

補足-026-07 取水管の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	2
2.1 評価対象断面の方向	2
2.2 評価対象断面の選定	4
2.3 使用材料及び材料の物性値	12
2.4 地盤及び碎石の物性値	13
2.5 海水位	14
2.6 耐震評価フロー	15
2.7 適用規格	17
3. 管周方向の地震応答解析	19
3.1 地震応答解析手法	19
3.2 地震応答解析モデルの設定	22
3.2.1 解析モデル領域	22
3.2.2 境界条件	23
3.2.3 地盤及び被覆コンクリートのモデル化	26
3.2.4 構造物のモデル化	26
3.2.5 ジョイント要素の設定	27
3.3 減衰定数	30
3.4 荷重及び荷重の組合せ	36
3.4.1 躯体自重	36
3.4.2 外水圧及び内水圧	37
3.4.3 動水圧	38
3.5 地震応答解析の解析ケース	39
3.5.1 耐震評価における解析ケース	39
3.6 評価内容	42
3.6.1 入力地震動の設定	42
3.6.2 入力地震動の結果	43
3.7 地震応答解析結果	55
3.7.1 解析ケース①	55
3.7.2 解析ケース②及び解析ケース③	75
4. 管軸方向の地震応答解析	80
4.1 地震応答解析手法	81
4.2 地震応答解析モデルの設定	82
4.2.1 境界条件	82
4.2.2 解析モデル領域	82

4.2.3	地盤のモデル化	82
4.3	入力地震動	84
4.4	耐震評価における解析ケース	84
4.4.1	地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース	84
4.4.2	耐震評価における解析ケースの組合せ	84
4.5	最大地盤ひずみ算出方法	87
4.5.1	地震動の波長の算定	88
4.6	地震応答解析結果	89
4.6.1	解析ケース①	89
4.6.2	解析ケース②及び解析ケース③	92
5.	管軸方向の応力解析	95
5.1	解析方法	95
5.2	応力解析モデルの設定	96
5.2.1	取水管のモデル化	96
5.2.2	境界条件	96
5.2.3	地盤ばね	96
5.3	荷重及び荷重の組合せ	99
5.4	入力地盤変位	99
5.5	管軸方向応力の合成	101
5.6	応力解析結果	102
6.	耐震評価	106
6.1	許容限界	106
6.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	106
6.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	107
6.2	評価方法	108
6.2.1	取水管の曲げ及びせん断評価	108
6.2.2	基礎地盤の支持性能評価	108
7.	耐震評価結果	109
7.1	構造部材の健全性に対する評価結果	109
7.1.1	管周方向の評価結果	109
7.1.2	合成応力による評価結果	111
7.2	基礎地盤の支持性能評価結果	112
8.	まとめ	115

参考資料 1 取水管の耐震評価における規格・基準類との関連性について

参考資料 2 等価線形化法を用いた地震応答解析の妥当性確認

参考資料 3 可撓管の耐震性評価

参考資料 4 静的地震力に対する耐震安全性評価

1. 評価方法

取水管は、非常用取水設備であり、通水機能が要求される構造物である。

取水管については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水管が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び通水機能を有していることを確認する。

取水管に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析及び応力解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2. 評価条件

2.1 評価対象断面の方向

取水管の位置図を図 2-1 に示す。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。取水管の縦断方向（通水方向）は、通水方向に対して空間を保持できるように管路が形成されていることから強軸となり、横断方向（通水に対する直交方向）が弱軸となる。

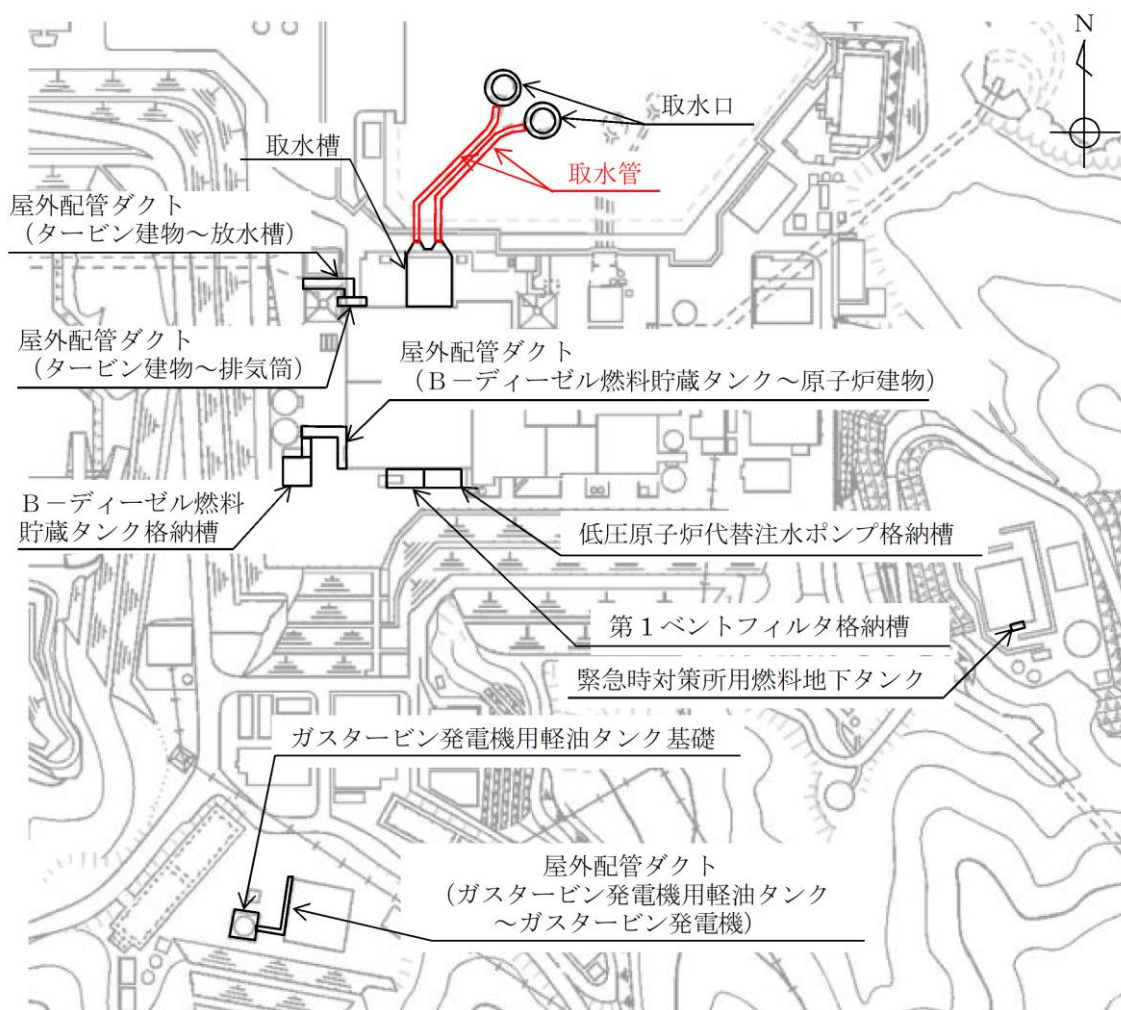


図 2-1 取水管 位置図

表 2-1 取水管の評価対象断面の方向の選定

	縦断方向（通水方向）	横断方向（通水に対する直交方向）
取水管	<p>通水方向に対して空間を保持できるように構造部材が配置されている強軸に対して、明確な弱軸方向となる横断方向（通水に対する直交方向）を評価対象断面とする。</p> <p>また、「水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP 029-2006（日本水道鋼管協会，2006.2.2）」に基づき，一般的な地中埋設管路の設計で考慮される管軸方向断面についても評価対象断面として選定する。</p>	

2.2 評価対象断面の選定

取水管の評価対象断面は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づいて選定する。

取水管の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3～図 2-8 に示す。取水管の南側については、取水槽を貫通する構造となっており、北側は取水口と接続されている。取水口との接続箇所については図 2-9 に示すとおり、取水口の接続管と取水管をボルト及び溶接にて接合している。また、取水管の地質断面図を図 2-10 及び図 2-11 に示す。

取水管は、延長約 140m、内径 ϕ m の鋼製管 2 条で構成される水中構造物であり、通水方向に対して一様の断面形状を示す管路構造物である。

取水管は、取水口から敷地護岸法先までの砕石埋戻し区間と敷地護岸法先から取水槽取付部までのコンクリート巻立区間に大別される。

砕石埋戻し区間は、基盤となる岩盤を掘削し設置され、周辺を砕石で埋め戻されている。また、砕石上には被覆コンクリート（厚さ 1.0m）を打設している。

コンクリート巻立区間は、基盤となる岩盤を掘削し設置され、コンクリートで巻き立てている。

取水管には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。

横断方向の断面（管周方向断面）のうち、コンクリート巻立部（B-B 断面、C-C 断面）については、周囲をコンクリートで巻き立てられているため、砕石埋戻部（D-D 断面～G-G 断面）と比較して取水管に作用する土圧荷重が小さいため評価対象断面として選定しない。

砕石埋戻部（D-D 断面～G-G 断面）における、取水管下部の地質状況は、図 2-10 に示すように、取水槽側（南側）方向に 2 層が厚くなっており、2 層が厚く分布する E-E 断面を評価対象断面として選定する

また、「水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP 029-2006（日本水道鋼管協会、2006.2.2）」に基づき、一般的な地中埋設管路の設計で考慮される管軸方向断面についても検討を行う。この際、取水管 I 及び取水管 II においては、取水管の延長が長い取水管 II（A-A 断面）を評価対象断面として選定する。管軸方向の評価対象断面として選定した（A-A 断面）については、砕石埋戻部（D-D 断面～取水口）の間に設置されている 2 箇所の可撓管で 3 区間に分割した際に、最も延長が長い区間を評価対象として選定する。

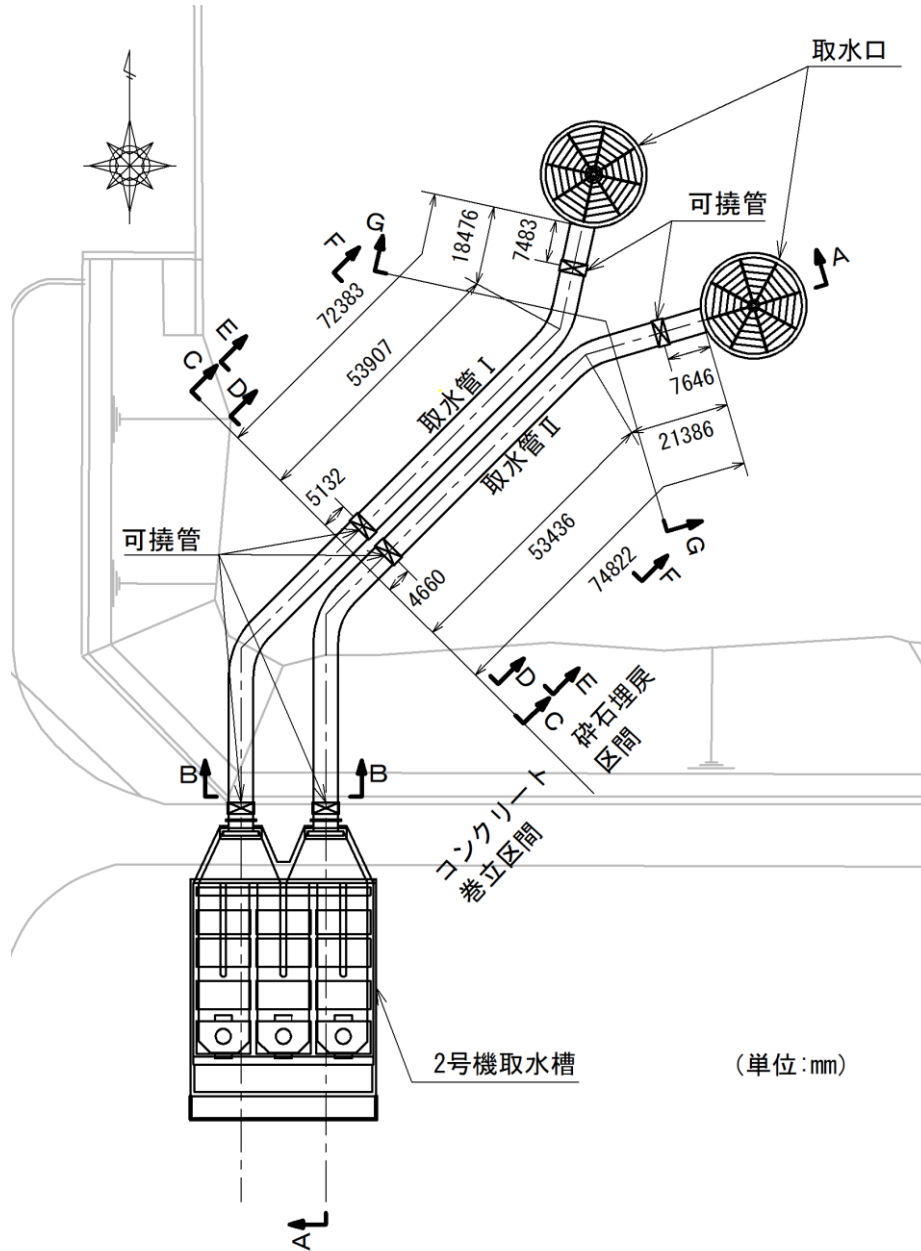


図 2-2 取水管 平面図

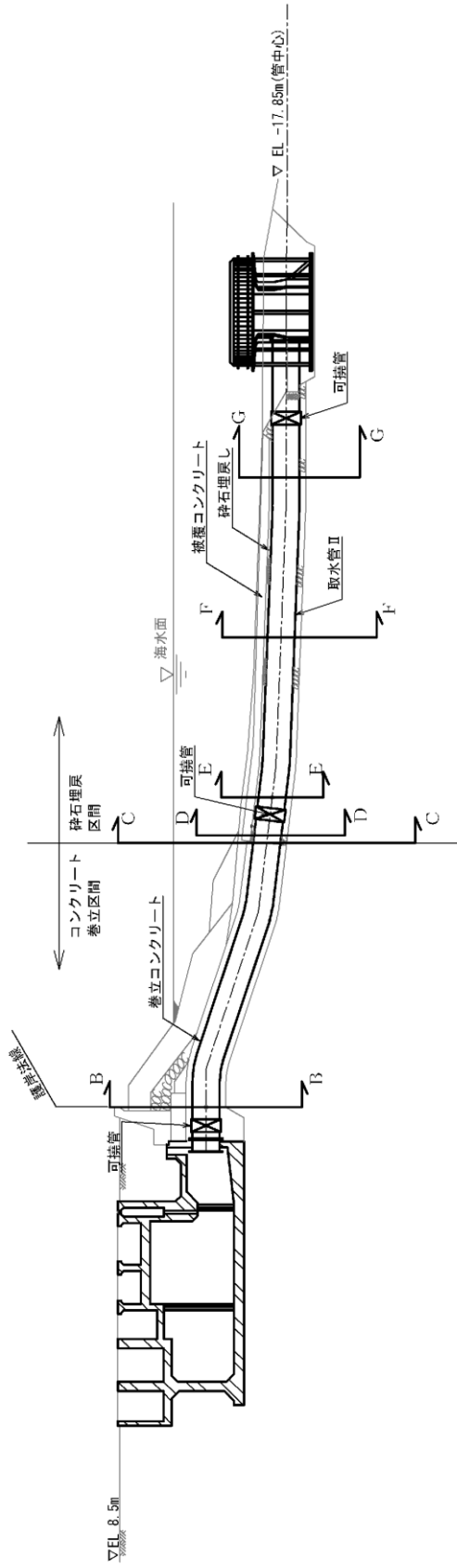


図 2-3 取水管 断面図 (A-A 断面)

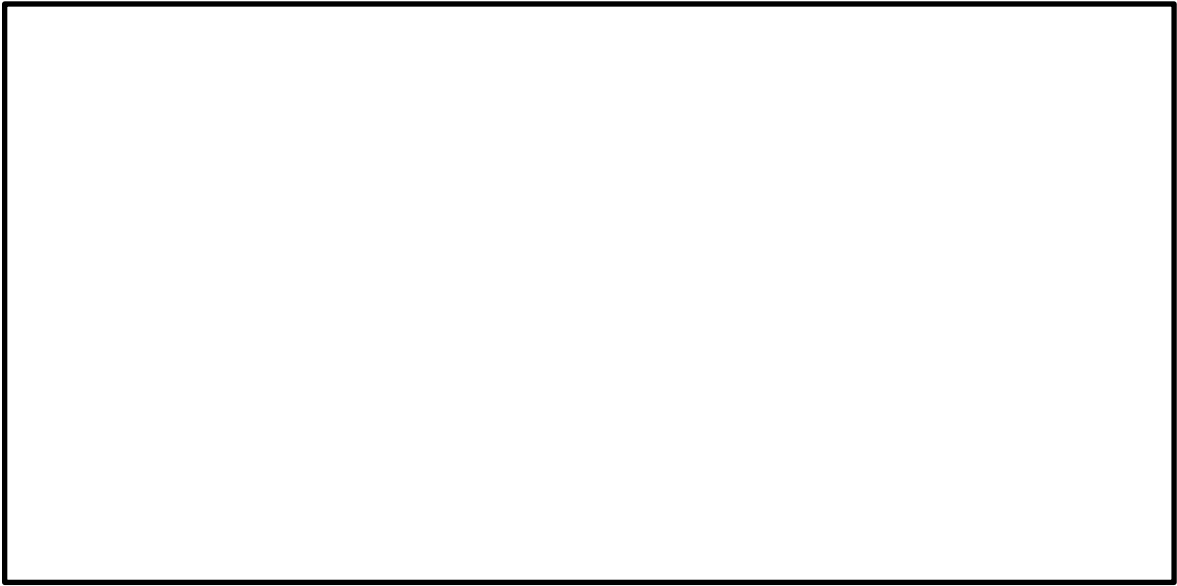


图 2-4 取水管 断面图 (B - B 断面)

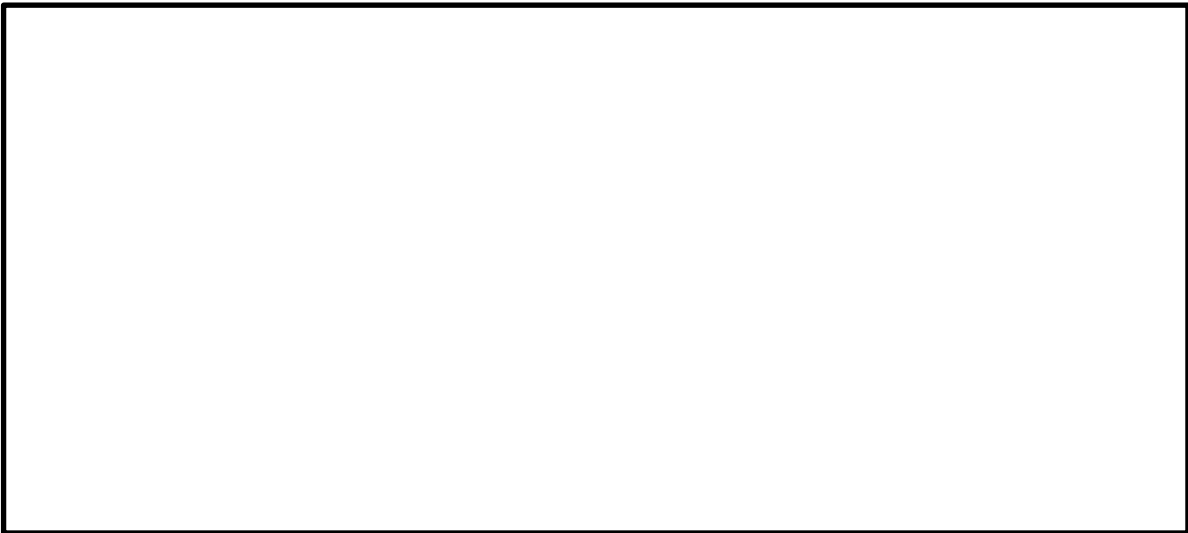


图 2-5 取水管 断面图 (C - C 断面)

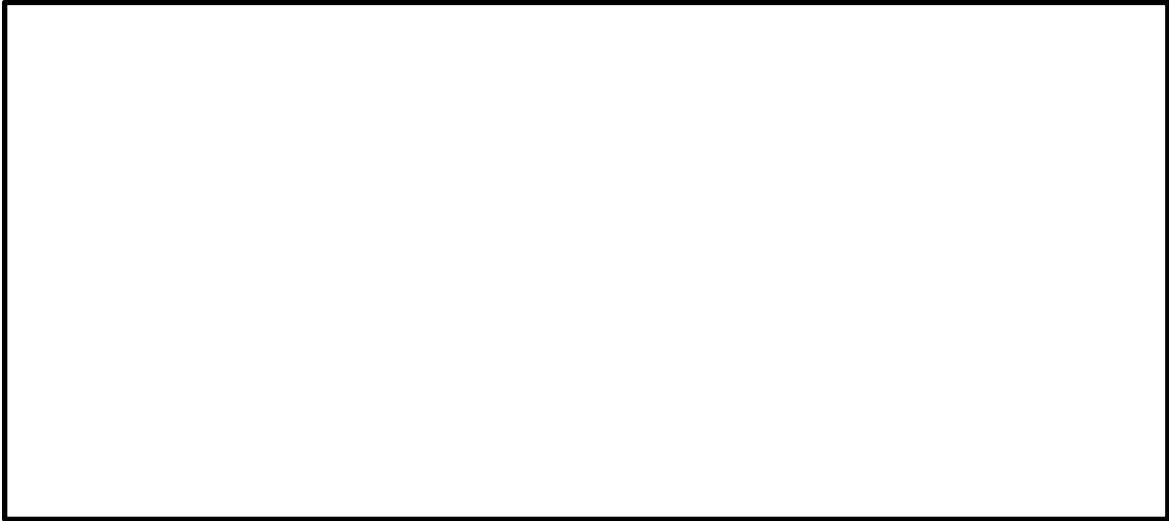


图 2-6 取水管 断面图 (D-D 断面)



图 2-7 取水管 断面图 (E-E 断面, F-F 断面)



图 2-8 取水管 断面图 (G-G 断面)

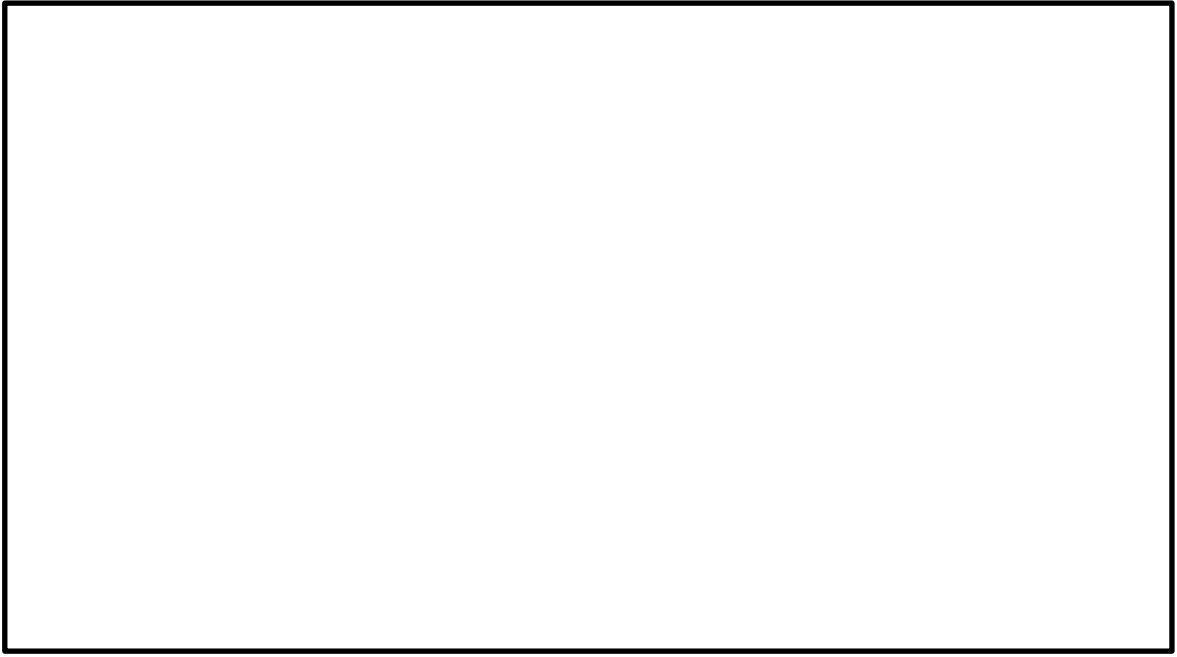
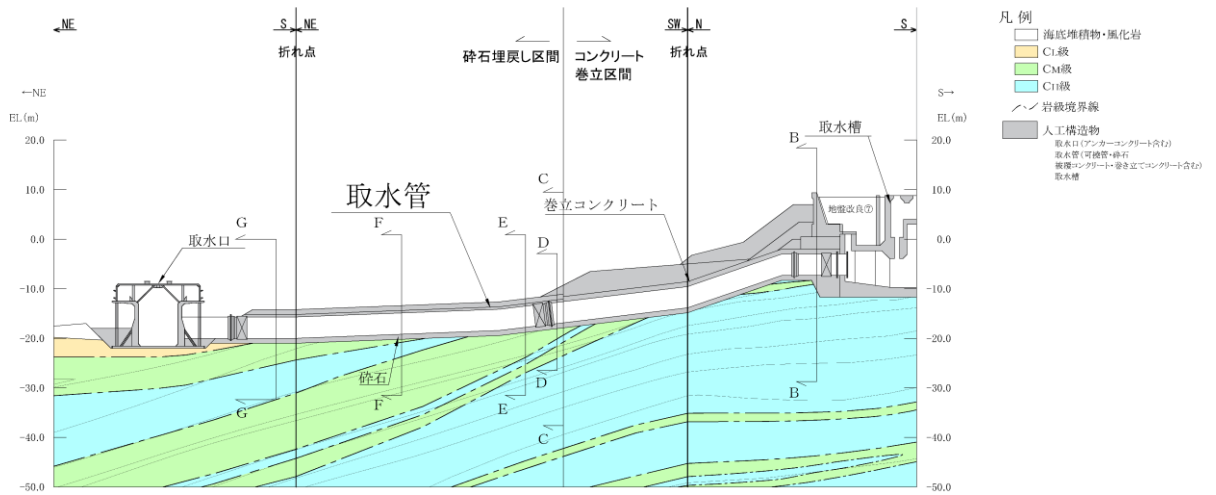
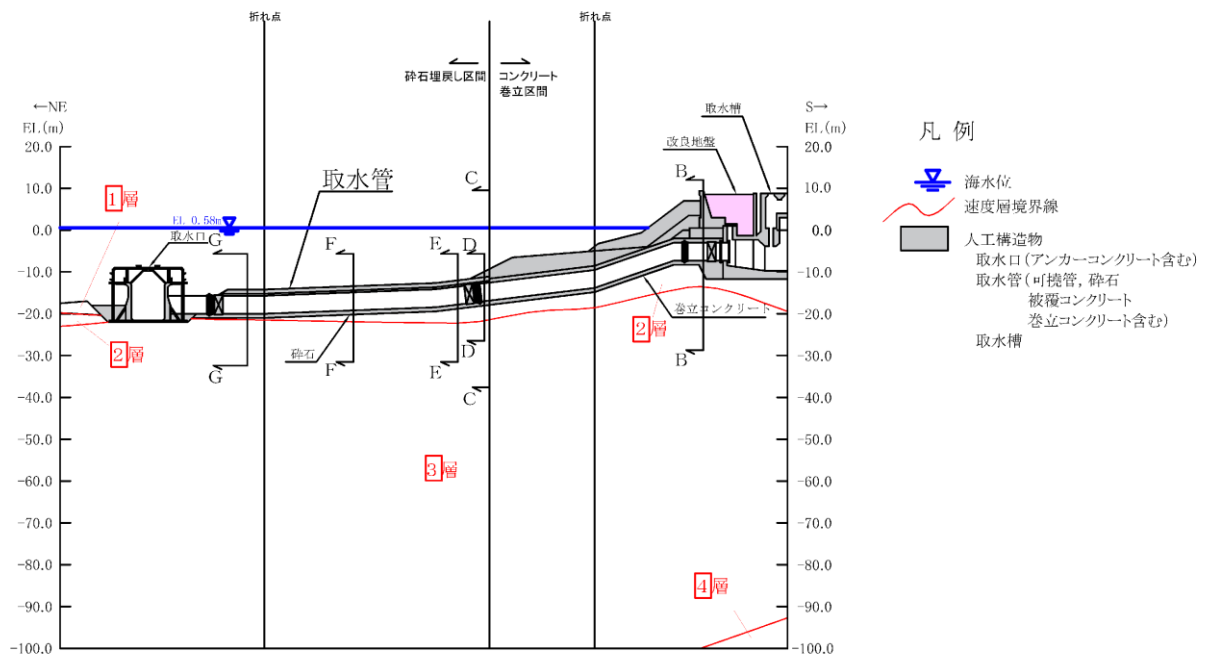


图 2-9 取水管 取水口接統箇所断面图



(岩級図)



(速度層図)

図 2-10 取水管 地質断面図 (A-A断面)

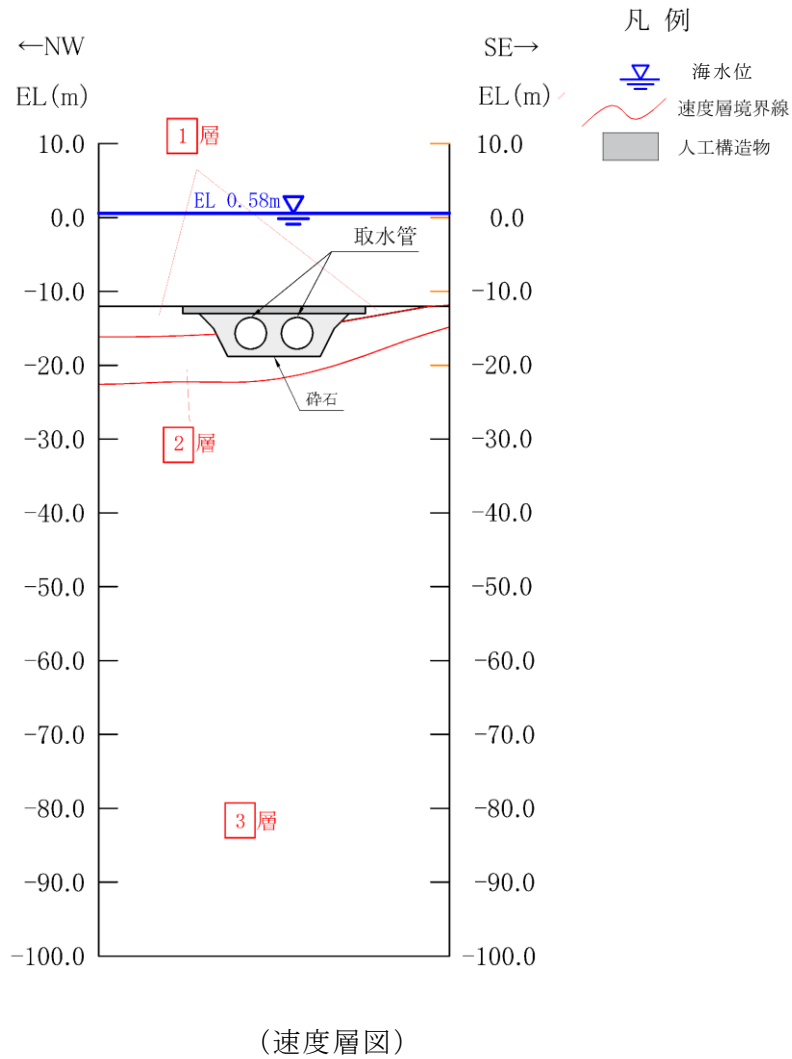
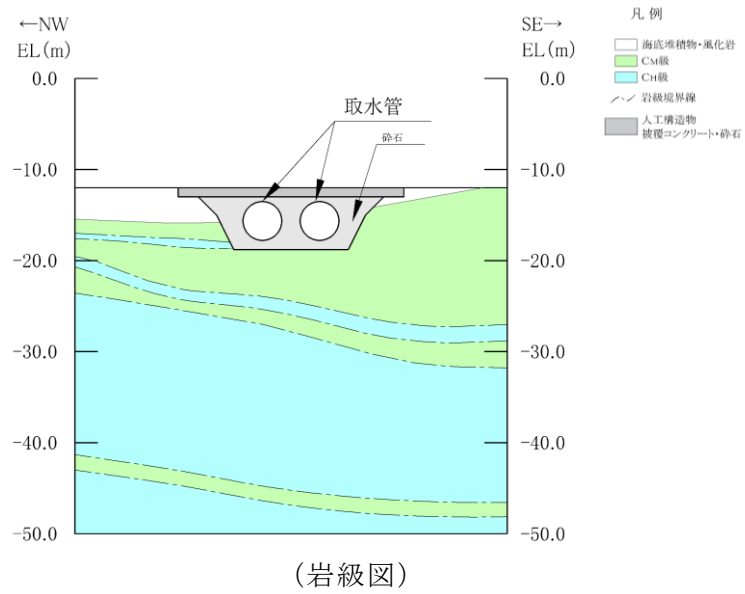


図 2-11 取水管 地質断面図 (E-E 断面)

2.3 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 及び表 2-4 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	断面形状	仕様
鋼製管	ϕ <input type="text"/> m t 23mm	SS400

注：片側 1mm の腐食代を考慮する。

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元
鋼製管	単位体積重量 (kN/m^3)	77.0
	ヤング係数 (N/mm^2)	2.00×10^5
	ポアソン比	0.3

表 2-4 上部被覆コンクリート材料の物性値

材料	項目	材料諸元
コンクリート 設計基準強度：20.6 N/mm^2	単位体積重量 (kN/m^3)	23.0
	ヤング係数 (N/mm^2)	2.33×10^4
	ポアソン比	0.2

2.4 地盤及び砕石の物性値

地盤及び砕石については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤及び砕石の物性値を表2-5及び表2-6に示す。

表 2-5 解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
第①層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
第②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
第③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
第④層*	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
第⑤層*	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
第⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 2-6 砕石の解析用物性値

		砕石
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	1.56
動的変形特性	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	$G_0=67.6$ $G/G_0=1/(1+\gamma/0.000889)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45
減衰特性	減衰定数 h	$h=0.2557\gamma/(\gamma+0.00114)$

2.5 海水位

設計海水位については，取水管の外水圧・内水圧の設定時に考慮する。

設計海水位は，朔望平均満潮位の EL 0.58m とする。

2.6 耐震評価フロー

取水管の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-12 及び図 2-13 に示す。

取水管の耐震評価のうち、管軸直交方向については 2 次元有限要素解析より得られた応力を用いて許容応力度法にて照査を行う。また、管軸方向については 2 次元有限要素解析より得られた地盤変位を用いて、応答変位法による応力解析を実施し、算出された応力と、管軸直交方向の検討により算出された曲げ応力を合成した応力を用いて照査を行う。取水管の耐震評価における規格・基準類との関連性については、「参考資料 1 取水管の耐震評価における規格・基準類との関連性について」に記す。

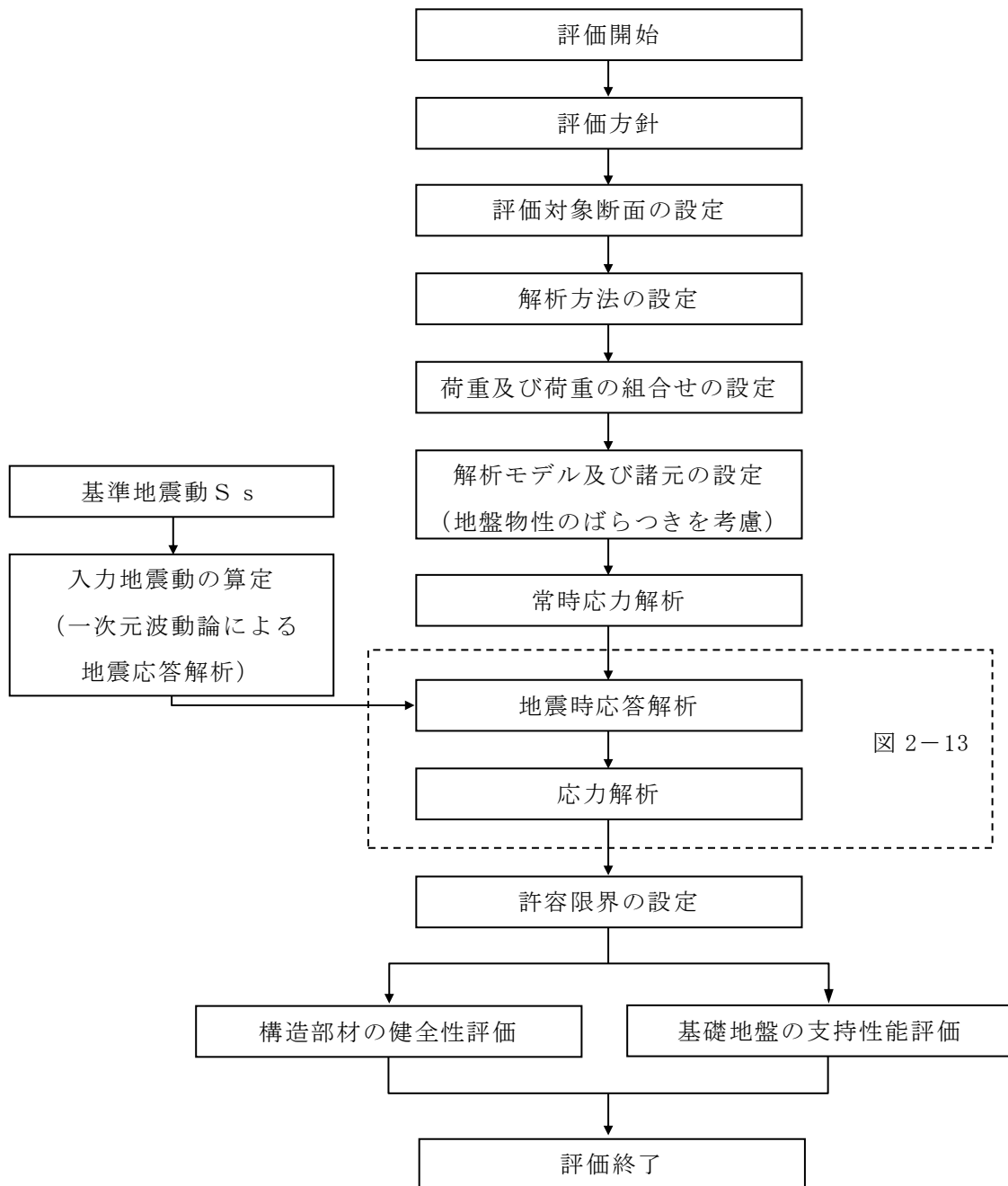


図 2-12 取水管の地震応答解析フロー

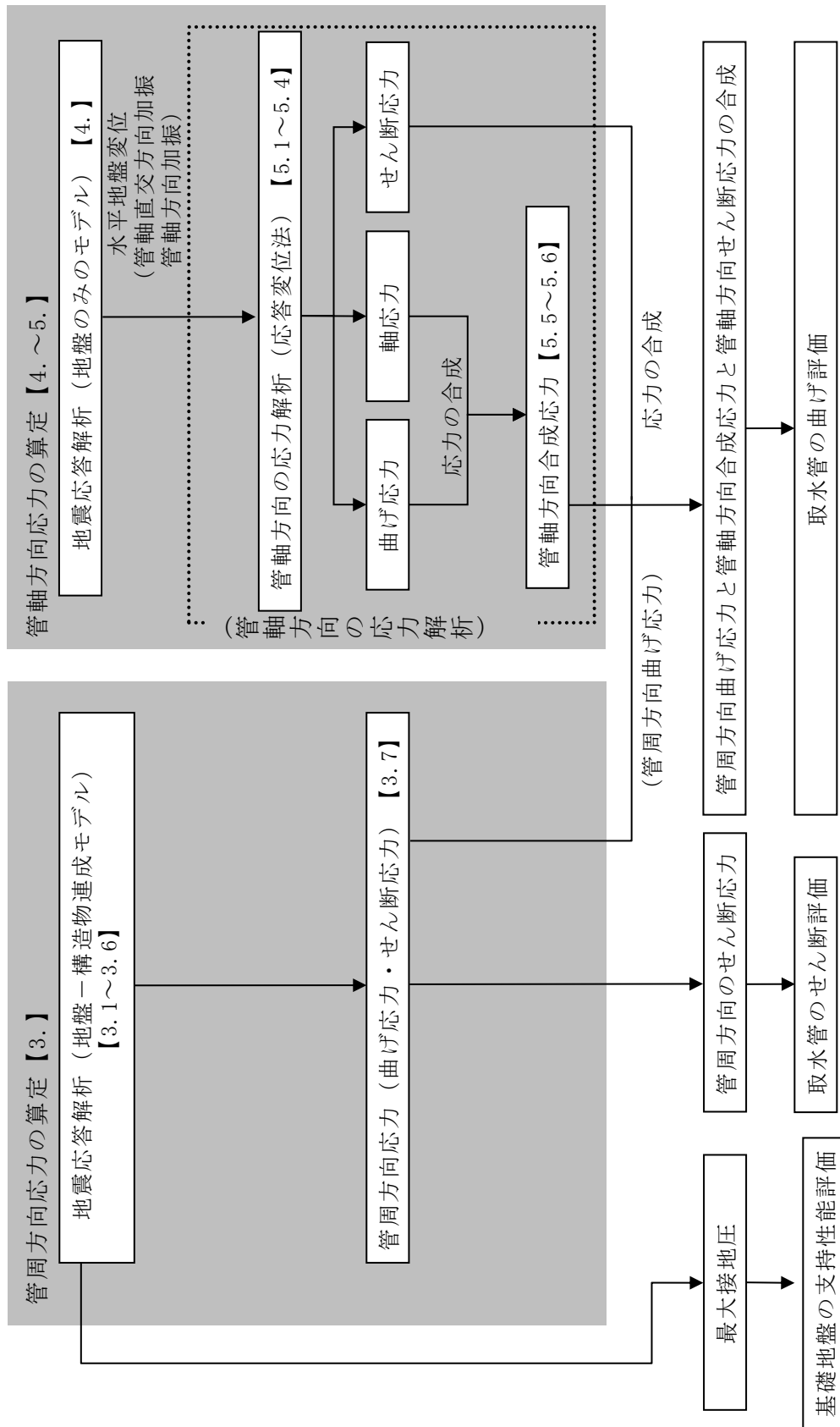


図 2-13 取水管の耐震評価フロー

注：【】内は該当する章番号を示す。

2.7 適用規格

取水管の耐震評価にあたり、基本的な耐震評価の流れについては、管周方向と管軸方向の発生応力の組合せを考慮した設計体系について記載のある「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）」を参考とする。また、荷重の組合せ及び地震応答解析手法については「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書2002」という。），「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（（社）日本電気協会）」（以下「JEAG4601-1987」という。）及び「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を適用するが、取水管の使用材料及び材料定数，許容限界については、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005改定）」を適用する。また、基礎地盤の支持性能の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（（社）日本道路協会，平成14年3月）」を適用する。解析によって求められた応力の合成手法については、「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）」及び「水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，1997年版）」を適用する。

表2-7に適用する規格，基準類を示す。

表 2-7 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	<ul style="list-style-type: none"> 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定） 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材の材料諸元 (γ, E, ν)
	<ul style="list-style-type: none"> J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材の減衰定数
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート標準示方書 2002 	<ul style="list-style-type: none"> 永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定） 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材の短期許容応力度とする。
	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
評価手法	<ul style="list-style-type: none"> 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号） 	<ul style="list-style-type: none"> 管周方向応力と管軸方向応力より合成応力を算出する手法
	<ul style="list-style-type: none"> 水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，1997 年版） 	<ul style="list-style-type: none"> 管軸方向応力に生じる軸方向応力と曲げ応力より管軸方向合成応力を算出する手法
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> 有限要素法による 2 次元モデル作成等
	<ul style="list-style-type: none"> 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年） 	<ul style="list-style-type: none"> 構造物の要素分割等

3. 管周方向の地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤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より行う。

解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

取水管は、基盤となる岩盤を掘削し設置され、周辺を砕石又はコンクリートで埋戻されている。以上より、施設周辺に液状化対象層が存在しないため、解析手法のフローに基づき「②全応力解析」を選定する。

構造部材については、線形はり要素でモデル化する。

また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤及び被覆コンクリートは線形でモデル化する。砕石については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリング要素を用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「T D A P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

