16.　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価

目次

16.1　評価方針

ＳＡ用海水ピット取水塔は，非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。また，常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

ＳＡ用海水ピット取水塔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地盤剛性及び液状化強度特性は，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，ばらつき等を考慮し実施する地震応答解析の結果に基づき，重大事故等対処施設の評価として，表 16.1－1 に示すとおり，構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

ＳＡ用海水ピット取水塔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の液状化強度特性）を仮定する。

構造部材の健全性評価については，地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に生じ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。

なお，鉄筋コンクリート躯体の上部には，津波による漂流物の進入の軽減を目的として，格子状の上段鋼製蓋を設置する。また，鉄筋コンクリート躯体の円筒の中には内部配管を設置する。内部配管は，海水引込み管の延長として設置するものであり，海水の取り込みに当たって砂の吸い込みを軽減させるものである。

表 16.1－1　ＳＡ用海水ピット取水塔の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	全構造部材 （海水ピット取水塔， 内部配管， 上段鋼製蓋）	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記　＊：妥当な安全余裕を考慮する。

16.2　評価条件

16.2.1　適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

・コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年制定）

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

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987（日本電気協会）

・ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

項目ごとに適用する規格，基準類を表 16.2－1 に示す。

表 16.2－1　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］ （土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月） ・ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月） ・日本工業規格（ＪＩＳ）	－
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］ （土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書 ［構造性能照査編］ （土木学会，2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月） ・ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）	・耐震評価により算定した曲げ圧縮応力，曲げ引張応力及びせん断応力が短期許容限界以下であることを確認 ・基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 ＪＥＡＧ４６０１－1987（日本電気協会）	・有限要素法による２次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

16.2.2　耐震安全性評価フロー

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フローを図 16.2－1 に示す。

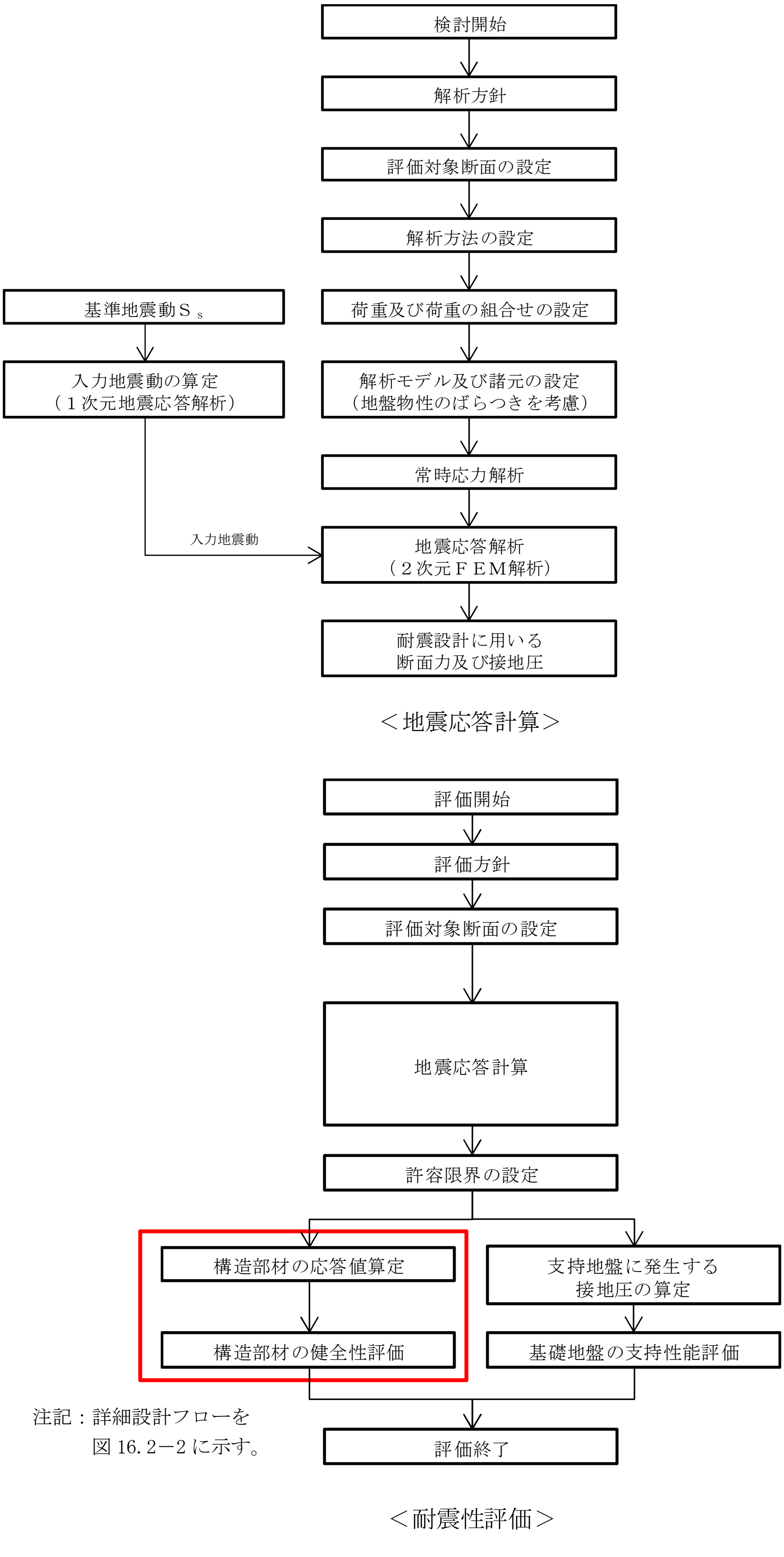


図 16.2－1　ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価フロー

ＳＡ用海水ピット取水塔の詳細設計フローを図 16.2－2 に，部材評価概念図を図 16.2－3 に，各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 16.2－4 に示す。また，各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 16.2－2 に示す。

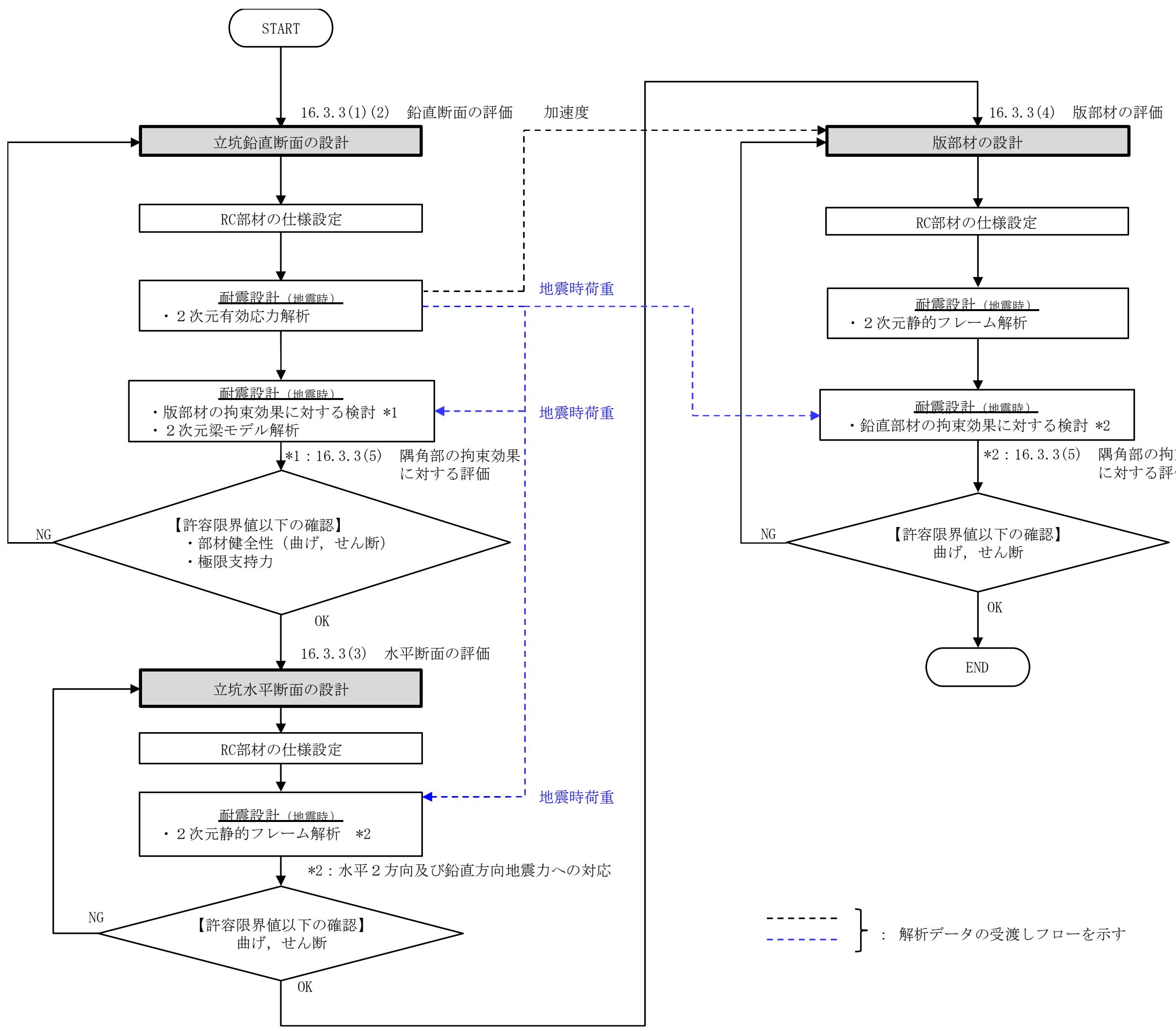
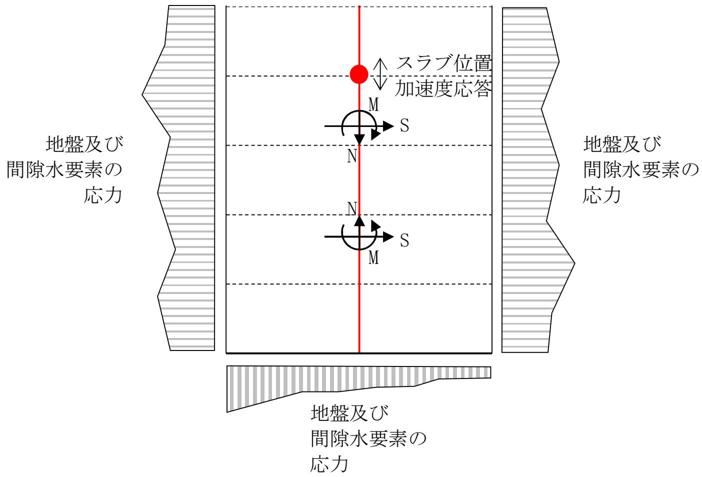
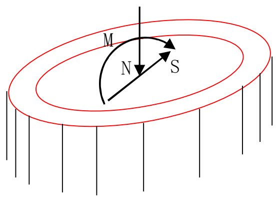


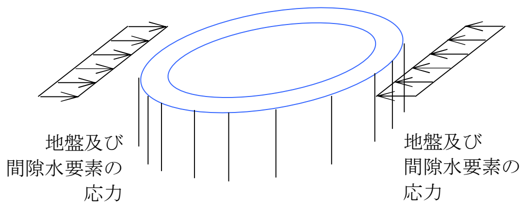
図 16.2－2　ＳＡ用海水ピット取水塔の詳細設計フロー



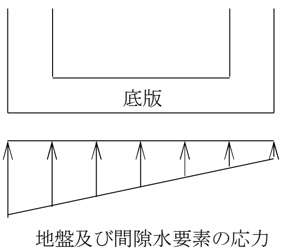
a）　２次元有効応力解析からの応答値の抽出概念図



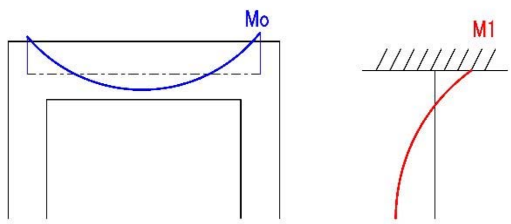
b）　線形はり要素の鉛直断面設計概念図



c）　水平断面の評価概念図（フレーム計算）



d）　版の設計



e）　隅角部において廻り込む曲げモーメント概念図

図 16.2－3　部材評価概念図

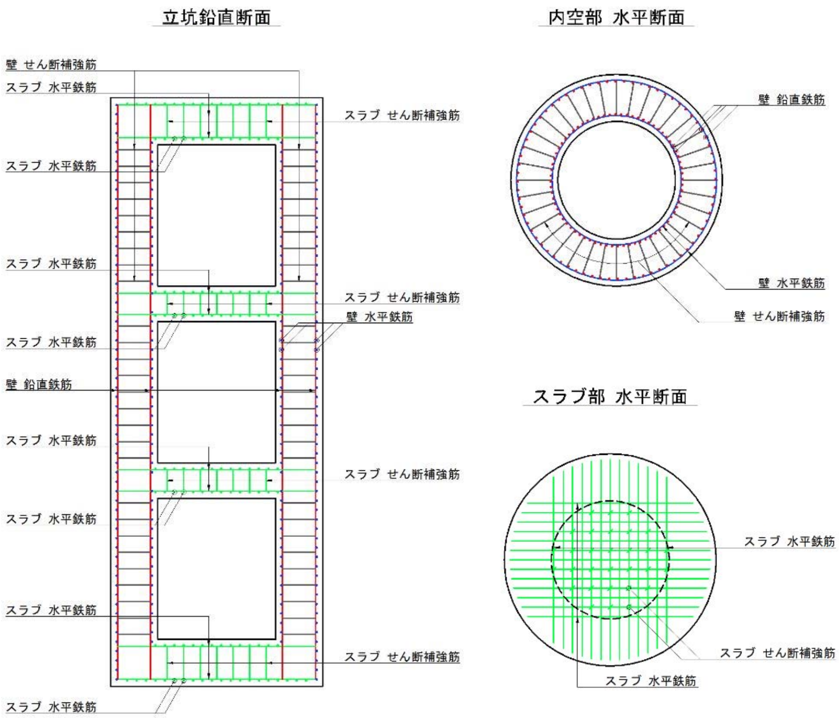


図 16.2－4　各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 16.2－2　各部材評価で照査対象とする鉄筋

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

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

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

16.2.3　評価対象断面

ＳＡ用海水ピット取水塔の位置図を図 16.2－5 及び図 16.2－6 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔は，外径約７ｍ，内径約４ｍ，高さ約 21 ｍの鉄筋コンクリート造の円筒状の地中構造物であり，弱軸断面方向が明確でないことから，接続する海水引込み管に着目し，管路の縦断面方向の断面及びこれに直交する横断面方向の断面を評価対象断面とする。

図 16.2－5　ＳＡ用海水ピット取水塔位置図（全体図）

図 16.2－6　ＳＡ用海水ピット取水塔位置図（拡大図）

16.2.4　評価対象断面の選定

ＳＡ用海水ピット取水塔の評価対象断面位置を図 16.2－7 に，評価対象断面図を図 16.2－8 に，構造図を図 16.2－9 に，上段鋼製蓋概要図を図 16.2－10 示す。

評価対象断面は，「1.4.16　ＳＡ用海水ピット取水塔の断面選定の考え方」で記載したとおり，円筒状の鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないことから，接続する海水引込み管の縦断面方向の①－①断面とそれに直交する横断面方向の②－②断面の両方向について選定して耐震評価を実施する。

図 16.2－7　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面位置図

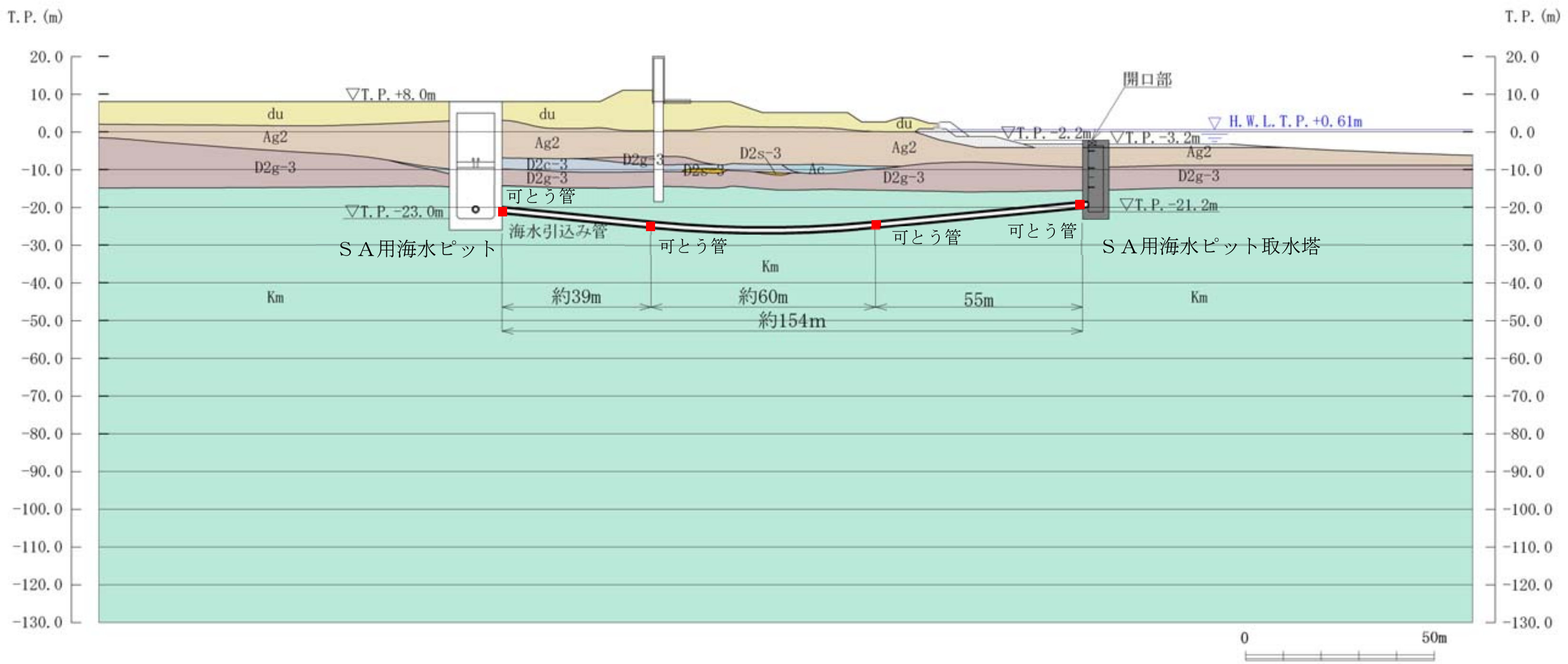


図 16.2－8（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面（①－①断面）

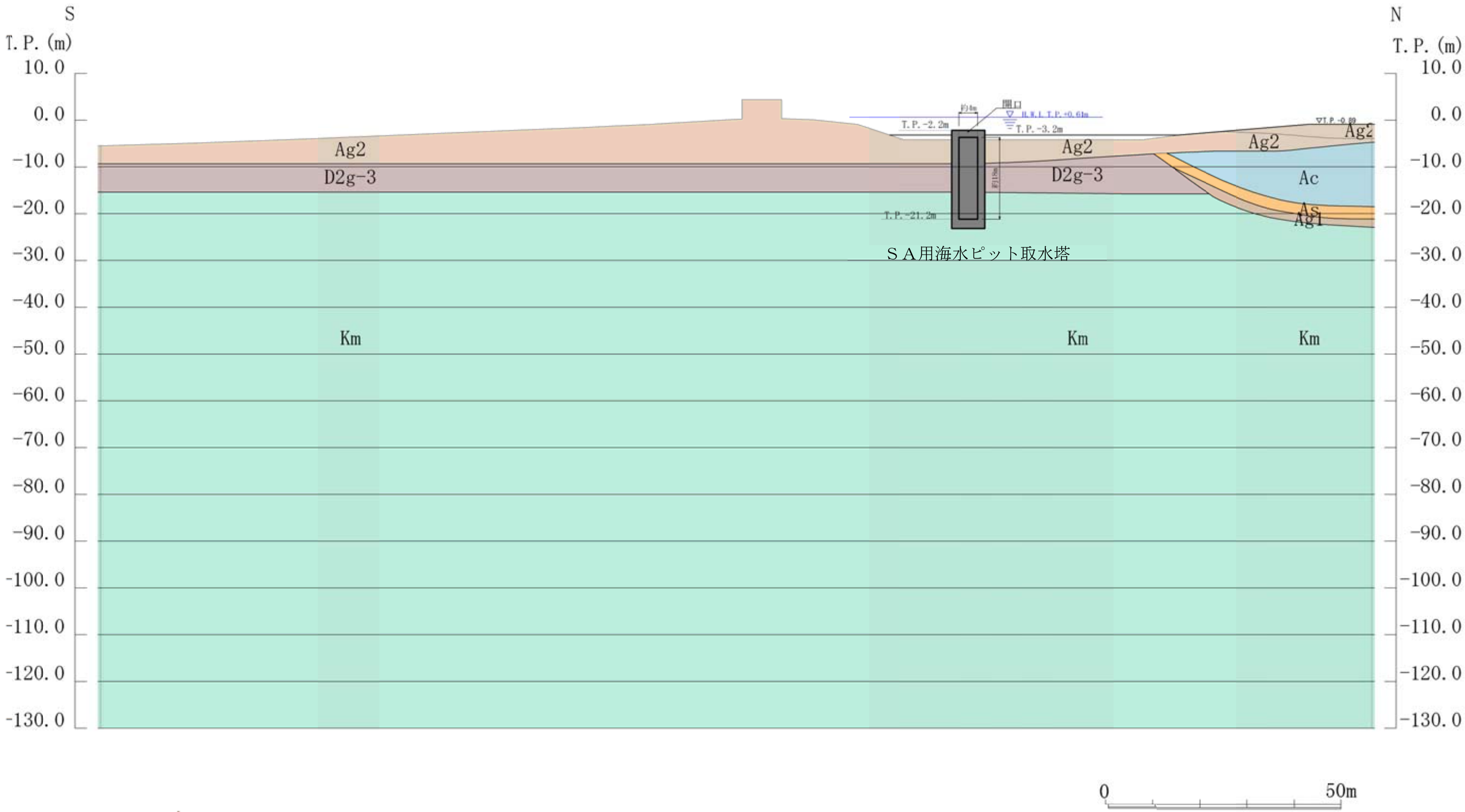


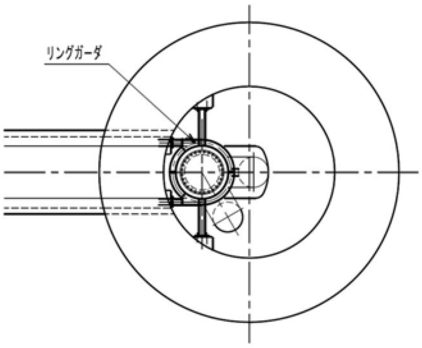
図 16.2－8（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔　評価対象断面図（②－②断面）

図 6.2－9（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔構造図（構造平面図）

注記　：ＳＡ用海水ピット取水塔については標準構造断面図を示す。

図 16.2－9（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔構造図（構造断面図①－①断面）

（Ａ－Ａ断面）



（Ｂ－Ｂ断面）

図 16.2－9（3）　ＳＡ用海水ピット取水塔構造図（水平断面図）

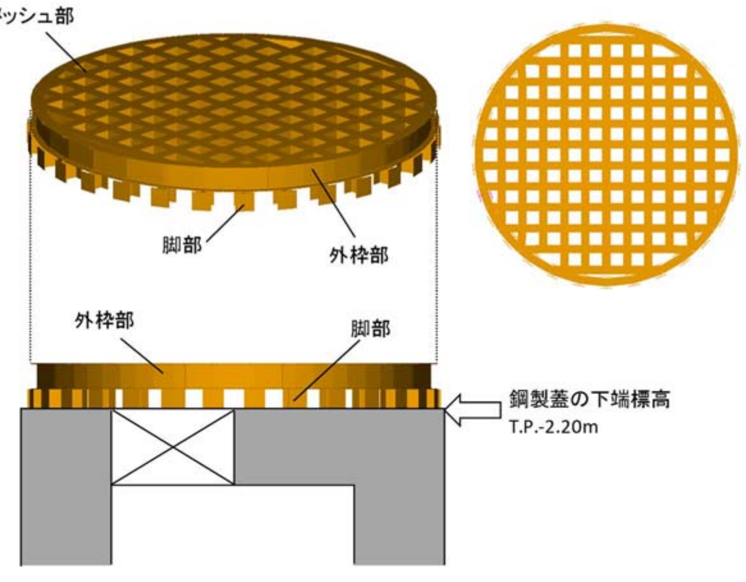


図 16.2－10　ＳＡ用海水ピット取水塔構造図（上段鋼製蓋概要図）

16.2.5　使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は，適用する規格，基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 16.2－3 に，材料の物性値を表 16.2－4 に示す。

地盤の諸元は，添付書類「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考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 16.2－5 に示す。

表 16.2－3　使用材料

材料		諸元
ＳＡ用海水ピット取水塔	コンクリート	設計基準強度：40 N/mm^2
	鉄筋	SD345，SD390，SD490
内部配管	鋼材	SM400，SUS304
上段鋼製蓋	鋼材	SUS329J4L

表 16.2－4　材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート		24.5*1	3.1×10^4 *1	0.2*1	5*3
内部配管		77.0*2	2.0×10^5 *2	—	—
上段鋼製蓋	SUS329J4L	76.5*4	—	—	—

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

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

＊3：ＪＥＡＧ４６０１－1987（日本電気協会）

＊4：日本工業規格（ＪＩＳ）（ＪＩＳ　Ｇ４３０４）

表 16.2－5（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）							
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	－	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	－	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	－	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	－	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	－	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	－	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	－	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 16.2－5（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
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1＊1	Km	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	－	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	－	1.59	1.09	2.8	－	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	－	0.10	0.22	0.14	－	$0.16+0.00025\cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	－	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	－		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	－	0.200	0.186	0.151	－		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	－	$0.358-0.00603\cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	－	$23.2+0.0990\cdot z$	35

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 16.2－5 (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) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波速度Vs (m/s)	基準初期せん断剛性 Gma (kN/m^2)	基準体積弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効主応力 σ'ma (kN/m^2)	拘束圧依存係数 mG, mK	最大履歴減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波速度Vp (m/s)
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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

16.2.6　評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う取水塔の諸元を表 16.2−6 に示す。また，評価部位を図 16.2−11 に示す。

表 16.2−6　評価構造物諸元

<table>
<tr><th rowspan="3">部位</th><th colspan="2">仕様</th><th colspan="2">材料</th><th rowspan="3">機能要求</th></tr>
<tr><th>部材幅</th><th>部材高</th><th>コンクリート</th><th rowspan="2">鉄筋</th></tr>
<tr><th>(m)</th><th>(m)</th><th>f’ ck(N/mm²)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">頂版</td><td rowspan="2">1.000</td><td rowspan="2">1.500</td><td rowspan="2">40</td><td>SD345</td><td rowspan="7">非常時における海水の通水機能の確保</td></tr>
<tr><td>SD490</td></tr>
<tr><td rowspan="3">側壁</td><td rowspan="3">1.000</td><td rowspan="3">1.500</td><td rowspan="3">40</td><td>SD345</td></tr>
<tr><td>SD390</td></tr>
<tr><td>SD490</td></tr>
<tr><td rowspan="2">底版</td><td rowspan="2">1.000</td><td rowspan="2">2.000</td><td rowspan="2">40</td><td>SD345</td></tr>
<tr><td>SD490</td></tr>
</table>

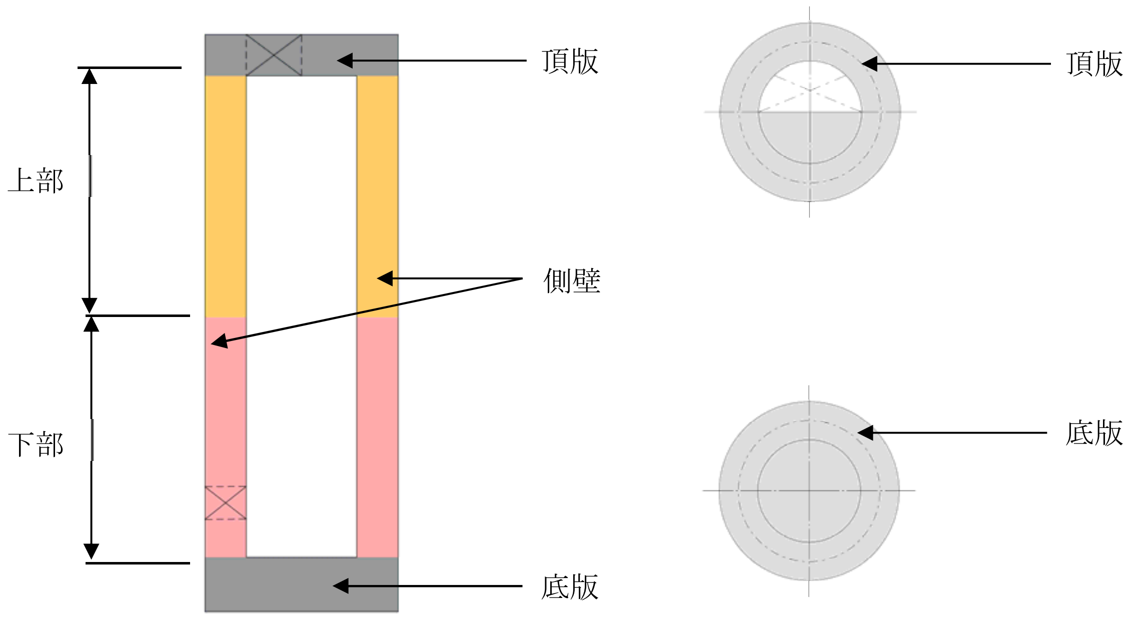


図 16.2−11　評価部位

16.2.7　地下水位

地下水位は地表面に設定する。

16.2.8　地震応答解析手法

地震応答解析は，添付書類「Ｖ-2-1-6　地震応答解析の基本方針」のうち，「2.3　屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算は，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Ｓ$_s$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。2 次元有効応力解析に用いる地盤剛性及び液状化強度特性は，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，ばらつき等を考慮して設定することを基本とする。

地中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場合は，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の液状化強度特性）を設定する。

上部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場合は，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。

地震応答解析には，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，「Ｖ-5-10　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

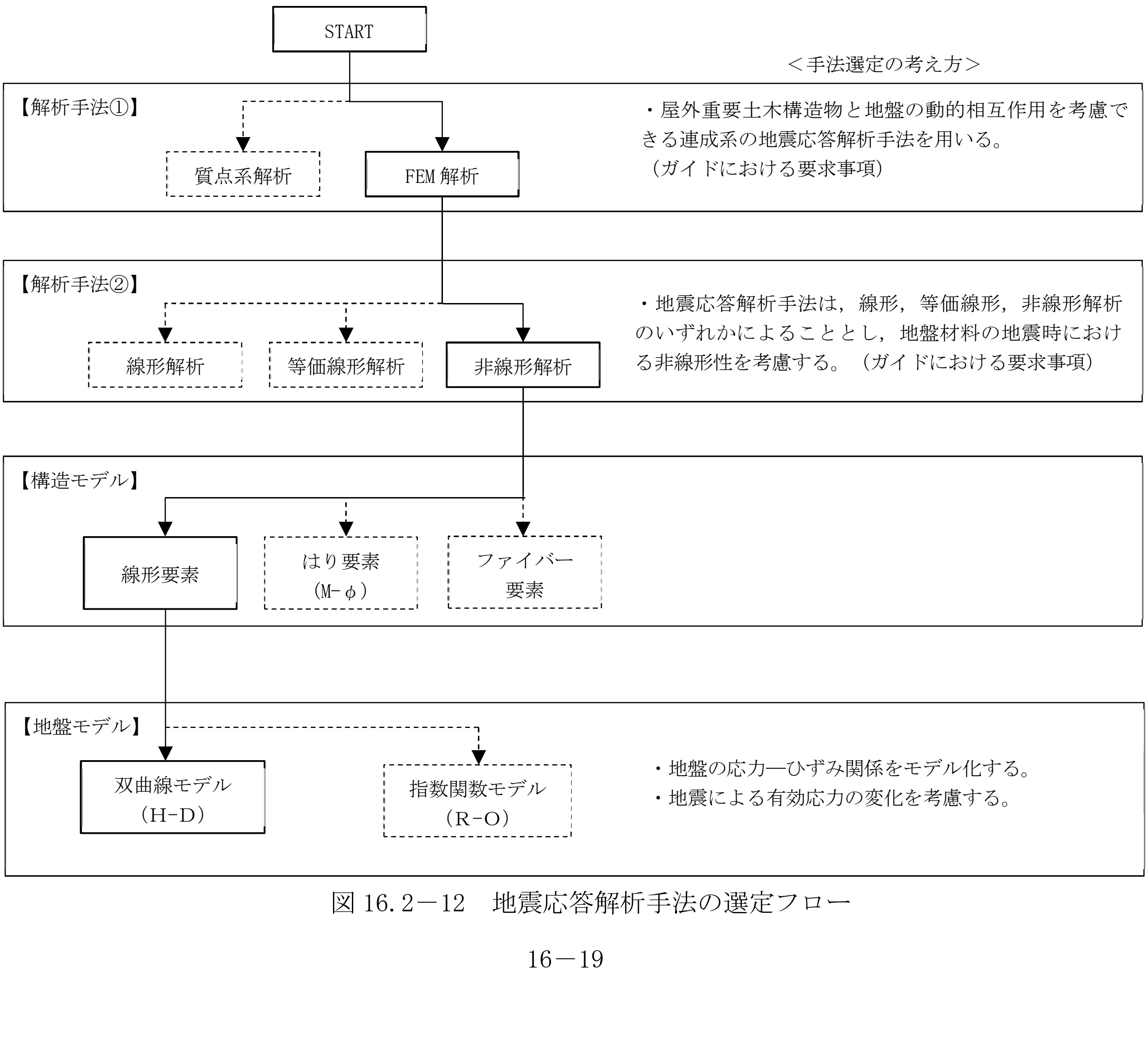


図 16.2－12　地震応答解析手法の選定フロー

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。

16.2.9　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領域は，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，ＪＥＡＧ４６０１-1987 を参考に，図16.2－13 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお，解析モデルの境界条件は，側方における波動の反射の影響を低減するとともに，下方への波動の逸散を考慮するために，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，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$V_s/100$ または$V_s/80$ を考慮し，要素高さを１ｍ程度まで細分割して設定する。構造物の要素分割については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に，線材モデルの要素分割については，要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし，1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

この図で示される２次元有効応力解析モデルは，検討対象構造物とその周辺の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持つ１次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦１列の要素列と同じ構造で，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 16.2－14に示す。

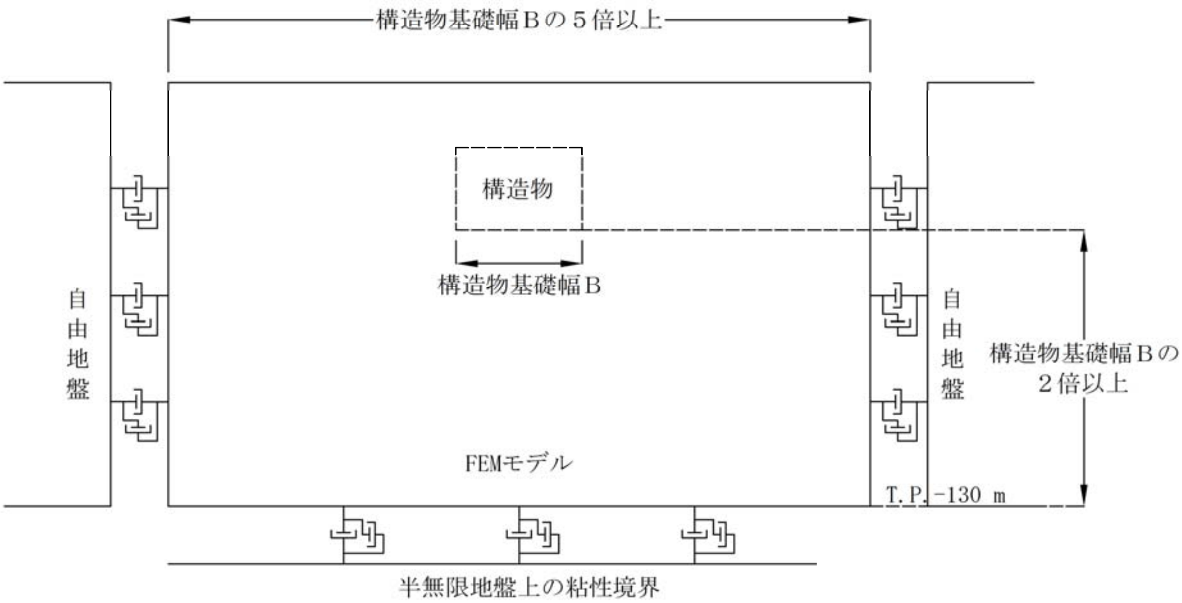


図 16.2－13　解析モデル領域の考え方

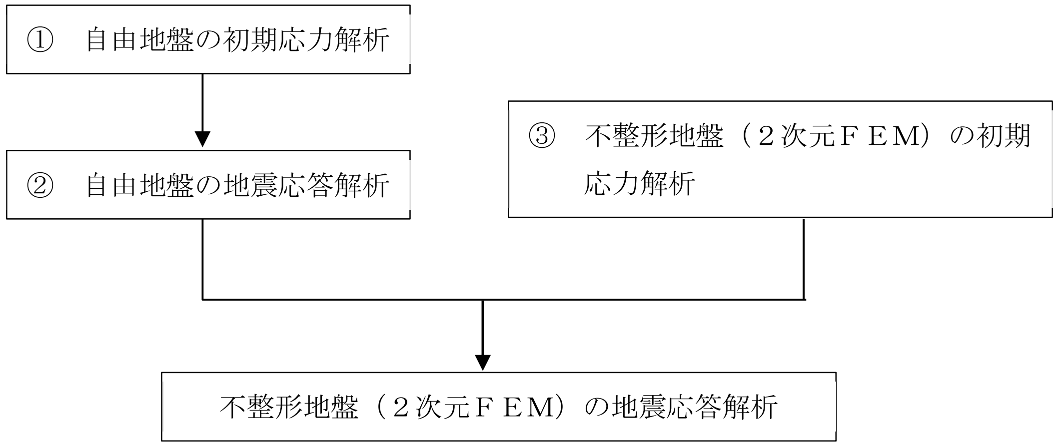


図 16.2－14　自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（２次元ＦＥＭ）の地震応答解析までのフロー

(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とする。境界条件の概念図を図 16.2－15 に示す。

図 16.2－15　固有値解析における境界条件の概念図

b.　初期応力解析時

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

境界条件の概念図を図 16.2－16 に示す。

図 16.2－16　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成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため，自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデルを図 16.2－17 に示す。

図 16.2－17（1）　ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図（①－①断面）

図 16.2－17（2）　ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデル拡大図（①－①断面）

図 16.2－17（3）　ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデル全体図（②－②断面）

図 16.2－17（4）　ＳＡ用海水ピット取水塔地震応答解析モデル拡大図（②－②断面）

(3)　構造物のモデル化

構造部材は，線形はり要素によりモデル化する。ＳＡ用海水ピット取水塔の質量は，各節点に質量としてモデル化する。

なお，①－①断面において，複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行幅は，ＳＡ用海水ピット取水塔と等価な平面積を有する正方形の1辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材は，ピット取水塔中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し，立坑高さ方向の形状（頂版，底版）に応じた断面諸量（断面積Ａ，断面2次モーメントＩ）を設定する。取水塔の側壁は壁軸周長約17 m，壁厚1.5 mであり開口部は壁厚に比べ小さい。また，取水塔は岩盤内に設置し，開口部には適切な開口補強を実施することから，２次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮せずモデル化する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の解析モデル概念図を図16.2－18に示す。

図16.2－18　ＳＡ用海水ピット取水塔の解析モデル概念図

・立坑側方（仮想剛梁要素）

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

軸剛性=100×EA

曲げ剛性=100×EI

質量密度 ρ=0.0

・側面（仮想柔梁要素）

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

軸剛性＝$EA/10^6$

曲げ剛性＝$EI/10^6$

質量密度 ρ=0.0

・底面（仮想剛梁要素）

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

軸剛性＝100×EA

曲げ剛性＝100×EI

質量密度 ρ=0.0

・側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し，接合面の剥離及びすべりを考慮する。
・構造梁の質量は節点付加質量及び回転慣性で考慮する。
・上段鋼製蓋，内部配管，内水についても節点付加質量で考慮する。

(4)　地盤のモデル化

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

(5)　ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。ジョイント要素の考え方を，図 16.2－19 に示す。

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

のｃ，φとする。（表 16.2－7 参照）

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

ここで，

τ_f　：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：内部摩擦角

表 16.2－7　周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力ｃ（N/mm^2）	内部摩擦角φ（°）	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	－
	Ag2 層	0	37.4	－
	D2g-3 層	0	44.4	－
新第三系	Km 層	$c=0.358-0.00603\cdot z$	$\phi=23.2+0.0990\cdot z$	－

ｚ：標高（m）

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上の不安定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 16.2－8 のとおり設定する。図 16.2－19 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 16.2－8　ジョイント要素のばね定数

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

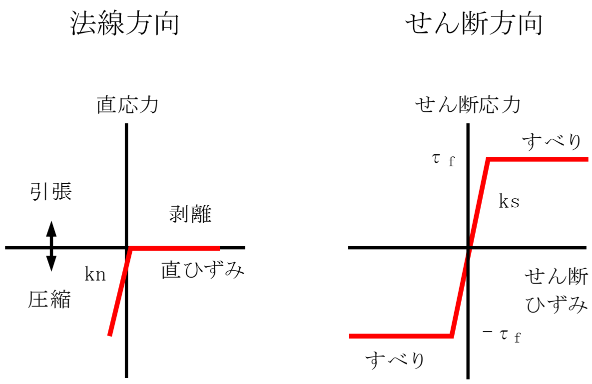


図 16.2－19　ジョイント要素の考え方

16.2.10　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，固有値解析にて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行くことから，Rayleigh 減衰の係数α，βの両方を用いると，質量比例項の減衰α［M］の影響により，有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

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

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

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

ここで，

［C］　：　減衰係数マトリックス

［M］　：　質量マトリックス

［K］　：　剛性マトリックス

α，β　：　係数

係数α，βは以下のように求めている。

$$\alpha=0$$

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

ここで，

f　：　固有値解析により求められる１次固有振動数

h　：　各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1　%（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として1　%を採用している。）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5　%（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

Rayleigh減衰の設定フローを図16.2－20に，固有値解析結果を表16.2－9に示す。

Rayleigh 減衰における係数 α， β

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2},\quad \beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

剛性比例型減衰における

Rayleigh 減衰の係数 α， β

$$\alpha = 0,\quad \beta = \frac{h}{\pi f}$$

減衰定数

地　　　盤　：　1 ％

コンクリート：　5 ％

固有値解析

（1次モードを選定）

要素剛性比例型減衰

$$[C] = \beta\,[K]$$

［C］：要素減衰係数マトリックス

［K］：要素剛性マトリックス

β　：各要素に応じた比例係数

図 16.2－20　Rayleigh 減衰の設定フロー

表 16.2－9（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）

（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）

（①－①断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.766	243.29	地盤の１次として採用
2	1.180	16.06	－
3	1.474	-0.25	－
4	1.749	-5.29	－
5	1.897	-35.79	－
6	2.040	35.45	－
7	2.169	-3.02	－
8	2.314	-64.09	構造物の１次として採用
9	2.571	0.32	－

表 16.2－9（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（＋１σ）した解析ケース）

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して

非液状化の条件を仮定した解析ケース）

（①－①断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.767	243.51	地盤の１次として採用
2	1.187	15.26	－
3	1.475	-0.28	－
4	1.756	-4.19	－
5	1.919	-34.94	－
6	2.110	39.21	－
7	2.183	5.98	－
8	2.335	-63.30	構造物の１次として採用
9	2.655	-2.21	－

表 16.2－9（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（－１σ）した解析ケース）

（①－①断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.764	242.98	地盤の１次として採用
2	1.172	16.98	－
3	1.473	-0.16	－
4	1.740	-7.34	－
5	1.870	-37.74	－
6	1.954	-31.39	－
7	2.153	2.02	－
8	2.288	-63.14	構造物の１次として採用
9	2.471	-4.48	－

表 16.2－9（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）

（①－①断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.764	240.42	地盤の１次として採用
2	1.160	19.18	－
3	1.481	1.11	－
4	1.671	3.73	－
5	1.712	-41.39	－
6	1.749	36.13	－
7	1.966	-24.22	－
8	2.126	7.33	－
9	2.181	45.19	構造物の１次として採用

表 16.2－9（5） 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）

（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）

（②－②断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.810	196.35	地盤の１次として採用
2	1.417	-5.14	－
3	1.658	18.61	－
4	1.799	5.66	－
5	2.201	34.40	－
6	2.378	44.49	構造物の１次として採用
7	2.432	-8.05	－
8	2.528	28.58	－
9	2.928	-15.81	－

表 16.2－9（6） 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）

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して

非液状化の条件を仮定した解析ケース）

（②－②断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.811	196.57	地盤の１次として採用
2	1.423	-3.40	－
3	1.755	14.86	－
4	1.813	-10.32	－
5	2.247	-41.39	－
6	2.437	-37.54	構造物の１次として採用
7	2.458	29.09	－
8	2.694	-12.71	－
9	2.985	15.30	－

表 16.2－9（7） 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）
（②－②断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.808	195.98	地盤の１次として採用
2	1.402	-10.14	－
3	1.545	19.72	－
4	1.792	4.47	－
5	2.138	-23.31	－
6	2.228	32.27	－
7	2.411	-32.10	構造物の１次として採用
8	2.430	35.68	－
9	2.802	-2.35	－

表 16.2－9（8） 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）
（②－②断面）

モード次数	固有振動数（Hz）	刺激係数	備考
1	0.808	194.69	地盤の１次として採用
2	1.408	4.63	－
3	1.600	12.26	－
4	1.778	3.86	－
5	1.886	-43.88	－
6	2.045	15.63	－
7	2.256	28.23	構造物の１次として採用
8	2.371	-5.47	－
9	2.458	-6.03	－

16.2.11　荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し，それぞれ組み合わせて設定する。地震時荷重には，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。

変動荷重（雪荷重，風荷重）については，ＳＡ用海水ピット取水塔が海水中に没するため考慮しない。

なお，ＳＡ用海水ピット取水塔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，設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にＳＡ用海水ピット取水塔に作用する機器・配管系からの反力については，機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを表 16.2－10 に示す。

表 16.2－10　荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管荷重	○	・上段鋼製蓋，内部配管を付加質量で考慮する。
		土被り荷重	－	・躯体天端が海底面上にあるため，考慮しない。
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置される構造物等はないため，考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位及び海水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水及び海水位の密度を考慮する。
	内水圧		○	・H.W.L T.P.＋0.61 mからの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重		積雪荷重，風荷重	－	・海水中に没するため考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動Ｓ$_s$によって水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体，機器・配管系の慣性力，動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・水位条件，密度は，永久荷重と同様とする。

(1)　機器・配管荷重

頂版に設置する上段鋼製蓋並びに取水塔内に設置する内部配管を付加質量として考慮する。開口による質量及び剛性の低減は考慮しない。

(2)　外水圧

ＳＡ用海水ピット取水塔周辺は朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）以下であるため，地下水位は海底面に設定する。地下水の密度は 1.00 g/cm^3 とする。

海水は流体要素として考慮し，密度は 1.03 g/cm^3 とする。

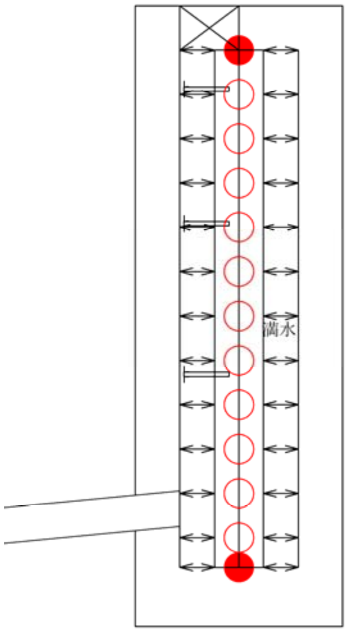
(3)　内水圧

ＳＡ用海水ピット取水塔内の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）とする。海水の密度は 1.03 g/cm^3 とする。

朔望平均満潮位（T.P.＋0.61 m）は，頂版下面標高（T.P.－0.7 m）より高いため，取水塔の内水は自由水面を持たない固定水としてモデル化する。

内水圧は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

ＳＡ用海水ピット取水塔内水圧の荷重モデルを図 16.2－21 に示す。



<table>
<tr><th>記号</th><th>状態</th><th>水平</th><th>鉛直</th><th>内容</th></tr>
<tr><td>○</td><td>満管</td><td>○</td><td></td><td>負担高分の水重を付加質量として付加する。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">●</td><td rowspan="2">満管</td><td>○</td><td></td><td>負担高分の水重を付加質量として付加する。</td></tr>
<tr><td></td><td>○</td><td>内空容積分の水重を 1/2 ずつ付加質量として頂版及び底盤に付加する。
初期応力解析時は全水重を底盤上面に付加質量として設定する。</td></tr>
</table>

注記　：内水圧の付加質量は躯体の自重による付加質量に加算する。

図 16.2－21　ＳＡ用海水ピット取水塔内水圧の荷重モデル

16.2.12　地震応答解析の検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 16.2－11 に示す。

耐震評価においては，すべての基準地震動$\mathrm{S_s}$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すべ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 16.2－22 に示す。

表 16.2－11　耐震評価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（＋１σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			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の液状化強度特性	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）	$\mathrm{S_s}$－Ｄ１	(H+, V+)*2	実施					
		(H+, V−)*2	実施					
		(H−, V+)*2	実施					
		(H−, V−)*2	実施					
	$\mathrm{S_s}$－１１		実施					
	$\mathrm{S_s}$－１２		実施					
	$\mathrm{S_s}$－１３		実施					
	$\mathrm{S_s}$－１４		実施					
	$\mathrm{S_s}$－２１		実施					
	$\mathrm{S_s}$－２２		実施					
	$\mathrm{S_s}$－３１	(H+, V+)*3	実施					
		(H−, V+)*3	実施					

すべての基準地震動$\mathrm{S_s}$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すべての照査項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑥より追加検討ケースを実施する。

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：$\mathrm{S_s}$－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：$\mathrm{S_s}$－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）

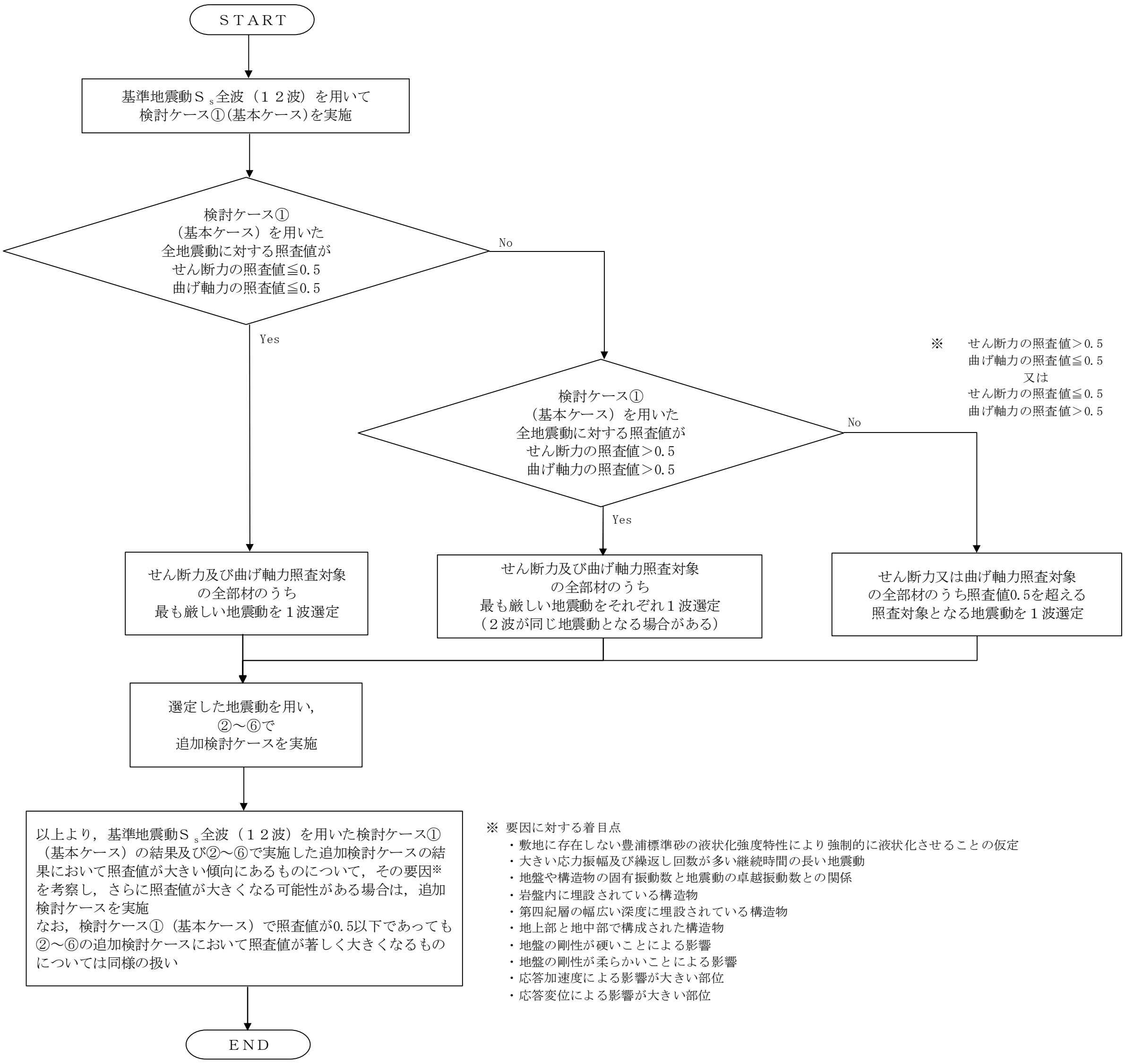


図 16.2－22　②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

16.3　評価内容

16.3.1　入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動Ｓ$_{s}$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用いる。入力地震動算定の概念図を図 16.3－1 に示す。

入力地震動の算定には，解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，「Ｖ-5-25　計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお，基準地震動Ｓ$_{s}$のうち断層モデル波については，特定の方向性を有することから，構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはＮＳ方向及びＥＷ方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め，各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図 16.3－2～図 16.3－29 に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

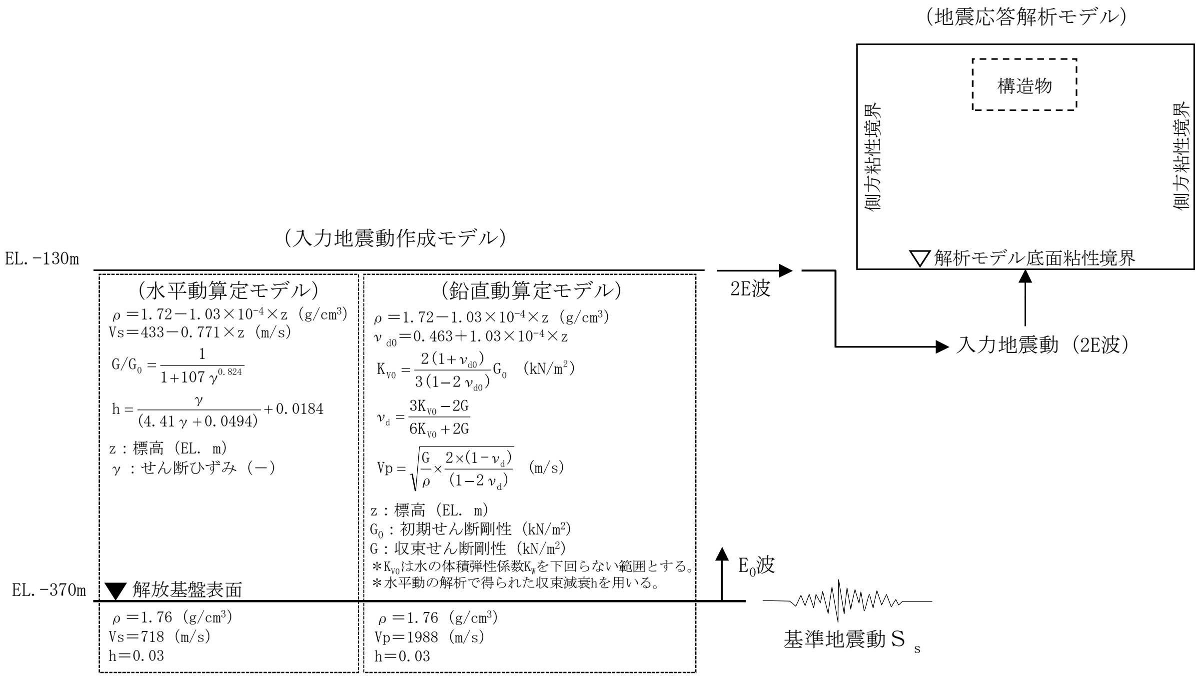
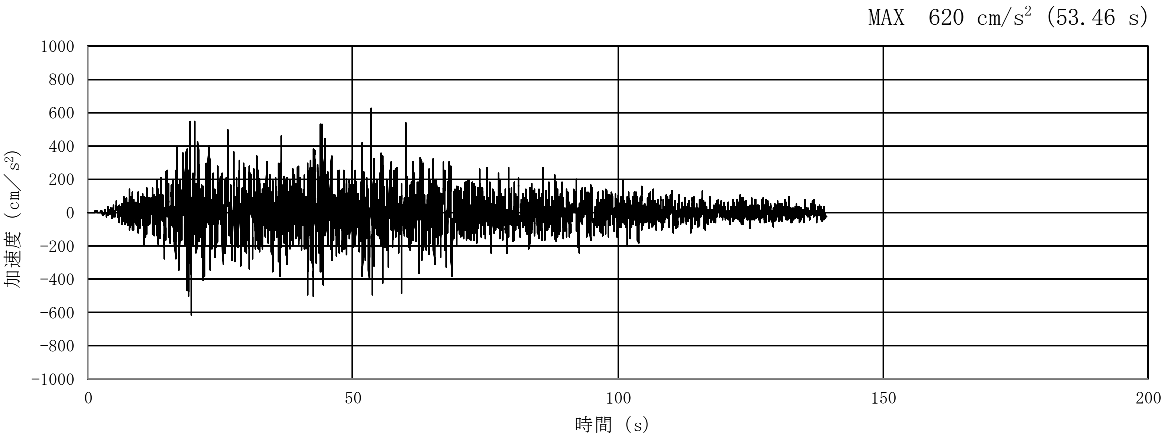
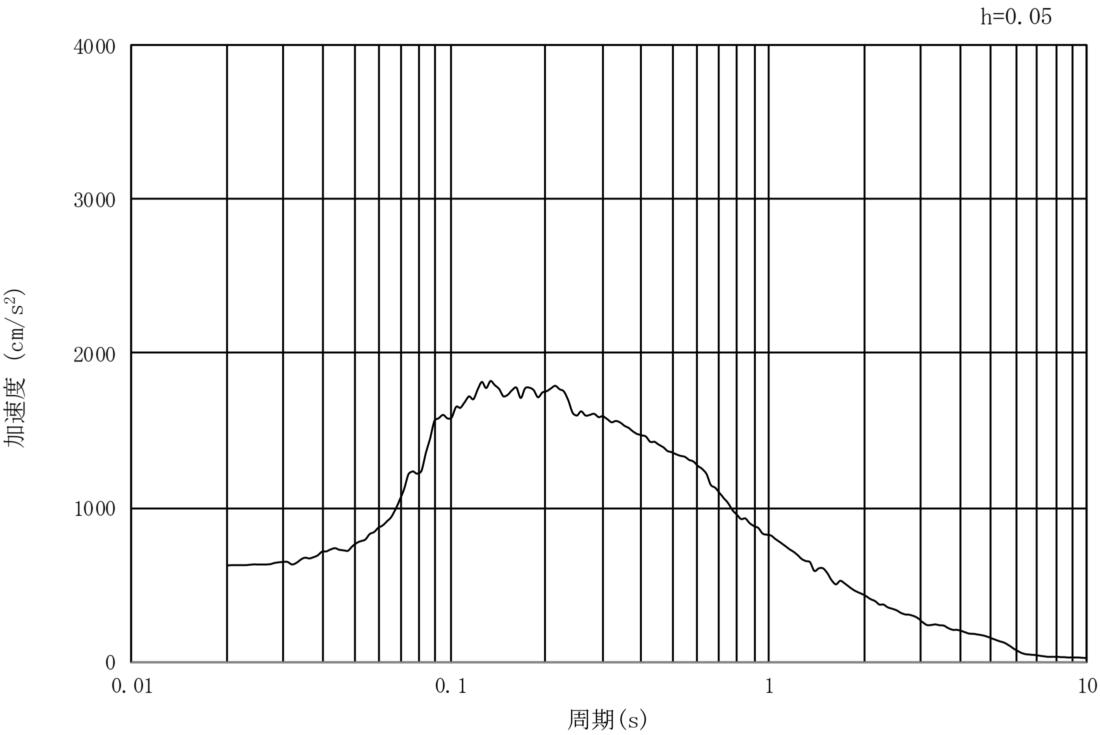


図 16.3－1　入力地震動算定の概念図



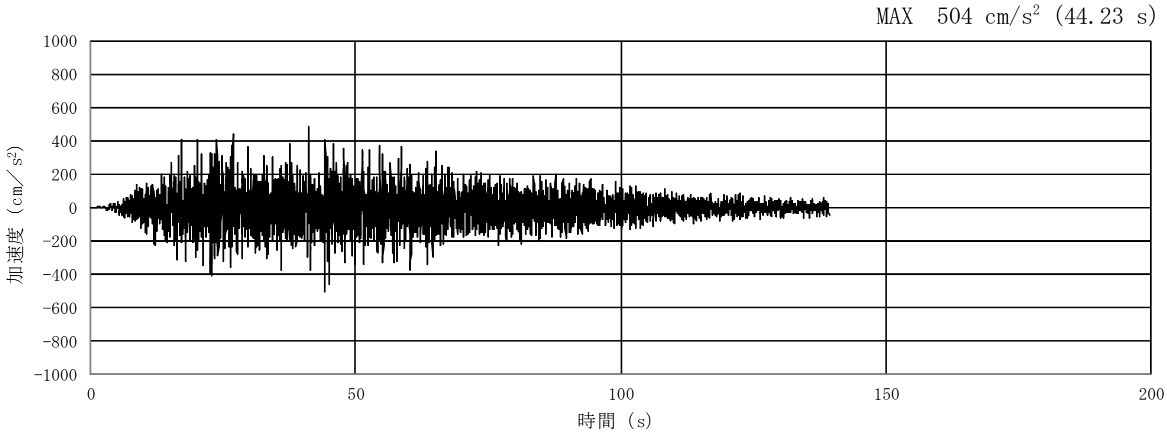
(a) 加速度時刻歴波形



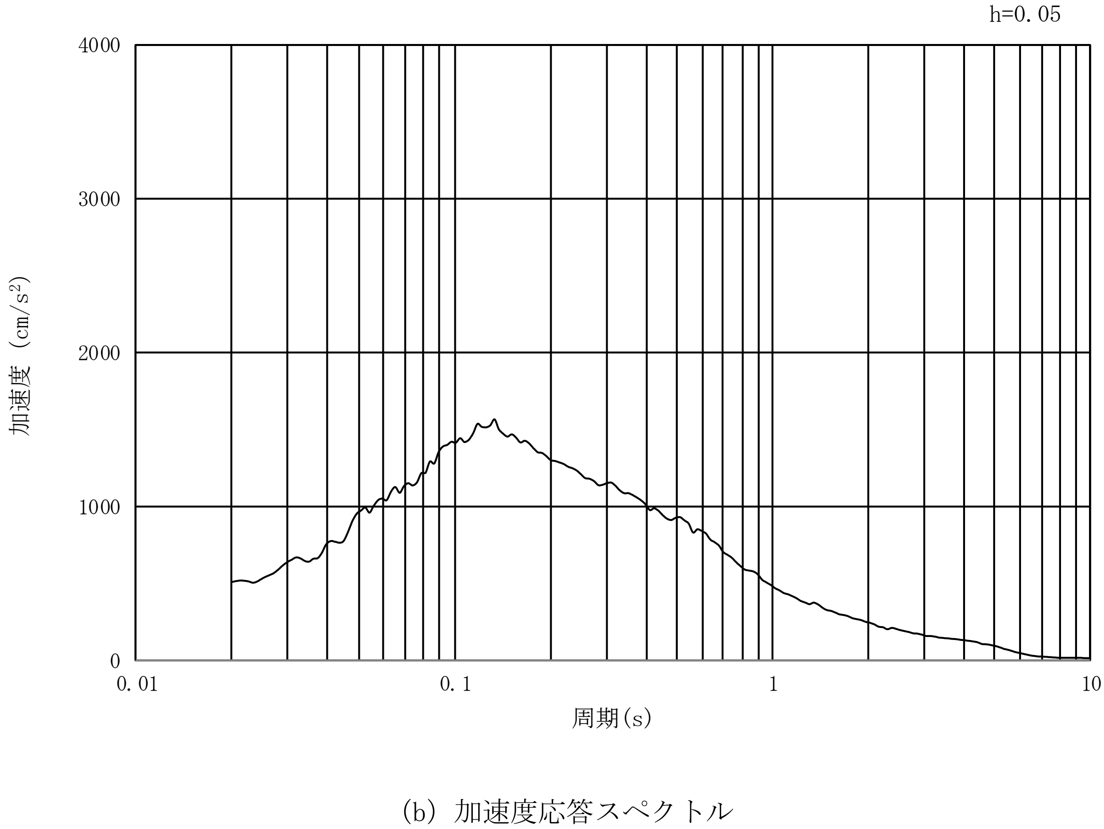
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－2　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

（①－①断面，②－②断面，水平成分：Ｓｓ－Ｄ１）



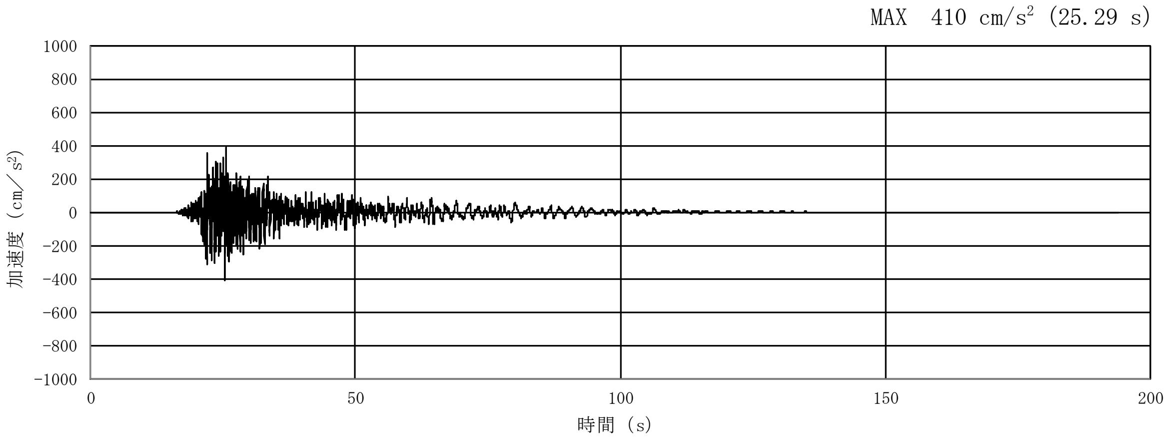
(a) 加速度時刻歴波形



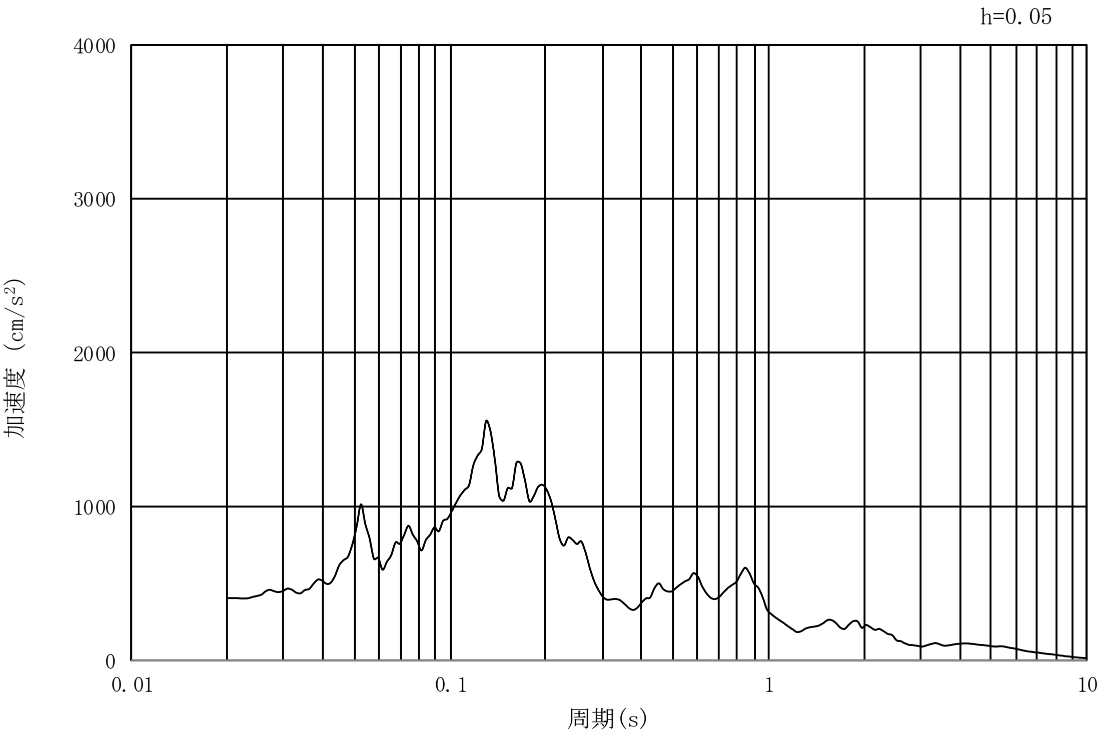
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－3　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

