

5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価

5.12.1 概要

貯留堰内の貯水に対して、スロッシングによる溢水量が貯留堰貯水量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（ S_d-D1 ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留堰の有効容量（ 2378 m^3 、非常用海水ポンプの運転継続可能時間 33 分）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波の継続時間（貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約 3 分）に対して十分に余裕があることを確認する。また、非常用海水ポンプ※位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能限界水位を下回っていないことを確認する。

貯留堰鳥瞰図を図 5.12-1 に、貯留堰の平面図及び断面図を図 5.12-2 に示す。また、引き波の継続時間約 3 分の考え方を図 5.12-3 に示す。

※ 残留熱除去系海水系ポンプ：4 機、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：2 機、
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：1 機
非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量を図 5.12-4 に示す。

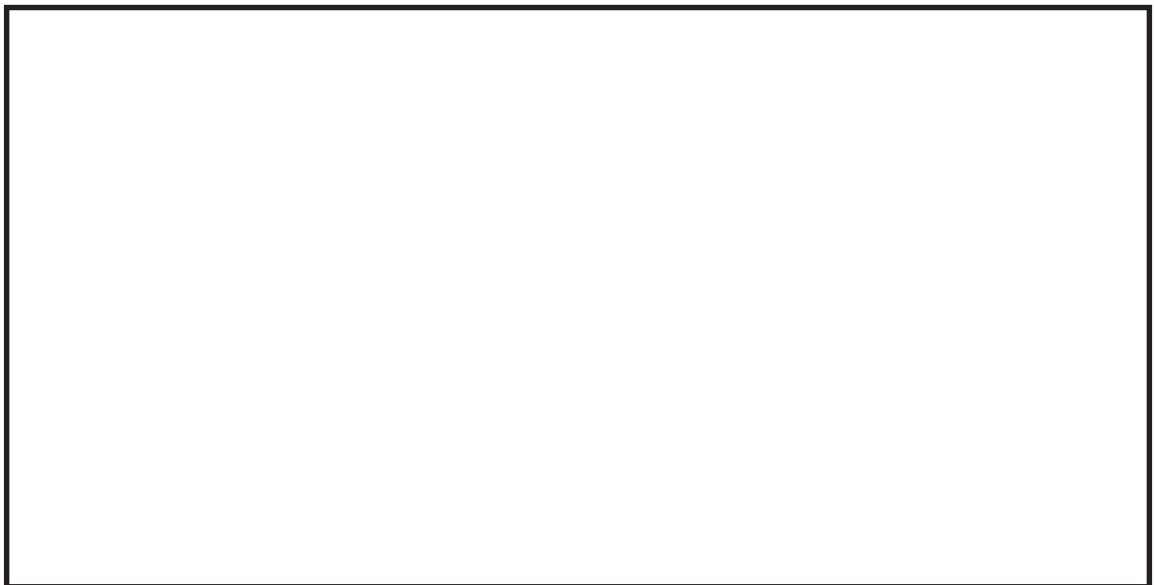


図 5.12-1 貯留堰鳥瞰図



図 5.12-2 貯留堰断面図

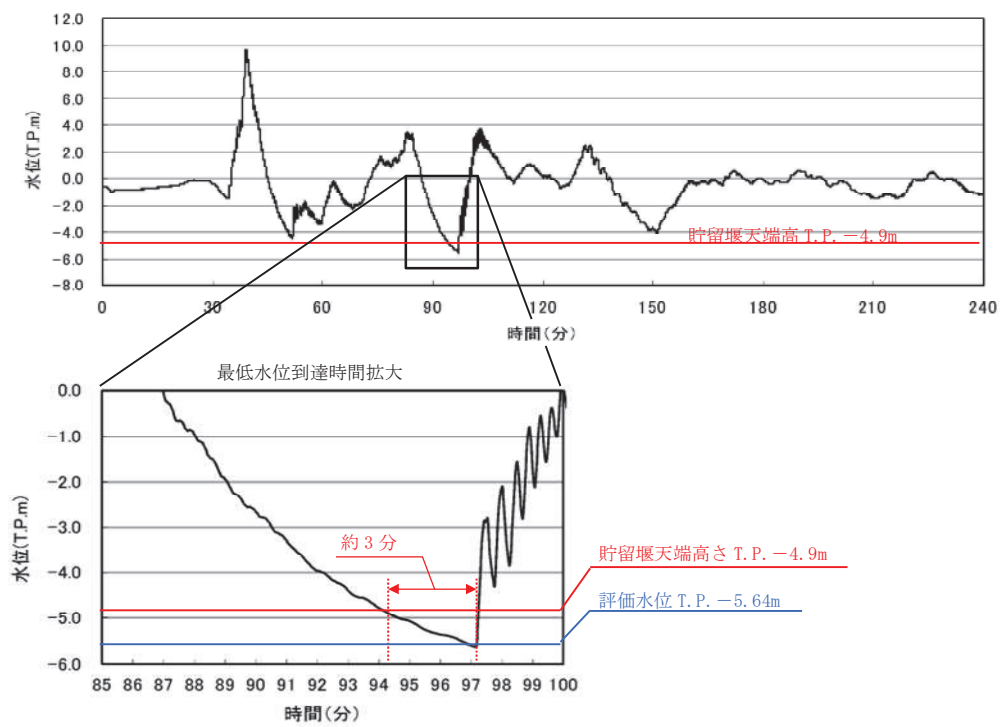


図 5.12-3 引き波の継続時間（約 3 分）の考え方



図 5.12-4 非常用海水ポンプ詳細位置図及び取水量

5.12.2 検討方針

(1) 検討項目 1（貯留量が確保されることを確認）

引き波によって貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間（約 3 分）と余震（ $S_d - D1$ ）との重畳を考慮したスロッシング解析によりに溢水量を算出し、貯留堰の有効容量（2378 m^3 、非常用海水ポンプの運転継続可能時間 33 分）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波継続時間（約 3 分）に対して十分に余裕があることを確認する。

溢水量の算定においては、スロッシングによる溢水量を保守的に算出するため、スロッシング解析時間は引き波により貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る継続時間（約 3 分）よりも長い 5 分間（300 秒間）とする。

(2) 検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目 1 と同様に 5 分間とする。

スロッシング検討フローを図 5.12-5 に示す。

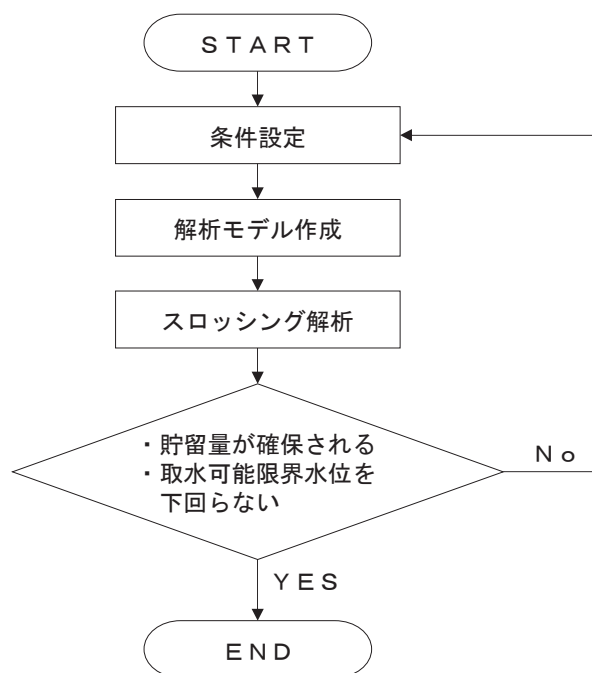


図 5.12-5 スロッシング検討フロー

5.12.3 入力地震動

(1) 地震動の引き上げ手法

地震動は、解放基盤表面 T.P. -370 m からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの引き上げを行う。

解放基盤表面 T.P. -370 m から地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）までの地震動の引き上げは、1次元地震応答解析（SHAKE）により行うものとする。

地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの第四紀層の液状化検討対象層を含む範囲の地震動の引き上げについては、1次元地震応答解析（FLIP）により行うものとする。1次元地震応答解析に有効応力解析 FLIP を用いる理由は以下のとおりである。

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価では、地震動（ S_d-D1 ）における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮でき、原地盤に基づく液状化強度特性を用いたケース、地盤物性のばらつきを考慮したケース、非液状化の条件を仮定したケース及び地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースに対して評価が行えるよう、有効応力解析 FLIP を用いる。

(2) 地震動の引き上げ位置

余震時のスロッシング解析は貯留堰からの溢水量を評価することが主目的なので、地震動の引き上げ位置は、貯留堰の設置位置で解析モデル下端まで引上げた地震動を使用する。

貯留堰の設置位置の地層構成は、長周期側成分が卓越する地層構成として、岩盤上面深度が深く、第四紀層が厚くなる地点を選定する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地層断面位置図及び地層断面図をそれぞれ図 5.12-6 及び図 5.12-7 に示す。また、それぞれの図に地層構成抽出地点を合わせて示す。選定した地層構成抽出地点の地震応答解析モデル図を図 5.12-8 に示す。

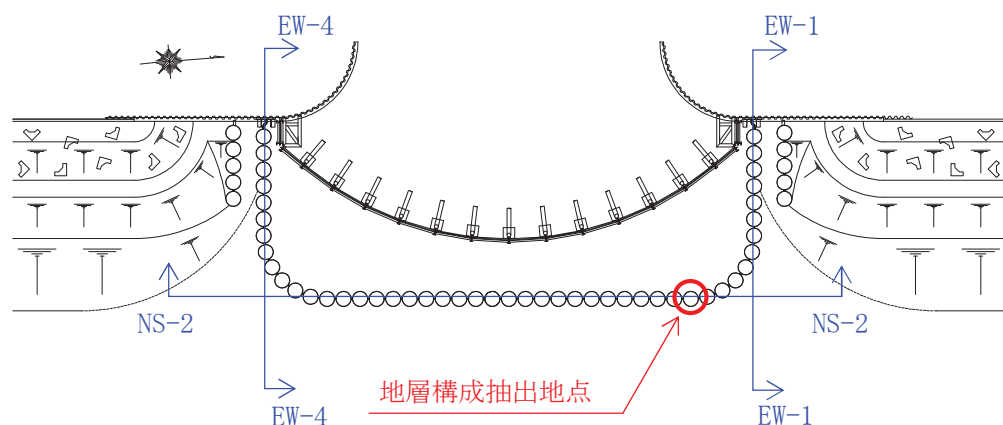


図 5.12-6 地震動の選定に用いる地層断面位置図

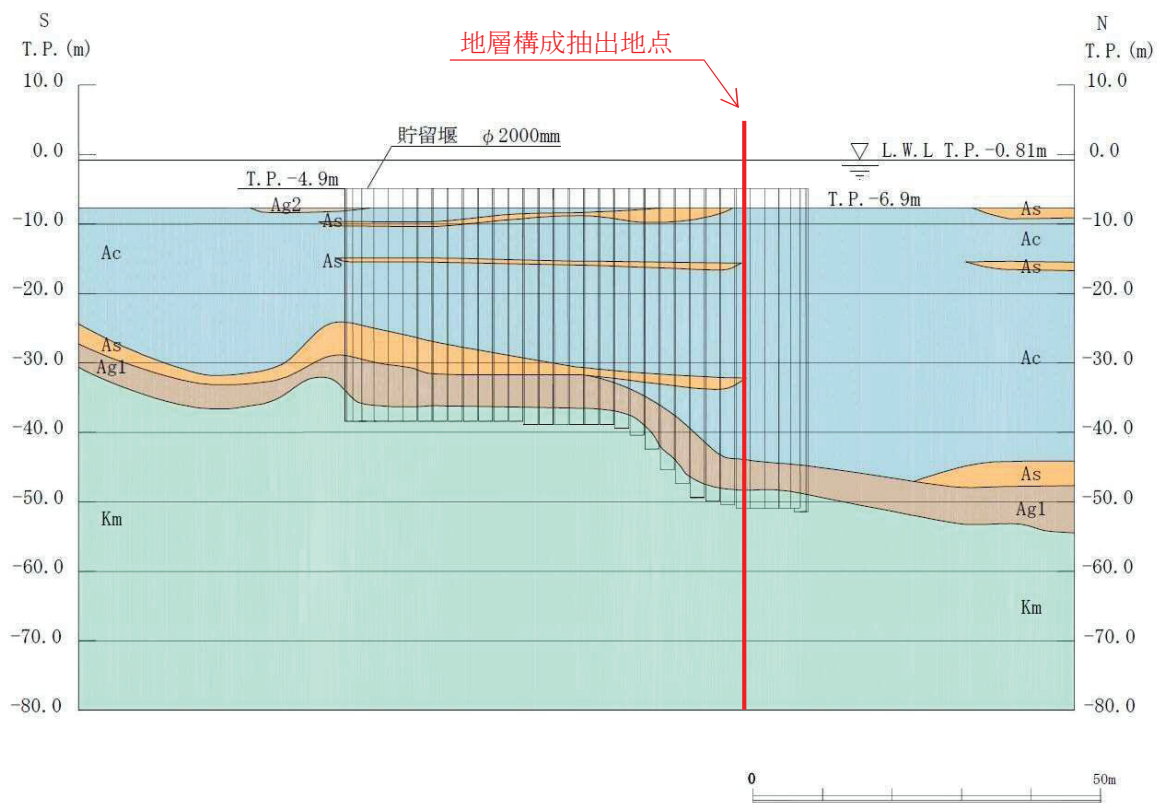


図 5.12-7 (1) 地層断面図 (NS-2)

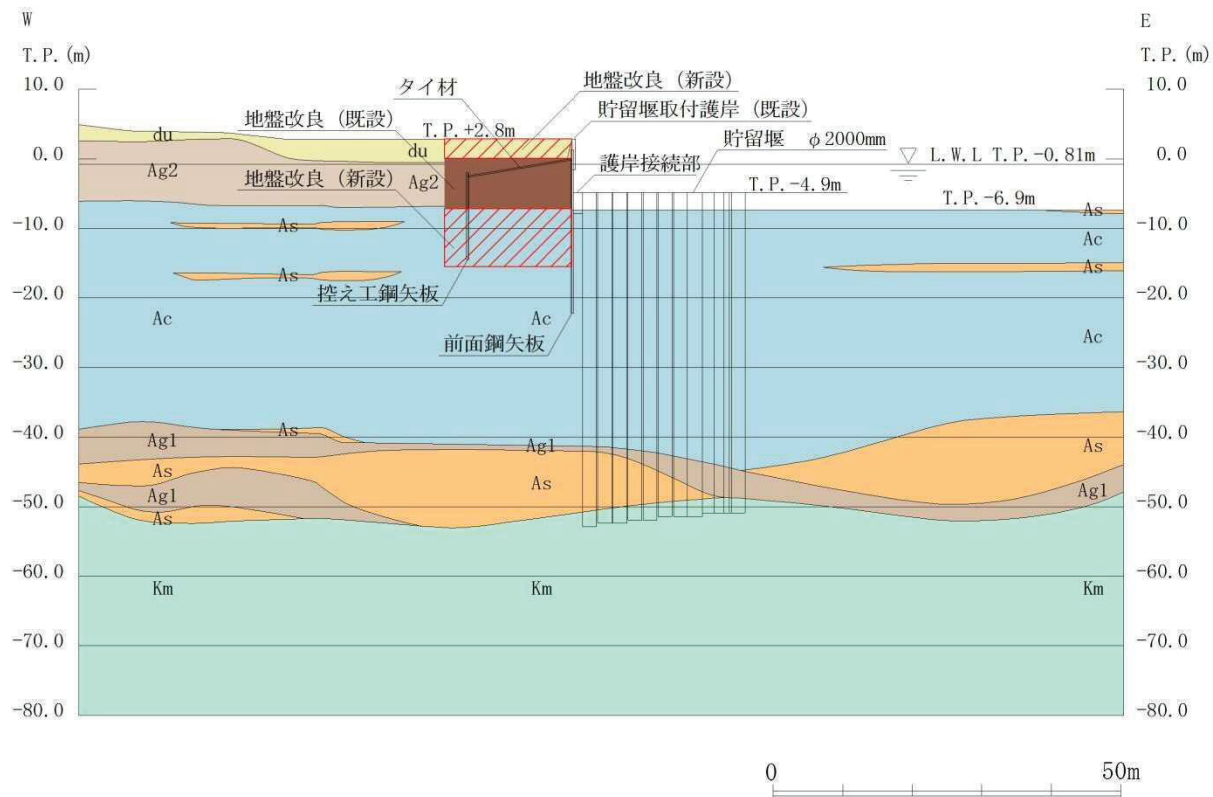


図 5.12-7 (2) 地層断面図 (EW-1)

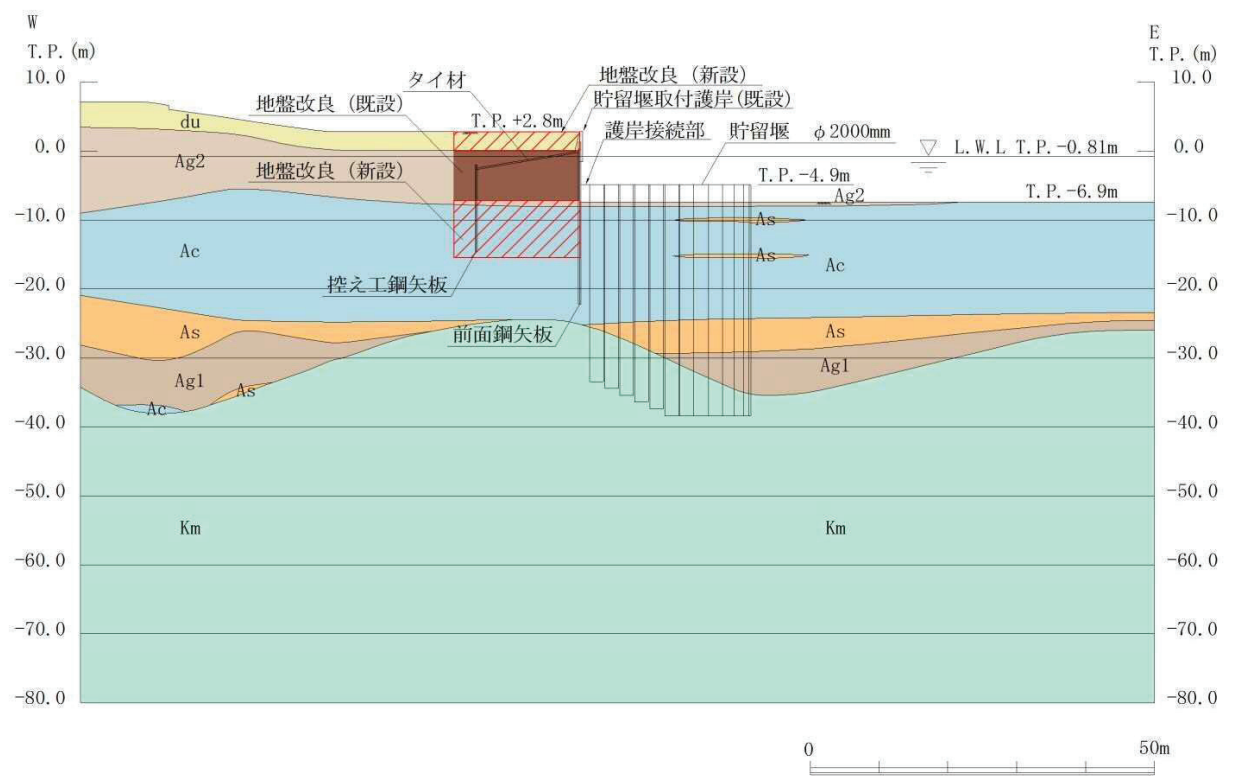


図 5.12-7 (3) 地層断面図 (EW-4)

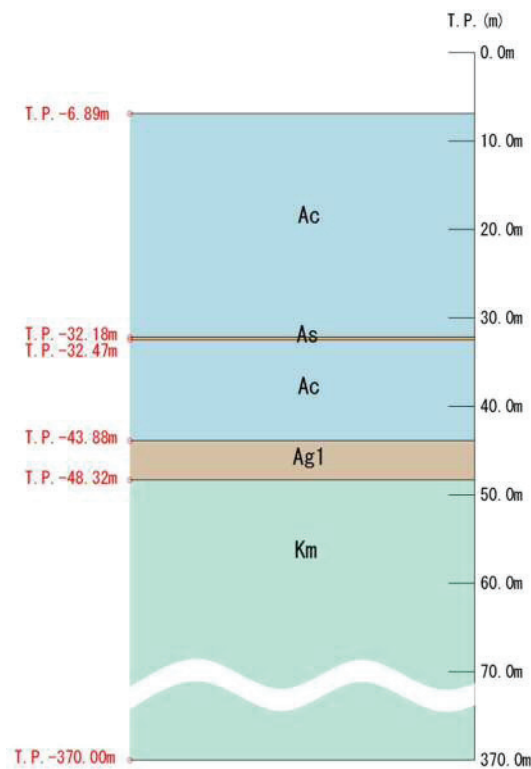


図 5.12-8 地震応答解析モデル図 (地層構成抽出地点)

(2) 地盤物性値

検討に用いる地盤の物性値を表 5.12-1 に示す。

表 5.12-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

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

表 5.12-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位で浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位で浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z	35

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

z：標高（m）

表 5.12-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C _{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m ₅ , m ₆	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

(3) 地震動の選定

(a) 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、 S_d-D1 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する※。このため、スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留堰水面の1次固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

※ 容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）より

(b) 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.12-2 に示す 6 ケースとする。

表 5.12-2 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
ケース名称	V_s 平均値 (液化化パラメータ適用)	$V_s + 1\sigma$ (液化化パラメータ適用)	$V_s - 1\sigma$ (液化化パラメータ適用)	豊浦標準砂	V_s 平均値 (非液化化)	$V_s + 1\sigma$ (非液化化)
地盤物性の考え方	原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液化化の条件を仮定した解析ケース
液化化強度特性の設定	原地盤に基づく液化化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用

(c) 水面の 1 次固有周期の算出

加振方向，水槽形状を考慮した 3 ケースについて，水面の 1 次固有周期を算出する。算出には以下の式※を用いる。検討に用いた 3 ケースの水槽形状の考え方を図 5.12-9 に，1 次固有周期算定結果を表 5.12-3 に示す。

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$
$$\omega^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{g}{l} \cdot \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{l}\right)$$

ここに、

T_s : 1 次固有周期

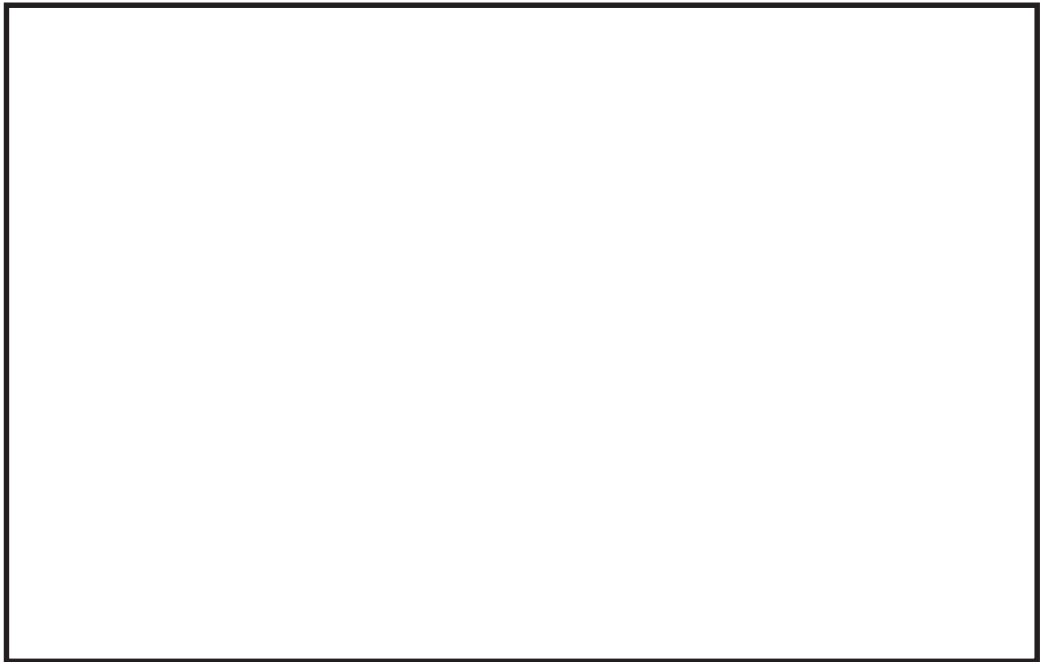
ω : 1 次固有円振動数

g : 重力加速度

l : 水槽の幅の半分（貝代 10 cm 考慮）

h : 水深

※ 容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）より



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.12-9 水槽形状の考え方

表 5.12-3 1次固有周期算定結果

項目	記号	単位	ケースA	ケースB	ケースC	備考
水槽の幅	$2l$	m	77.53	62.46	7.25	貝代考慮
	l	m	38.77	31.23	3.63	
貯留堰天端		T.P.m	-4.90	-4.90	-4.90	
底面		T.P.m	-6.89	-6.89	-7.75	
水深	h	m	1.99	1.99	2.85	
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665	9.80665	
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s	0.0324	0.0499	3.6201	
固有円振動数	ω	1/s	0.180	0.223	1.903	
固有周期	T_s	s	34.91	28.14	3.30	

(d) 地震動の選定

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図 5.12-10 に示す。貯留堰水面の 1 次固有周期を考慮し、⑤ V_s 平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

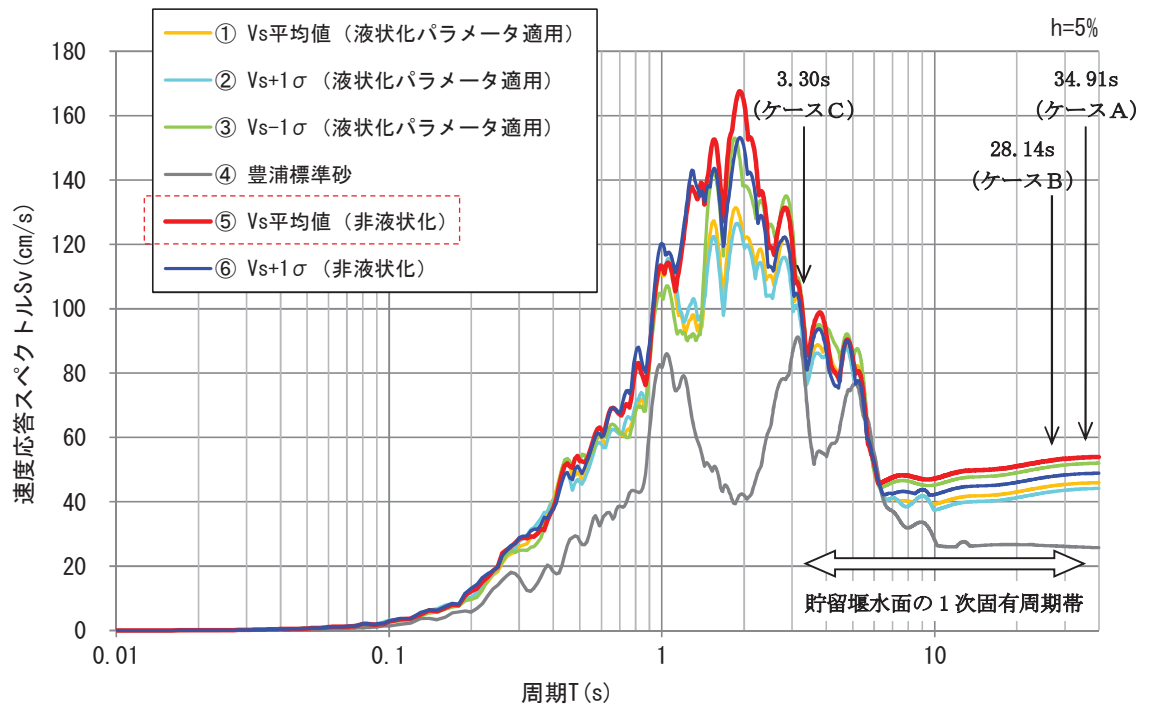


図 5.12-10 (1) 速度応答スペクトル（水平方向）

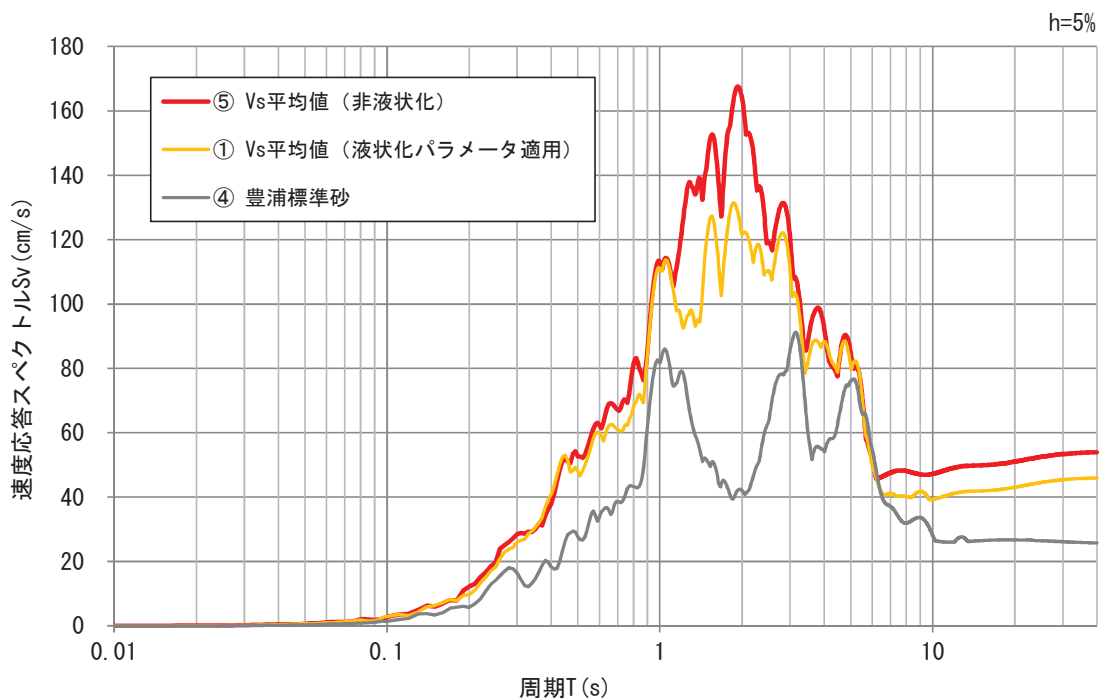
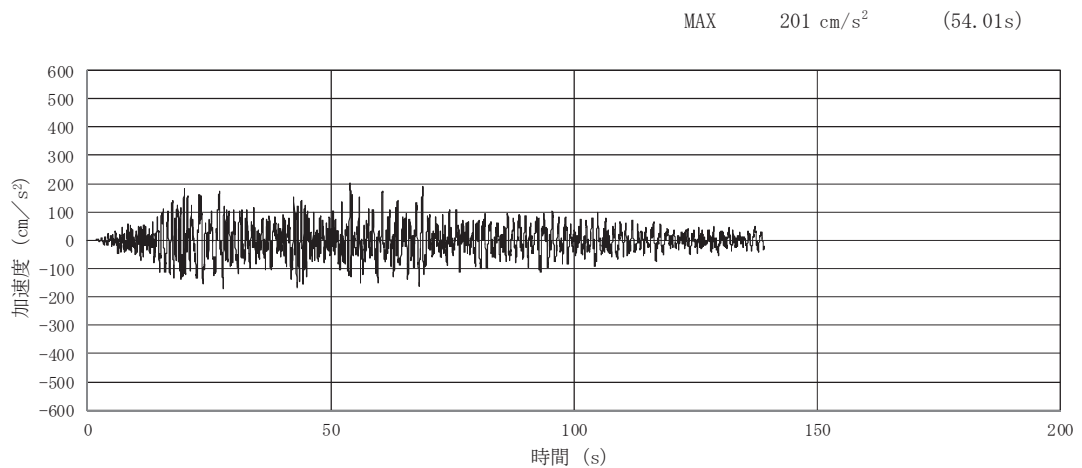


図 5.12-10 (2) 速度応答スペクトル（水平方向）【抜粋】

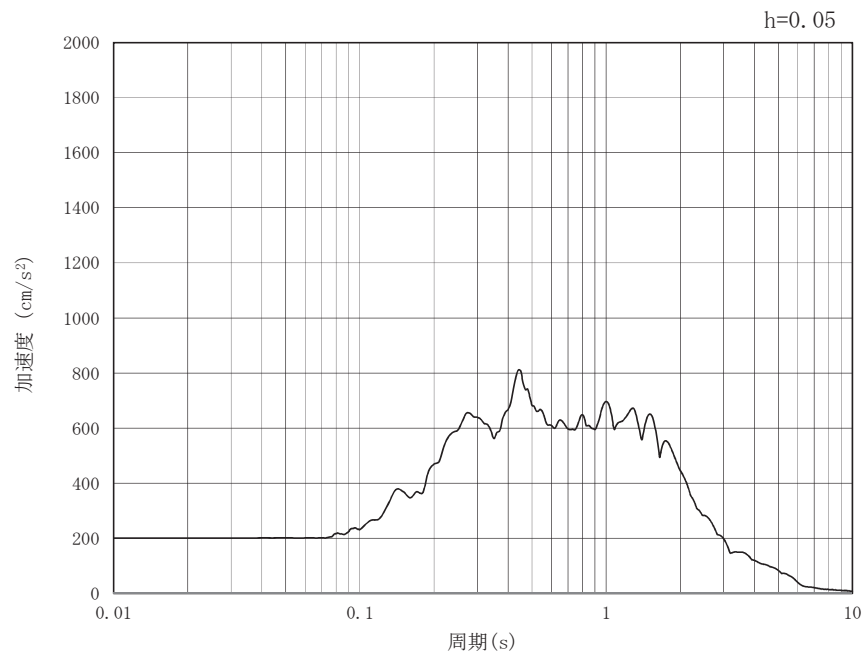
(d) 入力地震動

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 （⑤Vs 平均値（非液状化））の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.12-11 示す。

S_d-D1 の水平成分は方向を持たないため、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。

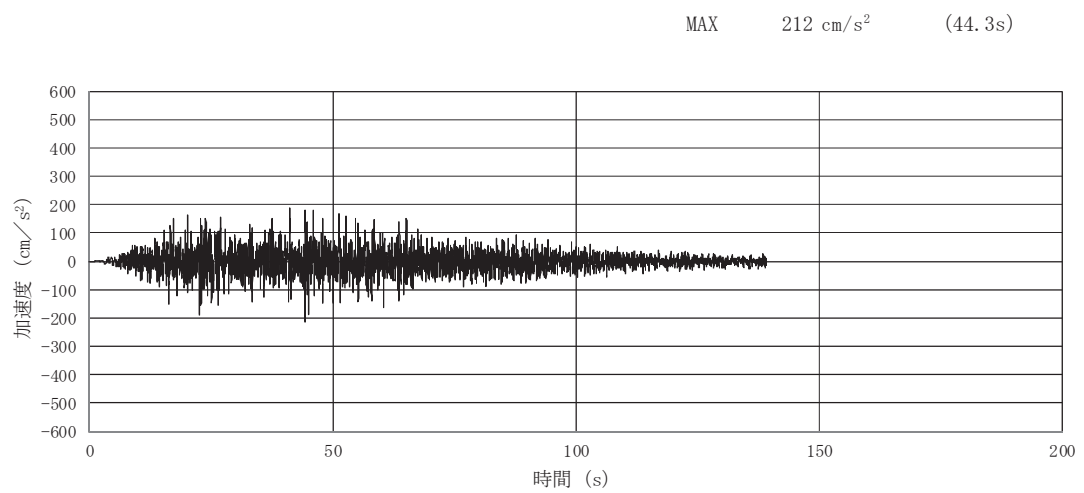


(a) 加速度時刻歴波形

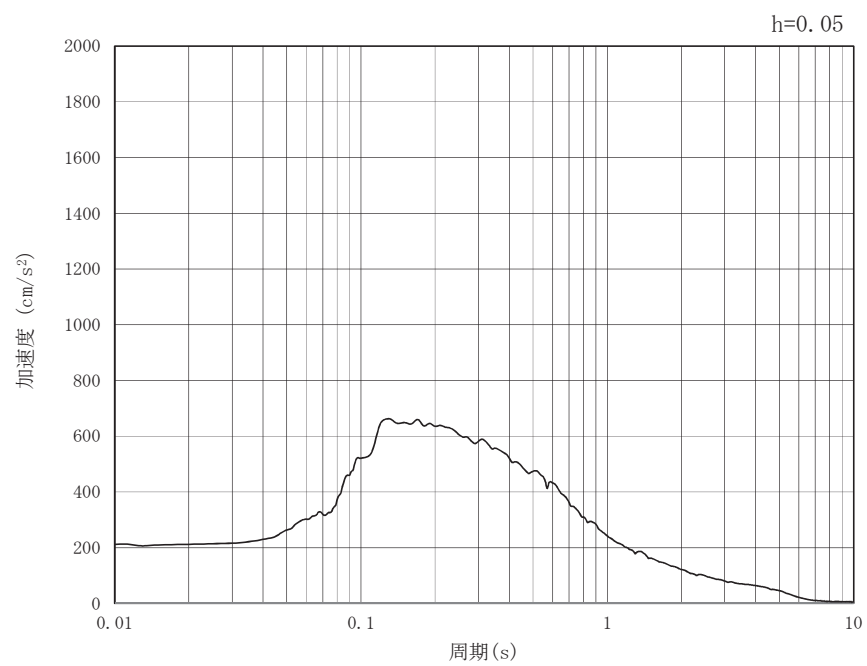


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (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-D1 ，⑤Vs 平均値（非液状化））



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (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-D1 ，⑤ V_s 平均値（非液化化））

5.12.4 検討ケースの選定

(1) 初期水位

スロッシング解析の初期水位は、貯留堰天端高である T.P. -4.9 m に加え、引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位についても初期水位として検討するものとする。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、引き波の継続時間を保守的に考慮した 5 分間とする。

検討項目 1（貯留量が確保されていることを確認）については、貯留堰内水位が高い場合に溢水量が大きくなるため、初期水位を T.P. -4.9 m として検討する。また、検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）については、貯留堰内水位が低い場合に厳しい条件となるため、初期水位を T.P. -5.1 m として検討する。

5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位は以下のとおり。解析に用いる初期水位を表 5.12-4 に示す。

$$\begin{aligned} \text{5 分間の水位低下量} &= (\text{非常用海水ポンプ取水量} \times 5 \text{ 分}) / \text{有効貯水面積} \\ &= (72.05 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min}) / 3129.16 \text{ m}^2 \\ &= 0.115 \text{ m} \end{aligned}$$

5 分間非常用海水ポンプによる

$$\begin{aligned} \text{取水が行われた場合の水位} &= \text{貯留堰天端高} - \text{5 分間の水位低下量} \\ &= \text{T.P. -4.9 m} - 0.115 \text{ m} \\ &= \text{T.P. -5.015 m} \rightarrow \underline{\text{T.P. -5.1 m}} \end{aligned}$$

表 5.12-4 初期水位

対象検討項目	初期水位	備考
検討項目 1（貯留量が確保されることを確認）	T.P. -4.9 m	貯留堰天端高
検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）	T.P. -5.1 m	5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

(2) 有効容量

検討に用いる貯留堰の有効容量と運転継続可能時間の関係を表 5.12-5 に示す。

表 5.12-5 有効容量と運転継続可能時間

有効容量	2,378 m ³
運転継続可能時間	33 分

5.12.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法(Finite Volume Method) (以下「FVM」という)解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバーinterFOAM を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相（空気）および液相（海水）の挙動を解析する。

モデル化範囲及び解析条件を表 5.12-6 に示す。また、水位時刻歴波形の抽出位置（①～⑦）を図 5.12-12 に、スロッシング解析モデルを図 5.12-13 に示す。

表 5.12-6 モデル化範囲及び解析条件

モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰からポンプ室まで
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> ● スロッシングによって貯留堰外側に溢れ出た海水の体積を溢水量として計上する。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> ● T.P. -4.9 m (貯留堰天端高) ● T.P. -5.1 m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> ● 5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 3 分を保守的に考慮) ● 地震動による加振 (余震継続時間 139.28 秒) 終了後も解析を継続する。
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> ● OpenFOAM (v1706) ● オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> ● 非常用海水ポンプ部での水位変動を確認するために、非常用海水ポンプ (残留熱除去系海水ポンプ) 位置である①～④の 4 点を水位抽出位置とする。 ● 貯留堰天端を超える様子を参考として確認するために、貯留堰東端、北端及び南端を代表点として⑤～⑦の 3 点 (各壁の中央部) を水位抽出位置とする。
その他	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰内部の構造物 (カーテンウォールやその支柱、スクリーンなど) は溢水量を保守的に考慮するため、モデル化しない。 ● 格子サイズは $D_x = 25\text{cm}$, $D_y = 25\text{cm}$, $D_z = 20\text{cm}$ を基本とする。 ● 貯留堰鋼管矢板 ($\phi 2,000$) は、モデル簡略化のため貯留堰内側の壁面形状を直線 (隅角部は曲線) としてモデル化する。

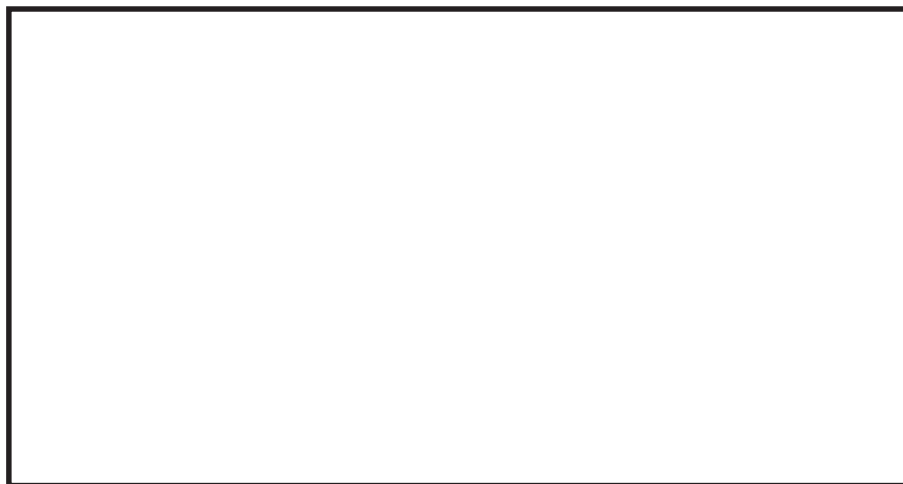


図 5.12-12 水位時刻歴波形抽出位置



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図（北側より）



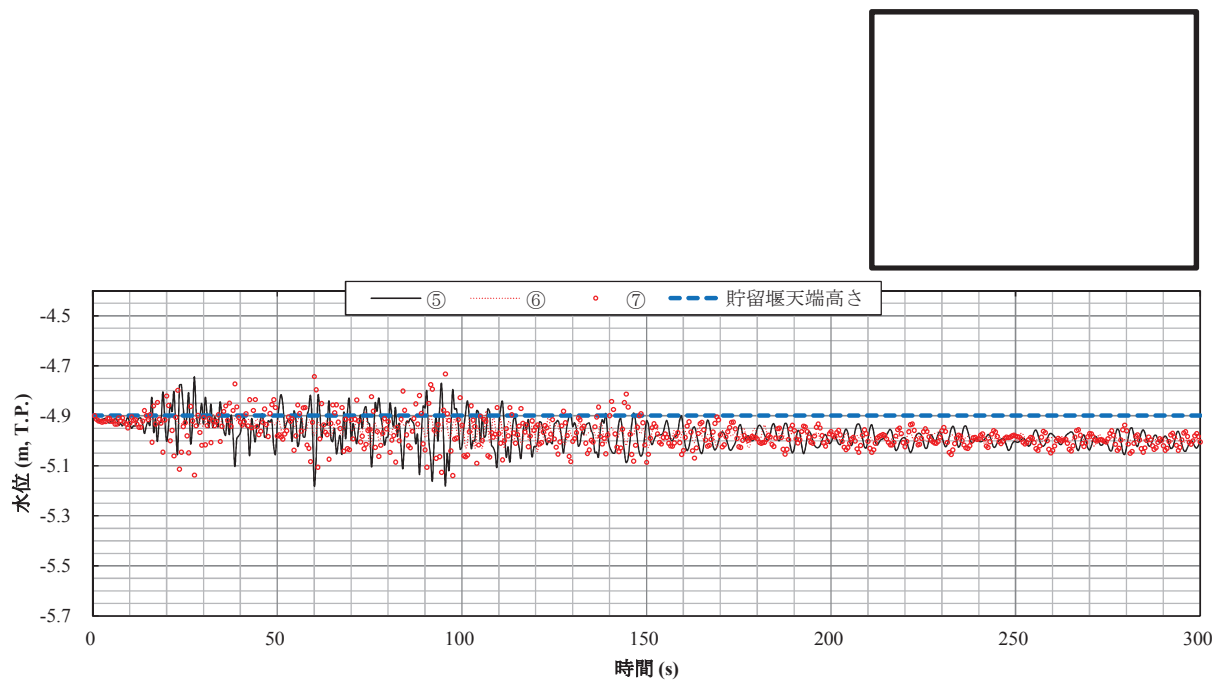
(c) 鳥瞰図（東側より）

図 5. 12－13 解析モデル（OpenFOAM）

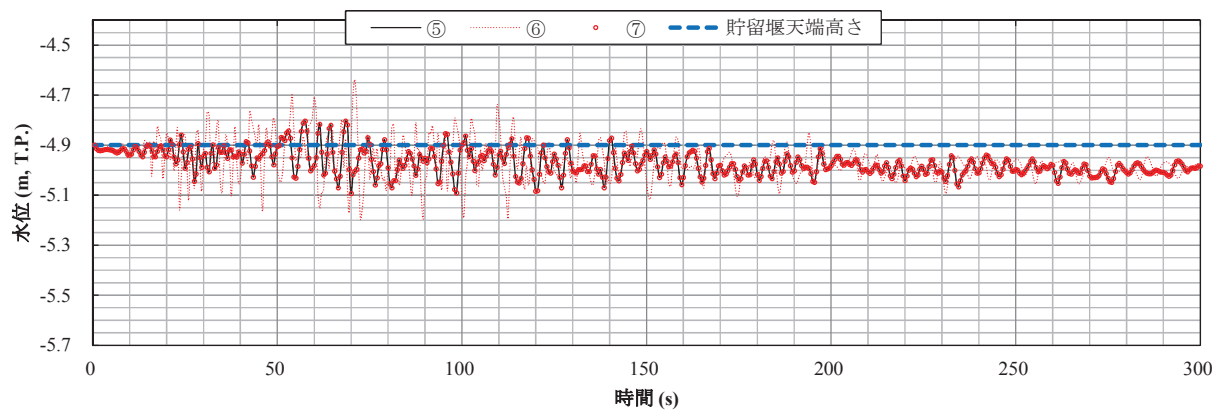
5.12.6 解析結果

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

貯留堰位置 (⑤～⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 5.12-14 に示す。また, スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 5.12-7 に示す。



(a) 護岸平行方向に加振



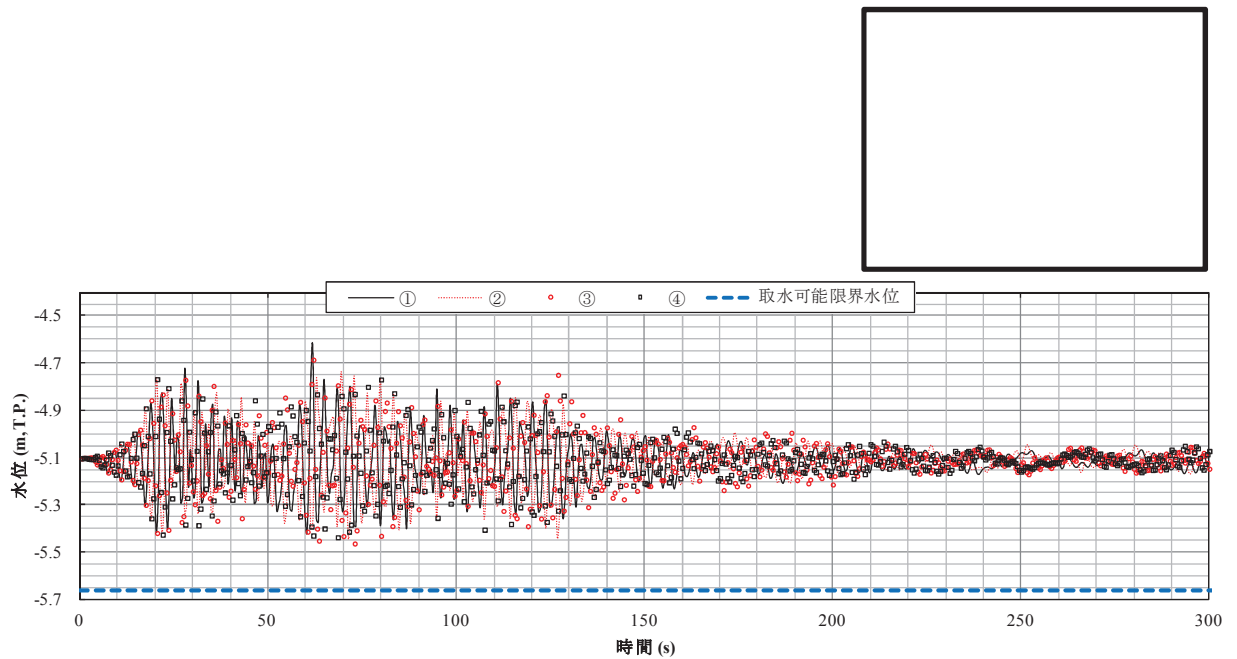
(b) 護岸直角方向に加振

図 5.12-14 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

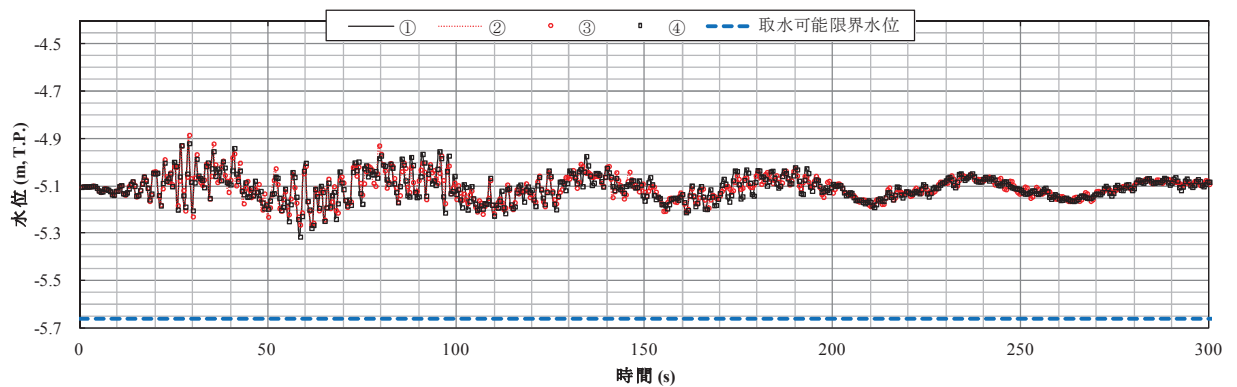
表 5.12-7 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(a) 護岸平行方向に加振	301 m ³
(b) 護岸直角方向に加振	301 m ³

- (2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認, 初期水位=T. P. -5.1 m)
- 非常用海水ポンプ位置 (①～④) におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 5.12-15 に示す。また, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.12-8 に示す。



(a) 護岸平行方向に加振



(b) 護岸直角方向に加振

図 5.12-15 スロッシング時の水位時刻歴 (護岸平行方向に加振)

表 5.12-8 スロッシング時の最低水位

加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
(a) 護岸平行方向に加振	T. P. -5.42 m	T. P. -5.45 m	T. P. -5.47 m	T. P. -5.44 m
(b) 護岸直角方向に加振	T. P. -5.32 m	T. P. -5.27 m	T. P. -5.27 m	T. P. -5.32 m

5.12.7 検討結果まとめ

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

スロッシングによる 5 分間の溢水量は 301 m^3 であり，スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 28 分となる。よって，スロッシングによる溢水を考慮しても，貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約 3 分に対して十分な貯留量が確保されていることを確認した。図 5.12-16 に水位イメージ図を示す。

・スロッシングによる 5 分間の溢水量 = 301 m^3

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned}\text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.83 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}}\end{aligned}$$

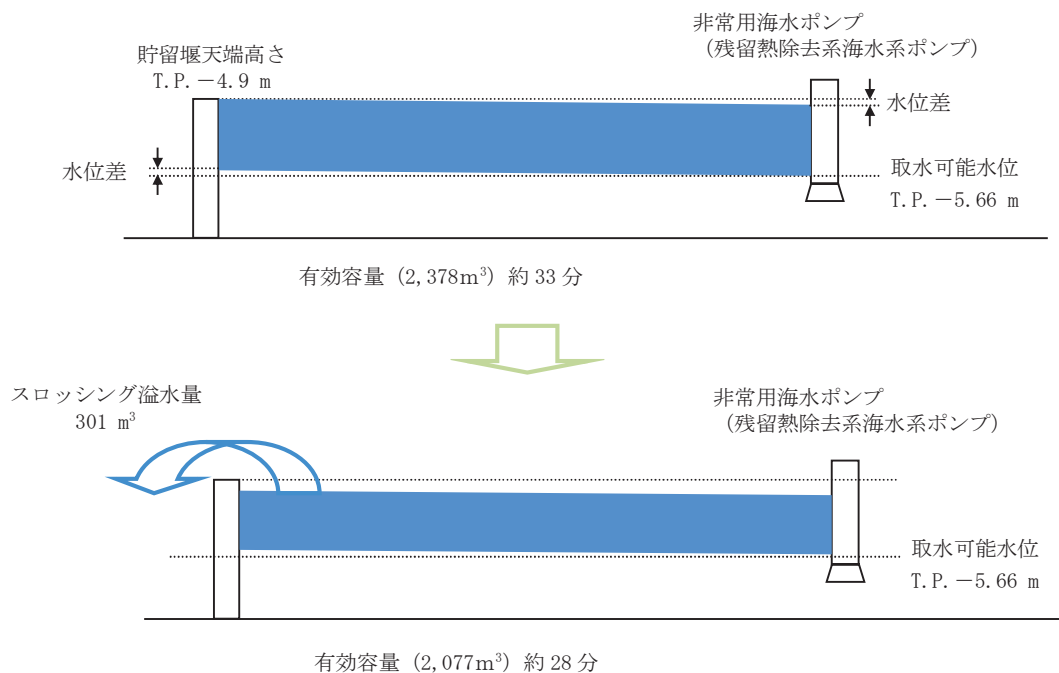


図 5.12-16 水位イメージ図

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は約 T.P. -5.5 m である。よって，スロッシングによる溢水及び水面の乱れを考慮した場合においても，貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

・スロッシング時の最低水位 = T.P. -5.47 m \rightarrow T.P. -5.5 m

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価に関する参考資料

(参考1) その他の地盤物性を用いたスロッシング解析結果

1. 概要

「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」では、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs 平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる地震動として選定し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を評価した。

本参考資料では、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」において選定した⑤Vs 平均値（非液状化）のみならず、全周期帯で比較した場合に速度応答スペクトルの大きさが拮抗しているケース、並びに標準的な解析ケース（①Vs 平均値（液状化パラメータ適用））についても同様のスロッシング解析を補足的に実施し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を確認した。

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図1-1に示す。

本参考資料では、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」において選定した周期2秒付近で最大となる⑤Vs 平均値（非液状化）に加え、周期0.8秒付近で最大となる⑥Vs +1 σ （非液状化）、周期3秒付近で最大となる③Vs -1 σ （液状化パラメータ適用）並びに標準的な解析ケースである①Vs 平均値（液状化パラメータ適用）の全4ケースに対して整理を行う。

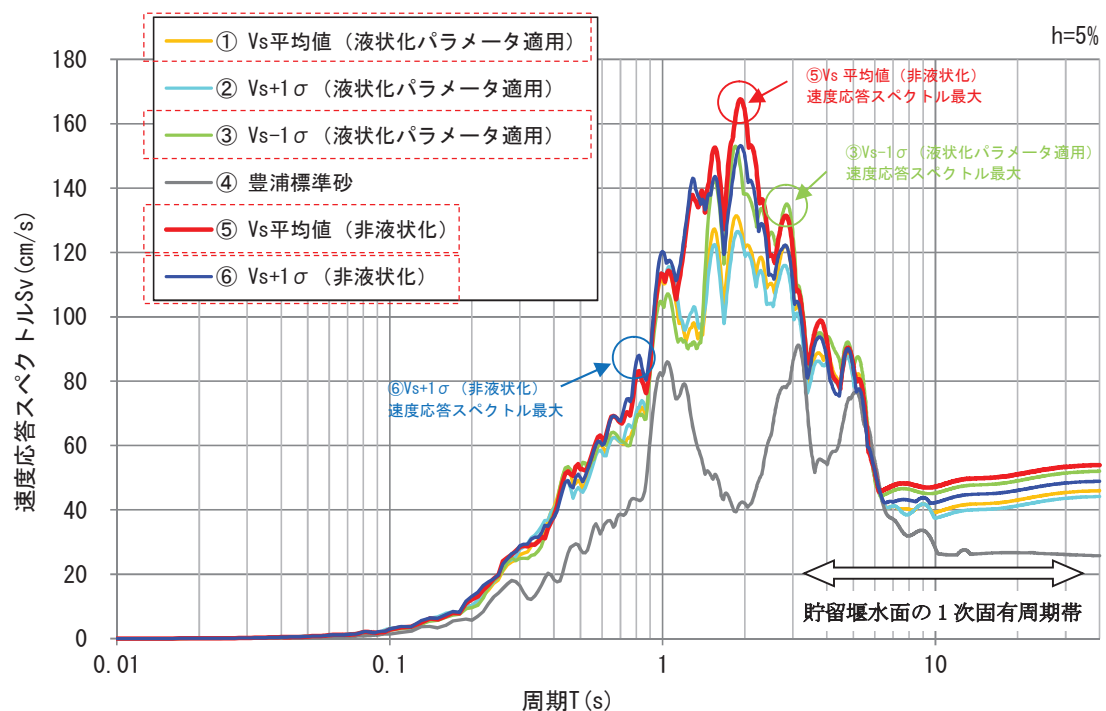


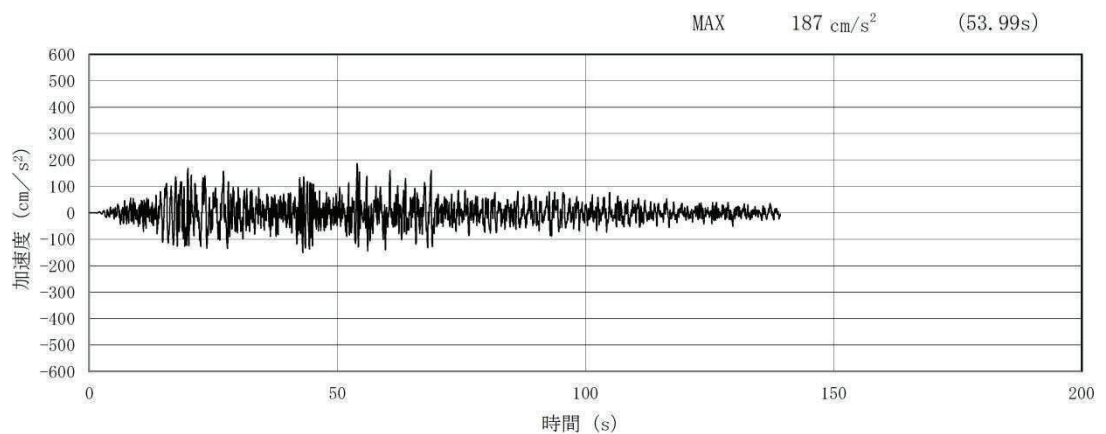
図1-1 速度応答スペクトル（水平方向）

2. 検討方針

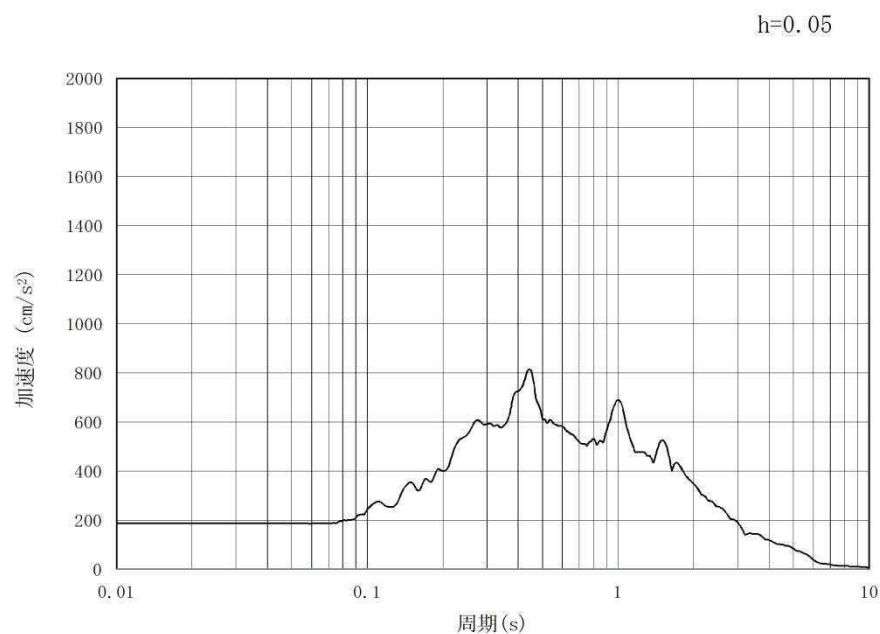
検討方針は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

3. 入力地震動

入力地震動についての考え方については、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を、地盤物性毎に図 3-1 に示す。

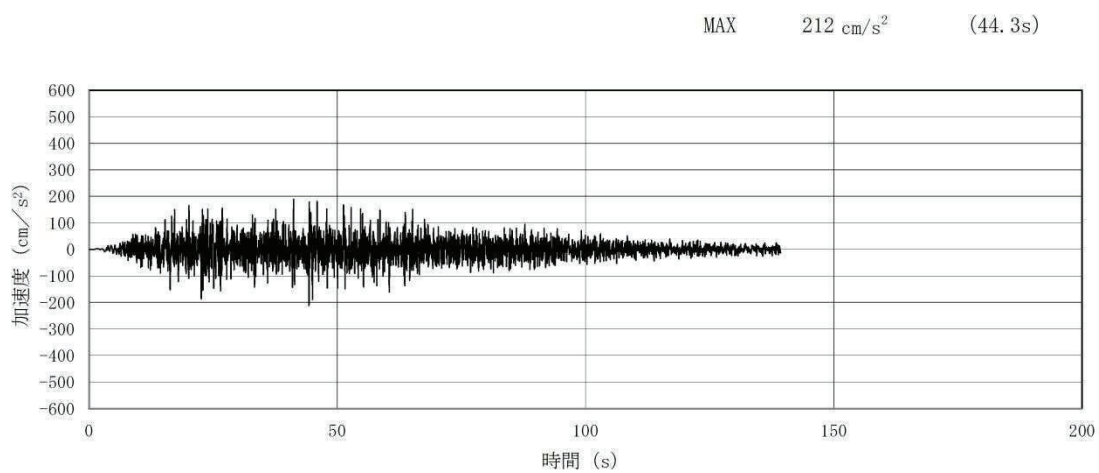


(a) 加速度時刻歴波形

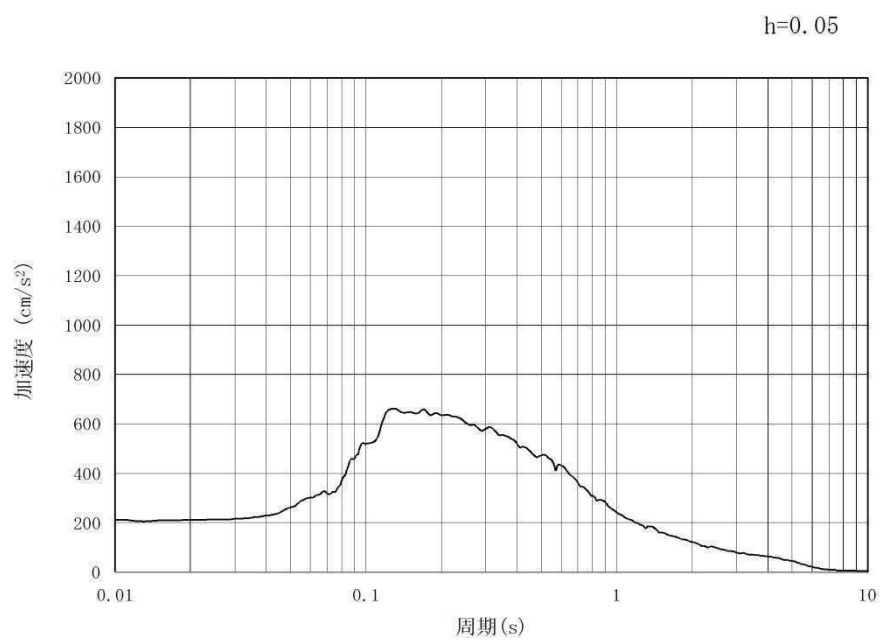


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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-D1 ，①V s 平均値（液状化パラメータ適用））

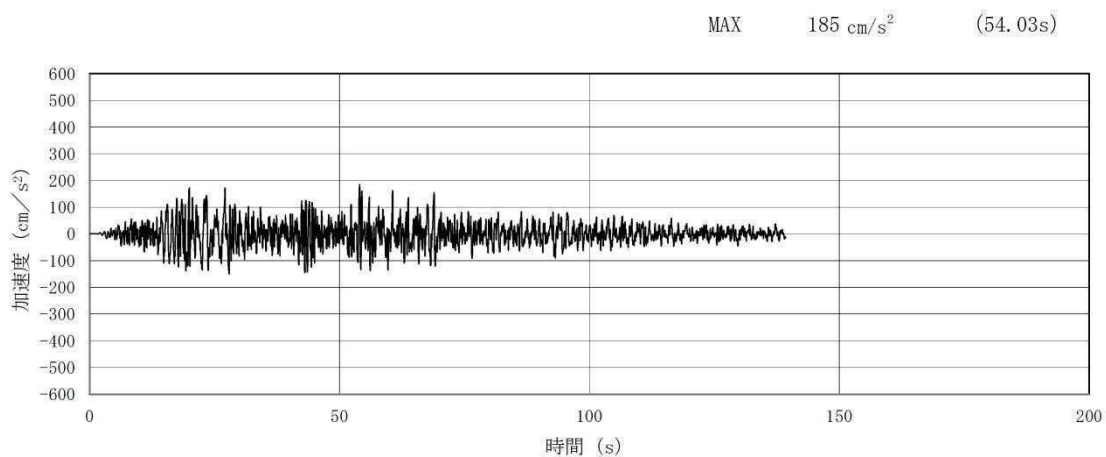


(a) 加速度時刻歴波形

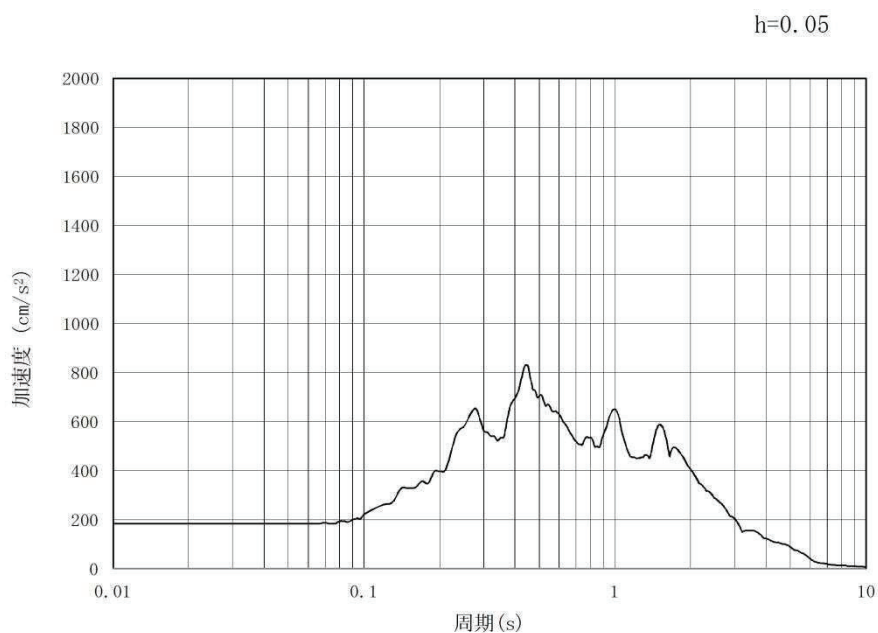


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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-D1 ，① V_s 平均値（液状化パラメータ適用））

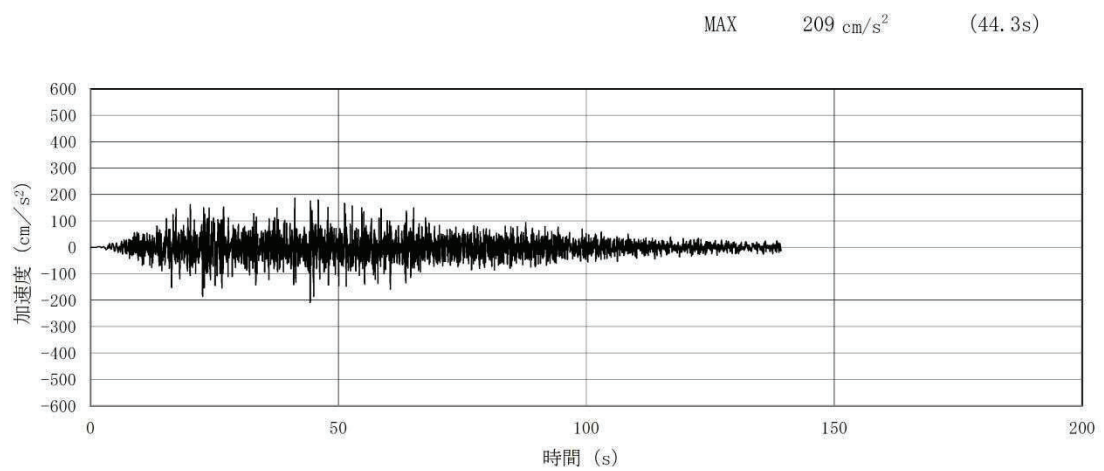


(a) 加速度時刻歴波形

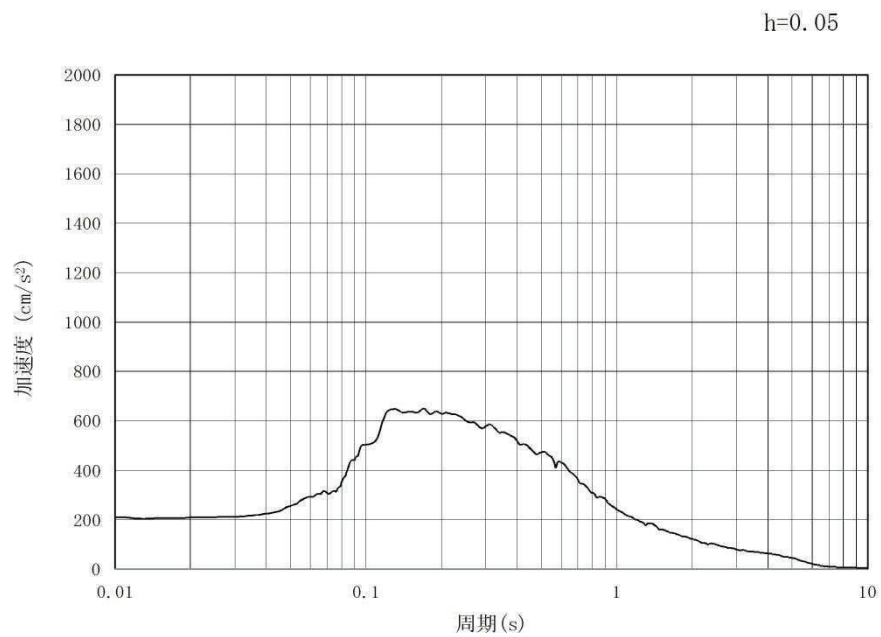


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)
(S_d-D1 , ③ $V_s-1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

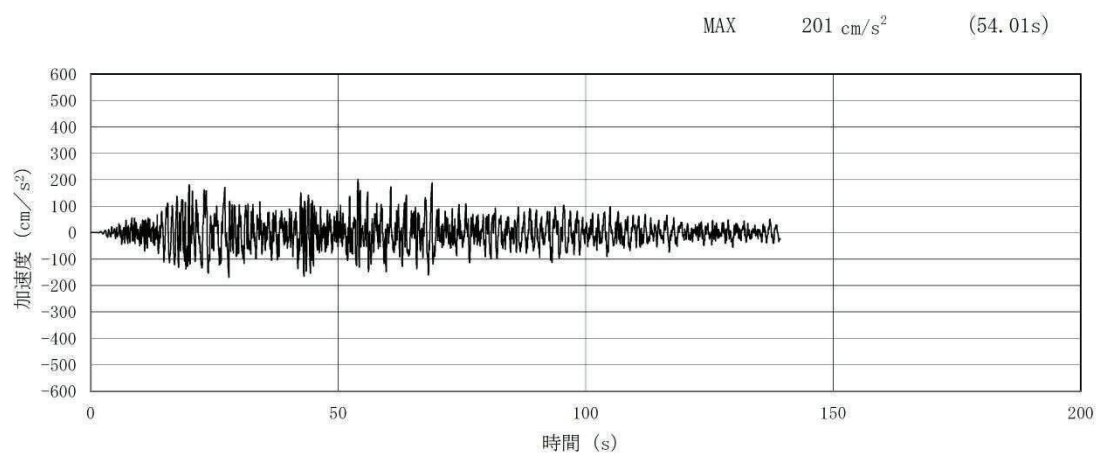


(a) 加速度時刻歴波形

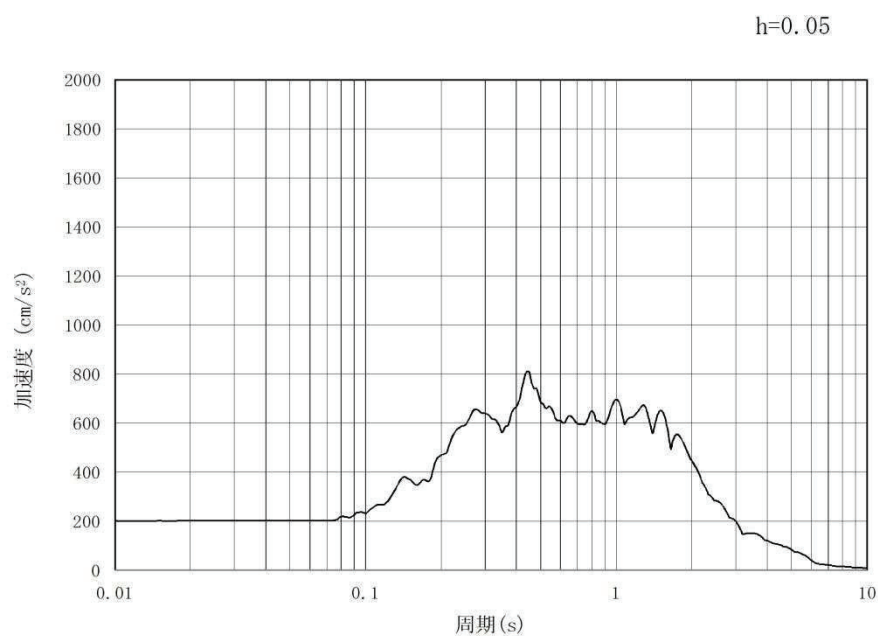


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
(S_d-D1 , ③ $V_s-1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

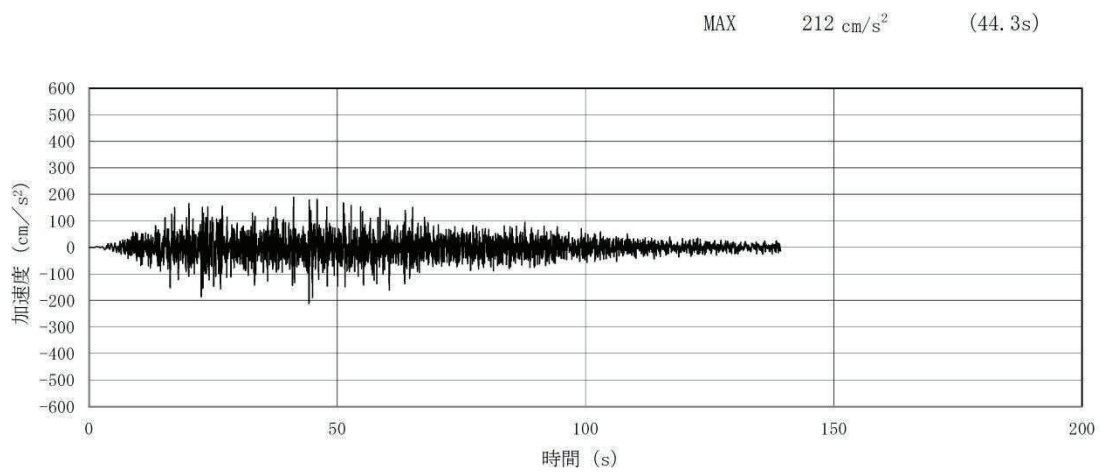


(a) 加速度時刻歴波形

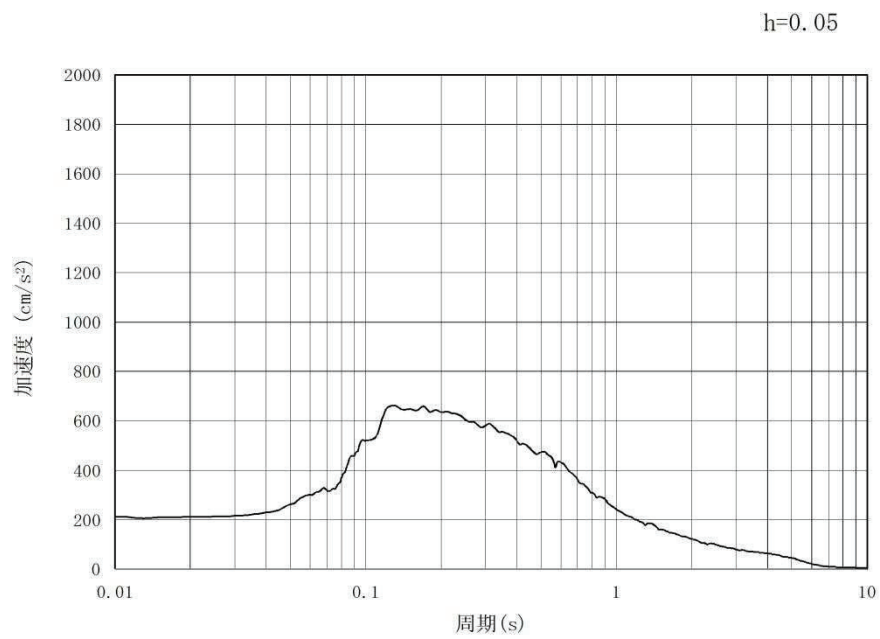


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)
(S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液化化))

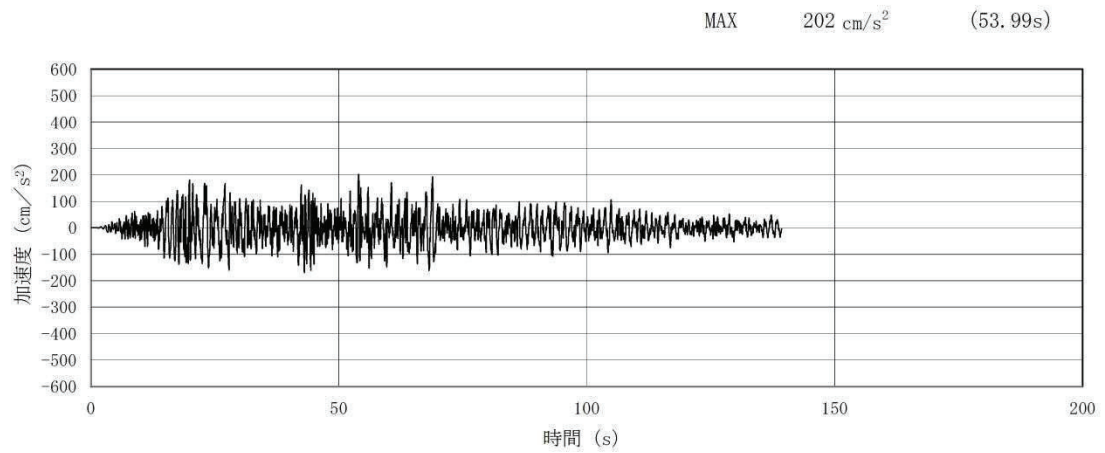


(a) 加速度時刻歴波形

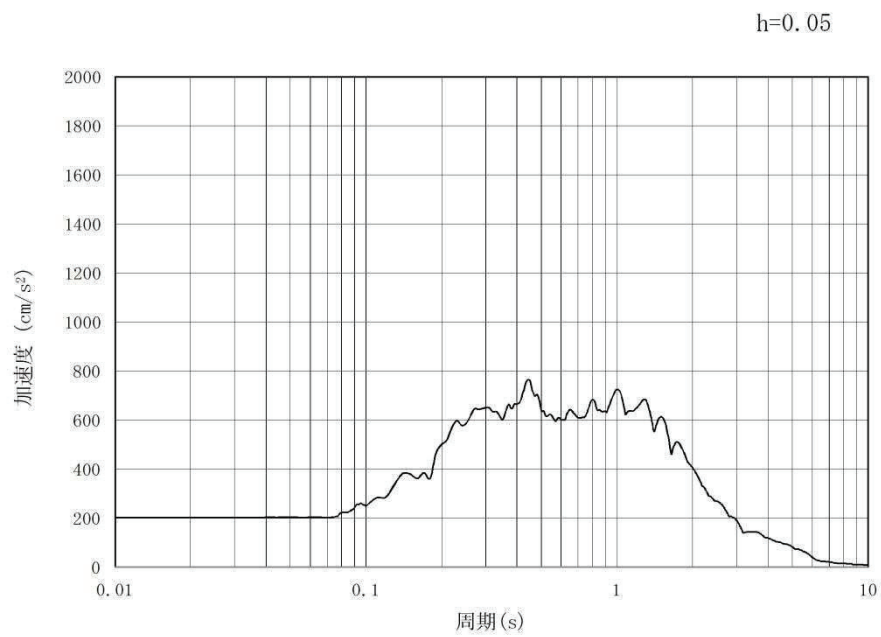


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
 (S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液化化))

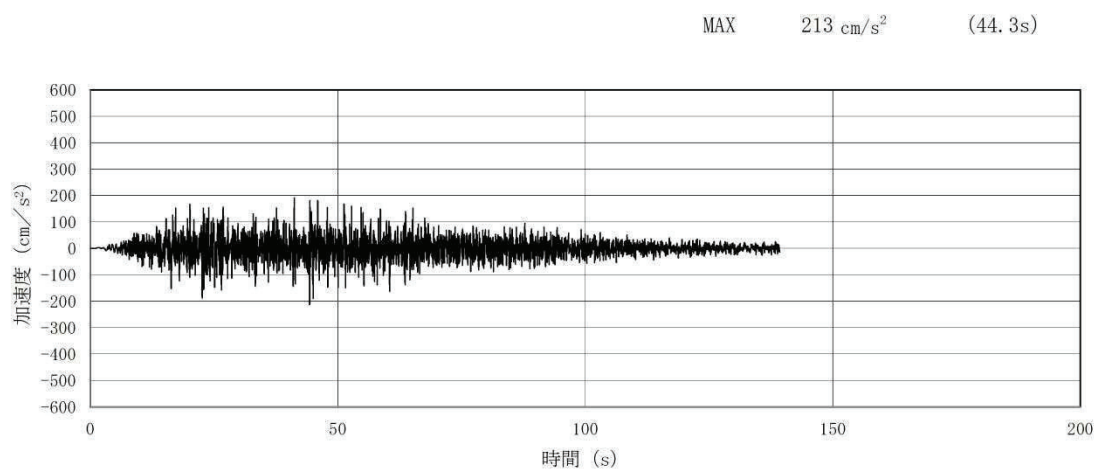


(a) 加速度時刻歴波形

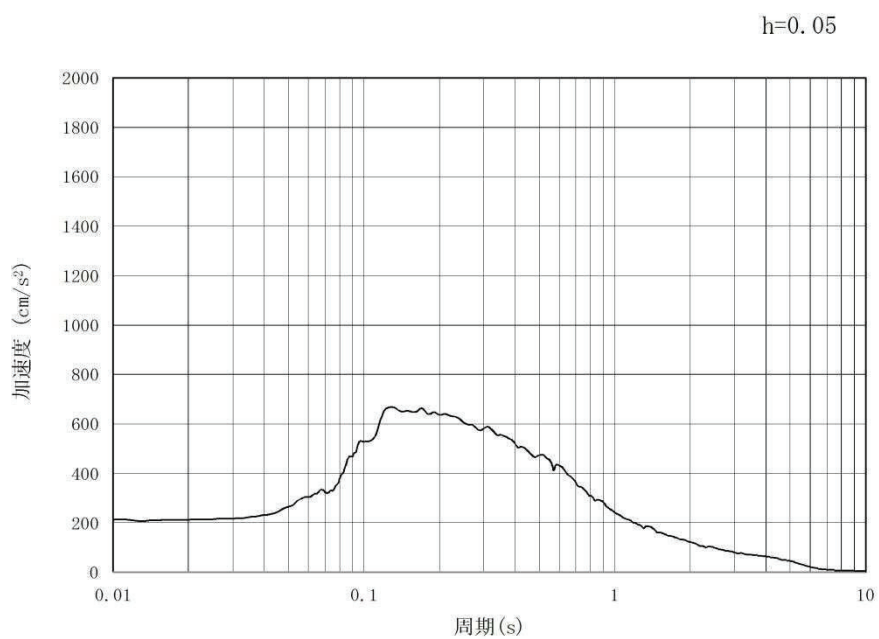


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)
 (S_d-D1 , ⑥ $V_s+1\sigma$ (非液化化))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（鉛直方向）
 (S_d-D1 , ⑥ $V_s+1\sigma$ （非液化化））

4. 検討ケースの選定

初期水位の検討ケースの選定は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

5. 解析条件

解析条件は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

6. 解析結果

6.1 検討項目 1（貯留量が確保されることを確認，初期水位＝T.P.－4.9 m）

スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 6-1 に示す。また，貯留堰位置（⑤～⑦）におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 6-1 に示す。

スロッシングによる 5 分間の溢水量は最大で 301 m³ となり，十分な貯留量を確保できることを確認した。

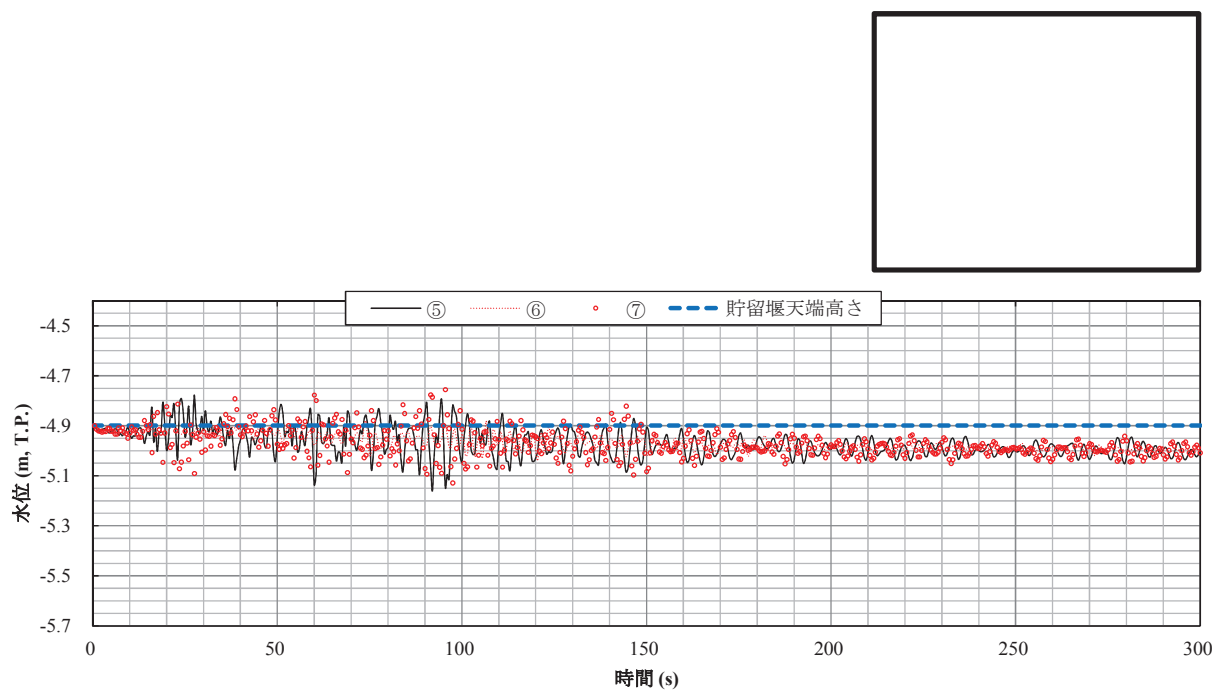
また，貯留堰水面の 1 次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては，溢水量に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

水位変動の位相特性を確認するために，溢水量が大きくなる（a）護岸平行方向に加振した場合の貯留堰位置⑤及び⑦における，4 種類の検討ケースの水位時刻歴（水位変動の大きい 180 秒）の比較を行った結果，図 6-2 に示すとおり，4 種類の検討ケースにおける水位変動には有意な位相差が無いことを確認した。したがって，溢水量は上昇する水位高さに比例する結果となっている。水位時刻歴（図 6-2）の水位高さに着目すると，水位上昇のピークが最大となるのは⑤V s 平均値（非液状化）のケースであるが，いくつかの点においては③V s－1 σ （液状化パラメータ適用）のケースにおいてもわずかながら大きめの水位が示されている。

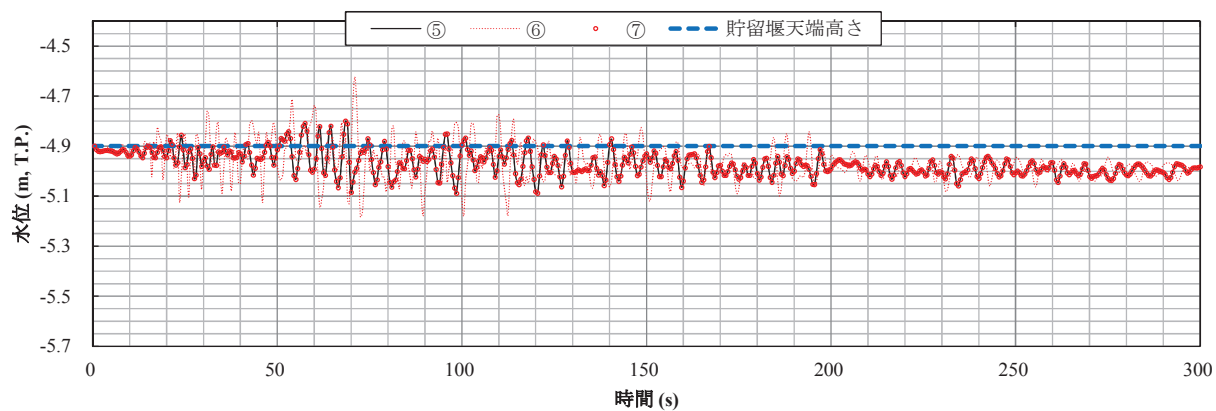
ゆえに，⑤V s 平均値（非液状化）のケース及び③V s－1 σ （液状化パラメータ適用）のケースで同様の溢水量最大値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-1 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	①V s 平均値 （液状化パラ メータ適用）	③V s－1 σ （液状化パラ メータ適用）	⑤V s 平均値 （非液状化）	⑥V s＋1 σ （非液状化）
（a）護岸平行方向に加振	299 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
（b）護岸直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m ³	300 m ³

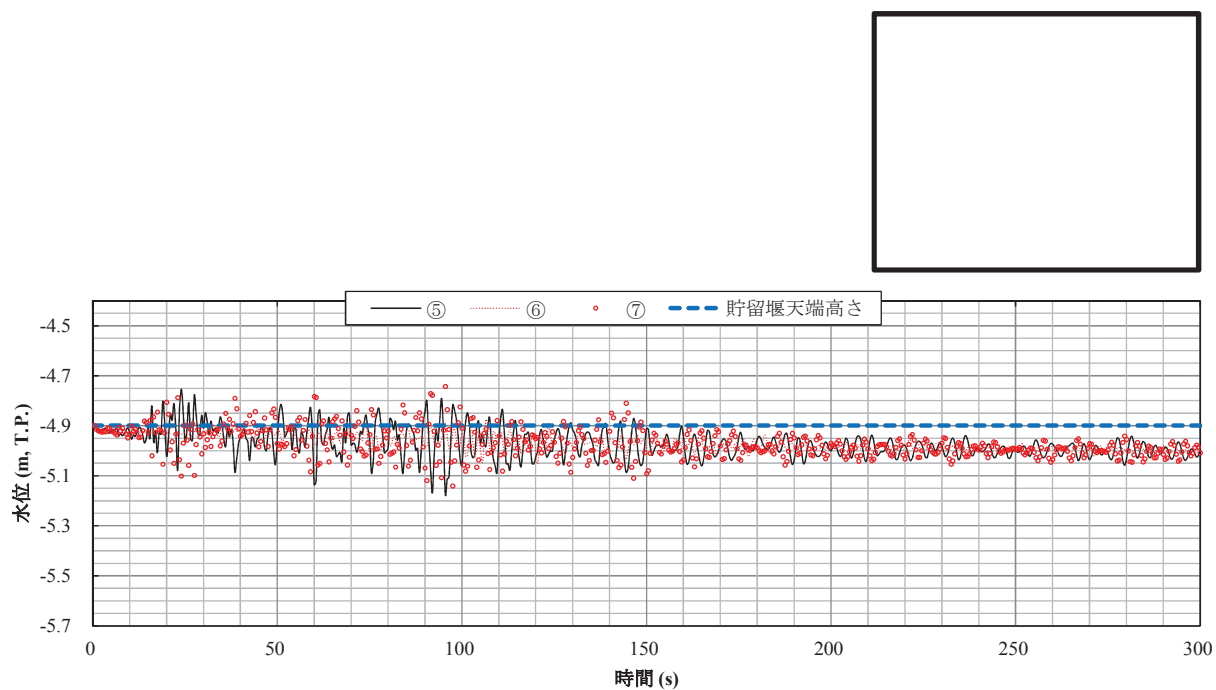


(a) 護岸平行方向に加振

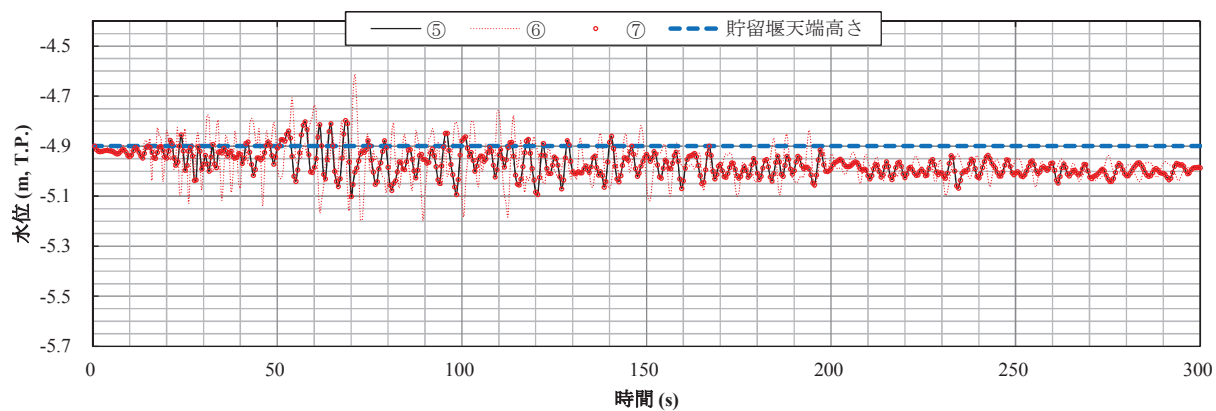


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (1) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(S_d-D1 , ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

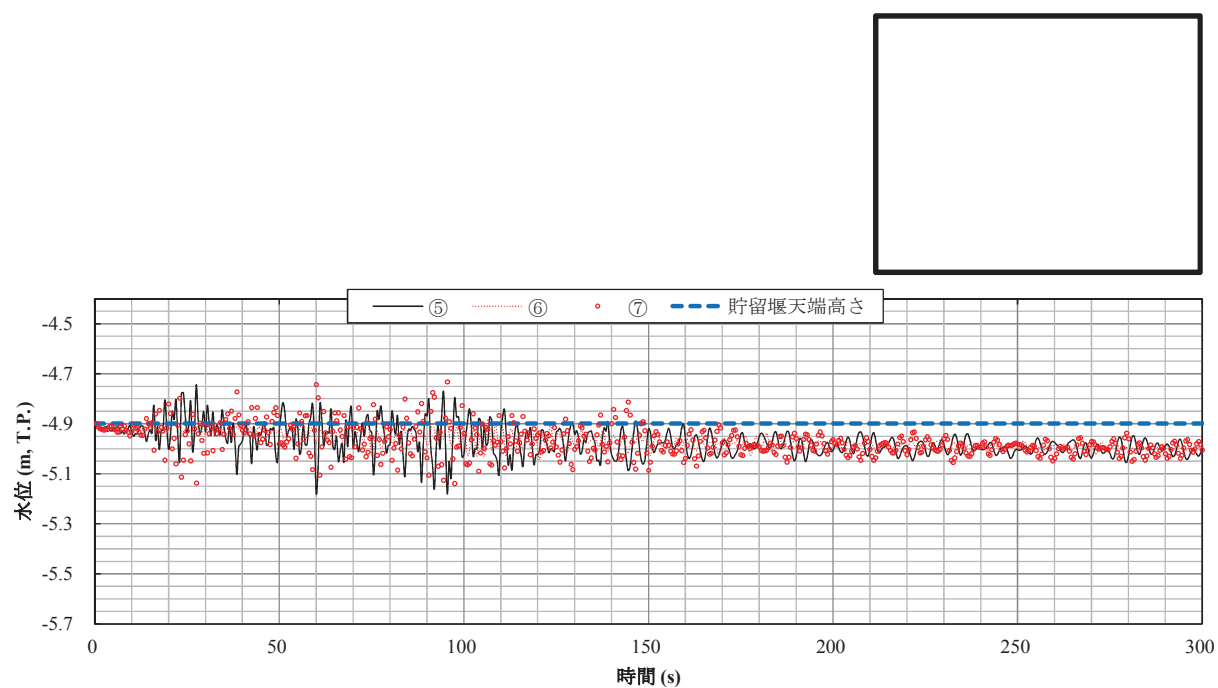


(a) 護岸平行方向に加振

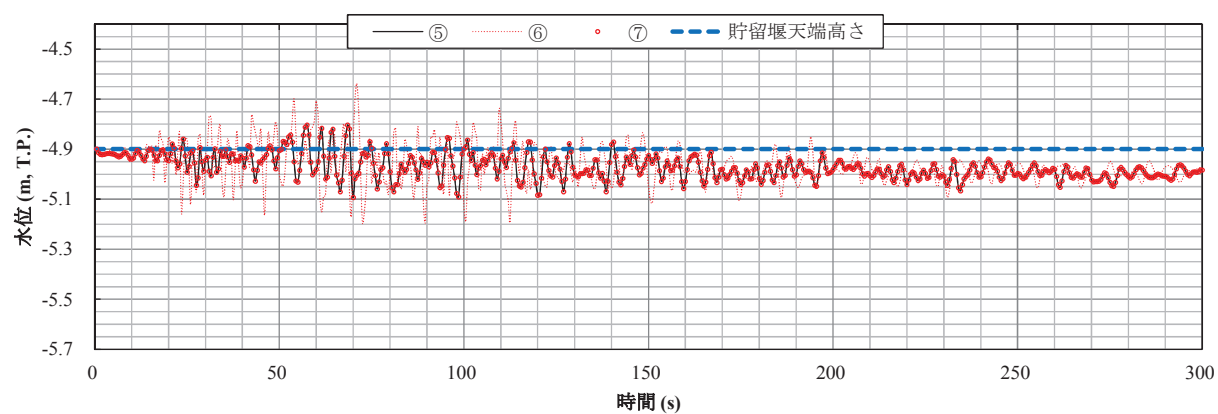


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (2) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d = D1$, ③ $V_s = 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

