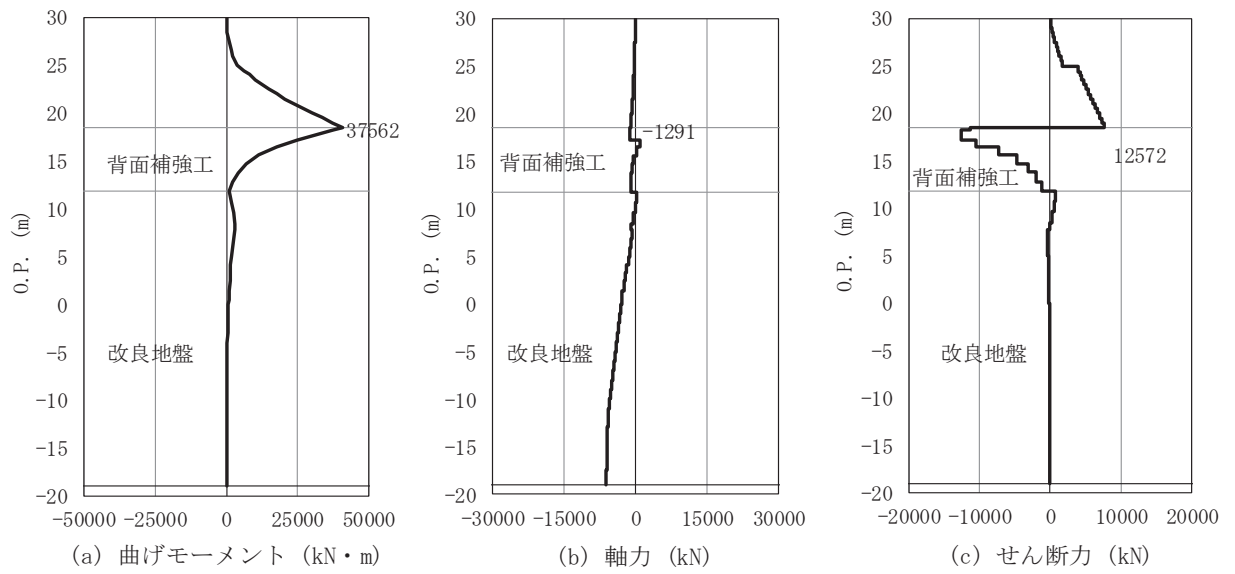


図 4. 1-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面①)
解析ケース①：基本ケース

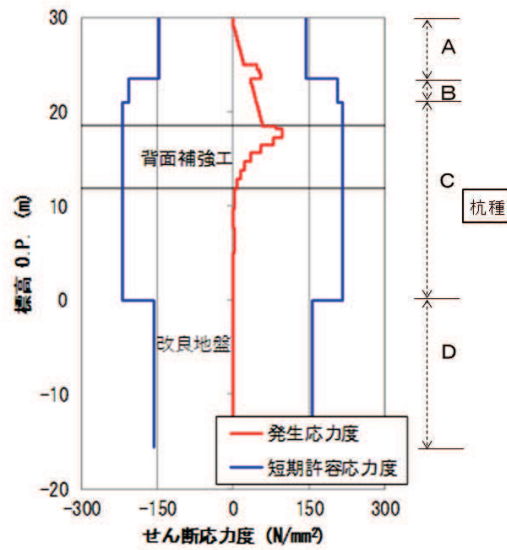
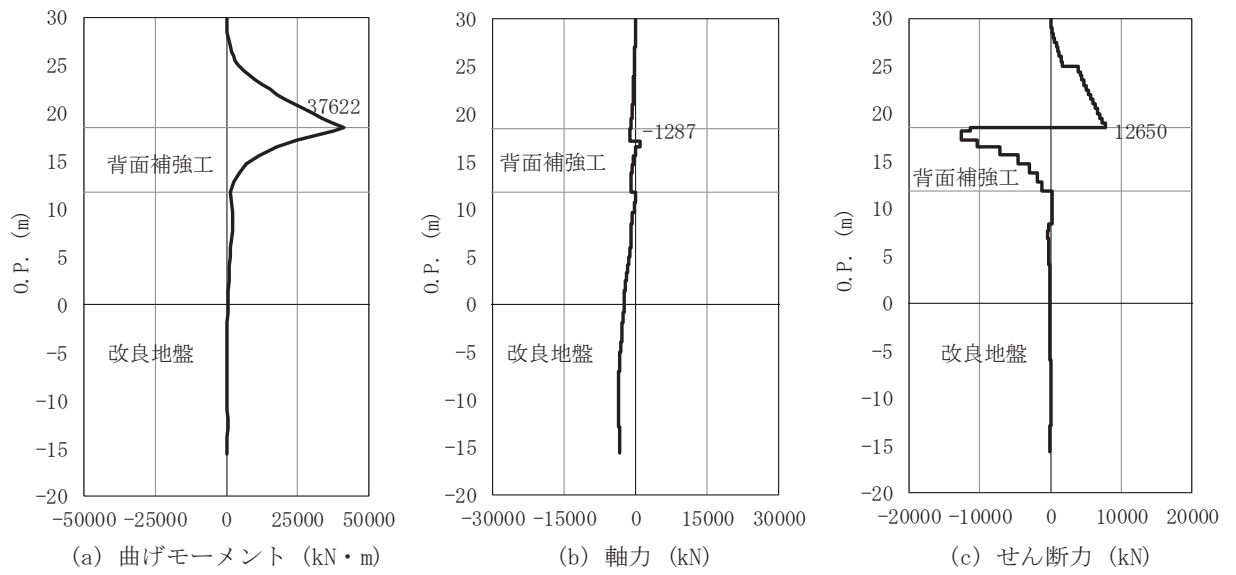


図 4. 1-2 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面②)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

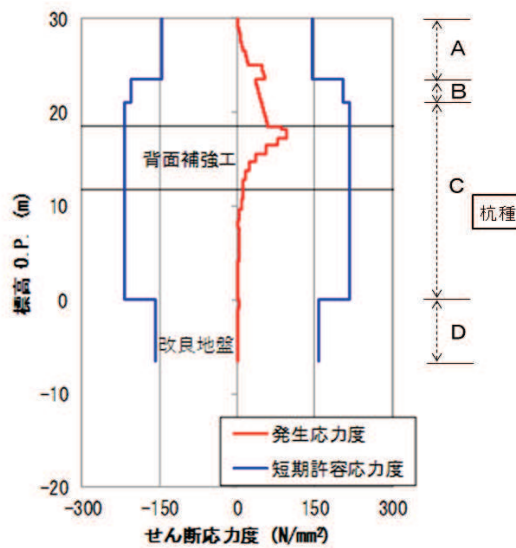
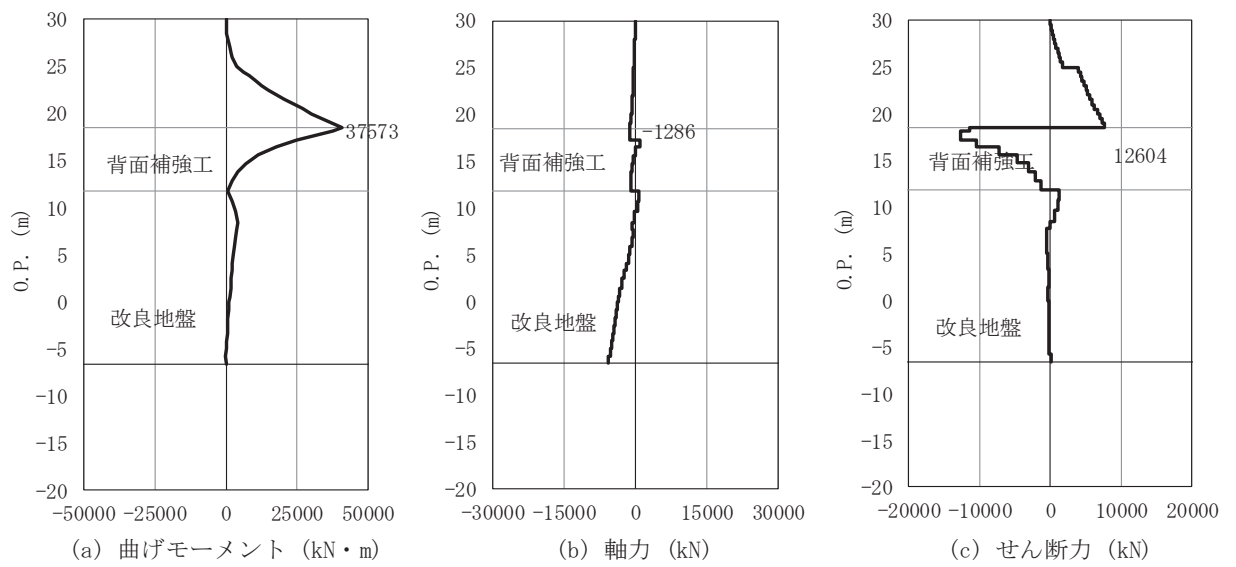


図 4. 1-2 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面③)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

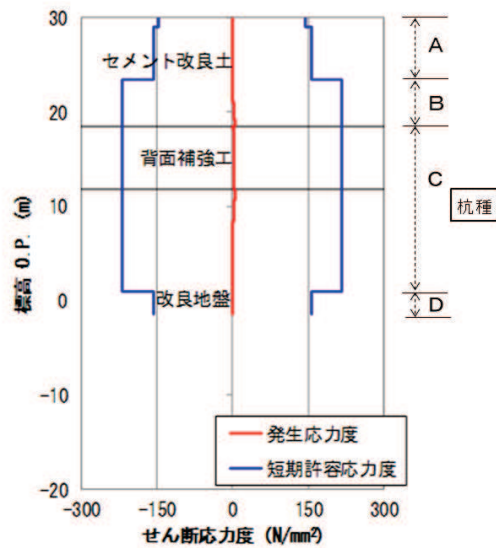
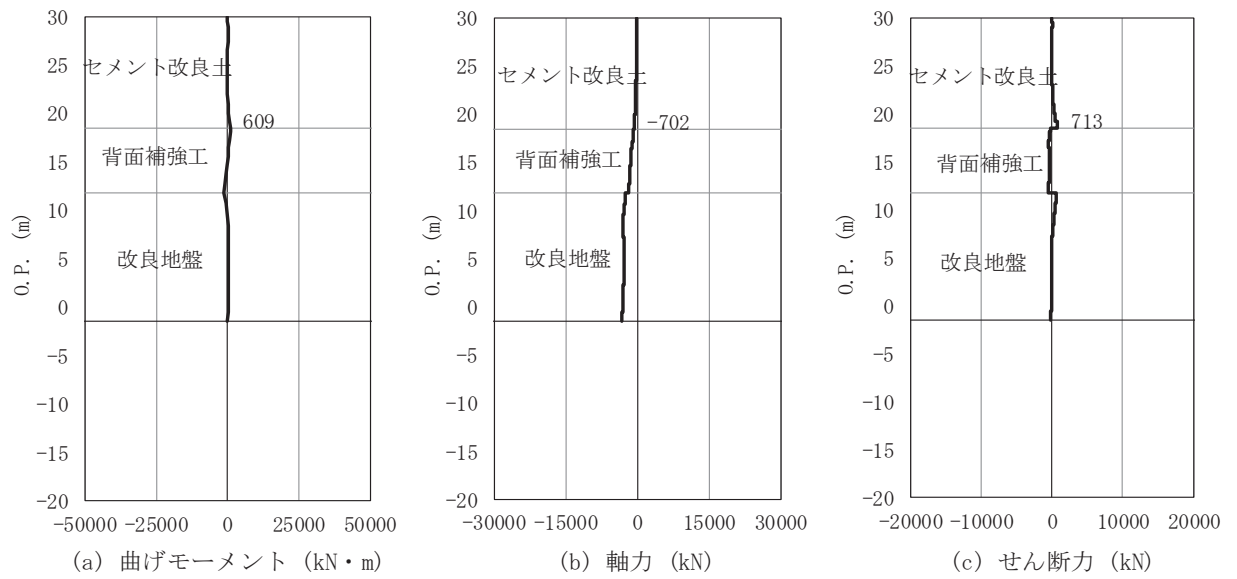


図 4. 1-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

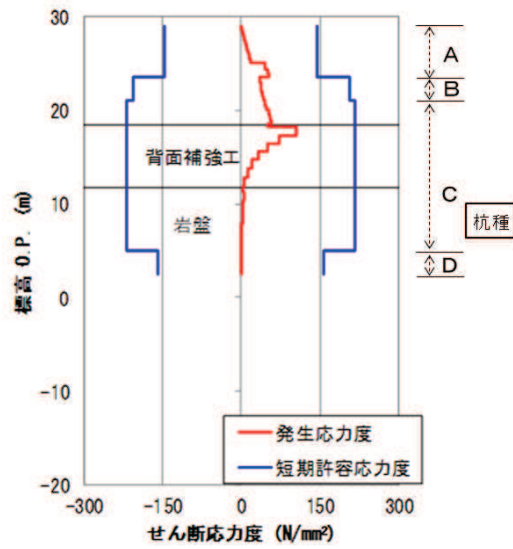
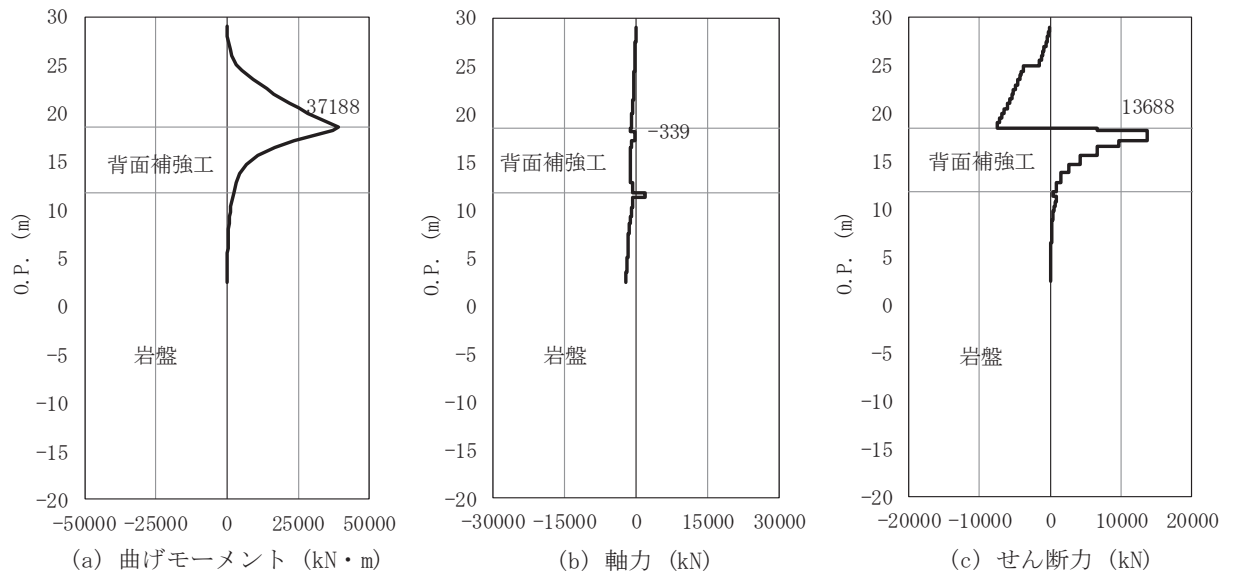


図 4. 1-2 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑤)
 (解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。)

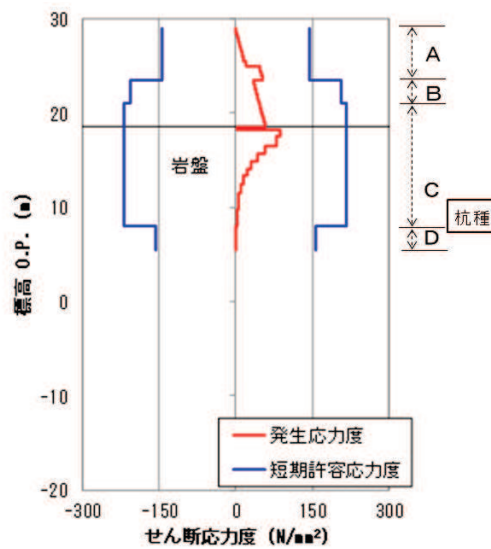
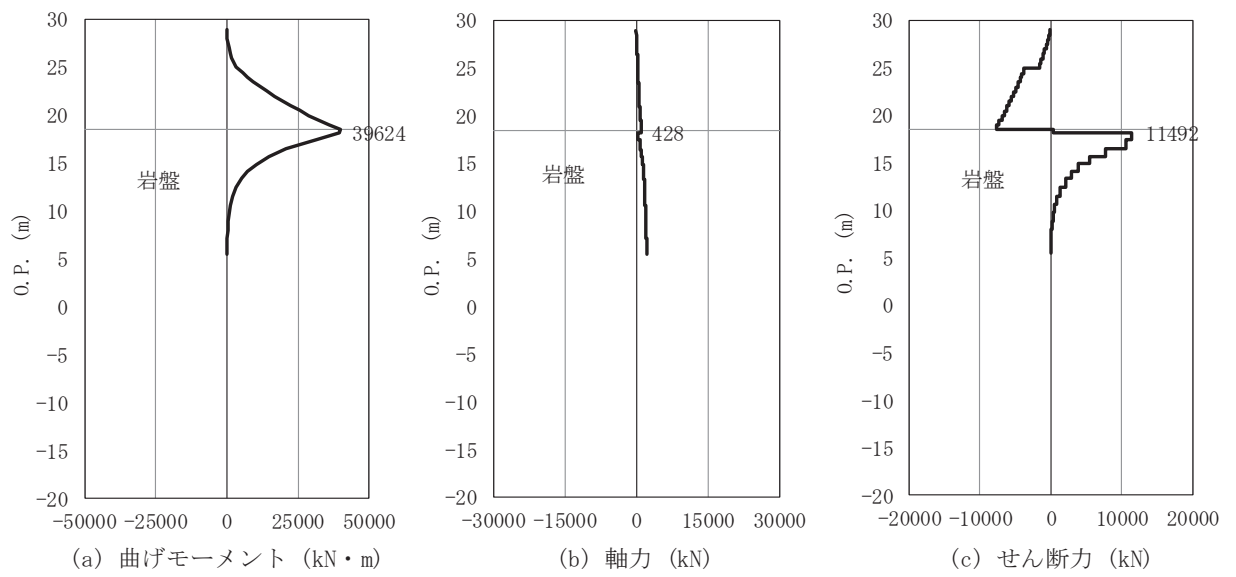


図 4.1-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑥)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

(4) 局所安全係数分布 (背面補強工)

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-33 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-33(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
②	12.2

表 4.1-33(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	12.1

表 4.1-33(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
③	12.2

表 4.1-33(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
③	23.4

表 4.1-33(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	最小すべり安全率
①②③	11.8

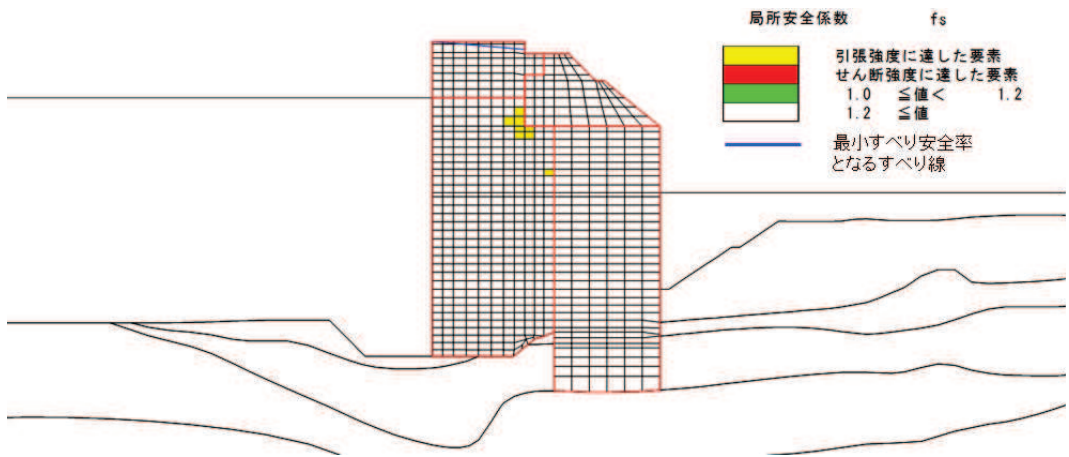


図 4.1-3(1) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面①)

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

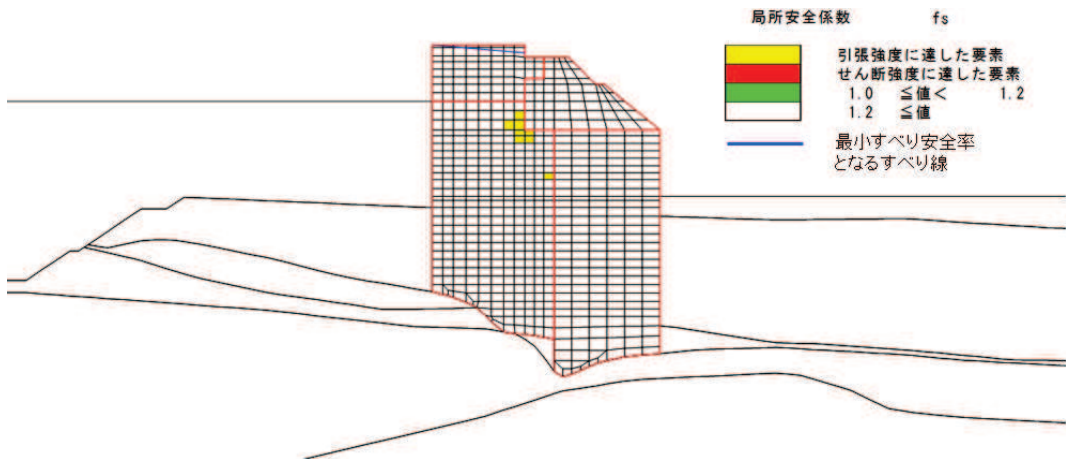


図 4.1-3(2) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面②)

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

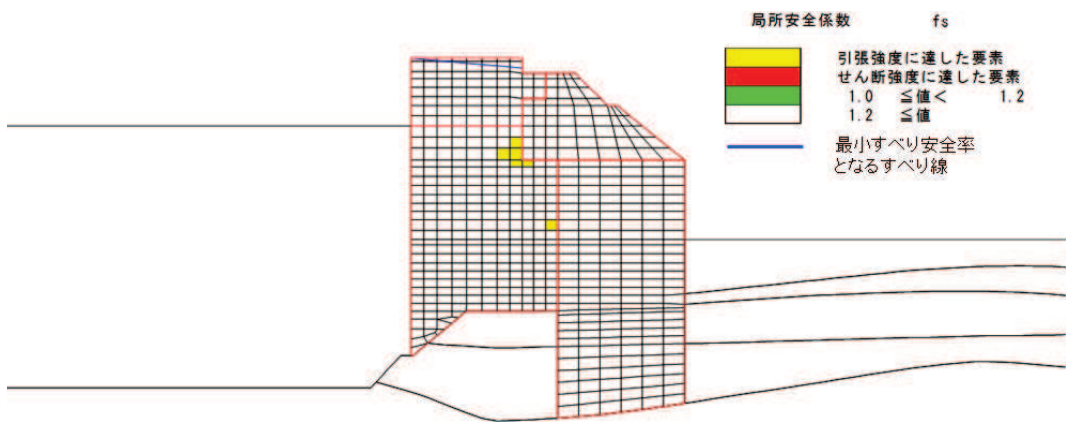


図 4.1-3(3) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面③)

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

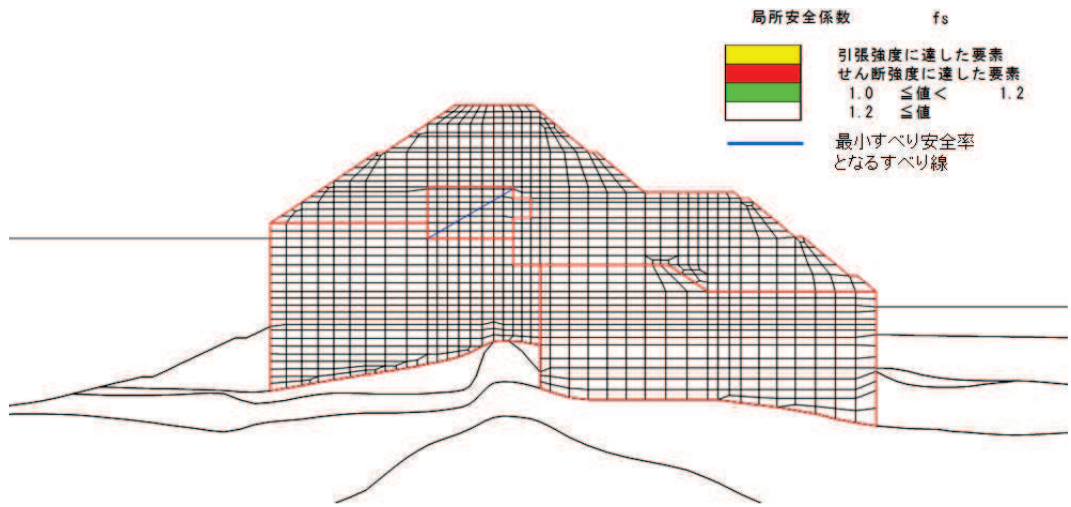


図 4.1-3(4) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面④)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

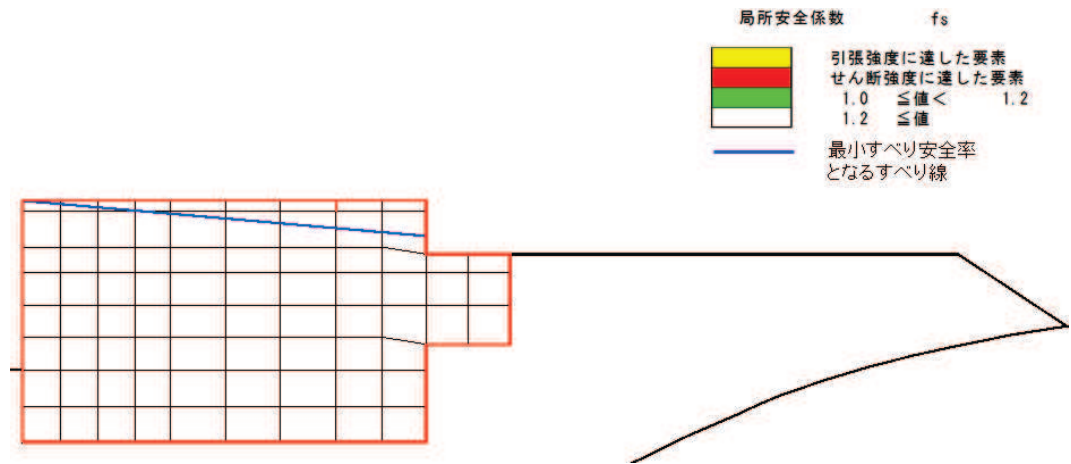


図 4.1-3(5) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面⑤)

解析ケース①～③

(5) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-34 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-4 に示す。

表 4.1-34(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
③	24.6

表 4.1-34(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
③	24.7

表 4.1-34(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
③	19.3

表 4.1-34(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
③	36.5

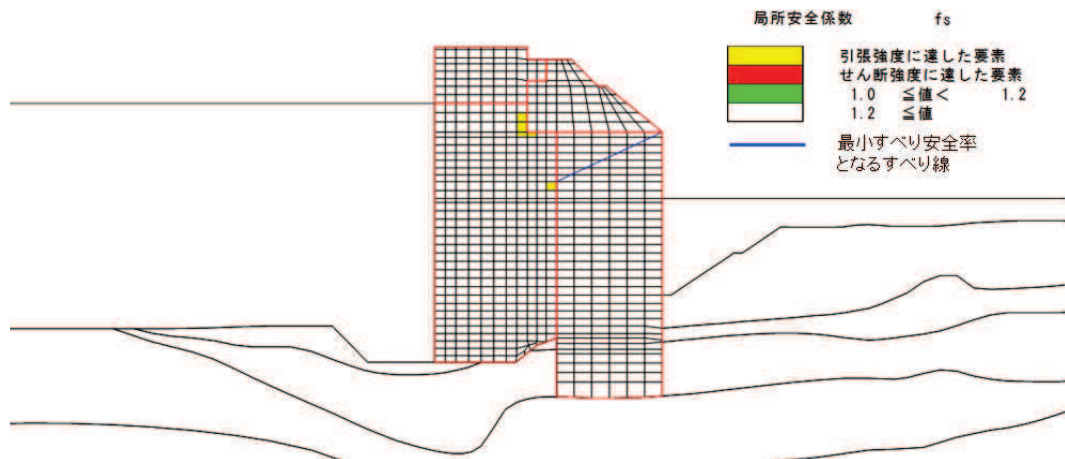


図 4.1-4(1) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面①)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

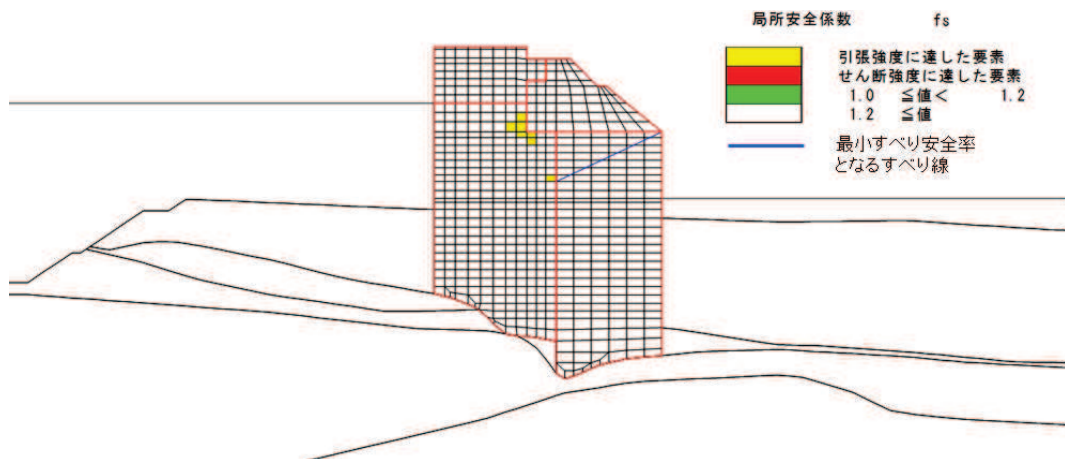


図 4.1-4(2) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面②)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

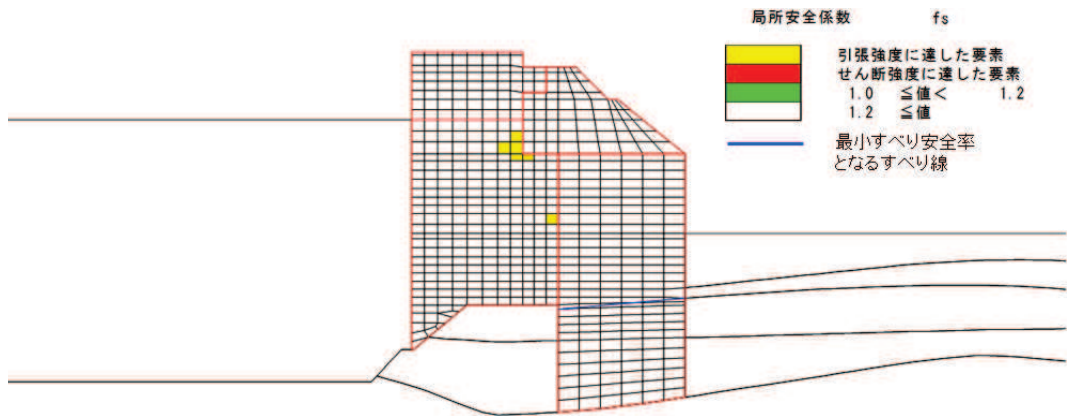


図 4.1-4(3) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面③)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