（①－①断面，②－②断面，鉛直成分：Ｓｓ－Ｄ１）

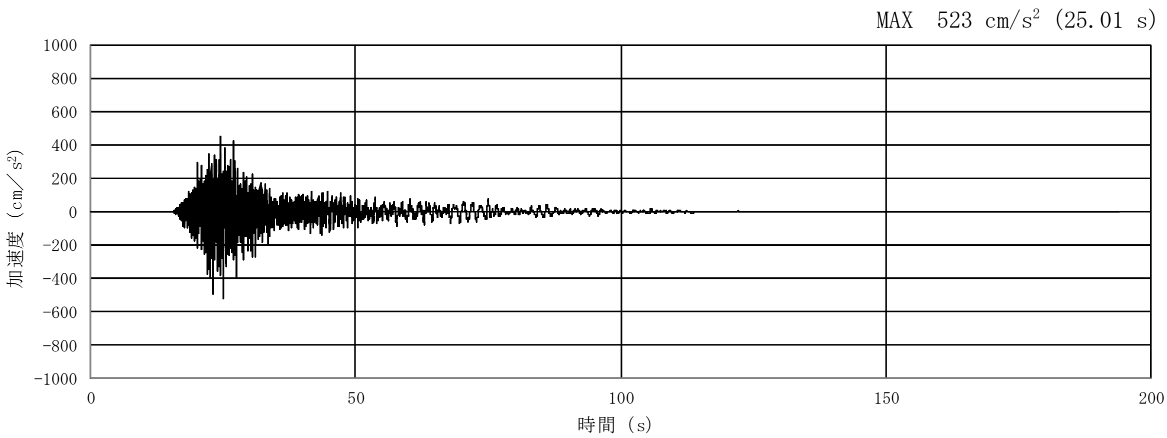


(a) 加速度時刻歴波形

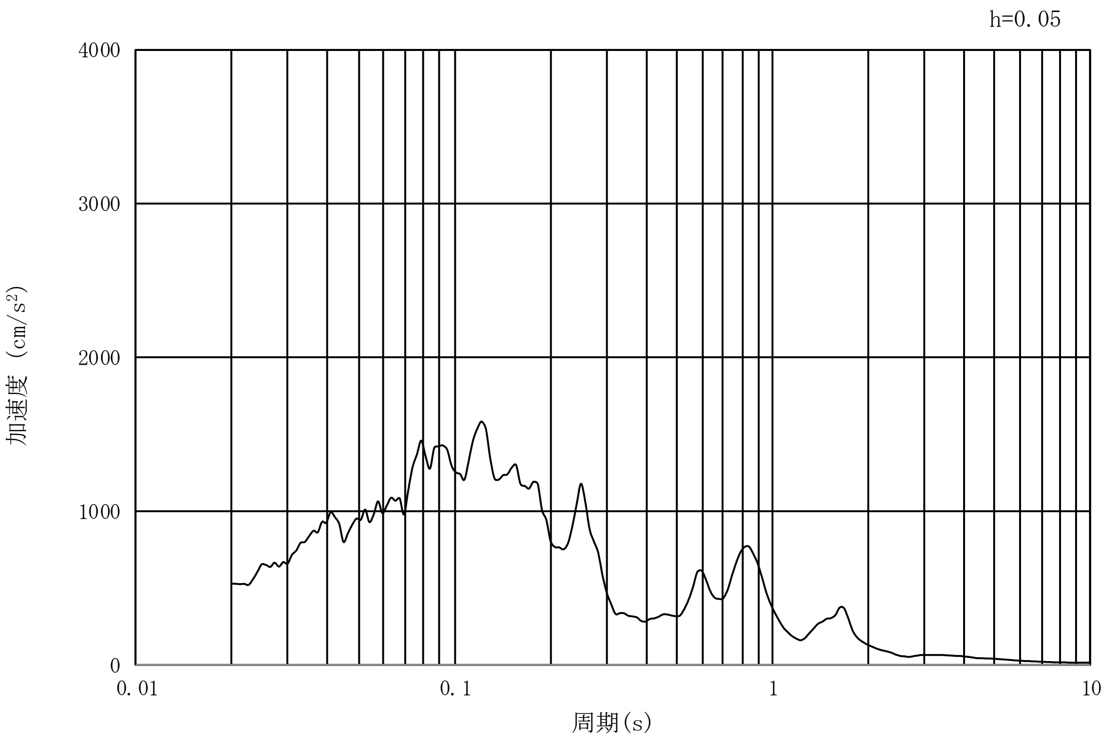


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－4　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（①－①断面，水平成分：Ｓ$_s$－１１）

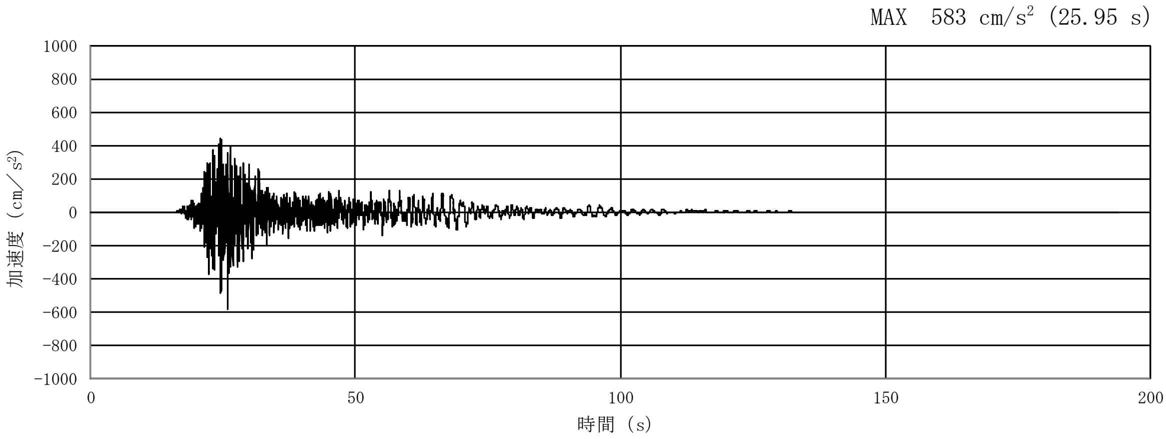


(a) 加速度時刻歴波形

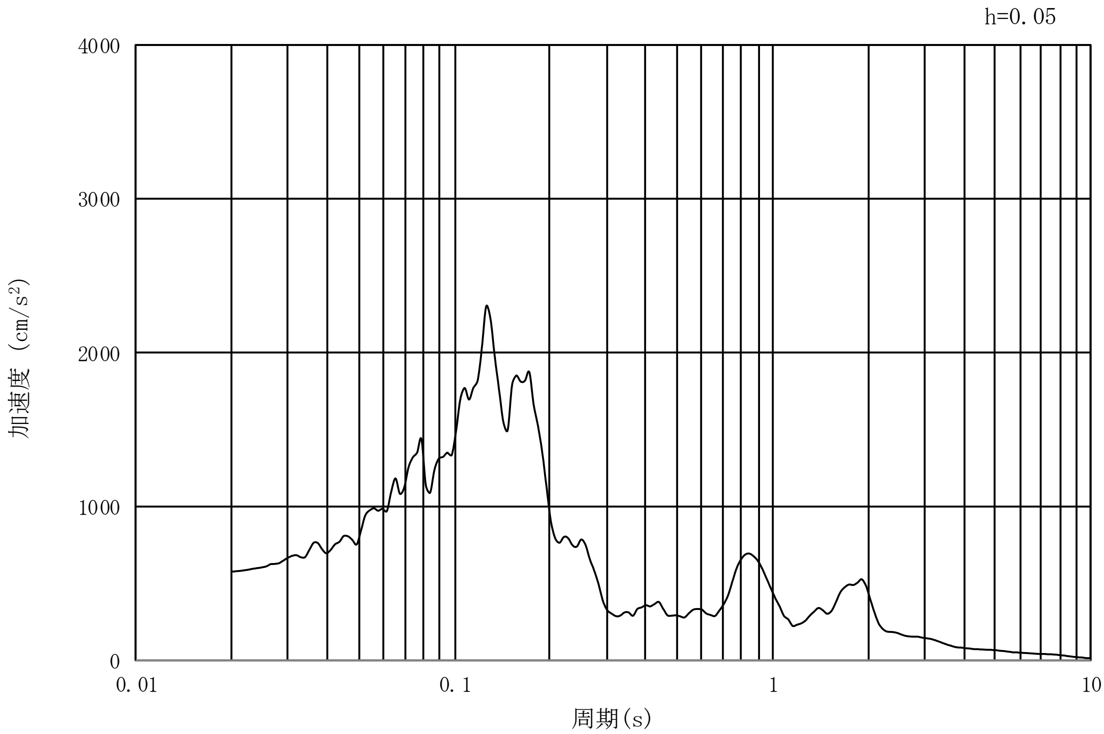


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－5　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（①－①断面，鉛直成分：Ｓ$_{ｓ}$－１１）



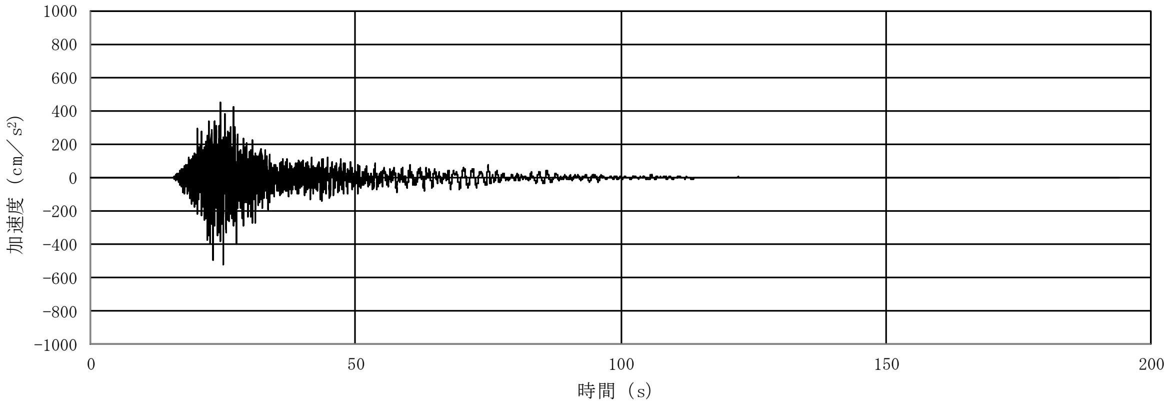
（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

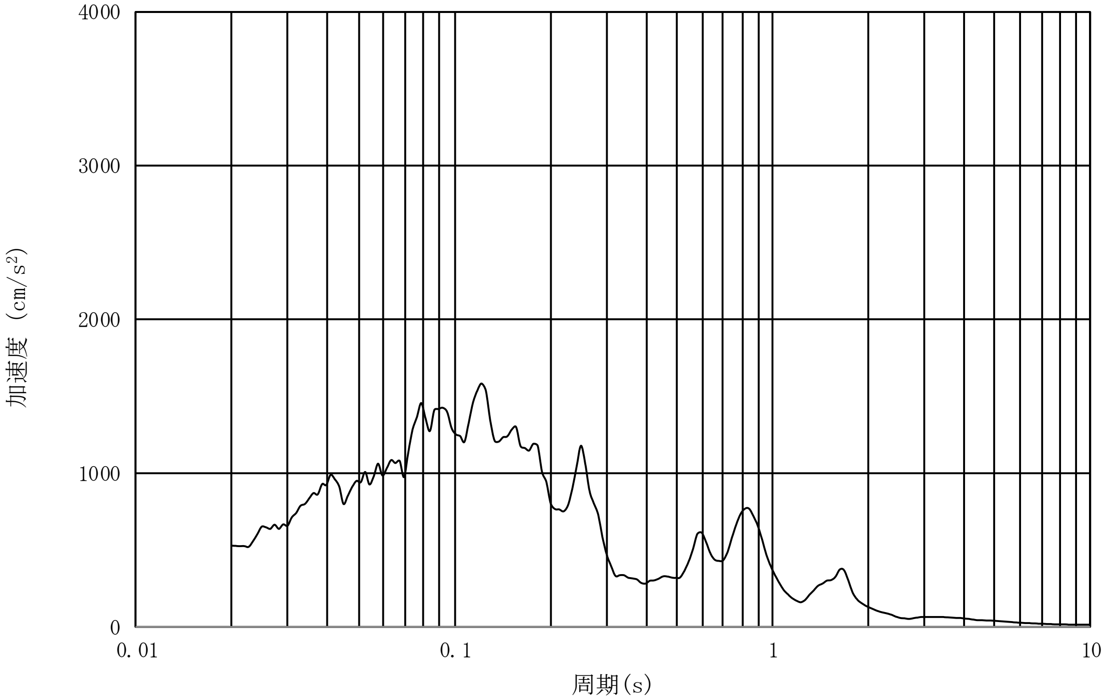
図 16.3－6　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（②－②断面，水平成分：Ｓｓ－１１）

MAX　522 cm/s² (25.01 s)



(a) 加速度時刻歴波形

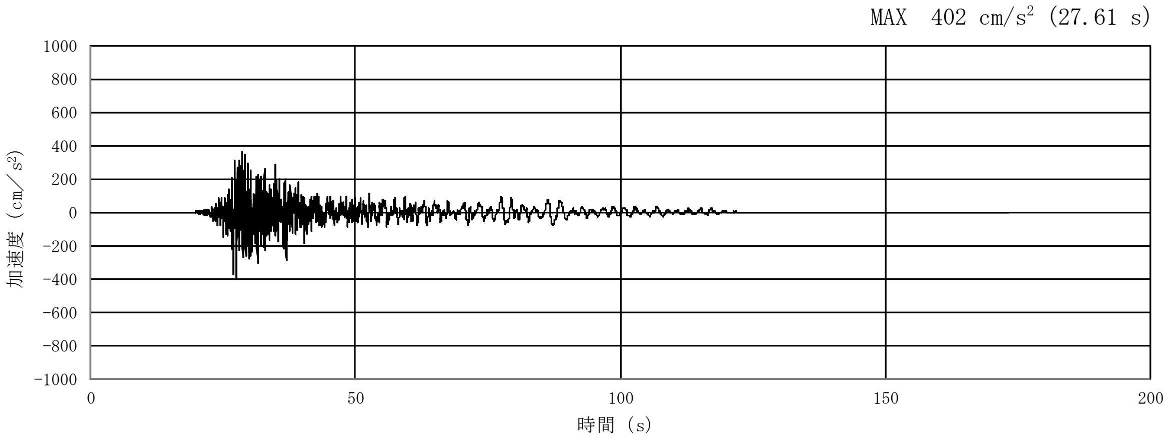
h=0.05



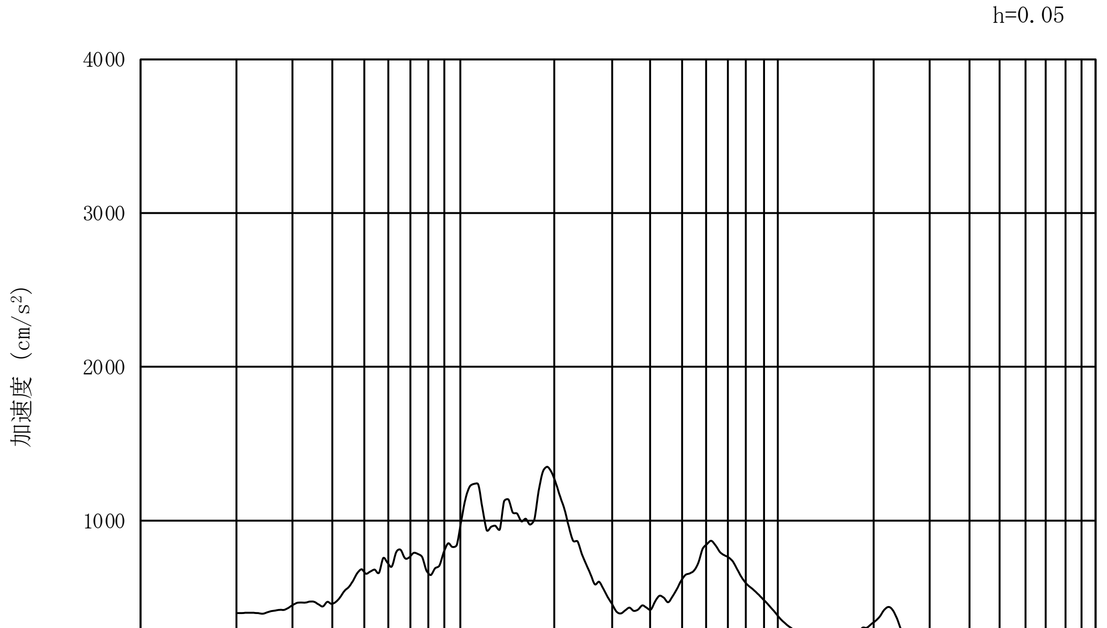
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3−7　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(②−②断面，鉛直成分：Ｓｓ−１１)

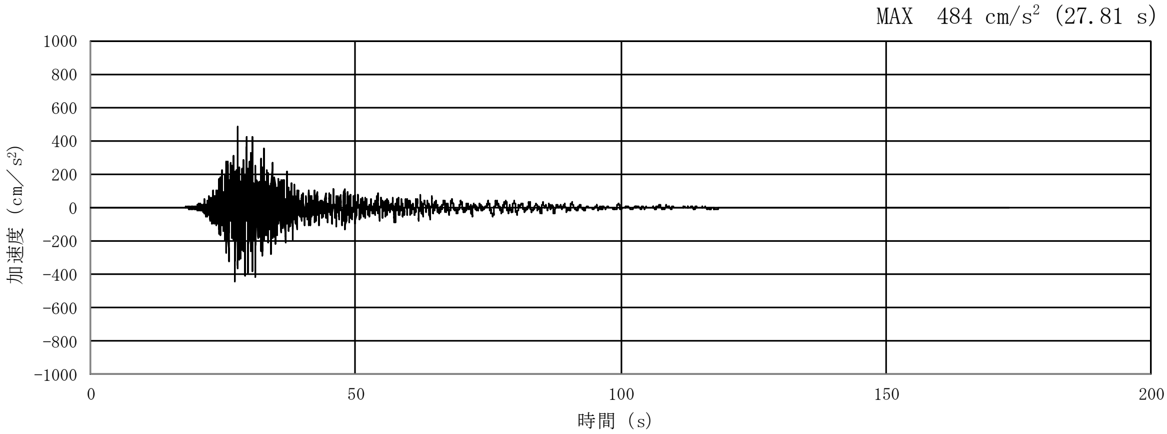


(a) 加速度時刻歴波形

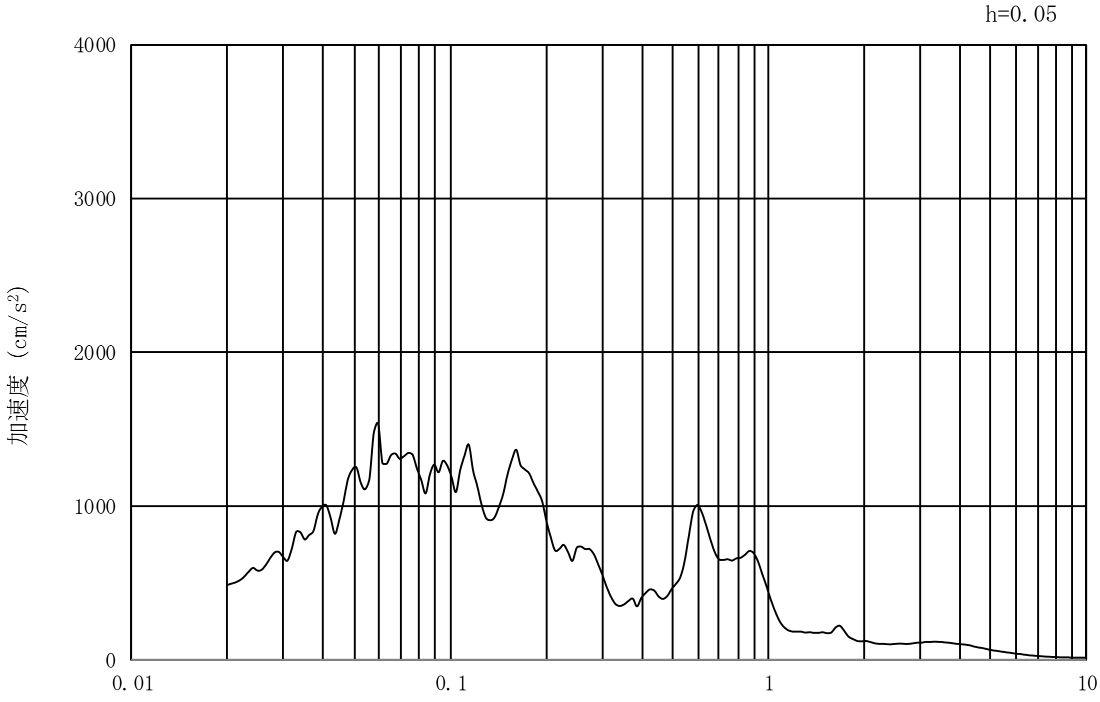


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－8　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（①－①断面，水平成分：Ｓｓ－１２）

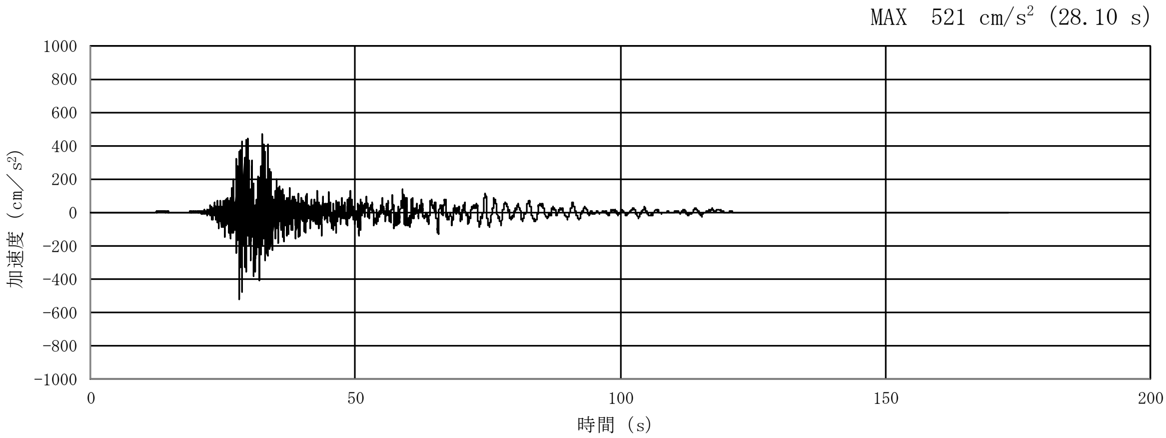


(a) 加速度時刻歴波形

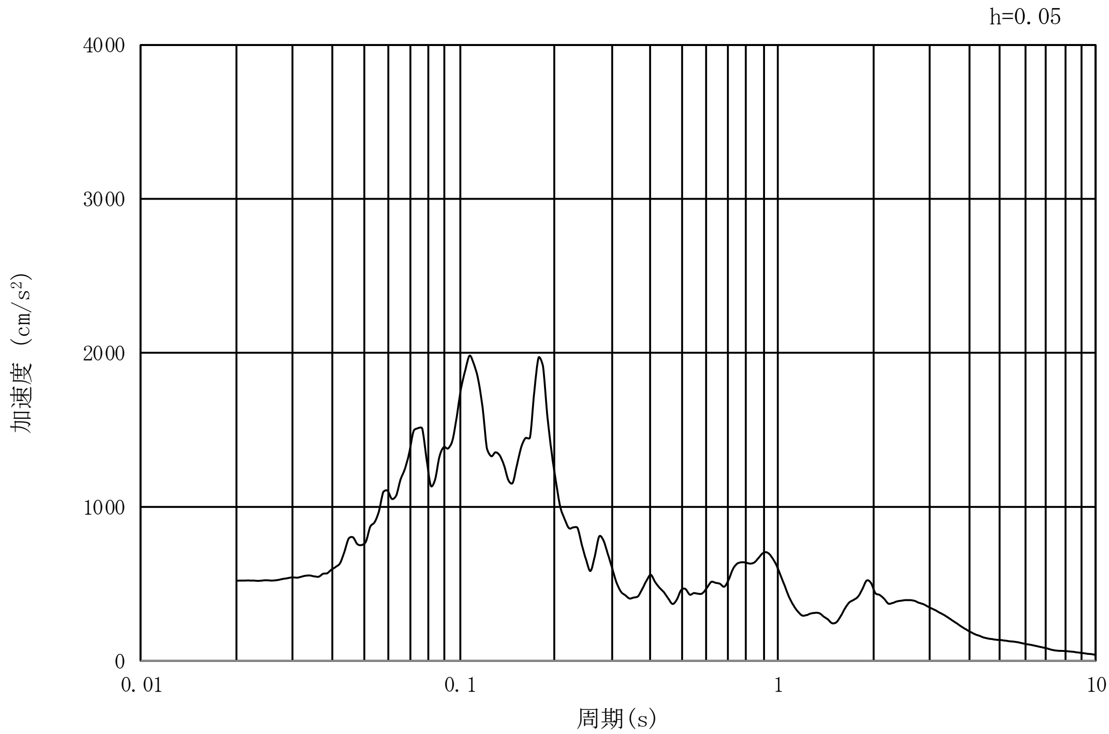


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－9　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
（①－①断面，鉛直成分：Ｓｓ－１２）



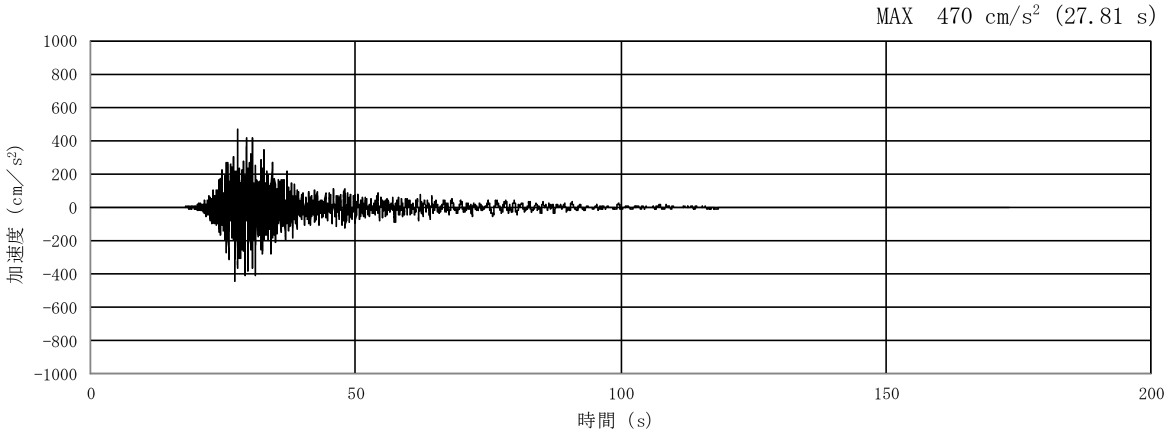
(a) 加速度時刻歴波形



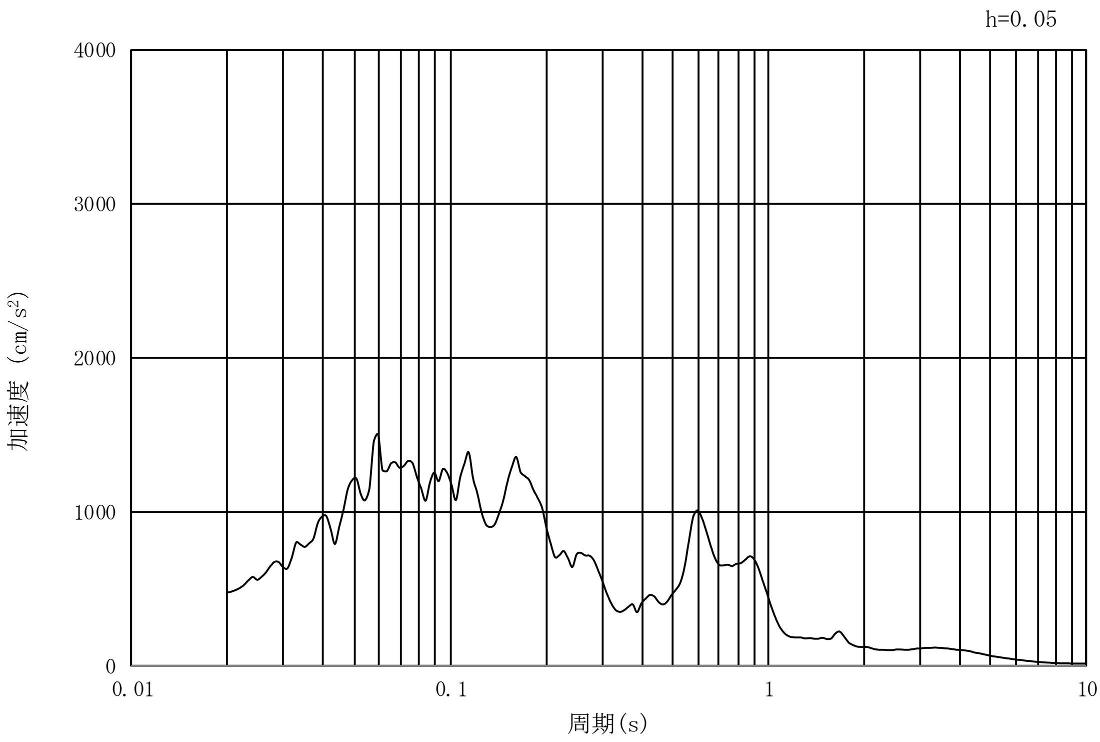
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－10　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

（②－②断面，水平成分：Ｓ$_{s}$－１２）

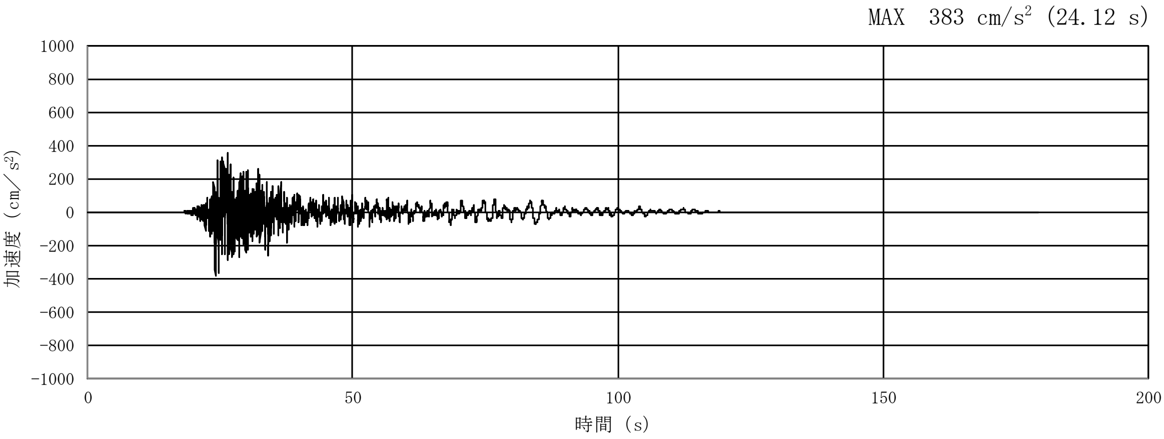


(a) 加速度時刻歴波形

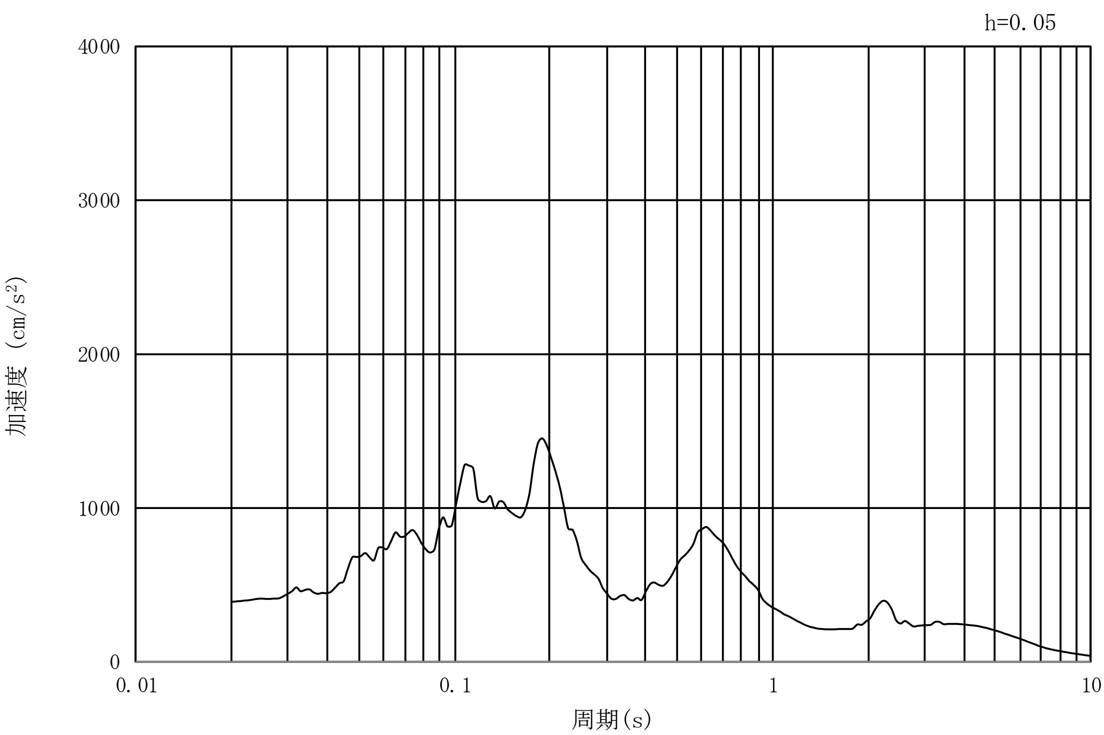


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－11　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓｓ－１２）



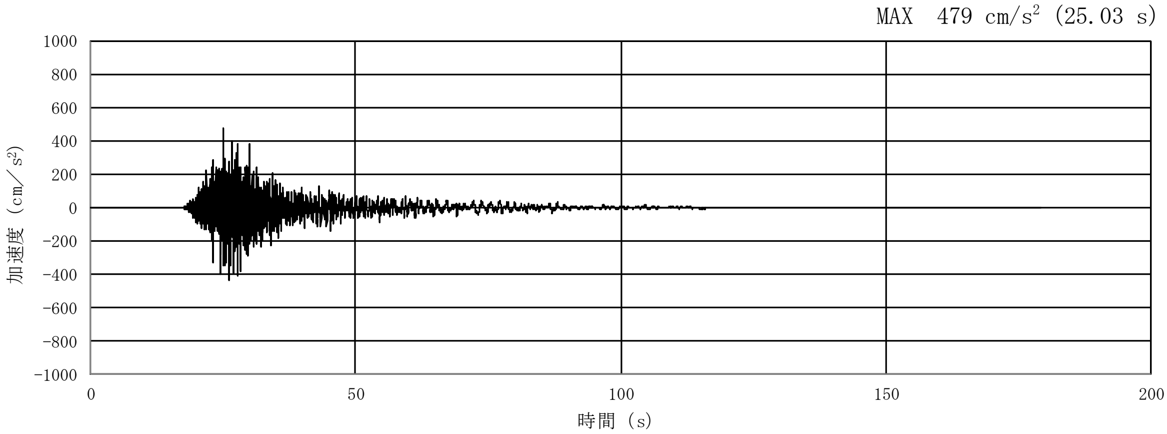
(a) 加速度時刻歴波形



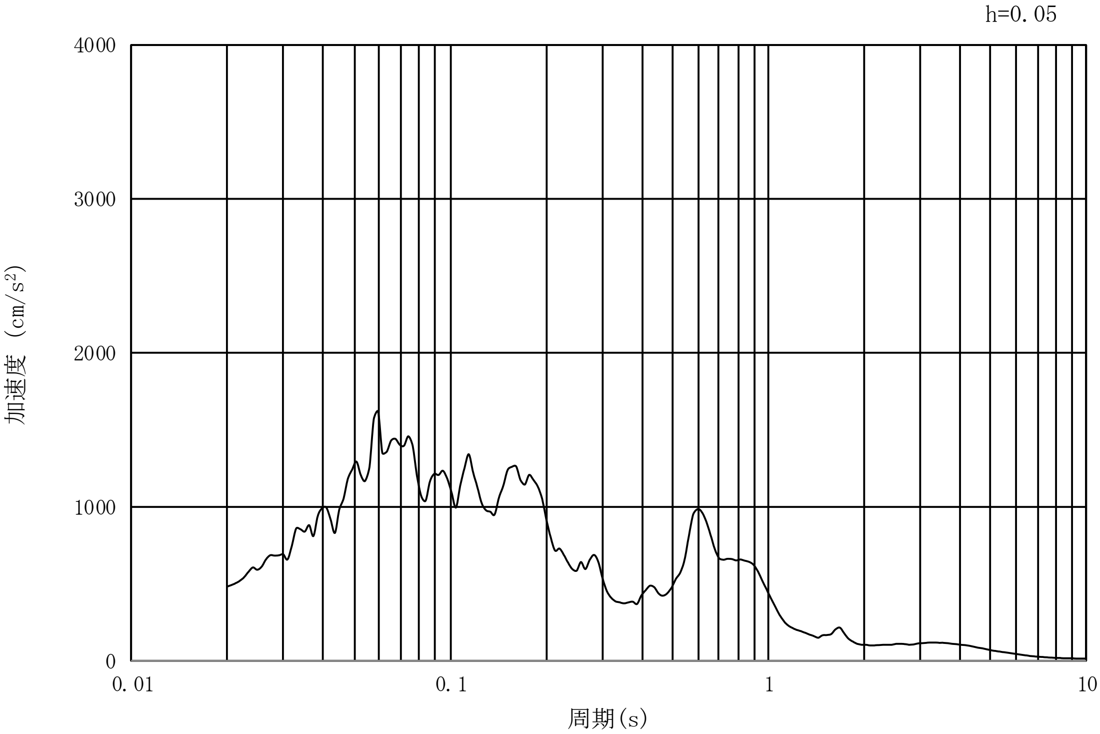
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－12　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

（①－①断面，水平成分：Ｓｓ－１３）

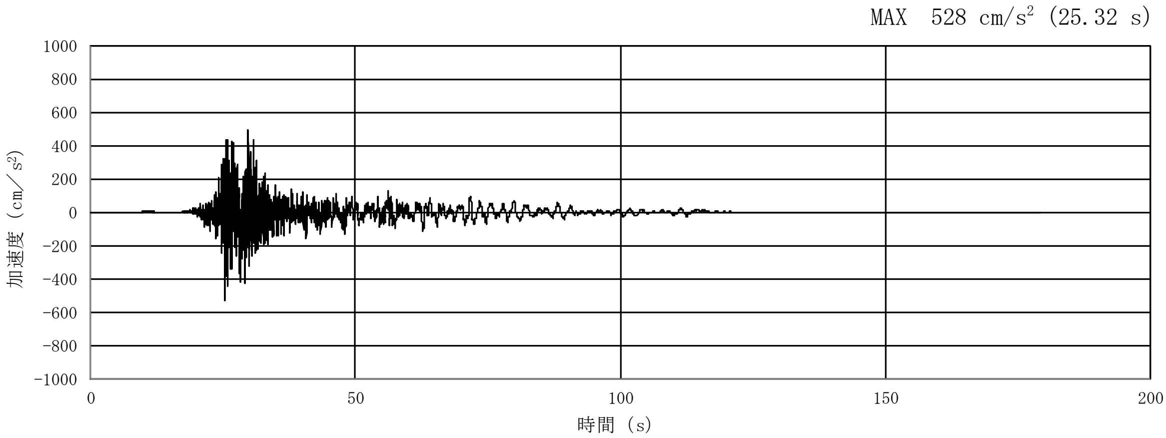


(a) 加速度時刻歴波形

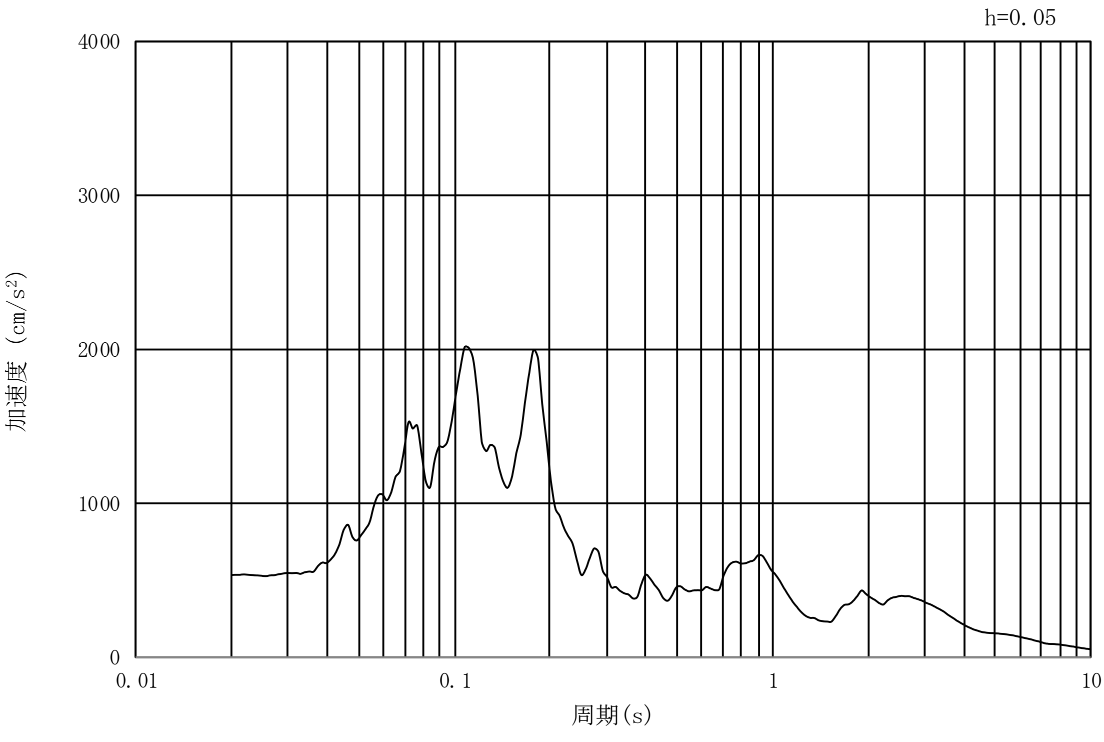


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3−13　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
（①−①断面，鉛直成分：Ｓ$_{ｓ}$−１３）

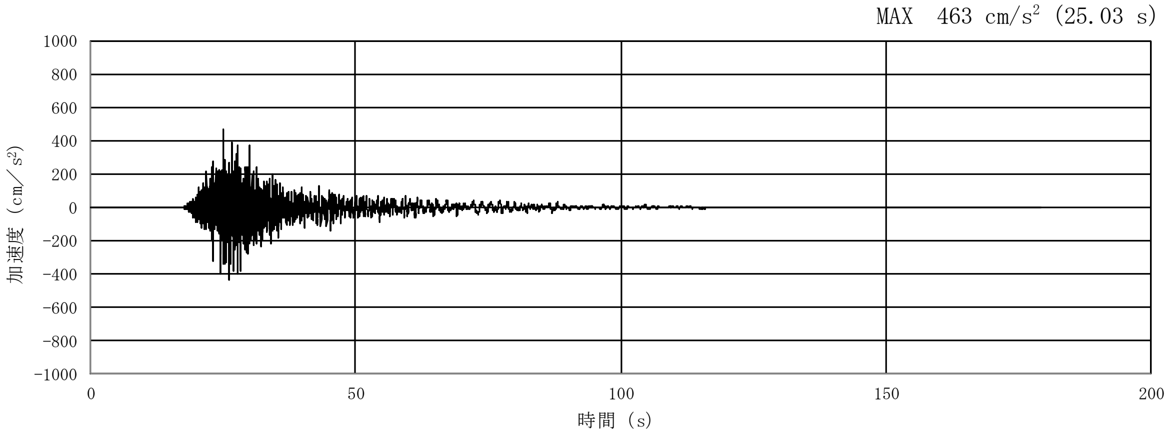


(a) 加速度時刻歴波形

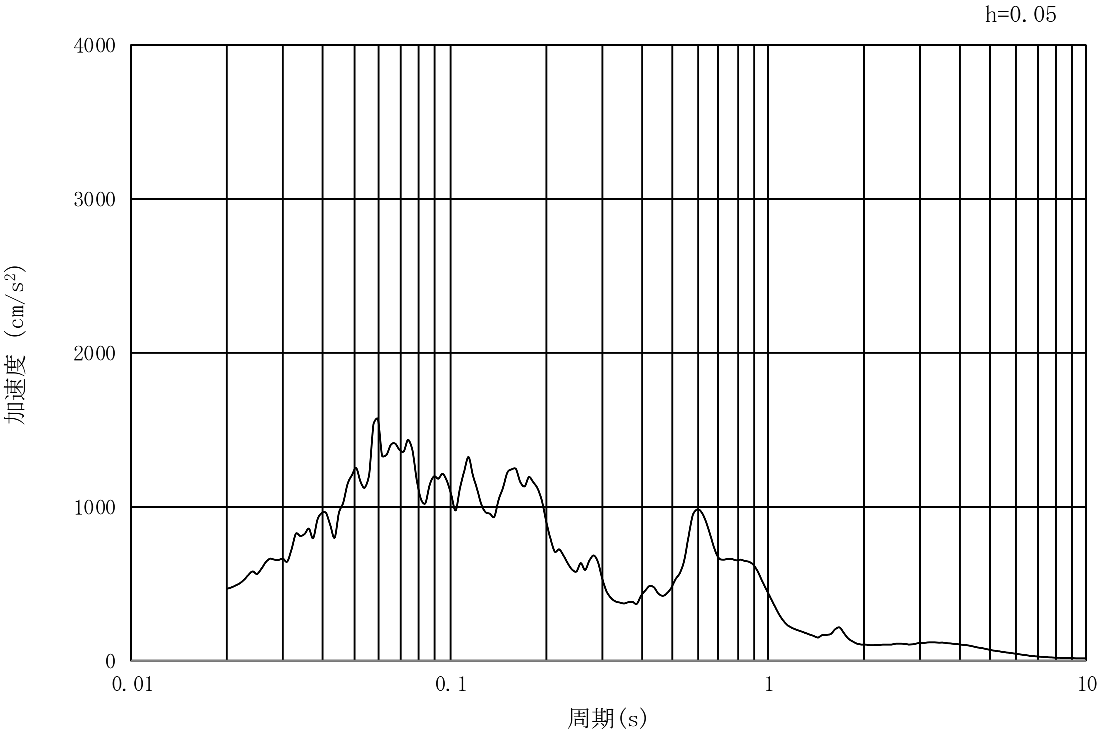


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－14　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
(②－②断面，水平成分：Ｓｓ－１３)

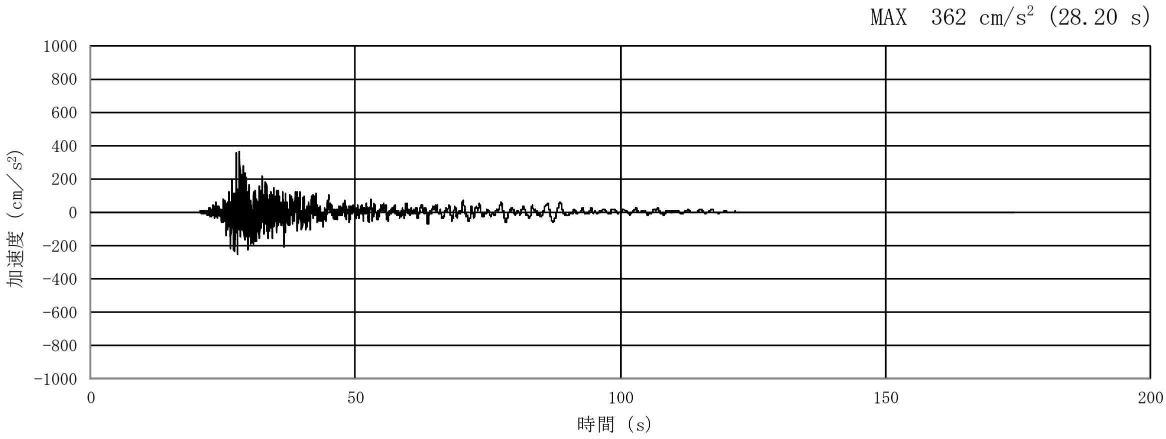


(a) 加速度時刻歴波形

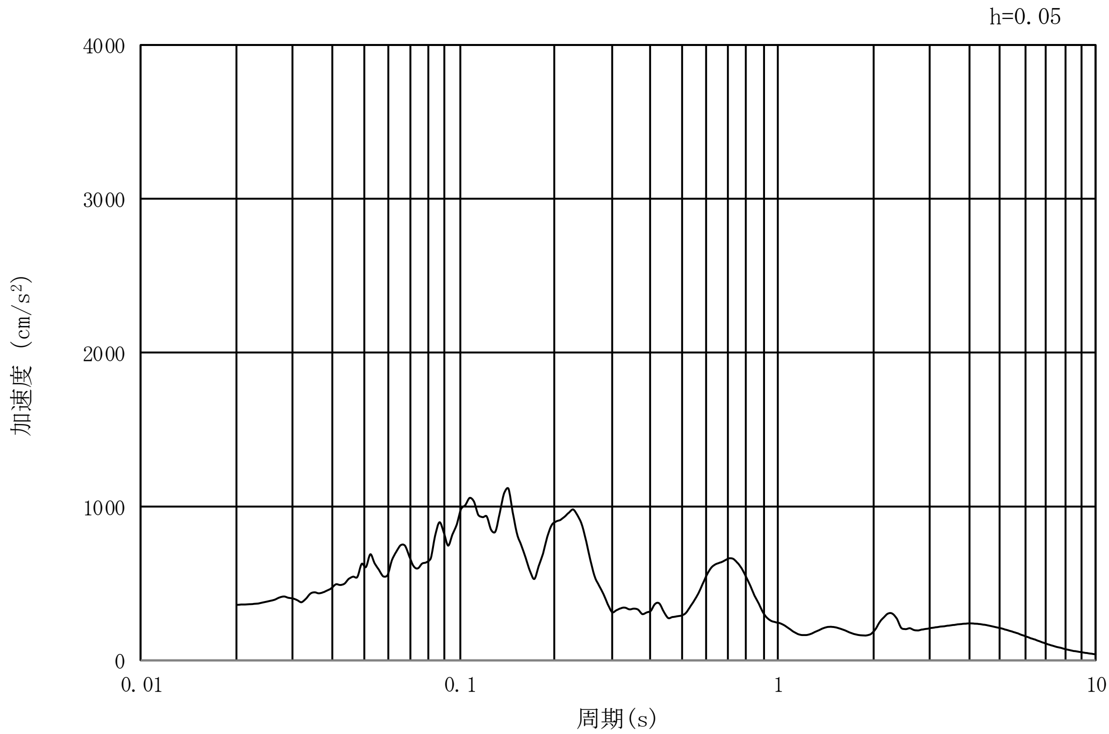


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－15　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_{ｓ}$－１３）



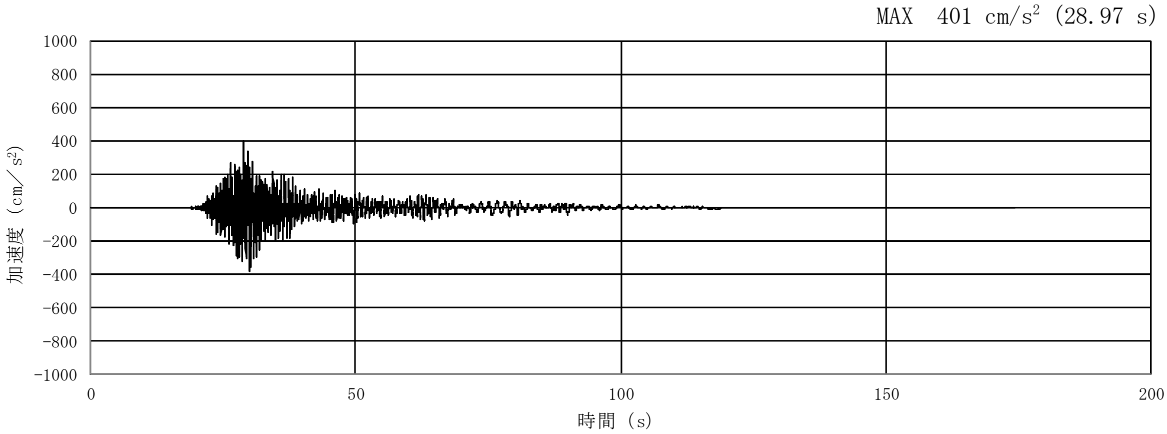
(a) 加速度時刻歴波形



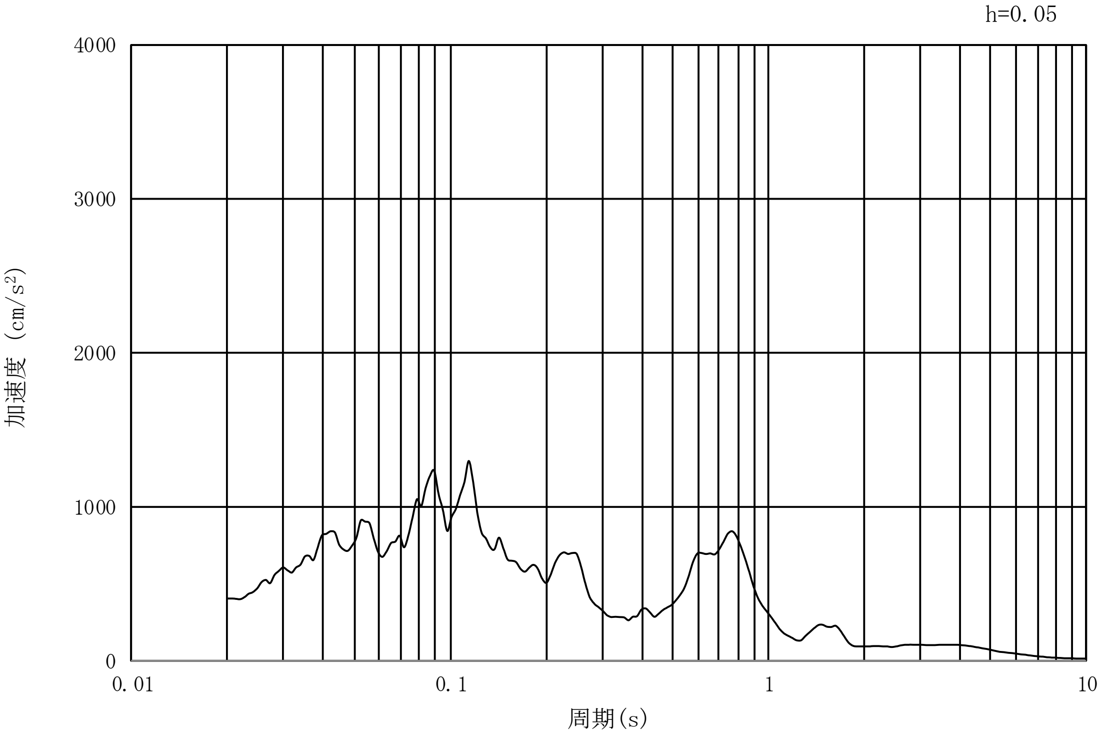
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－16　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

（①－①断面，水平成分：Ｓｓ－１４）

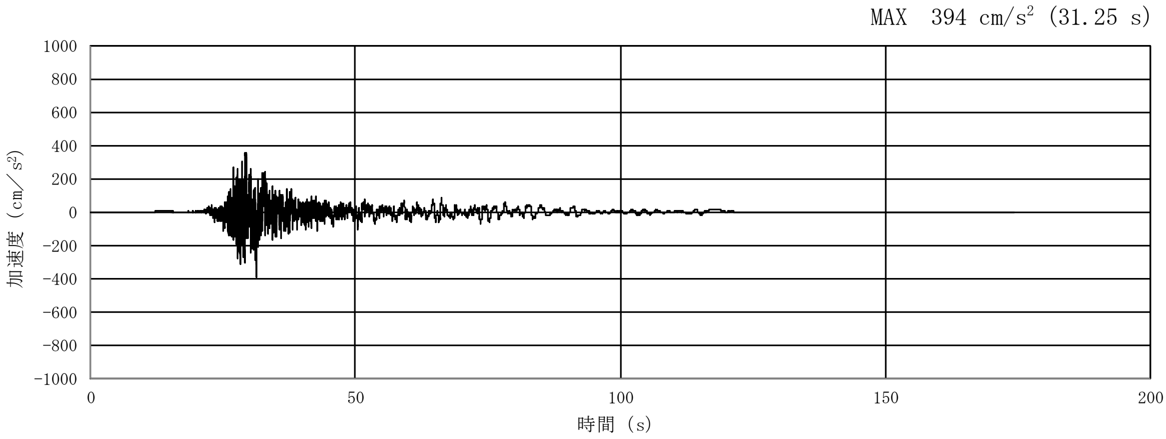


(a) 加速度時刻歴波形

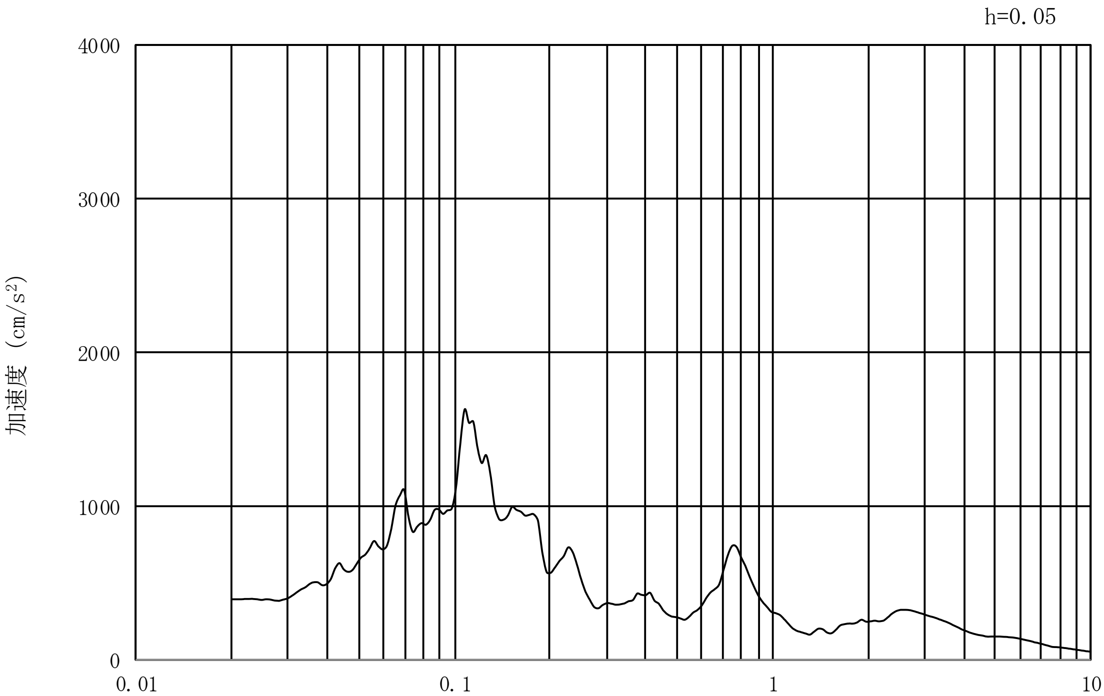


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－17　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
(①－①断面，鉛直成分：Ｓｓ－１４)



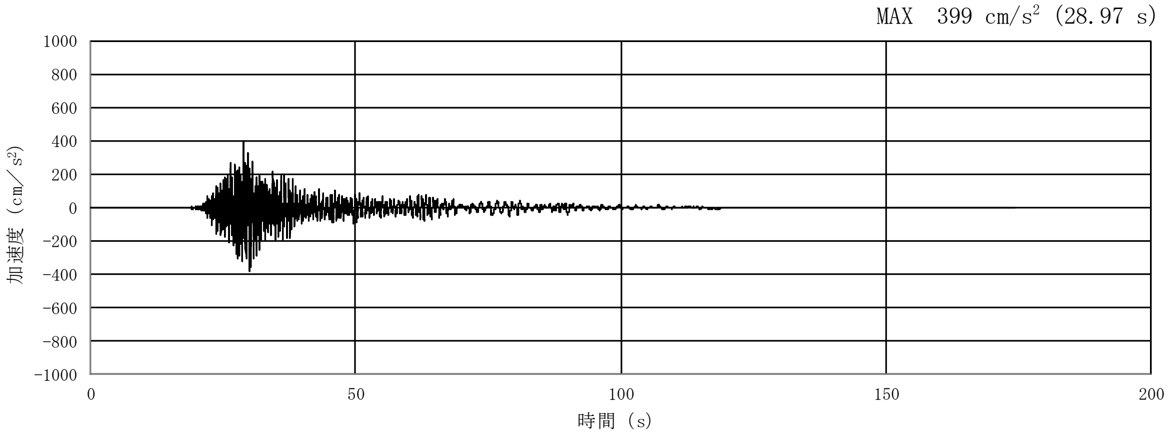
（a）加速度時刻歴波形



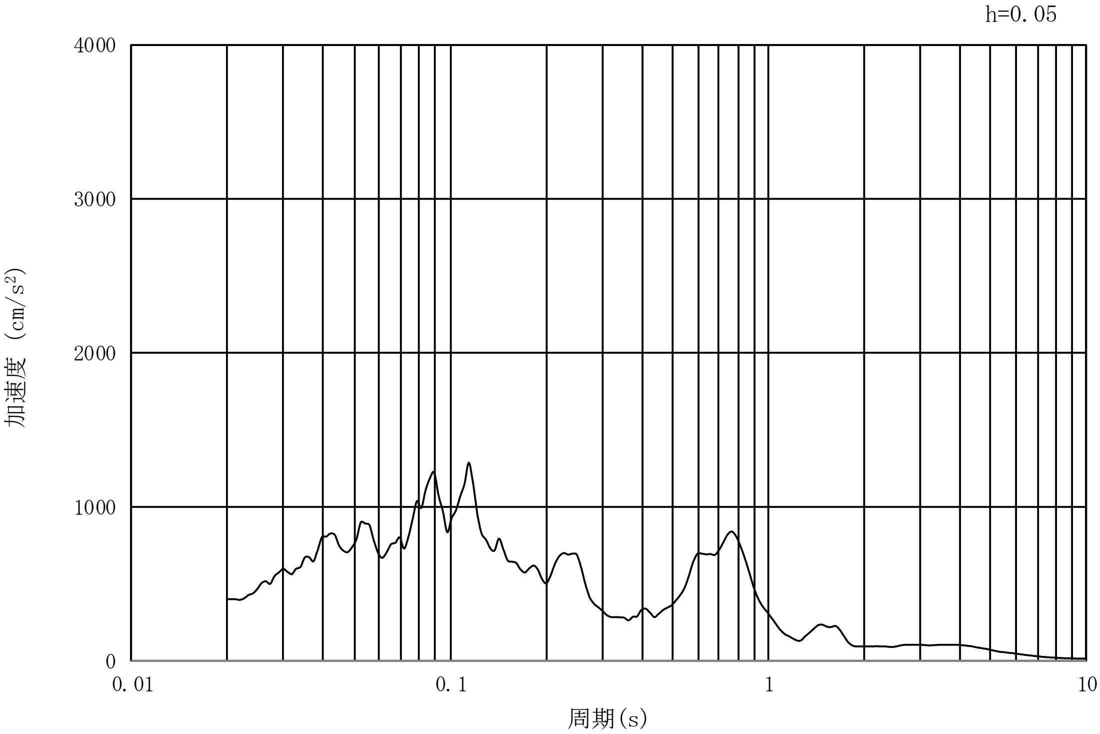
（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－18　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

（②－②断面，水平成分：Ｓｓ－１４）



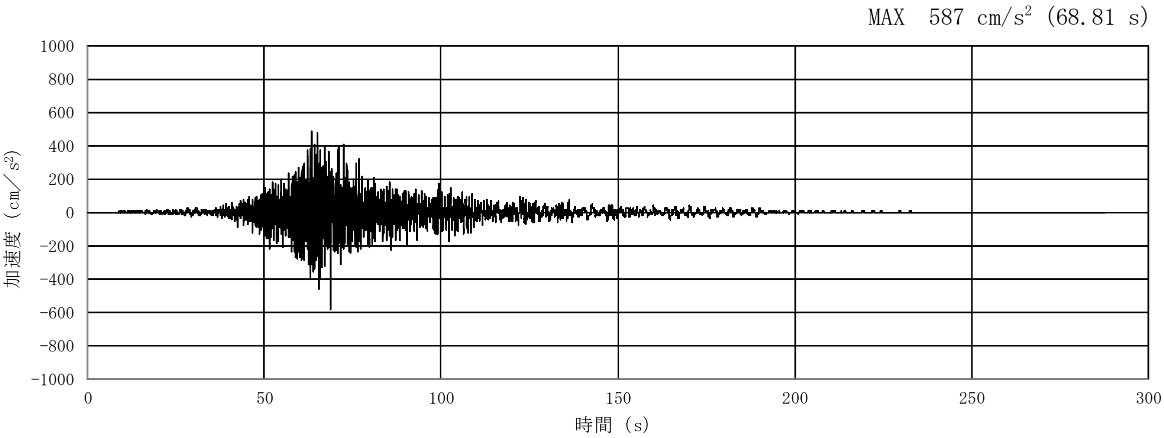
（a）加速度時刻歴波形



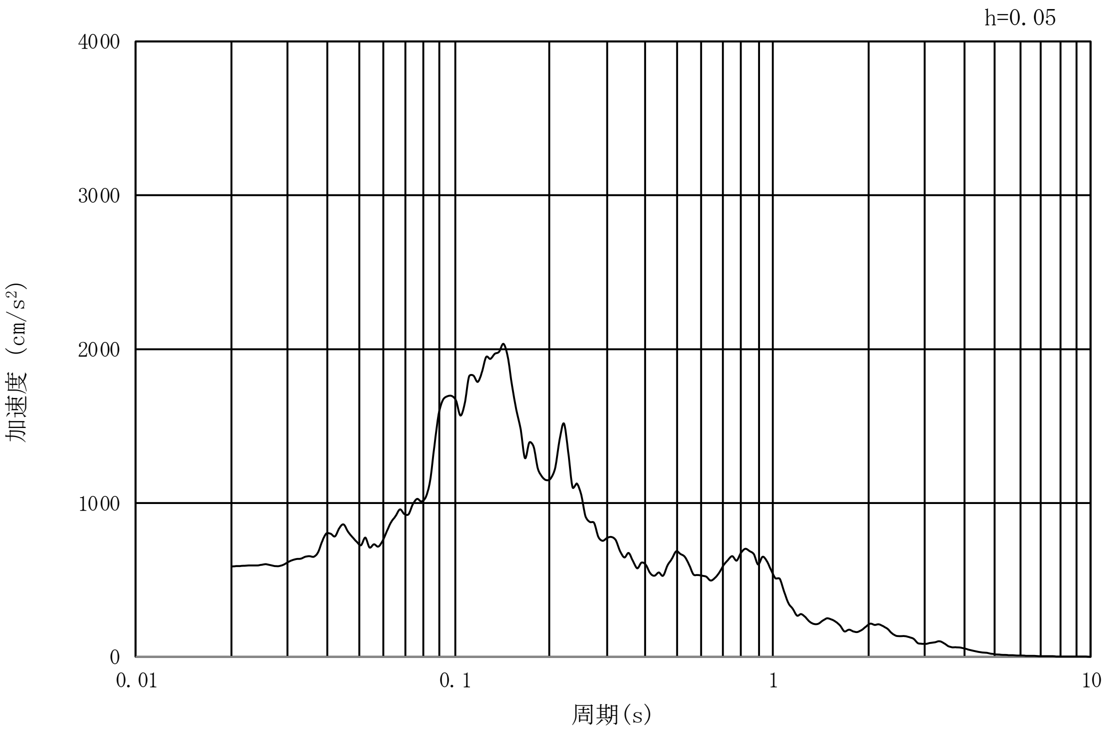
（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－19　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