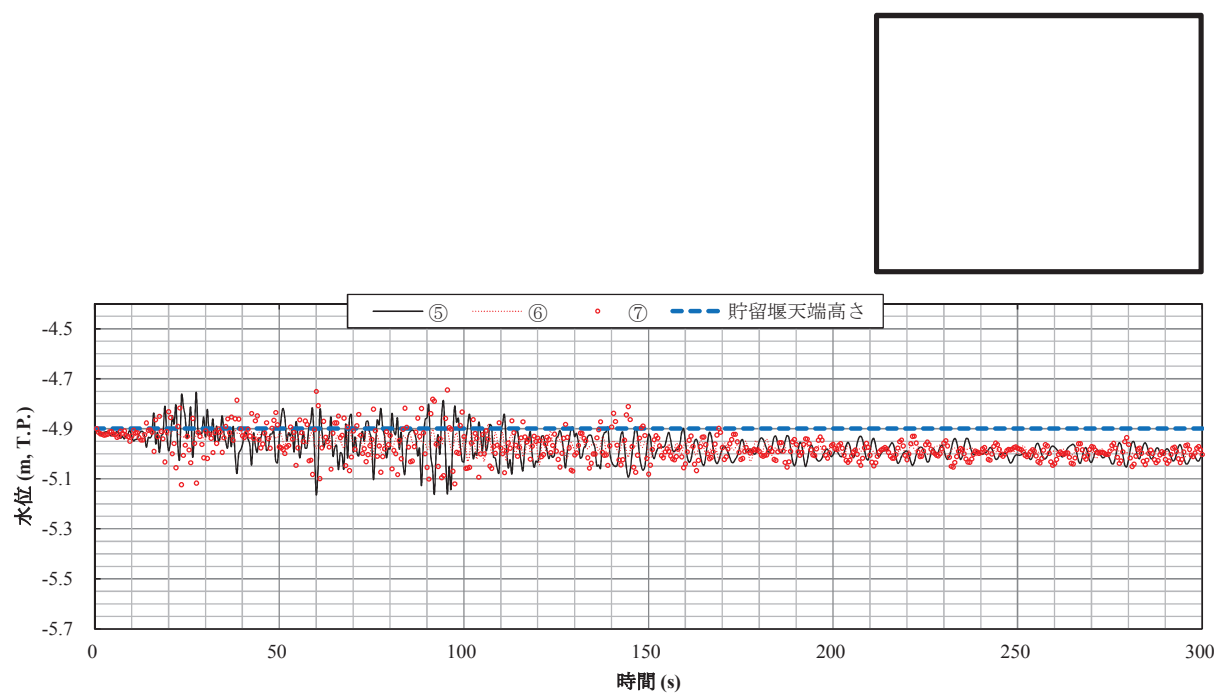


(a) 護岸平行方向に加振

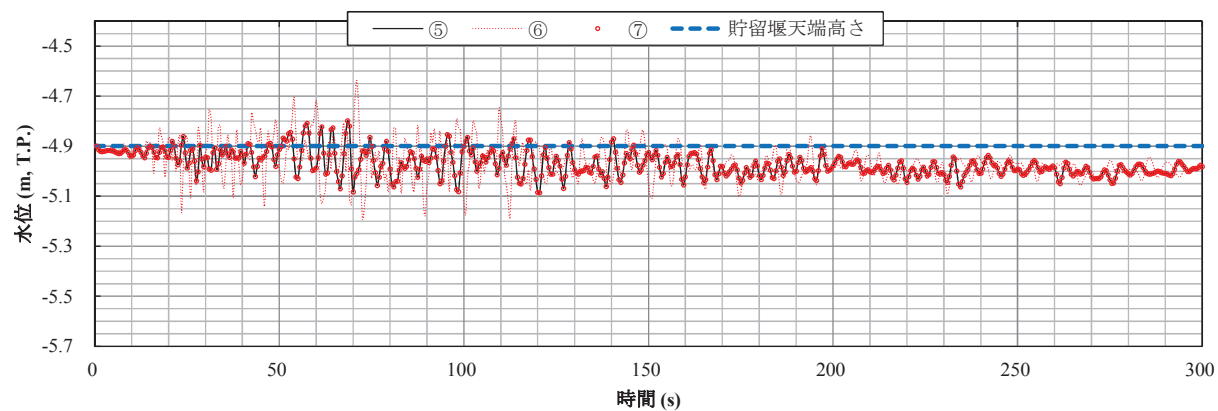


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (3) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d - D1$, ⑤ V_s 平均値 (非液状化))

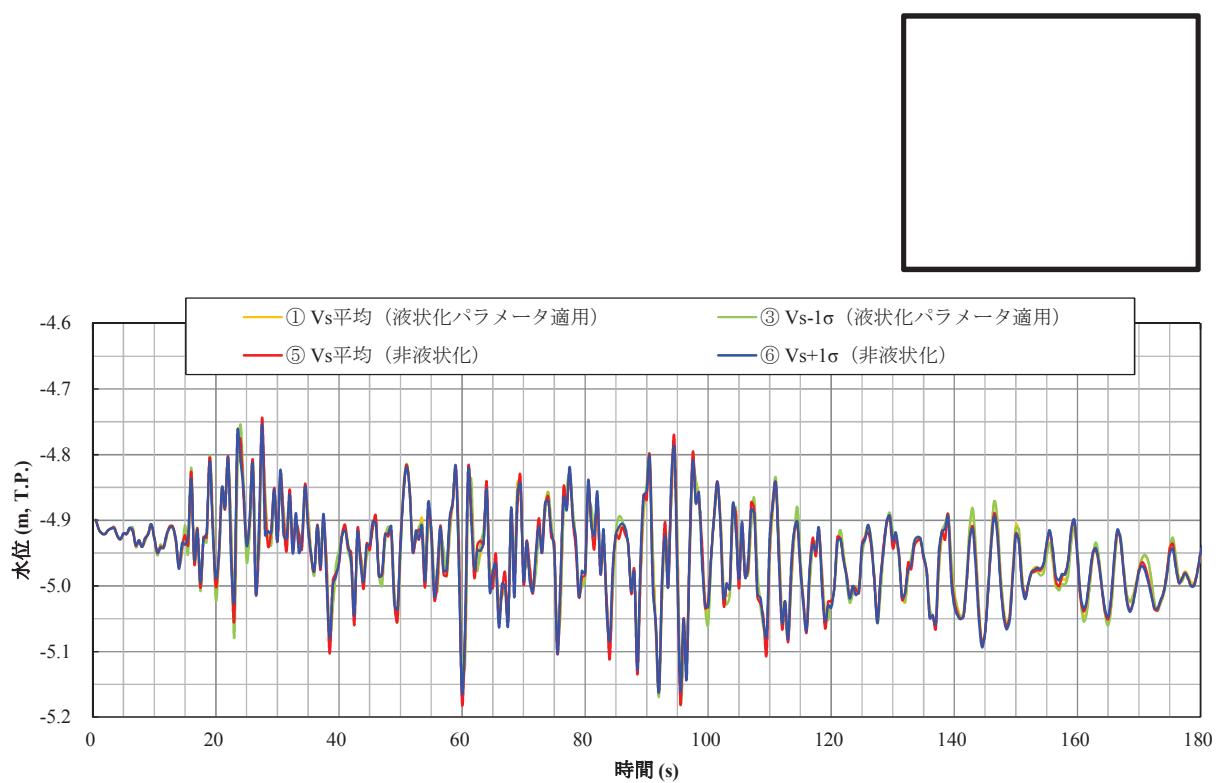


(a) 護岸平行方向に加振

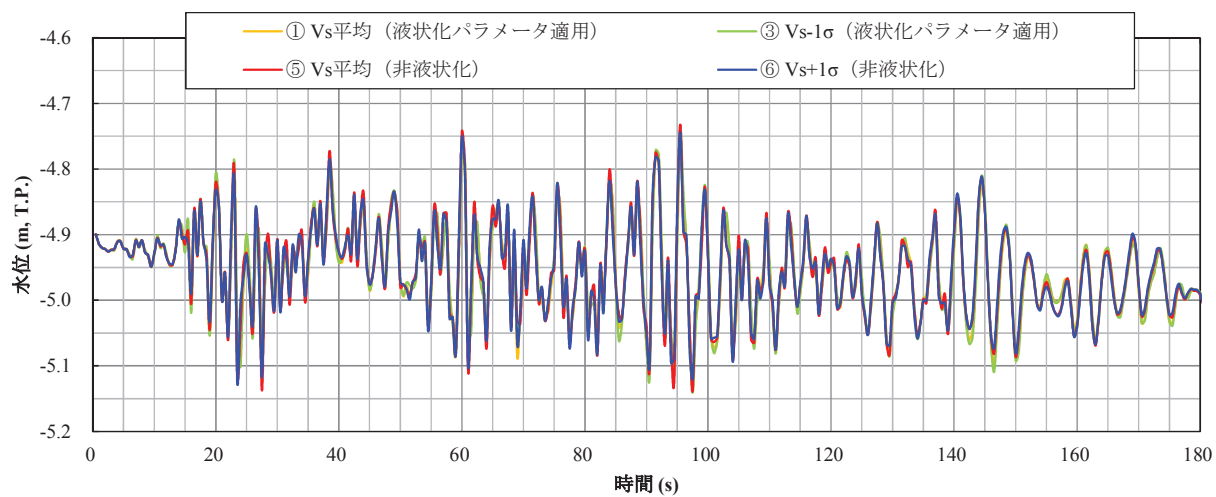


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-1 (4) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d - D 1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))



(a) 貯留堰位置⑤



(b) 貯留堰位置⑦

図 6-2 貯留堰位置⑤及び⑦におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
(護岸平行方向に加振)

6.2 検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認，初期水位＝T.P.－5.1 m）

非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位を表 6-2 に示す。非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 6-3 に示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は，最低で T.P.－5.47 m となり，貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P.－5.66 m）を下回らないことを確認した。

また，貯留堰水面の 1 次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては，スロッシング時の最低水位に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

水位変動を比較するために，最低水位を示した（a）護岸平行方向に加振した場合の非常用海水ポンプ位置③における，4 種類の検討ケースの水位時刻歴（水位変動の大きい 180 秒）の比較を行った結果，図 6-4 に示すとおり，4 種類の検討ケースにおける水位変動には有意な位相差が無いのと共に，水位変動のピーク値についても有意な差がないことを確認した。

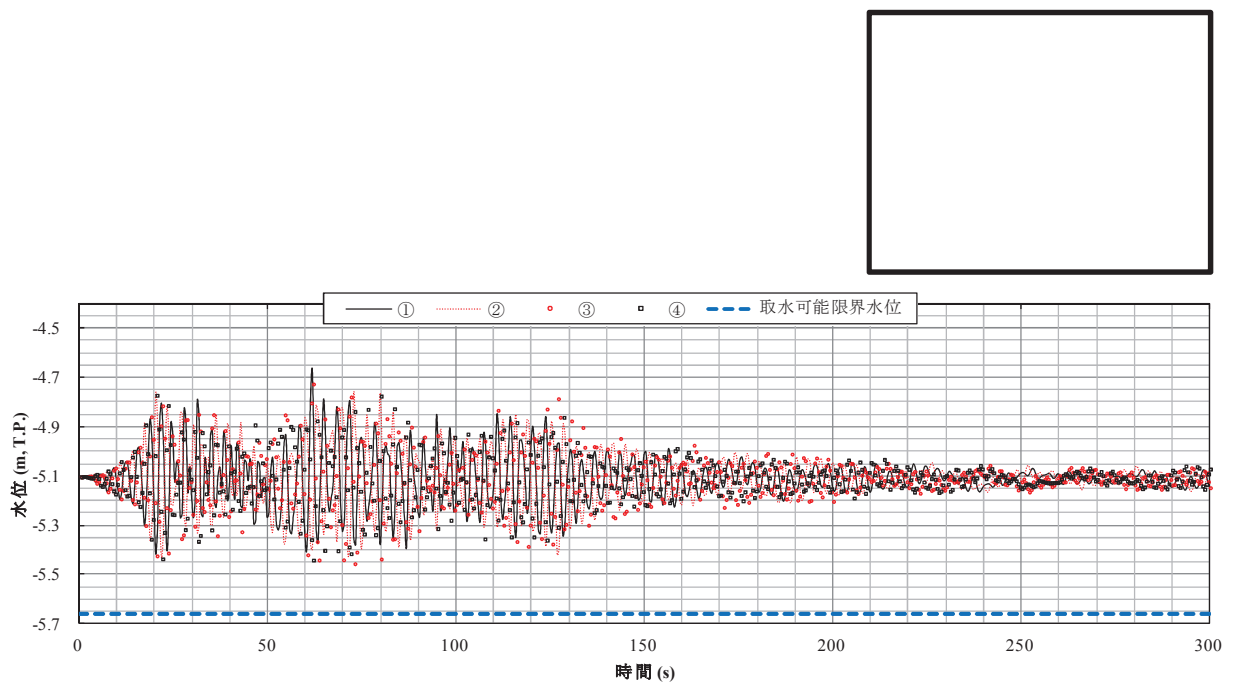
ゆえに，4 種類の検討ケースによるスロッシング時の最低水位は，同様の値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-2 スロッシング時の最低水位

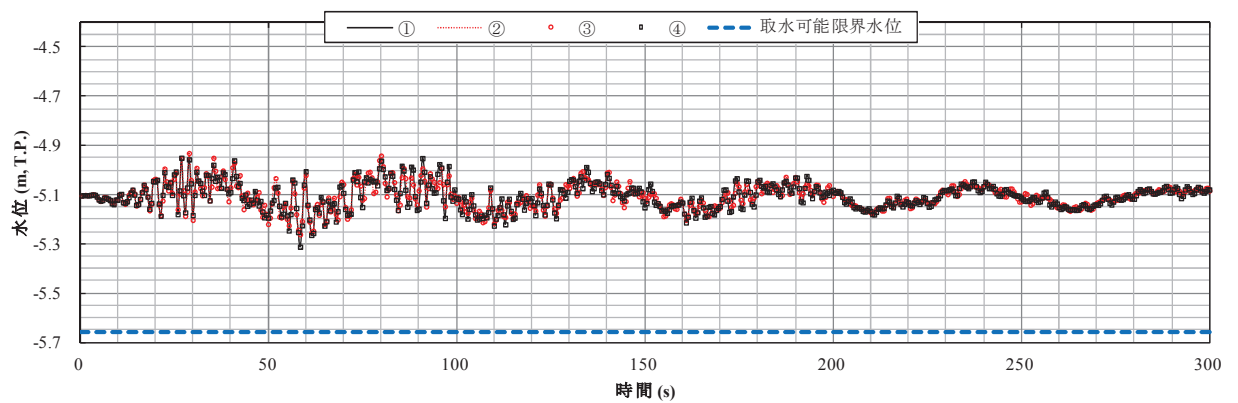
検討ケース	加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用)	護岸平行方向	-5.42	-5.44	-5.46	-5.44
	護岸直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	護岸平行方向	-5.43	-5.44	-5.46	-5.46
	護岸直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑤ V_s 平均値 (非液状化)	護岸平行方向	-5.42	-5.45	-5.47	-5.44
	護岸直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化)	護岸平行方向	-5.42	-5.43	-5.47	-5.44
	護岸直角方向	-5.33	-5.28	-5.28	-5.33

(単位 : T.P. m)



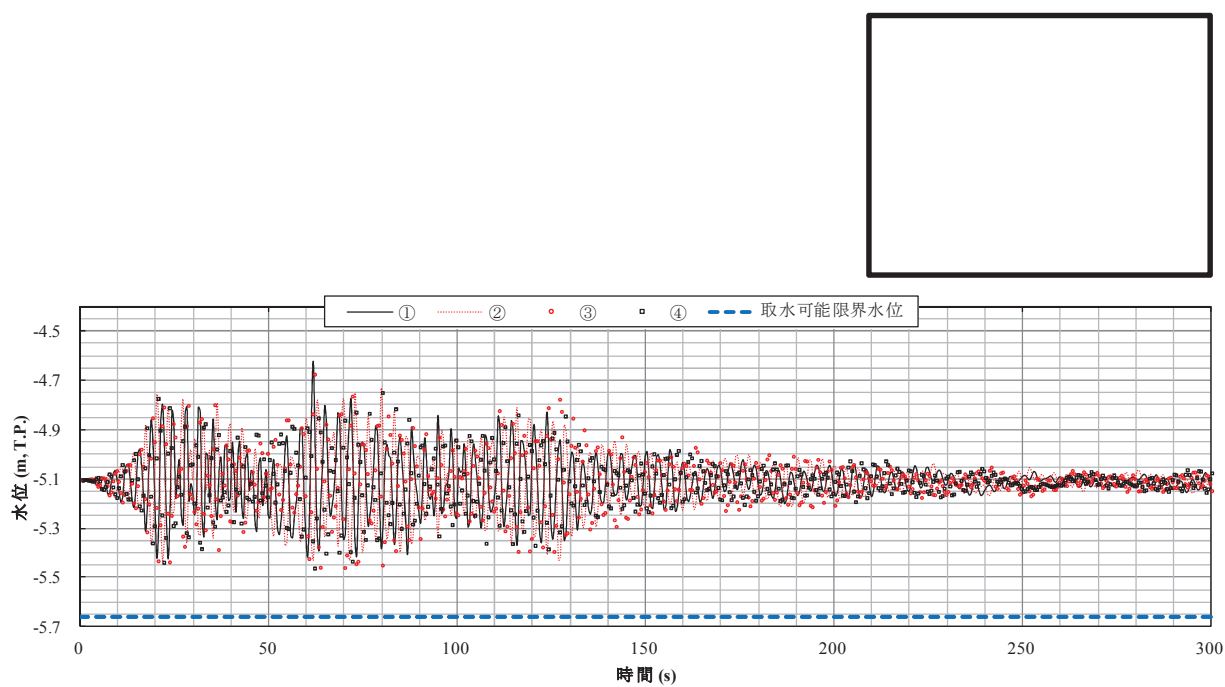


(a) 護岸平行方向に加振

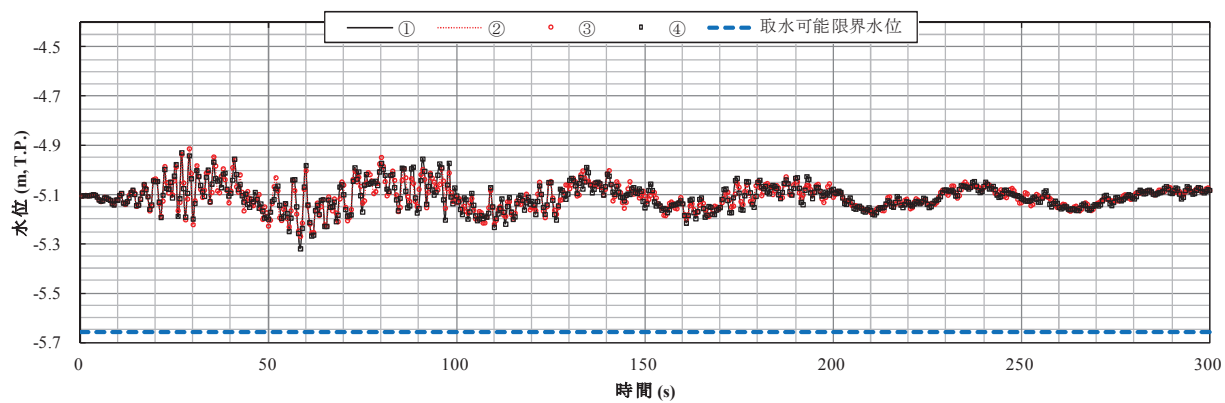


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

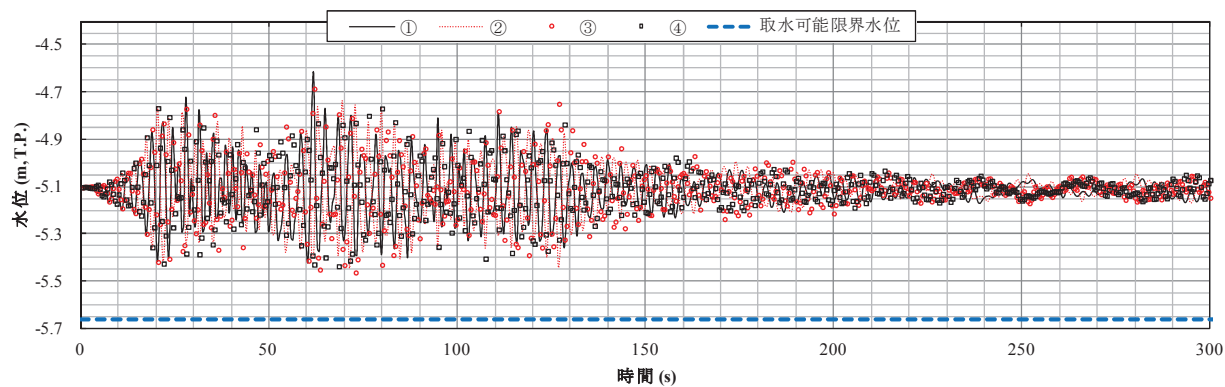


(a) 護岸平行方向に加振

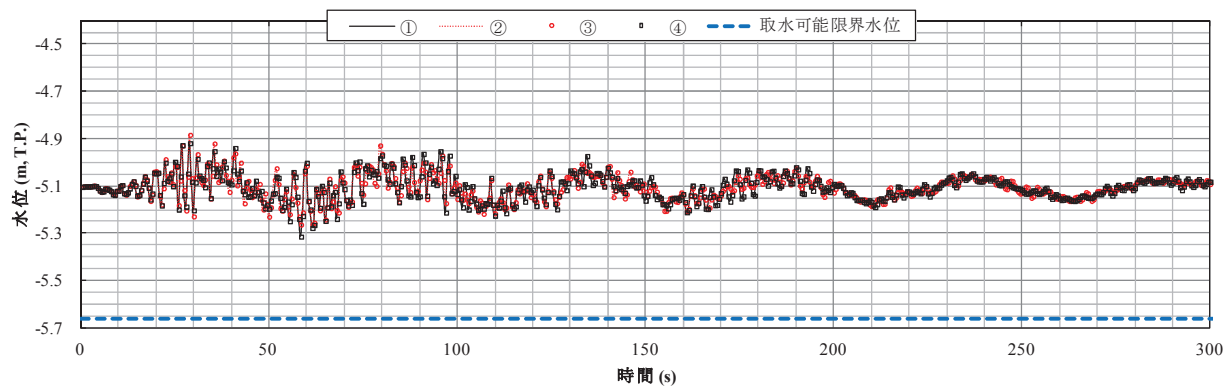


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
(S_d-D1 , ③ $V_s-1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

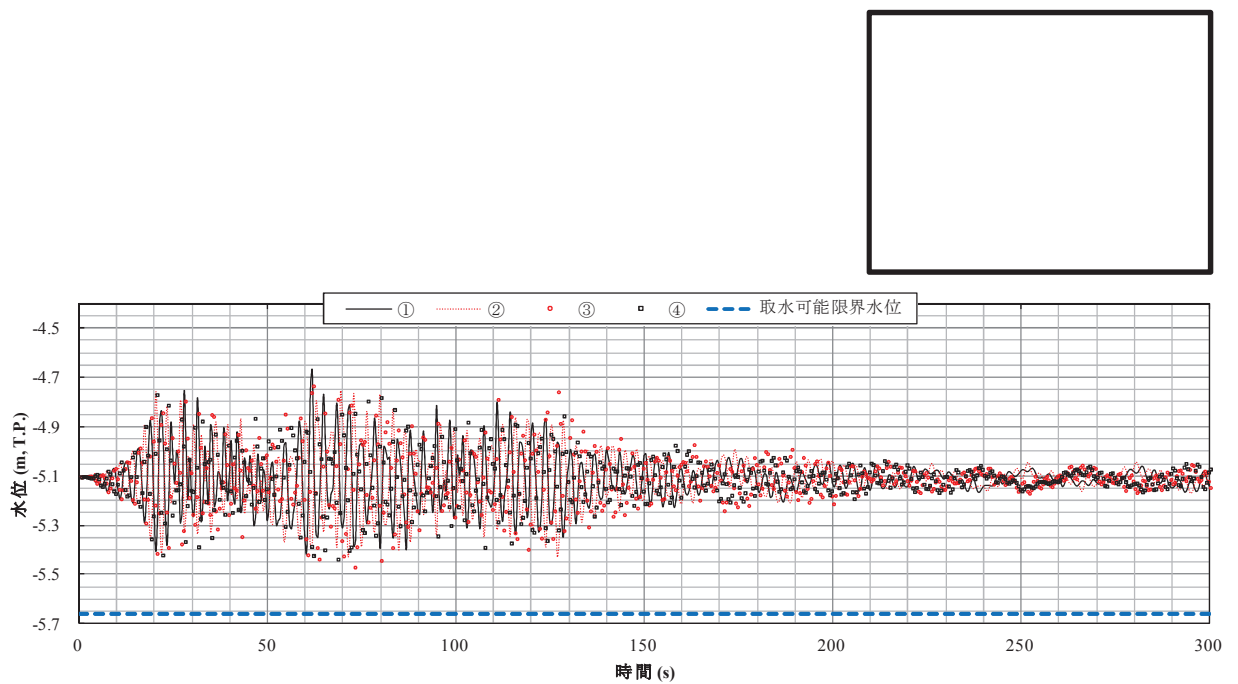


(a) 護岸平行方向に加振

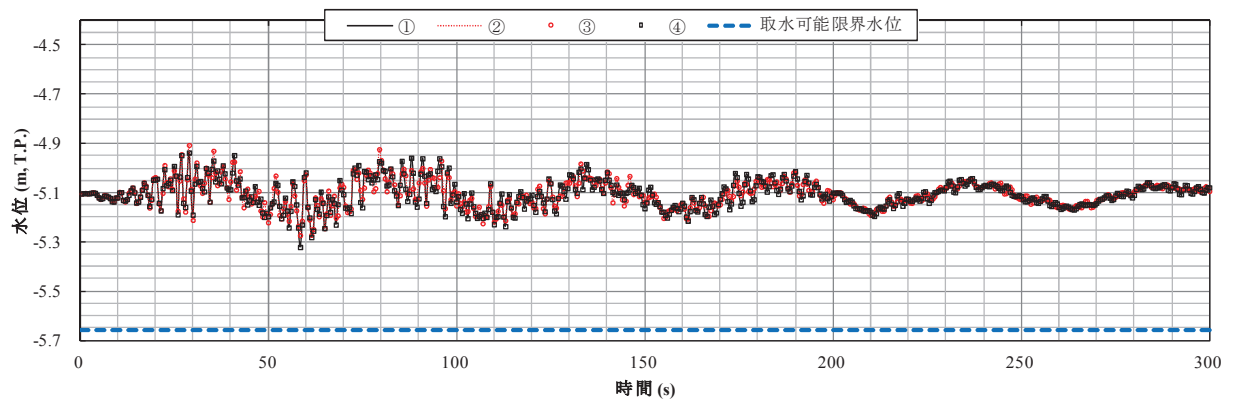


(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
(S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液状化))



(a) 護岸平行方向に加振



(b) 護岸直角方向に加振

図 6-3 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

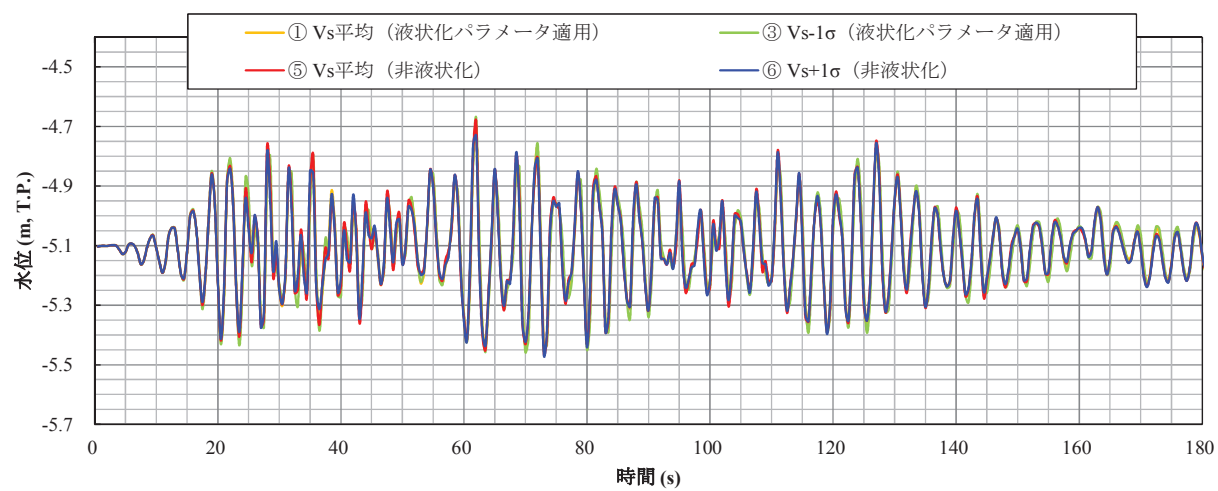


図 6-4 非常用海水ポンプ位置③におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
 (護岸平行方向に加振)

(参考2) 水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価

1. 概要

「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」では、水平成分に方向を持たない S_d-D1 に対して、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の2ケースに対してスロッシング解析を実施した結果をそれぞれ整理した。

本参考資料では、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の解析結果を用いて、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価を実施する。

なお、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価については、「(参考2) その他の地盤物性を用いたスロッシング解析結果」において検討を実施した、① V_s 平均値（液状化パラメータ適用）、③ $V_s - 1\sigma$ （液状化パラメータ適用）、⑤ V_s 平均値（非液状化）及び⑥ $V_s + 1\sigma$ （非液状化）の全4ケースのスロッシング解析結果に対して実施するものとする。

2. 貯留量の確保について（溢水量の評価）

貯留量の確保については、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価するために、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認する。

スロッシングによる5分間の溢水量について、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を表2-1に示す。

スロッシングによる5分間の溢水量は、表2-1に示すとおり、各方向の溢水量の和は最大で602 m³である。この場合、スロッシングによる2方向の溢水量の和を差し引くことを考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約24分となる。

したがって、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価した場合においても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

$$\cdot \text{スロッシングによる5分間の溢水量} = 602 \text{ m}^3$$

（水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価）

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 602 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 24.65 \text{ 分} \rightarrow \underline{24 \text{ 分}} \end{aligned}$$

表2-1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	① V s 平均値 (液状化パラメータ適用)	③ V s -1σ (液状化パラメータ適用)	⑤ V s 平均値 (非液状化)	⑥ V s +1σ (非液状化)
(a) 護岸平行方向に加振	299 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
(b) 護岸直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m ³	300 m ³
(a) + (b) (水平2方向のスロッシングの組合せ に関する影響を保守的に評価)	597 m ³	601 m ³	602 m³	600 m ³

3. 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

取水可能限界水位を下回らないことの確認については、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価するために、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認する。

護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の水位変動量の和の時刻歴を考慮したときの、非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位及び水位時刻歴を表3-1及び図3-1にそれぞれ示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低で T.P. -5.63 m となる。したがって、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

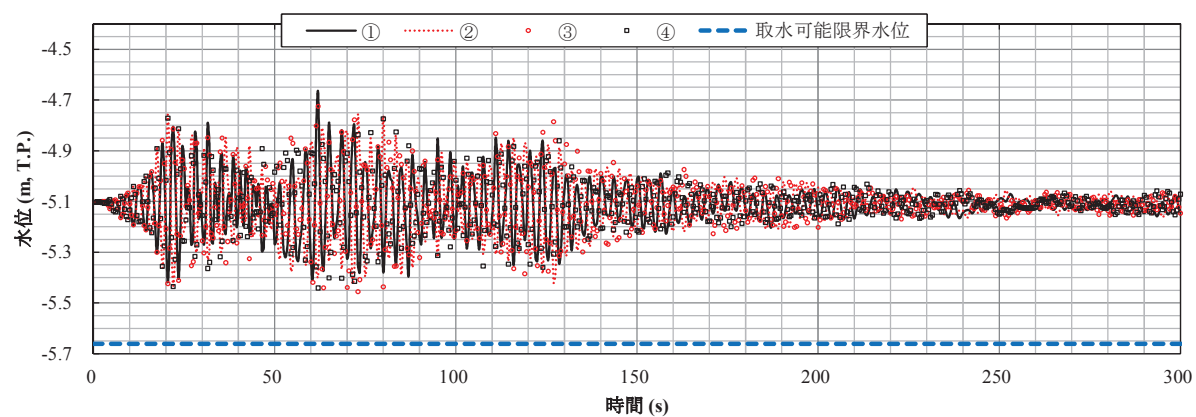
表3-1 スロッシング時の最低水位

（水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響を保守的に評価）

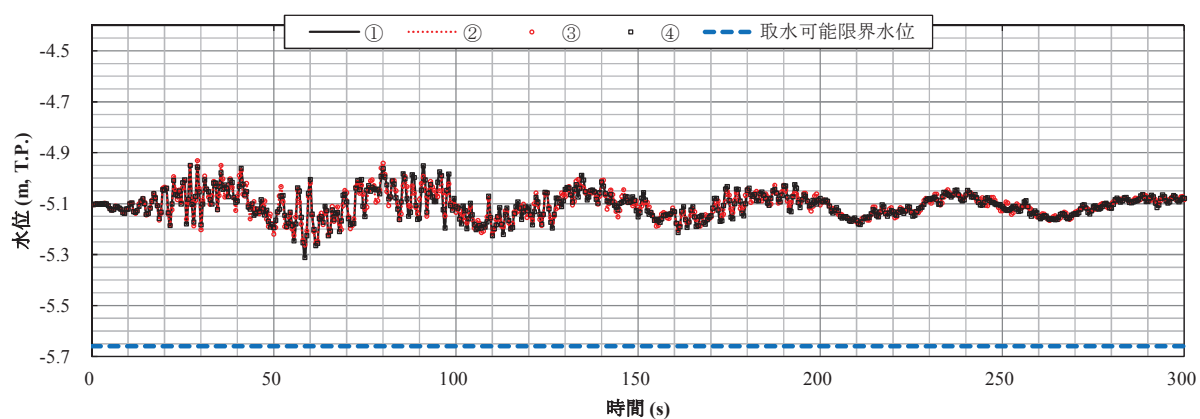
検討ケース	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
①V s 平均値 （液状化パラメータ適用）	-5.45	-5.55	-5.53	-5.60
③V s -1σ （液状化パラメータ適用）	-5.48	-5.59	-5.54	-5.63
⑤V s 平均値 （非液状化）	-5.48	-5.57	-5.56	-5.60
⑥V s +1σ （非液状化）	-5.47	-5.57	-5.54	-5.58

（単位：T.P. m）

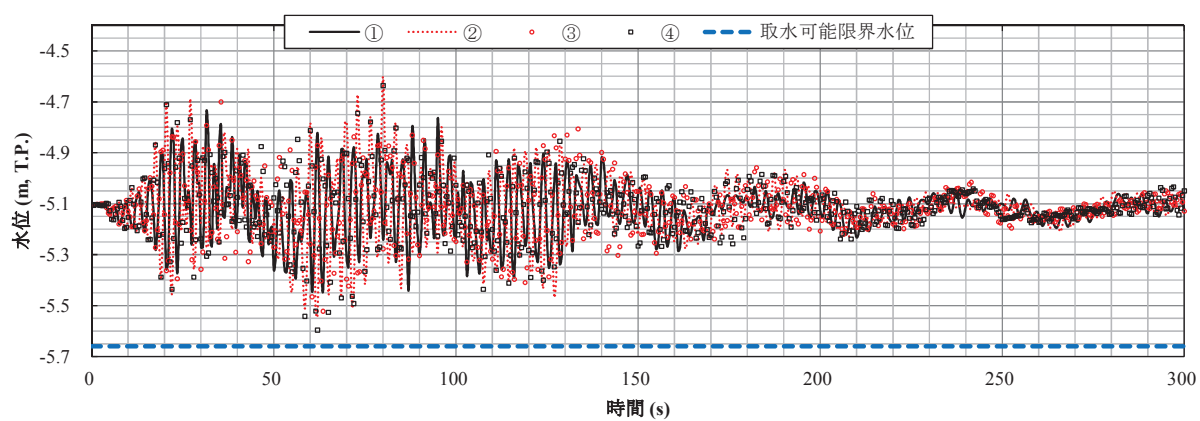




(a) 護岸平行方向に加振【再掲】

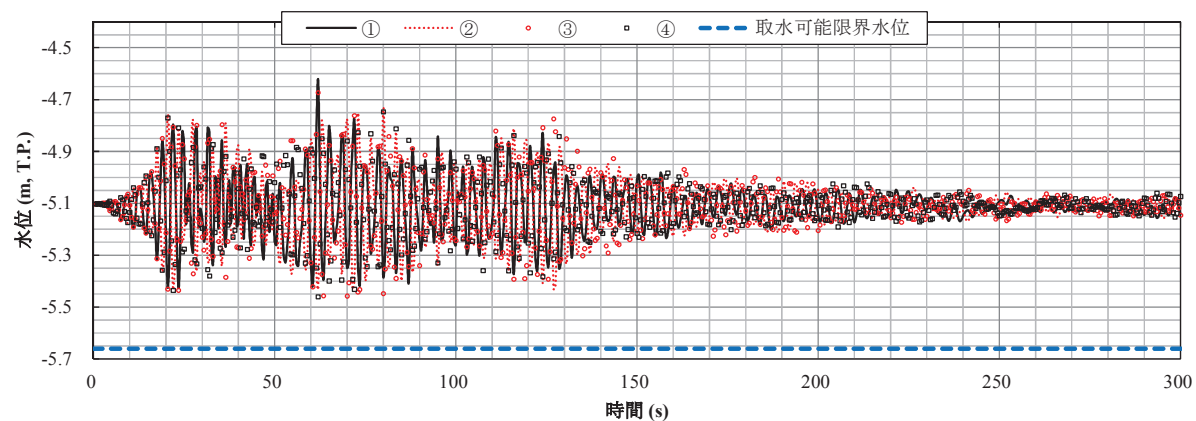


(b) 護岸直角方向に加振【再掲】

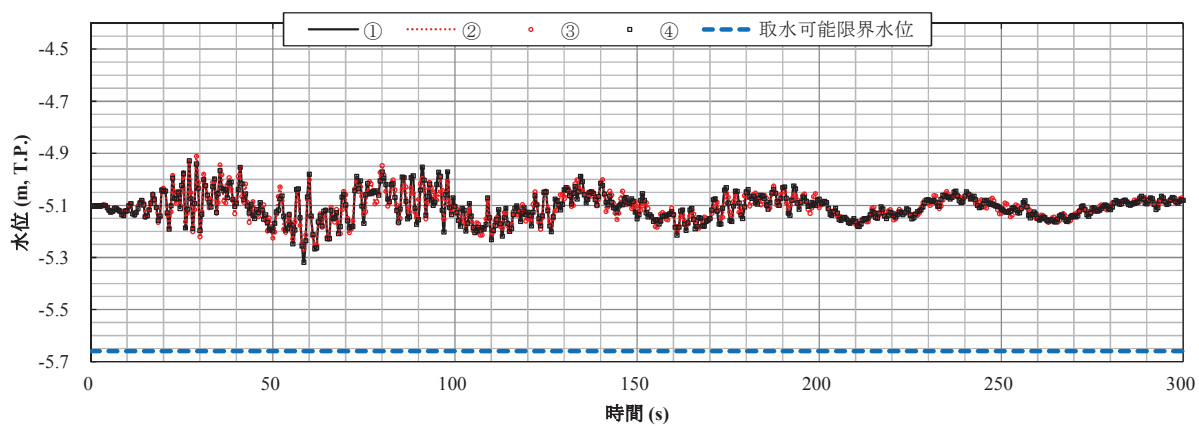


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

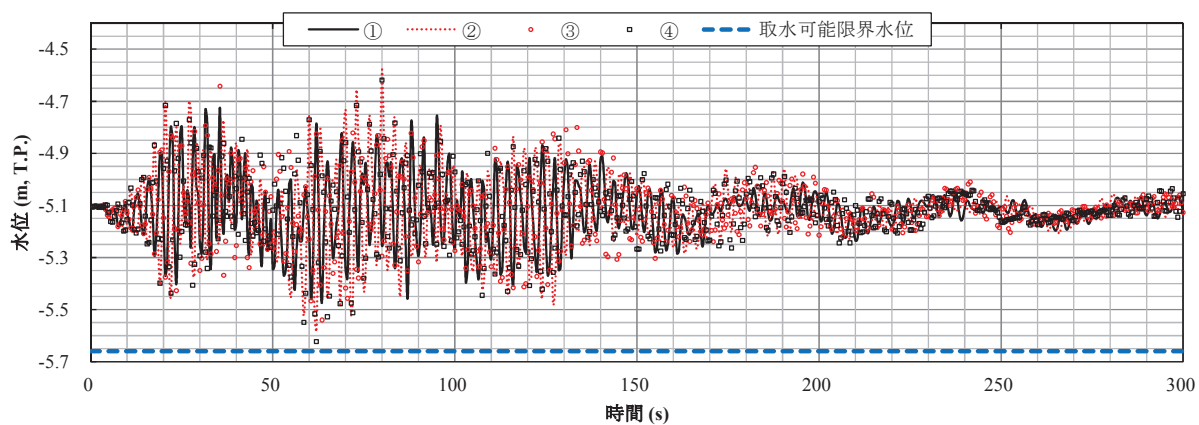
図 3-1 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
(S_d-D1 , ①Vs 平均値 (液状化パラメータ適用))



(a) 護岸平行方向に加振【再掲】



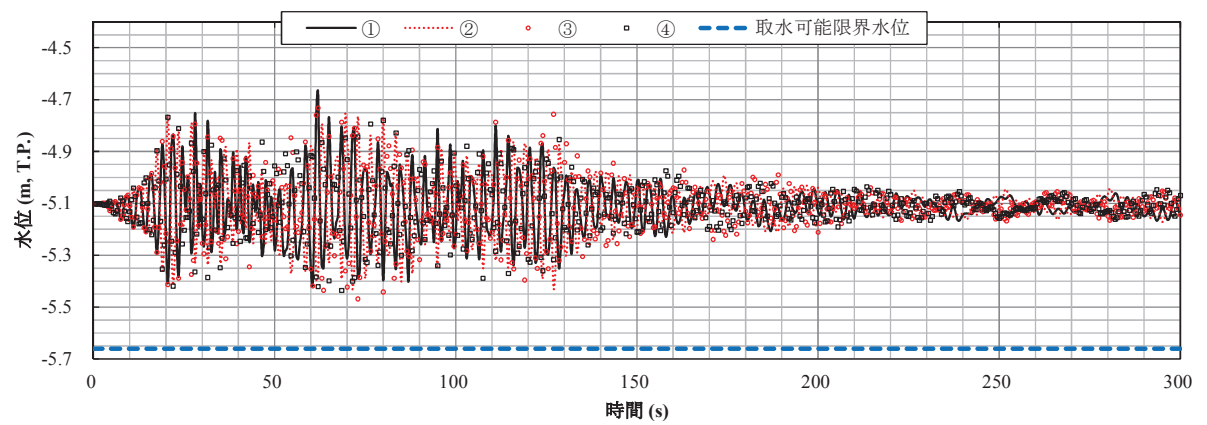
(b) 護岸直角方向に加振【再掲】



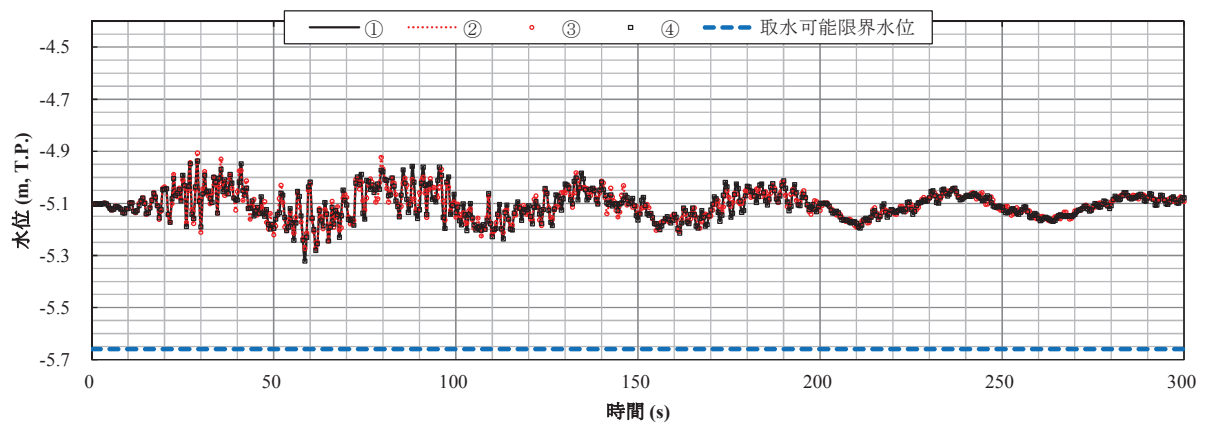
(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

図 3-1 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果

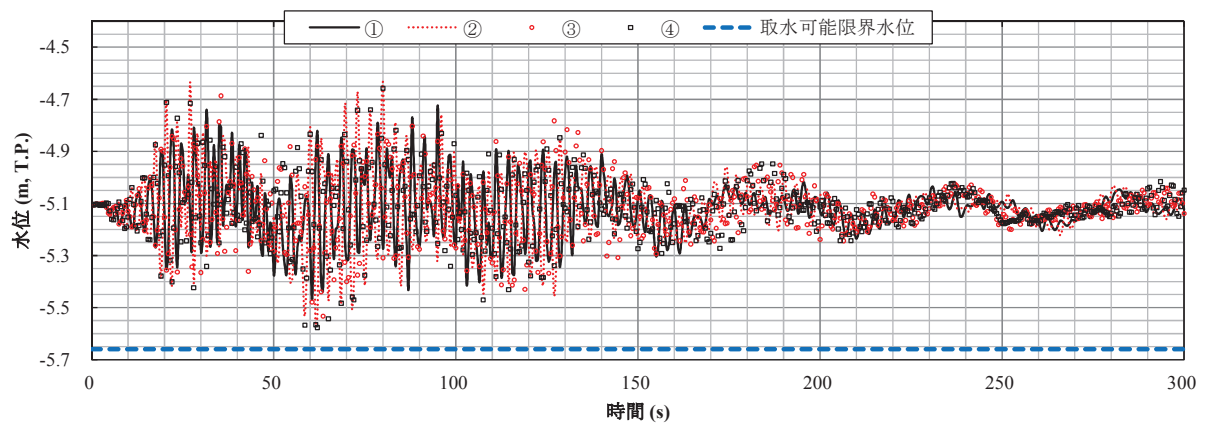
($S_d - D1$, ③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))



(a) 護岸平行方向に加振【再掲】

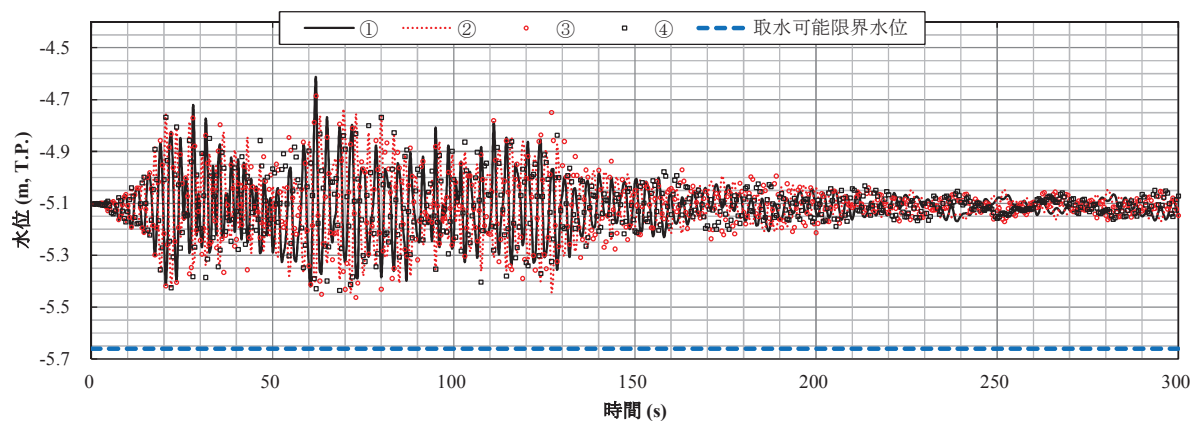


(b) 護岸直角方向に加振【再掲】

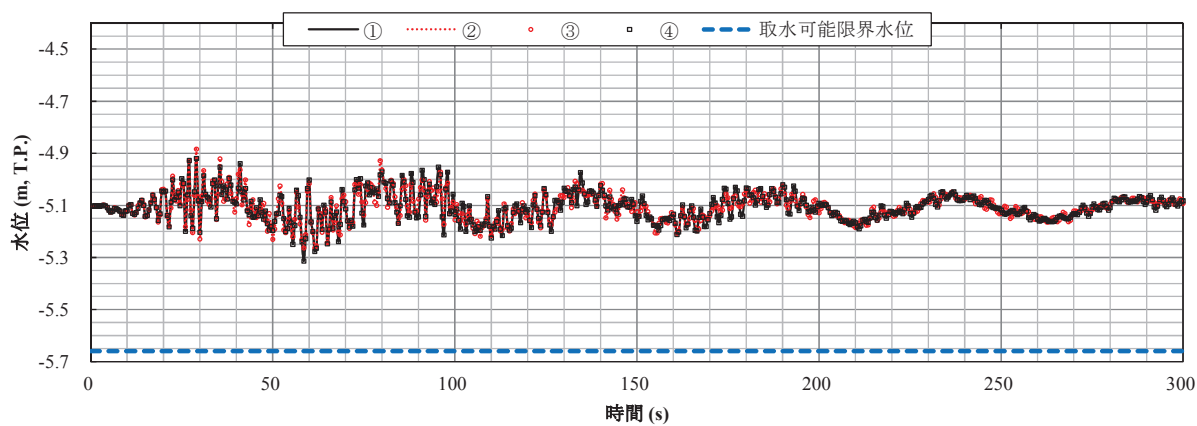


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

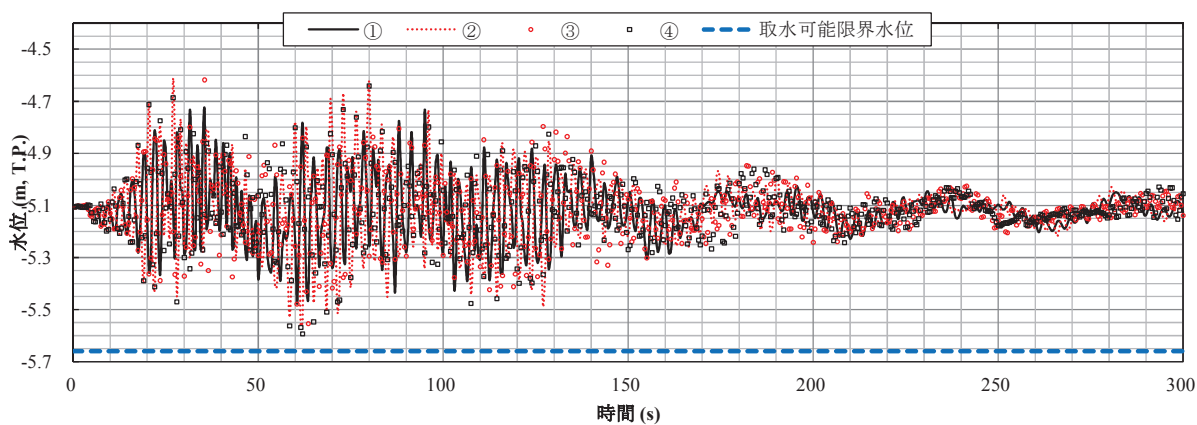
図 3-1 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
(S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液化化))



(a) 護岸平行方向に加振【再掲】



(b) 護岸直角方向に加振【再掲】



(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

図 3-1 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
($S_d - D1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

4. 水平2方向同時加振によるスロッシングの実施について

4.1 検討概要

ここまでの整理では、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を評価するために、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮しても、十分な貯留量を確保されていることを確認した。また、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. - 5.66 m）を下回らないことを確認した。

ここでは、水平2方向同時加振によるスロッシング解析を保守的に実施し、その結果を整理する。具体的には、護岸直角方向（東西方向）と護岸平行方向（南北方向）に対して、同位相の弾性設計用地震動 S_d-D1 を水平2方向の両方向に用いてスロッシング解析を実施した。本検討に用いる地震動（同位相）と位相差を考慮した場合の地震動を比較した解放基盤表面（T.P. - 370 m）における水平2方向の加速度振幅の軌跡図を図4-2に示す。各方向の加速度成分を合成した値は、同位相の地震動を用いた場合で最大となる。また、任意の点について鉛直方向の水位変動に着目すると、水平2方向に対して同位相の地震動を用いた場合においては、水平2方向の波高が重なり合うため、スロッシング波高は大きくなる。一方、水平2方向に対して位相差を考慮した地震動を用いた場合においては、水平2方向の波高が打ち消し合うこととなり、スロッシング波高は小さくなる。したがって、溢水量及び非常用海水ポンプ位置での水位低下を確認するためのスロッシング解析の条件としては、同位相の地震動を用いることが保守的な設定である。

なお、水平2方向同時加振によるスロッシング解析は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」において選定した、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs 平均値（非液状化）に対して実施するものとする。

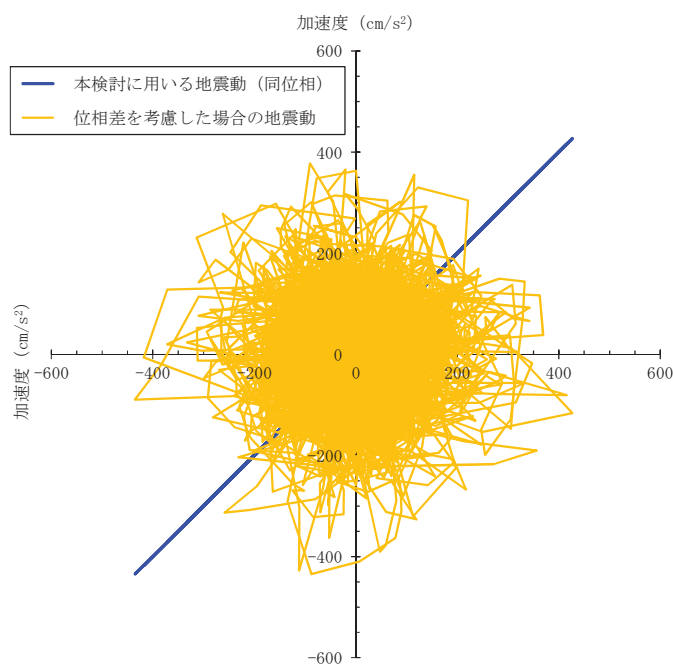


図4-1 水平2方向の加速度振幅（解放基盤表面）の軌跡図

4.2 解析結果

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

貯留量の確保については、水平 2 方向同時加振した場合の溢水量を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約 3 分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認する。

水平 2 方向同時加振した場合のスロッシングによる 5 分間の溢水量を表 4-1 に、貯留堰位置（⑤～⑦）におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 4-2 にそれぞれ示す。

スロッシングによる 5 分間の溢水量は、表 4-1 に示すとおり 323 m³である。この場合、スロッシングによる溢水量を差し引くことを考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 28 分となる。

したがって、水平 2 方向同時加振によるスロッシングを考慮した場合においても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約 3 分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

また、この結果は護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮した場合の溢水量よりも少ないことを確認した。

水平 2 方向同時加振による溢水量（323 m³）が、水平 1 方向加振による溢水量の和（602 m³）よりも小さくなったのは、溢水により貯留堰内の平均水位が経過時間とともに低下すること及び同位相の波が 90 度直角方向でぶつかり合うために波の流速成分が減勢されることの 2 点が要因であると考えられる。なお、水平 2 方向同時加振した場合の溢水量（323 m³）が水平 1 方向加振による溢水量（301 m³）と比較してそれほど増加しなかったことも、上記と同じ要因が影響しているものと考えられる。

$$\bullet \text{ スロッシングによる 5 分間の溢水量} = \underline{323 \text{ m}^3} \quad (\text{水平 2 方向同時加振によるスロッシング})$$

・ 溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 323 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.52 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

表 4-1 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
水平 2 方向同時加振	323 m ³

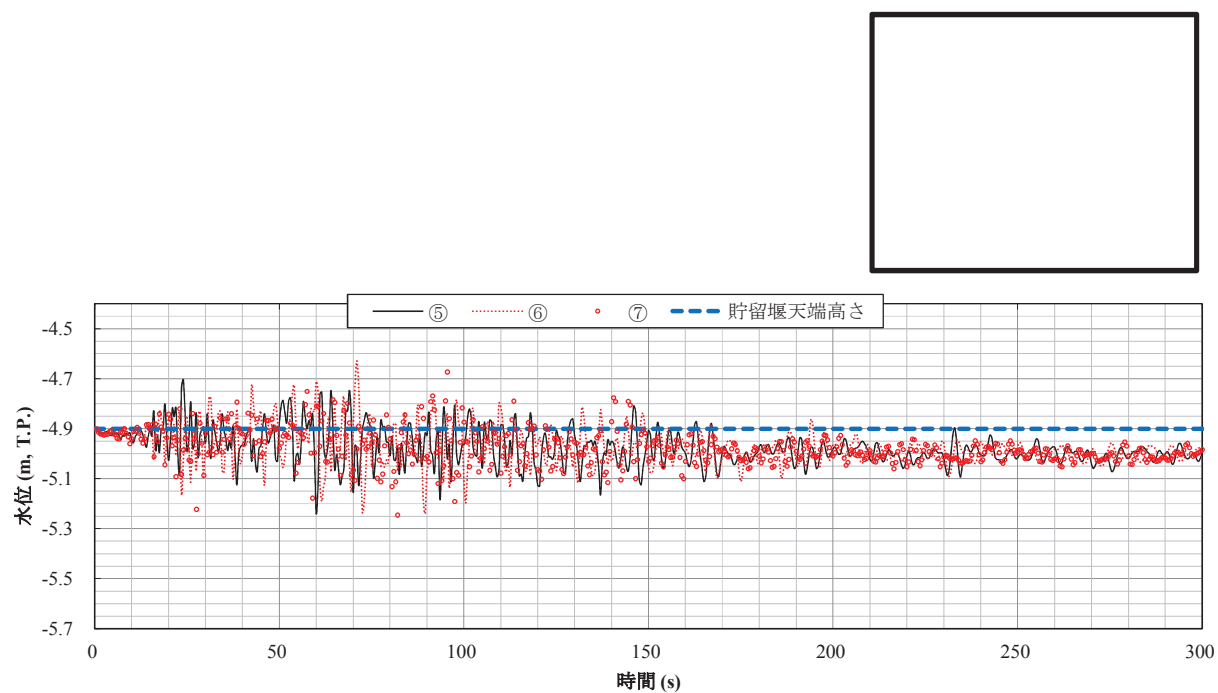


図 4-2 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(水平 2 方向同時加振)

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

取水可能限界水位を下回らないことの確認については、水平2方向同時加振した場合の水位変動量の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認する。

水平2方向同時加振した場合の、非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位及び水位時刻歴を表4-2及び図4-3にそれぞれ示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低でT.P. -5.61 mとなる。

したがって、水平2方向同時加振によるスロッシングを考慮した場合においても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

また、この結果は護岸直角方向に加振した場合と護岸平行方向に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮した場合の最低水位と同程度であることを確認した。

水位変動量については、非常用海水ポンプ位置における鉛直方向の水位変動に着目すると、水平2方向同時加振では同位相の地震動を用いているために各方向の波高が重なり合うことから、水平1方向加振による水位変動量の和の時系列を考慮した場合とほぼ一致する結果となったものと考えられる。

表4-2 スロッシング時の最低水位（水平2方向同時加振）

加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
水平2方向同時加振	T.P. -5.51 m	T.P. -5.58 m	T.P. -5.61 m	T.P. -5.60 m

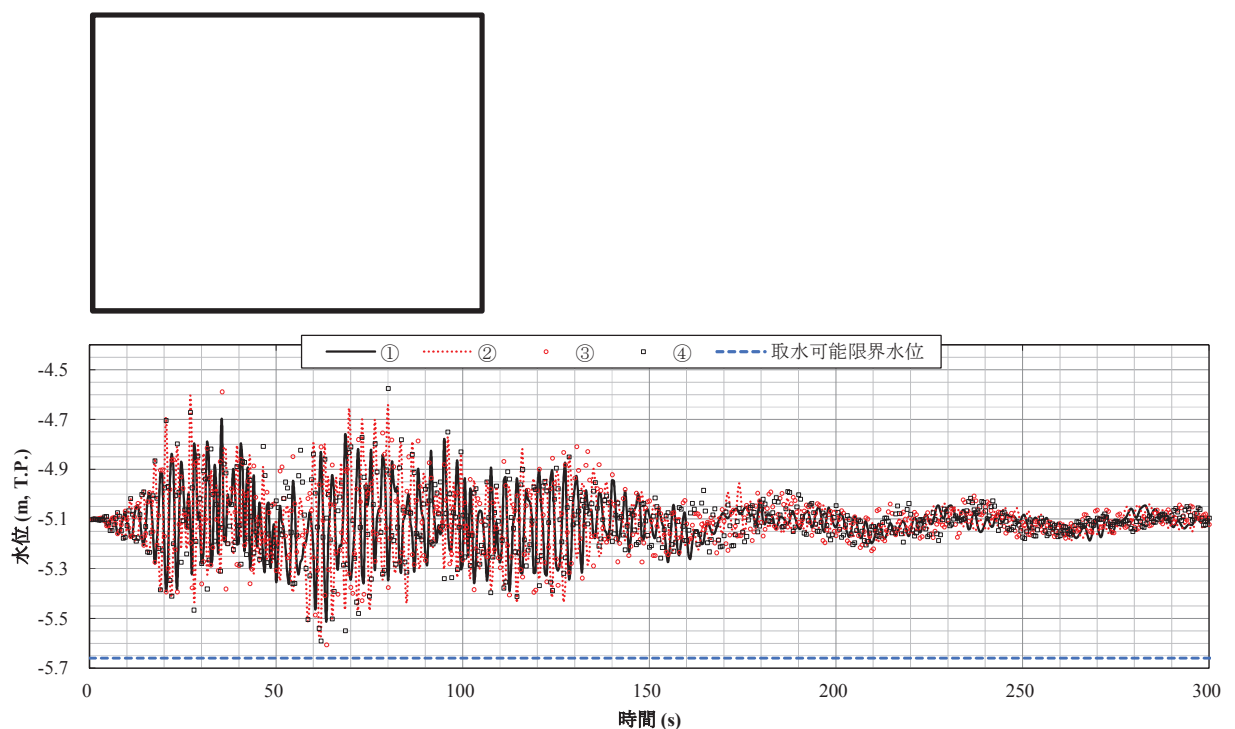


図4-3 スロッシング時の水位時刻歴（水平2方向同時加振）

(参考3) 漂流物の堆積が貯留堰の有効容量に与える影響について

1. 概要

「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」では、水平成分に方向を持たない S_d-D1 に対して、護岸直角方向（東西方向）に加振した場合と護岸平行方向（南北方向）に加振した場合の2ケースに対してスロッシング解析を実施した結果をそれぞれ整理した。

本参考資料では、貯留堰内に漂流物が堆積することで減少する貯留堰の有効容量に対しても、スロッシングによる溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波の継続時間（貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約3分）に対して十分に余裕があることを確認する。

2. 漂流物の堆積が貯留堰の有効容量に与える影響

貯留堰内側に漂流物が堆積することで減少する有効容量を設定する。減少する有効容量を保守的に設定するため、貯留堰内側の固定式バースクリーンまでの範囲すべてに漂流物が堆積した場合を仮定し、堆積物の間隙率は0%として有効容量を設定する。漂流物の堆積範囲イメージを図2-1に、漂流物の堆積による有効容量減少分を表2-1にそれぞれ示す。

保守的な仮定により設定した、漂流物の堆積による有効容量の減少分は 1612 m^3 である。また、スロッシングによる5分間の溢水量は 301 m^3 である。

貯留堰の有効容量 (2378 m^3 、非常用海水ポンプの運転継続可能時間 33 分) から、漂流物の堆積による有効容量の減少分及び溢水量を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約6分となる。よって、漂流物の堆積及びスロッシングによる溢水を保守的に足し合わせることを考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して所要の貯留量が確保されていることを確認した。

$$\bullet \text{ 漂流物の堆積による有効容量の減少分} = \underline{1612 \text{ m}^3}$$

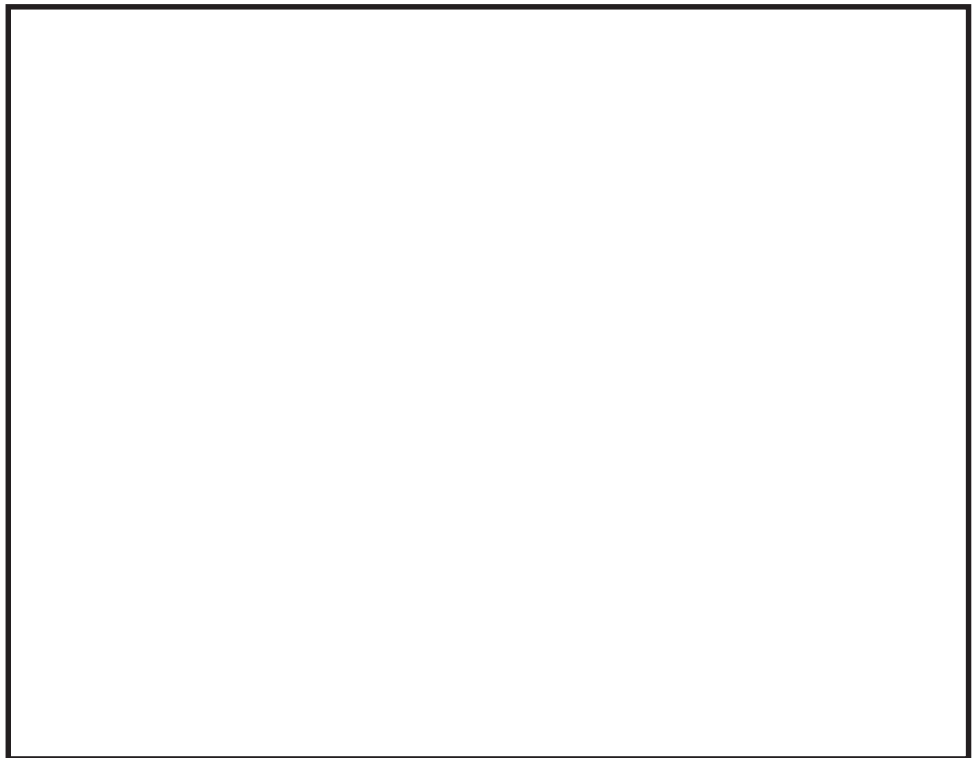
$$\bullet \text{ スロッシングによる5分間の溢水量} = \underline{301 \text{ m}^3}$$

$$\bullet \text{ 漂流物の堆積及び溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間}$$

$$\text{運転可能継続時間} = (\text{有効容量} - \text{堆積による減少分} - \text{溢水量}) \div \text{ポンプ能力}$$

$$= (2378 \text{ m}^3 - 1612 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分}$$

$$= 6.45 \text{ 分} \rightarrow \underline{6 \text{ 分}}$$



(a) 平面図



$$\text{有効高さ} = \text{T.P.} - 4.9 \text{ m} - \text{T.P.} - 5.66 \text{ m} = 0.76 \text{ m}$$

(b) 断面図

図 2-1 漂流の堆積範囲イメージ

表 2-1 漂流物の堆積による有効容量減少分

	値	備考
漂流物の堆積を仮定する範囲 ①	2121 m ²	
有効高さ ②	0.76 m	
漂流物の堆積による有効容量の減少分 ③	1612 m ³	③=①×②

(参考4) スロッシング解析に用いた解析コード「OpenFOAM」の適用性について

1. 解析コード概要

項目 \ コード名	OpenFOAM
使用目的	3次元数値流体解析（スロッシング解析）
開発機関	OpenCFD Ltd
開発時期	2004年
使用したバージョン	v1706
計算機コードの概要	<p>本解析コードは、2004年からGPL（GNU General Public License）のもとでソースコードが公開されている流体解析モデルである。</p> <p>本解析コードは、多相流や燃焼、磁場などの用途に応じた各種ソルバーを有しており、前処理や後処理のためのアプリケーションも充実している。コードはC++で記述されたオブジェクト群で構成されている。¹⁾</p> <p>化学反応や熱伝達を含む複雑な流体の流れのシミュレーションが可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>OpenFOAM v1706は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価に用いている。</p> <p>【検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの検証及び妥当性確認の内容は、次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内外の土木建築分野のみならず多くの分野において、3次元数値流体力学ツールとしての使用実績を有している。 ・本解析コードはVOF法（Volume of Fluid法）による自由表面解析手法を有する。VOF法は「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」において、スロッシング解析における精度の高い手法であり、複雑な容器形状や流体の非線形現象を考慮する場合に有効であると記載されている。 ・本解析コードによる解析結果とスロッシング実験画像とを比較し、双方の水面形変化が概ね一致することを確認している。

2. 解析手法について

2.1 一般事項

本解析コードは、数値流体力学の解析コードである。今回は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシング解析に用いている。

2.2 解析コードの特徴

OpenFOAM の主な特徴を以下に示す。²⁾

- ① 水と空気の不混和流体の非圧縮性の二相流を対象とした解析コード（interFoam ソルバー）を有する。
- ② 非圧縮性流体の連続式及び Navier-Stokes 方程式を基礎方程式として、有限体積法によって離散化し PISO 法（Pressure-Implicit with Splitting of Operators）を用いて流速と圧力を計算する。
- ③ 気液界面の追跡には VOF 法（Volume of Fluid 法）を選択できる。
- ④ 遡上津波等の沿岸の津波挙動や波浪変形，越波，越流などが計算可能である。

2.3 解析理論

2.3.1 基礎方程式¹⁾

基礎方程式は、以下に示す連続式（式1）と非圧縮性流体の Navier-Stokes 方程式（式2）である。

$$\nabla \cdot U = 0 \quad \dots \text{ (式1)}$$

$$\frac{\partial \rho U}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = -\nabla p^* + \nabla \cdot \tau + \rho g + f_s \quad \dots \text{ (式2)}$$

ここに,

∇ : 3次元領域におけるベクトル微分演算子

U : 流速ベクトル

ρ : 密度

p^* : 擬似動圧

τ : 粘性応力テンソル

g : 重力加速度ベクトル

f_s : 表面張力に相当する体積力

2.3.2 VOF (Volume of Fluid) の移流方程式¹⁾

OpenFOAM の interFoam ソルバーでは、（式1）及び（式2）を有限体積法によって離散化し、PISO (Pressure-Implicit with Splitting of Operators) 法を用いて流速と圧力を計算している。気液界面の追跡には、VOF (Volume of Fluid) 法を用いている。

OpenFOAMにおけるVOFの移流方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U \alpha + \nabla \cdot U_C \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad \dots \text{ (式3)}$$

$$U = \alpha U_{water} + (1 - \alpha) U_{air} \quad \dots \text{ (式4)}$$

$$U_C = U_{water} - U_{air} \quad \dots \text{ (式5)}$$

ここに,

α : 流体の体積率を表すVOF値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

U : 流速

U_C : 気液の相対流速

U_{water} : 液相の流速

U_{air} : 気相の流速

2.3.3 VOF (Volume of Fluid) 法について

VOF 法とは、気液二相流などの二つの流体が存在する流れ場を解析する手法の一つである。気液二相流の場合、各計算セル中における液体の体積割合を流体率 α として定義し、流体率の輸送計算を行うことで気液界面位置の変化を計算する。³⁾

VOF 値の概念図を図 1 示す。

$$\alpha = \frac{V_{water}}{V} \quad \dots (式 6)$$

ここに、

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

V_{water} : 流体 (水) の体積

V : 計算メッシュの体積

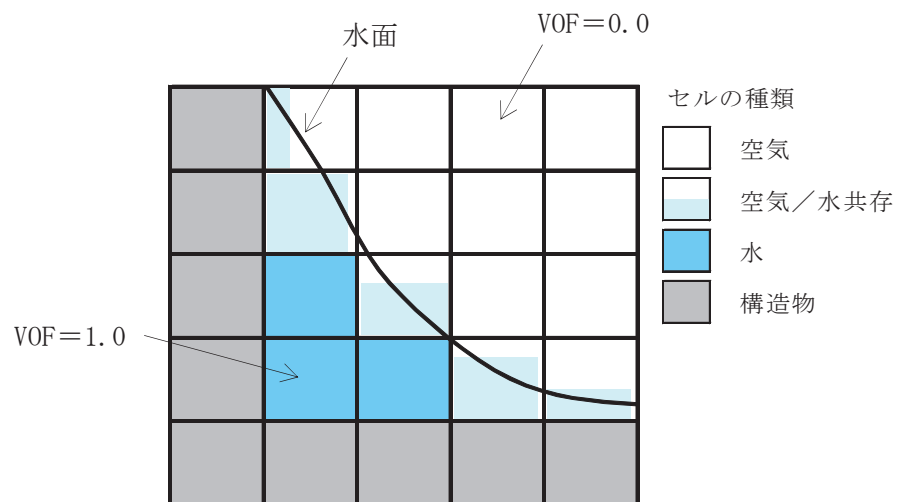


図 1 VOF 値の概念図

3. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較

本解析コードを今回の解析に用いるに当たり，検証及び妥当性確認として，スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較を実施した。実験画像には，土木学会によるスロッシングベンチマークテスト⁴⁾においても引用されている Kishev et al. 2006 を使用した。

スロッシングタンク内の水面形変化の比較を表 1 に示す。また，スロッシングタンク内における左側壁 ($x=0.0\text{m}$)，タンク中央 ($x=0.3\text{m}$)，右側壁 ($x=0.6\text{m}$) の 3 点を抽出し，OpenFOAM の水位時刻歴と実験画像の水面位置とを比較した結果を表 2 に示す。

OpenFOAM による数値解析結果は，スロッシング実験画像を良好に再現できている。

表 1 スロッシングタンク内の水面形変化の比較

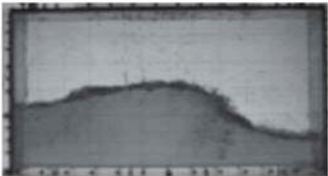

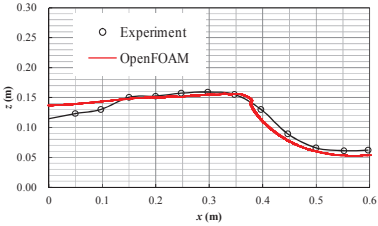
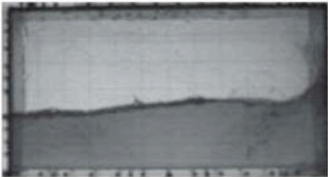

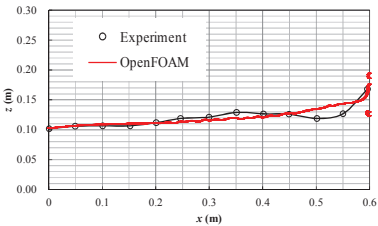
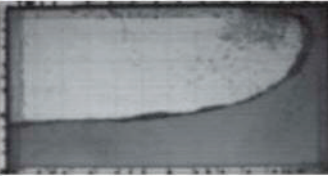
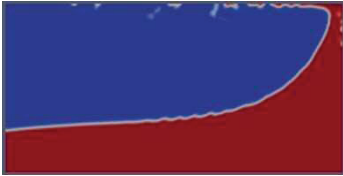
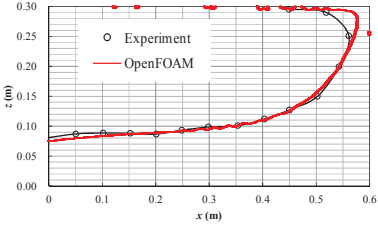
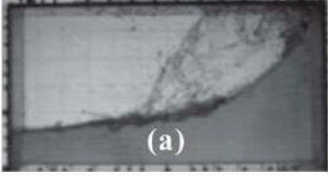
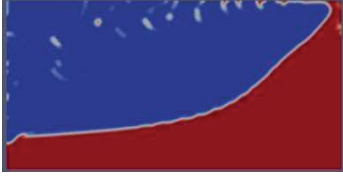
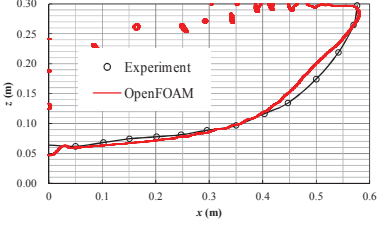
時刻 (s)	① 実験画像 (Kishev et al. 2006 より)	② OpenFOAM 解析結果	③ ①と②の水面形比較 画像重ね合わせ
1.50			
1.63			
1.76			
1.89			

表2 スロッシングタンク内の水位時刻歴の比較

位置 x (m)	水位時刻歴の比較
0.0 (左側壁)	
0.3 (タンク中央)	
0.6 (右側壁)	

3.2 評価結果

「3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較」に示す比較結果より、OpenFOAM はスロッシングタンク内の水面形変化を精度良く再現できることから、貯留堰内のスロッシング現象を十分再現可能である。

したがって、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価にあたっては、OpenFOAM は適用可能である。

5. 参考資料

- 1) 3次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, I_748-753, 2013
- 2) 原子力発電所の津波評価技術 2016 本編 6.1.4, 平成 28 年 9 月
- 3) 国立研究開発法人 日本原子力研究開発機構 原子力機構の研究開発成果ウェブサイト (http://jolisfukyu.tokai-sc.jaea.go.jp/fukyu/review_jp/kaisetsu/636.html)
- 4) 「統一ベンチマークテストによる数値モデルの特性評価, 土木学会水工学委員会・海岸工学委員会, 水工学シリーズ 12-B-8, 2012 年 8 月」

5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について

5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について

(1) 概要及び評価方針

a. 概要

防潮堤は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。これを踏まえ、止水ジョイント部材を評価対象とし、止水ジョイント部材が地震時および津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとシートジョイントを使い分ける。長期的な耐候性に関して、ゴムジョイント及びシートジョイントの耐候性試験により確認する。止水ジョイント部材の拡大図を図 5.13.1-1 に、止水ジョイント部の詳細図を図 5.13.1-2 に示す。ゴムジョイントとシートジョイントの使用位置は解析結果に応じて決定する。

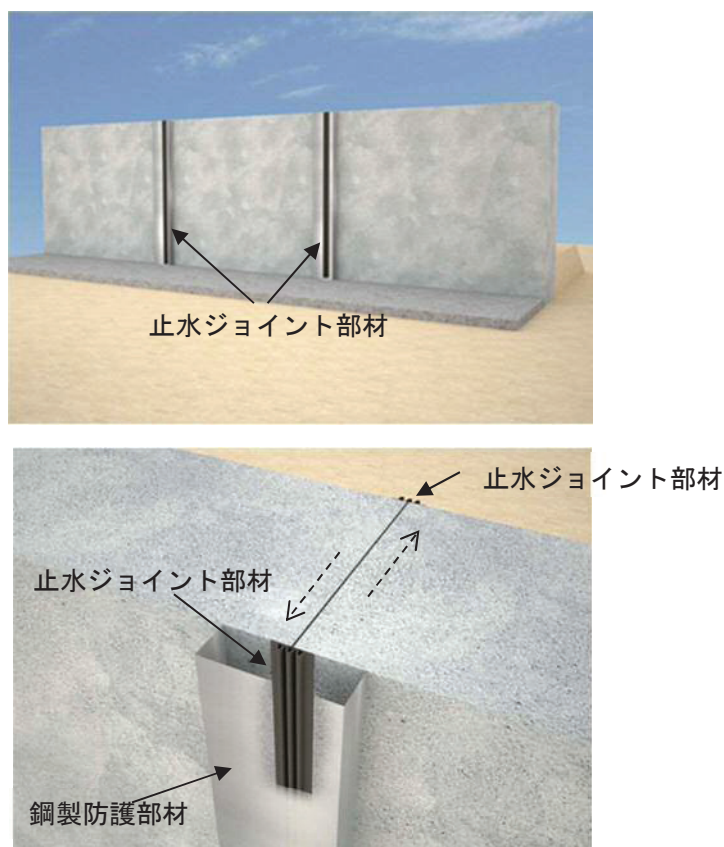
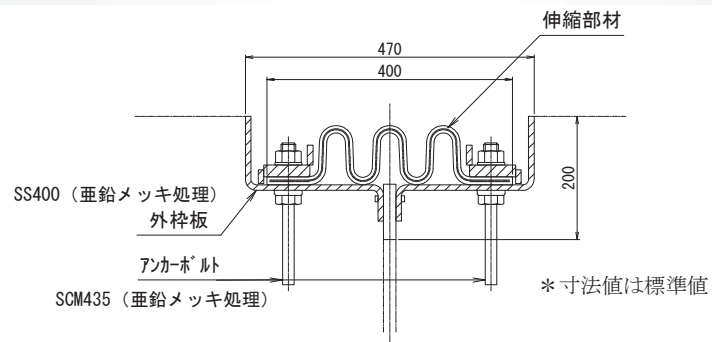
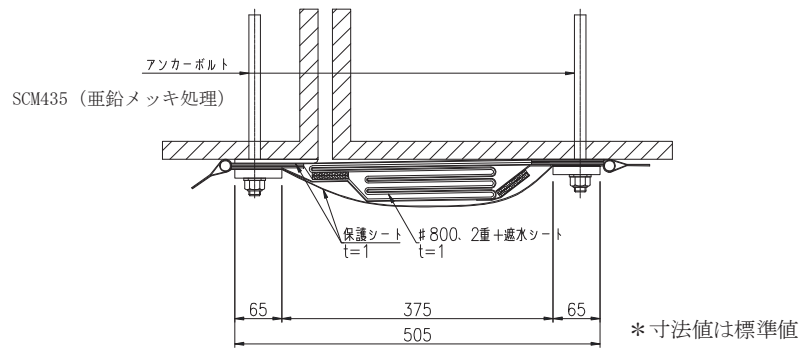


図 5.13.1-1 止水ジョイント部材 拡大図



止水ジョイント部材（ゴムジョイント）



止水ジョイント部材（シートジョイント）

図 5.13.1-2 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5. 13. 1-3 に示す。

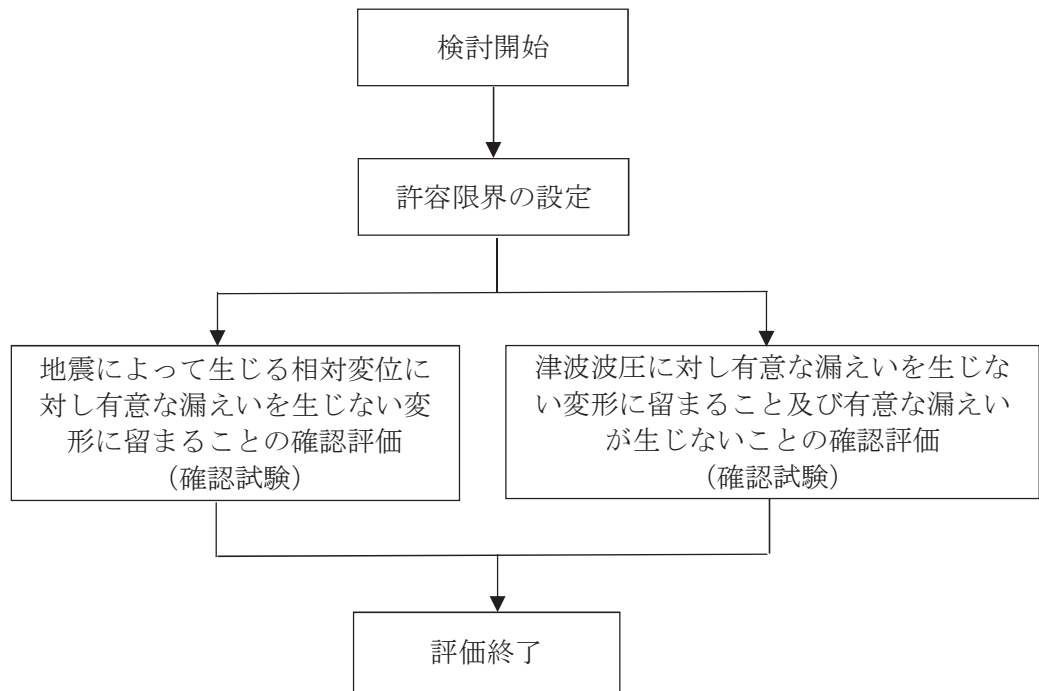


図 5. 13. 1-3 止水ジョイント部材の評価フロー

c. 許容限界の設定

止水ジョイント部材の変位量の許容限界は、ゴムジョイントとシートジョイントでは構造上の違いがあるため、それぞれについて許容限界を定める。表 5.13.1-1 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

構造上の境界部及び構造物間に生じる変位としては、相対変位及び残留変位が考えられる。止水ジョイント部材は、そのどちらの変位に対しても有意な漏えいが生じない変形に留まる必要があるため、解析結果による相対変位及び残留変位を確認し、両方の変位が 200 mm 以内の場合はゴムジョイントを、いずれかの変位が 200 mm を超える場合はシートジョイントを使用する。

表 5.13.1-1 止水ジョイント部材の変位量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 mm

d. 確認試験

止水ジョイント部材の試験目的および機能要求と試験について、図 5.13.1-4 に示す。ゴムジョイント及びシートジョイントについて、それぞれの構造特性及び機能要求を踏まえ、表 5.13.1-2 に示す項目の試験を実施することとし、これにより許容限界を満足することを確認する。

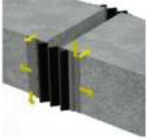
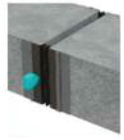
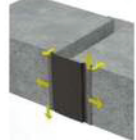
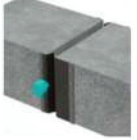
試験目的	ゴムジョイント		シートジョイント	
	地震時	津波時＋余震時	地震時	津波時＋余震時
試験目的	 <p>地震によって生じる相対変位に対し、ゴムの変形によって有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認。</p>	 <p>津波時の相対変位と波力に対して、ゴムの変形によって有意な漏えいを生じないことを確認。</p>	 <p>地震によって生じる相対変位に対し、シートが展開し、その余長によって有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認。</p>	 <p>津波時の相対変位と波力に対して、シートが展開し、所定のシート強度を確保できるだけたわむことにより、有意な漏えいを生じないことを確認。</p>
確認	<p>有意な漏えいを生じない変形に留まること</p> <p>—</p> <p>〔地震時は津波時の試験で代表〕</p>	<p>引張試験</p> <p>〔津波水压を负荷すると同時に地震時の変位量を模擬〕</p>	<p>引張試験 (繰返し載荷試験，継続載荷試験)</p> <p>—</p> <p>〔津波時は地震時の試験で代表〕</p>	<p>—</p> <p>〔津波時は地震時の試験で代表〕</p>
留意点	<p>有意な漏えいを生じないことの確認</p> <p>—</p> <p>〔地震時は要求されないため対象外〕</p>	<p>耐圧試験</p>	<p>—</p> <p>〔地震時は要求されないため対象外〕</p>	<p>耐圧試験</p>

図 5.13.1-4 止水ジョイント部材の機能要求と試験

表 5.13.1-2 確認試験一覧

評価項目		試験項目
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	引張・耐圧試験
	シートジョイント	引張試験 (繰返し载荷試験, 継続载荷試験) 耐圧試験 耐候性試験

(a) 試験条件の設定

イ. 津波波圧に応じた試験水圧

津波波圧は, 津波の最大遡上高さと設置地盤高さの差の 1/2 を浸水深とし朝倉式から算定する。

(イ) 基準津波時

津波の最大遡上高さ : T. P. + 17.9 m

設置地盤高さ : T. P. + 4.0 m

$$(17.9 - 4.0) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 210.6 \text{ kPa} = 0.21 \text{ MPa}$$

保守的に 0.26 MPa とする。

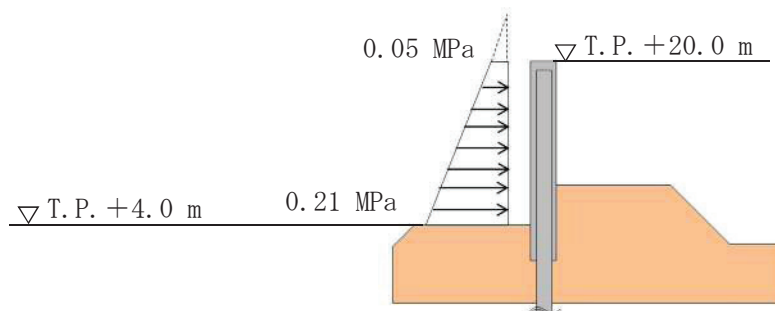


図 5.13.1-5 基準津波時の最大波圧

(ロ) T.P. +24.0 m 津波時

津波の最大遡上高さ : T.P. +24.0 m

設置地盤高さ : T.P. + 4.0 m

$$(24.0 - 4.0) \times \frac{1}{2} \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 303.0 \text{ kPa} = 0.30 \text{ MPa}$$

保守的に 0.55 MPa とする。

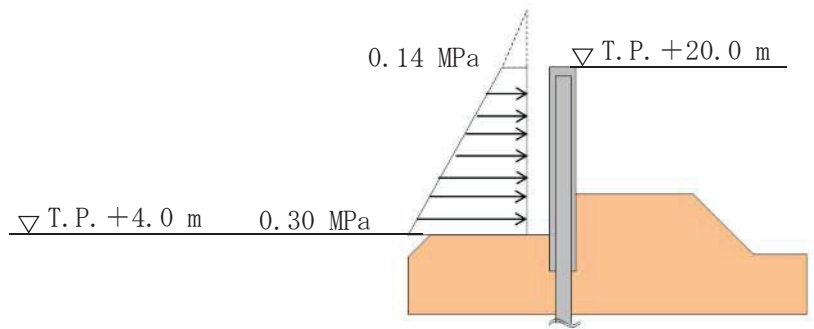


図 5.13.1-6 T.P. +24.0 m 津波時の最大波圧

ロ. ゴムジョイントの試験時変位量

ゴムジョイントの試験時変位量は設計負荷範囲を超える値として、表 5.13.1-3 に示す 3 ケースを考慮する。図 5.13.1-7 に、伸びとせん断の複合変位の設計負荷範囲を示す。

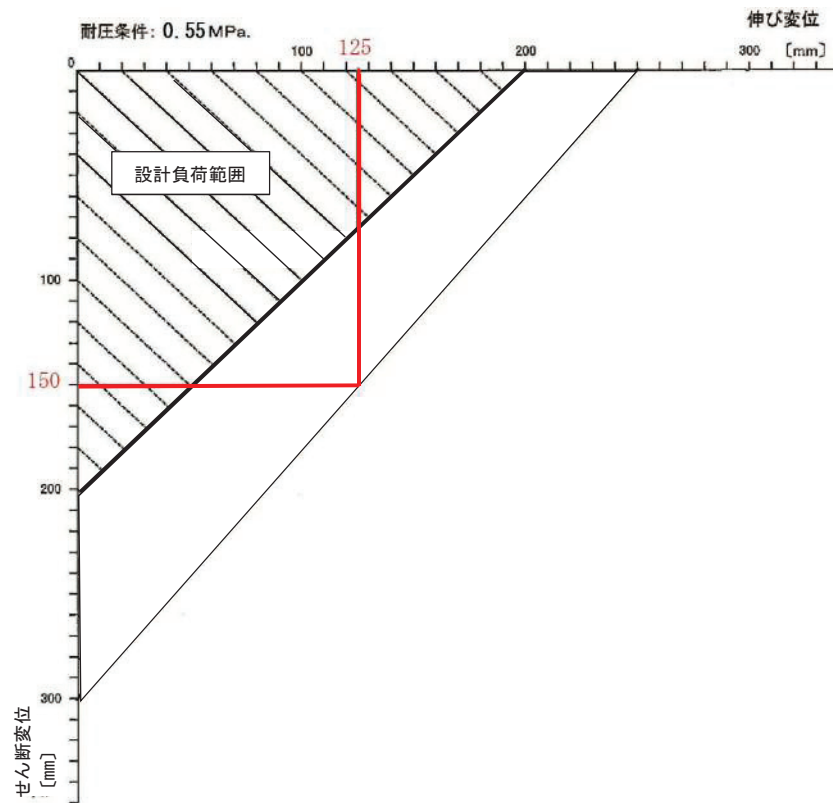


図 5.13.1-7 ゴムジョイントの設計負荷範囲

表 5.13.1-3 ゴムジョイントの試験時変位量

	変位量
①	伸び 250mm
②	せん断 300mm
③	伸び 125mm, せん断 150mm

ハ. シートジョイントの引張荷重

シートジョイントを取付けた際のたわみ形状を図 5. 13. 1－8 のように考えて、その際に作用する張力を求める。シートジョイントに作用する張力(T)は、以下の式を用いて求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot \delta_{\max}} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot \delta_{\max}^2} \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

T_s : シートに発生する張力 (N)

a : シート固定間隔 (A_1) の 1/2 (m)

$$a = 0.5 \times A_1$$

$$\delta_{\max} : \quad \delta_{\max} = C \left(\cosh \frac{A_1}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{A_1}{2C}$$

シート長 $L=2.5$ m とすると、 $C=0.845$ 、 $\delta_{\max}=0.66$ m

W : シートに作用する荷重 (kN/m^2)

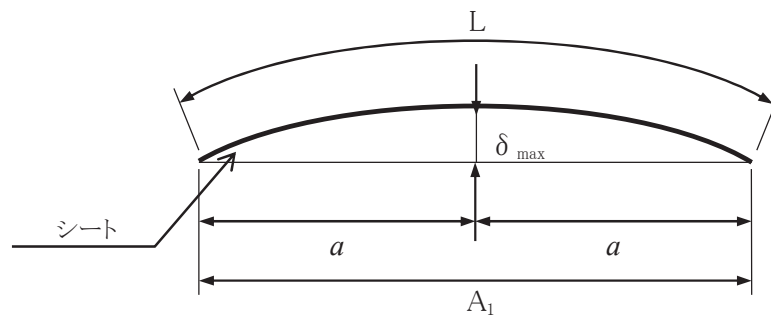


図 5. 13. 1－8 たわみ形状図

シートジョイントに作用する引張力が最大となるのは、防潮壁天端部のシートジョイントの開きが許容限界変位量の 2 m になった時である。その時のシートジョイントに作用する荷重は図 5. 13. 1－6 より 0.14 MPa となるが、保守的に 0.15 MPa (150kN/m^2) としてシートジョイントの引張力を計算すると以下ようになる。

(1) 式に $a=0.5 \times 2.0$ m, $W=150\text{kN/m}^2$, を代入し、計算を行う。

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{150.00 \times 1.00}{2 \times 0.66} \times \sqrt{1.00^2 + 4 \times 0.66^2} \\ &= 188.18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

よって、シートジョイントの引張試験時の引張荷重は、188.18 kN/m (56.45 kN/30cm) とする。

(2) 性能確認試験

a. ゴムジョイント

(a) ゴムジョイントの引張・耐圧試験

イ. 目的

ゴムジョイントの取付け状態を模擬した試験機によって、ゴムに伸び・せん断変形を加えることにより、津波＋余震時の相対変位に対して、ゴム本体及び取付け部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。さらに、試験機によって津波の波圧を上回る荷重を作用させることにより、ゴム本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない性能を保持することを確認する。

ロ. 試験条件

試験条件として表 5. 13. 1－4 に示す変位量、水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし、試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔 (M24@100mm) は、実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後、ゴムジョイントからの有意な漏えいが生じないことを確認する。

表 5. 13. 1－4 ゴムジョイントの試験条件

試験 No,	変位量	水圧	必要耐圧保持時間
①	伸び 250mm	0. 26Mpa	10 分以上
②	せん断 300mm	0. 26Mpa	10 分以上
③	伸び 125mm せん断 150mm	0. 26Mpa	10 分以上
④	伸び 250mm	0. 55Mpa	10 分以上
⑤	せん断 300mm	0. 55Mpa	10 分以上
⑥	伸び 125mm せん断 150mm	0. 55Mpa	10 分以上

参考：基準津波時波圧 0. 21 MPa, T. P. +24. 0 m 津波時波圧 0. 30 MPa

＊加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。

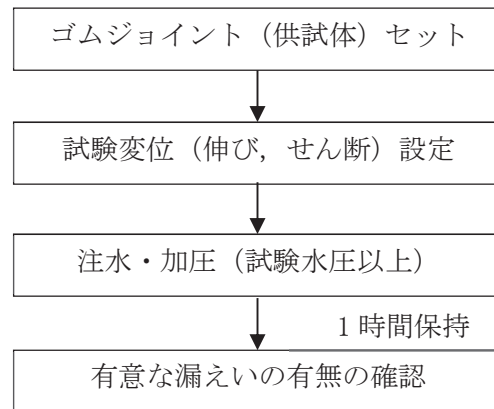


図 5.13.1-9 性能確認試験フロー

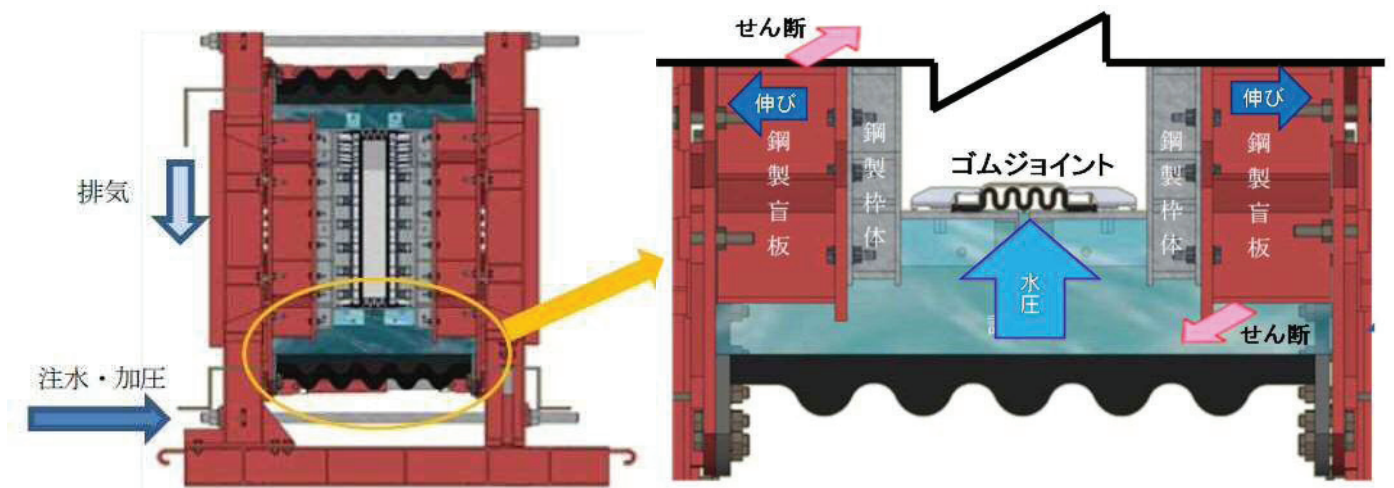


図 5.13.1-10 耐圧試験概念図

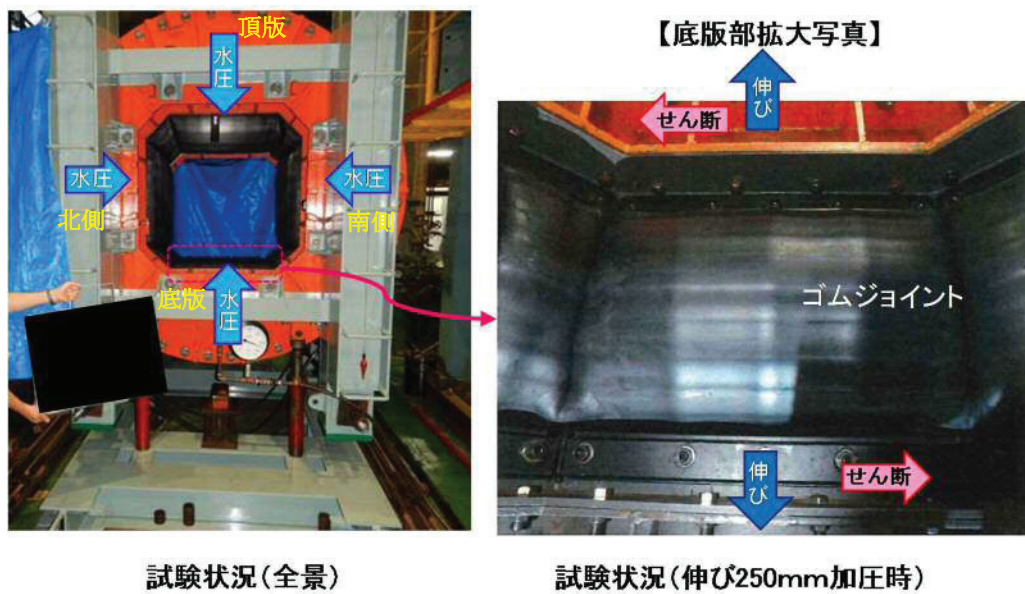
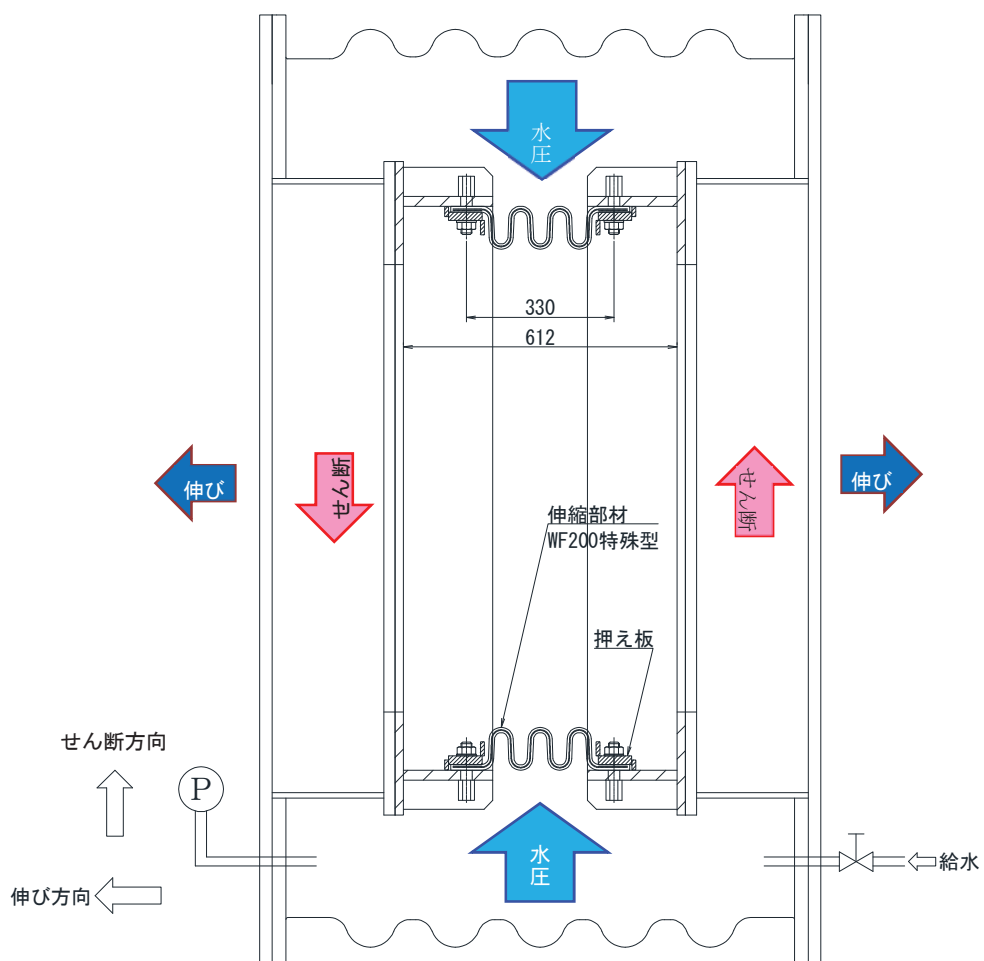


