

## 2. 取水構造物の耐震安全性評価

### 目次

2. 取水構造物の耐震安全性評価	1
2.1 評価方法	2
2.2 評価条件	2
2.2.1 適用規格	2
2.2.2 耐震安全性評価フロー	4
2.2.3 評価対象断面の方向	5
2.2.4 評価対象断面の選定	8
2.2.5 使用材料及び材料定数	11
2.2.6 評価構造物諸元	15
2.2.7 地下水位	22
2.2.8 地震応答解析手法	22
2.2.9 解析モデルの設定	23
2.2.10 減衰定数	43
2.2.11 荷重の組合せ	49
2.2.12 地震応答解析の検討ケース	61
2.3 評価内容	64
2.3.1 入力地震動の設定	64
2.3.2 許容限界の設定	93
2.4 評価結果	107
2.4.1 地震応答解析結果	107
2.4.2 躯体の耐震性評価結果	384
2.4.3 鋼管杭の耐震性評価結果	423
2.5 まとめ	437



## 2.1 評価方法

取水構造物は、Sクラス設備である非常用海水ポンプ、取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、潮位計、取水ピット水位計等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また、取水構造物は非常用取水設備であり、通水性能及び貯水性能が要求されることに加え、浸水防止設備を間接支持する頂版においては止水機能を要求される。取水構造物について基準地震動  $S_s$  による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

取水構造物の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

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

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

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

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が要求性能に応じた許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

## 2.2 評価条件

### 2.2.1 適用規格

取水構造物の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会)、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) を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会, 2005 年) (以下「土木学会マニュアル」という。) を適用する。また、鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界は、乾式キヤスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 (日本電気協会)、鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編] (土木学会, 2008 年制定) を適用する。

表 2.2-1 に適用する規格、基準類を示す。



表 2.2-1 適用する規格，基準類

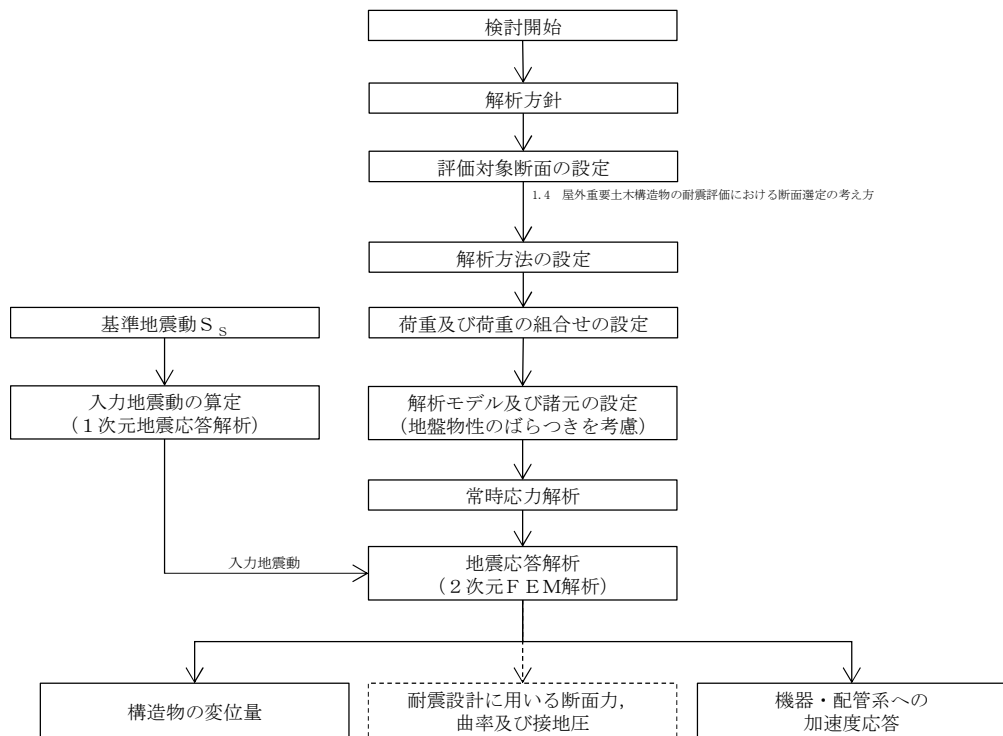
項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<b>【鉄筋コンクリート部材】</b> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・曲げに対する照査は，限界曲率を設定した上で，発生曲率が限界曲率*を下回ることを確認 ・せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力*を下回ることを確認
	<b>【鋼管杭】</b> ・J E A C 4 6 1 6－2009 ・鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（2008 年制定）	
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1－1987	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

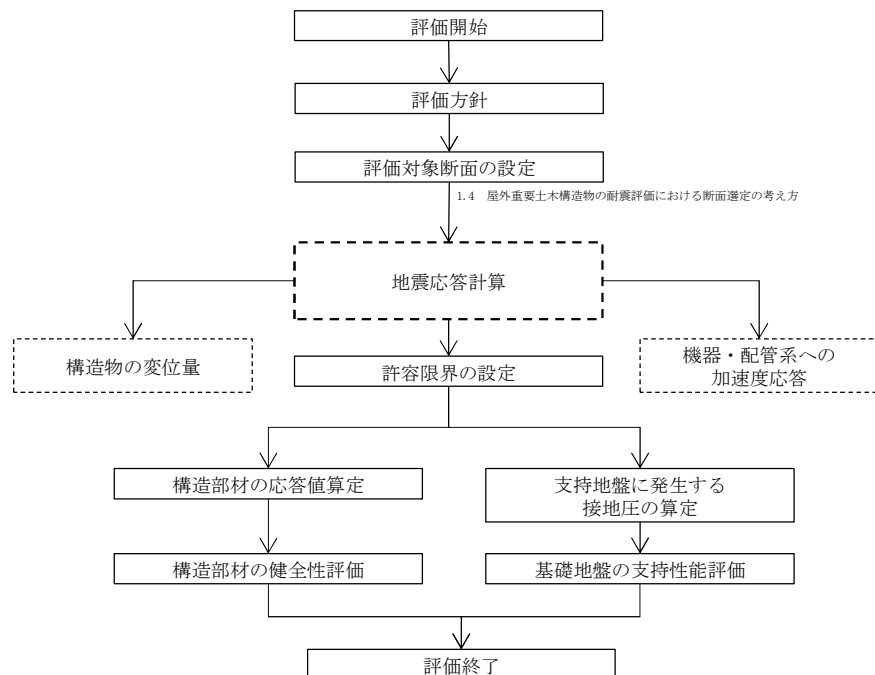


## 2.2.2 耐震安全性評価フロー

図 2.2-1 に取水構造物の耐震安全性評価フローを示す。



### <地震応答計算>



### <耐震性評価>

図 2.2-1 取水構造物の耐震安全性評価フロー



### 2.2.3 評価対象断面の方向

取水構造物の位置を図 2.2-2 に示す。

取水構造物は、延長約 57 m、幅約 43 m、高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。取水構造物においては、縦断方向（通水方向、東西方向）は、加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから、強軸断面方向となる。一方、横断方向（通水方向に対し直交する方向、南北方向）は、通水機能を確保するため、加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2.2-2 に示す。

以上のことから、取水構造物の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とすることを基本とするが、縦断面方向においても、竜巻等防護設備を間接支持する側壁（鉄筋コンクリート造）と鋼管杭を評価対象部材とする。



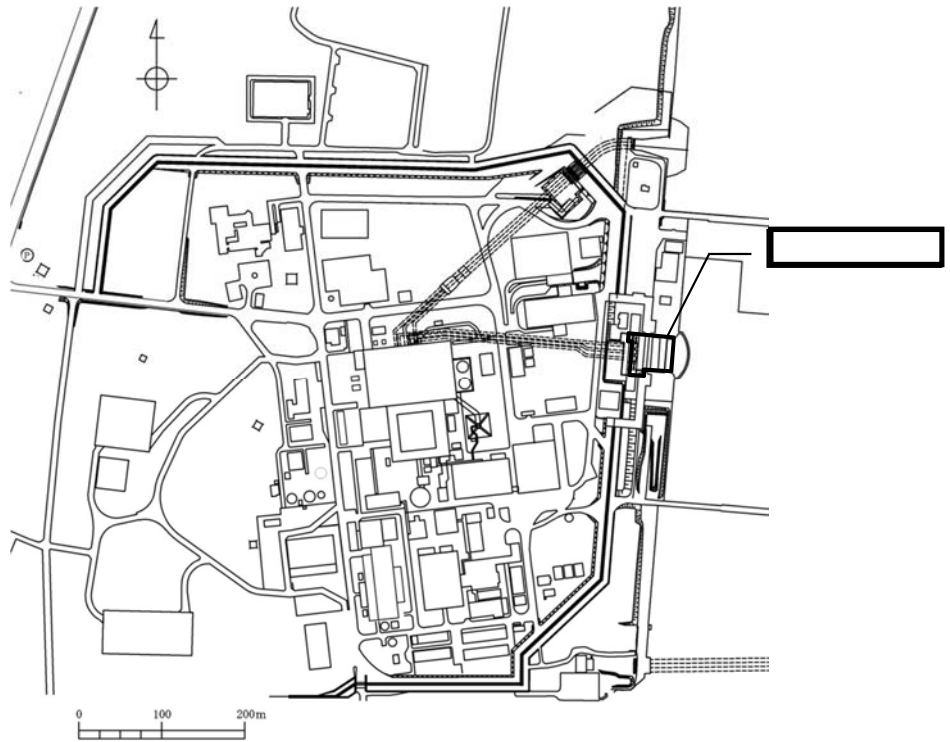


図 2.2-2 (1) 取水構造物の平面配置図（全体平面図）

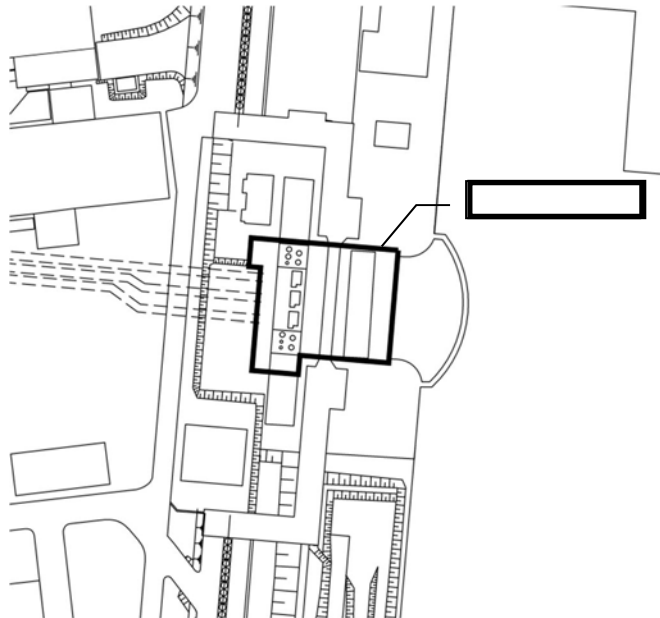

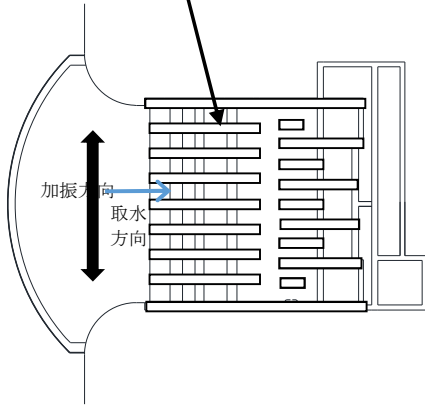
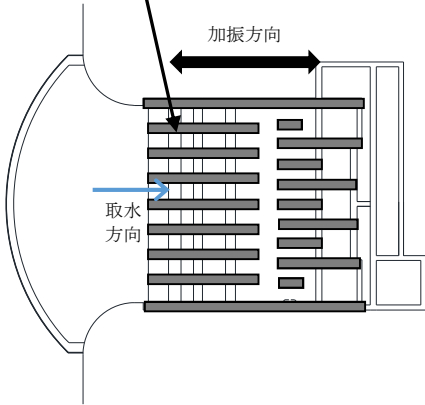


図 2.2-2 (2) 取水構造物の平面配置図（拡大図）



表 2.2-2 取水構造物の評価対象断面の方向の選定

	横断方向（南北方向）の加振	縦断方向（東西方向）の加振
	<div>加振方向に平行な壁部材が少ない。</div> 	<div>加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができる。</div> 



#### 2.2.4 評価対象断面の選定

図 2.2-3 に取水構造物の平面図及び縦断図を，図 2.2-4 に取水構造物の断面図を示す。

取水構造物は，延長約 57 m，幅約 43 m，高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。取水方向に対して複数の断面形状を示すが，構造的には多連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

評価対象断面は，「1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物の内空寸法や上載荷重等の観点で比較的耐震裕度が小さく，構造物の弱軸断面方向である①-①断面及び④-④断面を代表として耐震評価を実施する。

また，構造物の強軸断面方向である⑥-⑥断面についても，竜巻等防護設備の間接支持機能や鋼管杭の耐震性を確認することを目的に，側壁（鉄筋コンクリート造）や鋼管杭の耐震評価を実施する。⑥-⑥断面の側壁における竜巻等防護設備からの地震時反力を考慮した耐震評価の考え方について，その詳細を参考資料 10 に別途掲載する。



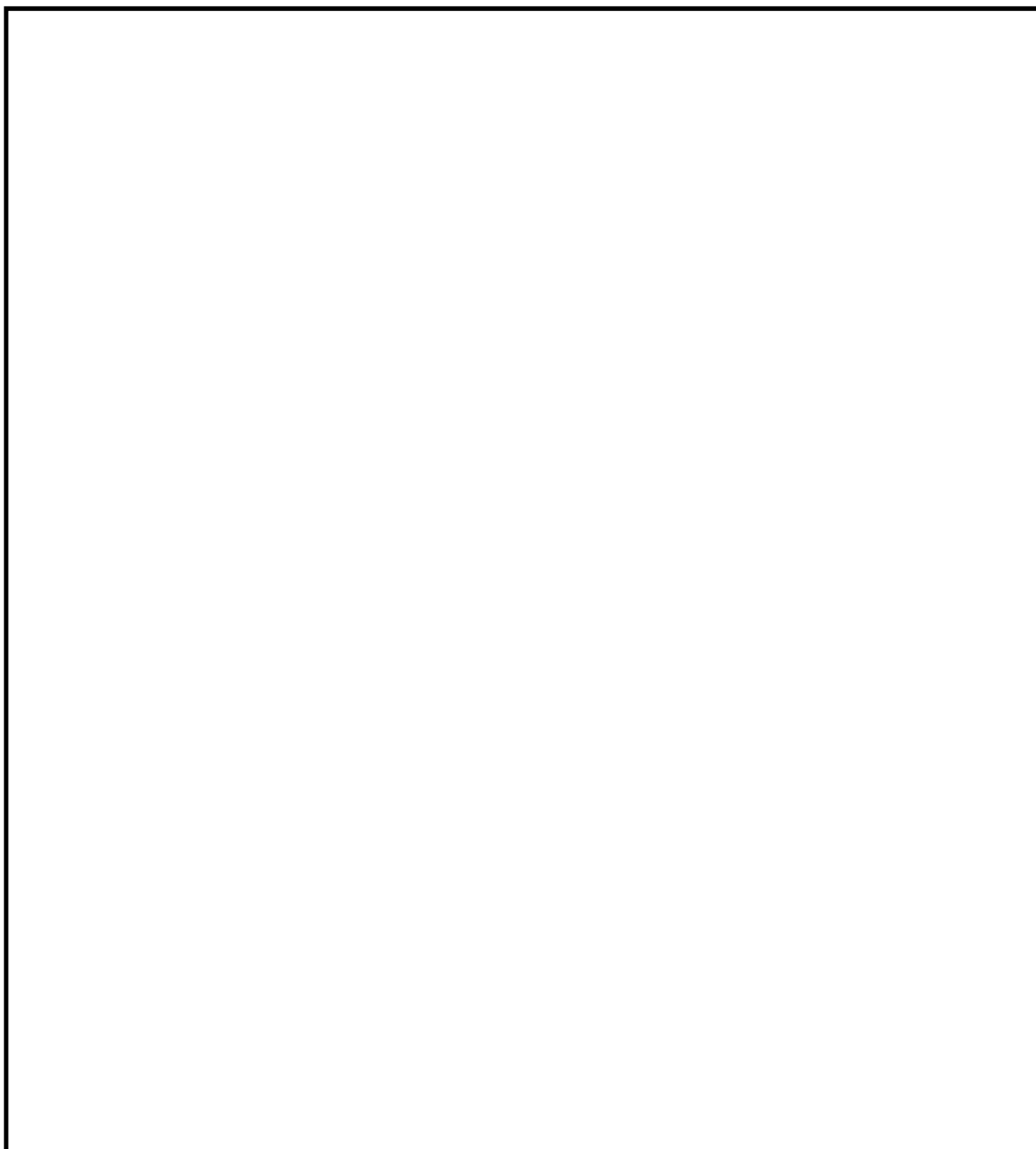


図 2.2-3 取水構造物の平面図及び縦断図





図 2.2-4 (1) 取水構造物の断面図 (①-①断面)

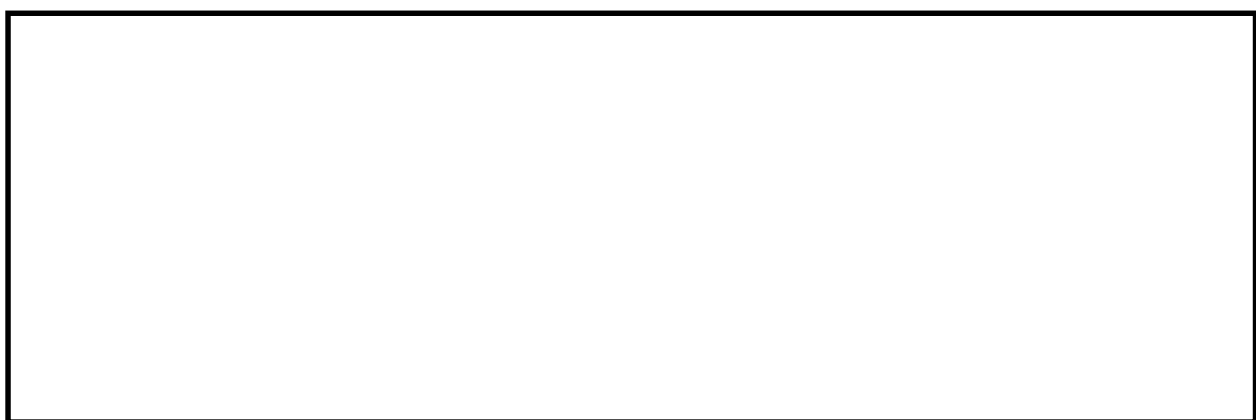


図 2.2-4 (2) 取水構造物の断面図 (④-④断面)



### 2.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 2.2-3 に、材料物性値を表 2.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 2.2-5 に示す。また、地盤改良体（薬液注入）については、原地盤の解析用物性値と同等の基礎物理特性を用いると共に、非液化化層とする。

表 2.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 20.6 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD30 (SD295 相当)
鋼管杭	STK41 (STK400 相当)

表 2.2-4 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24 <sup>*1</sup>	2.59×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>	1 <sup>*2</sup> (非線形) 5 <sup>*3</sup> (線形)
鋼管杭	77 <sup>*4</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> <sup>*4</sup>	0.3 <sup>*4</sup>	1 <sup>*2</sup> (非線形)

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

\*2：解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となることから、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。

\*3：J E A G 4 6 0 1 -1987

\*4：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）



表 2.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_D$	—	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 2.2-5 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
								Km	
		Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1				
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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 2.2-5 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP (m)	適用深度 TP (m)	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{CD}$	粘着力 $C_D$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{CD}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax (-)	動ポアソン比 $\nu_d$	疎密波 速度Vp (m/s)	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



表 2.2-5 (4) 地盤の解析用物性値一覧 (地盤改良体 (セメント改良))

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} \text{ (m/s)}$ $q_u: \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)}$	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma: \text{せん断ひずみ (-)}$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma: \text{せん断ひずみ (-)}$
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma: \text{せん断ひずみ (-)}$	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma: \text{せん断ひずみ (-)}$
強度特性	ピーク強度 $C$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u: \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$	
	残留強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	粘着力 $C = 0$ (N/mm <sup>2</sup> ) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t): \text{地盤改良体の引張強度 (N/mm}^2\text{)}$ $q_u: \text{地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$	

\* 地盤改良体の一軸圧縮強度：1.0 N/mm<sup>2</sup>



## 2.2.6 評価構造物諸元

### (1) 評価構造物諸元と評価部位

照査を行う取水構造物の評価構造物諸元を表 2.2-6 に、評価部位を図 2.2-5 に示す。

表 2.2-6 (1) 構造物の評価部位とその仕様 (①-①断面)：躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
左側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	—
隔壁	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
右側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	—
左頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	取水路点検用開口部 浸水防止蓋
中頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	
右頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	
左底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
中底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
右底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—

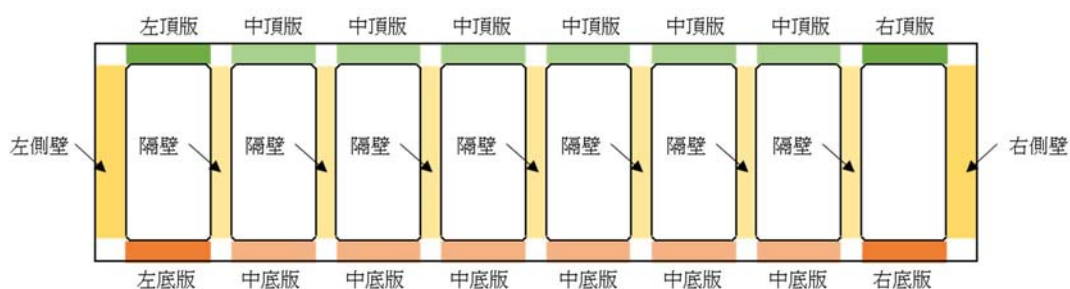


図 2.2-5 (1) 評価部位 (①-①断面)：躯体

表 2.2-6 (2) 構造物の評価部位とその仕様 (①-①断面)：鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①～⑨	1.016	0.016	STK41	間接支持

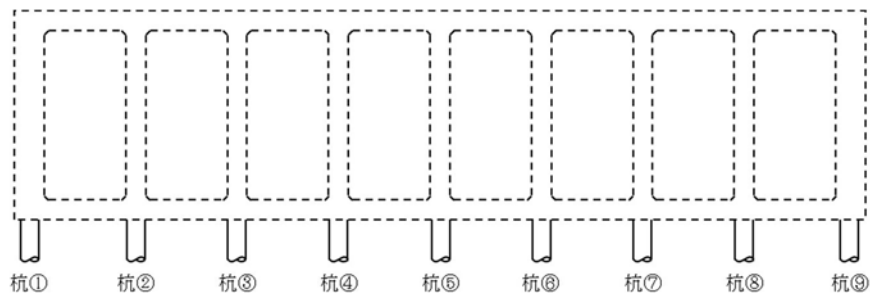


図 2.2-5 (2) 評価部位 (①-①断面)：鋼管杭



表 2.2-6 (3) 構造物の評価部位とその仕様 (④-④断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
左突出部	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	
隔壁	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
右側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	
右突出部	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左張出版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左頂版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	海水ポンプグランド ドレン排出口逆止弁
中頂版	1.000	3.190	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	取水ピット空気抜き 配管逆止弁
右頂版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	海水ポンプグランド ドレン排出口逆止弁
左底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
中底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
右底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	

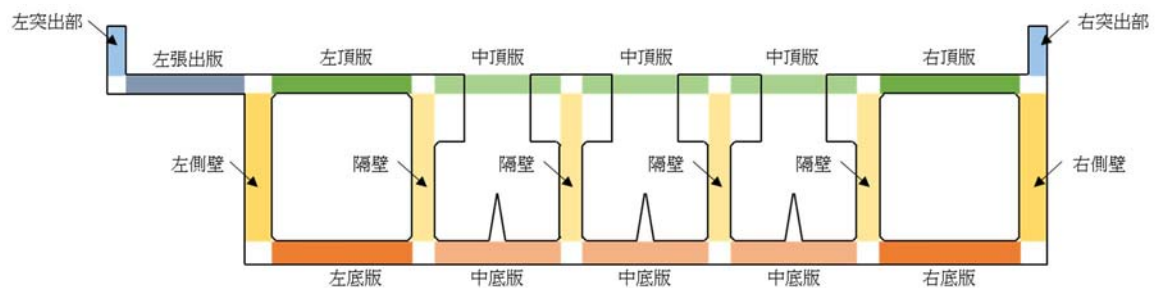


図 2.2-5 (3) 評価部位 (④-④断面) : 躯体

表 2.2-6 (4) 構造物の評価部位とその仕様 (④-④断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑫	1.016	0.016	STK41	間接支持

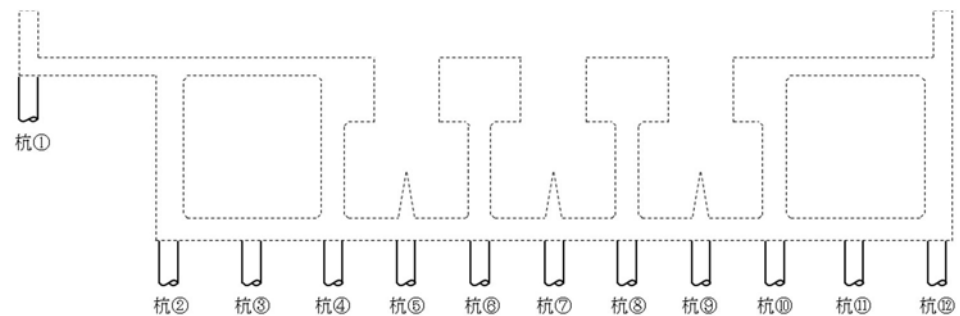


図 2.2-5 (4) 評価部位 (④-④断面) : 鋼管杭



表 2.2-6 (5) 構造物の評価部位とその仕様 (⑥-⑥断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
部材①	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 止水	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋
部材②	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持	
部材③	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持	

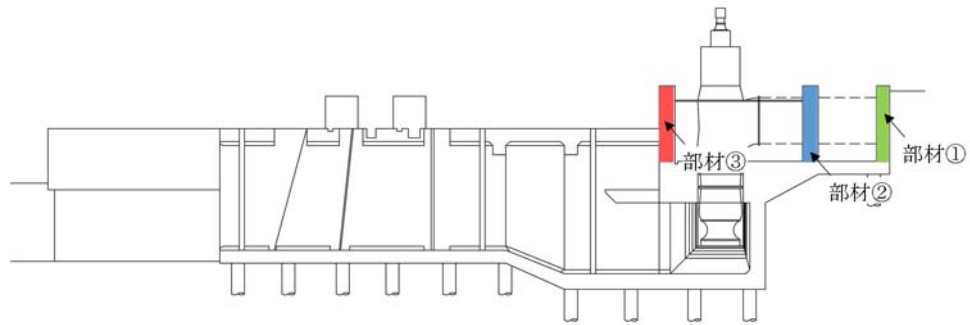


図 2.2-5 (4) 評価部位 (⑥-⑥断面) : 躯体

表 2.2-6 (6) 構造物の評価部位とその仕様 (⑥-⑥断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑪	1.016	0.016	STK41	間接支持

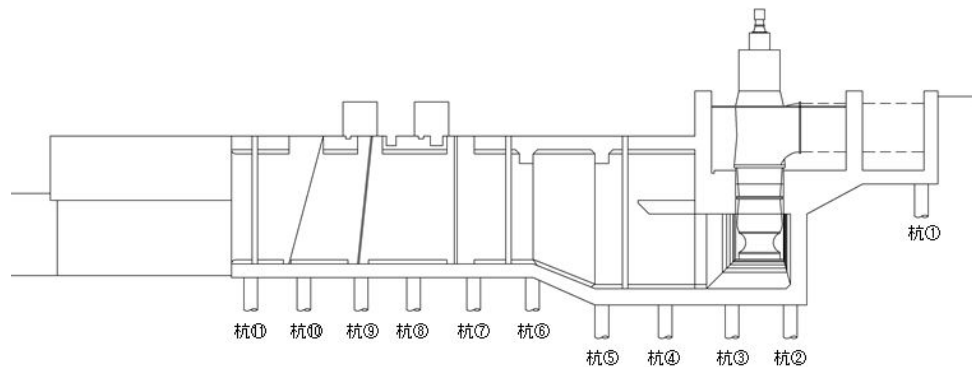


図 2.2-5 (5) 評価部位 (⑥-⑥断面) : 鋼管杭



(2) 取水構造物の RC 部材における機能要求の考え方

「(1) 評価構造物諸元と評価部位」の各表に記載した取水構造物の機能要求について、その考え方を以下に記載する。

a. 間接支持機能

取水構造物における全部材について、間接支持機能を要求するものとする。

b. 通水機能

取水構造物の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図 2.2-6 に通水機能を要求する各部材を図示する。

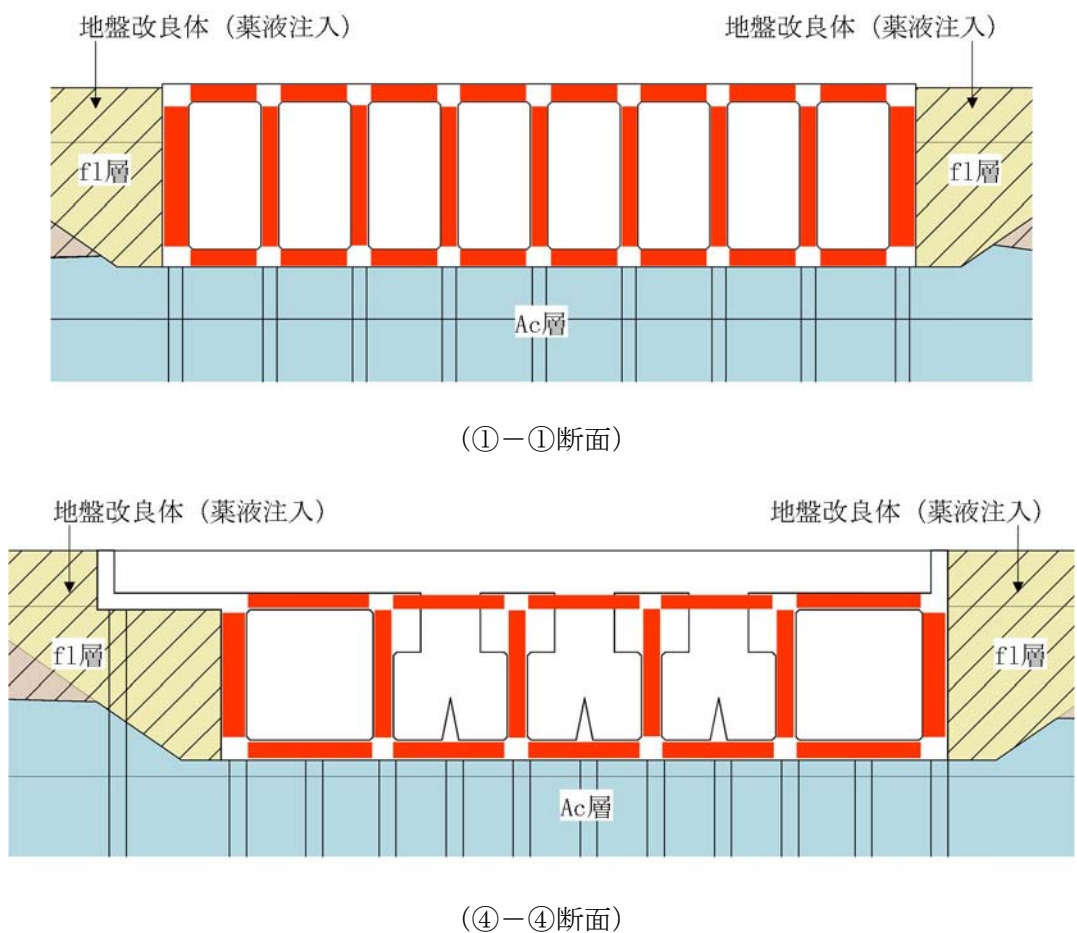


図 2.2-6 通水機能を要求する部材



c. 貯水機能

取水構造物における側壁と底板のうち、埋戻土（f1層）に接する側壁に対し、貯水機能を要求する。底板は透水係数の小さい粘性土（Ac層）に接しており、かつ地下水位面（海水面）よりも低い位置に設置されるため対象外とする。図 2.2-7 に貯水機能を要求する各部材を図示する。

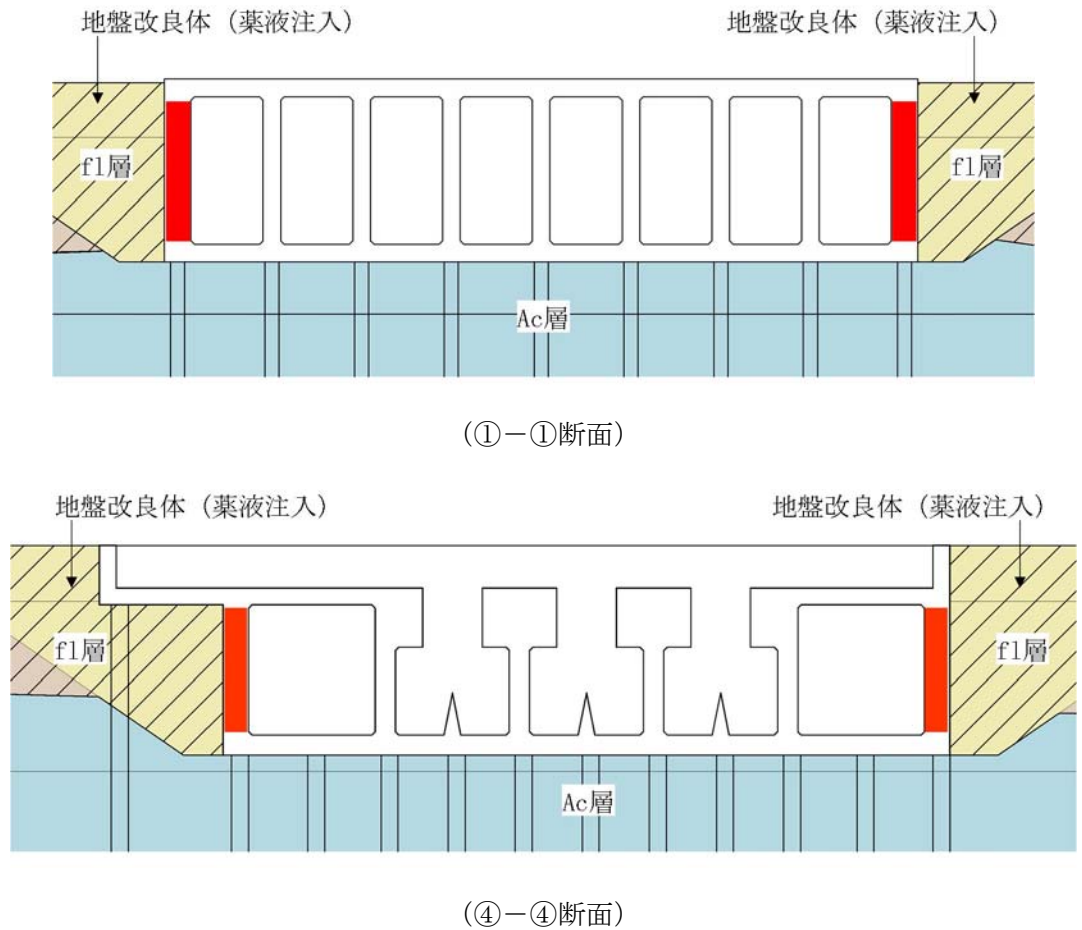


図 2.2-7 貯水機能を要求する部材



d. 止水機能

浸水防止設備を間接支持する部材に対し、止水機能を要求する。図 2.2-8 に止水機能を要求する各部材と、間接支持する浸水防止設備を示す。

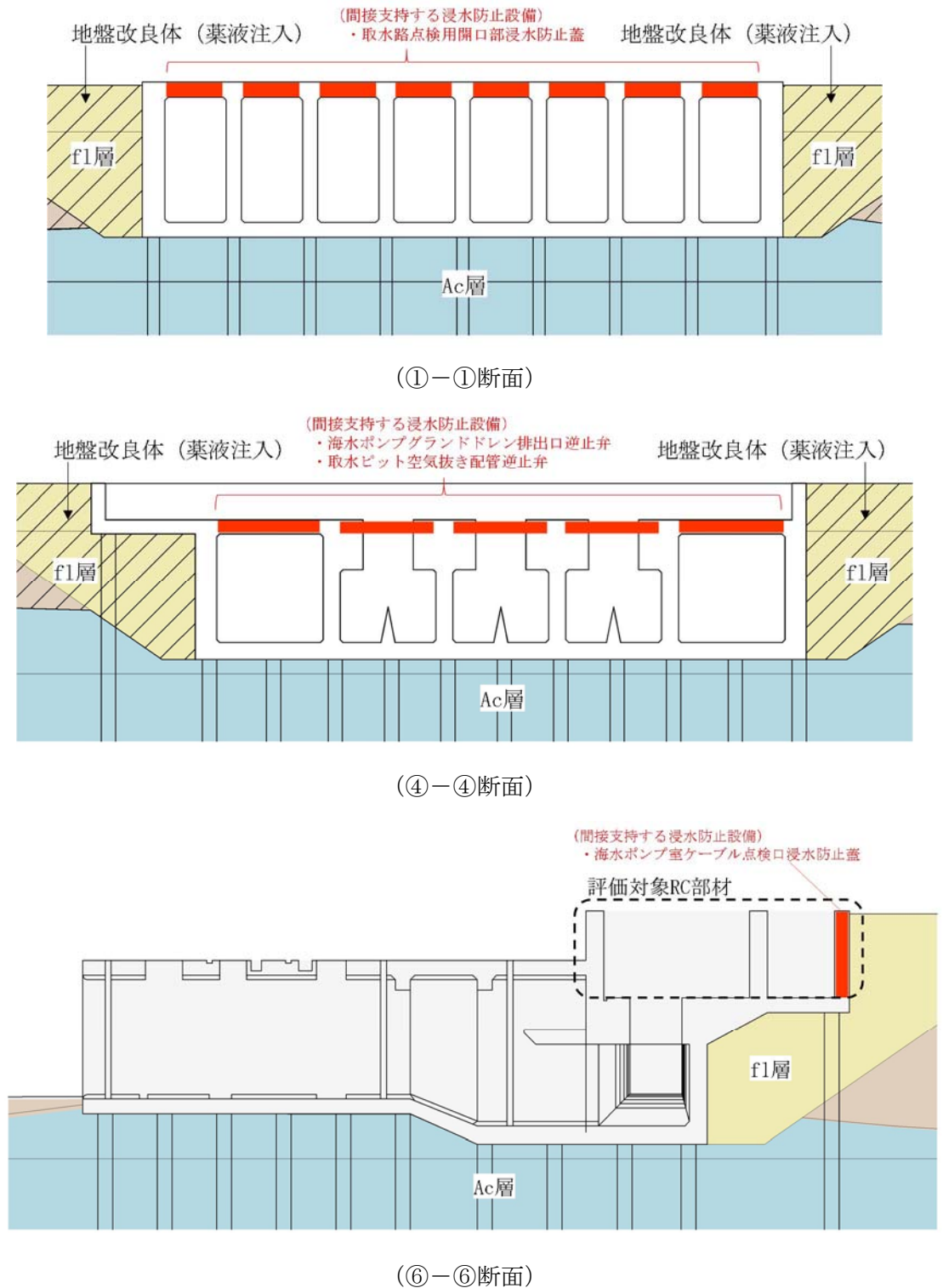


図 2.2-8 止水機能を要求する部材



また，取水構造物の海水ポンプ設置エリアにおける浸水想定範囲と防水区画の観点より，止水機能を要求する部材の選定を実施する。

取水構造物に間接支持される浸水防止設備のうち，取水ピット空気抜き配管逆止弁からの漏えいを仮定した場合の浸水想定範囲と防水区画を図 2.2-9 に示す。

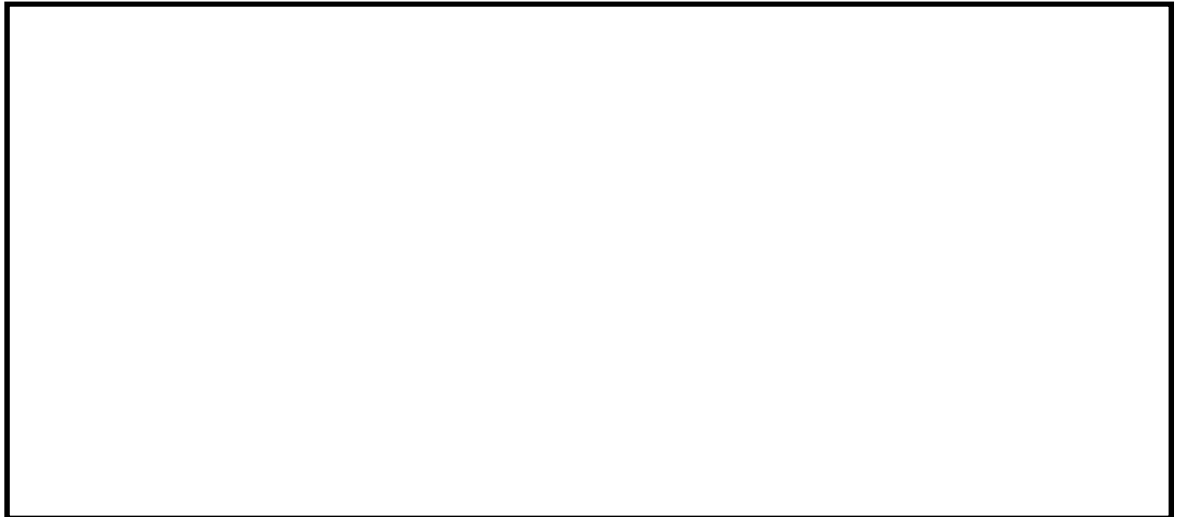


図 2.2-9 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

浸水想定範囲と防水区画の間仕切り壁（図 2.2-10）について，止水機能を要求する。これらの間仕切り壁は，3 辺固定の鉄筋コンクリート壁であり，竜巻等防護設備の一部である。また，基準地震動  $S_s$  に対し短期許容応力度を許容限界とした設計を実施しており，この評価結果を，添付書類「V-2-11-1-11 海水ポンプエリア防護対策施設の耐震性についての計算書」に示す。

以上より，これらの間仕切り壁が止水機能を有していることを確認した。



図 2.2-10 止水機能を要求する間仕切り壁



## 2.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

## 2.2.8 地震応答解析手法

取水構造物の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については、はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとするが、非線形特性についてはコンクリートのM- $\phi$ 関係を適切にモデル化する。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図2.2-11に示す。

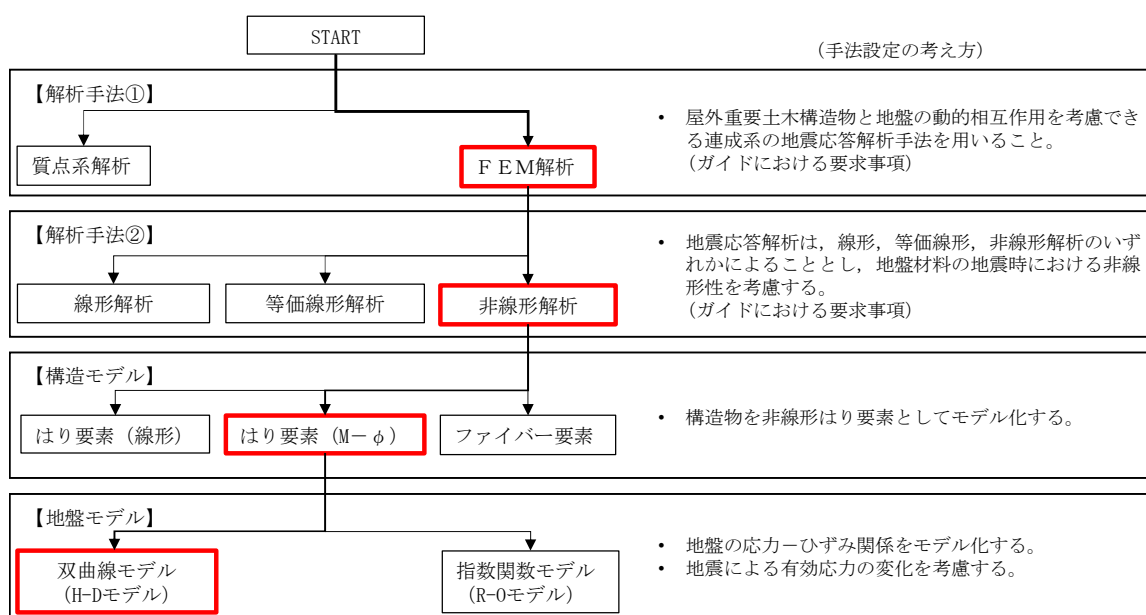


図 2.2-11 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル(H-Dモデル)を選定する。



## 2.2.9 解析モデルの設定

### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 2.2-12 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

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

①—①断面と④—④断面は近接しており，周辺地質構造も概ね同じであることから，これらの地震応答解析モデルにおいては，④—④断面の地層構成を共通で使用する。

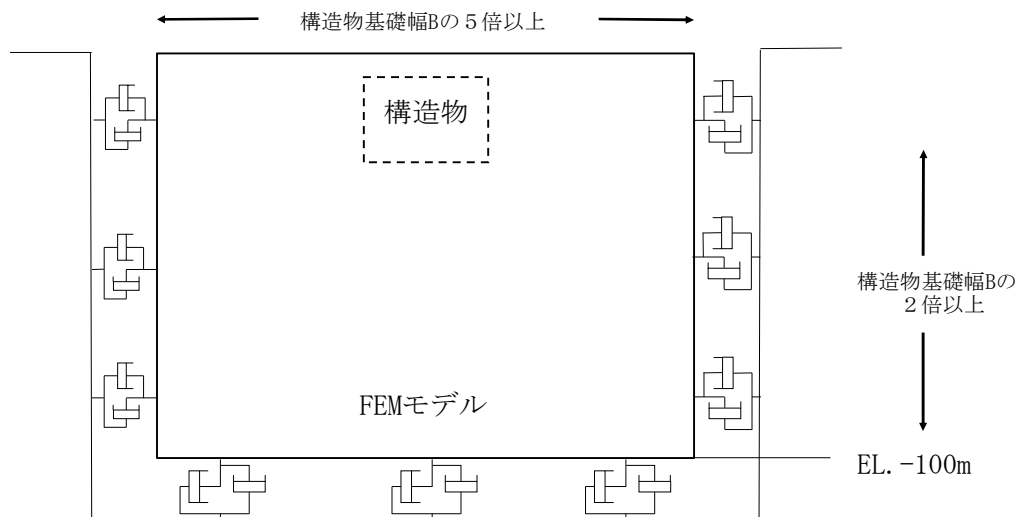


図 2.2-12 モデル範囲の考え方



2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図2.2-13に示す。また、取水構造物周辺の地質断面図を図2.2-14に示す。

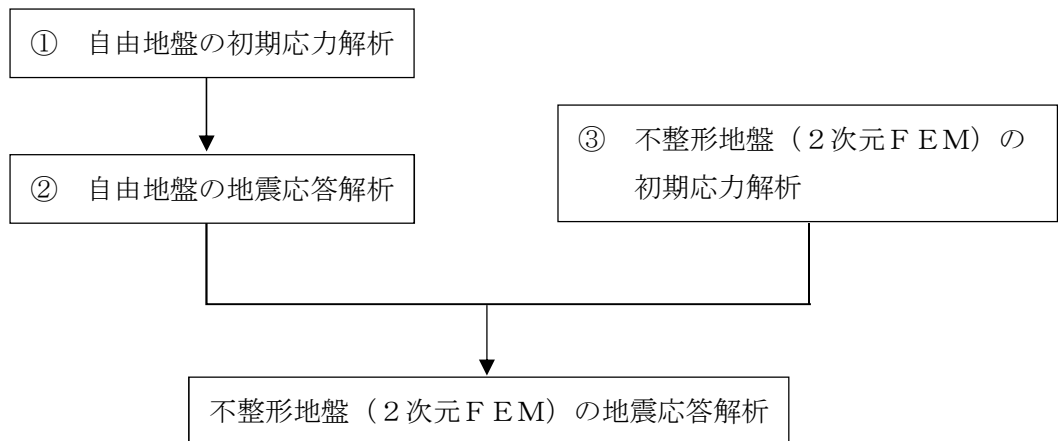


図2.2-13 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

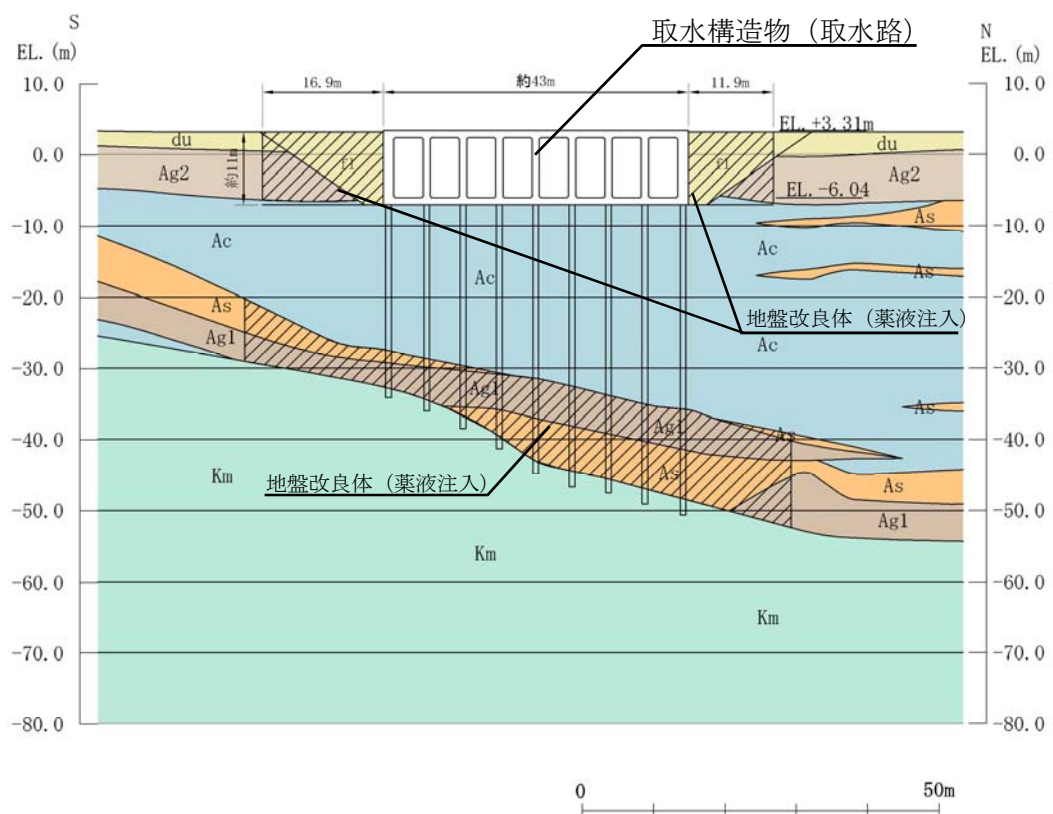


図2.2-14 (1) 地質断面図 (①-①断面)



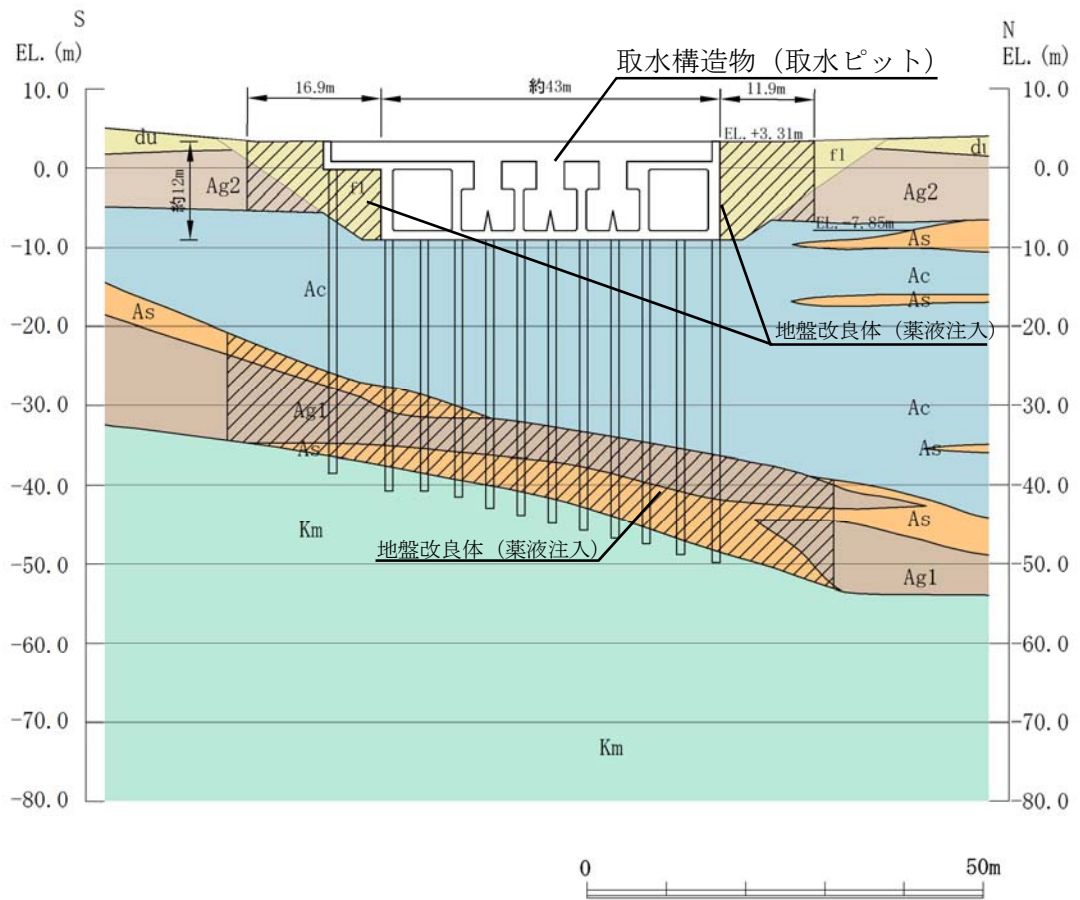


図 2.2-14 (2) 地質断面図 (④-④断面)

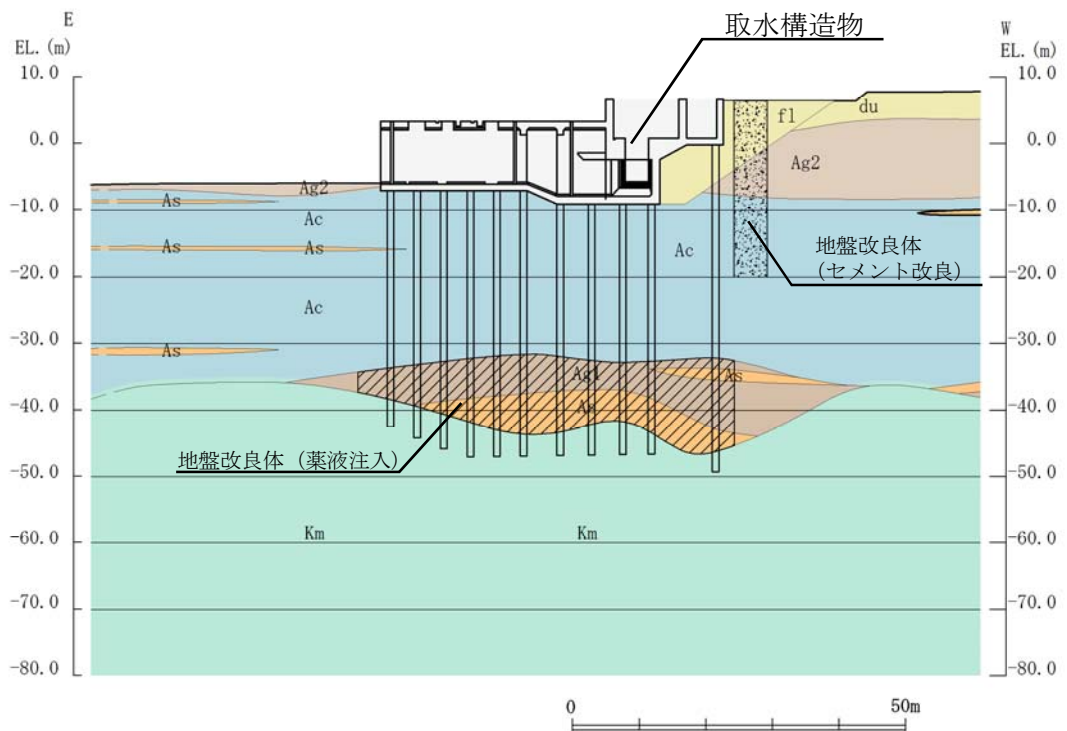


図 2.2-14 (3) 地質断面図 (⑥-⑥断面)



## (2) 境界条件

### a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 2.2-15 に示す。

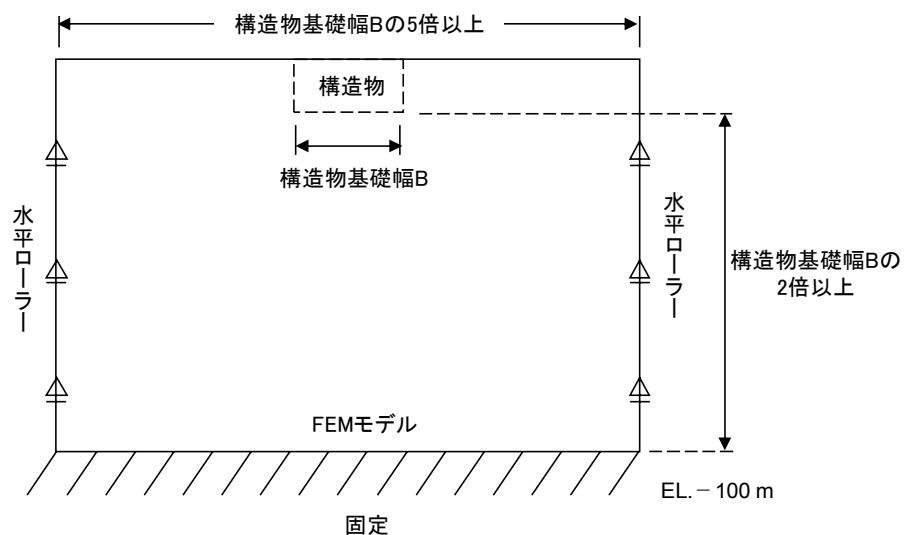


図 2.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

### b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 2.2-16 に示す。

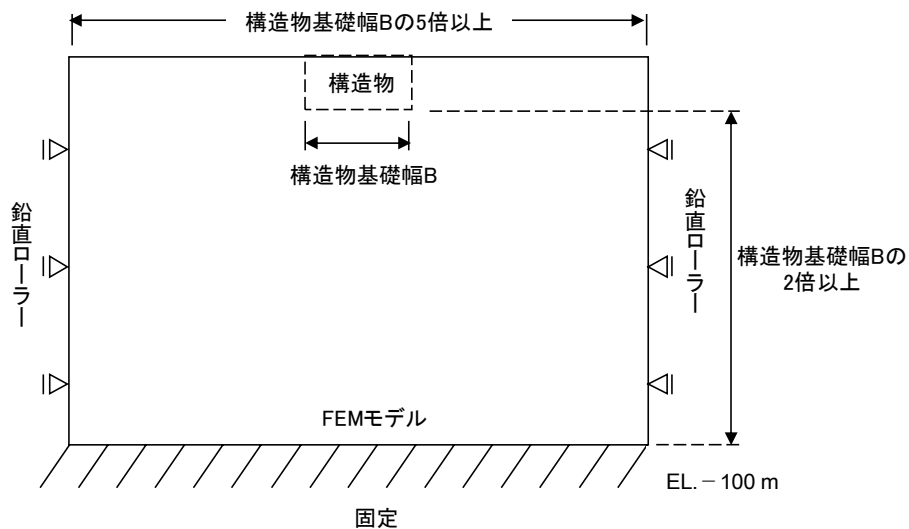


図 2.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図



c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。取水構造物の地震応答解析モデルを図 2.2-17 に示す。



図 2.2-17 (1) 取水構造物の地震応答解析モデル (①-①断面)



図 2.2-17 (2) 取水構造物の地震応答解析モデル (④-④断面)





図 2.2-17 (3) 取水構造物の地震応答解析モデル (⑥-⑥断面)



(3) 構造物のモデル化

取水構造物の横断面である①－①断面及び④－④断面では，構造部材として考慮する側壁，隔壁，底版，頂版，張出部，突出部及び鋼管杭を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）」に基づき剛域を設ける。

取水構造物の横断面である①－①断面及び④－④断面の解析モデルにおける，構造物部分の拡大図を図 2.2-18 に示す。



図 2.2-18 (1) 取水構造物の解析モデル（構造物部分拡大部，①－①断面）



図 2.2-18 (2) 取水構造物の解析モデル（構造物部分拡大部，④－④断面）



なお、④－④断面（取水ピット）において循環水ポンプを設定している中頂版は、他の部材と比較し十分な厚みを持っていることから、剛域を設定しない。④－④断面において剛域を設定しない部材についての考え方を図 2.2-19 にとりまとめる。

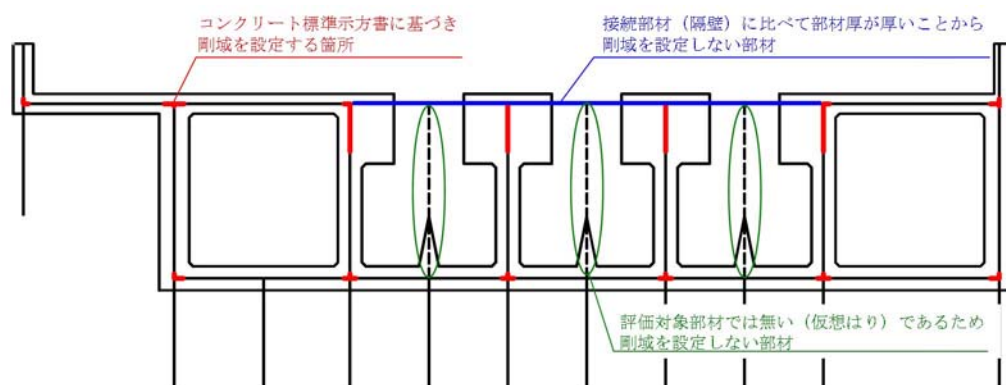


図 2.2-19 ④－④断面において剛域を設定しない部材についての考え方

また、取水構造物の頂版には設備を設置するための開口が存在する。構造物のモデル化においては、開口部分の「開口率」を算定し、これに乗じることで、等価な剛性及び重量にて部材をモデル化する。各部材における「開口率」の考え方を図 2.2-20 に示す。

$$\text{開口率} = \frac{\text{構造物の奥行き(m)} - \text{開口幅(m)}}{\text{構造物の奥行き(m)}}$$



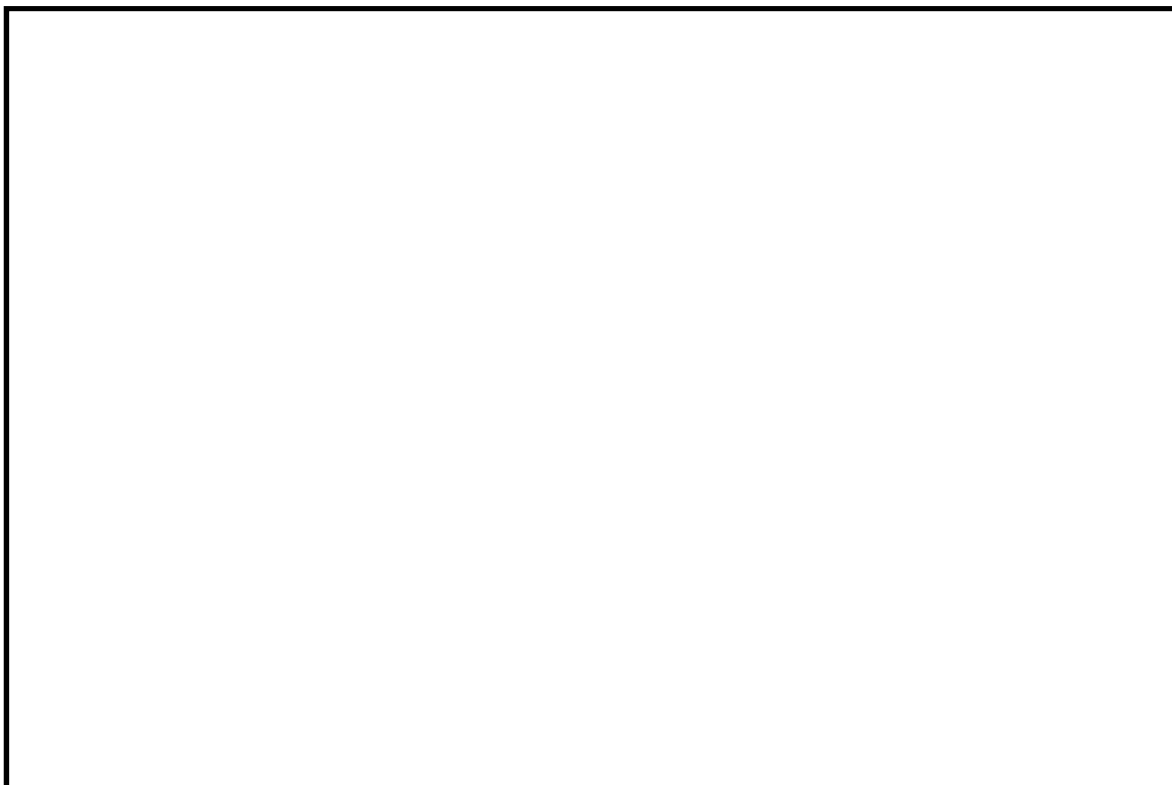


図 2.2-20 (1) 開口率の考え方 (①-①断面)



図 2.2-20 (2) 開口率の考え方 (④-④断面)



取水構造物の縦断面である⑥－⑥断面は、構造部材として考慮する側壁、底版及び頂版を線形はり要素で、鋼管杭を非線形はり要素でモデル化する。また、耐震壁の効果을期待する側壁及び隔壁については、平面ひずみ要素でモデル化する。

取水構造物の縦断面には、断面方向と平行な壁部材（側壁及び隔壁）が密に配置されることから、縦断面は、これら壁部材の耐震壁としての効果を期待できる構造的な強軸断面方向である。したがって、線形はり要素間の中空部については、壁部材の剛性を反映した平面ひずみ要素を配置する。具体的には、図 2.2－21 に示す通り、壁部材の全部材厚を全奥行き幅で薄めた等価剛性を持つ平面ひずみ要素を設定する。なお、解析モデル上、線形はり要素は平面ひずみ要素と節点を共有しており、十分に剛であることから、線形はり要素の交点には剛域を設けない。

取水構造物の縦断面である⑥－⑥断面の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 2.2－22 に示す。

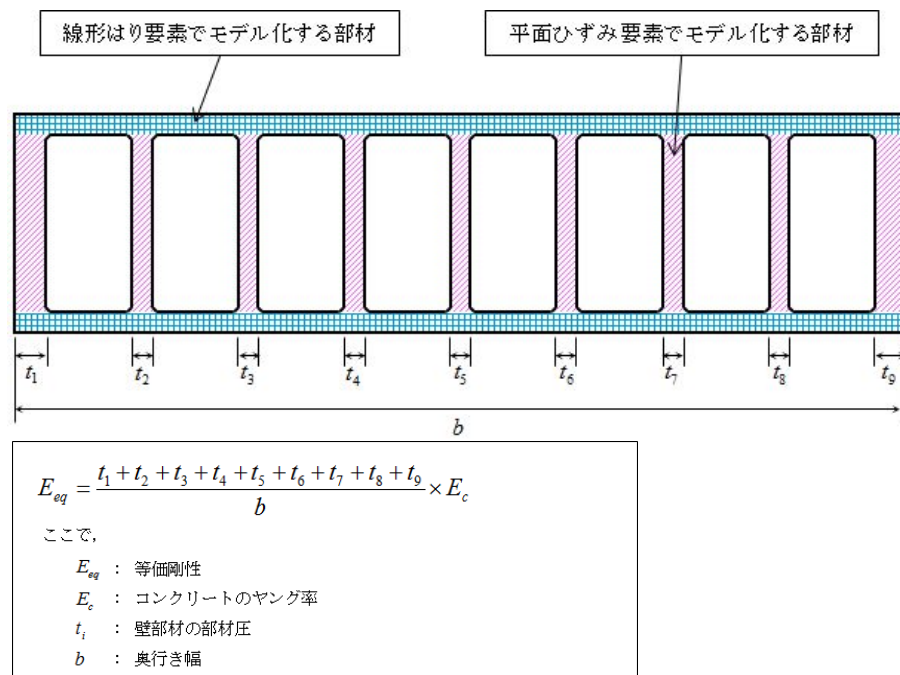


図 2.2－21 平面ひずみ要素の剛性設定の考え方



図 2.2－22 取水構造物の解析モデル（構造物部分拡大部、⑥－⑥断面）



(4) ジョイント要素の設定

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

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

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とする。(表 2.2-7 参照)

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

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 2.2-7 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	—
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

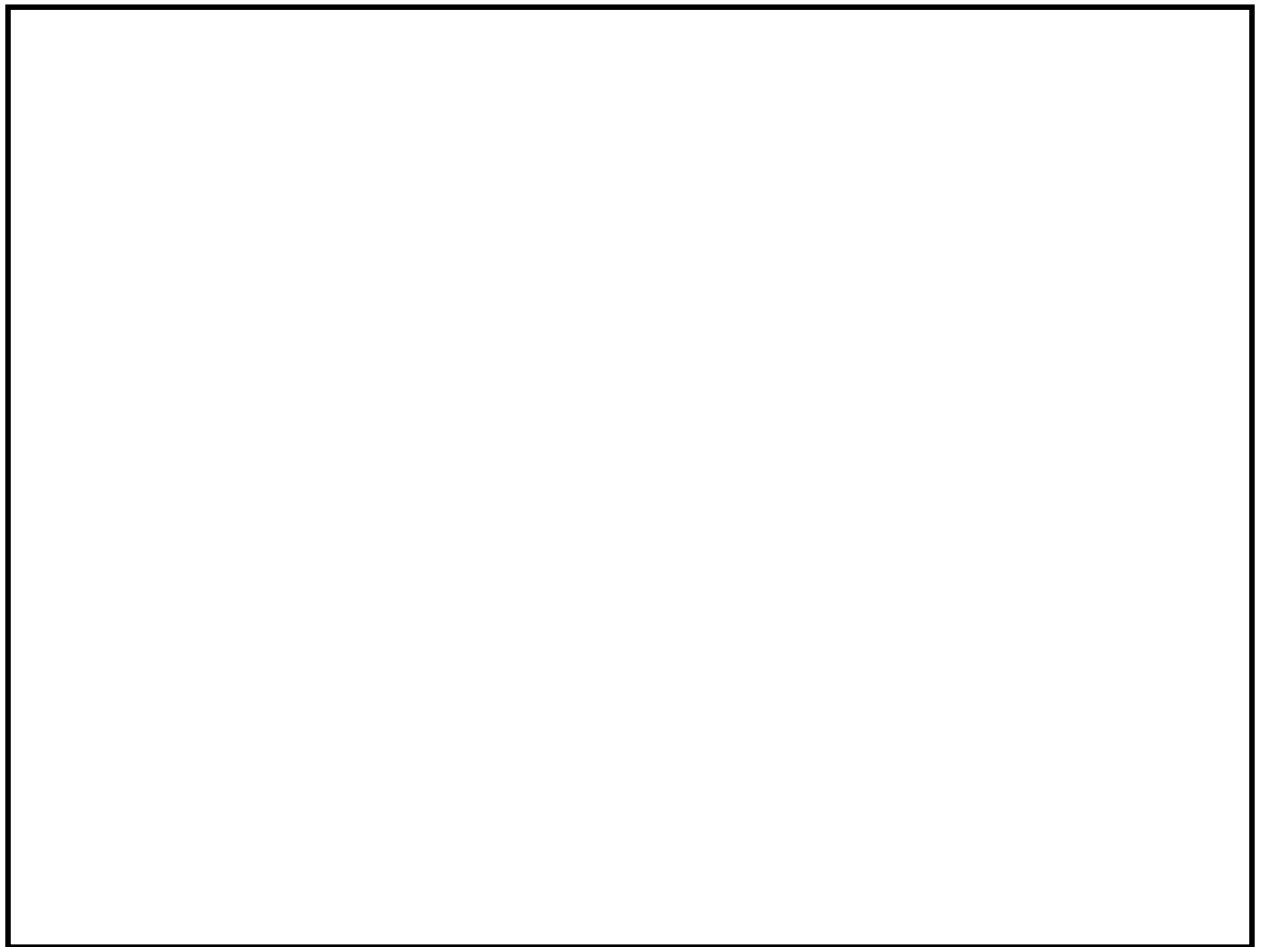
$z$  : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター)に従い、表 2.2-8 の通り設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 2.2-23 に示す。

表 2.2-8 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$





— : ジョイント要素

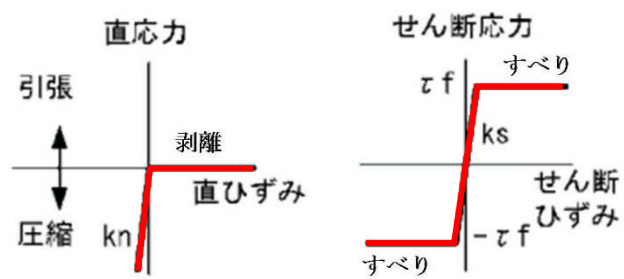


図 2.2-23 ジョイント要素の考え方



(5) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 2.2-24 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 $c$ ， $\phi$  は周辺地盤の  $c$ ， $\phi$  とする。(表 2.2-9 参照)

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

ここで，

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

表 2.2-9 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	—
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

$z$  : 標高 (m)

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 2.2-10 のとおり設定する。

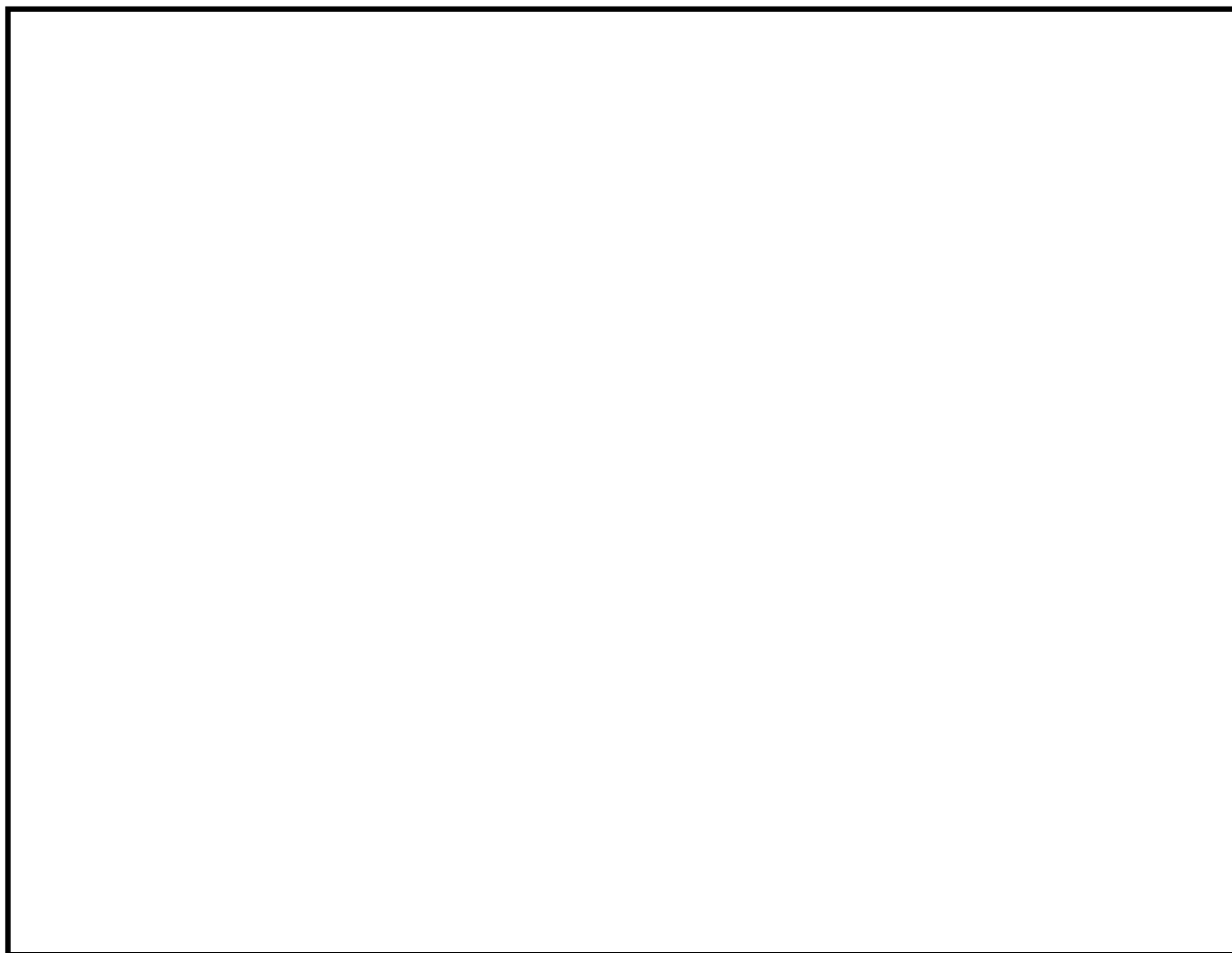
また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される\*。

\* FLIP 研究会の 14 年間の研究成果「理論編」

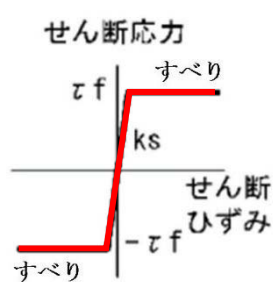
表 2.2-10 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$





— : 杭—地盤相互作用ばね要素



(杭—地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性)

図 2. 2－24 杭—地盤相互作用ばねの考え方



(6) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有しないジョイントばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 2.2-11 のとおり設定する。図 2.2-25 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 2.2-11 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 $k_v$ (kN/m)
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

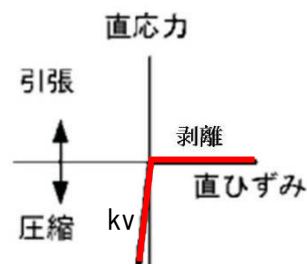


図 2.2-25 杭下端ジョイントばねの考え方

(7) ⑥-⑥断面（縦断面）における解析モデルについて

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面は、構造的な強軸断面であることから、地震応答解析において構造部材として考慮する側壁、底版及び頂板を線形はり要素にてモデル化する。

ただし、一部の躯体に対しては、上記の地震応答解析にて得られた慣性力や地震時土圧に加え、間接支持している竜巻等防護設備からの地震時反力を考慮した上で、終局状態に対する耐震評価を実施する方針であることから、躯体照査用の応力解析モデルを別途設定する。

⑥-⑥断面における躯体照査用の応力解析モデルについては、その詳細を参考資料 10

(10.3.2 解析モデル) に掲載する。

また、⑥-⑥断面の地震応答解析モデルについては、その用途に応じて、構造物背面の地層構成を変えた複数の解析モデルを採用している。これら複数の地震応答解析モデルについて、その詳細を参考資料 11 に掲載する。



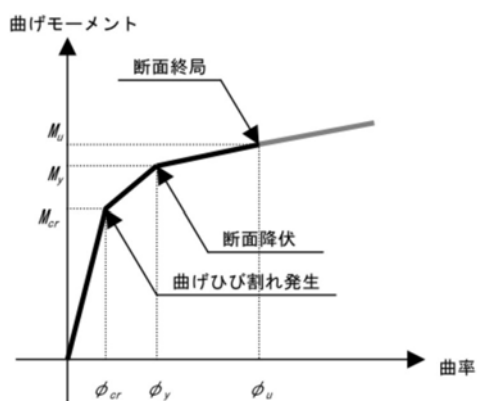
(8) 材料特性の設定

①－①断面及び④－④断面については、鉄筋コンクリート部材及び鋼管杭は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性は「コンクリート標準示方書」に準拠し設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

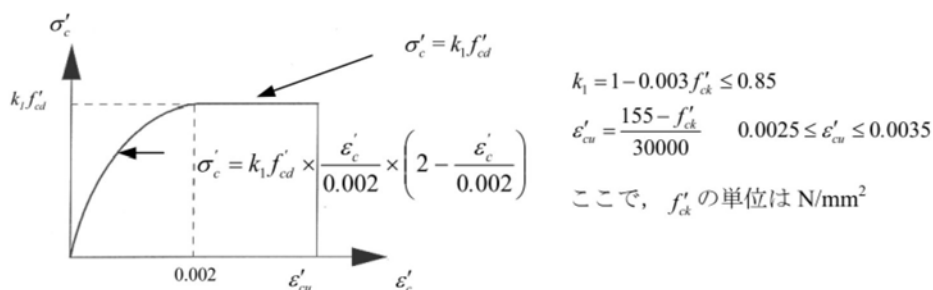
図 2.2-26（土木学会マニュアル）に、鉄筋コンクリート部材における  $M-\phi$  関係のトリリニアモデルを示す。また、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を図 2.2-27 及び図 2.2-28 に示す。なお、復元力特性として修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。



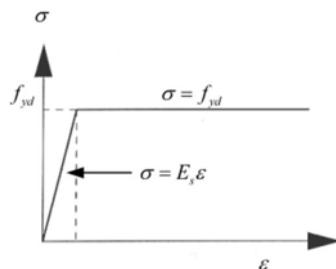
（原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 2005 年）より引用）

図 2.2-26  $M-\phi$  関係のトリリニアモデル（鉄筋コンクリート部材）



（コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会 2007 年制定）より引用）

図 2.2-27 コンクリートの応力－ひずみ曲線



（コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会 2007 年制定）より引用）

図 2.2-28 鉄筋の応力－ひずみ曲線



図 2.2-29 に、鋼管杭における  $M-\phi$  関係のバイリニアモデルを示す。また、鋼材の非線形特性を図 2.2-30 に示す。

有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。

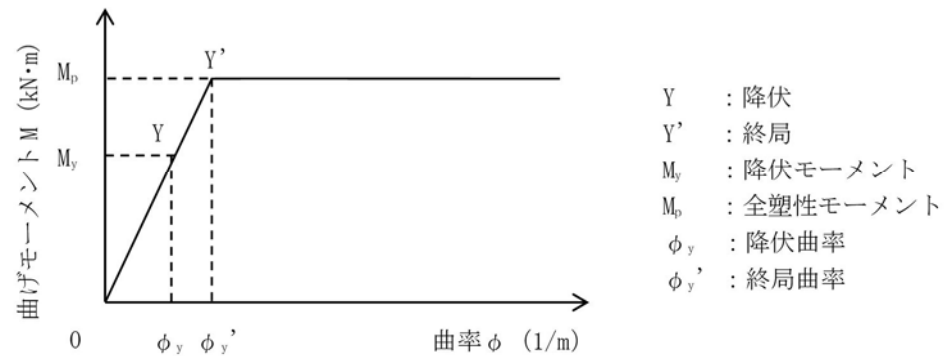


図 2.2-29  $M-\phi$  関係のバイリニアモデル（鋼管杭）

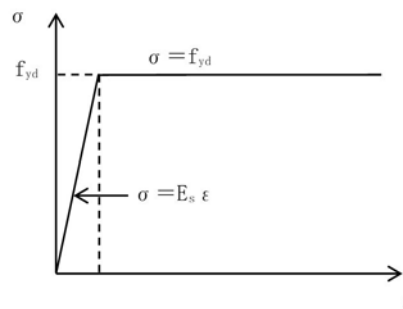


図 2.2-30 鋼材の応力-ひずみ関係

⑥-⑥断面について、鉄筋コンクリート部材は線形はり要素、耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。鋼管杭は①-①断面及び④-④断面と同様に、非線形はり要素を用いてモデル化する。

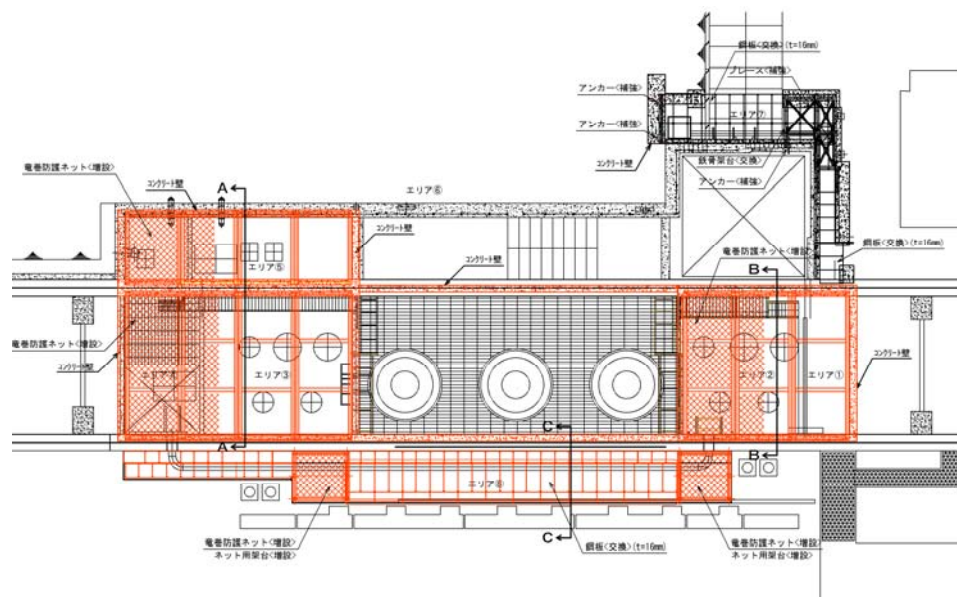
地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。



(9) 竜巻等防護設備

取水構造物のうち取水ピットには、竜巻等防護設備が設置されることから、当該構造物を考慮した地震応答解析を実施する。なお、取水ピットに設置される竜巻等防護設備の耐震安全性については、V-2-11-1-10「海水ポンプエリア竜巻防護対策施設の耐震性についての計算書」にて評価を実施している。

竜巻等防護設備の平面図及び断面図を図 2.2-31 に示す。また、取水ピットの既設 RC 部材との取り合いについての詳細を図 2.2-32 に示す。



(平面図)



(A-A断面)



(B-B断面)

(C-C断面)

図 2.2-31 竜巻等防護設備の概要図



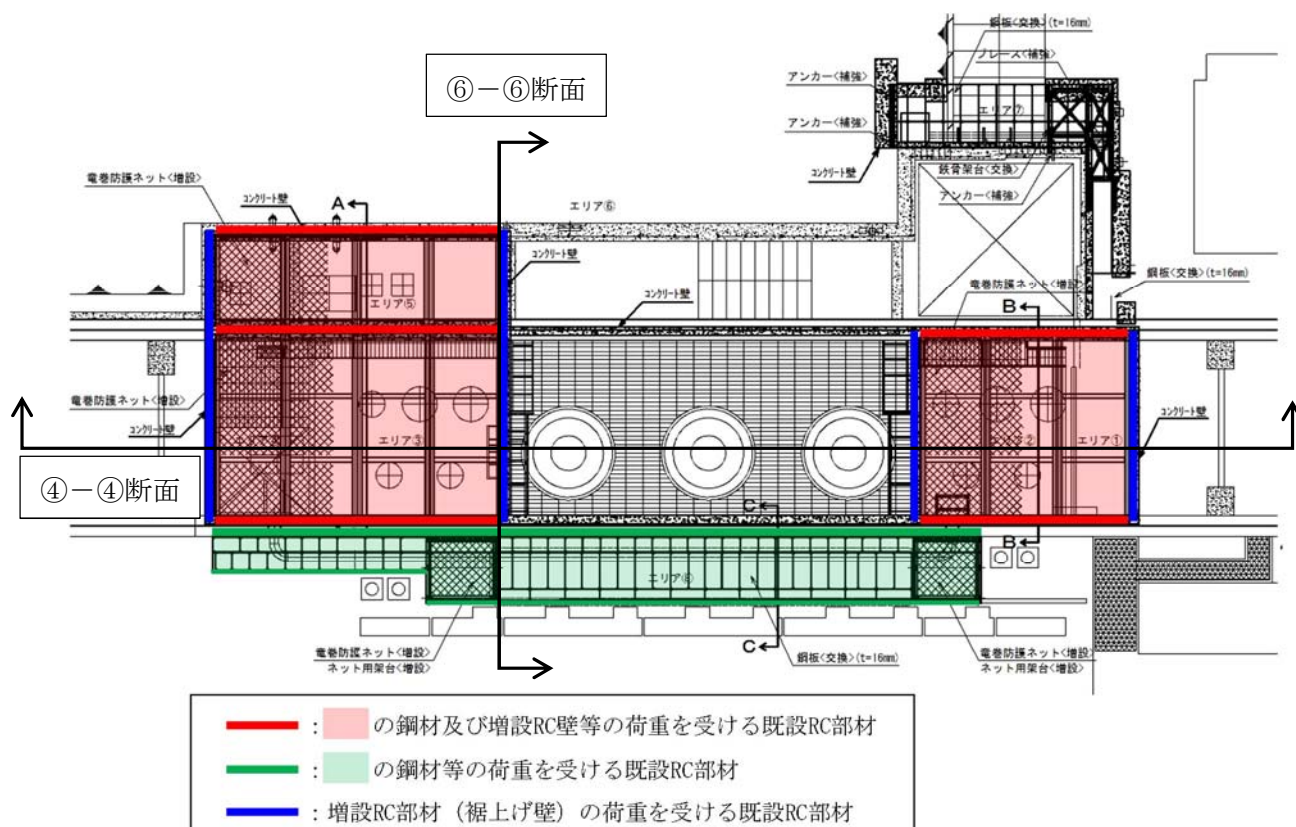


図 2.2-32 取水ピットの既設 RC 部材との取り合い

竜巻等防護設備のうち、主要構造部（赤ハッチ及び緑ハッチの区間）の荷重は、解析断面と平行方向に配置されている既設 RC 部材で受ける設計であり、④－④断面における評価対象部材である側壁、隔壁及び頂版に竜巻等防護対策の当該区間から有意な荷重は作用しない。

なお、④－④断面における評価対象部材である側壁及び隔壁については、一部の増設 RC 部材（裾上げ壁）の荷重を受ける設計としている。

以上のように、竜巻等防護設備が、取水構造物の耐震評価（④－④断面における評価対象部材）に及ぼす影響は軽微であると想定されるが、④－④断面の解析モデルにおいては、耐震評価における保守的な配慮として、これらの竜巻等防護設備を図 2.2-33 に示すように、分布質量として頂版部に作用させる。

なお、⑥－⑥断面の解析モデルにおいては、解析断面位置に相当する区間における同質量を、各支持部材に対し分担比率に応じた付加質量として考慮する。⑥－⑥断面における竜巻等防護設備の考慮方法を図 2.2-33 に示す。







## 2.2.10 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha = 0$  となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

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

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

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

ここで、

$[C]$  : 減衰係数マトリックス

$[M]$  : 質量マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

$f$  : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

$h$  : 各材料の減衰定数

非線形特性を考慮する地盤、コンクリート及び鋼材の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1－1987）とする。

図 2.2－34 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 2.2－12 に固有値解析結果を示す。



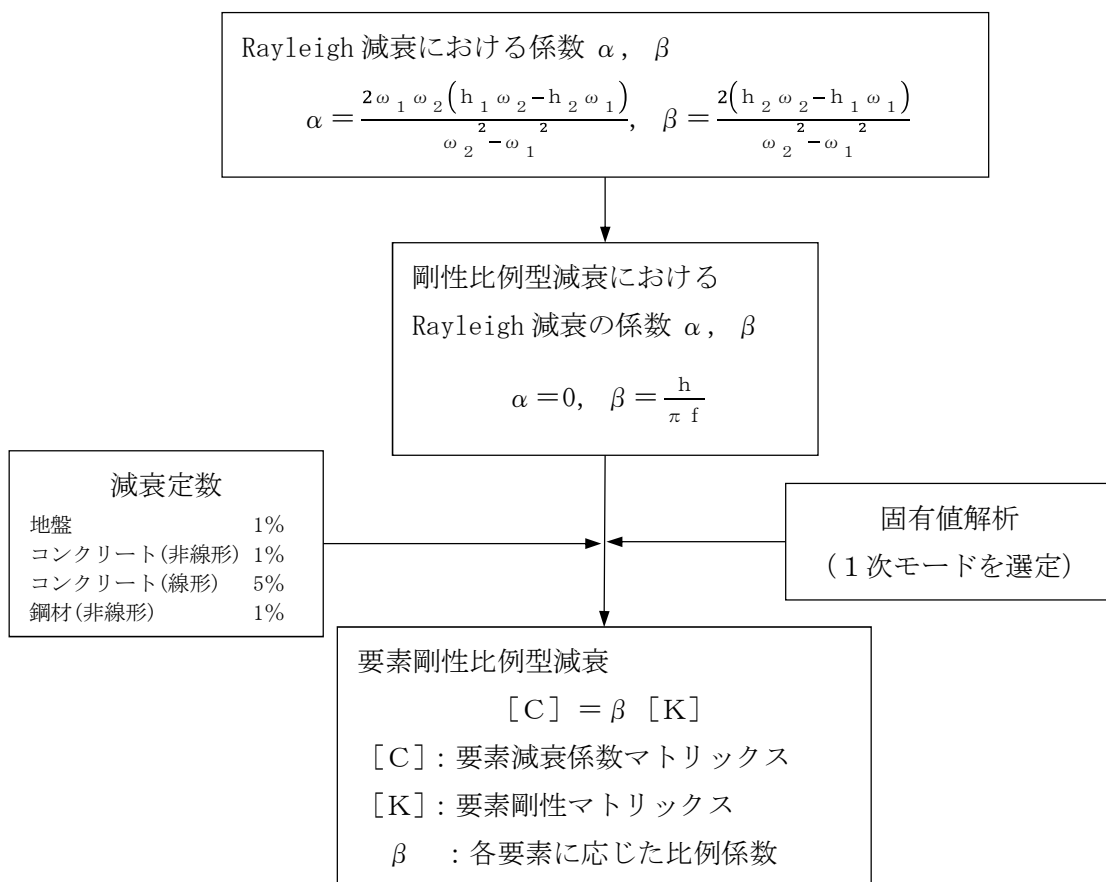


図 2.2-34 Rayleigh 減衰の設定フロー



表 2.2-12 (1) 固有値解析結果  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.727	167.28	1次として採用
2	1.007	-99.57	
3	1.198	61.69	
4	1.399	-11.21	
5	1.603	-16.74	
6	1.694	1.03	
7	1.791	-32.32	
8	1.807	79.04	
9	1.928	-2.65	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.738	171.33	1次として採用
2	1.014	94.57	
3	1.217	-60.12	
4	1.411	9.07	
5	1.617	-17.39	
6	1.730	4.95	
7	1.813	63.65	
8	1.822	56.82	
9	1.937	16.69	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.731	172.50	1次として採用
2	0.839	64.15	
3	1.000	53.20	
4	1.098	-39.75	
5	1.168	19.90	
6	1.295	-1.35	
7	1.393	11.13	
8	1.487	-17.50	
9	1.550	-5.49	



表 2.2-12 (2) 固有値解析結果  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.783	178.58	1次として採用
2	1.051	-96.69	
3	1.286	-39.98	
4	1.523	-5.44	
5	1.739	18.58	
6	1.823	8.12	
7	1.857	39.40	
8	1.904	72.46	
9	2.018	1.00	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.793	183.05	1次として採用
2	1.058	-88.16	
3	1.300	42.89	
4	1.531	-3.57	
5	1.748	-20.43	
6	1.839	-13.61	
7	1.878	-50.89	
8	1.924	63.29	
9	2.036	16.10	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.774	177.97	1次として採用
2	0.899	70.20	
3	1.075	-53.87	
4	1.185	-37.11	
5	1.265	18.50	
6	1.404	-2.19	
7	1.507	-16.00	
8	1.604	-30.34	
9	1.665	-22.01	



表 2.2-12 (3) 固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (—1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	156.52	1次として採用
2	0.945	-91.21	
3	1.126	85.89	
4	1.266	-20.95	
5	1.449	15.34	
6	1.552	-11.34	
7	1.676	-58.95	
8	1.730	56.54	
9	1.794	24.90	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.674	159.43	1次として採用
2	0.952	-89.43	
3	1.140	83.07	
4	1.277	19.72	
5	1.462	15.53	
6	1.597	-9.88	
7	1.701	67.85	
8	1.732	-43.47	
9	1.802	33.53	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.679	167.27	1次として採用
2	0.768	54.99	
3	0.918	51.69	
4	1.000	-42.22	
5	1.066	19.08	
6	1.179	0.38	
7	1.273	-8.65	
8	1.358	10.58	
9	1.402	-2.89	



表 2.2-12 (4) 固有値解析結果  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.696	169.59	1次として採用
2	0.913	-84.68	
3	1.016	27.26	
4	1.113	31.37	
5	1.332	20.01	
6	1.402	37.06	
7	1.569	3.74	
8	1.677	-40.48	
9	1.723	46.76	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.703	173.27	1次として採用
2	0.913	78.68	
3	1.089	30.65	
4	1.132	-12.97	
5	1.321	28.91	
6	1.375	-33.04	
7	1.568	-5.22	
8	1.661	-37.52	
9	1.707	18.50	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.688	157.64	1次として採用
2	0.803	-82.94	
3	0.930	-56.67	
4	1.045	41.01	
5	1.099	-31.40	
6	1.204	9.43	
7	1.297	16.53	
8	1.370	-23.45	
9	1.412	-9.00	



### 2.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

風荷重及び風荷重以外の変動荷重（温度荷重）については、発電所の立地特性や取水構造物が地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、取水構造物は、地盤内に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 2.2-13 に示す。

地震時に取水構造物に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 2.2-13 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	○	・竜巻等防護設備の荷重を考慮
	静止土圧		○	・常時応力解析により算定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
		風荷重	—	・地中に埋設された構造物であるため、考慮しない
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振 ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重のうち内水圧と同様 ・地震時動水圧を付加質量により考慮



(1) 機器・配管荷重

a. ①－①断面（取水路）

①－①断面における機器・配管荷重図を図 2.2－35 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

左右の側壁には潮位計を，頂版には3つのスクリーン（固定スクリーン，トラベリングスクリーン，回転バースクリーン）のうち，最も重い回転バースクリーンを考慮する。

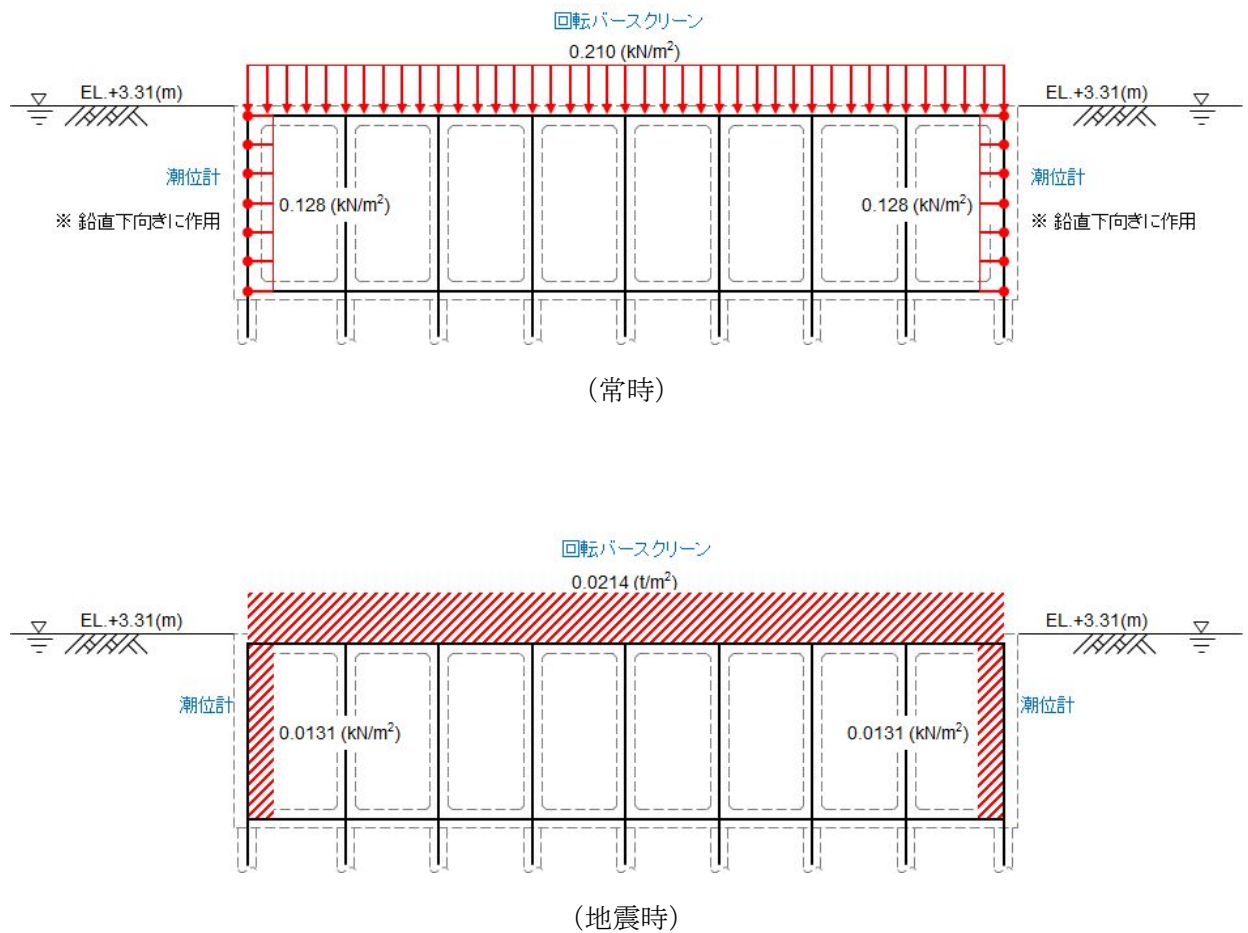


図 2.2－35 機器・配管荷重図（①－①断面）



b. ④－④断面（取水ピット）

④－④断面における機器・配管荷重図を図 2.2－36 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。頂版には非常用海水ポンプ及びCWポンプを考慮する。

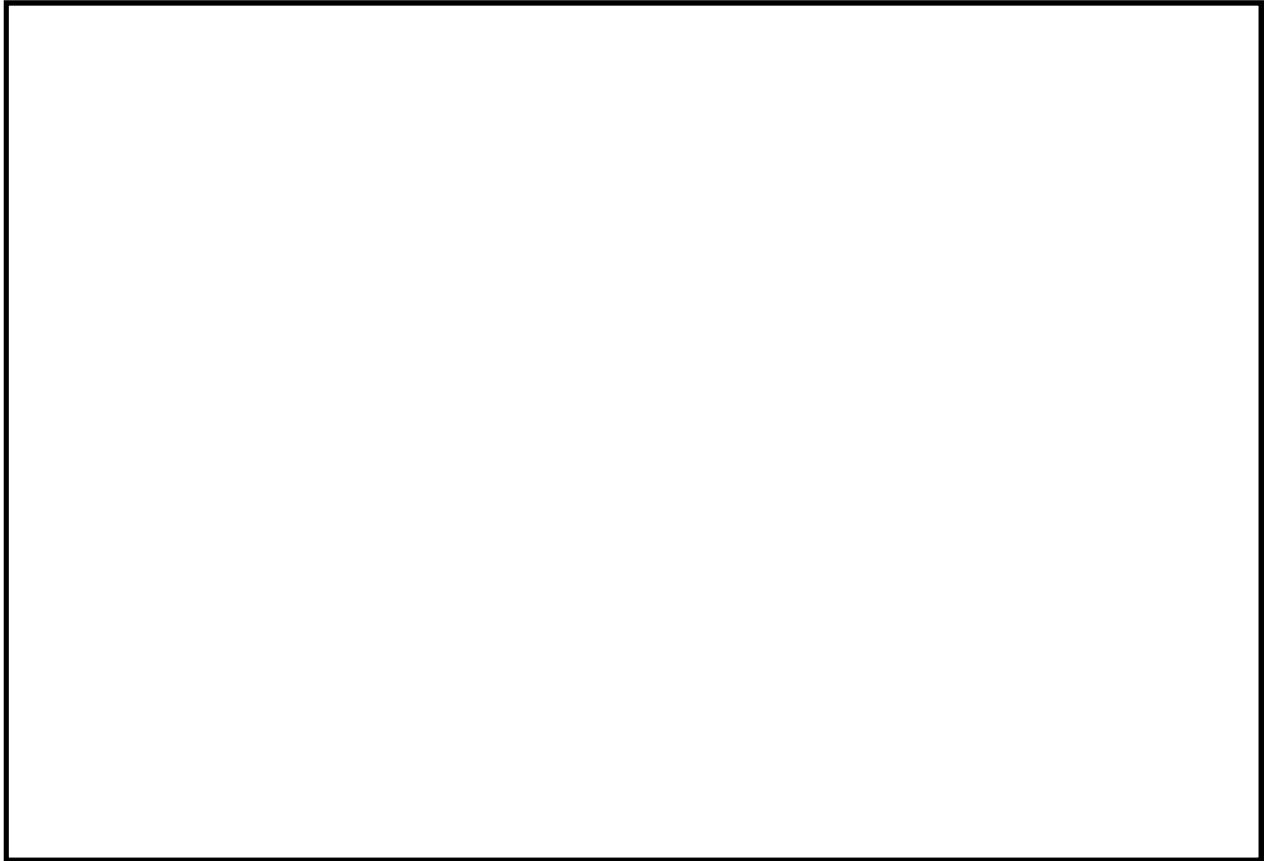


図 2.2－36 機器・配管荷重図（④－④断面）



c. ⑥－⑥断面（縦断図）

⑥－⑥断面における機器・配管荷重図を図 2.2－37 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

頂版には，比較的大きな荷重となる設備として，非常用海水ポンプ，止水機構，スクリーン（回転バースクリーン，トラベリングスクリーン）を考慮する。また，側壁には潮位計を考慮する。



図 2.2－37 機器・配管荷重図（⑥－⑥断面）

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として， $1.00\text{g/cm}^3$ を考慮する。



(3) 内水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である EL. +0.61 m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は海水の密度として、 $1.03\text{g/cm}^3$  を考慮する。

a. ①－①断面（取水路）

図 2.2－38 に、①－①断面における内水圧図を示す。

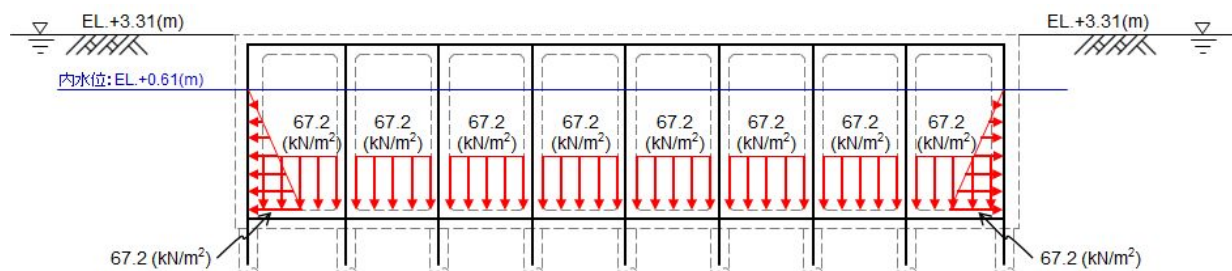


図 2.2－38 内水圧図（①－①断面）

b. ④－④断面（取水ピット）

図 2.2－39 に、④－④断面における内水圧図を示す。

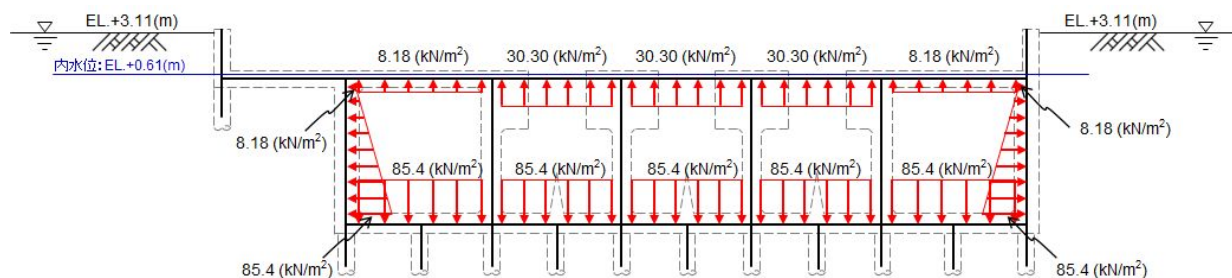


図 2.2－39 内水圧図（④－④断面）

c. ⑥－⑥断面（縦断面）

図 2.2－40 に、⑥－⑥断面における内水圧図を示す。

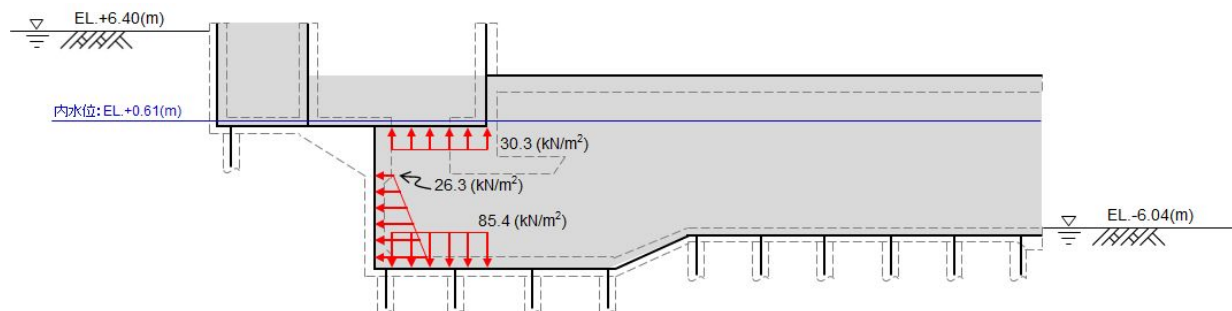


図 2.2－40 内水圧図（⑥－⑥断面）



(4) 雪荷重

雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1cm あたりの荷重を  $20\text{N/m}^2/\text{cm}$  として、積雪量は 30cm としていることから、積雪荷重は  $600\text{N/m}^2$  であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21\text{kN/m}^2$  を考慮する。

a. ①－①断面（取水路）

①－①断面における雪荷重図を図 2.2－41 に示す。

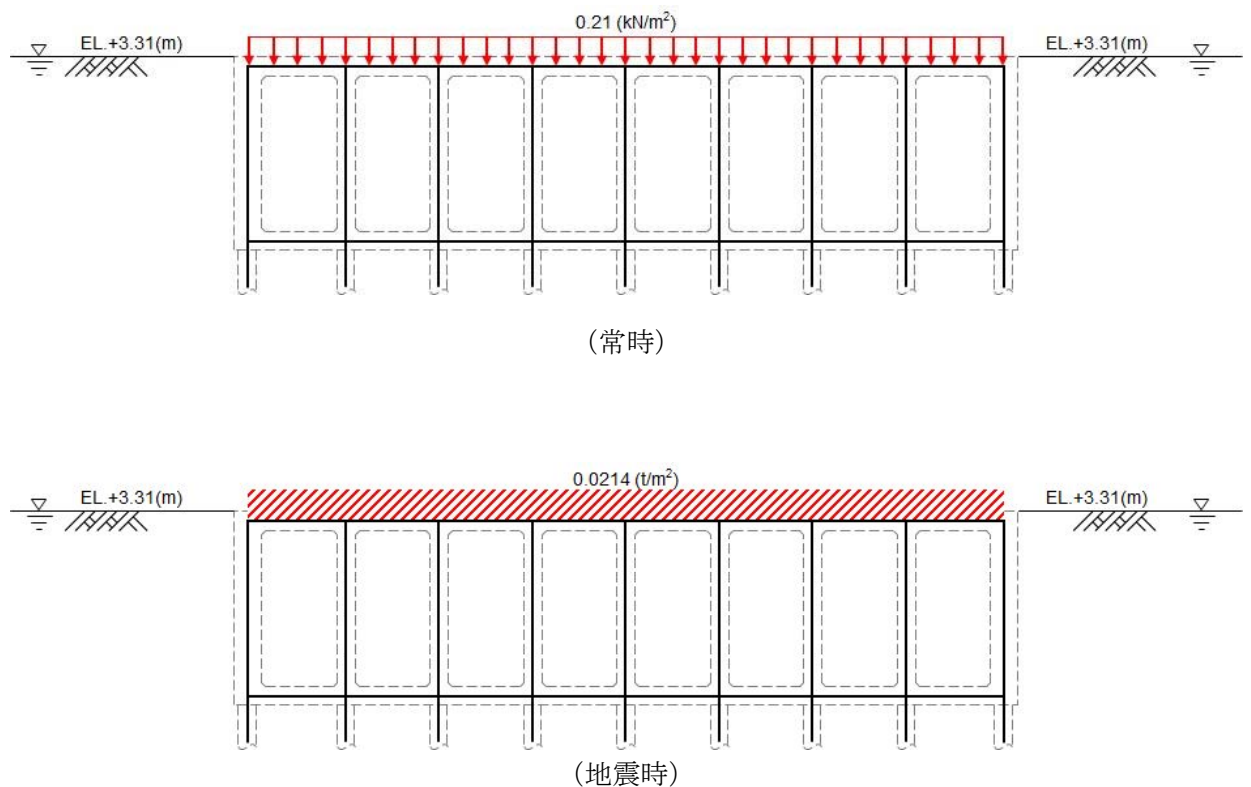


図 2.2－41 雪荷重図（①－①断面）



b. ④－④断面（取水ピット）

④－④断面における雪荷重図を図 2.2-42 に示す。

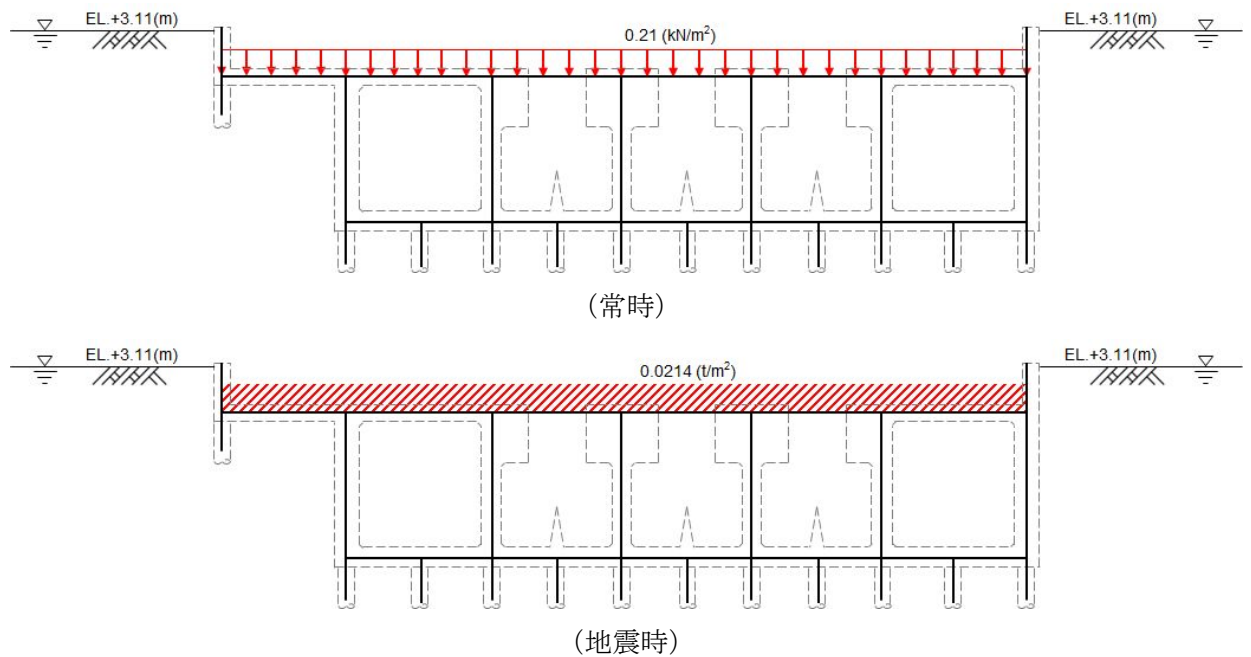


図 2.2-42 雪荷重図（④－④断面）

c. ⑥－⑥断面（縦断面）

⑥－⑥断面における雪荷重図を図 2.2-43 に示す。

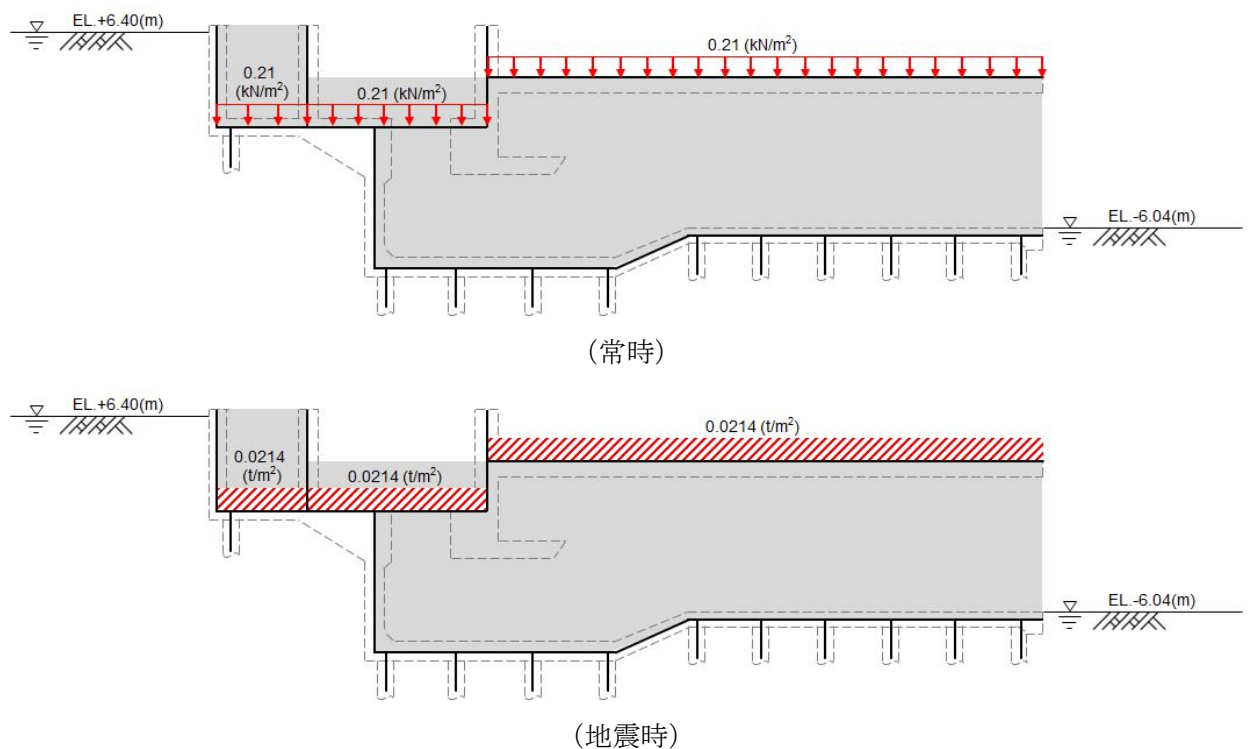


図 2.2-43 雪荷重図（⑥－⑥断面）



(5) 動水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である EL. +0.61 m を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$  を考慮する。

a. ①－①断面（取水路）

①－①断面における動水圧図を図 2.2-44 に示す。

①－①断面には自由水面が存在するため、Westergaard 式による動水圧を設定する。

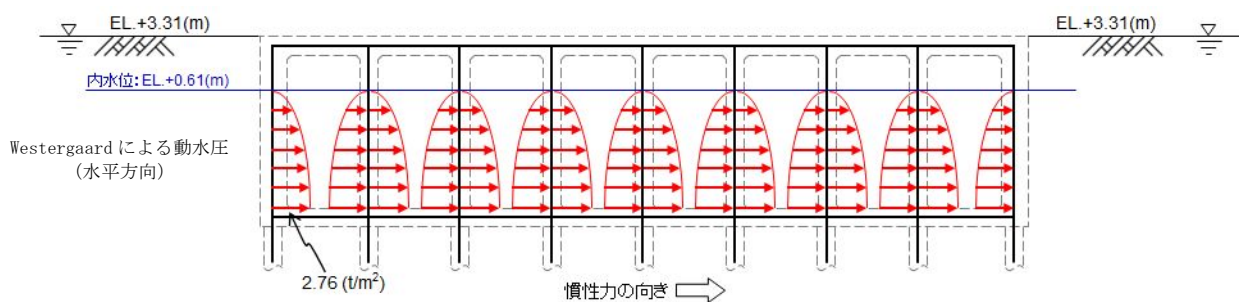


図 2.2-44 (1) 水平動による動水圧図（①－①断面）

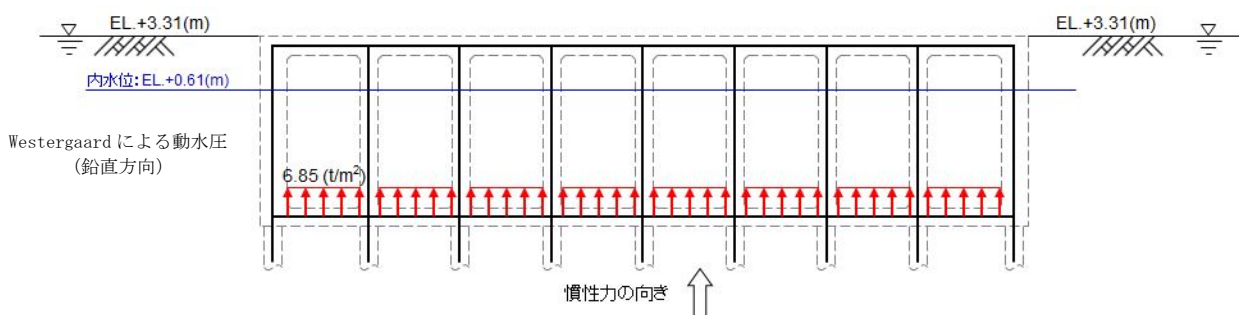


図 2.2-44 (2) 鉛直動による動水圧図（①－①断面）



b. ④－④断面（取水ピット）

④－④断面における動水圧図を図 2.2-45 に示す。

④－④断面は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

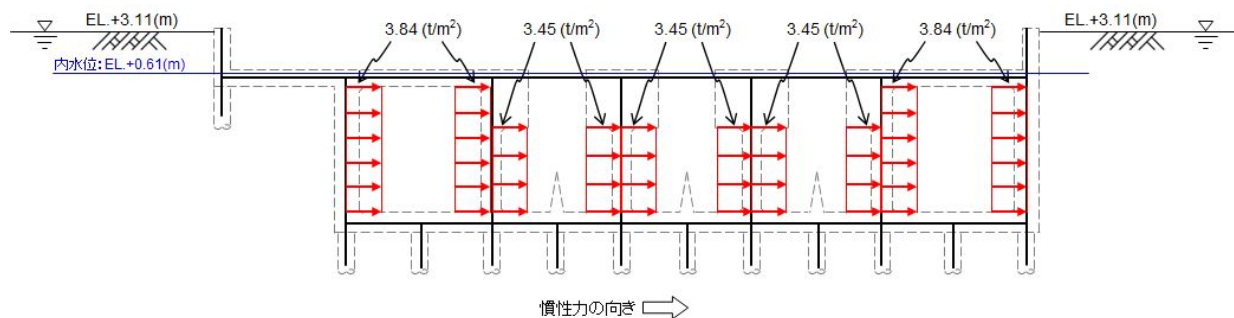


図 2.2-45 (1) 水平動による動水圧図（④－④断面）

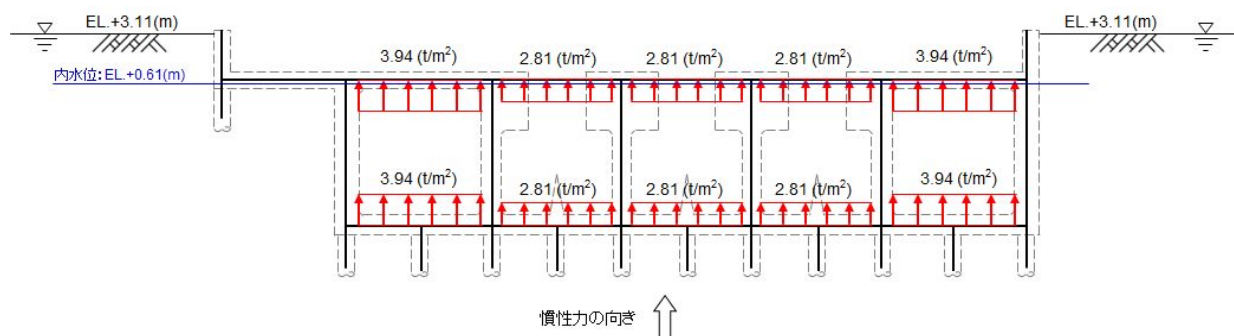


図 2.2-45 (2) 鉛直動による動水圧図（④－④断面）



c. ⑥－⑥断面（縦断面）

⑥－⑥断面における動水圧図を図 2.2-46 に示す。

⑥－⑥断面は取水ピットと取水路にまたがる縦断面であるが、取水路については、海に開放されており、かつ自由水面が存在する区間であることから動水圧は考慮しない。一方で、取水ピットは満水状態であり、かつ側壁には水平動による動水圧が作用すると考えられるため、これを考慮する。

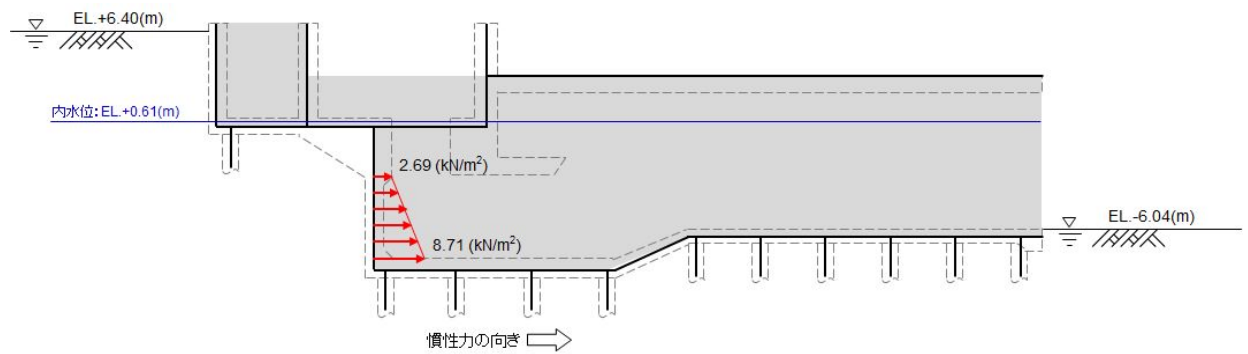


図 2.2-46 (1) 水平動による動水圧図（⑥－⑥断面）

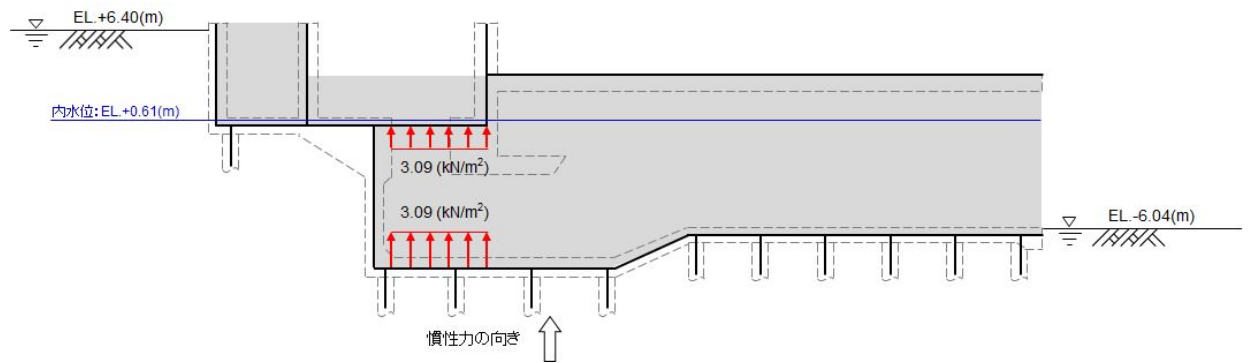


図 2.2-46 (2) 鉛直動による動水圧図（⑥－⑥断面）



(6) 竜巻等防護設備

竜巻等防護設備の荷重は解析の単位奥行き(1m)あたりの荷重および付加質量として考慮する。

a. ④－④断面（取水ピット）

④－④断面における竜巻等防護設備の荷重図を図 2.2-47 に示す。

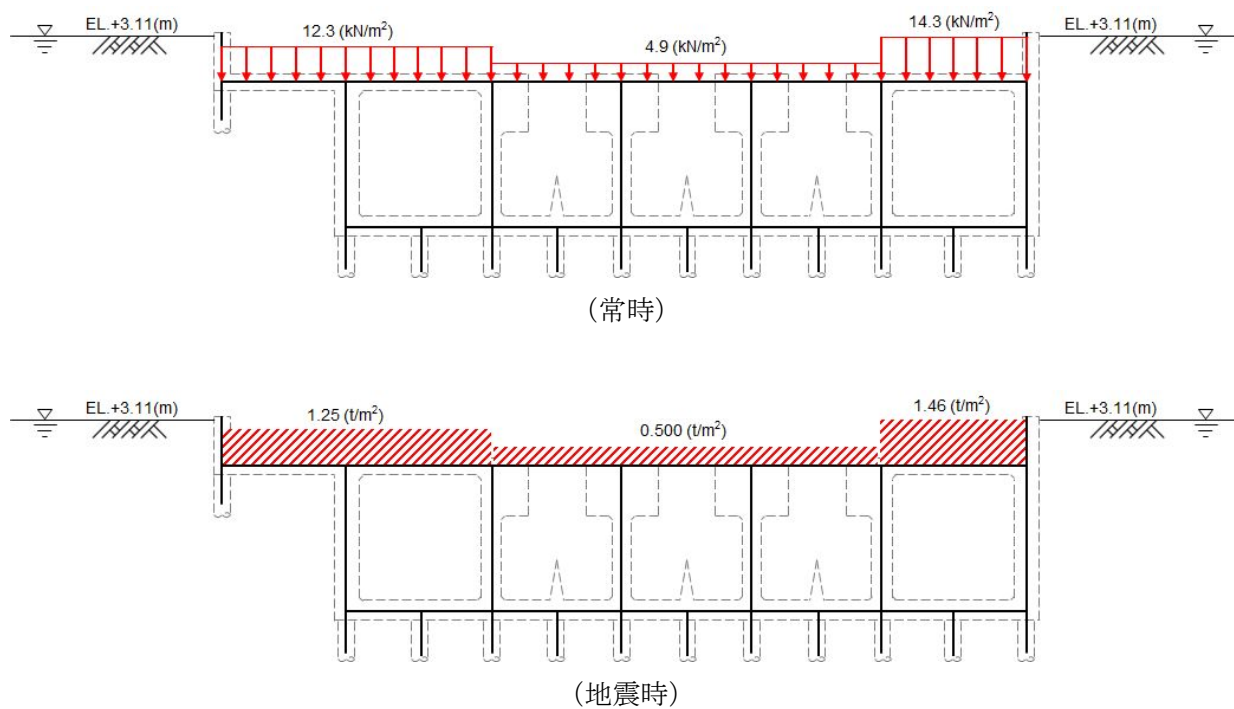


図 2.2-47 竜巻等防護設備の荷重図（④－④断面）



b. ⑥－⑥断面（縦断面）

⑥－⑥断面における竜巻等防護設備の荷重図を図 2.2－48 に示す。

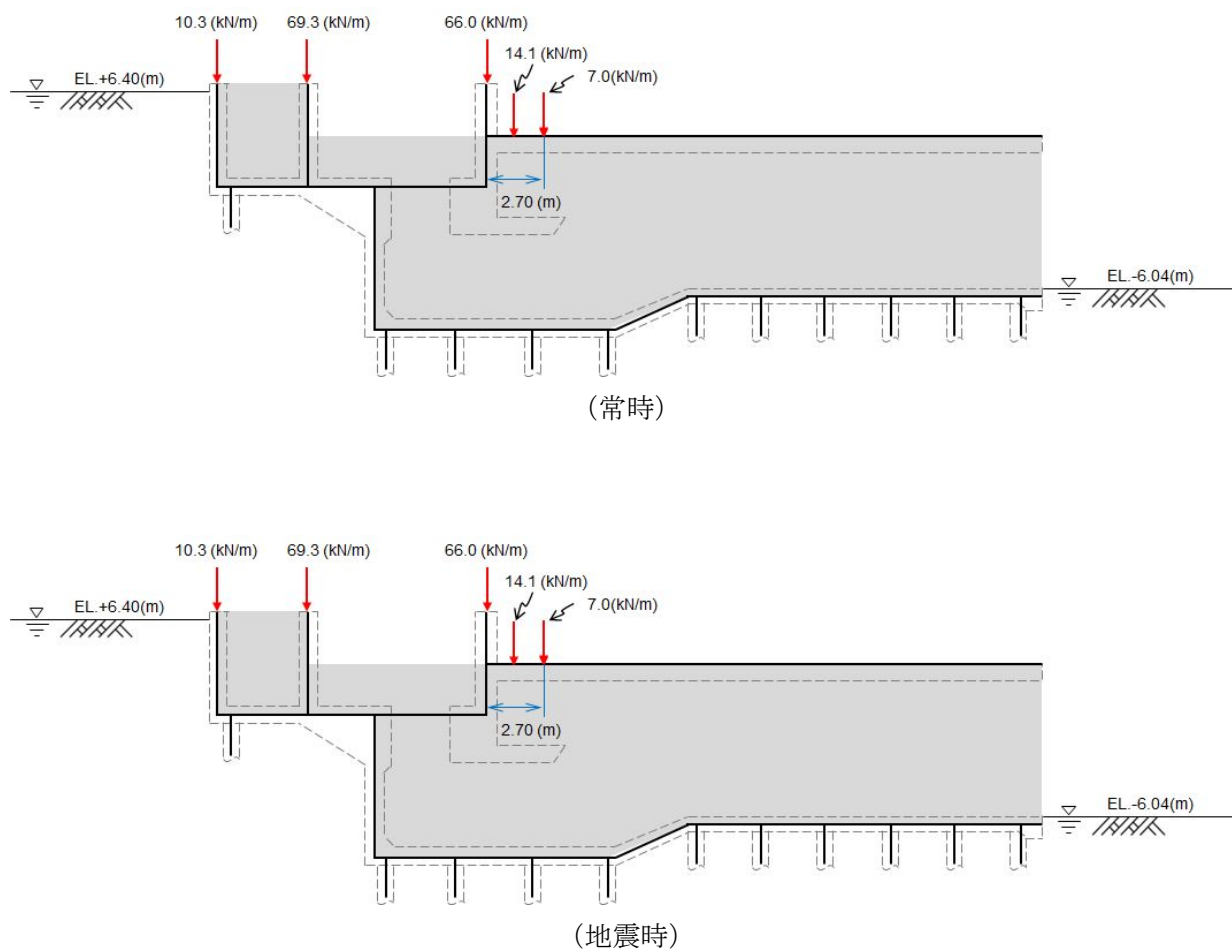


図 2.2－48 竜巻等防護設備の荷重図（⑥－⑥断面）

c. 竜巻等防護設備からの地震時反力

⑥－⑥断面の躯体においては，上記 b. に記載した付加質量に加えて，竜巻等防護設備から作用する地震時反力を適切に考慮した耐震評価を実施する。竜巻等防護設備からの地震時反力について，その考慮方法を参考資料 10（10.3.3 荷重）に示す。



## 2.2.12 地震応答解析の検討ケース

### (1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 2.2-14 に示す。

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

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 2.2-49 に示す。

表 2.2-14 耐震設計における検討ケース

検討ケース*1			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（-1 $\sigma$ ）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
地震波（位相）	$S_s-D1$	(H+V+)*2	実施					
		(H+V-)*2	実施					
		(H-V+)*2	実施					
		(H-V-)*2	実施					
	$S_s-11$		実施					
	$S_s-12$		実施					
	$S_s-13$		実施					
	$S_s-14$		実施					
	$S_s-21$		実施					
	$S_s-22$		実施					
	$S_s-31$	(H+V+)*3	実施					
		(H-V+)*3	実施					

注記 \*1：構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

\*2： $S_s-D1$  は水平加速度時刻歴及び鉛直加速度時刻歴それぞれの位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

\*3： $S_s-31$  は水平加速度時刻歴の位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）



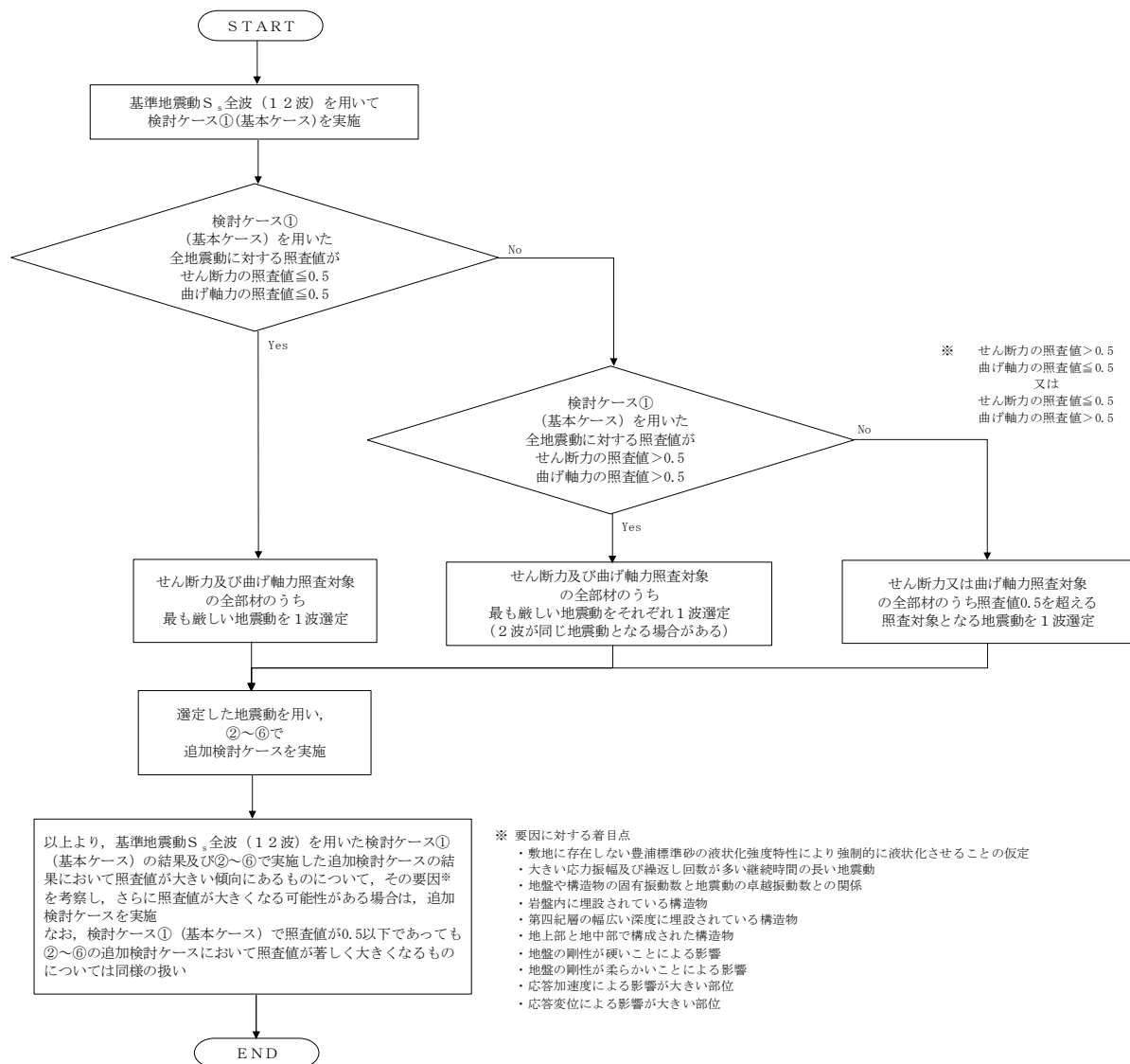


図 2.2-49 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー



(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 2.2-15 に示す。

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

表 2.2-15 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s-D1$	(H+V+)*1	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)*1		実施	
		(H-V+)*1		実施	
		(H-V-)*1		実施	
	$S_s-11$			実施	
	$S_s-12$			実施	
	$S_s-13$			実施	
	$S_s-14$			実施	
	$S_s-21$			実施	
	$S_s-22$			実施	
	$S_s-31$	(H+V+)*2		実施	
		(H-V+)*2		実施	

注記 \*1:  $S_s-D1$  は水平加速度時刻歴及び鉛直加速度時刻歴それぞれの位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）

\*2:  $S_s-31$  は水平加速度時刻歴の位相の反転を考慮した組合せに対して評価を行う。（+は正の位相，-は負の位相）



## 2.3 評価内容

### 2.3.1 入力地震動の設定

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 2.3-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 2.3-2 に示す。入力地震動の算定には解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である  $S_s-11 \sim S_s-22$  については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

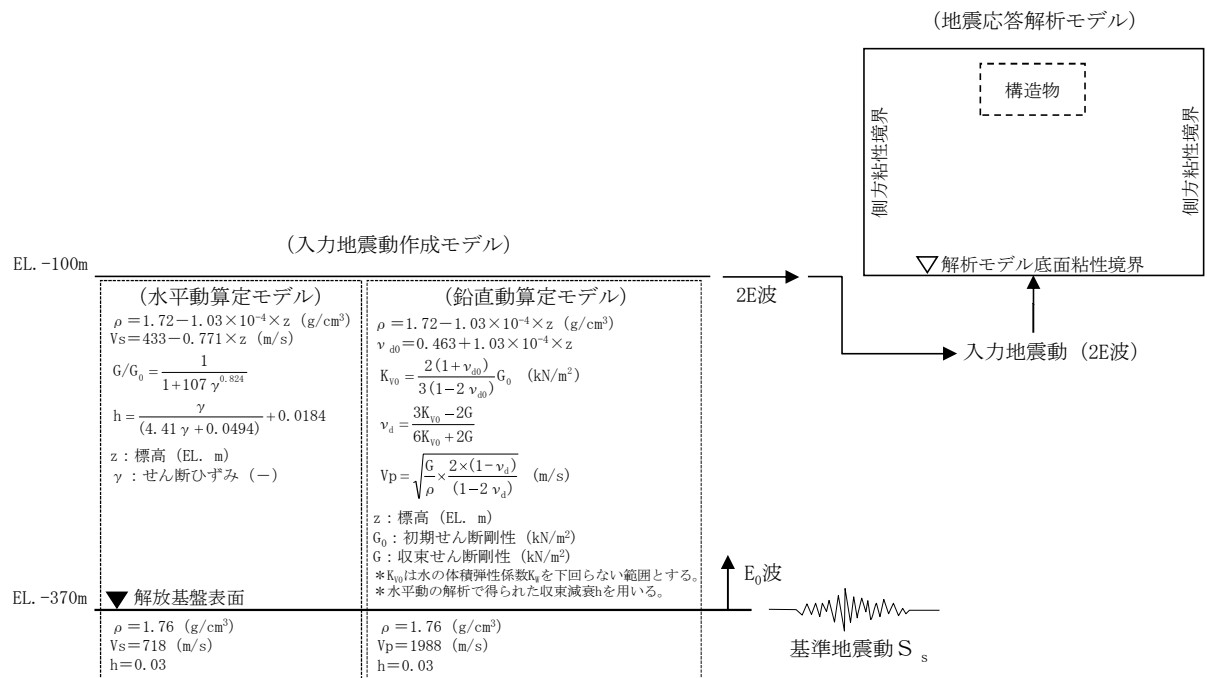
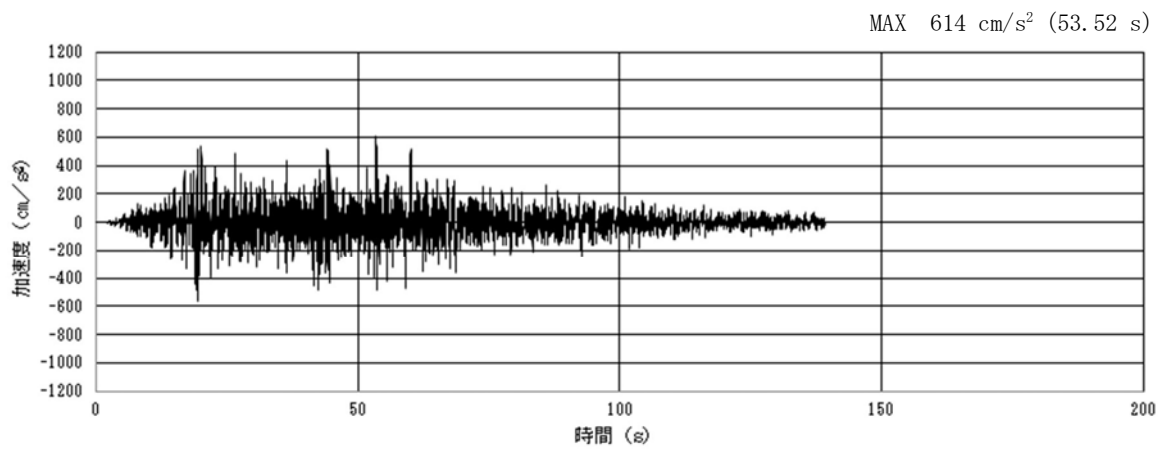
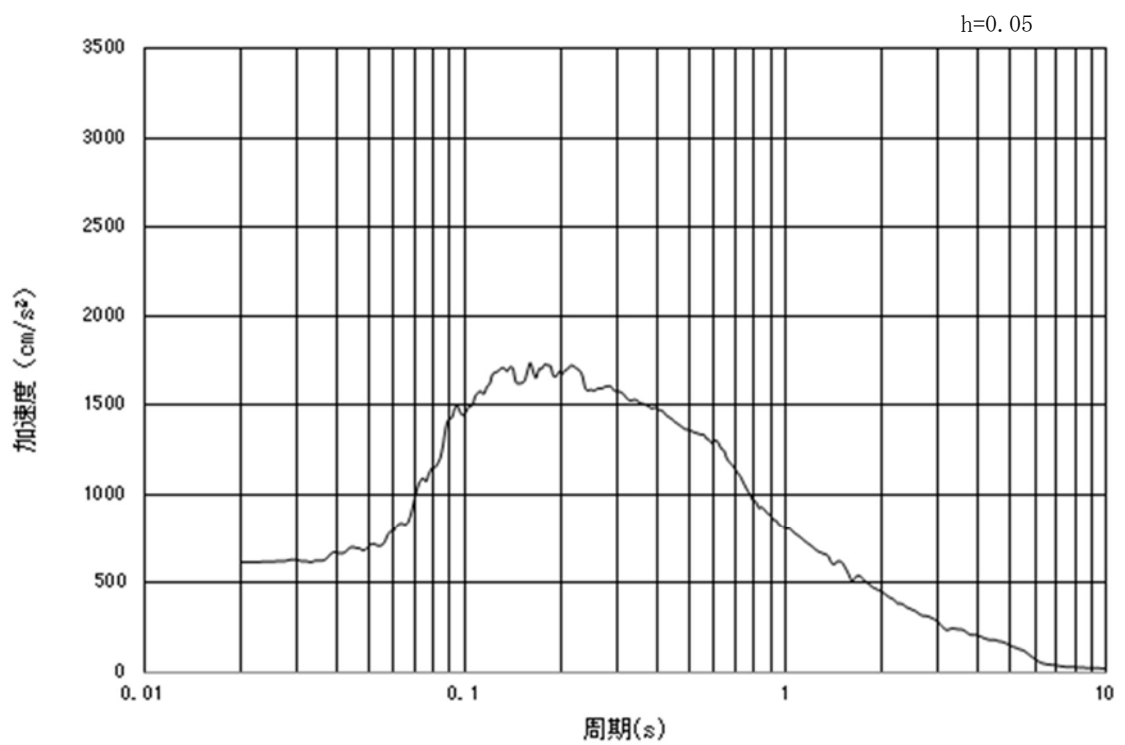


図 2.3-1 入力地震動算定の概念図





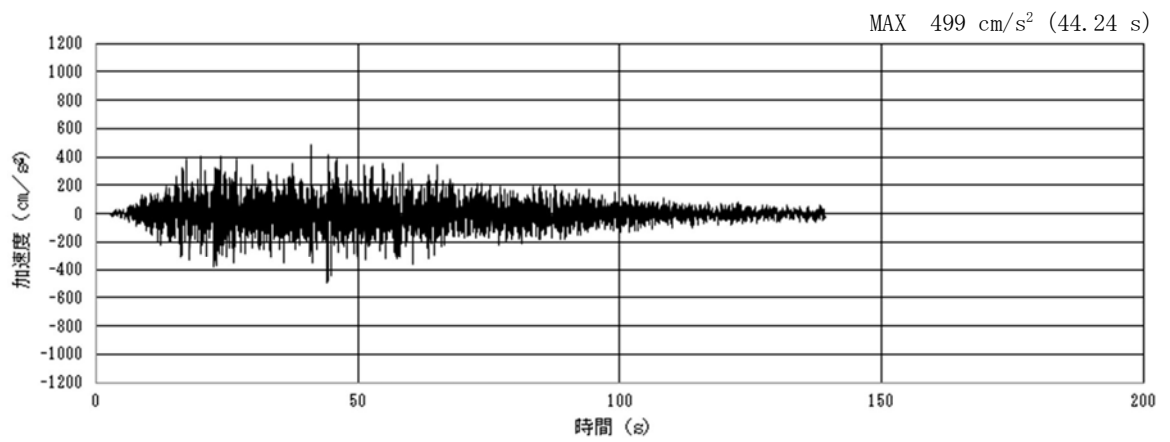
(a) 加速度時刻歴波形



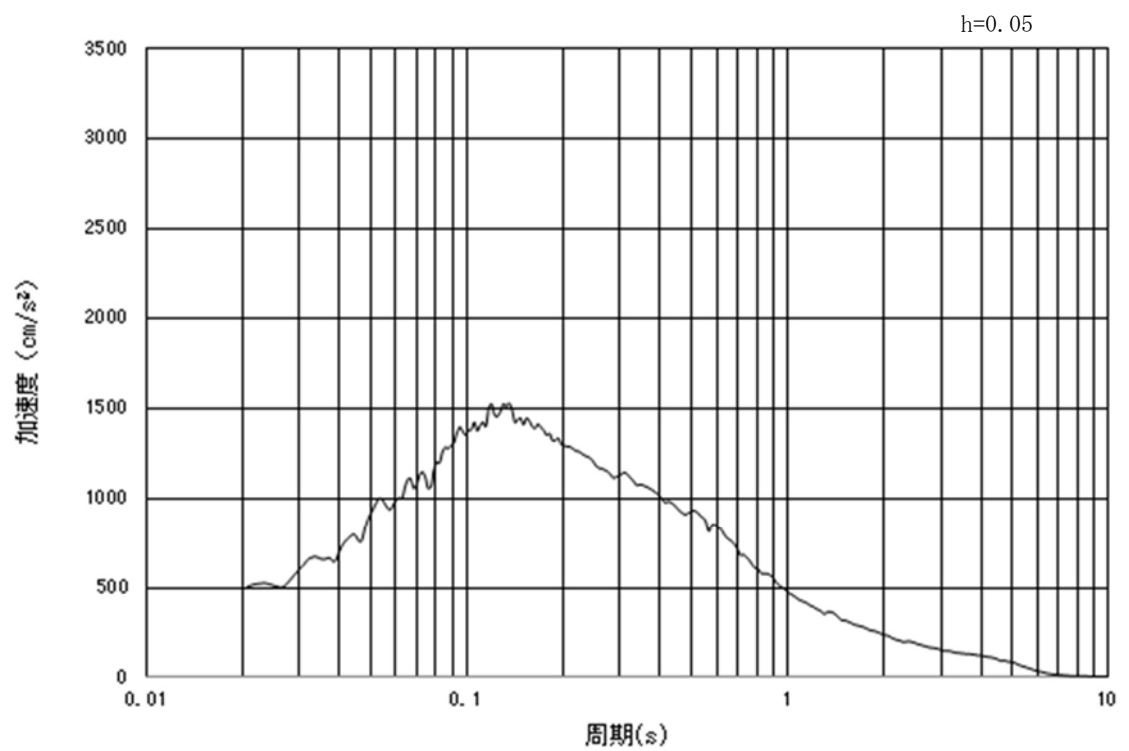
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (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 :  $S_s-D1$ )





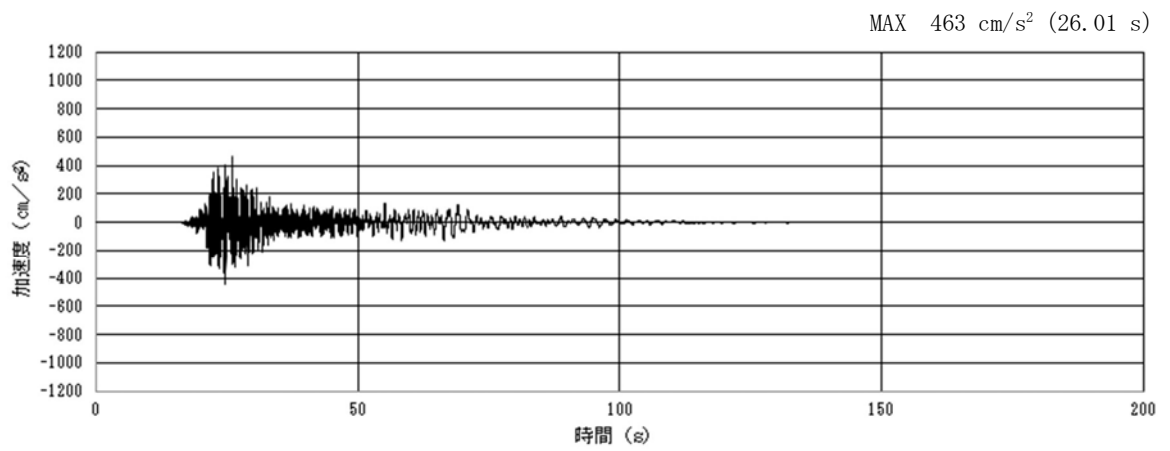
(a) 加速度時刻歴波形



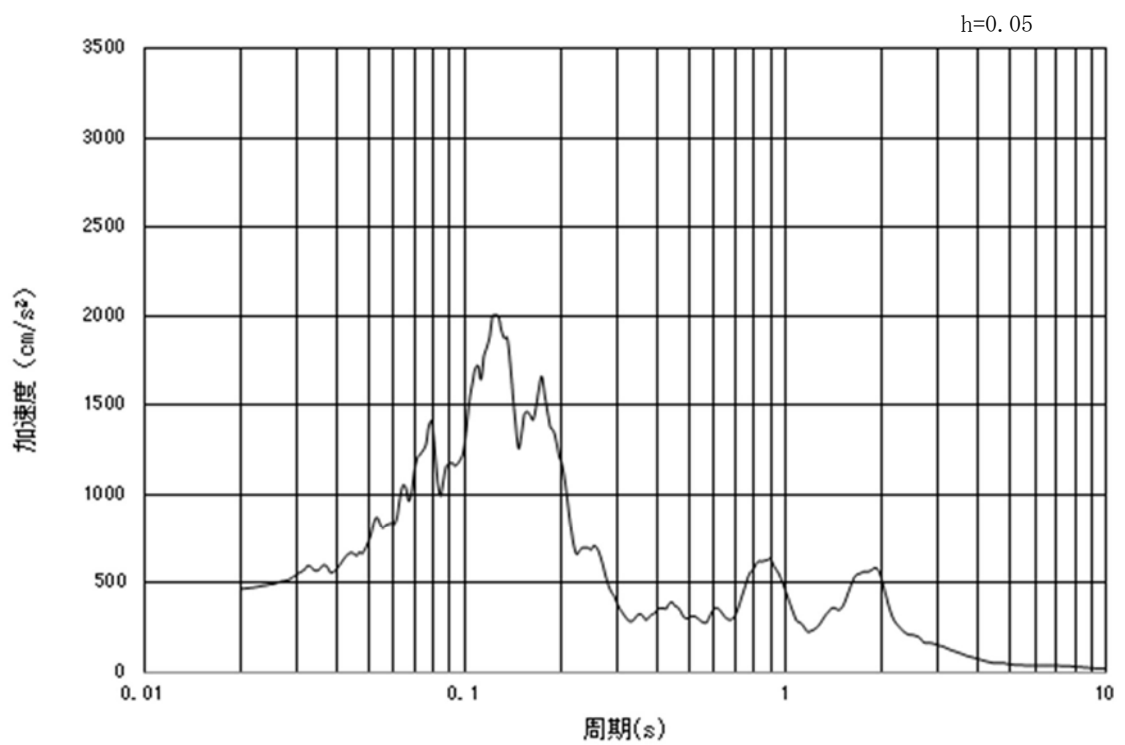
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (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:  $S_s$ -D 1)





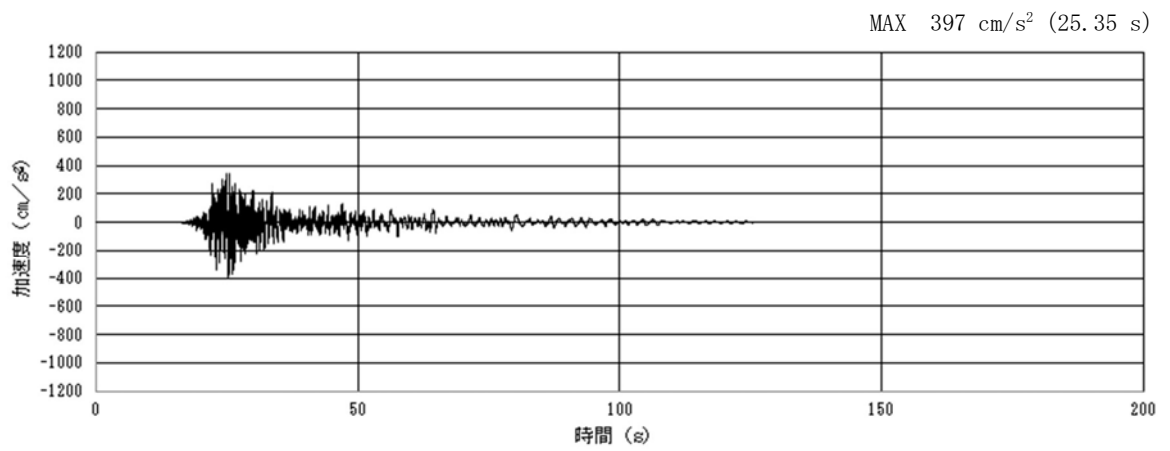
(a) 加速度時刻歴波形



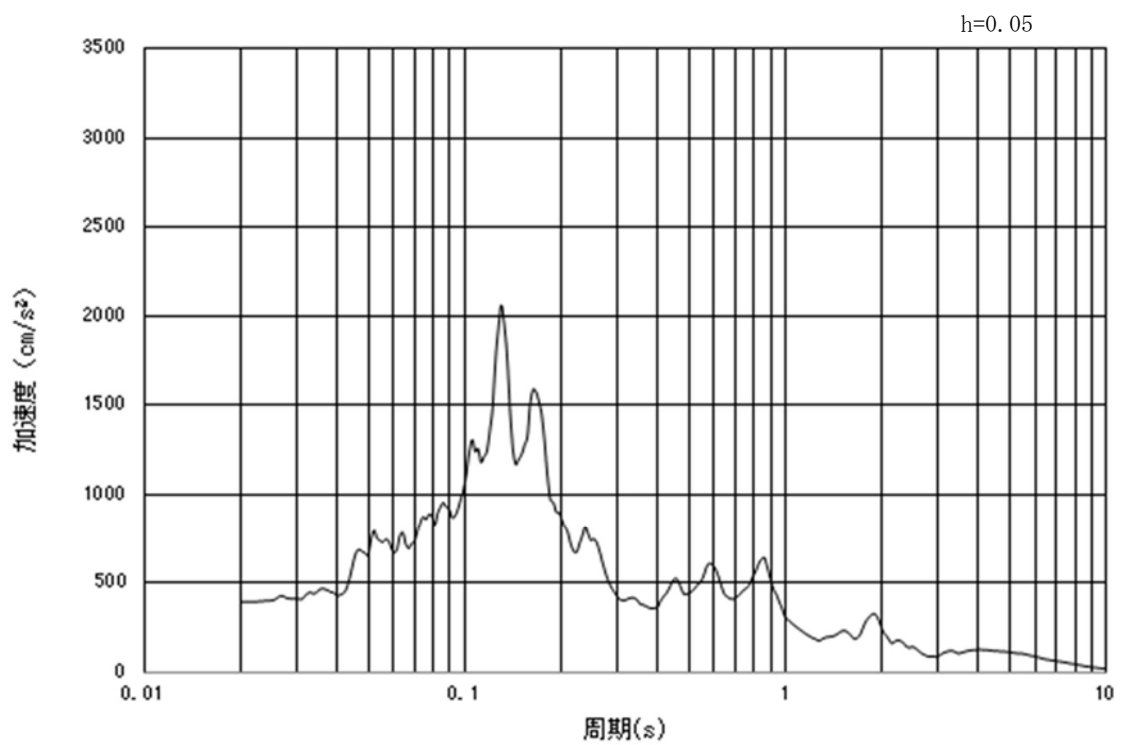
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (3) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.1$ )





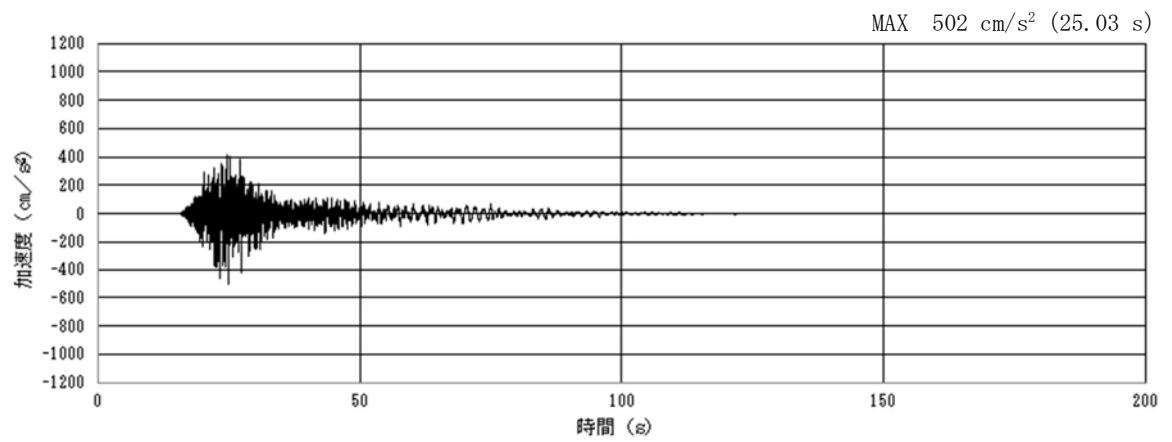
(a) 加速度時刻歴波形



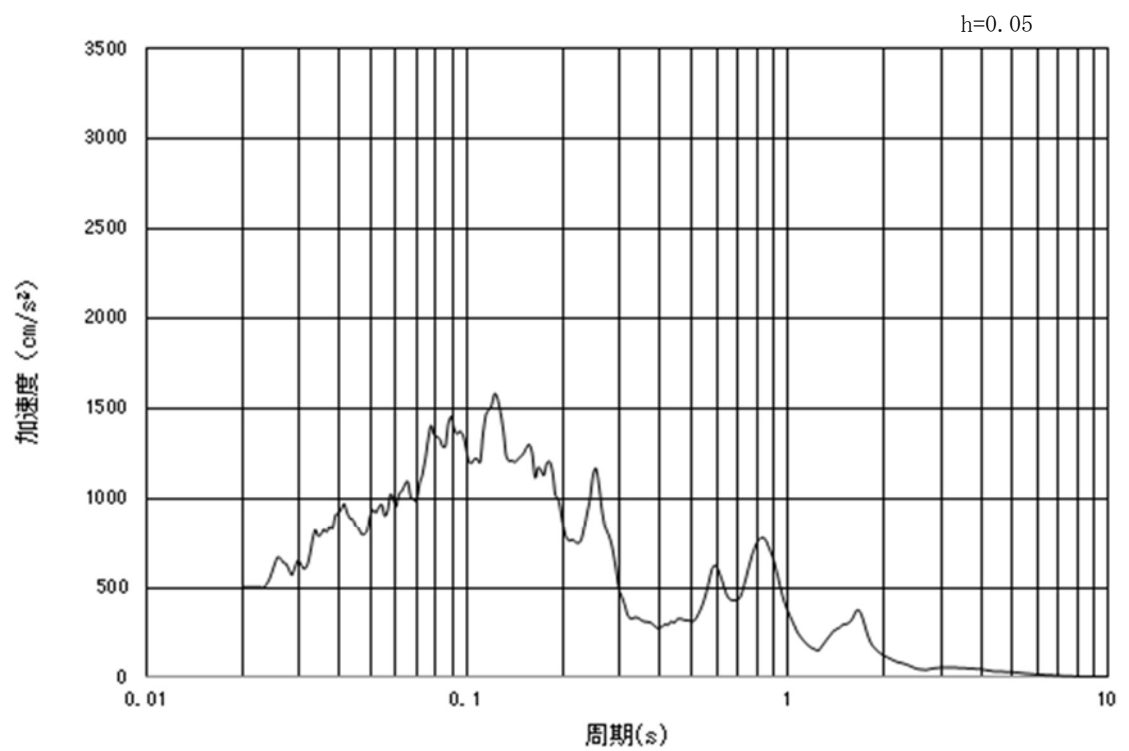
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (4) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 1.1$ )





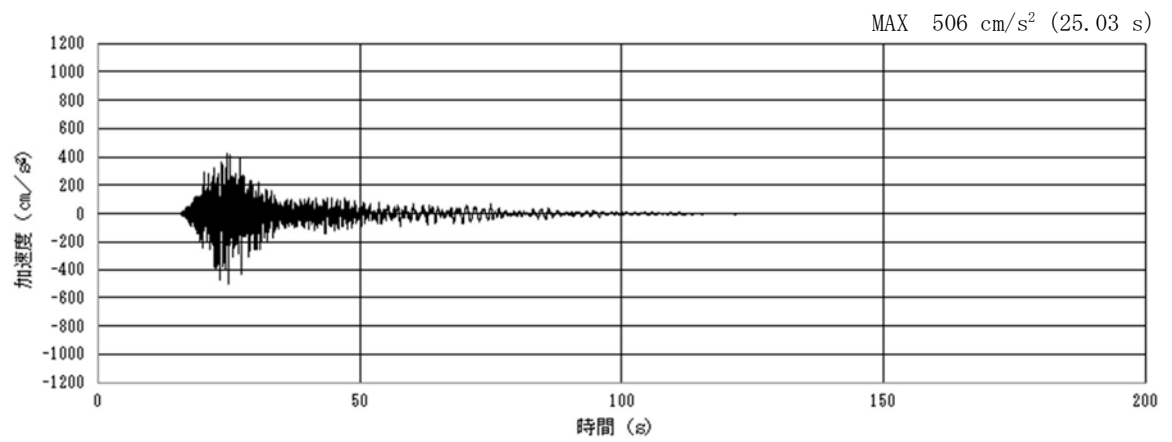
(a) 加速度時刻歴波形



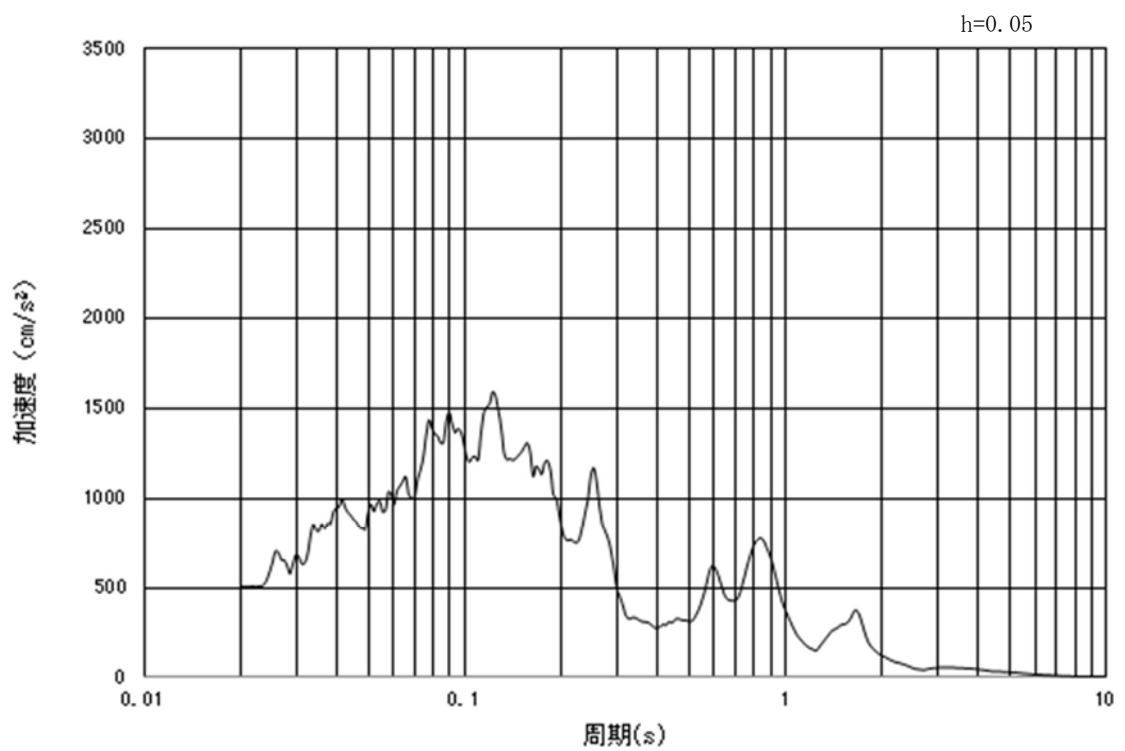
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (5) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-11$ )





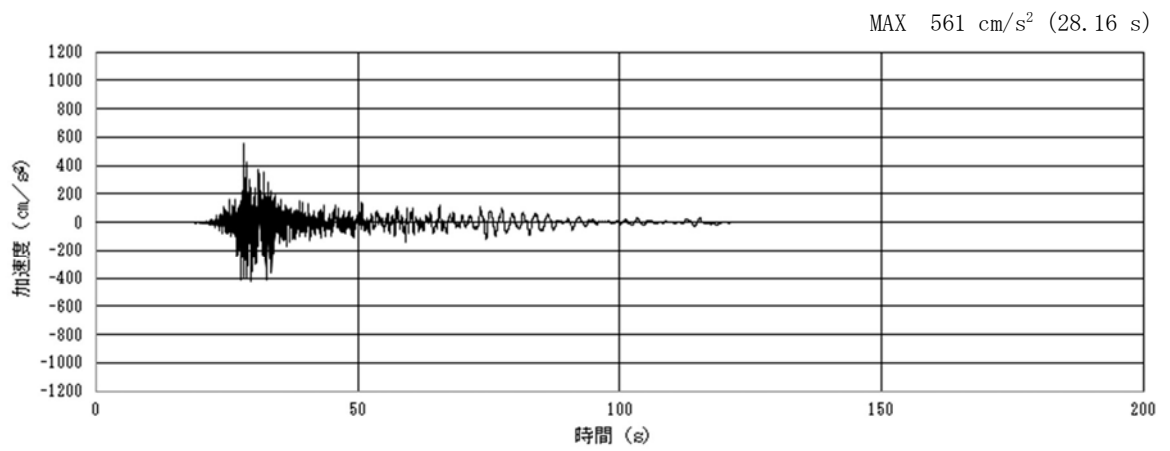
(a) 加速度時刻歴波形



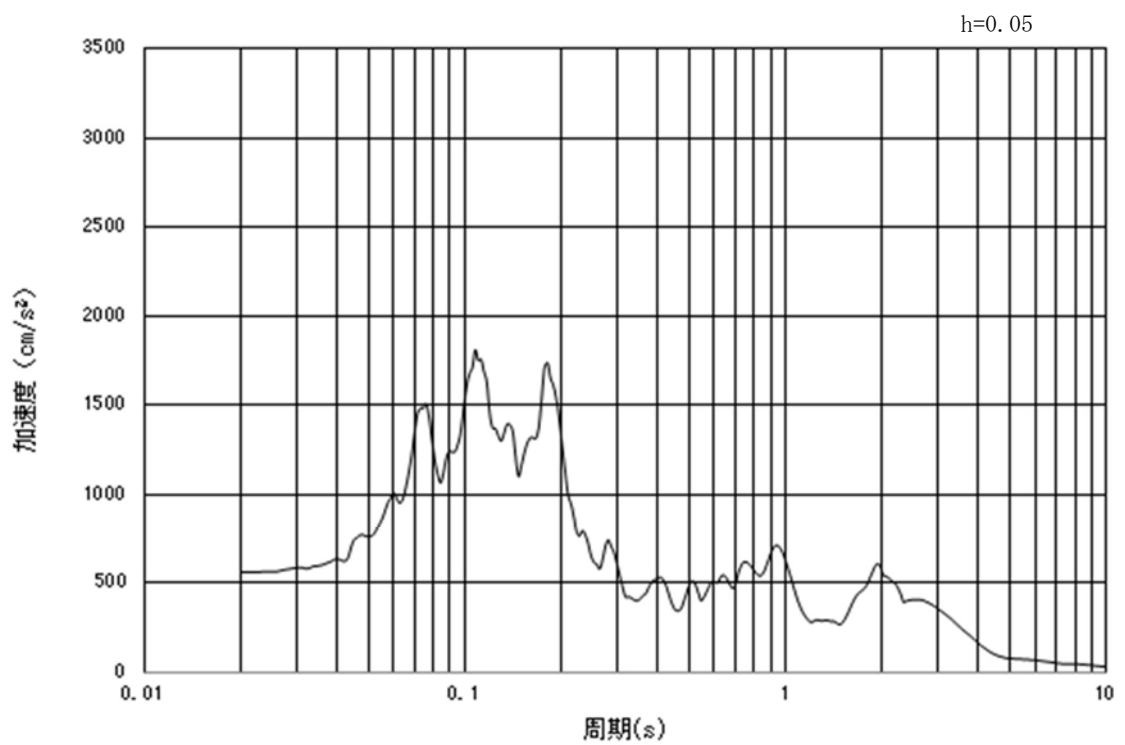
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (6) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s - 1.1$ )





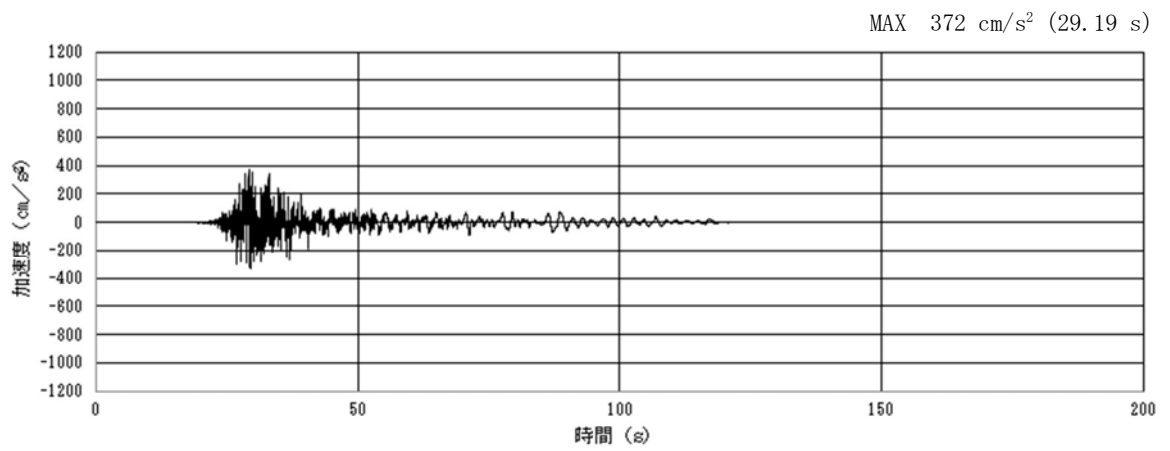
(a) 加速度時刻歴波形



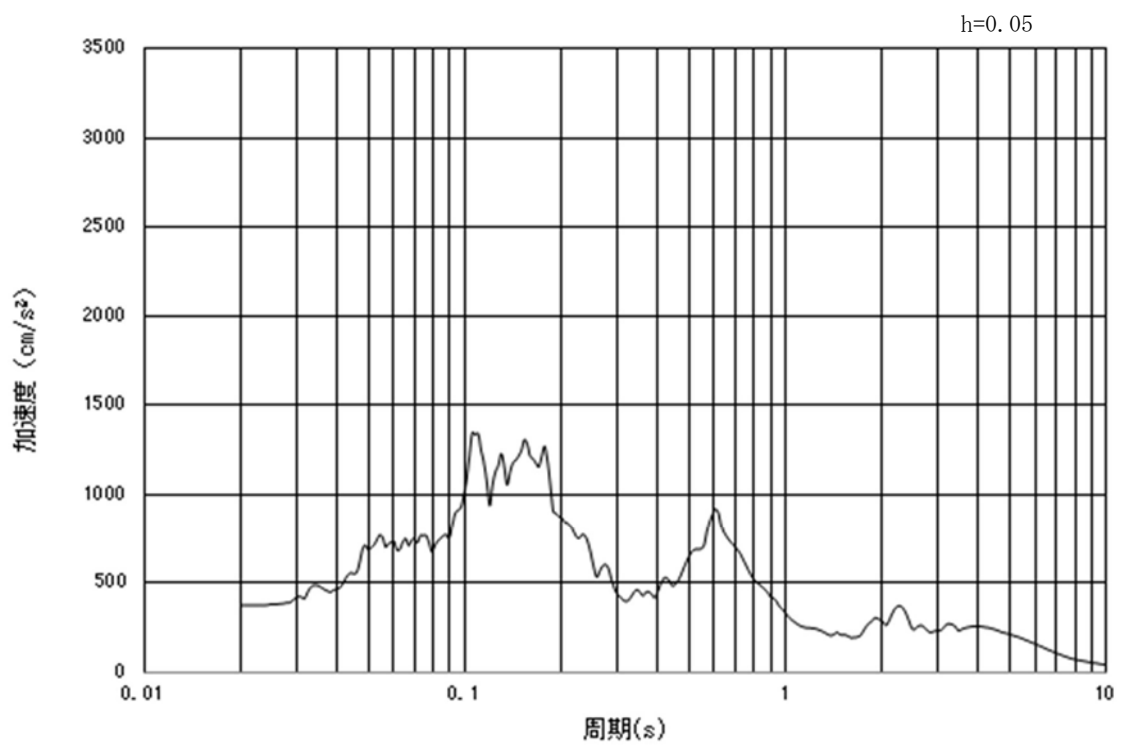
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (7) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-12$ )





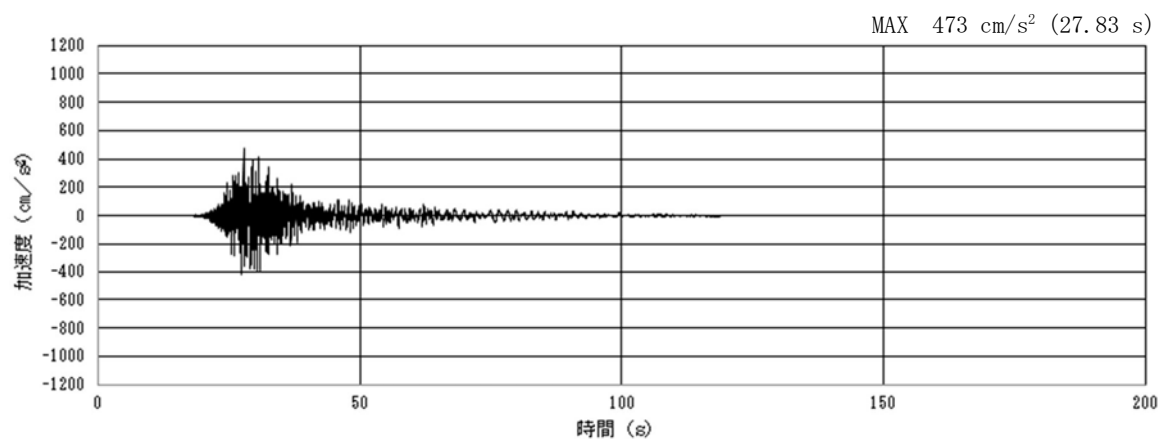
(a) 加速度時刻歴波形



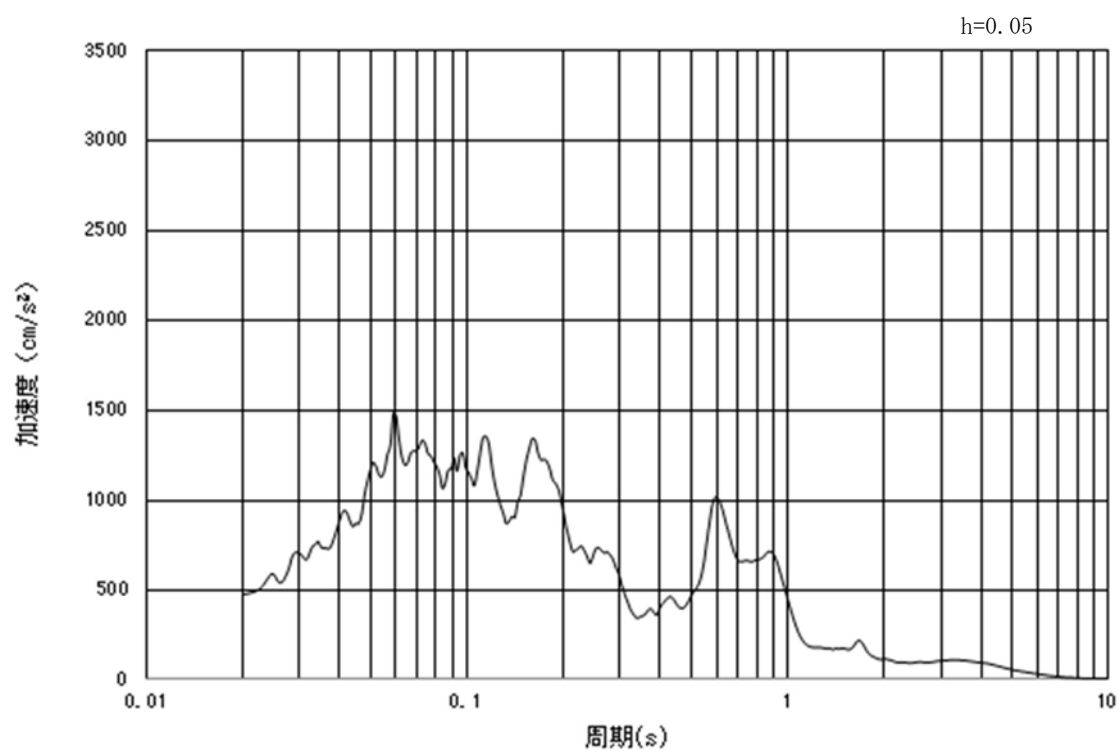
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (8) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-12$ )





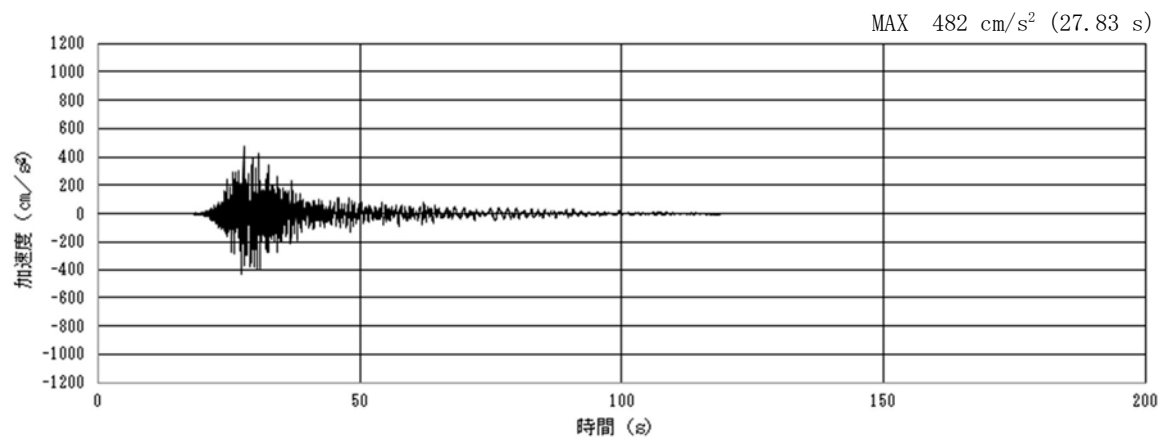
(a) 加速度時刻歴波形



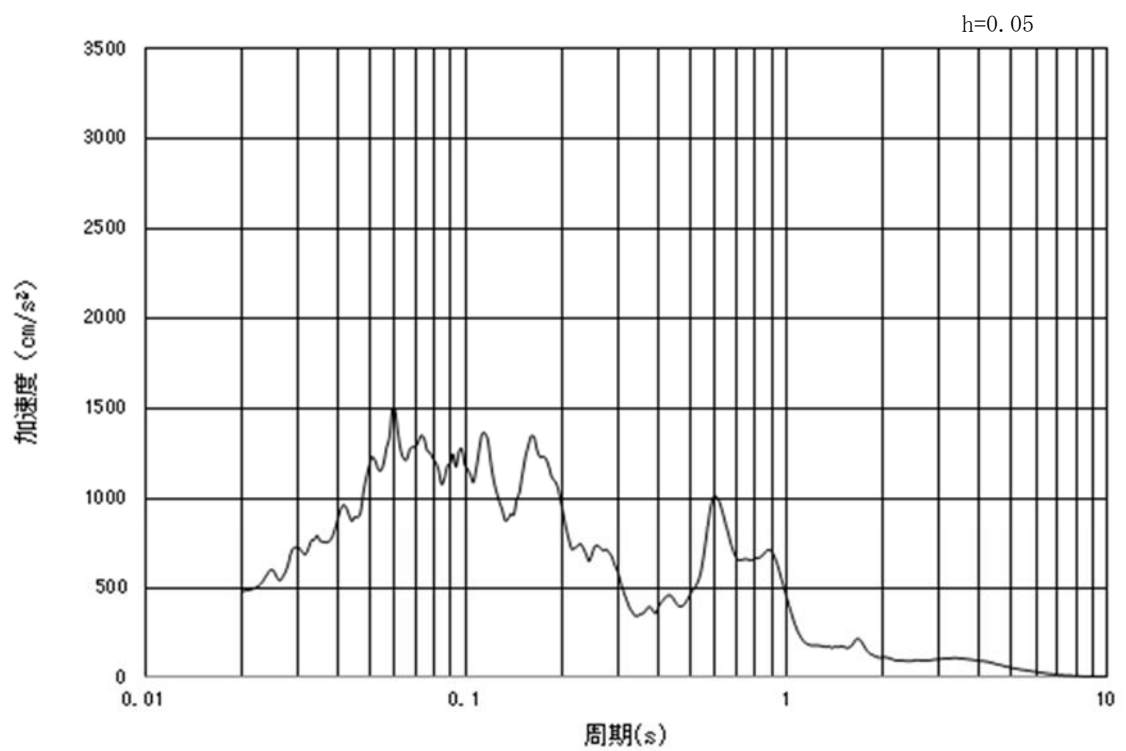
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (9) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s-12$ )





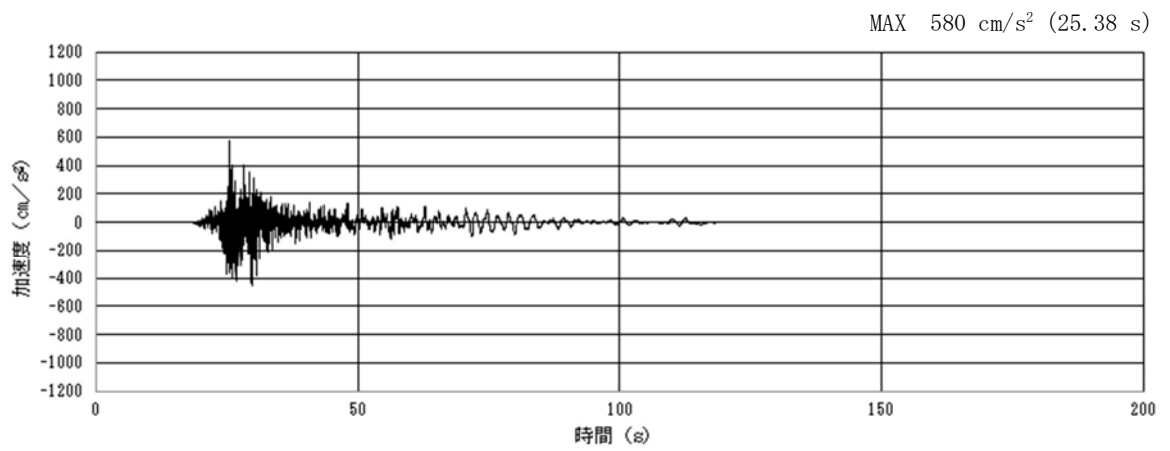
(a) 加速度時刻歴波形



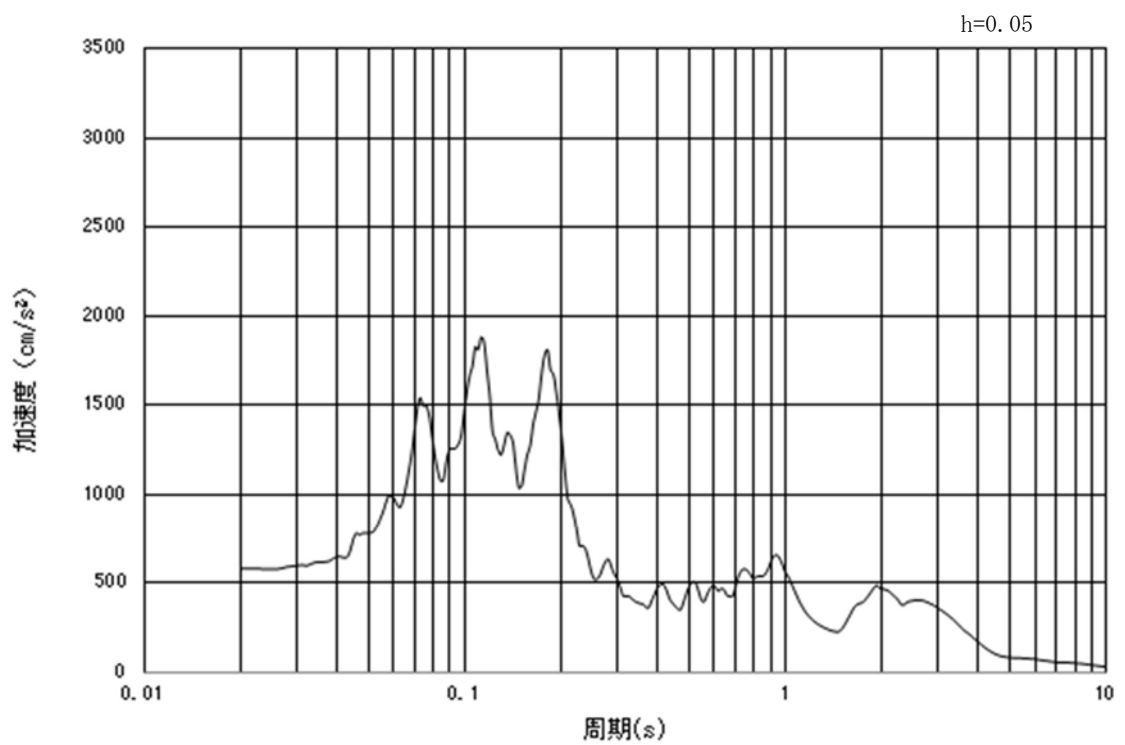
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (10) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 12$ )