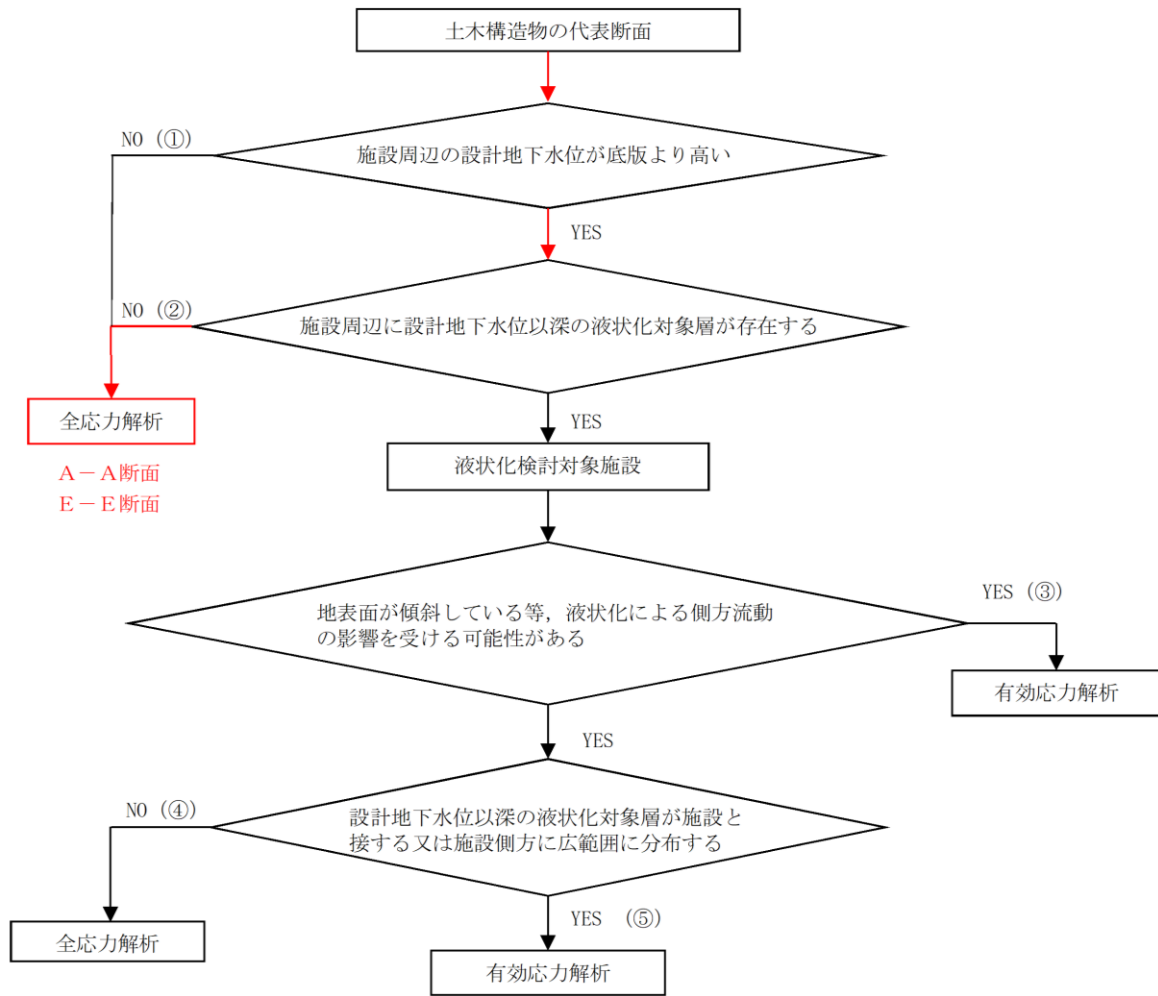


図 3-1 解析手法の選定フロー

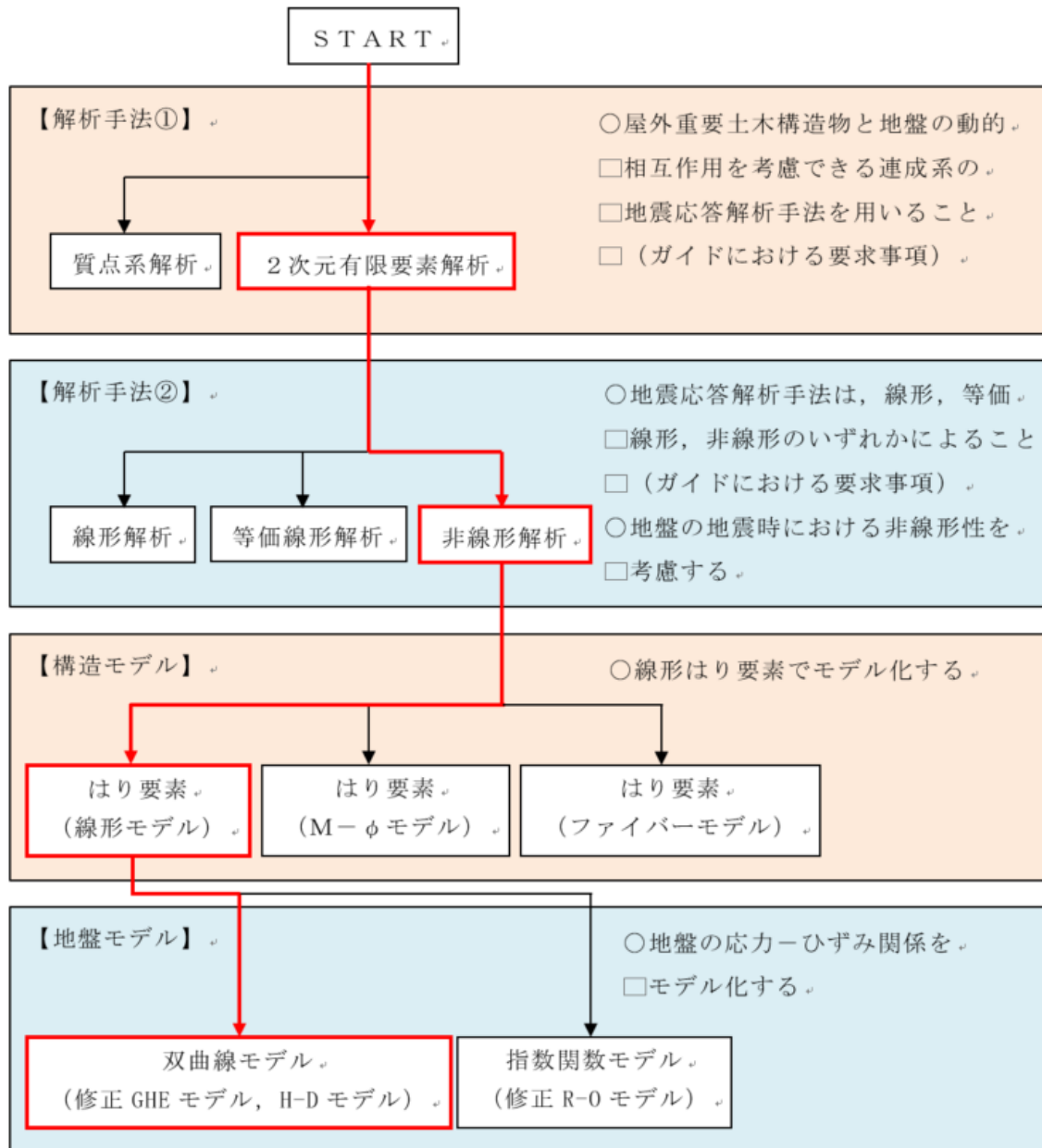


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍以上とする。

解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度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・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

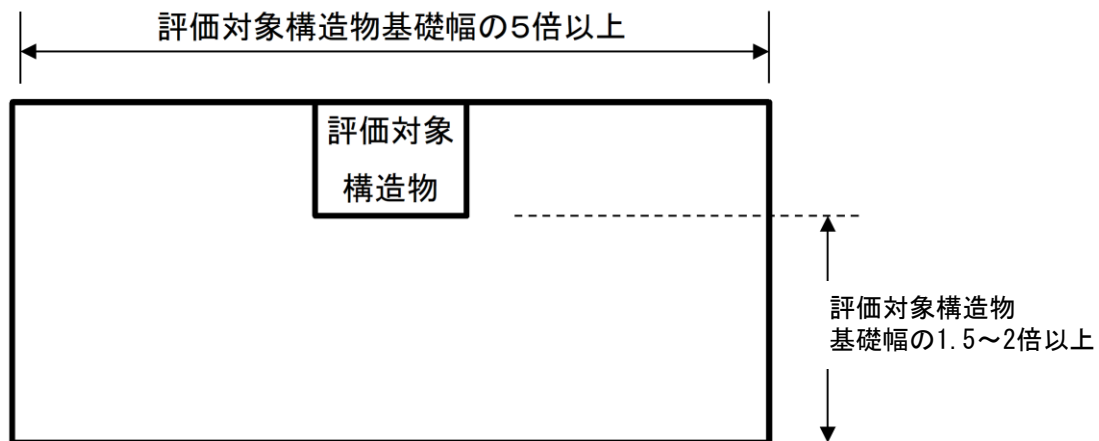


図 3-3 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 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、側方境界はフリーとする。

境界条件の概念図を図 3-4 に示す。

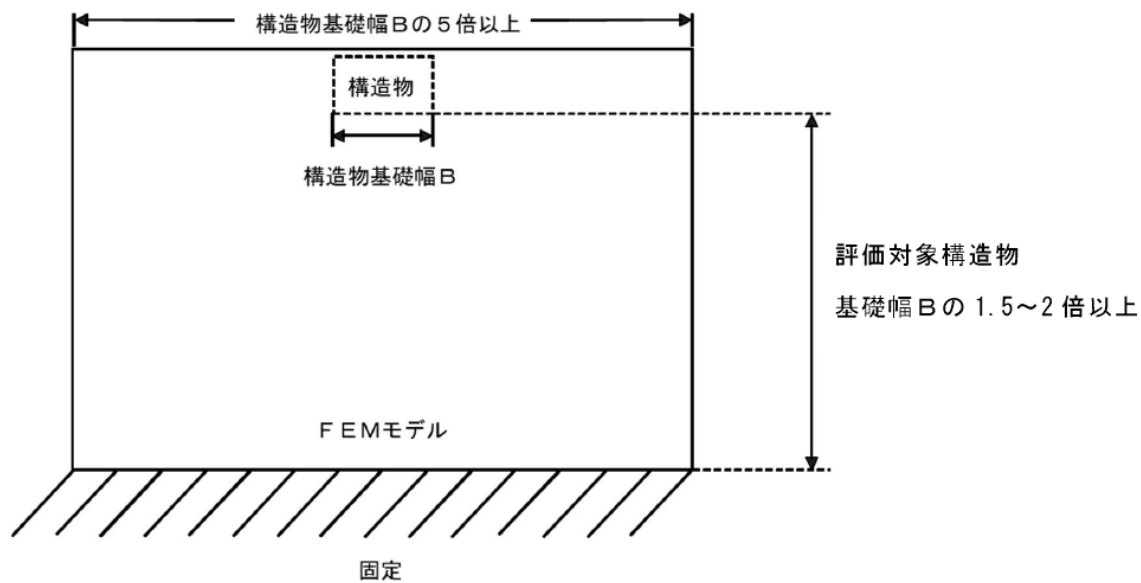
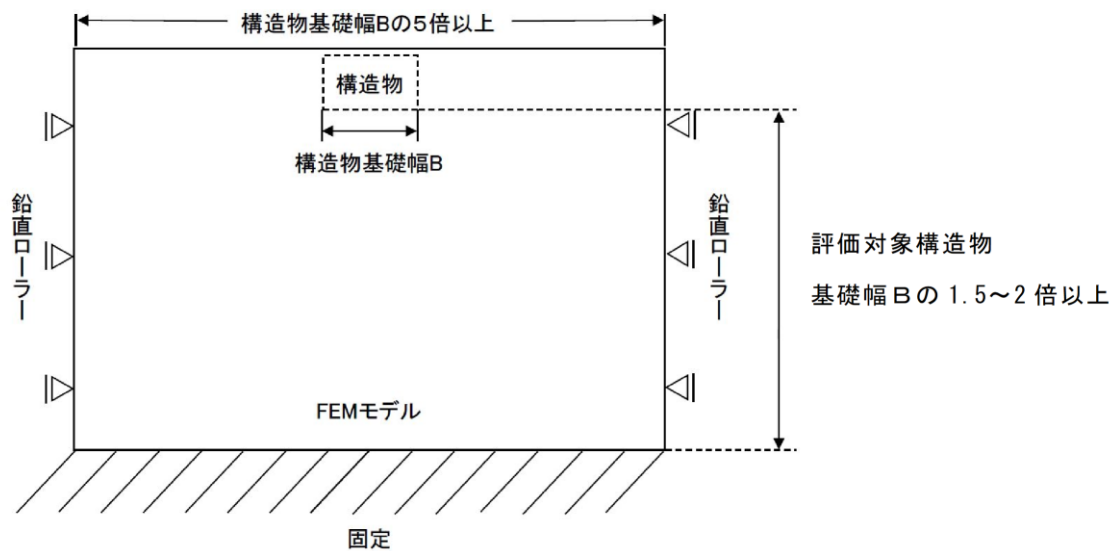


図 3-4 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。



(3) 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。地震応答解析モデル図を図3-6に示す。

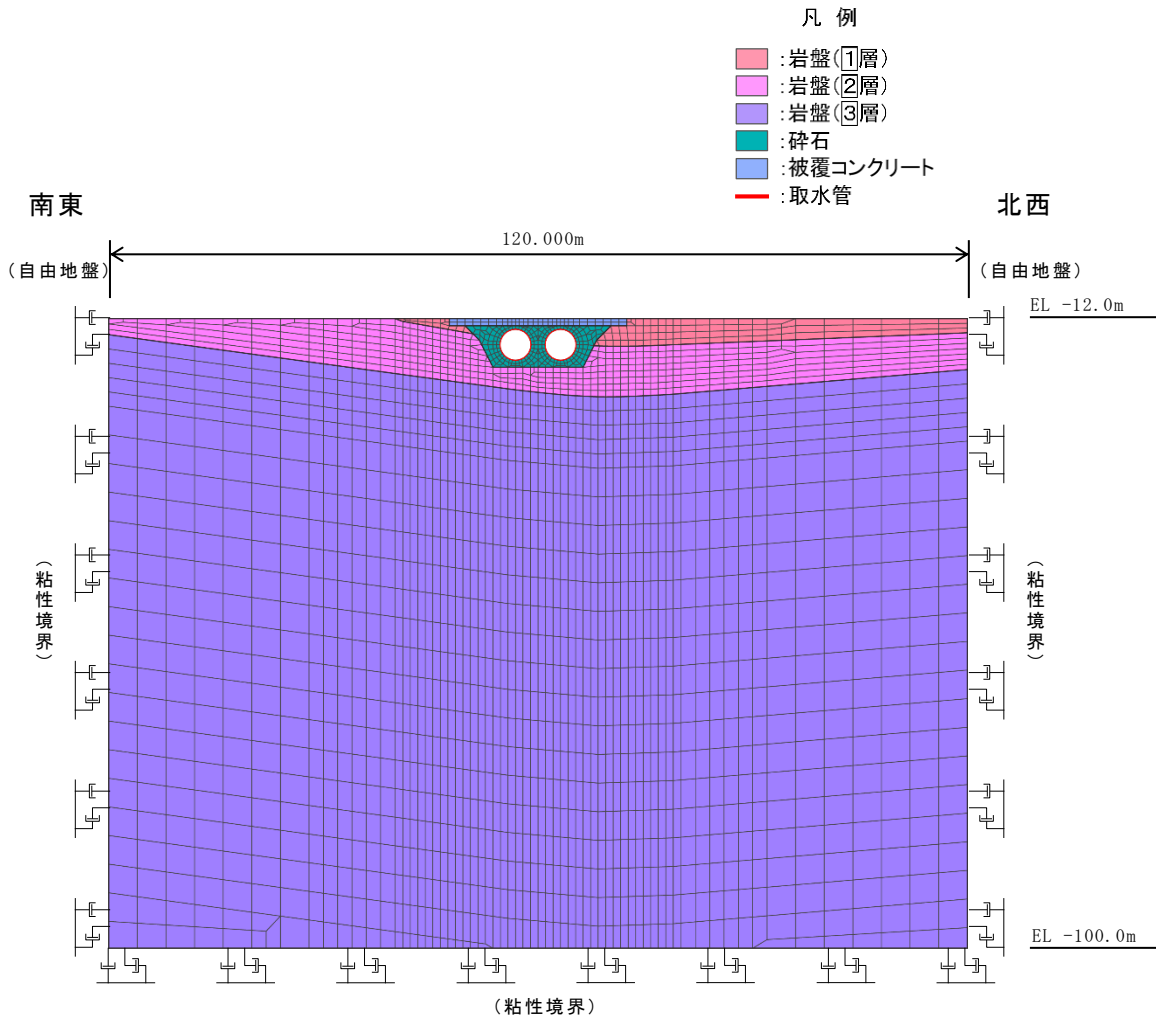


図3-6 地震応答解析モデル図 (E-E断面)

3.2.3 地盤及び被覆コンクリートのモデル化

岩盤及び被覆コンクリートは線形の平面ひずみ要素で、碎石は非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.4 構造物のモデル化

取水管は線形のはり要素でモデル化する。

取水管の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図 3-7 に示す。

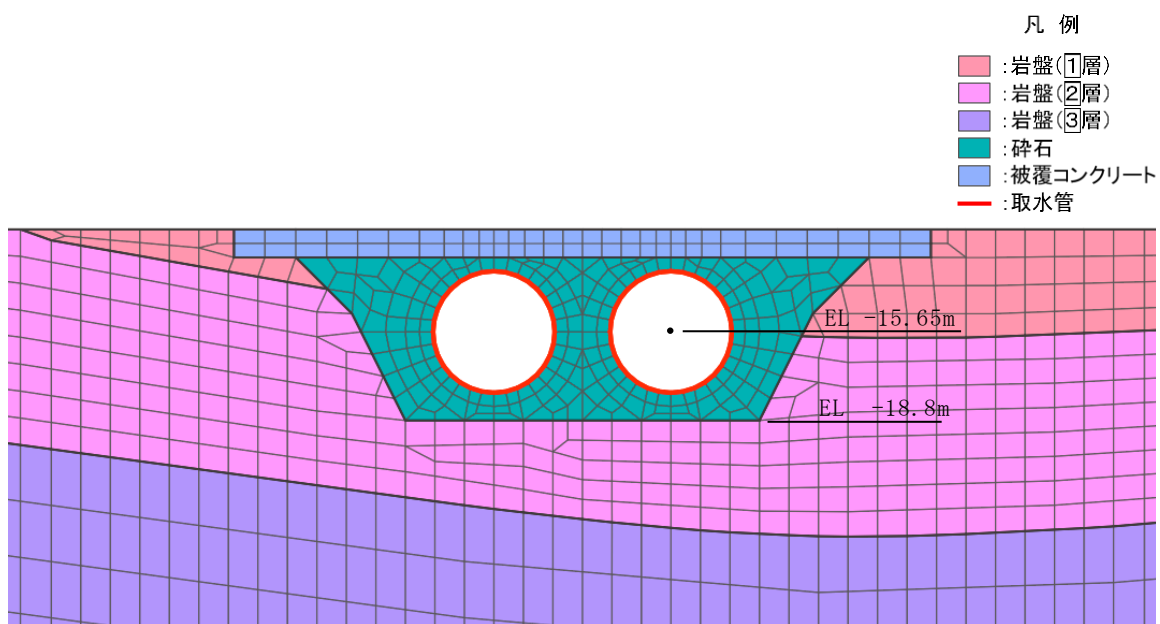


図 3-7 取水管 地震応答解析モデル
(構造物部分拡大)

3.2.5 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度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。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は碎石の c 、 ϕ とする。碎石の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に記載のある、土とコンクリートの間に栗石を敷く場合の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を適用する。強度特性は表 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 3-2 のとおり設定する。

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

ここに、 τ_f ：せん断強度

c ：粘着力（＝初期せん断強度 τ_0 ）

ϕ ：内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	$\tan \phi$ (ϕ ：内部摩擦角 (°))
碎石	0	0.6

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
材料 1	材料 2		
取水管	碎石	材料 2 の c	材料 2 の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表3-3にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図3-8に，ジョイント要素の配置を図3-9に示す。

表 3-3 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)
1.0×10^7	1.0×10^7

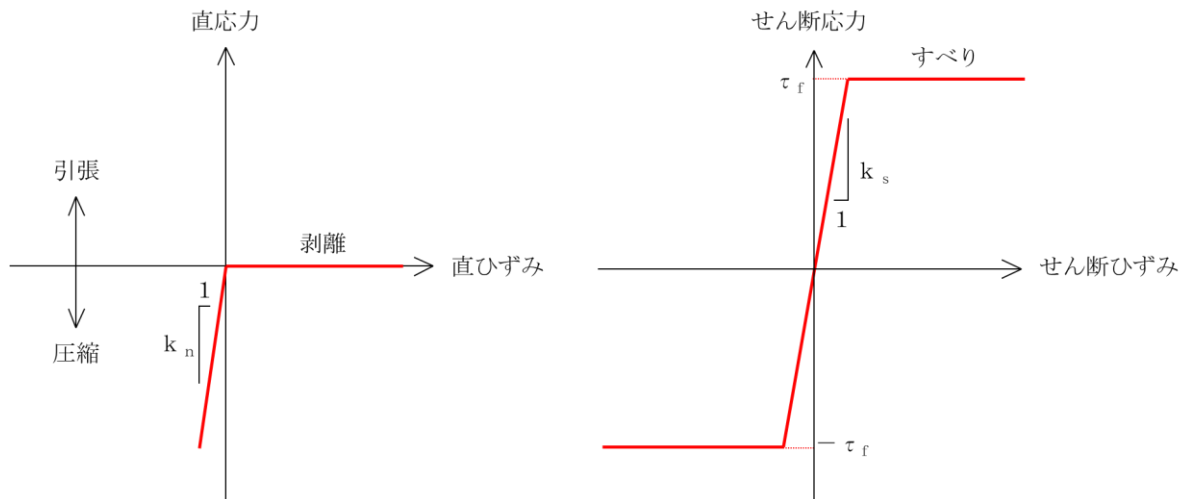


図 3-8 ジョイント要素の力学特性

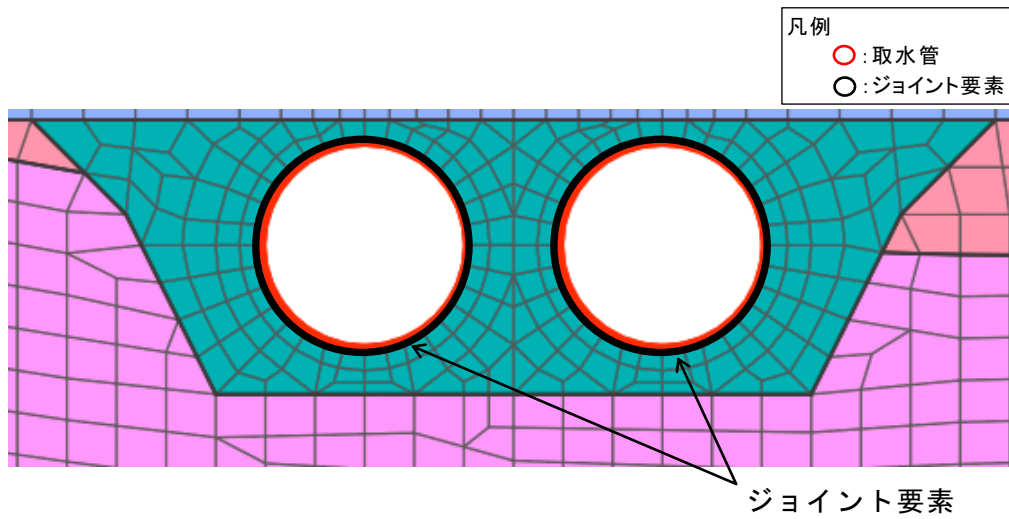


図 3-9 ジョイント要素配置箇所断面図

3.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-10 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

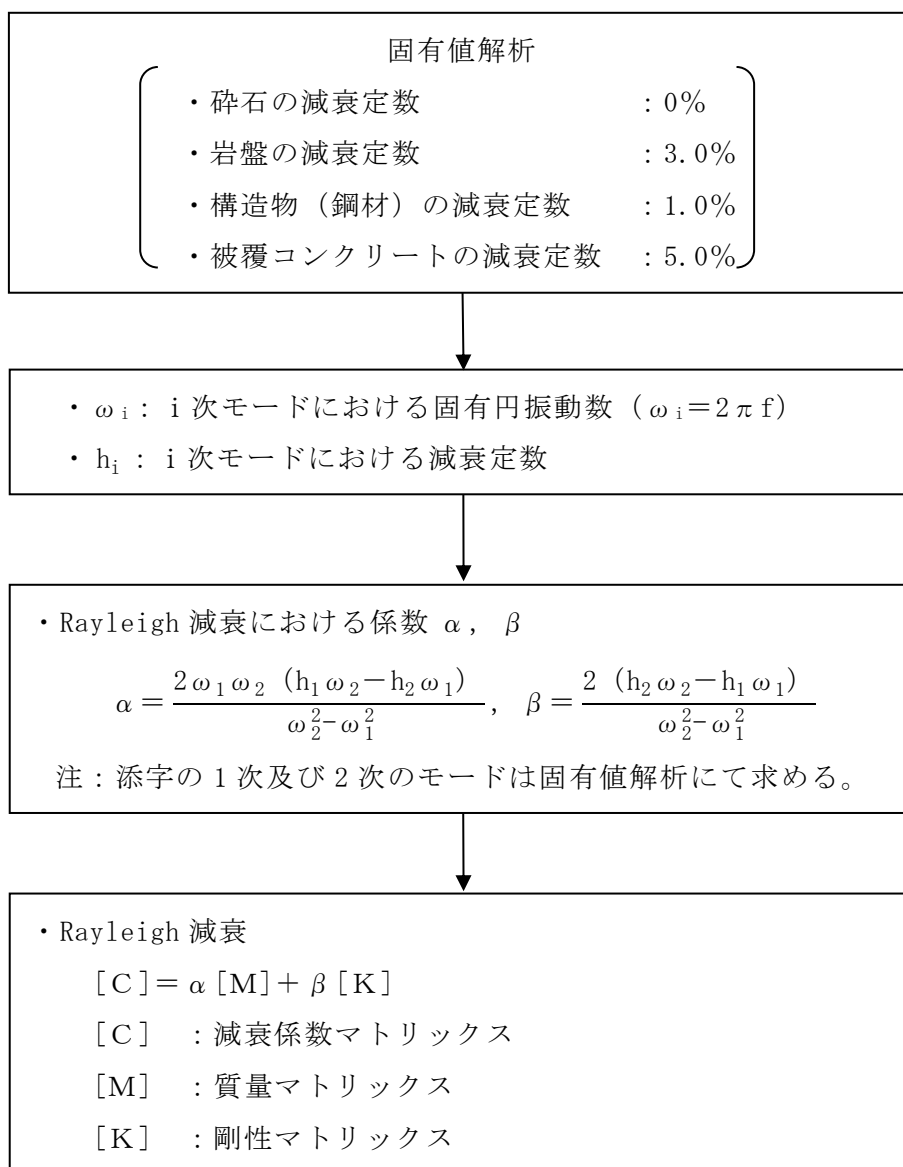


図 3-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2$$

h_i : 固有値解析により求められた i 次モードの減衰定数

ω_i : 固有値解析により求められた i 次モードの固有円振動数

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-11 及び図 3-12 に、係数 α , β を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-13 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	3.686	72	0	135.721	0.093	1次として採用
2	8.151	0	59	0.240	-122.349	—
3	8.774	14	0	-58.614	0.073	2次として採用
4	9.576	0	6	0.071	41.261	—
5	12.478	3	0	28.803	-4.065	—
6	13.539	0	12	-2.921	-54.884	—
7	13.783	0	2	4.087	18.791	—
8	16.805	2	0	-25.443	9.218	—
9	17.932	1	2	4.792	20.835	—
10	18.270	0	0	-12.764	0.457	—

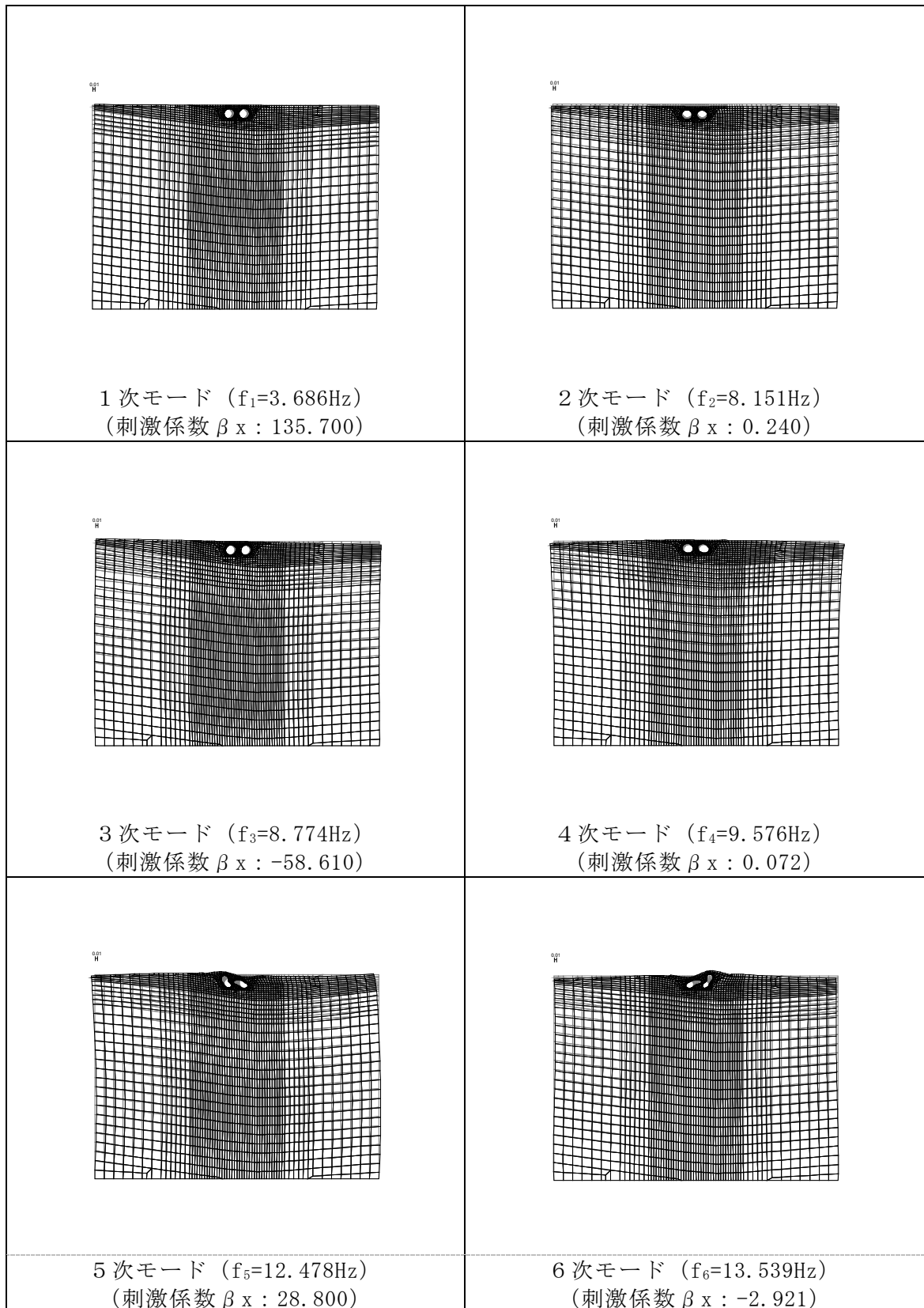


図 3-11 固有値解析結果 (モード図) (1/2)

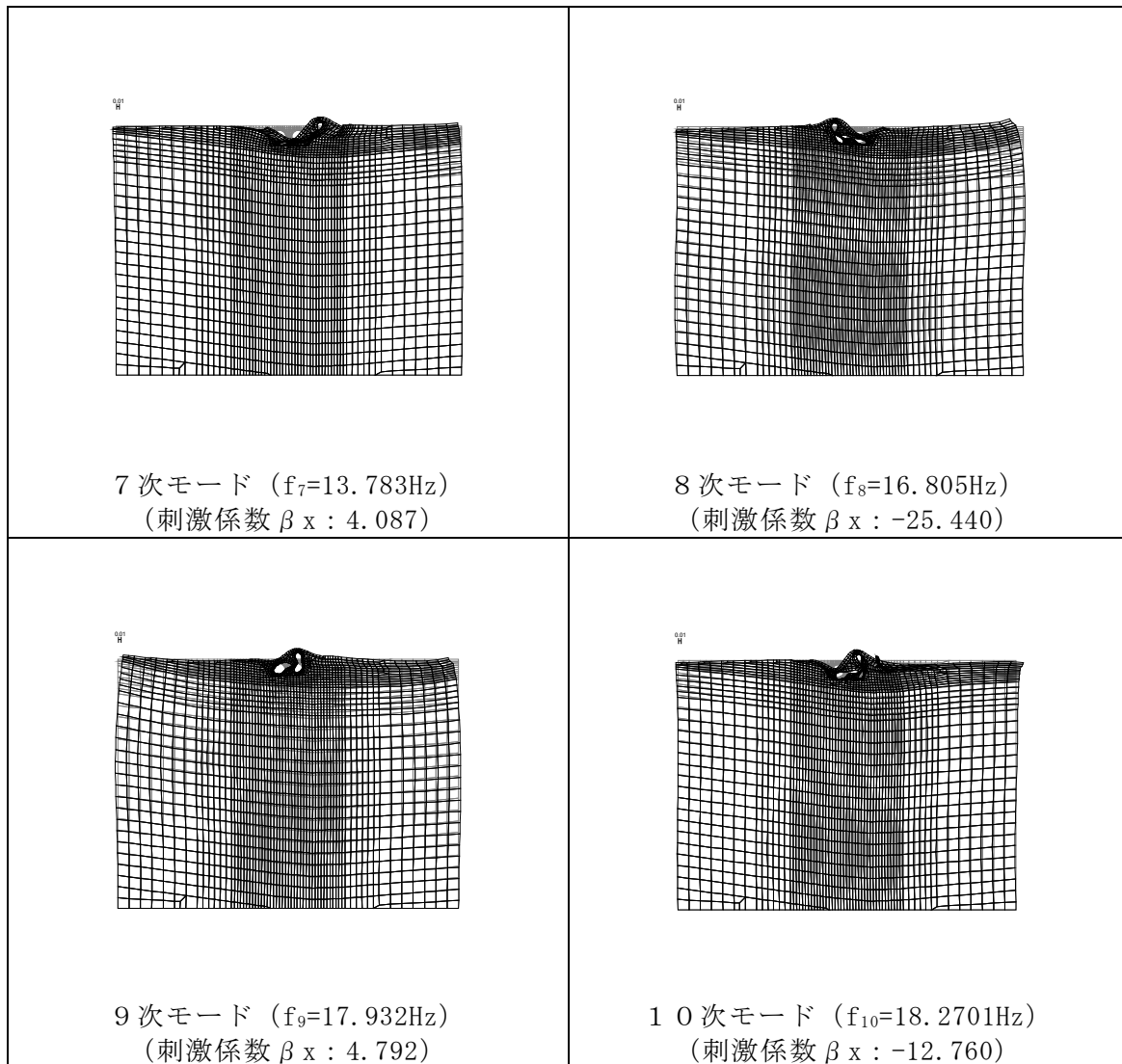


図 3-12 固有値解析結果 (モード図) (2/2)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
E-E断面	9.780×10^{-1}	7.660×10^{-4}

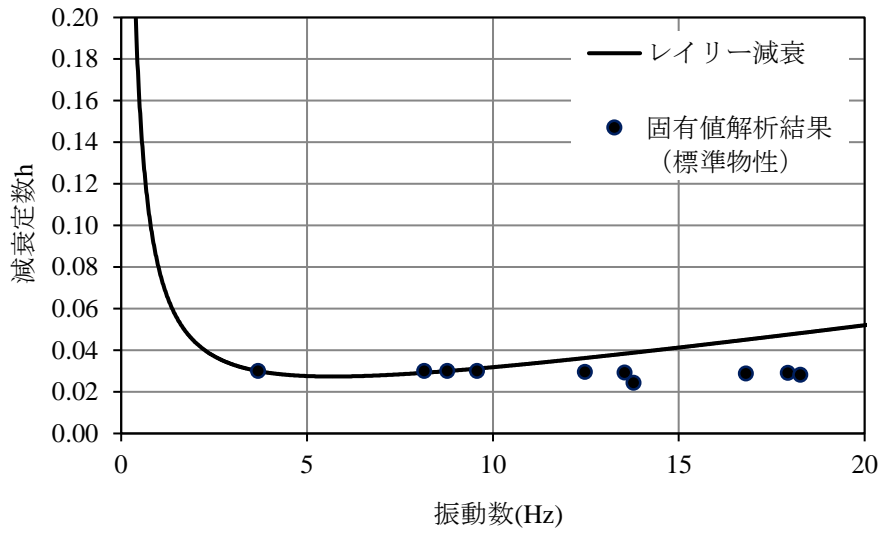


図 3-13 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。

なお、取水管は運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態の影響を受けないことから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、浮力を考慮して設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管等は設置されない。
	積載荷重	静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	○	設計海水位を考慮して設定する。
		内水圧	○	設計海水位を考慮して設定する。
		積雪荷重	—	埋設構造物であるため、積雪荷重、風荷重、温度荷重等は作用しない。
		土被り荷重	○	常時応力解析により設定する。
永久上載荷重	○	被覆コンクリートの重量に基づいて設定する。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	基準地震動 S_s による 水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	地震時動水圧を付加質量により考慮する。

3.4.1 躯体自重

取水管の躯体自重は、鋼材の単位体積重量と体積から算定する。なお、取水管はすべて水中に埋没しているため浮力が作用することから、鋼材の単位体積重量から海水の単位体積重量を差し引いた有効単位体積重量を用いる。

3.4.2 外水圧及び内水圧

外水圧及び内水圧は設計海水位 EL 0.58m を考慮して設定する。また、その際、内水圧については取水管の損失水頭を考慮して設定する。外水圧及び内水圧の設定概念図を図 3-14 に示す。

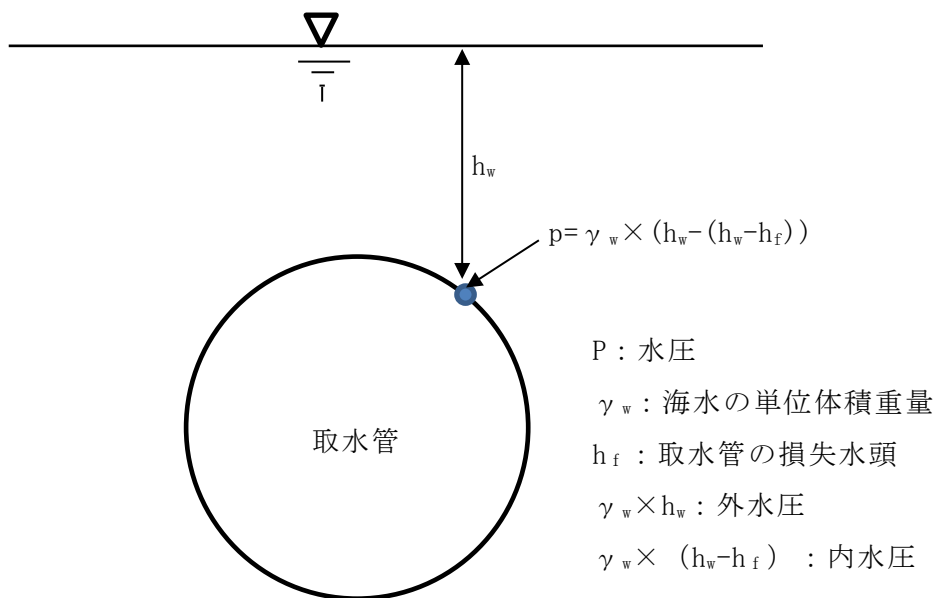


図 3-14 外水圧及び内水圧の概念図

3.4.3 動水圧

取水管の動水圧は，取水管内容水重量を付加質量として取水管構成節点に与えることで，応答加速度に応じた動水圧を作用させる。なお，各構成節点の付加質量は，取水管内空面積の分担を考慮して，図 3-15 に示すとおり水平成分と鉛直成分で個別に算定する。

$$P_{dwhi} = \pm k_{hi} \cdot \gamma_w \cdot A_{hi}$$

$$P_{dwhvi} = \pm k_{vi} \cdot \gamma_w \cdot A_{vi}$$

ここに， P_{dwhi} : i 節点の動水圧の水平成分

P_{dwhvi} : i 節点の動水圧の鉛直成分

k_{hi} : i 節点の水平震度 ($= \alpha_{hi}/g$)

k_{vi} : i 節点の鉛直震度 ($= \alpha_{vi}/g$)

α_{hi} : i 節点の水平加速度

α_{vi} : i 節点の鉛直加速度

g : 重力加速度 ($= 9.80665 \text{ m/s}^2$)

γ_w : 海水重量 ($= 10.1 \text{ kN/m}^3$)

A_{hi} : i 節点の水平成分の分担面積 (図 3-15 参照)

A_{vi} : i 節点の鉛直成分の分担面積 (図 3-15 参照)

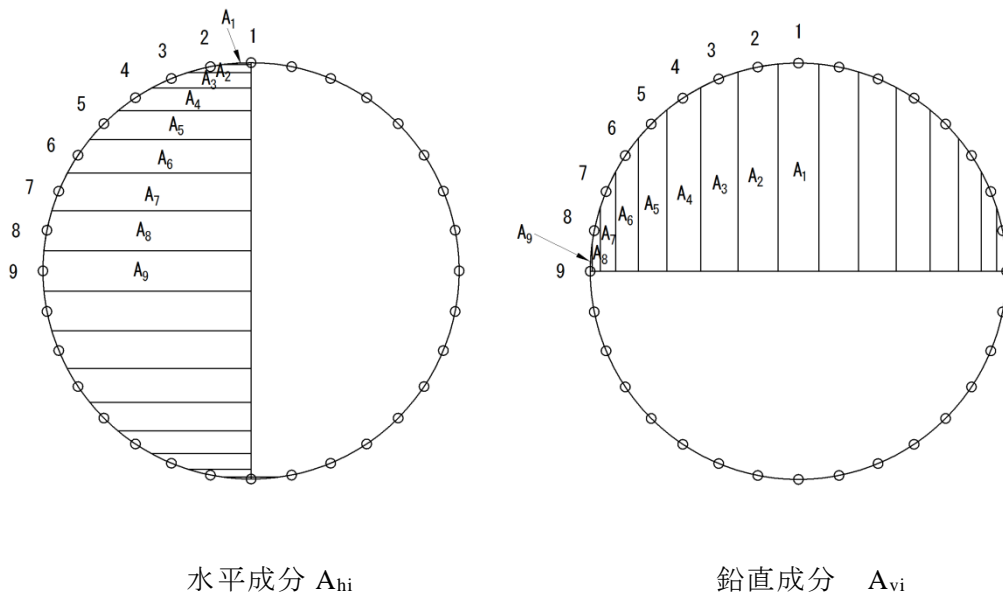


図 3-15 動水圧の概念図

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

取水管の周囲には、主として岩盤が分布しており、岩盤のばらつきについて影響を確認する。ばらつきを考慮する物性値は岩盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-7 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表 3-7 に示すケース②及び③）について確認を行う。ここで、取水管周辺には碎石が存在するが、碎石については「補足-023-01 地盤の支持性能について」において繰り返し三軸試験の結果よりばらつきの影響が少ないことを確認しており、碎石のばらつきは考慮しない。

表 3-7 取水管の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性
		岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値
ケース②	全応力解析	平均値 + 1 σ
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 σ

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（ケース①）を実施する。基本ケースにおいて、管周方向曲げ応力並びに管周方向せん断応力の最も大きい地震動を用いて、表3-8に示す解析ケース（ケース②及び③）を実施する。また、応力解析の照査値が最大となる地震動の選定フローを図3-16に示す。

表3-8 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値 $+1\sigma$		平均値 -1σ	
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○				
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - F 1$	++*	○				
	$S_s - F 2$	++*	○				
	$S_s - N 1$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○				
		-+*	○				

基準地震動 S_s （6波）に位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、ケース①（基本ケース）を実施し、管周方向曲げ応力、管周方向せん断応力の最も大きい地震動を用いてケース②及び③を実施する。

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

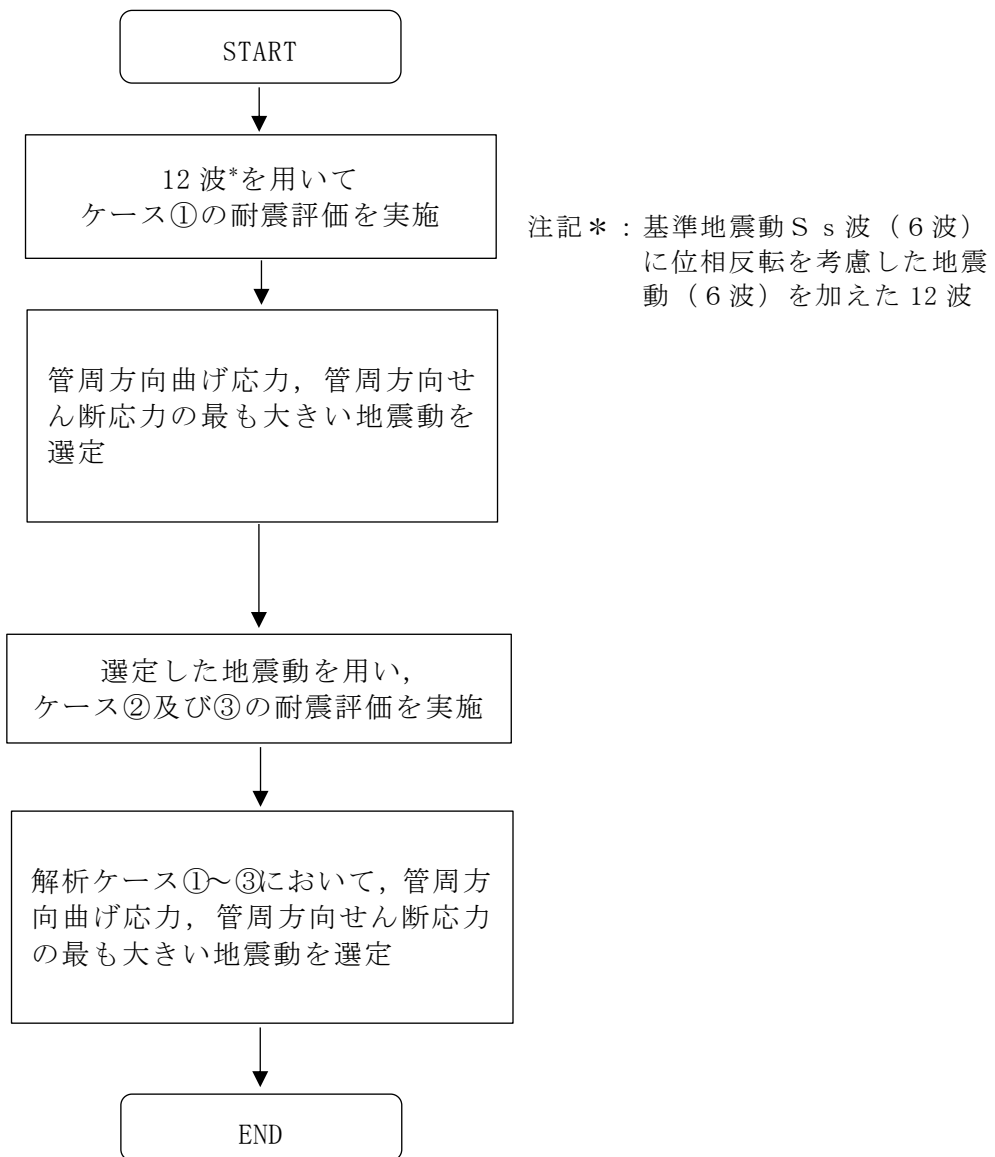


図 3-16 応力解析の照査値が最大となる地震動の選定フロー

3.6 評価内容

3.6.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図3-17に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