図 5. 13. 1－11 耐圧試験状況



ハ. 試験状況写真

(イ) 設置状況確認 (水圧 0 MPa, 伸び 0 mm, せん断 0 mm)

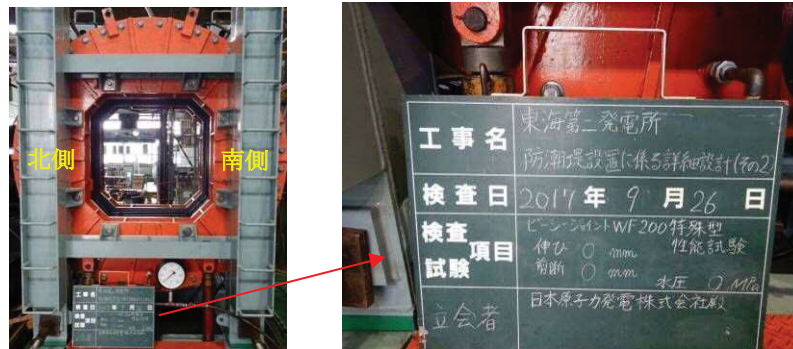


図 5.13.1-13 全体状況

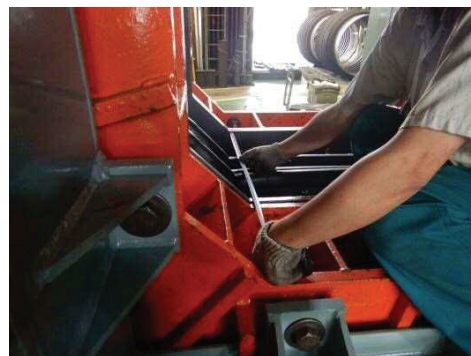


底版



側壁：北側

図 5.13.1-14 ゴムジョイント設置状況 (ボルト M24@100mm にて固定)

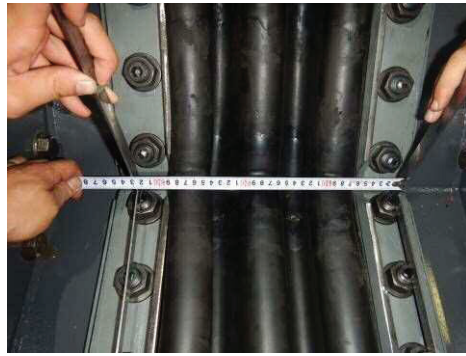


枠間距離計測状況

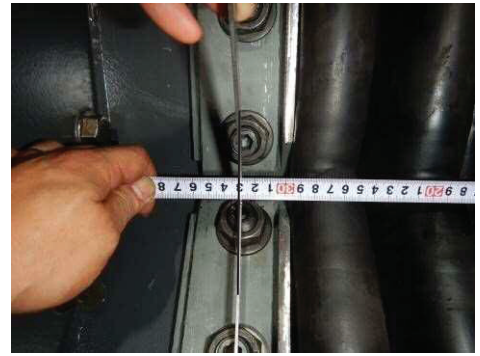


枠間距離 (初期値) : 612 mm

図 5.13.1-15 ゴムジョイント設置時 枠間距離計測 (底版：北側)



ボルトピッチ計測状況

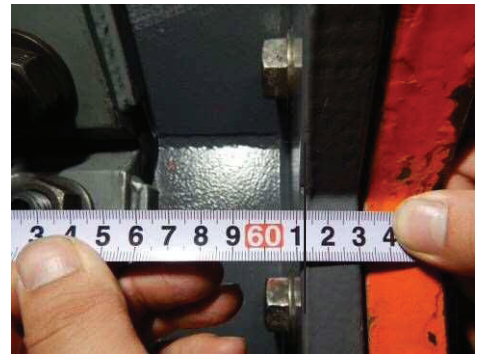


ボルトピッチ（初期値）：330 mm

図 5.13.1-16 ゴムジョイント設置時 ボルトピッチ計測（底版：南側）

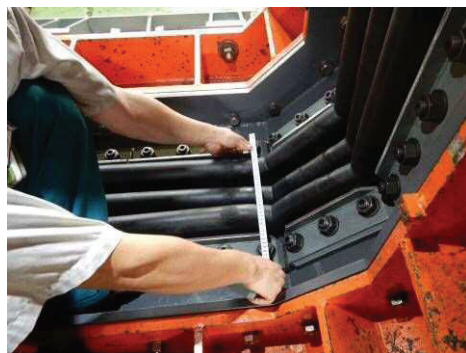


枠間距離計測状況



枠間距離（初期値）：612 mm

図 5.13.1-17 ゴムジョイント設置時 枠間距離計測（底版：北側）



ボルトピッチ計測状況



ボルトピッチ（初期値）：330 mm

図 5.13.1-18 ゴムジョイント設置時 ボルトピッチ計測（底版：北側）



枠－ボルト間距離計測状況

枠－ボルト間距離（初期値）：141 mm

図 5. 13. 1－19 ゴムジョイント設置時 枠－ボルト間計測

（ロ） 試験 No. ④（水圧 0.55 MPa，伸び 250 mm，せん断 0 mm，保持時間：1 時間）



枠間距離計測状況

枠間距離：初期値 612 mm＋伸び 250 mm＝862 mm

図 5. 13. 1－20 試験 No. ④ 枠間距離計測（底版：南側）



枠間距離計測状況

枠間距離：初期値 612 mm＋伸び 252 mm＝864 mm

図 5. 13. 1－21 試験 No. ④ 枠間距離計測（底版：北側）



図 5.13.1-22 試験 No. ④ 全体状況（加圧前）



図 5.13.1-23 試験 No. ④ 加圧状況（0.55 MPa 加圧開始）



底版



側壁：南側

図 5.13.1-24 試験 No. ④ 加圧状況（0.55 MPa）



図 5.13.1-25 試験 No. ④ 全体状況 (0.55 MPa, 1 時間保持後)



底版 (漏えいなし)



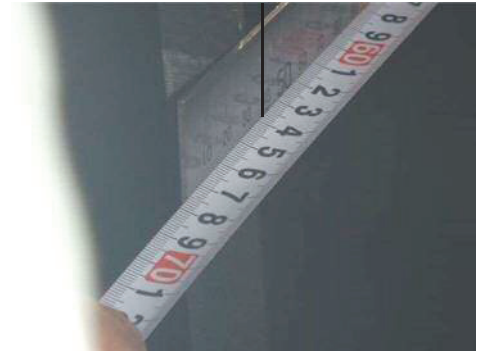
側壁 (漏えいなし)

図 5.13.1-26 試験 No. ④ 漏えい確認 (0.55 MPa, 1 時間保持後)

(ハ) 試験 No. ⑤ (水圧 0.55 MPa, 伸び 0 mm, せん断 300 mm, 保持時間:1 時間)



枠間距離計測 (底版)



枠間距離 : 639 mm

図 5.13.1-27 試験 No. ⑤ 枠間距離計測 (加圧前)



せん断変位計測状況 (底版)



せん断変位 : 301mm

図 5.13.1-28 試験 No. ⑤ せん断変位計測 (加圧前)



図 5.13.1-29 試験 No. ⑤ 全体状況 (加圧前)

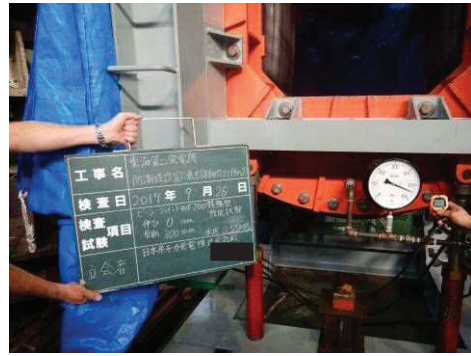


図 5.13.1-30 試験 No. ⑤ 全体状況 (0.55 MPa)



図 5.13.1-31 試験 No. ⑤ 加圧状況 (0.55 MPa)



図 5.13.1-32 試験 No. ⑤ 加圧完了 (0.55 MPa, 1 時間保持)



底版・側壁（漏えいなし）

図 5.13.1-33 試験 No. ⑤ 漏えい確認（0.55 MPa, 1 時間保持）

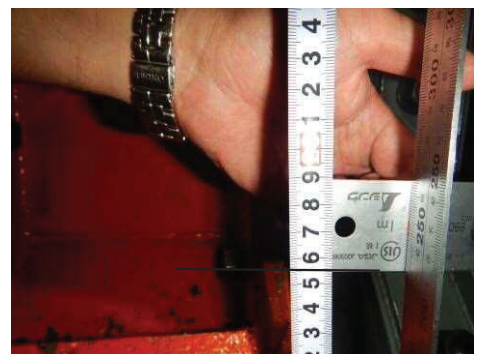
（二） 試験 No. ⑥（水圧 0.55 MPa, 伸び 125 mm, せん断 150 mm, 保持時間:1 時間）



枠間距離計測状況

枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 138 mm = 750 mm

図 5.13.1-34 試験 No. ⑥ 枠間距離計測（底版：南側）



せん断変位計測状況

せん断変位：154 mm

図 5.13.1-35 試験 No. ⑥ せん断変位計測（底版：南側）

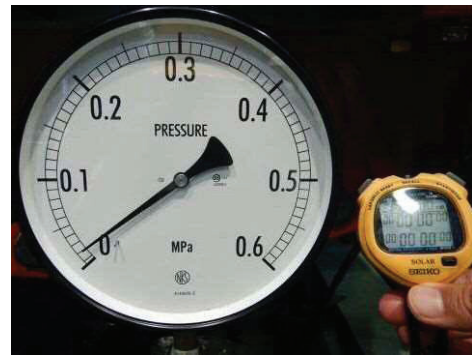


図 5.13.1-36 試験 No. ⑥ 全体状況（加压前）

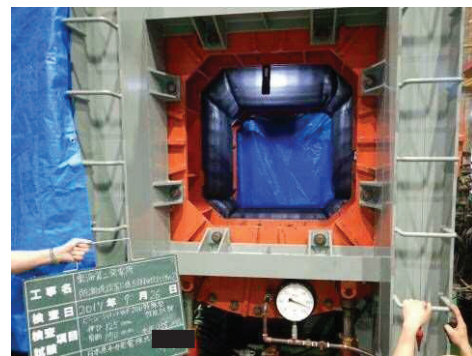


図 5.13.1-37 試験 No. ⑥ 全体状況（0.55MPa 加压開始）



側壁：北側

底板

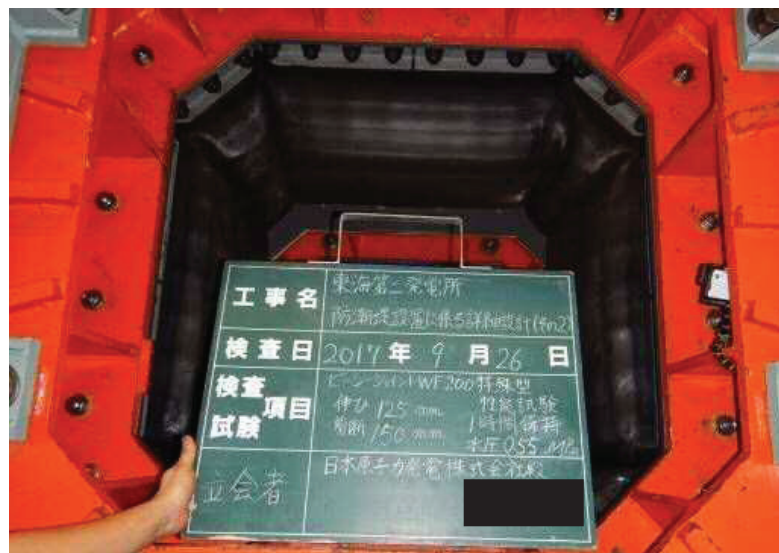
図 5.13.1-38 試験 No. ⑥ 加压状況



図 5.13.1-39 試験 No. ⑥ 加圧状況 (0.55MPa)



図 5.13.1-40 試験 No. ⑥ 加圧完了 (0.55MPa, 1 時間保持)



頂版 (漏えいなし)

図 5.13.1-41 試験 No. ⑥ 漏えい確認 (0.55MPa, 1 時間保持)



底版・側壁（漏えいなし）

図 5. 13. 1－42 試験 No. ⑥ 漏えい確認（0. 55MPa，1 時間保持）

二．試験結果

所定の変位を与えた上で，津波荷重を上回る水圧（0. 26 MPa，0. 55 MPa）を 10 分以上（加圧時間 1 時間）加圧後，漏えいの有無を確認した結果，全てのケースにおいて，漏えいがないことを確認した。

表 5. 13. 1－5 ゴムジョイントの試験結果

試験 No,	変位量	水圧	耐圧保持時間	漏えい	判定
①	伸び 250mm	0. 26 MPa	10 分以上	無	OK
②	せん断 300mm	0. 26 MPa	10 分以上	無	OK
③	伸び 125mm，せん断 150mm	0. 26 MPa	10 分以上	無	OK
④	伸び 250mm	0. 55 MPa	10 分以上	無	OK
⑤	せん断 300mm	0. 55 MPa	10 分以上	無	OK
⑥	伸び 125mm，せん断 150mm	0. 55 MPa	10 分以上	無	OK

参考：基準津波時波圧 0. 21 MPa，T. P. +24. 0 m 津波時波圧 0. 30 MPa

*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

(b) ゴムジョイントの耐候性試験

ゴムジョイントの材料であるクロロプレンゴムは、耐候性の指標として伸び性能の初期値からの残存率を試験にて確認することで、耐候性能を確認する。

加熱温度 70℃、100℃、120℃の3種類でゴムの伸び残存率と加熱時間の関係を測定した熱老化試験の結果を図 5.13.1-43 に示す。

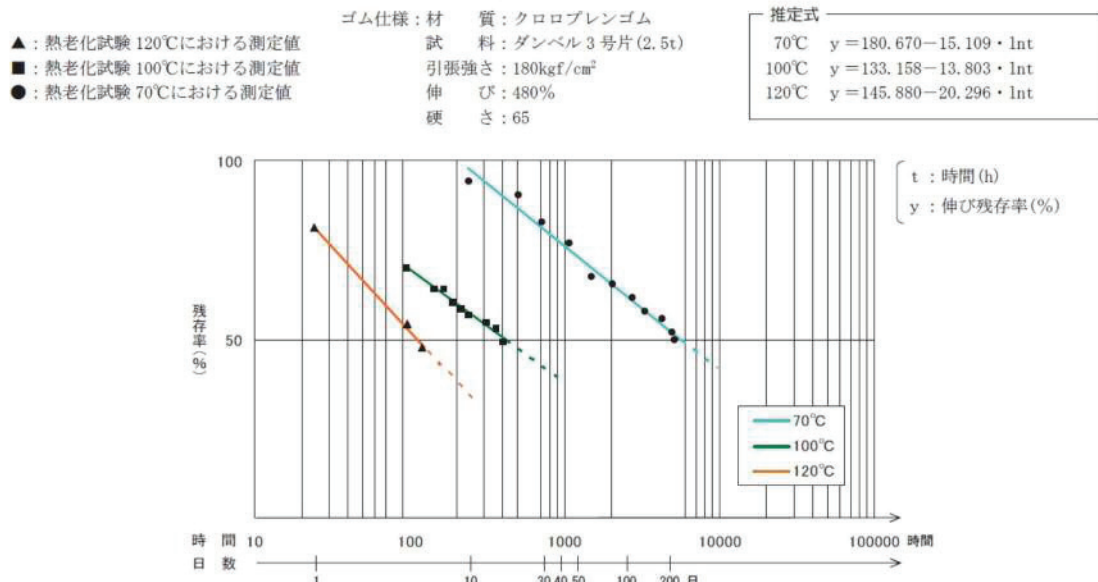


図 5.13.1-43 ゴム材料の熱老化試験結果

熱老化試験結果をもとに、残存率が 90%、80%、70%、60%、50%となる日数と温度の関係をグラフ化したものを図 5.13.1-44 に示す。

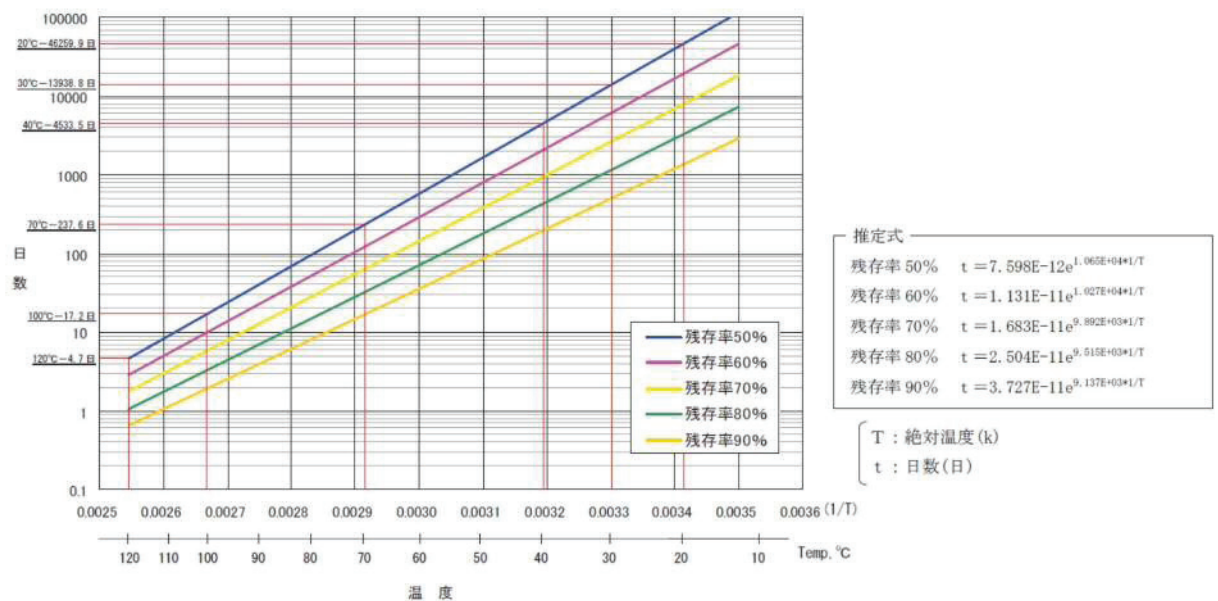


図 5.13.1-44 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

図 5.13.1-44 から、20℃、30℃、40℃における残存率と日数の関係を読み取り、図 5.13.1-45 に示す。図 5.13.1-45 にプロットしてあるイ、ロ、ハ、ニのデータは実際に設置されていたゴムジョイントの伸び残存率の試験結果で、下記にその製品の使用条件及び経過年数を示す。

イ：屋外使用（秋田県）12 年経過、ロ：屋外使用（北海道）12.5 年経過
ハ：埋設使用（岐阜県）13 年経過、ニ：埋設使用（埼玉県）19 年経過

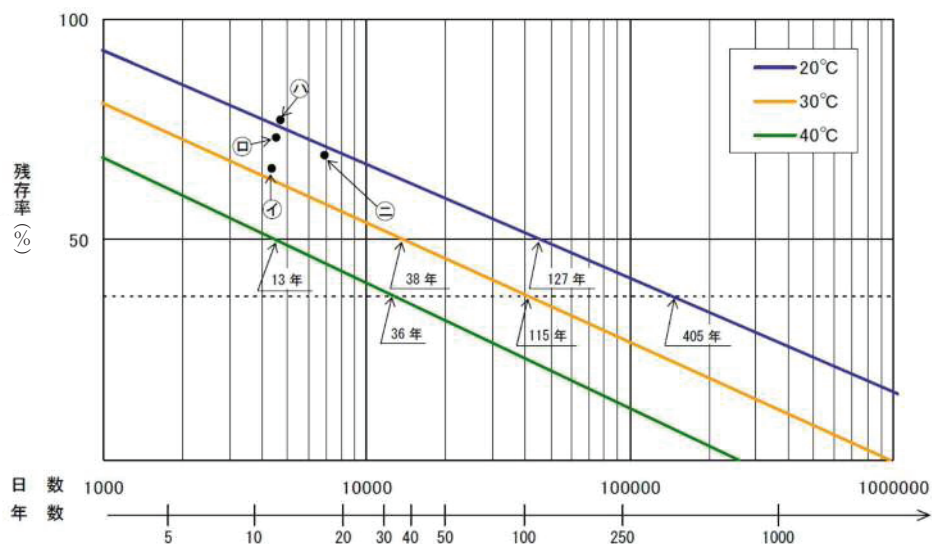


図 5.13.1-45 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

露出部使用環境の平均気温を 30℃としても、初期伸び率の残存率 50 %を確保できる耐用年数は 38 年と推定できる。

また、海水暴露に対する耐久性試験の結果を図 5.13.1-46 に示す。海水暴露がゴムの劣化に与える影響を図 5.13.1-45 に示す熱老化試験結果と比べると、熱老化試験結果でゴム残存率 50%になる年数が 20℃において 127 年かかるのに比べて、海水暴露試験結果では同じ条件で 273 年以上かかるので、海水暴露がゴムの劣化に与える影響は熱老化試験に比べて小さいことを確認した。

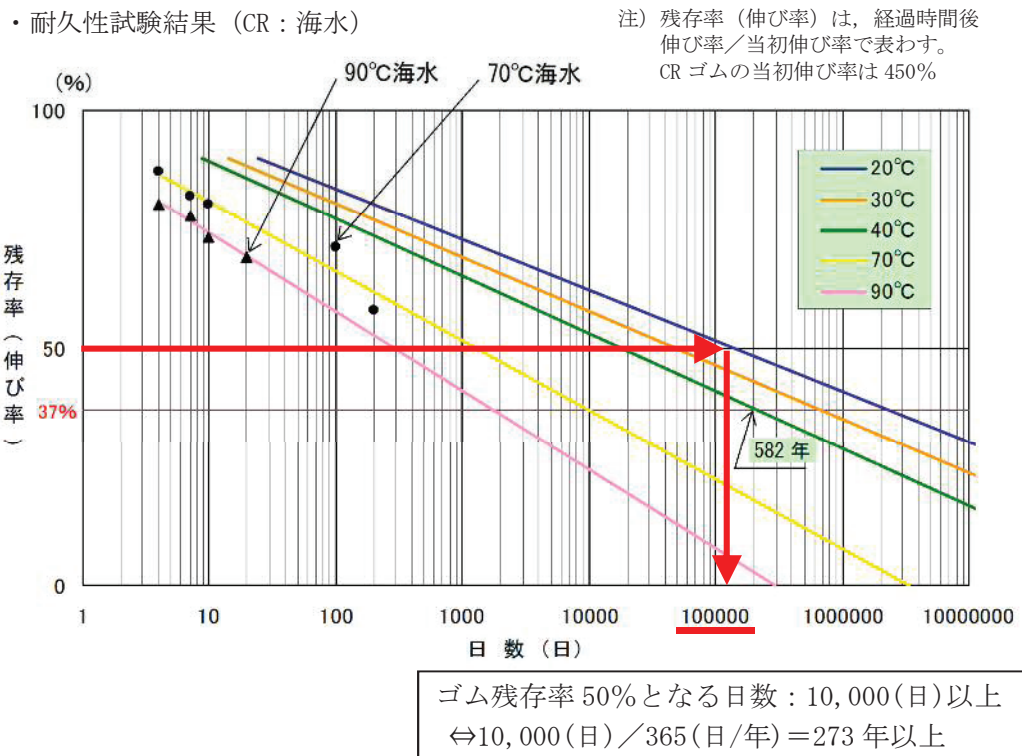


図 5.13.1-46 耐久性試験結果 (海水暴露)

b. シートジョイント

(a) シートジョイントの引張試験

イ. シートジョイントの構造概要

シートジョイントは、下図のとおり多重構造となっており、それぞれの部材により求められる機能が異なっている。

下図①④の遮光シート（塩ビシート）は、内部にある遮水シート（塩ビシート）と土木シート（ ×2重）を紫外線による劣化から保護する部材である。②の遮水シート（塩ビシート）は堤外側からの津波に対して有意な漏えいを生じさせない性能を保持し、③の土木シートは、津波波力に対抗する強度を担保する部材である。堤内側に設置するシートジョイントも同様に、遮水シートが堤外側になるように設置し、津波に対して有意な漏えいを生じさせない構造となっている。

また、土木シートの伸び率は 20%程度であるのに対し遮水シートの伸び率は 100%以上になるため、津波に対して土木シートが強度を発揮する時には遮水シートは伸びに対して十分な余裕がある構造になっている。

本工事で使用する遮水シートは埋立処分地や濁水沈殿池等での実績があるものであり、仮に設置個所における溜まり水により遮水シートが水に浸ったとしても、伸び性能には影響はない。

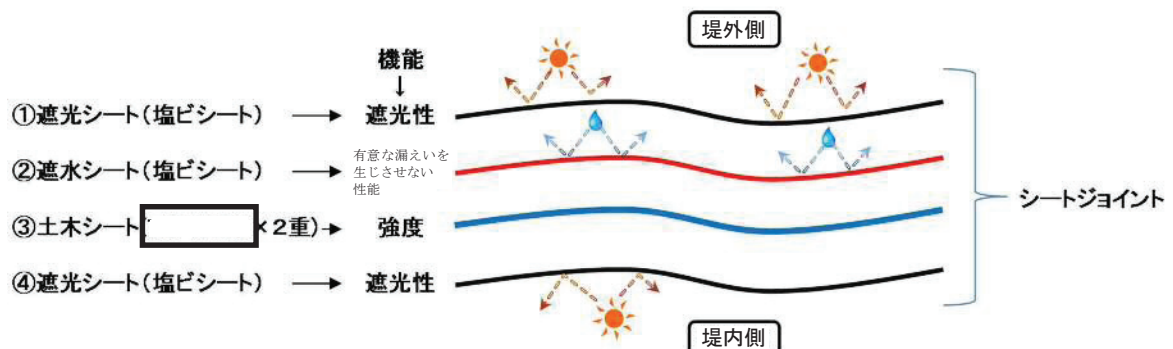


図 5. 13. 1-47 シートジョイント模式図

ロ. 目的

シートジョイントの取付け部について、現地の取付け状況を模した試験体を作成し、津波時に想定されるシートの最大張力を、繰返しまたは継続的に作用させることで津波によって繰返し荷重を受ける状態を模擬し、シートジョイント本体及び取付け部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。

ハ. 試験条件

シートジョイントの引張試験は繰返し載荷試験及び継続載荷試験を実施する。引張荷重は津波時に想定される最大張力 188.18 kN/m より、試験時の試験体寸法 30 cm を考慮し、56.45 kN/30cm とする。

繰返し載荷試験は、シートジョイントに発生する最大張力を繰り返し（10 回）載荷した時に有意な漏えいを生じない変形に留まることを 3 試験体について確認する。続いて、繰返し載荷試験を行った試験体を用いて継続載荷試験を実施する。継続載荷試験は、シートに発生する最大張力を 10 分間継続して載荷した時に有意な漏えいを生じない変形に留まることを 3 試験体について確認する。

ボルト径や設置間隔（M16@100 mm）は実際に設置する状態を模擬している。シートジョイントの引張試験条件を表 5.13.1-6 に、試験体図を図 5.13.1-48 に示す。

表 5.13.1-6 シートジョイントの引張試験条件

試験 No,	引張荷重	載荷条件
①	56.45 kN/30cm	10 回
②	56.45 kN/30cm	10 回後、10 分継続

試験体 : シートジョイント

つかみ幅 : 30 cm

つかみ間隔 : 30 cm

引張速度（破断強度試験） : 200 mm/min

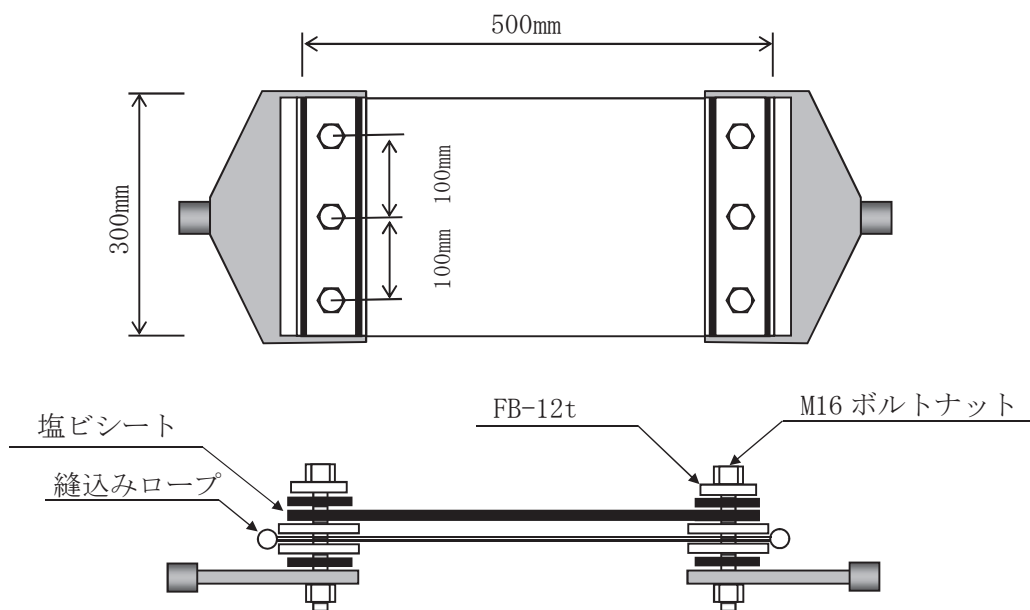


図 5.13.1-48 シートジョイント試験体図

二. 試験状況写真



図 5.13.1-49 試験状況



図 5.13.1-50 試験後供試体



変形なし

図 5.13.1-51 試験後供試体

ホ. 試験結果

シートに発生する最大張力を繰り返し（10 回）載荷した後，さらにシートに発生する最大張力を 10 分間継続載荷し，有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認した。

表 5.13.1-7 シートジョイント強度試験結果

試験 No.	引張荷重	載荷条件	変形	判定
①	56.45kN/30cm	10 回	無	OK
②	56.45kN/30cm	10 回後，10 分継続	無	OK

(b) シートジョイントの耐圧試験

イ. 目的

試験機を用いて、シートジョイントに対して津波時に想定される水压を負荷することにより、津波時におけるシートジョイントの状況を模擬し、シートジョイントに有意な漏えいが生じないことを確認する。

ロ. 試験条件

水压 0.26 MPa 及び 0.55 MPa を負荷し、加圧中及び 10 分以上加圧した後、有意な漏えいが生じないことを確認する。加圧時間は保守的に 1 時間とした。

直径 300mm の筒状に縫製したシート（遮水シートを内側、土木シートを外側）を円筒状鋼管に取り付け、両端部を固定した状態で、鋼管と遮水シートの間に水压を与える。試験体の概要を図 5.13.1-52 に示す。

実験では水压を 2 つのステップに分けて与える。各ステップで 10 分以上（加圧時間 1 時間）水压を保持して有意な漏えいが生じないことを確認する。

【圧力ステップ】

・ステップ① 水压 0.26 MPa

水压 0.26 MPa を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）保持し有意な漏えいが生じないことを確認する。

・ステップ② 水压 0.55 MPa

水压 0.55 MPa を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）保持し有意な漏えいが生じないことを確認する。

表 5.13.1-8 シートジョイントの耐圧試験条件

試験 No,	水压	必要耐圧保持時間
①	0.26 MPa	10 分以上
②	0.55 MPa	10 分以上

* 加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。



図 5.13.1-52 シートジョイントの耐圧試験概念図（側面）

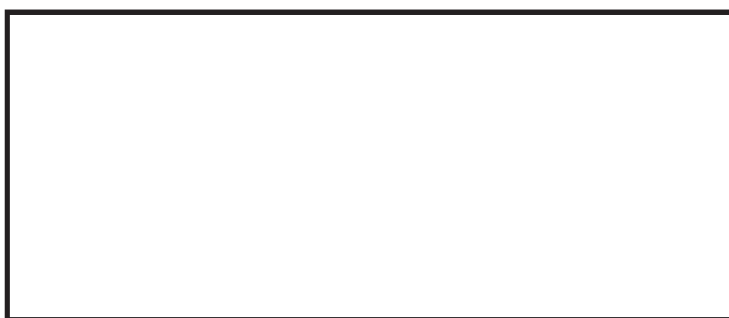


図 5.13.1-53 耐圧試験機及び供試体（側面）

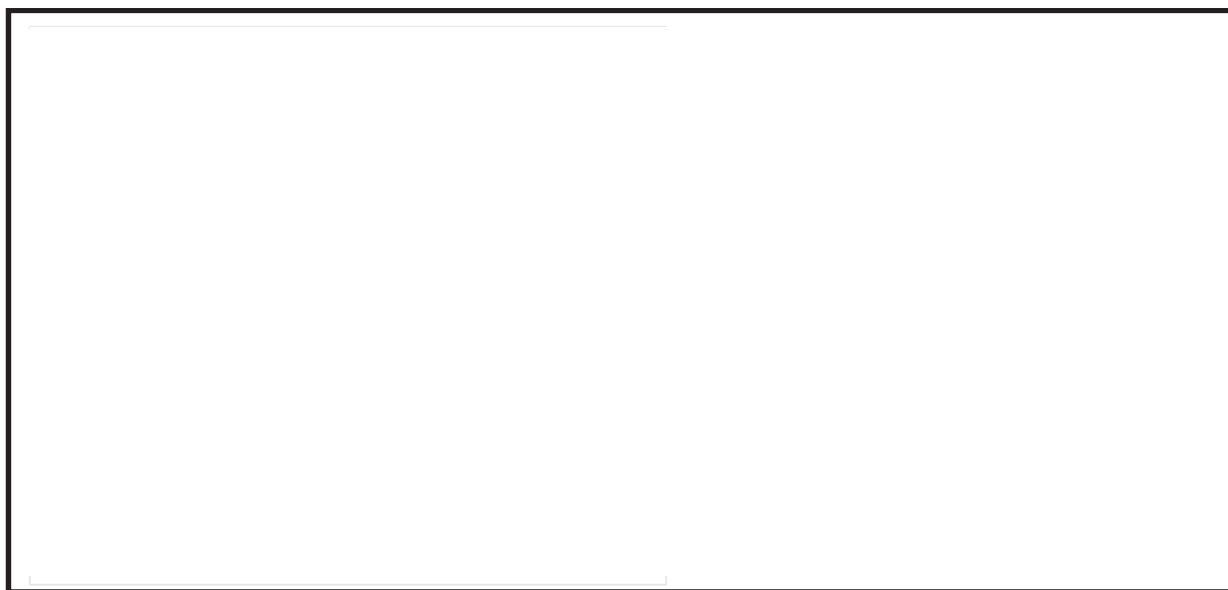
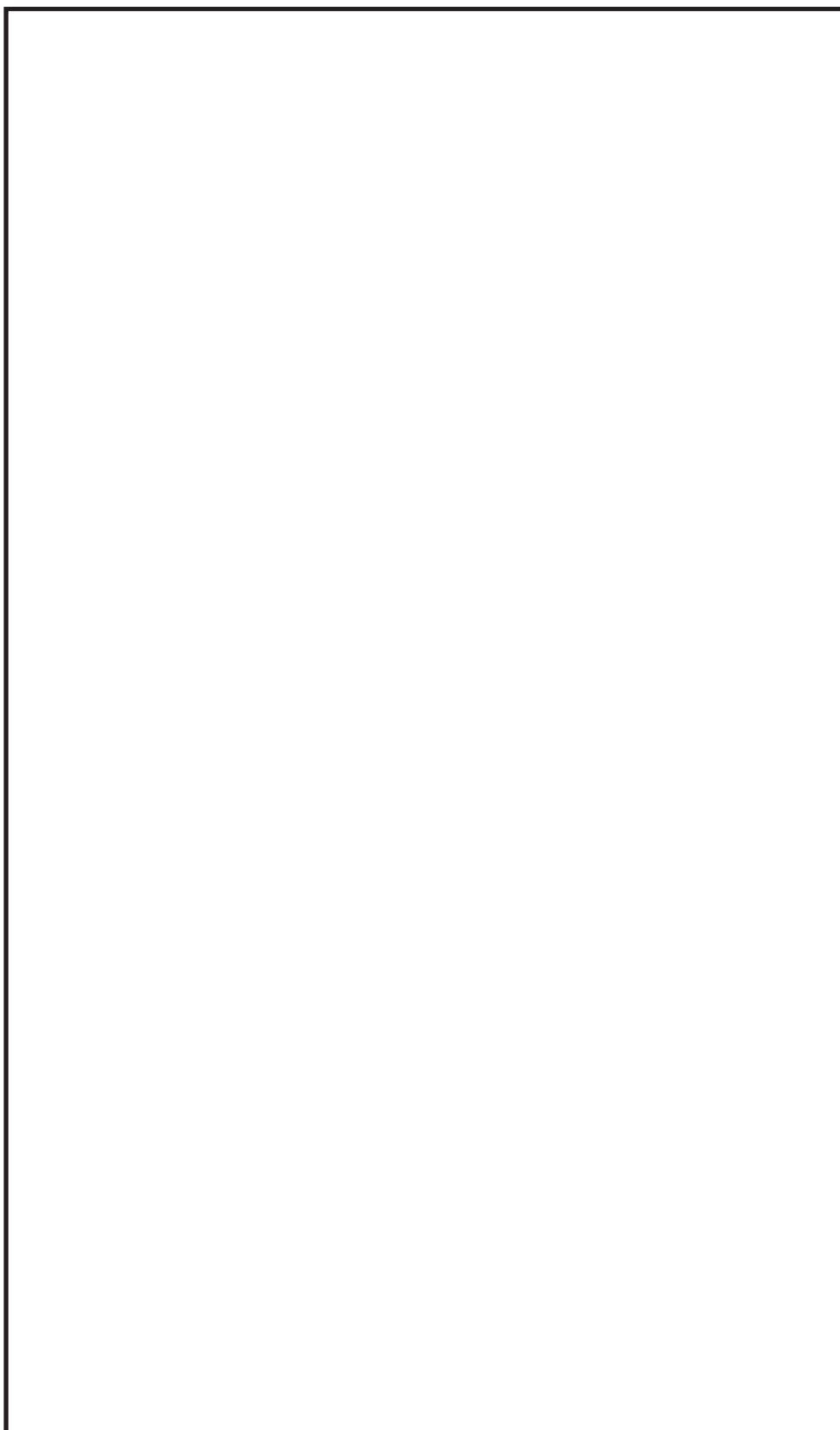


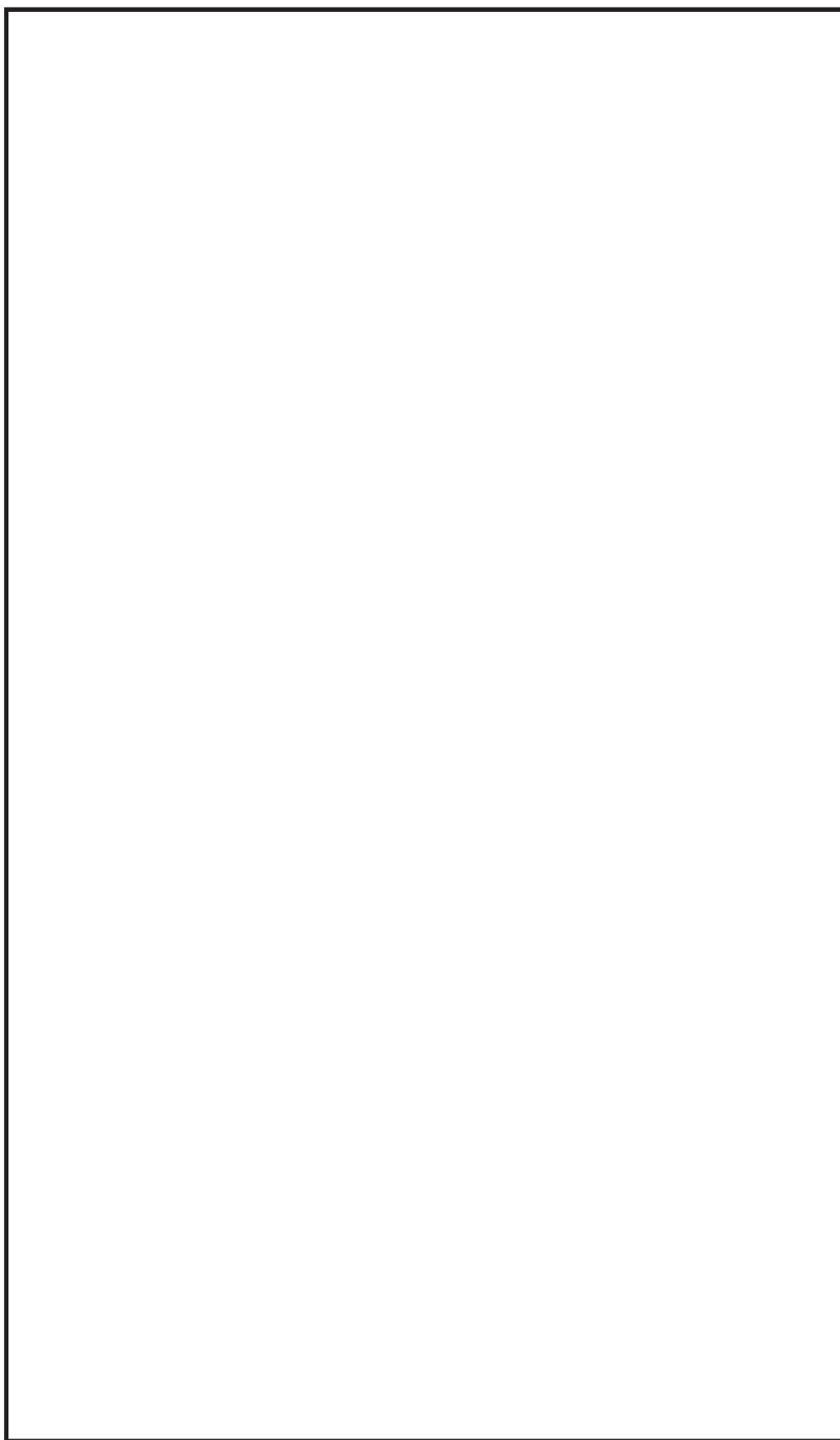
図 5.13.1-54 シートジョイントの耐圧試験概念図及び供試体（断面）

ハ. 試験状況写真



漏えいなし

図 5.13.1-55 シートジョイントの耐圧試験状況 (0.26 MPa, 1 時間保持後)



漏えいなし

図 5.13.1-56 シートジョイントの耐圧試験状況 (0.55 MPa, 1 時間保持後)

二. 試験結果

0.26 MPa 及び 0.55 MPa の水圧を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）加圧した結果、全てのケースにおいて、シートジョイントから漏えいが生じないことを確認した。

表 5.13.1-9 シートジョイントの耐圧試験結果

試験 No,	水圧	耐圧保持時間	漏えい	判定
①	0.26MPa	10 分以上	無	OK
②	0.55MPa	10 分以上	無	OK

* 加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。

ホ. シートジョイントの取付け部の耐圧性

シートジョイントの取付け部から有意な漏えいを生じさせないためには、押さえプレートの締め付け面圧が外水圧よりも大きいことが必要である。耐圧性の確認は、押さえプレートの締め付け面圧が外水圧 0.55MPa 以上であることを確認する。

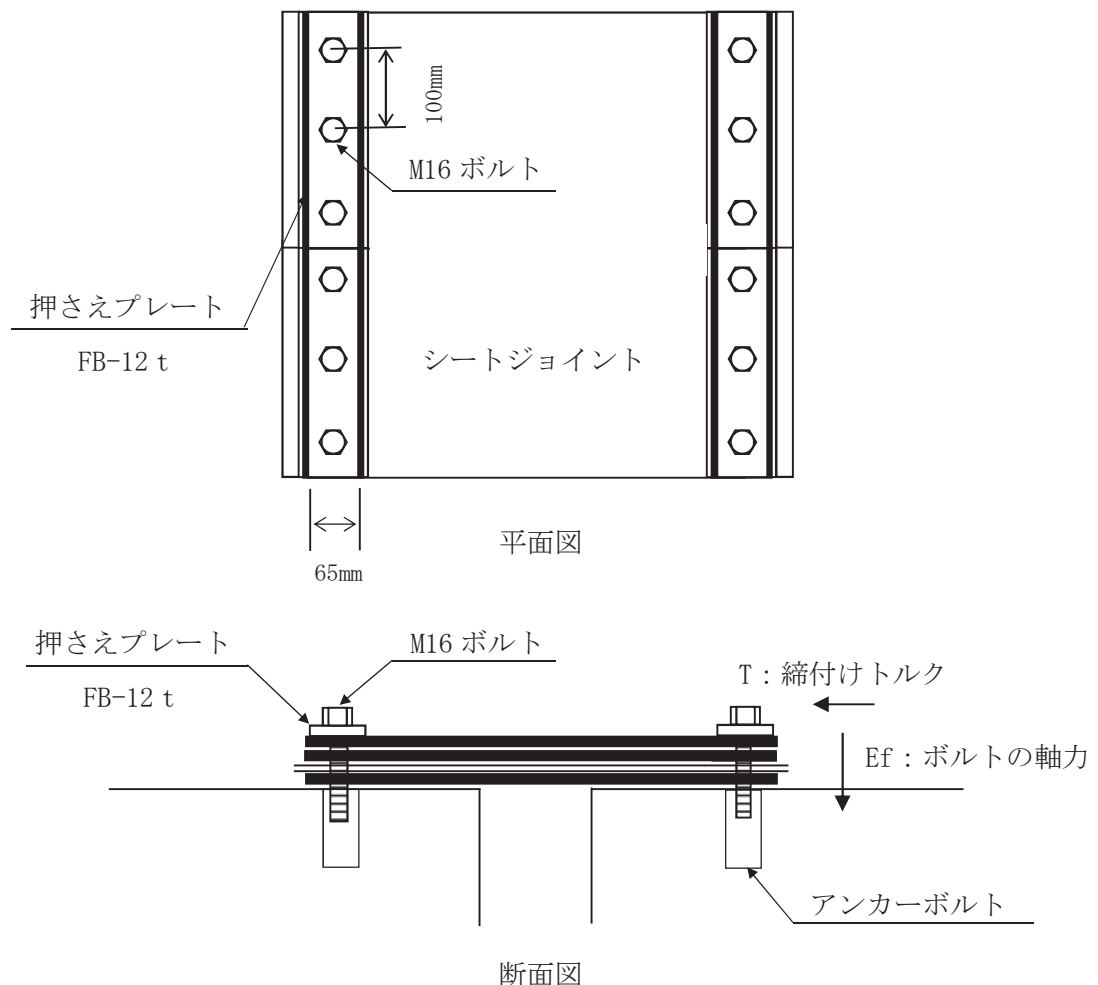


図 5.13.1-57 シートジョイント設置イメージ図

(イ) ボルトの軸力

トルクと締付け力との関係式は,

$$F_f = T / (K \cdot d)$$

F_f : ボルトの軸力 (N)

T : 締付けトルク 107.9 (N・m)

K : トルク係数 0.3

d : ボルトの呼び径 16 mm=0.016 m

$$\begin{aligned} F_f &= 107.9 / (0.3 \times 0.016) \\ &= 22479 \text{ N} \end{aligned}$$

(ロ) 応力緩和後のボルトの軸力

経時により応力が 23%低下するとする。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

$$= 22479 \times 0.77$$

$$= 17309$$

F : 応力緩和後のボルトの軸力 (N)

F_f : ボルトに生じる軸力 22479 (N)

α : 応力緩和係数 0.77 (試験値)

(ハ) 締付け面圧

締付け面圧は,

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

P_0 : 締付け面圧

F : 応力緩和後のボルトの軸力 (N)

w : 押さえ板の接触幅 65mm

L : ボルトピッチ 100mm

$$\begin{aligned} P_0 &= 17309 / (65 \times 100) \\ &= 2.66 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)} > 0.55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

シートジョイントの耐圧試験結果で漏えいが確認されなかったこと、押さえプレートの締め付け面圧が設計水压以上の圧力で押さえられていること、引張試験により取付け部のシートジョイントが変形しなかったことが確認されたことから、シートジョイントに耐圧性があることを確認した。

(c) シートジョイントの耐候性試験

a. 目的

土木シート (×2 重) は遮光シートにより保護されており，直射日光等の影響を受けることはないが，土木シートの耐候性の確認のため，促進耐候性試験を行う。試験期間は，シートジョイントの交換頻度を考慮して 15 年相当とする。実際のシートジョイントを模擬して土木シートを遮水シートで包んだ状態で促進耐候性試験機に入れ，15 年相当の試験時間（540 時間）を置き，時間経過後の土木シートの引張強度を確認する。

b. 試験条件

土木シートは，遮水シートで包んで促進耐候性試験機に入れる。試験条件を表 5. 13. 1－10 に，試験機の写真を図 5. 13. 1－57 に示す。試験は JIS A 1415「高分子系建築材料の実験室光源による暴露試験方法」による。540 時間後，土木シートの引張試験を実施する。

表 5. 13. 1－10 シートジョイントの耐候性試験条件

使用機種	スーパーUVテスター（UV照射）
放射照度	1500 W/m ²
槽内温度	63±3℃
槽内湿度	50±5%
試験時間	540 時間（15 年相当）

*102 分経過毎に 18 分間，水を噴霧

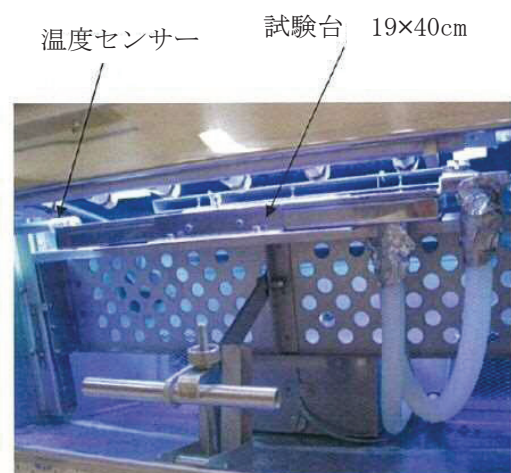


図 5. 13. 1－58 スーパーUV テスター試験機（左：外観，右：内部）

引張試験は JIS L 1096（織物及び編物の生地試験方法）に準拠し、ラベルドストリップ法にて行う。

試験片幅	:	30mm
試験片の数	:	3
つかみ間隔	:	200mm
引張方向	:	縦方向及び横方向
引張速度	:	200mm/min

c. 試験状況写真



促進耐候性試験（540 時間）終了後

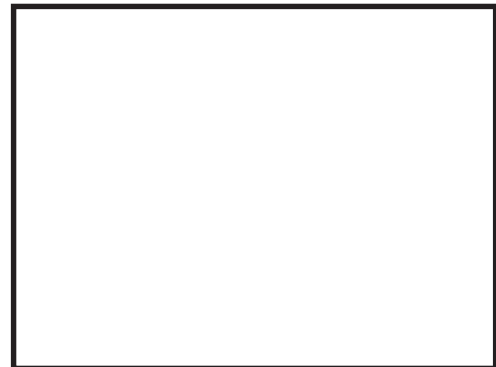


引張試験体作成前

図 5.13.1-59 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当）



引張試験体



試験体幅確認状況

図 5.13.1-60 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



試験体標線間距離確認状況

図 5.13.1-61 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



縦方向 1 体目 試験前



縦方向 1 体目 試験後

図 5.13.1-62 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



縦方向 2 体目 試験前



縦方向 2 体目 試験後

図 5.13.1-63 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



縦方向3体目 試験前



縦方向3体目 試験後

図 5.13.1-64 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



横方向1体目 試験前



横方向1体目 試験後

図 5. 13. 1-65 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



横方向2体目 試験前

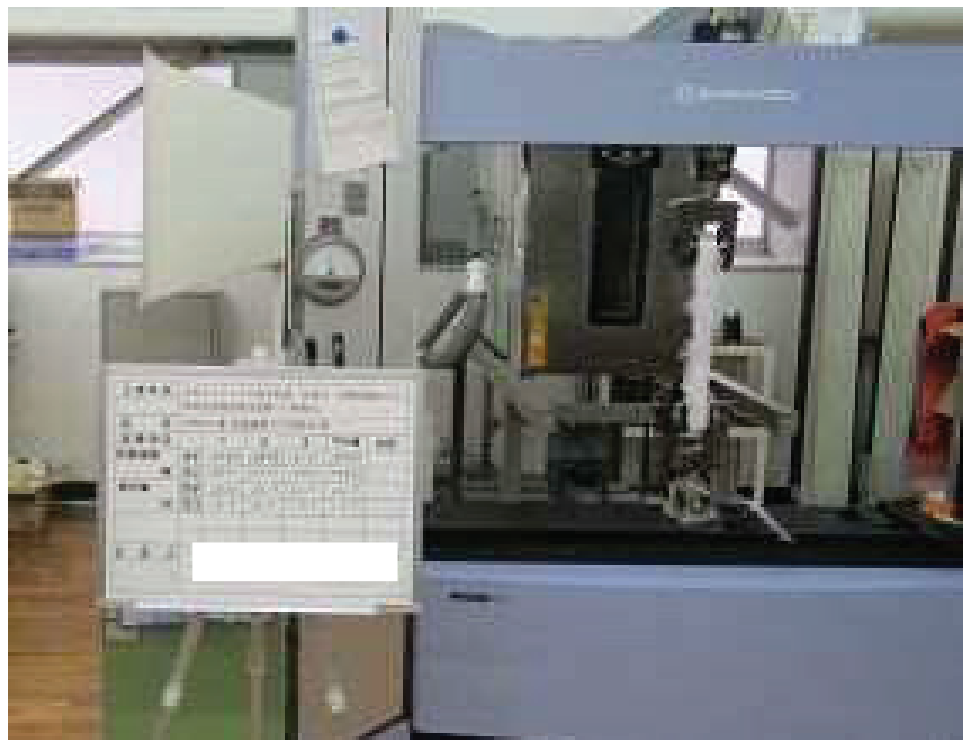


横方向2体目 試験後

図 5. 13. 1-66 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



横方向3体目 試験前



横方向3体目 試験後

図 5.13.1-67 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



試験後の試験体

工 事 件 名		止水ジョイントに係る耐震・耐流圧・耐熱評価のうち耐流圧評価耐熱性試験(15年相当)				
品 名		#500(2重)促進暴露(15年相当)後				
試 験 項 目		1	2	3	平均値	合否
引張強度	タテ	17580	18999	18152	18404	
	(N) ヨコ	18561	20323	19292	19392	
伸び率	タテ	25.0	24.0	22.0	23.7	
	(%) ヨコ	18.0	18.0	17.0	17.9	
立 会 人						

全試験体の試験結果

図 5.13.1-68 シートジョイントの耐候性試験 (15 年相当 引張試験)

d. 試験結果

引張試験結果より，15 年相当の促進耐候性試験後の土木シート × 2 重) の引張強度は，同じロットで耐候性試験を実施しなかった試験片の引張強度試験結果に対して，引張強さの低下は見られなかった。耐候性試験を実施しなかった試験片と 15 年相当の耐候性試験を実施した試験片の引張強さは，ほぼ同等であり，遮水シートの保護により耐候性試験での劣化が生じなかったといえる。その差については，素材のばらつきの範囲であると考えられる。以上より，シートジョイントの耐候性に問題がないことを確認した。

表 5.13.1-11 シートジョイントの耐候性試験結果

試料名	促進時間	試験項目		試験法	平均値*	1	2	3
 (2 重)	耐候性 試験なし	引張強さ (N/3cm)	縦	JIS L 1096 (ラベルストリップ法)	18652	18884	17284	19788
			横	引張速度: 200mm/min 標線間:200mm	17307	16557	17251	18112
	15 年相当 (540 時間)	引張強さ (N/3cm)	縦	JIS L 1096 (ラベルストリップ法)	18904 (101%)	19580	18979	18152
			横	引張速度: 200mm/min 標線間:200mm	19392 (112%)	18561	20323	19292

* 平均値 () 内は耐候性試験を実施しなかった試験片に対する強度保持率

(参考)

- ・シートジョイントの津波時の展開に関する実現性の確認について

高浜発電所 4 号機ではシートジョイントを土中部及び気中部で、強制変位を与え、シートが展開することを確認している。以下に実施した試験*の概要を示す。

(1) 土中部変位追従性試験



シートジョイントを設置する箇所の最深部における土圧に相当する荷重を作用させた状態で、折りたたんだシートジョイントを水平方向および鉛直方向に引張り、シートが展開することを確認した。

(2) 気中部変位追従性試験

シートジョイントを覆う保護シートがシートジョイントの展開に支障がないことを、気中で折りたたんだシートジョイントを引張り、シートが展開することを確認した。

高浜発電所 4 号機で実施した試験と東海第二発電所での使用条件との比較を表 5.13.1-12 に示す。東海第二発電所で使用する条件を超える範囲でも試験が実施されており、高浜発電所 4 号機で実施された試験結果が、東海第二発電所でも適用できると考える。

表 5.13.1-12 高浜発電所 4 号機で実施した試験と東海第二発電所での使用条件の比較

	高浜発電所 4 号機で 実施した試験条件	東海第二発電所 で使用する条件	備考
シートジョイント に作用する土圧	1 m 以上	1 m	高浜発電所 4 号機は 試験資料より推定
シートジョイント の開き量	1.5 m	2.0 m	高浜発電所 4 号機で は土中試験にて 2.5m の展開を確認
シートジョイント 材料	 × 1 重	 × 2 重	水圧による

*平成 27 年 10 月 2 日「新規制基準適合性審査に関する事業者ヒアリング（高浜 3, 4 号機）」資料

5.13.2 鋼製防護壁シール材について

5.13.2.1 概要及び評価方針

(1) 概要

鋼製防護壁は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

また、鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間にはシール材を設置する。シール材は、添接板継目部との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後に設置する。

継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により、50年相当の健全性を確認する。また、地震時、津波時、及び重畳時（余震と津波時）の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認する。鋼殻ブロック概要図を図5.13.2.1-1に、鋼殻ブロック継目部拡大図を図5.13.2.1-2に示す。

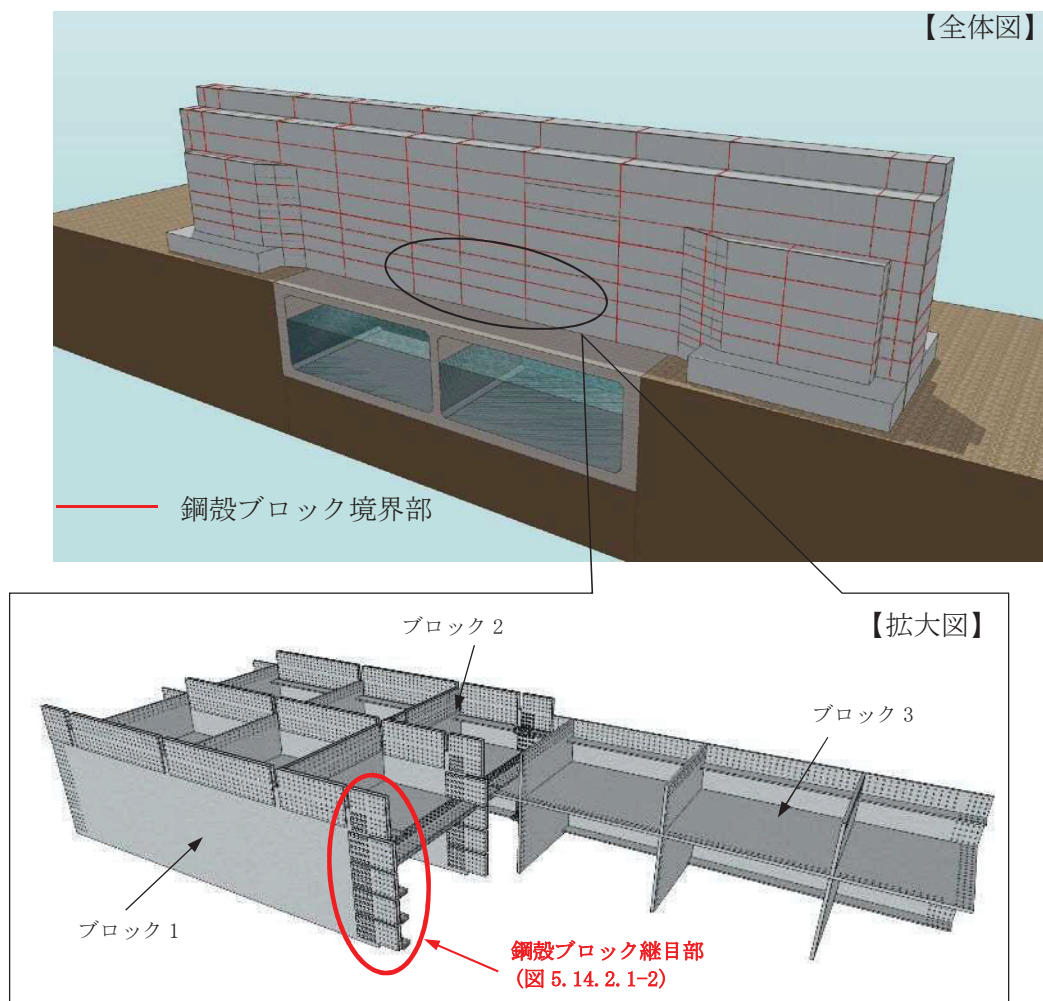


図5.13.2.1-1 鋼殻ブロック概要図

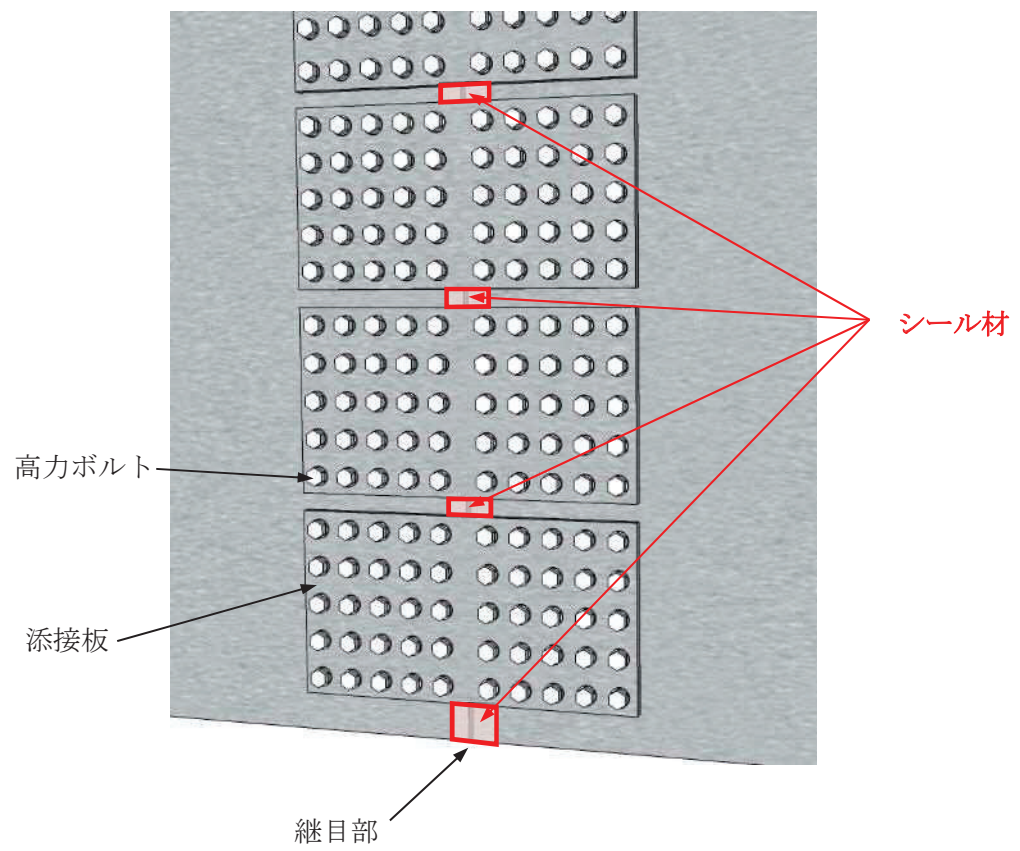


図 5.13.2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大図

(2) 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.13.2.1-3 に示す。

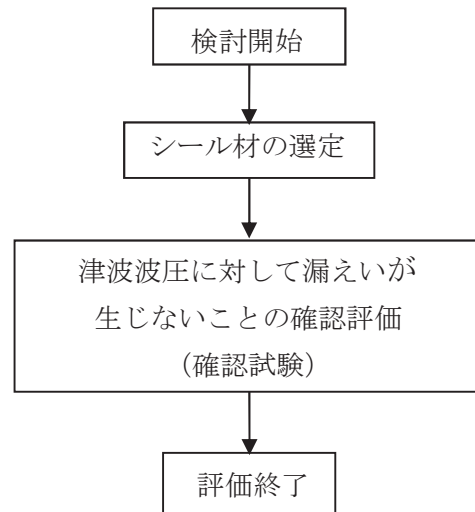


図 5.13.2.1-3 シール材の評価フロー

(3) シール材の選定

シール材の材料選定については、所定の水圧に対して漏えいが生じない性能を保持できる条件に合った材料を選定した。シール材の選定については、表 5.13.2.1-1 に示すシール材を候補に選び、その中から漏えいが生じない性能以外の要求性能として耐候性及び施工性の観点から を選定した。

表 5.13.2.1-1 シール材の選定

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm ²)	耐候性	施工性	選定 結果
	2 液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50 年	シール材設置前の養生が容易	○
	1 成分脱オキシム型 シリコーン シーリング材	0.91	不明	シール材設置前の養生が容易	—
	2 液性 ポリウレタン樹脂	13.2	10 ～ 15 年	吹付け設置のため材料が飛散する	—

(4) 検討方針

シール材の機能要求は、津波時の波圧に対して漏えいを生じないこと、長期的な耐久性に関して耐候性を有すること、地震時、津波時及び重畳時の変形が漏えいを生じない変形に留まることである。これらの機能要求を踏まえ、耐圧試験、耐候性試験（メーカーにより行われた試験データに基づく評価）及び変形性能確認を行う。機能要求を表 5.13.2.1-2 に、試験項目を表 5.13.2.1-3 に示す。

表 5.13.2.1-2 シール材の機能要求

評価項目	要求性能
止水性	津波時の波圧に対して漏えいが生じないこと
耐候性	長期的な使用のための耐久性に関して耐候性を有すること
変形量	地震時、津波時及び重畳時の変形が漏えいを生じない変形に留まること

表 5.13.2.1-3 試験項目

評価項目	試験内容
止水性	耐圧試験
耐候性	耐候性試験
変形量	変形性能確認

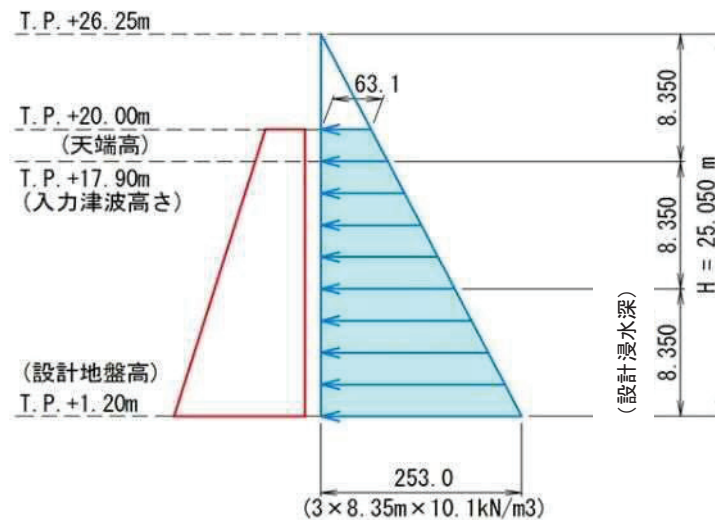
a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧と必要耐圧保持時間

津波波圧は、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤施工地盤標高の差分の $3/2$ 倍を考慮して算定する。

イ. 基準津波時

図 5.13.2.1-4 に示すとおり、基準津波時の波圧は 0.25 MPa であることから、試験水圧は基準津波時の波圧に保守性を持たせて 0.35 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。



津波の最大遡上高さ：T.P. +17.9 m

設置地盤高さ：T.P. +1.2 m

$$(17.9 - 1.2) \times \frac{1}{2} \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 0.25 \text{ MPa}$$

図 5.13.2.1-4 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

T.P. +24.0 m 津波時の波圧は 0.43 MPa であることから、試験水压は T.P. +24.0 m 津波時の波圧に保守性を持たせて 0.50 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。

(b) シール材の仕様、施工方法

選定したシール材 は、主成分が 2 液性特殊変性シリコーンエポキシ樹脂、引張強度 2.45 N/mm²、耐候年数が 50 年相当である。

シール材は、下地（塗装）との密着性を高めるためのプライマーを使用する。シール材の施工方法を図 5.13.2.1-5 に示す。

 は、内外水压に対する高い防水性能を要求されるシールドトンネルでの目地材として開発された。シール材の施工実績は多数あり、シールドトンネルの目地材の他に鋼製防護壁と同様に気中での環境における施工実績も有する。気中での環境における主な施工実績を表 5.13.2.1-4 に示す。

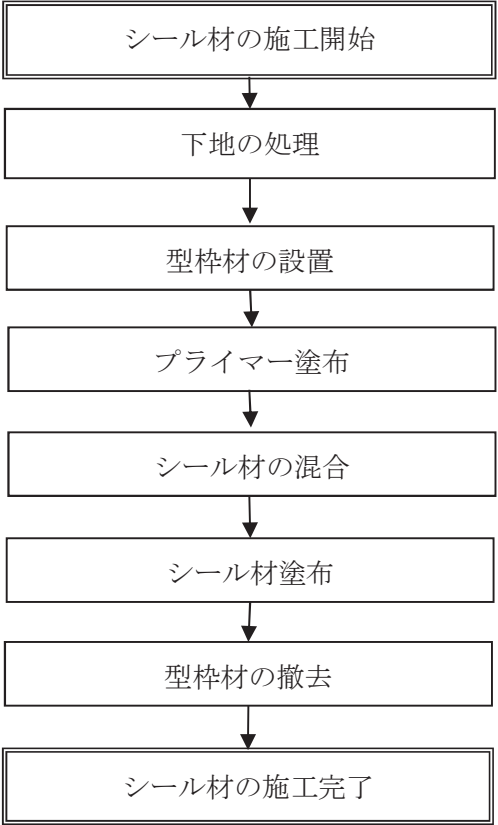


図 5.13.2.1-5 シール材の施工方法

表 5.13.2.1-4 主な 施工実績

--

(c) シール材の厚さ及び幅の設定

イ. 継目幅の設定と継目部のシール設置方法

継目幅の設計値は 10 mm である。施工管理上継目幅の管理許容値を ± 5 mmとしているため、許容値の上限である 15 mm を試験時の継目幅として設定する。

シール材は、被着体との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後、被着体に設置する。

連結する鋼製防護壁の板厚は 12 mm から 65 mm と様々である。現場における施工を模擬した施工概要は図 5.13.2.1-5 に示す 2 通りになる。本試験は最も厳しい条件となる板厚の場合において試験を実施する。最も厳しい条件とは、シール材の形状を保持するために継目間に型枠材を設置し、継目間にプライマーを塗布しない状況である。図 5.13.2.1-6 にシール材の試験時と実施工時の施工形状を示す。

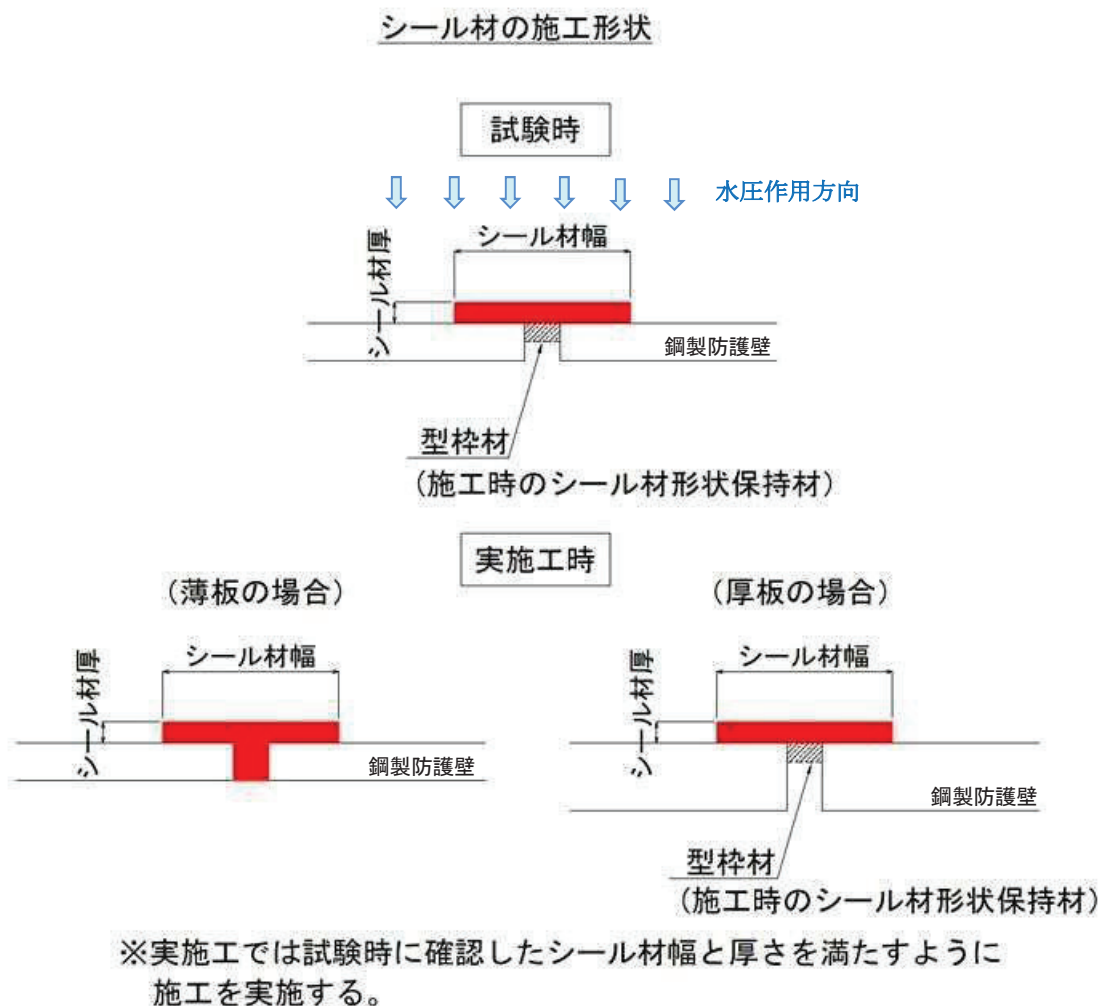


図 5.13.2.1-6 シール材施工形状

ロ. シール材の厚さ設定

シール材の厚さの設定は、継目部でシール材に与えられる設定水圧に対して曲げ変形に耐える厚さとした。許容値はシール材の最大曲げ引張応力度である。また、シール材の厚さは施工時誤差を考慮し、計算値による厚さの+1 mmを設計値とした。

表 5.13.2.1-5 に、シール材の厚さと継目部での最大試験水圧 0.50 MPa における曲げ引張応力度（シール材の厚さを計算値とした場合の曲げ引張り応力度）の算定結果を示す。

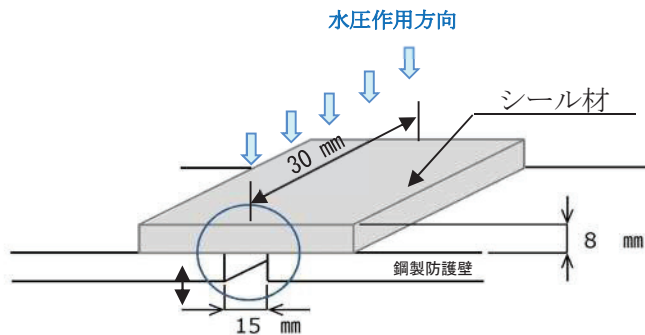
表 5.13.2.1-5 シール材の設定厚さ

シール材の厚さ		0.50 MPa 時 継目部 最大曲げ引張応力度	
設計値	計算値	計算値	許容値
9 mm	8 mm	0.88 N/mm ²	2.45 N/mm ²

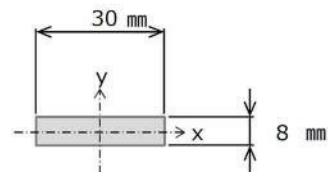
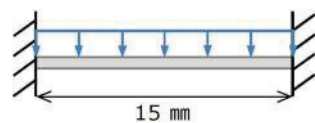
設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

計算厚さ： 8 mm



$$q = 0.5 \times 30 = 15.0 \text{ (N/mm}^2 \text{) (mm)}$$



設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 15 \times 15^2 = 281.250 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 281.25 \times 4.0 / 1280 = 0.88 \text{ N/mm}^2$$

$$< 2.45 \text{ N/mm}^2$$

ハ、シール材の幅の設定

シール材の幅の設定は、継目部でシール材に作用する引張力に対して耐える幅とした。

表 5.13.2.1-6 に、シール材の幅と継目部での最大試験水圧 0.50 MPa における引張せん断応力の算定結果を示す。

表 5.13.2.1-6 シール材の設定幅

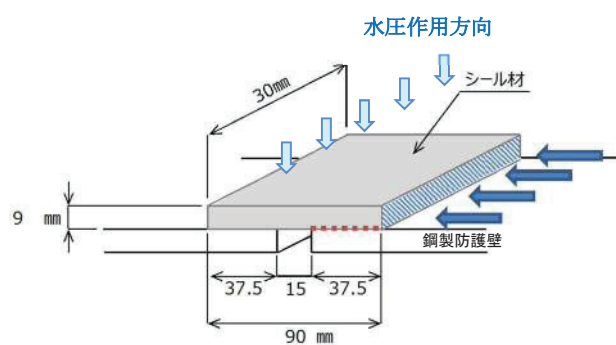
シール材幅		0.50 MPa 時 継目部最大引張せん断応力	
全長	接着長	計算値	許容値
90 mm	37.5 mm	0.12 N/mm ²	1.80 N/mm ²

設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

接着幅： 37.5 mm

計算厚さ： 9 mm



引張作用力

$$P = 30 \times 9 \times 0.5 = 135 \text{ N}$$

引張力の作用面積

$$A = 30 \times 37.5 = 1125 \text{ mm}^2$$

引張せん断応力

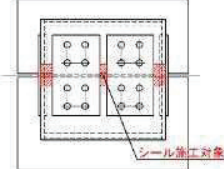
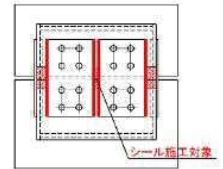
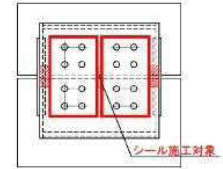
$$\tau = 135 \div 1125 = 0.12 \text{ N/mm}^2 < 1.80 \text{ N/mm}^2$$

(d) シール材の設置の範囲設定

イ. シール材の設置範囲

鋼製防護壁は添接板を高力ボルトで締付けて固定しており、添接板のない継目部の他に添接板周りからの漏えいがないことを確認するため、表 5.13.2.1-7 に示す 3 通りで実施する。CASE-1 は、継目部のみにシール材を設置する。CASE-2 は、継目部に加え添接板継目部に横断する方向の隅肉部のみにシール材を設置する。CASE-3 は、継目部に加え添接板全周の隅肉部にシール材を設置する。

表 5.13.2.1-7 シール材の設置範囲一覧表

シール材設置範囲		
CASE-1	CASE-2	CASE-3
継目部のみ 	継目部＋添接板（継目部に横断する方向） 	継目部＋添接板（全周） 

ロ. 添接板周りのシール材の形状

実施工における最小添接板厚が 9 mm であるため、厳しい条件として試験時の添接板周りのシール高さを 9 mm として試験を実施する。

(e) シール材の試験条件の整理

試験体の継目幅やシール形状（平面部、角部）は、実施工を模擬した形状とする。シール材の試験条件は、継目幅、シール厚及びシール幅について、最も厳しい条件とする。すなわち、継目幅については最も幅が広い場合、シール厚については最も厚みが薄い場合、シール幅については最も幅が狭い場合とする。表 5.13.2.1-8 にシール材の試験条件と実施工との比較を示す。

表 5.13.2.1-8 シール材の試験条件と実施工との比較

	試験条件	実施工
継目幅	15 mm	5 mm～15 mm
シール厚	9 mm	9 mm以上
シール幅	90 mm	90 mm以上

5.13.2.2 性能確認試験

(1) 継目部のシール材の耐圧試験

a. 目的

鋼製防護壁の鋼殻ブロック継目部を模擬した試験体に，シール材を設置して水圧を作用させる。基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の水圧に対して，シール材を設置した継目部から漏えい生じないことを確認する。

b. 試験条件


試験条件として表 5.13.2.2-1 に示す水圧を段階的に作用させる。必要耐圧保持時間を 10 分以上にあることに対して，加圧時間は，基準津波時で 60 分，T.P. +24.0 m 津波時で 10 分とした。試験では加圧時間中及び加圧時間経過後，シール材の継目部からの漏えいが生じないことを確認する。各試験体における，シール材の種類及びシール材の設置範囲を表 5.13.2.2-2 に，性能確認試験フローを図 5.13.2.2-1 に示す。

また，耐圧試験装置説明図を図 5.13.2.2-2，図 5.13.2.2-3 に，耐圧試験概念図を図 5.13.2.2-4 に示す。

表 5.13.2.2-1 試験条件

水 圧	必要耐圧保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分

表 5.13.2.2-2 シール材の種類及びシール材の設置範囲一覧

試験体名称	シール材の種類	シール材の設置範囲
Case-1		継目部のみ
Case-2		継目部＋添接板（継目部に横断する方向）
Case-3		継目部＋添接板（全周）

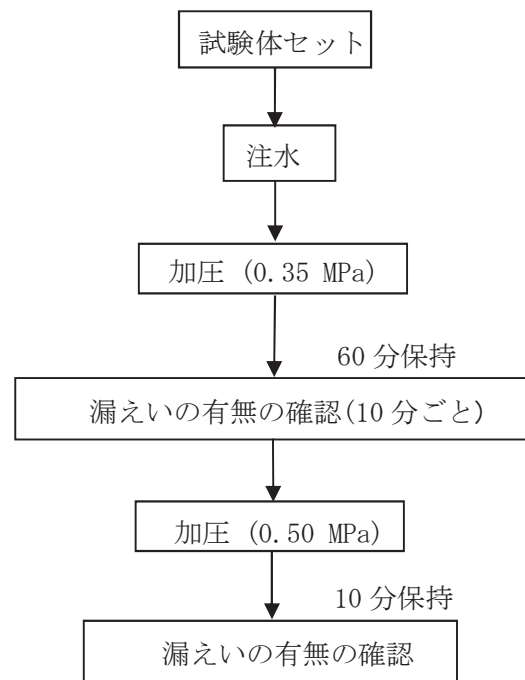


図 5.13.2.2-1 性能確認試験フロー

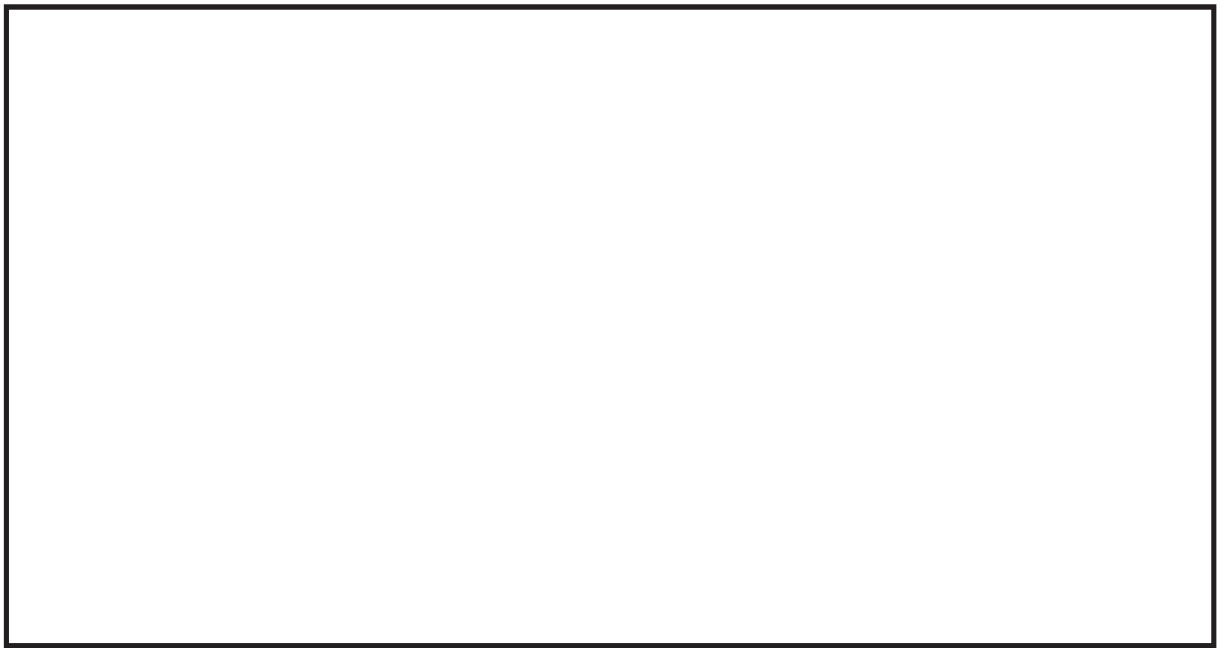


図 5.13.2.2-2 耐圧試験装置説明図（試験体設置前）

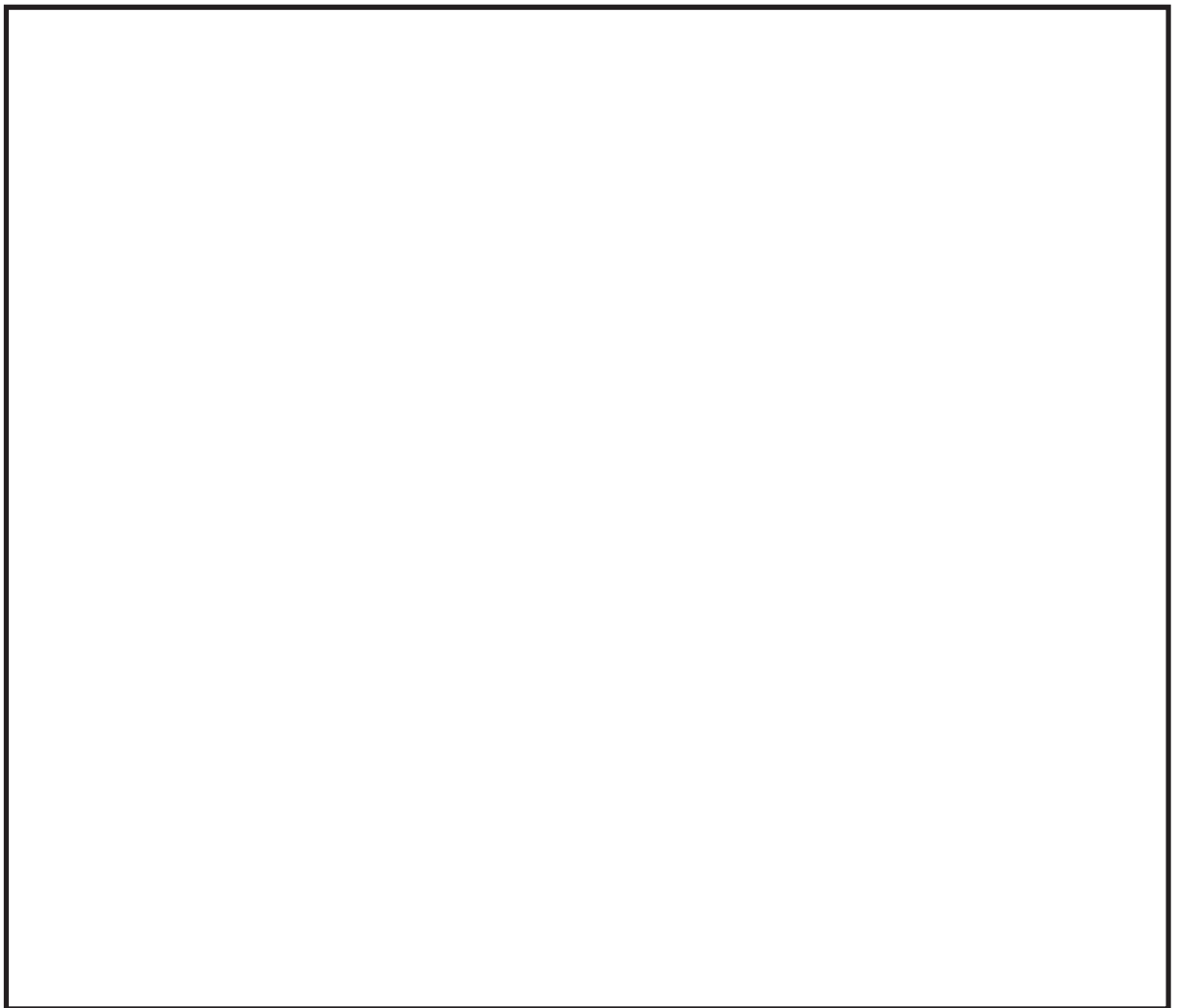


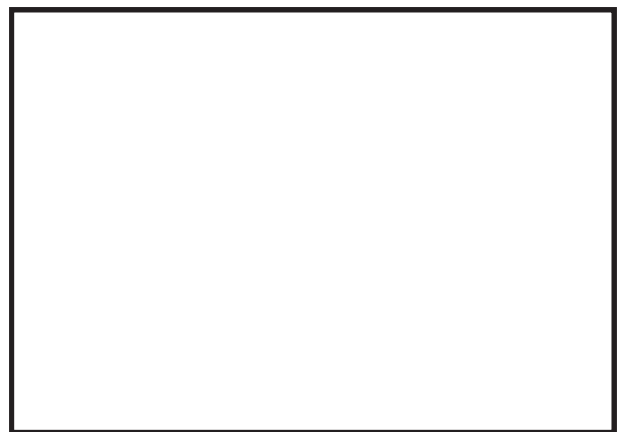
図 5.13.2.2-3 耐圧試験装置説明図（試験体設置後）



図 5. 13. 2. 2－4 耐圧試験概念図



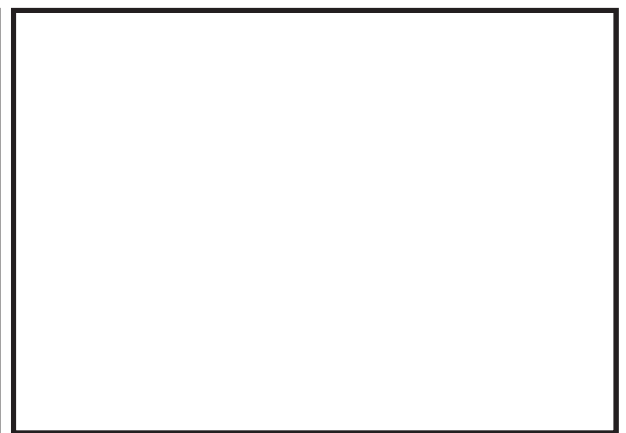
試験状況（全景）



試験体据付状況



注水状況



下面からの試験体内部の確認状況

図 5. 13. 2. 2－5 耐圧試験状況

c. 試験状況写真

(a) Case-1 (シーラ材  設置方法;継目部のみ)