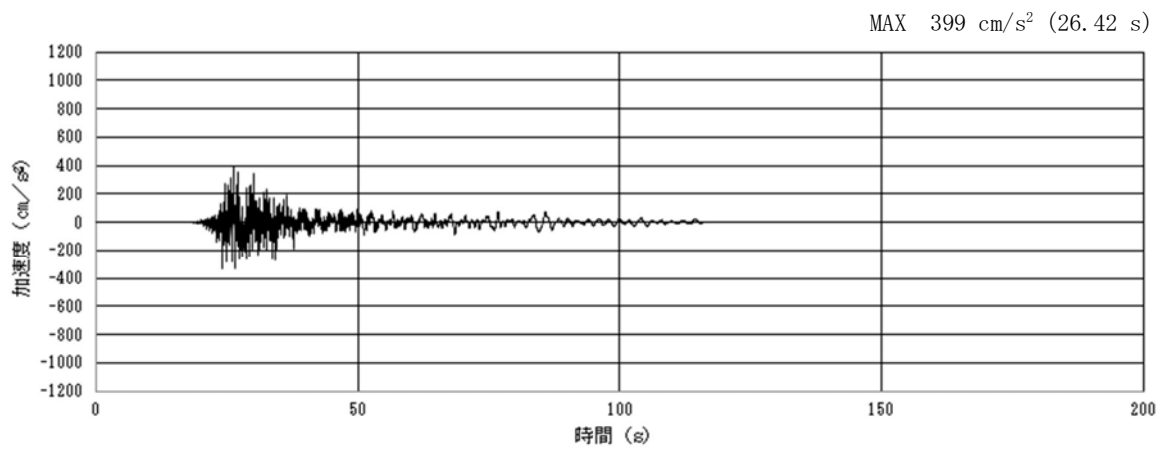
(a) 加速度時刻歴波形



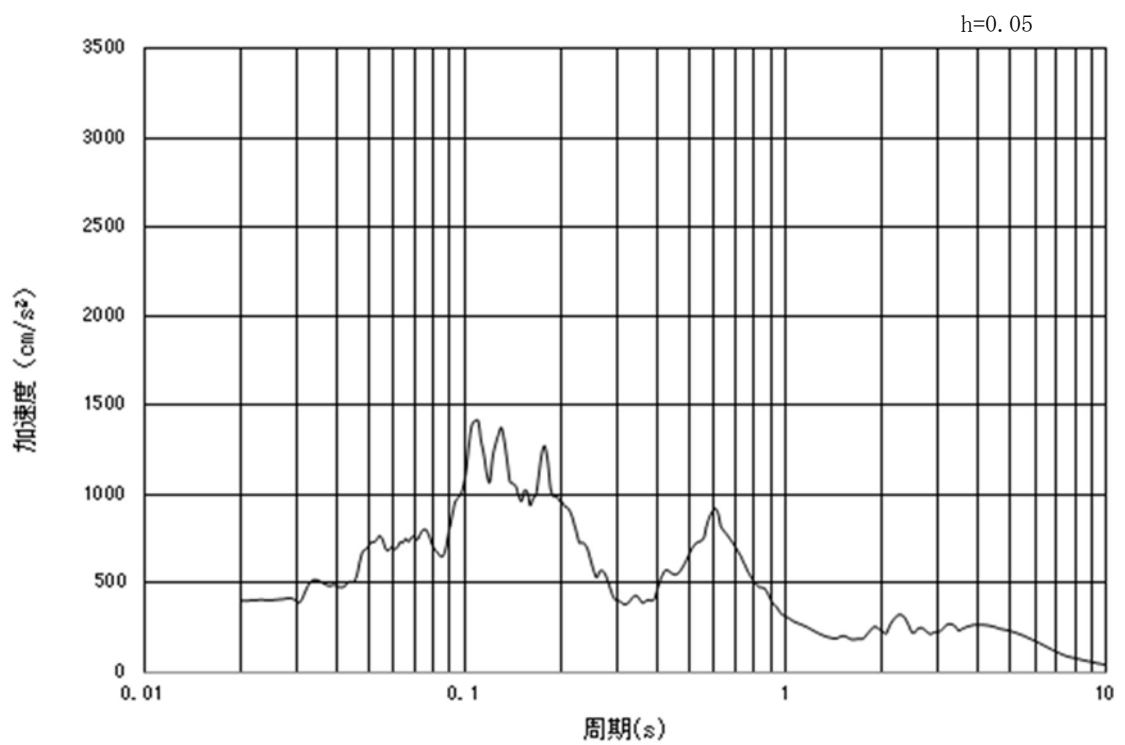
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (11) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-13$ )





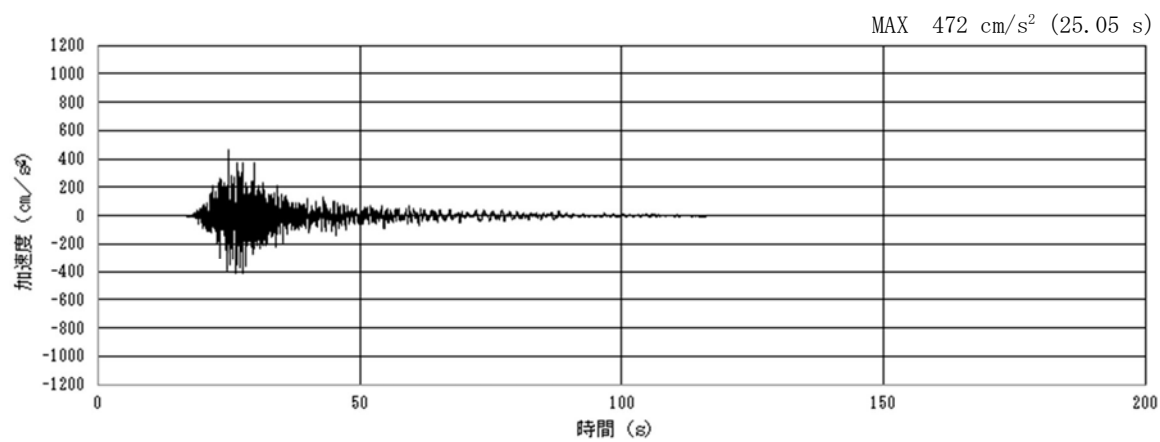
(a) 加速度時刻歴波形



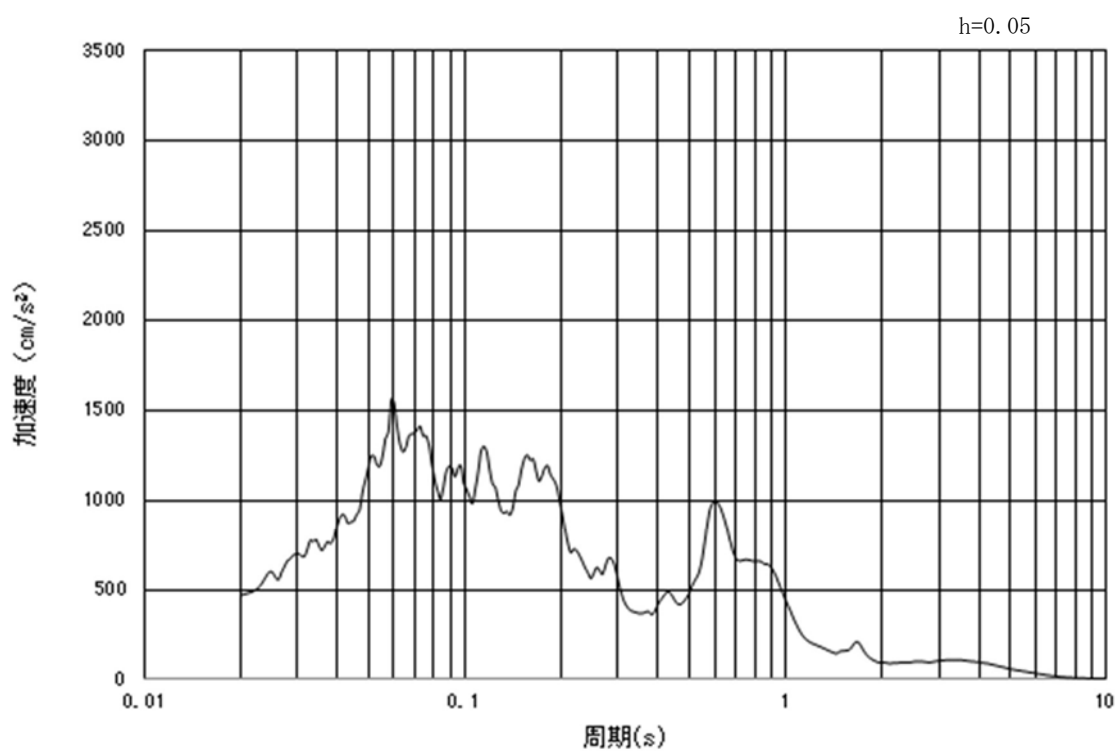
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (12) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-1.3$ )





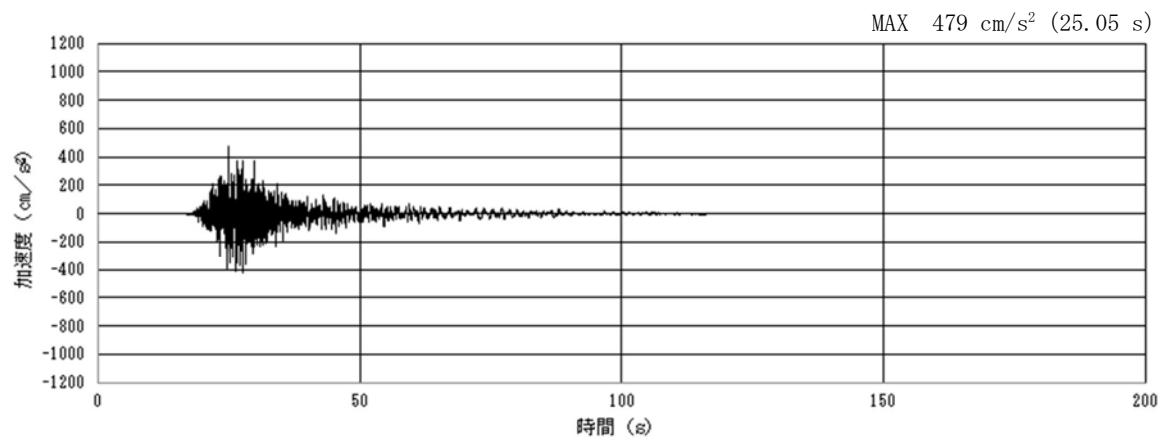
(a) 加速度時刻歴波形



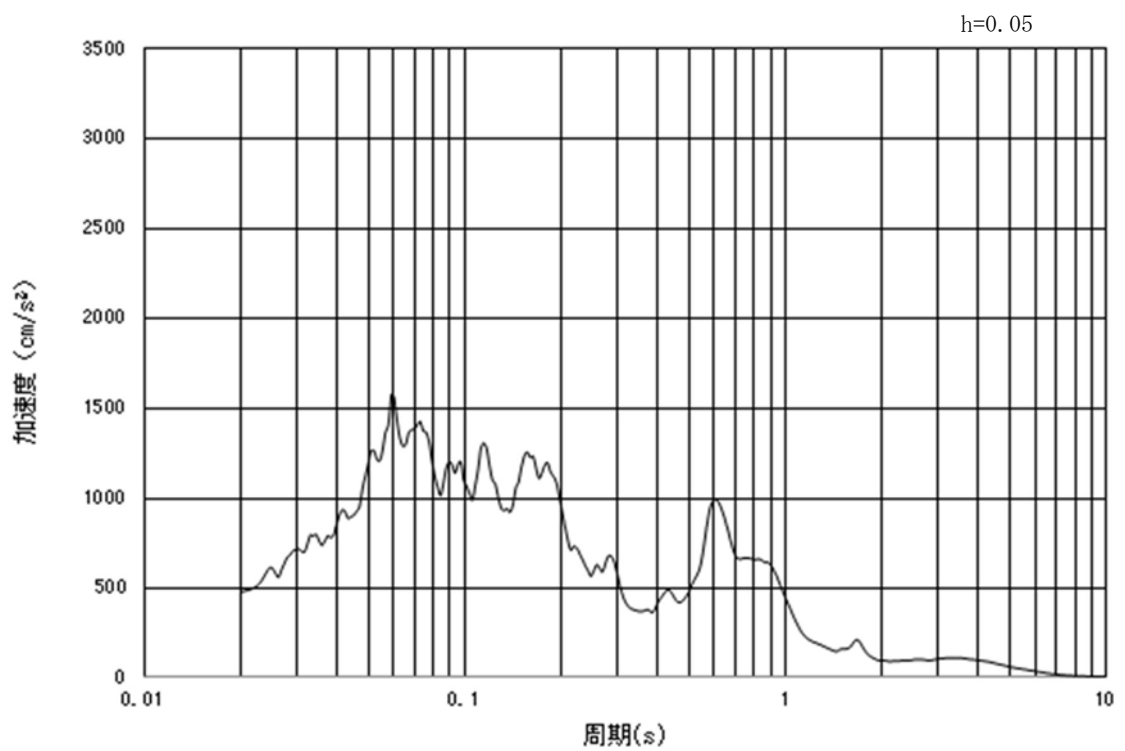
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (13) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.3$ )





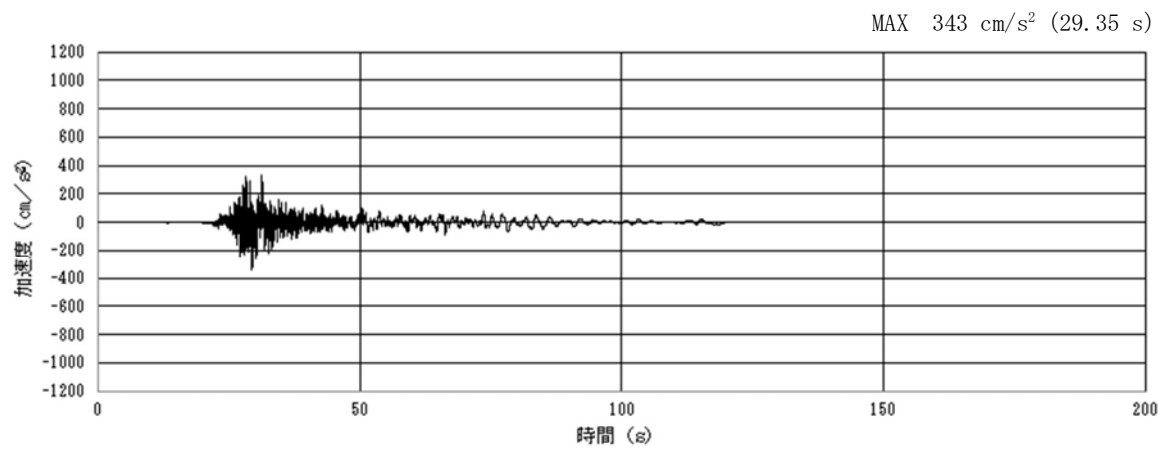
(a) 加速度時刻歴波形



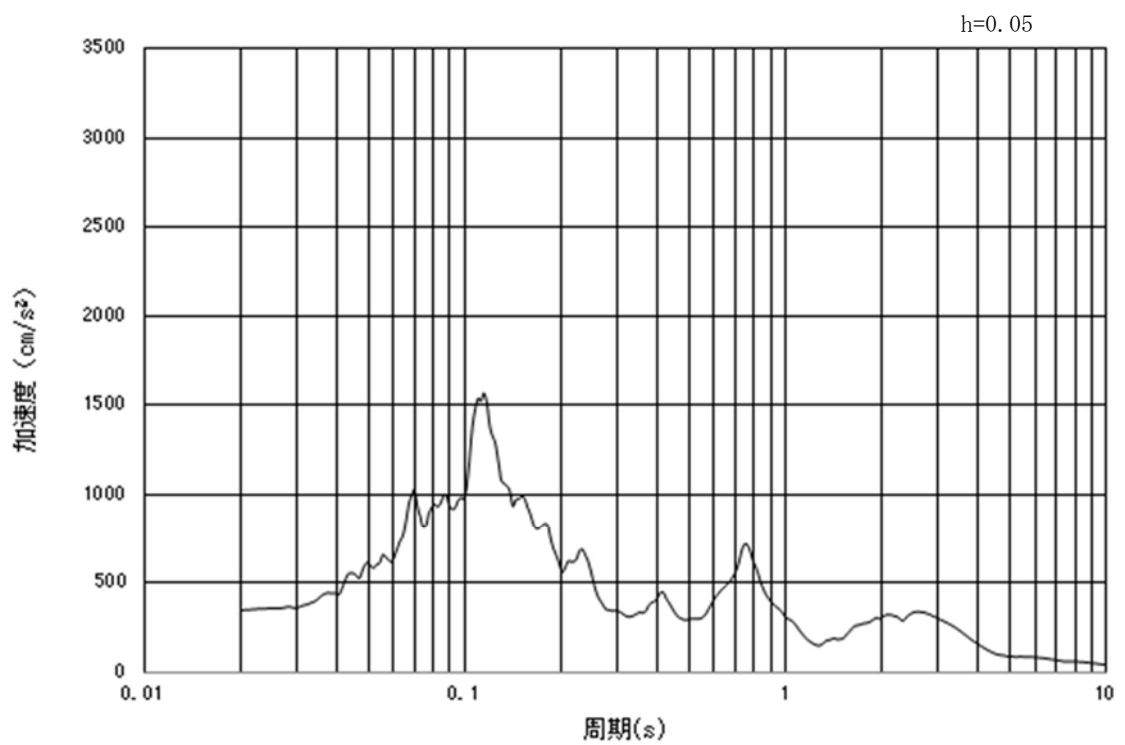
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (14) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s-13$ )





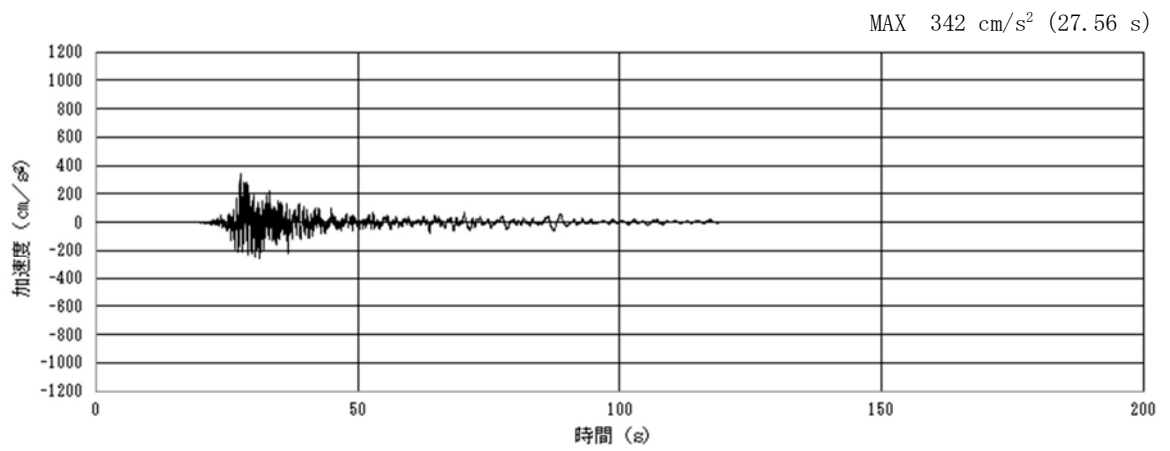
(a) 加速度時刻歴波形



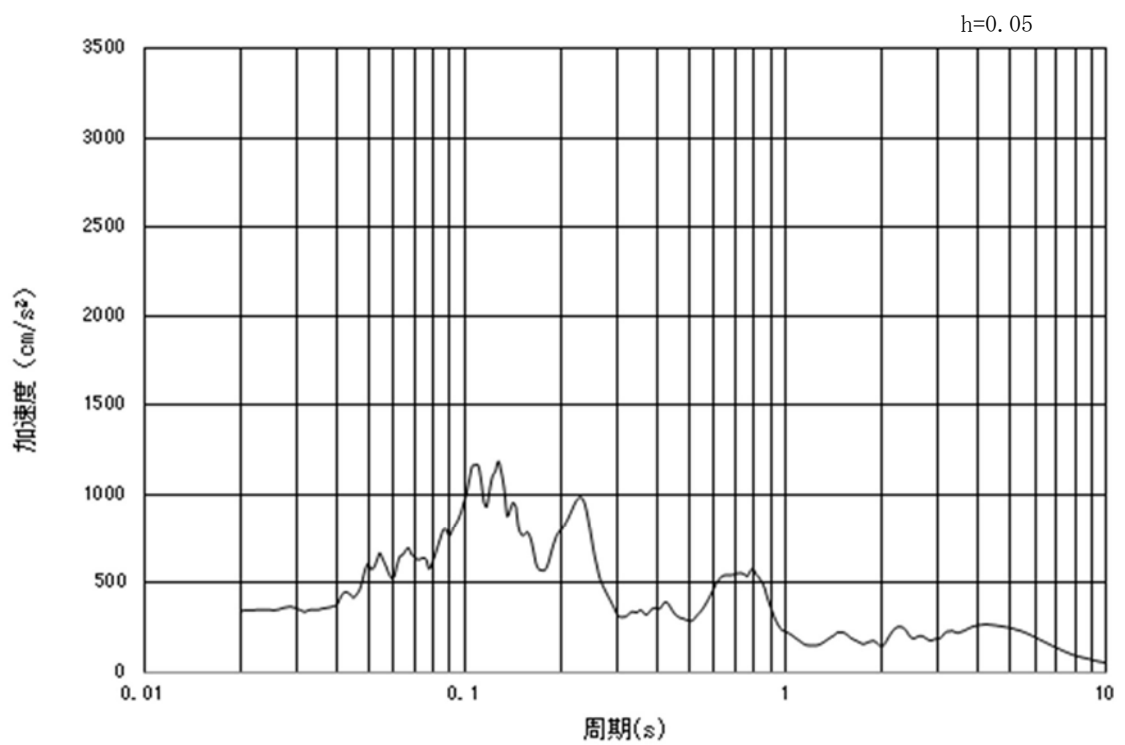
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (15) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-1.4$ )





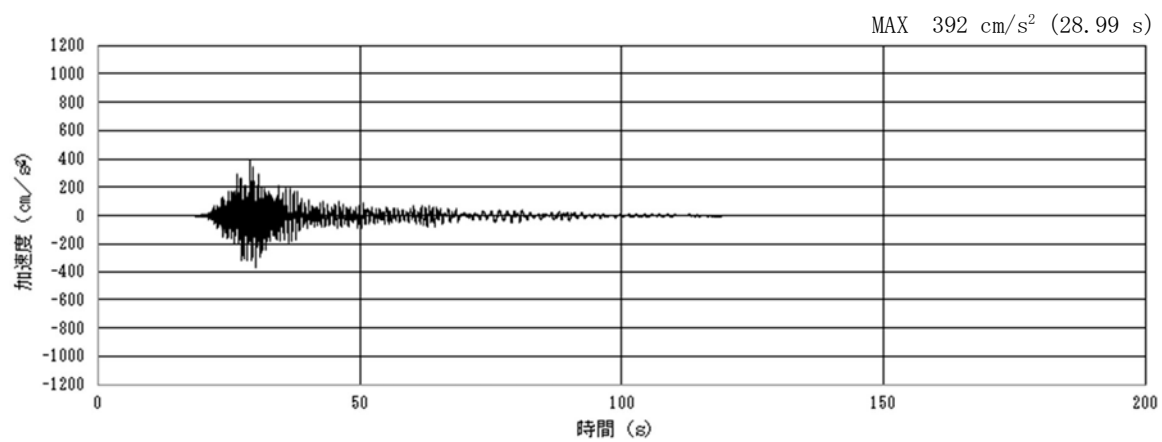
(a) 加速度時刻歴波形



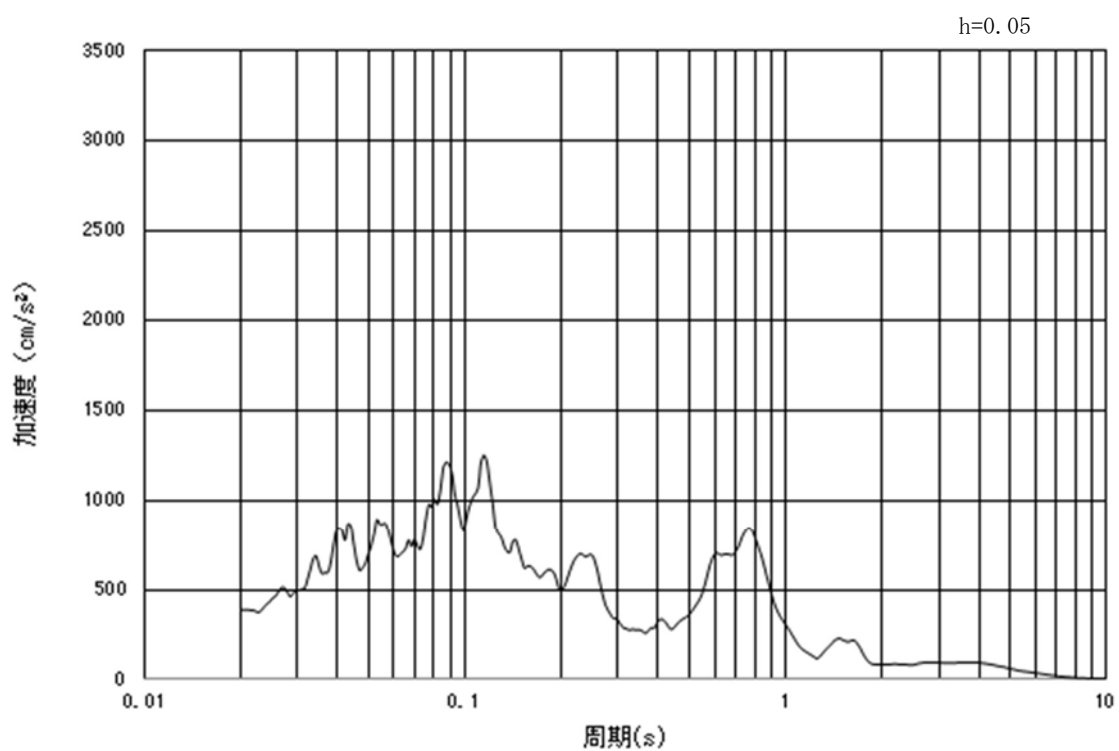
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (16) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-1.4$ )





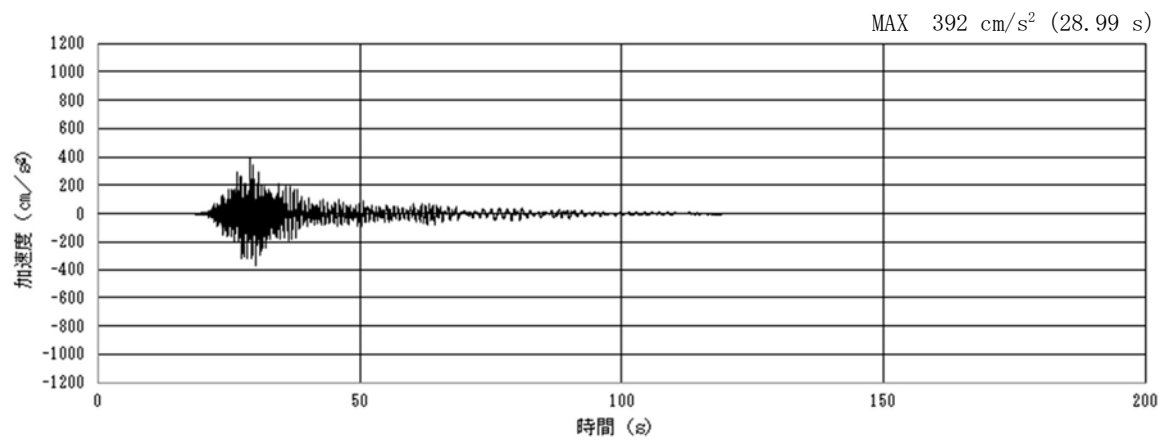
(a) 加速度時刻歴波形



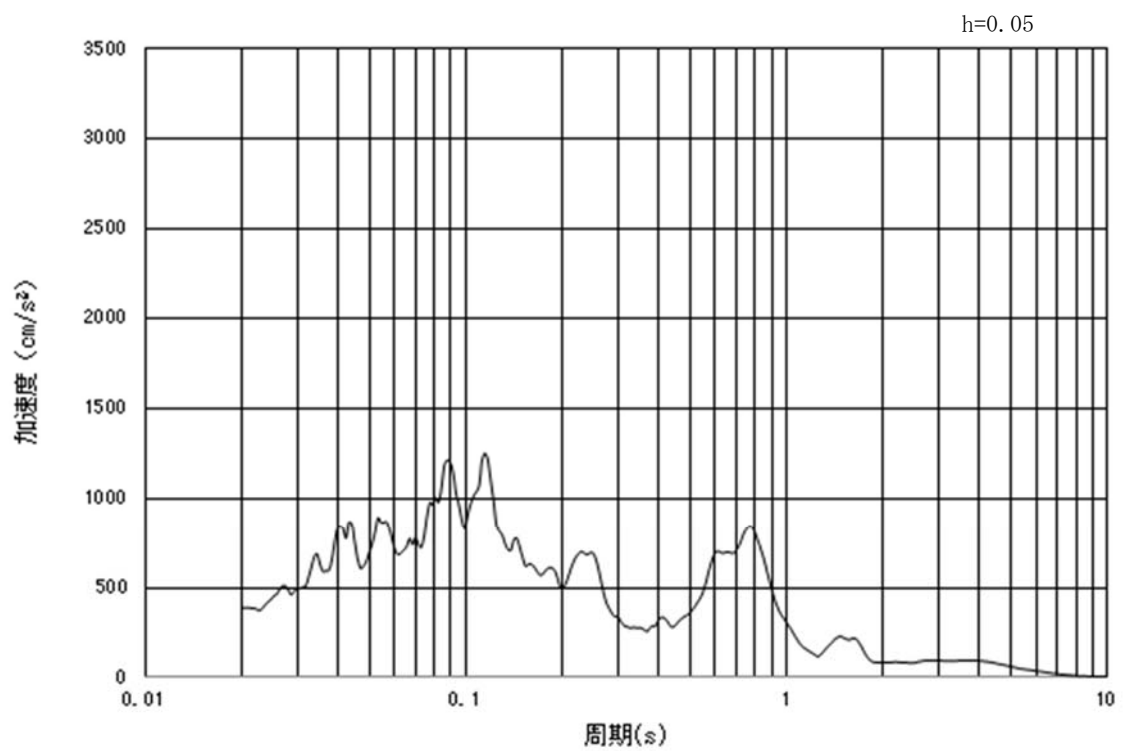
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (17) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s-1.4$ )





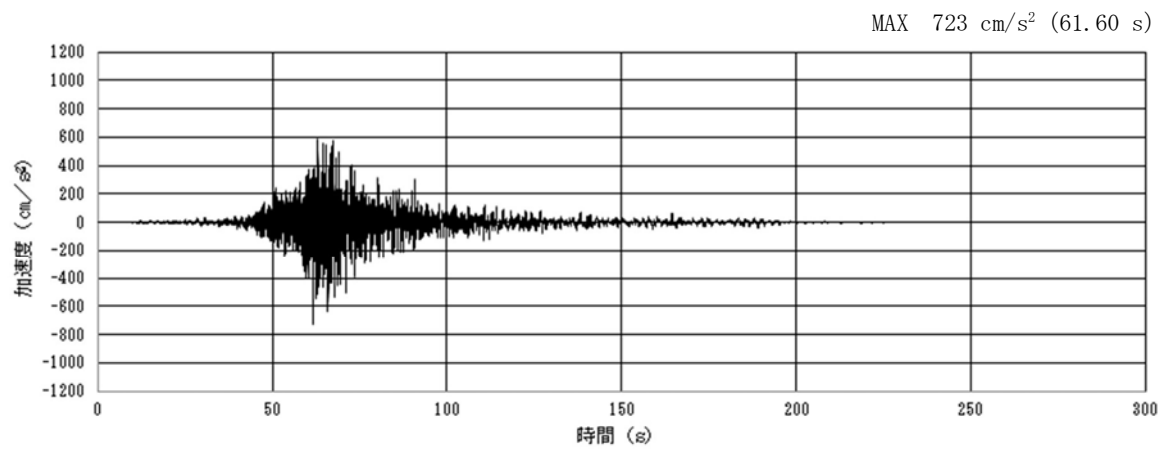
(a) 加速度時刻歴波形



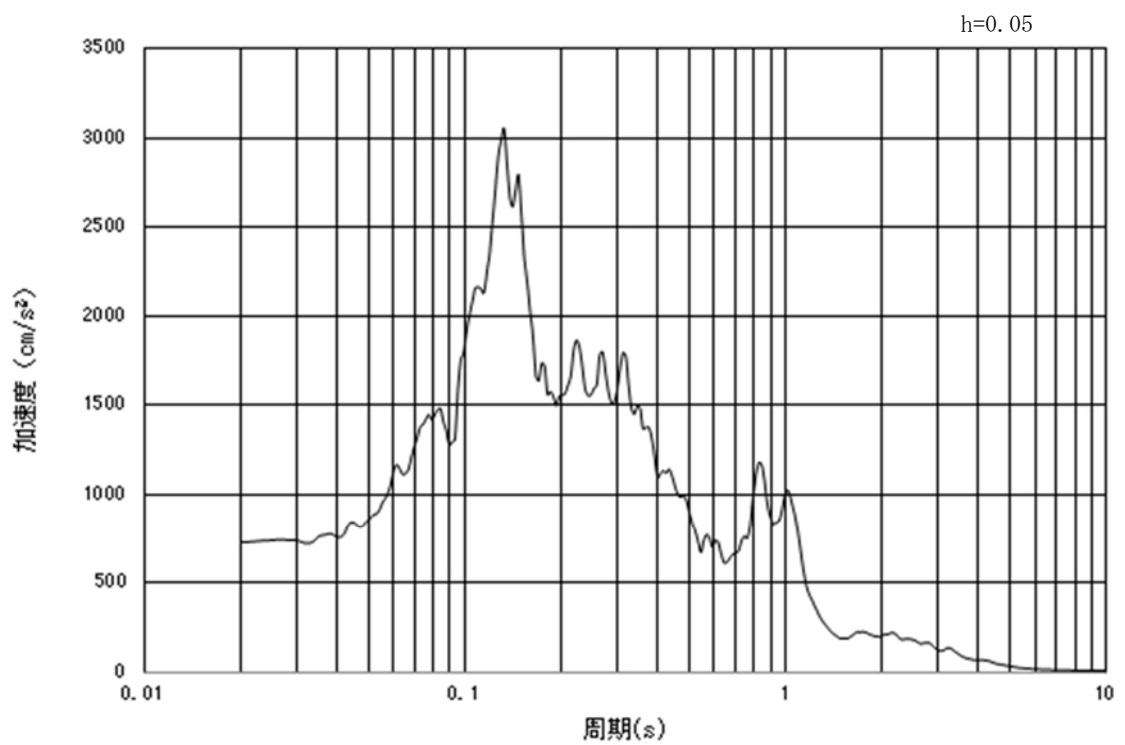
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (18) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.4$ )





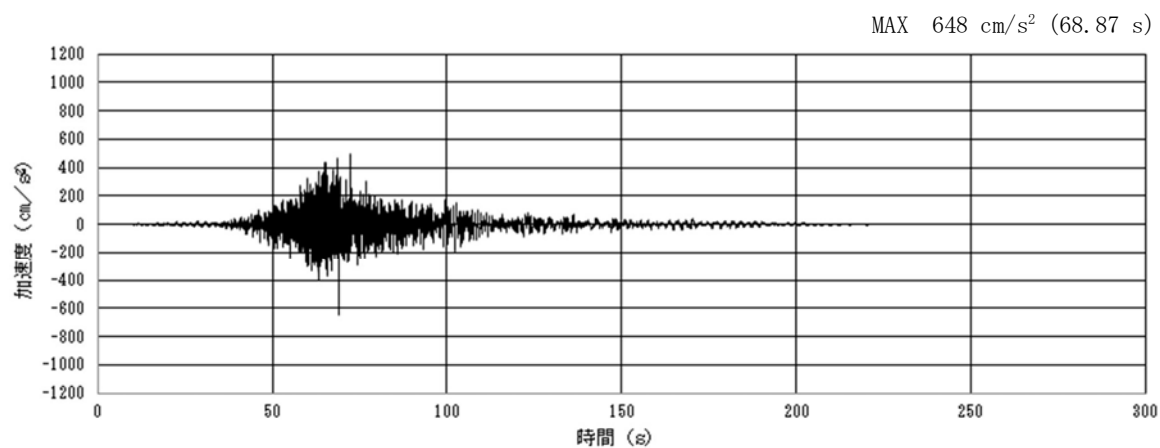
(a) 加速度時刻歴波形



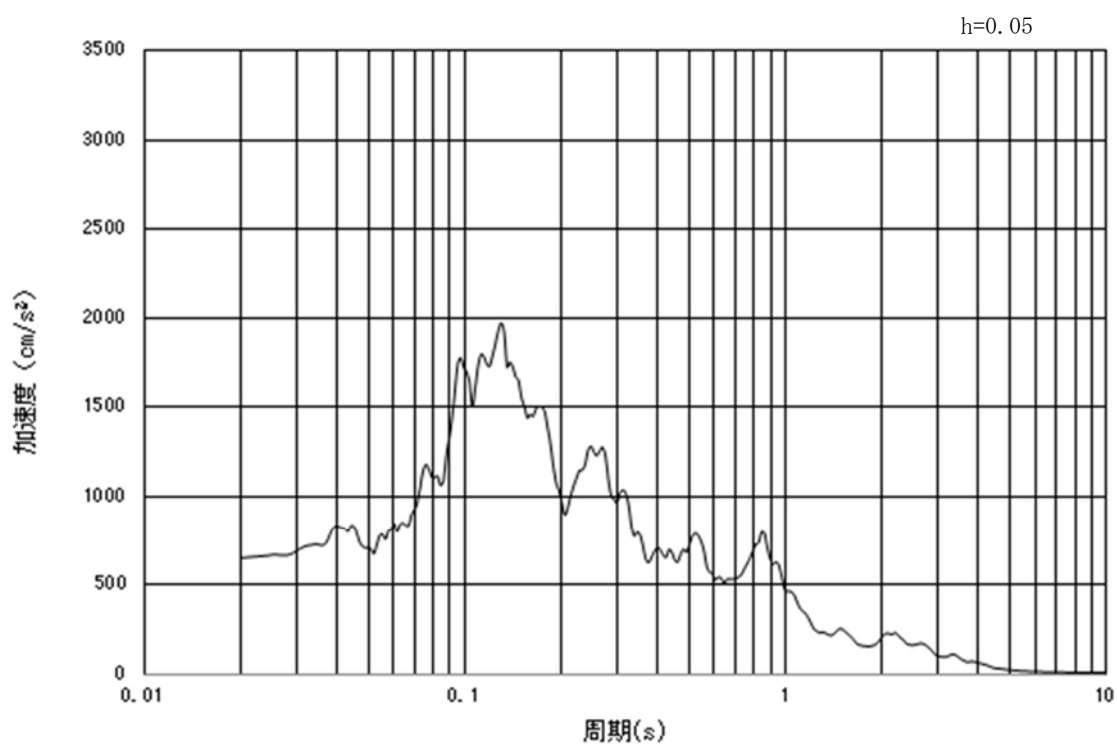
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (19) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 2.1$ )





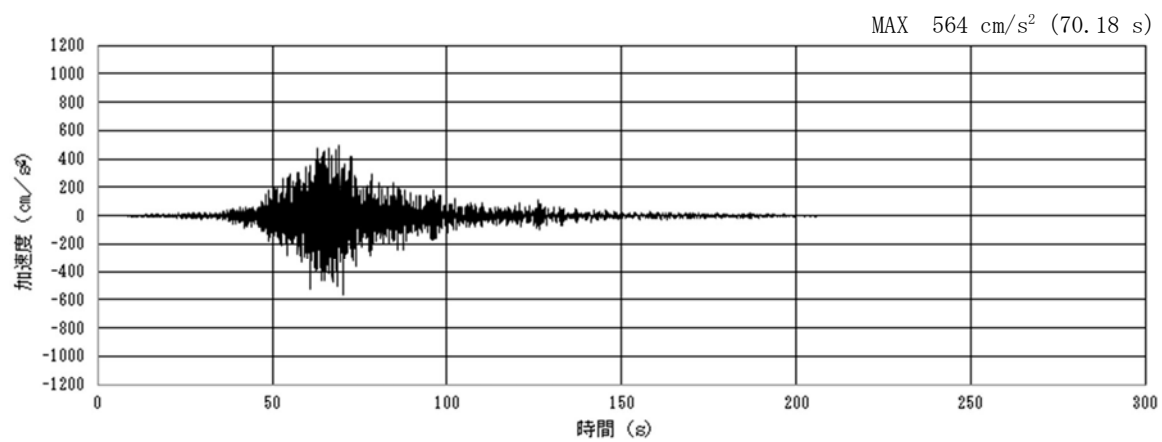
(a) 加速度時刻歴波形



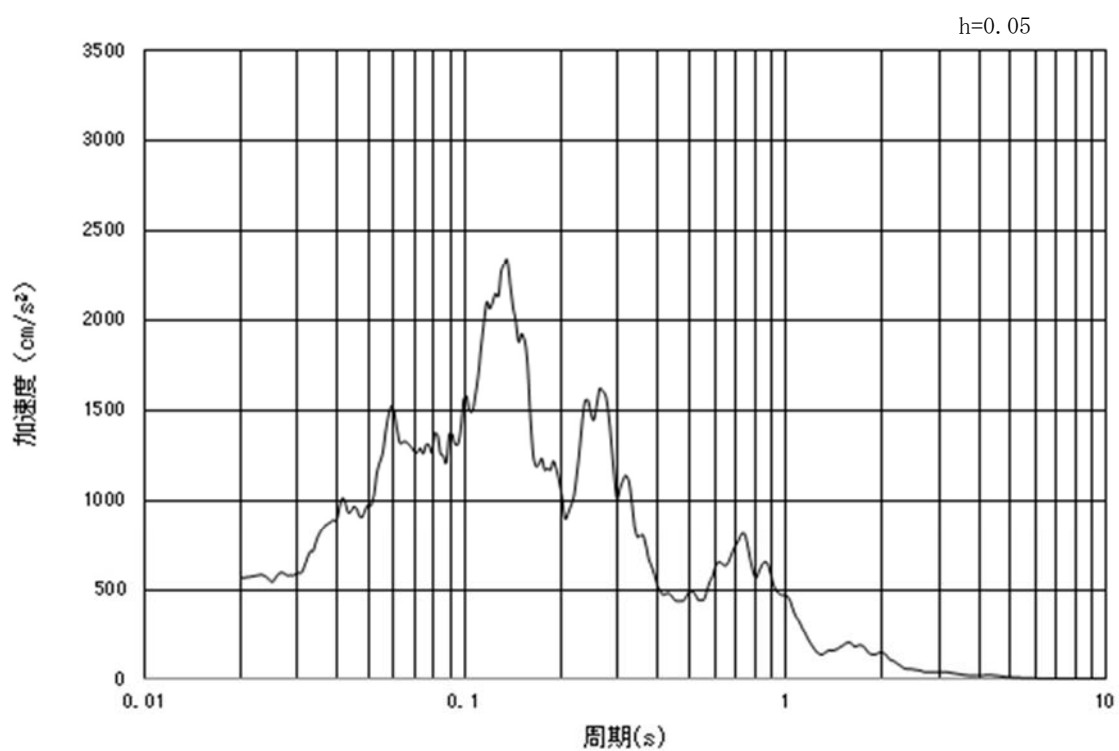
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (20) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 2.1$ )





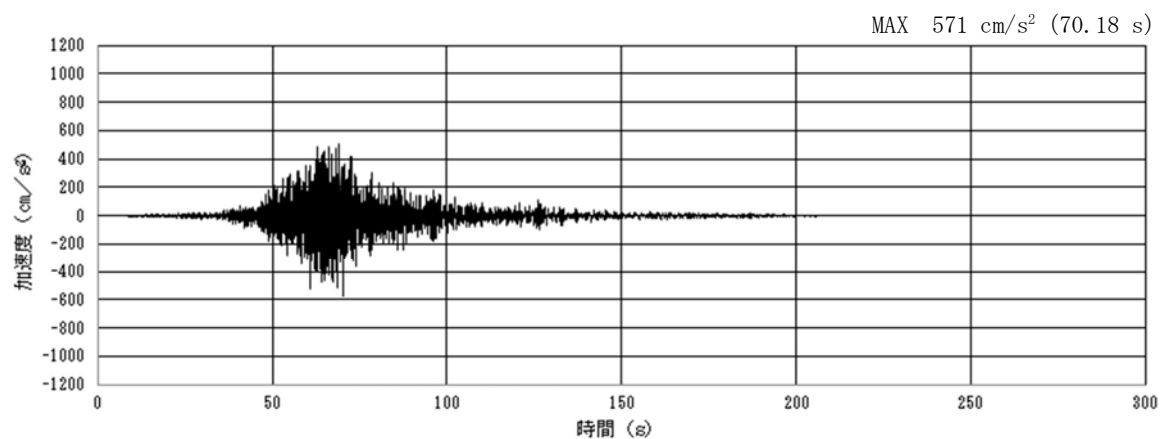
(a) 加速度時刻歴波形



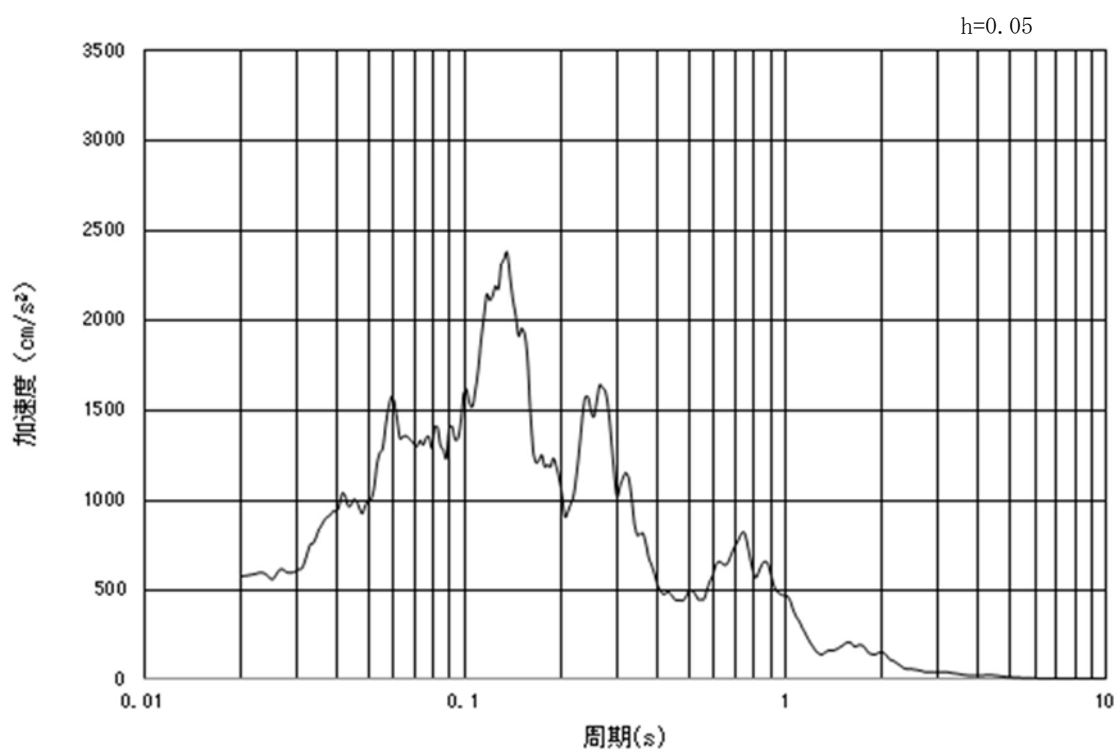
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (21) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 2.1$ )





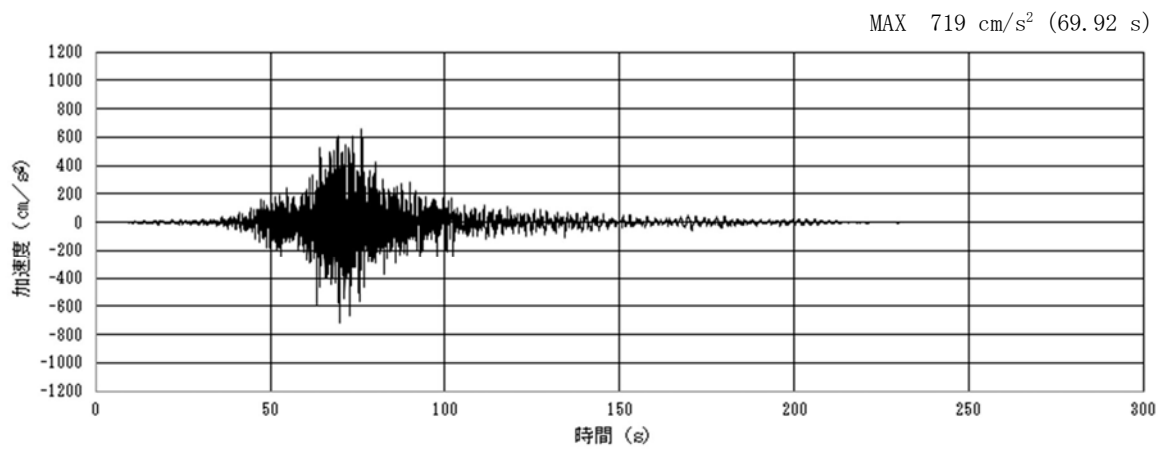
(a) 加速度時刻歴波形



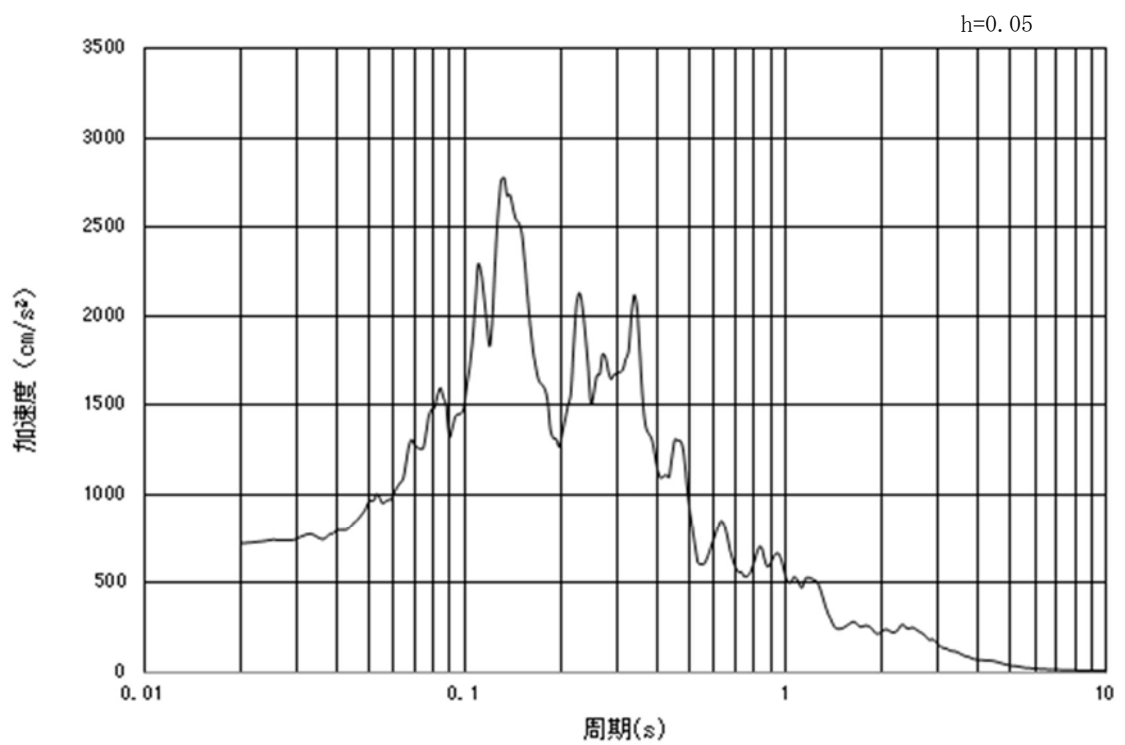
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (22) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 :  $S_s - 2.1$ )





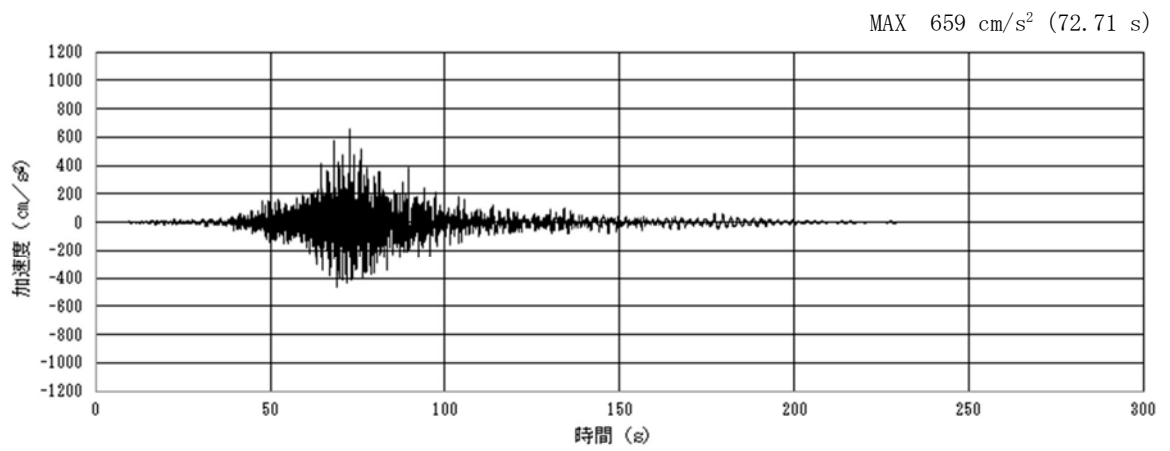
(a) 加速度時刻歴波形



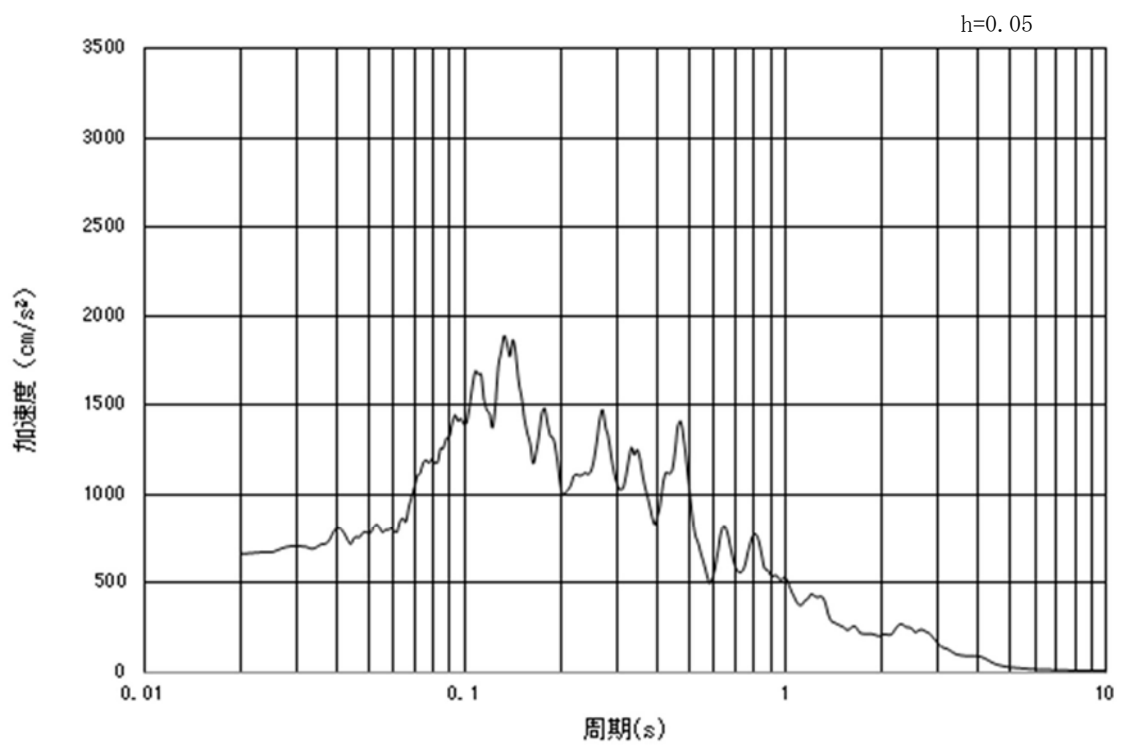
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (23) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-22$ )





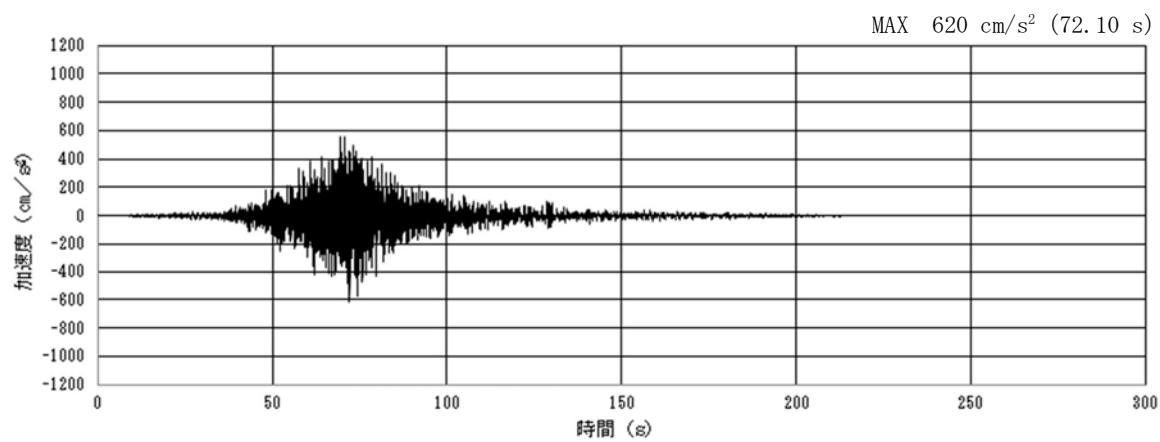
(a) 加速度時刻歴波形



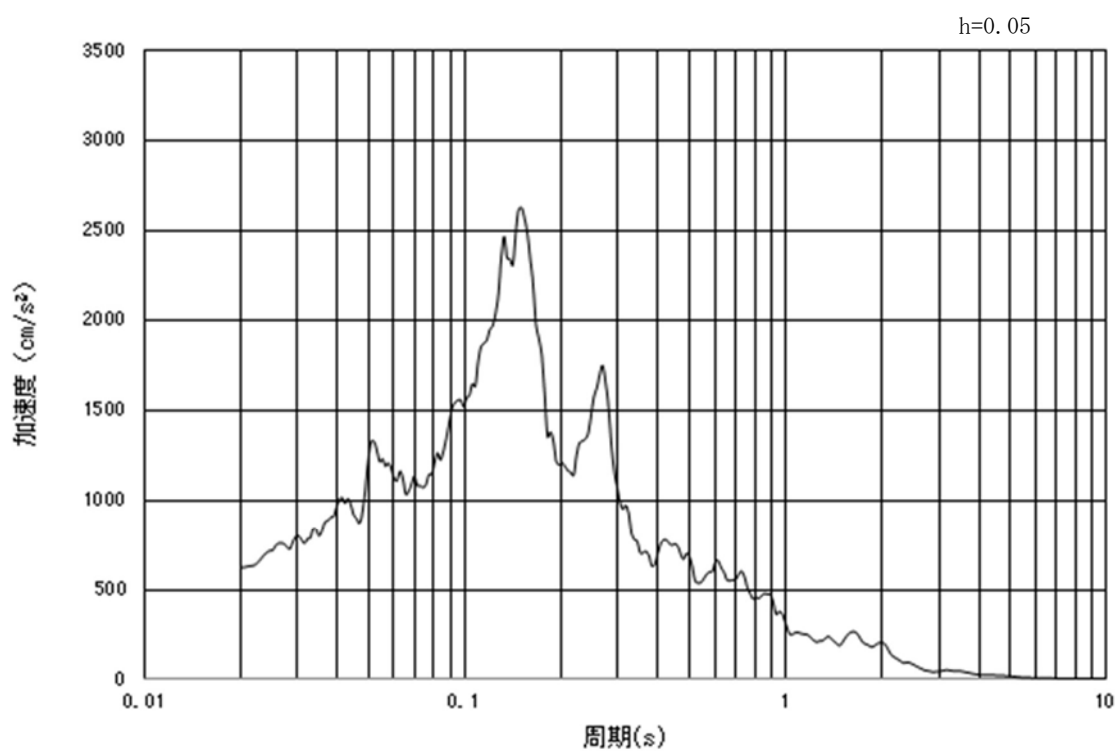
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (24) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-22$ )





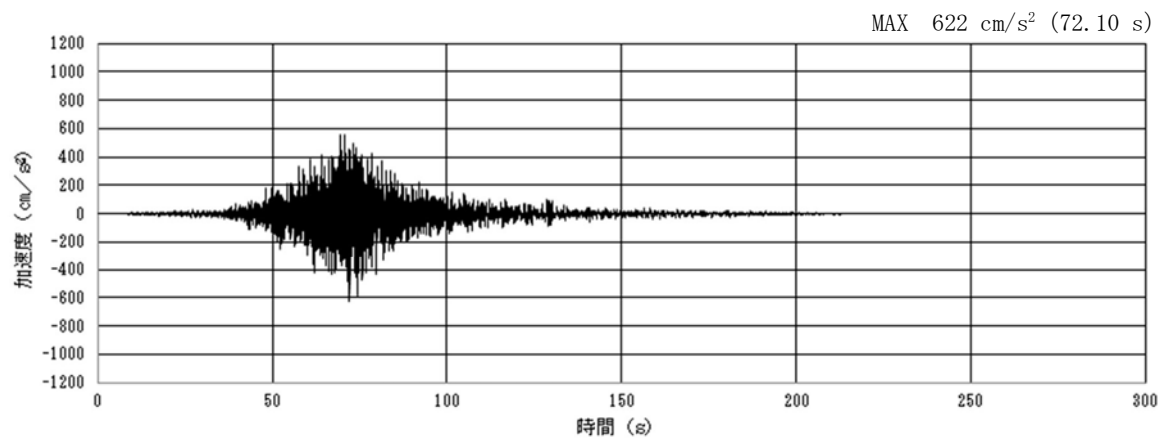
(a) 加速度時刻歴波形



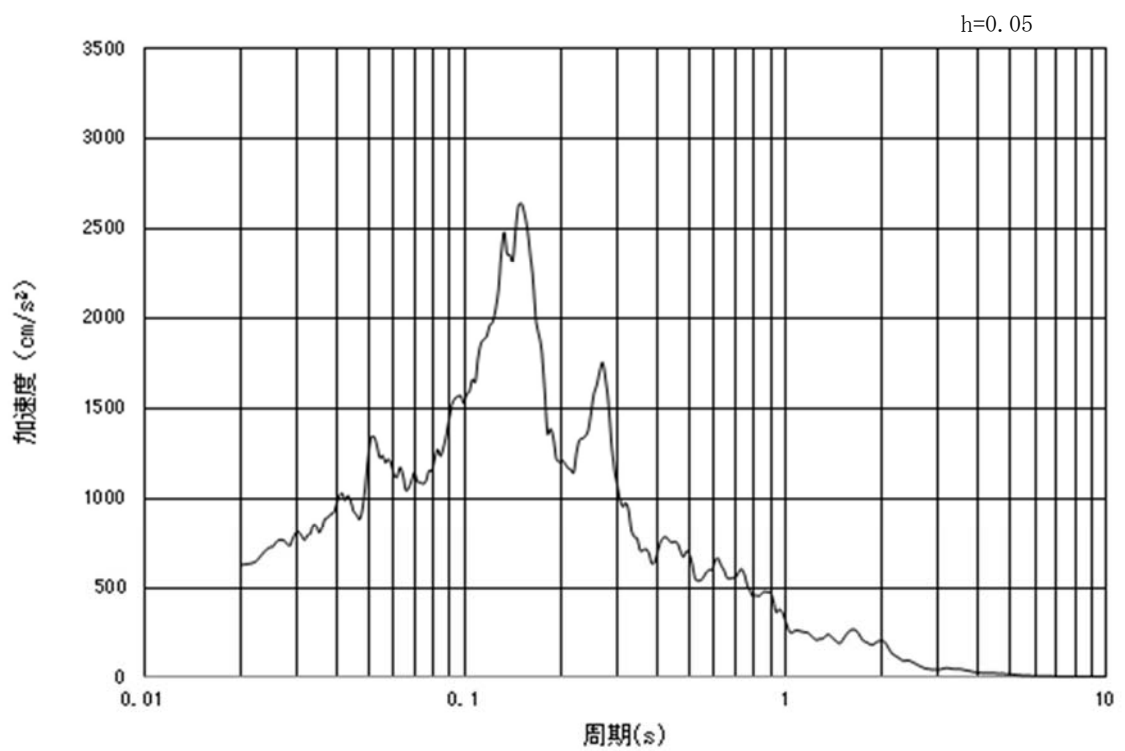
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (25) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-22$ )





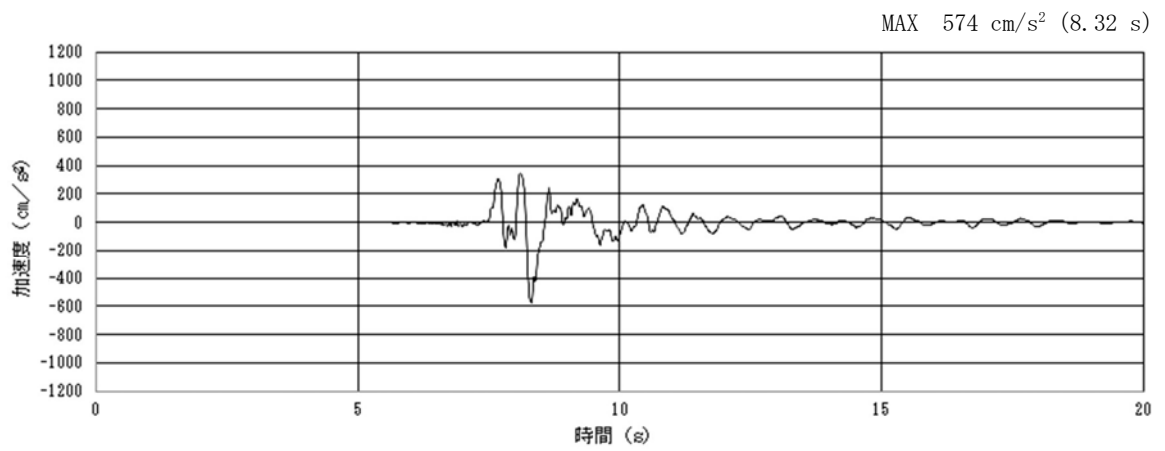
(a) 加速度時刻歴波形



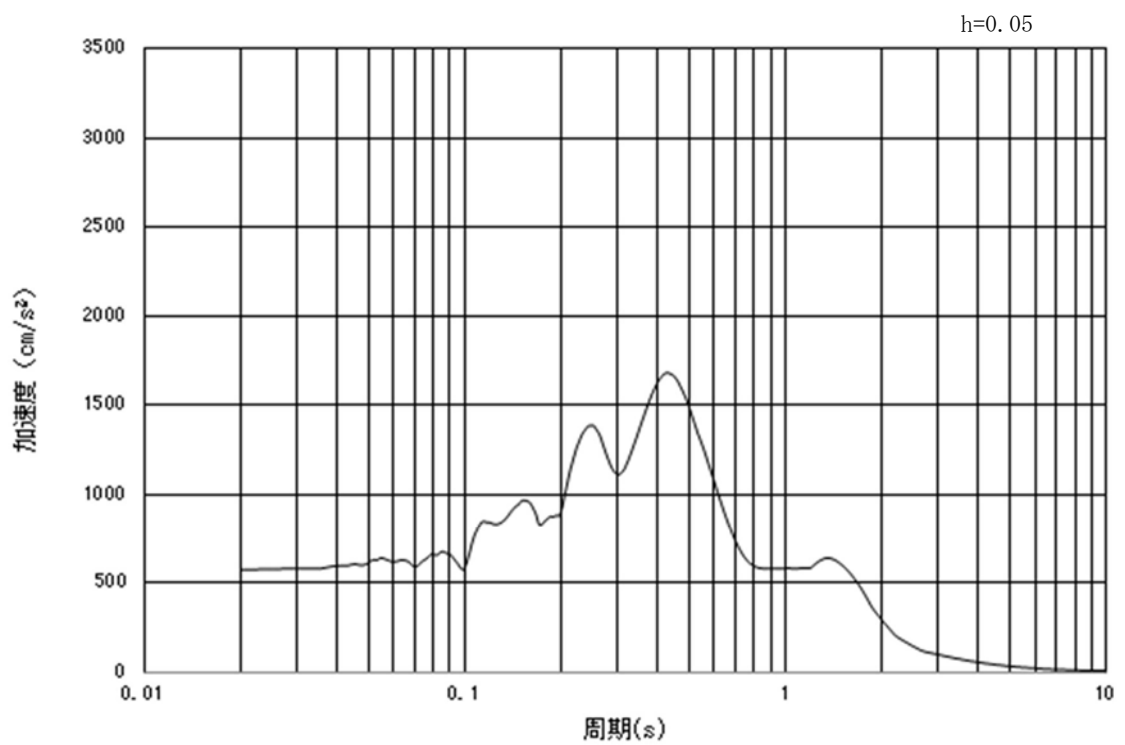
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (26) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 2.2$ )





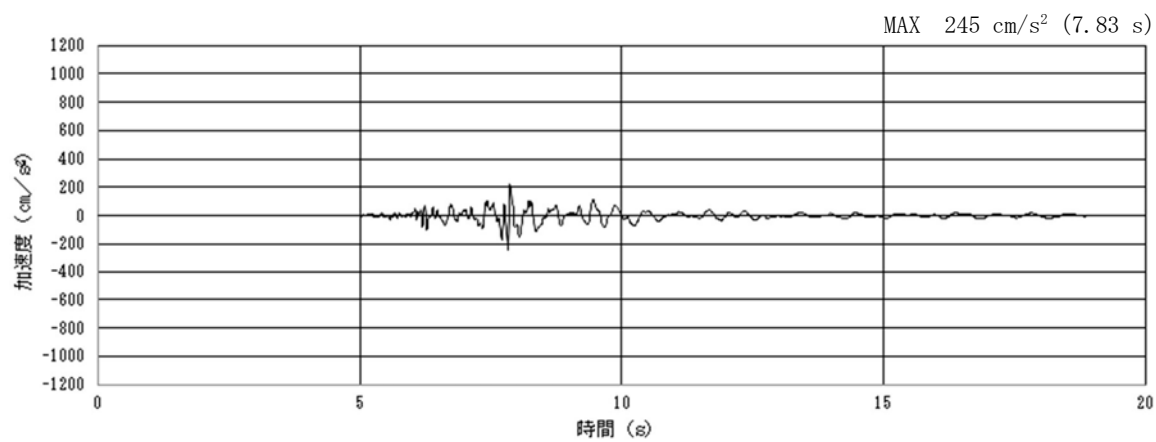
(a) 加速度時刻歴波形



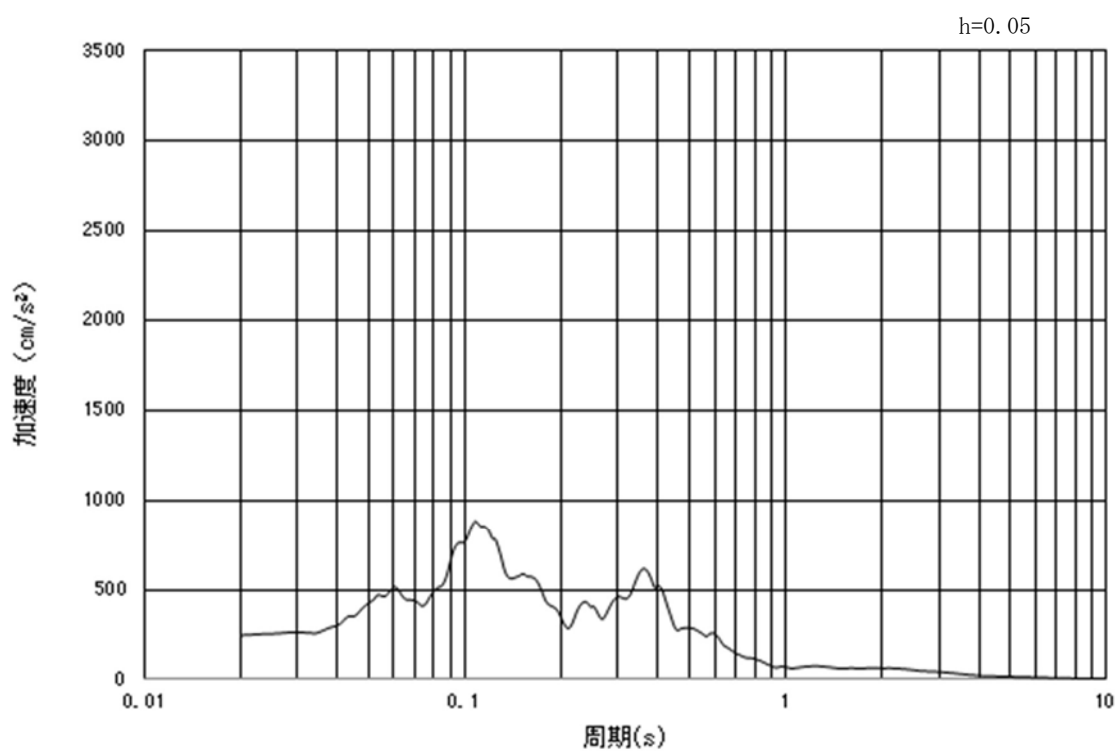
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s-31$ )





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向： $S_s-31$ )



### 2.3.2 許容限界の設定

#### (1) 間接支持機能を要求する部材の許容限界

##### a. 曲げに対する許容限界

##### (a) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の曲げに対する照査は，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を下回ることを確認する。

土木学会マニュアルでは，曲げ系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされている。

圧縮縁コンクリートひずみが 1%の状態は，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

屋外重要土木構造物の限界状態と圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%との対応を図 2.3-3 に示す。

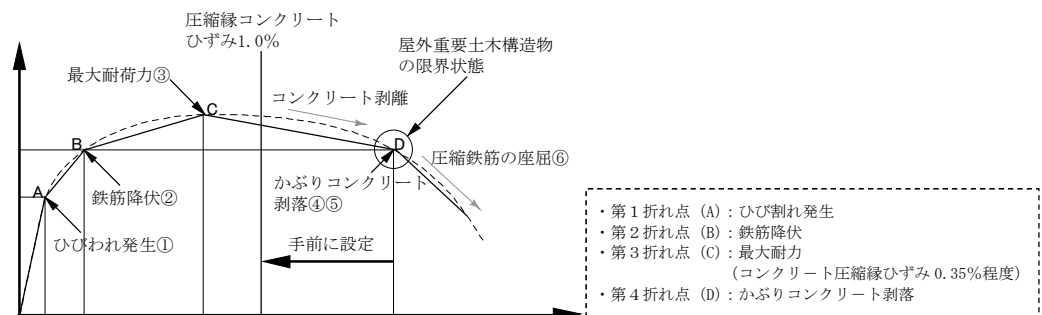


図 2.3-3 鉄筋コンクリートはり部材の限界状態に対する概念図  
(土木学会マニュアル)

鉄筋コンクリート部材の曲げ照査に用いる照査用曲率は，地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_L} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  = 構造物係数 (=1.0)

$\phi_L$  = 鉄筋コンクリート部材の限界曲率（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% に対応）

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

$\gamma_a$  = 構造解析係数 (=1.2)

$\phi$  = 応答計算による最大曲率



(b) 鋼管杭

鋼管杭の曲げに対する照査は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 及び鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（土木学会，2008 年制定）に基づき，鋼管杭の終局曲率を許容限界とし，照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認する。

鋼管杭の曲げ照査に用いる照査用曲率は，地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_u} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  = 構造物係数 (=1.0)

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

$\gamma_a$  = 構造解析係数 (=1.05)

$\phi$  = 応答計算による最大曲率

杭基礎の終局曲率  $\phi_u$  は下記式より算出する。

$$\phi_u(N) = \varepsilon_{\max} / [r \cdot \{1 + \sin(\pi N / 2N_y)\}] / \gamma_b \quad (N < 0 : \text{引張}, N > 0 : \text{圧縮})$$

ここに，

$\varepsilon_{\max}$  : 局部座屈発生時ひずみ

$$\varepsilon_{\max} = 0.22t/r$$

ここに，  $t$  : 腐食しろを除いた鋼材の厚さ

$r$  : 杭の半径

$N$  : 発生軸力

$N_y$  : 鋼材降伏時の軸力

$$N_y = 2\pi r t \sigma_y$$

ここに，  $\sigma_y$  : 鋼材の降伏点応力

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.1)



b. せん断に対する許容限界

(a) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の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，イ. 棒部材式及びロ. 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。

取水構造物の鉄筋コンクリート部材においては，せん断力に対する耐震性向上を目的として後施工せん断補強筋による耐震補強を計画している。後施工せん断補強筋による耐震補強の概略を図 2.3-4 に示す。後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力については，「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」」（以下「建設技術審査証明報告書」という。）に基づき設定し，適用部材の軸方向鉄筋間隔と後施工せん断補強筋の必要定着長から評価される有効係数  $\beta_{aw}$  を考慮する。取水構造物において有効係数  $\beta_{aw}$  を算定した結果，全ての補強対象部材において有効係数  $\beta_{aw}$  は 0.9 となった。

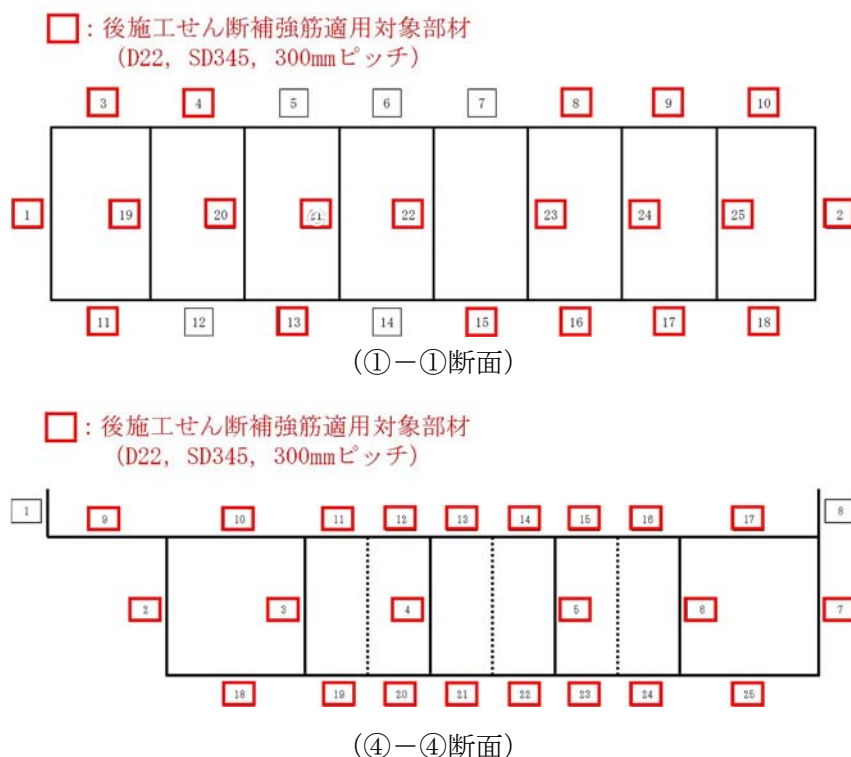


図 2.3-4 後施工せん断補強筋による耐震補強の概略



イ. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{phb}$$

ここで,  $V_{cd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sd}$  : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$V_{phb}$  : 後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし,  $f_{vcd} > 0.72$  (N/mm<sup>2</sup>) となる場合は  $f_{vcd} = 0.72$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100\rho_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2 M_0/M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$



$f_{cd}'$  :コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm<sup>2</sup>) で設計基準強度  $f_{ck}'$  を材料係数  $\gamma_{mc}$  (=1.3) で除したもの

$p_v=A_s(b_w/d)$  :引張鉄筋比

$A_s$  :引張側鋼材の断面積

$b_w$  :部材の有効幅

$d$  :部材の有効高さ

$N_d'$  :設計軸圧縮力

$M_d$  :設計曲げモーメント

$M_0=N_d' \cdot D/6$  : $M_d$  に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$D$  :断面高さ

$a/d$  :せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  :部材係数 (=1.3)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

$A_w$  :区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  :せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもので、400N/mm<sup>2</sup> 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値  $f_{ck}'$  が 60N/mm<sup>2</sup> 以上の時は、800N/mm<sup>2</sup> 以下とする。

$\alpha$  :せん断補強筋と部材軸のなす角

$s$  :せん断補強筋の配置間隔

$z$  :圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$  とする。

$\gamma_{bs}$  :部材係数 (=1.1)

$$V_{phb} = \beta_{aw} \{A_w' f_{wyd}' (\sin \alpha + \cos \alpha) / s'\} z / \gamma_{bs}$$

$\beta_{aw}$  :後施工せん断補強筋のせん断耐力向上への有効性を示す係数

$\beta_{aw} = 1 - l_y / \{2 \cdot (d - d')\}$  (ただし、 $\beta_{aw} \leq 0.9$ )

$l_y$  :後施工せん断補強筋の埋込側に必要な定着長

$d - d'$  :補強対象部材の圧縮-引張鉄筋の間隔 ( $d - d' \geq l_y$ )

$A_w'$  :区間  $s'$  における後施工せん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}'$  :後施工せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもので、400N/mm<sup>2</sup> 以下とする。

$s'$  :後施工せん断補強筋の配置間隔



ロ. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} + V_{phbd}$$

ここで、 $V_{cdd}$  :コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sdd}$  :せん断補強筋が分担するせん断耐力

$V_{phbd}$  :後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$  となる場合は  $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$  となる場合は  $\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

$\gamma_{bc} =$  : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$V_{phbd} = \phi \cdot V_{phb}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし、} 0 \leq \phi \leq 1$$

$p_{wb}$  : せん断補強鉄筋比 (%)



また、分布荷重を受ける部材のせん断耐力については、図 2.3-5 に示す等価せん断スパンの考え方にに基づき、せん断耐力を算定する。

#### ハ. 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて、支承全面あるいははり・柱前面から曲げモーメントが発生する位置（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

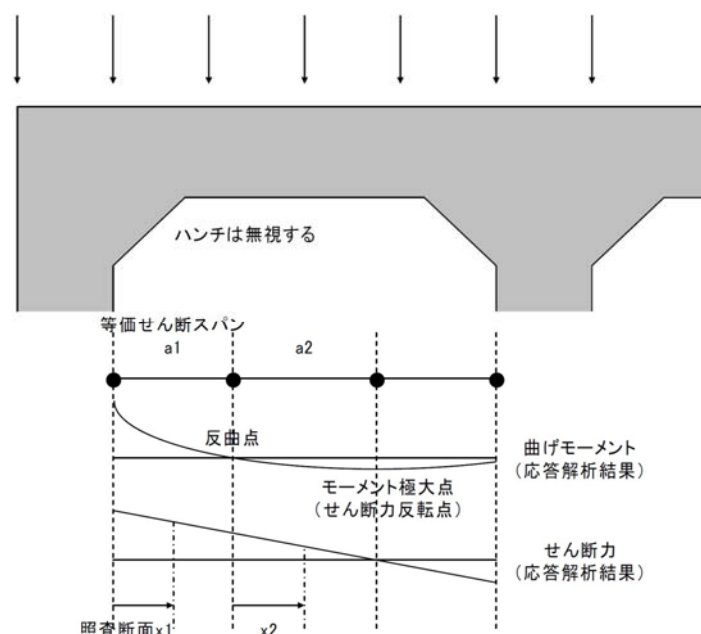
- ① 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が存在する場合は、以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。

第 1 等価せん断スパン( $a_1$ )：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第 2 等価せん断スパン( $a_2$ )：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

- ② 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン( $a$ )：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離



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

図 2.3-5 等価せん断スパンの設定方法



土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 $\beta_a$ を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 2.3-1 に示すとおり、複数の安全係数（部材係数，構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 2.3-1 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数			値	内容
部材係数	コンクリート	$\gamma_{bc}$	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	応答値（断面力）を割り増し



(b) 鋼管杭

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6－2009 及び鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（土木学会，2008 年制定）に基づき，以下の式で求まるせん断耐力とする。

鋼管杭のせん断照査に用いる照査用せん断力は，地震応答解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{Q_d}{Q_u} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  = 構造物係数（=1.0）

$$Q_d = \gamma_a \cdot Q$$

$\gamma_a$  = 構造解析係数（=1.05）

$Q$  = 応答計算による最大せん断力

杭基礎のせん断耐力  $Q_u$  は下記式より算定する。

$$Q_u = A_e \cdot f_s / \kappa / \gamma_b$$

ここに，  $A_e$  : 腐食代を除いた杭の断面積

$f_s$  : 鋼材の短期許容せん断応力度

$\kappa$  : せん断応力度の分布係数で 2.0 とする。

$\gamma_b$  : 部材係数（=1.1）



c. 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

取水構造物の基礎形式は、打込み工法による杭基礎であることから、極限支持力については、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）の杭基礎（打ち込み工法）の設計に基づき、以下の通り設定する。極限支持力の算定結果を表2.3-2に示す。

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$P_u$  : 杭先端における極限支持力 (kN)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_t$  : 鋼管杭の先端純断面積 (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

表 2.3-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭下端：押込み）

項目	算定結果		備考
	横断面 (①-①断面) (④-④断面)	縦断面 (⑥-⑥断面)	
極限支持力度 $P_u/A$ (kN/m <sup>2</sup> )	6581	6519	
極限支持力 $P_u$ (kN)	5315	5265	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	—	
支持岩盤の一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	2019	1981	=非排水せん断強度×2
鋼管杭の先端純断面積 $A_t$ (m <sup>2</sup> )	0.0471	0.0471	
鋼管杭の先端閉塞面積 $A_i$ (m <sup>2</sup> )	0.7605	0.7605	
鋼管杭の先端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	0.8075	0.8075	
杭の周長 $U$ (m)	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 $L_i$ (m)	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	



「補足-340-1 地盤の支持性能について」の「2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法」より、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耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。図 2.3-6 に上記支持力評価の概要を示す。

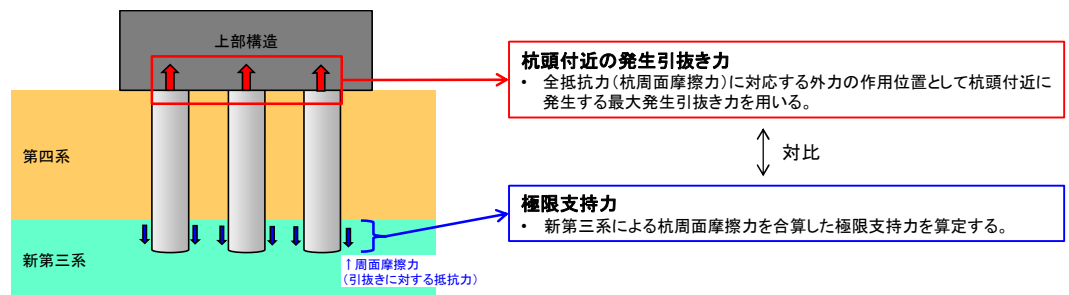


図 2.3-6 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価  
(引抜き力に対し第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合)

ただし、引抜き力に対する支持力評価において、杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 2.3-7 に上記支持力評価の概要を示す。

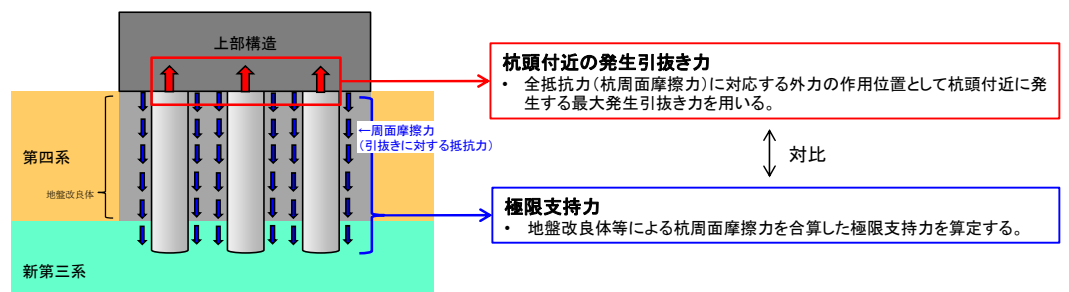


図 2.3-7 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価  
(引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

なお、引抜き力に対する支持力評価については、全ての解析ケースに対する最大引抜き力が極限支持力を十分に下回ることを確認する。



表 2.3-3 (1) 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き） ①-①断面

項目	算定結果									備考
	杭1	杭2	杭3	杭4	杭5	杭6	杭7	杭8	杭9	
極限支持力 $R_u$ (kN)	6212	5985	6154	6755	6833	6879	7079	7405	7453	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
$\sum L_i f_i$ (kN)	6212	5985	6154	6755	6833	6879	7079	7405	7453	
杭下端の極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
杭下端標高EL. (m)	-40.8	-40.8	-41.6	-43.9	-44.9	-45.8	-47.1	-48.9	-49.9	
杭下端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
杭の周長 $U$ (m)	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	$=1.014 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の 層厚 $L_i$ (m)	21.146	22.451	24.238	25.410	26.164	27.002	27.868	28.753	29.726	Ac
	5.593	5.609	4.439	4.073	4.660	5.177	5.608	6.026	6.574	薬液注入 (As)
	4.408	4.101	4.469	4.577	4.391	4.426	4.884	5.281	5.535	薬液注入 (Ag1)
	3.063	2.049	1.864	3.250	3.095	2.605	2.200	2.250	1.475	Km
最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	Ac
	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	薬液注入 (As)
	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	薬液注入 (Ag1)
	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	Km

表 2.3-3 (2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き） ④-④断面

項目	算定結果												備考
	杭1	杭2	杭3	杭4	杭5	杭6	杭7	杭8	杭9	杭10	杭11	杭12	
極限支持力 $R_u$ (kN)	6547	5931	5709	5892	6290	6431	6553	6648	6790	6841	7080	7173	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
$\sum L_i f_i$ (kN)	6547	5931	5709	5892	6290	6431	6553	6648	6790	6841	7080	7173	
杭下端の極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
杭下端標高EL. (m)	-37.2	-40.8	-40.8	-41.6	-43.0	-43.9	-44.9	-45.8	-46.8	-47.5	-48.9	-49.9	
杭下端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
杭の周長 $U$ (m)	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	$=1.014 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の 層厚 $L_i$ (m)	6.437	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	薬液注入 (bk)
	19.637	19.236	20.253	21.707	23.195	23.631	24.254	24.898	25.545	26.234	27.009	27.816	Ac
	3.486	5.593	5.847	4.908	3.808	4.184	4.660	5.090	5.437	5.722	6.113	6.574	薬液注入 (As)
	7.112	4.408	4.001	4.307	4.616	4.587	4.391	4.392	4.658	5.034	5.360	5.535	薬液注入 (Ag1)
	0.828	3.063	2.199	2.178	2.881	2.998	3.095	2.920	2.660	2.010	1.918	1.475	Km
最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	33.162	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	薬液注入 (bk)
	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	Ac
	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	薬液注入 (As)
	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	薬液注入 (Ag1)
	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	Km



表 2.3-3 (3) 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き） ⑥-⑥断面

項目	算定結果											備考
	杭1	杭2	杭3	杭4	杭5	杭6	杭7	杭8	杭9	杭10	杭11	
極限支持力 $R_u$ (kN)	7442	6324	5848	5929	6205	6665	6609	6472	6316	6238	4447	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
$U \Sigma L_i f_i$ (kN)	7442	6324	5848	5929	6205	6665	6609	6472	6316	6238	4447	
杭下端の極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
非排水せん断強度 (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
杭下端標高EL. (m)	-47.2	-44.3	-42.7	-43.1	-44.3	-44.6	-43.9	-42.8	-41.6	-40.5	-39.4	
杭下端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
杭の周長 $U$ (m)	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	3.186	$=1.014 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の 層厚 $L_i$ (m)	24.677	24.217	24.388	24.087	23.518	25.100	25.325	25.676	26.139	26.601	17.709	Ac
	5.178	5.052	4.677	5.182	6.161	6.052	5.077	3.607	1.997	—	—	薬液注入 (As)
	8.871	5.627	4.206	4.394	5.123	5.881	5.999	6.005	5.957	6.314	4.792	薬液注入 (Ag1)
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Km
最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	46.130	Ac
	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	40.708	—	—	薬液注入 (As)
	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	薬液注入 (Ag1)
	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	Km



- (2) 通水機能を要求する部材の許容限界

通水機能を要求する部材については、間接支持機能と同等の許容限界を設定する。

- (3) 貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については、鉄筋の降伏（図 2.3-10）を許容限界とする。

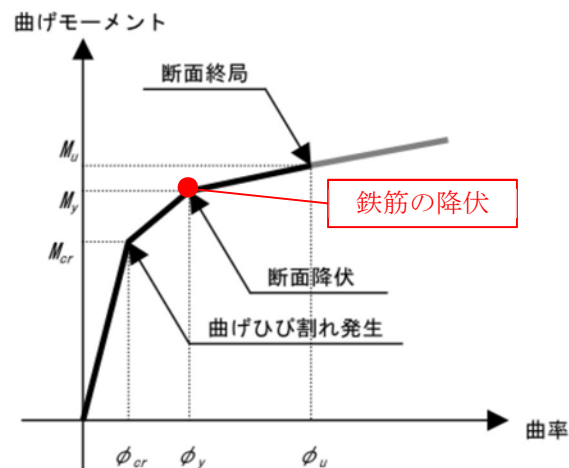


図 2.3-10 貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

- (4) 浸水防止設備を間接支持する鉄筋コンクリート部材の許容限界

浸水防止設備を間接支持する鉄筋コンクリート部材については、部材がおおむね弾性範囲内であることの確認として、(3)と同様に、鉄筋の降伏（図 2.3-10）を許容限界とする。



## 2.4 評価結果

### 2.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」、「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度応答分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 2.4-1～表 2.4-6 に、二次元有効応力解析の実施ケースと、躯体及び鋼管杭の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。



表 2.4-1(1) ①-①断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1 / 3)

側壁

検討ケース 地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.056					
	+-	0.055					
	-+	0.068	0.064	0.073	0.092	0.056	0.049
	--	0.067					
S <sub>s</sub> -1 1		0.036					
S <sub>s</sub> -1 2		0.066					
S <sub>s</sub> -1 3		0.063					
S <sub>s</sub> -1 4		0.043					
S <sub>s</sub> -2 1		0.044					
S <sub>s</sub> -2 2		0.051					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.039					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.047					

頂版1

検討ケース 地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.045					
	+-	0.048					
	-+	0.061	0.057	0.063	0.079	0.053	0.047
	--	0.066					
S <sub>s</sub> -1 1		0.023					
S <sub>s</sub> -1 2		0.043					
S <sub>s</sub> -1 3		0.040					
S <sub>s</sub> -1 4		0.030					
S <sub>s</sub> -2 1		0.037					
S <sub>s</sub> -2 2		0.043					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.040					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.031					

頂版2

検討ケース 地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.012					
	+-	0.013					
	-+	0.010	0.010	0.012	0.040	0.011	0.012
	--	0.013					
S <sub>s</sub> -1 1		0.008					
S <sub>s</sub> -1 2		0.009					
S <sub>s</sub> -1 3		0.009					
S <sub>s</sub> -1 4		0.008					
S <sub>s</sub> -2 1		0.010					
S <sub>s</sub> -2 2		0.009					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.015					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.009					



表 2.4-1(2) ①-①断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

底板1

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++	0.096					
	+-	0.099					
	-+	0.108	0.097	0.117	0.119	0.089	0.087
	--	0.104					
$S_s - 1 1$		0.068					
$S_s - 1 2$		0.091					
$S_s - 1 3$		0.087					
$S_s - 1 4$		0.069					
$S_s - 2 1$		0.076					
$S_s - 2 2$		0.078					
$S_s - 3 1$	++	0.075					
$S_s - 3 1$	-+	0.086					

底板2

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++	0.011					
	+-	0.010					
	-+	0.011	0.011	0.011	0.023	0.009	0.009
	--	0.011					
$S_s - 1 1$		0.007					
$S_s - 1 2$		0.008					
$S_s - 1 3$		0.008					
$S_s - 1 4$		0.007					
$S_s - 2 1$		0.009					
$S_s - 2 2$		0.008					
$S_s - 3 1$	++	0.009					
$S_s - 3 1$	-+	0.008					

隔壁

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D 1$	++	0.071					
	+-	0.068					
	-+	0.062	0.066	0.061	0.082	0.067	0.069
	--	0.064					
$S_s - 1 1$		0.038					
$S_s - 1 2$		0.045					
$S_s - 1 3$		0.046					
$S_s - 1 4$		0.035					
$S_s - 2 1$		0.050					
$S_s - 2 2$		0.042					
$S_s - 3 1$	++	0.067					
$S_s - 3 1$	-+	0.056					



表 2.4-1(3) ①-①断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (3 / 3)

鋼管杭

検討ケース 地震動		鋼管杭に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.121					
	+-	0.129					
	-+	0.114					
	--	0.126					
S <sub>s</sub> -1 1		0.094					
S <sub>s</sub> -1 2		0.110					
S <sub>s</sub> -1 3		0.096					
S <sub>s</sub> -1 4		0.061					
S <sub>s</sub> -2 1		0.090					
S <sub>s</sub> -2 2		0.072					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.149	0.146	0.151	0.219	0.157	0.154
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.132					



表 2.4-2(1) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1/3)

側壁 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.330	0.325	0.335	0.456	0.328	0.324
	+-	0.327					
	-+	0.363					
	--	0.354					
S <sub>s</sub> -1 1		0.275					
S <sub>s</sub> -1 2		0.360					
S <sub>s</sub> -1 3		0.330					
S <sub>s</sub> -1 4		0.293					
S <sub>s</sub> -2 1		0.302					
S <sub>s</sub> -2 2		0.306					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.295					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.314					

頂版1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.182	0.188	0.200	0.234	0.177	0.175
	+-	0.185					
	-+	0.231					
	--	0.231					
S <sub>s</sub> -1 1		0.139					
S <sub>s</sub> -1 2		0.174					
S <sub>s</sub> -1 3		0.178					
S <sub>s</sub> -1 4		0.152					
S <sub>s</sub> -2 1		0.169					
S <sub>s</sub> -2 2		0.184					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.206					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.195					

頂版2

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.613	0.634	0.644	0.694	0.500	0.506
	+-	0.604					
	-+	0.548					
	--	0.551					
S <sub>s</sub> -1 1		0.423					
S <sub>s</sub> -1 2		0.520					
S <sub>s</sub> -1 3		0.581					
S <sub>s</sub> -1 4		0.393					
S <sub>s</sub> -2 1		0.460					
S <sub>s</sub> -2 2		0.460					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.540					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.555					



表 2.4-2(2) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

底版1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	++	0.397	0.391	0.393	0.494	0.354	0.354
	+-	0.406			0.495		
	-+	0.390					
	--	0.405					
$S_s-11$		0.324					
$S_s-12$		0.331					
$S_s-13$		0.321					
$S_s-14$		0.291					
$S_s-21$		0.372					
$S_s-22$		0.364					
$S_s-31$	++	0.299					
$S_s-31$	-+	0.317					

PHb適用部材における最大照査値

底版2

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	++	0.553	0.532	0.551	0.690	0.528	0.548
	+-	0.581					
	-+	0.606			0.695		
	--	0.602					
$S_s-11$		0.437					
$S_s-12$		0.476					
$S_s-13$		0.455					
$S_s-14$		0.366					
$S_s-21$		0.484					
$S_s-22$		0.438					
$S_s-31$	++	0.438					
$S_s-31$	-+	0.483					

隔壁 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s-D1$	++	0.152	0.153	0.150	0.158	0.151	0.149
	+-	0.149					
	-+	0.139					
	--	0.139					
$S_s-11$		0.110					
$S_s-12$		0.122					
$S_s-13$		0.123					
$S_s-14$		0.104					
$S_s-21$		0.128					
$S_s-22$		0.122					
$S_s-31$	++	0.143					
$S_s-31$	-+	0.140					



表 2.4-2(3) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (3 / 3)

鋼管杭

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.293					
	+-	0.302					
	-+	0.258					
	--	0.255					
S <sub>s</sub> -1 1		0.180					
S <sub>s</sub> -1 2		0.252					
S <sub>s</sub> -1 3		0.225					
S <sub>s</sub> -1 4		0.147					
S <sub>s</sub> -2 1		0.211					
S <sub>s</sub> -2 2		0.144					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.318	0.310	0.323	0.480	0.340	0.329
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.286					



表 2.4-3(1) ④-④断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1/3)

突出部

検討ケース 地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.004					
	+-	0.004					
	-+	0.004					
	--	0.005	0.005	0.005	0.005	0.004	0.004
S <sub>s</sub> -1 1		0.004					
S <sub>s</sub> -1 2		0.004					
S <sub>s</sub> -1 3		0.004					
S <sub>s</sub> -1 4		0.004					
S <sub>s</sub> -2 1		0.004					
S <sub>s</sub> -2 2		0.004					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.004					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.004					

側壁

検討ケース 地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.046					
	+-	0.043					
	-+	0.047					
	--	0.052	0.056	0.045	0.058	0.051	0.053
S <sub>s</sub> -1 1		0.025					
S <sub>s</sub> -1 2		0.043					
S <sub>s</sub> -1 3		0.040					
S <sub>s</sub> -1 4		0.029					
S <sub>s</sub> -2 1		0.032					
S <sub>s</sub> -2 2		0.032					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.039					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.042					

隔壁

検討ケース 地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.058					
	+-	0.061					
	-+	0.087					
	--	0.088	0.091	0.082	0.129	0.063	0.063
S <sub>s</sub> -1 1		0.032					
S <sub>s</sub> -1 2		0.043					
S <sub>s</sub> -1 3		0.037					
S <sub>s</sub> -1 4		0.025					
S <sub>s</sub> -2 1		0.042					
S <sub>s</sub> -2 2		0.037					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.038					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.044					



表 2.4-3(2) ④-④断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

左張出

地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.072					
	+-	0.074					
	-+	0.079					
	--	0.083	0.085	0.077	0.133	0.067	0.068
S <sub>s</sub> -1 1		0.045					
S <sub>s</sub> -1 2		0.066					
S <sub>s</sub> -1 3		0.061					
S <sub>s</sub> -1 4		0.039					
S <sub>s</sub> -2 1		0.045					
S <sub>s</sub> -2 2		0.050					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.056					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.060					

頂版1

地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.067					
	+-	0.070					
	-+	0.092					
	--	0.102	0.099	0.100	0.124	0.084	0.079
S <sub>s</sub> -1 1		0.049					
S <sub>s</sub> -1 2		0.062					
S <sub>s</sub> -1 3		0.057					
S <sub>s</sub> -1 4		0.055					
S <sub>s</sub> -2 1		0.064					
S <sub>s</sub> -2 2		0.072					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.052					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.054					

頂版2

地震動		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.007					
	+-	0.007					
	-+	0.009					
	--	0.009	0.009	0.009	0.015	0.007	0.007
S <sub>s</sub> -1 1		0.005					
S <sub>s</sub> -1 2		0.006					
S <sub>s</sub> -1 3		0.006					
S <sub>s</sub> -1 4		0.005					
S <sub>s</sub> -2 1		0.006					
S <sub>s</sub> -2 2		0.006					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.005					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.006					



表 2.4-3(3) ④-④断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (3 / 3)

底版1

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.066					
	+-	0.072					
	-+	0.078					
	--	0.084	0.083	0.073	0.114	0.078	0.080
S <sub>s</sub> -1 1		0.043					
S <sub>s</sub> -1 2		0.055					
S <sub>s</sub> -1 3		0.048					
S <sub>s</sub> -1 4		0.039					
S <sub>s</sub> -2 1		0.058					
S <sub>s</sub> -2 2		0.046					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.067					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.058					

底版2

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.022					
	+-	0.022					
	-+	0.026					
	--	0.028	0.028	0.027	0.053	0.020	0.021
S <sub>s</sub> -1 1		0.012					
S <sub>s</sub> -1 2		0.015					
S <sub>s</sub> -1 3		0.014					
S <sub>s</sub> -1 4		0.010					
S <sub>s</sub> -2 1		0.016					
S <sub>s</sub> -2 2		0.017					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.015					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.015					

鋼管杭

地震動 \ 検討ケース		鋼管杭に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.185					
	+-	0.189					
	-+	0.186					
	--	0.221	0.212	0.228	0.225	0.201	0.198
S <sub>s</sub> -1 1		0.161					
S <sub>s</sub> -1 2		0.152					
S <sub>s</sub> -1 3		0.160					
S <sub>s</sub> -1 4		0.087					
S <sub>s</sub> -2 1		0.134					
S <sub>s</sub> -2 2		0.109					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.187					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.141					



表 2.4-4(1) ④-④断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1 / 3)

突出部

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.348					
	+-	0.348					
	-+	0.348					
	--	0.383	0.379	0.374	0.433	0.292	0.292
S <sub>s</sub> -1 1		0.276					
S <sub>s</sub> -1 2		0.333					
S <sub>s</sub> -1 3		0.313					
S <sub>s</sub> -1 4		0.273					
S <sub>s</sub> -2 1		0.297					
S <sub>s</sub> -2 2		0.301					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.268					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.291					

側壁（後施工せん断補強筋による補強対象）

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.332					
	+-	0.354					
	-+	0.378					
	--	0.369	0.371	0.365	0.407	0.370	0.367
S <sub>s</sub> -1 1		0.277					
S <sub>s</sub> -1 2		0.361					
S <sub>s</sub> -1 3		0.342					
S <sub>s</sub> -1 4		0.290					
S <sub>s</sub> -2 1		0.340					
S <sub>s</sub> -2 2		0.326					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.296					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.317					

隔壁（後施工せん断補強筋による補強対象）

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.240					
	+-	0.243					
	-+	0.294					
	--	0.293	0.298	0.285	0.348	0.261	0.262
S <sub>s</sub> -1 1		0.199					
S <sub>s</sub> -1 2		0.214					
S <sub>s</sub> -1 3		0.206					
S <sub>s</sub> -1 4		0.186					
S <sub>s</sub> -2 1		0.224					
S <sub>s</sub> -2 2		0.215					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.222					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.230					



表 2.4-4(2) ④-④断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (2/3)

左張出 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.205					
	+-	0.209					
	-+	0.214					
	--	0.231	0.239	0.213	0.319	0.213	0.213
S <sub>s</sub> -1 1		0.155					
S <sub>s</sub> -1 2		0.191					
S <sub>s</sub> -1 3		0.194					
S <sub>s</sub> -1 4		0.151					
S <sub>s</sub> -2 1		0.171					
S <sub>s</sub> -2 2		0.180					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.186					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.190					

頂版1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.296					
	+-	0.312					
	-+	0.302					
	--	0.343	0.339	0.343	0.376	0.321	0.311
S <sub>s</sub> -1 1		0.272					
S <sub>s</sub> -1 2		0.275					
S <sub>s</sub> -1 3		0.267					
S <sub>s</sub> -1 4		0.245					
S <sub>s</sub> -2 1		0.306					
S <sub>s</sub> -2 2		0.324					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.235					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.240					

頂版2 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.216					
	+-	0.216					
	-+	0.245					
	--	0.246	0.246	0.239	0.291	0.205	0.210
S <sub>s</sub> -1 1		0.180					
S <sub>s</sub> -1 2		0.203					
S <sub>s</sub> -1 3		0.189					
S <sub>s</sub> -1 4		0.169					
S <sub>s</sub> -2 1		0.187					
S <sub>s</sub> -2 2		0.190					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.184					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.198					



表 2.4-4(3) ④-④断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (3/3)

底版1 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.334					
	+-	0.360					
	-+	0.363					
	--	0.377	0.378	0.373	0.399	0.401	0.405
S <sub>s</sub> -1 1		0.260					
S <sub>s</sub> -1 2		0.339					
S <sub>s</sub> -1 3		0.311					
S <sub>s</sub> -1 4		0.275					
S <sub>s</sub> -2 1		0.328					
S <sub>s</sub> -2 2		0.321					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.282					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.328					

底版2 (後施工せん断補強筋による補強対象)

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.212					
	+-	0.221					
	-+	0.212					
	--	0.217	0.215	0.214	0.235	0.210	0.212
S <sub>s</sub> -1 1		0.182					
S <sub>s</sub> -1 2		0.186					
S <sub>s</sub> -1 3		0.181					
S <sub>s</sub> -1 4		0.171					
S <sub>s</sub> -2 1		0.202					
S <sub>s</sub> -2 2		0.208					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.179					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.180					

鋼管杭

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.290					
	+-	0.301					
	-+	0.262					
	--	0.284					
S <sub>s</sub> -1 1		0.234					
S <sub>s</sub> -1 2		0.268					
S <sub>s</sub> -1 3		0.243					
S <sub>s</sub> -1 4		0.161					
S <sub>s</sub> -2 1		0.216					
S <sub>s</sub> -2 2		0.189					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.337	0.326	0.373	0.457	0.347	0.340
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.315					



表 2.4-5(1) ⑥-⑥断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1 / 2)

部材①

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.035					
	+-	0.009					
	-+	0.009					
	--	0.009					
S <sub>s</sub> -1 1		0.008					
S <sub>s</sub> -1 2		0.011					
S <sub>s</sub> -1 3		0.011					
S <sub>s</sub> -1 4		0.009					
S <sub>s</sub> -2 1		0.008					
S <sub>s</sub> -2 2		0.009					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.015					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.016	0.018	0.015	0.012	0.024	0.025

部材②

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.051					
	+-	0.051					
	-+	0.051					
	--	0.053					
S <sub>s</sub> -1 1		0.029					
S <sub>s</sub> -1 2		0.040					
S <sub>s</sub> -1 3		0.038					
S <sub>s</sub> -1 4		0.035					
S <sub>s</sub> -2 1		0.033					
S <sub>s</sub> -2 2		0.047					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.042					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.060	0.058	0.060	0.062	0.062	0.062

部材③

地震動 \ 検討ケース		曲げ部材に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.087					
	+-	0.089					
	-+	0.089					
	--	0.089					
S <sub>s</sub> -1 1		0.067					
S <sub>s</sub> -1 2		0.076					
S <sub>s</sub> -1 3		0.076					
S <sub>s</sub> -1 4		0.072					
S <sub>s</sub> -2 1		0.070					
S <sub>s</sub> -2 2		0.082					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.078					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.096	0.093	0.096	0.098	0.098	0.098



表 2.4-5(2) ⑥-⑥断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (2 / 2)

鋼管杭

地震動 検討ケース		鋼管杭に対する曲率の照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.237					
	+-	0.235					
	-+	0.297					
	--	0.306	0.291	0.327	0.322	0.250	0.230
S <sub>s</sub> -1 1		0.089					
S <sub>s</sub> -1 2		0.136					
S <sub>s</sub> -1 3		0.113					
S <sub>s</sub> -1 4		0.084					
S <sub>s</sub> -2 1		0.161					
S <sub>s</sub> -2 2		0.164					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.172					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.133					



表 2.4-6(1) ⑥-⑥断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1 / 2)

部材①

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.412					
	+-	0.262					
	-+	0.268					
	--	0.274					
S <sub>s</sub> -1 1		0.252					
S <sub>s</sub> -1 2		0.287					
S <sub>s</sub> -1 3		0.290					
S <sub>s</sub> -1 4		0.275					
S <sub>s</sub> -2 1		0.220					
S <sub>s</sub> -2 2		0.264					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.337					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.323	0.330	0.316	0.304	0.475	0.490

部材②

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.447					
	+-	0.447					
	-+	0.445					
	--	0.462					
S <sub>s</sub> -1 1		0.381					
S <sub>s</sub> -1 2		0.408					
S <sub>s</sub> -1 3		0.403					
S <sub>s</sub> -1 4		0.403					
S <sub>s</sub> -2 1		0.389					
S <sub>s</sub> -2 2		0.442					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.416					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.473	0.465	0.473	0.481	0.481	0.481

部材③

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.525					
	+-	0.529					
	-+	0.525					
	--	0.533					
S <sub>s</sub> -1 1		0.462					
S <sub>s</sub> -1 2		0.484					
S <sub>s</sub> -1 3		0.484					
S <sub>s</sub> -1 4		0.478					
S <sub>s</sub> -2 1		0.466					
S <sub>s</sub> -2 2		0.515					
S <sub>s</sub> -3 1	++	0.492					
S <sub>s</sub> -3 1	-+	0.549	0.541	0.549	0.553	0.553	0.553



表 2.4-6(2) ⑥-⑥断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (2 / 2)

鋼管杭

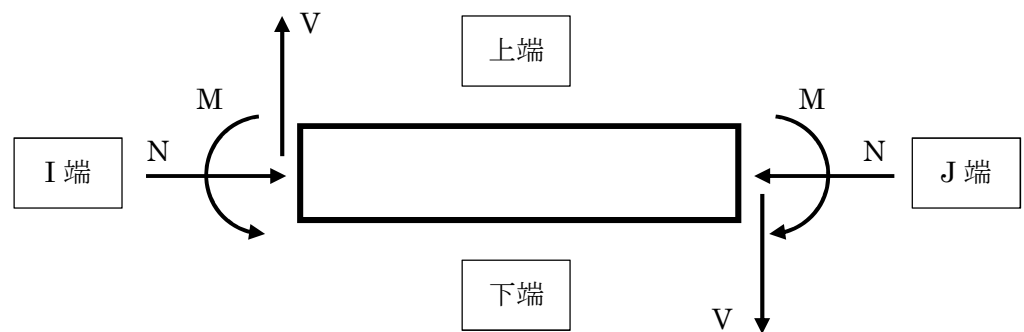
地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.533					
	+-		0.523					
	-+		0.552					
	--		0.561	0.559	0.566	0.677	0.543	0.588
S <sub>s</sub> -1 1			0.217					
S <sub>s</sub> -1 2			0.348					
S <sub>s</sub> -1 3			0.285					
S <sub>s</sub> -1 4			0.276					
S <sub>s</sub> -2 1			0.335					
S <sub>s</sub> -2 2			0.338					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.495					
S <sub>s</sub> -3 1	-+		0.318					



(1) 断面力分布（躯体の部材に着目した断面力図）

取水構造物躯体の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。断面力分布における断面力の方向を，図2.4-1および図2.4-2に補足する。

記載する断面力分布において部材毎に該当する照査値及び検討ケースの一覧表を表2.4-7および表2.4-8に示す。図2.4-3～図2.4-5に躯体の曲げ軸力に対する照査，図2.4-6～図2.4-8にせん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。



記号の説明

曲げモーメント :  $M$

軸力 :  $N$

せん断力 :  $V$

応力の符号

曲げモーメント ( $M$ ) 正：上端が引張となる曲げモーメント

負：上端が圧縮となる曲げモーメント

軸力 ( $N$ ) 正：圧縮

負：引張

図2.4-1 照査における断面力の方向



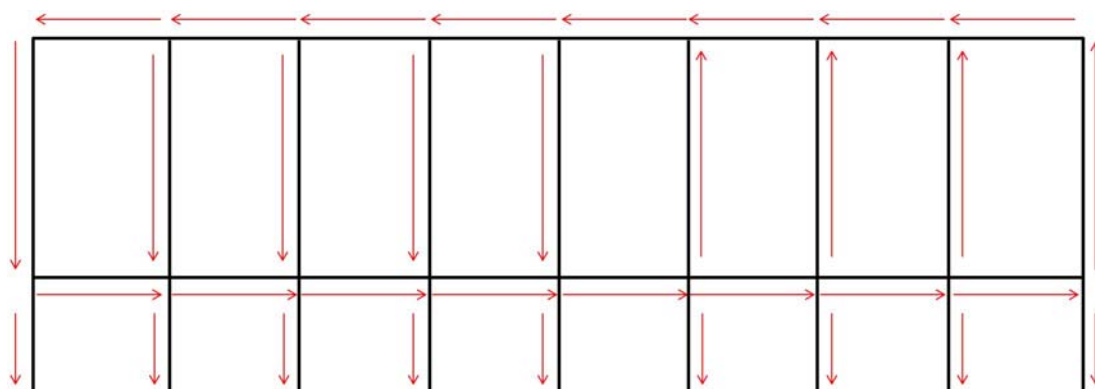


図 2.4-2(1) はり要素の方向(I 端→J 端) (①-①断面)

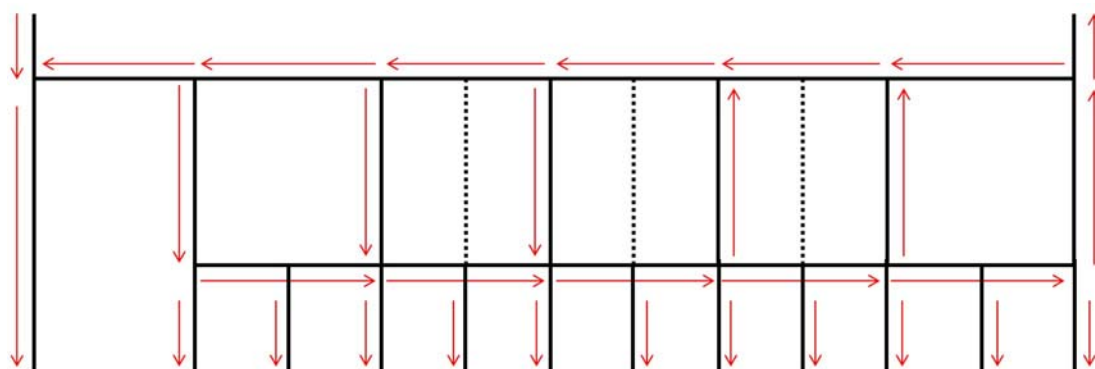


図 2.4-2(1) はり要素の方向(I 端→J 端) (①-①断面)

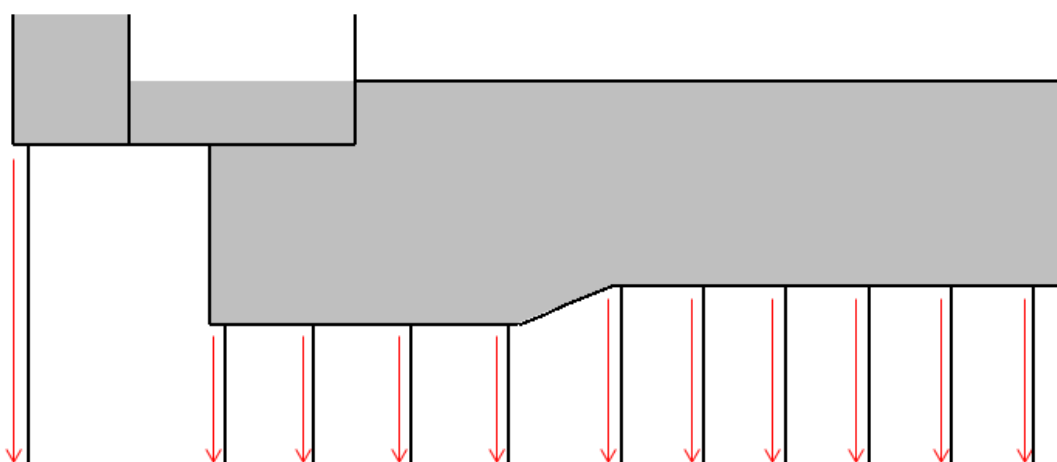


図 2.4-2(3) はり要素の方向(I 端→J 端) (⑥-⑥断面)



a. 曲げ軸力照査

表 2.4-7(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_m$ [1/m]	限界曲率 $\phi$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_m / \phi$	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端					
側壁	1	1000	1500	1425	D22	D25	$-7.14 \times 10^{-6}$	$-1.22 \times 10^{-3}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.092	④ $S_s-D1$ (H-, V+)
頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-1.51 \times 10^{-5}$	$1.57 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.079	④ $S_s-D1$ (H-, V+)
頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-2.36 \times 10^{-5}$	$-7.87 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.040	④ $S_s-D1$ (H-, V+)
底版1	11	1000	1000	925	D19	D25	$-3.88 \times 10^{-5}$	$2.35 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.119	④ $S_s-D1$ (H-, V+)
底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.66 \times 10^{-5}$	$-4.50 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.023	④ $S_s-D1$ (H-, V+)
隔壁	22	1000	1000	925	D22	D22	$-1.21 \times 10^{-5}$	$1.62 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.082	④ $S_s-D1$ (H-, V+)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

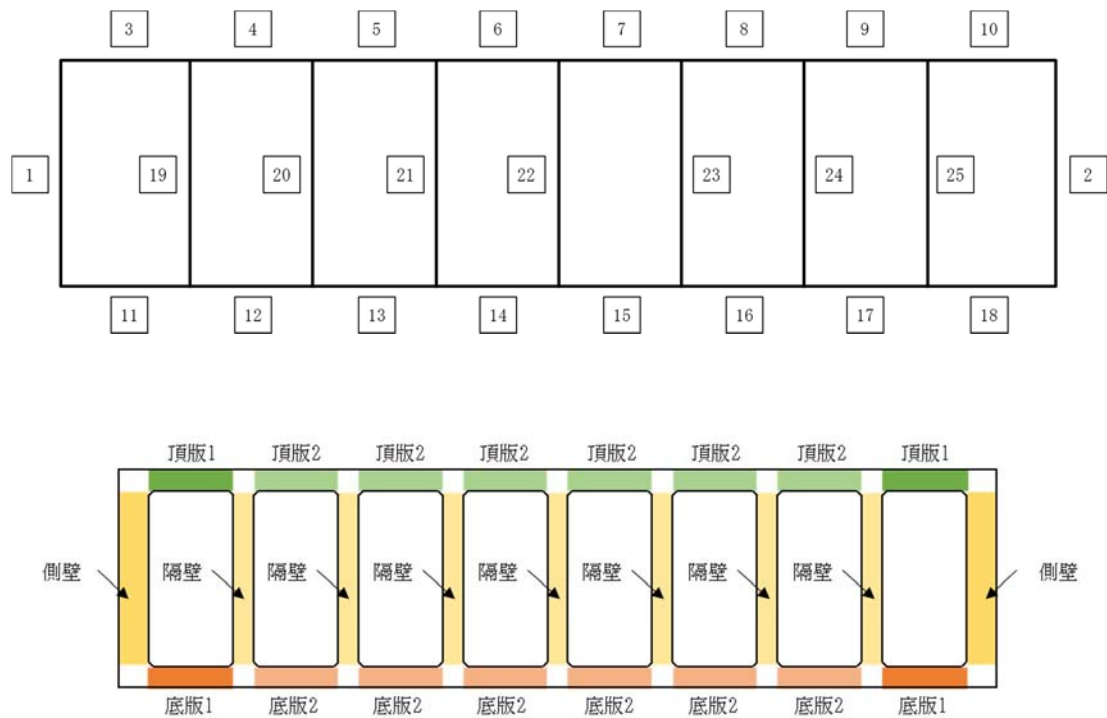




表 2.4-7(2) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\epsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端					
突出部	1	1000	1000	925	D22	D25	$-6.40 \times 10^{-7}$	$9.61 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.005	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
側壁	2	1000	1500	1425	D19	D25	$5.55 \times 10^{-6}$	$7.67 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.058	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
隔壁	6	1000	1200	1125	D19	D22	$-3.64 \times 10^{-5}$	$-2.13 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.129	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
左張出	9	1000	1000	925	D19	D25	$-9.57 \times 10^{-6}$	$-2.64 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.133	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
頂版1	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.05 \times 10^{-5}$	$2.46 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.124	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D22	$-2.49 \times 10^{-5}$	$-9.34 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.015	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
底版1	25	1000	1200	1125	D19	D25	$-3.70 \times 10^{-5}$	$1.89 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.114	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)
底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.44 \times 10^{-5}$	$8.72 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.053	④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

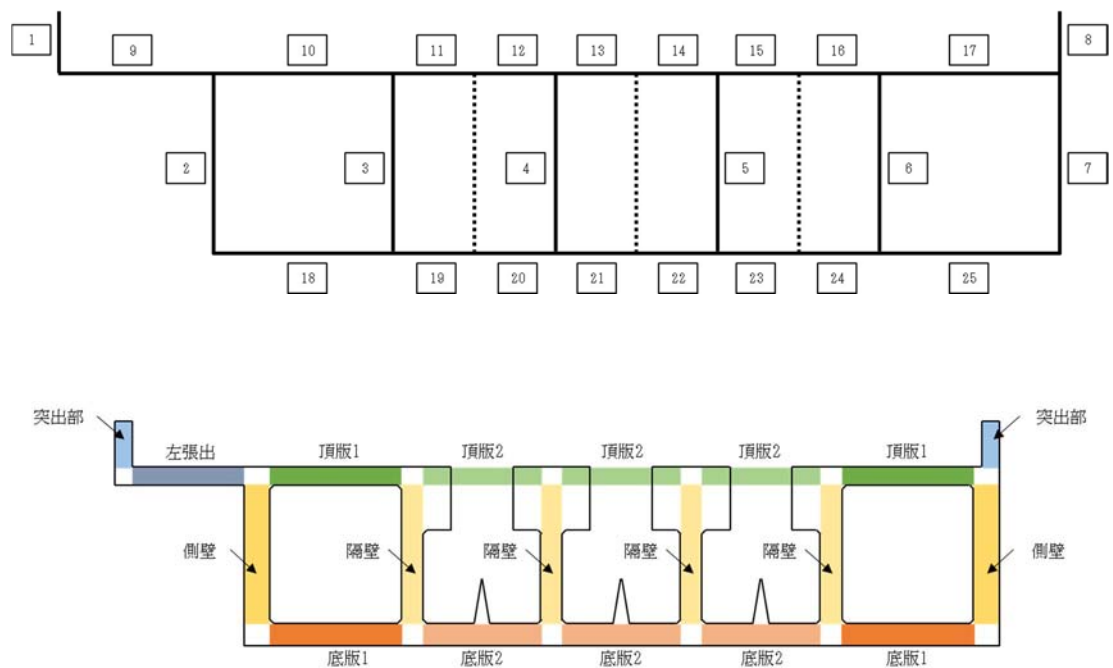


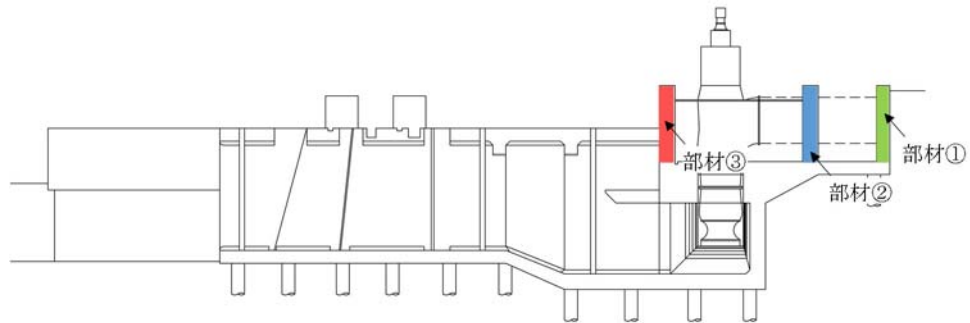


表 2.4-7(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

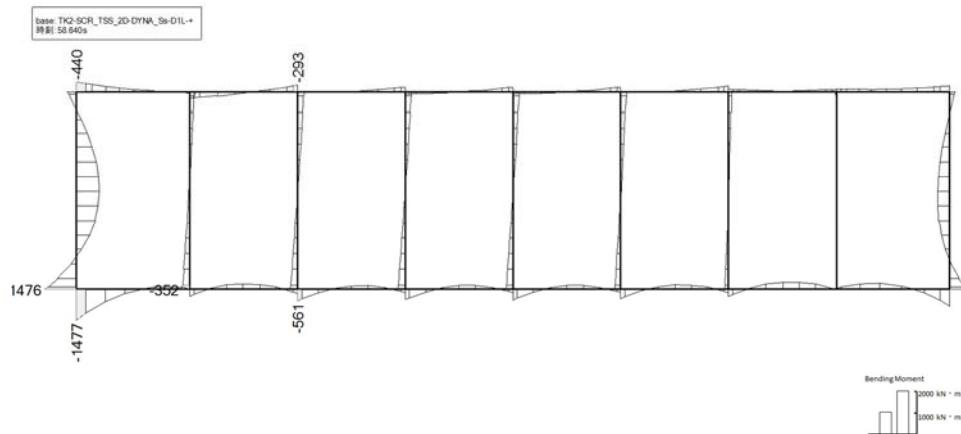
部材	軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$	地震応答解析により得られる荷重		竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力
					検討ケースおよび地震動	応答抽出 の考え方	
①	$-9.41 \times 10^{-6}$	$-6.87 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.035	① $S_S - D1$ (H+, V+)	最大土圧	(H→V↓)
②	$-1.53 \times 10^{-5}$	$-1.02 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.062	④ $S_S - 31$ (H-, V+)	最大加速度	(H→V↓)
③	$-1.66 \times 10^{-5}$	$-1.62 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.098	⑤ $S_S - 31$ (H-, V+)	最大加速度	(H→V↓)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

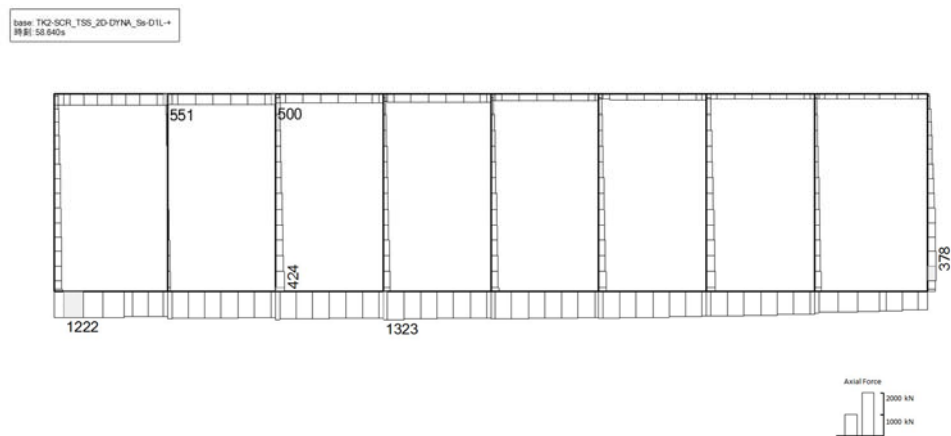
\* : 検討ケースについての詳細を, 参考資料 10 (10.3.3 荷重) に示す。



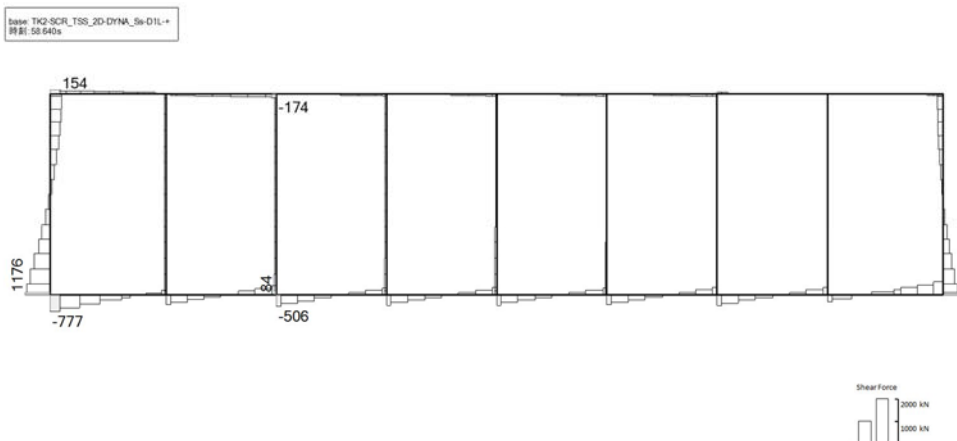




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



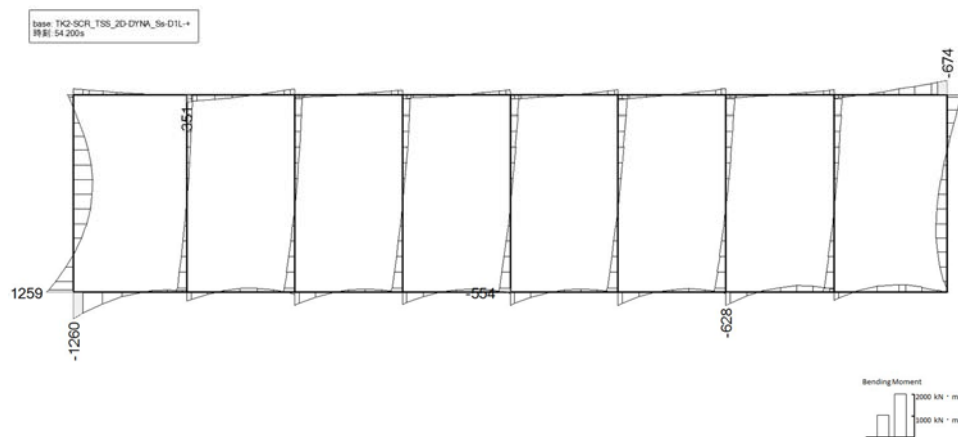
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-3(1) 取水路(①-①断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

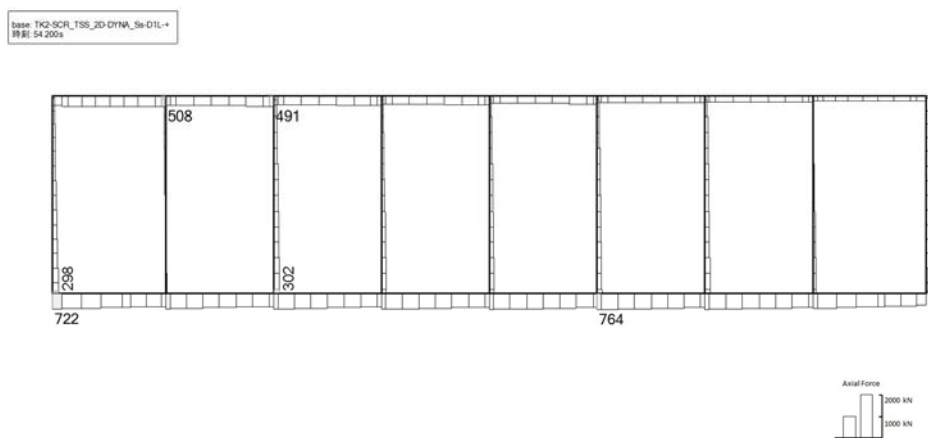
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=58.64s$ )

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

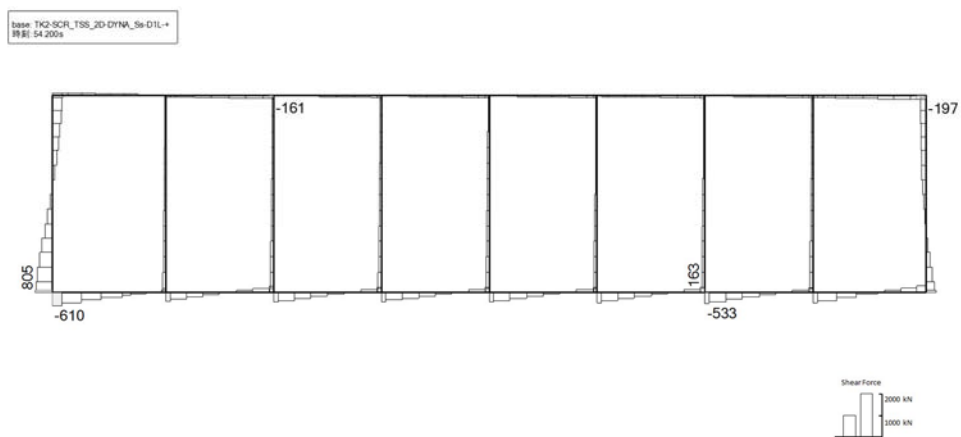




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

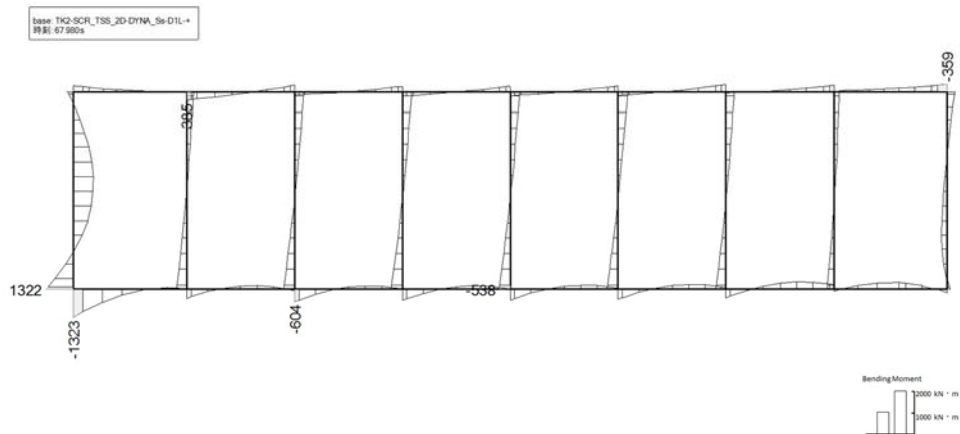


(c) せん断力 (kN)

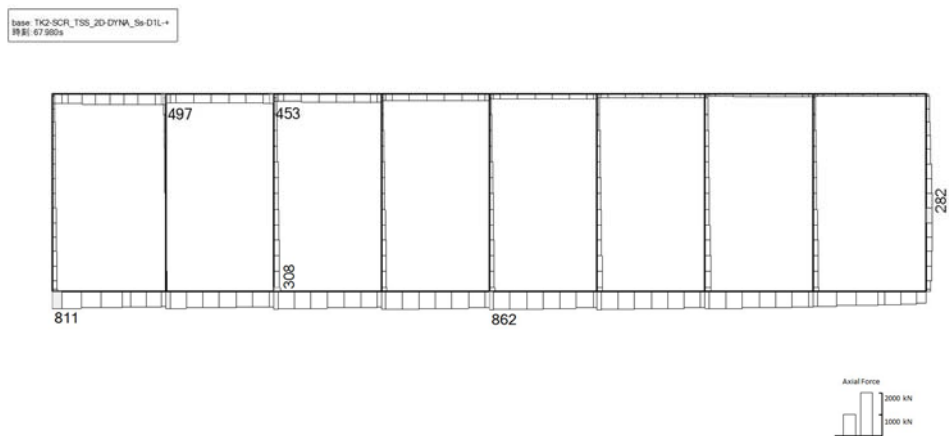
図 2.4-3 (2) 取水路①-①断面の頂版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=54.20s$ )

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

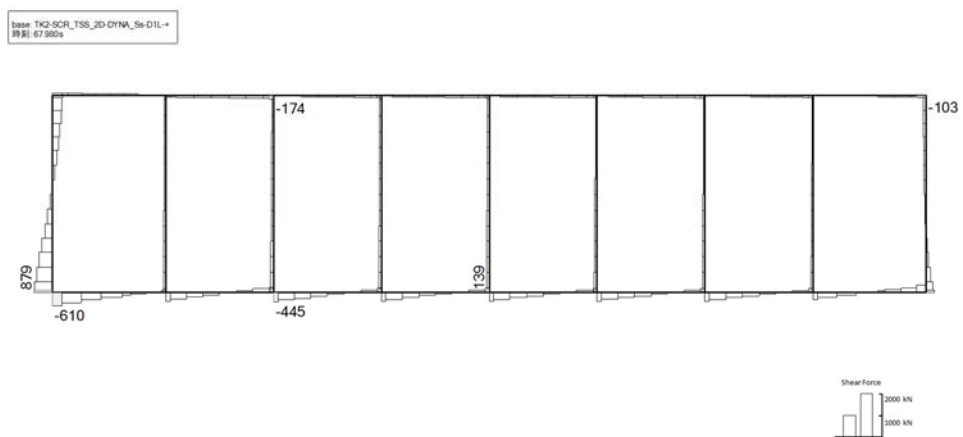




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

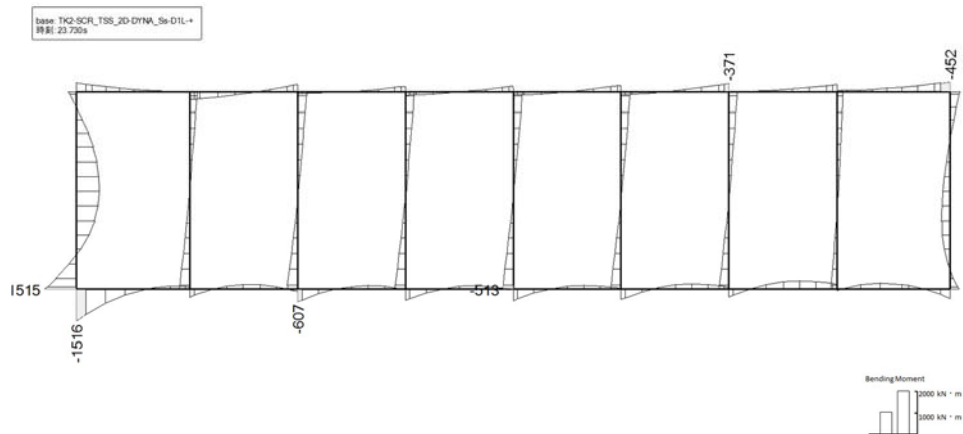


(c) せん断力 (kN)

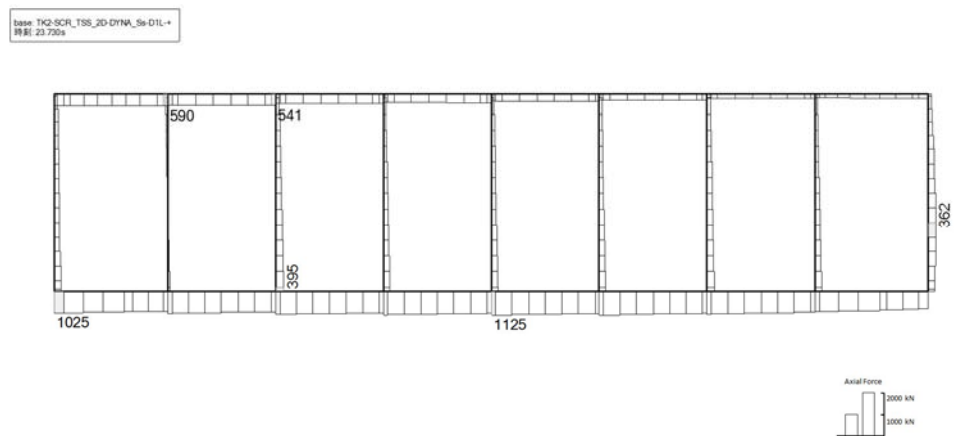
図 2.4-3 (3) 取水路①-①断面の頂版 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=67.98s$ )

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

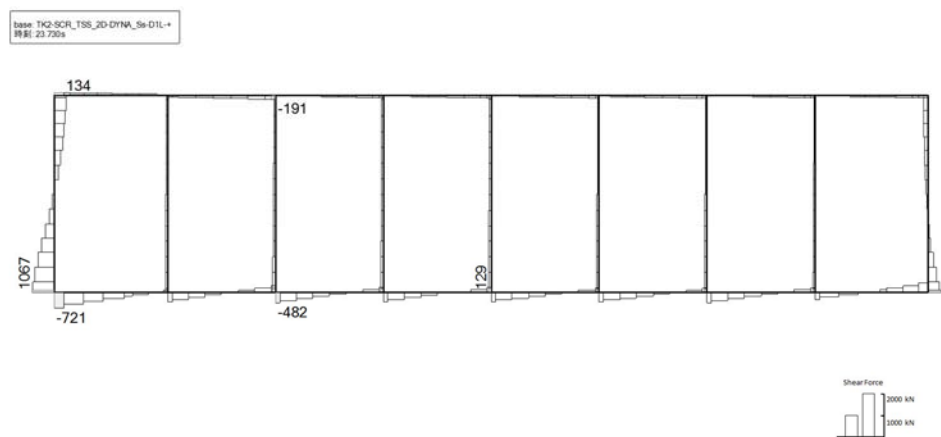




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

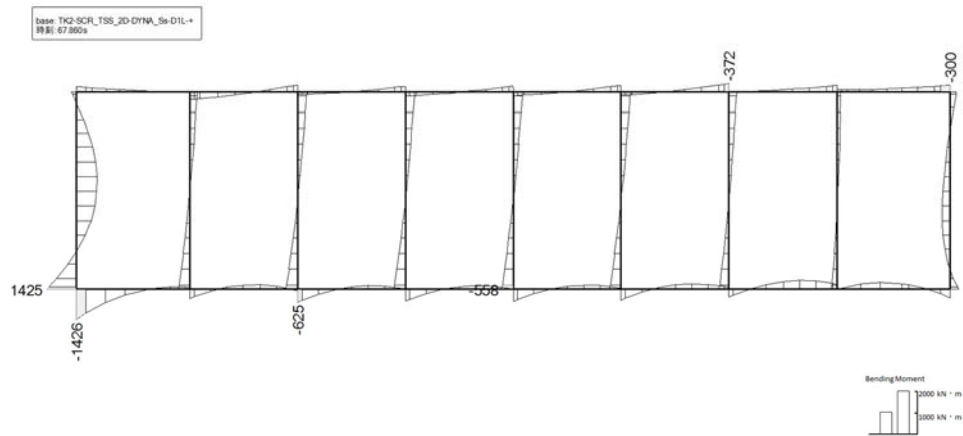


(c) せん断力 (kN)

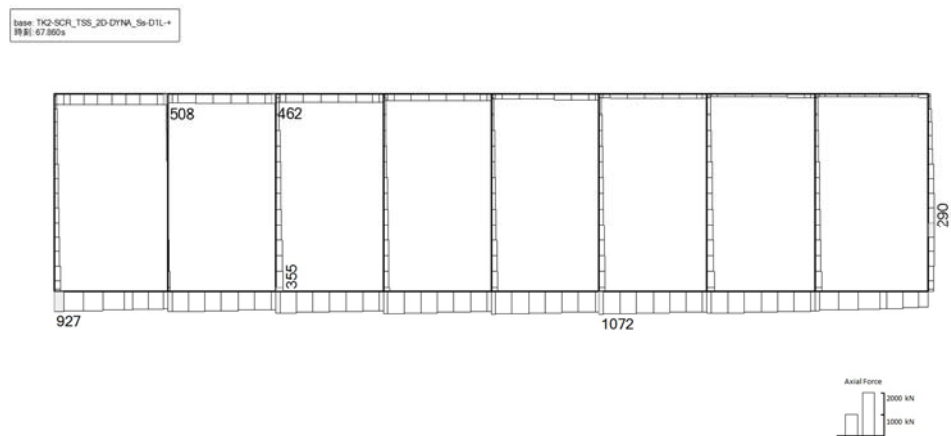
図 2.4-3(4) 取水路①-①断面の底版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=23.73s$ )

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

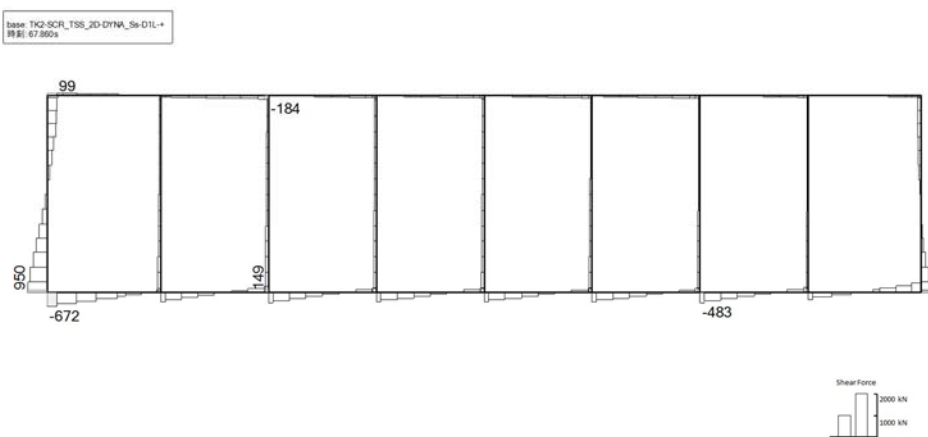




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

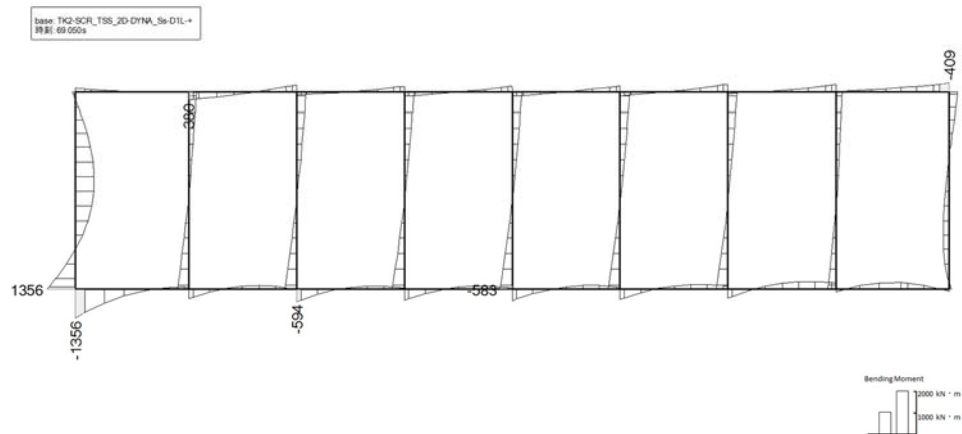


(c) せん断力 (kN)

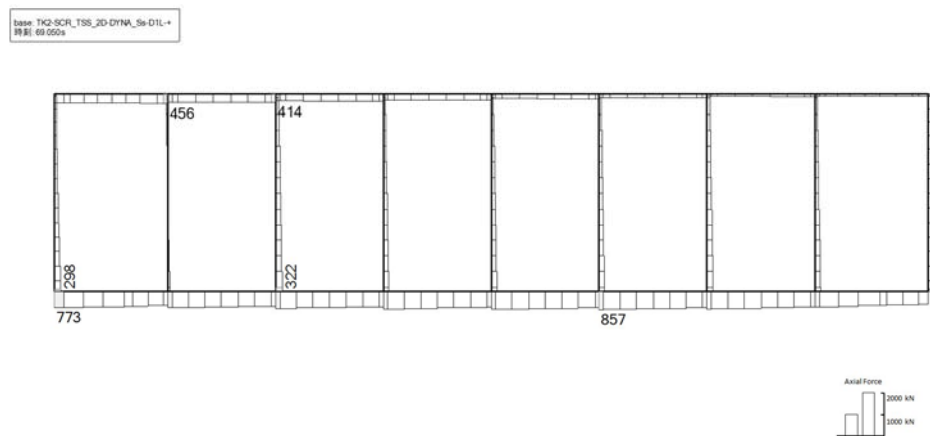
図 2.4-3 (5) 取水路(①-①断面)の底版 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=67.86s$ )

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

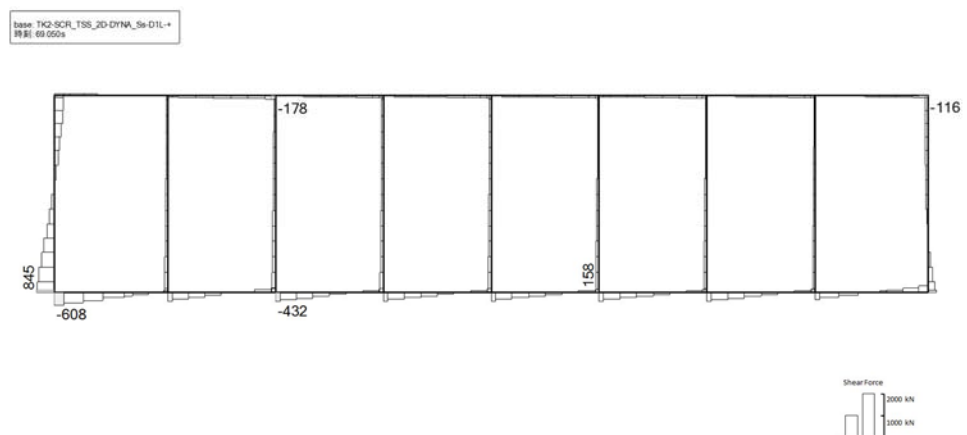




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



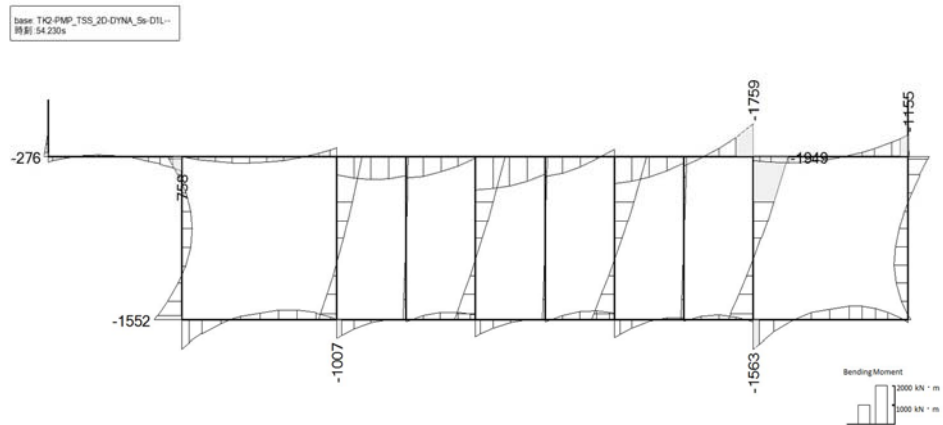
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-3 (6) 取水路(①-①断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

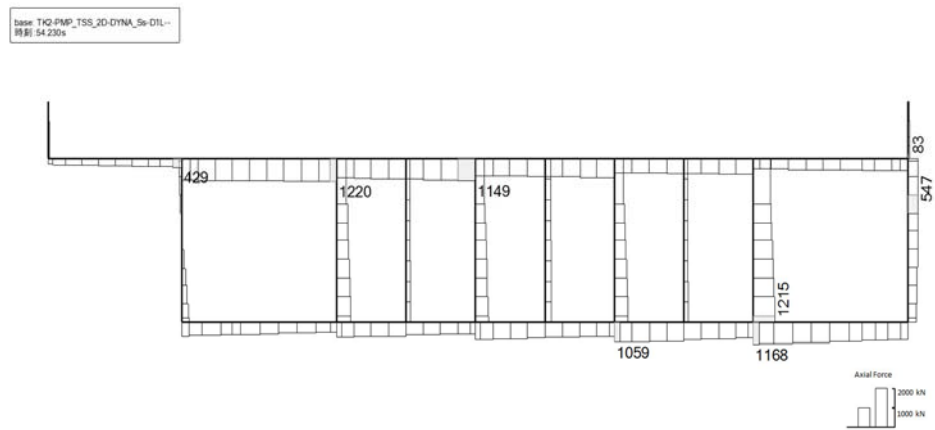
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=69.05s$ )

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

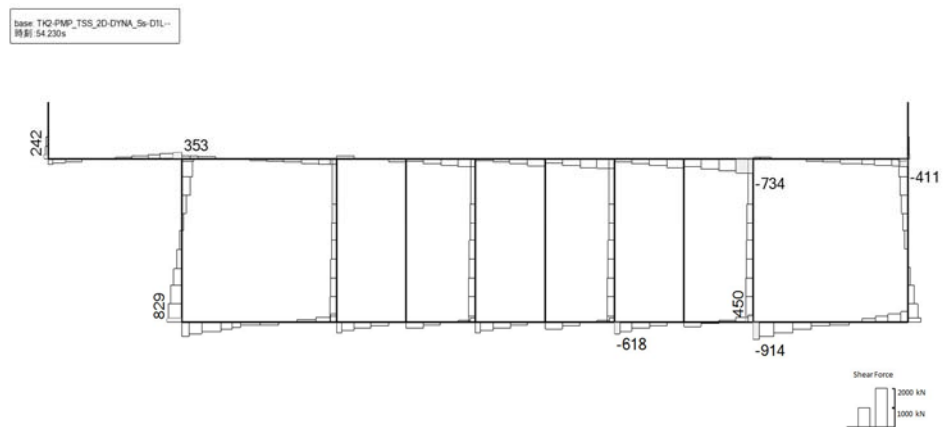




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



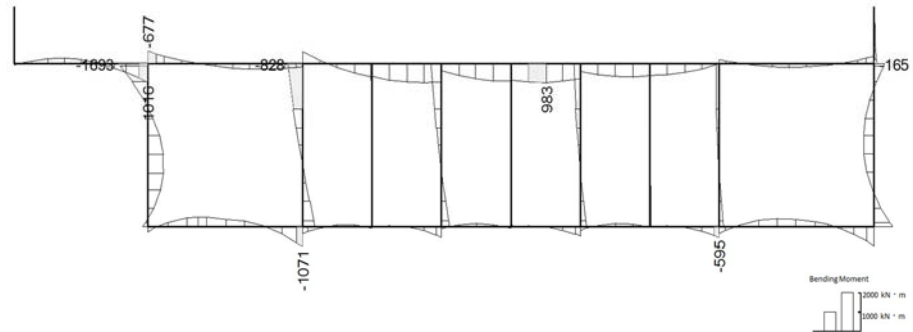
(c) せん断力(kN)

図 2.4-4(1) 取水ピット(④-④断面)の突出部において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.23s$ )

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

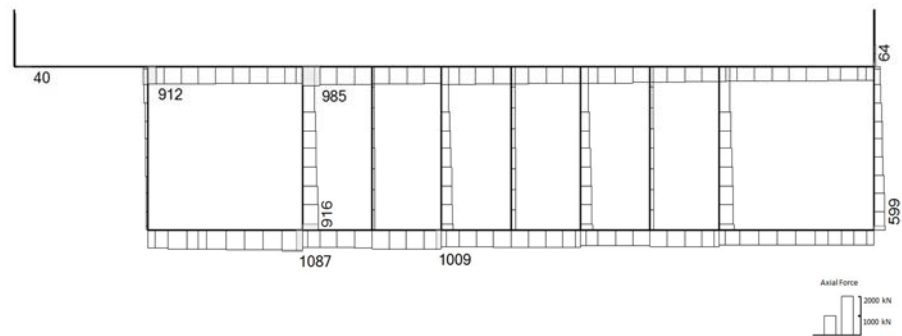


base: TK2-PMP, TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 44.530s



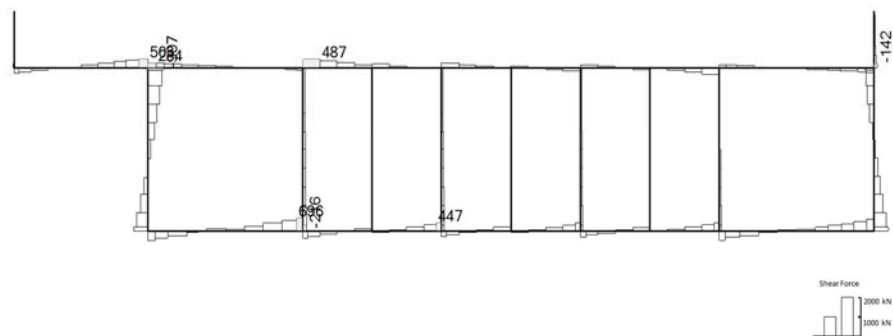
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP, TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 44.530s



(b) 軸力(kN)

base: TK2-PMP, TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 44.530s



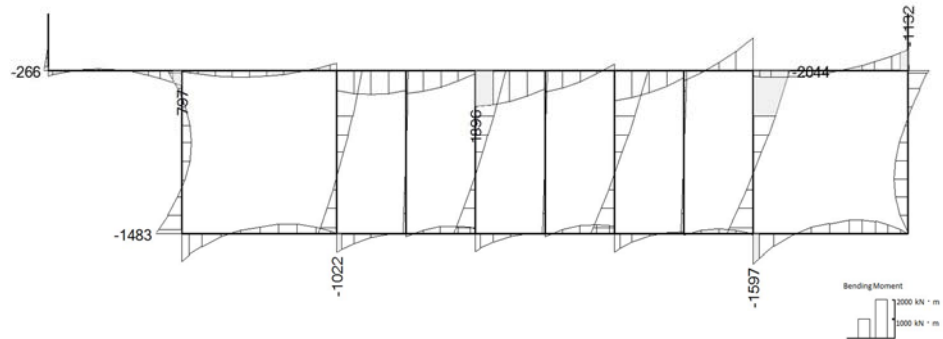
(c) せん断力(kN)

図 2.4-4(2) 取水ピット(④-④断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=44.53s$ )

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

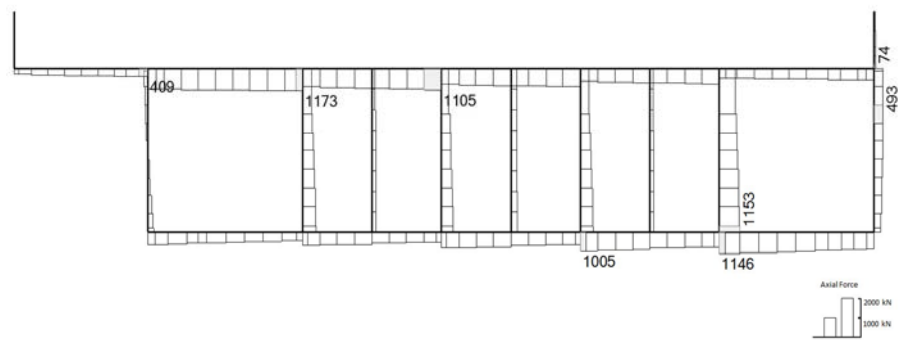


base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 54.210s



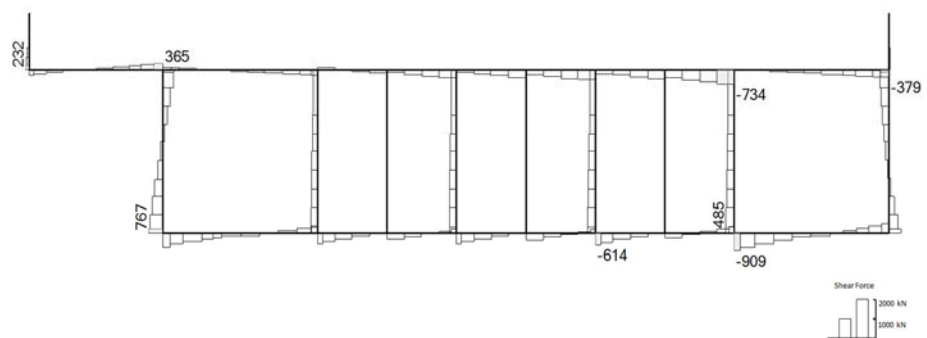
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 54.210s



(b) 軸力(kN)

base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 54.210s

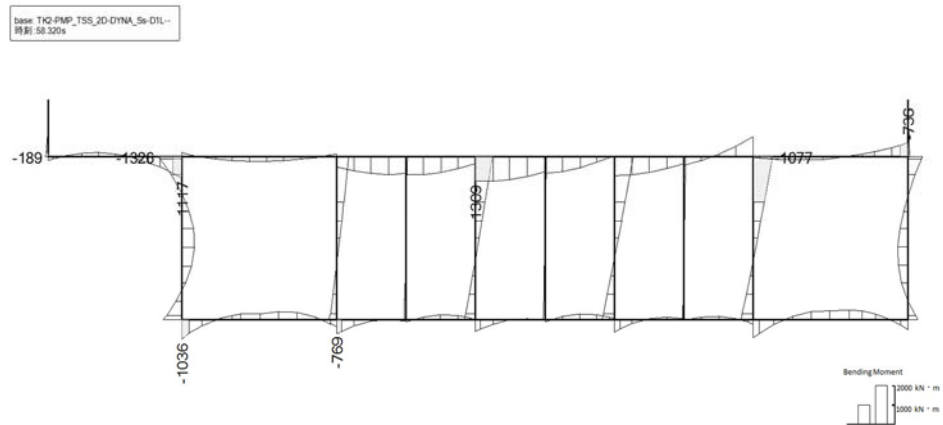


(c) せん断力(kN)

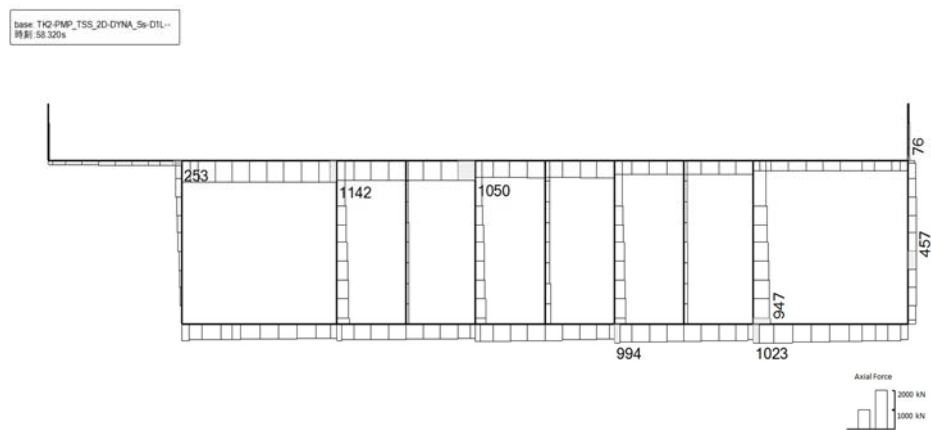
図 2.4-4(3) 取水ピット(④-④断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.21s$ )

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

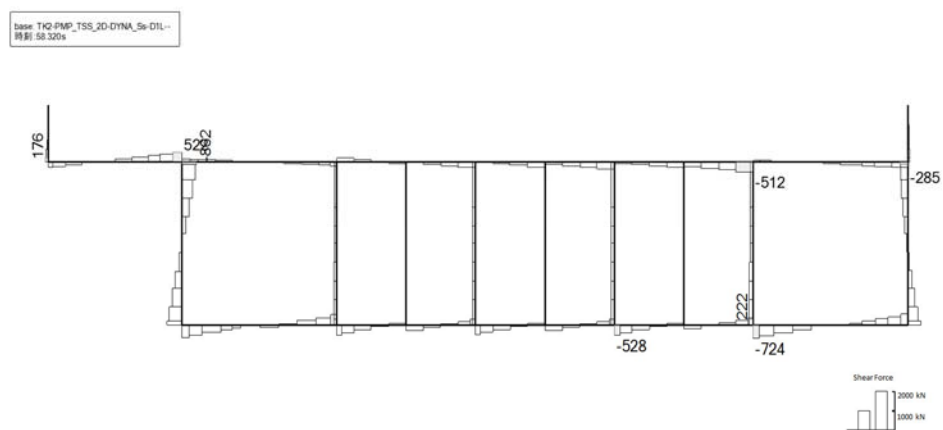




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

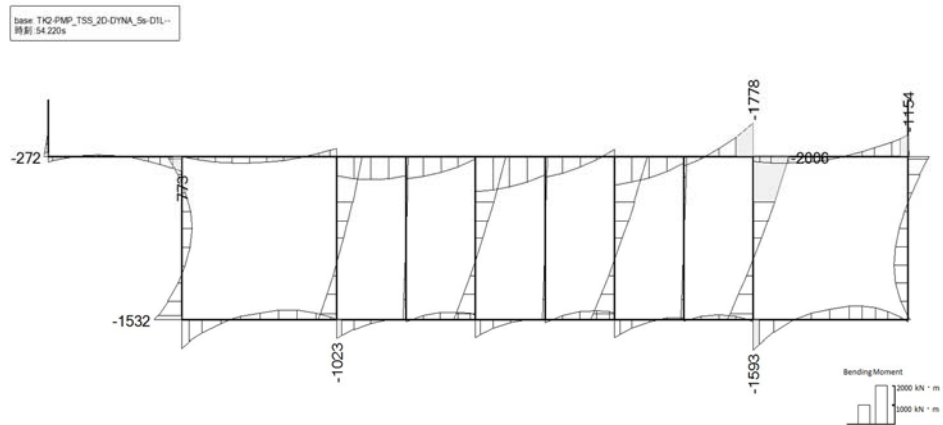


(c) せん断力(kN)

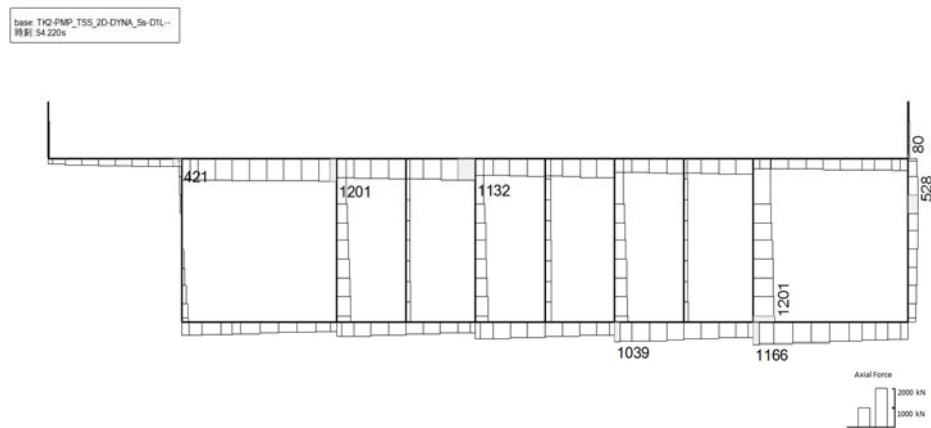
図 2.4-4(4) 取水ピット(④-④断面)の左張出において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=58.32s$ )

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

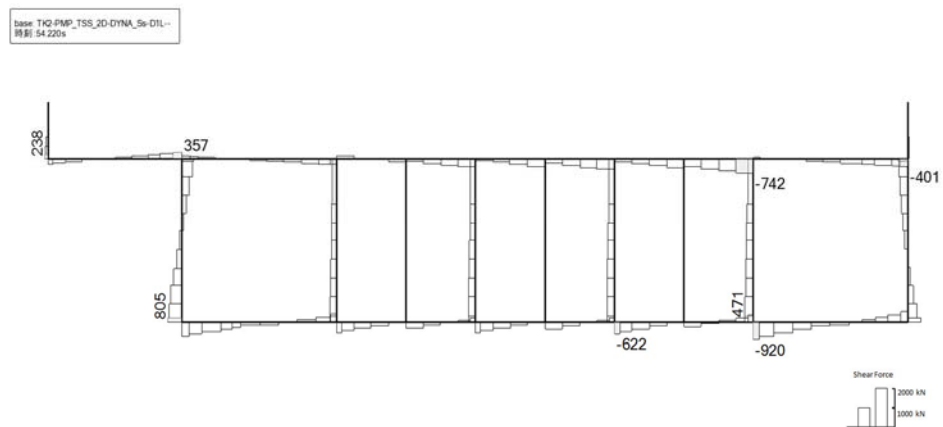




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

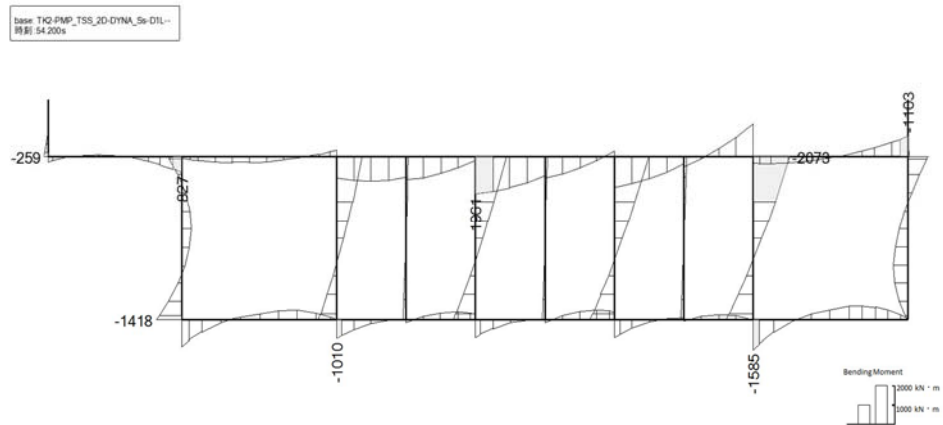


(c) せん断力(kN)

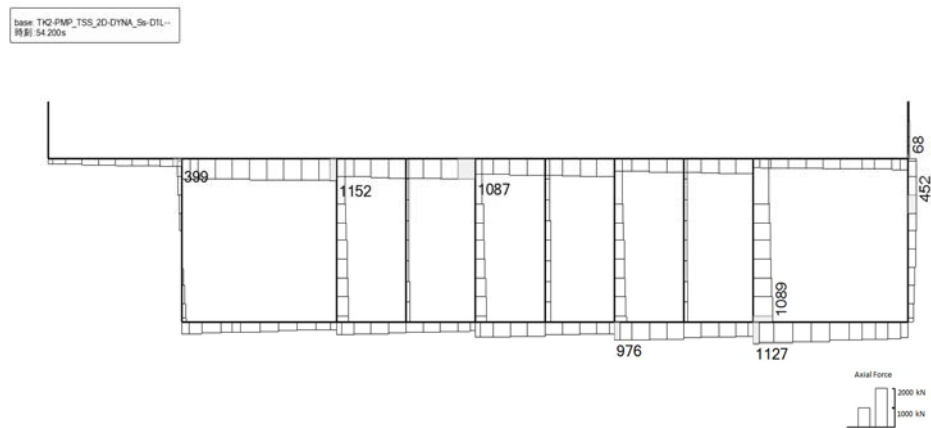
図 2.4-4(5) 取水ピット(④-④断面)の頂版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.22s$ )

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

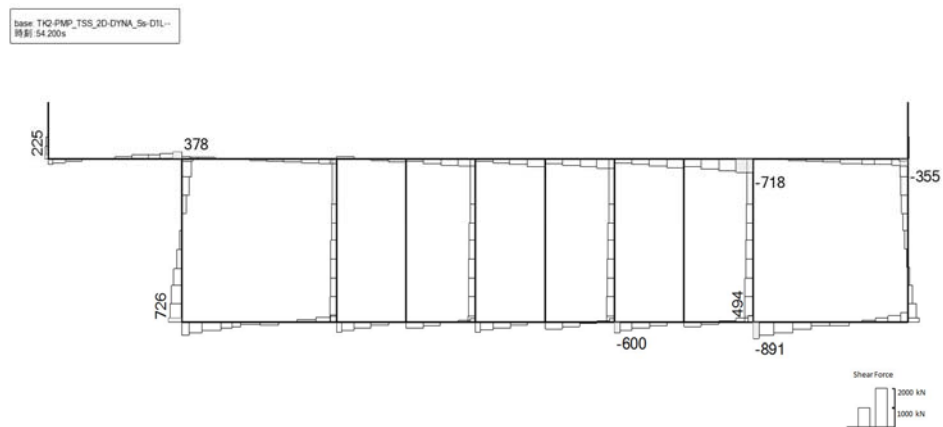




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

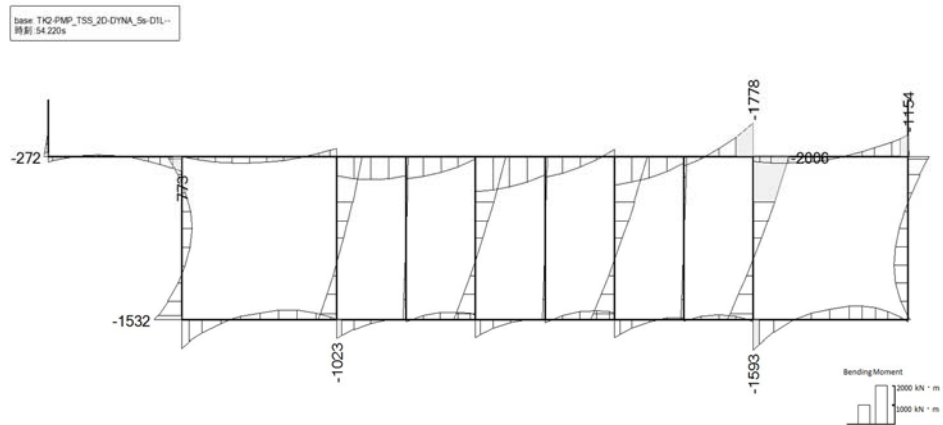


(c) せん断力(kN)

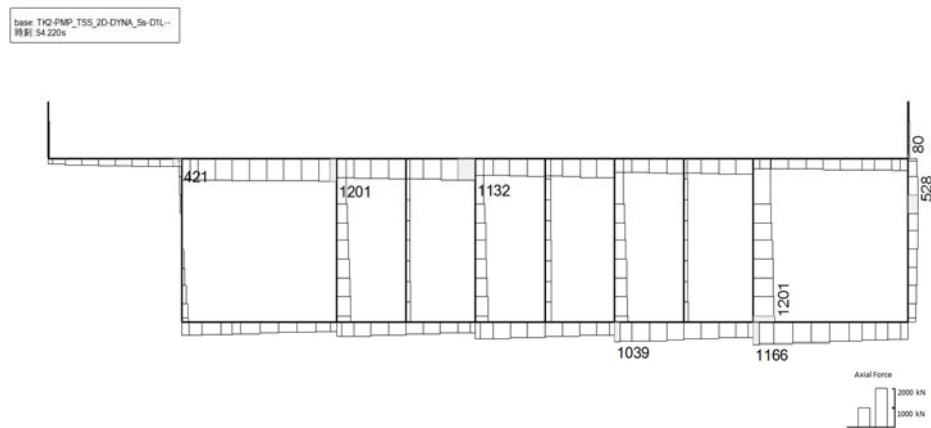
図 2.4-4(6) 取水ピット(④-④断面)の頂版2において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.20s$ )

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

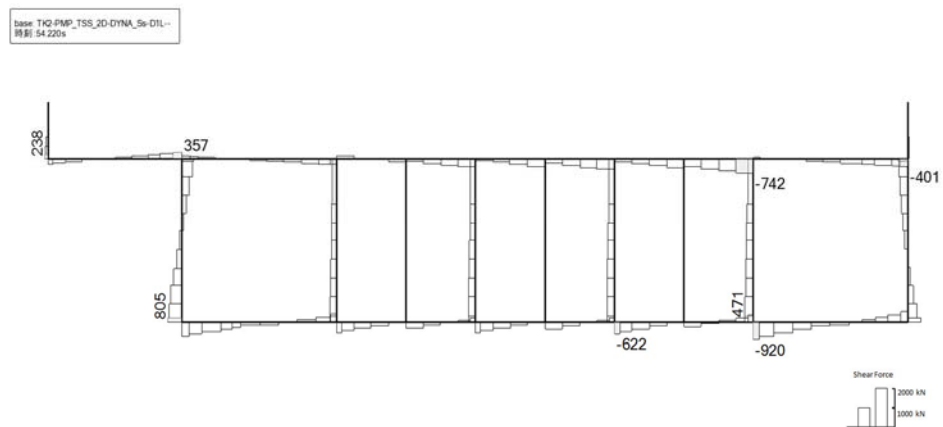




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

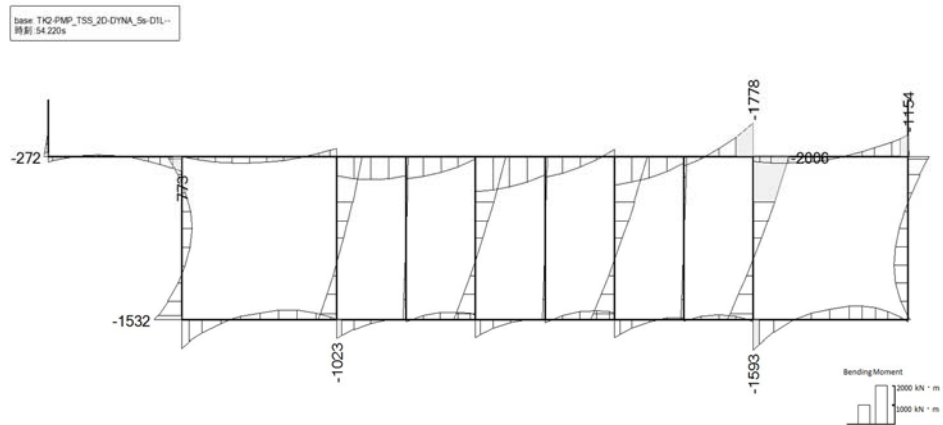


(c) せん断力(kN)

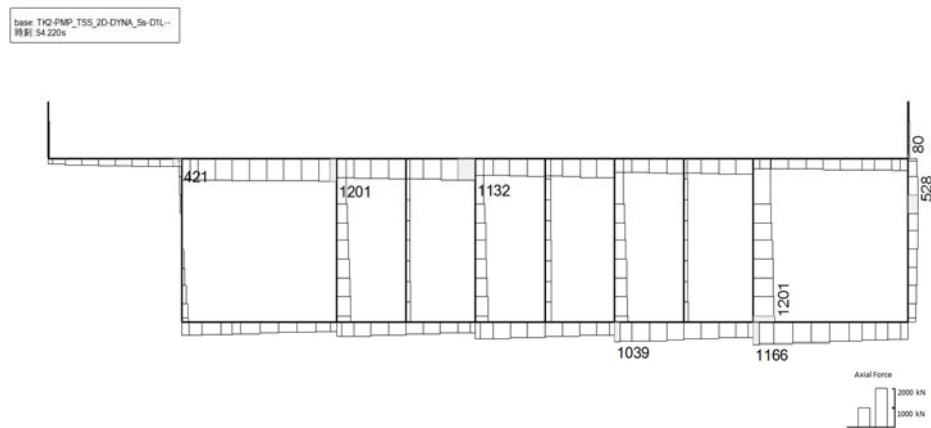
図 2.4-4(7) 取水ピット(④-④断面)の底版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.22s$ )

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

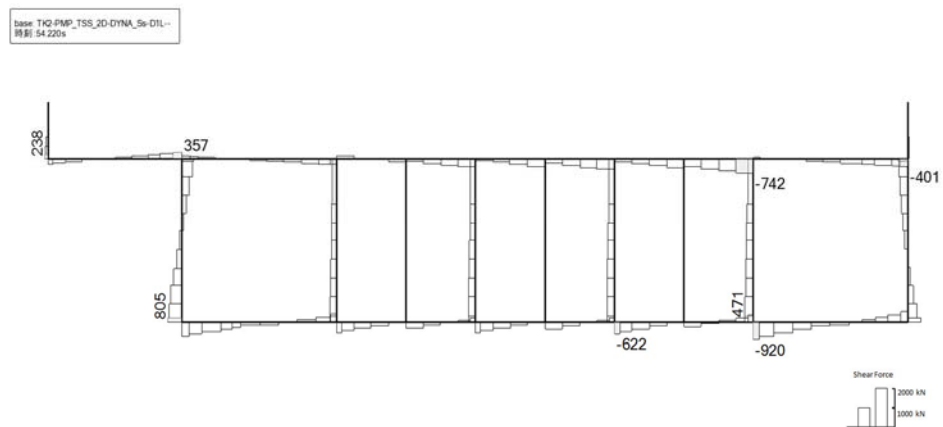




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

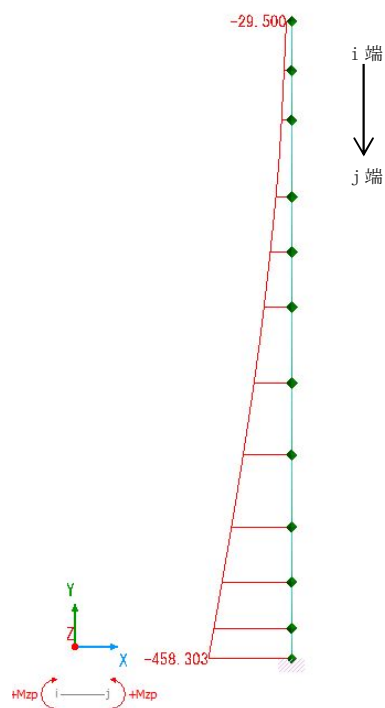


(c) せん断力(kN)

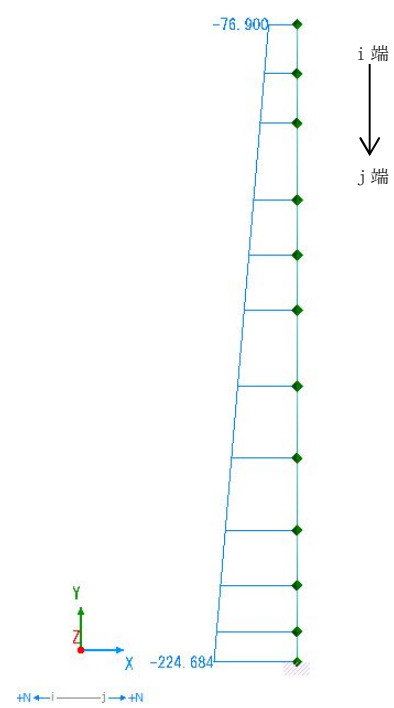
図 2.4-4(8) 取水ピット(④-④断面)の底版2において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.22s$ )

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

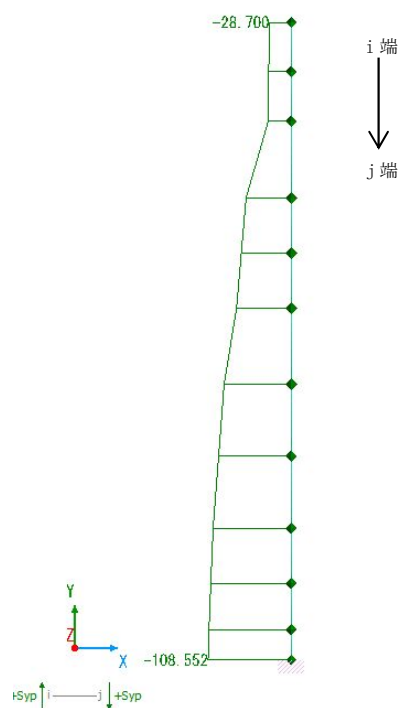




(a) 曲げモーメント (kN・m)



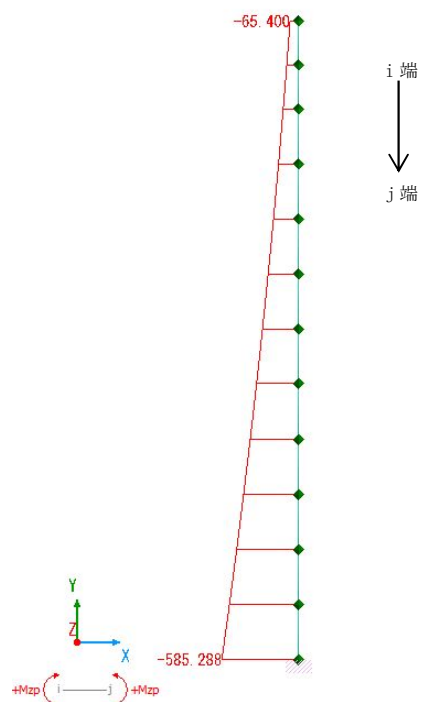
(b) 軸力 (kN)



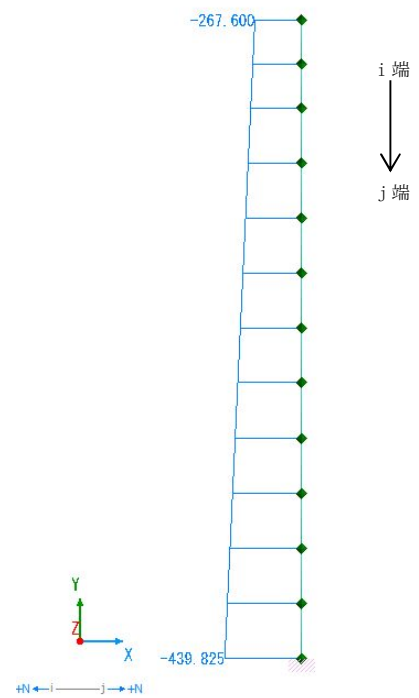
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-5(1) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材①において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 $(S_s-D1 (H+, V+), t=23.98s, \text{竜巻等防護設備反力}(H\rightarrow, V\downarrow))$   
 (検討ケース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))

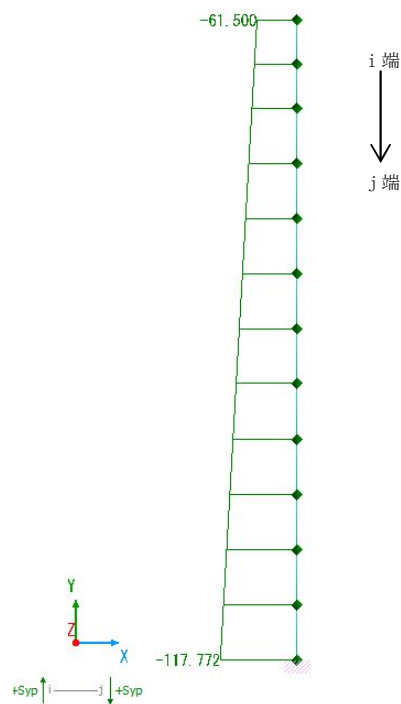




(a) 曲げモーメント (kN・m)



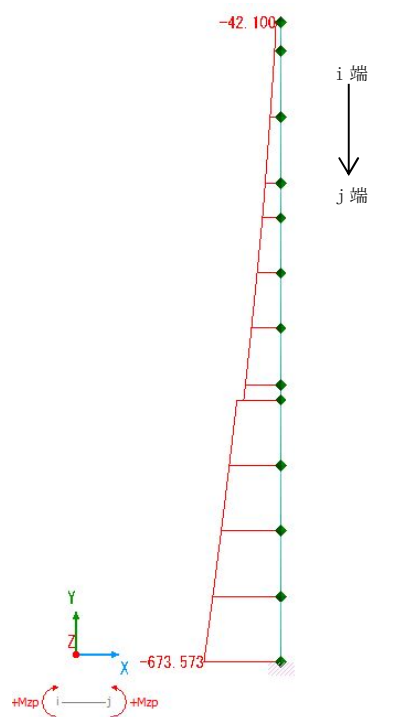
(b) 軸力(kN)



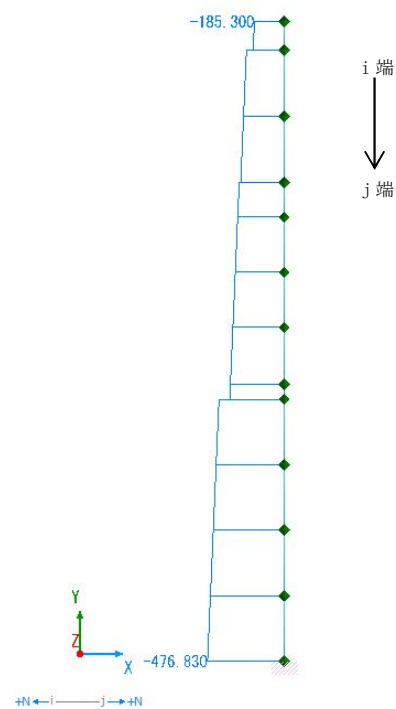
(c) せん断力(kN)