（②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_{s}$－１４）

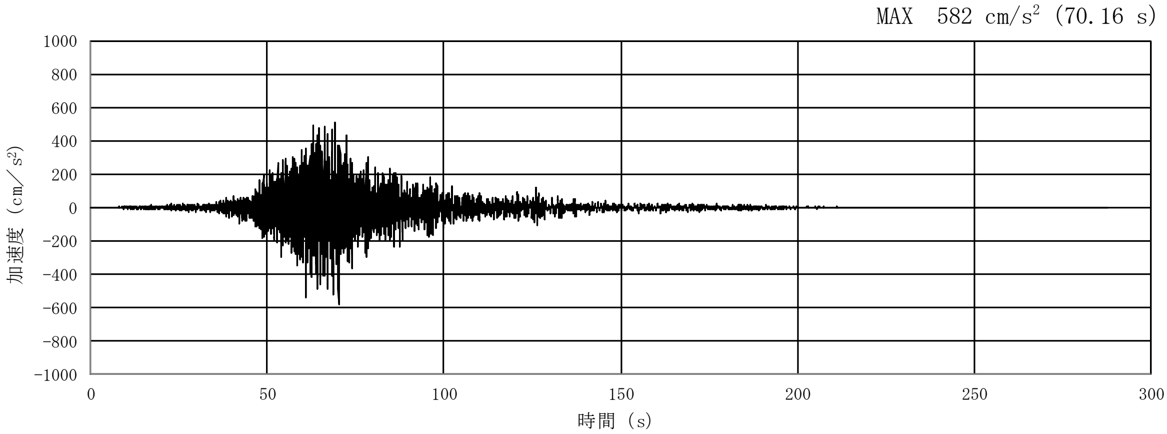


(a) 加速度時刻歴波形

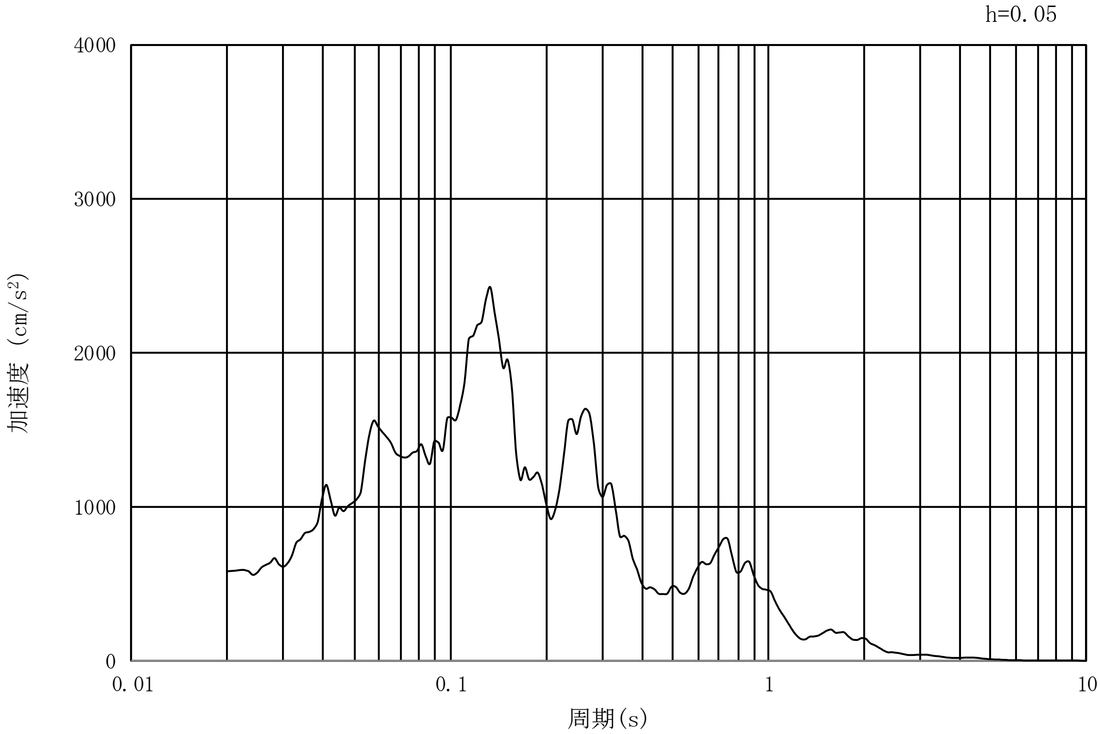


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－20　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
(①－①断面，水平成分：Ｓｓ－２１)

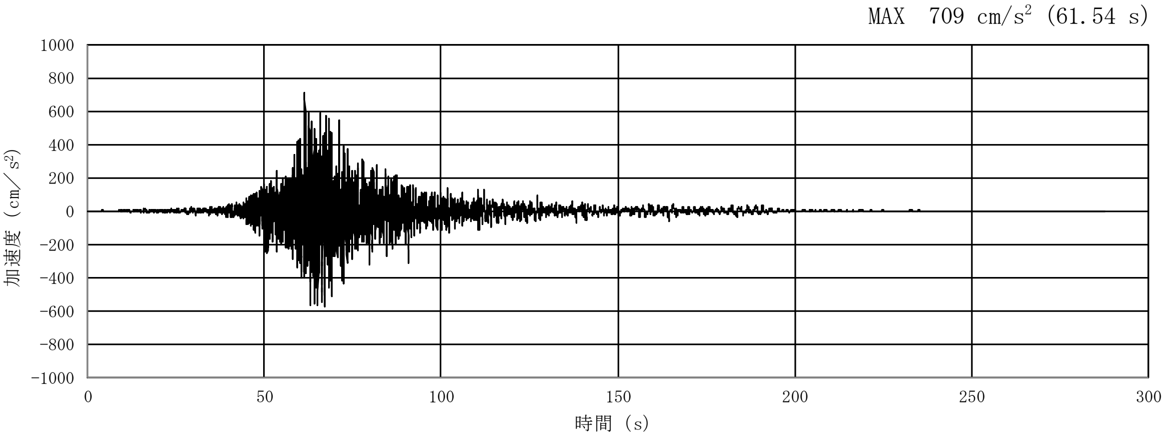


(a) 加速度時刻歴波形

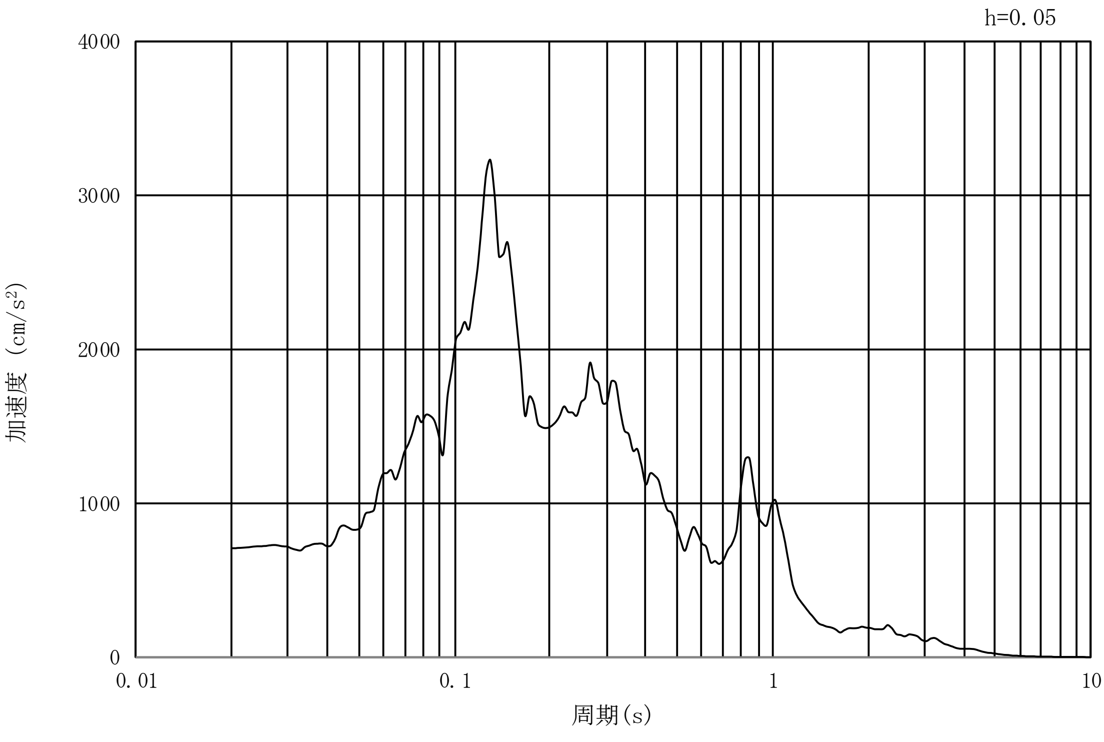


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－21 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
(①－①断面，鉛直成分：Ｓｓ－２１)

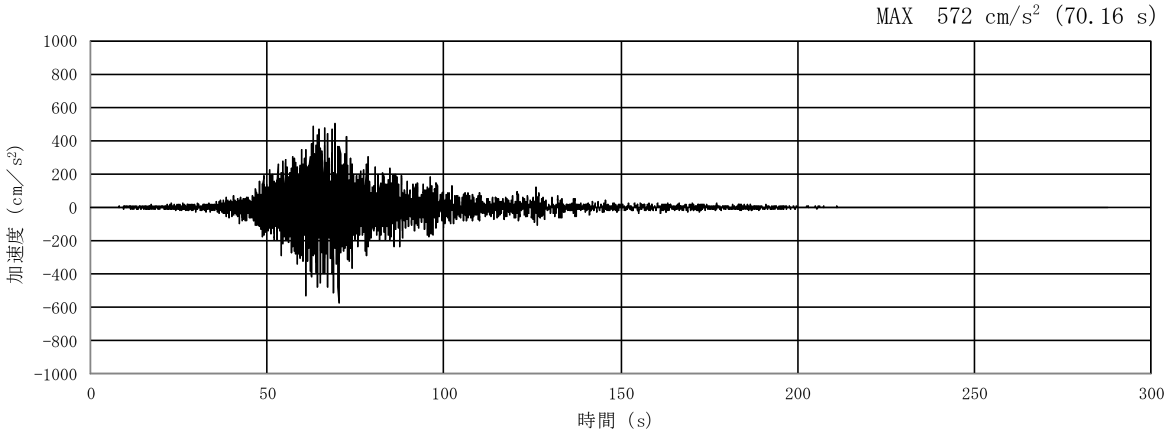


（a）加速度時刻歴波形

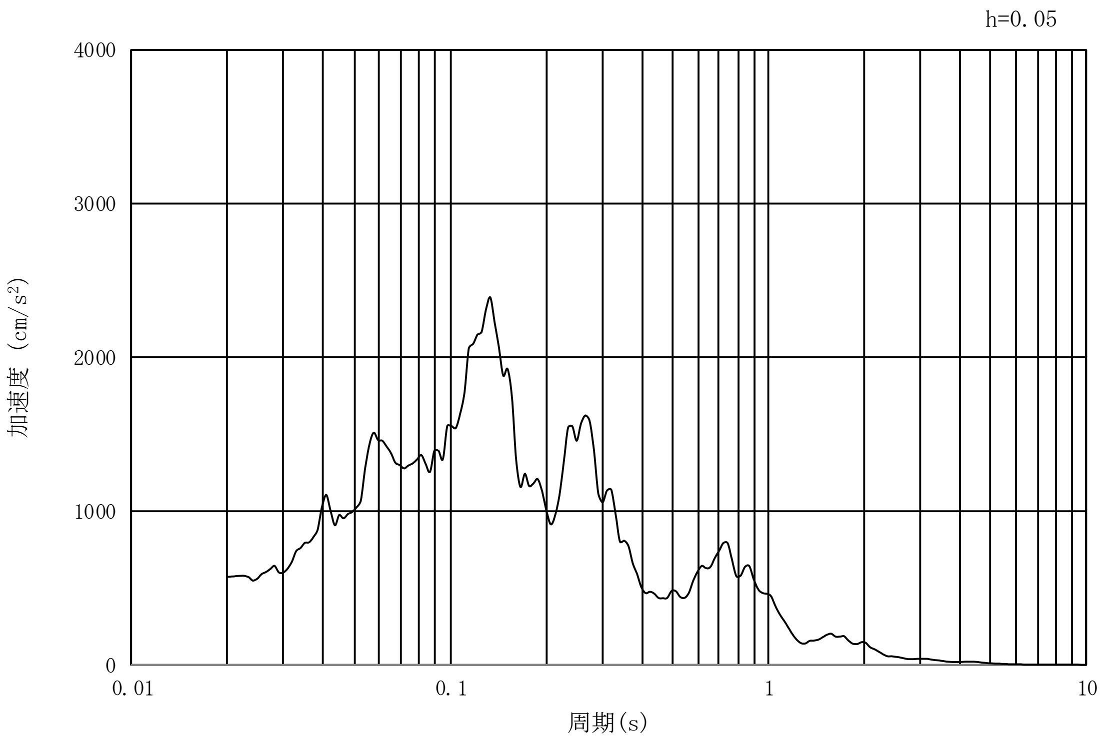


（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－22　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
（②－②断面，水平成分：Ｓｓ－２１）

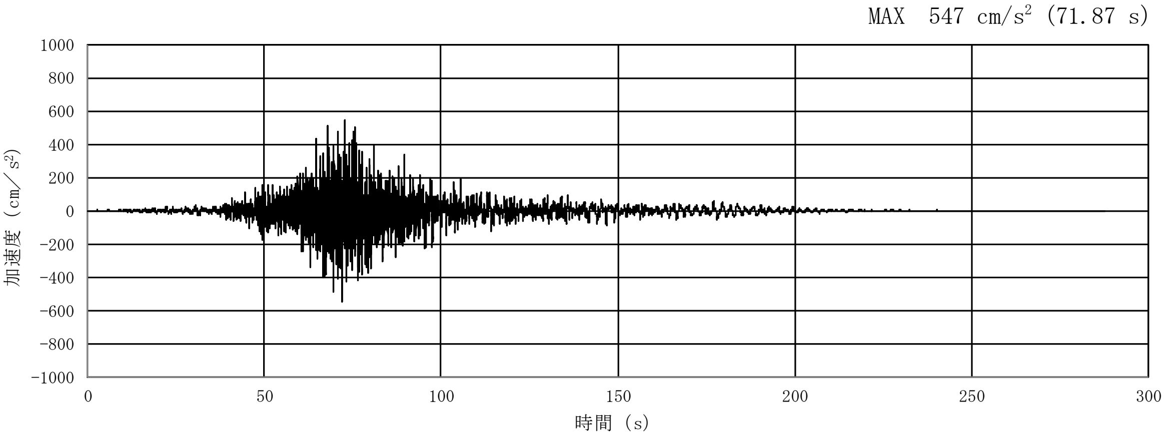


（a）加速度時刻歴波形

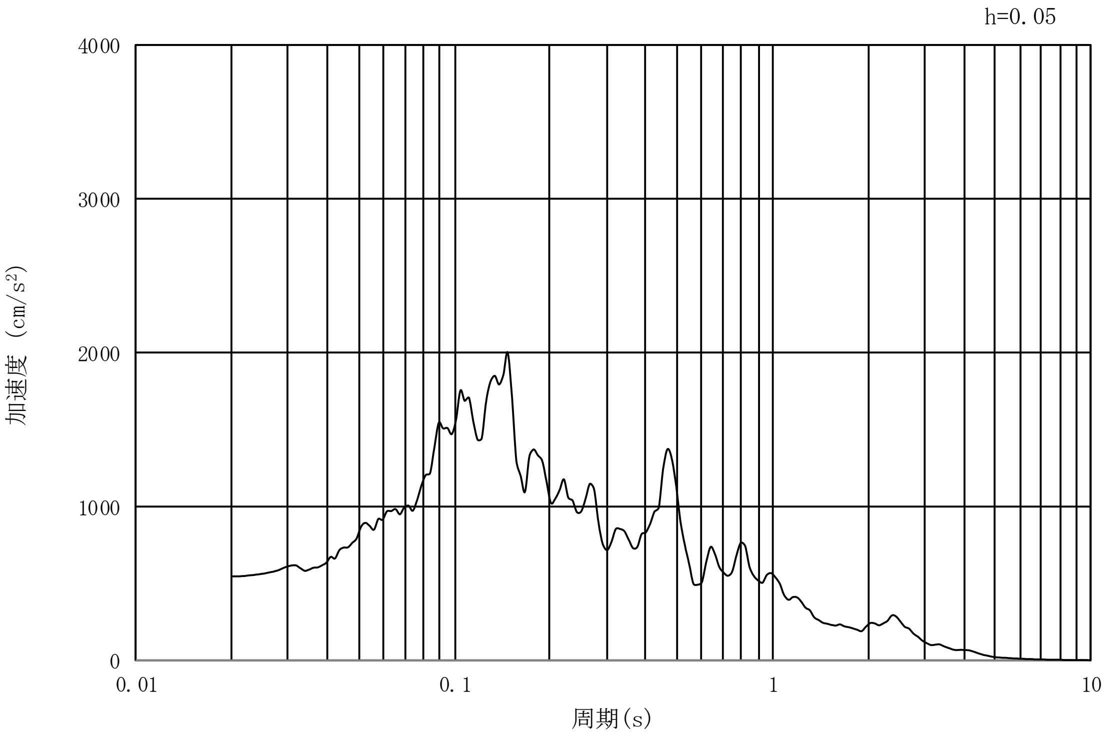


（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－23　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
（②－②断面，鉛直成分：Ｓｓ－２１）



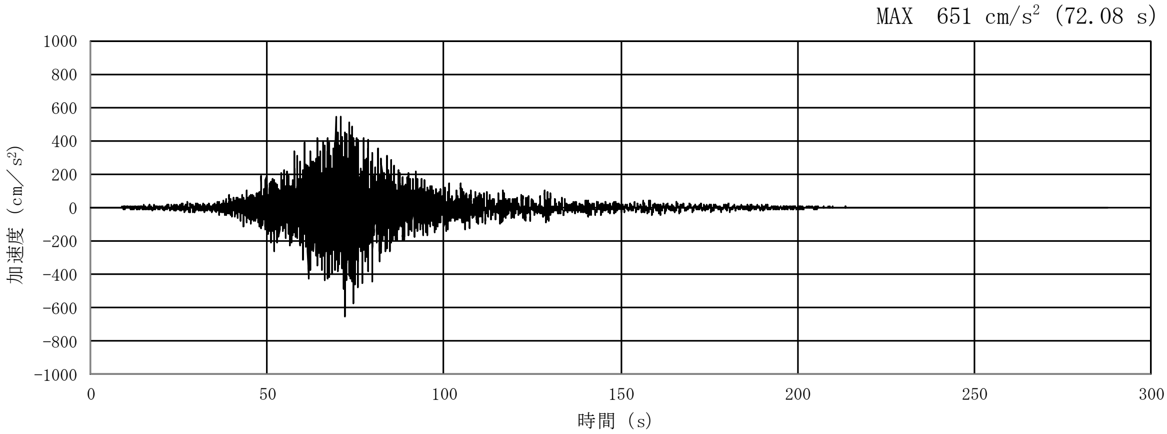
(a) 加速度時刻歴波形



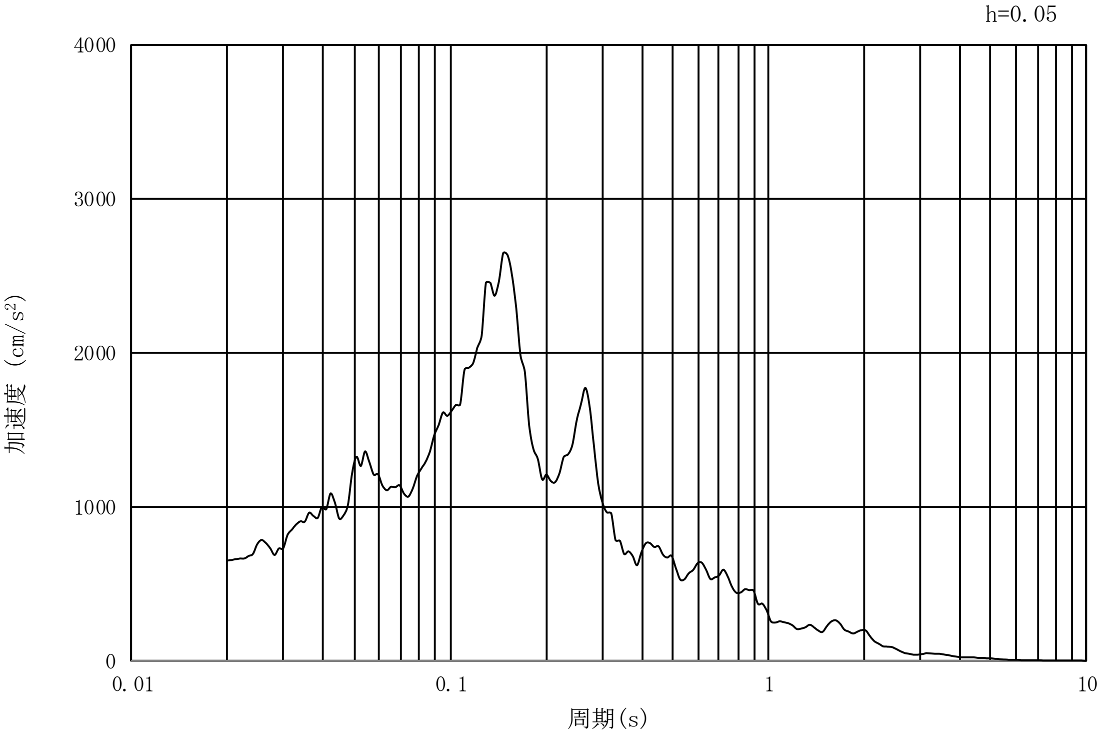
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－24　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

（①－①断面，水平成分：Ｓ$_{s}$－２２）



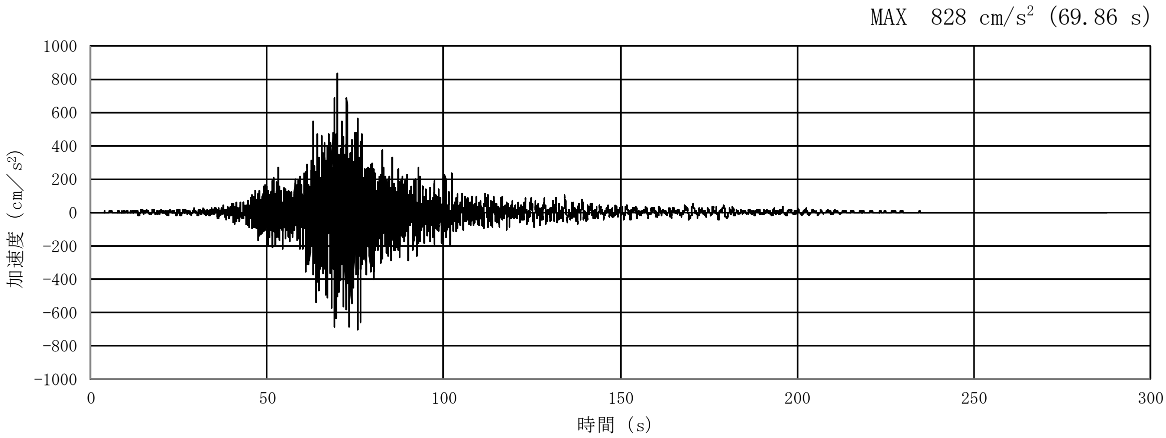
(a) 加速度時刻歴波形



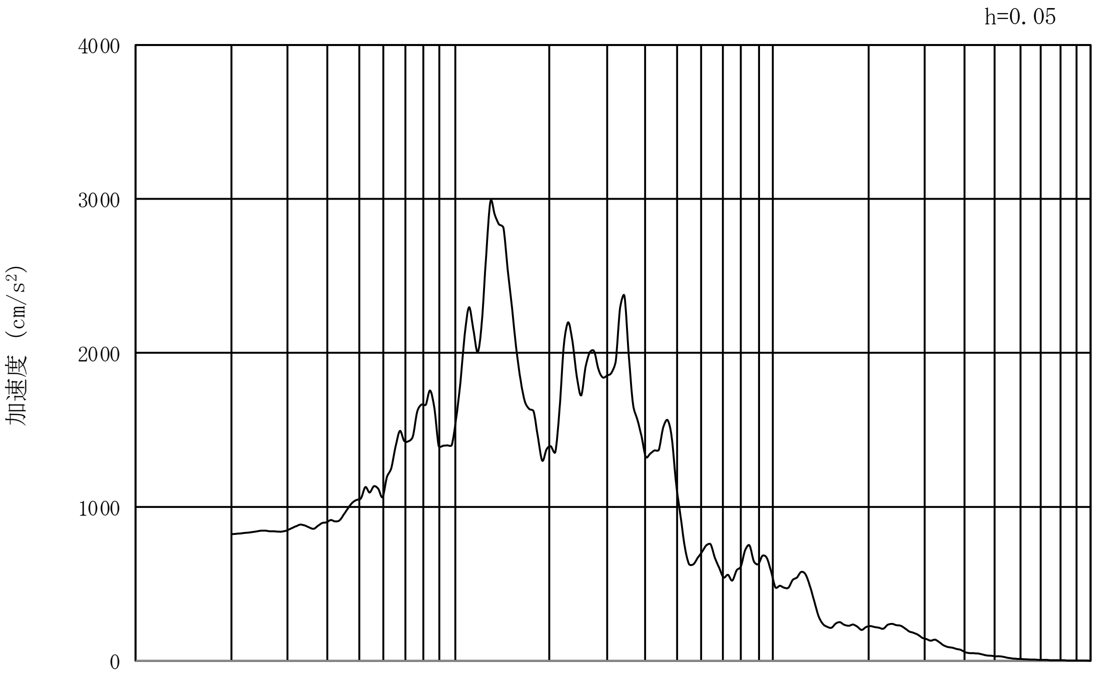
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－25　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

(①－①断面，鉛直成分：Ｓ$_{s}$－２２)



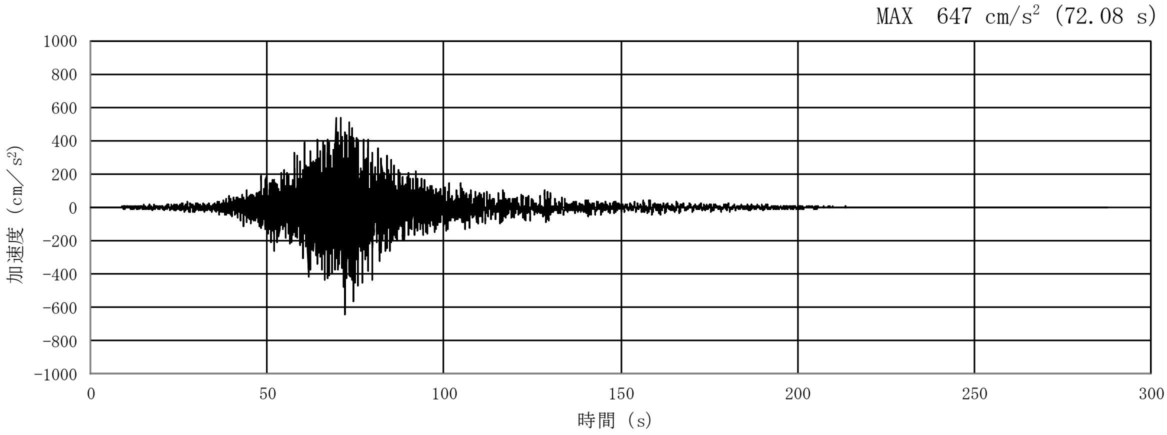
(a) 加速度時刻歴波形



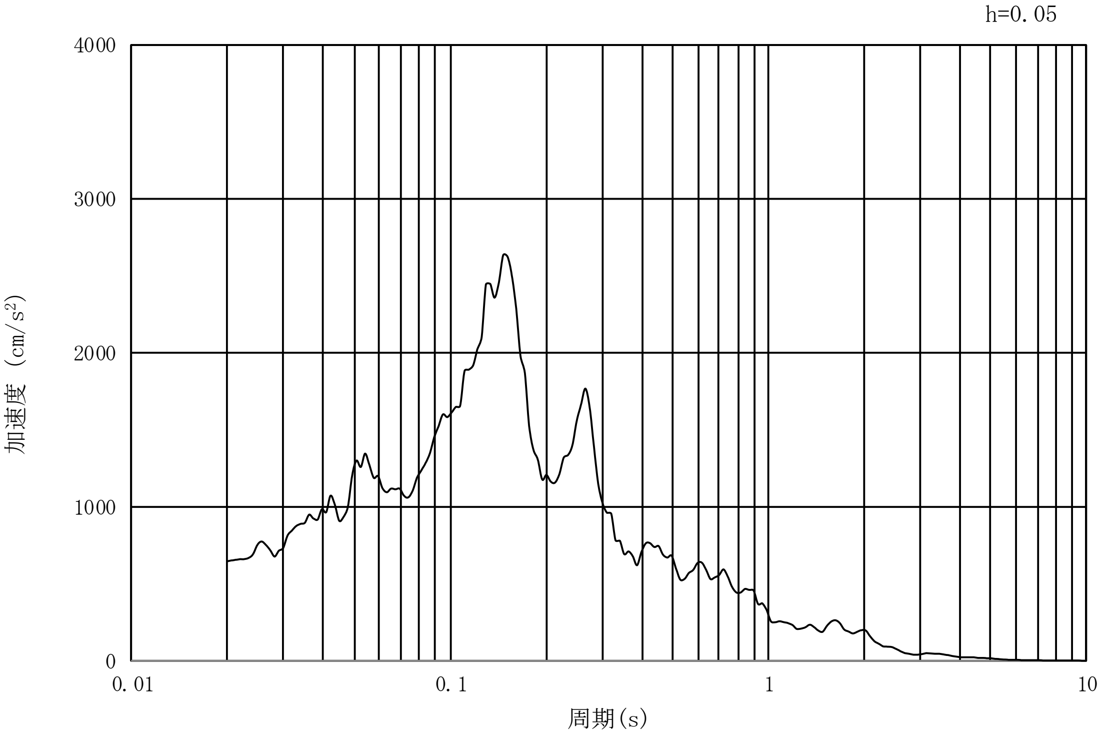
(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－26　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

(②－②断面，水平成分：Ｓ$_s$－２２)



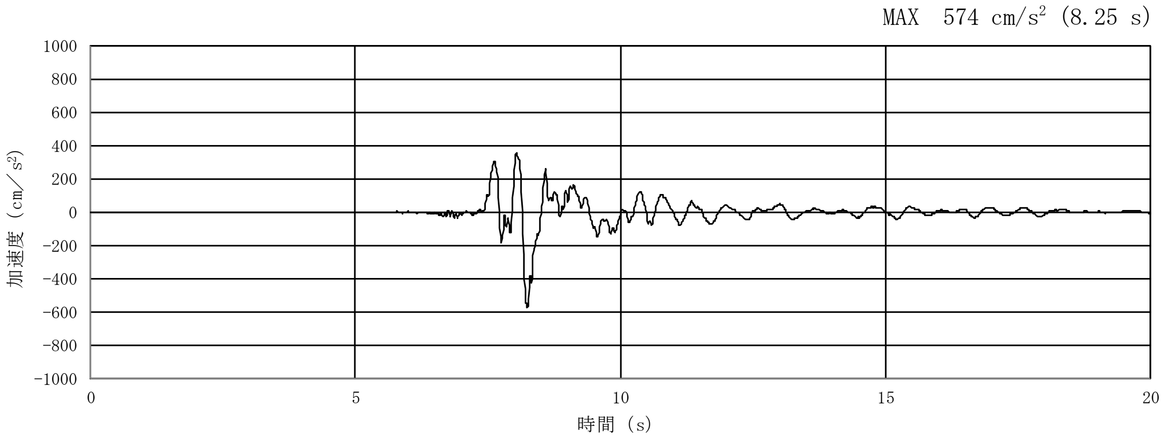
（a）加速度時刻歴波形



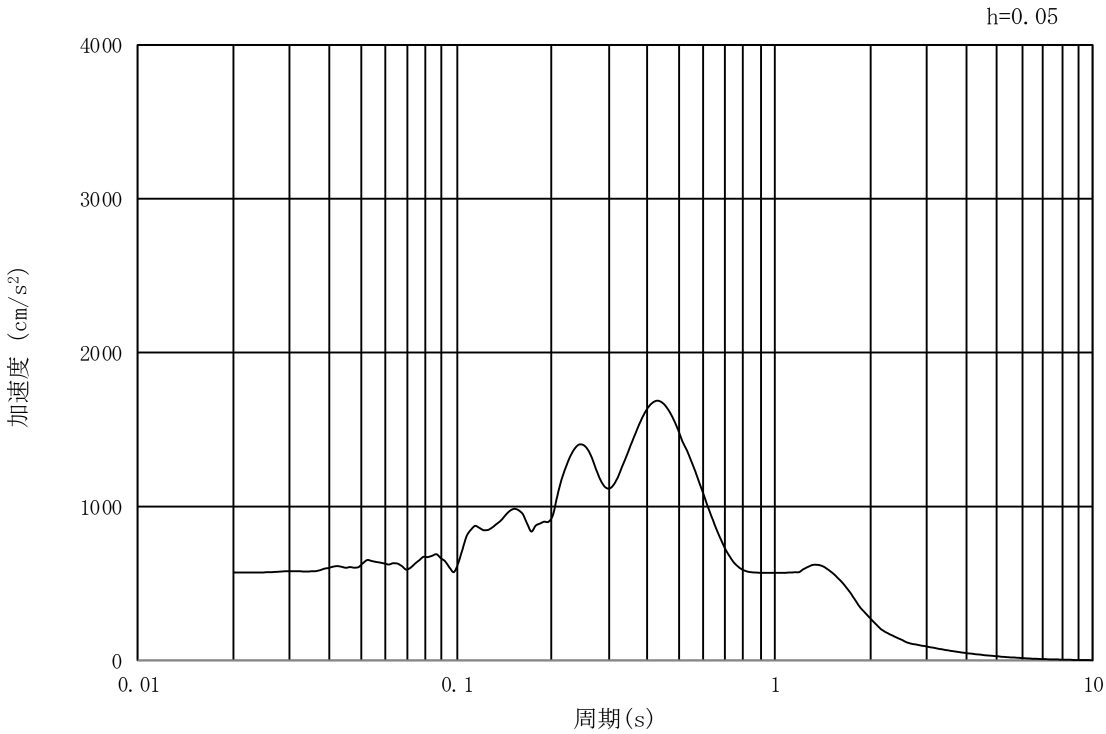
（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－27　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

（②－②断面，鉛直成分：Ｓｓ－２２）

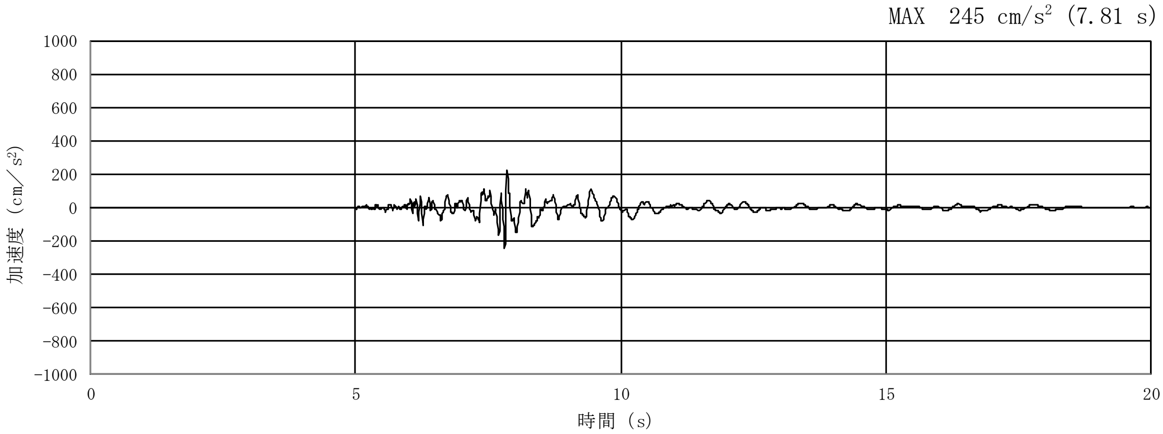


(a) 加速度時刻歴波形

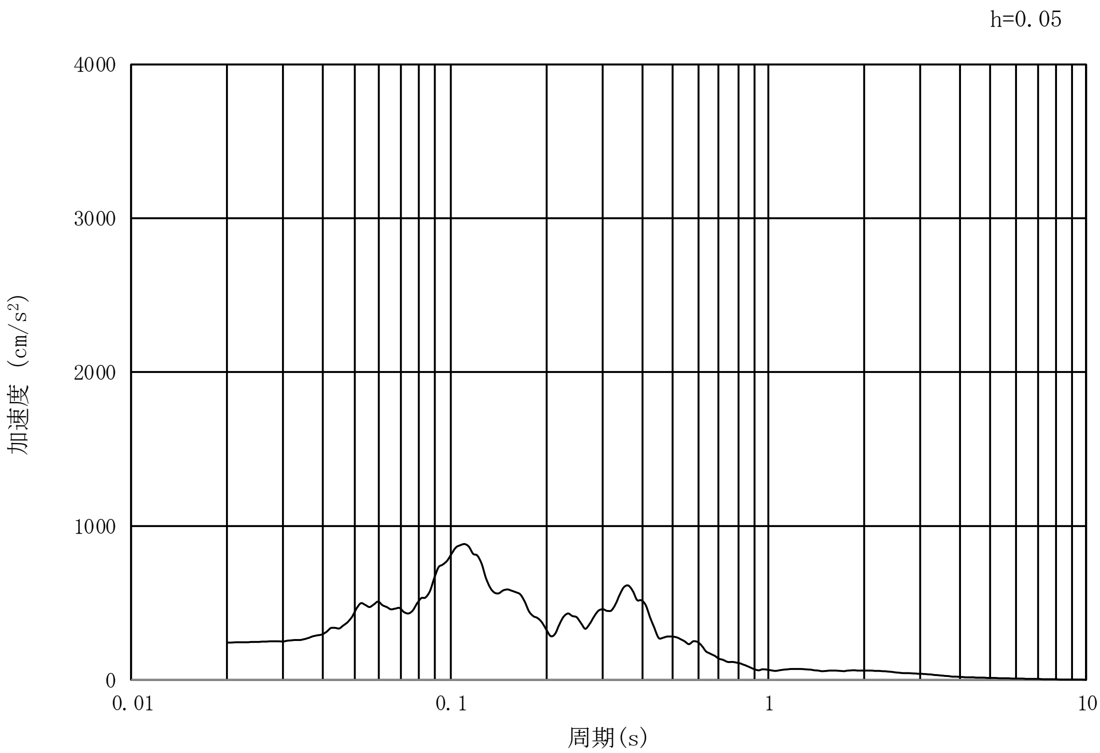


(b) 加速度応答スペクトル

図 16.3－28　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
(①－①断面，②－②断面，水平成分：Ｓｓ－３１)



（a）加速度時刻歴波形



（b）加速度応答スペクトル

図 16.3－29　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

（①－①断面，②－②断面，鉛直成分：Ｓ$_{s}$－３１）

16.3.2　許容限界の設定

(1)　鉄筋コンクリート（ＳＡ用海水ピット取水塔）の許容限界

許容限界については，コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002年），道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）に基づき，表16.3－1のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

表16.3－1　許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm^2)
コンクリート*1 (f'_{ck}=40 N/mm^2)		短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	435
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

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

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

＊3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編（土木学会，2002年制定）」に基づき，次式により算定する短期許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの短期許容せん断力

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

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

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

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1／1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度

s ：斜め引張鉄筋間隔

表 16.3－2　斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置		断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力		短期許容せん断力 Va
		部材幅	部材高	かぶり	有効高	径	Sb	Ss	ｺﾝｸﾘｰﾄ	鉄筋	
									Vca	Vsa	(=Vca+Vsa)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(本)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
側壁鉛直断面	上部	2659	6204	665	5539	D38	4	150	5282	45243	50525
	下部	2659	6204	665	5539	D32	8	150	5282	63039	68321
側壁水平断面	上部	1000	1500	200	1300	D13	3.333	300	467	468	935
	下部	1000	1500	275	1225	D22	3.333	300	440	1348	1788
底版		1000	2000	200	1800	D29	3.333	300	646	3286	3932

(2)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は，添付書類「Ⅴ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）より設定する。

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお，支持性能評価における保守的な配慮として，以下の支持力算定式の第 3 項を 0 と仮定し，極限支持力を算定する。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2}\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで，

q_d　　：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m^2）
c　　　：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m^2）
γ_1　　：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）
　　　　ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
γ_2　　：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m^3）
　　　　ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。
α，β　：表 16.3－3 に示す基礎底面の形状係数
B　　　：基礎幅（m）
D_f　　：基礎の有効根入れ深さ（m）
N_c，N_γ：図 16.3－30 に示す支持力係数

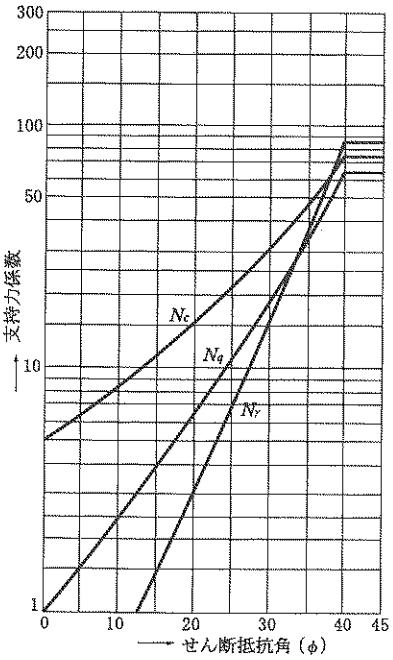
表 16.3－3　基礎底面の形状係数

形状係数＼基礎底面の形状	帯　　状	正方形，円形	長方形，小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\dfrac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\dfrac{B}{D}$

D：ケーソン前面幅（m），B：ケーソン側面幅（m）

ただし，$B/D>1$ の場合，$B/D=1$ とする。

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



「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）」より

図 16.3－30　支持力係数を求めるグラフ

上記にて求められる極限支持力の算定結果を表 16.3－4 に示す。

表 16.3－4　極限支持力算定の諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 q_d (kN/m^2)	5962	
$\alpha c N_c$ (kN/m^2)	5962	
$\frac{1}{2}\beta\gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m^2)	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m^2)	0	保守的な配慮として 0 と仮定
粘着力 c (kN/m^2)	917	非排水せん断強度*
基礎底面標高Ｚ (m)	-26.000	
せん断抵抗角 ϕ (°)	0	
地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m^3)	7.061	
周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m^3)	－	
形状係数 α	1.3	
形状係数 β	0.6	
基礎幅Ｂ (m)	7.000	
有効根入れ深さ D_f (m)	－	
N_c	5	図 16.3－30 より
N_γ	0	図 16.3－30 より
N_q	－	

注記　＊：非排水せん断強度 C_{CUU} ＝ (0.837－0.00346・Ｚ) ×1000 (kN/m^2)
基礎底面標高Ｚ　T.P. (m)

(3)　鋼材（内部配管及び上段鋼製蓋）の許容限界

許容限界については，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 24 年 3 月）及びダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき，表 16.3－5 のとおり設定する。短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 16.3－5　許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm²)
鋼材	SM400*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	120
	SUS304*2	短期許容支圧応力度 σ_{c}*3	205
		短期許容引張応力度 σ_{t}	160
	SUS329J4L*4	短期許容引張応力度 σ_{sa}	338
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	195

注記＊1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）

＊2：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）

＊3：許容支圧応力度の上限値は降伏点とする。

＊4：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会　平成 25 年月）」に基づき，「ステンレス鋼については，0.2 ％永久ひずみに相当する応力度を 0.2 ％耐力として降伏点にかえ，安全率を 2.0 程度として許容応力を定める」に準拠する。

16.3.3　ＳＡ海水用ピット取水塔の耐震評価

(1)　鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

ＳＡ用海水ピット取水塔は直交する２断面（①－①断面方向と②－②断面方向）を解析断面として選定し，２次元有効応力解析を実施し部材の設計を行う。ＳＡ用海水ピット取水塔の鉛直鉄筋は２次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い，構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。その際，水平２方向及び鉛直方向地震力に対して円筒形立坑の場合は，地震動の加振方向に対して抵抗する部位が明確ではない。そこで，円筒形立坑の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを$\sqrt{2}$倍）して，構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。

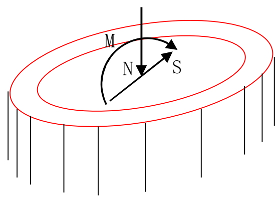


図 16.3－31　線形はり要素の鉛直断面設計概念図

(2)　鉛直断面のせん断力に対する評価

２次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力（Ｓ）に対しコンクリートの有効断面積（A_w）で抵抗するものとする。

せん断応力度$\tau = S / A_w$がコンクリート標準示方書に示される許容せん断応力度τ_{a1}以下である場合にはせん断補強筋は不要である。

許容せん断応力度τ_{a1}を超える場合はせん断補強筋（A_{s1}）が必要となり，２次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力を用いて照査を行い，構造部材の発生せん断力が鉄筋コンクリートとしての許容限界すなわち短期許容せん断力V_a以下であることを確認する。

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

直交する２つの２次元鉛直断面モデル（２次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき，４辺の側壁すべてについて，上記の設計計算により，面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量

と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し，面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

(3)　水平断面の評価

a.　水平断面の評価

ＳＡ用海水ピット取水塔の水平断面については，側壁を線形はり要素によりモデル化した２次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図を図 16.3－32 に示す。

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

水平断面の設計荷重として，図 16.3－31 に示すように，両押し時は，２次元有効応力解析により得られる立坑側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（σ_x’）＋間隙水要素の発生応力（Δｕ））の全時刻の最大値を抽出し，立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷重と共に作用させる。

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

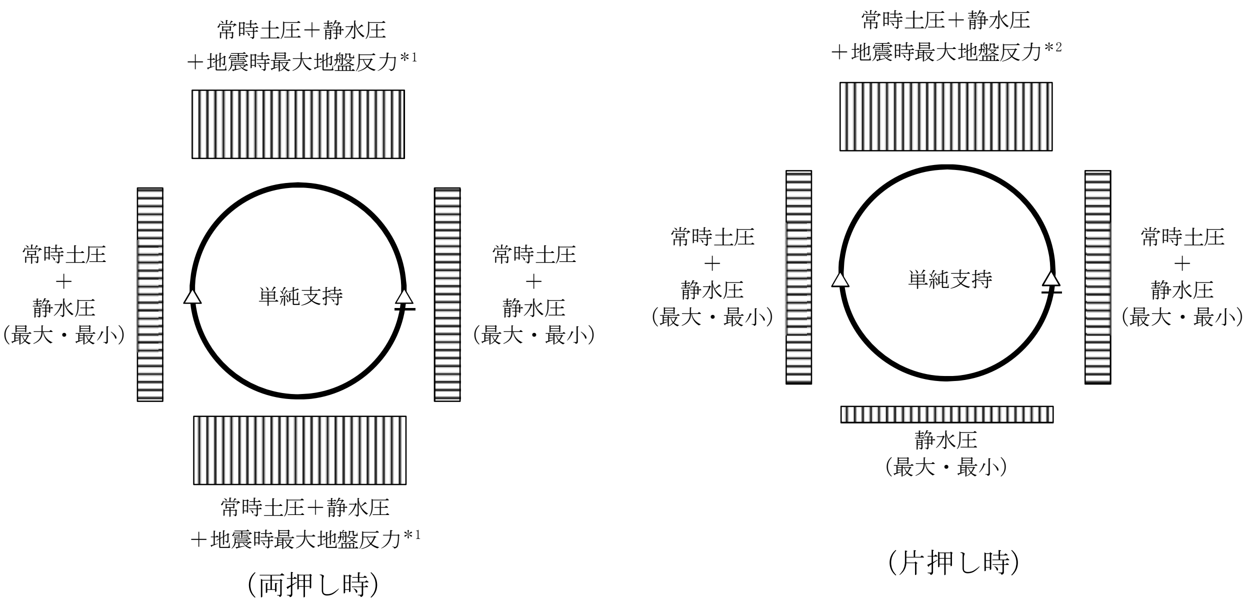
常時荷重については常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）及び最深部（最大）の常時荷重を算定し，図 16.3－32 に示すように，立坑水平断面の２次元静的フレーム解析に用いる。

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

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

２次元静的フレーム解析におけるはり要素の要素分割については，「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，部材の断面厚または有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

２次元静的フレーム解析には解析コード「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。



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

図 16.3－32　円筒形立坑の水平断面解析モデル概念図

b.　水平２方向及び鉛直方向地震力への対応

ＳＡ用海水ピット取水塔の設計における水平２方向及び鉛直方向地震力に対する耐震安全性は，側壁面内方向の水平鉄筋の配筋量にて確認する。

ＳＡ用海水ピット取水塔の側壁における面内方向の水平鉄筋として，２次元有効応力解析（鉛直断面）モデルの側壁面内方向のせん断力に対するせん断補強鉄筋（A_{s1}）と，水平断面の２次元静的フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する主鉄筋（A_{s2}）は同じ向きの配筋となる。

したがって，A_{s1}の必要鉄筋量とA_{s2}の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量以上の実配筋量が側壁の面内方向に配置されていることを確認する。

図 16.3－33 にＳＡ用海水ピット取水塔側壁の水平鉄筋の設計イメージ図を示す。

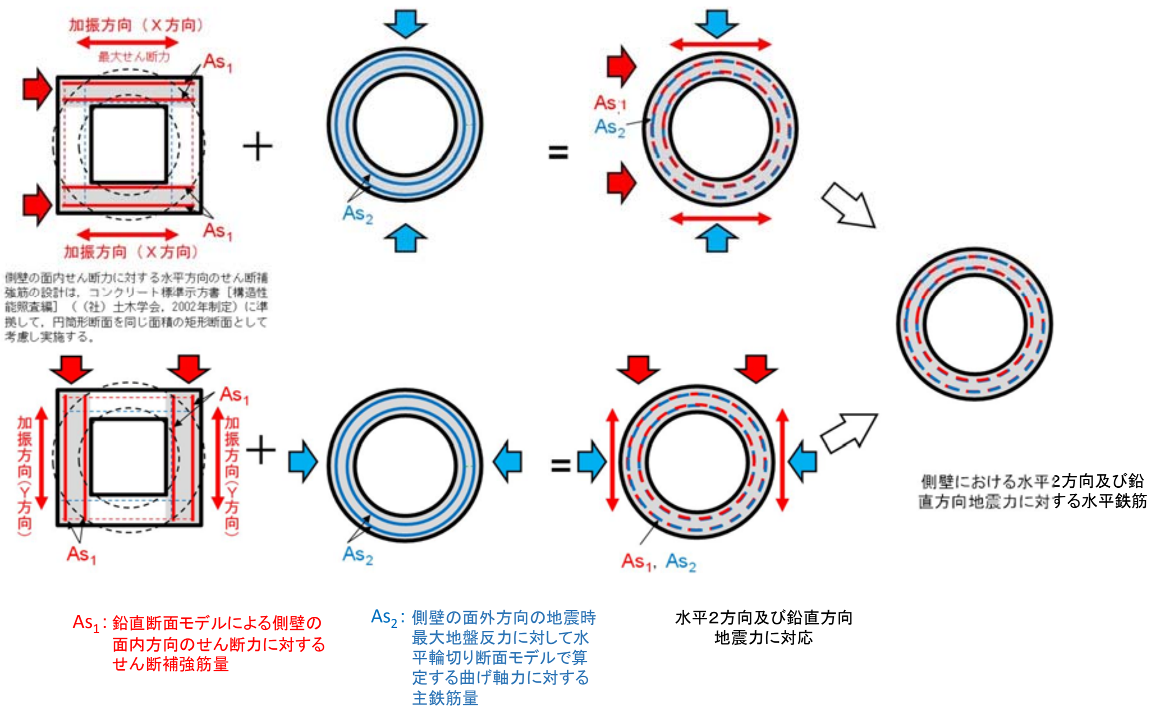


図 16.3－33　ＳＡ用海水ピット取水塔側壁の水平鉄筋の設計イメージ図

(4)　版部材の評価

a.　頂版の評価

海水の取水口による開口が半月状に存在することから，開口を模擬したはり要素を用いた２次元静的フレーム解析により設計断面力を算定する。

版の周囲は円周状に支持されているが，開口を考慮して，直交方向に半径分の片持ち梁としてモデル化した場合でも，固定端の最大曲げモーメントは直径分の単純梁中央の曲げモーメントに一致することから，直径スパンを有する単位幅の 1 方向版としてモデル化し，直交方向の支持を考慮しないで断面力を算出し設計する。概念図を図 16.3－34 に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし，境界条件は単純支持として設計する。

設計荷重としては，面外方向に躯体の慣性力を静的に作用させる。

慣性力については，２次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し，重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

単純支持によるはり設計を行う。はり設計で求めた主鉄筋は頂版上下面に格子状に配置し，せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

図 16.3－34　頂版の設計モデル概念図

b.　底版の評価

底版の設計においては，接続する側壁の中心間距離をスパンとするはり要素を用いた2次元フレーム解析により設計断面力を算定する。境界条件は単純支持とする。

設計荷重は２次元有効応力解析において，仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（σ_y’）及び間隙水要素の発生応力（Δu）の底版幅方向合力が最大となる時刻を抽出し，その時刻における地盤反力分布を作用させる。また，静水圧も分布荷重として考慮する。

単純支持によるはり要素を用いた2次元静的フレーム解析に基づき算定した水平方向の必要主鉄筋量以上を底版上下面側それぞれに格子状に配置すると共に，鉛直方向の必要せん断補強筋量以上を配置する。ＳＡ用海水ピット取水塔の底版の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。底版のはり解析概念図を図16.3－35に示。

単純支持による単位幅の版設計を行う。版設計で求めた主鉄筋は底版上下面に格子状に配置し，せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

図16.3－35　底版の設計モデル概念図

(5)　隅角部の拘束効果に対する評価

側壁と版部材の隅角部には，各部材が剛結されている構造形状であることに関する端曲げが生じる可能性があるため，隅角部における曲げモーメントの廻り込みを考慮した局所的な曲げモーメントの増分に対する評価を行う。隅角部において，廻り込む曲げモーメント概念図を図 16.3－36 に示す。なお，本検討は部材決定ケースとなる地震波に対し実施する。

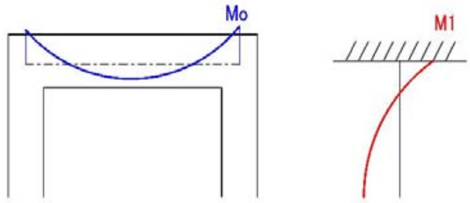


図 16.3－36　版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図

a.　側壁上端及び下端の拘束効果の評価

側壁の上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために，「シールド工事用立坑の設計 平成 27 年 1 月　土木学会」において，円筒形立坑の設計として記載されている方法に準拠して，図 16.3－37 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。円筒形立坑の側壁には考慮する規模の開口が存在しないため，側壁をはり要素でモデル化し，円筒形立坑であることによる３次元形状に応じたリングバネを用いてモデル化し，側壁の鉛直方向の曲げモーメント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は，２次元有効応力解析において，各鉛直スパンの地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（σ_x’））＋間隙水要素の発生応力（Δu））の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。図 16.3－37 の側壁の固定境界に発生する曲げモーメントが側壁の隅角部で考慮する曲げモーメント（M_1）となる。なお，リングバネは次式による。

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

ここで，

K　：リングばねのばね定数

E　：側壁部材のヤング係数

A　：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積

I　：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント

r　：立坑の半径

p　：側壁に作用する側圧

Δｐ：側壁に作用する偏圧

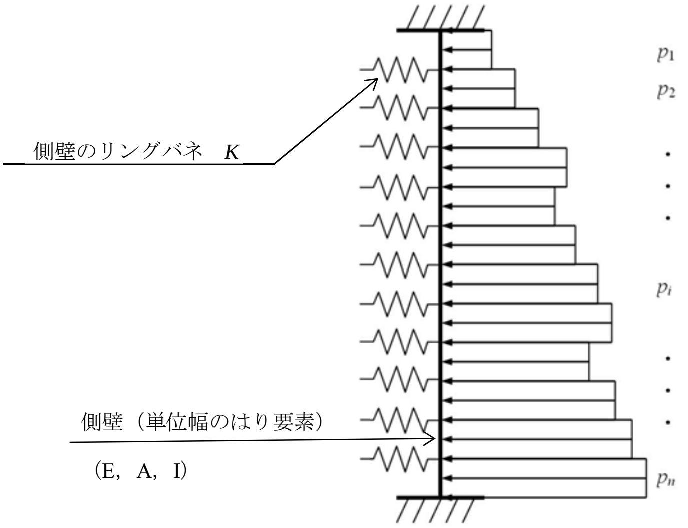
b.　版部材両端の拘束効果の評価

版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために，頂版及び底版において，図 16.3－38 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。この版部材両端に発生する曲げモーメントが版部材の隅角部で考慮する曲げモーメント（M_0）となる。

c.　隅角部の評価

側壁については，２次元有効応力解析から求められる曲げ軸力に対して算出した鉛直鉄筋に発生する引張応力度（σ_{V1}）を求める。また，図 16.3－37 に示す版部材と版部材の間を両端固定梁でモデル化した側壁の解析において固定境界に発生する曲げモーメント（M_1）に，版部材の解析で固定境界に発生する曲げモーメント（M_0）をそれぞれ加算したもの（M_0＋M_1）に対し，鉛直鉄筋に発生する引張応力度（σ_{V2}）を求める。これらを足し合わせた引張応力度（$\sigma_{V1}+\sigma_{V2}$）が側壁鉛直鉄筋の短期許容応力度以下であることを確認する。円筒形立坑の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを$\sqrt{2}$倍）して求められた鉛直鉄筋の引張応力度（σ_{v1}'）を加算した鉛直鉄筋の引張応力度（$\sigma_{v1}'+\sigma_{v2}$）が許容限界以下であることを確認する。

版部材の配筋計算では，図 16.3－38 に示す両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント（M_0）に，側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント（M_1）を加算したもの（M_0＋M_1）を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントと各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント（M_2）を比較し，（M_0＋M_1）がM_2で以下であることを確認する。（M_0＋M_1）の方が大きい場合は，必要な補強鉄筋量を配置する。



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

図 16.3－37　側壁からの廻り込みモーメント算出モデル

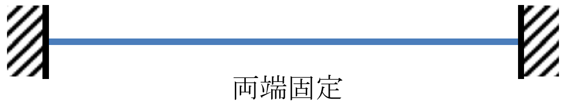


図 16.3－38　版部材の材端モーメント算出モデル

16.3.4　内部配管及び上段鋼製蓋の耐震評価

(1)　内部配管の評価

２次元有効応力解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし，ＳＡ用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との荷重の組合せに対して内部配管及びリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

内部配管については，梁要素を用いた２次元静的フレーム解析により設計断面力を算定する。リングガーダについては，梁計算により設計断面力を算定する。

内部配管の耐震評価モデルの概念図を図 16.3－39 に，リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図を図 16.3－40 に示す。

図 16.3－39　ＳＡ用海水ピット取水塔　内部配管の応力照査モデル概念図

図 16.3－40　リングガーダで支持される内部配管断面作用荷重モデル概念図

a.　内部配管の評価方法（初期外圧に対する検討）

取水塔への初期充水時に内部配管内側へ水が入るまでは管内は空虚となり，外側から外圧作用するため，内部配管の座屈を評価する。

$$P_K = 2.59 \cdot E_S \cdot \frac{t^{2.5}}{L \cdot D_m^{1.5}}$$

ここで，

P_k：限界座屈圧力　N/mm^2

E_S：管の弾性係数＝　206000　N/mm^2

L：ガーダ間距離＝　5100　mm（最大）

D_m：板厚の中心の直径　mm

t：余裕厚を除いた板厚

b.　内部配管の評価方法

内部配管は，図 16.3－41 のモデル概念図のとおり，①－①断面及び②－②断面について骨組計算により発生断面力に対して曲げ軸応力及びせん断応力を評価する。

・曲げ軸力に対する照査

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

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで，

σ　：曲げ軸力より算定される応力（N/mm^2）

M　：最大曲げモーメント（N･mm）

Z　：内部配管の断面係数（mm^3）

N　：軸力（N）

A　：内部配管の有効断面積（mm^2）

・せん断力に対する照査

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

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここで，

τ　：せん断力より算定されるせん断応力（N/mm^2）

S　：せん断力（N）

A　：内部配管の有効断面積（mm^2）

c.　リングガーダの評価方法

リングガーダについては，円周等分布荷重が作用する１点支持のリングとして評価する。

モーメント：M

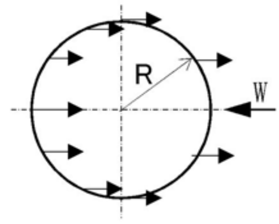
$M = 0.23873 \cdot W \cdot R$　(N-mm)

軸力

$N = -0.23873 \cdot W$　(N)

せん断力

$Q = -0.5 \cdot W$　(N)



R：リングガーダ中立軸における半径(mm)

W：管に作用する作用荷重

d.　固定部アンカーボルトの評価方法

アンカーボルトについては，内部配管を支持する部材として，取付け箇所に作用する曲げ軸応力及びせん断応力からアンカーボルト１本当りに作用する引張応力度とせん断応力度を算出して評価する。また，コンクリートについてはアンカーボルトに作用する引張力がコーン状破壊により決まる許容引張荷重以下となることを確認する。図 16.3－38 に固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図を示す。

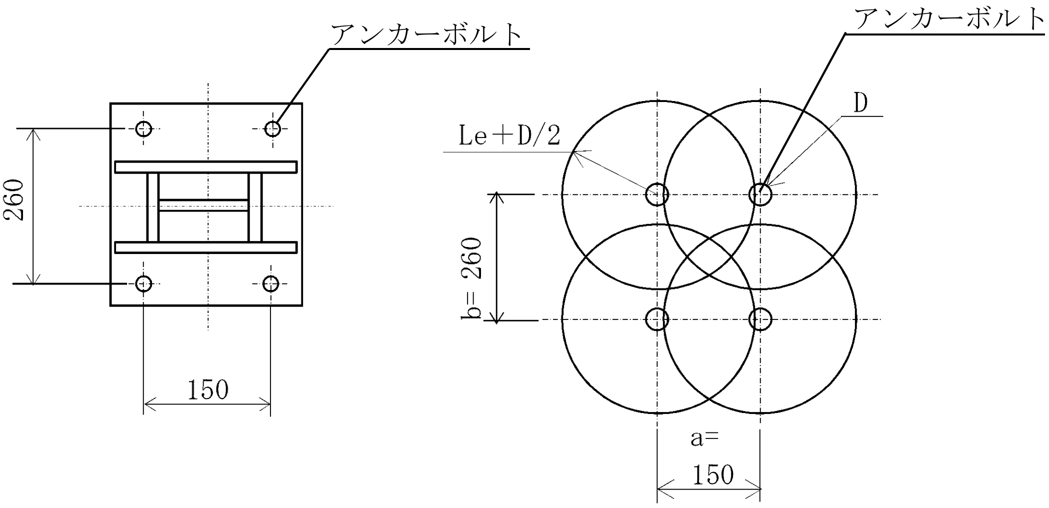


図 16.3－41　固定部アンカーボルトの配置及びコーン状破壊概念図

(2)　上段鋼製蓋の評価

２次元動的有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して上段鋼製蓋及び頂版との接続部を固定端とした各構成部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

評価対象部材は図 16.3－42 に示す①外枠部，②メッシュ部，③脚部とする。

また，上段鋼製蓋の荷重作用モデルの概念図を図 16.3－43 に示す。

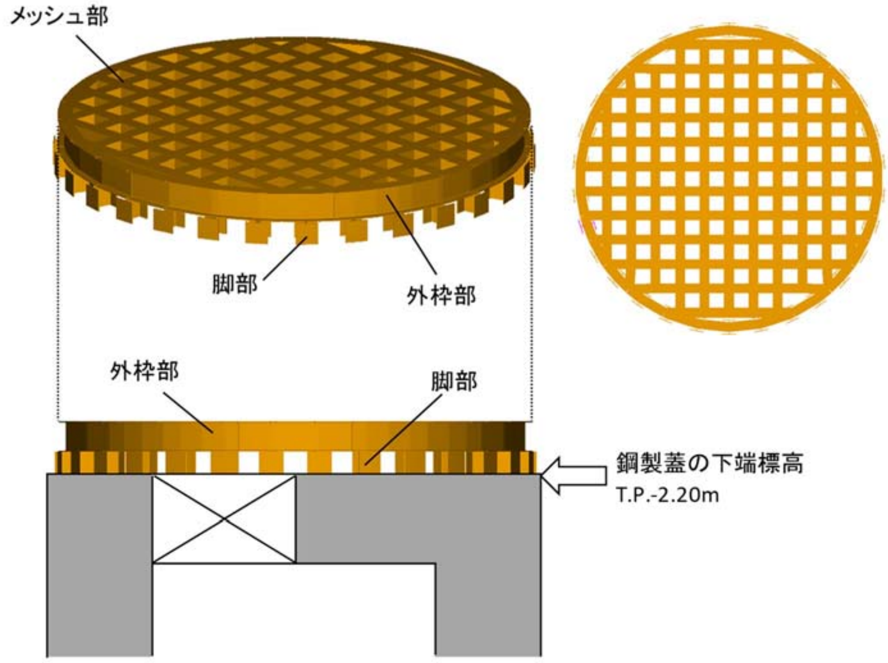


図 16.3－42　ＳＡ用海水ピット取水塔　上段鋼製蓋のモデル概念図

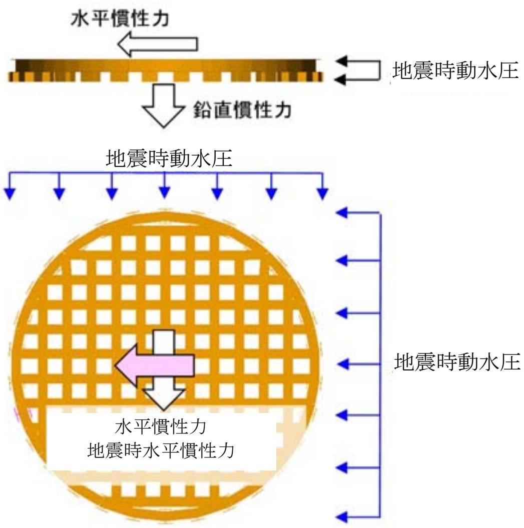


図 16.3－43　ＳＡ用海水ピット取水塔　上段鋼製蓋の荷重作用モデル概念図

対象部材の評価方法を以下に示す。各部材において，単純梁モデル及び片持ち梁モデルの発生応力が許容限界以下であることを確認する。上段鋼製蓋平面図及び計算用梁モデル図を図 6.3－44 に示す。

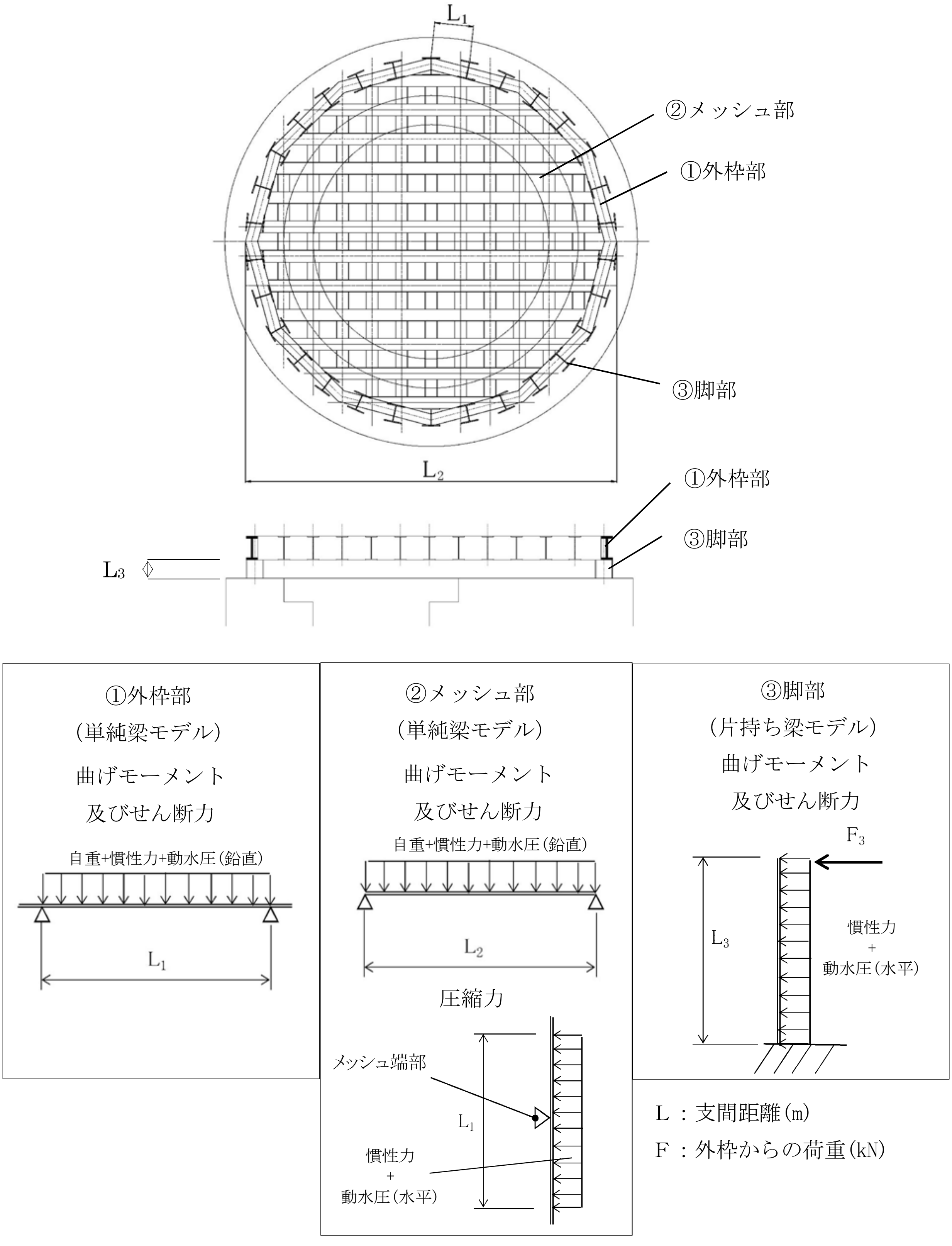


図 16.3－44　上段鋼製蓋平面図及び計算用梁モデル図

16.4　評価結果

16.4.1　地震応答解析結果

(1)　鉛直断面の検討ケースの選定

地震応答解析結果として，「断面力図」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「最大水平加速度分布」を示す。