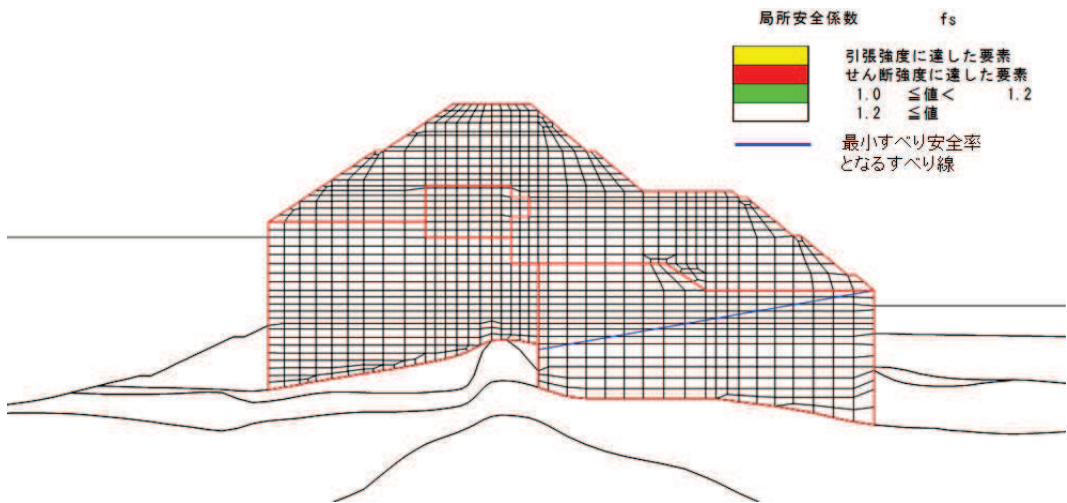


図 4.1-4(4) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(6) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-35 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-5 に示す。

表 4.1-35(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
②	3.9
① (平均値 - 1σ 強度)	4.2

表 4. 1-35(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	4.9
① (平均値 - 1 σ 強度)	4.9

表 4. 1-35(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
②	4.4
① (平均値 - 1 σ 強度)	4.7

表 4. 1-35(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	7.7
① (平均値 - 1 σ 強度)	7.8

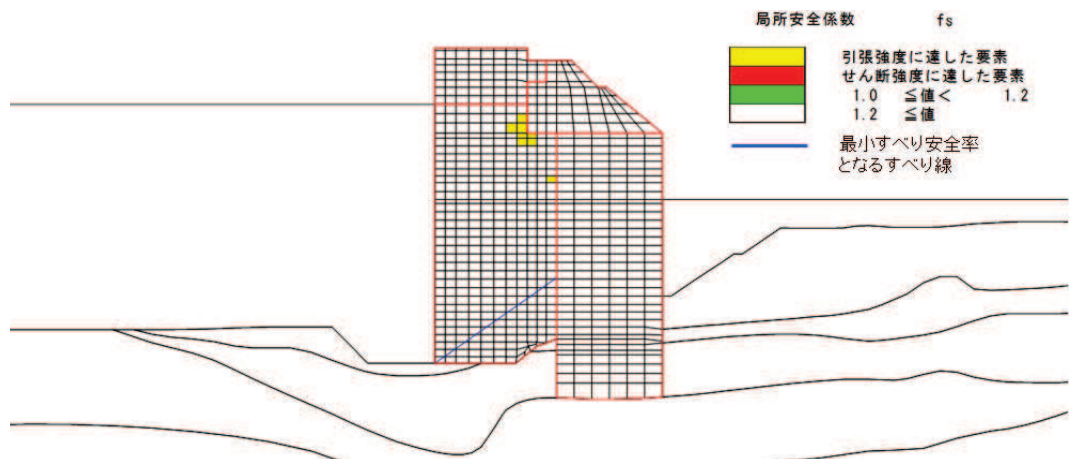


図 4. 1-5(1) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面①)

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

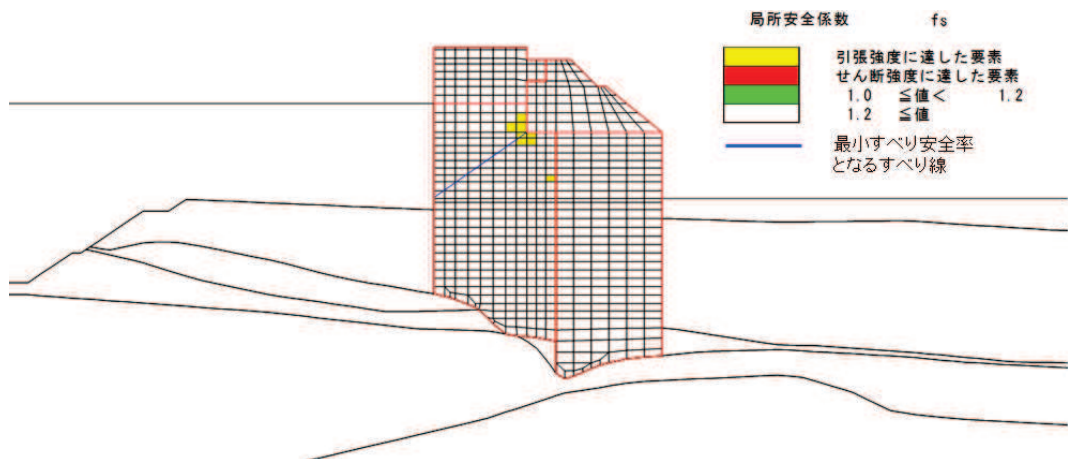


図 4. 1-5(2) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面②)

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

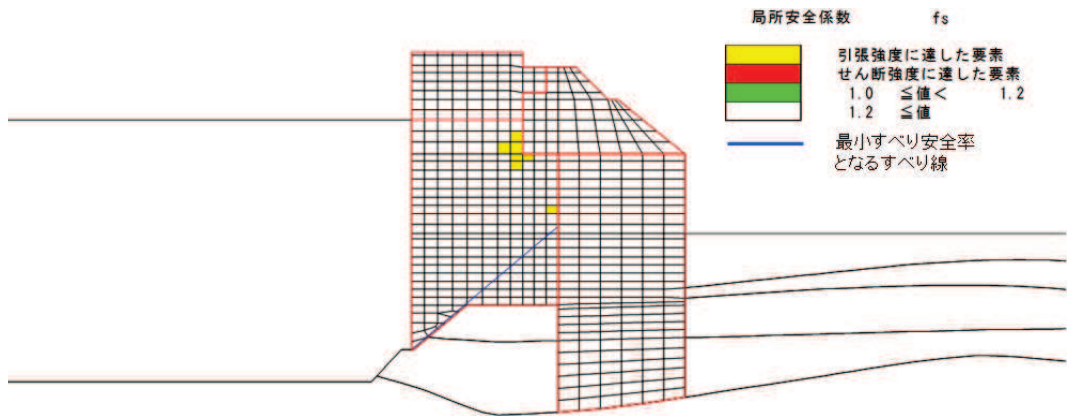


図 4.1-5(3) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面③)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

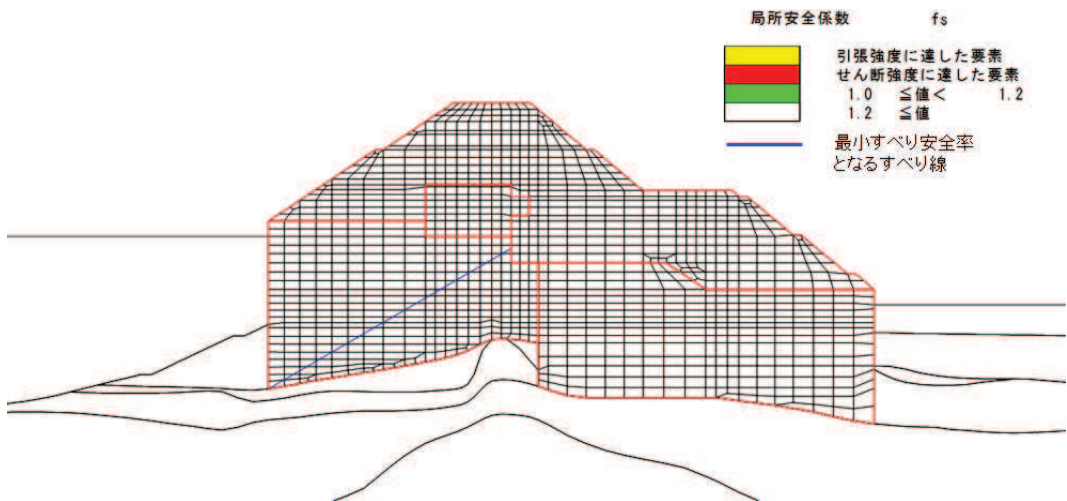


図 4.1-5(4) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面④)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(7) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-36 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-6 に示す。

表 4.1-36(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
②	40.7
① (平均値 - 1σ 強度)	40.3

表 4.1-36(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	41.3
① (平均値 - 1 σ 強度)	40.9

表 4.1-36(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
②	38.6
① (平均値 - 1 σ 強度)	38.3

表 4.1-36(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	10.0
① (平均値 - 1 σ 強度)	9.8

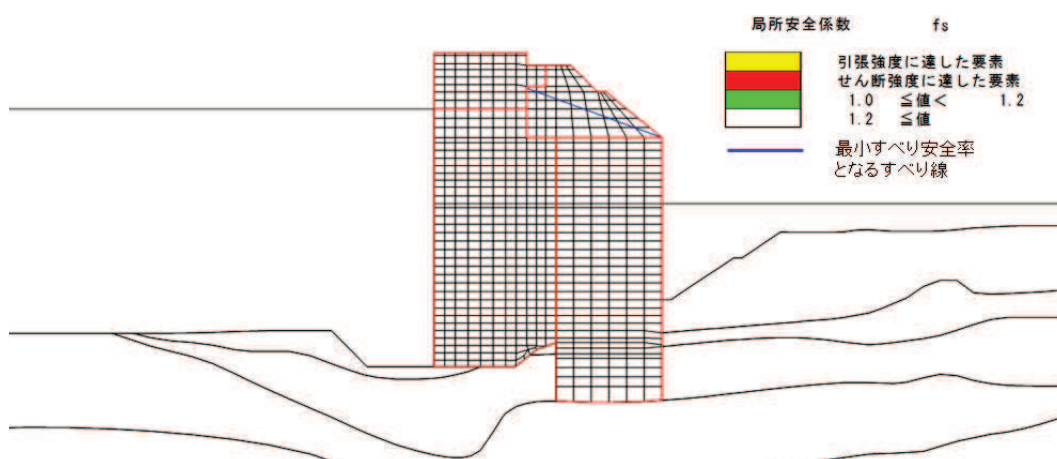


図 4.1-6(1) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面①)

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

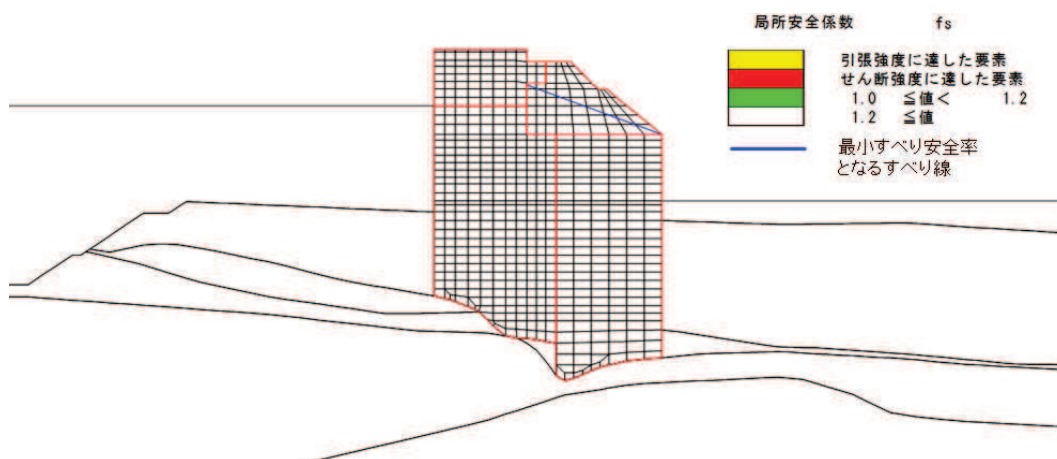


図 4.1-6(2) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面②)

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

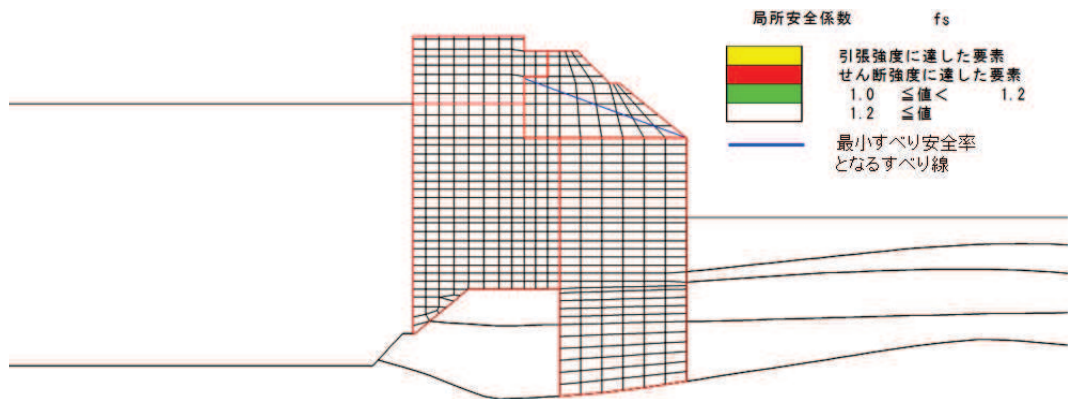


図 4.1-6(3) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

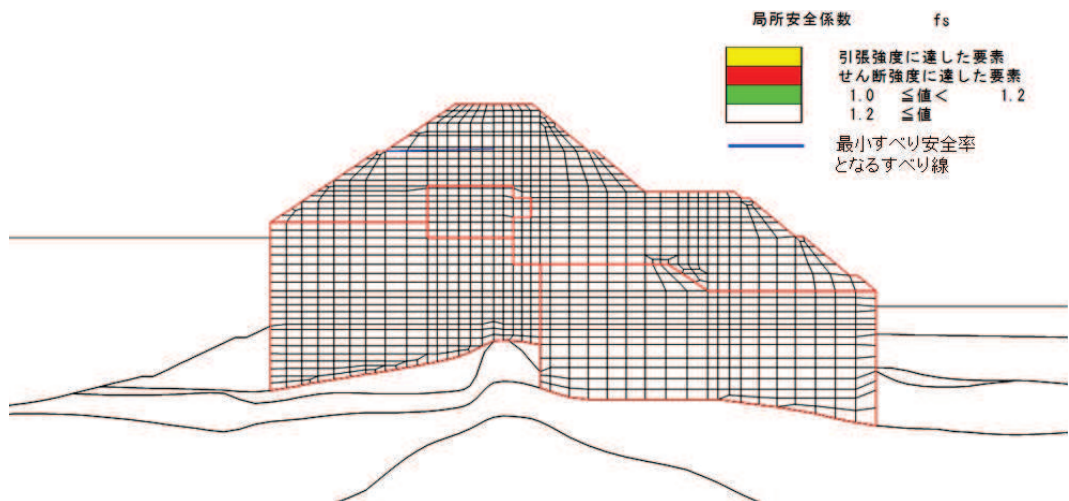


図 4.1-6(4) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.1.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.1-37 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4.1-1 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-37(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
① (平均)	C	40963	1183	261	382	0.69
② (+1 σ)	C	40998	1182	261	382	0.69
③ (-1 σ)	C	40828	1172	260	382	0.69

表 4.1-37(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
① (平均)	C	40932	1182	261	382	0.69
② (+1 σ)	C	41017	1180	261	382	0.69
③ (-1 σ)	C	40983	1181	261	382	0.69

表 4.1-37(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
① (平均)	C	40946	1180	261	382	0.69
② (+1 σ)	C	40978	1183	261	382	0.69
③ (-1 σ)	C	40981	1178	261	382	0.69

表 4.1-37(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
① (平均)	D	106	3001	18	277	0.07
② (+1 σ)	D	92	2732	16	277	0.06
③ (-1 σ)	D	106	3334	19	277	0.07

表 4.1-37(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
① (平均)	C	39164	1167	250	382	0.66
② (+1 σ)	C	39164	1167	250	382	0.66
③ (-1 σ)	C	39164	1167	250	382	0.66

表 4.1-37(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
① (平均)	C	39758	1167	254	382	0.67
② (+1 σ)	C	39721	1167	253	382	0.67
③ (-1 σ)	C	39907	1167	255	382	0.67

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.1-38 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-38(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12572	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12566	96	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12551	96	217	0.45

表 4.1-38(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12563	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12650	97	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12606	96	217	0.45

表 4.1-38(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12568	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12559	96	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12604	96	217	0.45

表 4.1-38(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	595	5	217	0.03
② (+1 σ)	C	504	4	217	0.02
③ (-1 σ)	C	713	6	217	0.03

表 4.1-38(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	13688	105	217	0.49
② (+1 σ)	C	13688	105	217	0.49
③ (-1 σ)	C	13688	105	217	0.49

表 4.1-38(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	11073	85	217	0.40
② (+1 σ)	C	11492	88	217	0.41
③ (-1 σ)	C	10568	81	217	0.38

(3) 漂流物防護工のねじり応力

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじれを考慮した評価結果を表 4.1-39 に示す。検討ケースはせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②，解析ケース③」とした。漂流物防護工のねじれ応力を考慮することで，せん断応力度が 1 割程度上昇するものの，許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-39 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
③*	C	105	217	0.49
③ (ねじれ考慮)	C	117	217	0.54

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

4.1.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の照査結果を表 4.1-40 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-40 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製 遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	144	315	0.46
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	34	190	0.18
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	169	315	0.54
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	275	382	0.72
			せん断応力度 (N/mm ²)	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57

4.1.4 背面補強工の評価結果

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.1-41 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

また、図 4.1-7 に背面補強工の津波時の局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は津波時にせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.1-41(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	12.2
② (+1 σ)	12.2
③ (-1 σ)	12.2

表 4.1-41(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	12.2
② (+1 σ)	12.1
③ (-1 σ)	12.2

表 4.1-41(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

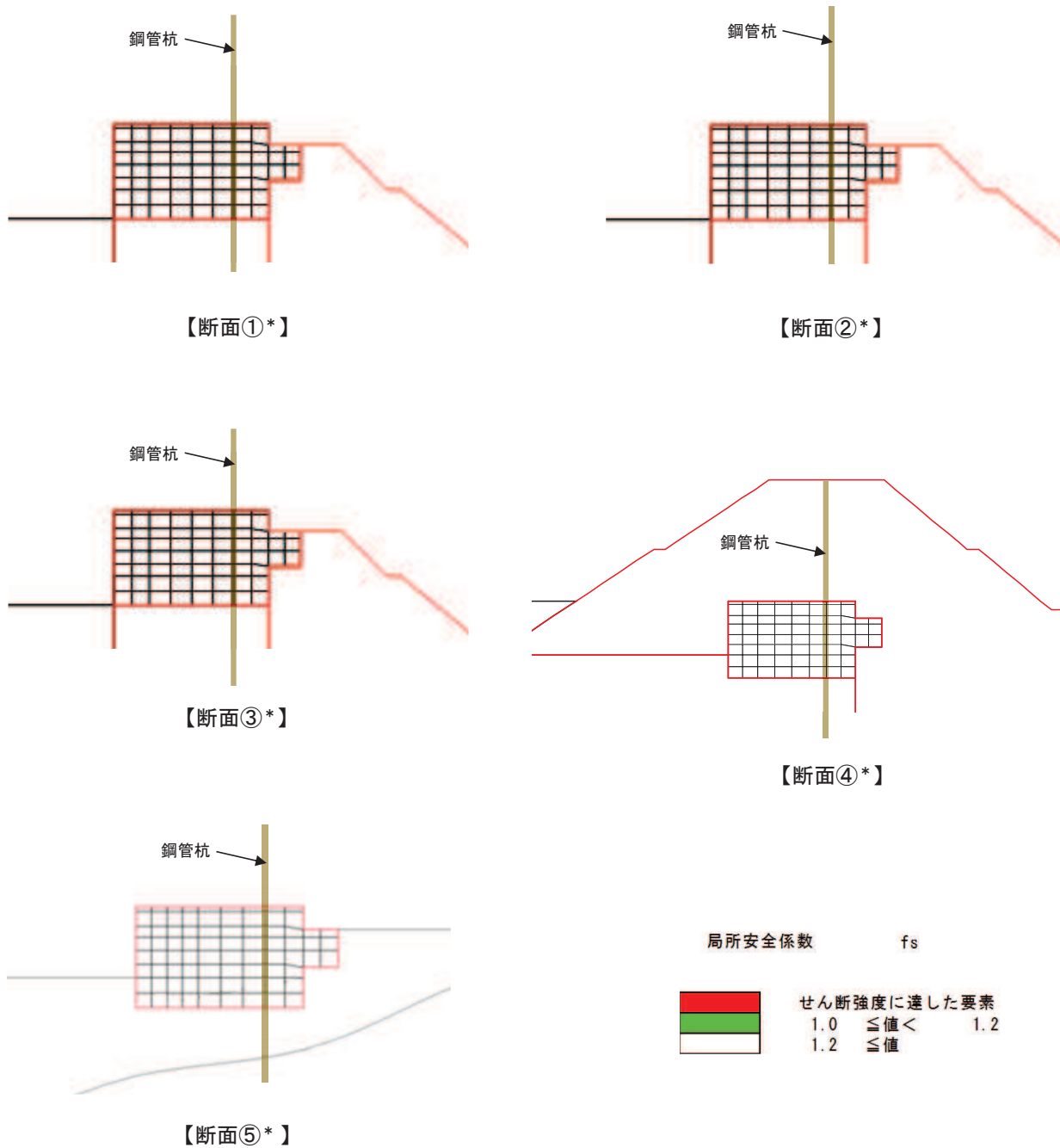
解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	12.2
② (+1 σ)	12.2
③ (-1 σ)	12.2

表 4.1-41(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	23.7
② (+1 σ)	23.6
③ (-1 σ)	23.4

表 4.1-41(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	11.8
② (+1 σ)	11.8
③ (-1 σ)	11.8



注記*：全ての解析ケースでせん断強度に達した要素が無かった

図 4.1-7 背面補強工の津波時の局所安全係数分布（断面①～断面⑤）

4.1.5 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表4.1-42に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表 4.1-42(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	26.0
② (+1 σ)	26.8
③ (-1 σ)	24.6

表 4.1-42(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	26.0
② (+1 σ)	27.2
③ (-1 σ)	24.7

表 4.1-42(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	19.4
② (+1 σ)	19.6
③ (-1 σ)	19.3

表 4.1-42(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	36.6
② (+1 σ)	36.8
③ (-1 σ)	36.5

4.1.6 改良地盤の評価結果

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-43 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-43(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	4.2
②（+1 σ ）	3.9
③（-1 σ ）	4.7

表 4.1-43(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	5.0
②（+1 σ ）	4.9
③（-1 σ ）	5.1

表 4.1-43(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	4.8
②（+1 σ ）	4.4
③（-1 σ ）	4.9

表 4.1-43(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	7.9
②（+1 σ ）	7.7
③（-1 σ ）	8.2

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-5 に示す、各断面での改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布のうち、引張破壊が生じている断面（断面①～断面③）について、局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面①～断面③について、改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.1-8 に示す。

これにより、検討すべり線は、引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから、引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

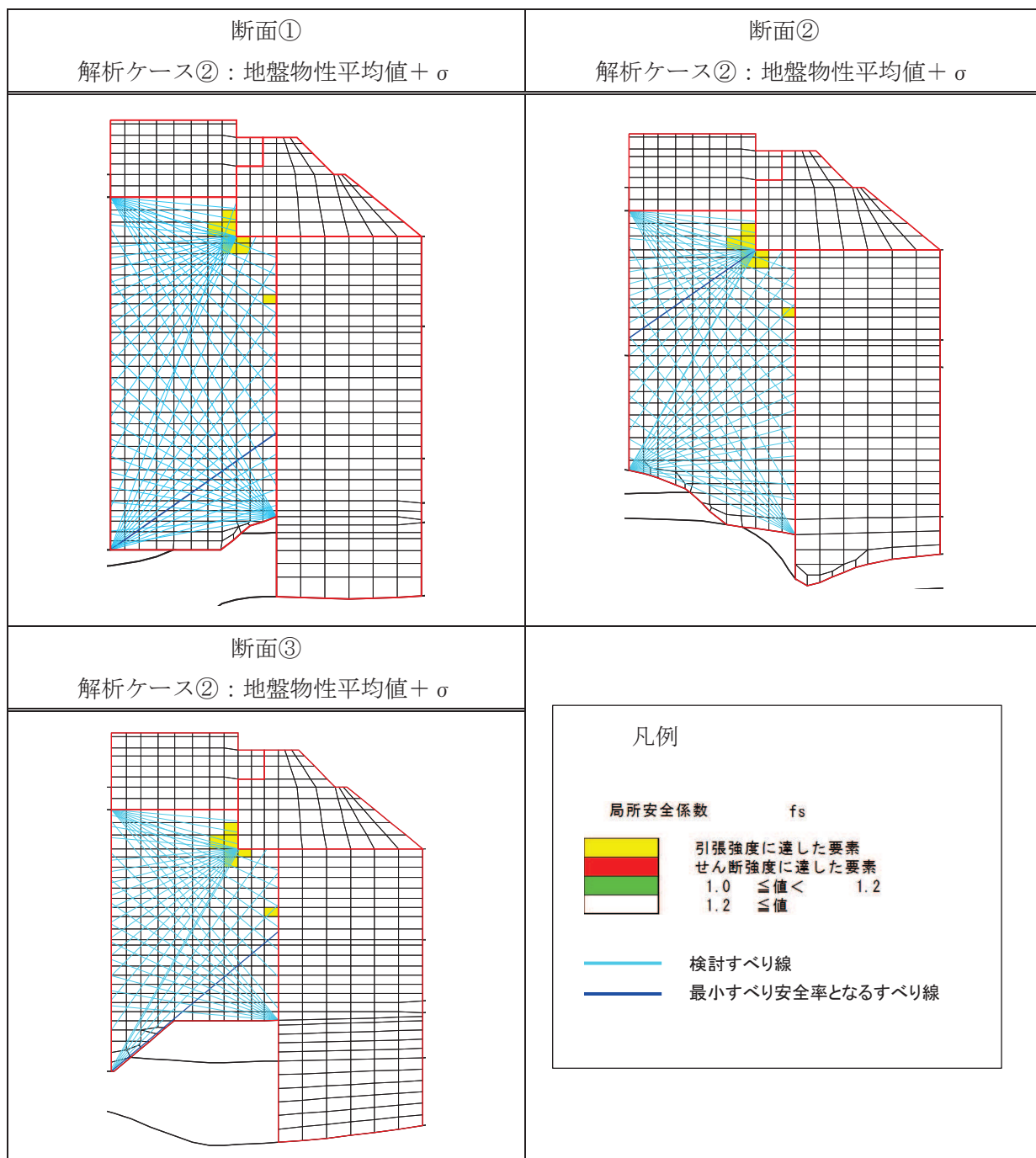


図 4.1-8 改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布と
 検討すべり線の重ね合わせ (断面①～断面③)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面①～断面③について、a. に加えて引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図4.1-9に断面①～断面③について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。

図4.1-9に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表4.1-44に示す。この結果より、追加すべり線におけるすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合においても、改良地盤は健全であることを確認した。

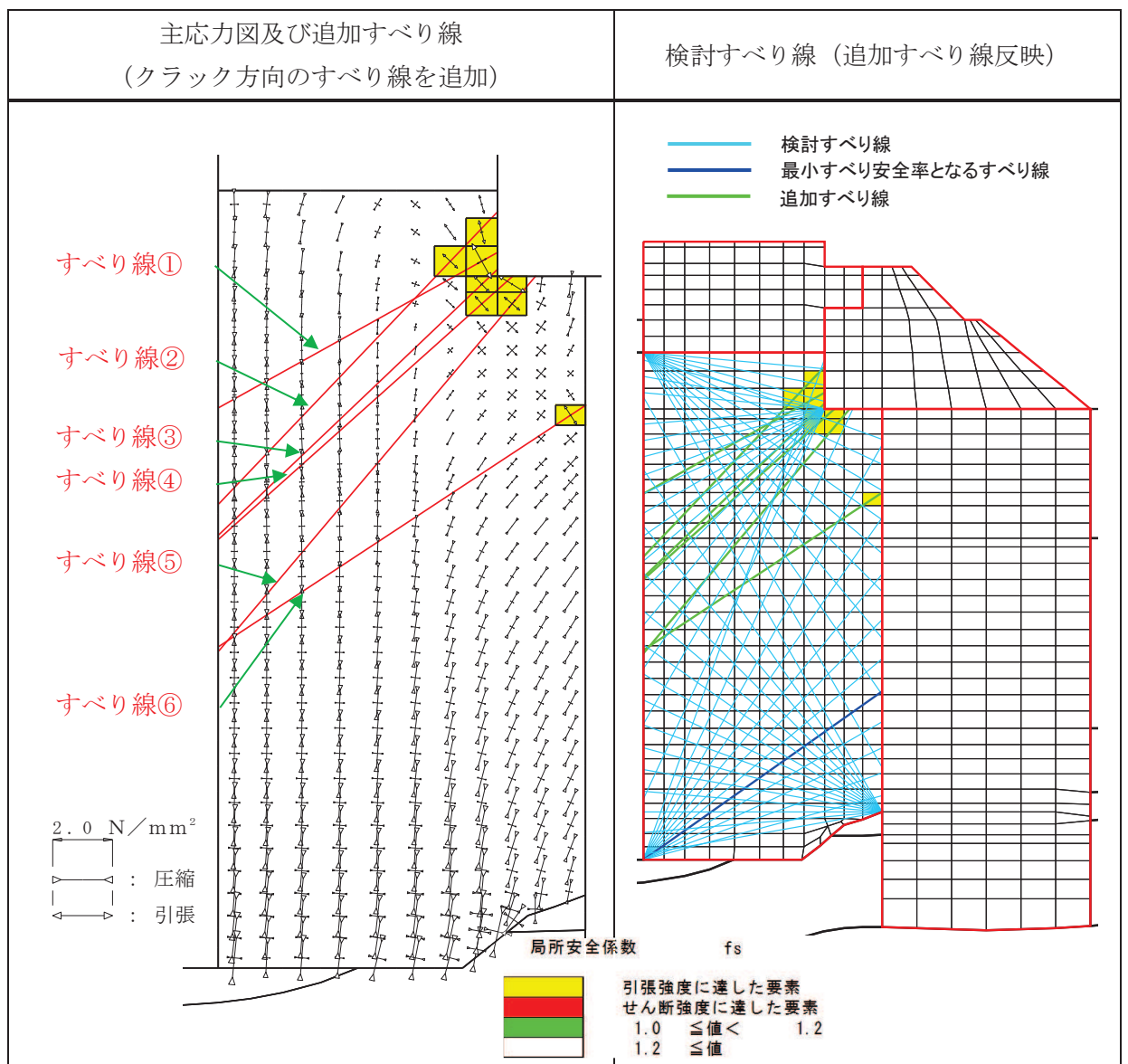


図4.1-9(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面①)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+σ)