図 2.4-5(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材②において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 $(S_s - 3.1 \text{ (H- , V+ ) , } t=9.07\text{s, 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓))$   
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

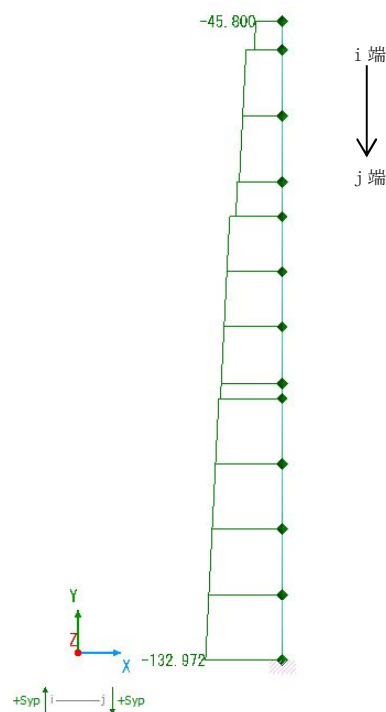




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-5(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材③において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 $(S_s - 3.1 \text{ (H- , V+ ) , } t=9.08\text{s, 竜巻等防護設備反力 (H→ , V↓))$   
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



b. せん断力照査

表 2.4-8(1) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考				
側壁	1	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		859	1887	0.456	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)
頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		303	1300	0.234	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)
頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-195	281	0.694	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)
底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-653	1320	0.495	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)
底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-293	422	0.695	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)
隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-189	1240	0.153	② S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

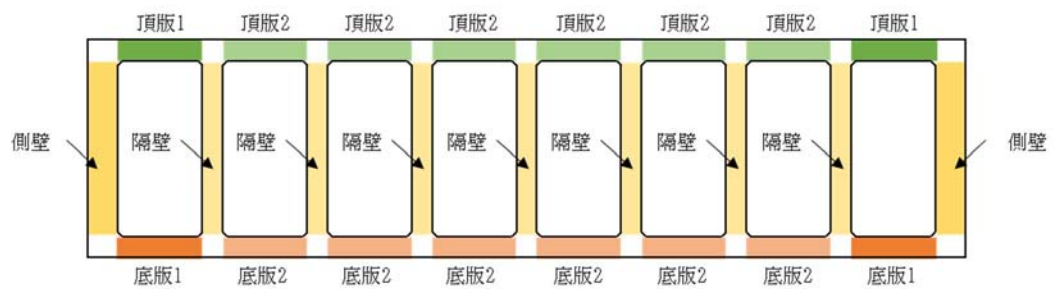
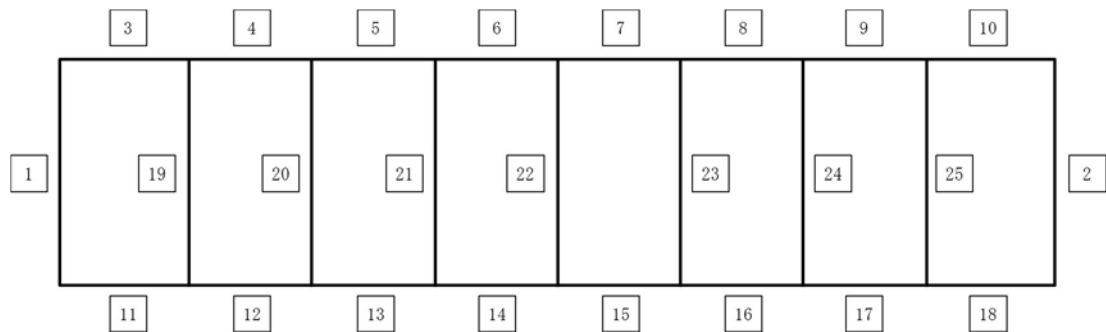




表 2.4-8(2) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	検討ケース
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考				
突出部	1	1000	1500	1425	-		135	312	0.433	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
側壁	2	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-733	1805	0.407	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
隔壁	6	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		523	1503	0.348	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		392	1230	0.319	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-497	1325	0.376	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
頂版2	16	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-1338	4607	0.291	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
底版1	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		641	1586	0.405	⑥ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)
底版2	23	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-372	1584	0.235	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

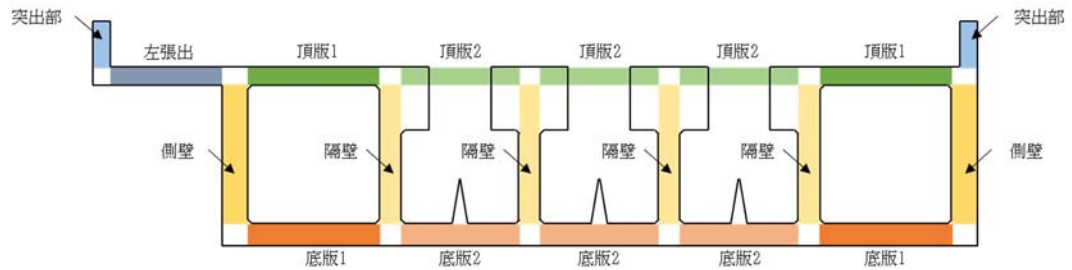
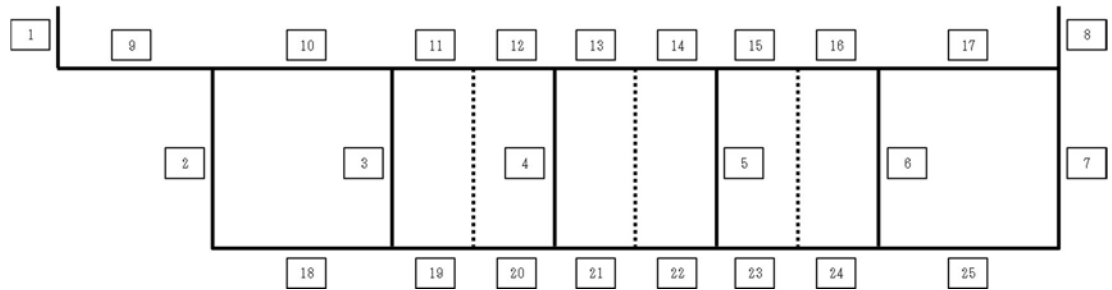


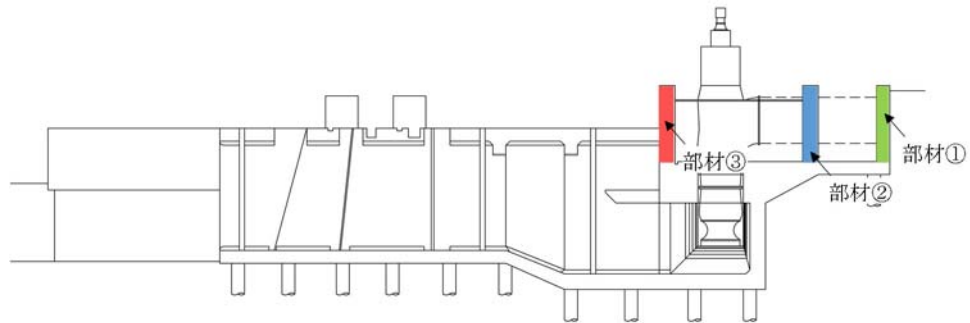


表 2.4-8(3) 躯体のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

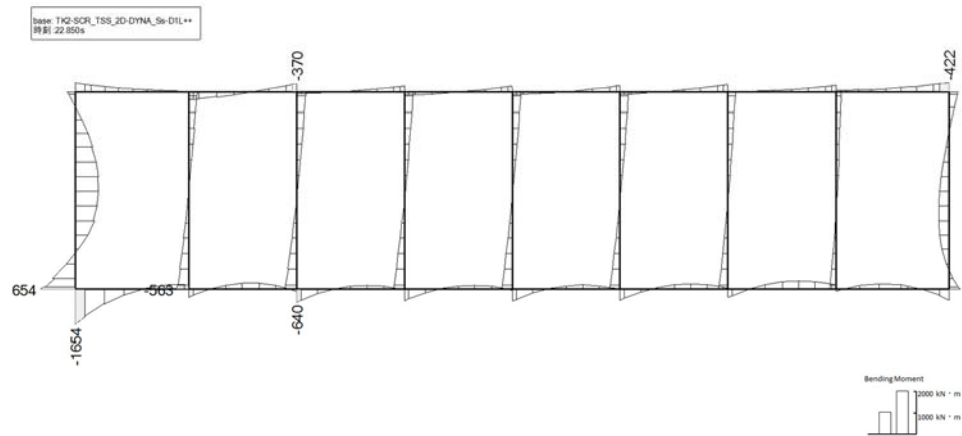
部材	照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$	地震応答解析により得られる荷重		竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力
				検討ケースおよび地震動	応答抽出 の考え方	
①	137	280	0.490	⑥ S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大土圧	(H→V↑)
②	122	254	0.481	④ S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度	(H→V↑)
③	-137	248	0.553	⑤ S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度	(H←V↑)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

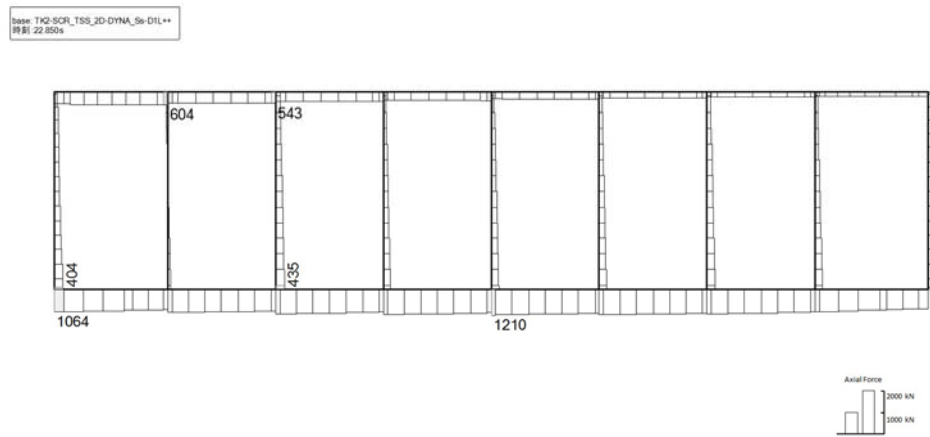
\* : 検討ケースについての詳細を, 参考資料 10 (10.3.3 荷重) に示す。



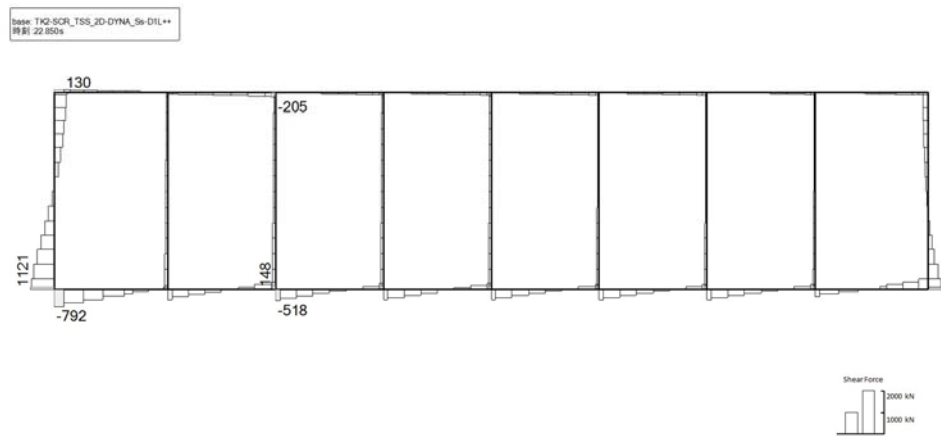




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



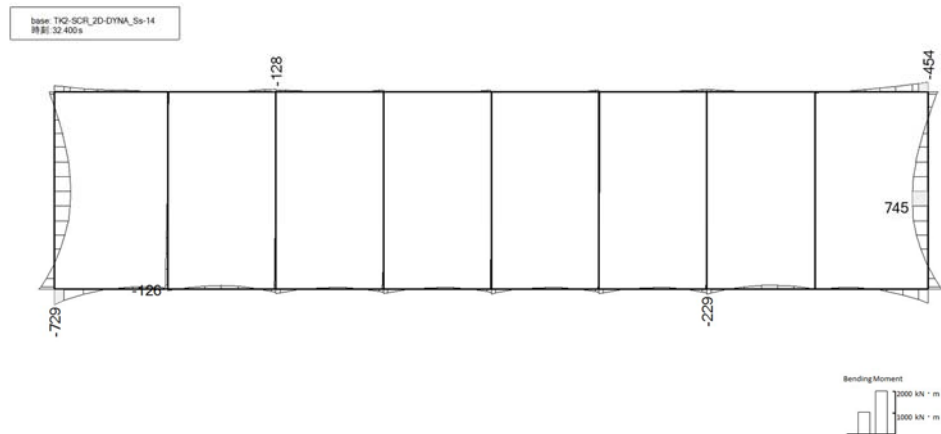
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-6(1) 取水路(①-①断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

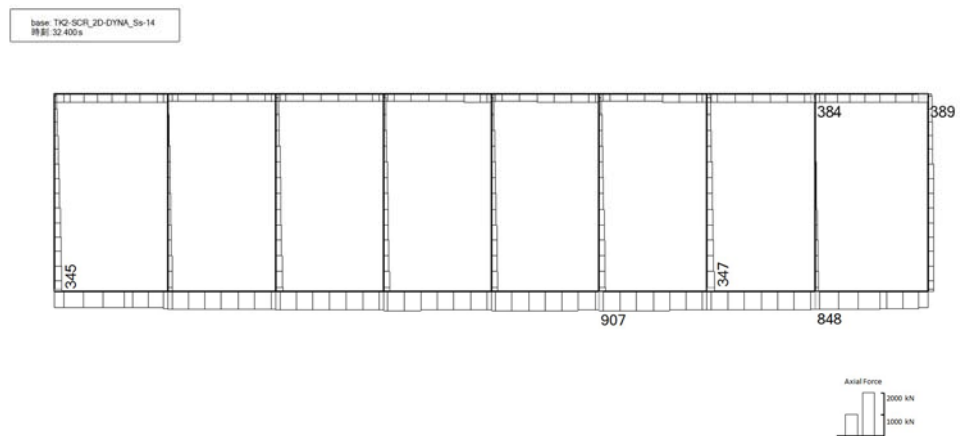
( $S_s-D1$  (H+, V+),  $t=22.85s$ )

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

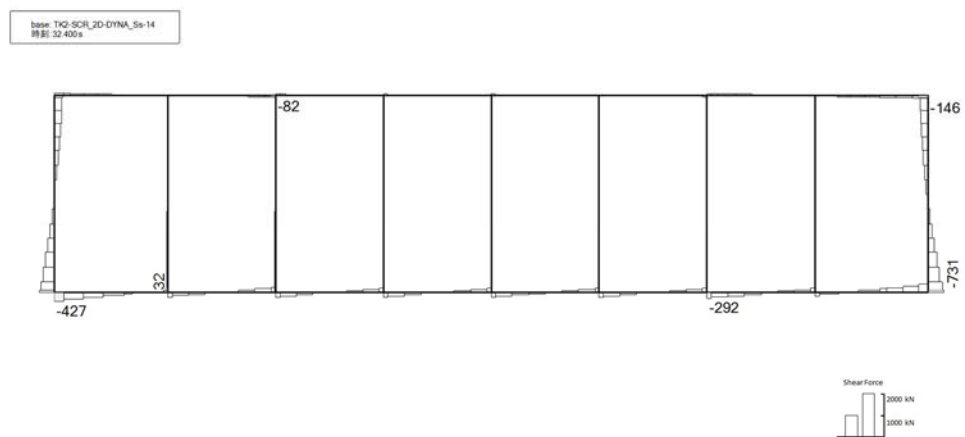




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

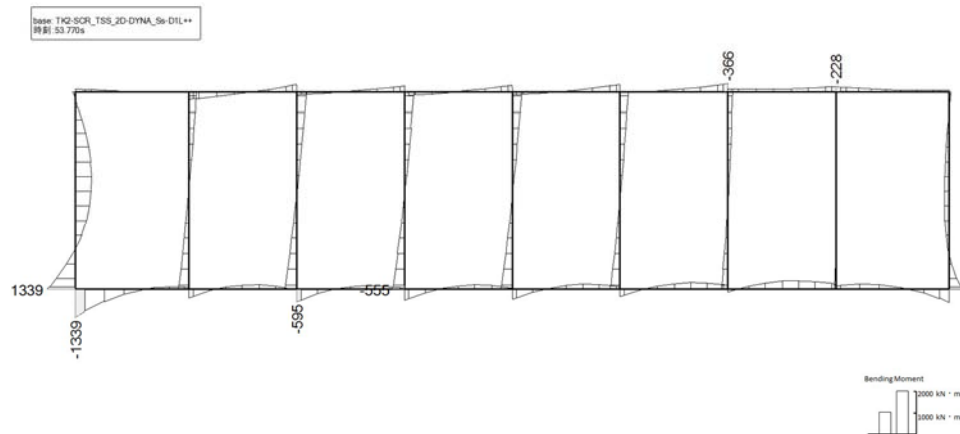


(c) せん断力 (kN)

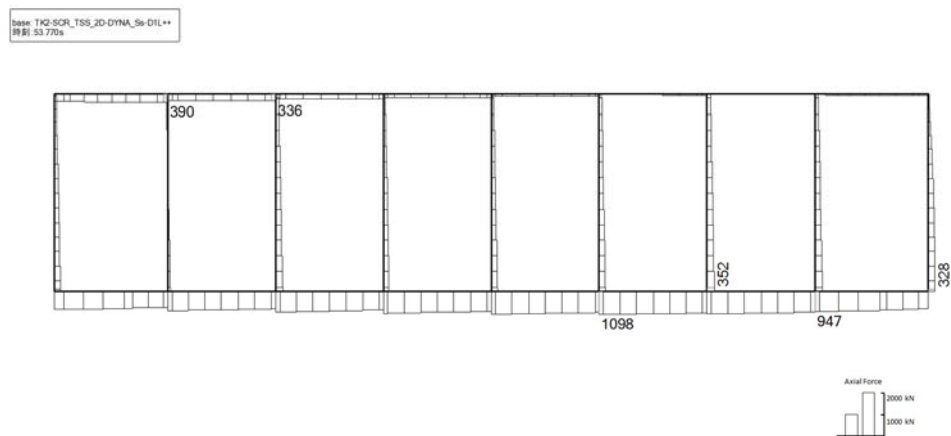
図 2.4-6 (2) 取水路(①-①断面)の頂版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=32.40s$ )

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

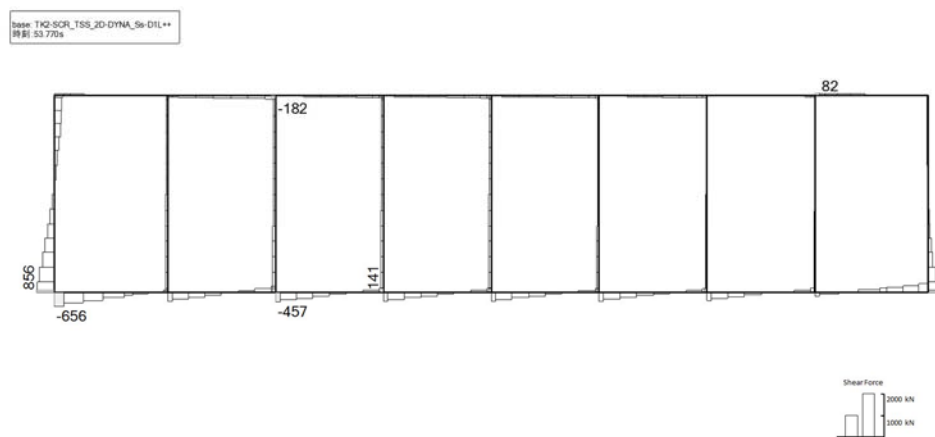




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

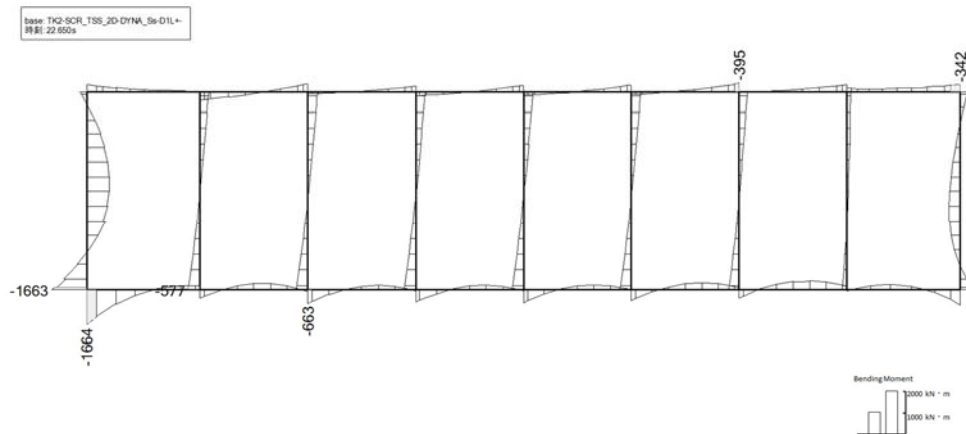


(c) せん断力 (kN)

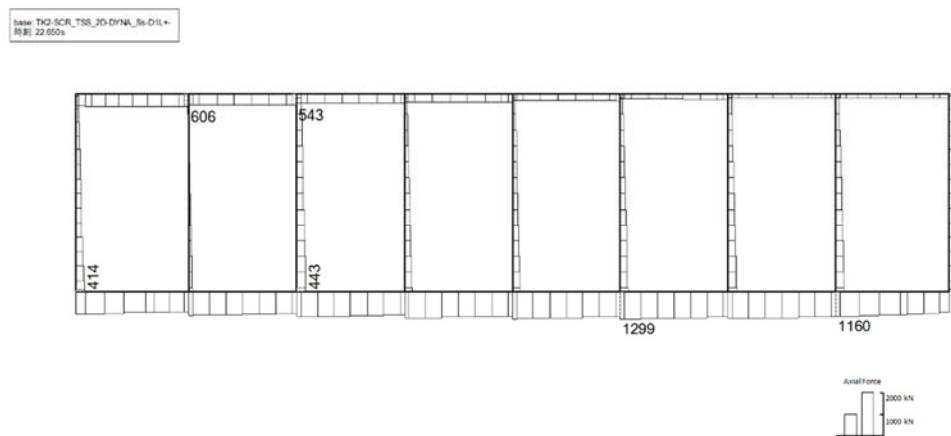
図 2.4-6 (3) 取水路①-①断面の頂版 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H+, V+),  $t=53.77s$ )

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

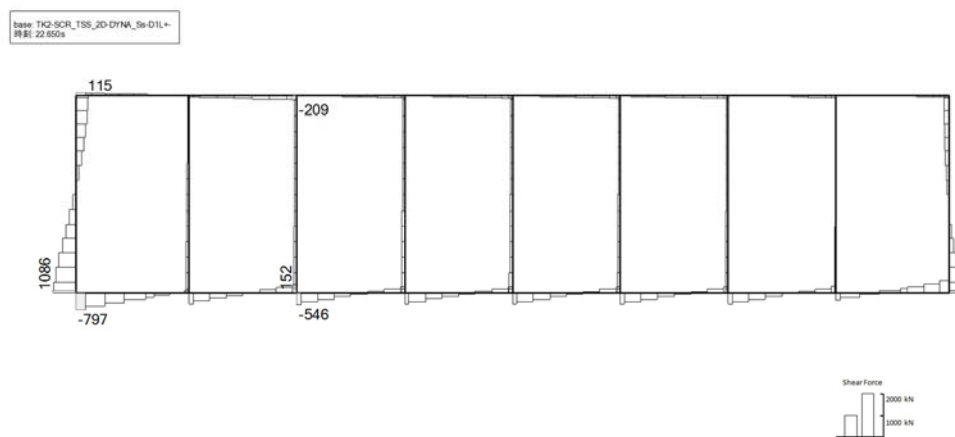




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

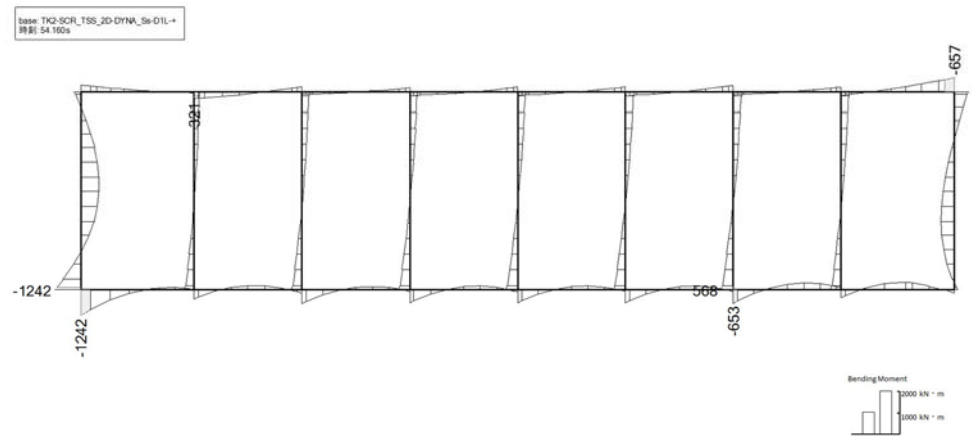


(c) せん断力 (kN)

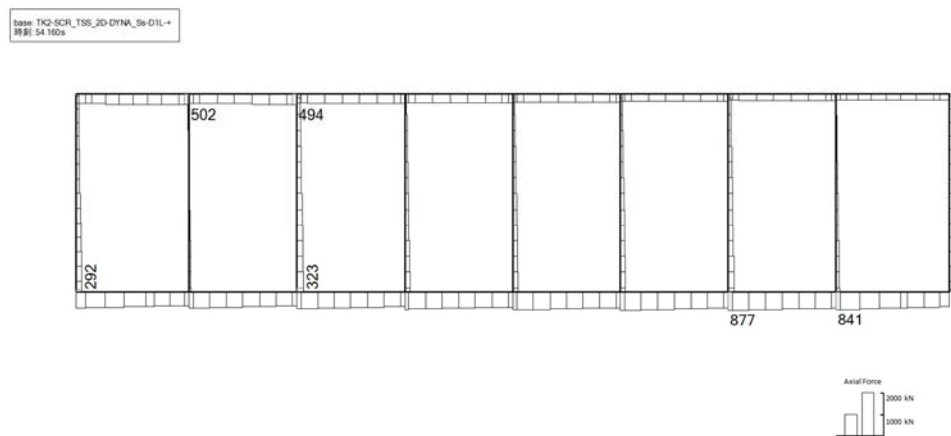
図 2.4-6(4) 取水路(①-①断面)の底版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H+, V-),  $t=22.65s$ )

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

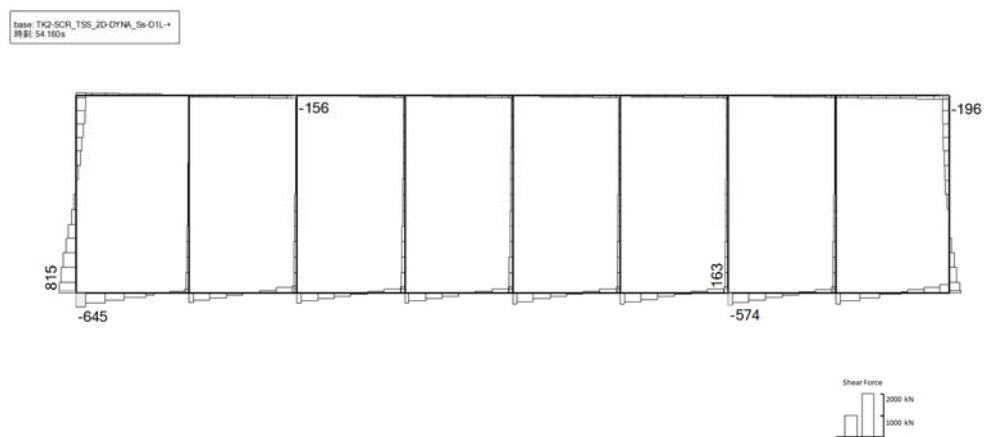




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)

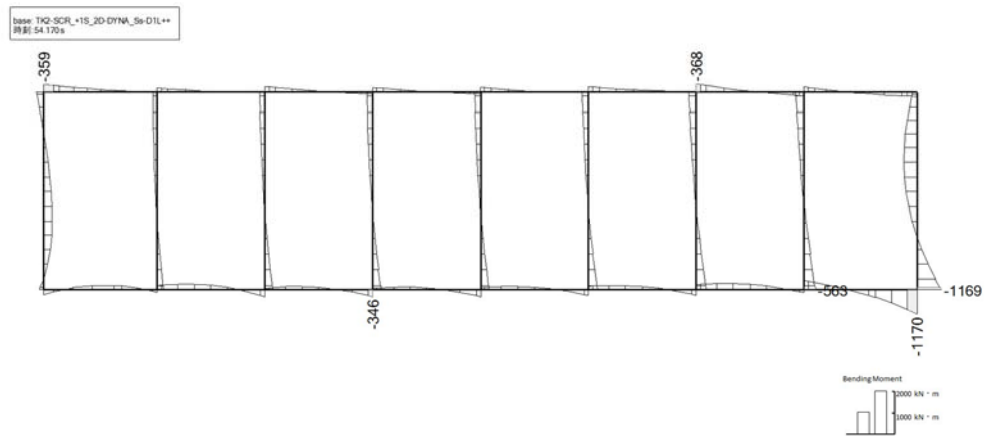


(c) せん断力 (kN)

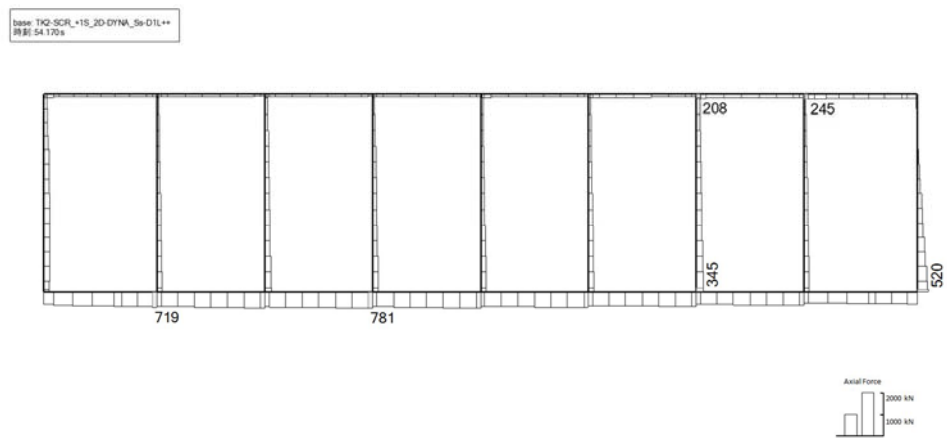
図 2.4-6 (5) 取水路①-①断面の底版 2 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V+),  $t=54.16s$ )

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

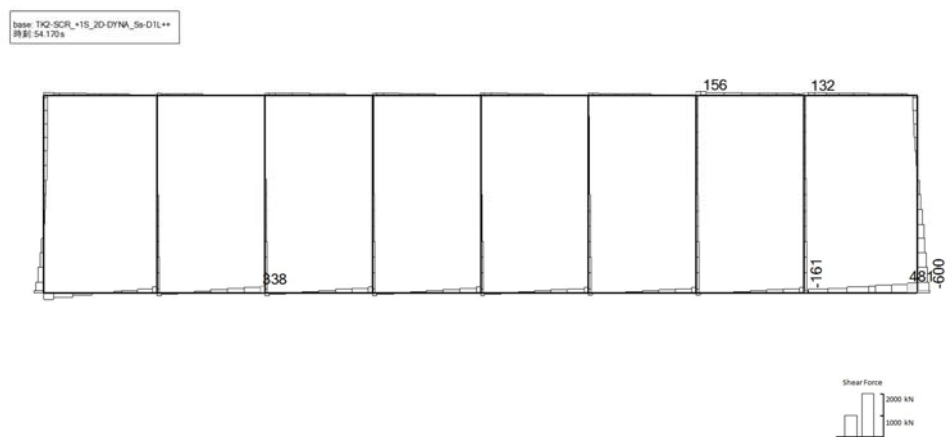




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



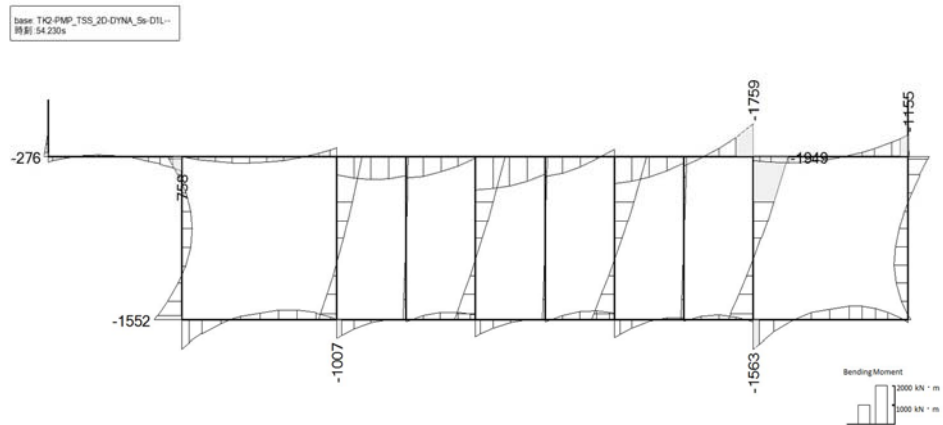
(c) せん断力(kN)

図 2.4-6(6) 取水路(①-①断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力

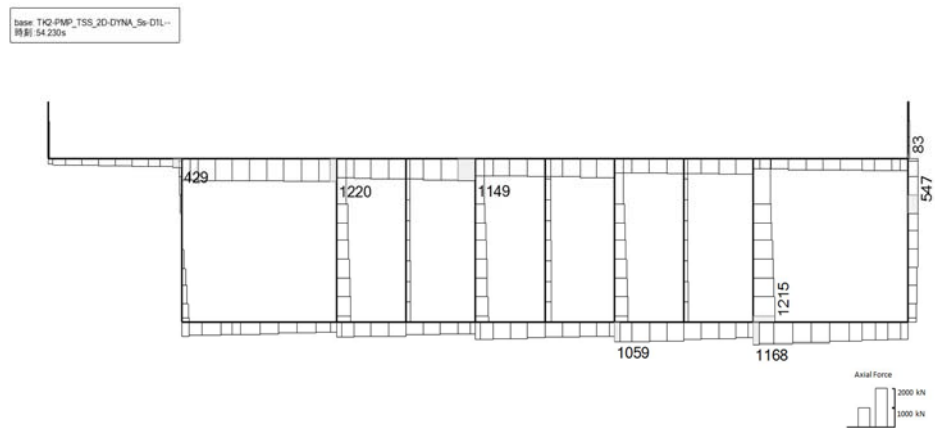
( $S_s$ -D 1 (H+, V+),  $t=54.17s$ )

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

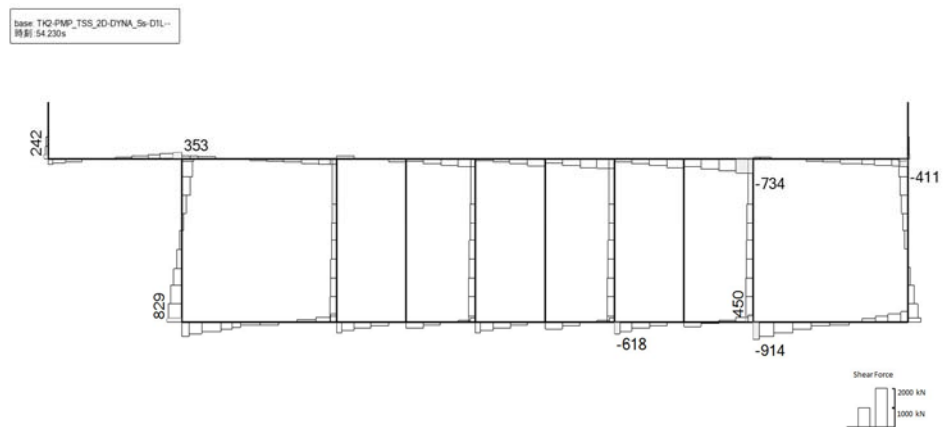




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

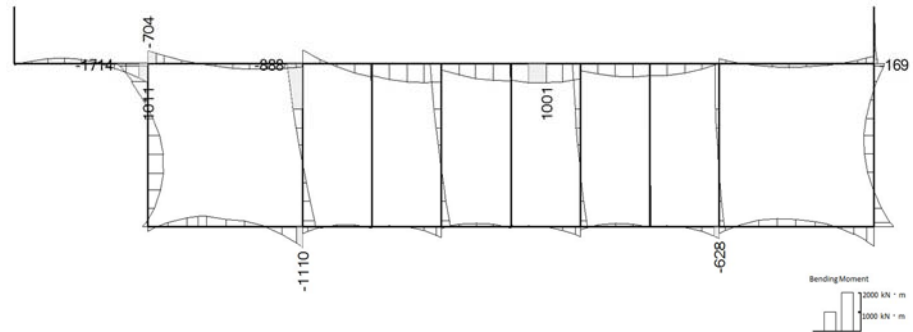
図 2.4-7(1) 取水ピット(④-④断面)の突出部において最も厳しい照査値の地震時断面力

( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.23s$ )

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

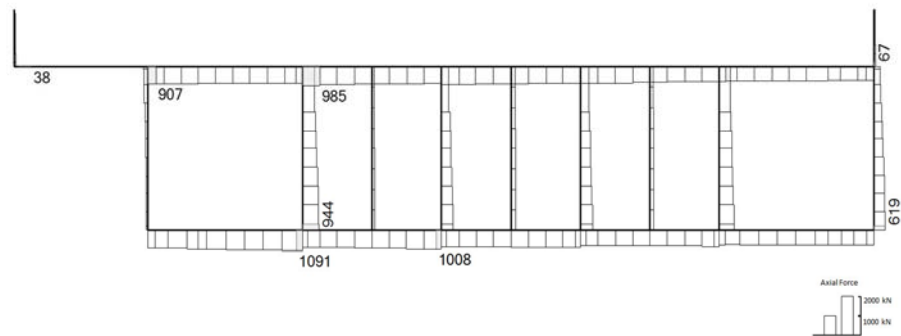


base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 44.520s



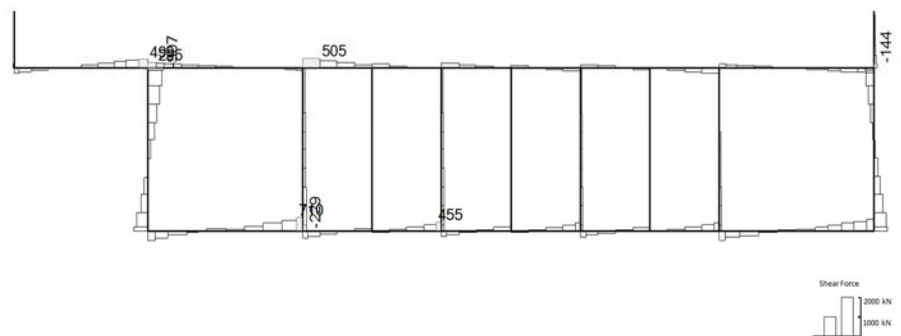
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 44.520s



(b) 軸力 (kN)

base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_5s-DTL-  
時刻: 44.520s

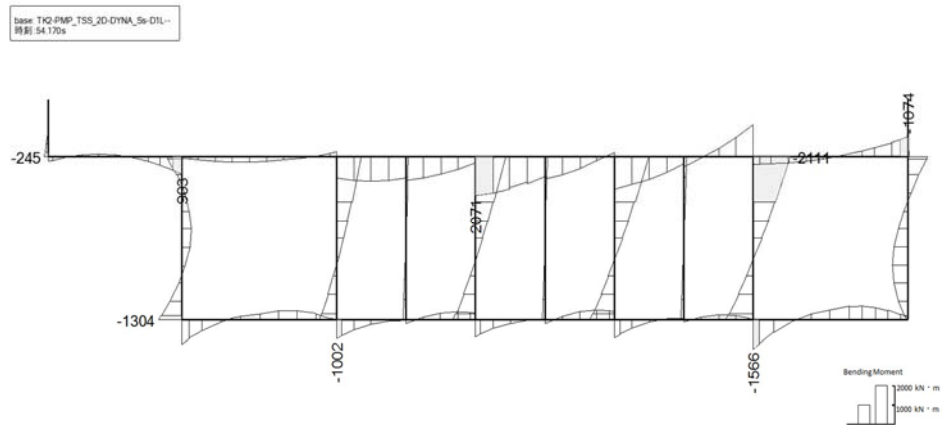


(c) せん断力 (kN)

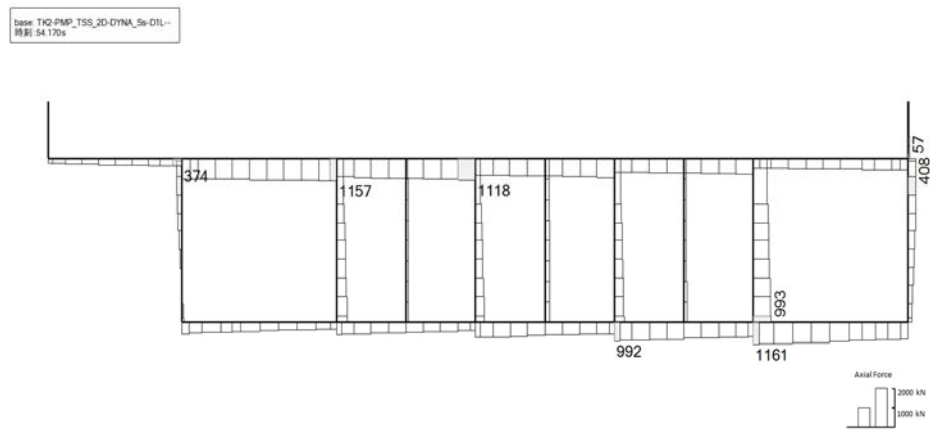
図 2.4-7(2) 取水ピット(④-④断面)の側壁において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=44.52s$ )

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

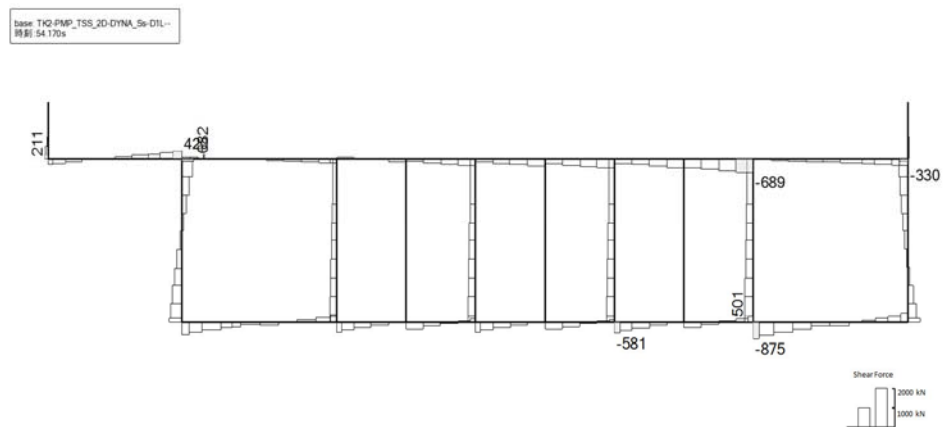




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

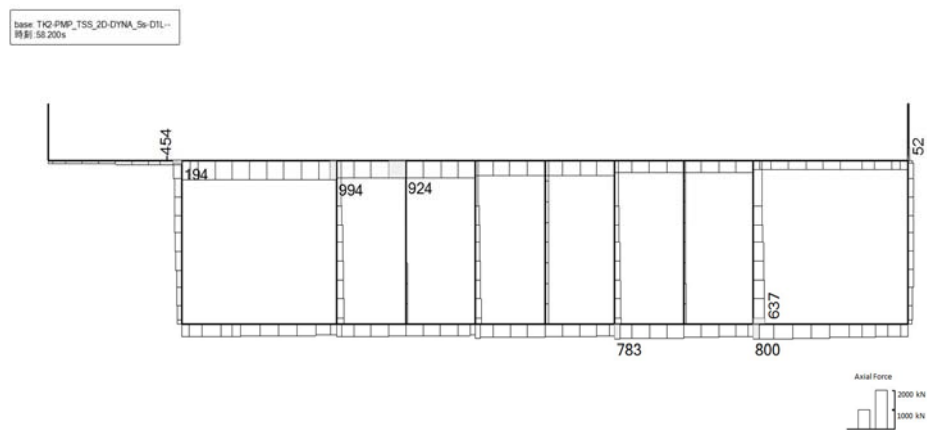
図 2.4-7(3) 取水ピット(④-④断面)の隔壁において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.17s$ )

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

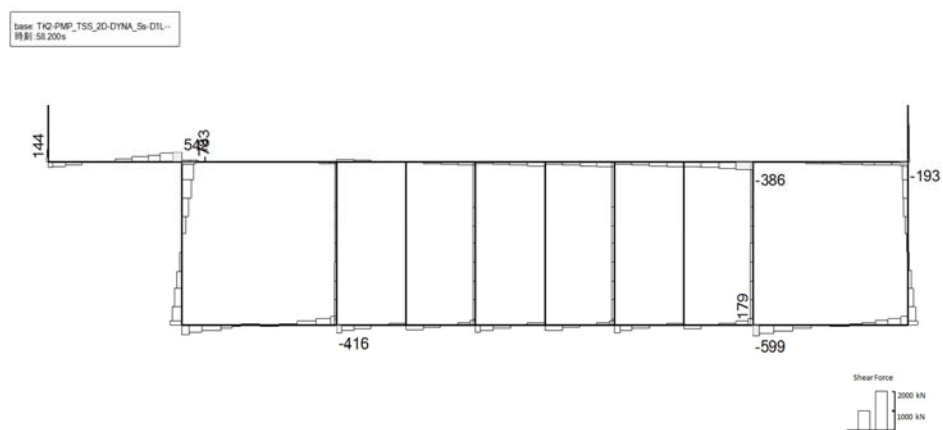




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

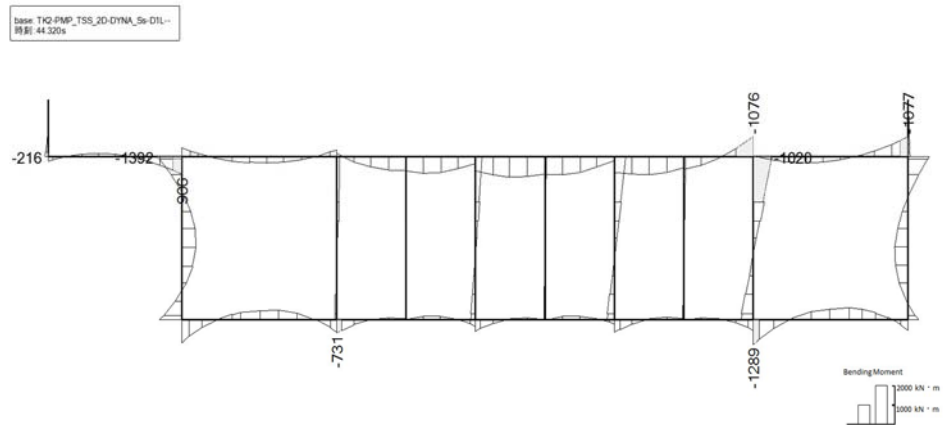


(c) せん断力(kN)

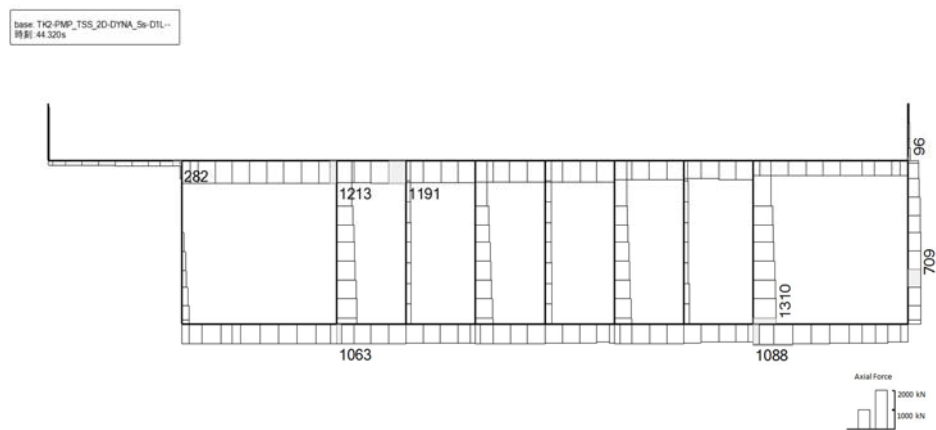
図 2.4-7(4) 取水ピット(④-④断面)の左張出において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=58.20s$ )

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

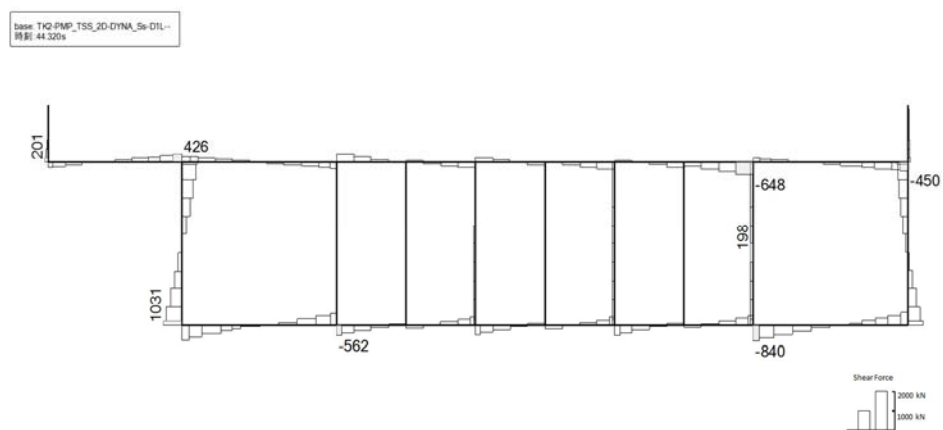




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

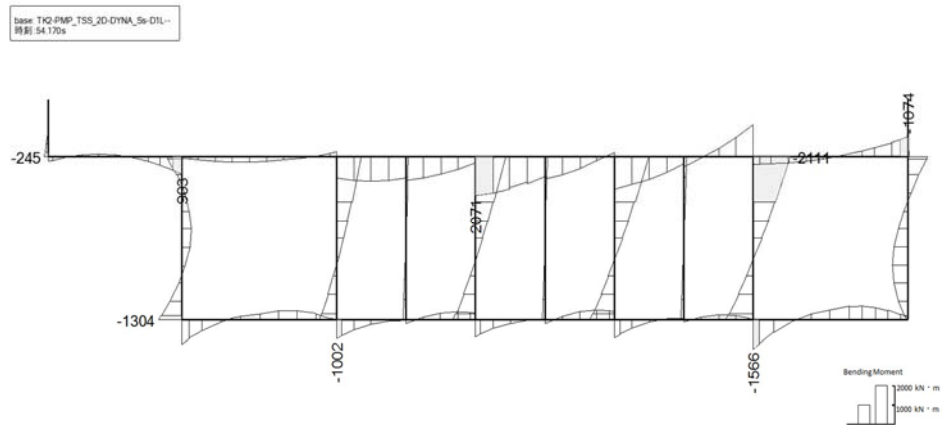


(c) せん断力(kN)

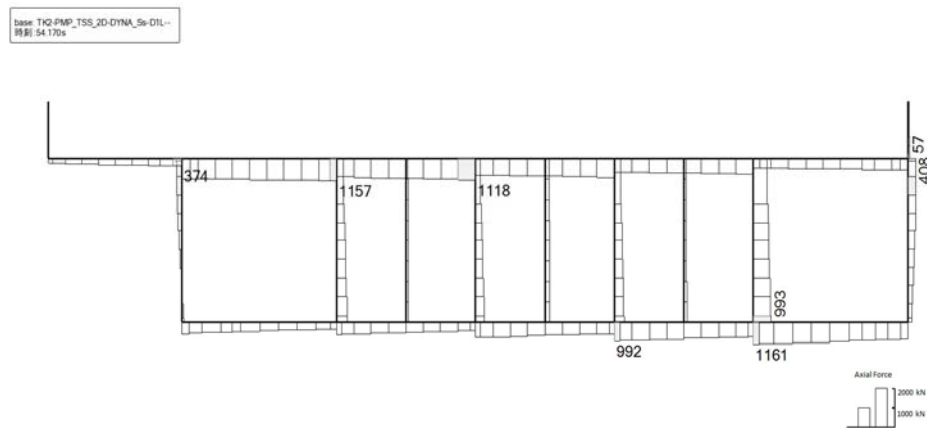
図 2.4-7(5) 取水ピット(④-④断面)の頂版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=44.32s$ )

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

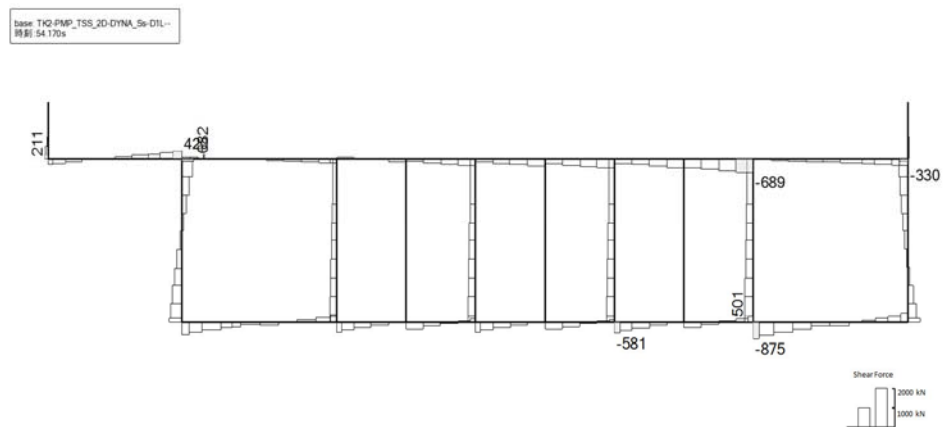




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

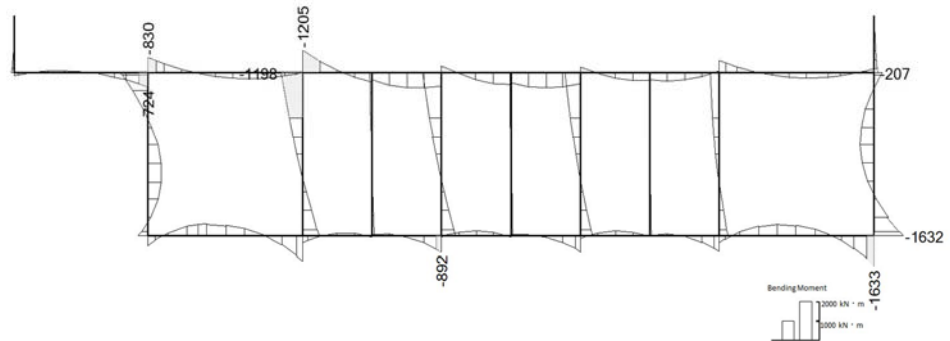
図 2.4-7(6) 取水ピット(④-④断面)の頂版2において最も厳しい照査値の地震時断面力

( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.17s$ )

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

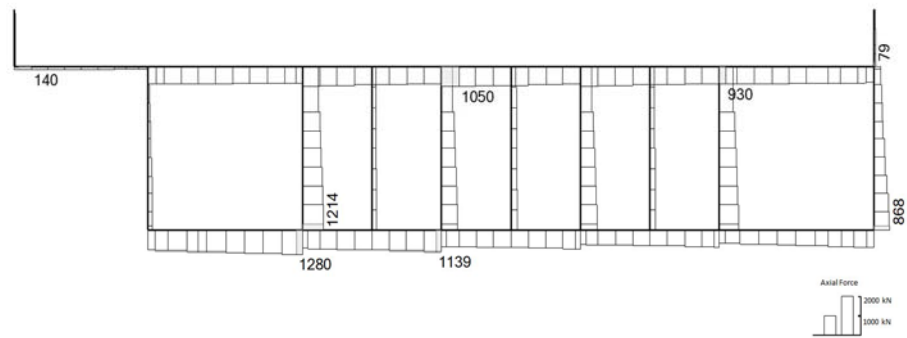


base:TK2-PMP\_NonLiq\_+15\_2D-DYNA\_Ss-DIL--  
時刻:22.640s



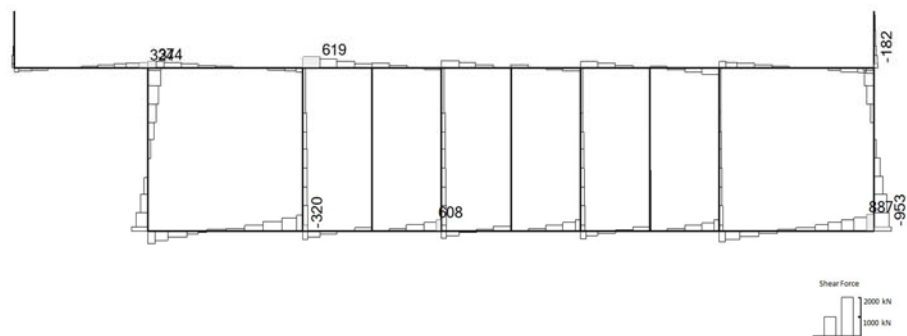
(a) 曲げモーメント (kN・m)

base:TK2-PMP\_NonLiq\_+15\_2D-DYNA\_Ss-DIL--  
時刻:22.640s



(b) 軸力 (kN)

base:TK2-PMP\_NonLiq\_+15\_2D-DYNA\_Ss-DIL--  
時刻:22.640s



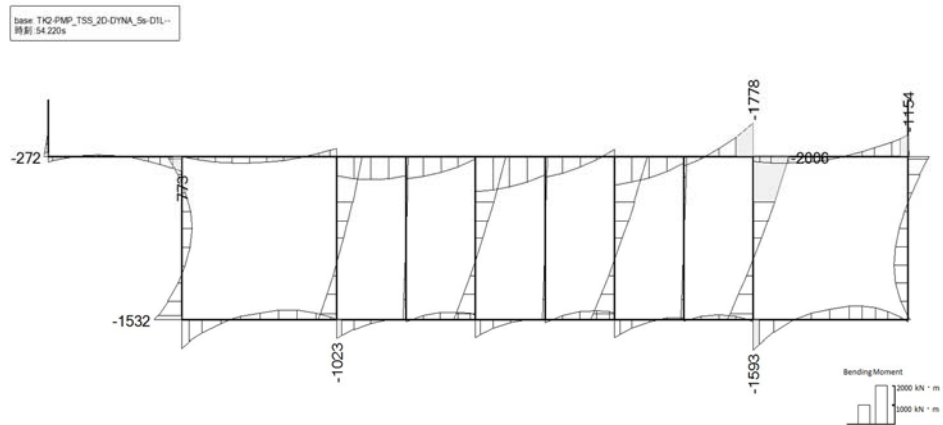
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-7(7) 取水ピット(④-④断面)の底版 1 において最も厳しい照査値の地震時断面力

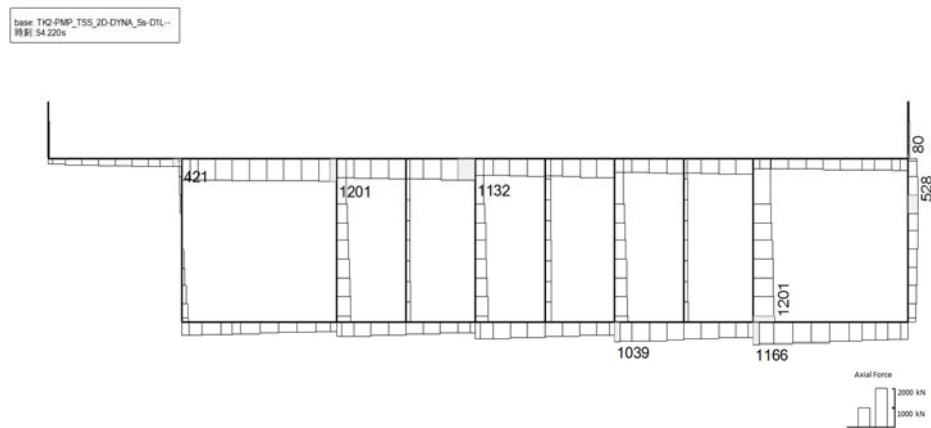
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=22.64s$ )

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

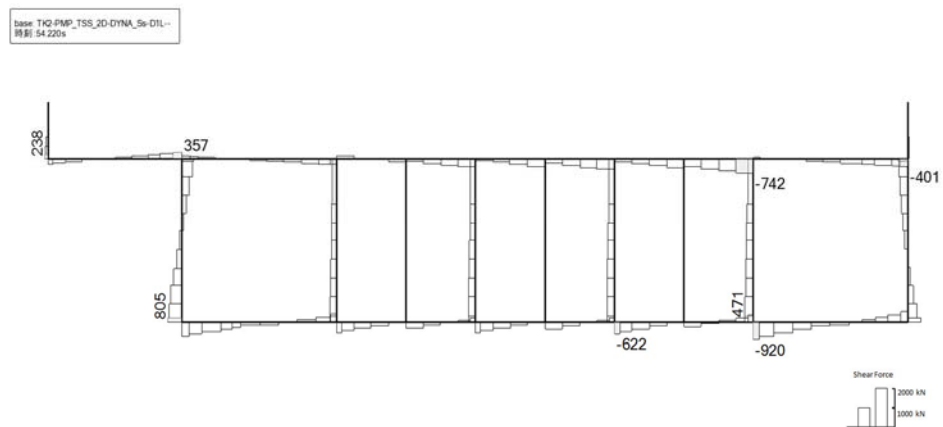




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



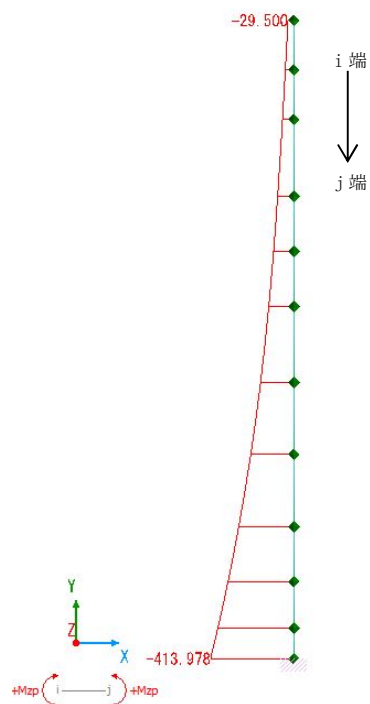
(c) せん断力(kN)

図 2.4-7(8) 取水ピット(④-④断面)の底版2において最も厳しい照査値の地震時断面力

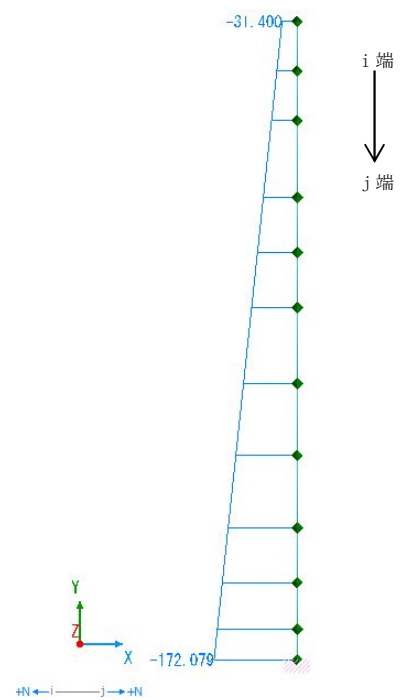
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.22s$ )

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

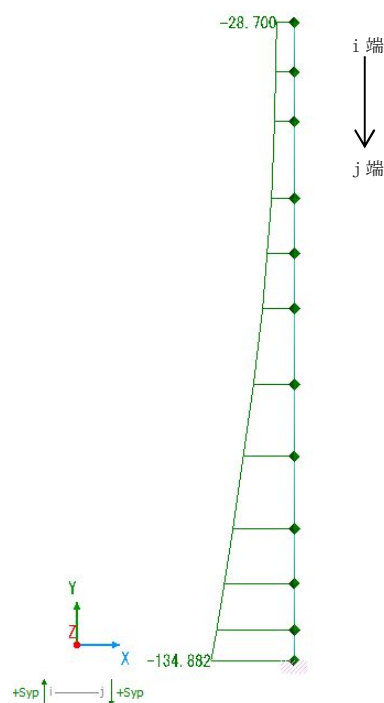




(a) 曲げモーメント (kN・m)



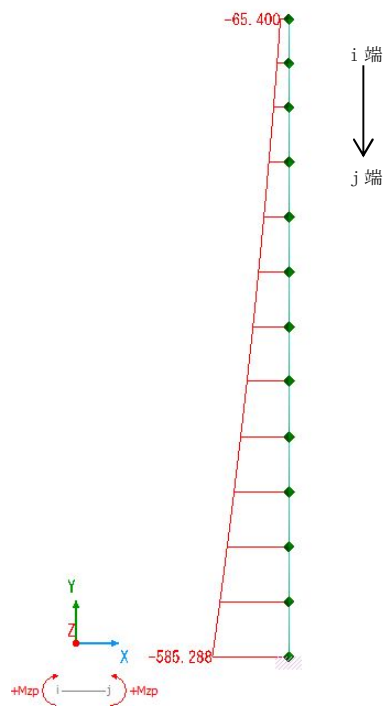
(b) 軸力 (kN)



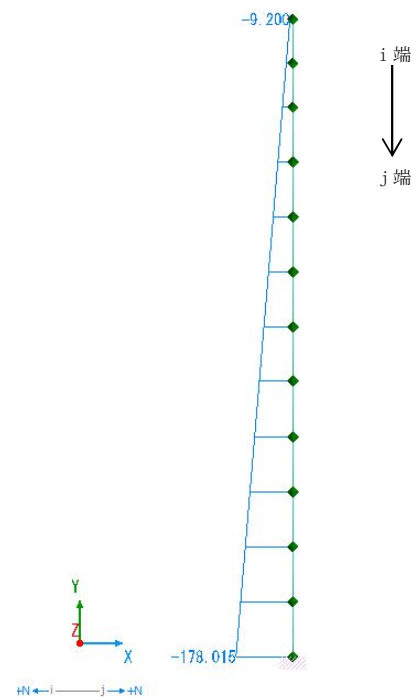
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-8(1) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材①において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 $(S_s - 3.1 (H \rightarrow, V \uparrow), t = 10.07s, \text{竜巻等防護設備反力}(H \rightarrow, V \uparrow))$   
 (検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

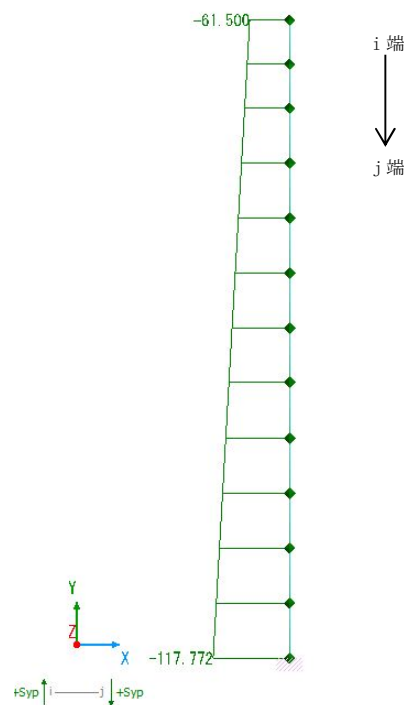




(a) 曲げモーメント (kN・m)



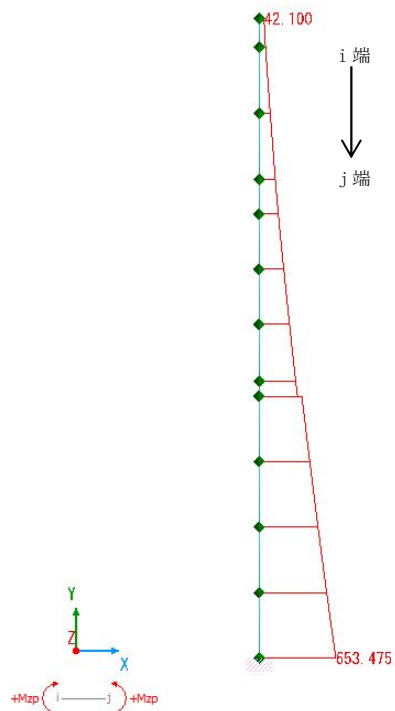
(b) 軸力(kN)



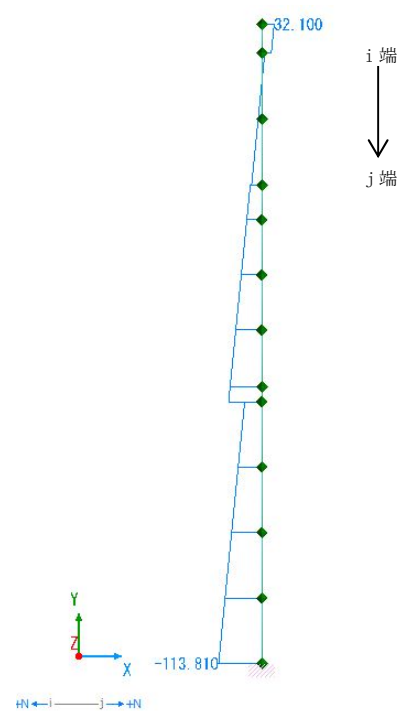
(c) せん断力(kN)

図 2.4-8(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材②において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 $(S_s - 3.1 \text{ (H- , V+ )}, t=9.07\text{s}, \text{竜巻等防護設備反力 (H}\rightarrow\text{, V}\uparrow\text{)})$   
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

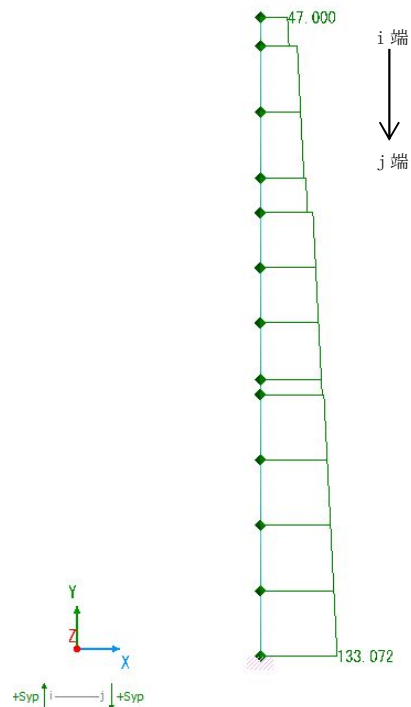




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-8(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材③において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 $(S_s - 3.1 \text{ (H- , V+ )}, t=9.08\text{s}, \text{竜巻等防護設備反力 (H←, V↑)})$   
 (検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



(2) 断面力分布（鋼管杭の部材に着目した断面力図）

鋼管杭の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の 2 つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を図示する。

記載する断面力分布において該当する照査値及び検討ケースの一覧表を表 2.4-9 および表 2.4-10 に示す。図 2.4-9 に杭基礎の曲げ軸力に対する照査，図 2.4-10 にせん断力に対する照査の 2 つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を図示する。



a. 曲げ軸力照査

表 2.4-9(1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用曲率 $\phi_d$ (1/m)	終局曲率 $\phi_u$ (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$	検討ケース
1	$2.06 \times 10^{-3}$	$9.44 \times 10^{-3}$	0.219	④ $S_S - 3.1$ (H+, V+)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

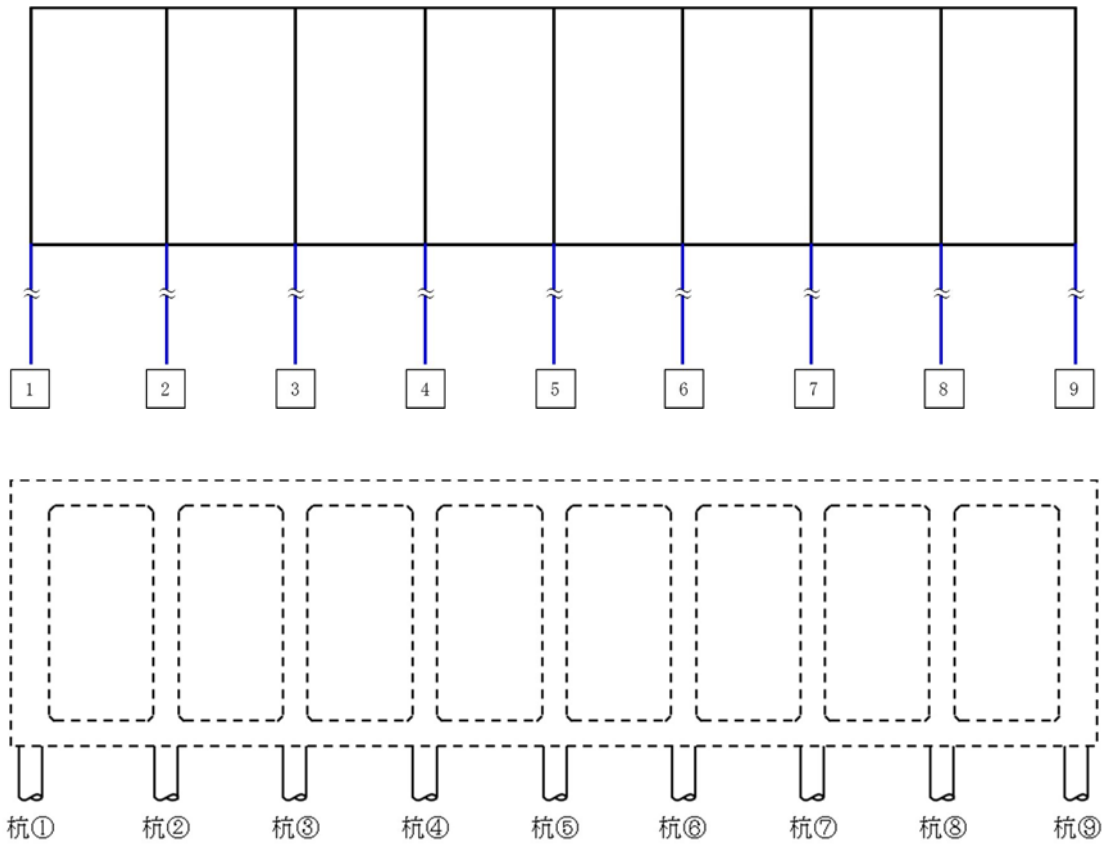




表 2.4-9(2) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用曲率 $\phi_d$ (1/m)	終局曲率 $\phi_u$ (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$	検討ケース
1	$1.83 \times 10^{-3}$	$8.06 \times 10^{-3}$	0.228	③ $S_S - D1$ (H-, V-)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

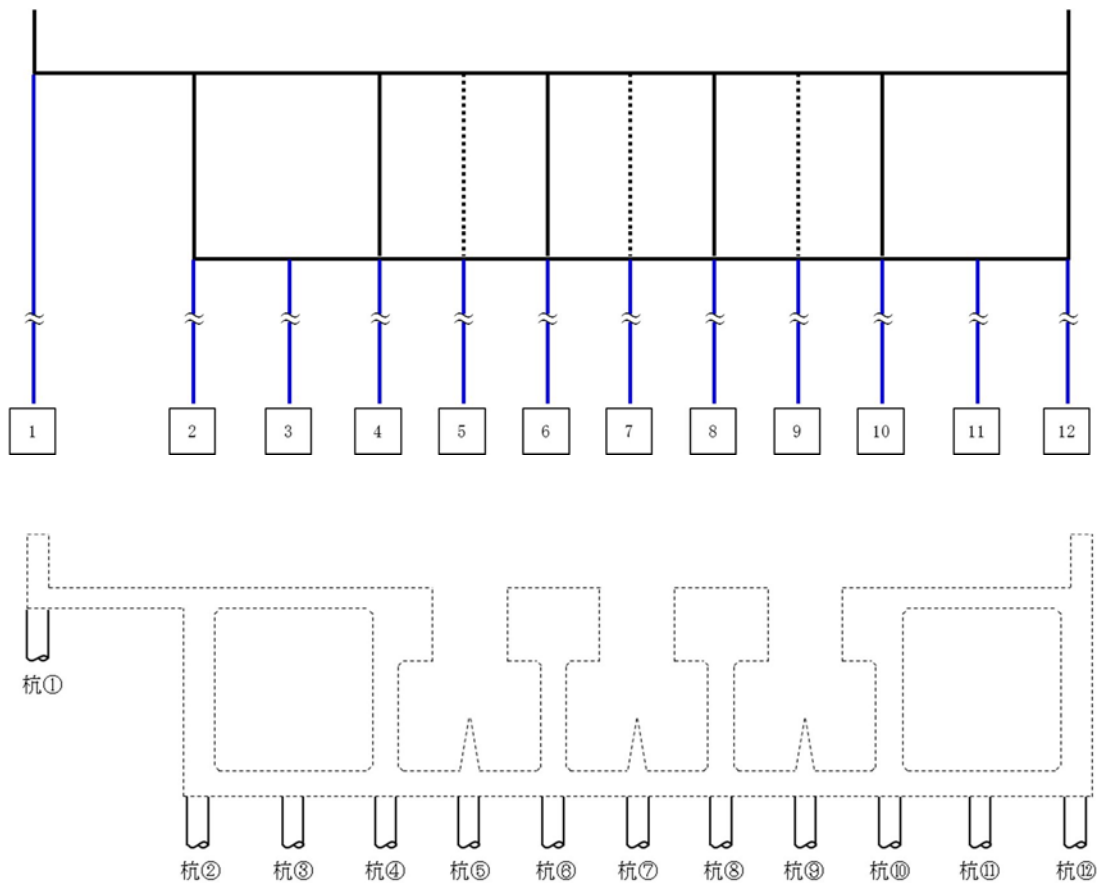
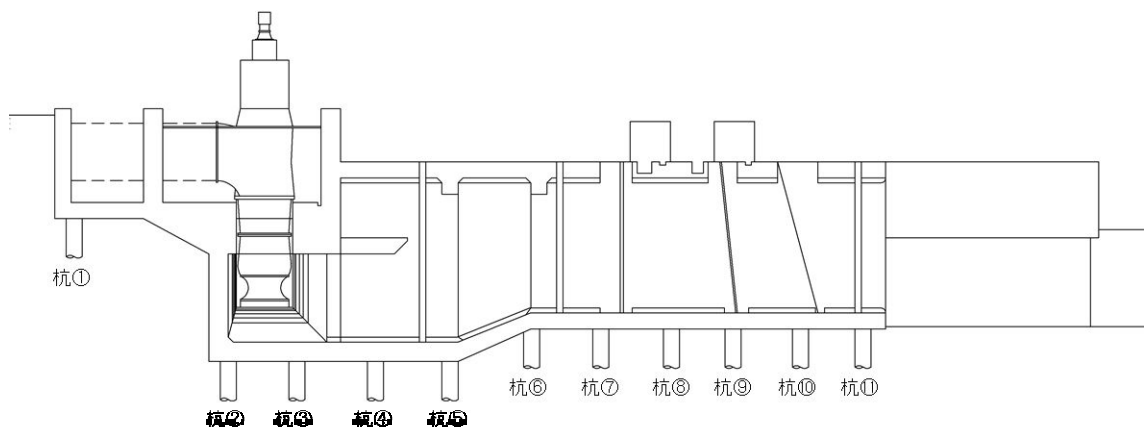
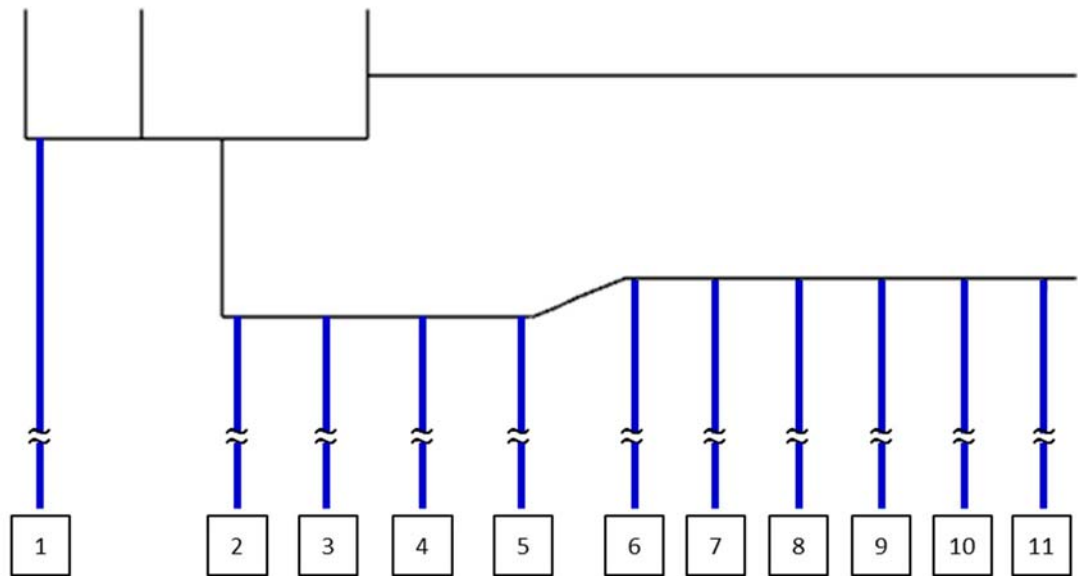




表 2.4-9(3) 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用曲率 $\phi_d$ (1/m)	終局曲率 $\phi_u$ (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$	検討ケース
2	$2.77 \times 10^{-3}$	$8.49 \times 10^{-3}$	0.327	③ $S_S - D1$ (H-, V-)

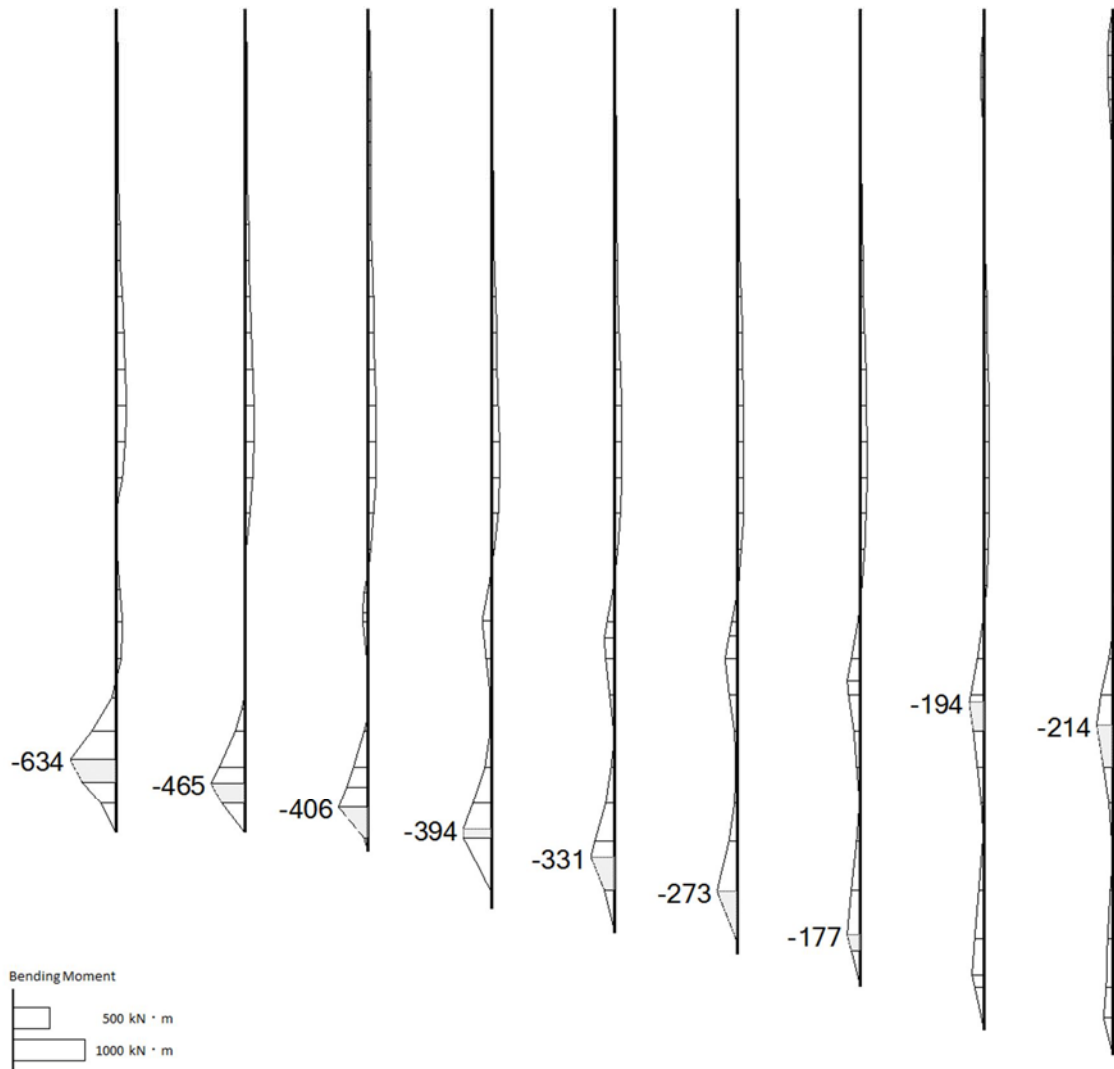
注記 \* : 評価位置は下図に示す。





◆ ①—①断面

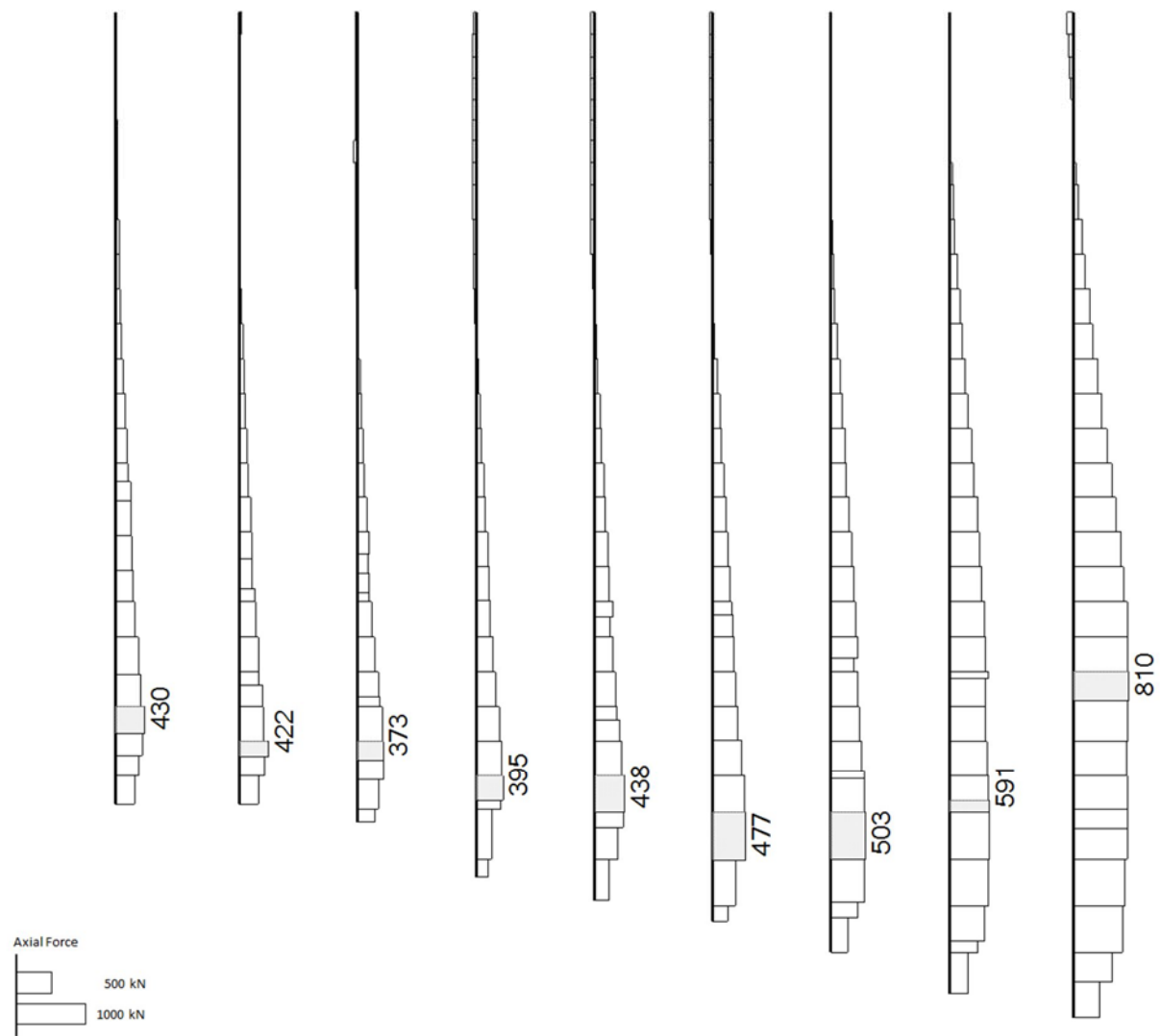
base: TK2-SCR\_TSS\_2D-DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.780s



(a) 曲げモーメント (kN · m)

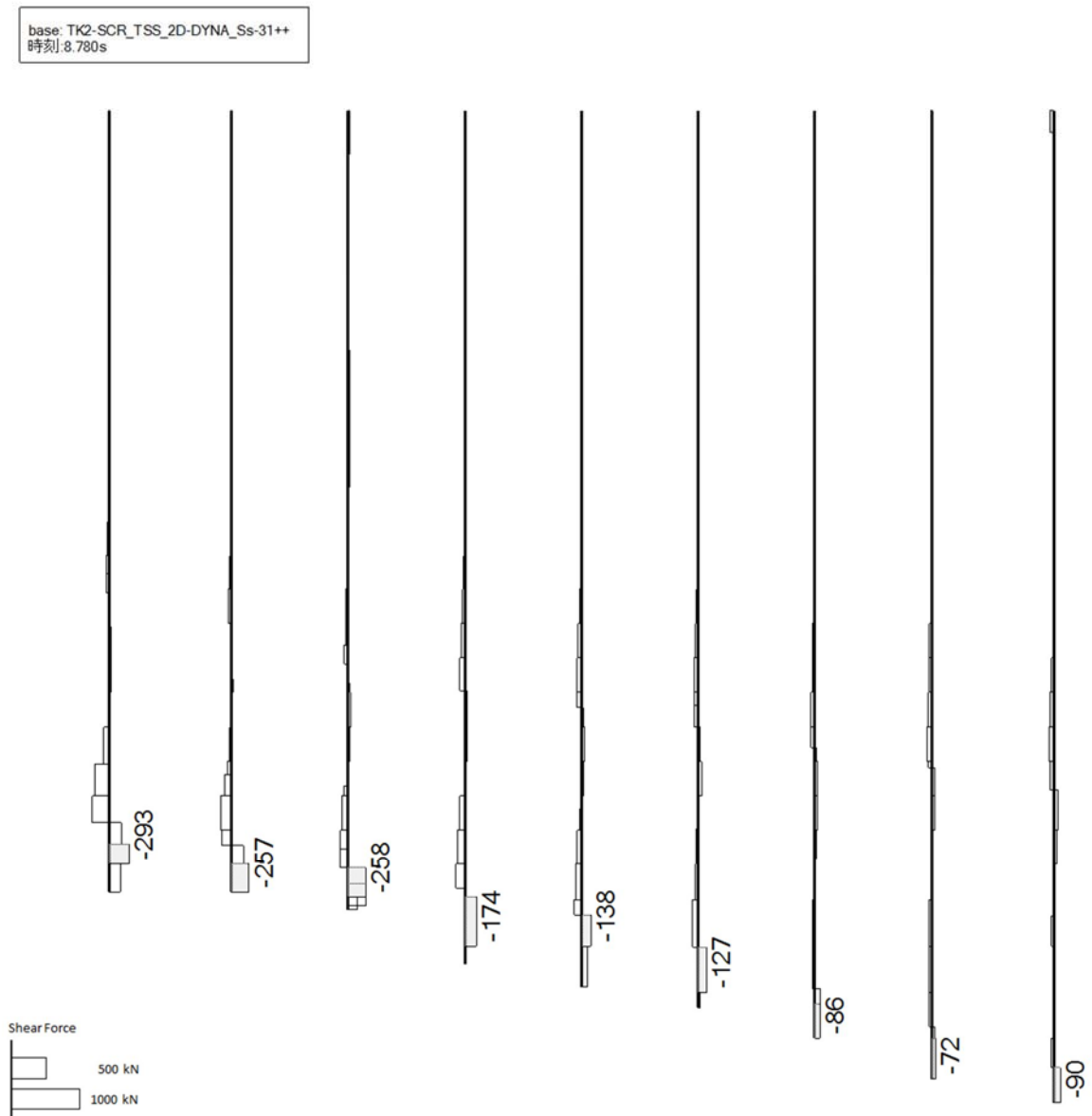


base: TK2-SCR\_TSS\_2D-DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.780s



(b) 軸力 (kN)





(c) せん断力 (kN)

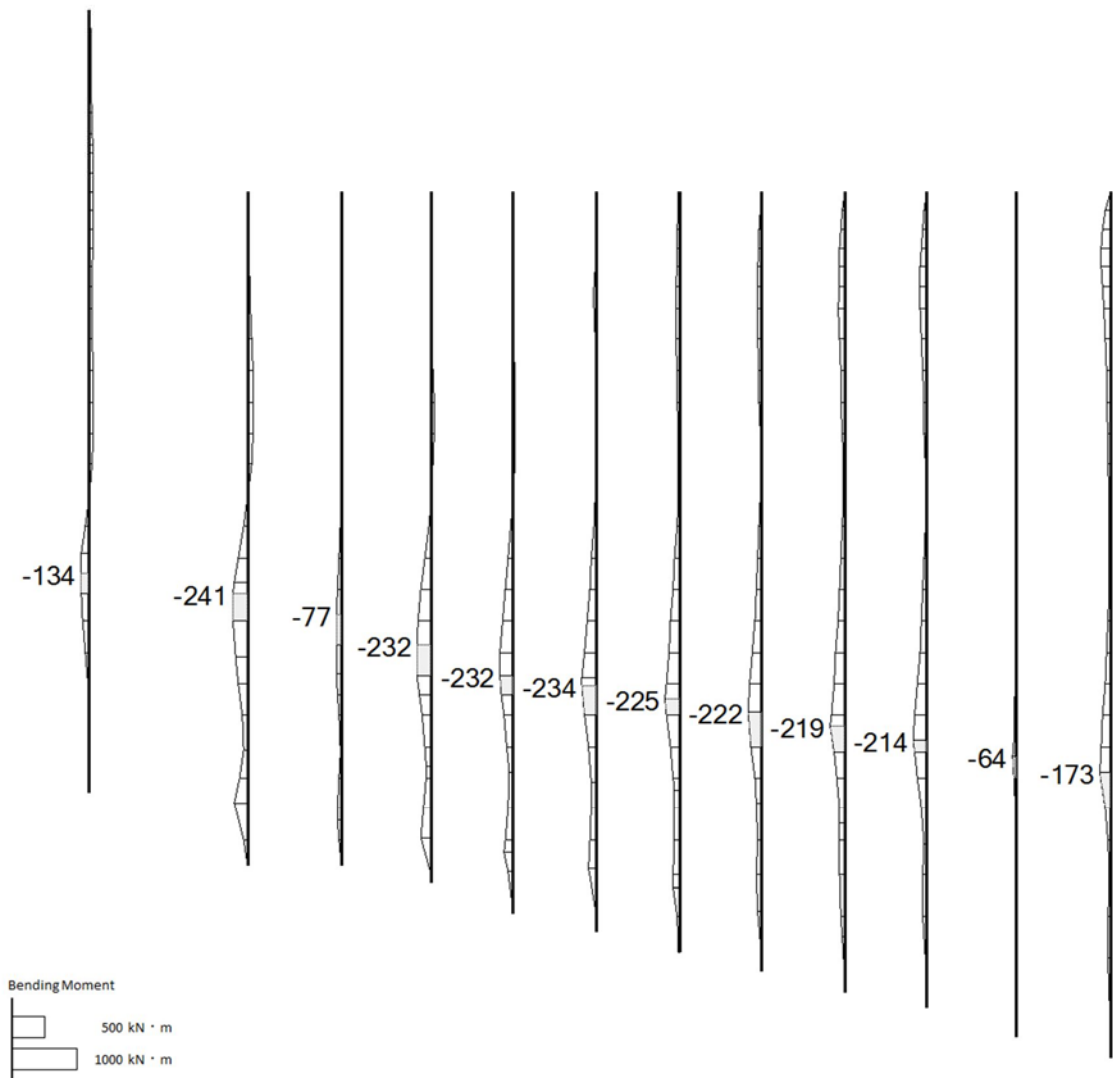
図 2.4-9(1) 取水路(①-①断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-31$  (H+, V+),  $t=8.78s$ )

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



◆ ④—④断面

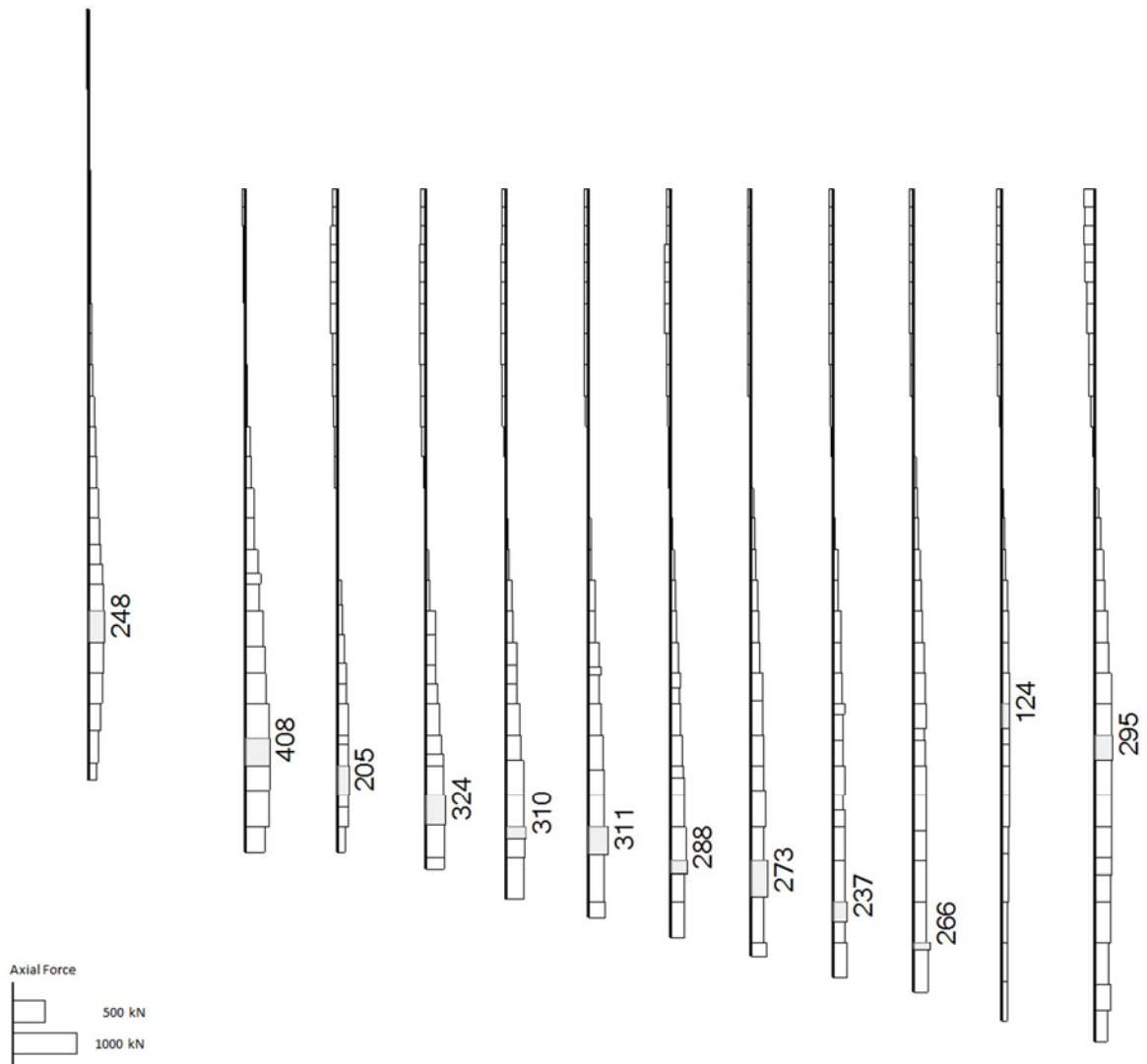
base: TK2-PMP\_1S\_2D-DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 23.450s



(a) 曲げモーメント (kN · m)

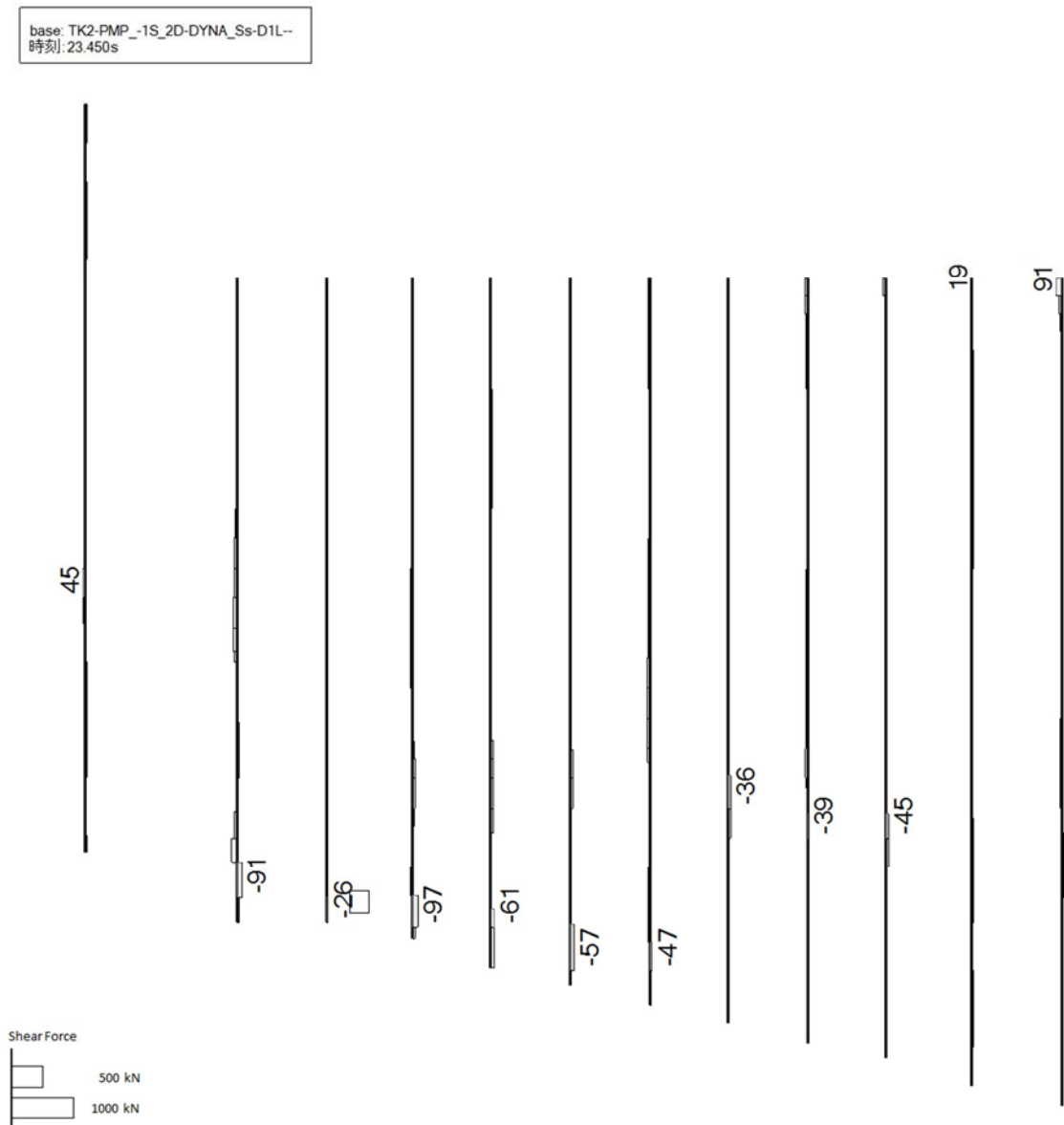


base: TK2-PMP\_-1S\_2D-DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 23.450s



(b) 軸力 (kN)





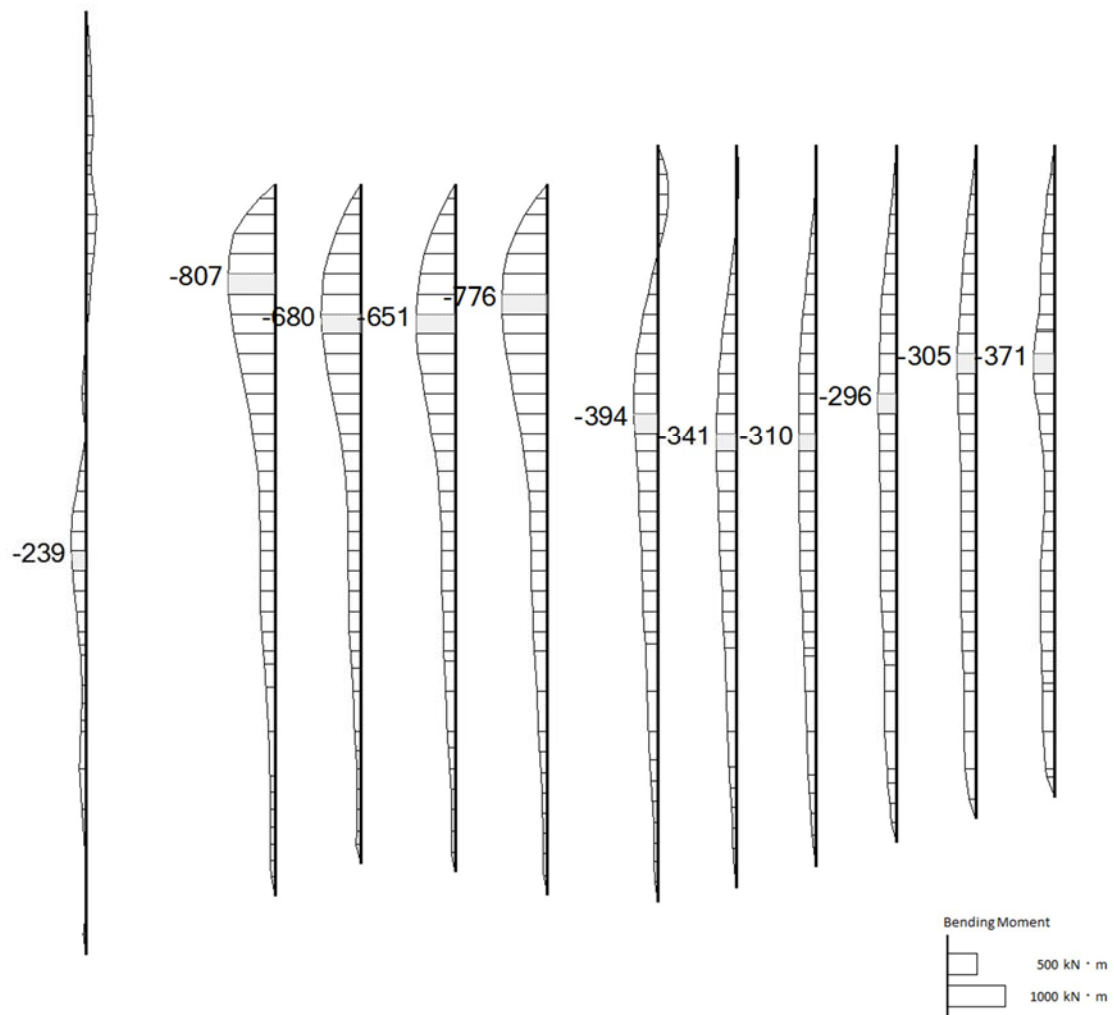
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-9(2) 取水ピット(④-④断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=23.45s$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



◆ ⑥—⑥断面

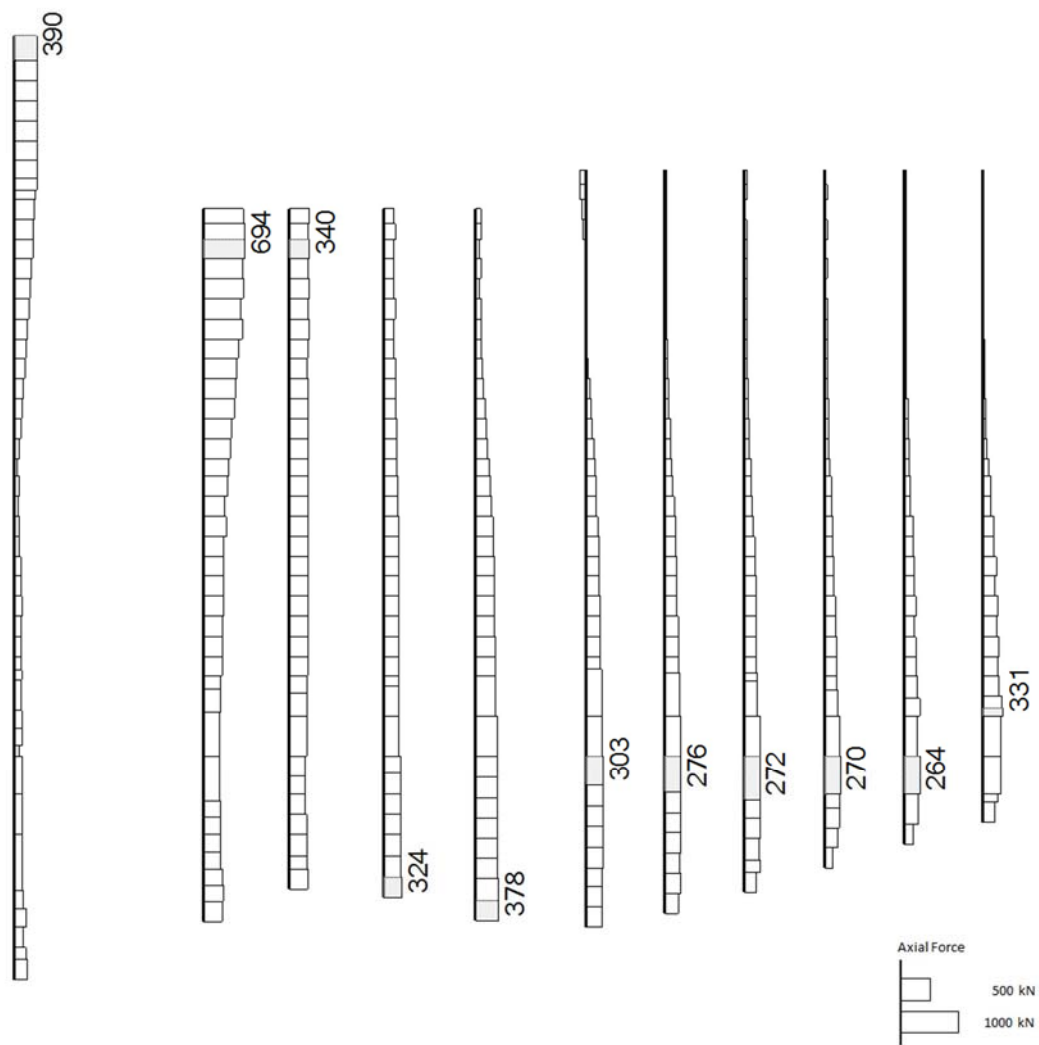
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 67.990s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



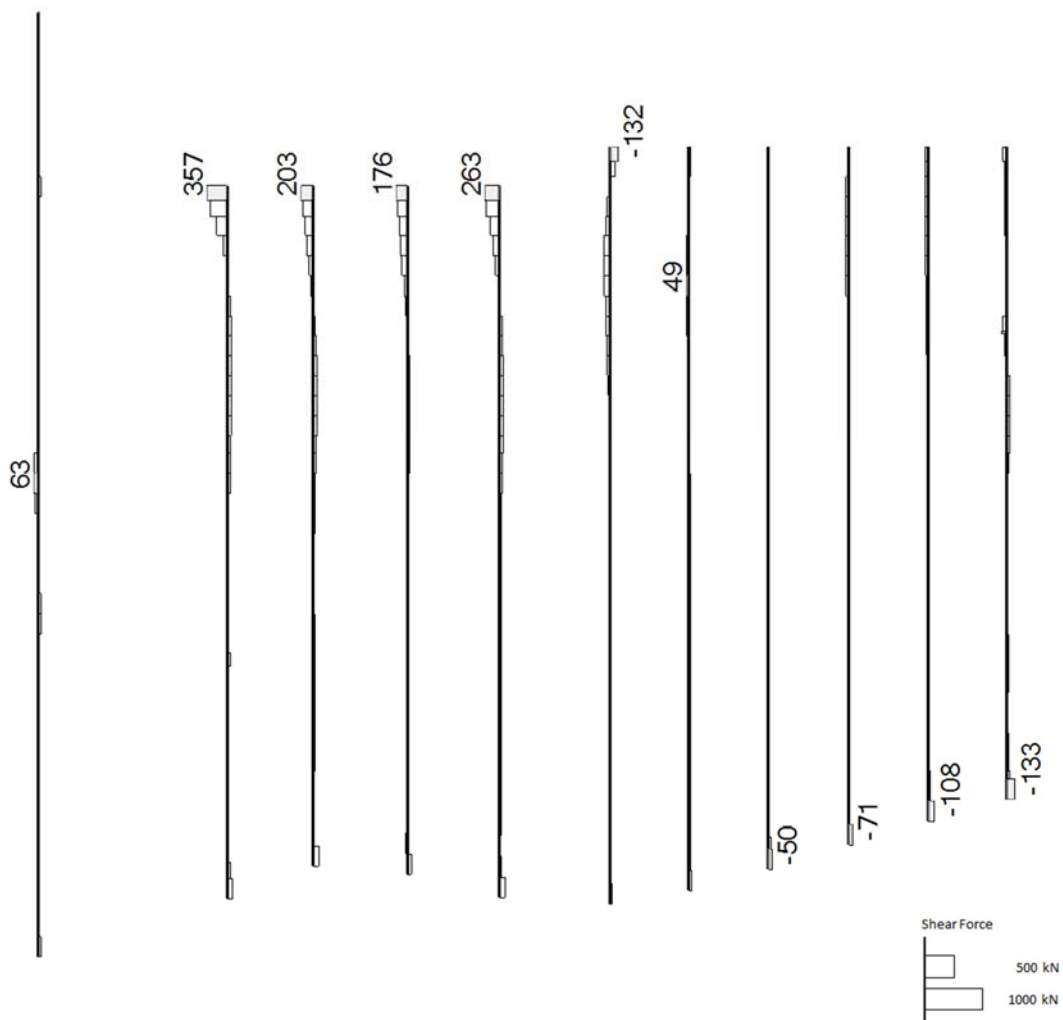
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 67.990s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 67.990s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-9(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=67.99s$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)



b. せん断力照査

表 2.4-10(1) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$	検討ケース
1	-1392	2904	0.480	④ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

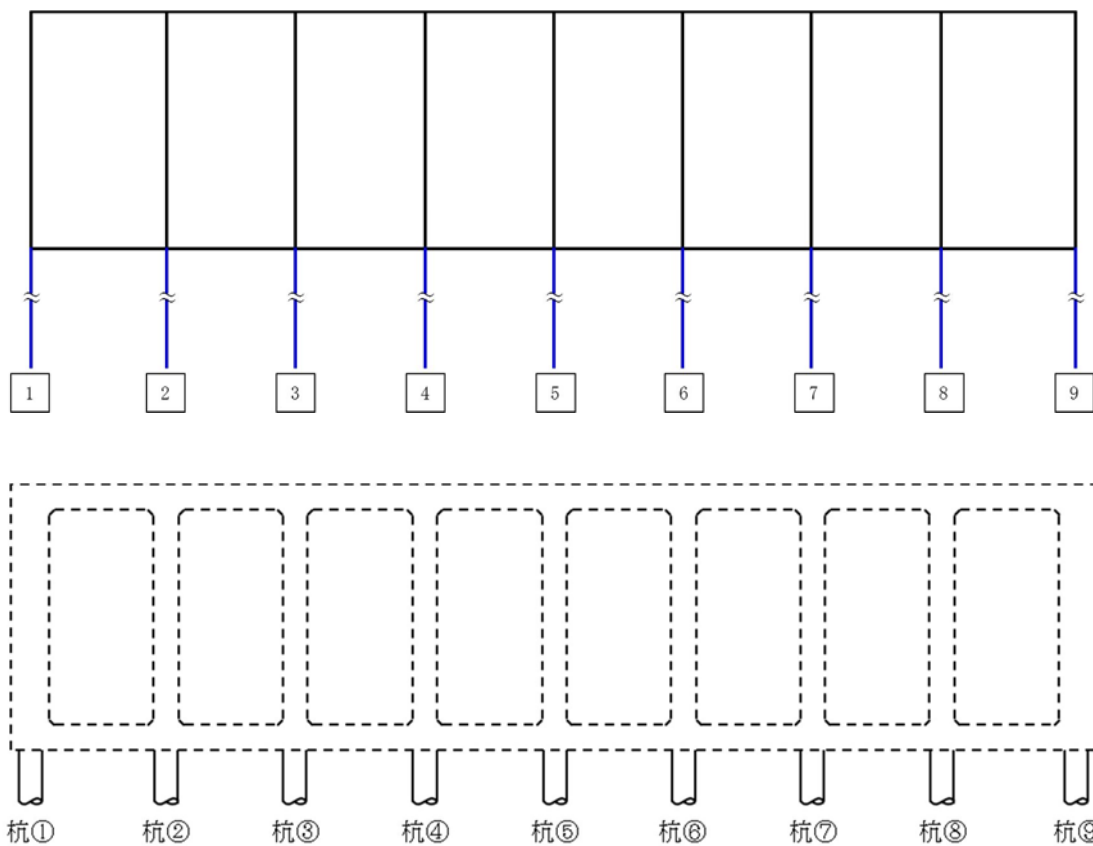




表 2.4-10(2) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$	検討ケース
2	1327	2904	0.457	④ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

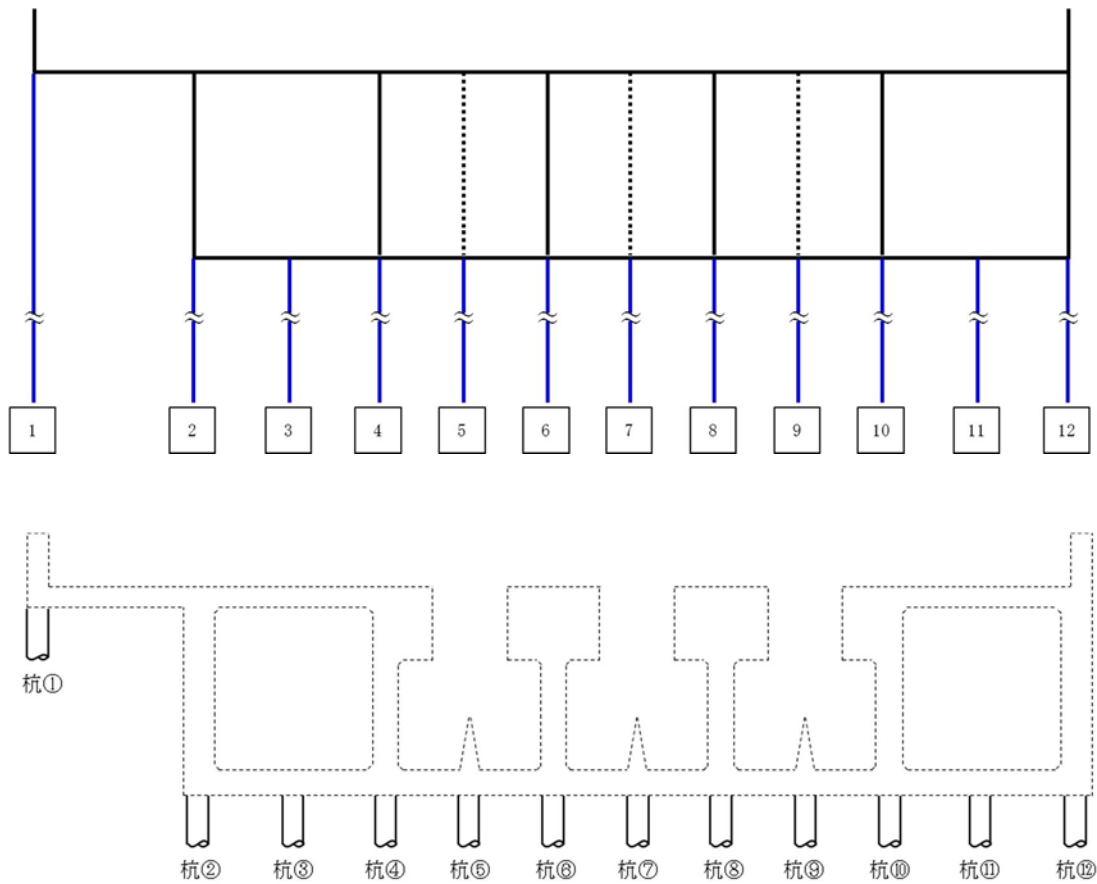
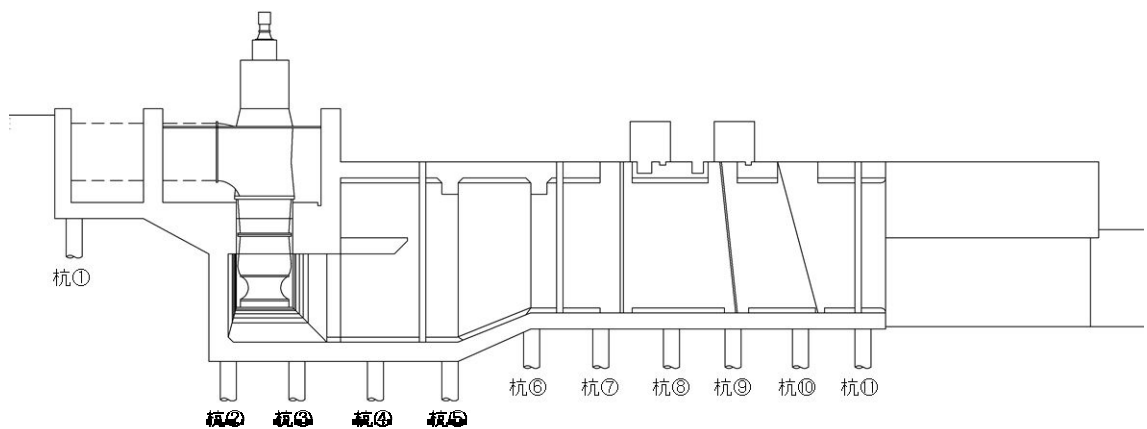
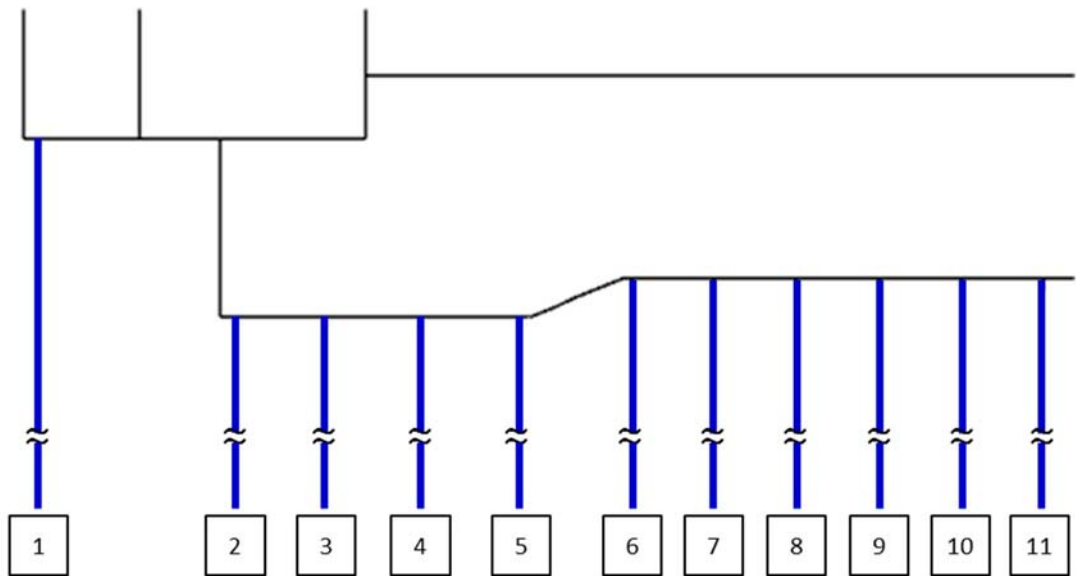




表 2.4-10(3) 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)  
(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$	検討ケース
11	-1965	2904	0.677	④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)

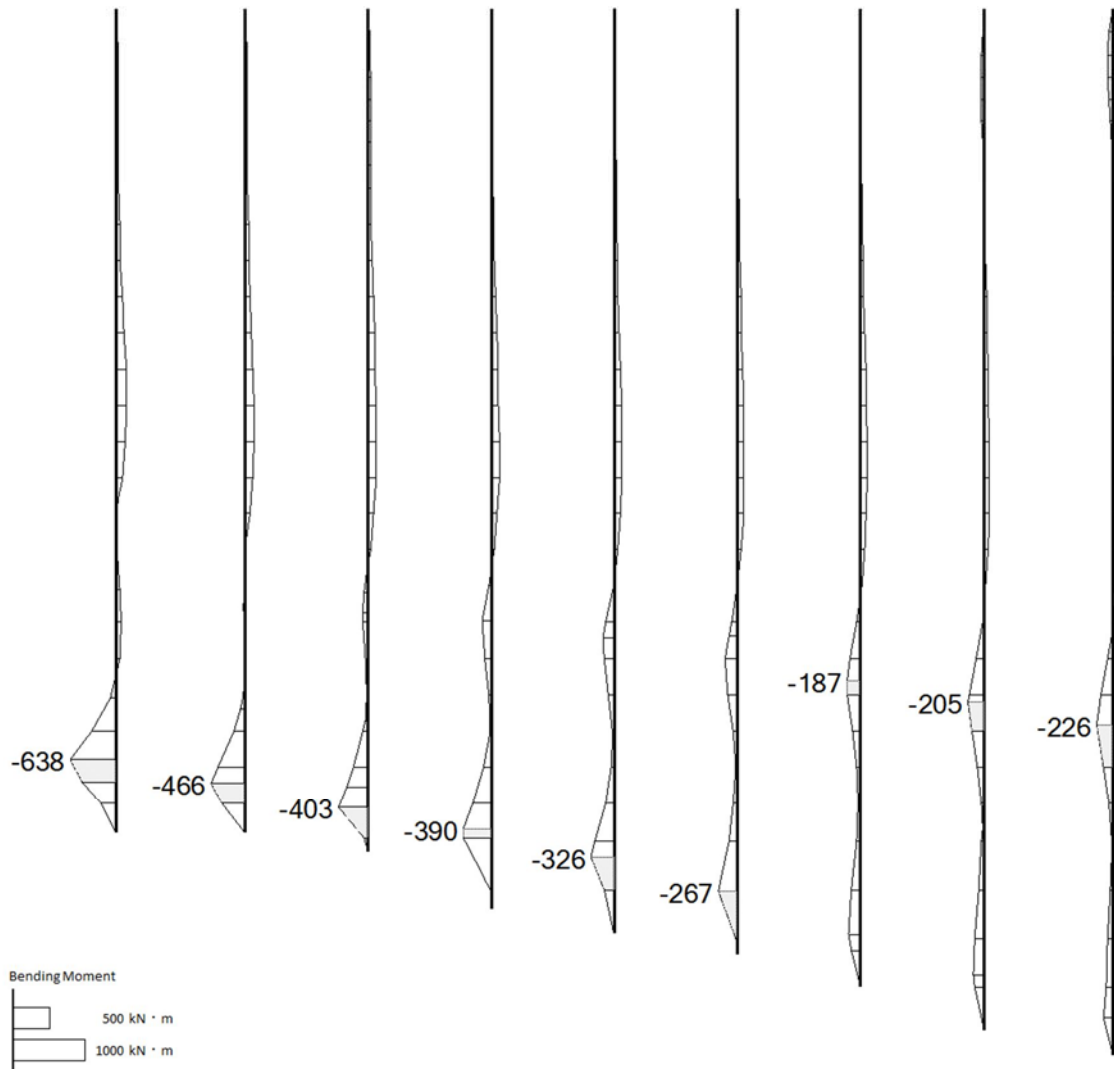
注記 \* : 評価位置は下図に示す。





◆ ①—①断面

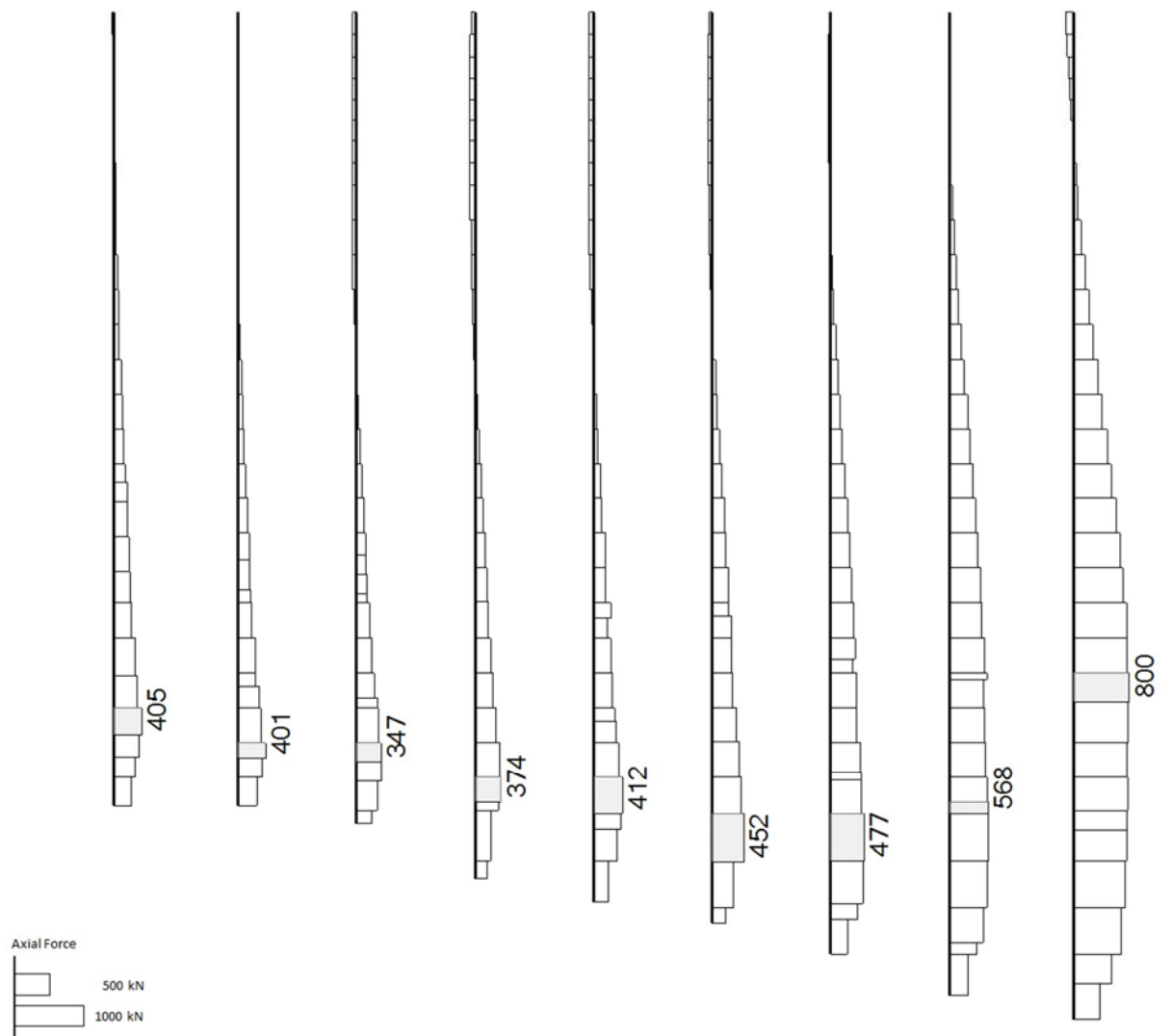
base: TK2-SCR\_TSS\_2D-DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.790s



(a) 曲げモーメント (kN · m)

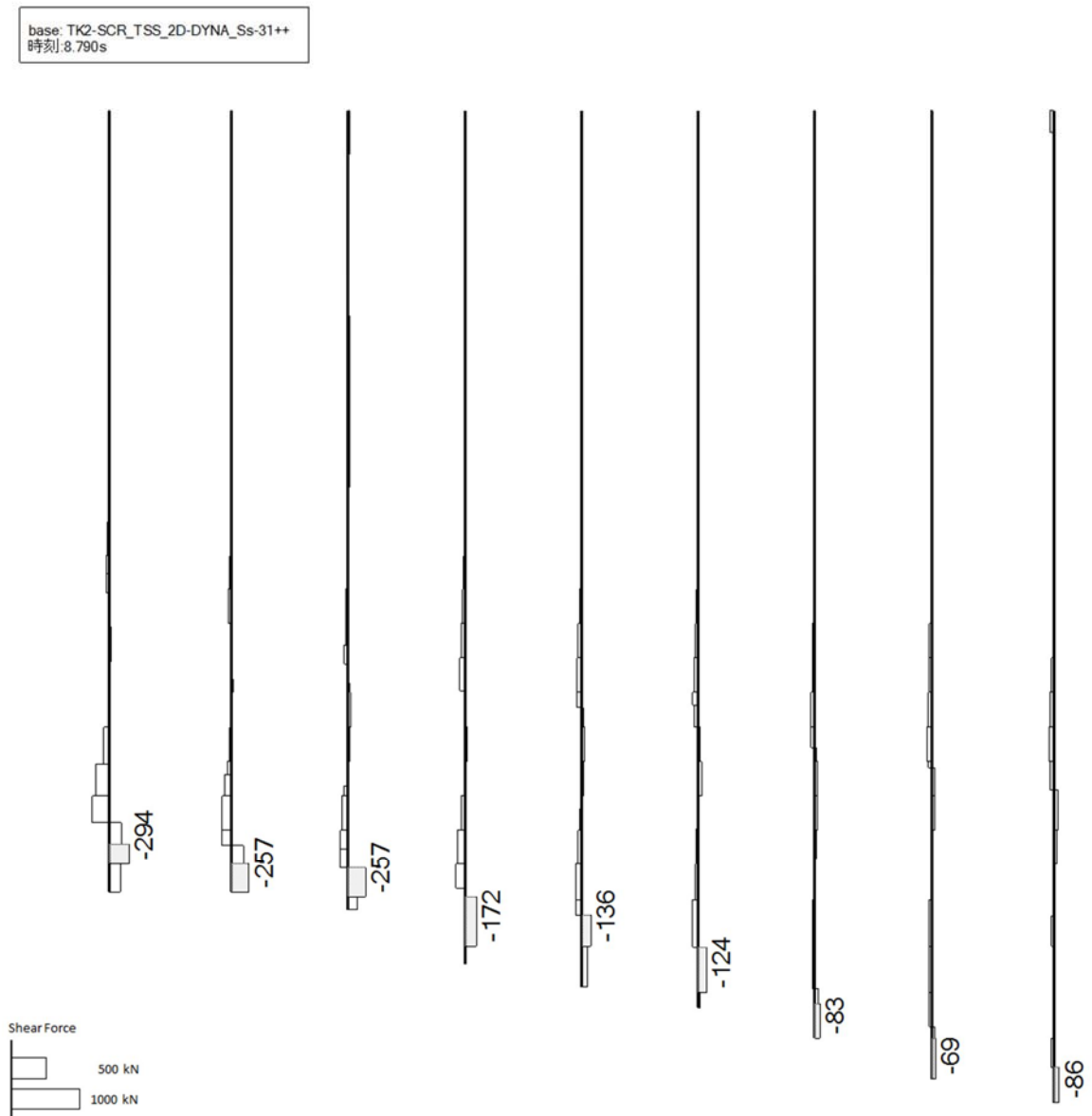


base: TK2-SCR\_TSS\_2D-DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.790s



(b) 軸力 (kN)





(c) せん断力 (kN)

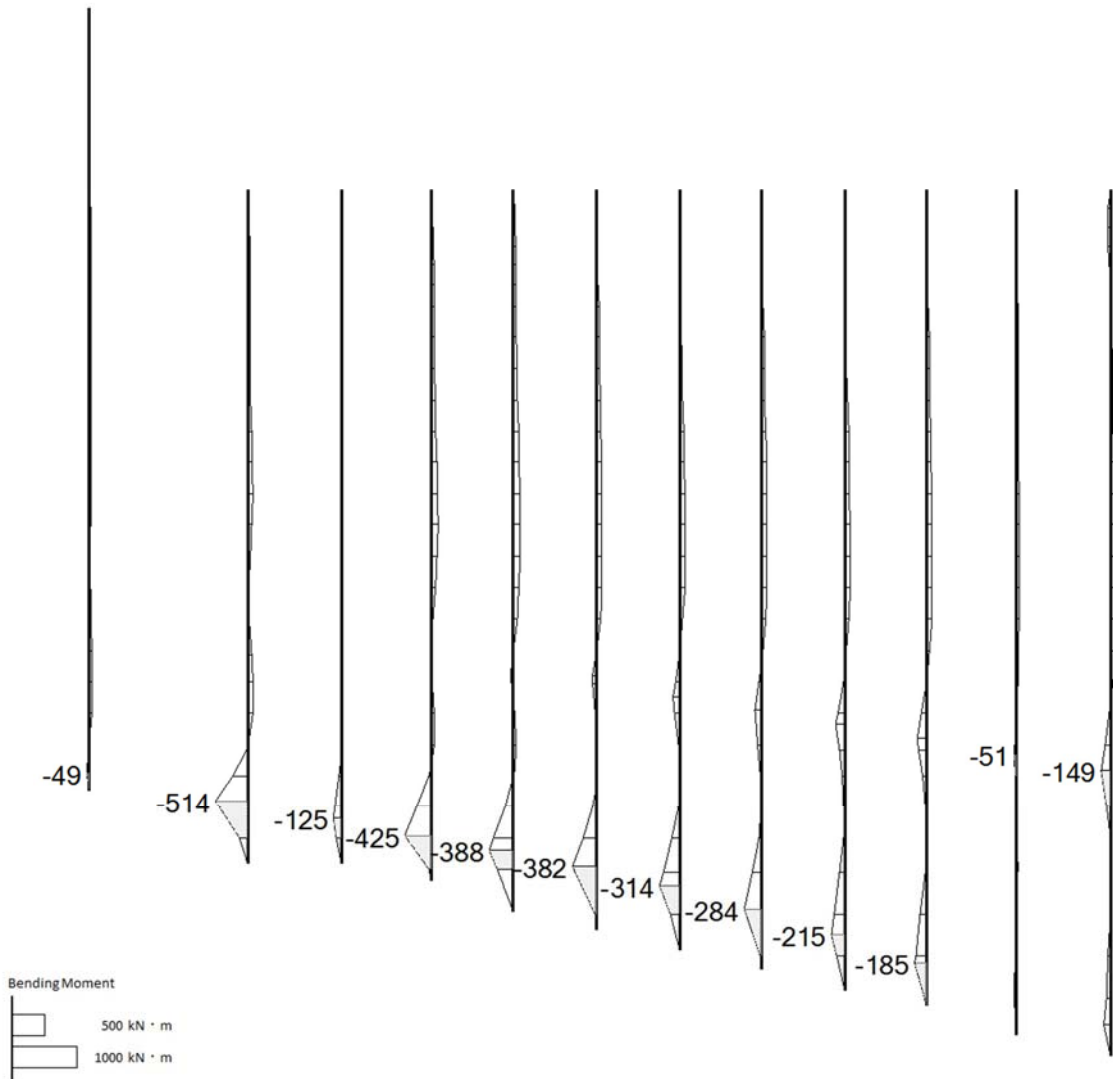
図 2.4-10(1) 取水路①-①断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-31$  (H+, V+),  $t=8.79s$ )

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



◆ ④—④断面

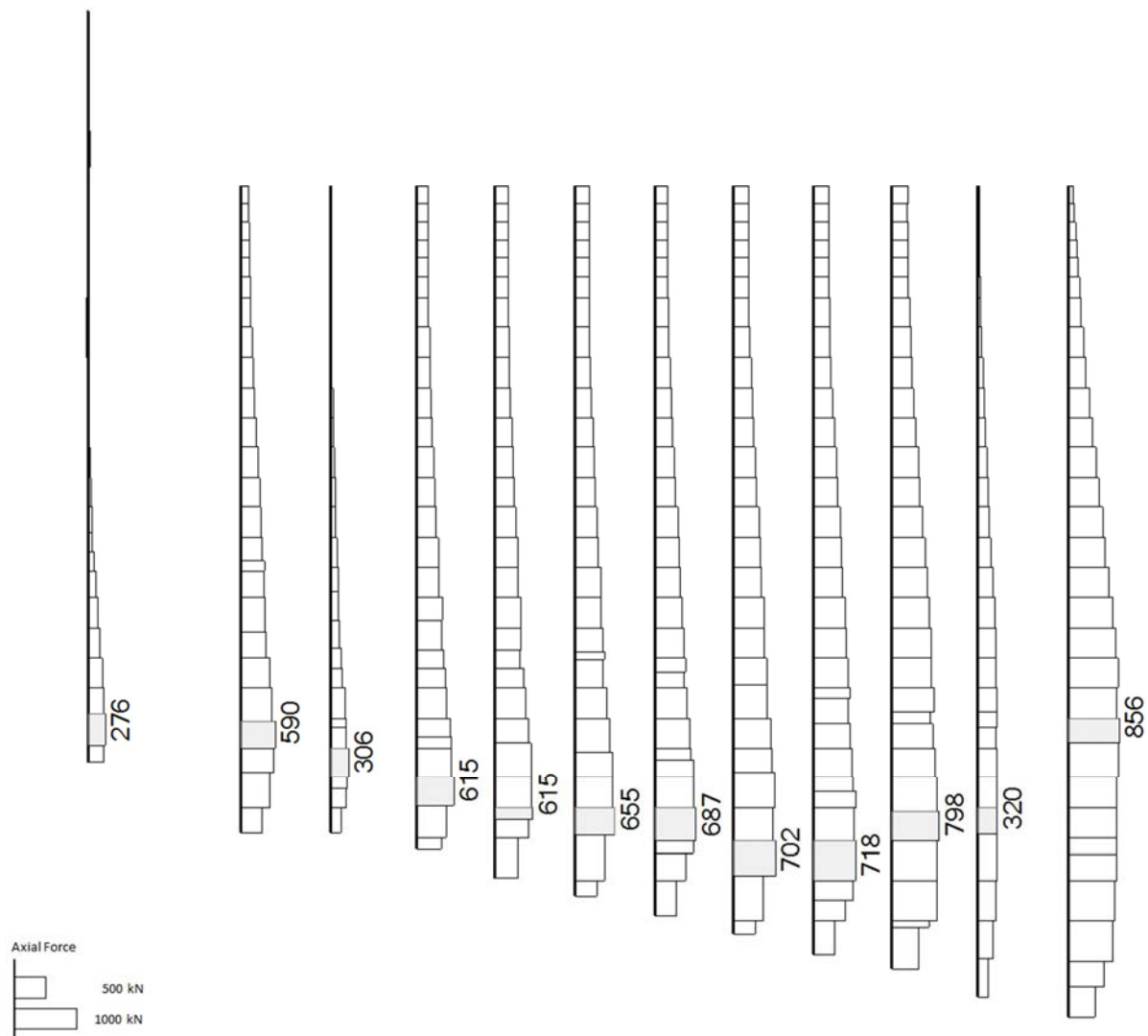
base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.740s



(a) 曲げモーメント (kN · m)

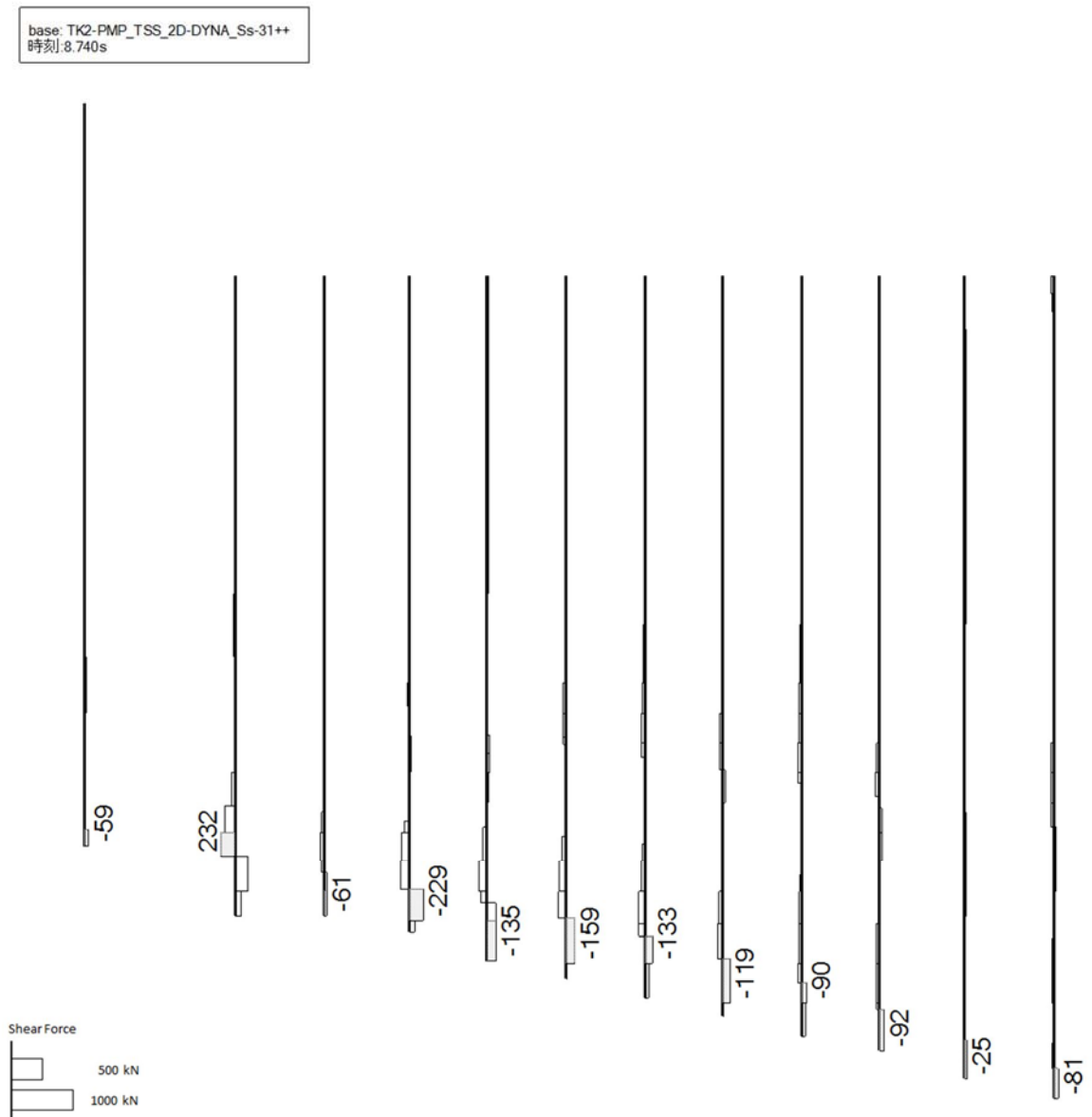


base: TK2-PMP\_TSS\_2D-DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.740s



(b) 軸力 (kN)





(c) せん断力 (kN)

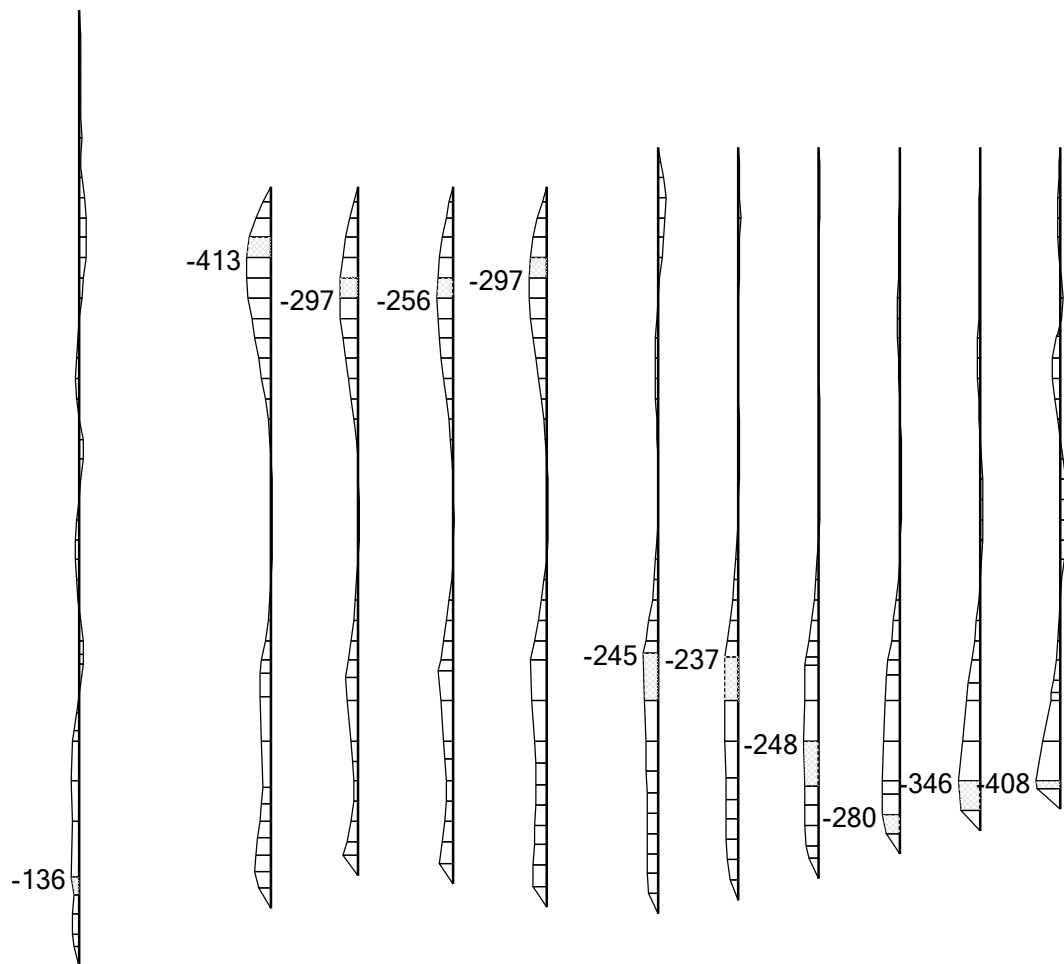
図 2.4-10(2) 取水ピット(④-④断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s - 31$  (H+, V+),  $t = 8.74s$ )

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



◆ ⑥—⑥断面

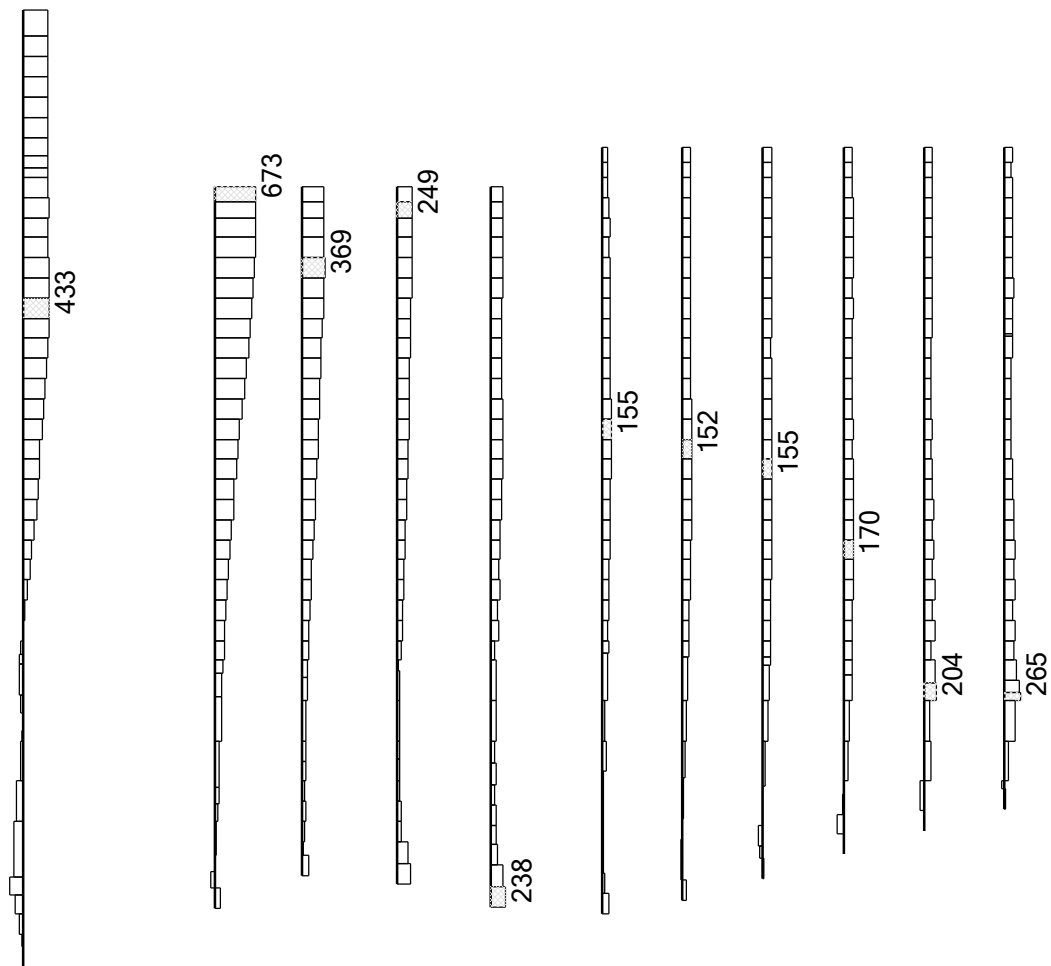
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 54.650s



(a) 曲げモーメント (kN・m)



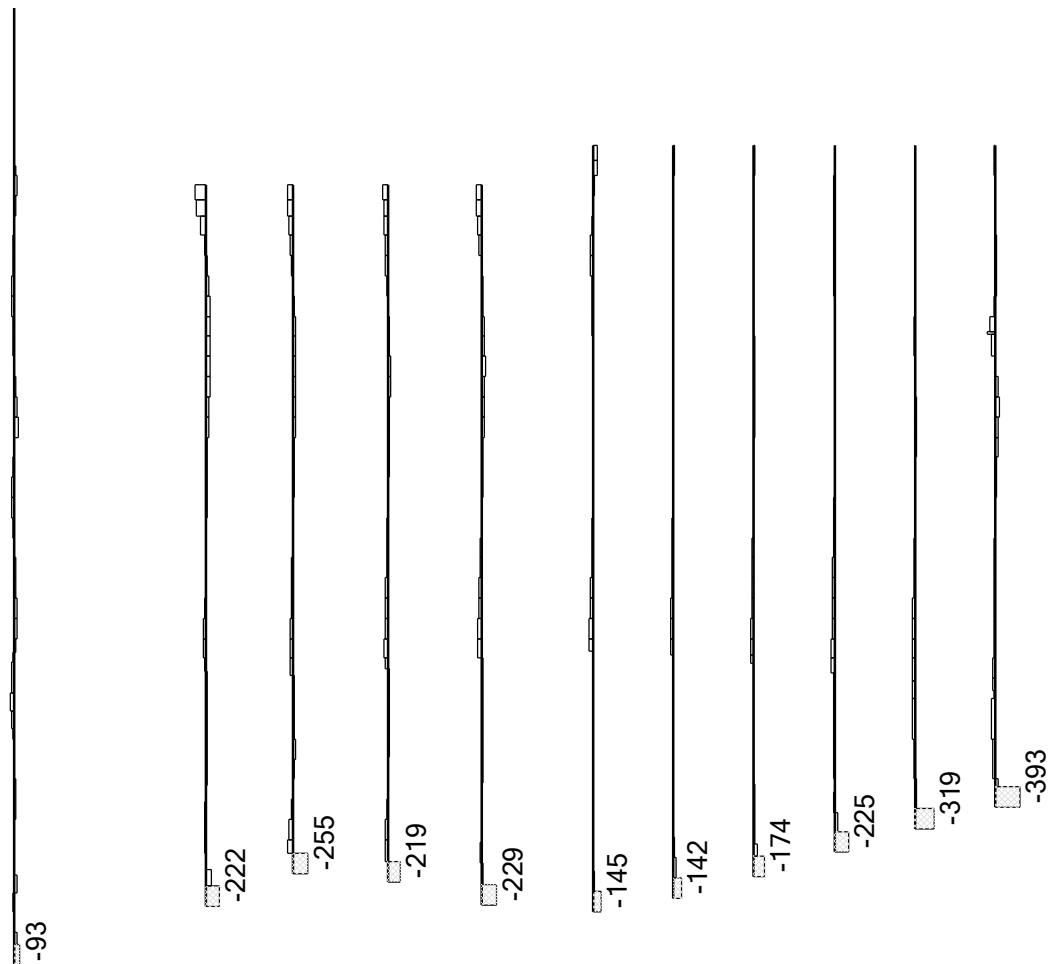
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 54.650s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻:54.650s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-10(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の鋼管杭において最も厳しい照査値の地震時断面力  
( $S_s-D1$  (H-, V-),  $t=54.65s$ )

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



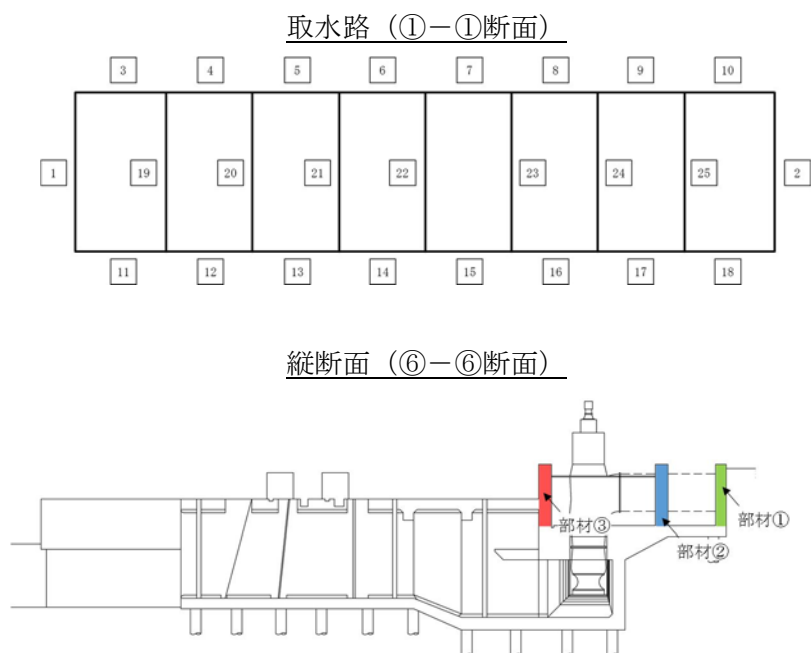
(3) 躯体の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

各基準地震動において、躯体に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力図を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 2.4-11 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 2.4-11 に断面力分布を示す。

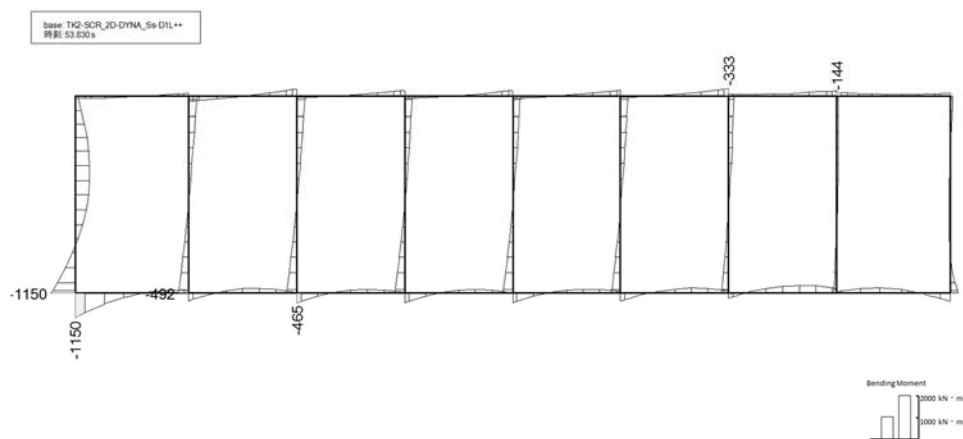
表 2.4-11 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果（躯体）

基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	部材番号
$S_s-D1$ (H+, V+)	0.613	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
$S_s-D1$ (H+, V-)	0.604	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
$S_s-D1$ (H-, V+)	0.606	せん断	取水路 (①-①断面) 底版	14
$S_s-D1$ (H-, V-)	0.602	せん断	取水路 (①-①断面) 底版	14
$S_s-11$	0.462	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) (H←V↑)	3
$S_s-12$	0.520	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
$S_s-13$	0.581	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
$S_s-14$	0.478	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) (H←V↑)	3
$S_s-21$	0.484	せん断	取水路 (①-①断面) 底版	14
$S_s-22$	0.515	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) (H←V↑)	3
$S_s-31$ (H+, V+)	0.540	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7
$S_s-31$ (H-, V+)	0.555	せん断	取水路 (①-①断面) 頂版	7

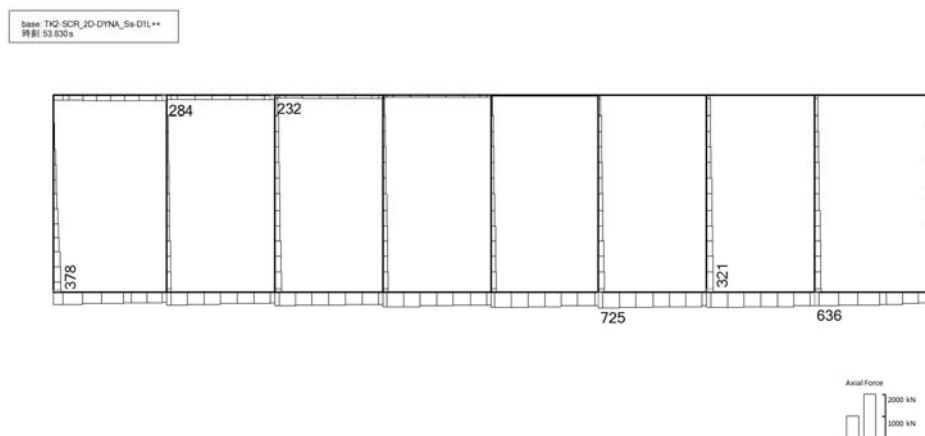
注記 \*：評価位置は下図に示す



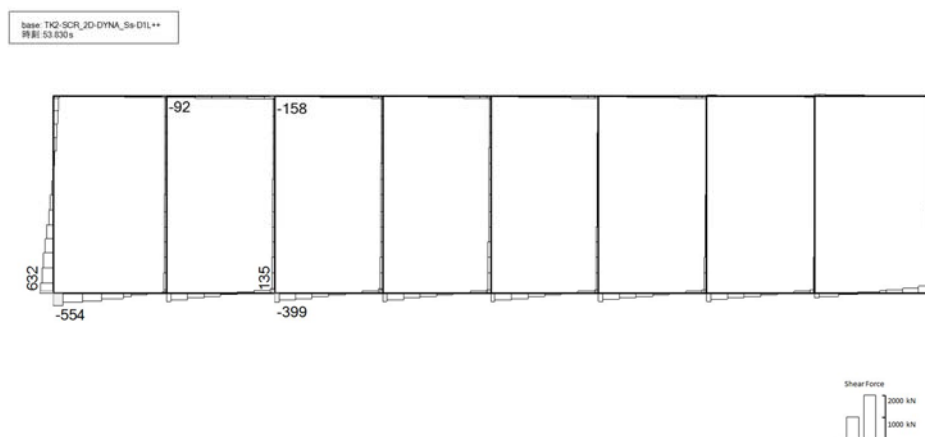




(a) 曲げモーメント (kN · m)



(b) 軸力(kN)

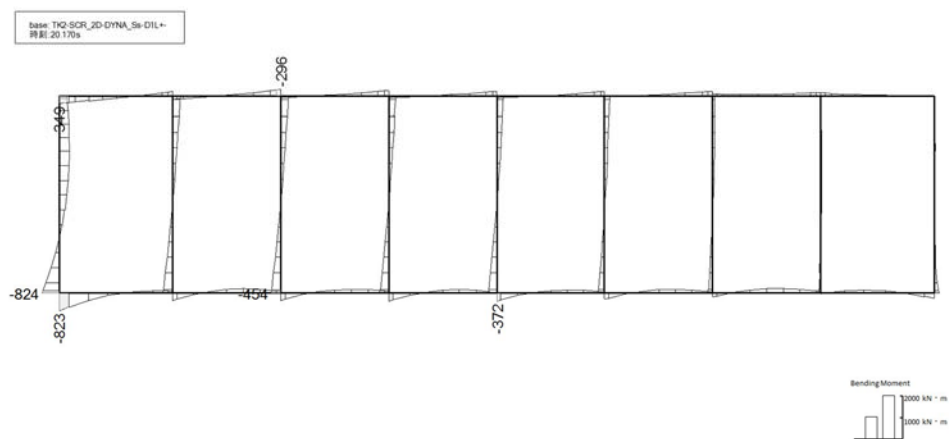


(c) せん断力(kN)

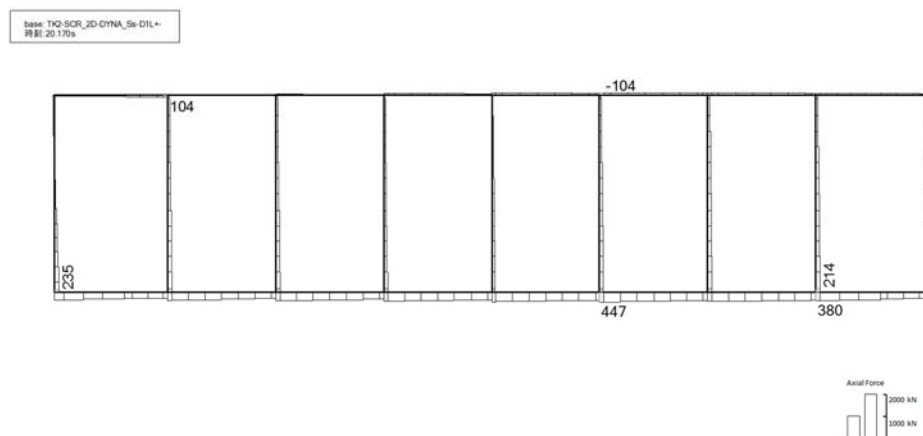
図 2.4-11(1)  $S_s-D1$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=53.83s$ )

(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)

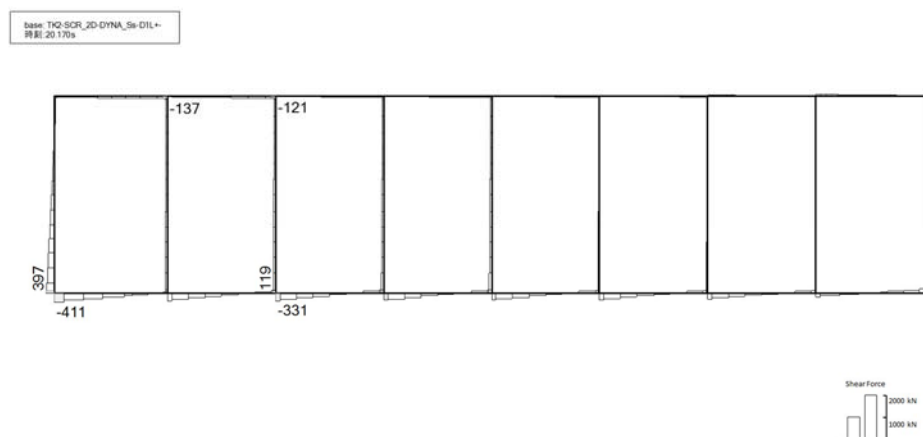




(a) 曲げモーメント (kN · m)



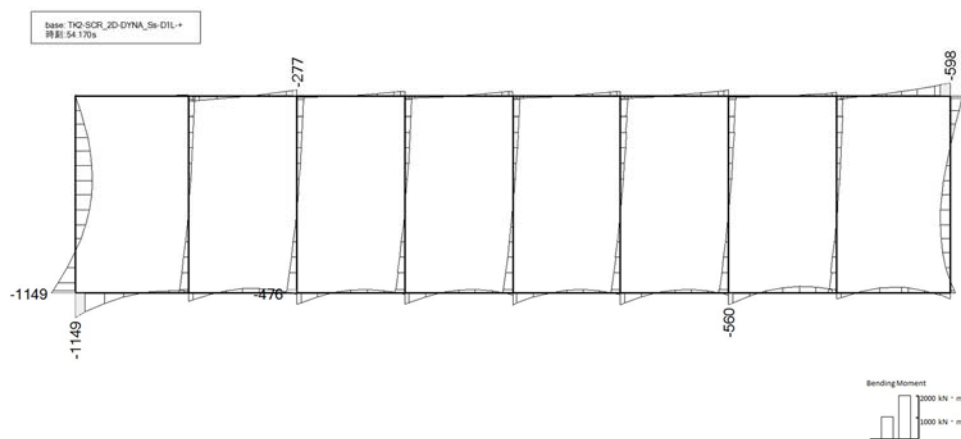
(b) 軸力 (kN)



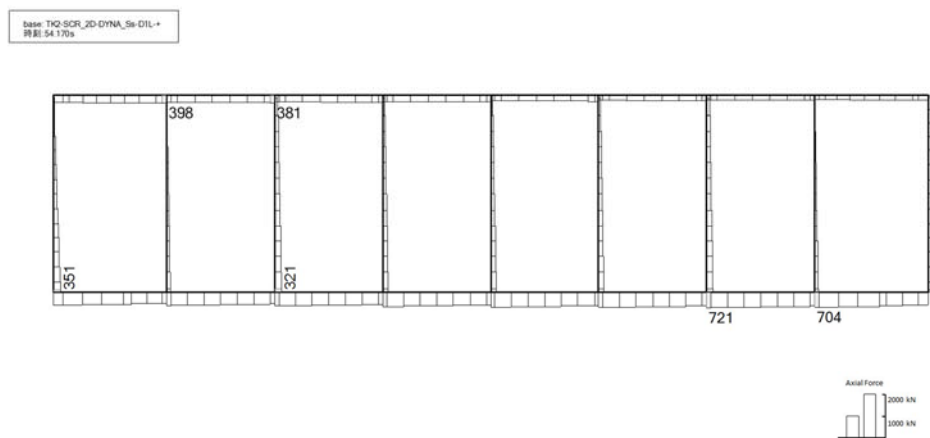
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-11(2)  $S_s-D1$  (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=20.17s$ )  
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)

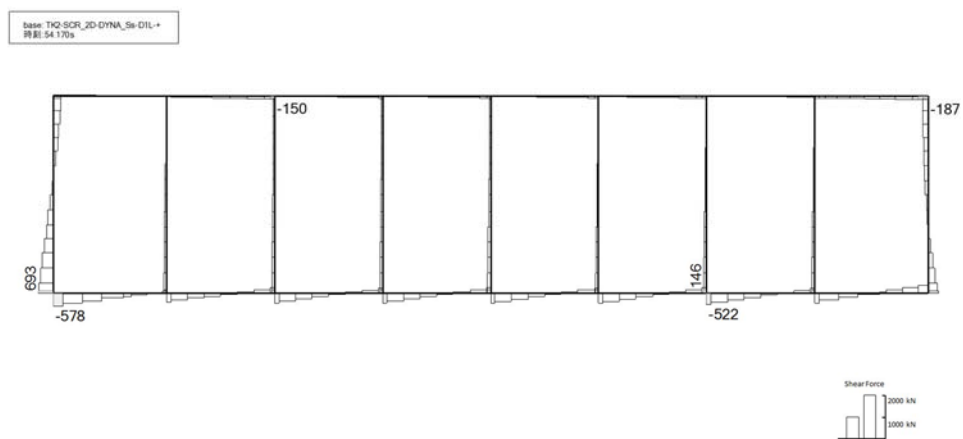




(a) 曲げモーメント (kN・m)



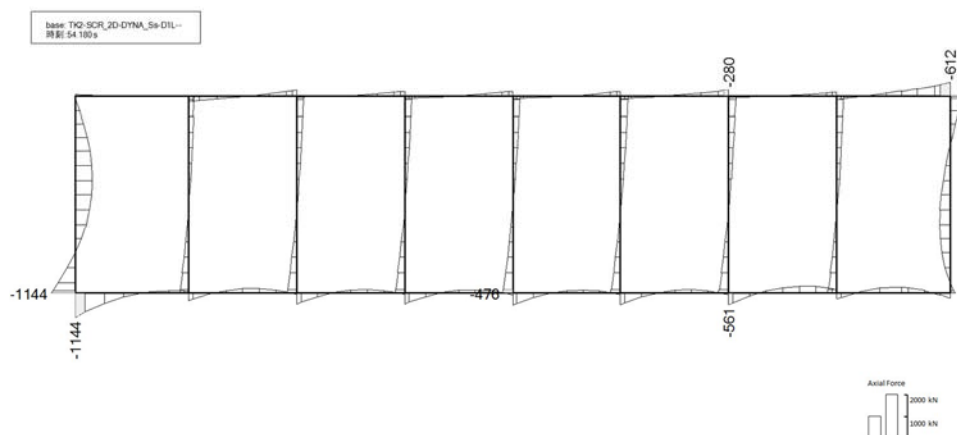
(b) 軸力(kN)



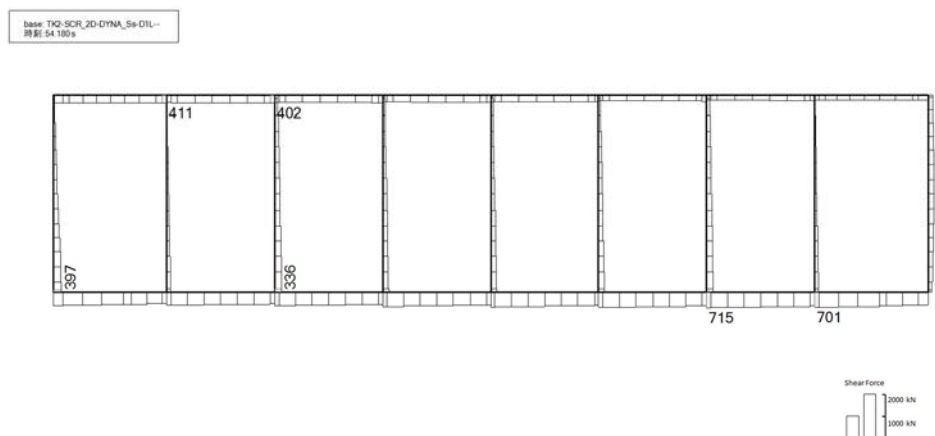
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(3)  $S_s-D1$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=54.17s$ )  
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 底版 <14>)

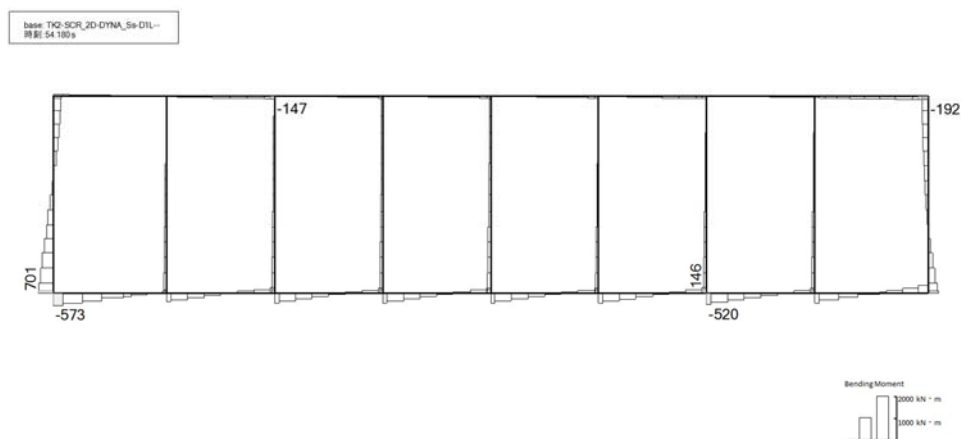




(a) 曲げモーメント (kN・m)



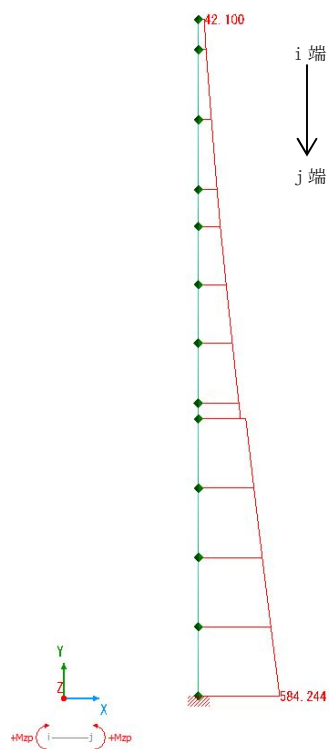
(b) 軸力(kN)



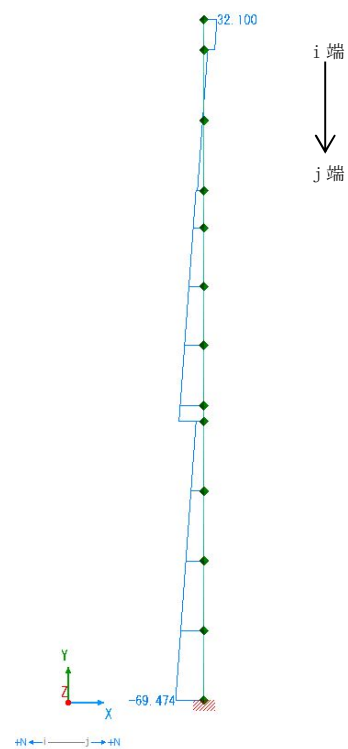
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(4)  $S_s-D1$  (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=54.18s$ )  
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 底版 <14>)

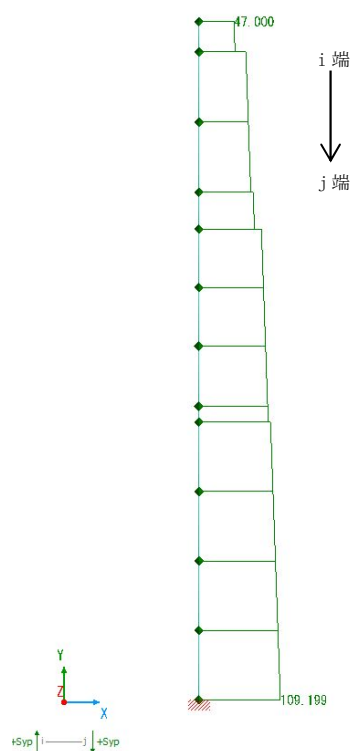




(a) 曲げモーメント (kN・m)



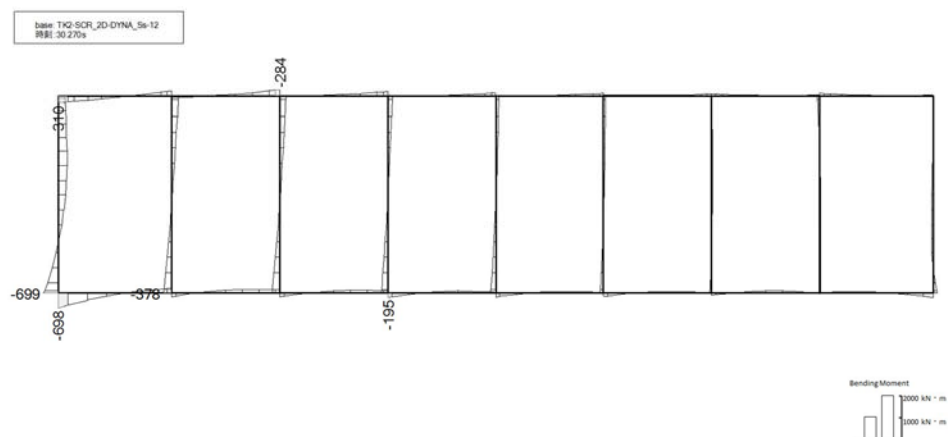
(b) 軸力(kN)



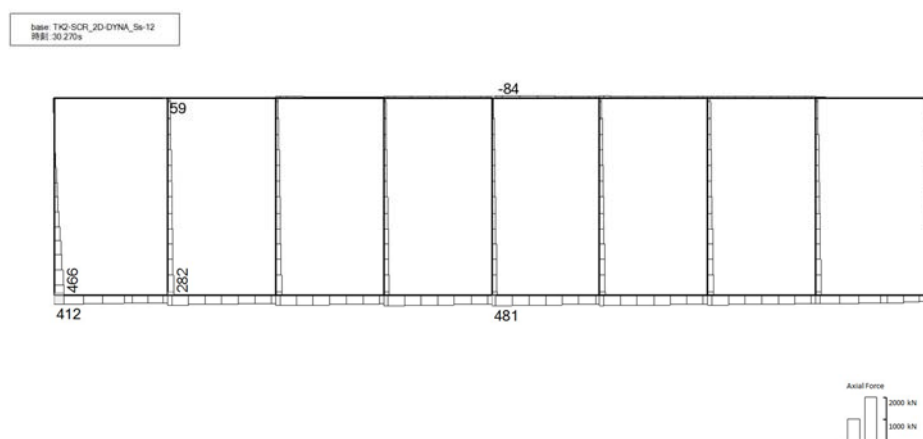
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(5)  $S_s-1.1$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
(評価位置：縦断面 (⑥-⑥断面) 部材③)

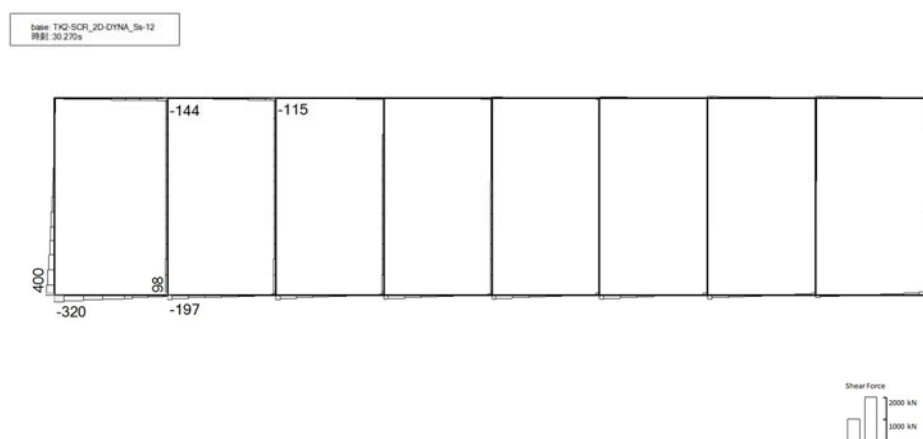




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

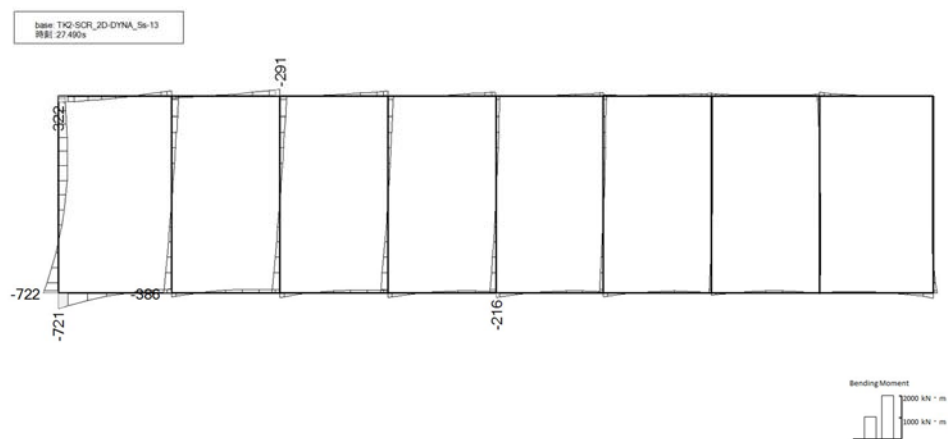


(c) せん断力(kN)

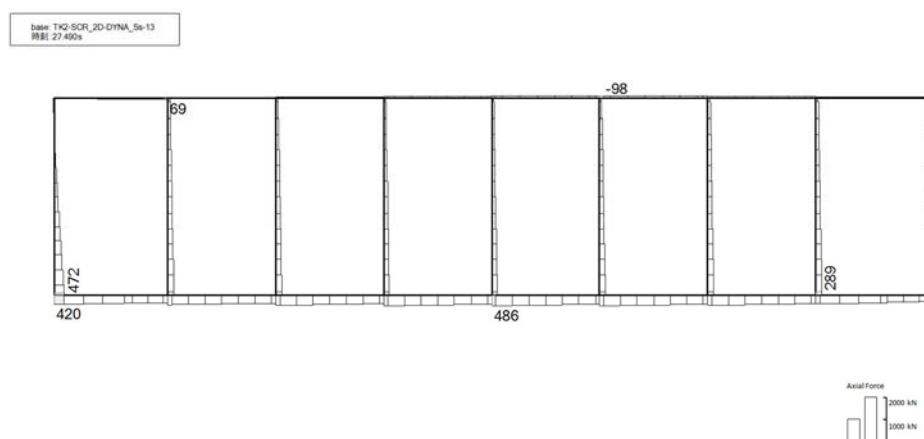
図 2.4-11(6)  $S_s-12$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=30.27s$ )

(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)

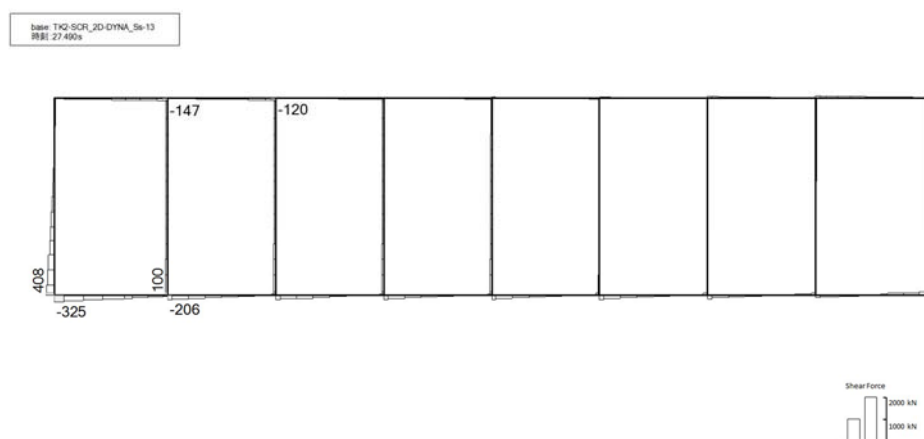




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)

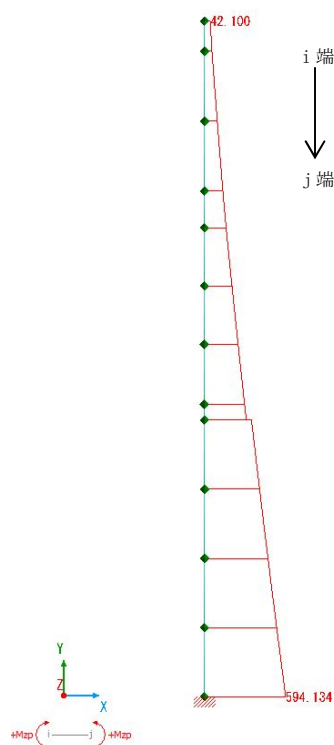


(c) せん断力(kN)

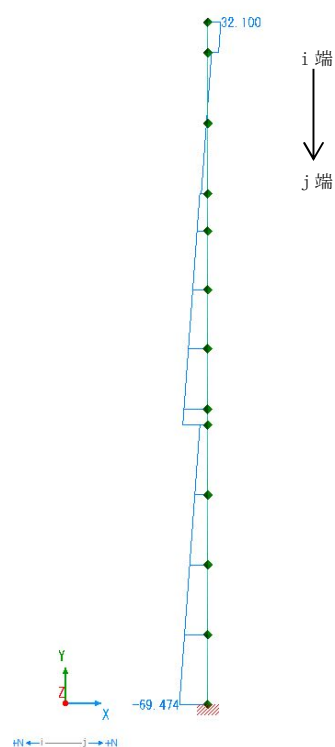
図 2.4-11(7)  $S_s-13$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=27.49s$ )

(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)

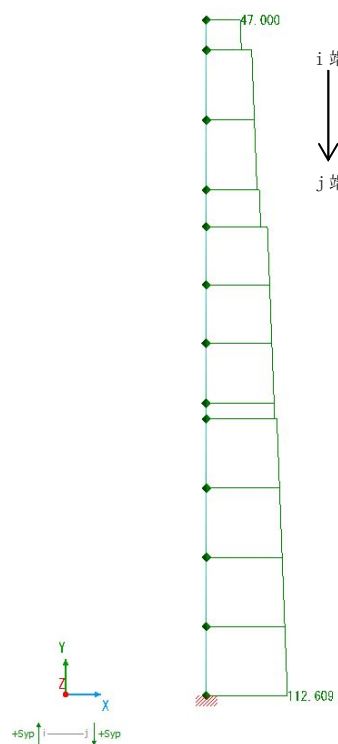




(a) 曲げモーメント (kN・m)



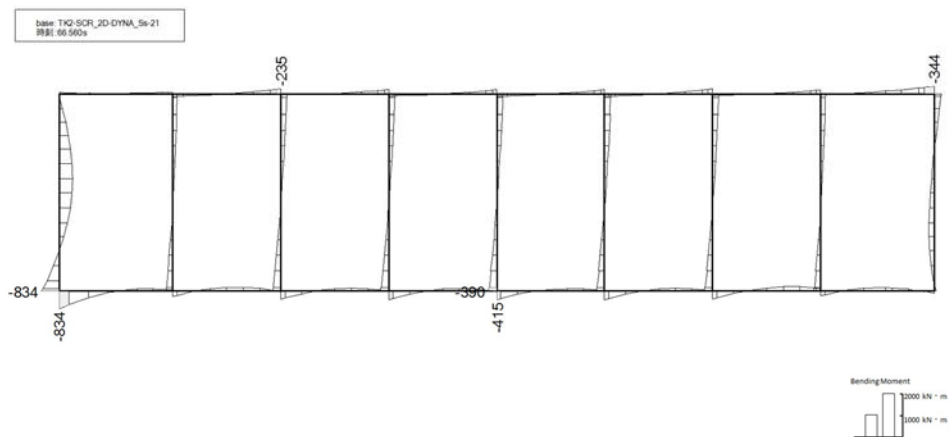
(b) 軸力(kN)