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，すべての基準地震動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すべ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。

２次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力，鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を，表 16.4－1 及び表 16.4－2 に示す。

表 16.4－1（1）　①－①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動＼検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s－D１	H＋，V＋	0.33					
	H＋，V－	0.32					
	H－，V＋	0.36					
	H－，V－	0.37	0.31	0.31	0.41	0.20	0.20
S_s－１１		0.13					
S_s－１２		0.17					
S_s－１３		0.15					
S_s－１４		0.13					
S_s－２１		0.19					
S_s－２２		0.20					
S_s－３１	H＋，V＋	0.27					
	H－，V＋	0.26					

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

表 16.4－1（2）　①－①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動＼検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s－D１	H＋，V＋	0.37					
	H＋，V－	0.37					
	H－，V＋	0.41					
	H－，V－	0.42	0.40	0.41	0.54	0.27	0.26
S_s－１１		0.12					
S_s－１２		0.17					
S_s－１３		0.16					
S_s－１４		0.11					
S_s－２１		0.19					
S_s－２２		0.21					
S_s－３１	H＋，V＋	0.30					
	H－，V＋	0.28					

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

表 16.4－1（3）　①－①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動＼検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s－D１	H＋，V＋	0.38					
	H＋，V－	0.38					
	H－，V＋	0.42					
	H－，V－	0.42	0.40	0.40	0.51	0.31	0.30
S_s－１１		0.12					
S_s－１２		0.17					
S_s－１３		0.16					
S_s－１４		0.12					
S_s－２１		0.21					
S_s－２２		0.23					
S_s－３１	H＋，V＋	0.31					
	H－，V＋	0.29					

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

表 16.4−2（1）　②−②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動＼検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$\mathrm{S_s}$−D１	H＋，V＋	0.26					
	H＋，V−	0.26					
	H−，V＋	0.27					
	H−，V−	0.27	0.22	0.22	0.27	0.16	0.16
$\mathrm{S_s}$−１１		0.09					
$\mathrm{S_s}$−１２		0.11					
$\mathrm{S_s}$−１３		0.10					
$\mathrm{S_s}$−１４		0.10					
$\mathrm{S_s}$−２１		0.17					
$\mathrm{S_s}$−２２		0.21					
$\mathrm{S_s}$−３１	H＋，V＋	0.20					
	H−，V＋	0.19					

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

表 16.4−2（2）　②−②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動＼検討ケース		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$\mathrm{S_s}$−D１	H＋，V＋	0.27					
	H＋，V−	0.27					
	H−，V＋	0.29					
	H−，V−	0.29	0.27	0.29	0.33	0.20	0.20
$\mathrm{S_s}$−１１		0.05					
$\mathrm{S_s}$−１２		0.09					
$\mathrm{S_s}$−１３		0.08					
$\mathrm{S_s}$−１４		0.07					
$\mathrm{S_s}$−２１		0.16					
$\mathrm{S_s}$−２２		0.22					
$\mathrm{S_s}$−３１	H＋，V＋	0.22					
	H−，V＋	0.18					

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

表 16.4－2（3）　②－②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

検討ケース／地震動		コンクリートの曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_s－D１	H＋，V＋	0.28					
	H＋，V－	0.28					
	H－，V＋	0.29					
	H－，V－	0.29	0.29	0.30	0.34	0.24	0.23
S_s－１１		0.08					
S_s－１２		0.10					
S_s－１３		0.10					
S_s－１４		0.09					
S_s－２１		0.19					
S_s－２２		0.23					
S_s－３１	H＋，V＋	0.21					
	H－，V＋	0.20					

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

(2)　部材に着目した断面力図

ＳＡ用海水ピット取水塔の基準地震動Ｓ$_{s}$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 16.4－1 に示す。その照査結果を表 16.4－3～表 16.4－4 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

表 16.4－3（1）　コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（①－①断面）
（各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波）

検討ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)	σ_c (N/mm^2)	σ_{ca} (N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
④	S_s－D1 (H－，V－)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
④	S_s－D1 (H－，V－)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	8.5	21	0.41

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 16.4－3（2）　鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（①－①断面）
（各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波）

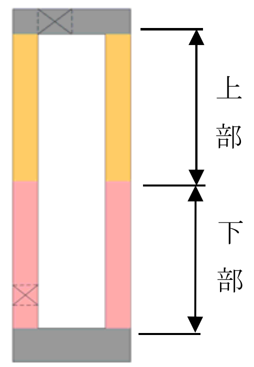
検討ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度	短期許容応力度	照査値
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa}
④	S_s－D1 (H－，V－)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	153014	5125	234	435	0.54
④	S_s－D1 (H－，V－)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	249178	7227	210	435	0.49

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 16.4－3（3）　鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果（①－①断面）
（各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波）

検討ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V(kN)	短期許容せん断力 V_a(kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
④	S_s－D1 (H－，V－)	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51
④	S_s－D1 (H－，V－)	下部				8-D32@150	34842	68321	0.51

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。



評価位置図

表 16.4－4 (1)　コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（②－②断面）
（各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波）

検討ケース	地震動	評価位置	断面性状 部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	鉄筋仕様	発生断面力 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
④	S_s－D1 (H－，V－)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
④	S_s－D1 (H－，V－)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	5.5	21	0.27

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 16.4－4 (2)　鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（②－②断面）
（各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波）

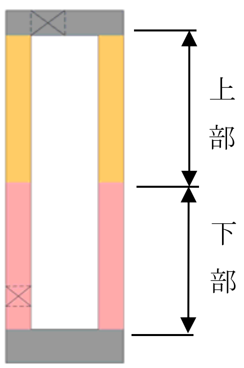
検討ケース	地震動	評価位置	断面性状 部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	鉄筋仕様	発生断面力 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
④	S_s－D1 (H－，V－)	上部	2659	6204	5539	外面D51@150 内面D51@150	100257	6457	143	435	0.33
④	S_s－D1 (H－，V－)	下部				外面D51@150(1段目) 外面D51@150(2段目) 内面D51@150(1段目) 内面D51@150(2段目)	159287	8636	128	435	0.30

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。

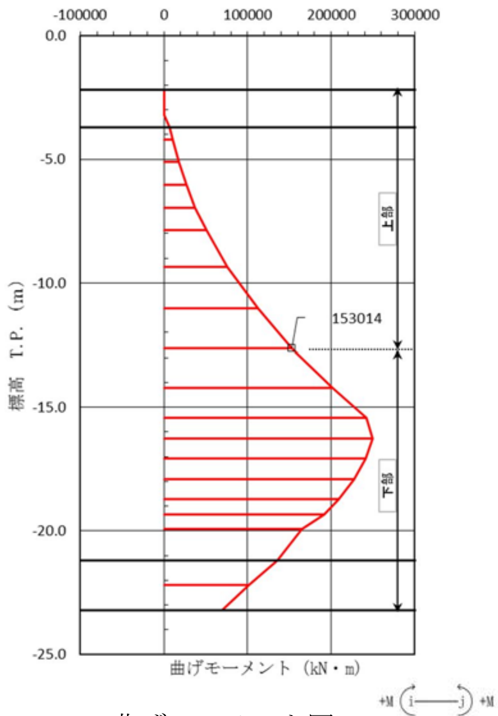
表 16.4－4 (3)　鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果（②－②断面）
（各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波）

検討ケース	地震動	評価位置	断面性状 部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V(kN)	短期許容せん断力 V_a(kN)	照査値 V/V_a
④	S_s－D1 (H－，V－)	上部	2659	6204	5539	4-D35@150	16885	50525	0.34
④	S_s－D1 (H－，V－)	下部				8-D32@150	22481	68321	0.33

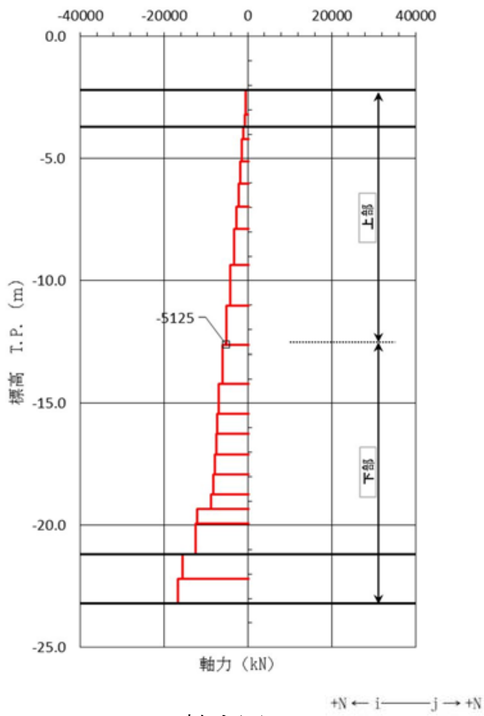
注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。



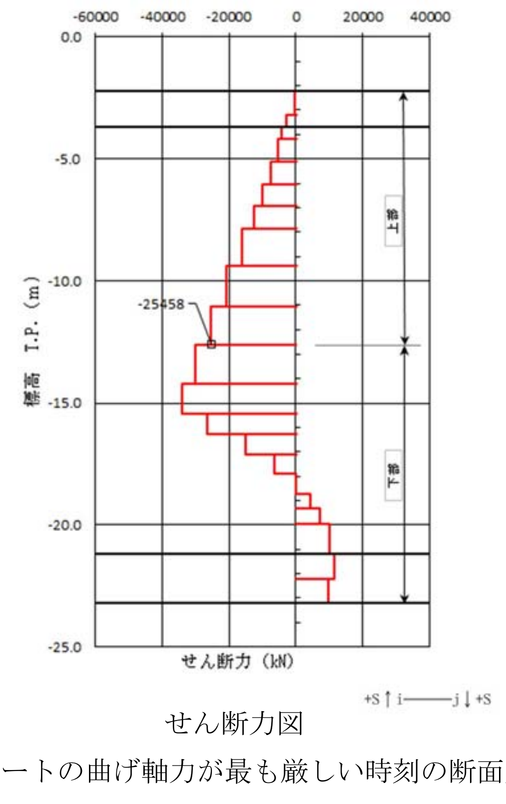
評価位置図



曲げモーメント図



軸力図



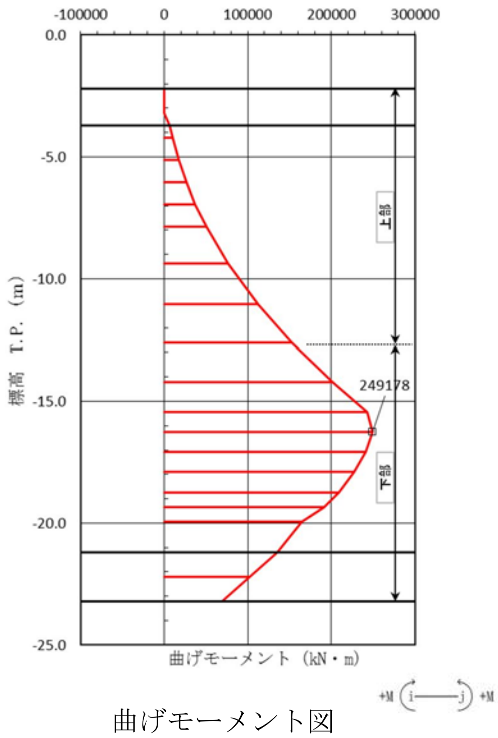
せん断力図

図 16.4－1（1）　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，上部）

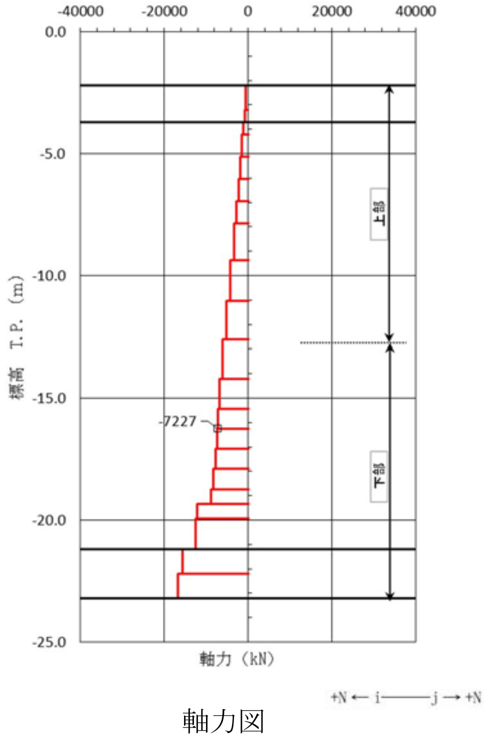
（Ｓ$_{ｓ}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

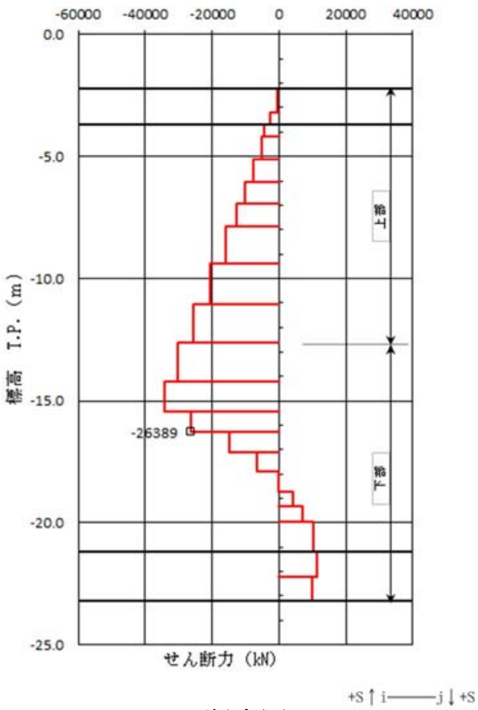
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



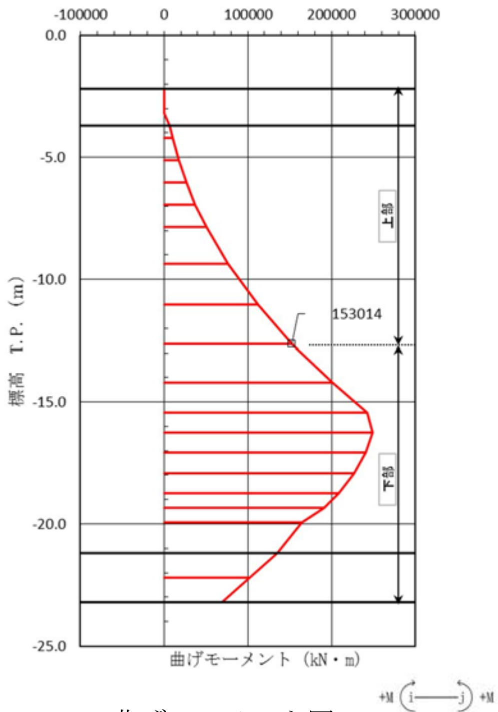
せん断力図

図 16.4－1（2） コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，下部）

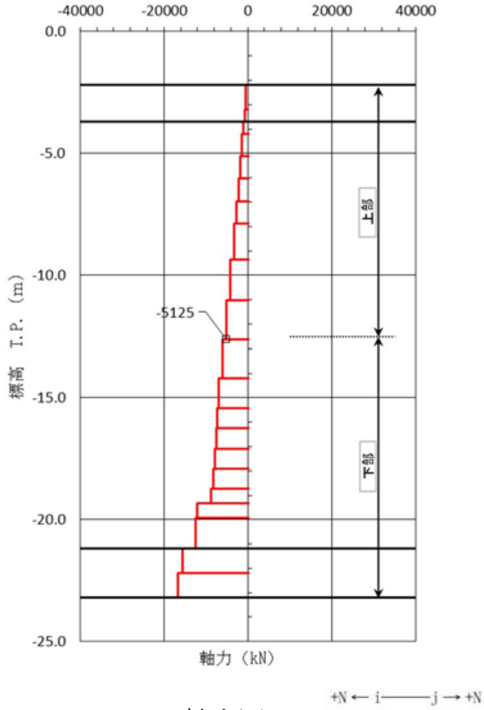
（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86 ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

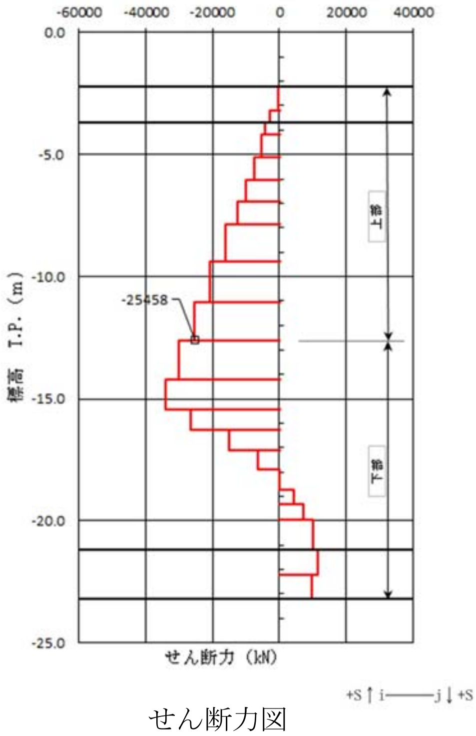
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



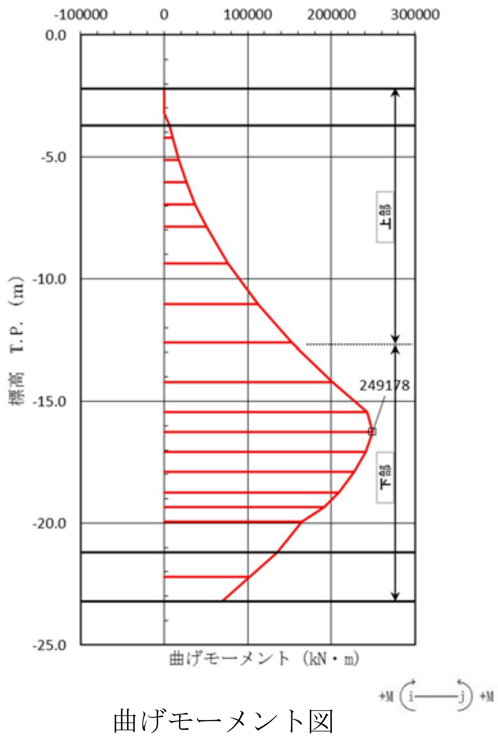
せん断力図

図 16.4－1（3）　鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，上部）

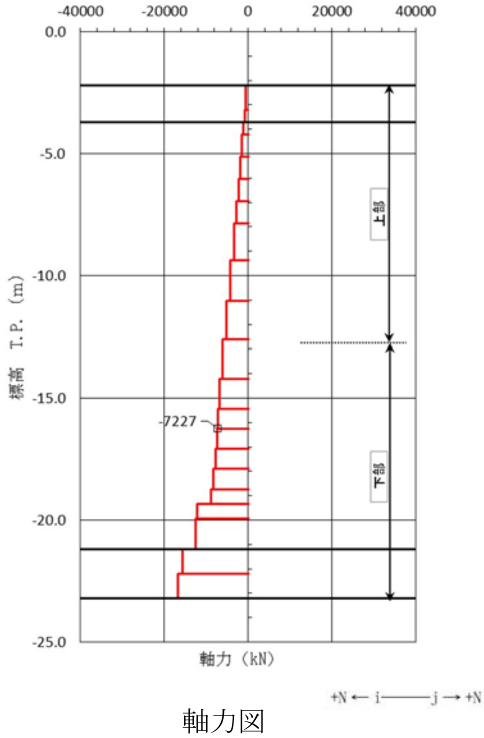
（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

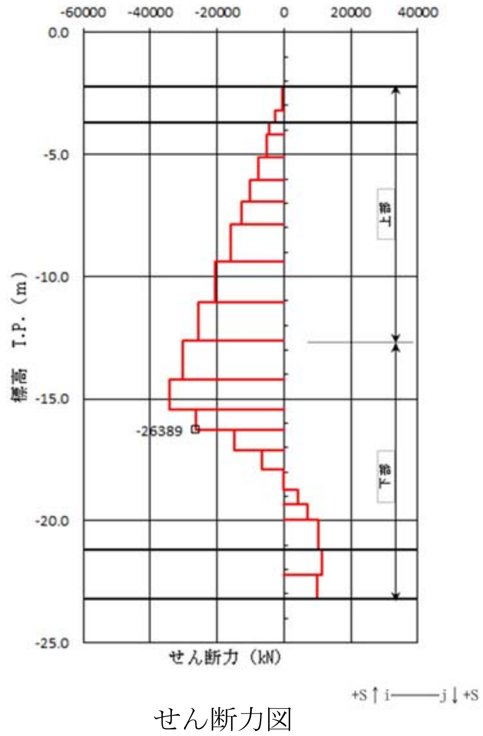
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



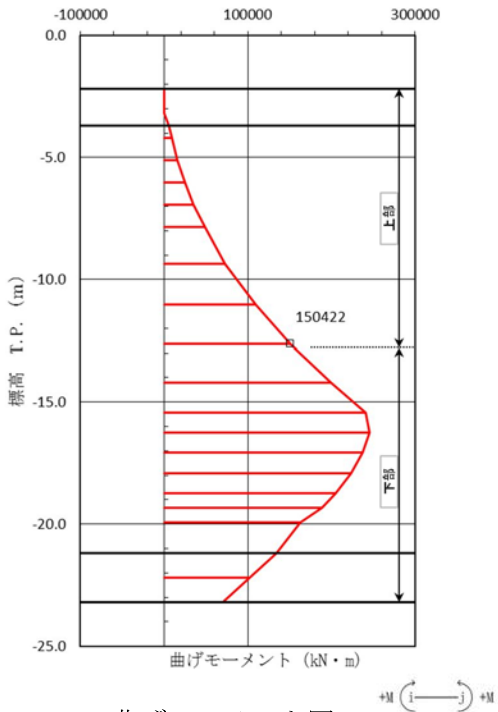
せん断力図

図 16.4－1（4）　鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，下部）

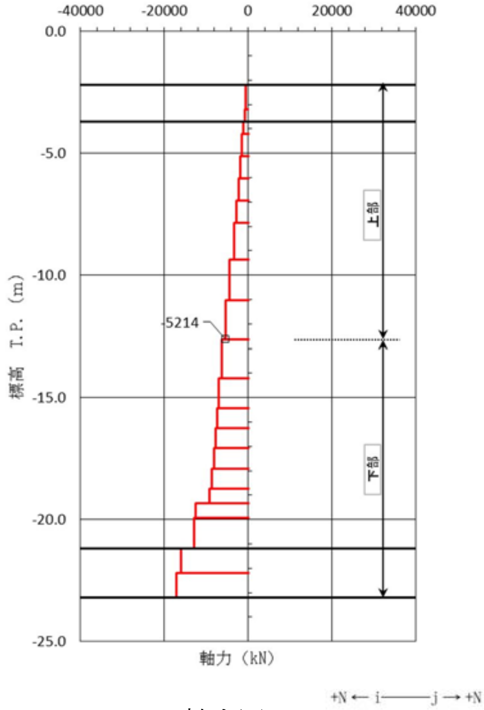
（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

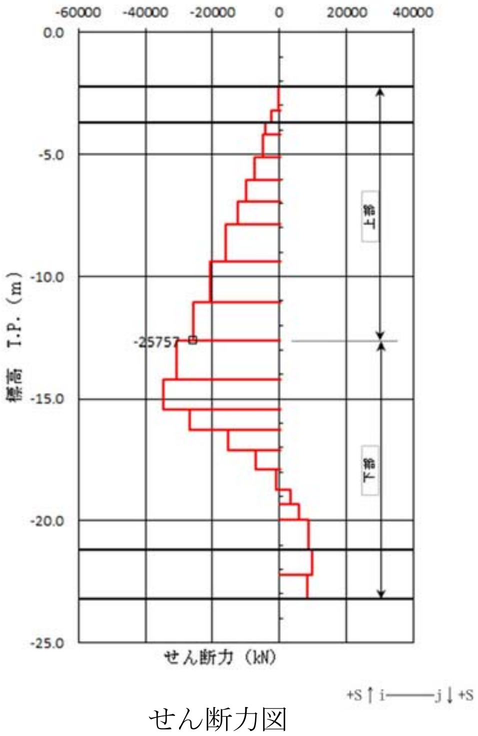
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



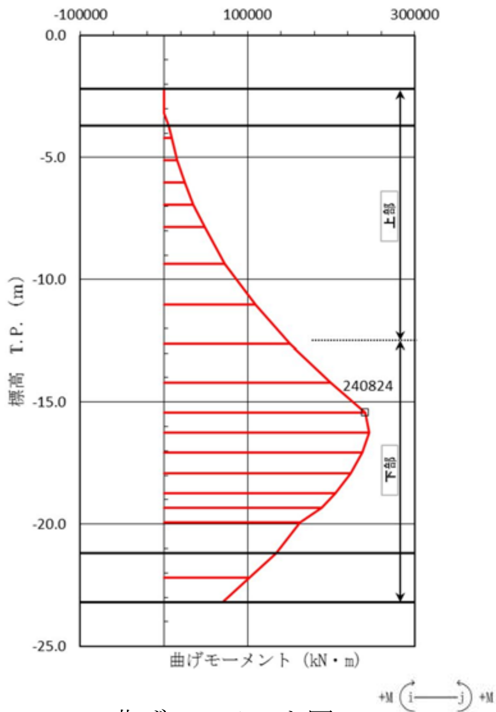
せん断力図

図 16.4−1（5）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（①−①断面，上部）

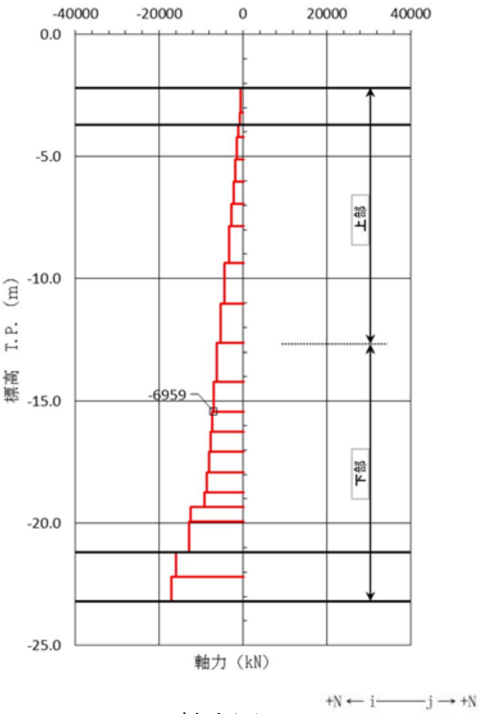
（$\mathrm{S_s}$−D１〔H−，V−〕，ｔ＝53.86　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

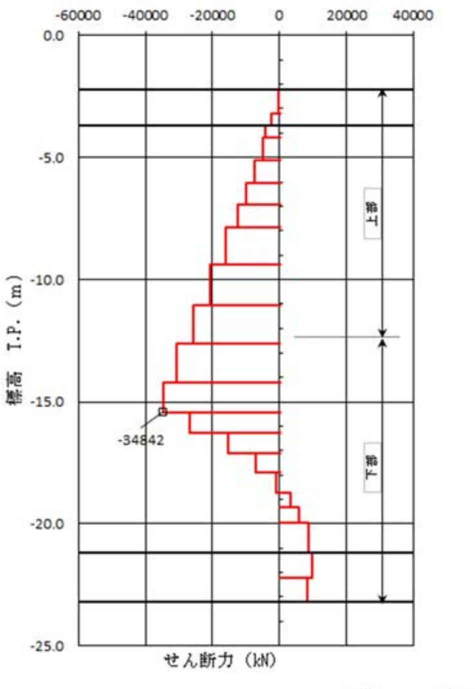
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



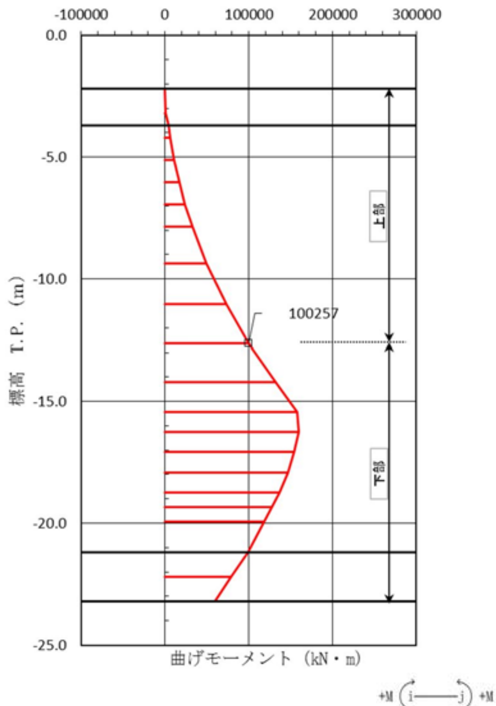
せん断力図

図 16.4－1（6） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，下部）

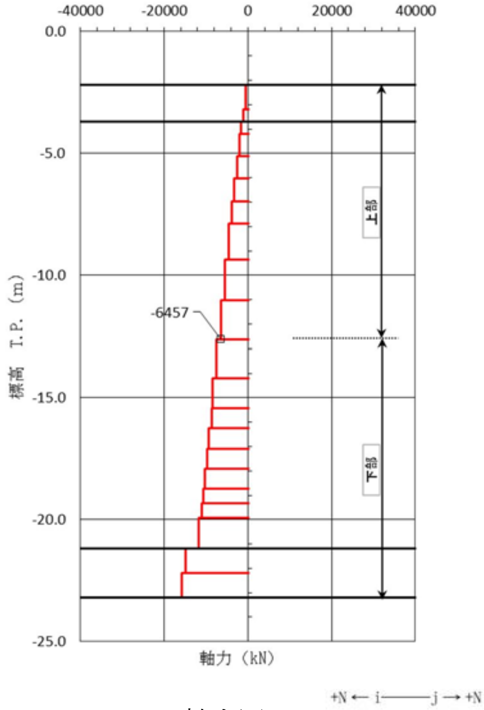
（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86 ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

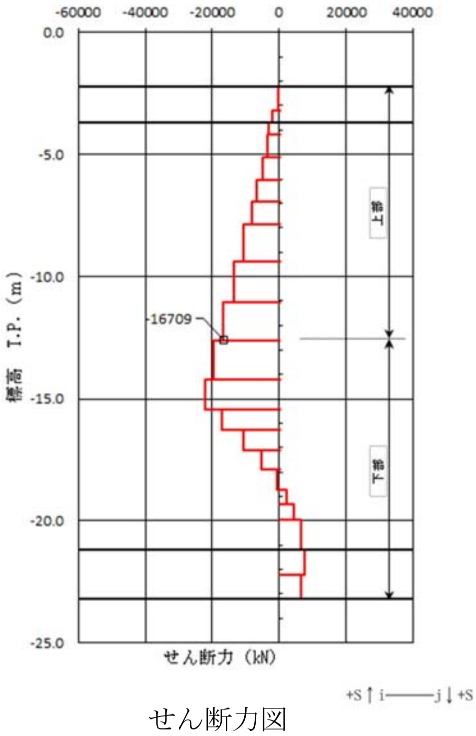
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



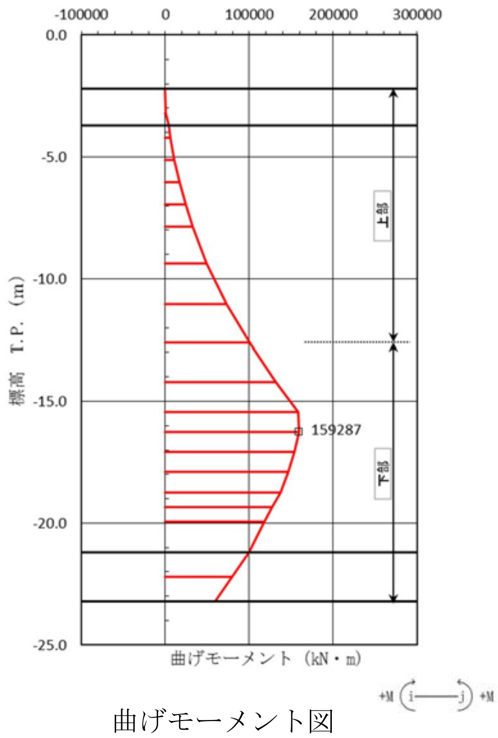
せん断力図

図 16.4－1（7）　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，上部）

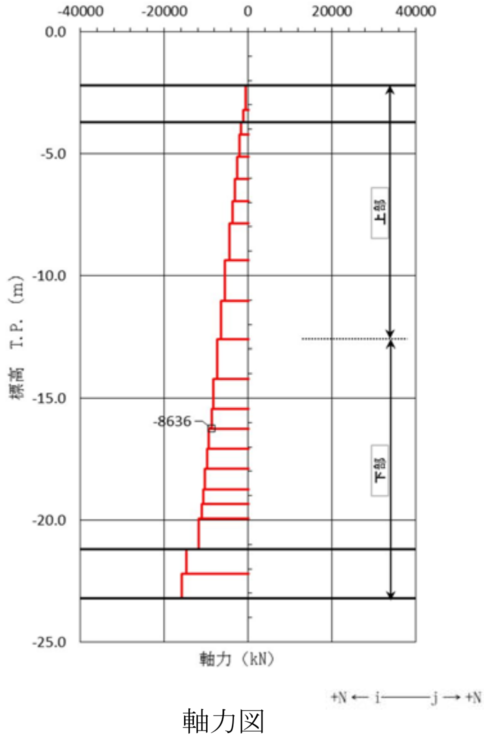
（S_s－D１〔H－，V－〕，ｔ＝53.88　s）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

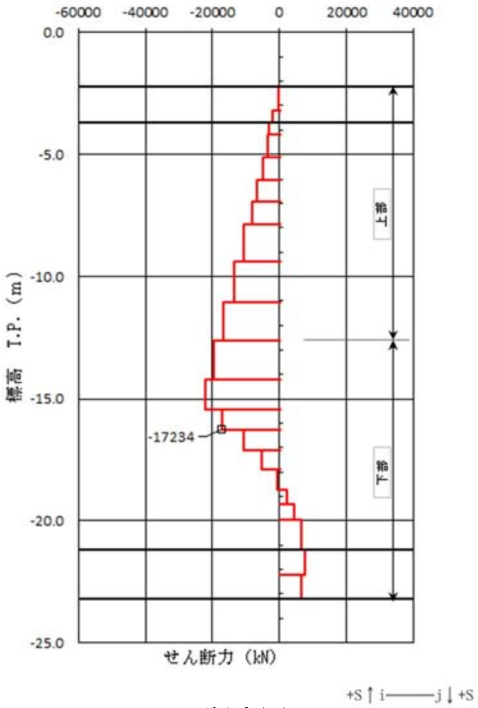
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



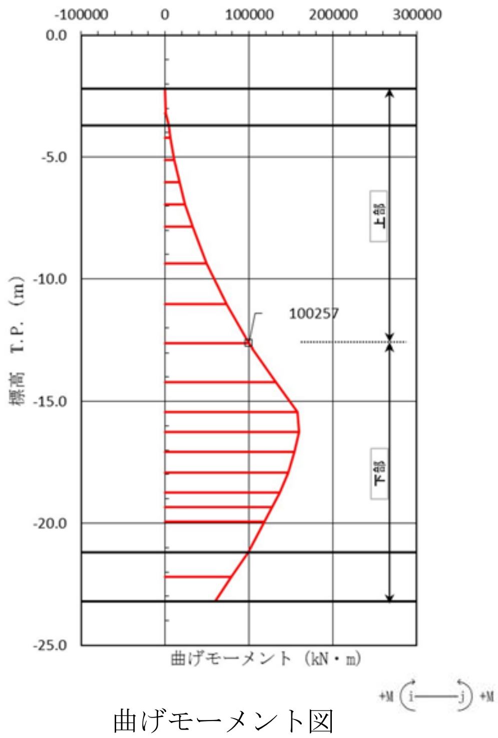
せん断力図

図 16.4－1（8）　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

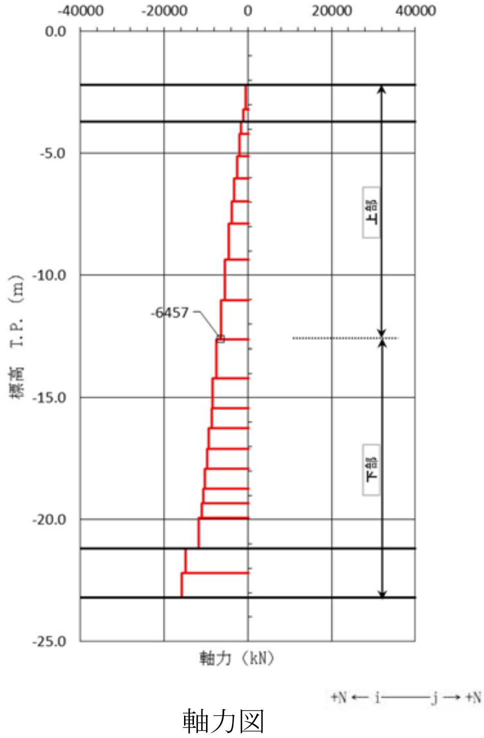
（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.88　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

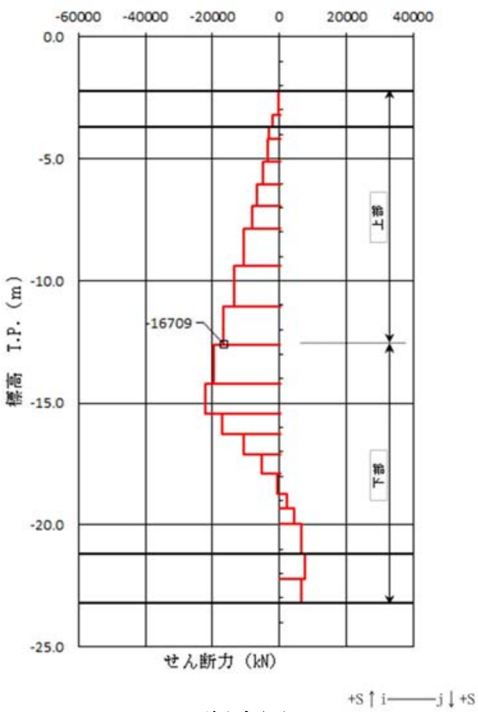
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



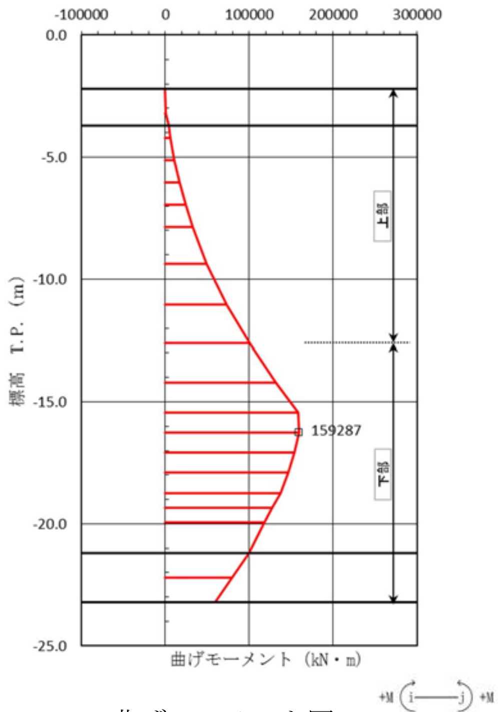
せん断力図

図 16.4－1（9）　鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，上部）

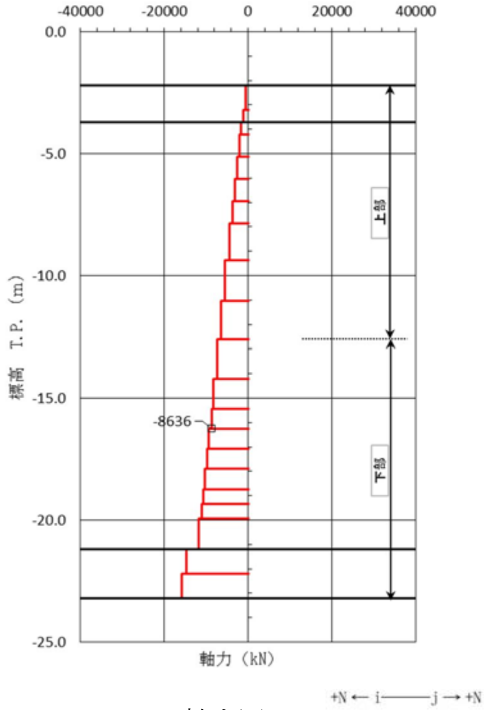
（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.88 ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

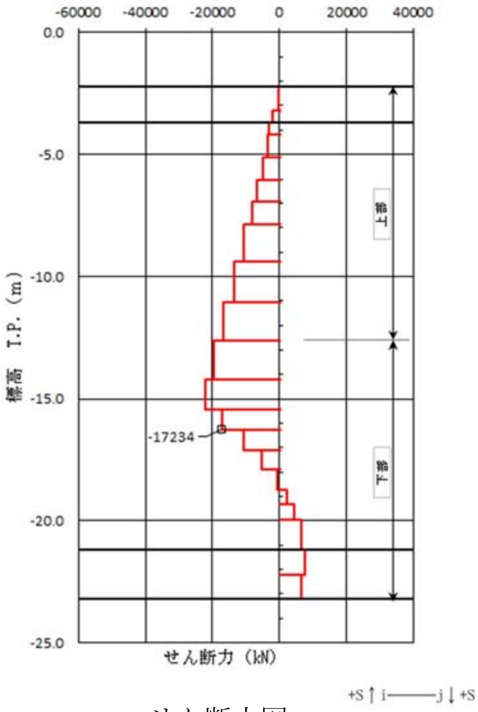
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



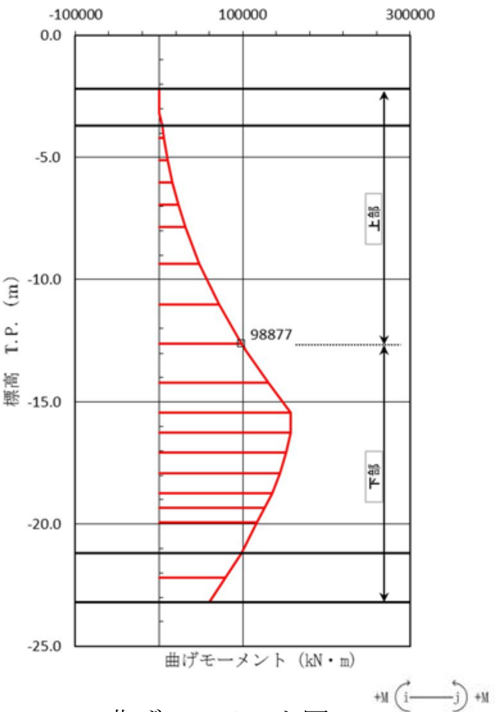
せん断力図

図 16.4－1（10）　鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

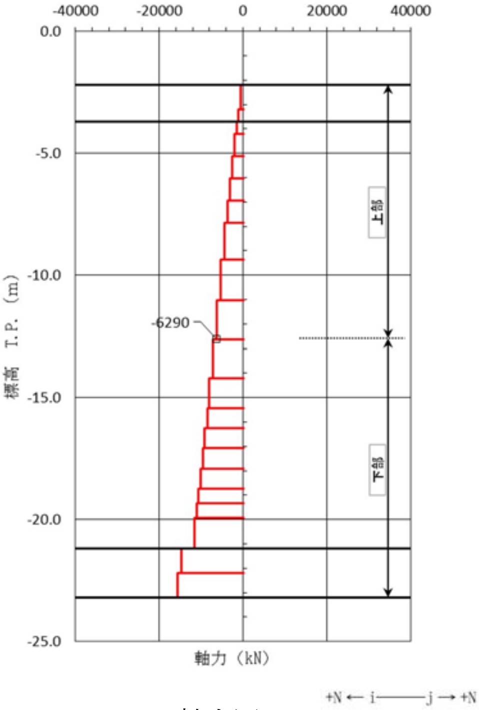
（S_s－D１〔H－，V－〕，ｔ＝53.88 ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

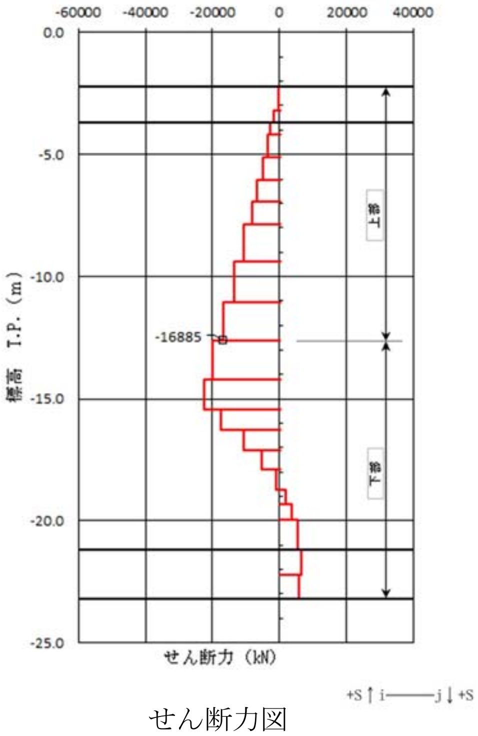
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



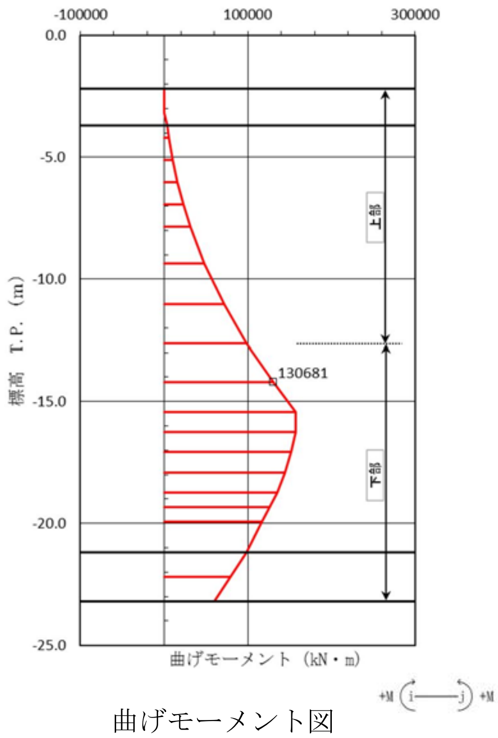
せん断力図

図 16.4－1（11）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，上部）

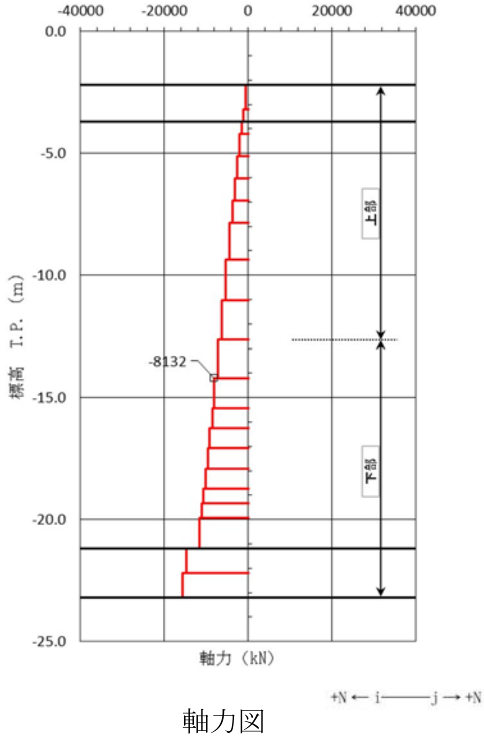
（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

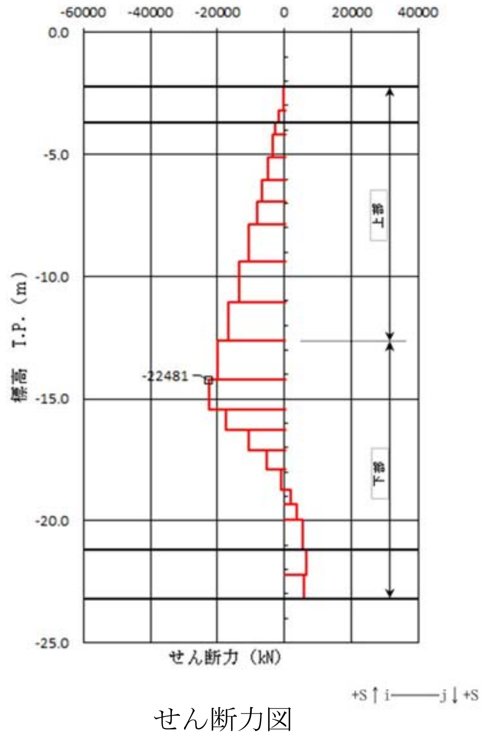
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 16.4－1（12）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86　ｓ）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

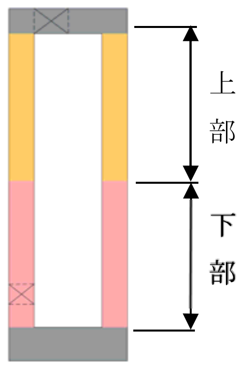
(3)　地震動に着目した地震時断面力図

ＳＡ用海水ピット取水塔の各検討ケースにおける最も厳しい照査値と照査項目を表16.4−5 に示す。基準地震動$Ｓ_s$による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図16.4−2 に示す。本図は各検討ケースにおいて，コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査のうち，照査値が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

表 16.4－5（1）　各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置
（①－①断面）

検討ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	S_s－D１	H＋，V＋	①-①断面	0.38	せん断照査	上部
①	S_s－D１	H＋，V－	①-①断面	0.37	せん断照査	上部
①	S_s－D１	H－，V＋	①-①断面	0.41	せん断照査	下部
①	S_s－D１	H－，V－	①-①断面	0.42	せん断照査	下部
①	S_s－１１		①-①断面	0.12	曲げ照査（コンクリート）	下部
①	S_s－１２		①-①断面	0.17	せん断照査	上部
①	S_s－１３		①-①断面	0.15	せん断照査	上部
①	S_s－１４		①-①断面	0.12	曲げ照査（コンクリート）	下部
①	S_s－１５		①-①断面	0.21	せん断照査	上部
①	S_s－１６		①-①断面	0.23	せん断照査	上部
①	S_s－３１	H＋，V＋	①-①断面	0.30	曲げ照査（コンクリート）	上部
①	S_s－３１	H－，V＋	①-①断面	0.29	曲げ照査（コンクリート）	上部

注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
　　　評価位置は下図に示す

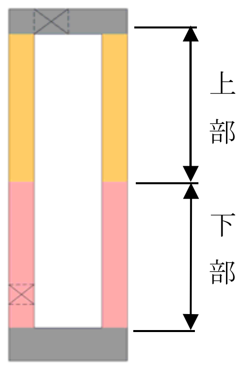


評価位置図

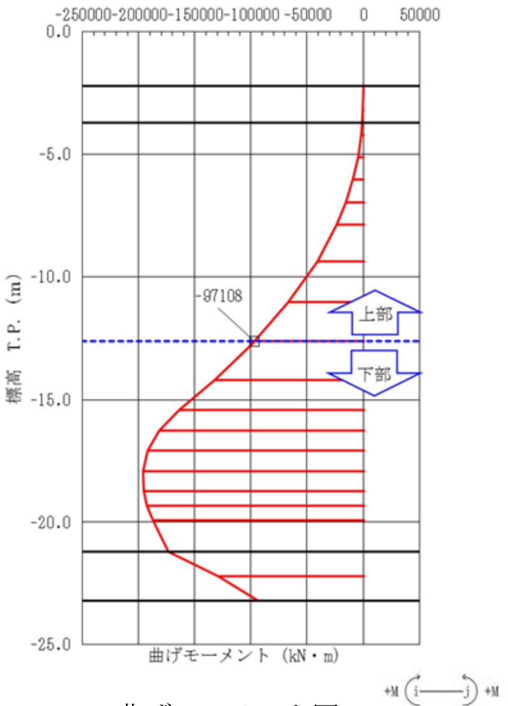
表 16.4－5（2）　各検討ケースにおいて最も厳しい照査値とその照査項目および評価位置
（②－②断面）

検討ケース	地震動	位相	断面	抽出照査値と照査項目		
				照査値	照査項目	照査位置
①	S_s－D１	H＋，V＋	②-②断面	0.28	せん断照査	上部
①	S_s－D１	H＋，V－	②-②断面	0.28	せん断照査	上部
①	S_s－D１	H－，V＋	②-②断面	0.29	せん断照査	上部
①	S_s－D１	H－，V－	②-②断面	0.29	せん断照査	上部
①	S_s－１１		②-②断面	0.09	曲げ照査（コンクリート）	下部
①	S_s－１２		②-②断面	0.11	曲げ照査（コンクリート）	下部
①	S_s－１３		②-②断面	0.10	曲げ照査（コンクリート）	下部
①	S_s－１４		②-②断面	0.10	曲げ照査（コンクリート）	下部
①	S_s－１５		②-②断面	0.19	せん断照査	上部
①	S_s－１６		②-②断面	0.23	せん断照査	上部
①	S_s－３１	H＋，V＋	②-②断面	0.21	せん断照査	上部
①	S_s－３１	H－，V＋	②-②断面	0.20	せん断照査	上部

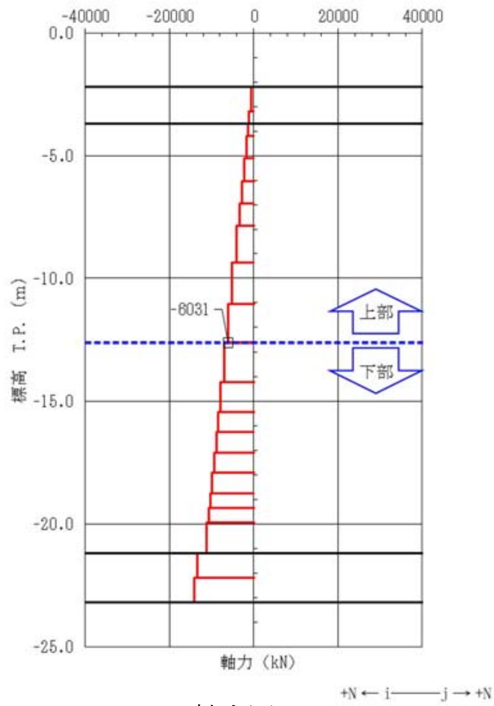
注記　①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
評価位置は下図に示す



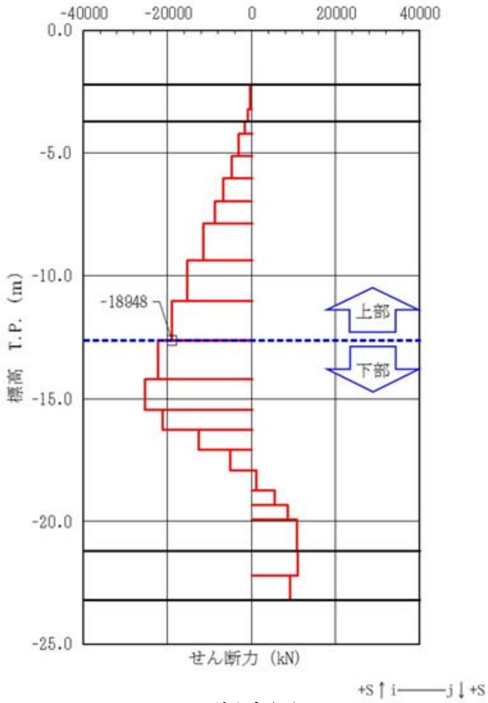
評価位置図



曲げモーメント図



軸力図

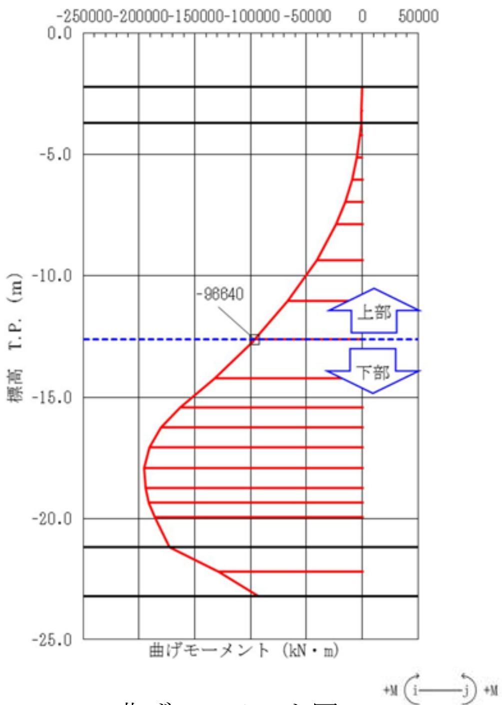


せん断力図

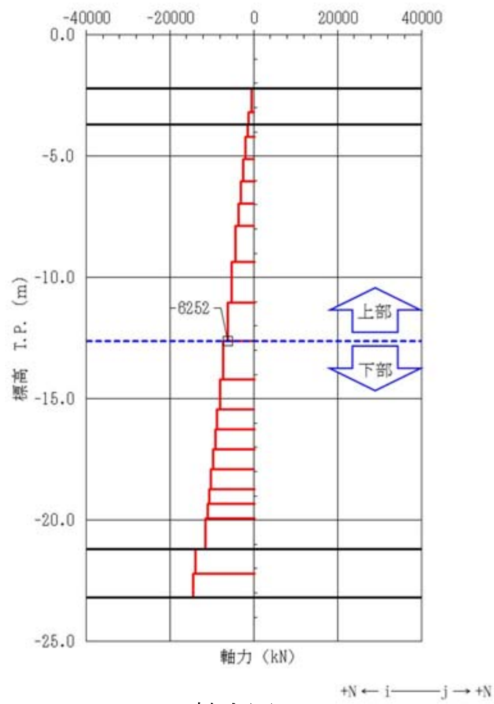
図 16.4－2 (1)　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，上部)

（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕， ｔ＝54.13 ｓ）

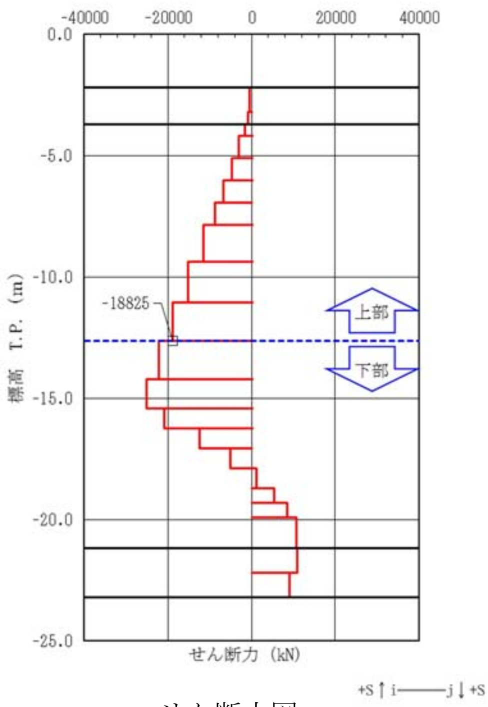
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

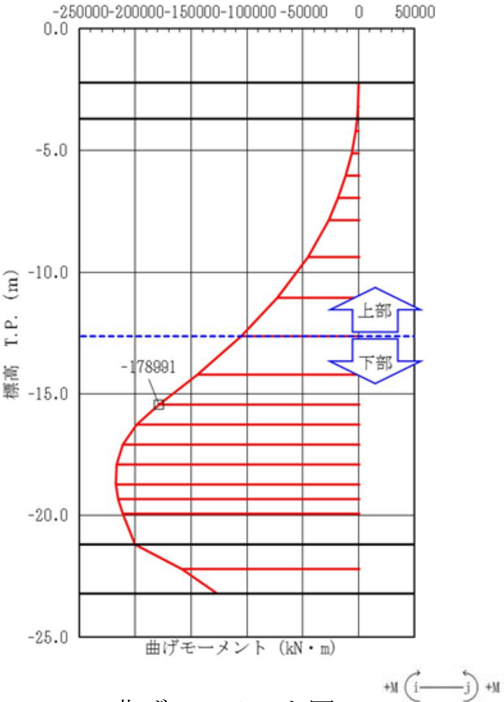


せん断力図

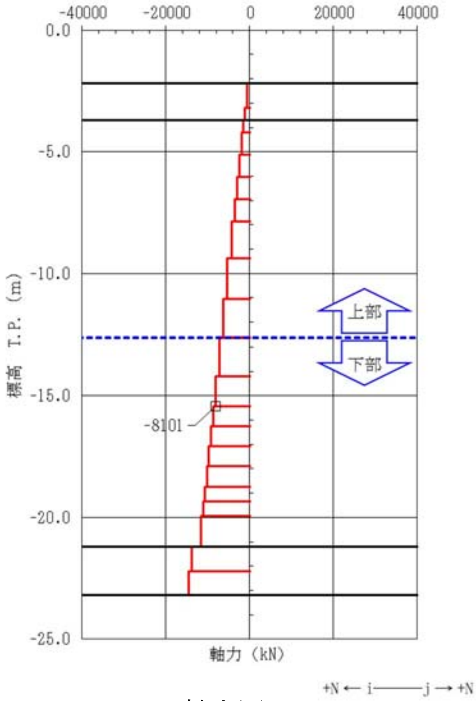
図 16.4－2 (2)　 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，上部)

（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕， ｔ＝54.13 ｓ）

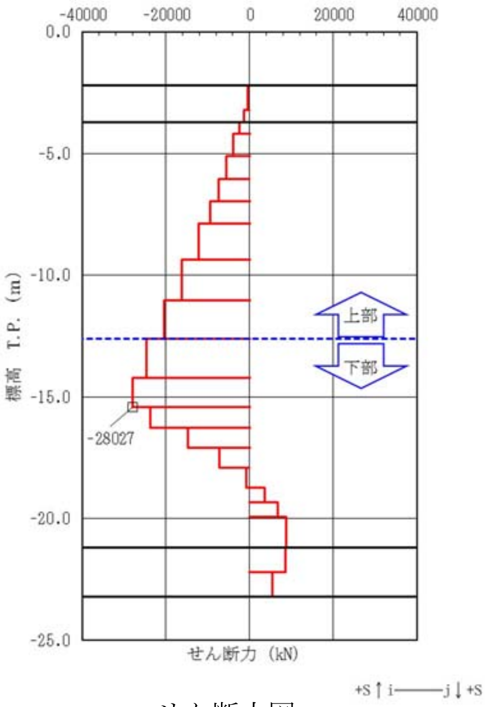
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

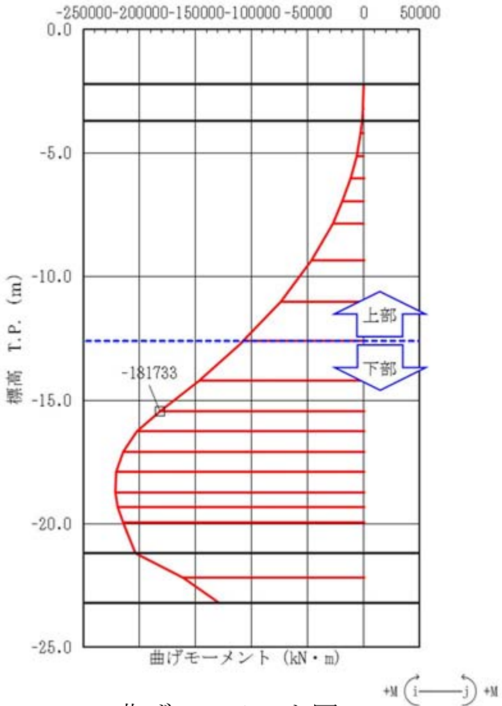


せん断力図

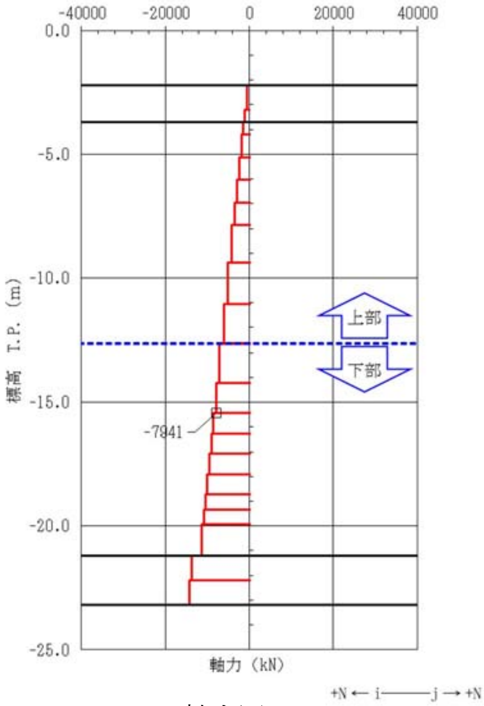
図 16.4－2（3）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，下部)

（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，ｔ＝53.86 ｓ）

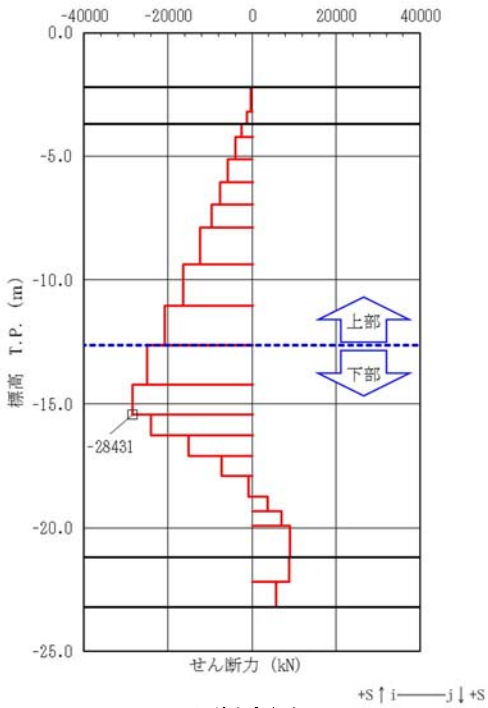
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

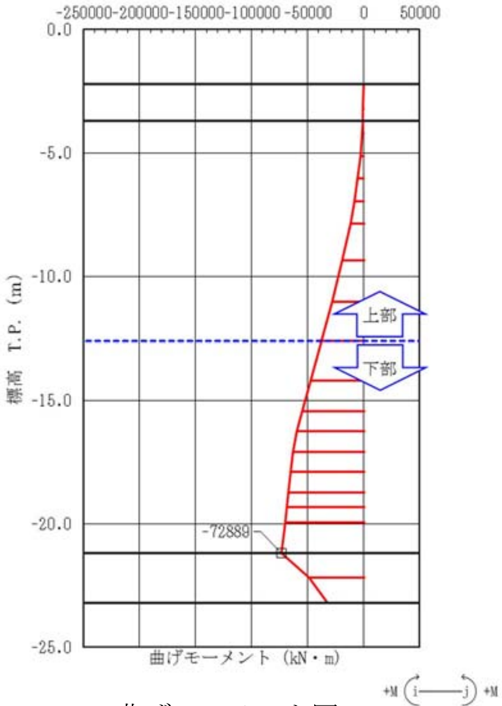


せん断力図

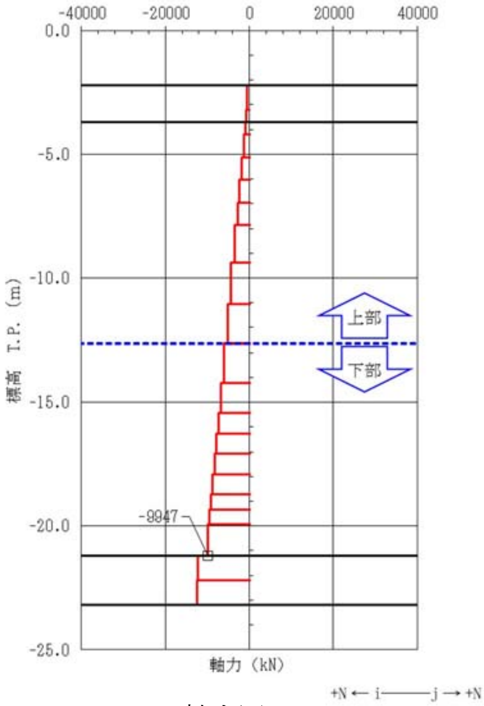
図 16.4－2（4） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，下部)