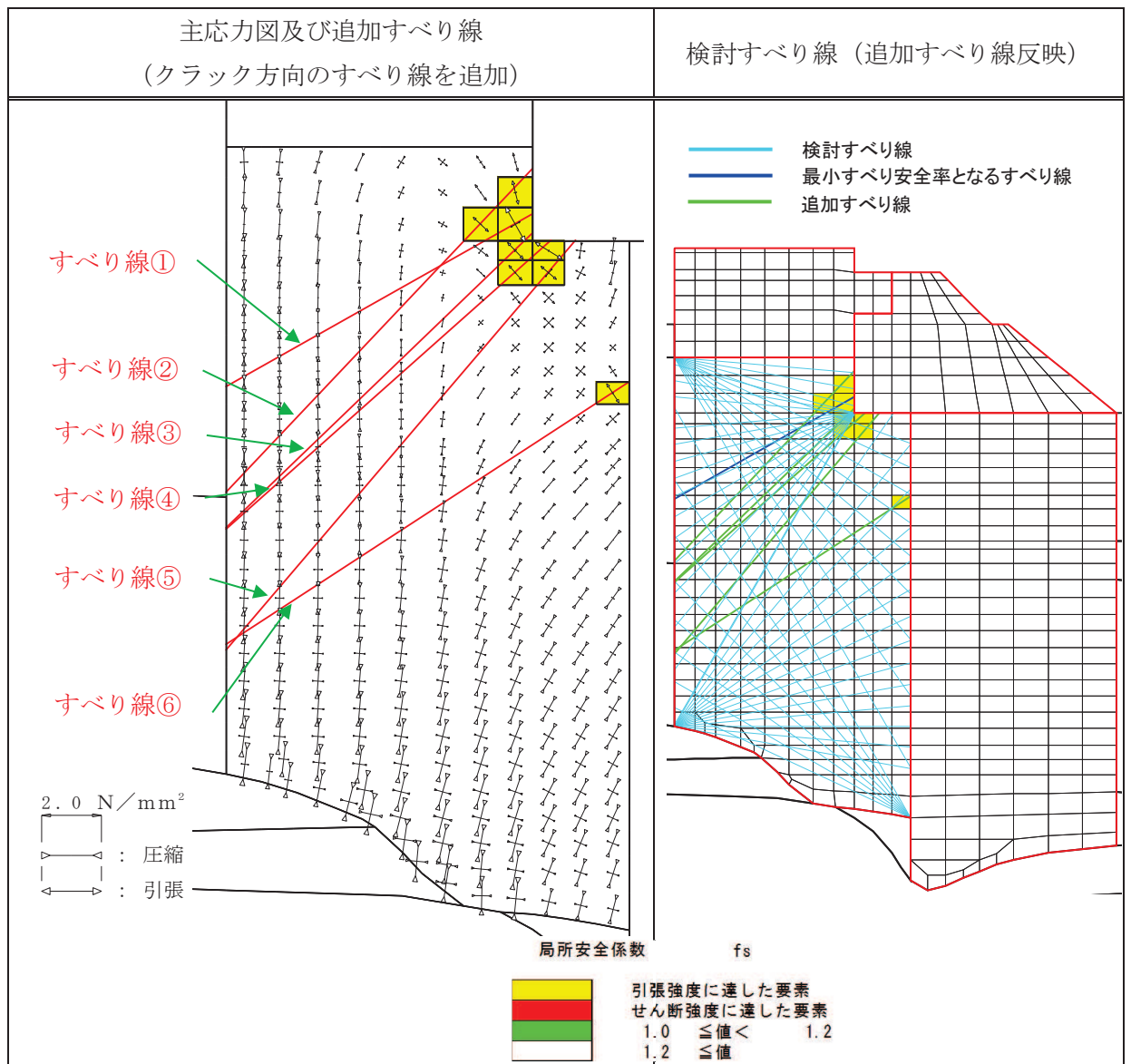


図 4.1-9(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面②)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + σ)

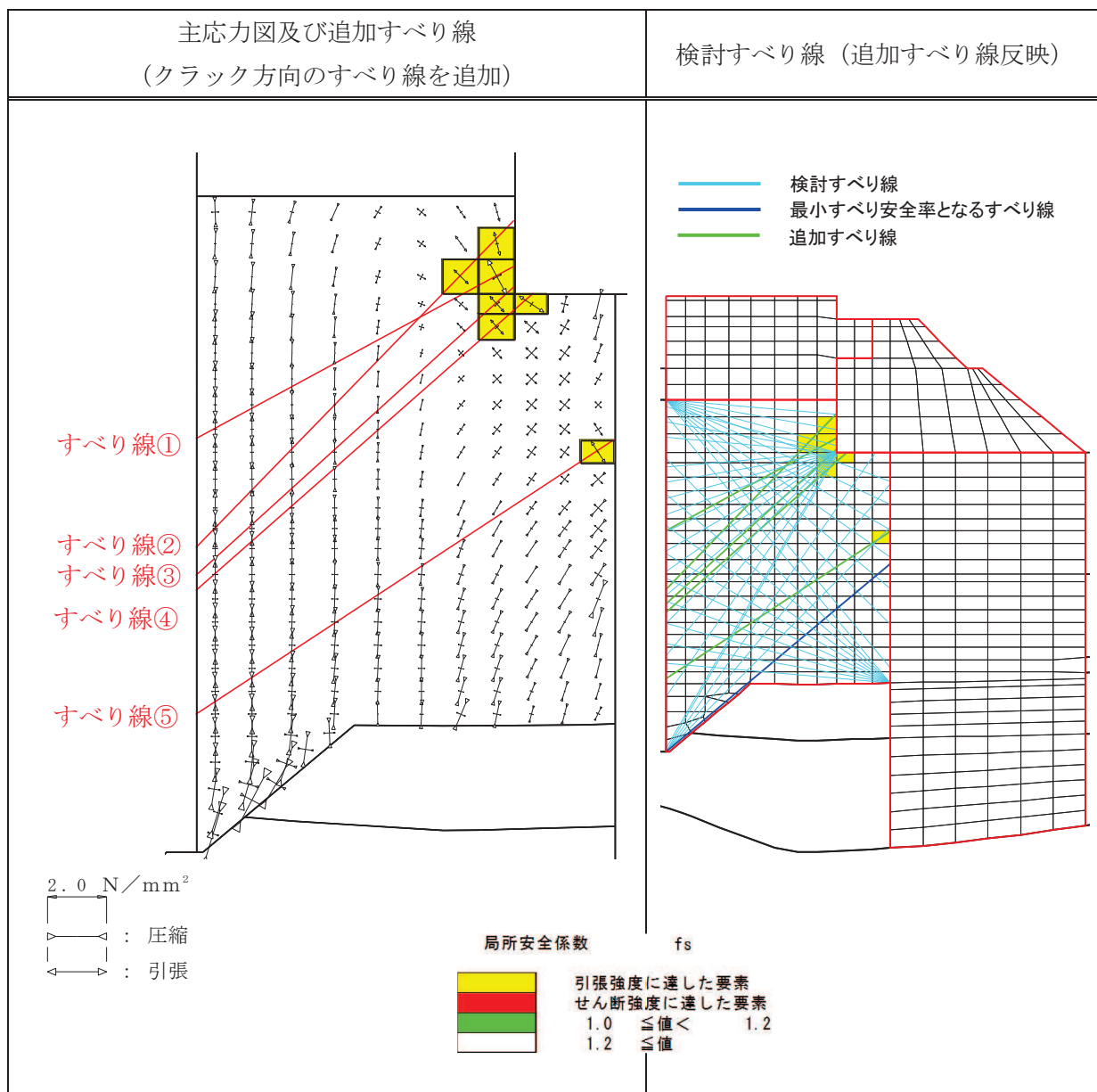


図 4.1-9(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面③)
解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + σ)

表 4.1-44 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり安全率	(参考) 追加すべり線を除く最小すべり安全率
断面①	すべり線④	4.8	3.9
断面②	すべり線①	4.9	4.9
断面③	すべり線④	4.2	2.8

c. まとめ

a. 及びb. の検討により，改良地盤に局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

4.1.7 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.1-45 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-45(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	42.1
② (+1 σ)	40.7
③ (-1 σ)	43.9

表 4.1-45(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	42.7
② (+1 σ)	41.3
③ (-1 σ)	44.1

表 4.1-45(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	40.0
② (+1 σ)	38.6
③ (-1 σ)	42.2

表 4.1-45(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	10.2
② (+1 σ)	10.0
③ (-1 σ)	10.4

4.1.8 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.1-46 及び表 4.1-47 に、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.1-10 に示す。

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-46 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(A 区間：構造境界部（一般部のうち突出長変化部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	5.7	71.4	77.1	350
軸方向	12.3*	0	12.3	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(B 区間：構造境界部（一般部のうち背面補強工間），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	31.5	93.5	125.0	350
軸方向	22.2*	0	22.2	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(C 区間：構造境界部（一般部と岩盤部の境界），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	31.5	93.5	125.0	350
軸方向	14.1*	0	14.1	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(D 区間：構造境界部（岩盤部のうち背面補強工間），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	0.3	59.5	59.8	350
軸方向	2.0*	0	2.0	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(E 区間：構造境界部（岩盤部のうち背面補強工端部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	0.1	66.6	66.7	350
軸方向	6.7*	0	6.7	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(F 区間：構造境界部（岩盤部のうち突出長変化部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	0.1	66.6	66.7	350
軸方向	52.6*	0	52.6	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-47 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	③	1.2	21.4	22.6	30
軸方向	—*	1.6*	0	1.6	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-47 (2) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(I 区間：構造同一部（岩盤部のうち突出杭長同一部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	③	0.1	21.7	21.8	30
軸方向	—*	1.2*	0	1.2	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-47 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

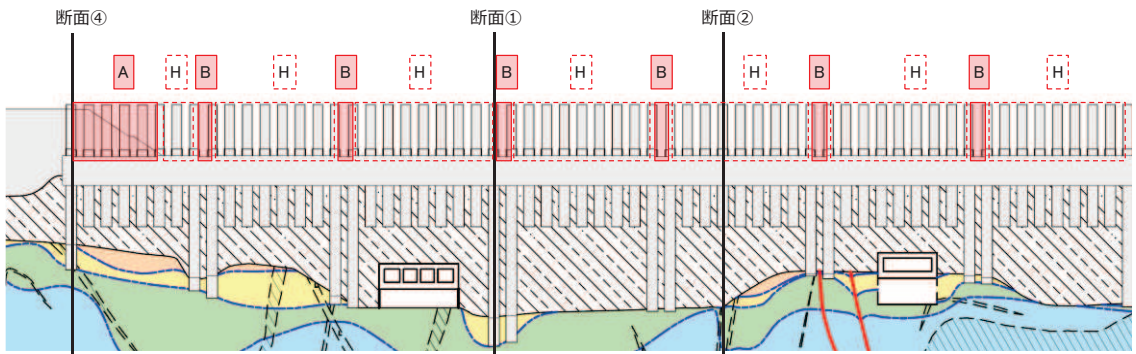
(J 区間：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	③	0.1	19.4	19.5	30
軸方向	—*	1.0*	0	1.0	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

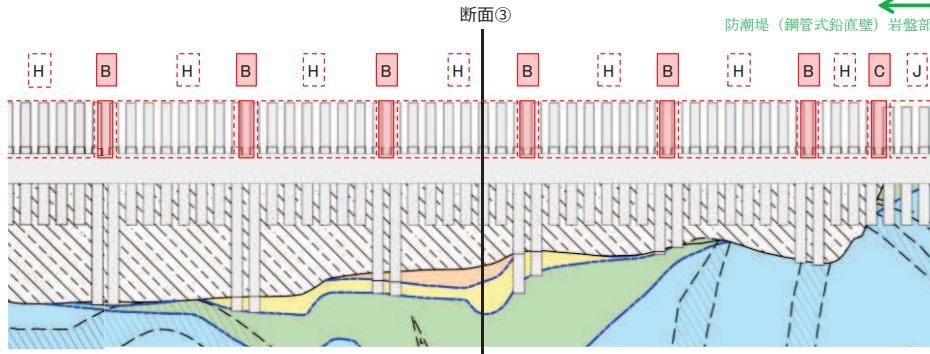
北
防潮堤（盛土堤防）

防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部



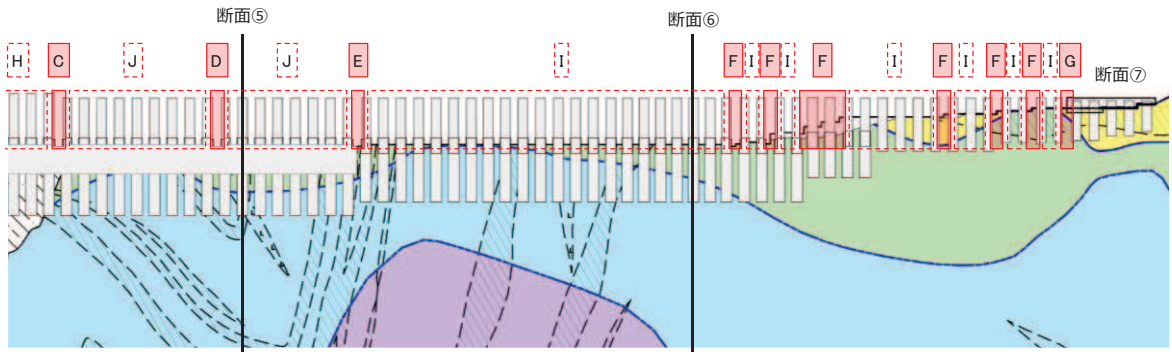
防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部



防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部



記号（区間）		評価対象断面	止水ジョイント部材
構造境界部	A（一般部のうち突出長変化部）	断面①，断面②，断面③	ゴムジョイント
	B（一般部のうち背面補強工間）	断面①，断面②，断面③	ゴムジョイント
	C（一般部と岩盤部の境界）	断面①，断面②，断面③，断面⑤	ゴムジョイント
	D（岩盤部のうち背面補強工間）	断面⑤	ゴムジョイント
	E（岩盤部のうち背面補強工端部）	断面⑤，断面⑥	ゴムジョイント
	F（岩盤部のうち突出長変化部）	断面⑥	ゴムジョイント
	G（岩盤部のうちRC壁との境界）	断面⑥，断面⑦	ゴムジョイント
構造同一部	H（一般部のうち背面補強工内）	断面①，断面②，断面③	ウレタンシリコーン目地
	I（岩盤部のうち突出長同一部）	断面⑥	ウレタンシリコーン目地
	J（岩盤部のうち背面補強工内）	断面⑤	ウレタンシリコーン目地

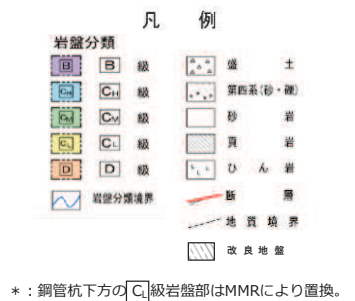


図 4.1-10 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

4.2 重畳時

4.2.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」,「最大せん断ひずみ分布」,「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお,断面力分布について,鋼管杭は杭1本あたり,RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

a. 断面①

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.2-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.69		
	-+	0.76	0.76	0.71
	+-	0.73		
	--	0.67		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.2-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.44		
	-+	0.48	0.48	0.45
	+-	0.47		
	--	0.43		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-3 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.2		
	-+	11.0	11.0	11.9
	+-	11.6		
	--	12.3		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.4		
	-+	15.1	14.1	15.6
	+-	13.7		
	--	13.8		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	2.6		
	-+	2.6	2.5	2.9
	+-	2.4		
	--	2.7		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	42.4		
	-+	48.2	56.7	52.2
	+-	44.5		
	--	43.1		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-7 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-7 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面①, 鋼管杭)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.22		
	-+	0.24	0.22	0.27
	+-	0.22		
	--	0.23		

ロ 背面補強工

表 4.2-8 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-8 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.23		
	-+	0.25	0.25	0.25
	+-	0.23		
	--	0.25		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-9 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-9 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.16	0.15
	+-	0.16		
	--	0.18		

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-10 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.75	0.76	0.73
	-+	0.75		
	+-	0.74		
	--	0.73		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-11 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-11 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.48	0.48	0.46
	-+	0.48		
	+-	0.47		
	--	0.47		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-12 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-12 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	11.4	11.3	11.6
	-+	10.9		
	+-	11.2		
	--	11.2		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-13 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-13 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.1	13.5	12.6
	-+	14.5		
	+-	12.8		
	--	14.2		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-14 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-14 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	3.0	2.9	3.0
	-+	3.0		
	+-	2.8		
	--	2.9		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-15 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-15 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	29.5	46.4	15.1
	-+	36.2		
	+-	38.5		
	--	30.1		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-16 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-16 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.09	0.09	0.10
	-+	0.10		
	+-	0.09		
	--	0.09		

ロ 背面補強工

表 4.2-17 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-17 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25	0.25	0.25
	-+	0.28		
	+-	0.25		
	--	0.28		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-18 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-18 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15	0.14	0.15
	-+	0.13		
	+-	0.14		
	--	0.14		

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.71		
	-+	0.75	0.76	0.75
	+-	0.73		
	--	0.75		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.45		
	-+	0.48	0.48	0.48
	+-	0.47		
	--	0.48		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	11.6		
	-+	10.8	10.9	10.9
	+-	11.3		
	--	10.9		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.6		
	-+	12.2	12.2	12.5
	+-	12.0		
	--	12.6		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	2.9		
	-+	2.8	2.7	3.3
	+-	2.8		
	--	3.0		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	60.5		
	-+	32.2	38.3	22.0
	+-	46.3		
	--	39.9		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-25 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-25 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.14		
	-+	0.15	0.13	0.18
	+-	0.14		
	--	0.15		

ロ 背面補強工

表 4.2-26 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-26 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25		
	-+	0.25	0.25	0.25
	+-	0.23		
	--	0.28		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-27 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-27 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，置換コンクリート）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.14	0.15
	+-	0.15		
	--	0.15		

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25		
	-+	0.25		
	+-	0.25		
	--	0.25	0.21	0.32

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.07		
	-+	0.08		
	+ -	0.07		
	--	0.08	0.06	0.09

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-30 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-30 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	15.2		
	-+	13.8		
	+ -	14.8		
	--	14.3	14.6	14.1

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-31 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-31 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.2		
	-+	12.9		
	+ -	12.6		
	--	12.6	12.7	12.4

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-32 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-32 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	4.4		
	-+	4.1		
	+-	4.4		
	--	4.2	4.2	4.1

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-33 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-33 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	7.5		
	-+	7.5		
	+-	7.5		
	--	7.0	7.6	6.9

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-34 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-34 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.22		
	-+	0.21		
	+-	0.21		
	--	0.22	0.18	0.27

ロ 背面補強工

表 4.2-35 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-35 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.28		
	-+	0.28		
	+ -	0.28		
	--	0.30	0.30	0.28

ハ 置換コンクリート

表 4. 2-36 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-36 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，置換コンクリート）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.20		
	-+	0.19		
	+ -	0.20		
	--	0.20	0.19	0.20

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4. 2-37 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.61	0.61	0.60
	-+	0.58		
	+ -	0.59		
	--	0.57		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 2-38 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-38 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.45	0.45	0.44
	-+	0.42		
	+-	0.43		
	--	0.42		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-39 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-39 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.8	12.8	12.8
	-+	13.3		
	+-	13.0		
	--	13.1		

(d) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-40 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-40 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		

ロ 背面補強工

表 4.2-41 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-41 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.06	0.06	0.06
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		

f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-42 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.64	0.64	0.65
	-+	0.60		
	+-	0.62		
	--	0.61		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-43 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-43 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.38	0.39	0.36
	-+	0.36		
	+-	0.36		
	--	0.36		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-44 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-44 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑥，鋼管杭）

地震動		解析ケース	基礎地盤の支持性能に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.04	0.04	0.04
	-+		0.04		
	+ -		0.04		
	--		0.04		

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.2-45 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-46 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-45 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高	板厚*2 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)	
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭 0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
D			短杭 断面⑤ 0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥ 0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	SKK490 (t=25mm)	長杭 0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸	
		短杭 断面⑤ 0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m				
		断面⑥ 0. P. +8. 0m ～ +5. 5m				

注記 *1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-46(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	45243	1277	288	382	0.76

表 4.2-46(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	45234	1095	288	382	0.76

表 4.2-46(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	45437	828	288	382	0.76

表 4.2-46(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	S d - D 2 (--)	③	1153	14401	88	277	0.32

表 4.2-46(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	35887	1335	230	382	0.61

表 4.2-46(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	③	38764	1260	248	382	0.65

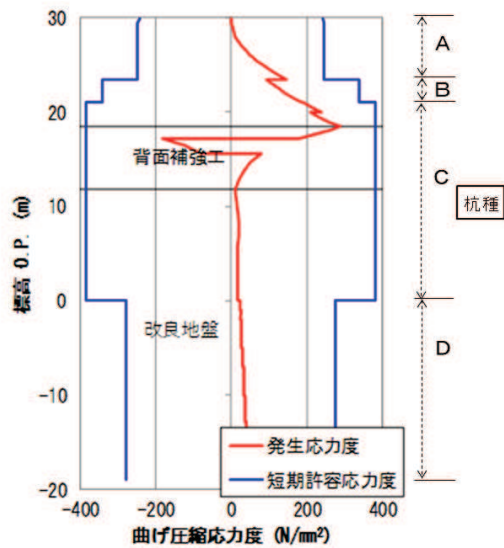
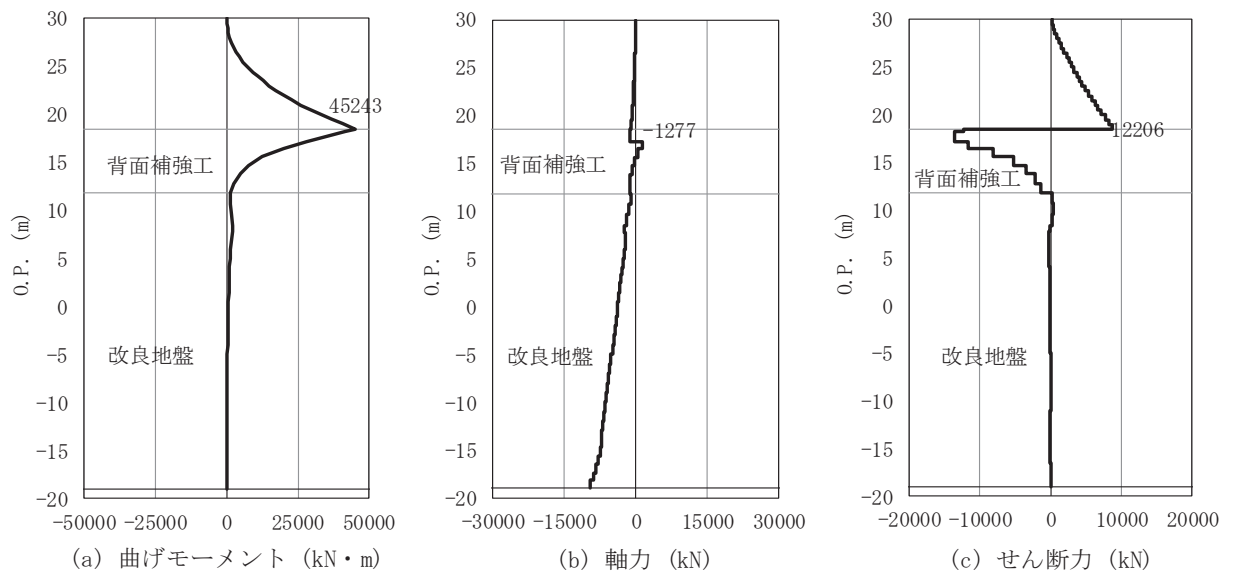


図 4.2-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面①, S d-D 2 (-+), t=17.47s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1 σ)

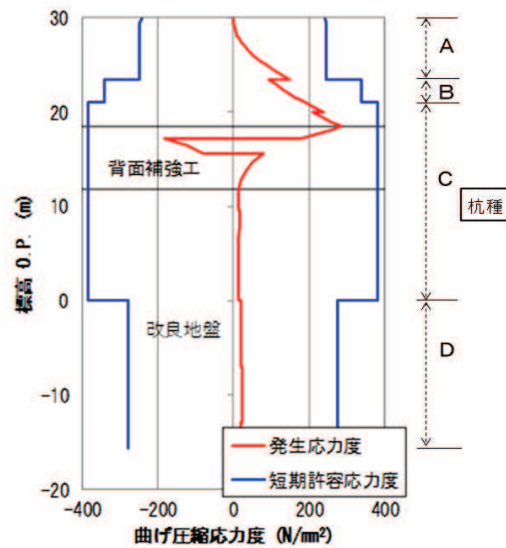
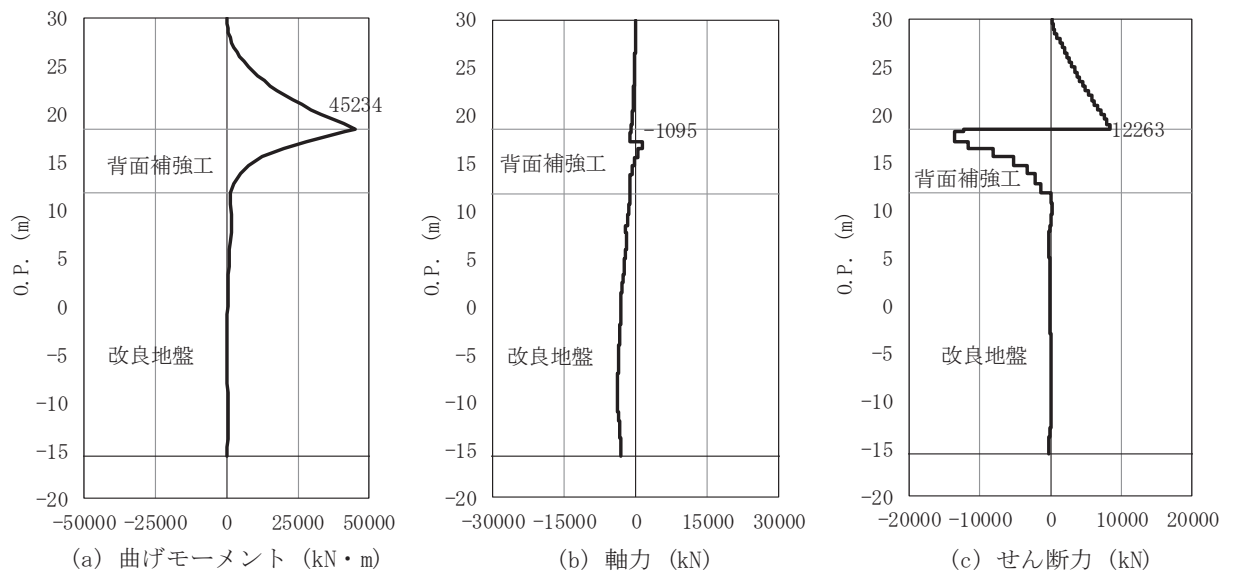


図 4.2-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面②, S d-D 2 (++) , t=6.93s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

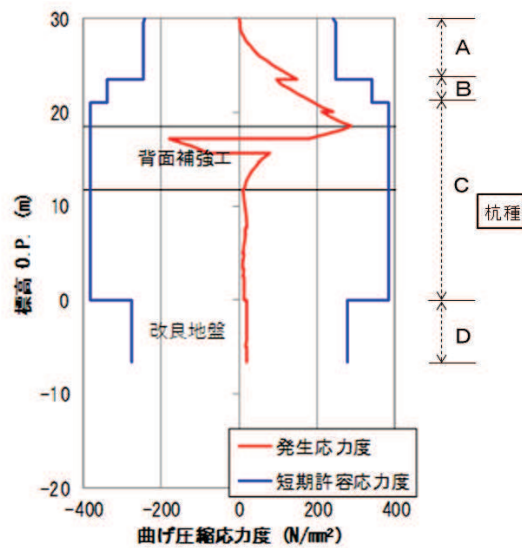
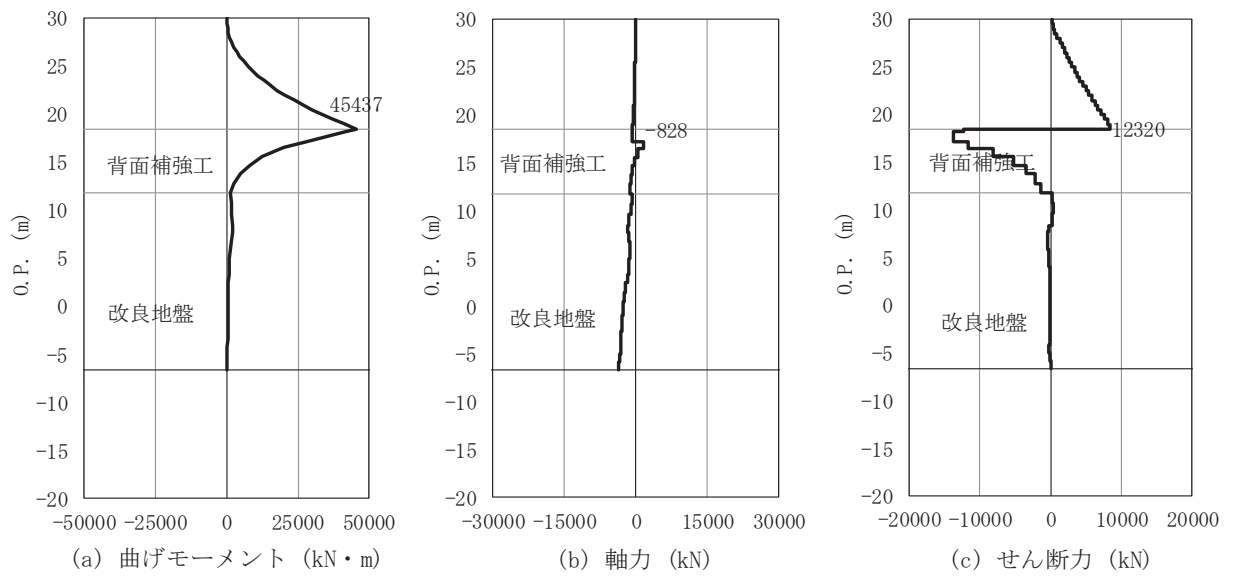


図 4.2-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面③, S d - D 2 (-+), t=16.37s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