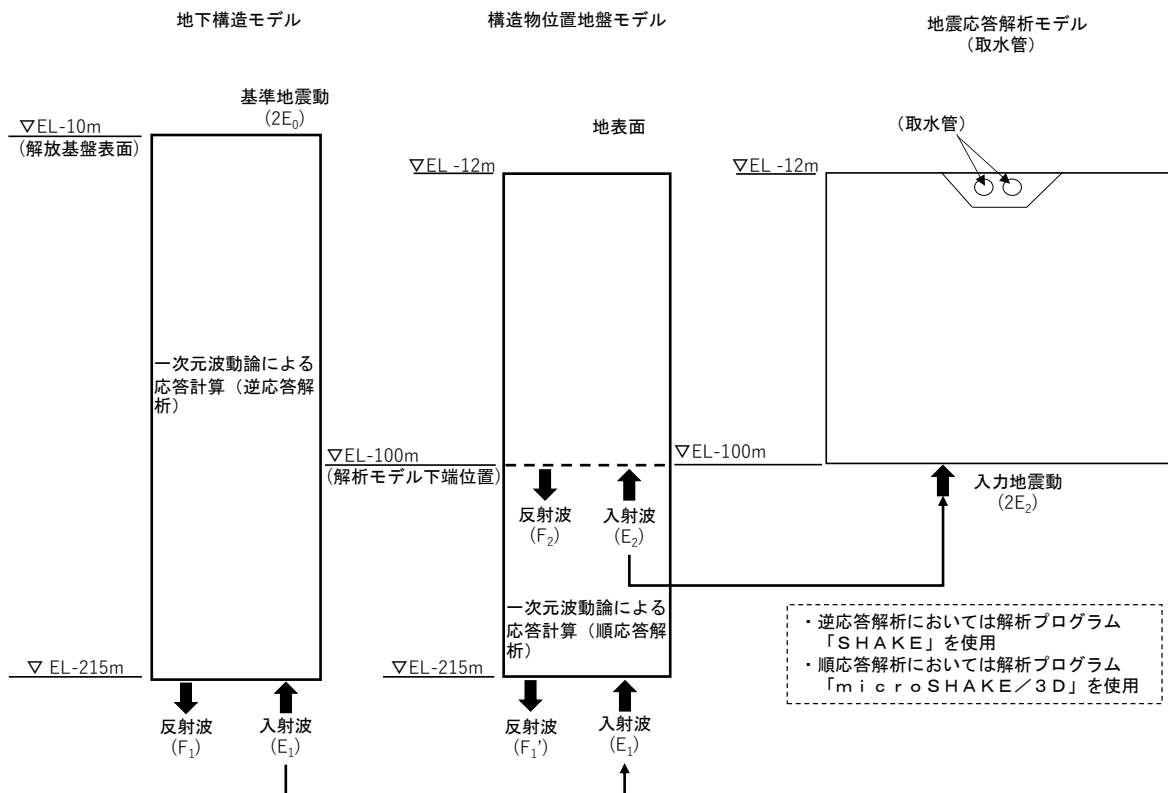


図3-17 入力地震動算定の概念図

3.6.2 入力地震動の結果

図 3-18～図 3-29 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

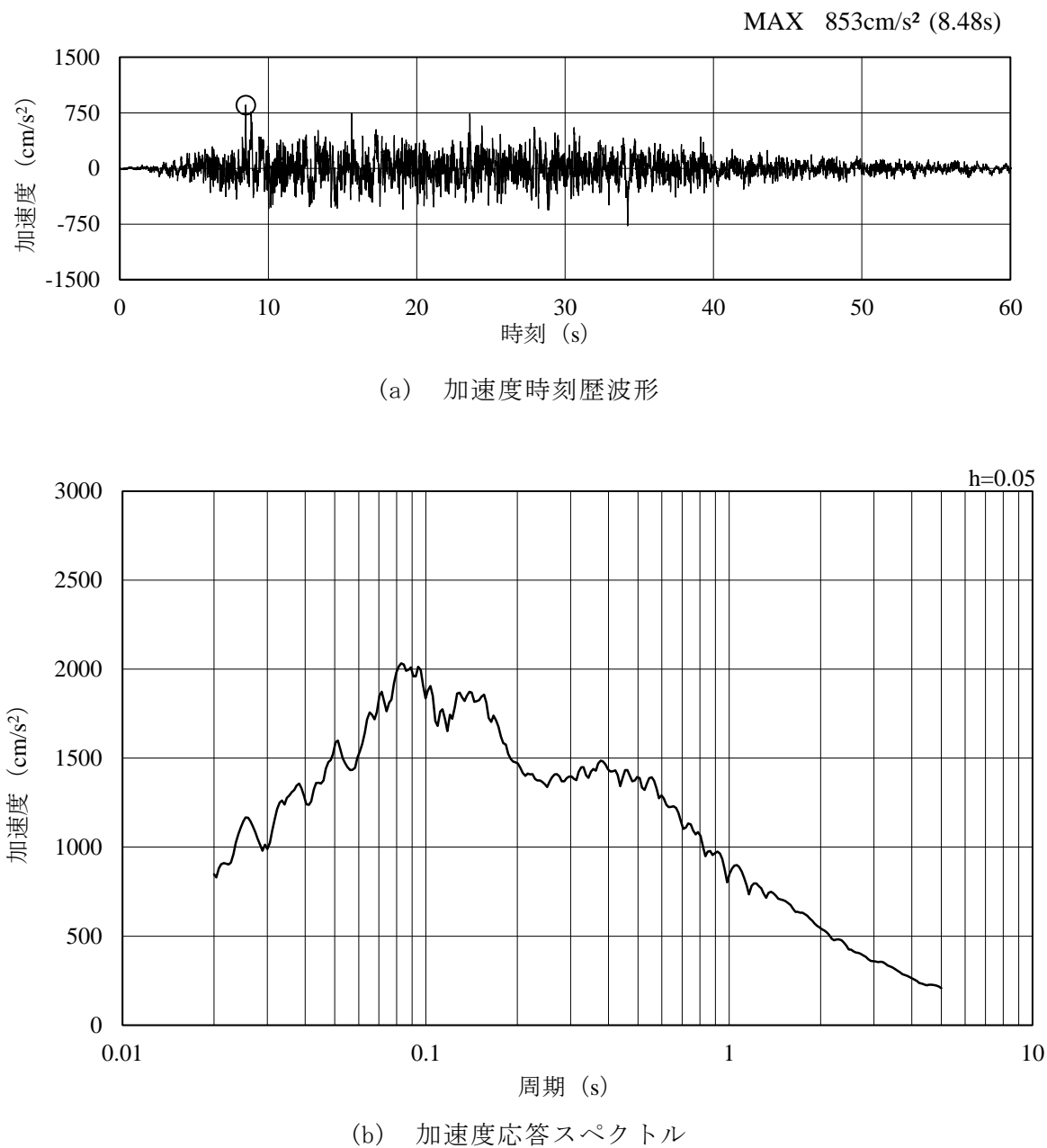
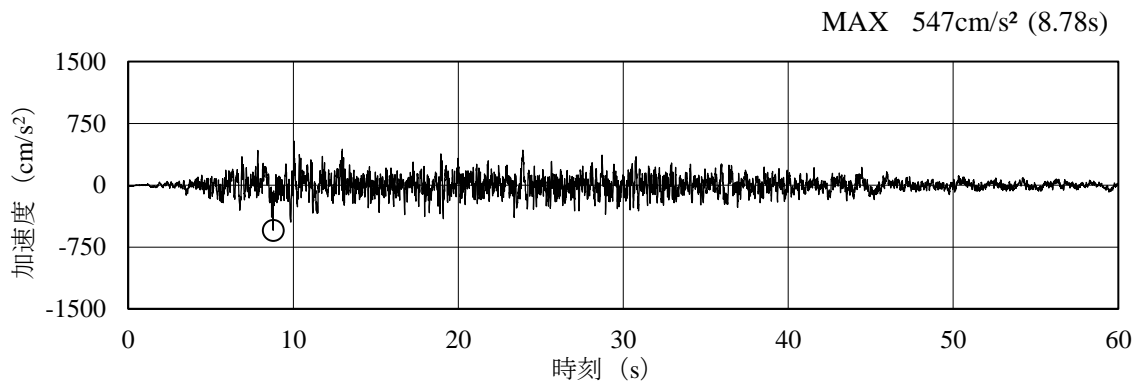
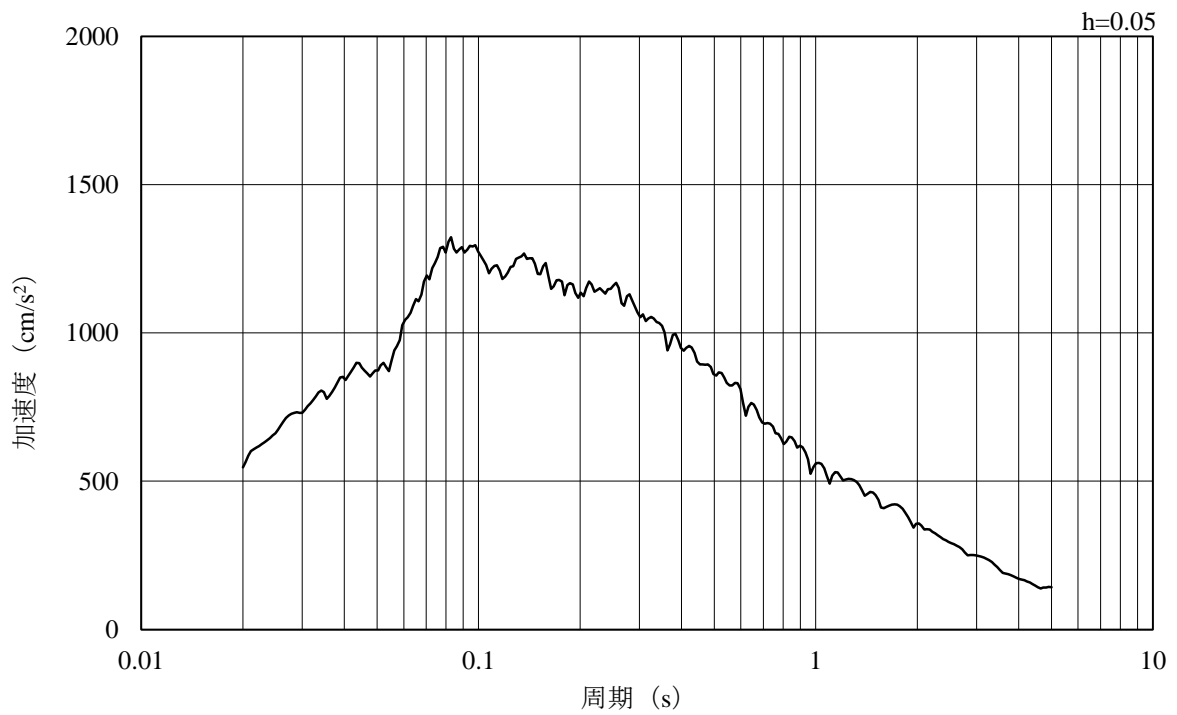


図 3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

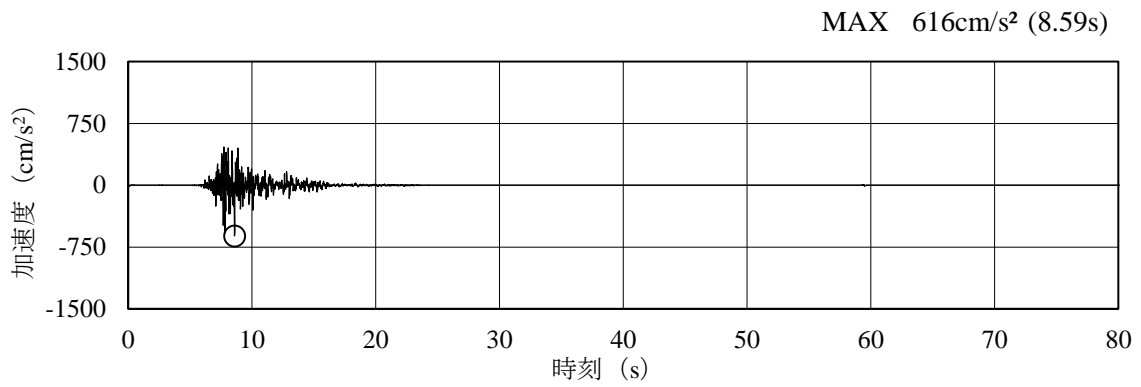


(a) 加速度時刻歴波形

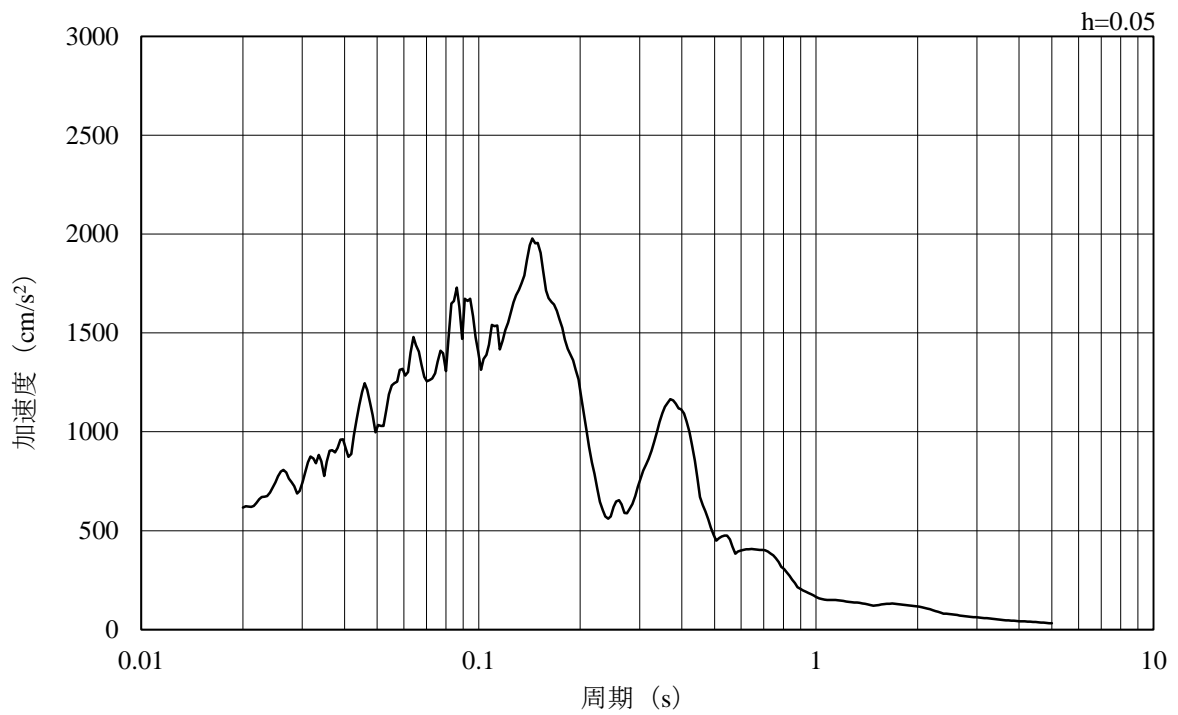


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - D)

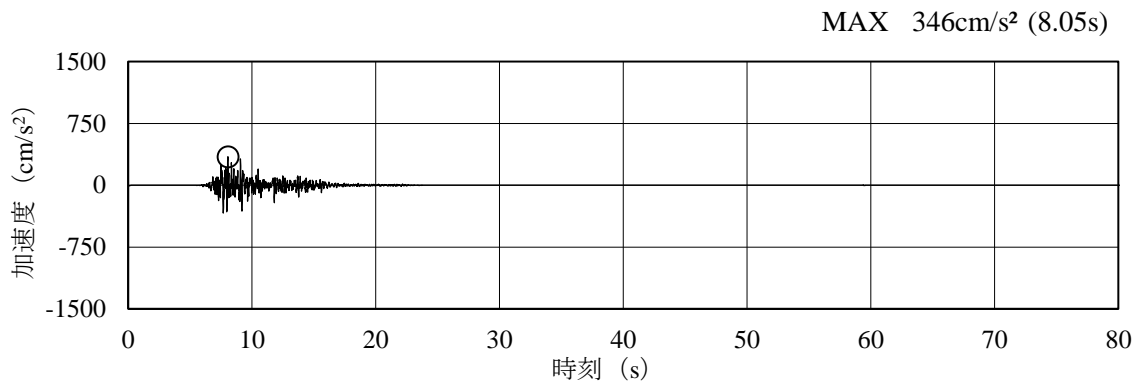


(a) 加速度時刻歴波形

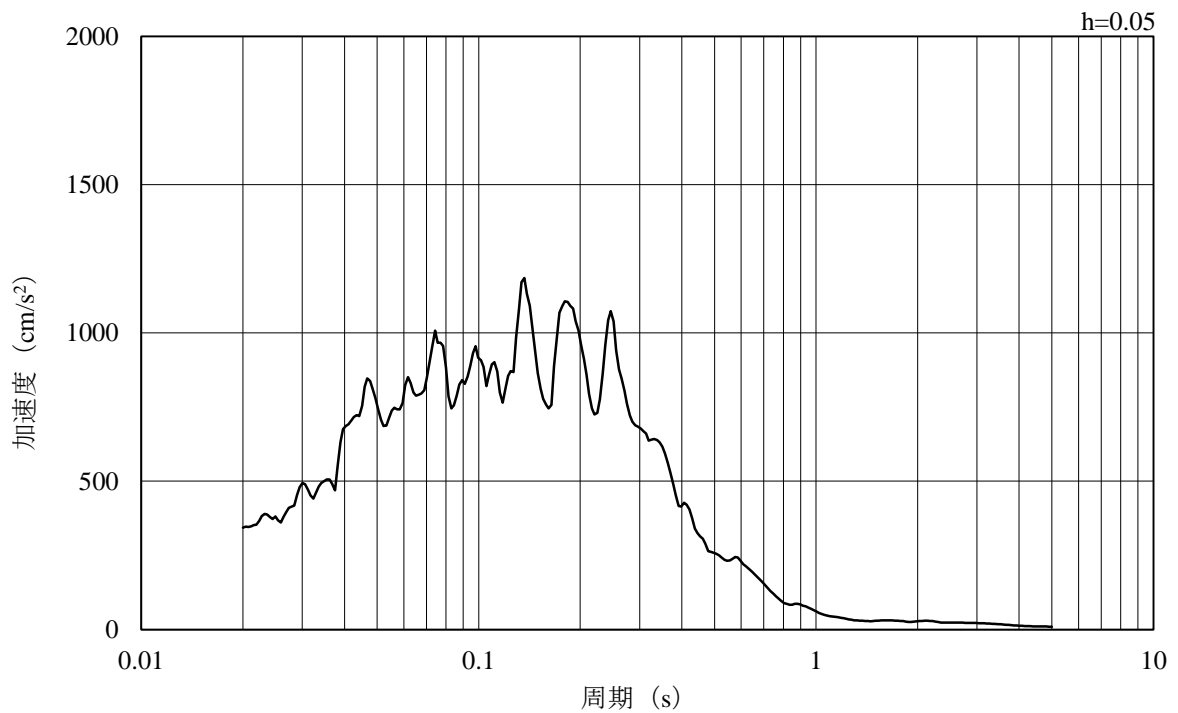


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分 : S s - F 1)

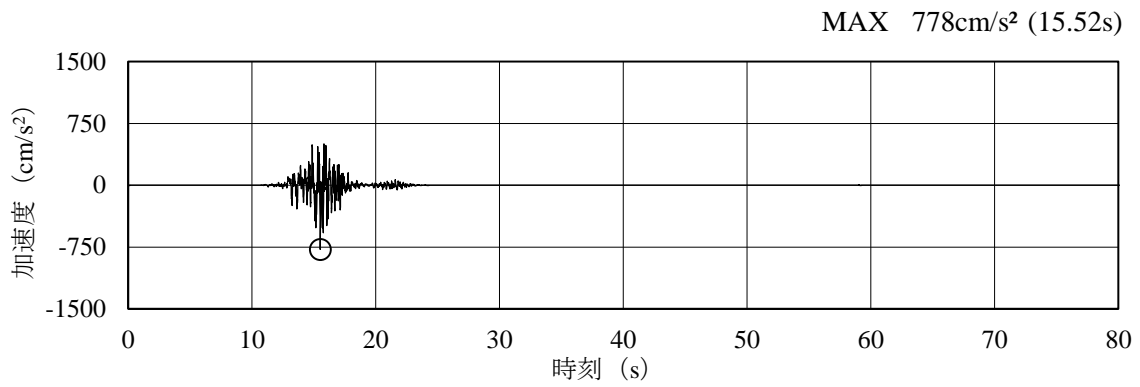


(a) 加速度時刻歴波形

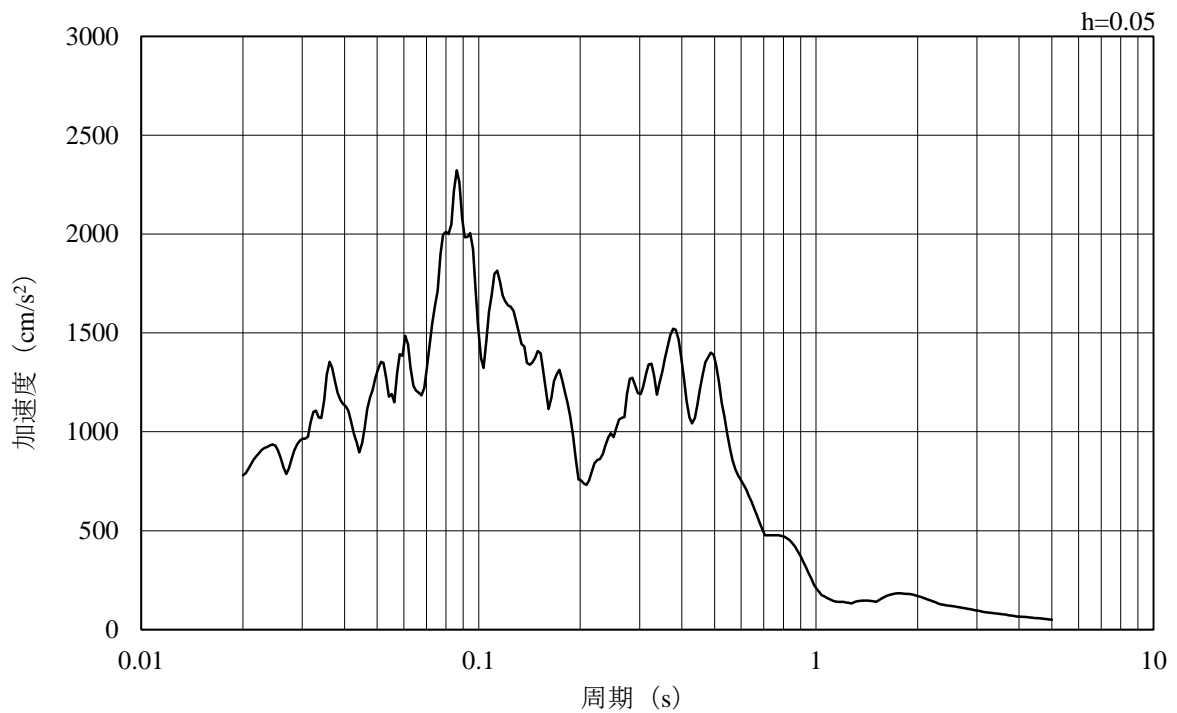


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - F 1)

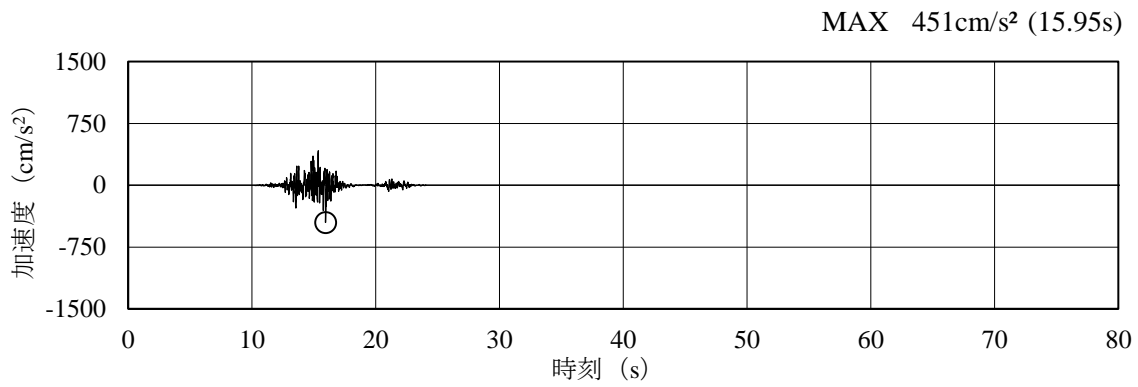


(a) 加速度時刻歴波形

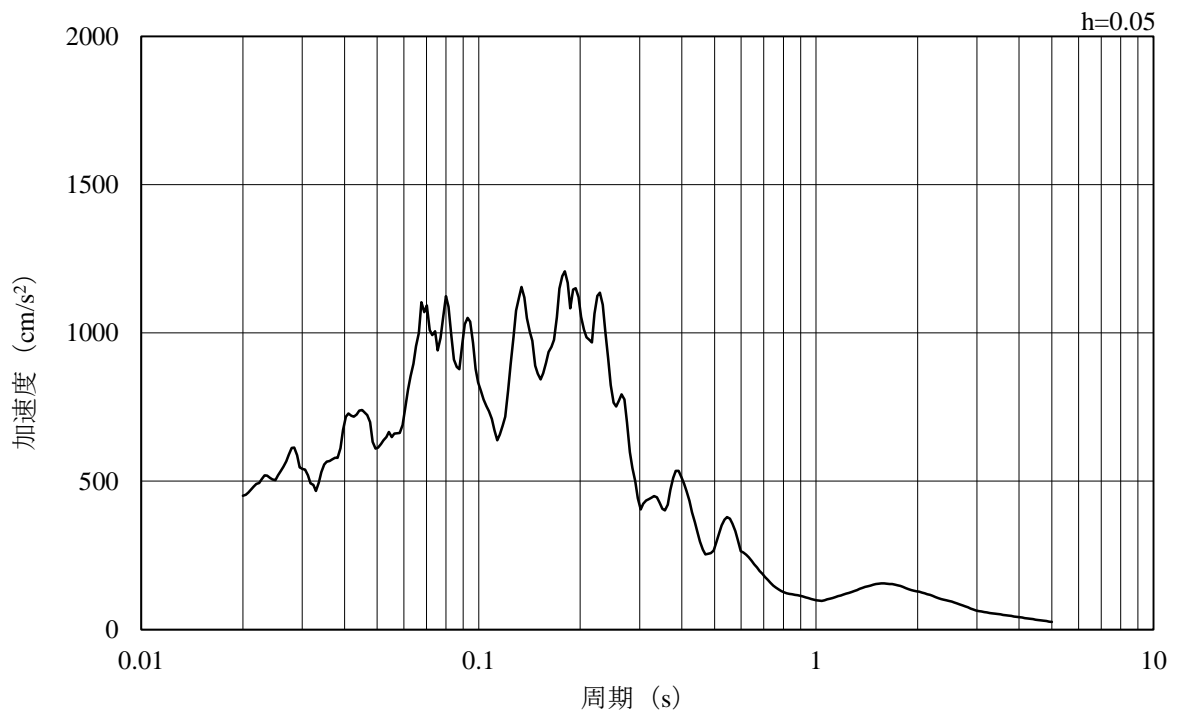


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分 : S s - F 2)

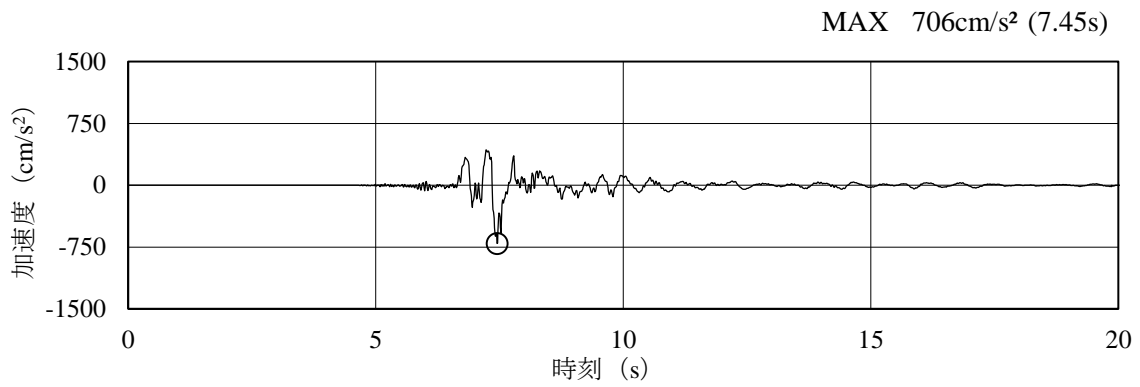


(a) 加速度時刻歴波形

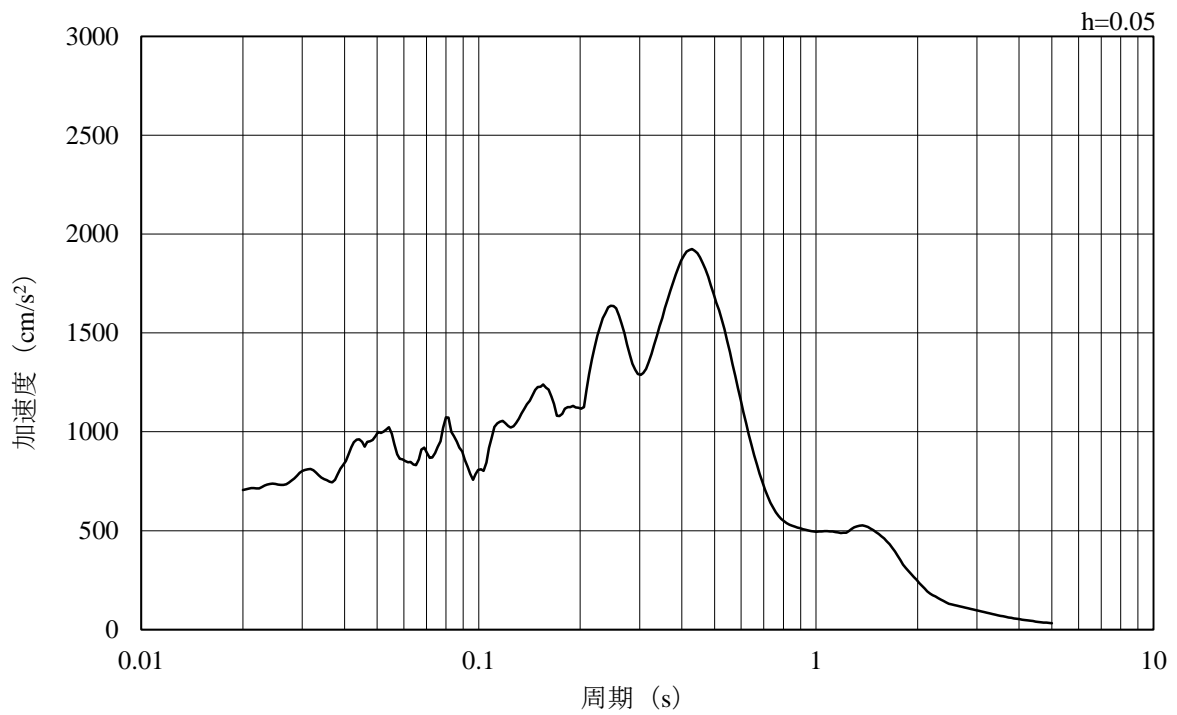


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - F 2)

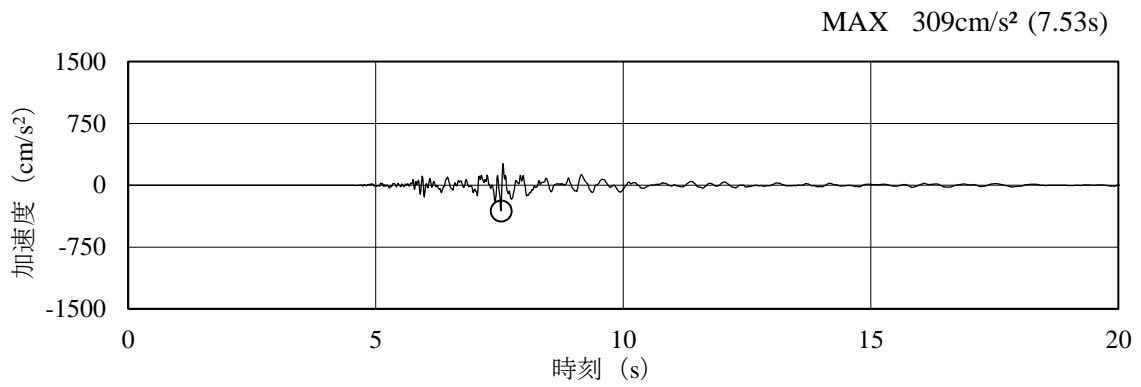


(a) 加速度時刻歴波形

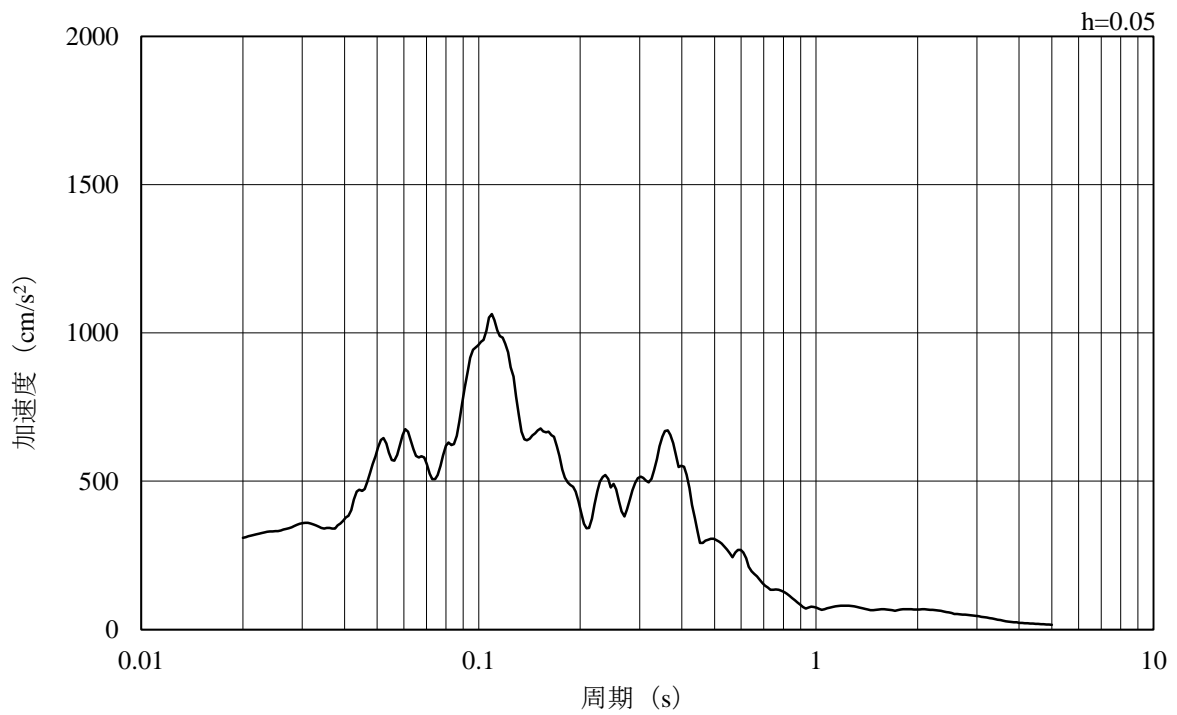


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分 : S s - N 1)

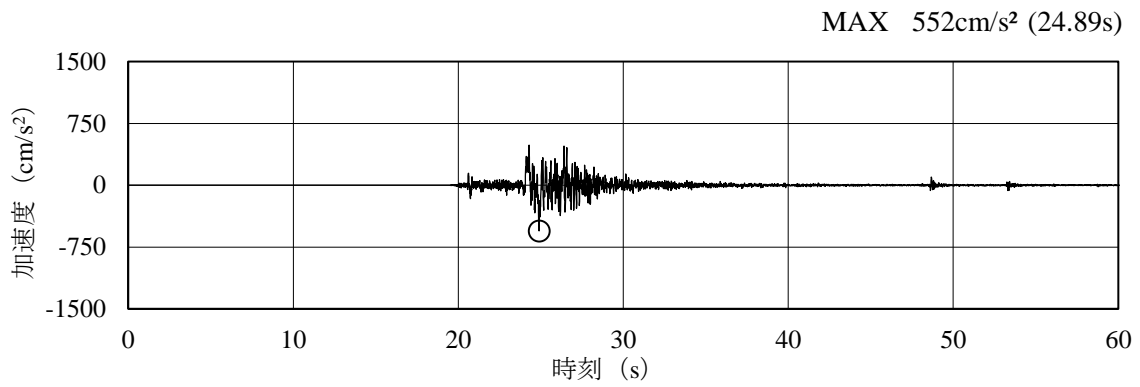


(a) 加速度時刻歴波形

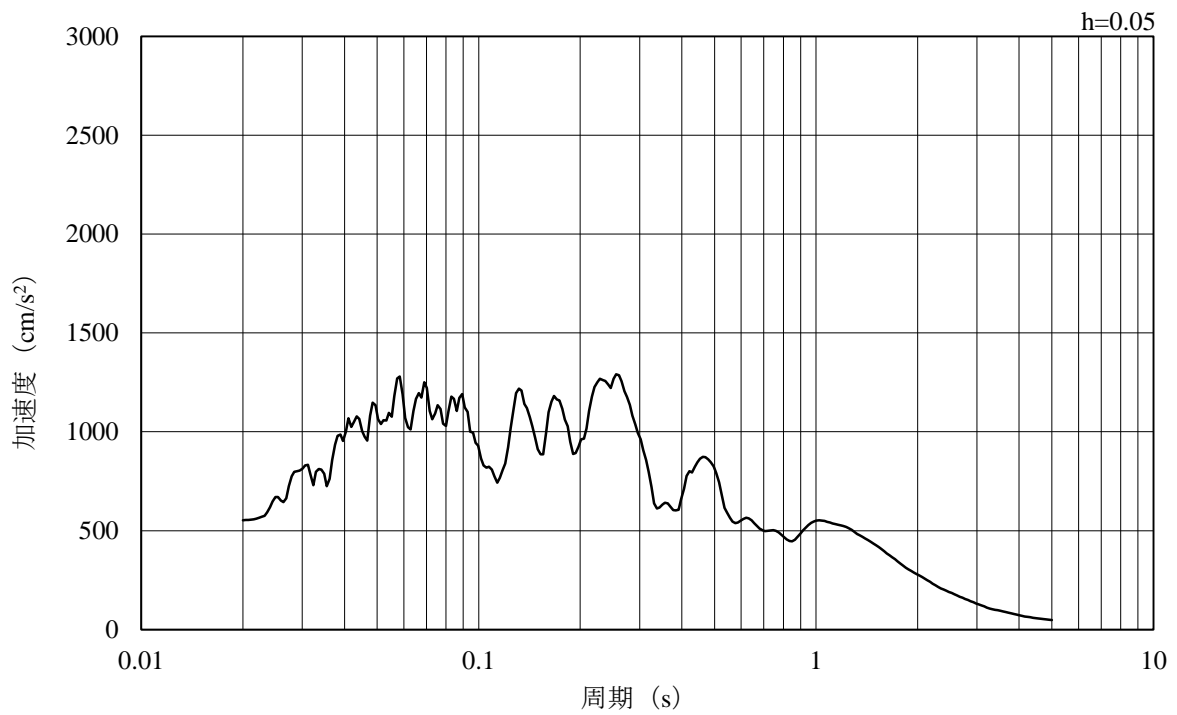


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - N 1)

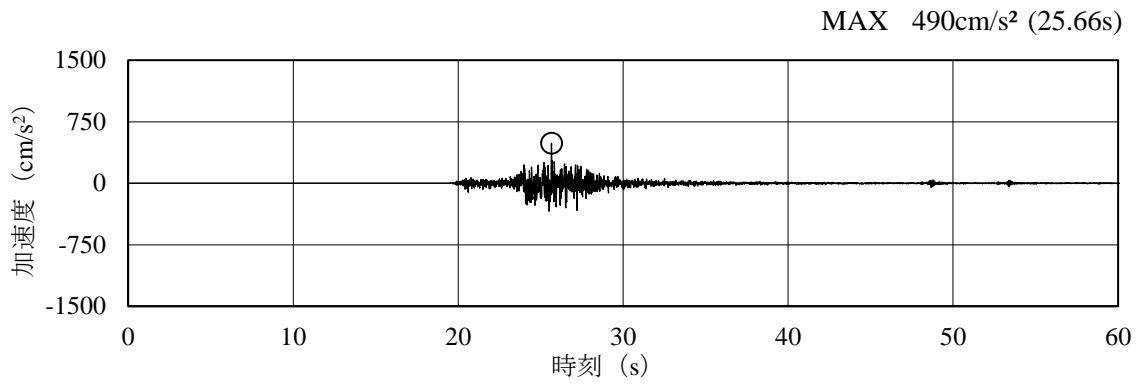


(a) 加速度時刻歴波形

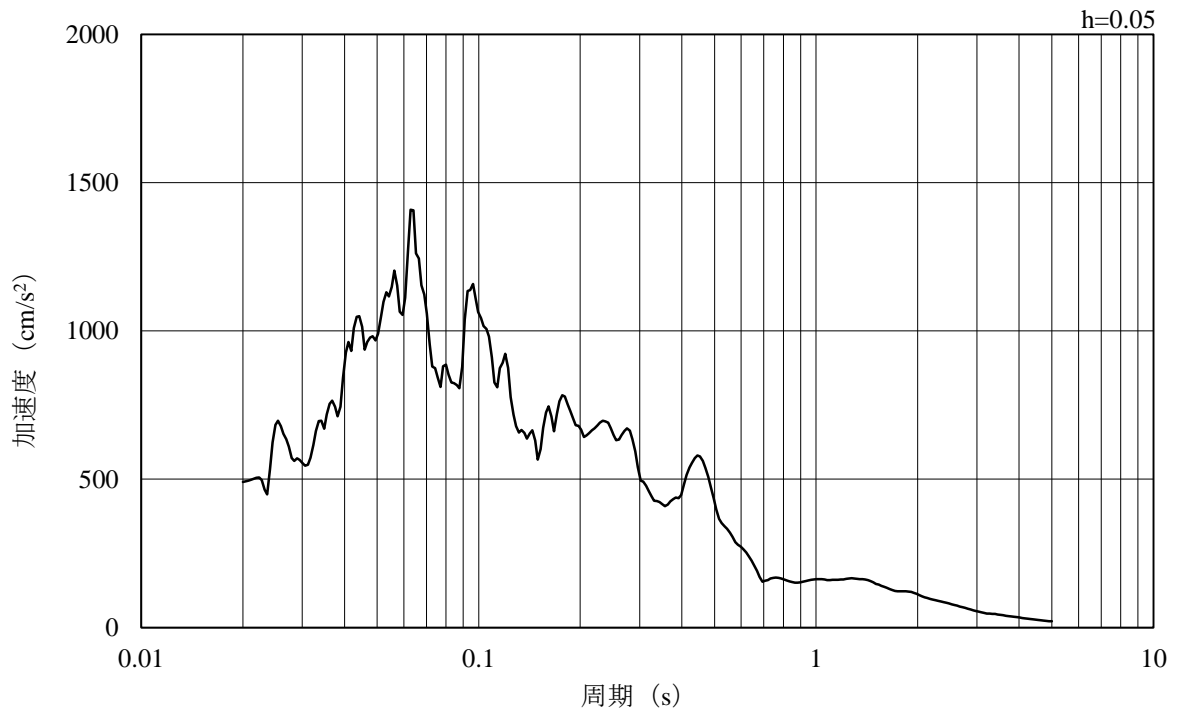


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分 : S s - N 2 (N S))