（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.86 ｓ）

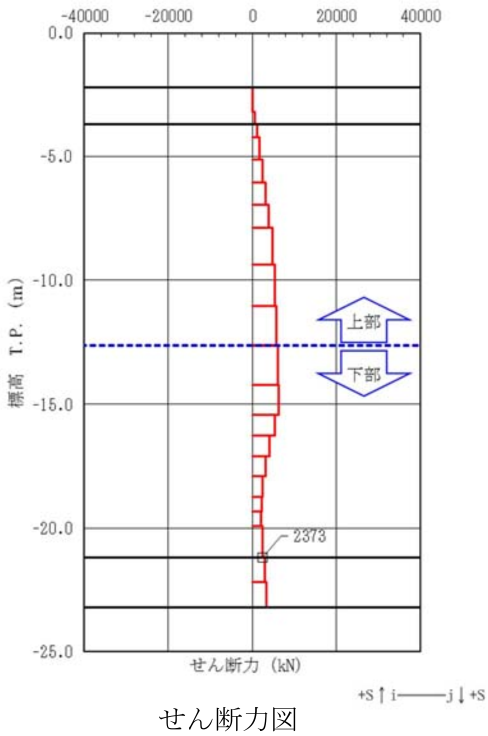
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

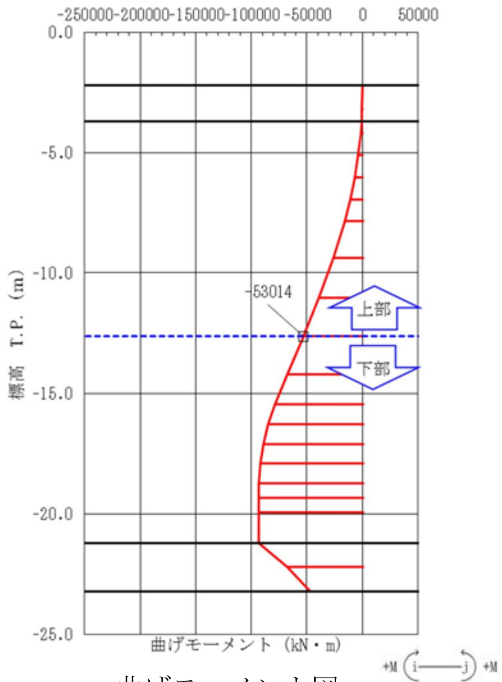


せん断力図

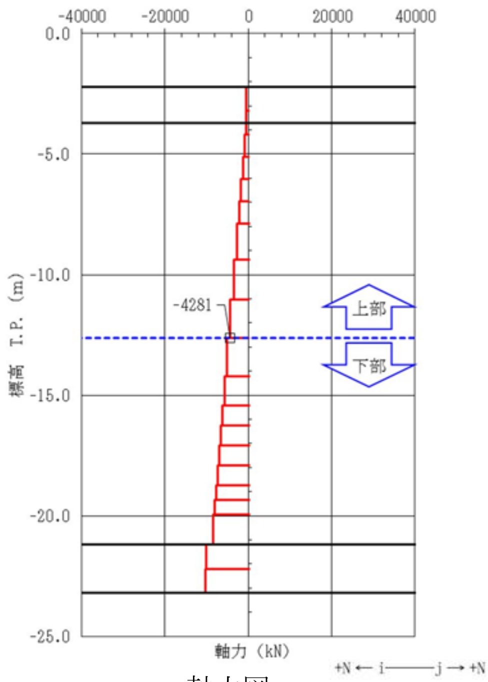
図 16.4－2 (5)　　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，下部）

（Ｓ$_{s}$－１１， ｔ＝23.48 ｓ）

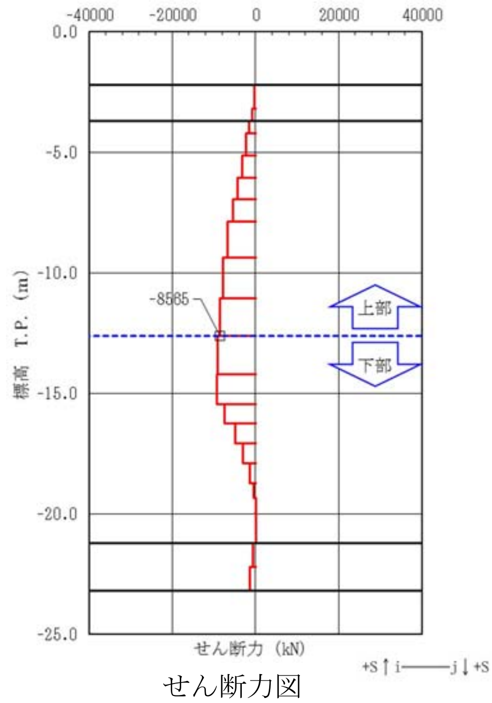
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

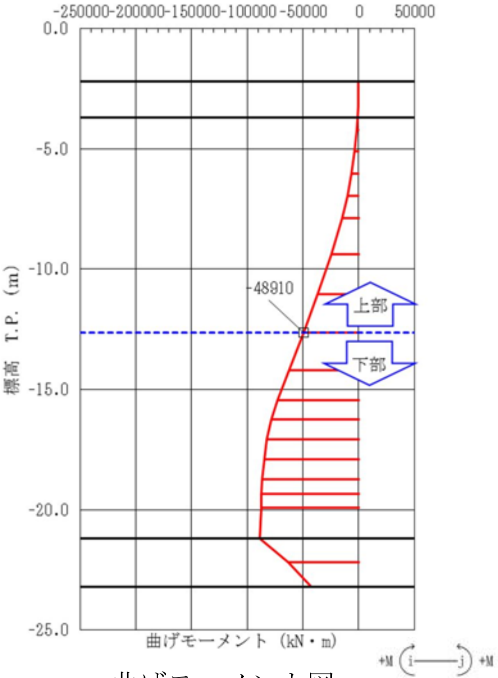


せん断力図

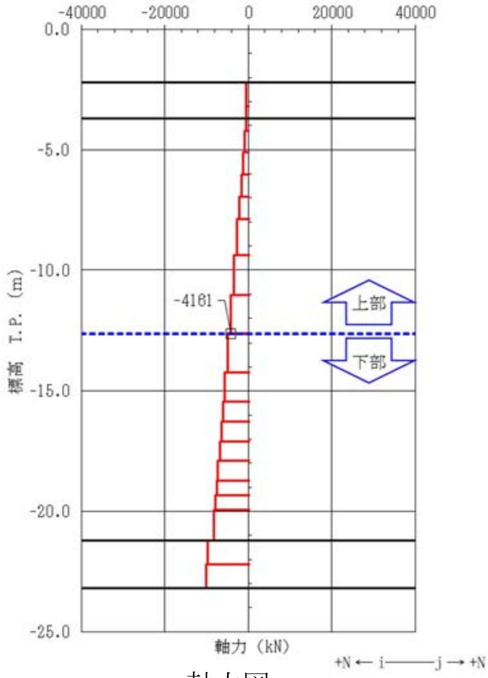
図 16.4－2（6） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，上部)

（Ｓ$_{s}$－１２， ｔ＝27.97 ｓ）

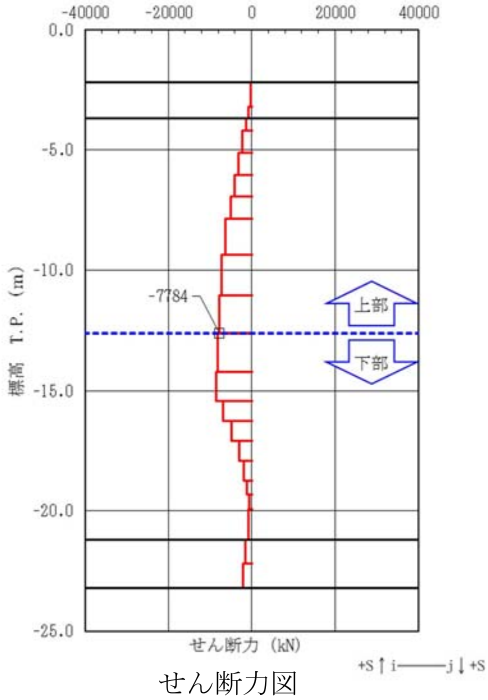
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

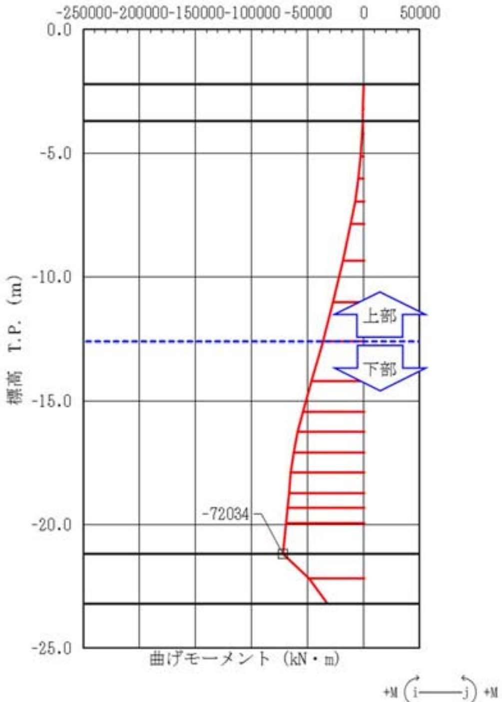


せん断力図

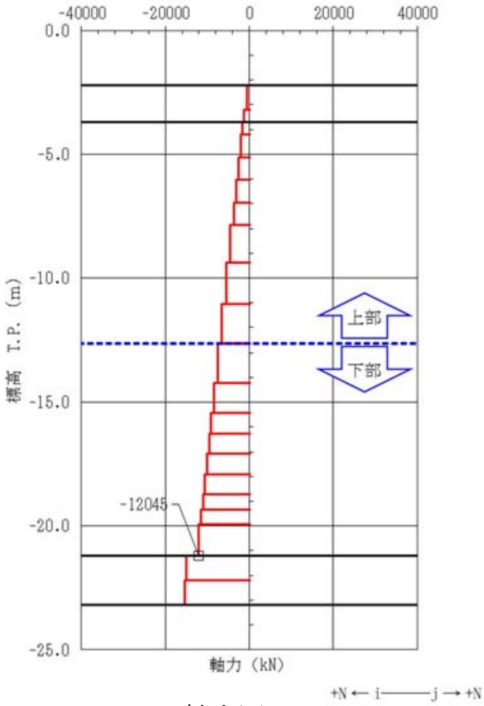
図 16.4－2 (7)　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，上部)

（Ｓ$_{s}$－１３， ｔ＝25.18 ｓ）

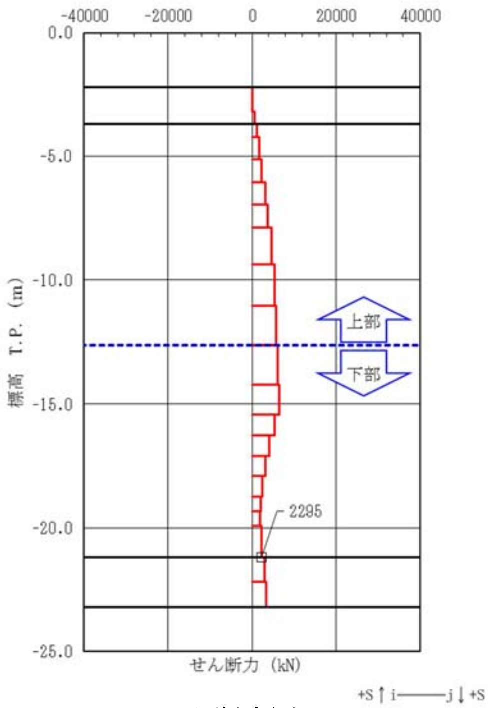
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

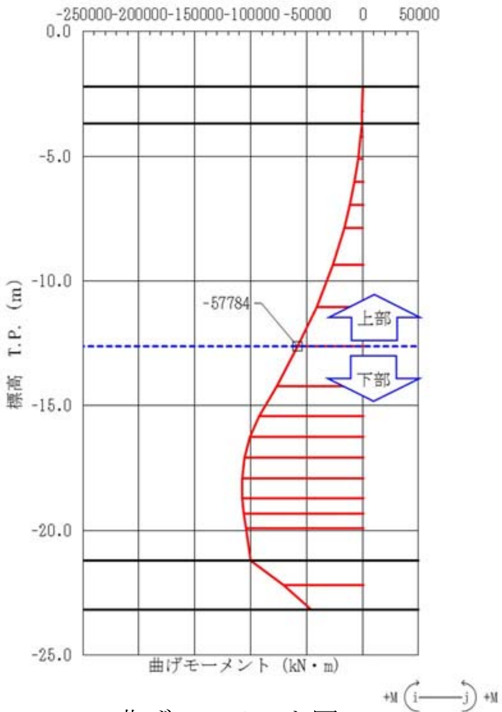


せん断力図

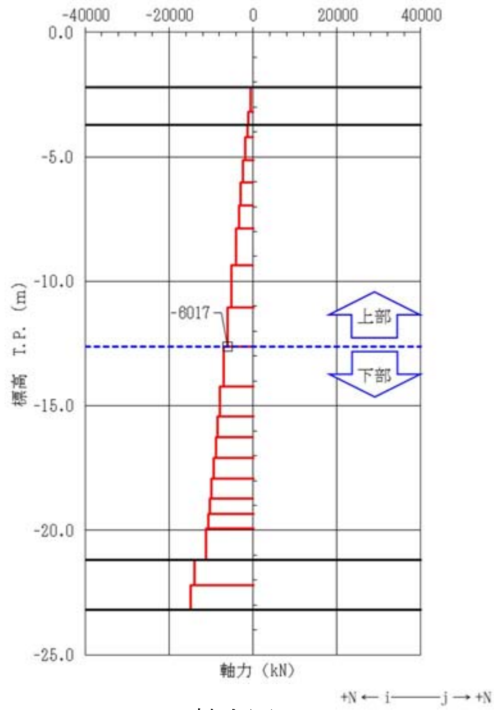
図 16.4－2 (8)　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，下部）

（Ｓ$_{s}$－１４， ｔ＝28.79 ｓ）

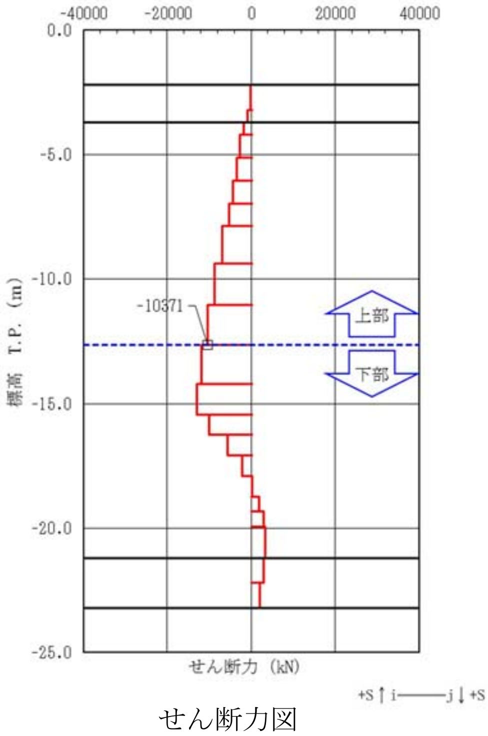
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

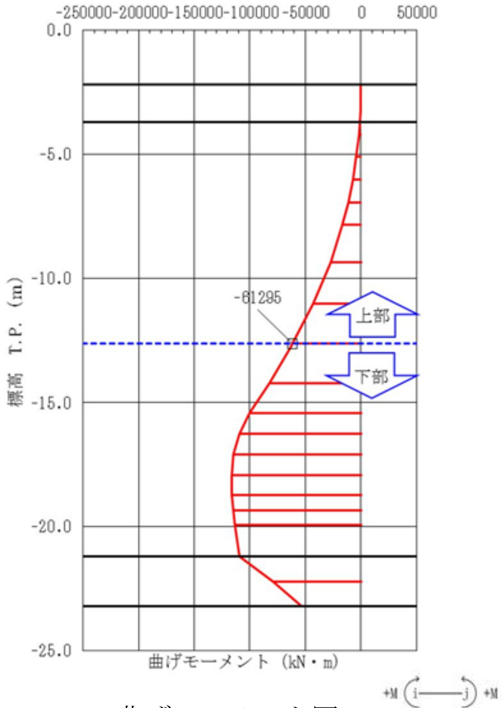


せん断力図

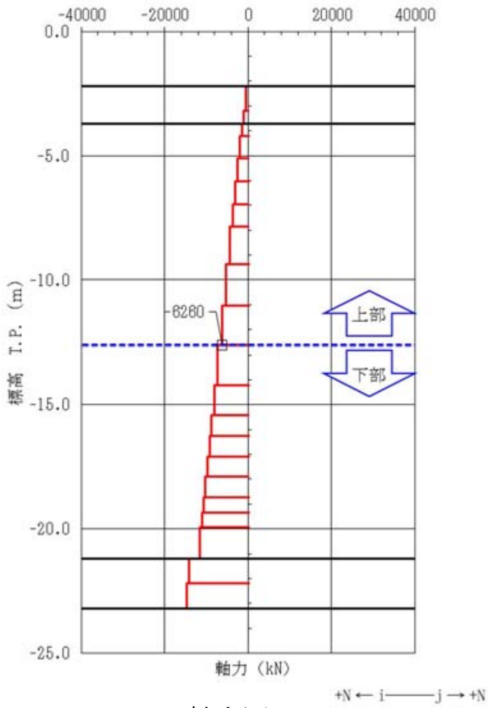
図 16.4－2 (9)　 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(①－①断面，上部)

（Ｓ$_s$－２１， ｔ＝80.18 ｓ）

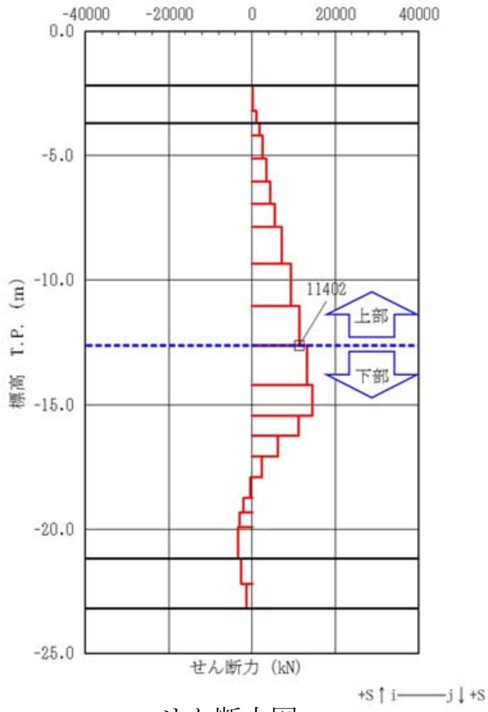
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

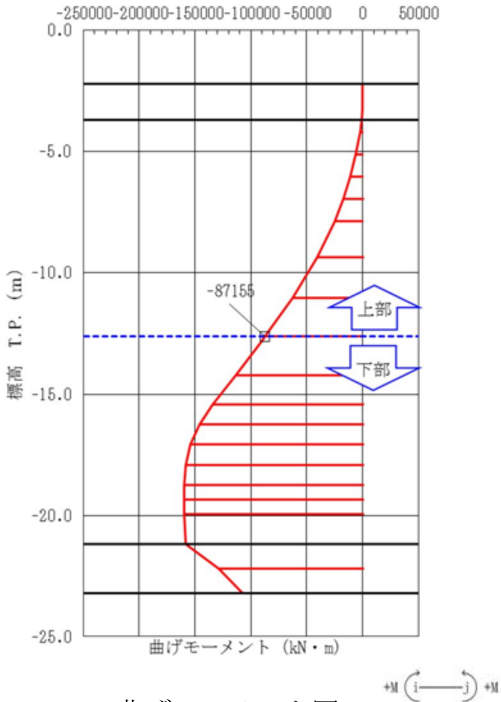


せん断力図

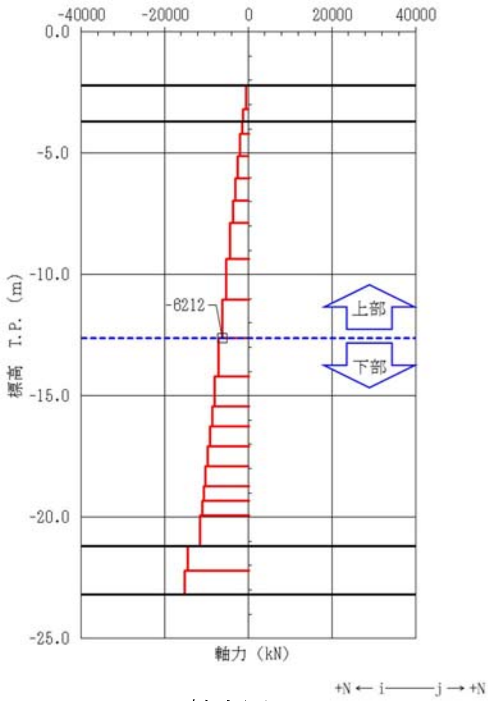
図 16.4－2（10） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，上部）

（Ｓ$_{s}$－２２，ｔ＝81.43 ｓ）

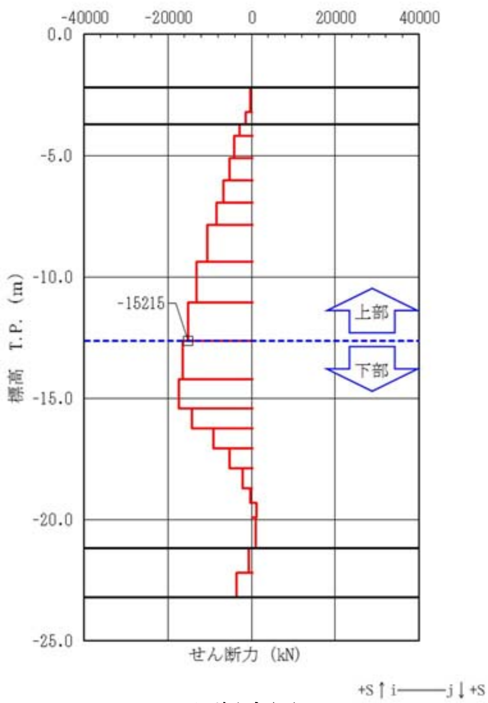
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

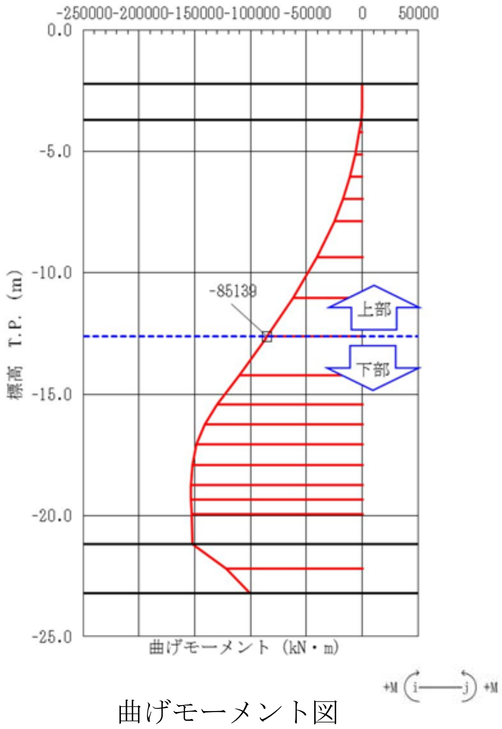


せん断力図

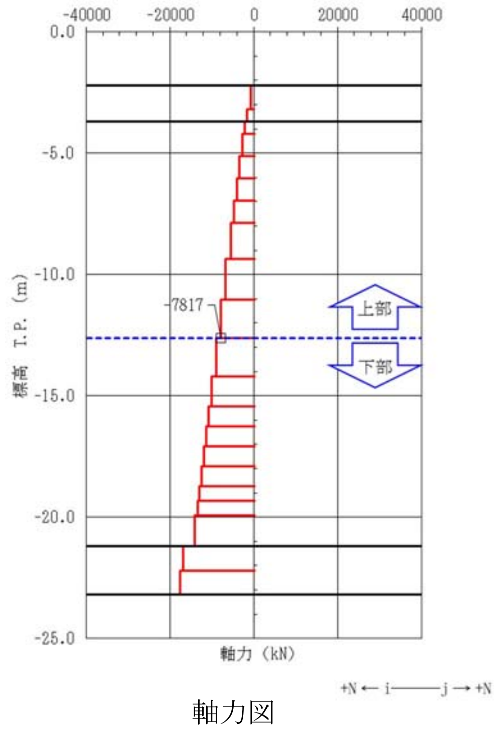
図 16.4－2（11）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，上部）

（$\mathrm{S_s}$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，ｔ＝8.68 ｓ）

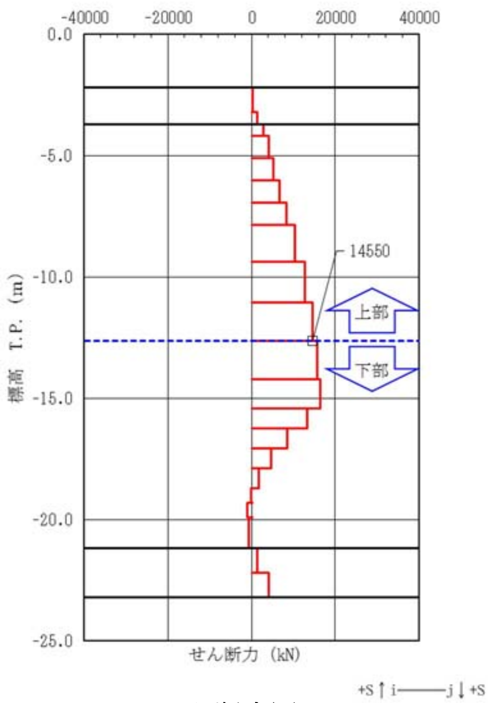
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

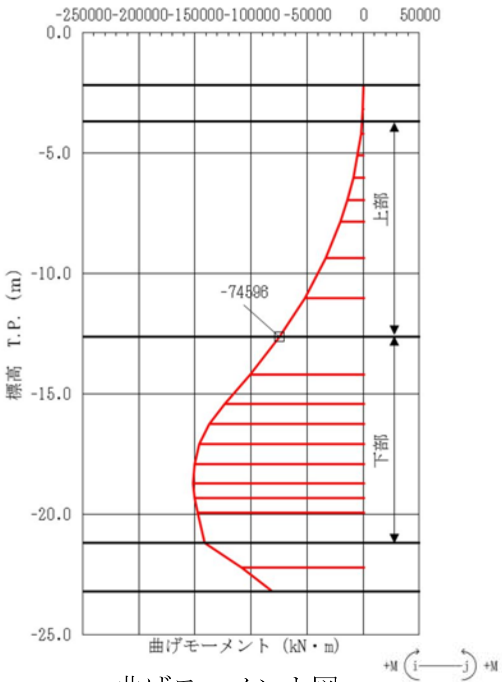


せん断力図

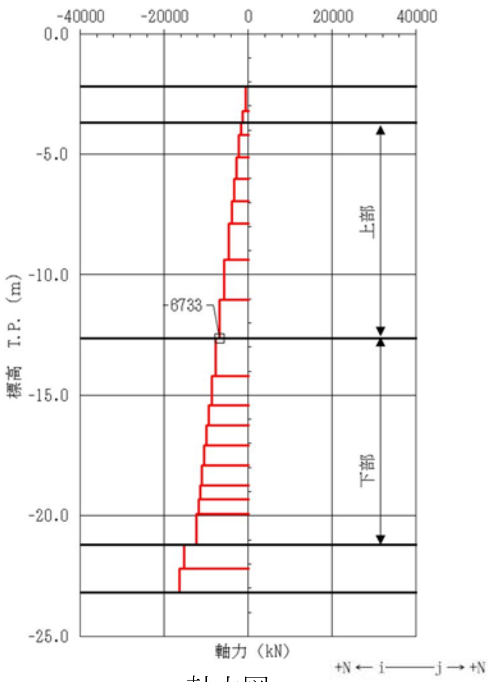
図 16.4－2（12） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（①－①断面，上部）

（S_s－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕， ｔ＝8.66 ｓ）

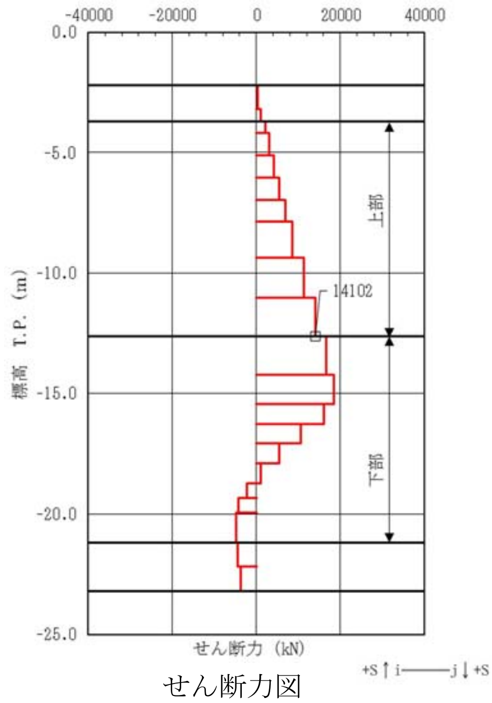
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

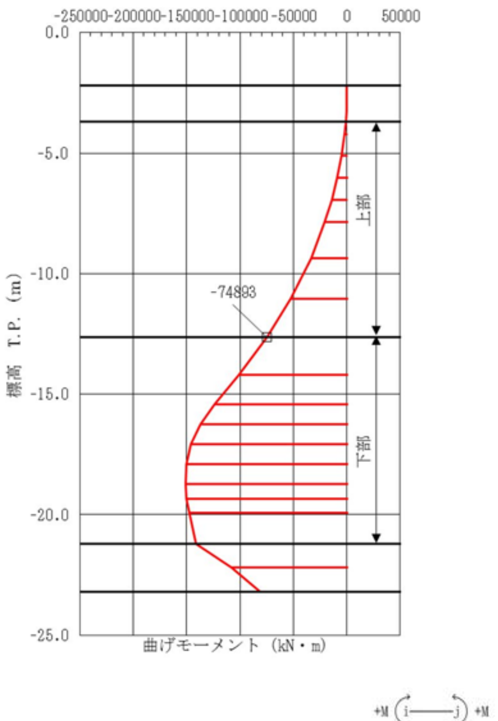


せん断力図

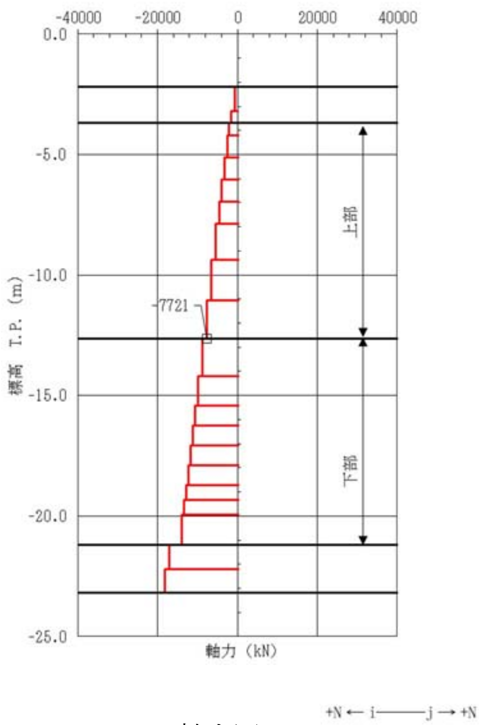
図 16.4－2（13）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，上部）

（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕，ｔ＝53.9 ｓ）

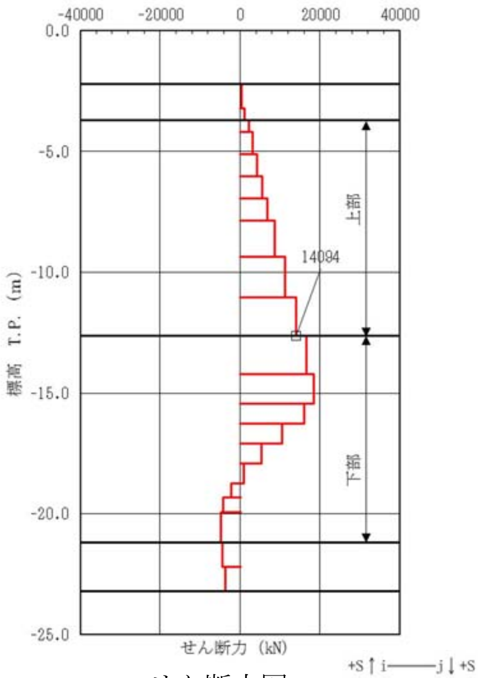
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

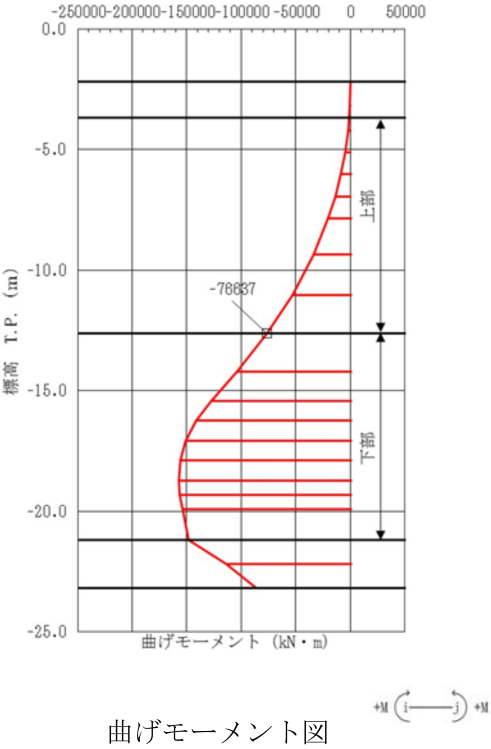


せん断力図

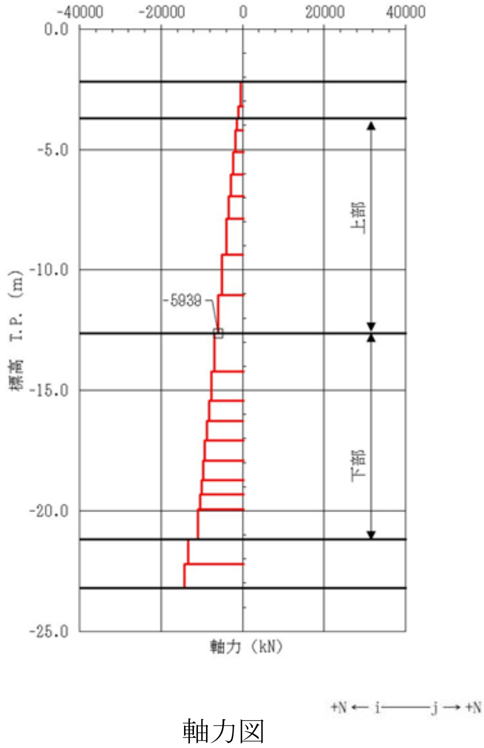
図 16.4－2（14） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②－②断面，上部)

（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，ｔ＝53.9 ｓ）

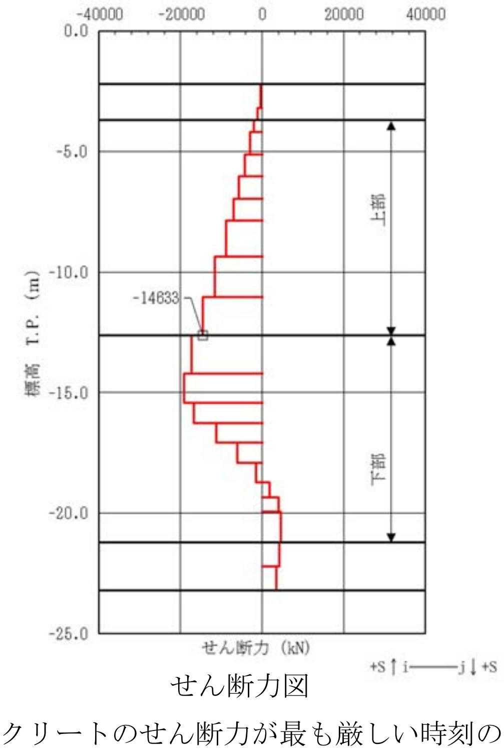
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

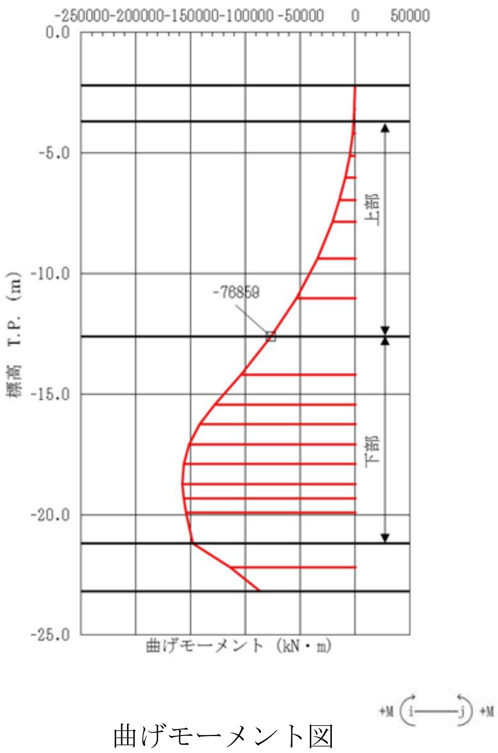


せん断力図

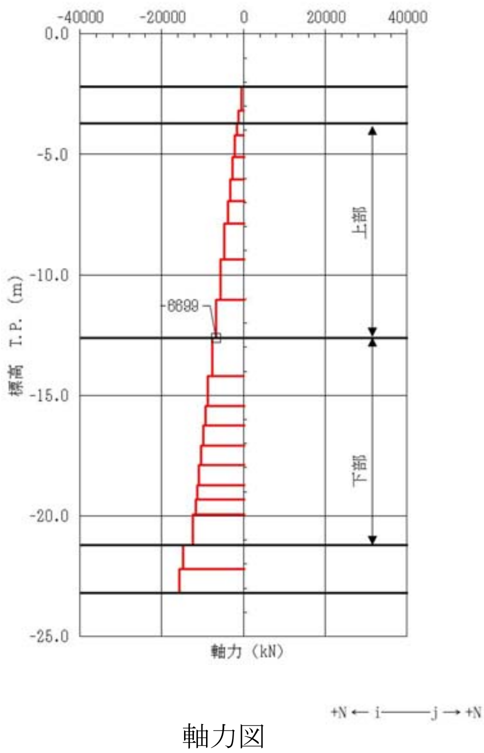
図 16.4－2（15）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②－②断面，上部)

（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，ｔ＝53.89 ｓ）

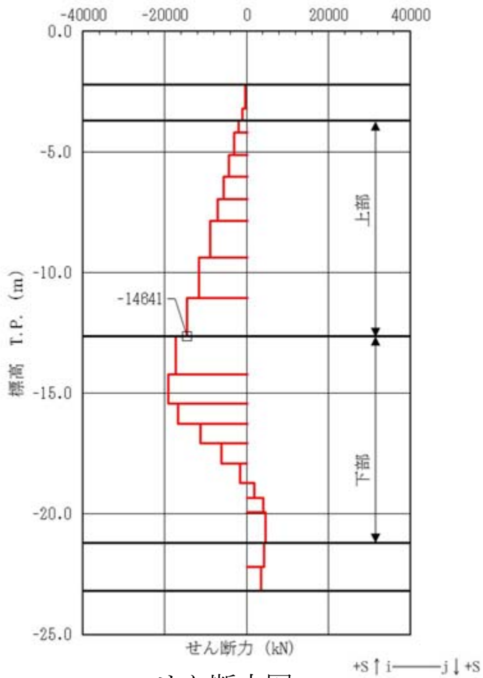
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

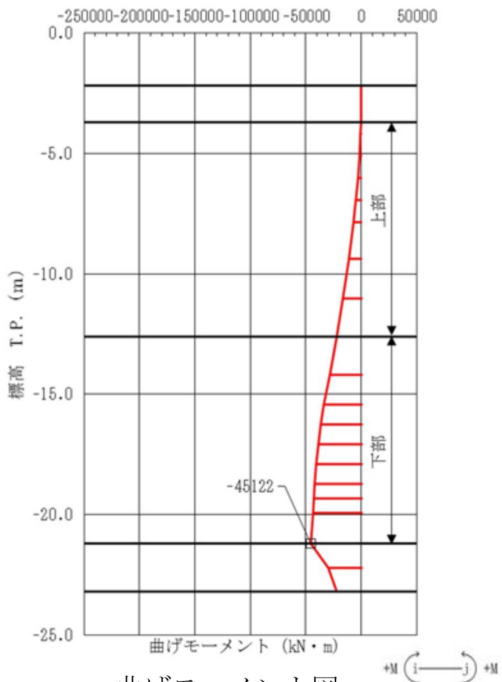


せん断力図

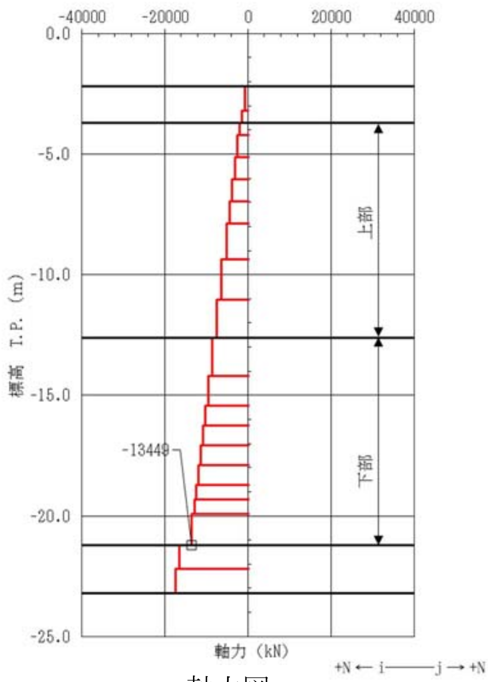
図 16.4－2（16） 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②－②断面，上部)

（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕， ｔ＝53.89 ｓ）

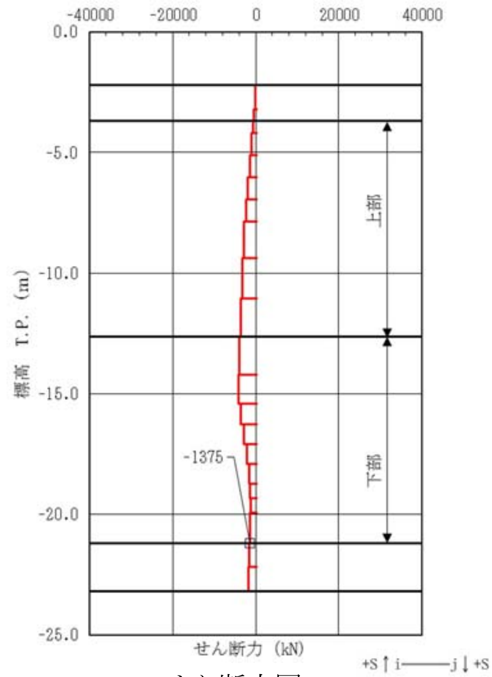
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

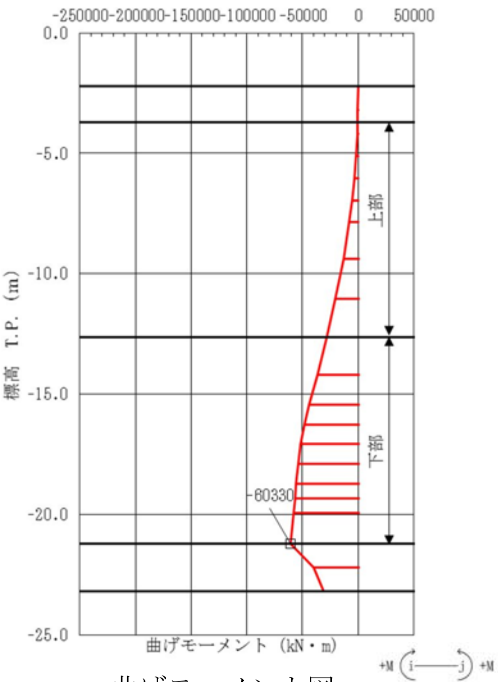


せん断力図

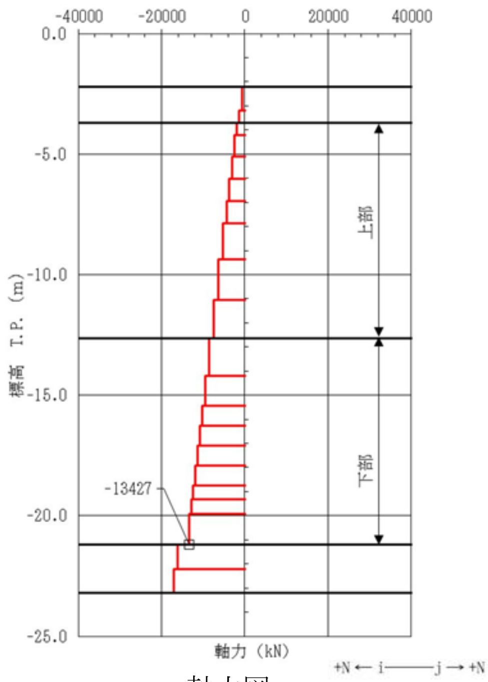
図 16.4－2（17） コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－１１， ｔ＝27.28 ｓ）

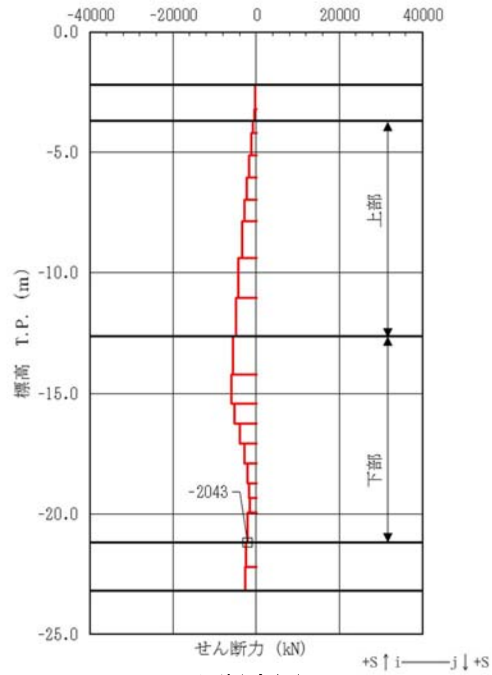
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

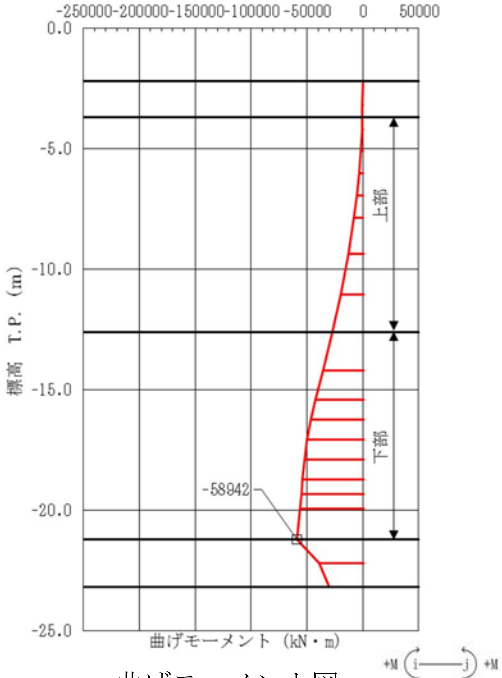


せん断力図

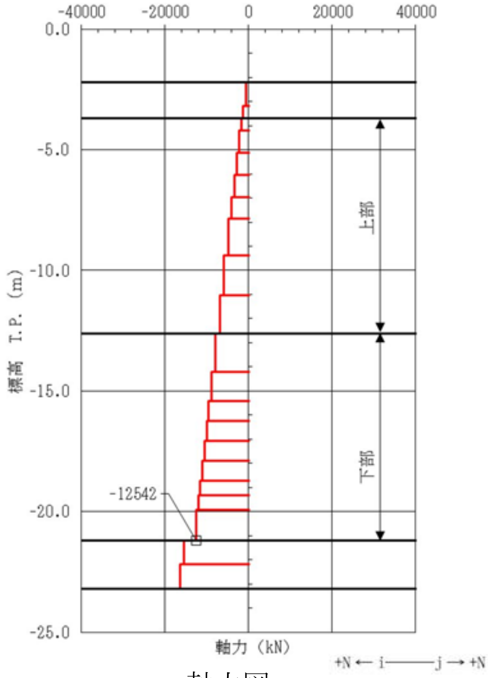
図 16.4－2（18）　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

（$\mathrm{S_s}$－１２，ｔ＝31.56　ｓ）

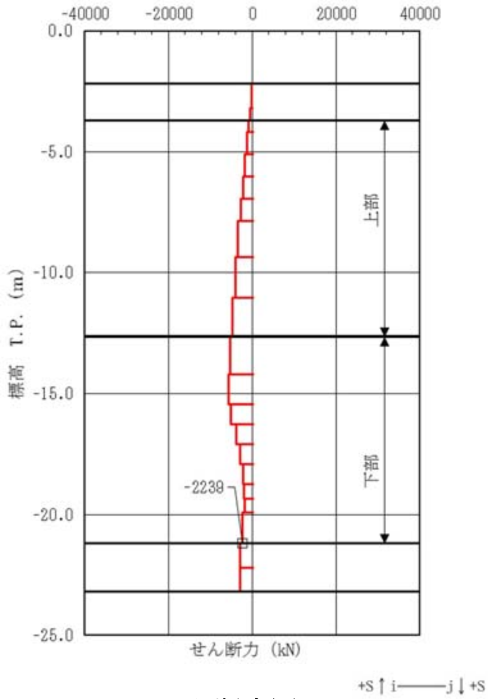
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

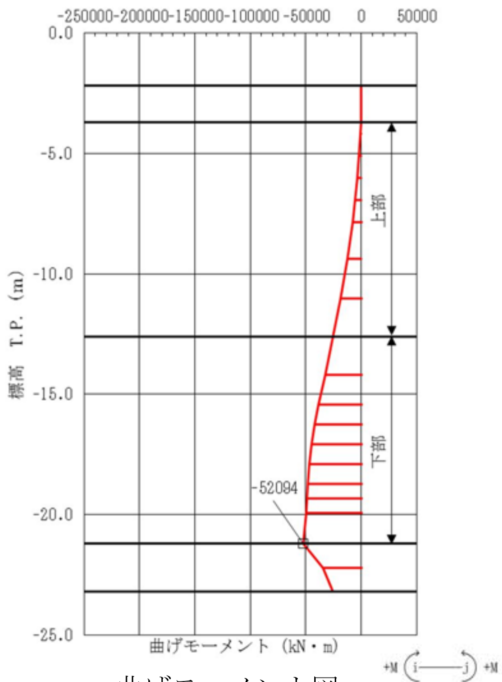


せん断力図

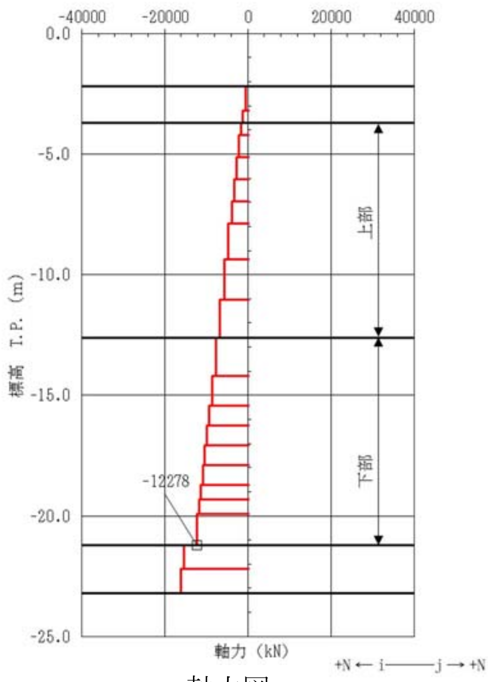
図 16.4－2（19） コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

（S_s－１３， ｔ＝28.68 ｓ）

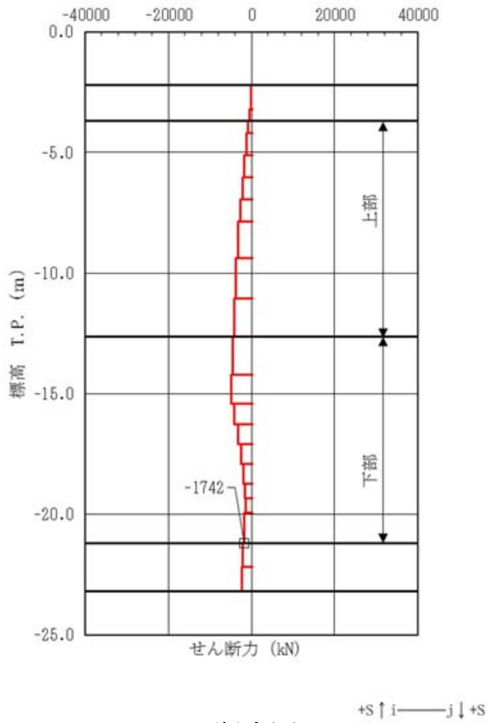
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

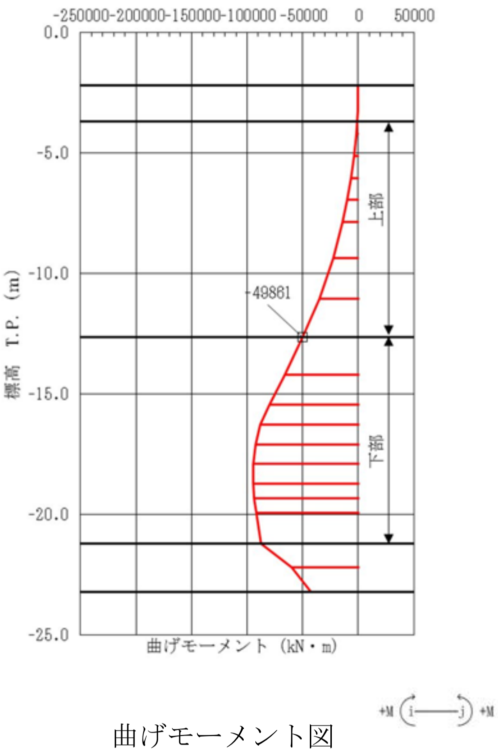


せん断力図

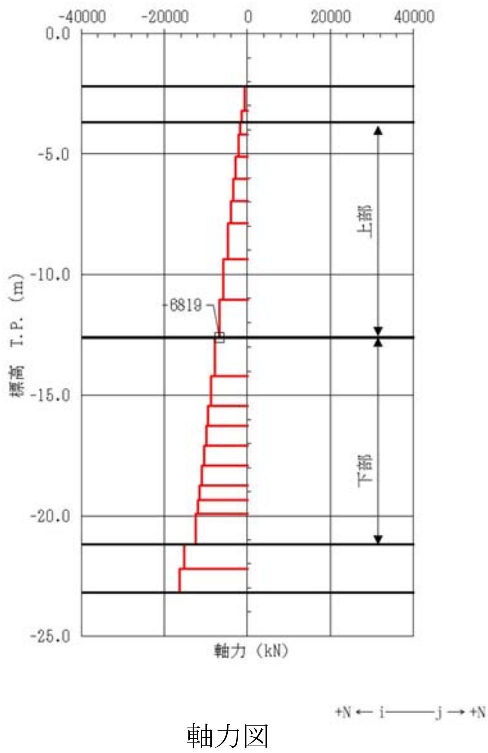
図 16.4－2（20）　コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，下部）

（Ｓｓ－１４，ｔ＝31.63 ｓ）

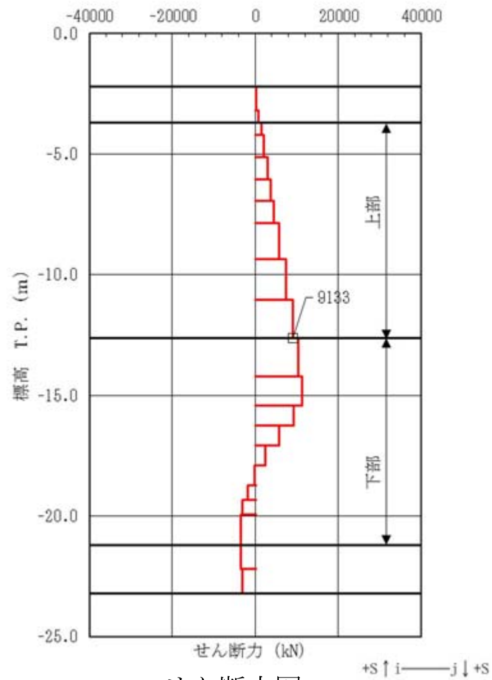
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

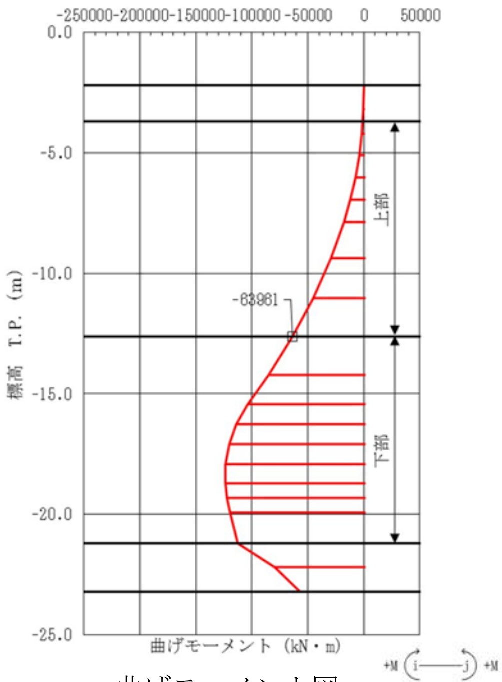


せん断力図

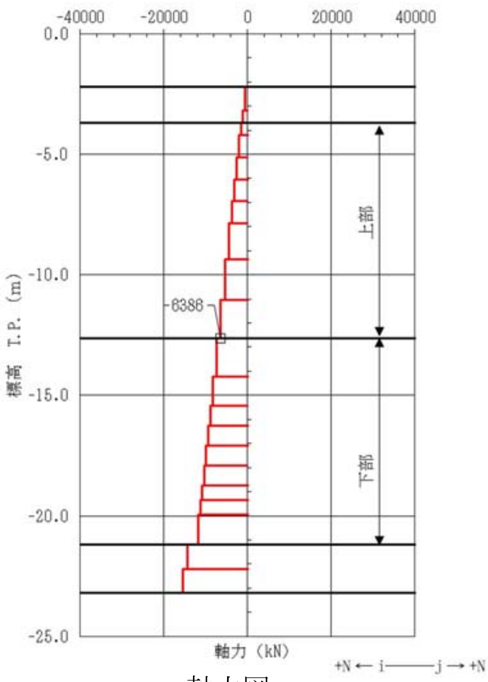
図 16.4－2 (21)　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②－②断面，上部)

（Ｓ$_s$－２１， ｔ＝67.99 ｓ）

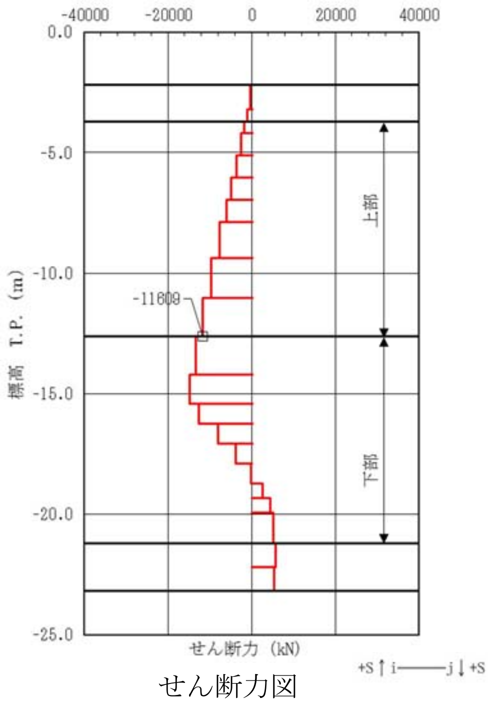
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

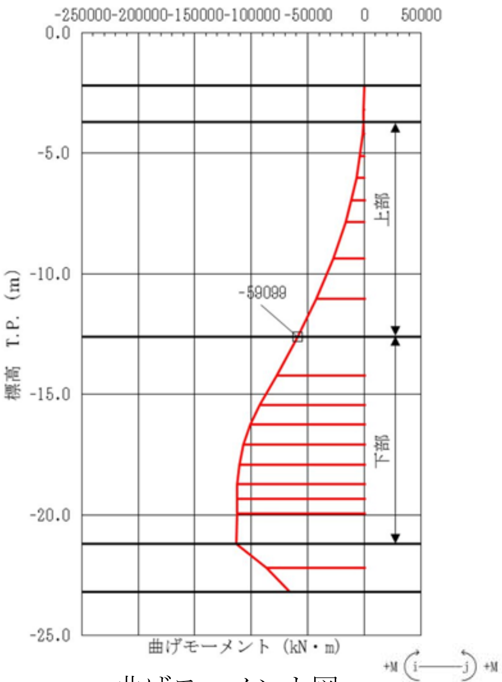


せん断力図

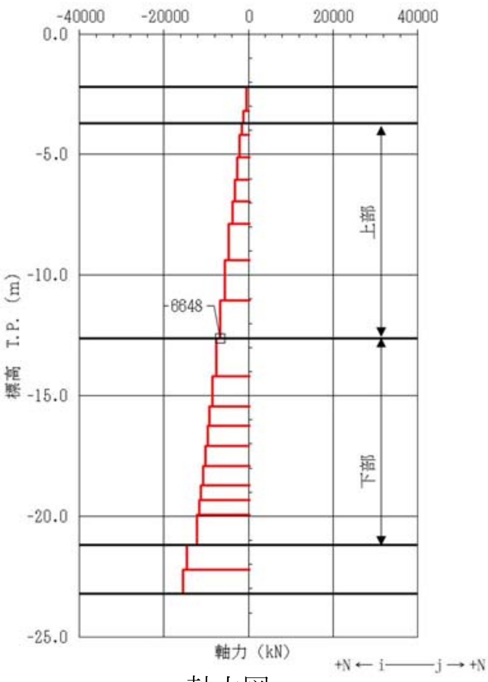
図 16.4－2（22）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②－②断面，上部)

（Ｓｓ－２２，ｔ＝74.23 ｓ）

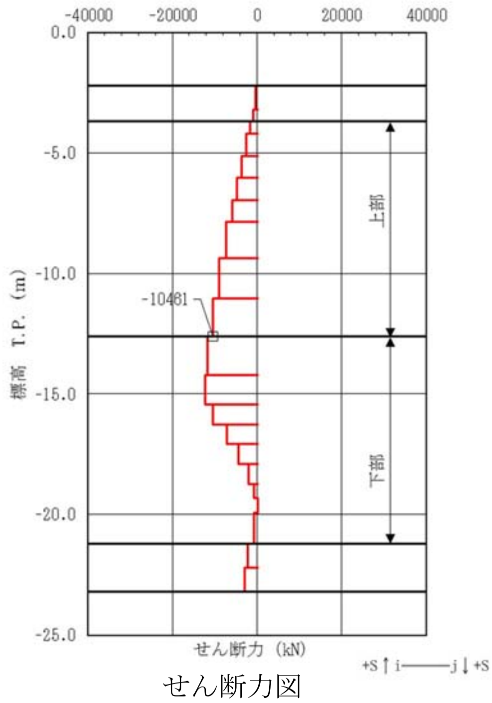
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



曲げモーメント図



軸力図

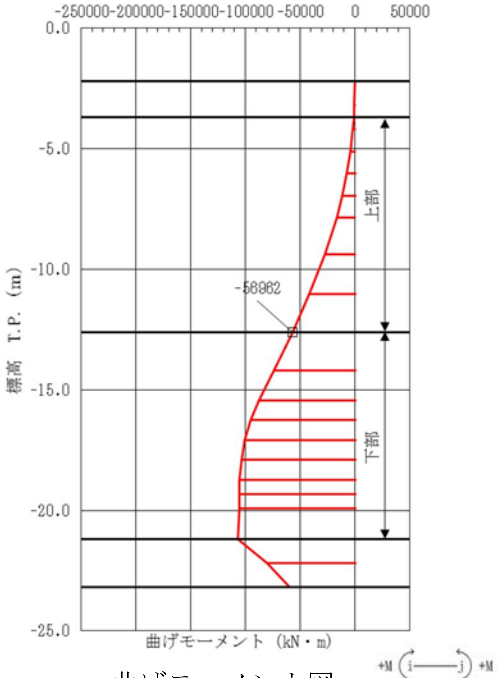


せん断力図

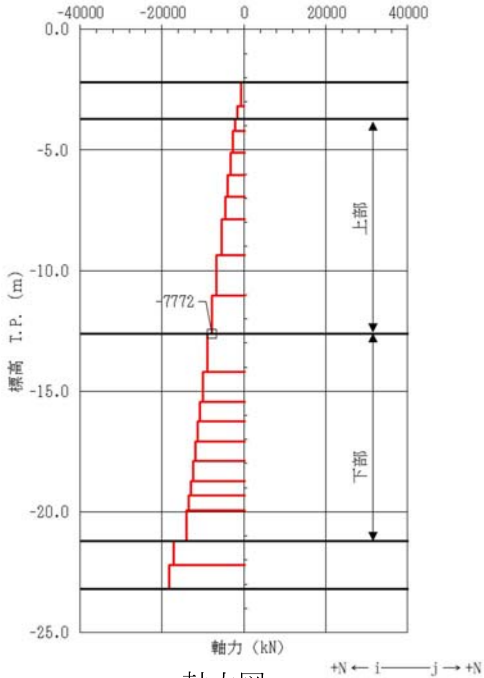
図 16.4－2(23) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力(②－②断面，上部)

(Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕， ｔ＝8.73 ｓ)

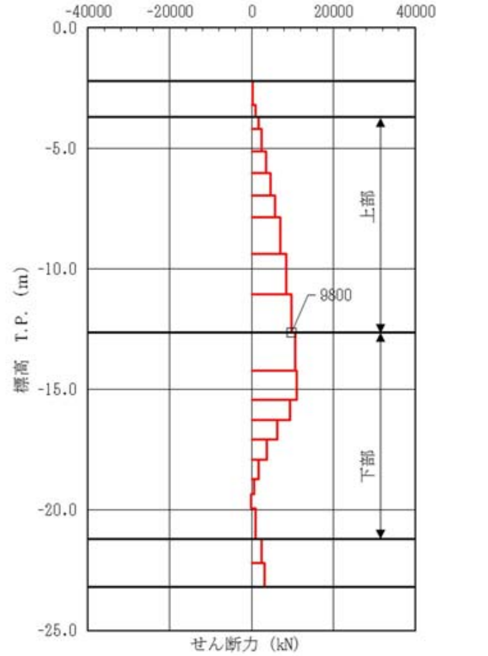
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 16.4－2（24）　鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力（②－②断面，上部）

（Ｓ$_{s}$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕，ｔ＝8.71　ｓ）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

(4)　最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ分布を図 16.4－3 に示す。なお，本図は，各要素に発生した最大せん断ひずみの全時刻における最大値の分布を示したものである。

図 16.4－3（1）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－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 16.4－3（2）　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）

図 16.4－3（3）　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）

図 16.4－3（4）　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）

図 16.4－3（5）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（$\mathrm{S_s}$－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 16.4−3（6）　①−①断面の最大せん断ひずみ分布（$\mathrm{S_s}$－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 16.4－3（7）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－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 16.4－3（8）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－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 16.4－3（9）　①－①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）

図 16.4－3（10）　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）

図 16.4－3（11）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－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 16.4－3（12）　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）

図 16.4－3（13）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 16.4－3（14）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 16.4－3（15）　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④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 16.4－3（16）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－3（17）　①－①断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－3（18）　②－②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）

図 14.4－3（19）　②－②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）

図 14.4－3（20）　②－②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）

図 14.4－3（21）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_{\text{s}}$－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 14.4－3（22）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_{s}$－１１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 14.4－3（23）　②－②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）

図 14.4－3（24）　②－②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）

図 14.4－3（25）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓ$_{s}$－１４）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 14.4－3（26）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（$\mathrm{S_s}$－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 14.4－3（27）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－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 14.4－3（28）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－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 14.4－3（29）　②－②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）

図 16.4－3（30）　②－②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（＋１σ）した解析ケース）

図 16.4－3（31）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 16.4－3（32）　②－②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）

図 16.4－3（33）　②－②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）

図 16.4－3（34）　②－②断面の最大せん断ひずみ分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