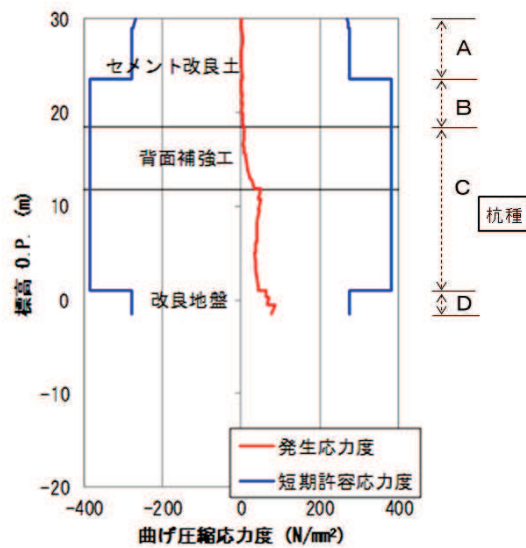
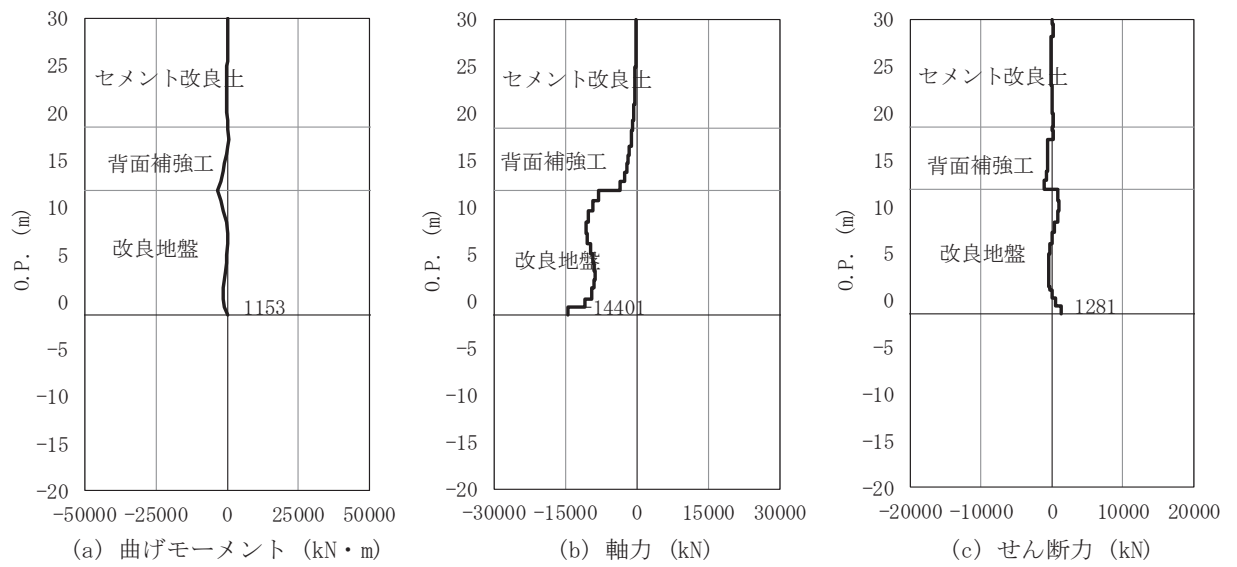


図 4.2-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面④, S d-D 2 (---), t=13.58s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)

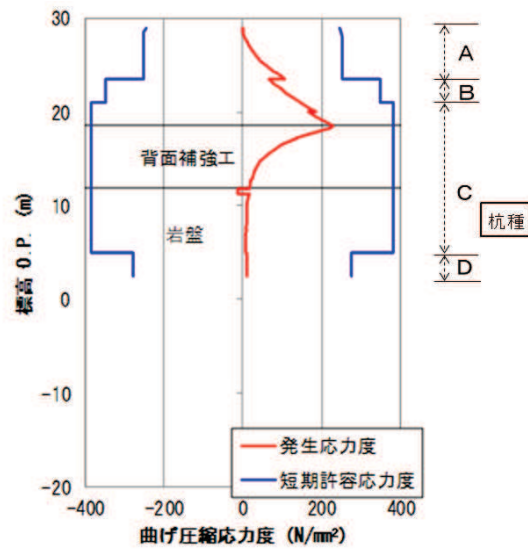
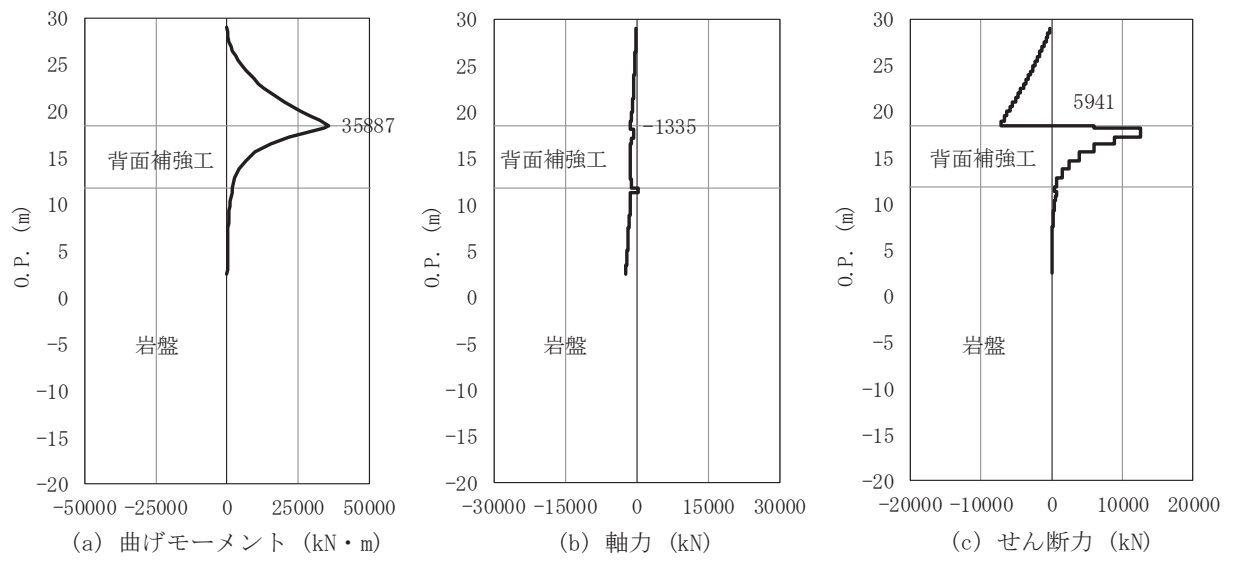


図 4.2-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

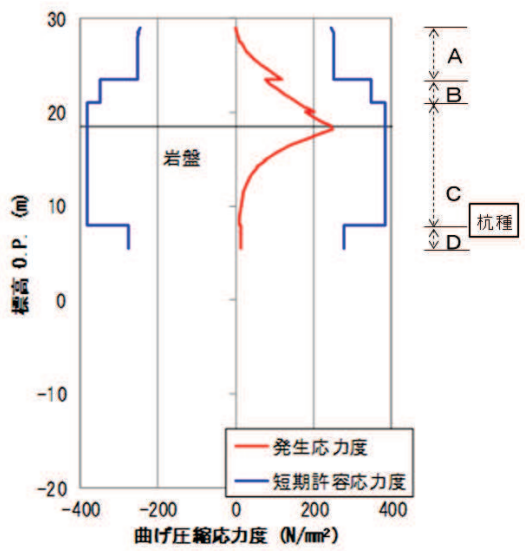
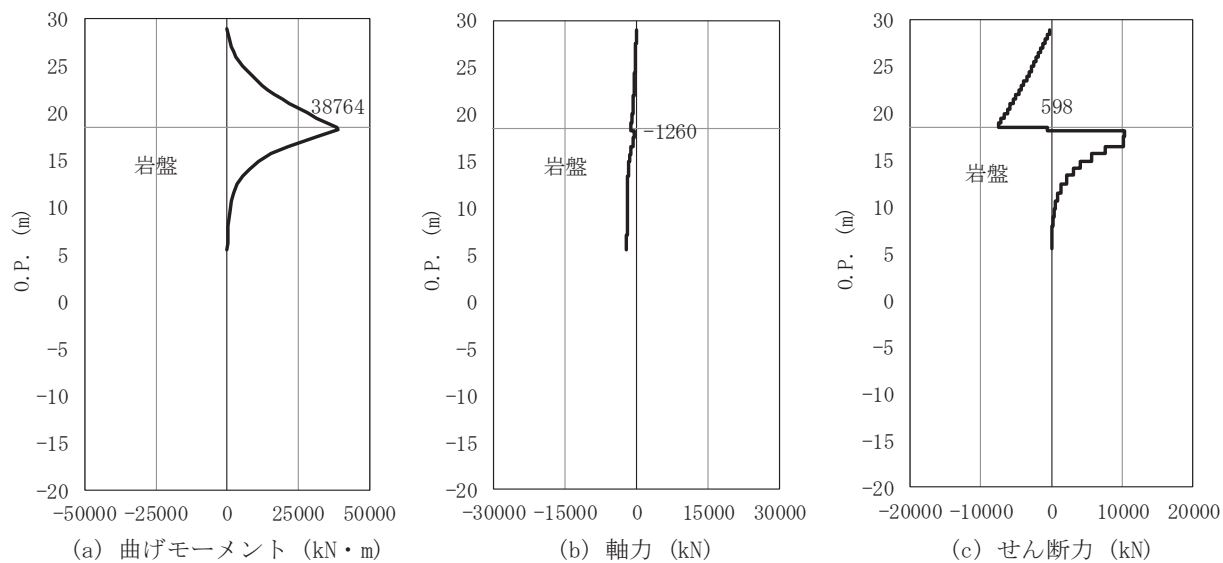


図 4.2-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.86s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 断面力分布（鋼管杭のせん断破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.2-45 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-47 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-47(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	13606	104	217	0.48

表 4.2-47(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	13590	104	217	0.48

表 4.2-47(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面③）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	13661	104	217	0.48

表 4.2-47(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面④）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
D	S d - D 2 (--)	③	1281	14	157	0.09

表 4.2-47 (5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	12549	96	217	0.45

表 4.2-47 (6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	10910	83	217	0.39

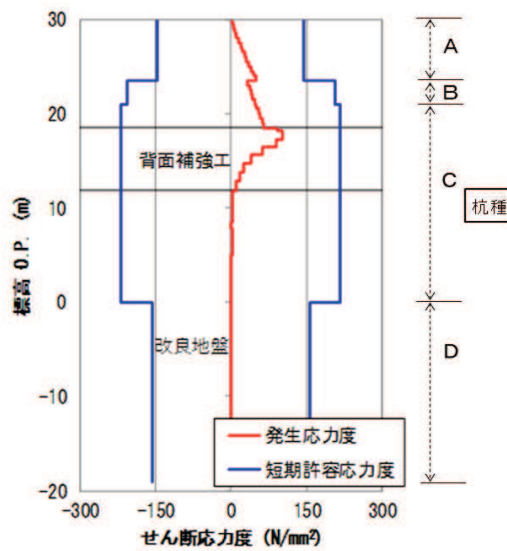
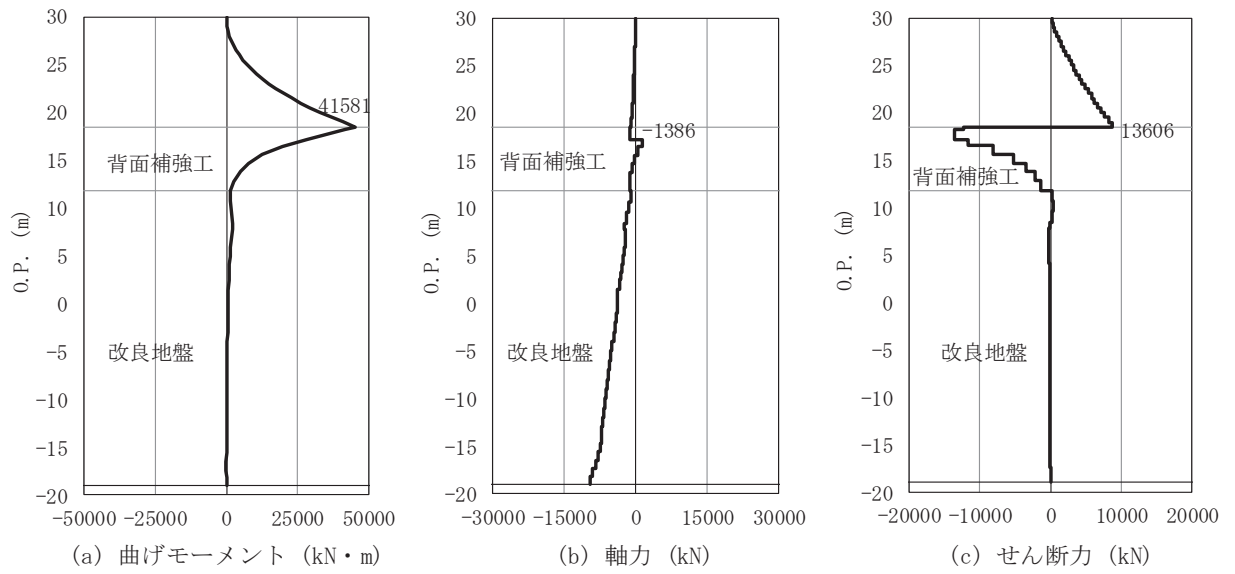


図 4.2-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面①, S d-D 2 (-+), t=17.47s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

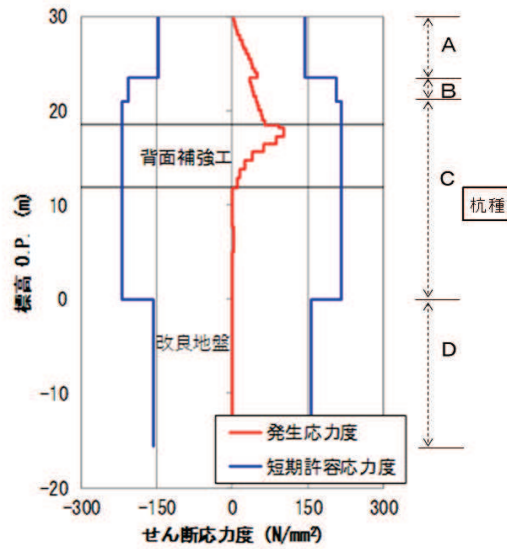
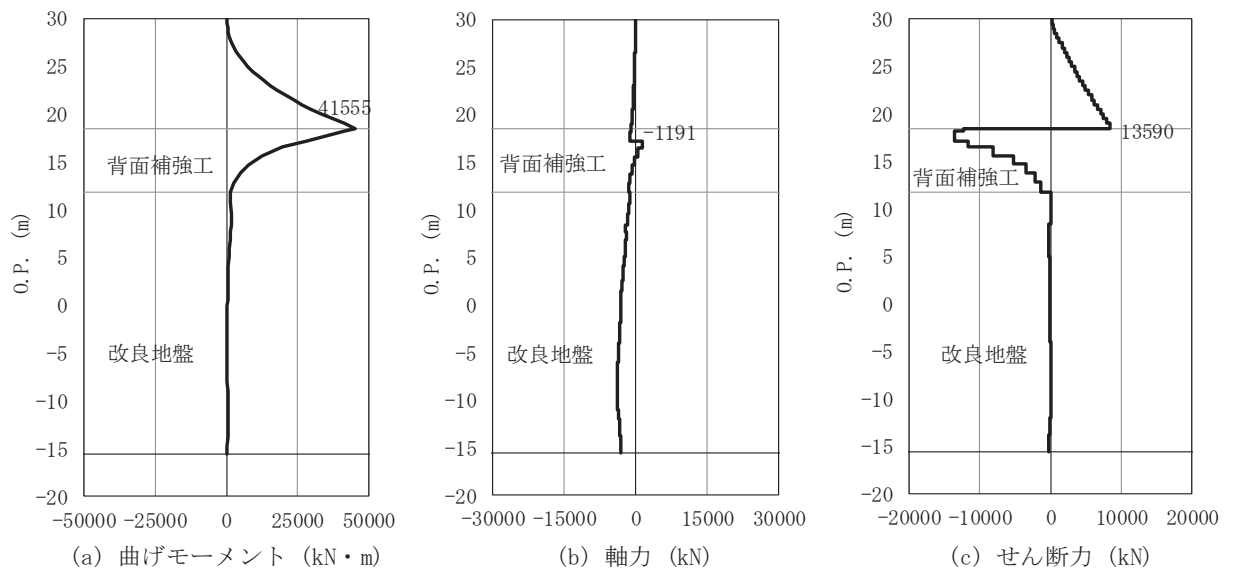


図 4.2-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面②, S d-D 2 (++) , t=6.93s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

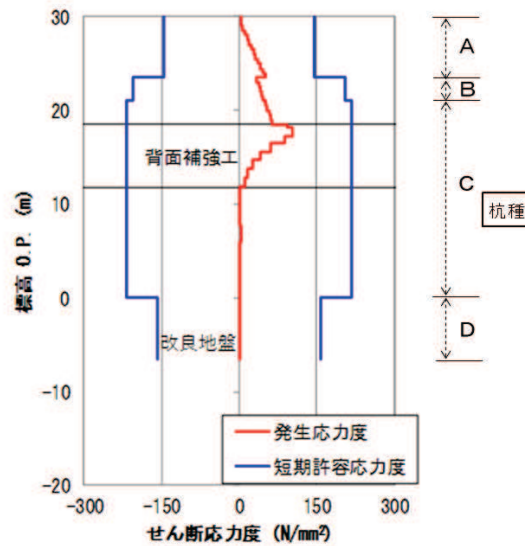
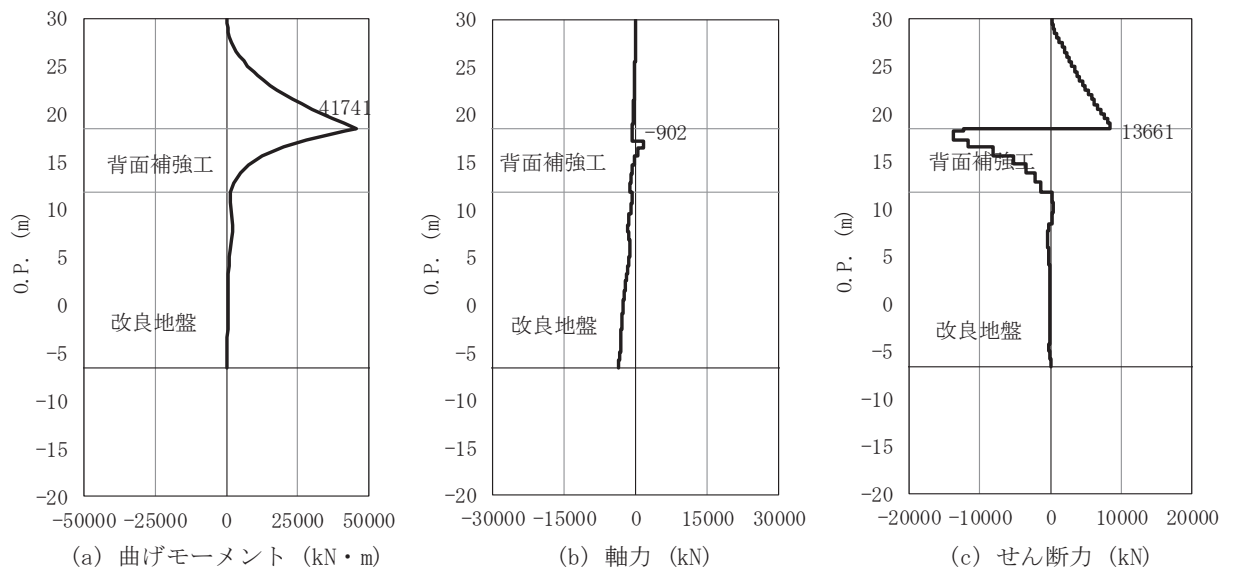


図 4.2-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.37s)

解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

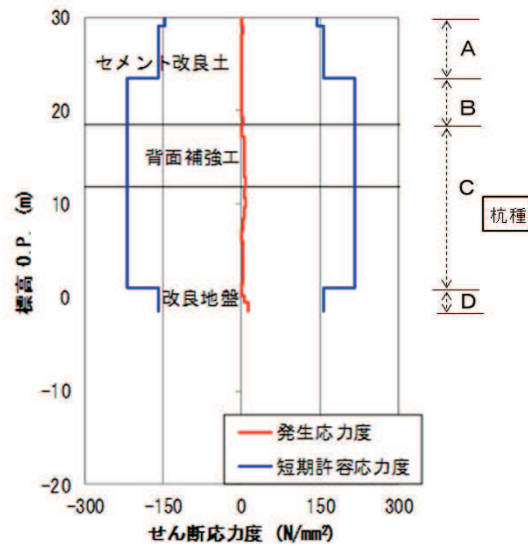
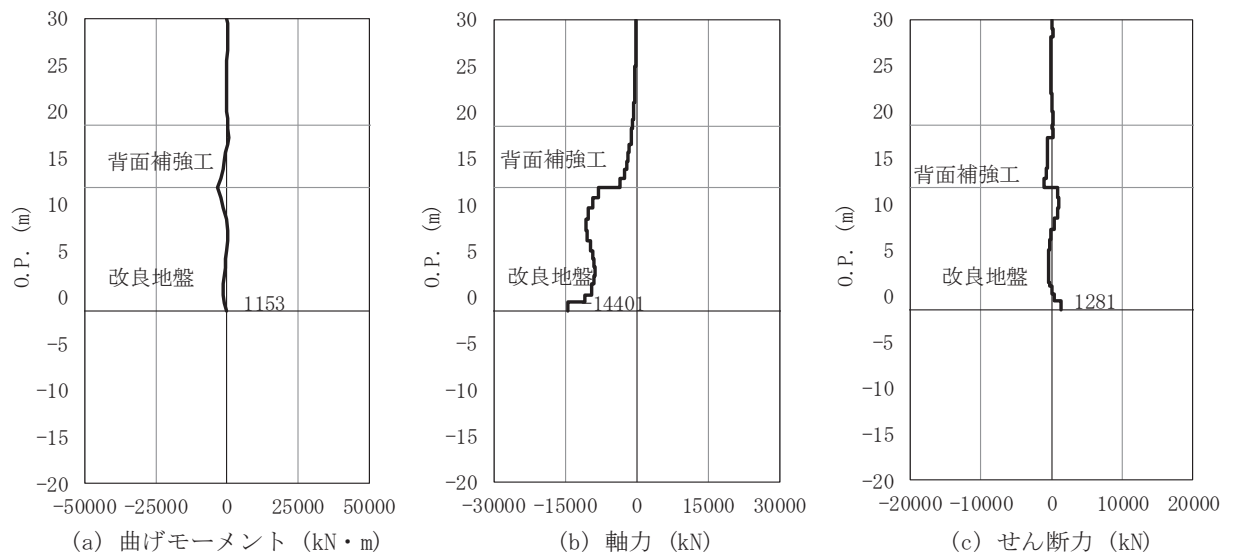


図 4.2-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面④, S d-D 2 (---), t=13.58s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)

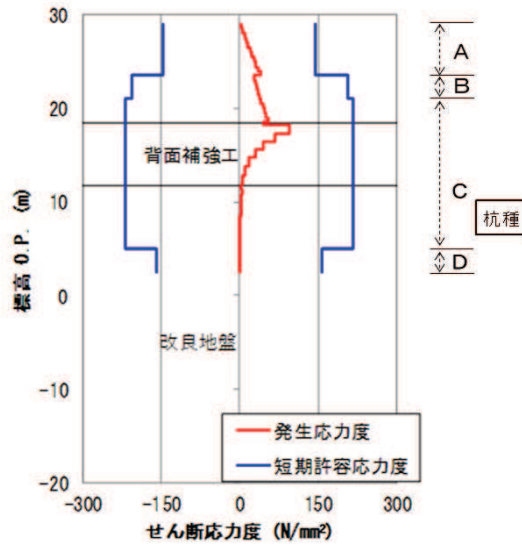
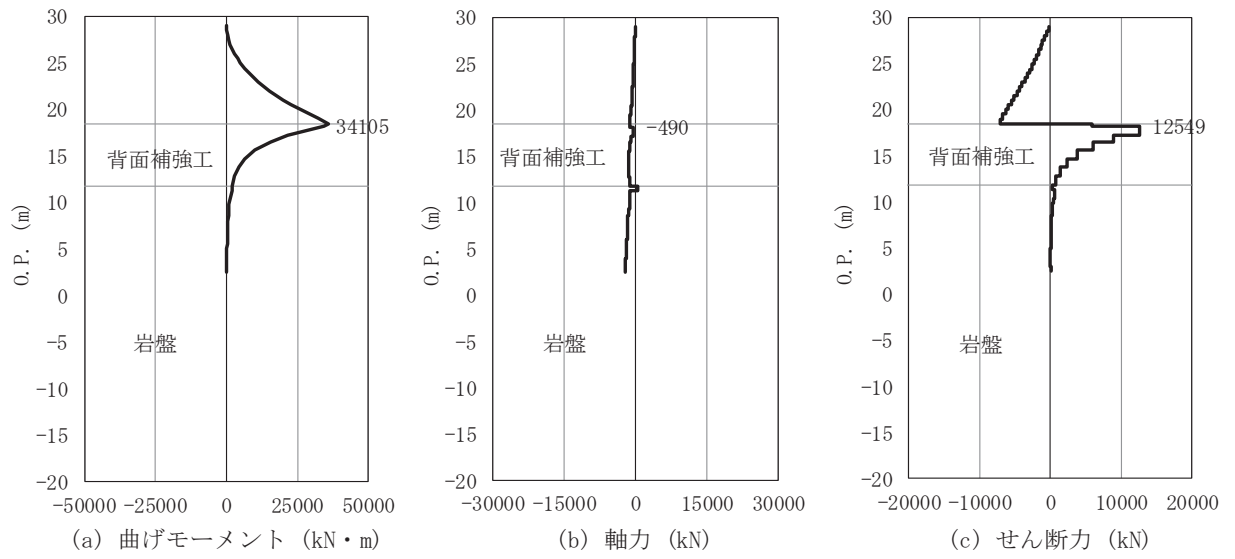


図 4.2-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

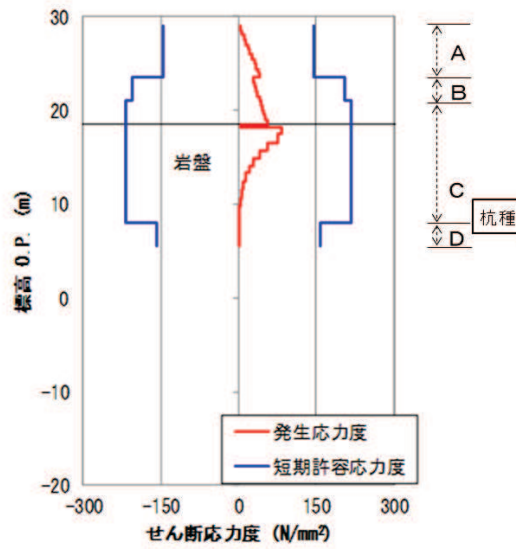
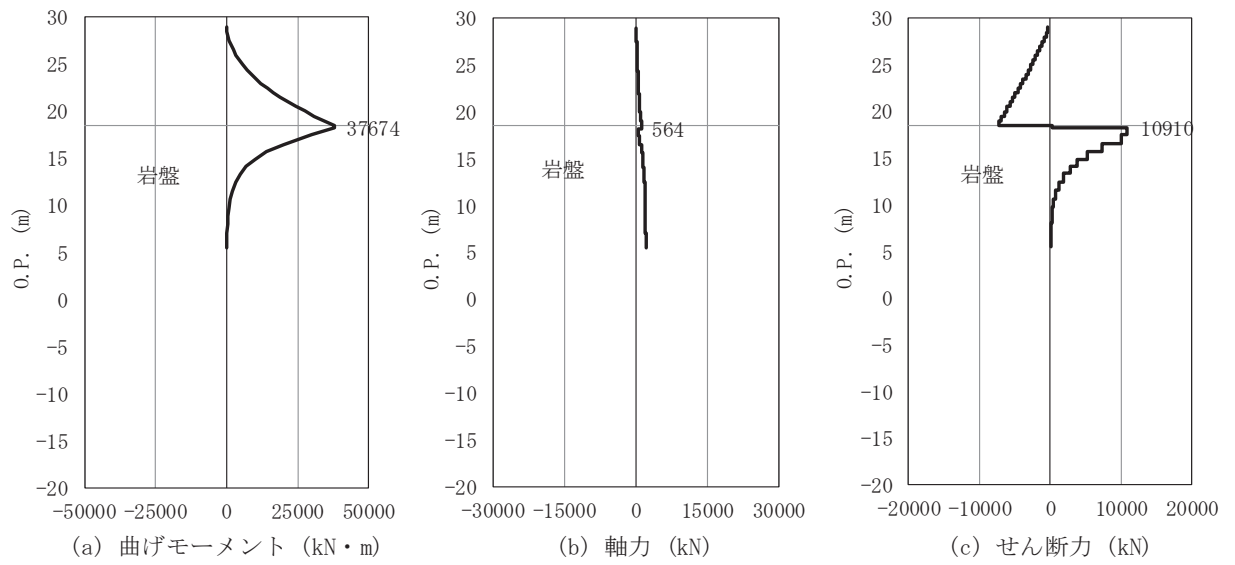


図 4.2-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(4) 局所安全係数分布（背面補強工）

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-48 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-3 に示す。

表 4.2-48(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	②	17.47	11.0

表 4.2-48(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	25.26	10.9

表 4.2-48(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.58	10.8

表 4.2-48(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.54	13.8

表 4.2-48(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (++)	②	6.85	12.8

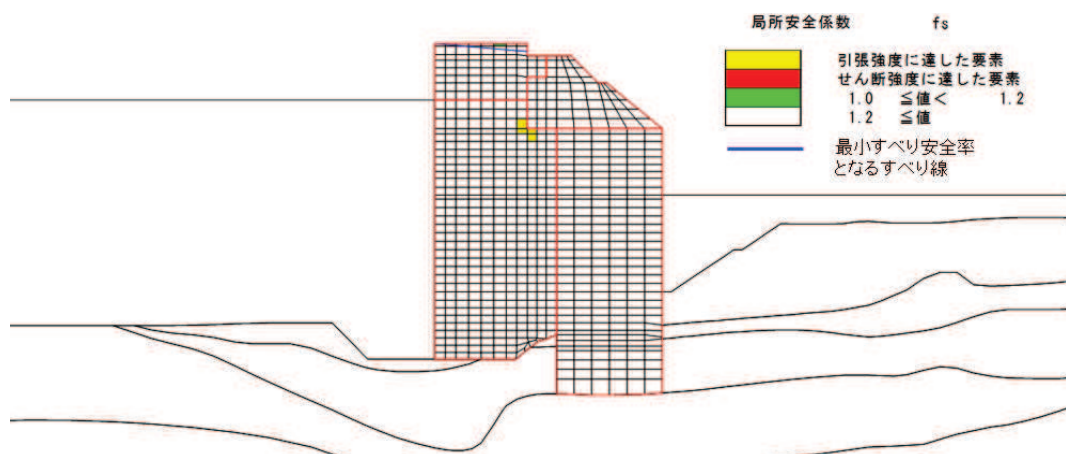


図 4.2-3(1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
（断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

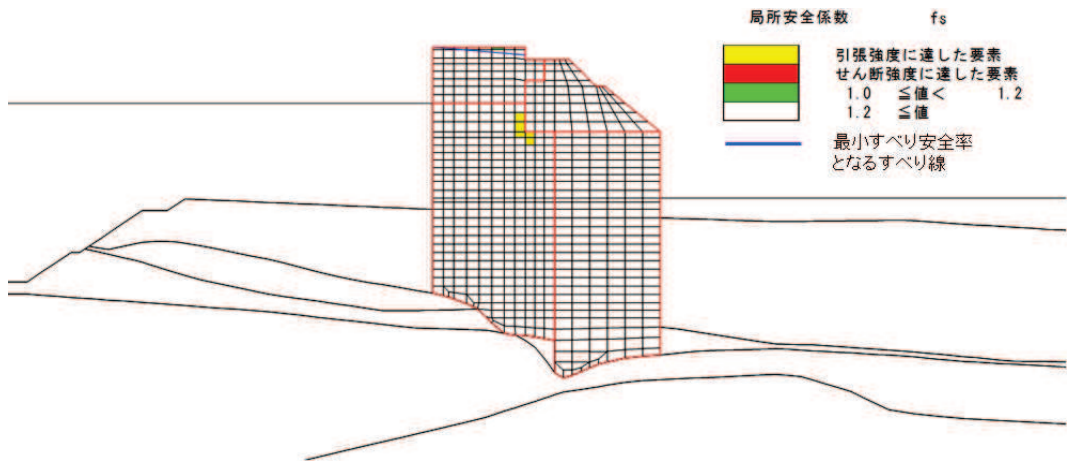


図 4.2-3(2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, S d-D 2 (-+), $t=25.26s$)
 解析ケース①: 基本ケース