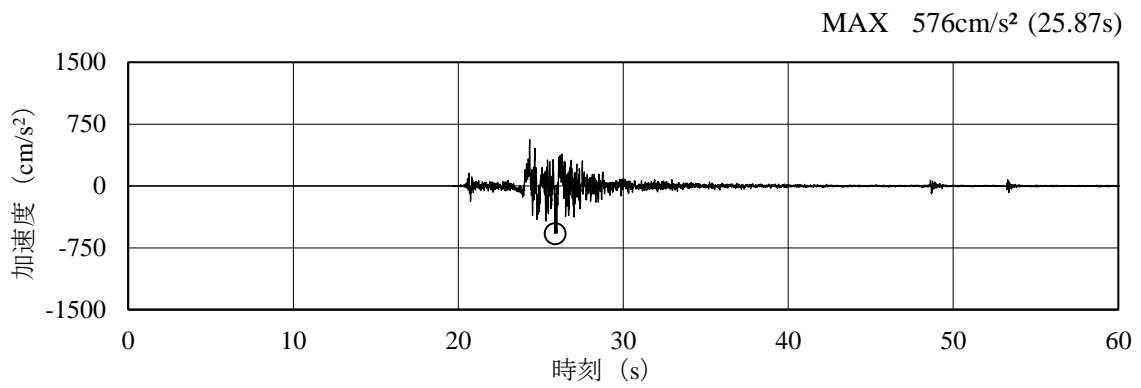


(a) 加速度時刻歴波形

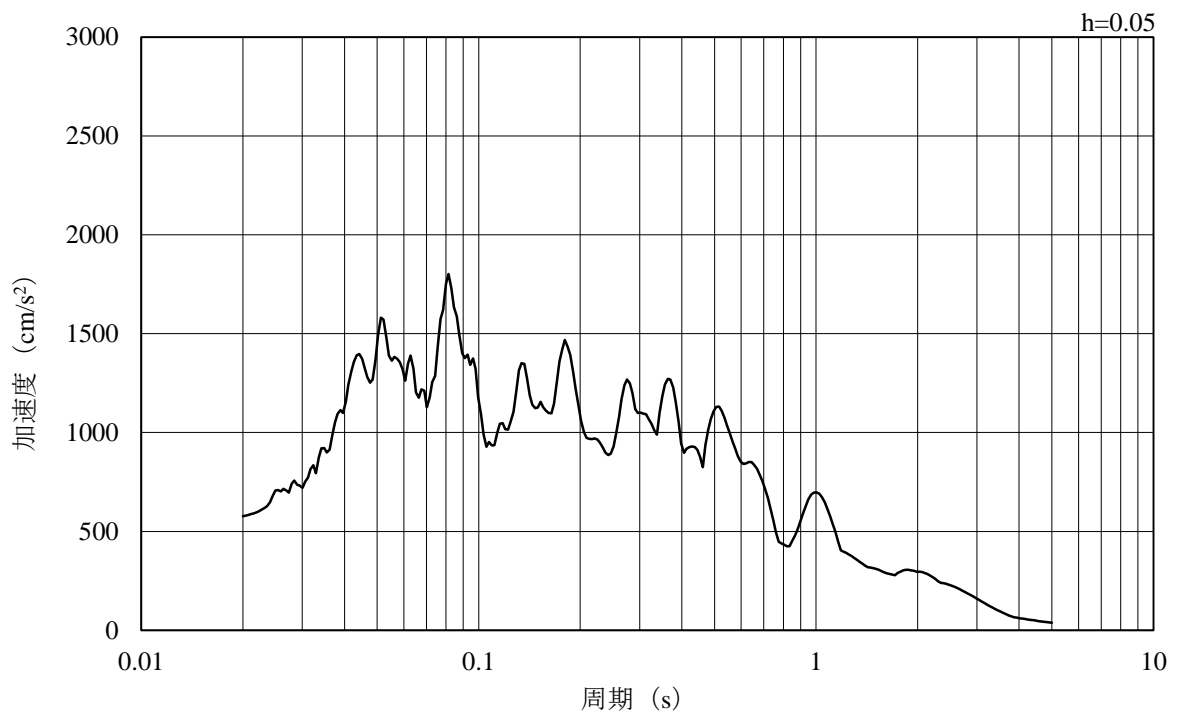


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

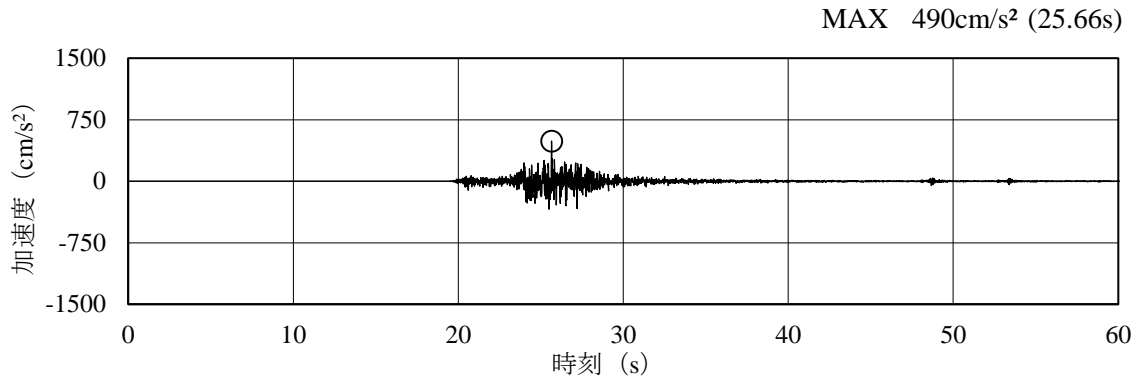


(a) 加速度時刻歴波形

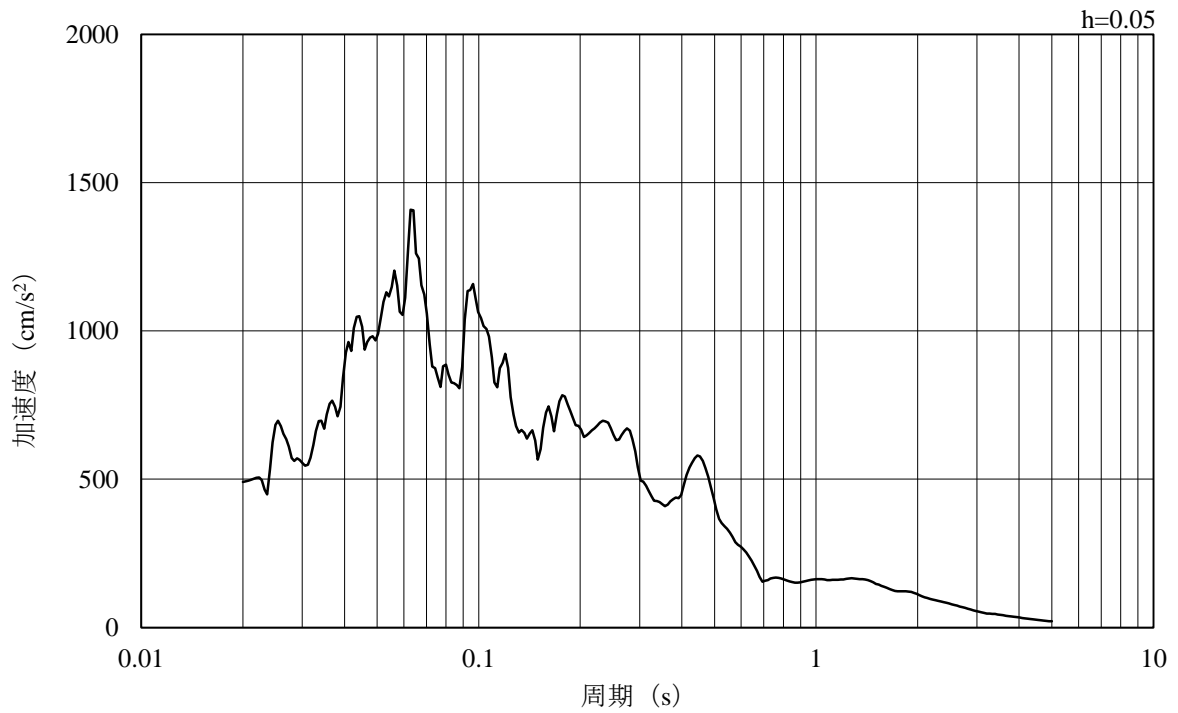


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分：S s - N 2 (E W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - N 2 (E W))

3.7 地震応答解析結果

3.7.1 解析ケース①

取水管の管周方向応力は、曲げ応力及びせん断応力について評価する。ここで、取水管の曲げ応力 σ_{θ} は次式より算定するため、曲げ応力は管の外側と内側それぞれで整理する。曲げ応力算定の概念図を図 3-30 に示す。

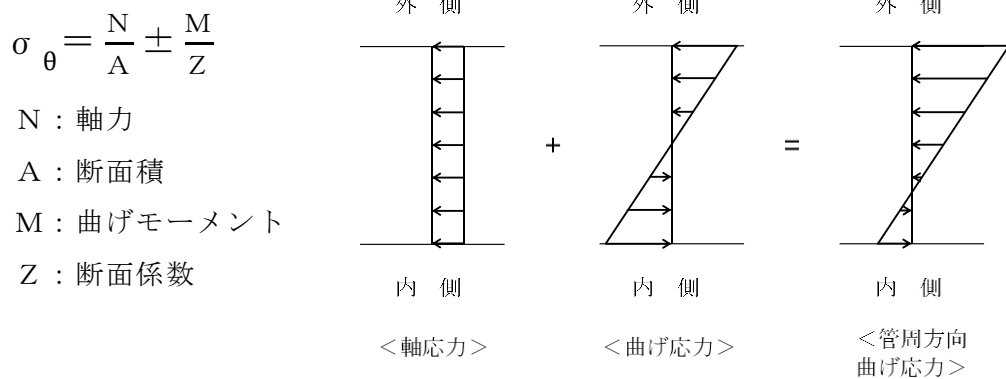


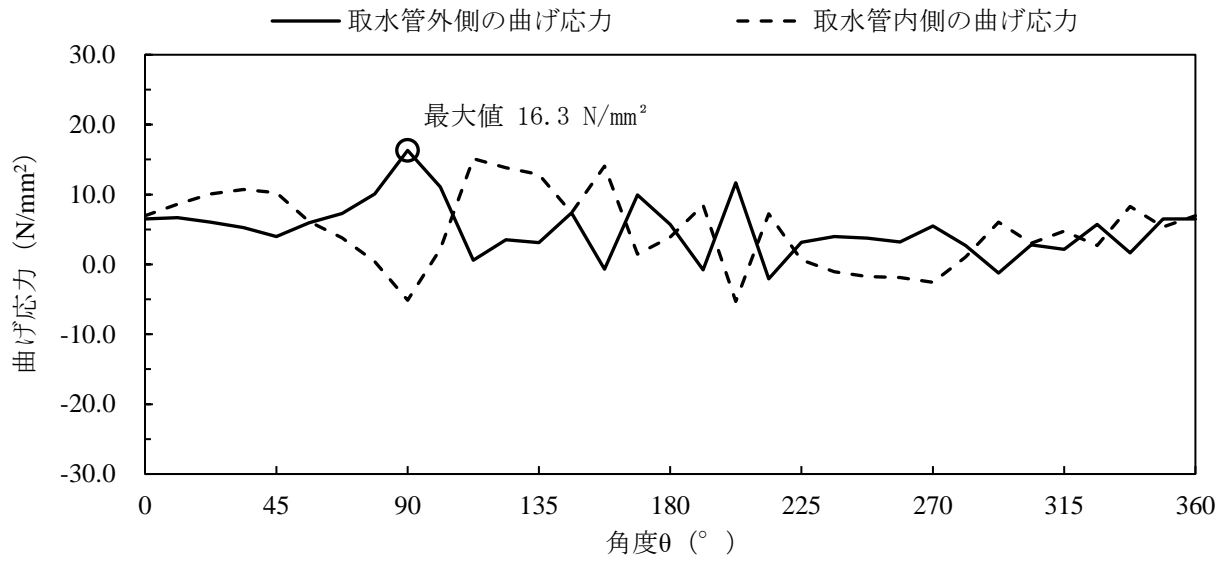
図 3-30 曲げ応力概念図

解析ケース①について、すべての基準地震動 S_s に対する応力分布図を図 3-31～図 3-42 に示す。なお、本図は、取水管に発生する曲げ応力及びせん断応力が最大となる時刻における応力分布を示している。

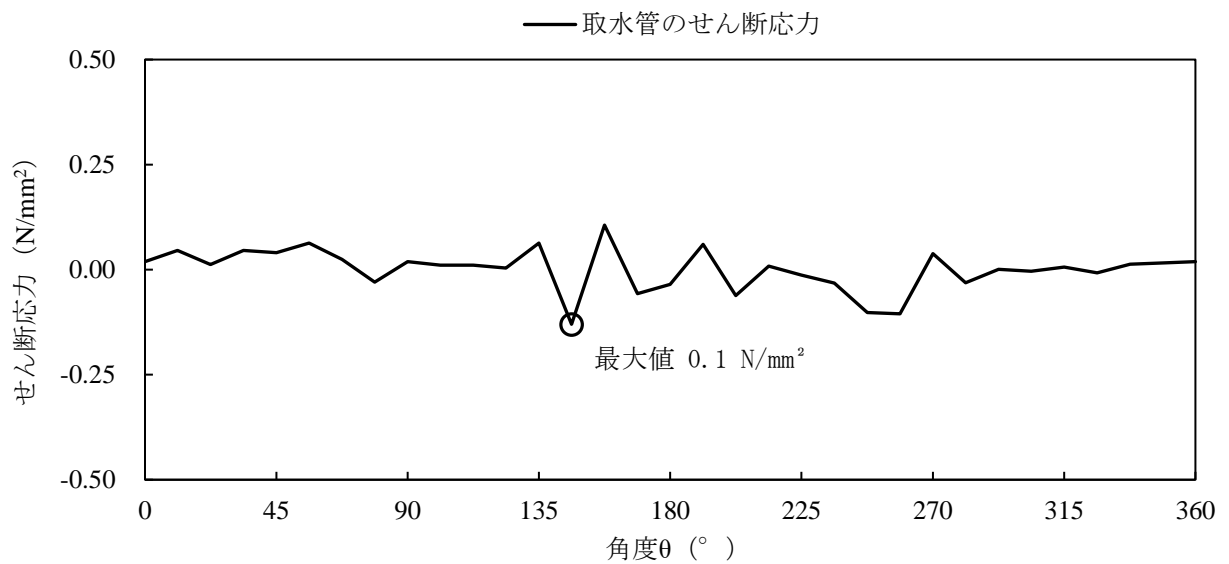
また、曲げ応力及びせん断応力の地震動との関係を表 3-9、表 3-10 に示す。

解析ケース①について、管周方向の曲げ応力、管周方向のせん断応力が卓越する基準地震動はどちらも $S_s - F2$ となることが確認された。

なお、基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図を図 3-43～図 3-54 に示す。本図は、全時刻において各要素に発生した最大せん断ひずみを示したものであり、取水管周辺の地盤に発生する最大せん断ひずみは、 $1.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-4}$ オーダーの値のため、「補足-023-01 地盤の支持性能について」で示した繰返し三軸試験にてその挙動を確認しているひずみレベルの範囲内であることを確認した。



(曲げ応力分布 t=23.66s)



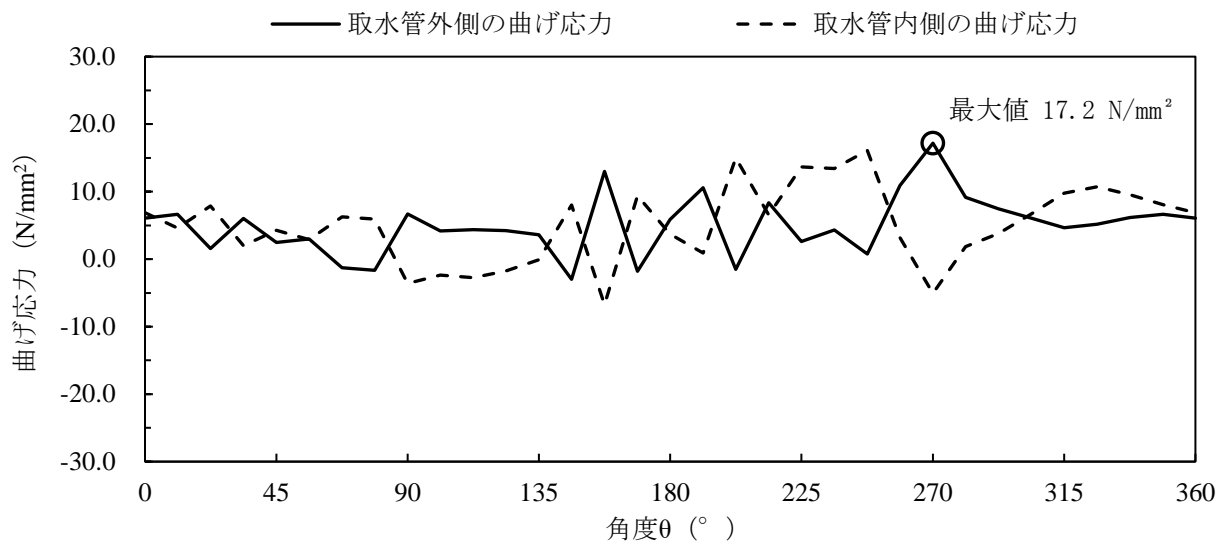
(せん断応力分布 t=23.66s)

注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

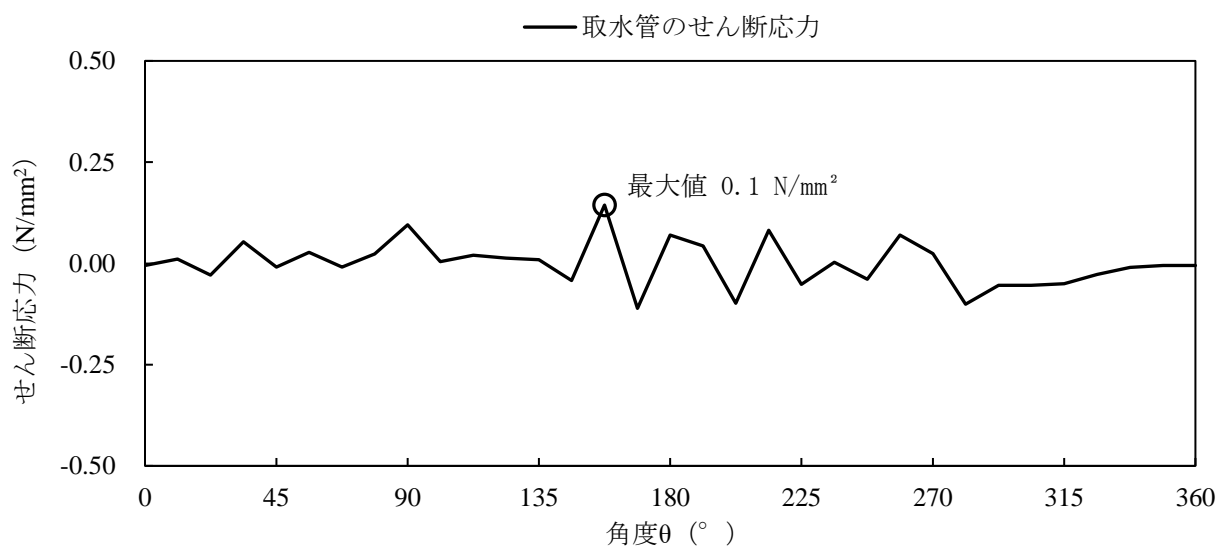
最大値は絶対値で記入する。

図 3-31 取水管管周方向の応力分布図

(解析ケース①, S_s-D(++))



(曲げ応力分布 $t=23.66s$)



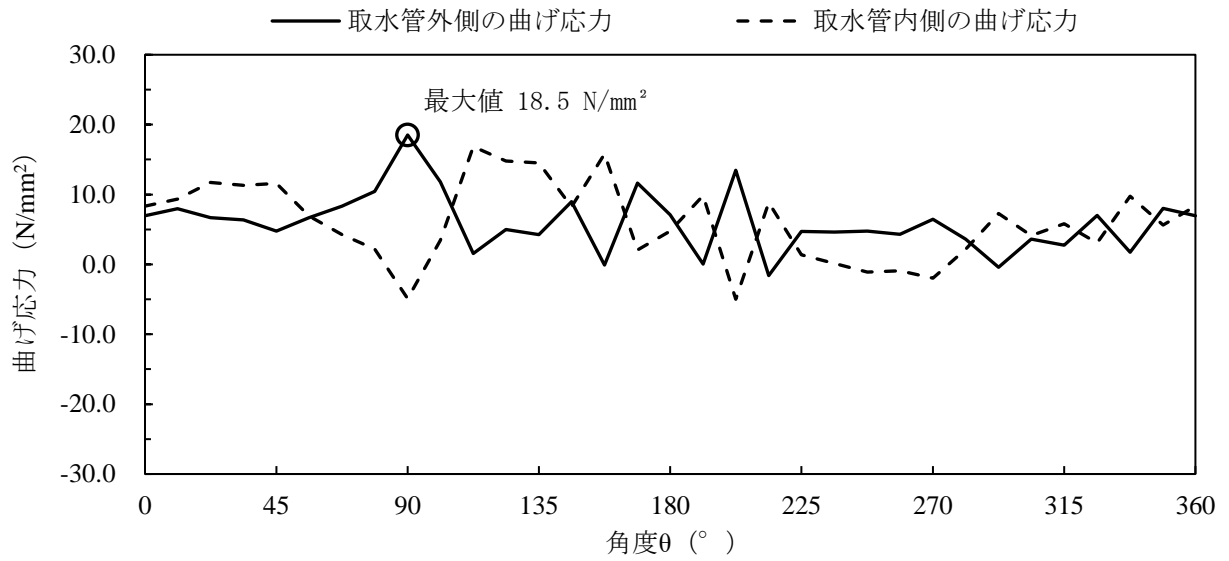
(せん断応力分布 $t=23.66s$)

注：横軸の角度 θ は、管頂から反時計回りの位置を示す。

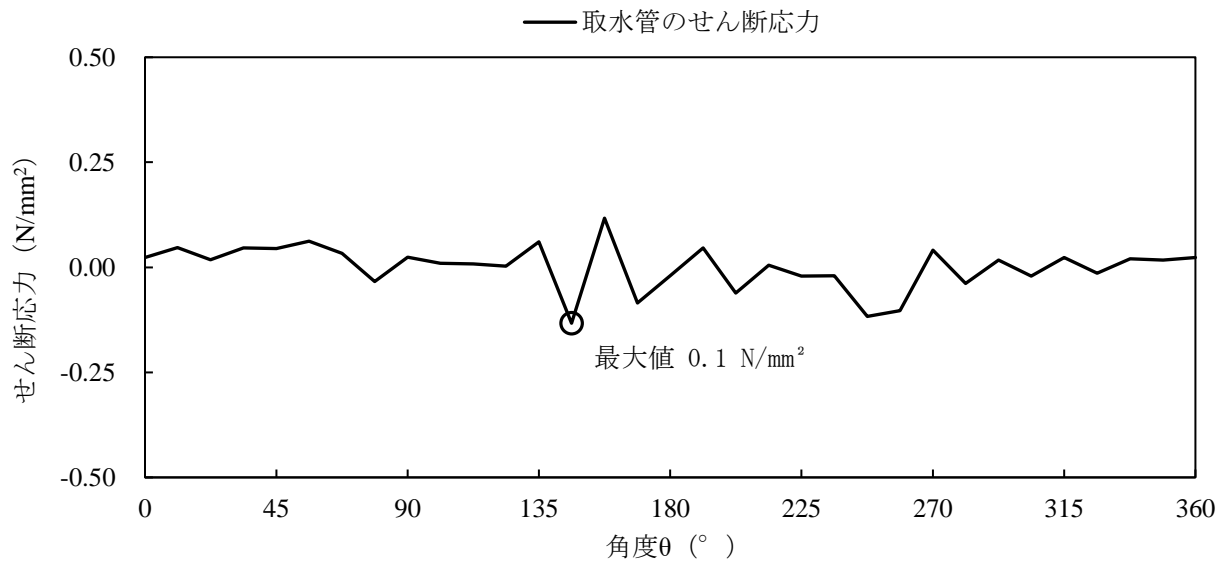
最大値は絶対値で記入する。

図 3-32 取水管管周方向の応力分布図

(解析ケース①, S s - D (-+))



(曲げ応力分布 t=23.66s)



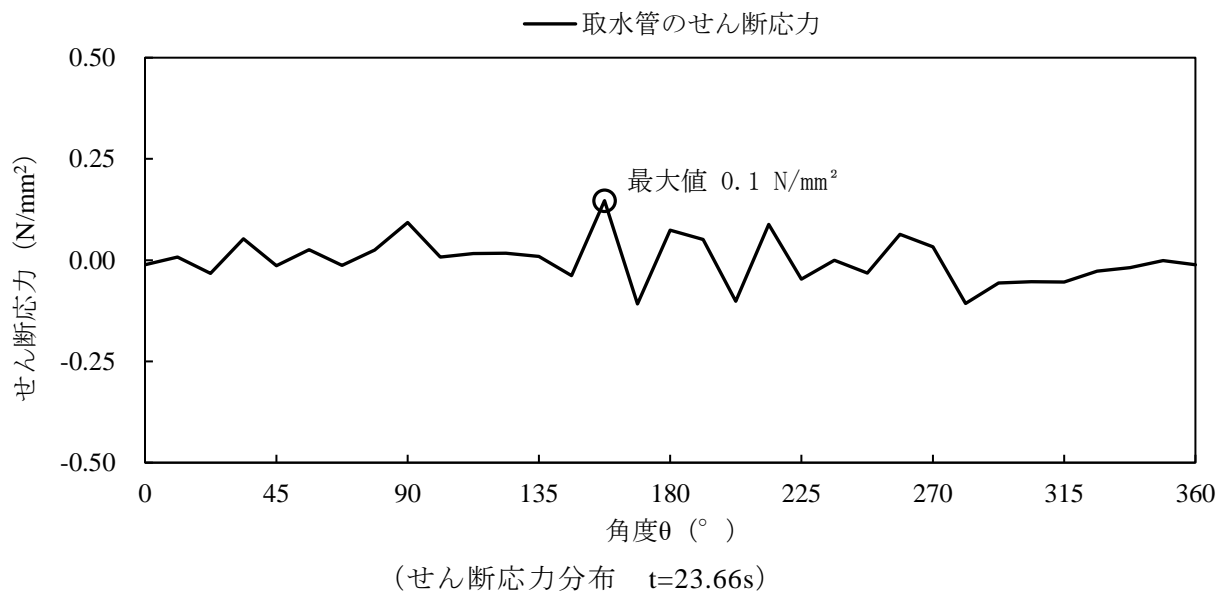
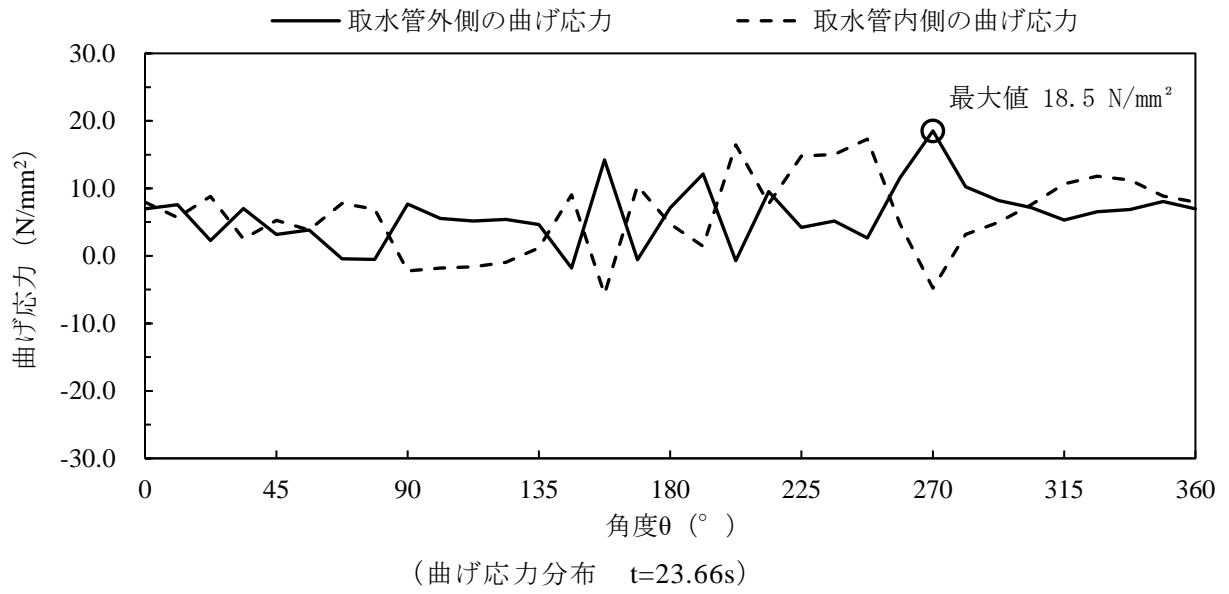
(せん断応力分布 t=23.66s)

注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

最大値は絶対値で記入する。

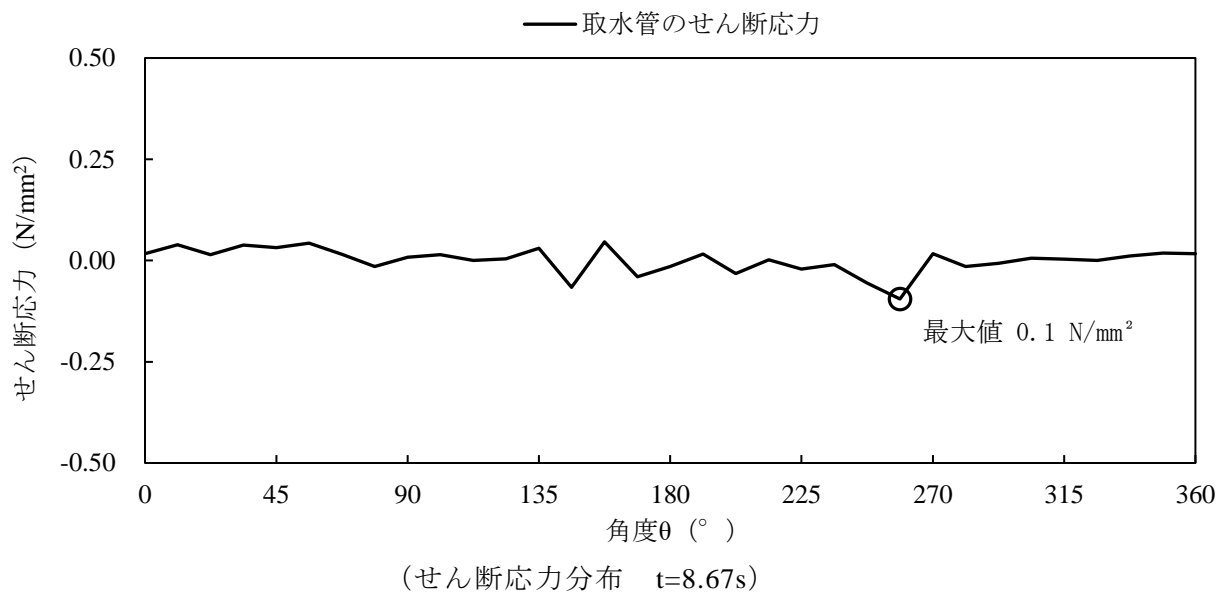
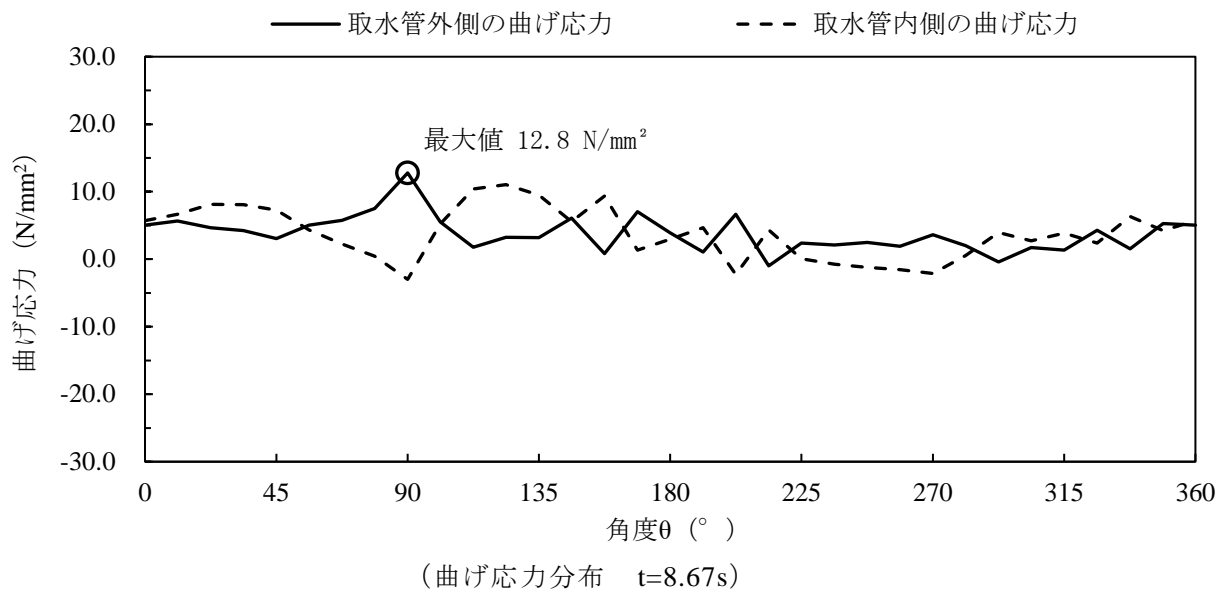
図3-33 取水管管周方向の応力分布図

(解析ケース①, S s - D (+ -))



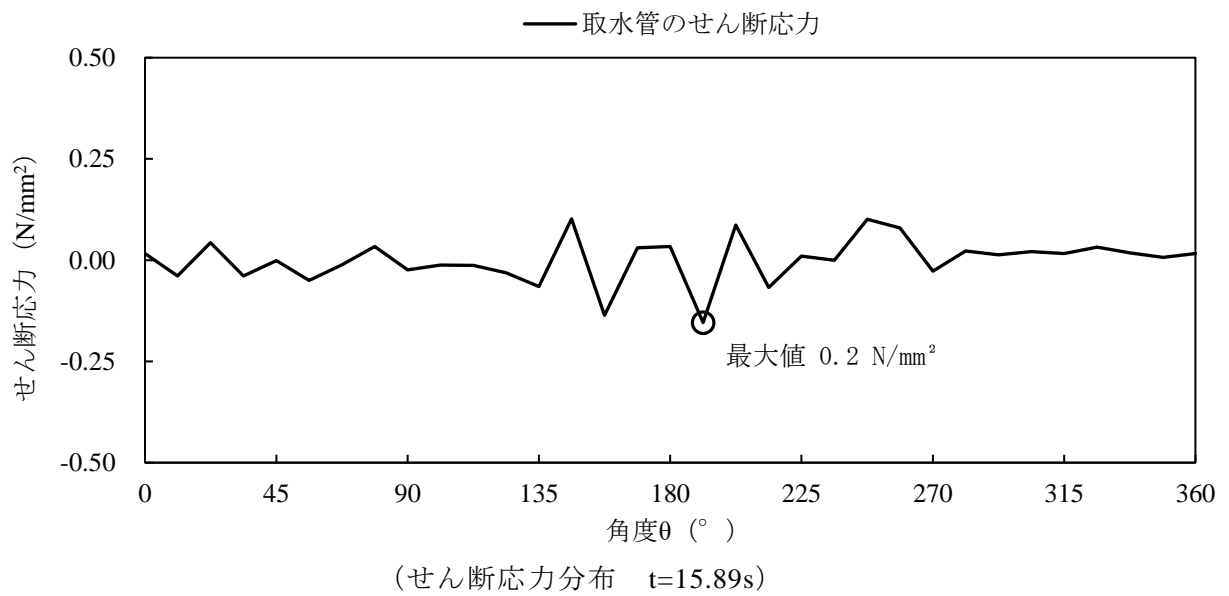
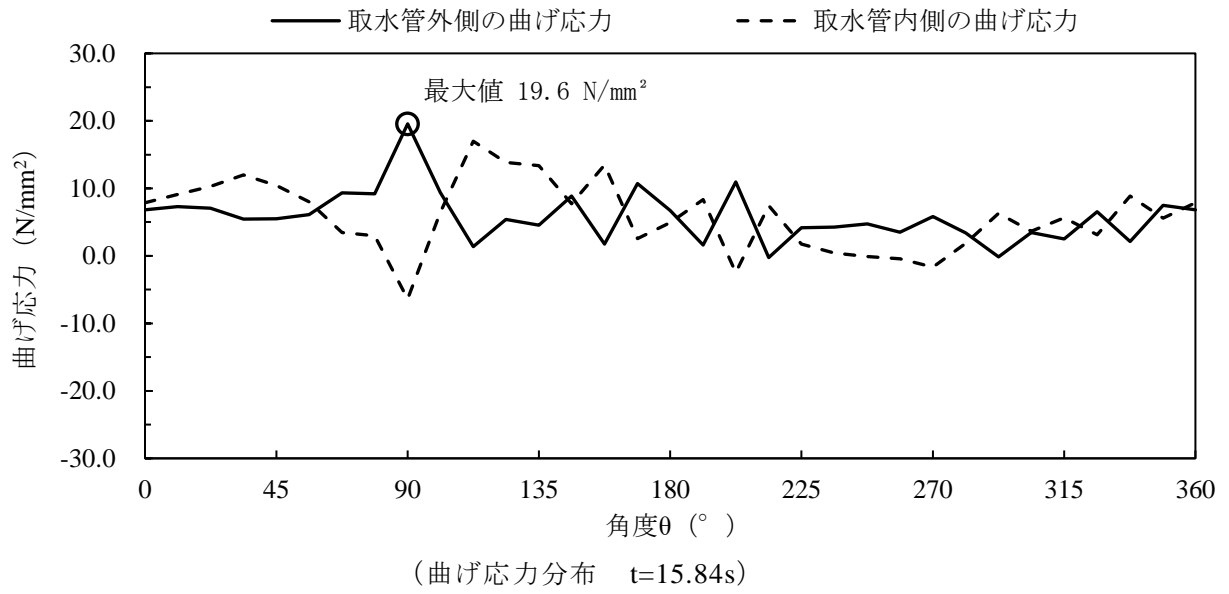
注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。
 最大値は絶対値で記入する。

図 3-34 取水管管周方向の応力分布図
 (解析ケース①, S_s-D (---))



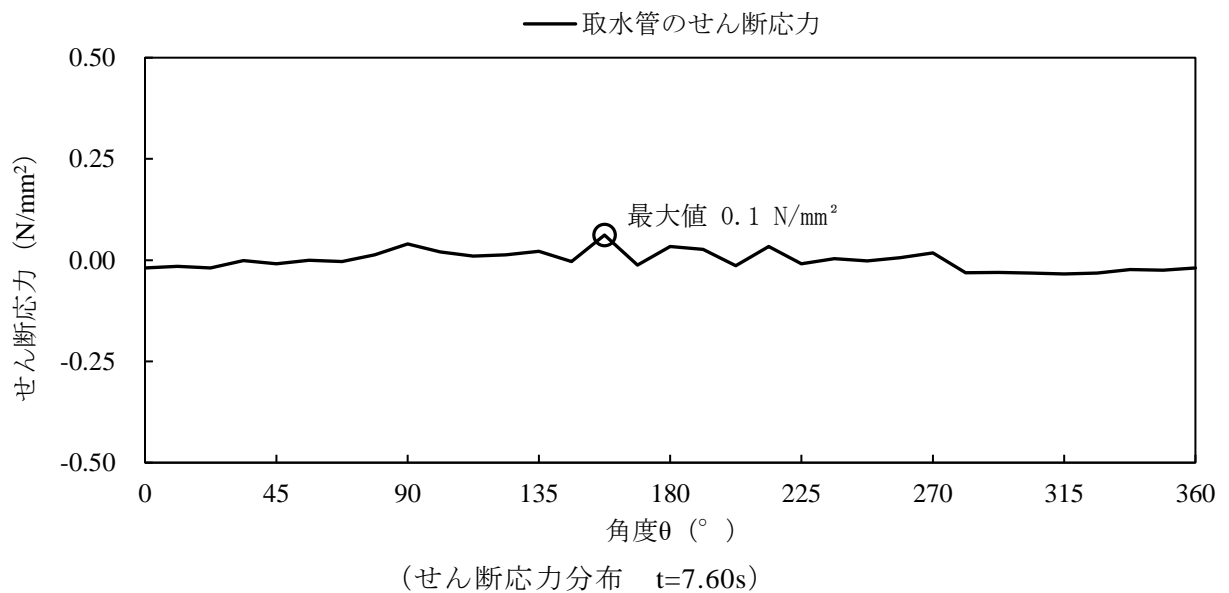
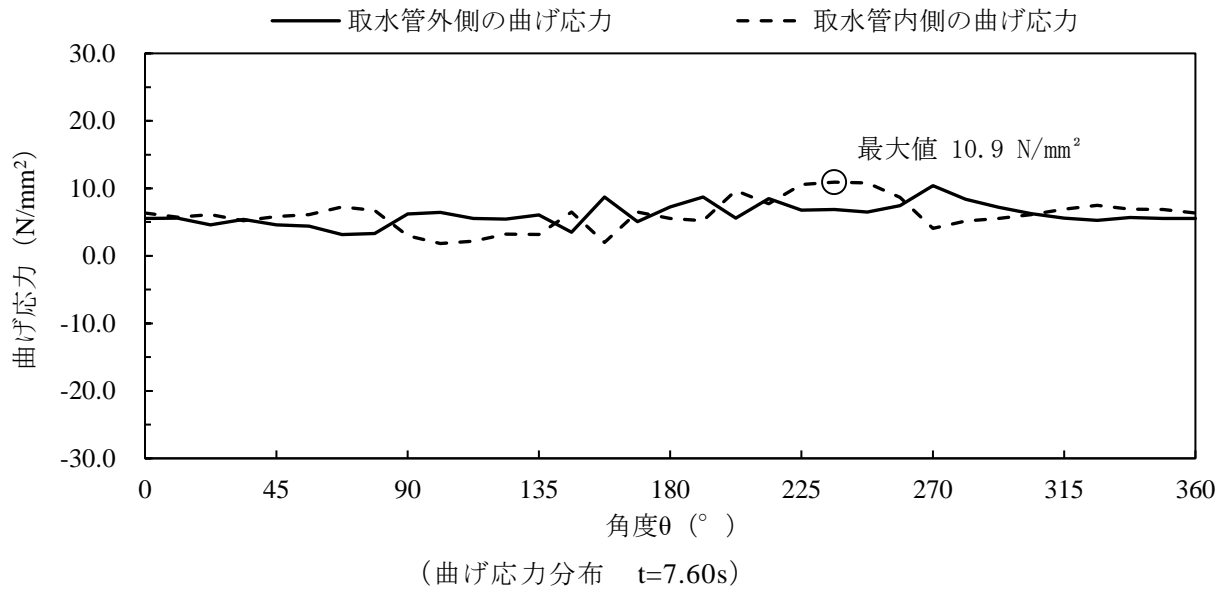
注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。
 最大値は絶対値で記入する。

図 3-35 取水管管周方向の応力分布図
 (解析ケース①, S_s-F 1 (++))



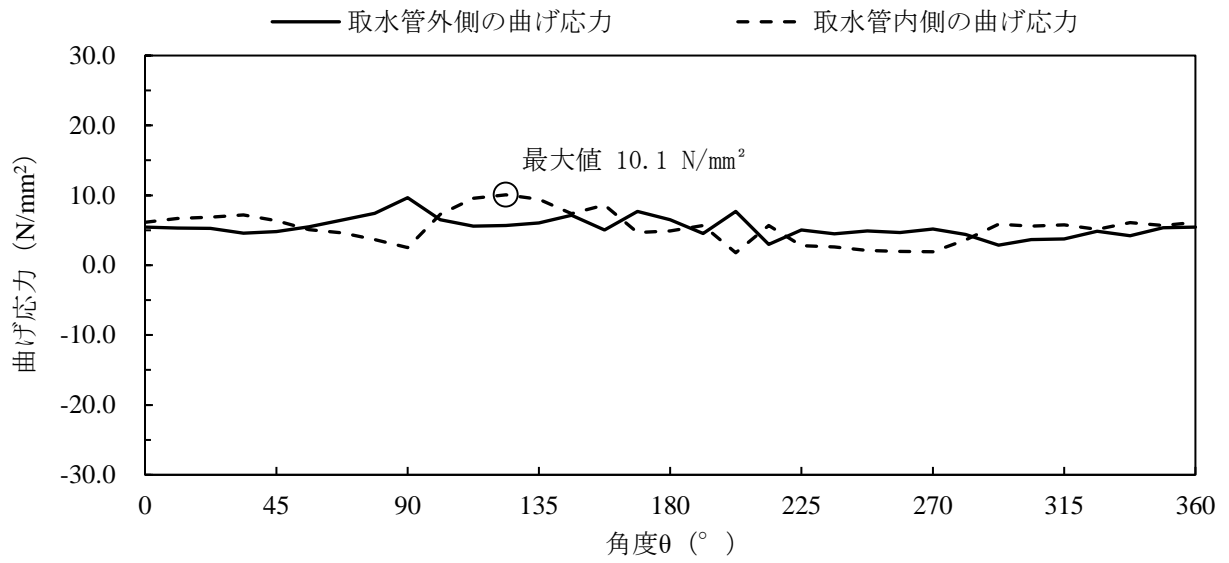
注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。
 最大値は絶対値で記入する。

図 3-36 取水管管周方向の応力分布図
 (解析ケース①, S_s-F 2 (++))

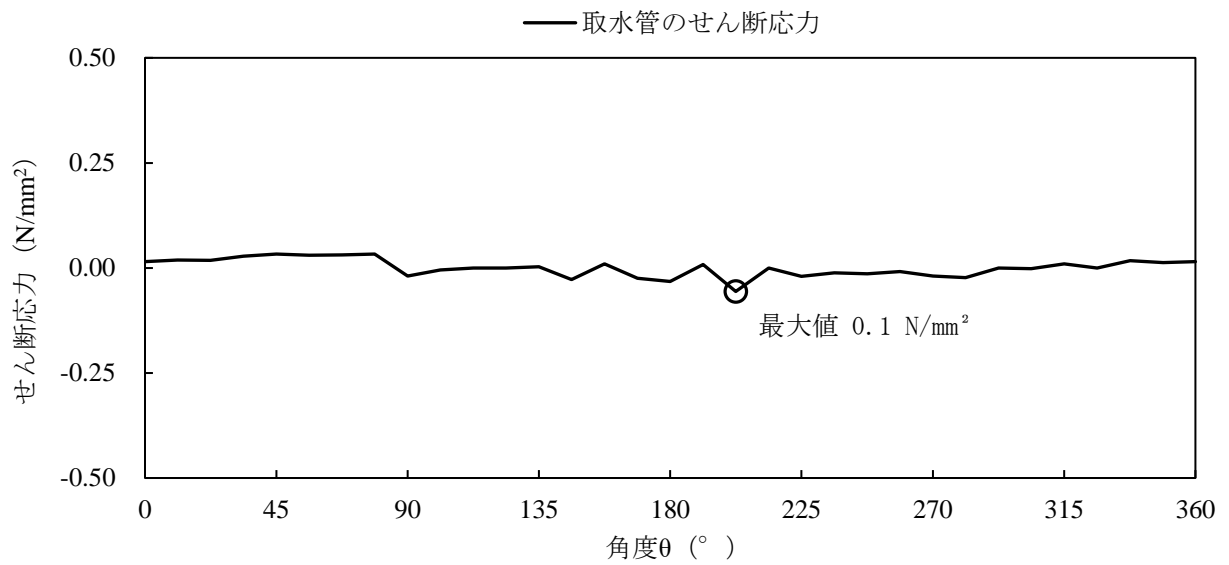


注：横軸の角度 θ は，管頂から反時計回りの位置を示す。
 最大値は絶対値で記入する。

図 3-37 取水管管周方向の応力分布図
 (解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)