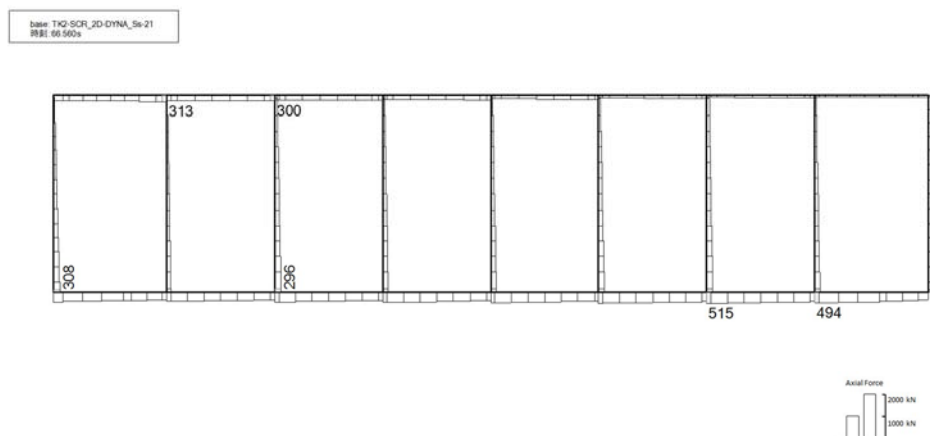
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(8)  $S_s-14$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
(評価位置：縦断面 (⑥-⑥断面) 部材③)

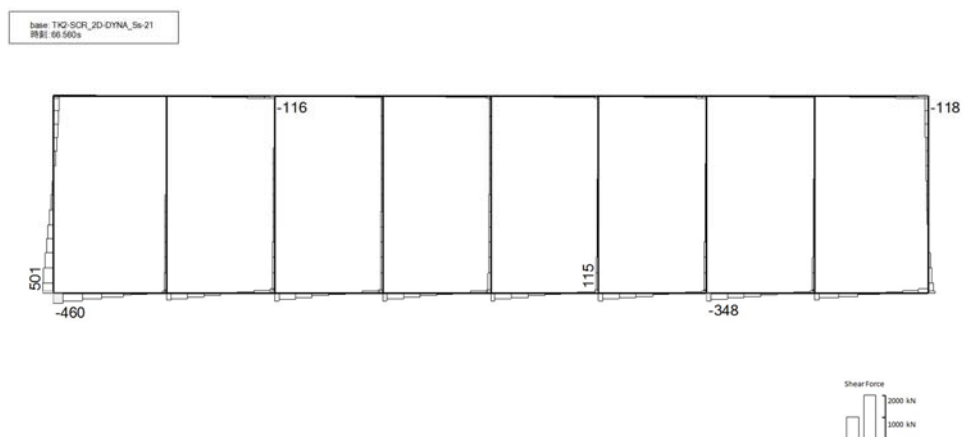




(a) 曲げモーメント (kN・m)



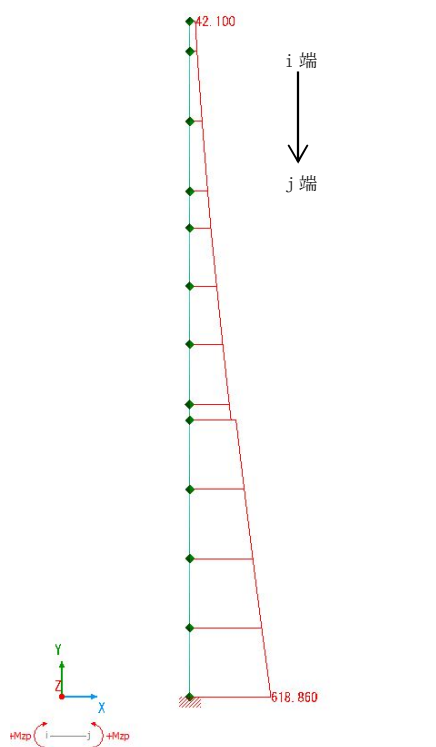
(b) 軸力(kN)



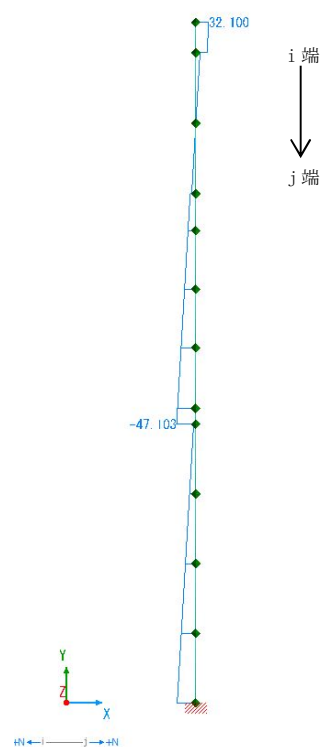
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(9)  $S_s-21$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=66.56s$ )  
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 底版 <14>)

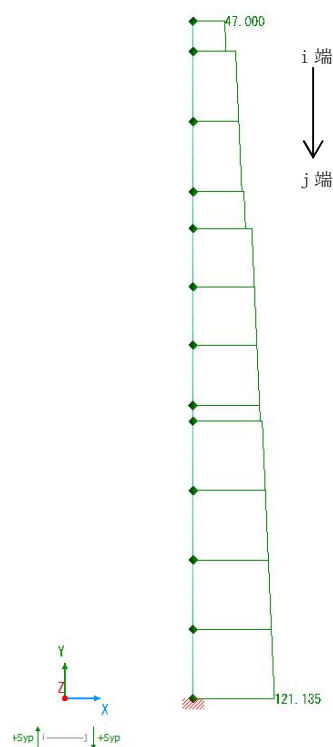




(a) 曲げモーメント (kN・m)



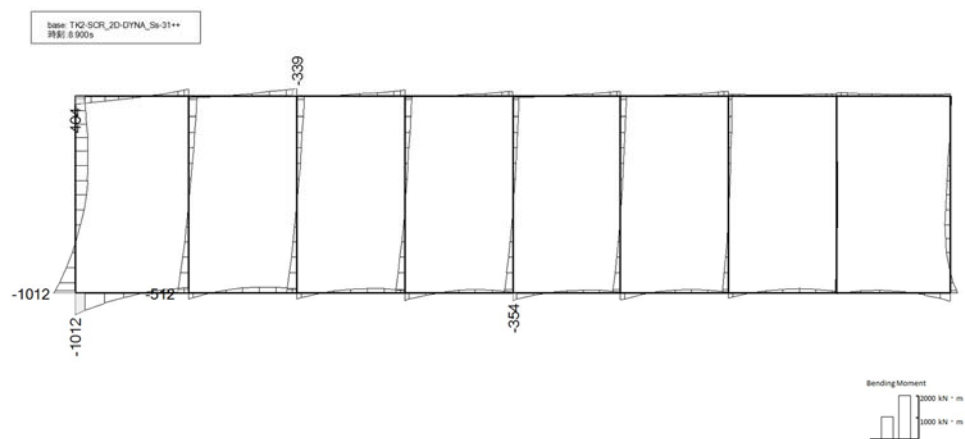
(b) 軸力(kN)



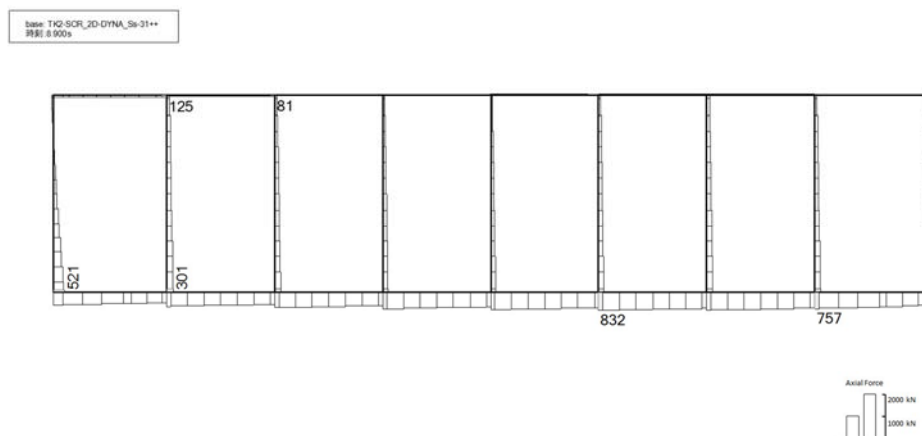
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(10)  $S_s-22$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
(評価位置：縦断面 (⑥-⑥断面) 部材③)

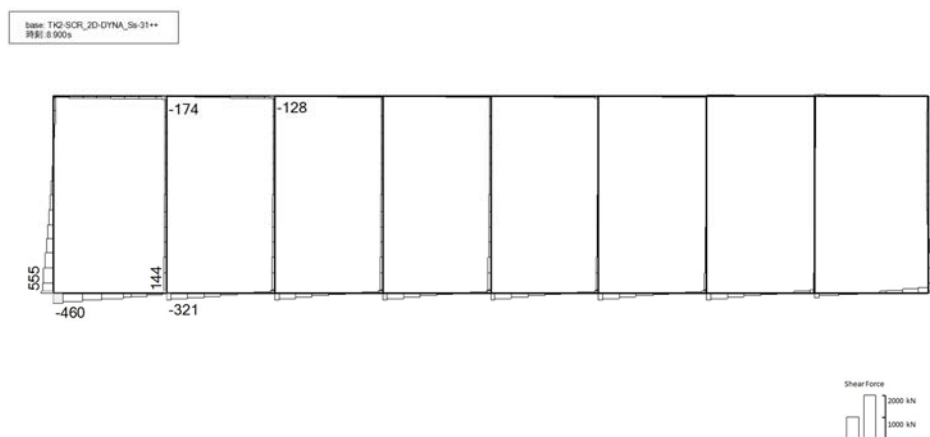




(a) 曲げモーメント (kN・m)



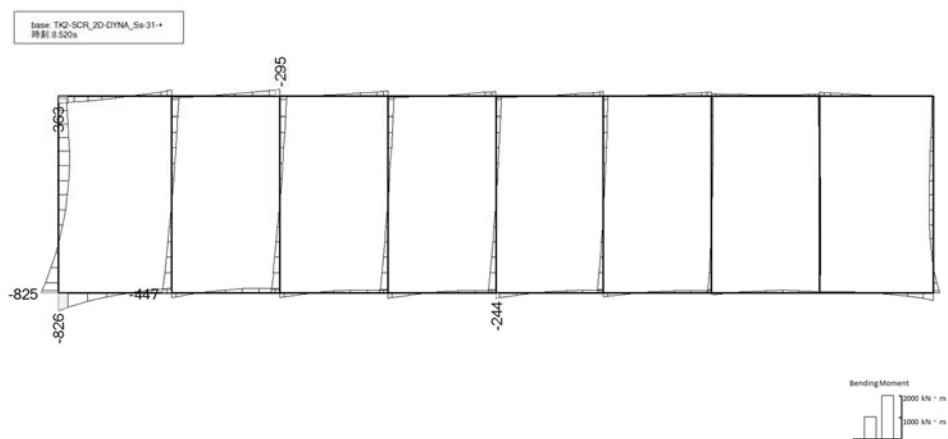
(b) 軸力(kN)



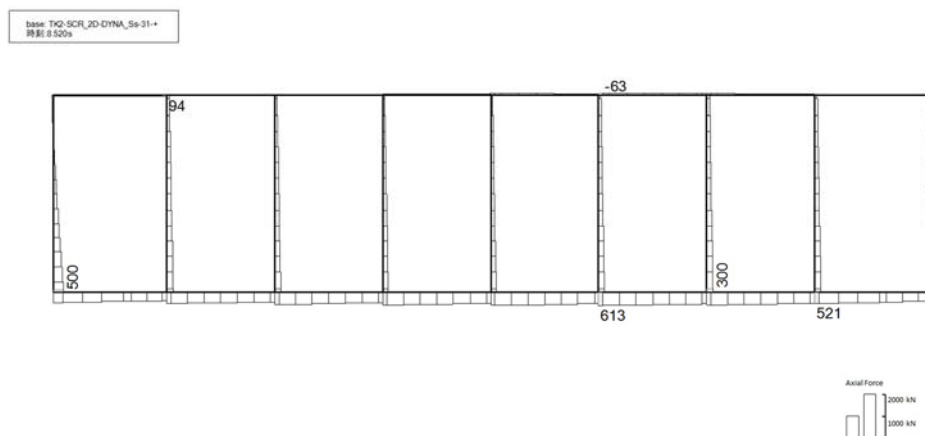
(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(11)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.90s$ )  
(評価位置: 取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)

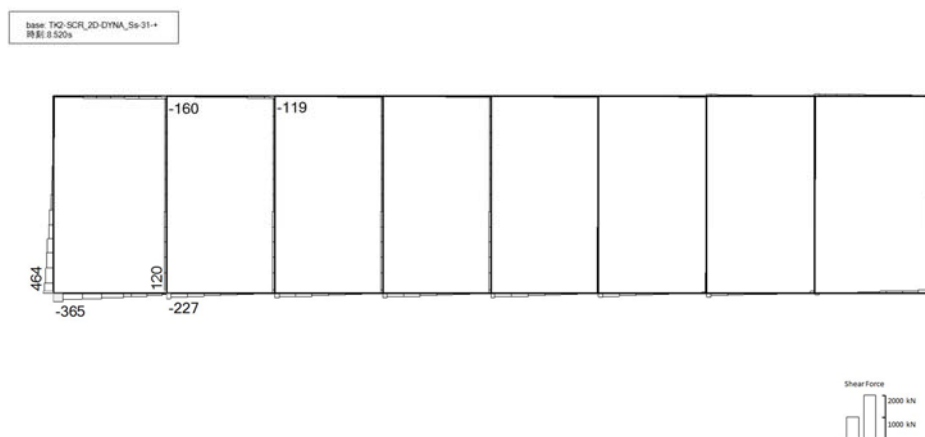




(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力(kN)



(c) せん断力(kN)

図 2.4-11(12)  $S_s-31$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.52s$ )

(評価位置：取水路 (①-①断面) 頂版 <7>)



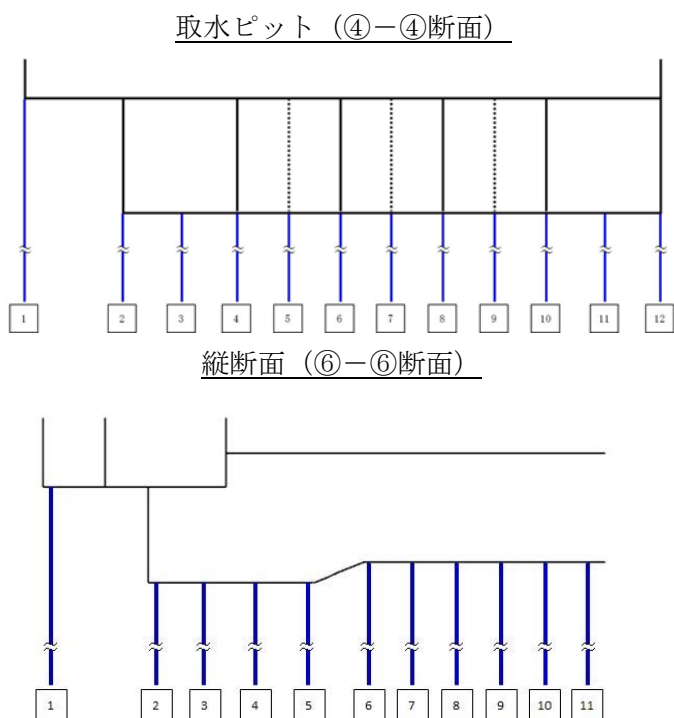
(4) 鋼管杭の断面力分布（各基準地震動に着目した断面力図）

各基準地震動において、鋼管杭に対する照査のうち、最も厳しい照査値となる部材の評価時刻における断面力図を示す。検討ケースは①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースについて各基準地震動の照査結果を示す。表 2.4-12 に各基準地震動で抽出した照査値について照査項目とその評価位置の一覧表を示し、図 2.4-12 に断面力分布を示す。

表 2.4-12 各地震波に対して最も厳しい照査値とその照査項目及び評価位置の結果（鋼管杭）

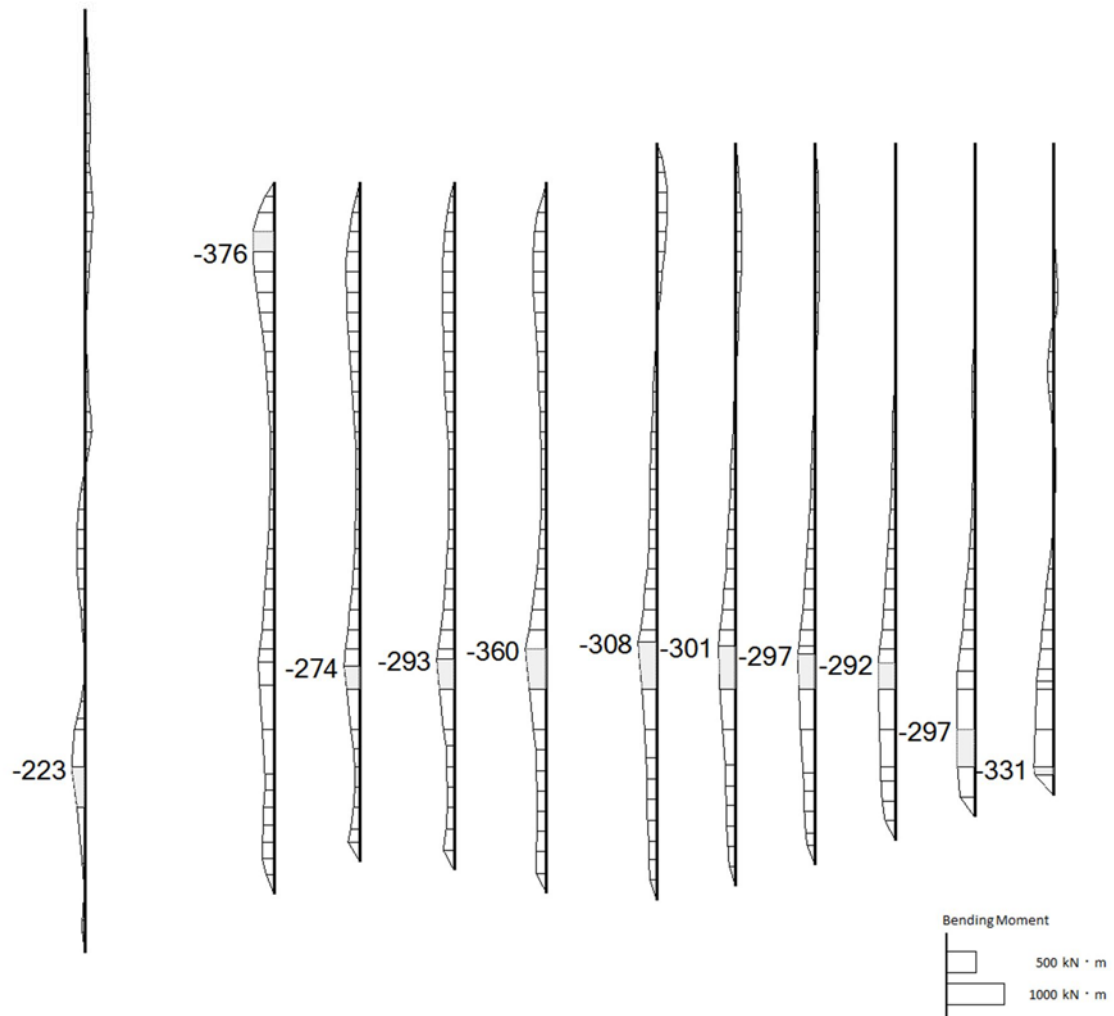
基準地震動	抽出照査値と照査項目			
	照査値	照査項目	評価位置	部材番号
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	0.533	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11
S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	0.523	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11
S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	0.552	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11
S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	0.561	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11
S <sub>s</sub> -1 1	0.234	せん断	取水ピット (④-④断面) 杭	1
S <sub>s</sub> -1 2	0.348	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	1
S <sub>s</sub> -1 3	0.285	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	1
S <sub>s</sub> -1 4	0.276	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11
S <sub>s</sub> -2 1	0.335	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	2
S <sub>s</sub> -2 2	0.338	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	2
S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	0.495	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11
S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	0.318	せん断	縦断面 (⑥-⑥断面) 杭	11

注記 \*：評価位置は下図に示す





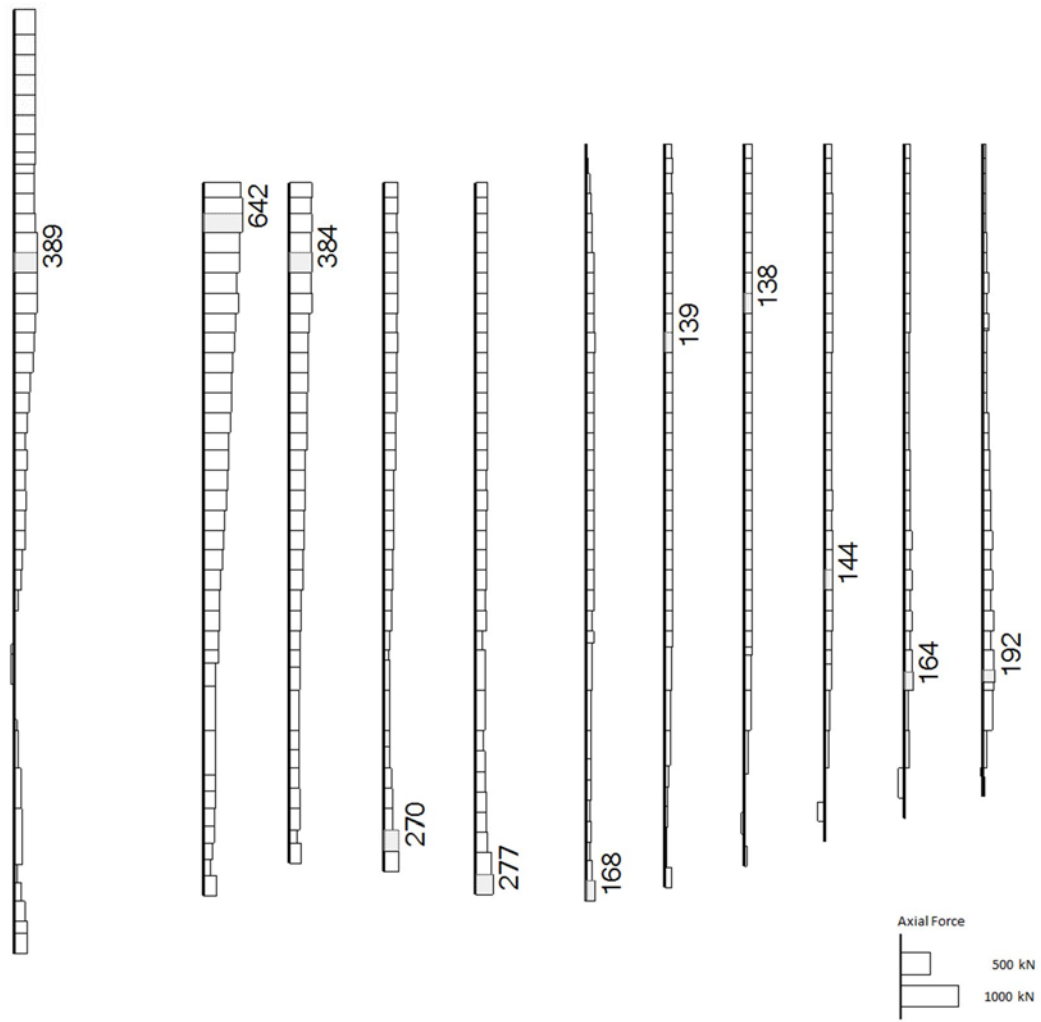
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L++  
時刻: 59.790s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



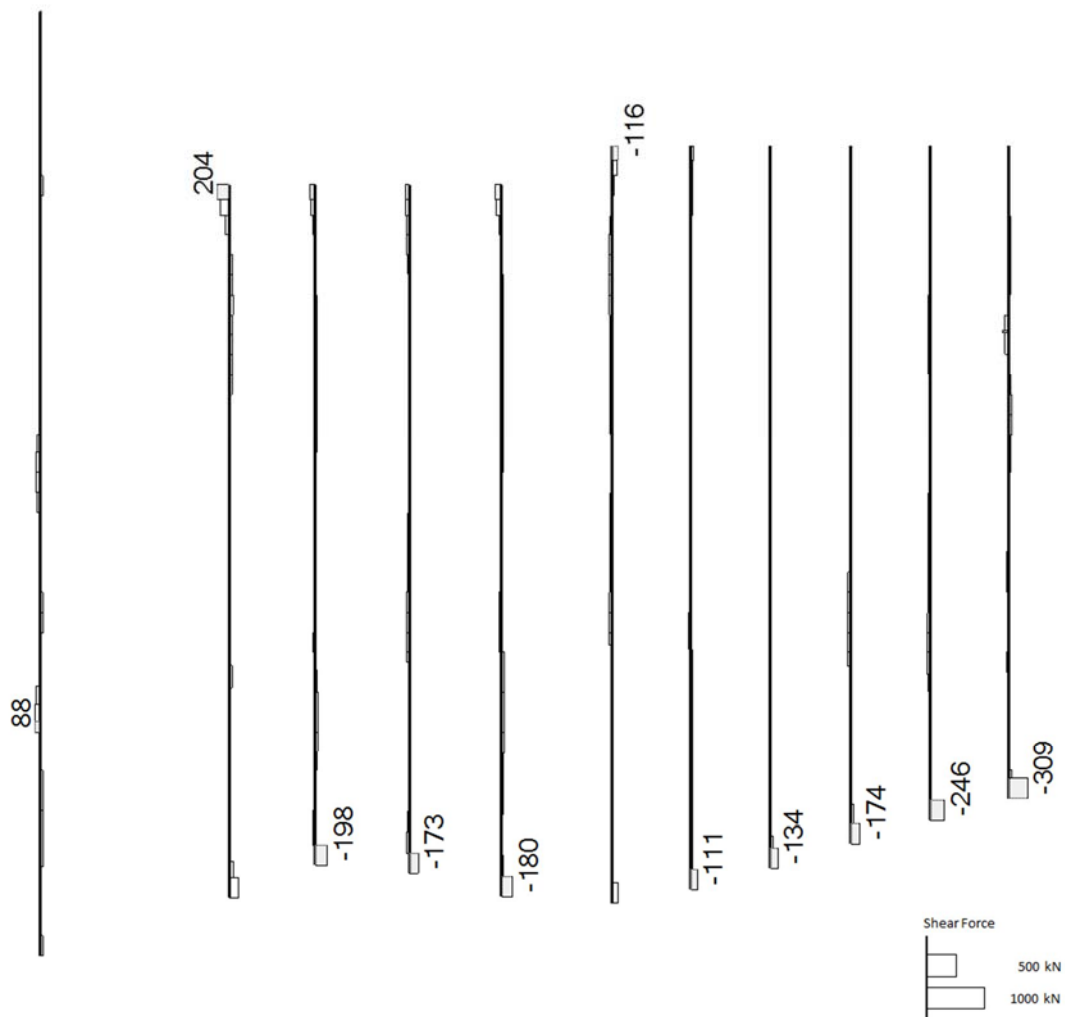
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L++  
時刻: 59.790s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L++  
時刻: 59.790s



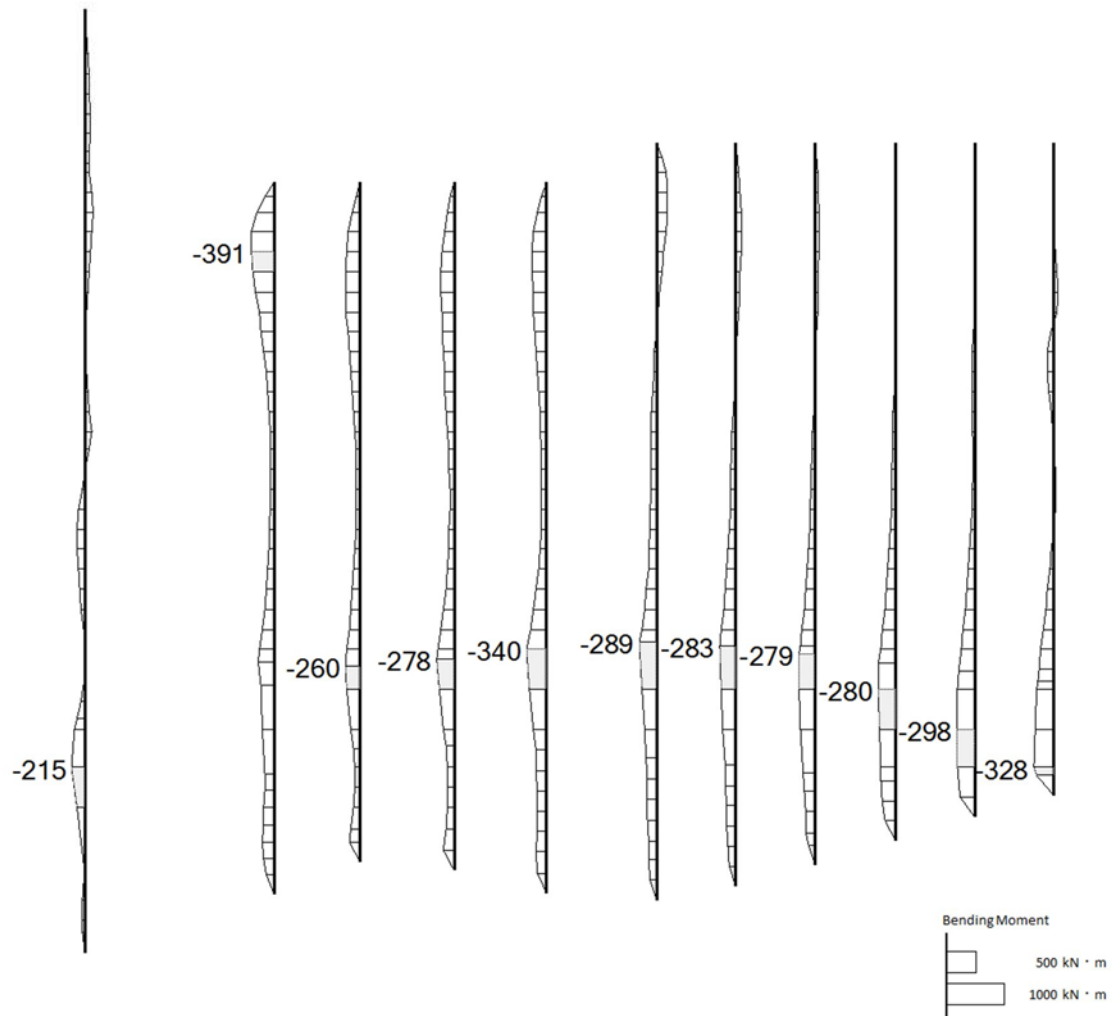
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(1)  $S_s-D1$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=59.79s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>)



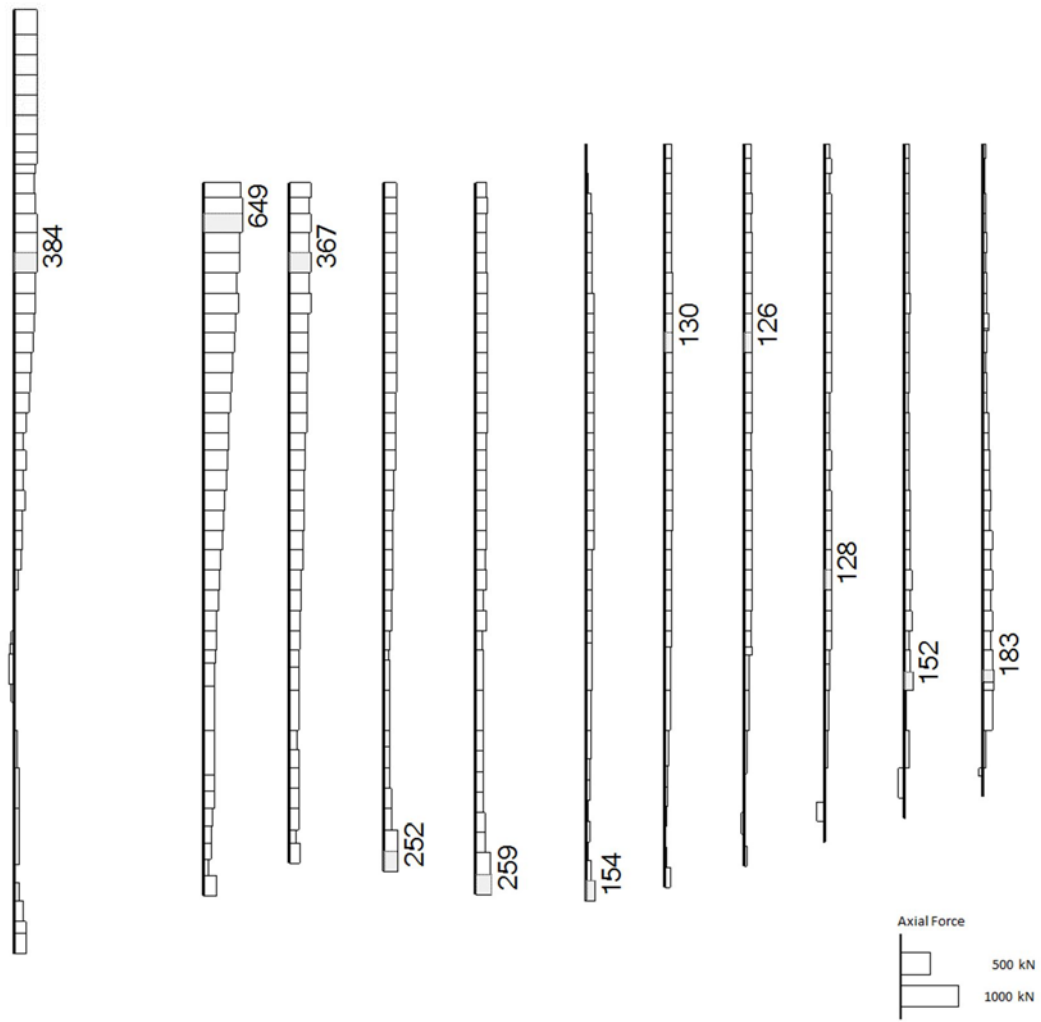
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L+  
時刻: 59.830 s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



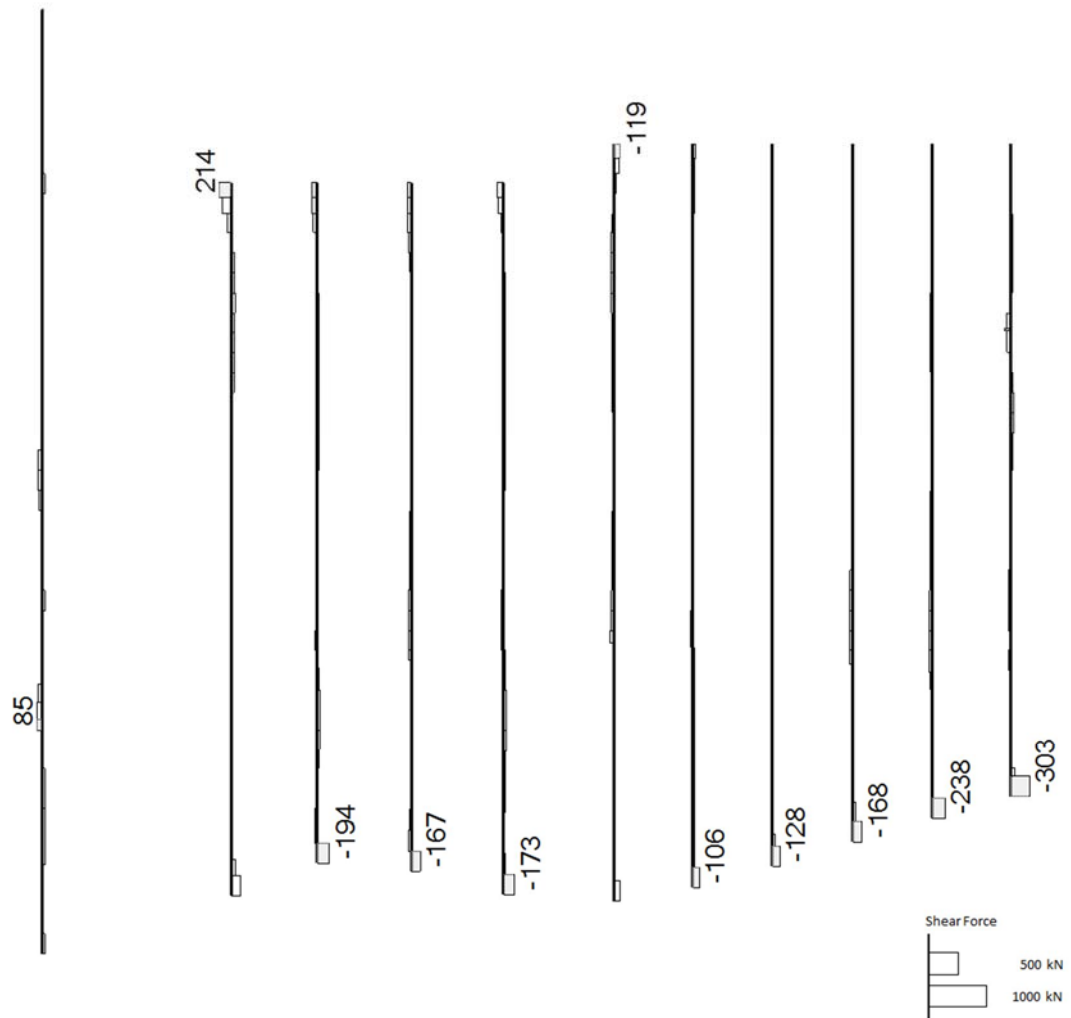
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L+  
時刻: 59.830 s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L+  
時刻: 59.830s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(2)  $S_s-D1$  (H+, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=59.83s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>)



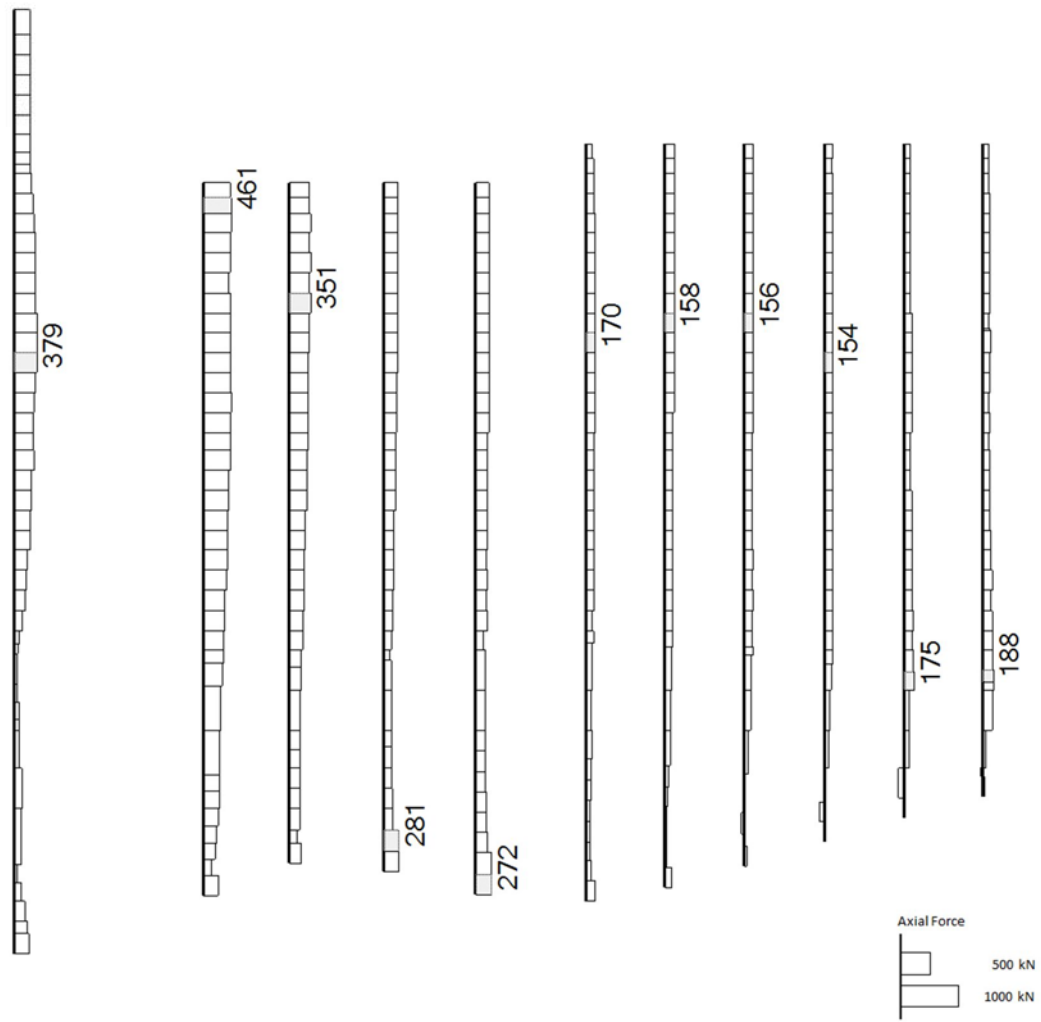
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L-+  
時刻: 67.570s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L-+  
時刻: 67.570s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L-+  
時刻: 67.570s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(3)  $S_s-D1$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=67.57s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>)



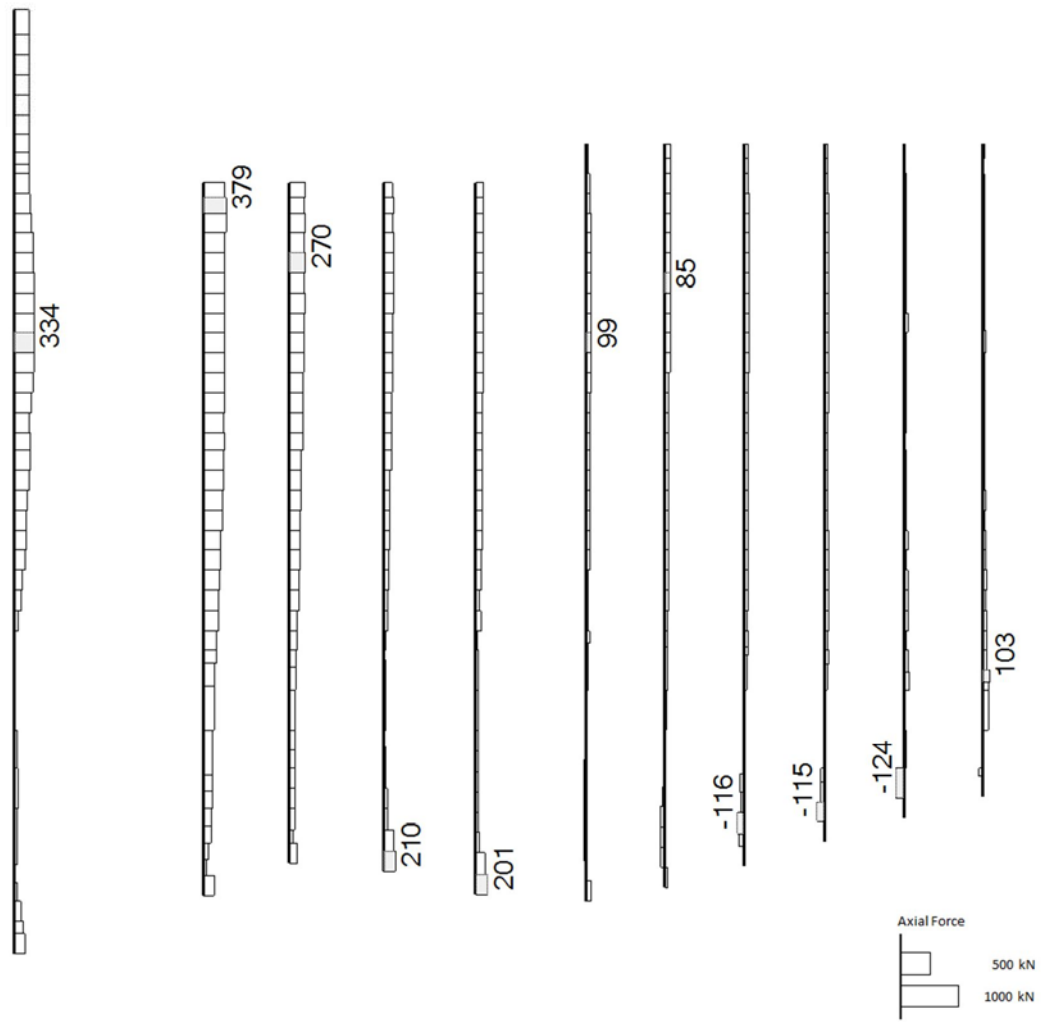
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 67.590s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



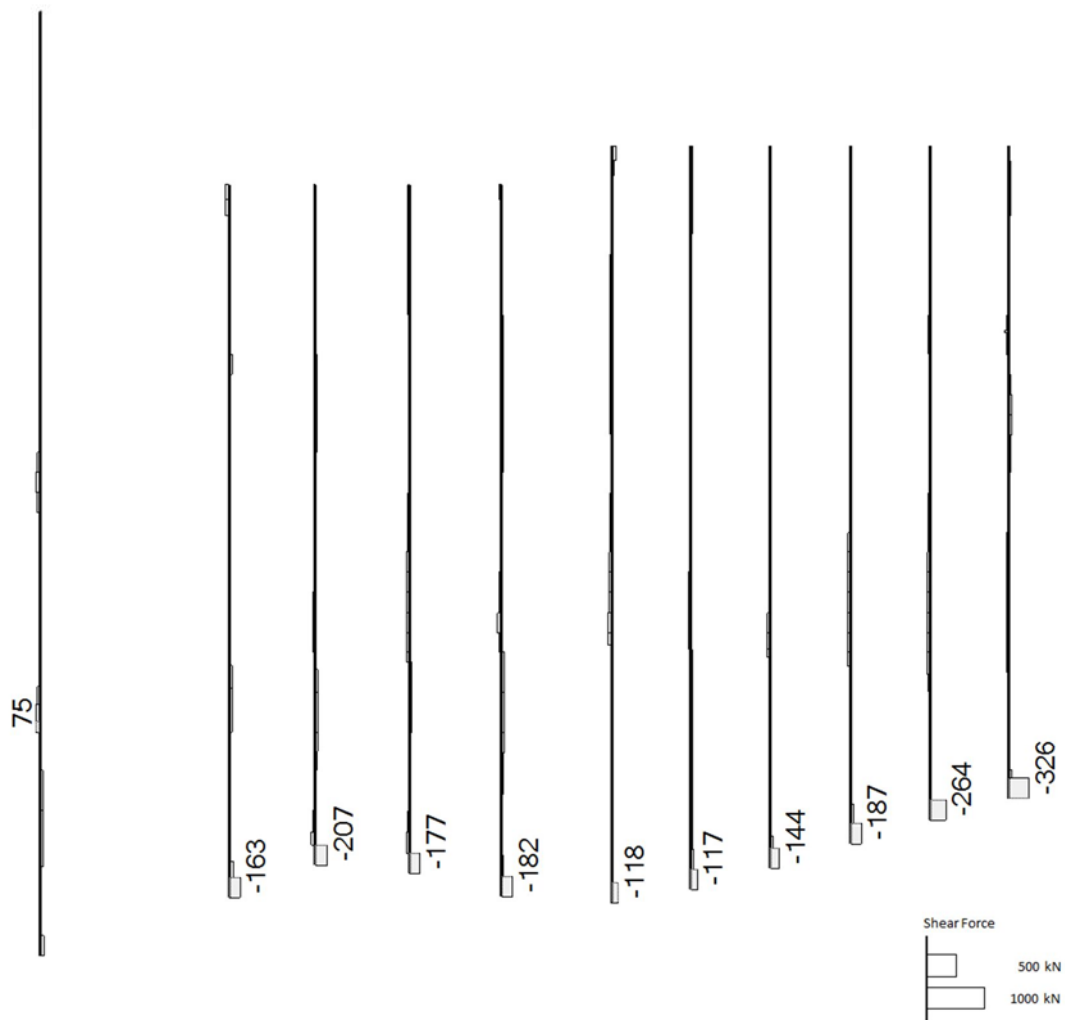
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 67.590s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-D1L--  
時刻: 67.590s



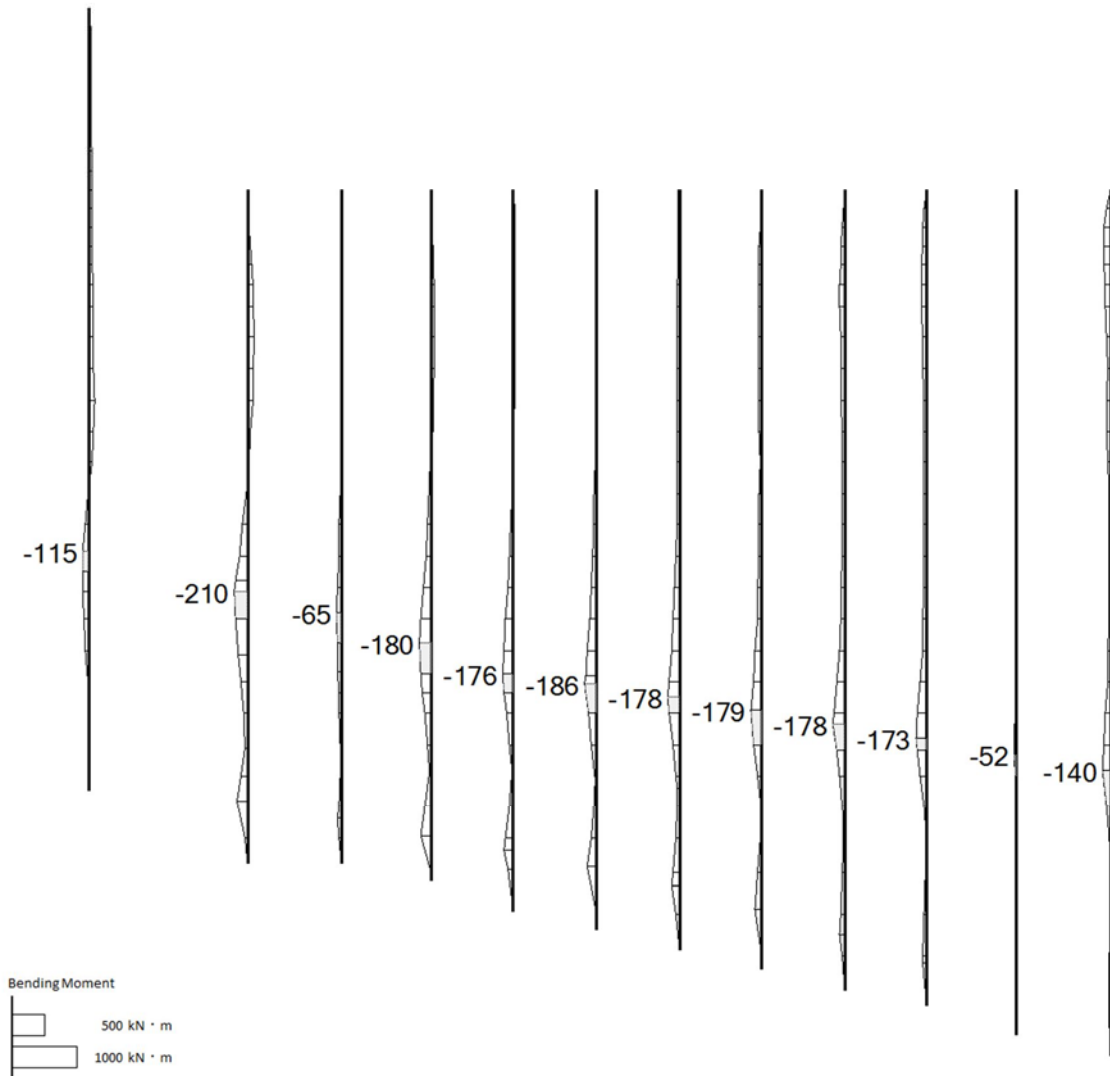
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(4)  $S_s-D1$  (H-, V-) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=67.59s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>)

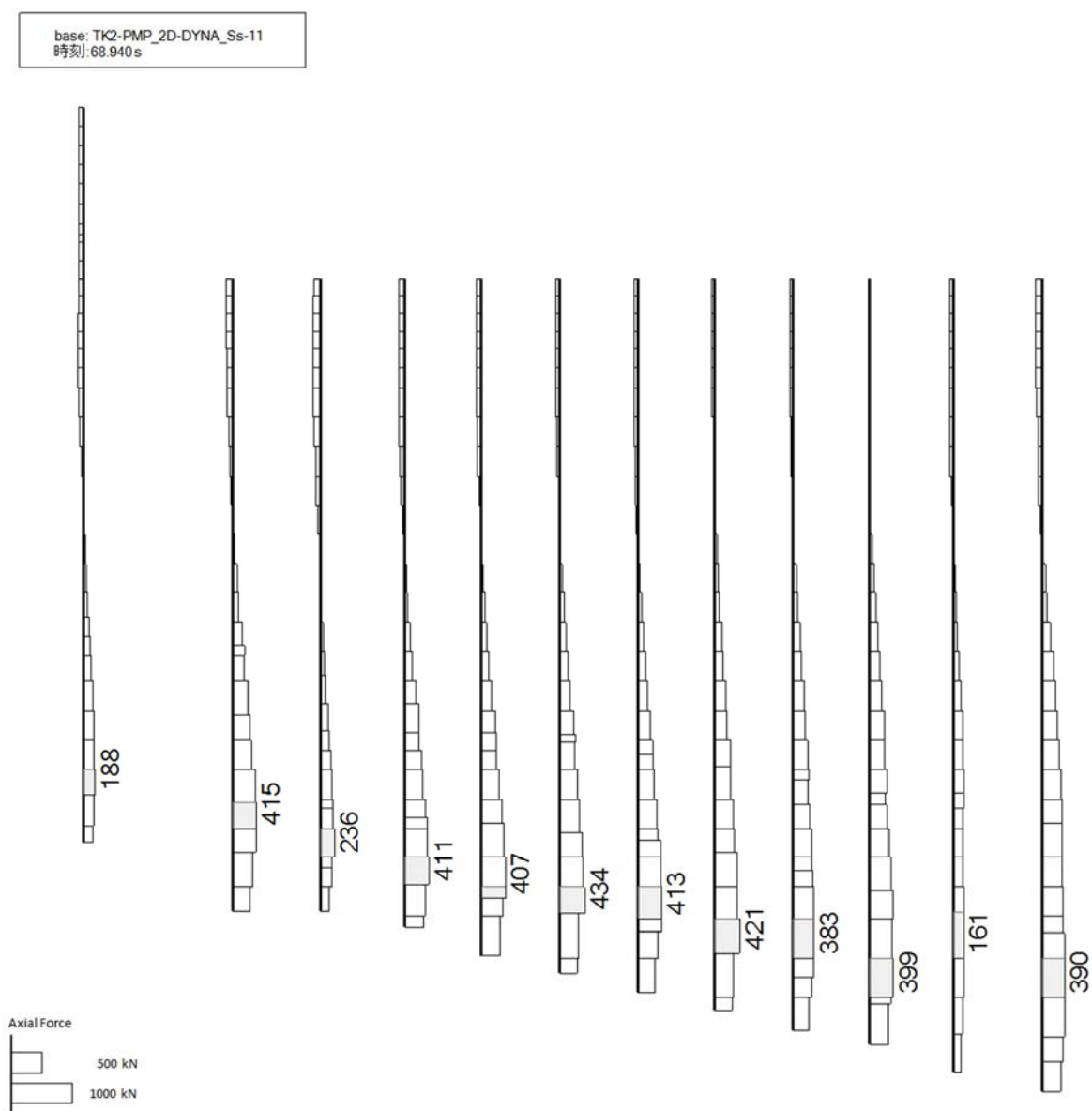


base: TK2-PMP\_2D-DYNA\_Ss-11  
時刻: 68.940 s



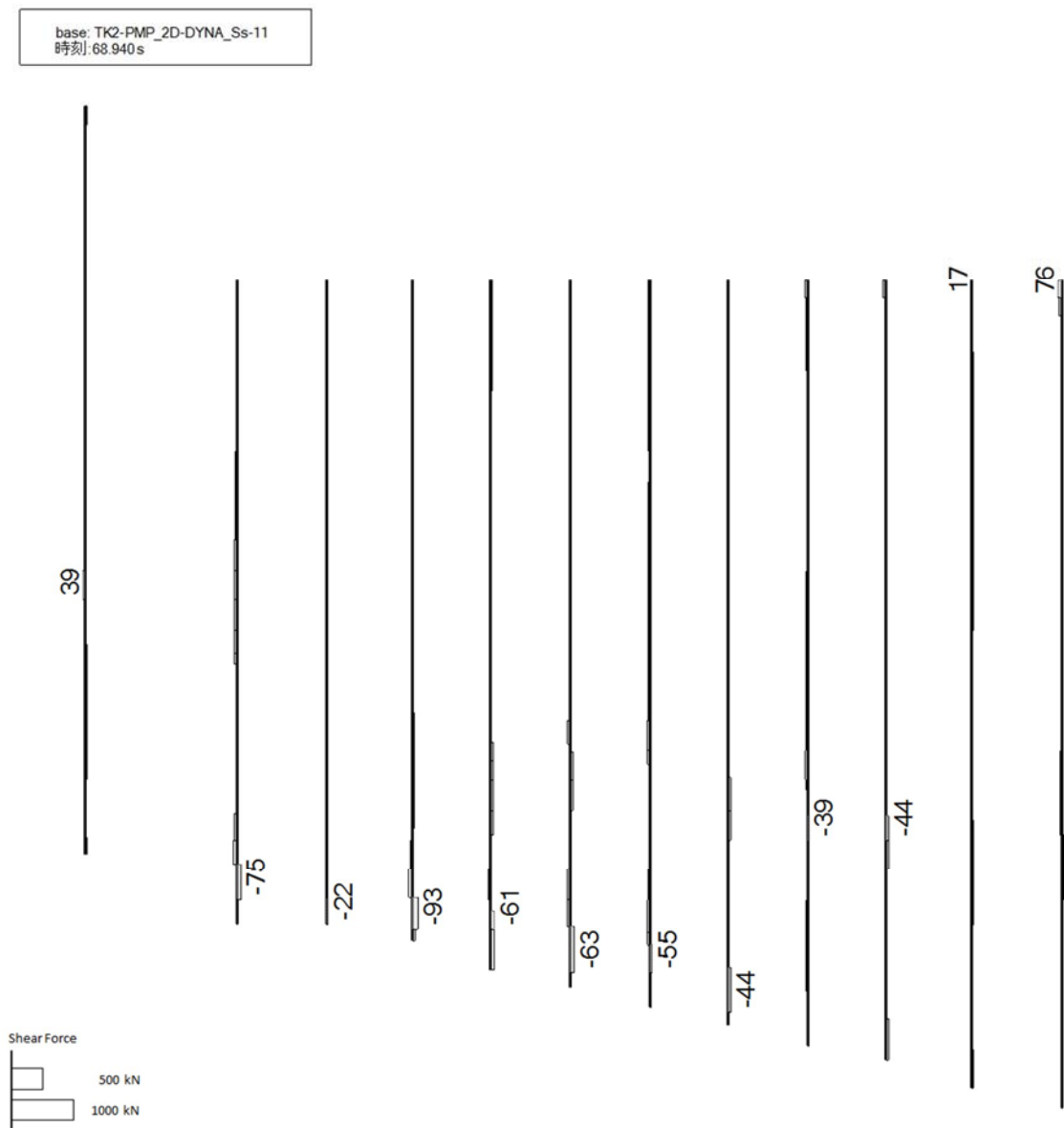
(a) 曲げモーメント (kN · m)





(b) 軸力 (kN)





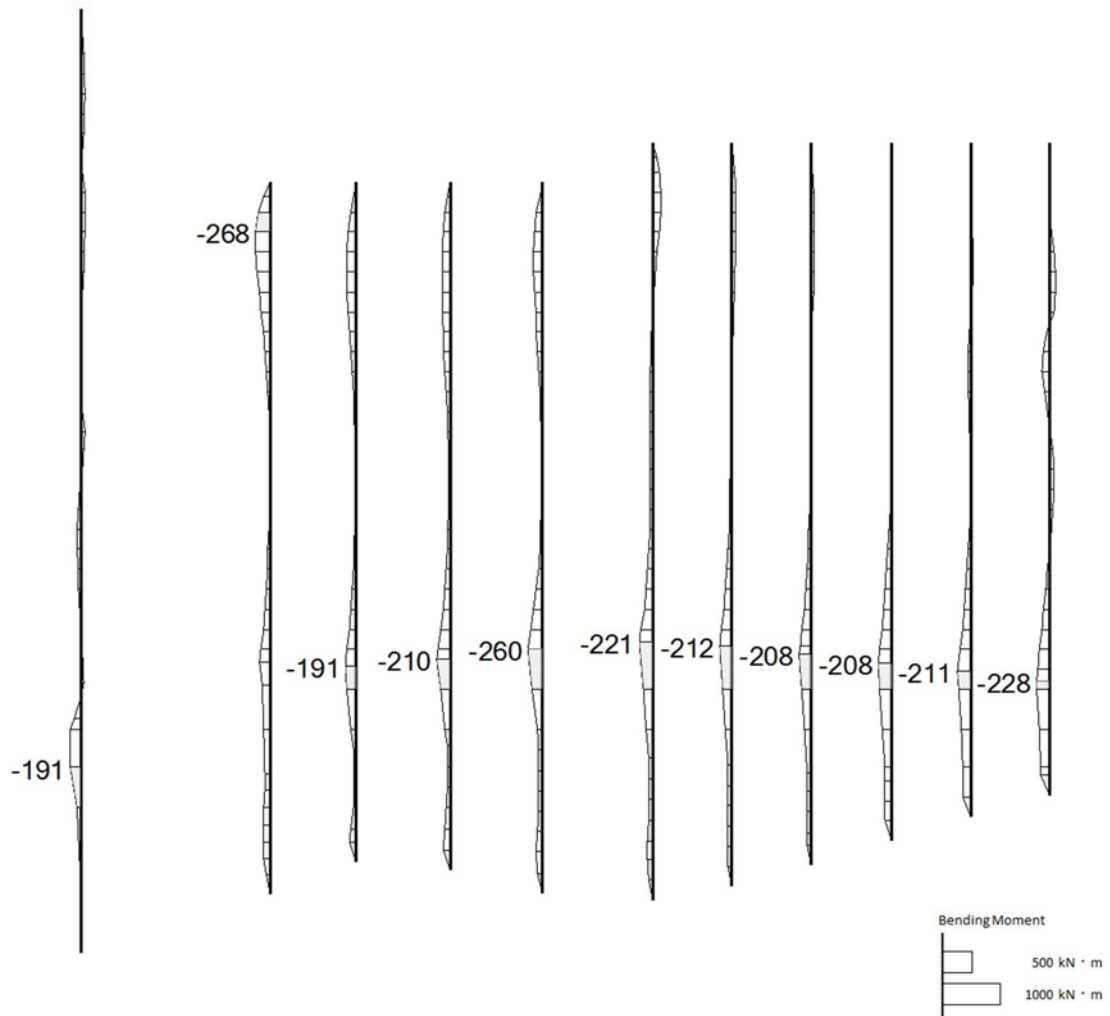
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(5)  $S_s-11$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=68.94s$ )

(評価位置: 取水ピット (④-④断面) 杭 <1>)



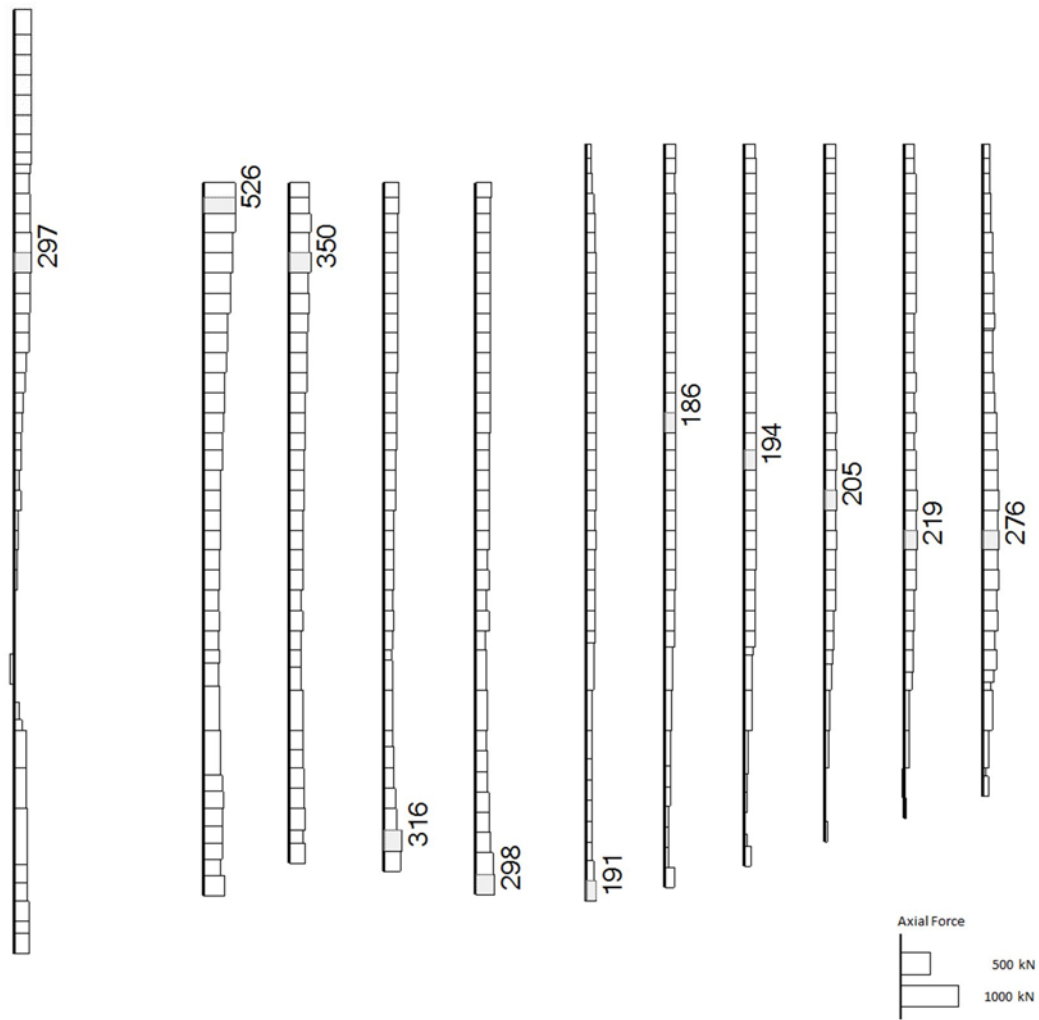
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-12  
時刻: 88.140 s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-12  
時刻: 88.140 s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-12  
時刻: 88.140 s



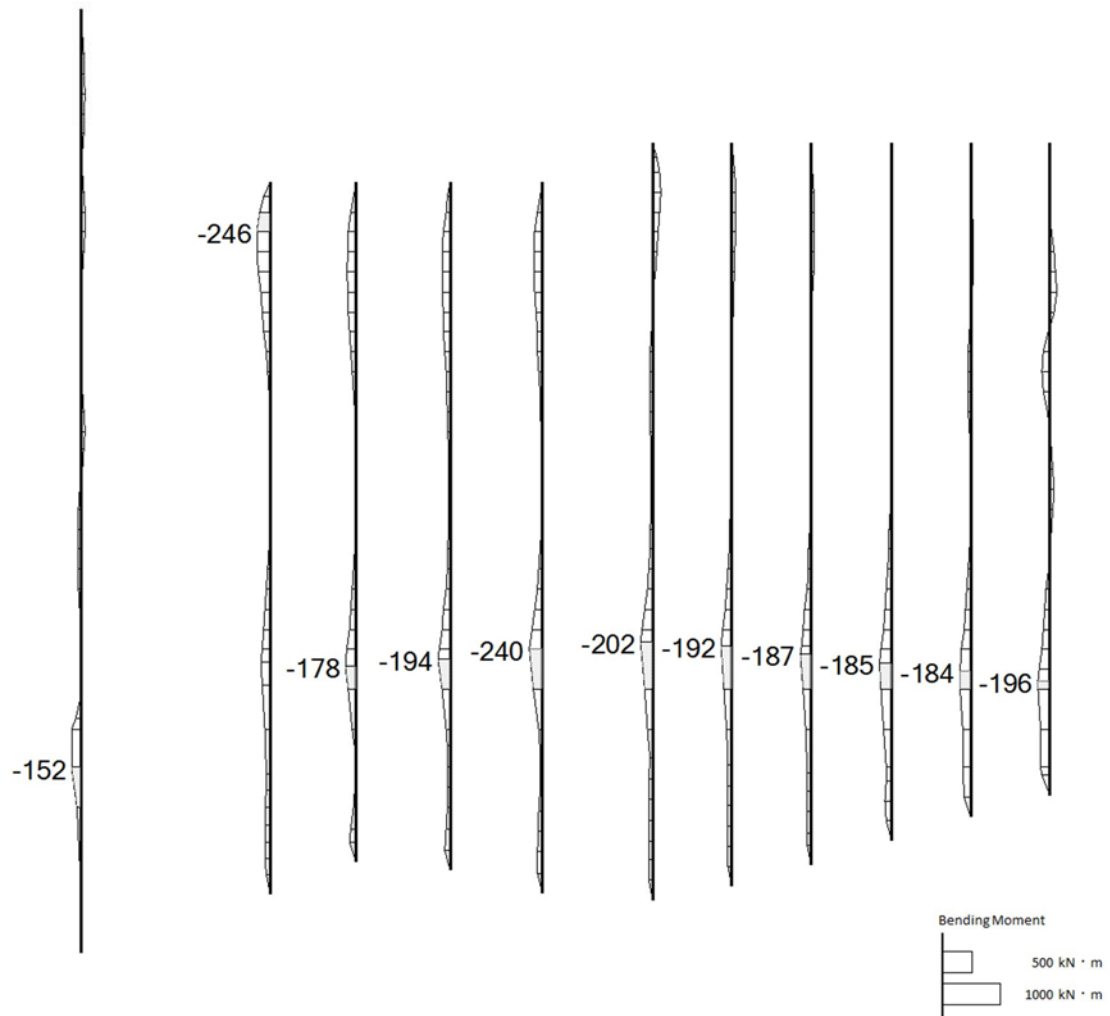
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(6)  $S_s-12$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=88.14s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <1>)



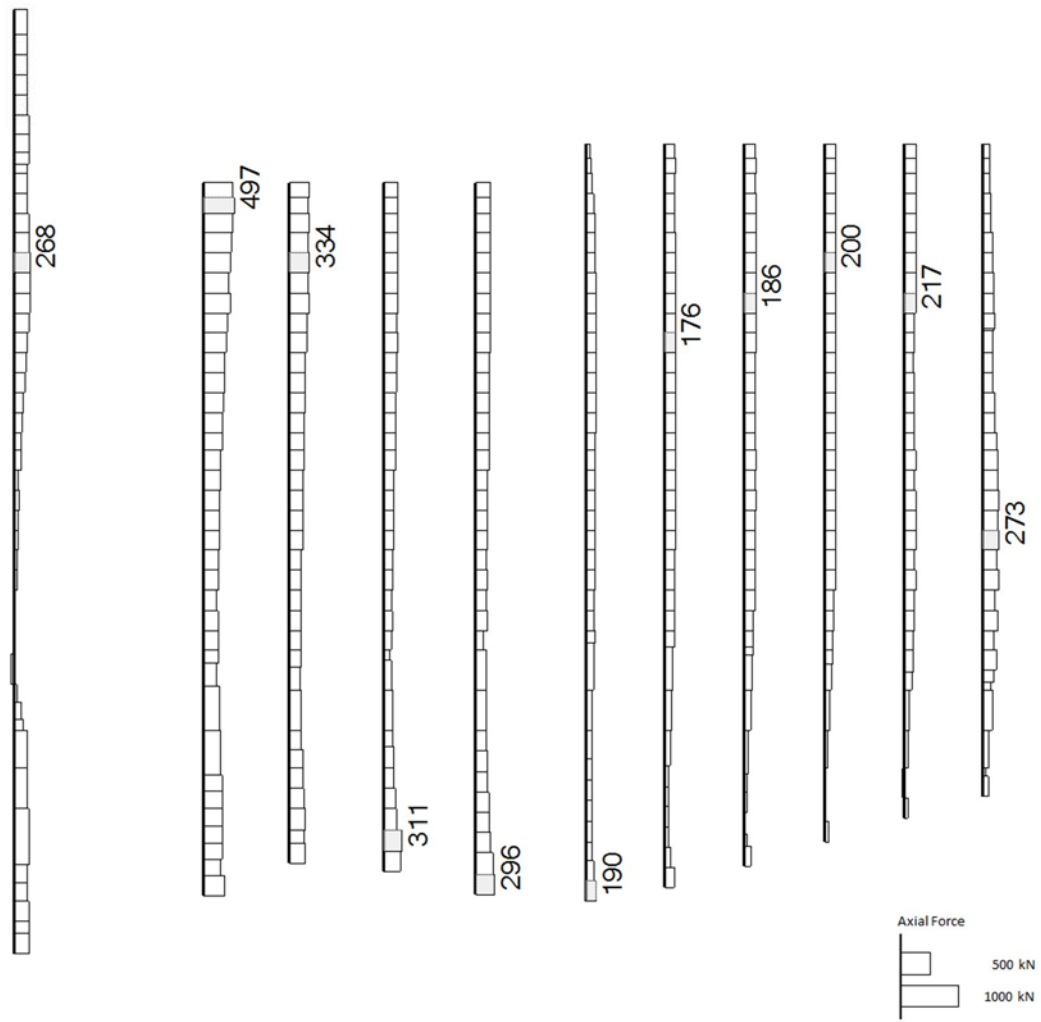
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-13  
時刻: 85.310 s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



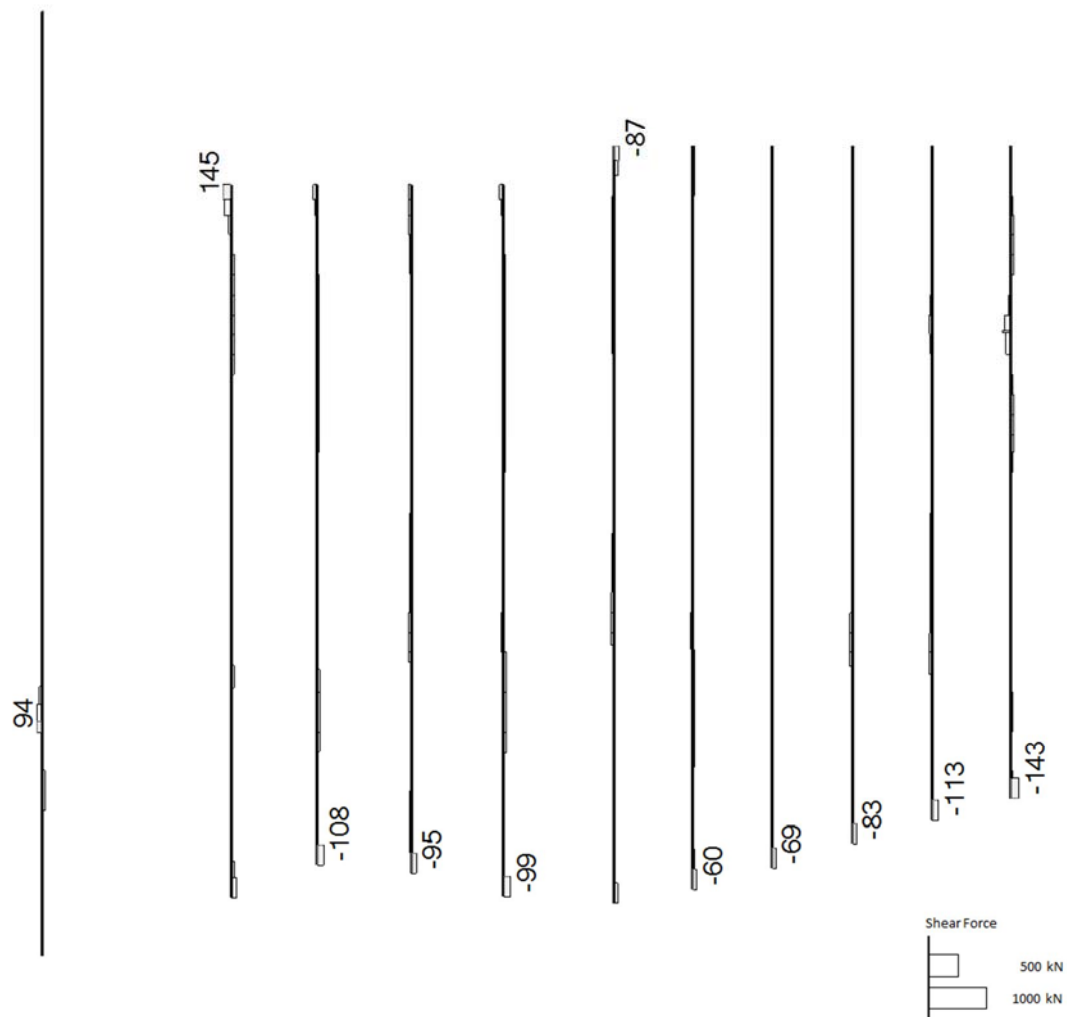
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-13  
時刻: 85.310 s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-13  
時刻: 85.310 s



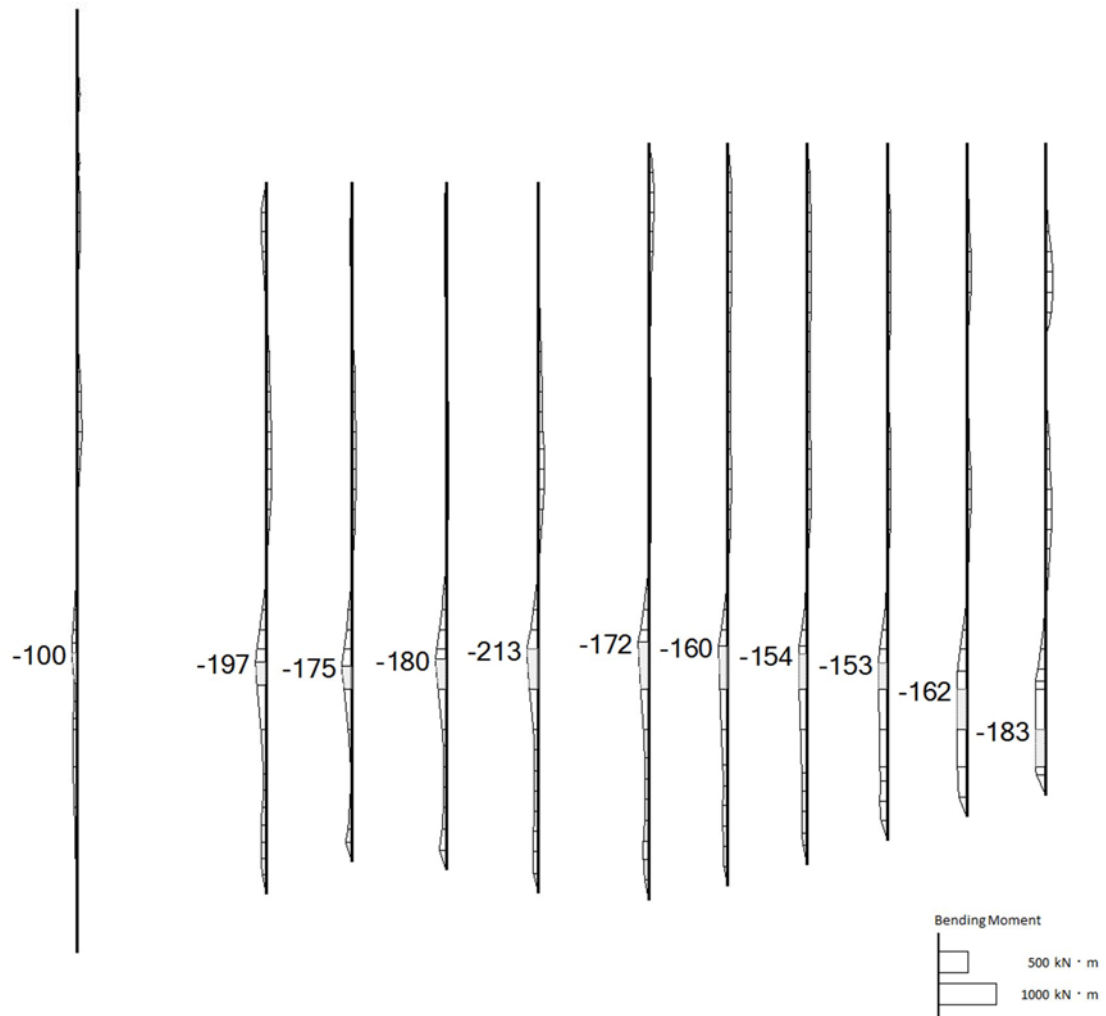
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(7)  $S_s-13$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=85.31s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <1>)



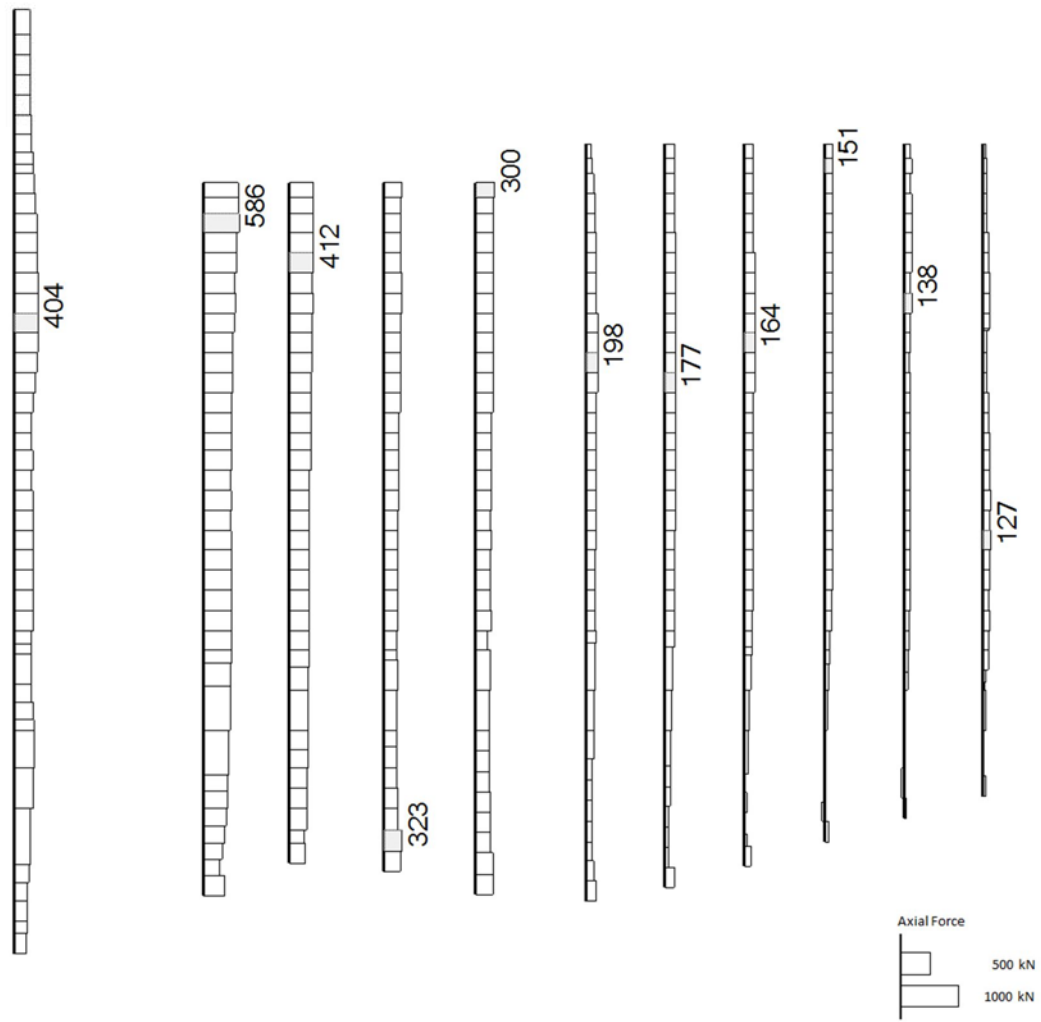
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-14  
時刻: 31.660 s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



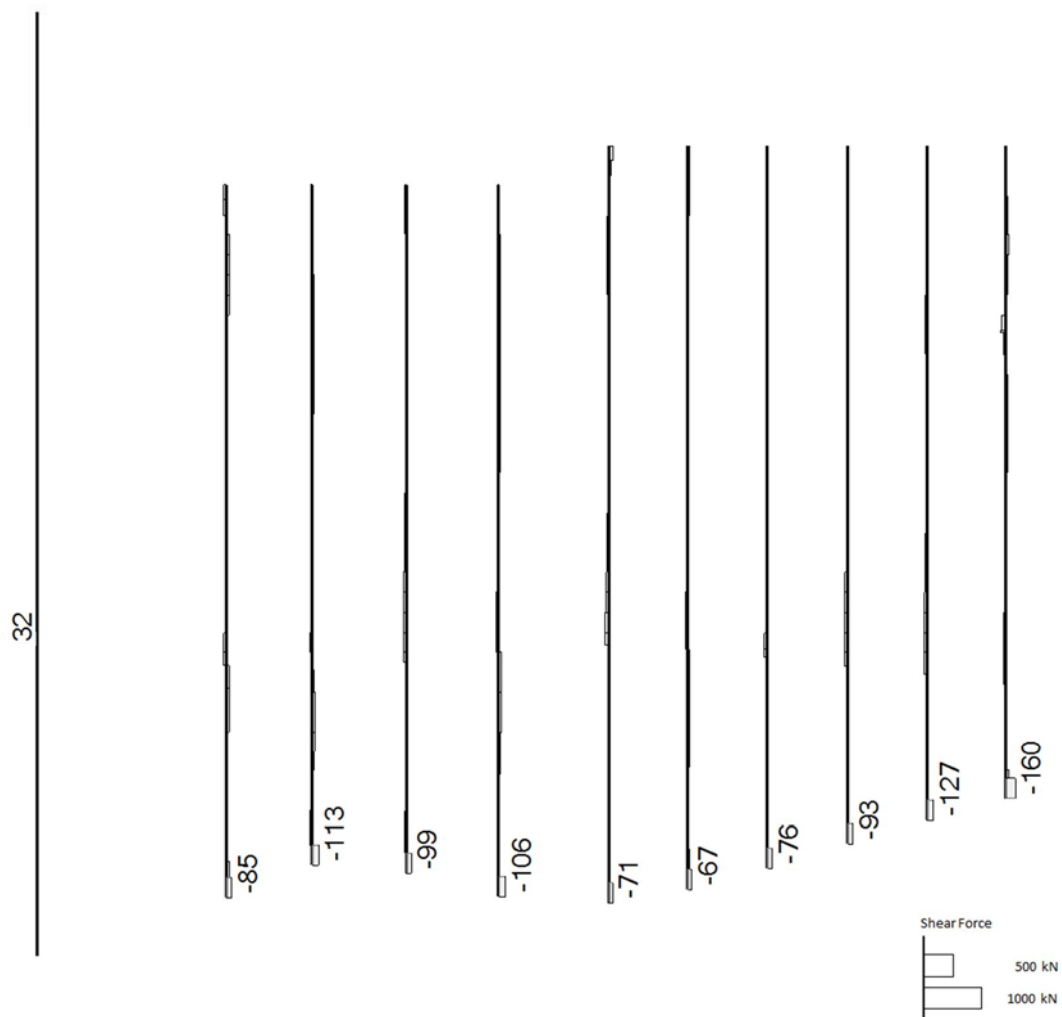
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-14  
時刻: 31.660 s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-14  
時刻: 31.660 s



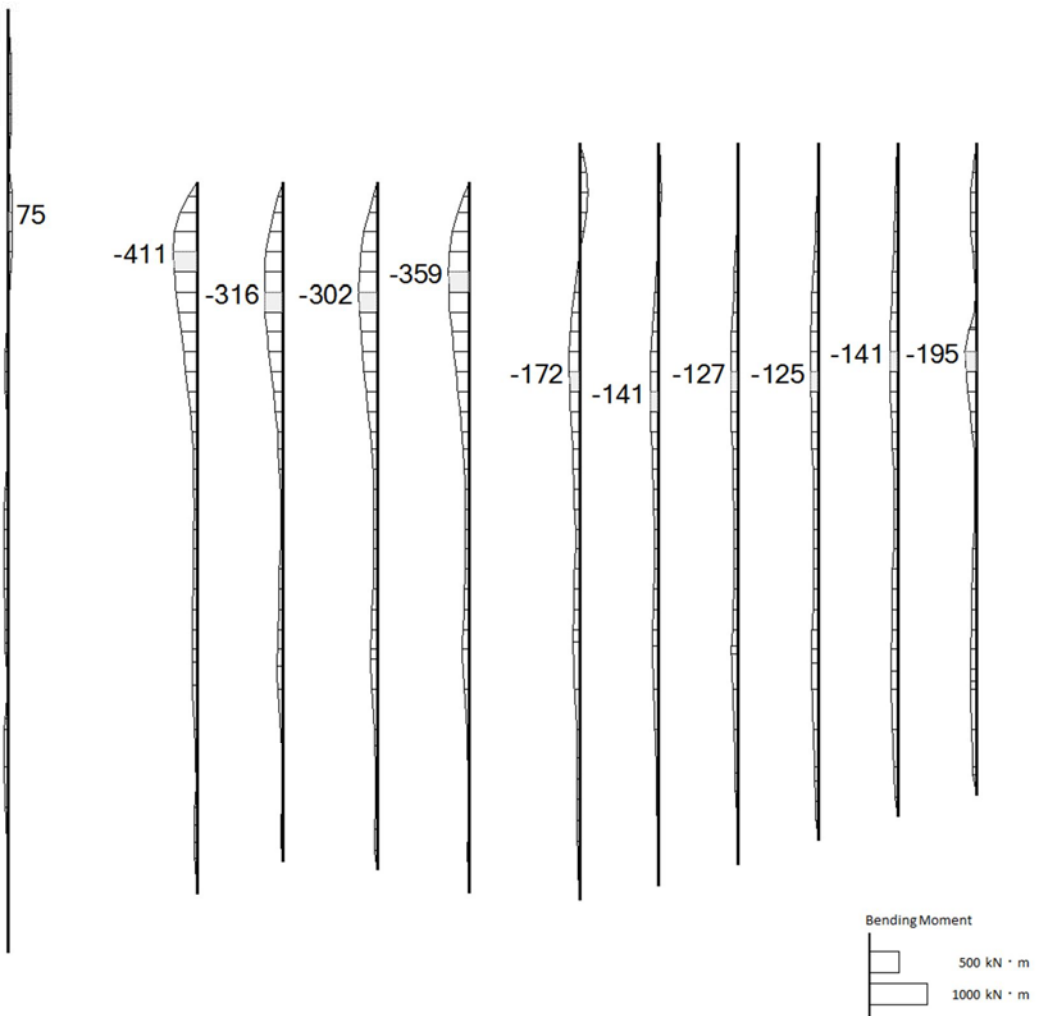
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(8)  $S_s-14$ において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=31.66s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>



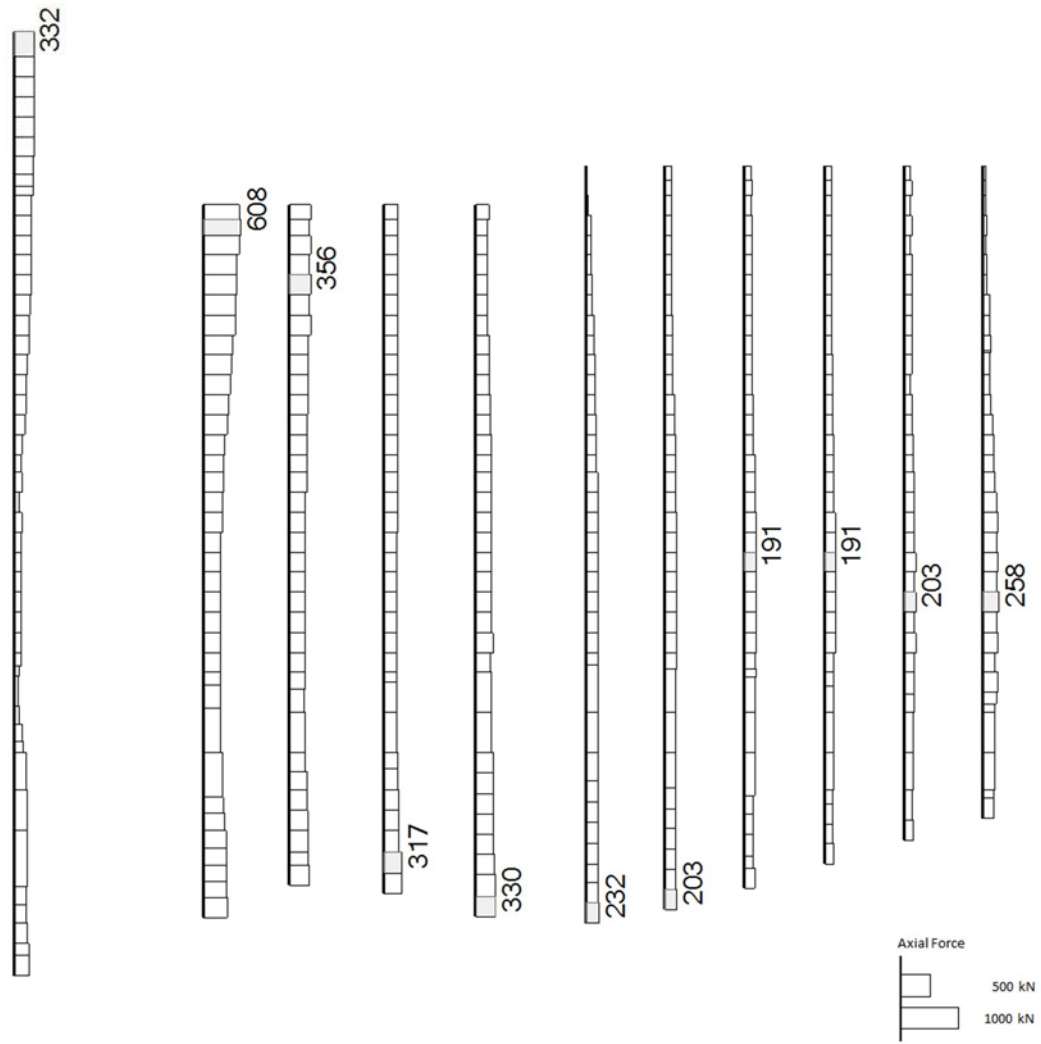
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-21  
時刻: 102.900s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



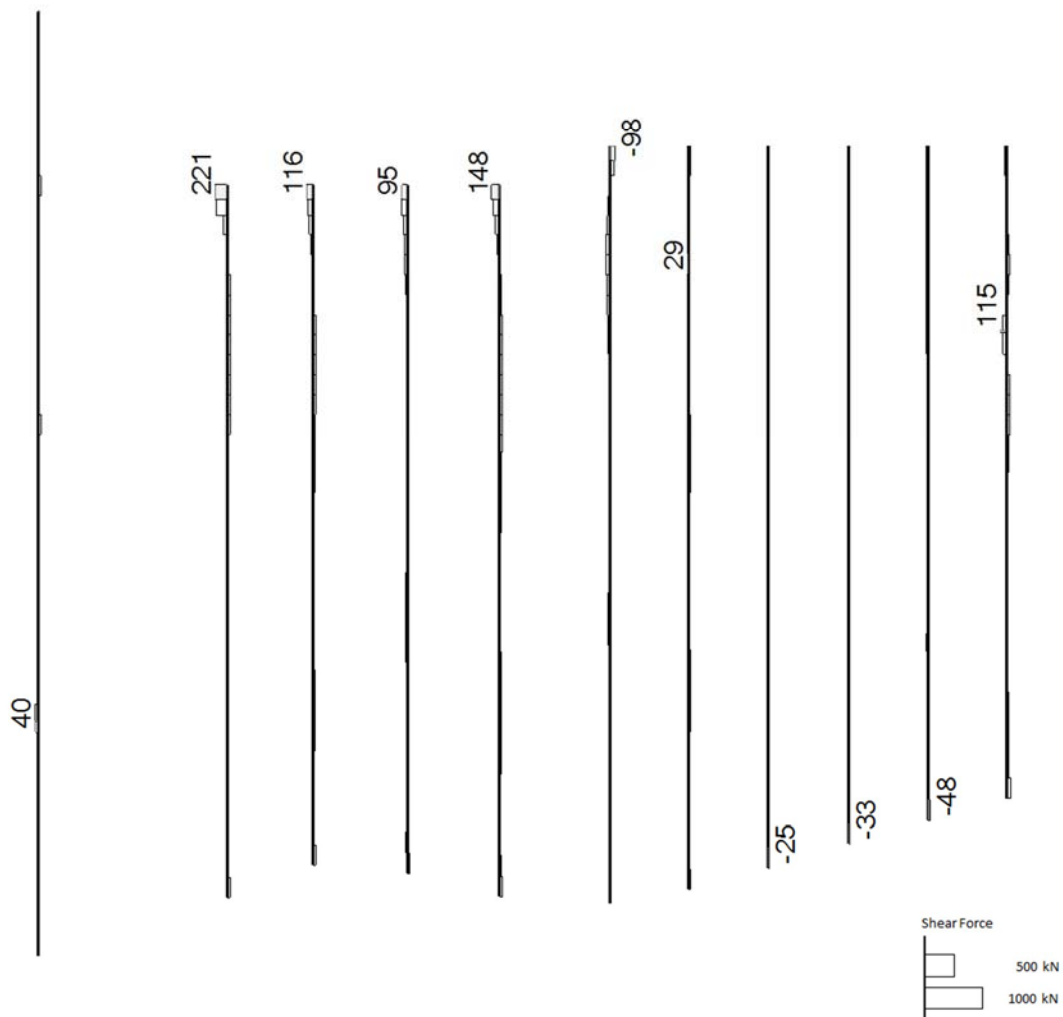
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-21  
時刻: 102.900s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-21  
時刻: 102.900s



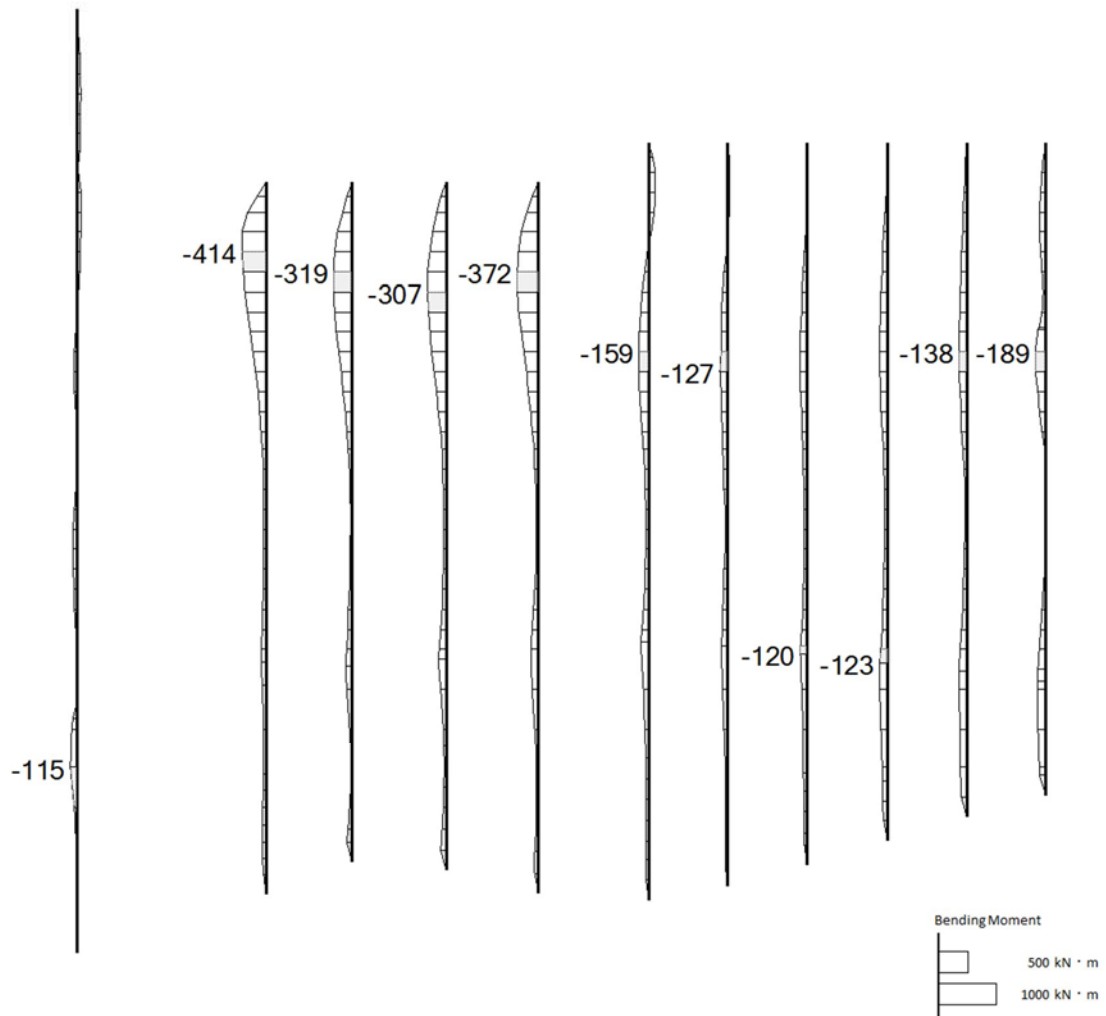
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(9)  $S_s-21$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=102.90s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <2>)



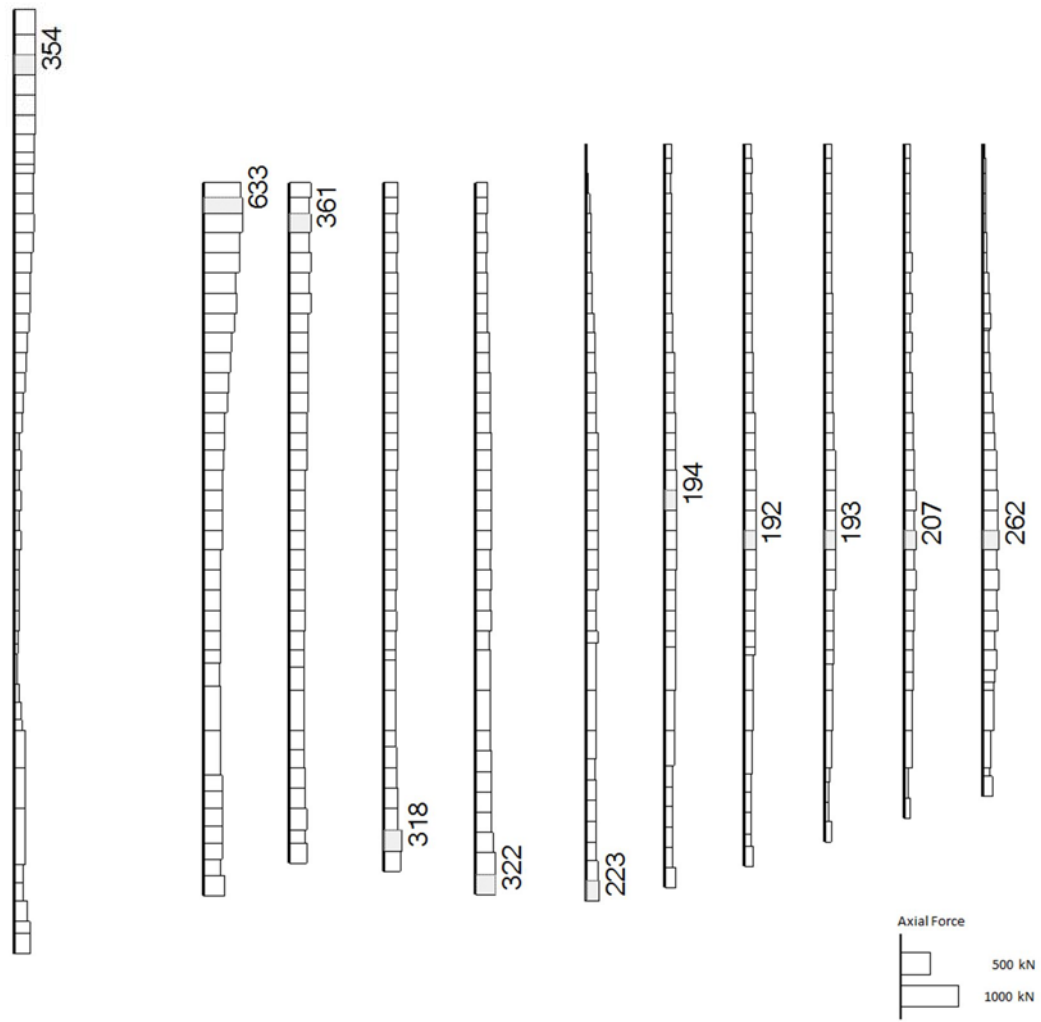
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-22  
時刻: 96.170 s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



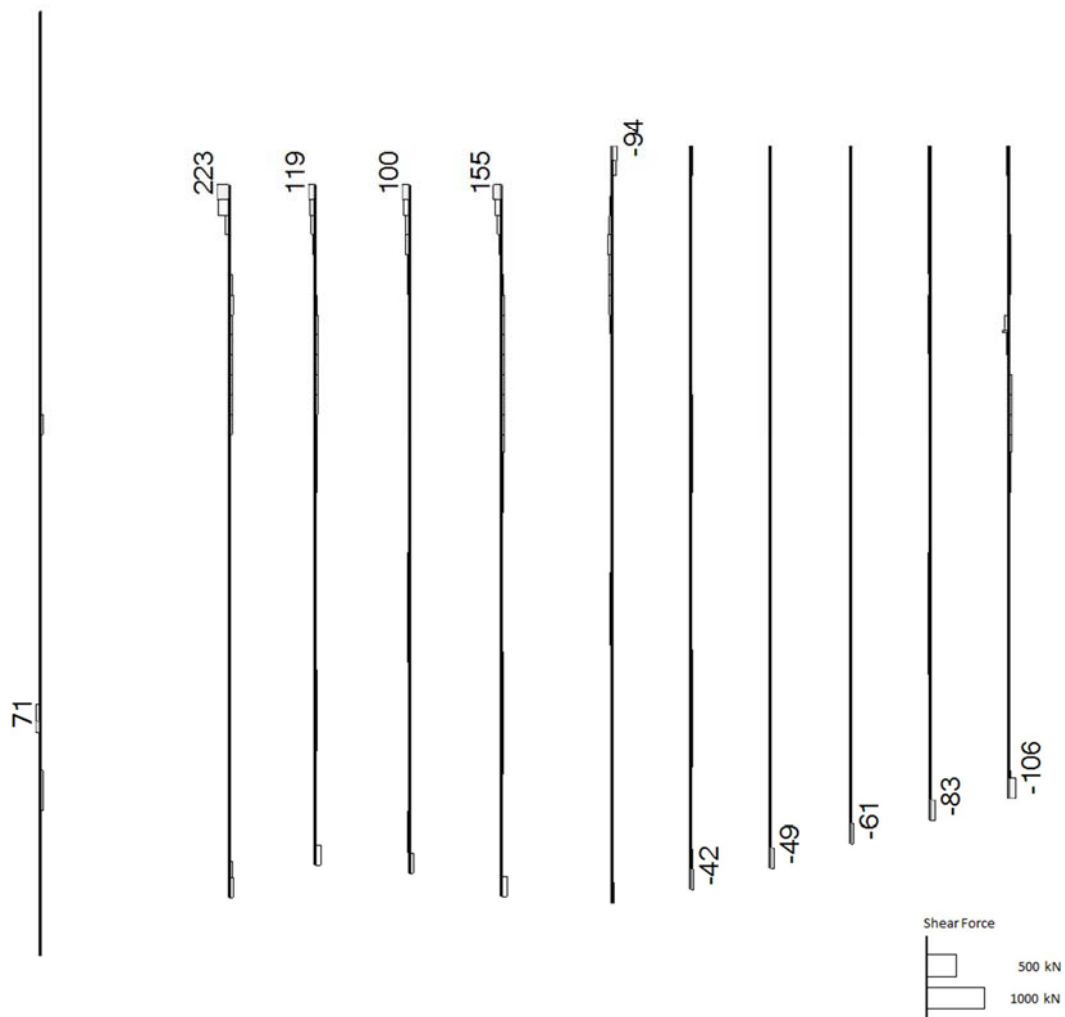
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-22  
時刻: 96.170 s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-22  
時刻: 96.170 s



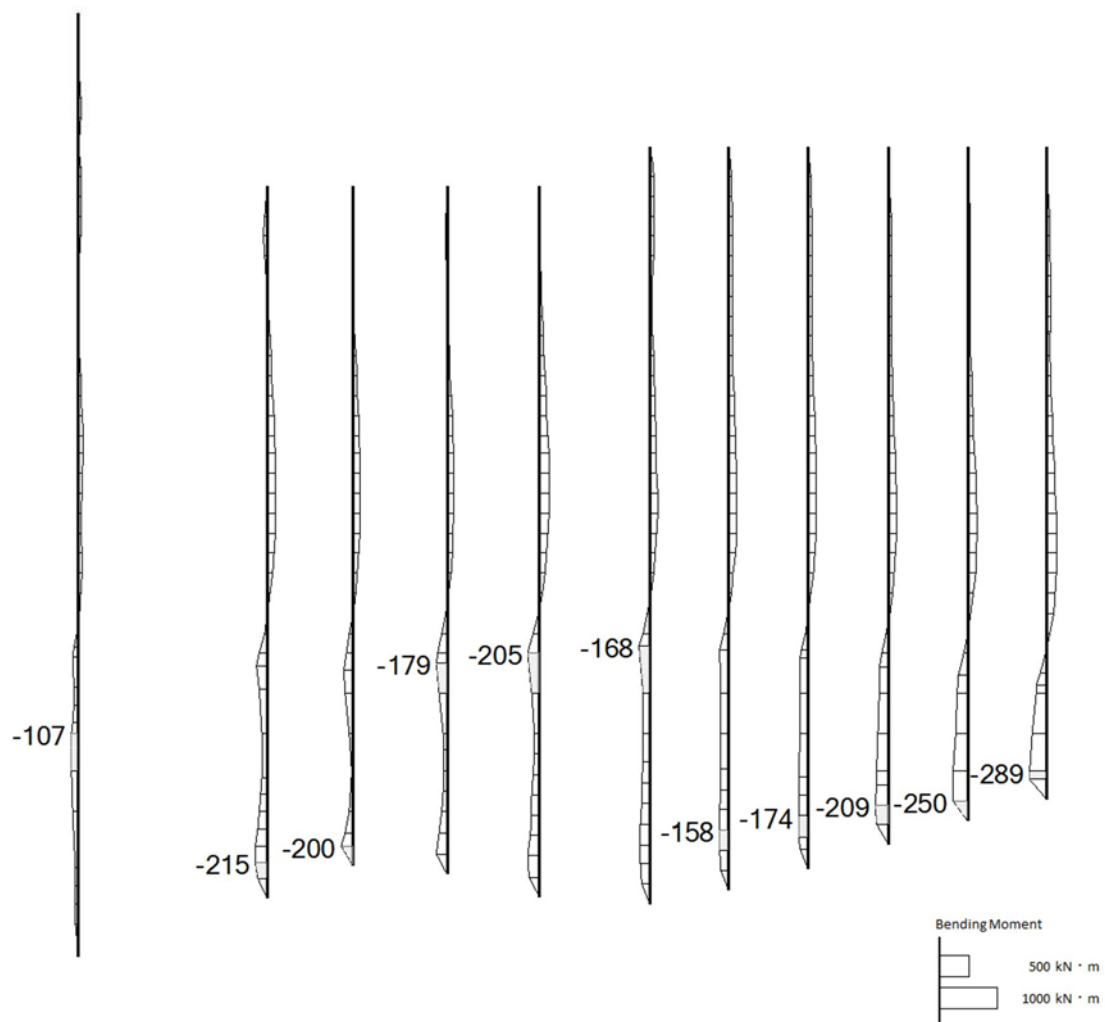
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(10)  $S_s-22$  において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=96.17s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <2>)



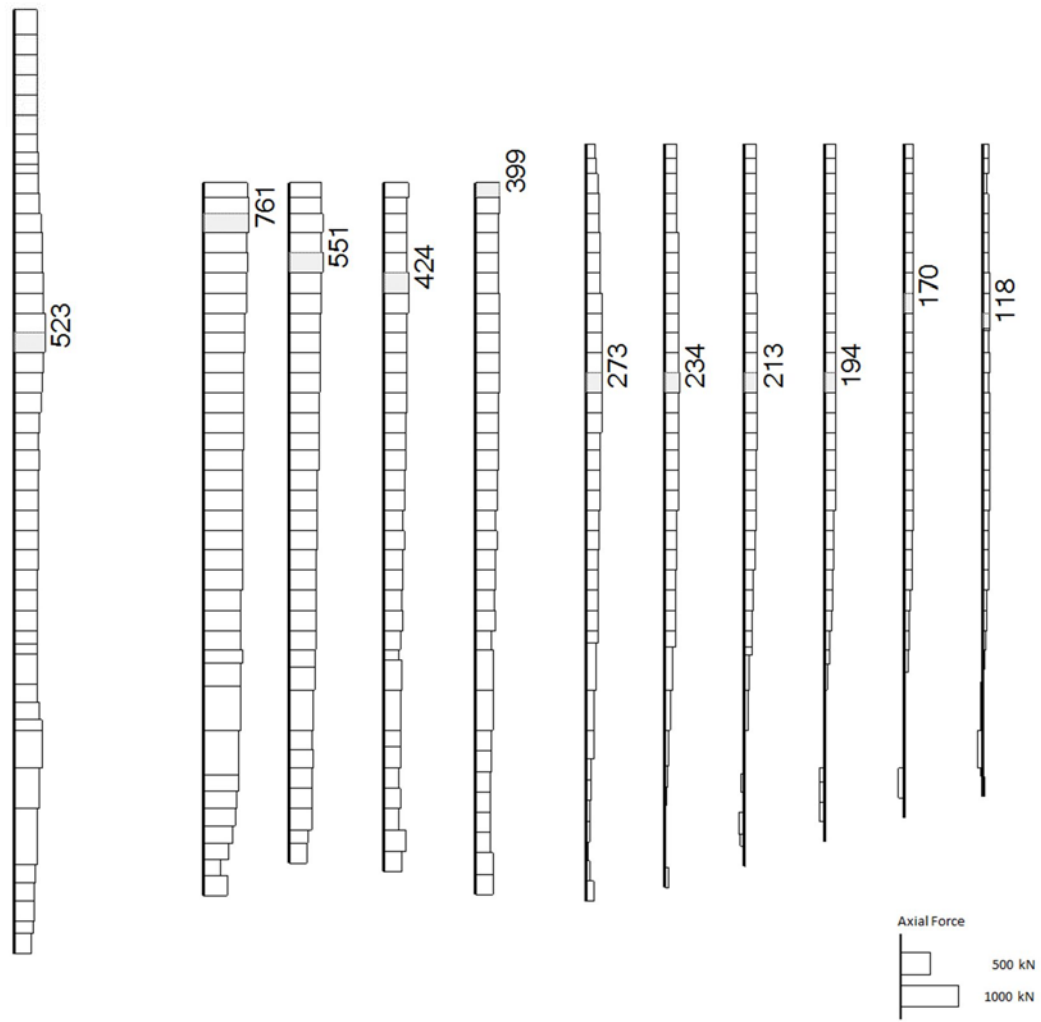
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.760s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



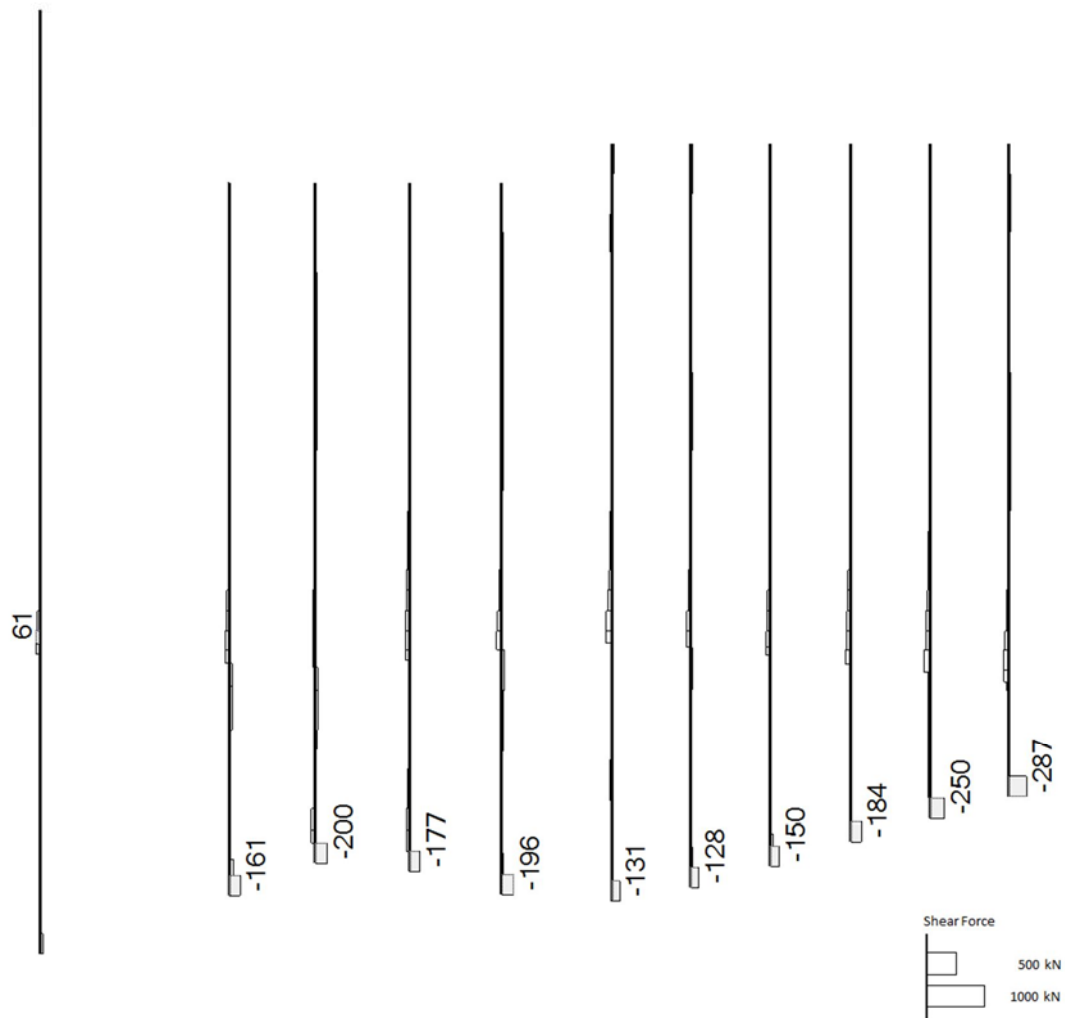
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.760s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-31++  
時刻: 8.760s



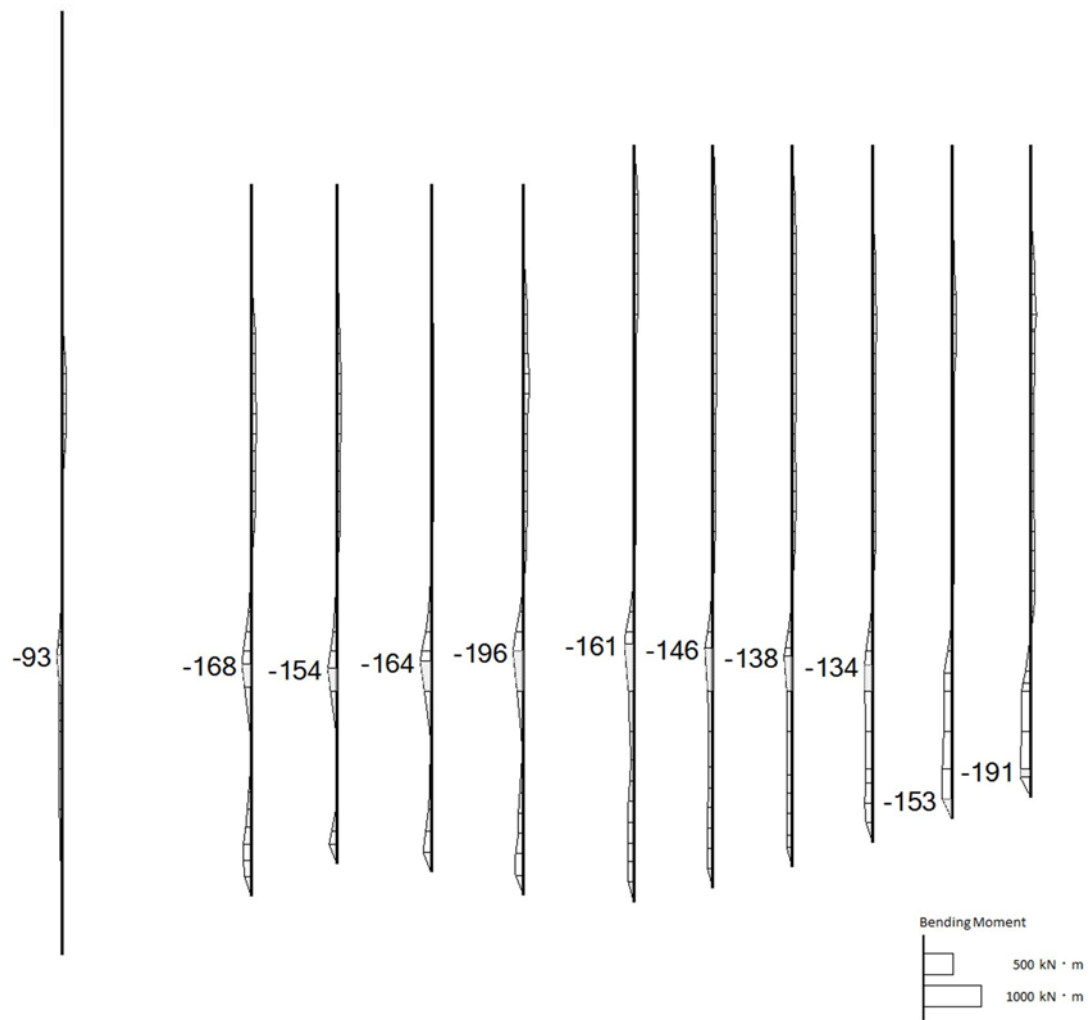
(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(11)  $S_s-31$  (H+, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.76s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>)



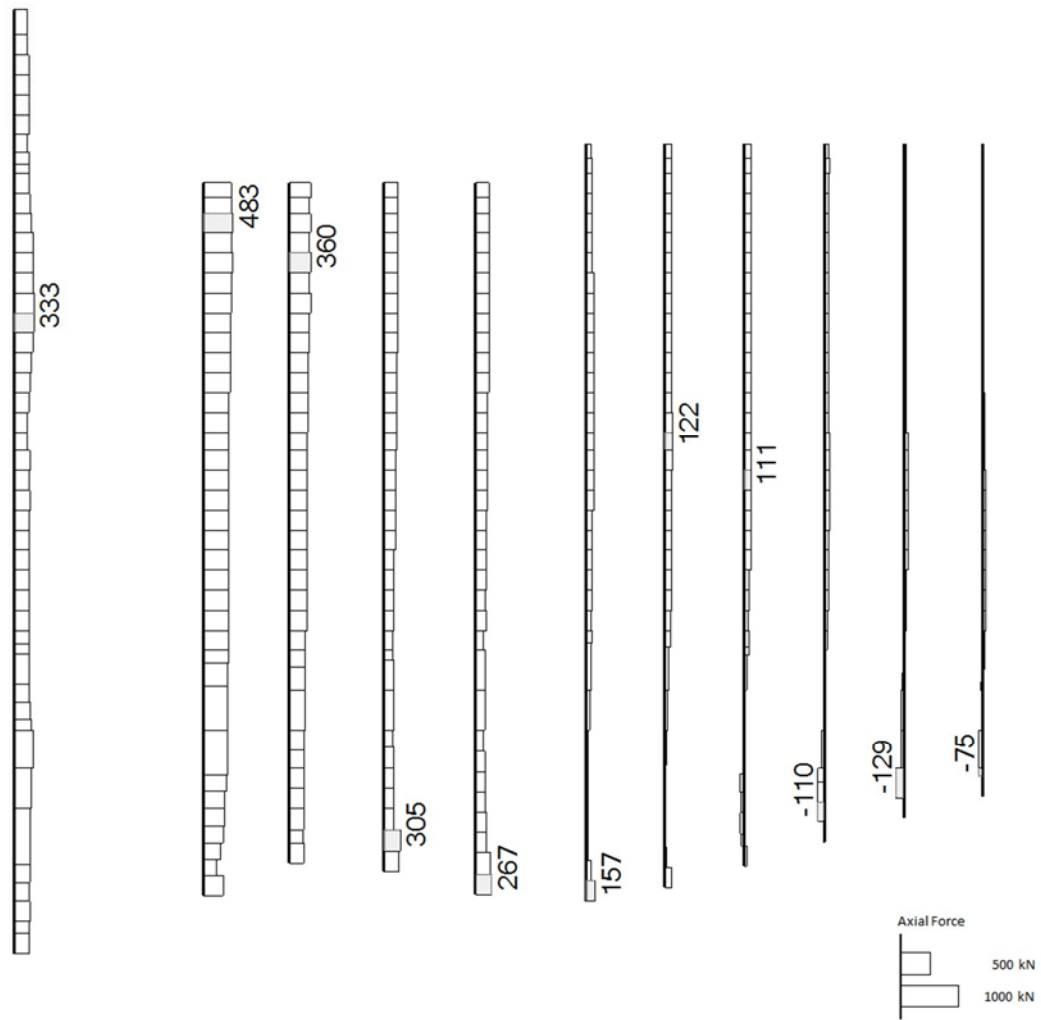
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-31+  
時刻: 8.390 s



(a) 曲げモーメント (kN · m)



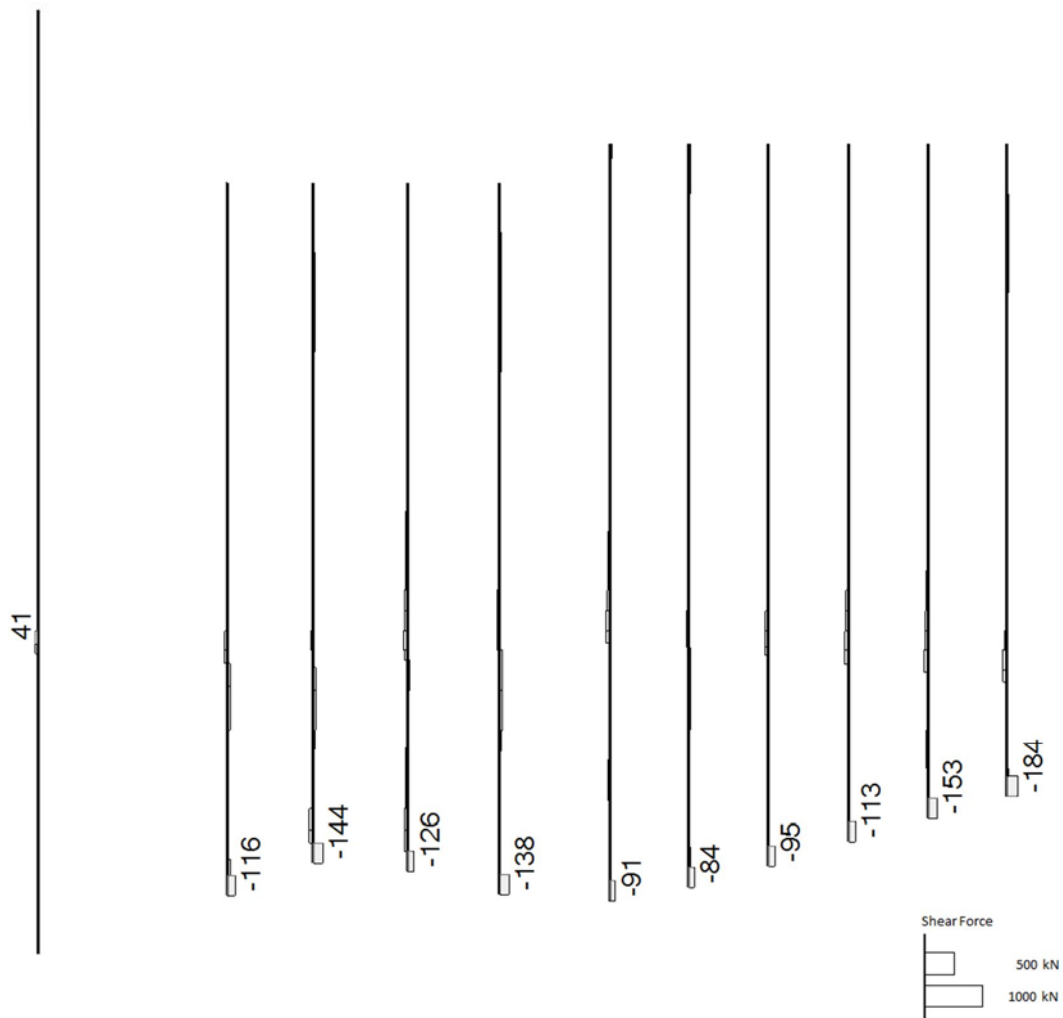
base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-31-+  
時刻: 8.390 s



(b) 軸力 (kN)



base: TK2-VLS\_2D\_DYNA\_Ss-31-+  
時刻: 8.390 s



(c) せん断力 (kN)

図 2.4-12(12)  $S_s-31$  (H-, V+) において最も厳しい照査値となる時刻の断面力  
( $t=8.39s$ )

(評価位置: 汀線直交 (⑥-⑥断面) 杭 <11>



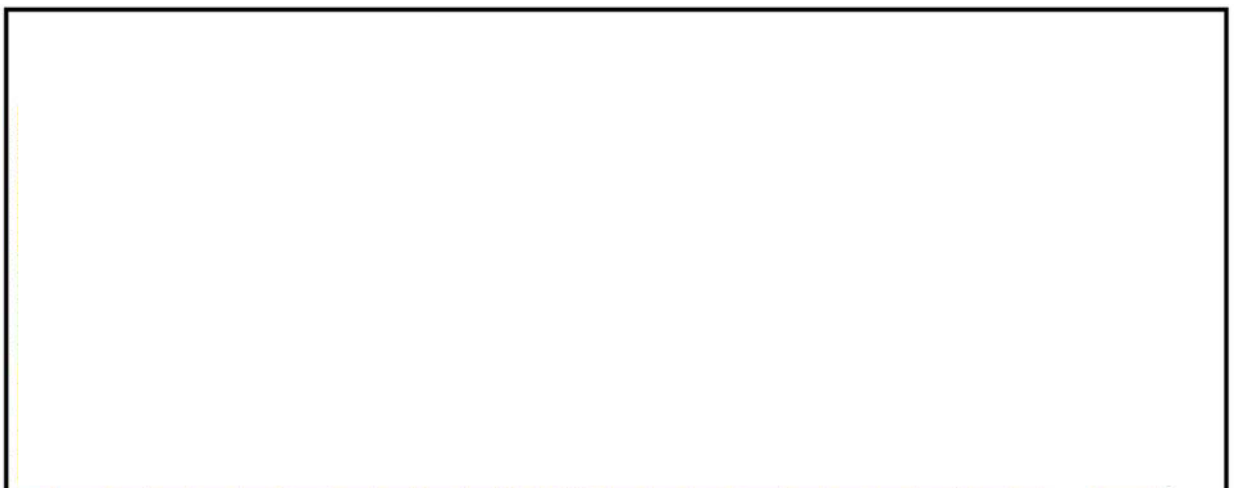
(5) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を示す。①－①断面における最大せん断ひずみ分布を図 2.4-13 に、④－④断面における最大せん断ひずみ分布を図 2.4-14 に、⑥－⑥断面における最大せん断ひずみ分布を図 2.4-15 に示す。

◆ ①－①断面



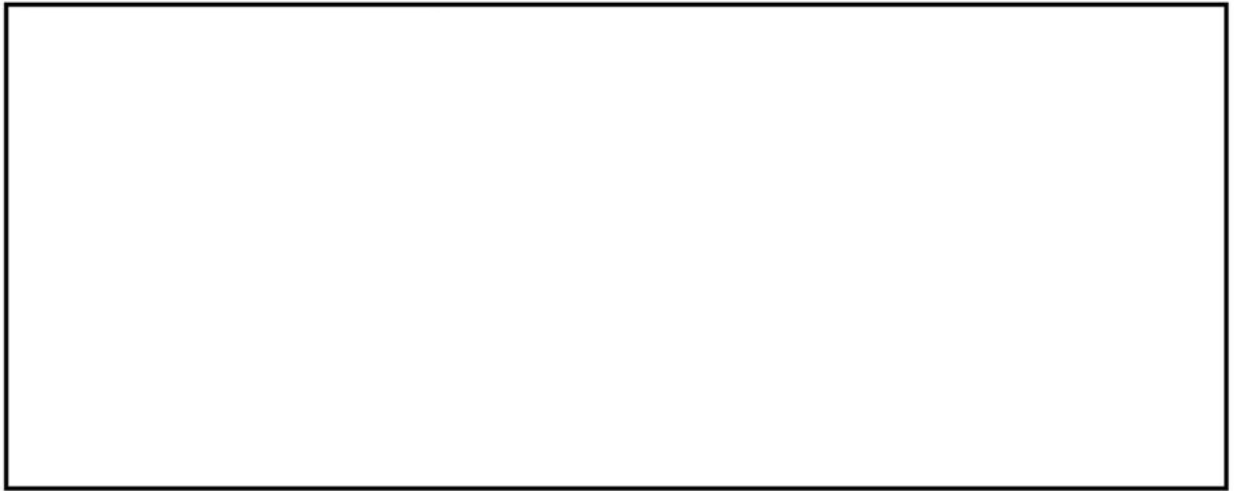
(a) 全体図



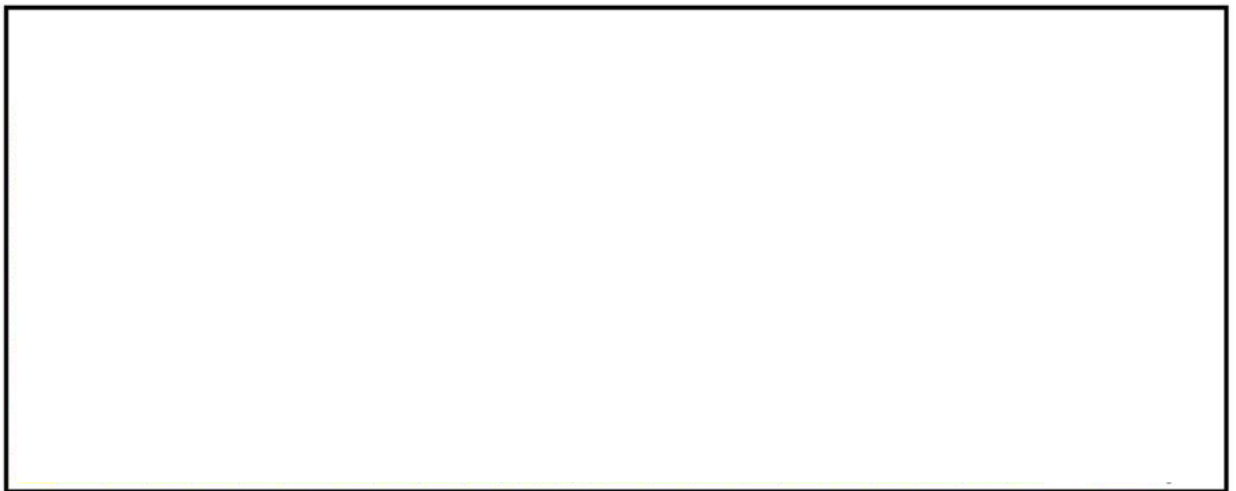
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(1) 取水路(①－①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





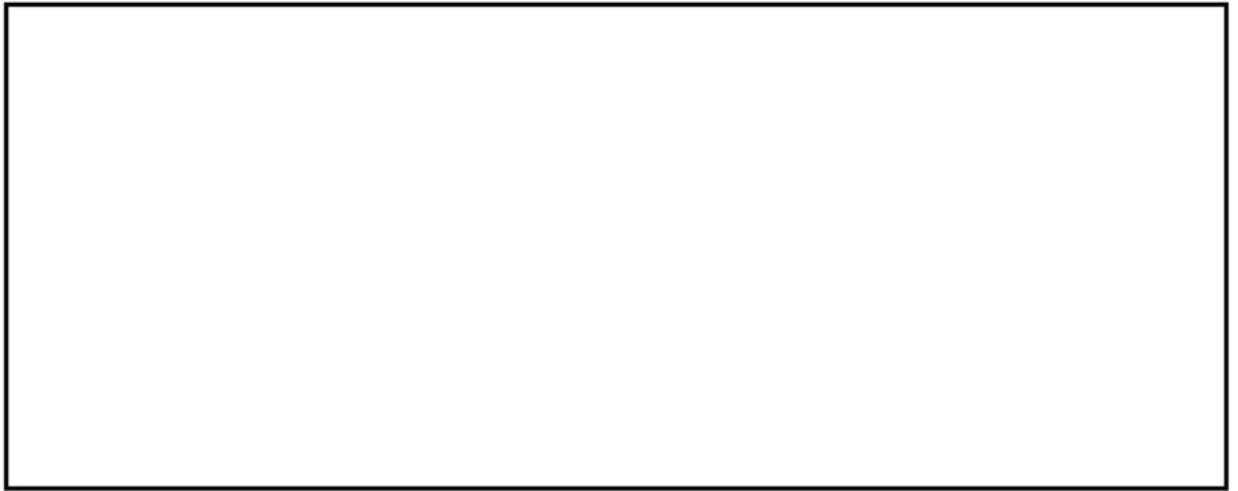
(a) 全体図



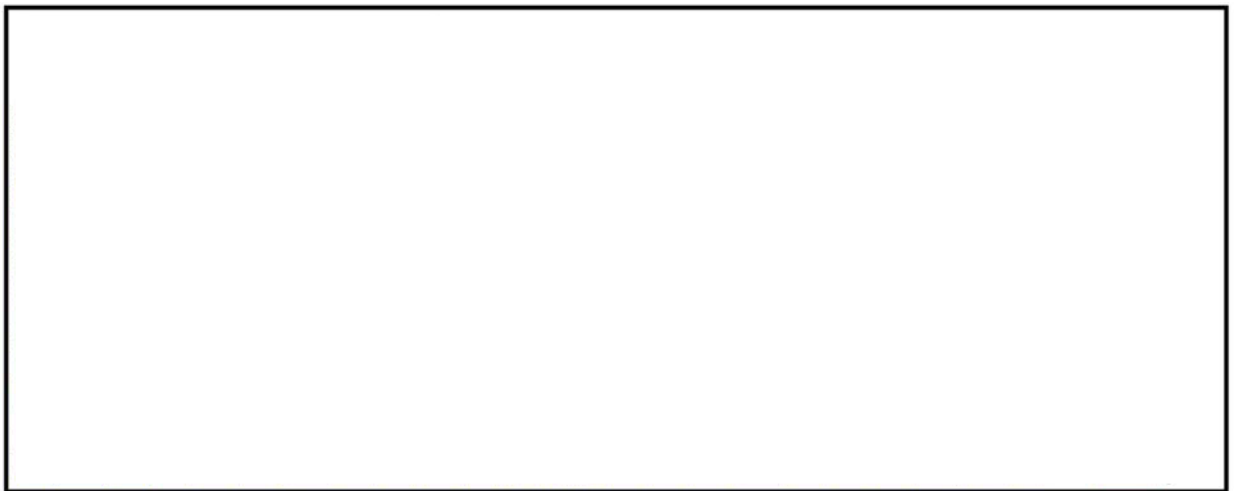
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(2) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





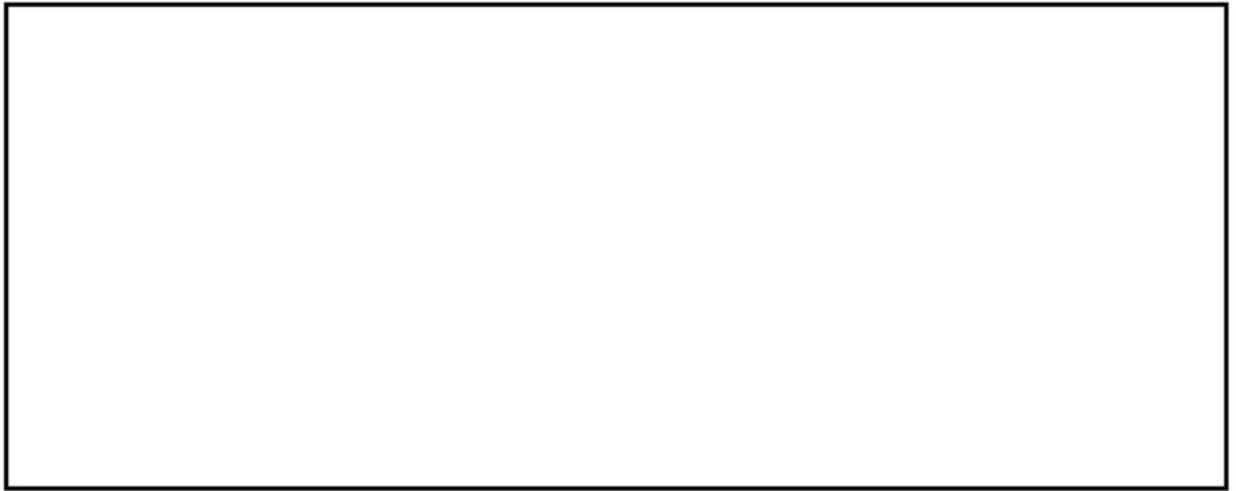
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(3) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





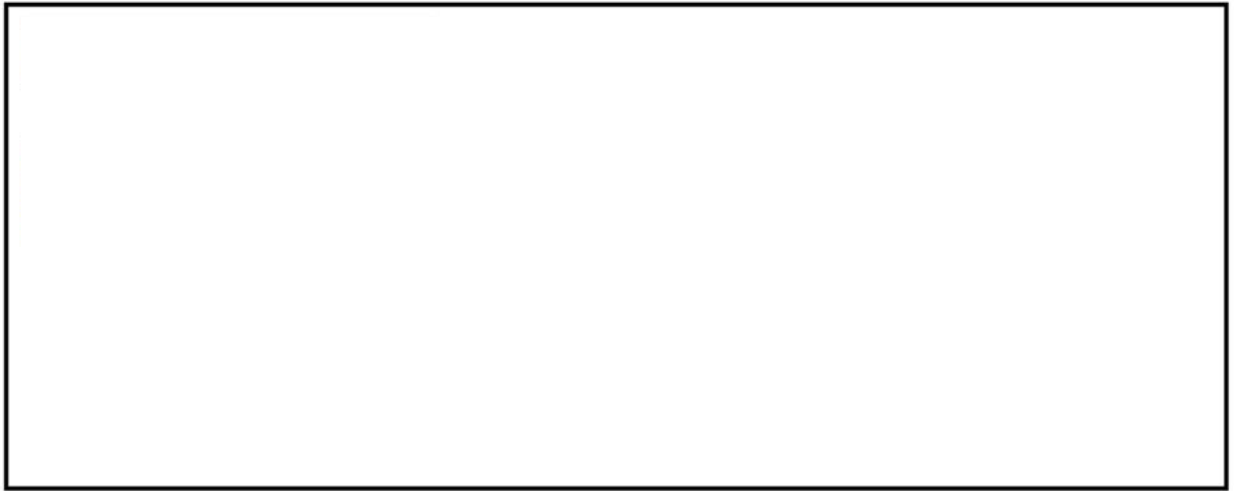
(a) 全体図



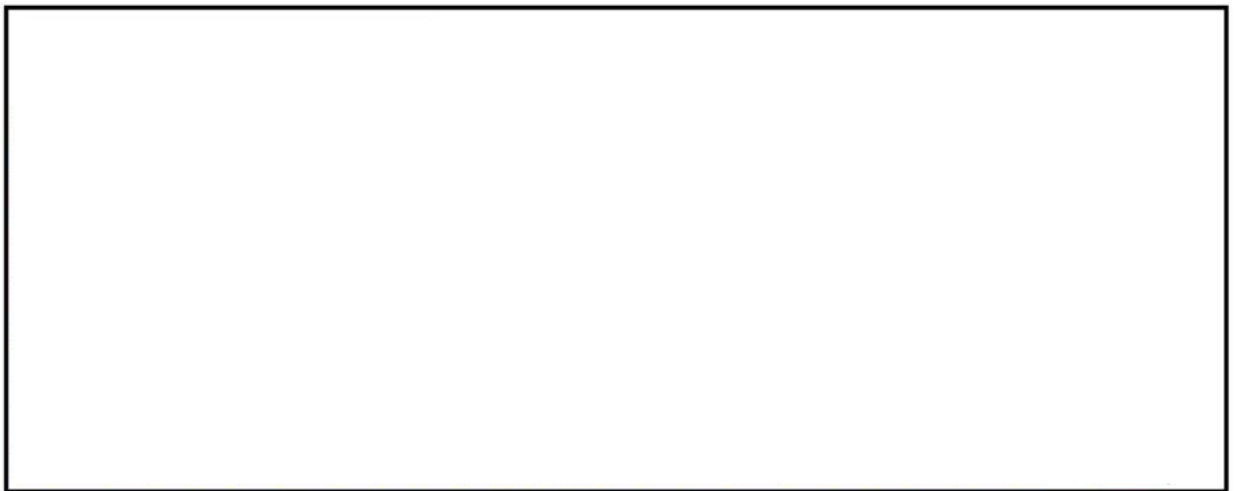
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(4) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





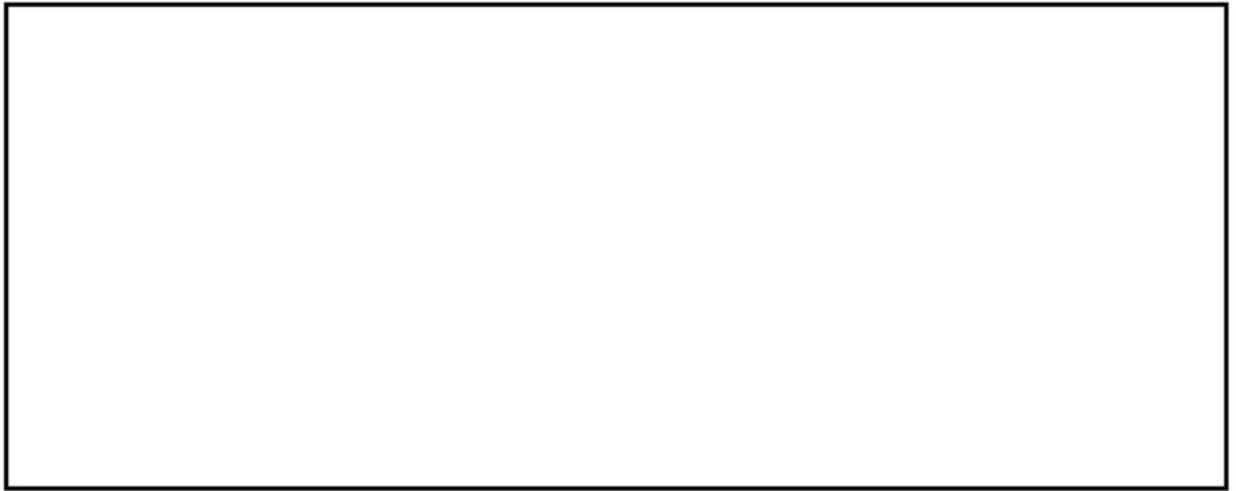
(a) 全体図



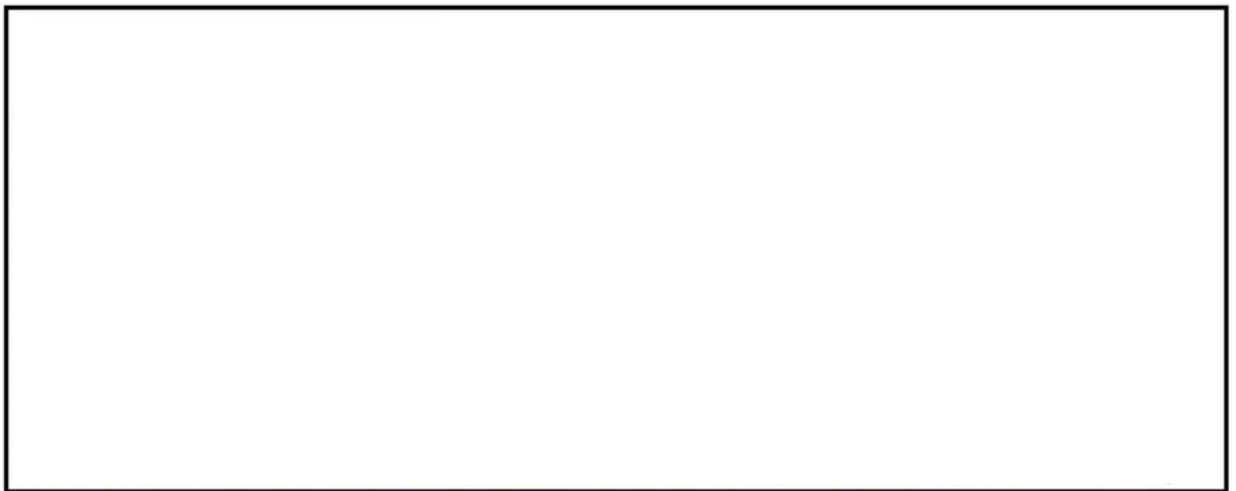
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(5) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





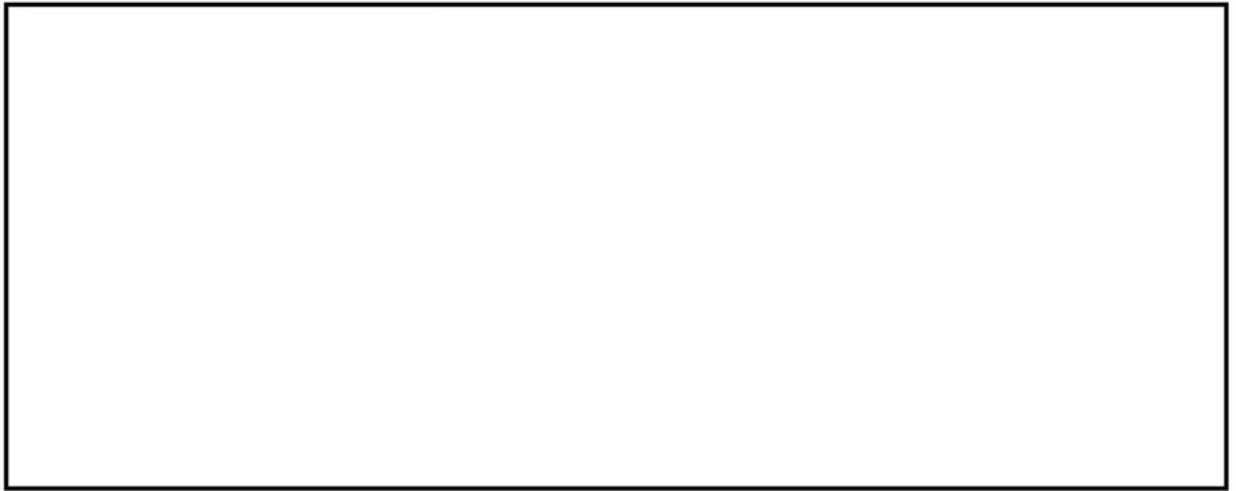
(a) 全体図



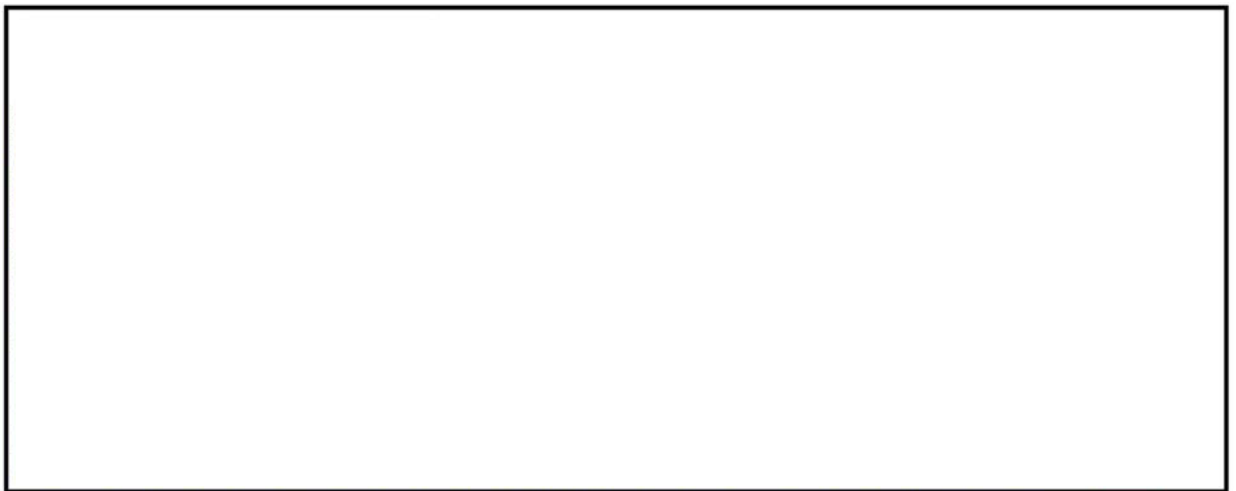
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(6) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





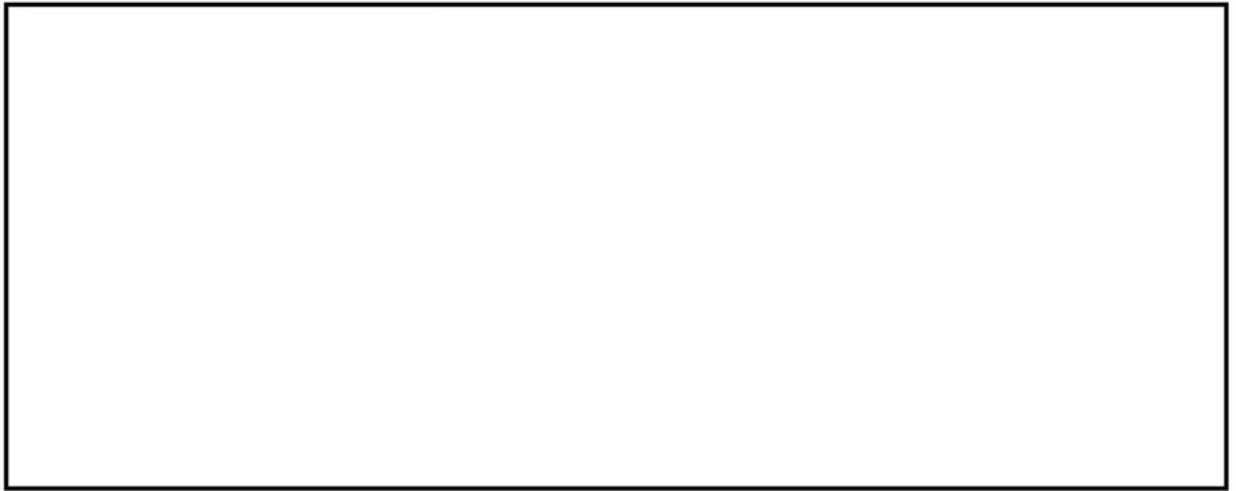
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(7) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





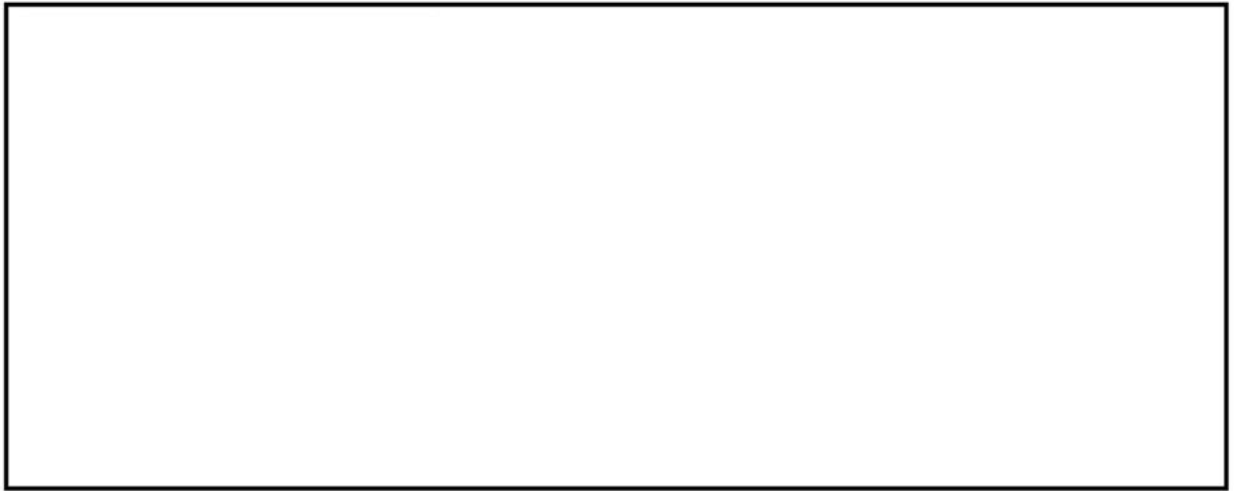
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(8) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





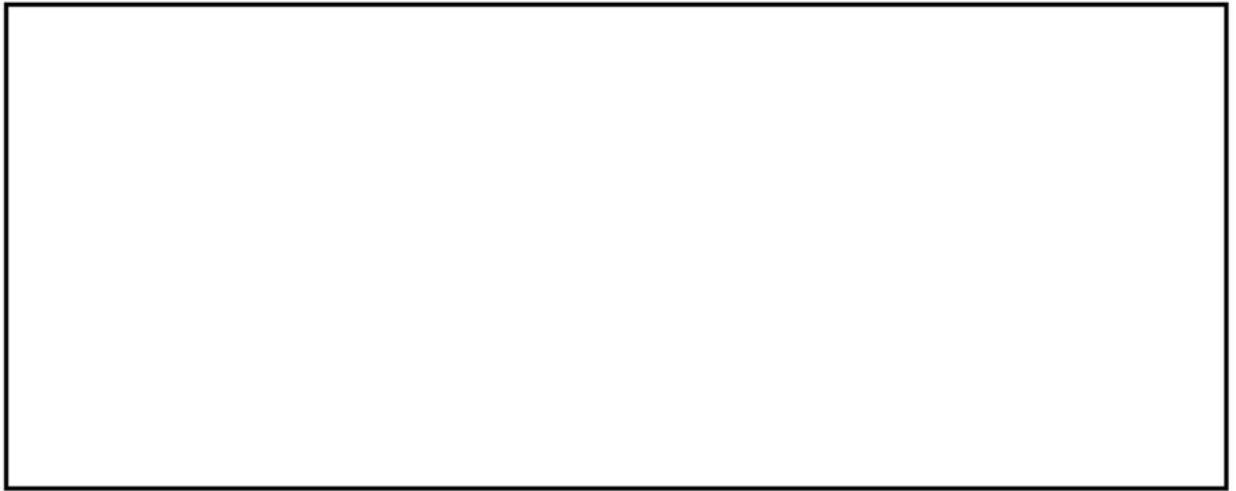
(a) 全体図



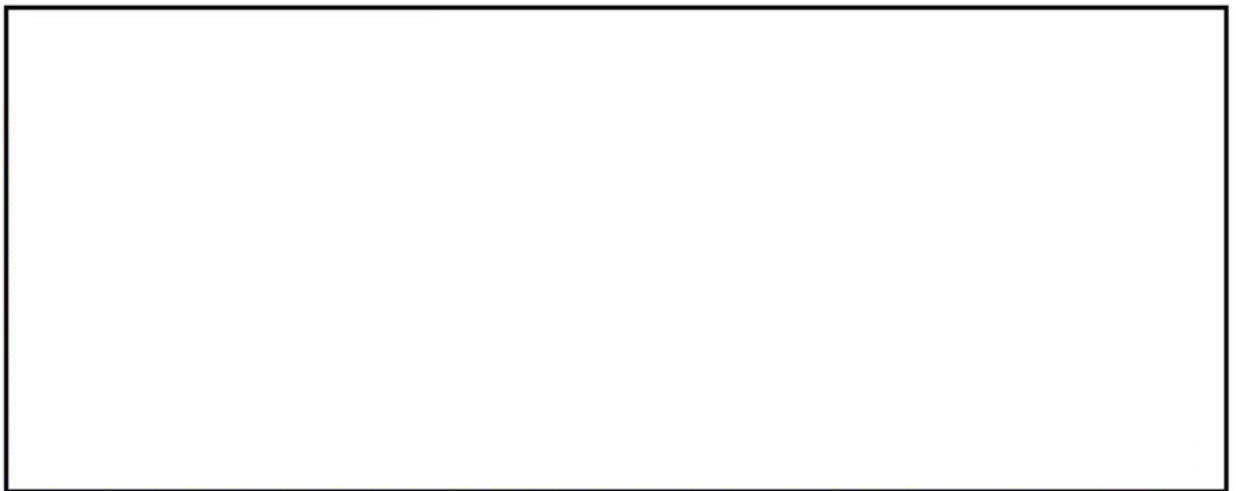
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(9) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 2.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





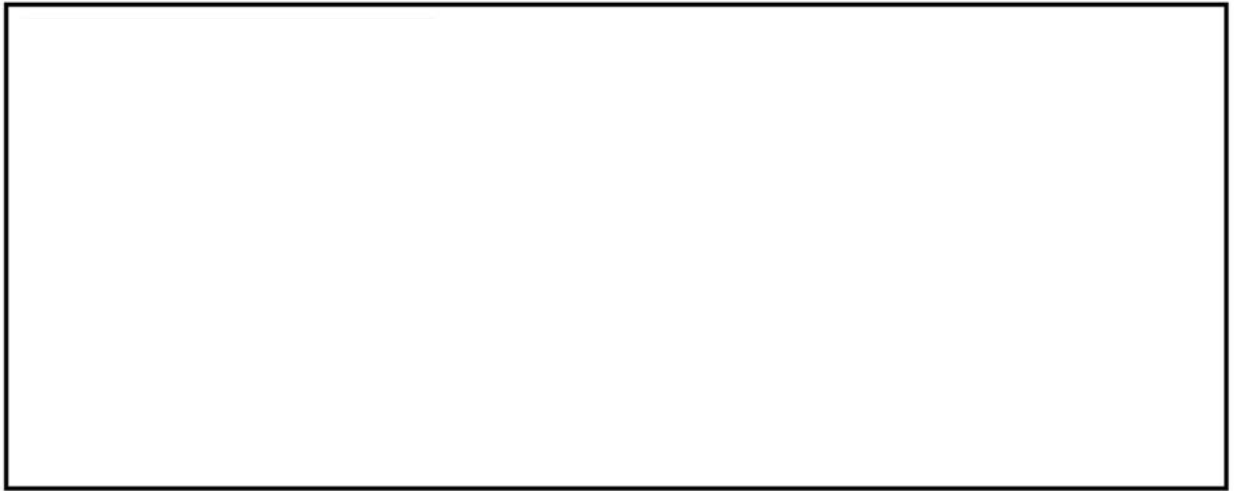
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(10) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





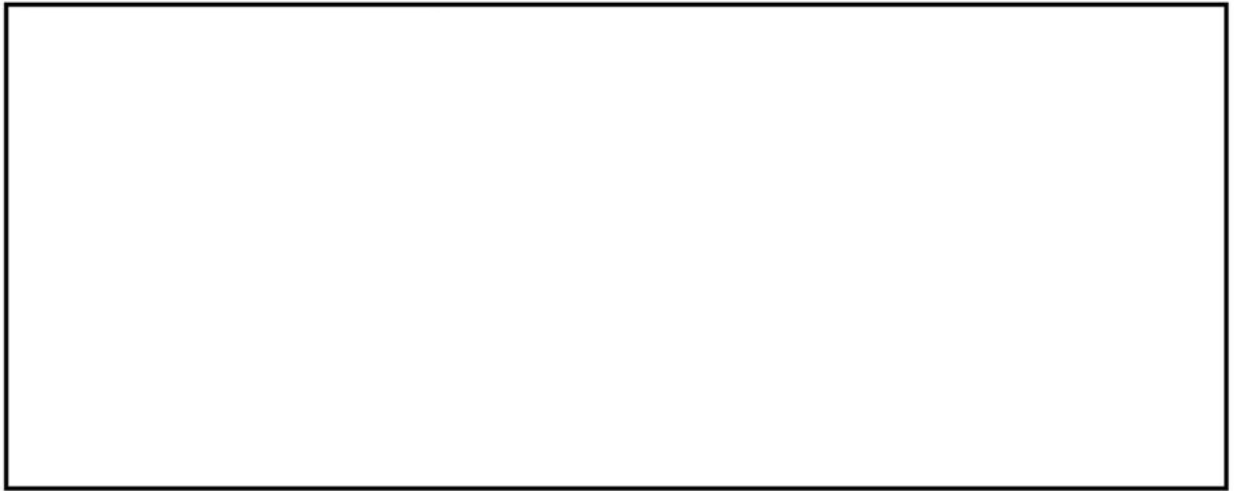
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(11) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





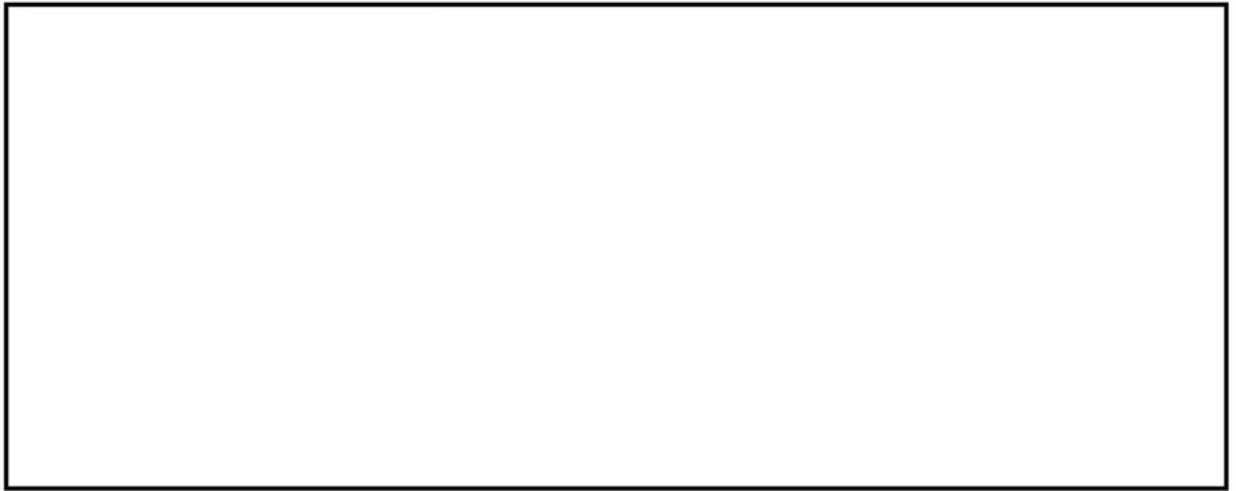
(a) 全体図



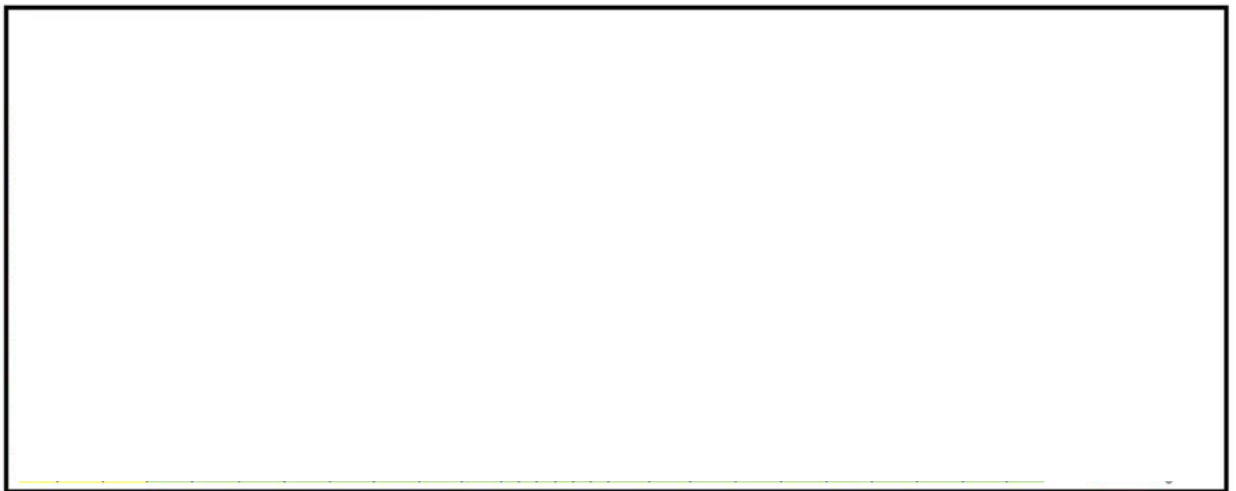
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(12) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(13) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



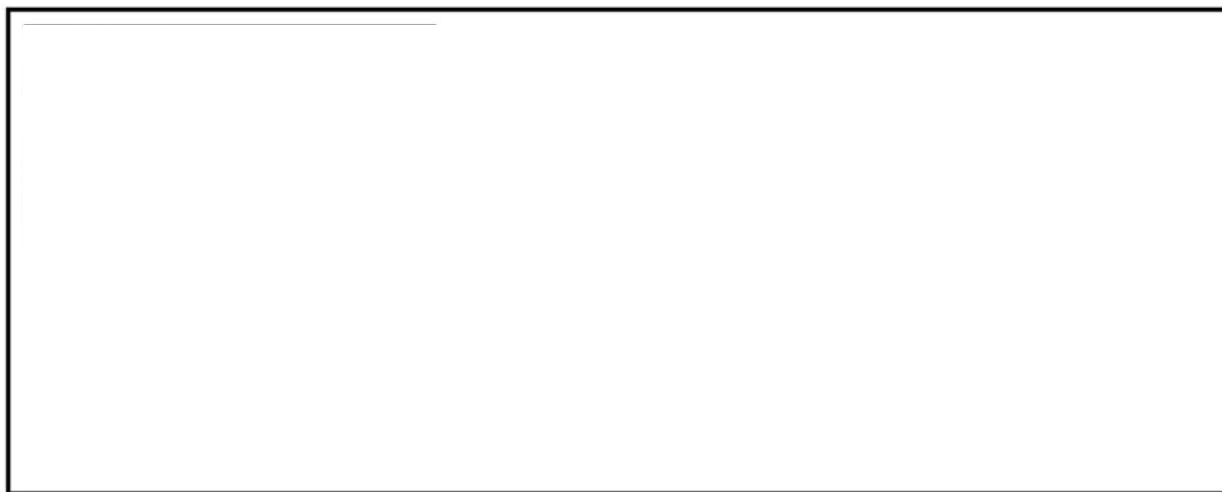
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(14) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



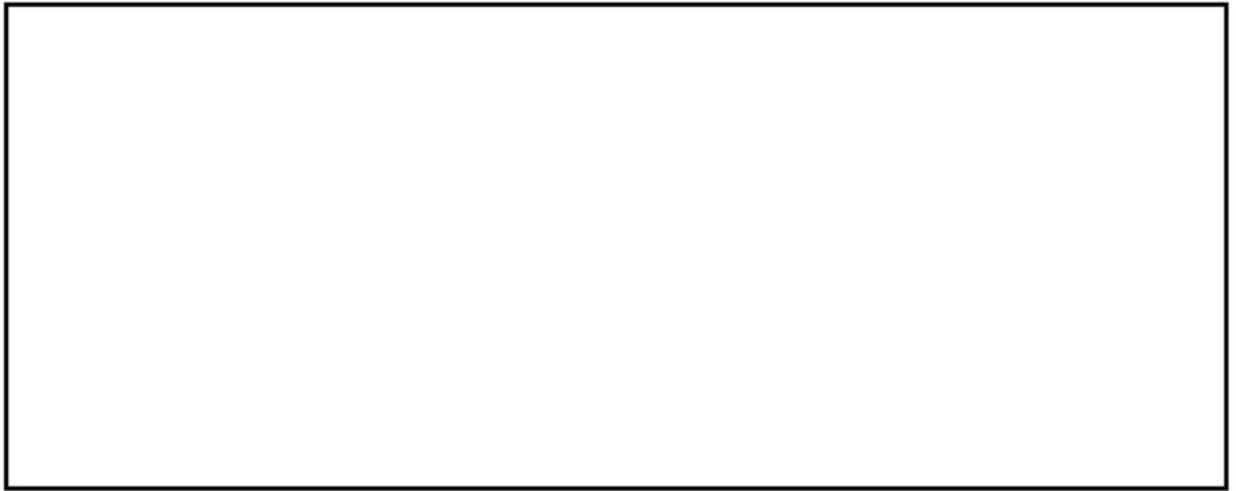
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(15) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



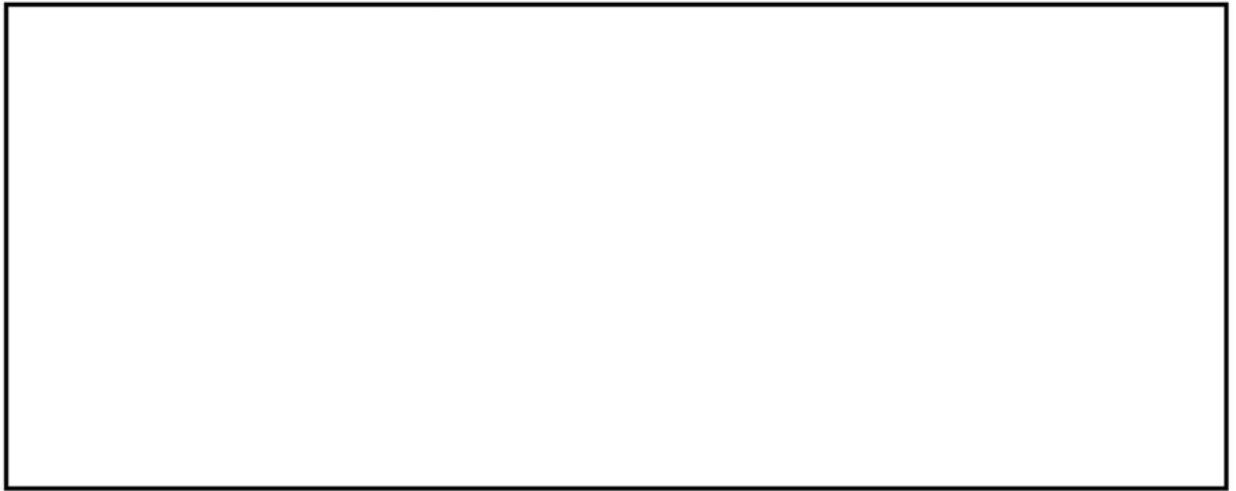
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(16) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*

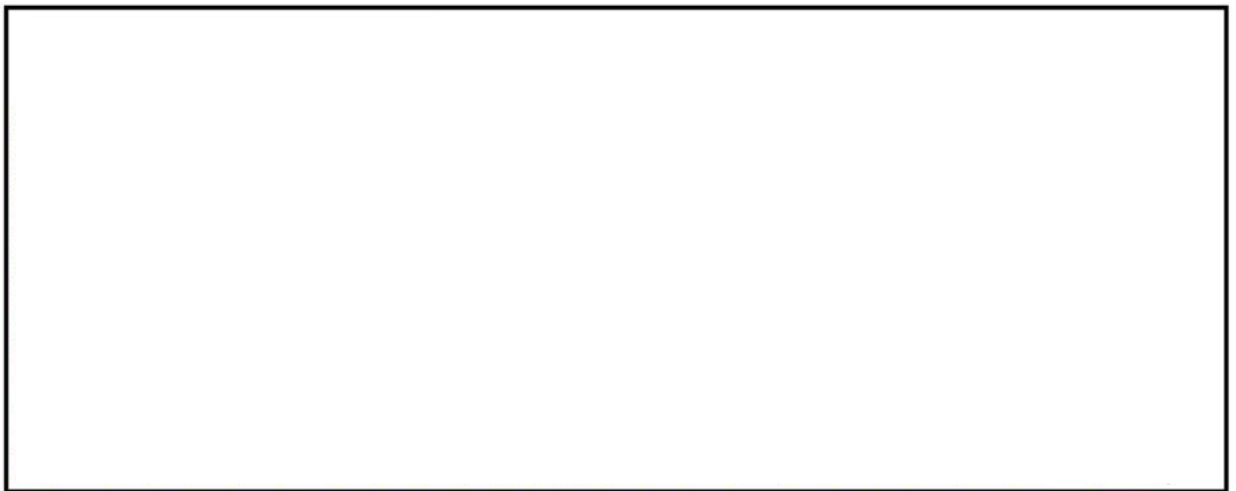
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



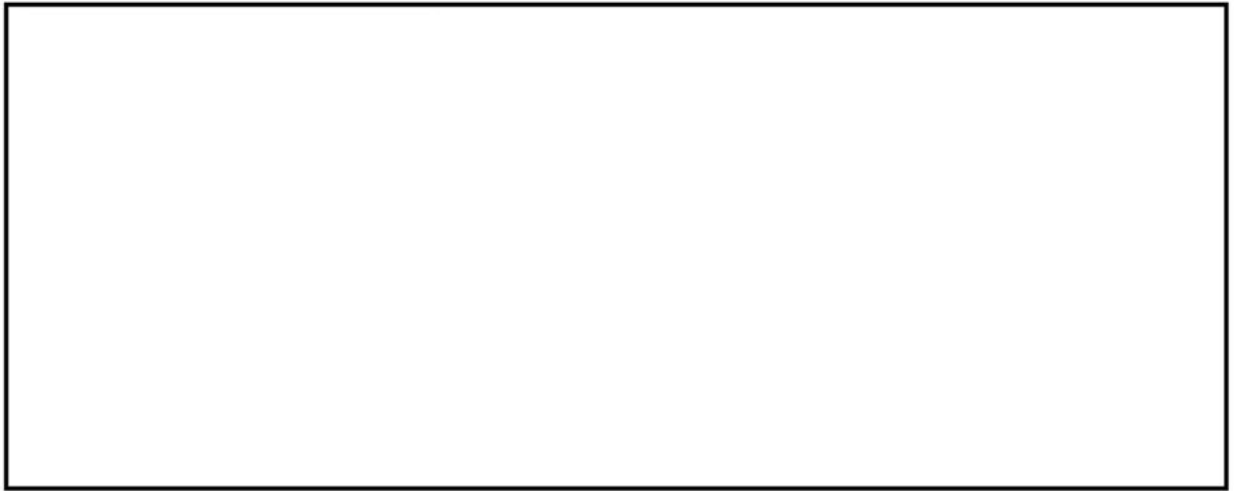
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(17) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H+, V+)$ ) \*

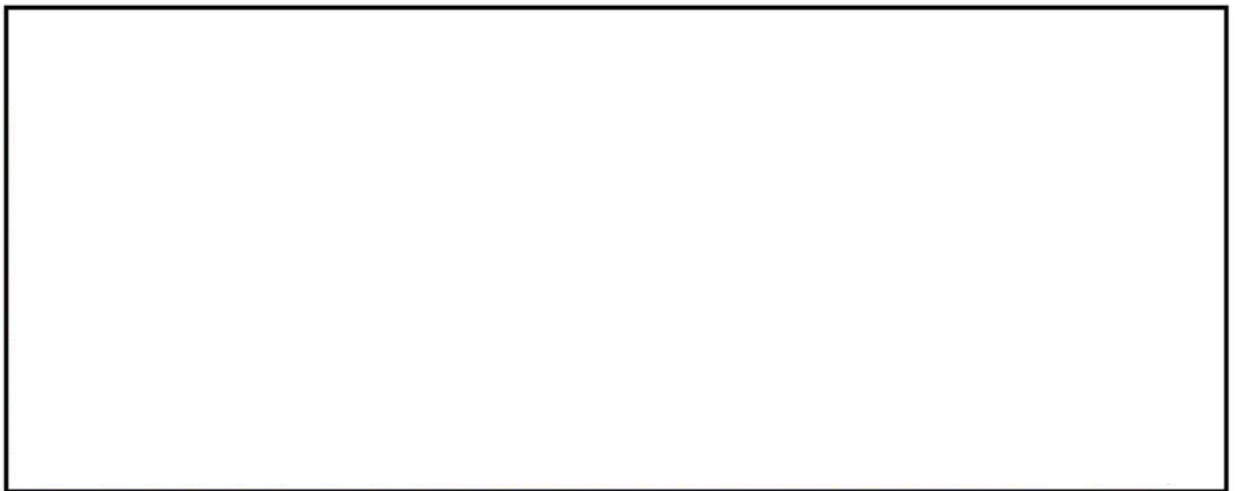
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



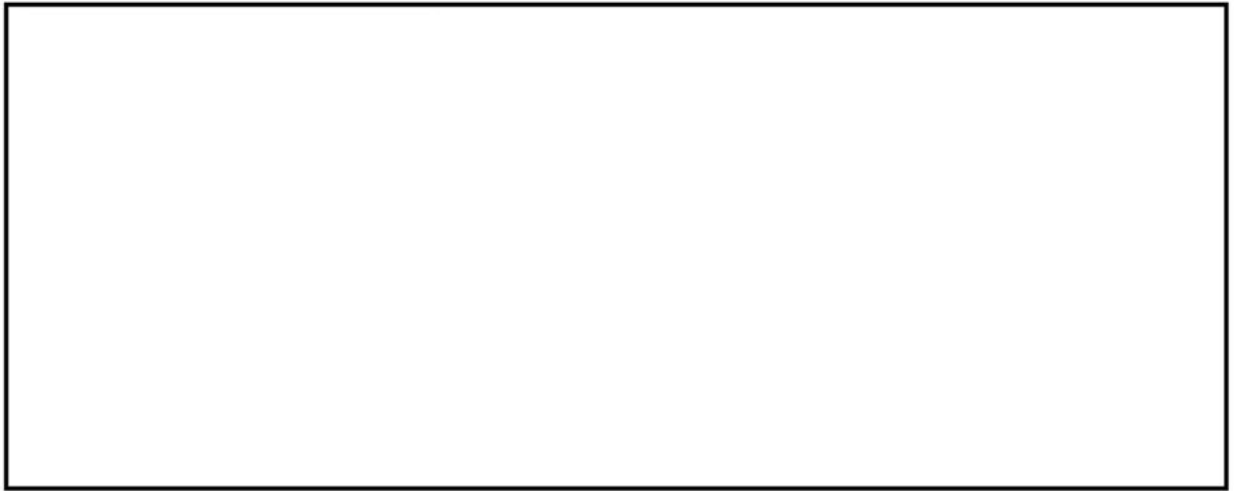
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(18) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



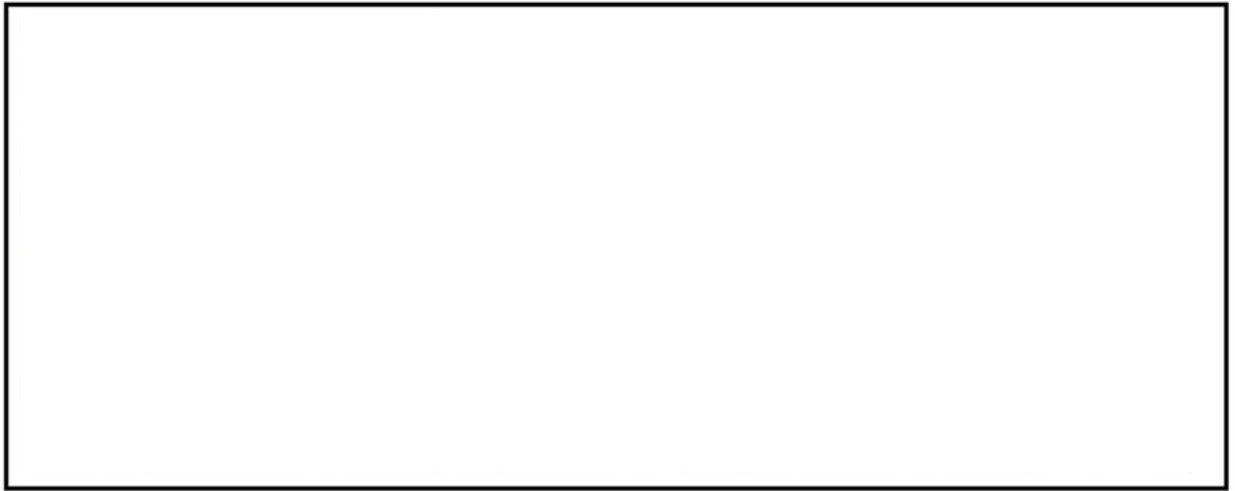
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(19) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



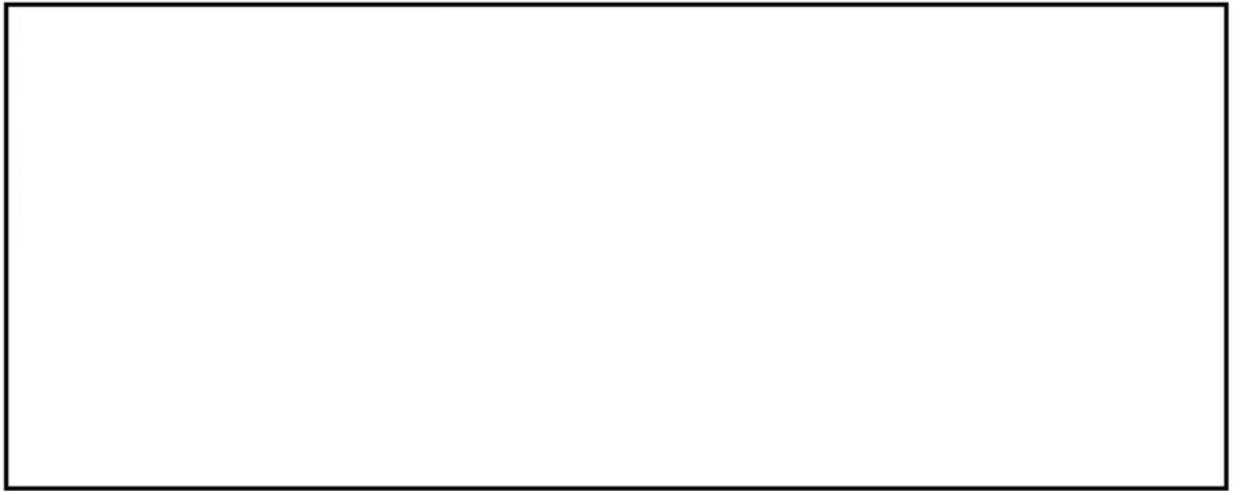
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(20) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



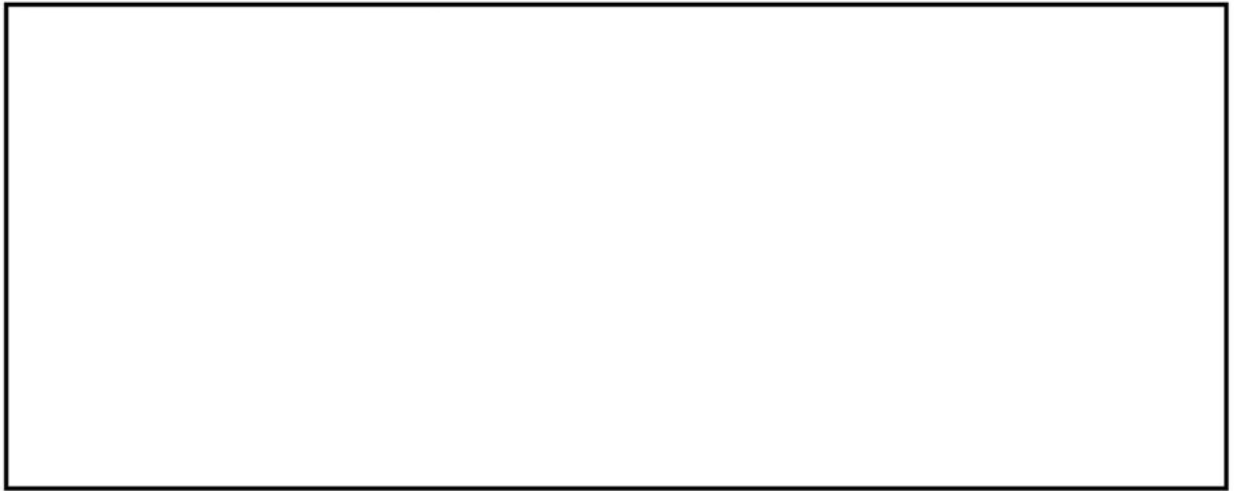
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(21) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

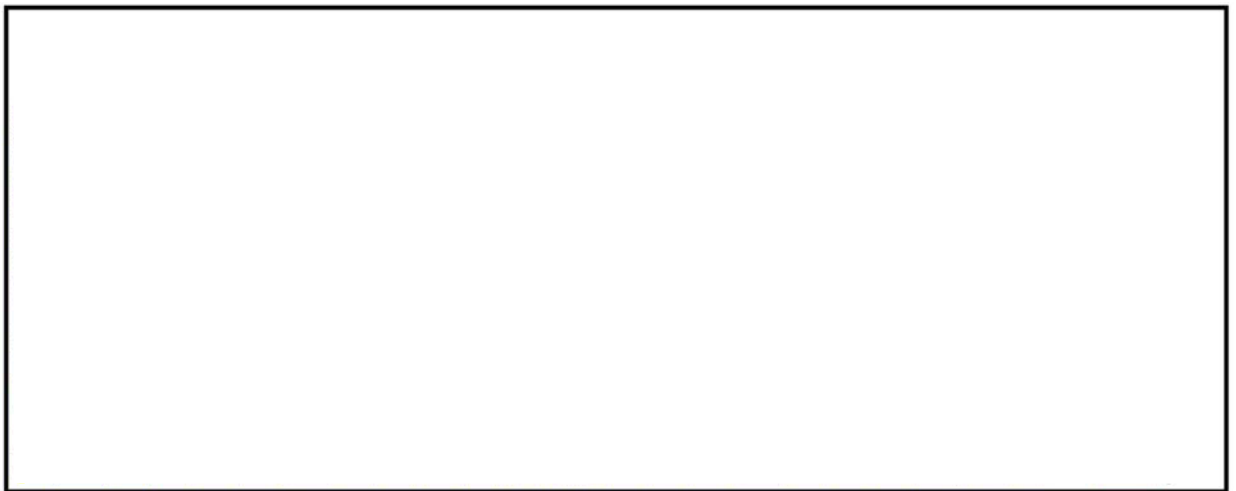
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