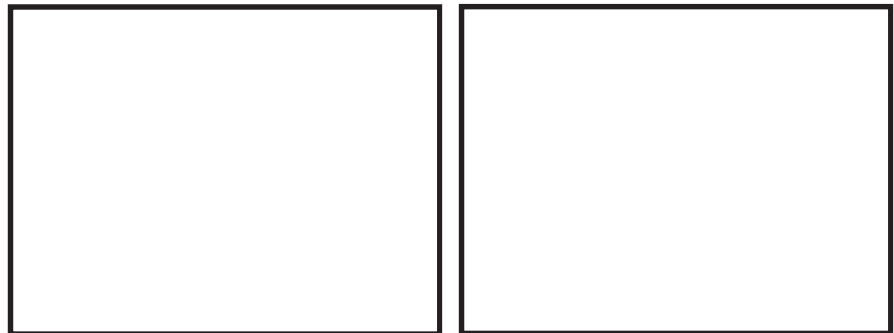


図 5.13.2.2-6 シーラ材の設置状況

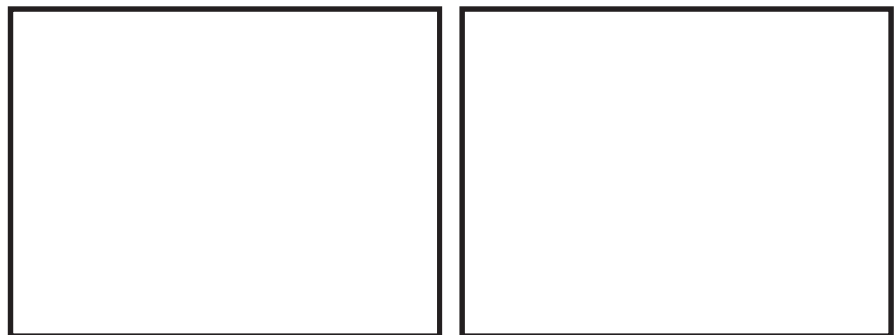


図 5.13.2.2-7 試験体設置完了状況



図 5.13.2.2-8 加圧前状況

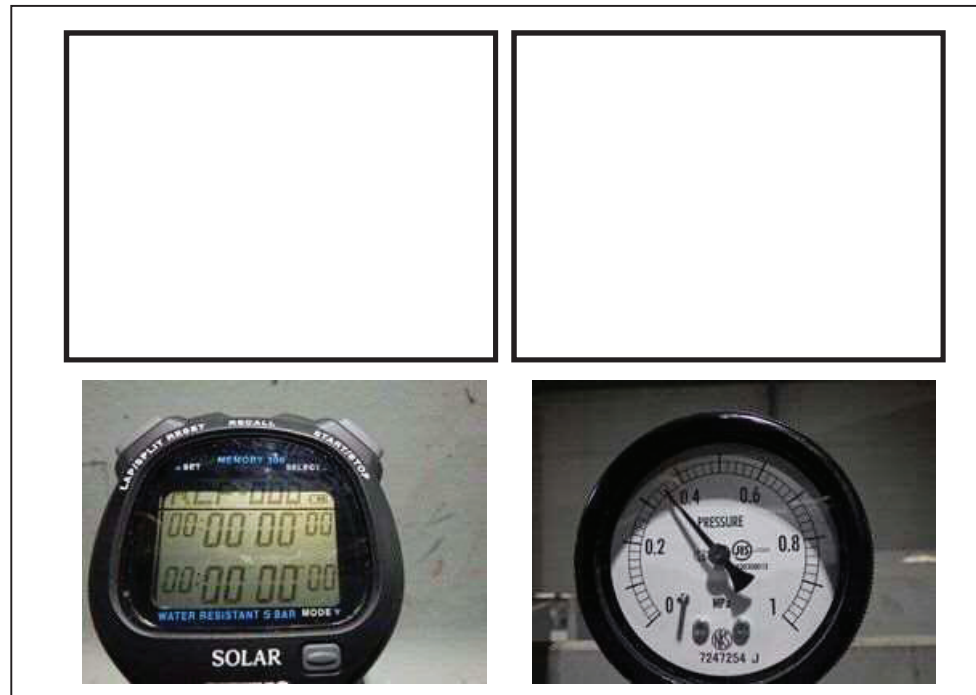


図 5.13.2.2-9 0.35 MPa 加圧開始

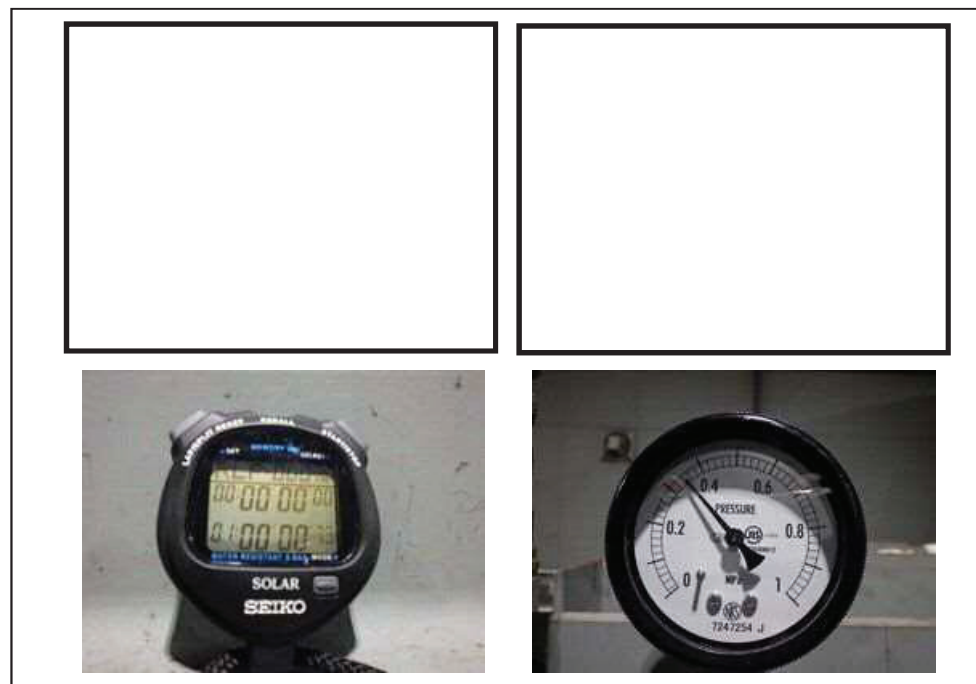


図 5.13.2.2-10 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

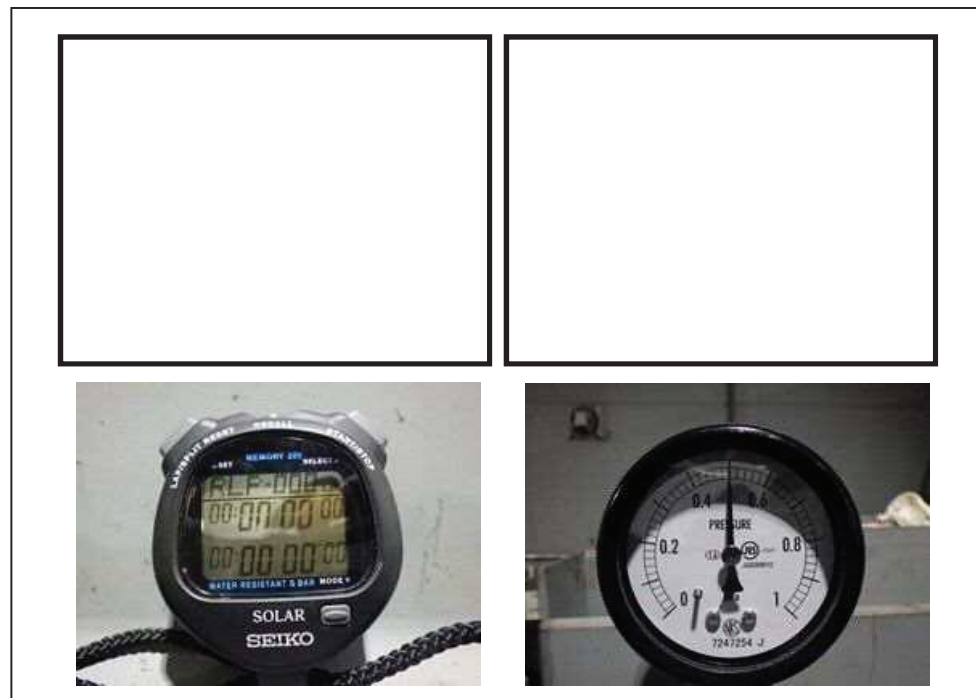


図 5.13.2.2-11 0.50 MPa 加圧開始

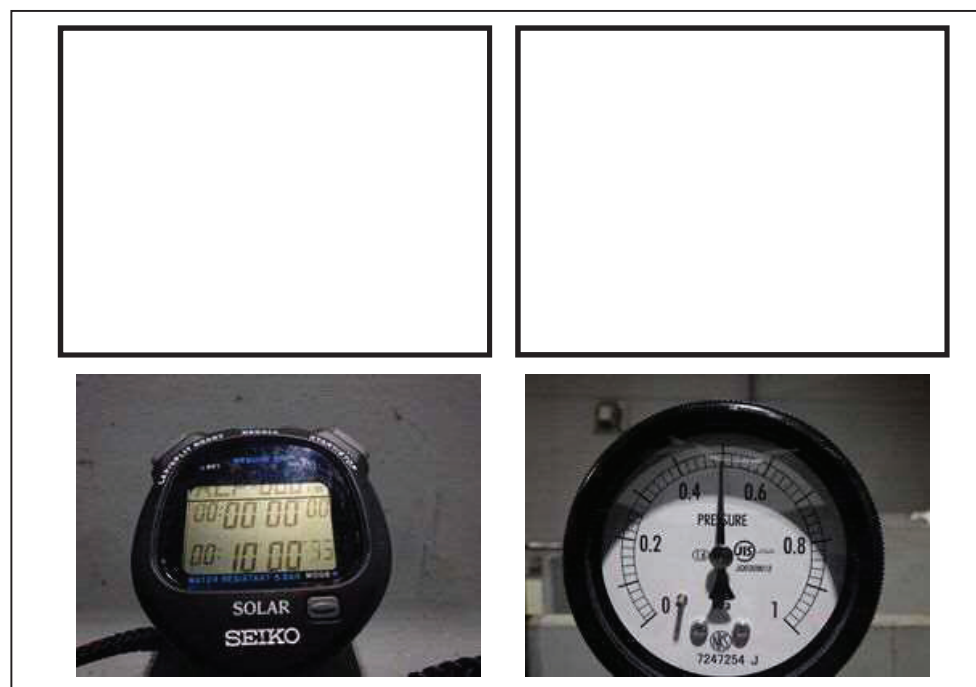


図 5.13.2.2-12 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

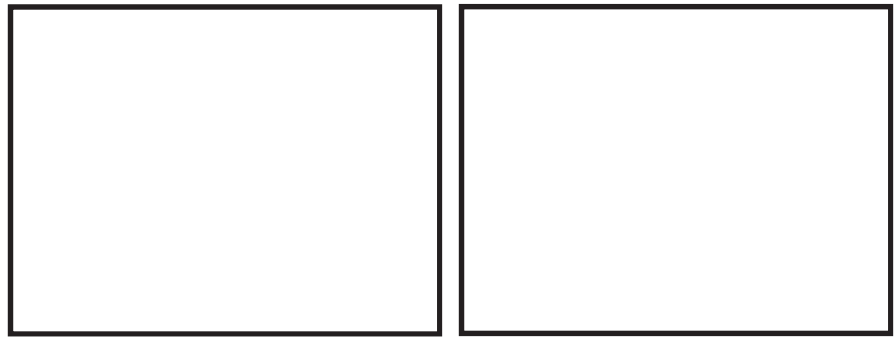


図 5. 13. 2. 2－13 試験終了後試験体状況

(b) Case－2（シール材  設置方法；継目部+添接板（直角方向））

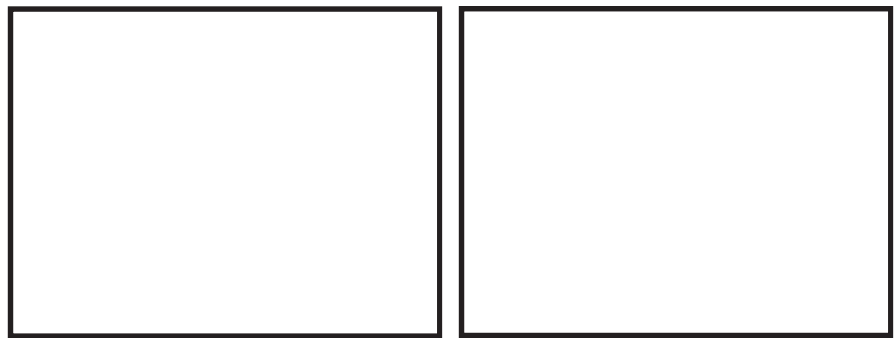


図 5. 13. 2. 2－14 シール材の設置状況

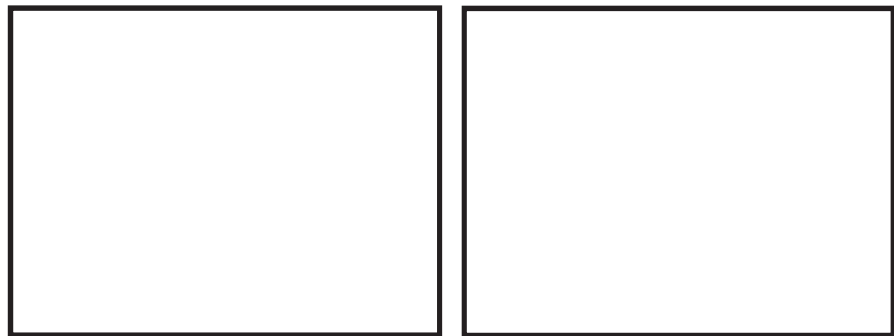


図 5. 13. 2. 2－15 試験体設置完了状況



図 5.13.2.2-16 0.35 MPa 加圧開始

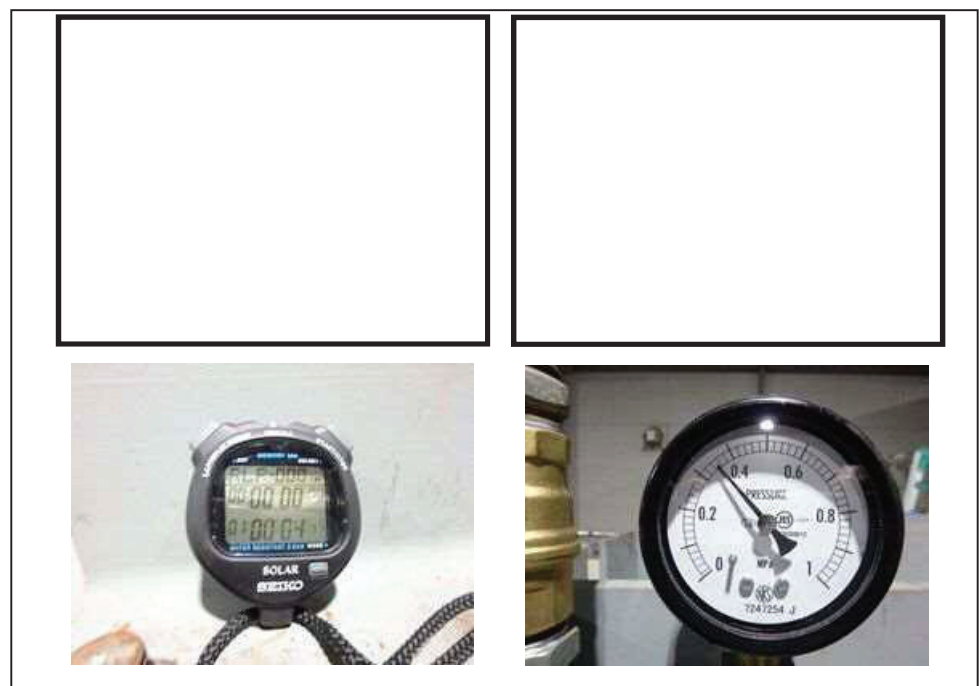


図 5.13.2.2-17 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

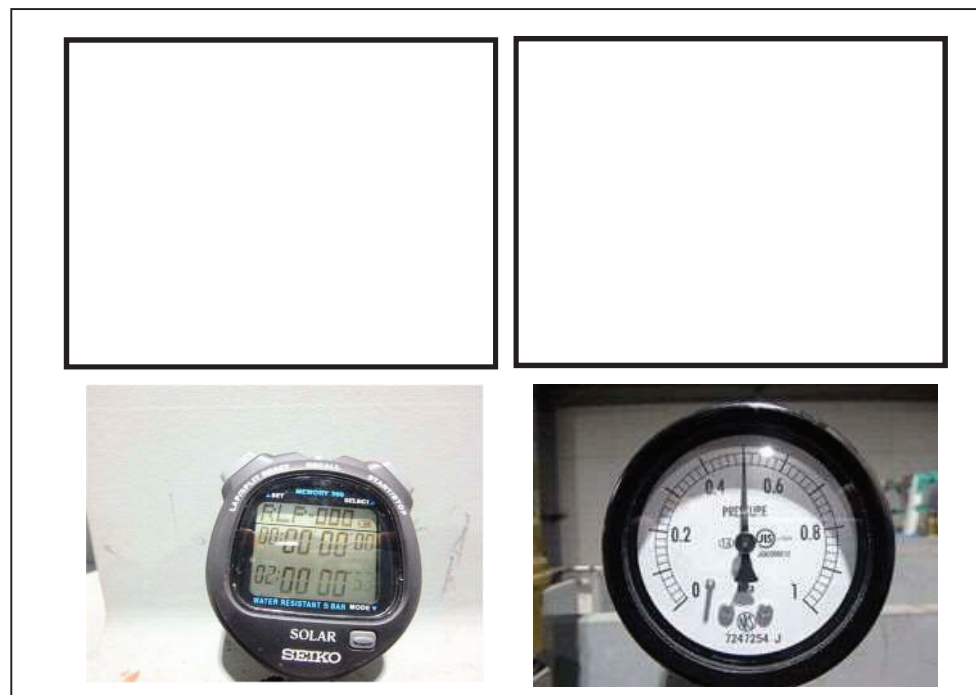


図 5.13.2.2-18 0.50 MPa 加圧開始



図 5.13.2.2-19 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

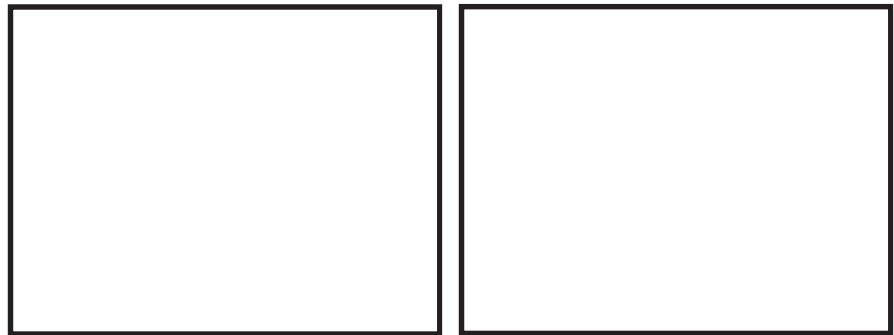


図 5. 13. 2. 2－20 試験終了後試験体状況

(c) Case－3 (シーラ材 設置方法;継目部+添接板全周)

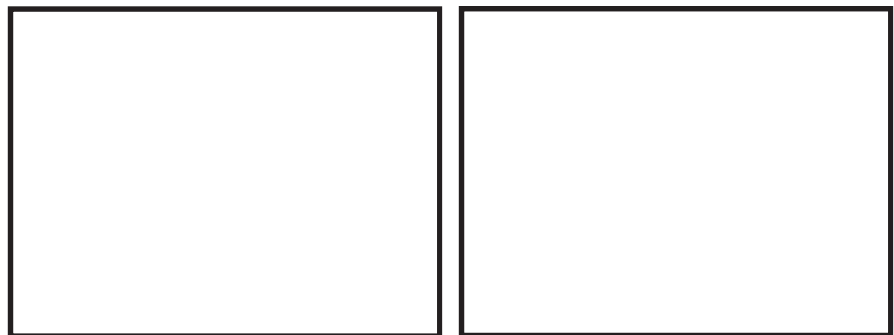


図 5. 13. 2. 2－21 シーラ材設置完了状況

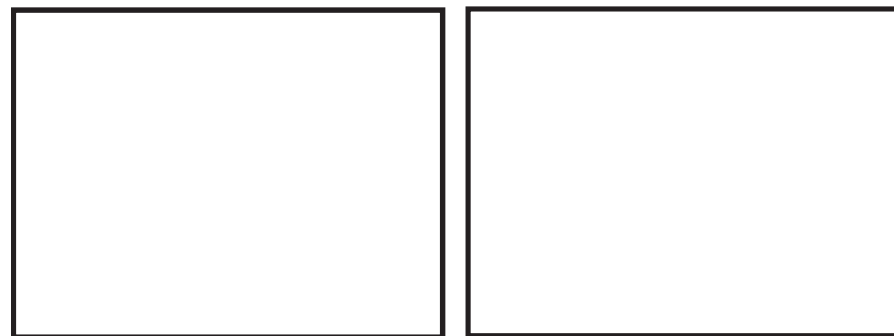


図 5. 13. 2. 2－22 試験体設置完了状況

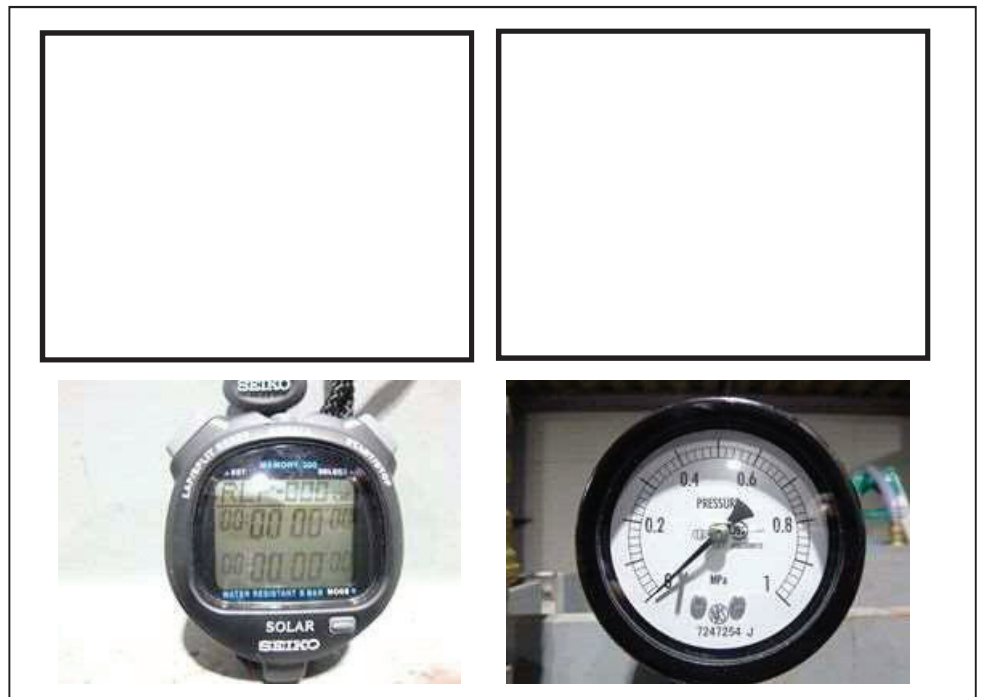


图 5.13.2.2—23 加压前状况



図 5.13.2.2-24 0.35 MPa 加圧開始

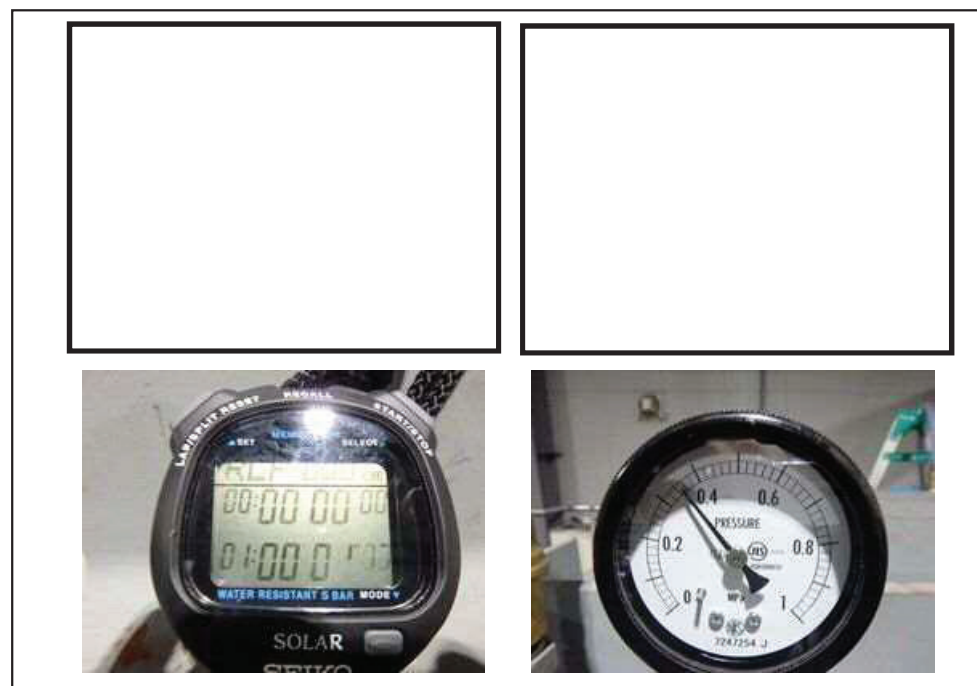


図 5.13.2.2-25 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

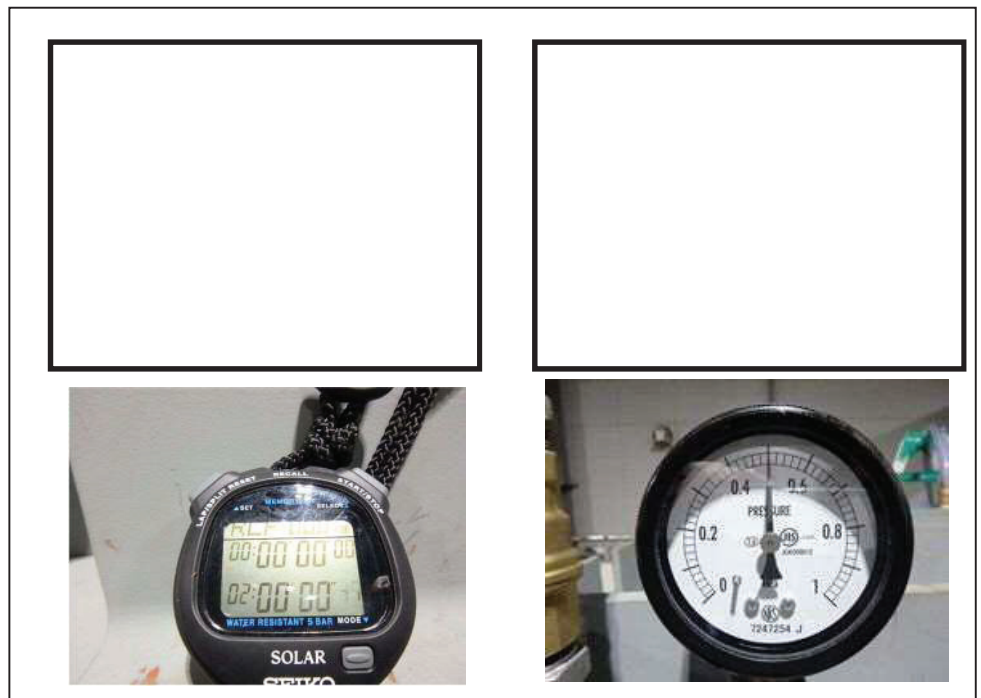


図 5.13.2.2-26 0.50 MPa 加圧開始



図 5.13.2.2-27 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

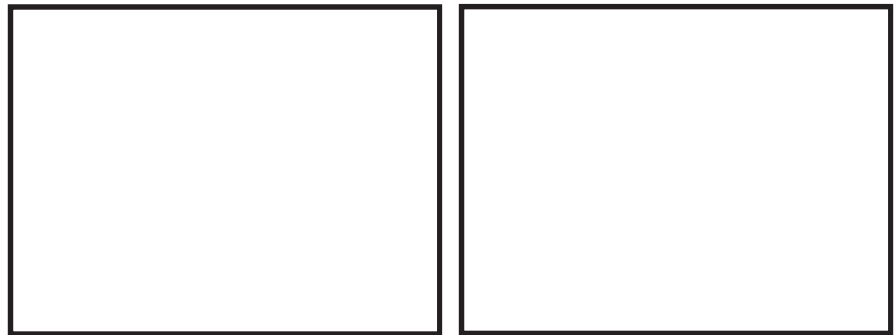


図 5.13.2.2-28 試験終了後試験体状況

d. 試験結果

所定の水圧により加圧時間経過後，漏えいの有無を確認した結果，全てのケースにおいて漏えいがないことを確認した。試験結果を表 5.13.2.2-3 に示す。

表 5.13.2.2-3 試験結果

試験体ケース	水圧	必要耐圧保持時間	漏えい	判定
Case-1	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-2	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-3	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK

(2) シール材の耐候性試験

長期的な使用のための耐久性に関しては、メーカーによるシール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 5.13.2.2-4 に示す。この表より が熱老化性に優れ 80℃ で 10,000 時間、100℃ で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。したがって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 5.13.2.2-4 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコンエポキシ樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm ²)	破断箇所 ^{*1}
初期		5.7	cf
80℃ 熱老化	500H ^{*2}	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100℃ 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

*1 破壊状態 af：接着剤と金属界面の破壊 cf：接着剤の界面破壊

*2 H：時間



b. 乾湿繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチックー実験室光源による暴露試験方法ー第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 5.13.2.2-5 に示す。この表より 35,000 時間後も 70 % の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。したがって、「(3) 変形性能確認」より本震時は 0.009 %、重畳時は 0.004 % と伸びは極僅かであるため、長期に渡り伸び性能を維持するものである。

また、「(3) 変形性能確認」より本震時及び重畳時の最大たわみ時の引張応力は、乾湿繰り返し試験の 35,000 時間後（116 年に相当）の破断強度 2.16 N/mm² に対し

て、本震時は 2.2×10^{-4} N/mm²、余震時は 0.88 N/mm² と十分に余裕があることを確認した。

表 5.13.2.2-5 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm ²)	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 $63 \pm 3^\circ\text{C}$

水噴射： 2100 ± 100 ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 $16 \pm 5^\circ\text{C}$



(3) 変形性能確認

a. 地震時の継目部の伸び量

地震時の3次元動的フレーム解析による鋼製防護壁中央部下端の直角方向の変位は266 mmである。保守的に直角方向の変位量を300 mm, 計算支間長を $L=54.1$ mとし, 円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

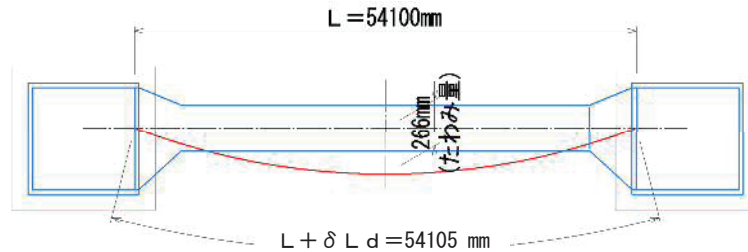


図 5.13.2.2-29 鋼製防護壁の地震時たわみ及び伸び量の算定図

$$L = 54100 \text{ mm}$$

$$L/2 = 27050 \text{ mm}$$

$$W = 300 \text{ mm}$$

$$R = (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 1219654 \text{ mm}$$

$$\cos(\theta/2) = (R-w)/R = 0.999754$$

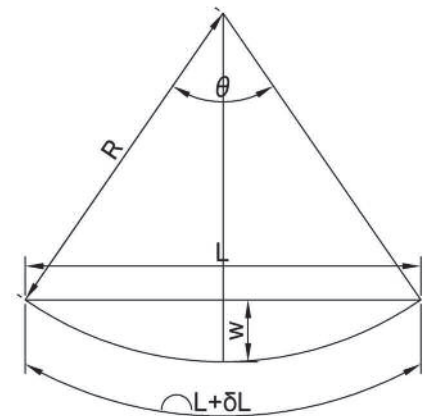
$$\theta/2 = 0.02218 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.04436 \text{ rad}$$

$$L1 = R \cdot \theta = 54104.4 \text{ mm}$$

$$\delta L = L1 - L = 4.4 \text{ mm}$$

$$\delta L_d = 5.0 \text{ mm}$$



L : 鋼製防護全長(mm)

w : 鋼製防護壁支間中央下端のたわみ量(mm)

R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径(mm)

θ : 中心角(rad)

$L1$: R と θ からなる弧長(mm)

δL : たわみによる伸び量(mm)

δL_d : 設計伸び量(mm)

鋼製防護壁全長 $L = 54.1$ m

地震時の防護壁伸び量 $\delta L_d = 5$ mm

最大継目幅 $x = 15$ mm

地震時の継目部の伸び量を δx とすると, 以下の式が成り立つ。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\triangle x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 1.4 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

伸び率とした場合,

$$\varepsilon = 1.4 \times 10^{-3} / 15 \times 100 = \underline{0.009 \%}$$

b. 重畳時（余震+T.P.+24.0 m 津波時）の継目幅の伸び量

重畳時（余震+T.P.+24.0 m 津波時）の3次元動的フレーム解析による鋼製防護壁中央部下端の直角方向の変位は108 mmである。保守的に直角方向の変位量を150 mm, 計算支間長をL=54.1 m とし, 円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

$$L = 54100 \text{ (mm)}$$

$$L/2 = 27050 \text{ (mm)}$$

$$W = 150 \text{ (mm)}$$

$$R = (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 2439083 \text{ mm}$$

$$\cos(\theta/2) = (R - w) / R = 0.999939$$

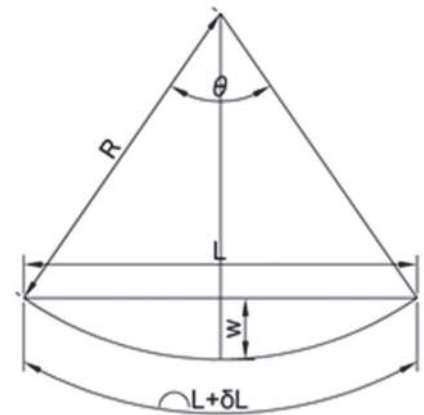
$$\theta/2 = 0.01109 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.02218 \text{ rad}$$

$$L1 = R \cdot \theta = 54101.1 \text{ mm}$$

$$\delta L = L1 - L = 1.1 \text{ mm}$$

$$\delta L_d = 2.0 \text{ (mm)}$$



L : 鋼製防護全長(mm)

w : 鋼製防護壁支間中央下端のたわみ量(mm)

R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径(mm)

θ : 中心角(rad)

L1 : Rと θ からなる弧長(mm)

δL : たわみによる伸び量(mm)

δL_d : 設計伸び量(mm)

鋼製防護壁全長 $L = 54.1 \text{ m}$

津波時の防護壁伸び量 $\delta L_d = 2 \text{ mm}$

最大継目幅 $x = 15 \text{ mm}$

地震時の継目部の伸び量を δx とすると, 以下の式が成り立つ。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\delta x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 5.5 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

伸び率とした場合,

$$\varepsilon = 5.5 \times 10^{-4} / 15 \times 100 = \underline{0.004 \%}$$

c. シール材の許容伸び量

のカタログ記載値より、引張強度（最大強度）100 %の伸び性能を許容値とする。

継目幅 15 mmに対して許容伸び量は、

$15\text{ mm} \times (100/100) = 15\text{ mm}$

性 状

(※) 国土交通省首都圏外郭放水路二次履工省略型
シールドトンネル目地材スッペクに適用

項 目	主 剤	硬 化 剤	備 考
主成分	エポキシ樹脂	特種硬化剤	
外観	白色ペースト状	灰色ペースト状	目視観察
不揮発分 (%)	98	96	105℃×3時間
比重	1.3	1.3	比重カップ法
粘度 (Pa・s (P) /20℃)	600 {6000}	300 {3000}	B型粘度計
混合比	1	1	重量比
混合物粘度 (Pa・s (P) /20℃)	370 (3700)		B 型粘度計
混合比重	1.3		比重カップ法
可使用時間 (20℃)	120分/20℃ (3.4Kg混合時)		ヘラ直し可使用時間
タックフリータイム	180分/20℃		フィルム厚 5mm
スランプ (mm)	0/20℃、30℃		JIS A 5758 40×20/目地
引張り強度 ※	破断強度	2.45N/mm ²	JIS K 6251による
	最大強度	100 (%)	
接着強度 ※	曲げ接着強度	6.86 N/mm ²	JIS A 6024による
	引張り剪断	2.45 N/mm ²	JIS K 6850による
	剥離	68.60 N/25mm	JIS K 6854による
硬 度	50		ショアA (20℃×14日)
	B 以上		鉛筆硬度 ※

d. 変形性能確認結果

本震時及び重畳時（余震＋T.P.＋24.0 m 津波時）による継目幅の伸び率を表 5.13.2.2-6 に示す。計算の結果、許容伸び率 100 %に対し、本震時は 0.009 %、津波時は 0.004 %と伸び率が極僅かであることを確認した。したがって、本震時及び重畳時のシール材の変形が漏えいを生じない変形に留まると考えられる。

表 5.13.2.2-6 継目部の伸び率算定結果

	伸び量 (mm)	伸び率 (%)	許容伸び率 (%)	判定
本震時による継目幅の伸び量	1.4×10^{-3}	0.009	100	OK
重畳時（余震＋T.P.＋24.0 m 津波時）の継目幅の伸び量	5.5×10^{-4}	0.004	100	OK

e. 本震時最大たわみ時の強度計算

伸びと引張応力の関係より、本震時のシール材の伸び量による引張応力度を算出する。

本震時のシール材の伸び量 $1.4 \times 10^{-3} \text{ mm}$

本震時のシール材の伸び率 0.009 %

$$\sigma_{\text{本震時}} = 0.009 \times 2.45 / 100 = \underline{2.2 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2} < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

f. 重畳時（余震+T.P.+24.0 m 津波時）最大たわみ時の強度計算

本震時と同様に重畳時のシール材の伸び量による引張応力度を算出する。

重畳のシール材の伸び量 $5.5 \times 10^{-4} \text{ mm}$

重畳時のシール材の伸び率 0.004 %

$$\sigma_1 = 0.004 \times 2.45 / 100 = 9.8 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$$

T.P.+24.0 m 津波 (0.50 Mpa) による曲げ引張応力度は、「5.13.2.1 (4)a.(c)ロ. シール材厚さの設定」より,

$$\sigma_2 = 0.88 \text{ N/mm}^2$$

したがって、重畳時のシール材に作用する引張応力度は、

$$\sigma_{\text{重畳時}} = 9.8 \times 10^{-5} + 0.88 = \underline{0.88 \text{ N/mm}^2} < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

(4) シール材の接着性の確認

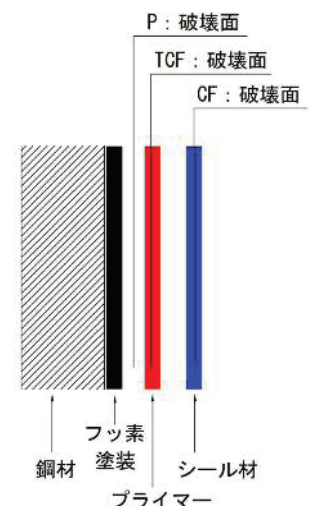
シール材と塗装との接着性試験として、引張時の接着部せん断強さ試験を実施した。

表 5.13.2.2-7 に引張時の接着部せん断強さ試験結果を示す。「(4)a. (c) ロ. シール材厚さの設定」の最大試験水圧 (0.5 MPa) のせん断応力 0.12 N/mm^2 に対してせん断強さは 2.12 N/mm^2 となる。したがって、本震時、津波時、重畳時に対してシール材が剥がれないと考えられる。

また、破壊状態には、シール材自身が破壊する凝集破壊 (C F)，被着面に極薄くシール材が残って破壊する薄層凝集破壊 (T C F)，プライマーが破壊するプライマー破壊 (P) がある。破壊状態が凝集破壊 (C F) あるいは薄層凝集破壊 (T C F) である場合、一般的に接着性が良いとされる。試験結果はいずれの試験体も凝集破壊および薄層凝集破壊である。

表 5.13.2.2-7 引張時の接着部せん断強さ試験結果

試験体 名称	せん断強さ (N/mm^2)	破壊状態 (%)		
		C F	T C F	P
1	1.8	100	0	0
2	2.3	80	20	0
3	1.8	90	10	0
4	2.3	95	5	0
5	2.4	90	10	0
平均	2.12	91	9	0



(5) まとめ

本資料では、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことの確認のために耐圧試験を実施し、長期的な耐久性についての確認を目的に、耐候性試験の試験データを評価した。地震時、津波時及び重畳時の変形量の計算を実施した。

試験の結果、基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の波圧に対して漏えいが無いことを確認し、シール材の耐候性試験データから 50 年相当以上の耐候性があることを確認した。また、地震時、津波時及び重畳時の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認した。

なお、試験結果を踏まえ、Case-1 (継目部のみ) の方法で施工を実施する。

5.13.2.3 シール材の施工管理要領

耐圧試験結果より，添接板回りの止水方法を変えた3ケースのいずれにおいて，漏えいが生じないことを確認した。また，設定したシール材の厚さ及び幅で止水性を確認することができた。したがって，シール材は以下の仕様，施工方法及び施工管理により施工することとする。

(1) 施工方法及び出来形管理値

図 5.13.2.3-1 にシール材の施工方法及び出来形管理を示す。

シール材の施工範囲は継目部のみとする。

シール材の厚さは 9 mm を設計値とし，出来形管理は設計値以上とする。型枠材の使用は鋼製防護壁板厚が 12 mm より厚い場合と 12 mm で使い分けることとする。シール材の幅は，試験時の施工幅 90 mm で止水性を確認が来ていることから，設計値を 90 mm とし，出来形管理は設計値以上とする。

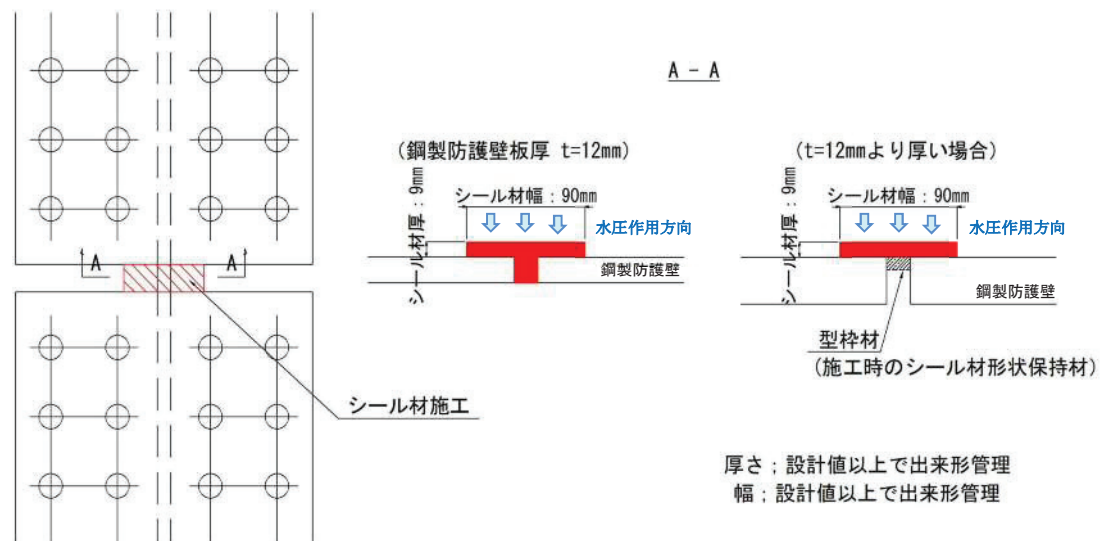


図 5.13.2.3-1 シール材施工方法及び出来形管理

(2) 施工手順

図 14.5.2.3-2 にシール材施工手順を示す。シール材は鋼製防護壁の継目部に施工するため、鋼殻ブロック同士を連結する添接板の塗装完了後に施工する。

シール材塗布範囲をウェスなど用いて汚れを取り除き、その後、型枠材を設置し、塗装面とシール材の接着性を高める目的でプライマーを塗布する。プライマーの乾燥時間は、施工温度により異なるため、施工温度に応じた乾燥時間を設定して管理する。乾燥時間経過後、シール材を施工する。

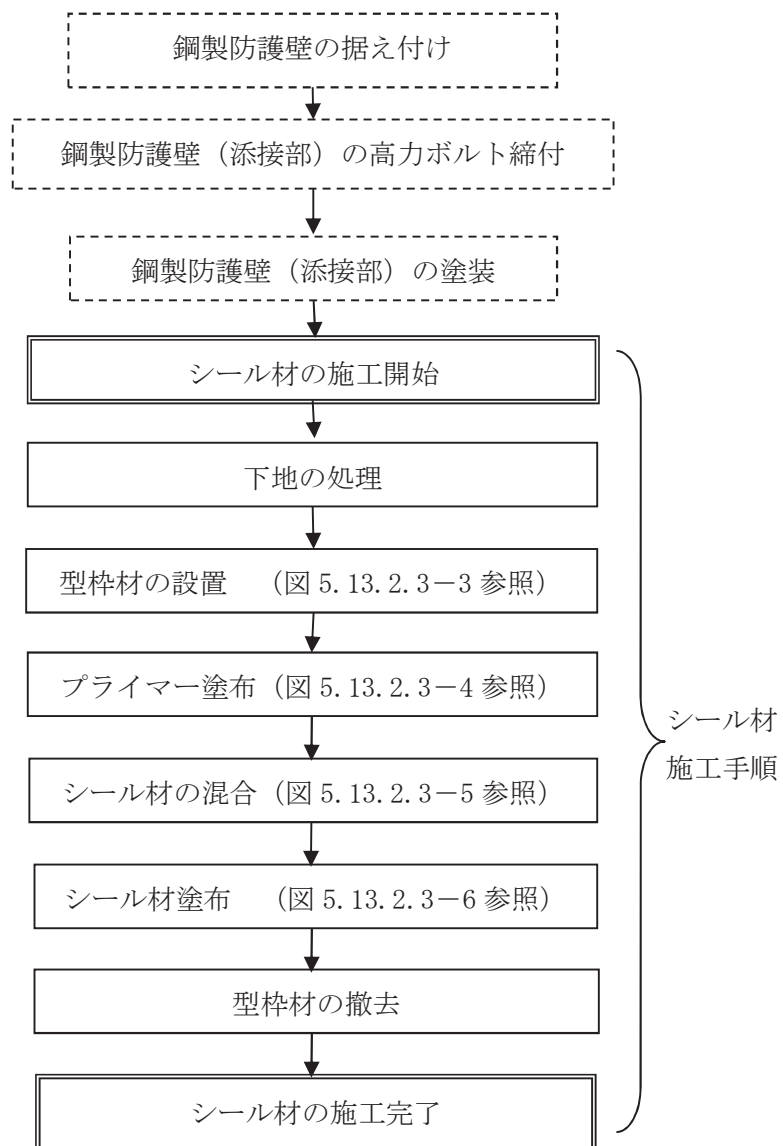


図 5.13.2.3-2 シール材の施工手順



図 5.13.2.3-3 型枠材の設置状況



図 5.13.2.3-4 プライマー塗布状況



図 5.13.2.3-5 シール材の混合



図 5.13.2.3-6 シール材施工状況

(3) 維持管理

シール材及び塗装の維持管理方針を以下に記載する。具体的な点検計画は、本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

a. 維持管理方針

シール材及び塗装の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握することを目的に、初回点検のほか、定期的な目視点検を行うとともに、シール材及び塗装の再施工を行う方針とする。なお、シール材の耐用年数は、熱老化試験や乾湿繰り返し試験により 50 年相当であることに対して、表 5.13.2.2-8 に示すとおり鋼製防護壁の塗装であるフッ素樹脂塗装の耐久性は海岸部の厳しい環境で 30 年と推定されている。したがって、点検の際には、シール材及び塗装の点検を行う。

表 5.13.2.2-8 各防食使用の推定耐久年数（（社）日本橋梁建設協会 技術短信 No.10）

項目					耐久年数		
塗 装	初期塗装	塗替え塗装		塗装名称	一般環境 (山間部)	やや厳しい 環境 (市街地部)	厳しい 環境 (海岸部)
	A-5	景観維持	Ra-Ⅲ	長油性 フタル酸 樹脂塗料	10年	7年	—
		防食維持	Rc-Ⅰ or Rc-Ⅱ		15年	10年	—
	C-5 全工場 塗装	景観維持	Rc-Ⅳ	フッ素 樹脂塗装	35年	30年	20年
		防食維持	—		60年	45年	30年
	I:薄膜形 重防食 全工場塗装	景観維持	Rc-Ⅳ	ポリウレタン 樹脂塗料	20年	14年	—
		防食維持	—		30年	20年	—
	塗 装 以 外 の 防 食	溶亜鉛メッキ				100年	60年
溶亜鉛メッキ擬合金溶射＋封孔処理				100年	70年	60年	
溶亜鉛メッキ擬合金溶射＋ 全面フッ素樹脂塗装				—	—	90年	
耐候性鋼材（原板プラスト）				200年 ※1	200年 ※1	—	
耐候性鋼材＋さび安定化補助処理				200年 ※1	200年 ※1	—	
（参考）ニッケル系高耐候性鋼材				—	—	200年 ※1	

・塗装仕様の記号は鋼道路塗装・防食便覧による。

・景観維持は塗膜が防食機能を維持している状態で塗替えをする。

・防食維持は塗膜が防食機能を失い錆発生が10%～15%になった時点で塗替えをする。

・LCC計算時の塗替周期は、景観維持の耐久性年数を基本とし、防食維持の耐久年数は使用しない。

※1 飛来塩分量別板厚減少予測値（「JIS耐候性鋼の腐食予測曲線（鋼道路橋塗装・防食便覧）」）より推定した。

b. 点検の種類及び方法

点検の種類は、下記に示す初回点検，簡易点検，詳細点検とする。

点検項目，判定基準の詳細については，施設の供用に先立って別途点検計画を策定し，これに準じて実施する。

(a) 初回点検

維持管理計画の策定に当たって，施設の初期状態を把握するために実施する。

点検項目は，簡易点検と同様とする。

(b) 簡易点検及び詳細点検

あらかじめ定めた点検計画に基づいて，計画的かつ継続的に行う。

イ. 簡易点検

シール材及び塗料の目視点検を行い，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認する。

ロ. 詳細点検

シール材及び塗料の除去及び再施工を行う。詳細は「(4) 再施工」に記載する。

c. 点検の頻度

表 5.13.2.2-9 に示すとおり，鋼製防護壁の塗装であるフッ素樹脂塗装の耐久性は，海岸部の厳しい環境で 30 年と推定されているが，供用期間中におけるシール材及び塗装の変状の発生及び進行を適切に把握するため，当該施設の重要度を踏まえ，簡易点検を 3 年に 1 回の頻度で実施する。

詳細点検の頻度は，10 年に 1 回程度として策定し，供用中の目視点検結果を踏まえて，必要に応じて見直しを行う。

表 5.13.2.2-9 点検時期及び頻度の考え方

	分類	点検の時期, 頻度	点検の方法
維持管理 開始時	初回点検	竣工直後	詳細点検に準じる
供用中	簡易点検	3 年に 1 回程度	目視
	詳細点検	10 年に 1 回程度 (簡易点検の結果により必要に応じて見直しを行う)	シール材及び塗装の再施工

(4) 再施工

図 5.13.2.3-7 にシール材及び塗装の再施工手順を示す。シール材の再施工状況を図 5.13.2.3-8～図 5.13.2.3-13 に示す。

鋼殻ブロックの塗り替え塗装では、塗料を塗布する面を清浄し適度に粗にすることにより塗料の密着を良くし塗膜の防錆効果を高めるために素地調整を実施する。素地調整は図 5.13.2.3-14 に示すような動力工具を用いて行い、カッターで除去しきれなかったシール材を含め塗膜と共に除去する。

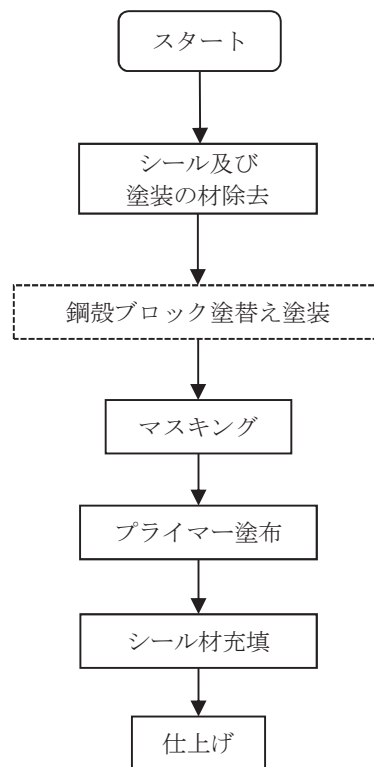


図 5.13.2.3-7 シール材の再施工手順



図 5.13.2.3-8 シール材の除去



図 5.13.2.3-9 シール材除去状況



図 5.13.2.3-10 マスキング



図 5.13.2.3-11 プライマー塗布

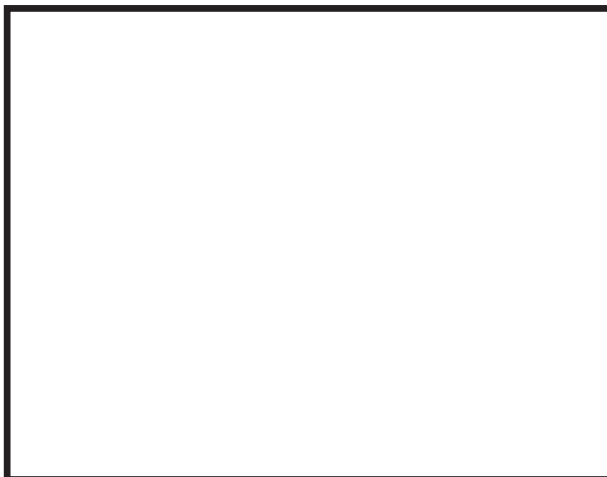


図 5.13.2.3-12 シール材充填

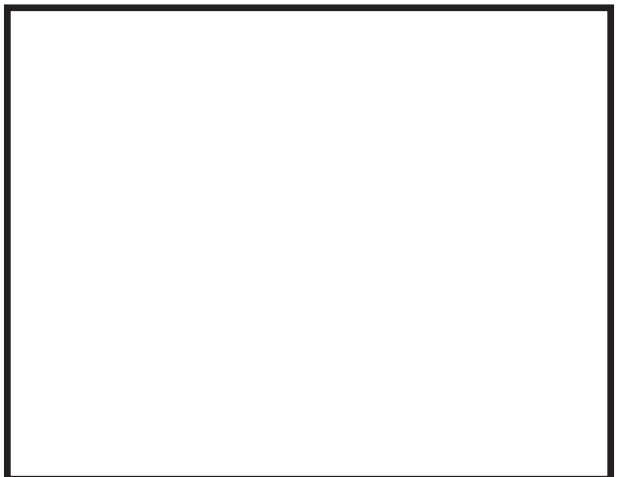
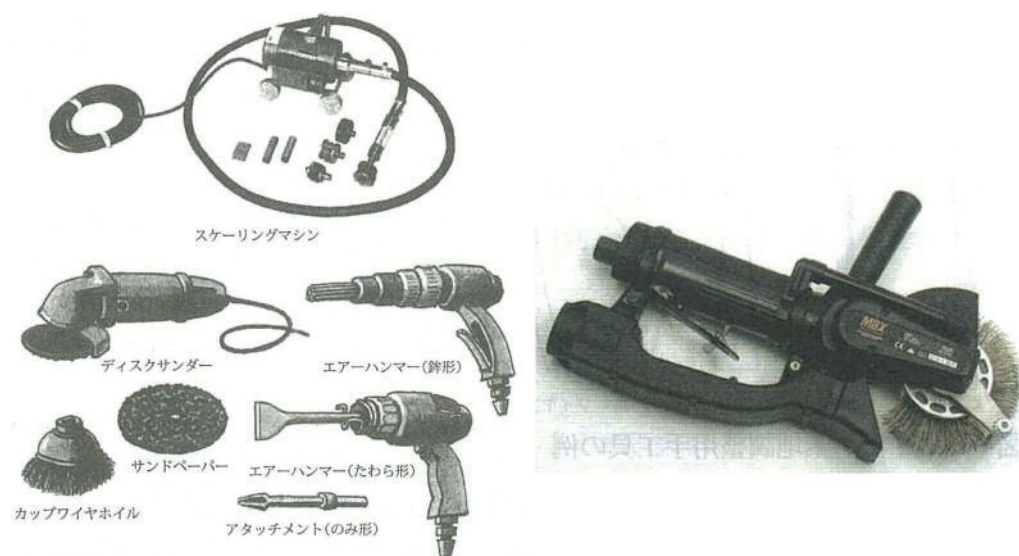


図 5.13.2.3-13 仕上げ



5.14 東海発電所の取放水路埋戻し工の施工管理要領について

5.14.1 概要

東海第二発電所の津波防護施設である防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の構築に際して、図 5.14.1-1 に示すように既設の東海発電所の取放水路と交差する箇所が存在することから、交差する箇所の取放水路が防潮堤の構築に支障とならないよう、当該箇所の取放水路躯体を撤去する。その躯体を撤去する際に、土砂が取放水路内部へ流入しないよう配慮するため、また、防潮堤施工完了後の安全性を維持するため、取放水路内の空洞は残置せず、当該箇所を鉄筋コンクリート及び流動化処理土で埋め戻す。

本章は取放水路埋戻し工の施工に当たり、施工方法、管理方法、管理基準を示したものである。

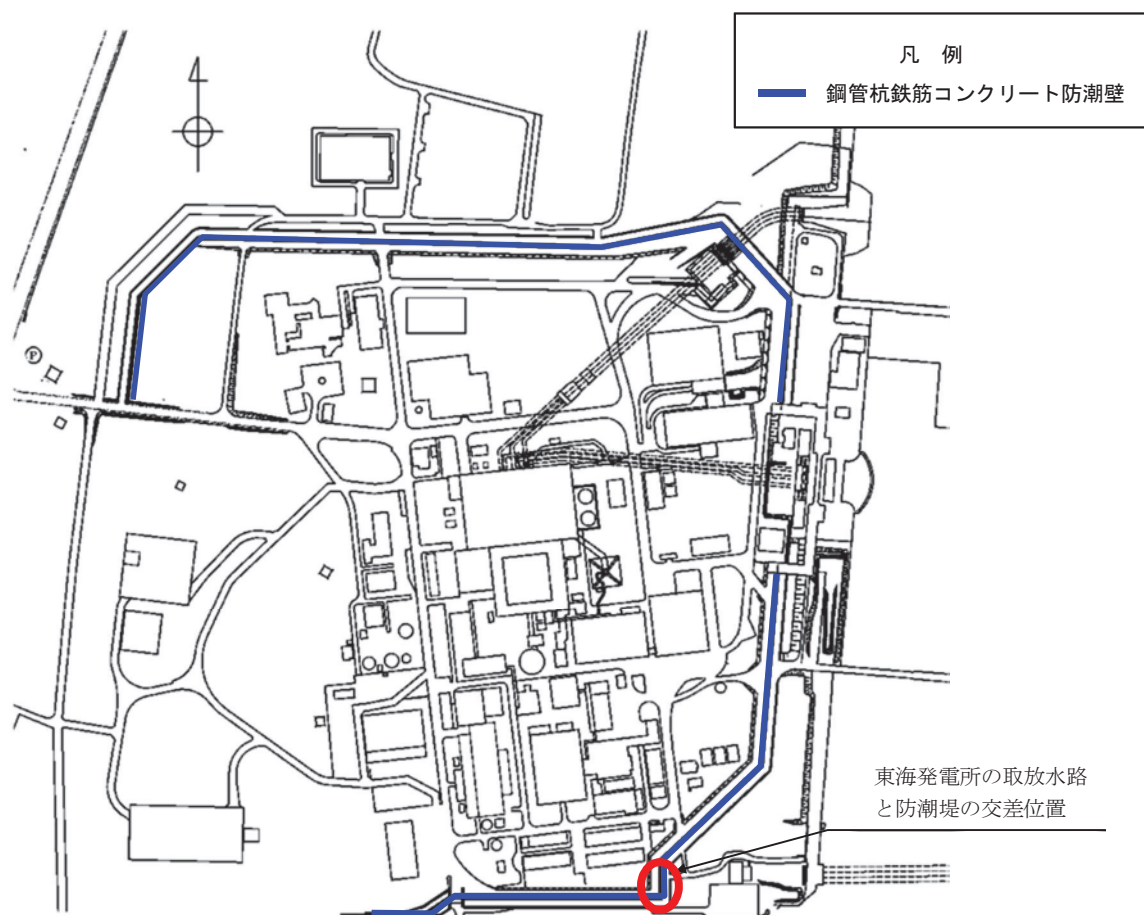


図 5.14.1-1 東海発電所の取放水路と防潮堤の交差位置図

5.14.2 要求機能

取放水路埋戻し位置の平面図を図 5.14.2-1 に、断面図を図 5.14.2-2 及び図 5.14.2-3 に示す。埋戻し工に要求される機能として、防潮堤施工時に取放水路干渉部分を撤去する際、土砂が取放水路内部に流入することを防ぐため及び防潮堤の地盤改良範囲に影響を与えないため、地盤改良範囲にかかる取放水路の箇所が鉄筋コンクリート及び流動化処理土で確実に埋め戻されていることが要求される。堤内側においては、図 5.14.2-3 に示す様に原地盤が沈下したとしても表層改良体に影響を与えないよう受働崩壊角による影響範囲を超える範囲まで、埋め戻すこととする。

地盤改良範囲にかかる取放水路の箇所が、原地盤よりも強度がある鉄筋コンクリート及び流動化処理土で確実に埋め戻すことにより、防潮堤に影響が生じないよう配慮する。

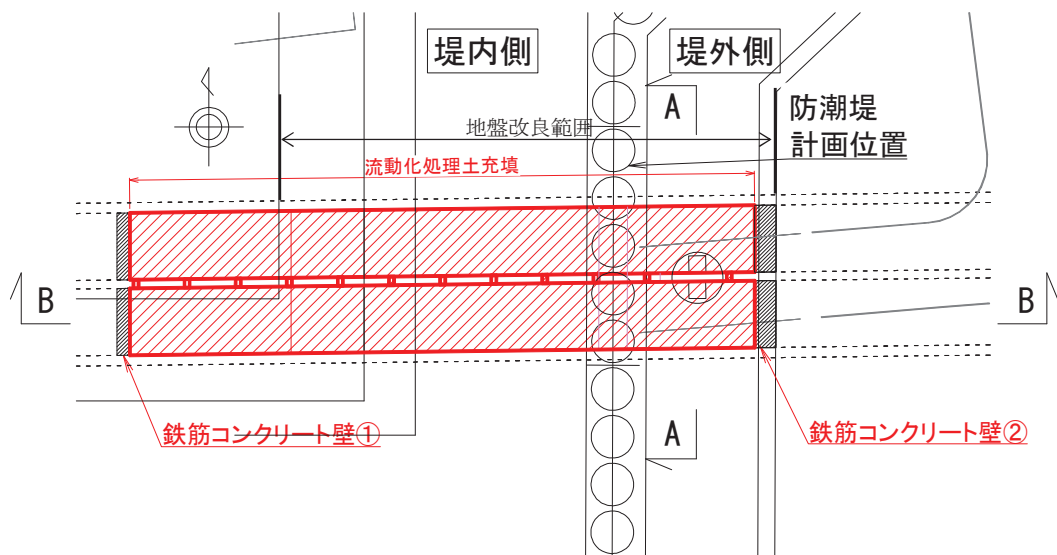


図 5.14.2-1 取放水路埋戻し位置平面図

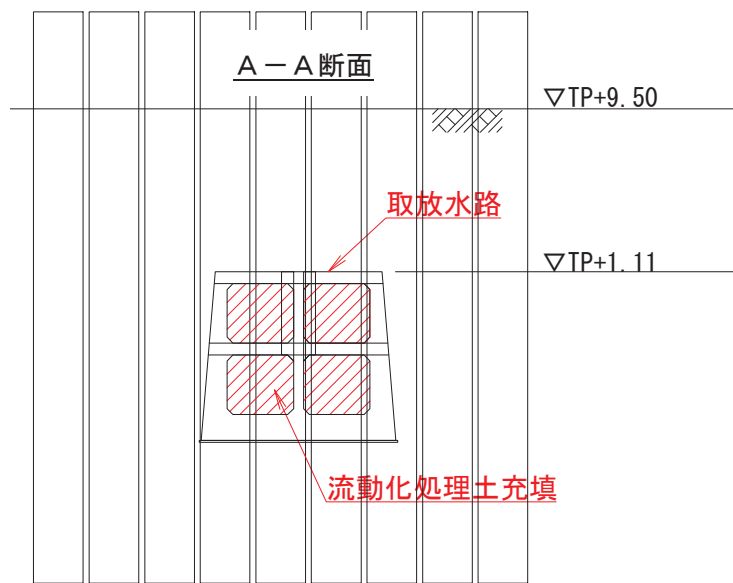


図 5.14.2-2 取放水路埋戻し位置断面図（A-A断面）

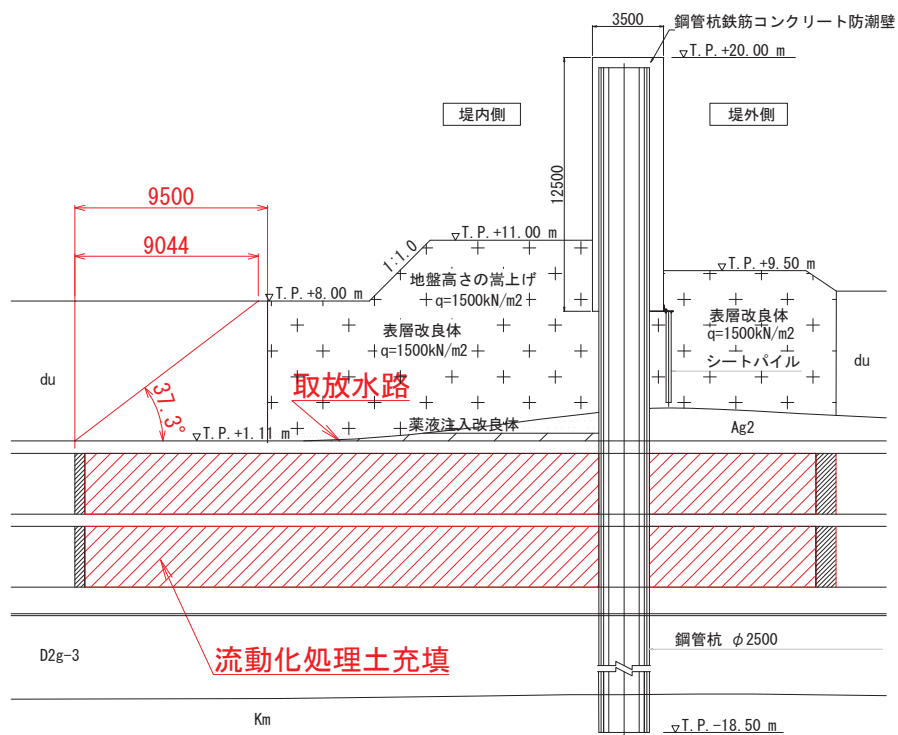


図 5.14.2-3 取放水路埋戻し位置断面図（B-B断面）

5.14.3 準拠基準

施工及び施工管理は、下記の基準等に準じて行う。

- ・ 日本工業規格
- ・ 土木学会「コンクリート標準示方書」
- ・ 土木研究所「流動化処理土利用技術マニュアル」
- ・ 東京都建設局「土木材料仕様書」

5.14.4 使用材料

(1) コンクリート（セメント、骨材、水及び混和剤）

使用するコンクリートは、コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。また、その品質は、コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

(2) 鉄筋

使用する鉄筋は、コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。また、その品質は、コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

(3) 流動化処理土

使用する流動化処理土は、流動化処理土利用技術マニュアル及び東京都建設局「土木材料仕様書」の規格に適合するものとする。また、その品質は、流動化処理土利用技術マニュアル及び東京都建設局「土木材料仕様書」に要求される所要の性能を確保するものとする。

5.14.5 鉄筋コンクリート壁の設計

鉄筋コンクリート壁は、津波防護施設ではないが T.P. +24 m 津波による荷重が作用しても健全性が保たれるように設計する。また、保守的に内部に充填された流動化処理土を考慮せずに、取放水路と鉄筋コンクリート壁がアンカーボルトにより接合された等分布荷重を受ける 4 辺単純支持板として設計する。

(1) 許容限界

a. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)」及び「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、表 5.14.5-1 に示す短期許容応力度とする。T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 5.14.5-1 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート (f' _{ck} =24 N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
	短期許容せん断応力度 τ_a	0.45
鉄筋 (SD345)	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解析 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月)」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は表 5.14.5-1 に示すコンクリートの短期許容応力度とする。

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a2} 、及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに,

q_a :せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} :アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a2} :定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a3} :定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 :低減係数 (短期荷重用: $\phi_1=1.0, \phi_2=2/3$)

${}_s\sigma_{qa}$:アンカーボルトのせん断強度 (${}_s\sigma_{qa}=0.7 \cdot {}_s\sigma_y$ (N/mm²))

${}_s\sigma_y$:アンカーボルトの規格降伏点強度: SUS304 205N/mm²

${}_{sc}a$:アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。(M22 の軸部断面積: 320mm², ねじ部有効断面積: 303mm²より, ${}_{sc}a=303\text{mm}^2$)

${}_c\sigma_{qa}$:コンクリートの支圧強度 (${}_c\sigma_{qa}=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)

${}_c\sigma_t$:コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (${}_c\sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$)

F_c :コンクリートの設計基準強度 (24 N/mm²)

E_c :コンクリートのヤング係数 (25000 N/mm²)

A_{qc} :せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (図 5.14.5-1 より $A_{qc}=43260\text{mm}^2$)

短期許容せん断力を確保するためのアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は, 次式を満たすように選定するものとする

$${}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a \leq {}_c\sigma_t \cdot A_c$$

A_c :コーン上破壊面の有効水平投影面積 $A_c = \pi l_e(l_e + D)$

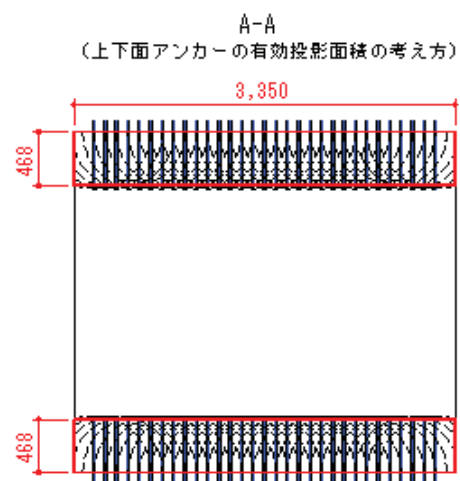
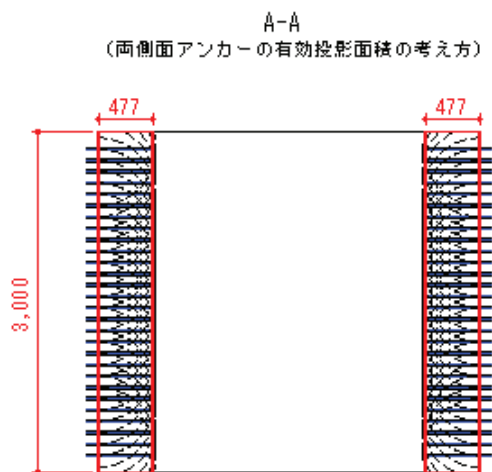
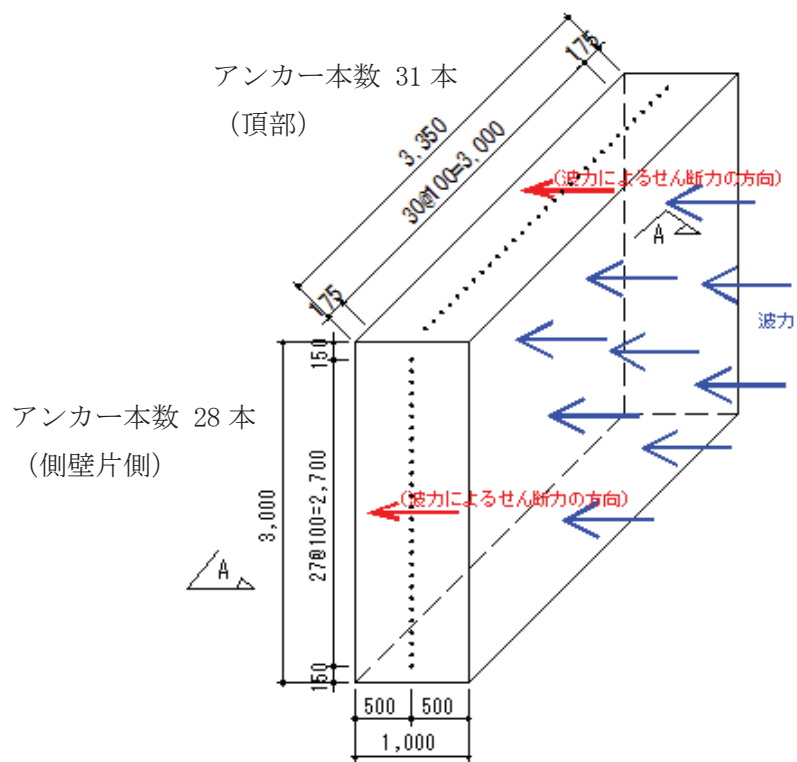
D :アンカーボルト頭部の直径

$$q_{a1} = 1.0 \times 0.7 \times 205 \times 303 = 43480.5 \text{ N/本}$$

$$q_{a2} = 2/3 \times 0.5\sqrt{24 \times 25000} \times 303 = 78234.3 \text{ N/本}$$

$$q_{a3} = 2/3 \times 0.31\sqrt{24} \times 43260 = 43798.8 \text{ N/本}$$

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) = 43480.5 \text{ N/本} = 43.4 \text{ kN/本}$$



$$A_{qc} = (3000 \times 477 \times 2 + 3350 \times 468 \times 2 - 477 \times 468 \times 4) \div (28 + 31) \times 2 \text{ 本} = 43260 \text{ mm}^2$$

図 5. 14. 5-1 せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積計算図

(2) 鉄筋コンクリート壁に生じる断面力の算出

a. 津波荷重

津波荷重は T.P. +0 m を基準とした T.P. +24 m 津波高さとの標高差の 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。

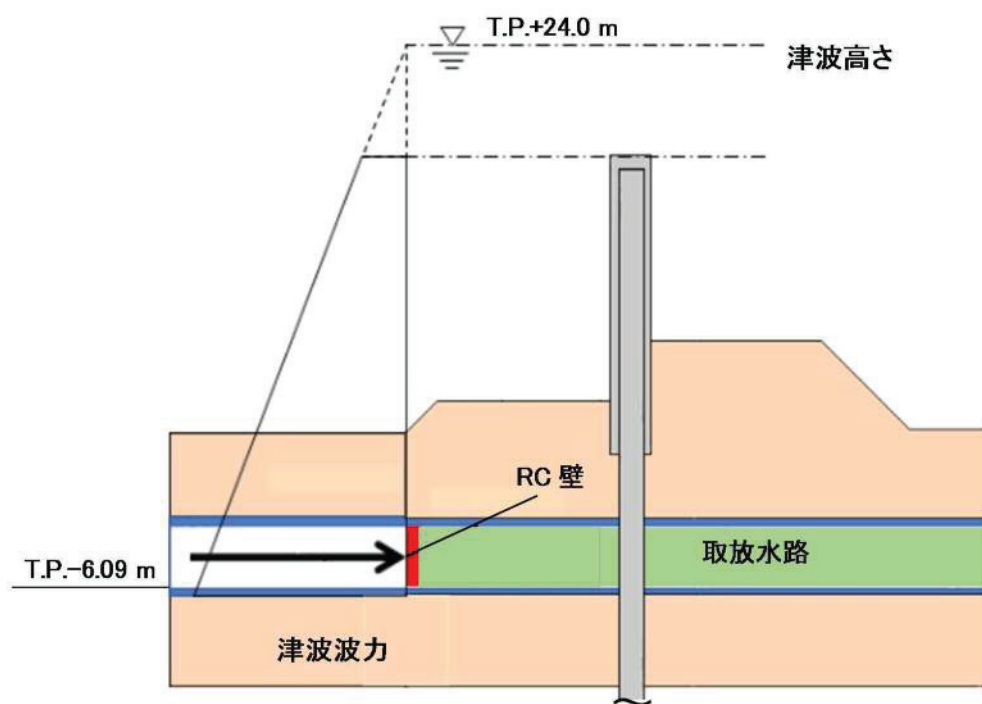


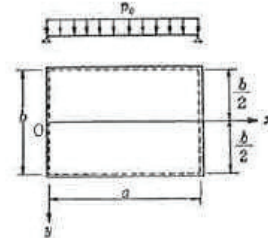
図 5. 14. 5－2 津波荷重作用概念図

津波荷重：

$$p_0 = \left\{ 3 * \frac{1}{2} * (24 - 0) + 6.09 \right\} \times 1.03 \times 9.80665 = 425.14 \text{ kN/m}^2$$

- b. 曲げモーメント及びせん断力
 内空寸法（横方向）：a=3.35m
 内空寸法（縦方向）：b=3.00m
 b/a=1.12

表 10.6 (a) 等分布荷重を受ける 4 辺単純支持板の最大たわみ, 最大モーメント, 最大せん断力および最大反力 ($\nu=0.3$)¹⁾



b/a	$w_{max} = \alpha p_0 a^4 / D$	$(M_x)_{max} = \beta p_0 a^2$	$(M_y)_{max} = \beta_1 p_0 a^2$	$(Q_x)_{max} = \gamma p_0 a$	$(Q_y)_{max} = \gamma_1 p_0 a$	$(V_x)_{max} = \delta p_0 a$	$(V_y)_{max} = \delta_1 p_0 a$
1.0	0.00406	0.0479	0.0479	0.338	0.338	0.420	0.420
1.1	0.00485	0.0554	0.0493	0.360	0.347	0.440	0.440
1.2	0.00564	0.0627	0.0501	0.380	0.353	0.455	0.453
1.3	0.00638	0.0694	0.0503	0.397	0.357	0.468	0.464
1.4	0.00705	0.0755	0.0502	0.411	0.361	0.478	0.471
1.5	0.00772	0.0812	0.0498	0.424	0.363	0.486	0.480
1.6	0.00830	0.0862	0.0492	0.435	0.365	0.491	0.485
1.7	0.00883	0.0908	0.0486	0.444	0.367	0.496	0.488
1.8	0.00931	0.0948	0.0479	0.452	0.368	0.499	0.491
1.9	0.00974	0.0985	0.0471	0.459	0.369	0.502	0.494
2.0	0.01013	0.1017	0.0464	0.465	0.370	0.503	0.496
3.0	0.01223	0.1189	0.0406	0.493	0.372	0.505	0.498
4.0	0.01282	0.1235	0.0384	0.498	0.372	0.502	0.500
5.0	0.01297	0.1246	0.0375	0.500	0.372	0.501	0.500
∞	0.01302	0.1250	0.0375	0.500	0.372	0.500	0.500

図 5.14.5-3 等分布荷重を受ける 4 辺単純支持板の最大モーメント, 最大せん断力

M_{x1} 方向の係数 β は b/a=1.12 より直線補間より $\beta = 0.0566$

M_{y1} 方向の係数 β は b/a=1.12 より直線補間より $\beta = 0.0494$

以上から, 各方向の曲げモーメントは以下ようになる。

$$(M_{x1})_{max} = \beta p_0 a^2 = 216.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(M_{y1})_{max} = \beta p_0 a^2 = 189.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

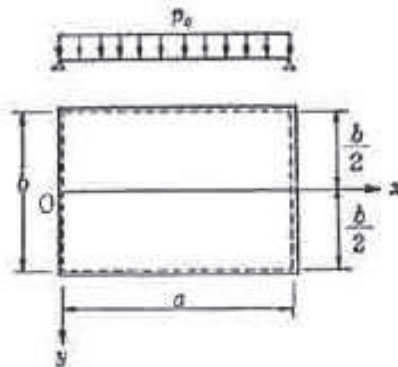


図 5.14.5-4 四辺単純支持の場合のモデル図

図 5. 14. 5-3 はコンクリート部材のポアソン比を $\nu_1=0.3$ とした場合の式なので、次式により $\nu_2=0.2$ とした場合の曲げモーメントに換算する。

$$M_{x2} = \frac{(1 - \nu_1 \nu_2) M_{x1} + (\nu_2 - \nu_1) M_{y1}}{1 - \nu_1^2}$$

$$M_{y2} = \frac{(\nu_2 - \nu_1) M_{x1} + (1 - \nu_1 \nu_2) M_{y1}}{1 - \nu_1^2}$$

$$(M_{x2})_{max}' = 202.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(M_{y2})_{max}' = 171.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

以上から、 M_x 方向の曲げモーメントが大きいため、この曲げモーメントに対して設計を行う。

また、せん断力は図 5. 14. 5-3 の係数より以下の通りとなる。

Q_x 方向の係数 β は $b/a=1.12$ より直線補間より $\gamma = 0.363$

Q_y 方向の係数 β は $b/a=1.12$ より直線補間より $\gamma = 0.348$

$$(Q_x)_{max} = \gamma p_0 a = 463.41 \text{ kN}$$

$$(Q_y)_{max} = \gamma p_0 a = 443.85 \text{ kN}$$

以上から、 Q_x 方向のせん断力が大きいため、このせん断力に対して設計を行う。

(3) アンカーボルトに生じるせん断力の算出

アンカーボルトに生じるせん断力は津波波圧が鉄筋コンクリート壁全面に作用するとして、以下の式にて算定する。

$$425.14 \text{ kN/m}^2 \times 3.0 \text{ m} \times 3.35 \text{ m} = 4273 \text{ kN}$$

(2) 計算結果

以降に取放水路に設置する鉄筋コンクリート壁の計算結果を示す。

a. 断面概要

鉄筋コンクリート部材の断面諸元を表 5. 14. 5-2 に示す。

表 5. 14. 5-2 鉄筋コンクリート断面諸元

かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
0. 15	0. 85	D22@200	58. 065

b. 鉄筋コンクリート壁

鉄筋コンクリート壁については RC 断面計算を用いて照査し、配筋量を設定する。鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントに対する照査結果を表 5. 14. 5-3 に示す。

表 5. 14. 5-3 曲げ軸力に対する照査

曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ圧縮 応力 照査値	曲げ引張 応力 照査値
				曲げ圧縮	曲げ引張		
203	0	0. 86	45	9. 0	196	0. 10	0. 23

せん断力に対する照査は、下記の有効断面積及びせん断応力の分布係数 $\kappa = 1. 2$ を考慮し、表 5. 14. 5-4 に示す。

有効断面積： $A = (1000 - 150) \times 3000 = 2. 55 \times 10^6$ (mm²)

表 5. 14. 5-4 せん断力に対する照査

せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
464	0. 22	0. 45	0. 49

c. アンカー部

アンカーボルトの諸元を表 5. 14. 5-5 に、照査結果を表 5. 14. 5-6 に示す。

表 5. 14. 5-5 アンカーボルトの諸元

設置箇所	諸元	1 面あたり本数	面数	総本数
頂底版間	M22@100・1 列	31	2	118
側壁・隔壁間		28	2	

表 5. 14. 5-6 アンカーボルトの照査結果

作用せん断力[kN]	せん断耐力[kN]	照査値
4273	5121 (=43. 4×118)	0. 84

5.14.6 施工方法

(1) 施工フロー

施工フローを図 5.14.6-1 に、施工ステップ図を図 5.14.6-2 に示す。

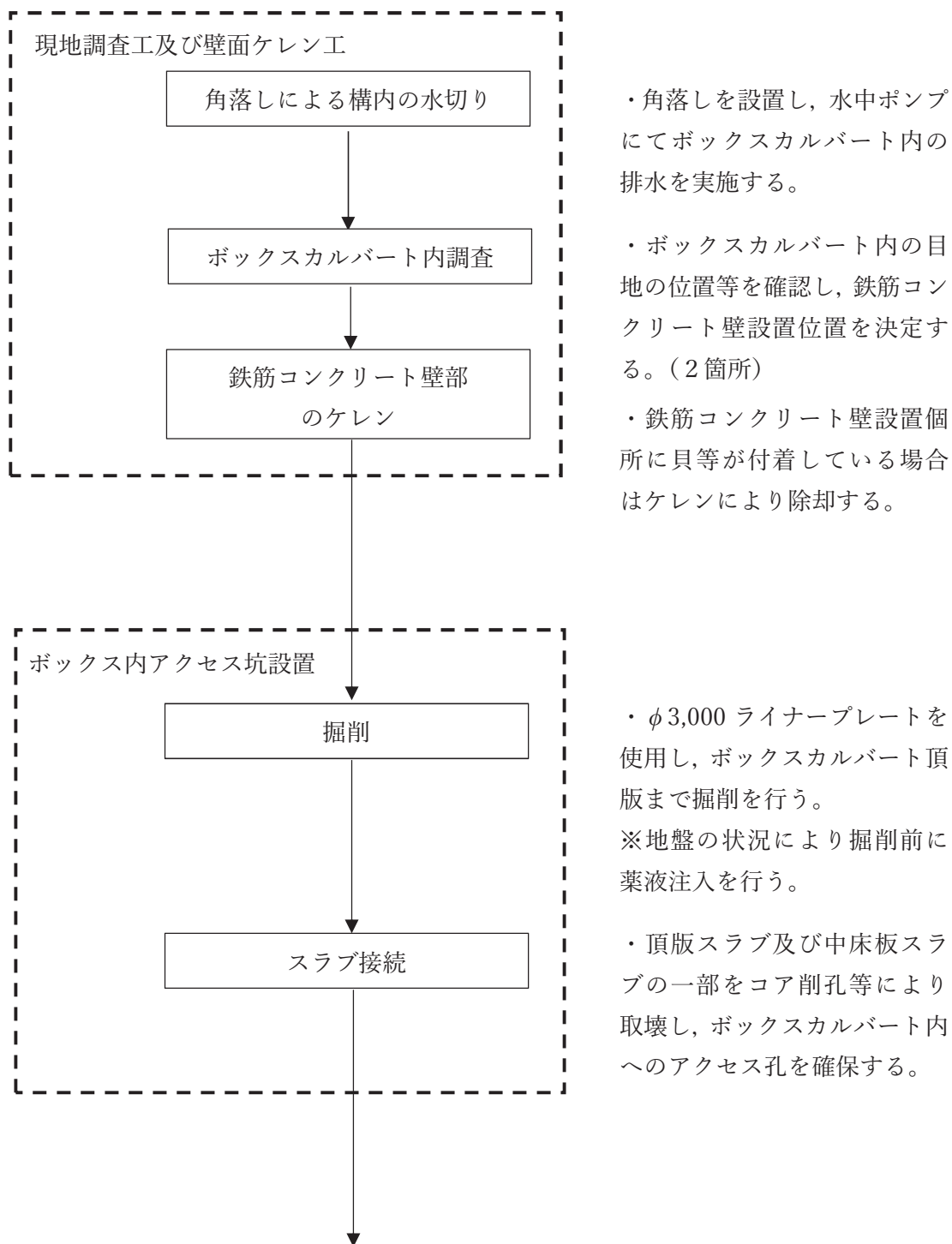
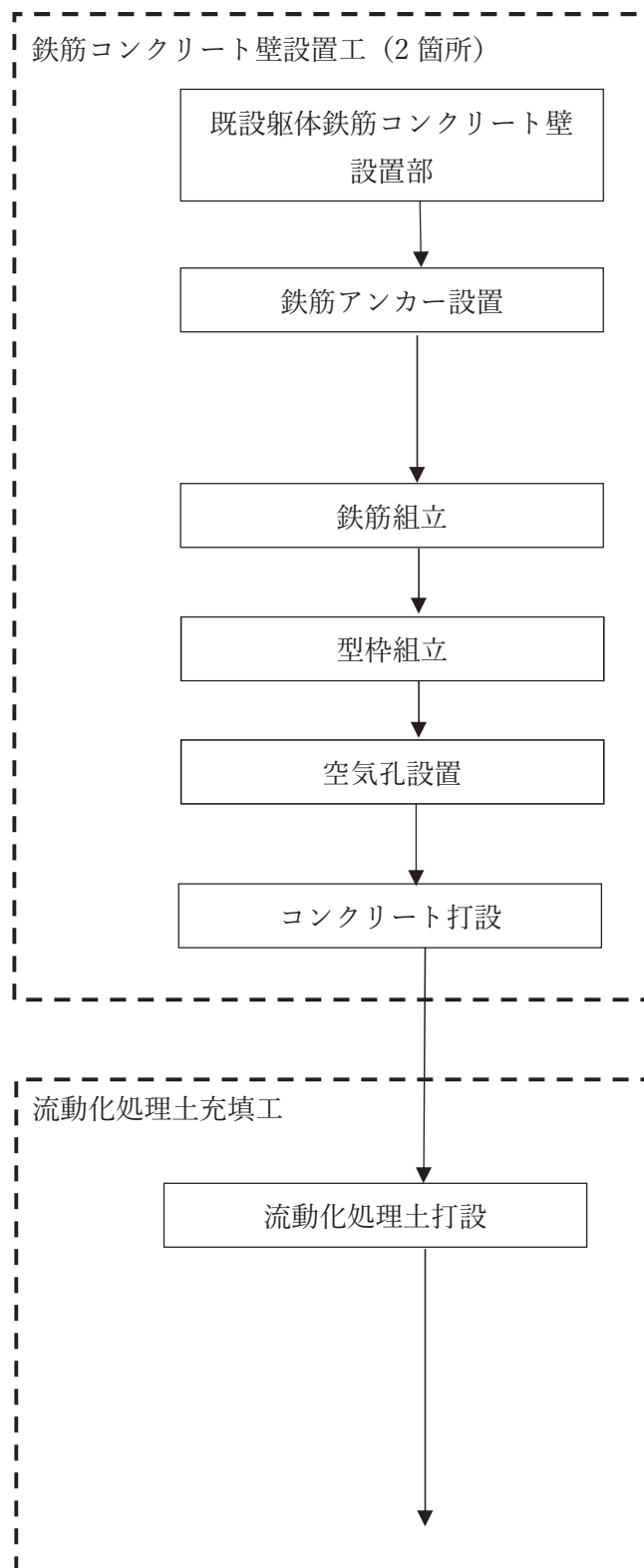


図 5.14.6-1(1) 施工フロー (1/3)



・鉄筋コンクリート壁設置部のスラブ及び壁面のコンクリートの目あらしを行う。

・鉄筋アンカーを打設し、鉄筋コンクリート壁と既設ボックスカルバートが一体化する構造とする。

・鉄筋コンクリート壁用の鉄筋を組み立てる。

・壁面に型枠を設置，組立後脱型ができない個所については埋設型枠を使用する。また，コンクリートを確実に充填したことを確認するため，空気孔を設置する。

・コンクリートポンプ車にて壁コンクリートを打設する。

・鉄筋コンクリート壁にて締め切った個所は，コンクリートポンプ車にて流動化処理土を打設しボックスカルバート内を充填する。

図 5.14.6-1(2) 施工フロー（2/3）

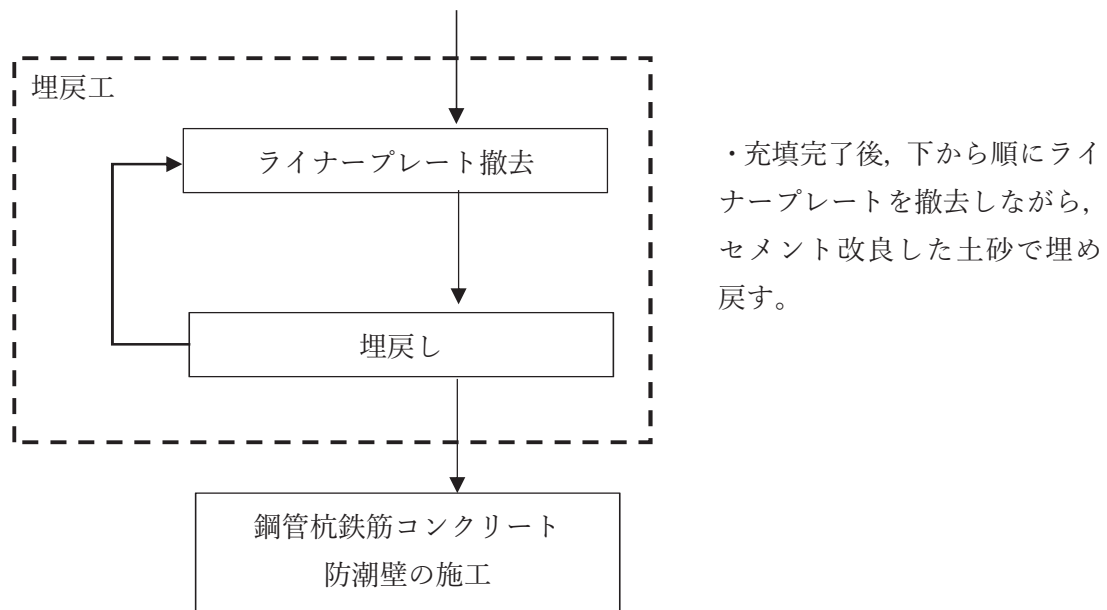
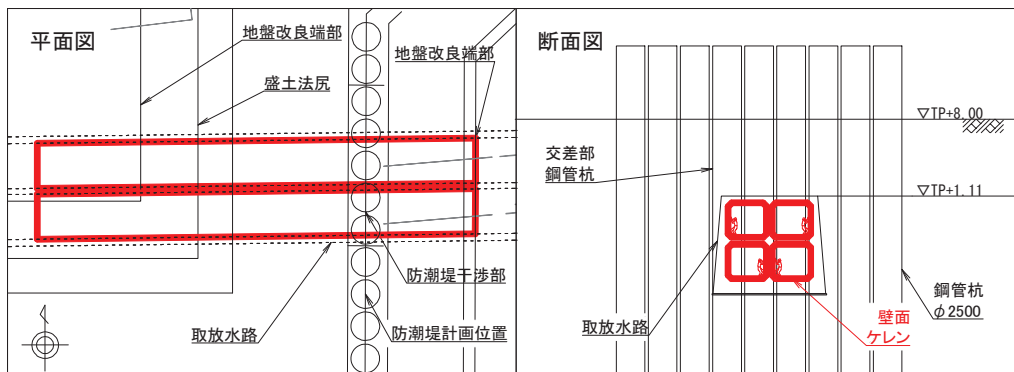
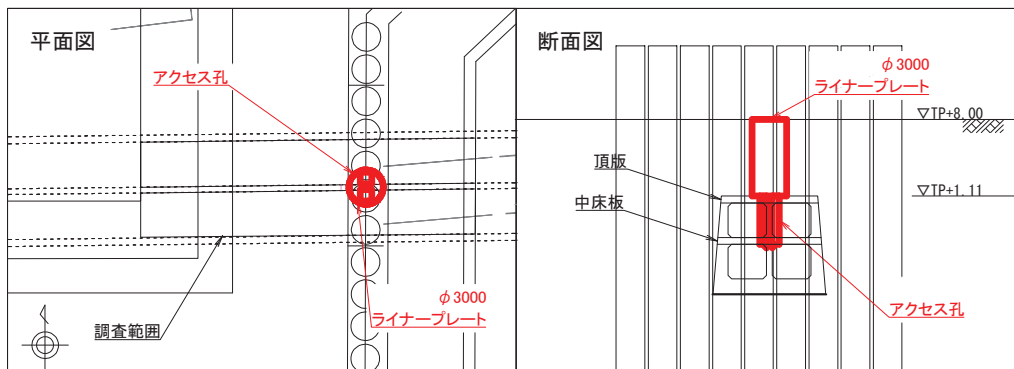


図 5. 14. 6－1 (3) 施工フロー (3/3)



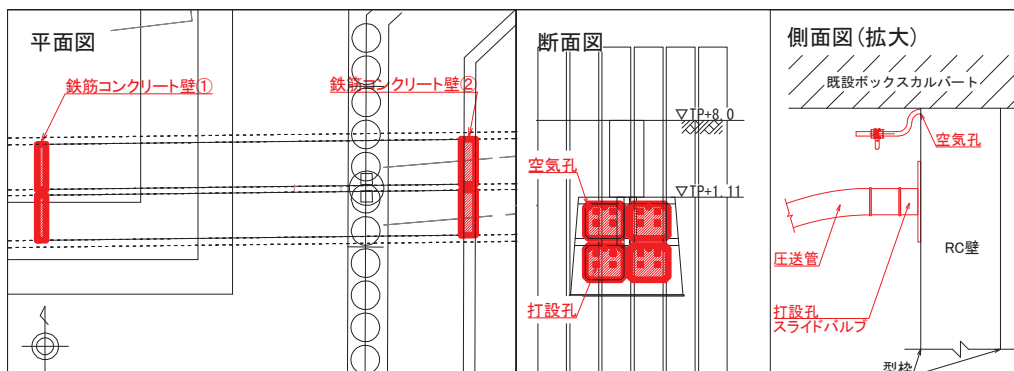
【STEP1】 現地調査工および壁面ケレン工

- 1) 角落しなどにより構内の水切りを行う。
- 2) ボックスカルバートの目地位置を確認する。
- 3) 貝が著しく付着している場合は、ケレンし除却する。



【STEP2】 ボックス内アクセス坑設置 (φ3000ライナープレート)

- 1) φ3000ライナープレートを使用し、地表から頂版まで掘削を行う。
※地盤の状況により掘削前に薬液注入を行う。
- 2) 頂版スラブおよび中床板スラブの一部を取壊し、ボックス内へのアクセス孔を確保する。



【STEP3】 鉄筋コンクリート壁設置工

- 1) 防潮堤地盤改良箇所の海側、山側に鉄筋コンクリート壁①②を構築する。
※ 鉄筋コンクリート壁は、ボックスカルバートの目地を避けた位置に設置する。
- 2) 空気孔を設置し、エア抜きをしながらコンクリートを充填する。
- 3) 型枠をたたいて、空気孔からコンクリートが流出したことで充填の確認を行う。
- 4) 空気の巻き込みのないコンクリートが出てくるまで流出させてから、空気孔を閉じる。

図 5.14.6-2(1) 施工ステップ図 (1/2)

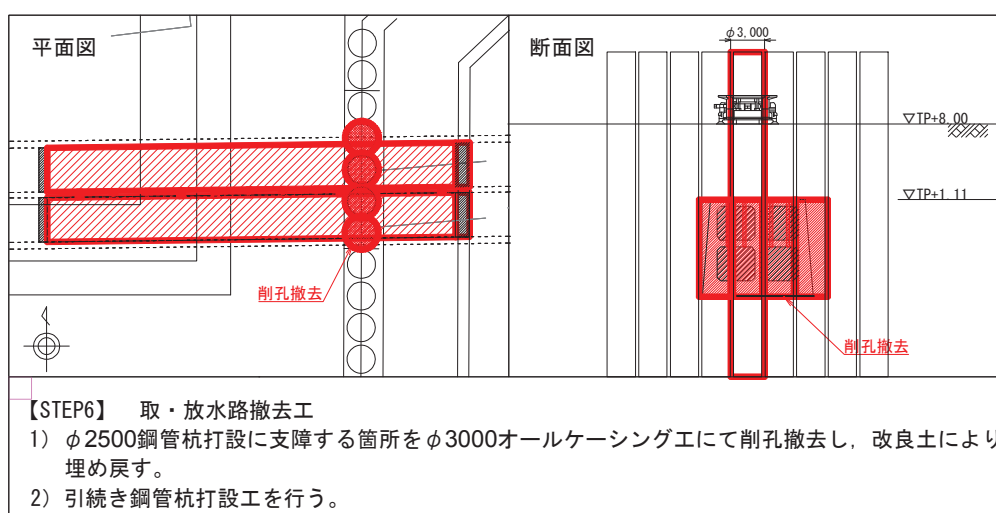
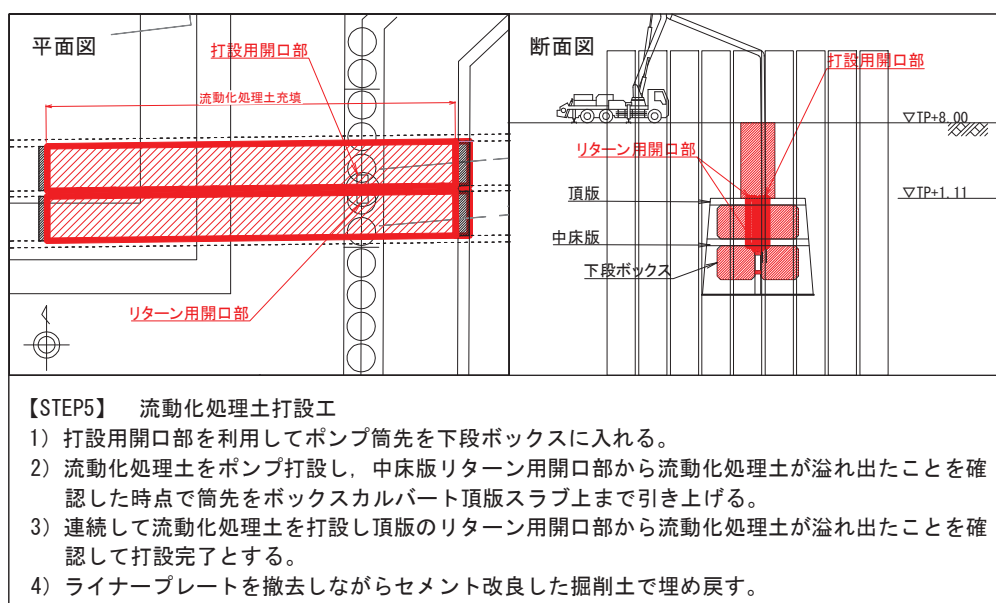
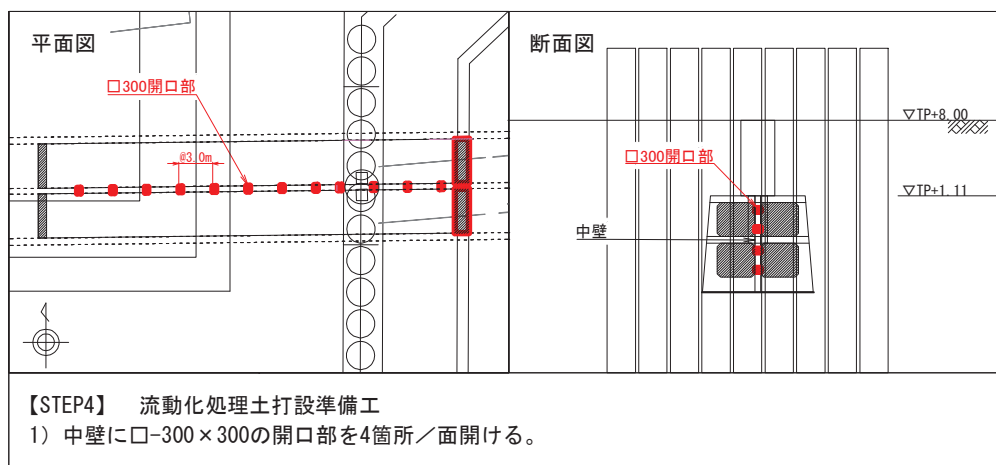


図 5. 14. 6－2(2) 施工ステップ図 (2/2)

(2) 現地調査工及び壁面ケレン工

既設の角落しを利用して、海水の流入を止める。その後、水中ポンプにて水替えを行い、鉄筋コンクリート壁設置個所に水溜りがない状態にする。ボックスカルバート内に立ち入る際は、送風機により換気を行い、酸素濃度等を調査し異常がない事を確認した後、内部に入る。人孔からボックス内に基準点を落とし、既設ボックスカルバートの目地がない個所に鉄筋コンクリート壁を設置する。

鉄筋コンクリート壁設置位置決定後、ボックスカルバート内面に貝等が付着していた場合はケレンにより除却する。

(3) ボックスカルバート内アクセス坑設置

φ3000 mm ライナープレートを使用し、地表からボックスカルバート頂版まで掘削を行う。この際に地下水の高さによっては掘削できない可能性があるため、地下水位が高い場合は補助工法として薬液注入を行う。

ボックスカルバート頂版まで掘削完了後、コア削孔にて、ボックスカルバート内に昇降できるようなアクセス孔を設置する。削孔の際に必要な以上に鉄筋を切断しないように、鉄筋探査を行うとともに、完成図と比較して、鉄筋位置を確認しながら削孔を行う。



図 5.14.6-3 ライナープレート施工状況



図 5.14.5-4 連続コアによる削孔

(4) 鉄筋コンクリート壁設置工

a. 足場組立

鉄筋コンクリート壁設置個所に足場を組み立てる。流動化処理土を充填する外側は埋設型枠となるため内側に足場を組み立てる。(図 5.14.6-5 参照)

足場上の段差を少なくし、背面側に巾木を設置し、墜落及び転落災害防止のため足場各層ごとに手摺を設置し、安全帯の使用を徹底する。

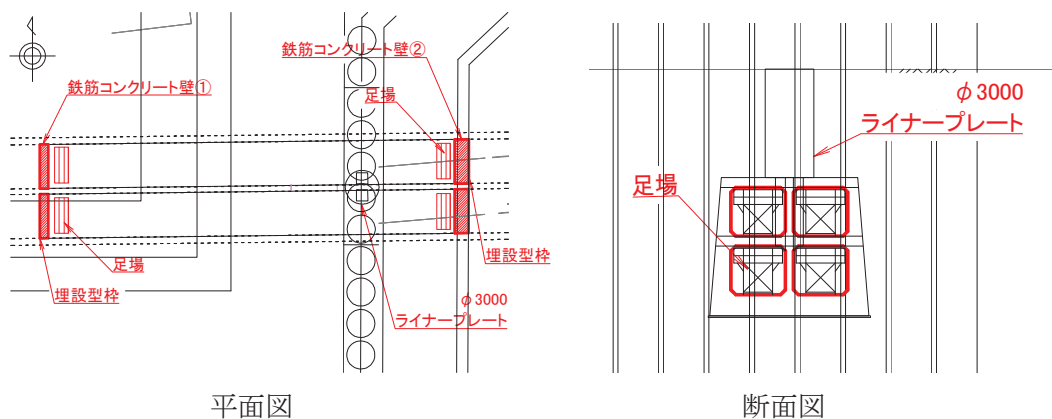


図 5.14.6-5 鉄筋コンクリート壁設置工計画図

b. 既設躯体目あらし

足場組立完了後、既設ボックスカルバートと鉄筋コンクリート壁との接続箇所を目あらしを行い、一体化を図る。

鉄筋コンクリート壁打継部には水膨張性止水材を設置する。

c. 鉄筋アンカー、埋設型枠設置

鉄筋アンカーを設置する。

埋設型枠を組み立てる。

d. 鉄筋組立

鉄筋を組み立てる。鉄筋は定められた寸法及び形状に、材質を害さない適切な方法で加工し、これを所定の位置に配置して、堅固に組立て、検査により確認する。

e. 型枠組立

型枠を組み立てる。型枠工は必要な強度及び剛性を有し、構造物の形状及び寸法にずれが生じないように堅固に組み立てる。

また、脱型時期は、脱型可能な強度発現まで養生を行った後とする。

f. コンクリート打設

・運搬

コンクリート製造プラントからコンクリート打設箇所までの運搬は、荷卸が容易で運搬中に材料分離が生じにくい、アジデータ等の攪伴機能があるトラックミキサやトラックアジデータの運搬車を用いる。