(曲げ応力分布 t=7.60s)



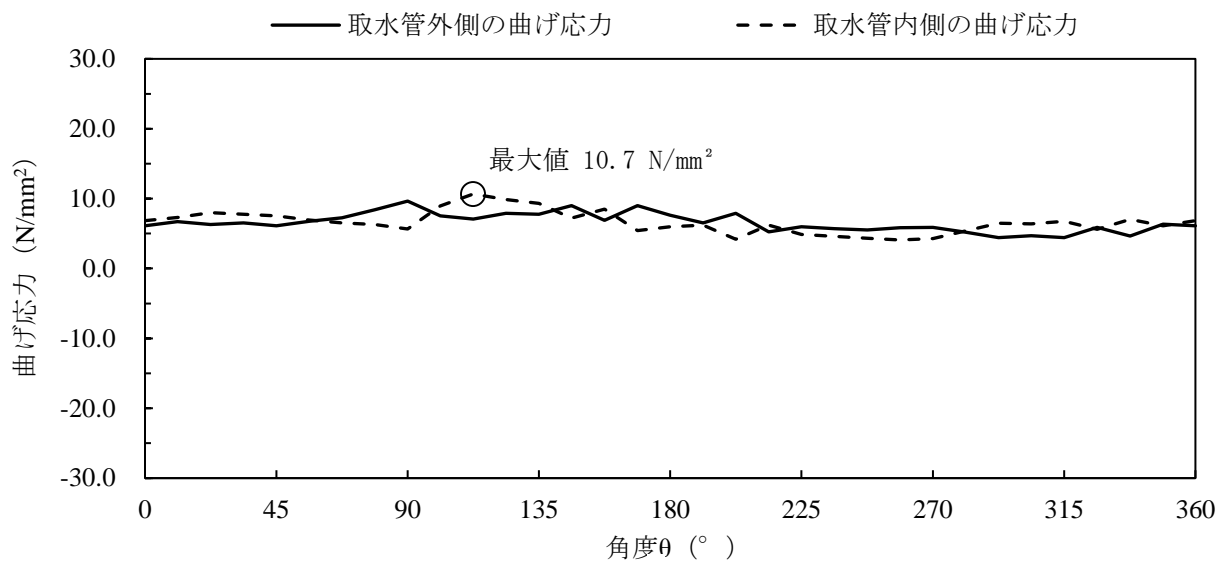
(せん断応力分布 t=7.60s)

注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

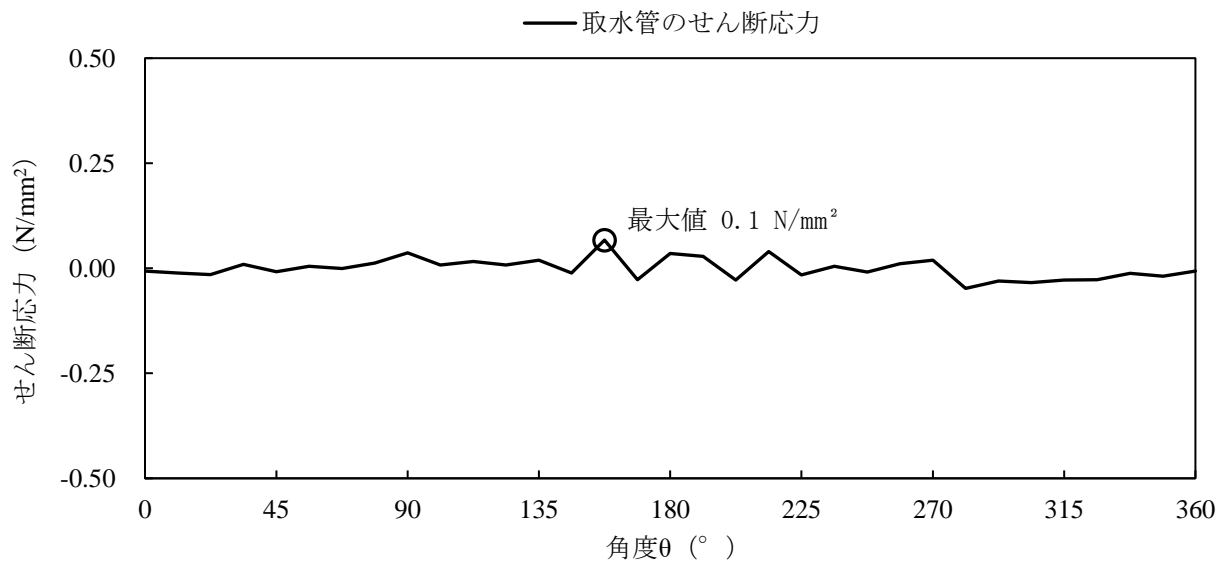
最大値は絶対値で記入する。

図 3-38 取水管管周方向の応力分布図

(解析ケース①, S_s-N1 (-+))



(曲げ応力分布 t=25.68s)

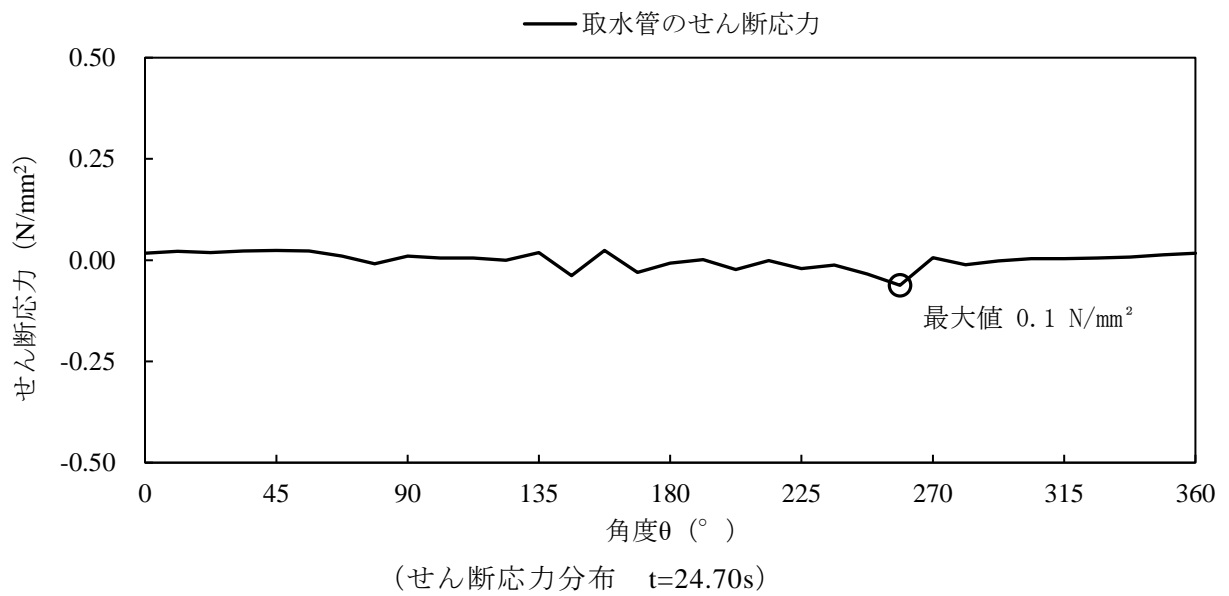
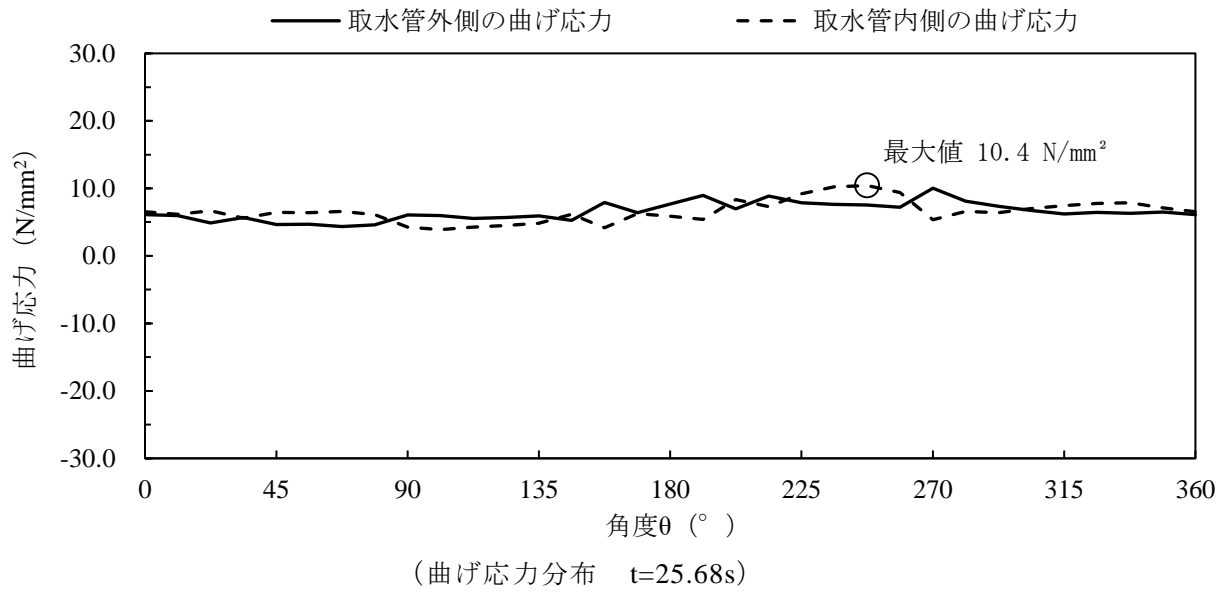


(せん断応力分布 t=25.24s)

注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

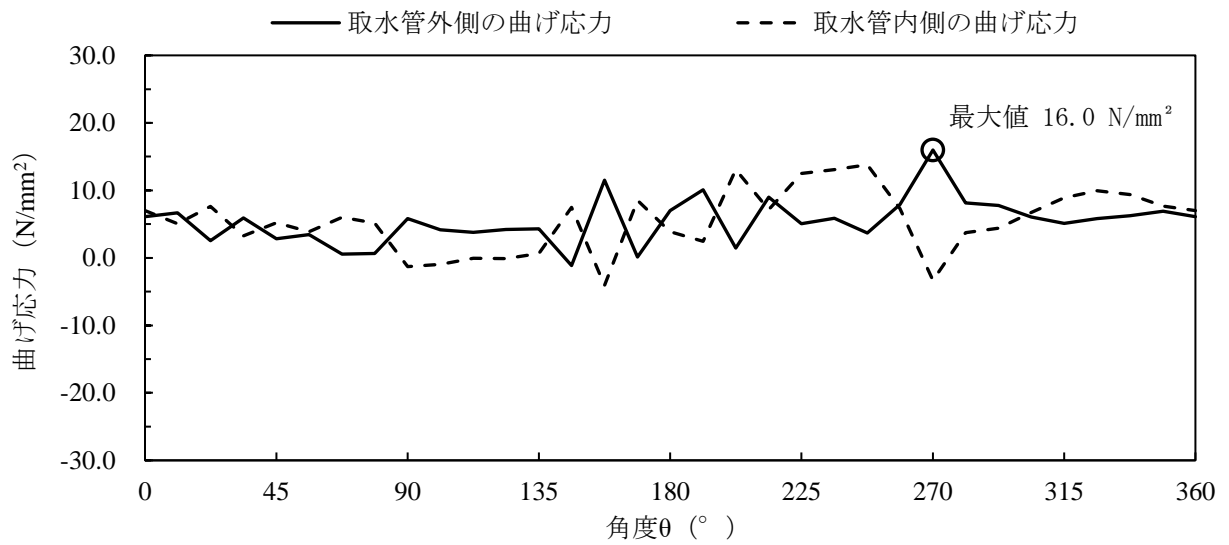
最大値は絶対値で記入する。

図 3-39 取水管管周方向の応力分布図
(解析ケース①, S_s-N₂ (NS) (++))

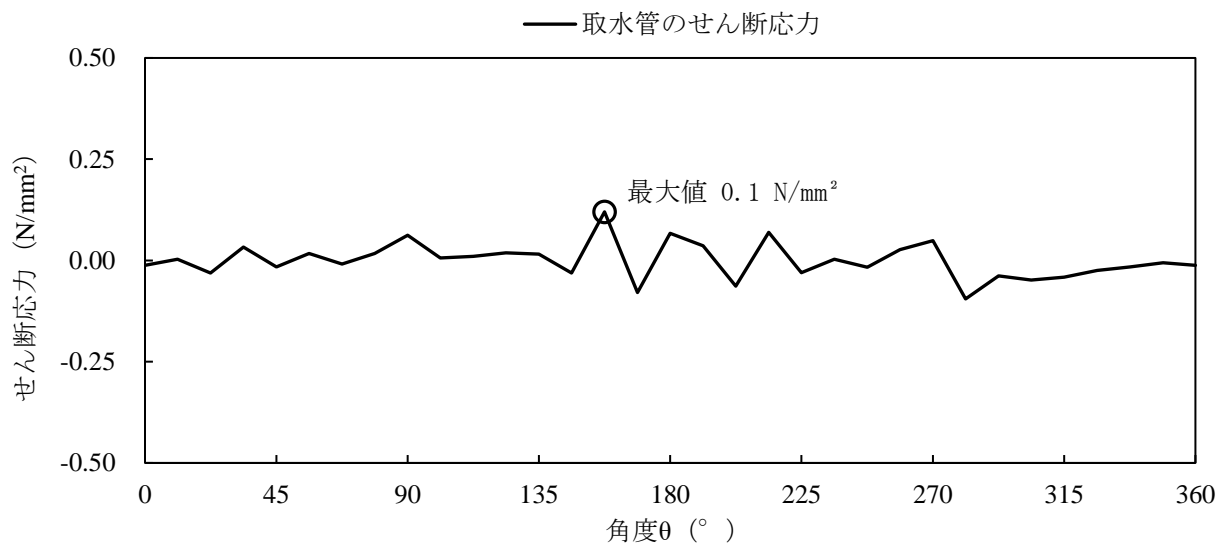


注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。
 最大値は絶対値で記入する。

図 3-40 取水管管周方向の応力分布図
 (解析ケース①, S s — N 2 (N S) (- +))



(曲げ応力分布 t=24.84s)

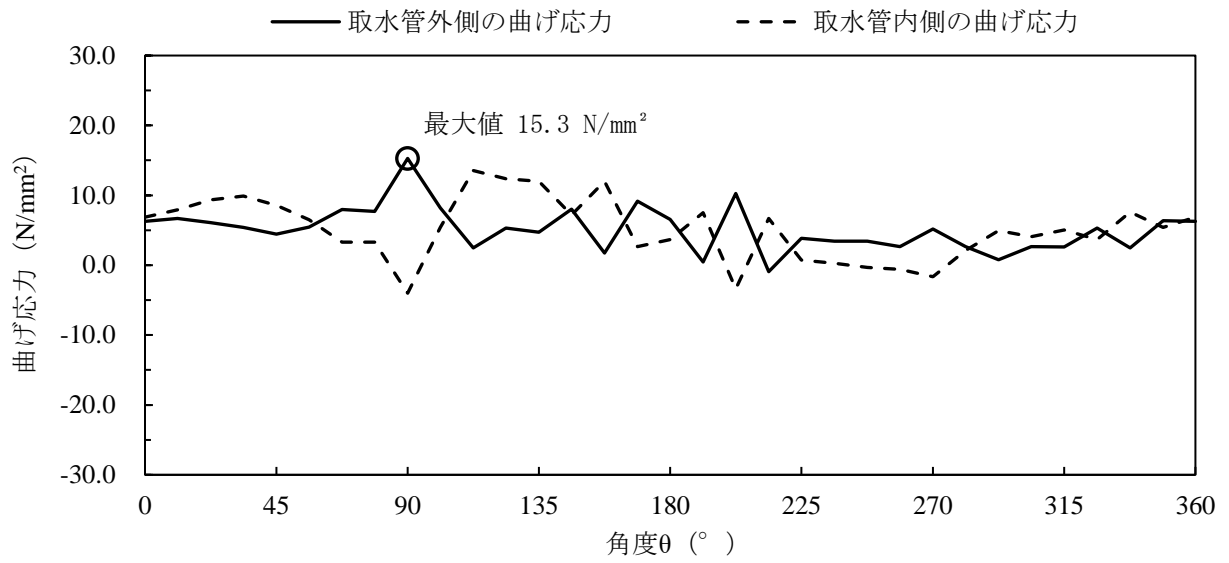


(せん断応力分布 t=24.84s)

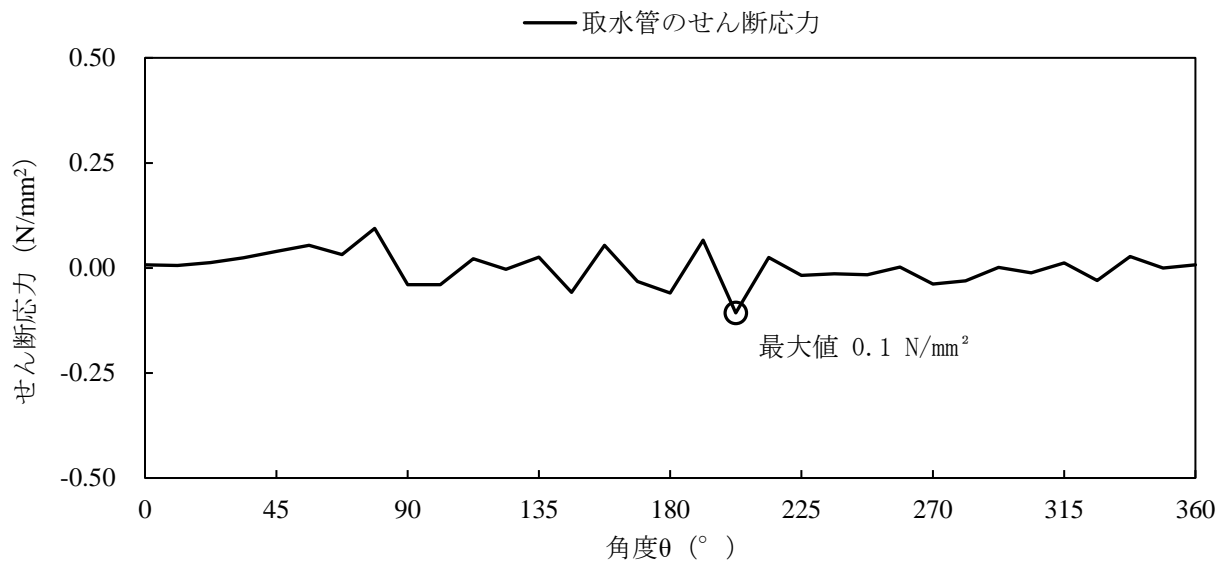
注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

最大値は絶対値で記入する。

図 3-41 取水管管周方向の応力分布図
(解析ケース①, S_s-N₂(EW)(++))



(曲げ応力分布 t=24.84s)



(せん断応力分布 t=24.84s)

注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

最大値は絶対値で記入する。

図 3-42 取水管管周方向の応力分布図
(解析ケース①, S_s-N₂ (EW) (-+))

表 3-9 解析ケース①における発生最大曲げ応力度一覧表

地震動		解析ケース		発生最大曲げ応力度 N/mm ²	
				全応力解析	
				①	
S _s -D	++		16.3		
	-+		17.2		
	+-		18.5		
	--		18.5		
S _s -F 1	++		12.8		
S _s -F 2	++		19.6		
S _s -N 1	++		10.9		
	-+		10.1		
S _s -N 2 (NS)	++		10.7		
	-+		10.4		
S _s -N 2 (EW)	++		16.0		
	-+		15.3		

表 3-10 解析ケース①における発生最大せん断応力度一覧表

地震動		解析ケース		発生最大せん断応力度 N/mm ²	
				全応力解析	
				①	
S _s -D	++		0.1		
	-+		0.1		
	+-		0.1		
	--		0.1		
S _s -F 1	++		0.1		
S _s -F 2	++		0.2		
S _s -N 1	++		0.1		
	-+		0.1		
S _s -N 2 (NS)	++		0.1		
	-+		0.1		
S _s -N 2 (EW)	++		0.1		
	-+		0.1		

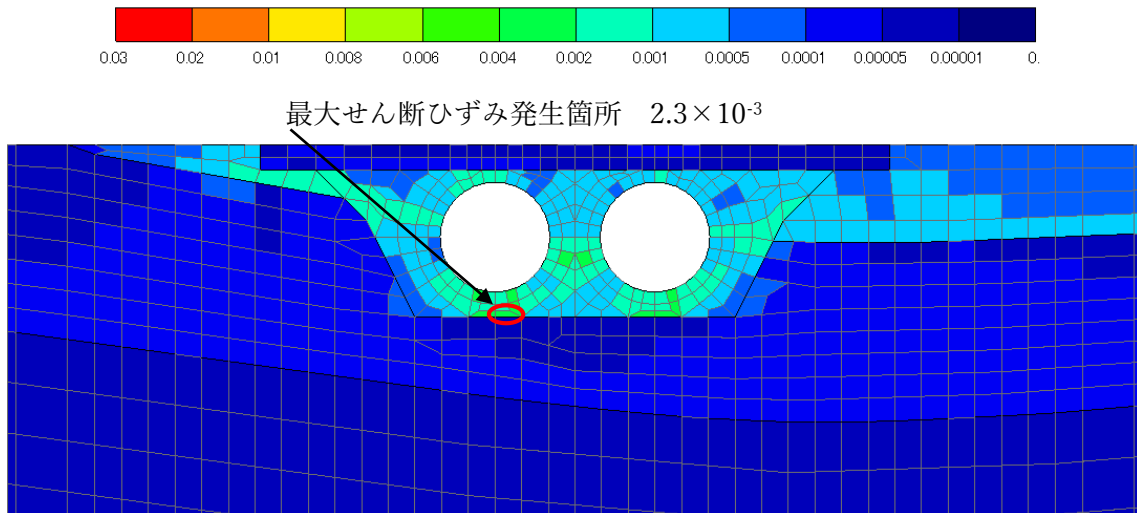


図 3-43 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - D(++)$)

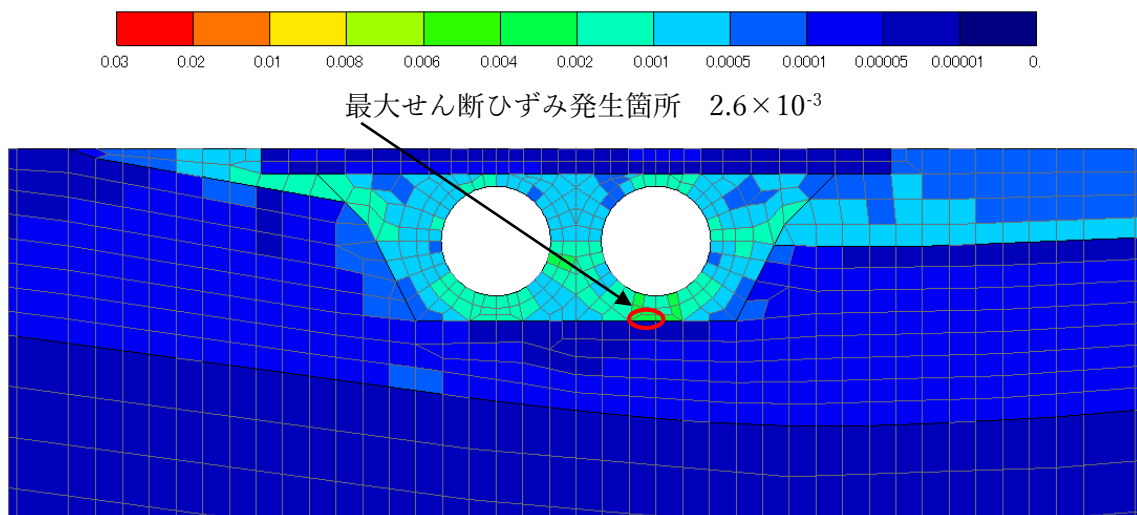


図 3-44 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - D(-+)$)

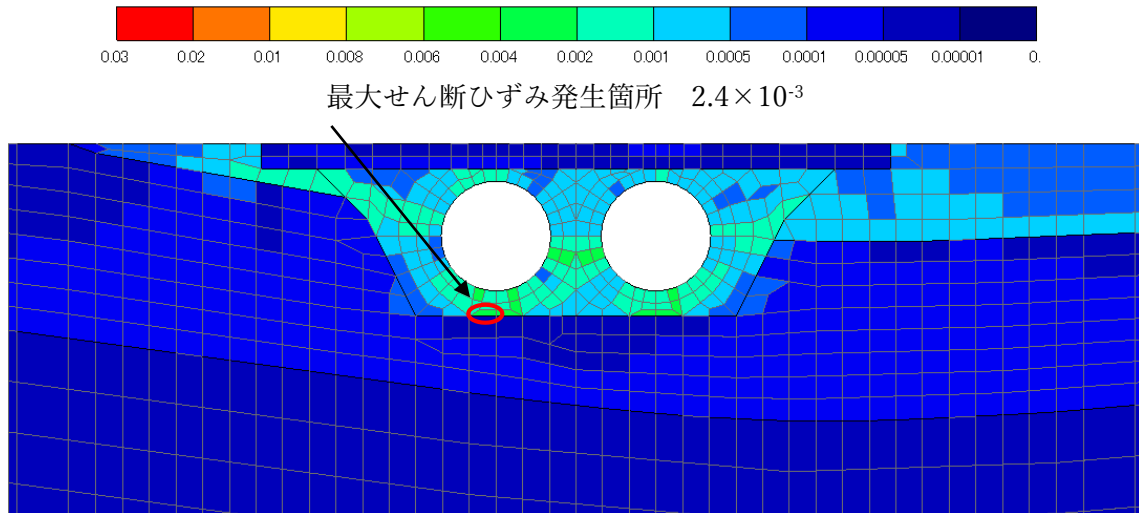


図 3-45 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - D (+ -)$)

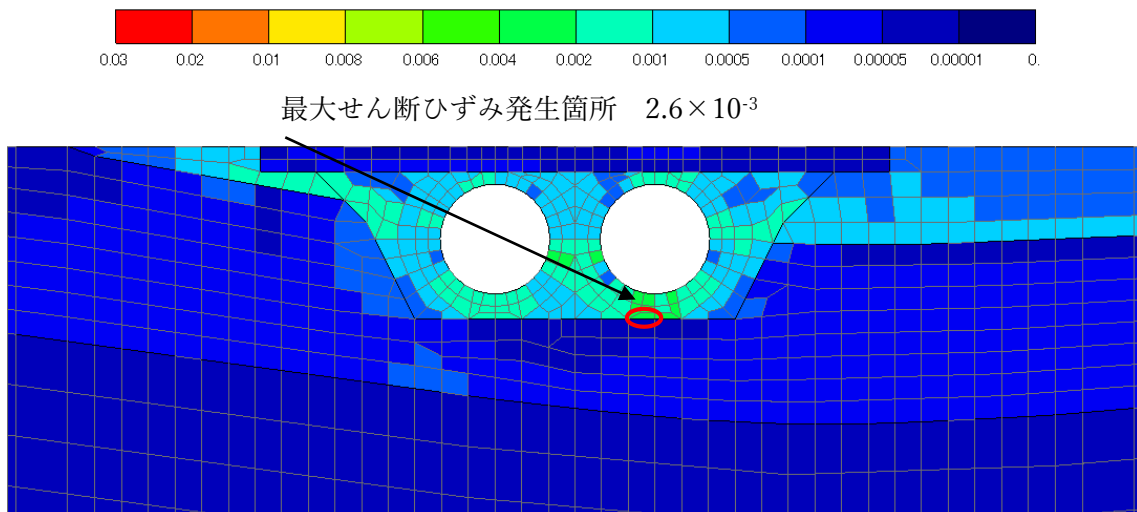


図 3-46 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - D (- -)$)

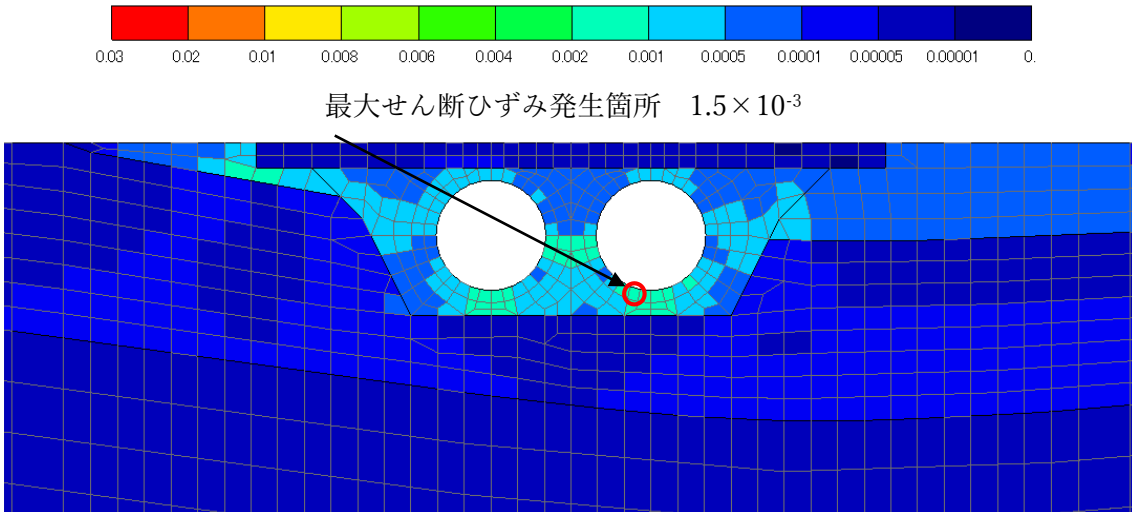


図 3-47 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, S_s-F 1 (++))

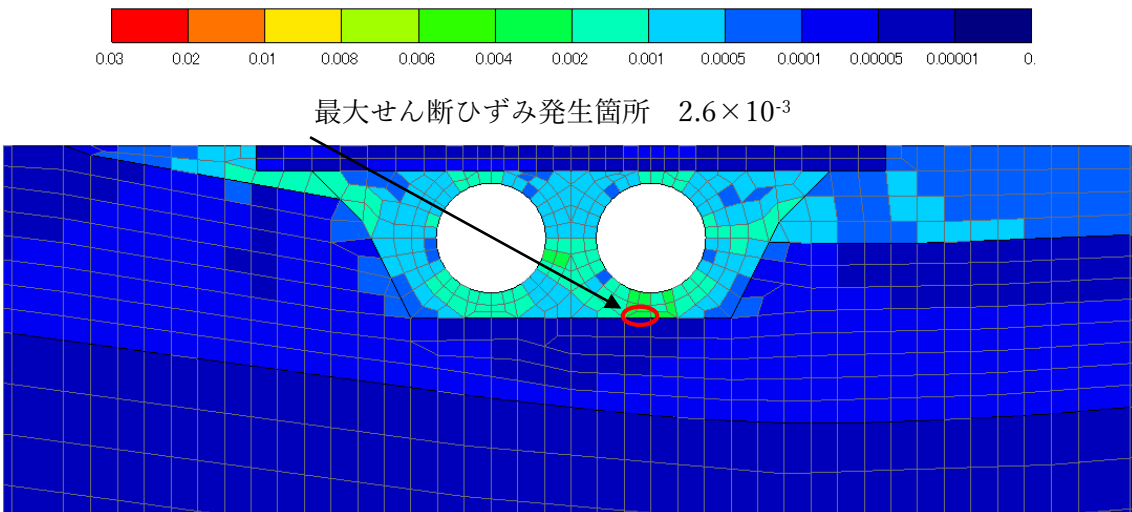
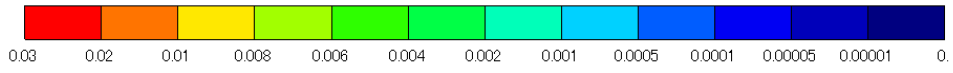


図 3-48 基礎地盤の最大せん断弾ひずみ分布図
(解析ケース①, S_s-F 2 (++))



最大せん断ひずみ発生箇所 1.1×10^{-3}

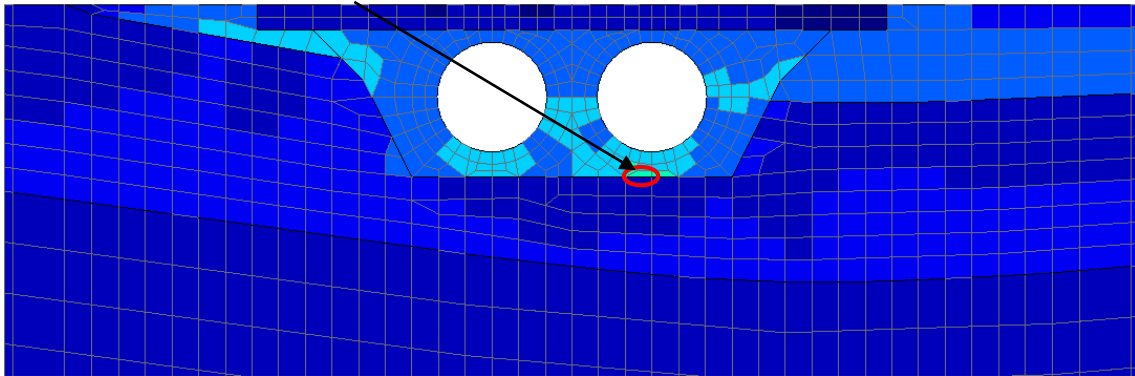
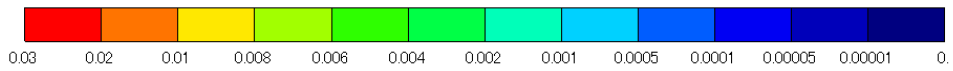


図 3-49 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - N 1 (+ +)$)



最大せん断ひずみ発生箇所 1.0×10^{-3}

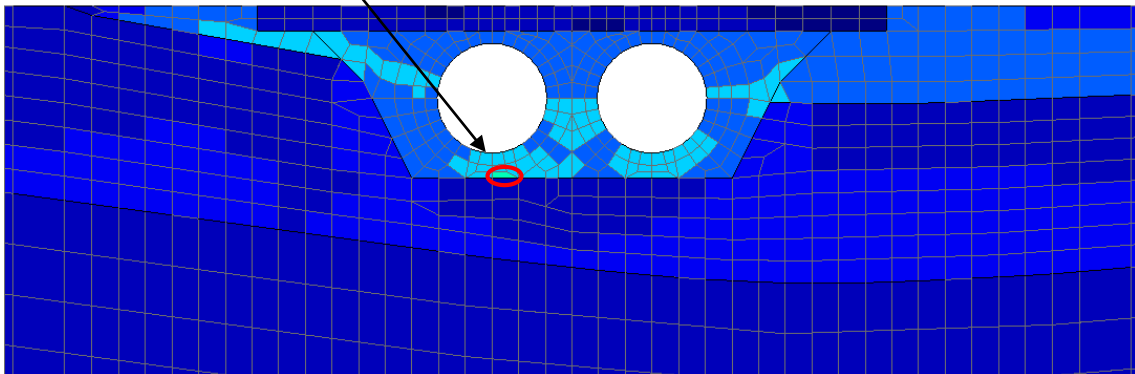
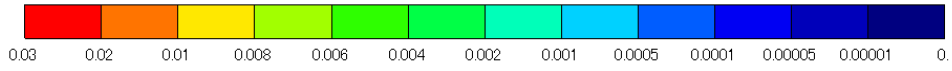


図 3-50 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - N 1 (- +)$)



最大せん断ひずみ発生箇所 1.1×10^{-3}

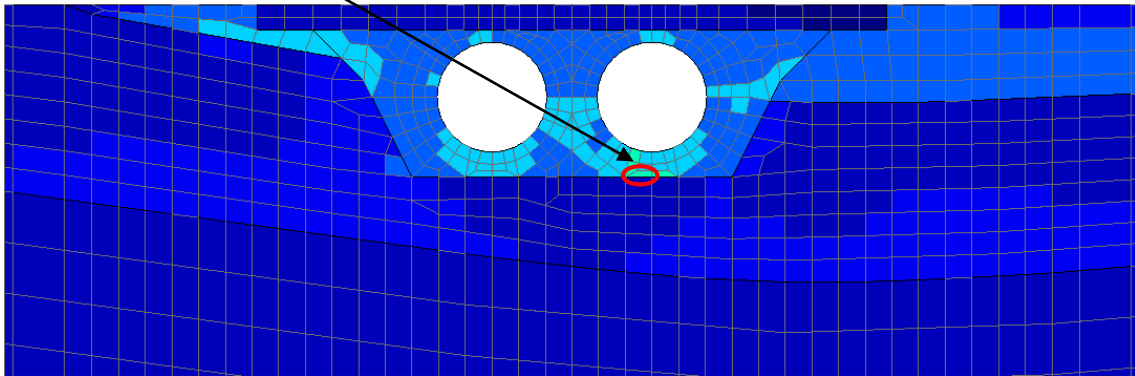
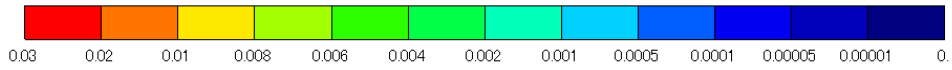


図 3-51 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - N_2 (NS) (+ +)$)



最大せん断ひずみ発生箇所 1.0×10^{-3}

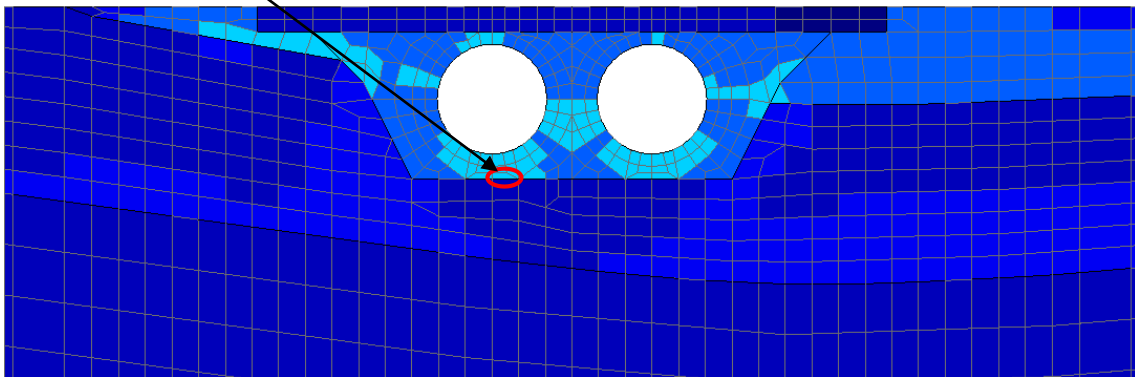
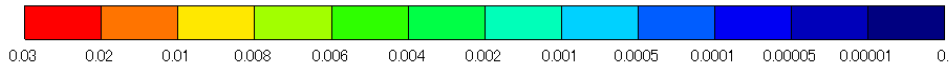


図 3-52 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - N_2 (NS) (- +)$)



最大せん断ひずみ発生箇所 1.9×10^{-3}

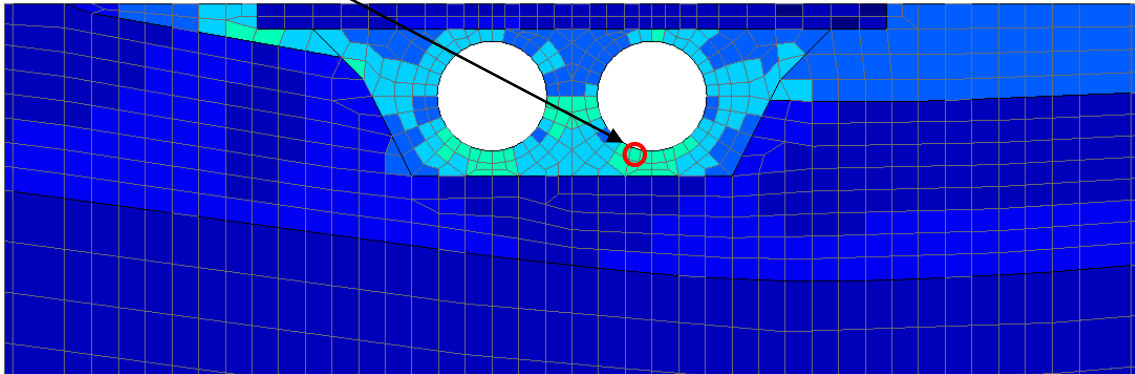
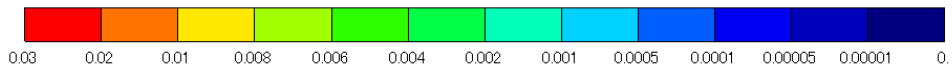


図 3-53 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - N_2 (EW) (+ +)$)



最大せん断ひずみ発生箇所 1.7×10^{-3}

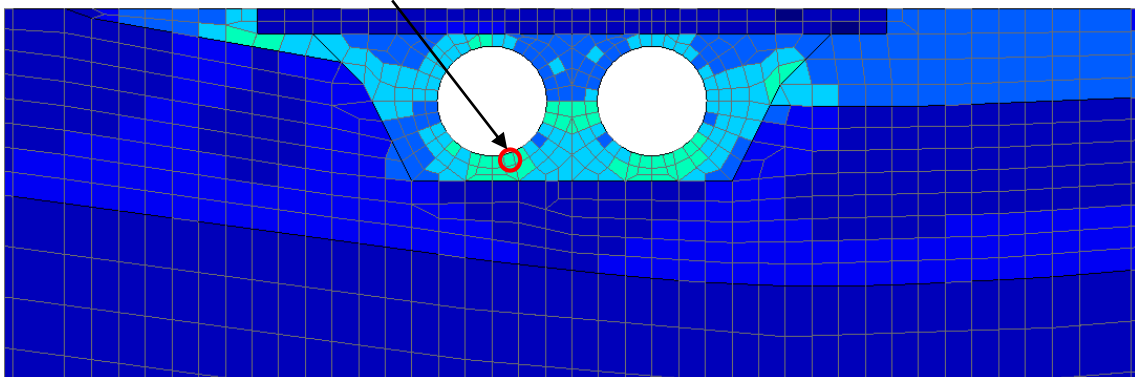


図 3-54 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - N_2 (EW) (- +)$)

3.7.2 解析ケース②及び解析ケース③

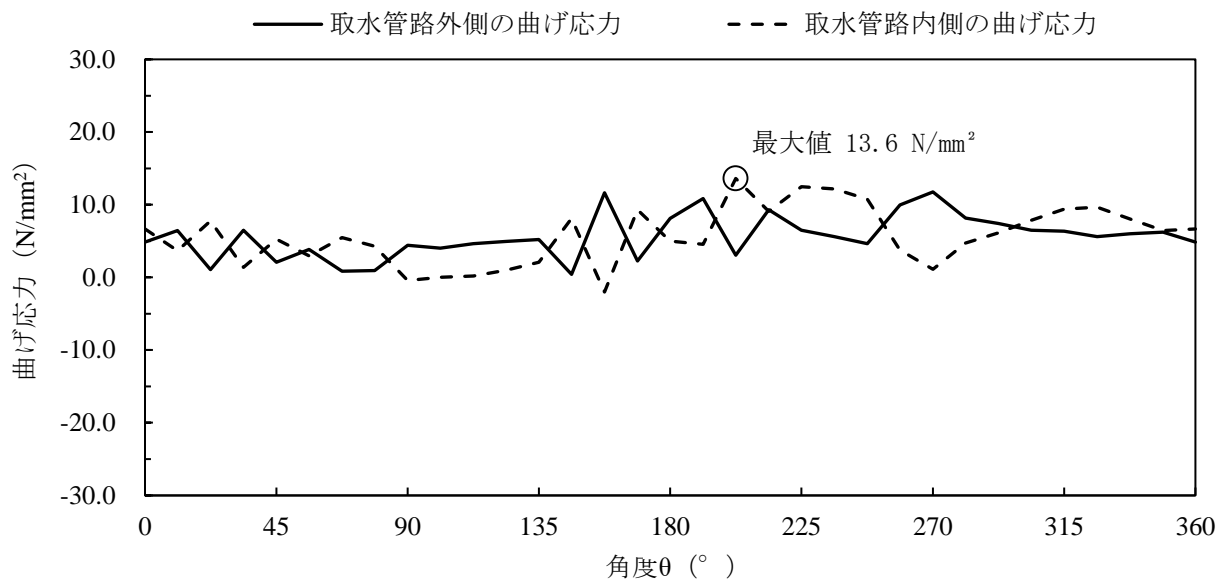
「3.7.1 解析ケース①（基本ケース）」より，発生最大曲げ応力並びに最大せん断応力は，どちらも $S_s - F_2$ で最大値を示す。

そこで， $S_s - F_2$ に対して地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース②，解析ケース③を実施する。その際の応力分布図を図 3-55 及び図 3-56 に示す。

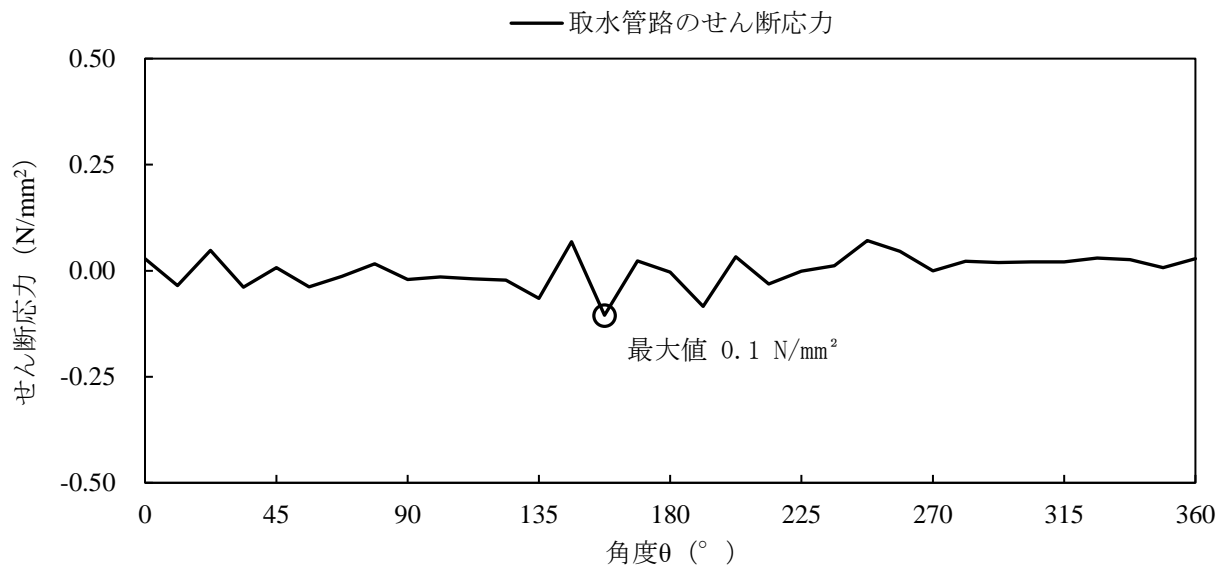
なお，本図は，取水管に発生する曲げ応力及びせん断応力が最大となる時刻における応力分布を示している。