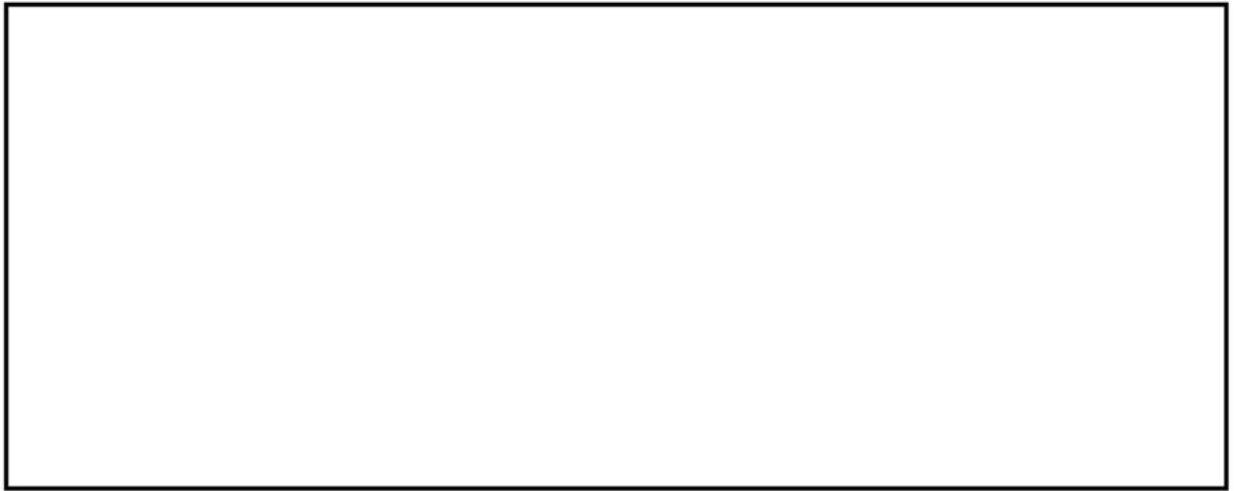
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(22) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



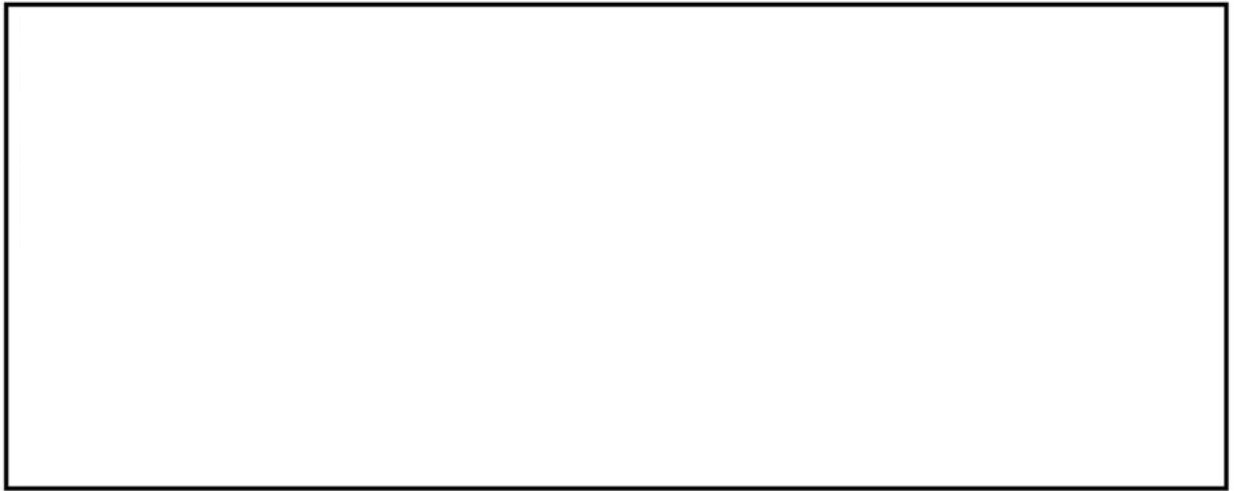
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(23) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ ) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



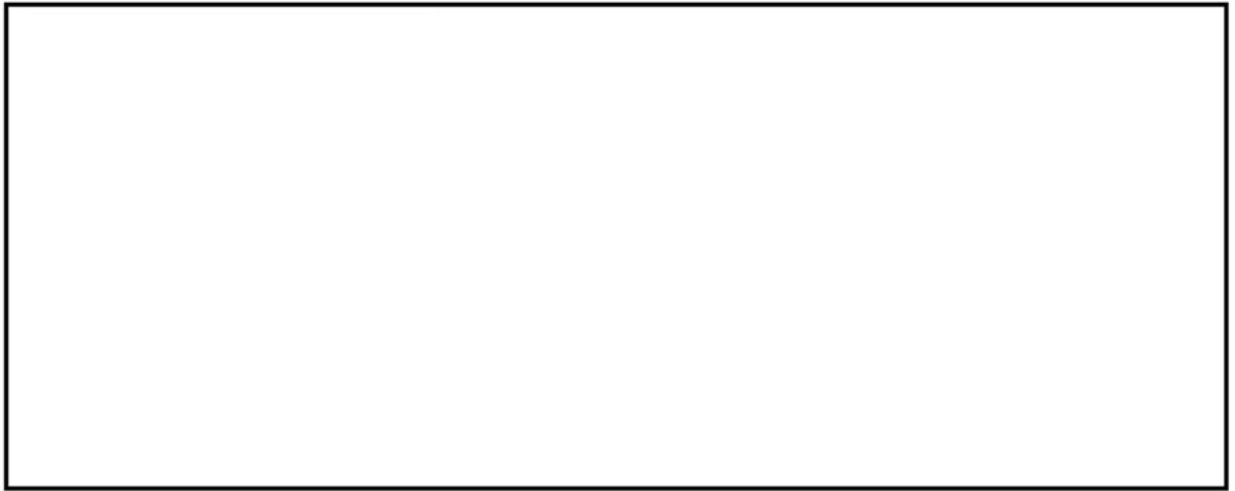
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(24) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

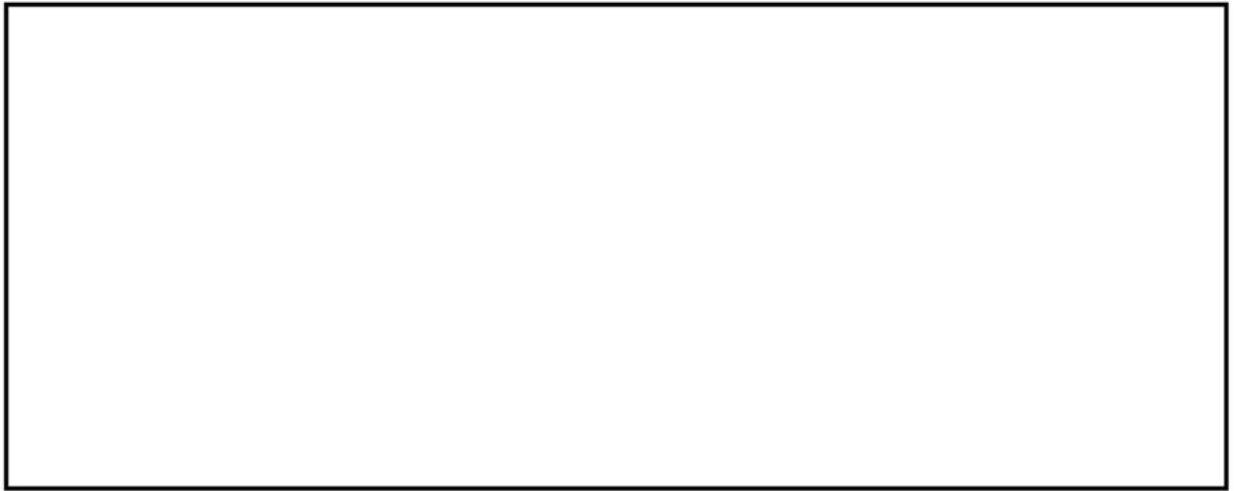
図 2.4-13(25) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

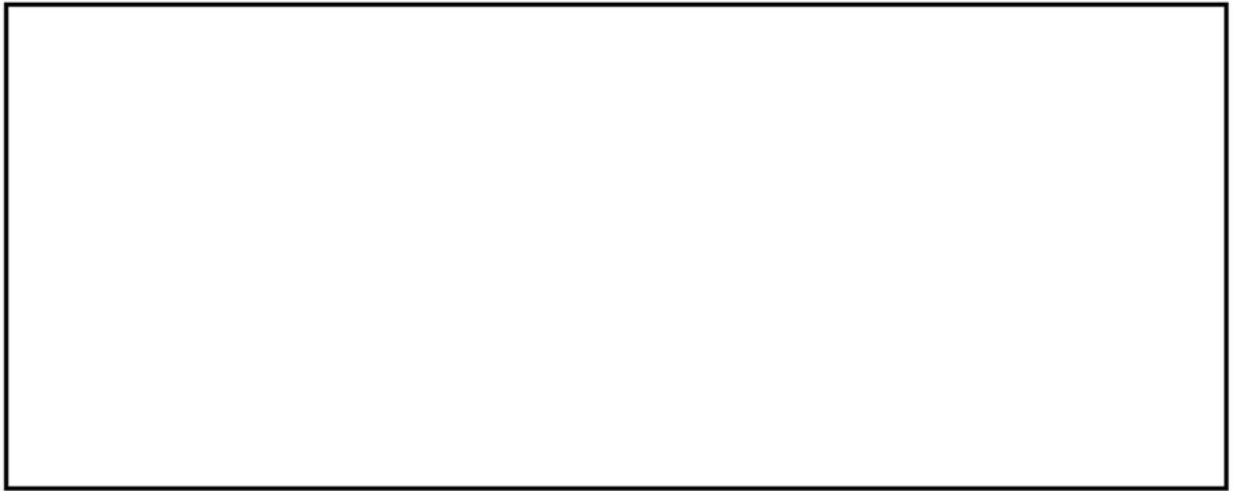
図 2.4-13(26) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 (H+, V+)$ ) \*

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-13(27) 取水路(①-①断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

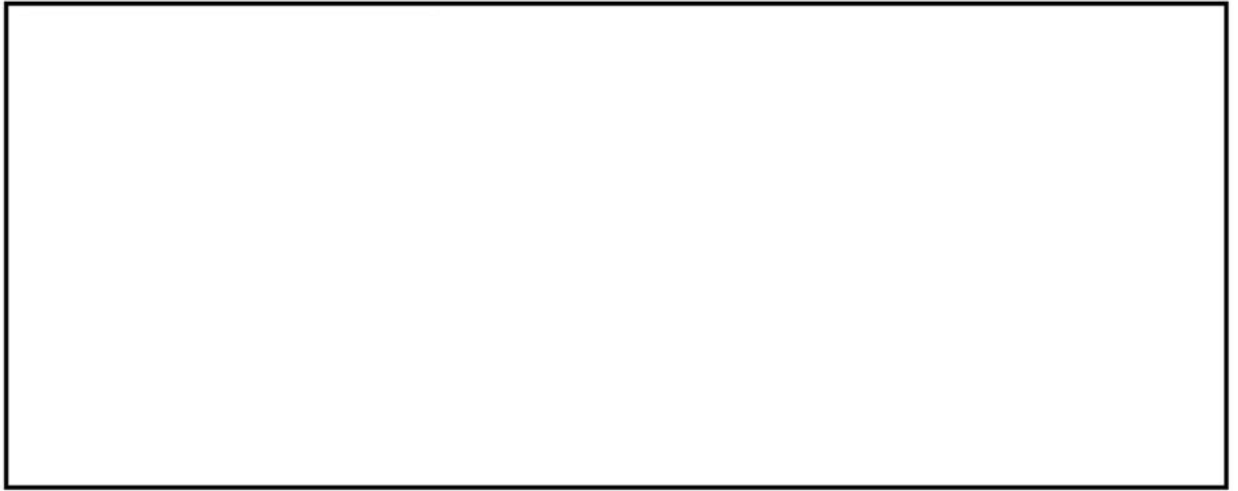
(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

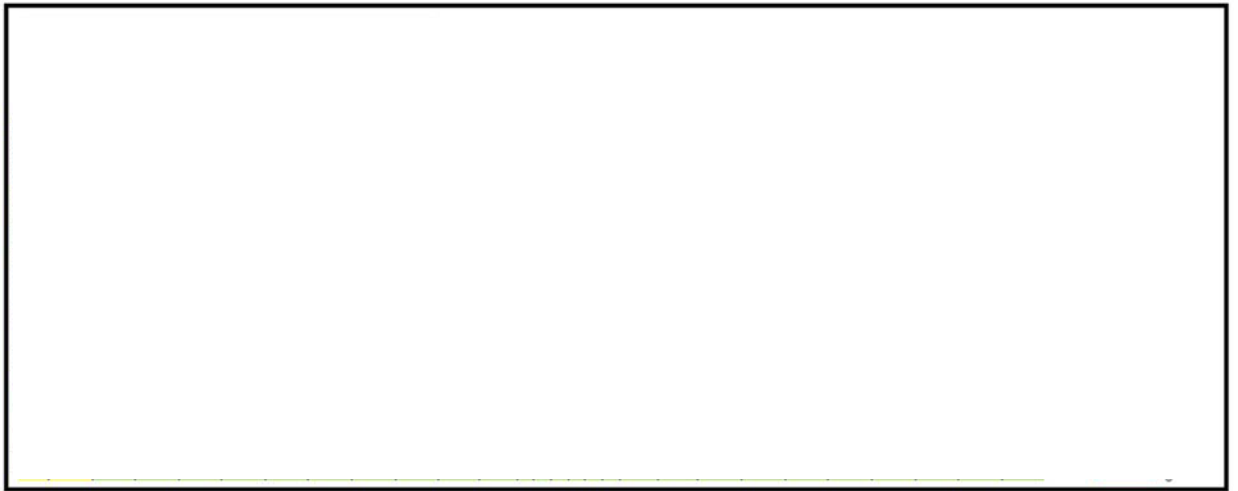
\* 鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



◆ ④－④断面



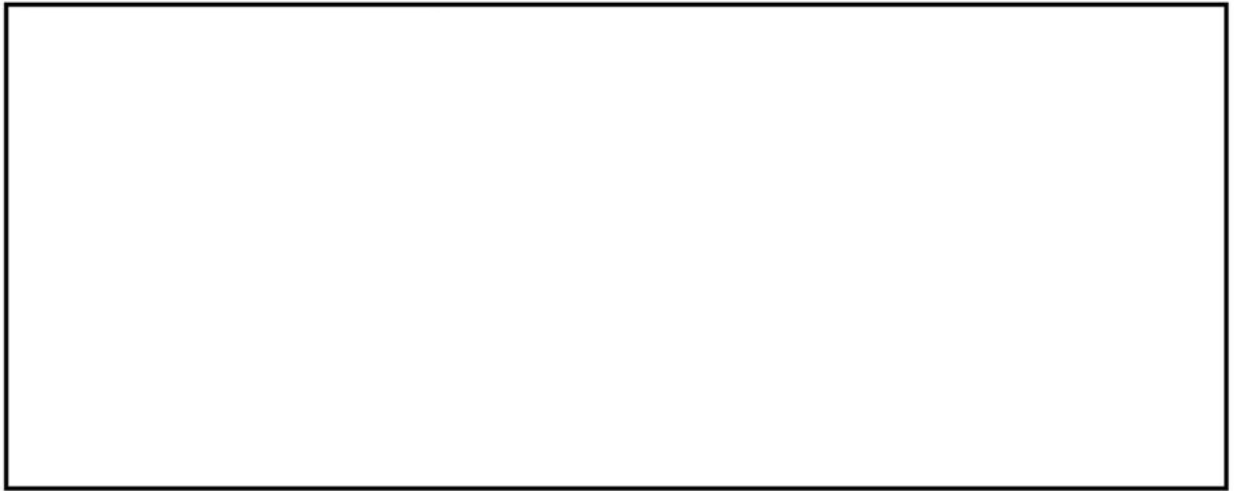
(a) 全体図



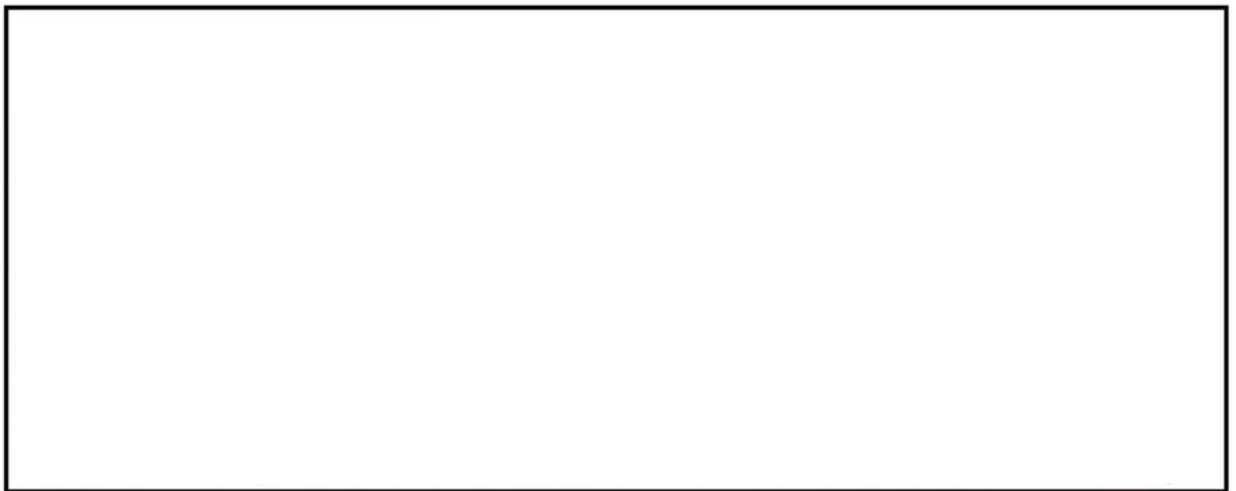
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(1) 取水ピット(④－④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H+, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





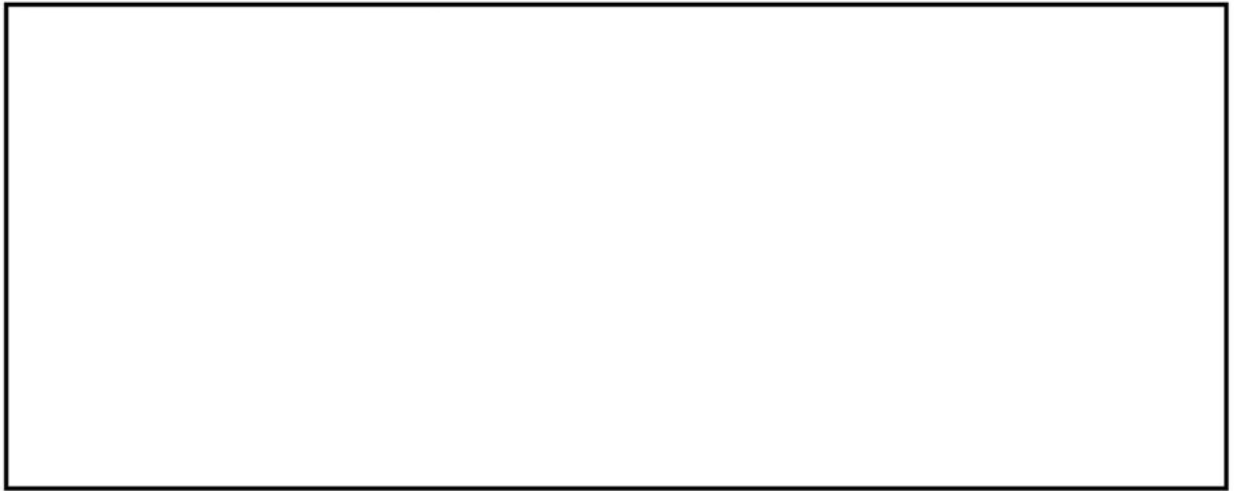
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(2) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





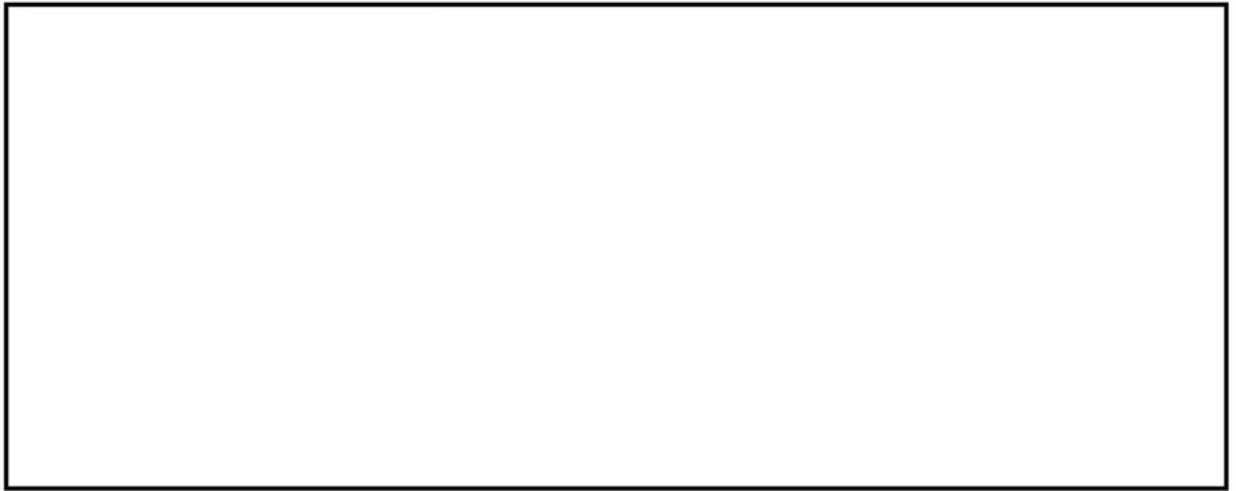
(a) 全体図



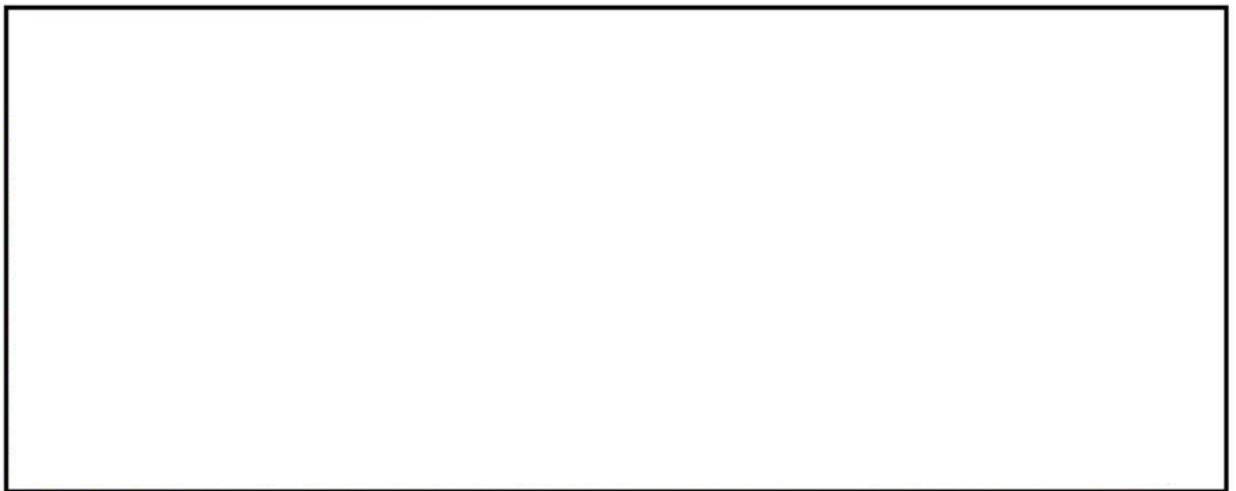
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(3) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H-, V+)$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





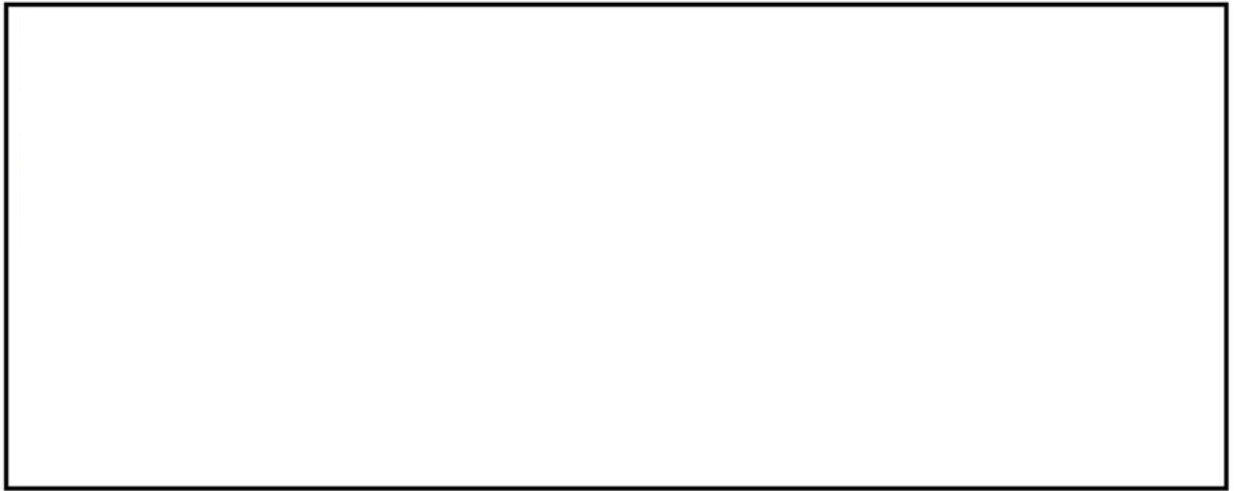
(a) 全体図



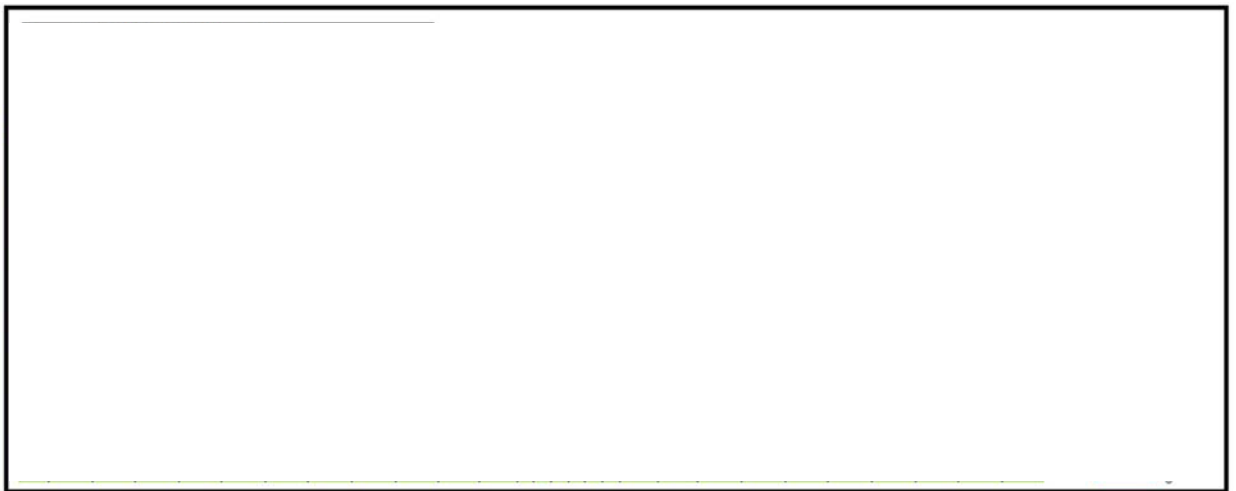
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(4) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





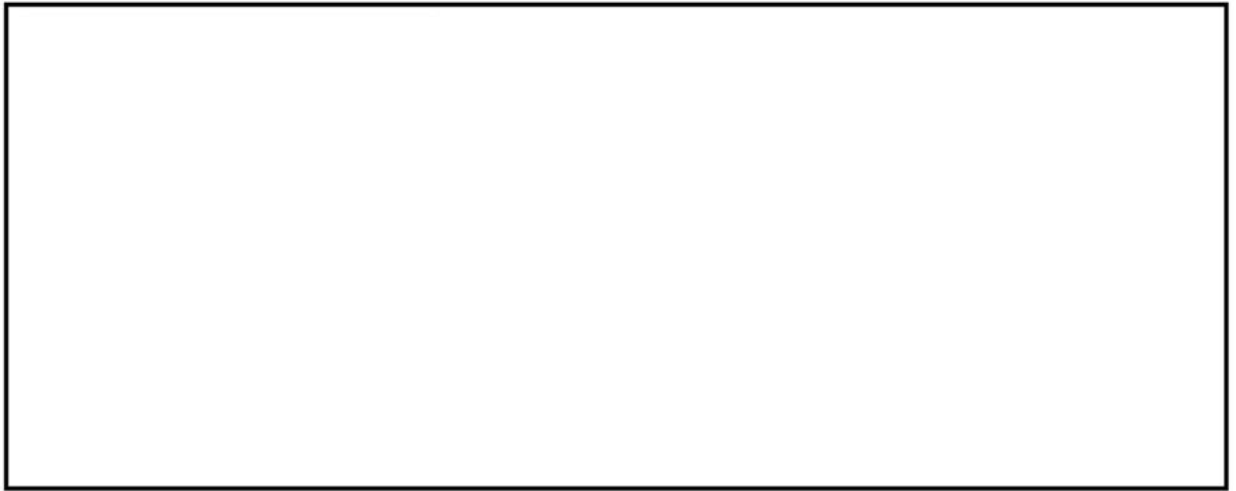
(a) 全体図



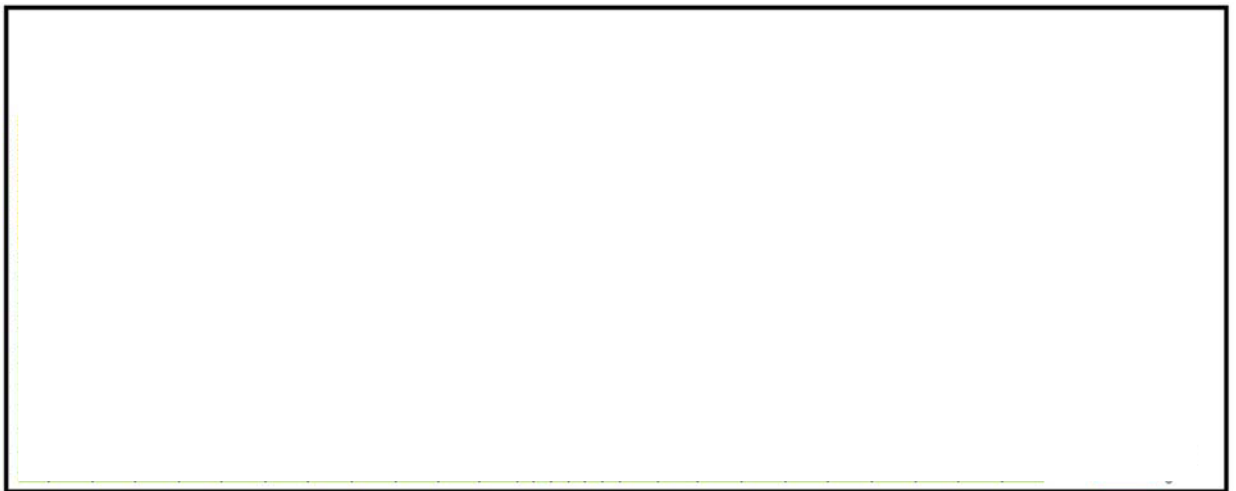
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(5) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





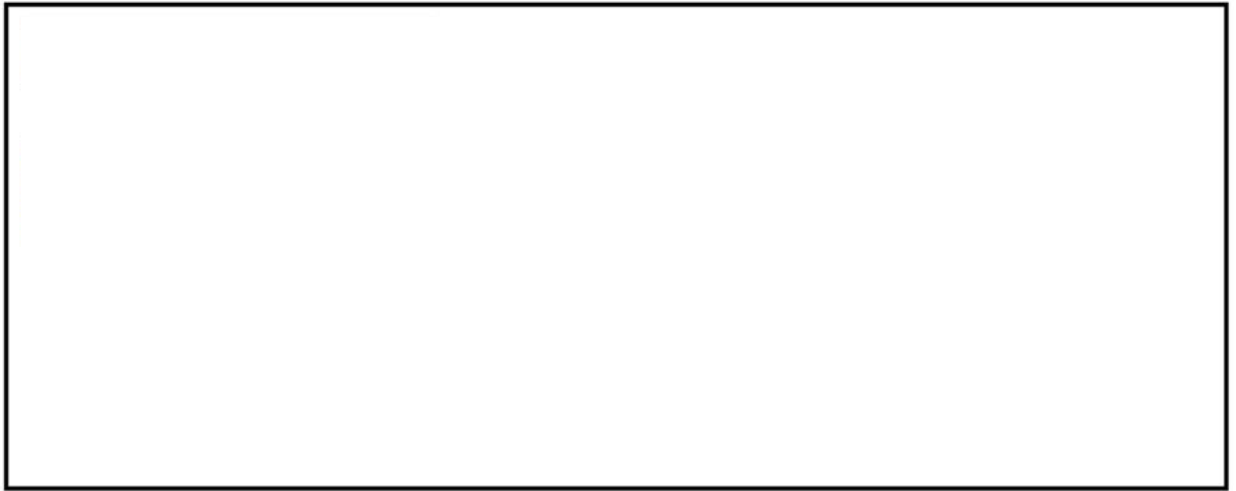
(a) 全体図



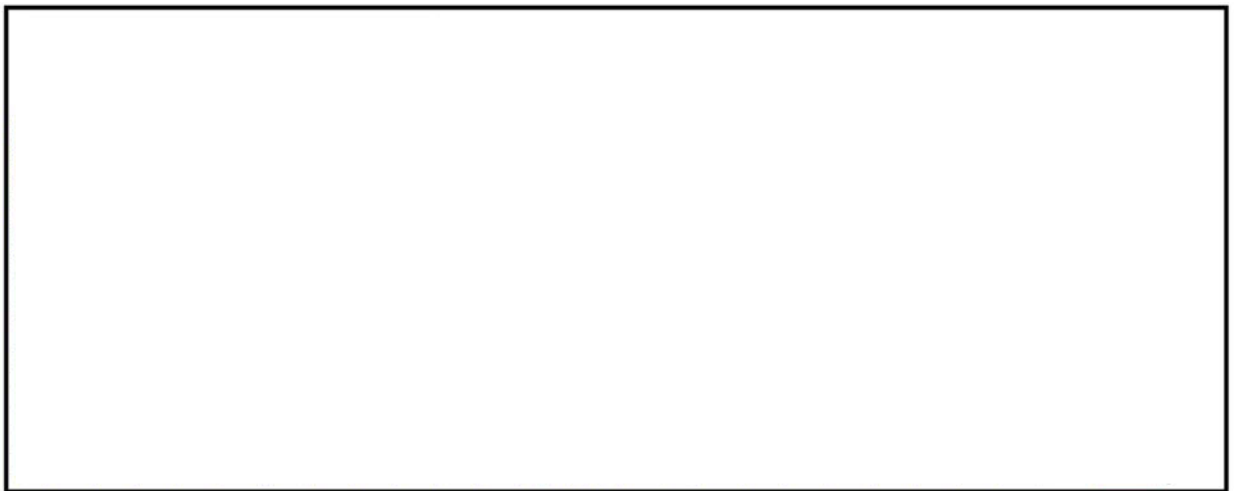
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(6) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1\ 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





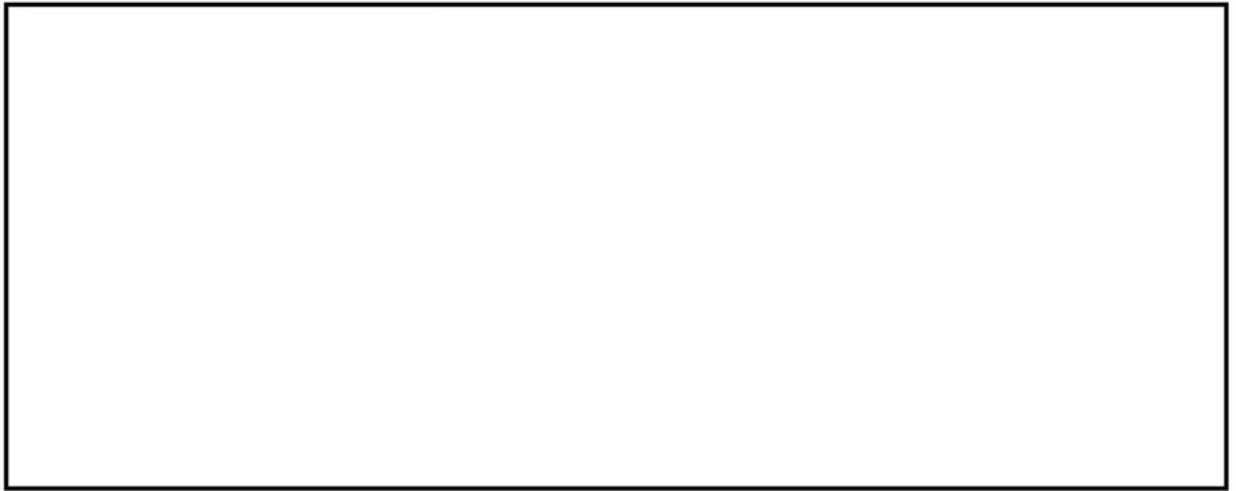
(a) 全体図



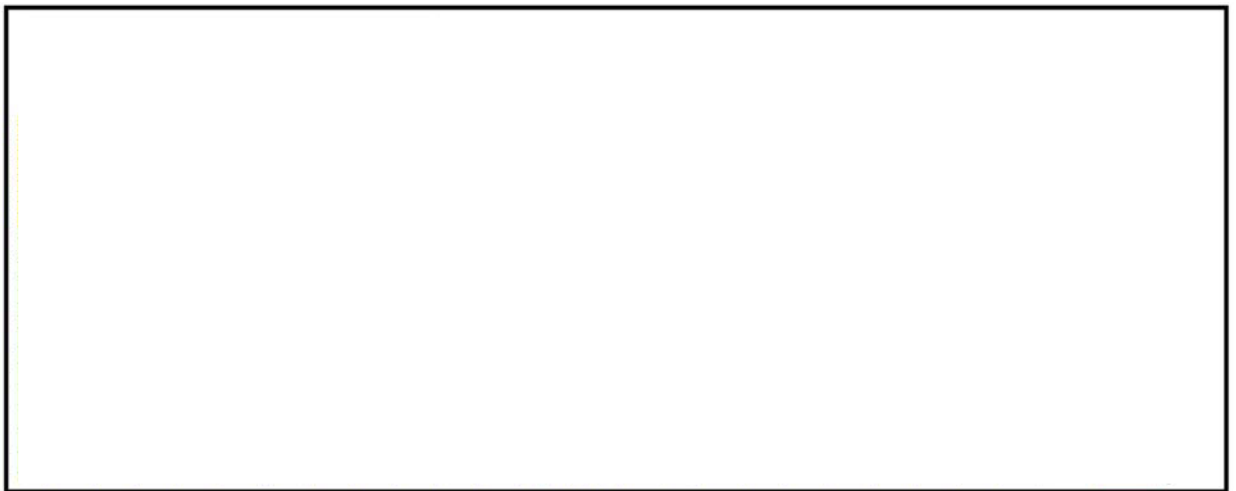
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(7) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





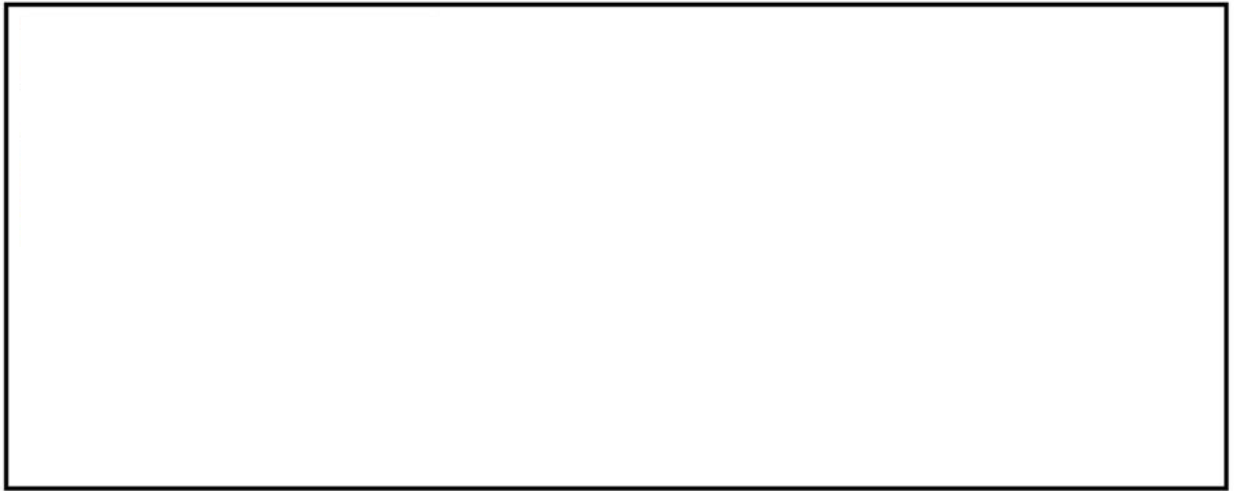
(a) 全体図



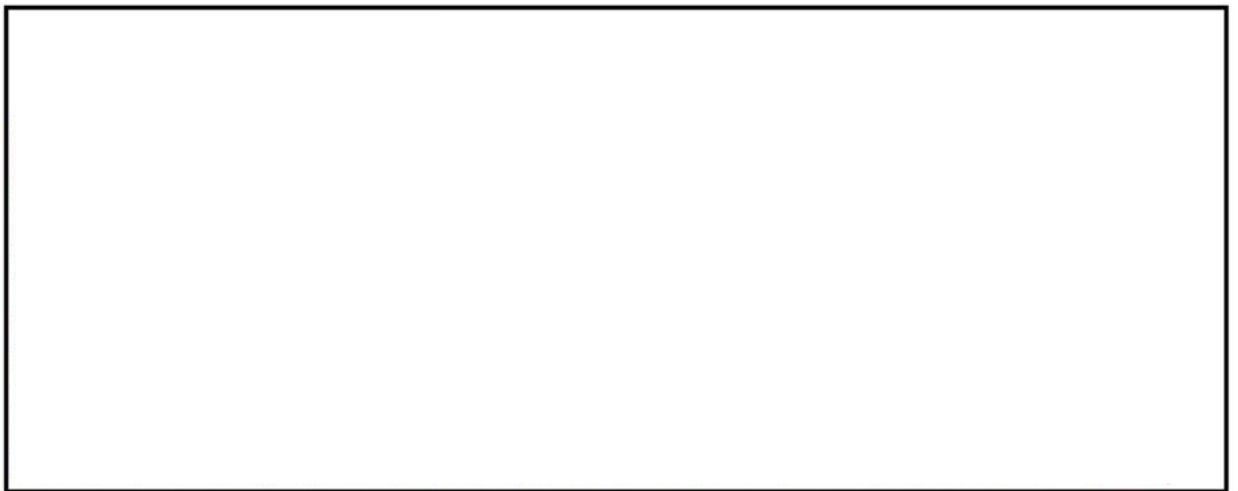
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(8) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





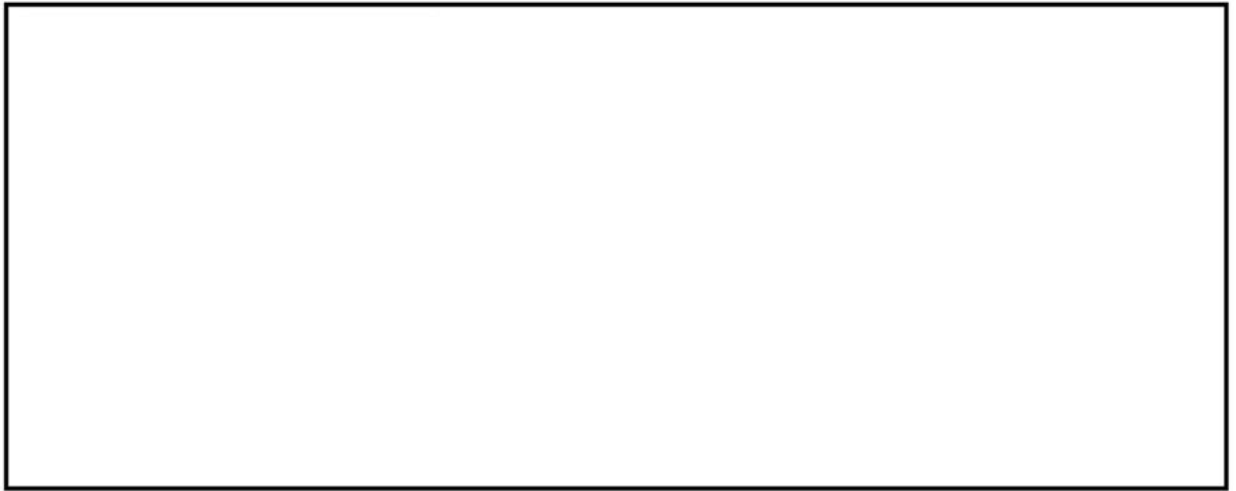
(a) 全体図



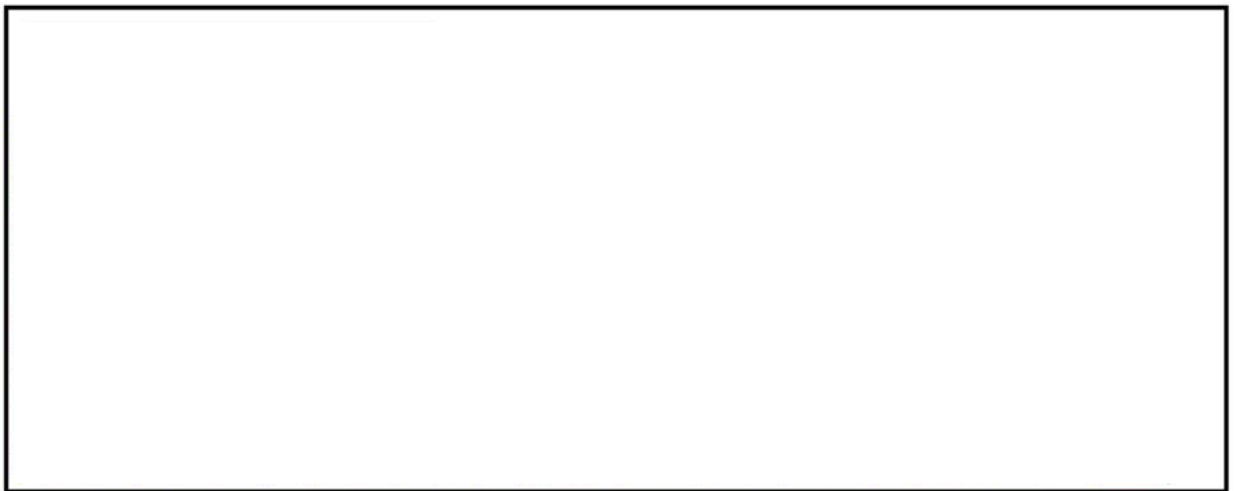
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(9) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 2.1$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





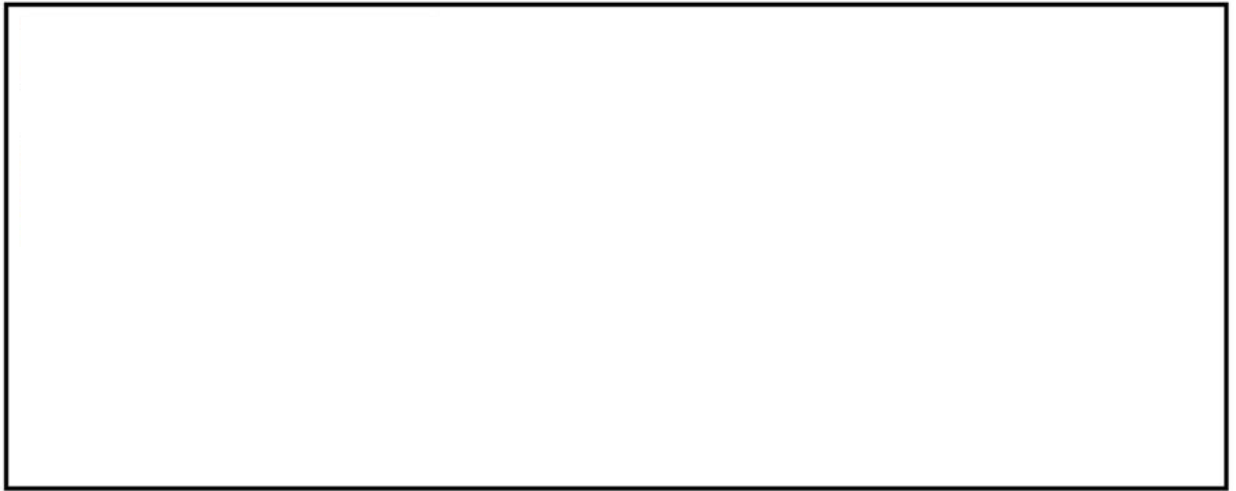
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(10) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





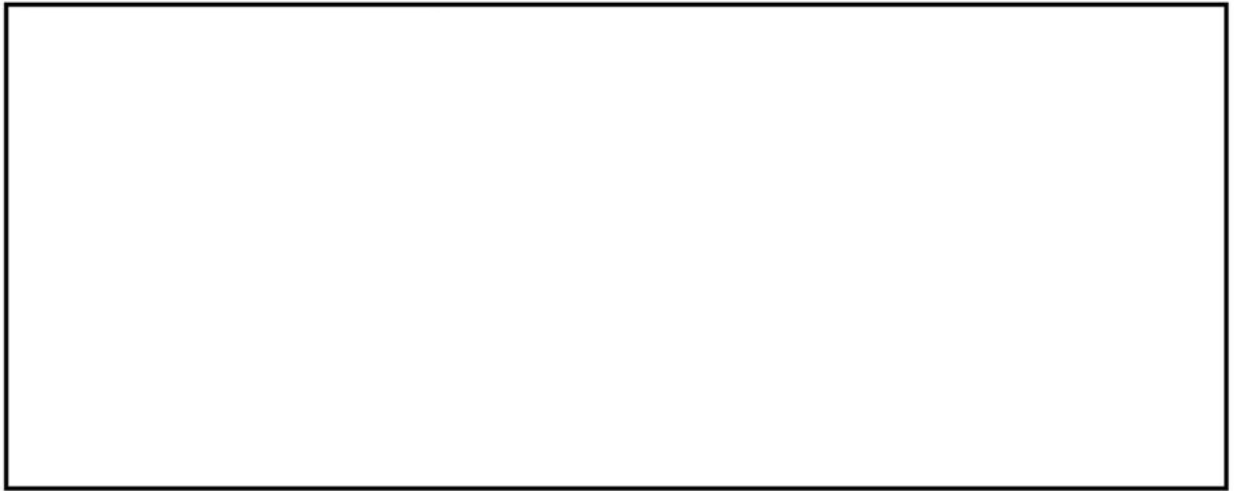
(a) 全体図



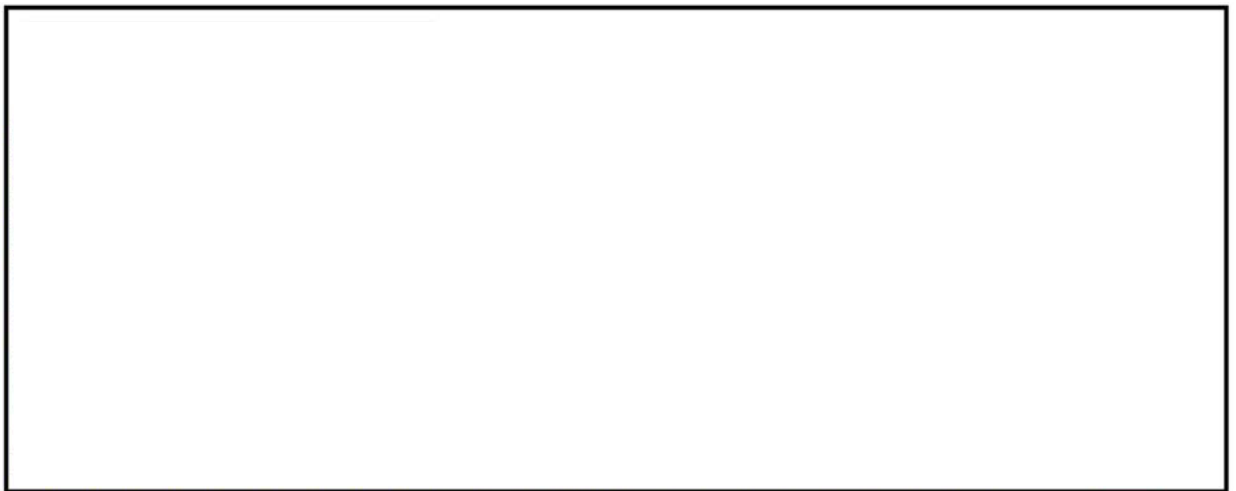
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(11) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





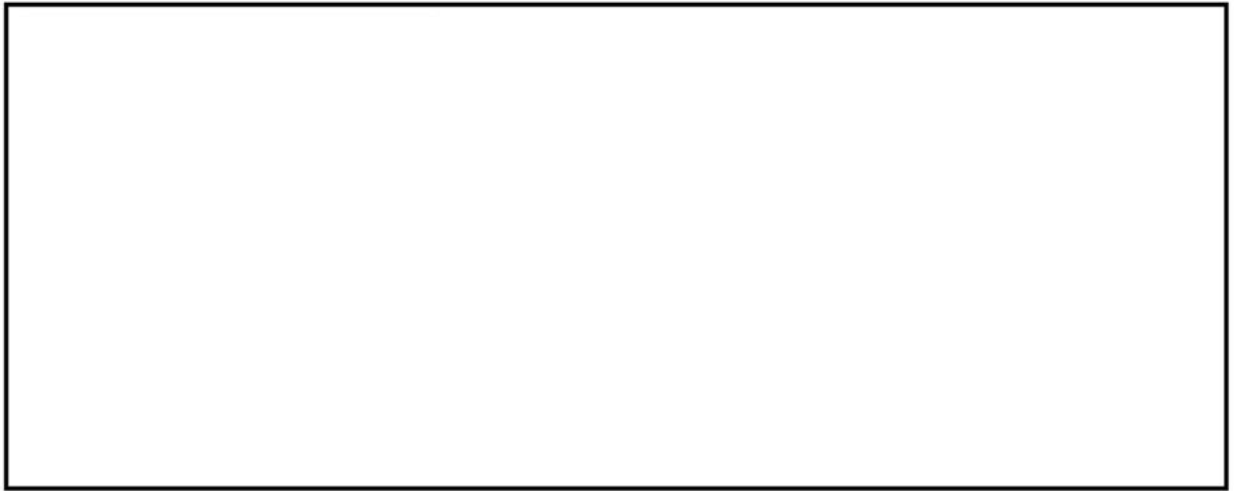
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(12) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





(a) 全体図



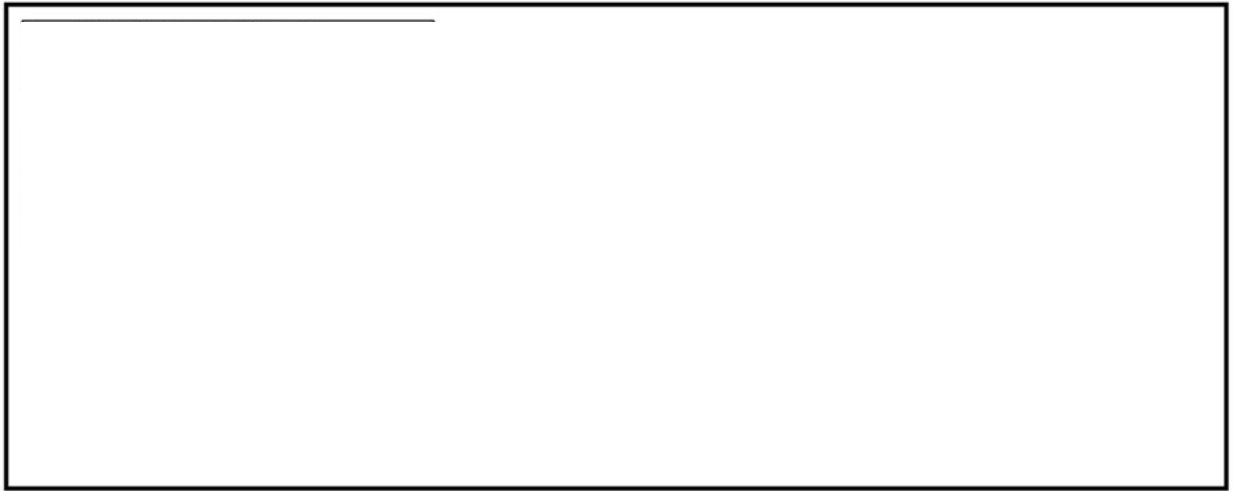
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(13) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ ) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



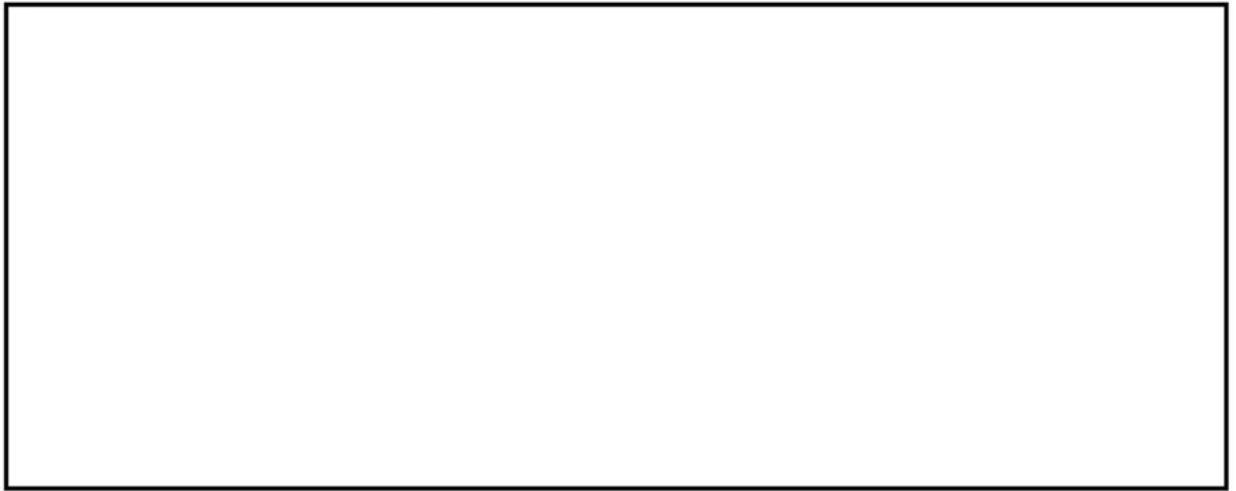
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(14) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

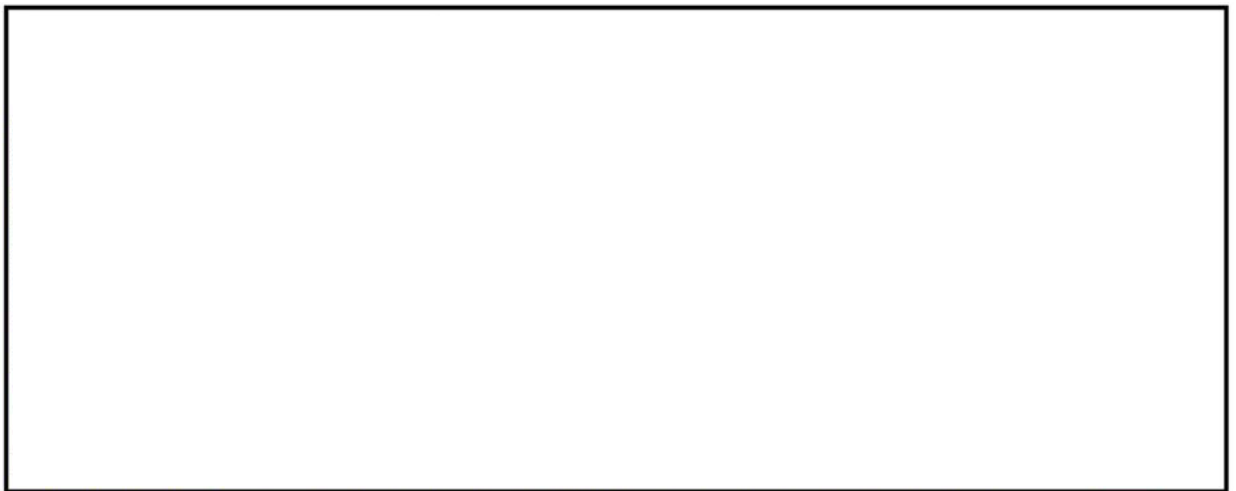
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



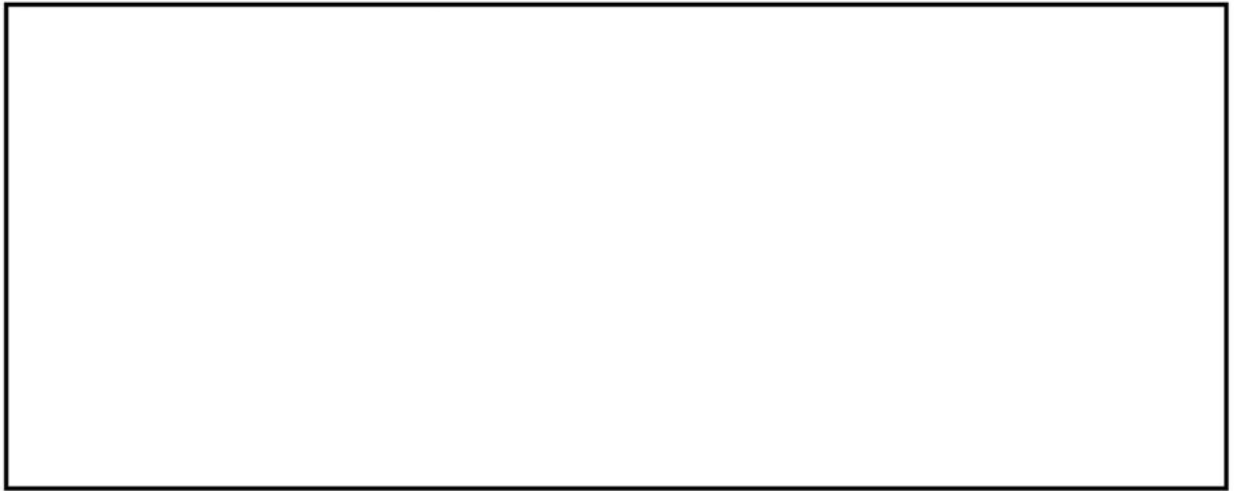
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(15) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



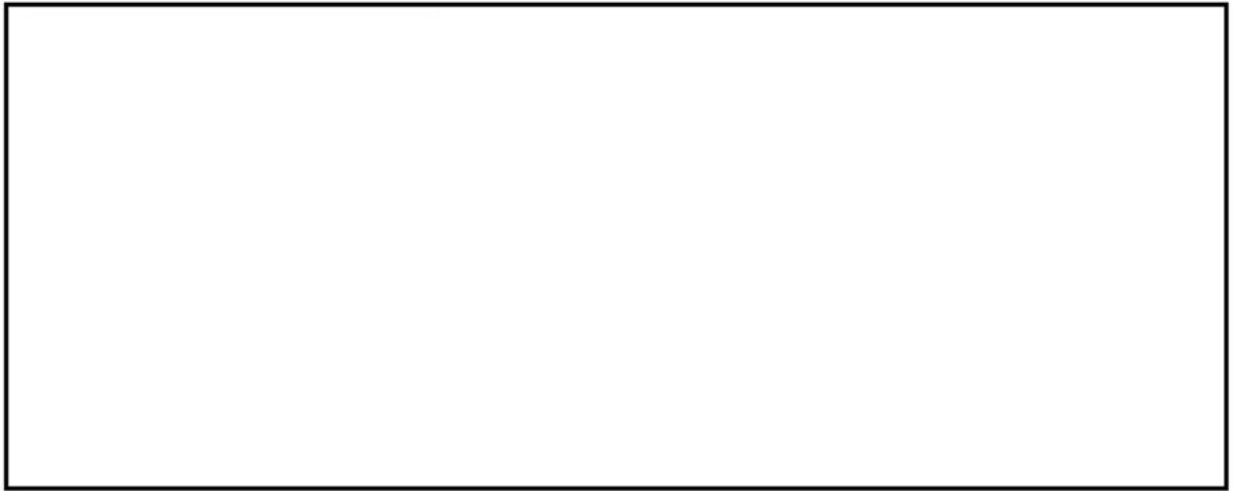
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(16) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ ) \*

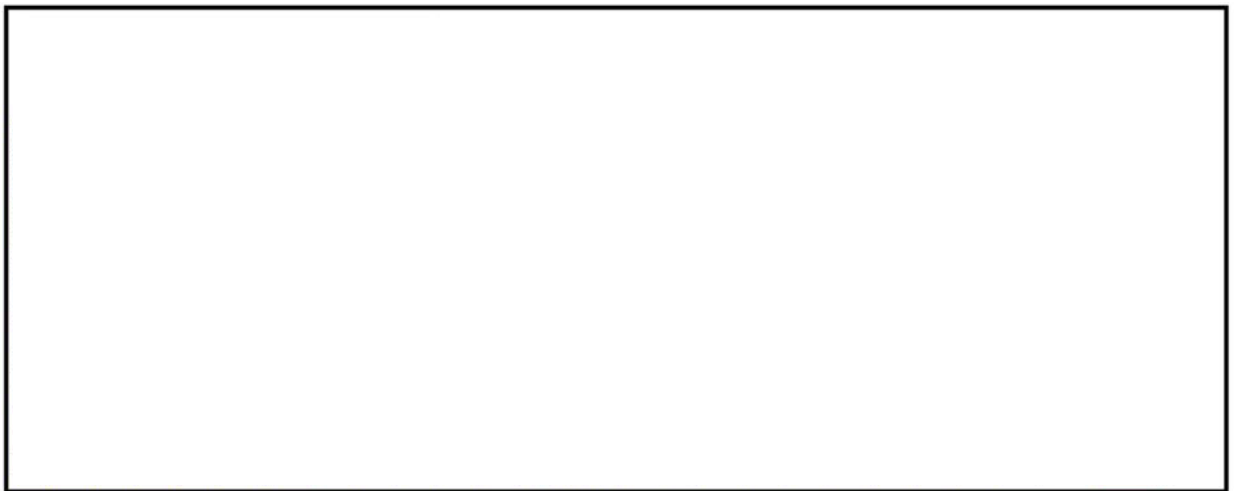
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



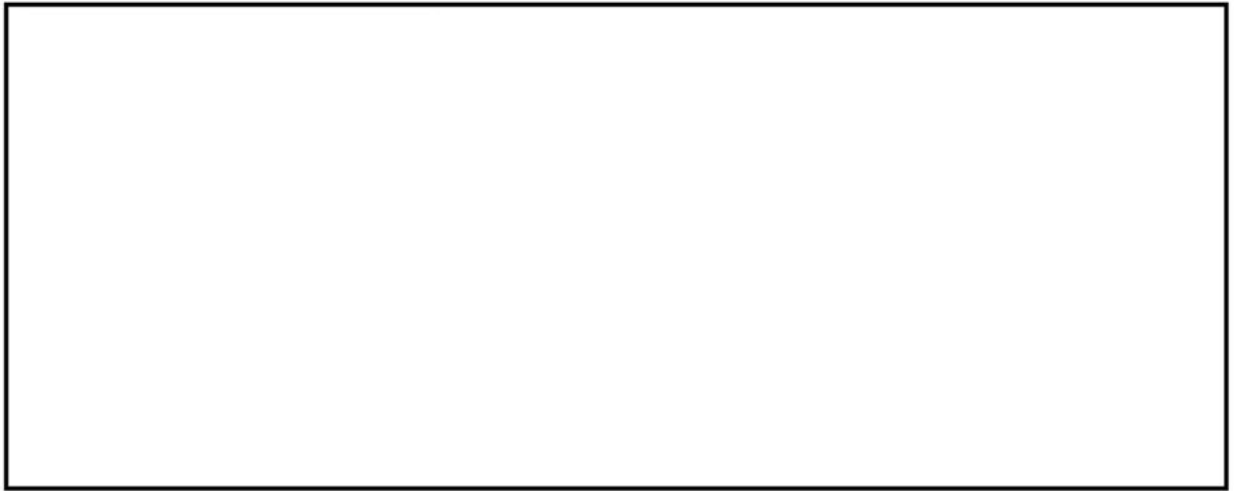
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(17) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

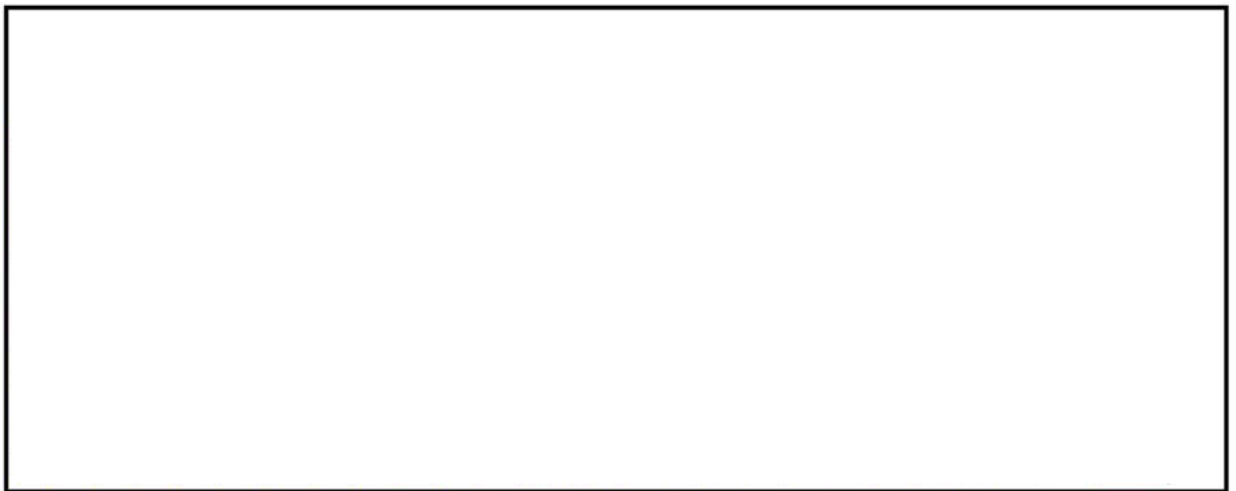
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

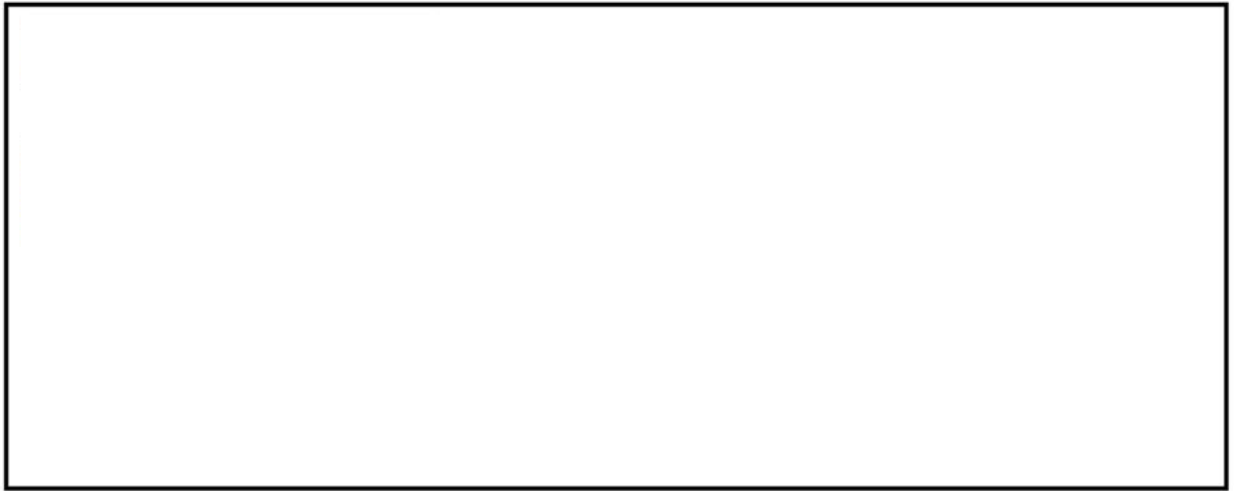
図 2.4-14(18) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



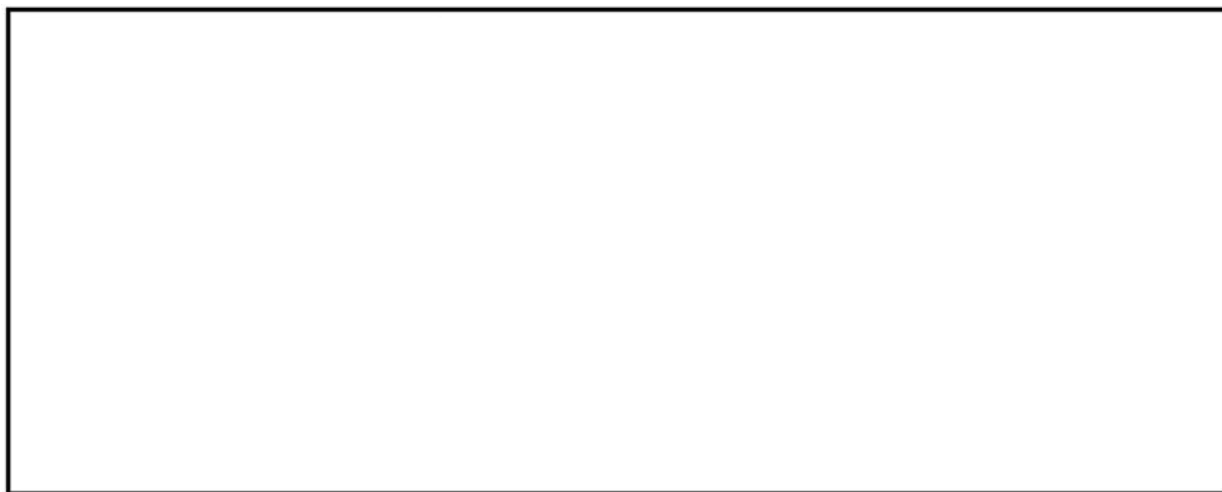
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(19) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



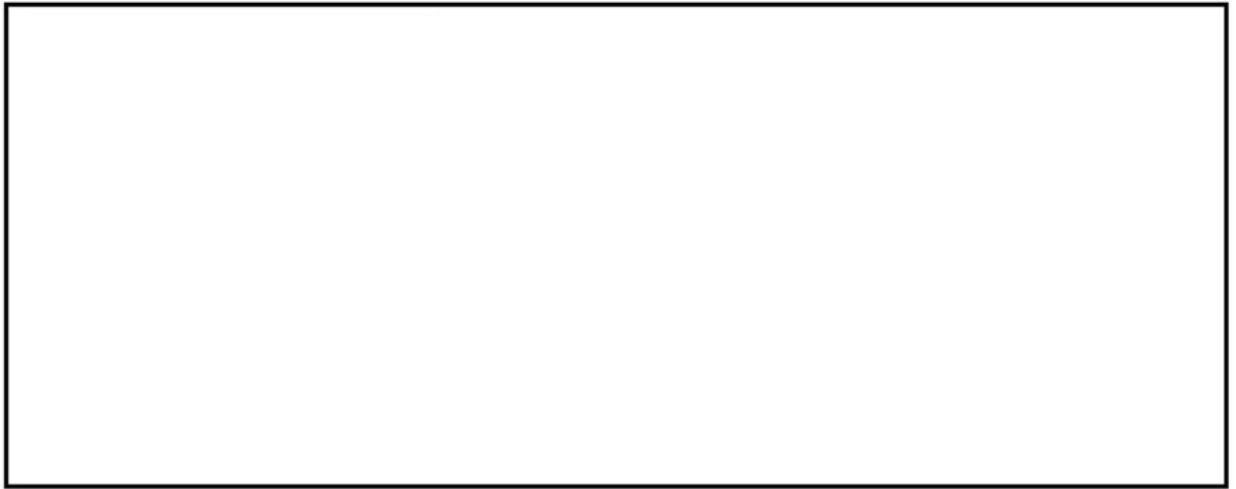
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(20) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

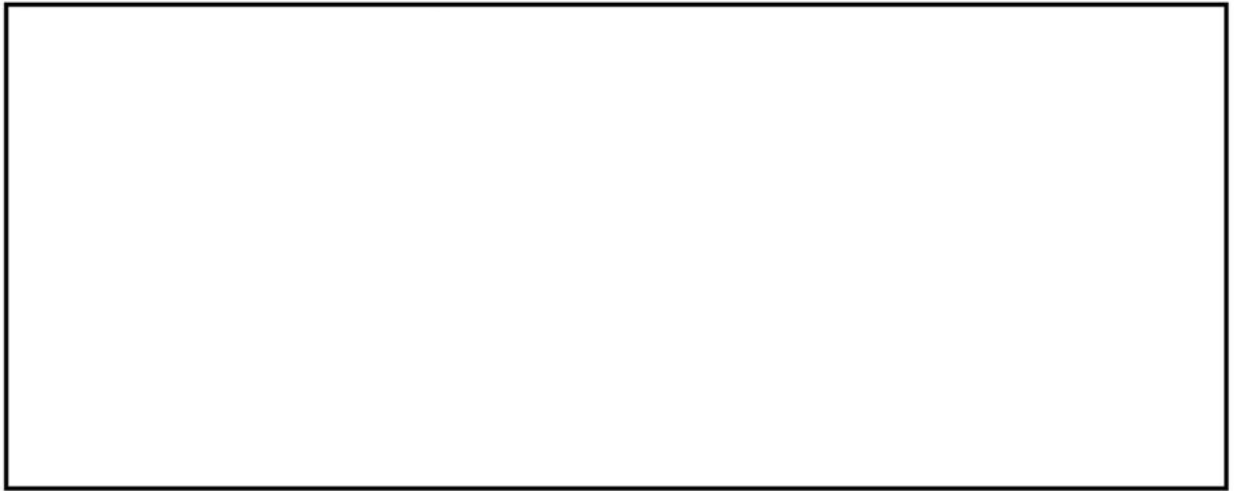
図 2.4-14(21) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H-, V-)$ ) \*

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-14(22) 取水ピット(④-④断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



◆ ⑥－⑥断面



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(1) 縦断面(⑥－⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





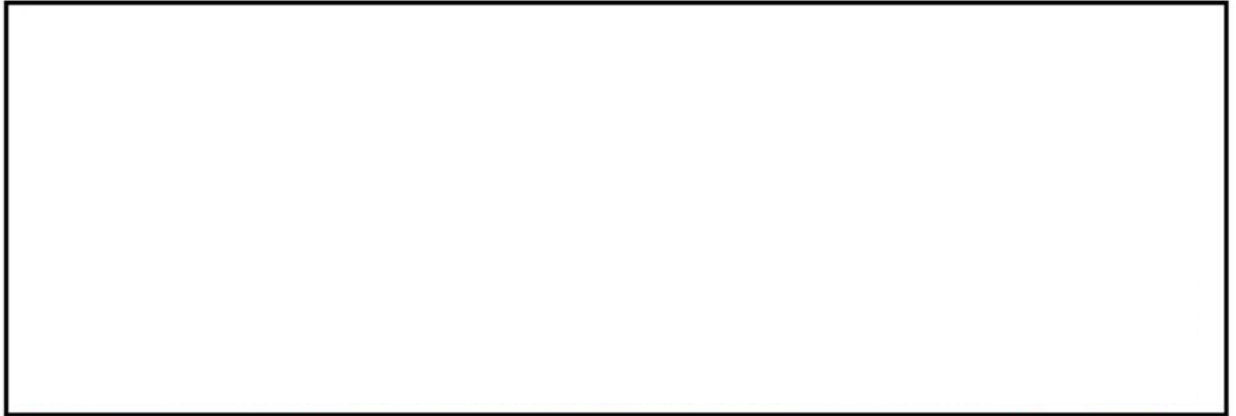
(a) 全体図



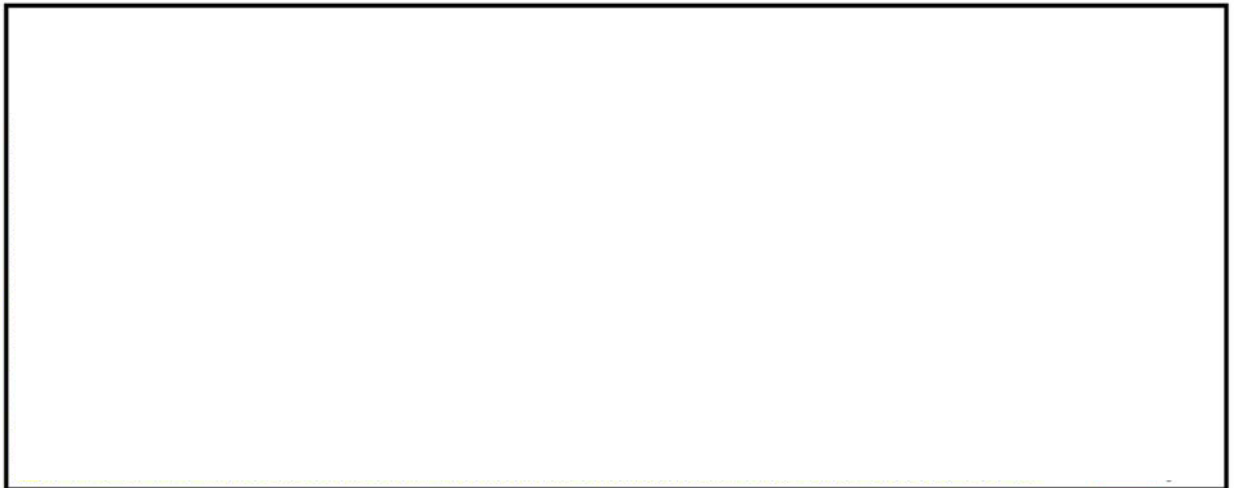
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





(a) 全体図



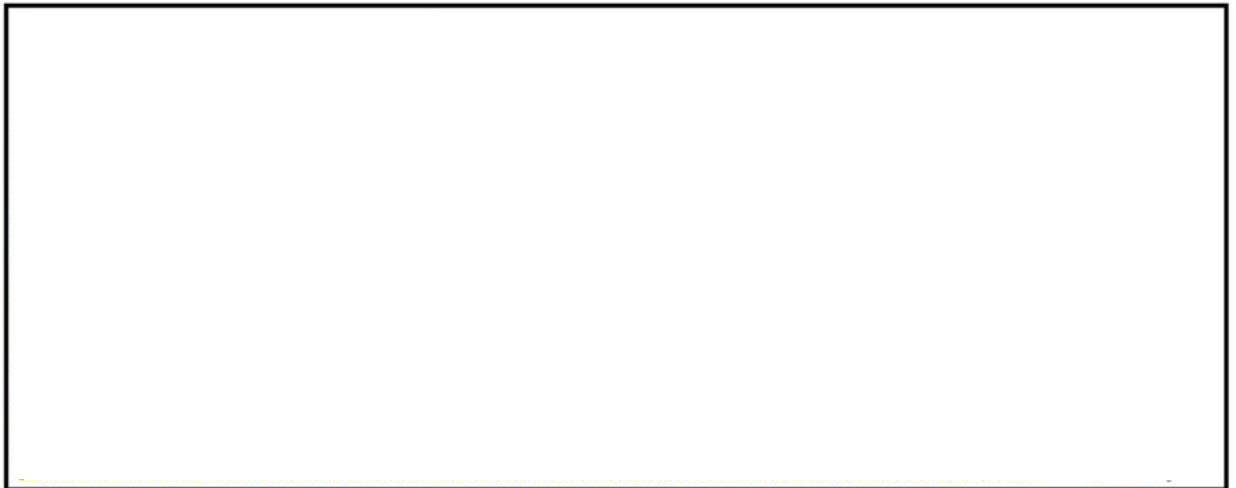
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





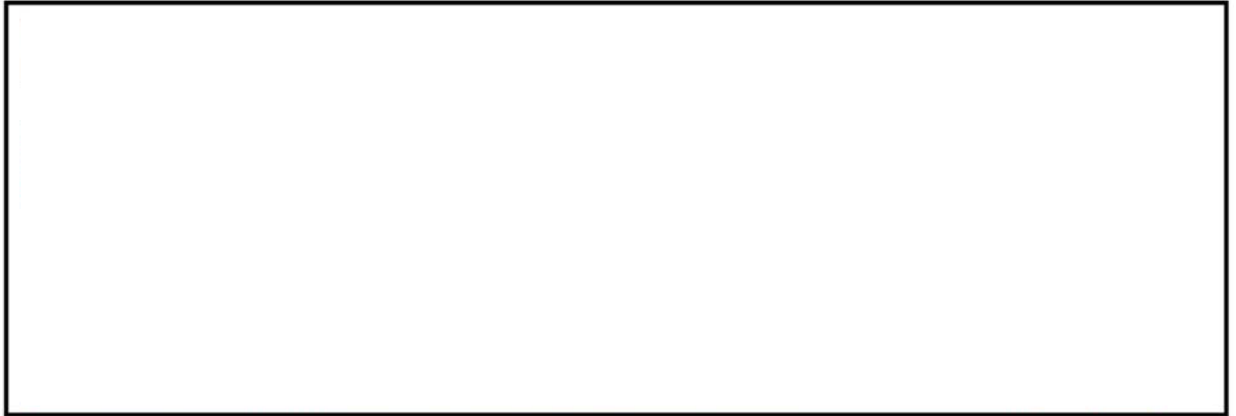
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(4) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





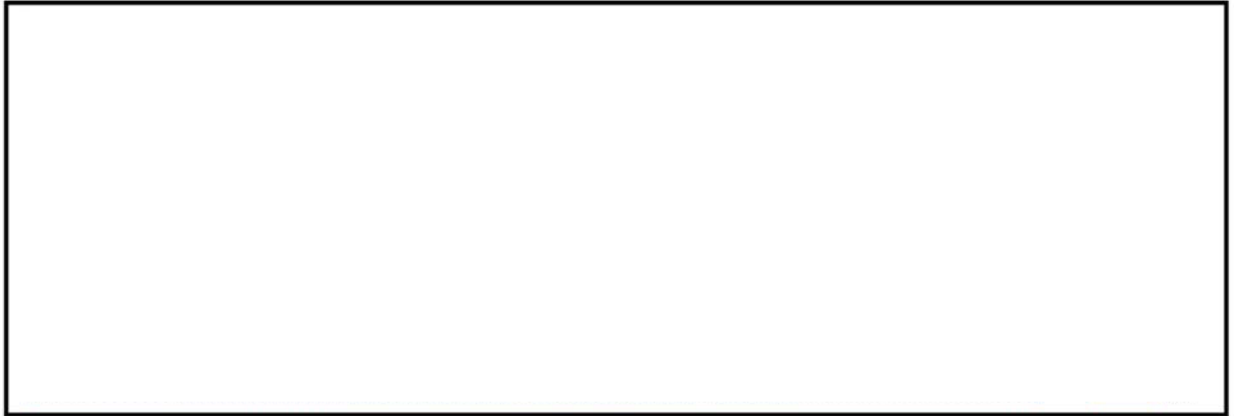
(a) 全体図



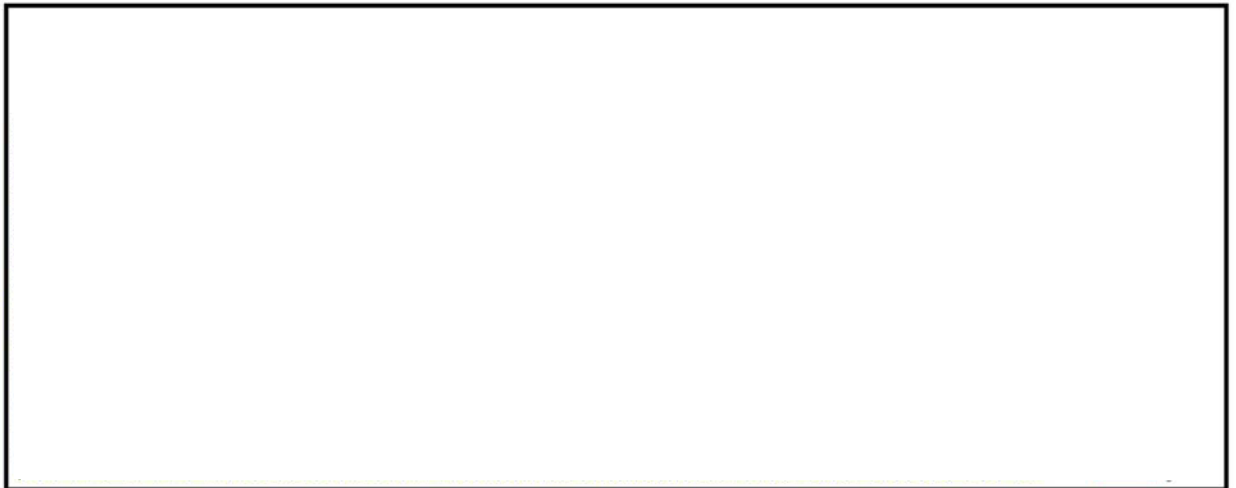
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(5) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





(a) 全体図



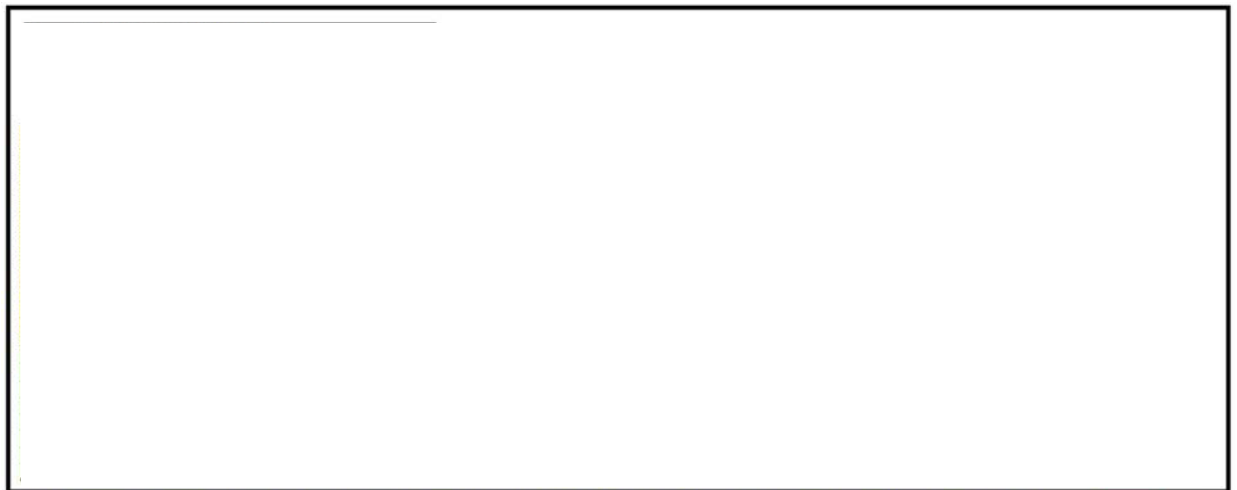
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(6) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





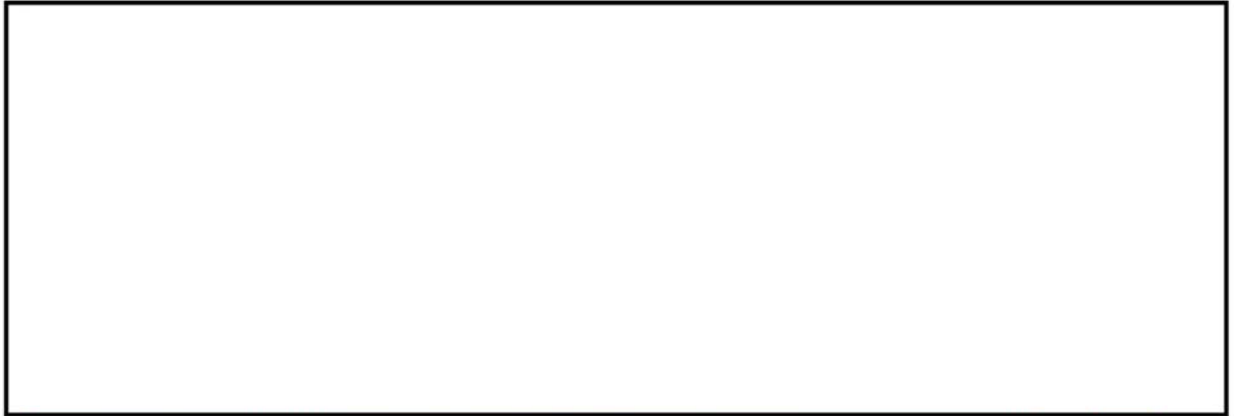
(a) 全体図



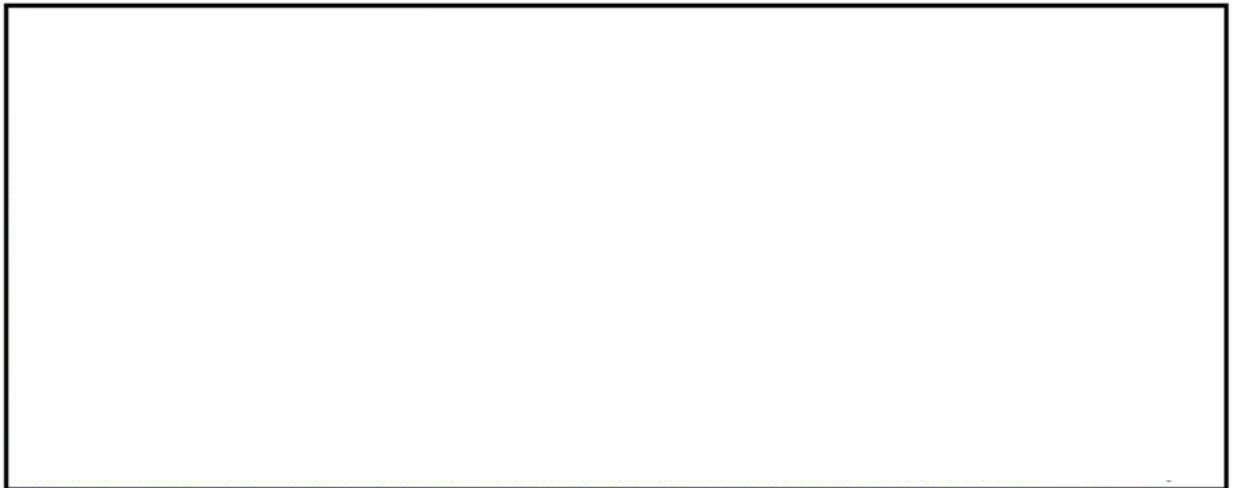
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(7) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





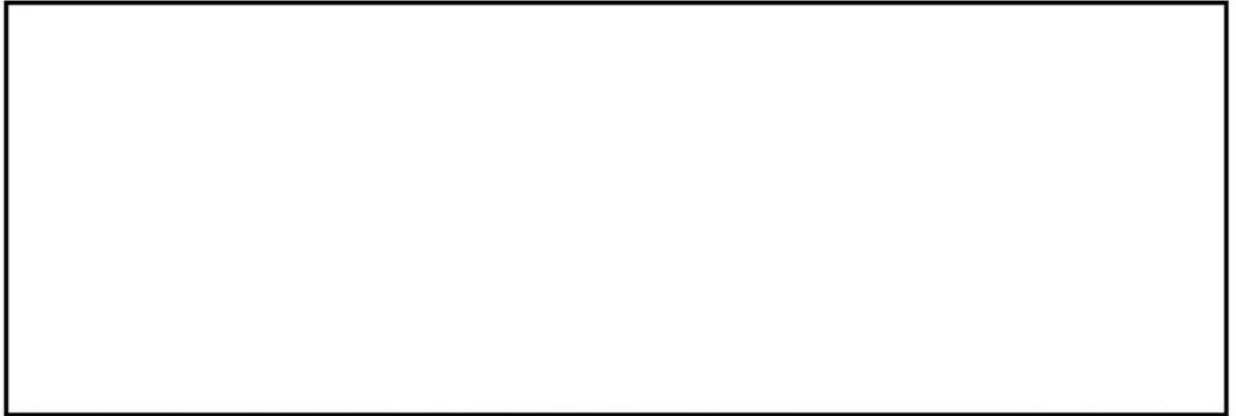
(a) 全体図



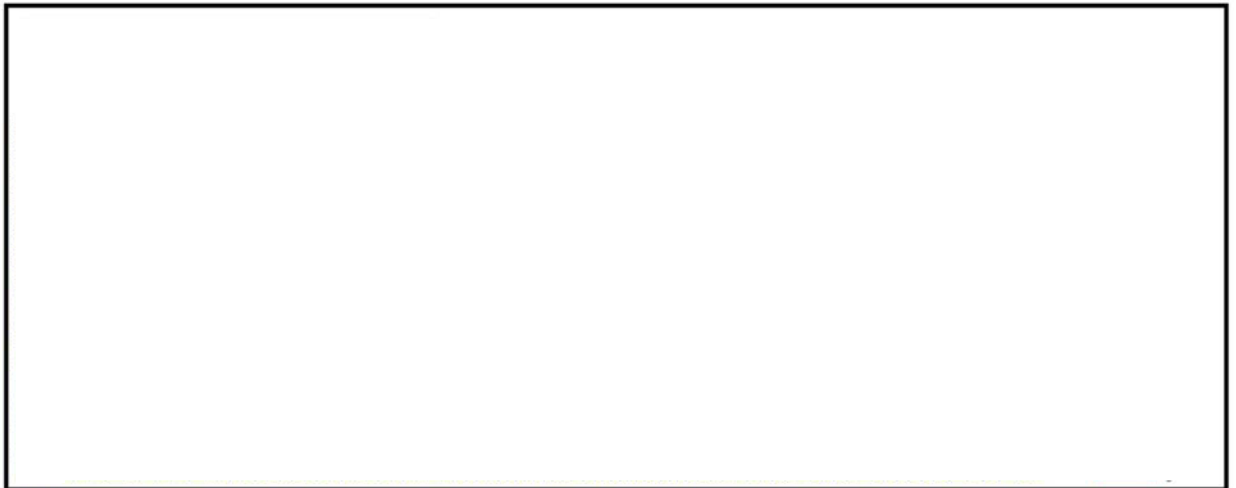
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(8) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





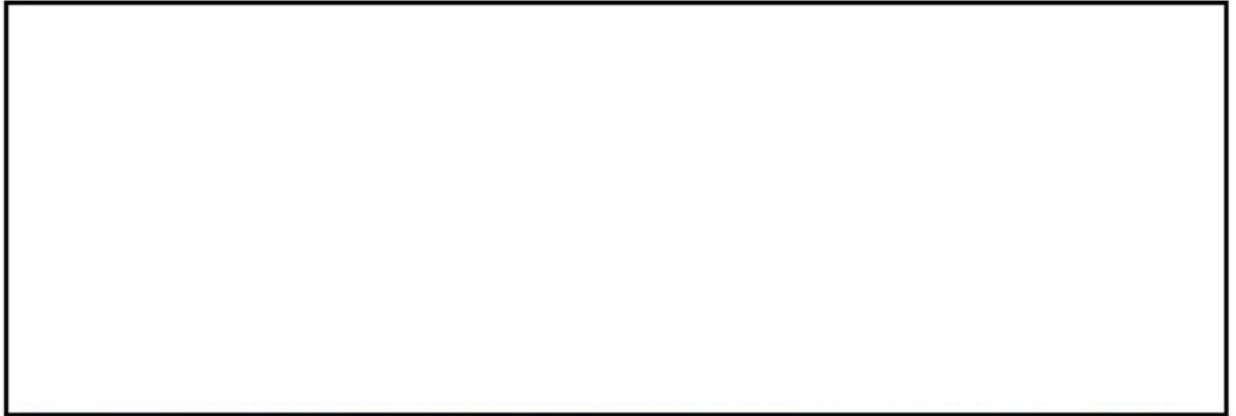
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(9) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





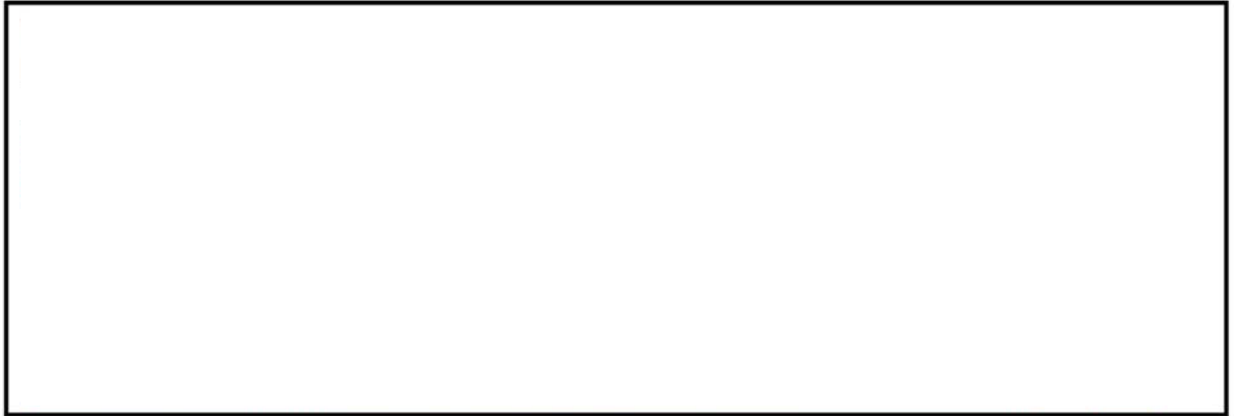
(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(10) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





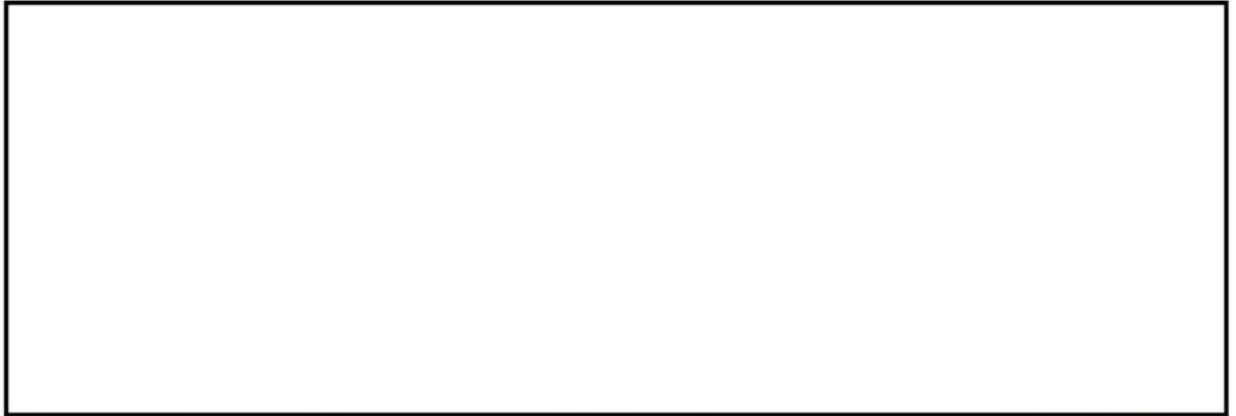
(a) 全体図



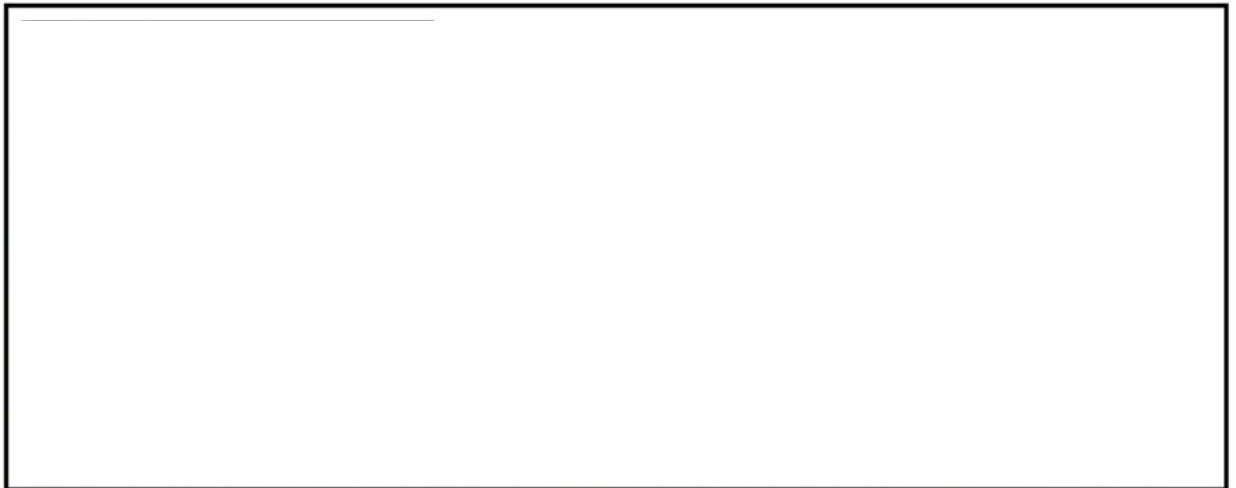
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(11) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s = 3.1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





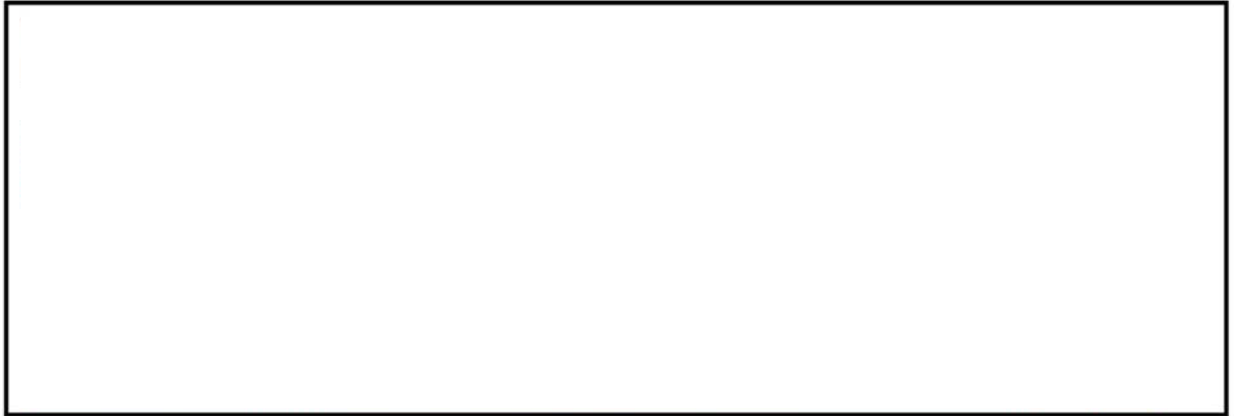
(a) 全体図



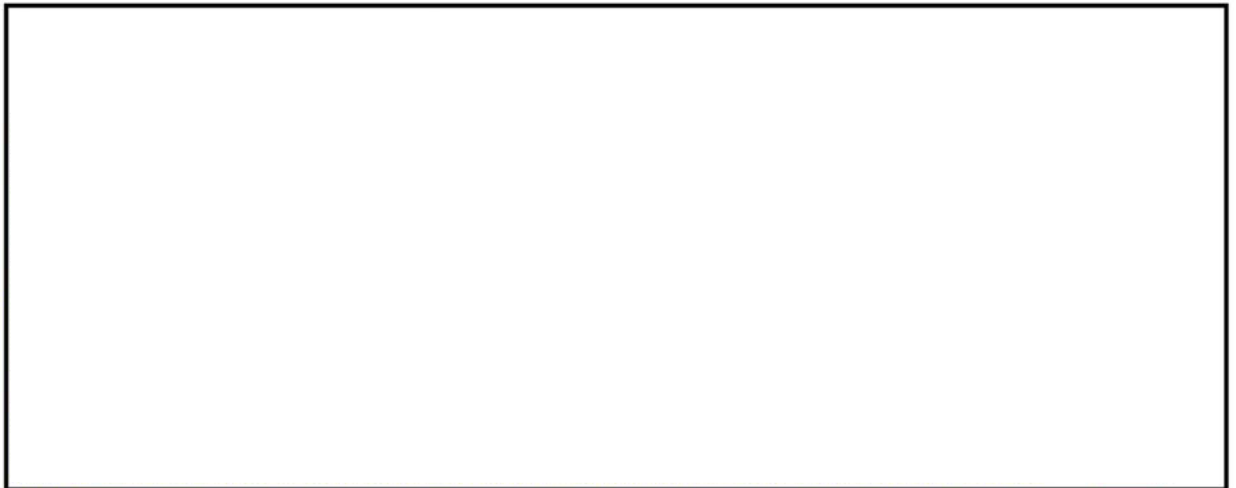
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(12) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





(a) 全体図



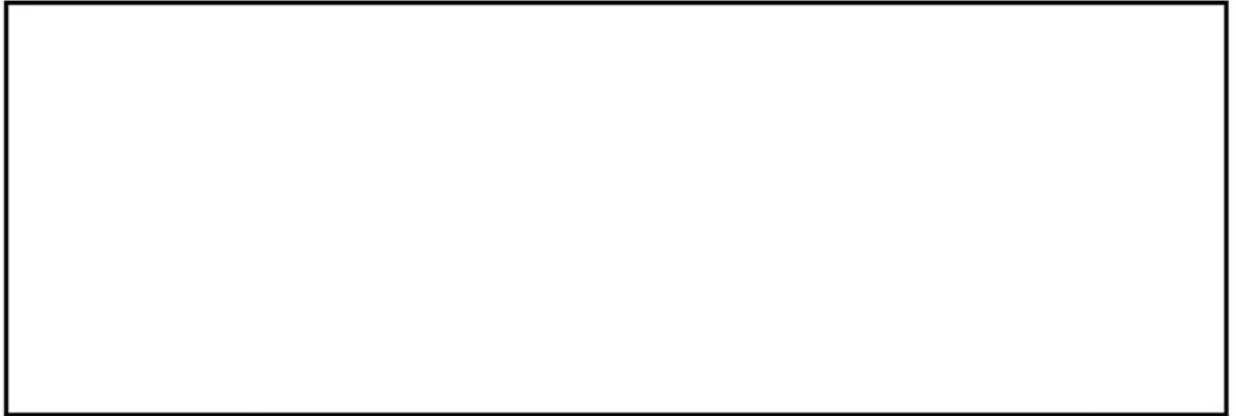
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(13) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+)) \*

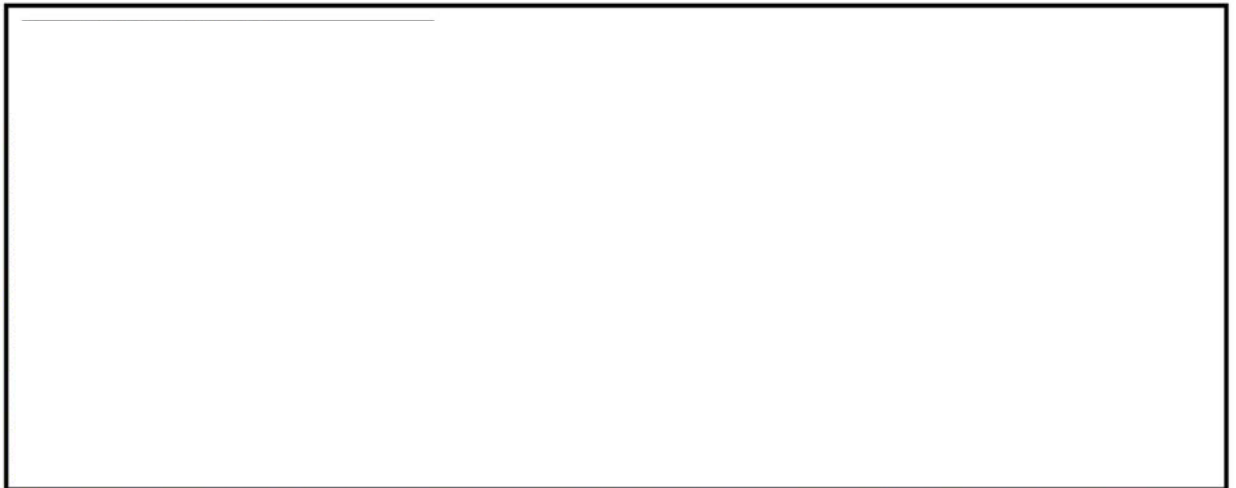
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



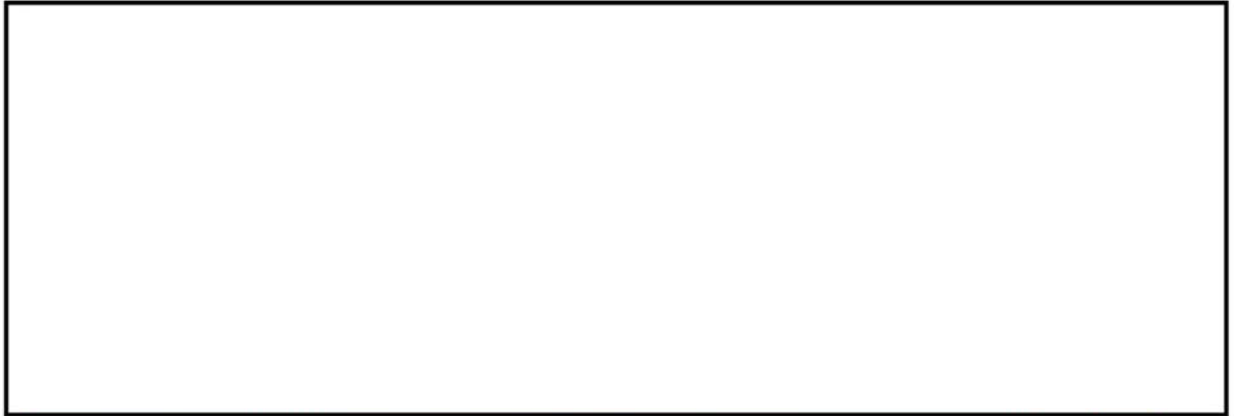
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(14) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

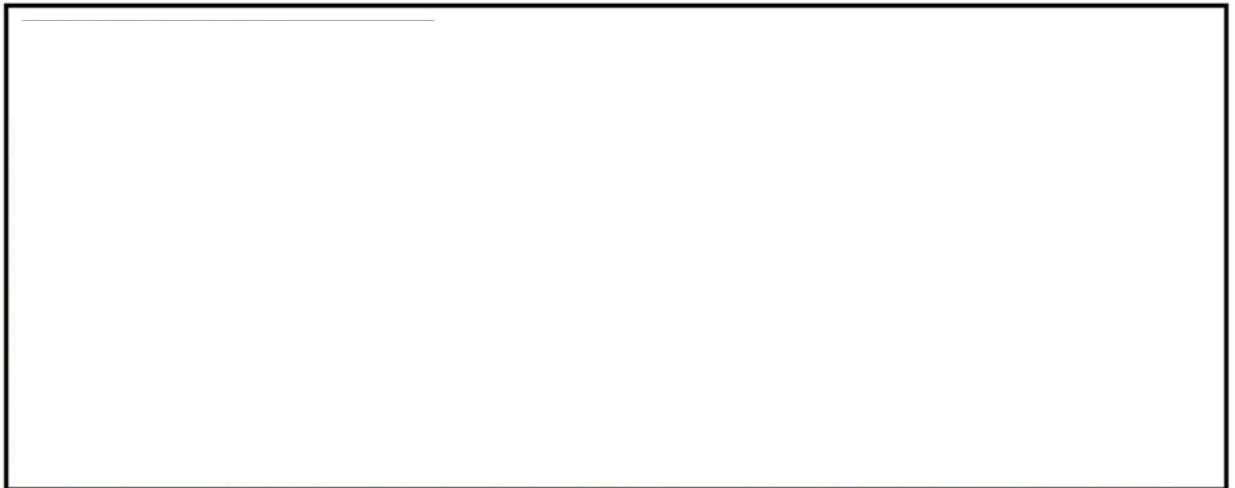
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



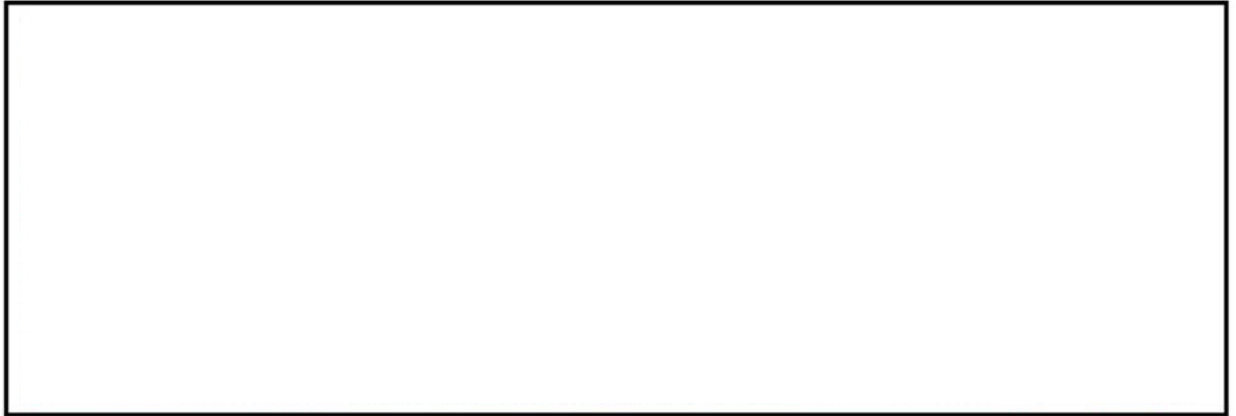
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(15) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ ) \*

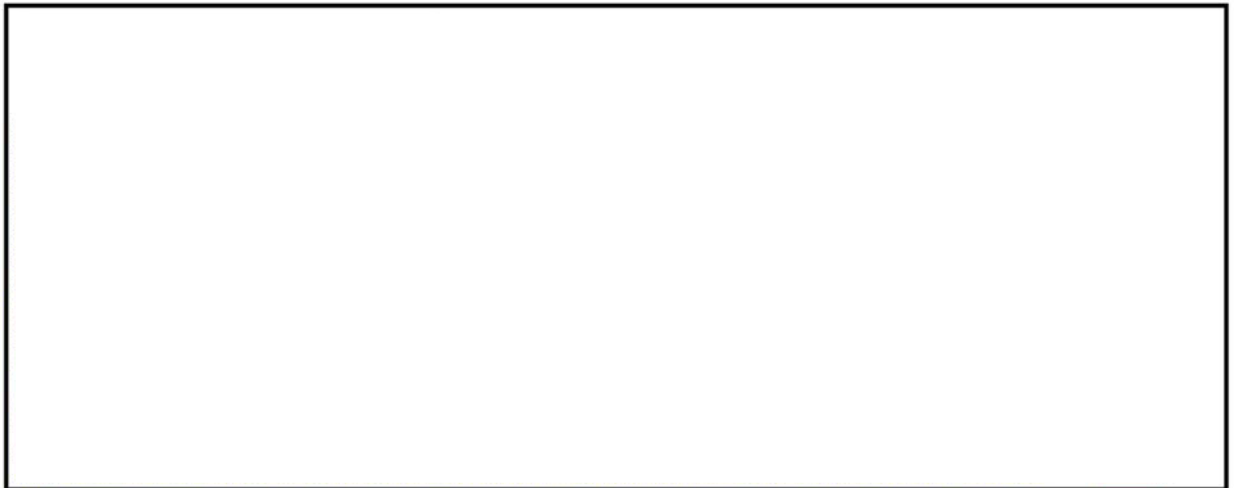
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



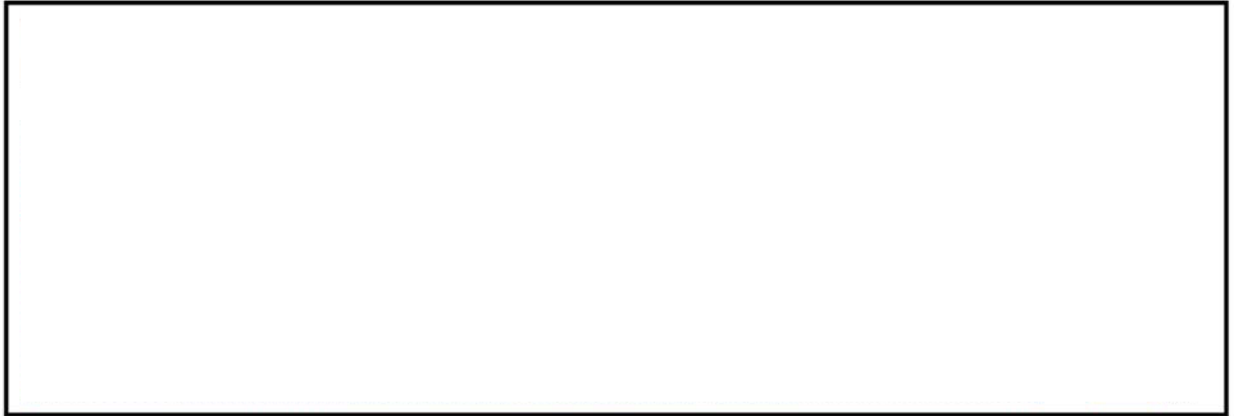
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(16) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

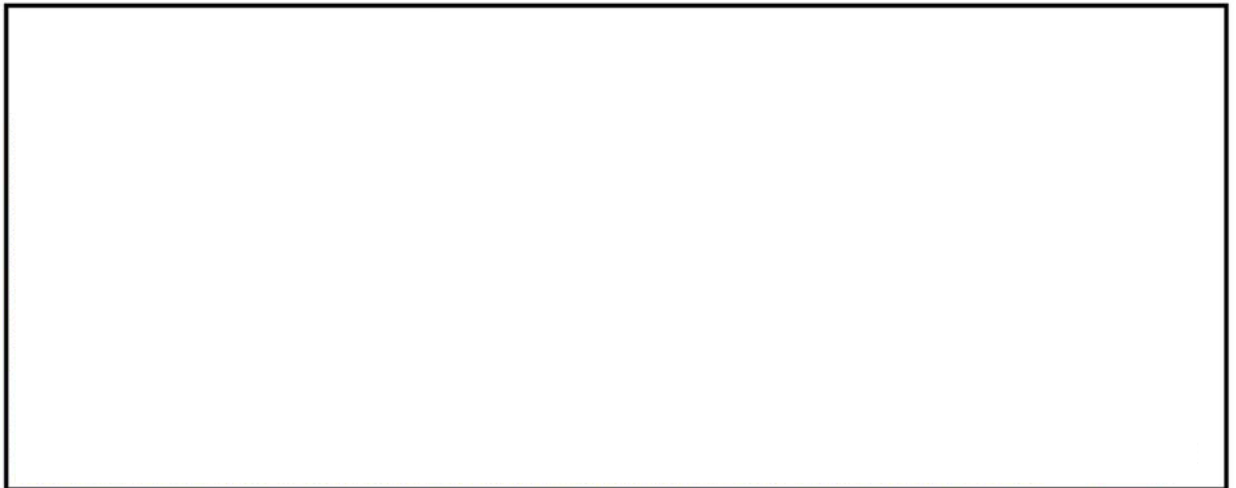
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



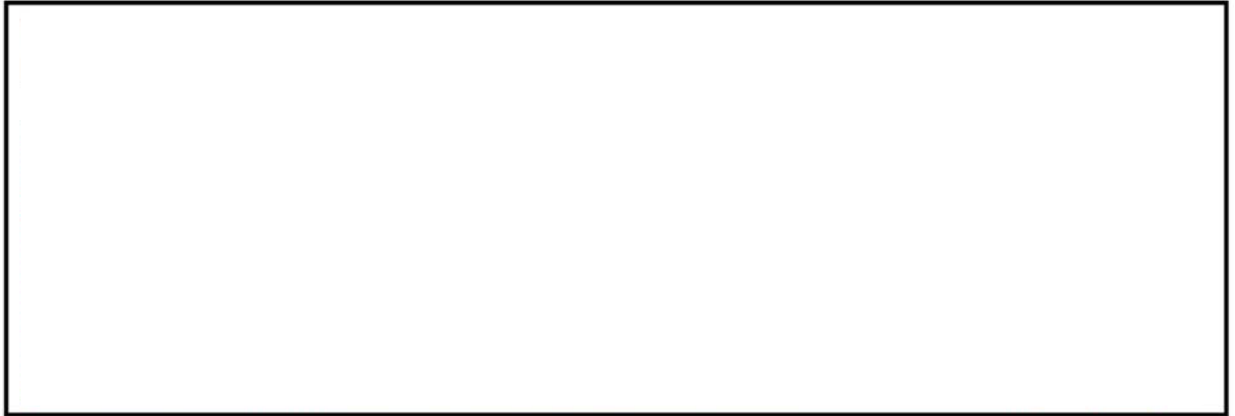
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(17) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(18) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

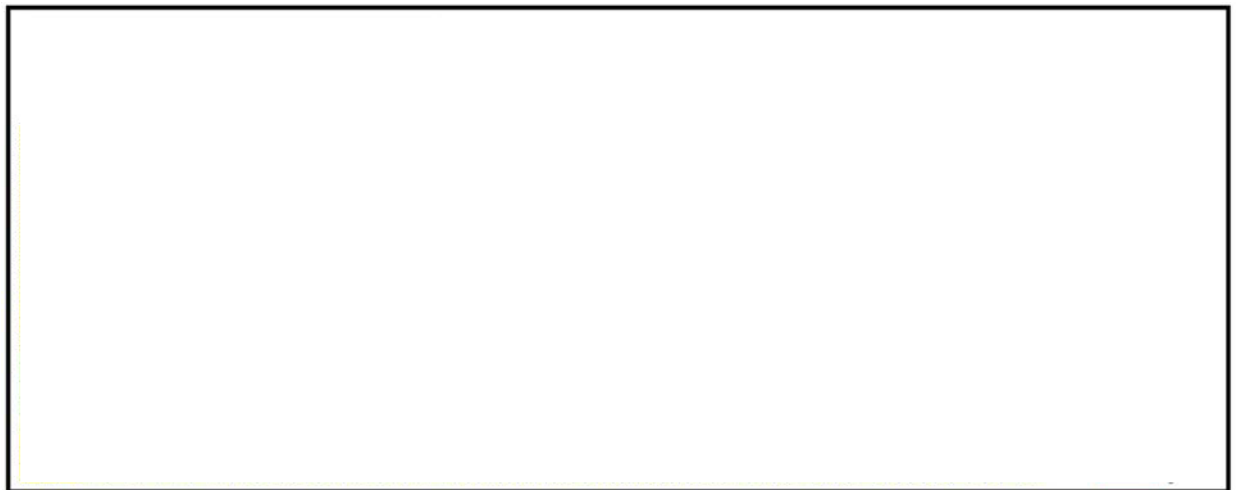
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



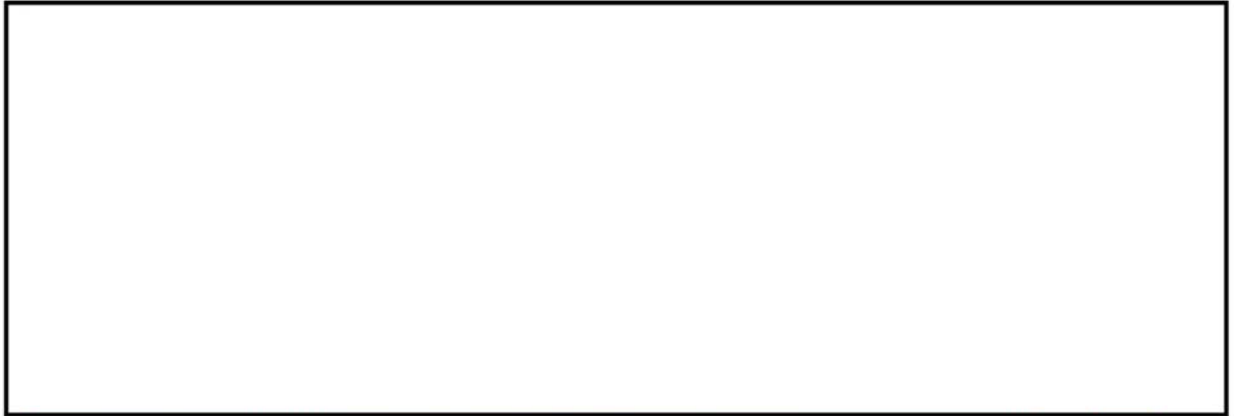
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(19) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+)) \*

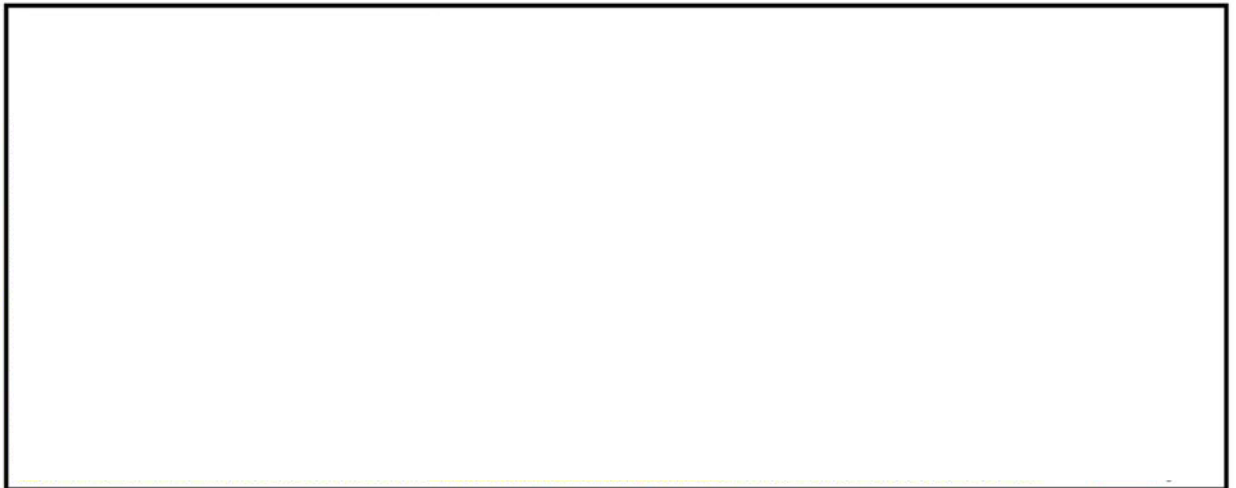
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



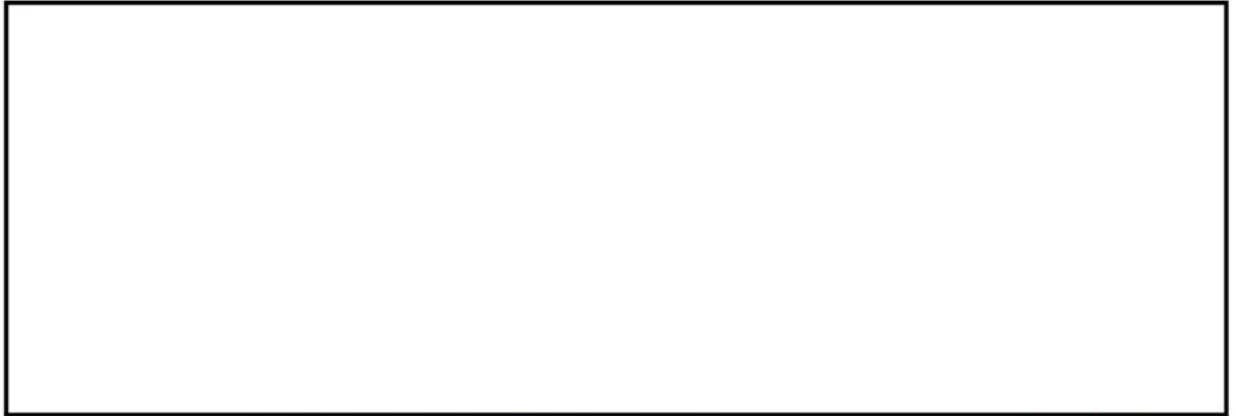
(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(20) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図

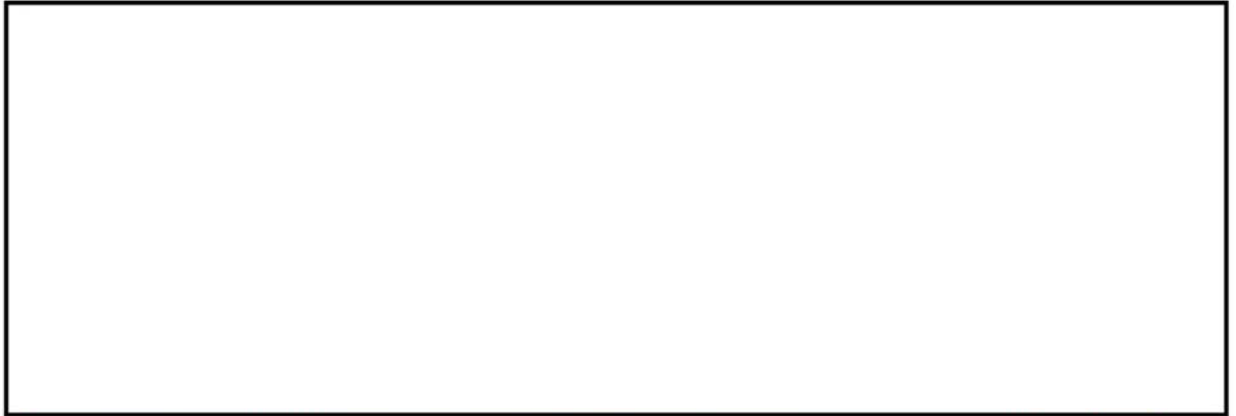


(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(21) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ ) \*  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 2.4-15(22) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



(6) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値の分布を示す。①－①断面における過剰間隙水圧比分布を図 2.4-16 に、④－④断面における過剰間隙水圧比分布を図 2.4-17 に、⑥－⑥断面における過剰間隙水圧比分布を図 2.4-18 に示す。

◆ ①－①断面

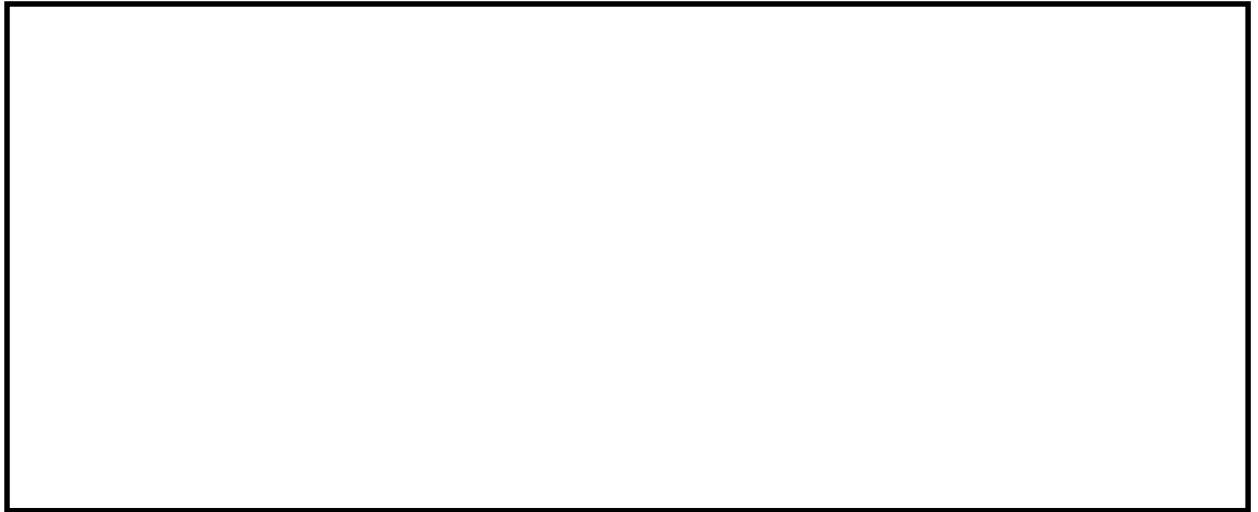


図 2.4-16(1) 取水路(①－①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s$ -D 1 (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

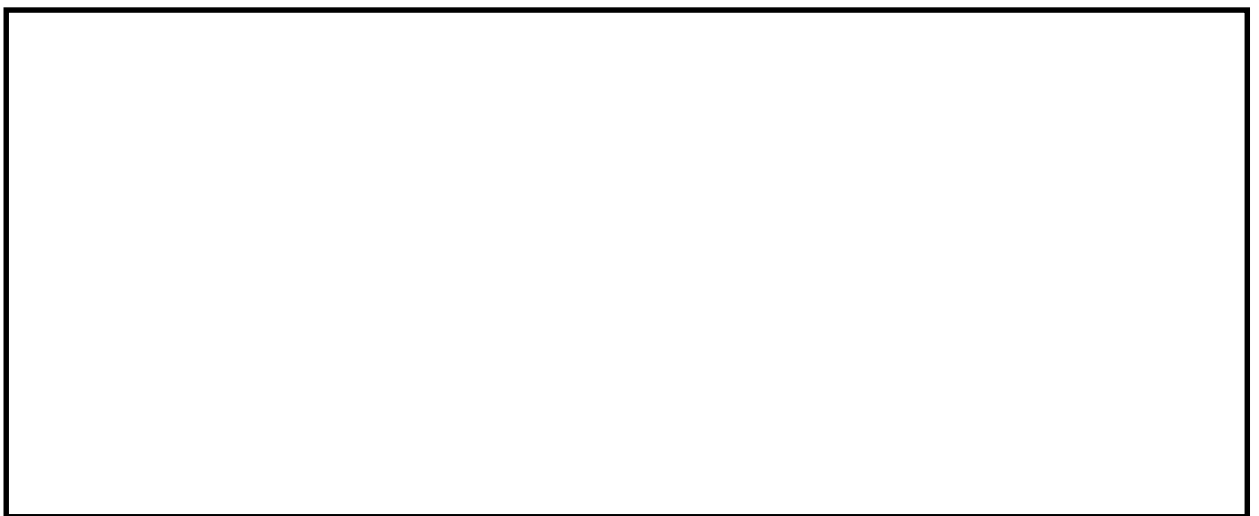


図 2.4-16(2) 取水路(①－①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s$ -D 1 (H+, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



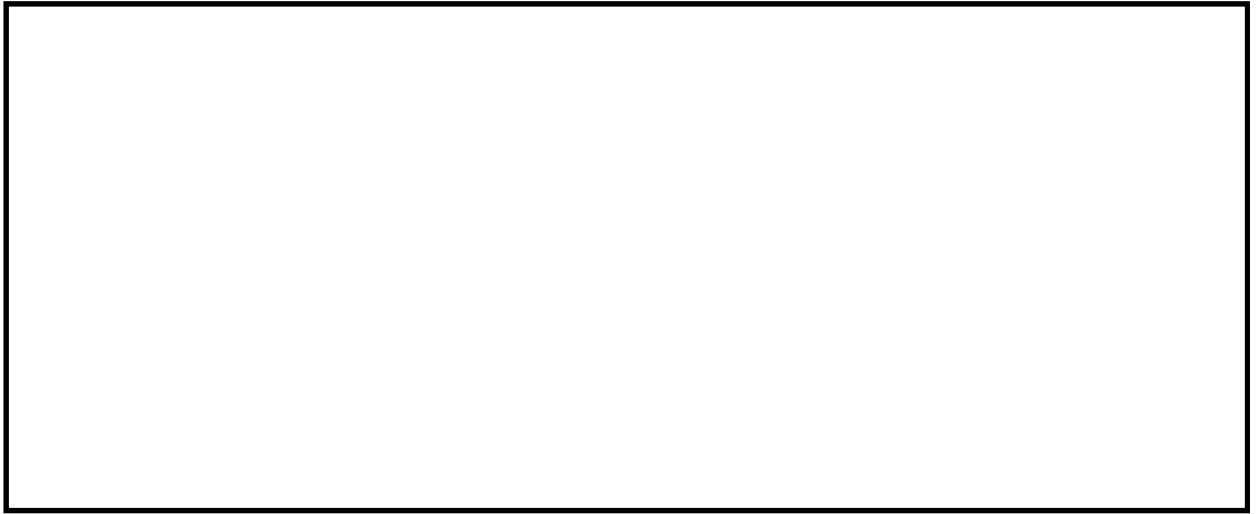


図 2.4-16(3) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-16(4) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



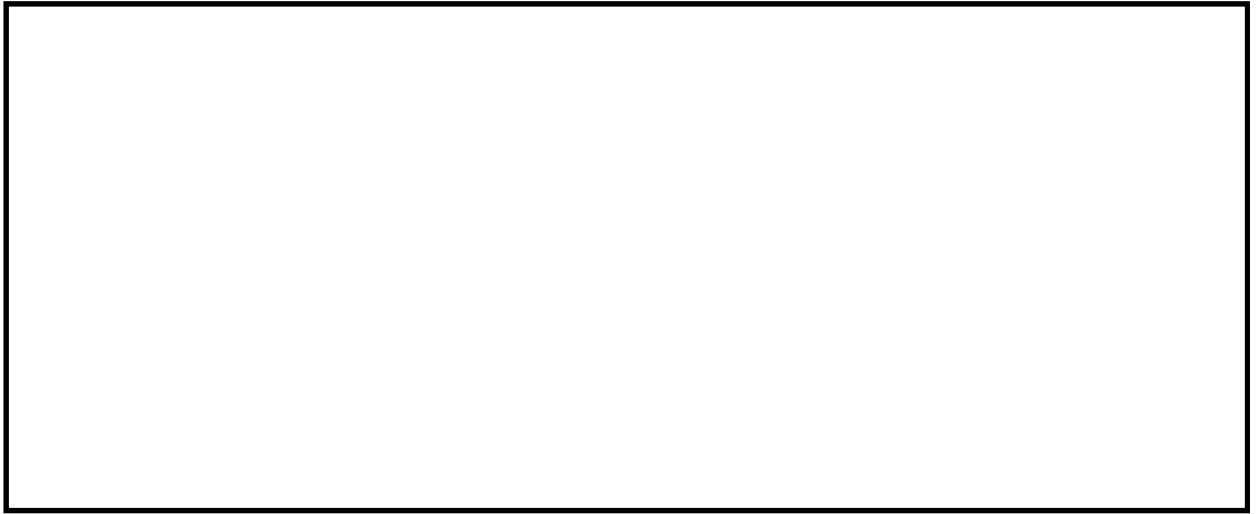


図 2.4-16(5) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-16(6) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



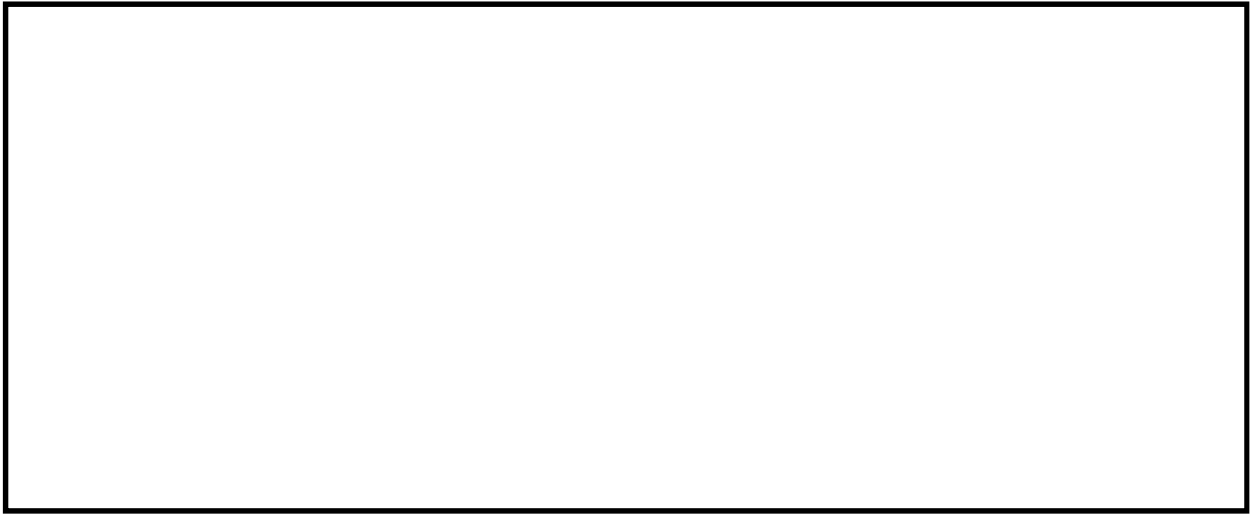


図 2.4-16(7) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-16(8) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



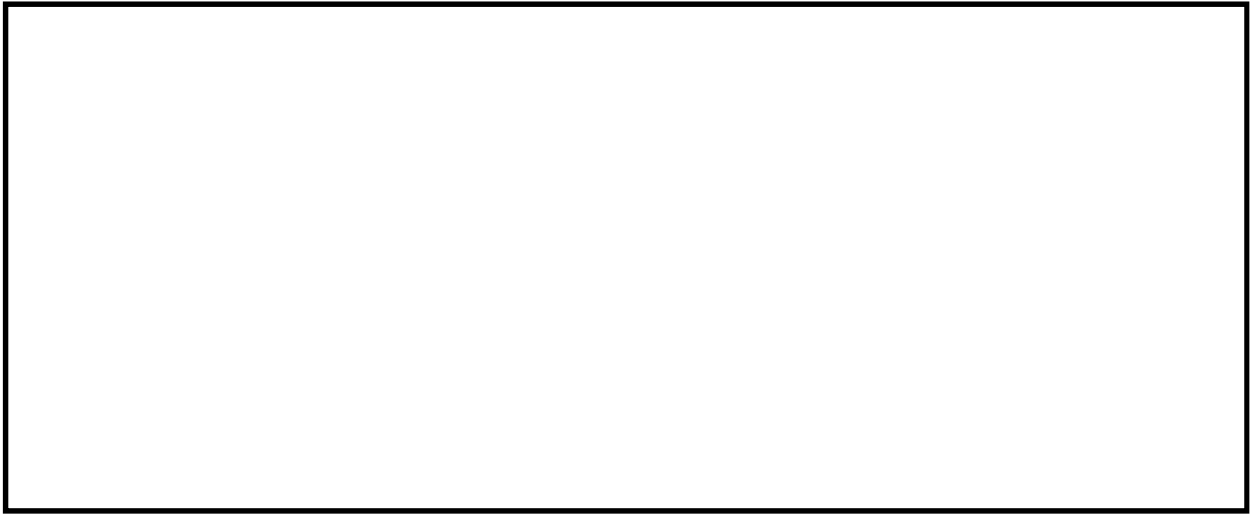


図 2.4-16(9) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 2\ 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-16(10) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 2\ 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



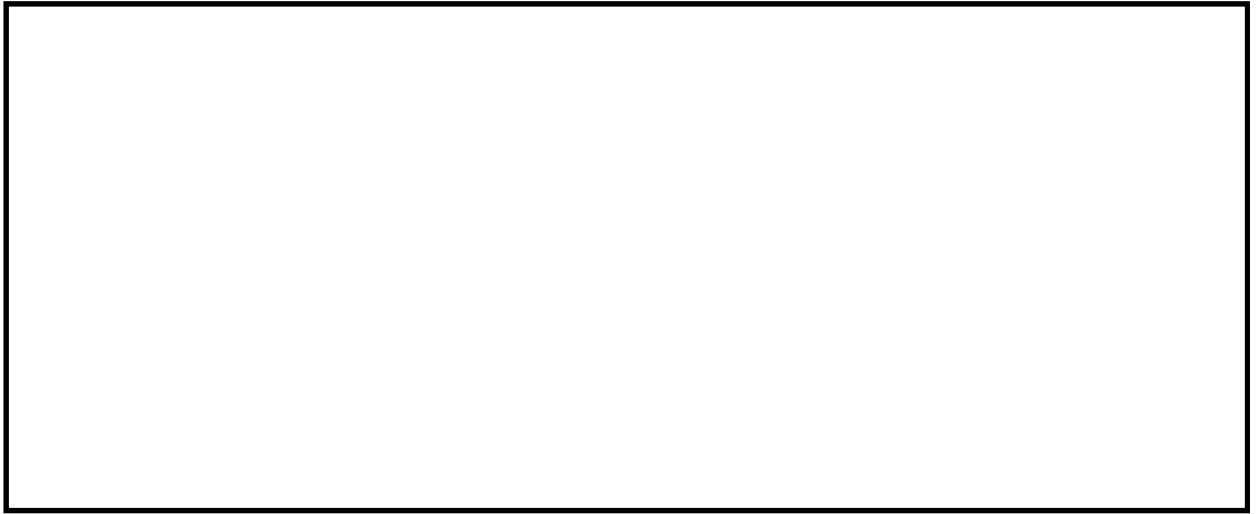


図 2.4-16(11) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

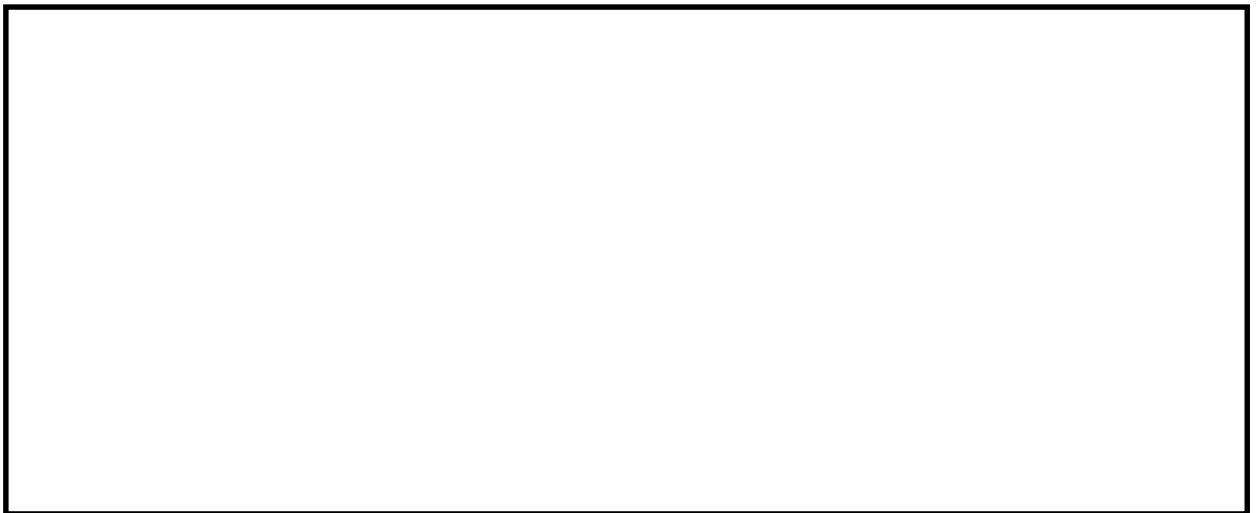


図 2.4-16(12) 取水路(①-①断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



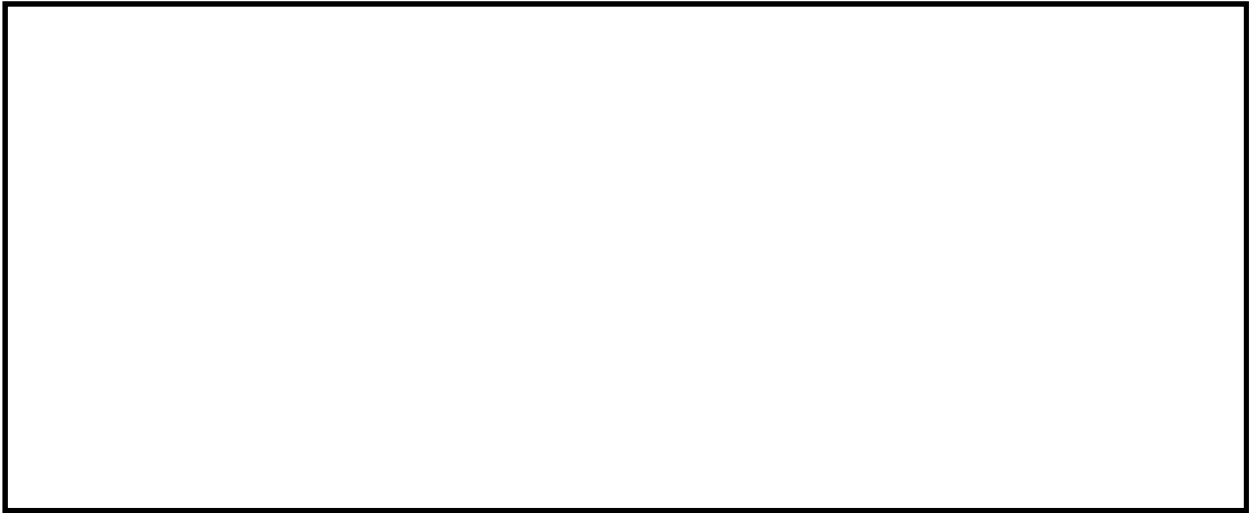


図 2.4-16(13) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-16(14) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ ) \*  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



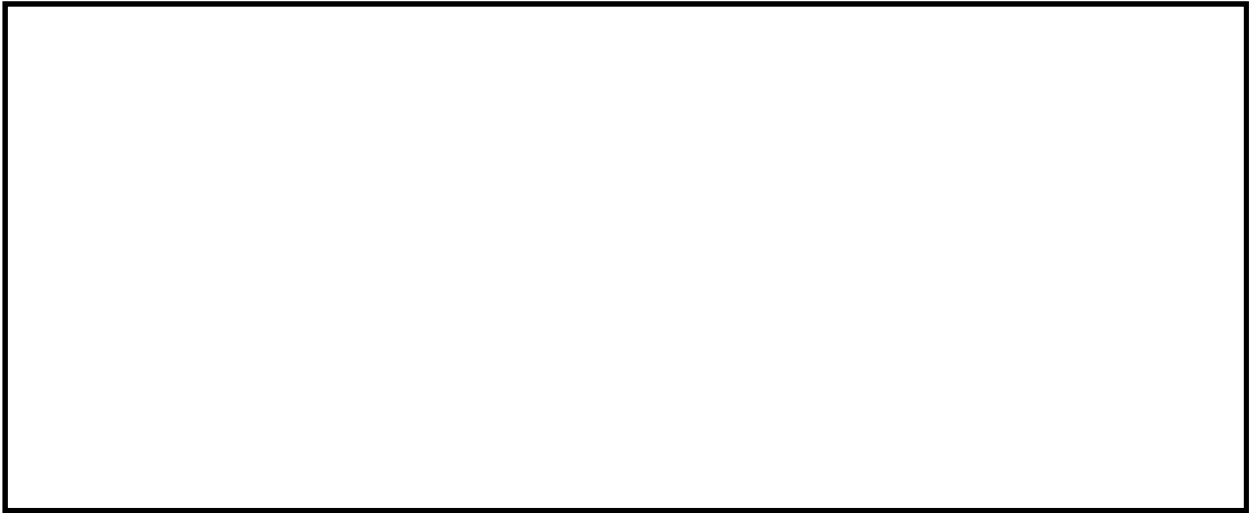


図 2.4-16(15) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動

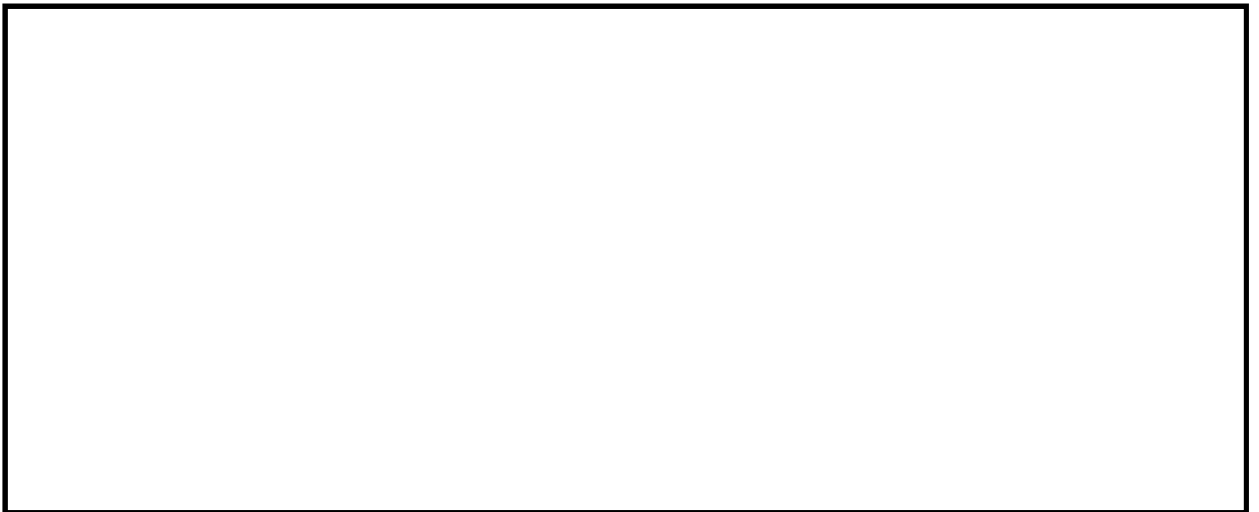


図 2.4-16(16) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D.1 (H-, V+)$ ) \*  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)  
\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



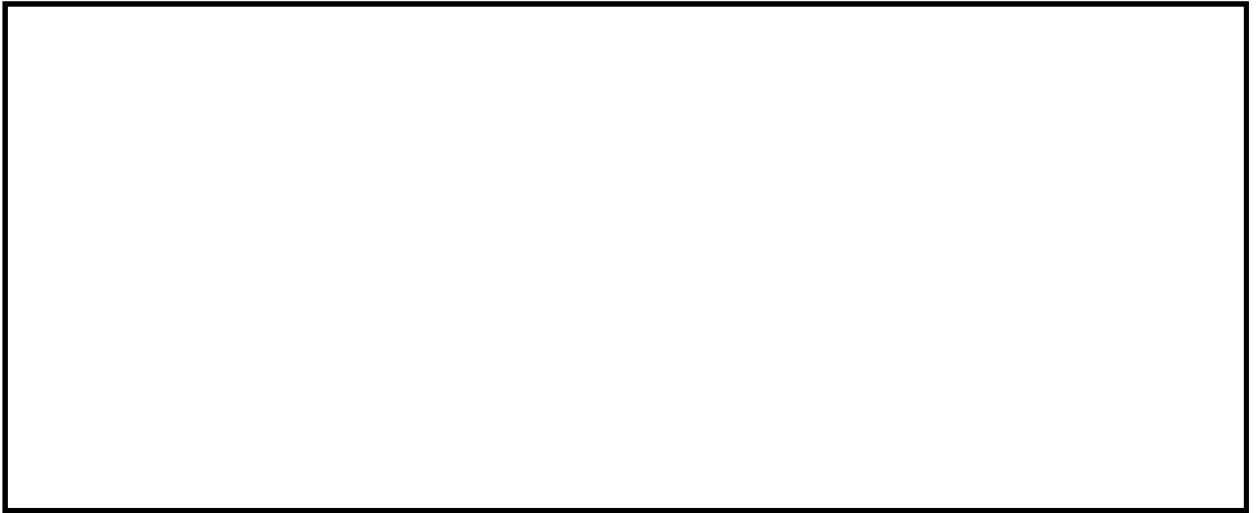


図 2.4-16(17) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ ) \*  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動

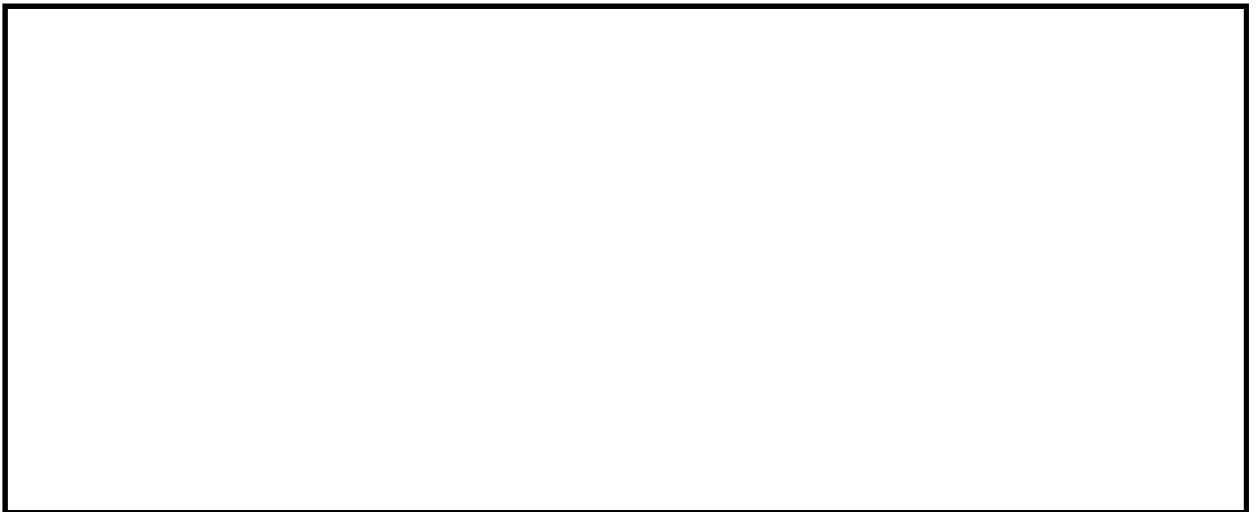


図 2.4-16(18) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ ) \*  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



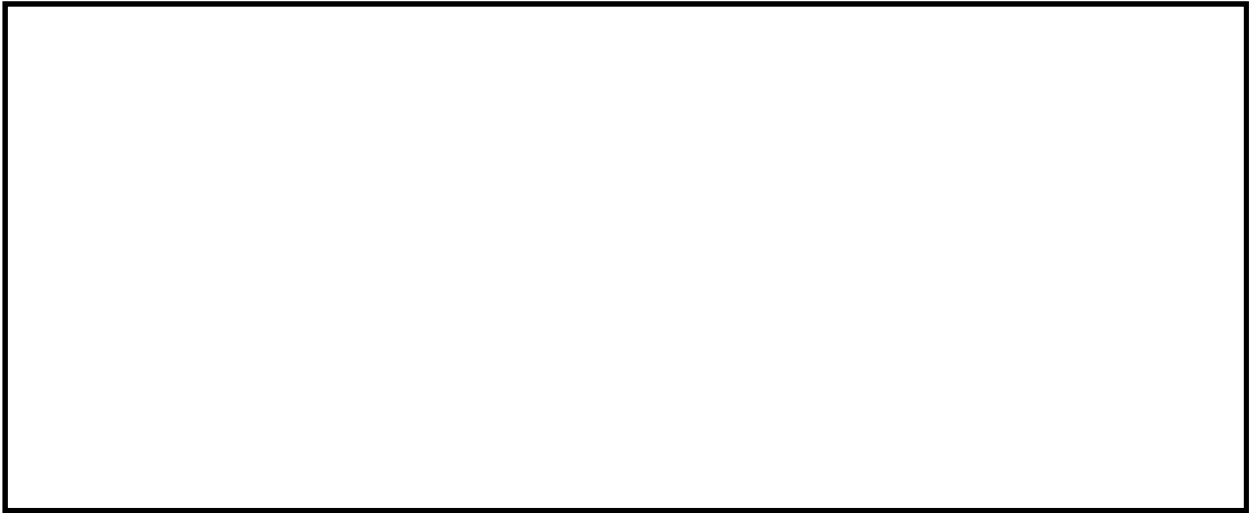


図 2.4-16(19) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

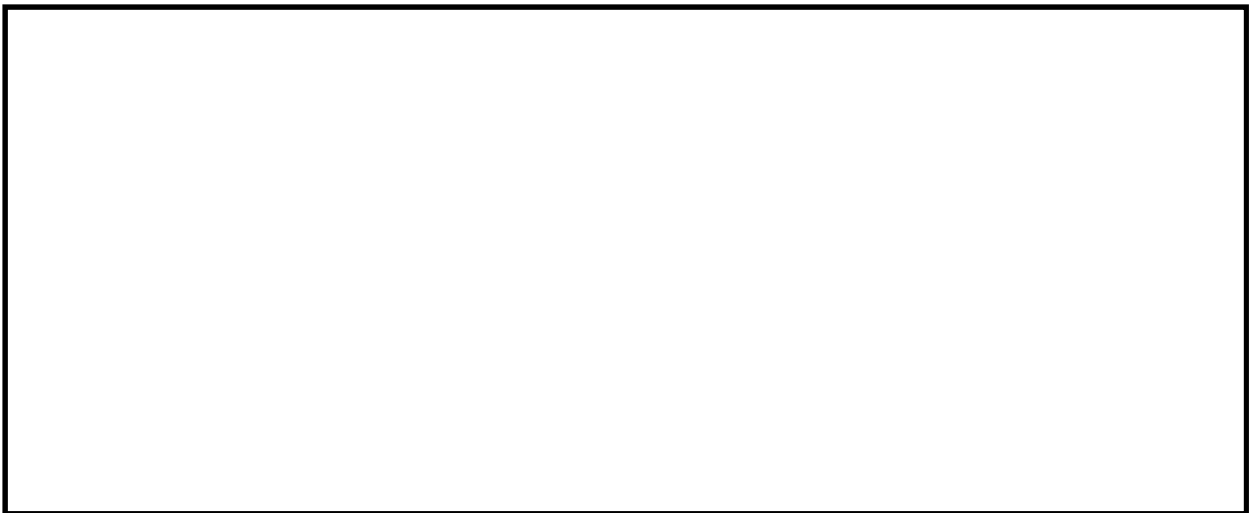


図 2.4-16(20) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



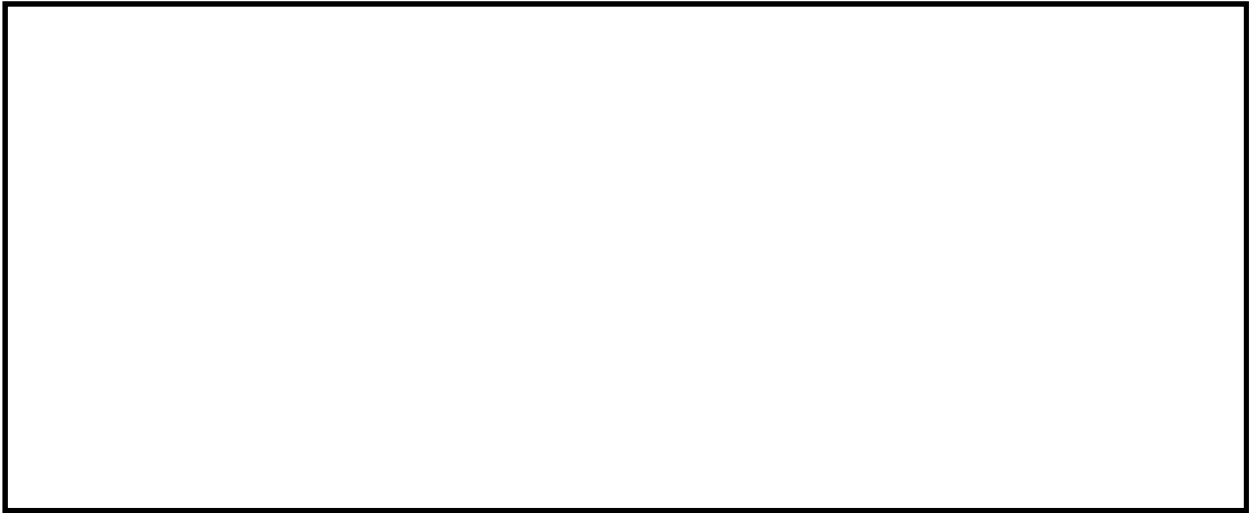


図 2.4-16(21) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動

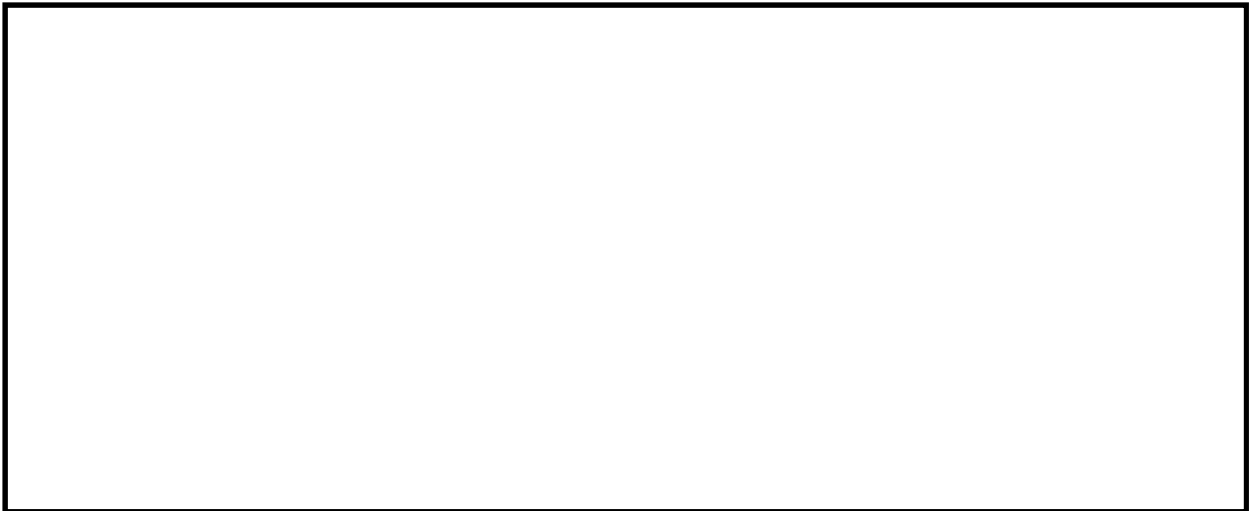


図 2.4-16(22) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ ) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



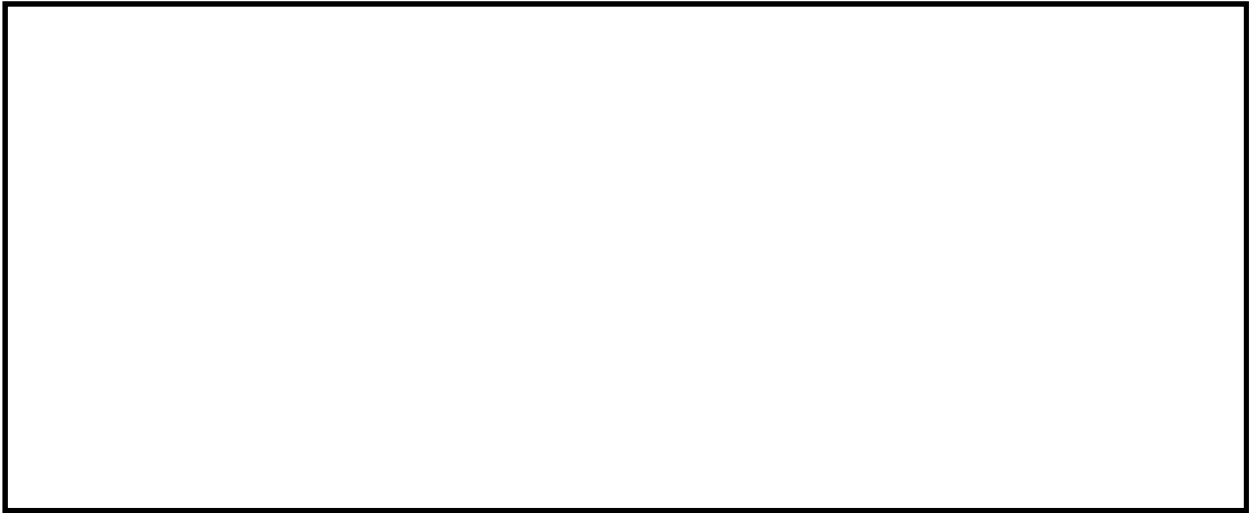


図 2.4-16(23) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ ) \*  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)  
\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-16(24) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ ) \*  
(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)  
\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



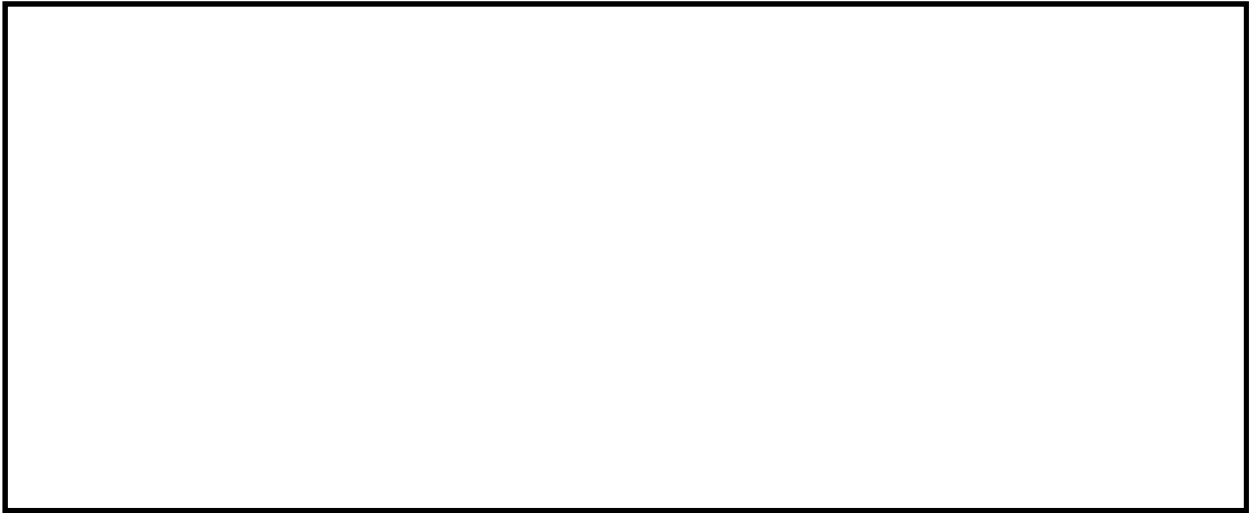


図 2.4-16(25) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V+)) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-16(26) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



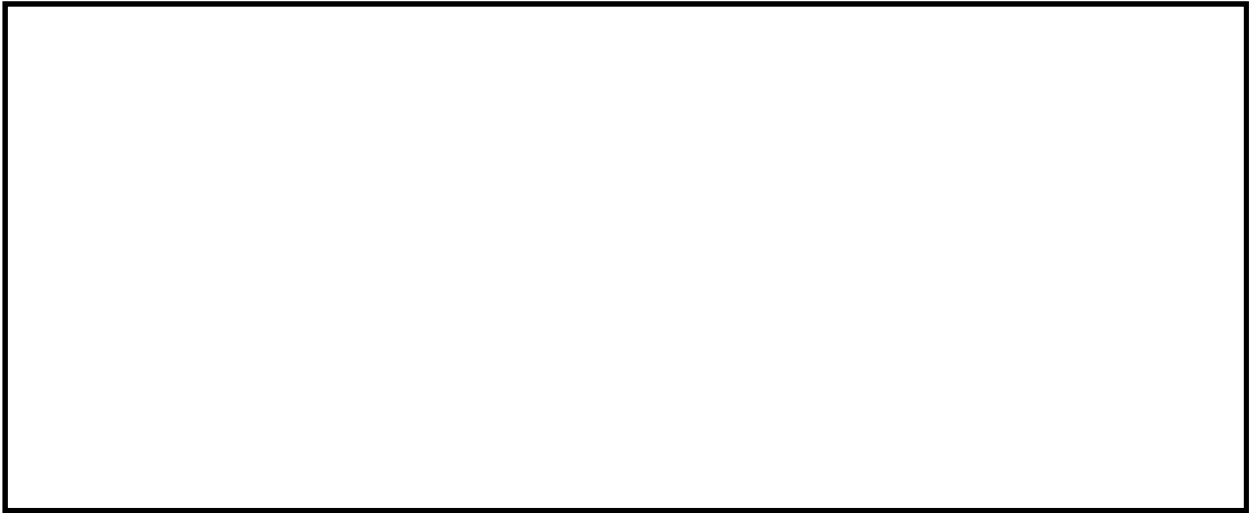


図 2.4-16(27) 取水路(①-①断面)の最過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 (H +, V +)$ ) \*  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



◆ ④－④断面

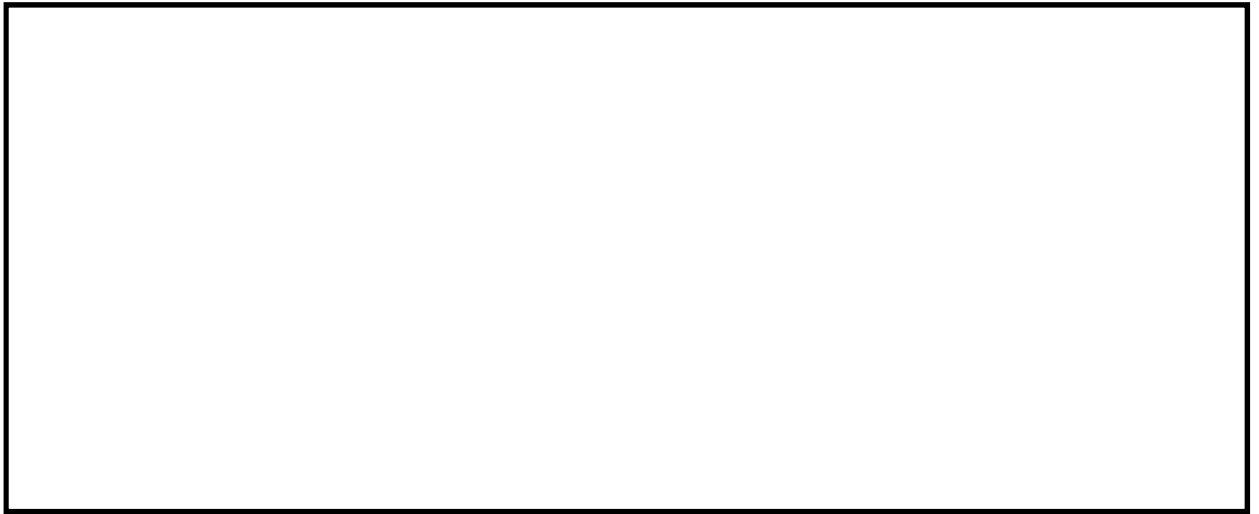


図 2.4-17(1) 取水ピット(④－④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-17(2) 取水ピット(④－④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H+, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



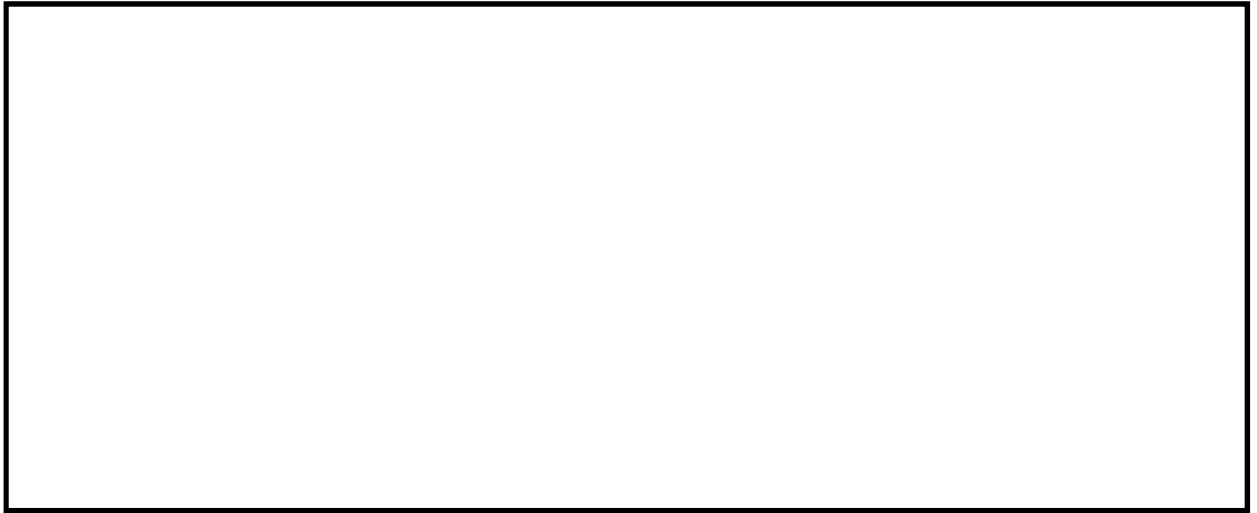


図 2.4-17(3) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

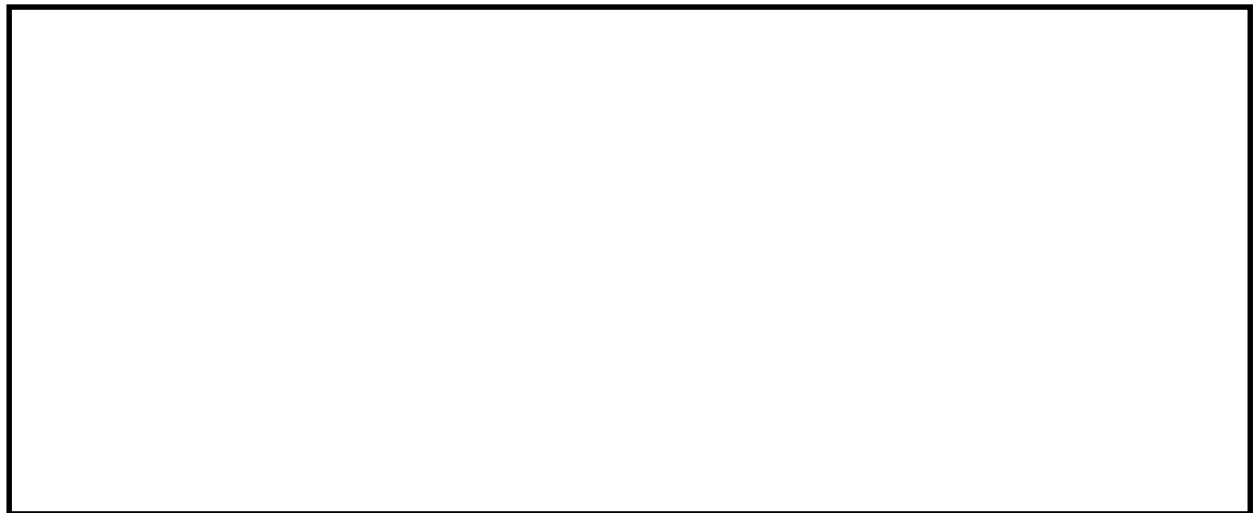


図 2.4-17(4) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



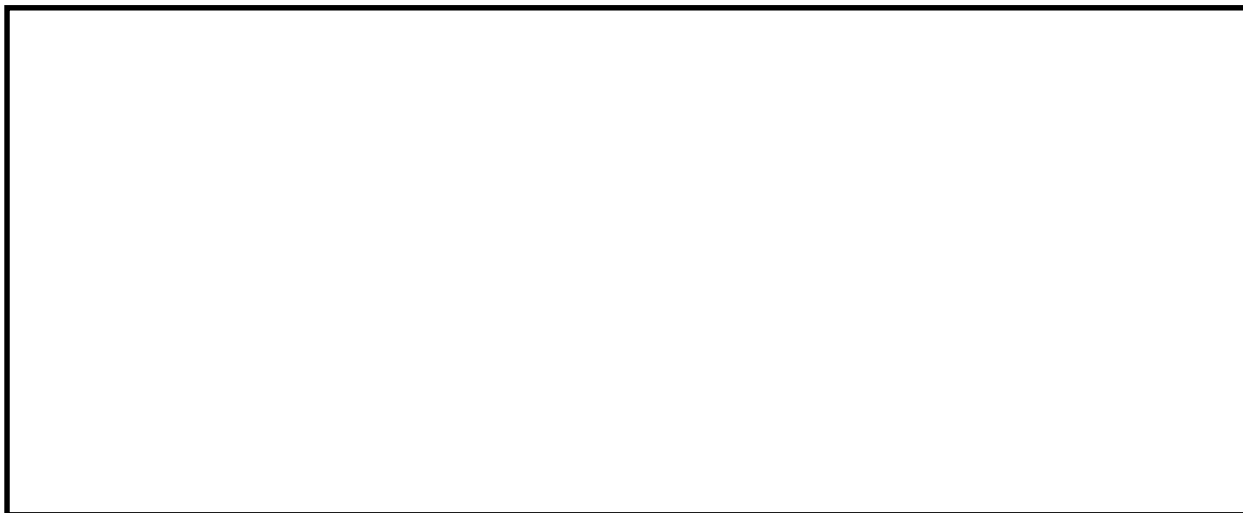


図 2.4-17(5) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-17(6) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-17(7) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

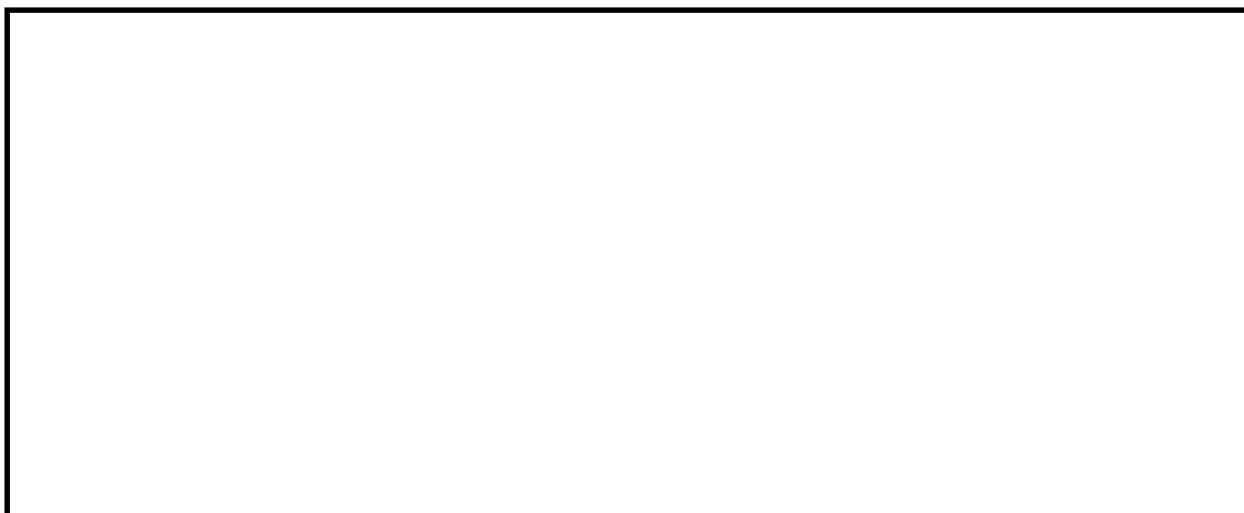


図 2.4-17(8) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



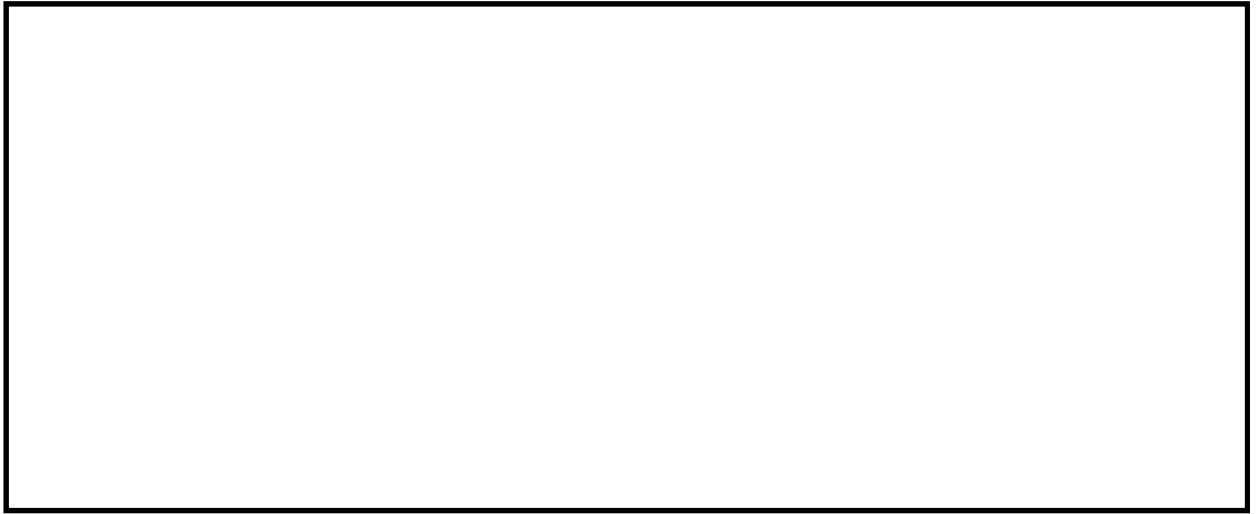


図 2.4-17(9) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-17(10) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



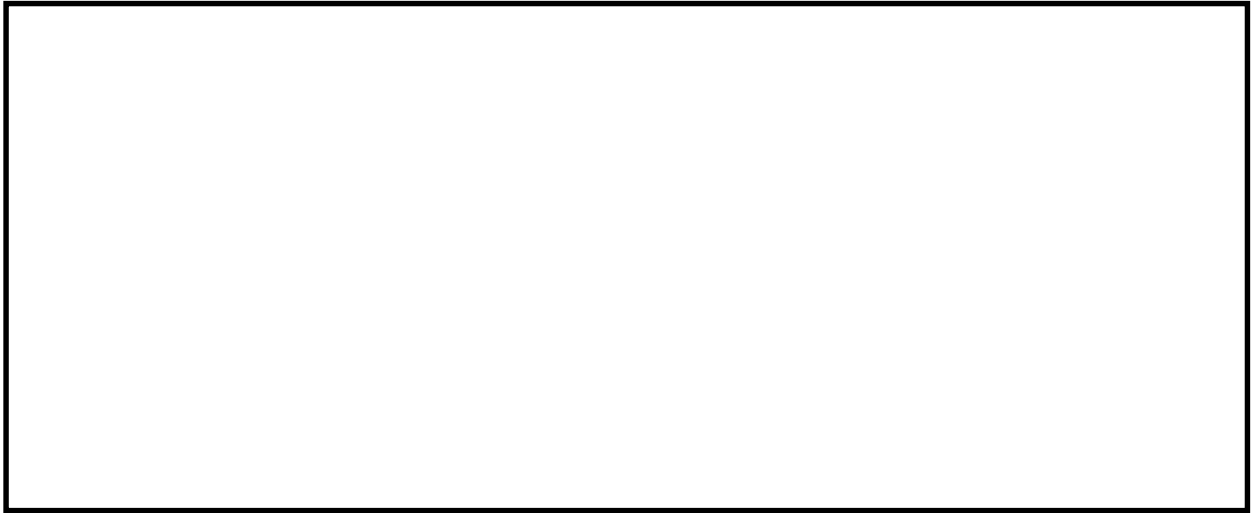


図 2.4-17(11) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-17(12) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