・準備

コンクリート打設作業前に作業手順書を作成し、末端の作業員まで熟知させ、安全の意識を高揚させるべき教育・訓練を行う。

コンクリート打設前には、型枠内の清掃を実施する。また、コンクリートを打設する打継面を湿潤にして吸水させた上で、表面の水を取り除いた後、コンクリートを打設する。なお、コンクリート打設前に、予想される日平均気温によっては、コンクリート標準示方書に基づく暑中コンクリート、又は寒中コンクリートとして施工を行う。また、コンクリート受入れ時にはコンクリートの温度を確認する。

・打込み

コンクリート打設は、コンクリートポンプ車にて行う。型枠の途中に打設窓を設け打設高さが 1.5m 以下となるように打設する。最終のコンクリートは、事前に設置したコンクリート打設孔より型枠内にポンプ圧送する。型枠上部に空気孔を設けエア抜きを行いながら打設する。空気孔からのコンクリートの流出を目視確認し、型枠を叩いて充填の確認をする。空気孔から空気の巻き込みのないコンクリートが出てくるまで流出させてから空気孔を閉じる。

コンクリートの打込作業は、鉄筋や型枠が所定の位置から動いていないか監視しながら行う。計画した打継目以外では、コンクリートの打込みが完了するまで連続して打ち込むものとする。

尚、打上がり面がほぼ水平になるように打ち込むことを原則とし、コンクリート打込の 1 層の高さは 50cm 以下を標準とする。また、打込んだコンクリートは型枠内で横移動させないようにする。

コンクリート圧送用配管は確実に固定し、オペレーターとの連絡・合図を徹底する。打設速度が速まると型枠の歪・変形・移動が発生する恐れがあるので、打設速度は低速で行う。コンクリート圧送の際、圧力を監視・調整する。特に最後の充填確認時は、保護眼鏡の使用を再確認し、コンクリート圧送用配管周りの人払いを実施する。コンクリート打設完了後はスライドバルブを閉じる。

万が一、充填が不十分な箇所があった場合は、該当箇所を研り取り、無収縮モルタル(パッド用)で充填する。

- ・ 締固め

コンクリートの締固めは、棒状バイブレーターと壁バイブレーターを使用して行い、締固めを各層ごとに確実にを行い、密実なコンクリートになるようにする。

- ・ 養生

コンクリート打込後の養生は、適切に養生が行える方法を選定する。

(5) 流動化処理土充填工

打設用開口部を利用してコンクリートポンプ車の筒先を下段ボックスに入れる。

流動化処理土をコンクリートポンプ車にて打設し、中床板リターン用開口部からのリターンを確認した時点で筒先をボックスカルバート頂版スラブまで引き上げる。連続して流動化処理土を打設し頂版のリターン用開口部から溢れ出たことを確認することで、内部が確実に埋め戻されたこととし打設完了とする。

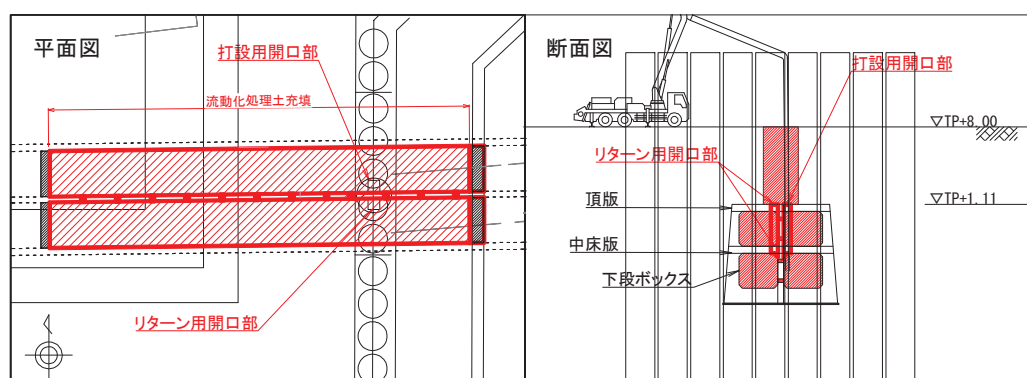


図 5.14.6-6 流動化処理土充填工計画図



図 5.14.6-7 流動化処理土打設状況

(6) 埋戻工

充填完了後，流動化処理土の強度が設計基準強度に達したことを確認したのち，ライナープレートの撤去を下段から順に行う。ライナープレートを撤去した個所から順に，セメント改良した土砂により埋め戻す。転圧機械は，換気を行う事を考慮し選定する。

5.14.7 品質管理及び検査

各種検査は、表 5.14.7-1 により行い、規格値を満足していることを確認する。

表 5.14.7-1 (1) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (1/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
鉄筋加工 組立	材料	使用材料の受 入れ確認	規格、形状、数 量、溶鋼番号	計画通りの規格、数量 であること 形状寸法が規格値及び 設計値を満足すること 受入材料の溶鋼番号と 試験成績表が整合して いること	目視による。使用 材料確認願、納品 書、金札、製造工 場の試験成績表 (ミルシート) と、受け入れ材料 との照合	材料受入れ時
			外観	著しい錆、傷、変形等 の異常がない事	目視	
			化学成分 機械的性質	JIS G 3112に適合する こと	製造工場の試験成 績表等(ミルシー ト)による確認	
	施工	鉄筋組立状況	鉄筋の清掃	付着を害するものがないこと	目視、スチール テープによる測定	打設前 全数
			鉄筋の種類・ 径・数量	設計図通りであること	製造会社の試験成 績表による確認、 目視、径の測定	加工 組立後 (打設前) 全数
			組み立てた鉄筋 の配置(中心間 隔)	許容誤差±20mm	スケールなどに よる測定及び目視	組立後(打設前)及び 組立後長期間経過した とき
			組み立てた鉄筋 の配置(かぶり)	耐久性照査時で設定し たかぶり以上であるこ と	スケールなどに よる測定及び目視	組立後(打設前)及び 組立後長期間経過した とき
			スペーサーの種 類	原則、モルタル製、コ ンクリート製であるこ と	目視確認	加工 組立後 (打設前) 全数
			スペーサーの配 置	鉄筋のかぶりが正しく 保たれるよう配置され ていること	スケールなどに よる測定及び目視	加工 組立後 (打設前) 全数
			鉄筋の固定方法	焼きなまし鉄線で緊結 または適切なクリップ で固定されているこ と。また、必要に応 じ、組立用鋼材を使用 していること。	目視確認	加工 組立後 (打設前) 全数

表 5.14. 7-1 (2) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (2/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート製造設備	材料	コンクリート工場の選定	JIS認定の確認	JIS認証を受けていること	JIS認証を受けていることを示す資料の確認	プラント決定・変更時及び工事中
		材料の貯蔵設備（セメント, 混和材）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵できること	目視, 設備構造図の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時及び工事中
		材料の貯蔵設備（骨材）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵できること	目視, 設備構造図の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時及び工事中
		材料の貯蔵設備（混和剤）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵できること	目視, 設備構造図の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時及び工事中
		計量設備（計量器）	計量精度（静荷重）	計量法の使用公差以内であること	分銅または電気式検査器による果汁と表示値の誤差測定	工事開始前及び工事中 1回/6箇月以上
		計量設備（計量制御装置）	計量精度（動荷重）	許容誤差1バッチ水, セメント1% 混和剤, 骨材3% 混和材2% （高炉スラグ微粉末は1%）	設計値と実計測値の誤差測定	工事開始前及び工事中 1回/6箇月以上
		バッチミキサー	練混ぜ性能	JIS A 1119に適合すること	JIS A 1119の方法	工事開始前及び工事中 1回/年以上
		試験設備	引張試験機・圧縮試験機の性能	JIS B 7721	JIS B 7721の方法	工事開始前及び工事中 1回/年以上
コンクリート材料	材料	日本工業規格 JISに規定されているセメント	当該セメントの JISに規定されている項目（物理試験含む）	当該セメントの JISに規定に適合すること	製造会社の試験成績表による確認。 または, JIS R 5201の方法	工事開始前, 工事中1回/月以上及び長期間貯蔵した場合
		練混ぜ水（上水道）	上水道であること	上水道であること	上水道を使用していることを示す資料の確認	工事開始前
		練混ぜ水（上水道以外の水）	使用水の水質	JSCE-B101またはJIS-A5308付属書Cに適合すること	JSCE B 101または JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前, 工事中1回/年以上及び水質が変わった場合
			（懸濁の量）	2 g / l 以下		
			（溶解性蒸発残留物の量）	1 g / l 以下		
			（塩化物イオン量）	200ppm以下		
			（セメント凝結時間の差）	始発は30以内。終結は60分以内。		
			（モルタル圧縮強度比）	材齢7及び28日で90%以上		

表 5.14.7-1 (3) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (3/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート材料	材料	練混ぜ水（回収水）	使用水の水质	JIS-A5308付属書Cに適合すること。なお、回収水の原水は上水道又は上水道以外の水の規定に適合しなければならない	JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前，工事中1回/年以上及び水質が変わった場合
			（塩化物イオン量）	200ppm以下	JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前，工事中1回/年以上及び水質が変わった場合
			（セメント凝結時間の差）	始発は30以内，終結は60分以内		
			（モルタル圧縮強度比）	材令7及び28日で90%以上		
		混和剤（AE剤，減水剤，AE減水剤，流動化剤，高性能減水剤）	JIS A 6204に準ずる	JIS A 6204に適合すること	製造会社の試験成績表による確認またはJIS A 6204の方法	工事開始前，工事中1回/3月以上及び長期貯蔵した場合
		細骨材（砂）	絶乾密度 (g/cm ³)	2.5g/cm ³ 以上	JIS A 1109の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			吸水率（%）	3.5%以下	JIS A 1109の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粒度	ふるいの呼び寸法 (mm)/ふるいを通るものの質量百分率 (%) が次の範囲にあるものを標準とする。 10/100, 5/90～100, 2.5/80～100, 1.2/50～90, 0.6/25～65, 0.3/10～35, 0.15/2～10	JIS A 1102の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粘土塊量	1.0%以下	JIS A 1137に準じた方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			微粒分量	コンクリートの表面がすりへり作用を受ける場合は3.0%以下，その他は5.0%以下	JIS A 1103の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			塩化物 (NaClとして)	0.04%以下	JSCE-C502または503の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			有機不純物	標準色又は色見本の色よりも淡い	JIS A 1105	工事開始前，工事中1回/年以上及び産地が変わった場合
			化学安定性（アルカリシリカ反応性）	化学的，物理的に安定なもの	JIS A 1145, 1146の方法	工事開始前，工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合
			安定性試験（耐凍害性）	10%以下	JIS A 1122の方法	工事開始前，工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合

表 5.14.7-1 (4) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (4/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート材料	材料	粗骨材 (砂利)	絶乾密度	2.5g/cm ³ 以上	JIS A 1110の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			吸水率	3.0%以下	JIS A 1110の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
		粗骨材 (砂利)	粒度	ふるいの呼び寸法(mm)/ふるいを通るものの質量百分率(%)が下記の範囲にあるものを標準とする。 ①最大寸法40mmの場合 50/100, 40/95～100, 20/35～70, 10/10～30, 2.5/0～5 ②最大寸法20mmの場合 25/100, 20/90～100, 10/20～55, 5/0～10, 2.5/0～5	JIS A 1102の方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粘土塊量	0.25%以下	JIS A 1137に準じた方法	工事開始前，工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			微粒分量	1.0%以下	JIS A 1103の方法	
			化学安定性（アルカリシリカ反応性）	化学的，物理的に安定なもの	JIS A 1145, 1146の方法	工事開始前，工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合
			安定性試験（耐凍害性）	12%以下	JIS A 1122の方法	工事開始前，工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合
			すりへり減量	35%以下	JIS A 1121の方法	工事開始前，工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合
試験練り	施工	配合設計	配合設計	要求品質（強度及びコンクリート性状）を満足すること	配合設計書の確認（JIS A 5308協議事項等）	施工前及び仕様，材料，製造設備変更の都度
		配合試験方法	試し練り方法	JIS A 1138に適合すること	試し練り計画書の確認	
		配合試験（試し練り）	試し練り方法	試し練り計画書通りであること	手順の確認	
			試験室温度及び湿度	温度20±3℃ 湿度60%以上	温度計，湿度計	
			各材料の計量値	示方配合と整合していること	計量器による測定	

表 5.14.7-1 (5) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (5/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
試験練り	施工	配合試験（試 練り）	スランブ又はス ランブフロー	スランブ管理 2.5cm±1.0cm 5及び6.5cm±1.5cm 8cm以上18cm以下± 2.5cm 21cm±1.5cm スランブフロー管理 50cm±7.5cm 60cm±10cm	スランブ管理 JIS A 1101 スランブフロー管 理 JIS A 1150	施工前及び仕様、材 料、製造設備変更の都 度
			空気量	±1.5%	JIS A 1116, 1118, 1128	
			コンクリート温 度	定められた条件に適合 すること	JIS A 1156の方法	
			単位容積質量	定められた条件に適合 すること	JIS A 1116の方法	
			供試体作成	定められた方法で作成 されていること	JIS A 1132	
			圧縮強度試験	定められた方法で実施 していること 1回の試験結果は呼び 強度の85%以上である こと 3回の試験結果の平均 値が呼び強度の強度値 以上であること	JIS A 1108, 1132, 5308 (附 属書E)の方法	
型枠支保工 組立	施工	型枠支保工組 立	型枠の形状寸法 及び位置	計画どおりであること	スケール、トラン シット、レベル等 による測定	組立後 全数
			型枠と最外鉄筋 とのあき	かぶりの規定に適合す ること	スケールによる測 定	組立後 全数
コンクリー ト打設	施工	レディミクス トコンクリー ト受入時	供試体作成	規格に適合しているこ と	JIS A 1132 JSCE-F515(高流 動)	打設箇所毎かつ 原則150m ³ に1回 150m ³ /日未満は1回/日
			スランブ又はス ランブフロー	スランブ管理 2.5cm±1.0cm 5cm以上8cm未満± 1.5cm 8cm以上18cm以下± 2.5cm 21cm±1.5cm スランブフロー管理 50cm±7.5cm 60cm±10cm	スランブ管理 JIS A 1101 スランブフロー管 理 JIS A 1150	荷卸時 1回/日または構造物の 重要度と工事の規模に 応じて20～150m ³ 毎に1 回 荷卸時に品質の変化が 認められたとき

表 5.14.7-1 (6) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (6/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート打設	施工	レディミクストコンクリート受入時	空気量	許容範囲±1.5%	JIS-A1116, 1118, 1128	荷卸時 1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20～150m ³ 毎に1回 荷卸時に品質の変化が認められたとき
			コンクリート温度	定められた条件に適合すること	JIS A 1156の方法	
			塩化物イオン量	原則0.30kg/m ³ 以下	JIS A 1144または信頼できる機関で評価を受けた試験方法	荷卸時
			配合（その他コンクリート材料の単位量）	許容範囲内にあること	コンクリート材料の印字記録	荷卸時 午前2回以上、午後2回以上
			圧縮強度試験	定められた方法で実施していること 1回の試験結果は呼び強度の85%以上であること 3回の試験結果の平均値が呼び強度の強度値以上であること	JIS A 1108, 1132, 5308 (附属書E)の方法	1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20～150m ³ 毎に1回、及び荷卸時に品質の変化が認められたとき
			外気温	日平均気温 4℃以下：寒中コンクリート 25℃超：暑中コンクリートとして扱う	温度測定	打設開始前 打設中
流動化処理土	材料	流動化処理土の配合試験（試し練り）	原料土の土質区分	火山灰質粘性土，粘性土，砂質土		同一土質にて3個以上
			最大粒径	40mm以下		
			一軸圧縮強度	1900kN/m ² 以上	モールド(φ50mm, h100mm)で供試体を3本作製し，原則として20℃の密封養生を行う。	同一土質にて配合組みあわせ5組以上 各時期1本以上/組
			フロー値	180～300mm	エアモルタル及びエアミルクの試験方法（JHS A 313-1992シリンダ法）	同上 1回/組
			ブリーディング率	1%未満	土木学会基準『プレパックドの注入モルタルのブリーディング率試験法』（JSCE-1992）に準拠	

表 5.14.7-1 (7) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (7/7)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
流動化 処理土	材料	流動化処理土 の配合試験 (試し練り)	処理土の密度	1.5t/m ³ 以上	定量容器で、試料 の容積質量を測定 する。	同上 1回/組
			水質区分	工業用水道の水質基準 を満たすこと		工事開始前、工事中1 回/年以上及び水質が 変わった場合
	施工	流動化処理土 打設時	一軸圧縮強度	1900kN/m ² 以上	モールド(φ50mm, h100mm)で供試体 を3本作製し、原 則として20℃の密 封養生を行う。	1回以上/日
			フロー値	180～300mm	エアモルタル及び エアミルクの試験 方法(JHS A 313- 1992シリンダ法)	1回以上/日
			ブリーディング 率	1%未満	土木学会基準『ブ レパックドの注入 モルタルのブリー ディング率試験 法』(JSCE-1992) に準拠	1回以上/日
			処理土の密度	1.5t/m ³ 以上	定量容器で、試料 の容積質量を測定 する。	1回以上/日
			水質区分	工業用水道の水質基準 を満たすこと		工事開始前、工事中1 回/年以上及び水質が 変わった場合

準拠資料

- *1 日本工業規格
- *2 コンクリート標準示方書 施工編 ((社) 土木学会, 2017 年制定)
- *3 流動化処理土利用技術マニュアル ((独) 土木研究所)
- *4 土木材料仕様書 (東京都建設局)

5.15 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について

設計基準対象施設の耐津波設計においては、津波による水位低下に対して残留熱除去系海水系ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ（以下、非常用海水ポンプ」という。）の取水性について評価している。また、重大事故等対処施設の耐津波設計においては、非常用海水ポンプに加えて緊急用海水ポンプ、可搬型代替注水大型ポンプ及び可搬型代替注水中型ポンプの取水性について評価している。

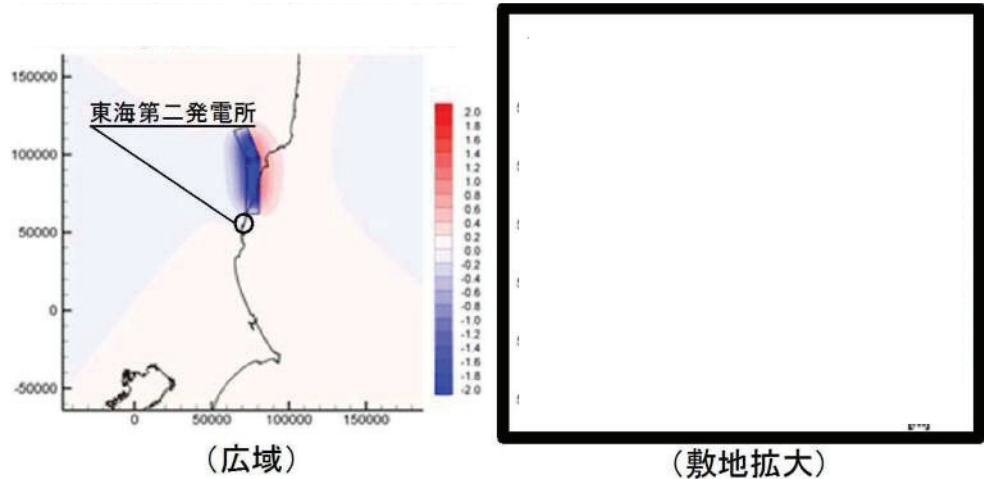
入力津波の設定に当たっては、入力津波高さに影響を与える影響因子のひとつとして、基準津波の波源である茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に想定される広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動を考慮している。

下降側の基準津波に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を下回る可能性があるため、貯留堰を設置し、非常用海水ポンプの取水性を確保する設計としている。貯留堰は、非常用海水ポンプが 30 分以上運転可能な容量を有する設計としている。これに対して、引き波によって津波高さが貯留堰の天端高さ（T.P. -4.9m）を下回る継続時間は、約 3 分であり、貯留堰は十分な余裕を確保した設計となっている。

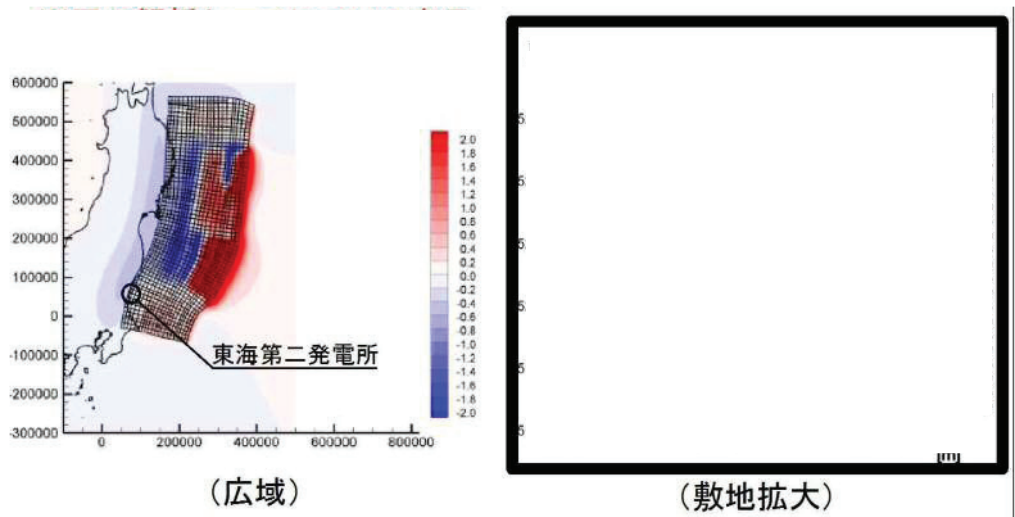
また、緊急用海水ポンプは、基準津波又は敷地に遡上する津波が襲来する時点では運転しないことから、引き波による水位変動に対して、緊急用海水ポンプの取水性への影響はない。仮に、津波が襲来する時点で緊急用海水ポンプが運転されていることを想定した場合、緊急用海水ポンプピットの吸い込み口となる S A 用海水ピット取水塔の取水口の天端高さ（T.P. -2.2m）が引き波の津波高さより高くなる状況が最大で約 10 分間継続するが、S A 用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピットに至る系については、緊急用海水ポンプ 1 台が 30 分以上運転可能な保有水を有しており、引き波による水位変動に対して、緊急用海水ポンプの取水性への影響はない。

なお、可搬型代替注水大型ポンプ及び可搬型代替注水中型ポンプは、投げ込み式であり、水位の変動に追従できることから、引き波による水位変動に対して取水性を確保できる設計となっている。

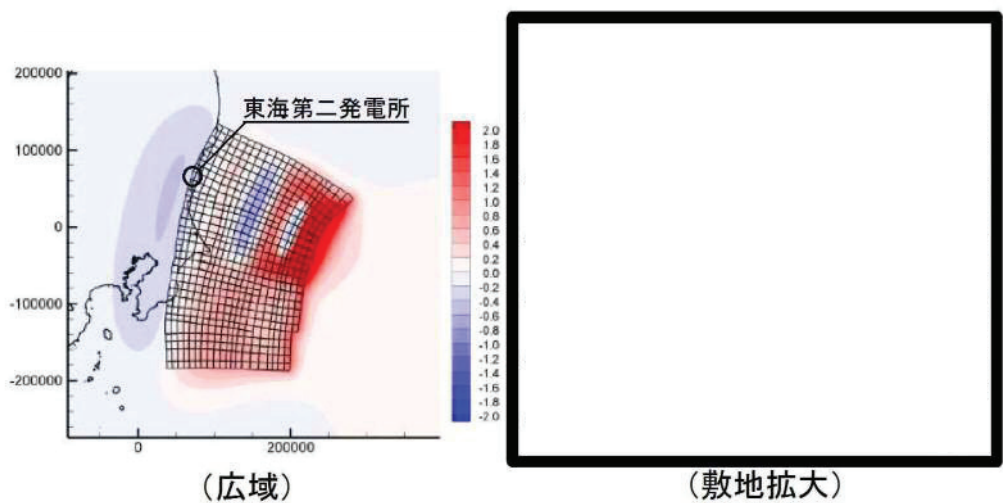
基準地震動に伴う地殻変動は、図 5.15-1 に示されるように、東北地方太平洋沖型の地震及び茨城県沖から房総沖に想定する津波波源のモデルでは、発電所敷地内は沈降となるが、F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動のモデルでは発電所敷地内でわずかに隆起となる。基準地震動（F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動）による地殻変動は、図 5.15-1 より発電所敷地内で、0.05m 以下の隆起となる。



(F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動のモデル)



(東北地方太平洋沖型の地震のモデル)



(茨城県沖から房総沖に想定する津波波源のモデル)

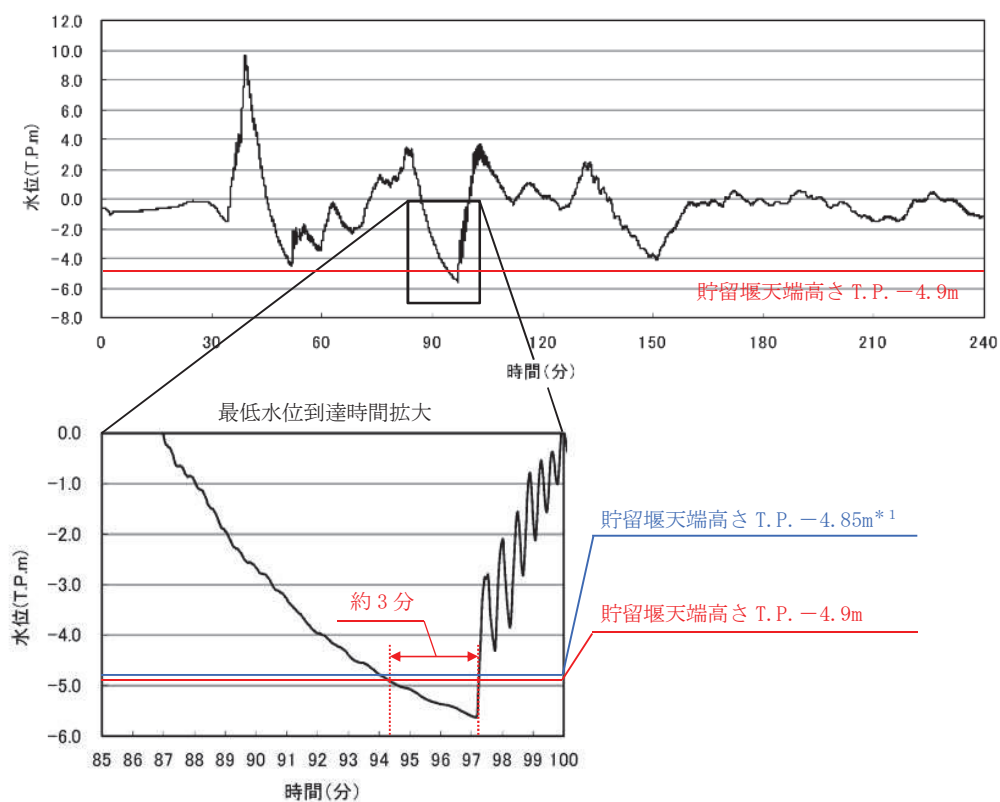
図 5.15-1 基準地震動による地殻変動の鉛直変位量分布図

このため、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプの基準地震動による地殻変動を考慮した場合の取水性への影響について以下に示す。

(1) 非常用海水ポンプの取水性

下降側の基準津波に対して、基準地震動による地殻変動を考慮した場合の非常用海水ポンプの取水性への影響を示す。

地殻変動（0.05mの隆起）により、貯留堰の天端高さが T.P. -4.9m から T.P. -4.85m に変化したと仮定する。このときの引き波によって津波高さが貯留堰の天端高さを下回る継続時間は、図 5.15-2 に示されるようにわずかに長くなるが約 3 分であり、非常用海水ポンプの取水性への影響はない。



* 1 基準地震動による地殻変動の影響を安全側に評価するため、地殻変動（0.05mの隆起）により貯留堰の天端高さのみが上昇すると仮定し設定した高さを示す。

図 5.15-2 地殻変動により貯留堰の天端高さが変化した時の
津波高さが天端高さを下回る継続時間への影響

また、地殻変動（0.05m の隆起）により、非常用海水ポンプの設置高さのみが上昇し、取水可能水位が T.P. -5.66m から T.P. -5.61m に変化した場合を仮定した場合においても、表 5.15-1 に示されるように 30 分以上取水可能であり、非常用海水ポンプの取水性への影響はない。

表 5.15-1 地殻変動により非常用海水ポンプの取水可能水位が変化した時の
非常用海水ポンプの取水可能時間への影響

項目	地殻変動前	地殻変動後
①非常用海水ポンプ取水可能水位* ¹	T.P. -5.66m	T.P. -5.61m
②貯留堰天端高さ* ¹	T.P. -4.9m	
③有効水深 (②－①)	0.76m	0.71m
④貯留堰面積	3,334m ²	
⑤控除面積	205m ²	
⑥有効貯留容量 (③×(④－⑤))	2,378m ³	2,222m ³
⑦非常用海水ポンプ取水量* ²	4,323m ³ /h	
⑧取水可能時間 (⑥×60／⑦)	約 33 分	約 30 分

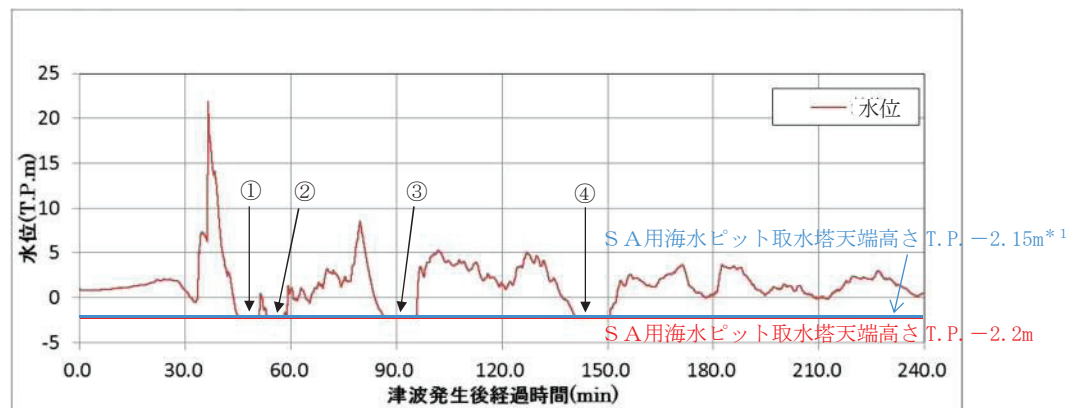
* 1 基準地震動による地殻変動の影響を安全側に評価するため、貯留堰の有効貯留容量を安全側に評価する。具体的には、地殻変動により非常用海水ポンプの設置高さのみが上昇することにより、取水可能水位を上昇させる設定としている。このため、貯留堰の天端高さは変化させない設定とする。

* 2 残留熱除去系海水系ポンプ 4 台、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ 2 台及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ 1 台運転時の非常用海水ポンプ取水量

(2) 緊急用海水ポンプの取水性

敷地に遡上する津波に対して、基準地震動による地殻変動を考慮した場合の緊急用海水ポンプの取水性への影響を示す。

地殻変動（0.05m の隆起）により、S A用海水ピット取水塔の取水口の天端高さが T.P. -2.2m から T.P. -2.15m に変化すると仮定する。このときの引き波によって津波高さが S A用海水ピット取水塔の取水口の天端高さを下回る最大の継続時間は、図 5.15-3 に示されるようにわずかに長くなるが約 10 分であり、緊急用海水ポンプの取水性への影響はない。表 5.15-2 に津波高さが S A用海水ピット取水塔の取水口の天端高さを下回る継続時間を示す。



* 1 基準地震動による地殻変動の影響を安全側に評価するため、地殻変動（0.05m の隆起）により S A用海水ピット取水塔の取水口の天端高さのみが上昇すると仮定し設定した高さを示す。

図 5.15-3 地殻変動により S A用海水ピット取水塔の取水口の天端高さが変化した時の津波高さが天端高さを下回る継続時間への影響

表 5.15-2 地殻変動により S A用海水ピット取水塔の取水口の天端高さが変化した時の津波高さが天端高さを下回る継続時間への影響

	①	②	③	④
地殻変動前	約 6 分	約 5 分	約 9 分	約 10 分
地殻変動後	約 6 分	約 5 分	約 10 分	約 10 分

5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について

5.16.1 各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況

防潮堤、貯留堰、防潮扉及び構内排水路逆流防止設備（集水柵）の強度計算における津波時及び重畳時に考慮する荷重については、その施設の設置位置や形状等により設定している。第 5.16－1 表に各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況を示す。第 5.16－1 表では、各施設の解析手法に従い、静的解析、2次元静的有限要素法解析及び2次元動的有限要素法解析における荷重作用状況を示しているが、詳細については各施設の強度計算書に示す。

第 5.16-1 表 (1) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (1/7)

施設名	津波時	重畳時																
防潮堤のうち鋼製防護壁																		
	※図は基準津波時における荷重作用図を示す。																	
<table><tr><th colspan="2">防潮堤高さ</th><th>T.P. + 20.0 m</th></tr><tr><td rowspan="2">入力</td><td>基準津波時</td><td>T.P. + 17.9 m</td></tr><tr><td>T.P. + 24.0 m 津波時</td><td>T.P. + 24.0 m</td></tr><tr><td colspan="2">地盤高さ</td><td>T.P. + 1.2 m</td></tr><tr><td rowspan="2">設計用</td><td>基準津波時</td><td>8.35 m</td></tr><tr><td>T.P. + 24.0 m 津波時</td><td>11.40 m</td></tr></table>			防潮堤高さ		T.P. + 20.0 m	入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m	地盤高さ		T.P. + 1.2 m	設計用	基準津波時	8.35 m	T.P. + 24.0 m 津波時	11.40 m
防潮堤高さ		T.P. + 20.0 m																
入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m																
	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m																
地盤高さ		T.P. + 1.2 m																
設計用	基準津波時	8.35 m																
	T.P. + 24.0 m 津波時	11.40 m																

第 5.16-1 表 (2) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (2/7)

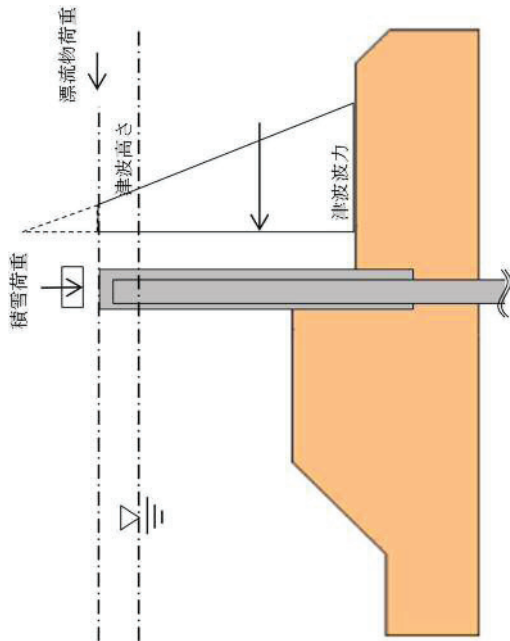
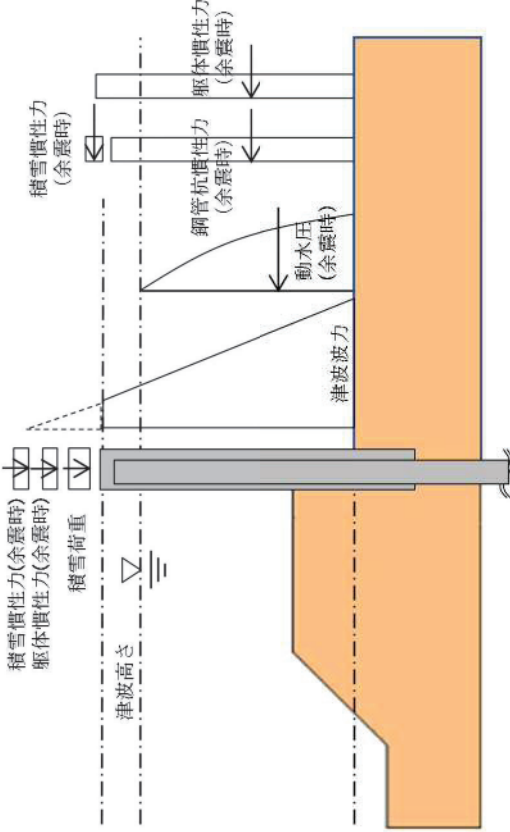
施設名	津波時	重畳時																		
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁																				
	<table><tr><td colspan="2">防潮堤高さ</td><td>T. P. +20.0 m</td></tr><tr><td rowspan="2">入力</td><td>基準津波時</td><td>T. P. +17.9 m</td></tr><tr><td>T. P. +24.0 m 津波時</td><td>T. P. +24.0 m</td></tr><tr><td colspan="2">地盤高さ</td><td>T. P. + 1.2 m</td></tr><tr><td rowspan="2">設計用</td><td>基準津波時</td><td>8.35 m</td></tr><tr><td>T. P. +24.0 m 津波時</td><td>11.40 m</td></tr><tr><td colspan="2">浸水深</td><td></td></tr></table>		防潮堤高さ		T. P. +20.0 m	入力	基準津波時	T. P. +17.9 m	T. P. +24.0 m 津波時	T. P. +24.0 m	地盤高さ		T. P. + 1.2 m	設計用	基準津波時	8.35 m	T. P. +24.0 m 津波時	11.40 m	浸水深	
防潮堤高さ		T. P. +20.0 m																		
入力	基準津波時	T. P. +17.9 m																		
	T. P. +24.0 m 津波時	T. P. +24.0 m																		
地盤高さ		T. P. + 1.2 m																		
設計用	基準津波時	8.35 m																		
	T. P. +24.0 m 津波時	11.40 m																		
浸水深																				

第 5.16-1 表 (3) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (3/7)

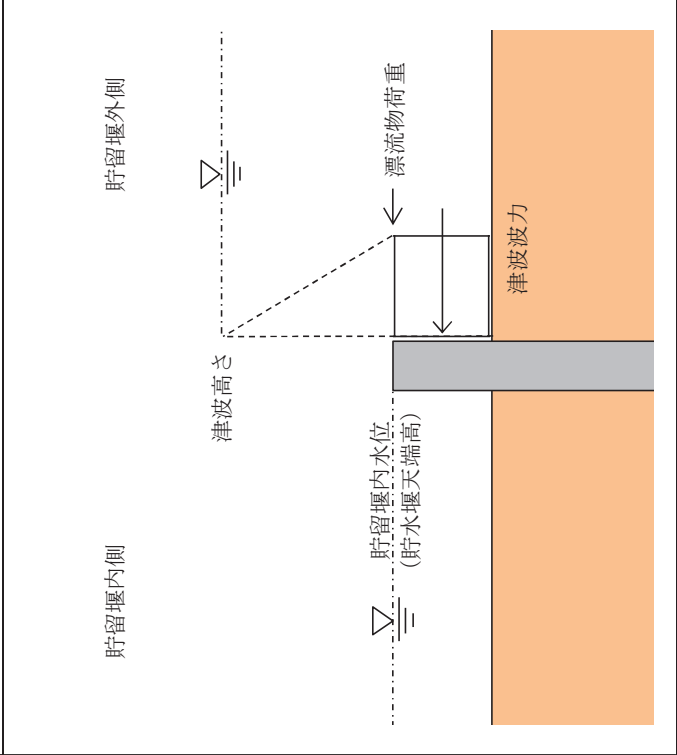
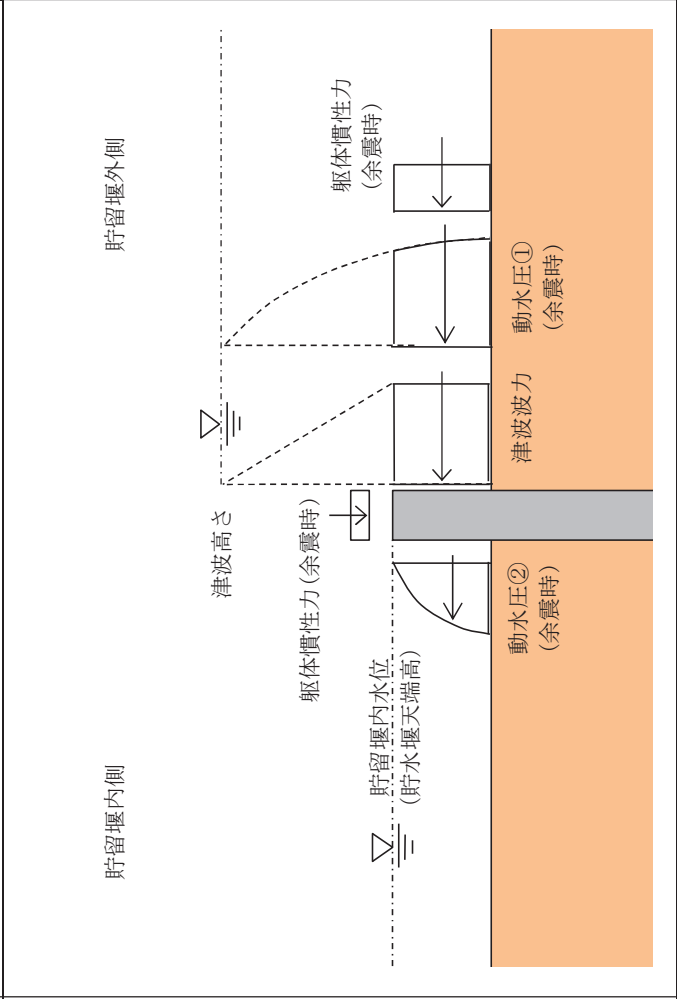
施設名	津波時	重畳時
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）		
	* 図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。	

	放水路エリア
防潮堤高さ	T. P. + 20.0 m
入力	基準津波時
津波高さ	T. P. + 17.9 m
	T. P. + 24.0 m 津波時
地盤高さ	T. P. + 6.6 m
設計用	基準津波時
浸水深	T. P. + 24.0 m 津波時
	5.65 m
	8.70 m

第 5.16-1 表 (4) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (4/7)

施設名	津波時		重畳時	
	<div>  </div>		<div>  </div>	
防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	防潮堤天端高	断面①	敷地前面東側	
	防潮堤高さ	断面②	敷地前面北側	
	入力	断面③	断面④	断面⑤
		断面④	断面⑤	断面⑥
	津波高さ	基準津波時	T.P. + 18.0 m	T.P. + 18.0 m
		T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 17.9 m	T.P. + 15.4 m
	地盤高さ	T.P. + 24.0 m	T.P. + 17.9 m	T.P. + 15.4 m
		T.P. + 8.0 m	T.P. + 24.0 m	T.P. + 24.0 m
設計用浸水深	基準津波時	T.P. + 8.0 m	T.P. + 4.0 m	T.P. + 8.0 m
	T.P. + 24.0 m 津波時	4.40 m	6.95 m	3.70 m
		8.00 m	10.00 m	8.00 m

第 5.16-1 表 (5) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (5/7)

施設名	津波時	重畳時								
貯留堰										
	<table border="1" data-bbox="1066 667 1233 1536"><tr><td colspan="2" data-bbox="1066 967 1107 1536">貯留堰高さ</td><td data-bbox="1066 667 1107 967">T.P. - 4.9 m</td></tr><tr><td data-bbox="1107 1384 1192 1536">入力 津波高さ</td><td data-bbox="1107 967 1192 1384">基準津波時</td><td data-bbox="1107 667 1192 967">T.P. + 3.9 m</td></tr><tr><td colspan="2" data-bbox="1192 1384 1233 1536">地盤高さ</td><td data-bbox="1192 667 1233 967">T.P. - 7.39 m</td></tr></table>		貯留堰高さ		T.P. - 4.9 m	入力 津波高さ	基準津波時	T.P. + 3.9 m	地盤高さ	
貯留堰高さ		T.P. - 4.9 m								
入力 津波高さ	基準津波時	T.P. + 3.9 m								
地盤高さ		T.P. - 7.39 m								

第 5.16-1 表 (6) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (6/7)

施設名	津波時	重畳時																		
防潮扉 2																				
	* 図は基準津波時における荷重作用図を示す。	* 図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。																		
<table><tr><td colspan="2">敷地側面南側</td></tr><tr><td colspan="2">防潮堤高さ</td></tr><tr><td>入力</td><td>基準津波時</td></tr><tr><td>津波高さ</td><td>T. P. + 16.8 m</td></tr><tr><td></td><td>T. P. + 24.0 m 津波時</td></tr><tr><td>設計用</td><td>地盤高さ</td></tr><tr><td>浸水深</td><td>T. P. + 8.0 m</td></tr><tr><td></td><td>4.40 m</td></tr><tr><td></td><td>8.00 m</td></tr></table>			敷地側面南側		防潮堤高さ		入力	基準津波時	津波高さ	T. P. + 16.8 m		T. P. + 24.0 m 津波時	設計用	地盤高さ	浸水深	T. P. + 8.0 m		4.40 m		8.00 m
敷地側面南側																				
防潮堤高さ																				
入力	基準津波時																			
津波高さ	T. P. + 16.8 m																			
	T. P. + 24.0 m 津波時																			
設計用	地盤高さ																			
浸水深	T. P. + 8.0 m																			
	4.40 m																			
	8.00 m																			

第 5.16-1 表 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/7)

施設名	津波時	重畳時																	
構内排水路逆流防止設備(杭間部：出口側集水桟)	<div></div>	<div></div>																	
	<table><tr><td colspan="2">排水系統 I -2</td></tr><tr><td colspan="2">防潮堤高さ</td></tr><tr><td>入力</td><td>T. P. +20.0 m</td></tr><tr><td>基準津波時</td><td>T. P. +17.9 m</td></tr><tr><td>津波高さ</td><td>T. P. +24.0 m 津波時</td></tr><tr><td>基準高さ</td><td>T. P. + 0.0 m</td></tr><tr><td>設計用</td><td>基準津波時</td></tr><tr><td>浸水深</td><td>T. P. +24.0 m 津波時</td></tr><tr><td></td><td>12.00 m</td></tr></table>		排水系統 I -2		防潮堤高さ		入力	T. P. +20.0 m	基準津波時	T. P. +17.9 m	津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時	基準高さ	T. P. + 0.0 m	設計用	基準津波時	浸水深	T. P. +24.0 m 津波時	
排水系統 I -2																			
防潮堤高さ																			
入力	T. P. +20.0 m																		
基準津波時	T. P. +17.9 m																		
津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時																		
基準高さ	T. P. + 0.0 m																		
設計用	基準津波時																		
浸水深	T. P. +24.0 m 津波時																		
	12.00 m																		

5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

5.17.1 概要

取水構造物に設置される津波防護に関する施設としては、取水路点検用開口部浸水防止蓋，海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁があり，これらは耐震Ｓクラスであるとともに，地震時・津波時においても止水機能が要求される設備である。

取水構造物は，添付書類「V-2-1-4 重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」に示すとおり，耐震Ｓクラスの設備が設置される間接支持構造物であり，地震時の止水機能を保持する設計としている。

これらの津波に対する止水機能を有する施設の基準上の位置付け並びに耐震及び強度評価に係る図書構成を表 5.17－1 に示す。また，取水構造物頂版の強度評価を「5.17.2 取水構造物頂版の強度評価」に示す。

表 5.17-1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

施設・設備	施設区分	耐震設計			耐津波設計		
		技術基準規則の解釈 (第5条 地震による損傷の 防止)	機能維持の基本方針 (V-2-1-9)	評価記録記載箇所	技術基準規則の解釈 (第6条 津波による損傷の防 止)	津波又は溢水への配慮が必要な 施設の強度計算書の方針 (V-3-別添3-1)	評価記録記載箇所
取水構造物 (頂版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止 設備の周接支持構造物)		止水性の維持が要求される施設 が取り付けられた、建物、構築 物及び土木構造物の壁など、止 水性の維持が要求される部位に ついて、基準地震動S ₁ による 地震力に伴い生じる荷重又は 応力に対して、おおむね弾性範 囲内に留まることを計算により 確認する。	V-2-2-7 取水構造物の耐震性 についての計算書	記載なし	(頂版の津波に対する強度評価 は、補足説明資料にて実施。)	東海第二発電所 工事計画に係 る説明資料 (V-1-1-2-2 津波 への配慮に関する説明書) 5.17.2 取水構造物頂版の強度 評価
	浸水防護施設 (浸水防止設備)	1 第1項の規定は、設置許 可基準規則第4条第1項の規 定に基づき設置許可で確認し た設計方針に基づき、設計基 準対象施設が、設置許可基準 規則第4条第2項の地震力に 対し、施設の機能を維持して いること又は構造強度を確保 していることをいう。 2 第2項の規定は、設置許 可基準規則第4条第3項の規 定に基づき設置許可で確認し た設計方針に基づき、耐震重 要施設が、設置許可基準規則 第4条第3項の基準地震動に よる地震力に対し、施設の機 能を維持していること又は構 造強度を確保していることを いう。	地震時及び地震後において、防 護対象設備を設置する建物及び 区画に、津波に伴う浸水による 影響を与えないことを目的と して、基準地震動S ₁ による地震 力に対し、「3.1 構造強度上の 制限」に示す構造強度の確保に 加え、主要な構造物の境界部に 設置する材料については、有意 な漏えいが生じない変形にとど めることで、止水性を維持する 設計とする。 具体的には、止水性の維持が要 求される施設の母材部について は、基準地震動S ₁ による地震 力に伴い生じる荷重又は応力に 対して、おおむね弾性状態に留 まることを計算により確認す る。加えて、止水性の維持が要 求される施設の取付部及び閉止 部等のうち、間隙が生じる可能 性のある境界部に設置した材料 については、境界部において基 準地震動S ₁ による地震力に伴 い生じる相対変位量が、材料の 試験により確認した止水性が維 持できる変位量未満であること を計算により確認する。	V-2-10-2-5-1 取水路点検用開口部 浸水防止蓋の耐震性 についての計算書		津波後の再使用性を考慮し、主 要な構造物材の構造健全性を維 持する設計とする。	V-3-別添3-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋 の強度計算書
海水ポンプグラ ンドドレン排出口逆 止弁	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-6-1 海水ポンプグラ ンドドレン排出口逆止弁 の耐震性について の計算書	1 第6条の規定は、設置許可基 準規則第5条の規定に基づき設置 許可で確認した設計方針に基づ き、基準津波 (設置許可基準規則 第5条に規定する基準津波をい う、以下同じ。) により設計基準 対象施設の安全性を損なわないよ う、津波防護施設、浸水防止設備 及び津波監視設備の設置等の措置 を講じていること並びにそれらの 機能を維持していることをいう。	津波後の再使用性を考慮し、主 要な構造物材の構造健全性を維 持する設計とする。	V-3-別添3-6-1 海水ポンプグラ ンドドレン排 出口逆止弁の強度計算書
	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-6-2 取水ピット空気抜 き配管逆止弁の耐震性 についての計算書		津波後の再使用性を考慮し、主 要な構造物材の構造健全性を維 持する設計とする。	V-3-別添3-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁 の強度計算書

5.17.2 取水構造物頂版の強度評価

頂版を含めた取水構造物は、添付書類「V-2-2-7 取水構造物の耐震性についての計算書」において、地震時に止水性を有することを確認している。一方、取水路点検用開口部浸水防止蓋は、取水路頂版（T.P. +3.3m）に、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び取水ピット空気抜き配管逆止弁は、取水ピット頂版（T.P. +0.8m）に上載される構造物であり、これら取水構造物の頂版には、津波の突き上げ荷重が作用する。このことから、取水構造物頂版についても津波時の強度評価を行う。取水構造物の断面図を図 5.17-1 に示す。

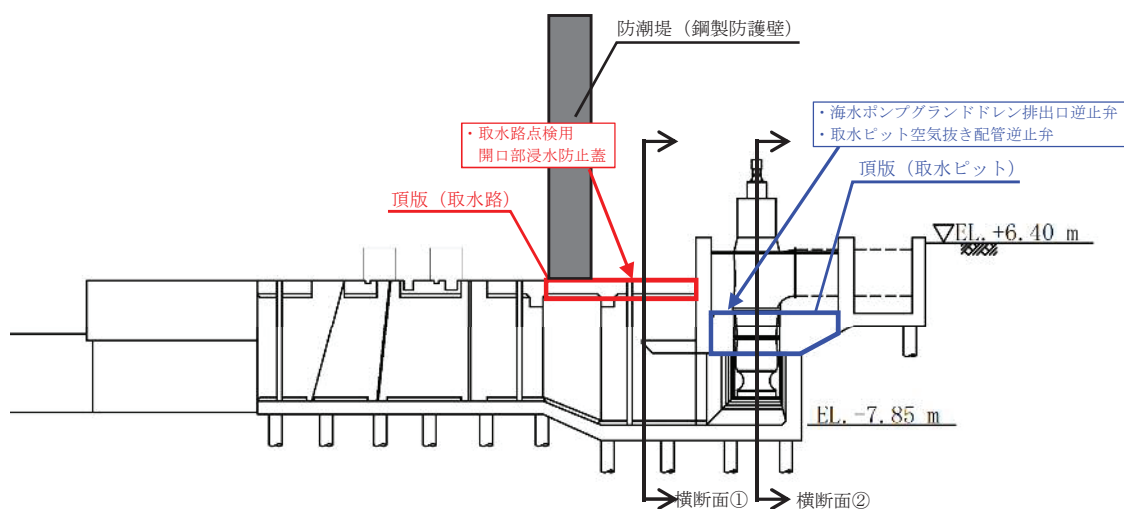
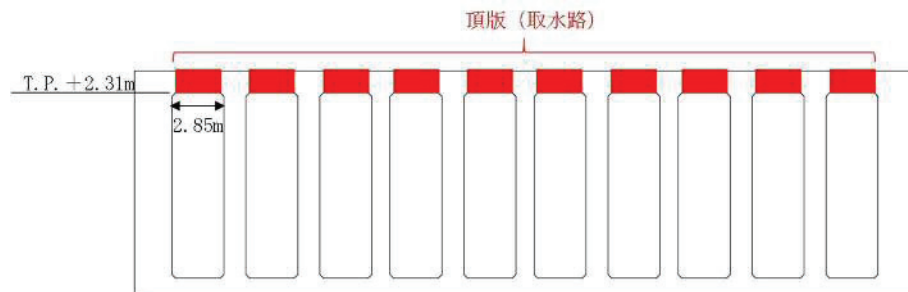


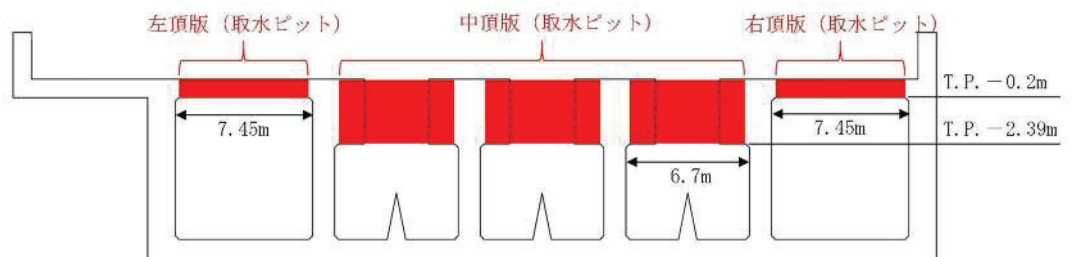
図 5.17-1 取水構造物の断面図（縦断面）

(1) 評価対象部材

評価対象部材は、取水構造物の各部材のうち、浸水防止設備を間接支持する取水路の頂版および取水ピットの頂版とする。評価対象部材を図 5.17-2 に示す。



横断面① (取水路[10連区間])



横断面② (取水ピット)

図 5.17-2 津波時の強度評価対象部材

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せを図 5.17-2 に示す。取水構造物の頂版に対しては、重畳時を想定した荷重として、固定荷重＋余震荷重（ S_d-D1 （ $H+$ ， $V-$ ）による慣性力）＋津波荷重を作用させる。

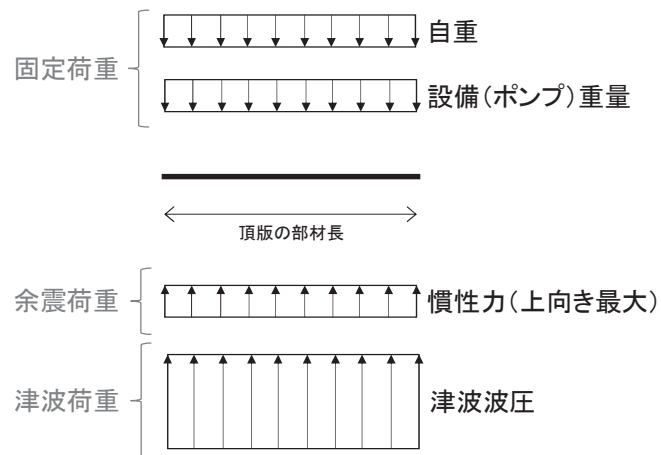


図 5.17-2 荷重組合せの概念図

津波荷重については、各浸水防止設備に作用する荷重算定方法を用いて以下の式により算出する。津波荷重としては、突き上げ津波荷重とし、取水ピットにおける入力津波高さ（T.P. +19.2m）に設計上の裕度*を考慮した津波荷重水位（T.P. +22.0m）の静水頭圧及び流速 2.0m/s の動的荷重に裕度を持たせた、津波高さ T.P. +22.5m の津波荷重を考慮する。

なお、24m 津波時においては、海水ポンプの機能に期待しない運用としていることから、24m 津波を荷重条件として考慮しない方針とする。

$$P_z = q_z \cdot A$$

$$q_z = \rho_w \cdot g \cdot (h - z)$$

ここで、 P_z ：津波荷重（kN）

q_z ：津波波圧（kPa）

A ：作用面積（ m^2 ）

ρ_w ：海水の単位体積重量（ t/m^3 ）

g ：重力加速度（ m/s^2 ）

h ：津波レベル（m）

z ：検討部位レベル（m）

注記 *：参照する裕度（0.65m）以上となるように設定する。

(3) 解析モデル

取水構造物の頂版は、両端固定の水平はりとしてモデル化する。取水構造物 頂版の解析モデル図を図 5.17-3 に示す。

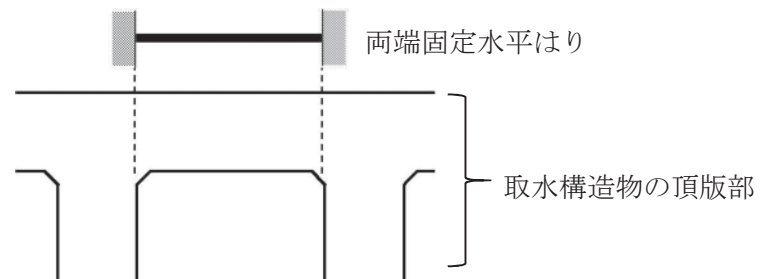
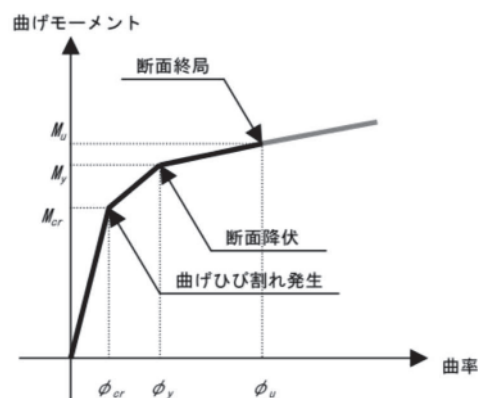


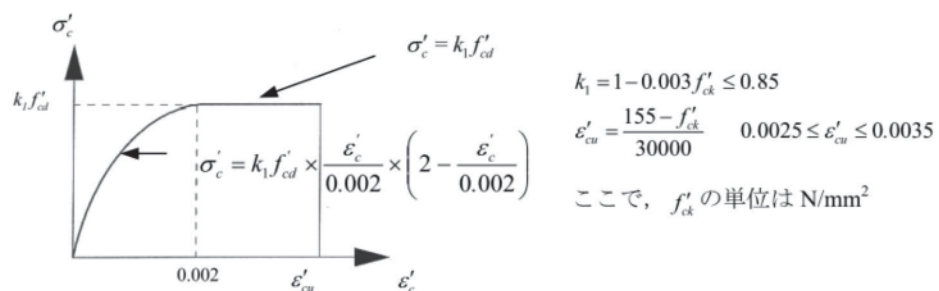
図 5.17-3 取水構造物 頂版の解析モデル図

なお、構造部材については、図 5.17-4 及び図 5.17-5 に示す非線形特性を考慮する。



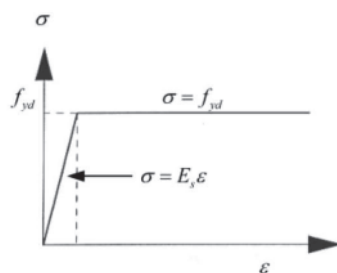
（原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005）より引用）

図 5.17-4 構造部材のM-Φ関係（トリリニアモデル）



（原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005）より引用）

図 5.17-5 (1) 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会 2005) より引用)

図 5.17-5 (2) 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

(3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 5.17-2 に、材料の物性値を表 5.17-3 に示す。

表 5.17-2 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 20.6 N/mm ²
鉄筋	SD30 (SD295 相当)

表 5.17-3 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
鉄筋コンクリート	24*	2.59×10 ⁴ *	0.2*

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

(4) 許容限界

曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0 % に対応する曲率 (以下、「限界曲率」という。) を許容限界とし、照査用曲率が限界曲率以下であることを確認する。

せん断に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、棒部材式及びディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。ただし、後施工せん断補強筋を設置した部材については、後施工せん断補強筋が負担するせん断耐力を見込めるため、その分を適切にせん断耐力に反映する。

なお、止水機能に対しては、部材の M-φ 曲線における鉄筋の降伏 (第 2 折れ点) を許容限界とする。

(5) 強度評価結果

曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果を表 5.17-4 に示す。また、各評価対象部材のM- ϕ 曲線を図 5.17-6 に示す。

全ての評価対象部材の発生曲率及び発生せん断力は、許容限界以下であることから、取水構造物の頂版は、津波による突き上げ荷重に対して、S クラス設備等の間接支持機能及び止水機能を維持できることを確認した。

表 5.17-4 (1) 曲げ軸力に対する照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ ϵ_a [-]	照査用曲率 ϕ_d [1/m]	限界曲率 ϕ_L [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
取水路 [10連区間]	頂版	1000	1000	925	D19	D22	5.00E-01	5.20E-05	2.00E-02	0.003
取水ピット	左頂版	1000	1000	925	D22	D29	-2.09E-05	1.87E-03	2.00E-02	0.094
	右頂版	1000	1000	925	D22	D29	-1.93E-05	1.89E-03	2.00E-02	0.095
	中頂版	1000	3190	3115	D22	D29	-1.28E-05	1.02E-05	6.26E-03	0.002

表 5.17-4 (2) せん断力に対する照査結果

評価位置		断面性状			鉄筋仕様	照査用 せん断力	せん断耐力	照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	Vd (kN)	Vyd (kN)	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
取水路 [10連区間]	頂版	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	237	1553	0.153
取水ピット	左頂版	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	815	1262	0.646
	右頂版	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300	842	1266	0.666
	中頂版	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300	595	4607	0.130

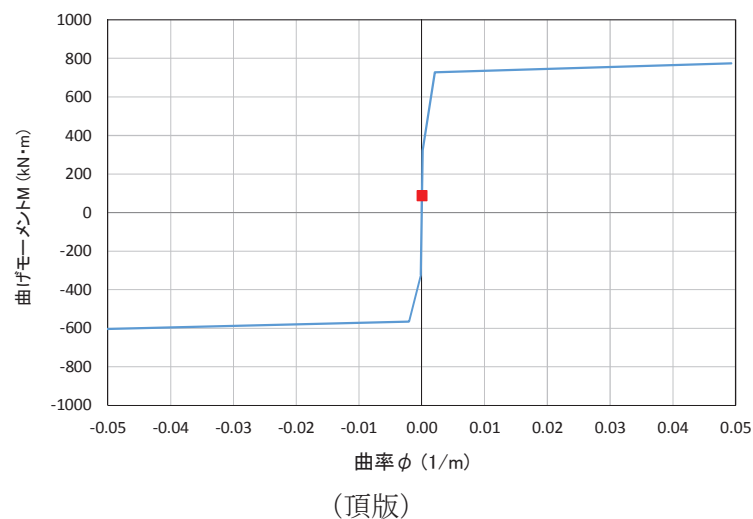
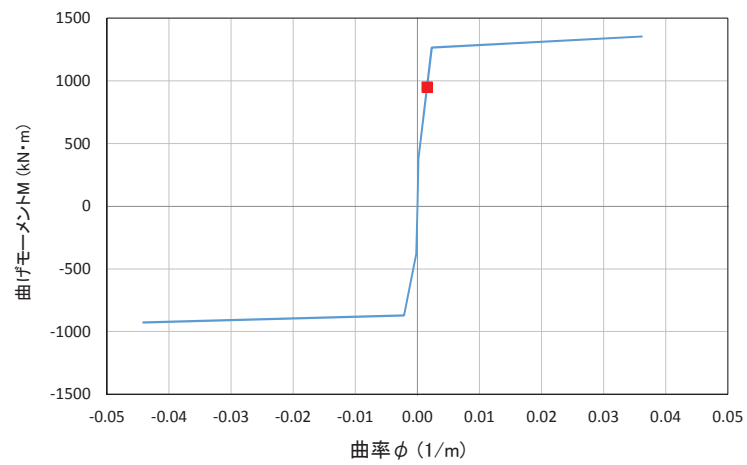
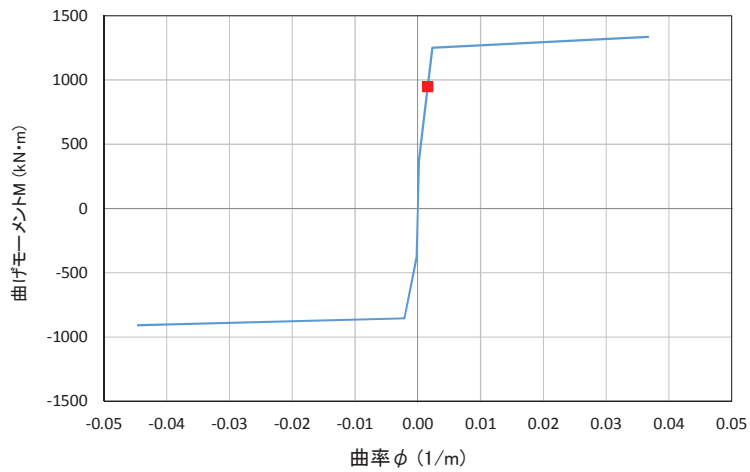


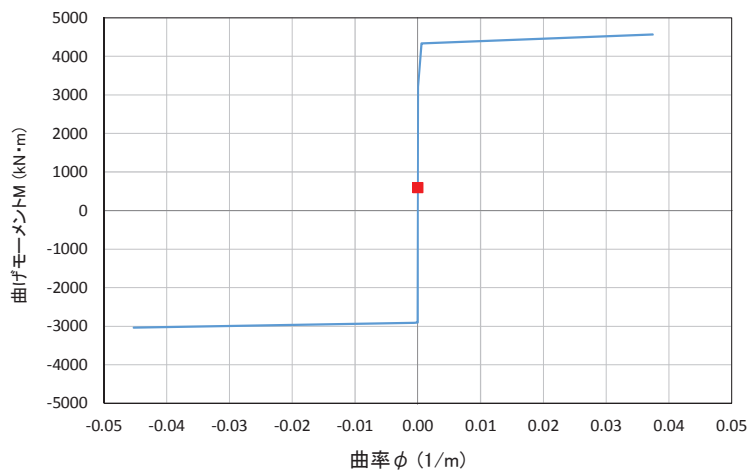
図 5.17-6 (1) 各評価対象部材のM- ϕ 曲線 (取水路[10 連区間])



(左頂版)



(右頂版)



(中頂版)

図 5. 17－6 (2) 各評価対象部材のM－ ϕ 曲線（取水ピット）

防潮堤（鋼製防護壁）における止水機構（1次止水機構）の構造概要について

防潮堤（鋼製防護壁）と取水構造物（取水路）の間には、止水版が可動できるような止水機構を設置する。1次止水機構は、止水版の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する。止水機構の構造図を図1に示す。

以上のような止水機構により、止水版が受ける津波波力が取水構造物に伝達しない構造とする。

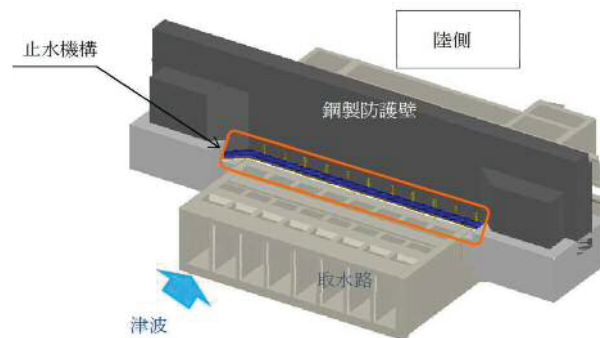


図1(1) 止水機構の設置位置

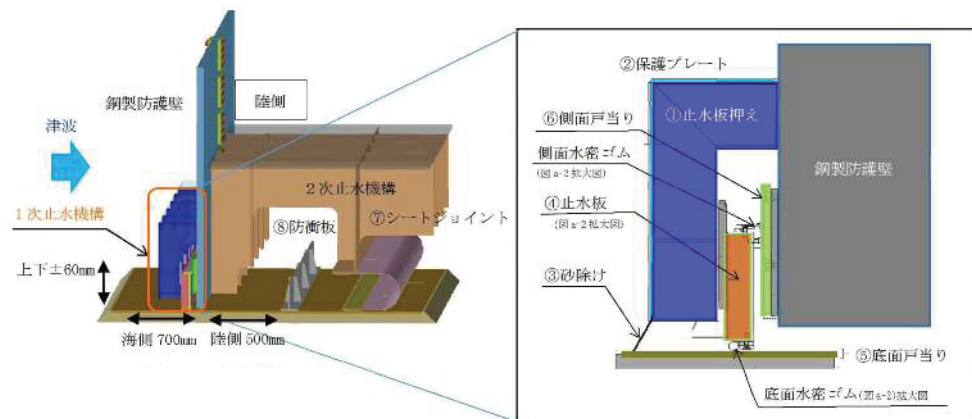


図1(2) 止水機構断面図及び拡大図

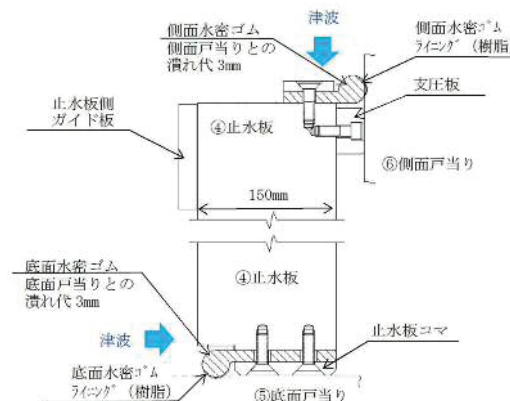


図1(3) 止水版、底面・側面水密ゴム拡大図

5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について

潮汐以外の要因による潮位変動として、高潮による影響について、以下のとおり考慮する。

基準津波に対する高潮による潮位変動については、観測地点「茨城港日立港区」における 40 年（1971 年～2010 年）の観測記録に基づき、高潮要因の発生履歴及びその状況を考慮して、高潮の発生可能性とその程度（ハザード）により検討する。基準津波策定位置における基準津波の最高水位の年超過確率は 10^{-4} 程度であり、独立事象として津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの、高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える再現期間 100 年に対する期待値 T.P. +1.44m と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位 T.P. +0.61m と潮位のばらつき 0.18m の合計との差である 0.65m を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。

敷地に遡上する津波に対する高波による潮位変動については、津波 P R A において津波に起因する事故シーケンスグループを抽出し、防潮堤前面における津波高さを T.P. +24m と想定した有効性評価を実施しており、津波と高潮の重畳は事故シーケンスに影響を与えないことから、津波と高潮の重畳は考慮しないこととする。また、高潮ハザードを考慮している参照する裕度についても、設計上の裕度の判断の際に考慮しない。

高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画での整理を表 5-19-1 に示す。

以上より、外郭防護での浸水防護施設の設計において、基準津波での津波荷重の算出に際しては全ての設備について高潮を考慮し、敷地に遡上する津波での津波荷重の算出に際しては考慮しない。

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (1/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
<p>五 発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備</p> <p>ロ 発電用原子炉施設の一般構造</p> <p>(2) 耐津波構造</p> <p>(i) 設計基準対処施設に対する耐津波設計</p> <p>g. 津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに非常用海水ポンプの取水性の評価に当たっては、入力津波による水位変動に対しては、朝望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施する。なお、その他の要因による潮位変動についても適切に評価し、考慮する。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される敷地の地震変動から算定される敷地の地震変動量を考慮して安全側の評価を実施する。</p> <p>(ii) 重大事故等対処施設の耐津波設計</p> <p>f. 津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに非常用海水ポンプの取水性の評価に当たっては、「(i) 設計基準対処施設に対する耐津波設計」を適用する。</p> <p>(iii) 重大事故等対処施設の基準津波を超え敷地に遡上する津波の耐津波設計</p> <p>g. 津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに緊急用海水ポンプの取水性の評価に当たっては、敷地に遡上する津</p>	<p>1. 安全設計</p> <p>1.4 耐津波設計</p> <p>1.4.1 設計基準対処施設の耐津波設計方針</p> <p>1.4.1.1 耐津波設計の基本方針</p> <p>(3) 入力津波の設定</p> <p>a. 水位変動</p> <p>入力津波の設定に当たっては、潮位変動として、上昇側の水位変動に対しては、朝望平均満潮位 T.P. +0.61m 及び潮位のばらつき 0.18m を考慮し、下降側の水位変動に対しては、朝望平均干潮位 T.P. -0.81m 及び潮位のばらつき 0.16m を考慮する。</p> <p>朝望平均潮位及び潮位のばらつきは敷地周辺の観測地点「茨城港日立港区」(茨城県茨城港湾事務所日立港区事業所所管)における潮位観測記録に基づき評価する。</p> <p>潮汐以外の要因による潮位変動については、観測地点「茨城港日立港区」における過去 40 年(1971 年～2010 年)の潮位観測記録に基づき、高潮発生状況(発生確率、台風等の高潮要因)を確認する。観測地点「茨城港日立港区」は、東海第二発電所から北方に約 4.5km 離れており、発電所との間に潮位に影響を及ぼす地形、人工構造物等はなく、発電所と同様に鹿島灘に面した海に設置されている。なお、観測地点「茨城港日立港区」と発電所港湾内に設</p>	<p>1. 津波による損傷の防止</p> <p>1.3 津波防護対策</p> <p>(1) 敷地への浸水防止 (外郭防護1)</p> <p>a. 基準津波に対する敷地への浸水防止 (外郭防護1)</p> <p>(a) 遡上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>遡上波による敷地周辺の遡上の状況を加味した浸水の高さ分布を基に、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋及び区画の設置された敷地の地上部からの到達、流入の可能性の有無を評価する。</p> <p>流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に對する期待値と、入力津波で考慮した朝望平均満潮位及び潮位のばらつきを踏まえた水位の合計との差を参照する裕度として、設計上の裕度の判断の際に考慮する。</p> <p>評価の結果、遡上波が地上部に到達し流入するため、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋又は区画(緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所(西側)及び可搬型重大事故等対処設備保管場所(南側)を除く。)の設置された敷地に、遡上波の流入を防止するための津波防護施設として防潮堤及び防潮扉を設置する設計とする。</p> <p>(b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、循環水系、構内排水路等の標高に基づき、許容される津波高さと経路からの津波高さを比較することにより、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋及び区画の設置された敷地への津波の流入の可能性の有無を評価する。流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に對する期待値と、入力津波で考慮した朝望平均満潮位及び潮位のばらつきを踏まえた水位の合計との差を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。</p> <p>評価の結果、流入する可能性のある経路が特定されたことから、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋又は区画の設置された敷地並びに建屋及び区画への流入を防止するため、津波防護施設として放水路ゲート及び構内排水路逆流防止設備を設置するとともに、浸水防止設備として取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設置並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の止水処置を実施する設計とする。</p>	<p>V-1-1-2-2-1 耐津波設計の基本方針</p> <p>2. 耐津波設計の基本方針</p> <p>2.1 基本方針</p> <p>2.1.3 入力津波による津波防護対象設備への影響評価</p> <p>(1) 敷地への浸水防止 (外郭防護1)</p> <p>a. 基準津波に対する敷地への浸水防止 (外郭防護1)</p> <p>(a) 遡上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>遡上波による敷地周辺の遡上の状況を加味した浸水の高さ分布を基に、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋及び区画の設置された敷地の地上部からの到達、流入の可能性の有無を評価する。</p> <p>流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に對する期待値と、入力津波で考慮した朝望平均満潮位及び潮位のばらつきを踏まえた水位の合計との差を参照する裕度として、設計上の裕度の判断の際に考慮する。</p> <p>評価の結果、遡上波が地上部に到達し流入するため、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋又は区画(緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所(西側)及び可搬型重大事故等対処設備保管場所(南側)を除く。)の設置された敷地に、遡上波の流入を防止するための津波防護施設として防潮堤及び防潮扉を設置する設計とする。</p> <p>(b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、循環水系、構内排水路等の標高に基づき、許容される津波高さと経路からの津波高さを比較することにより、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋及び区画の設置された敷地への津波の流入の可能性の有無を評価する。流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に對する期待値と、入力津波で考慮した朝望平均満潮位及び潮位のばらつきを踏まえた水位の合計との差を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。</p> <p>評価の結果、流入する可能性のある経路が特定されたことから、基準津波に対する津波防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋又は区画の設置された敷地並びに建屋及び区画への流入を防止するため、津波防護施設として放水路ゲート及び構内排水路逆流防止設備を設置するとともに、浸水防止設備として取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設置並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の止水処置を実施する設計とする。</p>

		所（西側）及び可搬	<p>なお、防潮堤の下部に存在する東海発電所の取水路及び放水路に対しては、廃止措置工事に伴う排水（解体撤去に伴う廃液、洗濯廃液）に必要な希釈取水機能及び希釈放水機能に影響が生じないよう取水路と放水路をコンクリート等により埋戻しを行うことにより、津波の流入を防止する設計とする。</p> <p>放水路ゲートについては、敷地への遡上のおおそれのある津波の襲来前に遠隔閉止</p>
--	--	-----------	---

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (2/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
波における入力津波に対して安全側の評価を実施する。なお、敷地に遡上する津波は、防潮堤前面に鉛直無限壁を想定した場合の駆け上がり高さが $T.P. + 24m$ の高さとなるよう波源におけるすべり量を調整したものであることから、敷地に遡上する津波における入力津波の設定に当たっては、基準津波の策定において考慮している項目のうち、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起、潮位観測記録に基づく潮位のばらつき及び高潮による変動は考慮しないが、その他の要因による潮位変動については適切に評価し敷地に遡上する津波における入力津波を設定する。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される地震の震源モデルから算定される敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施する。さらに、廃止措置中である東海発電所の建屋の有無に応じた浸水域・浸水深を確認し、安全側に評価した上で入力津波を設定する。	置されている潮位計における潮位観測記録は概ね同様の傾向を示している。 高潮要因の発生履歴及びその状況を考慮して、高潮の発生可能性とその程度 (ハザード) について検討する。基準津波による基準津波策定位置における水位の年超過確率は 10^{-4} 程度であり、独立事象として津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの、高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える再現期間 100 年に対する期待値 $T.P. + 1.44m$ と入力津波で考慮した朔望平均満潮位 $T.P. + 0.61m$ と潮位のばらつき $0.18m$ の合計との差である $0.65m$ を外郭防護の裕度評価において参照する。 d. 取水路・放水路等の経路からの流入に伴う入力津波 取水路、放水路等からの流入に伴う入力津波は、流入口となる港湾内外における津波高さについては、上記 a. 及び b. に示した事項を考慮し、上記 c. に示した数値シミュレーションにより安全側の値を設定する。また、取水ピット及び緊急用海水ポンプピットにおける津波高さについては、各水路の特性を考慮した水位を適切に評価するため、開水路及び管路において非定常管路流の連続	型重大事故等対処設備保管場所 (南側) は、津波による遡上波が地上部から到達、流入しない十分高い場所に設置する設計とする。 なお、防潮扉は、原則閉運用とすることを保安規定に定めて管理する。 (b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止 津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、構内排水路等の標高に基づき、許容される津波高さとし、経路からの津波高さを比較することにより、基準津波に対する津波防護対象設備 (非常用取水設備を除く。) を内包する建屋及び区画の設置された敷地への津波の流入の可能性の有無を評価する。 流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを踏まえた水位の合計との差を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。 評価の結果、流入する可能性のある経路が特定されたことから、基準津波に対する津波防護対象設備 (非常用取水設備を除く。) を内包する建屋又は区画の設置された敷地並びに建屋及び区画への流入を防止するため、津波防護施設として放水路ゲート及び構内排水路逆流防止設備を設置するとともに、浸水防止設備として取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンドレン排水口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、	を確実に実施するため、重要安全施設 (MS-1) として設計する。 b. 敷地に遡上する津波に対する防護対象設備を内包する建屋及び区画への浸水防止 (外郭防護) 1) (a) 遡上波の地上部からの流入の防止 防潮堤外側及び防潮堤内側の遡上波に対し、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋及び区画への到達・流入の有無を評価する。 評価の結果、敷地に遡上する津波は、防潮堤を越流し地上部から防護対象の建屋及び区画に到達するため、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋又は区画 (常設代替高圧電源装置置場 (西側淡水貯水設備、高所東側接続口、高所西側接続口、西側 S A 立坑、東側 D B 立坑、軽油貯蔵タンクを含む。)、緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) 及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側) を除く。) に対する津波防護施設として、原子炉建屋外壁並びに原子炉建屋原子炉棟水密扉、原子炉建屋付属棟西側水密扉、原子炉建屋付属棟東側水密扉、原子炉建屋付属棟南側水密扉、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 及び原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 (以下「原子炉建屋水密扉」という。) を設置する設計とする。 (b) 取水路、放水路等の経路からの流入防止 津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、循環水系、構内排水路等の標高に基づき許容される津波高さとし、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋及び区画の設置された敷地並びに建屋及び区画への津波の流入の可能性の有無を評価する。 評価の結果、流入する可能性のある経路がある場合の津波防護施設及び浸水防止設備として、「a. 基準津波に対する敷地への浸水防止 (外郭防護 1) (a) 敷地への地上部からの到達、流入の防止」に記載する設備及び屋外二重管内に設置される非常用海水配管の原子炉建屋側貫通部止水処置を設置する設計とする。

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (3/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	式及び運動方程式を使用し、上記の港湾内及び放水口前面における津波高さの時刻歴波形を入力条件として管路解析を実施することにより算定する。その際、取水口から取水ピットに至る系、放水口から放水路ゲートに至る系及びSA用海水ピット取水塔からSA用海水ピットを経て緊急用海水ポンプピットに至る系をモデル化し、管路の形状、材質及び表面の状況に応じた損失を考慮するとともに、それぞれの系に応じて、貝付着の有無、スクリーンの有無及びポンプの稼働有無を不確かさとして考慮した計算条件とし、安全側の値を設定する。また、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値を考慮して設定した参照する裕度以上となるように津波荷重水位を設定する。入力津波高さと津波荷重水位の関係より、第 1.4-4 表に各経路からの流入評価結果を示す。	SA用海水ピット開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設置並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の止水処置を実施する設計とする。 なお、防潮堤の下部に存在する東海発電所の取水路及び放水路を閉鎖し、津波の流入を防止する設計とする。 放水路ゲートについては、敷地への遡上のおそれのある津波の襲来前に遠隔閉止を確実に実施するため、重要安全施設 (MS-1) として設計する。なお、厚体にフラップ式の小扉を設置することにより、放水路ゲート閉止後においても非常用海水ポンプの運転が可能な設計とする。 また、大津波警報が発表された場合に、放水路を経由して津波の流入を防止するため、循環水ポンプ及び補機冷却系海水系ポンプの停止並びに放水路ゲートを閉止する運用を保安規定に定めて管理する。 上記(a)及び(b)において、外郭防護として設置する津波防護施設及び浸水防止設備については、各地点の入力津波に対し、設計上の裕度を考慮する。	V-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3. 入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3.2 敷地への浸水防止 (外郭防護 1) に係る評価 (2) 評価方法 a. 基準津波 (a) 遡上波の地上部からの到達、流入防止 遡上波による敷地周辺の遡上の状況を加味した浸水の高さ分布と、設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の標高に基づき津波荷重水位又は津波防護対策を実施する場合はそれを踏まえた津波荷重水位との比較を行い、遡上波の地上部からの到達、流入の可能性の有無を評価する。 なお、評価においては、基準津波による基準津波策定位置における水位の年超過確率は 10^{-4} 程度であり、独立事象として津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの、高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える再現期間 100 年に対する期待値 T.P.+1.44m と、入力津波で考慮した期望平均満潮位 T.P.+0.61m と潮位の際の際のばらつき 0.18m の合計との差である 0.65m を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。 高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値については、観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の潮位観測記録に基づき求めた最高潮位の超過発生確率を参照する。図 3-1 に観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率、表 3-1 に観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の年最高潮位を示す。 (b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止 津波が流入する可能性のある経路として、津波襲来時に海域と連接する海水系、循環水系、構内排水路及びその他の排水路並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の経路を特定する。 特定した各々の経路の標高に基づき津波荷重水位又は津波防護対策を実施する場合はそれを踏まえた津波荷重水位と、経路からの津波高さを比較することにより、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画への、津波の流入の可能性の有無を評価する。なお、流入の可能性に対する設計上の裕度評価の判断の際には、「a. 遡上波の地上部からの到達、流入の防止」と同様に裕度が確保できていることを確認する。 b. 敷地に遡上する津波 (a) 遡上波の地上部からの到達、流入の防止 津波が防潮堤を超え、地上部から敷地に遡上波が到達するため、防潮堤の内側の遡上波が到達する範囲及び浸水の高さ分布と、敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地の標高に基づき津波荷重水位又は津波防護対策を実

		く。)を内包する建屋及び区画への地上部からの到達・流入の有無を評価する。評価の結果、敷地に遡上する津波は、防潮堤を越流し地上部から防護対象の建屋及び区画に到達するため、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備（貯留堰及び取水構造物を除く。）を内包する
--	--	--

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (4/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
<p>とともに、循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止を前提として評価する。</p> <p>また、敷地への流入を防ぐため放水路ゲートを設置するとともに、発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合、原則、循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止後、放水路ゲートを閉止する手順等を整備する。このため、放水路の入力津波高さの設定に当たっては、水位の評価は放水路ゲートの閉止を考慮に入れるとともに、循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止を前提として評価する。</p> <p>1.4.1.3 敷地への浸水防止 (外郭防護 1)</p> <p>(1) 潮上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>設計基準対象施設の津波防護対象設備 (非常用取水設備を除く。) を内包する原子炉建屋、タービン建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋及び常設代替高压電源装置用カルバート並びに設計基準対象施設の津波防護対象設備のうち屋外設備である排気筒が設置されている敷地の高さは T.P. + 8m、常設代替高压電源装置置場が設置されている敷地の高さは T.P. + 11m、海水ポンプ室が設置されている敷地の高さは T.P. + 3m、非常用海水系配管が</p>	<p>とともに、循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止を前提として評価する。</p> <p>また、敷地への流入を防ぐため放水路ゲートを設置するとともに、発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合、原則、循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止後、放水路ゲートを閉止する手順等を整備する。このため、放水路の入力津波高さの設定に当たっては、水位の評価は放水路ゲートの閉止を考慮に入れるとともに、循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止を前提として評価する。</p> <p>1.4.1.3 敷地への浸水防止 (外郭防護 1)</p> <p>(1) 潮上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>設計基準対象施設の津波防護対象設備 (非常用取水設備を除く。) を内包する原子炉建屋、タービン建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋及び常設代替高压電源装置用カルバート並びに設計基準対象施設の津波防護対象設備のうち屋外設備である排気筒が設置されている敷地の高さは T.P. + 8m、常設代替高压電源装置置場が設置されている敷地の高さは T.P. + 11m、海水ポンプ室が設置されている敷地の高さは T.P. + 3m、非常用海水系配管が</p>	<p>建屋又は区画 (常設代替高压電源装置置場 (西側淡水貯水設備、高所東側接続口、高所西側接続口、西側 S A 立坑、東側 D B 立坑、軽油貯蔵タンクを含む。)、緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) 及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側) を除く。) に対する津波防護施設として、原子炉建屋外壁並びに原子炉建屋原子炉棟水密扉、原子炉建屋付属棟西側水密扉、原子炉建屋付属棟東側水密扉、原子炉建屋付属棟南側水密扉、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 及び原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 (以下「原子炉建屋水密扉」という。) を設置する設計とする。</p> <p>また、浸水防止設備として、原子炉建屋水密扉、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋、格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ、常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ、常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ、常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉を設置する。</p> <p>原子炉建屋 1 階の貫通部及び常設代替高压電源装置用カルバート (立坑部) の地下 1 階床面貫通部に対しては止水処置を実施する。</p> <p>敷地に遡上する津波に対する防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋及び区画のうち、T.P. + 11 m 以上の標高の敷地に設置する常設代替高压電源装置置場 (西側淡水貯水設備、高所東側接続口、高所西側接続口、</p>	<p>施す場合はそれを踏まえた津波荷重水位との比較を行い、潮上波の敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画への到達、流入の可能性の有無を評価する。なお、敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画への流入の可能性の経路の特定については、次に示す「(b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止」にて確認する。</p> <p>なお、評価においては、確率的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波として、防潮堤前面において T.P. + 24. 0m と設定するため、高潮の影響は考慮しない。このため、津波と高潮は重畳させない。また、設計上の裕度を判断する際には考慮する裕度についても、敷地に遡上する津波に対しては考慮しない。</p> <p>なお、入力津波高さの小数点以下第 1 位を安全側に丸めて、津波荷重水位を設定する。</p> <p>(b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>津波が流入する可能性のある経路として、津波襲来時に海域と接続する海水系、循環水系、構内排水路及びその他の排水路並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の経路を特定する。また、防潮堤の内側に遡上した津波が、重大事故等対処施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画へ流入する可能性のある経路を特定する。</p> <p>特定した各々の経路の標高に基づく津波荷重水位又は津波防護対策を実施する場合はそれを踏まえた津波荷重水位と、経路からの津波高さを比較することにより、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画への、津波の流入の可能性の有無を評価する。なお、「<u>a. 潮上波の地上部からの到達、流入の防止</u>」と同様に参照する裕度は考慮しない。</p> <p>(3) 評価結果</p> <p>a. 潮上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>(a) 基準津波</p> <p>・・・防潮堤前面の入力津波高さ (敷地側面北側 T.P. + 15. 4m、敷地前面東側 T.P. + 17. 9m、敷地側面南側 T.P. + 16. 8m) に対して、緊急時対策所建屋及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) は T.P. + 23m の敷地、可搬型重大事故等対処設備 (南側) は T.P. + 25m の敷地に設置しているため、入力津波高さに対して参照する裕度 0. 65m 以上の裕度があり、十分な設計上の裕度を有している。</p> <p>・・・防潮堤前面の入力津波高さ (敷地側面北側 T.P. + 15. 4m、敷地前面東側 T.P. + 17. 9m、敷地側面南側 T.P. + 16. 8m) に対して、敷地側面北側の防潮堤の天端高さは T.P. + 18m、敷地前面東側の防潮堤及び防潮扉の天端高さは T.P. + 20m、敷地側面南側の防潮堤及び防潮扉の天端高さは T.P. + 18m であり、入力津波高さに対して参照する裕度 0. 65m 以上の裕度があり、設計上の裕度がある。</p> <p>(b) 敷地に遡上する津波</p> <p>・・・常設代替高压電源装置置場は T.P. + 11m の敷地、緊急時対策所建屋及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) は T.P. + 23m の敷地、可搬型重大事故等対処設備保管場所</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (5/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>設置されている敷地高さは T.P. +3m～T.P. +8m であり、津波による遡上波が到達、流入する高さに設置している。このため、<u>高潮ハザードの再現期間 100 年</u>に対する期待値を踏まえた潮位を考慮した上で、敷地前面東側においては入力津波高さ T.P. +17.9m に対して天端高さ T.P. +20m の防潮堤及び防潮扉、敷地側面北側においては入力津波高さ T.P. +15.4m に対して天端高さ T.P. +18m の防潮堤、敷地側面南側においては入力津波高さ T.P. +16.8m に対して T.P. +18m の防潮堤及び防潮扉を設置することにより、津波が到達、流入しない設計とする。また、防潮堤のうち鋼製防護壁には、1 次止水機構を設置し、津波が到達、流入しない設計とする。なお、遡上波の地上部からの到達及び流入の防止として、地山斜面、盛土斜面等は活用しない。</p> <p>(2) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>敷地へ津波が流入する可能性のある経路としては、取水路、放水路、SA 用海水ピット及び緊急用海水系の取水経路、構内排水路並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部が挙げられる。これらの経路を第 1.4-3 表に示す。</p> <p>特定した流入経路から、津波</p>	<p>西側 S A 立坑、東側 D B 立坑、軽油貯蔵タンクを含む。)、緊急時対策所建屋及び可搬型重大事故等対処設備保管場所(西側)及び可搬型重大事故等対処設備保管場所(南側)は、敷地に遡上する津波による遡上波が地上部から到達、流入しない十分高い場所に設置する設計とする。</p> <p>防潮扉の管理は、基準津波に対する管理と同じである。</p> <p>(b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、循環水系、構内排水路等の標高に基づき許容される津波高さとの経路からの津波高さを比較することにより、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備(貯留堰及び取水構造物を除く。)を内包する建屋及び区画の設置された敷地並びに建屋及び区画への津波の流入の可能性の有無を評価する。</p> <p>評価の結果、流入する可能性のある経路がある場合の津波防護施設及び浸水路が防止設備として、「a. 基準津波に対する敷地への浸水防止(外郭防護 1) (b) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止」に記載する設備及び屋外二重管内に設置される非常用海水配管の原子炉建屋側貫通部止水処置を設置する設計とする。</p> <p>なお、防潮堤の下部に存在する東海発電所の取水路及び放水路を閉鎖し、津波の流入を防止する設計とする。放水路ゲートの設計及び大津波警報発表時の循環水ポンプ、補機冷却海水ポンプ並びに放水路ゲートの運用については、「a.</p>	<p>(南側) T.P. +25m の敷地に設置されているため、図 3-4 に示される浸水の分布より、<u>津波による遡上波が地上部から到達、流入しない十分高い位置に設置している。</u></p> <p>・・・原子炉建屋、タービン建屋、常設代替高压電装置用カルバート、格納容器圧力逃がし装置格納槽、常設低圧代替注水系格納槽、緊急用海水ポンプピット、原子炉建屋西側接続口及び原子炉建屋東側接続口は T.P. +8m の敷地、常設代替高压電源装置置場は T.P. +11m の敷地、非常用海水配管は T.P. +3m から T.P. +8m の敷地にかけて設置されているため、図 3-4 に示されるように遡上波が到達、流入する高さに設置している。</p> <p>b. 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>(b) 特定した流入経路ごとの評価</p> <p>イ. 取水路のうち海水系からの流入経路について</p> <p>i) 取水路点検用開口部</p> <p>取水路点検用開口部は、取水口から取水ピットに至る取水路の経路のうち、防潮堤と海水ポンプ室の間に位置する点検用の開口部であり、取水路の 10 区画に対してそれぞれ設置され、開口部の上端高さは T.P. +3m である。</p> <p>取水ピットの上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. +19.2m であるため、取水路を經由した津波が取水路点検用開口部から非常用海水系配管設置エリアに流入する可能性はある。このため、<u>取水路点検用開口部に津波荷重水位 T.P. +22.0m に対して津波の流入を防止することのできる取水路点検用開口部に津波荷重水位 T.P. +26.0m に対して、参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</u></p> <p>また、取水ピットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. +25.5m であるため、取水路を經由した津波が取水路点検用開口部から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、<u>取水路点検用開口部に津波荷重水位 T.P. +26.0m に対して津波の流入を防止することのできる取水路点検用開口部浸水防止蓋を設置する。</u></p> <p>ii) 海水ポンプグラウンドドレン排出口</p> <p>海水ポンプ室には、非常用海水ポンプ及び非常用海水ポンプの運転に伴い発生するグラウンドドレンの排水を目的として、海水ポンプ室から取水ピットへと接続する開口部を設ける。開口部の上端高さは T.P. +0.8m である。</p> <p>取水ピットの上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. +19.2m であるため、取水路を經由した津波が海水ポンプ室に流入する可能性はある。このため、<u>海水ポンプグラウンドドレン排出口の開口部に津波荷重水位 T.P. +22.0m に対して津波の流入を防止することのできる海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁を設置する。以上から、海水ポンプグラウンドドレン排出口からの津波の流入防止に対して、参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</u>なお、逆止弁はドレン排出口</p>