(5)　過剰間隙水圧比分布

過剰間隙水圧比分布を図 16.4－4 に示す。なお，本図は，各要素に発生した過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

図 16.4－4（1）　①－①断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（2）　①－①断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（3）　①－①断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（4）　①－①断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（5）　①－①断面の過剰間隙水圧比（$Ｓ_{ｓ}$－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 16.4－4（6）　①－①断面の過剰間隙水圧比（$Ｓ_{ｓ}$－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 16.4－4（7）　①－①断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（8）　①－①断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（9）　①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－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 16.4－4（10）　①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－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 16.4－4（11）　①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－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 16.4－4（12）　①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－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 16.4－4（13）　①－①断面の過剰間隙水圧比（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 16.4－4（14）　①－①断面の過剰間隙水圧比（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 16.4－4（15）　①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 16.4－4（16）　①－①断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－4（17）　①－①断面の過剰間隙水圧比（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－4（18）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（19）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（20）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（21）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（22）　②－②断面の過剰間隙水圧比（$\mathrm{S_s}$－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 16.4－4（23）　②－②断面の過剰間隙水圧比（$\mathrm{S_s}$－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）

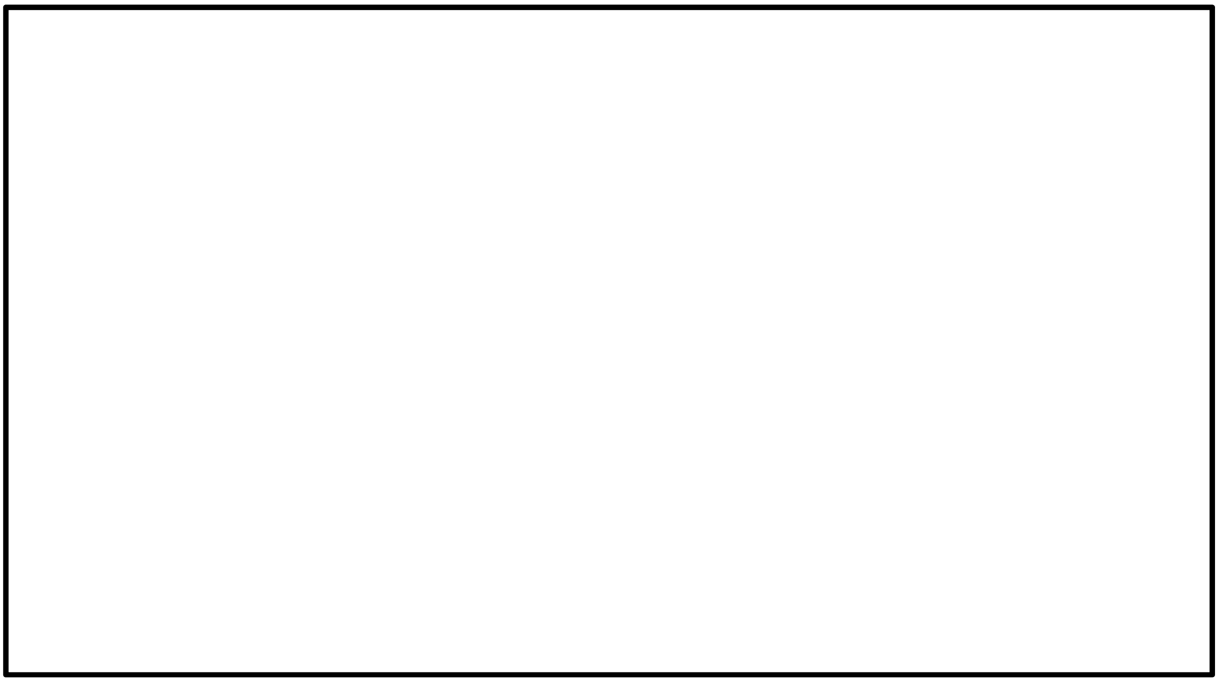


図 16.4－4（24）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１３）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

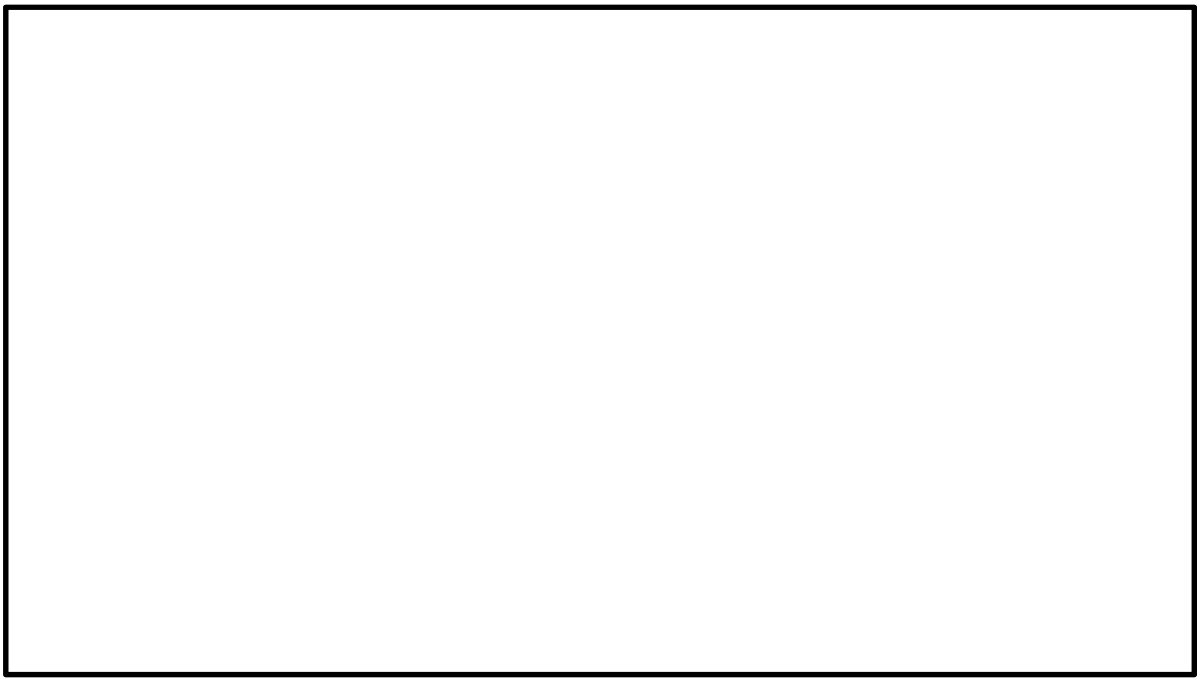


図 16.4－4（25）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_s$－１４）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－4（26）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（27）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（28）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（29）　②－②断面の過剰間隙水圧比（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 16.4－4（30）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 16.4－4（31）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 16.4－4（32）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 16.4－4（33）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）

（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図16.4－4（34）　②－②断面の過剰間隙水圧比（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

(6)　最大水平加速度分布

最大水平加速度分布を図16.4－5に示す。なお，本図は，各要素に発生した最大水平加速度分布の全時刻における最大値の分布を示したものである。

図 16.4－5（1）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（2）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（3）　①－①断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（4）　①－①断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5 (5)　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－１１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5 (6)　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－１２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（7）　①－①断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－１３）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（8）　①－①断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－１４）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（9）　①－①断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－２１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（10）　①－①断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－２２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（11）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（12）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（13）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 16.4－5（14）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 16.4－5（15）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 16.4－5（16）　①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－5（17） ①－①断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－5（18）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－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 16.4－5（19）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{\mathrm{s}}$－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 16.4－5（20）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（21）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（22）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_s$－１１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（23）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_s$－１２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（24）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－１３）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（25）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－１４）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（26）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓｓ－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 16.4－5（27）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓｓ－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 16.4－5（28）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（29）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{s}$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

図 16.4－5（30）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

図 16.4－5（31）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

図 16.4－5（32）　②－②断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

図 16.4－5（33）　②－②断面の最大水平加速度分布（S_s－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

図 16.4－5（34）　②－②断面の最大水平加速度分布（Ｓ$_{ｓ}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

16.4.2　ＳＡ海水用ピット取水塔の耐震評価結果

(1)　側壁鉛直断面の評価結果

a.　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

側壁鉛直断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表 16.4－6 に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 16.4－7 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

評価位置を図 16.4－6 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4－8 に示す。

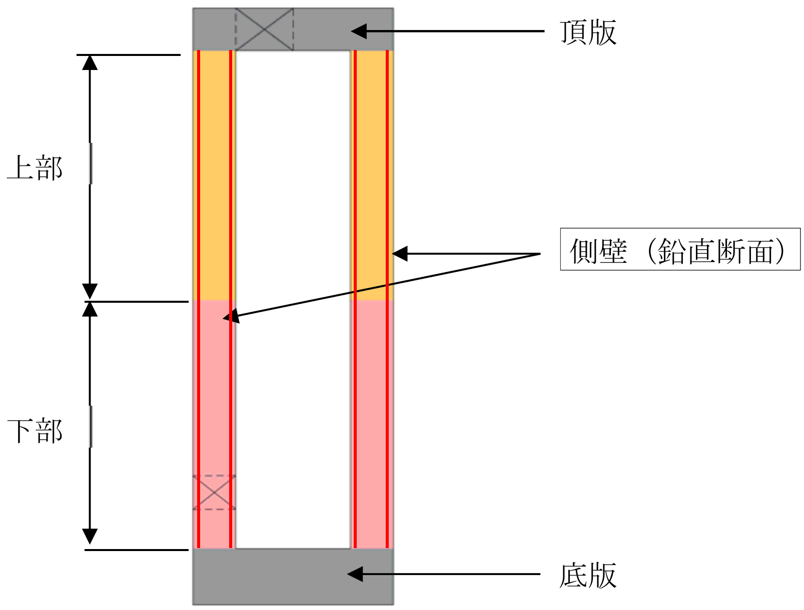


図 16.4－6　評価位置図

表 16.4－6（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状 部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)	鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	98560	6998	4.8	21	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	196942	11528	6.8	21	0.33
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	97697	8018	4.7	21	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	195286	10193	6.7	21	0.32
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	106249	6083	5.1	21	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	217771	10642	7.5	21	0.36
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	107972	6301	5.2	21	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	221113	10449	7.6	21	0.37
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	37296	5214	1.8	21	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	72889	9947	2.6	21	0.13
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	53014	4281	2.6	21	0.13
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	96059	7959	3.4	21	0.17
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	48910	4161	2.4	21	0.12
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	89083	8219	3.1	21	0.15
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	36999	6701	1.8	21	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	72034	12045	2.6	21	0.13
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	57784	6017	2.8	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	107476	9858	3.8	21	0.19
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	61469	6215	3.0	21	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	116566	10212	4.1	21	0.20
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	87182	6286	4.2	21	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	161409	11158	5.6	21	0.27
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	85375	7624	4.1	21	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	154752	13462	5.4	21	0.26

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4−6（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①−①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	116869	5589	5.6	21	0.27
		下部				2-D51@150	187154	7751	6.4	21	0.31

注記　＊：評価位置は図 16.4−6 に示す。

表 16.4−6（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①−①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	118341	5457	5.7	21	0.28
		下部				2-D51@150	188119	7608	6.5	21	0.31

注記　＊：評価位置は図 16.4−6 に示す。

表 16.4−6（4）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①−①断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	153014	5125	7.4	21	0.36
		下部				2-D51@150	249178	7227	8.5	21	0.41

注記　＊：評価位置は図 16.4−6 に示す。

表 16.4−6（5）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①−①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	83204	6542	4.0	21	0.20
		下部				2-D51@150	120873	8802	4.2	21	0.20

注記　＊：評価位置は図 16.4−6 に示す。

表 16.4－6（6）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	81005	6579	3.9	21	0.19
		下部				2-D51@150	117417	8812	4.1	21	0.20

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－6（7）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	74596	6733	3.6	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	151234	10893	5.3	21	0.26
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	74893	7721	3.6	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	151228	12862	5.3	21	0.26
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	76661	5821	3.7	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	157237	9710	5.5	21	0.27
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	76991	6829	3.7	21	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	157446	10839	5.5	21	0.27
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	22668	7866	1.1	21	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	45122	13449	1.7	21	0.09
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	29630	6937	1.4	21	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	60330	13427	2.2	21	0.11
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	27475	6800	1.3	21	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	58942	12542	2.1	21	0.10
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	25520	6530	1.2	21	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	52094	12278	1.9	21	0.10
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	51498	7774	2.5	21	0.12
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	94354	15380	3.4	21	0.17
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	64325	6251	3.1	21	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	123665	10596	4.3	21	0.21
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	59214	6452	2.9	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	113721	11870	4.0	21	0.20
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	57252	7785	2.8	21	0.14
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	107102	14076	3.8	21	0.19

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－6（8）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	84467	6399	4.1	21	0.20
		下部				2-D51@150	129338	8045	4.5	21	0.22

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－6（9）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	87935	6323	4.2	21	0.20
		下部				2-D51@150	133904	8193	4.6	21	0.22

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－6（10）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	100257	6457	4.8	21	0.23
		下部				2-D51@150	159287	8636	5.5	21	0.27

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－6（11）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	65498	6577	3.2	21	0.16
		下部				2-D51@150	95217	8410	3.3	21	0.16

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－6（12）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	63573	6428	3.1	21	0.15
		下部				2-D51@150	92080	8187	3.2	21	0.16

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4−7（1） 鉄筋の曲げ軸力照査結果（①−①断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$−Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	96850	5799	140	435	0.33
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	196419	9383	160	435	0.37
	Ｈ＋，Ｖ−	上部	2659	6204	5539	D51@150	96640	6252	138	435	0.32
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	195168	9696	158	435	0.37
	Ｈ−，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	105903	5890	154	435	0.36
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	217154	9458	178	435	0.41
	Ｈ−，Ｖ−	上部	2659	6204	5539	D51@150	107972	6301	156	435	0.36
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	220319	9533	181	435	0.42
Ｓ$_s$−１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	37296	5214	44	435	0.11
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	72889	9947	49	435	0.12
Ｓ$_s$−１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	52981	4056	73	435	0.17
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	96059	7959	73	435	0.17
Ｓ$_s$−１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	48910	4161	66	435	0.16
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	89083	8219	66	435	0.16
Ｓ$_s$−１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	36999	6701	39	435	0.09
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	71829	11737	45	435	0.11
Ｓ$_s$−２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	57784	6017	75	435	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	107430	9373	81	435	0.19
Ｓ$_s$−２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	61469	6215	80	435	0.19
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	116522	9713	88	435	0.21
Ｓ$_s$−３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	87155	6212	122	435	0.29
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	160897	10336	127	435	0.30
	Ｈ−，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	85375	7624	115	435	0.27
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	154509	11901	118	435	0.28

注記 ＊：評価位置は図 16.4−6 に示す。

表 16.4－7（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	116755	5462	173	435	0.40
		下部				2-D51@150	187154	7751	154	435	0.36

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	118341	5457	176	435	0.41
		下部				2-D51@150	188119	7608	155	435	0.36

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（4）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	153014	5125	234	435	0.54
		下部				2-D51@150	249178	7227	210	435	0.49

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（5）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	83204	6542	115	435	0.27
		下部				2-D51@150	120873	8802	94	435	0.22

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（6）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	81005	6579	111	435	0.26
		下部				2-D51@150	117417	8812	90	435	0.21

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（7）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	73636	5933	101	435	0.24
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	150358	10368	117	435	0.27
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	73384	6340	99	435	0.23
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	150359	11771	115	435	0.27
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	76661	5821	106	435	0.25
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	156982	9537	124	435	0.29
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	D51@150	76859	6699	104	435	0.24
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	157446	10839	123	435	0.29
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	D51@150	21619	7036	14	435	0.04
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	44875	12859	20	435	0.05
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	D51@150	29373	6203	28	435	0.07
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	60160	11742	35	435	0.09
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	D51@150	27019	6177	24	435	0.06
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	58758	11452	34	435	0.08
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	D51@150	25315	6377	21	435	0.05
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	51851	11760	28	435	0.07
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	D51@150	49141	5439	63	435	0.15
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	92605	8533	69	435	0.16
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	D51@150	64325	6251	85	435	0.20
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	123375	9675	94	435	0.22
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	59138	6403	76	435	0.18
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	112135	10467	83	435	0.20
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	D51@150	57252	7785	68	435	0.16
		下部	2659	6204	5539	2-D51@150	105299	12445	74	435	0.18

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（8）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	84467	6399	117	435	0.27
		下部				2-D51@150	129338	8045	102	435	0.24

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（9）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	87935	6323	123	435	0.29
		下部				2-D51@150	133840	8060	106	435	0.25

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（10）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	100257	6457	143	435	0.33
		下部				2-D51@150	159287	8636	128	435	0.30

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4－7（11）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	D51@150	65498	6577	86	435	0.20
		下部				2-D51@150	95217	8410	71	435	0.17

注記　＊：評価位置は図 16.4－6 に示す。

表 16.4−7（12）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②−②断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓｓ−Ｄ１	Ｈ−，Ｖ−	上部	2659	6204	5539	D51@150	63573	6428	83	435	0.20
		下部				2-D51@150	92080	8187	69	435	0.16

注記　＊：評価位置は図 16.4−6 に示す。

表 16.4−8　断面諸元一覧（曲げ軸力に対する評価）

評価位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	−	(mm)	−	(mm)	(mm^2/m)	(mm)	−	(mm)	(mm^2/m)
側壁	上部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0
	下部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	51	2	150	27028.0	51	2	150	27028.0

b.　構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 16.4－9 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（V_{sa}）を合わせた短期許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び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。

評価位置を図 16.4－7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4－10 に示す。

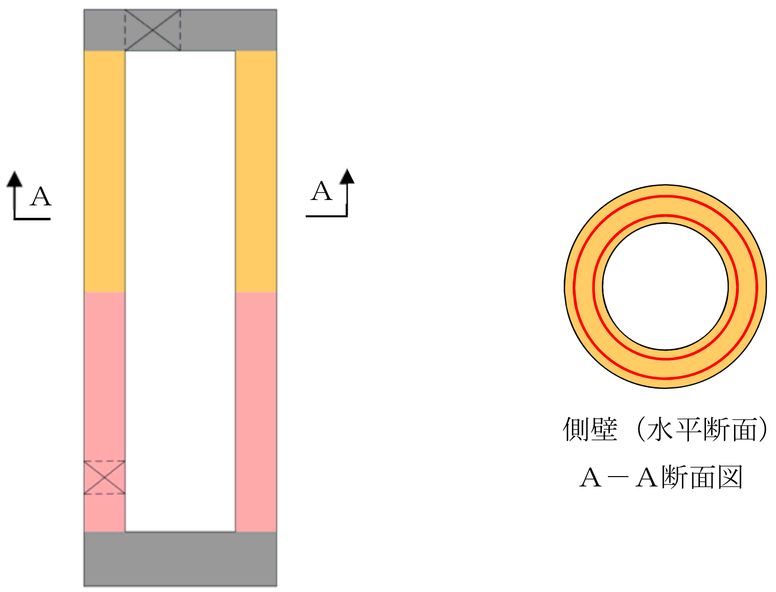


図 16.4－7　評価位置図

表 16.4－9（1）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	18948	50525	0.38
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	25300	68321	0.38
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	18825	50525	0.38
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	25129	68321	0.37
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	20504	50525	0.41
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	28027	68321	0.42
	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	20795	50525	0.42
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	28431	68321	0.42
Ｓｓ－１１		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	5811	50525	0.12
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	6272	68321	0.10
Ｓｓ－１２		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	8566	50525	0.17
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	9374	68321	0.14
Ｓｓ－１３		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	7784	50525	0.16
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	8450	68321	0.13
Ｓｓ－１４		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	5824	50525	0.12
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	6403	68321	0.10
Ｓｓ－２１		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	10371	50525	0.21
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	12994	68321	0.20
Ｓｓ－２２		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11403	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	6316	68321	0.10
Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	15216	50525	0.31
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	17332	68321	0.26
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14551	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	16504	68321	0.25

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9 (2)　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	19901	50525	0.40
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	27055	68321	0.40

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9 (3)　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	20198	50525	0.40
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	27241	68321	0.40

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9 (4)　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	25757	50525	0.51
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	34842	68321	0.51

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9 (5)　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	15280	50525	0.31
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18656	68321	0.28

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9（6）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14924	50525	0.30
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18098	68321	0.27

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9（7）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－D１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14103	50525	0.28
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18473	68321	0.28
	H＋，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14095	50525	0.28
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18416	68321	0.27
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14634	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	19193	68321	0.29
	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14641	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	19197	68321	0.29
S_s－１１		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	3617	50525	0.08
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	4154	68321	0.07
S_s－１２		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	5018	50525	0.10
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	5943	68321	0.09
S_s－１３		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	4714	50525	0.10
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	5730	68321	0.09
S_s－１４		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	4151	50525	0.09
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	4787	68321	0.08
S_s－２１		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	9133	50525	0.19
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	11235	68321	0.17
S_s－２２		上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11610	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	14692	68321	0.22
S_s－３１	H＋，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	10461	50525	0.21
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	12185	68321	0.18
	H－，V＋	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	9800	50525	0.20
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	11132	68321	0.17

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9（8）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14415	50525	0.29
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	18400	68321	0.27

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－8（9）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	14911	50525	0.30
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	19034	68321	0.28

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9（10）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	16885	50525	0.34
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	22481	68321	0.33

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9（11）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11750	50525	0.24
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	14164	68321	0.21

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－9（12）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	2659	6204	5539	4-D38@150	11509	50525	0.23
		下部	2659	6204	5539	8-D32@150	13791	68321	0.21

注記　＊：評価位置は図 16.4－7 に示す。

表 16.4－10　断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

評価位置		断面性状		せん断補強筋				
		部材幅	部材高	鉄筋種別	径	1水平断面当たり本数	鉄筋量	Ss
		(mm)	(mm)	－	(mm)	(本)	(mm^2)	(mm)
側壁	上部	2659	6204	SD390	38	4	4560.0	150
	下部	2659	6204	SD390	32	8	3176.8	150

注記＊せん断力照査においては，円と同面積を有する正方形断面に対して照査を行う。

(2)　側壁水平断面の評価結果

a.　構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

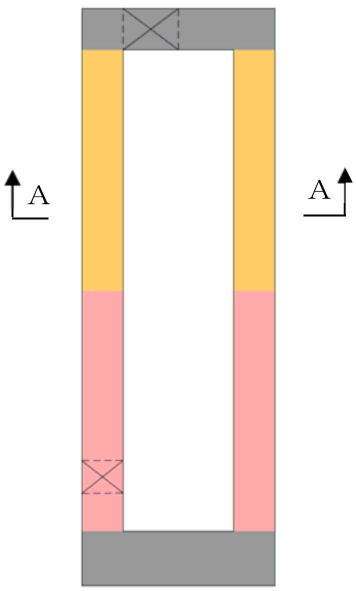
水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図及びせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 16.4－9 に示す。

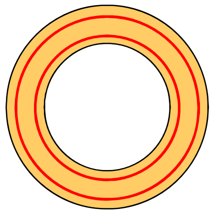
立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と，片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の 2 つの荷重状態についての側壁水平断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表 16.4－11 に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 16.4－12 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の曲げ引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

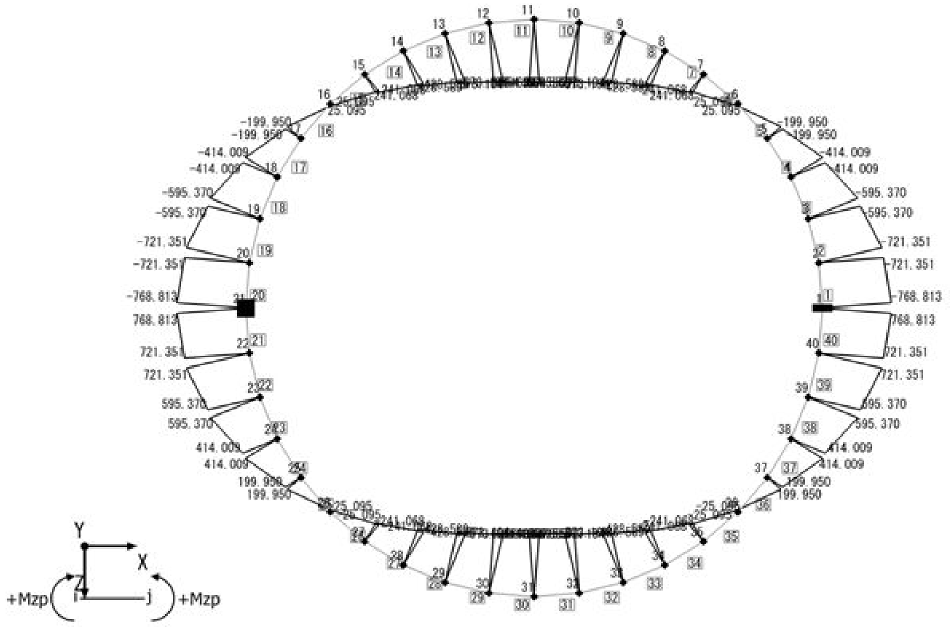
評価位置を図 16.4－8 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4－13 に示す。



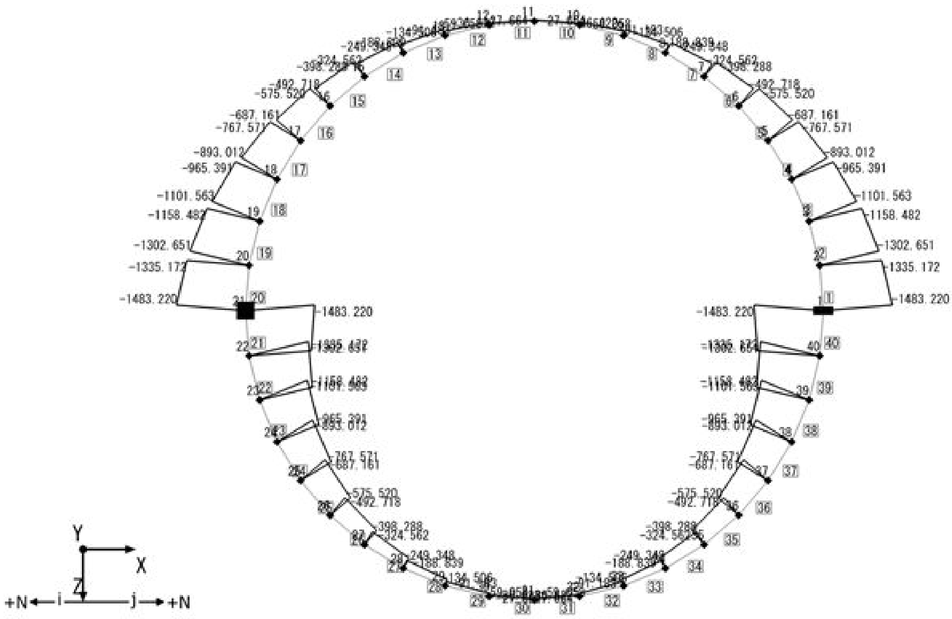


側壁（水平断面）
Ａ－Ａ断面図

図 16.4－8　評価位置図

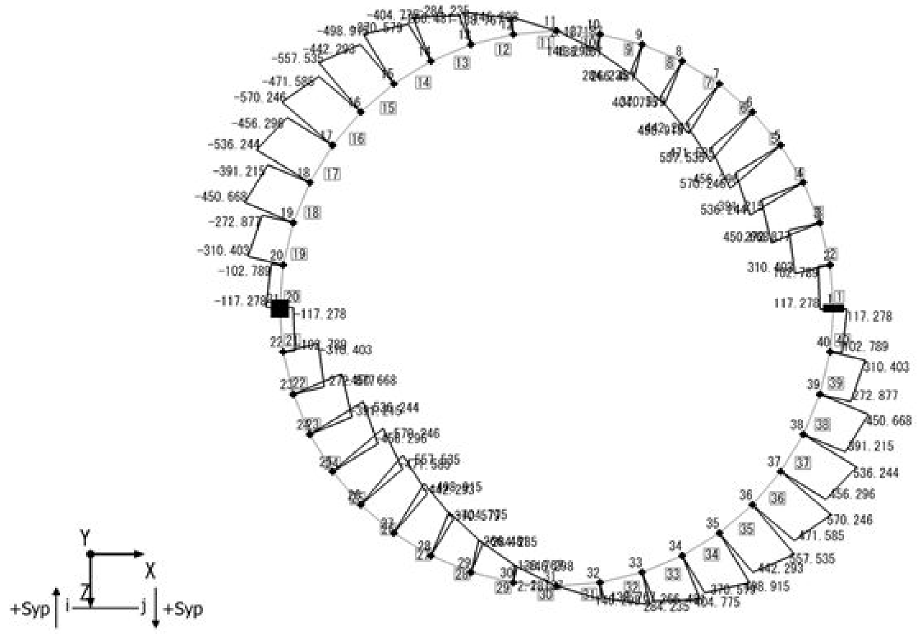


（曲げモーメント）



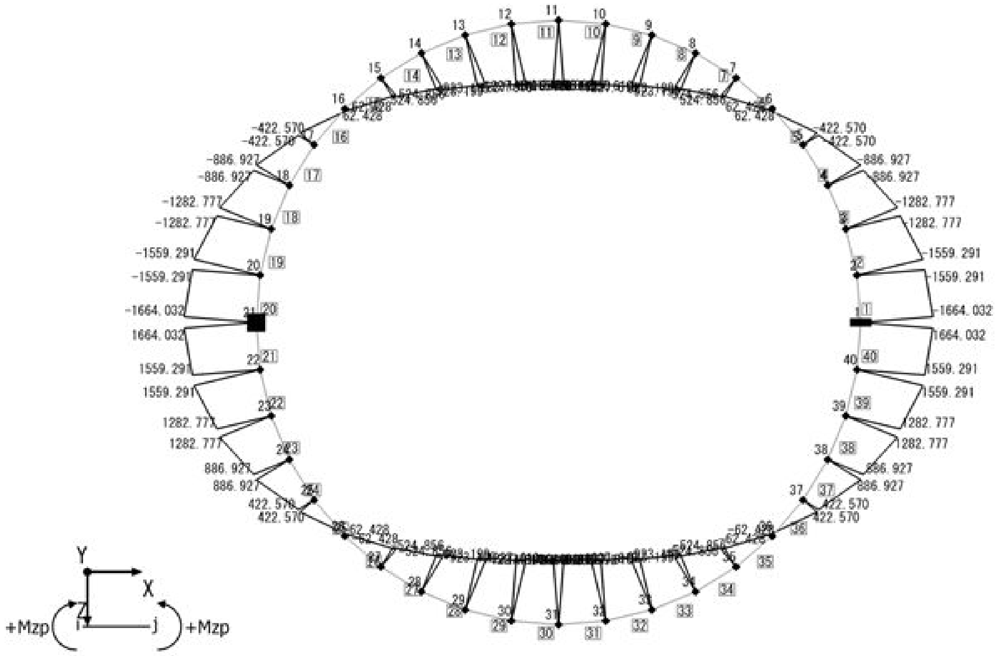
（軸力）

図 16.4－9（1）　コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力
（①－①断面，上部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝44.32 ｓ）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

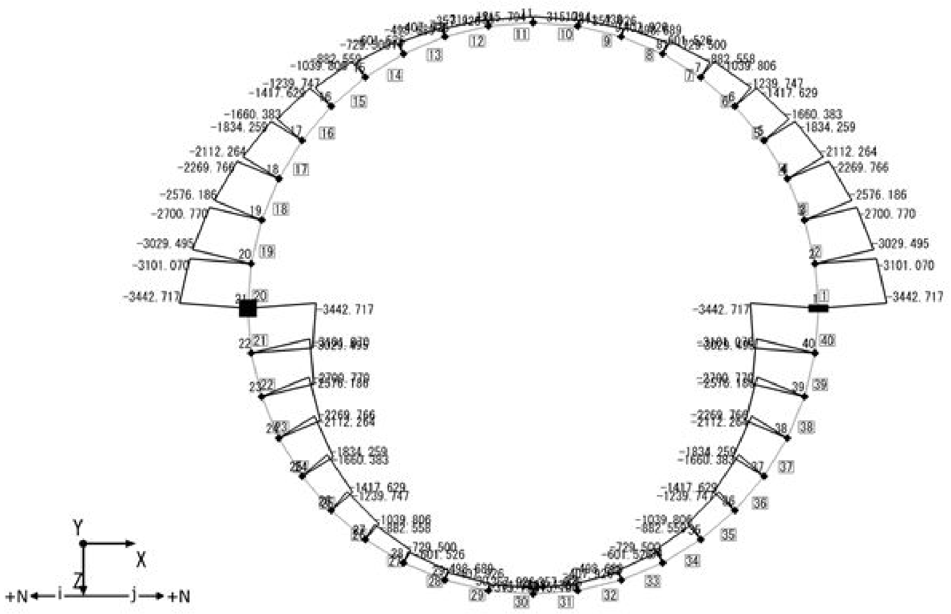


（せん断力）

図 16.4－9（2） コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
（①－①断面，上部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝44.32 ｓ）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

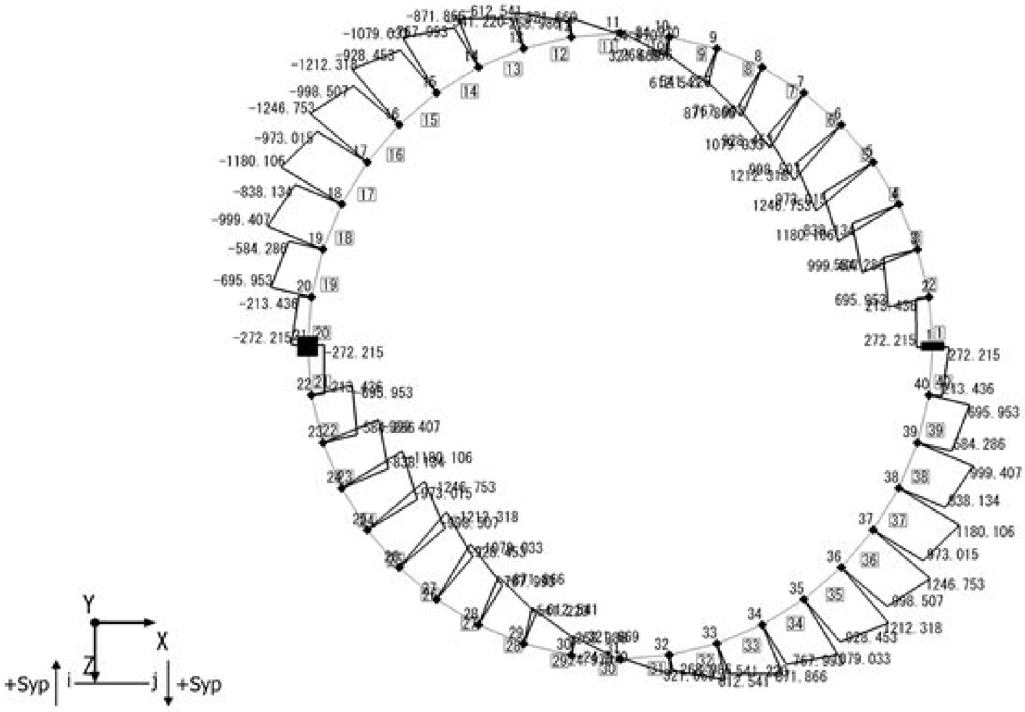


（曲げモーメント）



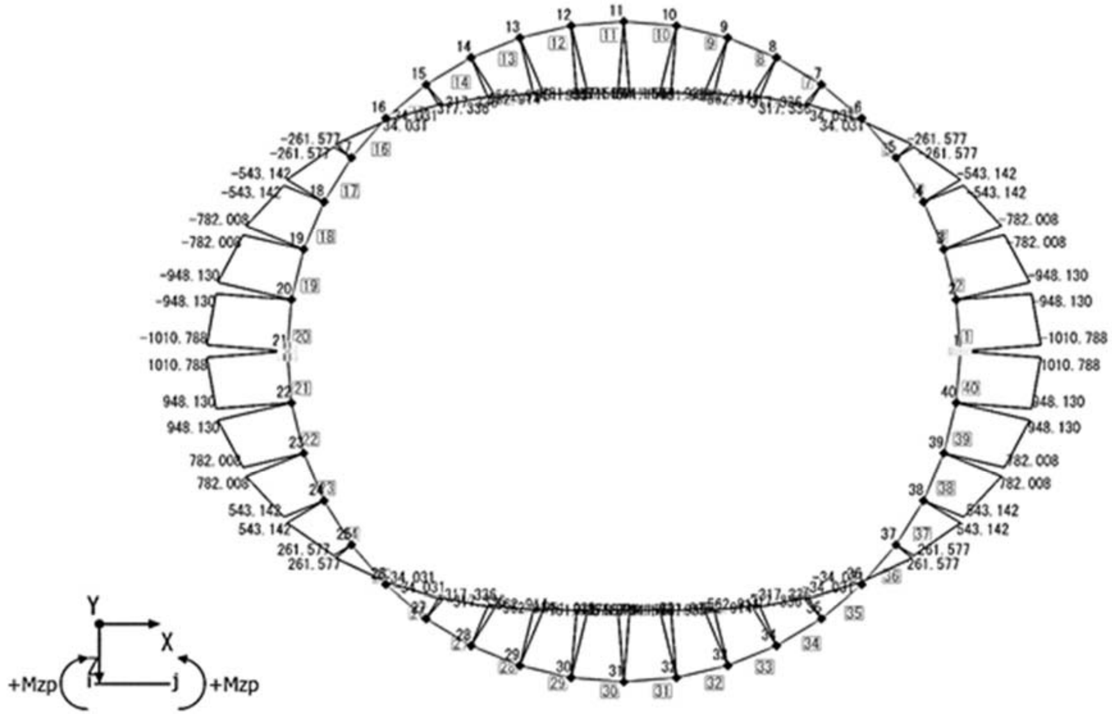
（軸力）

図 16.4－9（3）　コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力
（①－①断面，下部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.85 ｓ）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

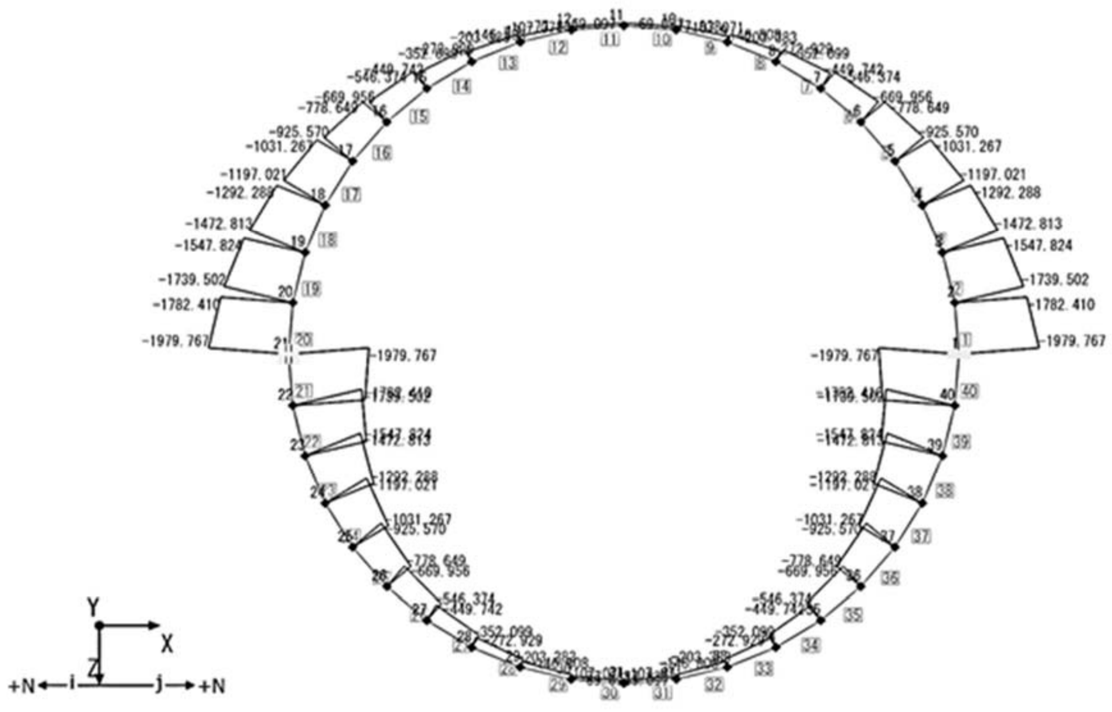


（せん断力）

図 16.4－9（4）　コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
（①－①断面，下部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕，ｔ＝53.85 ｓ）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



（曲げモーメント）

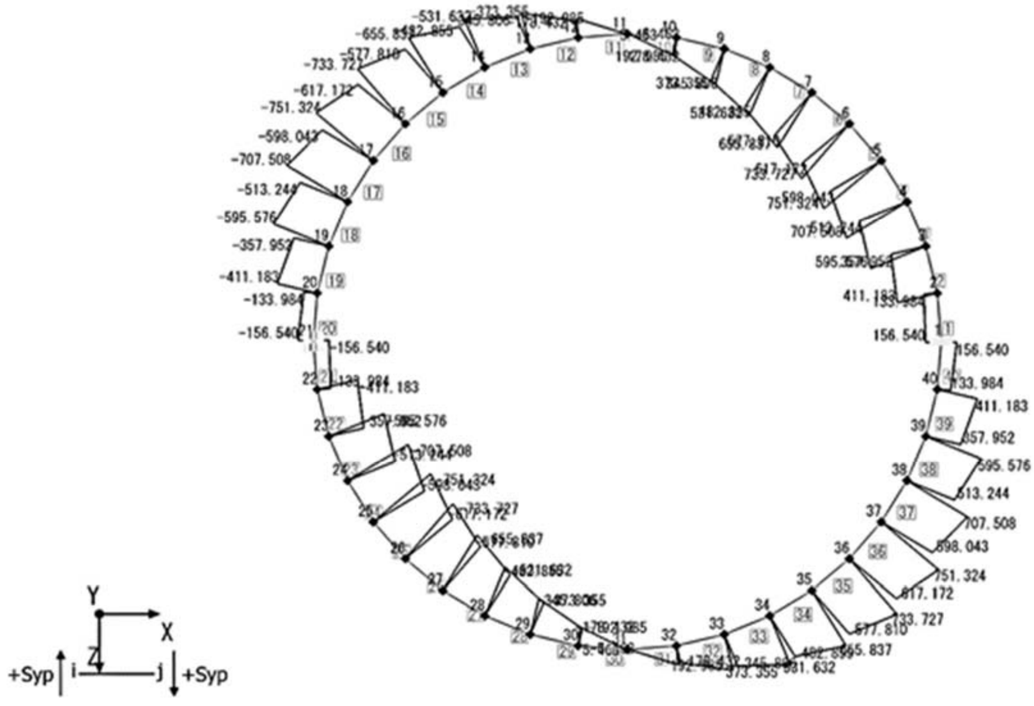


（軸力）

図 16.4－9（5）　コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力

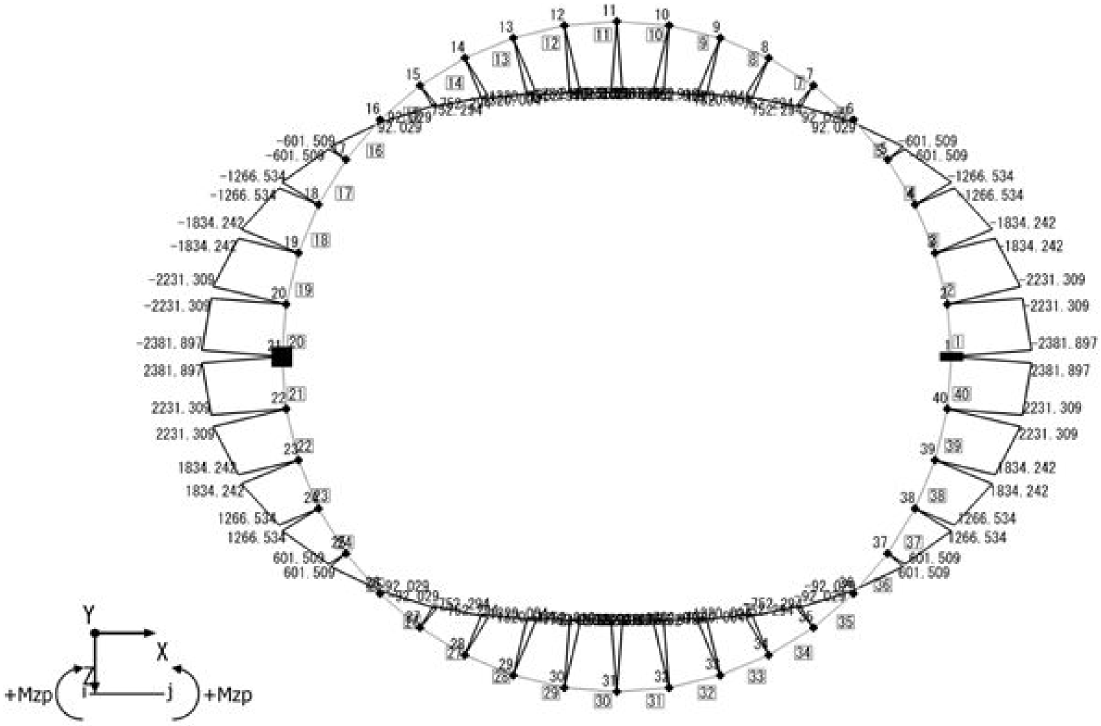
（②－②断面，上部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，ｔ＝68.98 ｓ）

（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）

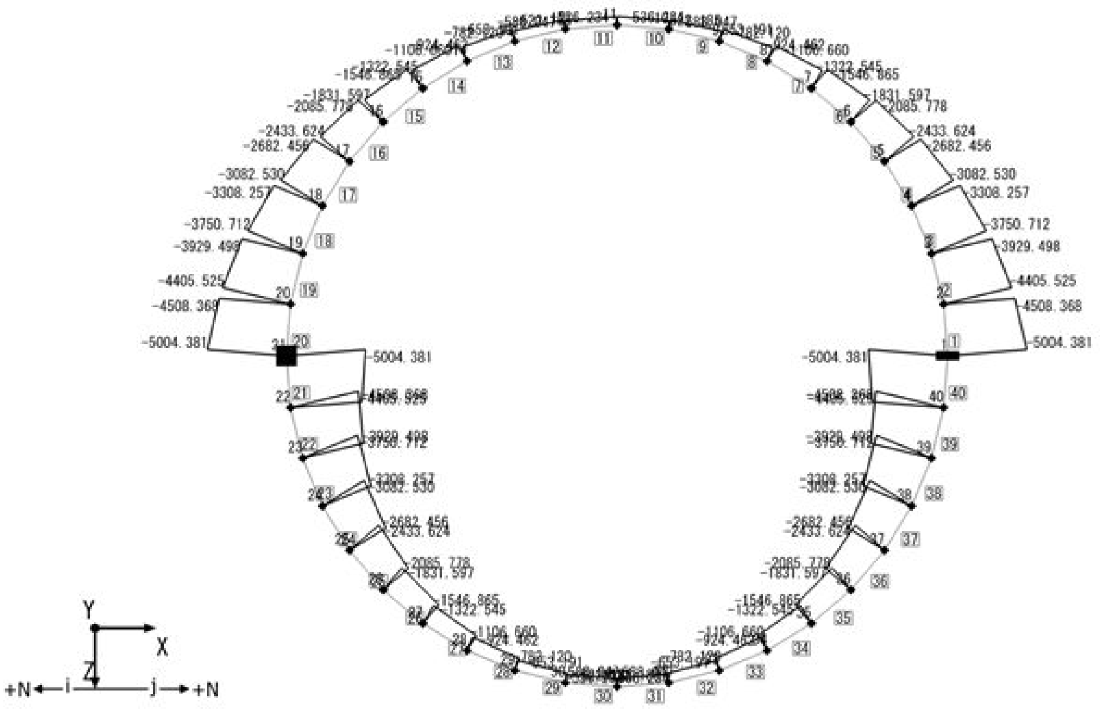


（せん断力）

図 16.4－9（6）　コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
（②－②断面，上部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，ｔ＝68.98 ｓ）
（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）



（曲げモーメント）

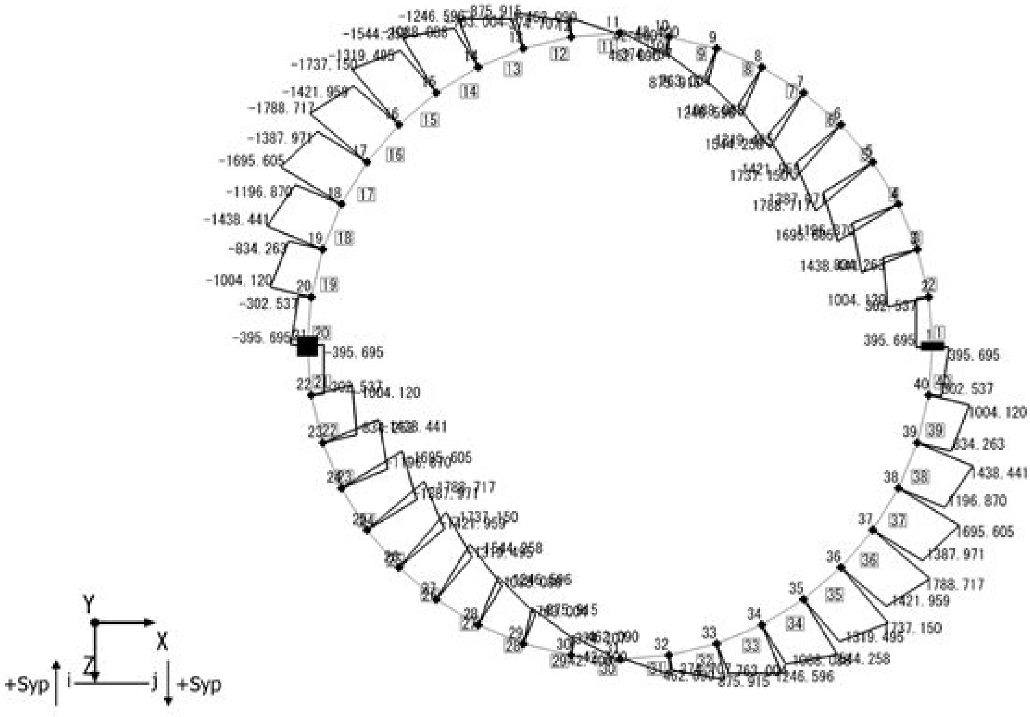


（軸力）

図 16.4－9（7）　コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力

（②－②断面，下部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，ｔ＝68.98 ｓ）

（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）



（せん断力）

図 16.4－9（8）　コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力
（②－②断面，下部，Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕，ｔ＝68.98 ｓ）
（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）

表 16.4－11（1）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	752	1445	3.1	21	0.15
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1282	390	6.9	21	0.33
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	761	1463	2.7	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1470	3142	5.2	21	0.25
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	740	1423	2.7	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1436	3078	5.1	21	0.25
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	727	1398	2.6	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1481	3163	5.3	21	0.26
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	579	1118	2.1	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	746	1769	2.7	21	0.13
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	597	1150	2.1	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	932	2121	3.3	21	0.16
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	602	1161	2.2	21	0.11
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	982	2215	3.5	21	0.17
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	558	1078	2.0	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	780	1834	2.8	21	0.14
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	686	1320	2.5	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	872	2007	3.1	21	0.15
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	675	1299	2.4	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	930	2117	3.3	21	0.16
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	504	975	1.8	21	0.09
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	919	2097	3.3	21	0.16
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	577	1112	2.1	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1212	2652	4.3	21	0.21

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（2）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	737	1405	2.7	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1293	2784	4.6	21	0.22

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（3）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	735	1401	2.6	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1291	2771	4.6	21	0.22

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（4）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	769	1483	2.8	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1664	3443	5.9	21	0.29

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（5）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	680	1297	2.4	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	811	1866	2.9	21	0.14

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（6）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	684	1304	2.5	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	792	1834	2.8	21	0.14

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（7）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	766	1515	2.8	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1705	3721	6.1	21	0.30
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	787	1556	2.8	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1795	3892	6.4	21	0.31
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	744	1475	2.7	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1651	3618	5.9	21	0.29
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	772	1528	2.8	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1739	3785	6.2	21	0.30
S_s－11		上部	1000	1500	1300	D38@150	568	1141	2.1	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	688	1792	2.5	21	0.12
S_s－12		上部	1000	1500	1300	D38@150	611	1221	2.2	21	0.11
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	886	2166	3.2	21	0.16
S_s－13		上部	1000	1500	1300	D38@150	607	1214	2.2	21	0.11
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	886	2166	3.2	21	0.16
S_s－14		上部	1000	1500	1300	D38@150	542	1091	2.0	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	610	1645	2.3	21	0.11
S_s－21		上部	1000	1500	1300	D38@150	746	1477	2.7	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1447	3231	5.2	21	0.25
S_s－22		上部	1000	1500	1300	D38@150	725	1437	2.6	21	0.13
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1465	3266	5.2	21	0.25
S_s－31	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	674	1342	2.4	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1394	3130	5.0	21	0.24
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	591	1185	2.1	21	0.10
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1227	2813	4.4	21	0.21

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（8）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	775	1533	2.8	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1813	3925	6.5	21	0.31

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（9）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	773	1527	2.8	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1841	3980	6.6	21	0.32

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（10）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	796	1569	2.9	21	0.14
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1996	4253	7.1	21	0.34

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（11）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	698	1387	2.5	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1502	3335	5.4	21	0.26

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（12）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	1011	1980	3.6	21	0.18
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	2382	5004	8.5	21	0.41

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－11（13）　コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様(引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	701	1394	2.5	21	0.12
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1490	3312	5.3	21	0.26

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（1）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ$_s$ (N/mm^2)	短期許容応力度 σ$_{sa}$ (N/mm^2)	照査値 σ$_s$/σ$_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	681	21	133	309	0.44
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1282	390	268	309	0.87
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	690	21	77	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1299	390	108	309	0.35
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	670	21	75	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1268	390	104	309	0.34
	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	658	21	74	309	0.24
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1309	390	108	309	0.35
Ｓ$_s$－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	524	21	59	309	0.20
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	642	390	44	309	0.15
Ｓ$_s$－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	540	21	60	309	0.20
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	810	390	60	309	0.20
Ｓ$_s$－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	545	21	61	309	0.20
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	855	390	64	309	0.21
Ｓ$_s$－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	505	21	56	309	0.19
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	672	390	47	309	0.16
Ｓ$_s$－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	621	21	70	309	0.23
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	756	390	55	309	0.18
Ｓ$_s$－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	611	21	68	309	0.23
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	808	390	60	309	0.20
Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	456	21	51	309	0.17
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	799	390	59	309	0.20
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	522	21	58	309	0.19
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1064	390	84	309	0.28

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（2）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	669	7	76	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1140	366	93	309	0.31

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（3）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	667	8	76	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1140	354	93	309	0.31

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（4）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	696	28	78	309	0.26
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1482	316	129	309	0.42

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（5）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	617	8	70	309	0.23
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	704	360	51	309	0.17

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（6）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	621	7	70	309	0.23
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	686	366	49	309	0.16

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（7）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状 部材幅 b(mm)	断面性状 部材高 h(mm)	断面性状 有効高 d(mm)	鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	発生断面力 軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	689	69	74	309	0.24
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1499	536	120	309	0.39
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	709	69	77	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1581	536	127	309	0.42
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	670	69	72	309	0.24
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1450	536	115	309	0.38
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	695	69	75	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1529	536	123	309	0.40
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D38@150	510	69	54	309	0.18
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	575	536	31	309	0.11
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D38@150	548	69	58	309	0.19
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	755	536	48	309	0.16
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D38@150	545	69	58	309	0.19
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	755	536	48	309	0.16
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D38@150	486	69	51	309	0.17
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	505	536	24	309	0.08
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D38@150	671	69	72	309	0.24
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1265	536	97	309	0.32
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D38@150	652	69	70	309	0.23
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1281	536	98	309	0.32
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	606	69	65	309	0.22
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1216	536	92	309	0.30
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D38@150	531	69	56	309	0.19
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1064	536	78	309	0.26

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（8）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	698	70	75	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1597	536	129	309	0.42

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（9）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	695	68	75	309	0.25
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1623	537	131	309	0.43

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（10）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	716	67	78	309	0.26
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1765	514	146	309	0.48

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（11）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
S_s－D1	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D38@150	628	69	67	309	0.22
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1314	536	102	309	0.34

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（12）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	912	69	99	309	0.33
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	2114	536	179	309	0.58

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－12（13）　鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して

非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	軸力 (kN)			
Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D38@150	631	70	68	309	0.23
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	1303	536	101	309	0.33

注記　＊：評価位置は図 16.4－8 に示す。

表 16.4－13　断面諸元一覧（曲げ軸力に対する評価）

評価位置		断面性状						主鉄筋								
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	外面				内面			
				外面	内面	外面	内面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	－	(mm)	－	(mm)	(mm^2/m)	(mm)	－	(mm)	(mm^2/m)
側壁	上部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD390	38	1	150	7600.4	38	1	150	7600.4
	下部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD390	32	2	150	10589.9	32	2	150	10589.9

b.　構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 16.4－14 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（V_{sa}）を合わせた短期許容せん断力（V_a）以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び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。

評価位置を図 16.4－10 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 16.4－15 に示す。

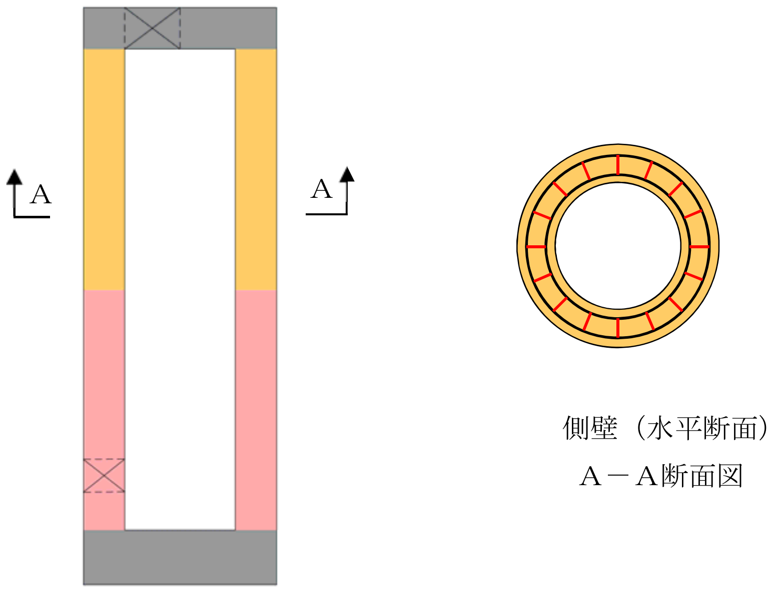


図 16.4－10　評価位置図

表 16.4－14（1）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	557	935	0.60
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1093	2676	0.41
	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	564	935	0.61
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1107	2676	0.42
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	549	935	0.59
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1082	2676	0.41
	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	539	935	0.58
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1115	2676	0.42
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	571	2676	0.22
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	442	935	0.48
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	708	2676	0.27
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	447	935	0.48
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	745	2676	0.28
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	596	2676	0.23
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	509	935	0.55
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	664	2676	0.25
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	501	935	0.54
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	707	2676	0.27
S_s－３１	H＋，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	374	935	0.40
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	699	2676	0.27
	H－，V＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	428	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	916	2676	0.35

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（2）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	546	935	0.59
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	973	2676	0.37

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（3）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	544	935	0.59
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	973	2676	0.37

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（4）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	570	935	0.61
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1247	2676	0.47

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（5）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（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）

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">地震動</th><th rowspan="2">評価
位置</th><th colspan="3">断面性状</th><th rowspan="2">鉄筋仕様
(せん断補強筋)</th><th rowspan="2">発生
せん断力
V (kN)</th><th rowspan="2">短期許容
せん断力
V_a (kN)</th><th rowspan="2">照査値
V/V_a</th></tr>
<tr><th>部材幅
b(mm)</th><th>部材高
h(mm)</th><th>有効高
d(mm)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">S_s－D１</td><td rowspan="2">H－，V－</td><td>上部</td><td>1000</td><td>1500</td><td>1300</td><td>D13
@300×300</td><td>504</td><td>935</td><td>0.54</td></tr>
<tr><td>下部</td><td>1000</td><td>1500</td><td>1225</td><td>D29
@300×300</td><td>618</td><td>2676</td><td>0.24</td></tr>
</table>

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（6）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">地震動</th><th rowspan="2">評価
位置</th><th colspan="3">断面性状</th><th rowspan="2">鉄筋仕様
(せん断補強筋)</th><th rowspan="2">発生
せん断力
V (kN)</th><th rowspan="2">短期許容
せん断力
V_a (kN)</th><th rowspan="2">照査値
V/V_a</th></tr>
<tr><th>部材幅
b(mm)</th><th>部材高
h(mm)</th><th>有効高
d(mm)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">S_s－D１</td><td rowspan="2">H－，V－</td><td>上部</td><td>1000</td><td>1500</td><td>1300</td><td>D13
@300×300</td><td>507</td><td>935</td><td>0.55</td></tr>
<tr><td>下部</td><td>1000</td><td>1500</td><td>1225</td><td>D29
@300×300</td><td>604</td><td>2676</td><td>0.23</td></tr>
</table>

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（7） 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	570	935	0.61
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1288	2676	0.49
	Ｈ＋，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	586	935	0.63
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1355	2676	0.51
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	554	935	0.60
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1248	2676	0.47
	Ｈ－，Ｖ－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	575	935	0.62
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1313	2676	0.50
S_s－１１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	424	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	535	2676	0.20
S_s－１２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	455	935	0.49
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	681	2676	0.26
S_s－１３		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	453	935	0.49
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	681	2676	0.26
S_s－１４		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	404	935	0.44
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	478	2676	0.18
S_s－２１		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	555	935	0.60
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1097	2676	0.41
S_s－２２		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	540	935	0.58
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1110	2676	0.42
S_s－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	503	935	0.54
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1058	2676	0.40
	Ｈ－，Ｖ＋	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	441	935	0.48
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	934	2676	0.35

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（8）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	577	935	0.62
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1368	2676	0.52

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（9）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	575	935	0.62
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1389	2676	0.52

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（10）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	592	935	0.64
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1502	2676	0.57

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（11）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	520	935	0.56
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1138	2676	0.43

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（12）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（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）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H＋，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	751	935	0.81
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1789	2676	0.67

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－14（13）　鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S_s－D１	H－，V－	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	522	935	0.56
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1129	2676	0.43

注記　＊：評価位置は図 16.4－10 に示す。

表 16.4－15　断面諸元一覧表（せん断力に対する評価）

評価位置		断面性状						せん断補強筋				
		部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	円周方向１m当たり本数	鉄筋量	Ss
				外面	内面	外面	内面					
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	－	(mm)	(本)	(mm^2/m)	(mm)
側壁	上部	1000	1500	200	200	1300	1300	SD345	13	3.333	422.3	300
	下部	1000	1500	275	275	1225	1225	SD345	29	3.333	2141.1	300

注記＊せん断力照査においては，円と同面積を有する正方形断面に対して照査を行う。

(3)　主筋（水平断面）とせん断補強（鉛直断面）の足し合わせ

ＳＡ用海水ピット取水塔の水平鉄筋については，直交する２断面の２次元有効応力解析（海水引込み管方向，海水引込み管直角方向）による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量（A_{s1}）と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量（A_{s2}）をそれぞれ算定し，足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

①－①断面，②－②断面それぞれで地震時最大地盤反力が生じる評価位置，検討ケース及び基準地震動での必要鉄筋量と実配筋量との比率を表 16.4－16 に示す。

表 16.4－16（1）　鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量
（側壁の面内方向の鉄筋のうち，A_{s1}のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN)	腹部幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm²)	コンクリート許容せん断力 V_{ca} (kN)	せん断補強筋が負担するせん断力 V_{s-req} (kN)	必要せん断補強鉄筋 A_{w-req} (mm²/組)	必要せん断補強鉄筋 A_{s1} (mm²/m)	実配筋量 A_{s1}' (mm²/m)	比率 A_{s1}/A_{s1}'
①-① 断面	④ Ｓｓ－Ｄ１	上部	25757	2659	5539	0.825	5282	20475	2064	6880	7600	0.91
①-① 断面	④ Ｓｓ－Ｄ１	下部	34842	2659	5539	0.825	5282	29560	2980	9933	10590	0.94

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
評価位置は次頁に示す。

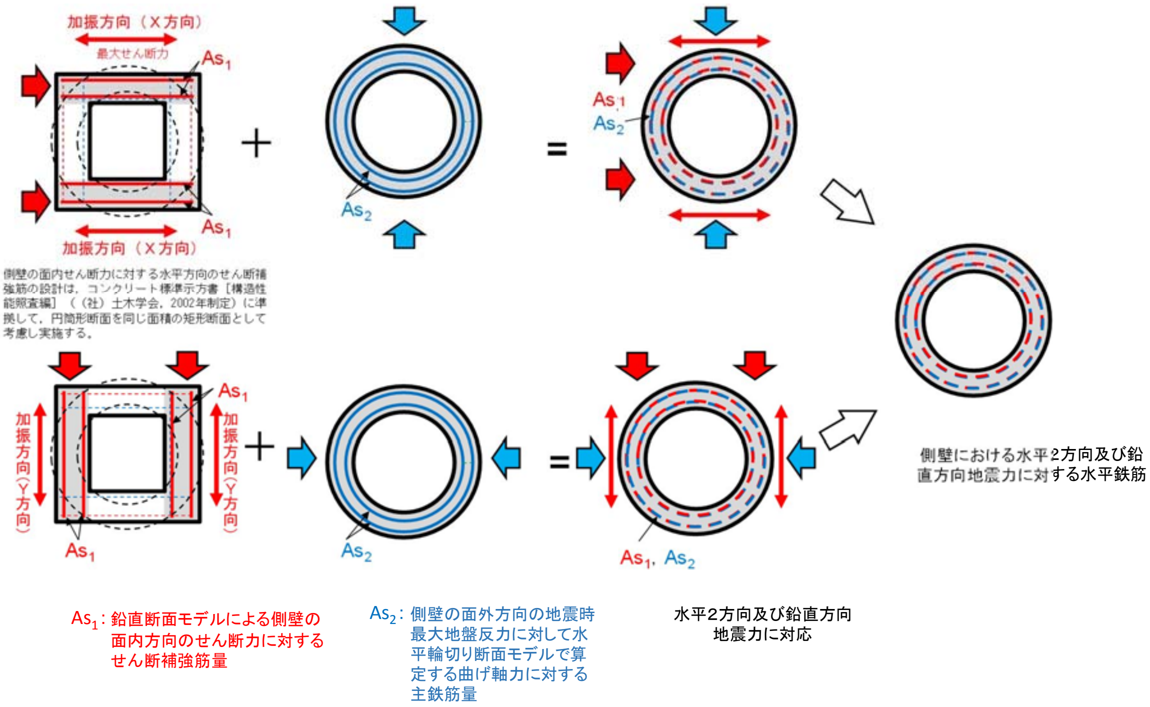
表 16.4－16（2）　側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで算定する曲げ軸力に対する鉄筋量
（側壁の面内方向の鉄筋のうち，A_{s2}のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	断面性状 部材幅 b (mm)	断面性状 部材高 h (mm)	断面性状 有効高 d (mm)	鉄筋種別	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	発生断面力 軸力 (kN/m)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm²)	必要鉄筋量 A_{s2} (mm²/m)	実配筋量 A_{s2}' (mm²/m)	比率 A_{s2}/A_{s2}'
②-② 断面	⑤ Ｓｓ－Ｄ１	上部	2659	1500	1300	SD390	2114	536	309	6052	7600	0.80
①-① 断面	④ Ｓｓ－Ｄ１	下部	2659	1500	1300	SD390	1482	316	309	4243	10590	0.41

注記　④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
評価位置は次頁に示す。

表 16.4－16（3）　Ａｓ１の必要鉄筋量とＡｓ２の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量と実配筋量との比率

評価位置	鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量 A_{s1} (mm^2/m)	水平断面の曲げ軸力に対する必要鉄筋量 A_{s2} (mm^2/m)	① 合計必要鉄筋量 $A_{s1}+A_{s2}$ (mm^2/m)	② 実配筋量 A_s (mm^2/m)	比率 ①／②
上部	6880	6052	12932	15200	0.86
下部	9933	4243	14176	21179	0.67



(4)　版部材の評価結果

a.　版部材（頂版，底版）の曲げ軸力に対する評価結果

頂版の設計荷重は，躯体の自重，雪荷重，慣性力を考慮する。慣性力については，２次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し，重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。各ケースの鉛直設計震度を比較した震度が最大となる１ケースのみ照査を行う。各ケース鉛直設計震度比較値は表 16.4－17 に示す。

底版は地盤及び間隙水要素の応力を荷重に考慮するため，各ケース鉛直応力と間隙水圧による応力の合力が最大の１ケースのみ照査を行う。底版鉛直応力と間隙水圧の比較は表 16.4－18 に示す。版部材の評価概念図を図 16.4－11 に示す。

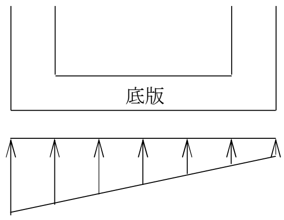


図 16.4－11　版部材評価概念図

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 16.4－19 に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 16.4－20 に示す。

版部材におけるＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の曲げ引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