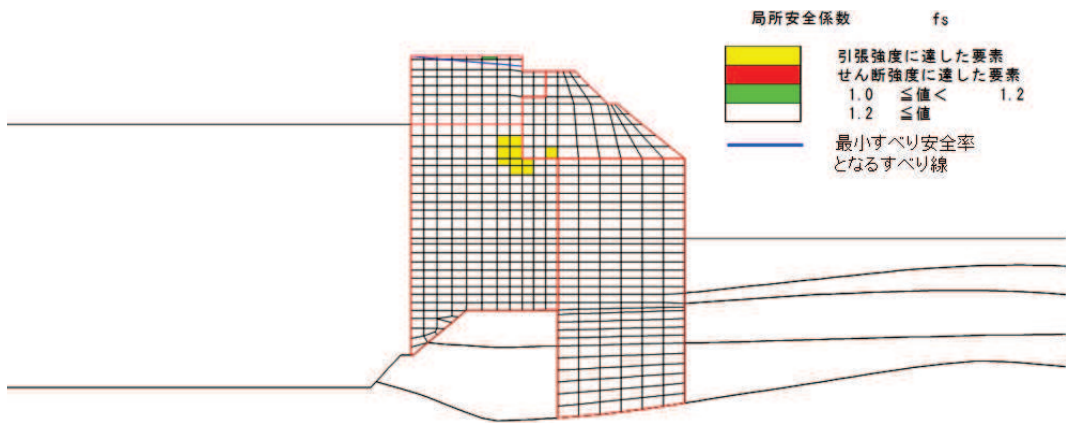


図 4.2-3(3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d-D 2 (-+), $t=13.58s$)
 解析ケース①: 基本ケース

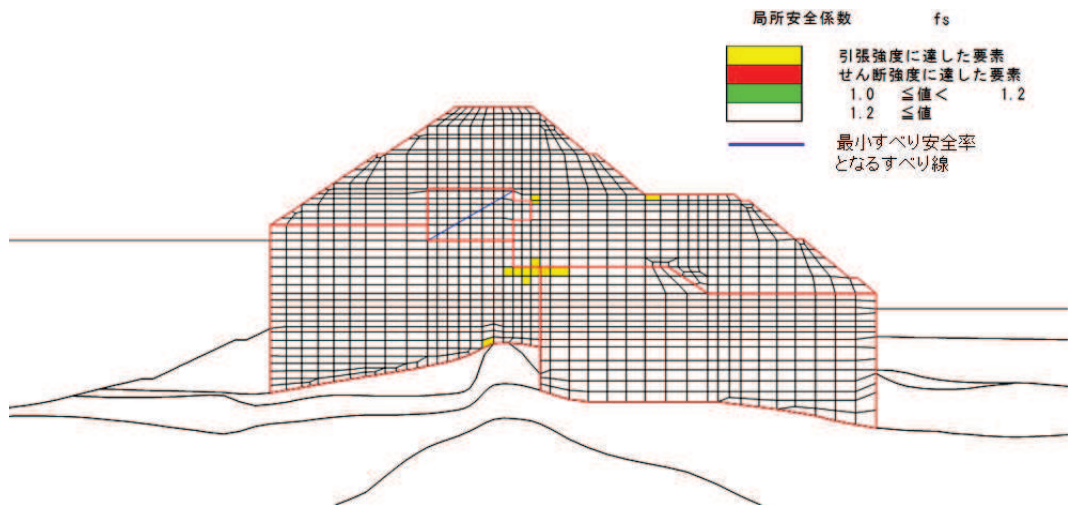


図 4.2-3(4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- +), t=13.54s)

解析ケース①：基本ケース

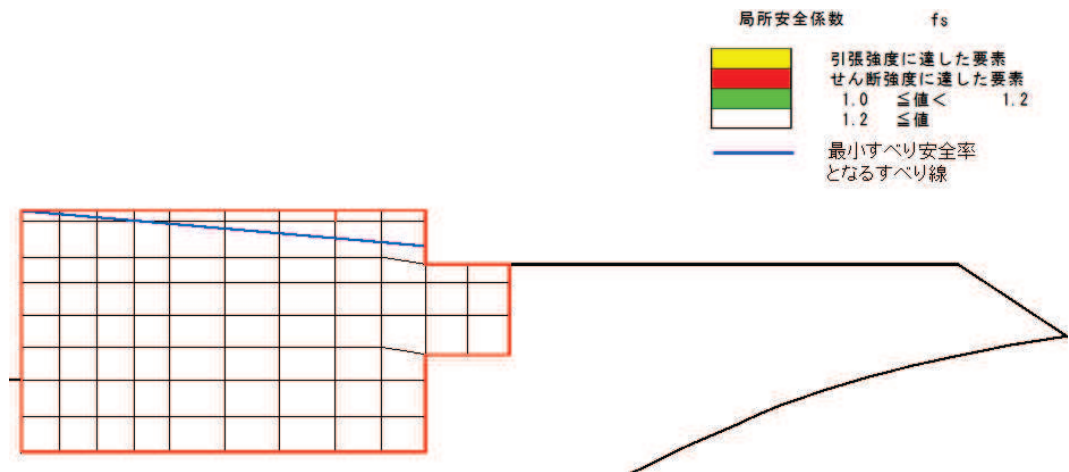


図 4.2-3(5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面⑤, S d - D 2 (+ +), t=6.85s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(5) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-49 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-4 に示す。

表 4.2-49(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+ +)	①	12.92	13.4

表 4.2-49(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (++)	③	12.92	12.6

表 4.2-49(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.48	12.0

表 4.2-49(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (--)	③	13.55	12.4

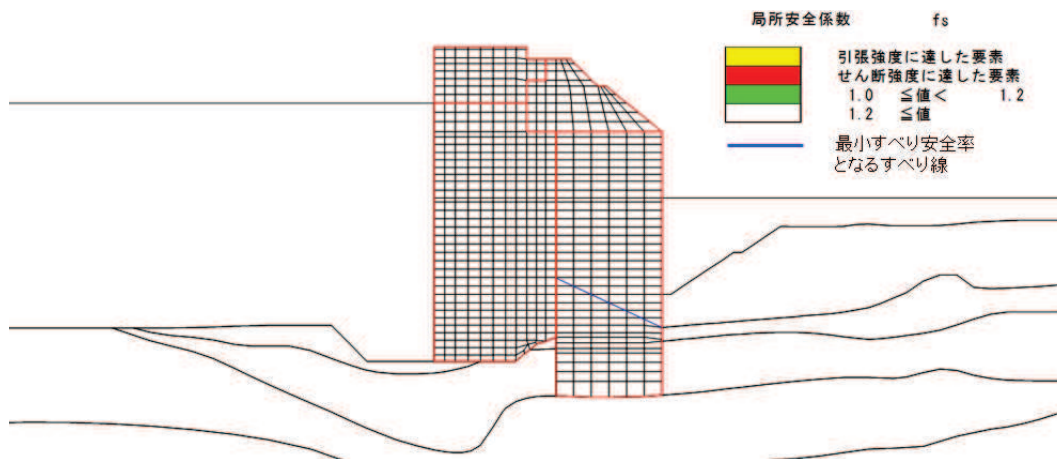


図 4.2-4(1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (++) , t=12.92s)
解析ケース①: 基本ケース

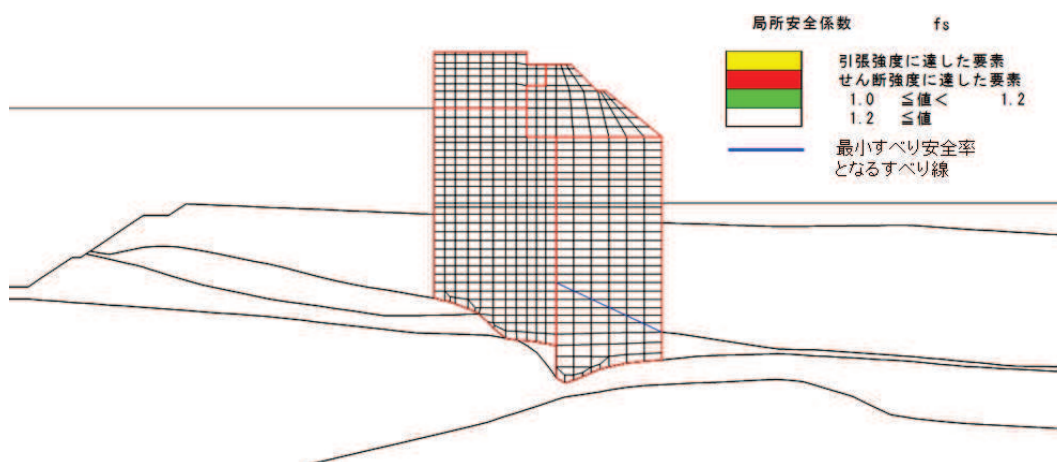


図 4.2-4(2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面②, S d - D 2 (++) , t=12.92s)
解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

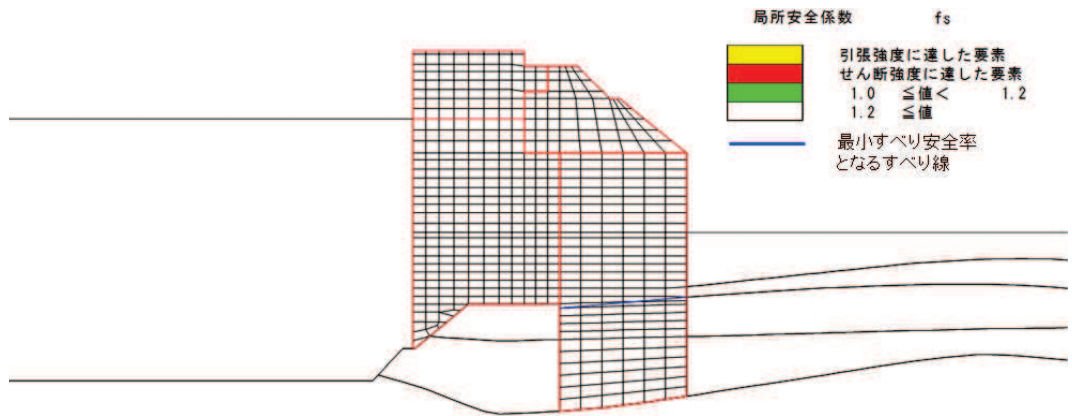


図 4.2-4(3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S d - D 2 (+ -), $t=25.48s$)

解析ケース①：基本ケース

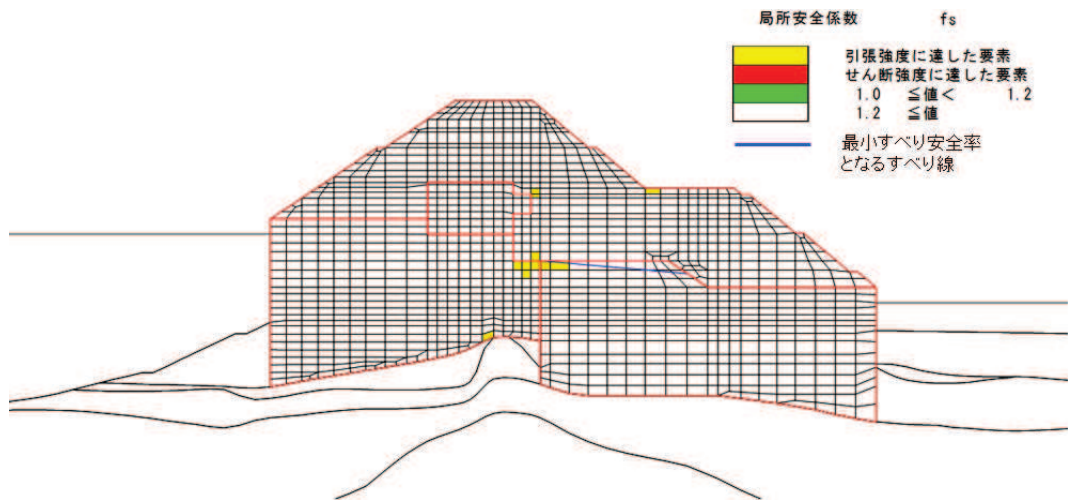


図 4.2-4(4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面④)
(解析ケース③, S d - D 2 (- -), $t=13.55s$)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(6) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-50 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-5 に示す。

表 4.2-50(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.50	2.4
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.50	2.4

表 4.2-50(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.49	2.8
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.49	2.8

表 4.2-50(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	②	12.92	2.7
S d - D 2 (-+)	① (平均値 - 1 σ 強度)	12.93	2.8

表 4.2-50(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.55	4.1
S d - D 2 (-+)	① (平均値 - 1 σ 強度)	13.55	4.0

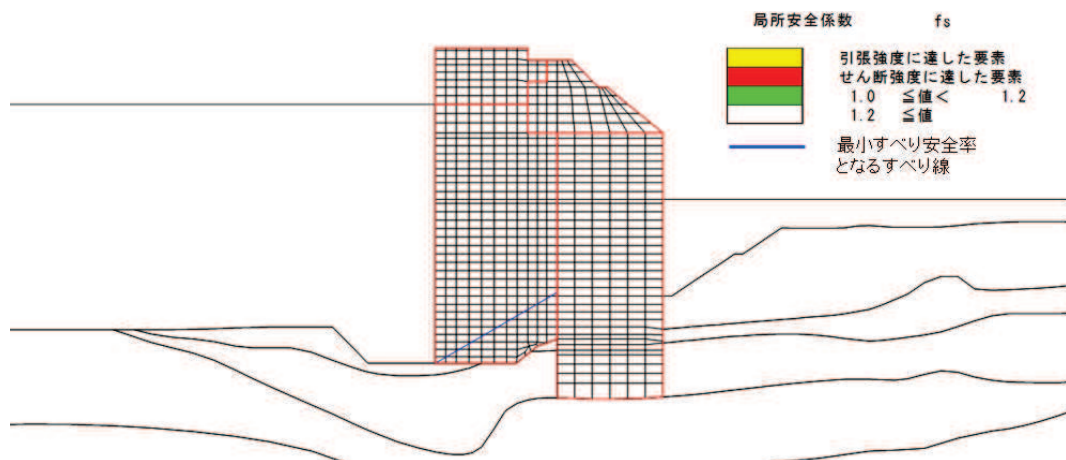


図 4.2-5(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (+-), t=25.50s)

解析ケース①: 基本ケース

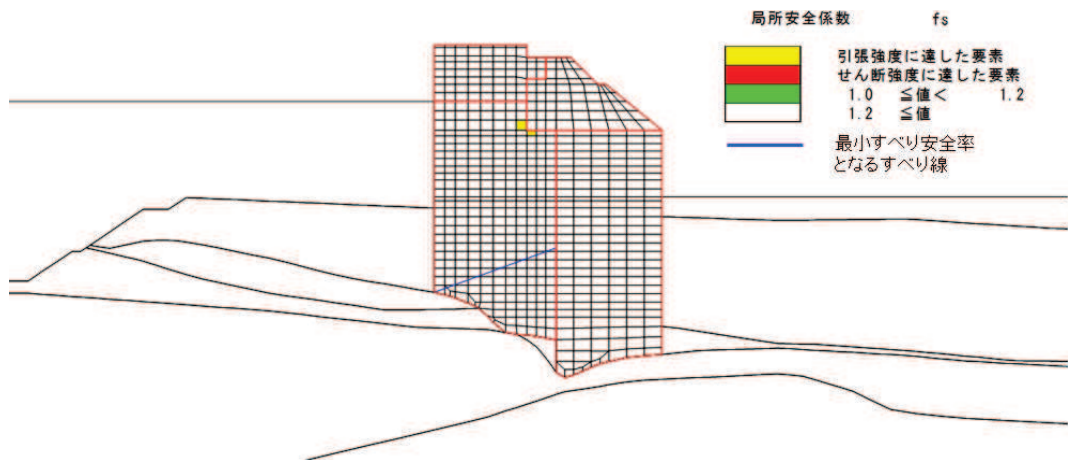


図 4.2-5(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, S d - D 2 (+), t=25.49s)
 解析ケース①: 基本ケース

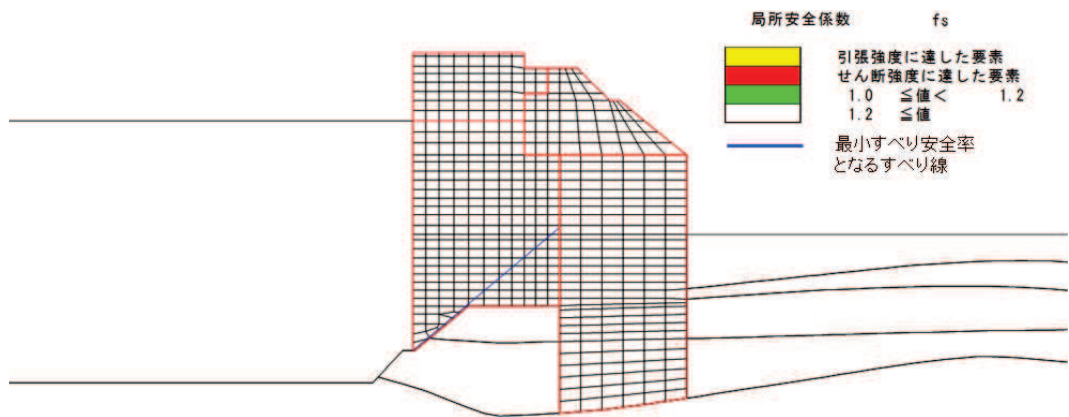


図 4.2-5(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (-), t=12.92s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

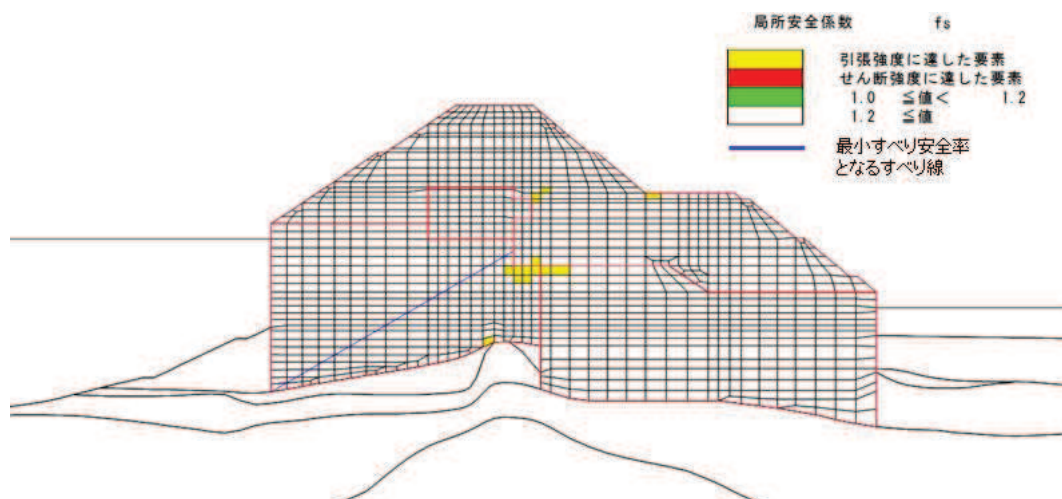


図 4.2-5(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- +), t=13.55s)

解析ケース①：基本ケース

(7) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-51 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-6 に示す。

表 4.2-51(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+ +)	①	25.27	42.4
S d - D 2 (+ +)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.27	41.0

表 4.2-51(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+ +)	③	25.27	15.1
S d - D 2 (+ +)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.25	28.6

表 4.2-51(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (- +)	③	13.46	22.0
S d - D 2 (- +)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.53	31.1

表 4.2-51(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (- -)	③	25.50	6.9
S d - D 2 (- -)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.49	6.8

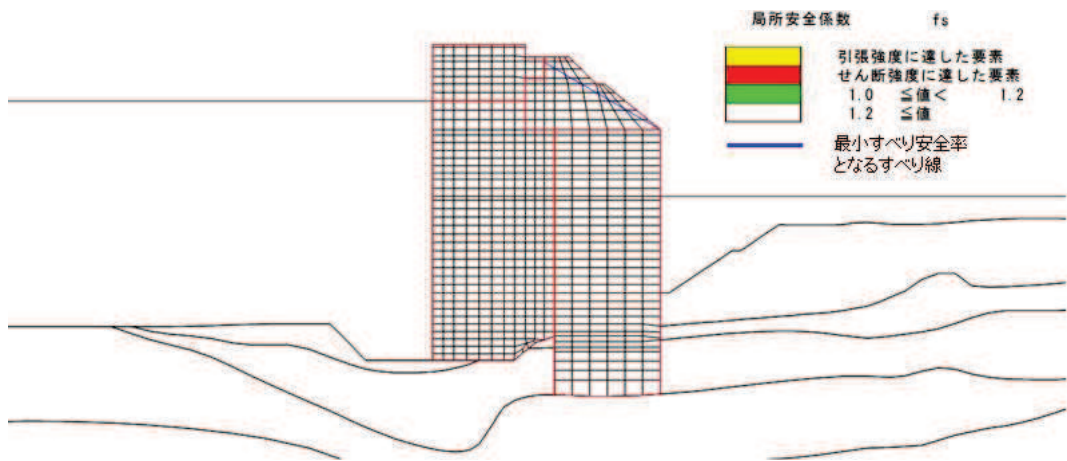


図 4.2-6(1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d-D 2 (++) , t=25.27s)

解析ケース①：基本ケース

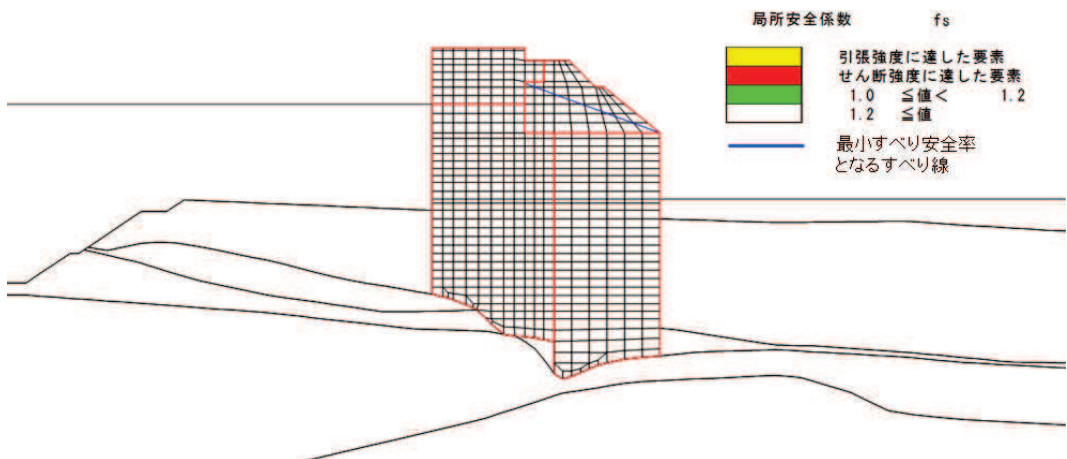


図 4.2-6(2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d-D 2 (++) , t=25.27s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

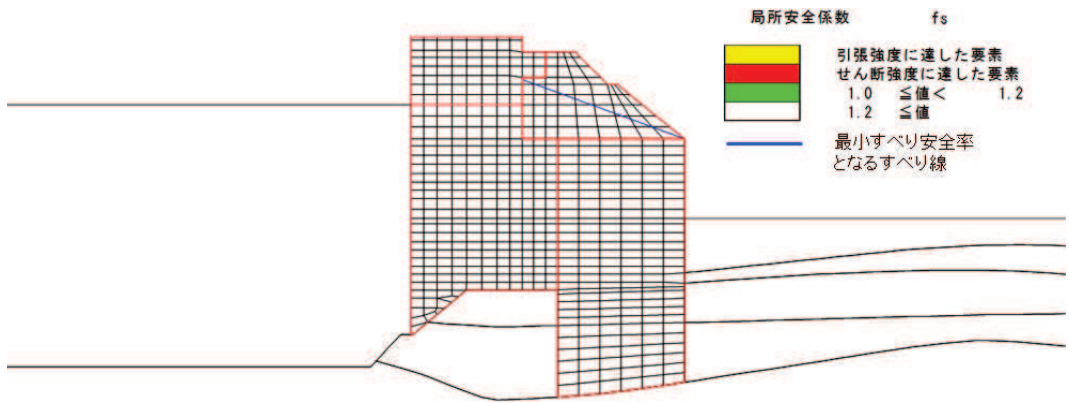


図 4.2-6(3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S d - D 2 (- +), $t=13.46s$)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

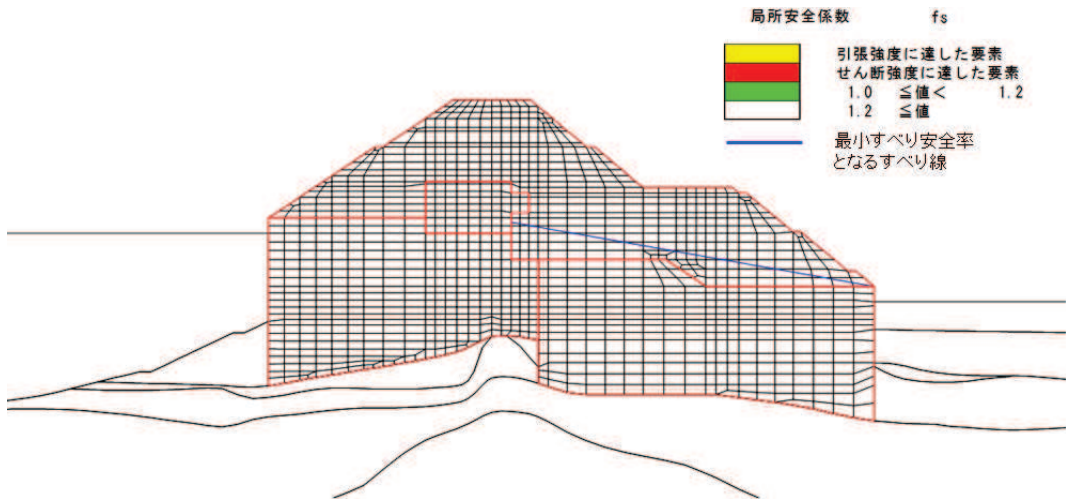


図 4.2-6(4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- -), $t=25.50s$)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

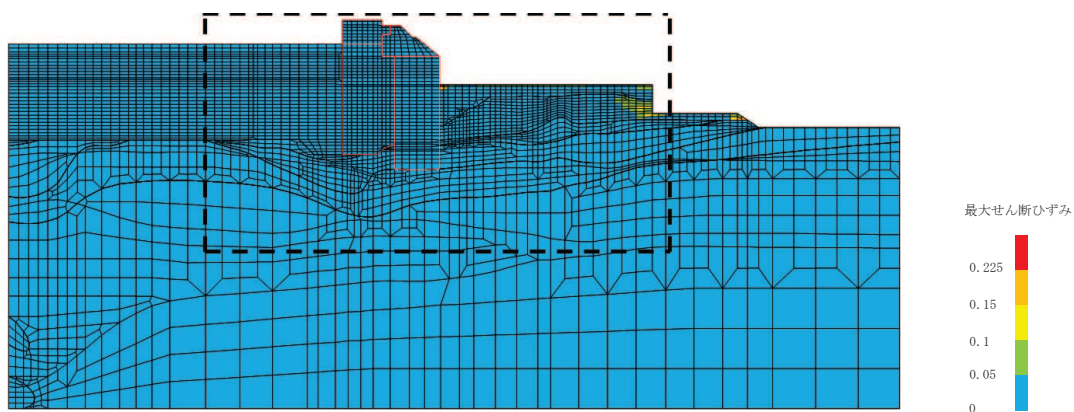
(8) 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-52に示す。

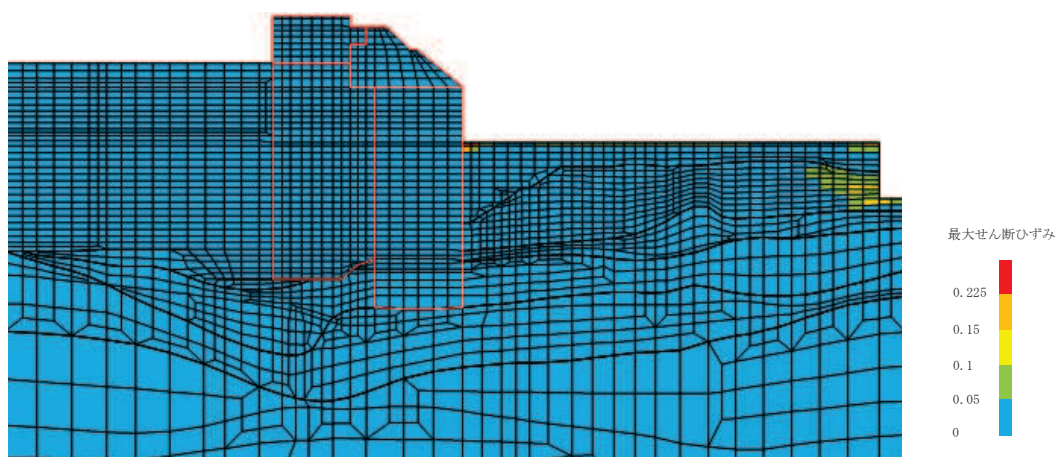
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図4.2-7～図4.2-16に示す。

表4.2-52 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (++)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (--)