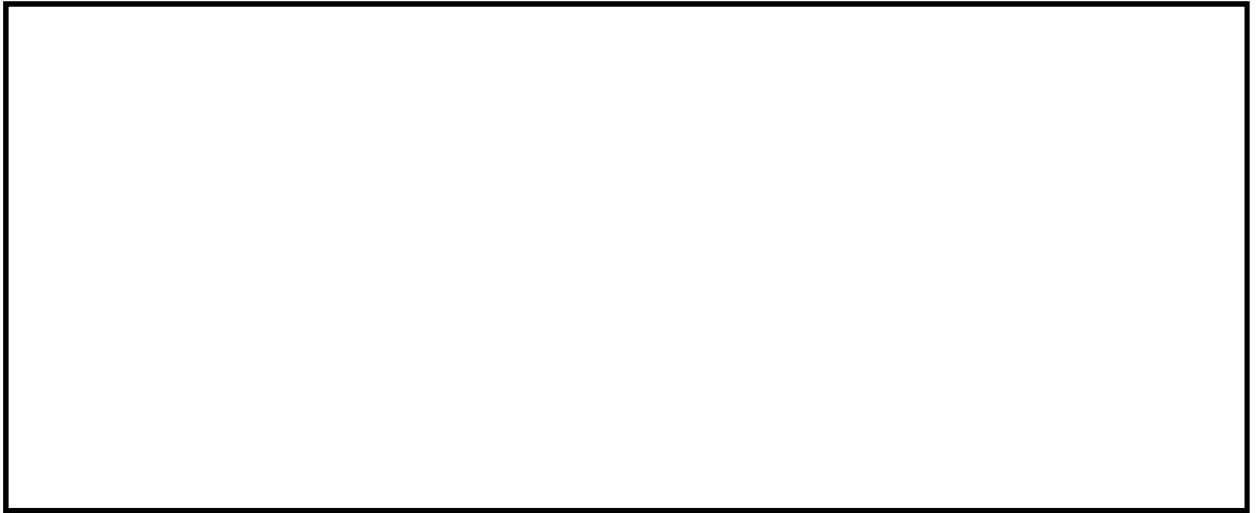


図 2.4-17(13) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

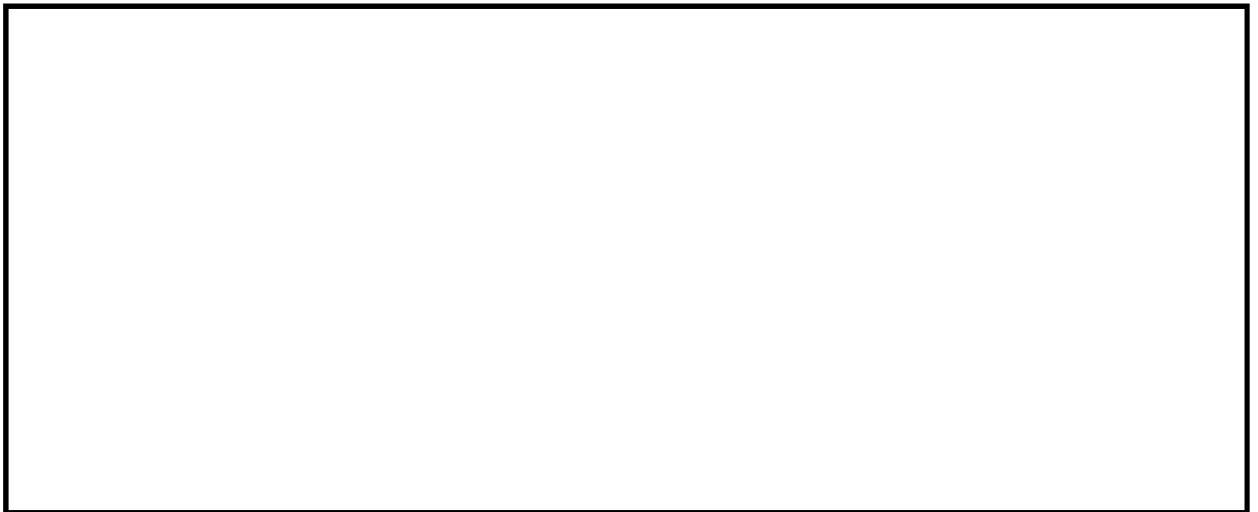


図 2.4-17(14) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



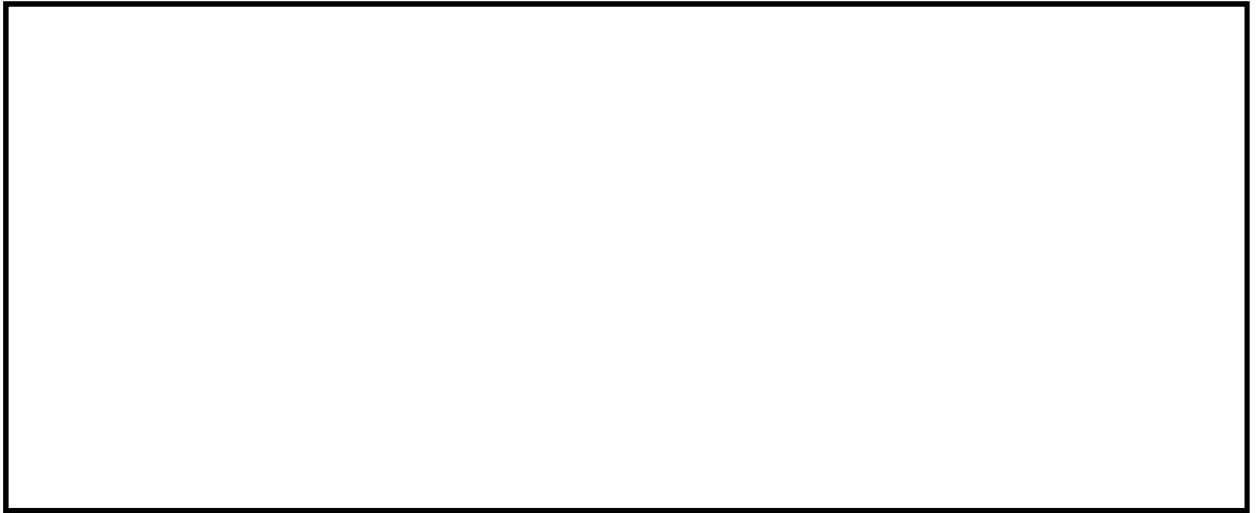


図 2.4-17(15) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-17(16) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



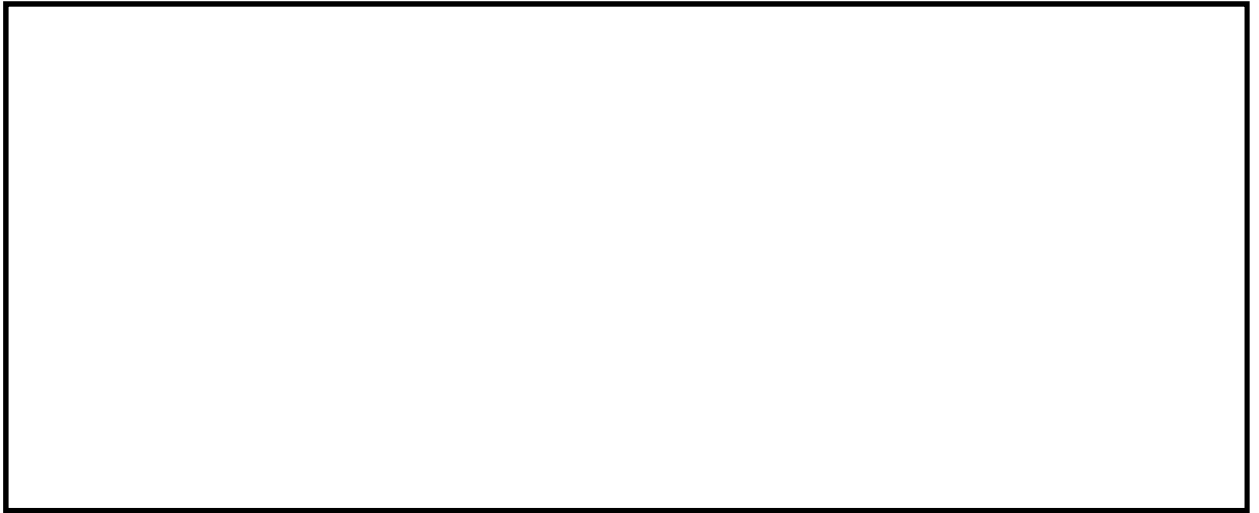


図 2.4-17(17) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦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)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-17(18) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



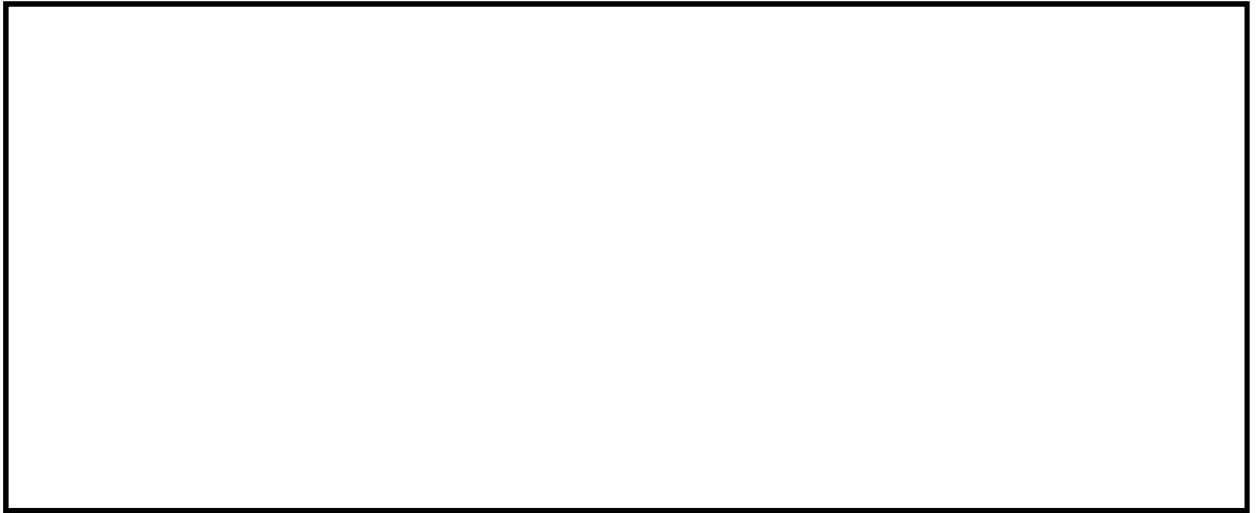


図 2.4-17(19) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-17(20) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



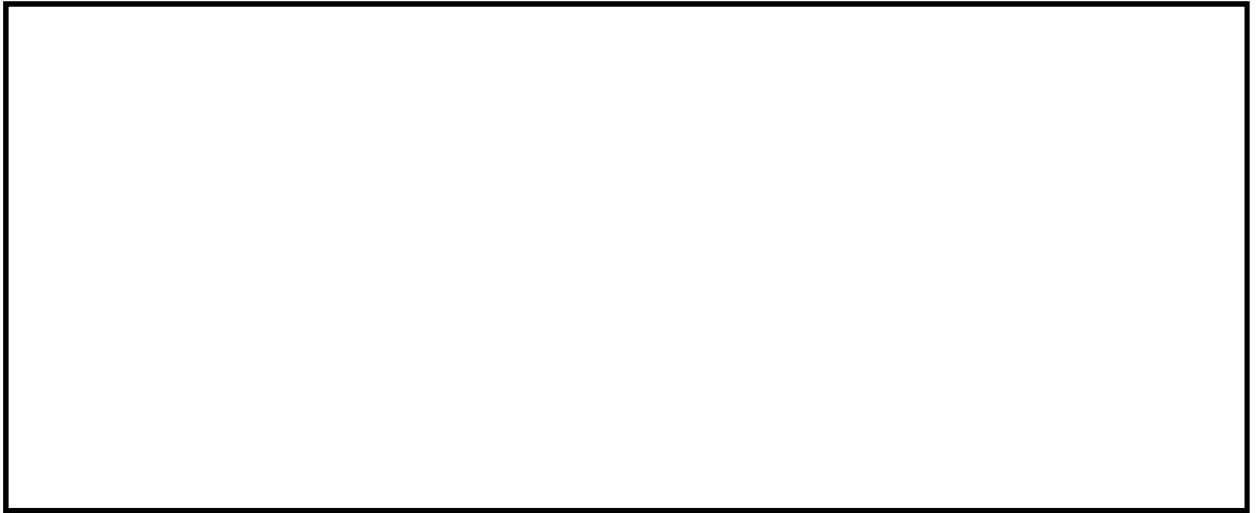


図 2.4-17(21) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

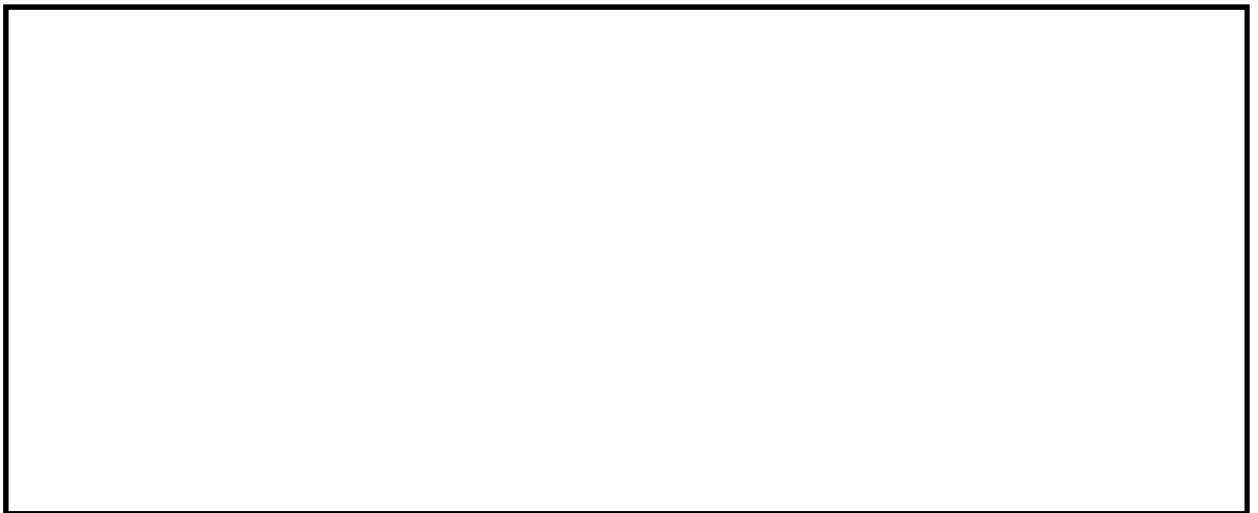


図 2.4-17(22) 取水ピット(④-④断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



◆ ⑥－⑥断面

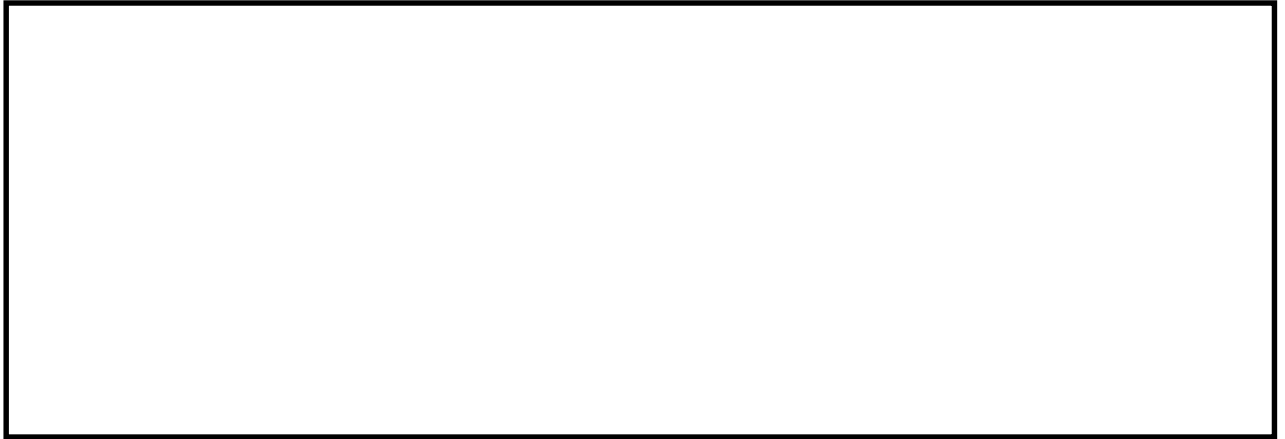


図 2.4-18(1) 縦断面(⑥－⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-18(2) 縦断面(⑥－⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H+, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-18(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H-, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-18(4) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1$  (H-, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



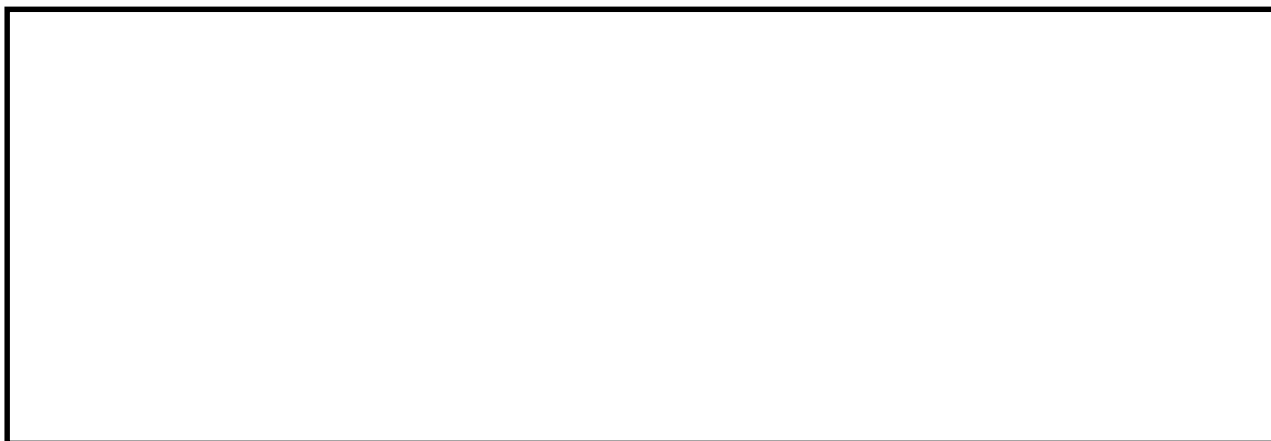


図 2.4-18(5) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-18(6) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



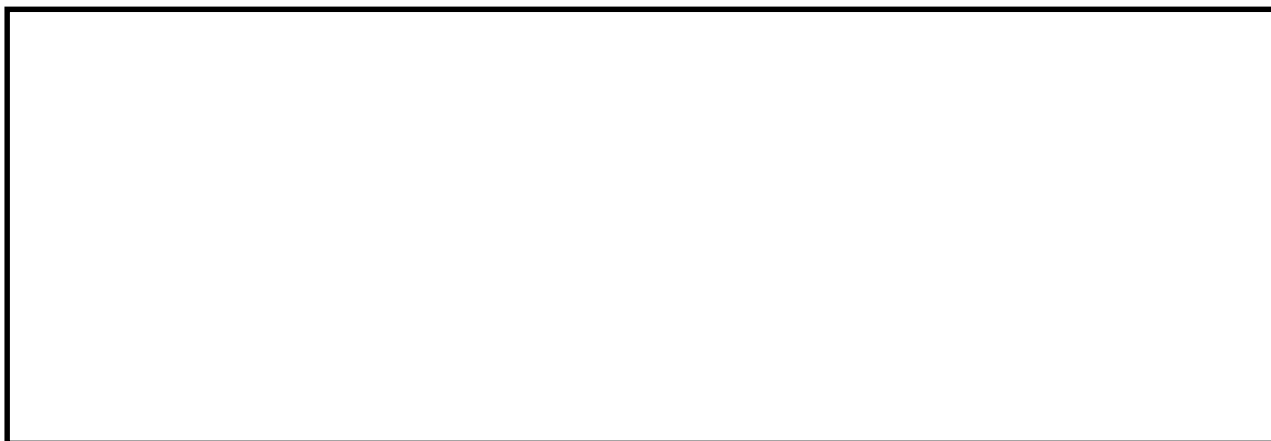


図 2.4-18(7) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-18(8) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



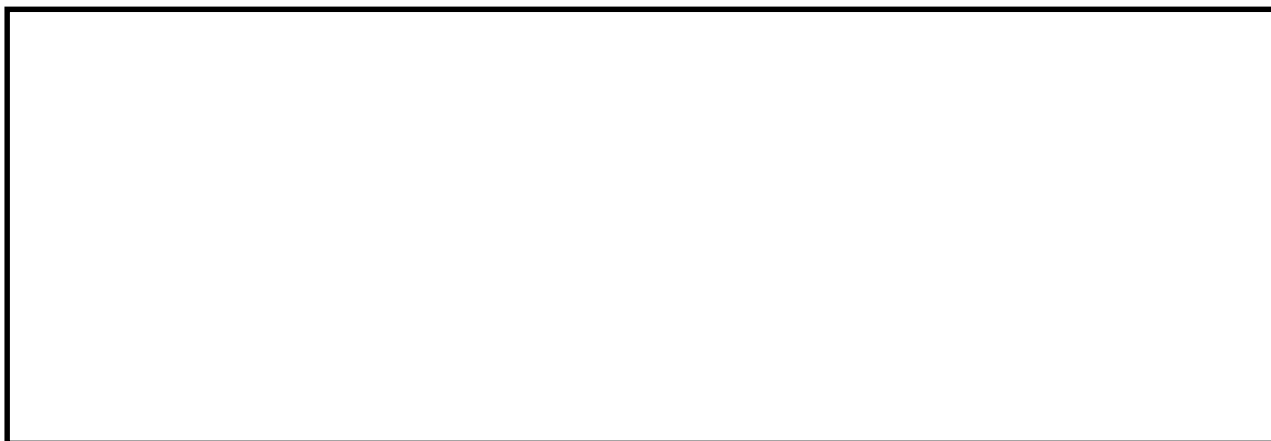


図 2.4-18(9) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 2 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

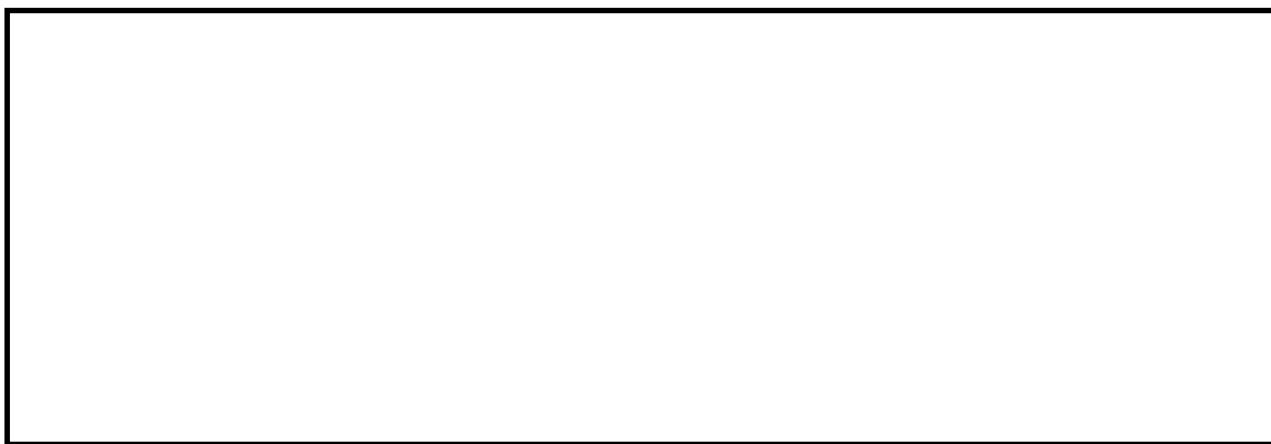


図 2.4-18(10) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 2 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-18(11) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-18(12) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-18(13) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-18(14) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-18(15) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-18(16) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D.1 (H-, V-)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-18(17) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動

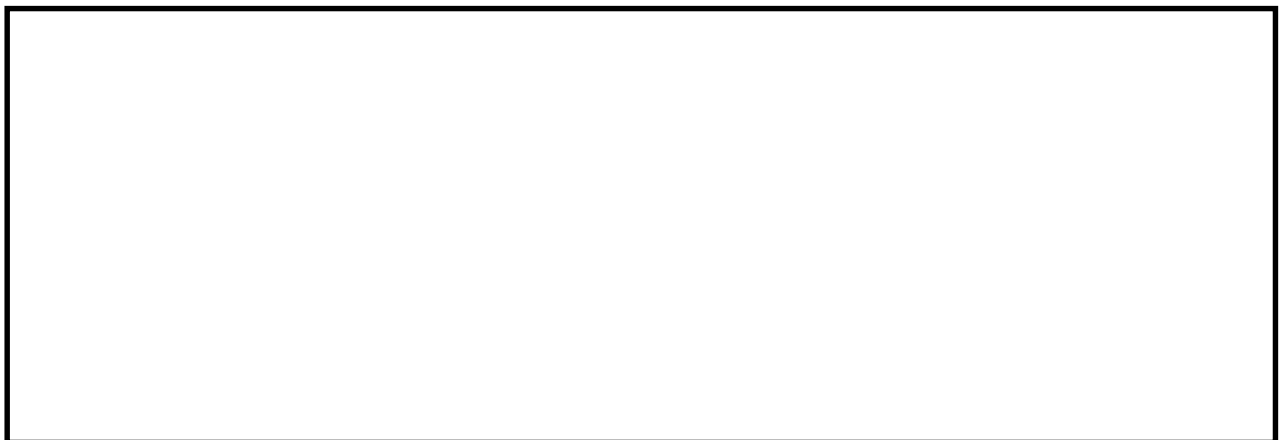


図 2.4-18(18) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



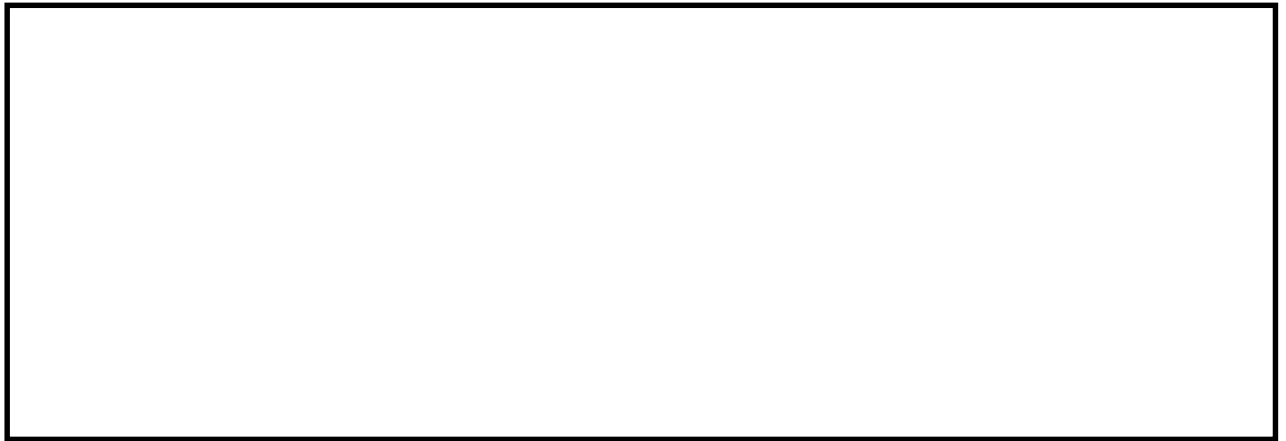


図 2.4-18(19) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ ) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-18(20) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ ) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-18(21) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動

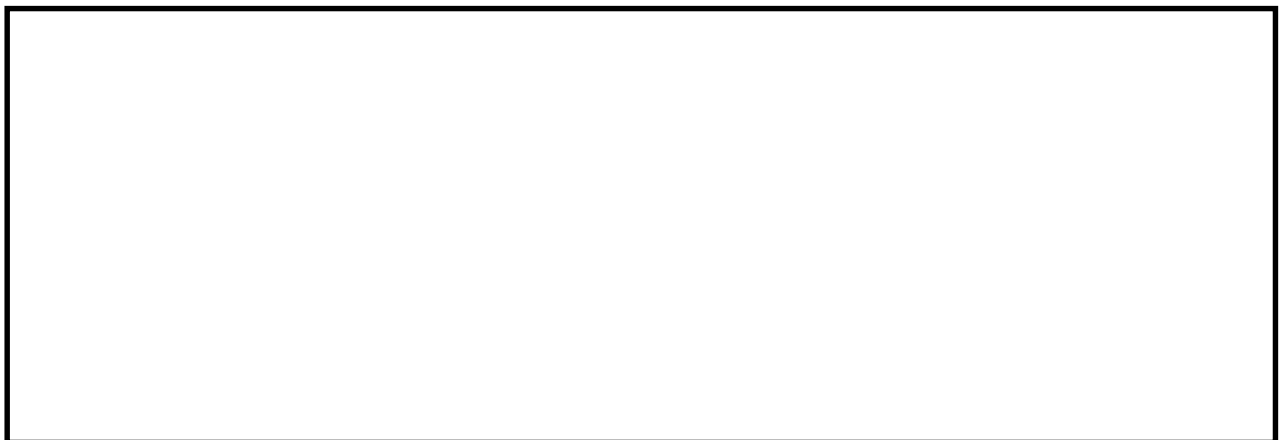


図 2.4-18(22) 縦断面(⑥-⑥断面)の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ ) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



(7) 最大加速度分布

各要素に発生した最大加速度を確認するため、地震応答解析の全時刻における水平方向の最大加速度の分布を示す。①－①断面における最大加速度分布を図 2.4－19 に、④－④断面における最大加速度分布を図 2.4－20 に、⑥－⑥断面における最大加速度分布を図 2.4－21 に示す。

◆ ①－①断面

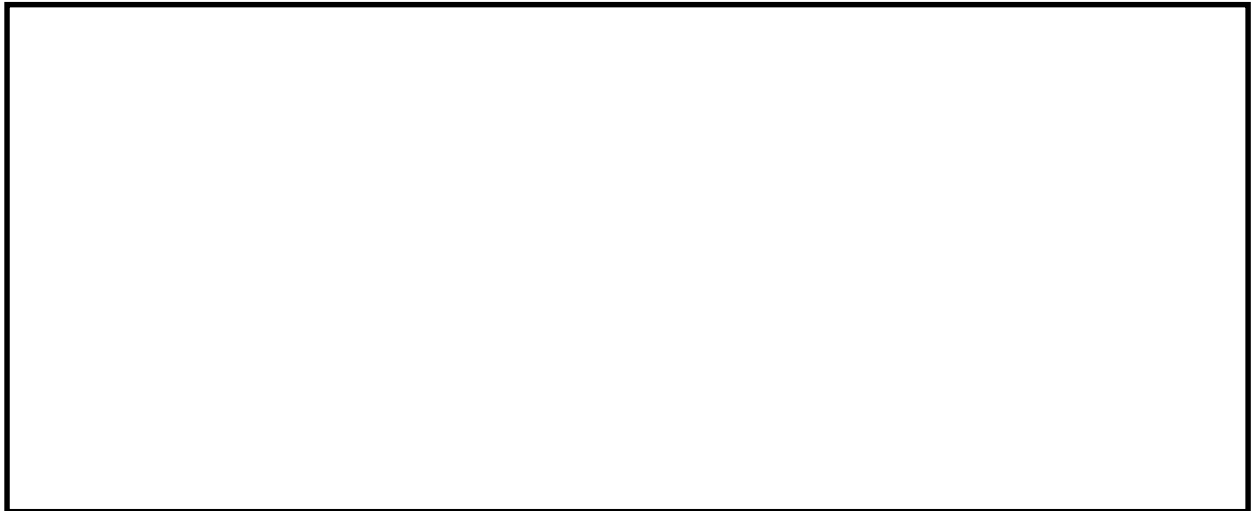


図 2.4－19(1) 取水路(①－①断面)の最大加速度分布 ( $S_s$ －D 1 (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4－19(2) 取水路(①－①断面)の最大加速度分布 ( $S_s$ －D 1 (H+, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-19(3) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-19(4) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-19(5) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

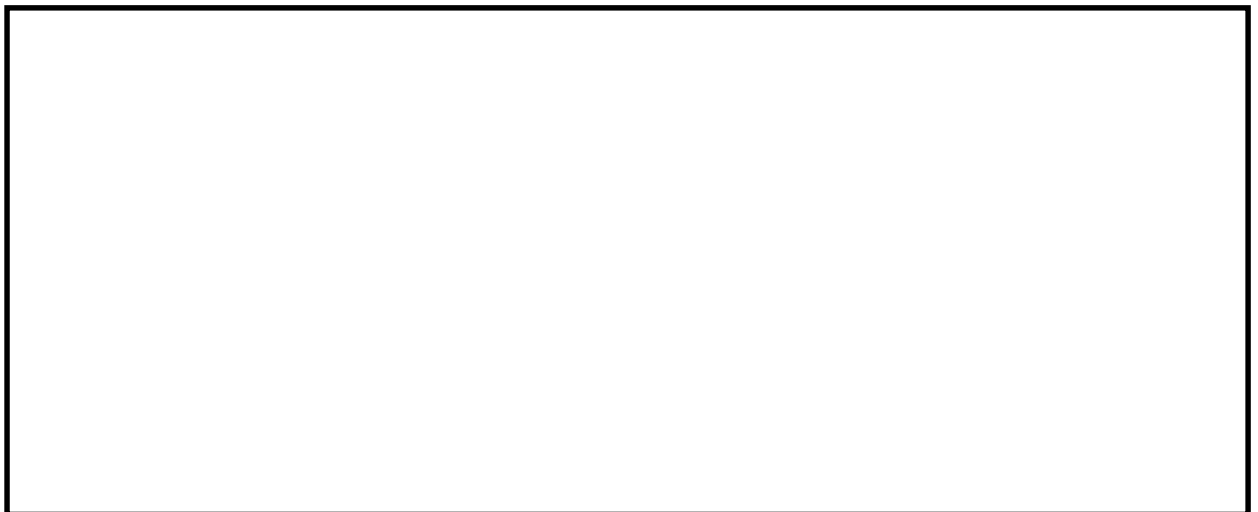


図 2.4-19(6) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



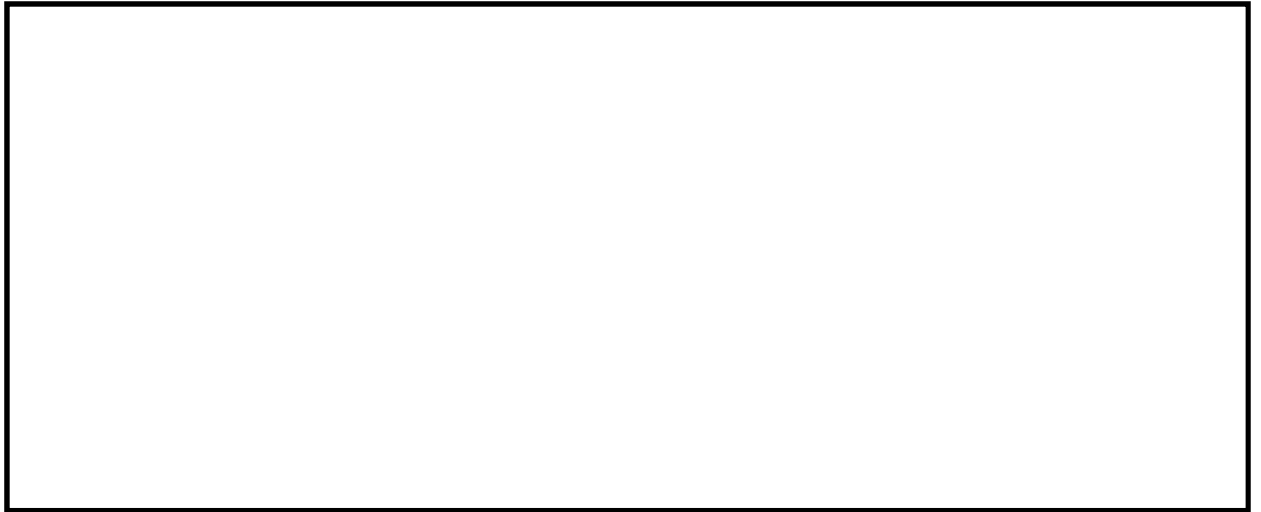


図 2.4-19(7) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 1.3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-19(8) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



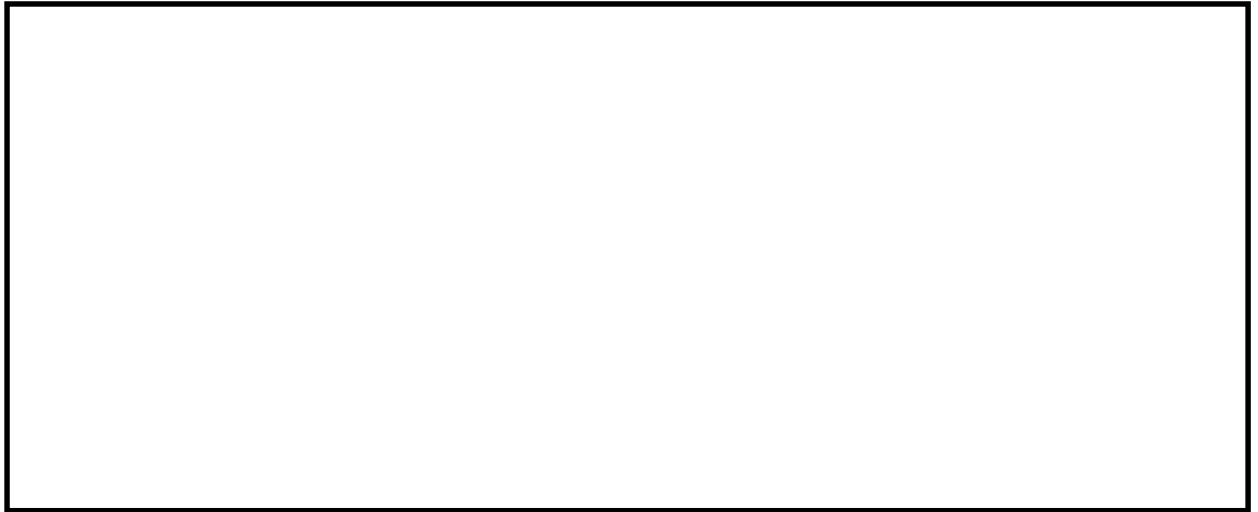


図 2.4-19(9) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 2.1$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

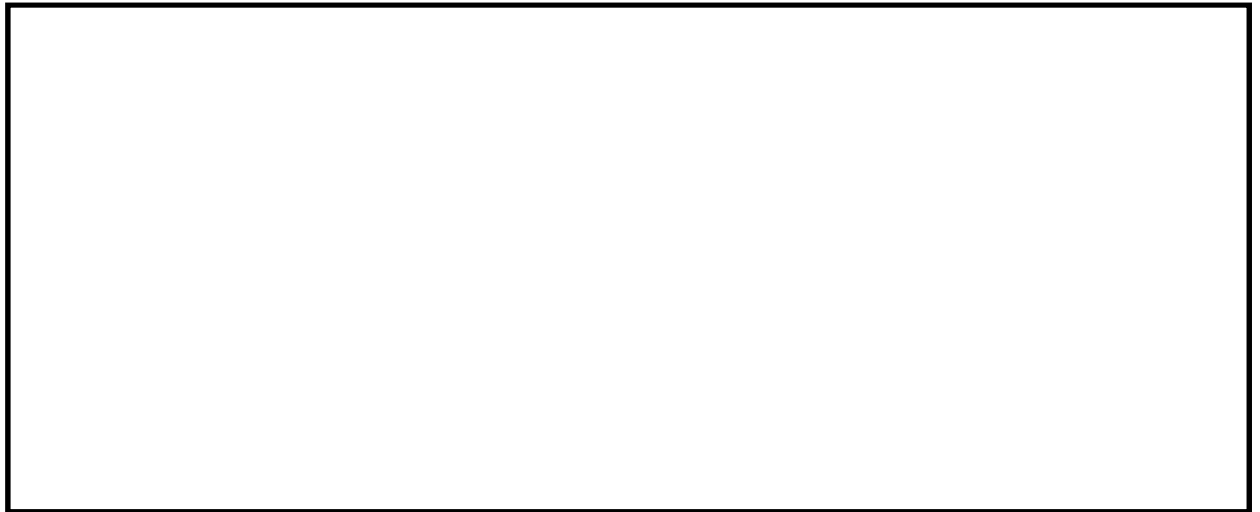


図 2.4-19(10) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 2.2$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



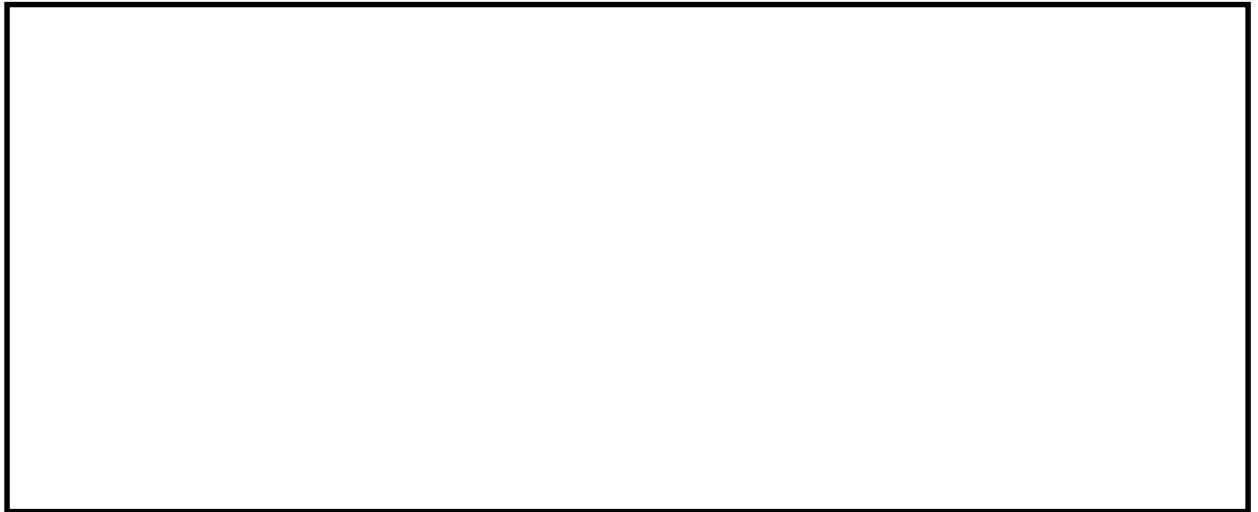


図 2.4-19(11) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

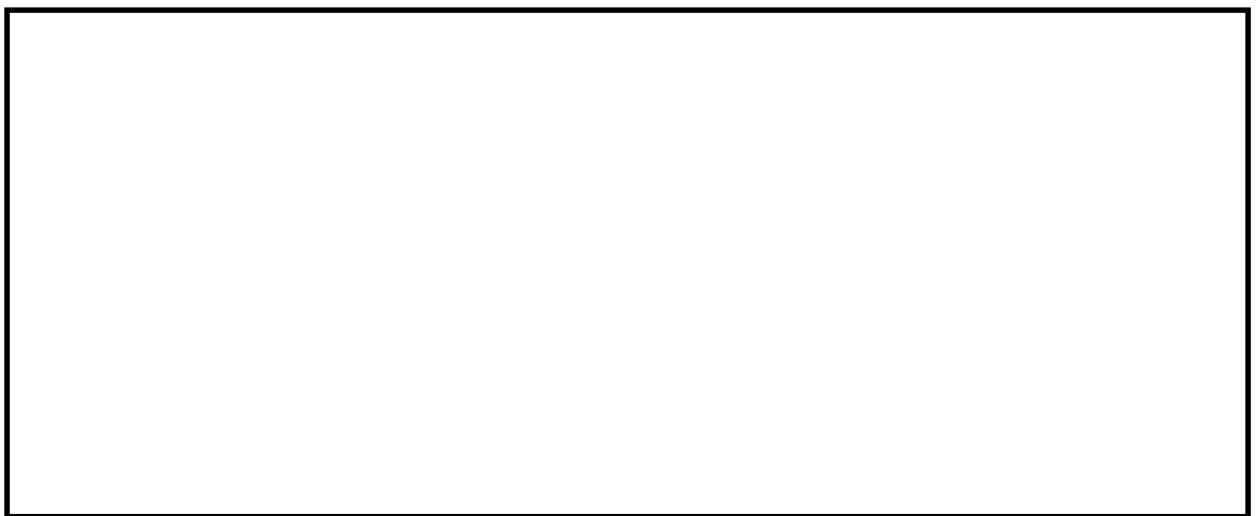


図 2.4-19(12) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



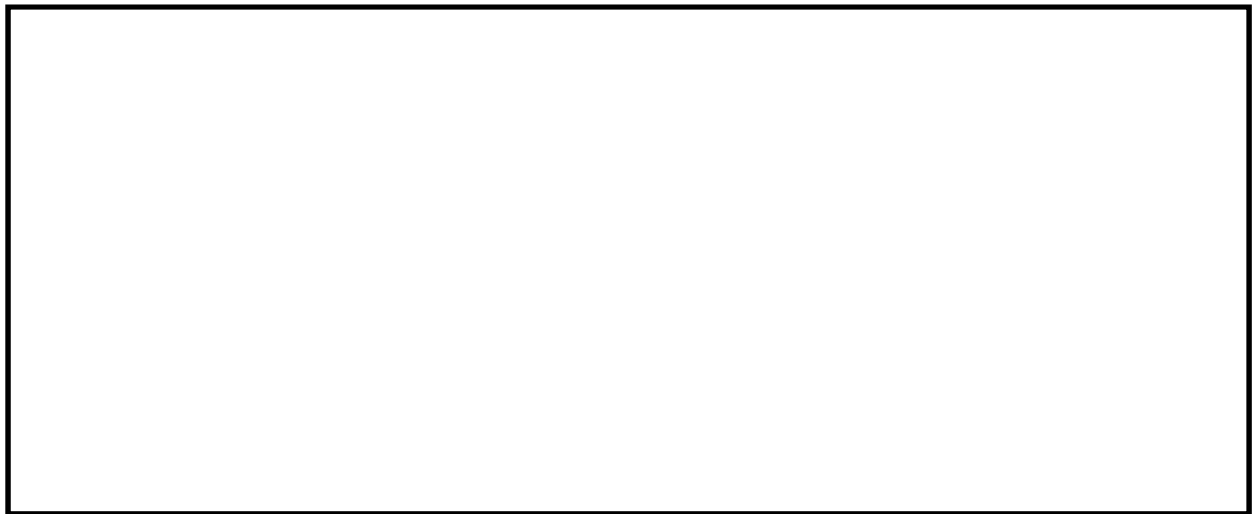


図 2.4-19(13) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

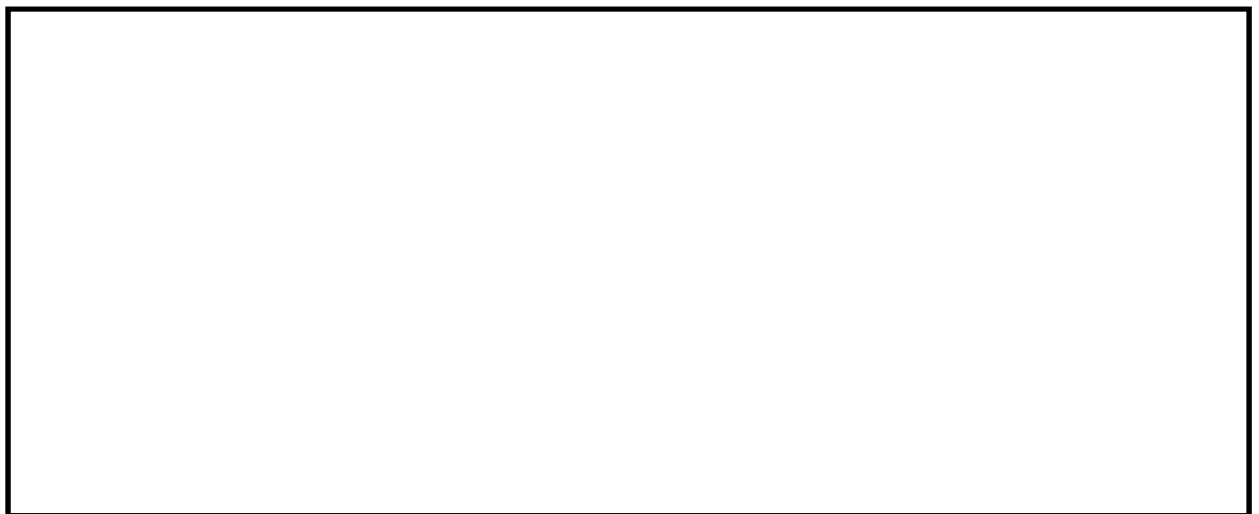


図 2.4-19(14) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



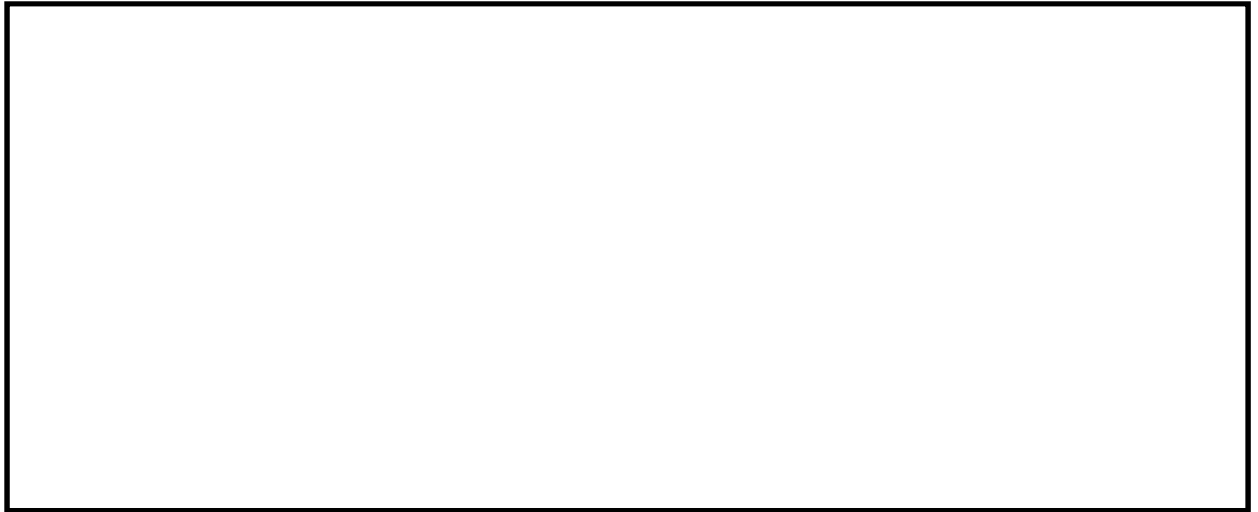


図 2.4-19(15) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+)) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動

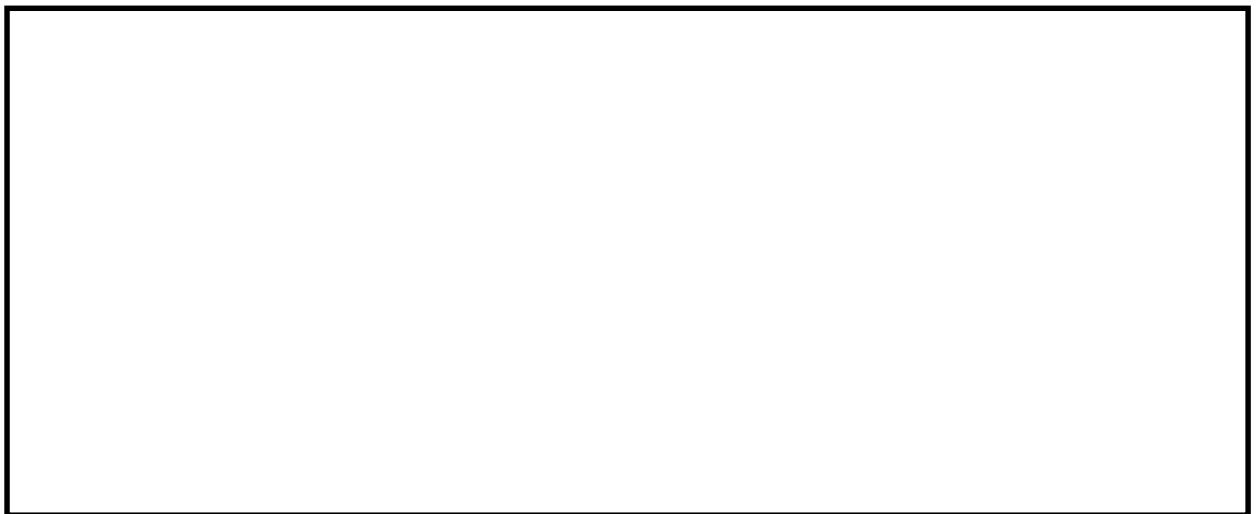


図 2.4-19(16) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D.1$  (H-, V+)) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



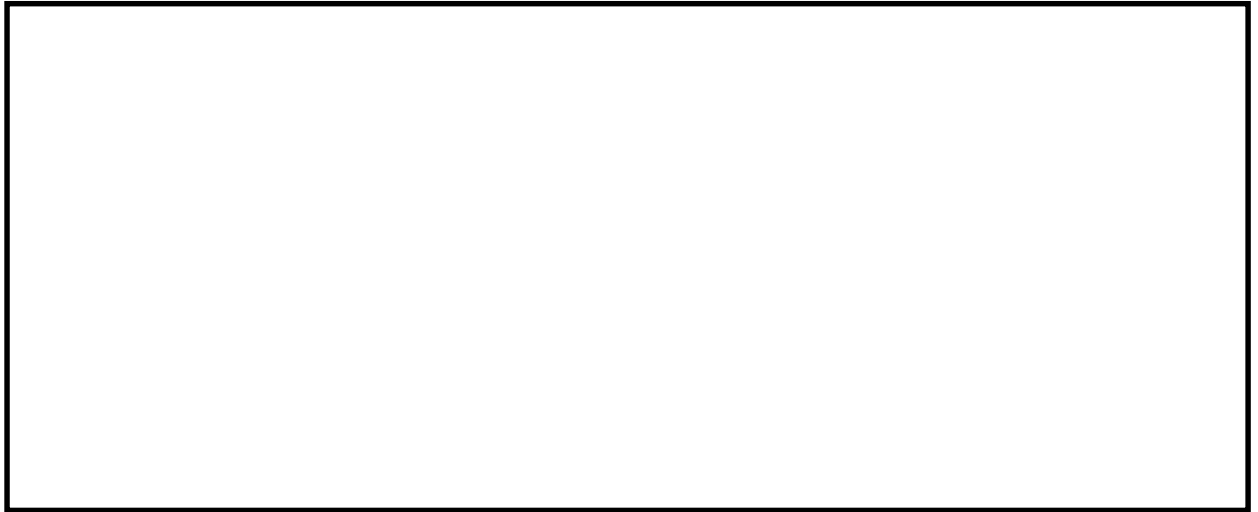


図 2.4-19(17) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D1$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動

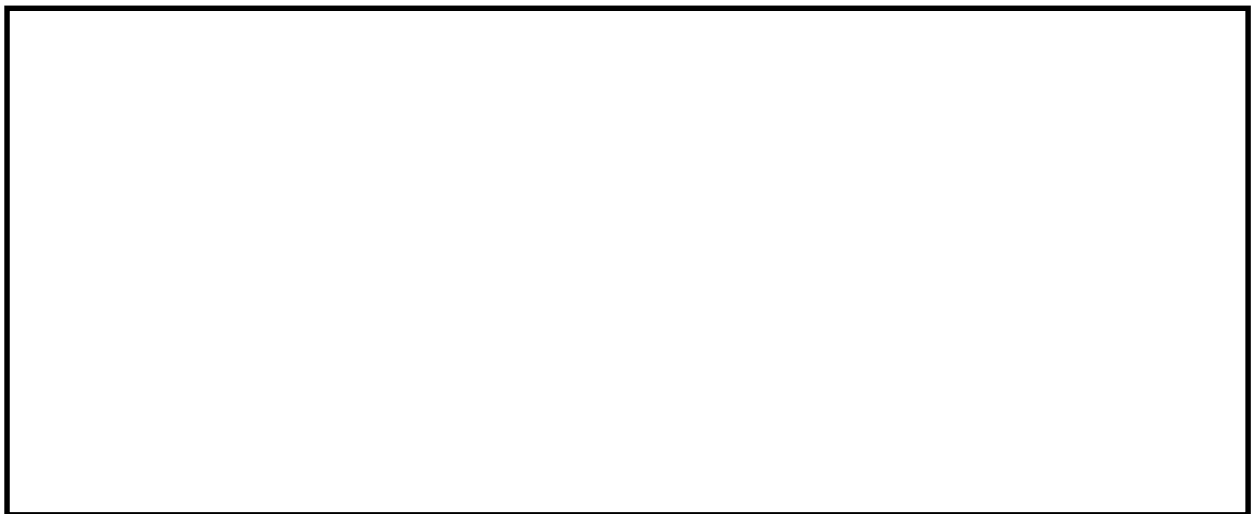


図 2.4-19(18) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



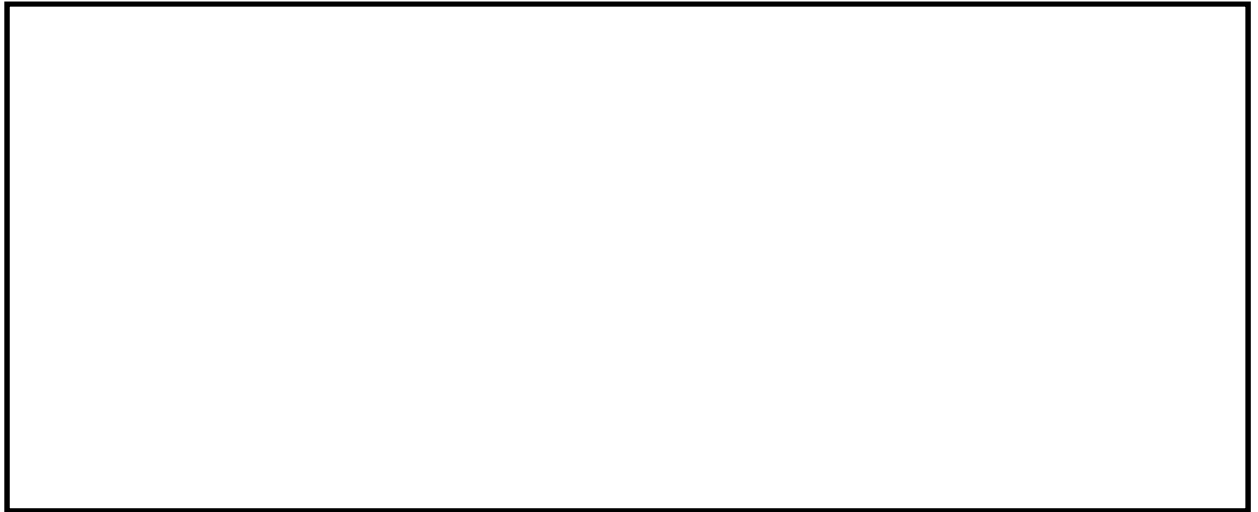


図 2.4-19(19) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-19(20) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ ) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



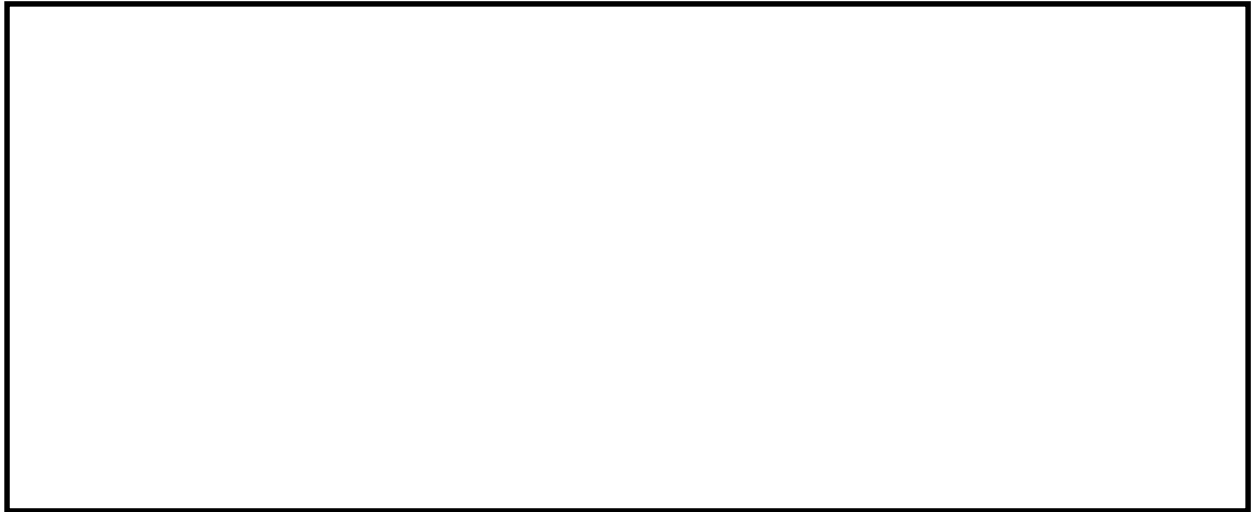


図 2.4-19(21) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-3\ 1$  (H+, V+)) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-19(22) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D\ 1$  (H-, V+)) \*

(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-19(23) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D1$  (H+, V+)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動

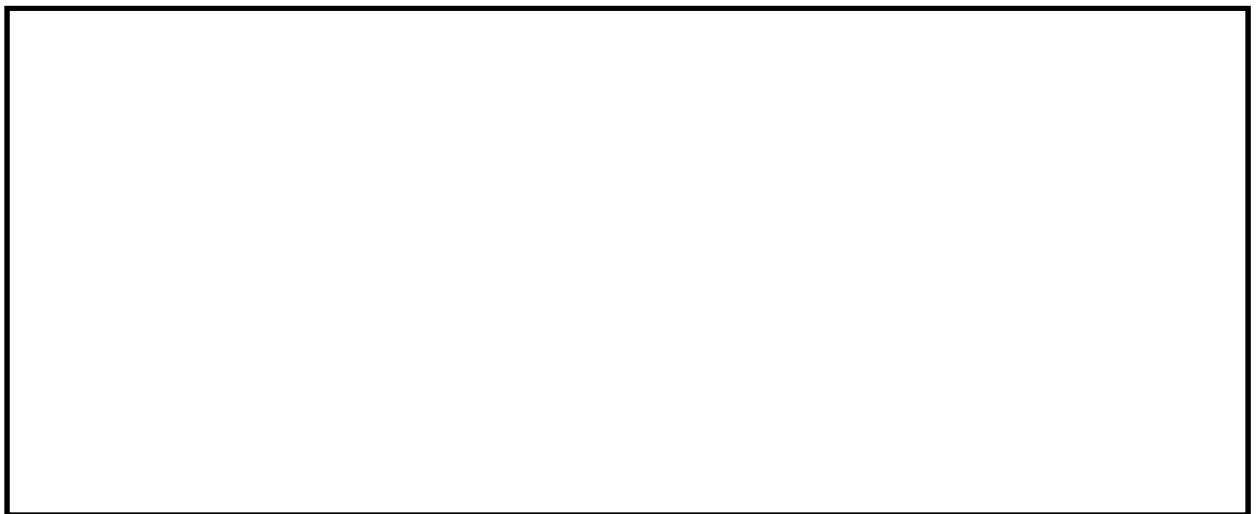


図 2.4-19(24) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-19(25) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1(H-, V+)$ ) \*

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

\* 躯体の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-19(26) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1(H+, V+)$ ) \*

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

\* 躯体のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-19(27) 取水路(①-①断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ ) \*

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



◆ ④－④断面



図 2.4-20(1) 取水ピット(④－④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-20(2) 取水ピット(④－④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H+, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



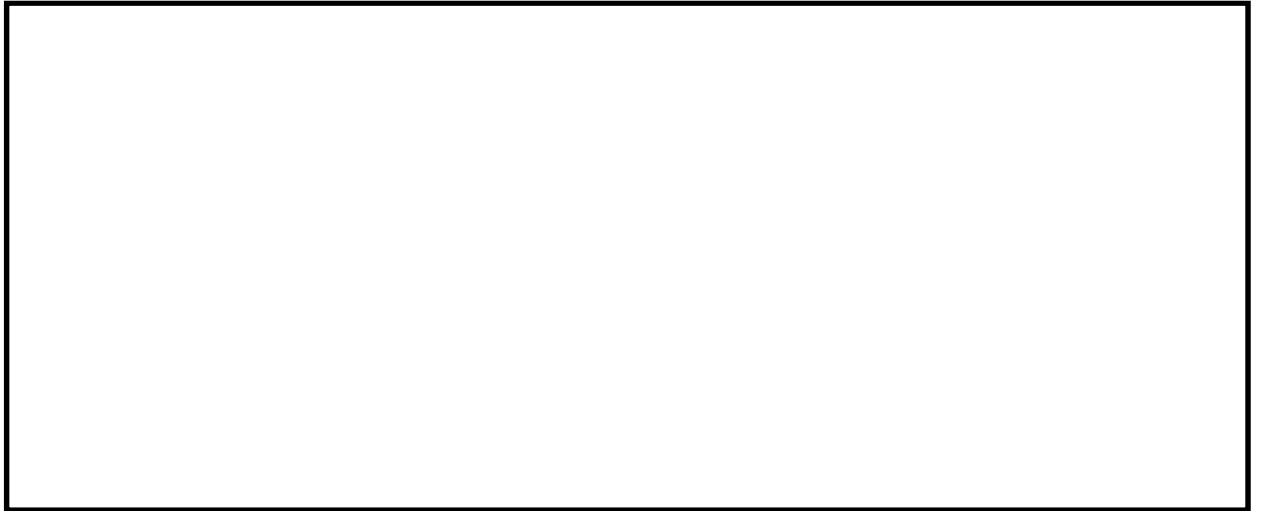


図 2.4-20(3) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-20(4) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-20(5) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-20(6) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



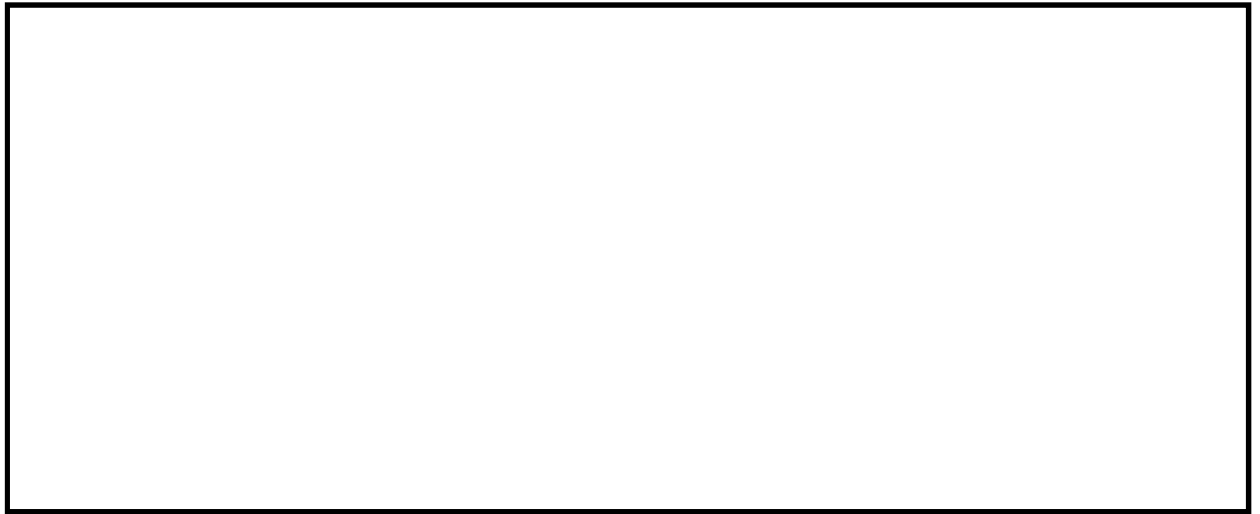


図 2.4-20(7) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

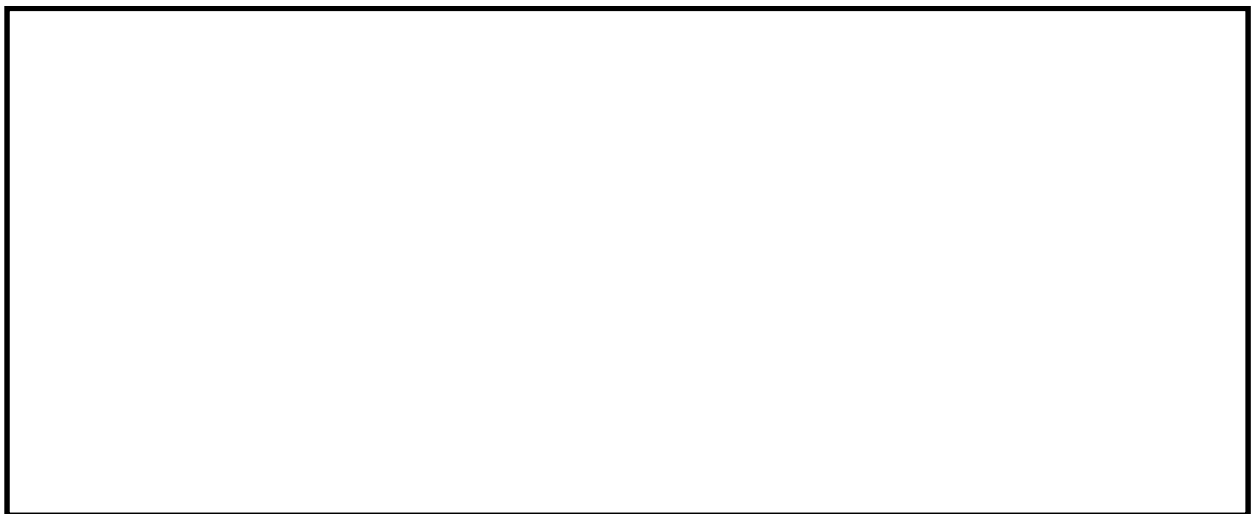


図 2.4-20(8) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-20(9) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-20(10) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-20(11) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-20(12) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-20(13) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-20(14) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



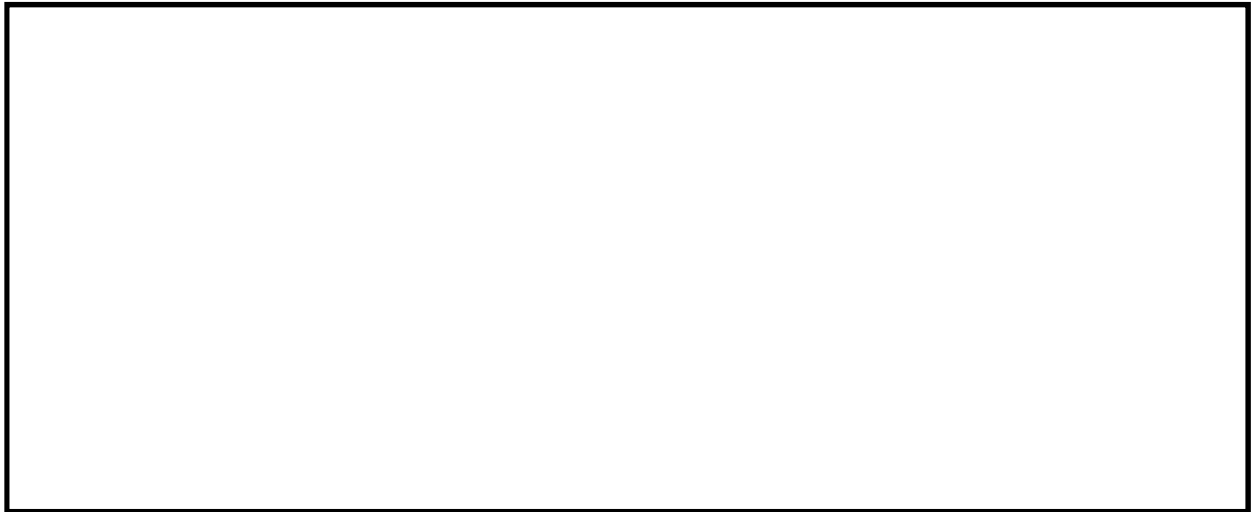


図 2.4-20(15) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-20(16) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H+, V+)) \*  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



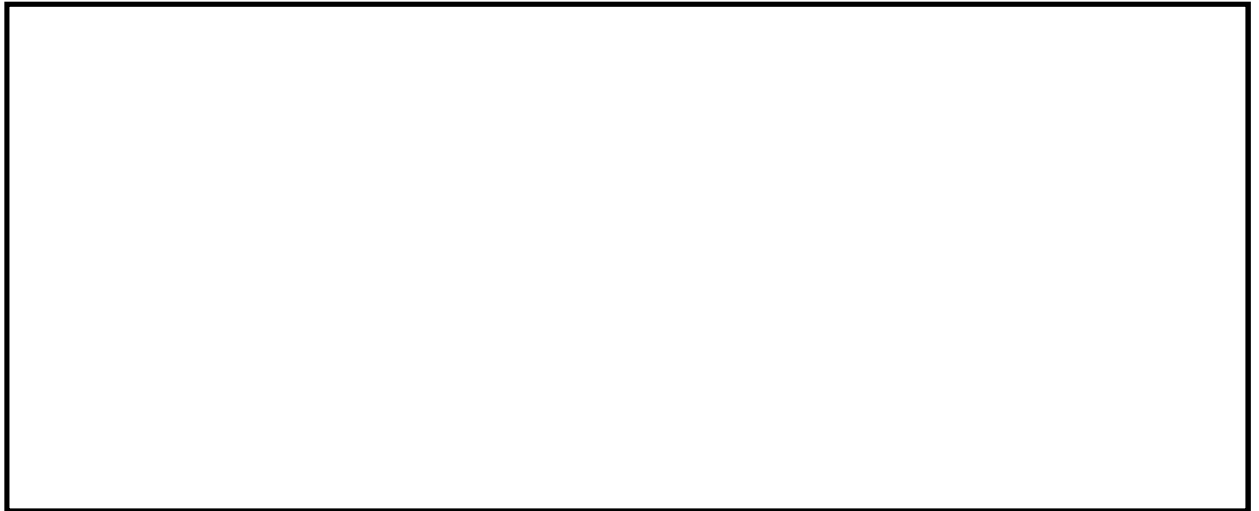


図 2.4-20(17) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

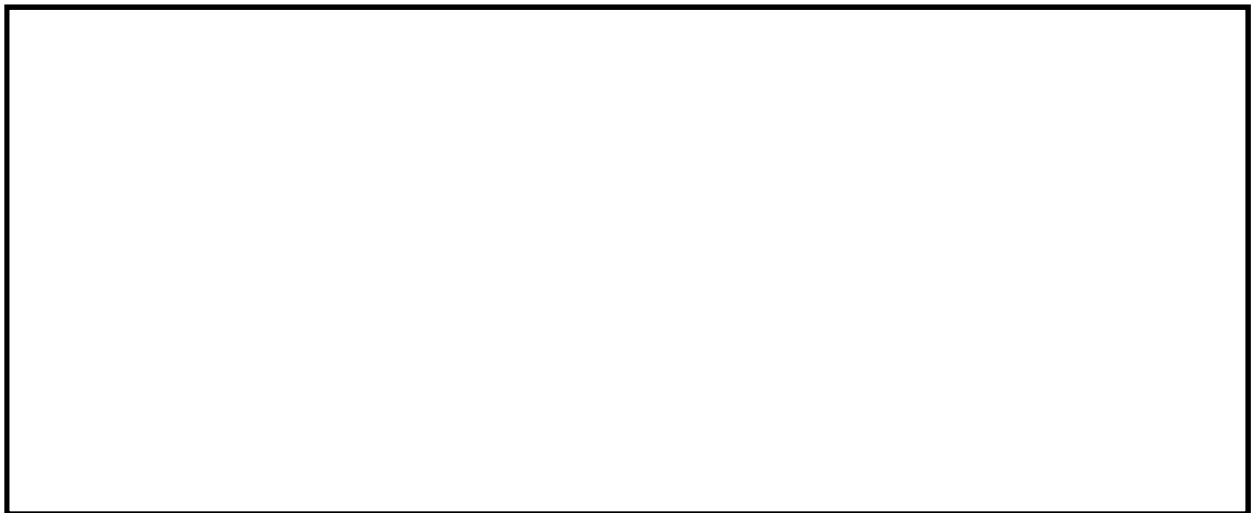


図 2.4-20(18) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H+, V+)) \*

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

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



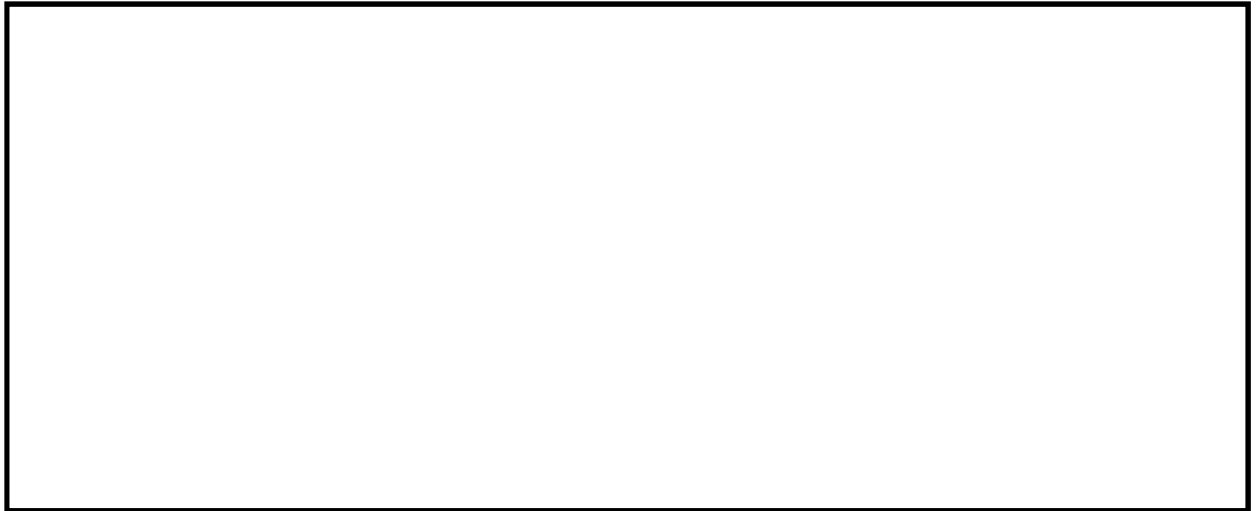


図 2.4-20(19) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

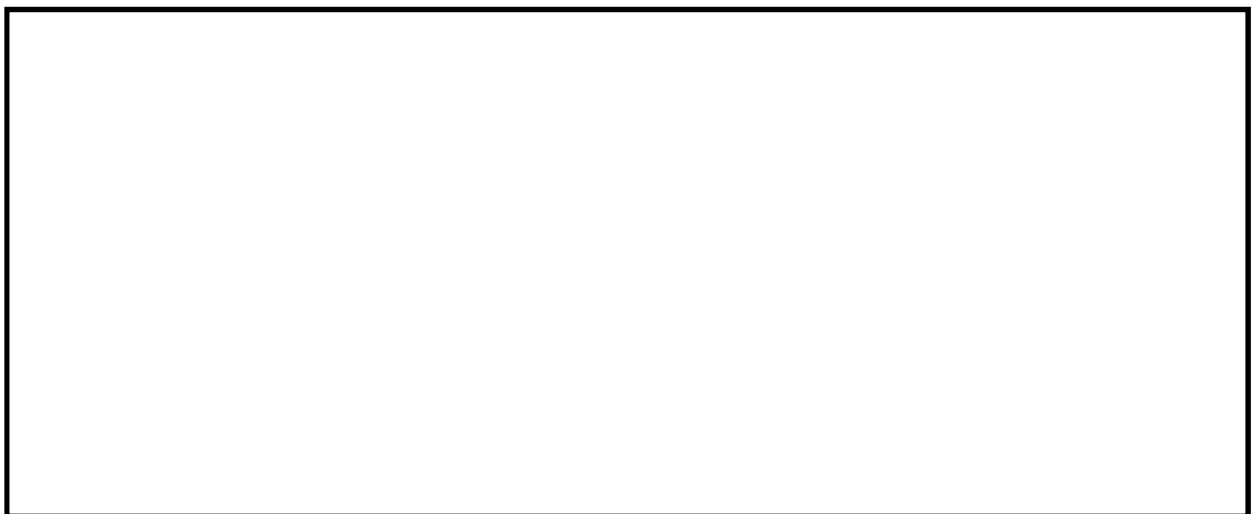


図 2.4-20(20) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s-31$  (H+, V+)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



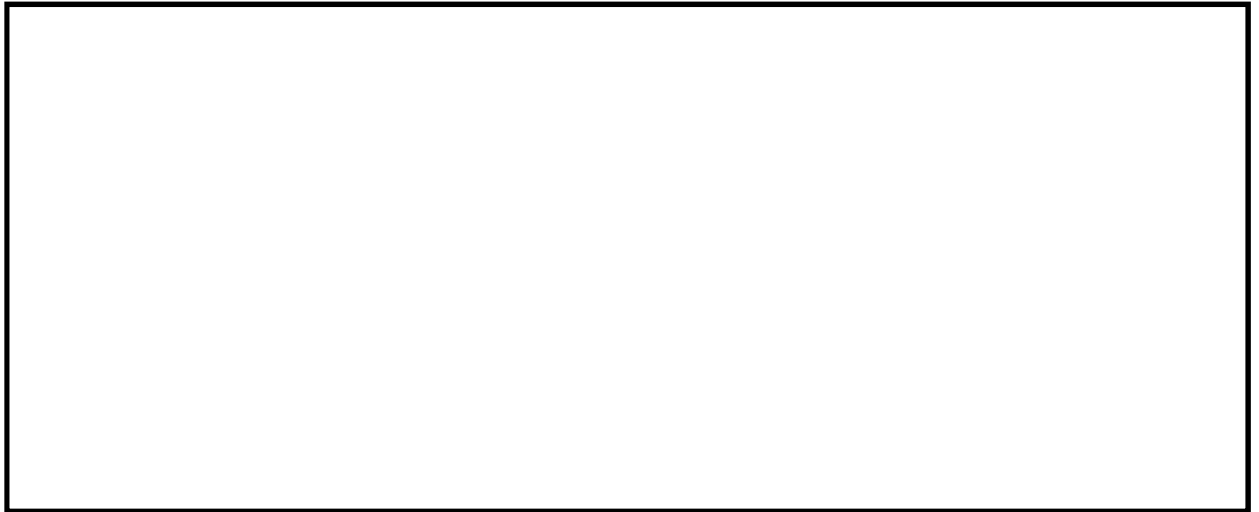


図 2.4-20(21) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D1$  (H-, V-)) \*  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-20(22) 取水ピット(④-④断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 31$  (H+, V+)) \*  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体及び鋼管杭のせん断力照査で照査値が最も厳しい地震動



◆ ⑥－⑥断面



図 2.4-21(1) 縦断面(⑥－⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-21(2) 縦断面(⑥－⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H+, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



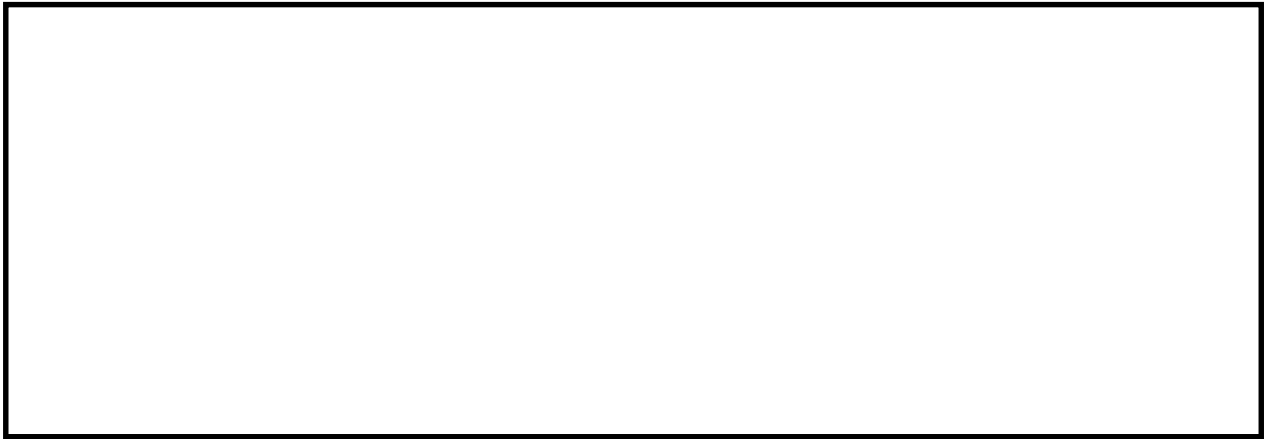


図 2.4-21(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-21(4) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



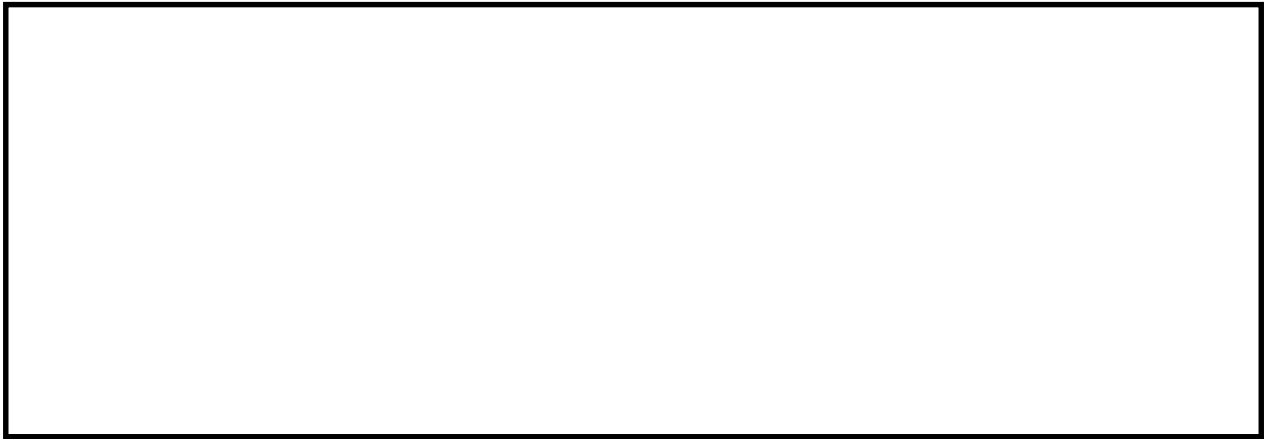


図 2.4-21(5) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 1.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-21(6) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 1.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



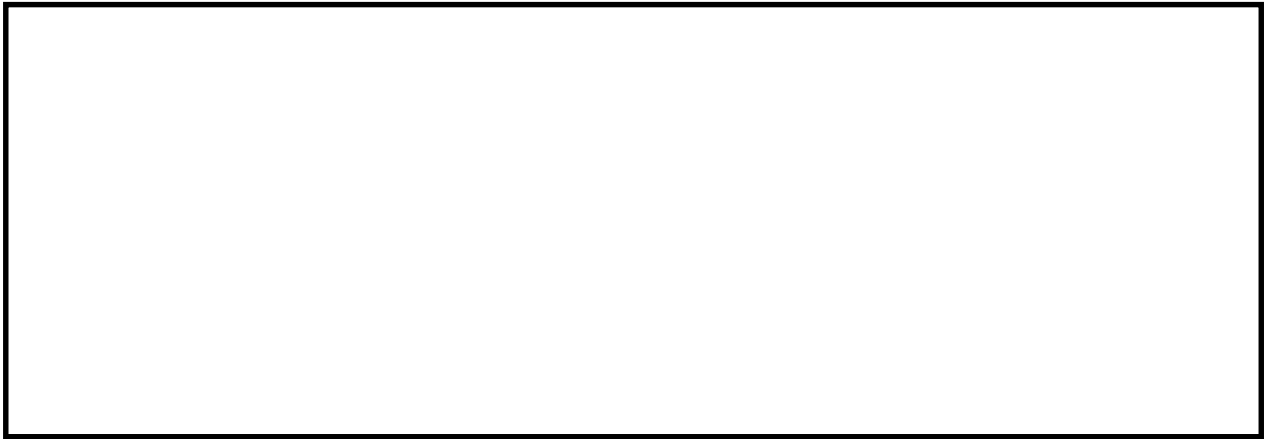


図 2.4-21(7) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-1.3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

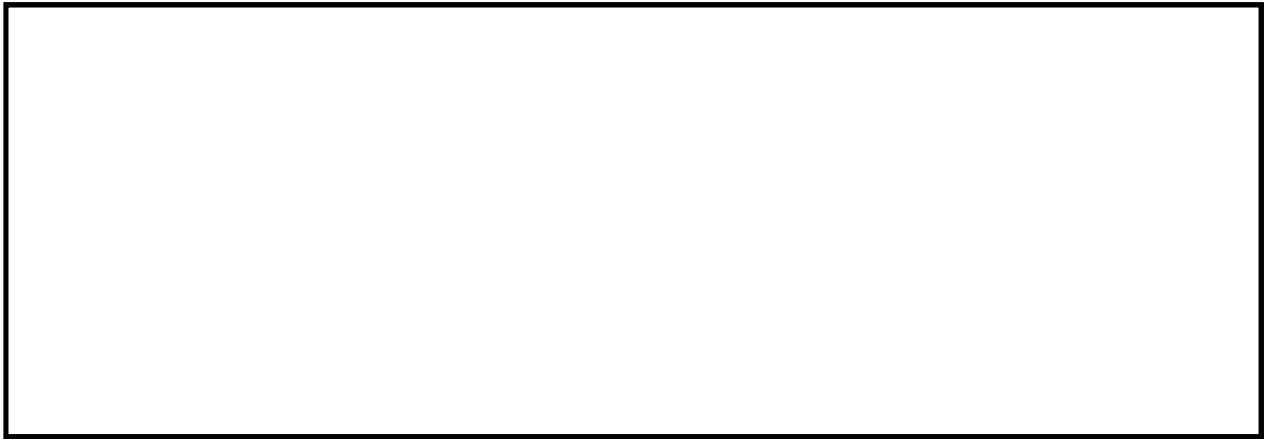


図 2.4-21(8) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-21(9) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-21(10) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-21(11) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-3\ 1$  (H+, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 2.4-21(12) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-3\ 1$  (H-, V+))  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)





図 2.4-21(13) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-3\ 1$  (H-, V+)) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-21(14) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D\ 1$  (H-, V-)) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-21(15) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 3 1$  (H-, V+)) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-21(16) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D 1$  (H-, V-)) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-21(17) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-3\ 1$  (H-, V+)) \*

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

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-21(18) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D\ 1$  (H-, V-)) \*

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

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-21(19) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-3\ 1$  (H-, V+)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-21(20) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s-D\ 1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動





図 2.4-21(21) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+)) \*

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 躯体の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



図 2.4-21(22) 縦断面(⑥-⑥断面)の最大加速度分布 ( $S_s - D.1$  (H-, V-)) \*

(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

\* 鋼管杭の曲げ照査およびせん断照査で照査値が最も厳しい地震動



## 2.4 評価結果

### 2.4.2 躯体の耐震性評価結果

#### (1) 躯体の曲げ軸力に対する評価結果

表 2.4-13、表 2.4-14 及び表 2.4-15 に RC 躯体の曲げ軸力に対する評価結果を示す。

躯体の全塑性モーメント相当として、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を下回ることを確認した。なお、照査用曲率は、各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、取水構造物躯体の各部材に発生する曲率は、限界曲率以下であることを確認した。

また、貯水機能を要求する①-①断面及び④-④断面の側壁について、曲げに対する耐震裕度が最も小さい部位及び検討ケースを抽出した上で、 $M-\phi$  曲線により、貯水機能が維持されていることを確認した。図 2.4-22 に、当該部材の  $M-\phi$  曲線を示す。

最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）には至っていないことから、当該部材が貯水機能を維持していることを確認した。

さらに、浸水防止設備を間接支持している（止水機能を有する）①-①断面及び④-④断面の頂版、⑥-⑥断面の部材①について、曲げに対する耐震裕度が最も小さい部位及び検討ケースを抽出した上で、 $M-\phi$  曲線により、部材がおおむね弾性範囲内である（止水機能及び浸水防止設備の間接支持機能が維持されている）ことを確認した。図 2.4-23 に、当該部材の  $M-\phi$  曲線を示す。

最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）には至っていないことから、当該部材が止水機能及び浸水防止設備の間接支持機能を維持していることを確認した。



表 2.4-13(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
① $S_s - D1$ (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-6.97 \times 10^{-6}$	$-7.36 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.056
	頂版1	3	1000	1000	925	D19	D25	$-1.64 \times 10^{-5}$	$8.85 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.045
	頂版2	8	1000	1000	925	D19	D22	$-5.65 \times 10^{-6}$	$2.21 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.012
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.63 \times 10^{-5}$	$1.90 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.096
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.27 \times 10^{-5}$	$-2.10 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.011
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-9.11 \times 10^{-6}$	$1.41 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.071
① $S_s - D1$ (H+, V-)	側壁	1	1000	1500	1425	D22	D25	$-6.00 \times 10^{-6}$	$-7.20 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.055
	頂版1	3	1000	1000	925	D19	D25	$-1.76 \times 10^{-5}$	$9.39 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.048
	頂版2	9	1000	1000	925	D19	D22	$-1.44 \times 10^{-5}$	$2.44 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.013
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.14 \times 10^{-5}$	$1.96 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.099
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-2.89 \times 10^{-5}$	$-1.94 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.010
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-1.45 \times 10^{-5}$	$1.35 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.068
① $S_s - D1$ (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-5.50 \times 10^{-6}$	$-9.01 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.068
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-1.27 \times 10^{-5}$	$1.21 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.061
	頂版2	8	1000	1000	925	D19	D22	$-9.67 \times 10^{-6}$	$1.86 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.010
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-4.26 \times 10^{-5}$	$2.13 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.108
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-2.86 \times 10^{-5}$	$-2.10 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.011
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-8.47 \times 10^{-6}$	$1.22 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.062
① $S_s - D1$ (H-, V-)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-7.26 \times 10^{-6}$	$-8.78 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.067
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-1.82 \times 10^{-5}$	$1.30 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.066
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-1.39 \times 10^{-5}$	$2.54 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.013
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.66 \times 10^{-5}$	$2.05 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.104
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-2.76 \times 10^{-5}$	$-2.01 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.011
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-1.14 \times 10^{-5}$	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.064

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

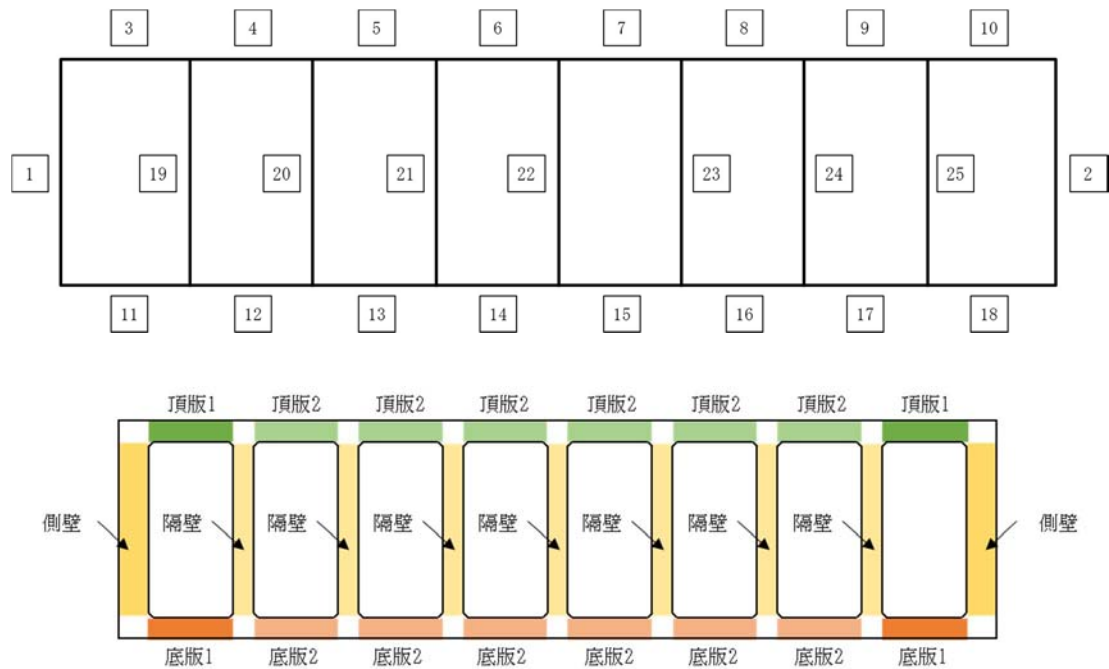




表 2.4-13(2) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
① S <sub>s</sub> -1 1	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-3.80 \times 10^{-6}$	$-4.77 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.036
	頂版1	3	1000	1000	925	D19	D25	$-1.84 \times 10^{-5}$	$4.53 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.023
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-1.65 \times 10^{-5}$	$1.43 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.15 \times 10^{-5}$	$1.34 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.068
	底版2	13	1000	1000	925	D19	D25	$-2.32 \times 10^{-5}$	$1.34 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.007
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-8.55 \times 10^{-6}$	$7.45 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.038
① S <sub>s</sub> -1 2	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-5.03 \times 10^{-6}$	$-8.66 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.066
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-2.93 \times 10^{-5}$	$8.54 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.043
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-6.23 \times 10^{-6}$	$1.72 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.87 \times 10^{-5}$	$1.81 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.091
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-2.61 \times 10^{-5}$	$-1.58 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-4.38 \times 10^{-6}$	$8.82 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.045
① S <sub>s</sub> -1 3	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-6.13 \times 10^{-6}$	$-8.31 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.063
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-2.13 \times 10^{-5}$	$7.96 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.040
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-4.61 \times 10^{-6}$	$1.78 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.32 \times 10^{-5}$	$1.73 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.087
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.76 \times 10^{-5}$	$-1.54 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-4.78 \times 10^{-6}$	$9.11 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.046
① S <sub>s</sub> -1 4	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-4.96 \times 10^{-6}$	$-5.60 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.043
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-2.22 \times 10^{-5}$	$5.79 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.030
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-1.34 \times 10^{-5}$	$1.50 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.42 \times 10^{-5}$	$1.37 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.069
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-4.17 \times 10^{-5}$	$-1.26 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.007
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-1.30 \times 10^{-5}$	$6.88 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.035

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

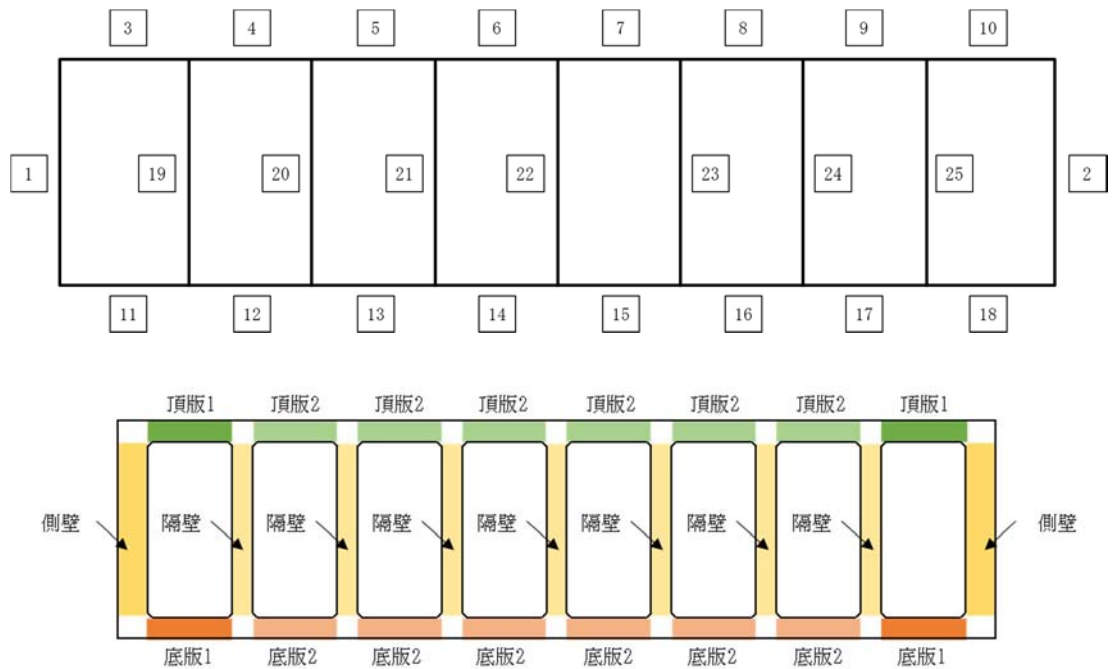




表 2.4-13(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
① S <sub>s</sub> -2 1	側壁	1	1000	1500	1425	D22	D25	$-6.54 \times 10^{-6}$	$-5.85 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.044
	頂版1	3	1000	1000	925	D19	D25	$-2.33 \times 10^{-5}$	$7.20 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.037
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-1.30 \times 10^{-5}$	$1.82 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.010
	底版1	11	1000	1000	925	D19	D25	$-3.24 \times 10^{-5}$	$1.51 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.076
	底版2	12	1000	1000	925	D19	D25	$-3.13 \times 10^{-5}$	$-1.60 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-1.10 \times 10^{-5}$	$9.79 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.050
① S <sub>s</sub> -2 2	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-4.95 \times 10^{-6}$	$-6.66 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.051
	頂版1	3	1000	1000	925	D19	D25	$-2.12 \times 10^{-5}$	$8.39 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.043
	頂版2	9	1000	1000	925	D19	D22	$-1.84 \times 10^{-5}$	$-1.62 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.22 \times 10^{-5}$	$1.54 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.078
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.44 \times 10^{-5}$	$-1.49 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-8.62 \times 10^{-6}$	$8.29 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.042
① S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-2.89 \times 10^{-6}$	$-5.09 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.039
	頂版1	3	1000	1000	925	D19	D25	$-5.91 \times 10^{-6}$	$-7.84 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.040
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-5.71 \times 10^{-6}$	$2.83 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.015
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.19 \times 10^{-5}$	$1.48 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.075
	底版2	12	1000	1000	925	D19	D25	$-2.57 \times 10^{-5}$	$-1.68 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-1.42 \times 10^{-5}$	$1.33 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.067
① S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-4.67 \times 10^{-6}$	$-6.12 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.047
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-2.32 \times 10^{-5}$	$6.04 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.031
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-7.77 \times 10^{-7}$	$1.72 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-3.14 \times 10^{-5}$	$1.70 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.086
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.11 \times 10^{-5}$	$-1.54 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-8.45 \times 10^{-6}$	$1.10 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.056

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

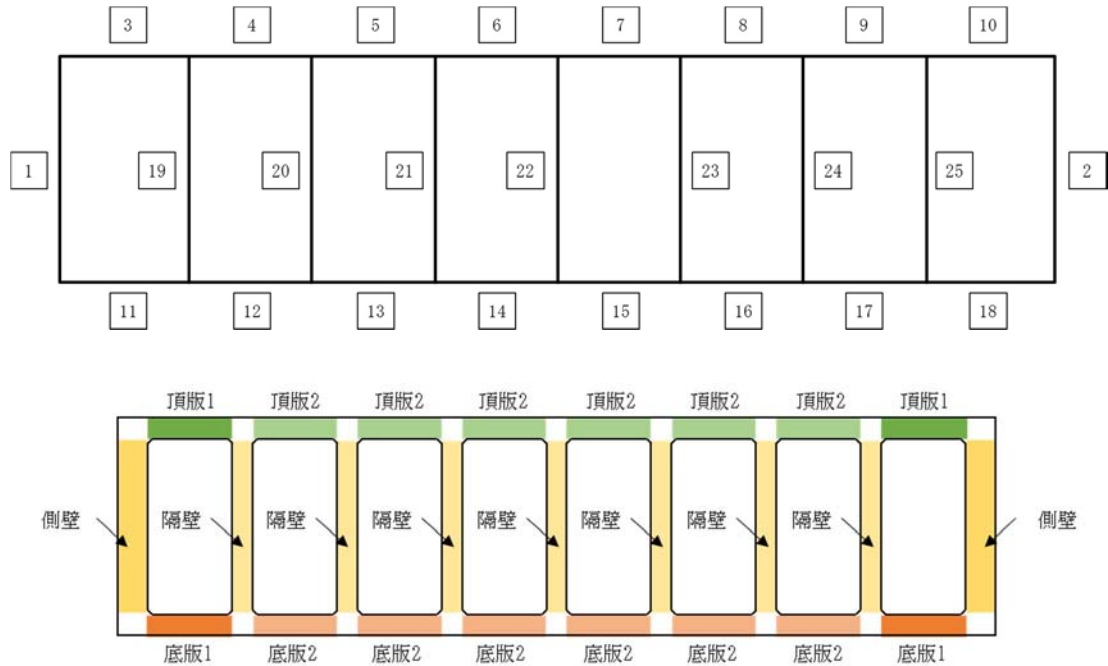




表 2.4-13(4) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
② S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-5.92 \times 10^{-6}$	$-8.38 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.064
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-1.25 \times 10^{-5}$	$1.13 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.057
	頂版2	8	1000	1000	925	D19	D22	$-8.74 \times 10^{-6}$	$1.94 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.010
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-4.09 \times 10^{-5}$	$1.92 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.097
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-2.89 \times 10^{-5}$	$-2.12 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.011
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-8.71 \times 10^{-6}$	$1.31 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.066

表 2.4-13(5) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
③ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-4.76 \times 10^{-6}$	$-9.58 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.073
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-1.24 \times 10^{-5}$	$1.24 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.063
	頂版2	9	1000	1000	925	D19	D22	$-1.44 \times 10^{-5}$	$2.29 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.012
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-4.27 \times 10^{-5}$	$2.32 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.117
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-2.85 \times 10^{-5}$	$-2.09 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.011
	隔壁	25	1000	1000	925	D22	D22	$-9.73 \times 10^{-6}$	$1.20 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.061

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

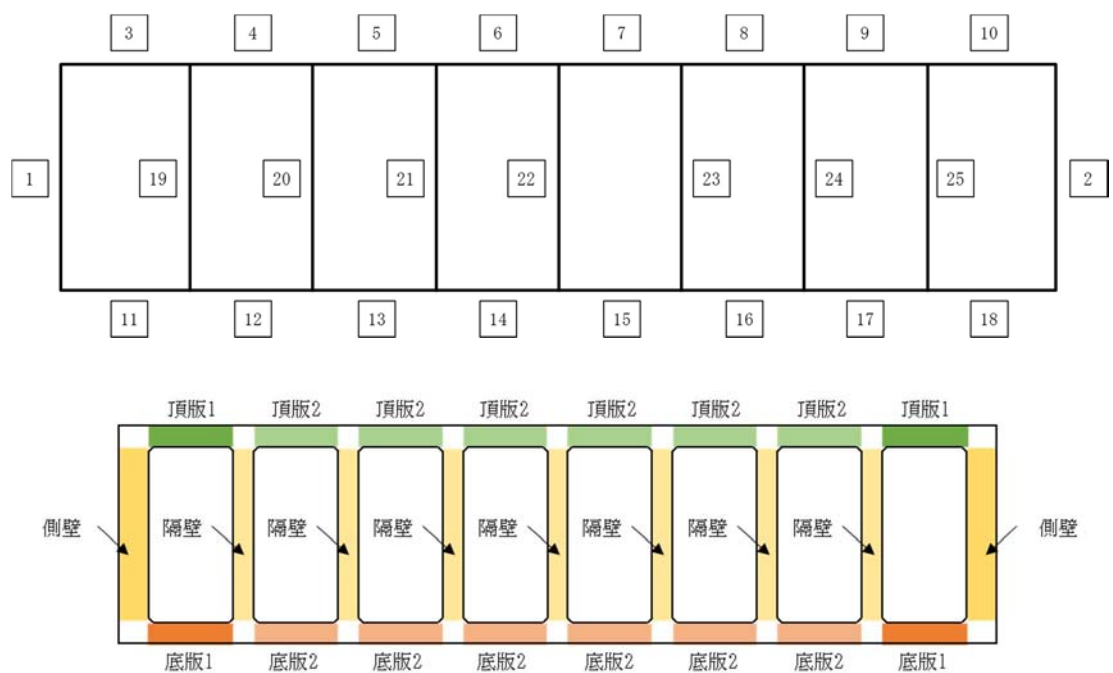




表 2.4-13(6) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	側壁	1	1000	1500	1425	D22	D25	$-7.14 \times 10^{-6}$	$-1.22 \times 10^{-3}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.092
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-1.51 \times 10^{-5}$	$1.57 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.079
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-2.36 \times 10^{-5}$	$-7.87 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.040
	底版1	11	1000	1000	925	D19	D25	$-3.88 \times 10^{-5}$	$2.35 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.119
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.66 \times 10^{-5}$	$-4.50 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.023
	隔壁	22	1000	1000	925	D22	D22	$-1.21 \times 10^{-5}$	$1.62 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.082

表 2.4-13(7) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
⑤ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-5.74 \times 10^{-6}$	$-7.32 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.056
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-2.17 \times 10^{-5}$	$1.05 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.053
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-8.74 \times 10^{-6}$	$2.10 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.011
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-2.62 \times 10^{-5}$	$1.77 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.089
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.84 \times 10^{-5}$	$-1.71 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-1.13 \times 10^{-5}$	$1.32 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.067

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

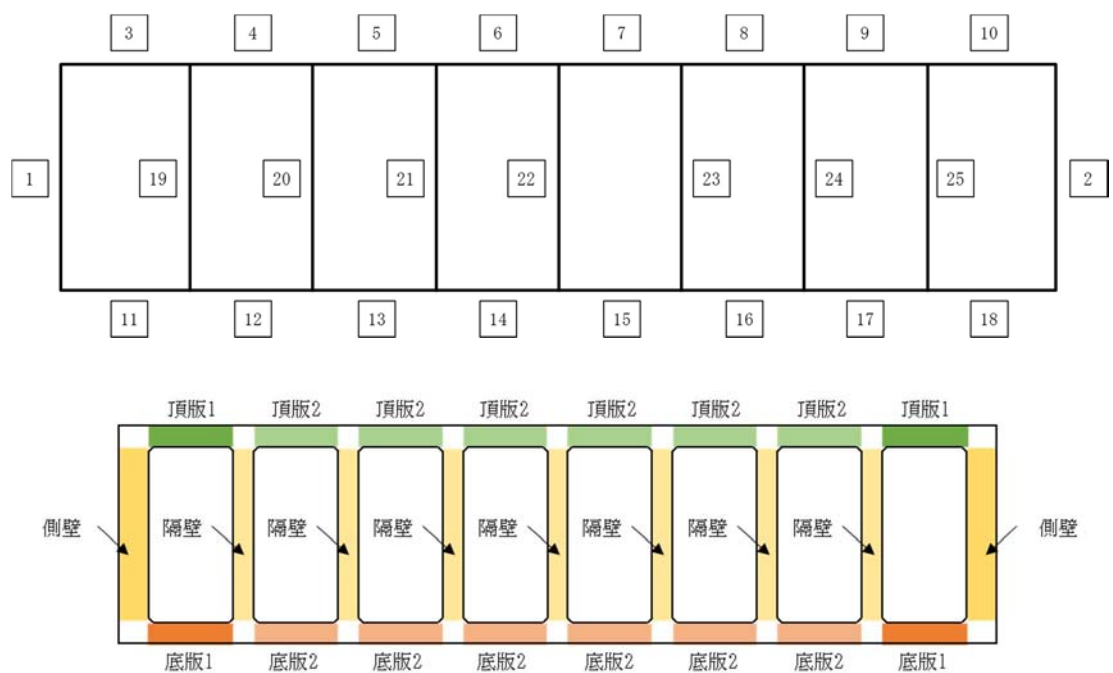




表 2.4-13(8) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
⑥ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	D22	D25	$-5.23 \times 10^{-6}$	$-6.42 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.049
	頂版1	10	1000	1000	925	D19	D25	$-2.02 \times 10^{-5}$	$9.21 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.047
	頂版2	4	1000	1000	925	D19	D22	$-9.25 \times 10^{-6}$	$2.21 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.012
	底版1	18	1000	1000	925	D19	D25	$-2.66 \times 10^{-5}$	$1.73 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.087
	底版2	17	1000	1000	925	D19	D25	$-3.82 \times 10^{-5}$	$-1.68 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.009
	隔壁	19	1000	1000	925	D22	D22	$-1.11 \times 10^{-5}$	$1.36 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.069

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

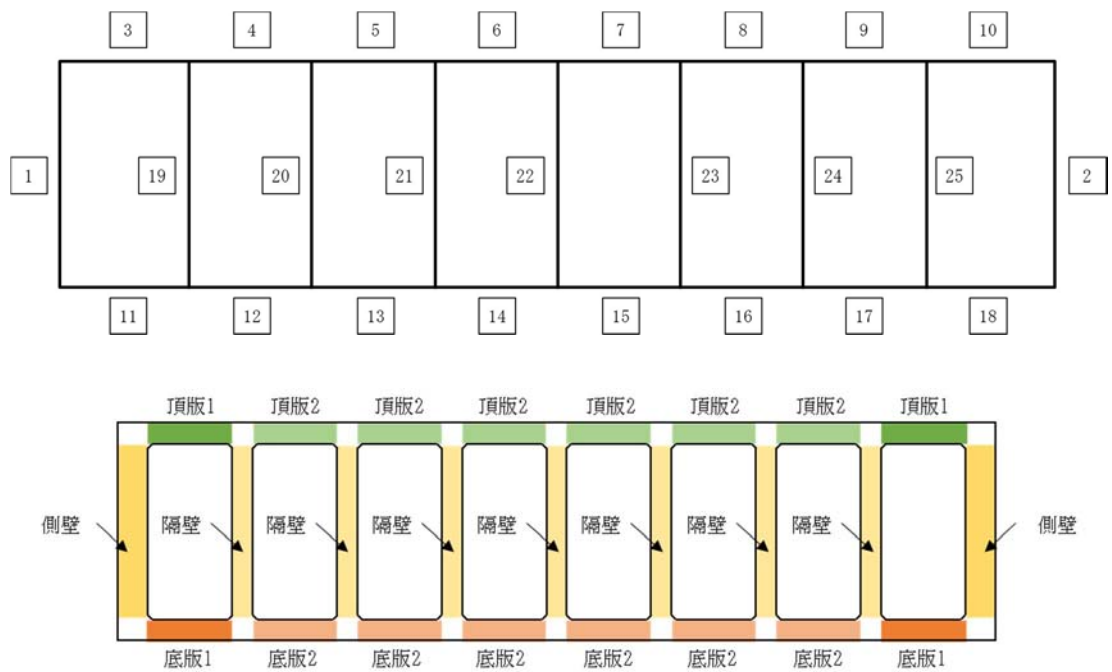




表 2.4-14(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
① $S_s - D1$ (H+, V+)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-9.52 \times 10^{-7}$	$7.70 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-1.67 \times 10^{-7}$	$6.07 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.046
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.29 \times 10^{-5}$	$9.60 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.058
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-4.12 \times 10^{-6}$	$-1.42 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.072
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.47 \times 10^{-5}$	$1.32 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.067
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.46 \times 10^{-5}$	$-4.37 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.007
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-1.84 \times 10^{-5}$	$1.08 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.066
	底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.28 \times 10^{-5}$	$3.58 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.022
① $S_s - D1$ (H+, V-)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-2.09 \times 10^{-6}$	$7.76 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$1.02 \times 10^{-6}$	$5.69 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.043
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.44 \times 10^{-5}$	$1.01 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.061
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-2.13 \times 10^{-6}$	$-1.46 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.074
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.78 \times 10^{-5}$	$1.39 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.070
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.33 \times 10^{-5}$	$-4.37 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.007
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.79 \times 10^{-5}$	$1.19 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.072
	底版2	21	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.56 \times 10^{-5}$	$3.61 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.022
① $S_s - D1$ (H-, V+)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-1.38 \times 10^{-6}$	$7.90 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$2.52 \times 10^{-6}$	$6.13 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.047
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.75 \times 10^{-5}$	$-1.44 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.087
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-5.35 \times 10^{-6}$	$-1.57 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.079
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.57 \times 10^{-5}$	$1.82 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.092
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-1.98 \times 10^{-5}$	$-5.33 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.009
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.75 \times 10^{-5}$	$1.29 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.078
	底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.55 \times 10^{-5}$	$4.31 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.026
① $S_s - D1$ (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-1.04 \times 10^{-6}$	$8.60 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.005
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$1.83 \times 10^{-6}$	$6.87 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.052
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.10 \times 10^{-5}$	$-1.45 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.088
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-4.36 \times 10^{-6}$	$-1.65 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.083
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-3.00 \times 10^{-5}$	$2.02 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.102
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.07 \times 10^{-5}$	$-5.35 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.009
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-3.25 \times 10^{-5}$	$1.38 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.084
	底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.13 \times 10^{-5}$	$4.58 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.028

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

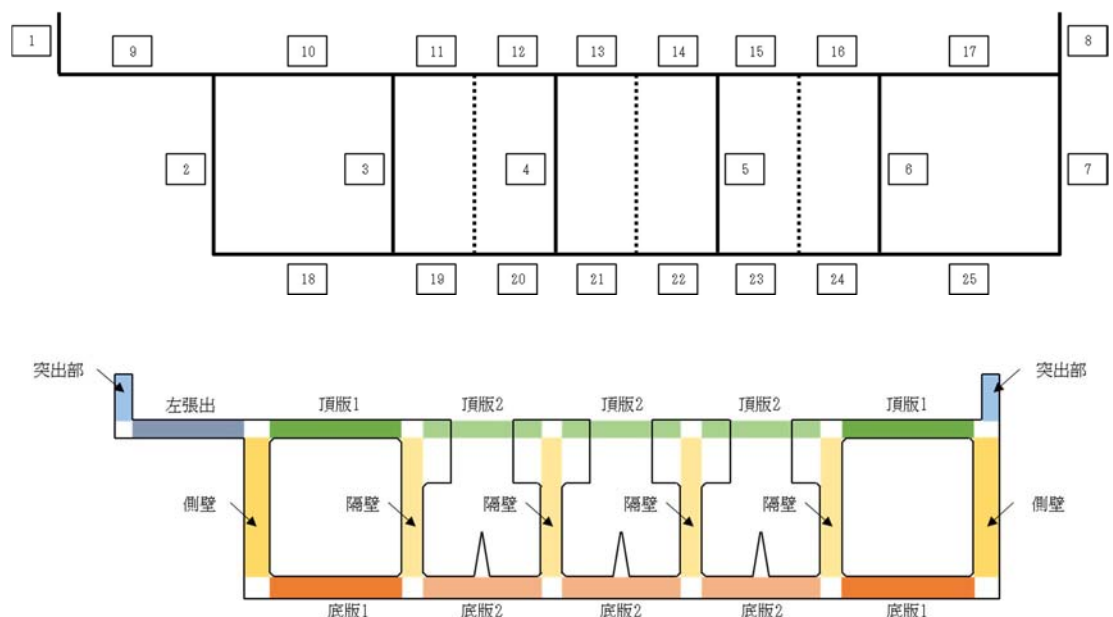




表 2.4-14(2) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
① S <sub>s</sub> -1 1	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-1.11 \times 10^{-6}$	$6.18 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$8.44 \times 10^{-7}$	$3.24 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.025
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.62 \times 10^{-5}$	$-5.25 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.032
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-4.72 \times 10^{-6}$	$-8.86 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.045
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.69 \times 10^{-5}$	$9.63 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.049
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-1.49 \times 10^{-5}$	$-2.92 \times 10^{-5}$	$6.26 \times 10^{-3}$	0.005
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.51 \times 10^{-5}$	$6.99 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.043
	底版2	21	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.18 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.012
① S <sub>s</sub> -1 2	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-7.57 \times 10^{-7}$	$7.29 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-1.11 \times 10^{-6}$	$5.59 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.043
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.29 \times 10^{-5}$	$7.12 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.043
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-2.04 \times 10^{-6}$	$-1.30 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.066
	頂版1	10	1000	1000	925	D22	D29	$-4.67 \times 10^{-5}$	$1.23 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.062
	頂版2	14	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.43 \times 10^{-5}$	$-3.74 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.006
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-3.77 \times 10^{-5}$	$8.98 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.055
	底版2	21	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.60 \times 10^{-5}$	$2.38 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.015
① S <sub>s</sub> -1 3	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-9.00 \times 10^{-7}$	$6.91 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-9.53 \times 10^{-7}$	$5.29 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.040
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.28 \times 10^{-5}$	$6.05 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.037
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-2.58 \times 10^{-6}$	$-1.21 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.061
	頂版1	10	1000	1000	925	D22	D29	$-4.61 \times 10^{-5}$	$1.12 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.057
	頂版2	14	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.49 \times 10^{-5}$	$-3.47 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.006
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.55 \times 10^{-5}$	$7.93 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.048
	底版2	21	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.53 \times 10^{-5}$	$2.16 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.014
① S <sub>s</sub> -1 4	突出部	8	1000	1000	925	D19	D22	$-1.74 \times 10^{-6}$	$6.29 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-1.02 \times 10^{-6}$	$3.75 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.029
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.55 \times 10^{-5}$	$-4.13 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.025
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-6.61 \times 10^{-6}$	$-7.58 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.039
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.43 \times 10^{-5}$	$1.08 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.055
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.16 \times 10^{-5}$	$-2.62 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.005
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.46 \times 10^{-5}$	$6.31 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.039
	底版2	23	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.90 \times 10^{-5}$	$1.59 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.010

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

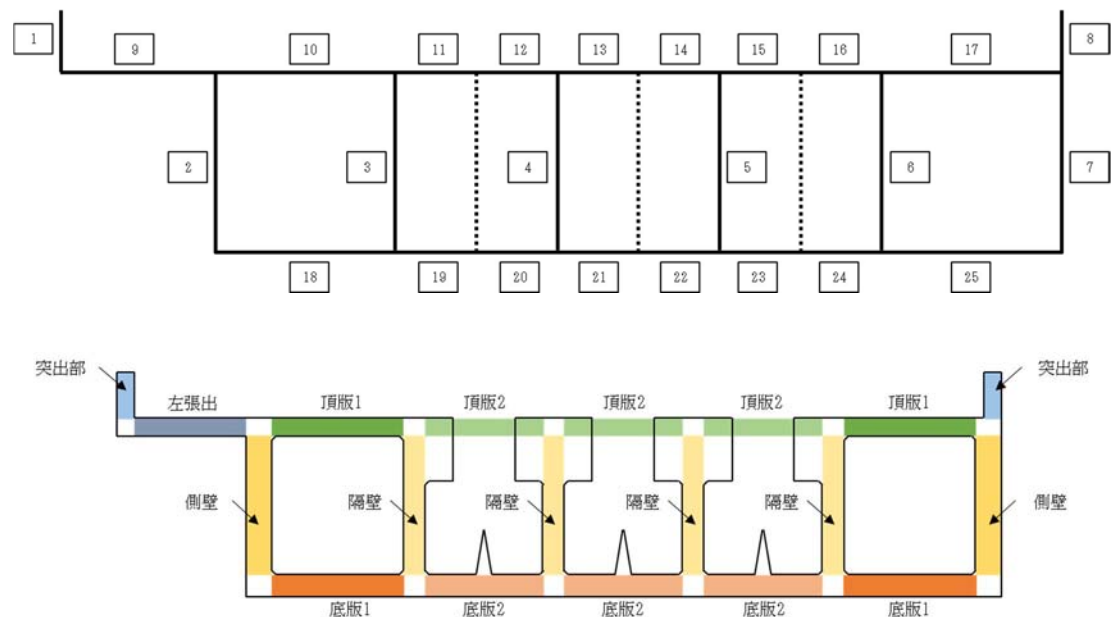




表 2.4-14(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a [-]$	照査用曲率 $\phi_d [1/m]$	限界曲率 $\phi_L [1/m]$	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				
① $S_s - 21$	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-2.06 \times 10^{-6}$	$6.94 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-1.36 \times 10^{-6}$	$4.22 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.032
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.94 \times 10^{-5}$	$-6.82 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.042
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-6.50 \times 10^{-6}$	$-8.82 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.045
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-1.97 \times 10^{-5}$	$1.26 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.064
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-1.54 \times 10^{-5}$	$-3.49 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.006
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-3.05 \times 10^{-5}$	$9.48 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.058
① $S_s - 22$	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-1.78 \times 10^{-6}$	$6.89 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-2.85 \times 10^{-6}$	$4.21 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.032
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.66 \times 10^{-5}$	$-6.14 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.037
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-4.05 \times 10^{-6}$	$-9.91 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.050
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.97 \times 10^{-5}$	$1.42 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.072
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.07 \times 10^{-5}$	$-3.45 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.006
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.68 \times 10^{-5}$	$7.63 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.046
① $S_s - 31$ (H+, V+)	突出部	8	1000	1000	925	D19	D22	$-1.56 \times 10^{-6}$	$6.46 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$4.71 \times 10^{-7}$	$5.10 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.039
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.81 \times 10^{-5}$	$-6.20 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.038
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-3.09 \times 10^{-6}$	$-1.10 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.056
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-1.38 \times 10^{-5}$	$1.03 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.052
	頂版2	14	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.28 \times 10^{-5}$	$-3.01 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.005
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.25 \times 10^{-5}$	$1.11 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.067
① $S_s - 31$ (H-, V+)	突出部	8	1000	1000	925	D19	D22	$-1.54 \times 10^{-6}$	$7.01 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$8.43 \times 10^{-7}$	$5.56 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.042
	隔壁	3	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.69 \times 10^{-5}$	$-7.28 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.044
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-4.74 \times 10^{-6}$	$-1.18 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.060
	頂版1	10	1000	1000	925	D22	D29	$-3.84 \times 10^{-5}$	$1.07 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.054
	頂版2	14	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.04 \times 10^{-5}$	$-3.49 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.006
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.45 \times 10^{-5}$	$9.61 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.058
	底版2	20	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.07 \times 10^{-5}$	$2.49 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.015

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

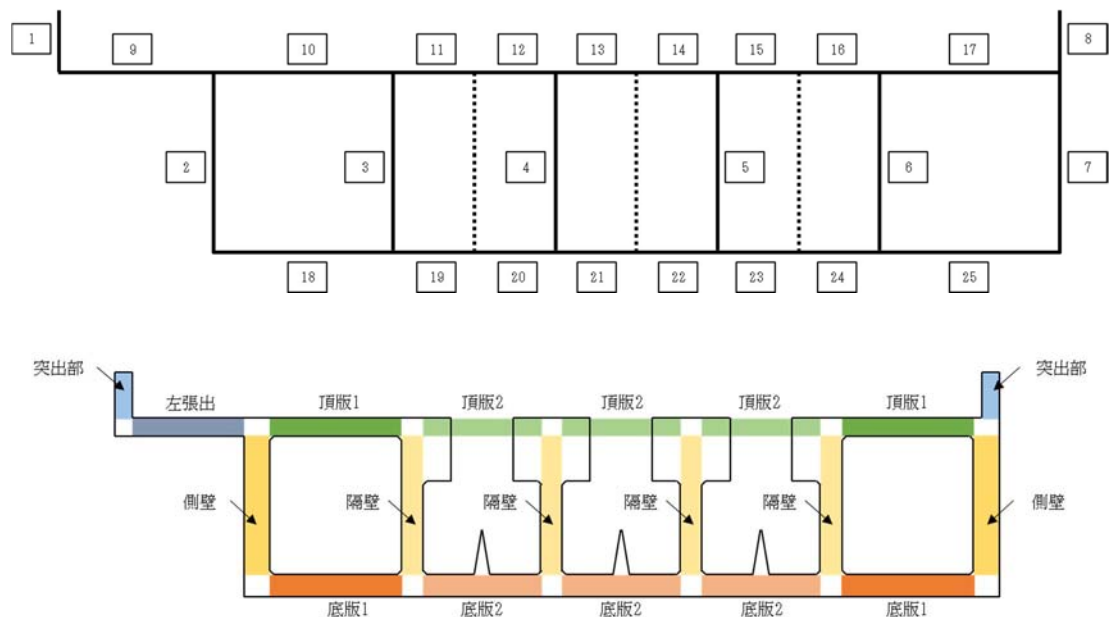




表 2.4-14(4) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
② S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-1.34 \times 10^{-6}$	$8.60 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.005
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$1.84 \times 10^{-6}$	$7.34 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.056
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.99 \times 10^{-5}$	$-1.50 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.091
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-3.58 \times 10^{-6}$	$-1.69 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.085
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.92 \times 10^{-5}$	$1.96 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.099
	頂版2	14	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.99 \times 10^{-5}$	$-5.22 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.009
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-3.11 \times 10^{-5}$	$1.37 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.083
	底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.05 \times 10^{-5}$	$4.53 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.028

表 2.4-14(5) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
③ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-1.38 \times 10^{-6}$	$8.60 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.005
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$1.54 \times 10^{-6}$	$5.98 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.045
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.44 \times 10^{-5}$	$-1.35 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.082
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-4.43 \times 10^{-6}$	$-1.52 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.077
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.99 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.100
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-1.97 \times 10^{-5}$	$-5.13 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.009
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-3.28 \times 10^{-5}$	$1.21 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.073
	底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.23 \times 10^{-5}$	$4.37 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.027

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

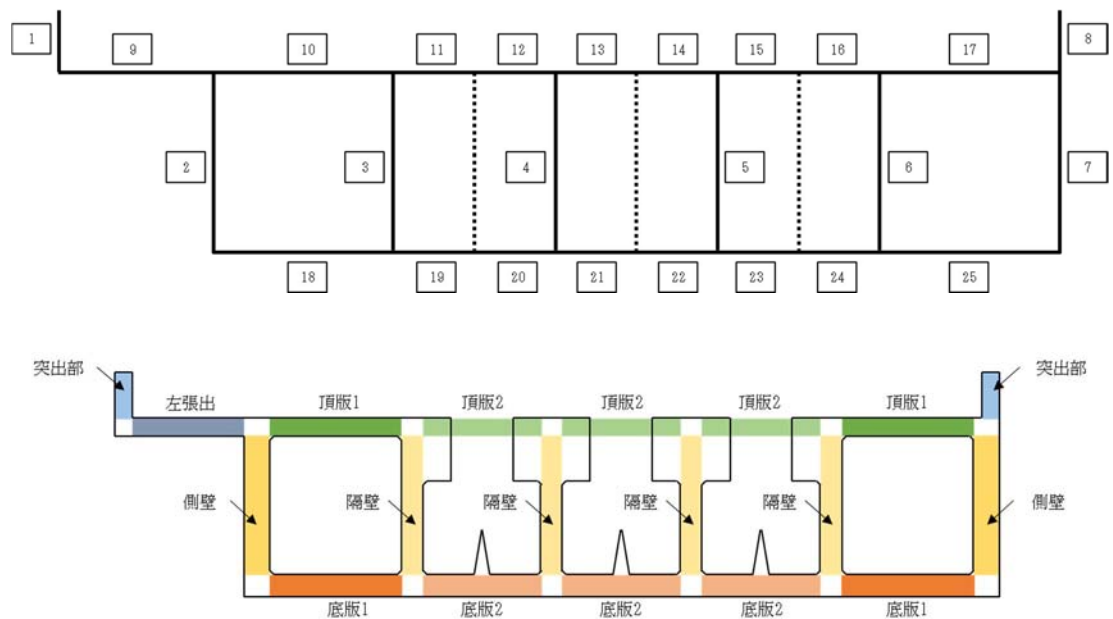




表 2.4-14(6) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
④ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	D19	D22	$-6.40 \times 10^{-7}$	$9.61 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.005
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$5.55 \times 10^{-6}$	$7.67 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.058
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.64 \times 10^{-5}$	$-2.13 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.129
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-9.57 \times 10^{-6}$	$-2.64 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.133
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-3.05 \times 10^{-5}$	$2.46 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.124
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-2.49 \times 10^{-5}$	$-9.34 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.015
	底版1	25	1000	1200	1125	D22	D29	$-3.70 \times 10^{-5}$	$1.89 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.114
	底版2	19	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.44 \times 10^{-5}$	$8.72 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.053

表 2.4-14(7) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
⑤ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	8	1000	1000	925	D19	D22	$-2.72 \times 10^{-6}$	$7.25 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-1.22 \times 10^{-6}$	$6.78 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.051
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.08 \times 10^{-5}$	$-1.04 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.063
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-3.44 \times 10^{-6}$	$-1.32 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.067
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.65 \times 10^{-5}$	$1.66 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.084
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-1.56 \times 10^{-5}$	$-4.08 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.007
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.69 \times 10^{-5}$	$1.28 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.078
	底版2	23	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.63 \times 10^{-5}$	$3.19 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.020

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

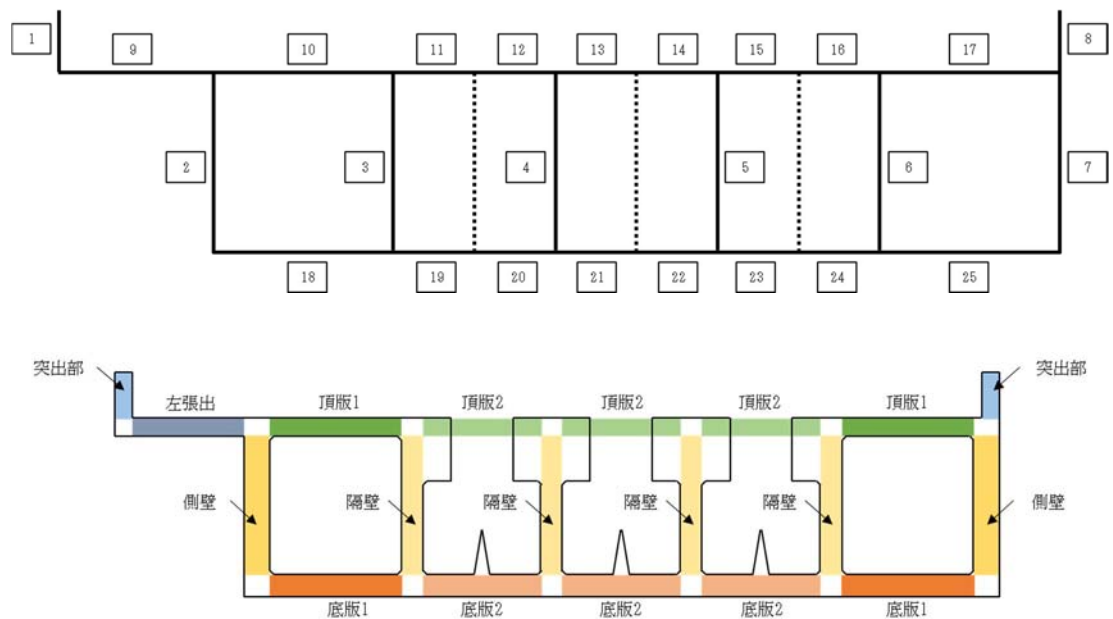




表 2.4-14(8) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [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				
⑥ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	8	1000	1000	925	D19	D22	$-2.65 \times 10^{-6}$	$7.22 \times 10^{-5}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.004
	側壁	2	1000	1500	1425	D25	D29	$-2.36 \times 10^{-6}$	$6.92 \times 10^{-4}$	$1.33 \times 10^{-2}$	0.053
	隔壁	6	1000	1200	1125	D22	D22	$-2.78 \times 10^{-5}$	$-1.04 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.063
	左張出	9	1000	1000	925	D22	D22	$-3.14 \times 10^{-6}$	$-1.34 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.068
	頂版1	17	1000	1000	925	D22	D29	$-2.66 \times 10^{-5}$	$1.56 \times 10^{-3}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.079
	頂版2	13	1000	3190	3115	D22	D29	$-1.59 \times 10^{-5}$	$-4.07 \times 10^{-5}$	$6.25 \times 10^{-3}$	0.007
	底版1	18	1000	1200	1125	D22	D29	$-2.64 \times 10^{-5}$	$1.32 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.080
	底版2	20	1000	1200	1125	D22	D22	$-3.60 \times 10^{-5}$	$3.42 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.021

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

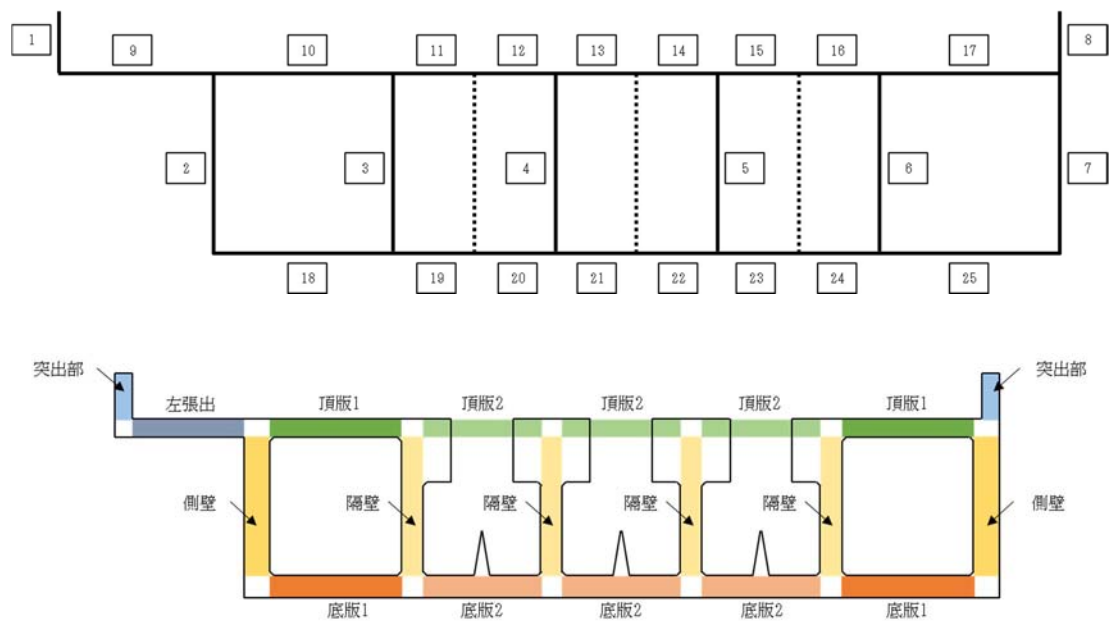




表 2.4-15(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
① S <sub>S</sub> -D1 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-1.01×10 <sup>-5</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.35×10 <sup>-6</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.61×10 <sup>-5</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.051
			(H→V ↑)						-5.30×10 <sup>-6</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.051
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.76×10 <sup>-5</sup>	-1.44×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.087
			(H→V ↑)						-2.76×10 <sup>-6</sup>	1.27×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.077
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-6.87×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.035
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-6.87×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.035
① S <sub>S</sub> -D1 (H+, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.94×10 <sup>-6</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.47×10 <sup>-6</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.61×10 <sup>-5</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.051
			(H→V ↑)						-5.30×10 <sup>-6</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.051
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.73×10 <sup>-5</sup>	-1.47×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.089
			(H→V ↑)						-3.04×10 <sup>-6</sup>	1.31×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.079
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.52×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.52×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
① S <sub>S</sub> -D1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.54×10 <sup>-5</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.051
			(H→V ↑)						-5.94×10 <sup>-6</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.051
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.67×10 <sup>-5</sup>	-1.47×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.089
			(H→V ↑)						-3.62×10 <sup>-6</sup>	1.31×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.079
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.50×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.50×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
① S <sub>S</sub> -D1 (H-, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-1.13×10 <sup>-5</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					(下) D25	-5.11×10 <sup>-6</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.74×10 <sup>-5</sup>	-8.76×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.053
			(H→V ↑)						-4.03×10 <sup>-6</sup>	-8.76×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.053
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.85×10 <sup>-5</sup>	-1.47×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.089
			(H→V ↑)						-1.84×10 <sup>-6</sup>	1.31×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.079
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.53×10 <sup>-6</sup>	-1.51×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.88×10 <sup>-6</sup>	-1.51×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

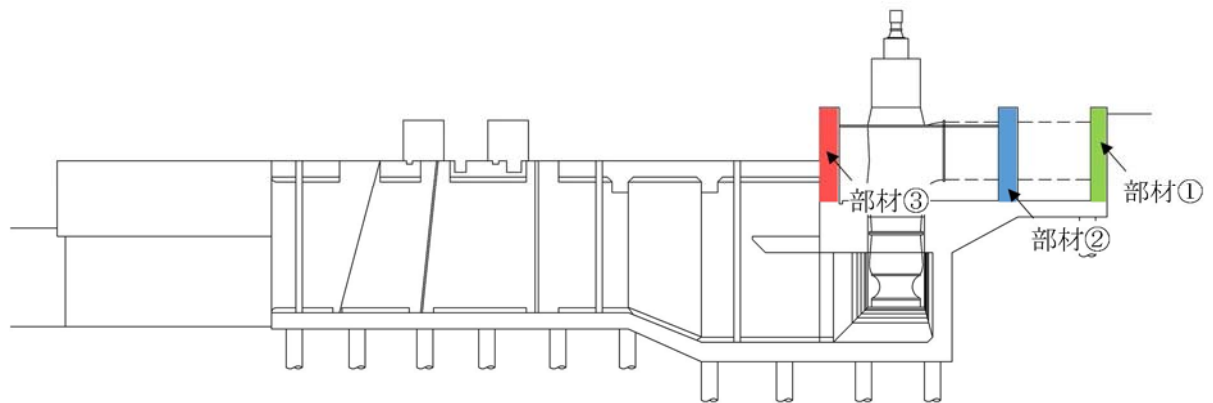




表 2.4-15(2) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
① S <sub>s</sub> -11	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-1.08×10 <sup>-5</sup>	-1.56×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-5.64×10 <sup>-6</sup>	-1.56×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.68×10 <sup>-5</sup>	-4.68×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.029
			(H→V ↑)						-4.55×10 <sup>-6</sup>	-4.68×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.029
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.81×10 <sup>-5</sup>	-1.11×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.067
			(H→V ↑)						-2.24×10 <sup>-6</sup>	9.52×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.058
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.29×10 <sup>-6</sup>	-1.39×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.12×10 <sup>-6</sup>	-1.39×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -12	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-2.05×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.011
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-2.05×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.011
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.55×10 <sup>-5</sup>	-6.53×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.040
			(H→V ↑)						-5.88×10 <sup>-6</sup>	-6.53×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.040
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.67×10 <sup>-5</sup>	-1.26×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.076
			(H→V ↑)						-3.68×10 <sup>-6</sup>	1.10×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.067
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.42×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.42×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
① S <sub>s</sub> -13	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.47×10 <sup>-6</sup>	-2.10×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.011
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.94×10 <sup>-6</sup>	-2.10×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.011
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.56×10 <sup>-5</sup>	-6.16×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.038
			(H→V ↑)						-6.40×10 <sup>-6</sup>	-6.16×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.038
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.26×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.076
			(H→V ↑)						-3.73×10 <sup>-6</sup>	1.10×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.067
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.29×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.12×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
① S <sub>s</sub> -14	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-1.09×10 <sup>-5</sup>	-1.71×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					(下) D25	-5.53×10 <sup>-6</sup>	-1.71×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.70×10 <sup>-5</sup>	-5.79×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.035
			(H→V ↑)						-4.43×10 <sup>-6</sup>	-5.79×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.035
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.81×10 <sup>-5</sup>	-1.19×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.072
			(H→V ↑)						-2.24×10 <sup>-6</sup>	1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

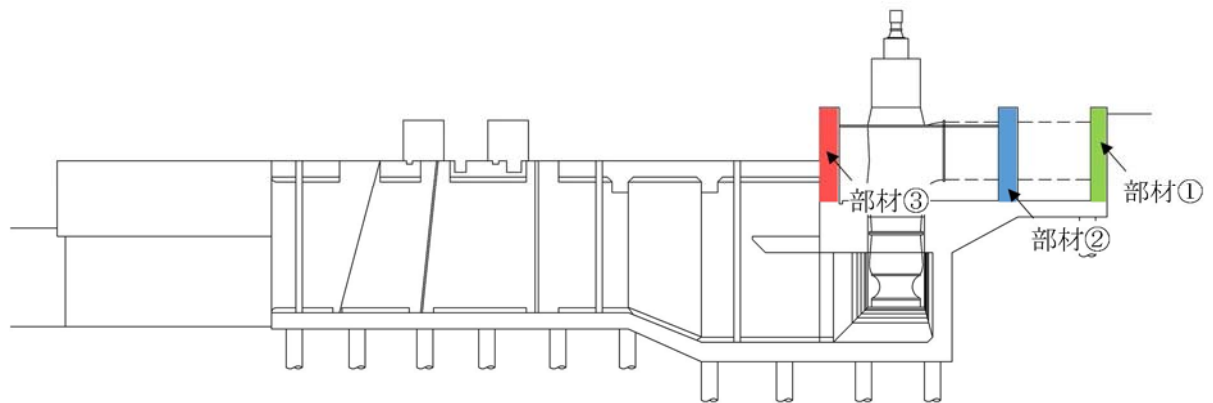




表 2.4-15(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
① S <sub>S</sub> -21	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.47×10 <sup>-6</sup>	-1.53×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.94×10 <sup>-6</sup>	-1.53×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.56×10 <sup>-5</sup>	-5.42×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.033
			(H→V ↑)						-5.77×10 <sup>-6</sup>	-5.42×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.033
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.70×10 <sup>-5</sup>	-1.15×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.070
			(H→V ↑)						-3.33×10 <sup>-6</sup>	9.88×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.060
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.71×10 <sup>-6</sup>	-1.31×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.71×10 <sup>-6</sup>	-1.31×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>S</sub> -22	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-1.18×10 <sup>-5</sup>	-1.67×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					(下) D25	-4.58×10 <sup>-6</sup>	-1.67×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.78×10 <sup>-5</sup>	-7.64×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.047
			(H→V ↑)						-3.57×10 <sup>-6</sup>	-7.64×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.047
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.89×10 <sup>-5</sup>	-1.36×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.082
			(H→V ↑)						-1.44×10 <sup>-6</sup>	1.20×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.073
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.59×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-6.82×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
① S <sub>S</sub> -31 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-2.90×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.015
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-2.90×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.015
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-6.90×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.042
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-6.90×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.042
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.67×10 <sup>-5</sup>	-1.29×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.078
			(H→V ↑)						-3.68×10 <sup>-6</sup>	1.13×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.069
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-1.41×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-1.41×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
① S <sub>S</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-3.11×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.016
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-3.11×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.016
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-9.87×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.060
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-9.87×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.060
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.65×10 <sup>-5</sup>	-1.58×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.096
			(H→V ↑)						-3.79×10 <sup>-6</sup>	1.42×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.086
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

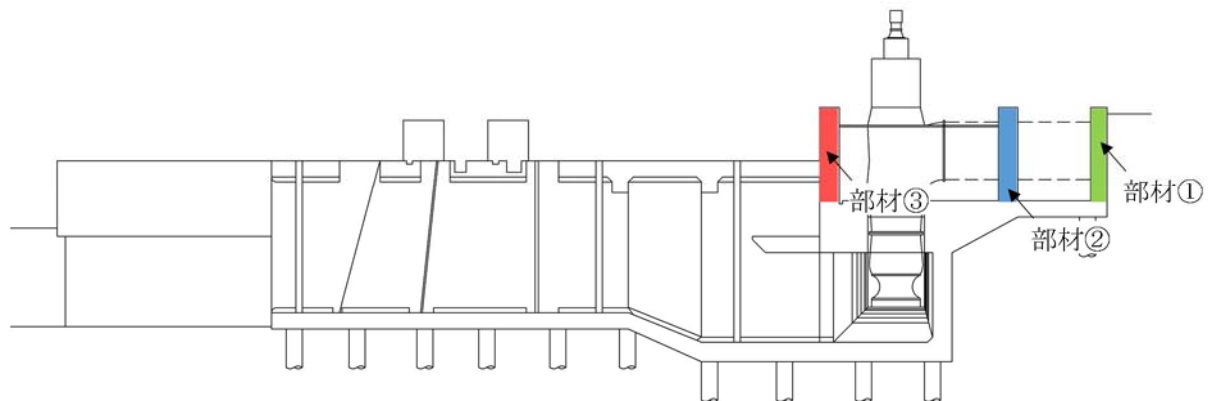




表 2.4-15(4) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	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 γ i ・ φ d / φ L
検討ケース ① および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
② S s - 3 I (H -, V +)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-3.40×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.018
			(H→V ↑)					-7.18×10 <sup>-6</sup>	-3.40×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.018	
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-9.50×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.058
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-9.50×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.058
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.65×10 <sup>-5</sup>	-1.54×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.093
			(H→V ↑)						-3.79×10 <sup>-6</sup>	1.38×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.084
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.34×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)					-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.34×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007	

表 2.4-15(5) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon a$ [-]	照査用曲率 $\phi d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma i \cdot \phi d / \phi_L$
検討ケース ④ および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
③ S <sub>S</sub> -3 I (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-2.86×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.015
			(H→V ↑)					-7.18×10 <sup>-6</sup>	-2.86×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.015	
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-9.87×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.060
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-9.87×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.060
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.58×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.096
			(H→V ↑)						-3.73×10 <sup>-6</sup>	1.42×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.086
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.60×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.60×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009	

表 2.4-15(6) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon a$ [-]	照査用曲率 $\phi d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma i \cdot \phi d / \phi_L$
検討ケース ④ <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
④ S <sub>s</sub> - 3 I (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-2.31×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.012
			(H→V ↑)					-7.18×10 <sup>-6</sup>	-2.31×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.012	
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.65×10 <sup>-5</sup>	-1.62×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.098
			(H→V ↑)						-3.79×10 <sup>-6</sup>	1.45×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.088
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19 (下) D25	-9.35×10 <sup>-6</sup>	-1.62×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)					-7.06×10 <sup>-6</sup>	-1.62×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009	

注記 ※：評価位置は下図に示す。

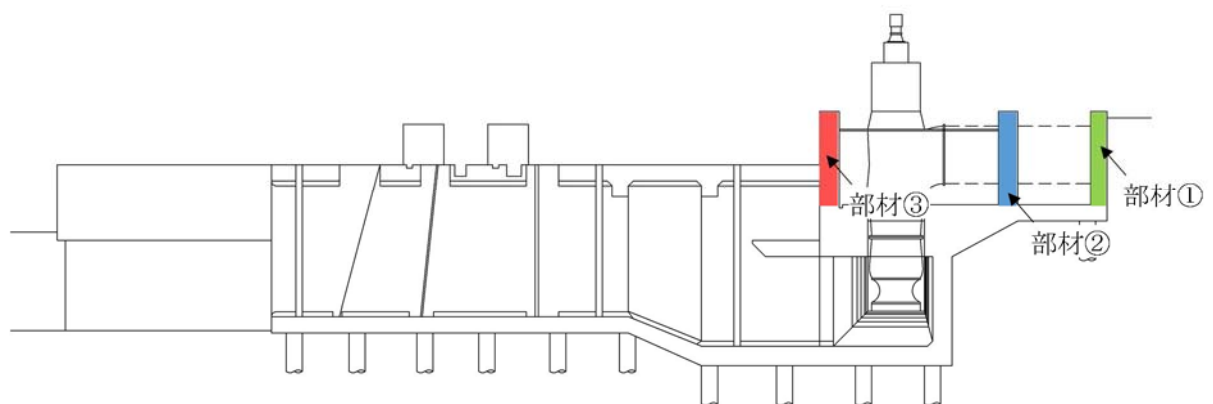




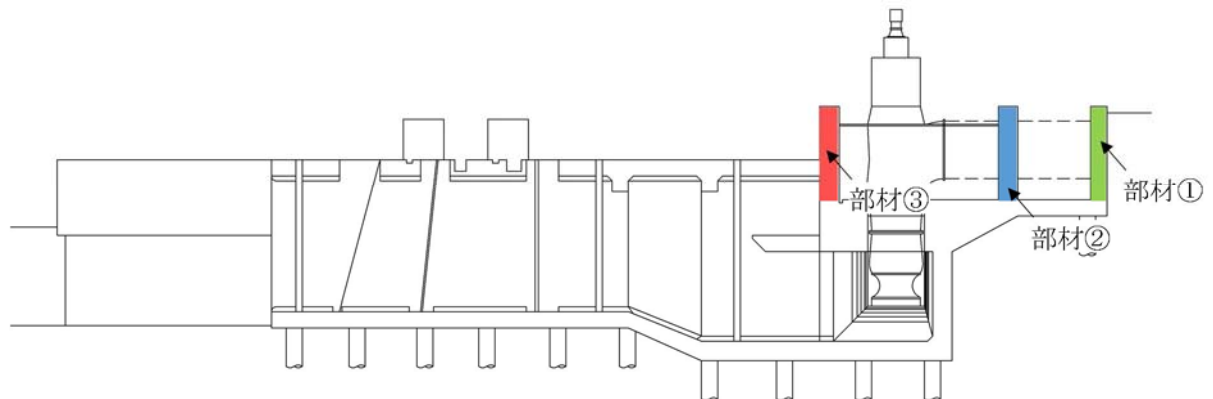
表 2.4-15(7) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	電巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
⑤ SS-31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-4.09×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.021
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-4.09×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.021
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.62×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.098
			(H→V ↑)						-3.73×10 <sup>-6</sup>	1.45×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.088
		※荷重変更	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.74×10 <sup>-5</sup>	-1.97×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.119
			(H→V ↑)						-4.08×10 <sup>-6</sup>	1.81×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.110
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.34×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.34×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007

表 2.4-15(8) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	電巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
⑥ SS-31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-4.14×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.021
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-4.14×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.021
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
			(H→V ↑)						-6.05×10 <sup>-6</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.062
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.62×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.098
			(H→V ↑)						-3.73×10 <sup>-6</sup>	1.45×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.088
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-4.93×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.025
			(H→V ↑)					(下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-4.93×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.025

注記 ※：評価位置は下図に示す。





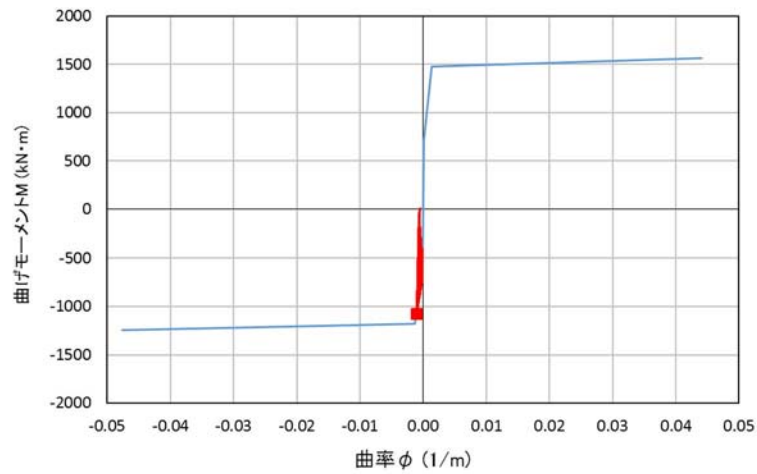


図 2.4-22(1) M- $\phi$  曲線を用いた貯水機能の確認 (①-①断面 側壁)  
(検討ケース④,  $S_s-D1$  (H-, V+)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

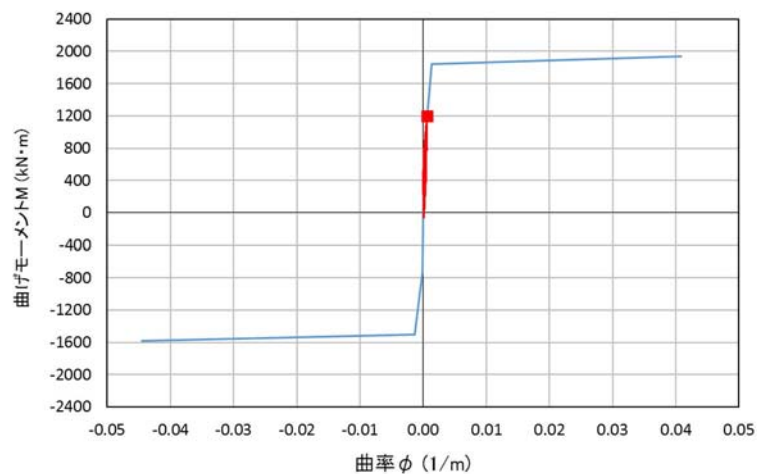


図 2.4-22(2) M- $\phi$  曲線を用いた貯水機能の確認 (④-④断面 側壁)  
(検討ケース④,  $S_s-D1$  (H-, V-)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



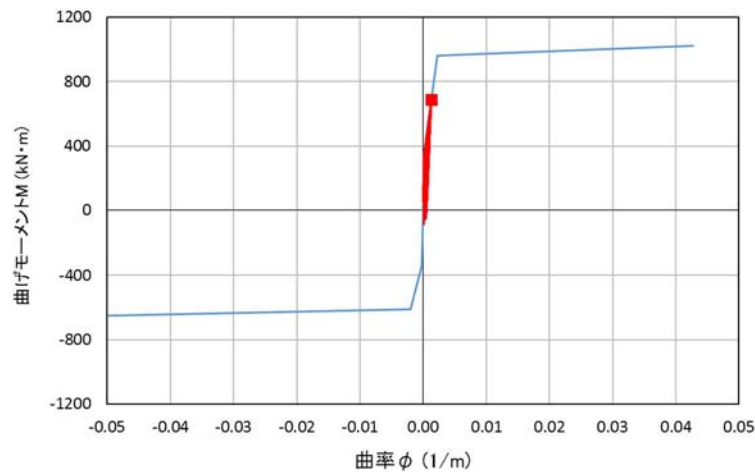


図 2.4-23(1) M- $\phi$  曲線を用いた止水機能等の確認 (①-①断面 頂版)  
(検討ケース④,  $S_s$ -D 1 (H-, V+)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

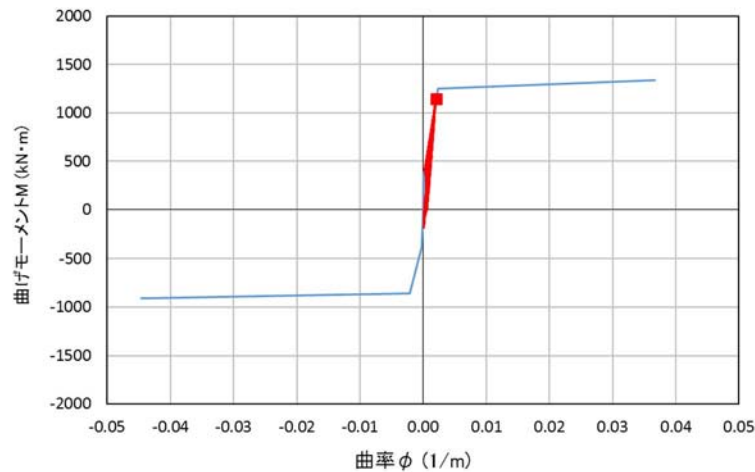


図 2.4-23(2) M- $\phi$  曲線を用いた止水機能等の確認 (④-④断面 頂版)  
(検討ケース④,  $S_s$ -D 1 (H+, V+)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

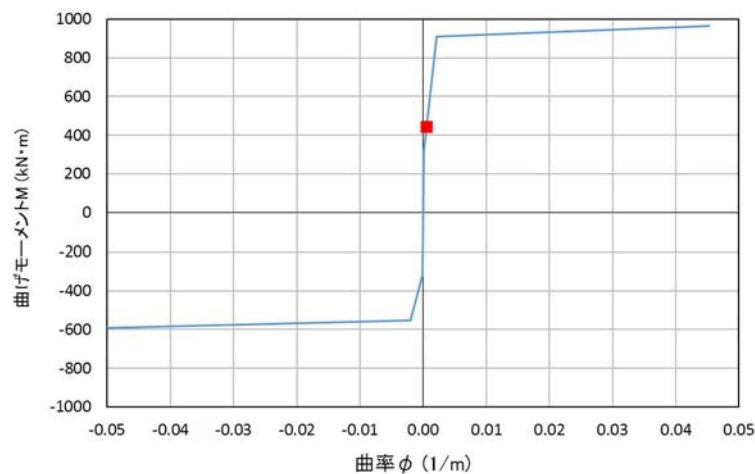


図 2.4-23(3) M- $\phi$  曲線を用いた止水機能等の確認 (⑥-⑥断面 部材①)  
(検討ケース,  $S_s$ -3 1 (H+, V+), 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動



(2) 躯体のせん断力に対する評価結果

躯体のせん断力に対する評価結果を表 2.4-16, 表 2.4-17 及び表 2.4-18 に示す。

躯体の評価位置において発生せん断力 ( $V$ ) がコンクリートの負担するせん断力 ( $V_{cd}$ ) と斜め引張鉄筋の負担するせん断力 ( $V_{sd}$ ), 建設技術審査証明報告書による後施工せん断補強筋が負担するせん断力 ( $V_{phb}$ ) を合わせたせん断耐力 ( $V_{yd}$ ) を下回ることを確認した。  
( $V_{yd} = V_{cd} + V_s + V_{phb} \geq V$ )。なお, 発生断面力は各地震動, 各部材において最大となる値を示している。

以上より, 取水構造物躯体の各部材に発生するせん断力は, せん断耐力以下であることを確認した。



表 2.4-16(1) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-630	1911	0.330
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-240	1322	0.182
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-169	276	0.613
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-523	1318	0.397
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-228	413	0.553
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-187	1238	0.152
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	側壁	1	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		623	1909	0.327
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		239	1297	0.185
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-122	202	0.604
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-537	1324	0.406
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-192	331	0.581
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-185	1243	0.149
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-696	1921	0.363
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-302	1313	0.231
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-168	307	0.548
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-517	1328	0.390
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-261	431	0.606
	隔壁	19	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		171	1236	0.139
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-681	1929	0.354
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-297	1291	0.231
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-175	318	0.551
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-534	1320	0.405
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-255	424	0.602
	隔壁	19	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		172	1238	0.139

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

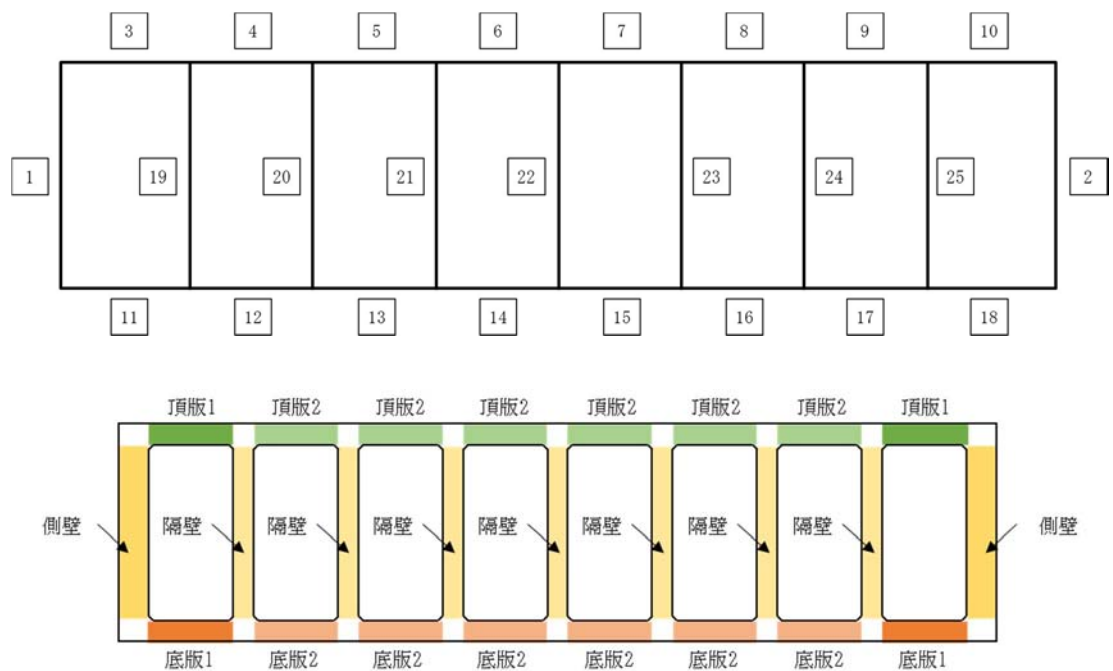




表 2.4-16(2) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
① S <sub>s</sub> -11	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-528	1922	0.275
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		184	1329	0.139
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-140	331	0.423
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-428	1324	0.324
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-205	470	0.437
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-136	1237	0.110
① S <sub>s</sub> -12	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-698	1942	0.360
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-231	1331	0.174
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-79	152	0.520
	底版1	18	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		442	1337	0.331
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-222	467	0.476
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-149	1228	0.122
① S <sub>s</sub> -13	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-622	1888	0.330
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-228	1284	0.178
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-94	162	0.581
	底版1	18	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		425	1327	0.321
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	232	510	0.455
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-151	1231	0.123
① S <sub>s</sub> -14	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-570	1952	0.293
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-200	1321	0.152
	頂版2	6	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-121	308	0.393
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-390	1343	0.291
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	169	462	0.366
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-128	1231	0.104

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

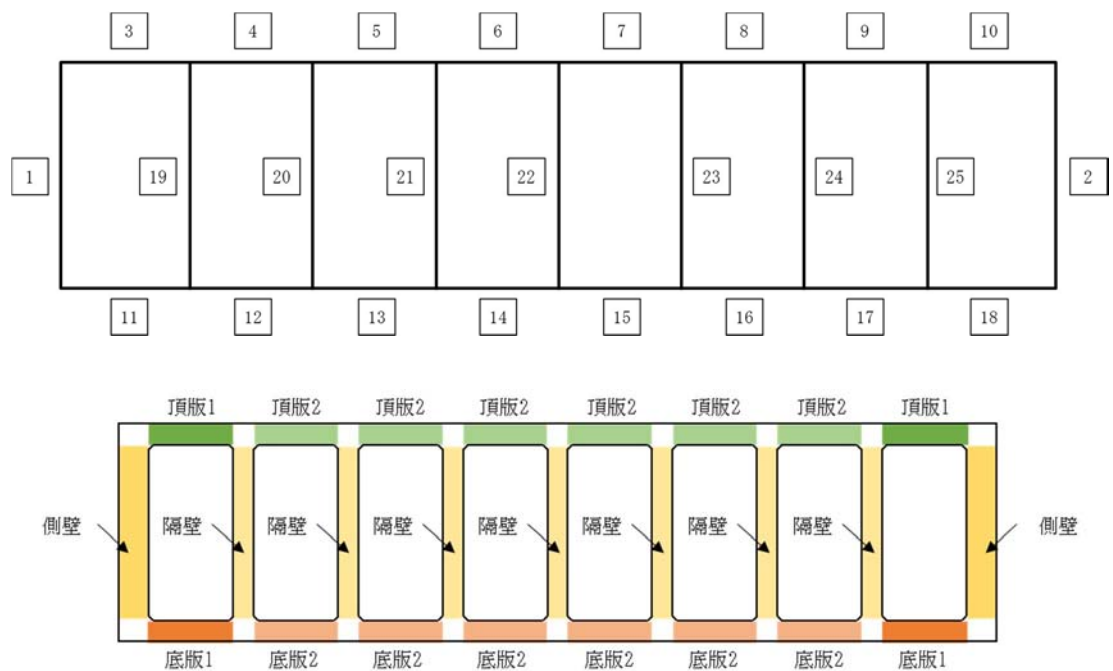




表 2.4-16(3) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
① S <sub>s</sub> -2 1	側壁	1	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		582	1929	0.302
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		222	1318	0.169
	頂版2	5	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-130	283	0.460
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-495	1332	0.372
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-195	403	0.484
	隔壁	19	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		159	1247	0.128
① S <sub>s</sub> -2 2	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-602	1971	0.306
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-241	1311	0.184
	頂版2	5	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-131	285	0.460
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-487	1340	0.364
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	223	510	0.438
	隔壁	19	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		150	1239	0.122
① S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-559	1896	0.295
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-264	1283	0.206
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-135	250	0.540
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-391	1310	0.299
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-202	462	0.438
	隔壁	19	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		178	1249	0.143
① S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-590	1882	0.314
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-242	1246	0.195
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-123	222	0.555
	底版1	18	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		419	1322	0.317
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	246	510	0.483
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-172	1237	0.140

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

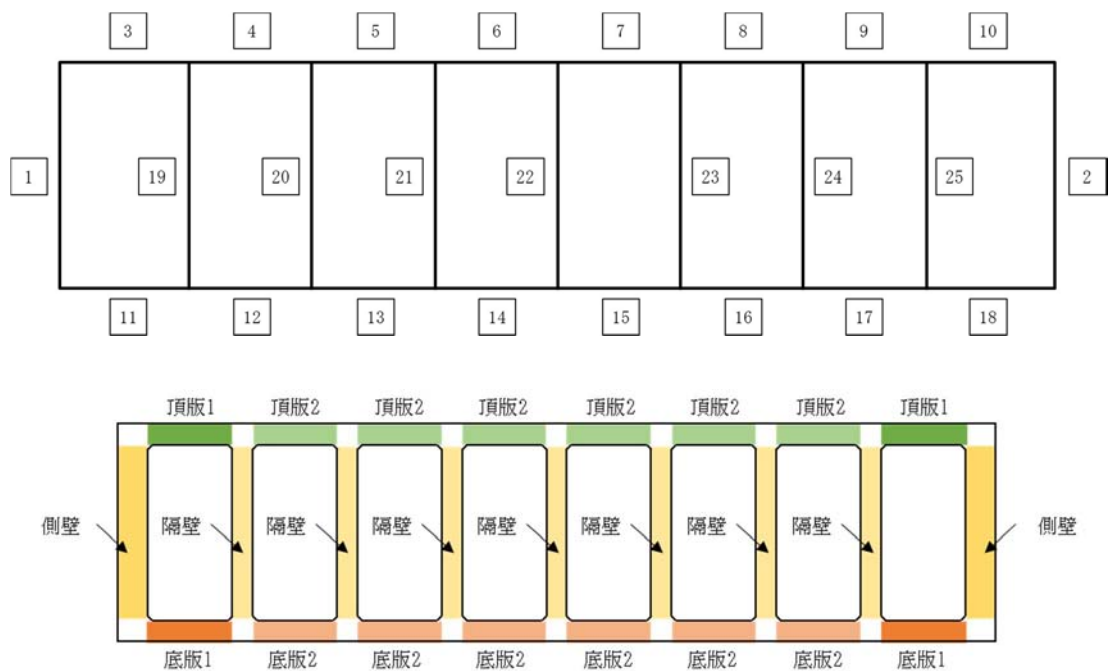




表 2.4-16(4) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
② S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	側壁	1	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		615	1898	0.325
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-248	1320	0.188
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-173	273	0.634
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-516	1320	0.391
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	271	510	0.532
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-189	1240	0.153

表 2.4-16(5) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
③ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-637	1902	0.335
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-262	1310	0.200
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-56	87	0.644
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-518	1319	0.393
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-223	405	0.551
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-185	1235	0.150

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

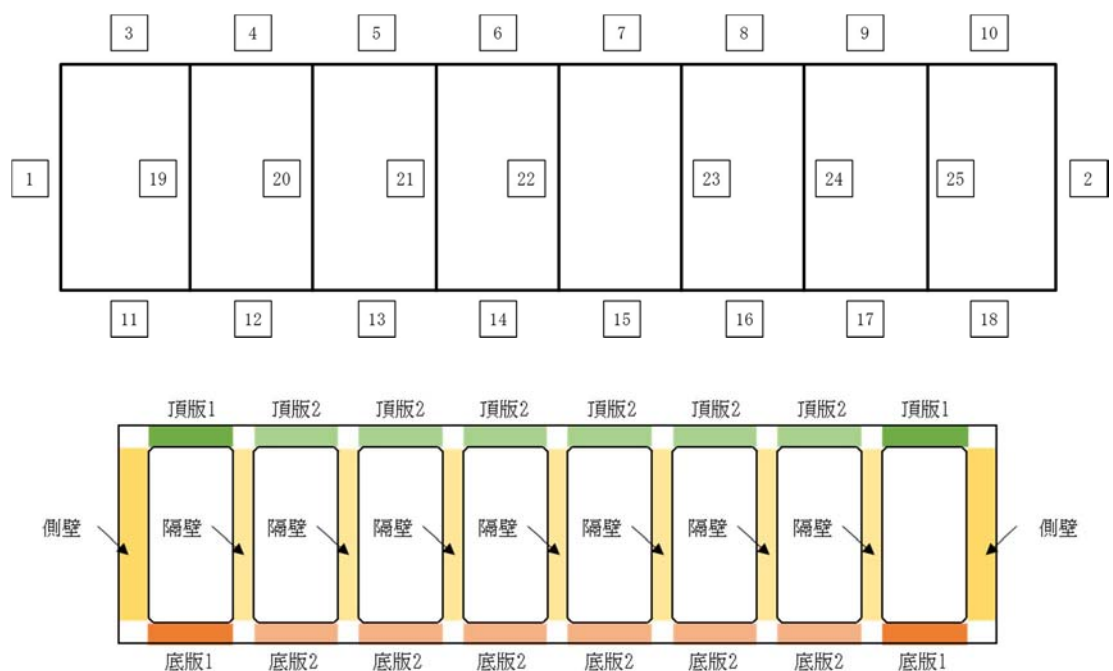




表 2.4-16(6) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
④ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	側壁	1	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		859	1887	0.456
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		303	1300	0.234
	頂版2	7	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-195	281	0.694
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-651	1318	0.494
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-264	383	0.690
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-186	1240	0.150
④ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	側壁									
	頂版1									
	頂版2									
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-653	1320	0.495
	底版2									
	隔壁									
④ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	側壁									
	頂版1									
	頂版2									
	底版1									
	底版2	14	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	-293	422	0.695
	隔壁									

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

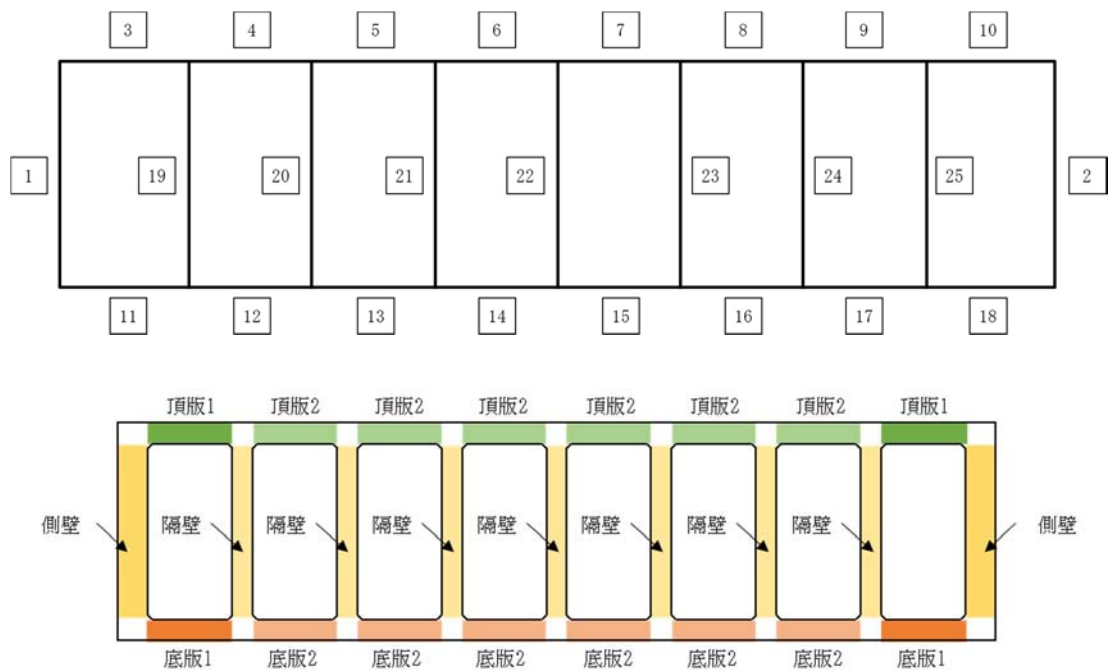




表 2.4-16(7) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
⑤ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-622	1897	0.328
	頂版1	3	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-225	1273	0.177
	頂版2	6	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-149	298	0.500
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-478	1351	0.354
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	269	510	0.528
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-187	1239	0.151

表 2.4-16(8) 躯体のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
⑥ S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-615	1901	0.324
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-232	1326	0.175
	頂版2	6	1000	1000	925	-	※ 5, 6, 7 : PHbなし	-146	289	0.506
	底版1	11	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-478	1353	0.354
	底版2	12	1000	1000	925	-	※ 12, 14 : PHbなし	230	420	0.548
	隔壁	25	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-185	1242	0.149

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

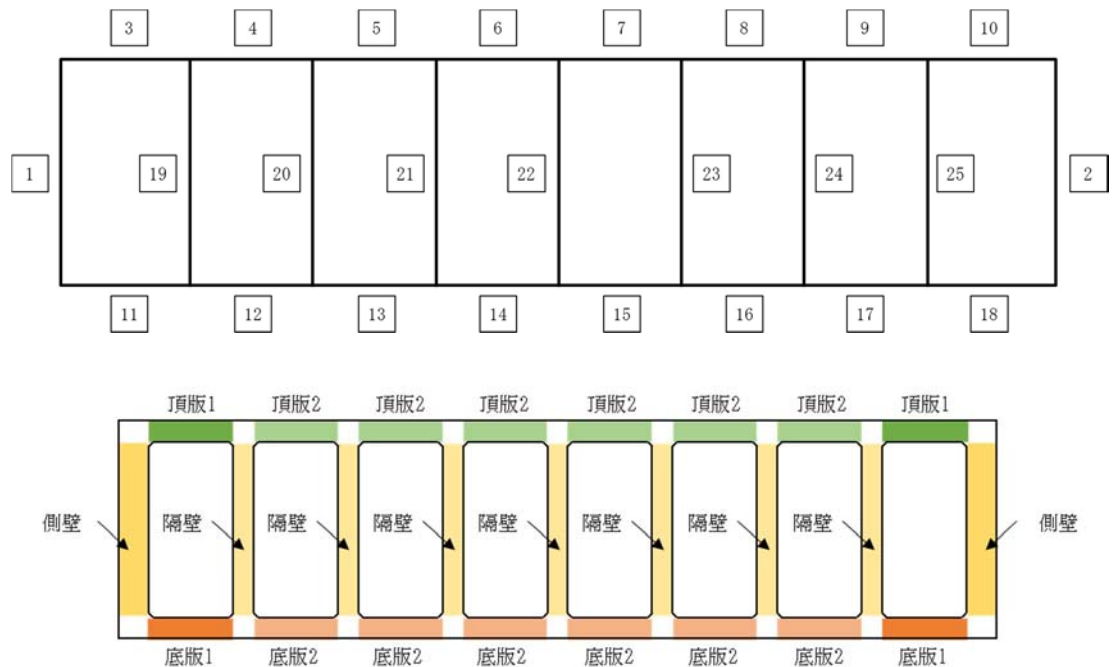




表 2.4-17(1) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	突出部	1	1000	1000	925	-		110	317	0.348
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-609	1839	0.332
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		364	1522	0.240
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		251	1228	0.205
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-386	1308	0.296
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-895	4158	0.216
	底版1	18	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-528	1583	0.334
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-339	1605	0.212
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	突出部	1	1000	1000	925	-		111	319	0.348
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		695	1964	0.354
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		369	1519	0.243
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		257	1230	0.209
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-410	1318	0.312
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-905	4205	0.216
	底版1	18	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-569	1582	0.360
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-362	1643	0.221
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	突出部	1	1000	1000	925	-		112	322	0.348
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-759	2009	0.378
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		443	1508	0.294
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		262	1230	0.214
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-404	1341	0.302
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-1125	4607	0.245
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		581	1602	0.363
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-343	1620	0.212
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	-		121	316	0.383
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-735	1993	0.369
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		442	1512	0.293
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		283	1226	0.231
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-449	1310	0.343
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-1132	4607	0.246
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		597	1585	0.377
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-339	1569	0.217

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

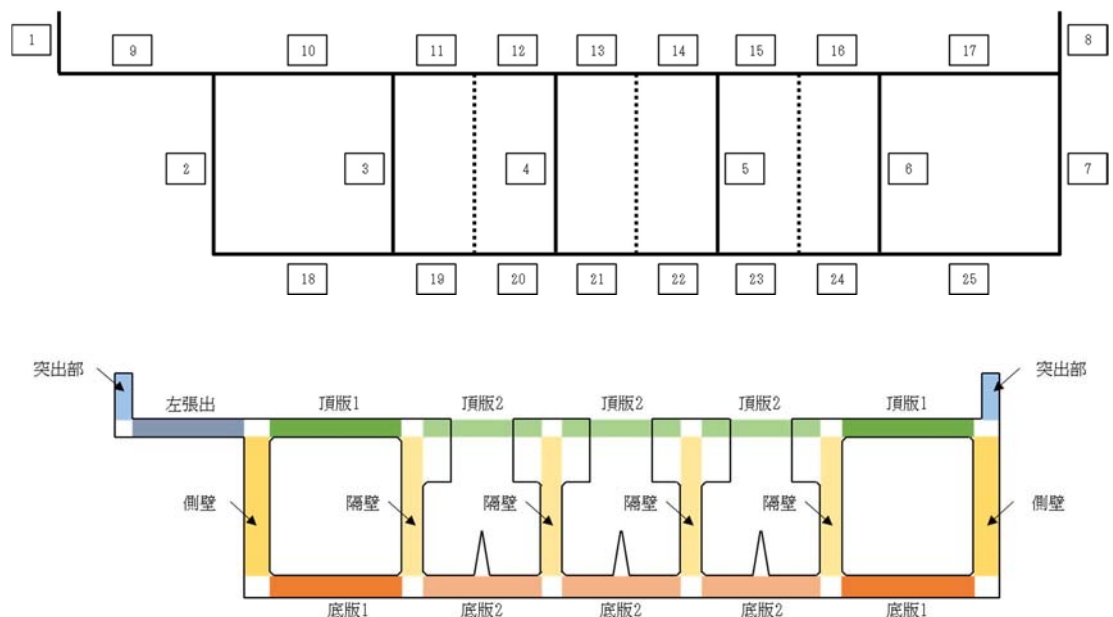




表 2.4-17(2) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
① S <sub>s</sub> -1 1	突出部	1	1000	1000	925	-		90	327	0.276
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-548	1980	0.277
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		303	1526	0.199
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		190	1231	0.155
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-361	1331	0.272
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-804	4473	0.180
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-405	1563	0.260
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-285	1570	0.182
① S <sub>s</sub> -1 2	突出部	1	1000	1000	925	-		105	316	0.333
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-730	2025	0.361
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		326	1525	0.214
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		233	1221	0.191
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		376	1368	0.275
	頂版2	11	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		891	4402	0.203
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		543	1606	0.339
	底版2	20	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		298	1606	0.186
① S <sub>s</sub> -1 3	突出部	1	1000	1000	925	-		100	320	0.313
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-635	1858	0.342
	隔壁	3	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-314	1526	0.206
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		237	1225	0.194
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-358	1344	0.267
	頂版2	11	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		831	4402	0.189
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		492	1583	0.311
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-287	1588	0.181
① S <sub>s</sub> -1 4	突出部	1	1000	1000	925	-		89	327	0.273
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-580	2006	0.290
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		283	1528	0.186
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		186	1239	0.151
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-325	1329	0.245
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-778	4607	0.169
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		438	1594	0.275
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-272	1592	0.171

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

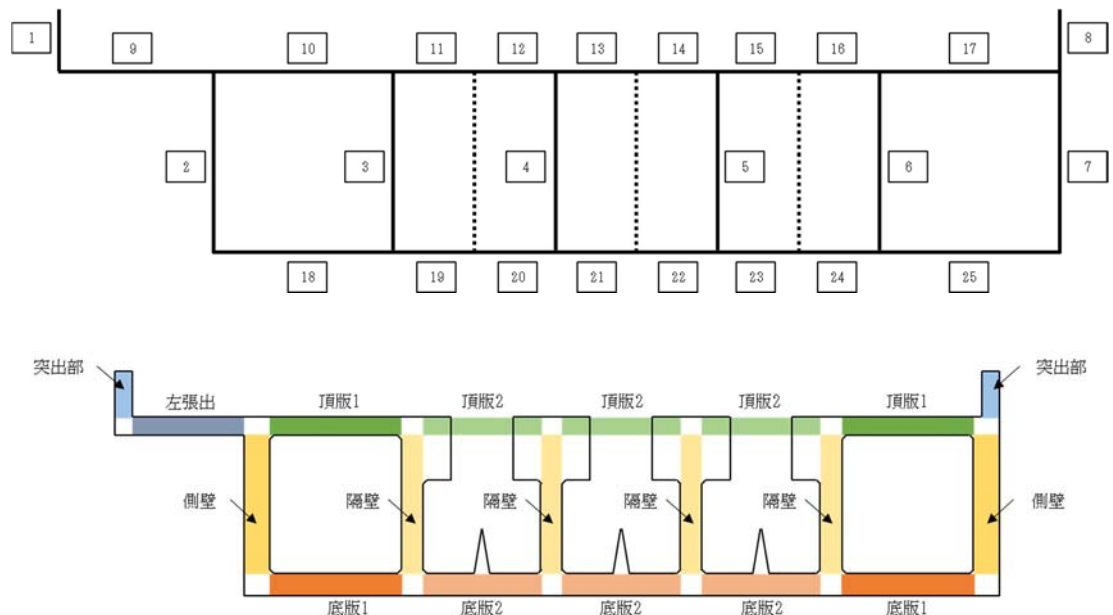




表 2.4-17(3) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
① S <sub>s</sub> -2 1	突出部	1	1000	1000	925	-		100	337	0.297
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		674	1988	0.340
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		340	1518	0.224
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		210	1235	0.171
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-410	1342	0.306
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-861	4607	0.187
	底版1	18	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-520	1590	0.328
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-331	1641	0.202
① S <sub>s</sub> -2 2	突出部	1	1000	1000	925	-		97	323	0.301
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		657	2019	0.326
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		330	1542	0.215
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		220	1229	0.180
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-432	1337	0.324
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-872	4607	0.190
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		520	1620	0.321
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-333	1606	0.208
① S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	突出部	8	1000	1000	925	-		-89	333	0.268
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-580	1961	0.296
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		338	1528	0.222
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		227	1222	0.186
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		317	1351	0.235
	頂版2	11	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		808	4402	0.184
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		444	1575	0.282
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-278	1557	0.179
① S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	突出部	8	1000	1000	925	-		-96	330	0.291
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-613	1938	0.317
	隔壁	3	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-350	1523	0.230
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		232	1226	0.190
	頂版1	10	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		322	1345	0.240
	頂版2	11	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		868	4402	0.198
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		513	1567	0.328
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-283	1581	0.180

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

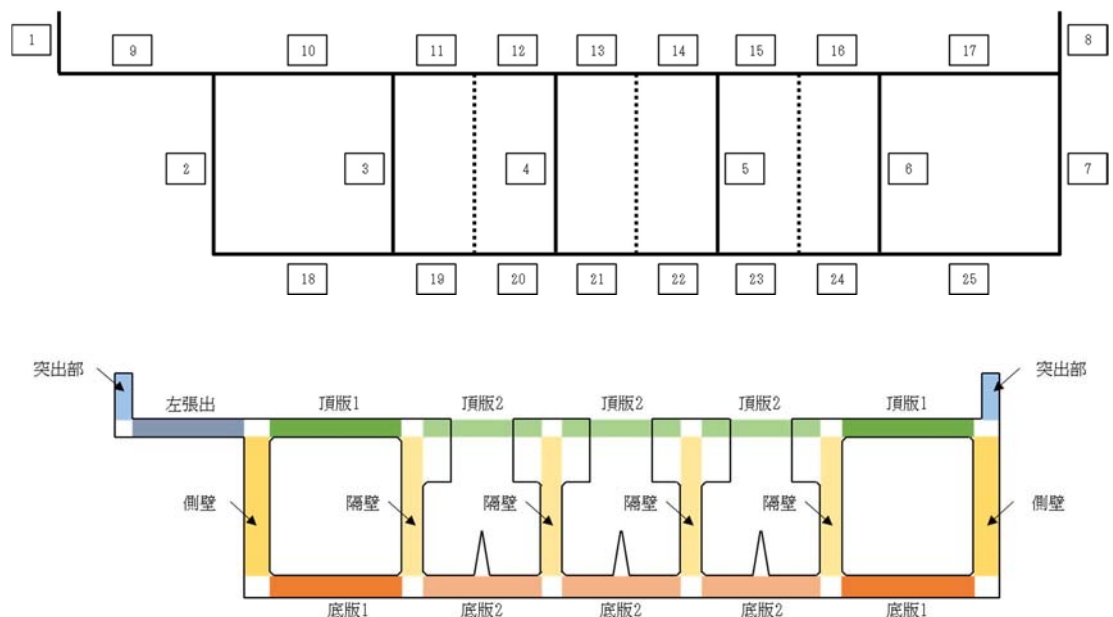




表 2.4-17(4) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
② S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	-		121	320	0.379
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-739	1993	0.371
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		449	1509	0.298
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		292	1224	0.239
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-444	1311	0.339
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-1131	4607	0.246
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		598	1586	0.378
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-339	1577	0.215

表 2.4-17(5) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
③ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	-		120	321	0.374
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-728	1995	0.365
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		431	1513	0.285
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		261	1226	0.213
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-457	1336	0.343
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-1098	4607	0.239
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		591	1586	0.373
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-338	1580	0.214

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

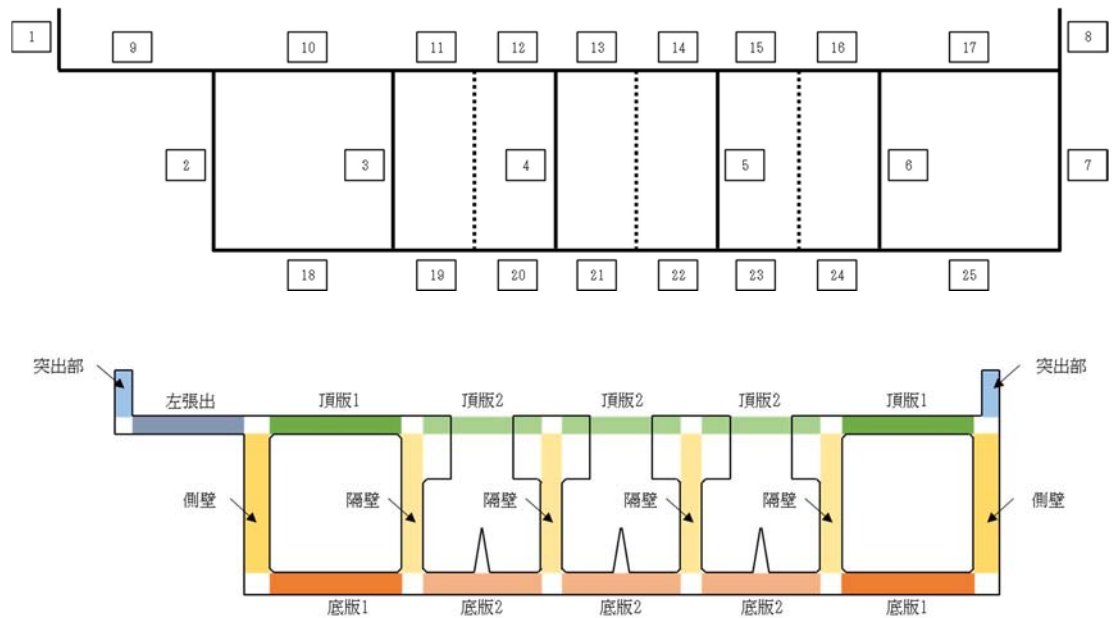




表 2.4-17(6) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
④ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	1	1000	1000	925	-		135	312	0.433
	側壁	2	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-733	1805	0.407
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		523	1503	0.348
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		392	1230	0.319
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-497	1325	0.376
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-1338	4607	0.291
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-613	1539	0.399
	底版2	23	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		-372	1584	0.235

表 2.4-17(7) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
⑤ S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	突出部	8	1000	1000	925	-		-101	346	0.292
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-730	1977	0.370
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		395	1517	0.261
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		259	1221	0.213
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-421	1312	0.321
	頂版2	16	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		-941	4607	0.205
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		636	1588	0.401
	底版2	20	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		339	1622	0.210