評価位置を図 16.4－12 に示す。

断面諸元一覧を表 16.4－21 に示す。

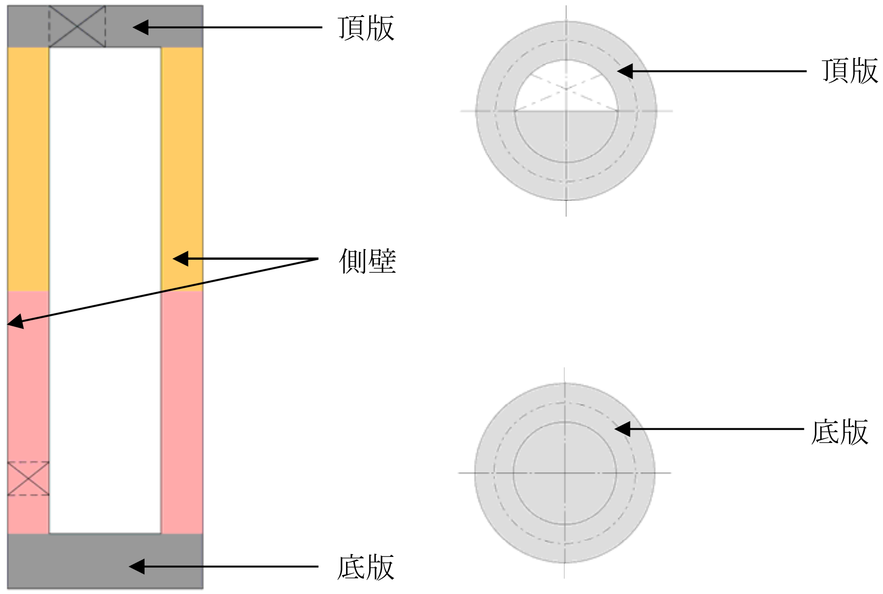


図 16.4－12　評価位置図

表 16.4－17 (1) 頂版の鉛直方向震度比較表（①－①断面）

検討ケース*	地震動		頂版
①	Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	0.428
		Ｈ＋，Ｖ－	0.345
		Ｈ－，Ｖ＋	0.362
		Ｈ－，Ｖ－	0.381
	Ｓｓ－１１		0.310
	Ｓｓ－１２		0.344
	Ｓｓ－１３		0.336
	Ｓｓ－１４		0.241
	Ｓｓ－２１		0.366
	Ｓｓ－２２		0.357
	Ｓｓ－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	0.140
		Ｈ－，Ｖ＋	0.151
②	Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.359
③	Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.372
④	Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.362
⑤	Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.361
⑥	Ｓｓ－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.360

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

表 16.4－17（2）頂版の鉛直方向震度比較表（②－②断面）

検討ケース*	地震動		頂版
①	Ｓ$_{s}$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	0.397
		Ｈ＋，Ｖ－	0.375
		Ｈ－，Ｖ＋	0.369
		Ｈ－，Ｖ－	0.379
	Ｓ$_{s}$－１１		0.316
	Ｓ$_{s}$－１２		0.328
	Ｓ$_{s}$－１３		0.321
	Ｓ$_{s}$－１４		0.232
	Ｓ$_{s}$－２１		0.430
	Ｓ$_{s}$－２２		0.362
	Ｓ$_{s}$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	0.145
		Ｈ－，Ｖ＋	0.151
②	Ｓ$_{s}$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.385
③	Ｓ$_{s}$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.387
④	Ｓ$_{s}$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.370
⑤	Ｓ$_{s}$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.389
⑥	Ｓ$_{s}$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	0.388

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

表 16.4－18 (1) 底版の反力比較表 (①－①断面)

検討ケース*	地震動		反力の最大値 kN/m²
①	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	-3384.692
		Ｈ＋，Ｖ－	-3337.610
		Ｈ－，Ｖ＋	-3118.696
		Ｈ－，Ｖ－	-3467.553
	Ｓ$_s$－１１		-3344.188
	Ｓ$_s$－１２		-3427.936
	Ｓ$_s$－１３		-3420.780
	Ｓ$_s$－１４		-3347.108
	Ｓ$_s$－２１		-3380.784
	Ｓ$_s$－２２		-3439.338
	Ｓ$_s$－３１	Ｈ＋，Ｖ＋	-3005.113
		Ｈ－，Ｖ＋	-2981.829
②	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	-3741.016
③	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	-3743.461
④	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	-3691.940
⑤	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	-3696.196
⑥	Ｓ$_s$－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	-3741.016

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

表 16.4－18 (2) 底版の反力比較表（②－②）

検討ケース*	地震動		反力の最大値 kN/m^2
①	S_s－D１	H＋，V＋	-4108.316
		H＋，V－	-4154.434
		H－，V＋	-4114.801
		H－，V－	-4238.037
	S_s－１１		-3994.364
	S_s－１２		-4058.213
	S_s－１３		-4021.705
	S_s－１４		-3944.326
	S_s－２１		-4119.624
	S_s－２２		-4252.770
	S_s－３１	H＋，V＋	-3594.182
		H－，V＋	-3540.290
②	S_s－D１	H－，V－	-4348.883
③	S_s－D１	H－，V－	-4334.478
④	S_s－D１	H－，V－	-4310.239
⑤	S_s－D１	H－，V－	-4387.253
⑥	S_s－D１	H－，V－	-4412.776

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

表 16.4－19（1） コンクリートの曲げ軸力照査結果(①－①断面)

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09
③	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	2333	0	3.4	21	0.17

注記 ＊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
＊2：③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
＊3：評価位置は図 16.4－12 に示す。

表 16.4－19（2） コンクリートの曲げ軸力照査結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S_s－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	1.7	21	0.09
⑥	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	2756	0	4.1	21	0.20

注記 ＊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
＊2：⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
＊3：評価位置は図 16.4－12 に示す。

表 16.4－20（1） 鉄筋の曲げ軸力照査結果（①－①断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19
③	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	2333	0	107.6	435	0.25

注記 ＊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
＊2：③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
＊3：評価位置は図 16.4－12 に示す。

表 16.4－20（2） 鉄筋の曲げ軸力照査結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力		発生応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
				部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S_s－２１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	D25@150	321	0	79.7	435	0.19
⑥	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D51@150	2756	0	127.1	435	0.30

注記 ＊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
＊2：⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
＊3：評価位置は図 16.4－12 に示す。

表 16.4－21　断面諸元一覧（曲げ軸力に対する評価）

評価位置	断面性状						主鉄筋								
	部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	上面				下面			
			上面	下面	上面	下面		径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	－	(mm)	－	(mm)	(mm^2/m)	(mm)	－	(mm)	(mm^2/m)
頂版	1000	1500	200	200	1300	1300	SD490	25	1	150	3378.2	25	1	150	3378.2
底版	1000	2000	200	200	1800	1800	SD490	51	1	150	13514.0	51	1	150	13514.0

b.　構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 16.4－22 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（V_{ca}）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（V_{sa}）を合わせた短期許容せん断力（V_{a}）以下であることを確認した。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の構造部材のせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び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。

断面諸元一覧を表 16.4－23 に示す。

表 16.4－22（1） 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（①－①断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S_s－Ｄ１	Ｈ＋，Ｖ＋	頂版	1000	1500	1300	－	215	715	0.31
③	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	1723	3932	0.44

注記 ：＊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
＊2：③地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース
＊3：評価位置は図 16.4－12 に示す。

表 16.4－22（2） 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様（せん断補強筋）	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V_a (kN)	照査値 V/V_a
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S_s－２１		頂版	1000	1500	1300	－	215	715	0.31
⑥	S_s－Ｄ１	Ｈ－，Ｖ－	底版	1000	2000	1800	D29 @300×300	2042	3932	0.52

注記 ：＊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
＊2：⑥地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
＊3：評価位置は図 16.4－12 に示す。

表 16.4－23 断面諸元一覧（せん断力に対する評価）

評価位置	断面性状						せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり		有効高		鉄筋種別	径	奥行方向１ｍ当たり本数	鉄筋量	Ss
			上面	下面	上面	下面					
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	－	(mm)	(本)	(mm^2/m)	(mm)
頂版	1000	1500	200	200	1300	1300	－	－	－	－	－
底版	1000	2000	200	200	1800	1800	SD345	29	3.333	2141.1	300

(5)　隅角部の拘束効果に対する評価結果

a.　側壁隅角部の評価結果

版部材の拘束効果に対する側壁の検討は，２次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し，側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上下端の位置で固定条件とした梁モデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメントを図 16.4－13 に，版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件とした場合の曲げモーメントを図 16.4－13 に，評価結果を表 16.4－24 に示す。

側壁の鉛直鉄筋の照査について，２次元有効応力解析により求められる曲げ軸力に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v1} と，端部固定条件の側壁及び版部材の各モデルの解析により求められる側壁及び版部材の接合部の曲げモーメントに対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v2-1} 及び版部材主鉄筋の曲げ引張応力度 σ_{v2-2} を算定し，σ_{v1}＋σ_{v2} が許容限界以下であることを確認した。

ただし，σ_{v2} は σ_{v2-1} と σ_{v2-2} を足し合わせた曲げ引張応力度である。

（単位：kN・m）

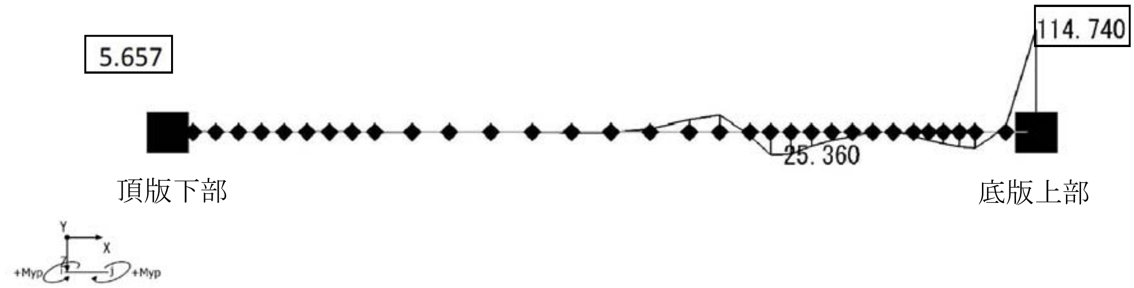


図 16.4－13（1）　側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
（①－①断面，側壁上部，側壁下部Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

（単位：kN・m）

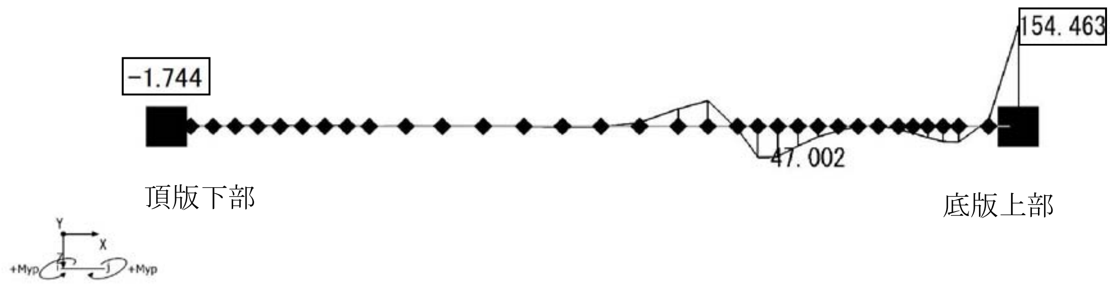


図 16.4－13（2）　側壁両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
（②－②断面，側壁上部，側壁下部　Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

（単位：kN・m）

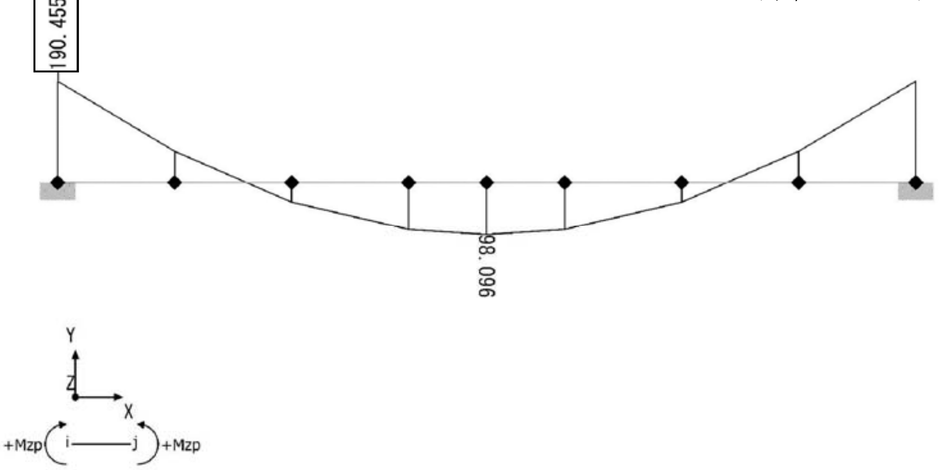


図 16.4－14（1）　頂版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
（①－①断面　Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

（単位：kN・m）

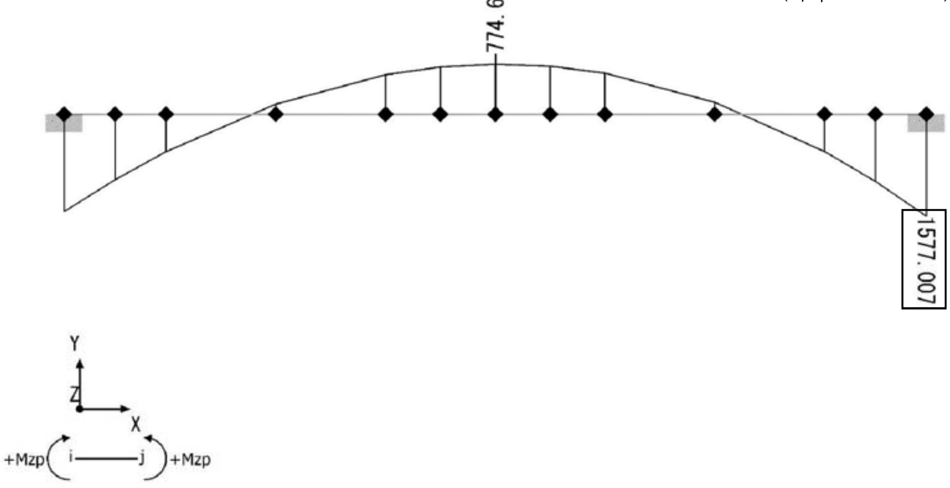


図 16.4－14（2）　底版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
（①－①断面　Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(単位：kN・m)

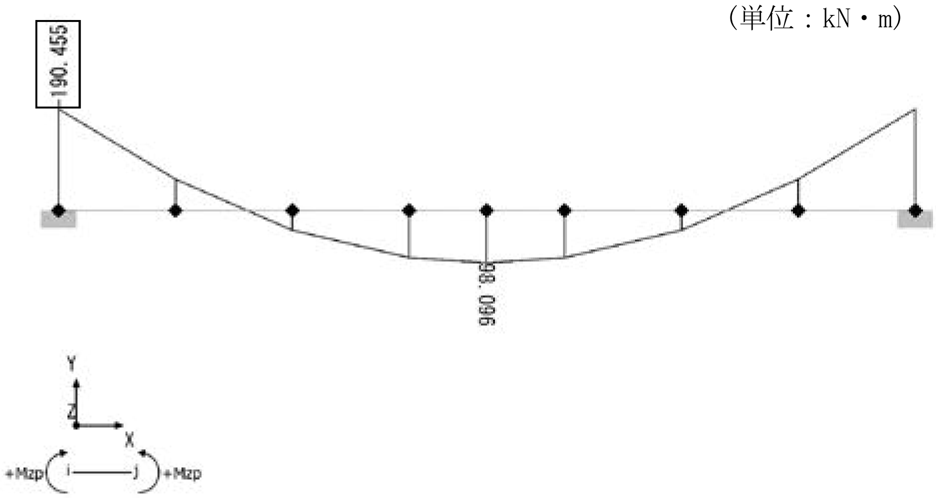


図 16.4－14（3）　頂版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
（②－②断面　Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(単位：kN・m)

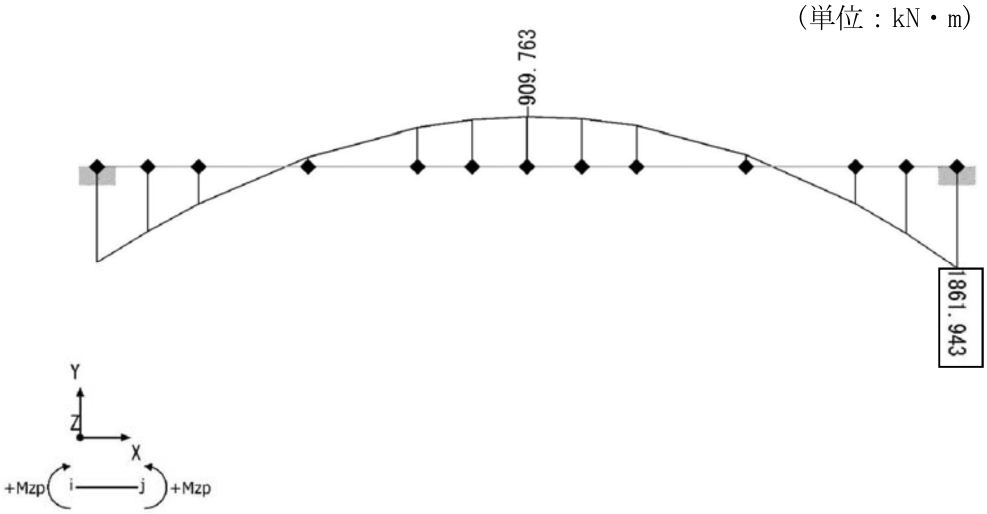


図 16.4－14（4）　底版両端固定梁モデルにおける曲げモーメント図
（②－②断面　Ｓ$_s$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

①－①断面，②－②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置，検討ケースでの評価結果を示す。表 16.4－24 に鉛直断面の評価結果を示す。２次元有効応力解析による発生応力度は，曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを$\sqrt{2}$倍）して算定している。曲げモーメントの算定概念図を図 16.4－15 に示す。

表 16.4－24（1）　鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置			断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	圧縮応力度 σ_c (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
①－①断面	④	Ｓｓ－Ｄ１	下部	有効応力解析	σ_{v1}’	2659	6204	5539	2-D51@150 2-D51@150	33736	2009	7	21	0.34
				拘束効果による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539		1692	0	5	21	0.24
				合計	σ_{v1}’＋σ_{v2}	－	－	－	－	－	－	12	21	0.58
②－②断面	④	Ｓｓ－Ｄ１	下部	有効応力解析	σ_{v1}’	2659	6204	5539	2-D51@150 2-D51@150	24519	1876	5	21	0.24
				拘束効果による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539		2016	0	4	21	0.19
				合計	σ_{v1}’＋σ_{v2}	－	－	－	－	－	－	9	21	0.43

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。

＠：鉄筋の配置間隔

表 16.4－24（2）　鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置			断面性状 部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	鉄筋仕様（引張鉄筋）	発生断面力 曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	引張応力度 σ_c (N/mm²)	短期許容応力度 σ_{ca} (N/mm²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
①－①断面	④	Ｓｓ－Ｄ１	下部	有効応力解析	σ_{v1}’	2659	6204	5539	2-D51@150 2-D51@150	33736	2009	166	435	0.39
				拘束効果による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539		1692	0	68	435	0.16
				合計	σ_{v1}’＋σ_{v2}	－	－	－	－	－	－	234	435	0.54
②－②断面	④	Ｓｓ－Ｄ１	下部	有効応力解析	σ_{v1}’	2659	6204	5539	2-D51@150 2-D51@150	24519	1876	117	435	0.27
				拘束効果による曲げ	σ_{v2}	2659	6204	5539		2016	0	82	435	0.19
				合計	σ_{v1}’＋σ_{v2}	－	－	－	－	－	－	199	435	0.46

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。

＠：鉄筋の配置間隔

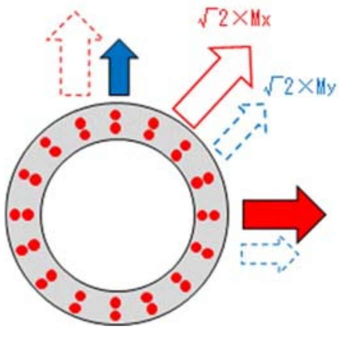


図 16.4－15　曲げモーメントの算定概念図

b.　版部材隅角部の評価結果

側壁の拘束効果に対する版部材の検討は，側壁の検討と同様に，２次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し，側壁及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上下端の位置で固定条件とした梁モデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメント図及び版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件とした場合の曲げモーメント図は，それぞれ図 16.4－12 及び図 16.4－13 に示したとおりである。版部材隅角部の評価結果を表 16.4－25 に示す。

両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント（M_0）に，側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント（M_1）を加算したもの（M_0＋M_1）を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントが各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント（M_2）と比較し，（M_0＋M_1）はM_2 で以下であった。よって，M_2 で求められた主鉄筋は，側壁の拘束効果に対する版部材隅角部においても許容限界以下であることを確認した。

表 16.4－25　側壁の拘束効果に対する版部材隅角部の評価結果

断面	側壁の位置		版部材の固定端曲げモーメント M_0 (kN･m)	側壁の固定端曲げモーメント M_1 (kN･m)	固定端曲げモーメントの合計 M_0+M_1 *1 (kN･m)	比較	版部材評価時の曲げモーメント M_2 *2 (kN･m)	補強した主鉄筋	版部材評価より設定した主鉄筋
①－①	上部	頂版	190.455	5.657	196.112	＜	288.551	－	上面D25@150 下面D25@150
	下部	底版	1577.007	114.74	1691.747	＜	2315.987	－	上面D51@150 下面D51@150
②－②	上部	頂版	190.455	1.744	192.199	＜	288.551	－	上面D25@150 下面D25@150
	下部	底版	1861.943	154.463	2016.406	＜	2720.006	－	上面D51@150 下面D51@150

注記　＊1：固定端曲げモーメントの合計は，絶対値の合計
　　　＊2：版部材の単純支持のはりモデルによる最大曲げモーメント

(6)　選定した標準配筋

側壁鉛直断面，側壁水平断面，側壁の主筋（水平断面）とせん断補強筋（鉛直断面）を足し合わせ，版部材（頂版，底版）の照査結果より選定した標準配筋図を図 16.4－16 に示す。

図 16.4－16　選定した標準配筋図（ＳＡ用海水ピット取水塔）

(7)　基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 16.4－26 に，接地圧分布を図 16.4－17 に示す。

ＳＡ用海水ピット取水塔の最大接地圧は$Ｓ_{ｓ}$－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕（検討ケース①，②－②断面）で 1349 kN/m^2であり，基礎地盤の極限支持力度 5962 kN/m^2以下である。

以上のことから，ＳＡ用海水ピット取水塔の基礎地盤は，基準地震動$Ｓ_{ｓ}$に対し，支持性能を有することを確認した。

表 16.4－26（1）　基礎地盤の支持性能評価結果（①－①断面）

検討ケース	地震動		最大接地圧 (kN/m²)	極限支持力度 (kN/m²)
ケース①	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	888	5962
		〔Ｈ＋，Ｖ－〕	883	5962
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	900	5962
		〔Ｈ－，Ｖ－〕	913	5962
	Ｓｓ－１１	－	554	5962
	Ｓｓ－１２	－	580	5962
	Ｓｓ－１３	－	366	5962
	Ｓｓ－１４	－	509	5962
	Ｓｓ－２１	－	402	5962
	Ｓｓ－２２	－	646	5962
	Ｓｓ－３１	〔Ｈ＋，Ｖ＋〕	789	5962
		〔Ｈ－，Ｖ＋〕	823	5962
ケース②	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	690	5962
ケース③	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	693	5962
ケース④	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	775	5962
ケース⑤	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	616	5962
ケース⑥	Ｓｓ－Ｄ１	〔Ｈ－，Ｖ－〕	611	5962

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

表 16.4－26（2）　基礎地盤の支持性能評価結果（②－②断面）

検討ケース	地震動		最大接地圧 (kN/m²)	極限支持力度 (kN/m²)
ケース①	S_s－D１	〔H＋，V＋〕	1261	5962
		〔H＋，V－〕	1307	5962
		〔H－，V＋〕	1297	5962
		〔H－，V－〕	1349	5962
	S_s－１１	－	684	5962
	S_s－１２	－	748	5962
	S_s－１３	－	736	5962
	S_s－１４	－	681	5962
	S_s－２１	－	1028	5962
	S_s－２２	－	1001	5962
	S_s－３１	〔H＋，V＋〕	1139	5962
		〔H－，V＋〕	1084	5962
ケース②	S_s－D１	〔H－，V－〕	946	5962
ケース③	S_s－D１	〔H－，V－〕	973	5962
ケース④	S_s－D１	〔H－，V－〕	1084	5962
ケース⑤	S_s－D１	〔H－，V－〕	834	5962
ケース⑥	S_s－D１	〔H－，V－〕	827	5962

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

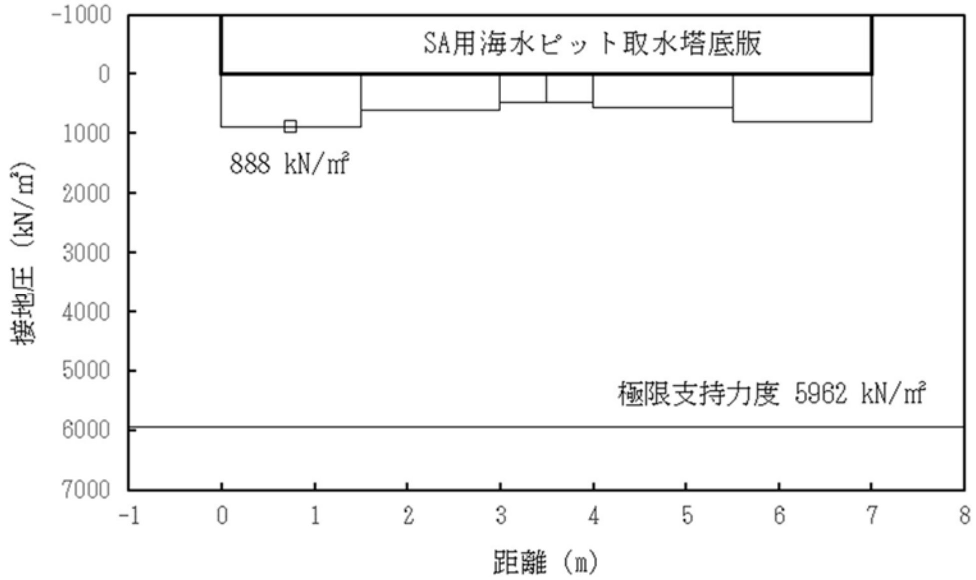


図 16.4－17（1）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

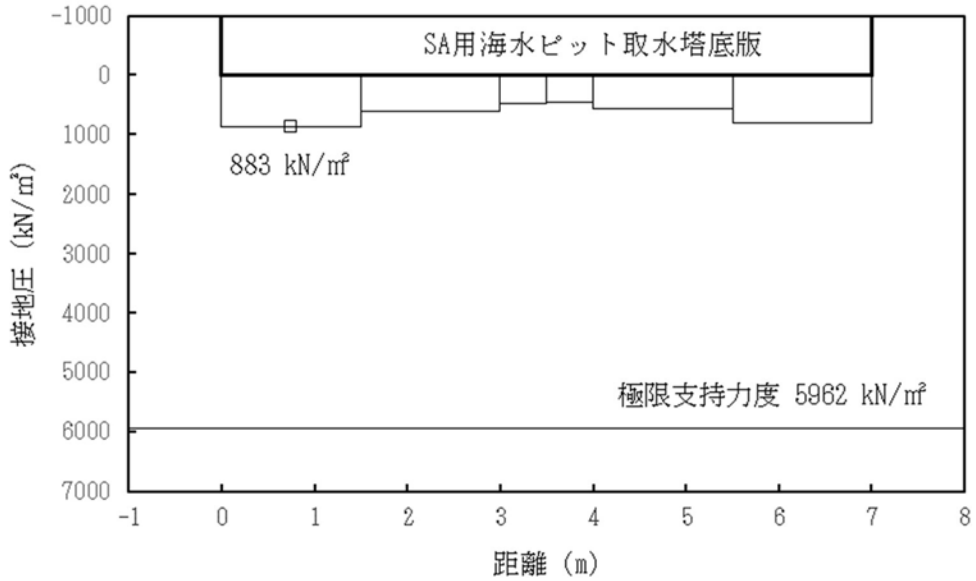


図 16.4－17（2）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

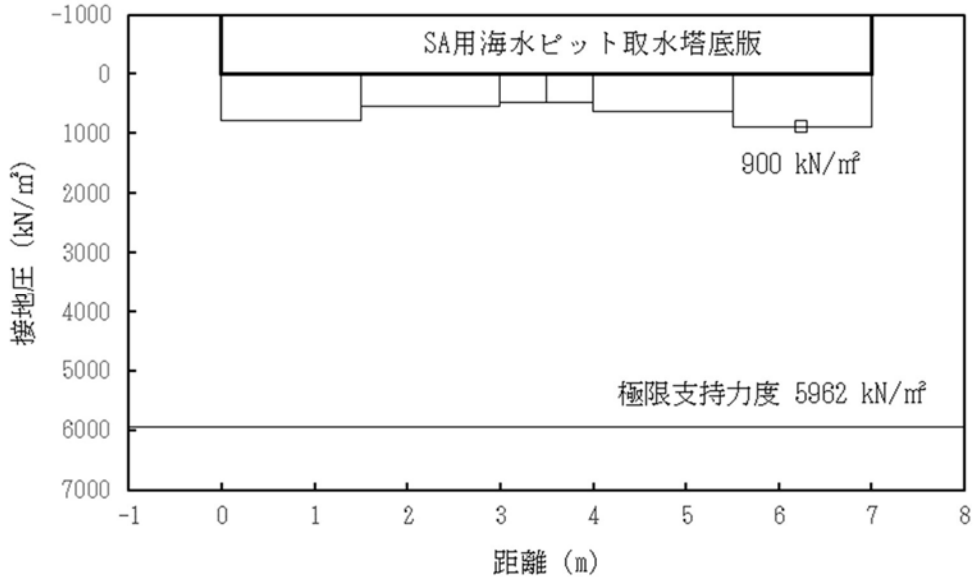


図 16.4－17（3）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

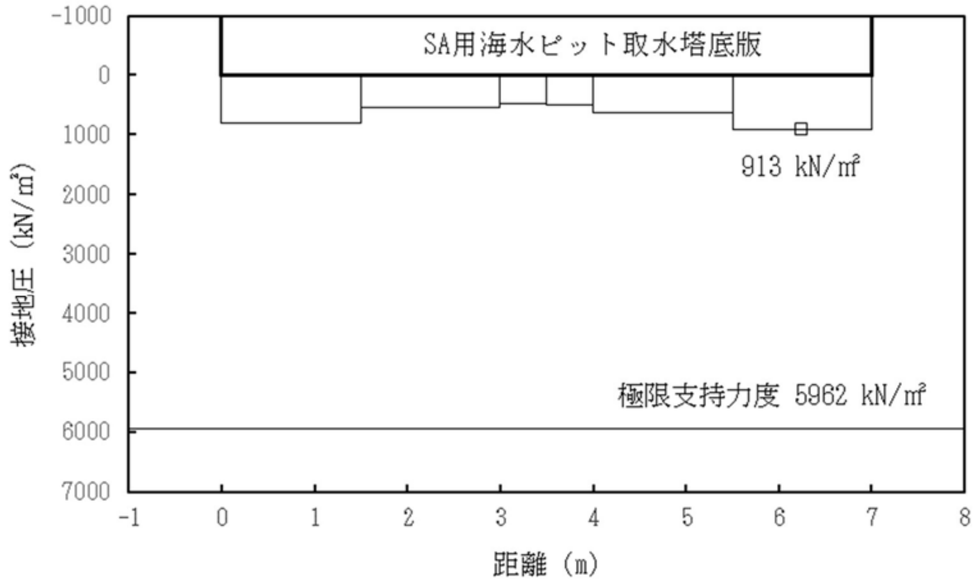


図 16.4－17（4）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

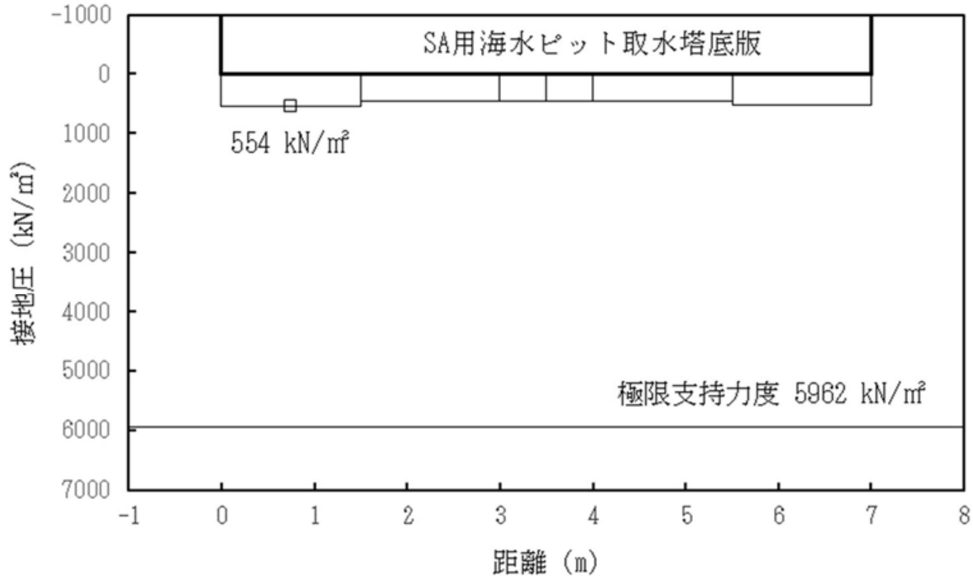


図 16.4－17（5）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－１１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

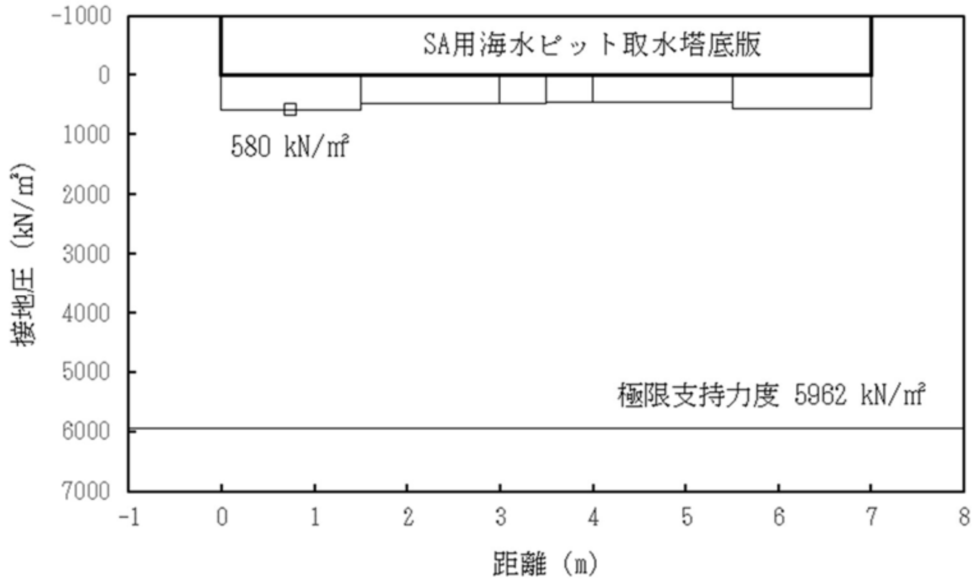


図 16.4－17（6）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－１２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

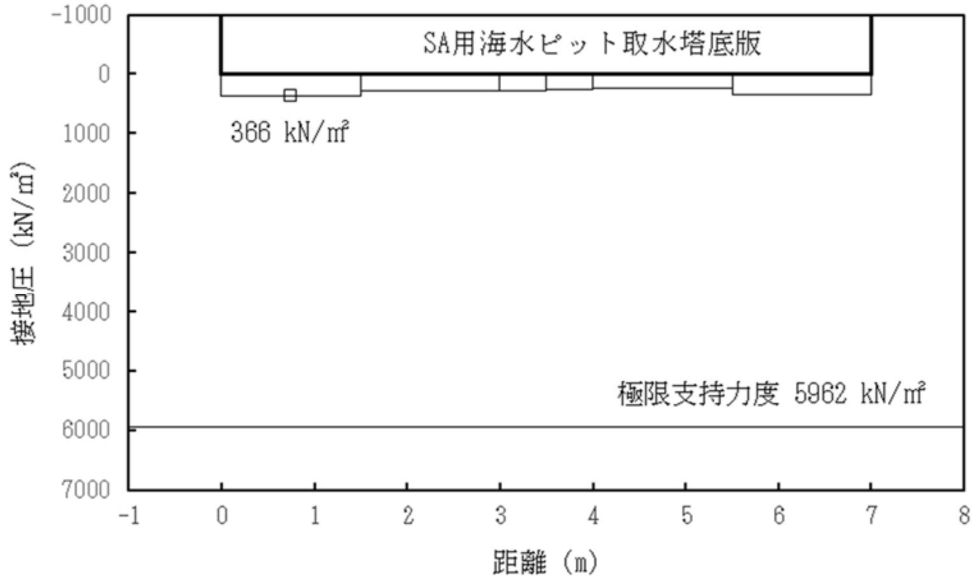


図 16.4－17（7） ①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

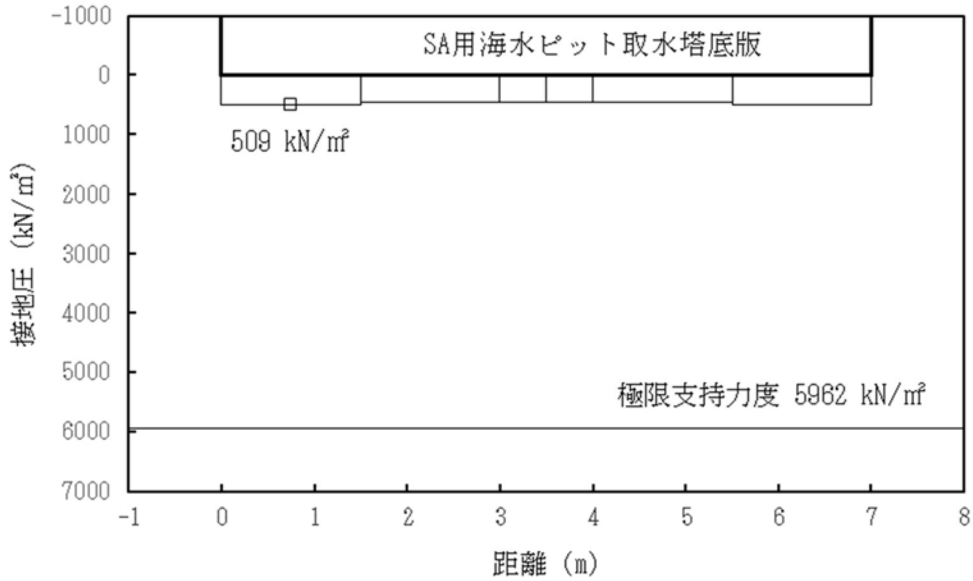


図 16.4－17（8） ①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

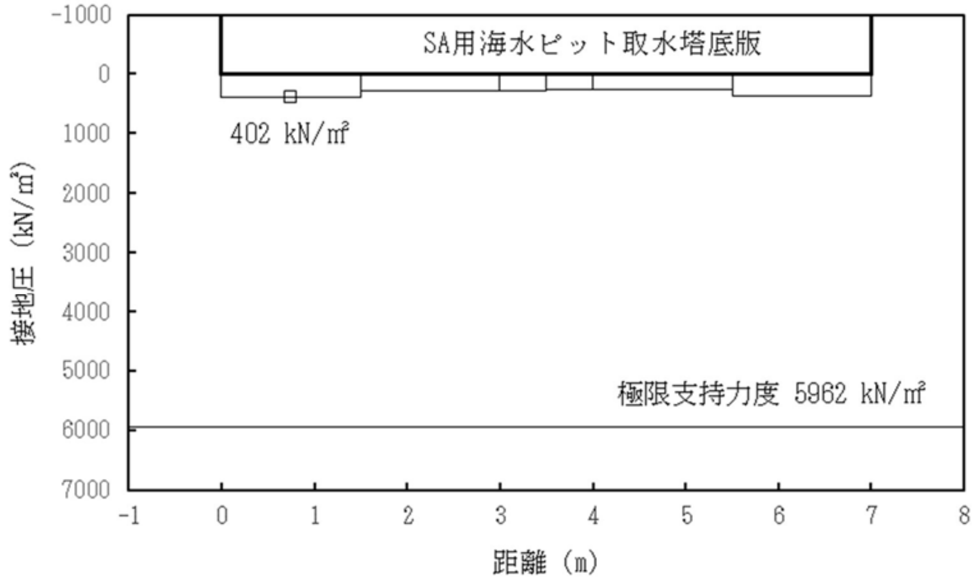


図 16.4－17（9）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

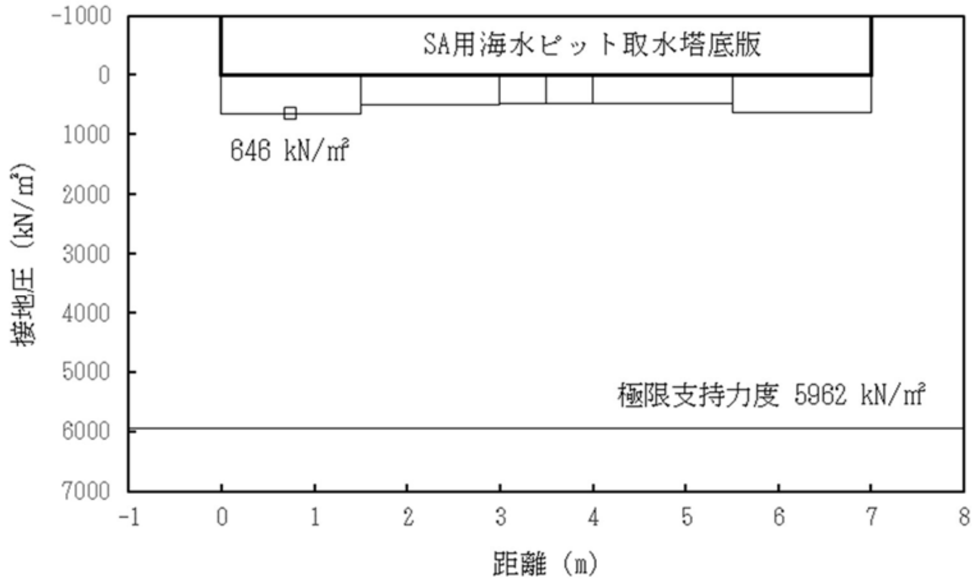


図 16.4－17（10）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

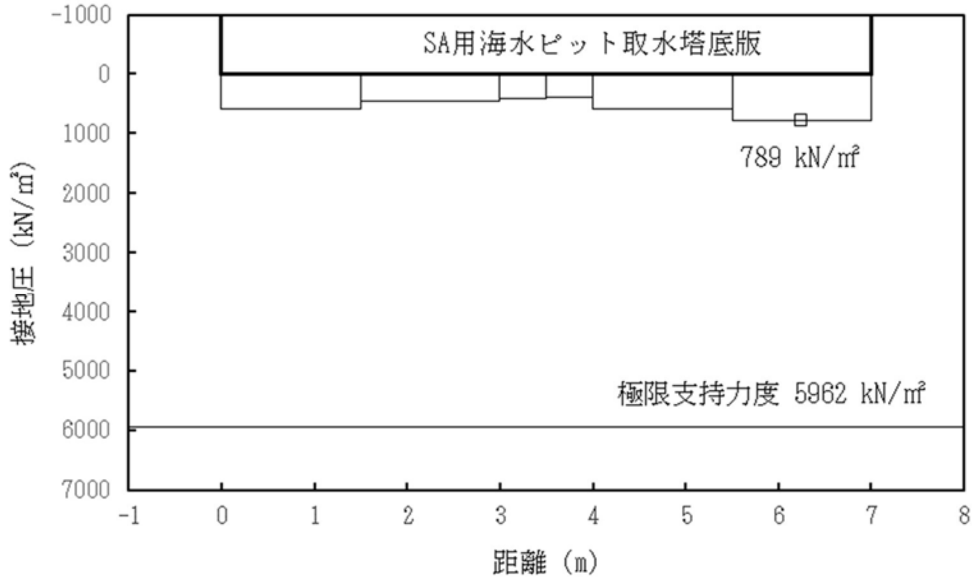


図 16.4－17（11）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

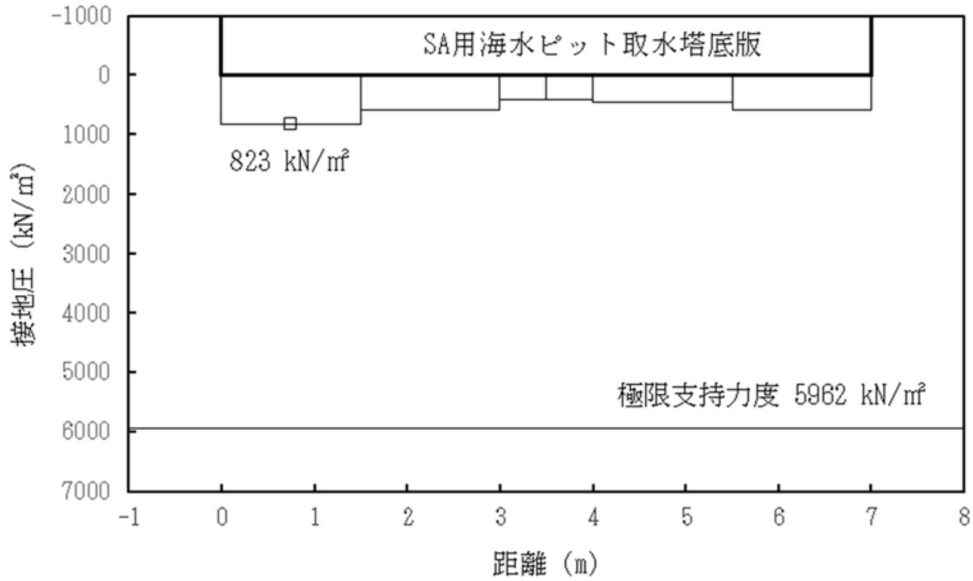


図 16.4－17（12）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

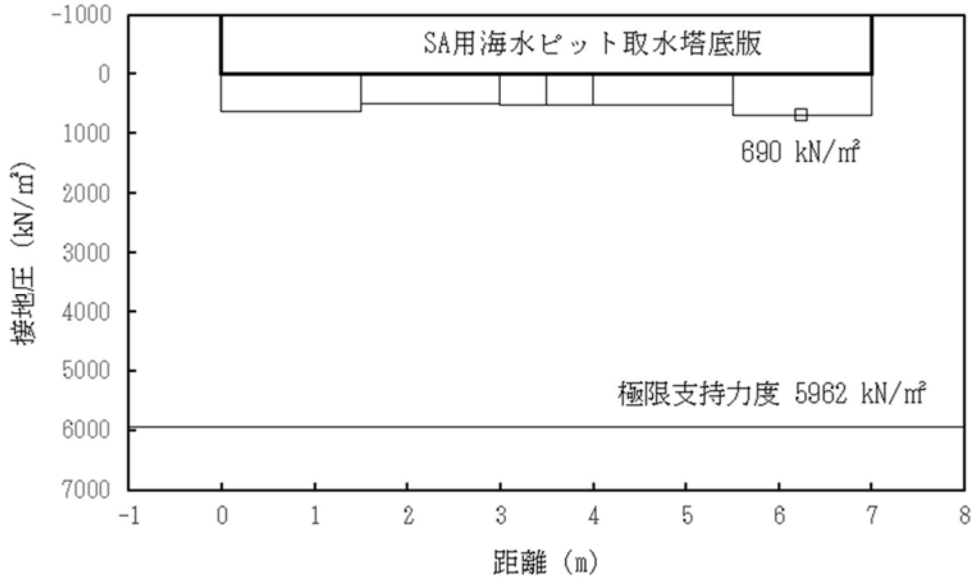


図 16.4－17（13）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

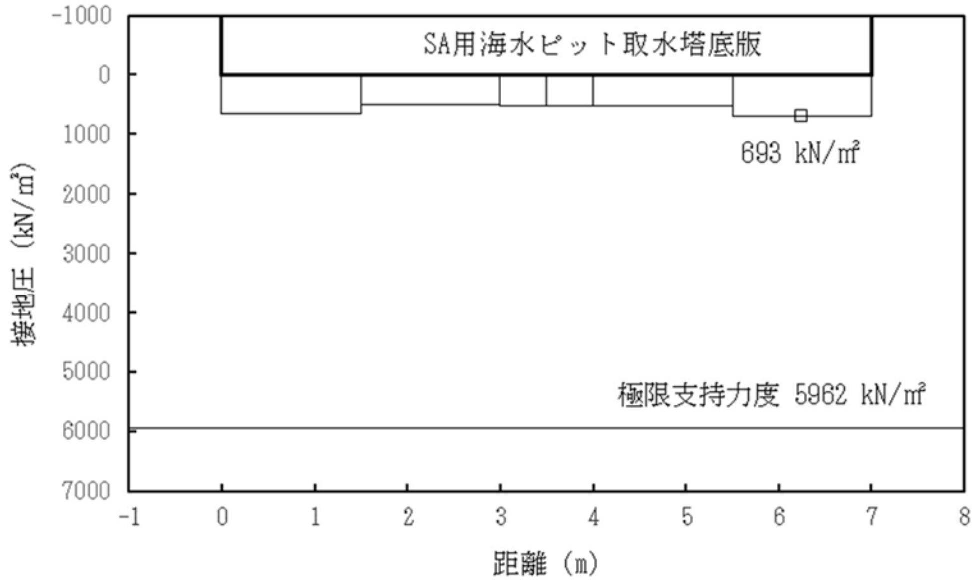


図 16.4－17（14）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）し液状化強度特性を用いた解析ケース）

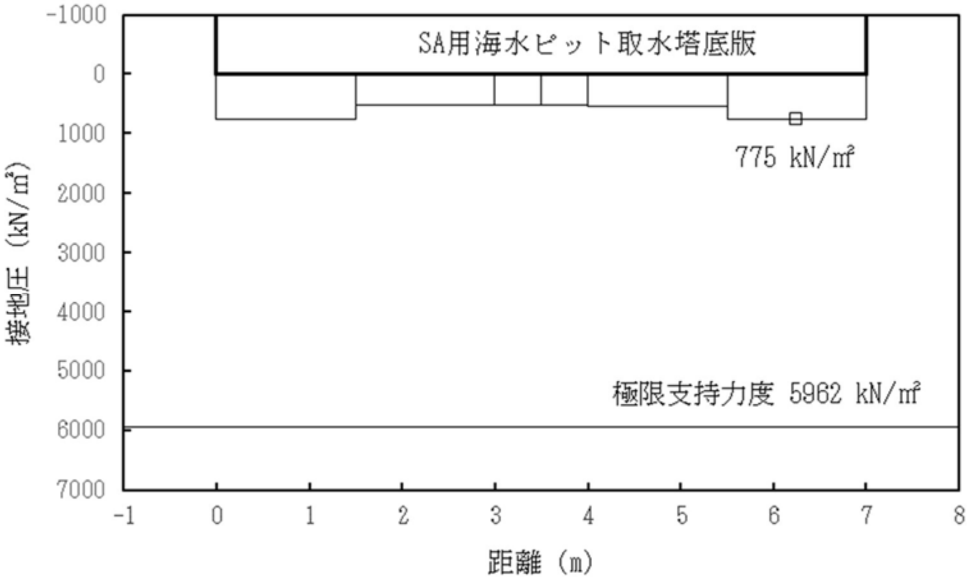


図 16.4－17（15）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

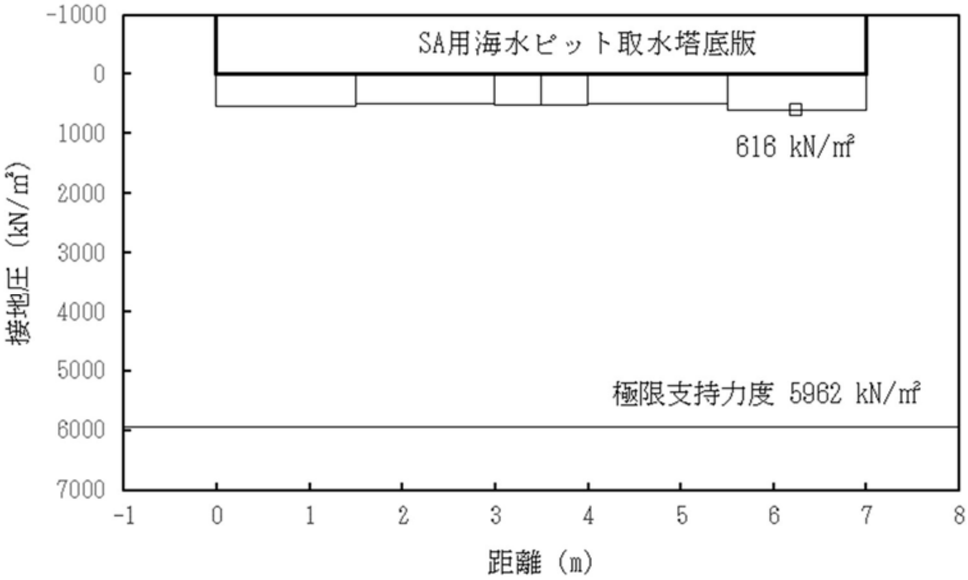


図 16.4－17（16）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

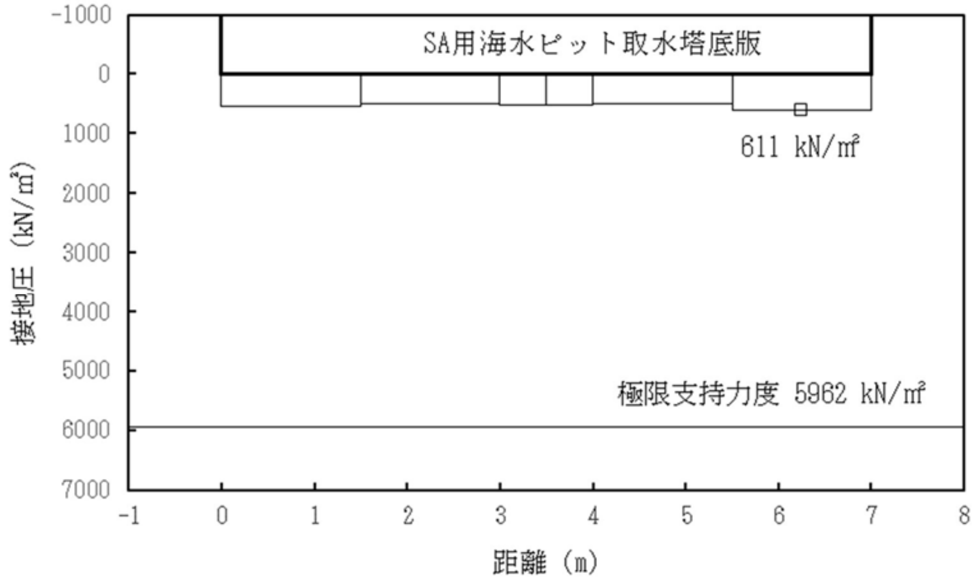


図 16.4－17（17）　①－①断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の
条件を仮定した解析ケース）

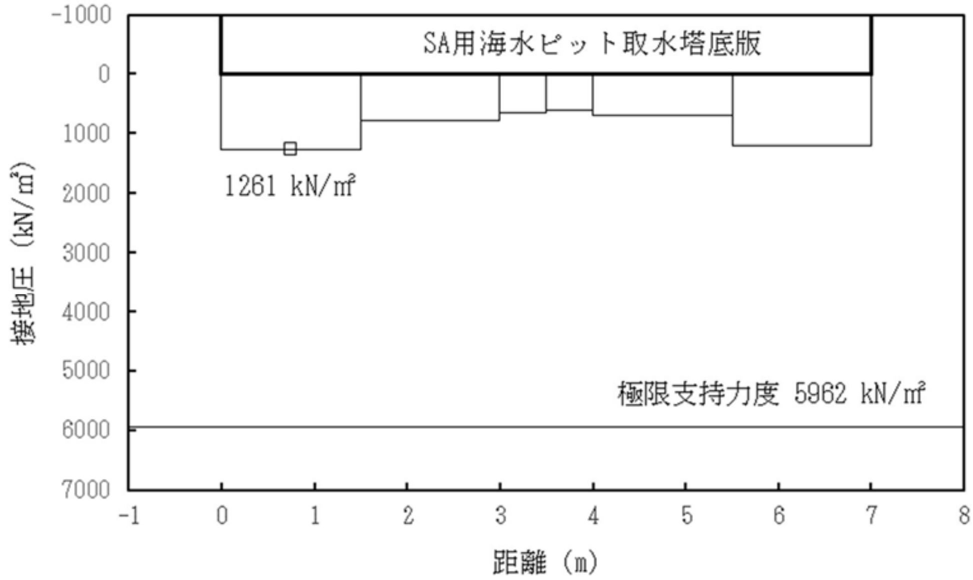


図 16.4－17（18）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

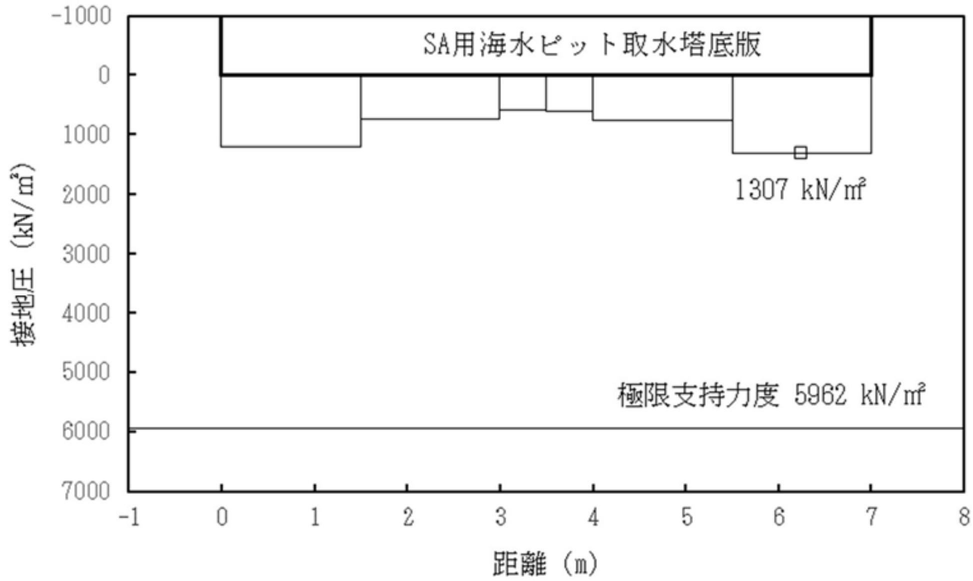


図 16.4－17（19）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

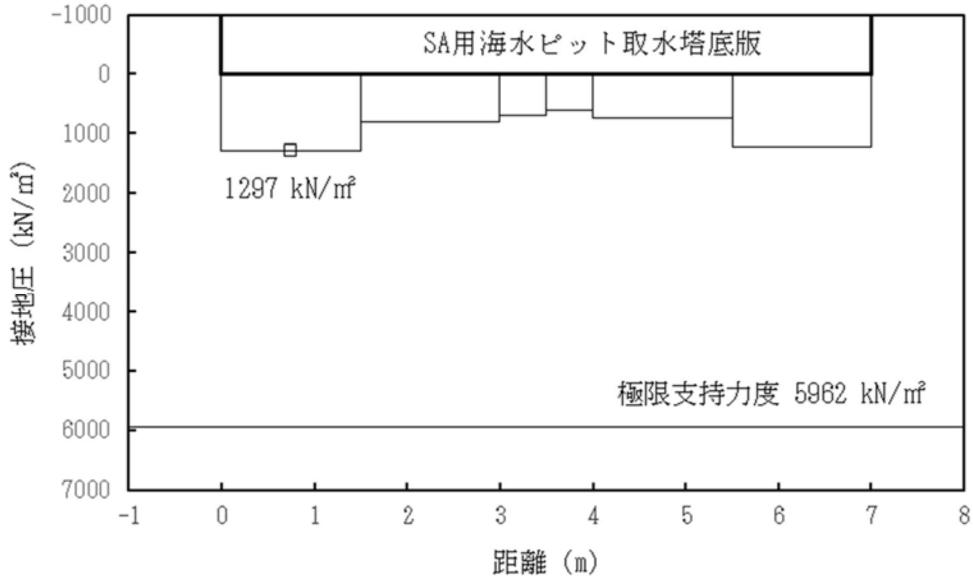


図 16.4－17（20）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

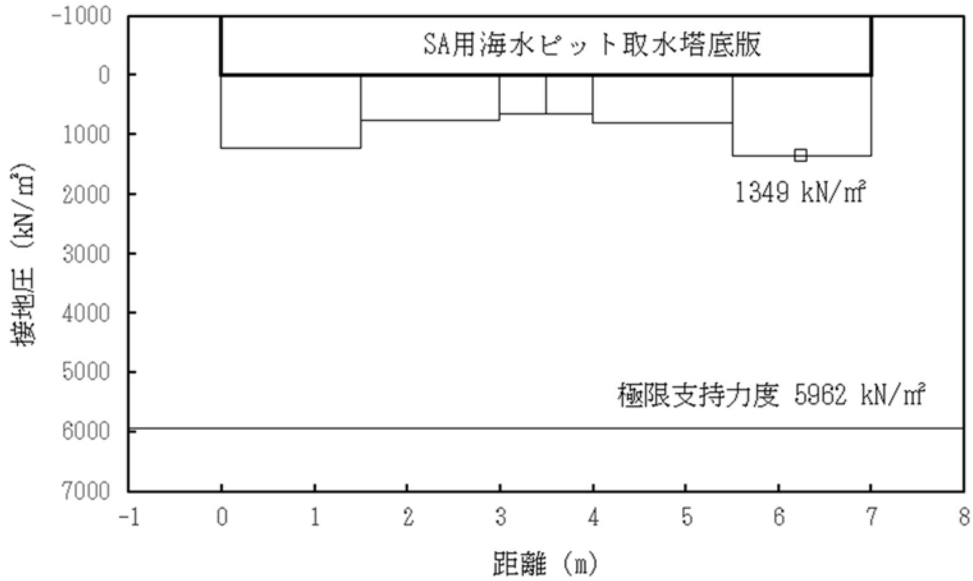


図 16.4－17（21）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

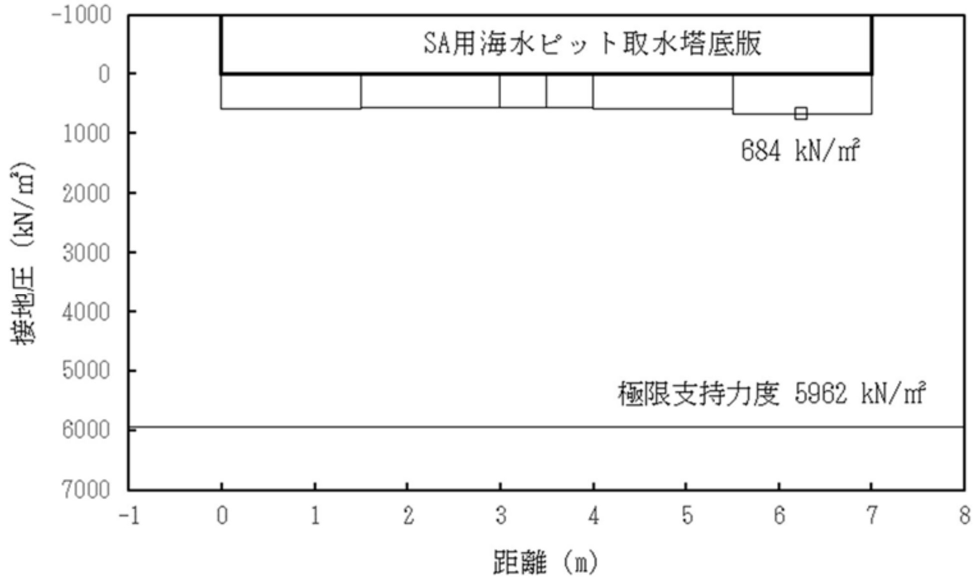


図 16.4－17（22）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓ$_{s}$－１１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

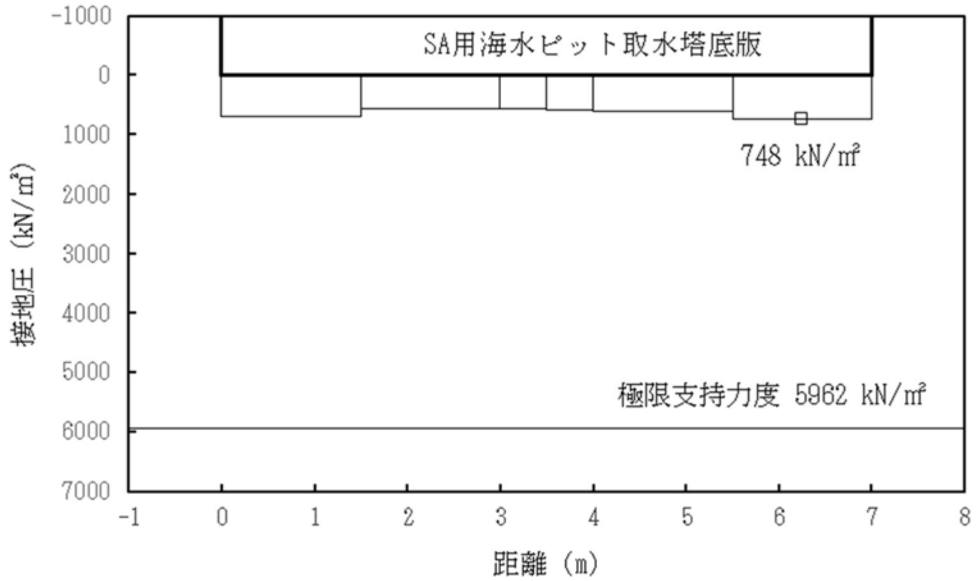


図 16.4－17（23）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓ$_{s}$－１２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

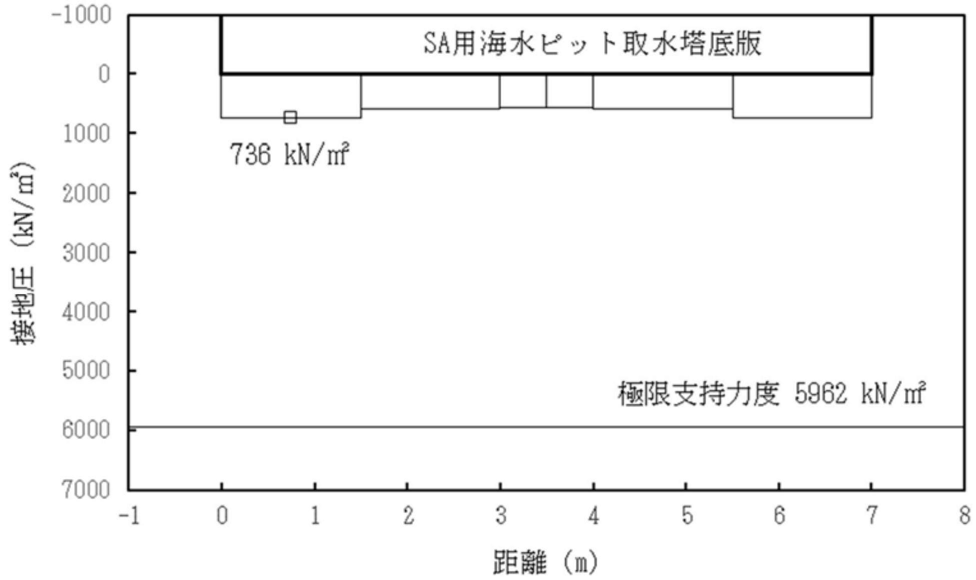


図 16.4－17（24）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－１３）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

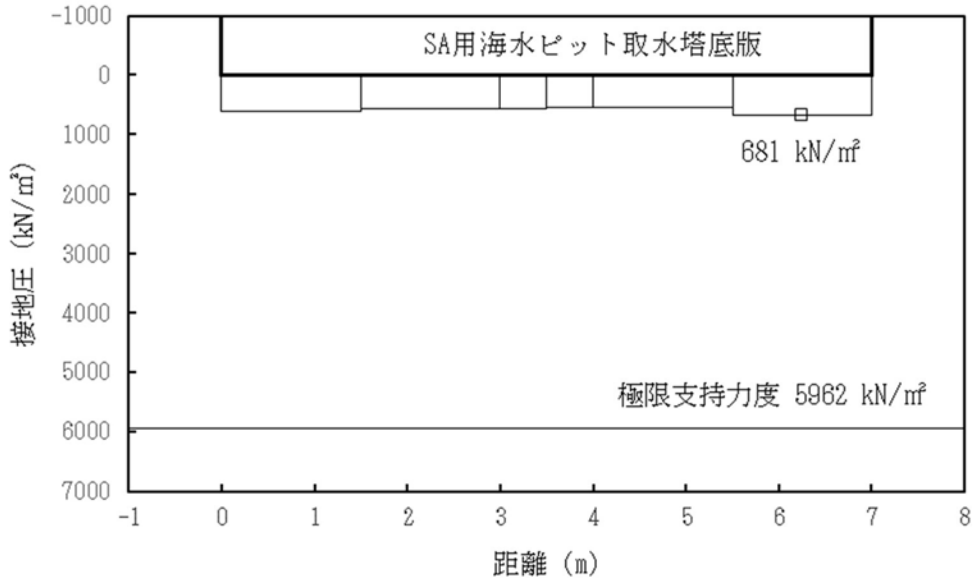


図 16.4－17（25）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－１４）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