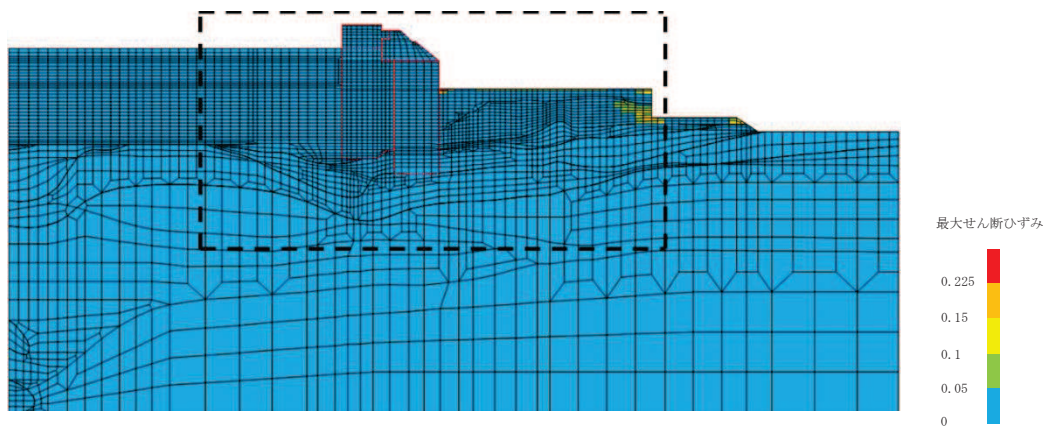


(a) 全体図

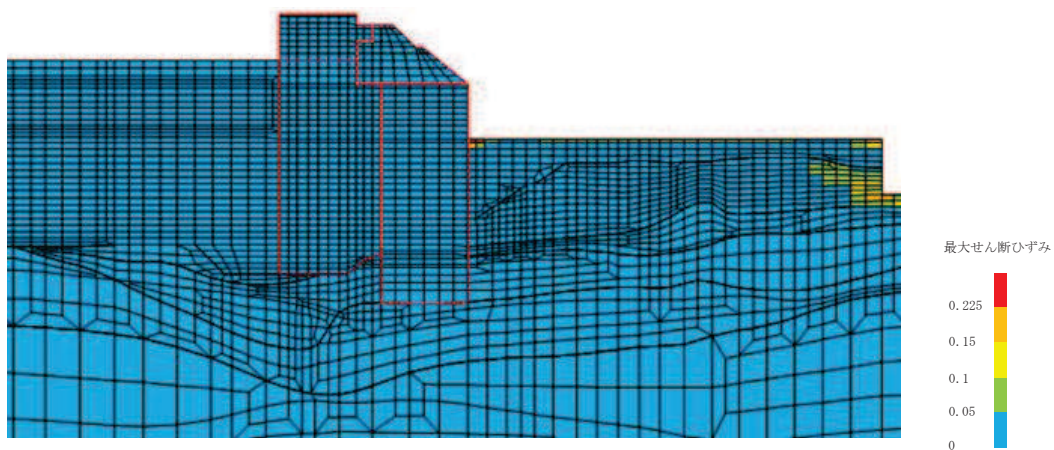


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

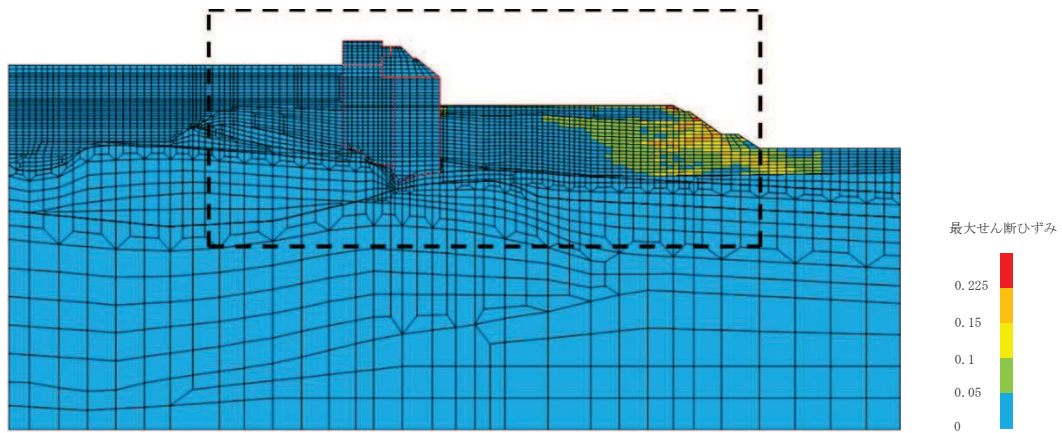


(a) 全体図

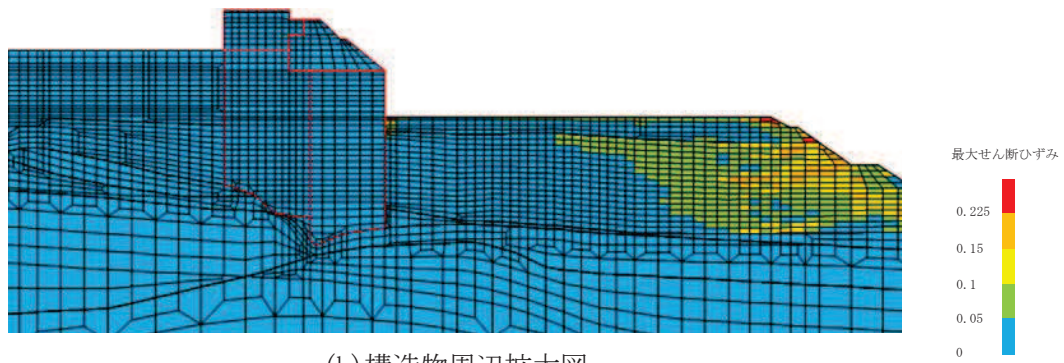


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-8 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

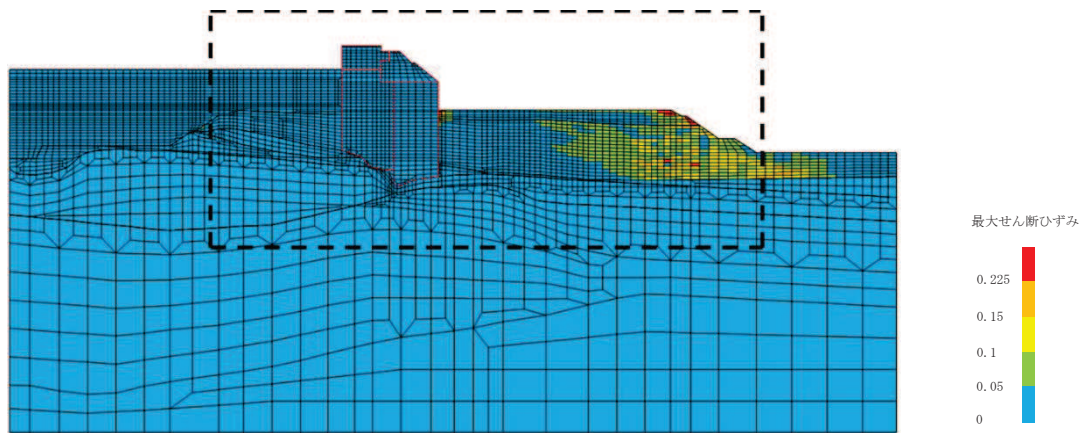


(a) 全体図

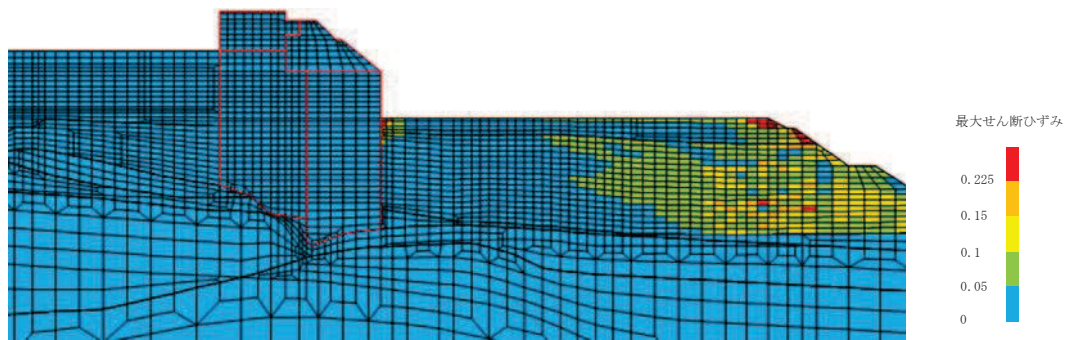


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-9 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, S d - D 2 (++))

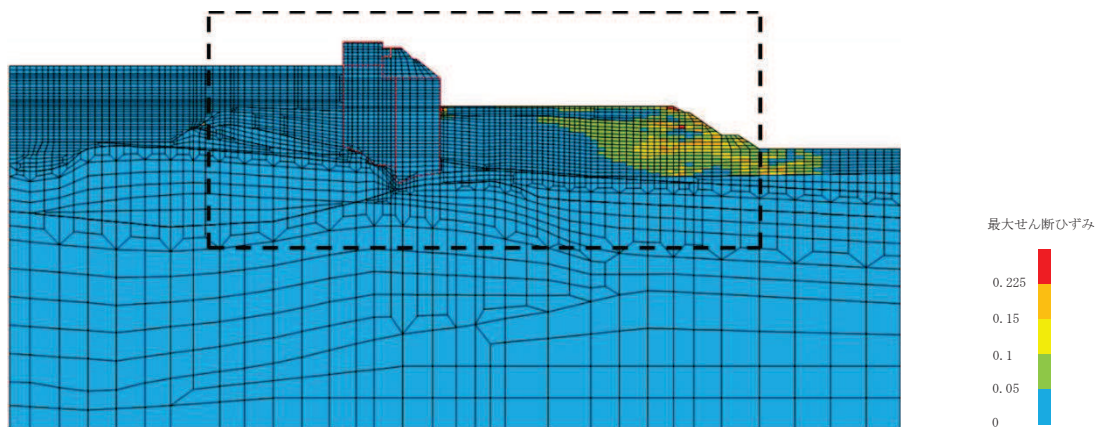


(a) 全体図

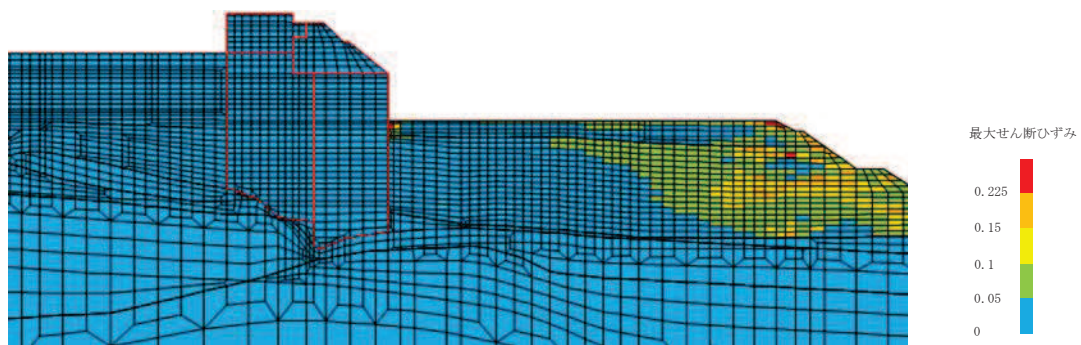


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-10 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

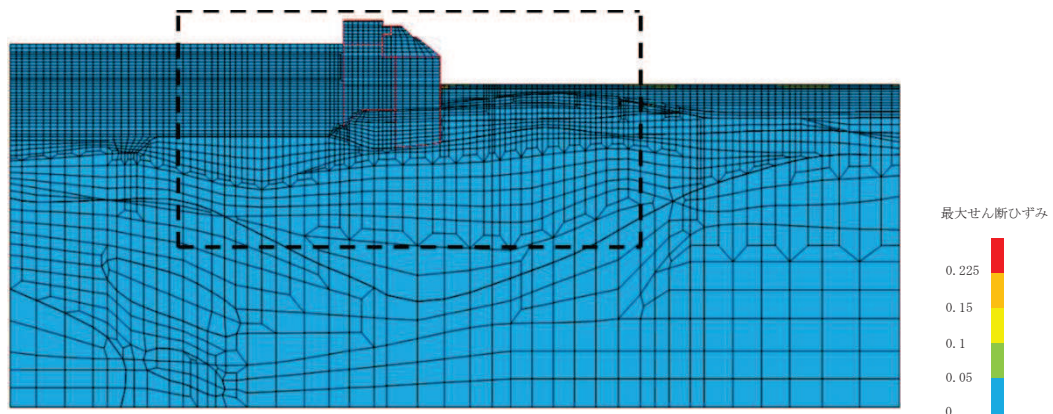


(a) 全体図

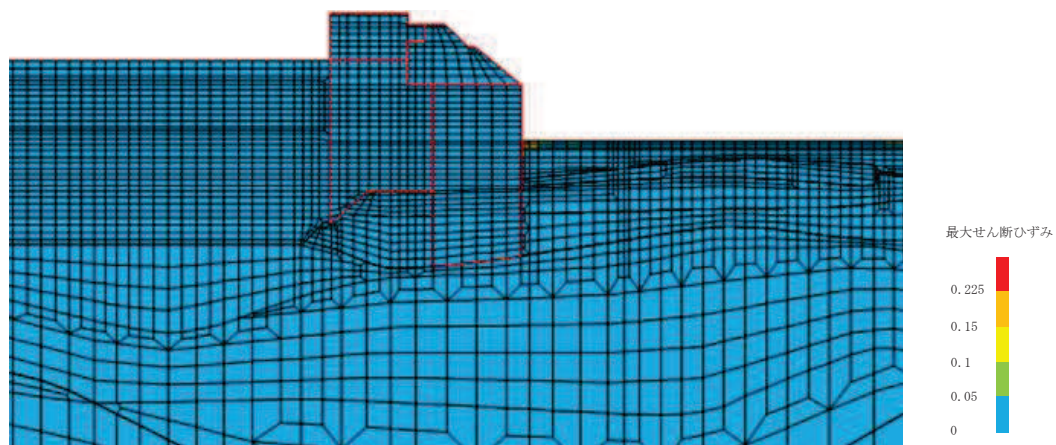


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-11 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

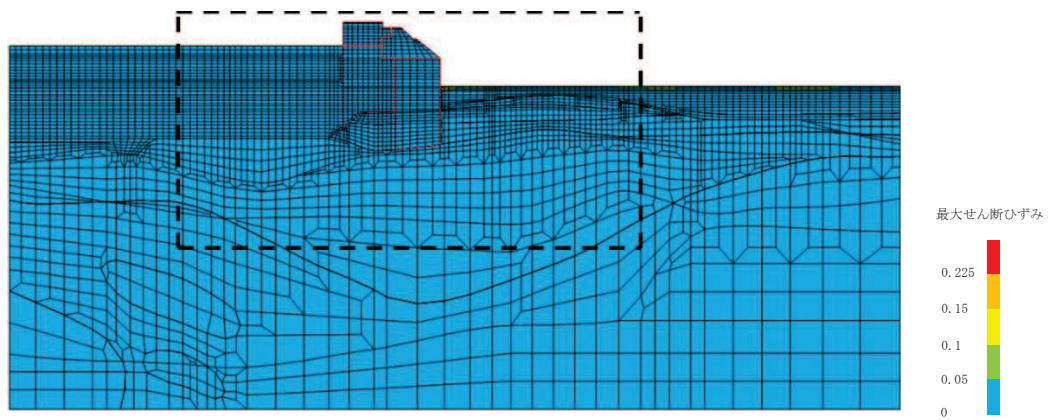


(a) 全体図

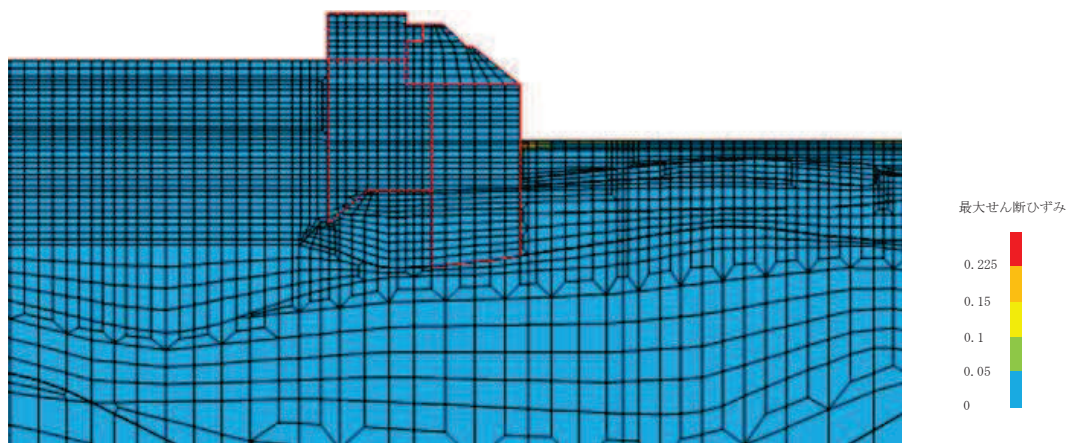


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-12 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

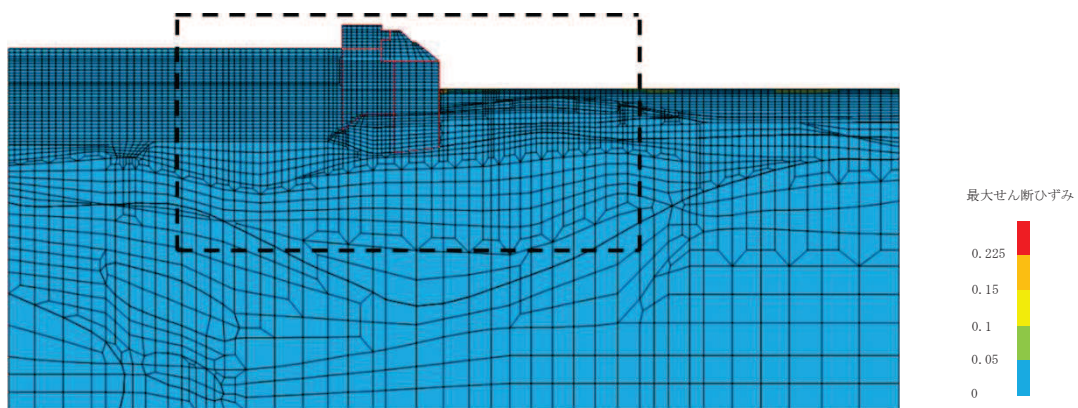


(a) 全体図

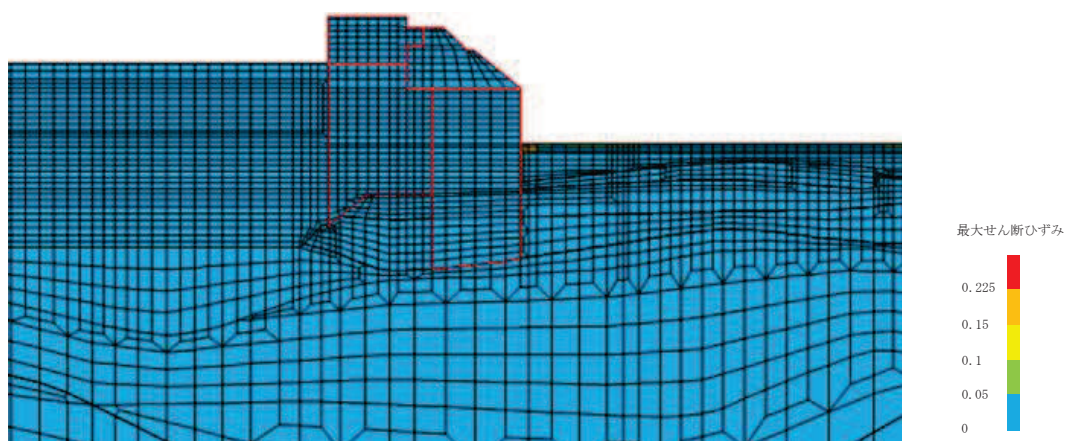


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-13 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

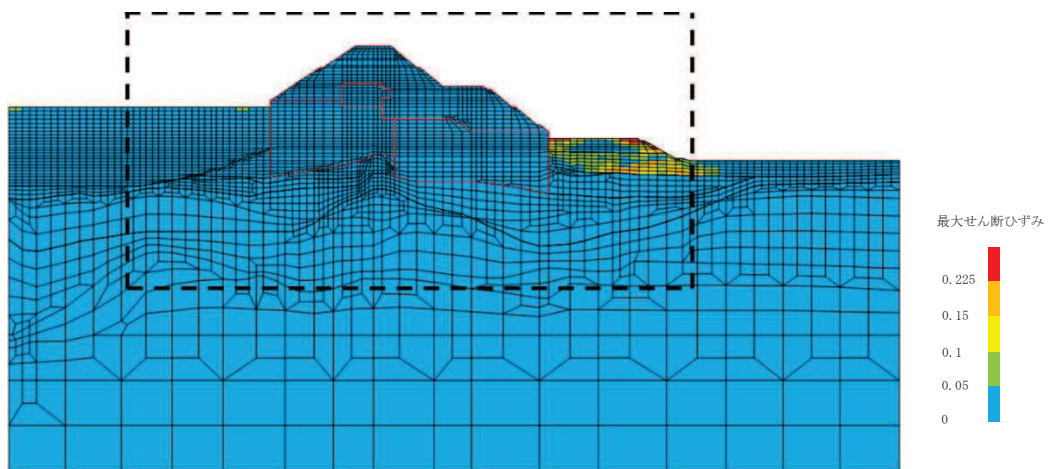


(a) 全体図

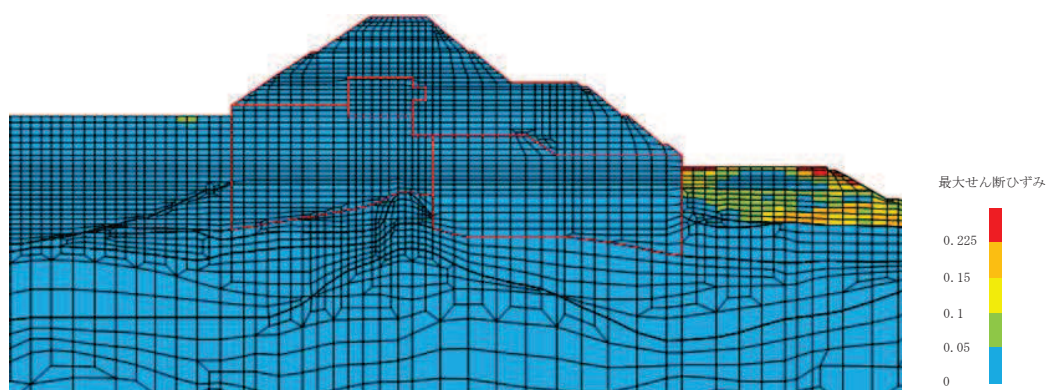


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-14 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

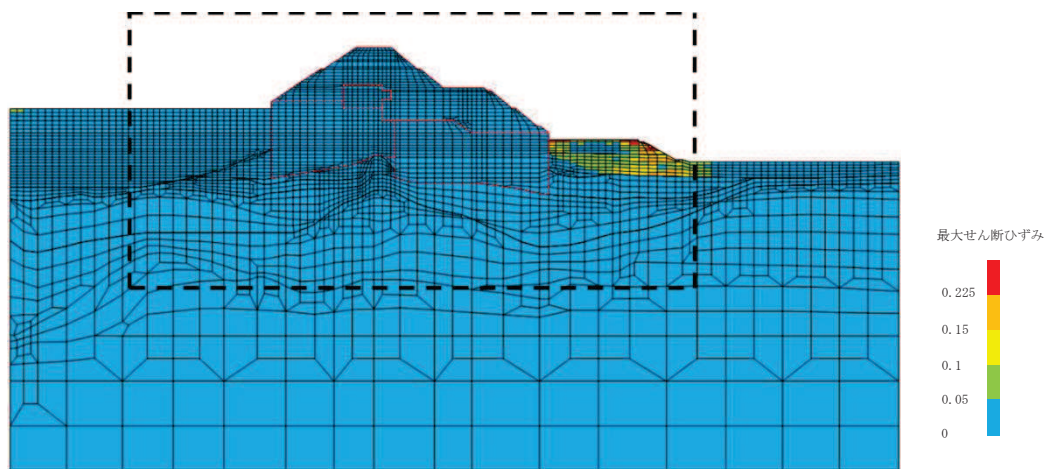


(a) 全体図

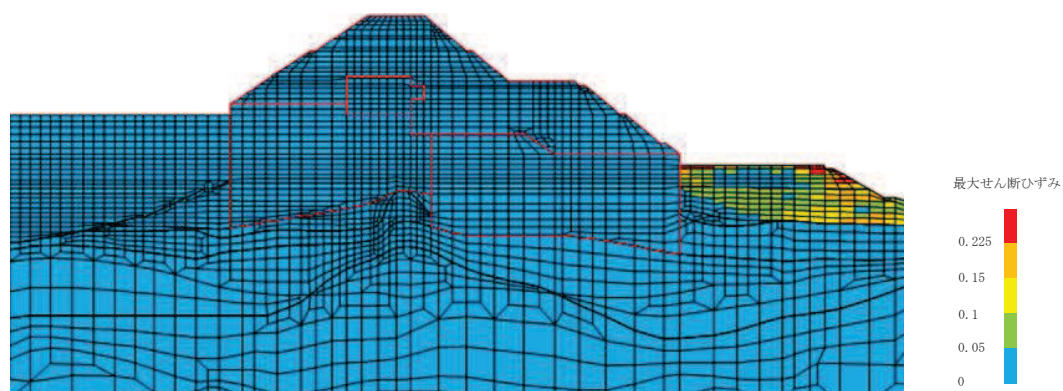


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-15 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-16 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

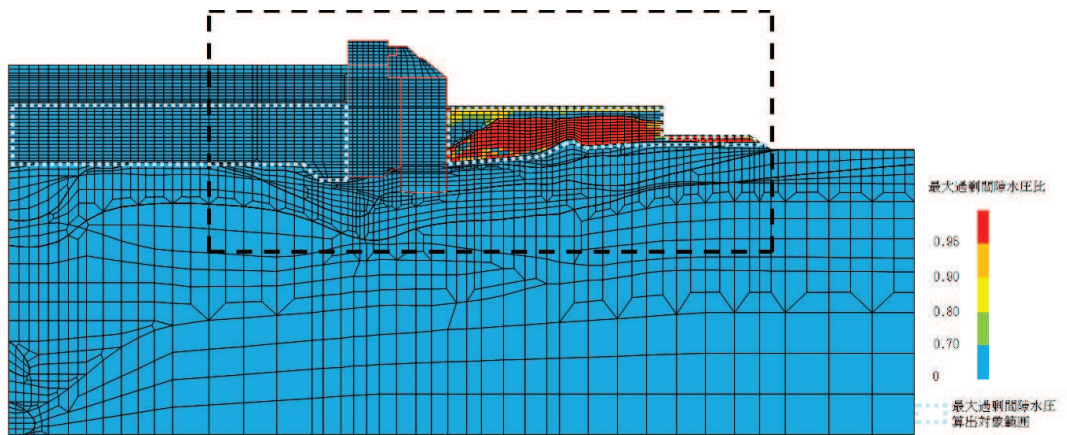
(9) 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.2-53 に示す。

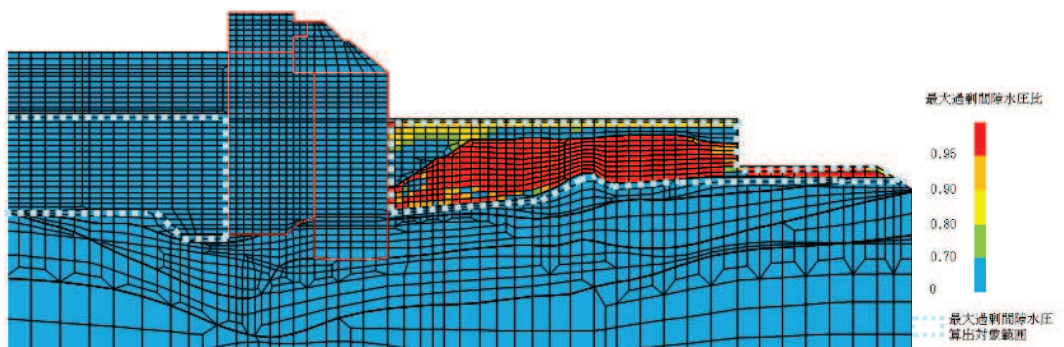
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.2-17～図 4.2-26 に示す。

表 4.2-53 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (++)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (--)

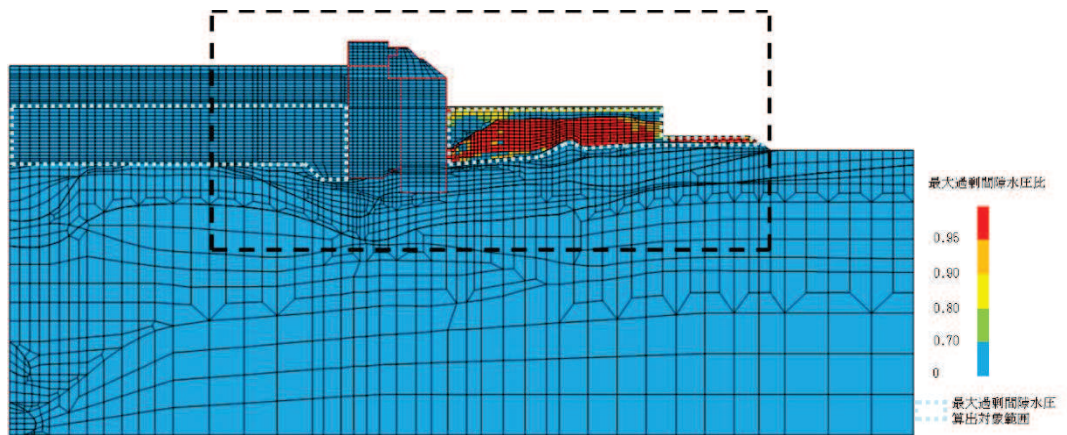


(a) 全体図

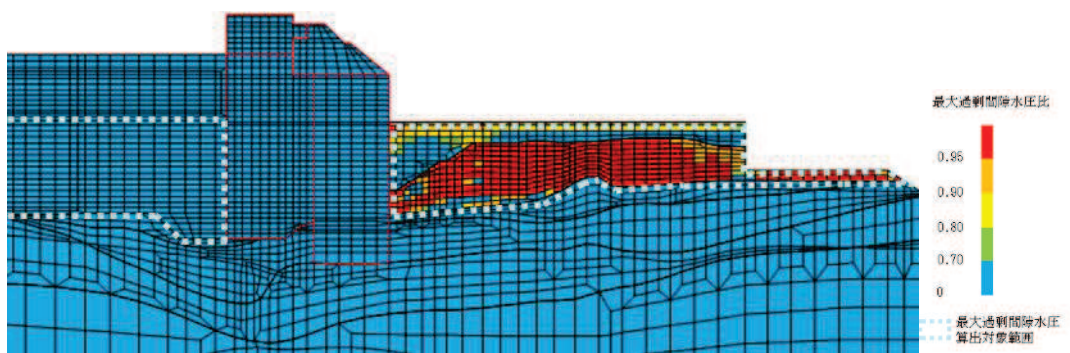


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-17 断面①の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

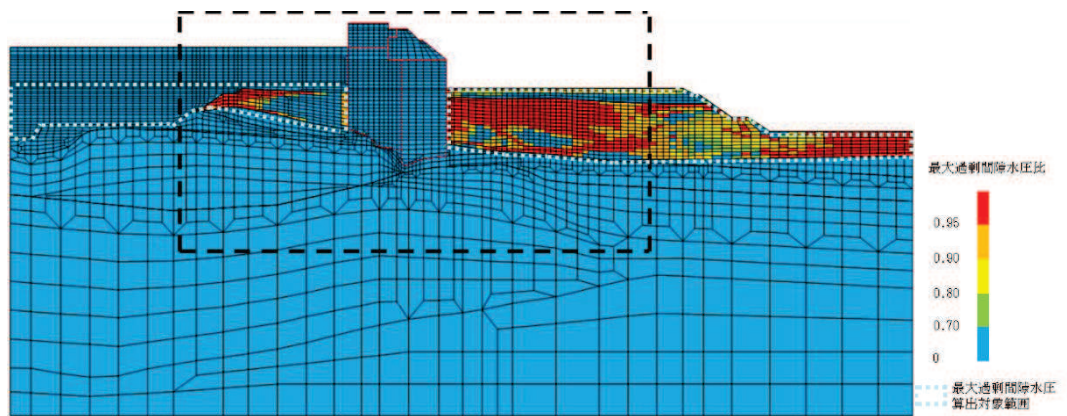


(a) 全体図

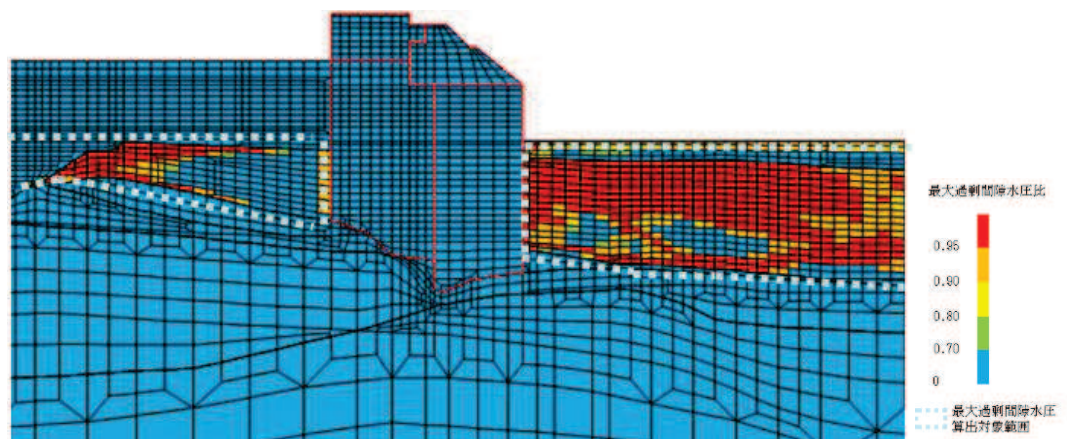


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-18 断面①の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