		基準津波に対する敷地への浸水防止（外郭防護 1）（b）取水路，放水路等の経路からの津波の流入防止」と同じで	
--	--	---	--

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (6/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>が流入する可能性について検討を行い、<u>取水路</u>、<u>放水路等の経路からの流入に伴う津波高さ及び高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値を踏まえた潮位</u>に対しても、十分に余裕のある設計とする。特定した流入経路から、津波が流入することを防止するため、津波防護施設として放水路に放水路ゲート、敷地側面北側及び敷地前面東側の防潮堤下部を貫通する構内排水路に構内排水路逆流防止設備を設置する。また、浸水防止設備として、取水路に取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプ室に海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、循環水ポンプ室に取水ビット空気抜き配管逆止弁、放水路に放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、S A 用海水ビットに S A 用海水ビット開口部浸水防止蓋並びに緊急用海水ポンプビットに緊急用海水ポンプビット点検用開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁を設置する。また、敷地前面東側の防潮堤下部貫通部及び敷地側面南側の防潮扉下部貫通部に対して止水処置を実施する。これらの津波対策の概要について、第 1.4-3 図に示す。また、浸水対策の実施により、特</p>	<p>ある。</p> <p>上記(a)及び(b)の津波防護施設及び浸水防止設備については、各地点の敷地に遡上する津波による入力津波に対する設計上の裕度は考慮しない。</p>	<p>がある床の上面にある取付座に逆止弁のフランジ部を基礎ボルトで取り付けて密着させる構造であるため、十分な水密性を有する。</p> <p>また、取水ビットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. + 25.5m であるため、取水路を経由した津波が海水ポンプグラウンドドレン排出口から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、<u>海水ポンプグラウンドドレン排出口に津波荷重水位 T.P. + 26.0m に対して津波の流入を防止することのできる海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁を設置する。</u></p> <p>ロ. 取水路のうち循環水系からの流入経路について</p> <p>i) 取水ビット空気抜き配管</p> <p>取水ビット空気抜き配管は、取水ビット水位の変動時に取水ビット上部空気層の息継ぎ用として設置されたものであり、取水路の 10 区画のうち、循環水ポンプ室が位置する 3 区画に対して設置され、取水ビット上版貫通部の上端レベルは T.P. + 0.8m である。</p> <p>取水ビットの上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. + 19.2m であるため、取水路を経由した津波が取水ビット空気抜き配管から循環水ポンプ室に流入する可能性がある。循環水ポンプ室と海水ポンプ室の間には、高さ T.P. + 5m の壁があるため、取水ビット空気抜き配管から流入した津波が海水ポンプ室に直接流入することはないが、<u>取水ビット空気抜き配管に津波荷重水位 T.P. + 22.0m に対して津波の流入を防止することのできる取水ビット空気抜き配管逆止弁を設置し、循環水ポンプ室への津波の流入を防止する。</u>以上から、取水ビット空気抜き配管からの津波の流入防止に対して、参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</p> <p>また、取水ビットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. + 25.5m であるため、取水路を経由した津波が取水ビット空気抜き配管から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、<u>取水ビット空気抜き配管に津波荷重水位 T.P. + 26.0m に対して津波の流入を防止することのできる取水ビット空気抜き配管逆止弁を設置する。</u></p> <p>ハ. 海水引込み管 (海水系) からの流入経路について</p> <p>i) S A 用海水ビット開口部</p> <p>S A 用海水ビットは、重大事故等対処施設である可搬型重大事故等対処設備の海水取水源として設置する。S A 用海水ビット用の海水は、取水口前面の南側防波堤の内側の S A 用海水ビット取水塔から、海水引込み管を経由して当該ビットまで導かれるが、S A 用海水ビットの上部には開口部があり、その据付レベルは T.P. + 7.3m である。</p> <p>S A 用海水ビットの上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. + 8.9m であるため、海水引込み管を経由した津波が S A 用海水ビット開口部から敷地に流入する可能</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (7/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>定した流入経路からの津波の流入防止が可能であることを確認した結果を第 1.4-4 表に示す。</p> <p>上記のほか、東海発電所の取水路及び放水路については、今後、その機能に期待しないことから、コンクリート及び流動化処理土により埋め戻しを行うため、津波の流入経路とはならない。</p> <p>1.4.2 重大事故等対処施設の耐津波設計</p> <p>1.4.2.1 重大事故等対処施設の耐津波設計の基本方針</p> <p>(3) 入力津波の設定</p> <p>「1.4.1 設計基準対象施設の耐津波設計」に同じ。</p> <p>1.4.2.3 敷地への浸水防止 (外郭防護 1)</p> <p>(1) 潮上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>重大事故等対処施設の津波防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋及び区画として、海水ポンプ室及び非常用海水系配管が設置されている敷地高さは T.P. +3m、原子炉建屋、格納容器圧力逃がし装置格納槽、常設低圧代替注水系格納槽、緊急用海水ポンプビット、排気筒、常設代替高圧電源装置用カルバート (立坑部)、原子炉建屋西側接続口及び原子炉建屋東側接続口が設置されている敷地高さは T.P. +</p>		<p>性がある。このため、<u>SA 用海水ビットの開口部に津波荷重水位 T.P. +12.0m に対して津波の流入を防止することのできる SA 海水ビット開口部浸水防止蓋を設置する。以上から、SA 海水ビット開口部からの津波の流入防止に対して、参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</u></p> <p>また、SA 用海水ビットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. +10.4m であるため、海水引込み管を経由した津波が SA 用海水ビット開口部から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、<u>SA 用海水ビット開口部に津波荷重水位 T.P. +12.0m に対して津波の流入を防止することのできる SA 用海水ビット開口部浸水防止蓋を設置する。</u></p> <p>二. 緊急用海水取水管 (海水系) からの流入経路について</p> <p>i) 緊急用海水ポンプビット点検用開口部</p> <p>緊急用海水ポンプビット点検用開口部は、重大事故等対処施設となる緊急用海水系の海水取水源として設置する。緊急用海水ポンプビットの海水は、SA 用海水ビット取水塔より取水し、海水引込み管、SA 用海水ビット及び緊急用海水取水管を経由して緊急用海水ポンプビットまで導かれるが、緊急用海水ポンプビット内の点検用の開口部があり、開口部はビットの水槽部分の上部に位置し、開口部の上端レベルは T.P. +0.8m である。</p> <p>緊急用海水ポンプビットの上昇側の基準津波による入力津波高さは、T.P. +9.3m であるため、海水引込み管及び緊急用海水取水管を経由した津波が緊急用海水ポンプビット点検用開口部から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。このため、緊急用海水ポンプビット点検用開口部に津波荷重水位 T.P. +12.0m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプビット点検用開口部浸水防止蓋を設置する。以上から、緊急用海水ポンプビット点検用開口部からの津波の流入防止に対して、参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</p> <p>また、緊急用海水ポンプビットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. +10.8m であるため、海水引込み管及び緊急用海水取水管を経由した津波が緊急用海水ポンプビット点検用開口部から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。このため、緊急用海水ポンプビット点検用開口部に津波荷重水位 T.P. +12.0m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプビット点検用開口部浸水防止蓋を設置する。</p> <p>ii) 緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口</p> <p>緊急用海水ポンプ室には、緊急用海水ポンプの運転に伴い発生するグラウンドドレンの排水を目的として、緊急用海水ポンプ室から緊急用海水ポンプビットの水槽部分へと接続する排出口を設ける。排出口の上端の高さは T.P. +0.8m である。</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (8/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>8m, 常設代替高圧電源装置置場 (西側淡水貯水設備, 高所東側接続口, 高所西側接続口, 西側 S A 立坑及び東側 D B 立坑含む) 及び軽油貯蔵タンクが設置されている敷地高さは T.P. + 11m であり, 津波による潮上波が到達, 流入する高さに設置している。このため, <u>高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値を踏まえた潮位を考慮した上で, 敷地前面東側においては入力津波高さ T.P. + 17. 9m に対して天端高さ T.P. + 20m の防潮堤及び防潮扉, 敷地側面北側に</u> おいては入力津波高さ T.P. + 15. 4m に対して天端高さ T.P. + 18m の防潮堤, 敷地側面南側に おいては入力津波高さ T.P. + 16. 8m に対して T.P. + 18m の防潮堤及び防潮扉を設置することにより, 津波が到達, 流入しない設計とする。また, 防潮堤のうち鋼製防護壁には, 1 次止水機構を設置し, 津波が到達, 流入しない設計とする。なお, 潮上波の地上部からの到達及び流入の防止として, 地山斜面, 盛土斜面等は活用しない。</p> <p>緊急時対策所建屋及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) が設置されている敷地高さは T.P. + 23m, 可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側) が設置される敷地高さは</p>		<p>緊急用海水ポンプピットの上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. + 9. 3m であるため, 海水引込み管及び緊急用海水取水管を経由した津波が緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。このため, <u>緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口に津波荷重水位 T.P. + 12. 0m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口逆止弁を設置する。</u>以上から, 緊急用上から, 緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口からの津波の流入防止に対して, 参照する裕度 0. 65m を考慮しても, 設計上の裕度がある。なお, 逆止弁は, グラウンドレン排出口がある床の上面にある取付座に逆止弁のフランジ部を基礎ボルトで取付け密着させる構造になっており, 十分な水密性を有する。</p> <p>また, 緊急用海水ポンプピットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. + 10. 8m であるため, 海水引込み管及び緊急用海水取水管を経由した津波が緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。このため, 緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口に津波荷重水位 T.P. + 12. 0m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口</p> <p>iii) 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口</p> <p>緊急用海水ポンプ室には, 緊急用海水ポンプ出口ストレーナの点検等に伴い発生する床ドレンの排水を目的として, 緊急用海水ポンプ室から緊急用海水ポンプピットへと接続する排出口を設ける。排出口の上端の高さは T.P. + 0. 8m である。</p> <p>緊急用海水ポンプピットの上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. + 9. 3m であるため, 海水引込み管及び緊急用海水取水管を経由した津波が緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口から緊急用海水ポンプ室へ流入する可能性がある。このため, 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口に津波荷重水位 T.P. + 12. 0m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁を設置する。以上から, 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口からの津波の流入防止に対して, 参照する裕度 0. 65m を考慮しても, 設計上の裕度を確保した設計となっている。なお, 逆止弁は, 床ドレン排出口がある床の上面にある取付座に逆止弁のフランジ部を基礎ボルトで取り付け密着させる構造になっており, 十分な水密性を有する。</p> <p>また, 緊急用海水ポンプピットの上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. + 10. 8m であるため, 海水引込み管及び緊急用海水取水管を経由した津波が緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。このため, 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口に津波荷重水位 T.P. + 12. 0m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁を設置する。</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (9/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
<p>T. P. +25m であり、津波による遡上波は到達しない。</p> <p>(2) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p><u>取水路、放水路等の経路から、津波が流入する可能性のある経路(扉、開口部、貫通口等)を特定し、必要に応じて実施する浸水対策については「1. 4. 1 設計基準対象施設の耐津波設計」を適用する。</u></p> <p>1. 4. 3 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する耐津波設計</p> <p>1. 4. 3. 1 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する耐津波設計の基本方針</p> <p>(4) 入力津波の設定</p> <p>a. 水位変動</p> <p>入力津波の設定に当たっては、潮位変動として、上昇側の水位変動に対しては朔望平均満潮位+0. 61mを考慮した海面高さを初期条件として評価するため、敷地に遡上する津波として、朔望平均満潮位を含み防潮堤前面においてT. P. +24mと設定する。</p> <p>潮汐以外の要因による潮位変動については、敷地に遡上する津波として、防潮堤前面において T. P. +24m と設定することとを前提に事故シナクスでの事故事象を想定・評価しており、潮位変動量を津波高さと重畳させた場合も事故シナクス</p>	<p>T. P. +25m であり、津波による遡上波は到達しない。</p> <p>(2) 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p><u>取水路、放水路等の経路から、津波が流入する可能性のある経路(扉、開口部、貫通口等)を特定し、必要に応じて実施する浸水対策については「1. 4. 1 設計基準対象施設の耐津波設計」を適用する。</u></p> <p>1. 4. 3 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する耐津波設計</p> <p>1. 4. 3. 1 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する耐津波設計の基本方針</p> <p>(4) 入力津波の設定</p> <p>a. 水位変動</p> <p>入力津波の設定に当たっては、潮位変動として、上昇側の水位変動に対しては朔望平均満潮位+0. 61mを考慮した海面高さを初期条件として評価するため、敷地に遡上する津波として、朔望平均満潮位を含み防潮堤前面においてT. P. +24mと設定する。</p> <p>潮汐以外の要因による潮位変動については、敷地に遡上する津波として、防潮堤前面において T. P. +24m と設定することとを前提に事故シナクスでの事故事象を想定・評価しており、潮位変動量を津波高さと重畳させた場合も事故シナクス</p>	<p>本文 (基本設計方針)</p>	<p>添付資料</p> <p>ホ、放水路のうち海水系からの流入経路について</p> <p>i) 放水ピット上部開口部</p> <p>放水ピット上部には、放水ピット水位の変動時に放水ピット上部空気層の息継ぎ用として、放水ピットの 3 区画に対して開口部が設置され、開口部の上端高さは T. P. +8m である。</p> <p>放水路ゲート設置箇所の上昇側の基準津波による入力津波高さは T. P. +27. 4m であるため、放水路を経由した津波が放水ピット上部開口部から設計基準対処施設及び重大事故等対処施設に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、放水ピット下流側の放水路に津波荷重水位 T. P. +30. 0m に対して津波の流入を防止することのできる放水路ゲートを設置し、津波発生時にはゲートを閉止して放水ピットへの津波の流入を防止する。以上から、放水ピット上部開口部からの津波の流入防止に対して参照する裕度 0. 65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。なお、放水路ゲートには、放水流の流れ方向のみにできるフラップ式の小扉を設けることにより、放水路ゲートが閉止した状態においても非常用海水ポンプの運転が可能な設計とする。</p> <p>また、放水路ゲート設置箇所の上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T. P. +38. 7m であるため、放水路を経由した津波が放水ピット上部開口部から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、放水ピット下流側の放水路に津波荷重水位 T. P. +39. 0m に対して津波の流入を防止することのできる放水路ゲートを設置し、津波発生時にはゲートを閉止して放水ピットへの津波の流入を防止する。</p> <p>放水路ゲート点検用開口部 (上流側) は、放水路ゲートの上流側に位置する点検用の開口部であり、放水路の 3 水路それぞれに設置される。開口部の上端高さは T. P. 約 +3. 5m である。</p> <p>放水路ゲートの設置箇所の上昇側の基準津波による入力津波高さは T. P. +27. 4m であるため、放水路を経由した津波が放水路ゲート点検用開口部 (上流側) から設計基準対処施設及び重大事故等対処施設に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、「i) 放水ピット上部開口部」に示した放水路ゲートにより放水路ゲート点検用開口部 (上流側) に津波が流入することを防止する。以上から、放水路ゲート点検用開口部 (上流側) からの津波の流入防止に対して、参照する裕度 0. 65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</p> <p>また、放水路ゲート設置箇所の上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T. P. +38. 7m であるため、放水路を経由した津波が放水路ゲート点検用開口部 (上流側) から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置さ</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (10/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>スの事象に影響を与えないことから、潮位のばらつきは考慮しないこととする。</p> <p><u>高潮については、敷地に遡上する津波として、防潮堤前面において T.P. + 24m と設定すること</u>を前提に事故シナシスでの事故事象を想定・評価しており、<u>高潮を津波高さと重量させた場合も事故シナシスの事象に影響を与えないため、津波と高潮の重量は考慮しないこととする。</u></p> <p>c. 敷地への遡上に伴う入力津波敷地に遡上する津波による敷地周辺の遡上・浸水域の評価(以下 1.4.3 において「数値シミュレーション」という。)に当たっては、防潮堤及び防潮扉が設置され敷地に遡上する津波の越流に対しても耐性を確保し高さを維持することから、これをモデル化するとともに、数値シミュレーションに影響を及ぼす斜面や道路、取水口、放水口等の地形とその標高及び伝播経路上の人工構造物の設置状況を考慮し、遡上域の格子サイズ(最小 5m)に合わせた形状にモデル化する。</p> <p>敷地沿岸域及び海底地形は、海域では一般財団法人日本水路協会 (2002, 2006)、深淺測量等による地形データ (2007) 等を使用し、陸域では、茨城県に</p>		<p>れた敷地に流入する可能性がある。このため、「<u>i</u>」放水ピット上部開口部」に示した放水路ゲートにより放水路ゲート点検用開口部 (上流側) に津波が流入することを防止する。</p> <p>iii) 放水路ゲート点検用開口部 (下流側)</p> <p>放水路ゲート点検用開口部 (下流側) は、放水路ゲートの下流側に位置する点検用の開口部であり、放水路の 3 水路それぞれに設置される。開口部の上端高さは約 T.P. + 3.5m である。</p> <p>放水路ゲートの設置箇所の上昇側の基準津波による入力津波高さは T.P. + 27.4m であるため、放水路を経由した津波が放水路ゲート点検用開口部 (下流側) から設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、放水路ゲート点検用開口部 (下流側) に津波荷重水位 T.P. + 30.0m に対して津波の流入を防止することのできる放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋を設置する。以上から、放水路ゲート点検用開口部 (下流側) からの津波の流入防止に対して参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</p> <p>また、放水路ゲート設置箇所の上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さは T.P. + 38.7m であるため、放水路を経由した津波が放水路ゲート設置箇所から敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、放水路ゲート点検用開口部 (下流側) に津波荷重水位 T.P. + 39.0m に対して津波の流入を防止することのできる放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋を設置する。</p> <p>チ. 構内排水路からの流入経路について</p> <p>経路 2 から経路 7 は、防潮堤の地下部を通り海域に排水する排水路が該当する。構内排水路を設置する敷地高さは T.P. + 3m ~ T.P. + 8m である。</p> <p>経路 2 から経路 7 の構内排水路を設置する箇所となる防潮堤前面において、基準津波による入力津波高さが敷地前面東側では T.P. + 17.9m、敷地側面北側では T.P. + 15.4m であるため、下流側集水枘からの流入津波が構内排水路を経由し、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。</p> <p>このため、経路 2 から経路 7 の構内排水路には、敷地側面北側と敷地前面東側の津波荷重水位を比較し、大きい方の敷地前面東側の津波荷重水位 T.P. + 20.0m に対して津波の流入を防止することのできる構内排水路逆流防止設備を設置する。以上から、経路 2 から経路 7 の構内排水路からの津波の流入防止に対して、参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度を確保した設計となっている。</p> <p>また、経路 2 から経路 7 の構内排水路を設置する箇所となる防潮堤前面において、上昇側の敷地に遡上する津波による入力津波高さが敷地前面東側では T.P. + 24.0m、敷地側面</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (11/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>よる津波解析用地形データ (2007) 等を使用する。また、取水口、放水口等の諸元、敷地標高等については、発電所の竣工図等を使用する。</p> <p>伝播経路上の人工構造物については、図面を基に数値シミュレーション上影響を及ぼす構造物、津波防護施設を考慮し、遡上・伝播経路の状態に応じた解析モデル、解析条件が適切に設定された遡上域のモデルを作成する。</p> <p>敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっては、敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の侵入角度、速度及び防潮堤内側の浸水深・流速並びにそれらの経時変化を把握する。敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意し、敷地の地形、標高の局所的な変化等による遡上波の敷地への回り込みを考慮する。</p> <p>なお、数値シミュレーションに当たっては、敷地に遡上する津波として、防潮堤前面において T.P. +24m と設定することを前提に事故シケンスでの事故事象を想定・評価しており、地盤変状を重量させた場合も事故シケンスの事象に影響を与えないことから、数値シミュレーションに当たっては、</p>		<p>北側では T.P. +24.0m であるため、下流側集水枠から流入する津波が構内排水路を経由し、敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に流入する可能性がある。このため、<u>経路 2 から経路 7 の構内排水路に津波荷重水位 T.P. +24.0m に対して津波の流入を防止することのできる構内排水路逆流防止設備を設置する。</u></p> <p>ヌ、防潮堤の内側に遡上した津波の敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画への流入経路</p> <p>i) 緊急用海水ポンプ点検用開口部</p> <p>緊急用海水ポンプ点検用開口部は、緊急用海水ポンプ、物品の搬出入等を使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する緊急用海水ポンプピットの上版に設置され、開口部の上端高さは T.P. +8.0m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上する津波による入力津波高さ +1.0m (浸水深) となるため、緊急用海水ポンプ点検用開口部から緊急用海水ポンプ室に津波が流入する可能性がある。このため、<u>津波荷重水位 +1.2m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋を設置する。</u></p> <p>ii) 緊急用海水ポンプ室人員用開口部</p> <p>緊急用海水ポンプ室人員用開口部は、緊急用海水ポンプ室への人員の出入、物品の搬出入等を使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する緊急用海水ポンプピットの上版に設置され、開口部の上端高さは T.P. +8.0m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上する津波による入力津波高さ +1.0m (浸水深) となるため、緊急用海水ポンプ室人員用開口部から緊急用海水ポンプ室に津波が流入する可能性がある。このため、<u>津波荷重水位 +1.2m に対して津波の流入を防止することのできる緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋を設置する。</u></p> <p>iii) 格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用開口部</p> <p>格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用開口部は、格納容器圧力逃がし装置格納槽への人員の出入、物品の搬出入等を使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する格納容器圧力逃がし装置格納槽の上版に設置され、開口部の上端高さは T.P. +8.0m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上する津波による入力津波高さ +1.0m (浸水深) となるため、格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用開口部から格納容器圧力逃がし装置格納槽に津波が流入する可能性がある。このため、<u>津波荷重水位 +1.2m に対して津波の流入を防止することのできる格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用ハッチを設置する。</u></p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (12/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>遡上経路上の地盤及びその周辺の地盤について、地震に伴う液状化、流動化又はすべりによる標高変化は、数値シミュレーション上考慮しないものとする。</p> <p>この結果、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備を内包する建屋及び区面の近傍における浸水深 0.5m～1.0m を考慮し、保守的に 1.0m を防潮堤内側における最大浸水深として設定する。</p> <p>敷地に遡上する津波の防潮堤内側における遡上状況に係る検討に当たっては、基準地震動 S s に伴い地形変化及び標高変化が生じる可能性を踏まえ、数値シミュレーションへの影響を確認するため、数値シミュレーションの条件として沈下なしの条件に加えて、全ての砂層及び礫層に対して強制的な液状化を仮定し、地盤面を大きく沈下させた条件についても考慮する。また、敷地内外の人工構造物として、発電所の港湾施設である防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤がある。これらの防波堤については、基準地震動 S s による形状変化が津波の遡上に影響を及ぼす可能性があるため、防波堤の形状変化の有無を数値シミュレーション</p>		<p>iv) 常設低圧代替注水系格納槽点検用開口部</p> <p>常設低圧代替注水系格納槽点検用開口部は、常設低圧代替注水系格納槽への人員の出入、物品の搬出入等使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置され、開口部の上端高さは T.P. +8.0m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上する津波による入力津波高さ+1.0m (浸水深) となるため、常設低圧代替注水系格納槽点検用開口部から常設低圧代替注水系格納槽に津波が流入する可能性がある。このため、津波荷重水位+1.2m に対して津波の流入を防止することのできる常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチを設置する。</p> <p>v) 常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用開口部</p> <p>常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用開口部は、代替淡水貯槽への可搬型代替注水大型ポンプ及び可搬型代替注水中型ポンプの投入、代替淡水貯槽の点検等使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する代替淡水貯槽の上版に設置され、開口部の上端高さは T.P. +8.0m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上する津波による入力津波高さ+1.0m (浸水深) となるため、常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用開口部から代替淡水貯槽に津波が流入する可能性がある。このため、津波荷重水位+1.2m に対して津波の流入を防止することのできる常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチを設置する。</p> <p>vi) 常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側開口部</p> <p>常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側開口部は、常設代替高压電源装置用カルバート (立坑部) への人員の出入、物品の搬出入等使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する常設代替高压電源装置用カルバート (立坑部) の地下 1 階の壁面に設置され、設置される箇所の床面の高さは T.P. +2.7m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上する津波による入力津波高さ+1.0m (浸水深) となるため、常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側開口部から常設代替高压電源装置用カルバート (立坑部) に津波が流入する可能性がある。このため、津波荷重水位+6.5m に対して津波の流入を防止することのできる常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉を設置する。</p> <p>vii) 原子炉建屋機器搬出入口及び原子炉建屋人員用出入口</p> <p>原子炉建屋機器搬出入口及び原子炉建屋人員用出入口は、原子炉建屋への人員の出入、物品の搬出入等使用する開口部であり、T.P. +8.0m の敷地に設置する原子炉建屋外壁 1 階の壁面に設置され、開口部の下端の高さは T.P. +8.2m である。</p> <p>敷地に遡上する津波が防潮堤の内側まで遡上し、T.P. +8.0m の敷地では敷地に遡上</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (13/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>ヨンの条件として考慮する。さらに、地盤の沈下の有無及び防波堤の有無について、これらの組合せを考慮した数値シミュレーションを実施し、遡上域や浸水深を保守的に設定する。</p> <p>初期潮位は、湖望平均満潮位 T.P. +0.61m に 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である 0.2m の沈降を考慮して T.P. +0.81m とする。なお、敷地に遡上する津波として、防潮堤前面において T.P. +24m と設定することを前提に、事故シナシスでの事故事象を想定・評価しており、潮位のばらつきを津波高さと重量させた場合も事故シナシスの事象に影響を与えないことから、潮位のばらつき 0.18m については考慮しない。</p> <p>数値シミュレーション結果として敷地に遡上する津波による水位上昇分布を第 1.4-7 図に示す。</p> <p>また、局所的な海面の固有振動の励起については、敷地に遡上する津波として、防潮堤前面において T.P. +24m と設定することを前提に事故シナシスでの事故事象を想定・評価しており、局所的な海面の固有振動の励起を津波高さと重量させた場合も事故シナシスの事象に影響を与えないため、津</p>		<p>する津波による入力津波高さ+1.0m (浸水深) となるため、原子炉建屋機器搬出入口及び原子炉建屋人員用出入口から原子炉建屋に津波が流入する可能性がある。このため、津波荷重水位±1.2m に対して津波の流入を防止することのできる原子炉建屋原子炉棟水密扉、原子炉建屋付属棟東側水密扉、原子炉建屋付属棟西側水密扉、原子炉建屋付属棟南側水密扉、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 及び原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 (以下「原子炉建屋水密扉」という。) を設置する。</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (14/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>波と局所的な海面の固有振動の励起の重量は考慮しないこととする。</p> <p>敷地に遡上する津波に対する防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋及び区画への流入の防止に係る設計又は評価に用いる入力津波高さは、敷地及びその周辺の遡上域、伝播経路の不確かさ及び施設の広がりを考慮した上で、防潮堤前面 (北側、東側及び南側) において T. P. +24m とする。また、防潮堤内側において、地上部から敷地に遡上する津波に対する防護対象設備 (貯留堰及び取水構造物を除く。) を内包する建屋及び区画に到達する津波の最大浸水深については、防潮堤側面からの回り込み、伝播経路の不確かさ及び施設の設置状況を考慮した上で、最大浸水深を 1.0m とする。</p> <p>なお、設計又は評価の対象となる施設等が設置される敷地に地震による沈下が想定される場合には、第 1.4-5 表に示す敷地に遡上する津波の入力津波高さの設定において敷地地盤の沈下を安全側に考慮する。</p> <p>また、敷地に遡上する津波において、防潮堤前面 (北側、東側及び南側) において T. P.</p>		

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (15/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>+24mと設定することを前提に事故シナケンスでの事故事象を想定・評価しており、高潮を津波高さと重畳させた場合も事故シナケンスの事象に影響を与えないため、<u>入力津波高さの設定において津波と高潮の重畳は考慮しないこととする。</u></p> <p>d. 取水路・放水路等の経路からの流入に伴う入力津波</p> <p>取水路、放水路等からの流入に伴う入力津波は、流入口となる港湾内外における津波高さについては、上記 a. 及び b. に示した事項を考慮し、防潮堤前面 (北側、東側及び南側) における T.P. +24m の津波を元に、上記 c. に示した数値シミュレーションにより安全側の値を設定する。また、取水ピット、放水路、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットにおける津波高さについては、各水路の特性を考慮した水位を適切に評価するため、開水路及び管路において非定常管路の連続式及び運動方程式を使用し、防潮堤前面 (北側、東側及び南側) における T.P. +24mの津波の時刻歴波形を入力条件として管路解析を実施することにより算定する。その際、取水口から取水ピットに至る系、放水口から放水路ゲートに至る系及びSA用海水ピット</p>		

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (16/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類 八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>ト取水塔から S A 用海水ピットを経て緊急用海水ポンプピットに至る系をモデル化し，管路の形状，材質及び表面の状況に応じた損失を考慮するとともに，それぞれの系に応じて，貝付着の有無，スクリーンの有無及びポンプの稼働有無を不確かさとして考慮した計算条件とし，安全側の値を設定する。</p> <p>なお，取水路の入力津波高さの設定に当たっては，非常用海水ポンプの取水性の確保のため貯留堰を設置することから，水位の評価は，貯留堰の存在を考慮に入れ評価する。</p> <p>また，放水路の入力津波高さの設定に当たっては，敷地への流入を防ぐため放水路ゲートを設置するとともに，発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合，原則，循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止後，放水路ゲートを閉止する手順等を整備することから，水位の評価は放水路ゲートの閉止を考慮に入れるとともに，循環水ポンプ及び補機冷却用海水ポンプの停止を前提として評価する。施設ごとの敷地に遡上する津波の入力津波設定を第 1.4-5 表に示す。</p>		

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (17/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>10. その他発電用原子炉の附属施設</p> <p>10.6 津波及び内部溢水に対する浸水防護設備</p> <p>10.6.1 津波に対する防護設備</p> <p>10.6.1.1 設計基準対処施設</p> <p>10.6.1.1.2 設計方針</p> <p>(8) 津波防護施設, 浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに非常用海水ポンプの取水性の評価に当たっては, 入力津波による水位変動に対して期望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施する。なお, <u>その他の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮する。</u> また, 地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合, 想定される地震の震源モデルから算定される敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施する。</p> <p>10.6.1.2 重大事故等対処施設</p> <p>10.6.1.2.2 設計方針</p> <p>(8) 津波防護施設, 浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに非常用海水ポンプ等の取水性の評価における<u>入力津波の評価に当たっては, 「10.6.1.1 設計基準対処施設」を適用する。</u></p> <p>10.6.1.3 敷地に遡上する津波に対する重大事故等対処施設</p> <p>10.6.1.3.2 設計方針</p> <p>(8) 津波防護施設, 浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに緊急用海水ポンプの取水性の評</p>		

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (18/18)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	価に当たっては、入力津波による水位変動に対して崩壊平均潮位を考慮して安全側の評価を実施する。なお、 <u>その他の要因による潮位変動については考慮しない。</u> また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される地震の震源モデルから算定される敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施する。		

5.19 耐震及び耐津波設計における許容限界について

(1) 基本方針

津波防護施設の耐震及び耐津波設計における部材の許容限界に適用する許容応力度及び短期許容応力度並びに降伏応力度は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」（以下，「コンクリート標準示方書」という。）に基づき設定することを基本とする。「コンクリート標準示方書」において対象部材に直接適用できる値がない場合は，「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（以下，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」という。）に基づき設定する。また，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」においても対象部材に直接適用できる値がない場合は，その他の規格，基準類を検討し，適切に設定する。

(2) 適用する規格，基準類

a. コンクリート

コンクリートの曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度は，「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし，設計基準強度 50 N/mm^2 のコンクリートの曲げ圧縮に対する許容応力度については，「カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）」（以下，「カルバート工指針（平成 21 年度版）」という。）に基づき設定する。表 5.19-1 にコンクリートの許容応力度及び短期許容応力度を示す。

なお，図 5.19-1 に示すとおり，「コンクリート標準示方書」における設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係は，「カルバート工指針（平成 21 年度版）」における設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係とほぼ一致している。したがって，設計基準強度 50 N/mm^2 に対する許容曲げ圧縮応力度には，「カルバート工指針（平成 21 年度版）」に示される許容曲げ圧縮応力度 16 N/mm^2 を用いる。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「コンクリート標準示方書」及び「カルバート工指針（平成 21 年度版）」に基づき設定する。

表 5.19-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)	
			地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時 (1.5) *	敷地に遡上する津波時, 余震+敷地に遡上する 津波時 (2.0) *
設計基準強度 $f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	14	21	28
	許容せん断応力度	0.55	0.825	1.1
	許容押抜きせん断応力度	1.1	1.65	2.2
	許容支圧応力度	12	18	24
設計基準強度 $f'_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	16	24	32
	許容せん断応力度	0.55	0.825	1.1

注記 * : () 内は割増し係数を示す。

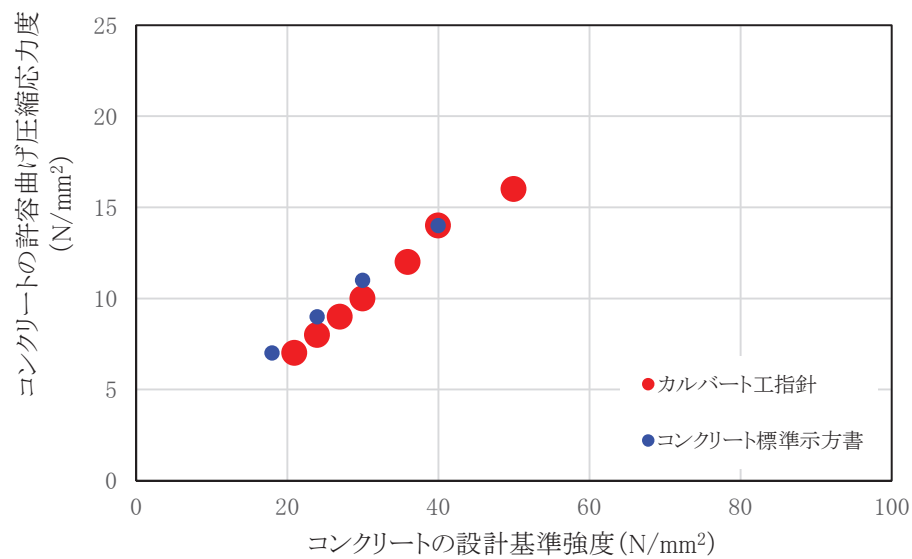


図 5.19-1 コンクリートの設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係

b. 鉄筋

鉄筋の曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし、SD490 の曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度については、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」（以下，「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」という。）に基づき設定する。表 5.19-2 に鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度を示す。

本来，降伏応力度は SD490 の方が SD390 より大きいですが，表 5.19-2 に示すとおり，「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」に基づく SD490 のせん断補強筋の許容応力度は，「コンクリート標準示方書」に基づく SD390 の許容応力度より小さい値であり保守的な設定となる。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「コンクリート標準示方書」及び「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」に基づき設定する。

表 5.19-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)	
			地震時， 基準津波時， 余震＋基準津波時 (1.5) *	敷地に遡上する津波時， 余震＋敷地に遡上する 津波時 (1.65) *
SD345	許容引張応力度	196	294	323.4
	許容引張応力度（せん断補強筋）	196	294	323.4
SD390	許容引張応力度	206	309	339.9
	許容引張応力度（せん断補強筋）	206	309	339.9
SD490	許容引張応力度	290	435	478.5
	許容引張応力度（せん断補強筋）	200	300	330

注記 *：（ ）内は割増し係数を示す。

c. 鋼材

鋼材の曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度は，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」及び「鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」（以下，「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」という。）に基づき設定する。なお，道路橋示方書は，平成 29 年 11 月版から限界状態設計法に移行されたことにより，許容応力度の記載は省略され，強度の特性値（降伏応力度）が示されている。「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」に示される許容応力度は，降伏応力度を割増し係数 1.7 で除した値となっている。よって，SBHS500 の「道路橋示方書（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 29 年 11 月）」に示される降伏応力度 500 N/mm²に基づき，割増し係数 1.7 を用いて許容応力度相当を求めると 294 N/mm²となり，「新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，

SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)～((社)土木学会,平成21年11月)」(以下,「ガイドライン(土木学会)」という。)に示される許容応力度 295 N/mm^2 とほぼ一致する。また,SBHS700 についても「ガイドライン(土木学会)」に示される降伏応力度 700 N/mm^2 に基づき,割増し係数 1.7 を用いて許容応力度相当を求めると 411 N/mm^2 となり,「ガイドライン(土木学会)」に示される許容応力度 410 N/mm^2 とほぼ一致する。したがって,SBHS500 及び SBHS700 の許容応力度は,「ガイドライン(土木学会)」に基づき設定する。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については,「道路橋示方書(平成14年3月)」及び「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」に基づき設定する。敷地に遡上する津波時及び敷地に遡上する津波と余震の重畳時の許容限界について,許容応力度に割増し係数 1.7 をかけた値が降伏応力度を超える場合は,降伏応力度を短期許容応力度とする。

また,SM520B 相当(鋼製防護壁接合部のアンカーボルト)の降伏応力度は,「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」に基づき設定する。

表 5. 19－3 鋼材の許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)	
			地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時 (1.5) ^{*1}	敷地に遡上する津波時, 余震+敷地に遡上する 津波時 (1.7) ^{*1}
SS400	許容引張応力度	140	210	235 ^{*2}
	許容せん断応力度	80	120	135.6 ^{*2}
SM400	許容引張応力度	140	210	235 ^{*2}
	許容せん断応力度	80	120	135.6 ^{*2}
SM490	許容引張応力度	185	277.5	314.5
	許容せん断応力度	105	157.5	178.5
SM490Y	許容引張応力度	210	315	355 ^{*2}
	許容せん断応力度	120	180	204
SM570	許容引張応力度	255	382.5	433.5
	許容せん断応力度	145	217.5	246.5
SM520B相当	許容引張応力度	210	315	355 ^{*3}
SBHS500	許容引張応力度	295	442.5	500 ^{*2}
	許容せん断応力度	170	255	285 ^{*2}
SBHS700	許容引張応力度	410	615	697
	許容せん断応力度	235	352.5	399

注記 *1：() 内は割増し係数を示す。

*2：許容応力度に割増し係数 1.7 をかけた値が降伏応力度を超える場合は、降伏応力度を短期許容応力度とする。

*3：敷地に遡上する津波時、余震+敷地に遡上する津波時の許容限界は、降伏応力度とする。

表 5. 19－4 に各津波防護施設に適用する規格、基準類を示す。また、表 5. 19－5 に各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格、基準類を示す。

表 5.19-4 各津波防護施設に適用する規格、基準類

	規格、基準類*	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)		鉄筋				鋼材						
		50	40	SD490	SD390	SD345	SM670	SM490Y	SM490	SM400	SS400	SM520B相当	SBHS700	SBHS500
		コン示、 カル指	コン示	コン示、 道路橋	コン示	コン示	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	鋼構造	道路橋、 土グイ	道路橋、 土グイ
津波防護 施設	鋼製防護壁	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	鉄筋コンクリート防潮壁	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-
	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-
	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	-	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-	-	-
	防潮扉	-	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-	-	-
	構内排水路逆流防止設備	○	○	○	-	○	○	-	-	-	-	-	-	○
	貯留堰	-	-	-	-	-	○	-	-	-	-	-	-	-

注記 *：コン示：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）
カル指：カルキュレーション工指針（平成21年度版）（日本道路協会，平成22年9月）
道路橋：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），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），
構造物：鋼構造物設計基準（II 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）
土グイ：新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500（Ⅱ），SBHS700（Ⅱ）の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）

表 5.19-5 各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格、基準類

部材(材料)	規格	許容応力度 (N/mm ²)	許容限界			適用する規格、基準類
			地震時、基準非波時、余震＋基準非波時、余震＋敷地に適用する非定時	敷地に適用する非定時、余震＋敷地に適用する非定時	短期許容応力度 ^{*2} (N/mm ²)	
コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}=50\text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	1.5	24	32	・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) ・カルバート工指針(平成21年度版)(日本道路協会、平成22年3月)
		許容せん断応力度	1.5	0.825	1.1	・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)
		許容曲げ圧縮応力度	1.5	21	28	
	設計基準強度 $f_{ck}=40\text{ N/mm}^2$	許容せん断応力度	1.5	0.825	1.1	
		許容押抜きせん断応力度	1.1	1.65	2.2	
		許容圧縮応力度	1.5	18	24	
鉄筋	SD490	許容引張応力度	1.5	435	478.5	・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)
		許容引張応力度(せん断補強筋)	1.5	300	330	
		許容せん断応力度	1.5	309	339.9	
	SD390	許容引張応力度(せん断補強筋)	1.5	309	339.9	
		許容引張応力度	1.5	294	323.4	・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)
	SD345	許容引張応力度(せん断補強筋)	1.5	294	323.4	
	SM570	許容引張応力度	1.5	382.5	433.5	
		許容せん断応力度	1.5	217.5	246.5	
		許容引張応力度	1.5	315	355 ^{*3}	
	SM490Y	許容せん断応力度	1.5	180	204	
		許容引張応力度	1.5	277.5	314.5	・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) ・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)
	SM490	許容せん断応力度	1.5	157.5	178.5	
	SM400	許容引張応力度	1.5	210	235 ^{*3}	
		許容せん断応力度	1.5	120	135.6 ^{*3}	
		許容引張応力度	1.5	210	235 ^{*3}	
	SS400	許容せん断応力度	1.5	120	135.6 ^{*3}	
		許容引張応力度	1.5	315	355 ^{*4}	・鋼構造物設計基準Ⅱ 鋼製橋脚編、名古屋高速道路公社、平成15年10月) ・道橋橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(日本道路協会、平成14年3月) ・道橋橋示方書・同解説(Ⅱ鋼橋・鋼管材編)(日本道路協会、平成29年11月) ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBH(S500W)、SBH(S700W)の設計・製作ガイドライン(案)～(土木学会、平成21年11月)
	SBH(S500	許容引張応力度	1.5	442.5	500 ^{*3}	
鋼材	SBH(S700	許容せん断応力度	1.5	255	285 ^{*3}	
		許容引張応力度	1.5	615	697	・道橋橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(日本道路協会、平成14年3月) ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBH(S500W)、SBH(S700W)の設計・製作ガイドライン(案)～(土木学会、平成21年11月)
		許容せん断応力度	1.5	352.5	399	

注記 *1: 短期許容応力度は、地震の影響を考慮した荷重の組み合わせに対して割増し係数を乗じた値であることそれぞれの規格、基準類に示されている。
*2: 敷地に適用する津波時、余震＋敷地に適用する津波時の許容限界は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(土木学会、2002年制定)に示される極めてまれな荷重を考える場合の割増し係数を用いて短期許容応力度を算定する。
*3: 許容応力度に割増し係数1.7をかけた値が降伏応力度を超える場合は、降伏応力度を短期許容応力度とする。
*4: 「敷地に適用する津波時、余震＋敷地に適用する津波時のSM520B相当(鋼製防護壁接合部のアンカーボルト)の許容限界は、鋼構造物設計基準Ⅱ 鋼製橋脚編、名古屋高速道路公社、平成15年10月)に基づき降伏応力度とする。」

5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について

目 次

1. 選定方針.....	2
2. 評価結果.....	4
2.1 防潮堤（鋼製防護壁）.....	4
2.2 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）.....	19
2.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））.....	30
2.4 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）.....	51
2.5 防潮扉.....	65
2.6 構内排水路逆流防止設備.....	81
2.7 貯留堰.....	90
2.8 貯留堰取付護岸.....	98

1. 選定方針

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 1-1 に、津波防護施設の耐震評価における検討ケースを図 1-2 及び表 1-1 に示す。

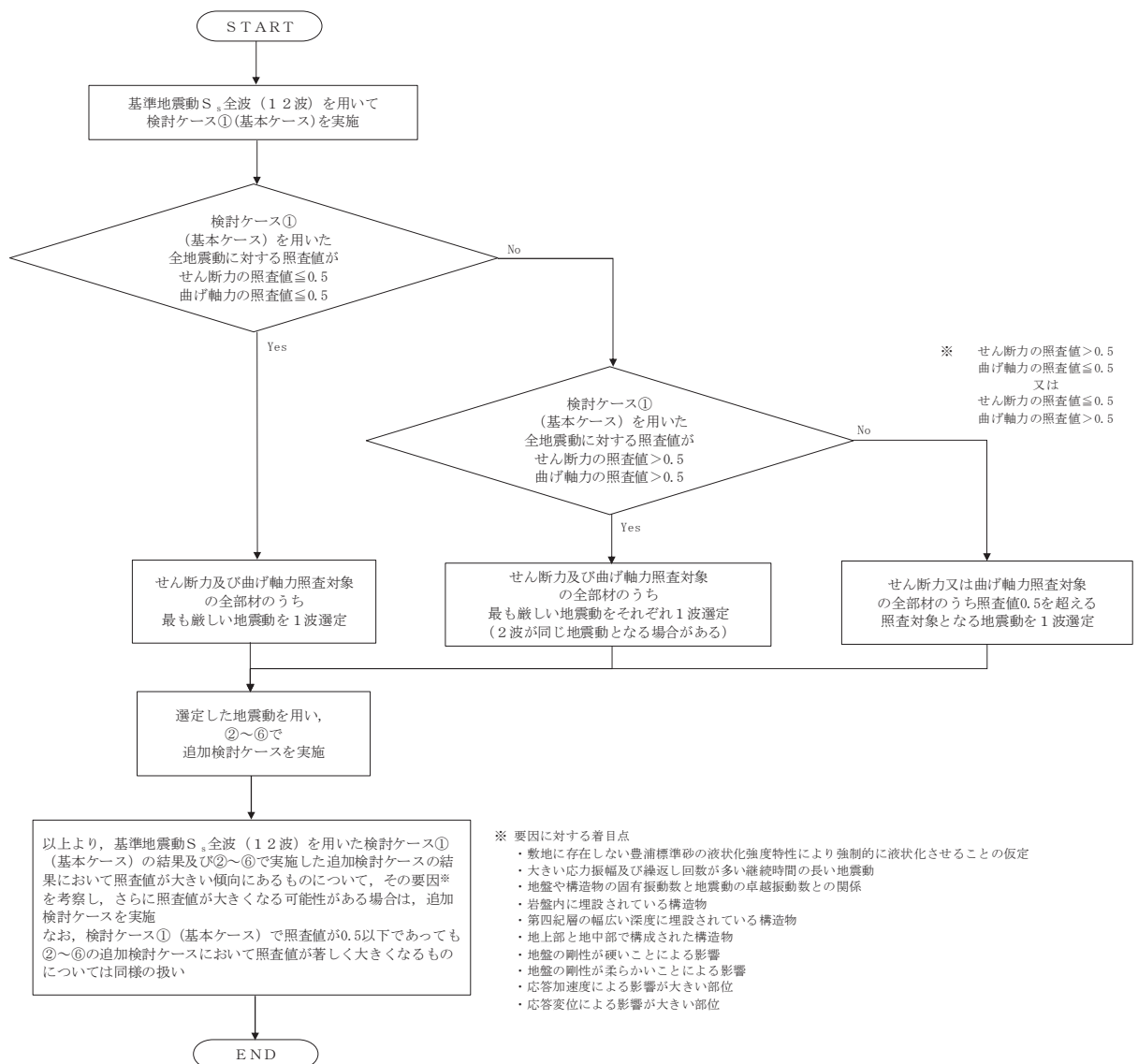


図 1-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

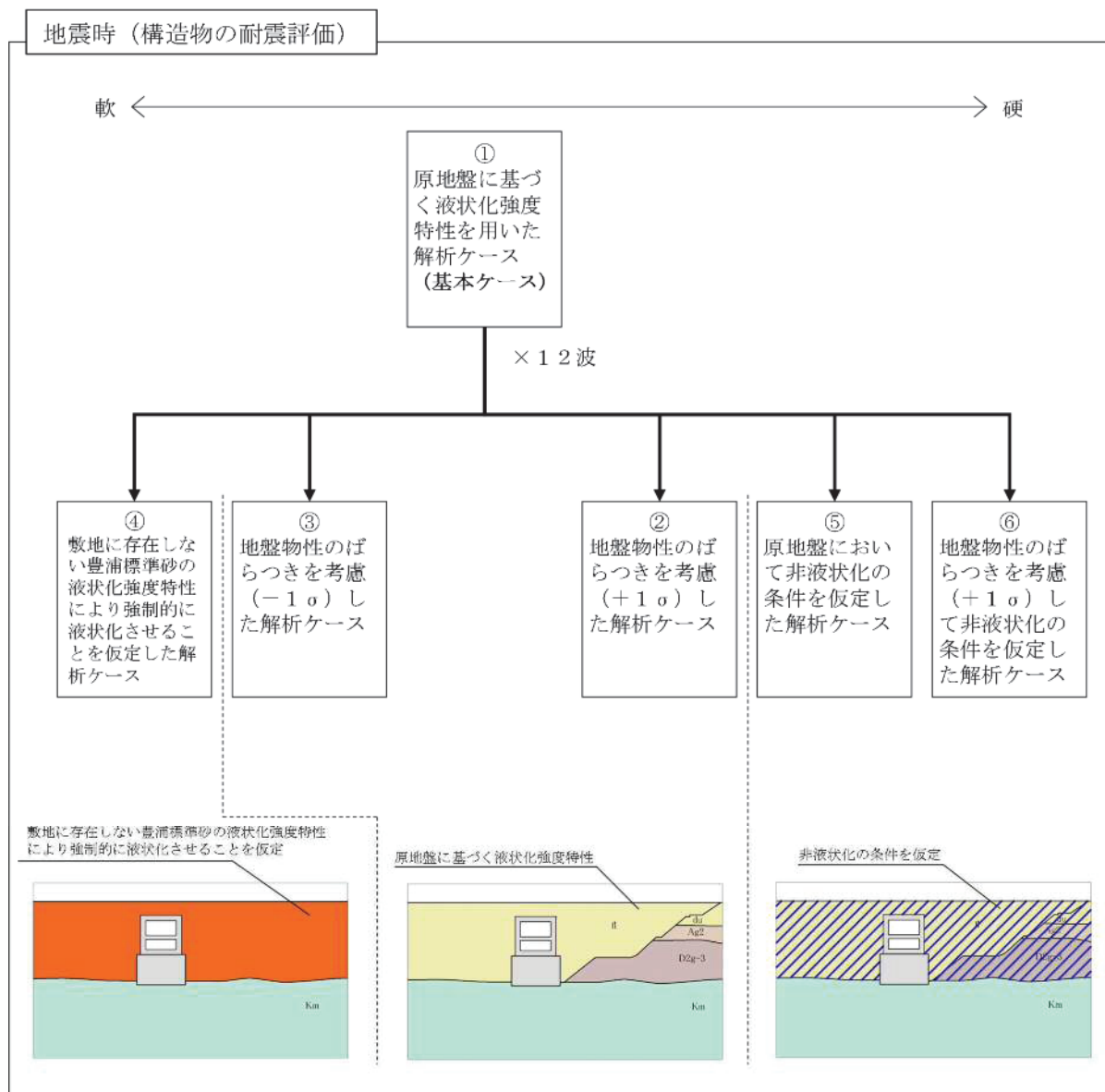


図 1-2 津波防護施設の耐震評価における検討ケース

表 1-1 耐震評価における検討ケース

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

2. 評価結果

2.1 防潮堤（鋼製防護壁）

防潮堤（鋼製防護壁）は、地中連続壁基礎により支持される鋼製の構造物である。耐震評価においては鉄筋コンクリート部（地中連続壁基礎）及び鋼製部（鋼製防護壁）を線形梁要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケースの選定は鉄筋コンクリート部を評価対象とし、鋼製防護壁（上部構造）については3次元動的フレームモデルにより解析を行うため追加検討ケース選定の評価対象には該当しない。

2.1.1 照査位置及び仕様

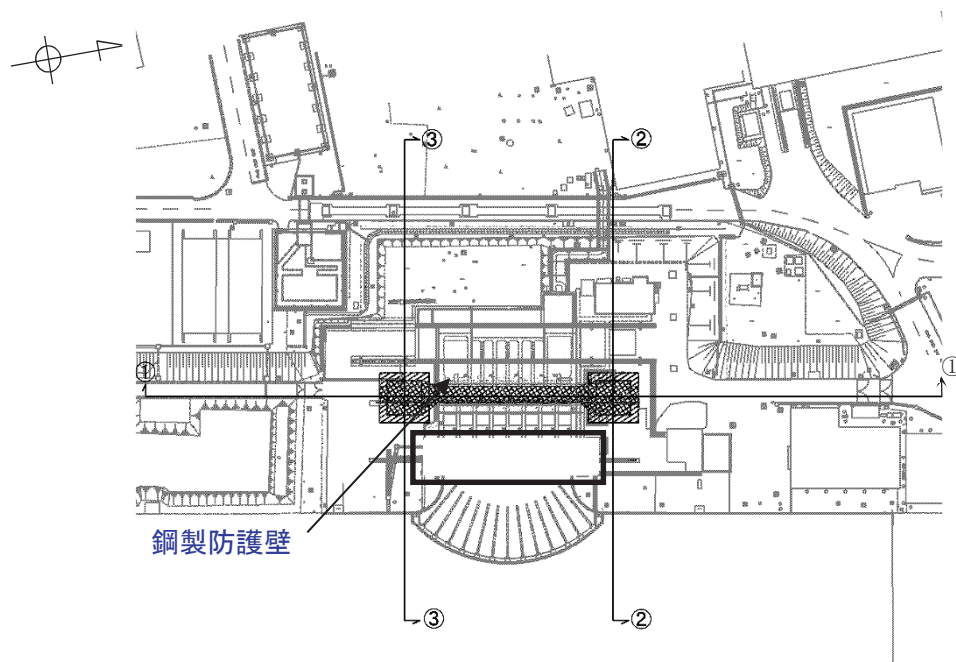


図 2.1-1(1) 防潮堤（鋼製防護壁）の平面図

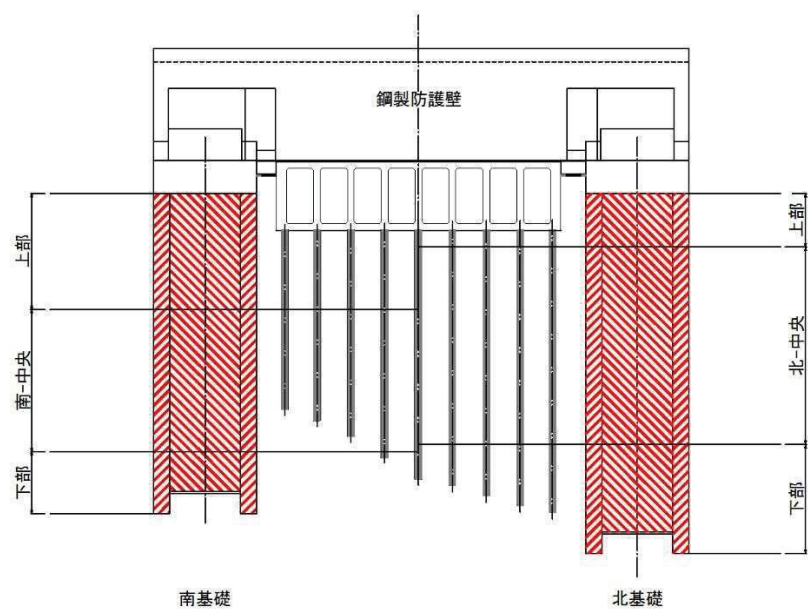


図 2.1-1(2) 防潮堤（鋼製防護壁）の照査位置図（①-①断面）



図 2.1-2(1) 概略配筋図（南基礎上部）

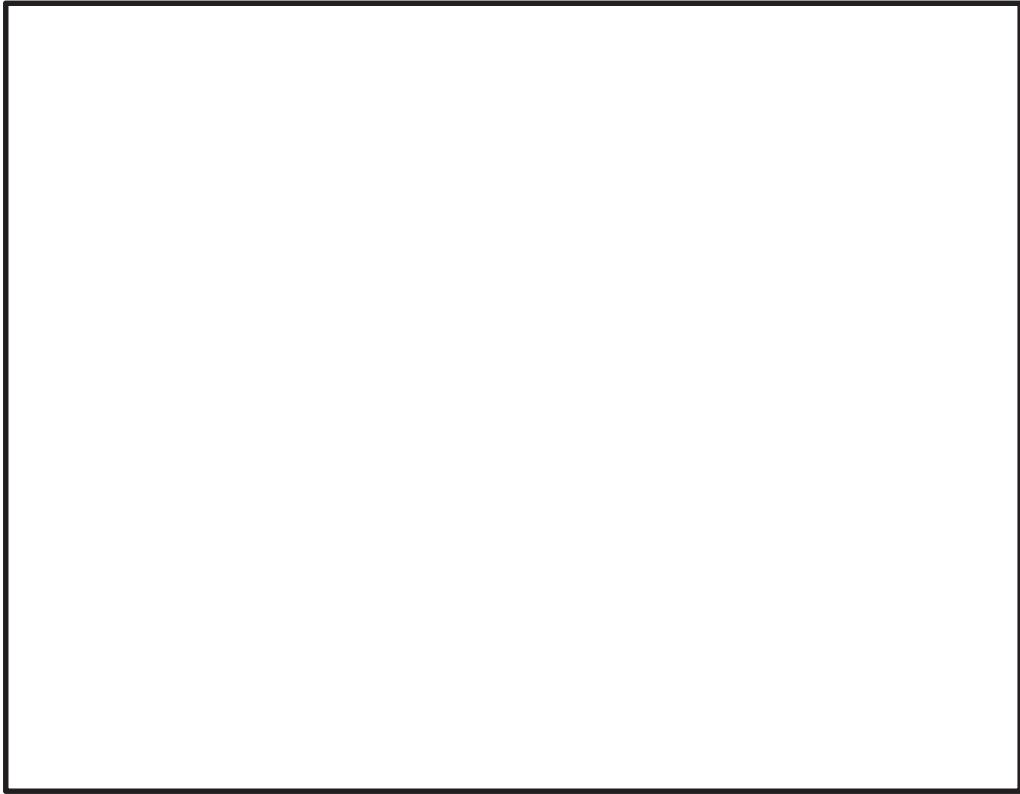


図 2.1-2(2) 概略配筋図 (南基礎中央)

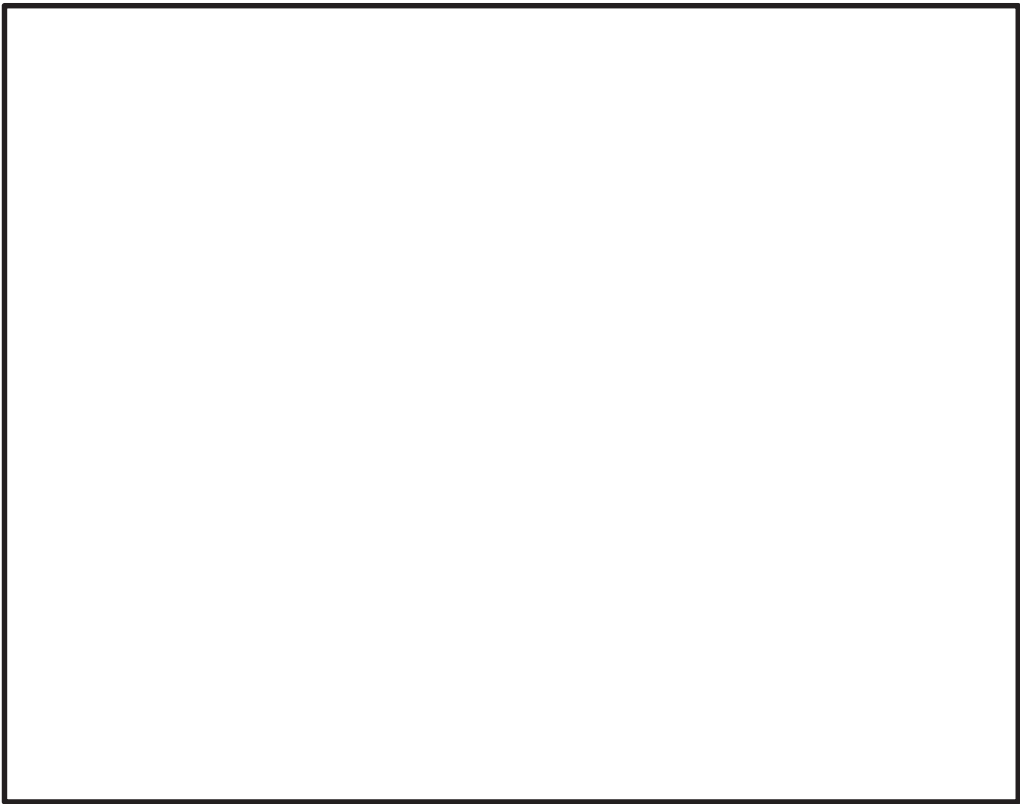


図 2.1-2(3) 概略配筋図 (南基礎下部)

2.1.2 評価結果

(1) ①－①断面（汀線方向南基礎）

①－①断面（汀線方向南基礎）の地震動選定フローを図 2.1-3 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

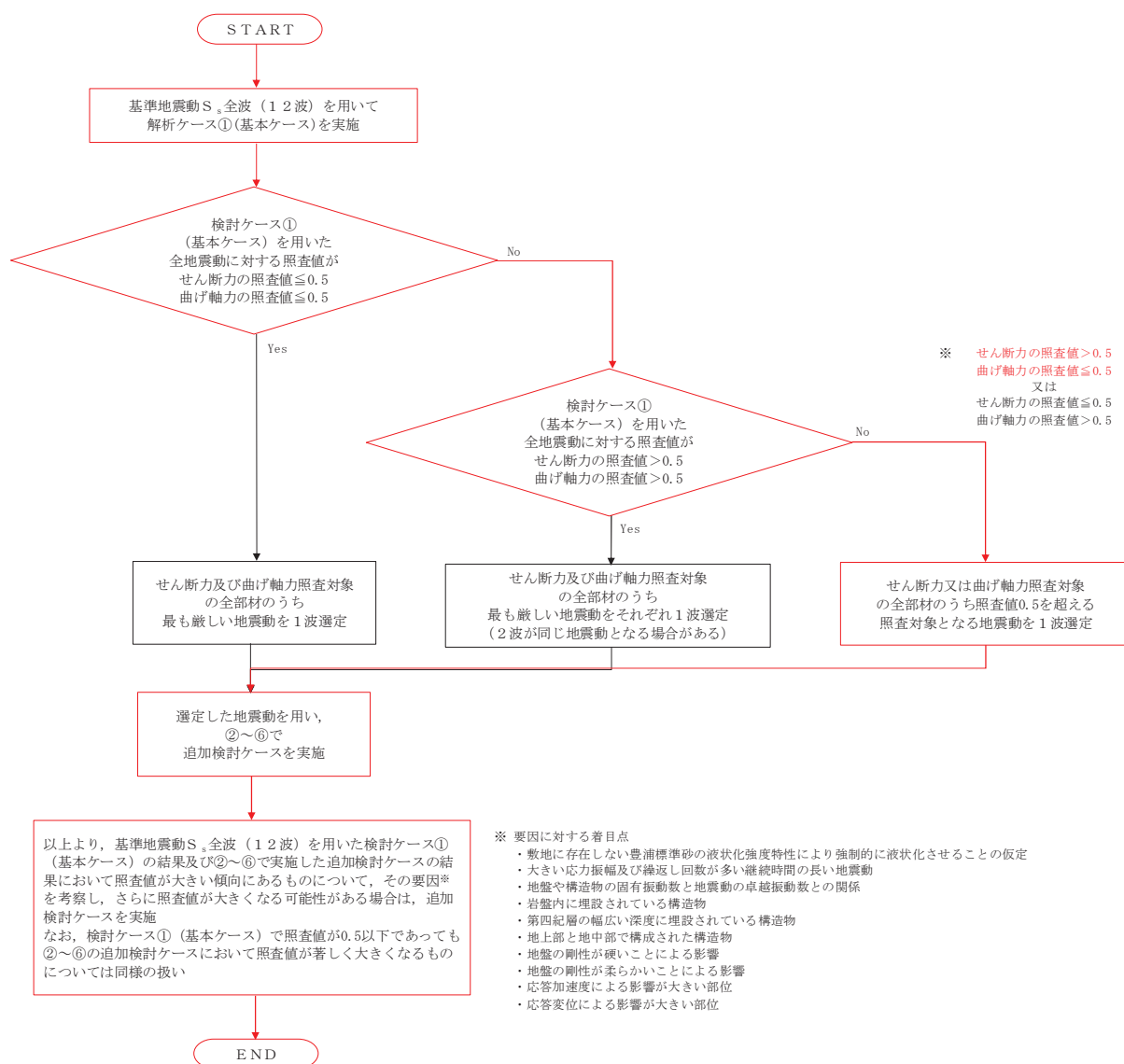


図 2.1-3 地震動選定フロー（①－①断面（汀線方向南基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ①-①断面 (汀線方向南基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20					
	H-, V+	0.20	0.20	0.20	0.23	0.17	0.17
	H-, V-	0.20					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.17					
S _s -22		0.14					
S _s -31	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.20					

※ 検討ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ①-①断面 (汀線方向南基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.19					
	H-, V+	0.23	0.22	0.23	0.35	0.17	0.16
	H-, V-	0.24					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.12					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.06					
S _s -21		0.14					
S _s -22		0.08					
S _s -31	H+, V+	0.23					
	H-, V+	0.20					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H-, V-) で 0.24)。

(せん断力照査, ①-①断面 (汀線方向南基礎))

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.83			0.90		
	H+, V-	0.83			0.90		
	H-, V+	0.77	0.75	0.78	0.85	0.66	0.65
	H-, V-	0.71					
$S_s - 11$		0.53					
$S_s - 12$		0.66					
$S_s - 13$		0.64					
$S_s - 14$		0.46					
$S_s - 21$		0.64					
$S_s - 22$		0.49					
$S_s - 31$	H+, V+	0.78					
	H-, V+	0.85			0.90		

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は, $S_s - 31$ (H-, V+) で 0.85 である。

以上より, 検討ケース①(基本ケース)において, 曲げ軸力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下, せん断力照査に対する最大照査値が 0.85 であり, せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は $S_s - 31$ (H-, V+) である。

①-①断面(汀線方向南基礎)は, 深部の地盤の剛性差と岩盤上面深度の変化により地層境界部に大きなせん断変形が生じるため, 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により強制的に液化化させることを仮定した場合の検討ケース④で照査値が大きくなる傾向にある。また, 大きい応力振幅で繰返し回数が多く, 継続時間が長い $S_s - D1$ 及び地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの, 最大振幅時の地震力が厳しい場合がある $S_s - 31$ で照査値が大きくなる傾向にある。

当初設定した配筋は, 許容限界を満足する暫定としての一様の配筋計画であり, その配筋条件におけるせん断力照査では, $S_s - D1$ (H-, V+) で最大照査値となっていた。しかしながら最終的には, 耐津波設計で必要となる鉄筋量を踏まえた段落としによって配筋の見直しを行っており, 最大照査値の発生位置が当初と異なっている。具体的には, 当初の最大照査値発生個所のせん断補強筋が増加したことにより, 当初よりも上部に最大照査値の発生位置が移動している。

その結果, 基本検討ケース①による照査値は $S_s - 31$ (H-, V+) で 0.85, $S_s - D1$ (H-, V+) の追加検討ケース④で最大の 0.85 と厳しい値となっている。したがって, 最終の配筋に対して最も厳しい $S_s - 31$ (H+, V-) に対し, 追加検討ケース④を実施する。また, 同等の照査値となっている $S_s - D1$ (H+, V+) 及び $S_s - D1$ (H+, V-) に対し, 増加傾向の大きい追加検討ケース④を実施する。

(2) ①－①断面（汀線方向北基礎）

①－①断面（汀線方向北基礎）の地震動選定フローを図 2.1-4 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

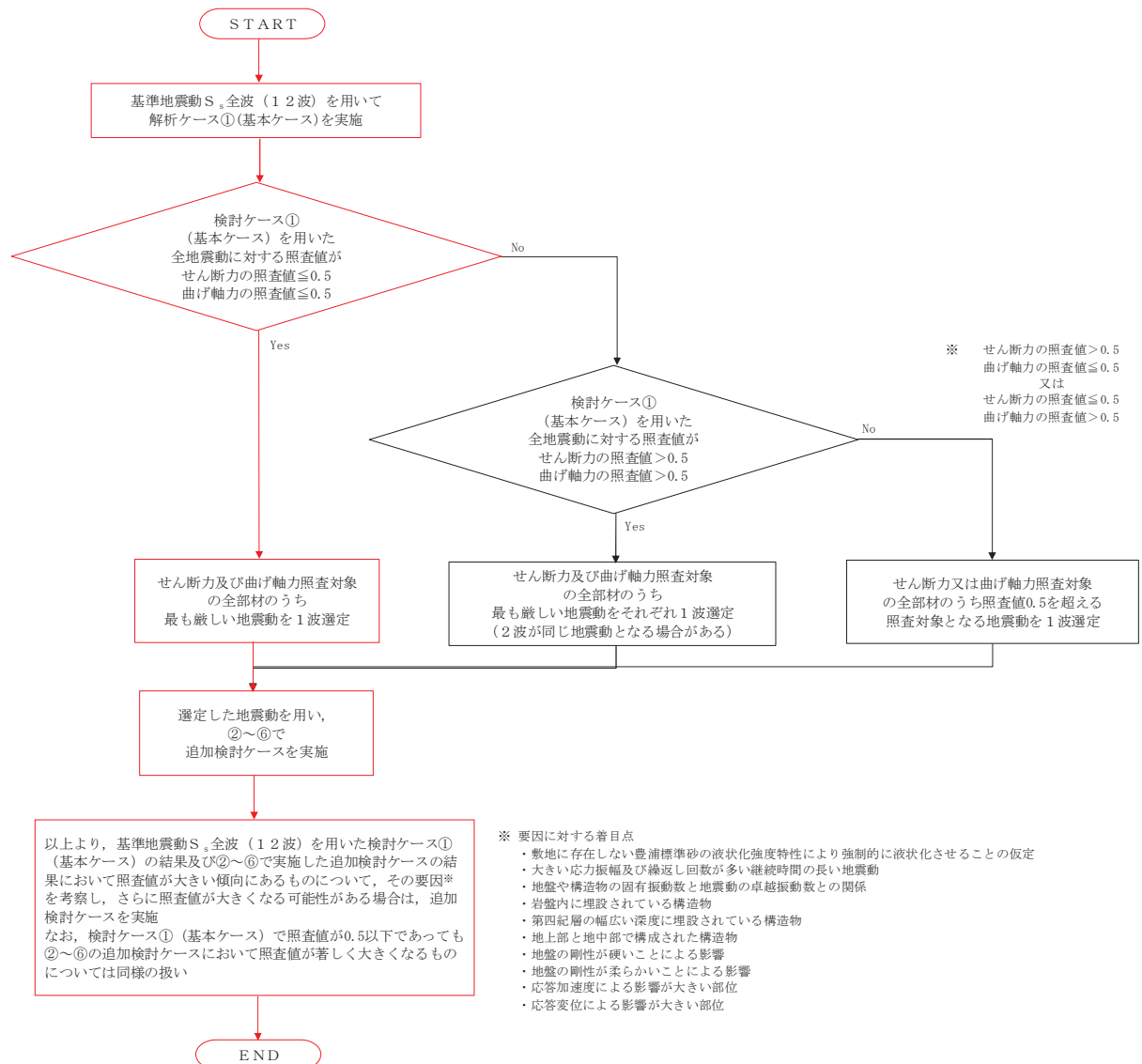


図 2.1-4 地震動選定フロー（①－①断面（汀線方向北基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ①-①断面 (汀線方向北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.22	0.21	0.22	0.24	0.19	0.19
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.19					
S _s -13		0.18					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.16					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.24					
	H-, V+	0.24					

※ 検討ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ①-①断面 (汀線方向北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.34					
	H+, V-	0.36	0.35	0.37	0.41	0.28	0.28
	H-, V+	0.28					
	H-, V-	0.26					
S _s -11		0.18					
S _s -12		0.28					
S _s -13		0.26					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.37					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-31 (H-, V+) で 0.37)。

(せん断力照査，①－①断面（汀線方向北基礎））

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.44					
	H+, V-	0.42	0.43	0.41	0.46	0.35	0.35
	H-, V+	0.36					
	H-, V-	0.37					
S _s -1 1		0.30					
S _s -1 2		0.37					
S _s -1 3		0.37					
S _s -1 4		0.26					
S _s -2 1		0.31					
S _s -2 2		0.31					
S _s -3 1	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.28					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果は，検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が0.50以下である（最大照査値は，S_s-D 1（H+, V+）で0.44）。

以上より，検討ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力，せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり，かつ，曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D 1（H+, V+）である。

①－①断面（汀線方向北基礎）は，深部の地盤の剛性差により地層境界に大きなせん断変形が生じるため，敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により強制的に液化化させることを仮定した場合の検討ケース④で照査値が比較的大きくなる傾向にある。このため，大きい応力振幅で繰返し回数が多く，継続時間が長いS_s-D 1で照査値が大きくなる傾向にある。

北基礎については，当初はせん断力がコンクリートのみの短期許容せん断力以内に入っていたため，コンクリートのみの照査値で追加検討ケースを選定しているが，配筋を考慮することによって，最大照査値の発生位置は変わらないものの，照査値は当初と異なっている。しかしながら，①－①断面（北基礎）の照査値は，全て0.50以下であることから，さらなる追加検討ケースは必要ない。

(3) ③－③断面（汀線直交方向南基礎）

③－③断面（汀線直交方向南基礎）の地震動選定フローを図 2.1-5 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

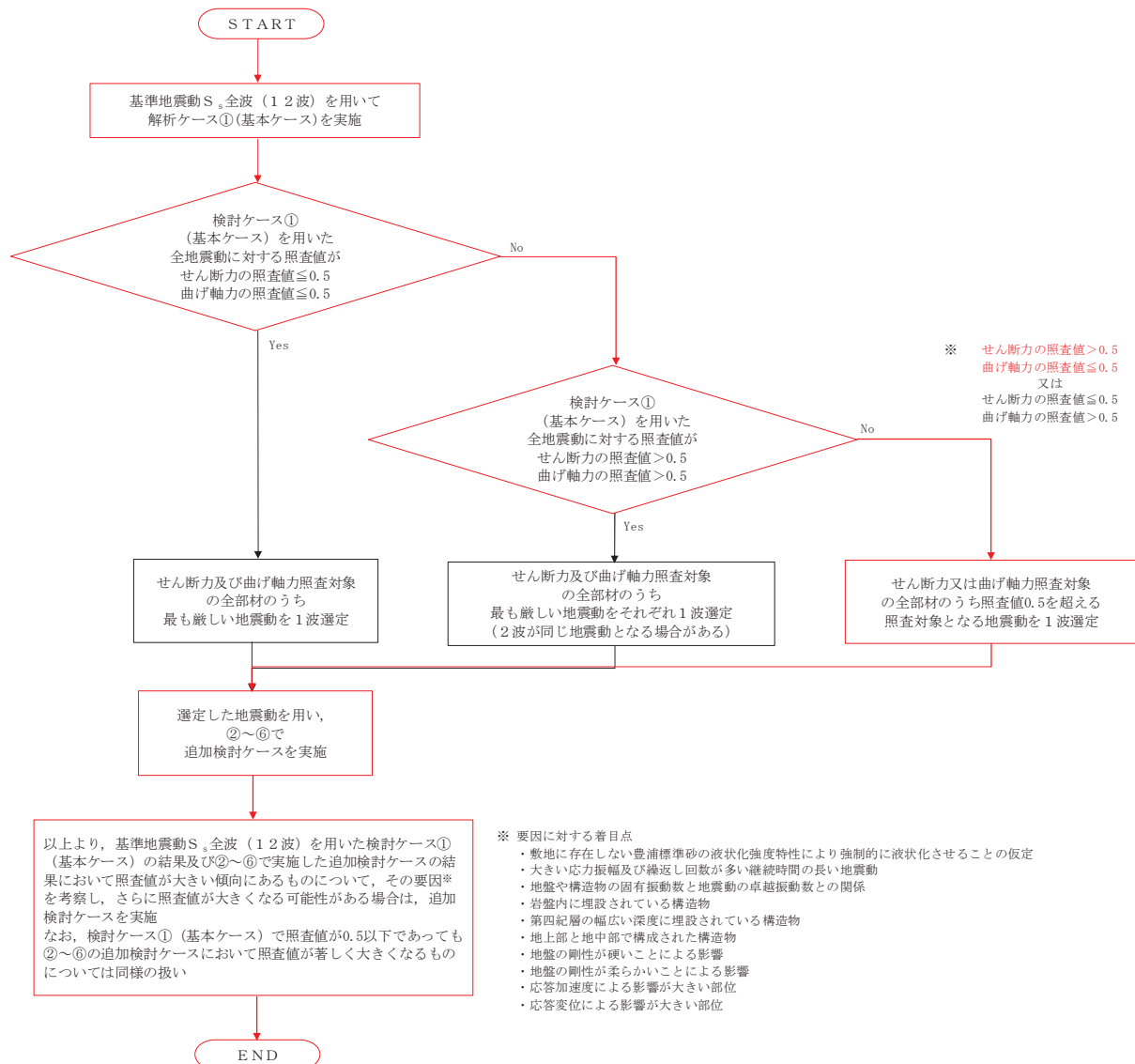


図 2.1-5 地震動選定フロー（③－③断面（汀線直交方向南基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ③-③断面 (汀線直交方向南基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.22					
	H+, V-	0.22					
	H-, V+	0.25					
	H-, V-	0.25					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.14					
S _s -13		0.16					
S _s -14		0.13					
S _s -21		0.18					
S _s -22		0.16					
S _s -31	H+, V+	0.25	0.25	0.26	0.25	0.24	0.24
	H-, V+	0.25					

※ 検討ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ③-③断面 (汀線直交方向南基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.19					
	H-, V+	0.22					
	H-, V-	0.22					
S _s -11		0.10					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.11					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.11					
S _s -31	H+, V+	0.22	0.22	0.22	0.22	0.20	0.20
	H-, V+	0.19					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H-, V+), S_s-D1 (H-, V-) 及び S_s-31 (H+, V+) で 0.22)。

(せん断力照査，③－③断面（汀線直交方向南基礎））

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s －D 1	H＋，V＋	0.54					
	H＋，V－	0.53					
	H－，V＋	0.59					
	H－，V－	0.59					
S _s －1 1		0.36					
S _s －1 2		0.37					
S _s －1 3		0.41					
S _s －1 4		0.36					
S _s －2 1		0.44					
S _s －2 2		0.38					
S _s －3 1	H＋，V＋	0.64	0.64	0.64	0.61	0.61	0.61
	H－，V＋	0.58					

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は，S_s－3 1（H＋，V＋）で0.64である。

以上より，検討ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力照査に対する全ての照査値が0.50以下，せん断力照査に対する最大照査値が0.64であり，せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s－3 1（H＋，V＋）である。

③－③断面（汀線直交方向南基礎）は，液状化の影響が少ない地層構成であることから，検討ケース①～⑥による地盤物性の影響の少ない断面である。また，地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの，最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s－3 1で照査値が大きくなる傾向にある。

③－③断面（汀線直交方向南基礎）における照査値は，検討ケース①～⑥において顕著な増加傾向が見られない。以上を踏まえ，さらなる追加検討ケースは必要ない。

(4) ②-②断面（汀線直交方向北基礎）

②-②断面（汀線直交方向北基礎）の地震動選定フローを図 2.1-6 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

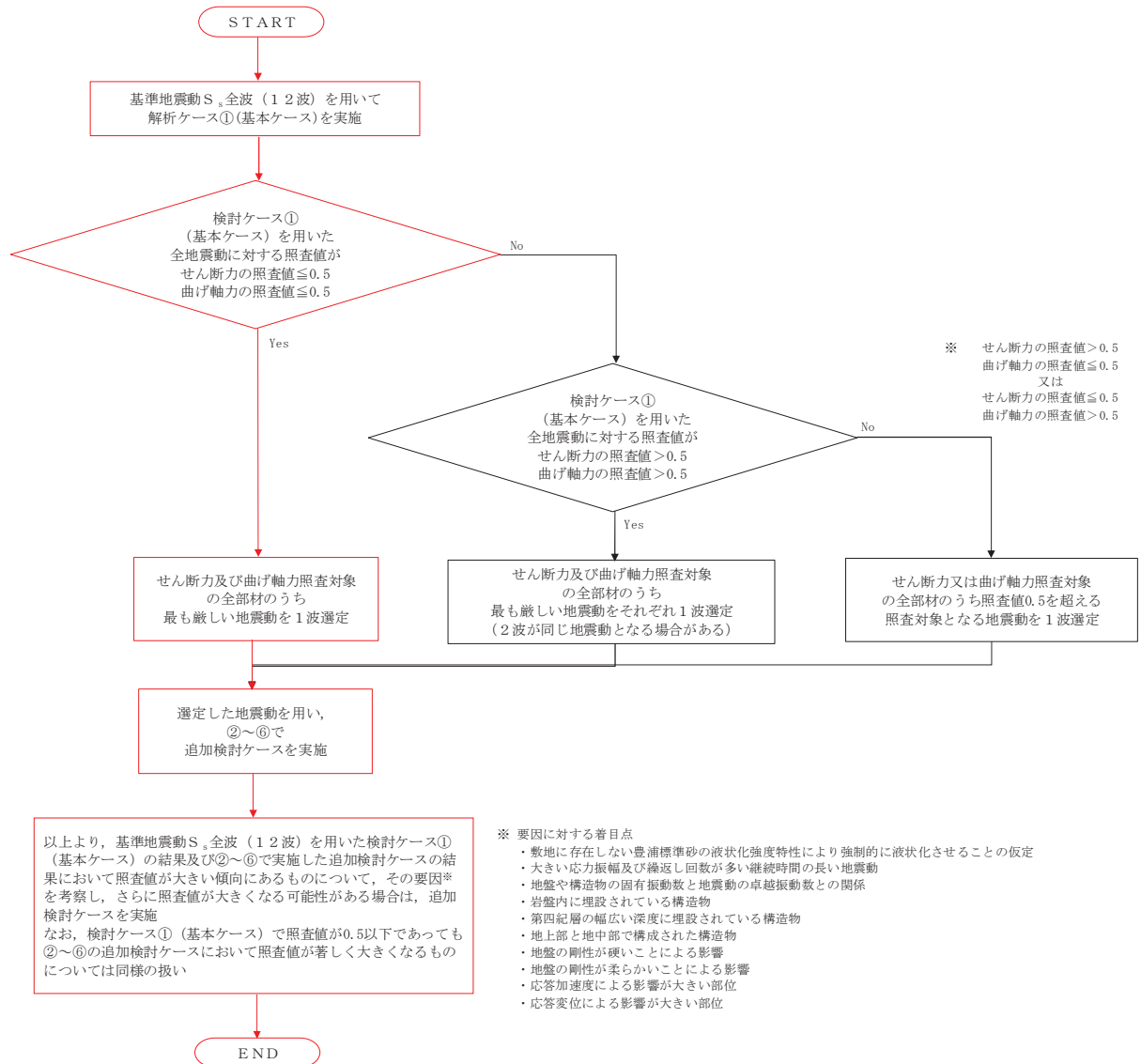


図 2.1-6 地震動選定フロー（②-②断面（汀線直交方向北基礎））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ②-②断面 (汀線直交方向北基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.27	0.27	0.28	0.27	0.27	0.25
	H+, V-	0.27					
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.19					
S _s -13		0.20					
S _s -14		0.19					
S _s -21		0.18					
S _s -22		0.15					
S _s -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.25					

※ 検討ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ②-②断面 (汀線直交方向北基礎))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.21	0.19	0.23	0.20	0.23	0.20
	H+, V-	0.17					
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.18					
S _s -11		0.05					
S _s -12		0.07					
S _s -13		0.08					
S _s -14		0.07					
S _s -21		0.07					
S _s -22		0.05					
S _s -31	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-D1 (H+, V+) で 0.21)。

(せん断力照査，②－②断面（汀線直交方向北基礎））

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s －D 1	H＋， V＋	0.39	0.41	0.37	0.43	0.29	0.29
	H＋， V－	0.39					
	H－， V＋	0.39					
	H－， V－	0.36					
S _s －1 1		0.20					
S _s －1 2		0.28					
S _s －1 3		0.27					
S _s －1 4		0.26					
S _s －2 1		0.23					
S _s －2 2		0.27					
S _s －3 1	H＋， V＋	0.29					
	H－， V＋	0.28					

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果は，検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が0.50以下である（最大照査値は，S_s－D 1（H＋， V＋）， S_s－D 1（H＋， V－）及びS_s－D 1（H－， V＋）で0.39）。

以上より，検討ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力，せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり，かつ，曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s－D 1（H＋， V＋），S_s－D 1（H＋， V－）及びS_s－D 1（H－， V＋）である。

②－②断面（汀線直交方向北基礎）は，粘性土の層厚が厚く，液状化の影響が少ない地層構成であることから，検討ケース①～⑥による地盤物性の影響が少ない断面であり，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の検討ケース④においても同等の照査値となっている。また，大きい応力振幅で繰返し回数が多く，継続時間が長いS_s－D 1で照査値が大きくなる傾向にある。

①－①断面（北基礎）の照査値は，全て0.50以下であることから，さらなる追加検討ケースは必要ない。

2.2 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、地中連続壁基礎により支持される鉄筋コンクリート造の構造物である。耐震評価においては鉄筋コンクリート部（鉄筋コンクリート防潮壁，フーチング，地中連続壁基礎）を線形梁要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケースの選定は鉄筋コンクリート部（地中連続壁基礎）を評価対象とし，鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングについては2次元静的フレームモデルにより解析を行うため追加検討ケース選定の評価対象には該当しない。

2.2.1 照査位置及び仕様

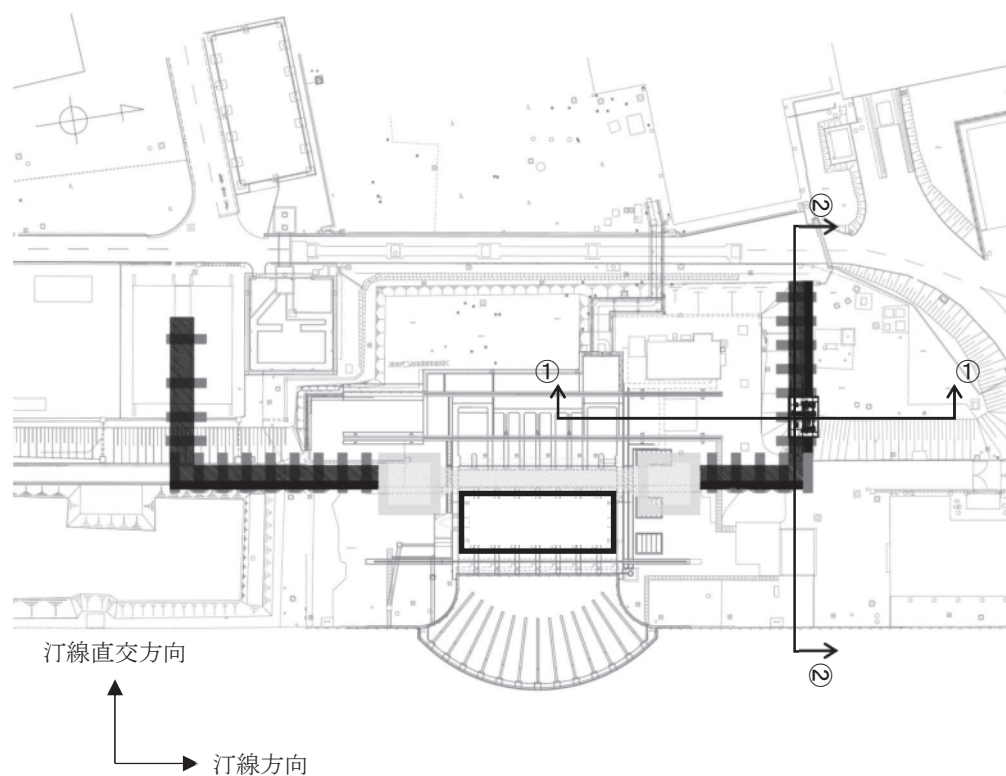


図 2.2-1(1) 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の平面図

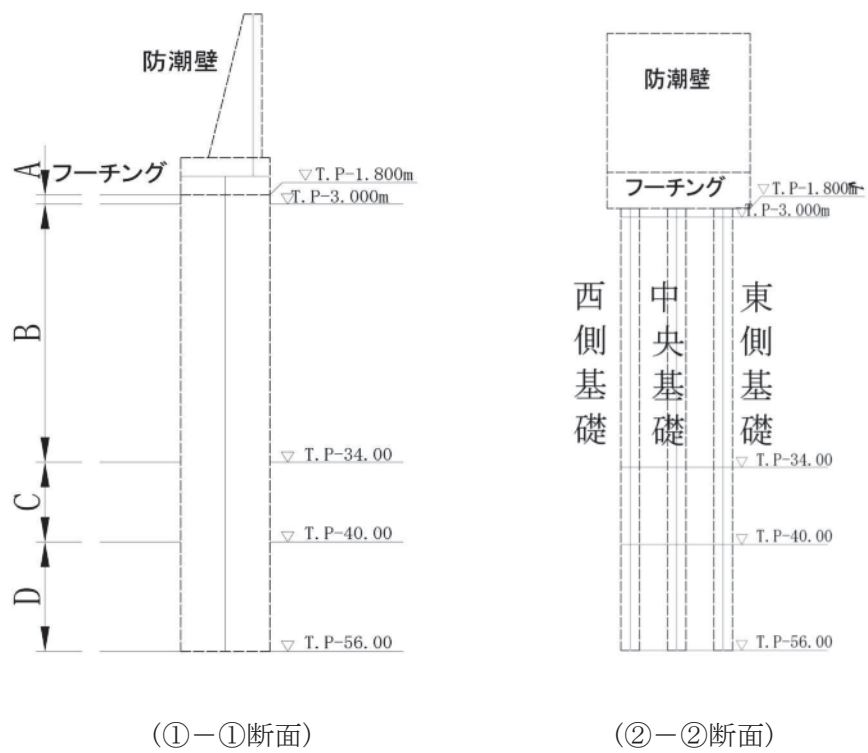


図 2.2-1 (2) 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の照査位置図

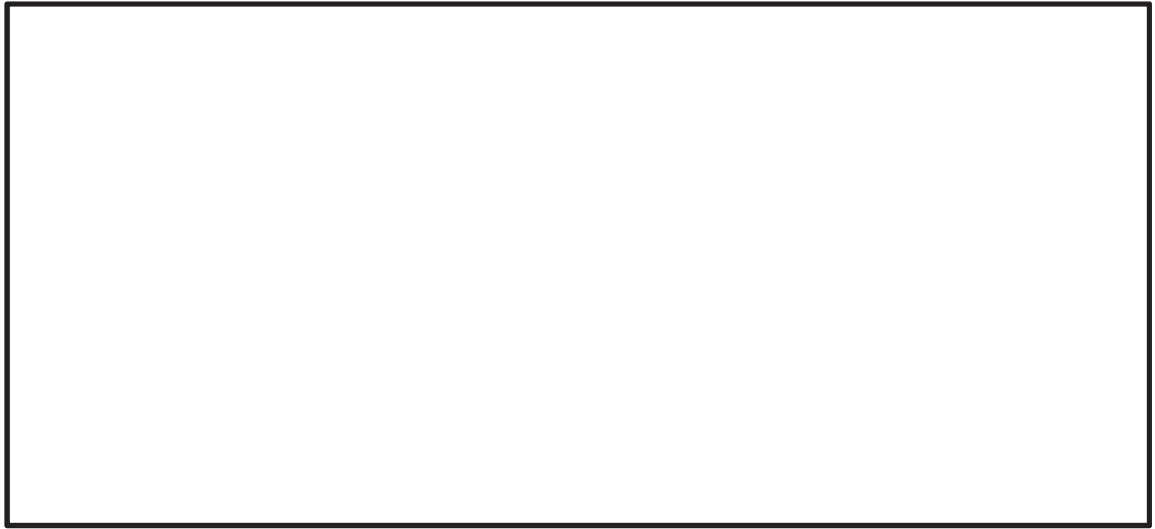


図 2.2-2(1) 概略配筋図 (部材 1 区間)



図 2.2-2(2) 概略配筋図 (部材 2 区間)

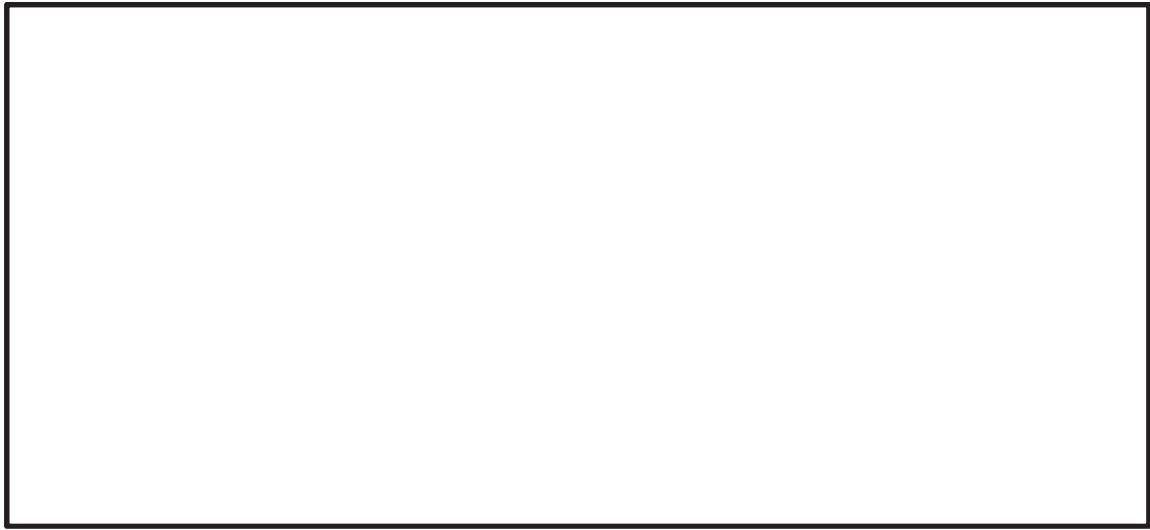


図 2.2-2(3) 概略配筋図 (部材 3 区間)



図 2.2-2(4) 概略配筋図 (部材 4 区間)

2.2.2 評価結果

(1) ①－①断面（汀線方向）

①－①断面（汀線方向）の地震動選定フローを図 2.2－3 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

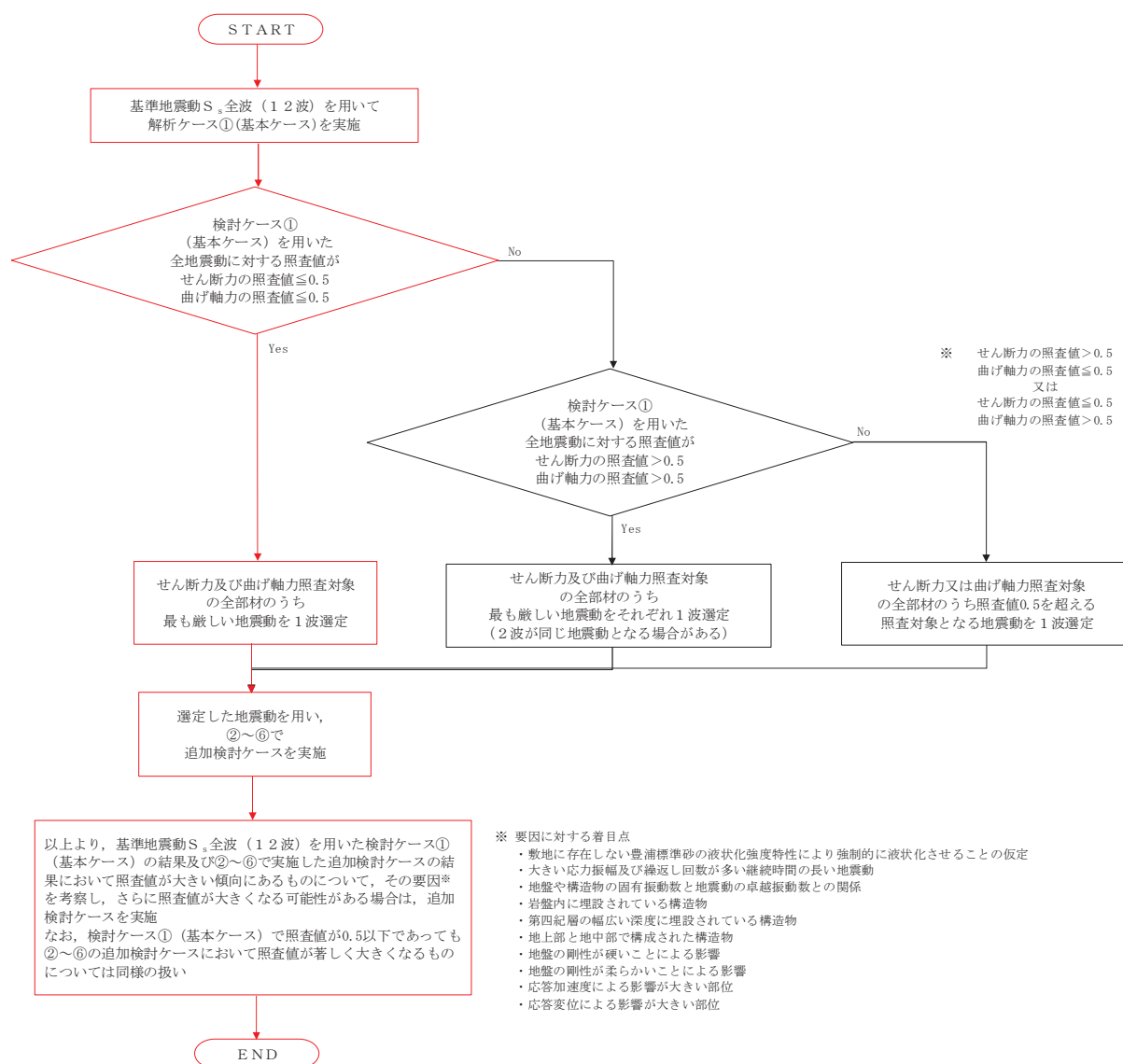


図 2.3－3 地震動選定フロー（①－①断面（汀線方向））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ①-①断面 (汀線方向))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.54					
	H+, V-	0.55	0.53	0.57	0.50	0.57	0.54
	H-, V+	0.59					
	H-, V-	0.60					
S _s -11		0.48					
S _s -12		0.44					
S _s -13		0.43					
S _s -14		0.38					
S _s -21		0.46					
S _s -22		0.37					
S _s -31	H+, V+	0.64	0.62	0.66	0.52	0.65	0.63
	H-, V+	0.52					

※ 検討ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ①-①断面 (汀線方向))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.41					
	H+, V-	0.38	0.35	0.41	0.31	0.37	0.34
	H-, V+	0.46					
	H-, V-	0.41					
S _s -11		0.27					
S _s -12		0.23					
S _s -13		0.21					
S _s -14		0.17					
S _s -21		0.28					
S _s -22		0.19					
S _s -31	H+, V+	0.49	0.46	0.51	0.32	0.50	0.48
	H-, V+	0.35					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, S_s-31 (H+, V+) で 0.49)。

(せん断力照査，①－①断面（汀線方向））

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.34					
	H+, V-	0.34	0.33	0.35	0.56	0.34	0.34
	H-, V+	0.34					
	H-, V-	0.28					
S _s -1 1		0.25					
S _s -1 2		0.26					
S _s -1 3		0.24					
S _s -1 4		0.18					
S _s -2 1		0.25					
S _s -2 2		0.23					
S _s -3 1	H+, V+	0.34	0.32	0.35	0.36	0.33	0.32
	H-, V+	0.28					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果は，検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が0.50以下である（最大照査値は，S_s-D 1（H+, V+），S_s-D 1（H+, V-），S_s-D 1（H-, V+）及びS_s-3 1（H+, V+）で0.34）。

当初設定した配筋は，許容限界を満足する暫定としての一様の配筋計画であり，その配筋条件における鉄筋の曲げ引張照査ではS_s-3 1（H+, V+），せん断力照査では，S_s-D 1（H+, V-）で最大照査値となっており，いずれも照査値が0.5を超えていた。しかしながら最終的には，耐津波設計で必要となる鉄筋量を踏まえた段落としによって配筋の見直しを行なっており，曲げ引張照査及びせん断力照査両方で最大照査値が0.5以下となっている。

以上より，検討ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力，せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり，かつ，曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-3 1（H+, V+）である。

①－①断面（汀線方向）は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また，大きい応力振幅で繰返し回数が多く，継続時間が長いS_s-D 1，及び，地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの，最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-3 1で照査値が大きくなる傾向にある。

しかしながら，検討ケース①～⑥においては，照査値に顕著な増加傾向は見られず，照査値も許容値を十分下回ることを確認したことから，さらなる追加検討ケースは必要ない。

(2) ②-②断面（汀線直交方向）

②-②断面（汀線直交方向）の地震動選定フローを図 2.2-4 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断照査値が 0.50 より大きいことから、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

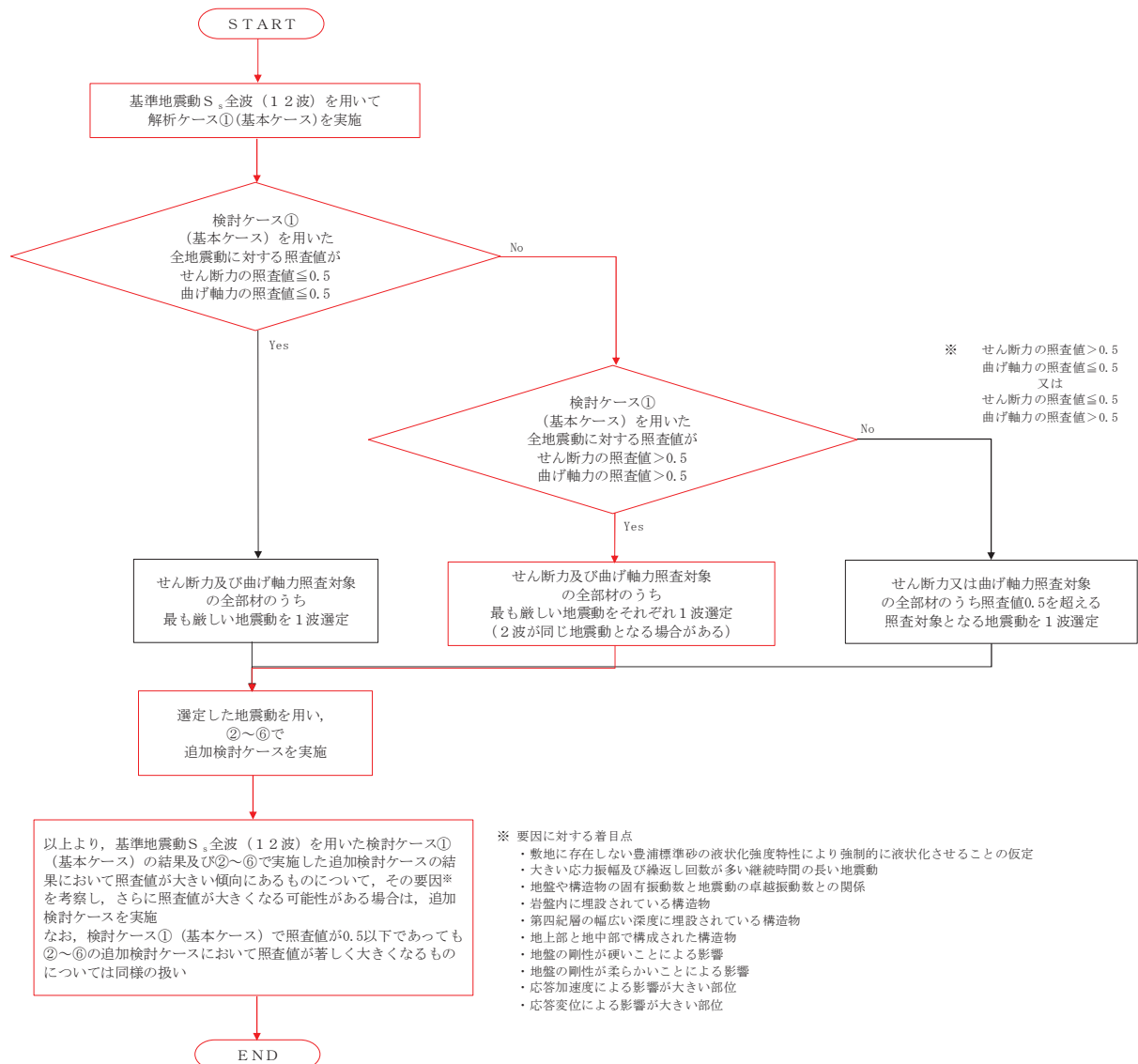


図 2.2-4 地震動選定フロー（②-②断面（汀線直交方向））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), ②-②断面 (汀線直交方向))