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

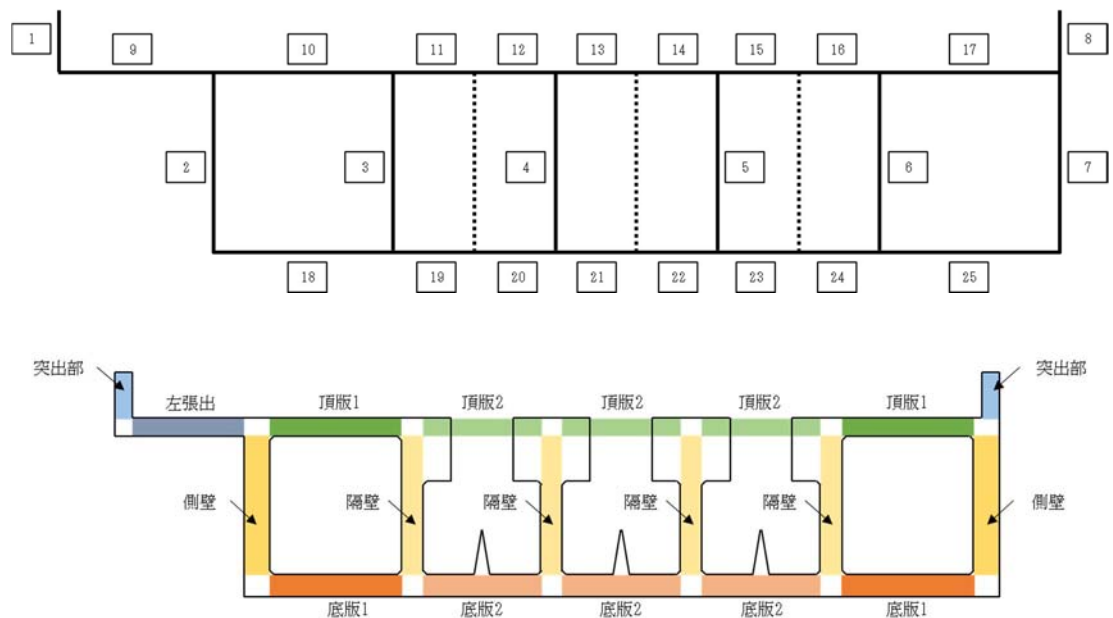




表 2.4-17(8) 躯体のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	PHbせん断補強筋	備考			
⑥ S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	突出部	8	1000	1000	925	-		-101	347	0.292
	側壁	7	1000	1500	1425	SD345 D22 @300×300		-724	1973	0.367
	隔壁	6	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		396	1516	0.262
	左張出	9	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		259	1218	0.213
	頂版1	17	1000	1000	925	SD345 D22 @300×300		-409	1316	0.311
	頂版2	11	1000	3190	3115	SD345 D22 @300×300		921	4402	0.210
	底版1	25	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		641	1586	0.405
	底版2	20	1000	1200	1125	SD345 D22 @300×300		343	1624	0.212

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

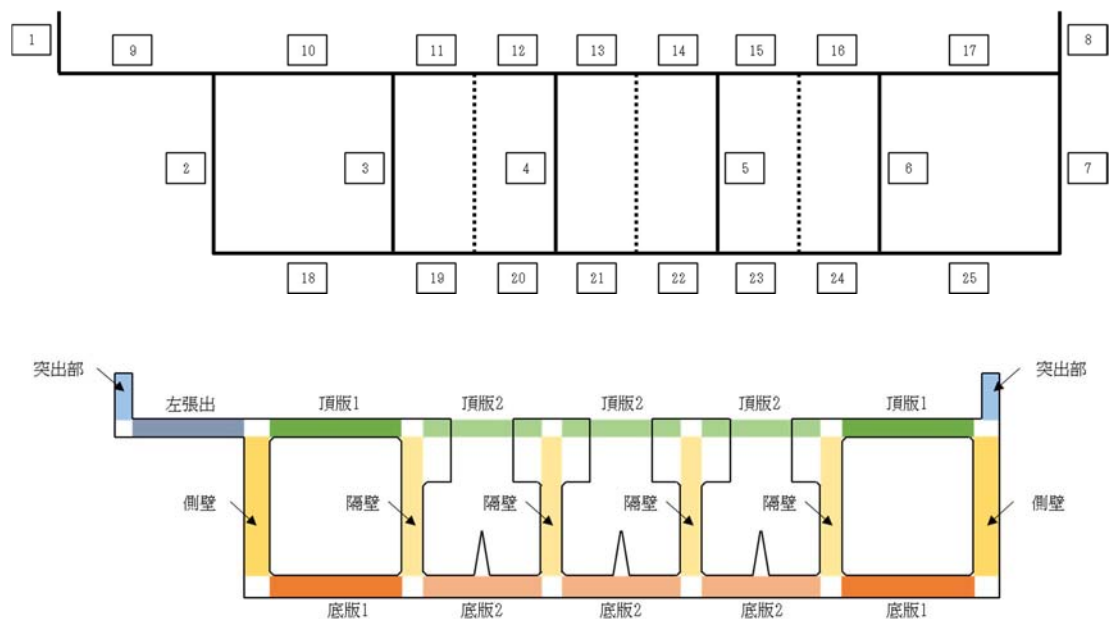




表 2.4-18(1) 躯体のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
① S <sub>s</sub> - D1 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	74	294	0.252
			(H→V ↑)				74	282	0.263
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	113	279	0.406
			(H→V ↑)				113	253	0.447
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	129	277	0.466
			(H←V ↑)				-129	246	0.525
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	114	283	0.403
			(H→V ↑)				114	277	0.412
① S <sub>s</sub> - D1 (H+, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	74	294	0.252
			(H→V ↑)				74	283	0.262
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	113	279	0.406
			(H→V ↑)				113	253	0.447
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	130	276	0.472
			(H←V ↑)				-130	246	0.529
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	67	295	0.228
			(H→V ↑)				67	288	0.233
① S <sub>s</sub> - D1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	76	292	0.261
			(H→V ↑)				76	284	0.268
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	113	277	0.408
			(H→V ↑)				113	254	0.445
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	130	274	0.475
			(H←V ↑)				-130	248	0.525
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	70	296	0.237
			(H→V ↑)				70	288	0.244
① S <sub>s</sub> - D1 (H-, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	76	298	0.256
			(H→V ↑)				76	278	0.274
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	115	281	0.410
			(H→V ↑)				115	249	0.462
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	130	278	0.468
			(H←V ↑)				-130	244	0.533
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	71	296	0.240
			(H→V ↑)				71	287	0.248

注記 ※：評価位置は下図に示す。

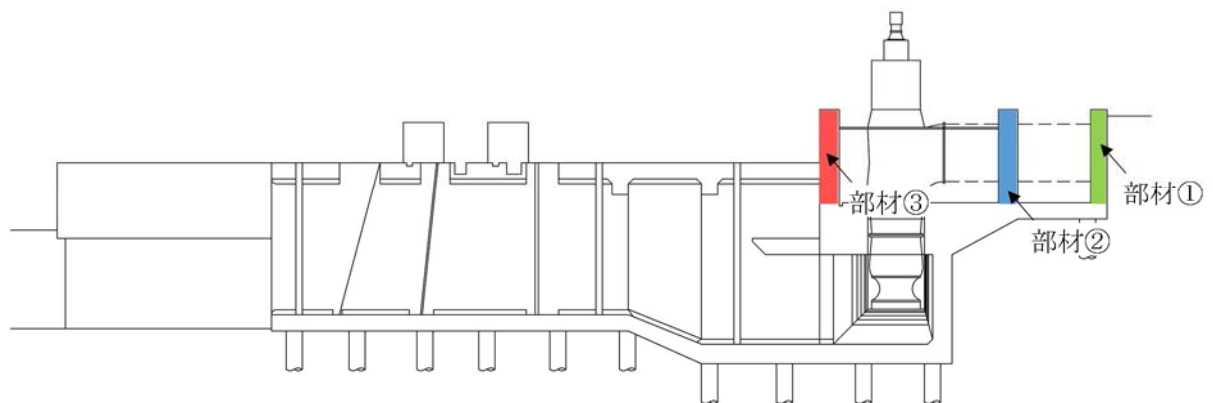




表 2.4-18(2) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
① S <sub>s</sub> - 1 1	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	71	300	0.237
			(H→V ↑)				71	282	0.252
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	96	284	0.339
			(H→V ↑)				96	252	0.381
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	113	280	0.404
			(H←V ↑)				-113	245	0.462
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	58	299	0.194
			(H→V ↑)				58	290	0.200
① S <sub>s</sub> - 1 2	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	81	290	0.280
			(H→V ↑)				81	283	0.287
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	104	279	0.373
			(H→V ↑)				104	255	0.408
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	120	276	0.435
			(H←V ↑)				-120	248	0.484
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	61	298	0.205
			(H→V ↑)				61	290	0.211
① S <sub>s</sub> - 1 3	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	82	291	0.282
			(H→V ↑)				82	283	0.290
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	103	280	0.368
			(H→V ↑)				103	256	0.403
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	120	276	0.435
			(H←V ↑)				-120	248	0.484
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	62	298	0.209
			(H→V ↑)				62	289	0.215
① S <sub>s</sub> - 1 4	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	77	297	0.260
			(H→V ↑)				77	280	0.275
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	101	283	0.357
			(H→V ↑)				101	251	0.403
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	117	280	0.418
			(H←V ↑)				-117	245	0.478
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	55	300	0.184
			(H→V ↑)				55	291	0.190

注記 ※：評価位置は下図に示す。

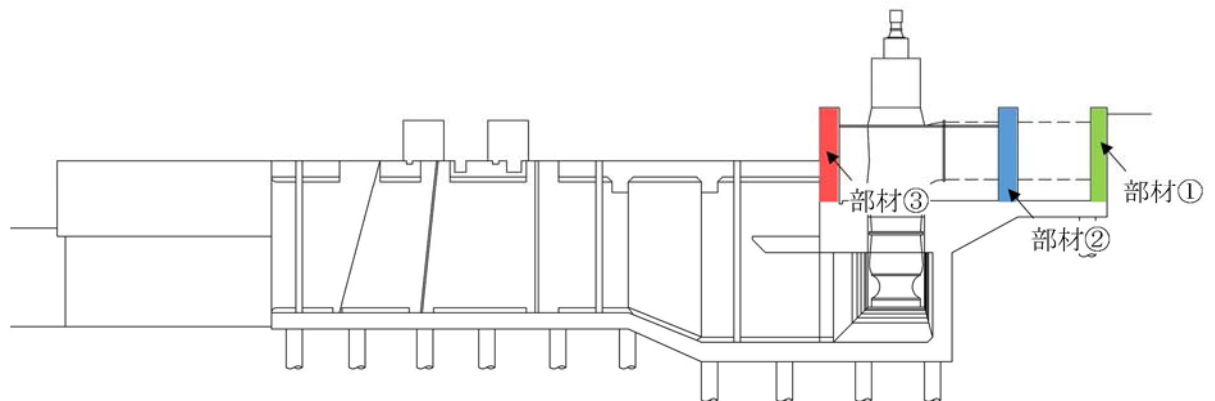




表 2.4-18(3) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
① S <sub>s</sub> - 2 1	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	63	296	0.213
			(H→V ↑)				63	287	0.220
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	99	280	0.354
			(H→V ↑)				99	255	0.389
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	115	278	0.414
			(H←V ↑)				-115	247	0.466
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	54	303	0.179
			(H→V ↑)				54	290	0.187
① S <sub>s</sub> - 2 2	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	73	301	0.243
			(H→V ↑)				73	277	0.264
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	110	284	0.388
			(H→V ↑)				110	249	0.442
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	125	280	0.447
			(H←V ↑)				-125	243	0.515
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	63	299	0.211
			(H→V ↑)				63	288	0.219
① S <sub>s</sub> - 3 1 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	95	288	0.330
			(H→V ↑)				95	282	0.337
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	106	278	0.382
			(H→V ↑)				106	255	0.416
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	122	276	0.443
			(H←V ↑)				-122	248	0.492
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	63	299	0.211
			(H→V ↑)				63	289	0.218
① S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	91	288	0.316
			(H→V ↑)				91	282	0.323
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	120	276	0.435
			(H→V ↑)				120	254	0.473
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	135	273	0.495
			(H←V ↑)				-136	248	0.549
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	56	299	0.188
			(H→V ↑)				56	291	0.193

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

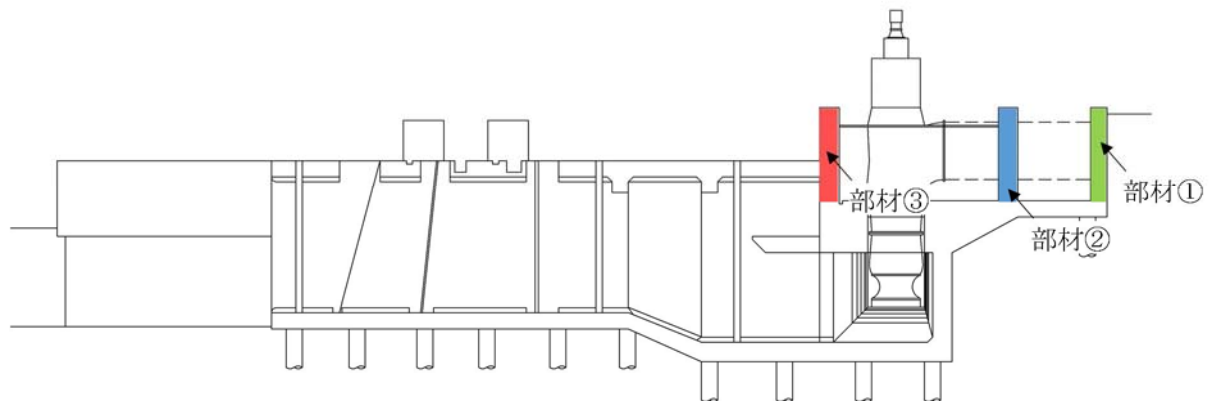




表 2.4-18(4) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
② S <sub>S</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	93	287	0.325
			(H→V ↑)				93	282	0.330
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	118	276	0.428
			(H→V ↑)				118	254	0.465
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	134	274	0.490
			(H←V ↑)				-134	248	0.541
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	55	300	0.184
			(H→V ↑)				55	291	0.190

表 2.4-18(5) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
③ S <sub>S</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	89	288	0.310
			(H→V ↑)				89	282	0.316
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	120	276	0.435
			(H→V ↑)				120	254	0.473
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	135	273	0.495
			(H←V ↑)				-136	248	0.549
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	71	294	0.242
			(H→V ↑)				71	287	0.248

注記 ※：評価位置は下図に示す。

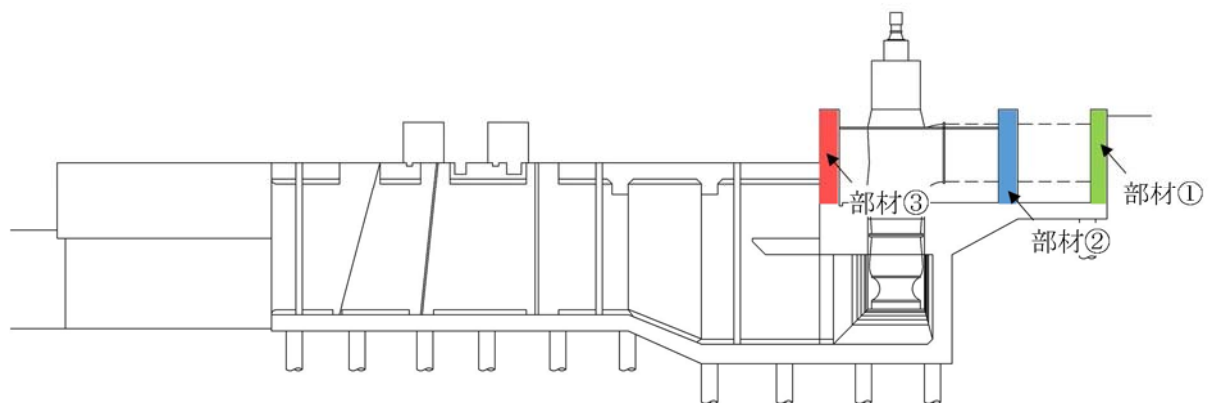




表 2.4-18(6) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
④ S <sub>S</sub> - 3 1 (H→, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	86	289	0.298
			(H→V ↑)				86	283	0.304
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	122	275	0.444
			(H→V ↑)				122	254	0.481
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	137	273	0.502
			(H←V ↑)				-137	248	0.553
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	86	293	0.294
			(H→V ↑)				86	286	0.301

表 2.4-18(7) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
⑤ S <sub>S</sub> - 3 1 (H→, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	110	286	0.385
			(H→V ↑)				110	281	0.392
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	122	275	0.444
			(H→V ↑)				122	254	0.481
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	137	273	0.502
			(H←V ↑)				-137	248	0.553
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	133	285	0.467
			(H→V ↑)				133	280	0.475

注記 ※：評価位置は下図に示す。

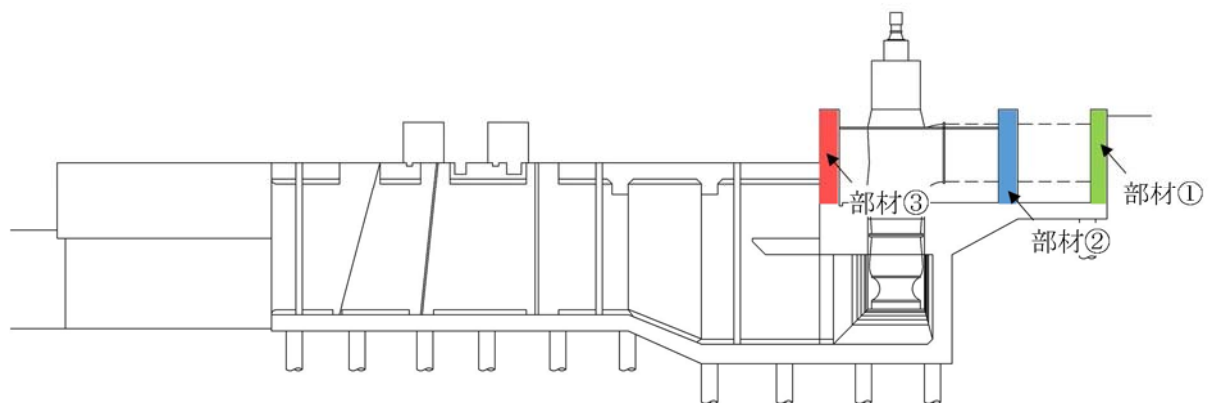
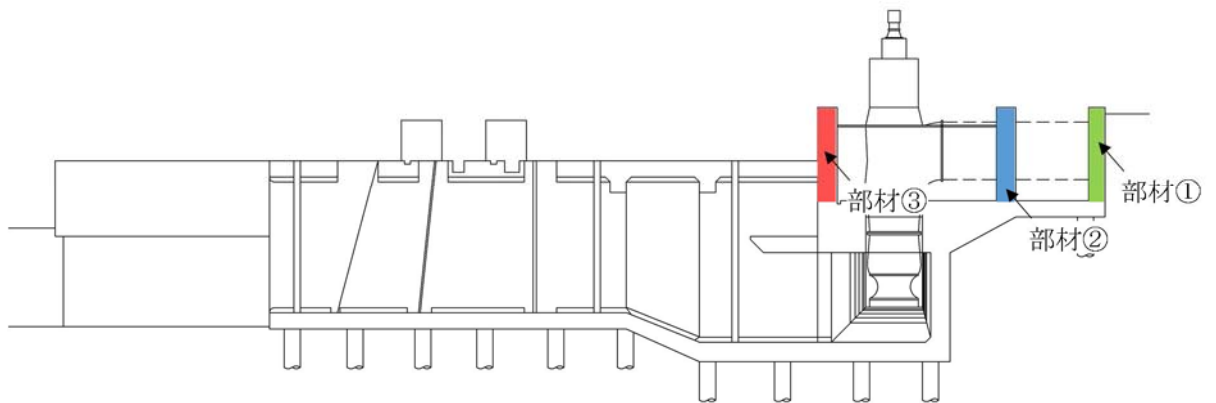




表 2.4-18(8) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
⑥ S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	111	286	0.389
			(H→V ↑)				111	281	0.396
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1125	122	275	0.444
			(H→V ↑)				122	254	0.481
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1125	137	273	0.502
			(H←V ↑)				-137	248	0.553
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	925	137	285	0.481
			(H→V ↑)				137	280	0.490

注記 \* : 評価位置は下図に示す。





### 2.4.3 鋼管杭の耐震性評価結果

#### (1) 鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果

鋼管杭の曲げ軸力に対する評価結果を表 2.4-19、表 2.4-20 及び表 2.4-21 に示す。

鋼管杭の全塑性モーメント相当として、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 及び鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（（社）土木学会，2008 年制定）に基づき，鋼管杭の終局曲率を許容限界とし，照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認した。なお、照査用曲率は、各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，取水構造物鋼管杭の各部材に発生する曲率は，限界曲率以下であることを確認した。



表 2.4-19 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置	照査用曲率 $\phi_d$ (1/m)	終局曲率 $\phi_u$ (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$
① $S_S-D1$ (H+, V+)	1	$1.14 \times 10^{-3}$	$9.48 \times 10^{-3}$	0.121
① $S_S-D1$ (H+, V-)	1	$1.18 \times 10^{-3}$	$9.21 \times 10^{-3}$	0.129
① $S_S-D1$ (H-, V+)	1	$1.21 \times 10^{-3}$	$1.07 \times 10^{-2}$	0.114
① $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$1.33 \times 10^{-3}$	$1.06 \times 10^{-2}$	0.126
① $S_S-11$	1	$1.03 \times 10^{-3}$	$1.10 \times 10^{-2}$	0.094
① $S_S-12$	1	$1.07 \times 10^{-3}$	$9.78 \times 10^{-3}$	0.110
① $S_S-13$	1	$9.49 \times 10^{-4}$	$9.90 \times 10^{-3}$	0.096
① $S_S-14$	1	$5.90 \times 10^{-4}$	$9.80 \times 10^{-3}$	0.061
① $S_S-21$	1	$8.43 \times 10^{-4}$	$9.44 \times 10^{-3}$	0.090
① $S_S-22$	1	$7.82 \times 10^{-4}$	$1.10 \times 10^{-2}$	0.072
① $S_S-31$ (H+, V+)	1	$1.38 \times 10^{-3}$	$9.30 \times 10^{-3}$	0.149
① $S_S-31$ (H-, V+)	1	$1.17 \times 10^{-3}$	$8.90 \times 10^{-3}$	0.132
② $S_S-31$ (H+, V+)	1	$1.30 \times 10^{-3}$	$8.94 \times 10^{-3}$	0.146
③ $S_S-31$ (H+, V+)	1	$1.39 \times 10^{-3}$	$9.24 \times 10^{-3}$	0.151
④ $S_S-31$ (H+, V+)	1	$2.06 \times 10^{-3}$	$9.44 \times 10^{-3}$	0.219
⑤ $S_S-31$ (H+, V+)	1	$1.47 \times 10^{-3}$	$9.42 \times 10^{-3}$	0.157
⑥ $S_S-31$ (H+, V+)	1	$1.40 \times 10^{-3}$	$9.14 \times 10^{-3}$	0.154

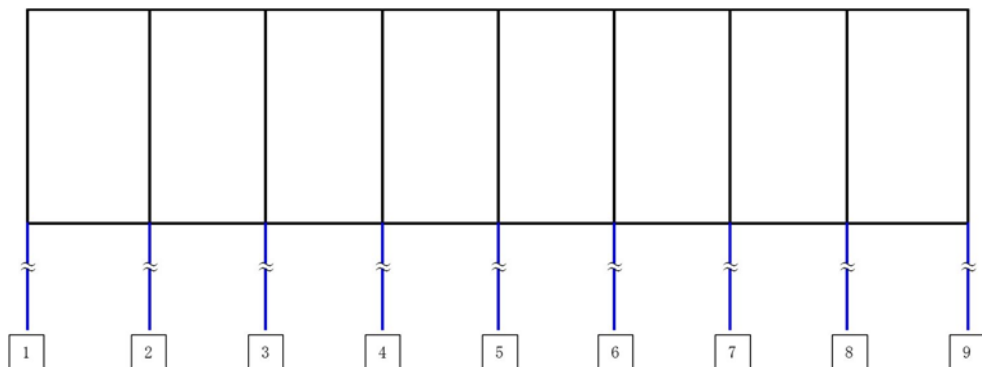




表 2.4-20 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置	照査用曲率 $\phi_d$ (1/m)	終局曲率 $\phi_u$ (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$
① $S_S-D1$ (H+, V+)	1	$1.75 \times 10^{-3}$	$9.47 \times 10^{-3}$	0.185
① $S_S-D1$ (H+, V-)	1	$1.77 \times 10^{-3}$	$9.38 \times 10^{-3}$	0.189
① $S_S-D1$ (H-, V+)	1	$1.76 \times 10^{-3}$	$9.51 \times 10^{-3}$	0.186
① $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$1.85 \times 10^{-3}$	$8.40 \times 10^{-3}$	0.221
① $S_S-11$	1	$1.61 \times 10^{-3}$	$1.00 \times 10^{-2}$	0.161
① $S_S-12$	1	$1.47 \times 10^{-3}$	$9.70 \times 10^{-3}$	0.152
① $S_S-13$	1	$1.41 \times 10^{-3}$	$8.86 \times 10^{-3}$	0.160
① $S_S-14$	1	$1.01 \times 10^{-3}$	$1.17 \times 10^{-2}$	0.087
① $S_S-21$	1	$1.19 \times 10^{-3}$	$8.94 \times 10^{-3}$	0.134
① $S_S-22$	1	$1.13 \times 10^{-3}$	$1.04 \times 10^{-2}$	0.109
① $S_S-31$ (H+, V+)	1	$1.43 \times 10^{-3}$	$7.66 \times 10^{-3}$	0.187
① $S_S-31$ (H-, V+)	2	$1.14 \times 10^{-3}$	$8.13 \times 10^{-3}$	0.141
② $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$1.76 \times 10^{-3}$	$8.33 \times 10^{-3}$	0.212
③ $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$1.83 \times 10^{-3}$	$8.06 \times 10^{-3}$	0.228
④ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	$2.18 \times 10^{-3}$	$9.73 \times 10^{-3}$	0.225
⑤ $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$-1.68 \times 10^{-3}$	$8.38 \times 10^{-3}$	0.201
⑥ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	$1.59 \times 10^{-3}$	$8.05 \times 10^{-3}$	0.198

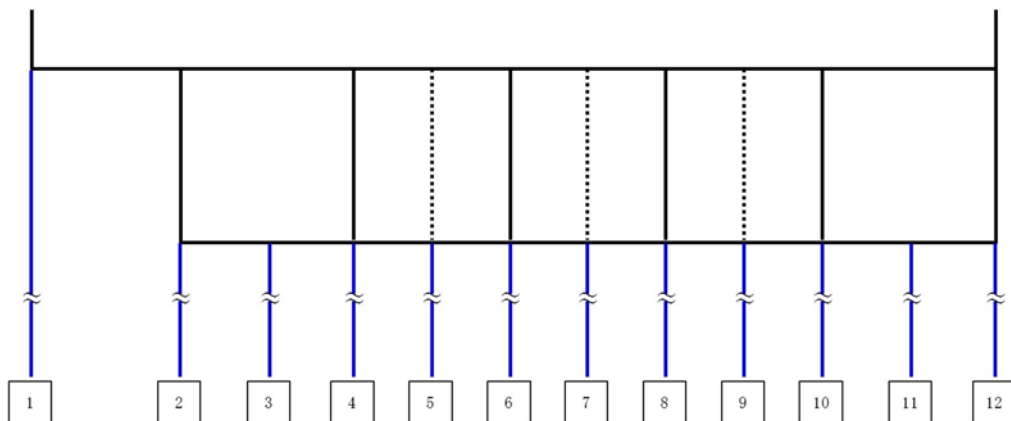
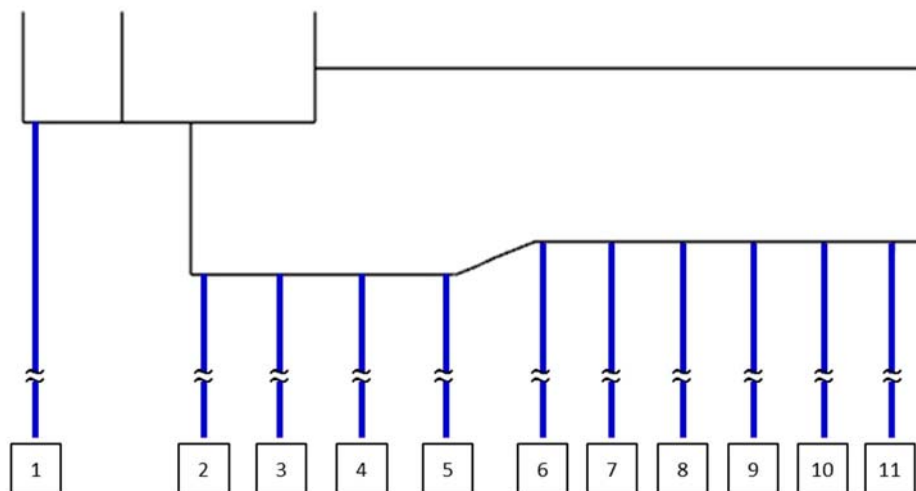




表 2.4-21 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

検討ケース	評価位置	照査用曲率 $\phi_d$ (1/m)	終局曲率 $\phi_u$ (1/m)	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_u$
① $S_S-D1$ (H+, V+)	2	$2.21 \times 10^{-3}$	$9.35 \times 10^{-3}$	0.237
① $S_S-D1$ (H+, V-)	2	$1.98 \times 10^{-3}$	$8.43 \times 10^{-3}$	0.235
① $S_S-D1$ (H-, V+)	2	$2.58 \times 10^{-3}$	$8.71 \times 10^{-3}$	0.297
① $S_S-D1$ (H-, V-)	2	$2.62 \times 10^{-3}$	$8.59 \times 10^{-3}$	0.306
① $S_S-11$	2	$7.71 \times 10^{-4}$	$8.68 \times 10^{-3}$	0.089
① $S_S-12$	1	$1.27 \times 10^{-3}$	$9.38 \times 10^{-3}$	0.136
① $S_S-13$	1	$1.04 \times 10^{-3}$	$9.27 \times 10^{-3}$	0.113
① $S_S-14$	1	$7.50 \times 10^{-4}$	$8.96 \times 10^{-3}$	0.084
① $S_S-21$	2	$1.42 \times 10^{-3}$	$8.82 \times 10^{-3}$	0.161
① $S_S-22$	2	$1.43 \times 10^{-3}$	$8.72 \times 10^{-3}$	0.164
① $S_S-31$ (H+, V+)	1	$-1.58 \times 10^{-3}$	$9.19 \times 10^{-3}$	0.172
① $S_S-31$ (H-, V+)	2	$1.18 \times 10^{-3}$	$8.89 \times 10^{-3}$	0.133
② $S_S-D1$ (H-, V-)	2	$2.49 \times 10^{-3}$	$8.57 \times 10^{-3}$	0.291
③ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	$2.77 \times 10^{-3}$	$8.49 \times 10^{-3}$	0.327
④ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	$2.59 \times 10^{-3}$	$8.06 \times 10^{-3}$	0.322
⑤ $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$2.27 \times 10^{-3}$	$9.09 \times 10^{-3}$	0.250
⑥ $S_S-D1$ (H-, V-)	1	$2.09 \times 10^{-3}$	$9.10 \times 10^{-3}$	0.230





(2) 鋼管杭のせん断力に対する評価結果

鋼管杭のせん断力に対する評価結果を表 2.4-22, 表 2.4-23 及び表 2.4-24 に示す。

鋼管杭のせん断力に対する許容限界は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 及び鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕((社) 土木学会, 2008 年制定) に基づき、鋼管杭の発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。なお、発生せん断力は、各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、取水構造物鋼管杭の各部材に発生するせん断力は、せん断耐力以下であることを確認した。



表 2.4-22 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (①-①断面)

検討ケース	評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V+)	3	-849	2904	0.293
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V-)	3	-875	2904	0.302
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V+)	1	-748	2904	0.258
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	1	-739	2904	0.255
① S <sub>S</sub> -1 1	3	-522	2904	0.180
① S <sub>S</sub> -1 2	3	-730	2904	0.252
① S <sub>S</sub> -1 3	3	-652	2904	0.225
① S <sub>S</sub> -1 4	1	424	2904	0.147
① S <sub>S</sub> -2 1	3	-612	2904	0.211
① S <sub>S</sub> -2 2	3	-417	2904	0.144
① S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	1	-921	2904	0.318
① S <sub>S</sub> -3 1 (H-, V+)	3	-829	2904	0.286
② S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	3	-899	2904	0.310
③ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	1	-937	2904	0.323
④ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	1	-1392	2904	0.480
⑤ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	1	-986	2904	0.340
⑥ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	1	-954	2904	0.329

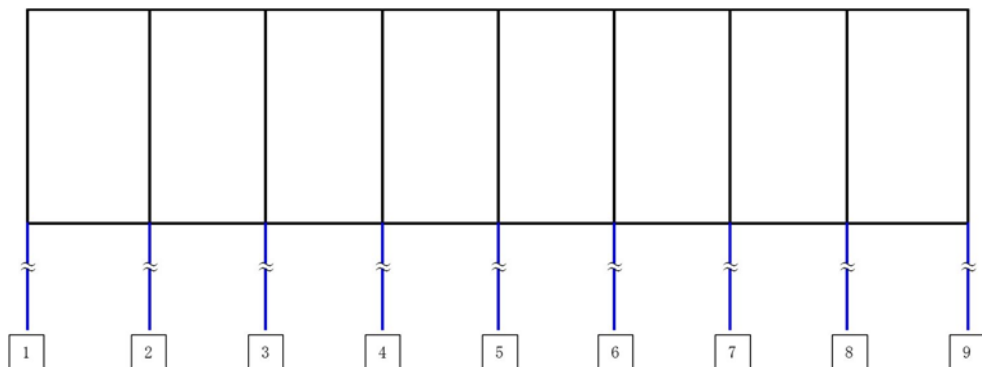




表 2.4-23 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (④-④断面)

検討ケース	評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V+)	2	840	2904	0.290
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V-)	2	873	2904	0.301
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V+)	2	-760	2904	0.262
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	1	823	2904	0.284
① S <sub>S</sub> -1 1	1	677	2904	0.234
① S <sub>S</sub> -1 2	2	778	2904	0.268
① S <sub>S</sub> -1 3	2	704	2904	0.243
① S <sub>S</sub> -1 4	2	467	2904	0.161
① S <sub>S</sub> -2 1	2	627	2904	0.216
① S <sub>S</sub> -2 2	12	547	2904	0.189
① S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	2	976	2904	0.337
① S <sub>S</sub> -3 1 (H-, V+)	2	914	2904	0.315
② S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	2	-946	2904	0.326
③ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	2	1081	2904	0.373
④ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	2	1327	2904	0.457
⑤ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	2	1005	2904	0.347
⑥ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	2	-987	2904	0.340

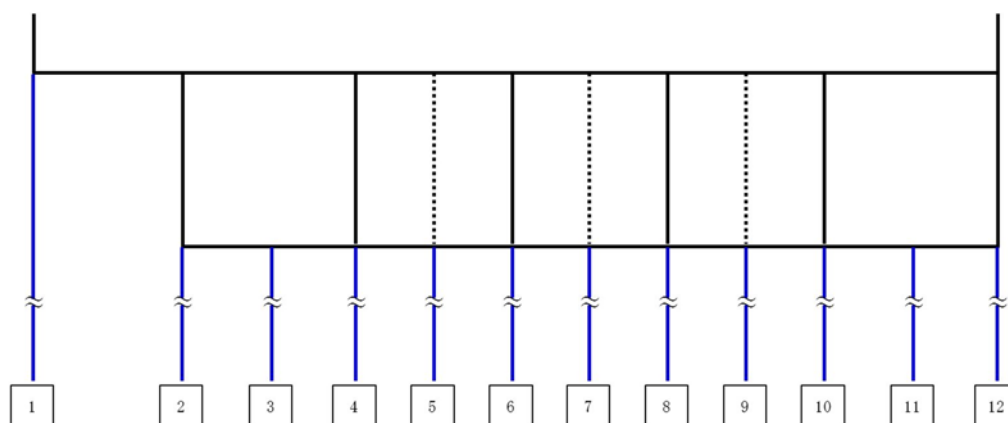
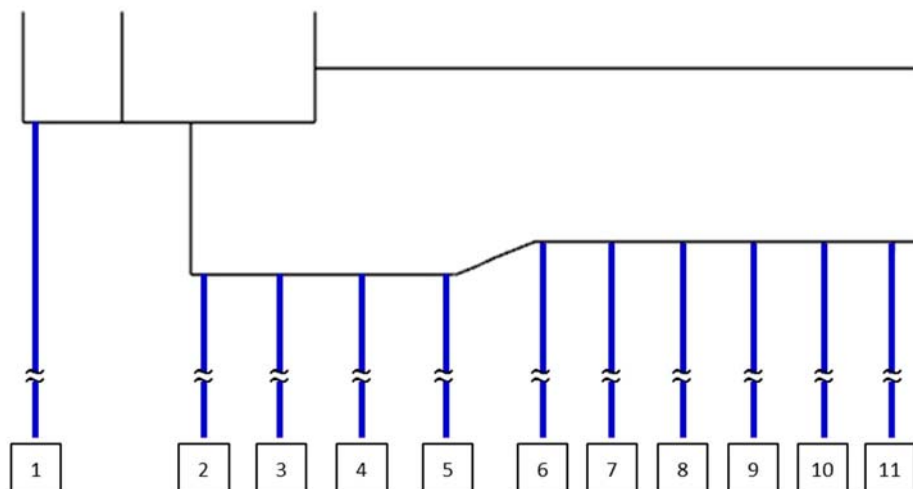




表 2.4-24 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

検討ケース	評価位置	照査用せん断力 Qd (kN)	終局せん断耐力 Qu (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Qd/Qu$
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V+)	11	-1547	2904	0.533
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V-)	11	-1517	2904	0.523
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V+)	11	-1602	2904	0.552
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	11	-1629	2904	0.561
① S <sub>S</sub> -1 1	11	630	2904	0.217
① S <sub>S</sub> -1 2	1	1008	2904	0.348
① S <sub>S</sub> -1 3	1	825	2904	0.285
① S <sub>S</sub> -1 4	11	-800	2904	0.276
① S <sub>S</sub> -2 1	2	972	2904	0.335
① S <sub>S</sub> -2 2	2	981	2904	0.338
① S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	11	-1437	2904	0.495
① S <sub>S</sub> -3 1 (H-, V+)	11	-922	2904	0.318
② S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	11	-1623	2904	0.559
③ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	11	-1642	2904	0.566
④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	11	-1965	2904	0.677
⑤ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	11	-1576	2904	0.543
⑥ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	11	-1707	2904	0.588





(3) 基礎地盤の支持性能に対する支持力評価

a. 基礎地盤の接地圧に対する支持性能評価

基礎地盤の接地圧に対する支持性能評価を表 2.4-25 に示す。

取水構造物においては、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を実施する。

取水路（①－①断面）において、最大接地圧が最大となるケースは、①S<sub>s</sub>－D 1（H＋，V－）および①S<sub>s</sub>－D 1（H－，V＋）で、最大接地圧が 740 kN/m<sup>2</sup>であり、極限支持力度 6581 kN/m<sup>2</sup>以下である。

取水ピット（④－④断面）において、最大接地圧が最大となるのは①S<sub>s</sub>－D 1（H＋，V－）で、最大接地圧が 768 kN/m<sup>2</sup>であり、極限支持力度 6581 kN/m<sup>2</sup>以下である。

縦断面（⑥－⑥断面）において、最大接地圧が最大となるのは①S<sub>s</sub>－1 2 で、最大接地圧が 754 kN/m<sup>2</sup>であり、極限支持力度 6519 kN/m<sup>2</sup>以下である。

以上より、取水構造物の基礎地盤は、最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。



表 2.4-25(1) 基礎地盤の接地圧に対する支持性能評価結果 (①-①断面)

検討ケース	照査位置	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V+)	9	701	6581
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	9	740	6581
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	9	740	6581
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V-)	9	702	6581
① S <sub>s</sub> -1 1	9	680	6581
① S <sub>s</sub> -1 2	9	687	6581
① S <sub>s</sub> -1 3	9	687	6581
① S <sub>s</sub> -1 4	9	666	6581
① S <sub>s</sub> -2 1	9	708	6581
① S <sub>s</sub> -2 2	9	716	6581
① S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	9	524	6581
① S <sub>s</sub> -3 1 (H-, V+)	9	567	6581
② S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	9	531	6581
③ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	9	515	6581
④ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	9	578	6581
⑤ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	9	527	6581
⑥ S <sub>s</sub> -3 1 (H+, V+)	9	532	6581

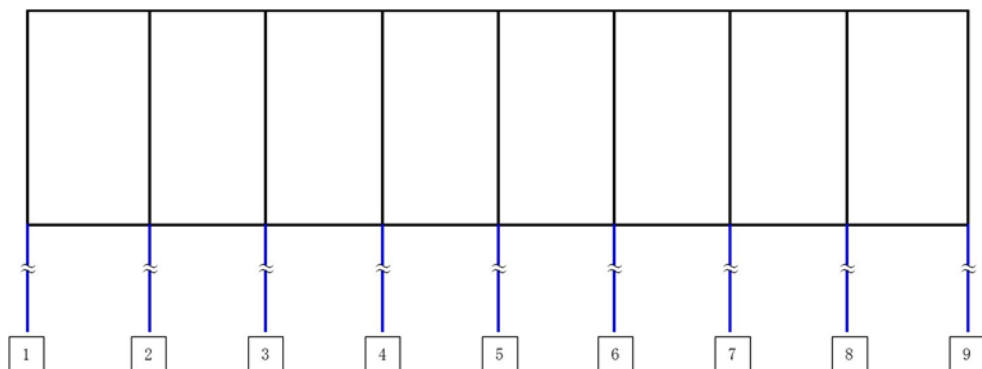




表 2.4-25(2) 基礎地盤の接地圧に対する支持性能評価結果 (④-④断面)

検討ケース	照査位置	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V+)	12	721	6581
① S <sub>S</sub> -D 1 (H+, V-)	12	768	6581
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V+)	12	753	6581
① S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	12	716	6581
① S <sub>S</sub> -1 1	12	696	6581
① S <sub>S</sub> -1 2	12	712	6581
① S <sub>S</sub> -1 3	12	713	6581
① S <sub>S</sub> -1 4	12	687	6581
① S <sub>S</sub> -2 1	12	728	6581
① S <sub>S</sub> -2 2	12	738	6581
① S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	12	544	6581
① S <sub>S</sub> -3 1 (H-, V+)	12	578	6581
② S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	12	718	6581
② S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	12	550	6581
③ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	12	717	6581
③ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	12	535	6581
④ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	12	723	6581
④ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	12	583	6581
⑤ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	12	725	6581
⑤ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	12	544	6581
⑥ S <sub>S</sub> -D 1 (H-, V-)	12	735	6581
⑥ S <sub>S</sub> -3 1 (H+, V+)	12	548	6581

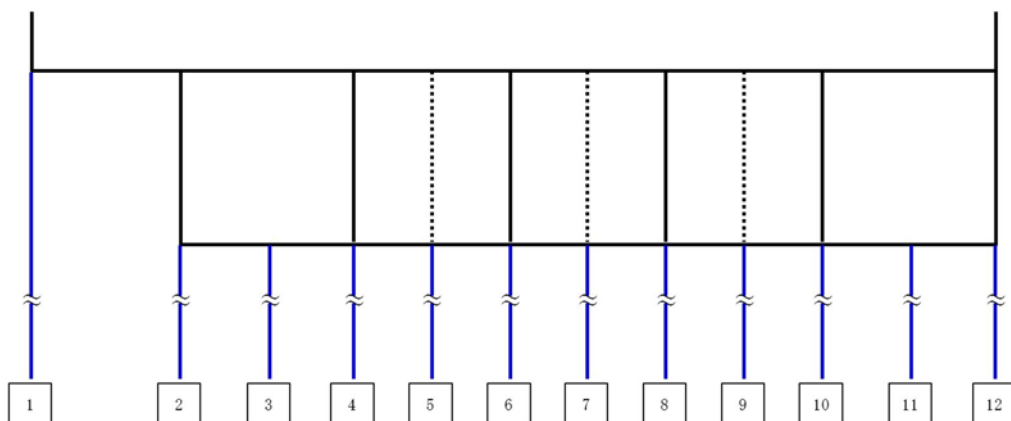
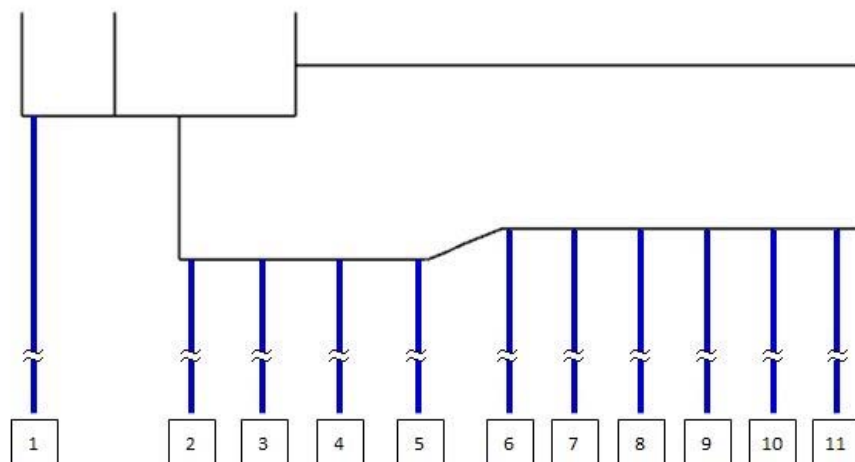




表 2.4-25(3) 基礎地盤の接地圧に対する支持性能評価結果 (⑥-⑥断面)

検討ケース	照査位置	最大接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
① $S_S-D1$ (H+, V+)	2	732	6519
① $S_S-D1$ (H+, V-)	2	730	6519
① $S_S-D1$ (H-, V+)	2	726	6519
① $S_S-D1$ (H-, V-)	2	745	6519
① $S_S-11$	2	704	6519
① $S_S-12$	2	754	6519
① $S_S-13$	2	752	6519
① $S_S-14$	2	702	6519
① $S_S-21$	2	711	6519
① $S_S-22$	2	742	6519
① $S_S-31$ (H+, V+)	2	559	6519
① $S_S-31$ (H-, V+)	2	536	6519
② $S_S-D1$ (H-, V-)	2	747	6519
③ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	738	6519
④ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	742	6519
⑤ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	737	6519
⑥ $S_S-D1$ (H-, V-)	2	737	6519





b. 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価

基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価を表 2.4-26 に示す。

取水構造物においては、杭周面地盤の液状化層に対して地盤改良を行ったことにより、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続していることから、杭全体に作用する杭周面摩擦力を支持力として考慮した引抜きに対する支持力評価を実施する。

以上より、取水構造物の基礎地盤は、最大接地圧発生ケースにおける最大引抜力が許容限界以下であることを確認した。

表 2.4-26(1) 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価結果（①-①断面）

解析 ケース	評価 位置	最大引抜力 (kN)	極限 支持力 (kN)
① S <sub>s</sub> -D 1 (H-, V+)	3	2420	6154

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

評価位置は下図に示す。

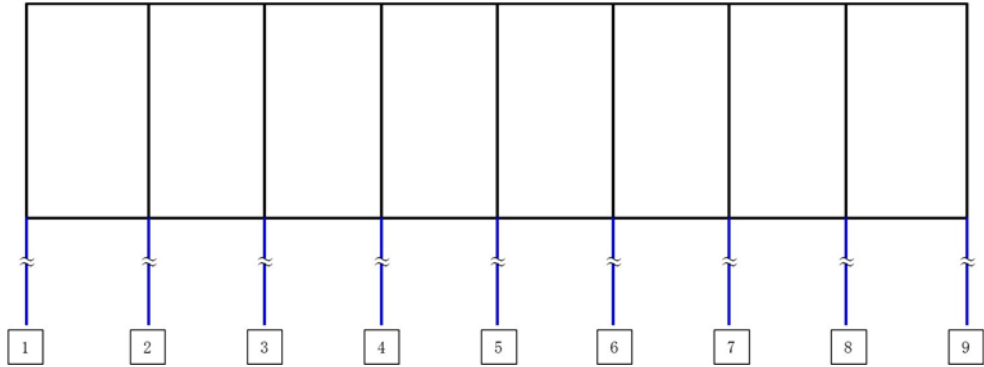




表 2.4-26(2) 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価結果 (④-④断面)

解析 ケース	評価 位置	最大引抜き力 (kN)	極限 支持力 (kN)
① S <sub>s</sub> -D 1 (H+, V-)	2	2996	5931

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

評価位置は下図に示す。

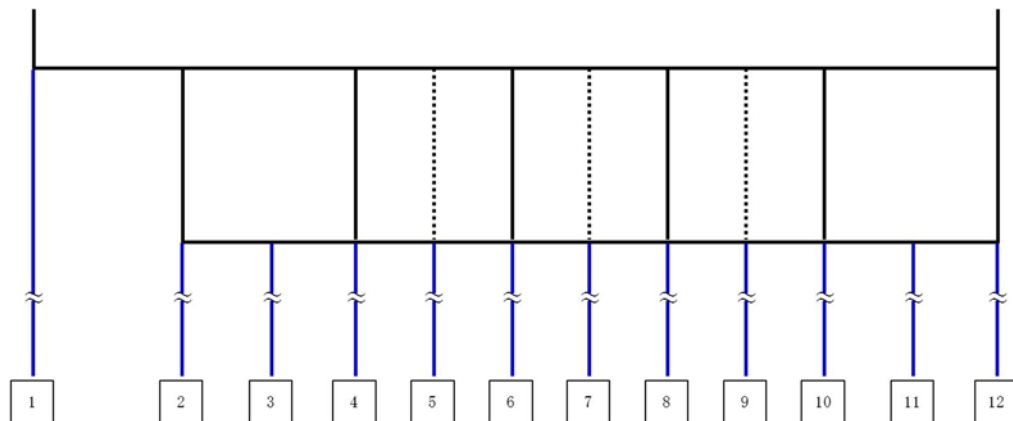
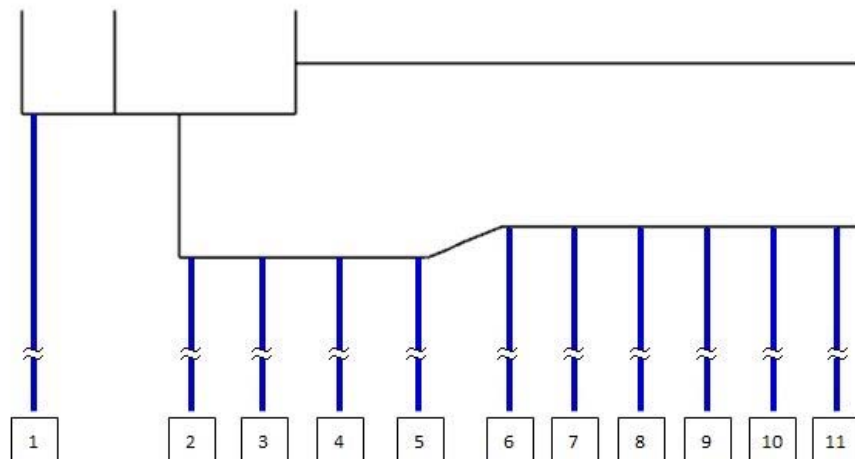


表 2.4-26(3) 基礎地盤の引抜きに対する支持性能評価結果 (⑥-⑥断面)

解析 ケース	評価 位置	最大引抜き力 (kN)	極限 支持力 (kN)
① S <sub>s</sub> -1 2	11	195	4447

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

評価位置は下図に示す。





## 2.5 まとめ

取水構造物は、基準地震動 $S_s$ に対して、構造物の地震応答解析に基づく曲げ軸力に伴う曲率及びせん断力が各部材の要求性能に応じた許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析に基づく支持地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、取水構造物は、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して、間接支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能及び浸水防止設備の間接支持機能を維持できる。



## 取水構造物の耐震安全性評価に関する参考資料



1. 曲げ軸力に対する照査に係る土木学会マニュアルの適用性について
2. せん断力に対する照査に係る土木学会マニュアルの適用性について
3. 鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 - 2009 の適用性について
4. 鋼管杭の照査（安全係数）に係る鋼・合成構造標準示方書の適用性について
5. 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価結果について
6. 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋工法の適用性について
7. 減衰定数の設定について
8. 静的地震力に対する耐震安全性評価
9. 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について
10. 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価
11. 縦断面（⑥－⑥断面）の有効応力解析モデルについての整理
12. 杭頭の照査結果



## 1. 曲げ軸力に対する照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請における曲げ軸力に対する照査は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき、照査用曲率が限界曲率（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する曲率）以下であることを確認する。

コンクリート標準示方書では、構造部材の終局変位は、部材の荷重－変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方を図 1-1 に示す。

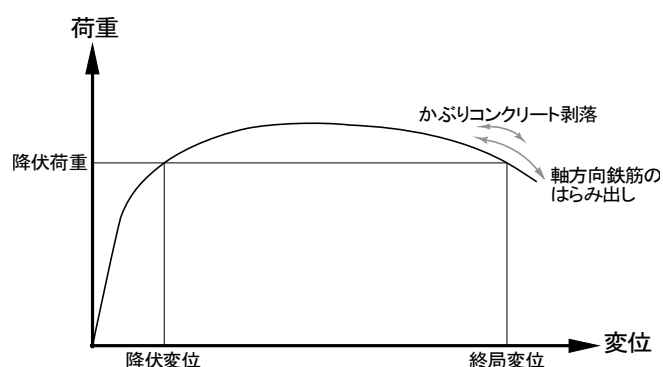


図 1-1 コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方

一方、土木学会マニュアルでは、以下の考え方に基づいている。

実験や材料非線形解析の観点から、かぶりコンクリートの剥落時点は、全体系の荷重－変形関係との対応を見ると、終局限界より前の段階（変形が小さい範囲）であることが確認されている。土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を図 1-2 に示す。

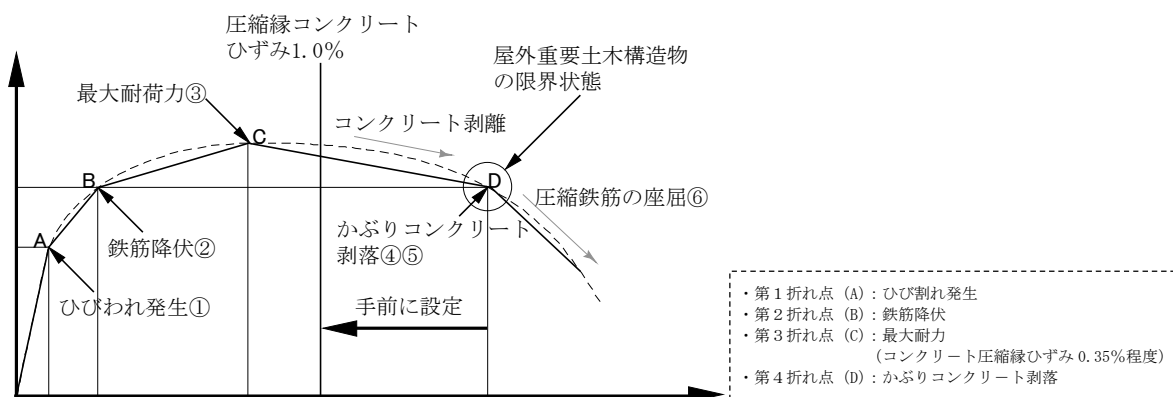
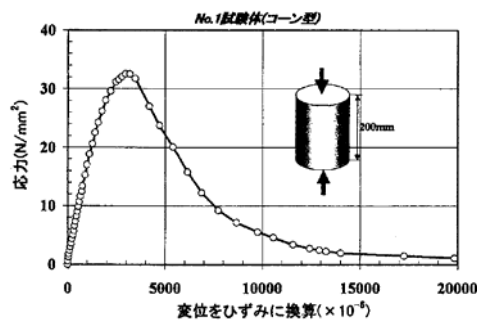


図 1-2 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図  
(土木学会マニュアル)

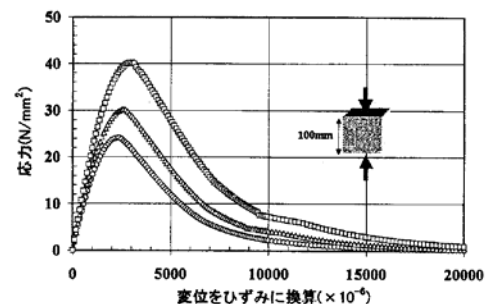


かぶりコンクリート剥落の必要条件は、「コンクリートの応力が零に近い」である。コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% 時のコンクリートの圧縮応力は、圧縮強度のレベルにもよるが、おおむね  $2 \sim 7 \text{ N/mm}^2$  程度残留している状態であり（図 1-3 参照）、これはかぶりコンクリートの剥落に対して若干の裕度を含んだ妥当な設定であると判断できる。

以上より、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% に至る状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であり、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。



(実験結果の一例)



(解析結果の一例)

\* 土木学会マニュアルより引用

図 1-3 コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% 時点における残留応力

従って、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、適用性を有している。

参考に、建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態の関係の概念図を図 1-4 に示す。建築学会（図 1-4）と土木学会マニュアル（図 1-2）においておおむね対応が取れており、土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。図 1-2 において、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% は第 4 折れ点よりも手前にあり、屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。

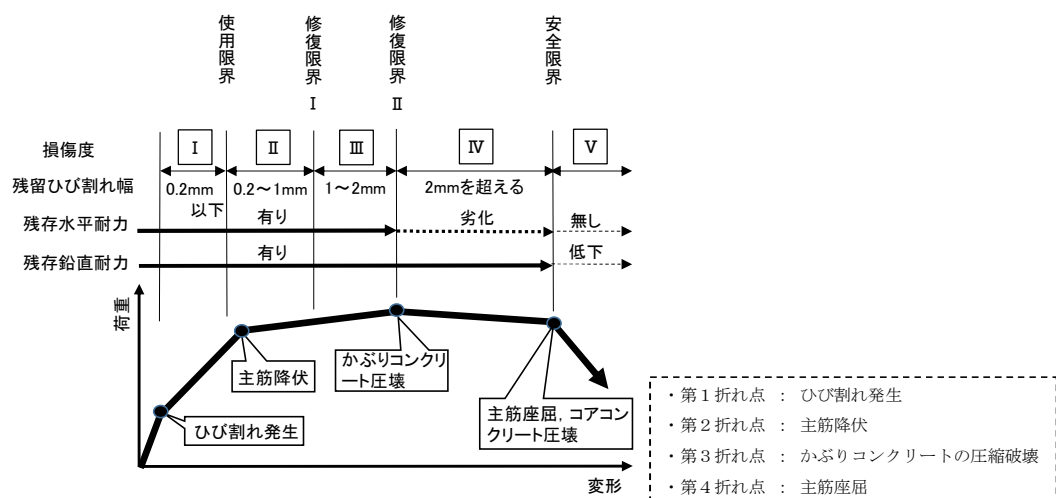


図 1-4 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態の関係の概念図（建築学会）



曲げ軸力に対する照査において考慮している安全係数は、表 1-1 に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格（JIS）の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としてい。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度ごとに適切な地震動が設定される。従って、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

表 1-1 曲げ軸力に対する照査において考慮している安全係数

安全係数		曲げ軸力に対する照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	

以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ軸力に対する照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断した。



## 2. せん断力に対する照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請におけるせん断力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力以下であることを確認する。

コンクリート標準示方書では、棒部材及びディープビームについて表 2-1 に示すとおり のせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

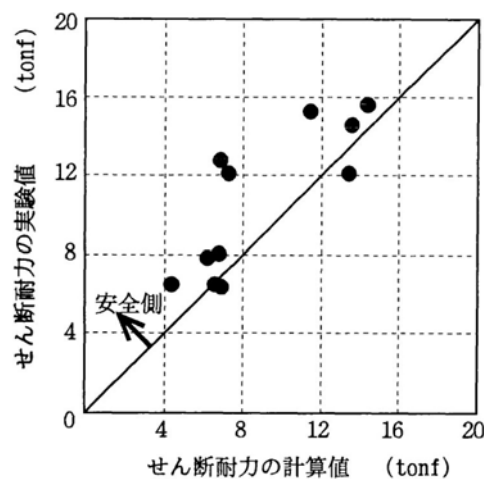
表 2-1 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書	土木学会マニュアル
棒部材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd}$ : せん断耐力 $V_{cd}$ : コンクリート負担 $V_{sd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p$ : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 $\beta_n$ : 発生曲げモーメントで決まる係数 $f_{vcd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる $b_w$ : 腹部の幅 $d$ : 有効高さ $\gamma_b$ : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd}$ : せん断耐力 $V_{cd}$ : コンクリート負担 $V_{sd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p$ : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 $\beta_n$ : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ $a$ : せん断スパン長 $f_{vcd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる $b_w$ : 腹部の幅 $d$ : 有効高さ $\gamma_b$ : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数を考慮し、 コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化	
ディープビーム	$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$ $V_{ydd}$ : せん断耐力 $V_{cdd}$ : コンクリート負担 $V_{sdd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{add} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1+(a_v/d)^2}$ $a_v$ : 荷重作用点から支承前面までの距離 $f_{add}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$ $V_{ydd}$ : せん断耐力 $V_{cdd}$ : コンクリート負担 $V_{sdd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{add} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1+(a_v/d)^2}$ $a_v$ : 荷重作用点から支承前面までの距離 $f_{add}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	コンクリート標準示方書と土木学会マニュアルにおいて同一の評価式となっている	



土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 $\beta_a$ を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、図2-1に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることが確認されている<sup>1)2)</sup>。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている<sup>1)</sup>。



\* 参考文献1)より引用

図2-1 せん断耐力算定法の妥当性の検証

#### 【参考文献】

- 1) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用・安全性照査マニュアルの提案，土木学会論文集 No. 442/V-16
- 2) 遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告



せん断力に対する照査において考慮している安全係数は表 2-2 に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。従って、構造物係数よりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

表 2-2 せん断力に対する照査において考慮している安全係数

安全係数		せん断力に対する照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	

以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断力に対する照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断した。



### 3. 鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 -2009 の適用性について

取水構造物における鋼管杭の耐震評価では、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 に基づき算定した終局曲率及びせん断耐力を許容限界としている。

本項では、J E A C 4 6 1 6 -2009 の取水構造物 鋼管杭への適用性を確認する。

J E A C 4 6 1 6 -2009 における「第1編 総則」には、その適用範囲が以下のように記載されている。各記載に対して、取水構造物への適用性を確認する。

#### (1) 対象とする建屋

本規程は、「金属製乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵施設のための安全審査指針」（原子力安全委員会）（以下、「貯蔵施設安全審査指針」という。）で規定される使用済燃料貯蔵施設における中間貯蔵建屋（以下、「中間貯蔵建屋」という。）の基礎構造の設計に適用する。

#### 【解 説】

また、本規程の技術的な内容は、建物の重量、剛性等の構造特性が同等の他の施設の基礎構造の設計において参考にすることができる。

取水構造物は、中間貯蔵建屋と同じく基準地震動  $S_s$  に対して設計された鉄筋コンクリート構造物であり規模も概ね同等であることから、その基礎構造の設計において、J E A C 4 6 1 6 -2009 を参考にすることができると思われる。

#### (2) 対象とする基礎形式

本規程で対象とする基礎形式は、杭基礎、及び直接基礎の2種類とする。何れの基礎形式においても、支持地盤としては、基準地震動  $S_s$  に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持し得る地盤を選定する。

#### 【解 説】

基準地震動  $S_s$  に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持しうる地盤としては、地質時代区分の観点から見ると、第三紀の地盤又は第三紀より古期の地盤・岩体、及び第四紀の地盤（十分な支持力のある更新統）が相当する。

取水構造物は、新第三系（久米層）を支持地盤とした杭基礎構造であることから、J E A C 4 6 1 6 -2009 の適用範囲内であると思われる。

また、「第2編 杭基礎の設計」には、その設計対象となる杭基礎及び上部構造の要求性能が以下のように記載されている。これらの要求性能について取水構造物との比較を行うことで、本規格、基準の適用性を確認する。各評価対象構造物についての要求性能比較結果結果を表 3-1 に示す。



表 3-1 各構造物の要求性能

各構造部位	基準地震動 $S_s$ 加振時における要求性能	
	使用済燃料乾式貯蔵建屋	取水構造物
上部構造	金属キャスクの基本的安全機能に影響を与えない。	S クラス設備の間接支持機能 通水機能 貯水機能 止水機能
杭基礎	$S_s$ 地震時荷重に対する支持機能を保持する。	上部構造の支持機能

杭基礎の要求性能は、上部構造からの荷重を支持岩盤に伝達する支持機能であるが、上部構造の要求性能を踏まえ、J E A C 4 6 1 6 -2009 には以下の記載がある。

#### 1.4 設計の基本方針

##### 1.4.1 設計の考え方と手順

##### (1) 設計の考え方

中間貯蔵建屋の機能に支障を生じさせないため、有害な沈下、傾斜を起こさず、杭基礎の支持機能が保持されるように設計する。

#### 【解 説】

杭基礎は、長期荷重と地震時に作用する荷重などの組合せに対して、中間貯蔵建屋を安全に支持し、金属キャスクの建屋への搬入時、建屋内での移動時、貯蔵時、建屋からの搬出時などにおいて、除熱、遮へい、貯蔵という中間貯蔵建屋の機能に対して、有害な沈下、傾斜などを起こさないように設計する。

一方で、取水構造物における上部構造の要求性能（S クラス設備の間接支持機能、通水機能、貯水機能、止水機能）に対しては、上部構造（鉄筋コンクリート部材）の応力状態（損傷程度）による影響が支配的であり、杭基礎の沈下、傾斜が有意な影響を及ぼすとは考えにくい。

以上の考察より、中間貯蔵建屋の杭基礎に求められる要求性能は、取水構造物の杭基礎に求められる要求性能よりも、より高いものであると判断した。

以上のことから、取水構造物における鋼管杭の照査に対し J E A C 4 6 1 6 -2009 を適用することは、評価対象施設の要求性能の観点においては、より保守的な扱いであると判断し、これをもって、取水構造物の鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 -2009 の適用性を確認した。



#### 4. 鋼管杭の照査（安全係数）に係る鋼・合成構造標準示方書の適用性について

取水構造物の鋼管杭においては、J E A C 4 6 1 6－2009により設定した許容限界（終局曲率，せん断耐力）に対する耐震評価を実施している。J E A C 4 6 1 6－2009では，許容限界に対し妥当な安全余裕を考慮するための安全係数は設定されていないが，ここでは取水構造物に対する保守的な配慮として，鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕（（社）土木学会，2008年制定）に基づく安全係数を適用した耐震評価を実施している。

本項では，鋼・合成構造標準示方書〔総則編〕における「1.3 適用範囲」の記載等に対し，取水構造物における鋼管杭への適用性を確認する。

##### 1.3 適用範囲

本示方書は，一般の鋼構造物，合成桁，および合成柱（以下，鋼・合成構造物）の構造計画，設計（耐震設計を含む），施工，および維持管理について適用する。

##### 【解 説】

本示方書は，一般的な鋼構造物，合成桁，およびコンクリートを内部に充填した鋼柱（合成柱）（以下，鋼・合成構造物）の構造計画，設計，施工，および維持管理に適用するものである。

…中略…

なお，本示方書では，主として道路橋，鉄道橋を対象とするが，港湾構造物，河川構造物，電力施設なども対象に含まれる。

取水構造物は電力施設に分類され，その鋼管杭は一般の鋼構造物であると判断できることから，鋼・合成構造標準示方書の適用範囲内であると考ええる。

また，鋼・合成構造標準示方書により設定した安全係数を，他の規格，基準である鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合研究所，2009年）の安全係数と比較することで，その妥当性について確認する。

表 4－1 設定した安全係数の妥当性確認結果

設定した安全係数			鉄道構造物等設計標準・同解説による安全係数	安全係数の妥当性確認結果
材料係数	$\gamma_m$	1.0	1.05	比較対象とした文献による安全係数の方がわずかに大きい。
部材係数	$\gamma_b$	1.1	1.0～1.15	比較対象とした文献による安全係数は幅をもった設定となっているが，平均的にはおおむね同様の数値である。
荷重係数	$\gamma_f$	1.0	1.0	同様の安全係数である。
構造解析係数	$\gamma_a$	1.05	1.0	鋼・合成構造標準示方書による安全係数の方がわずかに大きい。
構造物係数	$\gamma_i$	1.0	1.0	同様の安全係数である。



2つの規格、基準を比較した結果、材料係数 $\gamma_m$ と構造解析係数 $\gamma_a$ について明確な大小関係を確認したことから、これによる鋼管杭の各照査への影響を確認した。

具体的には、取水構造物の各解析断面で最も厳しい曲げ軸力照査値\*に対し、鉄道構造物等設計標準・同解説による安全係数（材料係数 $\gamma_m$ ：1.05、構造解析係数 $\gamma_a$ ：1.0）を適用した照査を実施し、その大小関係を表4-2に比較した。

表4-2（1） 曲げ軸力照査における比較結果

解析断面	今回の工事計画認可申請における 曲げ軸力最大照査値 (鋼・合成構造標準示方書)	鉄道構造物等設計標準・同解説に よる安全係数を用いた照査値
取水路（①－①断面）	0.219	0.210
取水ピット（④－④断面）	0.228	0.220
縦断面（⑥－⑥断面）	0.327	0.315

表4-2（2） せん断力照査における比較結果

解析断面	今回の工事計画認可申請における せん断力最大照査値 (鋼・合成構造標準示方書)	鉄道構造物等設計標準・同解説に よる安全係数を用いた照査値
取水路（①－①断面）	0.480	0.480
取水ピット（④－④断面）	0.457	0.457
縦断面（⑥－⑥断面）	0.677	0.677

鋼・合成構造標準示方書と鉄道構造物等設計標準・同解説による安全係数のうち、材料係数 $\gamma_m$ と構造解析係数 $\gamma_a$ による各照査値への影響を確認した。せん断力照査においては、両者が全く同じ結果となり、曲げ軸力照査においては、鋼・合成構造標準示方書の方がより保守的な評価結果となった。

以上の検討により、取水構造物における鋼管杭の照査に対し、鋼・合成構造標準示方書による安全係数を用いる事は妥当であると判断した。



## 5. 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価結果について

屋外重要土木構造物の耐震安全性については、土木学会マニュアルに基づき評価を実施しているが、当該マニュアルについては工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われていない。従って、本項では工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として適用可能な規格、基準類に準拠した評価を実施し、土木学会マニュアルの評価結果と比較することで、現在の評価が妥当であることを確認する。

評価項目のうち、構造部材の曲げについては、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われているコンクリート標準示方書よりも保守的な手法を用いていることから、本項では、耐震評価が厳しいせん断力に対する照査について検討を実施する。

「安全上適切と認められる規格及び基準等」として、工認審査ガイド記載の原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）（以下「建築学会基準」という。）及び J E A G 4 6 0 1 に準拠し、構造部材のせん断力に対する照査を実施する。

建築学会基準では、機能維持検討において妥当な安全余裕について以下のように記載されている。

「機能維持検討用地震力（A s クラスでは基準地震動  $S_2$  による地震力）に対し各層の保有水平耐力が妥当な安全余裕を有すること。さらにその時の各層のせん断ひずみ度（せん断変形角）が終局せん断ひずみ度（ $\gamma_u=4\times 10^{-3}$ ）に対し妥当な安全余裕\*を有すること。

注記 \*：J E A G 4 6 0 1 にはせん断ひずみに関する許容限界の目安値  $\gamma_a$  として、

$$\gamma_a = \gamma_u / 2.0 \quad (=2.0 \times 10^{-3}) \text{ が示されている。}$$

一方、J E A G 4 6 0 1 では以下のように記載されている。

最近では原子炉建屋耐震壁の実験データをもとに耐震設計上の許容限界の検討が行われ、鉄筋コンクリート造の建物・構築物について次のような目安値が提案されている。

$$Q_a = Q_u$$

$Q_a$ ：せん断力に関する許容限界の目安値

$Q_u$ ：各層の終局せん断耐力

従って、今回土木学会マニュアルによる照査対象とする取水構造物が、S クラス設備の間接支持構造物であることを考慮し、機能維持に相当するせん断ひずみの許容限界  $2.0 \times 10^{-3}$  に対応するせん断力とせん断耐力の比として J E A G 4 6 0 1 に記載のある安全余裕度 1.5 を考慮し、せん断耐力を算出する。

また、建築学会基準では、構造部材のせん断終局強度を求める式として、以下が示されている。この式は単調増加荷重のもとで行われたせん断実験に基づいて導かれたせん断終局強度算定式であり、ほぼせん断終局強度の下限值が得られるものである。



$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.0053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j$$

(ただし,  $1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3$ )

$Q_{su}$  : せん断終局強度

$M$  : 設計用曲げモーメント

$Q$  : 設計用せん断力

$d$  : 有効せい (mm)

$p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$F_c$  : コンクリートの圧縮に対する材料強度 ( $N/mm^2$ )

$P_w$  : せん断強度筋比 (少数)

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の材料強度 ( $N/mm^2$ )

$\sigma_0$  : 平均軸力方向応力度 ( $=N / (b \cdot D)$ )。ただし,  $0.4F_c$  以下とする ( $N/mm^2$ )

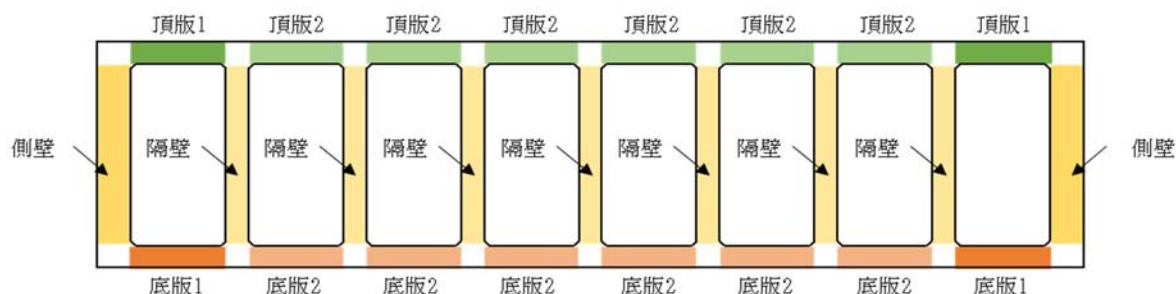
$D$  : 断面せい

$b$  : 断面幅

$j$  : 応力中心距離で  $(7/8) d$  としてよい (mm)

評価対象は、図 5-1 に示すとおり、土木学会マニュアルに準拠したせん断力に対する照査結果が最も厳しい①－①断面（取水路）とする。構造部材の断面力は基準地震動  $S_s$  による地震応答解析により得られた応答値を用いる。表 5-1 に、建築学会基準によるせん断力に対する照査結果を示す。その結果、土木学会マニュアルによるせん断照査とほぼ同等の結果となった。

以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査は、「安全上適切と認められる規格及び規準等」として取り扱われる建築学会基準とおおむね同等な評価であることを確認した。



①－①断面（取水路）

図 5-1 評価対象解析断面



表 5-1 セン断力に対する照査結果（各部材の最大照査値発生ケース）

評価位置	評価手法	①せん断力 (k N)	②せん断耐力 (k N)	照査値 (①／②)
側壁	土木学会マニュアル	859 <sup>*1</sup>	1887	0.456
	建築学会基準	900 <sup>*2</sup>	2112	0.427
頂版 1	土木学会マニュアル	-328 <sup>*1</sup>	1306	0.252
	建築学会基準	-344 <sup>*2</sup>	1242	0.278
頂版 2	土木学会マニュアル	-195 <sup>*1</sup>	281	0.694
	建築学会基準	-205 <sup>*2</sup>	450	0.457
底版 1	土木学会マニュアル	-651 <sup>*1</sup>	1318	0.494
	建築学会基準	-682 <sup>*2</sup>	1306	0.523
底版 2	土木学会マニュアル	-293 <sup>*1</sup>	422	0.695
	建築学会基準	-307 <sup>*2</sup>	778	0.395
隔壁	土木学会マニュアル	196 <sup>*1</sup>	1242	0.158
	建築学会基準	206 <sup>*2</sup>	1402	0.147

注記 \*1：せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

\*2：せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$  (1.10)



## 6. 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋工法の適用性について

### 目次

- 6.1 概要
- 6.2 PHb 工法について
  - 6.2.1 PHb 工法の使用部位
  - 6.2.2 PHb 工法の概要
- 6.3 建設技術審査証明報告書の概要
  - 6.3.1 PHb 工法の建設技術審査証明報告書の位置付け
  - 6.3.2 建設技術審査証明報告書における PHb 工法の適用範囲
  - 6.3.3 建設技術審査証明報告書における PHb 工法の設計方法
  - 6.3.4 建設技術審査証明報告書における施工性の確認
- 6.4 東海第二発電所における PHb の適用性確認
  - 6.4.1 方針
  - 6.4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定
  - 6.4.3 適用性確認項目の抽出
  - 6.4.4 建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認
  - 6.4.5 せん断補強効果の確認
  - 6.4.6 施工実績・研究事例等の確認
  - 6.4.7 PHb の施工上の確認
  - 6.4.8 PHb の適用性確認結果

添付資料 1：建設技術審査証明書

添付資料 2：解析によるせん断補強効果の確認について



## 6.1 概要

東海第二発電所 取水構造物については、せん断に対する耐震安全性を確保するために後施工によるせん断補強が必要である。また地中構造物であり、片側からしか施工できない制限を有することから後施工プレート定着型せん断補強鉄筋（Post-Head-bar）（以下「PHb」という。）工法による耐震補強を行う。

本資料は、東海第二発電所 取水構造物に対して、PHb工法が適用性を有するか確認するものである。



## 6.2 PHb 工法について

### 6.2.1 PHb 工法の使用部位

東海第二発電所 取水構造物において、基準地震動  $S_s$  発生時に屋外重要土木構造物としての機能（耐震安全上重要な機器・配管系の間接支持機能、非常時における海水の通水機能、貯水機能及び止水機能）を維持するためにせん断耐力を確保する必要がある。せん断耐力を向上させるためには躯体のせん断補強を実施する必要がある。部材増し厚等のせん断補強が困難な部材に対して「後施工」によるせん断補強筋を追加する PHb 工法を用いる。

東海第二発電所 取水構造物においては、側壁、隔壁、頂版、底板等を含むほぼ全ての部材に対して PHb 工法を適用する。取水構造物の各断面に対する PHb 工法の適用部位を図 6.2-1 に示す。

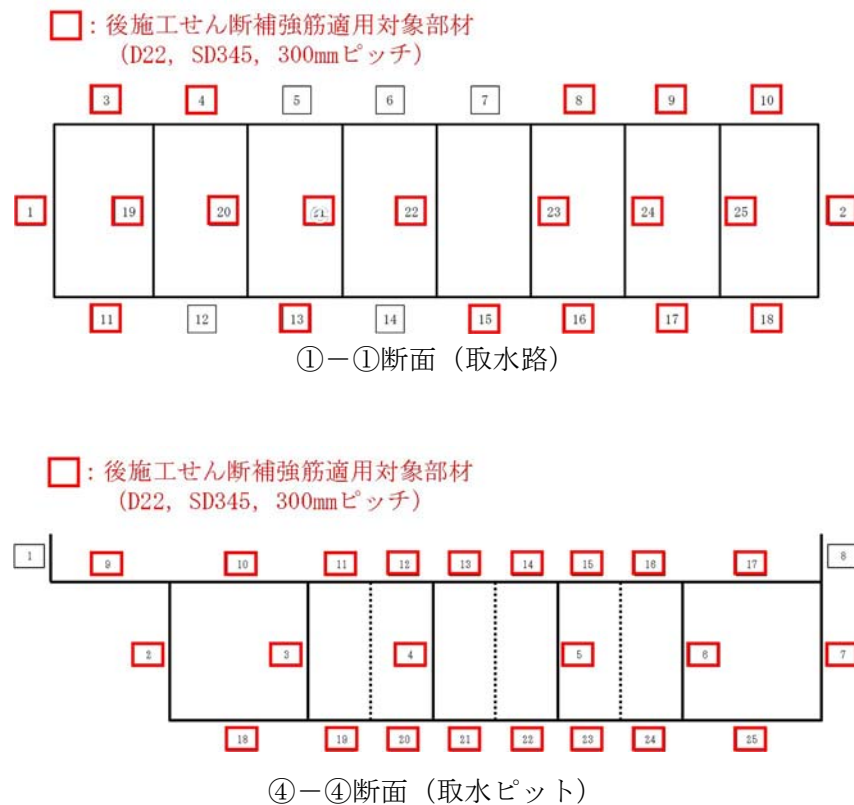


図 6.2-1 取水構造物における PHb 工法の適用部位



### 6.2.2 PHb工法の概要

1980 年以前の土木学会コンクリート標準示方書に従って設計した構造物はせん断補強鉄筋量が相当に少なく設計されていることから，現在の耐震設計法において部材のせん断耐力が不足することが想定される。そのような共用中の鉄筋コンクリート構造物にせん断補強を行うための工法が後施工タイプのプレート定着型せん断補強鉄筋（PHb）工法である。既存構造物の表面からドリルで削孔を行い，その孔内にプレート定着型せん断補強鉄筋を差込み，充てん材で固定することにより，構造躯体と一体化をはかり，部材のせん断耐力を向上させる（図 6.2-2 参照）。

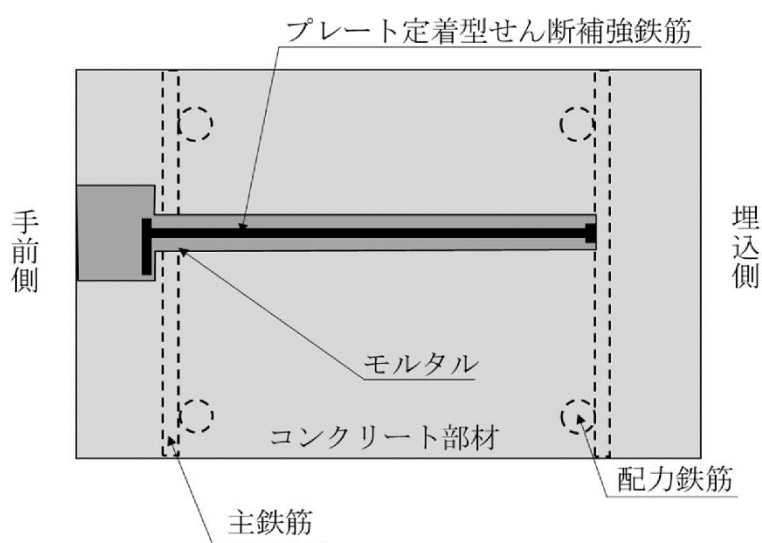


図 6.2-2 PHb 工法の模式図



### 6.3 建設技術審査証明報告書の概要

#### 6.3.1 PHb工法の建設技術審査証明報告書の位置付け

東海第二発電所 取水構造物のせん断補強が必要な各構造部材に設置予定のPHbについては、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」」（以下「建設技術審査証明報告書」という。）に適用範囲及び設計方法が示されている。

本工法は、添付資料 1「建設技術審査証明書」の通り、高度な技術を有する第三者機関である一般財団法人土木研究センター（以下「PWR C\*」という。）により審査証明を受けており、試験データを用いて、PHbが受け持つせん断耐力の算定方法において、PHbの規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔及びPHbの埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できることが確認された。ただし、有効係数の上限値は0.9としている。なお、建設技術審査証明報告書では、片側からしか補強施工できない部材について、PHbを設置する手順を設定し、この工事に必要な施工要素（補強設計に基づくPHbの配置、PHb配置位置での削孔方法、削孔内へのPHbの固定方法、PHb設置後の仕上げ等施工性）を確認しており、それぞれの要素に対して施工上の考慮を示すなど施工性に関しても審査対象となっている。

また、建設技術審査証明報告書では、「設計・施工マニュアル」が添付され、材料及び施工に関する事項が示されている。

注記 \*：PWR Cは、国土交通大臣認可の公益法人として国土建設技術の発展向上に寄与することを目的に設立された公益法人組織であり、土木に関して、河川、道路、土質・地盤、施工、橋梁等、幅広い分野にまたがる研究開発と調査研究の受託、さらに開発された技術の普及及び技術支援に取り組んでいる。PWR Cでは、建設技術審査証明事業を行っており、当該審査証明技術について学識経験者及び当センターの専門技術者による「審査証明委員会」を設け、開発の趣旨、開発目標および技術内容、既存の技術との対比、実績等について審査を行っており、高度な技術を有し、十分な信頼性を有した第三者機関である。

#### 6.3.2 建設技術審査証明報告書におけるPHb工法の適用範囲

本工法は、地震時の変形量が限定される地中構造物など、背面に地盤などがあり片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対しても、後施工によるせん断補強の目的で用いることができる。PHbが受け持つせん断耐力は鉄筋の材質（SD345, SD390）、径（D13～D32）毎に定め、その値は、先施工のせん断補強鉄筋の最大0.9倍で評価可能である。また、堰、水門、橋台や橋脚等の既設の半地下及び地上構造物に適用する場合には、地中構造物の場合と同様にせん断補強の目的で用いるものとし、現状で曲げ破壊モードにある構造物の変形性能に寄与する補強後のせん断補強筋量の上限を定めて求めた部材の骨格曲線の範囲内にあることが必要となる。



### 6.3.3 建設技術審査証明報告書におけるPHb工法の設計方法

#### (1) 後施工によるせん断耐力

本工法では実験により性能を確かめることで、設計方法等を設定しており、その概要を次にまとめた。


##### a. 実験方法

本工法を用いた設計でPHbのせん断耐力への寄与分を確認するために、梁試験体の正負交番繰返し静的加力試験（せん断破壊モード試験体）を実施することによりPHbを用いて補強することによるせん断耐力の向上の確認が行われている。

試験に用いられた試験体の諸元一覧を表 6.3-1 に示す。

--







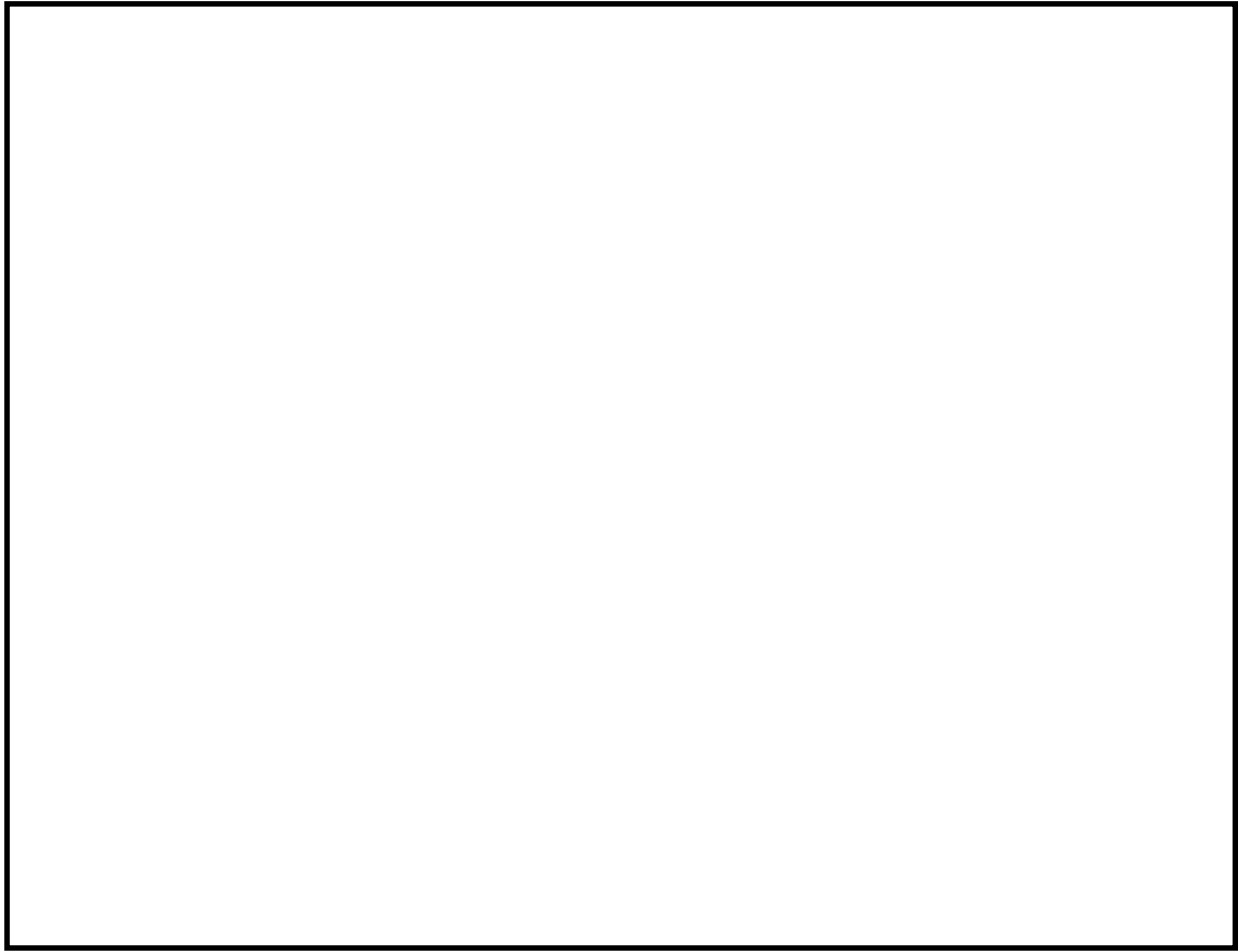


図 6.3-1 セン断耐力向上性能試験体の種類と補強方法（抜粋）  
（建設技術審査証明報告書より抜粋）



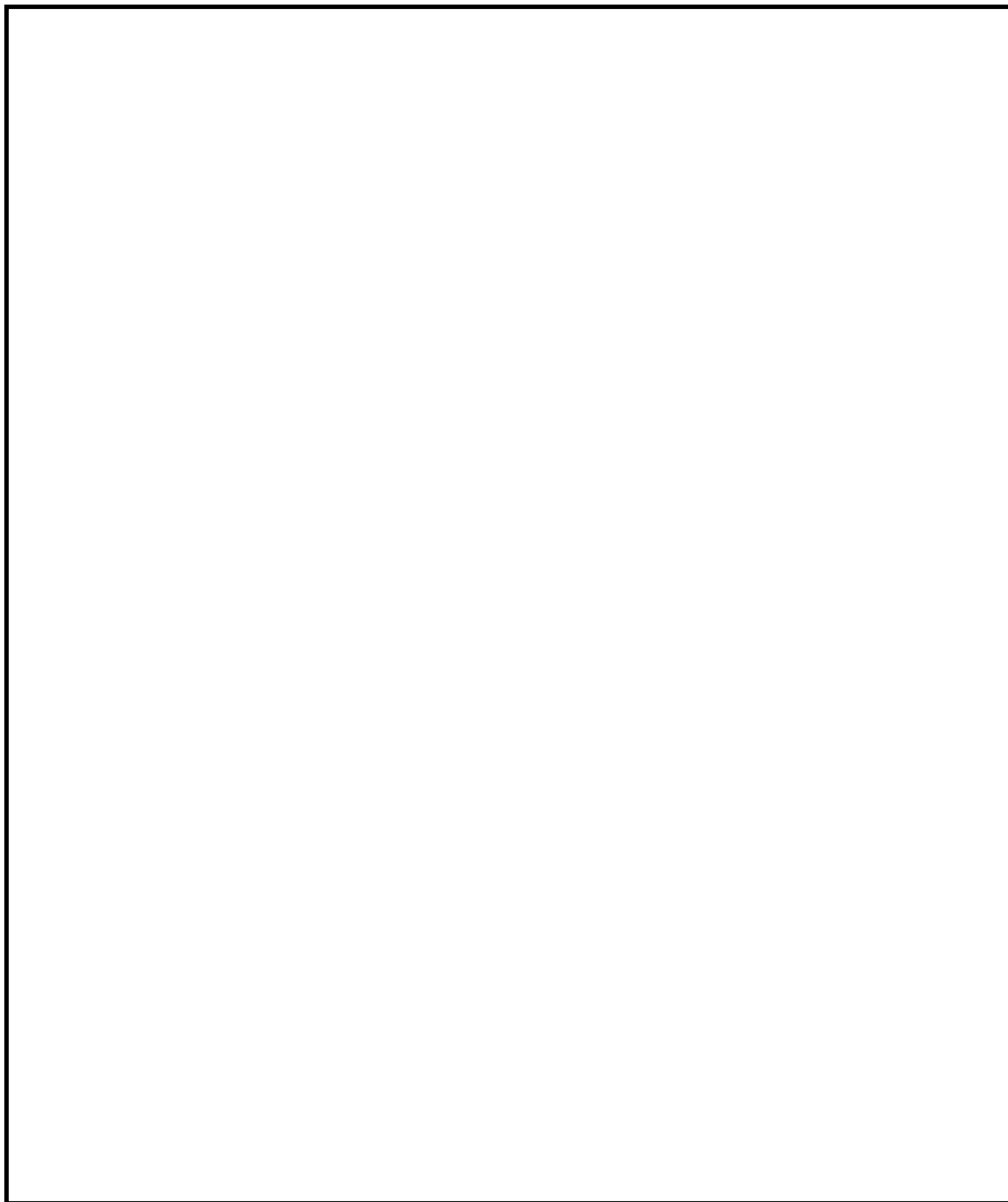


図 6.3-2 セン断耐力向上性能試験の加力要領  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)



b. 実験結果

a. の試験結果を図 6.3-3 に示す。PHb の有効係数は、PHb を通常のせん断補強鉄筋とみなして求められるせん断耐力 ( $V_s$ ) に対して PHb が分担できるせん断耐力の比率である。有効係数の算定において、コンクリートの分担するせん断力 ( $V_c$ ) はコンクリート標準示方書 (安全係数 1.0) に基づく場合と、実験での斜めひび割れ発生時のせん断力を用いた場合について算定した。CASE2 については、載荷装置の制御が不十分で大変位時に偏荷重が作用した実験条件上の理由により、検討ケースから除外した。これは、本来は 2 点の載荷点に均等に荷重がかかることで実験せん断耐力を (左右の合計荷重) / 2 より算出していたが、CASE2 については、左右で作用荷重が異なっていたため、他の実験データと比較することが不適切と判断したことによる。



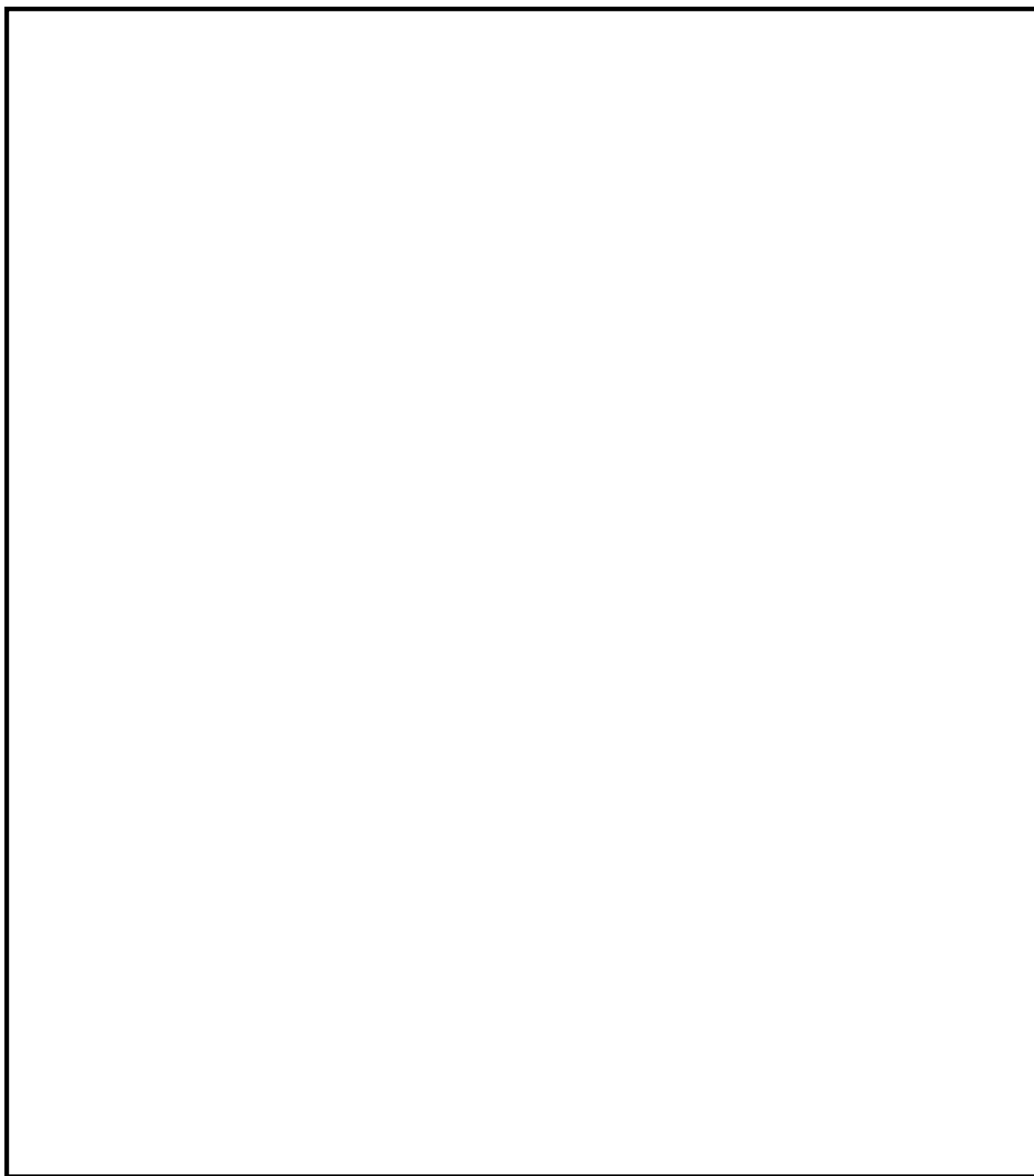
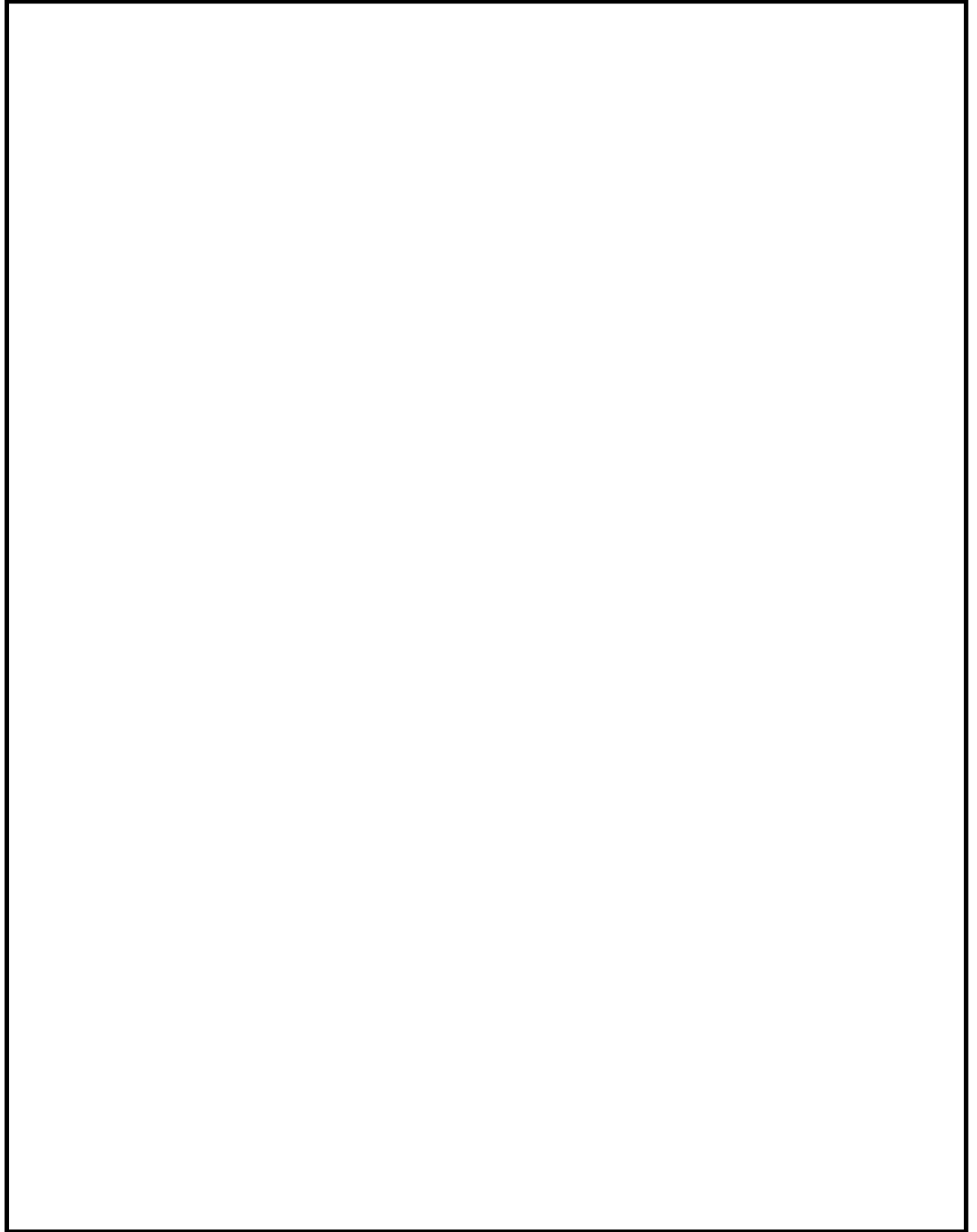


図 6.3-3 実験結果の一覧  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)



c. PHbのせん断補強の考え方





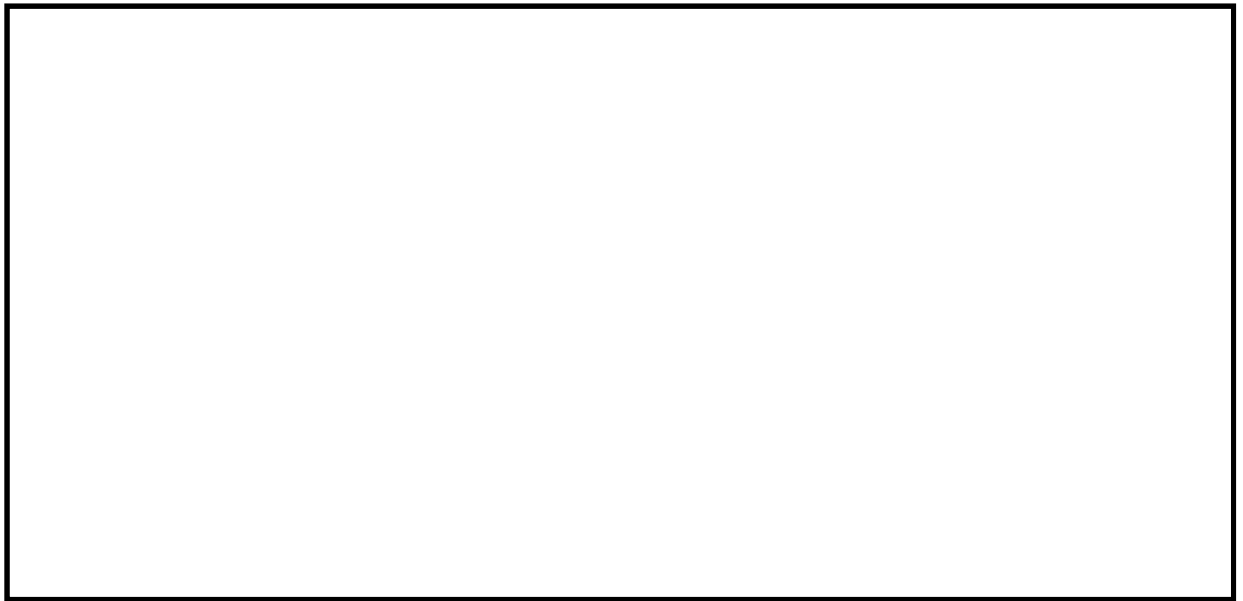


図 6.3-4 斜めひび割れ内の破断したせん断補強鉄筋応力  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)







図 6.3-5 斜めひび割れ内の後施工せん断補強鉄筋応力  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)

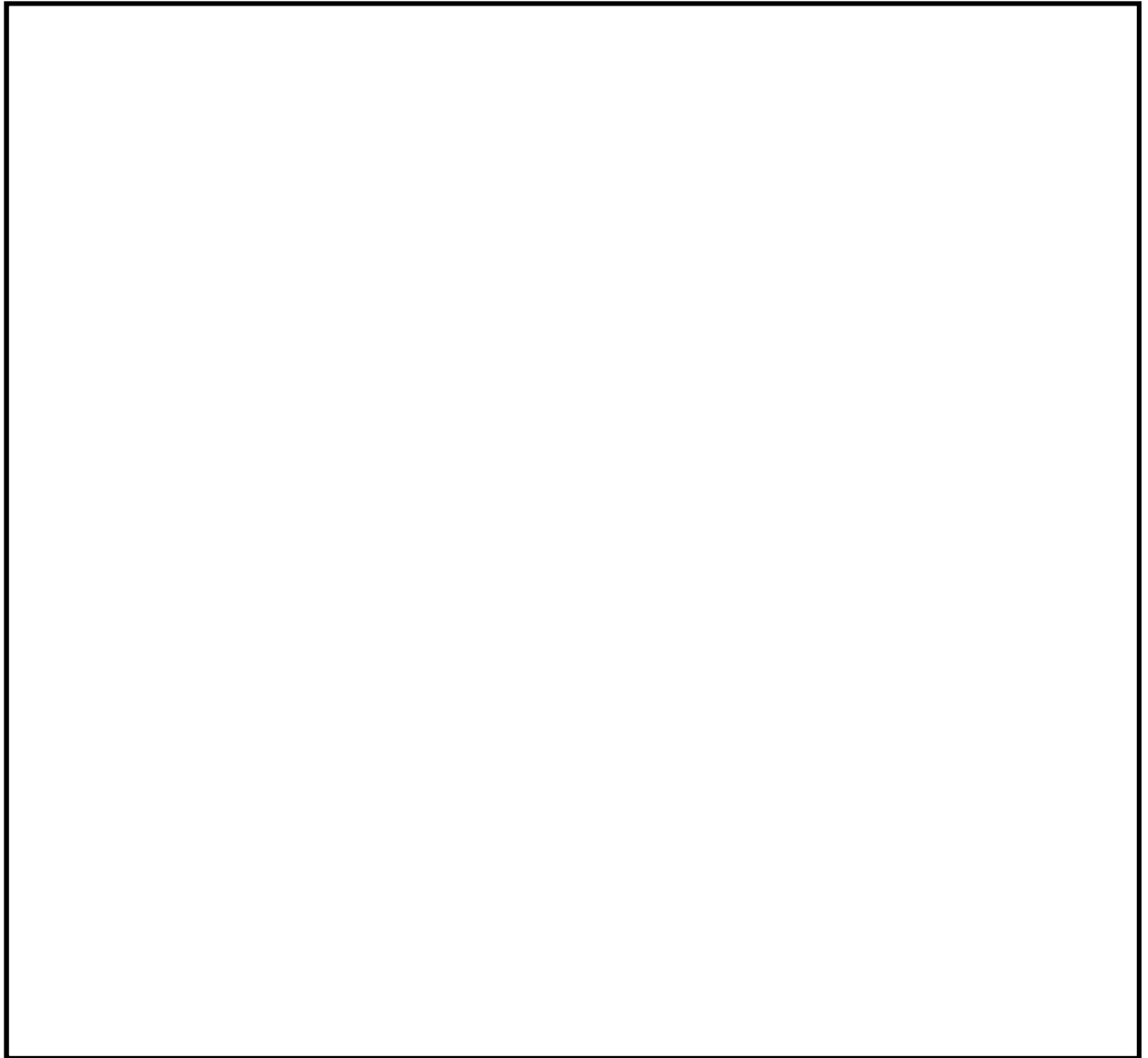


図 6.3-6 PHb と寸切り鉄筋の有効係数の比較  
(参考) 2-27



d. 実験結果に基づく PH b によるせん断補強効果の評価

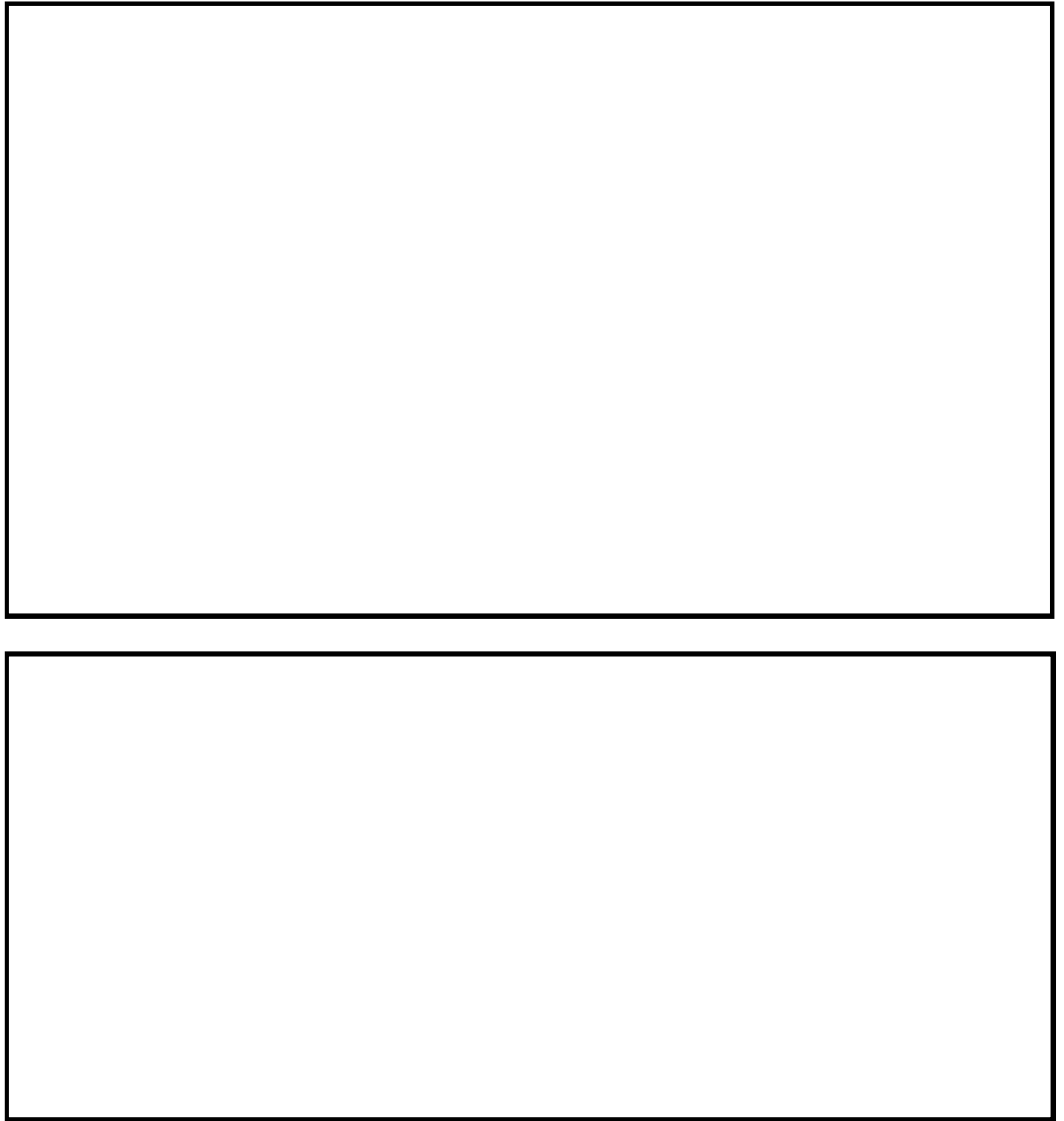


図 6.3-7 PH b の有効係数の比較（建設技術審査証明報告書より抜粋）





図 6.3-8 圧縮鉄筋と引張鉄筋との間隔と有効係数の関係  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)



(2) 使用材料・許容応力度・強度

実験を元にした本設計法では、図 6.3-9 に示すとおり使用材料を定めている。今回の設計でも、これらに適合する使用材料・許容応力度・強度を用いて設計する。



図 6.3-9 (1) 使用材料・許容応力度・強度  
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (1/3)



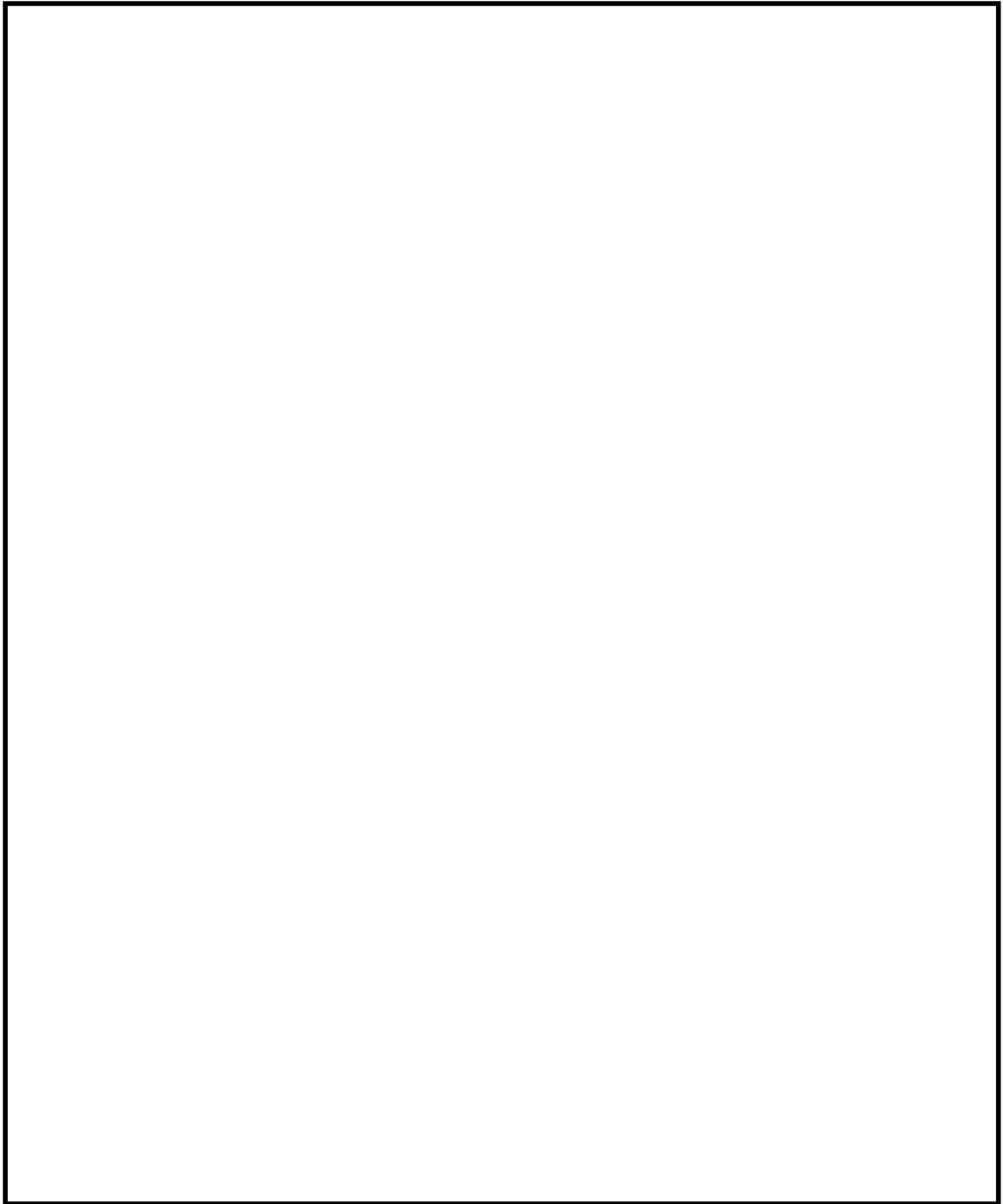


図 6.3-9 (2) 使用材料・許容応力度・強度  
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (2/3)





図 6.3-9 (3) 使用材料・許容応力度・強度  
(建設技術審査証明報告書より抜粋) (3/3)



(3) 構造部材の評価

(1) で示した基本的考え方に基づき，図 6.3-10 で示すコンクリート標準示方書の考え方を準用した設計式を用いてせん断耐力を定めている。

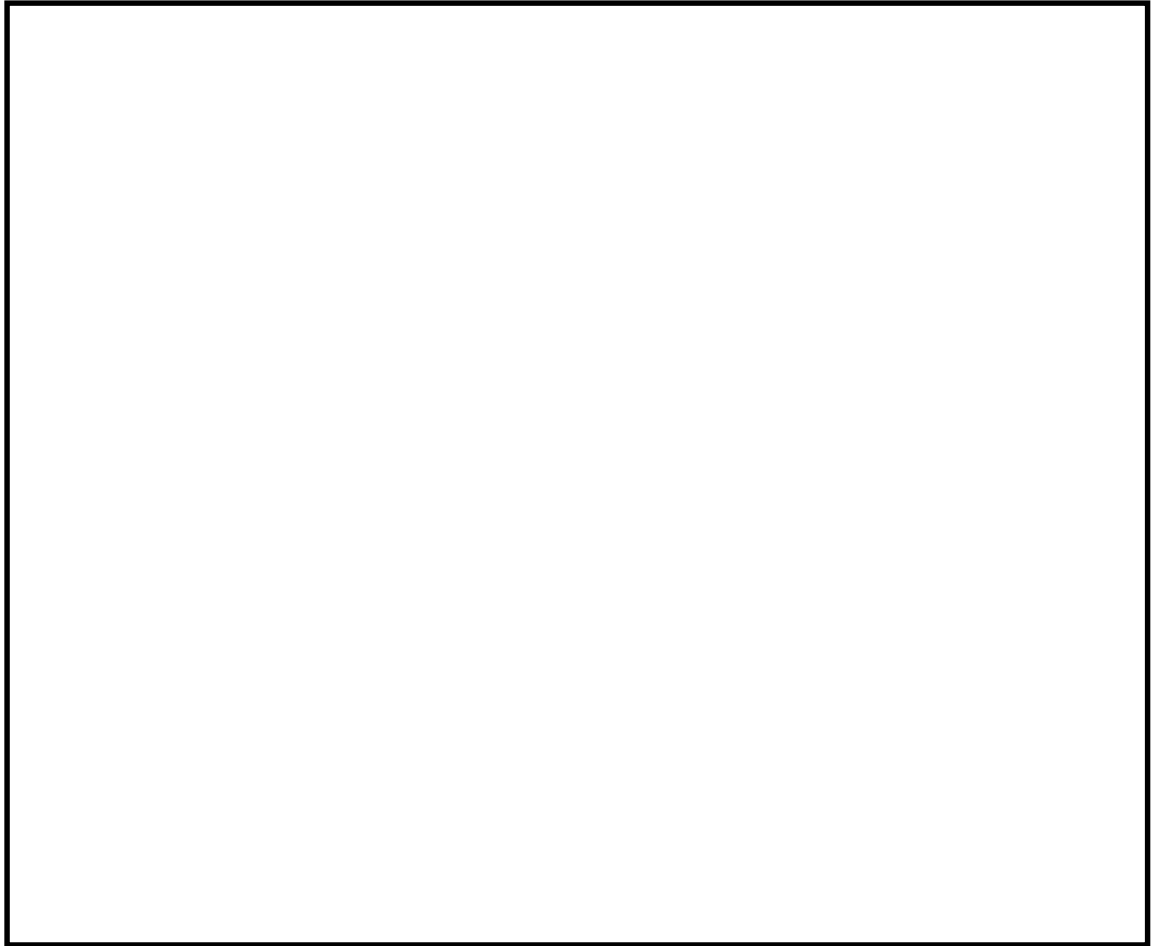


図 6.3-10 補強された RC 部材のせん断耐力算定式  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)



(4) 構造細目

本設計方法では、想定外の破壊形式をとらない様に、図 6.3-11 で示す構造細目を定めている。

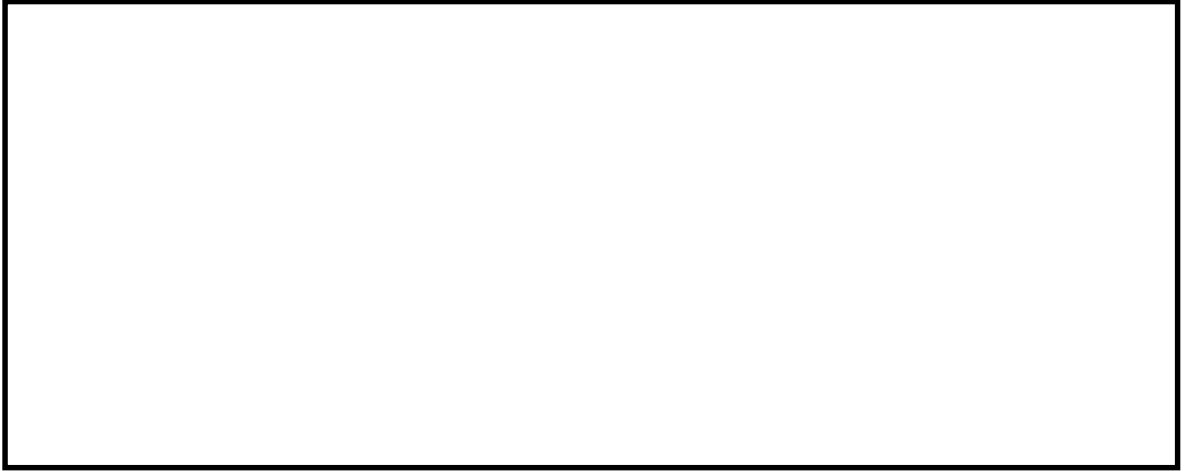


図 6.3-11 構造規定（建設技術審査証明報告書より抜粋）



#### 6.3.4 建設技術審査証明報告書における施工性の確認

建設技術審査証明報告書では、施工性に関して、片側からしか補強施工できない部材に対してもせん断補強できることを、試験施工等に基づき確認している。確認にあたっては、図 6.3-12 に示す通り P H b を設置する手順を設定し、この工事に必要な施工要素に対して施工性を確認している。各施工要素に対する施工性の確認内容について、概要を下記に示す。

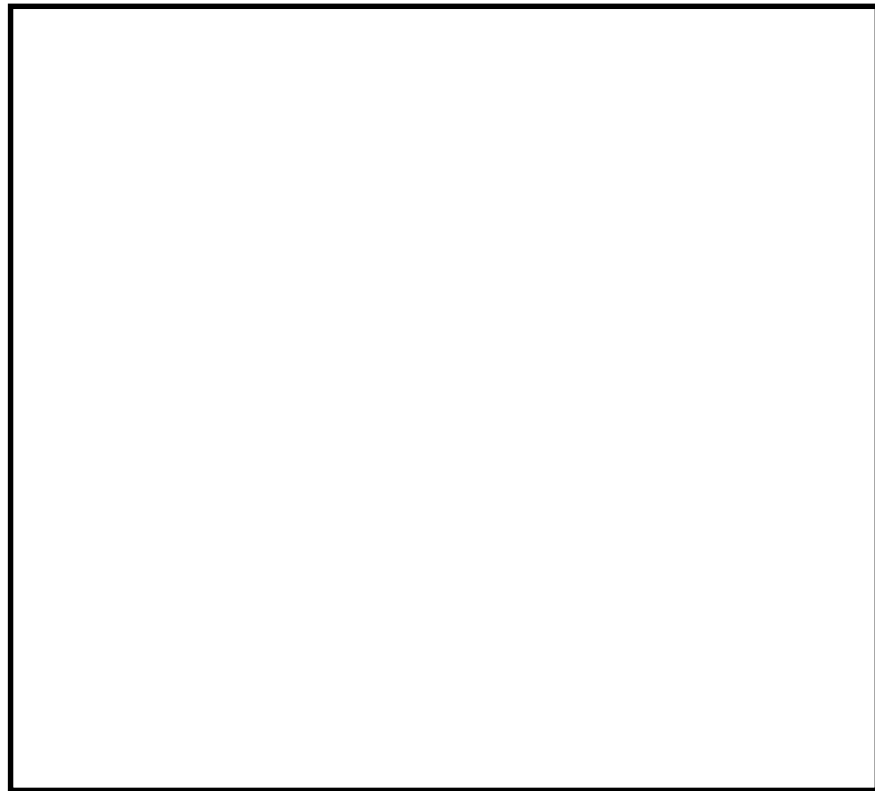
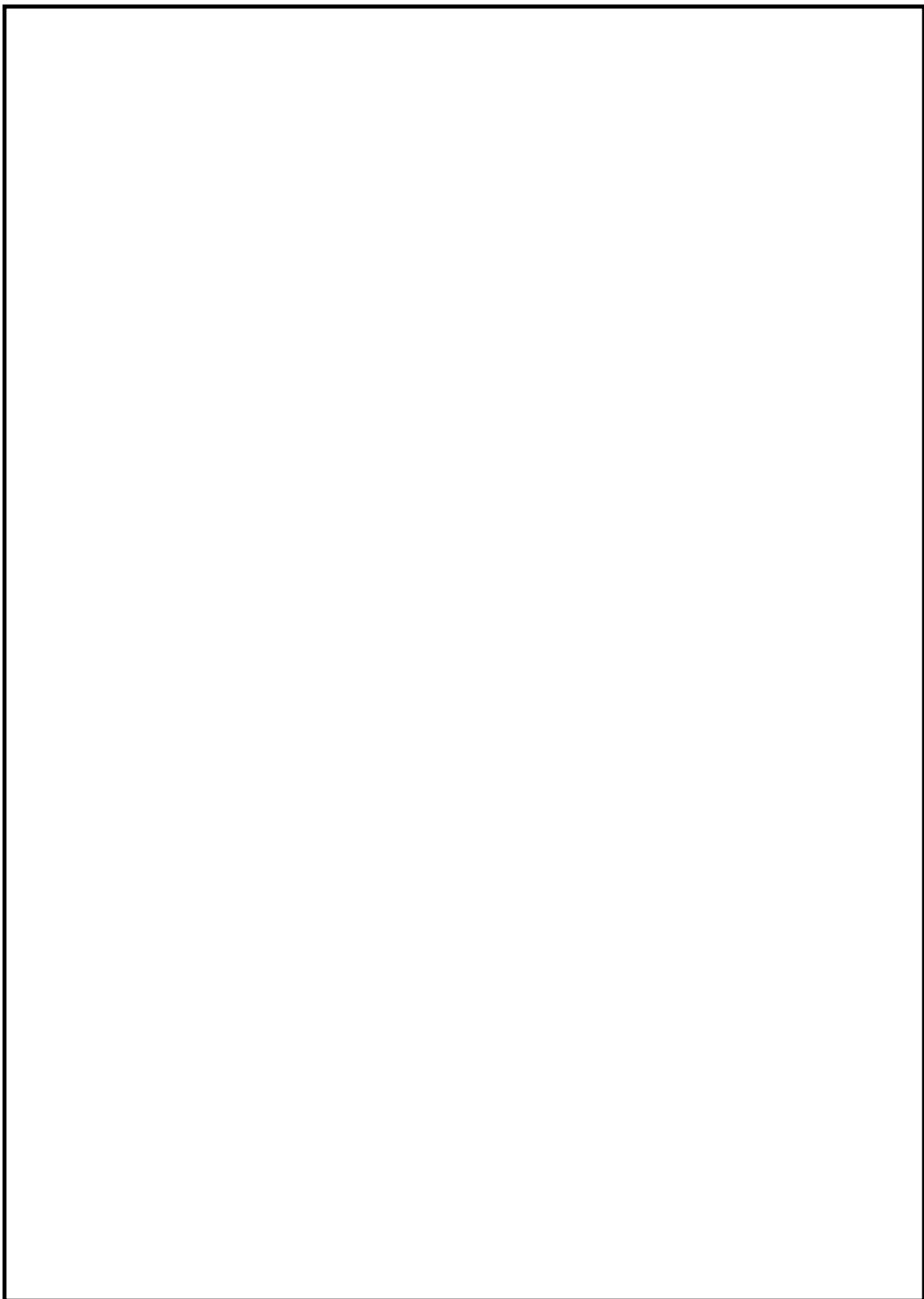


図 6.3-12 P H b の施工手順









## 6.4 東海第二発電所 取水構造物におけるPHbの適用性確認

### 6.4.1 方針

PHb工法は建設技術審査証明報告書により後施工せん断補強方法としての有効性が証明されており、また、これまでに数多くの施工実績がある。PHb工法を東海第二発電所 取水構造物に適用するにあたり、建築技術審査証明報告書、施工実績及び研究事例等から適用範囲を整理し、同施設の構造形式・諸元、地盤条件、使用環境、補強内容等が適用範囲に該当することを確認する。確認フローを図6.4-1に示す。

#### ①適用性確認項目の抽出

後施工によるせん断補強において、せん断補強効果に影響を与えられとされる項目を抽出する。その際、建設技術審査証明報告書に記載されている審査証明の範囲及び各種実験等から適用性確認項目を抽出する。

#### ②建設技術審査証明報告書の適用範囲に収まっているか

東海第二発電所 取水構造物に採用する補強仕様がPHb工法の建設技術審査証明報告書において規定されている適用範囲に収まっているかの確認をする。収まっていない場合は適用範囲内に収まる補強仕様になるように再設計を実施する。

#### ③補強仕様に対して②以外の項目においてもせん断補強効果を期待できるか

①で挙げた適用性確認項目のうち②で確認できていない項目について、適用性の確認を実施する。適用性確認の際は、せん断補強効果が期待できるかという点について検討を実施する。

#### ④後施工せん断補強筋に関する施工実績・研究事例について、目的、試験体諸元等を整理し、東海第二発電所 取水構造物への適用において考慮・反映すべき事項を検討する。

#### ⑤PHbの施工において考慮すべき項目はあるか

東海第二発電所 取水構造物に対してPHb工法の施工をする際に、考慮しておくべき事項がないか確認を行う。ある場合は施工上または設計上どのように考慮するかを決定した上で考慮方法によっては再設計を実施するか適宜判断を行う。



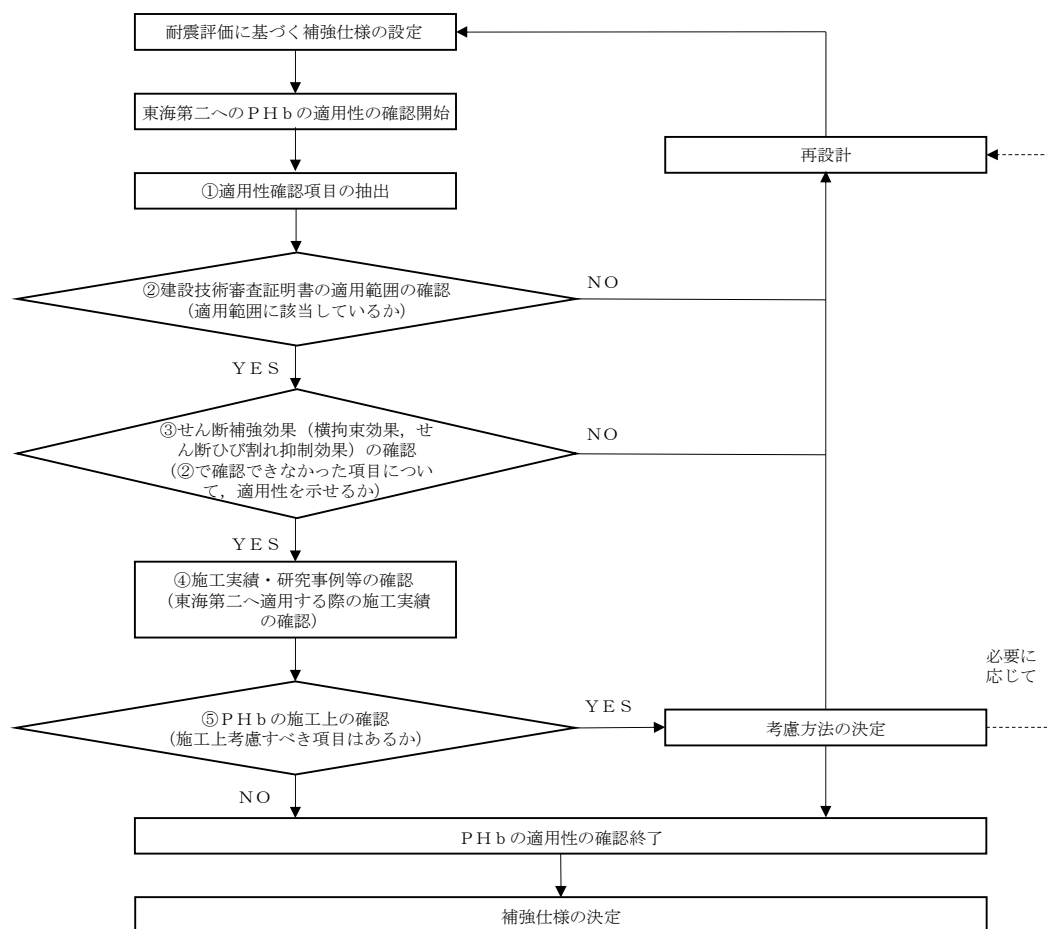


図 6.4-1 確認フロー図



#### 6.4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定

耐震安全性評価を実施し，各部材において不足するせん断耐力を満足するように設定した結果，図 6.4-2 のような補強計画となった。



①－①断面（取水路）



④－④断面（取水ピット）

図 6.4-2 東海第二発電所 取水構造物の P H b による補強計画



#### 6.4.3 適用性確認項目の抽出

P H b 工法の特徴及び東海第二発電所 取水構造物固有の条件等の観点から、適用性を確認するために必要な検討項目を抽出する。以下に確認項目を挙げる。

- ・ 使用目的

適用の前提として、建設技術審査証明報告書の範囲として明記されている目的に該当している必要がある。

- ・ 構造形式

適用の前提として、建設技術審査証明報告書において想定している構造形式に該当している必要がある。

- ・ 構造細目

P H b 工法では、想定外の破壊形式をとらない様に建設技術審査証明報告書において規定している構造細目に該当している必要がある。

- ・ 部材緒元

部材厚については、建設技術審査証明報告書内の実験で適用性が確認された部材あるいは実績のある部材厚であることを確認する。せん断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度については、応力伝達の観点から建設技術審査証明報告書内の実験適用性が確認された範囲内であること、または、範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるかを確認する。

- ・ 使用材料（せん断補強鉄筋）

P H b に使用する鉄筋の種別・径に応じて必要な定着長が設定されているため、東海第二発電所 取水構造物の補強では適用が確認された補強鉄筋を用いる必要がある。

- ・ 使用材料（プレート）

建設技術審査証明報告書において確認されている材料を用いる必要がある。

- ・ 使用材料（充てん材）

応力伝達の観点から、構造体コンクリートと同等である必要がある。

- ・ 使用材料（断面修復材）

応力伝達の観点から、構造体コンクリートと同等である必要がある。

- ・ 載荷方法

応力伝達の観点から建設技術審査証明報告書内の実験適用性が確認された範囲内であること、または、範囲内でなくともせん断補強効果が期待できるかを確認する。

- ・ せん断補強筋の定着長

適用の前提として建設技術審査証明報告書において設定している定着長を考慮して設計している必要がある。

- ・ せん断ひび割れ抑制効果の確認

建設技術審査証明報告書の実験にて確認していない緒元において特異なひび割れが発生していないか確認する。



- ・ 構造部材の曲げモーメントと曲率の関係

PHbの構造の特徴として、端部の定着プレートが有効に機能する必要があり、そのために構造物がおおむね弾性範囲内であることを確認する。

- ・ 変形量

建設技術審査証明報告書では、PHbの適用範囲として「地震時の変形量が限定される地中構造物等」とされている。変形に関しては、変形に伴う曲げひび割れの影響が考えられるが、変形量に関する定量的な影響検討は行われていないため、変形量に対しては、適用性確認実験の変形量を超えない必要があると考えられる。

- ・ 使用環境

東海第二発電所 取水構造物固有の使用環境として、海水に接することが挙げられることから海水環境下での実績があることを確認する。



#### 6.4.4 建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認

P H b の適用について，建設技術審査証明報告書に記載の構造細目及び使用目的，使用材料の確認結果を下記に示す。

なお，2) においては，収縮ひび割れに対する用心鉄筋としての配慮であることがコンクリート標準示方書に記載されているので，収縮が収束していると考えられる部材の補強ではこの規定（せん断スパン方向の最大間隔 300 mm 以下）を外すことができる。

- 1) せん断補強筋の断面積比 $*$  =  $0.43\% \geq 0.15\%$ により規定を満足する。
- 2) せん断スパン方向の最大間隔 =  $300 \text{ mm} \leq$  補強対象部材の有効高さの  $1/2$  以下かつ  $300 \text{ mm}$  以下
- 3) P H b の配置は図 6.4-3 に示す標準配置によるものとする。
- 4) P H b の埋込先端は，原則，軸方向鉄筋の位置まで配置することとする。埋込先端のかぶり =  $75 \text{ mm} +$  主筋径の  $1/2$  とし， $50 \text{ mm}$  以上を確保している。

注記 \*：せん断補強筋の断面積比は以下の式により算定する。

$$\frac{\text{せん断補強筋の断面積 (1 本分)}}{\text{せん断スパン方向ピッチ} \times \text{せん断スパン直角方向ピッチ}}$$



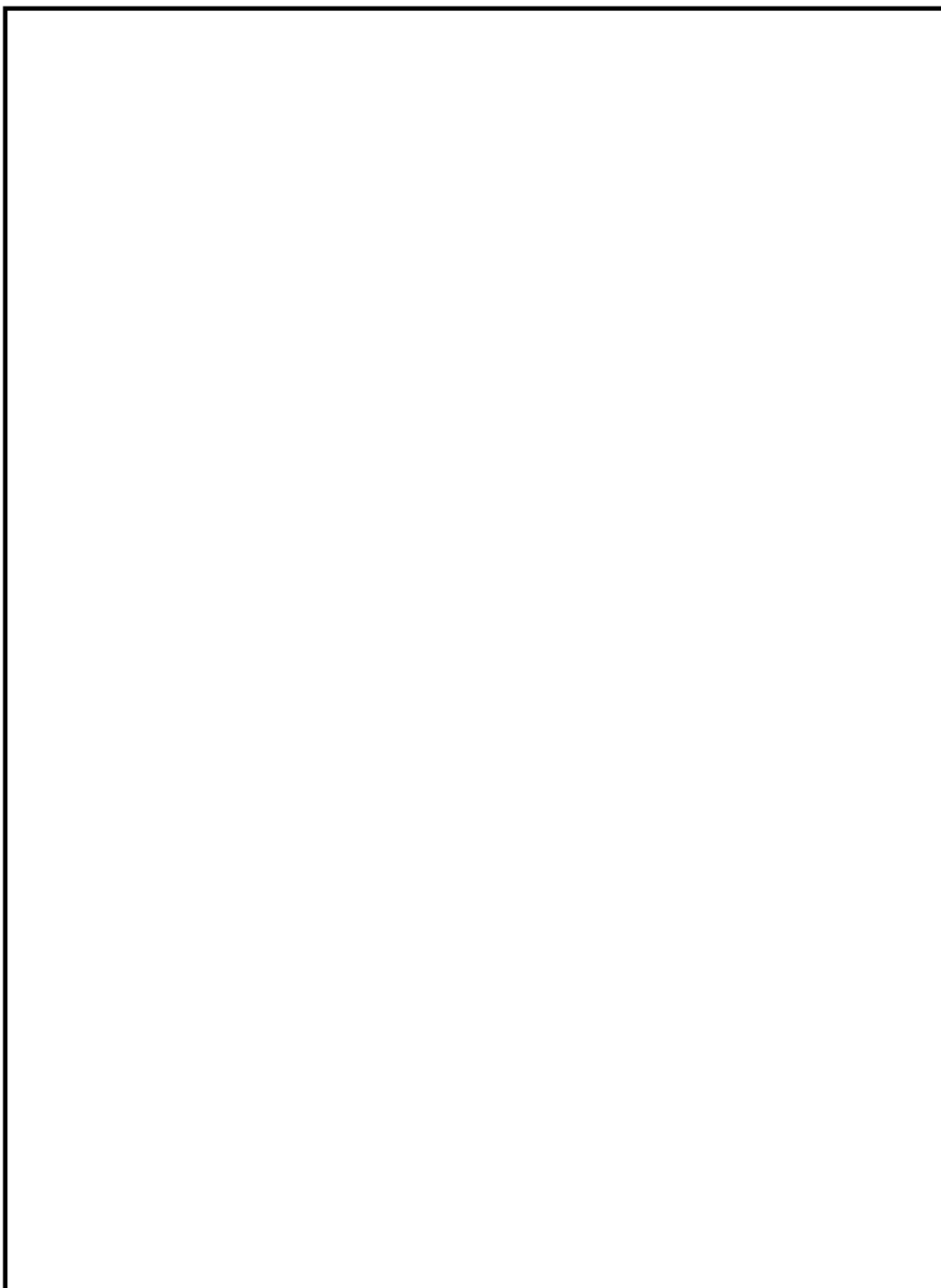


図 6.4-3 PHb の標準配置  
(建設技術審査証明報告書より抜粋)



PHbの適用範囲と適用条件（1／2）

建設技術審査証明報告書の適用範囲	使用箇所及び状況
<div></div>	地中構造物であり，片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対して，後施工によるせん断補強の目的で用いる。
<div></div>	地中構造物に適用し，せん断補強の目的で用いる。（変形性能（じん性）の向上を目的として用いているわけではないため，左記に示す変形性能に寄与する補強後のせん断補強鉄筋量の上限値の規定については不問である。）



PHbの適用範囲と適用条件（使用材料）（2／2）

	建設技術審査証明報告書の材料範囲等	実使用材料
せん断補強筋		左記範囲内の材料を使用する。 (D22, SD345)
プレート		材質は, SM490 相当を用い, 品質証明書でその品質を確認する。
充てん材*1		躯体コンクリート以上の強度
断面修復材*2		躯体コンクリート以上の強度
定着長		左記の定着長を考慮して設計を実施する。

注記   \*1：充てん材はPHbモルタル（可塑性グラウト）を標準とする。  
         \*2：断面修復材はポリマーセメントモルタルとする。



#### 6.4.5 セン断補強効果の確認

##### (1) セン断補強効果の確認内容

「6.4.3 適用性確認項目の抽出」で抽出した適用性確認項目のうち、建設技術審査証明報告書では確認できなかった項目についてもセン断補強効果が期待できるかを確認する。以下に確認する項目を挙げる。PHb工法と先施工のセン断補強鉄筋とで大きく異なる部分は、PHbはコンクリートに定着をとっていることである。従って、コンクリート部分に関する項目が主となって、セン断補強効果に影響を及ぼすと考えられる。

- a. 構造形式
- b. 部材諸元
- c. セン断ひび割れ抑制効果
- d. 載荷方法
- e. 構造部材の曲げモーメントと曲率の関係
- f. 変形量
- g. 使用環境

##### (2) セン断補強効果の確認

###### a. 構造形式

建設技術審査証明報告書に構造形式の具体的な記載はないが、使用目的として、「地震時の変形量が限定される地中構造物など」という記載があることから地中に埋設されたボックスカルバート構造の構造物を想定していると考えられる。

###### b. 部材諸元

PHbによる補強効果については、建設技術審査証明報告書の各種実験にて検証している。建設技術審査証明報告書では、実験を上回る部材厚については、理論式により求められる有効係数 $\beta_{aw}$ を実験の部材厚で得られた値である0.9を上限として用いることで保守的な設計としている。

東海第二発電所 取水構造物の部材厚は実験の部材厚に比べて大きく、セン断スパン比、主鉄筋比、コンクリート設計基準強度の部材諸元についても建設技術証明報告書に記載の各種実験と異なる。

この違いがPHbによるセン断補強効果に及ぼす影響については、先行原子力発電所におけるPHb工法の審査実績\*を踏まえ、材料非線形解析(WCOMD)を用いた検証解析により既に適用性が確認されている部材諸元に対する比較等を行うことにより検証する。

注記 \*：平成28年10月18日「新規制基準適合性審査に関する事業者ヒアリング（美浜3号機）」資料



・部材厚

項目	建設技術 審査証明報告書 (実証試験)	先行原子力発電所 における審査実績 (WCOMD による検証解析)	東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材*2
部材厚	500mm	2000mm (海水ポンプ室底版)	3190mm (取水ピット 中頂版) 1500mm (左・右側壁) 1200mm (取水ピット 底版, 隔壁) 1000mm (上記以外の部材)
実験または解析に より得られた 有効係数 $\beta_{exp}$	0.90	0.92	—
式*1により計算し た有効係数 $\beta_{aw}$	0.89	0.90 (上限値)	0.90 (上限値)

【検証結果】

- 東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材について、その部材厚は、取水ピット 中頂版を除き実証試験 (500mm) ～審査実績 (2000mm) の範囲内に収まっている。
- 取水ピット 中頂版の部材厚は 3190mm で、審査実績を上回る部材厚となっている。ただし、先行原子力発電所にて実施された WCOMD による検証解析の結果、部材厚が大きければ大きいほど P H b の定着性能が従来工法に近づいていく結果が得られており、有効係数  $\beta$  は上昇する傾向にある。
- 一方で、部材厚が大きいディープビームにおいては、そのスケール効果によりせん断耐力が低下する傾向もあることから、先行原子力発電所の審査実績を超える部材厚となる取水ピット 中頂版に対し P H b によるせん断補強効果が期待できるかを確認するため、材料非線形解析を用いた解析的検討を実施した。  
(添付資料 2：解析によるせん断補強効果の確認について)  
本数値解析の結果、取水ピット 中頂版に対する P H b によるせん断補強効果を確認した。

以上より、東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材に対し、部材厚の観点について適用性を有すると判断した。

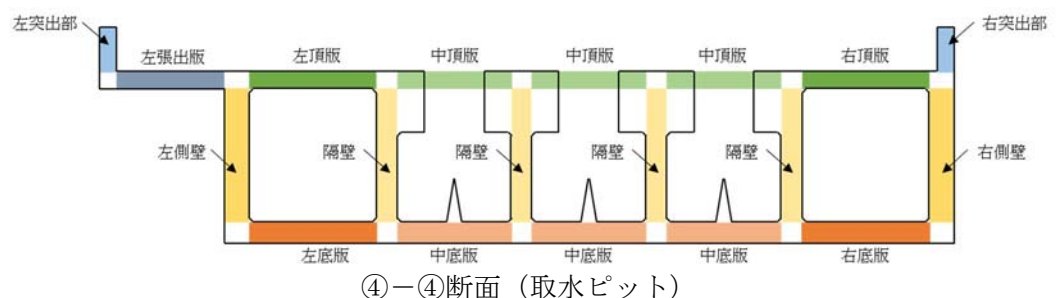
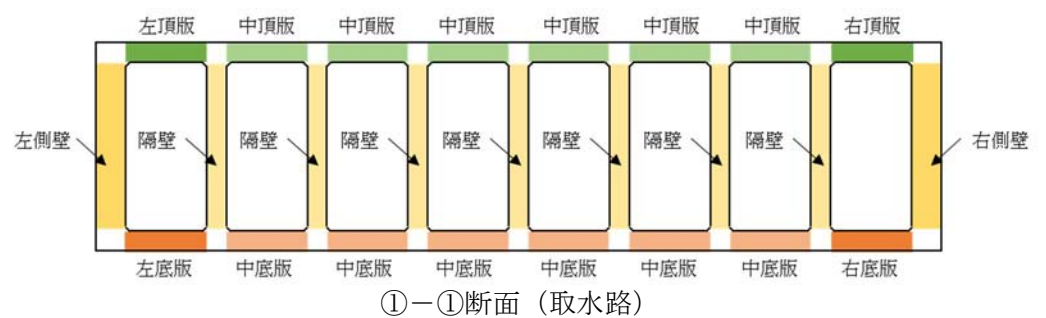
注記 \*1：建設技術審査証明報告書における実証試験結果より設定された以下の設計式

$$\beta_{aw} = 1 - 1y / \{2 \cdot (d - d')\} \quad (\text{ただし, } \beta_{aw} \leq 0.9)$$

1y：後施工せん断補強筋の埋込側に必要な定着長

d-d'：補強対象部材の圧縮-引張鉄筋の間隔 ( $d - d' \geq 1y$ )

\*2：取水構造物の各部材配置を以下に示す。

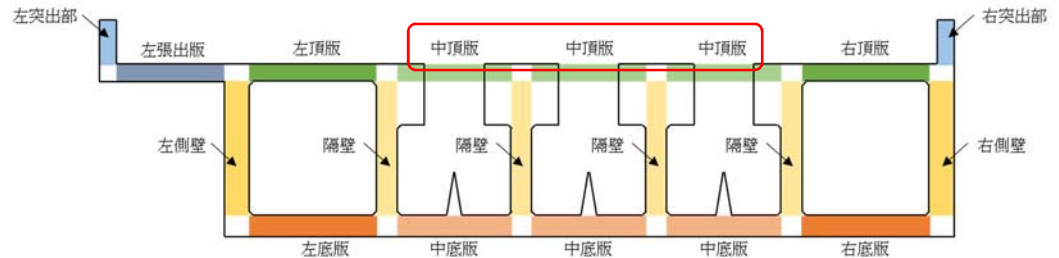




・せん断スパン比

項目	建設技術 審査証明報告書 (実証試験)	先行原子力発電所 における審査実績 (WCOMD による検証解析)	東海第二発電所 取水構造物の PHb適用部材*1
せん断スパン比	2.0～2.79	1.92 (海水ポンプ室底版)	2.15*2 (取水ピット 中頂版)
<p>【検証結果】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・せん断スパン比の小さい部材はせん断力に対する耐荷機構が比較的せん断スパン比の大きい棒部材と異なることから、PHb適用部材のうちせん断スパン比が最小となる部材に着目した検証を行う。</li> <li>・東海第二発電所 取水構造物のPHb適用部材のうち最小のせん断スパン比は、実証試験における試験体のせん断スパン比（2.0～2.79）の範囲内に収まっている。</li> <li>・また、先行原子力発電所の審査実績として、より小さいせん断スパン比の部材に対するPHbの適用性が既に検証されている。</li> </ul> <p>以上より、東海第二発電所 取水構造物のPHb適用部材に対し、せん断スパン比の観点について適用性を有すると判断した。</p>			

注記 \*1：取水ピットの各部材配置を以下に示す。



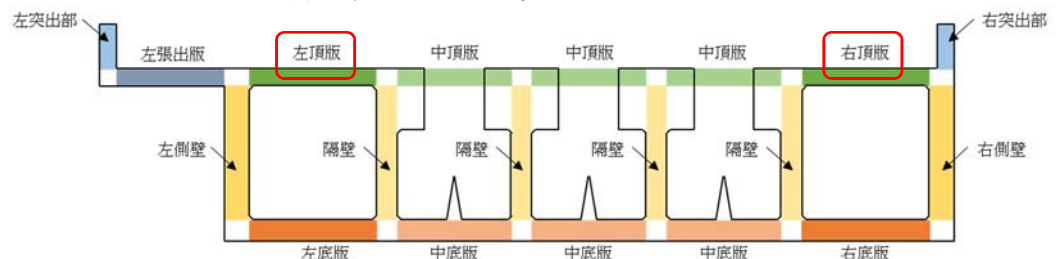
④-④断面（取水ピット）

\*2：取水構造物のうちせん断スパン比が最小となる部材のせん断スパン比

・主鉄筋比

項目	建設技術 審査証明報告書 (実証試験)	先行原子力発電所 における審査実績 (WCOMD による検証解析)	東海第二発電所 取水構造物の PHb適用部材*1
主鉄筋比（%）	1.48	0.47 (海水ポンプ室底版)	0.46*2 (取水ピット 左・右頂版)
<p>【検証結果】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・PHb定着部に配置されている主筋（引張鉄筋）周りの付着割裂破壊の観点にて、PHb適用部材のうち主鉄筋比が最大となる部材に着目した検証を行う。</li> <li>・東海第二発電所 取水構造物のPHb適用部材のうち最大の主鉄筋比は、先行原子力発電所における審査実績（0.47）とおおむね同等の値である。実証試験（1.48）と比較しても主鉄筋比が十分に小さいため、PHbの定着性能に影響を与えるような付着割裂破壊は生じないと推察される。</li> </ul> <p>以上より、東海第二発電所 取水構造物のPHb適用部材に対し、主鉄筋比の観点について適用性を有すると判断した。</p>			

注記 \*1：取水ピットの各部材配置を以下に示す。



④-④断面（取水ピット）

\*2：取水構造物のうち主鉄筋比が最大となる部材の主鉄筋比



・コンクリート強度

項目	建設技術 審査証明報告書 (実証試験)	先行原子力発電所 における審査実績 (WCOMD による検証解析)	東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材*1
コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	32.0～38.3 (圧縮強度)	23.5 (設計基準強度)	20.6 (設計基準強度)
<p>【検証結果】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・東海第二発電所 取水構造物におけるコンクリート設計基準強度は 20.6 N/mm<sup>2</sup>であり、先行原子力発電所における審査実績 (23.5 N/mm<sup>2</sup>) と比較しやや小さい。</li> <li>・東海第二発電所 取水構造物におけるコンクリートのコア試料による圧縮強度 (実強度) は平均 39.9 N/mm<sup>2</sup>であり、実証試験における供試体の実強度 (最大で 38.3 N/mm<sup>2</sup>) と比較的近い値である。</li> <li>・設計基準強度 20.6 N/mm<sup>2</sup> の鉄筋コンクリートに対する P H b のせん断補強効果については、添付資料 2 に示す材料非線形解析を用いた検証解析により、その有効性を確認することができた。</li> </ul> <p>以上より、東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材に対し、コンクリート設計基準強度 (および実強度) の観点について適用性を有すると判断した。</p>			

c. せん断ひび割れ抑制効果

東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材のせん断力に対する照査のうち、最も厳しい照査値は、①－①断面 (取水路) の底版にて 0.495 となっている。終局限界 (せん断耐力) に対して十分な余裕があることから、特異なせん断ひび割れが発生するような状態ではないと判断した。

d. 載荷方法

先行原子力発電所にて実施された材料非線形解析 (WCOMD) においては、類似の地中構造物に対する地震時荷重 (慣性力及び地震時土圧等) を入力とした検証解析が成されており、P H b によるせん断補強の有効性が確認されている。

以上より、東海第二発電所 取水構造物においては、地震時の P H b によるせん断補強効果が期待できると判断した。



e. 構造部材の曲げモーメントと曲率の関係

部材の応力状態について、鉄筋コンクリートが健全であることをM- $\phi$ 曲線により確認する。図 6.4-4 に、東海第二発電所 取水構造物の評価結果のうち曲げ軸力照査が最も厳しい部材及び時刻のM- $\phi$ 曲線を示す。最大応答は、おおむねM- $\phi$ 曲線の第2折点（鉄筋の降伏）程度であることから、コンクリートに顕著なひび割れは発生せず、健全であるといえる。

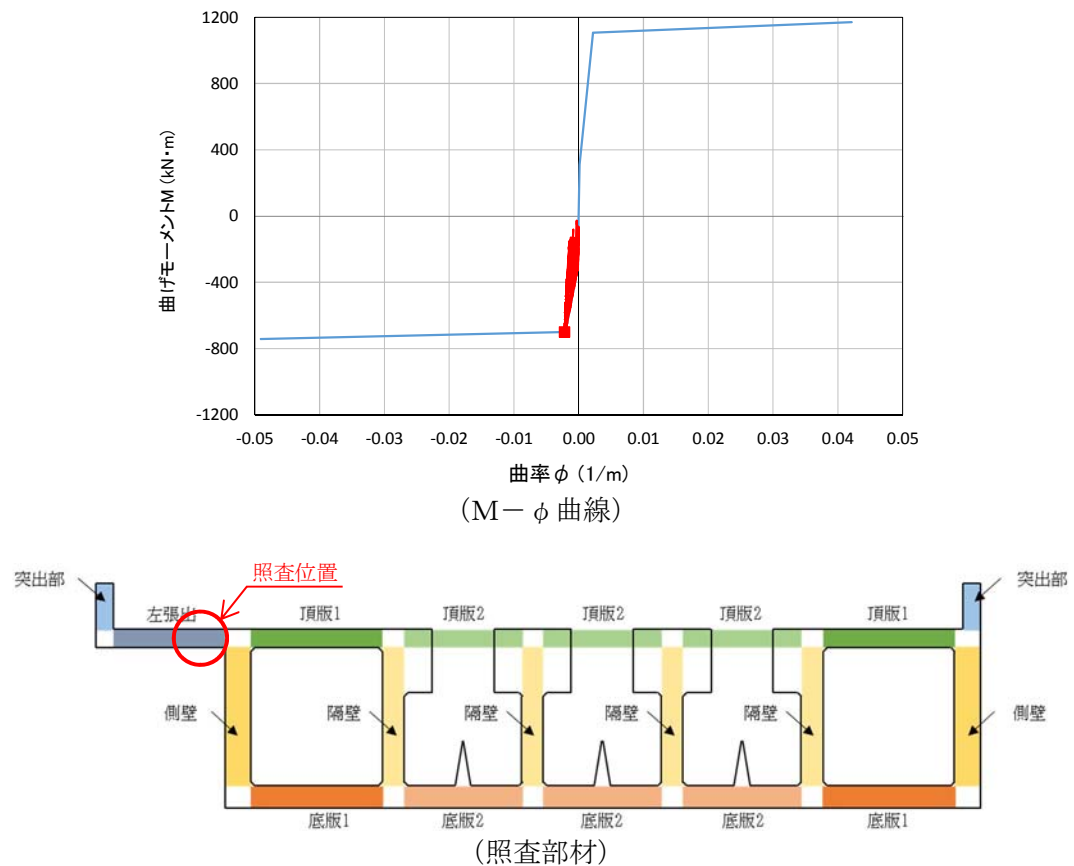


図 6.4-4 東海第二発電所 取水構造物のM- $\phi$ 曲線

f. 変形量

東海第二発電所 取水構造物の変形量が適用確認実験の変形量を超えないことを確認する。適用確認実験における層間変形角が 0.4 %程度以上であるが、東海第二発電所 取水構造物においては最大でも層間変形角 0.31 %程度であり、適用確認実験の変形量以下に収まっていることを確認した。なお、適用実験における層間変形角は、実験において発生している変位量及びせん断スパン比から算出した。

g. 使用環境

東海第二発電所 取水構造物におけるPHb工法による耐震補強では、気中及び水中の部材に対してPHb工法を適用する。PHbそのものはすべて構造物内に埋設され、かぶり部分にて腐食に対する抵抗性が確保される。また、「4.6 施工実績・研究事例等の確認」に記載のとおり、気中及び水中で数多くの施工実績があることが確認できている。



#### 6.4.6 施工実績・研究事例等の確認

##### (1) 施工実績の整理

PHbの施工実績としては、2018年4月1までに、道路、浄化センター、ポンプ場、鉄道、浄水場、水門、配水路、発電所・プラントなど施工中案件を含めて711件の工事に適用され、119.2万本以上が施工されている。(表6.4-1 参照)

表 6.4-1 PHbの施工実績

(ポストヘッドバー工法研究会HPより抜粋)

PHbの施工実績を部材厚、鉄筋径毎に整理する。部材厚毎に整理した結果を表6.4-2に、鉄筋径毎に整理した結果を表6.4-3に、使用環境毎に整理した表を表6.4-4に示す。なお、カウントする際は、1件の工事のうち複数にまたがって該当する場合には、各項目でそれぞれカウントしている(例 同一工事内でD13～D22の鉄筋を用いている場合はD13、D16、D19、D22の全てにカウント)。水中における施工実績のうち、鹿島共同発電所の取水路においては、海水通水部における実績として挙げられる。今回、東海第二発電所 取水構造物に採用する項目についてハッチングしている。表に示す通り、十分に実績のある範囲にあることが確認できる。

また、東海第二発電所 取水構造物の建設以前に施工された構造物に対しての施工実績があることを確認している。先にも述べた通り、後施工せん断補強鉄筋工法は、1980年以前の土木学会コンクリート標準示方書に従って設計された構造物に対してせん断補強を行うことを想定した工法である。

なお、東海第二発電所 取水構造物については高経年化技術評価を行い、構造健全性に影響が無いことを確認している。また、高経年化技術評価においてはコンクリートの実強度が設計基準強度以上であることを確認している。よって、東海第二発電所 取水構造物の耐震補強については経年化の影響はない。



表 6.4-2 (1) P H b の施工実績（部材厚）（1／2）

部材厚（mm）	件数
～500	233
501～1,000	466
1,001～1,500	329
1,501～2,000	200
2,001～	155

表 6.4-2 (2) P H b の施工実績（部材厚）（2／2）  
（上記実績のうち横向き施工）

部材厚（mm）	件数
～500	210
501～1,000	376
1,001～1,500	279
1,501～2,000	178
2,001～	132

表 6.4-3 P H b の施工実績（鉄筋の種類）

鉄筋の種類		件数
SD345	D13	183
	D16	399
	D19	313
	D22	344
	D25	210
	D29	159
	D32	117

表 6.4-4 P H b の施工実績（使用環境）

施工場所	件数
気 中	54
水 中	657



(2) 過去の地震の経験事例

PHb施工実績のうち、東北地方太平洋沖地震及び熊本地震において、震度5強以上が観測された地域にある、地震発生前に施工された実績を抽出した。

東北地方太平洋沖地震及び熊本地震においてK-NETまたはKIK-NETで観測された加速度及びPHbを施工した箇所の位置関係を図6.4-5及び図6.4-6に示す。東北地方太平洋沖地震においては、最大震度震度6強、熊本地震においては、最大震度6弱の地震を受けた事例があることを確認した。PHb工法研究会に確認したところ、いずれの地点においても、現時点では、被害・不具合が発生したという報告はない。



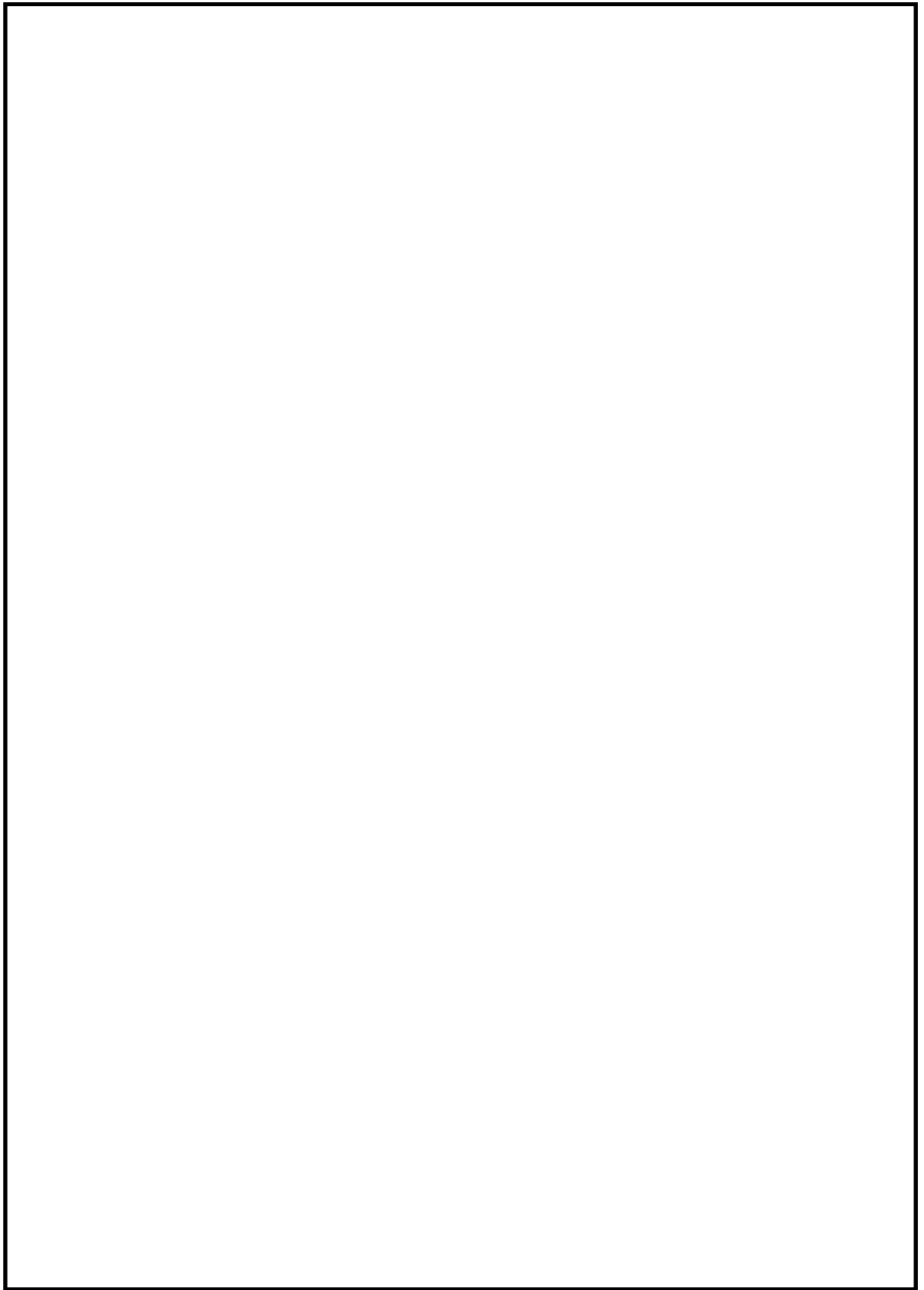


図 6.4-5 東北地方太平洋沖地震の強震域にある施工実績



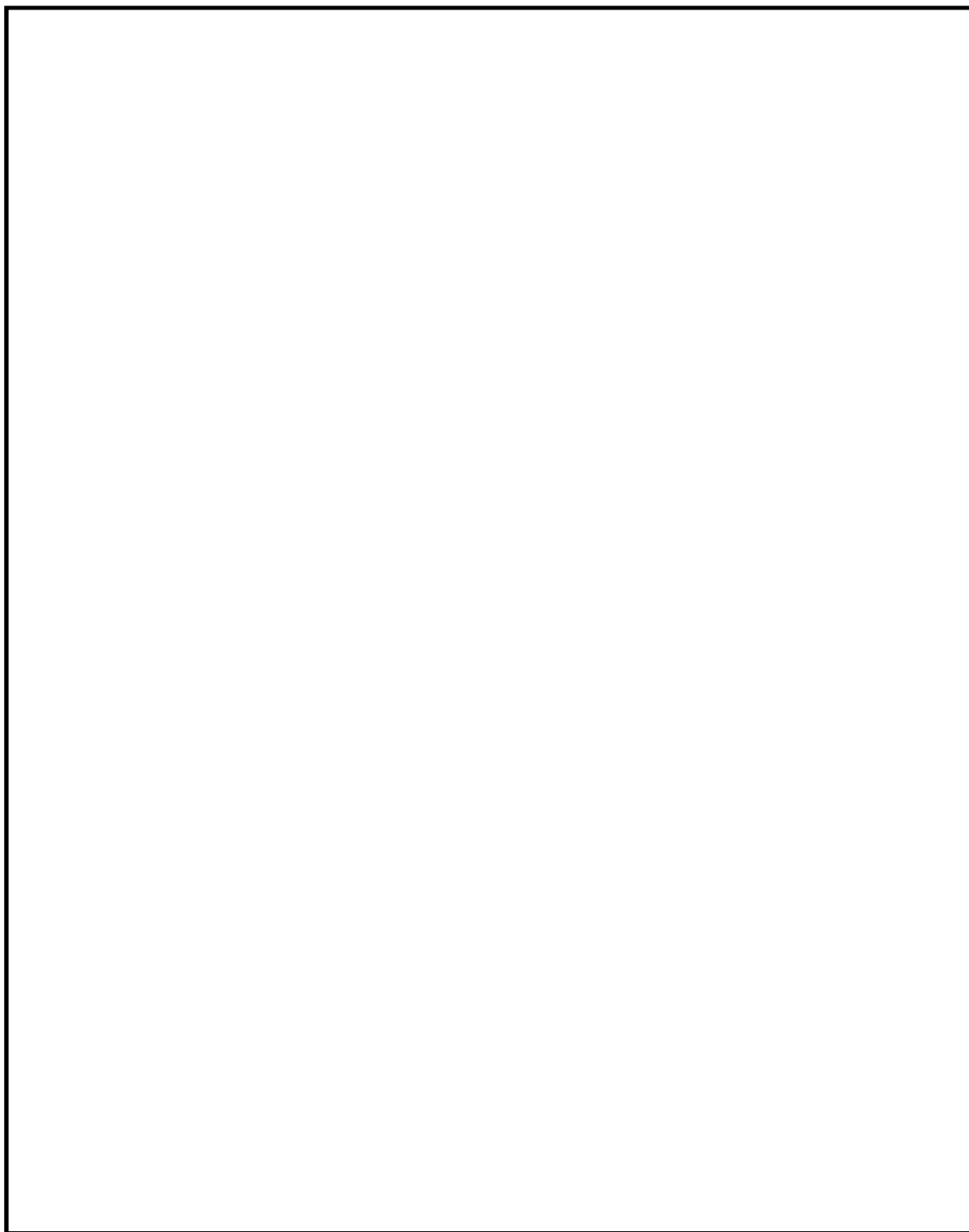


図 6.4-6 熊本地震の強震域にある施工実績



(3) レベル2地震動を対象とした設計事例

広島空港直下を通る用倉トンネルにおいて、レベル2地震動を対象として耐震補強に鉄筋差込工法（後施工せん断補強鉄筋工法 RMA工法）を適用したせん断補強事例が報告されている\*。本事例においては、広島空港が大都市拠点空港として空港輸送上重要な空港に位置づけられたため、耐震性能照査を行った結果、せん断耐力が不足していることが判明したものによる。用倉トンネルは現場打ちのアーチカルバートの上に20m弱の盛土をおこなった構造物である。構造形式等の詳細については、「(5) 後施工せん断補強鉄筋に関する研究事例」に記載する。

注記 \*：岡崎大宜 後施工型せん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について

(4) 後施工せん断補強鉄筋工法の比較

PHb工法以外にも土木研究センターにおいては、類似する後施工せん断補強鉄筋工法の建設技術審査証明が実施されている。後施工せん断補強鉄筋工法の比較結果を表6.4-5に示す。工法に差異はあるものの、コンクリート部分に付着を期待してせん断耐力の向上を期待する点は共通している。また、せん断耐力の算出方法については、工法により多少の差異は存在するものの概ねトラス理論を基にせん断耐力の算出を行っている。



表 6.4-5 (1) 後施工せん断補強鉄筋工法の比較 (1/2)

表 3.1.3 (1) 既施工と新規部材の施工法との比較 (1/2)

注記 \*：土木研究センター 建設技術審査証明関係資料に基づき作成



表 13.4-5 (2) 後施工せん断補強鉄筋工法の比較 (2/2)

This image shows a completely blank white rectangular area enclosed within a thin black border. There are no markings, text, or illustrations present on the page.