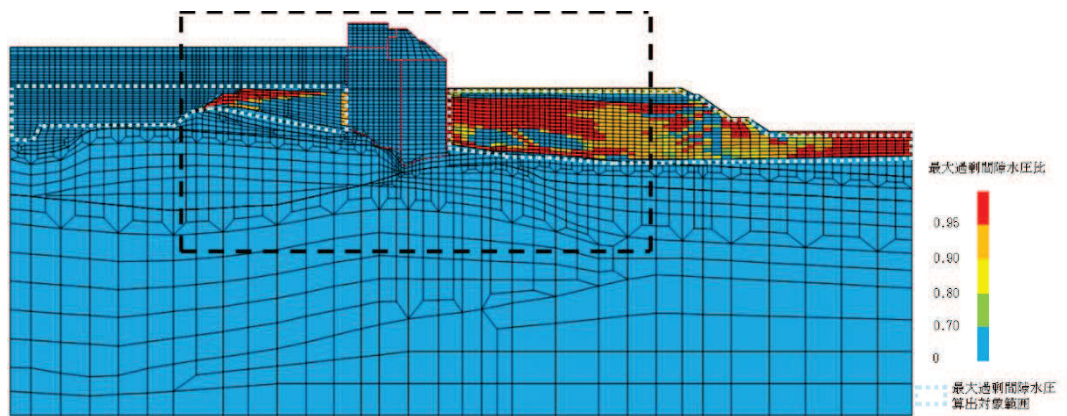


(a) 全体図

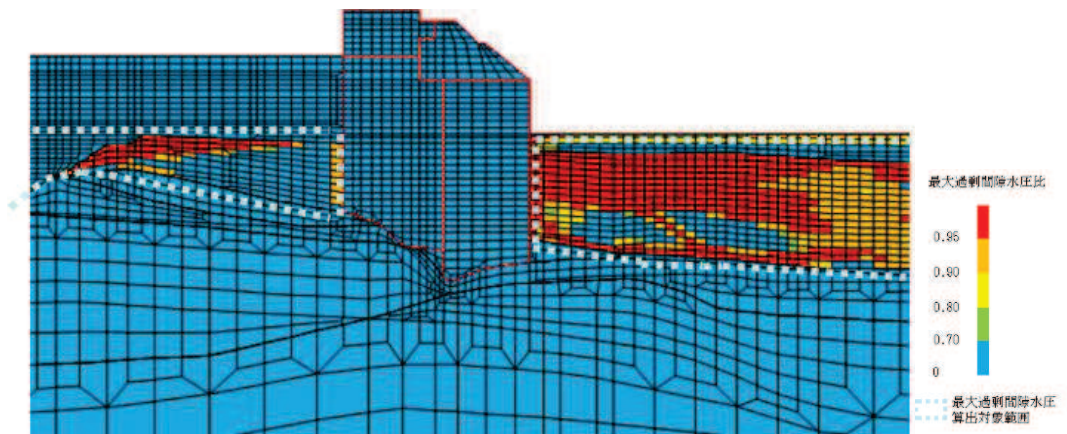


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-19 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース②, S d - D 2 (++))

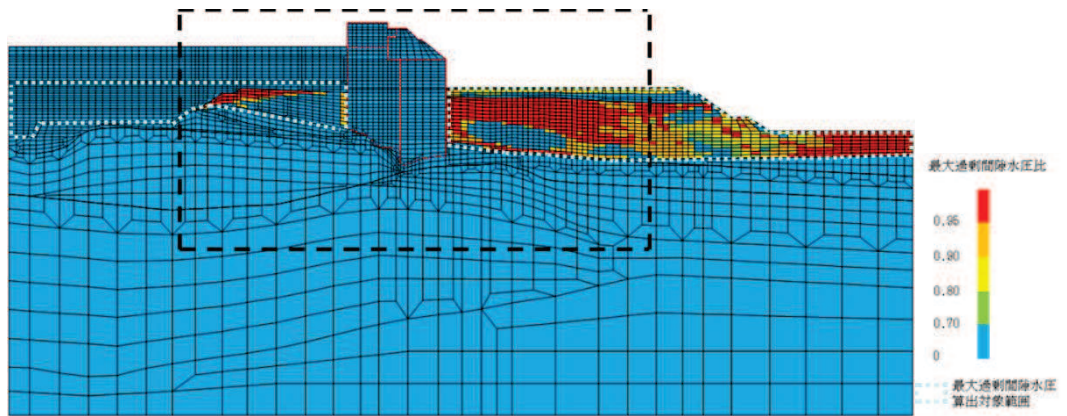


(a) 全体図

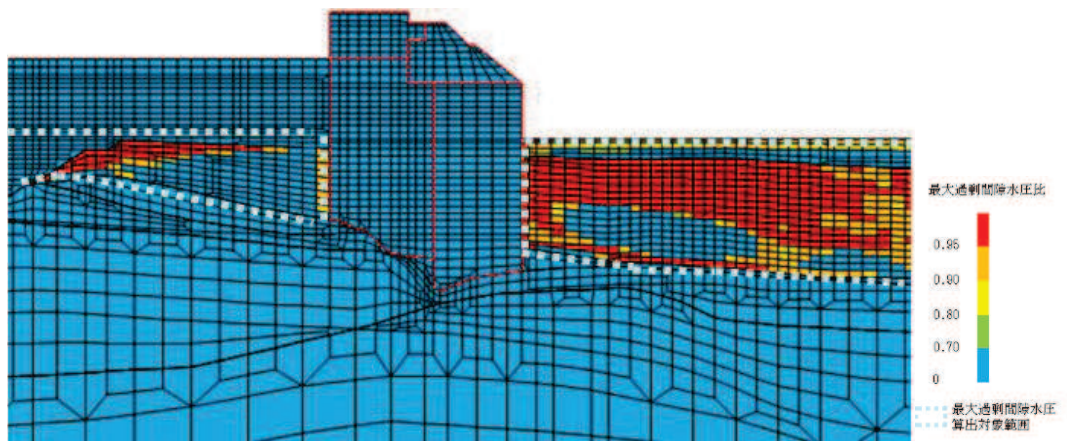


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-20 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

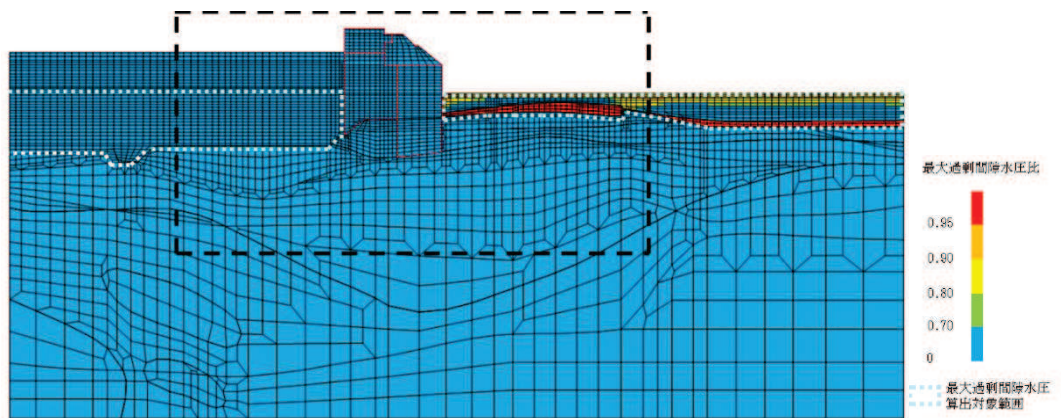


(a) 全体図

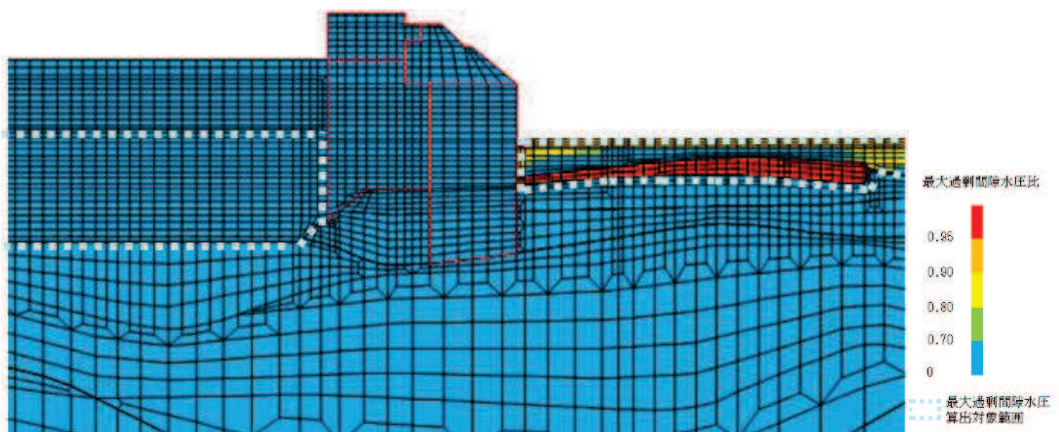


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-21 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

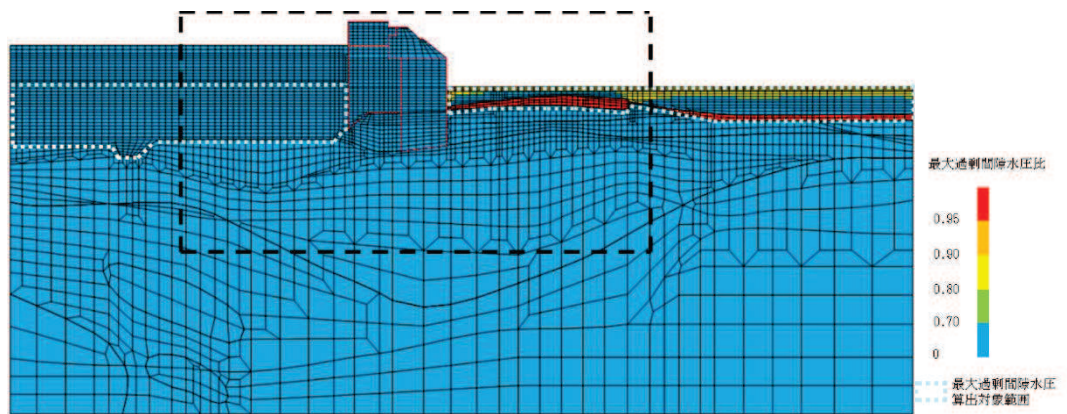


(a) 全体図

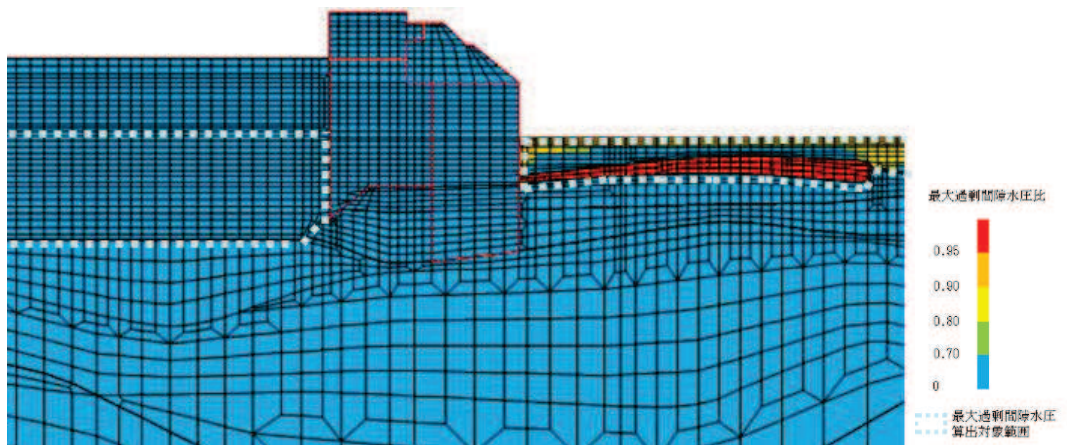


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-22 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

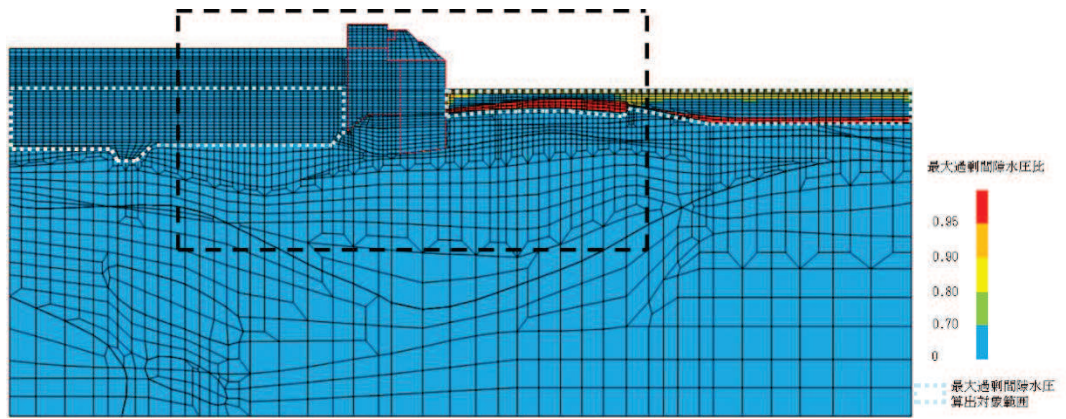


(a) 全体図

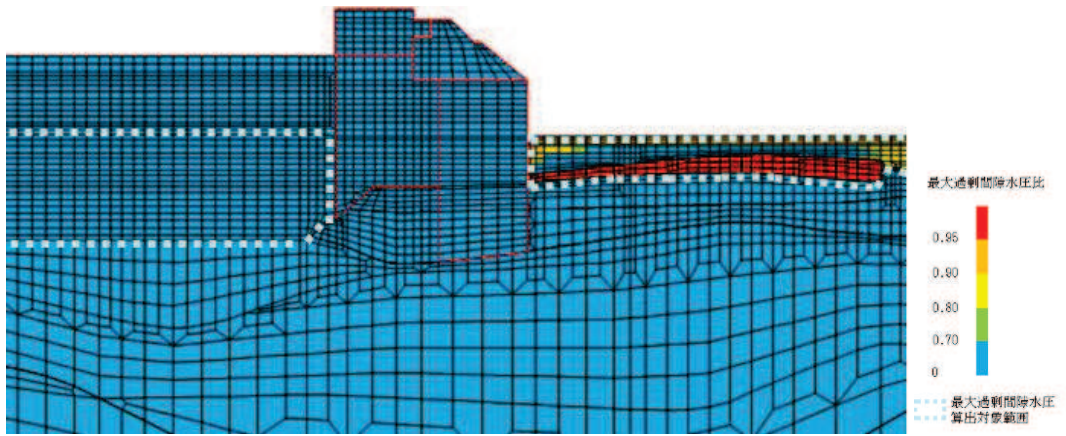


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-23 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

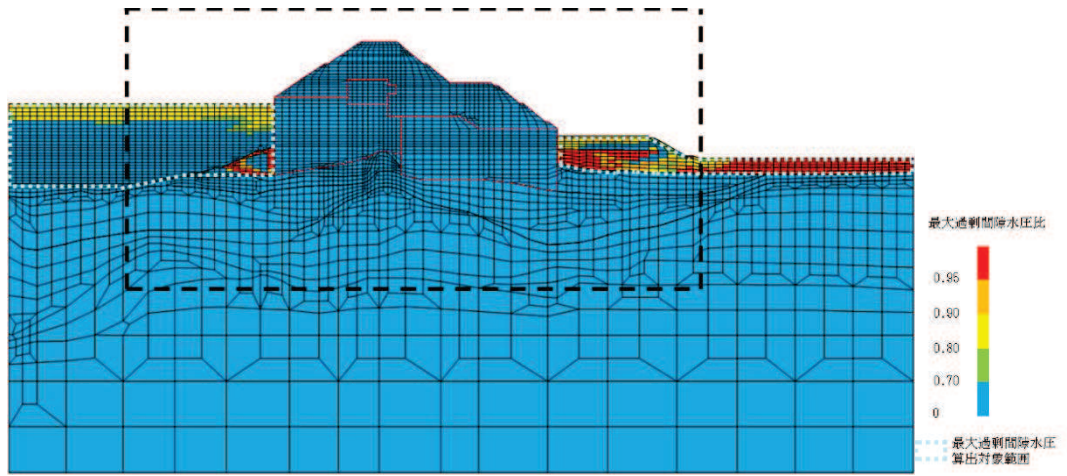


(a) 全体図

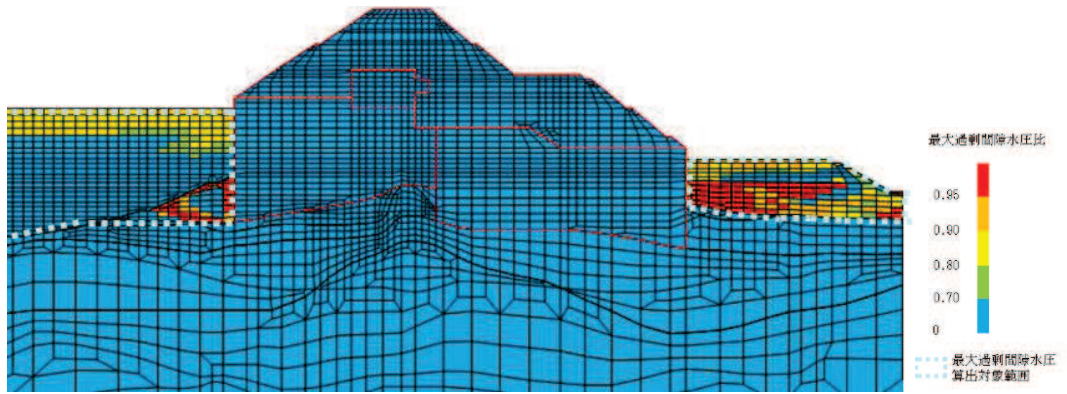


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-24 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

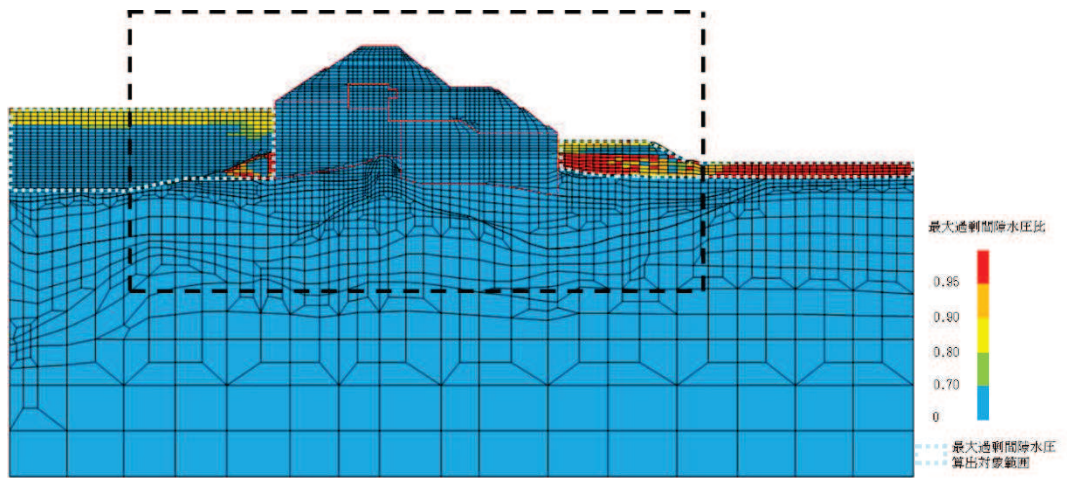


(a) 全体図

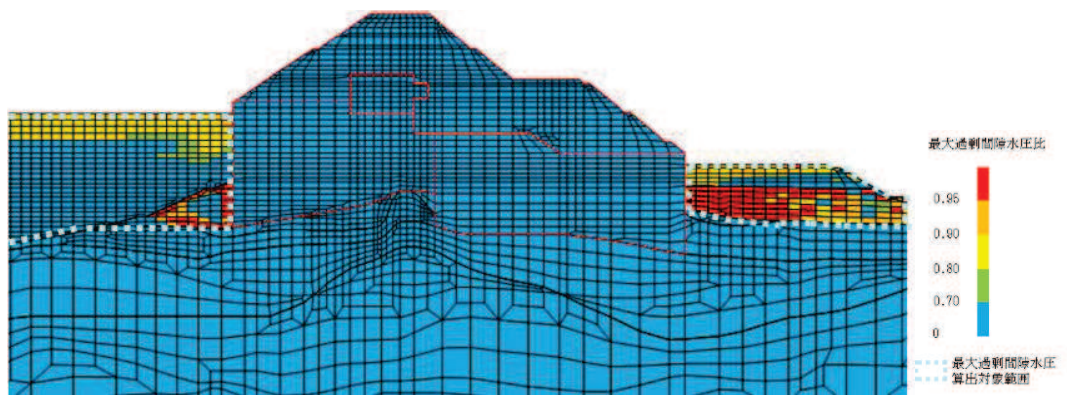


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-25 断面④の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-26 断面④の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

4.2.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2-54 に、鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値を表 4.2-55 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-54 鋼管杭断面諸元

杭種		設置標高		板厚*2 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1~ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m~ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m~ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
断面⑤			短杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥ 0. P. +20. 0m ~ +8. 0m			
D	SKK490 (t=25mm)	長杭 0. P. ±0. 0m~ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸	
断面⑤		短杭 0. P. +5. 0m~ 0. P. +2. 5m				
断面⑥		0. P. +8. 0m ~ +5. 5m				

注記 *1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-55(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
						σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	40886	1163	261	382	0.69
		(-+)	C	44972	1316	287	382	0.76
		(+-)	C	43581	1158	277	382	0.73
		(--)	C	40142	1007	255	382	0.67
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	45243	1277	288	382	0.76
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	42182	1312	269	382	0.71

表 4.2-55(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m)		σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	44856	1136	285	382	0.75
		(-+)	C	44944	742	284	382	0.75
		(+-)	C	43939	1181	280	382	0.74
		(--)	C	43624	1196	278	382	0.73
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	45234	1095	288	382	0.76
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	43416	1095	276	382	0.73

表 4.2-55(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m)		σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	42337	1178	270	382	0.71
		(-+)	C	44733	1208	285	382	0.75
		(+-)	C	43696	1175	278	382	0.73
		(--)	C	44452	1357	284	382	0.75
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	45437	828	288	382	0.76
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	44683	1318	285	382	0.75

表 4.2-55(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S d - D 2	(++)	D	783	11503	69	277	0.25
		(-+)	D	828	10959	67	277	0.25
		(+-)	D	826	11232	68	277	0.25
		(--)	D	836	11475	69	277	0.25
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	D	678	9618	58	277	0.21
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	D	1153	14401	88	277	0.32

表 4.2-55(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S d - D 2	(++)	C	35866	1332	230	382	0.61
		(-+)	C	34093	1230	218	382	0.58
		(+-)	C	34736	1029	222	382	0.59
		(--)	C	33750	1224	216	382	0.57
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	35887	1335	230	382	0.61
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	35655	1309	228	382	0.60

表 4.2-55(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 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}
①	S d - D 2	(++)	C	38024	1252	243	382	0.64
		(-+)	C	35832	1226	229	382	0.60
		(+-)	C	36806	1208	235	382	0.62
		(--)	C	36154	1230	231	382	0.61
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	37780	1289	242	382	0.64
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	38764	1260	248	382	0.65

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.2-54 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.2-56 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-56(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	12257	94	217	0.44
		(-+)	C	13526	103	217	0.48
		(+-)	C	13091	100	217	0.47
		(--)	C	12017	92	217	0.43
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	13606	104	217	0.48
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	12646	97	217	0.45

表 4.2-56(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	13476	103	217	0.48
		(-+)	C	13510	103	217	0.48
		(+-)	C	13215	101	217	0.47
		(--)	C	13116	100	217	0.47
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	13590	104	217	0.48
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	13023	99	217	0.46

表 4.2-56(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	12733	97	217	0.45
		(-+)	C	13466	103	217	0.48
		(+-)	C	13143	100	217	0.47
		(--)	C	13374	102	217	0.48
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	13661	104	217	0.48
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	13447	103	217	0.48

表 4.2-56(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	D	896	10	157	0.07
		(-+)	D	936	11	157	0.08
		(+-)	D	917	10	157	0.07
		(--)	D	946	11	157	0.08
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	D	768	9	157	0.06
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	D	1281	14	157	0.09

表 4.2-56(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	12543	96	217	0.45
		(-+)	C	11930	91	217	0.42
		(+-)	C	12146	93	217	0.43
		(--)	C	11809	90	217	0.42
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	12549	96	217	0.45
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	12471	95	217	0.44

表 4.2-56(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑥）

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	10549	81	217	0.38
		(-+)	C	9915	76	217	0.36
		(+-)	C	10191	78	217	0.36
		(--)	C	10010	77	217	0.36
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	10910	83	217	0.39
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	10235	78	217	0.36

4.2.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 k_h は表 4.2-57 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 4.2-27 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は $k_h = 7$ とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.2-58 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-57 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 k_h	設計用水平震度
断面①	O. P. +29.0m	5.5	7
断面②	O. P. +29.0m	6.1	
断面③	O. P. +29.0m	5.2	
断面⑤	O. P. +29.0m	3.0	
断面⑥	O. P. +29.0m	4.6	

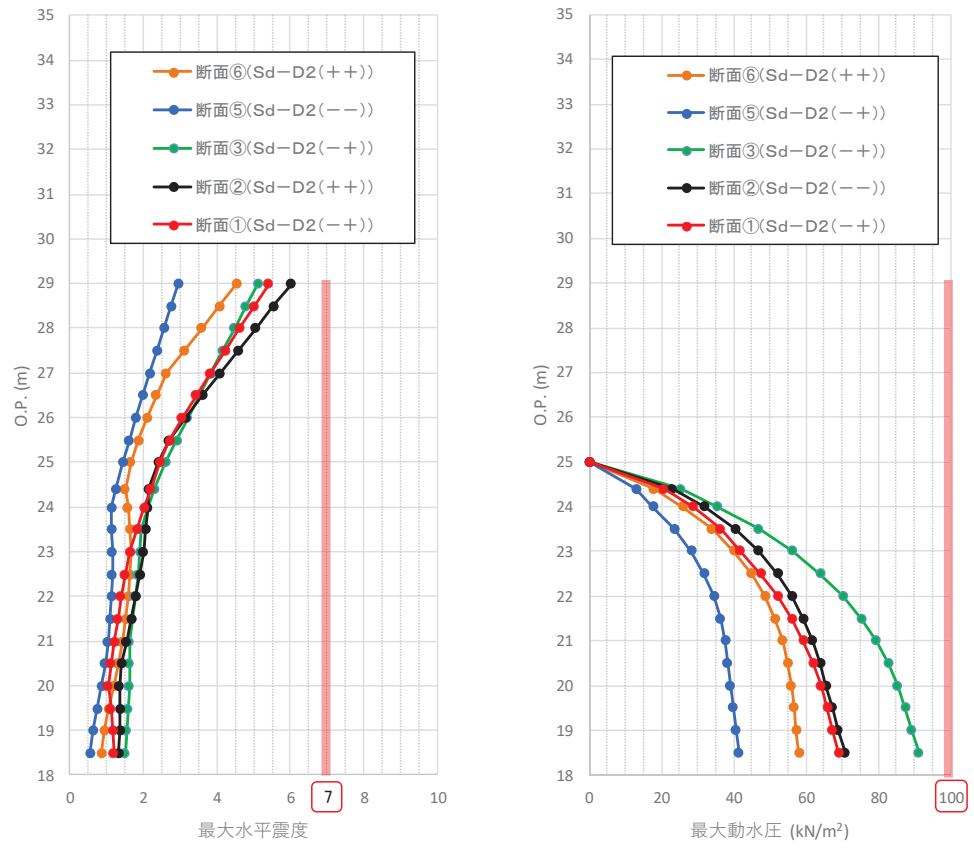


図 4.2-27 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 4.2-58 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		応力成分	材質	応力度	許容限界	照査値
鋼製遮水壁	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	284	315	0.91
	垂直リブ	圧縮応力度 (N/mm ²)	SM490Y	67	190	0.36
	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	77	315	0.25
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM490Y	38	180	0.22
		合成応力度	SM490Y	0.12	1.20	0.10
漂流物防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	59	315	0.19
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM490Y	38	180	0.22
		合成応力度	SM490Y	0.09	1.20	0.08
	防護工	引張応力度 (N/mm ²)	SM570	19	382	0.05
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM570	13	217	0.06
		合成応力度	SM570	0.01	1.20	0.01

4.2.4 背面補強工の評価結果

背面補強のすべり安全率による評価結果を表 4.2-59 に示す。これらの結果から、背面補強のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

また、図 4.2-28 に背面補強工の全時刻での局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は全時刻を通じてせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.2-59(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.70	12.2
		(-+)	17.48	11.0
		(+-)	17.40	11.6
		(--)	13.59	12.3
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	17.47	11.0
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	17.49	11.9

表 4.2-59(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.17	11.4
		(-+)	25.26	10.9
		(+-)	25.17	11.2
		(--)	25.26	11.2
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	6.93	11.3
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	25.19	11.6