(西側基礎)

(中央基礎)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.69	0.63	0.77	0.67	0.60	0.54
	H+, V-		0.70					
	H-, V+		0.60					
	H-, V-		0.58					
S _s -11			0.36					
S _s -12			0.46					
S _s -13			0.46					
S _s -14			0.41					
S _s -21			0.43					
S _s -22			0.41					
S _s -31	H+, V+		0.74	0.72	0.75	0.65	0.72	0.70
	H-, V+		0.66					

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.73	0.67	0.81	0.67	0.62	0.56
	H+, V-		0.73					
	H-, V+		0.62					
	H-, V-		0.61					
S _s -11			0.39					
S _s -12			0.49					
S _s -13			0.49					
S _s -14			0.42					
S _s -21			0.47					
S _s -22			0.44					
S _s -31	H+, V+		0.77	0.75	0.78	0.68	0.74	0.71
	H-, V+		0.65					

(東側基礎)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.74	0.68	0.82	0.70	0.62	0.56
	H+, V-		0.73					
	H-, V+		0.62					
	H-, V-		0.62					
S _s -11			0.40					
S _s -12			0.50					
S _s -13			0.50					
S _s -14			0.43					
S _s -21			0.47					
S _s -22			0.44					
S _s -31	H+, V+		0.76	0.74	0.77	0.70	0.73	0.70
	H-, V+		0.62					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
 ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), ②-②断面 (汀線直交方向))
(西側基礎) (中央基礎)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.61	0.56	0.70	0.60	0.54	0.49
	H+, V-		0.62					
	H-, V+		0.51					
	H-, V-		0.49					
S _s -1 1			0.29					
S _s -1 2			0.38					
S _s -1 3			0.38					
S _s -1 4			0.33					
S _s -2 1			0.36					
S _s -2 2			0.35					
S _s -3 1	H+, V+		0.67	0.65	0.68	0.57	0.65	0.63
	H-, V+		0.58					

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.65	0.59	0.73	0.60	0.55	0.49
	H+, V-		0.65					
	H-, V+		0.55					
	H-, V-		0.53					
S _s -1 1			0.32					
S _s -1 2			0.42					
S _s -1 3			0.42					
S _s -1 4			0.36					
S _s -2 1			0.39					
S _s -2 2			0.37					
S _s -3 1	H+, V+		0.69	0.67	0.70	0.60	0.67	0.65
	H-, V+		0.58					

(東側基礎)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.68	0.63	0.76	0.67	0.56	0.49
	H+, V-		0.66					
	H-, V+		0.58					
	H-, V-		0.57					
S _s -1 1			0.34					
S _s -1 2			0.46					
S _s -1 3			0.46					
S _s -1 4			0.39					
S _s -2 1			0.41					
S _s -2 2			0.38					
S _s -3 1	H+, V+		0.69	0.68	0.70	0.63	0.66	0.64
	H-, V+		0.56					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は, 中央基礎及び東側基礎, S_s-3 1 (H+, V+) で 0.69 である。

(せん断力照査、②－②断面（汀線直交方向））

(西側基礎)

(中央基礎)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.57	0.55	0.55	0.47	0.37	0.32
	H+, V-	0.55					
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.49					
S _s -1 1		0.26					
S _s -1 2		0.48					
S _s -1 3		0.47					
S _s -1 4		0.42					
S _s -2 1		0.33					
S _s -2 2		0.38					
S _s -3 1	H+, V+	0.36	0.37	0.37	0.40	0.33	0.31
	H-, V+	0.34					

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.46	0.45	0.50	0.42	0.37	0.34
	H+, V-	0.45					
	H-, V+	0.42					
	H-, V-	0.41					
S _s -1 1		0.23					
S _s -1 2		0.39					
S _s -1 3		0.39					
S _s -1 4		0.37					
S _s -2 1		0.33					
S _s -2 2		0.33					
S _s -3 1	H+, V+	0.37	0.37	0.39	0.41	0.34	0.33
	H-, V+	0.37					

(東側基礎)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.59	0.58	0.59	0.45	0.39	0.35
	H+, V-	0.57					
	H-, V+	0.52					
	H-, V-	0.53					
S _s -1 1		0.29					
S _s -1 2		0.50					
S _s -1 3		0.49					
S _s -1 4		0.45					
S _s -2 1		0.39					
S _s -2 2		0.42					
S _s -3 1	H+, V+	0.39	0.40	0.40	0.45	0.35	0.33
	H-, V+	0.33					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は、東側基礎、S_s-D 1（H+, V+）で0.59である。

以上より、検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.69、せん断力照査に対する最大照査値が0.59であり、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D 1（H+, V+）及びS_s-3 1（H+, V+）である。

②－②断面（汀線直交方向）は、地中連続壁基礎の弱軸方向断面であり、第四紀層が厚く堆積することから部分的な液状化の影響よりも全体的に地盤の柔らかい検討ケース③で照査値が大きくなる傾向にある。第四紀層が厚く堆積する敷地では地盤の固有周期が長いことからS_s-D 1で照査値が大きくなる傾向にある。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-3 1についても照査値が大きくなる傾向にある。

しかしながら、検討ケース①～⑥においては、照査値に顕著な増加傾向は見られず、照査値も許容値を十分下回ることを確認したことから、さらなる追加検討ケースは必要ない。

2.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地中連続壁基礎により支持する鉄筋コンクリート造の構造物である。耐震評価においては防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎を梁要素及び平面要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケースの選定は、防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎をそれぞれ評価対象とする。

2.3.1 照査位置及び仕様

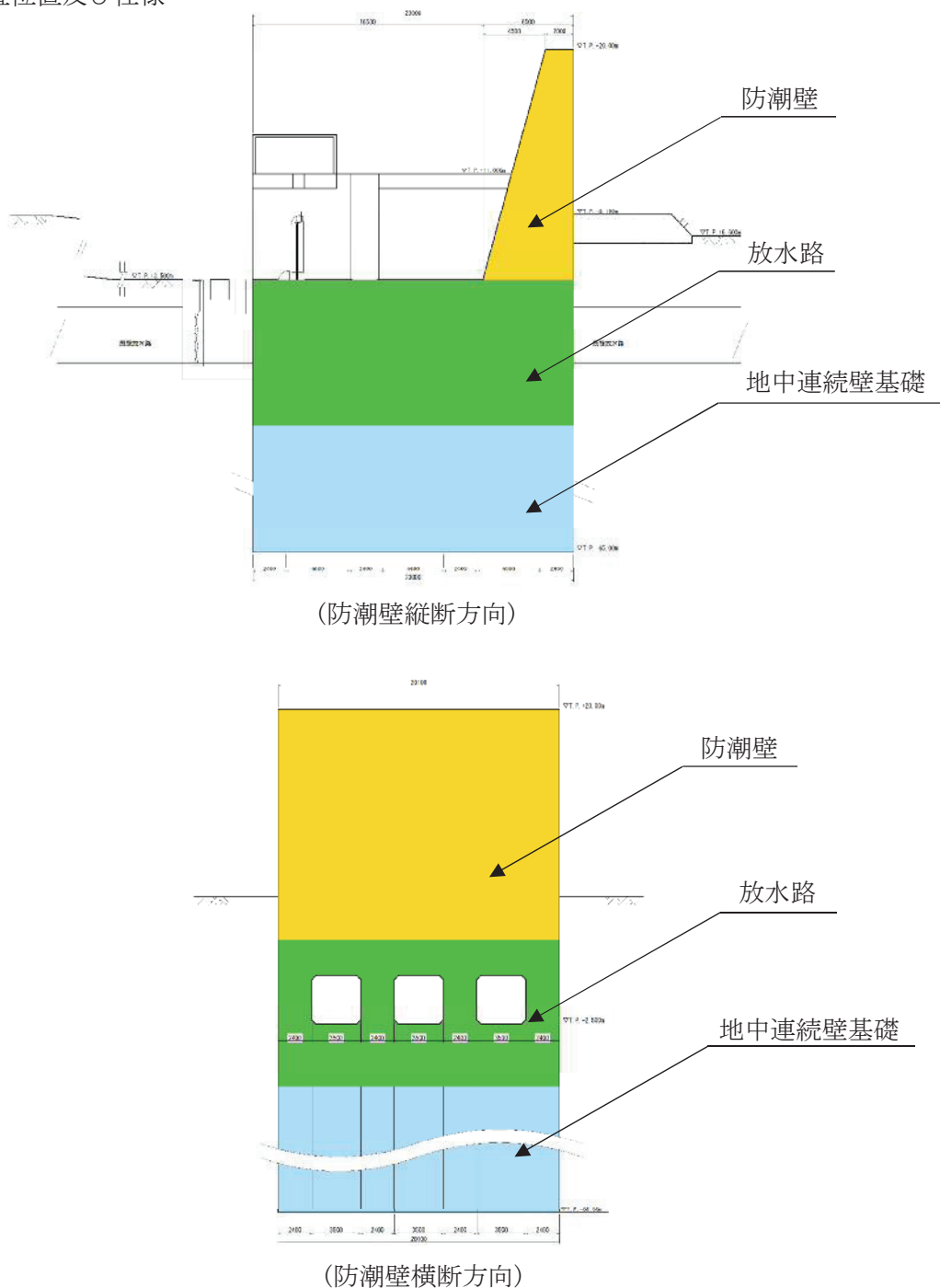


図 2.3-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））の照査位置図

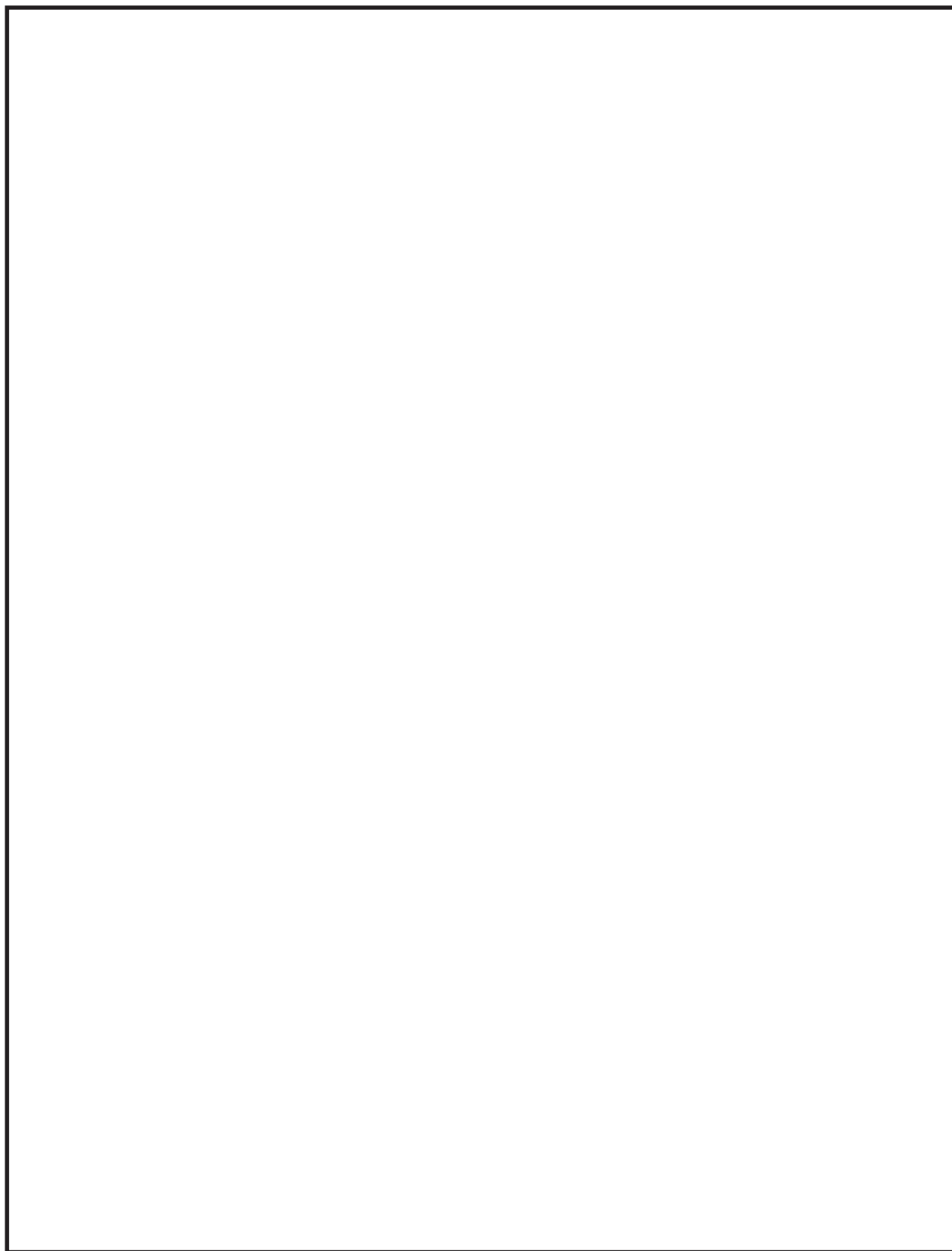


图 2.3-2 概略配筋图（防潮壁横断方向）

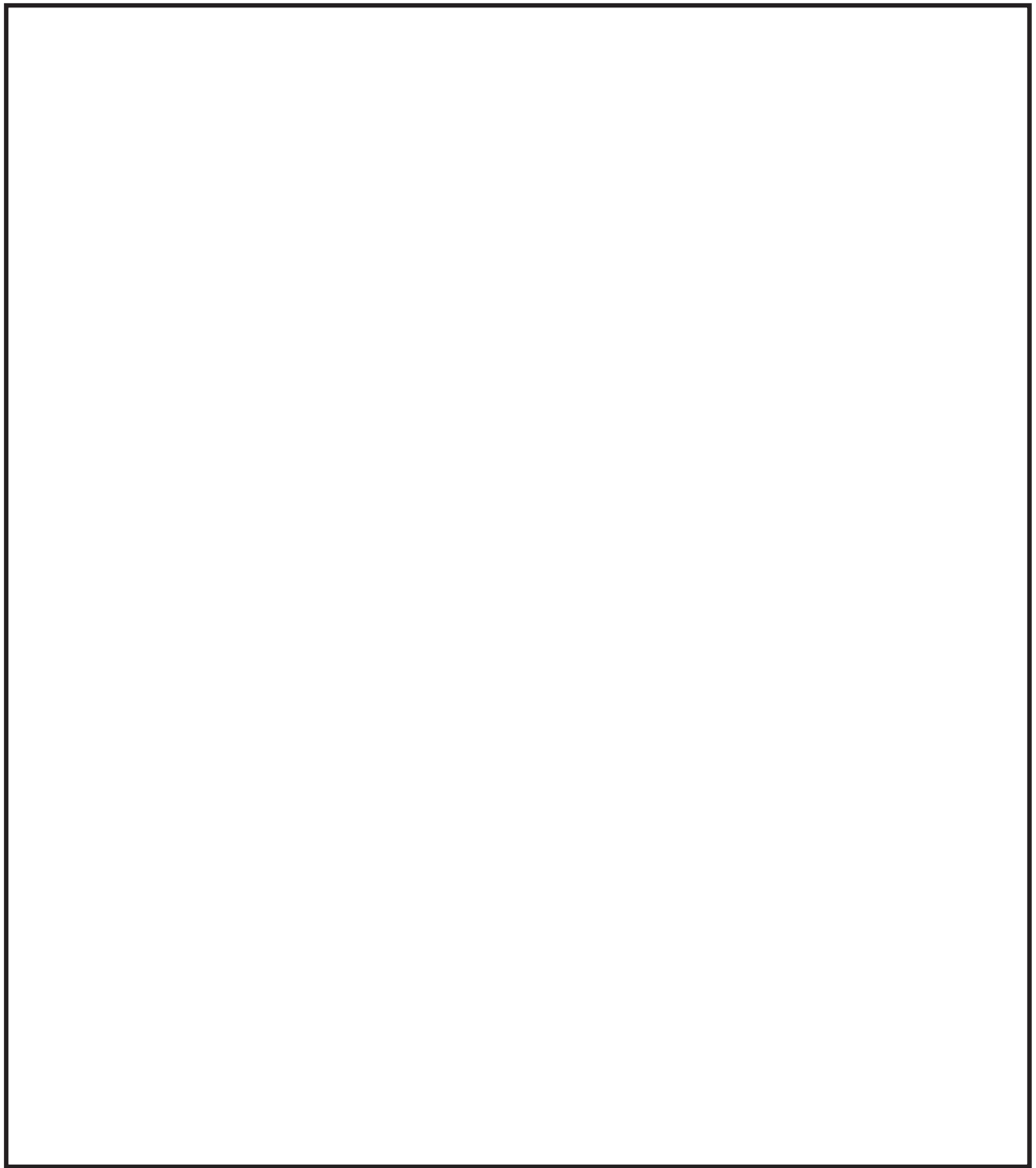


图 2.3—3 概略配筋图（防潮壁縦断方向）

2.3.2 評価結果

(1) 防潮壁横断方向断面

防潮壁横断方向断面の地震動選定フローを図 2.3-4 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値が 0.50 以下、せん断力に対する照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

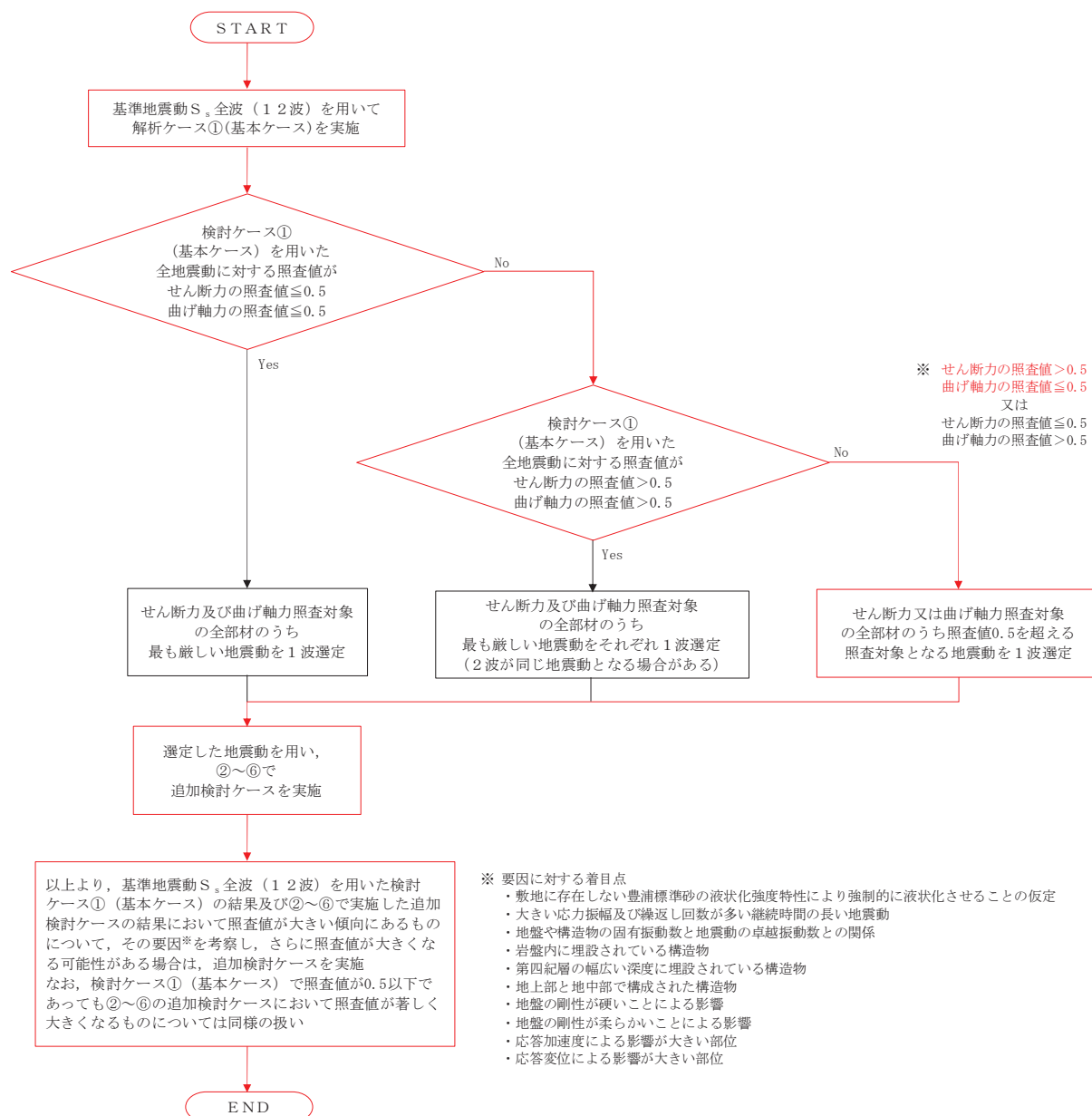


図 2.3-4 地震動選定フロー（防潮壁横断方向断面）

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁横断方向断面)

(防潮壁)

地盤動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12					
S _s -1 1		0.08					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.09					
S _s -1 4		0.07					
S _s -2 1		0.11					
S _s -2 2		0.09					
S _s -3 1	H+, V+	0.12					
	H-, V+	0.11					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地盤動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.29	0.29	0.30	0.31	0.29	0.29
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27					
S _s -1 1		0.18					
S _s -1 2		0.26					
S _s -1 3		0.25					
S _s -1 4		0.23					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.32					

(地中連続壁基礎 (水平))

地盤動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.28	0.29	0.28	0.30	0.25	0.25
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.28					
S _s -1 1		0.18					
S _s -1 2		0.25					
S _s -1 3		0.24					
S _s -1 4		0.24					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.19					
S _s -3 1	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.23					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
 ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁横断方向断面)

(防潮壁)

地震動 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.14	0.13	0.15	0.14	0.14	0.14
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.15					
S _s -1 1		0.07					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.09					
S _s -1 4		0.07					
S _s -2 1		0.11					
S _s -2 2		0.10					
S _s -3 1	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.25					
	H+, V-	0.09	0.08	0.09	0.17	0.09	0.08
	H-, V+	0.09					
	H-, V-	0.09					
S _s -1 1		0.01					
S _s -1 2		0.07					
S _s -1 3		0.05					
S _s -1 4		0.02					
S _s -2 1		—					
S _s -2 2		—					
S _s -3 1	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.17					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動 検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.19					
	H+, V-	0.20	0.21	0.20	0.21	0.18	0.18
	H-, V+	0.19					
	H-, V-	0.20					
S _s -1 1		0.13					
S _s -1 2		0.18					
S _s -1 3		0.17					
S _s -1 4		0.17					
S _s -2 1		0.13					
S _s -2 2		0.14					
S _s -3 1	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、地中連側壁基礎 (鉛直), S_s-D 1 (H+, V+) で 0.25)。

(せん断力照査，防潮壁横断方向断面)

(防潮壁)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	H+, V+	0.15					
	H+, V-	0.15	0.15	0.16	0.15	0.17	0.17
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.14					
S_s-11		0.09					
S_s-12		0.11					
S_s-13		0.10					
S_s-14		0.08					
S_s-21		0.12					
S_s-22		0.10					
S_s-31	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.15					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	H+, V+	0.36					
	H+, V-	0.37	0.37	0.34	0.39	0.32	0.31
	H-, V+	0.34					
	H-, V-	0.35					
S_s-11		0.19					
S_s-12		0.29					
S_s-13		0.29					
S_s-14		0.28					
S_s-21		0.18					
S_s-22		0.19					
S_s-31	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.33					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s-D1	H+, V+	0.47					
	H+, V-	0.52	0.52	0.51	0.55	0.46	0.46
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.51					
S_s-11		0.31					
S_s-12		0.45					
S_s-13		0.43					
S_s-14		0.43					
S_s-21		0.31					
S_s-22		0.35					
S_s-31	H+, V+	0.36					
	H-, V+	0.42					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は，地中連側壁基礎(水平)， S_s-D1 (H+, V-) で0.52である。

(地盤反力抽出結果，防潮壁横断方向断面)
(地中連続壁基礎（水平）)

地震動		検討ケース	地盤反力度 (kN/m ²)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		1396					
	H+, V-		1524	1530	1504	1608	1355	1361
	H-, V+		1432					
	H-, V-		1506					
S _s -1 1			930					
S _s -1 2			1320					
S _s -1 3			1258					
S _s -1 4			1265					
S _s -2 1			917					
S _s -2 2			1024					
S _s -3 1	H+, V+		1068					
	H-, V+		1233					

※ 検討ケース

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

検討ケース①(基本ケース)において、地盤反力抽出結果における最大値はS_s-D 1 (H+, V-)で発生し、地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮，鉄筋曲げ引張）及びせん断力照査における最大照査値発生の地震動ケースと対応している。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力に対する最大照査値が0.50以下、せん断力に対する最大照査値が0.52であり、せん断力照査対象の全部材のうち、最も厳しい照査値となった地震動は、S_s-D 1 (H+, V-)である。

防潮壁横断方向断面は、第四紀層の幅広い深度にわたって埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で照査値が大きくなる結果となる傾向にある。また、大きい応答振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D 1で照査値が大きくなる傾向がある。

追加検討ケースに用いる地震動は、地盤反力による影響が大きい地中連続壁基礎（水平）のせん断力に対する照査で選定されており、この部材の照査値は他の部材に比べて厳しい。また、検討ケース①において、位相の差異による影響はわずかであることが確認されていることから、さらなる追加検討ケースは必要ない。

(2) 防潮壁縦断方向断面（防潮壁部）

防潮壁縦断方向断面（防潮壁部）の地震動選定フローを図 2.3-5 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値が 0.50 より大きく、せん断力に対する照査値が 0.50 より大きいことから、曲げ軸力照査対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

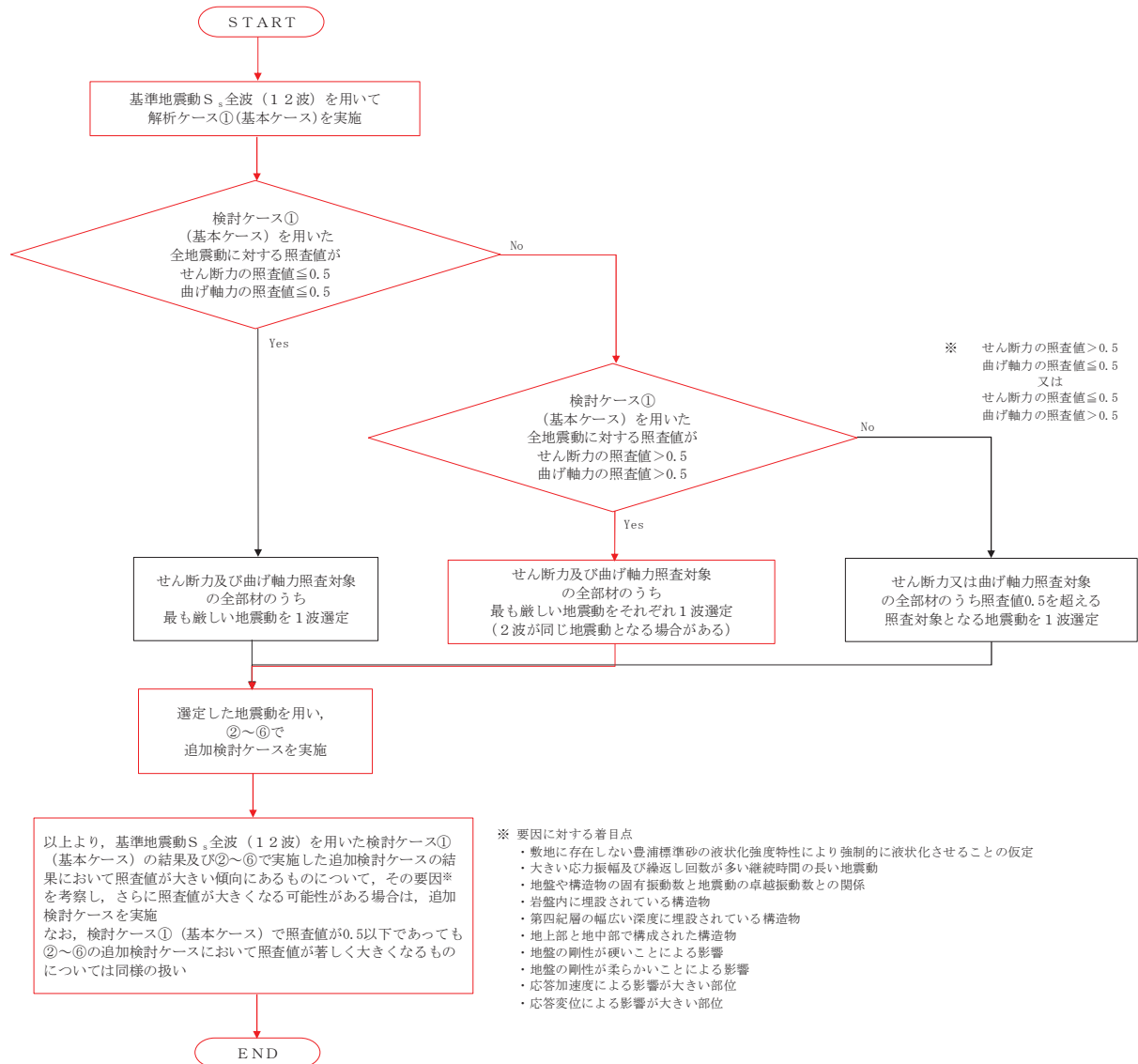


図 2.3-5 地震動選定フロー（防潮壁縦断方向断面（防潮壁部））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁縦断方向断面 (防潮壁部))

(放水路左側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.13			0.13		
	H+, V-	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.13					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.10					
S _s -13		0.10					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.11					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.13					

(放水路右側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.12			0.14		
	H+, V-	0.13	0.13	0.13	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.13					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.12					
S _s -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.14					

(放水路左中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.14			0.14		
	H+, V-	0.13	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.14					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.09					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(放水路右中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.13			0.15		
	H+, V-	0.14	0.13	0.14	0.15	0.15	0.16
	H-, V+	0.14					
	H-, V-	0.13					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.14					

(放水路底版)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.01			0.01		
	H+, V-	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S _s -11		0.01					
S _s -12		0.01					
S _s -13		0.01					
S _s -14		0.01					
S _s -21		0.01					
S _s -22		0.01					
S _s -31	H+, V+	0.01					
	H-, V+	0.01					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.36			0.32		
	H+, V-	0.34	0.32	0.33	0.31	0.34	0.34
	H-, V+	0.35					
	H-, V-	0.34					
S _s -11		0.22					
S _s -12		0.35					
S _s -13		0.35					
S _s -14		0.32					
S _s -21		0.24					
S _s -22		0.23					
S _s -31	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.36					

(地中連続壁基礎 (水平))

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.30			0.32		
	H+, V-	0.31	0.32	0.30	0.34	0.29	0.29
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
S _s -11		0.23					
S _s -12		0.27					
S _s -13		0.27					
S _s -14		0.23					
S _s -21		0.21					
S _s -22		0.24					
S _s -31	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.22					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁縦断方向断面 (防潮壁部))

(放水路左側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.51			0.47		
	H+, V-	0.41	0.38	0.43	0.44	0.40	0.43
	H-, V+	0.44					
	H-, V-	0.43					
$S_s - 11$		0.05					
$S_s - 12$		0.05					
$S_s - 13$		0.05					
$S_s - 14$		0.06					
$S_s - 21$		0.35					
$S_s - 22$		0.33					
$S_s - 31$	H+, V+	0.43					
	H-, V+	0.49					

(放水路右側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.44			0.50		
	H+, V-	0.42	0.43	0.46	0.53	0.54	0.57
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.40					
$S_s - 11$		0.06					
$S_s - 12$		0.06					
$S_s - 13$		0.06					
$S_s - 14$		0.08					
$S_s - 21$		0.33					
$S_s - 22$		0.44					
$S_s - 31$	H+, V+	0.49					
	H-, V+	0.43					

(放水路左中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.15			0.05		
	H+, V-	0.09	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05					
$S_s - 11$		0.05					
$S_s - 12$		0.06					
$S_s - 13$		0.06					
$S_s - 14$		0.05					
$S_s - 21$		0.05					
$S_s - 22$		0.05					
$S_s - 31$	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.14					

(放水路右中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.05			0.14		
	H+, V-	0.05	0.05	0.12	0.16	0.16	0.17
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.08					
$S_s - 11$		0.06					
$S_s - 12$		0.06					
$S_s - 13$		0.06					
$S_s - 14$		0.06					
$S_s - 21$		0.07					
$S_s - 22$		0.12					
$S_s - 31$	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.11					

(放水路底板)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.03			0.02		
	H+, V-	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
$S_s - 11$		0.03					
$S_s - 12$		0.03					
$S_s - 13$		0.03					
$S_s - 14$		0.03					
$S_s - 21$		0.03					
$S_s - 22$		0.03					
$S_s - 31$	H+, V+	0.03					
	H-, V+	0.03					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.29			0.18		
	H+, V-	0.11	0.09	0.11	0.06	0.13	0.13
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.10					
$S_s - 11$		—					
$S_s - 12$		0.18					
$S_s - 13$		0.20					
$S_s - 14$		0.13					
$S_s - 21$		0.07					
$S_s - 22$		—					
$S_s - 31$	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.22					

(地中連続壁基礎 (水平))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.23			0.25		
	H+, V-	0.24	0.24	0.23	0.26	0.22	0.22
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
$S_s - 11$		0.18					
$S_s - 12$		0.21					
$S_s - 13$		0.21					
$S_s - 14$		0.18					
$S_s - 21$		0.16					
$S_s - 22$		0.18					
$S_s - 31$	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、放水路左側壁, $S_s - D1$ (H+, V+) で 0.51 である。

(せん断力照査，防潮壁縦断方向断面（防潮壁部））

(放水路左側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.49			0.53		
	H+, V-	0.48	0.49	0.50	0.53	0.55	0.56
	H-, V+	0.51					
	H-, V-	0.50					
S _s -11		0.29					
S _s -12		0.32					
S _s -13		0.32					
S _s -14		0.32					
S _s -21		0.48					
S _s -22		0.50					
S _s -31	H+, V+	0.49					
	H-, V+	0.52					

(放水路右側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.49			0.49		
	H+, V-	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.49					
S _s -11		0.29					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.30					
S _s -14		0.25					
S _s -21		0.45					
S _s -22		0.43					
S _s -31	H+, V+	0.51					
	H-, V+	0.49					

(放水路左中壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.48			0.53		
	H+, V-	0.48	0.48	0.50	0.53	0.55	0.56
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.49					
S _s -11		0.25					
S _s -12		0.30					
S _s -13		0.29					
S _s -14		0.30					
S _s -21		0.45					
S _s -22		0.48					
S _s -31	H+, V+	0.50					
	H-, V+	0.51					

(放水路右中壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.49			0.52		
	H+, V-	0.49	0.47	0.49	0.52	0.54	0.55
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.48					
S _s -11		0.25					
S _s -12		0.29					
S _s -13		0.28					
S _s -14		0.29					
S _s -21		0.45					
S _s -22		0.47					
S _s -31	H+, V+	0.51					
	H-, V+	0.50					

(放水路底板)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.04			0.04		
	H+, V-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.04					
S _s -11		0.04					
S _s -12		0.04					
S _s -13		0.04					
S _s -14		0.04					
S _s -21		0.04					
S _s -22		0.04					
S _s -31	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

(地中連続壁基礎（鉛直））

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.50			0.53		
	H+, V-	0.50	0.51	0.47	0.53	0.42	0.42
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.50					
S _s -11		0.20					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.36					
S _s -21		0.33					
S _s -22		0.38					
S _s -31	H+, V+	0.42					
	H-, V+	0.43					

(地中連続壁基礎（水平））

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.78			0.84		
	H+, V-	0.82	0.84	0.79	0.89	0.76	0.74
	H-, V+	0.77					
	H-, V-	0.77					
S _s -11		0.61					
S _s -12		0.71					
S _s -13		0.71					
S _s -14		0.60					
S _s -21		0.54					
S _s -22		0.62					
S _s -31	H+, V+	0.64					
	H-, V+	0.57					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は，地中連側壁基礎（水平），S_s-D1（H+, V-）で0.82である。

(地盤反力抽出結果，防潮壁縦断方向断面（防潮壁部））
(地中連続壁基礎（水平））

検討ケース		地盤反力度 (kN/m ²)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	1354			1454		
	H+, V-	1417	1447	1365	1537	1307	1282
	H-, V+	1340					
	H-, V-	1339					
S _s -1 1		1054					
S _s -1 2		1231					
S _s -1 3		1230					
S _s -1 4		1030					
S _s -2 1		939					
S _s -2 2		1074					
S _s -3 1	H+, V+	1113					
	H-, V+	974					

※ 検討ケース

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

検討ケース①（基本ケース）において，地盤反力抽出結果における最大値はS_s-D 1（H+，V-）で発生し，地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮，鉄筋曲げ引張）及びせん断力照査における最大照査値発生の地震動ケースと対応している。

以上より，検討ケース①（基本ケース）において，曲げ軸力に対する最大照査値が0.51，せん断力に対する最大照査値が0.82であり，曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち，それぞれ最も厳しい照査値となった地震動は，S_s-D 1（H+，V+）及びS_s-D 1（H+，V-）である。

防潮壁縦断方向断面（防潮壁部）は，第四紀層の幅広い深度にわたって埋設されている構造物であることから，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で照査値が大きくなる結果となる傾向にある。また，大きい応答振幅で繰返し回数が多く，継続時間が長いS_s-D 1で照査値が大きくなる傾向がある。

よって，曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）において，検討ケース①による照査値が最も厳しいS_s-D 1（H+，V+）に対し，照査値の増加傾向が比較的大きい追加検討ケース④を実施する。

(3) 防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）

防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）の地震動選定フローを図 2.3-6 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値が 0.50 以下、せん断力に対する照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

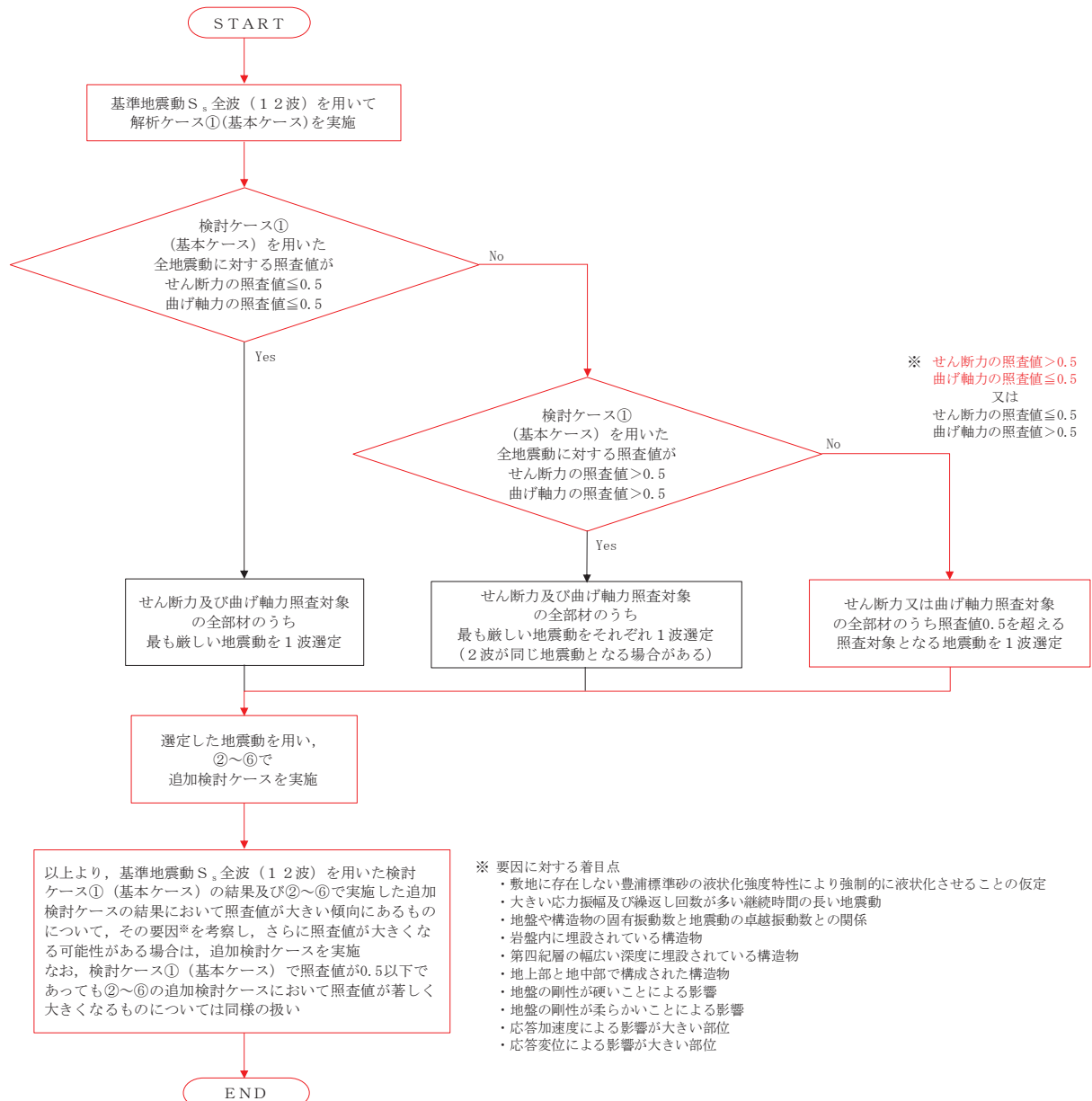


図 2.3-6 地震動選定フロー（防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 1/2)

(ゲート頂版)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.14					
	H+, V-	0.14	0.14	0.14	0.16	0.16	0.16
	H-, V+	0.14					
	H-, V-	0.14					
S _s -1 1		0.09					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.08					
S _s -1 4		0.09					
S _s -2 1		0.13					
S _s -2 2		0.16					
S _s -3 1	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.15					

(ゲート左側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.11	0.14	0.14
	H-, V+	0.11					
	H-, V-	0.11					
S _s -1 1		0.07					
S _s -1 2		0.07					
S _s -1 3		0.07					
S _s -1 4		0.06					
S _s -2 1		0.10					
S _s -2 2		0.11					
S _s -3 1	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.12					

(ゲート右側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11	0.11	0.12	0.13	0.13	0.13
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
S _s -1 1		0.06					
S _s -1 2		0.06					
S _s -1 3		0.06					
S _s -1 4		0.05					
S _s -2 1		0.11					
S _s -2 2		0.13					
S _s -3 1	H+, V+	0.12					
	H-, V+	0.11					

(ゲート左中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.19					
	H+, V-	0.18	0.18	0.19	0.21	0.22	0.22
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.18					
S _s -1 1		0.09					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.09					
S _s -1 4		0.09					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.21					
S _s -3 1	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.19					

(ゲート右中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.18	0.18	0.19	0.21	0.21	0.21
	H-, V+	0.19					
	H-, V-	0.19					
S _s -1 1		0.09					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.09					
S _s -1 4		0.08					
S _s -2 1		0.16					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.19					

(放水路頂版)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.13
	H-, V+	0.11					
	H-, V-	0.11					
S _s -1 1		0.07					
S _s -1 2		0.07					
S _s -1 3		0.07					
S _s -1 4		0.07					
S _s -2 1		0.11					
S _s -2 2		0.12					
S _s -3 1	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.11					

(放水路左側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
S _s -1 1		0.05					
S _s -1 2		0.06					
S _s -1 3		0.06					
S _s -1 4		0.06					
S _s -2 1		0.09					
S _s -2 2		0.09					
S _s -3 1	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.10					

(放水路右側壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.09					
	H+, V-	0.10	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
S _s -1 1		0.06					
S _s -1 2		0.06					
S _s -1 3		0.06					
S _s -1 4		0.06					
S _s -2 1		0.09					
S _s -2 2		0.10					
S _s -3 1	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.10					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 2/2)

(放水路左中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.09					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.08					
S _s -22			0.10					
S _s -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.09					
	H+, V-		0.09	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11
	H-, V+		0.09					
	H-, V-		0.09					
S _s -11			0.05					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.06					
S _s -21			0.08					
S _s -22			0.10					
S _s -31	H+, V+		0.10					
	H-, V+		0.10					

(放水路底版)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.01					
	H+, V-		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+		0.01					
	H-, V-		0.01					
S _s -11			0.01					
S _s -12			0.01					
S _s -13			0.01					
S _s -14			0.01					
S _s -21			0.01					
S _s -22			0.01					
S _s -31	H+, V+		0.01					
	H-, V+		0.01					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.34					
	H+, V-		0.31	0.30	0.31	0.30	0.32	0.32
	H-, V+		0.33					
	H-, V-		0.32					
S _s -11			0.19					
S _s -12			0.34					
S _s -13			0.34					
S _s -14			0.30					
S _s -21			0.22					
S _s -22			0.22					
S _s -31	H+, V+		0.35					
	H-, V+		0.35					

(地中連続壁基礎 (水平))

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.29					
	H+, V-		0.31	0.32	0.29	0.33	0.28	0.27
	H-, V+		0.29					
	H-, V-		0.29					
S _s -11			0.22					
S _s -12			0.26					
S _s -13			0.26					
S _s -14			0.22					
S _s -21			0.21					
S _s -22			0.23					
S _s -31	H+, V+		0.25					
	H-, V+		0.22					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 1/2)

(ゲート頂版)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.44					
	H+, V-	0.44	0.43	0.46	0.50	0.52	0.52
	H-, V+	0.45					
	H-, V-	0.44					
$S_s - 11$		0.21					
$S_s - 12$		0.21					
$S_s - 13$		0.21					
$S_s - 14$		0.21					
$S_s - 21$		0.41					
$S_s - 22$		0.50					
$S_s - 31$	H+, V+	0.46					
	H-, V+	0.46					

(ゲート左側壁)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.27					
	H+, V-	0.23	0.23	0.26	0.28	0.28	0.28
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.29					
$S_s - 11$		0.08					
$S_s - 12$		0.08					
$S_s - 13$		0.09					
$S_s - 14$		0.08					
$S_s - 21$		0.24					
$S_s - 22$		0.31					
$S_s - 31$	H+, V+	0.26					
	H-, V+	0.32					

(ゲート右側壁)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.30					
	H+, V-	0.29	0.28	0.30	0.35	0.36	0.36
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.23					
$S_s - 11$		0.09					
$S_s - 12$		0.08					
$S_s - 13$		0.08					
$S_s - 14$		0.07					
$S_s - 21$		0.25					
$S_s - 22$		0.35					
$S_s - 31$	H+, V+	0.31					
	H-, V+	0.26					

(ゲート左中壁)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.41					
	H+, V-	0.40	0.39	0.42	0.49	0.50	0.50
	H-, V+	0.38					
	H-, V-	0.37					
$S_s - 11$		0.14					
$S_s - 12$		0.13					
$S_s - 13$		0.13					
$S_s - 14$		0.13					
$S_s - 21$		0.35					
$S_s - 22$		0.48					
$S_s - 31$	H+, V+	0.43					
	H-, V+	0.40					

(ゲート右中壁)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.38					
	H+, V-	0.36	0.36	0.39	0.45	0.46	0.46
	H-, V+	0.41					
	H-, V-	0.41					
$S_s - 11$		0.12					
$S_s - 12$		0.12					
$S_s - 13$		0.13					
$S_s - 14$		0.11					
$S_s - 21$		0.34					
$S_s - 22$		0.45					
$S_s - 31$	H+, V+	0.40					
	H-, V+	0.44					

(放水路頂版)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.42					
	H+, V-	0.41	0.41	0.43	0.46	0.48	0.48
	H-, V+	0.42					
	H-, V-	0.41					
$S_s - 11$		0.23					
$S_s - 12$		0.25					
$S_s - 13$		0.24					
$S_s - 14$		0.25					
$S_s - 21$		0.39					
$S_s - 22$		0.45					
$S_s - 31$	H+, V+	0.42					
	H-, V+	0.42					

(放水路左側壁)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.26	0.24	0.27	0.26	0.26	0.26
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.27					
$S_s - 11$		0.03					
$S_s - 12$		0.08					
$S_s - 13$		0.09					
$S_s - 14$		0.03					
$S_s - 21$		0.23					
$S_s - 22$		0.25					
$S_s - 31$	H+, V+	0.27					
	H-, V+	0.30					

(放水路右側壁)

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.26	0.26	0.28	0.32	0.34	0.34
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.25					
$S_s - 11$		0.07					
$S_s - 12$		0.10					
$S_s - 13$		0.10					
$S_s - 14$		0.10					
$S_s - 21$		0.21					
$S_s - 22$		0.29					
$S_s - 31$	H+, V+	0.30					
	H-, V+	0.26					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 2/2)

(放水路左中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.10	0.10	0.12	0.14	0.14	0.14
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.09					
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.03					
S _s -1 3		0.03					
S _s -1 4		0.03					
S _s -2 1		0.07					
S _s -2 2		0.13					
S _s -3 1	H+, V+	0.12					
	H-, V+	0.10					

(放水路右中壁)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.08	0.08	0.09	0.11	0.12	0.12
	H-, V+	0.11					
	H-, V-	0.10					
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.03					
S _s -1 3		0.03					
S _s -1 4		0.03					
S _s -2 1		0.09					
S _s -2 2		0.11					
S _s -3 1	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.12					

(放水路底版)

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.03					
S _s -1 3		0.03					
S _s -1 4		0.03					
S _s -2 1		0.03					
S _s -2 2		0.03					
S _s -3 1	H+, V+	0.03					
	H-, V+	0.03					

(地中連続壁基礎 (鉛直))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.12	0.11	0.11	0.09	0.14	0.14
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.12					
S _s -1 1		—					
S _s -1 2		0.24					
S _s -1 3		0.25					
S _s -1 4		0.16					
S _s -2 1		0.08					
S _s -2 2		0.05					
S _s -3 1	H+, V+	0.23					
	H-, V+	0.23					

(地中連続壁基礎 (水平))

検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.24	0.25	0.22	0.25	0.21	0.21
	H-, V+	0.22					
	H-, V-	0.22					
S _s -1 1		0.17					
S _s -1 2		0.20					
S _s -1 3		0.20					
S _s -1 4		0.17					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.17					
S _s -3 1	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, ゲート頂版, S_s-2 2 で 0.50)。

(せん断力照査, 防潮壁縦断方向断面 (放水路ゲート部) 1/2)

(ゲート頂版)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.25					
	H+, V-	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28
	H-, V+	0.25					
	H-, V-	0.26					
S _s -1 1		0.19					
S _s -1 2		0.19					
S _s -1 3		0.19					
S _s -1 4		0.19					
S _s -2 1		0.26					
S _s -2 2		0.27					
S _s -3 1	H+, V+	0.25					
	H-, V+	0.25					

(ゲート左側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.18	0.18	0.19	0.20	0.21	0.21
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.11					
S _s -1 3		0.11					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.18					
	H-, V+	0.18					

(ゲート右側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.17	0.16	0.17	0.18	0.17	0.17
	H-, V+	0.18					
	H-, V-	0.18					
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.08					
S _s -2 1		0.16					
S _s -2 2		0.18					
S _s -3 1	H+, V+	0.18					
	H-, V+	0.18					

(ゲート左中壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20	0.19	0.20	0.22	0.23	0.23
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.20					
S _s -1 1		0.11					
S _s -1 2		0.11					
S _s -1 3		0.11					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.19					
S _s -2 2		0.22					
S _s -3 1	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.20					

(ゲート右中壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20	0.19	0.20	0.22	0.23	0.23
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.20					
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.11					
S _s -1 3		0.11					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.19					
S _s -2 2		0.22					
S _s -3 1	H+, V+	0.20					
	H-, V+	0.20					

(放水路頂版)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.31					
	H+, V-	0.32	0.32	0.33	0.34	0.36	0.36
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.32					
S _s -1 1		0.20					
S _s -1 2		0.21					
S _s -1 3		0.21					
S _s -1 4		0.21					
S _s -2 1		0.31					
S _s -2 2		0.33					
S _s -3 1	H+, V+	0.32					
	H-, V+	0.32					

(放水路左側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.36					
	H+, V-	0.38	0.37	0.39	0.33	0.36	0.35
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.34					
S _s -1 1		0.22					
S _s -1 2		0.30					
S _s -1 3		0.31					
S _s -1 4		0.22					
S _s -2 1		0.30					
S _s -2 2		0.28					
S _s -3 1	H+, V+	0.36					
	H-, V+	0.33					

(放水路右側壁)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.32					
	H+, V-	0.34	0.33	0.36	0.35	0.37	0.38
	H-, V+	0.34					
	H-, V-	0.37					
S _s -1 1		0.22					
S _s -1 2		0.28					
S _s -1 3		0.28					
S _s -1 4		0.27					
S _s -2 1		0.32					
S _s -2 2		0.32					
S _s -3 1	H+, V+	0.34					
	H-, V+	0.36					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

(せん断力照査，防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）2/2)

(放水路左中壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.33					
	H+, V-		0.33	0.32	0.34	0.37	0.38	0.38
	H-, V+		0.33					
	H-, V-		0.33					
S _s -1 1			0.18					
S _s -1 2			0.21					
S _s -1 3			0.20					
S _s -1 4			0.20					
S _s -2 1			0.31					
S _s -2 2			0.35					
S _s -3 1	H+, V+		0.34					
	H-, V+		0.34					

(放水路右中壁)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.33					
	H+, V-		0.33	0.32	0.34	0.37	0.38	0.38
	H-, V+		0.33					
	H-, V-		0.33					
S _s -1 1			0.17					
S _s -1 2			0.21					
S _s -1 3			0.20					
S _s -1 4			0.20					
S _s -2 1			0.31					
S _s -2 2			0.35					
S _s -3 1	H+, V+		0.34					
	H-, V+		0.34					

(放水路底版)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.04					
	H+, V-		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+		0.04					
	H-, V-		0.04					
S _s -1 1			0.04					
S _s -1 2			0.04					
S _s -1 3			0.04					
S _s -1 4			0.04					
S _s -2 1			0.04					
S _s -2 2			0.04					
S _s -3 1	H+, V+		0.04					
	H-, V+		0.04					

(地中連続壁基礎（鉛直）)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.46					
	H+, V-		0.46	0.46	0.43	0.46	0.37	0.37
	H-, V+		0.46					
	H-, V-		0.46					
S _s -1 1			0.21					
S _s -1 2			0.38					
S _s -1 3			0.37					
S _s -1 4			0.36					
S _s -2 1			0.30					
S _s -2 2			0.36					
S _s -3 1	H+, V+		0.39					
	H-, V+		0.40					

(地中連続壁基礎（水平）)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+		0.77					
	H+, V-		0.82	0.84	0.76	0.87	0.73	0.71
	H-, V+		0.75					
	H-, V-		0.76					
S _s -1 1			0.58					
S _s -1 2			0.68					
S _s -1 3			0.68					
S _s -1 4			0.58					
S _s -2 1			0.55					
S _s -2 2			0.59					
S _s -3 1	H+, V+		0.65					
	H-, V+		0.57					

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は，地中連側壁基礎（水平），S_s-D 1（H+, V-）で0.82である。

(地盤反力抽出結果，防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部））
(地中連続壁基礎（水平））

検討ケース		地盤反力度 (kN/m ²)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	1327					
	H+, V-	1410	1448	1308	1501	1265	1233
	H-, V+	1298					
	H-, V-	1317					
S _s -1 1		1001					
S _s -1 2		1172					
S _s -1 3		1170					
S _s -1 4		1004					
S _s -2 1		957					
S _s -2 2		1013					
S _s -3 1	H+, V+	1128					
	H-, V+	976					

※ 検討ケース

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

検討ケース①(基本ケース)において、地盤反力抽出結果における最大値はS_s-D 1 (H+, V-)で発生し、地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮，鉄筋曲げ引張）及びせん断力照査における最大照査値発生の地震動ケースと対応している。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力に対する最大照査値が0.50以下、せん断力に対する最大照査値が0.82であり、せん断力照査対象の全部材のうち、最も厳しい照査値となった地震動は、S_s-D 1 (H+, V-)である。

防潮壁縦断方向断面（放水路ゲート部）は、第四紀層の幅広い深度にわたって埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で照査値が大きくなる結果となる傾向にある。また、大きい応答振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D 1で照査値が大きくなる傾向がある。

追加検討ケースに用いる地震動は、地盤反力による影響が大きい地中連続壁基礎（水平）のせん断力に対する照査で選定されており、この部材の照査値は他の部材に比べて厳しい。また、検討ケース①において、位相の差異による影響はわずかであることが確認されていることから、さらなる追加検討ケースは不要である。

2.4 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁・鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。耐震評価においては鉄筋コンクリート部の剛性は無視し鋼管杭のみで外力に対して成立する構造とすることから、鋼管杭を線形梁要素として、鉄筋コンクリート部は質点としてモデル化する。このため、追加検討ケースの選定は鋼管杭を評価対象とし、鉄筋コンクリート部は耐震評価における追加検討ケース選定の評価対象には該当しない。

2.4.1 照査位置及び仕様

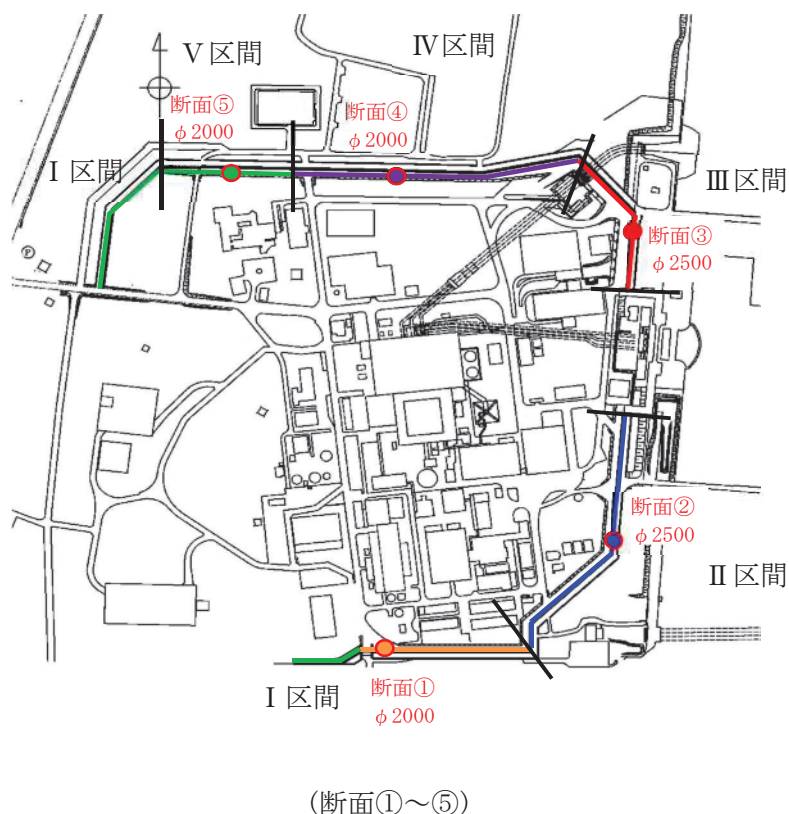


図 2.4-1 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の照査位置図

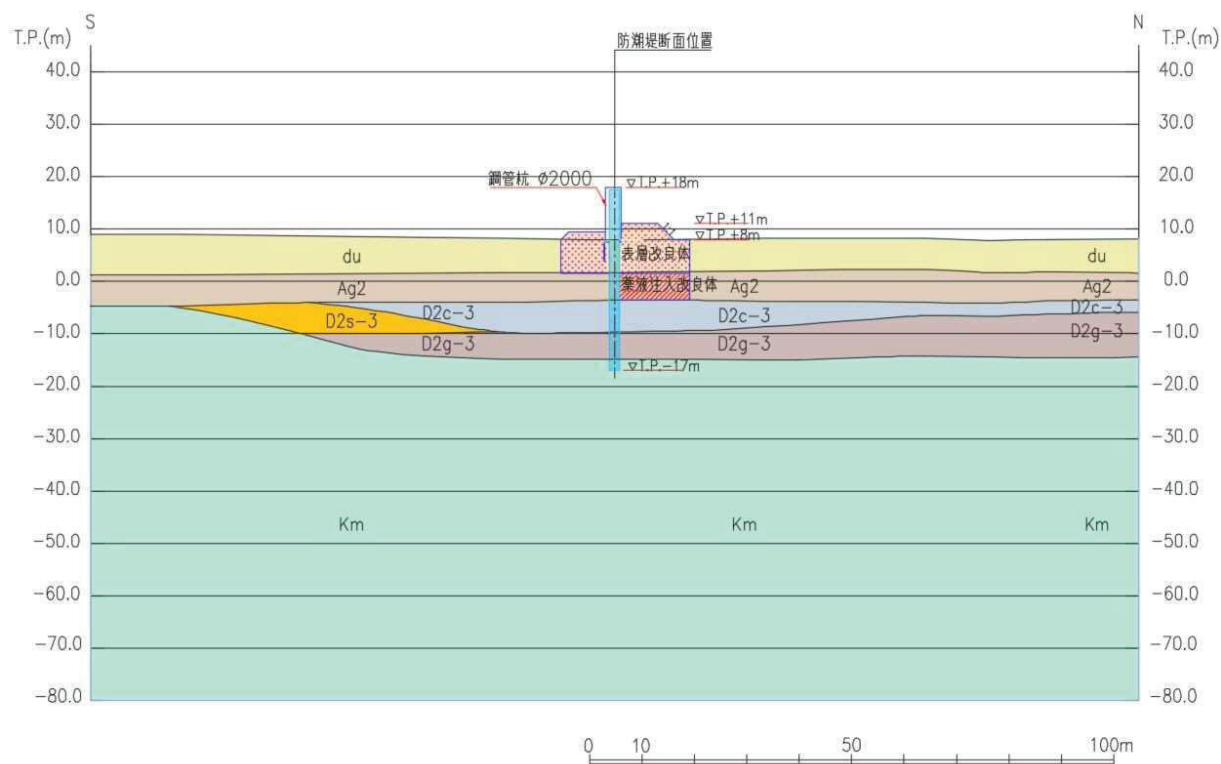


图 2.4-2 断面①断面图

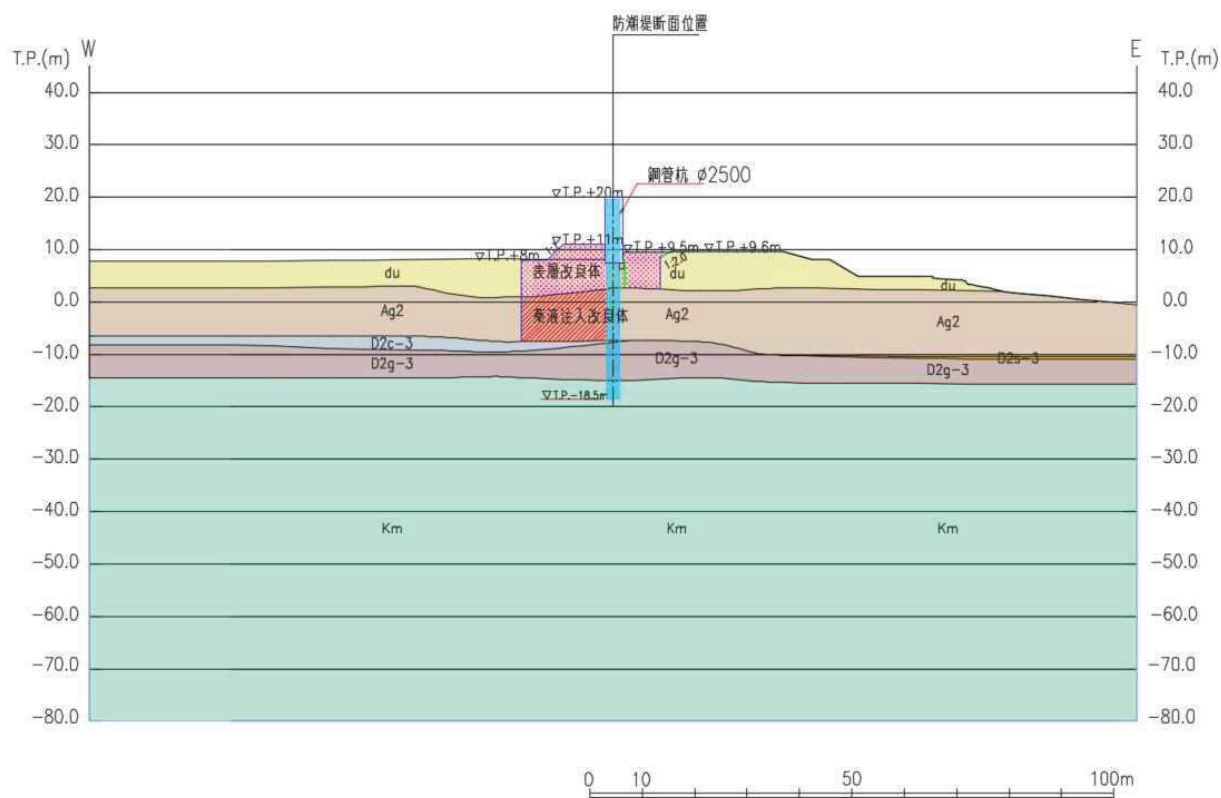


图 2.4-3 断面②断面图

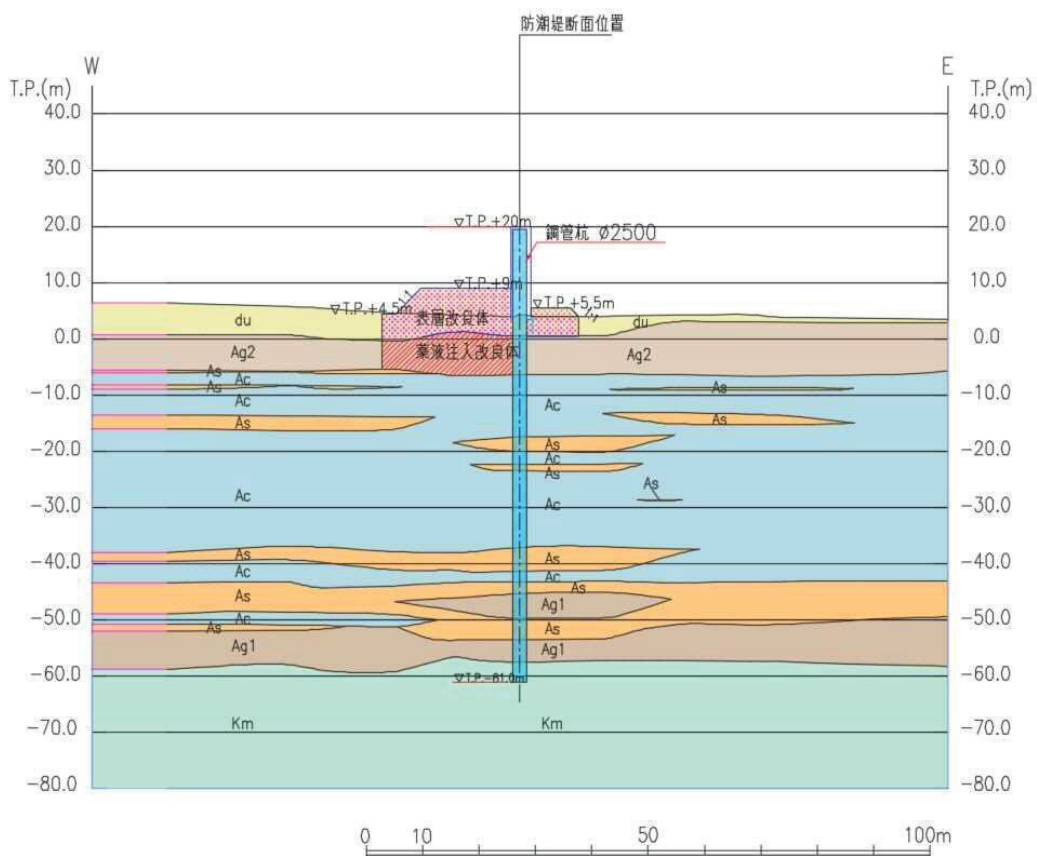


图 2.4-4 断面③断面图

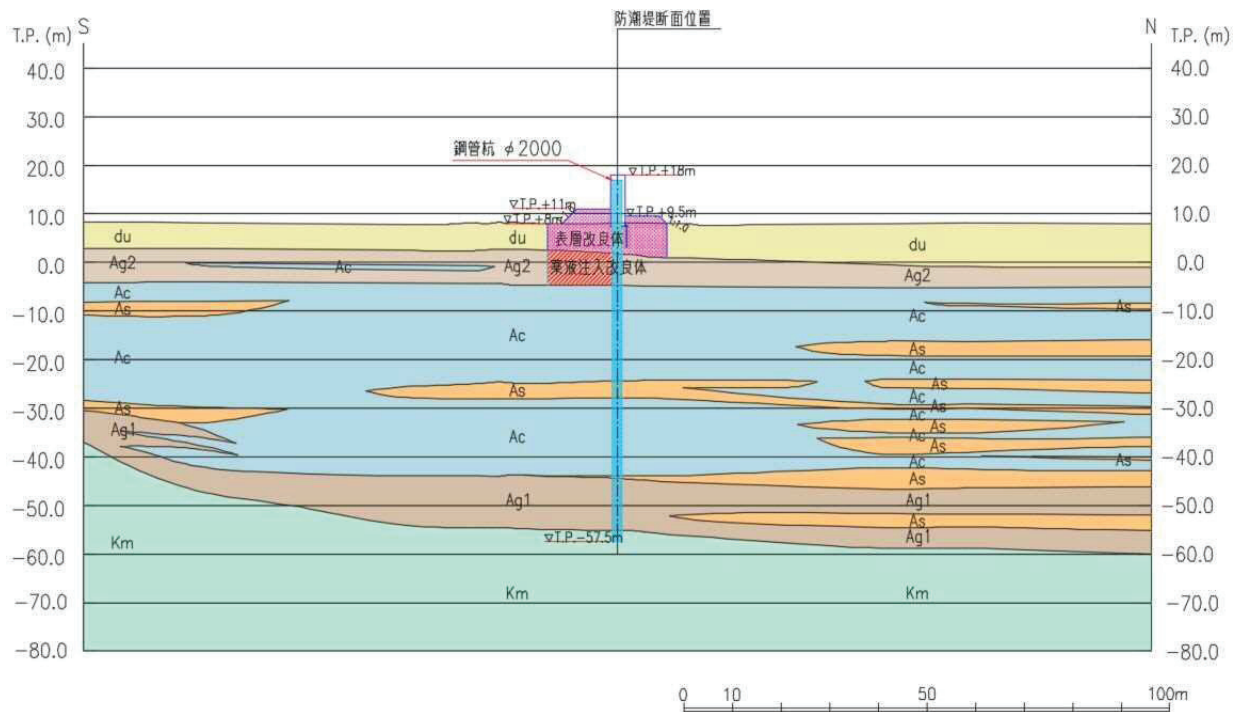


图 2.4-5 断面④断面图

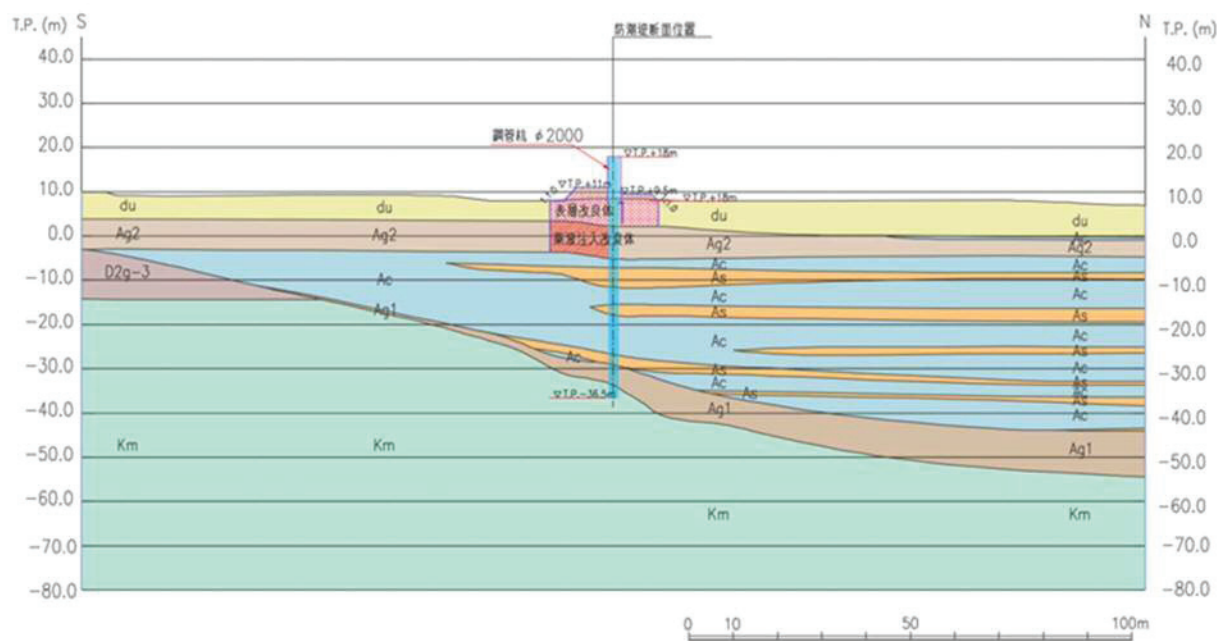


図 2.4-6 断面⑤断面図

表 2.4-1 構造仕様

断面	鋼管杭	
	径 (mm)	板厚 (mm)
断面①	2000	25 (SM570)
断面②	2500	25 (SM570)
断面③	2500	35 (SM570)
断面④	2000	25 (SM570)
断面⑤	2000	40 (SM570)

2.4.2 照査結果

(1) 断面①

断面①の地震動選定フローを図 2.4-7 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断力照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

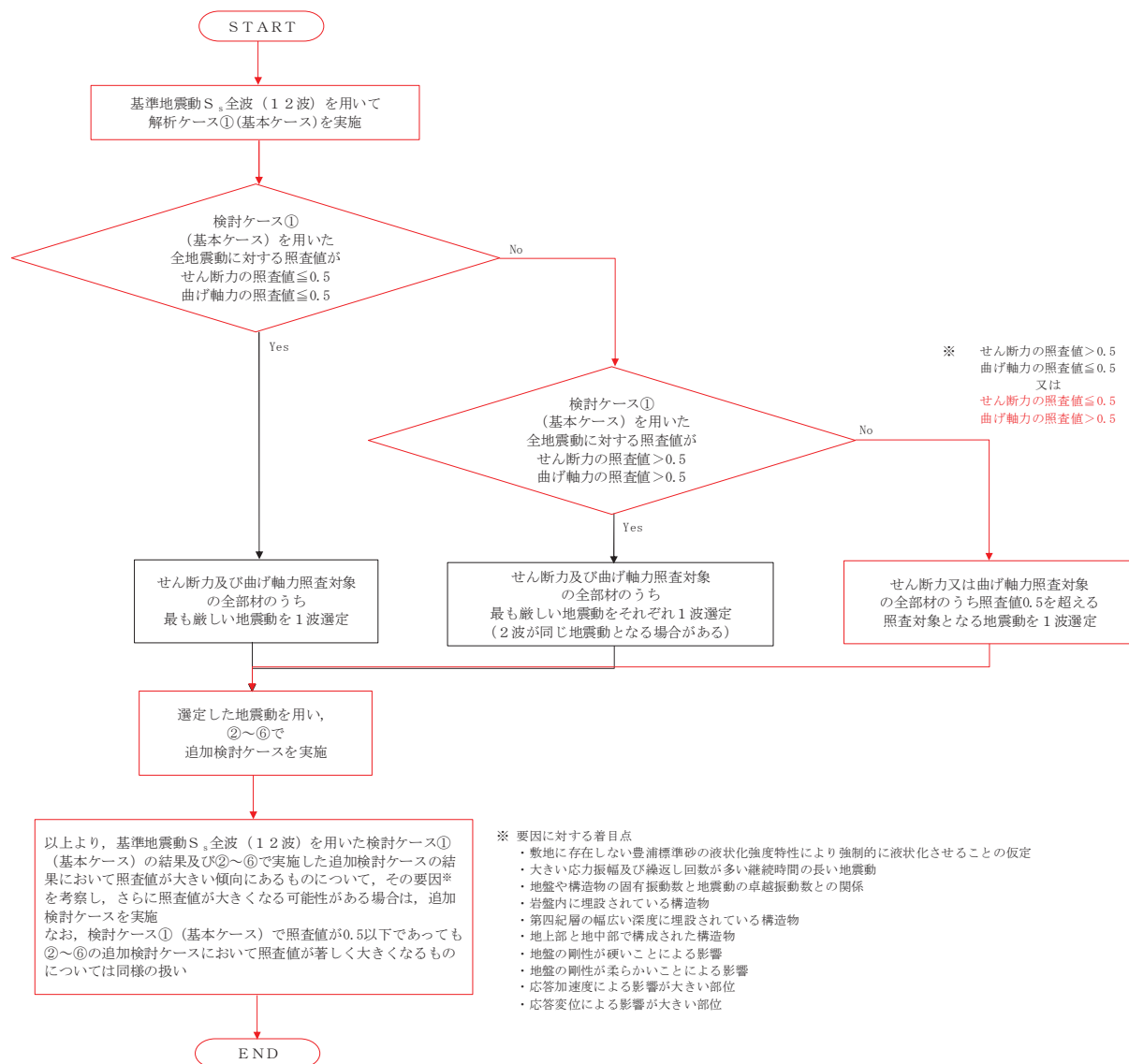


図 2.4-7 地震動選定フロー (断面①)

(曲げ軸力照査, 断面①)

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.46					
	H+, V-		0.45					
	H-, V+		0.44					
	H-, V-		0.43					
S _s -11			0.11					
S _s -12			0.32					
S _s -13			0.27					
S _s -14			0.22					
S _s -21			0.44					
S _s -22			0.30					
S _s -31	H+, V+		0.51					0.59
	H-, V+		0.54	0.57	0.59	0.47	0.58	0.61

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、S_s-31 (H-, V+)で0.54である。

(せん断力照査, 断面①)

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+		0.19					
	H+, V-		0.19					
	H-, V+		0.19					
	H-, V-		0.19					
S _s -11			0.07					
S _s -12			0.11					
S _s -13			0.10					
S _s -14			0.08					
S _s -21			0.20					
S _s -22			0.16					
S _s -31	H+, V+		0.20					0.25
	H-, V+		0.19	0.23	0.22	0.21	0.21	0.25

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-21及びS_s-31 (H+, V+)で0.20)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.54、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31 (H-, V+)である。

断面①は、地盤の固有周期が比較的短いことから、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑥で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-31 (H+, V+)及びS_s-31 (H-, V+)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しいS_s-31 (H+, V+)に対し、追加検討ケース⑥を実施する。

(2) 断面②

断面②の地震動選定フローを図 2.4-8 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断力照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

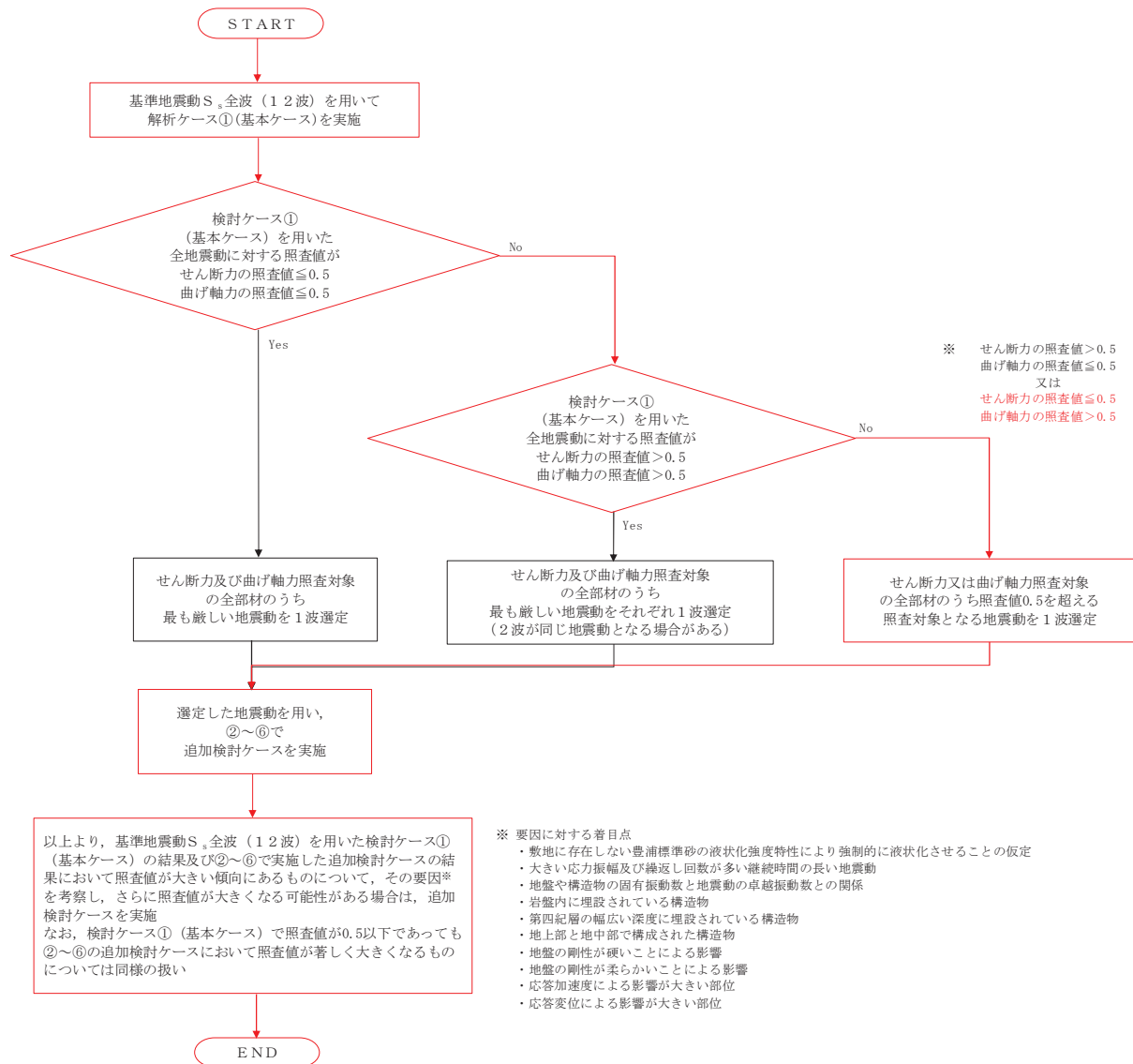


図 2.4-8 地震動選定フロー（断面②）

(曲げ軸力照査, 断面②)

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.48					
	H+, V-	0.46					
	H-, V+	0.51					
	H-, V-	0.51					
S _s -11		0.19					
S _s -12		0.26					
S _s -13		0.26					
S _s -14		0.16					
S _s -21		0.27					
S _s -22		0.33					
S _s -31	H+, V+	0.56		0.63			0.66
	H-, V+	0.59	0.63	0.65	0.59	0.60	0.65

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、S_s-31 (H-, V+) で 0.59 である。

(せん断力照査, 断面②)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.23					
	H-, V+	0.25					
	H-, V-	0.25					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.13					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.07					
S _s -21		0.13					
S _s -22		0.19					
S _s -31	H+, V+	0.26		0.29			0.29
	H-, V+	0.27	0.29	0.30	0.38	0.27	0.30

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が 0.50 以下である(最大照査値は、S_s-31 (H-, V+) で 0.27)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が 0.59、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-31 (H-, V+) である。

断面②は、地盤の固有周期が比較的短いことから、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑥で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。また、断面②は海側に斜面を有することから、斜面の影響を受けやすい比較的地盤の柔らかい追加検討ケース③も照査値が大きくなる傾向にある。また、地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-31 (H+, V+) 及び S_s-31 (H-, V+) で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が 2 番目に厳しい S_s-31 (H+, V+) に対し、追加検討ケース③及び⑥を実施する。

(3) 断面③

断面③の地震動選定フローを図 2.4-9 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断力照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

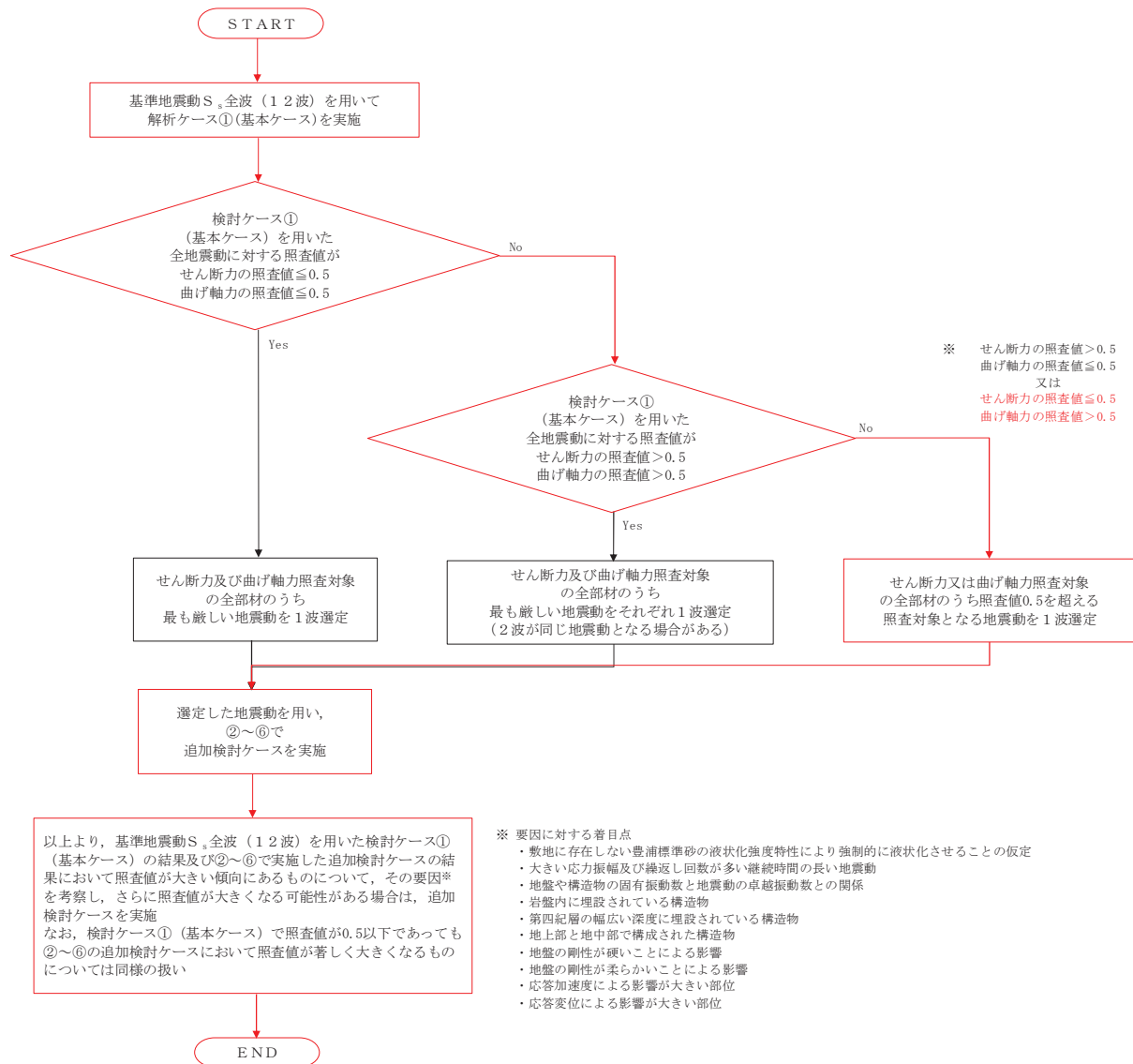


図 2.4-9 地震動選定フロー（断面③）

(曲げ軸力照査, 断面③)

地震動		曲げ軸力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.65	0.67	0.55	0.54	0.31	0.30
	H+, V-	0.65	0.66				
	H-, V+	0.55					
	H-, V-	0.55					
S _s -1 1		0.20					
S _s -1 2		0.36					
S _s -1 3		0.35					
S _s -1 4		0.26					
S _s -2 1		0.24					
S _s -2 2		0.25					
S _s -3 1	H+, V+	0.37					
	H-, V+	0.27					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査結果は, 検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は, S_s-D 1 (H+, V+)及びS_s-D 1 (H+, V-)で0.65である。

(せん断力照査, 断面③)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.27	0.28	0.20	0.33	0.14	0.16
	H+, V-	0.27	0.28				
	H-, V+	0.24					
	H-, V-	0.24					
S _s -1 1		0.08					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.07					
S _s -2 1		0.10					
S _s -2 2		0.09					
S _s -3 1	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.14					

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果は, 検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は, S_s-D 1 (H+, V+)及びS_s-D 1 (H+, V-)で0.27)。

以上より, 検討ケース①(基本ケース)において, 曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.65, せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり, 曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D 1 (H+, V+)及びS_s-D 1 (H+, V-)である。

断面③は, 基本検討ケース①と比較し追加検討ケース②で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは, 追加検討ケース②において隣り合う土層間の地盤剛性の差が大きくなる箇所あるためである。また, 第四紀層が厚く堆積する敷地東側では地盤の固有周期が長いことから, S_s-D 1 (H+, V+)及びS_s-D 1 (H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって, 基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D 1 (H+, V-)に対し, 追加検討ケース②を実施する。

(4) 断面④

断面④の地震動選定フローを図 2.4-10 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

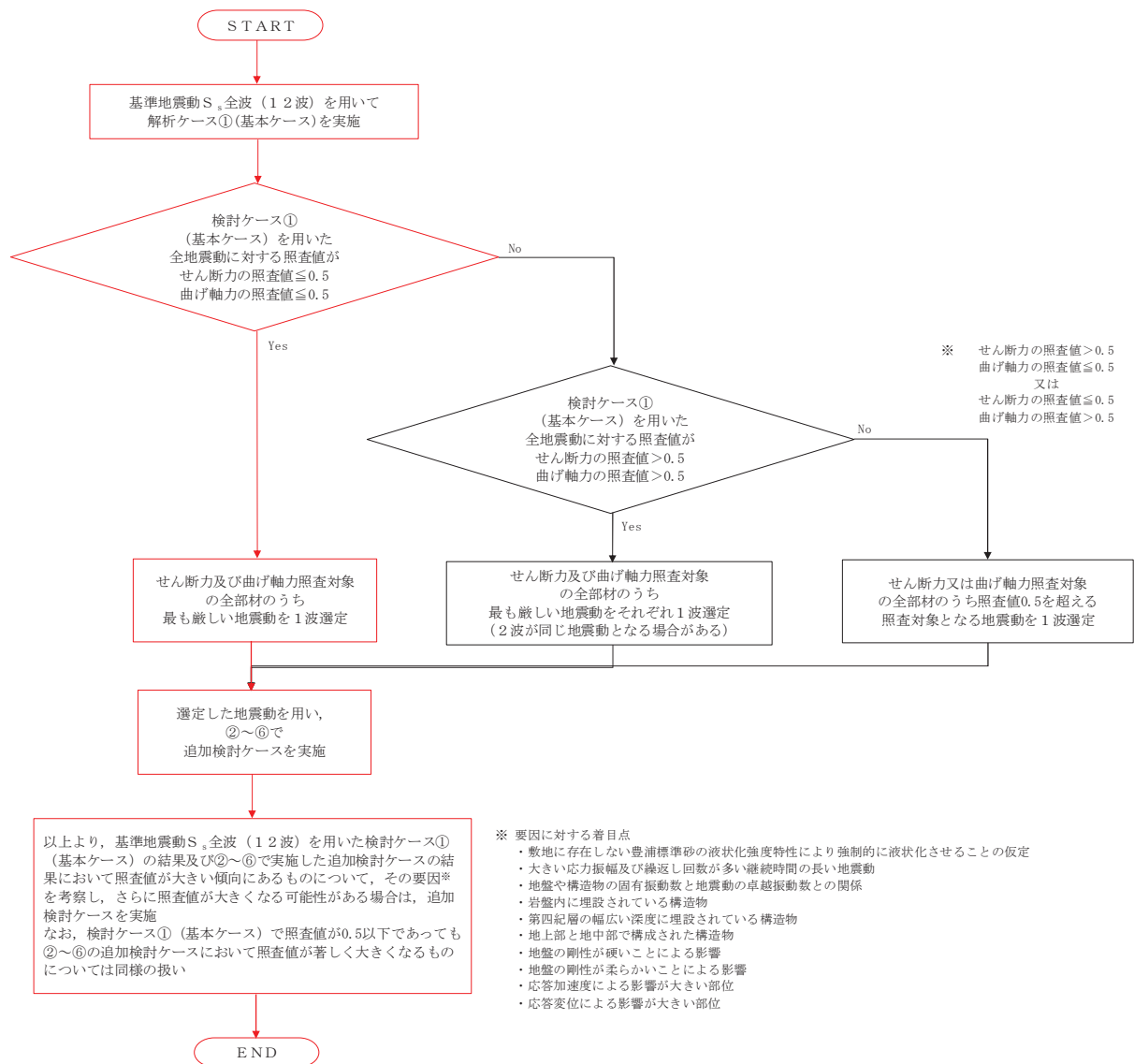


図 2.4-10 地震動選定フロー（断面④）

(曲げ軸力照査, 断面④)

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.46	0.46	0.43	0.57	0.28	0.28
	H+, V-	0.46			0.56		
	H-, V+	0.39					
	H-, V-	0.39					
S _s -11		0.32					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.25					
S _s -21		0.27					
S _s -22		0.27					
S _s -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.27					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.46)。

(せん断力照査, 断面④)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.16	0.17	0.16	0.27	0.10	0.11
	H+, V-	0.16			0.27		
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.16					
S _s -14		0.11					
S _s -21		0.10					
S _s -22		0.12					
S _s -31	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.10					

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H-, V+)及びS_s-D1(H-, V-)で0.17)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)である。

断面④は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースにおいてAs層とAc層の剛性差が大きくなるため、この部分に大きな変形が生じ曲げモーメントが大きくなるからである。また、第四紀層が厚く堆積する敷地北側では地盤の固有周期が長いことから、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D1(H+, V-)に対し、追加検討ケース④を実施する。

(5) 断面⑤

断面⑤の地震動選定フローを図 2.4-11 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

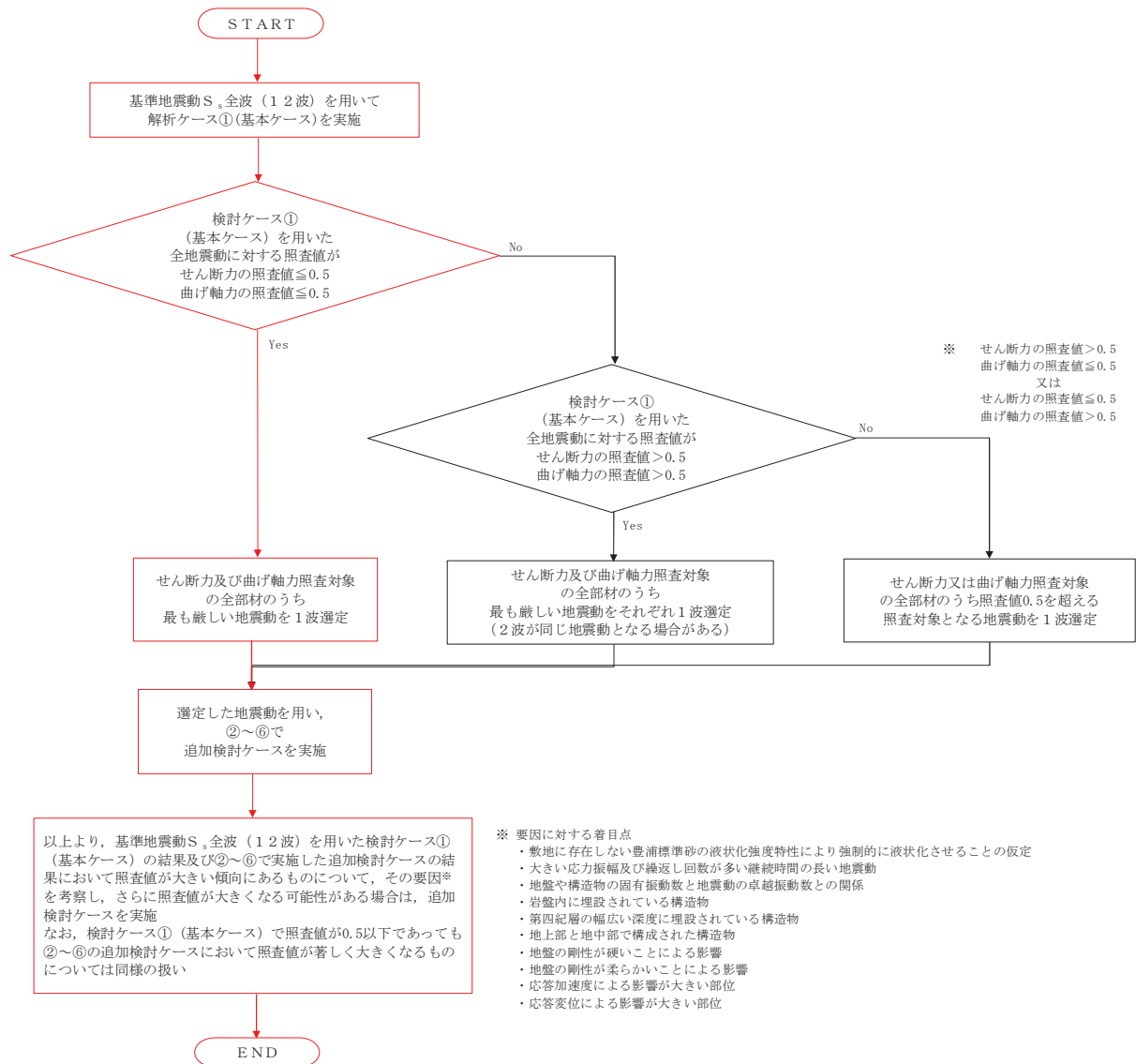


図 2.4-11 地震動選定フロー（断面⑤）

(曲げ軸力照査, 断面⑤)

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.42			0.62		
	H+, V-	0.42	0.39	0.42	0.62	0.34	0.33
	H-, V+	0.38					
	H-, V-	0.38					
S _s -11		0.35					
S _s -12		0.36					
S _s -13		0.32					
S _s -14		0.19					
S _s -21		0.25					
S _s -22		0.28					
S _s -31	H+, V+	0.31					
	H-, V+	0.31					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で0.42)。

(せん断力照査, 断面⑤)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.16			0.17		
	H+, V-	0.17	0.15	0.16	0.17	0.14	0.14
	H-, V+	0.14					
	H-, V-	0.14					
S _s -11		0.14					
S _s -12		0.13					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.07					
S _s -21		0.09					
S _s -22		0.11					
S _s -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.12					

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、S_s-D1(H+, V-)で0.17)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V-)である。

断面⑤は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースにおいてAs層とAc層の剛性差が大きくなるため、この部分に大きな変形が生じ曲げモーメントが大きくなるためである。また、第四紀層が厚く堆積する敷地北側では地盤の固有周期が長いことから、S_s-D1(H+, V+)及びS_s-D1(H+, V-)で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D1(H+, V+)に対し、追加検討ケース④を実施する。

2.5 防潮扉 2 基礎

防潮扉 2 基礎は、鋼管杭基礎及び鉄筋コンクリート防潮壁により構成される。耐震評価においては、鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を線形梁要素としてモデル化する。よって、追加検討ケースの選定は鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を評価対象とする。なお、鉄筋コンクリート部は A－A 断面においては壁部及び底版部、B－B 断面においては梁部、壁部及び底版部に分けられる。