注記 \*：土木研究センター 建設技術審査証明関係資料に基づき作成



(5) 後施工せん断補強鉄筋に関する研究事例

後施工せん断補強鉄筋に関する施工実績・研究事例について、目的、試験体諸元等を整理し、東海第二発電所 取水構造物への適用において考慮・反映すべき事項を検討する。

①コンクリート構造物の後施工せん断補強技術

・目的

挿入された鉄筋やグラウトが既存のコンクリートと一体化し、挿入鉄筋の定着長を考慮したせん断鉄筋の補強効果により、所要の地下壁構造のせん断耐力が得られることを確認する。

・試験体諸元

部材厚：685 mm

せん断補強鉄筋径：D22

荷重条件：正負交番載荷

・特記事項

実験により得られたせん断耐力は、有効係数を用いて算出される設計せん断耐力以上であることはもちろん、標準フック筋での補強に比べ、そんな色のないせん断補強効果が得られていることを示している。

・影響確認

東海第二発電所 取水構造物では試験例として記載されている P H b 工法を採用している。

②耐震補強等に用いるあと施工型せん断補強技術（RMA工法）

・目的

RMA工法の概要及び性能確認実験、設計方法を示す。

・試験体諸元

部材厚：600 mm（せん断スパン比  $a/D$ ＝約 2.25）

せん断補強鉄筋径：D19（SD345）

荷重条件：正負交番載荷

・特記事項

定着性能試験の結果、定着長が 4D 以上で SD345 の規格降伏強度相当の定着力を確保できる。宮城県沿岸地域で採用された RMA 工法による補強構造物は、東日本大震災においても損傷がなかった。

・影響確認

P H b も同様の定着性能試験を実施し、定着長を設定している。



### ③論文 異形鉄筋の埋込みによる後施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験

- ・ 目的

既存構造物であるボックスカルバートやU型擁壁などの連続壁に対して、異形鉄筋を埋込むことでせん断補強部材とする方法を提案し、補強方法の有効性を確認することを目的として、はり供試体を用いたせん断実験を行った。

- ・ 試験体諸元

部材厚：460 mm（せん断スパン比  $a/D$  = 約 2.25）

せん断補強鉄筋径：D10（SD295）

荷重条件：単調載荷

- ・ 特記事項

実験結果より後施工は先施工と同等のせん断耐力を有することを確認した。

- ・ 影響確認

東海第二発電所 取水構造物のせん断補強においては、建設技術審査証明報告書にて規定されている有効係数（上限値 0.9）を用いて低減したせん断耐力を算出し、保守的な設計をしている。

### ④後施工型のせん断補強工法を活用した広島空港地下トンネル耐震補強工事について

- ・ 目的、概要

広島空港の基本施設直下を通る地下構造物（用倉トンネル）において、レベル2地震動に対してせん断耐力が不足していた。用倉トンネルはアーチカルバートの上に20 m弱の盛土を行った構造物であるため、この盛土部分とアーチカルバートを対象に耐震対策が必要な範囲と耐震補強工法の選定・検討を行い、RMA工法で現地施工を行った。

- ・ 構造体諸元

構造形式：アーチカルバート

補強対象部位：側壁

部材厚：1,600 mm

- ・ 特記事項

重要施設に対して後施工型せん断補強工法（RMA法）による耐震補強を実施した。

- ・ 影響確認

レベル2地震動を対象とした重要構造物かつ東海第二発電所 取水構造物の鉛直部材厚さ（側壁：1500mm，隔壁：1000mm）相当の構造物に対しての施工実績があることを確認した。



#### ⑤地下駅舎RC壁のせん断力評価と耐震補強対策

- ・ 目的, 概要

地中構造物の側壁隅角部を対象に載荷試験を行い, せん断スパンが正載荷・負載荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法を提案した。また, 前施工補強と後施工補強との耐力比較, ならびに後施工せん断補強鉄筋の埋込長の違いによる耐力比較を行った。

- ・ 試験体諸元

部材厚: 側壁 460 mm, 底版 800 mm

(せん断スパン比 正側  $a/D = \text{約 } 2.25$ , 負側  $a/D = \text{約 } 3.25$ )

せん断補強鉄筋径: D10 (SD295)

荷重条件: 正負交番載荷

- ・ 特記事項

後施工によるせん断補強の場合, 設計耐力に対して最低でも 80% 程度のせん断耐力が実験で得られた。

- ・ 影響確認

実験で用いた補強鉄筋は端部を  $45^\circ$  にカットした直鉄筋であり, 端部に定着プレート有する PHb よりもせん断耐力が小さくなる。PHb では, 実験により低減係数に相当する有効係数を設定し, せん断耐力を算定している。

#### ⑥論文 せん断補強筋の定着不良がRCはりのせん断耐力に及ぼす影響

- ・ 目的, 概要

せん断補強鉄筋の定着不良がRCはりのせん断抵抗機構に及ぼす影響を検討することを目的として, せん断補強鉄筋の定着フック及び端部付近の付着を除去したはりを作製し, せん断耐力の低下と破壊モードを実験的に検証した。また, 材料非線形解析における定着不良部のモデル化について検討した。

- ・ 試験体諸元

部材厚: 350 mm (せん断スパン比  $a/D = \text{約 } 3.2$ )

せん断補強鉄筋径: D6

荷重条件: 単調載荷

- ・ 特記事項

定着不良部から鋼材径の 10 倍程度を鋼材無効区間として要素内鉄筋比を等価に規定すれば, 2 次元ひび割れ解析でせん断耐力を概略評価することが可能である。

- ・ 影響確認

材料非線形解析を用いた部材厚の検討において, PHb のモデル化に本解析手法を参考として用いている。



⑦地下道における P H b 工法の採用と積雪寒冷地の施工について

・目的, 概要

既設地下道を耐震補強する目的で採用した P H b 工法の実施内容及び積雪寒冷地での施工方法について報告する。充填材の温度と強度の関係を把握するための試験施工を実施した。

・試験体諸元

350 mm×350 mm×650 mm

・特記事項

充填材料が 0℃以下の履歴を受けた場合では、強度発現が低下することが確認された。

・影響確認

充填材料が 0℃以下とならないように、施工上の管理基準（5℃以上）を設けて適切に施工する。

⑧せん断補強鉄筋埋込工法（後施工）による東京湾第二航路海底トンネルの側壁補強；奥平幸男・岩下正美・小林亨・清宮理

・目的, 概要

東京都港湾局が同工法における補強効果を確認するために行った室内せん断実験の概要と結果，設計条件と施工基準設定の考え方および適用工事に関する施工結果について考察。

・試験体諸元

部材厚：460 mm（せん断スパン比  $a/D=2.25$ ）

・特記事項

施工上予想される不具合を設計上考慮し，せん断耐力に対して低減係数 0.75 を乗じる。

・影響確認

低減係数 0.75 は 2002 年の「③論文 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験」でも提案されているが，その後 P H b 工法等の後施工せん断補強工法について第三者機関による審査証明が行われており，その中では施工性についても審査対象となっていたことから，本研究事例の低減係数をそのまま設計に適用する必要はないと考えられる。



後施工せん断補強筋に関する各研究事例を踏まえて、東海第二発電所取水構造物の設計、施工への反映事項を下記に示す。

- ・建設技術審査証明報告書にて規定されている有効係数（上限値 0.9）を用いて、PHbのせん断耐力を算定する。
- ・充填材の施工管理基準（5℃以上）を設ける。
- ・施工上予測される不具合の考慮については、施工精度の向上方策を講じるとともに、設計上の配慮についても検討する。



#### 6.4.7 PHbの施工上の確認

PHb工法によるせん断補強にあたっては、既設鉄筋配置のずれ等施工のばらつきにより計画通り施工できなかった場合、期待するせん断補強効果に影響を及ぼす可能性がある。そこで施工上せん断補強効果に影響を及ぼす可能性がある施工のばらつきに関する項目を抽出し、適切な施工管理によりばらつきを生じさせない、もしくはせん断補強効果に大きな影響を及ぼさないことを確認する。

##### (1) 削孔角度

PHb挿入計画位置をドリルにより削孔するが、削孔角度に誤差が生じた場合、PHbのせん断補強効果に影響が及ぶ可能性がある。そこで施工用架台にドリルを設置し、ドリルの鉛直方向、水平方向が削孔面に対して垂直となるようスランートルール、金尺等で確認し削孔する。図6.4-7に施工用架台に設置したPHbドリルと鉛直・水平の確認状況を示す。以上より、削孔時に施工用架台を使用することで削孔角度のばらつきは生じない。

また、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工型せん断補強用無機系モルタルカプセルおよびせん断補強筋「RMA」（建技審証 第1203号）」では、コンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験を実施している（図6.4-8）。コンクリートコアドリル長尺削孔精度確認試験では、幅1,200 mm×高さ600 mm×長さ1,200 mmのコンクリートブロック4体を削孔し、削孔位置のずれを確認した。コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果を表6.4-6に示す。ここで、削孔表面から試験体Ⅲ裏まで3600 mmであり、東海第二発電所 取水構造物の最大部材厚である取水ピット頂版3190 mm相当となることから、表6.4-6の試験体Ⅲ裏の結果を参考にする。試験体Ⅲ裏では削孔誤差は最大41 mmとなり、削孔角度誤差を換算すると約0.7°となり、十分精度あることが示されている。

さらに、論文「⑧せん断補強鉄筋埋込工法（後施工）による東京湾第二航路海底トンネルの側壁補強」において、削孔角度誤差について記載されているが、そこではドリルによる削孔時に2方向より定規を添えて初期削孔を行い、途中2～3回確認することで施工用架台を使用せず誤差2°以内を確保している（図6.4-9）。今回は、施工用架台を使用し、より精度良く削孔することが可能である。

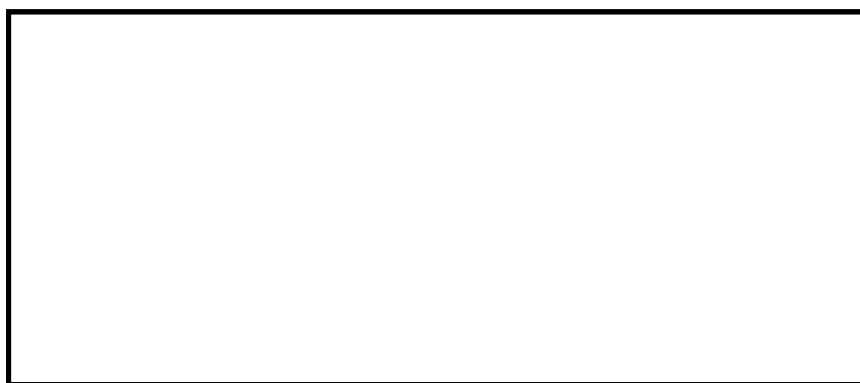


図6.4-7 削孔準備工





図 6.4-8 試験概要図

表 6.4-6 コンクリートコアドリル長尺削孔精度の計測結果

--



図 6.4-9 レッグドリルによる削孔



## (2) 削孔位置

PHb挿入計画位置をドリルにより削孔するが、部材内部に障害物があり計画位置で削孔できずPHbを計画通り配置できない可能性がある。その場合は、付近を再削孔しPHbを挿入することで設計上必要な補強鉄筋量を確保する。ただし、再削孔しPHbを配置する際は「6.4.4 建設技術審査証明報告書の適用範囲の確認」に示す建設技術審査証明報告書に記載の構造細目を満足するものとする。なお、図6.4-10に示すせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図のとおり、再削孔する際は削孔計画位置（赤丸）から位置をずらし、せん断補強効果に影響のない位置に削孔することが可能である。なお、孔と鉄筋の干渉を避けて再削孔を行う際、削岩機ベースのPHbドリルでは孔をラップさせることができないため再削孔位置の選定が制限され、再削孔しても新たに別の鉄筋に干渉してしまう可能性がある。そこで、孔のラップが可能なPHb工法指定の特殊コアドリルを必要に応じて併用することとし、再削孔時の精度向上を図る。

以上より、削孔位置にばらつきが生じて必要鉄筋量を確保するためせん断補強効果に影響を及ぼさない。

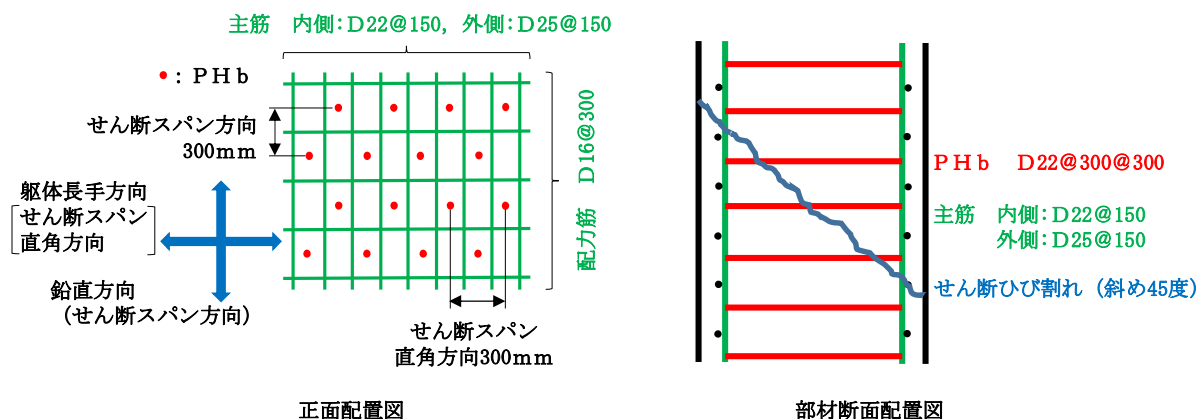


図 6.4-10 東海第二発電所 取水構造物（側壁）のせん断補強筋正面配置図及び部材断面配置図



(3) 定着効果

充填材の定着効果については、建設技術審査証明報告書にて充填確認試験を実施しており、削孔内に設置したPHbの先端定着部までグラウトが密実に充填され、PHbとコンクリート躯体が一体となっていることを確認している。

(1)～(3)に示した通り、施工上の配慮により、せん断補強効果に大きな影響を及ぼすような施工のばらつきは生じないと考えられる。しかし、現時点では後施工による施工のばらつきに対して施工実績に基づく十分な統計がとれていないため、施工のばらつきによる影響が生じる可能性を完全に否定することはできない。

以上を踏まえて、東海第二発電所取水構造物のPHb適用部材のうち、せん断力照査で最も厳しい照査値となった部材に対して、低減係数0.75を仮定した場合においても、せん断力に対する照査値は0.565であり、安全上問題ないことを確認している。



#### 6.4.8 PHbの適用性確認結果

「6.4.2 耐震評価に基づく補強仕様の設定」で設定した補強仕様が、東海第二発電所の取水構造物の耐震補強に適用できることを、「6.4.1 方針」に沿って検討した結果、PHbを採用し、建設技術審査証明報告書のとおりせん断補強効果を期待できることを確認した。決定した補強仕様を図 6.4-11 に示す。



①－①断面（取水路）



④－④断面（取水ピット）

図 6.4-11 補強仕様



## 添付資料

添付資料 1：建設技術審査証明書

添付資料 2：解析によるせん断補強効果の確認について



	
<h2 style="margin: 0;">建設技術審査証明書</h2>	
<p><b>技術名称</b> 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋 「Post-Head-bar」</p> <p>(開発の趣旨) せん断補強を構造物の内側からしか行うことができない供用中の既設構造物に対して、部材の片側からのみの施工が可能で、かつ、せん断耐力のみを向上して、せん断余裕度を向上させ、せん断破壊モードから曲げ破壊モードに移行させることができる後施工せん断補強鉄筋を提供する。</p> <p>(開発目標)</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) 力学性能           <ol style="list-style-type: none"> <li>①後施工せん断補強鉄筋の定着性能 後施工せん断補強鉄筋の定着伏荷重を発揮するために必要な埋込側の定着長が、鉄筋種類および鉄筋径に応じて設定できること。</li> <li>②施工後のせん断耐力 「Post-Head-bar」のせん断耐力への寄与分は、新設構造物に一般に用いられている半円形フックタイプのせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力の算定方法において「Post-Head-bar」の規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔および「Post-Head-bar」埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できること。</li> <li>③施工後の変形性能 新設構造物で一般に用いられる半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた部材の軸方向鉄筋の座屈が生じるまでの変形レベルと同等のじん性率が確保されること。 補強後の部材の骨格曲線は、変形性能に寄与する補強後の合計せん断補強鉄筋量に上限値を加味して設定した量のせん断補強鉄筋が配置された部材として算定できること。</li> </ol> </li> <li>(2) 施工性           <ol style="list-style-type: none"> <li>①適用部材 背面に地盤・橋脚などの障害物などがあることで片側からしか施工できないRC部材に対しても、せん断補強できること。</li> <li>②施工の容易性と迅速性の評価 狭い空間や複雑な部位において、大型機械によらずに短時間に施工できる作業の容易さがあること。</li> </ol> </li> </ol> <p>一般財団法人土木研究センターの建設技術審査証明事業実施要領に基づき、依頼のあった標記の技術について下記のとおり証明する。</p> <p>平成17年12月21日 内容変更・更新 (依頼者変更) 平成22年12月21日 内容変更 平成23年 8月22日 内容変更 平成27年12月21日 更新</p>	<p>建設技術審査第0522号</p> <p>建設技術審査証明事業実施機関</p> <p><b>一般財団法人 土木研究センター</b></p> <p>理事長 <b>西川和廣</b></p> <p>記</p>
<p>1. 審査証明の結果</p> <p>「Post-Head-bar」は以下の性能を有することが確認された。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) 力学性能           <ol style="list-style-type: none"> <li>①後施工せん断補強鉄筋の定着性能 後施工せん断補強鉄筋の定着伏荷重を発揮するために必要な埋込側の定着長が、鉄筋種類および鉄筋径に応じて審査証明報告書に示す値で設定できることが確認された。</li> <li>②施工後のせん断耐力 「Post-Head-bar」のせん断耐力への寄与分は、新設構造物に一般に用いられている半円形フックタイプのせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力の算定方法において「Post-Head-bar」の規格降伏強度を使用して求めた値に対し、適用部材の軸方向鉄筋間隔および「Post-Head-bar」埋込側の必要定着長から評価される有効係数を乗じたものとして評価できることが確認された。</li> <li>③施工後の変形性能 新設構造物で一般に用いられる半円形フックタイプのせん断補強鉄筋を用いた部材の軸方向鉄筋の座屈が生じるまでの変形レベルと同等のじん性率が確保されることが確認された。 補強後の部材の骨格曲線は、補強後のせん断補強鉄筋と「Post-Head-bar」を合わせた実配置に対し、変形性能に寄与する補強後のせん断補強鉄筋量の設定値に上限を設けた部材として算定できることが確認された。</li> </ol> </li> <li>(2) 施工性           <ol style="list-style-type: none"> <li>①適用部材 背面に地盤・橋脚などの障害物などがあることで片側からしか施工できないRC部材に対しても、せん断補強できることが確認された。</li> <li>②施工の容易性と迅速性の評価 狭い空間や複雑な部位において、大型機械によらずに短時間に施工できる作業の容易さがあることが確認された。</li> </ol> </li> </ol> <p>2. 審査証明の前提</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) 本審査証明は、依頼者からの試験データ等を基に審査し、確認したものである。</li> <li>(2) 「Post-Head-bar」は、所定の材料を用いて、適正な品質管理のもとで製造されるものとする。</li> <li>(3) 「Post-Head-bar」は、適正な補強設計によって計画されるものとする。</li> <li>(4) 「Post-Head-bar」は、適正な機械および施工手順によって設置されるものとする。</li> <li>(5) 「Post-Head-bar」は、適正な管理のもとで施工されるものとする。</li> </ol> <p>3. 審査証明の範囲</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) 地震時の変形量が規定される地中構造物など、背面に地盤などがあり片側からしか施工できない制限を有する既設コンクリート構造物に対して、後施工によるせん断補強の目的で用いる。</li> <li>(2) 橋、水門、堤防や橋脚等の既設の平地および地上構造物に適用する場合には、地中構造物の場合と同様にせん断補強の目的で用いるものとし、曲げ破壊モードにある構造物の変形性能の改善を目的とする補強に用いてはならない。さらに、変形の応答は変形性能に寄与する補強後の合計せん断補強鉄筋量の上限を「Post-Head-bar」の手前側で0.30%、埋込側で0.15%として求めた部材の骨格曲線の範囲内であること。</li> </ol> <p>4. 審査証明の時期 建設技術審査証明報告書 5. 審査証明の有効期限 平成32年12月20日 6. 審査証明の依頼者 <b>大成建設株式会社</b> 所在地：東京都新宿区西新宿1-25-1 <b>成和リニューアルワークス株式会社</b> 所在地：東京都港区六本木1-6-1</p>	



## 解析によるせん断補強効果の確認について

## 1 はじめに

PHbによるせん断補強効果については、建設技術審査証明報告書の各種実験にて検証されている。また、建設技術審査証明報告書では、実験を上回る部材厚については、理論式により求められる有効係数 $\beta_{aw}$ を実験の部材厚で得られた値である0.9を上限として用いることで保守的な設計を行うこととしている。

一方、先行原子力発電所の審査においては、実験を上回る部材厚2000mmに対する材料非線形解析が実施されており、数値解析的なアプローチにより、PHbの適用性が確認されている。

東海第二発電所 取水構造物のPHb適用部材における最大部材厚は3190mmであり、先行原子力発電所における審査実績と比べてさらに大きい。このような部材厚に対し、そのスケール効果を考慮した材料非線形解析を実施し、PHbによるせん断補強効果を確認する。

評価対象とする部材を図1-1に示す。D22、SD345のPHbを部材軸方向ピッチ及び部材奥行方向ピッチ両方とも300mmで配置する。

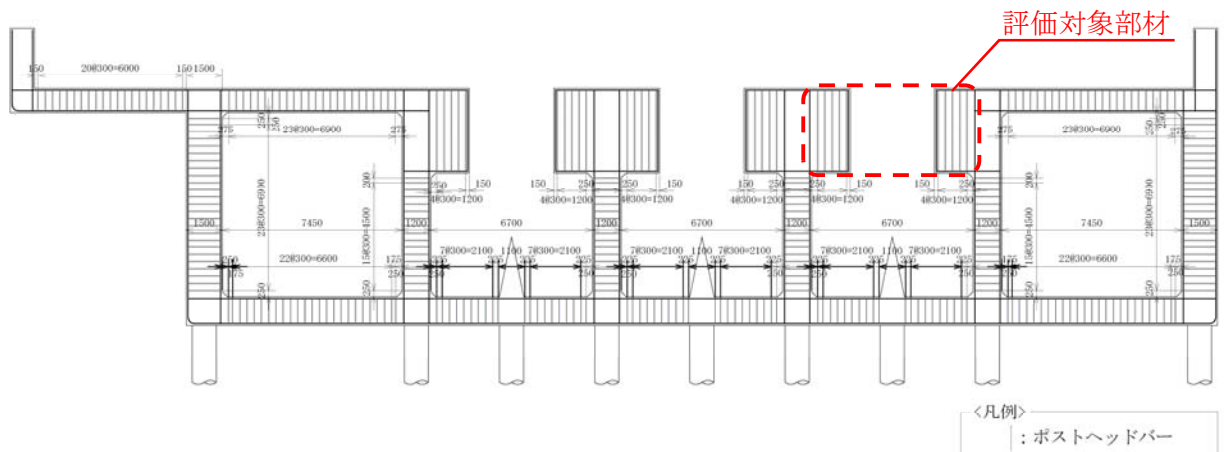


図1-1 材料非線形解析の評価対象部材



## 2 評価方法

P H b を考慮した材料非線形解析により力学的挙動を確認し，東海第二発電所 取水構造物への P H b の適用性を確認する。

具体的には，従来工法である先施工のせん断補強筋を想定した材料非線形解析を同ケースで実施し，その結果を比較することで，有効係数  $\beta_{aw}$  を数値解析的に算定する。また，部材の応答性状により東海第二発電所 取水構造物の P H b 適用部材において，設計荷重に対して特異な応答が生じていないことを確認する。

## 3 材料非線形解析

材料非線形解析にて用いる R C の構成則については種々あるが，ここでは，現在までに実務でも使用され，適用性と信頼性が確認されているコンクリート標準示方書 設計編（（社）土木学会，2012 年）において標準とされている以下の手法とする。

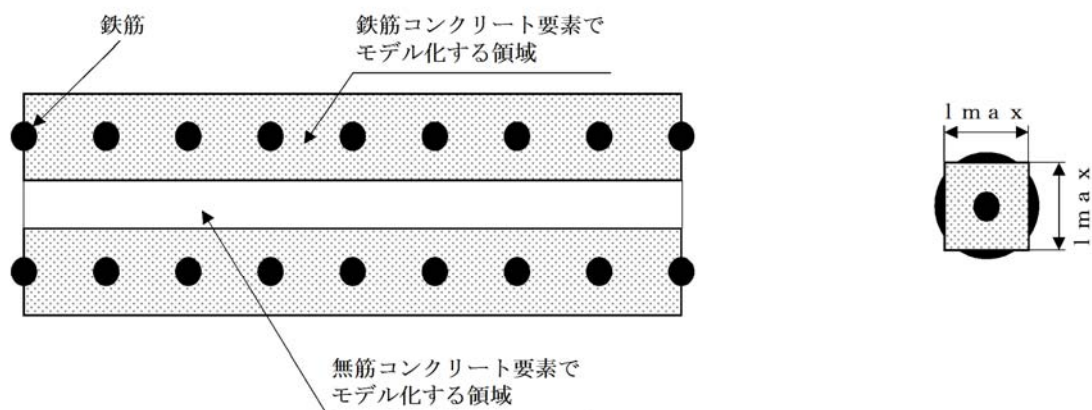
- ・鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化を行う。
- ・鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては，平均化構成則を用いる。
- ・鉄筋との複合作用が及ばない領域では，コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

材料非線形解析について用いる解析コードは，上記の R C の構成則を有する解析コードの 1 つとして「UC-win/WCOMD ver2.01」とする。

### 3.1 モデル化の基本方針

構造部材をモデル化する際は，平面応力要素にてモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては，図 3.1-1 に示す通り鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し，付着の影響が及ばない領域を無筋領域としてモデル化する。主筋領域については付着領域を考慮して芯かぶりの厚さを基準として設定する。





$$l_{\max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

ここで、 $l_{\max}$ ：鉄筋一本あたりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

$D b$ ：鉄筋の直径

$f_y$ ：鉄筋の降伏強度

$f_t$ ：コンクリートの引張強度

図 3.1-1 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

PHbを適切にモデル化するため、「コンクリート工学年次論文集 Vol.26, No.2, 2004 セン断補強筋の定着不良がRCはりのせん断耐力に及ぼす影響」を参考に、PHb先端の領域では、付着が十分ではない可能性があるため、せん断補強筋が機能しないものとしてPHbのモデル化を検討する。具体的には、該当する部分のせん断補強鉄筋比を0としてモデル化を実施する。モデル化のイメージを図3.1-2に示す。

このせん断補強筋比を0とする区間については、先行原子力発電所における審査実績を踏まえて以下のように決定する。

- ・主鉄筋領域（芯かぶりの2倍分）に相当する厚さのせん断補強鉄筋比を0とする。

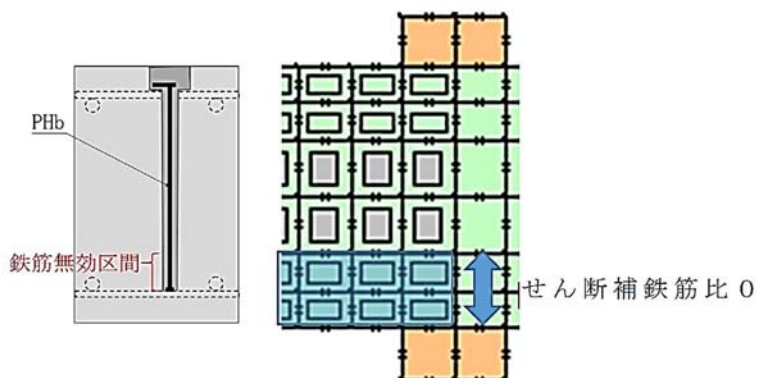


図 3.1-2 PHbのモデル化イメージ



### 3.2 構造物のモデル化

解析モデルについては、主鉄筋位置やPHbの鉄筋無効区間のモデル化を考慮して要素分割を検討する。なお、奥行き方向の厚さは100 cmとする。

梁部材の高さ方向の分割について、図3.2-1に示す。主鉄は内側、外側ともに1段配筋で、芯かぶりは75 mmである。芯かぶりの2倍である150 mmを主鉄筋が配置される要素の基本幅としつつ、外側要素については、これにPHbを有効とする領域( $75 + D_{\text{主筋}} + 5 + 5D_{\text{PHb}} = 75 + 14.5 + 5 + 110 = 204.5 \text{ mm}$ )を加味して、204.5 mmを主鉄筋が配置される要素として1要素に分割する。

梁部材の軸方向の分割について、部材非線形解析のモデルでのはり要素の設定位置を反映し分割してモデル化する。

解析モデル図を図3.2-2に示す。なお、常用海水ポンプ設置に伴う開口を考慮し、部材中央部については、奥行方向の壁厚を42cmに減じたモデル化とする。

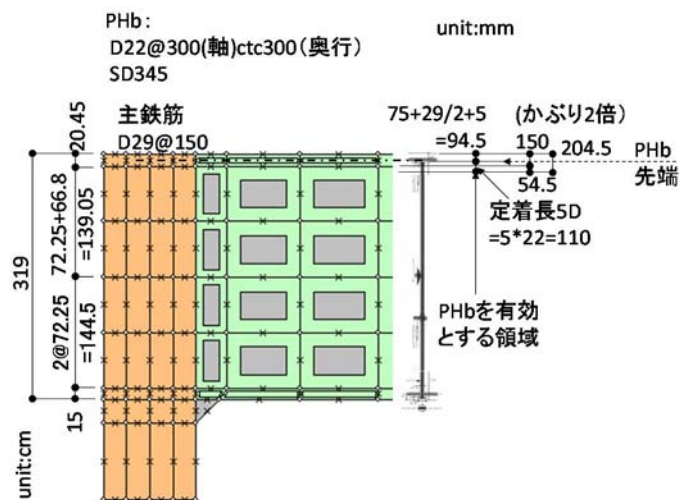


図 3.2-1 要素分割の考え方

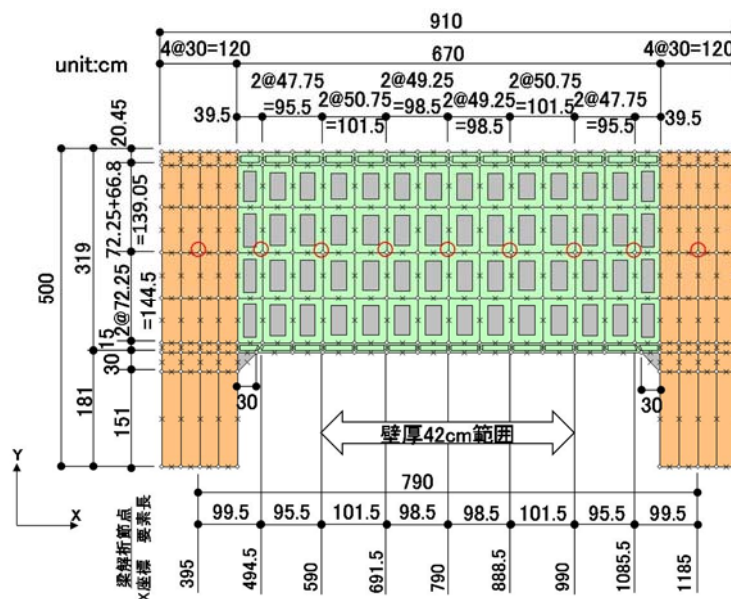


図 3.2-2 解析モデル図



解析の入力データとなるコンクリートの材料特性および鉄筋の材料特性を表 3.2-1 及び表 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 コンクリートの材料特性

項目	設定値
圧縮強度 $f'_c$	20.6 N/mm <sup>2</sup>
引張強度 $f_t$	1.728 N/mm <sup>2</sup> (小数第 3 位を四捨五入) ( $=0.23 \times f'_c{}^{2/3}$ )
ヤング係数 $E_c$	WCOMD で自動計算

表 3.2-2 鉄筋の材料特性

項目	設定値
主鉄筋及びせん断補強鉄筋のヤング係数	200 N/mm <sup>2</sup>
主鉄筋の降伏強度	999 N/mm <sup>2</sup>
PHb 鉄筋の降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>

### 3.3 荷重条件

荷重として、地震応答解析 (FLIP による有効応力解析) から得られる断面力を考慮する。具体的には、地震応答解析における断面力 (曲げモーメント、軸力、せん断力) から得られる節点力を材料非線形解析モデルに作用させる。

材料非線形解析では、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、当該節点力をそれぞれ 1/100 したものを漸次载荷する。荷重ケースについては、当該部材において PHb 適用後のせん断照査が最も厳しい結果となった S<sub>s</sub>-D1 (H-, V-), 検討ケース④\*とする。

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

### 3.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定基準は、既往の研究事例に基づき圧縮ひずみ 1 %, せん断ひずみ 2 %, 引張ひずみ 3 %とする。(以下「1, 2, 3 %破壊基準」という。)



#### 4 解析結果

解析ケースを表 4-1 に示す。従来工法による先施工せん断補強を想定したケースを D-1 とし、PHb による後施工せん断補強を想定したケースを D-2 とする。

せん断耐力の結果を表 4-2 に示す。ケース D-1 のせん断耐力は 4046 kN、ケース D-2 のせん断耐力は 3936 kN であり、PHb を考慮したことによる耐力の低減率は約 97 % となった。各解析ケースの結果を表 4-3～表 4-4 に示す。表に示す通り、初期ひび割れ発生時、作用荷重時のそれぞれの段階において、変形状況は従来工法と PHb 工法で顕著な差は見られず、概ね整合的な結果となった。ひび割れ状況についても全体的にひび割れが分散しており、開口を考慮して部材奥行幅を減じている区間との境界付近においてひび割れの進行が見られるものの、従来工法と顕著な差は見られなかった。PHb によるせん断ひび割れ抑制効果についても従来工法と PHb 間で顕著な差は見られなかった。従って、東海第二発電所の構造物に作用する荷重の範囲においては、従来工法と PHb 工法の間で PHb によるせん断補強効果に影響を与えるような特異な応答等は確認されなかった。参考に作用荷重を超える範囲における初期降伏時、終局荷重時における変形状況、ひび割れ状況、鉄筋降伏の状況についても表 4-3～表 4-4 に示す。

表 4-1 ケース一覧

ケース	地震動	せん断補強筋設置方法
D-1	S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	在来工法 (先施工)
D-2	S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	PHb (後施工)

表 4-2 せん断耐力結果一覧

ケース	せん断耐力 (kN)	在来工法と PHb 工法の比率
D-1 (従来工法)	4046	—
D-2 (PHb 法)	3936	0.97



表 4-3 ケースD-1 の解析結果

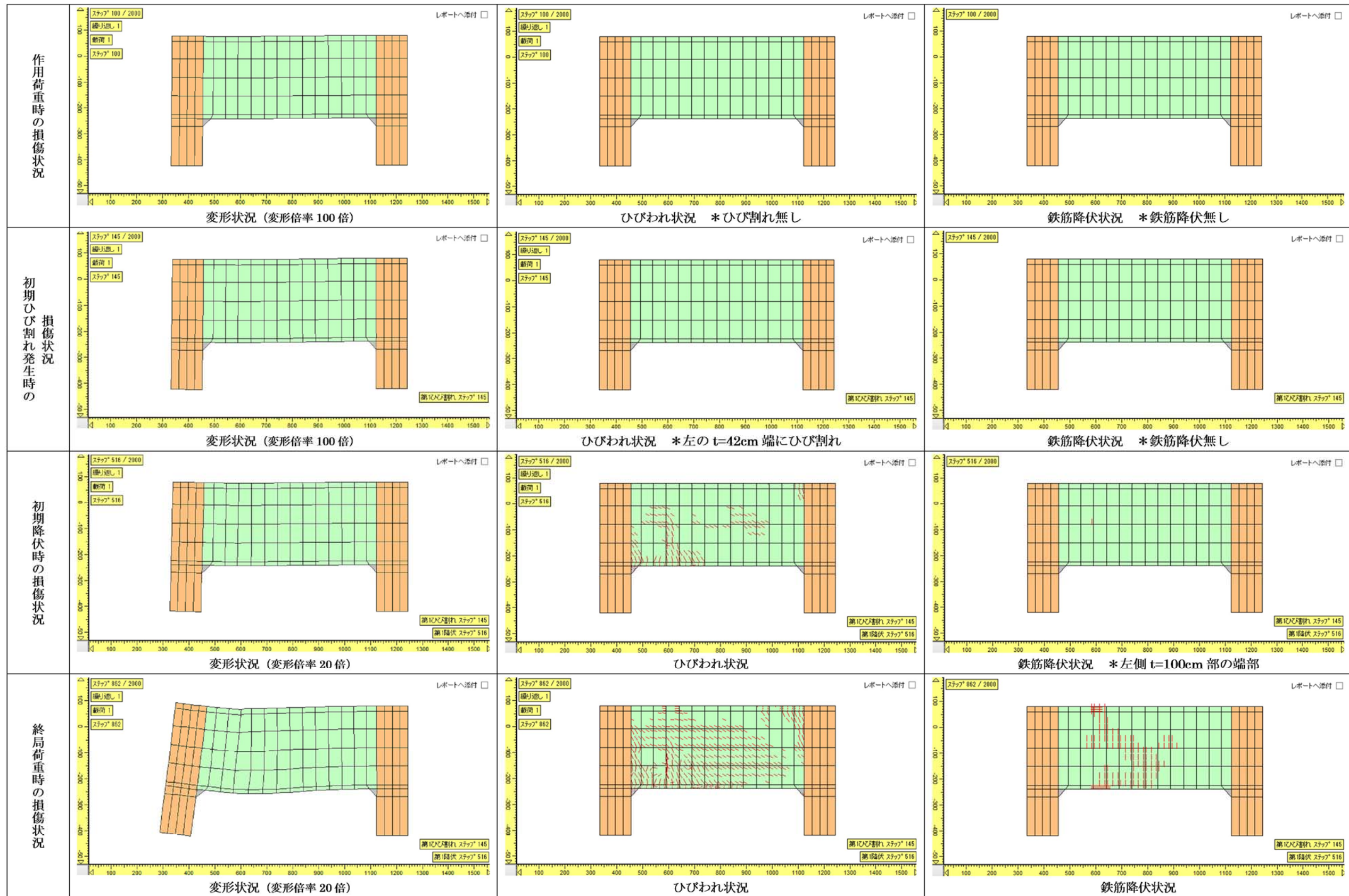
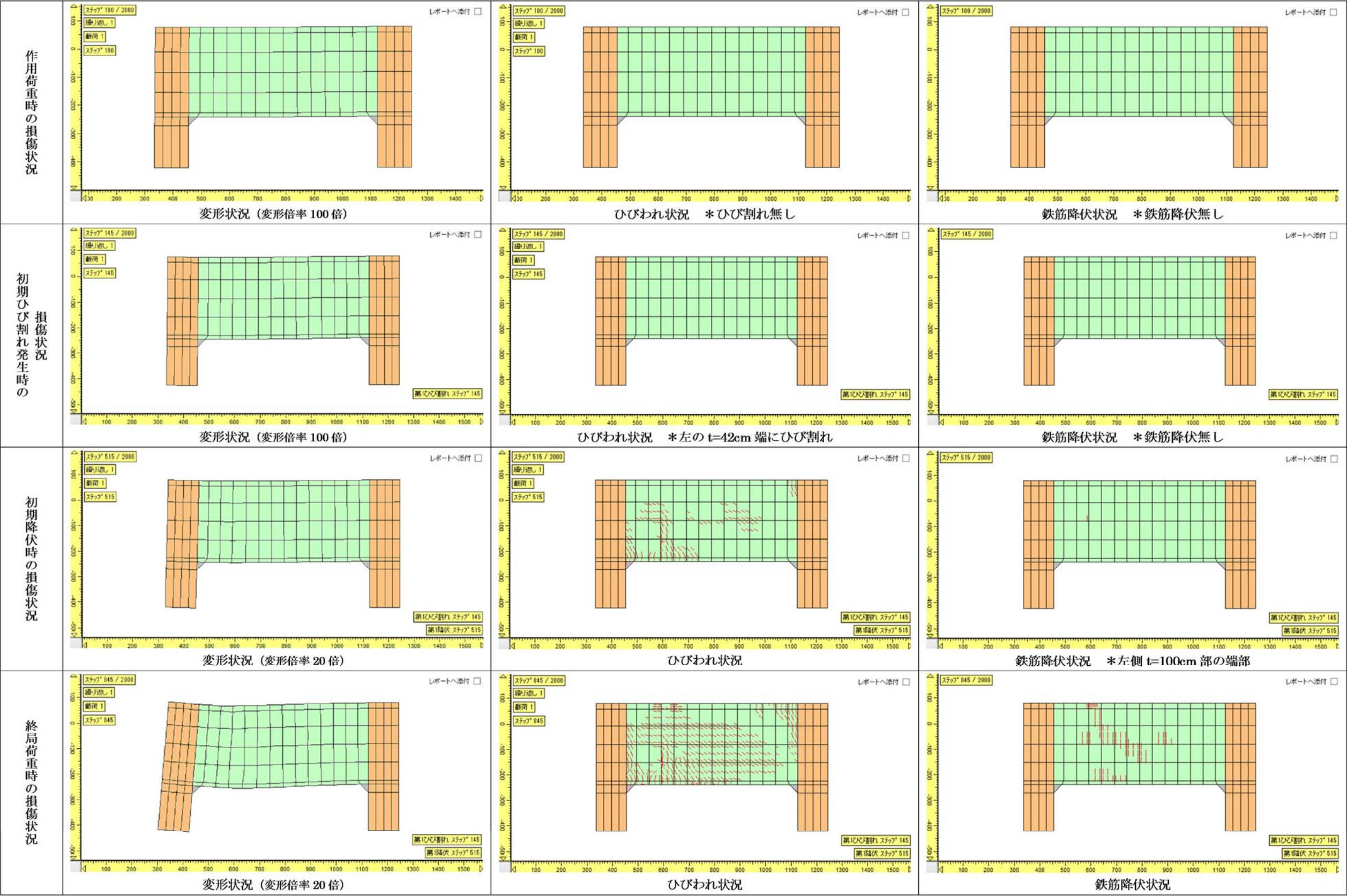




表 4-4 ケース D-2 の解析結果





## 5 まとめ

材料非線形解析を用いて、東海第二発電所の取水構造物におけるPHb適用部材のうち部材厚が最も大きい取水ピット 中頂版（部材厚：3190mm）のせん断補強効果を確認した。

部材厚 3190mm の中頂版において、そのスケール効果がPHbのせん断補強効果に与える影響は有意でなく、部材厚が大きくなることによりPHbの定着性能が向上したこともあり、計算上求まる有効係数は、設計値である 0.9 を上回る 0.97 となった。

また、実機の構造物諸元（コンクリート設計基準強度等）、荷重条件を模擬した材料非線形解析により、PHbのせん断補強効果に影響を与えるような特異な応答等が発生していないことを確認した。

以上より、東海第二発電所の取水構造物におけるPHb適用部材に対し、建設技術審査証明報告書で確認したとおりのせん断補強効果を期待できることを確認した。



## 7. 減衰定数の設定について

地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  となる剛性比例型減衰とする。

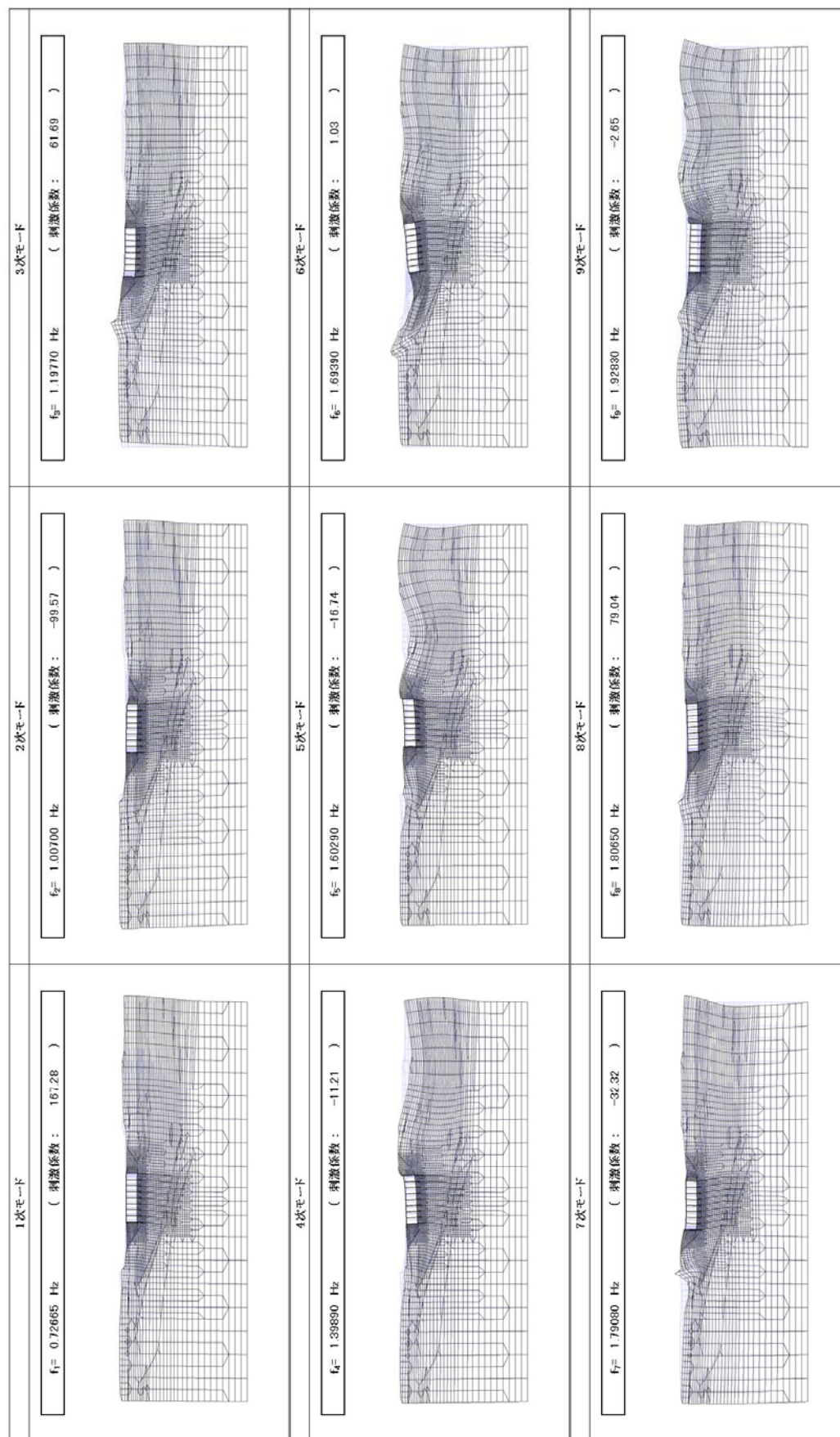
Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

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

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

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



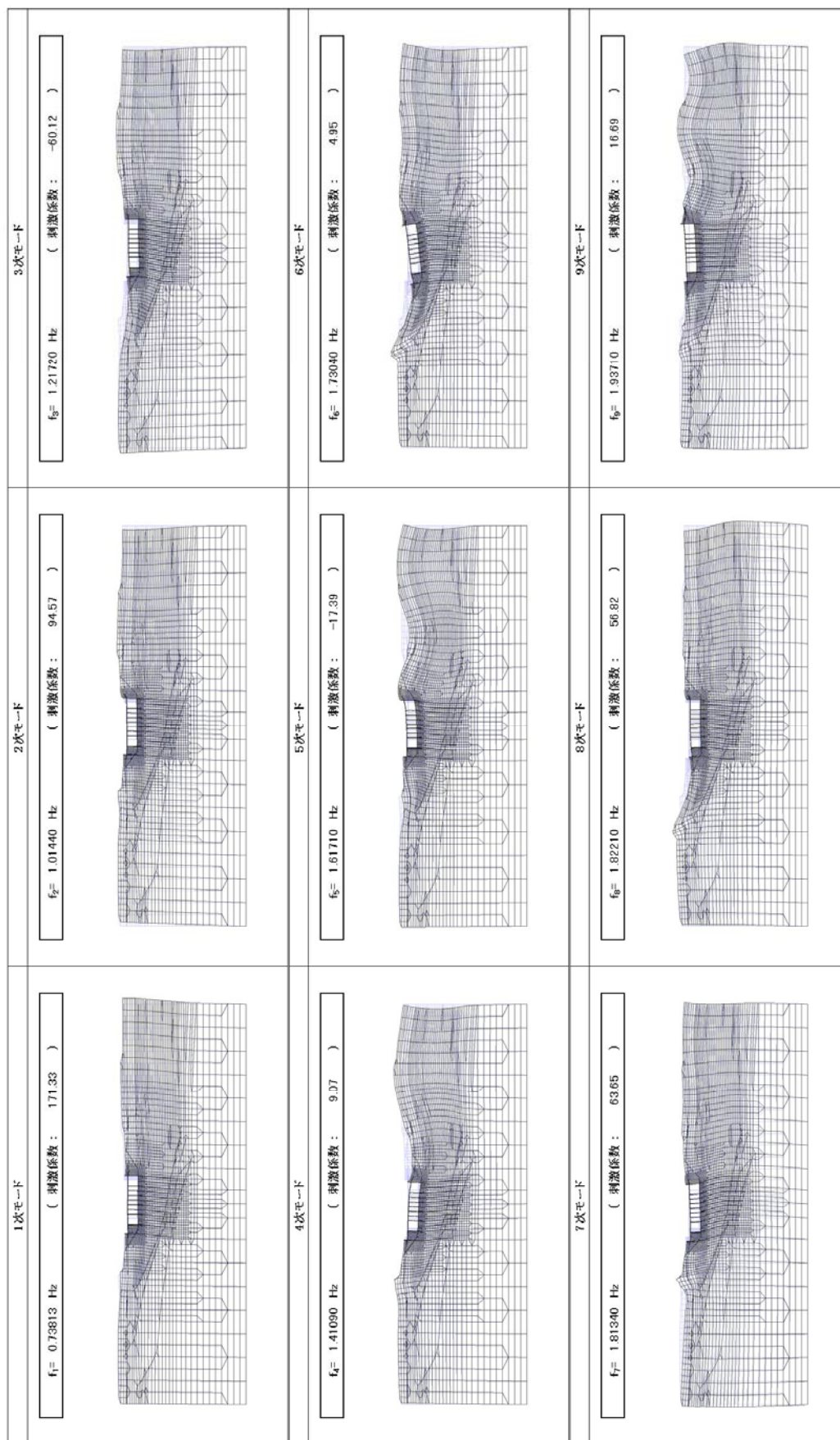


(a) ①-①断面

図 7-1 (1) 取水構造物の固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

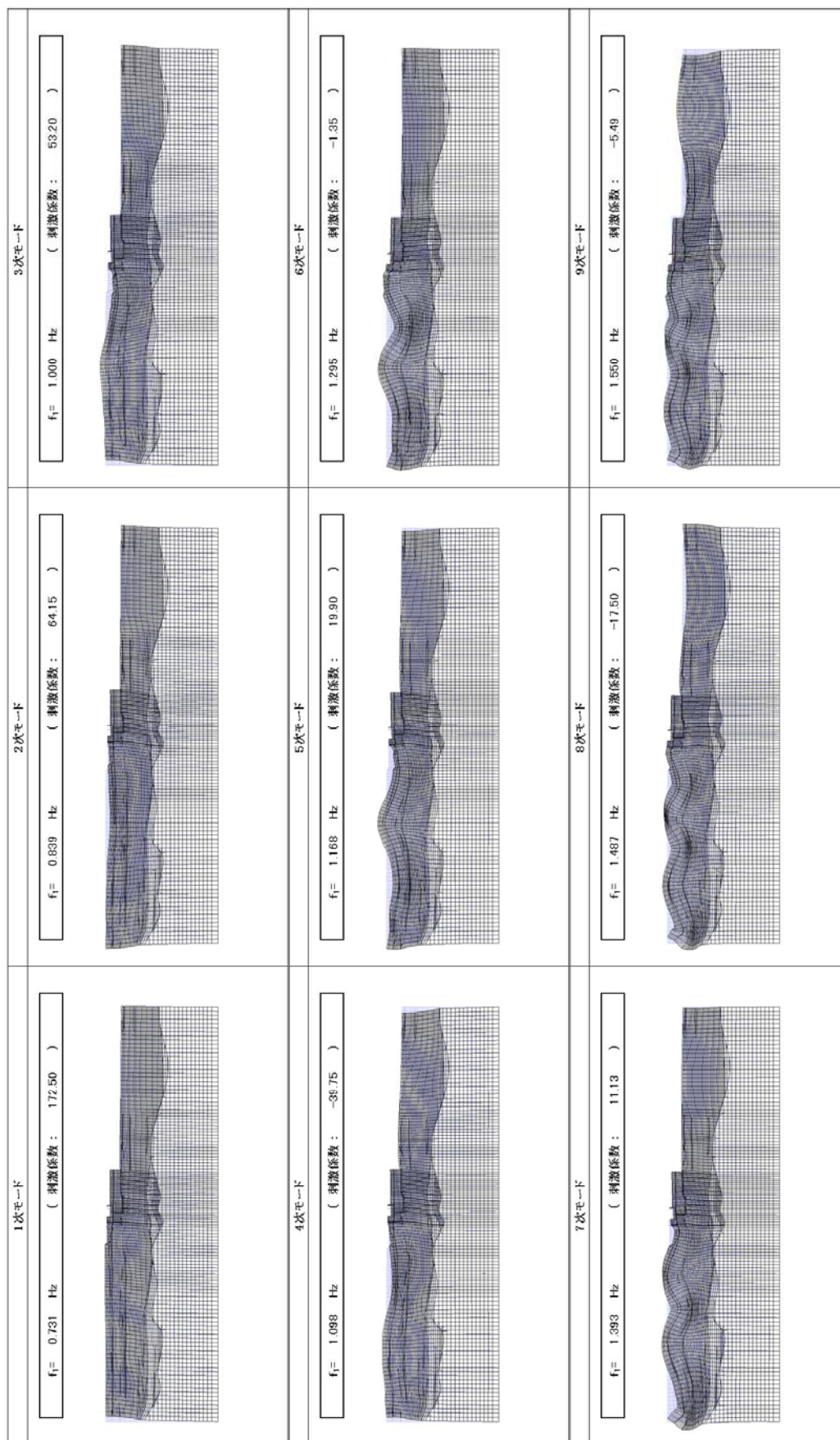




(b) ④-④断面

図 7-1 (1) 取水構造物の固有値解析結果  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



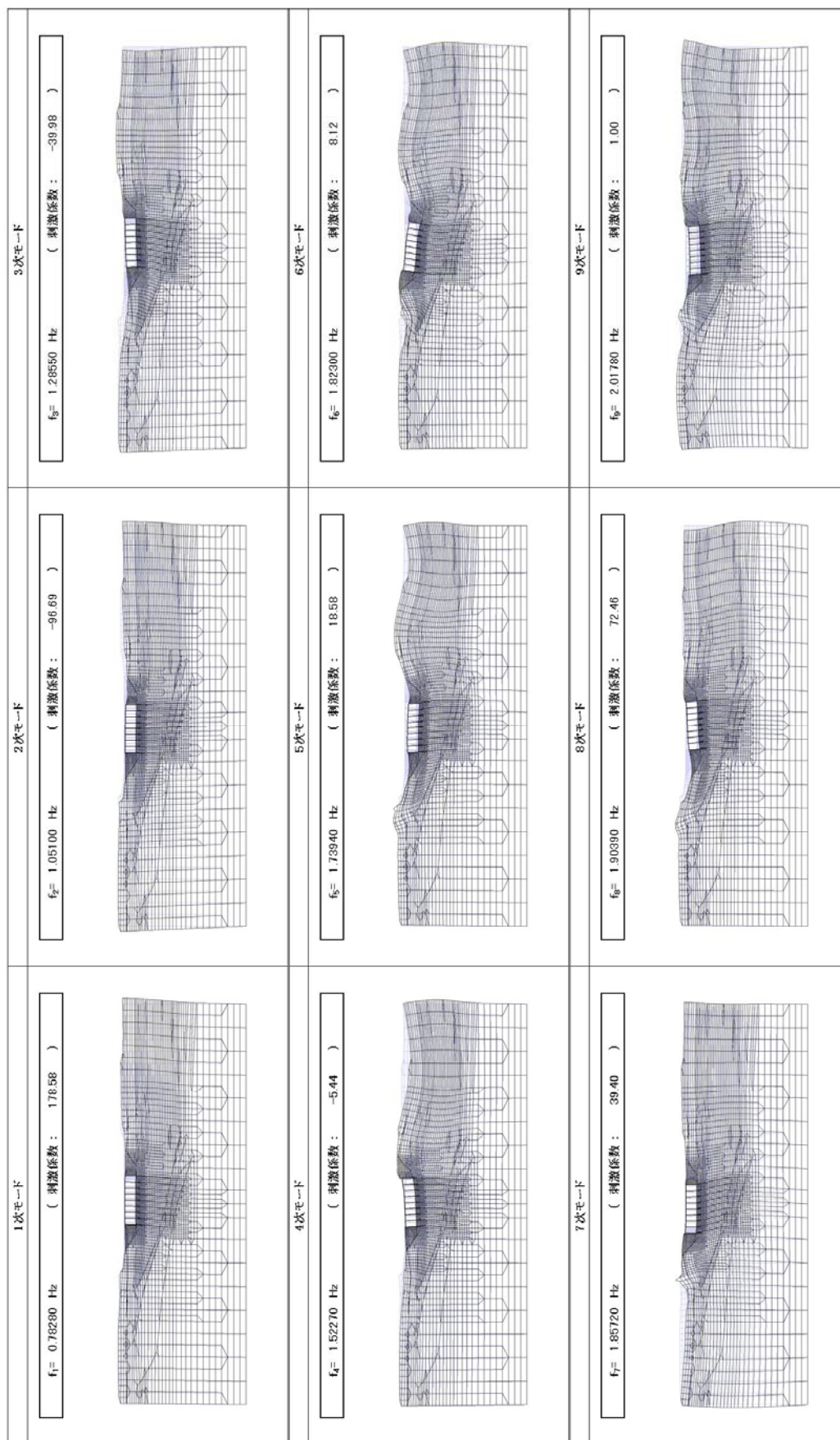


(c) ⑥-⑥断面

図 7-1 (1) 取水構造物の固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

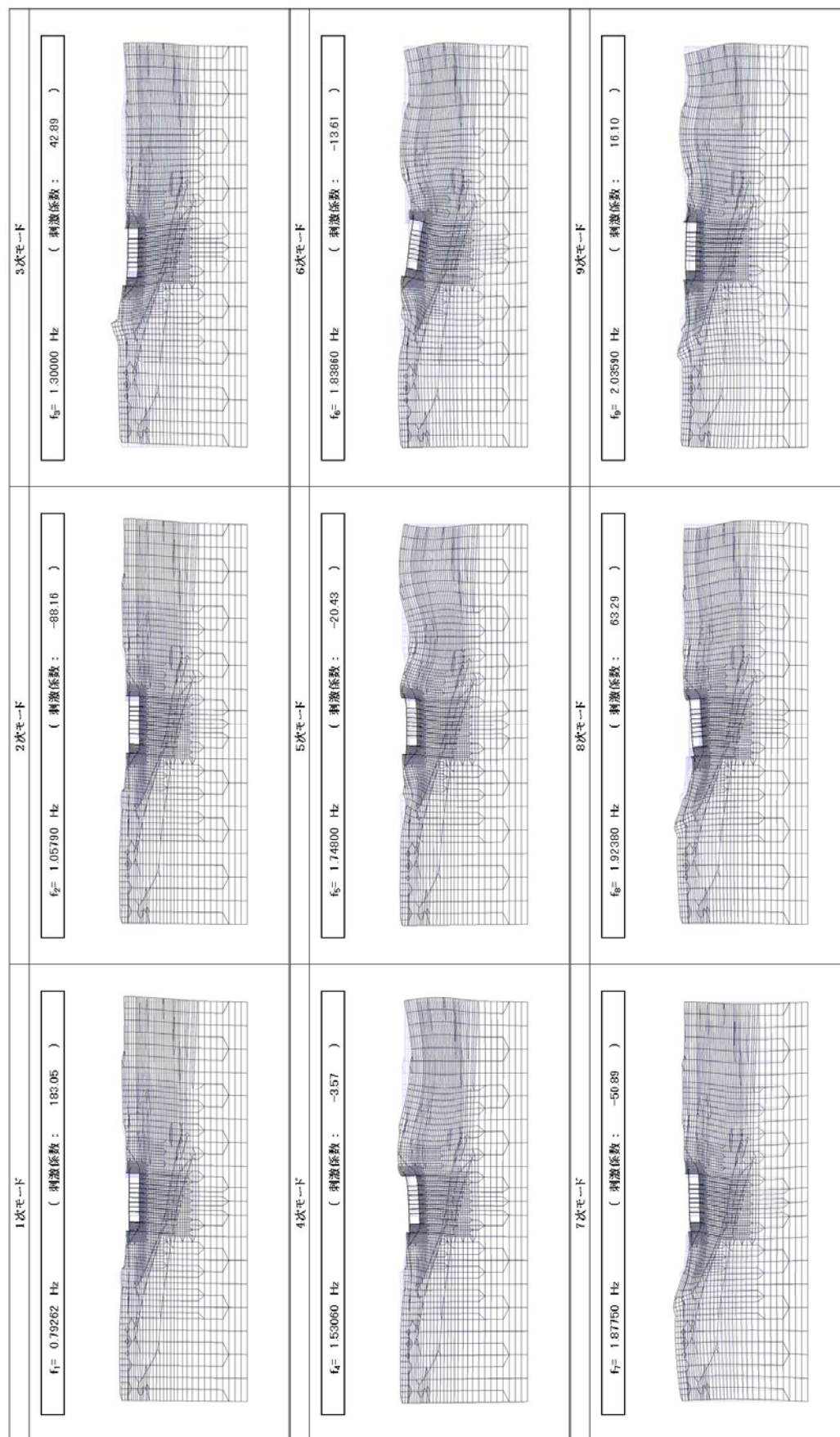




(a) ①-①断面

図 7-1 (2) 取水構造物の固有値解析結果  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

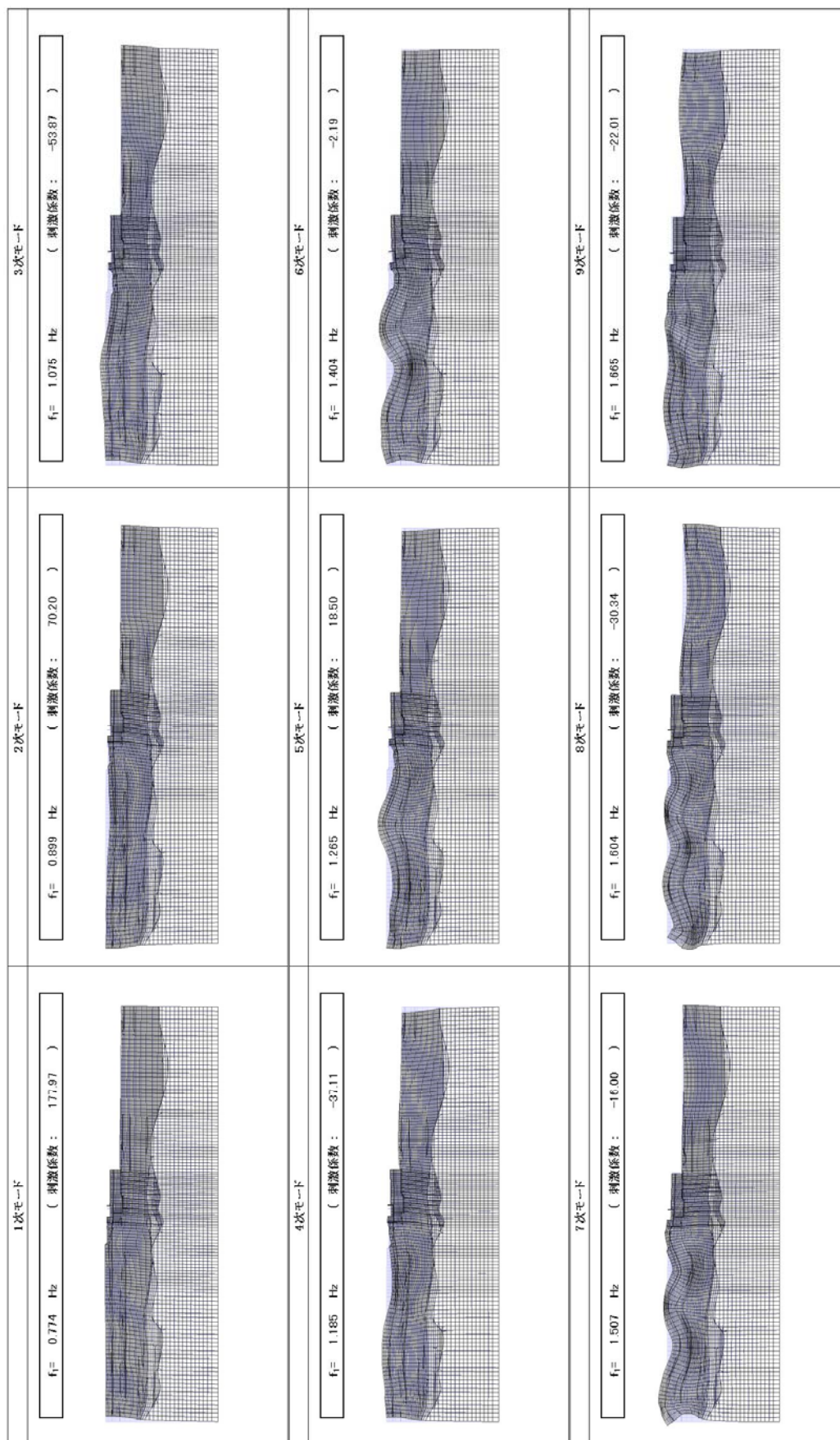




(b) ④-④断面

図 7-1 (2) 取水構造物の固有値解析結果  
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)



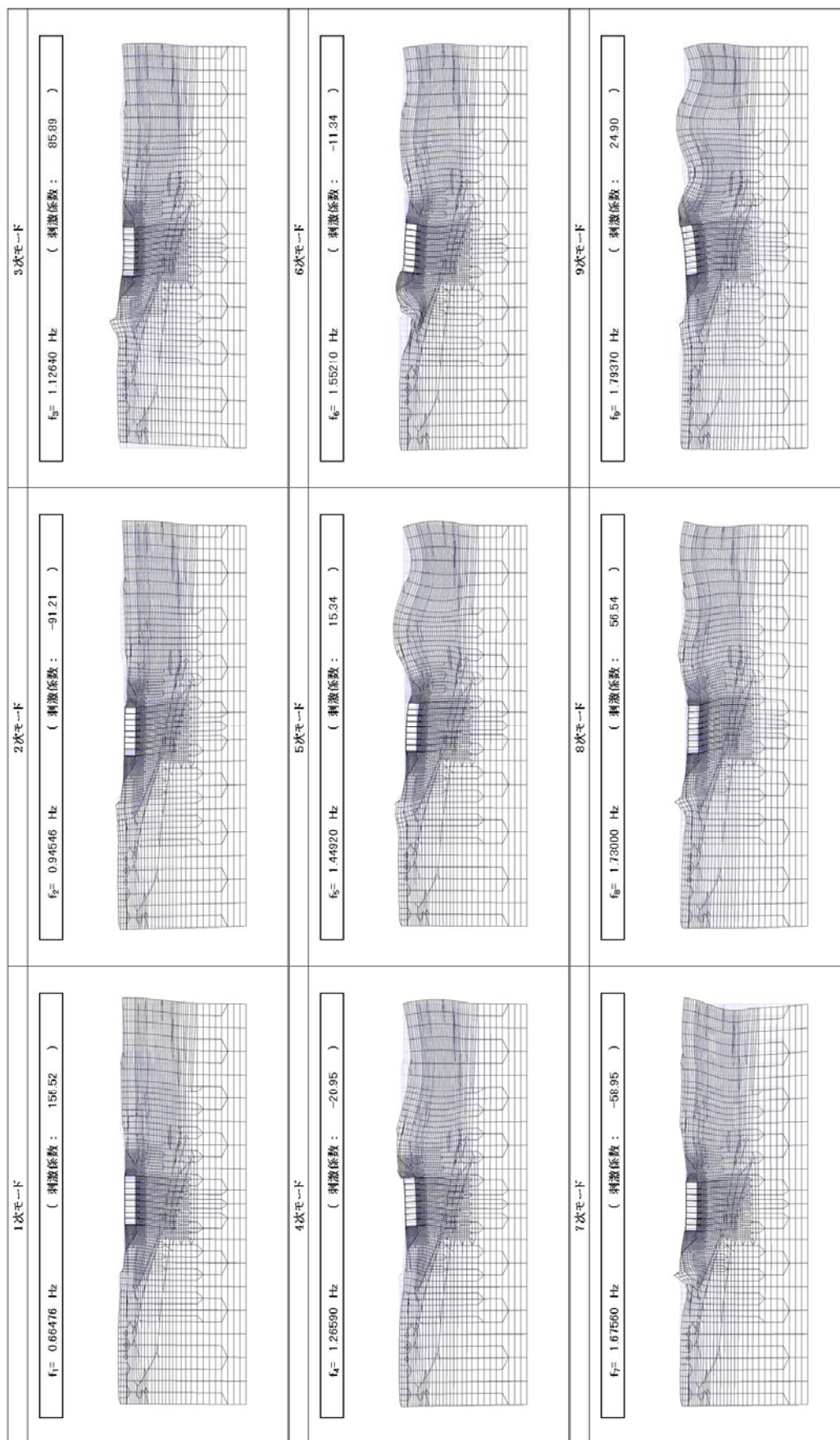


(c) ⑥-⑥断面

図 7-1 (2) 取水構造物の固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

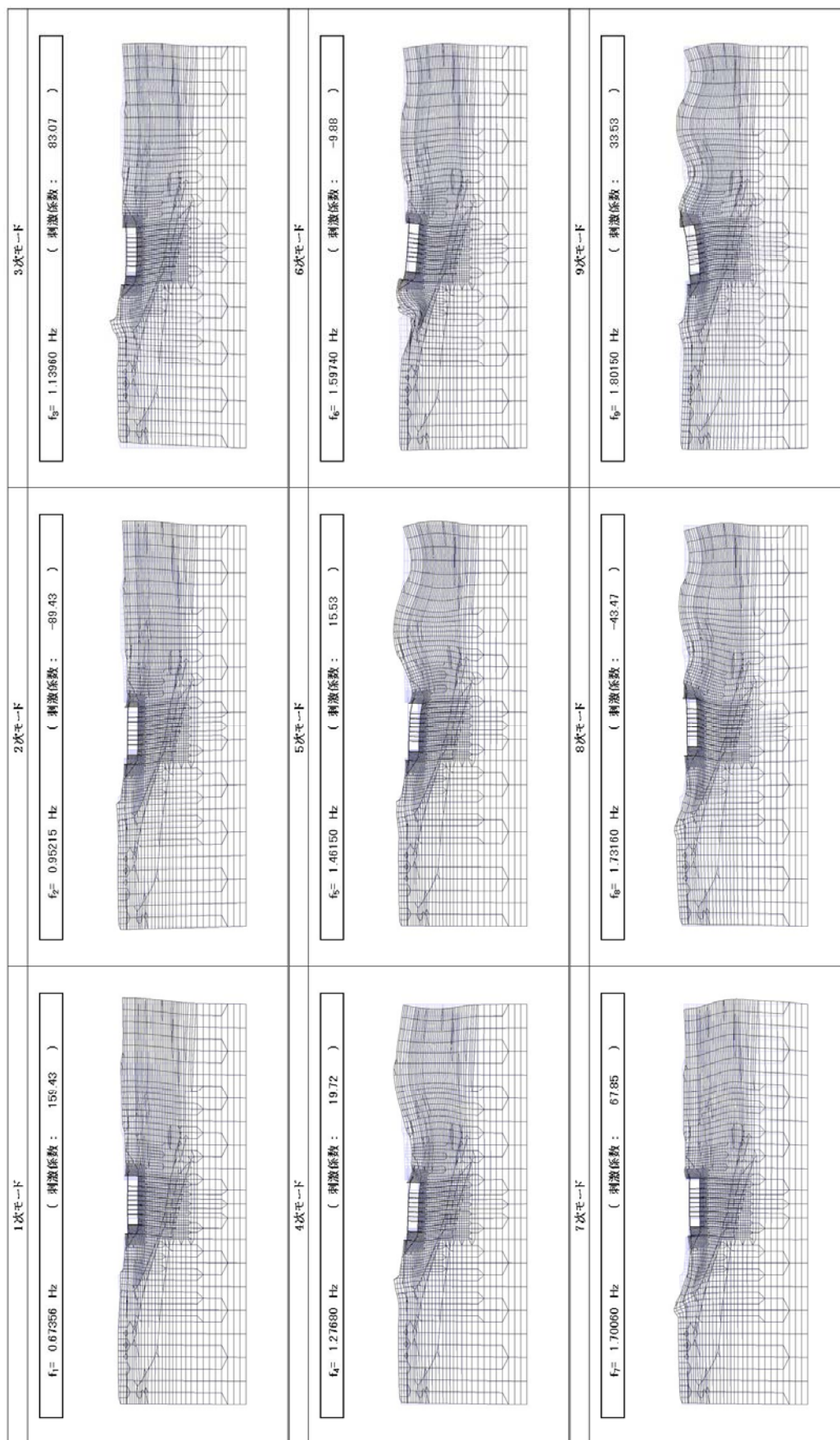




(a) ①-①断面

図 7-1 (3) 取水構造物の固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

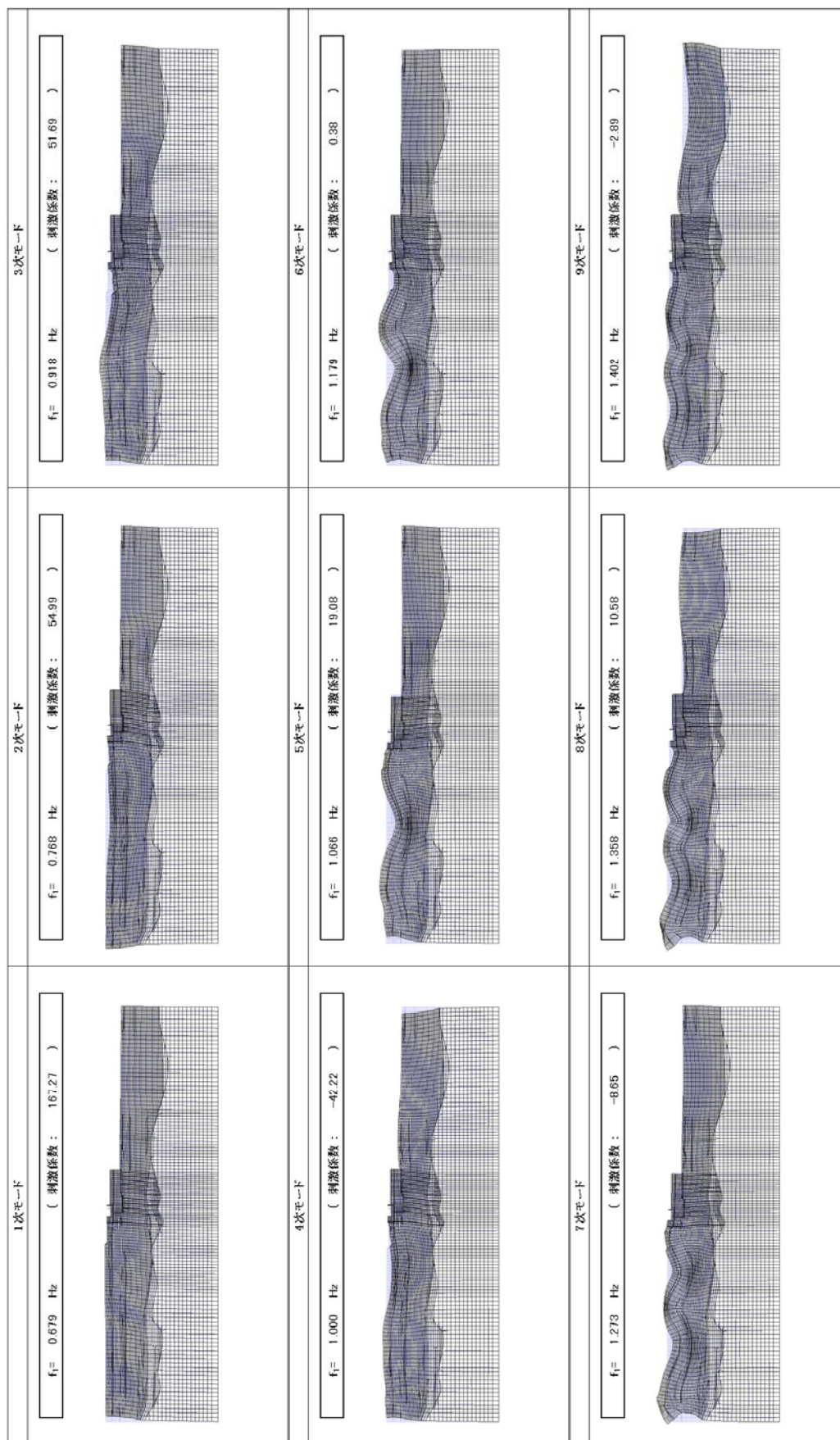




(b) ④-④断面

図 7-1 (3) 取水構造物の固有値解析結果  
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



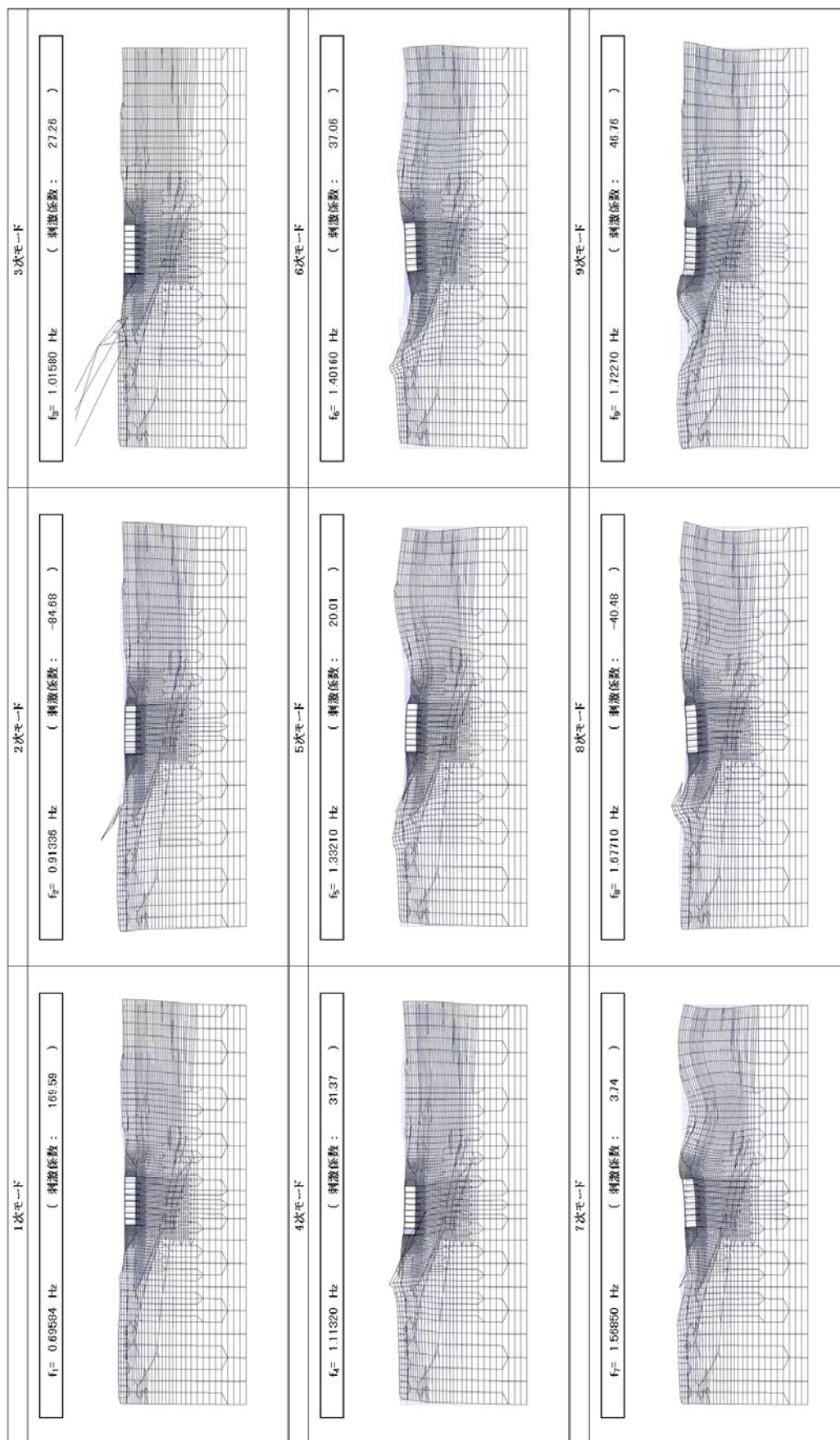


(c) ⑥-⑥断面

図 7-1 (3) 取水構造物の固有値解析結果

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



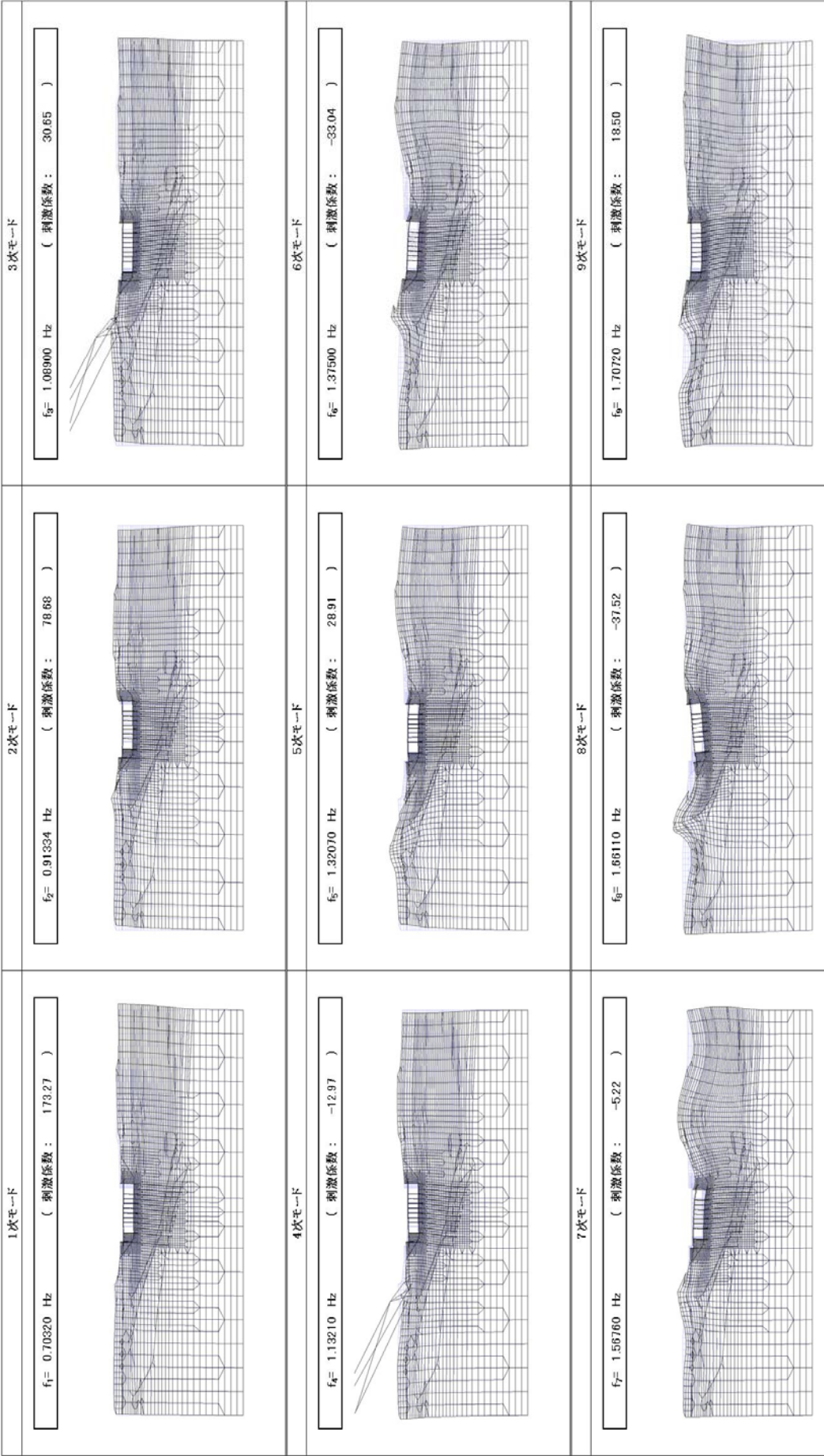


(a) ①-①断面

図 7-1 (4) 取水構造物の固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化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)



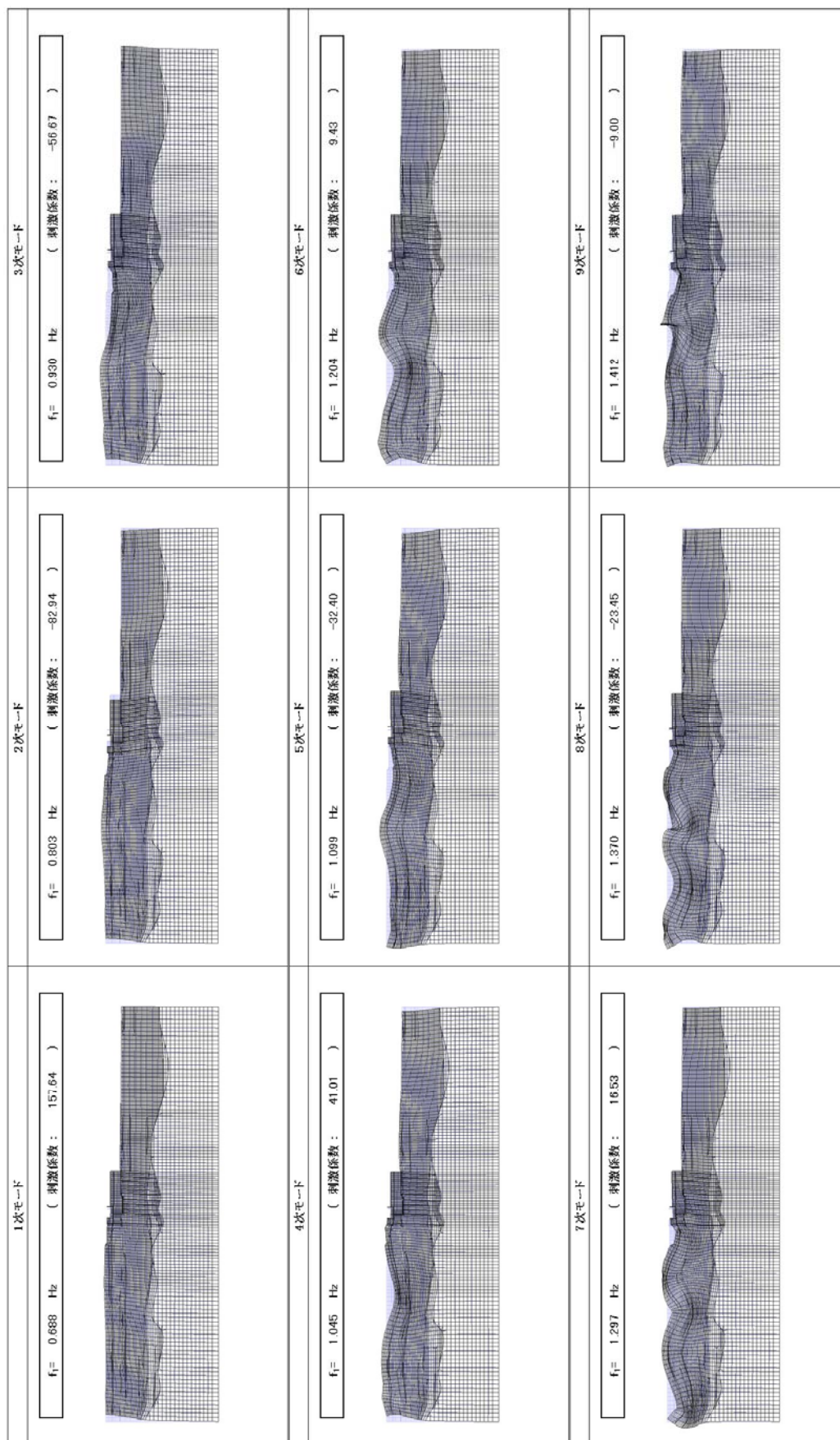


(b) ④-④断面

図 7-1 (4) 取水構造物の固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液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)



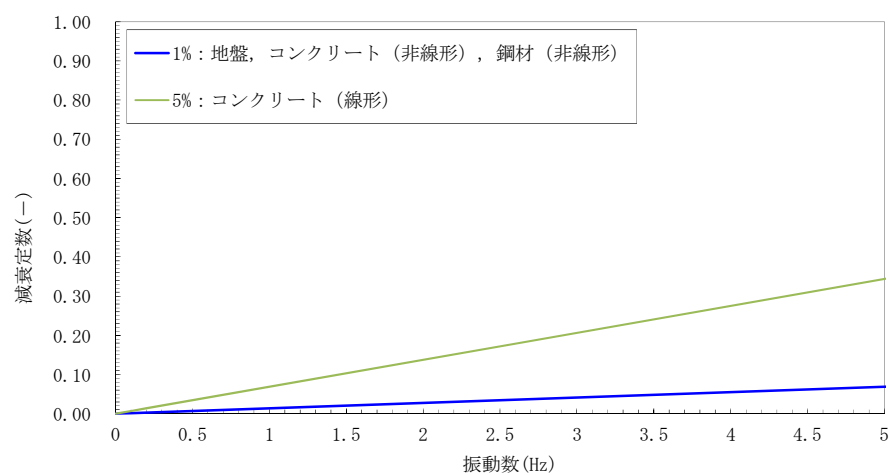


(c) ⑥-⑥断面

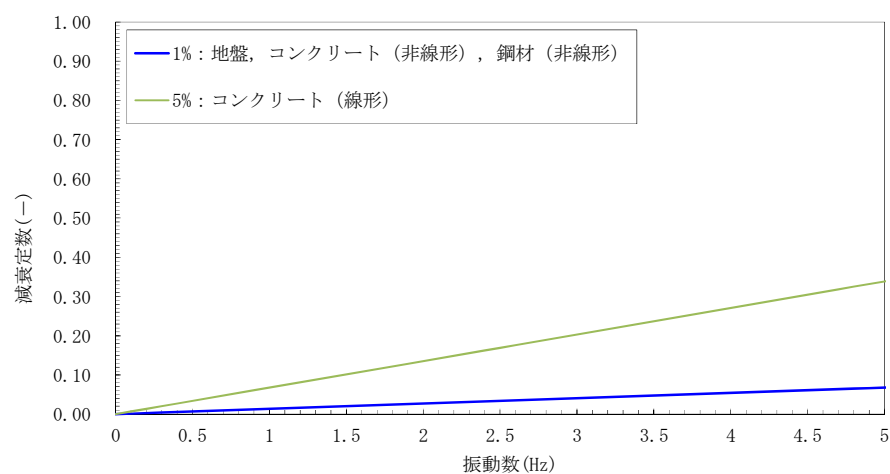
図 7-1 (4) 取水構造物の固有値解析結果

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

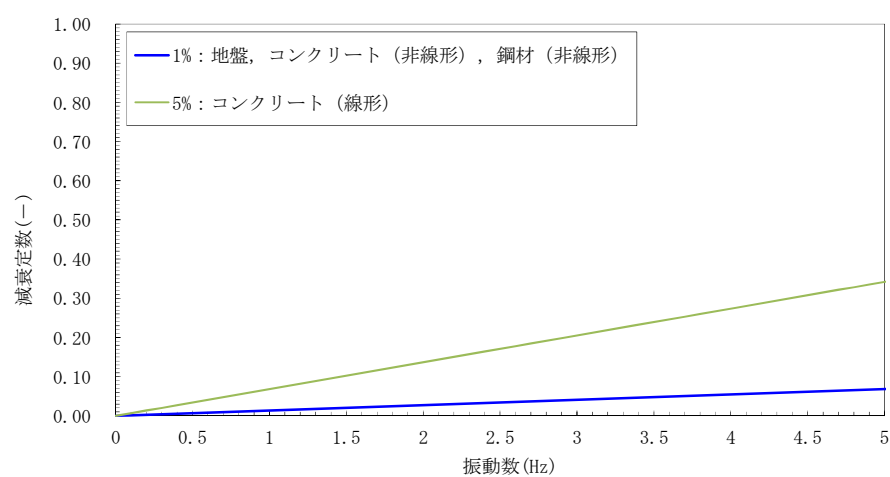




(a) ①－①断面



(b) ④－④断面

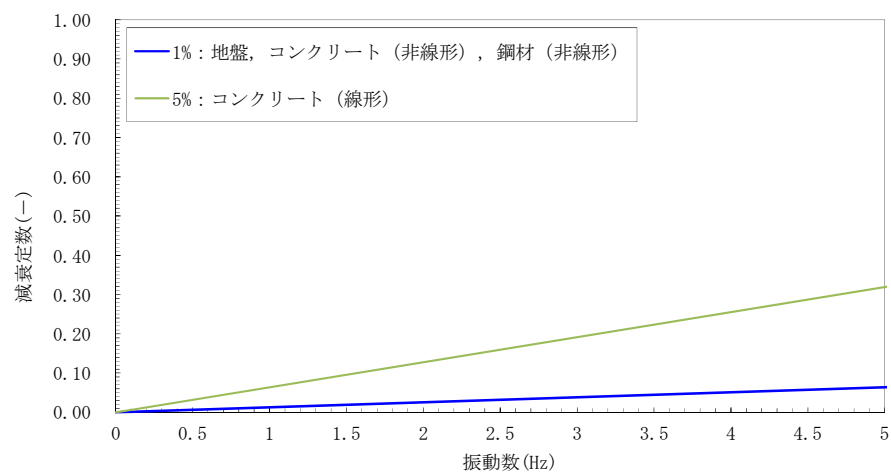


(c) ⑥－⑥断面

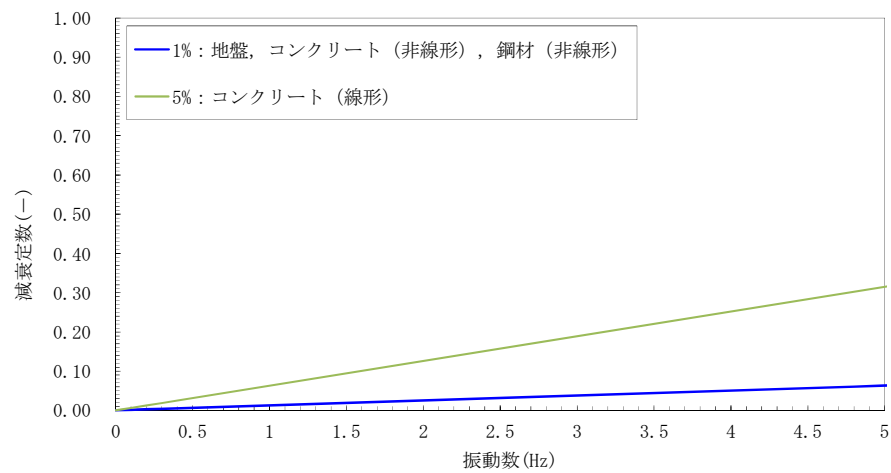
図 7-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

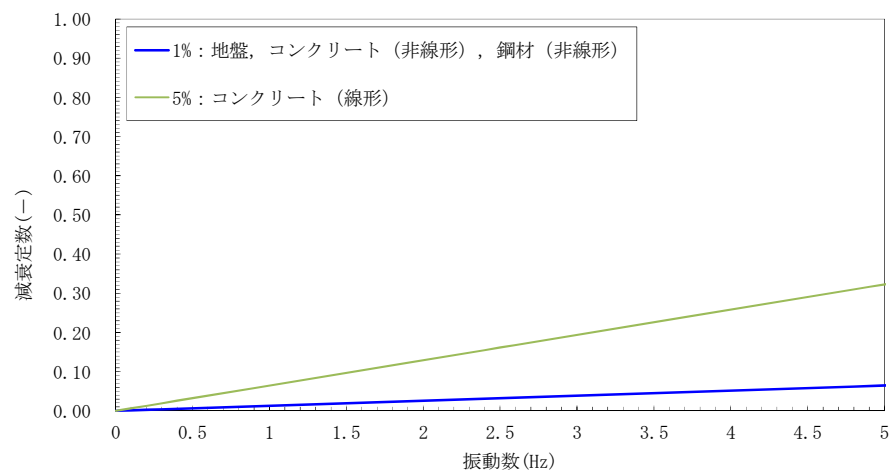




(a) ①－①断面



(b) ④－④断面

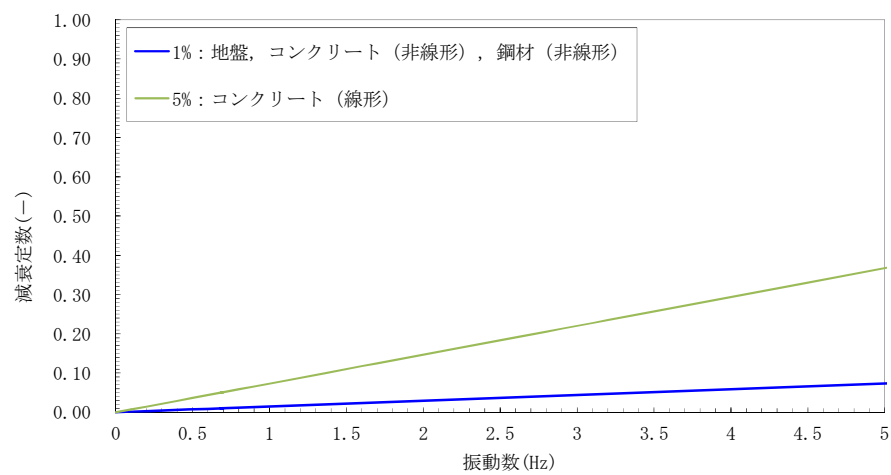


(c) ⑥－⑥断面

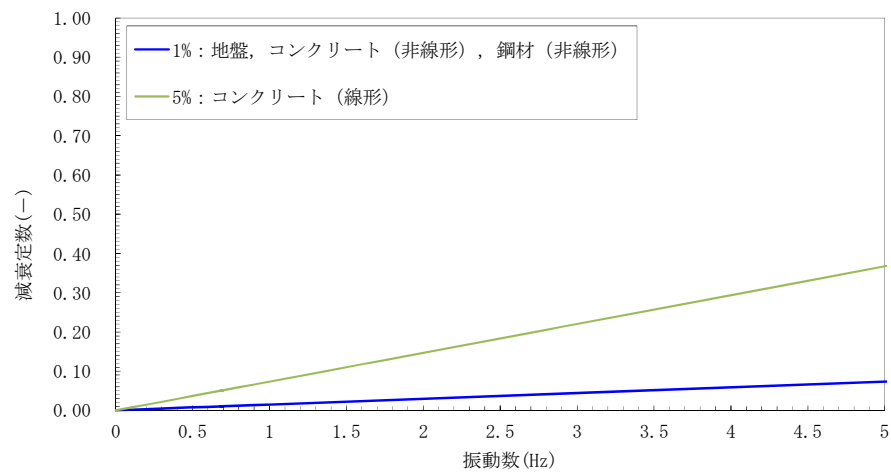
図 7-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

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

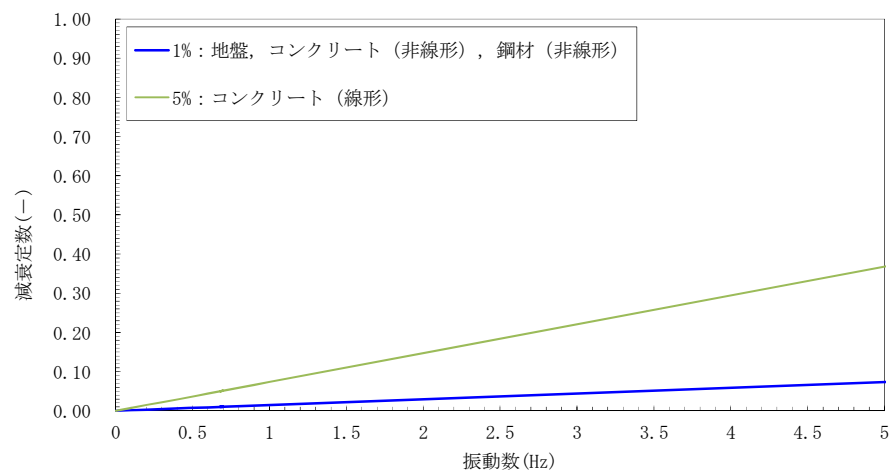




(a) ①-①断面



(b) ④-④断面

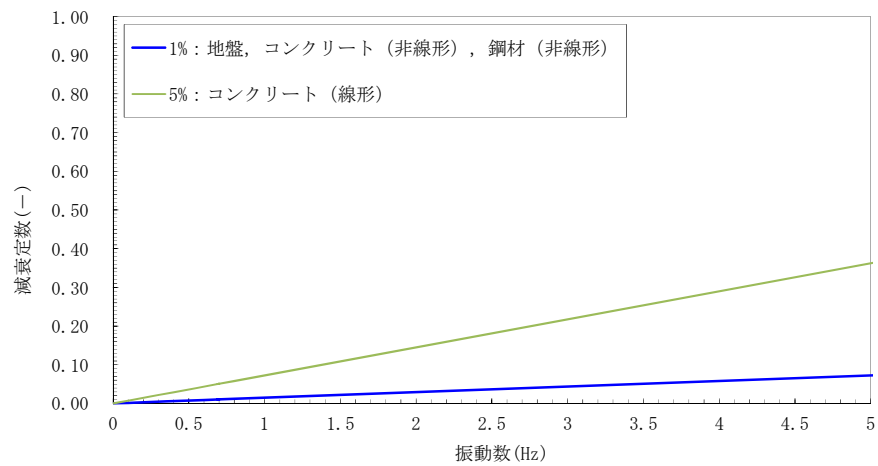


(c) ⑥-⑥断面

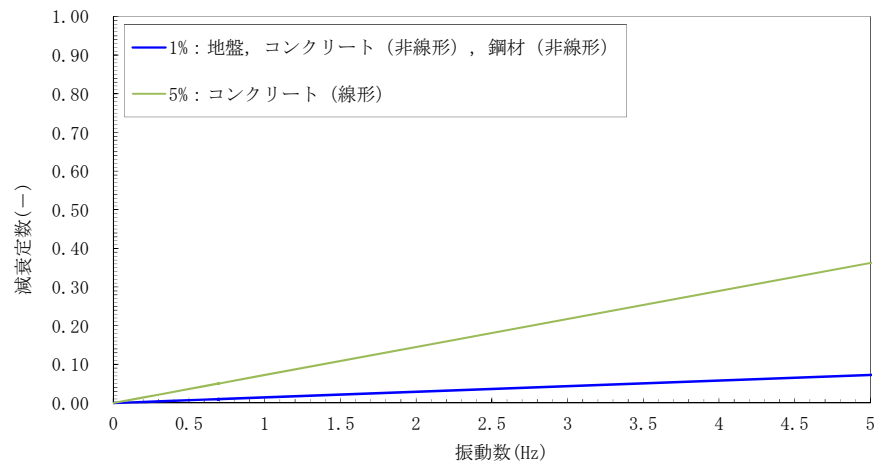
図 7-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

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

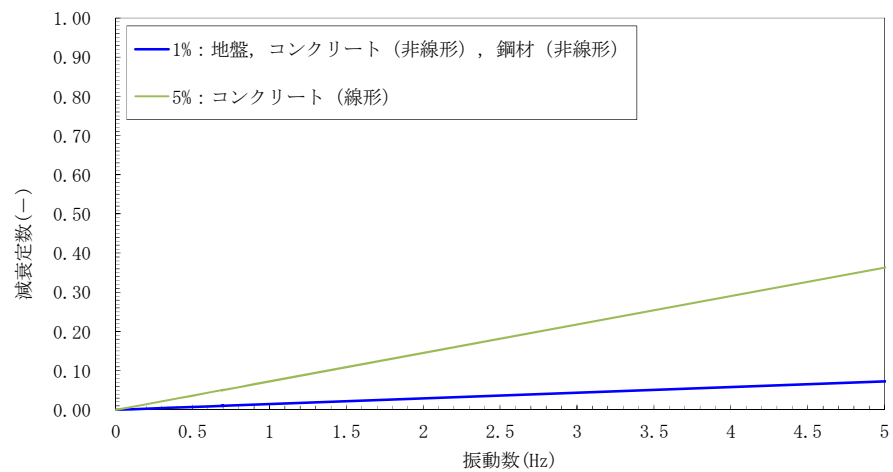




(a) ①－①断面



(b) ④－④断面



(c) ⑥－⑥断面

図 7-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

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



#### 8. 静的地震力に対する耐震安全性評価

取水構造物については、既工認において、Cクラス施設に求められる静的地震力 ( $kh=0.16$ ) を上回る、Aクラス用設計地震 (最大水平加速度  $300\text{cm/s}^2$ ) による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、今回工認では、静的地震力による評価は省略する。



## 9. 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について

取水構造物の地震応答解析では、鉄筋コンクリート部材及び鋼管杭を非線形はり要素にてモデル化している。この非線形特性として、鉄筋コンクリート部材における非線形特性（ $M-\phi$  関係）にトリリニアモデル（修正武田モデル）を、鋼管杭における非線形特性（ $M-\phi$  関係）にバイリニアモデルを適用しているが、有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされる。

よって、本項では、基準地震動  $S_s$  を入力とした地震応答解析による各部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲を踏まえた上で、それが部材の非線形特性に与える影響を検討し、取水構造物の耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」の当該非線形特性を用いることの妥当性を検討する。

部材の軸力変動範囲を確認するための解析ケースを以下に示す。

- ・入力地震動： $S_s-D1$ （H+, V+）
- ・検討ケース：①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）
- ・解析断面：④－④断面（取水ピット区間）
- ・確認対象部材：図 9-1 に示す通り。



図 9-1 軸力及び曲げモーメントの変動範囲の確認対象部材

図 9-2 にて、鉄筋コンクリート部材における軸力及び曲げモーメントの変動範囲と、当該部材の  $M_u$ （終局モーメント）－ $N$ （軸力）関係及び  $M_y$ （降伏モーメント）－ $N$ （軸力）関係を比較した。また、同図には、FLIP にて非線形特性として用いられている  $M_u$  及び  $M_y$  の設定根拠である常時応力解析による当該部材の軸力をプロットしている。

基準地震動  $S_s$  による応答結果によると、地震時の鉄筋コンクリート部材における軸力の変動範囲は限定的であり、概ね常時応力解析における軸力と同等の範囲に収まっている。また、部材に発生する曲げモーメントは  $M_y$ （降伏モーメント）以下であり、概ね弾性範囲内に収まっている。

以上より、鉄筋コンクリート部材において、軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響は軽微であり、耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」の当該非線形特性を用いることは妥当であると考ええる。



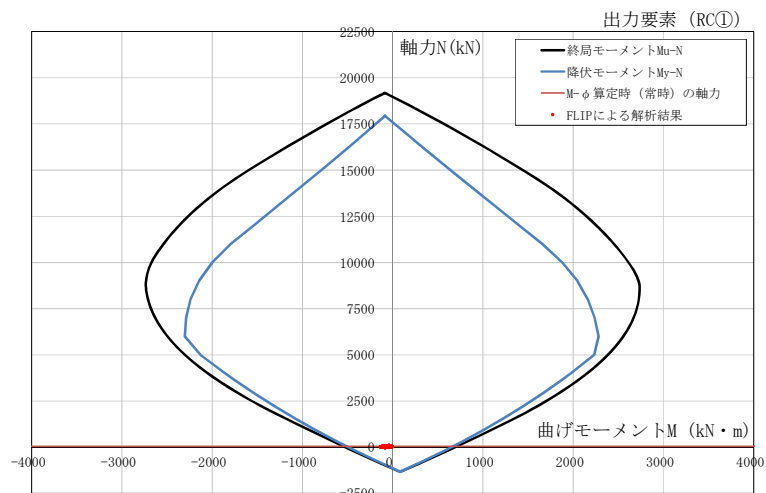


図 9-2 (1) 基準地震動  $S_s$  による取水構造物の部材の応答範囲 (RC①)

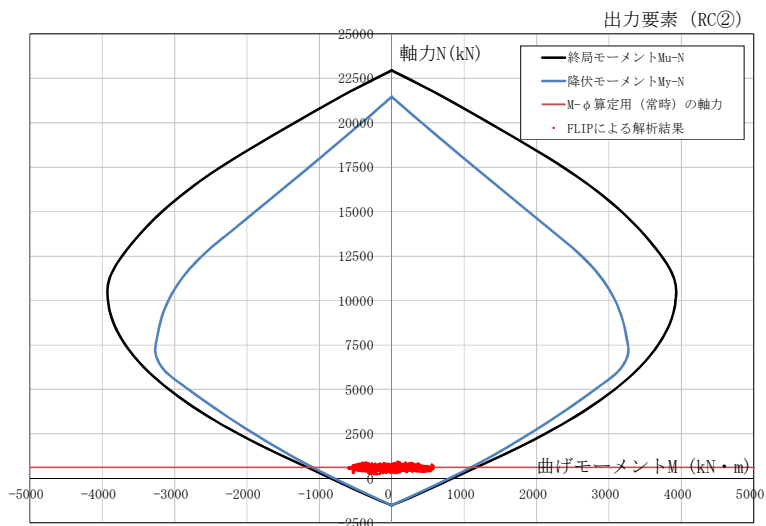


図 9-2 (2) 基準地震動  $S_s$  による取水構造物の部材の応答範囲 (RC②)

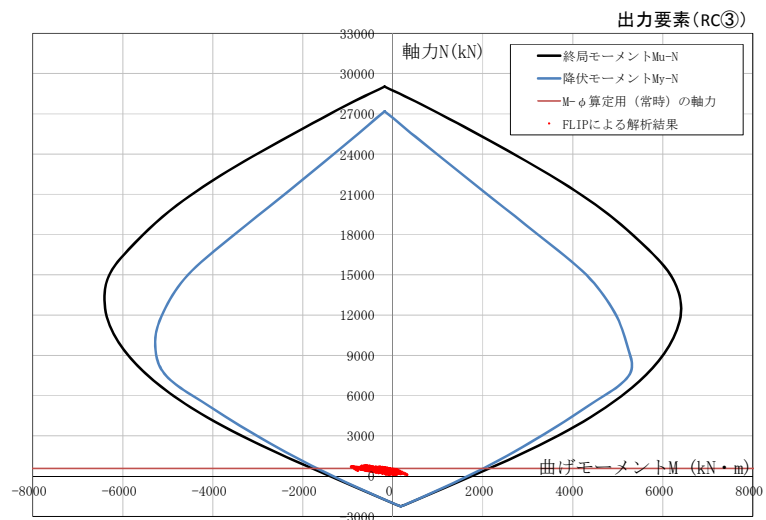


図 9-2 (3) 基準地震動  $S_s$  による取水構造物の部材の応答範囲 (RC③)



また、同様の地震応答解析結果を参照し、鋼管杭における軸力変動範囲を把握した上で、その変動が非線形特性（バイリニアモデル）における  $M_p$ （全塑性モーメント）にどの程度影響するかを検討した。

基準地震動  $S_s$  による地震応答解析により、図 9-1 に示す鋼管杭要素にて得られた最大発生軸力  $N_{max}$  及び最小発生軸力  $N_{min}$  を用いて、 $M_p$ （全塑性モーメント）を算定し、バイリニアモデルを設定した。各軸力におけるバイリニアモデルの比較を図 9-3 に示す。

いずれの軸力においても、 $M_p$ （全塑性モーメント）に有意な差は無いことから、鋼管杭において、軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響は軽微であり、耐震評価において軸力が一定とされる有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」の当該非線形特性を用いることは妥当であるとする。

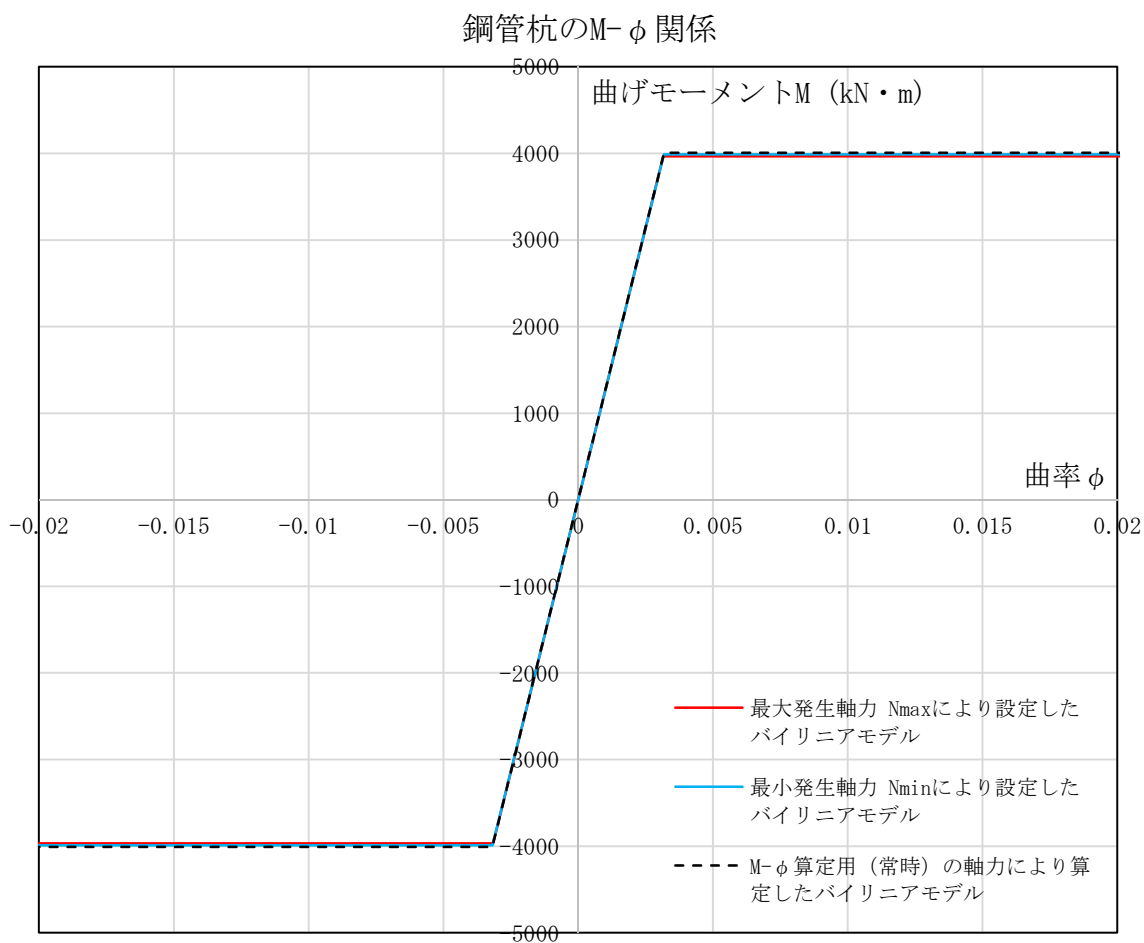


図 9-3 鋼管杭の発生軸力により設定したバイリニアモデル



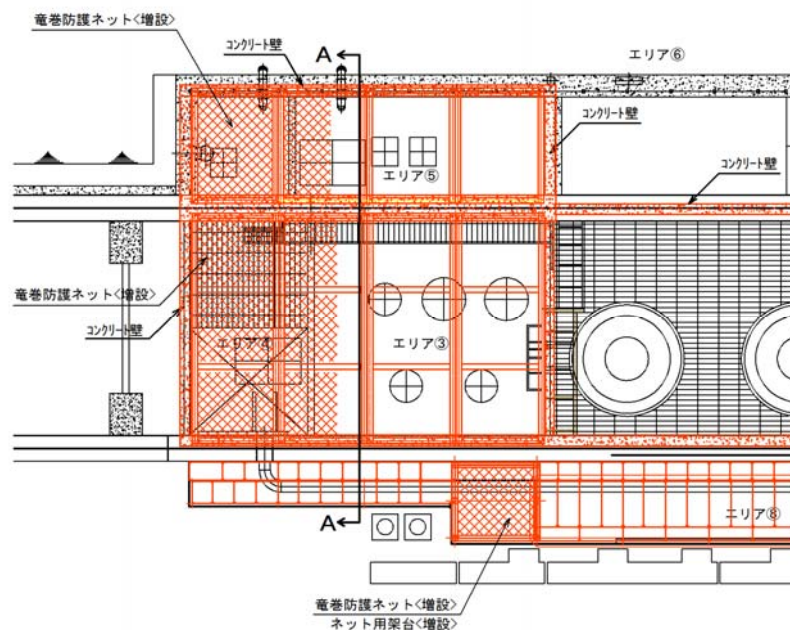
## 10. 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価

### 10.1 概要

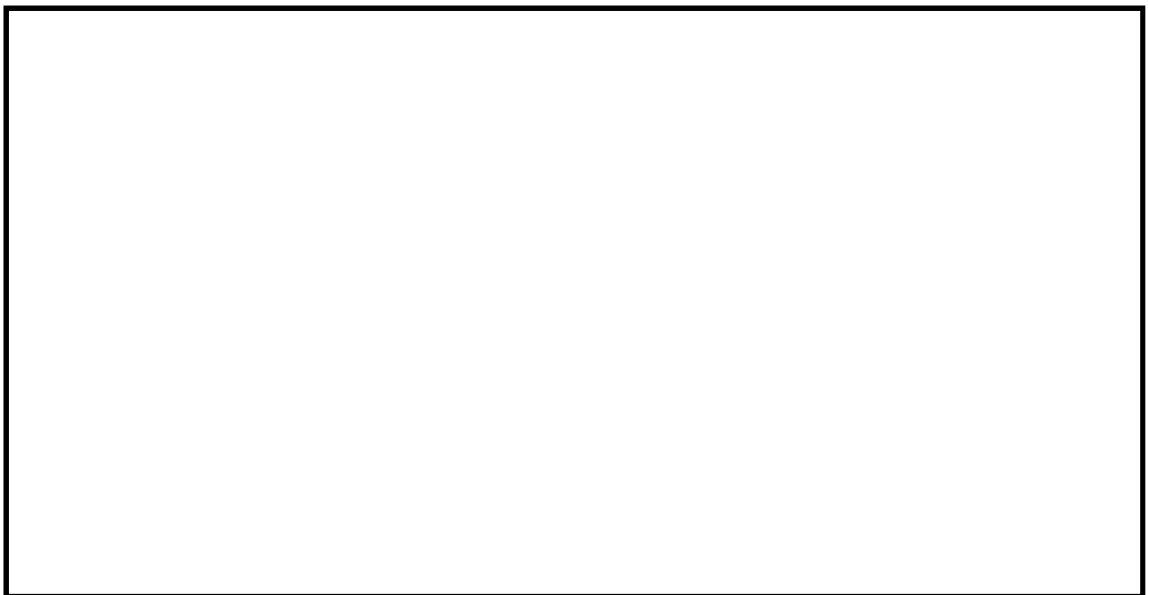
取水構造物の耐震評価では、竜巻等防護設備を分布質量として地震応答解析モデルに反映し、その質量による慣性力を考慮した照査を実施している。

また、図 10-1 に示すように、竜巻等防護設備は嵩上げ RC 壁と鋼材によるラーメン構造であることを考慮すると、地震時には既設 RC 部材への反力が発生することが想定される。

よって、本項では竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価について、その詳細を示す。



(平面図)



(A-A断面)

図 10-1 竜巻等防護設備の構造概要と想定される反力



## 10.2 耐震評価フロー

竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価フロー及び他の解析との関係を図 10-2 に示す。

有効応力解析より抽出した慣性力及び地震時土圧に加え、竜巻等防護設備の応力解析より得られる地震時反力を 2 次元フレームモデルに入力することで耐震評価を実施する。2 次元フレームモデルを用いた静的応力解析については、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

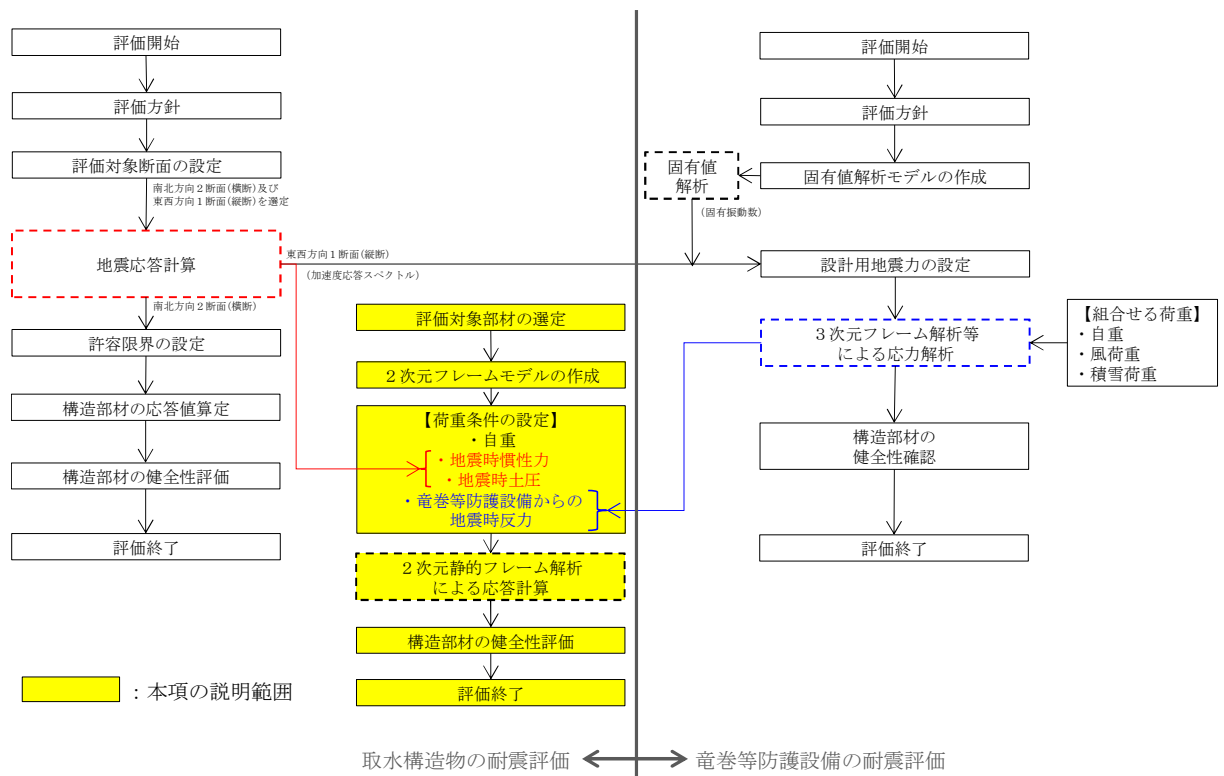


図 10-2 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価フロー



### 10.3 評価内容

#### 10.3.1 評価対象部材

対象とする構造部材は、取水構造物の縦断面にて竜巻等防護設備を受ける部材のうち、より荷重条件が厳しい部材として以下の評価対象部材を選択する。各評価対象部材を図 10-3 に示す。

- ・評価対象部材①：部材頂部にて竜巻等防護設備から地震時反力を受けるとともに、地震時土圧を受ける部材
- ・評価対象部材②：部材頂部の両側にて竜巻等防護設備を支持しており、地震時反力が大きくなると想定される部材
- ・評価対象部材③：部材頂部に加え、側方でも竜巻等防護設備を支持しており、地震時反力が大きくなると想定される部材

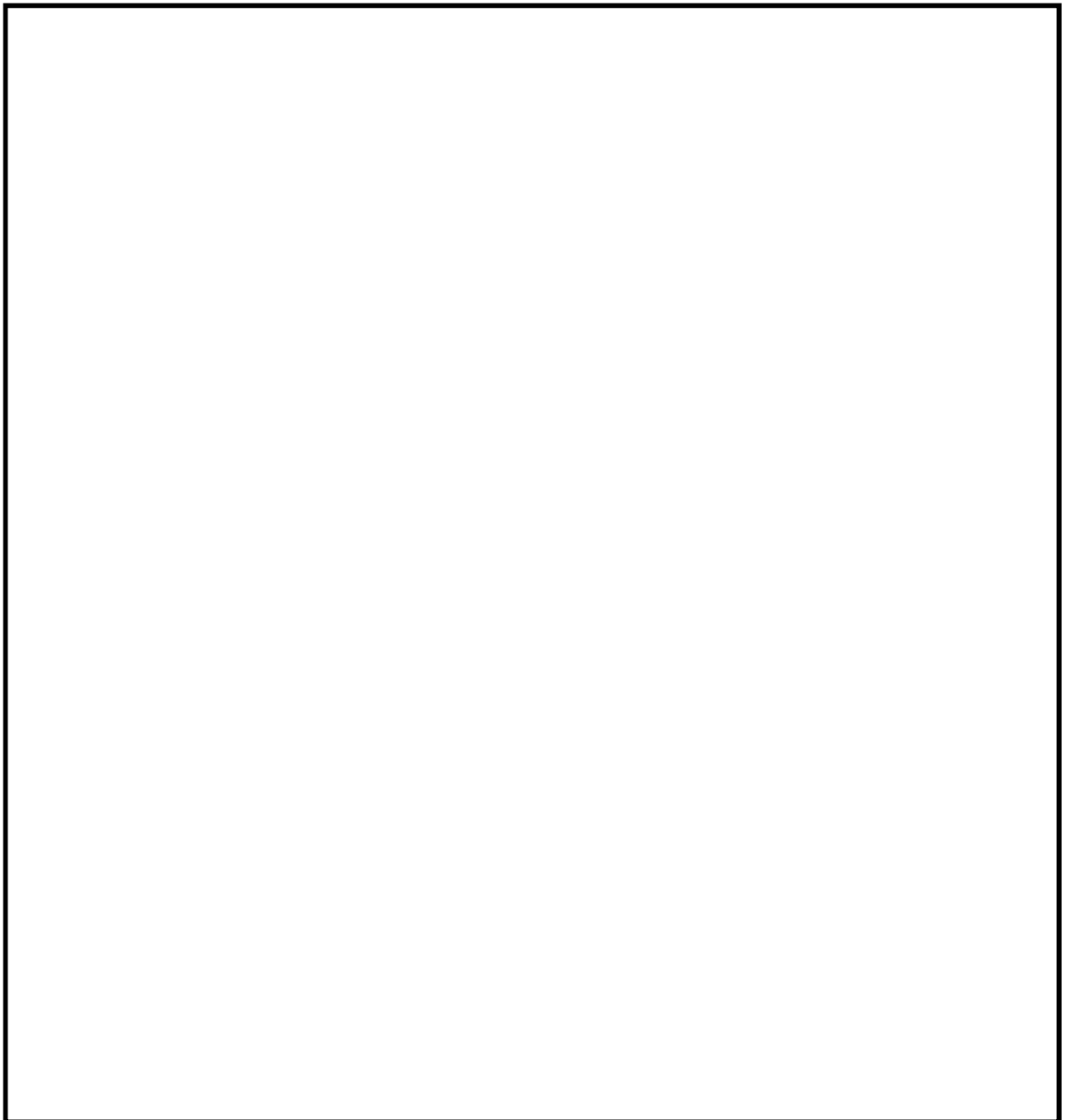


図 10-3 評価対象部材



### 10.3.2 解析モデル

各評価対象部材について、下端固定の片持ちはりとしてモデル化する。解析モデルを図 10-4 に示す。

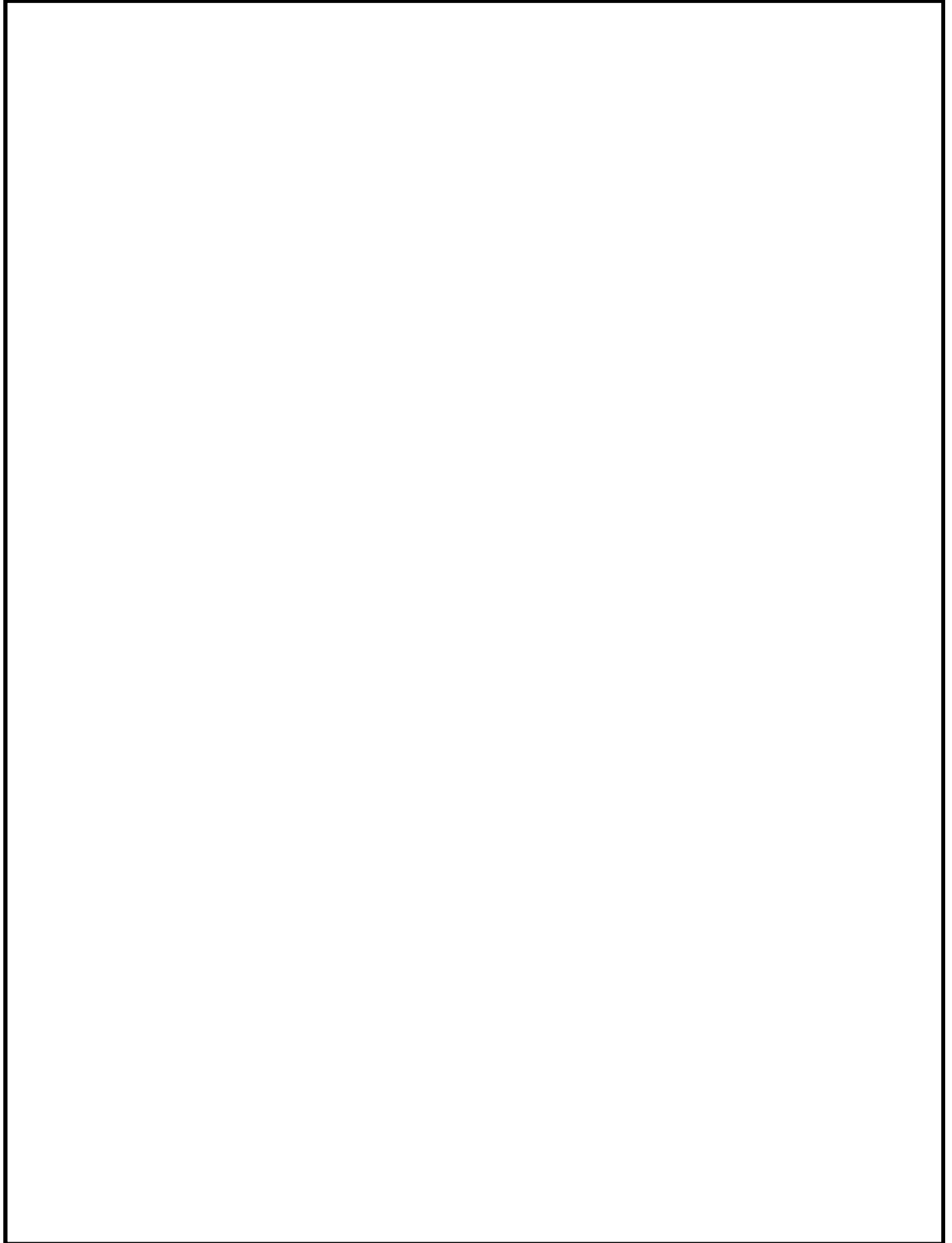
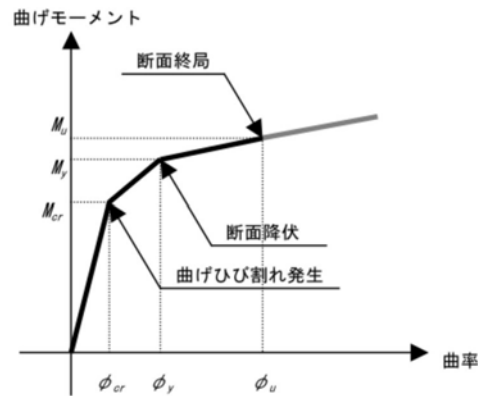


図 10-4 解析モデル



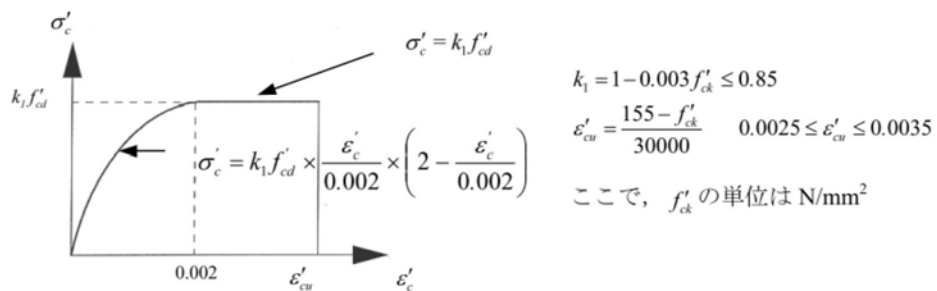
なお、壁部材は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形特性を考慮する。

鉄筋コンクリート部材における M- $\phi$  関係のトリリニアモデルを図 10-5 に示す。また、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を図 10-6 及び図 10-7 に示す。



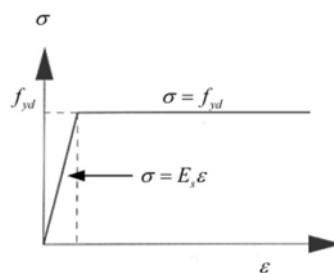
(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会 2005 年) より引用)

図 10-5 M- $\phi$  関係のトリリニアモデル (鉄筋コンクリート部材)



(コンクリート標準示方書[設計編] ((社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 10-6 コンクリートの応力-ひずみ曲線



(コンクリート標準示方書[設計編] ((社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 10-7 鉄筋の応力-ひずみ曲線



### 10.3.3 荷重

#### (1) 地震応答解析により得られる荷重

解析モデルに入力する荷重は、常時荷重に加え、取水構造物縦断方向（⑥—⑥断面）の地震応答解析から得られる地震時土圧及び慣性力とする。

部材の曲げ及びせん断照査については、取水構造物縦断方向（⑥—⑥断面）の地震応答解析により、各評価対象部材における加速度及び地震時土圧が最大となる時刻を抽出し、この時刻における地震時土圧及び慣性力を解析モデルに作用させる。図 10-8 に⑥—⑥断面の地震応答解析モデルと評価対象部材を示す。また、図 10-9 に評価対象部材①を例に、荷重抽出の考え方を示す。

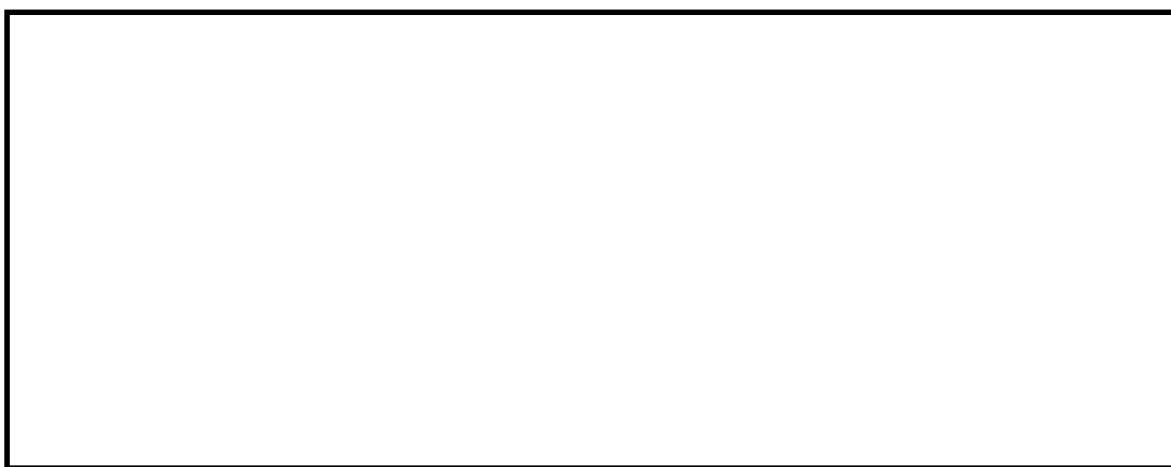


図 10-8 ⑥—⑥断面の地震応答解析モデルと評価対象部材

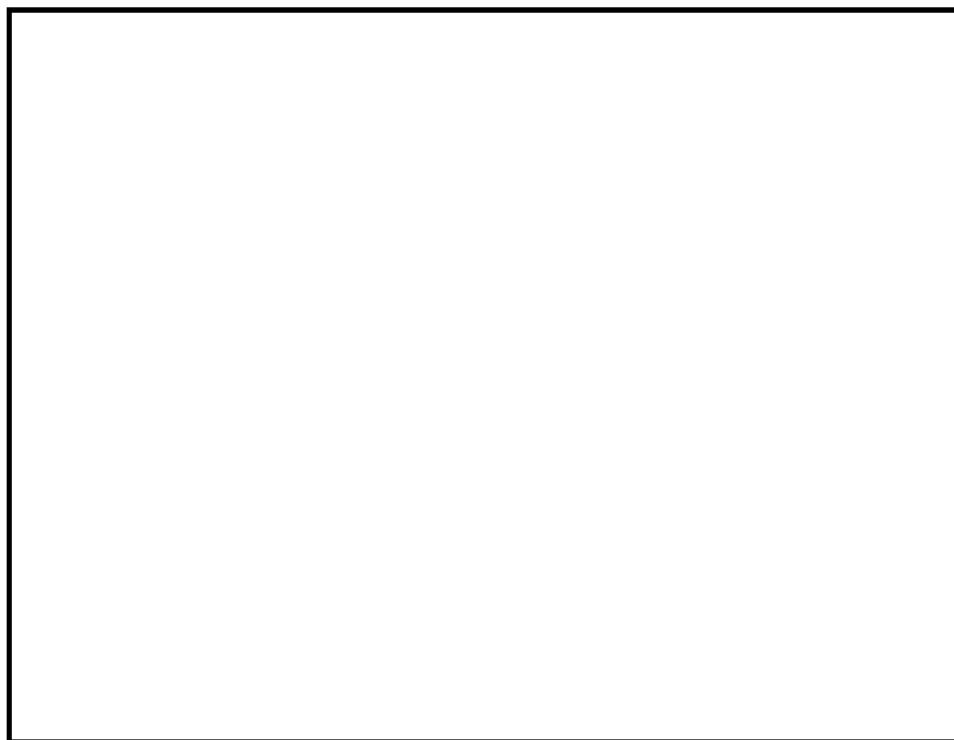


図 10-9 荷重（時刻）抽出の考え方



(2) 竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力

図 10-4 に示す解析モデルの上端には、竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力を考慮する。竜巻等防護設備の応力解析モデル及び地震時反力抽出の考え方を以下に示す。

竜巻等防護設備の応力解析においては、鋼材部を3次元フレーム、嵩上げ RC 壁部及び RC 壁部を既設 RC 部材との接続部を固定端とする片持ちはりとしてモデル化する。竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方を図 10-10 に示す。

考慮する荷重は、竜巻等防護設備及び嵩上げ壁自重、積雪荷重、風荷重、慣性力とする。慣性力は、取水構造物縦断方向（⑥—⑥断面）の地震応答解析に基づき算出する。

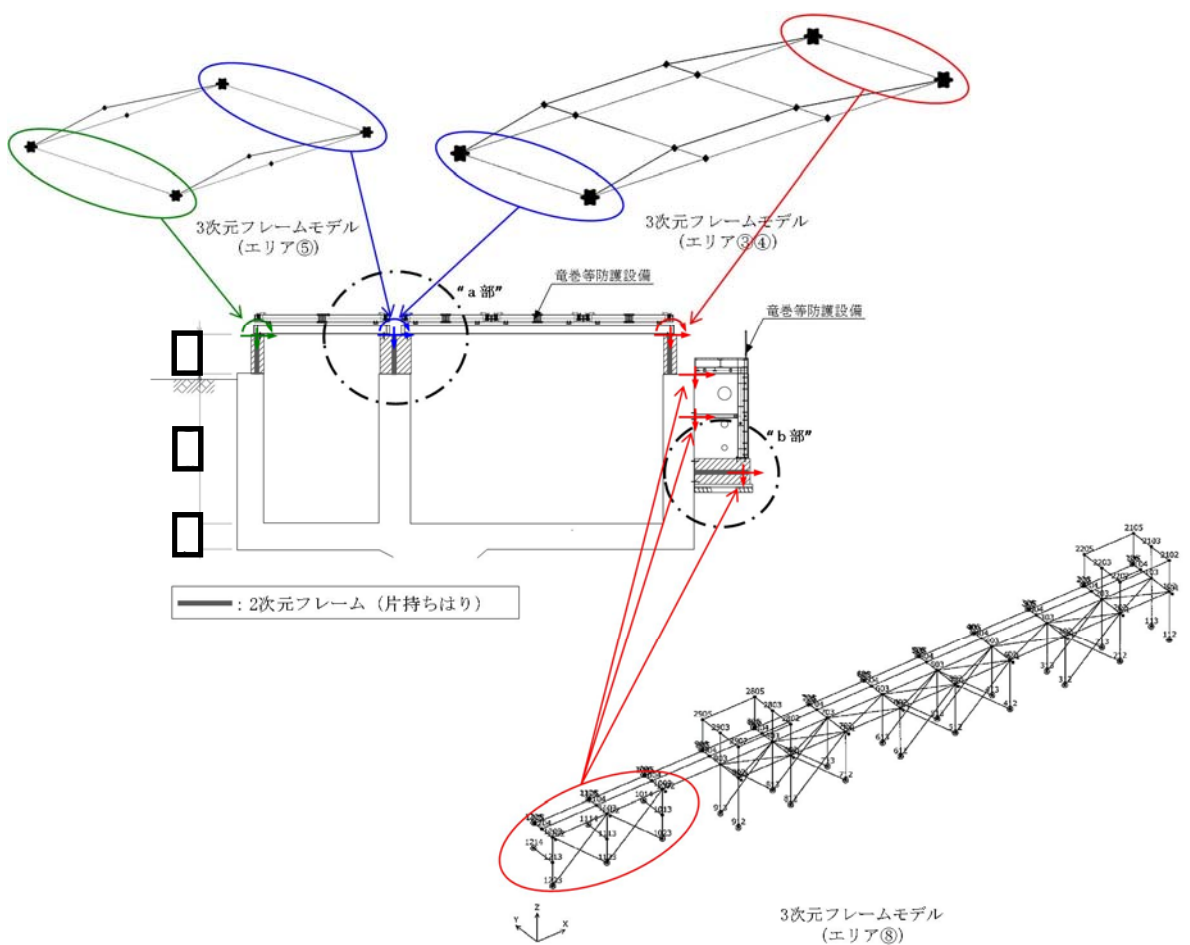


図 10-10 (1) 竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方



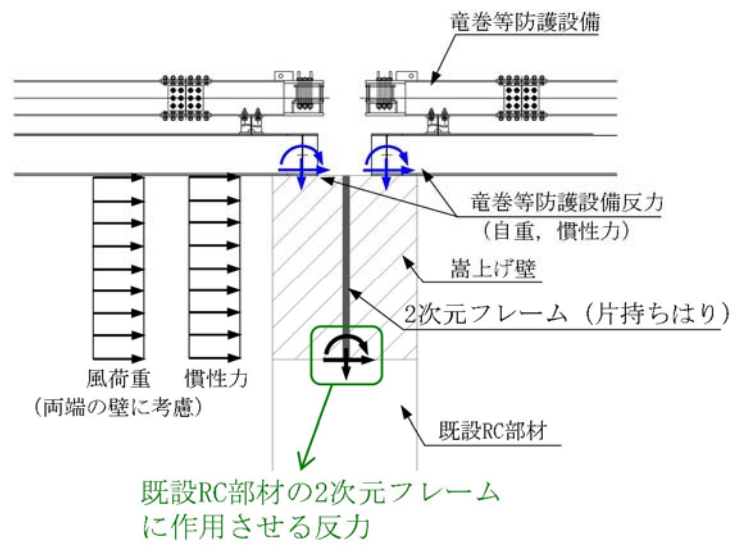


図 10-10 (2) 竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方 (“a 部” 詳細)

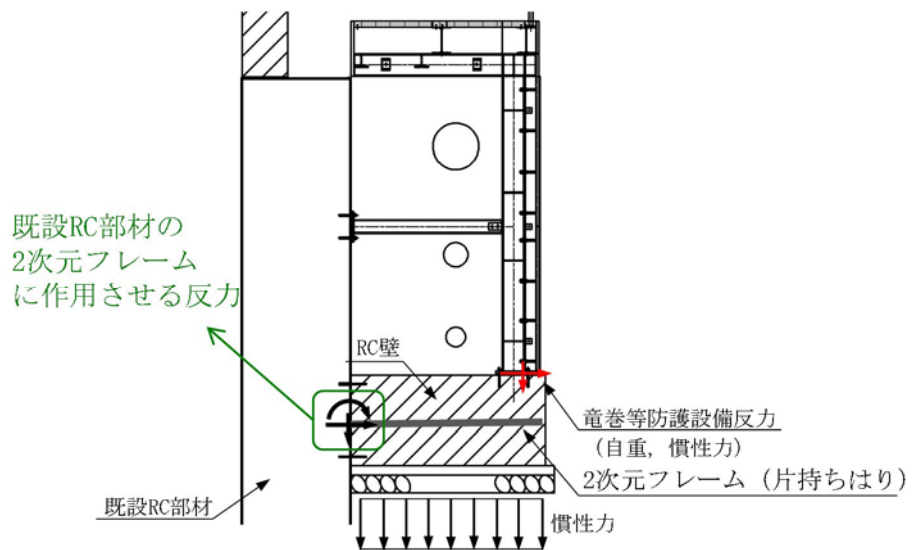


図 10-10 (3) 竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方 (“b 部” 詳細)



(3) 荷重の組合せ

「地震応答解析により得られる荷重」と「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」の組合せ方法についての考え方を示す。

a. 部材①における荷重の組合せ

「地震応答解析により得られる荷重」と「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」の水平成分（水平力，曲げモーメント）が同一方向となるように組合せる。また，「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」の鉛直成分は軸圧縮と軸引張の両方向を考える。荷重の組合せの模式図を図 10－11 に示す。

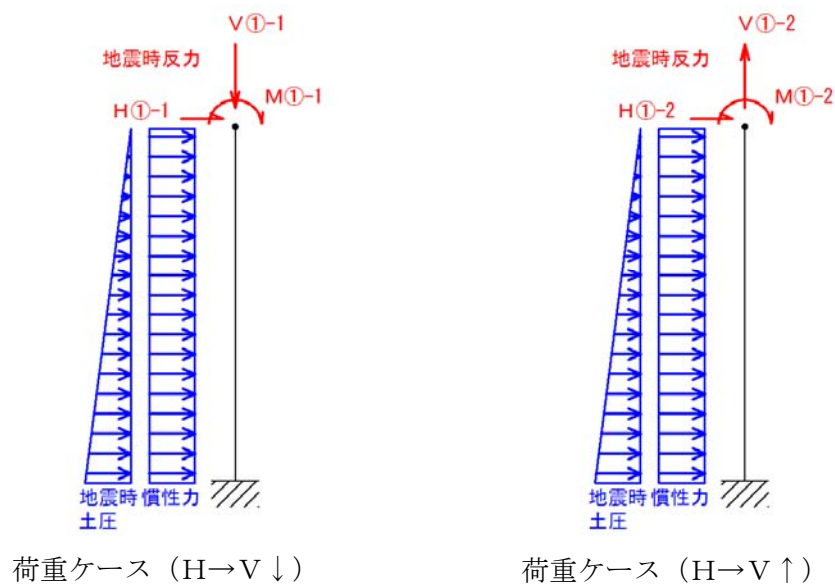


図 10－11(1) 荷重の組合せの模式図（部材①）

b. 部材②における荷重の組合せ

部材①と同様の考え方で荷重を組合せる。荷重の組合せの模式図を図 10－11 に示す。

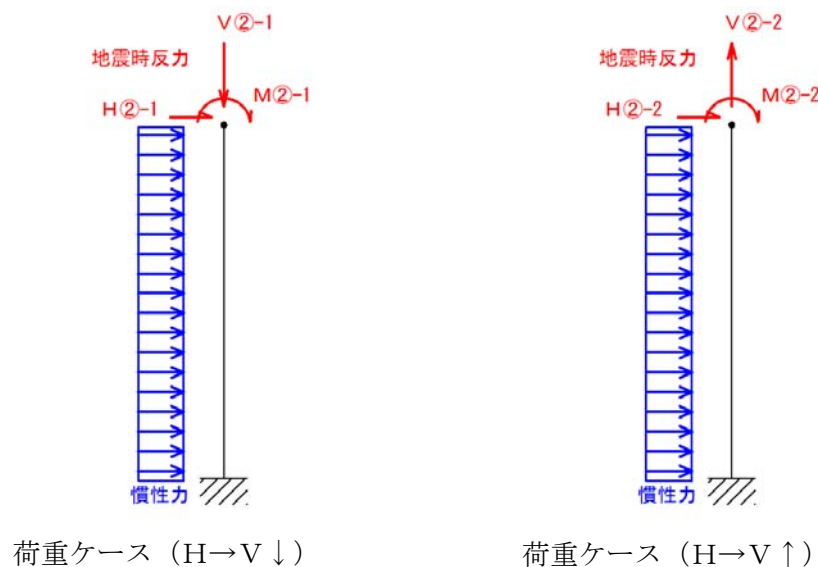


図 10－11(2) 荷重の組合せの模式図（部材②）



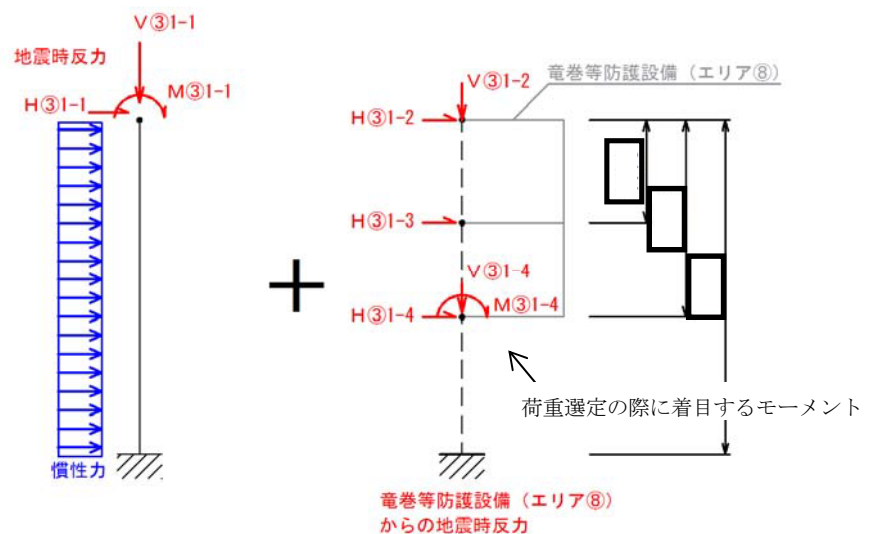
c. 部材③における荷重の組合せ

部材③においては、「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」として上部の竜巻等防護設備に加えて、側面に接続する竜巻等防護設備（エリア⑧）を考慮する。

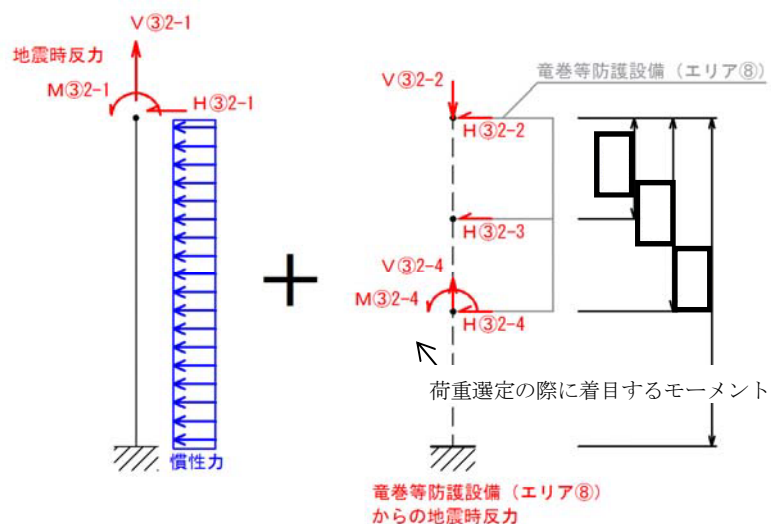
側面に接続する竜巻等防護設備（エリア⑧）に対しては、部材中央付近に作用する曲げモーメントに着目し、上部の竜巻等防護設備からの地震時反力の作用方向に合わせて、以下2つの荷重ケースを選定する。

- ・荷重ケース（ $H \rightarrow V \downarrow$ ）：軸圧縮状態において時計回りの曲げが卓越するケース
- ・荷重ケース（ $H \leftarrow V \uparrow$ ）：軸引張状態において反時計回りの曲げが卓越するケース

なお、上記の荷重ケースには、部材③が側面で支持している非常用海水配管を考慮している。



荷重ケース（ $H \rightarrow V \downarrow$ ）



荷重ケース（ $H \leftarrow V \uparrow$ ）

図 10-11 (3) 荷重の組合せの模式図（部材③）



【竜巻等防護設備の嵩上げ RC 壁が FRS に与える影響について】

1. はじめに

竜巻等防護設備の FRS の基となる加速度応答スペクトルは、取水構造物の地震応答解析により算定している。取水構造物の地震応答解析モデルでは、竜巻等防護設備の嵩上げ RC 壁を部材としてモデル化せず、分布質量として考慮する方針としている。取水構造物の地震応答解析モデルにおけるモデル化の考え方を図 1 に示す。

本モデルでは、嵩上げ RC 壁の質量による慣性力は考慮できるが、当該部材による加速度応答の増幅効果を考慮出来ていない可能性がある。よって、本項では、嵩上げ RC 壁による加速度応答の増幅効果を確認し、地震応答解析モデルの妥当性を検証する。



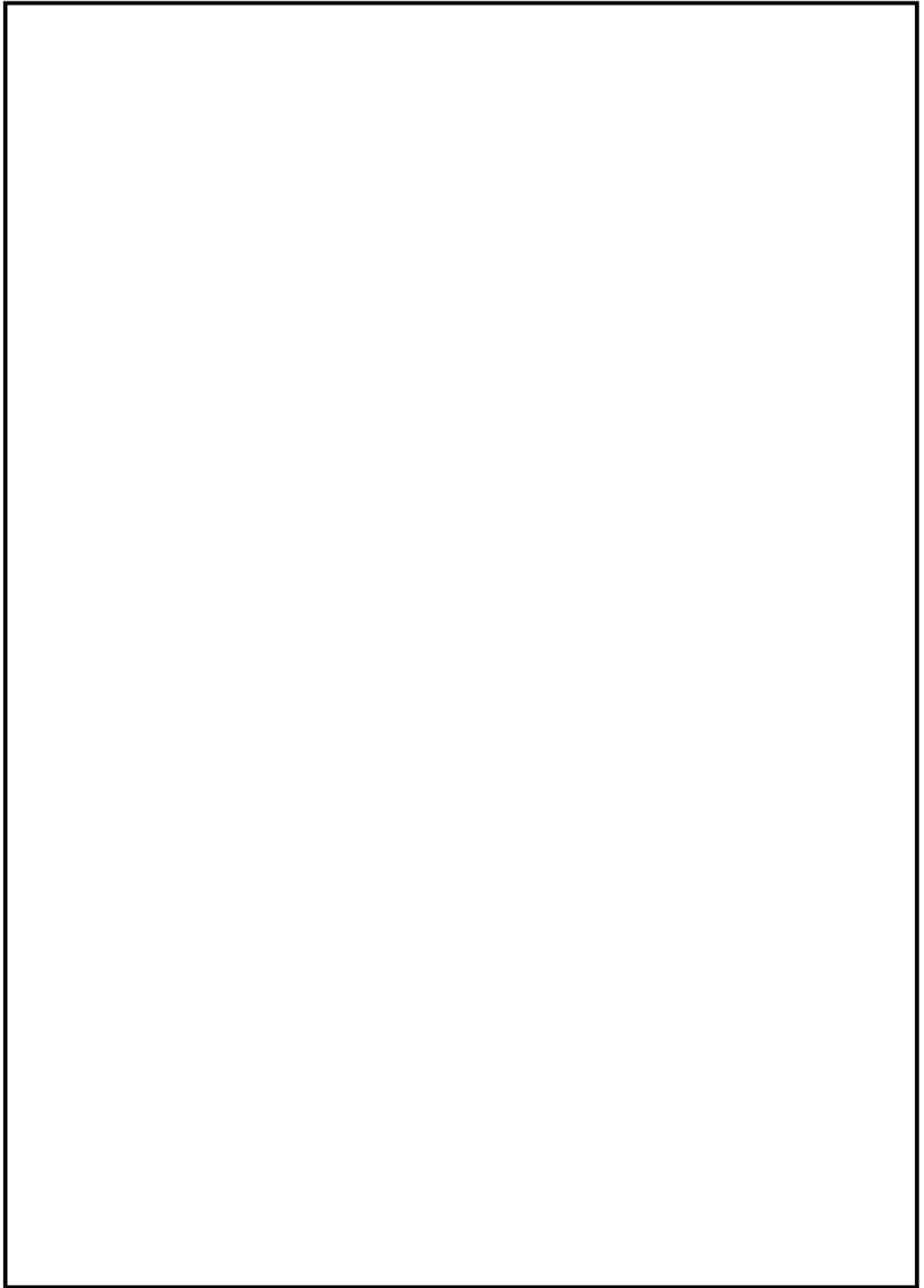


図1 取水構造物の地震応答解析モデルにおけるモデル化の考え方



## 2. 検討方針

嵩上げ RC 壁の下端を固定端とした片持ちはりモデルにて、モデル下端より入力した応答加速度を嵩上げ RC 壁上端部で取り出し、加速度応答スペクトルにて比較する。加速度応答スペクトル比較用の片持ちはりモデルを図 2 に示す。また、検討波は検討ケース⑤（原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース）における  $S_s$  全波とし、水平成分を入力する。\*

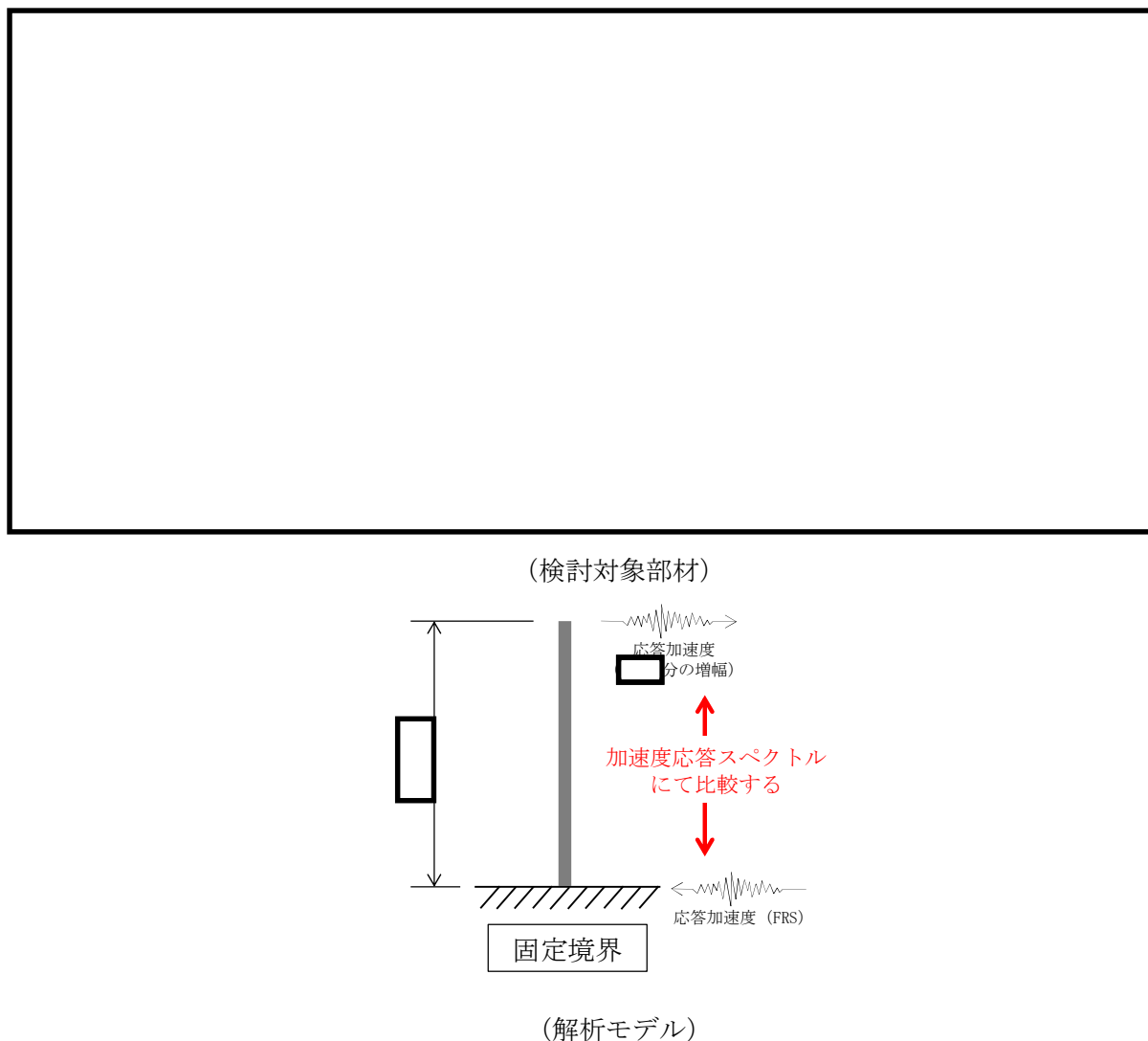


図2 加速度応答スペクトル比較用の片持ちはりモデル

注記 \*：下端を固定端とした片持ちはりモデルにて水平成分のみの入力を行うことで，加速度応答のうち回転成分を考慮しないモデルとなる。ただし，以下に示すとおり，入力波の回転成分は極めて小さいことから，下端固定によるモデル化は妥当であると判断した。

評価対象 部材	最大回転加速度 R (rad/s <sup>2</sup> )	部材長 <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;"> </span> × R (cm/s <sup>2</sup> )
部材①	0.0283	4.36
部材②	0.0307	4.73
部材③	0.0421	6.48

\*：代表波として，S<sub>s</sub>-D1（H+，V+）を対象に上記確認を実施した。



### 3. 検討結果

 分のRC壁による増幅を考慮した加速度応答スペクトルを算定し比較した結果を図3に示す。S<sub>s</sub>全波において、嵩上げRC壁部における有意な応答増幅は確認されなかった。

以上より、現状の取水構造物の地震応答解析モデルにおけるモデル化の妥当性を確認した。

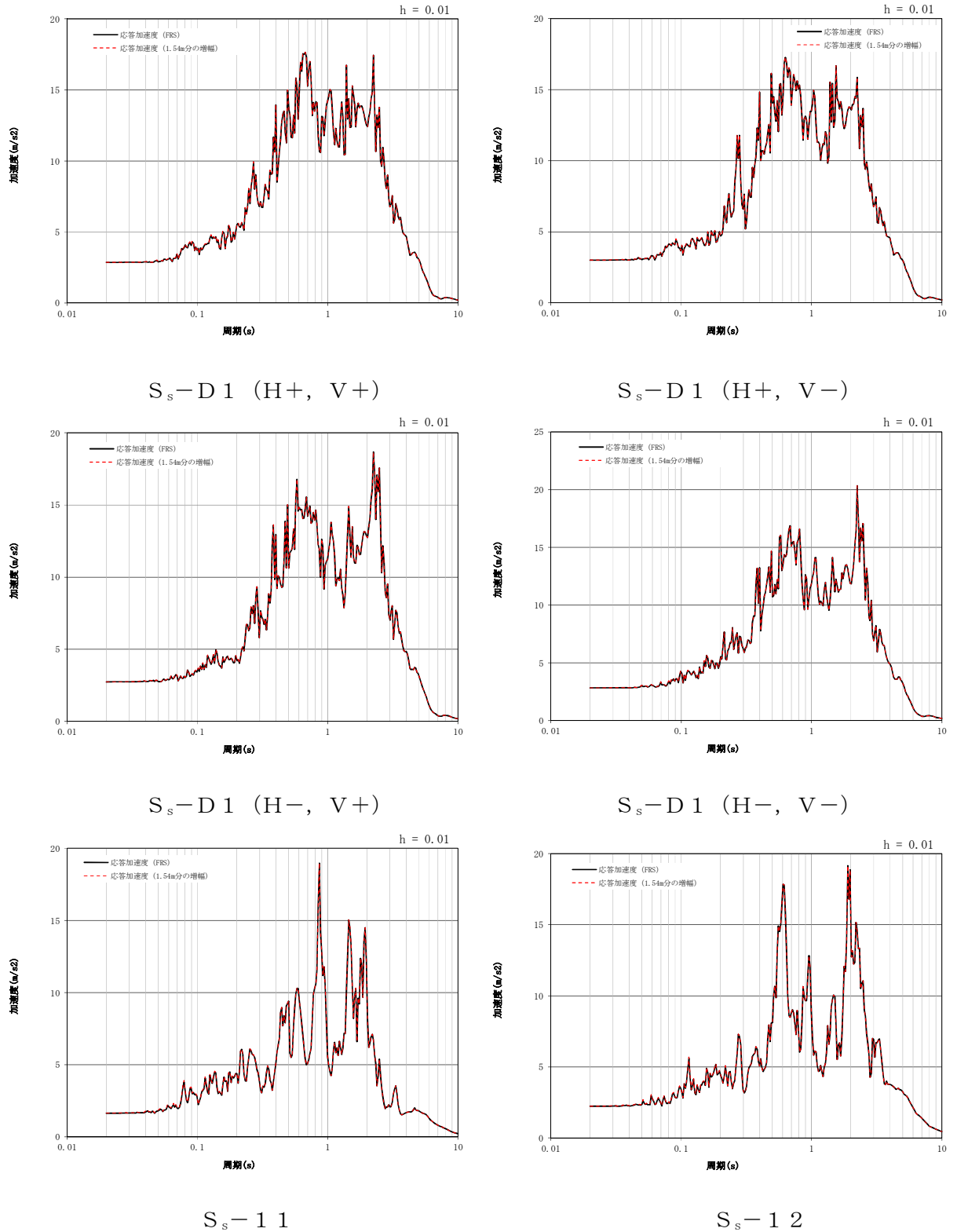
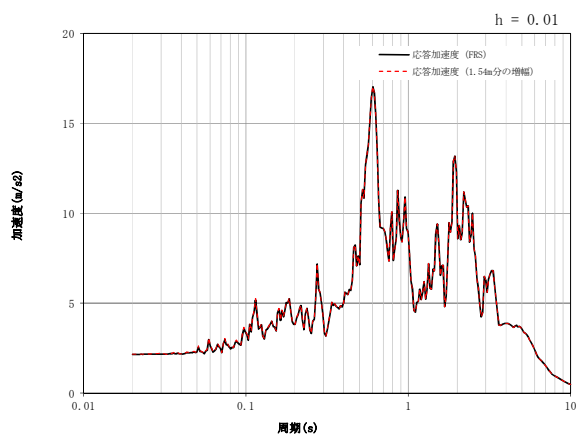
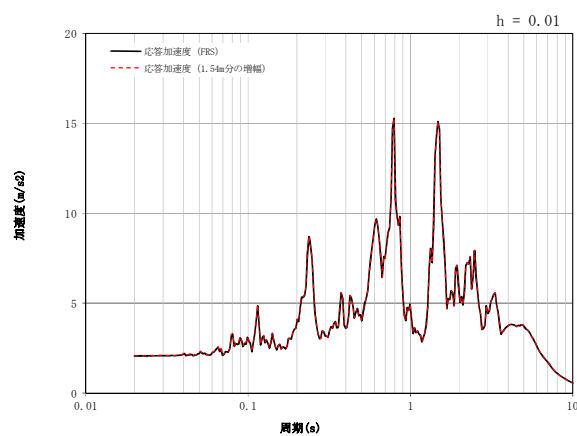


図3(1) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材①) (1/2)

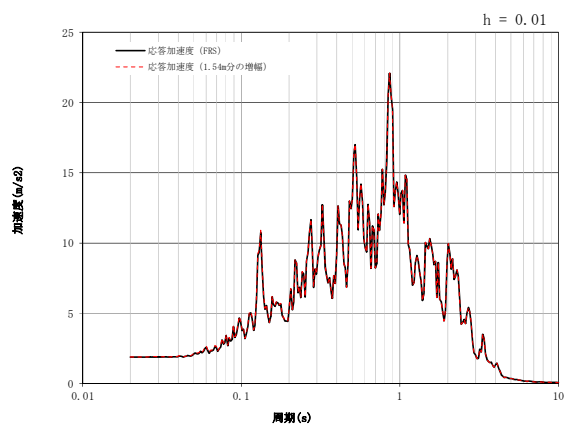




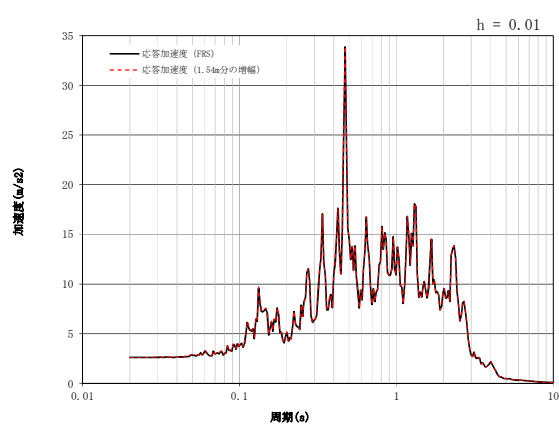
$S_s-1\ 3$



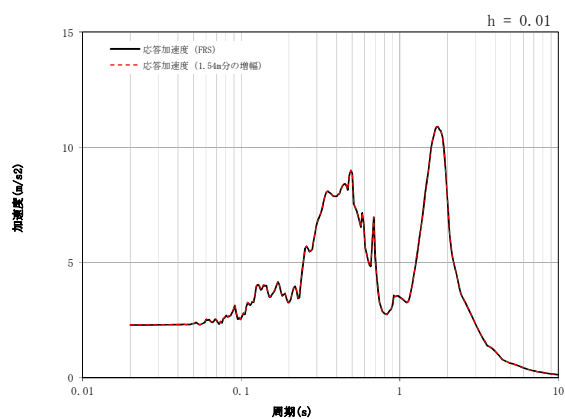
$S_s-1\ 4$



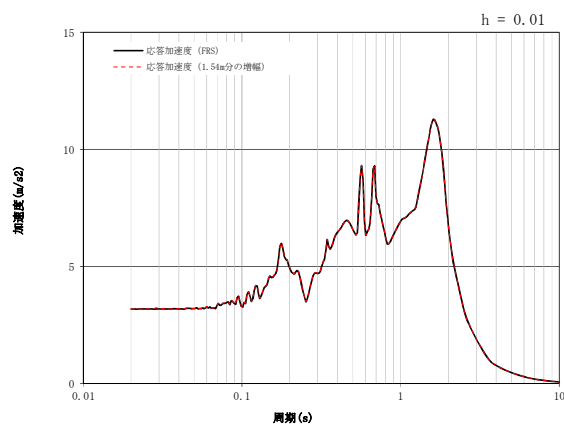
$S_s-2\ 1$



$S_s-2\ 2$



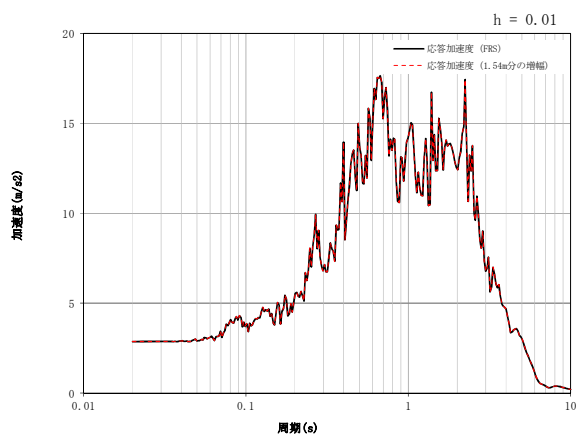
$S_s-3\ 1\ (H+, V+)$



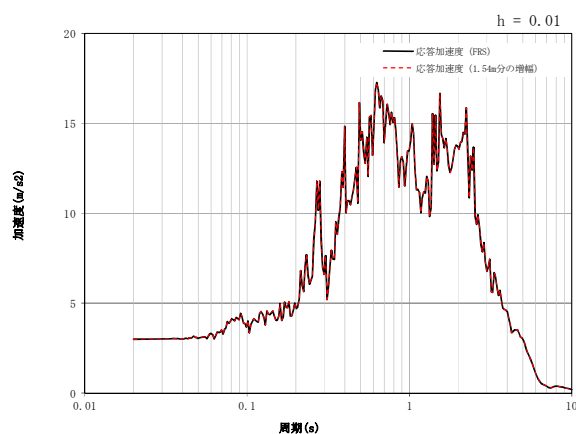
$S_s-3\ 1\ (H-, V+)$

図 3(2) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材①) (2/2)

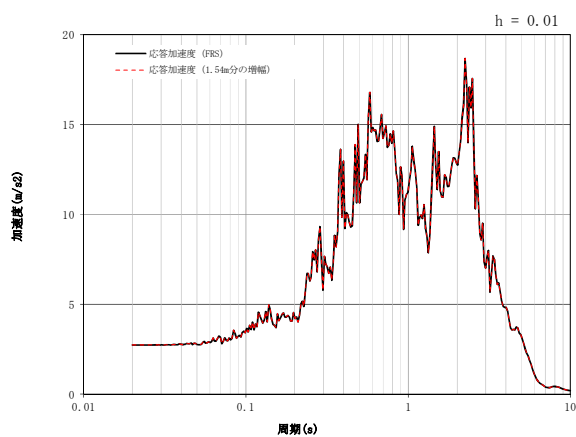




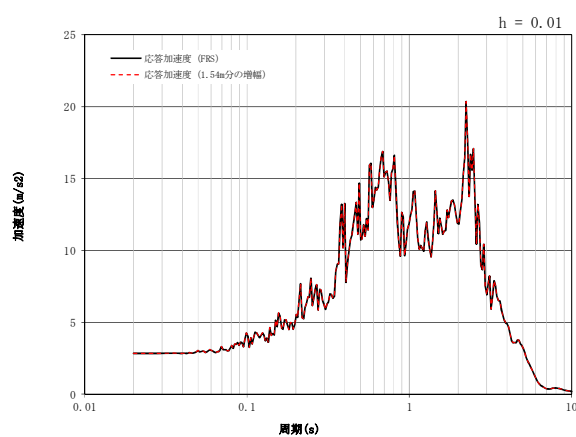
$S_s-D 1 \quad (H+, V+)$



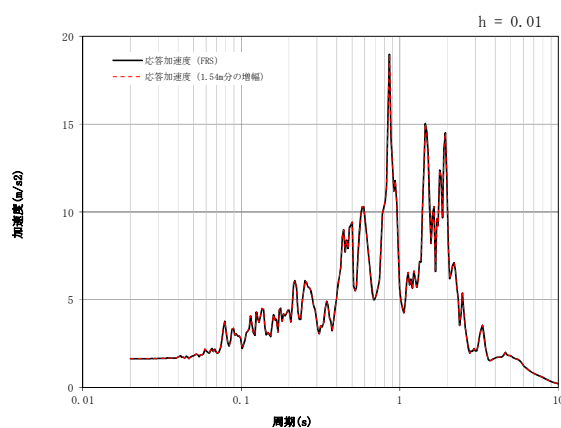
$S_s-D 1 \quad (H+, V-)$



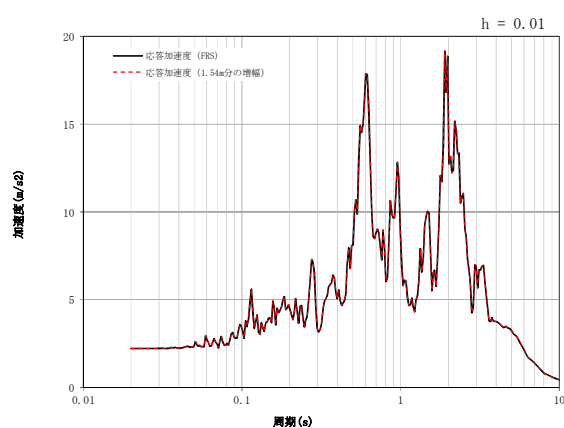
$S_s-D 1 \quad (H-, V+)$



$S_s-D 1 \quad (H-, V-)$



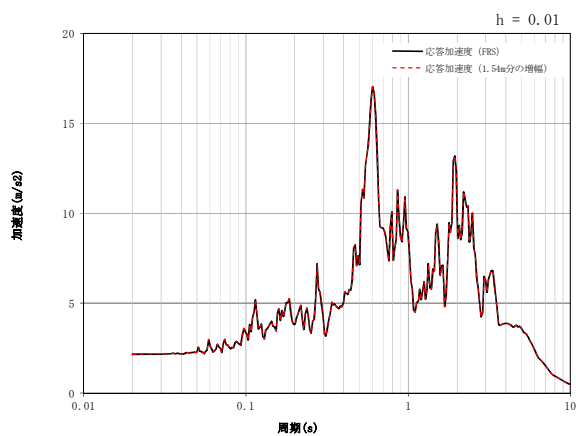
$S_s-1 1$



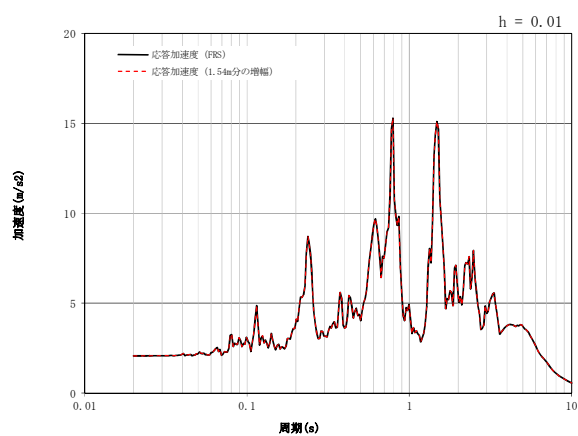
$S_s-1 2$

図 3(3) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材②) (1/2)

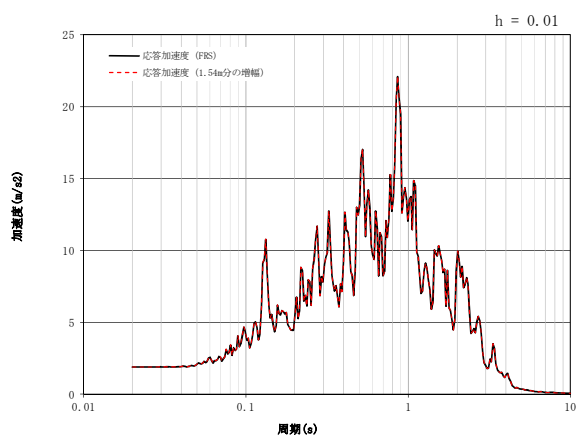




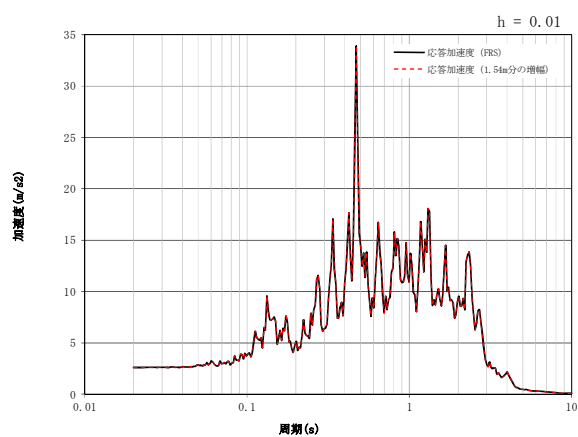
$S_s-1\ 3$



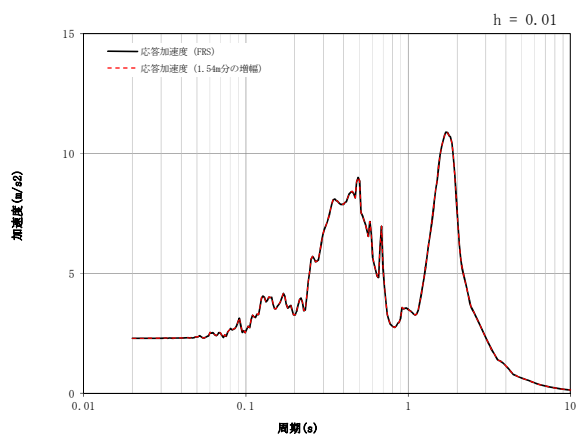
$S_s-1\ 4$



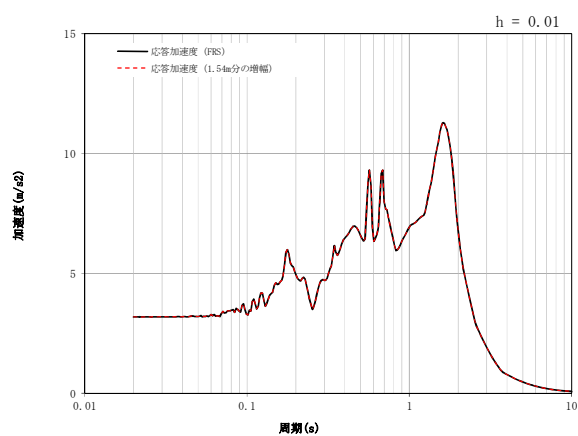
$S_s-2\ 1$



$S_s-2\ 2$



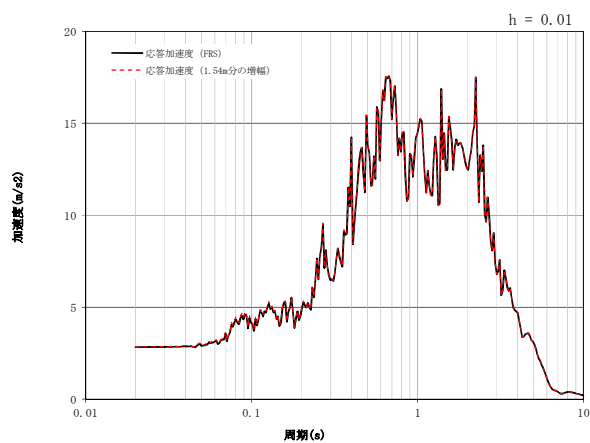
$S_s-3\ 1\ (H+, V+)$



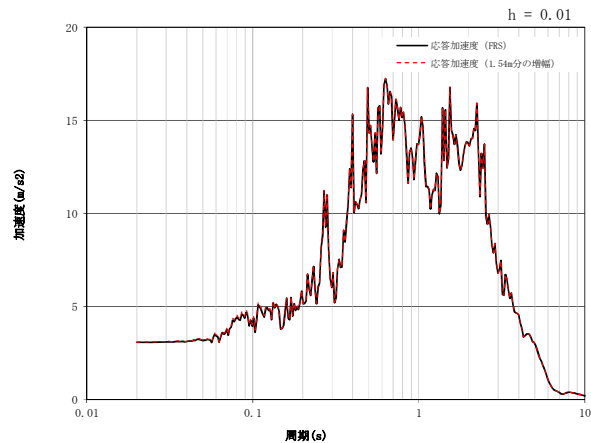
$S_s-3\ 1\ (H-, V+)$

図 3(4) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材②) (2/2)

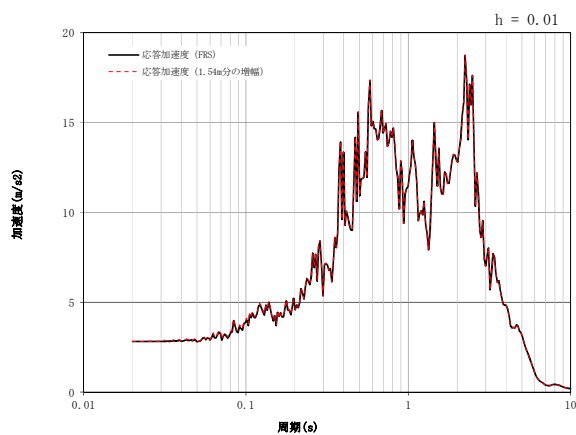




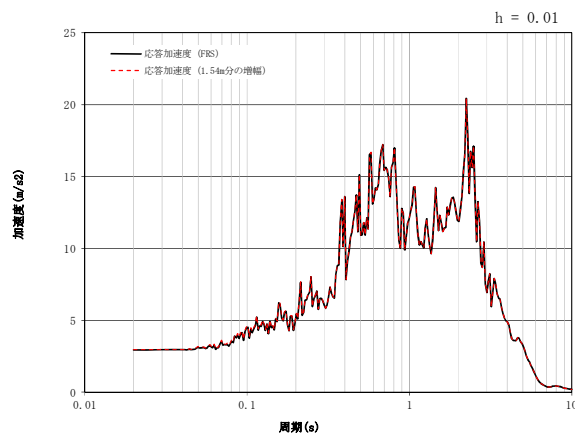
$S_s-D 1 \text{ (H+, V+)}$



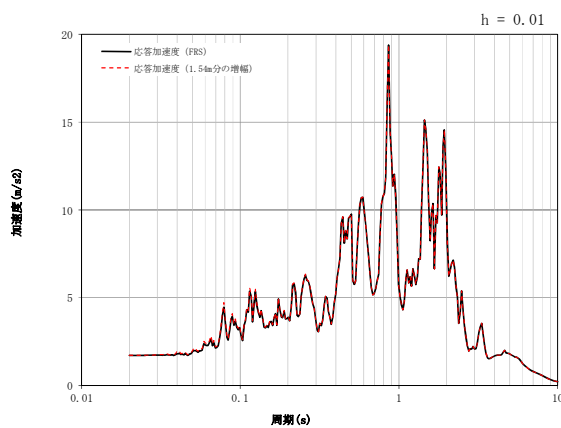
$S_s-D 1 \text{ (H+, V-)}$



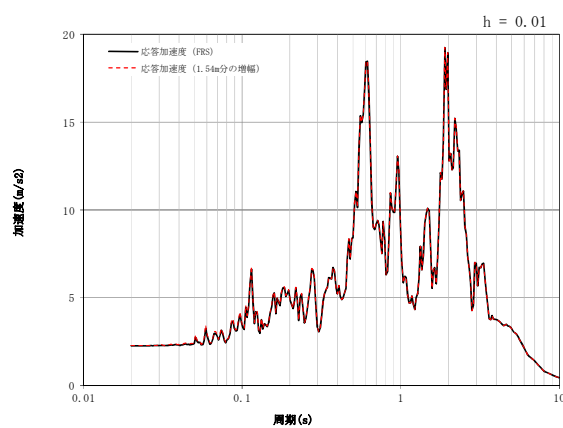
$S_s-D 1 \text{ (H-, V+)}$



$S_s-D 1 \text{ (H-, V-)}$



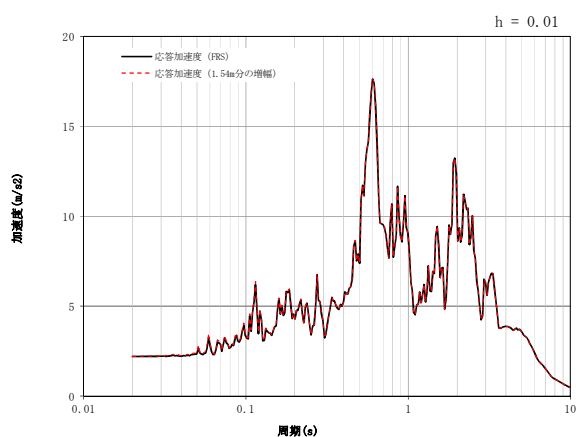
$S_s-1 1$



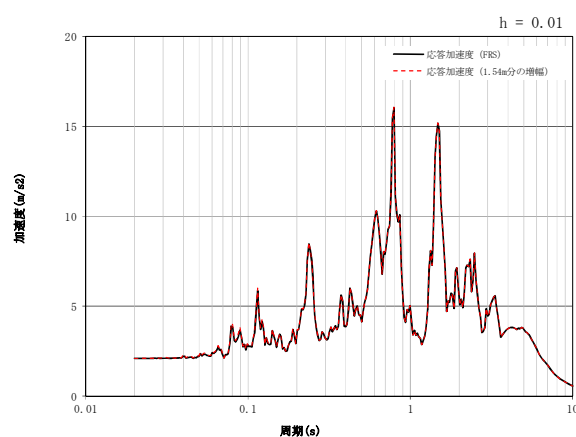
$S_s-1 2$

図 3(5) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材③) (1/2)

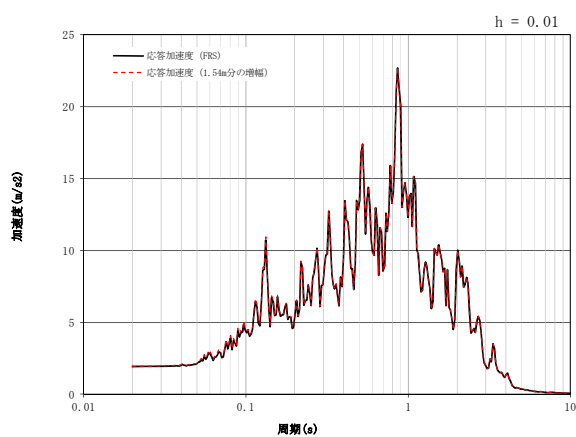




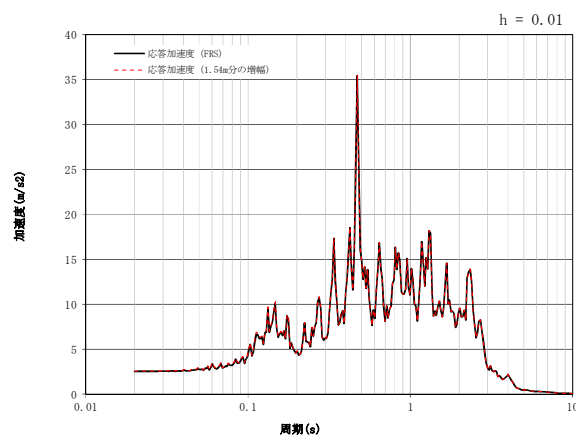
$S_s-1\ 3$



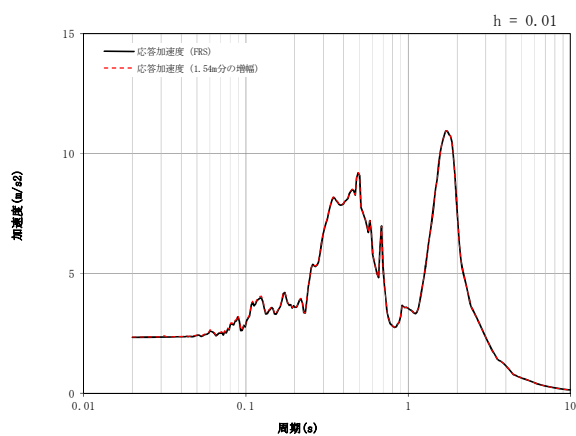
$S_s-1\ 4$



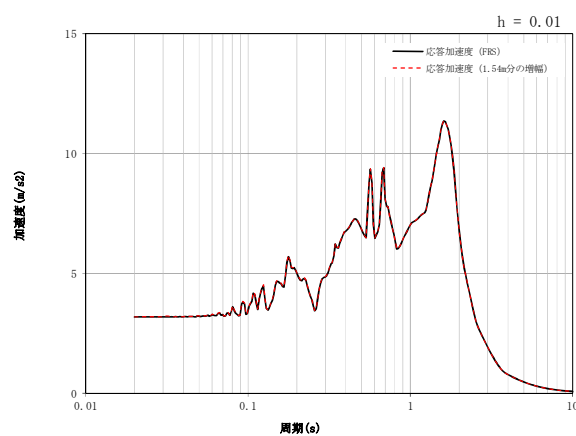
$S_s-2\ 1$



$S_s-2\ 2$



$S_s-3\ 1\ (H+, V+)$



$S_s-3\ 1\ (H-, V+)$

図 3(6) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材③) (2/2)



### 【部材③における非常用海水配管荷重の載荷方法についての追加検討】

#### 1. はじめに

竜巻等防護施設を間接支持する取水構造物躯体のうち評価対象部材③は、部材側面にて非常用海水配管等を間接支持している。竜巻等防護施設からの地震時反力を考慮した耐震評価を実施する際には、この非常用海水配管の重量を付加質量として考慮することで、その自重と慣性力を耐震評価に反映している。

非常用海水配管を付加質量として考慮する際には、その全重量を全配管長で除した単位長さ当たりの線荷重として考慮することを基本としているが、実際の配管サポートは点により壁面に支持されていることから、ある区間においては、平均化された線荷重以上の荷重を支持することとなる。

本項では、基本としている線荷重による耐震評価にて最も照査値が厳しい解析ケースを対象に、実際の支持条件を踏まえた荷重増分による耐震評価への影響について検討する。

#### 2. 配管荷重のモデル化方法

取水構造物躯体の耐震評価においては、2次元FEM（片持ちはりモデル）を用いていることから、点荷重を単位奥行き分布荷重に変換する必要がある。ここでは、その考え方を記載する。

竜巻等防護施設エリア⑧のうち、基礎盤を含む竜巻等防護施設を単独で支持する部材（図1に示す。）を既設RC壁の評価対象としているが、そこに近接しており、かつ上部配管により部材下端に作用する曲げモーメントが最も大きくなる位置の配管荷重を考慮する。

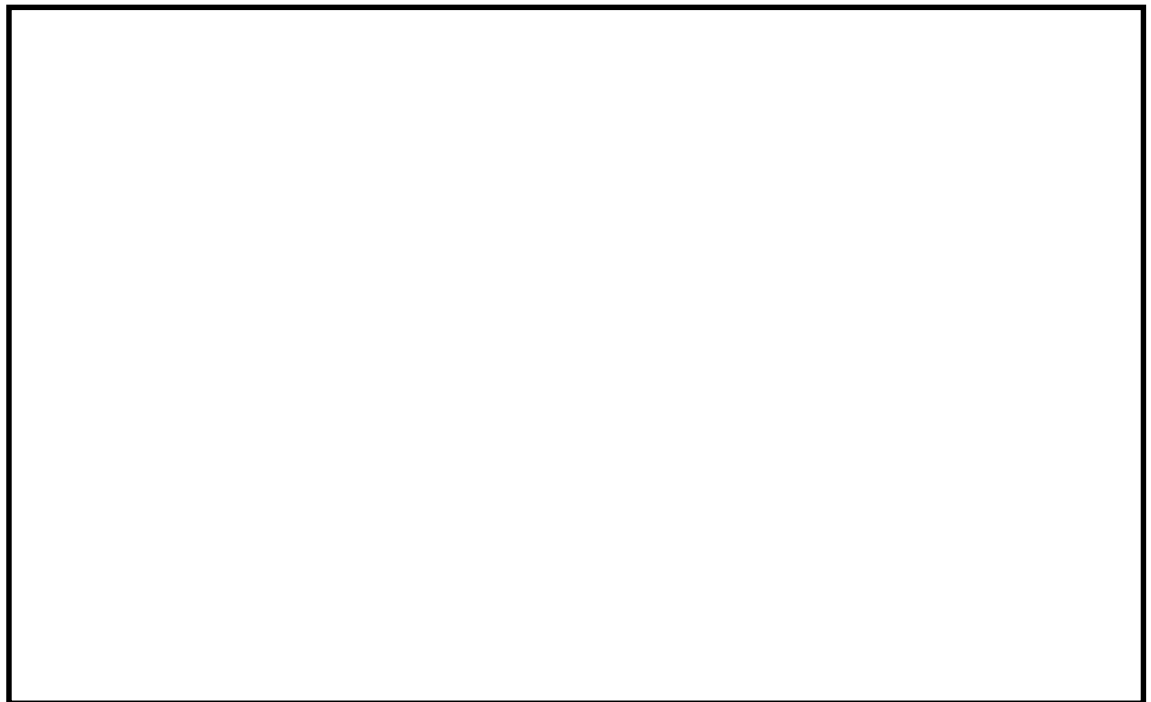


図1 配管荷重の考え方



点荷重を単位奥行き分布荷重に変換する際の単位奥行き幅については、部材照査において最も厳しくなる部位が部材下端部であることを考慮し、点荷重が45度方向に分散すると過程した上で、部材下端部がその荷重を背負う幅にて設定する。

図1に上下の配管それぞれで設定した単位奥行き幅を示すが、ここではより保守的に単位奥行き幅を小さく設定するために、B2(5.708m)を採用する。

以上のように設定した、配管荷重(付加質量)を図2に示す。



図2 実際の支持形式(点支持)を考慮した単位奥行き当たりの配管荷重

### 3. 照査結果の比較

実際の支持形式(点支持)を考慮して変更した荷重条件にて、曲げ及びせん断照査が最も厳しいケースについて再解析を実施した(表1)。その結果、照査値は若干増分したものの、ほぼ同等であり、許容限界に対しては十分余裕のある結果となった。

表1(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果(配管荷重変更)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
⑤ $S_a - 31$ (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	③	(H→V↓)	1000	1200	1125	D19	D19	$-1.66 \times 10^{-5}$	$-1.62 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.098
			(H←V↑)	1000	1200	1125	D19	D19	$-3.73 \times 10^{-6}$	$1.45 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.088
		③ *荷重変更	(H→V↓)	1000	1200	1125	D19	D19	$-1.74 \times 10^{-5}$	$-1.97 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.119
			(H←V↑)	1000	1200	1125	D19	D19	$-4.08 \times 10^{-6}$	$1.81 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.110

表1(2) 躯体のせん断力に対する照査結果(配管荷重変更)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd [kN]	せん断耐力 Vyd [kN]	照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$
検討ケース および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			
⑤ $S_s - 31$ (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	③	(H→V↓)	1000	1200	1125	131	273	0.480
			(H←V↑)	1000	1200	1125	-131	248	0.529
		③ *荷重変更	(H→V↓)	1000	1200	1125	138	273	0.506
			(H←V↑)	1000	1200	1125	-139	248	0.561



## 11. 縦断面（⑥－⑥断面）の有効応力解析モデルについての整理

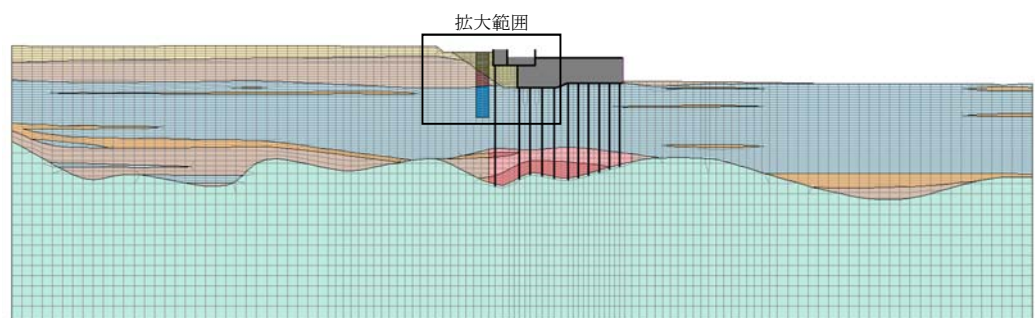
### 11.1 概要

取水構造物の縦断面（⑥－⑥断面）における有効応力解析では，その用途に応じて3つの解析モデルを使い分けている。本項では，縦断面（⑥－⑥断面）における各解析モデルについて，その差異を説明するとともに，各用途における保守性を説明する。

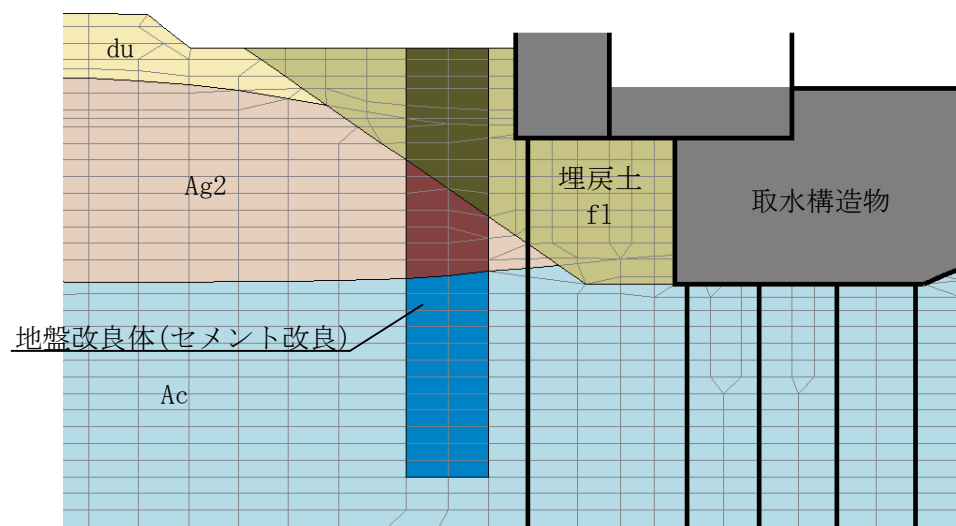
### 11.2 縦断面（⑥－⑥断面）の各解析モデル

#### (1) 鋼管杭照査用解析モデル（最終）

周辺地盤を含めた鋼管杭の耐震性向上を目的として，構造物の背面に地盤改良体（セメント改良）を考慮した解析モデルである。取水構造物の耐震設計における最終形状を反映しており，鋼管杭の耐震評価を実施する際に適用する解析モデルである。鋼管杭照査用解析モデルを図 11－1 に示す。



(a) 全体



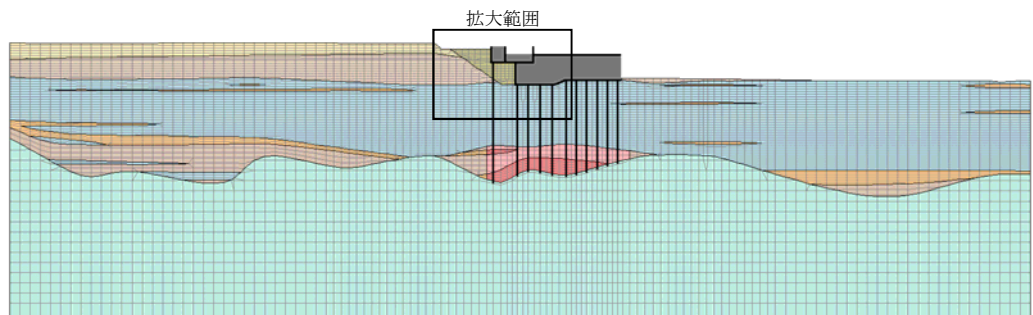
(b) 拡大

図 11－1 鋼管杭照査用解析モデル

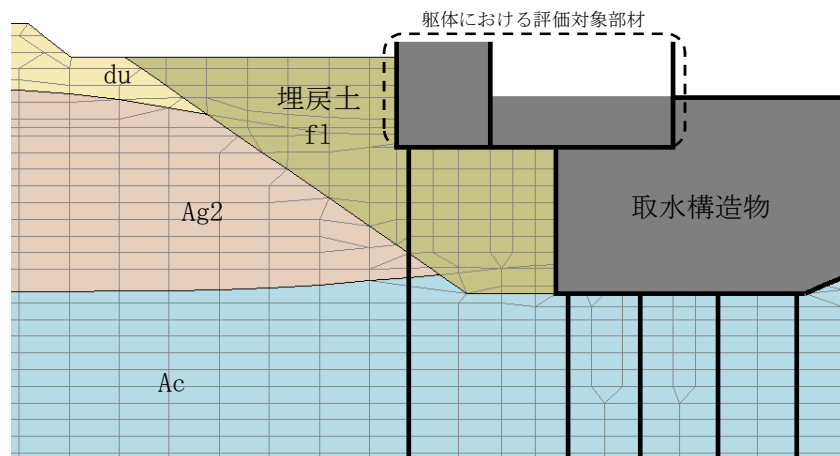


## (2) 躯体照査用解析モデル

構造物の背面に計画している地盤改良体（セメント改良）を考慮しない解析モデルである。この地盤改良体（セメント改良）は、構造物の背面に分布する埋戻土（f1 層）の変形を抑制することを目的に計画されているため、これを考慮しないことで躯体に作用する土圧を保守的に評価出来る。よって、本解析モデルは躯体の耐震評価を実施する際に適用している。躯体照査用解析モデルを図 11-2 に示す。



(a) 全体



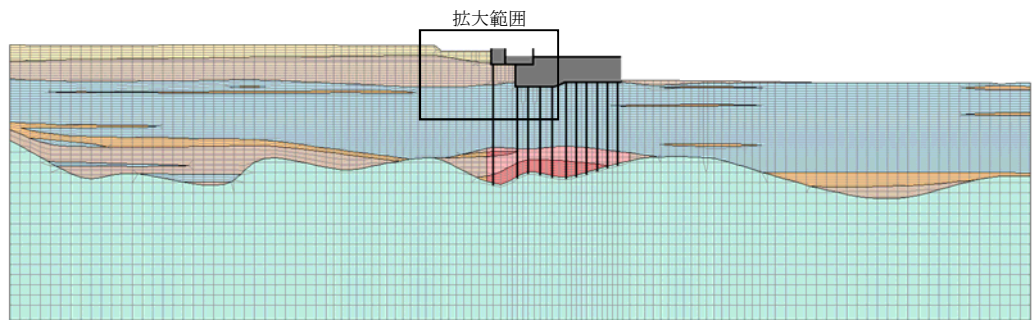
(b) 拡大

図 11-2 躯体照査用解析モデル

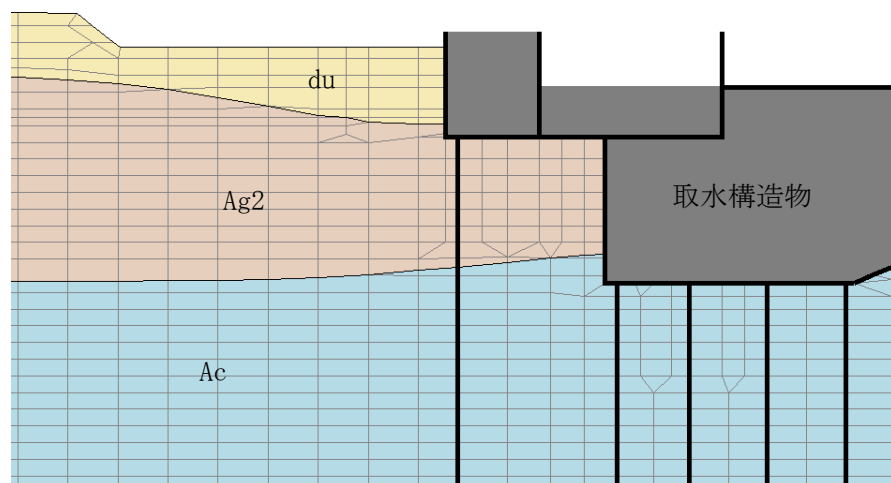


(3) FRS 算定用解析モデル

構造物の背面に分布する埋戻土（f1 層）を原地盤（第四紀層）に置換した解析モデルである。構造物の側方地盤をより剛性の高い地層と仮定しているため、機器・配管系への加速度応答の観点でより保守的な配慮となることから、本解析モデルは機器・配管系の FRS を算定する際に適用している。FRS 算定用解析モデルを図 11-3 に示す。



(a) 全体



(b) 拡大

図 11-3 FRS 算定用解析モデル



## 12. 杭頭の照査結果

取水構造物は、既工認において杭頭をピン結合とした設計を実施している。杭頭の照査については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）における基礎フーチングの押抜きせん断に対する検討を参照し、押抜きせん断耐力に対する照査を実施する。

### (1) 押抜きせん断に対する照査方針

コンクリート標準示方書における、基礎フーチングの押抜きせん断に係る記載を以下に抜粋する。

#### 12.5.7.5 押抜きせん断に対する検討

（1）押抜きせん断に対する検討は、面部材に準じて行うものとする。

ただし、杭が片側 1 列に配置された杭基礎の場合で、杭中心と柱あるいは壁前面との距離が柱あるいは壁前面におけるフーチングの有効高さの 2 倍以下の杭については、押抜きせん断の検討を行わなくてもよい。

上記の記載を踏まえ、取水構造物において押抜きせん断の照査対象となる鋼管杭の選定について検討を実施した。取水構造物における鋼管杭の平面配置を図 12-1 に示す。ほぼ全ての鋼管杭は、鉄筋コンクリート壁面から床版の有効高さの 2 倍以下の距離に設置されており、照査対象外となるが、取水ピットの中央部において、直上に鉄筋コンクリート壁が存在しない鋼管杭があり、本鋼管杭が押抜きせん断の照査対象となる。

以上の検討に基づき、取水構造物における④-④断面（取水ピット断面）の有効応力解析結果を用いて、杭頭の照査を行う方針とする。なお、保守的な配慮として、コンクリート標準示方書により照査対象となる鋼管杭のみではなく、④-④断面における全ての鋼管杭に対して押抜きせん断照査を実施する。

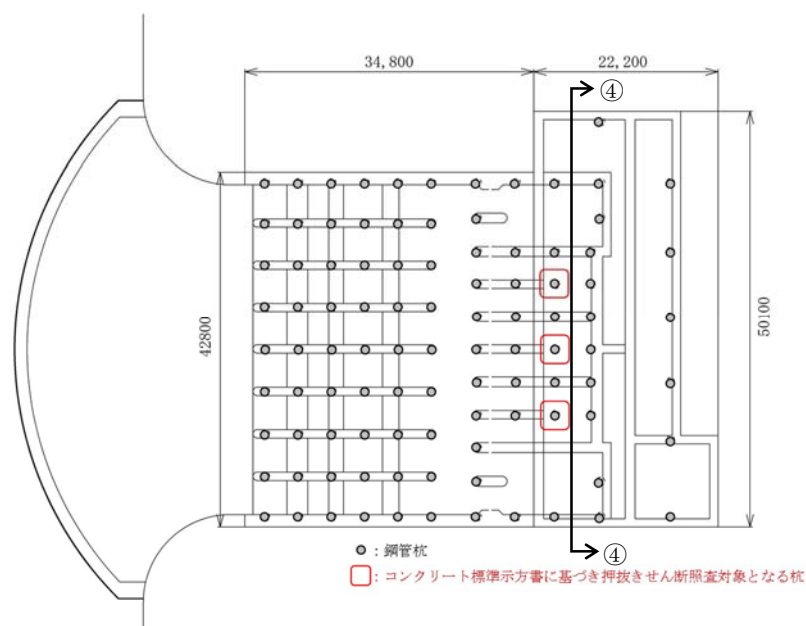


図 12-1 取水構造物における鋼管杭の平面配置図



(2) 押抜きせん断に対する照査結果

取水構造物の押抜きせん断照査については、杭に発生する押抜き力が、以下の式により求められる押抜きせん断耐力以下であることを確認する。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b$$

$$f'_{pcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f'_{pcd} \leq 1.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$u$  : 載荷面の周長

$u_p$  : 設計断面の周長で、載荷面から  $d/2$  離れた位置で算定するものとする。

$d$  び  $p$  : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

$\gamma_b$  : 1.3 としよよい。

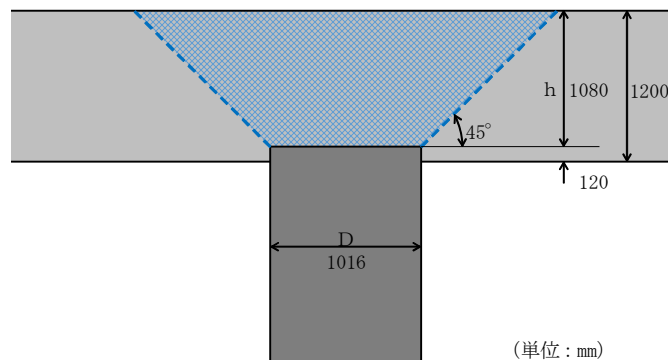


図 12-2 杭頭部概略図

取水構造物の押抜きせん断照査を表 12-1 に示す。押抜きせん断に対する最大照査値は、解析ケース①  $S_s - D 1$  (H-, V-) の杭②において 0.835 であり、発生押抜き力が押抜きせん断耐力以下であることを確認した。

なお、コンクリート標準示方書により照査対象となる鋼管杭 (図 12-1 を参照) の評価については、上記の評価に包含されている。

以上より、取水構造物の鋼管杭における杭頭について、その安全性を確認した。



表 12-1 押抜きせん断に対する照査結果

	発生押拔力 (杭1本) (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値	対象部材
① Ss-D1L++	1802	2873	0.628	杭②
① Ss-D1L+-	1927	2873	0.671	杭②
① Ss-D1L-+	1868	2873	0.651	杭②
① Ss-D1L--	2397	2873	0.835	杭②
① Ss-11	2046	2873	0.713	杭⑫
① Ss-12	2147	2873	0.748	杭②
① Ss-13	2082	2873	0.725	杭②
① Ss-14	1815	2873	0.632	杭⑫
① Ss-21	1772	2873	0.617	杭⑫
① Ss-22	1858	2873	0.647	杭②
① Ss-31++	1874	2873	0.653	杭⑫
① Ss-31-+	2396	2873	0.834	杭②
② Ss-D1L--	2296	2873	0.800	杭②
② Ss-31++	1750	2873	0.610	杭⑫
③ Ss-D1L--	2393	2873	0.833	杭②
③ Ss-31++	2009	2873	0.700	杭⑫
④ Ss-D1L--	1542	2873	0.537	杭⑫
④ Ss-31++	1692	2873	0.589	杭⑫
⑤ Ss-D1L--	2244	2873	0.782	杭②
⑤ Ss-31++	1873	2873	0.652	杭⑫
⑥ Ss-D1L--	2275	2873	0.792	杭②
⑥ Ss-31++	1747	2873	0.609	杭⑫