また，それぞれのケースにおける曲げ応力・せん断力の最大値を表 3-11，3-12 に整理する。

なお，基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図を図 3-57 及び図 3-58 に示す。本図は，全時刻において各要素に発生した最大せん断ひずみを示したものであり，取水管周辺の地盤に発生する最大せん断ひずみは， $1.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-4}$ オーダーの値のため，「補足-023-01 地盤の支持性能について」で示した繰返し三軸試験にてその挙動を確認しているひずみレベルの範囲内であることを確認した。



(曲げ応力分布 t=15.87s)



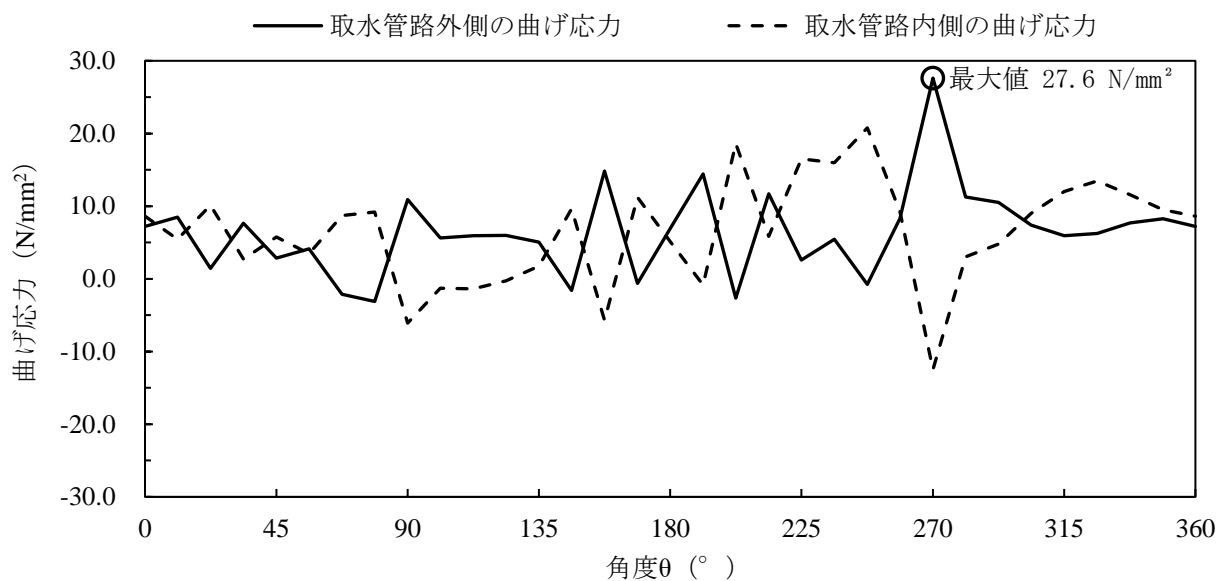
(せん断応力分布 t=15.87s)

注：横軸の角度 θ は、管頂から反時計回りの位置を示す。

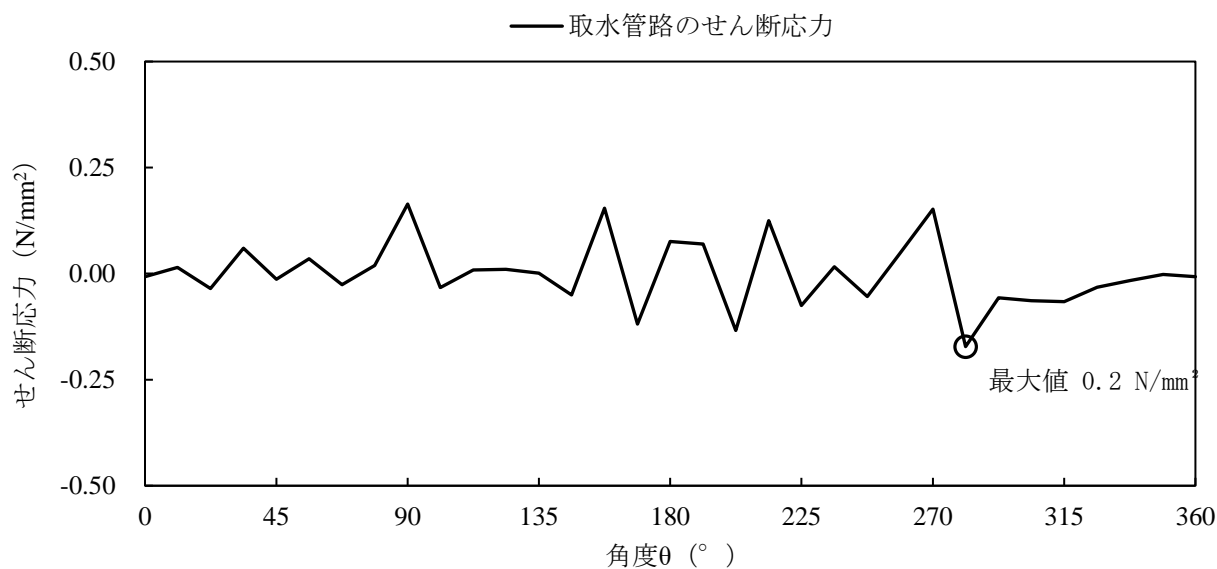
最大値は絶対値で記入する。

図 3-55 取水管管周方向の応力分布図

(解析ケース②, S_s-F₂(++))



(曲げ応力分布 t=15.91s)



(せん断応力分布 t=15.90s)

注：横軸の角度θは、管頂から反時計回りの位置を示す。

最大値は絶対値で記入する。

図 3-56 取水管管周方向の応力分布図

(解析ケース③, S_s-F 2 (++))

表 3-11 各ケースにおける発生最大曲げ応力度一覧表

地震動		発生最大曲げ応力度 N/mm^2		
		全応力解析		
		①	②	③
S s - D	++	16.3	-	-
	-+	17.2	-	-
	+ -	18.5	-	-
	--	18.5	-	-
S s - F 1	++	12.8	-	-
S s - F 2	++	19.6	13.6	27.6
S s - N 1	++	10.9	-	-
	-+	10.1	-	-
S s - N 2 (NS)	++	10.7	-	-
	-+	10.4	-	-
S s - N 2 (EW)	++	16.0	-	-
	-+	15.3	-	-

表 3-12 各ケースにおける発生最大せん断応力度一覧表

地震動		発生最大せん断応力度 N/mm^2		
		全応力解析		
		①	②	③
S s - D	++	0.1	-	-
	-+	0.1	-	-
	+ -	0.1	-	-
	--	0.1	-	-
S s - F 1	++	0.1	-	-
S s - F 2	++	0.2	0.1	0.2
S s - N 1	++	0.1	-	-
	-+	0.1	-	-
S s - N 2 (NS)	++	0.1	-	-
	-+	0.1	-	-
S s - N 2 (EW)	++	0.1	-	-
	-+	0.1	-	-

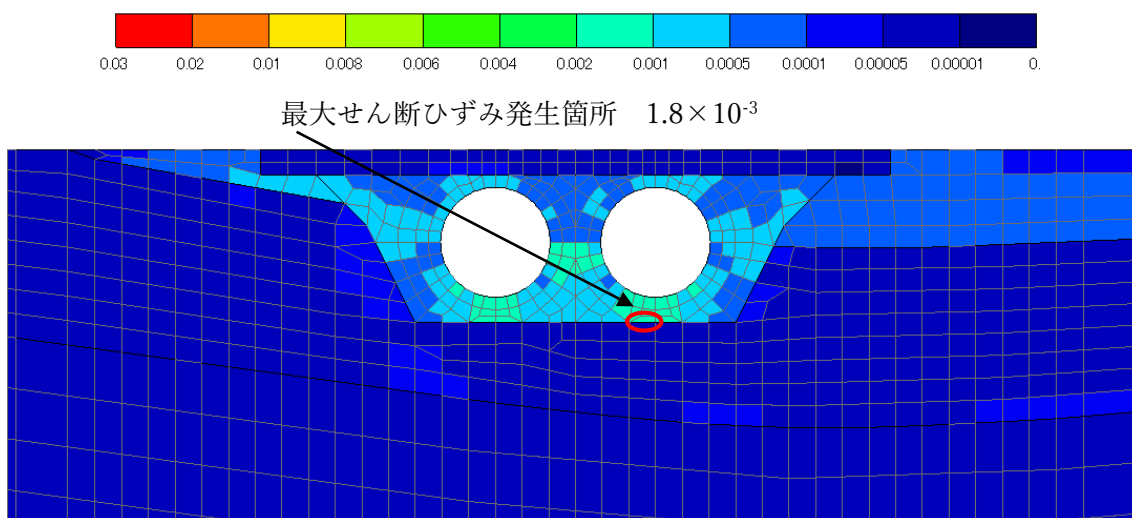


図 3-57 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース②, $S_s - F_2$ (++))

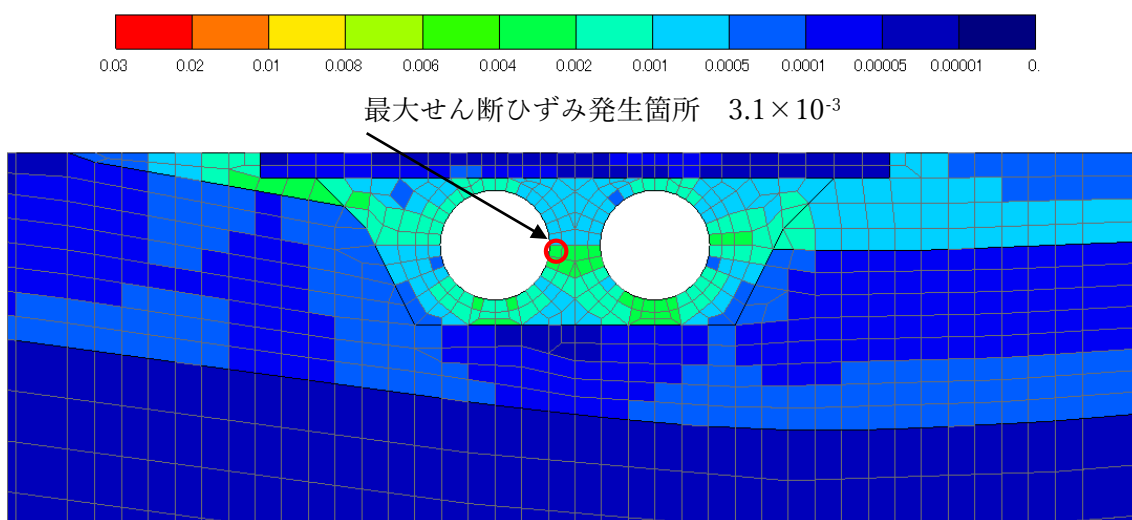


図 3-58 基礎地盤の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース③, $S_s - F_2$ (++))

4. 管軸方向の地震応答解析

本章では管軸方向の検討を行うための地震応答解析について記載する。管軸方向の検討フローについて図 4-1 に示す。管軸方向の地震応答解析は、算出された地盤変位を用いて管軸方向の応力解析に用いるために行う。

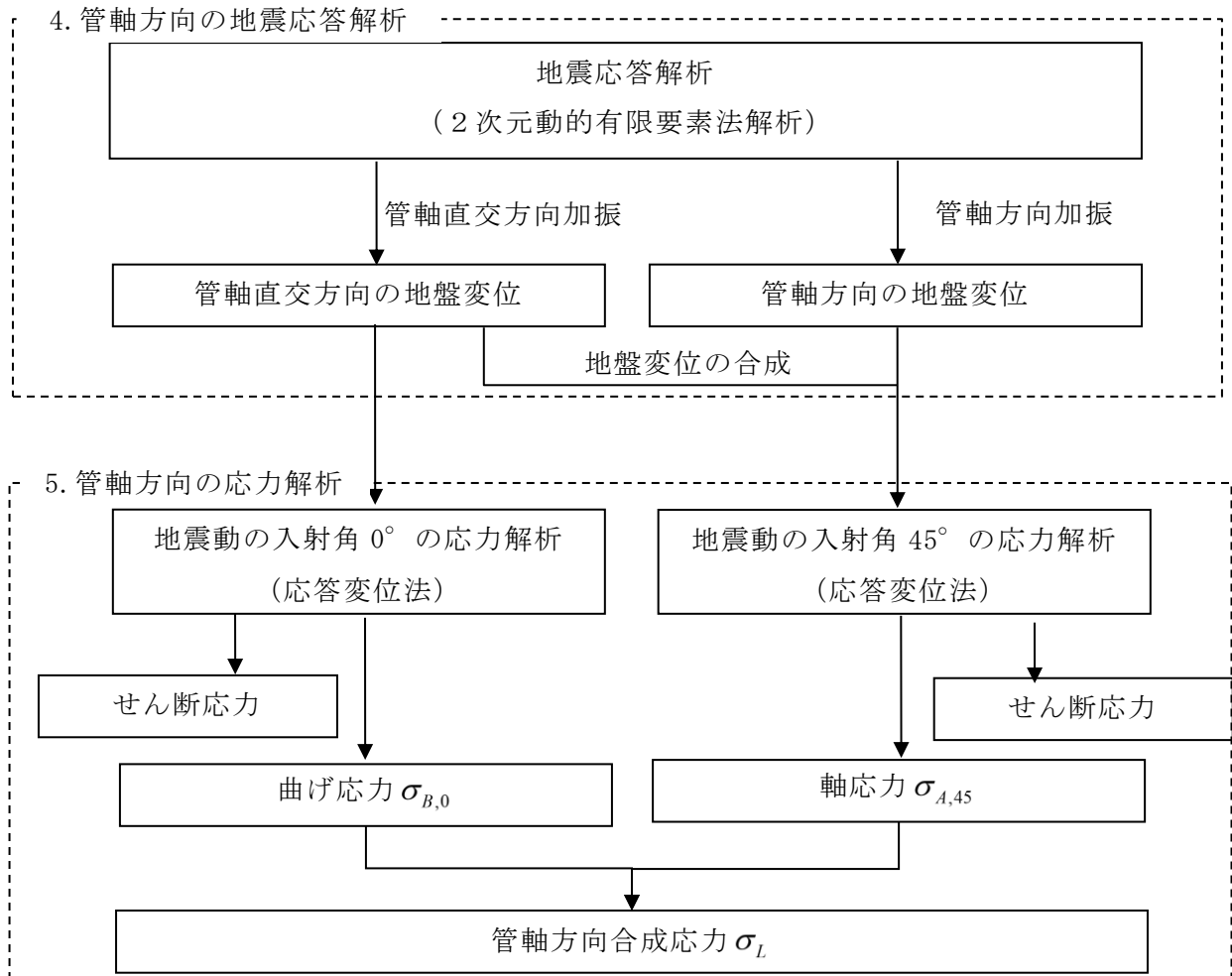


図 4-1 取水管管軸方向の地震応答解析モデル

4.1 地震応答解析手法

地震応答解析手法は、「3.1 地震応答解析手法」に基づき選定する。解析手法のフローに基づき全応力解析を選定する。

取水管の管軸方向応力の評価に用いる地震応答解析は、管軸直交方向及び管軸方向加振が可能な2次元有限要素法モデルを用いた周波数応答解析にて行う。

地震応答解析に用いる解析モデルは、管軸直交方向断面にてモデル化し、奥行き方向に一樣な断面が存在するとして、管軸直交方向並びに管軸方向の検討を行う。応力解析時に必要となる地盤変位については、管軸直交方向の地盤変位及び管軸方向の地盤変位を合成して使用する。

地震応答解析については、解析コード「SuperFLUSH/2D」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。また、等価線形化法を用いた周波数応答解析の妥当性については、「参考資料2 等価線形化法を用いた地震応答解析の妥当性確認」に示す。

4.2 地震応答解析モデルの設定

4.2.1 境界条件

エネルギーの逸散効果を評価するため、解析領域の側面にはエネルギー伝達境界を、底面には粘性境界を設ける。

なお、管軸直交方向加振、管軸方向加振については同様の境界条件とする。

4.2.2 解析モデル領域

管軸方向の検討に用いる地震応答解析モデルの領域の設定は、「3.2.1 解析モデル領域」を基準に設定する。

4.2.3 地盤のモデル化

本地震応答解析の地盤モデルは、「3.2.3 地盤及び被覆コンクリートのモデル化」より取水管を取り除いた解析モデルとする。この際、岩盤及び被覆コンクリートは線形材料にてモデル化する。また、碎石は等価線形化法を適用し、動せん断弾性係数及び減衰定数の非線形特性を考慮する。

地震応答解析によって得られる碎石の収束剛性を精度よく算出するために碎石層を3層に分けて、それぞれの層の収束剛性を求める。図4-2に碎石部の拡大図を添付する。

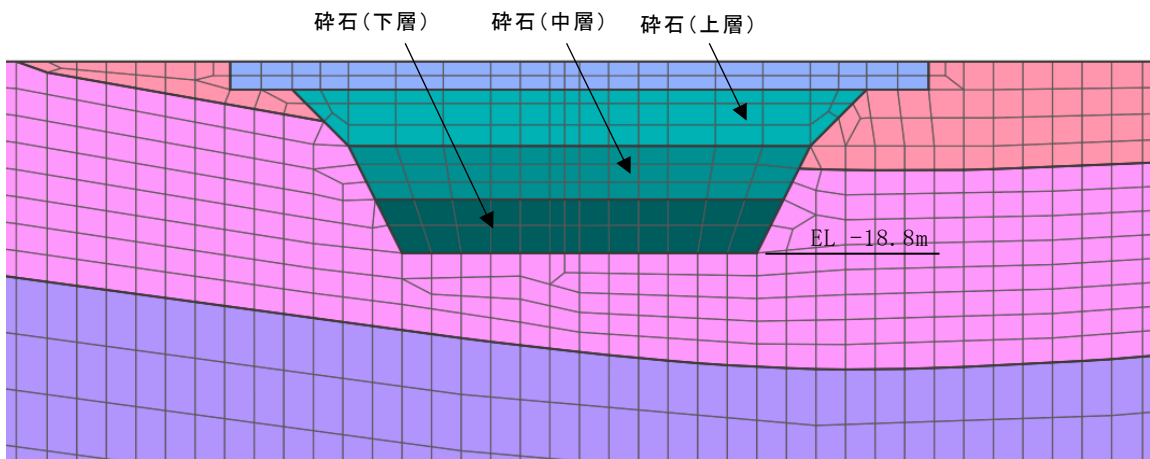
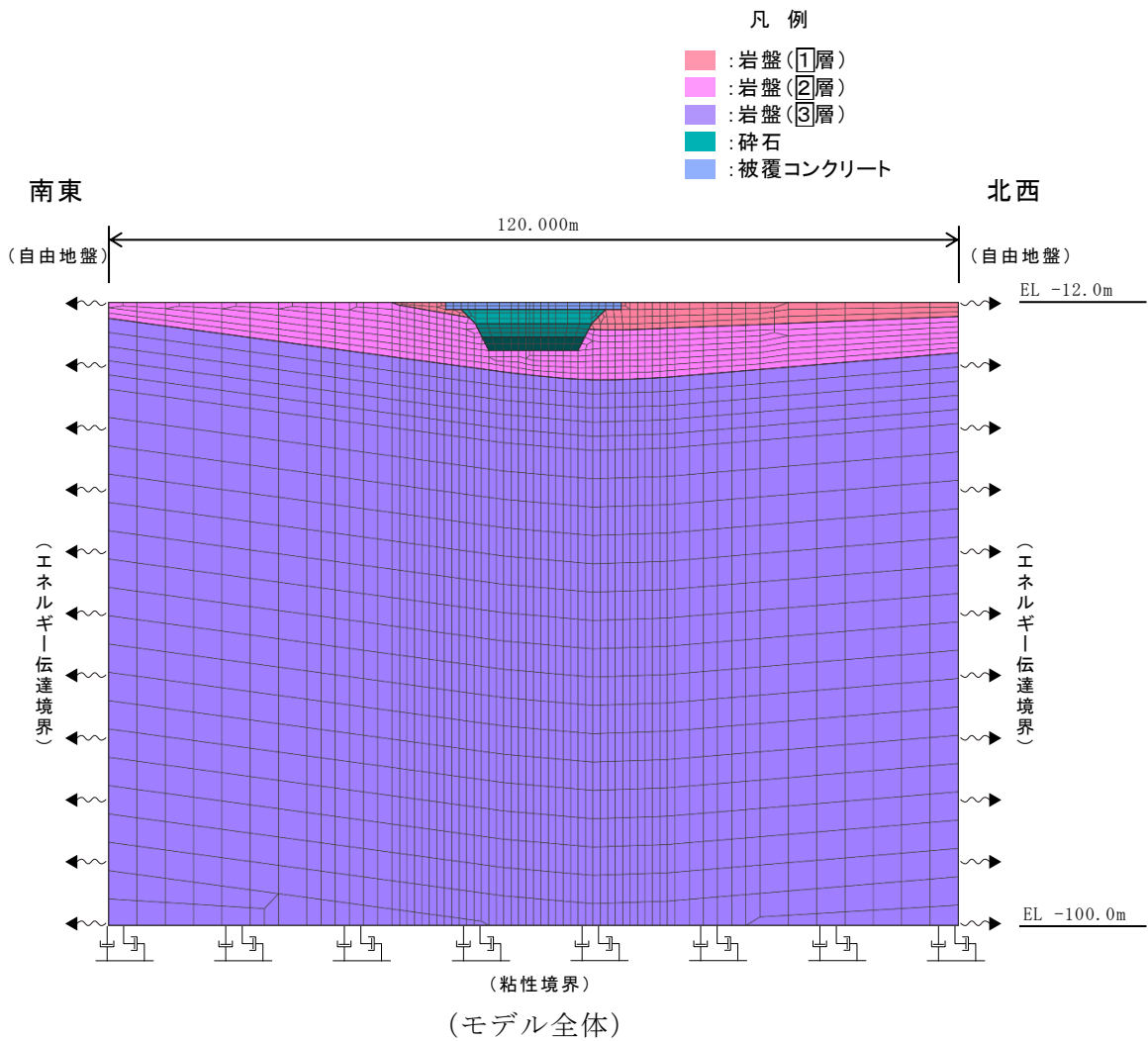


図 4-2 取水管管軸方向の地震応答解析モデル

4.3 入力地震動

入力地震動は、「3.6.2 入力地震動の結果」で示した水平方向の地震動を用いる。

4.4 耐震評価における解析ケース

4.4.1 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

管軸方向の応力評価に用いる地震応答解析については、「3.5.1 耐震評価における解析ケース」と同様に岩盤のばらつきについて影響を確認する。ばらつきを考慮するケースについては表 3-7 に記す。

4.4.2 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）に対し、基本ケース（解析ケース①）を実施する。基本ケース（解析ケース①）において、最大地盤ひずみ及び最大水平変位が最大となる地震動に対してケース②及びケース③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 4-1 に示す。また、応答変位法による応力解析を実施する地震動の選定フローを図 4-3 に示す。

表 4-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動	S _s - D	○		
	S _s - F 1	○	基準地震動 S _s (6波) に対し、ケース① (基本ケース) を実施する。 最大地盤ひずみ及び最大水平変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。	
	S _s - F 2	○		
	S _s - N 1	○		
	S _s - N 2 (EW)	○		
	S _s - N 2 (NS)	○		

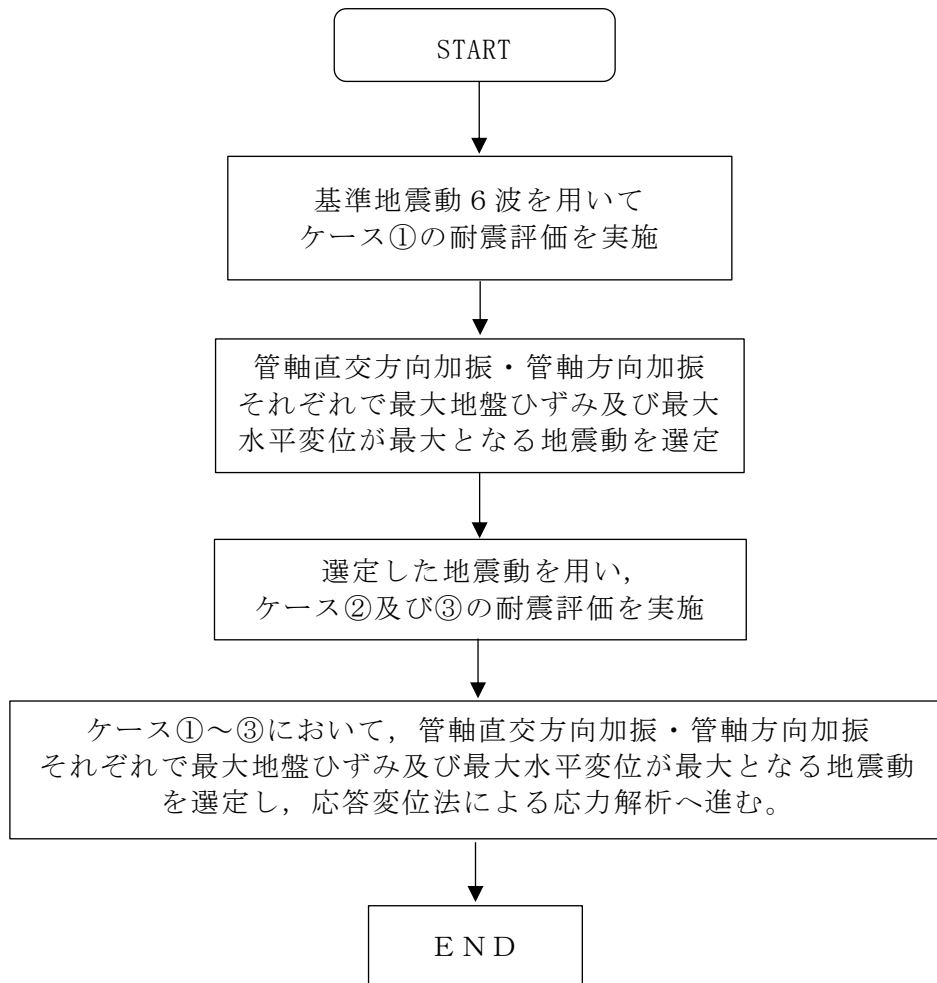


図 4-3 応答変位法による応力解析を実施する地震動の選定フロー

4.5 最大地盤ひずみ算出方法

管軸方向の応力解析（応答変位法）の概念図を図4-4に示す。

同図より、管軸方向の応力解析においては、地盤に生じる水平変位と地震動の波長の関係、つまり、地盤ひずみに支配される。

地盤ひずみ $\varepsilon_G(x)$ は、地盤に生じる変位と波長より、次式で与えられる。

$$\varepsilon_G(x) = \frac{dU(x)}{dx} = 2\pi \frac{U_0}{L} \times \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right)$$

ここで、

U_0 : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位 (m)
(地震応答解析の結果より)

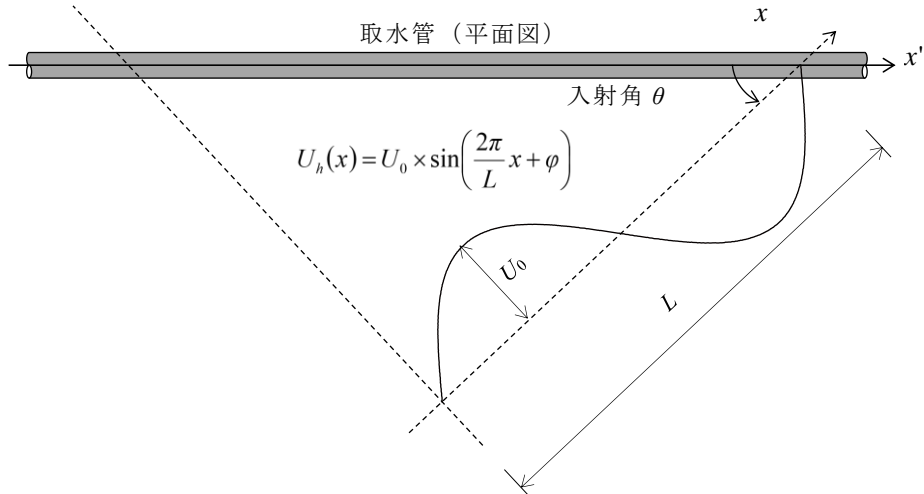
L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

φ : 地震動の位相 (°)

以上より、最大地盤ひずみは、次式で表される。

$$\varepsilon_{Gmax} = 2\pi \frac{U_0}{L}$$



U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位 (m) (応答解析の結果より) *

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

φ : 地震動の位相 (°)

θ : 入射角 (°)

注記* : 応力解析における地盤変位は、「水道施設耐震工法指針・解説 ((社)日本水道協会, 1997 年版)」に基づき, 管軸位置の水平変位を用いる。

図 4-4 管軸方向の応力解析 (応答変位法) の概念図

4.5.1 地震動の波長の算定

表層地盤の 1 次固有周期を, 地震応答解析の伝達関数より算定し, 地震動の見かけの伝播速度を求め, 次式より地震動の波長を算定する。

$$L = V \cdot T_G$$

L : 地震動の波長 (m)

T_G : 表層地盤の固有周期 (sec)

V : 表層地盤の伝播速度 (m/sec)

伝達関数は解析モデル中央の地表面から抽出し, 伝達関数のピーク周波数から表層地盤の固有周期を算定する。算定された固有周期を用いて, 図 4-5 より伝播速度を求める。

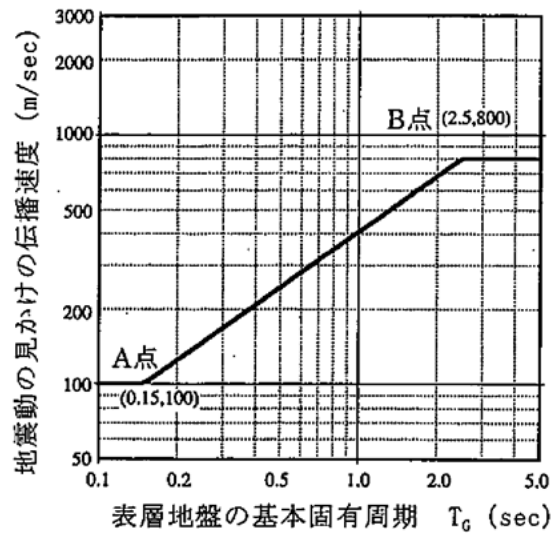


図 4-5 地震動の見かけの伝播速度

「水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP 029-2006（日本水道鋼管協会，2006.2.2）」より引用

4.6 地震応答解析結果

4.6.1 解析ケース①

耐震評価のために用いる砕石の水平方向の最大応答変位分布図として、解析ケース①（基本ケース）について、すべての基準地震動 S_s に対する全時刻における最大応答変位分布図を図 4-6 及び図 4-7 に示す。

また、水平地盤変位及び地震動の波長から求まる地盤ひずみについて表 4-2 に示す。

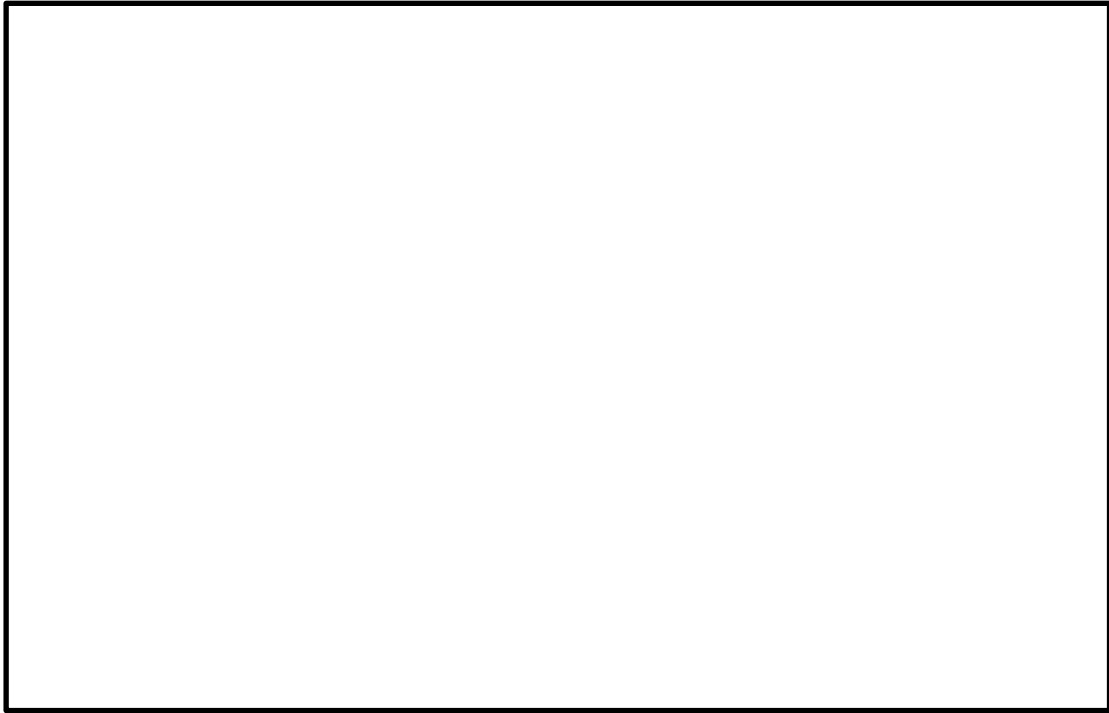


図 4-6 碎石の最大応答変位分布図（管軸直交方向加振）（解析ケース①）

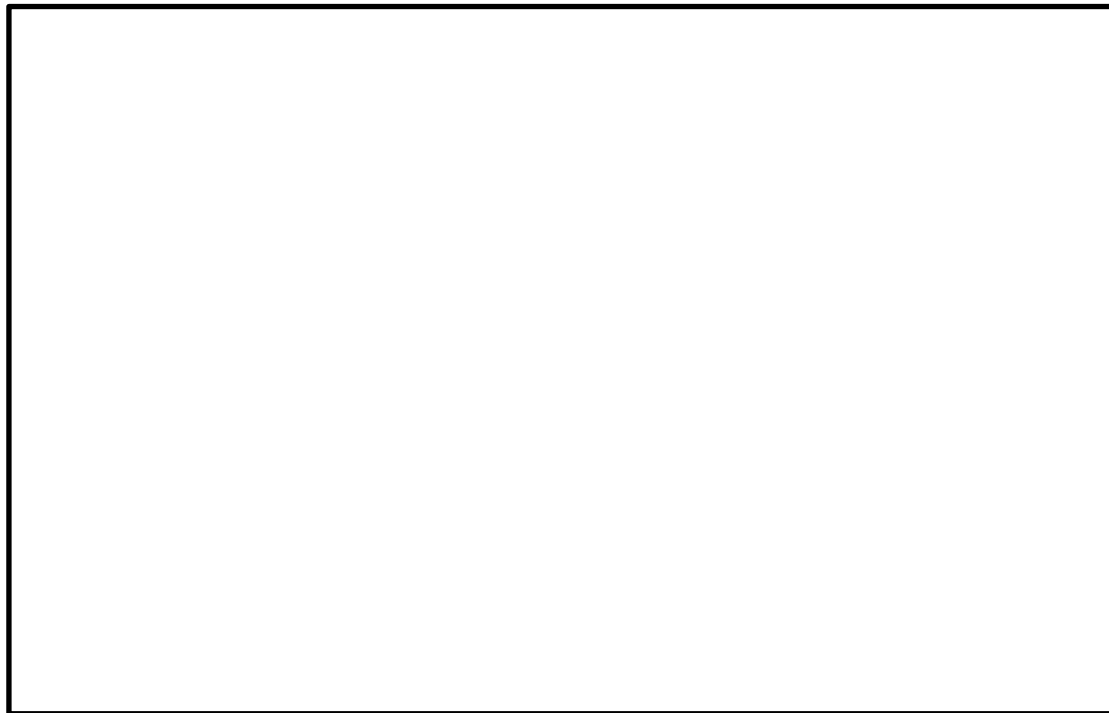


図 4-7 碎石の最大応答変位分布図（管軸方向加振）（解析ケース①）

表 4-2 地盤の最大ひずみ (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	管軸直交方向加振			管軸方向加振		
		最大変位 U_o^* (mm)	波長 L (m)	最大地盤 ひずみ (%)	最大変位 U_o^* (mm)	波長 L (m)	最大地盤 ひずみ (%)
ケース①	S s - D	3.30	8.0	0.259	4.35	9.4	0.291
	S s - F 1	2.37	7.8	0.191	3.20	9.0	0.223
	S s - F 2	3.16	8.0	0.248	4.28	9.4	0.286
	S s - N 1	1.51	7.6	0.125	1.93	8.6	0.141
	S s - N 2 (NS)	1.65	7.6	0.136	2.14	8.7	0.155
	S s - N 2 (EW)	2.12	7.7	0.173	2.90	9.0	0.202

注記* : 最大水平変位 U_o は, 取水管中心座標高位置における変位

4.6.2 解析ケース②及び解析ケース③

「4.6.1 解析ケース①（基本ケース）」より，最大地盤ひずみ及び最大水平変位は，管軸直交方向及び管軸方向の地震応答解析ともに $S_s - D$ で最大値を示す。そこで，当該地震動に対して地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース②及び解析ケース③の最大応答変位分布図を図 4-8，図 4-9 に示す。

また，水平地盤変位及び地震動の波長から求まる地盤ひずみについて表 4-3 に示す。最大地盤ひずみの値は，解析ケース②で最大となっているが，最大水平変位の値は解析ケース③で最大となっている。そこで，管軸方向の応力解析については，解析ケース②及び解析ケース③（ $S_s - D$ ）を対象とする。

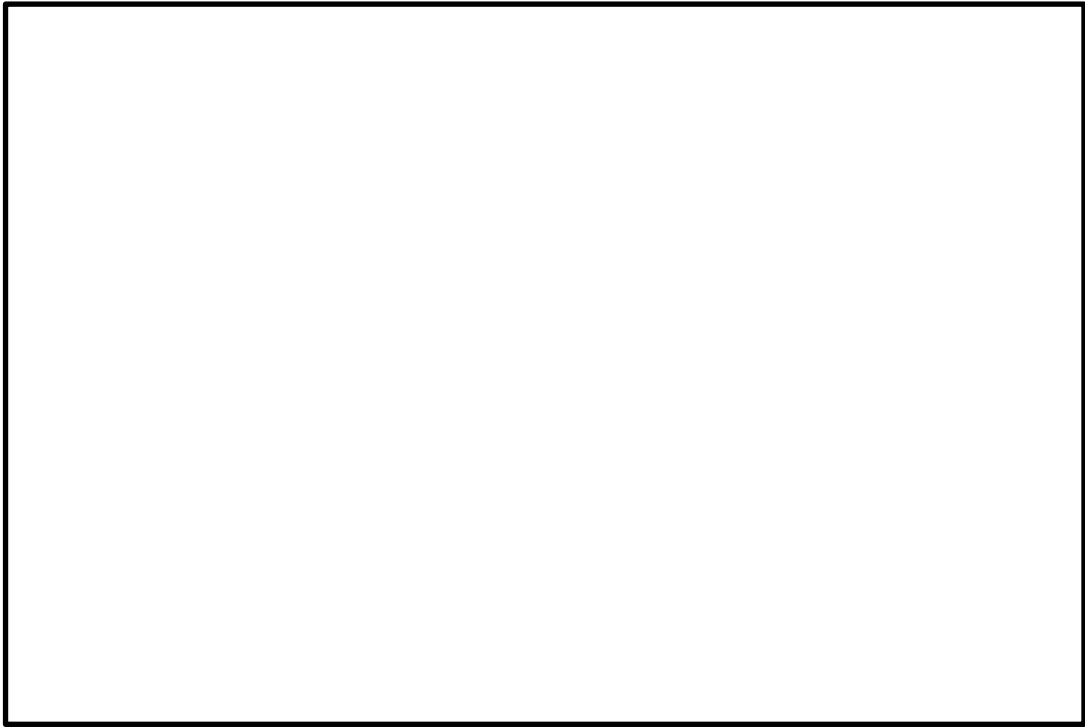


図 4-8 碎石の最大応答変位分布図（管軸直交方向加振）（解析ケース②，③）

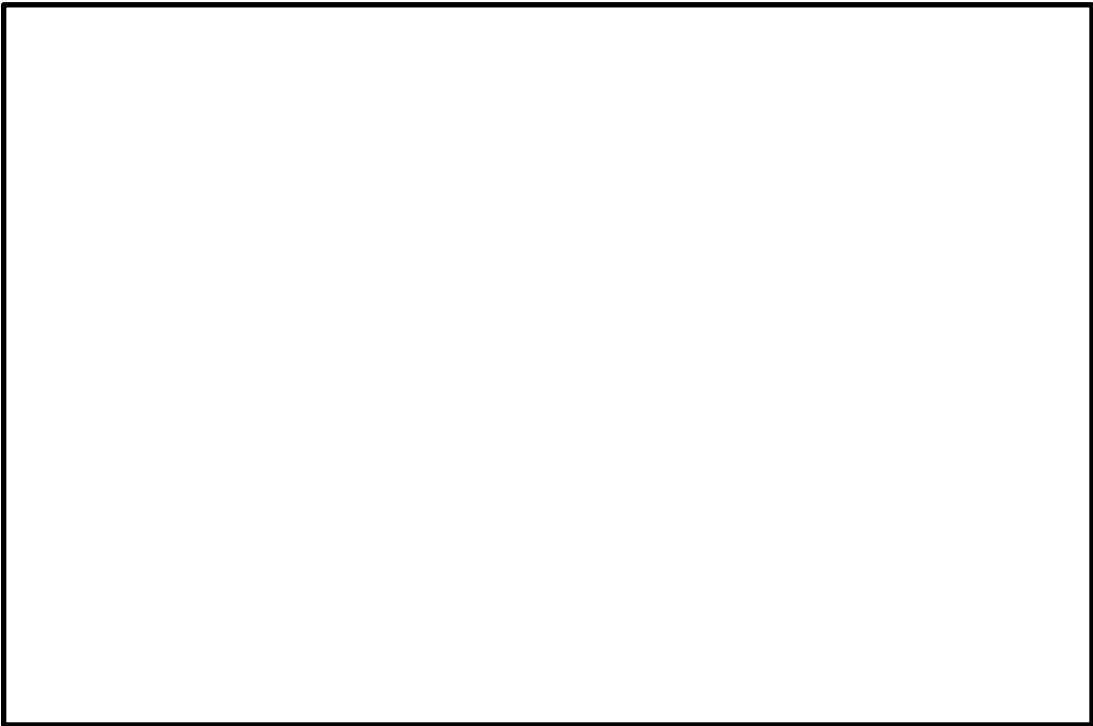


図 4-9 碎石の最大応答変位分布図（管軸方向加振）（解析ケース②，③）

表 4-3 地盤の最大ひずみ（解析ケース①，②，③）

解析 ケース	地震動	管軸直交方向加振			管軸方向加振		
		最大変位 U_0^* (mm)	波長 L (m)	最大地盤 ひずみ (%)	最大変位 U_0^* (mm)	波長 L (m)	最大地盤 ひずみ (%)
ケース①	S s - D	3.30	8.0	0.259	4.35	9.4	0.291
ケース②	S s - D	2.61	4.9	0.335	4.30	9.0	0.300
ケース③	S s - D	3.94	9.1	0.272	4.38	10.4	0.265

注記*：最大水平変位 U_0 は，取水管中心座標高位置における変位

5. 管軸方向の応力解析

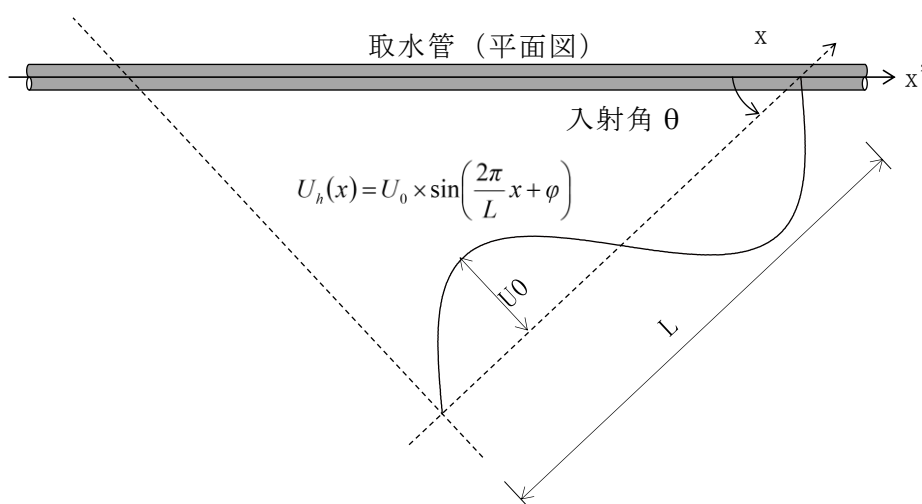
取水管管軸方向の応力解析（応答変位法）は、「4. 管軸方向の地震応答解析」より、取水管の耐震性に最も影響を及ぼす地震動を対象に実施するものとし、地震応答解析結果を基に算出した地盤ひずみが最大となる解析ケース②（S_s-D）及び、水平変位が最大となる解析ケース③（S_s-D）を対象とする。