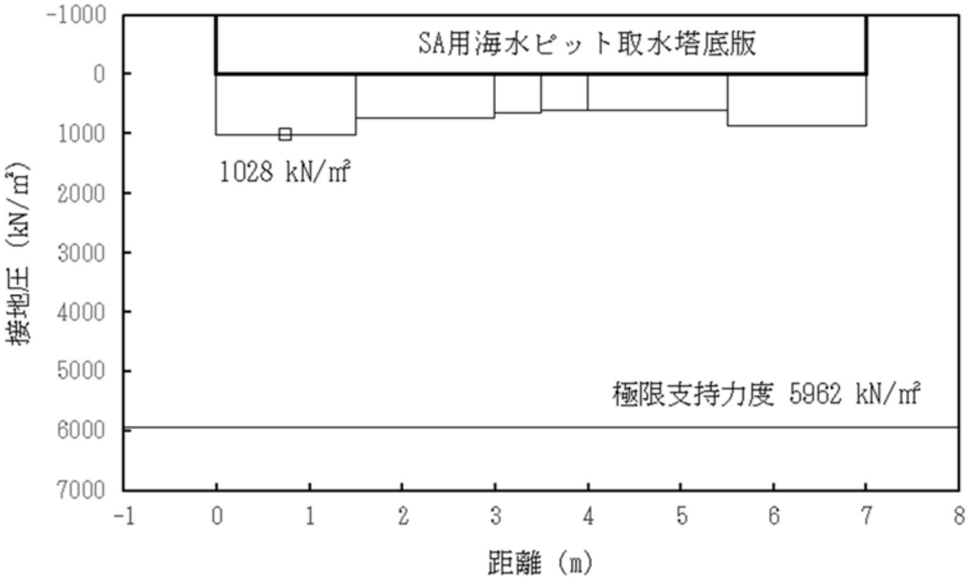


図 16.4－17（26）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－２１）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

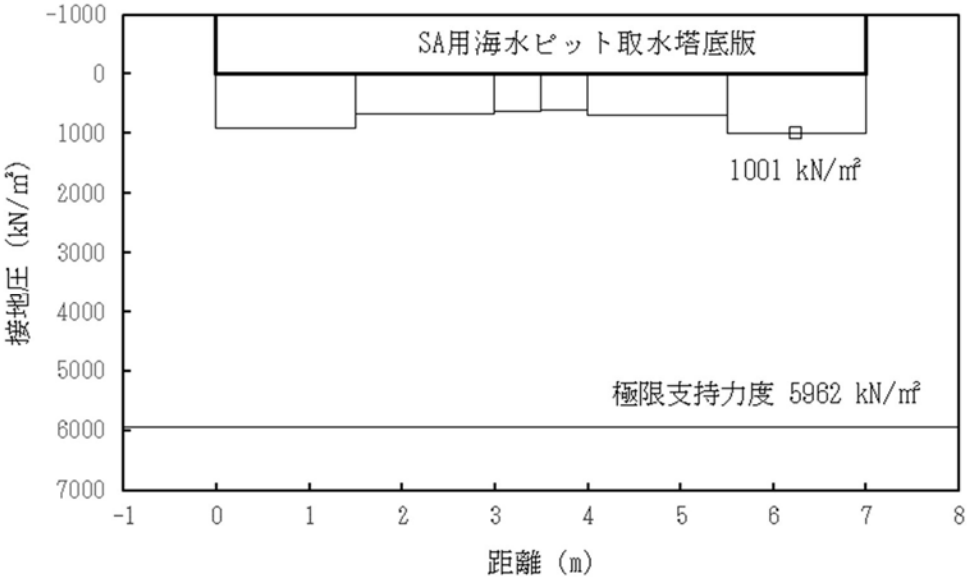


図 16.4－17（27）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－２２）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

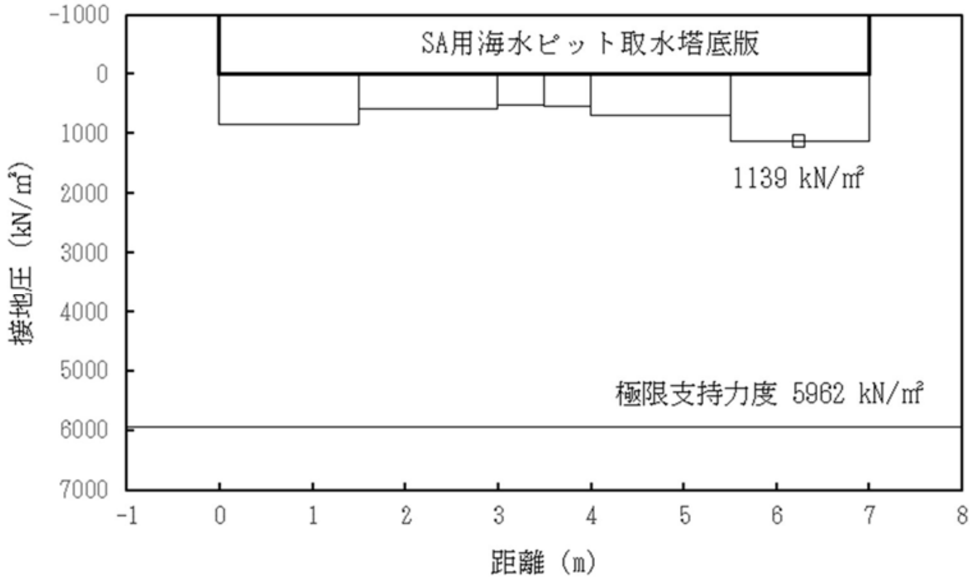


図 16.4－17（28）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ＋，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

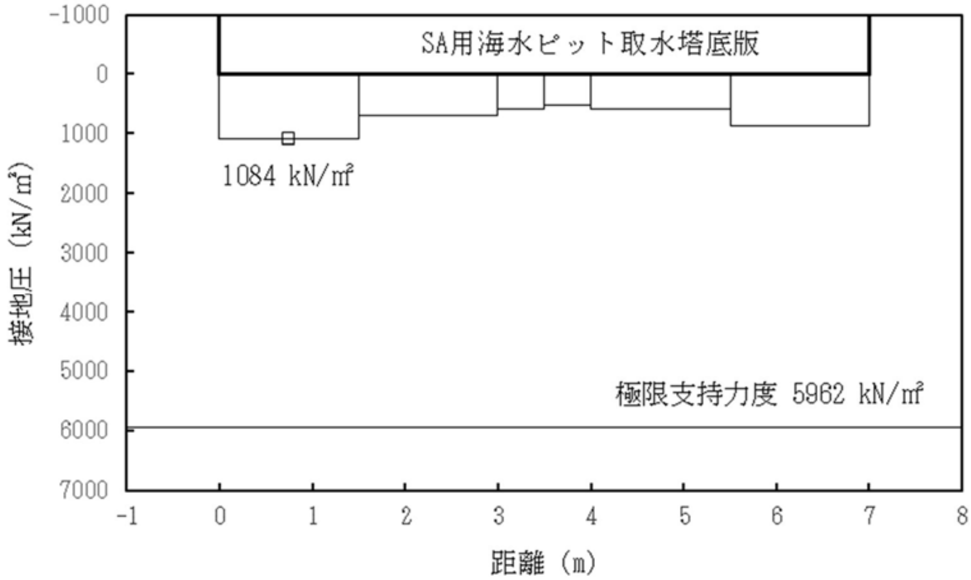


図 16.4－17（29）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓ$_s$－３１〔Ｈ－，Ｖ＋〕）
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

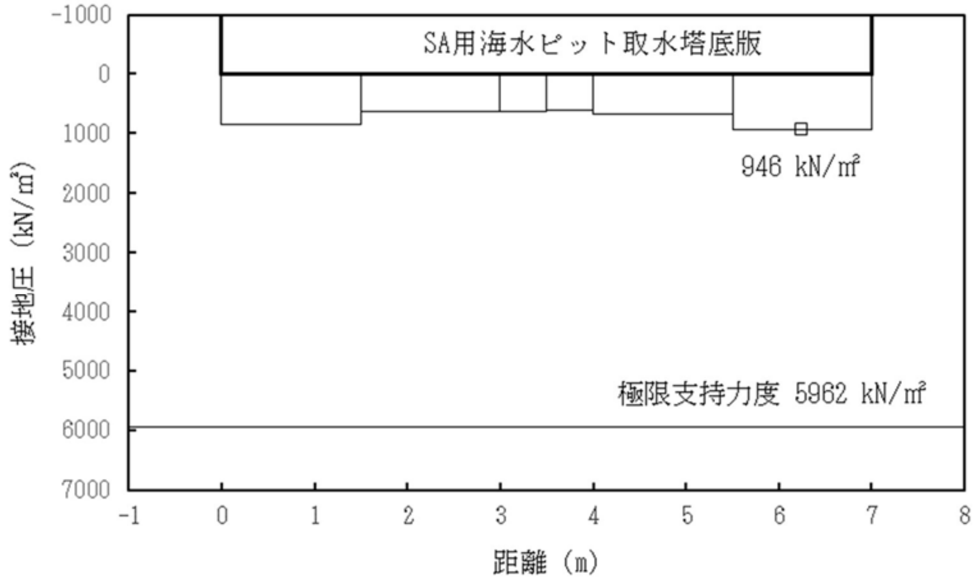


図 16.4－17（30）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

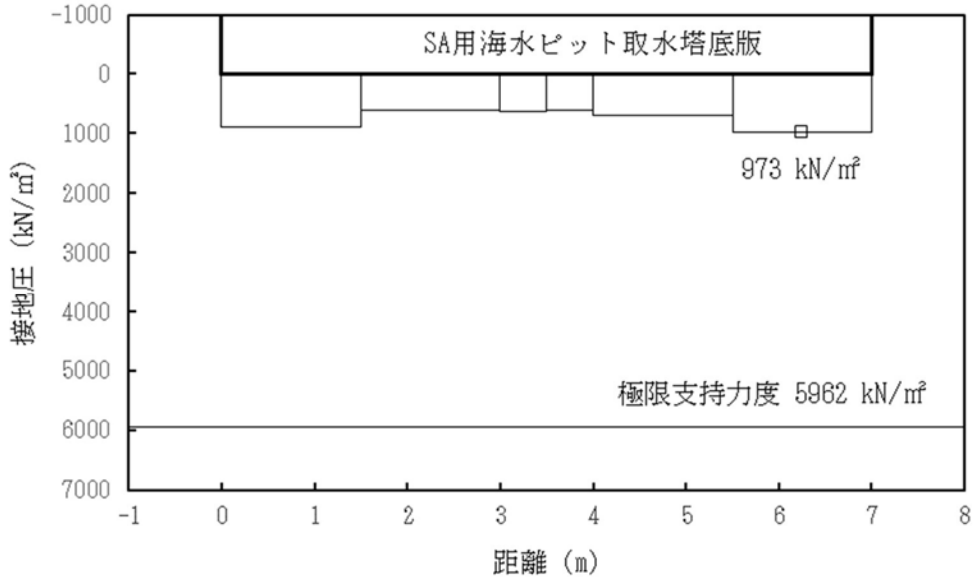


図 16.4－17（31）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）し液状化強度特性を用いた解析ケース）

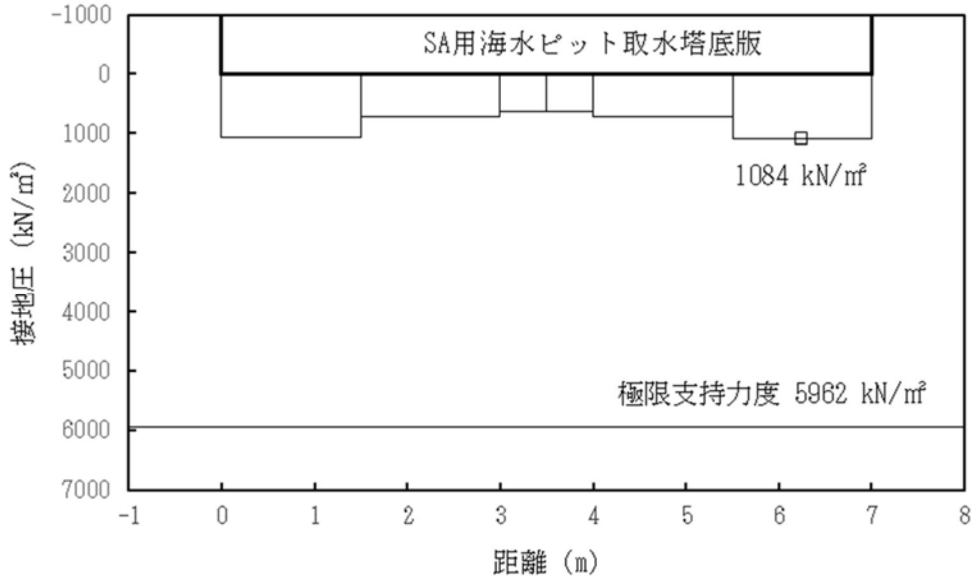


図 16.4－17（32）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

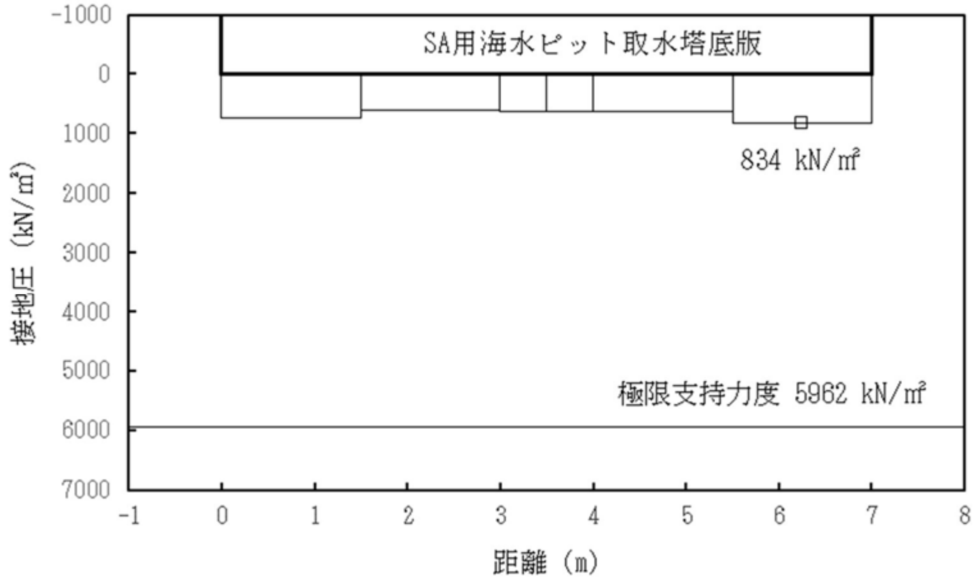


図 16.4－17（33）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ＋，Ｖ－〕）
（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

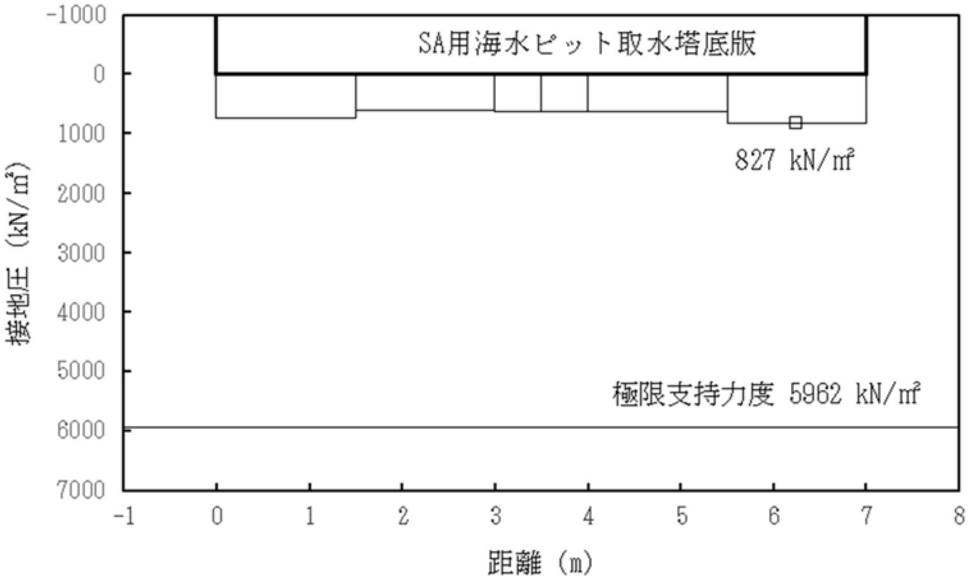


図 16.4－17（34）　②－②断面の接地圧分布図（Ｓｓ－Ｄ１〔Ｈ－，Ｖ－〕）
（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）して非液状化の
条件を仮定した解析ケース）

16.4.3　内部配管及び上段鋼製蓋の耐震評価結果

(1)　内部配管の評価結果

a.　内部配管の照査結果

内部配管の座屈照査結果を表 16.4−27 に，内部配管の曲げ軸力照査結果を表 16.4−28 に，内部配管の鉄筋コンクリートのせん断力照査結果を表 16.4−29 示す。

許容応力度法による照査を行った結果，部材が許容限界以下であることを確認した。

取水塔内部配管は，振れ止めとしてリングガーダを最大 5.1 m 間隔で設けることから，補剛材のある場合の管胴の限界座屈圧力Ｐｋは，次式により求める。

$$P_K = 2.59 \cdot E_S \cdot \frac{t^{2.5}}{L \cdot D_m^{1.5}}$$

（水門鉄管技術基準第25条(1.25-8)式）

ここで，Ｐｋ：限界座屈力 (N/mm^2)

Ｅｓ：管の弾性係数＝206000　(N/mm^2)

Ｌ：ガーダ間距離＝5100 (mm)

Ｄｍ：板厚の中心の直径＝1213 (mm)

ｔ：余裕厚を除いた板厚＝11.0 (mm)

表 16.4−27　内部配管の座屈力照査結果（外圧作用時）

位置	発生座屈力 P (N/mm^2)	許容座屈力 Pk (N/mm^2)	照査値
内部配管最下端	0.15	0.99	0.16

注記　：内部配管：SM400，φ1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

表 16.4－28　内部配管の曲げ軸力照査結果

断面	状態	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①－①断面	M_{max}	911	142	76	210	0.37
	N_{max}	908	384	81	210	0.39
	N_{min}	1.5	-100	-2	210	0.00
②－②断面	M_{max}	1200	106	98	210	0.47
	N_{max}	1200	106	98	210	0.47
	N_{min}	1200	-125	92	210	0.44

注記　：内部配管：SM400，φ1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm）

表 16.4－29　内部配管のせん断力照査結果

断面	状態	せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
①－①断面	S_{max}	368	8.8	120	0.08
②－②断面	S_{max}	459	11.0	120	0.10

注記　：内部配管：SM400，φ1200，t=14mm（余裕厚外側 2mm，内側 1mm） b.　リングガーダの照査結果

リングガーダの曲げ軸力照査結果を表 16.4－30 に，せん断力照査結果を表 16.4－31 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果，部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4－30　リングガーダの曲げ軸力照査結果

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
24.9	36.1	132	210	0.63

注記　：リングガーダ：SM400，I-150×150×12×12

表 16.4－31　リングガーダのせん断力照査結果

せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
75.6	9	120	0.08

注記　：リングガーダ：SM400，I-150×150×12×12

c.　固定アンカーボルトの照査結果

リングガーダ固定アンカーボルトの引張力照査結果を表 16.4－32 に，引き抜き力照査結果を表 16.4－33 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果，部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4－32　固定アンカーボルトの引張力照査結果

アンカーボルト仕様	引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
M20（SUS304）	80.4	160	0.51

表 16.4－33　固定アンカーボルトの引抜き力照査結果

コンクリートの設計基準強度	引抜き力 (kN)	短期許容引抜き力 (kN)	照査値
40 N/mm^2	75.6	128.8	0.59

(2)　上段鋼製蓋の評価結果

a.　外枠部の照査結果

外枠部の曲げ軸力照査結果を表 16.4－34 に，せん断力照査結果を表 16.4－35 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果，部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4－34　外枠部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×40×32	0.5	1.0	338	0.003

表 16.4－35　外枠部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容せん断応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×40×32	3.3	0.1	195	0.001

b.　メッシュ部の照査結果

メッシュ部の曲げ軸力照査結果を表 16.4－36 に，せん断力照査結果を表 16.4－37 に，メッシュ部のせん断力照査結果を表 16.4－38 に示す。

許容応力度法による照査を行った結果，部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4－36　メッシュ部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	圧縮力 (kN)	圧縮応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	6.5	0.8	338	0.003

表 16.4－37　メッシュ部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容せん断応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	2.1	0.7	195	0.004

表 16.4－38　メッシュ部の圧縮照査結果

材質	断面性能	圧縮力 (kN)	圧縮 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-400×200×13×9	6.5	0.8	338	0.003

c.　脚部の照査結果

脚部の曲げ軸力照査結果を表 16.4－39 に，せん断力照査結果を表 16.4－40 に示す。許容応力度法による照査を行った結果，部材が許容限界以下であることを確認した。

表 16.4－39　脚部の曲げ軸力照査結果

材質	断面性能	曲げモーメント (kN・m)	曲げ引張応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-300×300×15×10	1.3	1.0	338	0.003

表 16.4－40　脚部のせん断力照査結果

材質	断面性能	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm^2)	短期許容せん断応力度 (N/mm^2)	照査値
SUS329J4L	H-300×300×15×10	5.7	0.5	195	0.003

(3)　構造概要図

構造概要図を図 16.4－18 に示す。

図 16.4－18　ＳＡ用海水ピット取水塔の構造概要図

16.5　まとめ

ＳＡ用海水ピット取水塔について，基準地震動Ｓ$_{s}$による地震力に対し，構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の最大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，ＳＡ用海水ピット取水塔は，基準地震動Ｓ$_{s}$による地震力に対して，要求機能を維持できる。

ＳＡ用海水ピット取水塔の耐震安全性評価に関する参考資料

（参考１）　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。

固有値解析によるモード図を図 16－1 に示す。また，設定した Rayleigh 減衰を図 16－2 に示す。

１次の基準モードについては，地盤及び構造物系全体がせん断変形しているモードを選定している。構造物の１次モードについては，刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお，初期減衰定数は，地盤については１ %（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため，解析上の安定のためになるべく小さい値として１ %を採用している。）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートについては５ %（ＪＥＡＧ４６０１－1987）とする。

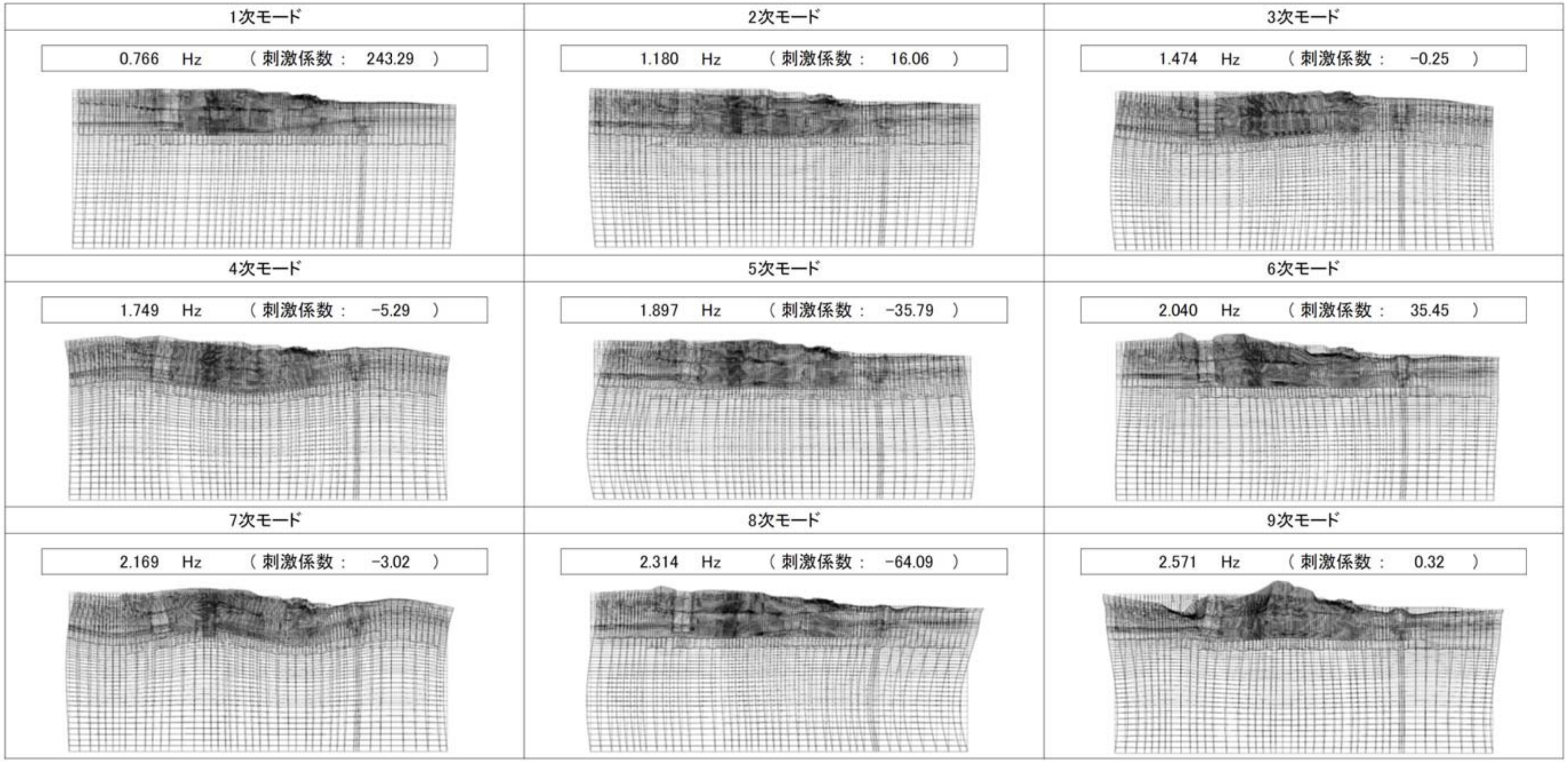
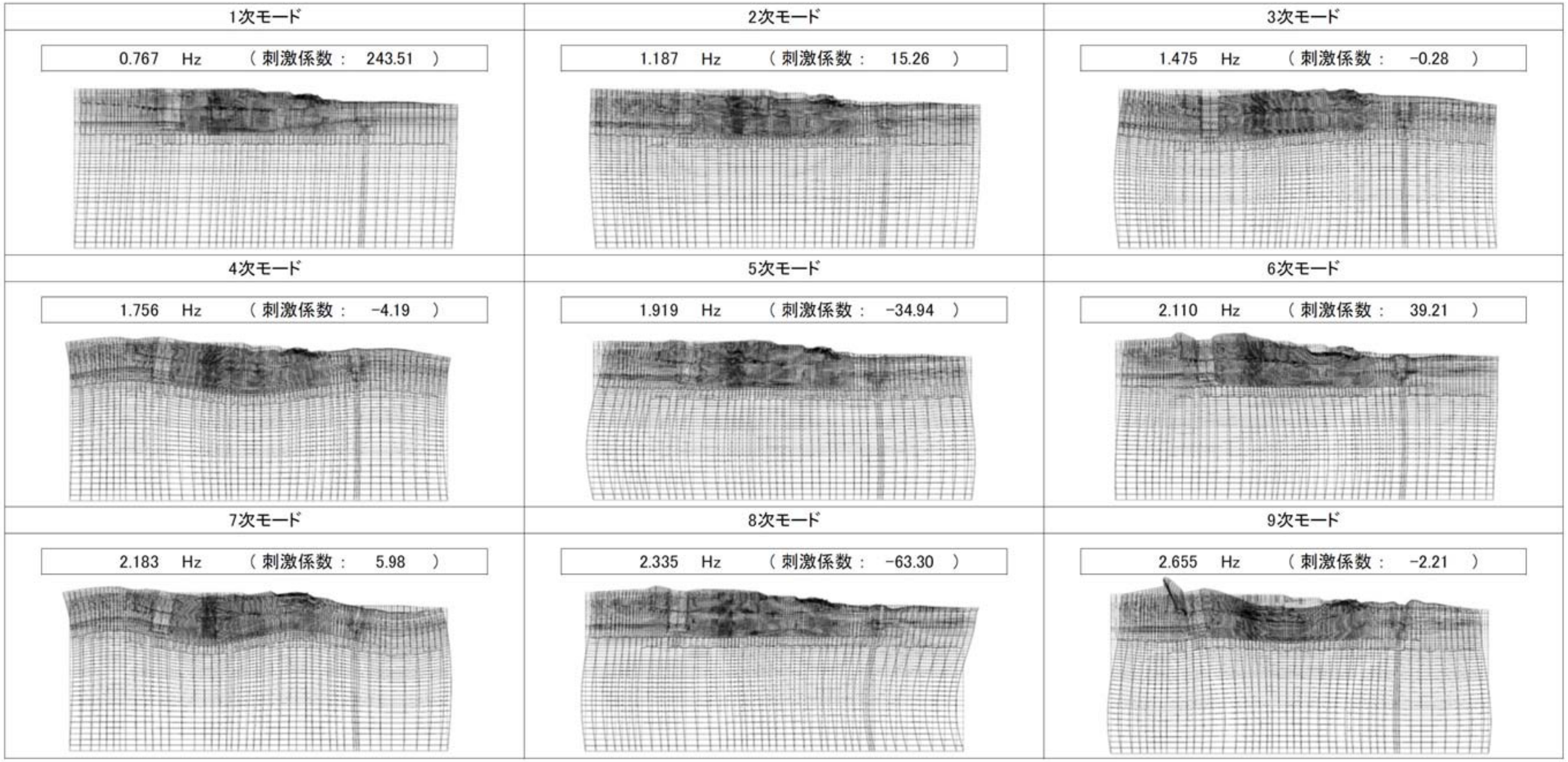


図 16－1(1)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）
（①－①断面）



速報 図16－1(2)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果
（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）
（①－①断面）

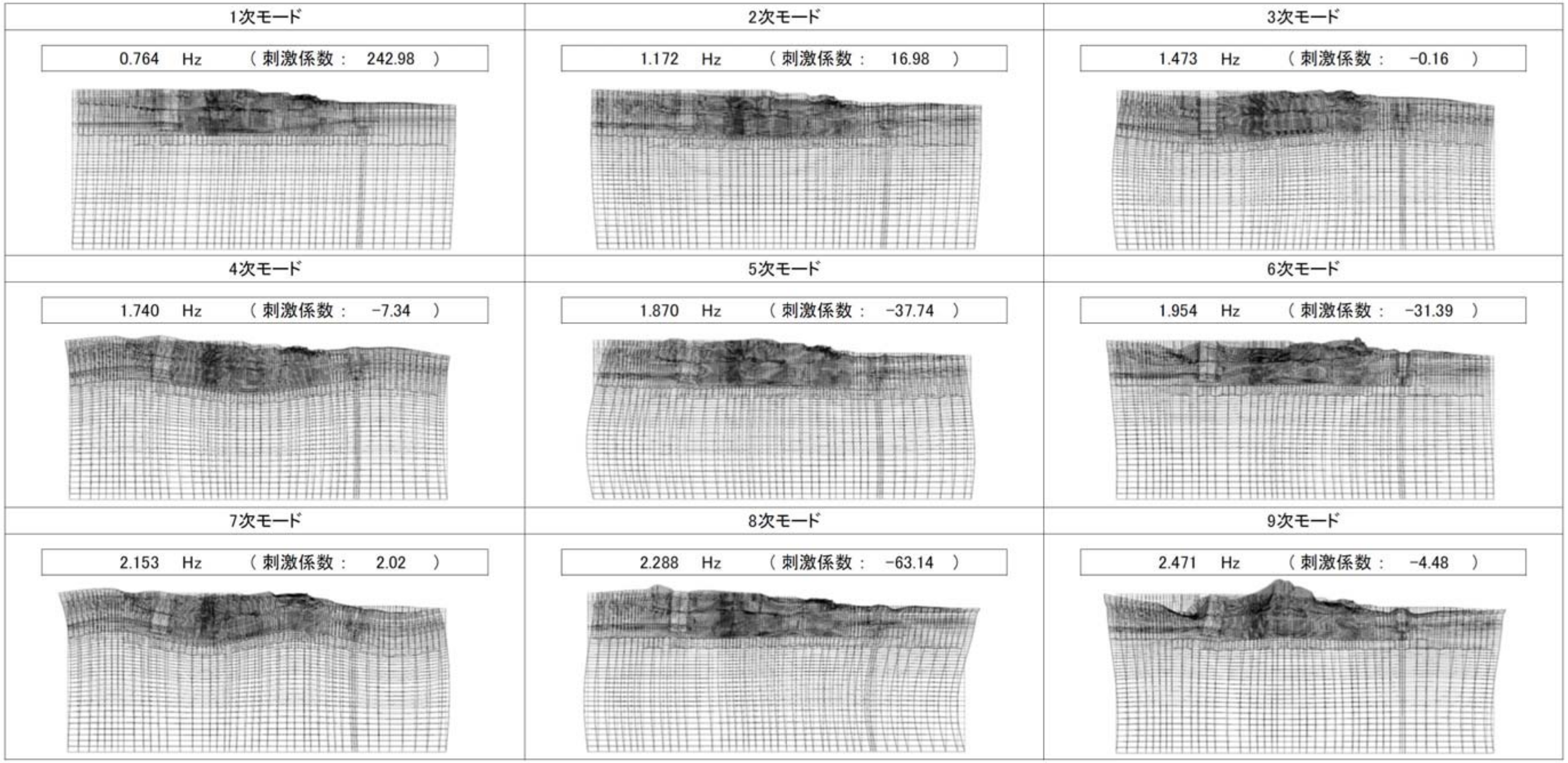


図 16－1(3)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）
（①－①断面）

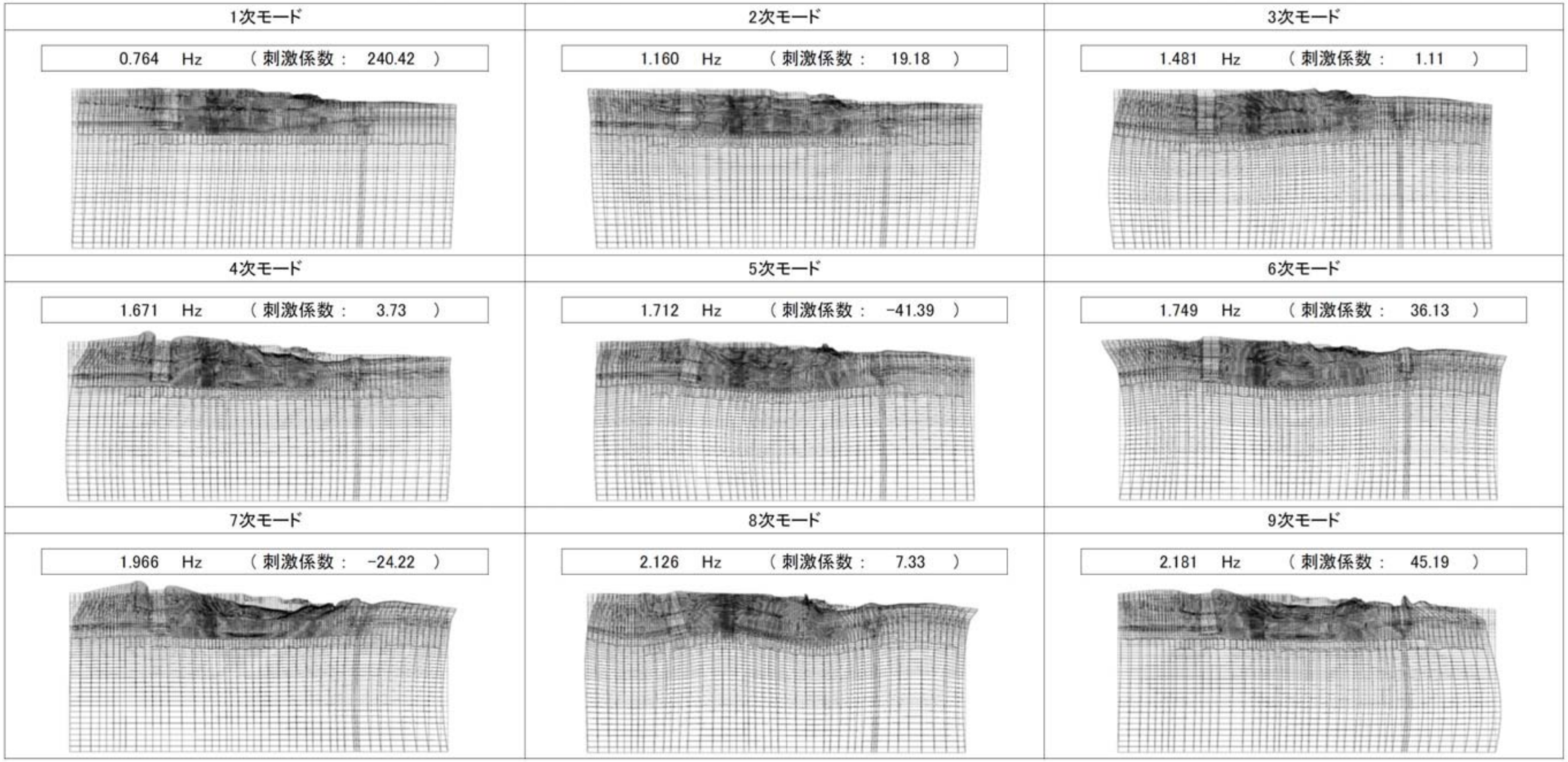


図 16－1(4)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果

（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）

（①－①断面）

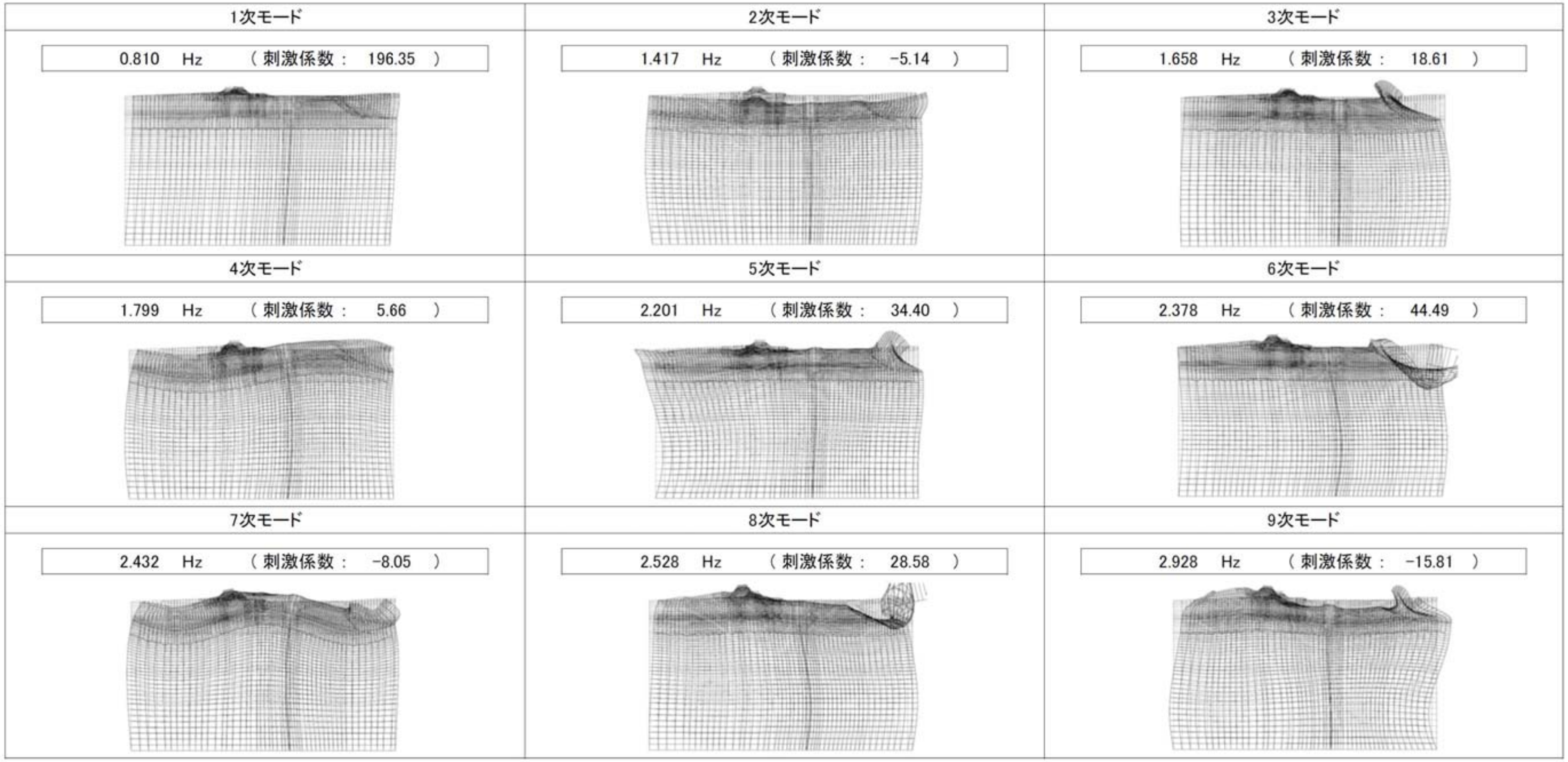


図 16－1(5)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果
（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
（②－②断面）

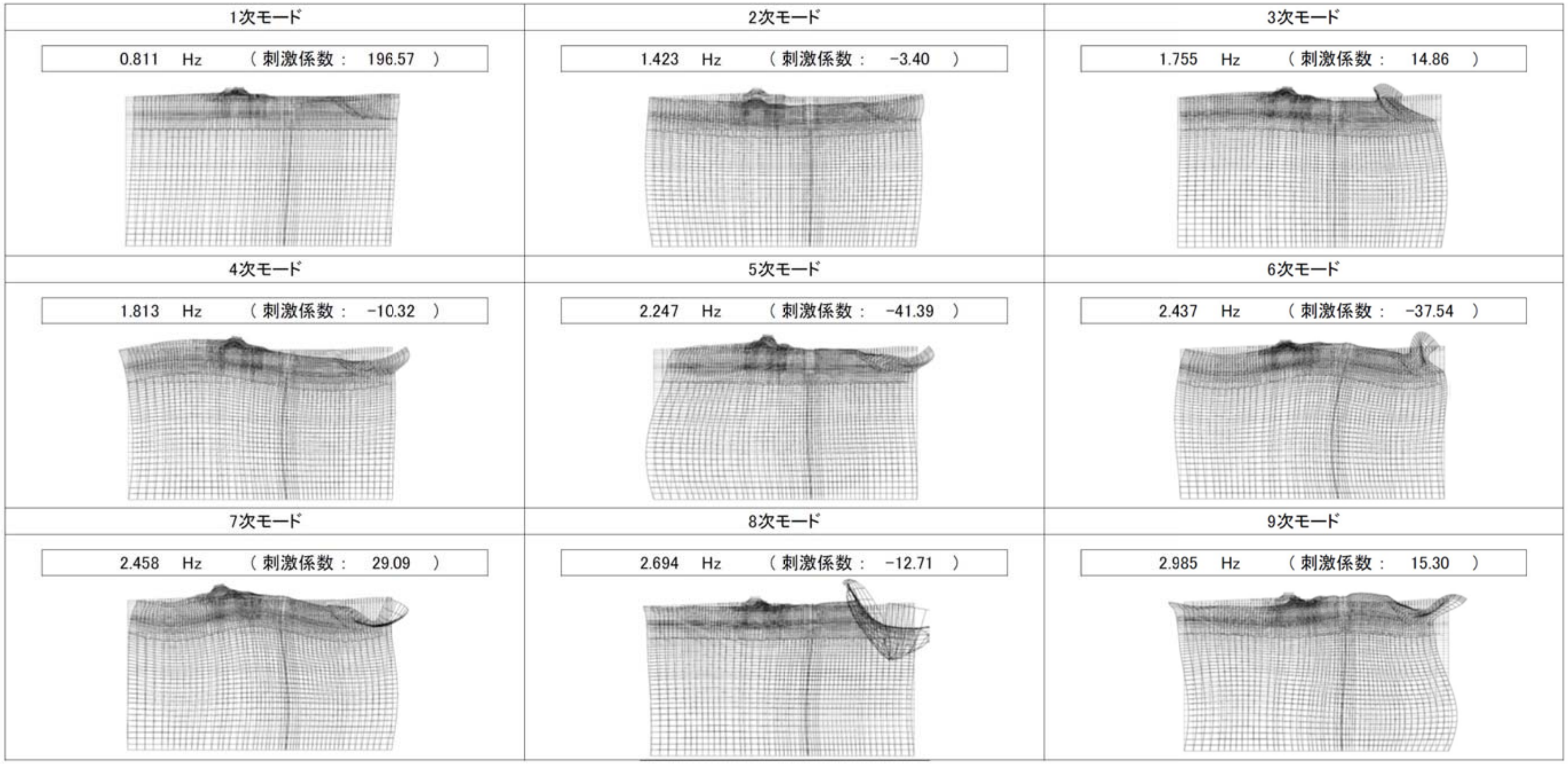


図 16－1(6)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果

（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）

（②－②断面）

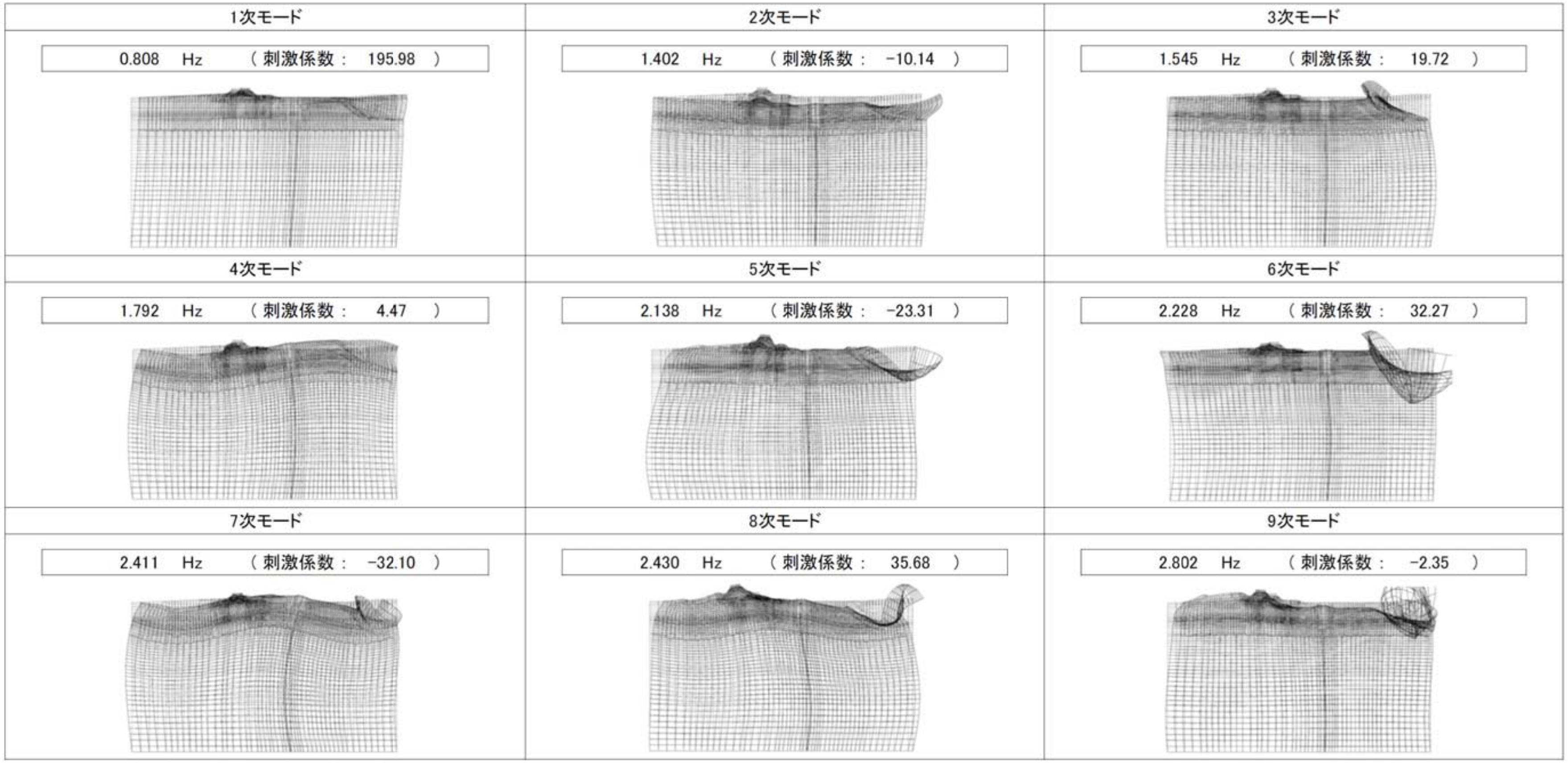


図 16－1(7)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果
（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）
（②－②断面）

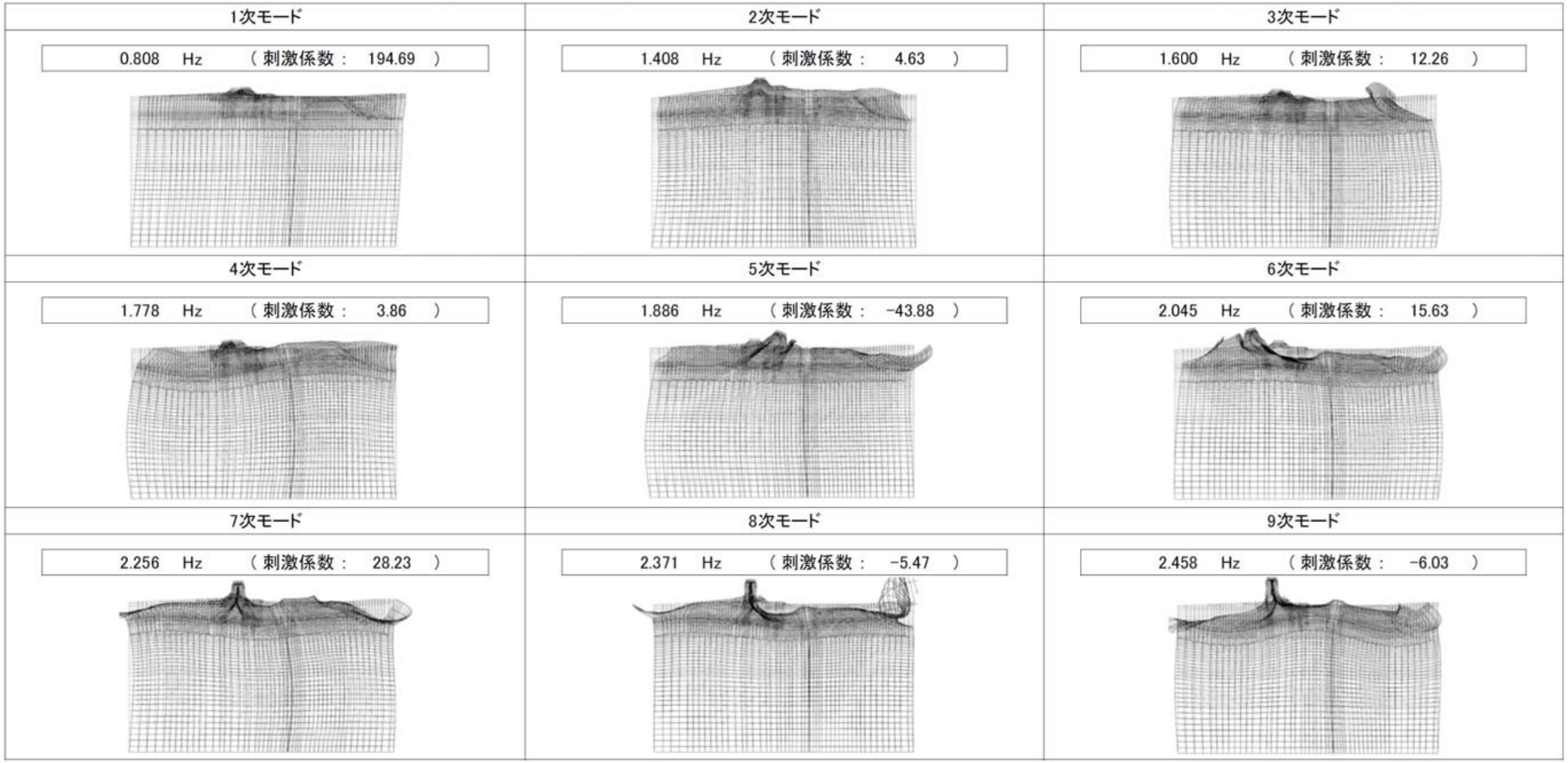


図 16－1(8)　ＳＡ用海水ピット取水塔の固有値解析結果

（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）

（②－②断面）

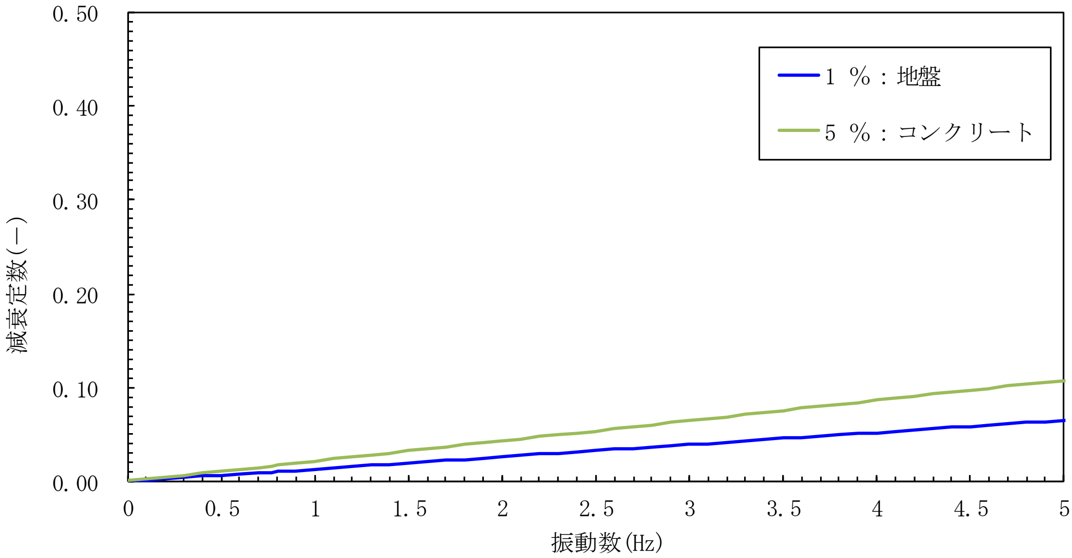


図 16－2(1)　設定した Rayleigh 減衰
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(①－①断面)

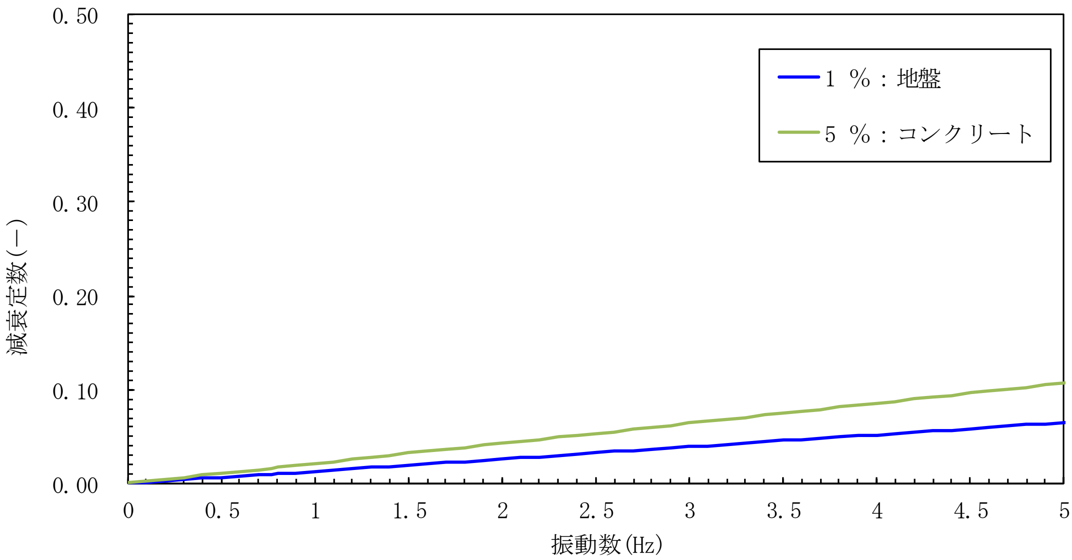


図 16－2(2)　設定した Rayleigh 減衰
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース)
(①－①断面)

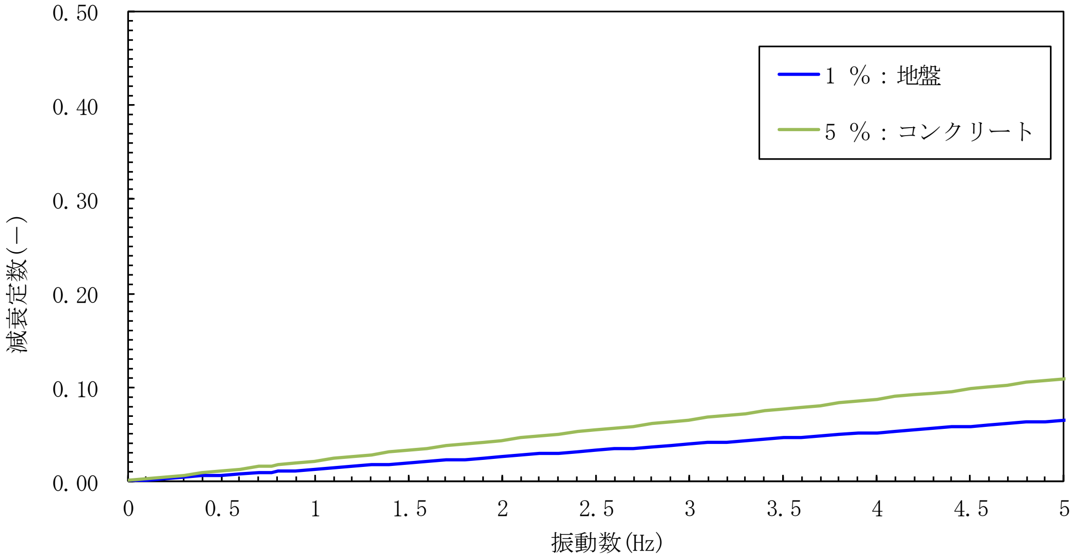


図 16－2(3)　設定した Rayleigh 減衰

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

（①－①断面）

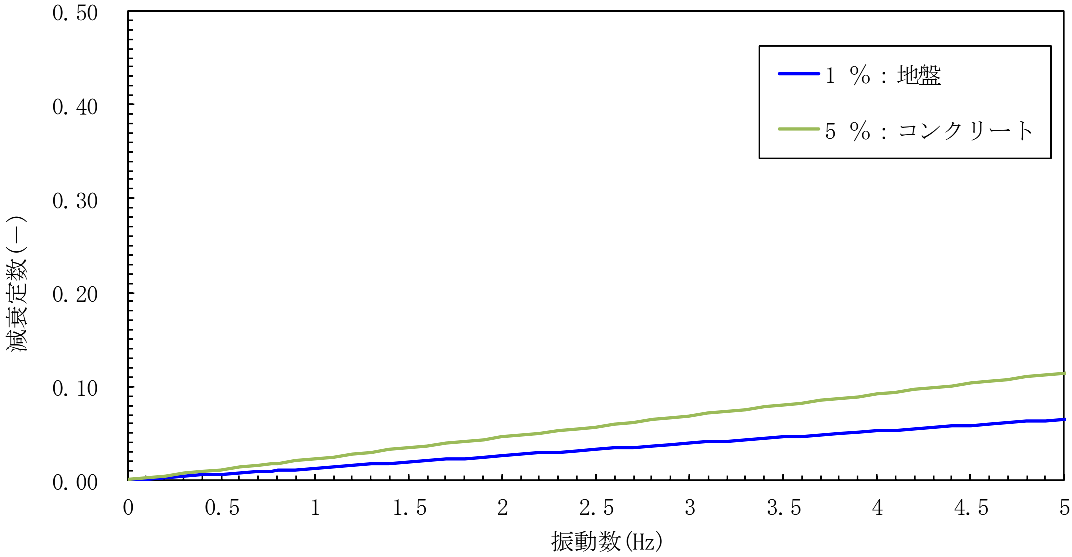


図 16－2(4)　設定した Rayleigh 減衰

（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）

（①－①断面）

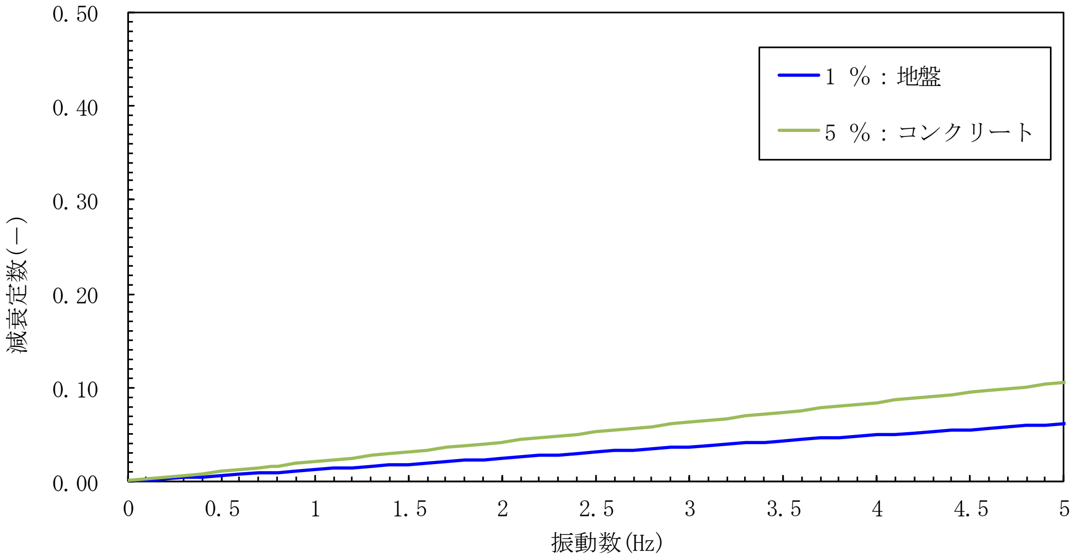


図 16－2(5)　設定した Rayleigh 減衰

（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

（②－②断面）

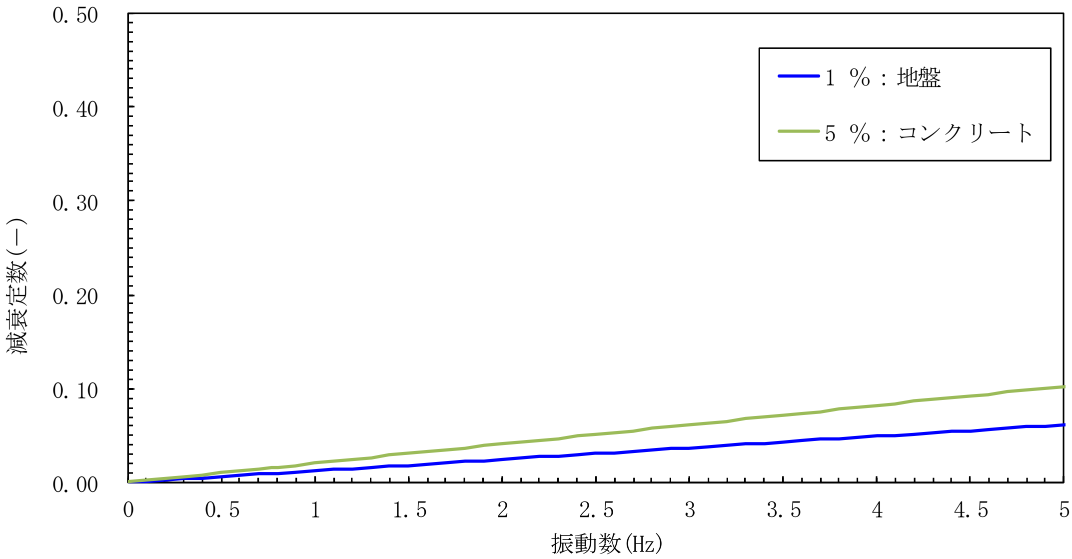


図 16－2(6)　設定した Rayleigh 減衰

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋１σ）した解析ケース）

（②－②断面）

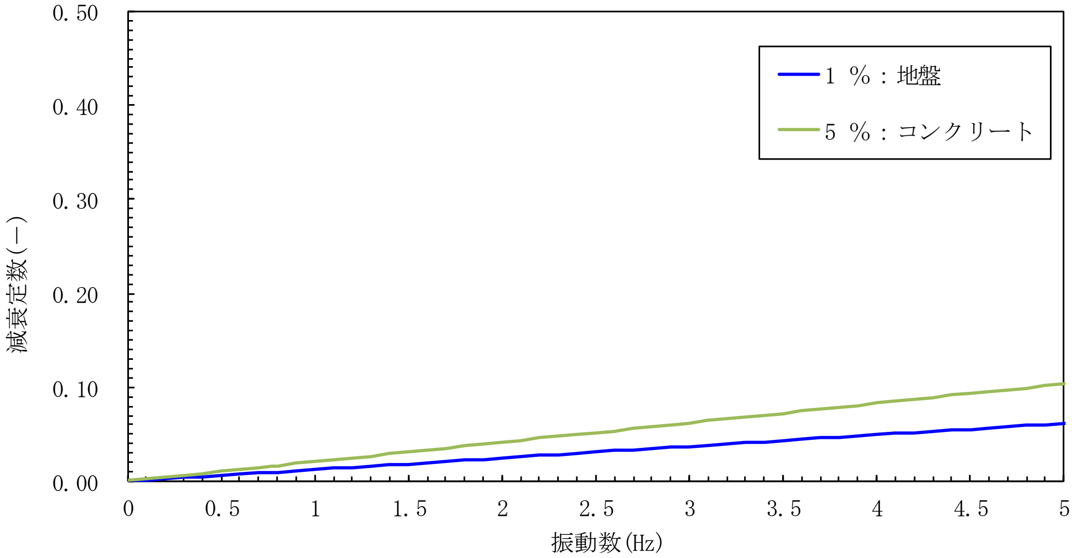


図 16－2(7)　設定した Rayleigh 減衰

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－１σ）した解析ケース）

（②－②断面）

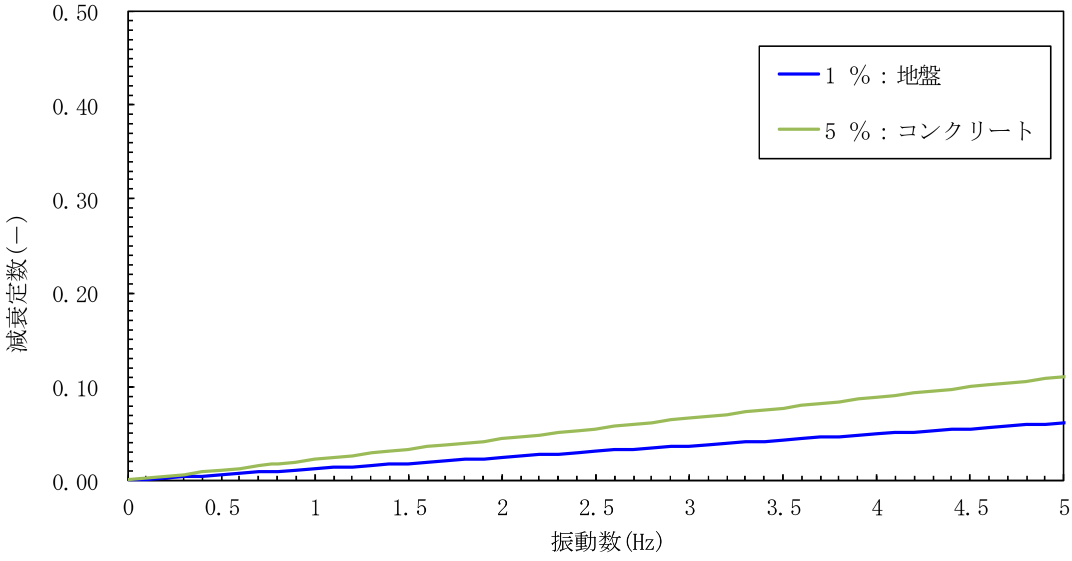


図 16－2(8)　設定した Rayleigh 減衰

（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

（②－②断面）