表 4.2-59(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

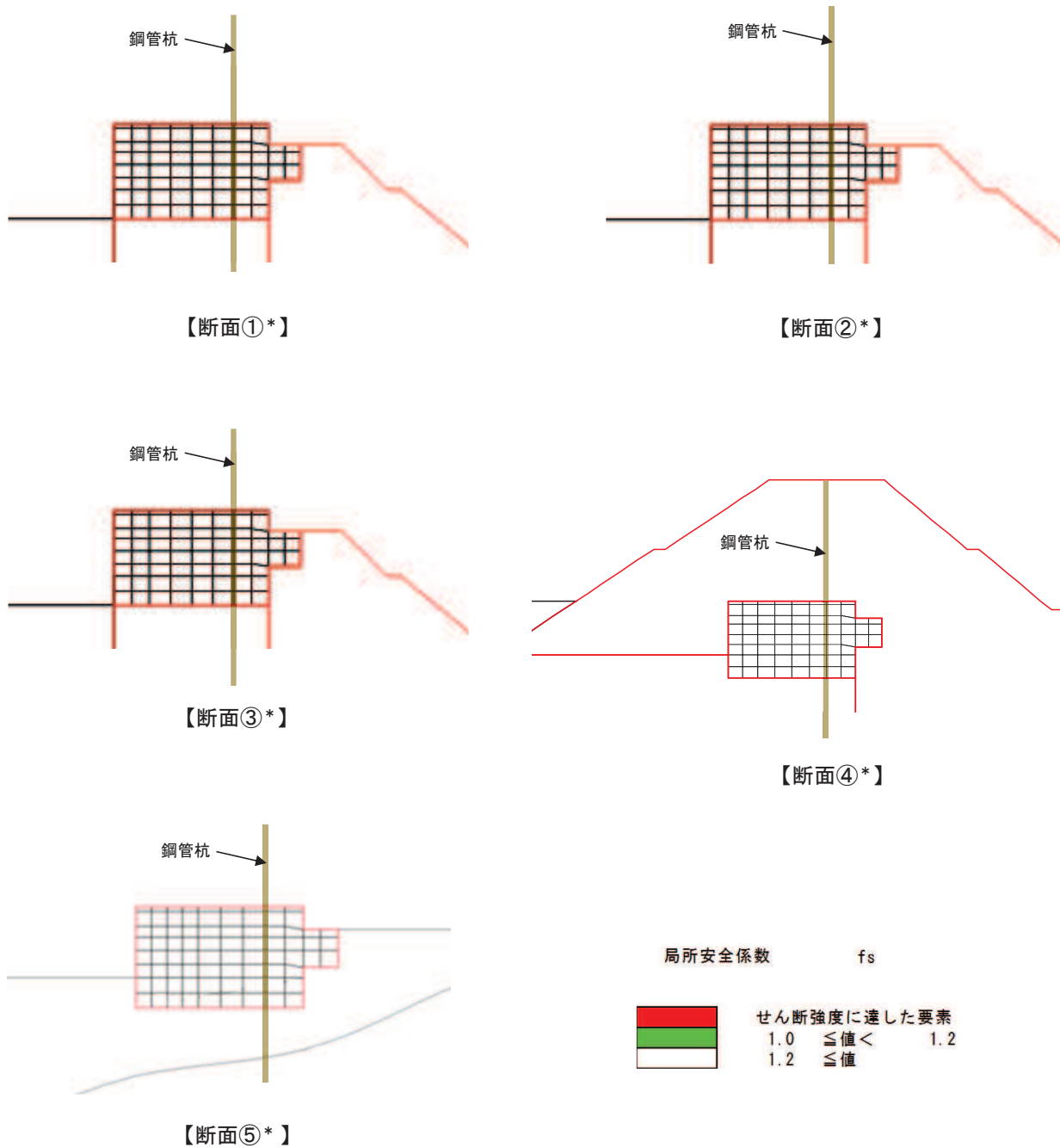
解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.18	11.6
		(-+)	13.58	10.8
		(+-)	25.18	11.3
		(--)	13.58	10.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	13.57	10.9
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	13.58	10.9

表 4.2-59(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.68	15.2
		(-+)	13.54	13.8
		(+-)	13.66	14.8
		(--)	13.53	14.3
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	13.52	14.6
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	13.55	14.1

表 4.2-59(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	6.85	12.8
		(-+)	17.67	13.3
		(+-)	29.98	13.0
		(--)	6.93	13.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	6.85	12.8
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	6.86	12.8



注記* 1 : 全ての解析ケースかつ全時刻においてせん断強度に達した要素が無かった

図 4.2-28 背面補強工の全時刻での局所安全係数分布 (断面①～断面⑤)

4.2.5 置換コンクリートの評価結果

(1) 評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.2-60 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-60(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	12.92	13.4
		(-+)	13.20	15.1
		(+-)	12.96	13.7
		(--)	25.57	13.8
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.55	14.1
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.32	15.6

表 4.2-60(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	12.91	13.1
		(-+)	25.50	14.5
		(+-)	25.31	12.8
		(--)	25.50	14.2
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.31	13.5
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	12.92	12.6

表 4.2-60(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.44	12.6
		(-+)	12.92	12.2
		(+-)	25.48	12.0
		(--)	20.26	12.6
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	12.92	12.2
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.30	12.5

表 4.2-60(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	20.43	13.2
		(-+)	13.55	12.9
		(+-)	25.46	12.6
		(--)	13.55	12.6
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	13.54	12.7
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	13.55	12.4

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.2-4 に示す, 各断面での置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面④) について, 局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面④について, 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.2-29 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

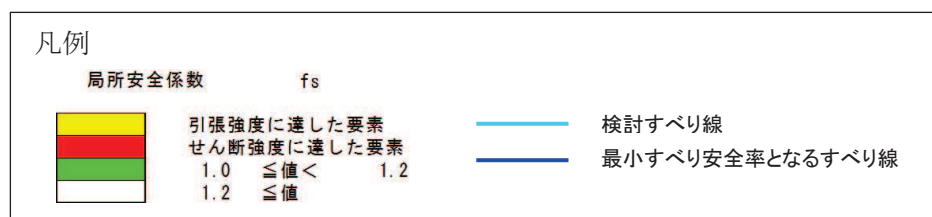
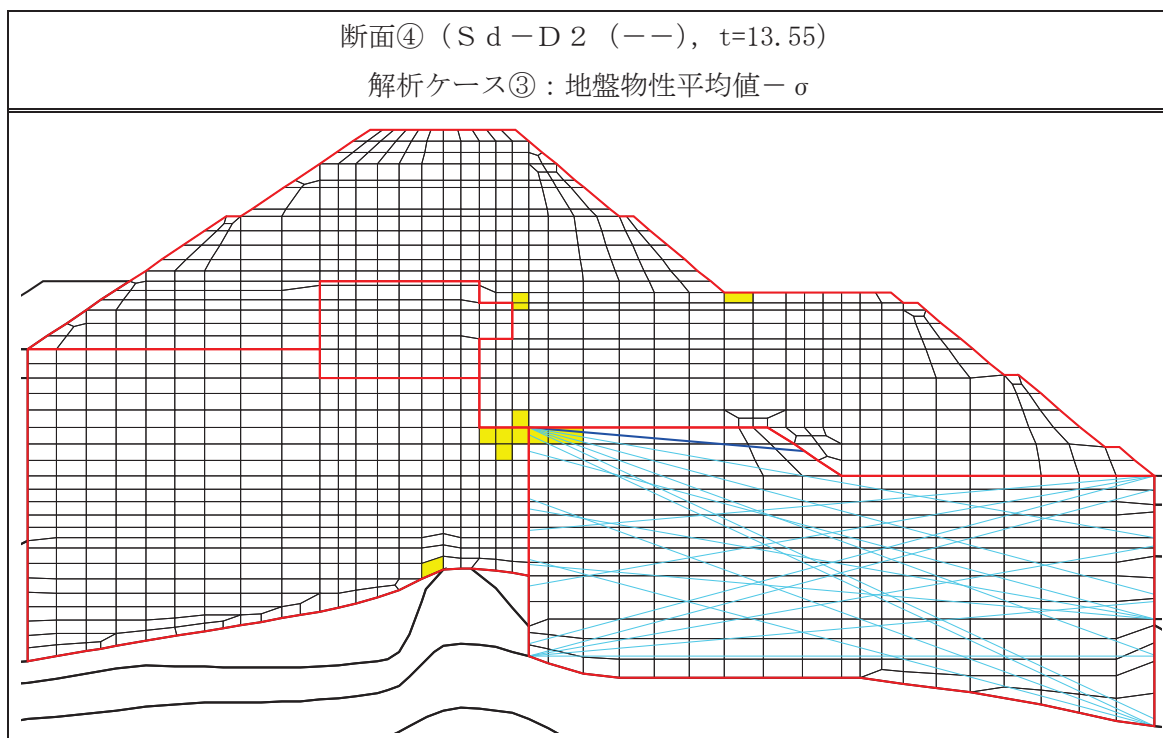


図 4.2-29 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面④)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

置換コンクリートに局所的な引張破壊が生じている断面④について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4.2-30 に断面④について、置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。

図 4.2-30 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.2-61 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

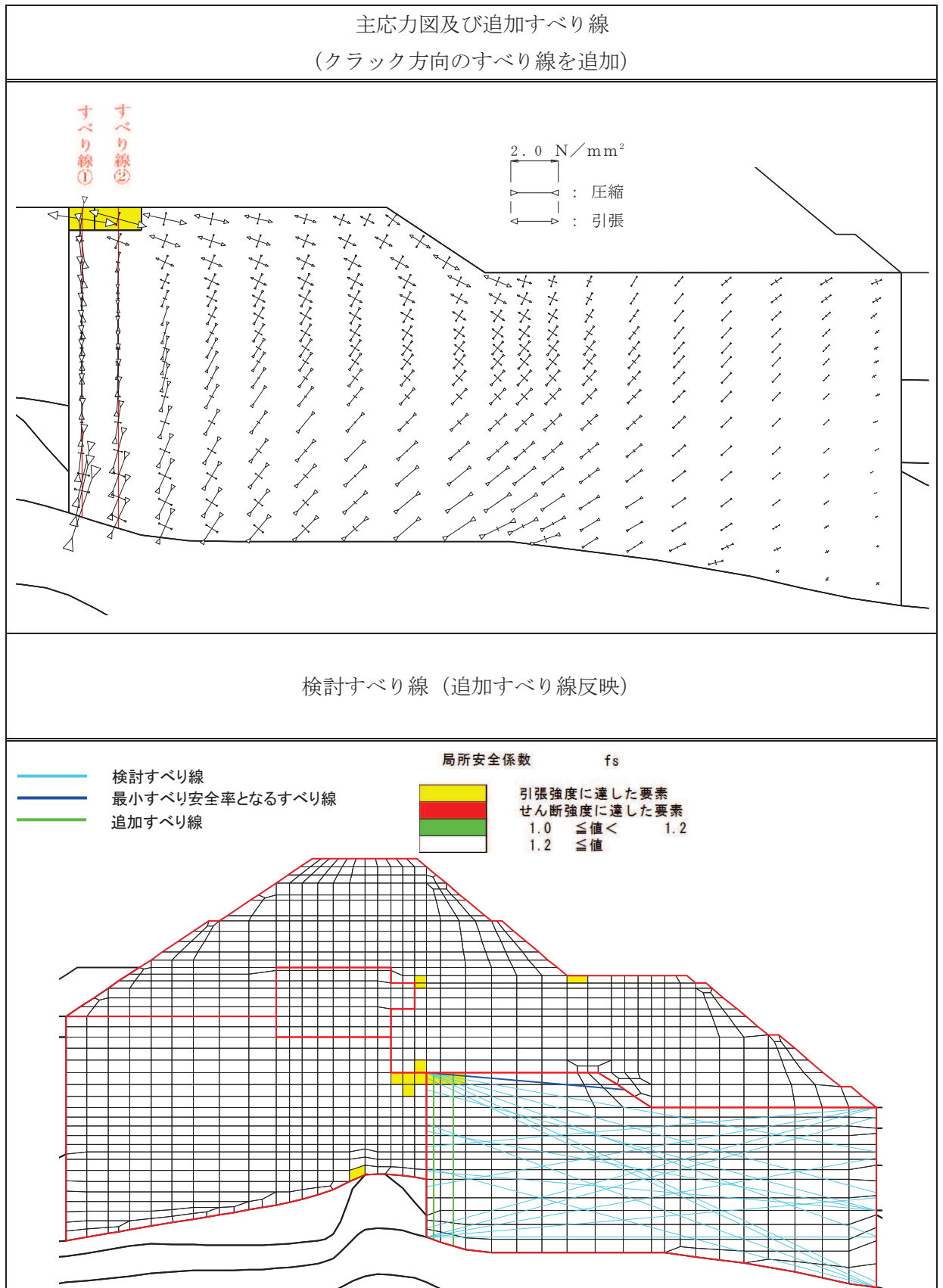


図 4.2-30 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
(断面④, S d - D 2 (—), t=13.55s)

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

表 4.2-61 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり 安全率	(参考) 追加すべり線を 除く最小すべり安全率
断面④	すべり線②	21.4	12.4

c. まとめ

a. 及びb. の検討により、置換コンクリートに局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

4.2.6 改良地盤の評価結果

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-62 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-62(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.50	2.6
		(-+)	12.93	2.6
		(+-)	25.50	2.4
		(--)	25.75	2.7
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	12.93	2.5
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.79	2.9

表 4.2-62(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.45	3.0
		(-+)	12.93	3.0
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.32	2.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.44	2.9
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	25.49	3.0

表 4.2-62(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.51	2.9
		(-+)	12.93	2.8
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.33	3.0
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	12.92	2.7
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	12.93	3.3

表 4.2-62(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.68	4.4
		(-+)	13.55	4.1
		(+-)	13.66	4.4
		(--)	13.57	4.2
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	13.57	4.2
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	13.57	4.1

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.2-5 に示す、各断面での改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布のうち、引張破壊が生じている断面（断面②及び断面④）について、局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面②及び断面④について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.2-31 に示す。

これにより、検討すべり線は、引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから、引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

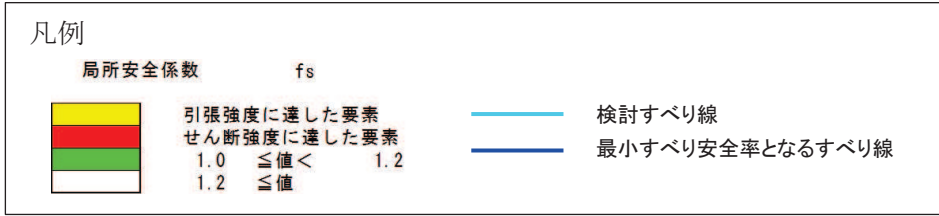
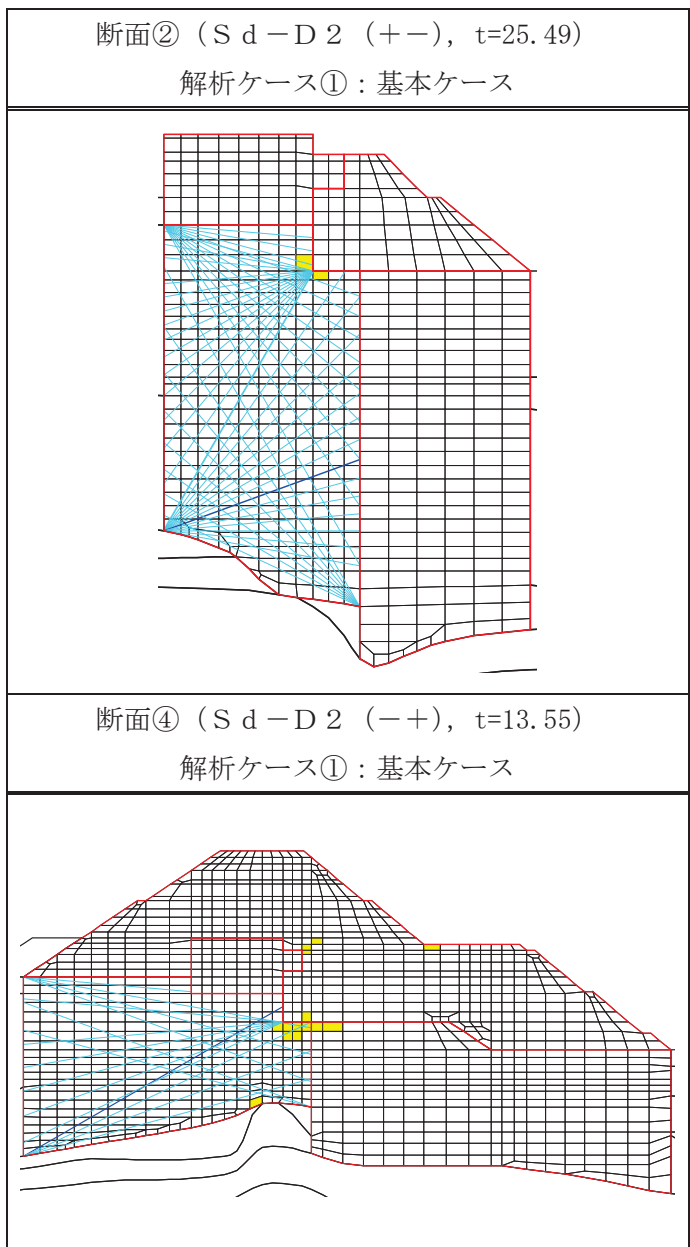


図 4.2-31 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面②及び断面④)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面②及び断面④について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4. 2-32 に断面②及び断面④について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。

図 4. 2-32 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4. 2-63 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

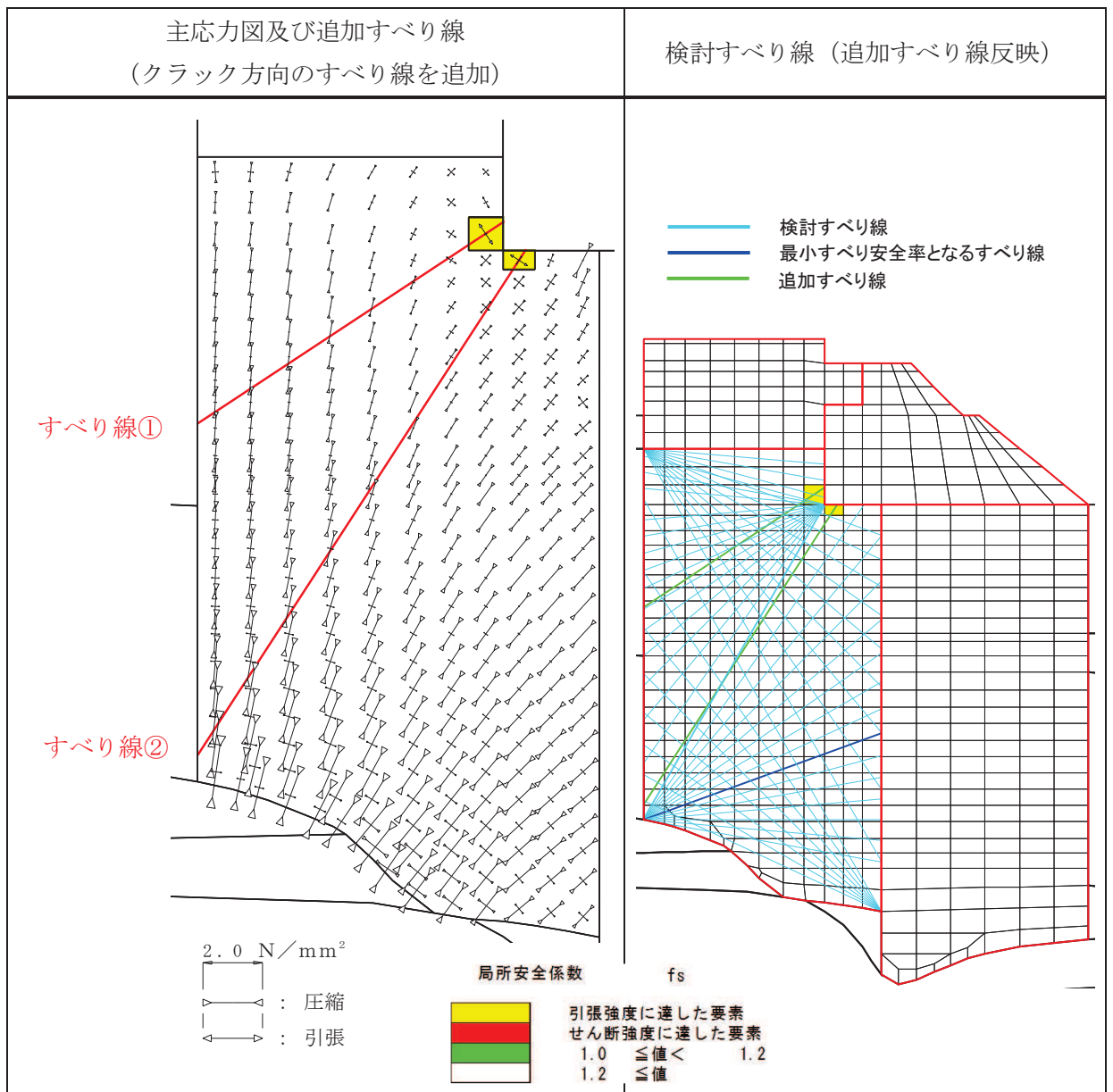


図 4. 2-32(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(断面②, S d - D 2 (+), t=25.49s)

解析ケース①: 基本ケース

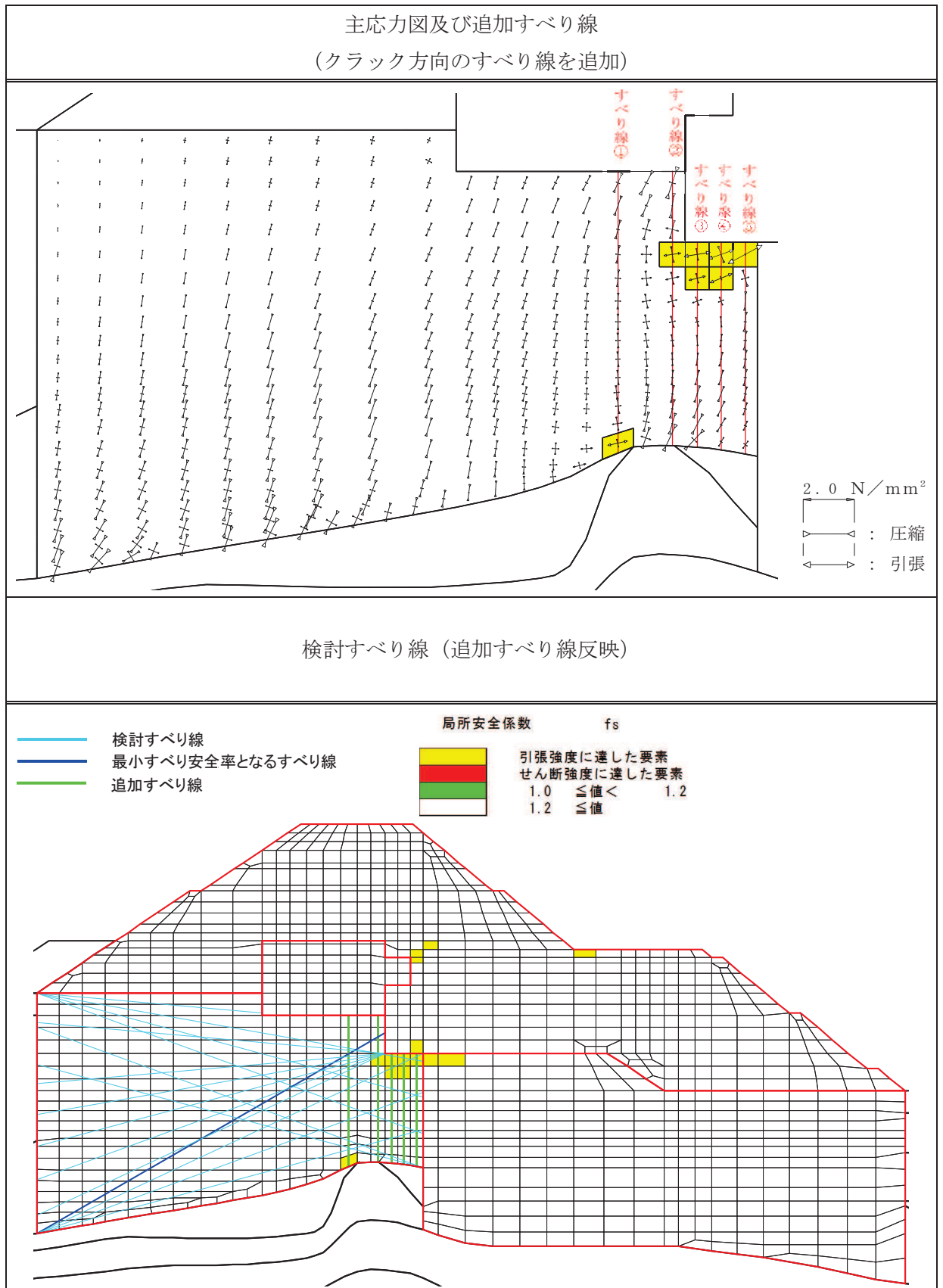


図 4.2-32(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(断面④, S d - D 2 (-+), $t=13.55s$)

解析ケース①: 基本ケース

表 4.2-63 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり安全率	(参考) 追加すべり線を除く最小すべり安全率
断面②	すべり線①	4.2	2.8
断面④	すべり線④	26.5	4.1

c. まとめ

a. 及びb. の検討により，改良地盤に局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

4.2.7 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-64 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

なお、断面②及び断面③において、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-64(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.27	42.4
		(-+)	24.99	48.2
		(+-)	17.13	44.5
		(--)	25.53	43.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.55	56.7
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	30.05	52.2

表 4.2-64(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.25	29.5
		(-+)	13.44	36.2
		(+-)	25.25	38.5
		(--)	13.44	30.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.24	46.4
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	25.27	15.1

表 4.2-64(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	20.32	60.5
		(-+)	25.53	32.2
		(+-)	25.28	46.3
		(--)	13.46	39.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.52	38.3
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	13.46	22.0

表 4.2-64(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.30	7.5
		(-+)	25.48	7.5
		(+-)	13.55	7.5
		(--)	25.49	7.0
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	25.47	7.6
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	25.50	6.9

4.2.8 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.2-65 及び表 4.2-66 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.2-33 に示す。

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-65 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(A 区間：構造境界部（一般部のうち突出長変化部），鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- -)	③	5.7	83.0	88.7	350
軸方向	- *	- *	12.3*	12.3*	24.6	150

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(B 区間：構造境界部（一般部のうち背面補強工間），鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- +)	③	31.5	137.0	168.5	350
軸方向	- *	- *	22.2*	22.2*	44.4	150

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(C 区間：構造境界部（一般部と岩盤部の境界），鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- +)	③	31.5	137.0	168.5	350
軸方向	- *	- *	14.1*	14.1*	28.2	150

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(D 区間：構造境界部 (岩盤部のうち背面補強工間), 杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (++)	①	0.3	55.4	55.7	350
軸方向	-*	-*	2.0*	2.0*	4.0	150

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(E 区間：構造境界部 (岩盤部のうち背面補強工端部), 杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	66.0	66.1	350
軸方向	-*	-*	6.7*	6.7*	13.4	150

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(F 区間：構造境界部 (岩盤部のうち突出長変化部), 杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	66.0	66.1	350
軸方向	-*	-*	52.6*	52.6*	105.2	150

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-66 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量
(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- +)	③	1.2	17.7	18.9	30
軸方向	- *	- *	1.6*	1.6*	3.2	6

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-66 (2) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量
(I 区間：構造同一部（岩盤部のうち突出杭長同一部），杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (+ +)	③	0.1	5.2	5.3	30
軸方向	- *	- *	1.2*	1.2*	2.4	6

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-66 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量
(J 区間：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (+ +)	③	0.1	2.3	2.4	30
軸方向	- *	- *	1.0*	1.0*	2.0	6

注記 *：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

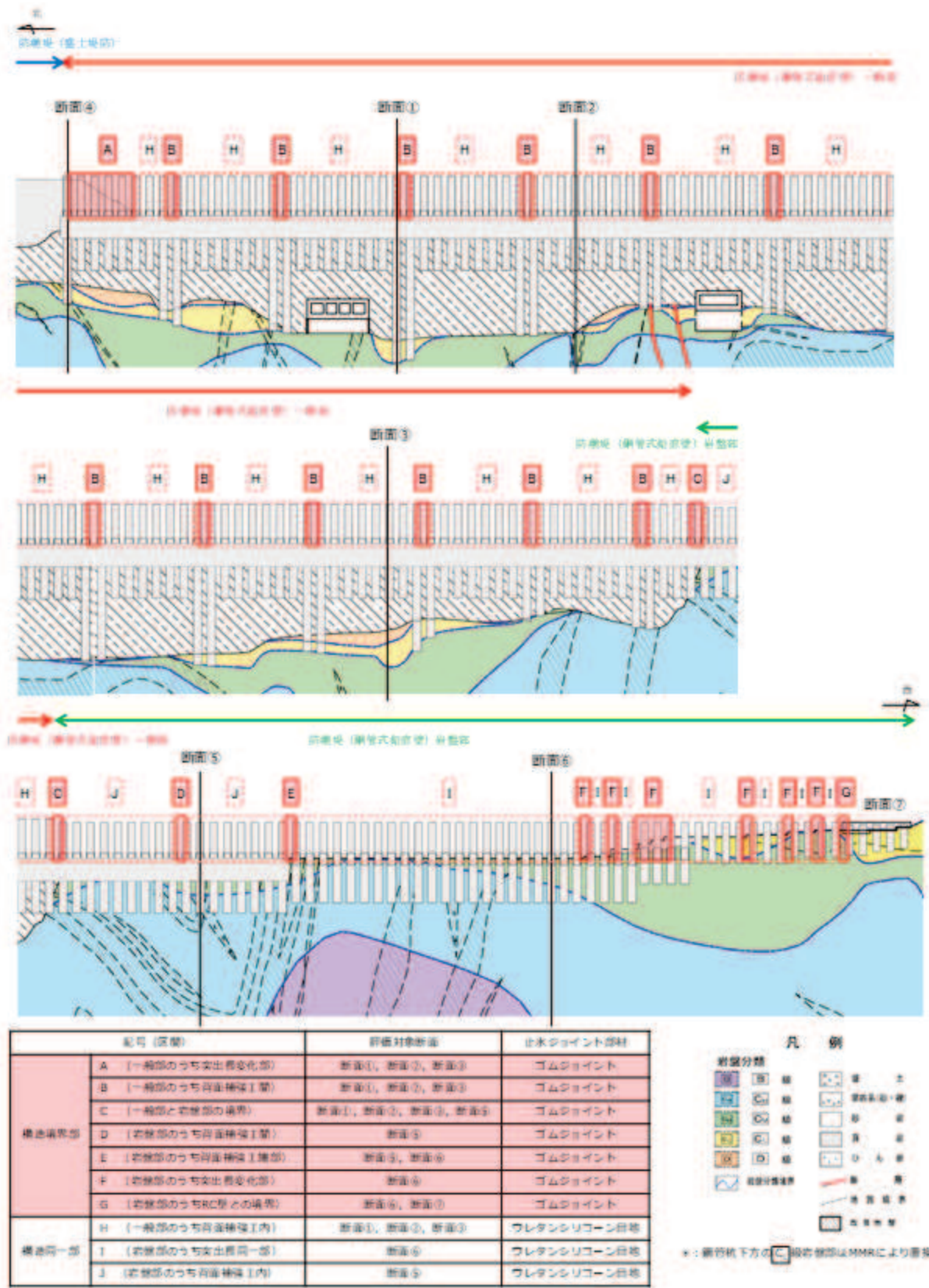


図 4.2-33 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

4.2.9 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-67～表4.2-69に示す。

また、背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図4.2-34～図4.2-35に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2-67(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	2.5	11.4	0.22
		(-+)	2.7	11.4	0.24
		(+-)	2.5	11.4	0.22
		(--)	2.6	11.4	0.23
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.5	11.4	0.22
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	3.0	11.4	0.27

表 4.2-67(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	1.1	11.4	0.10
		(+-)	1.0	11.4	0.09
		(--)	1.0	11.4	0.09
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	1.1	11.4	0.10

表 4.2-67(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.8	13.7	0.14
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	1.8	13.7	0.14
		(--)	2.0	13.7	0.15
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.7	13.7	0.13
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.4	13.7	0.18