5.1 解析方法

管軸方向の応力については、周辺の砕石の変位及びひずみを考慮し、管軸方向の曲げ応力及び軸力を組み合わせる。管軸方向の応力解析の概念図は図5-1に示す。

管軸方向の応力解析は、それぞれの解析ケースにおける砕石の最大水平変位振幅、地震波の波長及び地震波の入射角を考慮する。

応力解析には、解析コード「NX NASTRAN」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



U_h : 水平変位 (m)

U_0 : 管軸位置の地盤の水平方向最大応答変位 (m) (応答解析の結果より) *

L : 地震動の波長 (m)

x : 地震動に沿った距離 (m)

φ : 地震動の位相 (°)

θ : 入射角 (°)

注記* : 応力解析における地盤変位は、「水道施設耐震工法指針・解説 ((社)日本水道協会, 1997年版)」に基づき、管軸位置の水平変位を用いる。

図5-1 管軸方向の応力解析（応答変位法）の概念図

5.2 応力解析モデルの設定

管軸方向の応力解析モデルを図 5-2 に示す。

5.2.1 取水管のモデル化

取水管は、断面性能及び鋼材のヤング係数に基づく線形はり要素でモデル化する。

5.2.2 境界条件

取水管端部については、取水管が取水口及び巻立コンクリートにて拘束されることから、固定端としてモデル化する。可撓管が設置される箇所については、自由端とし回転及び変位を許容することで、可撓管の自由度を考慮する。可撓管を2重接点として自由度を考慮したモデルとすることで、可撓管を基準に別々の挙動を示すモデルとしてモデル化を行う。

なお、可撓管の耐震評価については「参考資料3 可撓管の耐震性評価」に記す。

5.2.3 地盤ばね

地盤ばねは、管軸方向のせん断ばね及び管軸直交方向の直ばねを1mピッチで設定する。

地盤ばね定数は、岩盤の掘削形状を考慮した2次元有限要素法解析モデル及び3次元有限要素法解析モデルにおいて、強制変位を与えた場合の地盤反力から算定する。この際、取水管中心位置より取水管に向かって剛はりを設定したのち、中心位置に強制変位をかける。強制変位をかけた際の荷重と変位の関係性を用いて地盤のばね定数を算出する。

地盤ばね定数を求める砕石の動せん断弾性係数は、「4. 管軸方向の地震応答解析」における収束値を用いる。地盤ばね定数を表 5-1 に示す。

地盤ばね算定モデル概念図を図 5-3 に示す。管軸方向解析モデル概念図を図 5-4 に示す。

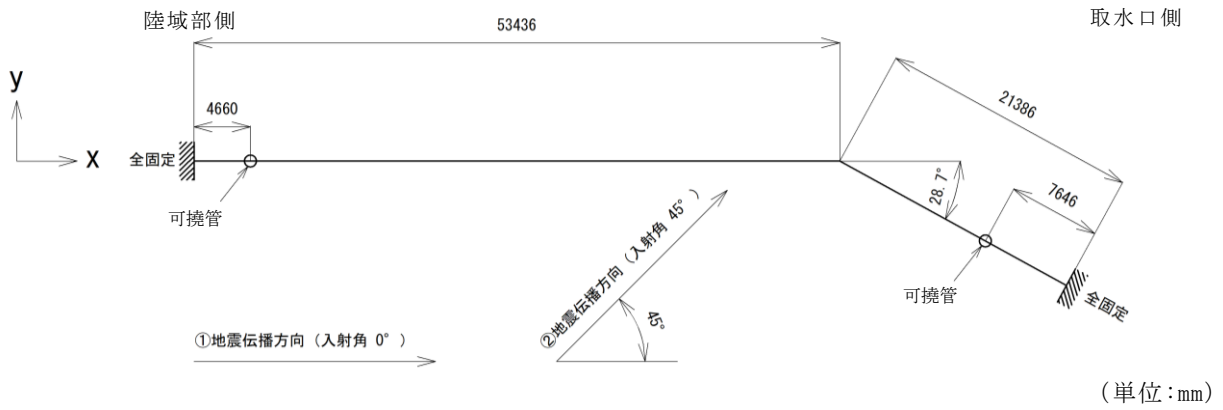


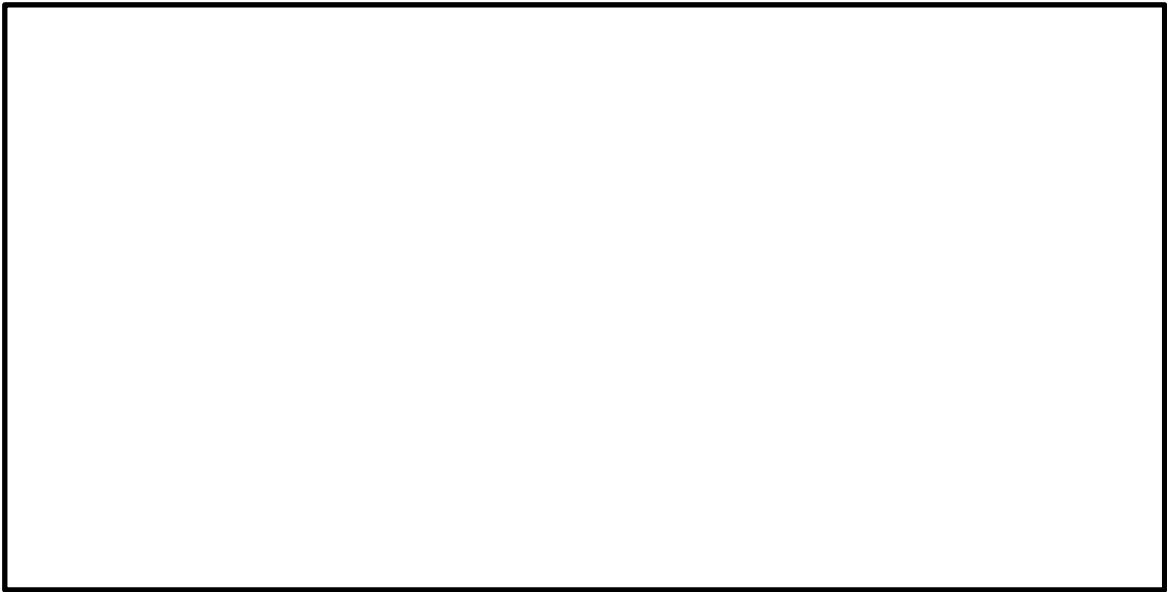
図 5-2 管軸方向の応力解析モデル

表 5-1 地盤ばね定数

地震動	地盤ばね定数(kN/m ²)	
	管軸直交方向	管軸方向
S s - D	7.663×10^5	2.370×10^5



a) 管軸直交方向地盤ばね算定モデル



b) 管軸方向地盤ばね算定モデル

図 5-3 地盤ばね算定モデル概念図

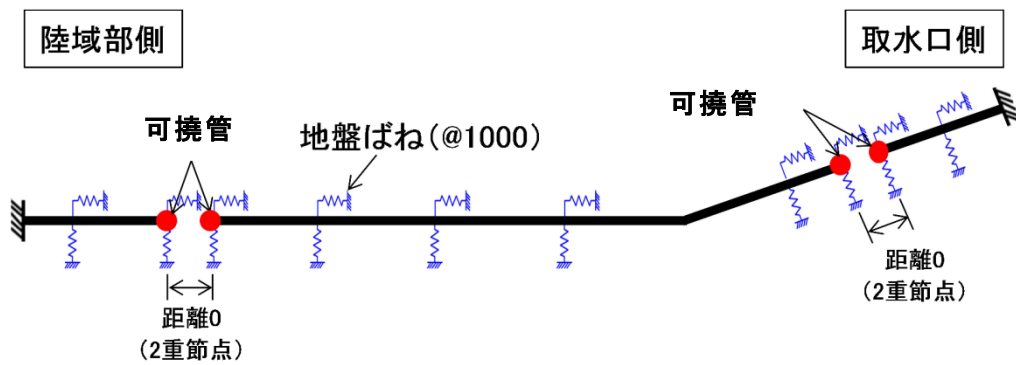


図 5-4 管軸方向解析モデル概念図

5.3 荷重及び荷重の組合せ

管軸方向の応答変位法で考慮する荷重は、地震時における動土圧（地盤変位）のみとし、躯体に作用する慣性力や内水圧等は、管周方向の検討で考慮する。

5.4 入力地盤変位

取水管位置における地盤の応答変位は、「4. 管軸方向の地震応答解析」にて求めた最大水平相対変位 U_0 、地震動の波長 L を考慮し、次式により算定する。

$$U_h(x) = U_0 \times \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \varphi\right)$$

ここで、

- U_h : 最大水平変位 (m)
- U_0 : 地震応答解析における最大水平変位 (m)
- L : 地震動の波長 (m)
- x : 地震動に沿った距離 (m)
- φ : 地震動の位相 (°) で 15° ピッチで与える

ここで、管軸方向の応力解析にて取水管に発生する応力は、地震動（地盤変位）の入射角 θ により発生値が変化する。表 5-2 に示すとおり、入射角 0° で曲げ応力、入射角 45° で軸応力が最大となることから地震動の入射角は 0° 及び 45° とする。

地震動の入射角については図 5-5 で示すとおり、取水管延長が長くなる陸域部側から屈曲部までを基準として考える。

入射角 0° の場合の最大水平変位 U_0 は、2次元有限要素法解析における管軸直交方向加振のものをを用い、入射角 45° の場合の最大水平変位 U_0 は、管軸直交方向加振と管軸方向加振の最大水平変位を合成したものをを用いる。図 5-6 に、管軸方向に対して入射角 0° の場合と図 5-7 に管軸方向に対して入射角 45° の場合の入力地盤変位 U_h を示す。

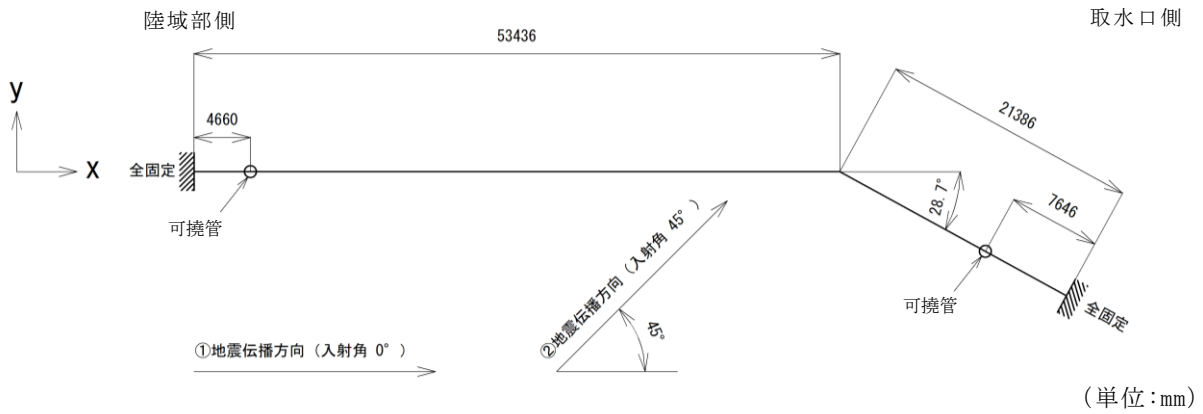
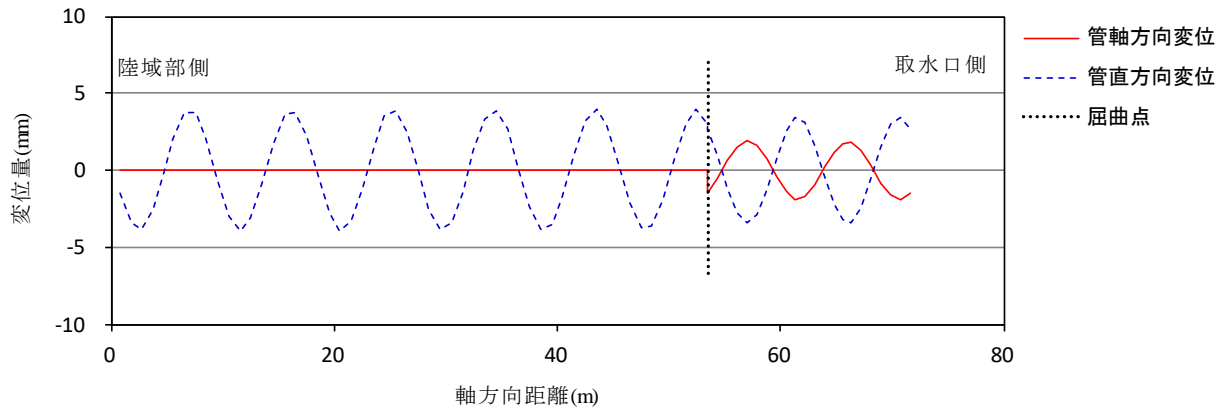


図 5-5 管軸方向の応力解析モデル

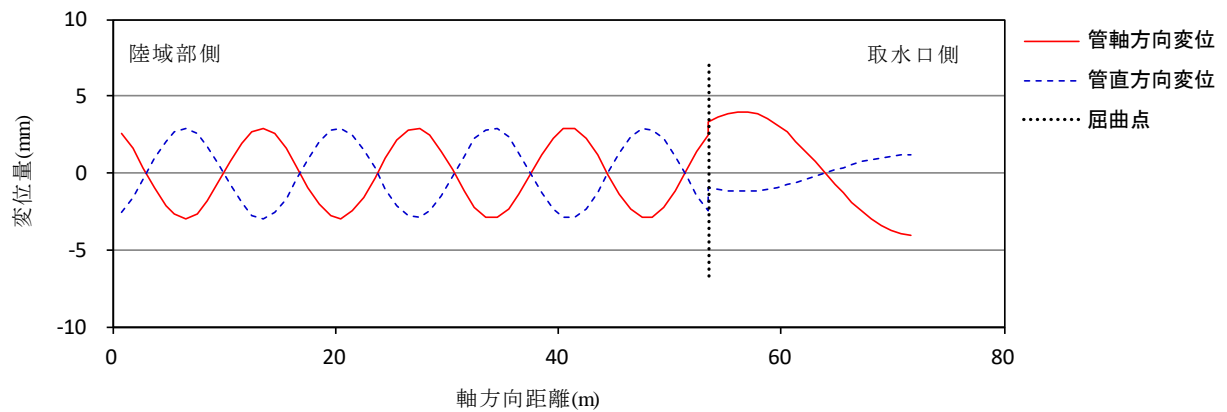
表 5-2 管軸方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の入射角 θ	応力発生のイメージ	備考
0°		地震動の入射角が 0° の場合、管軸直交方向の地盤変位が最大となるため、取水管に発生する曲げ応力が最大となる。
45°		地震動の入射角が 45° の場合、取水管と平行方向の地盤変位が最大となるため、取水管に発生する管軸方向応力が最大となる。なお曲げ応力も発生するが、0° 入射の場合よりも小さい。



注：横軸は図 5-5 の陸域部側固定端を原点とする。

図 5-6 入力地盤変位（入射角 0°）



注：横軸は図 5-5 の陸域部側固定端を原点とする。

図 5-7 入力地盤変位（入射角 45°）

5.5 管軸方向応力の合成

管軸方向応力は、入射角 0° の場合の応力と入射角 45° の場合の応力は、「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和 48 年 9 月 28 日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）」に基づき以下の式にて合成したものとする。

$$\sigma_L = \sqrt{3.12 \times (\sigma_{A,45})^2 + (\sigma_{B,0})^2}$$

ここで、

σ_L : 管軸方向合成応力

$\sigma_{A,45}$: 入射角 45° の場合の軸方向応力（軸応力）

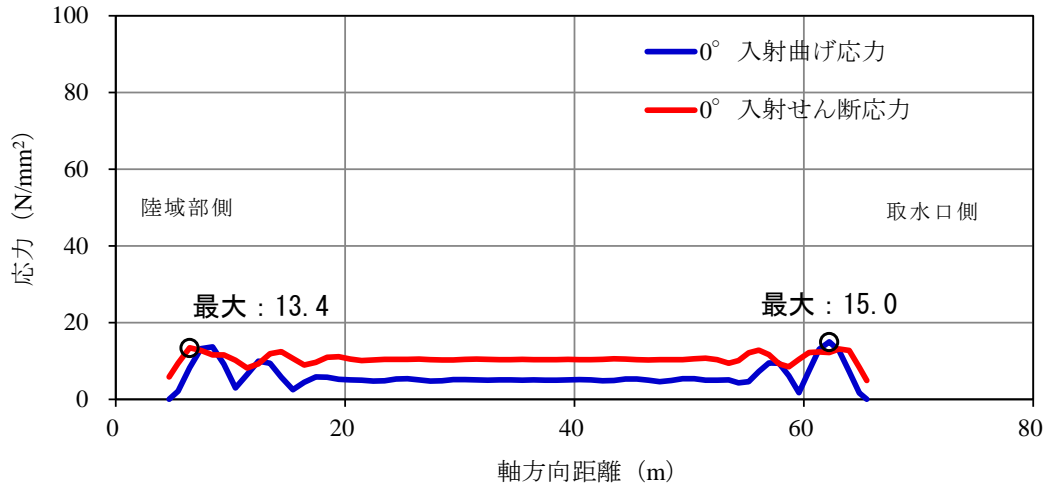
$\sigma_{B,0}$: 入射角 0° の場合の軸方向応力（曲げ応力）

5.6 応力解析結果

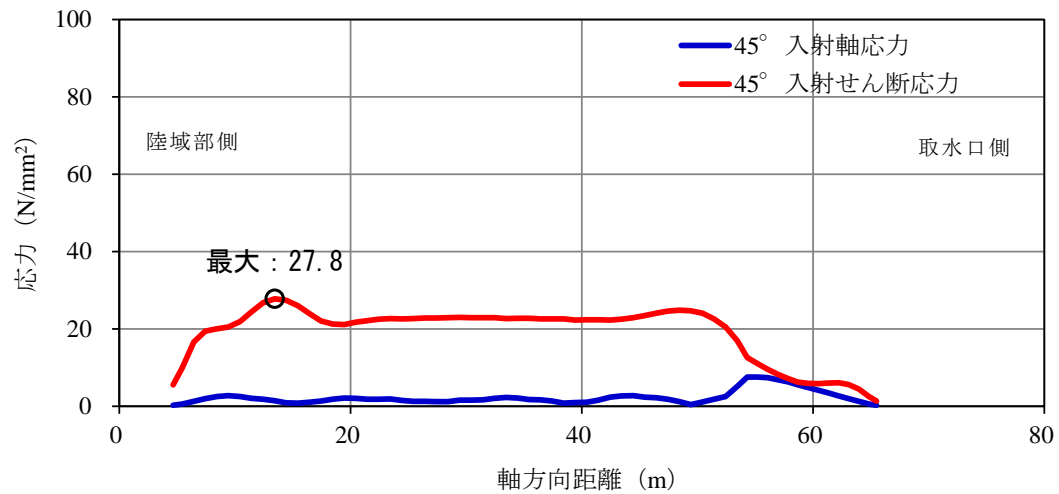
各解析ケースにおける、管軸方向の応力解析結果を図 5-8 及び図 5-9 に示す。

本図は、地震動の位相を 15° ピッチで与えた結果（24 ケース）のうち、各要素に生じた最大応力を抽出した値を示している。表 5-3 に管軸方向の応力比較を行った。

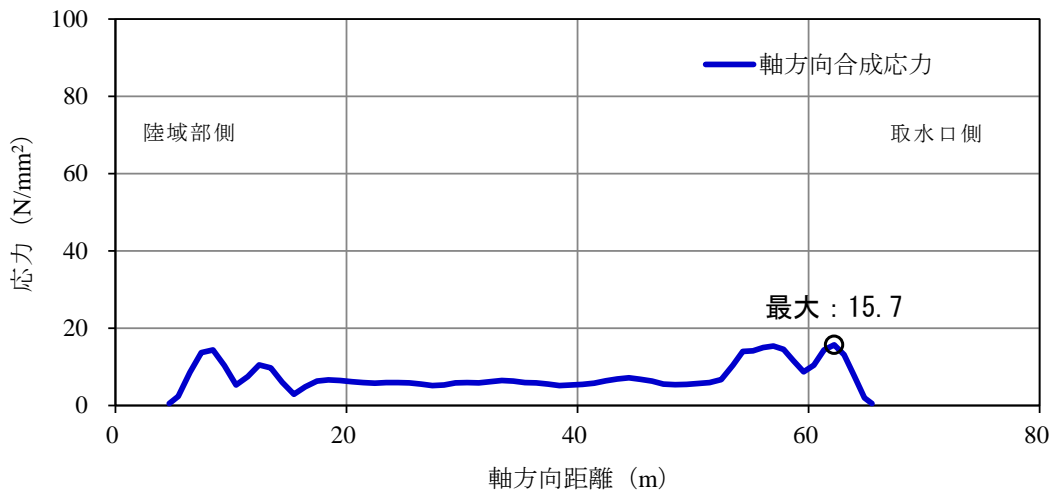
表 5-3 より、解析ケース③が軸方向合成応力及び入射せん断応力が大きいことから管軸方向応力に最も影響を及ぼす地震動は解析ケース③であることが分かる。次章以降の耐震評価においては解析ケース③の結果を用いることとする。



(0° 入射の応力解析結果)



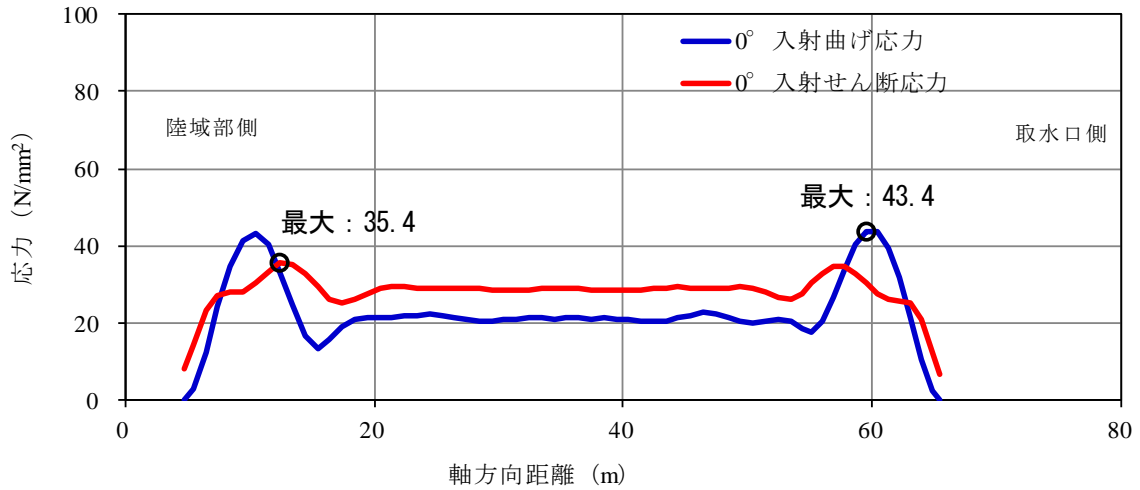
(45° 入射の応力解析結果)



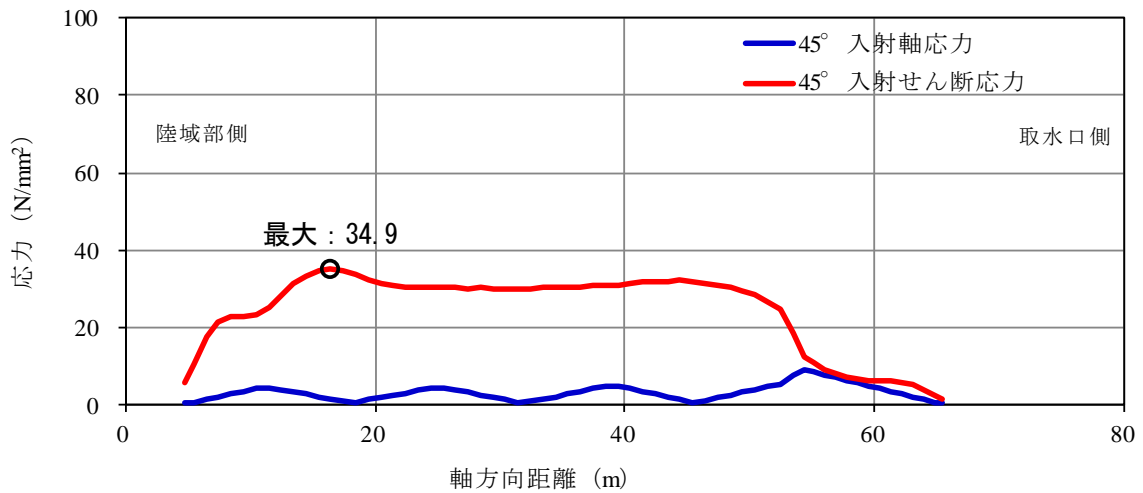
(0° 入射と 45° 入射の軸方向応力の合成)

注：横軸は図 5-5 の陸域部側固定端を原点とする。

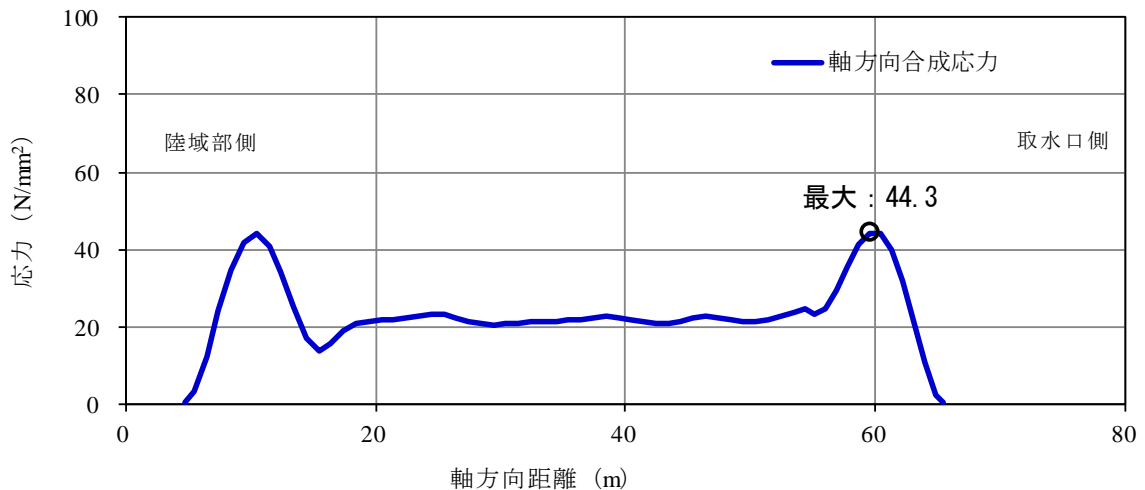
図 5-8 管軸方向の応力解析結果 (解析ケース②, S_s-D)



(0° 入射の応力解析結果)



(45° 入射の応力解析結果)



(0° 入射と 45° 入射の軸方向応力の合成)

注：横軸は図 5-5 の陸域部側固定端を原点とする。

図 5-9 管軸方向の応力解析結果 (解析ケース③, S_s-D)

表 5-3 各地震ケースにおける管軸方向の応力度

	軸方向合成応力度最大値 (N/mm ²)	入射せん断応力度最大値 (N/mm ²)
解析ケース②	15.7	27.8
解析ケース③	44.3	35.4

6. 耐震評価

6.1 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

6.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

構造部材となる鋼製管の曲げ及びせん断破壊に対する許容限界は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005改定）」に基づき，鋼材の種類に応じた短期許容応力度とする。

鋼製管の許容限界を表 6-1 に示す。

表 6-1 鋼製管の許容限界

鋼材の種類	項目	短期許容応力度 (N/mm ²)
SS41*	曲げ	235
	せん断	135

注記*：SS400 相当

6.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、C_M級岩盤の極限支持力度とする。

また、碎石に発生する接地圧に対する許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、以下の式にて算定する。

$$Q_u = \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma$$

ここで、

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN/m²)

c : 地盤の粘着力であるが，保守的に考慮しない (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)
但し，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
 $B_e = B - 2e_B$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$\alpha \beta$: 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

上記の式にて求まる碎石の極限支持力度並びにC_M級岩盤の極限支持力度を表6-2に示す。

表6-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤	極限支持力度 (N/mm ²)
C _M 級岩盤	9.8
碎石	0.56

6.2 評価方法

6.2.1 取水管の曲げ及びせん断評価

取水管は、「3. 管周方向の地震応答解析」に基づく管周方向曲げ応力と「5. 管軸方向の応力解析」に基づく管軸方向合成応力及びせん断応力を組み合わせた合成応力が、「6.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。この際、管軸方向合成応力及びせん断応力は、取水管の耐震性に与える影響が最大となる地震動で評価しているが、管周方向曲げ応力と合成する際には保守的に当該地震動の結果を用いることとする。

また、「3. 管周方向の地震応答解析」に基づくせん断応力が、「6.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

合成応力は、管周方向の曲げ応力及び管軸方向の応力から、以下の式で求める。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_C^2 + \sigma_L \times \sigma_C + 3 \times \tau_S^2}$$

ここで、

σ : 合成応力 (N/mm²)

σ_L : 管軸方向合成応力 (N/mm²)

σ_C : 管周方向曲げ応力 (N/mm²)

τ_S : 管軸方向せん断応力 (N/mm²)

6.2.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価は、「3. 管周方向の地震応答解析」に基づく基礎岩盤及び碎石に生じる最大接地圧が、「6.1 許容限界」で設定した許容限界を以下であることを確認する。

7. 耐震評価結果

7.1 構造部材の健全性に対する評価結果

7.1.1 管周方向の評価結果

管周方向の曲げ及びせん断評価の最大照査値を表 7-1 及び表 7-2 に示す。

取水管の曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 7-1 管周方向の曲げ評価結果

解析ケース	地震動		曲げ応力度	許容曲げ応力度	照査値
			σ (N/mm ²)	σ_a (N/mm ²)	σ / σ_a
①	S _s -D	++	16.3	235	0.07
		-+	17.2	235	0.08
		+-	18.5	235	0.08
		--	18.5	235	0.08
	S _s -F 1	++	12.8	235	0.06
	S _s -F 2	++	19.6	235	0.09
	S _s -N 1	++	10.9	235	0.05
		-+	10.1	235	0.05
	S _s -N 2 (NS)	++	10.7	235	0.05
		-+	10.4	235	0.05
	S _s -N 2 (EW)	++	16.0	235	0.07
		-+	15.3	235	0.07
②	S _s -F 2	++	13.6	235	0.06
③	S _s -F 2	++	27.6	235	0.12

表 7-2 管周方向のせん断評価結果

解析ケース	地震動		せん断応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
①	S s - D	++	0.1	135	0.01
		-+	0.1	135	0.01
		+-	0.1	135	0.01
		--	0.1	135	0.01
	S s - F 1	++	0.1	135	0.01
	S s - F 2	++	0.2	135	0.01
	S s - N 1	++	0.1	135	0.01
		-+	0.1	135	0.01
	S s - N 2 (NS)	++	0.1	135	0.01
		-+	0.1	135	0.01
	S s - N 2 (EW)	++	0.1	135	0.01
		-+	0.1	135	0.01
②	S s - F 2	++	0.1	135	0.01
③	S s - F 2	++	0.2	135	0.01

7.1.2 合成応力による評価結果

合成応力による評価結果の最大照査値を表 7-3 に示す。

取水管に発生する合成応力は、許容限界以下であることを確認した。

なお、管軸方向の合成応力度及びせん断応力度については、「5.6 応力解析結果」より、取水管の耐震性に最も影響を与えるケース③の $S_s - D$ の値を用いる。

表 7-3 合成応力度による評価結果

解析 ケース	地震動		管周方向	管軸方向 ($S_s - D(-\sigma)$)		合成 応力度*2 σ (N/mm^2)	許容 応力度 σ_a (N/mm^2)	照査値 σ / σ_a
			曲げ応力度 σ_c (N/mm^2)	合成応力度*1 σ_L (N/mm^2)	せん断 応力度 τ_s (N/mm^2)			
①	$S_s - D$	++	16.3	44.3	35.4	81.9	235	0.35
		-+	17.2	44.3	35.4	82.3	235	0.36
		+-	18.5	44.3	35.4	83.0	235	0.36
		--	18.5	44.3	35.4	83.0	235	0.36
	$S_s - F 1$	++	12.8	44.3	35.4	80.3	235	0.35
	$S_s - F 2$	++	19.6	44.3	35.4	83.5	235	0.36
	$S_s - N 1$	++	10.9	44.3	35.4	79.5	235	0.34
		-+	10.1	44.3	35.4	79.2	235	0.34
	$S_s - N 2$ (NS)	++	10.7	44.3	35.4	79.4	235	0.34
		-+	10.4	44.3	35.4	79.3	235	0.34
	$S_s - N 2$ (EW)	++	16.0	44.3	35.4	81.8	235	0.35
		-+	15.3	44.3	35.4	81.4	235	0.35
②	$S_s - F 2$	++	13.6	44.3	35.4	80.7	235	0.35
③	$S_s - F 2$	++	27.6	44.3	35.4	87.8	235	0.38

注記*1：管軸方向の曲げ応力度と軸応力度の合成応力度

*2：管周方向の曲げ応力度 σ_c 、管軸方向の合成応力度 σ_L 及び管軸方向せん断応力度 τ_s の合成応力度

7.2 基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能評価の照査結果を表7-4及び表7-5に示す。また、最大接地圧分布図を図7-1及び図7-2に示す。

取水管の基礎地盤に作用する最大接地圧は、すべてのケースにおいて極限支持力度以下であることを確認した。

表7-4 基礎地盤の支持性能評価結果（岩盤）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u
①	S _s -D	++	0.19	9.8	0.02
		-+	0.21	9.8	0.03
		+ -	0.21	9.8	0.03
		--	0.24	9.8	0.03
	S _s -F 1	++	0.17	9.8	0.02
	S _s -F 2	++	0.21	9.8	0.03
	S _s -N 1	++	0.19	9.8	0.02
		-+	0.16	9.8	0.02
	S _s -N 2 (NS)	++	0.15	9.8	0.02
		-+	0.17	9.8	0.02
	S _s -N 2 (EW)	++	0.19	9.8	0.02
		-+	0.17	9.8	0.02
②	S _s -F 2	++	0.19	9.8	0.02
③	S _s -F 2	++	0.21	9.8	0.03

表 7-5 基礎地盤の支持性能評価結果（砕石）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d / R_u
①	S _s -D	++	0.16	0.56	0.30
		-+	0.17	0.56	0.30
		+ -	0.16	0.56	0.28
		--	0.17	0.56	0.30
	S _s -F 1	++	0.13	0.56	0.24
	S _s -F 2	++	0.16	0.56	0.29
	S _s -N 1	++	0.15	0.56	0.27
		-+	0.09	0.56	0.17
	S _s -N 2 (NS)	++	0.15	0.56	0.27
		-+	0.15	0.56	0.27
	S _s -N 2 (EW)	++	0.15	0.56	0.27
		-+	0.15	0.56	0.28
②	S _s -F 2	++	0.15	0.56	0.28
③	S _s -F 2	++	0.17	0.56	0.30

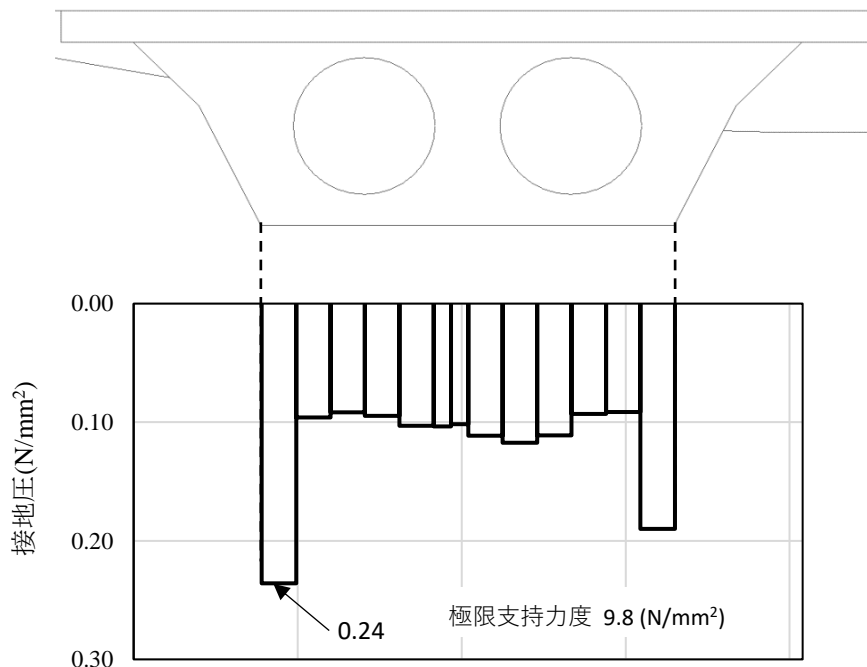


図 7-1 基礎地盤（岩盤）の最大接地圧分布
（解析ケース①，S_s-D（--））

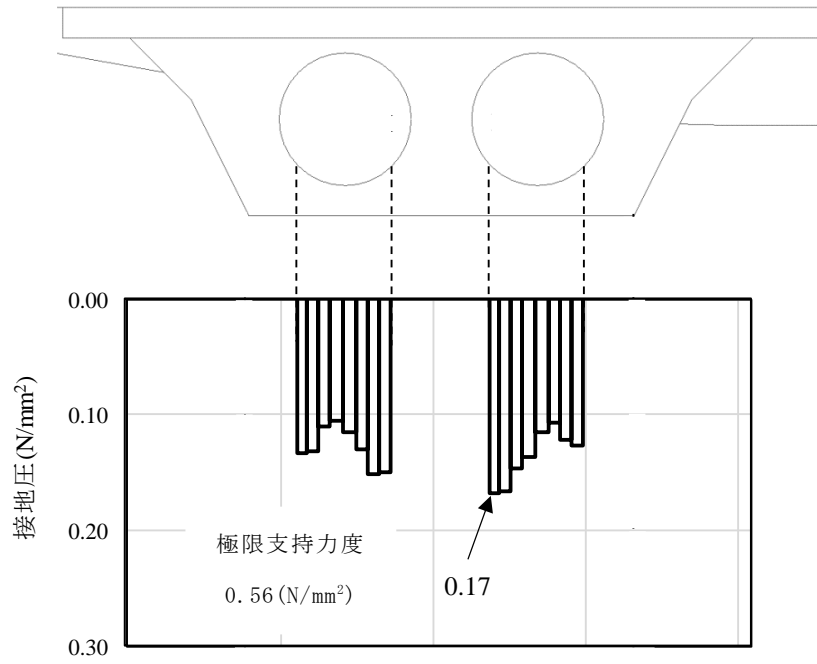


図 7-2 基礎地盤（碎石）の最大接地圧分布
 （解析ケース③，S_s-F 2（++））

8. まとめ

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取水管について基準地震動 S_s による地震力に対し、構造部材の曲げ、せん断応力が許容限界を下回ること及び最大接地圧が許容限界を十分下回ることを確認した。

以上のことから、取水管は、基準地震動 S_s による地震力に対して、通水機能を維持できることを確認した。

参考資料1 取水管の耐震評価における規格・基準類との関連性について

1. 概要

取水管の耐震評価は、表1-1に示す規格・基準類を基に評価を行う。本資料では、取水管の耐震評価を行うために準拠した規格・基準類等についてまとめたうえで、取水管の耐震評価手法について整理する。

表1-1 取水管の耐震評価において準拠する規格・基準類一覧

準拠した基準類	対象設備 (一般的な管径*)
石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示 (昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)	送油導管 (~650mm)
水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP 029-2006 (日本水道鋼管協会, 2006.2.2)	水輸送用埋設鋼管路 (~3000mm)
水道施設耐震工法指針・解説 ((社)日本水道協会, 1997年版)	水輸送用埋設鋼管路 (特になし)

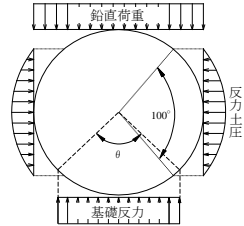
注記* : 規格・基準類において材料の規格として取り扱われているJIS規格等の最大径を記載したもので、適用範囲を限定するものではない。

2. 準拠した規格・基準類における評価手法の整理

表1-1に示した規格・基準類において、一般的な埋設鋼製管路は、周辺地盤の変位に伴う管軸方向の発生応力を中心に耐震評価を行う設計となっている。

表2-1に規格・基準類の評価手法の整理を行う。ここで、表2-1の規格・基準類の中で管周方向(管軸直交方向)発生応力を考慮するものは「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示(昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号)」であり、管周方向発生応力と管軸方向発生応力を組み合わせた合成応力で評価する設計となっている。管周方向発生応力の算出については鉛直方向地震動のみを考慮する設計となっている。

表2-1 取水管の耐震評価において準拠する各規格・基準類の概要

規格・基準名	耐震評価の概要			
	①管軸方向	②管周方向		①と②の組合せ
	管軸方向応力 σ_L 管軸方向ひずみ ε_L	鉛直方向地震力	水平方向地震力	
石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）	地盤変位を考慮した 応答変位法使用 管路に生じる軸応力 σ_L と曲げ応力 σ_B を合成 $\sigma_i = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$	管路のたわみ性を考慮した土圧分布モデル（IOWA公式）により求める。 	考慮 しない	考慮する*
水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP 029-2006 （日本水道鋼管協会，2006.2.2）	地盤変位を考慮した 応答変位法使用 管路に生じる軸ひずみ ε_L と曲げひずみ ε_B を合成 $\varepsilon_i = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$	考慮しない	考慮 しない	考慮しない
水道施設耐震工法指針・解説 （（社）日本水道協会，1997年版）	地盤変位を考慮した 応答変位法使用 管路に生じる 軸ひずみ ε_L と 曲げひずみ ε_B を合成 $\varepsilon_i = \sqrt{\alpha \cdot \varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2}$ $\alpha = 1.00 \sim 3.12$	考慮しない	考慮 しない	考慮しない

注記*：管軸方向応力と管周方向応力の組合せについては以下の式にて行う。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_C^2 + \sigma_L \times \sigma_C + 3 \times \tau_S^2}$$

ここで、

σ ：合成応力 (N/mm²)

σ_L ：管軸方向合成応力 (N/mm²)

σ_C ：管周方向曲げ応力 (N/mm²)

τ_S ：管軸方向せん断応力 (N/mm²)

3. 取水管の耐震評価方針について

取水管は、管軸方向の設置スパンが比較的長いことから、一般的な埋設鋼製管路の設計で用いられる管軸方向の影響について評価を行う。さらに、取水管は一般的な埋設鋼管路と比較して大口径であることから、構造上の弱軸が管周方向（管軸直交方向）であると考えられるため、表2-1に示す「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）」に基づいて管軸方向発生応力と管周方向発生応力を組み合わせた合成応力で評価する。

3.1 管周方向の評価

「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（昭和48年9月28日通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第一号）」における管周方向の評価で用いる地震動は鉛直方向の地震動のみであり、管周方向応力の算出方法は一般式より求める手法が記載されているが、取水管の耐震評価においては、その他の屋外重要土木構造物と同様に2次元動的有限要素解析（水平・鉛直同時加振）による応答値を用いた評価を実施する。

3.2 管軸方向の評価

管軸方向の評価については、照査手法が詳細に記載されている「水道用埋設鋼管路耐震設計基準 WSP 029-2006（日本水道鋼管協会，2006.2.2）」に基づいて行い、地震時の周辺地盤の変位に基づいた耐震評価として、他の規格・基準においても記載されている応答変位法を用いて行う。ここで、一般的な埋設管路の設計では応答変位法に用いる地盤変位を定めるためのパラメータ（水平震度、応答速度等）が地震動レベル毎に定められていることから、地震応答解析や構造計算を伴わずに、応力（ひずみ）を算出が可能であるが、取水管の評価においては、基準地震動 S_s を対象とすること及び取水管路が屈曲していることを考慮し、地震応答解析（本文「4. 管軸方向の地震応答解析」記載）及び応力解析（本文「5. 管軸方向の応力解析」）に示すとおり、管軸方向応力を算出する。

参考資料 2 等価線形化法を用いた地震応答解析の妥当性確認

1. 概要

取水管の管軸方向応力の算定には、等価線形化法を用いた周波数応答解析により取水管周辺の砕石の水平変位を求めている。

等価線形化法を用いた地震応答解析は最大せん断ひずみに 0.65 を乗じた有効ひずみに対応するせん断剛性及び減衰定数を用いた線形解析にて行うのが一般的である。従って、ひずみが卓越した場合（一般に数%オーダー），図 1-1 に示すとおり，せん断応力や最大加速度を過大評価することが知られている。

そこで，等価線形化法を用いた地震応答解析の妥当性確認として最大せん断ひずみの発生量の確認を行う。

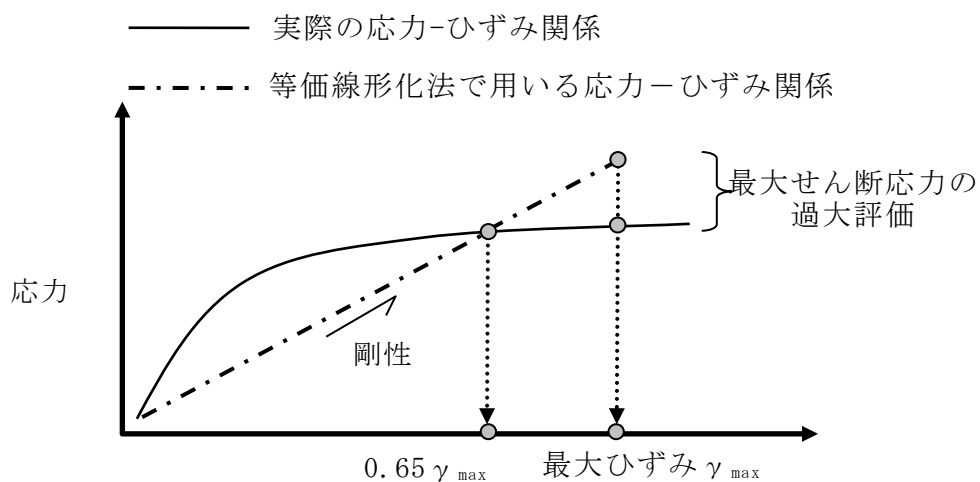


図1-1 等価線形化法の概要

2. 最大せん断ひずみの確認

図 2-1～図 2-2 に、地震応答解析における最大せん断ひずみ分布図を示す。

最大せん断ひずみは、面内加振と面外加振の 2 ケースにおいて明確な違いは見られない。面内加振の最大せん断ひずみは 0.18%，面外加振の最大せん断ひずみは 0.26% であり、全体的に 1.0% 未満であり、等価線形化法の適用範囲内であることを確認した。