2.5.1 照査位置及び仕様

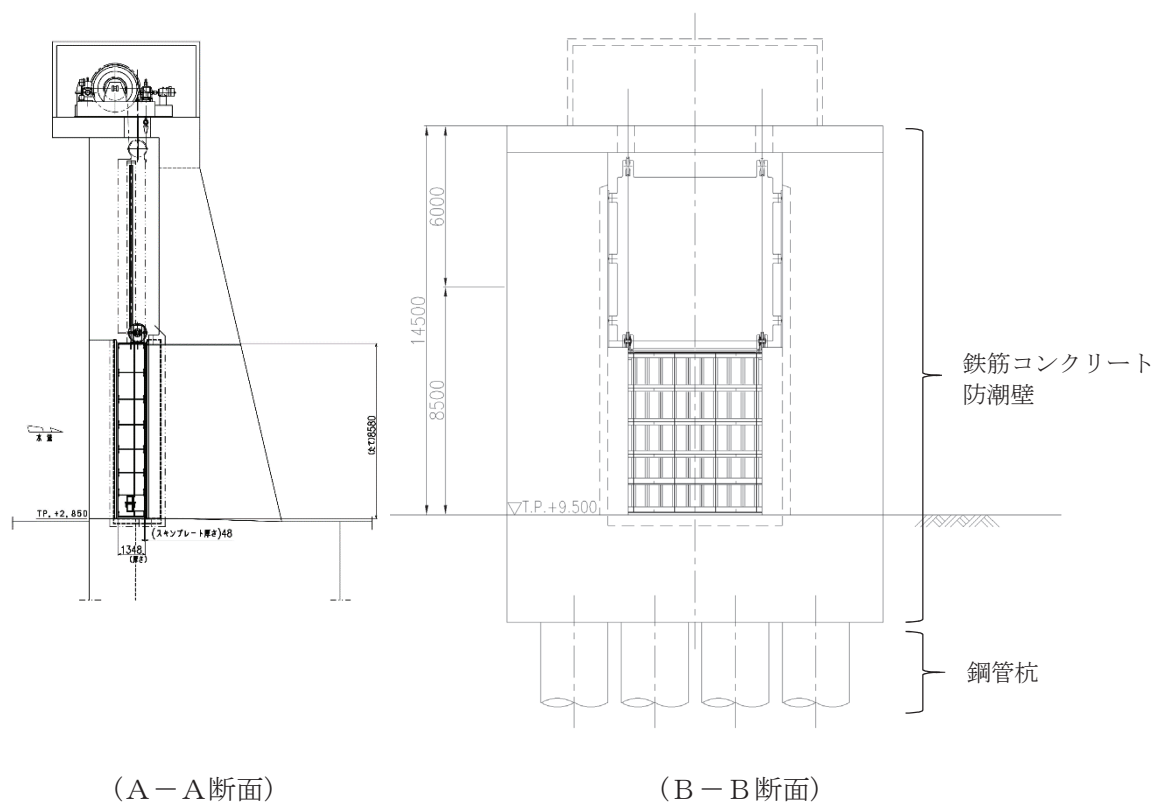
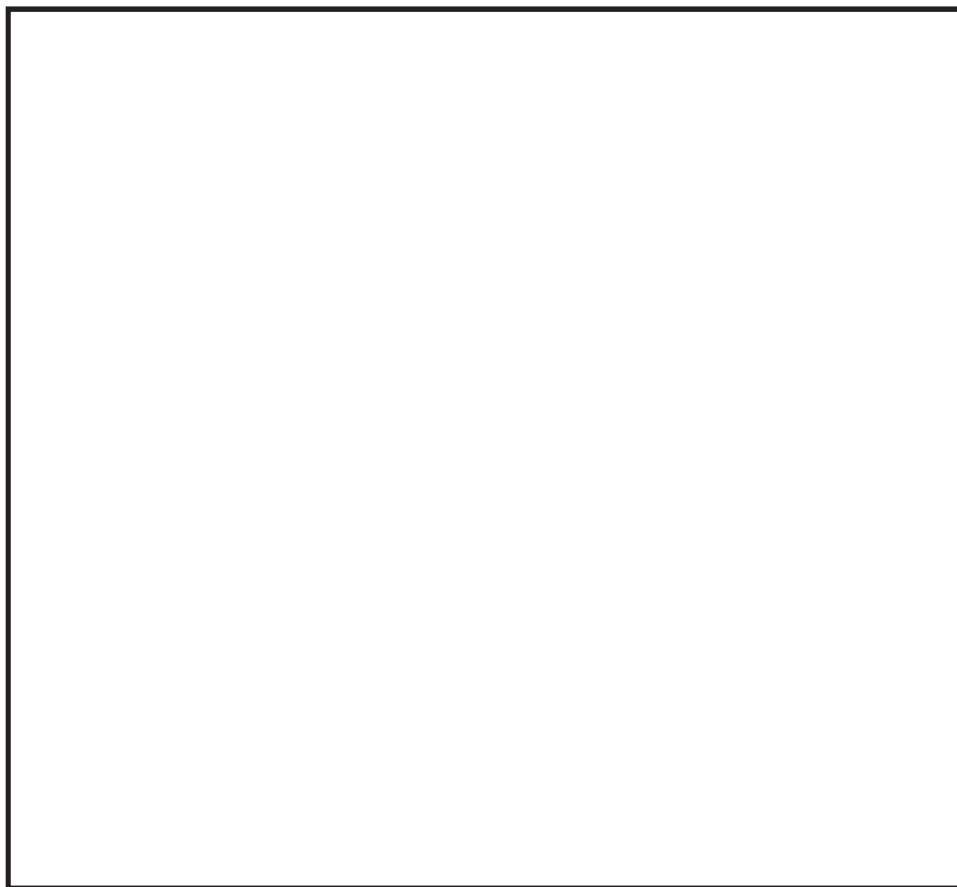


図 2.5-1 防潮扉 2 基礎の照査位置図



A－A断面



B－B断面

図 2.5-2 構造図

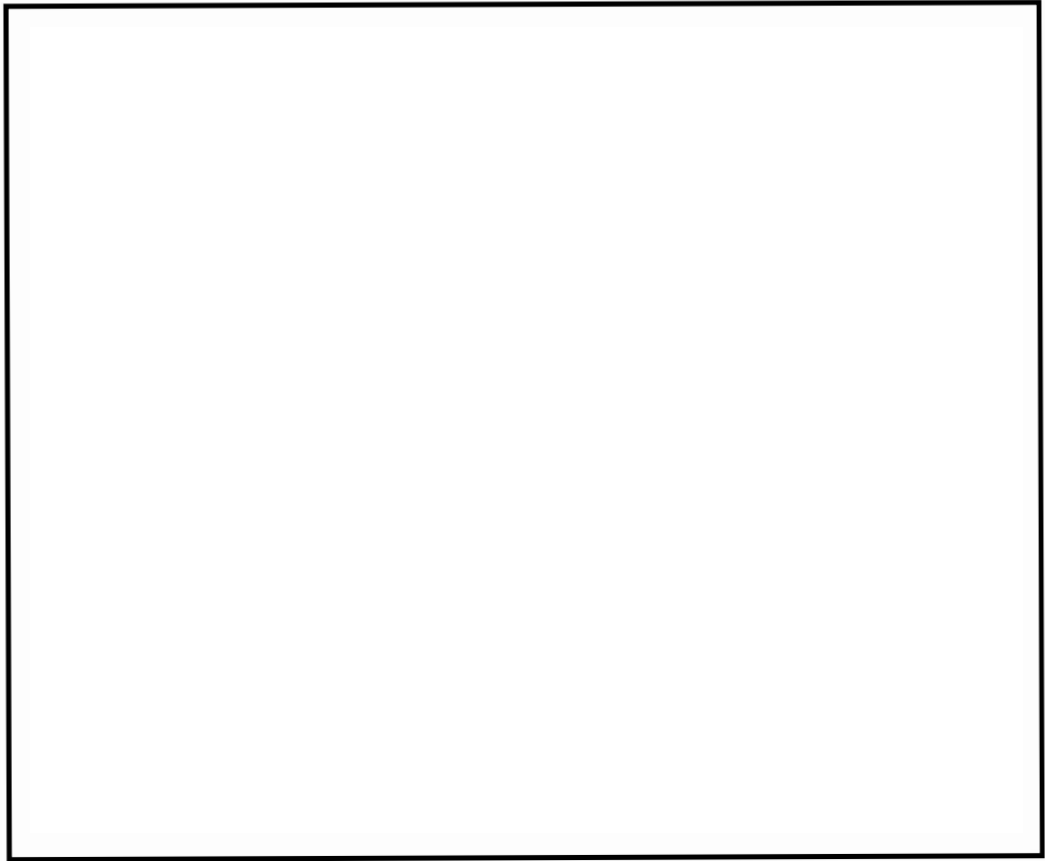


图 2.5—3 概略配筋图 (A—A 断面)

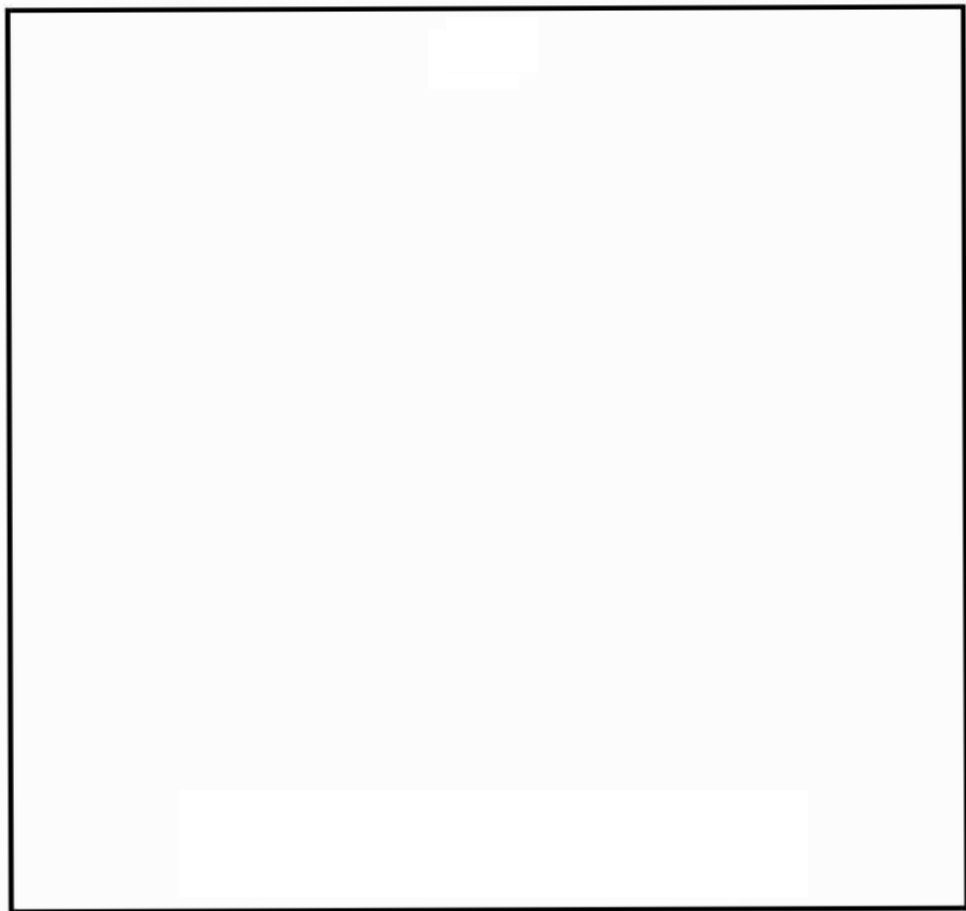


图 2.5—4 概略配筋图 (B—B 断面)

2.5.2 照査結果

(1) A-A断面（鉄筋コンクリート）

A-A断面（鉄筋コンクリート）の地震動選定フローを図2.5-5に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が0.50以下、せん断力照査値が0.50より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

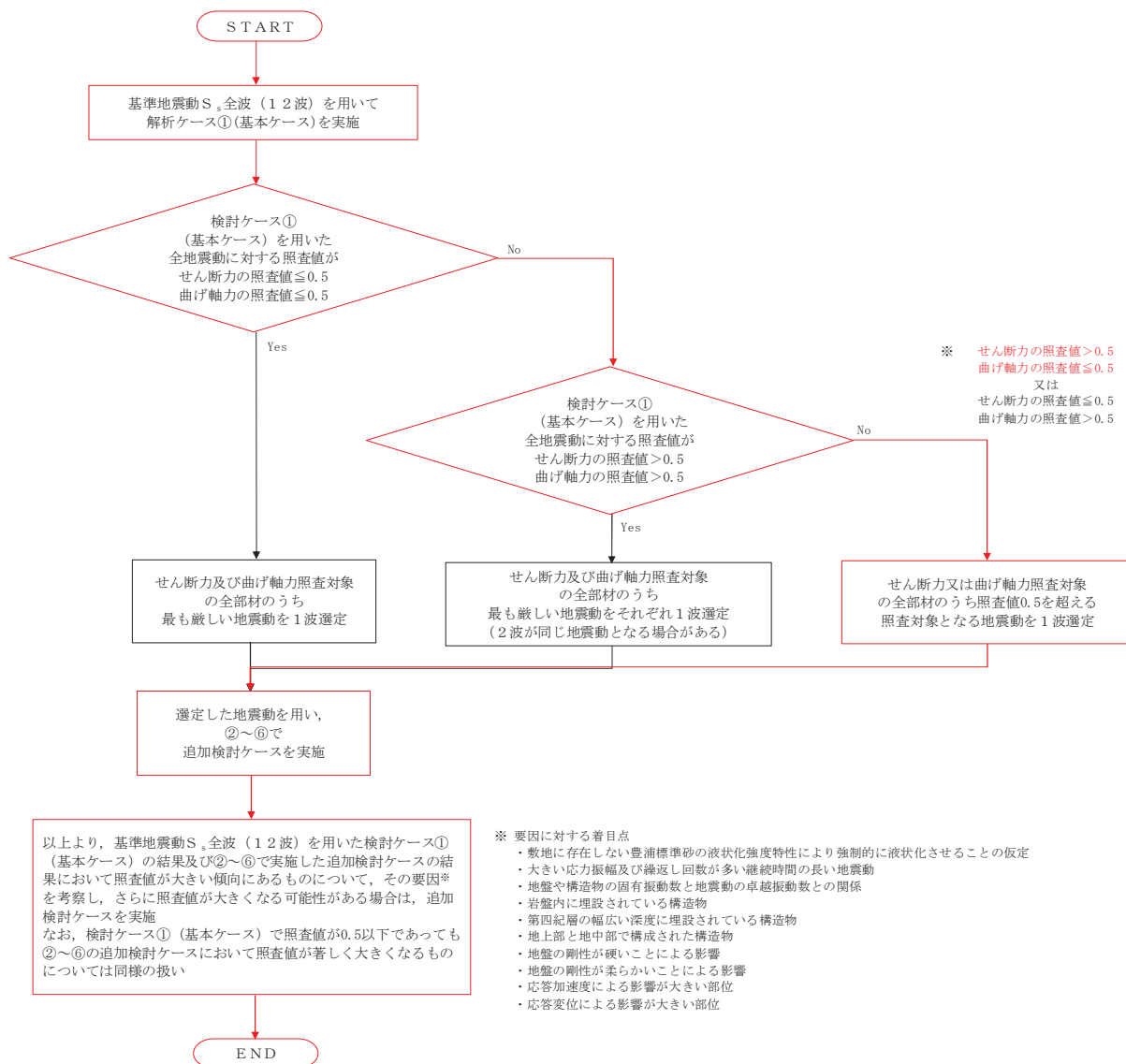


図 2.5-5 地震動選定フロー（A-A断面）

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮) , A-A断面)

(壁部)

(底版部)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	H+, V-	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.15					
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.15					
S _s -2 2		0.15					
S _s -3 1	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.15					

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.20	0.15	0.20	0.20	0.20	0.15
	H+, V-	0.20	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20
	H-, V+	0.15					
	H-, V-	0.20					
S _s -1 1		0.15					
S _s -1 2		0.15					
S _s -1 3		0.15					
S _s -1 4		0.15					
S _s -2 1		0.15					
S _s -2 2		0.15					
S _s -3 1	H+, V+	0.15					
	H-, V+	0.15					

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) , A-A断面)

(壁部)

(底版部)

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.14	0.13	0.14	0.14	0.16	0.16
	H+, V-	0.14	0.15	0.15	0.14	0.15	0.15
	H-, V+	0.16					
	H-, V-	0.10					
S _s -1 1		0.04					
S _s -1 2		0.07					
S _s -1 3		0.06					
S _s -1 4		0.05					
S _s -2 1		0.09					
S _s -2 2		0.13					
S _s -3 1	H+, V+	0.09					
	H-, V+	0.11					

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.24	0.21	0.23	0.27	0.23	0.20
	H+, V-	0.23	0.20	0.23	0.26	0.23	0.21
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
S _s -1 1		0.16					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.17					
S _s -1 4		0.15					
S _s -2 1		0.21					
S _s -2 2		0.19					
S _s -3 1	H+, V+	0.21					
	H-, V+	0.20					

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は、検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、底版部、S_s-D 1 (H+, V+) で 0.24)。

(せん断力照査，A－A断面)

(壁部)

(底版部)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.28	0.28	0.29	0.27	0.30	0.30
	H+, V-	0.28	0.27	0.29	0.27	0.31	0.30
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.26					
S _s -1 1		0.13					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.16					
S _s -1 4		0.15					
S _s -2 1		0.23					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.23					
	H-, V+	0.25					

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.64	0.60	0.63	0.73	0.63	0.57
	H+, V-	0.63	0.57	0.63	0.72	0.60	0.55
	H-, V+	0.60					
	H-, V-	0.60					
S _s -1 1		0.32					
S _s -1 2		0.40					
S _s -1 3		0.37					
S _s -1 4		0.35					
S _s -2 1		0.53					
S _s -2 2		0.43					
S _s -3 1	H+, V+	0.52					
	H-, V+	0.55					

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は、底版部，S_s-D 1 (H+, V+) で0.64である。

以上より，検討ケース①（基本ケース）において，曲げ部材に対する曲率の照査に対する全ての照査値が0.50以下，せん断力照査に対する最大照査値が0.64であり，せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D 1 (H+, V+)である。

A－A断面の鉄筋コンクリート底版部のせん断力照査の照査値は，基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは，敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤変位が大きいことに伴い，構造物のせん断力が大きくなるためである。また，大きい応力振幅で繰返し回数が多く，継続時間が長いS_s-D 1 (H+, V+) 及びS_s-D 1 (H+, V-) で照査値が大きくなる傾向にある。

よって，基本検討ケース①による照査値が厳しいS_s-D 1 (H+, V+) に対し，追加検討ケース②～⑥を実施する。

(2) A-A断面（鋼管杭）

A-A断面（鋼管杭）の地震動選定フローを図 2.5-6 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

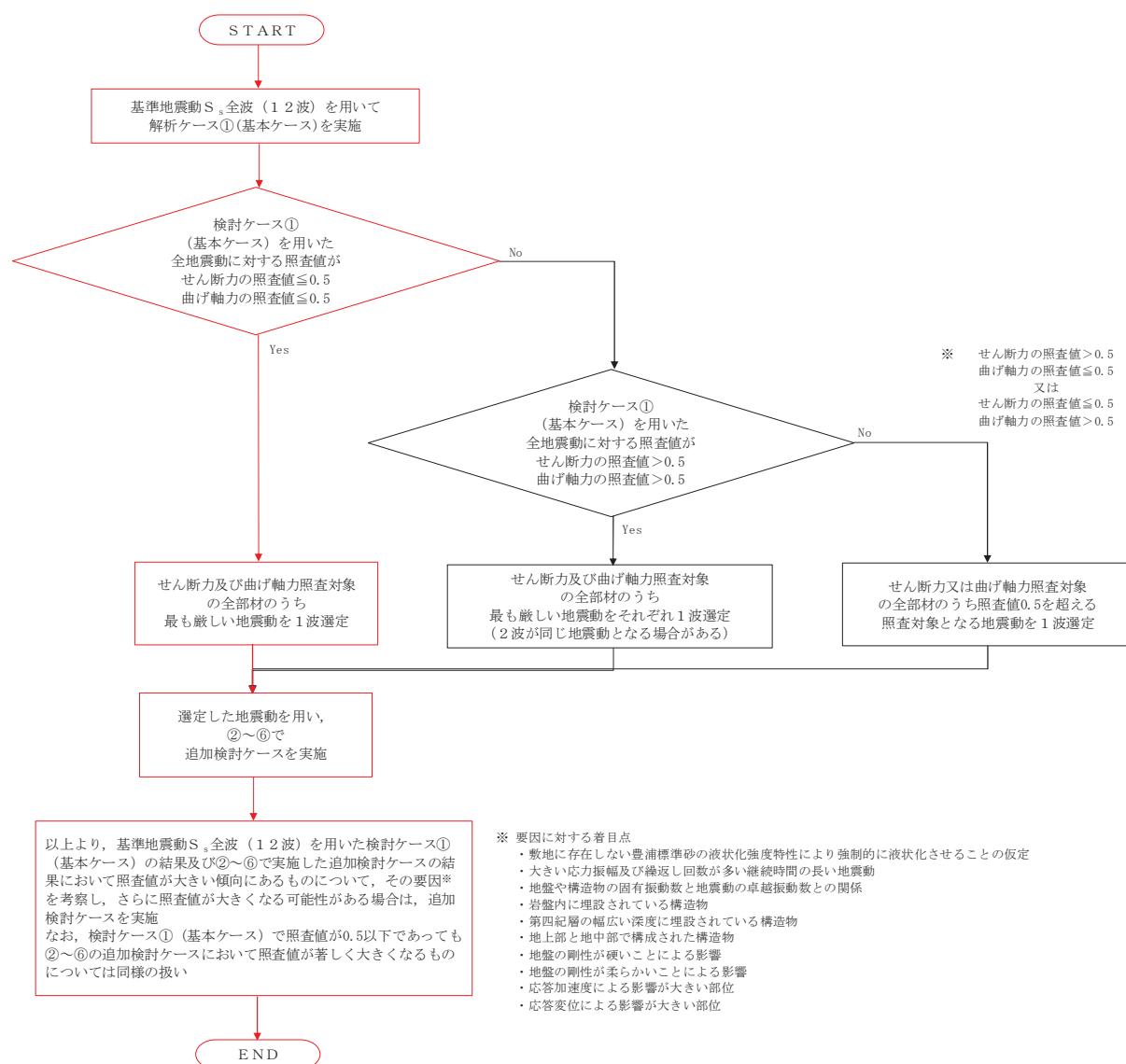


図 2.5-6 地震動選定フロー（鋼管杭）

(曲げ軸力照査, A-A断面, 鋼管杭)

地震動		曲げ軸力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.50	0.50	0.53	0.58	0.55	0.54
	H+, V-	0.50	0.49	0.54	0.58	0.54	0.53
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.49					
S _s -1 1		0.17					
S _s -1 2		0.29					
S _s -1 3		0.25					
S _s -1 4		0.22					
S _s -2 1		0.39					
S _s -2 2		0.32					
S _s -3 1	H+, V+	0.49					
	H-, V+	0.49					

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭、S_s-D 1 (H+, V+)及びS_s-D 1 (H+, V-)で0.50)。

(せん断力照査, A-A断面, 鋼管杭)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18
	H+, V-	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -1 1		0.08					
S _s -1 2		0.13					
S _s -1 3		0.12					
S _s -1 4		0.11					
S _s -2 1		0.15					
S _s -2 2		0.13					
S _s -3 1	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17					

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管杭、S_s-D 1 (H+, V+), S_s-D 1 (H+, V-), S_s-D 1 (H-, V+), S_s-D 1 (H-, V-)及びS_s-3 1 (H-, V+)で0.17)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D 1 (H+, V+)及びS_s-D 1 (H+, V-)である。

A-A断面の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤変位が大きいことに伴い、構造物の曲げ軸力が大きくなるためである。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い $S_s-D1(H+, V+)$ 及び $S_s-D1(H+, V-)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s-D1(H+, V+)$ に対し、追加検討ケース④を実施する。

(3) B-B断面（鉄筋コンクリート）

B-B断面（鉄筋コンクリート）の地震動選定フローを図 2.5-7 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 以下、せん断照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

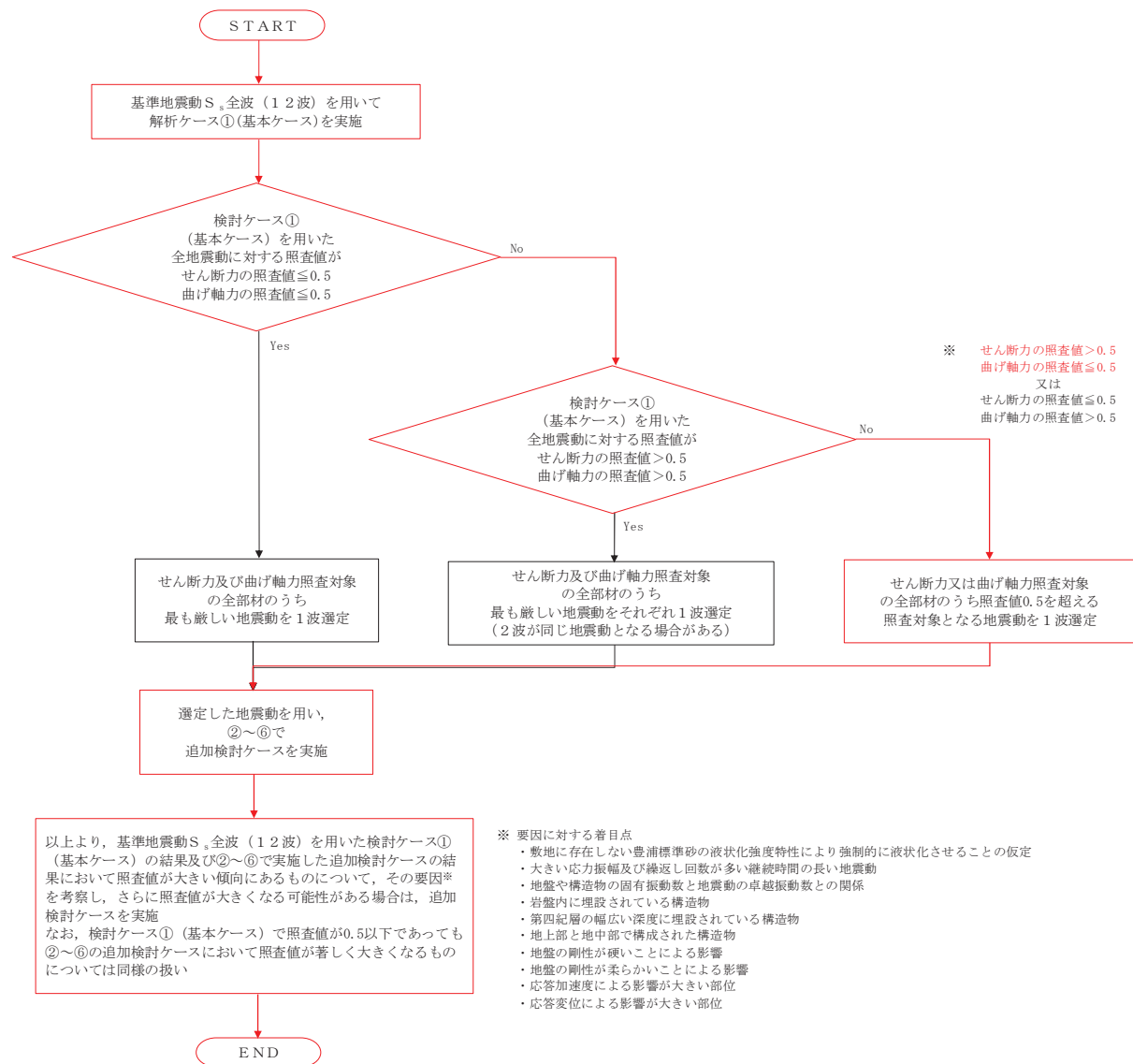


図 2.5-7 地震動選定フロー（B-B断面（鉄筋コンクリート））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮) , B-B断面)

(梁部)

(壁部)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10			0.10		
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.10					
S _s -2 2		0.10					
S _s -3 1	H+, V+	0.10					0.10
	H-, V+	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10			0.15		
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.05					
S _s -2 1		0.10					
S _s -2 2		0.10					
S _s -3 1	H+, V+	0.10					0.10
	H-, V+	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

(底版部)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10			0.15		
S _s -1 1		0.05					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.05					
S _s -1 4		0.05					
S _s -2 1		0.05					
S _s -2 2		0.05					
S _s -3 1	H+, V+	0.10					0.10
	H-, V+	0.10	0.10	0.10	0.15	0.10	0.10

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) , B-B断面)

(梁部)

(壁部)

検査ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)						
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.14	0.14	0.14	0.16	0.11	0.11
	H-, V+	0.12					
	H-, V-	0.12			0.16		
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.09					
S _s -1 3		0.09					
S _s -1 4		0.09					
S _s -2 1		0.11					
S _s -2 2		0.10					
S _s -3 1	H+, V+	0.16					0.13
	H-, V+	0.15	0.14	0.15	0.15	0.13	0.11

地震動	検査ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.05					
	H+, V-	0.05	0.04	0.05	0.08	0.04	0.04
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05			0.08		
S _s -1 1		0.02					
S _s -1 2		0.03					
S _s -1 3		0.03					
S _s -1 4		0.02					
S _s -2 1		0.03					
S _s -2 2		0.04					
S _s -3 1	H+, V+	0.07					0.04
	H-, V+	0.07	0.06	0.07	0.06	0.06	0.04

(底版部)

地震動	検査ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.24	0.25	0.25	0.30	0.10	0.09
	H-, V+	0.20					
	H-, V-	0.20			0.22		
S _s -1 1		0.07					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.16					
S _s -1 4		0.04					
S _s -2 1		0.10					
S _s -2 2		0.12					
S _s -3 1	H+, V+	0.19					0.12
	H-, V+	0.15	0.15	0.15	0.16	0.10	0.10

※ 検査ケース

- ①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果は、検査ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は、梁部、S_s-3 1 (H+, V+) で 0.16)。

(せん断力照査，B－B断面)

(梁部)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.71					
	H+, V-	0.76	0.76	0.73	0.87	0.76	0.74
	H-, V+	0.71					
	H-, V-	0.77			0.90		
S _s -1 1		0.69					
S _s -1 2		0.69					
S _s -1 3		0.70					
S _s -1 4		0.61					
S _s -2 1		0.64					
S _s -2 2		0.71					
S _s -3 1	H+, V+	0.77					0.67
	H-, V+	0.80	0.78	0.79	0.72	0.71	0.68

(壁部)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.32					
	H+, V-	0.32	0.26	0.31	0.44	0.31	0.30
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.33			0.43		
S _s -1 1		0.25					
S _s -1 2		0.26					
S _s -1 3		0.26					
S _s -1 4		0.23					
S _s -2 1		0.24					
S _s -2 2		0.29					
S _s -3 1	H+, V+	0.35					0.29
	H-, V+	0.39	0.38	0.38	0.31	0.34	0.30

(底版部)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.34					
	H+, V-	0.35	0.30	0.34	0.41	0.29	0.28
	H-, V+	0.33					
	H-, V-	0.32			0.41		
S _s -1 1		0.14					
S _s -1 2		0.21					
S _s -1 3		0.20					
S _s -1 4		0.12					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.38					0.37
	H-, V+	0.38	0.32	0.38	0.47	0.40	0.36

※ 検討ケース

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②：地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース

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

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、梁部、S_s-3 1(H-, V+)で0.80である。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力照査に対する全ての照査値が0.50以下、せん断力照査に対する最大照査値が0.80であり、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-3 1(H-, V+)である。

B-B断面の鉄筋コンクリート梁部のせん断力照査の照査値は、S_s-D 1(H+, V-)においては基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤変位が大きいことに伴い、構造物のせん断力が大きくなるためである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合があるS_s-3 1(H+, V+)及びS_s-3 1(H-, V+)で照査値が大きくなる傾向にある。

S_s-D 1(H+, V-)の検討ケース④の結果が基本検討ケース①に対して照査値が厳しくなっていることから、S_s-D 1(H-, V-)に対し、追加検討ケース④を実施する。

(4) B－B断面（鋼管杭）

B－B断面（鋼管杭）の地震動選定フローを図 2.5－8 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ部材に対する曲率の照査値が 0.50 以下、せん断力照査値が 0.50 より大きいことから、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

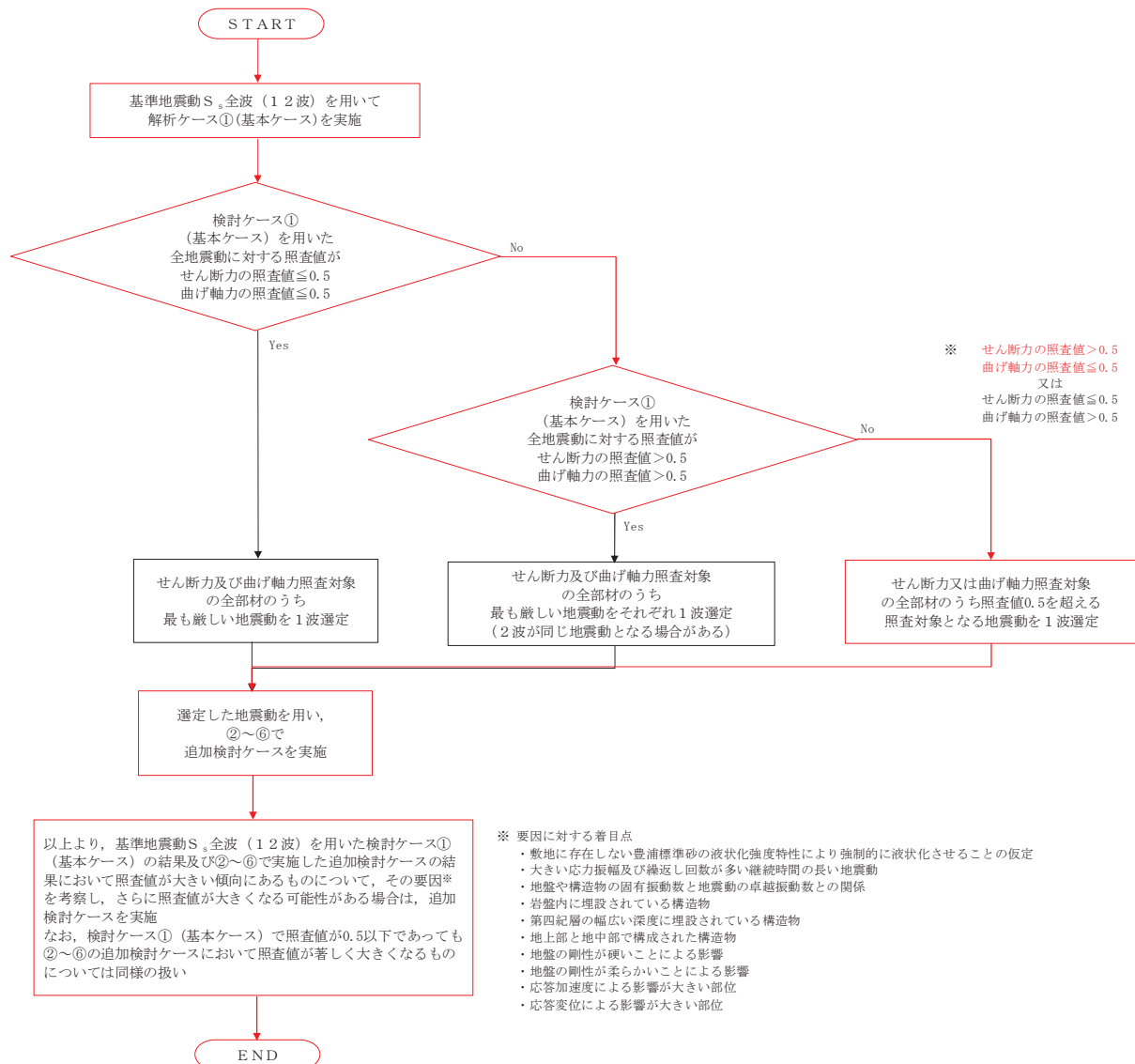


図 2.5－8 地震動選定フロー（B－B断面（鋼管杭））

(曲げ軸力照査, B-B断面, 鋼管杭)

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.52					
	H+, V-	0.52	0.50	0.54	0.59	0.50	0.58
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.50			0.53		
S _s -11		0.19					
S _s -12		0.28					
S _s -13		0.26					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.22					
S _s -22		0.32					
S _s -31	H+, V+	0.65					0.74
	H-, V+	0.67	0.69	0.73	0.72	0.70	0.74

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は, 鋼管杭, S_s-31 (H-, V+) で0.67である。

(せん断力照査, B-B断面, 鋼管杭)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.16					
	H+, V-	0.16	0.17	0.17	0.17	0.20	0.23
	H-, V+	0.16					
	H-, V-	0.16			0.16		
S _s -11		0.07					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.10					
S _s -14		0.06					
S _s -21		0.07					
S _s -22		0.12					
S _s -31	H+, V+	0.21					0.26
	H-, V+	0.21	0.24	0.23	0.23	0.23	0.25

※ 検討ケース

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

せん断照査結果は, 検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は, 鋼管杭, S_s-31 (H+, V+) 及びS_s-31 (H-, V+) で0.21)。

以上より, 検討ケース①(基本ケース)において, 曲げ軸力照査に対する最大照査値が0.67, せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり, 曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-31 (H-, V+)である。

B－B断面の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値は，基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑥で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは，地盤の固有周期が比較的短いことから，非液状化の条件を仮定した検討ケース⑥で断面力が大きくなったものと考えられる。また，地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの，最大振幅時の地震力が厳しい場合がある $S_s-3.1$ （H＋，V＋）及び $S_s-3.1$ （H－，V＋）で照査値が大きくなる傾向にある。

よって，基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s-3.1$ （H＋，V＋）に対し，追加検討ケース⑥を実施する。

2.6 構内排水路逆流防止設備（出口側集水枡（杭間部））

構内排水路逆流防止設備の出口側集水枡（杭間部）は、鋼管杭基礎及び鉄筋コンクリートの集水枡により構成される。耐震評価においては、鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を線形梁要素としてモデル化する。よって、追加検討ケースの選定は鋼管杭及び鉄筋コンクリート部を評価対象とする。なお、鉄筋コンクリート部は壁部及び底版部に分けられる。

2.6.1 照査位置及び仕様



図 2.6－1 構内排水路逆流防止設備の照査位置図

表 2.6－1 構造仕様

断面	鋼管杭		鉄筋コンクリート	
	径 (mm)	板厚 (mm)	主筋	斜め引張 鉄筋
I -2	800	40 (SM570)	D32@200 (SD490)	D22@200 (SD490)

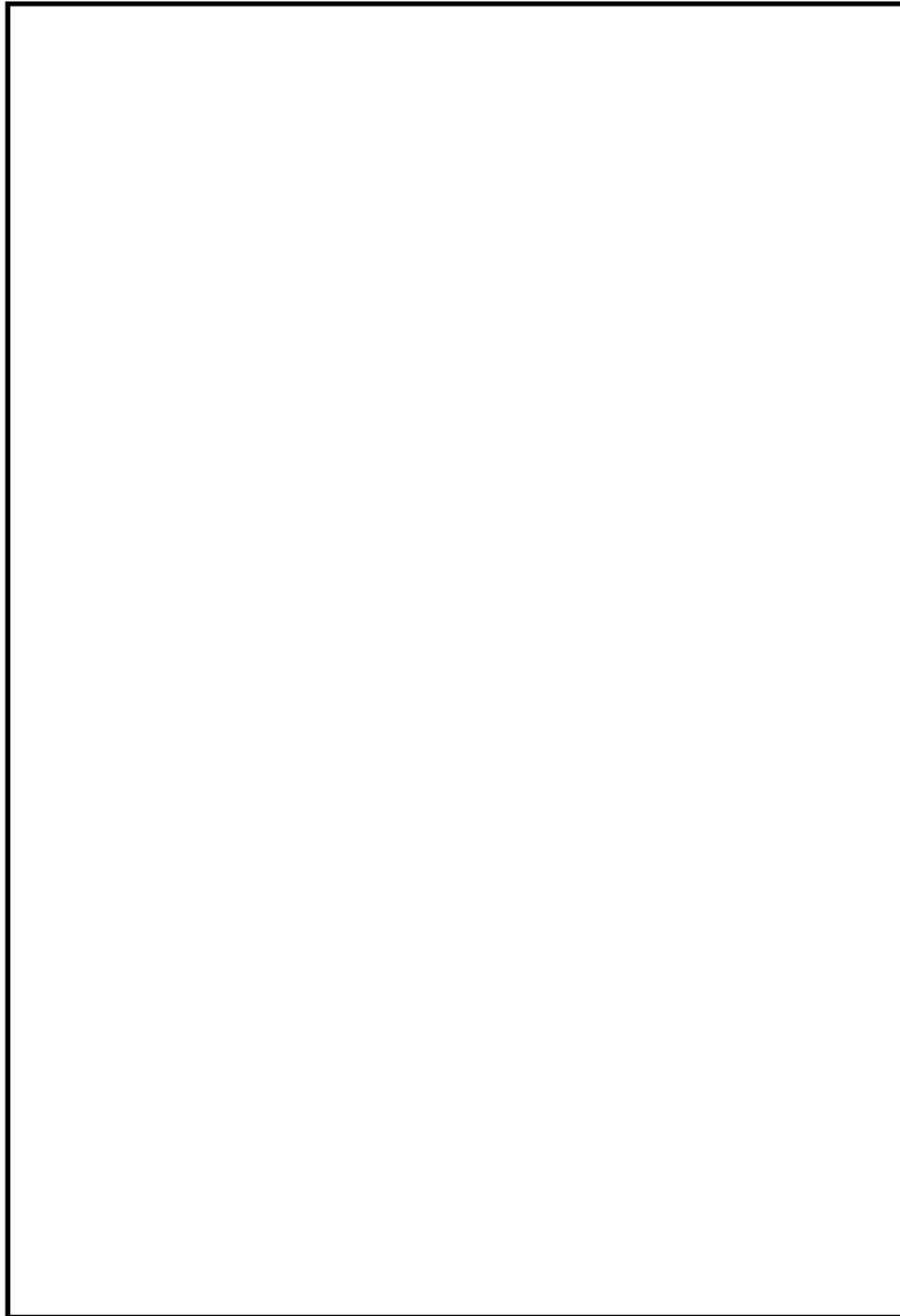


図 2.6－2 概略配筋図

2.6.2 照査結果

(1) I－2断面（鉄筋コンクリート）

I－2断面の地震動選定フローを図 2.6－3 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査値が 0.50 より大きく、せん断照査値が 0.50 より大きいことから、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

また、検討ケース①（基本ケース）の照査結果から厳しいと想定される地震動を追加で選定する。

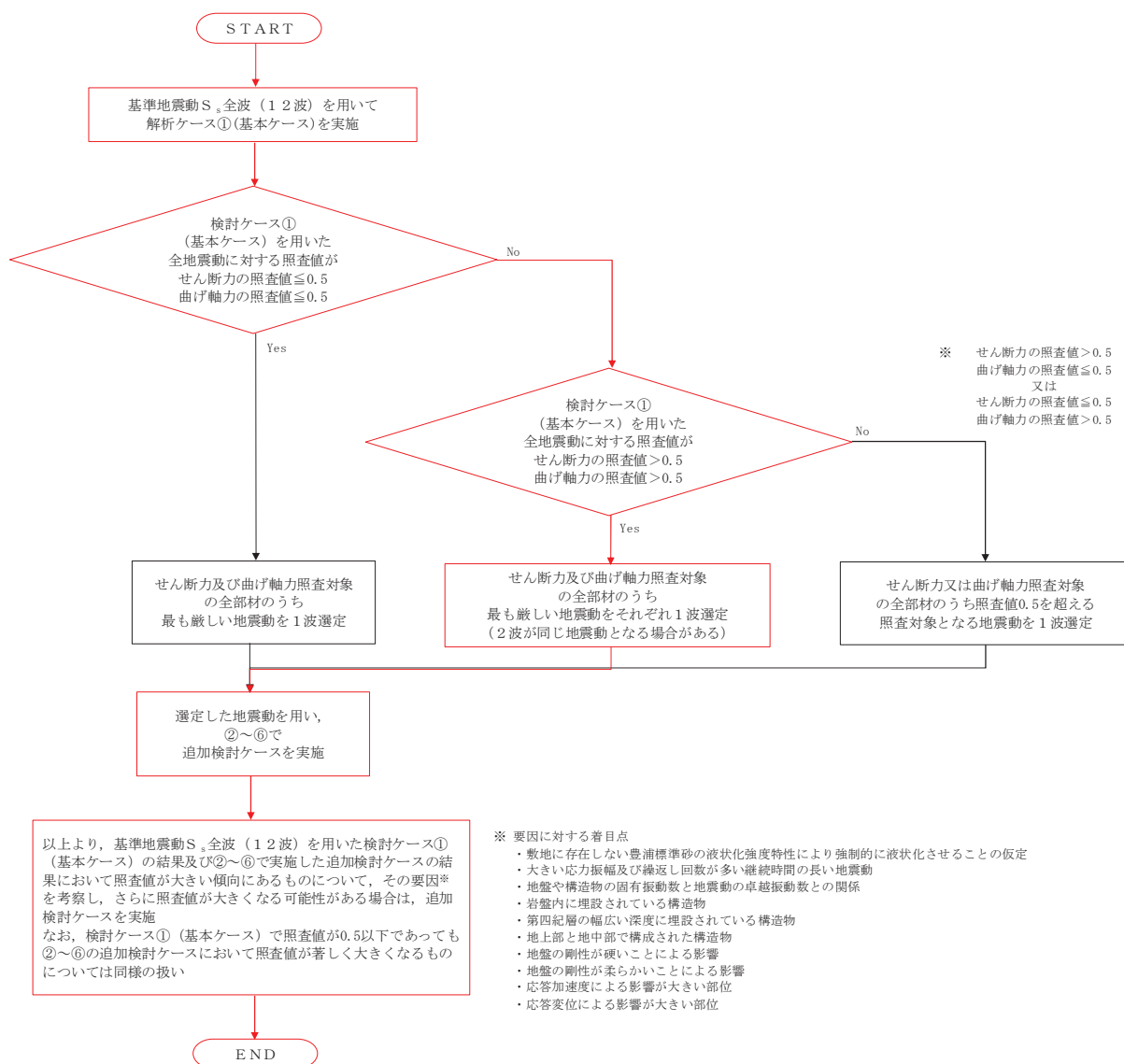


図 2.6－3 地震動選定フロー（I－2断面（鉄筋コンクリート））

(曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮), I-2 断面)
(壁部) (底版部)

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.30	0.21	0.30	0.21	0.25	0.21
	H+, V-	0.25					
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _s -1 1		0.17					
S _s -1 2		0.17					
S _s -1 3		0.17					
S _s -1 4		0.17					
S _s -2 1		0.21					
S _s -2 2		0.21					
S _s -3 1	H+, V+	0.34	0.30	0.34	0.30	0.34	0.30
	H-, V+	0.25	0.25	0.30	0.21	0.30	0.25

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.34	0.30	0.38	0.25	0.42	0.30
	H+, V-	0.34			0.27		
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.30					
S _s -1 1		0.21					
S _s -1 2		0.21					
S _s -1 3		0.21					
S _s -1 4		0.21					
S _s -2 1		0.25					
S _s -2 2		0.25					
S _s -3 1	H+, V+	0.46	0.42	0.46	0.38	0.50	0.46
	H-, V+	0.34	0.30	0.34	0.25	0.38	0.34

※ 検討ケース

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

(曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張), I-2 断面)
(壁部) (底版部)

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.38	0.30	0.39	0.27	0.56	0.50
	H+, V-	0.37					
	H-, V+	0.36					
	H-, V-	0.35					
S _s -1 1		0.21					
S _s -1 2		0.20					
S _s -1 3		0.23					
S _s -1 4		0.21					
S _s -2 1		0.27					
S _s -2 2		0.27					
S _s -3 1	H+, V+	0.46	0.40	0.46	0.38	0.47	0.41
	H-, V+	0.58	0.52	0.62	0.41	0.63	0.57

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.50	0.45	0.55	0.37	0.60	0.54
	H+, V-	0.50			0.36		
	H-, V+	0.43					
	H-, V-	0.41					
S _s -1 1		0.31					
S _s -1 2		0.30					
S _s -1 3		0.32					
S _s -1 4		0.31					
S _s -2 1		0.36					
S _s -2 2		0.37					
S _s -3 1	H+, V+	0.67	0.60	0.69	0.54	0.72	0.66
	H-, V+	0.59	0.53	0.62	0.41	0.67	0.62

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張) 結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、底版部, S_s-3 1 (H+, V+) で 0.67 である。

(せん断力照査, I - 2 断面)

(壁部)

(底版部)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.34	0.29	0.33	0.23	0.37	0.31
	H+, V-	0.33					
	H-, V+	0.29					
	H-, V-	0.29					
S _s -1 1		0.21					
S _s -1 2		0.20					
S _s -1 3		0.22					
S _s -1 4		0.21					
S _s -2 1		0.26					
S _s -2 2		0.25					
S _s -3 1	H+, V+	0.36	0.32	0.36	0.28	0.36	0.33
	H-, V+	0.39	0.33	0.40	0.28	0.41	0.35

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.79	0.75	0.81	0.59	0.71	0.66
	H+, V-	0.77			0.60		
	H-, V+	0.66					
	H-, V-	0.62					
S _s -1 1		0.47					
S _s -1 2		0.57					
S _s -1 3		0.56					
S _s -1 4		0.48					
S _s -2 1		0.54					
S _s -2 2		0.51					
S _s -3 1	H+, V+	0.78	0.75	0.84	0.74	0.82	0.79
	H-, V+	0.52	0.46	0.54	0.45	0.59	0.54

※ 検討ケース

- ①：原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

せん断力照査結果における検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は、底版部、S_s-D 1 (H+, V+) で 0.79 である。

以上より、検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が 0.67、せん断力照査に対する最大照査値が 0.79 であり、曲げ軸力対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D 1 (H+, V+) 及び S_s-3 1 (H+, V+) である。

I-2断面の鉄筋コンクリート壁部の曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑤で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース⑤において非液状化を仮定することにより壁部の地盤剛性が大きいためである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-31 （H+, V+）及び S_s-31 （H-, V+）で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しい S_s-31 （H-, V+）に対し、検討ケース②～⑥及び S_s-31 （H+, V+）に対し検討ケース⑤について追加検討を実施する。

I-2断面の鉄筋コンクリート底版部の曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース⑤で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース⑤において非液状化を仮定することにより底版部の地盤剛性が大きいためである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-31 （H+, V+）及び S_s-31 （H-, V+）で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が厳しい S_s-31 （H+, V+）に対し検討ケース②～⑥及び S_s-31 （H-, V+）に対し検討ケース⑤について追加検討を実施する。

I-2断面の鉄筋コンクリート底版部のせん断力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース③で比較的照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、追加検討ケース③において底版部のせん断力が大きくなることからである。また、基本検討ケース①においては地震動の継続時間が短く大振幅の荷重の繰返し回数は少ないものの、最大振幅時の地震力が厳しい場合がある S_s-D1 （H+, V+）、 S_s-31 （H+, V+）で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい S_s-31 （H+, V+）に対し、検討ケース③について追加検討を実施する。

(2) I－2断面（鋼管杭）

I－2断面（鋼管杭）の地震動選定フローを図2.6－4に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

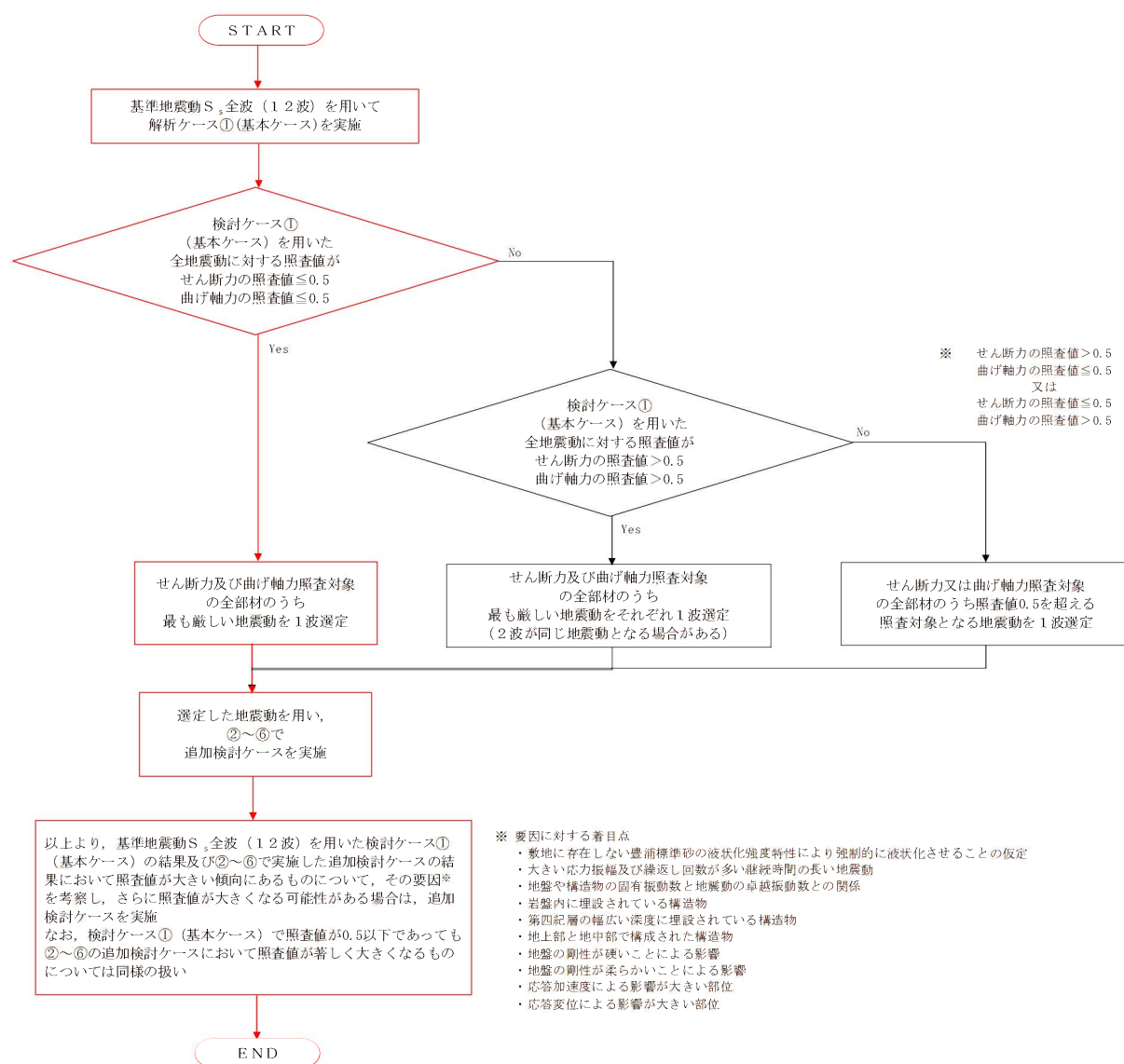


図2.6－4 地震動選定フロー（I－2断面（鋼管杭））

(曲げ軸力照査, I - 2 断面, 鋼管杭)

検討ケース		曲げ軸力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.41	0.44	0.34	0.69	0.29	0.25
	H+, V-	0.40			0.68		
	H-, V+	0.32					
	H-, V-	0.33					
S _s -1 1		0.14					
S _s -1 2		0.23					
S _s -1 3		0.22					
S _s -1 4		0.19					
S _s -2 1		0.17					
S _s -2 2		0.20					
S _s -3 1	H+, V+	0.32	0.28	0.33	0.28	0.35	0.31
	H-, V+	0.22	0.20	0.24	0.29	0.26	0.24

※ 検討ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が 0.50 以下である（最大照査値は、鋼管杭、S_s-D 1（H+, V+）で 0.41）。

(せん断力照査, I - 2 断面, 鋼管杭)

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.10	0.09	0.09	0.16	0.05	0.05
	H+, V-	0.10			0.15		
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
S _s -1 1		0.04					
S _s -1 2		0.06					
S _s -1 3		0.06					
S _s -1 4		0.06					
S _s -2 1		0.05					
S _s -2 2		0.06					
S _s -3 1	H+, V+	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
	H-, V+	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05

※ 検討ケース

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

せん断力照査結果は、検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が 0.50 以下である（最大照査値は、鋼管杭、S_s-D 1（H+, V+）、S_s-D 1（H+, V-）、S_s-D 1（H-, V+）及び S_s-D 1（H-, V-）で 0.10）。

以上より、検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり、かつ、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D 1（H+, V+） である。

I－2断面の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値は、基本検討ケース①と比較し追加検討ケース④で照査値が厳しい結果となる傾向にある。これは、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定したケースにおいて地盤剛性が小さくなるため、変形が生じ曲げモーメントが大きくなるからである。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い $S_s-D1(H+, V+)$ 及び $S_s-D1(H+, V-)$ で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、基本検討ケース①による照査値が2番目に厳しい $S_s-D1(H+, V-)$ に対し、検討ケース④について追加検討を実施する。

2.7 貯留堰

貯留堰は、鋼管矢板のみで構成される構造である。耐震評価においては鋼管矢板を線形梁要素でモデル化する。耐震評価における追加検討ケース選定は鋼管矢板を評価対象とする。

2.7.1 照査位置及び仕様



図 2.7-1 貯留堰の照査位置図

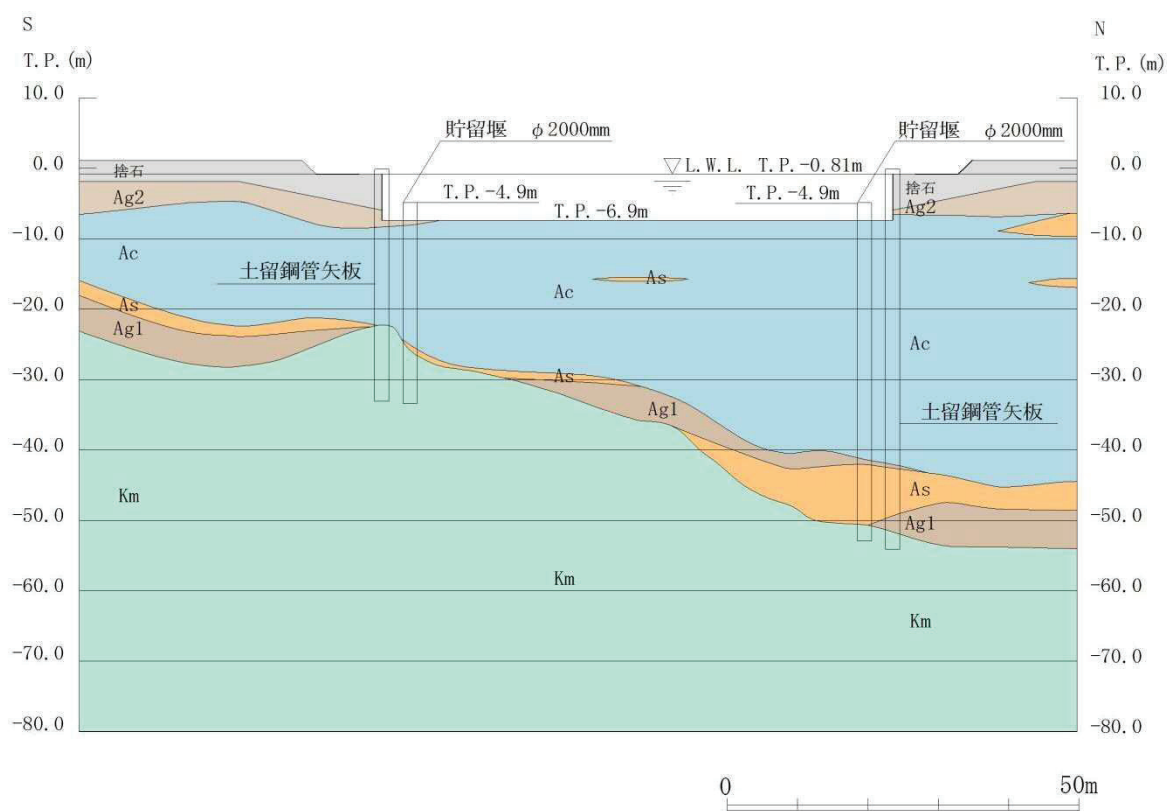


図 2.7-2 貯留堰の断面図 (NS-1)

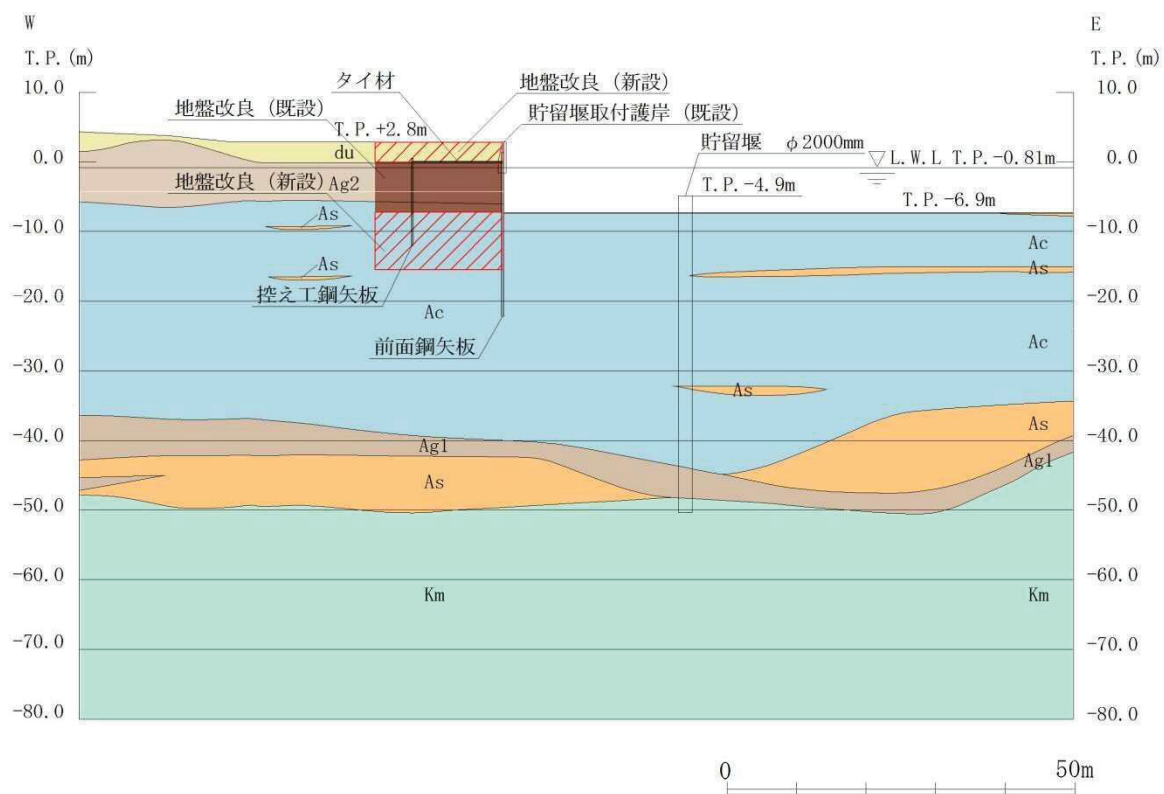


図 2.7-3 貯留堰の断面図 (EW-2)

表 2.7-1 構造仕様

断面	鋼管矢板	
	径 (mm)	板厚 (mm)
NS-1	2000	40
EW-2		(SM570)

2.7.2 照査結果

(1) NS-1（南側）断面

NS-1（南側）断面の地震動選定フローを図2.7-4に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

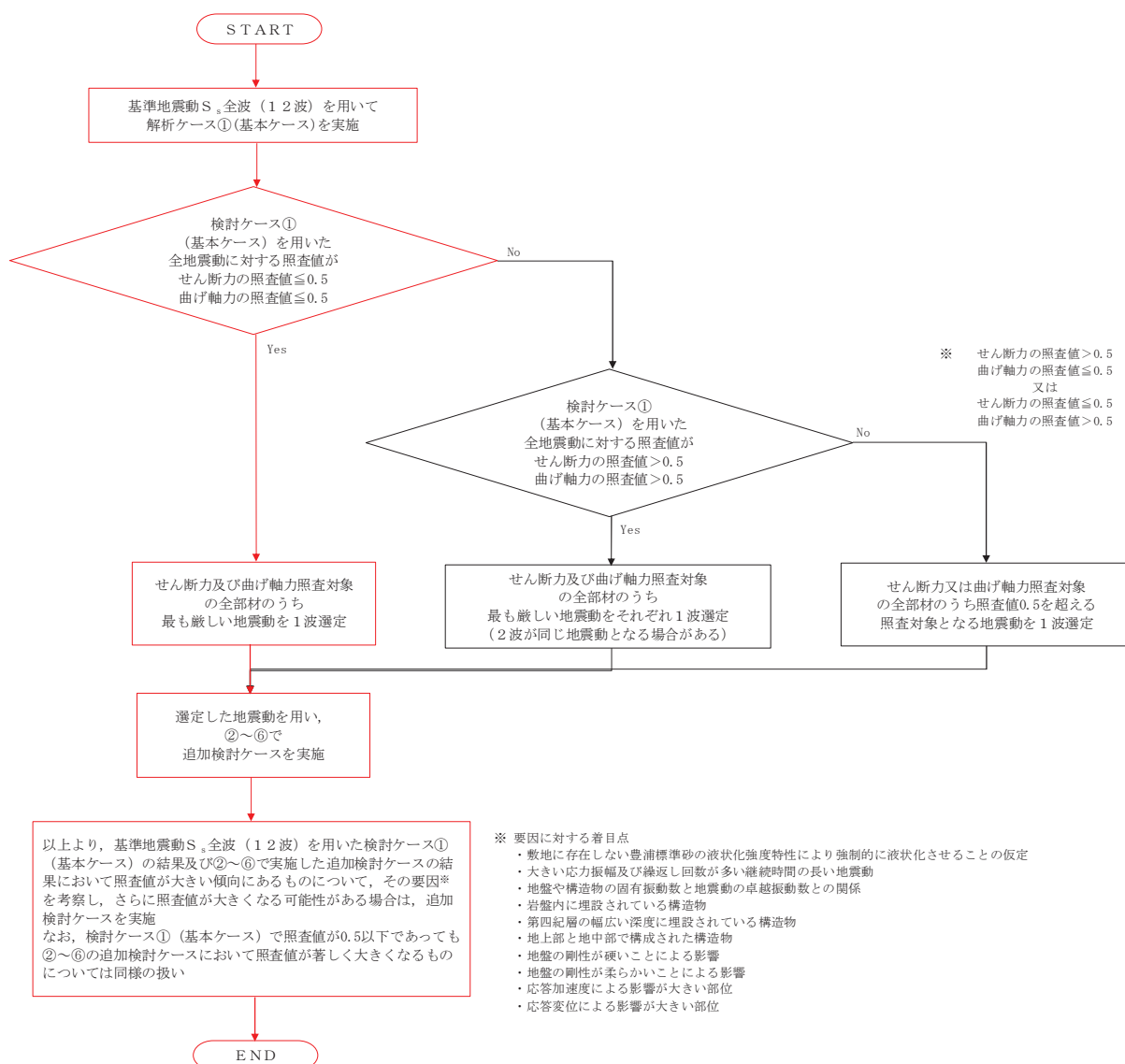


図2.7-4 地震動選定フロー（NS-1（南側）断面）

(曲げ軸力照査, NS-1 (南側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動		曲げ軸力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.42					
	H+, V-	0.41					
	H-, V+	0.44	0.43	0.44	0.51	0.46	0.44
	H-, V-	0.43			0.51		
S _s -11		0.38					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.35					
S _s -14		0.31					
S _s -21		0.39					
S _s -22		0.36		0.36			
S _s -31	H+, V+	0.39					
	H-, V+	0.38					

(せん断力照査, NS-1 (南側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.19	0.18	0.19	0.23	0.16	0.15
	H-, V-	0.19			0.23		
S _s -11		0.16					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.12					
S _s -21		0.15					
S _s -22		0.15		0.15			
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.15					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管矢板, S_s-D1 (H-, V+)で0.44)。

せん断力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は、鋼管矢板, S_s-D1 (H-, V+)及びS_s-D1 (H-, V-)で0.19)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1 (H-, V+)である。

NS-1(南側)断面は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから、敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により強制的に液化化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長いS_s-D1で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、検討ケース①で2番目に照査値が大きいS_s-D1 (H-, V-)に対して、追加検討ケース④を実施する。

(2) NS-1（北側）断面

NS-1（北側）断面の地震動選定フローを図 2.7-5 に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

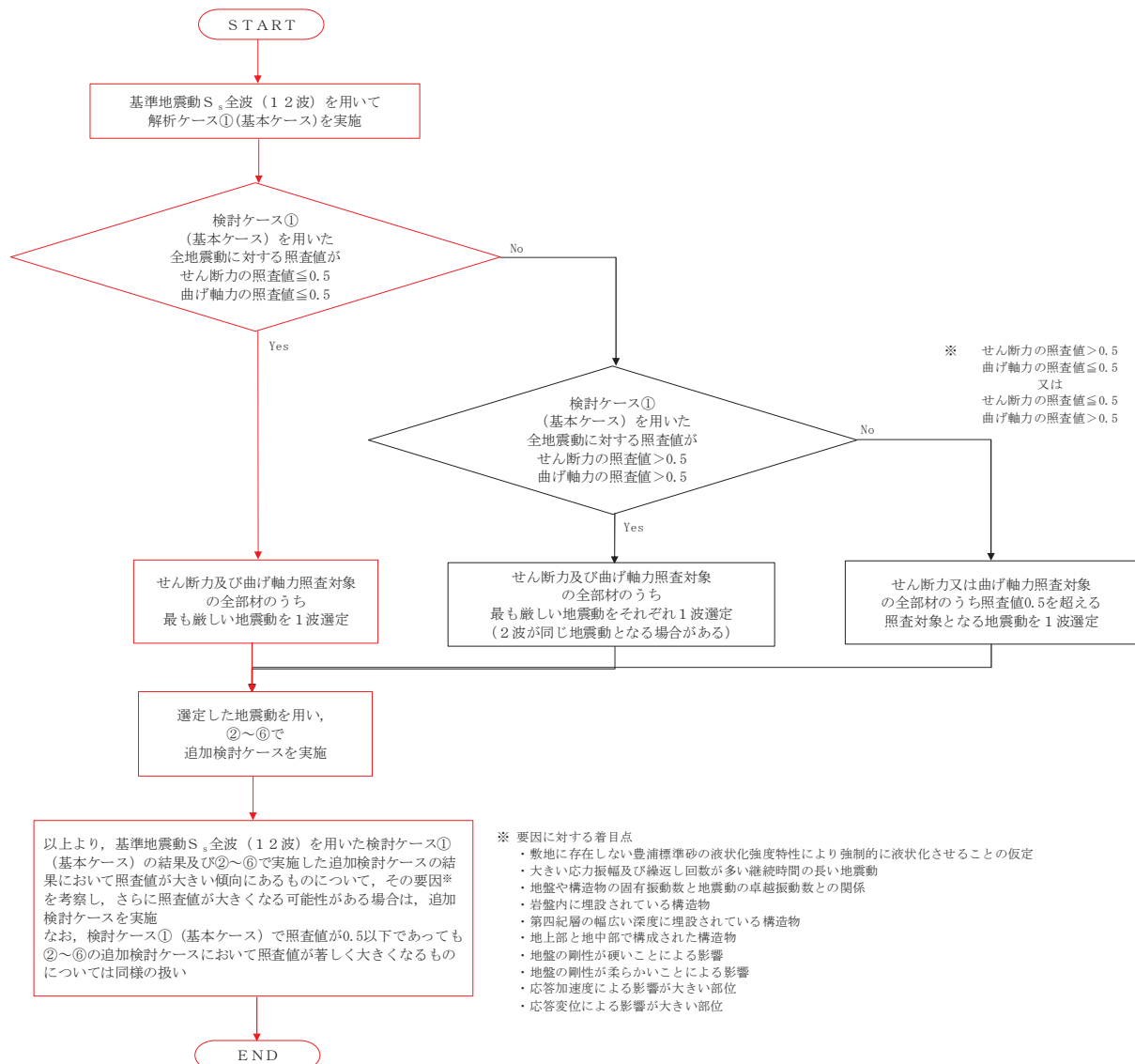


図 2.7-5 地震動選定フロー（NS-1（北側）断面）

(曲げ軸力照査, NS-1 (北側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動		曲げ軸力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.21	0.19	0.23	0.34	0.26	0.25
	H-, V-	0.20			0.33		
S _s -11		0.15					
S _s -12		0.12					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.10					
S _s -21		0.20					
S _s -22		0.18		0.20			
S _s -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.17					

(せん断力照査, NS-1 (北側) 断面)
(鋼管矢板)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.12	0.12	0.11	0.13	0.10	0.10
	H-, V-	0.12			0.13		
S _s -11		0.06					
S _s -12		0.11					
S _s -13		0.09					
S _s -14		0.05					
S _s -21		0.06					
S _s -22		0.07		0.07			
S _s -31	H+, V+	0.07					
	H-, V+	0.08					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

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

曲げ軸力照査結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, 鋼管矢板, S_s-D1 (H-, V+) で 0.21)。

せん断力照査結果は, 検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, 鋼管矢板, S_s-D1 (H+, V+), S_s-D1 (H-, V+) 及び S_s-D1 (H-, V-) で 0.12)。

以上より, 検討ケース① (基本ケース) において, 曲げ軸力, せん断力照査に対する全ての照査値が 0.50 以下であり, 曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D1 (H-, V+) である。

NS-1 (北側) 断面は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから, 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また, 大きい応力振幅で繰返し回数が多く, 継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向にある。

NS-1 (北側) の照査値断面は, 全て 0.50 以下である。以上を踏まえ, さらなる追加検討ケースは必要ない。

(3) EW-2断面

EW-2断面の地震動選定フローを図2.7-6に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力、せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であることから、曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

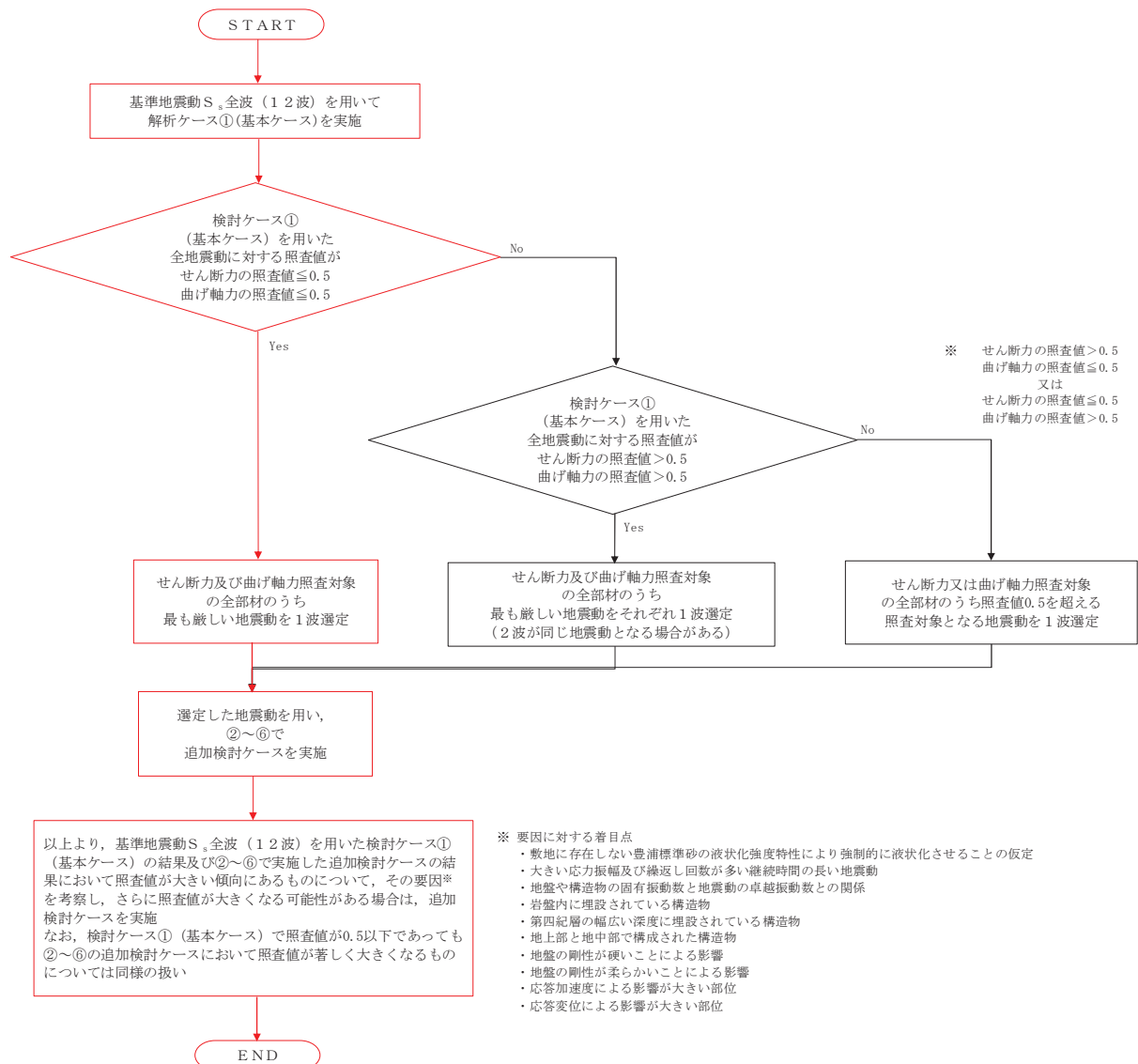


図 2.7-6 地震動選定フロー（EW-2断面）

(曲げ軸力照査, EW-2断面)
(鋼管矢板)

地震動		曲げ軸力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.45	0.46	0.40	0.77	0.19	0.19
	H+, V-	0.45					
	H-, V+	0.45			0.71		
	H-, V-	0.45					
S _s -11		0.09					
S _s -12		0.40					
S _s -13		0.37					
S _s -14		0.29					
S _s -21		0.26					
S _s -22		0.35					
S _s -31	H+, V+	0.19					
	H-, V+	0.13					

(せん断力照査, EW-2断面)
(鋼管矢板)

地震動		せん断力照査					
検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.16	0.16	0.16	0.23	0.13	0.12
	H+, V-	0.15					
	H-, V+	0.15			0.22		
	H-, V-	0.15					
S _s -11		0.08					
S _s -12		0.15					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.13					
S _s -21		0.12					
S _s -22		0.13					
S _s -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.11					

※ 検討ケース

- ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)
 ②: 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース
 ③: 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース

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

曲げ軸力照査結果は, 検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は, 鋼管矢板, S_s-D1(H+, V+), S_s-D1(H+, V-), S_s-D1(H-, V+)及びS_s-D1(H-, V-)で0.45)。

せん断力照査結果は, 検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が0.50以下である(最大照査値は, 鋼管矢板, S_s-D1(H+, V+)で0.16)。

以上より, 検討ケース①(基本ケース)において, 曲げ軸力, せん断力照査に対する全ての照査値が0.50以下であり, かつ, 曲げ軸力及びせん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動はS_s-D1(H+, V+), S_s-D1(H+, V-), S_s-D1(H-, V+)及びS_s-D1(H-, V-)である。

EW-2断面は第四紀層の幅広い深度に埋設されている構造物であることから, 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した場合の追加検討ケース④で厳しい結果となる傾向にある。また, 大きい応力振幅で繰返し回数が多く, 継続時間が長いS_s-D1で照査値が大きくなる傾向にある。

よって, 検討ケース①(基本ケース)による照査値が同率で最も厳しいS_s-D1の4ケースのうち, 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させた影響を大きく受けると考えられる水平方向の位相違いの結果を確認するため, S_s-D1(H-, V+)に対して, 追加検討ケース④を実施する。

2.8 貯留堰取付護岸

貯留堰取付護岸は、前面鋼矢板、タイ材及び控え工鋼矢板により構成される構造である。耐震評価においては鋼矢板を線形梁要素、タイ材を非線形ばね要素としてモデル化する。耐震評価における追加検討ケース選定は前面矢板、タイ材及び控え工鋼矢板の3部材を評価対象とする。

2.8.1 照査位置及び仕様



図 2.8-1 貯留堰取付護岸の照査位置図

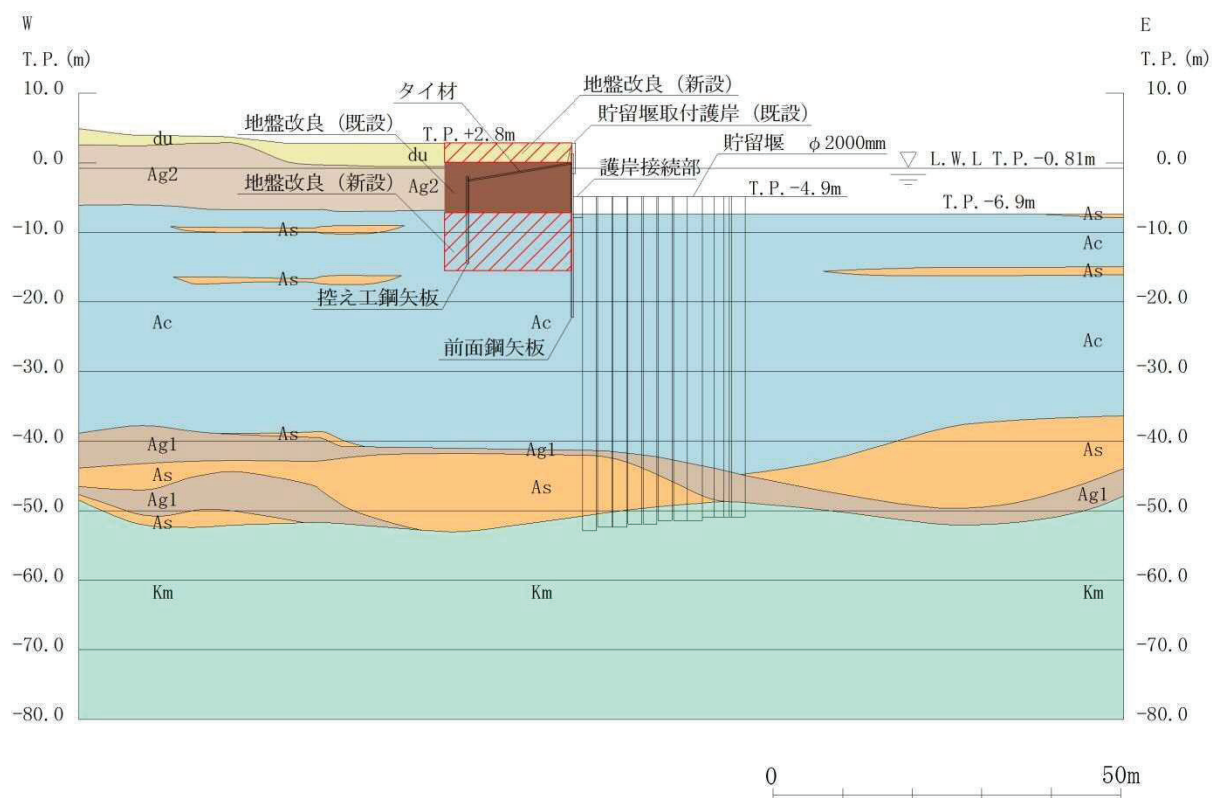


図 2.8-2 貯留堰の断面図 (EW-1)

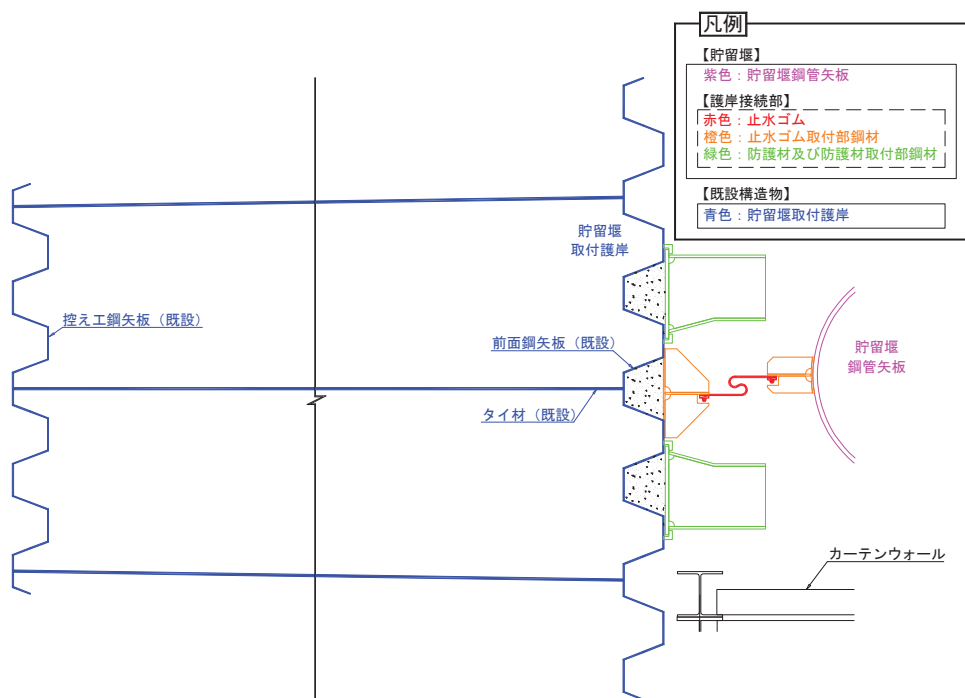


図 2.8-3 貯留堰の平面図

表 2.8-1 構造仕様

断面	前面鋼矢板	控え工矢板	タイ材
EW-1	SP-V型 (SKY490)	SP-IV型 (SM570)	F130T (タイブル)

2.8.2 照査結果

(1) EW－1断面

EW－1断面の地震動選定フローを図2.8-4に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げモーメント照査値が0.50より大きく、引張り照査値が0.50以下であることから、曲げモーメント照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

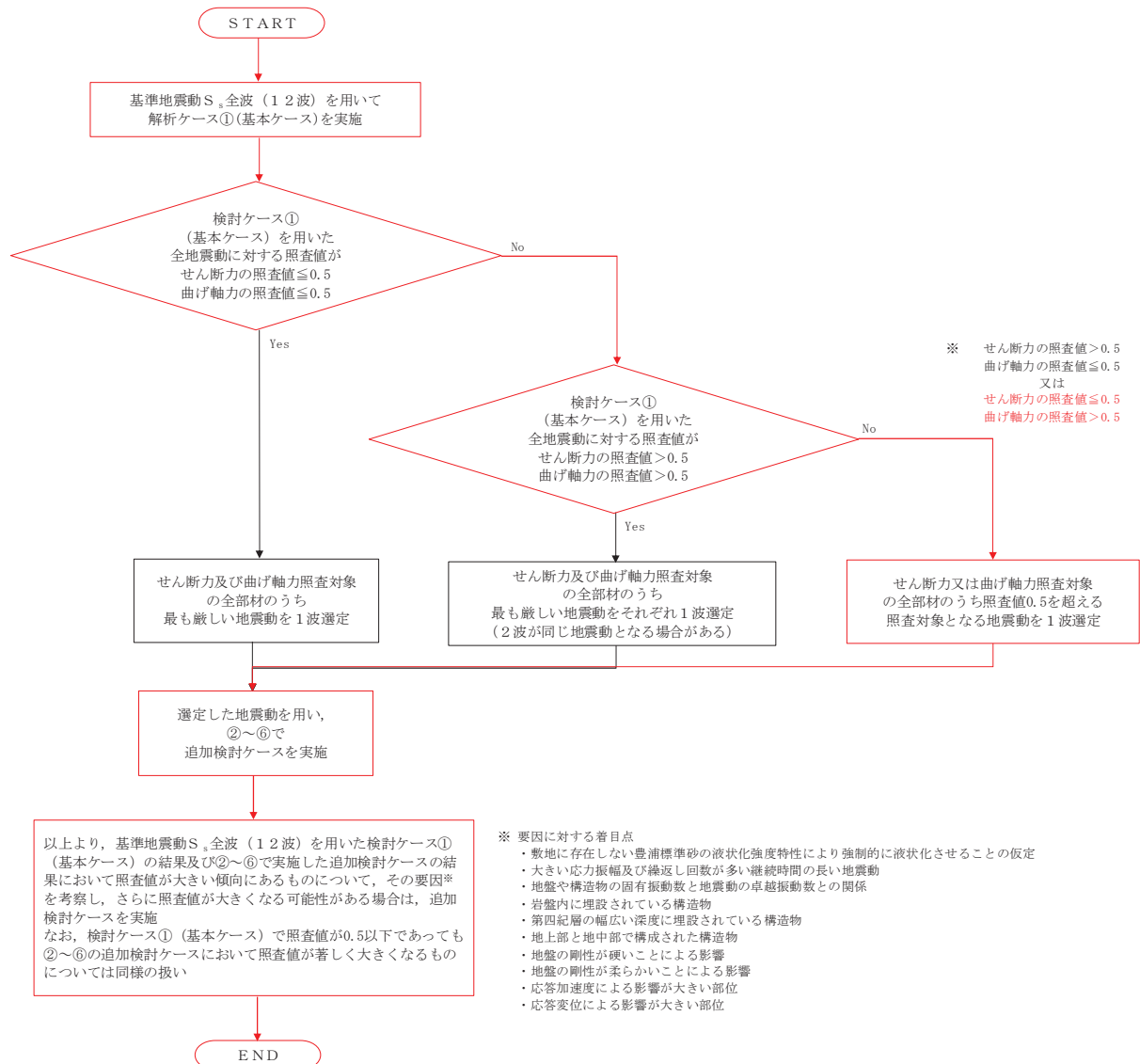


図 2.8-4 地震動選定フロー（EW－1断面）

(曲げモーメント照査, E W-1 断面)

(前面鋼矢板)

検討ケース		曲げモーメント照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.47					
	H+, V-	0.55				0.57	
	H-, V+	0.52					
	H-, V-	0.59	0.57	0.61	0.61	0.64	0.63
S _s -1 1		0.38					
S _s -1 2		0.49					
S _s -1 3		0.48					
S _s -1 4		0.40					
S _s -2 1		0.43					
S _s -2 2		0.49					
S _s -3 1	H+, V+	0.44					
	H-, V+	0.38					

(控え鋼矢板)

検討ケース		曲げモーメント照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.05				0.05	
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.04					
S _s -1 3		0.04					
S _s -1 4		0.03					
S _s -2 1		0.04					
S _s -2 2		0.05					
S _s -3 1	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

曲げ軸力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の最大照査値は、前面鋼矢板, S_s-D 1 (H-, V-) で 0.59 である。

(引張力照査, E W-1)

(タイ材)

検討ケース		引張力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.37					
	H+, V-	0.40				0.41	
	H-, V+	0.44					
	H-, V-	0.40	0.40	0.41	0.40	0.44	0.44
S _s -1 1		0.30					
S _s -1 2		0.30					
S _s -1 3		0.30					
S _s -1 4		0.28					
S _s -2 1		0.31					
S _s -2 2		0.39					
S _s -3 1	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.32					

※ 検討ケース

①: 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

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

⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

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

引張力照査結果は、検討ケース①(基本ケース)の全ての照査値が 0.50 以下である(最大照査値は、タイ材, S_s-D 1 (H-, V+) で 0.44)。

以上より、検討ケース①(基本ケース)において、曲げモーメント照査に対する最大照査値が 0.58, 引張力照査に対する照査値が 0.50 以下であり、かつ、曲げモーメント照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D 1 (H-, V-) である。

貯留堰取付護岸は第四紀層内に設置されている構造物である。貯留堰取付護岸の変形は応答加速度による影響が大きく、応答加速度が大きくなる追加検討ケース⑤及び⑥で厳しい結果となる傾向にある。また、大きい応力振幅で繰返し回数が多く、継続時間が長い S_s-D1 で照査値が大きくなる傾向にある。

よって、検討ケース①で2番目に照査値が大きい S_s-D1 (H+, V-) に対して、追加検討ケース⑤を実施する。

5.21 浸水防護設備のシール構造について

浸水防護設備において、シール構造が適用されている部位を抽出し、シール材の種類を特定し、各シール材の止水性の確保について検討した結果をとりまとめた。

シール材のうち、ゴムシートパッキン、シートガスケット、P形ゴム及びリップシールについては、一般産業等において採用実績が多数あり、既に十分な止水性が確認されているシール材である。このため、使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のもので選定し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付けることで、十分な止水性を確保することができる。

試験により止水性を確認するシール材については、以下のとおり。

- ① 防潮堤の主要な構造境界部に使用する止水ジョイントについては、試験により止水性が確保されることを確認したうえで使用する計画としている。試験の結果、止水ジョイントは、止水性が確保されていることを確認している。試験結果については、「補足 60-1 工事計画に係る説明資料（V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書） 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について」に示す。
- ② 防潮堤（鋼製防護壁）の鋼製防護壁を構成する鋼殻と鋼殻の継目については、鋼製防護壁シール材を充てんして止水性を確保する設計としている。鋼製防護壁シール材は、試験により止水性が確保されることを確認したうえで、使用する計画としている。試験の結果、鋼製防護壁シール材は、止水性が確保されていることを確認している。試験結果については、「補足 60-1 工事計画に係る説明資料（V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書） 5.13.2 鋼製防護壁シール材について」に示す。
- ③ 防潮堤（鋼製防護壁）の鋼製防護壁と取水構造物の境界部に使用する 1 次止水機構及び 2 次止水機構については、試験により止水性を確保したうえで使用する計画としている。試験の結果、1 次止水機構及び 2 次止水機構は、止水性が確保されていることを確認している。試験結果については、「補足 60-1 工事計画に係る説明資料（V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書） 6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。
- ④ 逆止弁の弁座部については、試験により止水性が確保されることを確認したうえで使用する計画としている。試験の結果、弁座部の止水性が確保されていることを確認している。試験結果については、「補足 60-1 工事計画に係る説明資料（V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書） 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」に示す。

以上をとりまとめたものを表 1 に示す。

表 1 浸水防護設備のシール構造について (1/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
防潮堤 (鋼製防護壁)	主要な構造境界部	止水ジョイント (シートジョイント)	試験により確認する。(確認済)	第 9-4-17 図
	鋼製防護壁を構成する鋼殻と鋼殻の継目	鋼製防護壁シール材	試験により確認する。(確認済)	
	鋼製防護壁と取水構造物の境界部	1 次止水機構 (P 形ゴム及び接 続 ゴ ム 含 む。) 2 次止水機構 (シートジョイント)	試験により確認する。(確認済)	
防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁)	主要な構造境界部	止水ジョイント (シートジョイント)	試験により確認する。(確認済)	第 9-4-18 図
防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア))	主要な構造境界部	止水ジョイント (シートジョイント)	試験により確認する。(確認済)	第 9-4-18 図
防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	主要な構造境界部	止水ジョイント (シートジョイント)	試験により確認する。(確認済)	第 9-4-19 図

表 1 浸水防護設備のシール構造について (2/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
防潮扉	主要な構造境界部	止水ジョイント (シ ートジョイント)	試験により確認する。(確認済)	第 9-4-20 図 第 9-4-21 図
	扉体と戸当りの取 合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	
	扉体と小扉の取合 部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	
	扉体と戸当りの取 合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	
放水路ゲート	扉体と小扉の取合 部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-22 図
	扉体と小扉の取合 部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	

表1 浸水防護設備のシール構造について (3/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
構内排水路逆流防止設備	扉体と戸当りの弁座部	P形ゴム	水力発電所（ダム）をはじめとして，一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のものであり，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第9-4-23 図 第9-4-24 図
取水路点検用開口部浸水防止蓋	間接支持構造物（取水構造物）との取合部	ゴムシートパッキン又はシートガスケット	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のものであり，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第9-4-25 図 第9-4-26 図
海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	間接支持構造物（取水構造物）との取合部	ゴムシートパッキン又はシートガスケット	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のものであり，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第9-4-27 図
取水ピット空気抜き配管逆止弁	弁座部	弁座とフロート	試験により確認する。（確認済）	
取水ピット空気抜き配管逆止弁	フランジ部	ゴムシートパッキン又はシートガスケット	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のものであり，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第9-4-28 図
放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	弁座部	弁座とフロート	試験により確認する。（確認済）	
放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	間接支持構造物（放水路*）との取合部	P形ゴム	水力発電所（ダム）をはじめとして，一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のものであり，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第9-4-29 図

* 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））内に含まれる放水路を示す。

表 1 浸水防護設備のシール構造について (4/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋	間接支持構造物 (S A 用海水ピット) との取合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-30 図
	浸水防止蓋と小扉の取合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	
緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	間接支持構造物 (緊急用海水ポンプピット) との取合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして, 一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-31 図
緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	間接支持構造物 (緊急用海水ポンプピット) との取合部	ゴムシートパッキン又はシートガスケット	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-34 図
	弁座部	弁座とフロート	試験により確認する。(確認済)	
緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	間接支持構造物 (緊急用海水ポンプピット) との取合部	ゴムシートパッキン又はシートガスケット	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また, 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のものを選定し, 仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-35 図
	弁座部	弁座とフロート	試験により確認する。(確認済)	

表 1 浸水防護設備のシール構造について (5/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
海水ポンプ室ケーブ ル点検口浸水防止蓋	間接支持構造物 (取水構造物) と の取合部	ゴムシートパッキン 又はシートガスケット	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また、 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定 し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-51 図
緊急用海水ポンプ点 検用開口部浸水防止 蓋	間接支持構造物 (緊急用海水ポン プピット) との取 合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして、一般産業において採用実績 が多数ある。また、使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な 仕様のあるものを選定し、仕様に応じた性能が保証されたものを取 り付ける。	第 9-4-32 図
緊急用海水ポンプ室 人員用開口部浸水防 止蓋	間接支持構造物 (緊急用海水ポン プピット) との取 合部	P 形ゴム	水力発電所 (ダム) をはじめとして、一般産業において採用実績 が多数ある。また、使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な 仕様のあるものを選定し、仕様に応じた性能が保証されたものを取 り付ける。	第 9-4-33 図
格納容器圧力逃がし 装置格納槽点検用水 密ハッチ	間接支持構造物 (格納容器圧力逃 がし装置格納槽) との取合部	リップシール	一般産業において採用実績が多数ある。また、使用条件 (圧力及 び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定し、仕様に応じた 性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-36 図
	小扉と蓋板の取合 部	リップシール	一般産業において採用実績が多数ある。また、使用条件 (圧力及 び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定し、仕様に応じた 性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-37 図

表 1 浸水防護設備のシール構造について (6/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
常設低圧代替注水系 格納槽点検用水密ハ ッチ	間接支持構造物 (常設低圧代替注 水系格納槽) との 取合部	リップシール	一般産業において採用実績が多数ある。また、使用条件 (圧力及 び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定し、仕様に応じた 性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-38 図
	小扉と蓋板の取合 部	リップシール	一般産業において採用実績が多数ある。また、使用条件 (圧力及 び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定し、仕様に応じた 性能が保証されたものを取り付ける。	
常設低圧代替注水系 格納槽可搬型ポンプ 用水密ハッチ	間接支持構造物 (常設低圧代替注 水系格納槽) との 取合部	リップシール	一般産業において採用実績が多数ある。また、使用条件 (圧力及 び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定し、仕様に応じた 性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-39 図
	小扉と蓋板の取合 部	リップシール	一般産業において採用実績が多数ある。また、使用条件 (圧力及 び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定し、仕様に応じた 性能が保証されたものを取り付ける。	
常設代替高圧電源装 置用カルバート原子 炉建屋側水密扉	扉と戸当りの取合 部	ゴムパッキン	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また、 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定 し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-40 図
原子炉建屋原子炉棟 水密扉	扉と戸当りの取合 部	ゴムパッキン	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また、 使用条件 (圧力及び温度) に合わせて適切な仕様のあるものを選定 し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-41 図

表 1 浸水防護設備のシール構造について (7/7)

浸水防護設備	シールの適用部位	シール材の種類	シール材の止水性確保の確認内容	構造図番号
原子炉建屋付属棟東側水密扉	扉と戸当りの取合部	ゴムパッキン	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のもので選定し，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-42 図
原子炉建屋付属棟西側水密扉	扉と戸当りの取合部	ゴムパッキン	原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のもので選定し，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-43 図
原子炉建屋付属棟南側水密扉	扉と戸当りの取合部	P 形ゴム	水力発電所（ダム）をはじめとして，一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のもので選定し，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-44 図
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	扉と戸当りの取合部	P 形ゴム	水力発電所（ダム）をはじめとして，一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のもので選定し，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-45 図
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	扉と戸当りの取合部	P 形ゴム	水力発電所（ダム）をはじめとして，一般産業において採用実績が多数ある。また，使用条件（圧力及び温度）に合わせて適切な仕様のもので選定し，仕様に応じた性能が保証されたものを取り付ける。	第 9-4-46 図