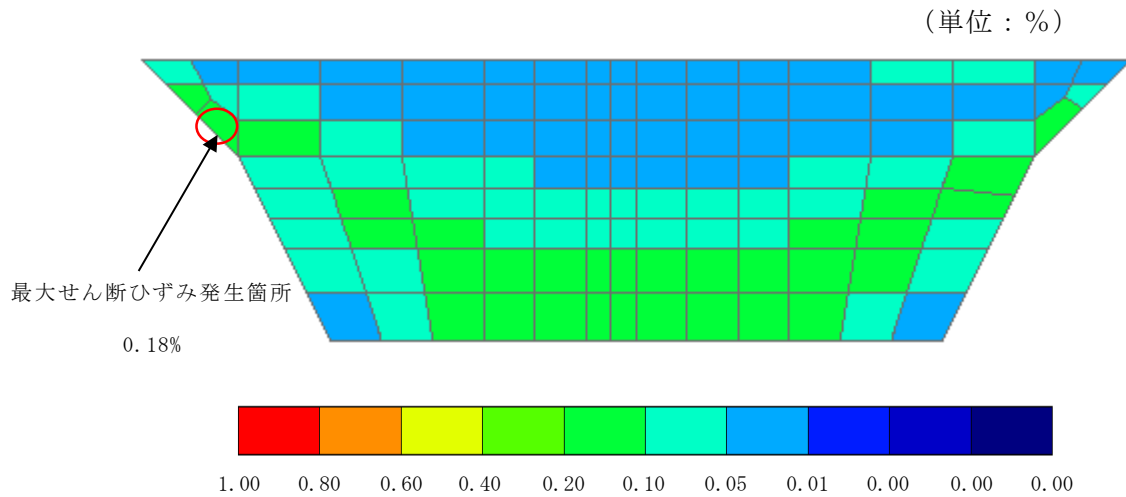


図 2-1 最大せん断ひずみ分布図 (面内加振)

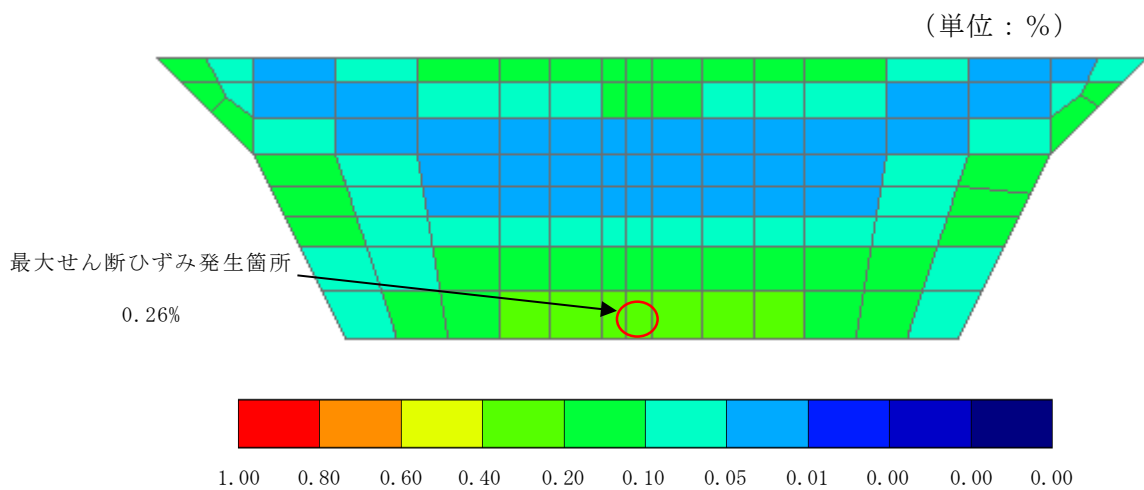


図 2-2 最大せん断ひずみ分布図 (面外加振)

参考資料3 可撓管の耐震性評価

1. 概要

取水管の管軸方向の応力解析では、端部における変位及び回転を可撓管が吸収するものとして、自由端としている。

ここでは、取水管に生じる変位について、端部に設置された可撓管が十分に吸収可能か評価を行う。

ここで、表1-1に示すとおり、可撓管は、取水管よりもわずかに内径が大きいものの厚みが同程度である。また、可撓管は軸方向の地盤変位に対して追随することができるため、管軸方向応力も作用しない。

取水管は照査値に対する裕度が大きいため、可撓管については、取水管の耐震評価を踏まえ、耐震性を有すると判断する。

表1-1 可撓管と取水管の仕様の比較

--

2. 評価方針

取水管管軸方向の応力解析において可撓管設置位置にて生じる伸縮量及び偏心量が、可撓管の許容値以下であることを確認する。

3. 評価条件

3.1 評価対象

評価対象とする可撓管は、軸方向応力解析を実施した取水管Ⅱとする。

評価対象とする可撓管を図3-1、可撓管の詳細図を図3-2に示す。

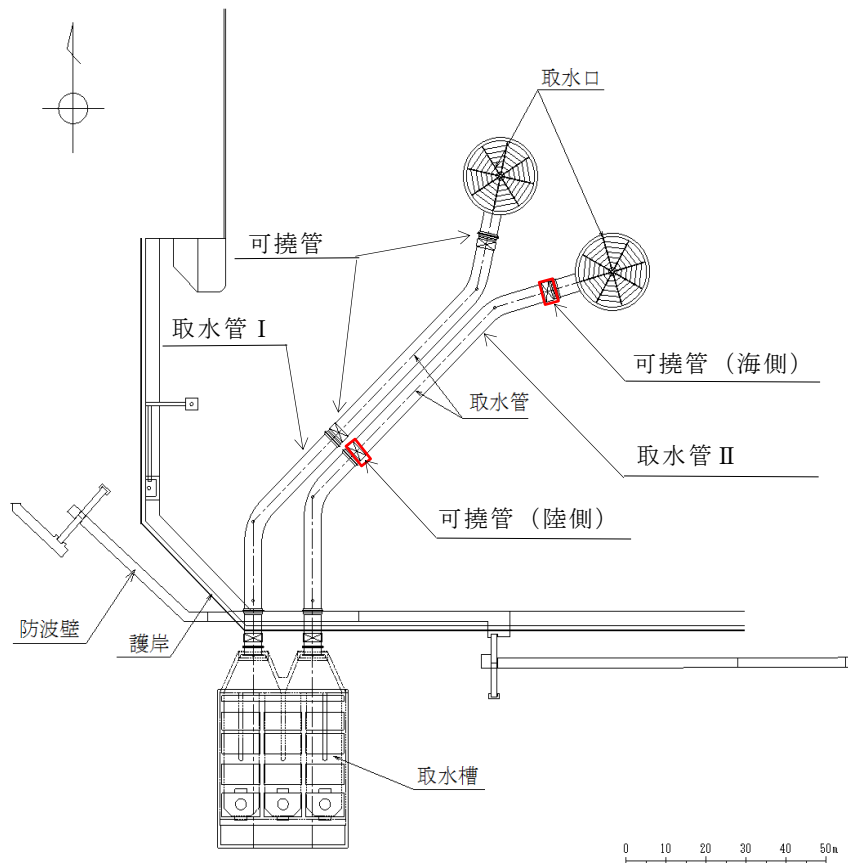


図3-1 検討対象とする可撓管位置図

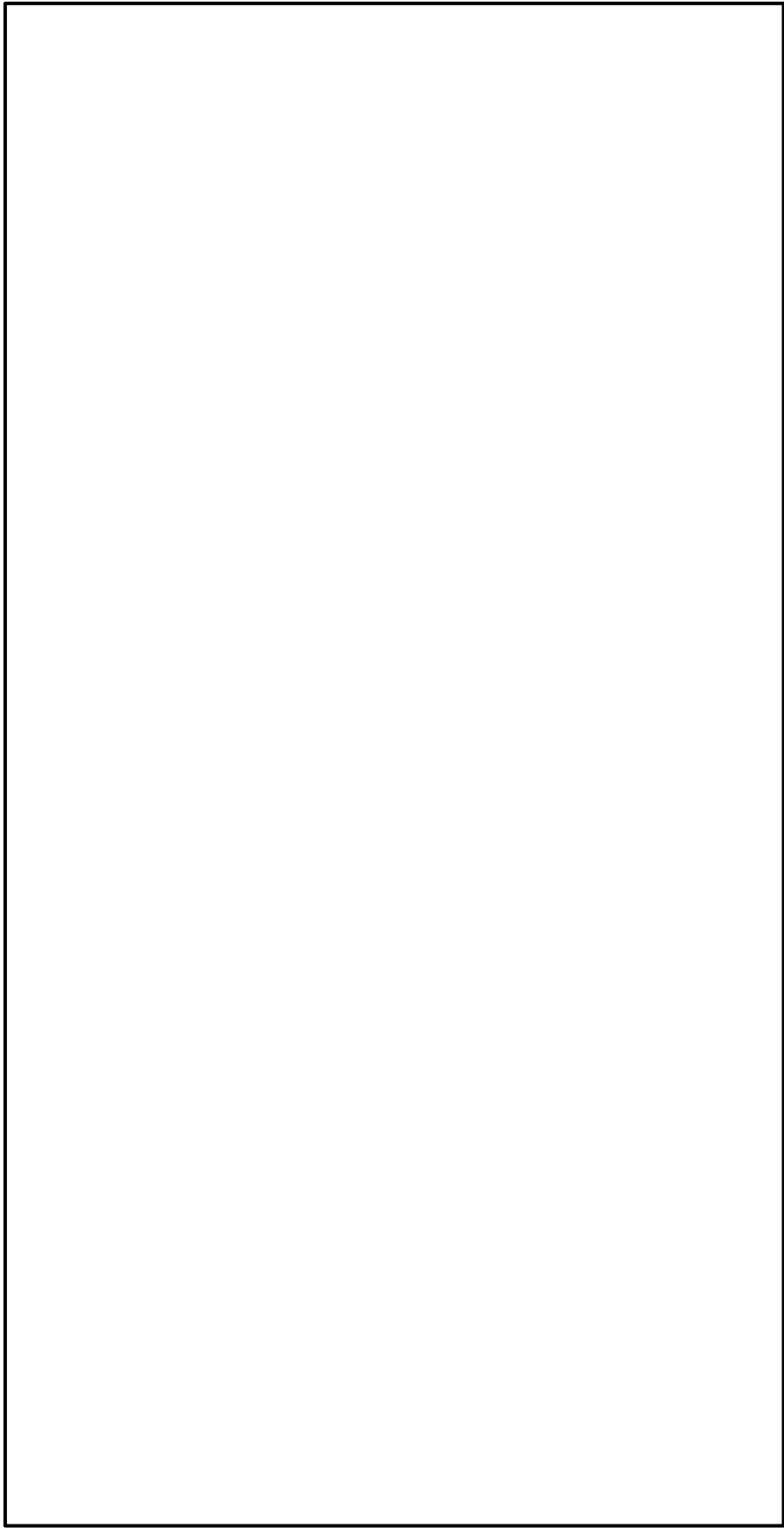


図3-2 可撓管詳細図

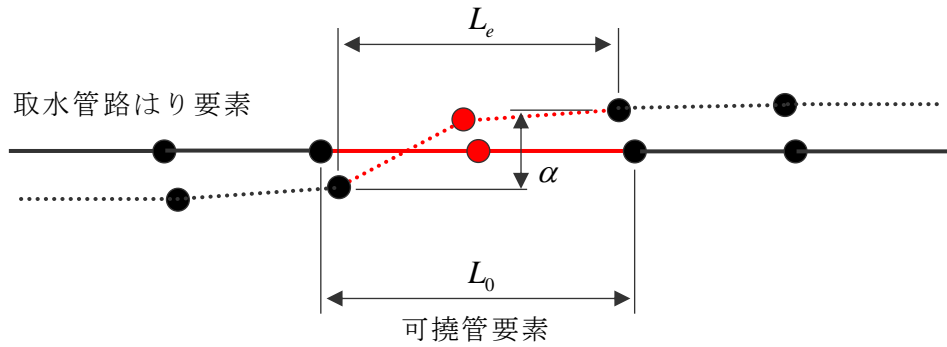
(参考) 3-3

3.2 可撓管部の伸縮量及び偏心量

可撓管の伸縮量及び偏心量は、図3-3に示す管軸方向の応力解析結果を基に、以下のとおり求める。

$$\text{伸縮量 } \delta = L_0 - L_e$$

$$\text{偏心量 } \varepsilon = \alpha$$



実線：初期のはり要素

破線：地震時のはり要素

(取水管路海域部の管軸方向の応力解析モデル)

図3-3 管軸方向の応力解析結果により得られる変位量

3.3 可撓管の許容値

可撓管の伸縮量及び偏心量の許容値を表 3-1 に示す。

可撓管の許容値については、可撓管の形状特性より算定する。図 3-4 に可撓管の寸法図を示す。

取水管が管軸方向に変位した際に許容される伸縮量を図 3-5 に示す。図 3-5 より可撓管の伸縮量は保守的に 168mm とする。

また、取水管が上下に変位した際に許容される偏心量の算定図を図 3-6 に示す。図 3-6 より可撓管の偏心量の許容値は 104mm とする。

表 3-1 可撓管の伸縮量及び偏心量の許容値

	伸縮量	偏心量
許容値 (mm)	168	104



図 3-4 可撓管の寸法図

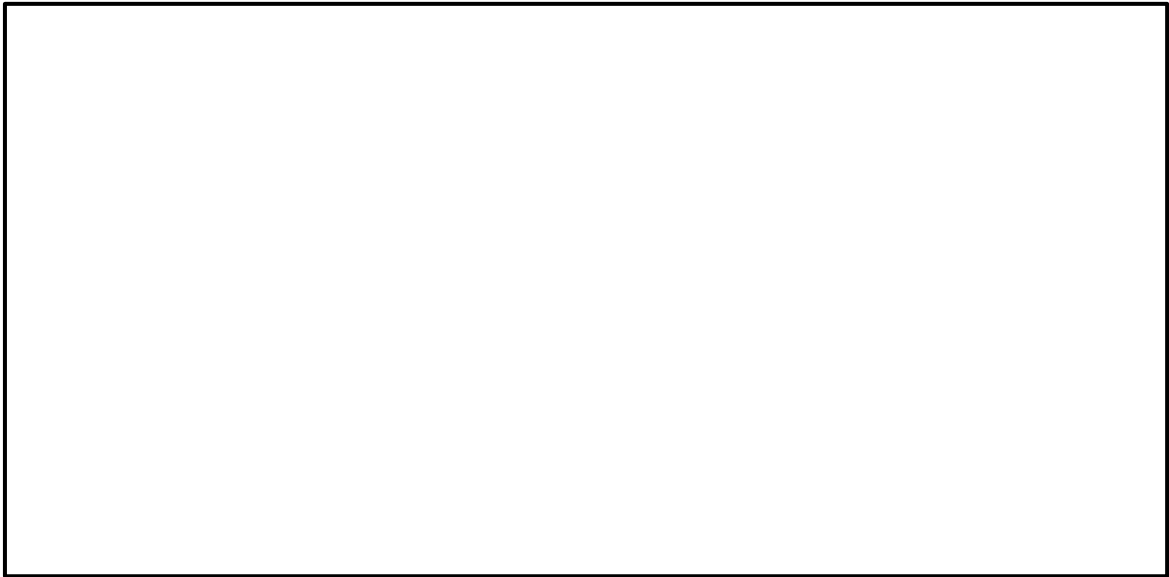


図 3-5 伸縮量の算定根拠（拡大）



図 3-6 偏心量の算定根拠（拡大）

4. 評価結果

4.1 伸縮量

可撓管に生じる伸縮量を図 4-1 に示す。

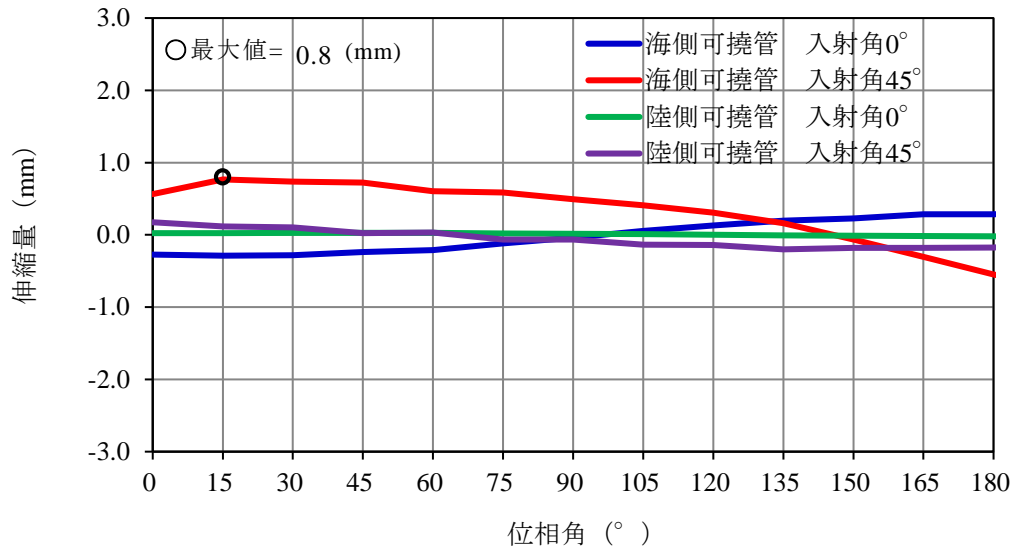


図4-1 可撓管の伸縮量

4.2 偏心量

可撓管に生じる偏心量を図 4-2 に示す。

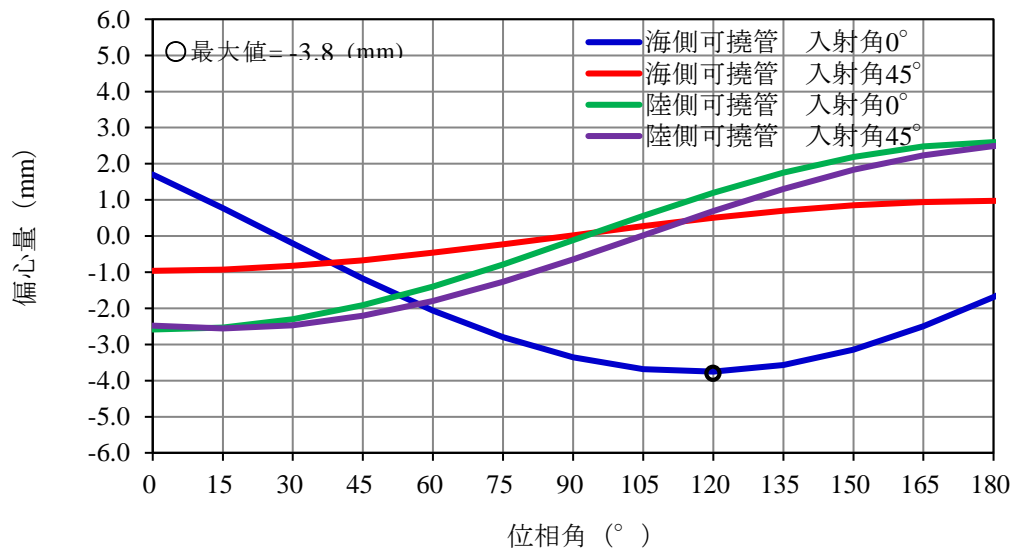


図 4-2 可撓管の偏心量

4.3 評価結果まとめ

表 4-1 に可撓管の伸縮量及び偏心量に対する評価結果を示す。

取水管に生じる伸縮量及び偏心量は、可撓管にて十分吸収できることを確認した。

表4-1 伸縮量及び偏心量に対する評価結果

	可撓管位置	入射角	①最大発生値 (mm)	② 許容限界 (mm)	照査値 ①/②
伸縮量	海側	0°	0.3	168	0.002
		45°	0.8		0.005
	陸側	0°	0.1		0.001
		45°	0.3		0.002
偏心量	海側	0°	3.8	104	0.037
		45°	1.0		0.010
	陸側	0°	2.6		0.025
		45°	2.6		0.025

参考資料 4 静的地震力に対する耐震安全性評価

1. 静的地震力に対する耐震性評価

取水管については、以下の式に基づいて算出するCクラス施設に求められる静的地震力（ $kh=0.16$ ）を上回る基準地震動 S_s による地震力に対して、許容応力度法にて耐震評価を実施していることから、静的地震力による評価は省略する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

- Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力
- n : 施設の重要度分類に応じた係数
- Z : 地震地域係数 (1.0)
- C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数
- W_i : 第 i 層が支える重量
- R_t : 振動特性係数 (0.8)
- A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数
- C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

補足-026-08 取水口の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1.	評価方法	1
2.	評価条件	1
2.1	適用規格	1
2.2	構造概要	3
2.3	評価対象断面の方向	9
2.4	評価対象断面の選定	9
2.5	使用材料及び材料の物性値	10
2.6	地盤物性値	12
2.7	評価構造物諸元	13
2.8	耐震評価フロー	26
3.	地震応答解析	27
3.1	地震応答解析手法	27
3.2	地震応答解析モデルの設定	29
3.2.1	解析モデル領域	29
3.2.2	境界条件	30
3.2.3	構造物のモデル化	33
3.2.4	地盤のモデル化	43
3.2.5	構造物と地盤間のモデル化	43
3.2.6	地震応答解析モデル	44
3.2.7	ジョイント要素	48
3.3	減衰定数	51
3.4	荷重及び荷重の組合せ	60
3.4.1	躯体重量	61
3.4.2	動水圧	62
3.5	地震応答解析の解析ケース	64
3.5.1	耐震評価における解析ケース	64
3.6	入力地震動の設定	67
3.6.1	南北断面の入力地震動	68
3.6.2	東西断面の入力地震動	80
3.7	地震応答解析結果	92
3.7.1	時刻選定の考え方	92
3.7.2	解析ケース①	94
3.7.3	解析ケース②及び解析ケース③	99
4.	応力解析	101
4.1	解析モデルの設定	102

4.1.1	鋼材のモデル化	102
4.1.2	アンカーコンクリートのモデル化	102
4.1.3	境界条件	102
4.1.4	解析モデル	102
4.2	荷重及び荷重の組合せ	104
4.2.1	躯体重量	104
4.2.2	地震時荷重	104
4.2.3	動水圧	104
4.3	地震時荷重の作用方向	105
4.4	応力照査方法	106
4.5	解析ケース	112
5.	耐震評価	113
5.1	許容限界	113
5.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	113
5.1.2	アンカーコンクリートの健全性に対する許容限界	115
5.1.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	116
5.2	評価方法	116
6.	耐震評価結果	117
6.1	構造部材の健全性に対する評価結果	117
6.2	アンカーコンクリートの健全性に対する評価結果	141
6.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	151
7.	まとめ	153

参考資料 1 静的地震力に対する耐震安全性評価

参考資料 2 取水口の耐津波性について

参考資料 3 取水口の耐波浪性について

参考資料 4 岩盤の拘束効果について

参考資料 5 断面選定及び解析モデル作成の保守性について

参考資料 6 動水圧の算定に用いる付加質量係数について

1. 評価方法

取水口は、非常用取水設備であり、通水機能が要求される。

取水口については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している機能維持の設計方針に基づき、取水口が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

取水口に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析及び応力解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2. 評価条件

2.1 適用規格

取水口の耐震評価にあたり、荷重の組み合わせ及び地震応答解析手法については「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。），「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）及び「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）」を適用するが、取水口の使用材料、材料定数及び許容限界については、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定）」を適用する。また、基礎地盤の支持性能の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（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 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	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定）	鋼材の材料諸元 （単位体積重量，ヤング係数，ポアソン比）
	J E A G 4 6 0 1 -1987	鋼材の減衰定数
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書 2002	永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定）	鋼材の短期許容応力度を許容限界として設定
	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説 （（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
地震応答解析	J E A G 4 6 0 1 -1987	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）	構造物の要素分割等

2.2 構造概要

取水口の位置図を図 2-1 に、平面図を図 2-2 及び図 2-3 に、断面図を図 2-4 ~ 図 2-6 に、地質断面図を図 2-7 に示す。また、取水口の鳥瞰図を図 2-8 に示す。

取水口は、海中に埋設された $\phi 18.6\text{m}$ の円筒状構造物であり、取水口にて取水した海水は、取水管を介して取水槽に導水される。取水口基部はアンカーコンクリートで巻き立てられており、その外側には岩盤が分布している。また、取水口は、十分な支持性能を有する $C_L \sim C_M$ 級岩盤に直接支持される。なお、地質断面図における海底堆積物・風化岩については、「補足-023-01 地盤の支持性能について」において風化岩であることを確認しており、解析上は保守的に **1** 層として扱う。

取水口は 2 基で構成され、各取水口の仕様は接続管の設置方向を除いて同様である。図 2-6 に示すように取水口の接続管と取水管が接合される構造となっており、接合箇所を取水管側には可撓管が配置され縁が切れているため、耐震評価において取水管と取水口は干渉しない。

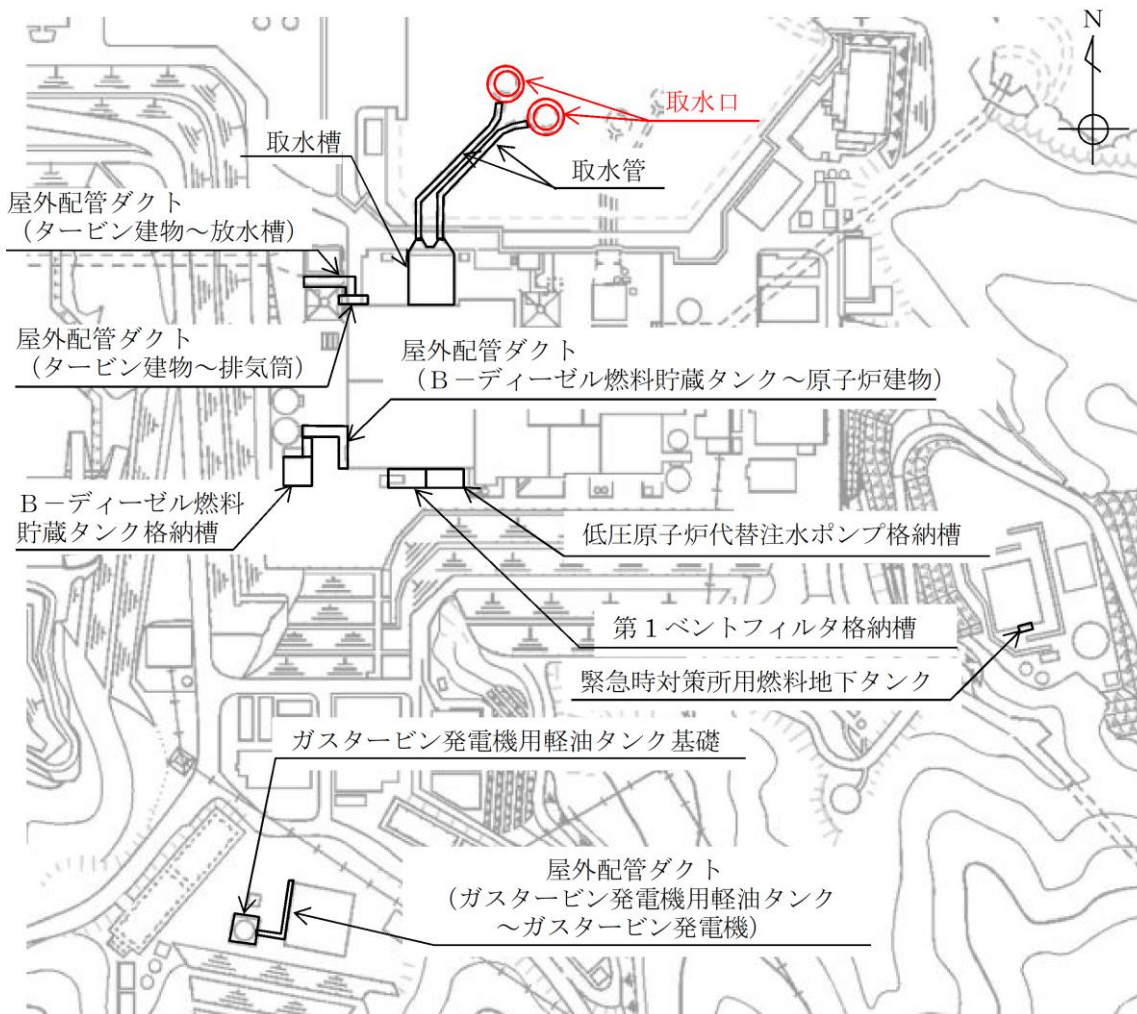


図 2-1 取水口 位置図

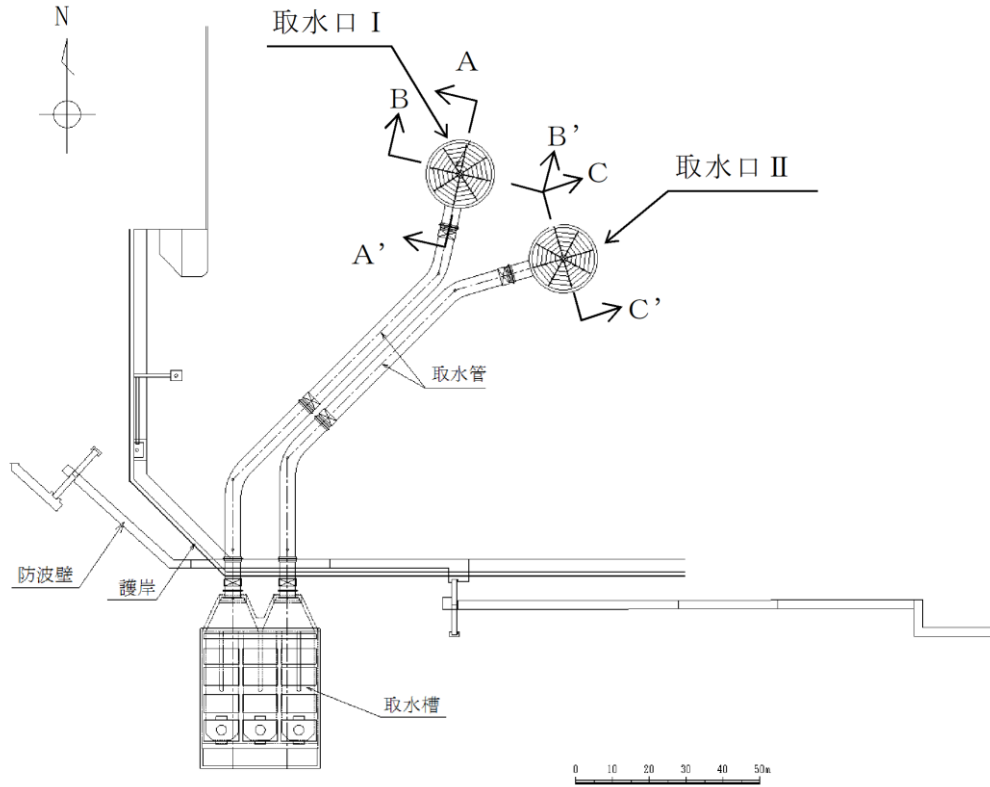


图 2-2 取水口 平面图

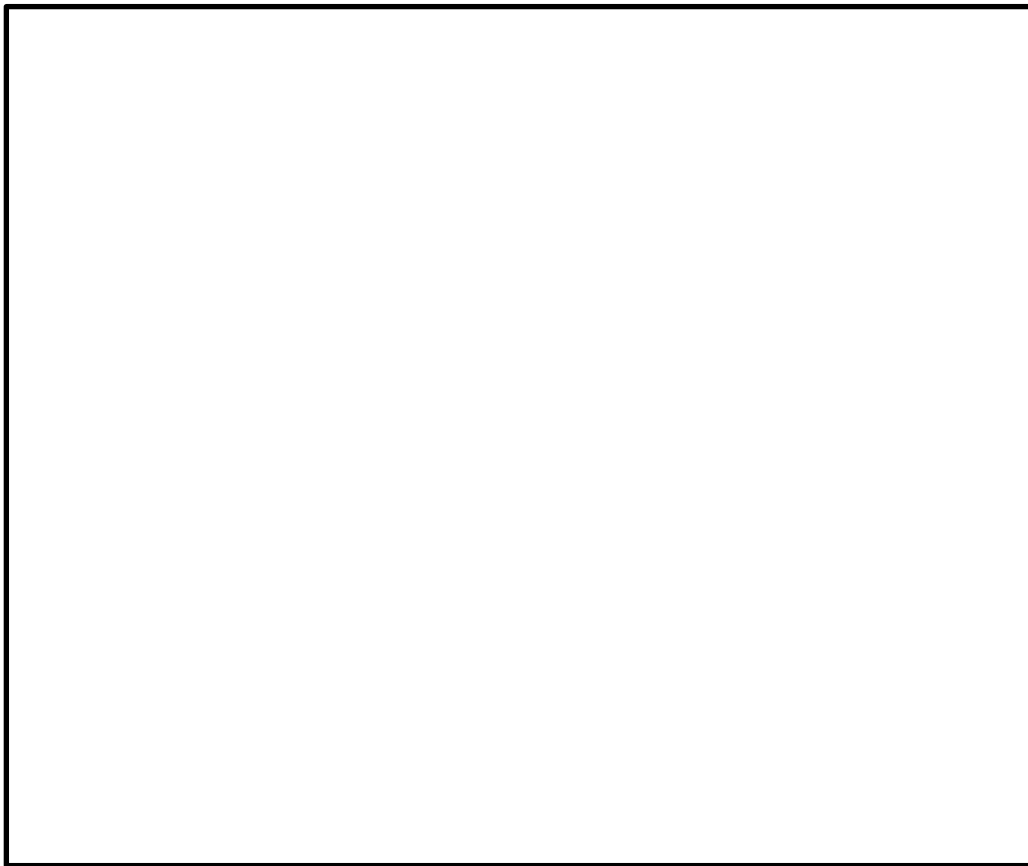
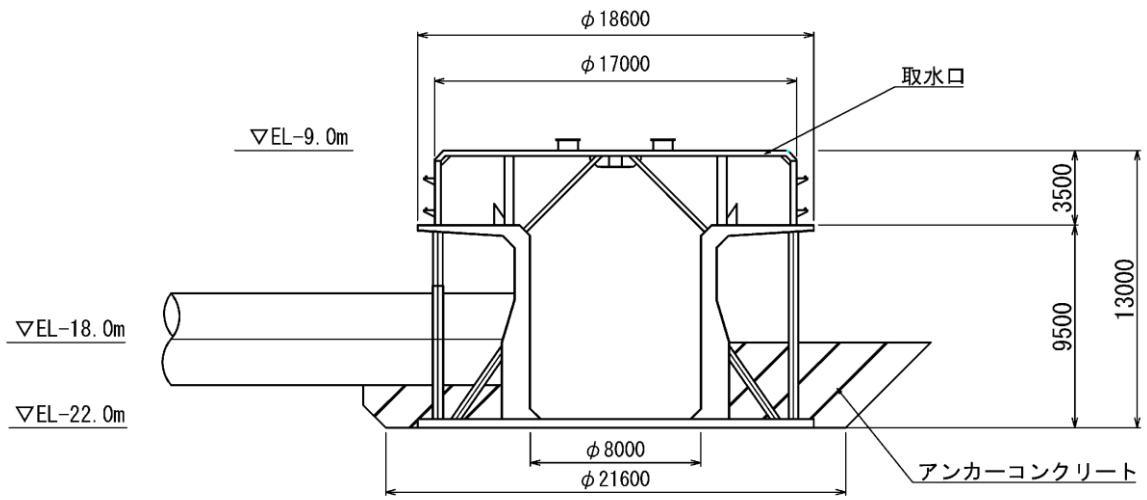
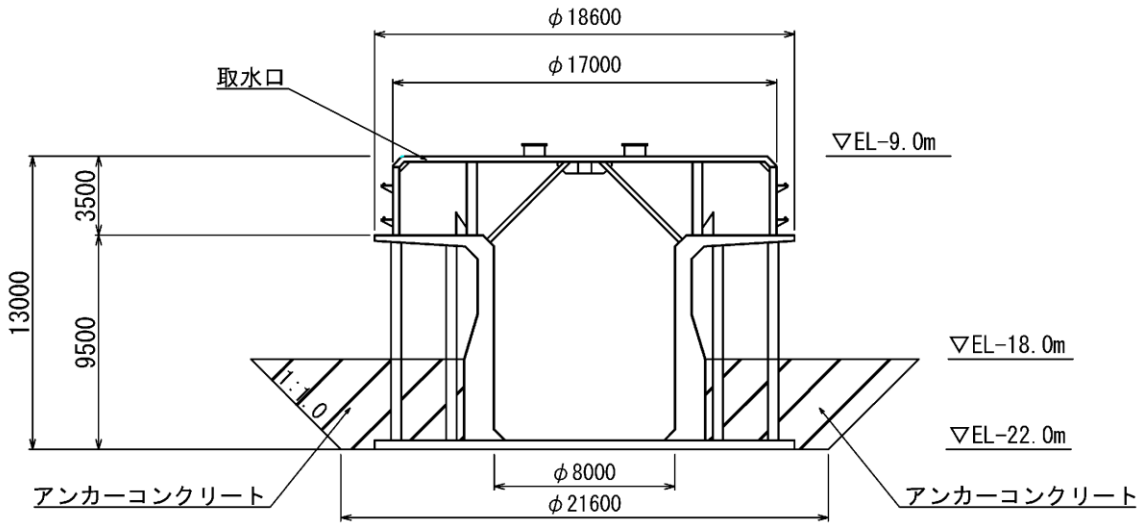


图 2-3 取水口 平面图 (详细图)



(単位：mm)

図 2-4 取水口 断面図 (A-A'断面)

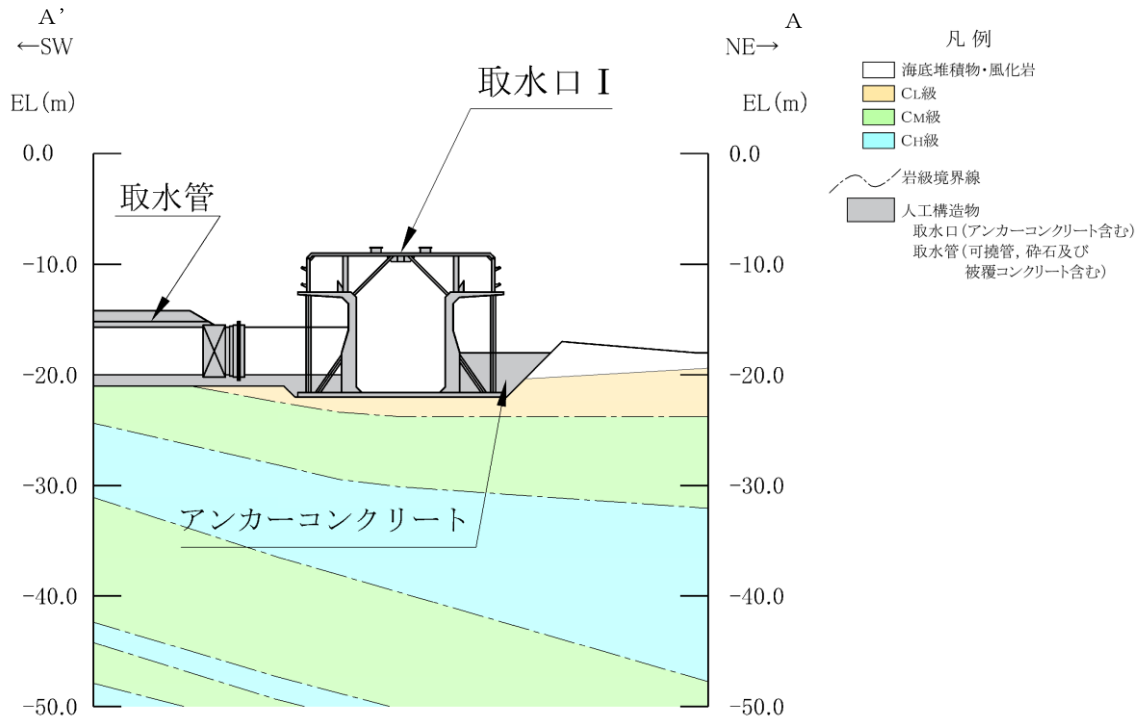


(単位：mm)

図 2-5 取水口 断面図 (B-B'断面)

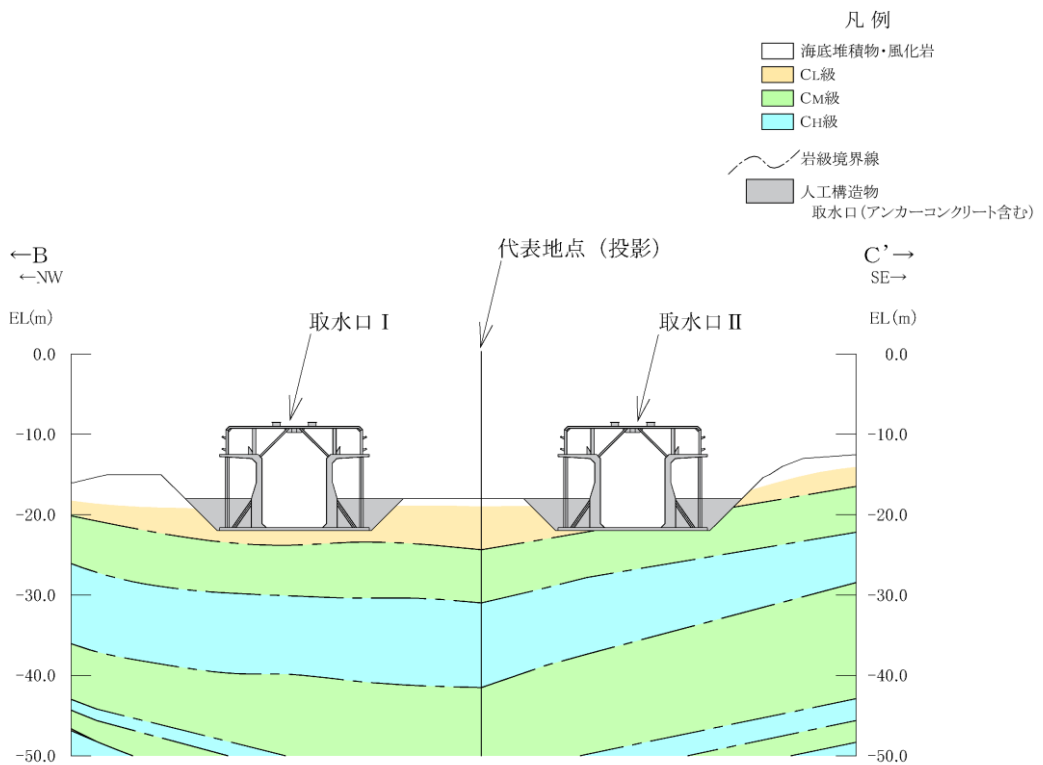


图 2-6 取水管 取水口接續箇所断面图



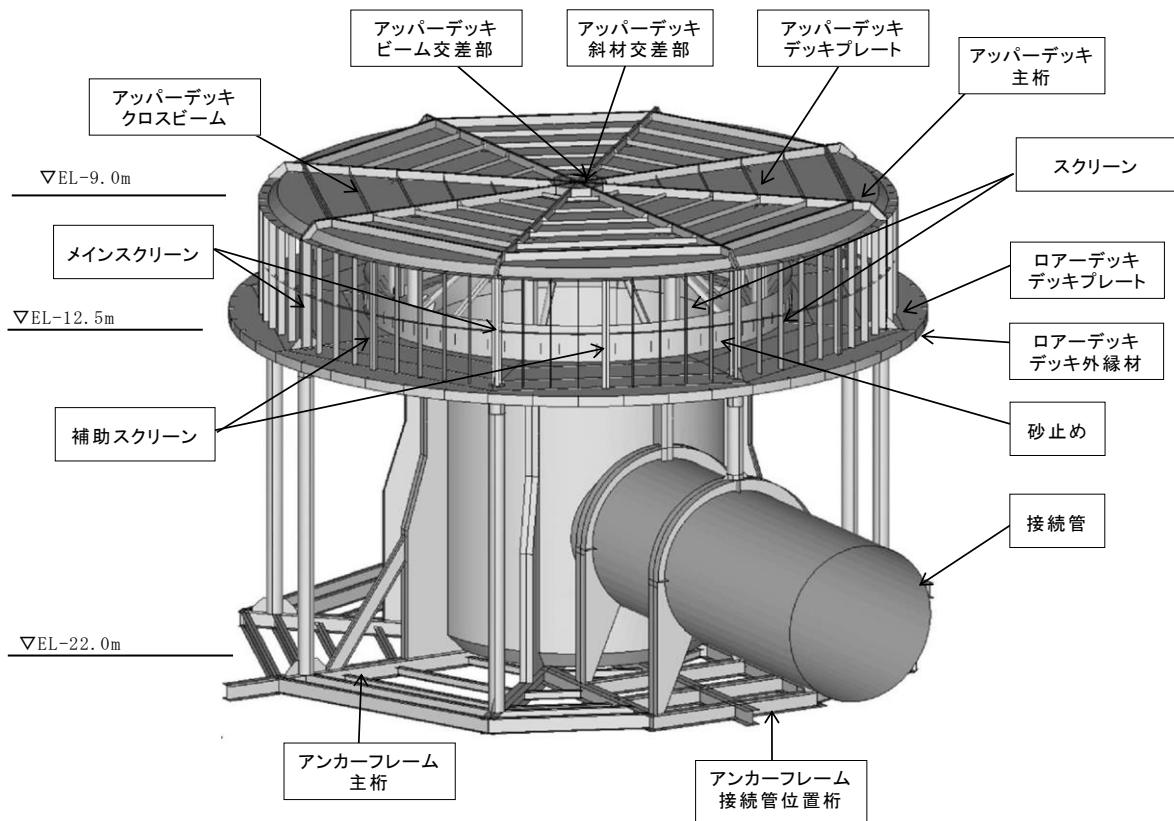
(岩級図)

図 2-7(1) 取水口 地質断面図 (A-A'断面)

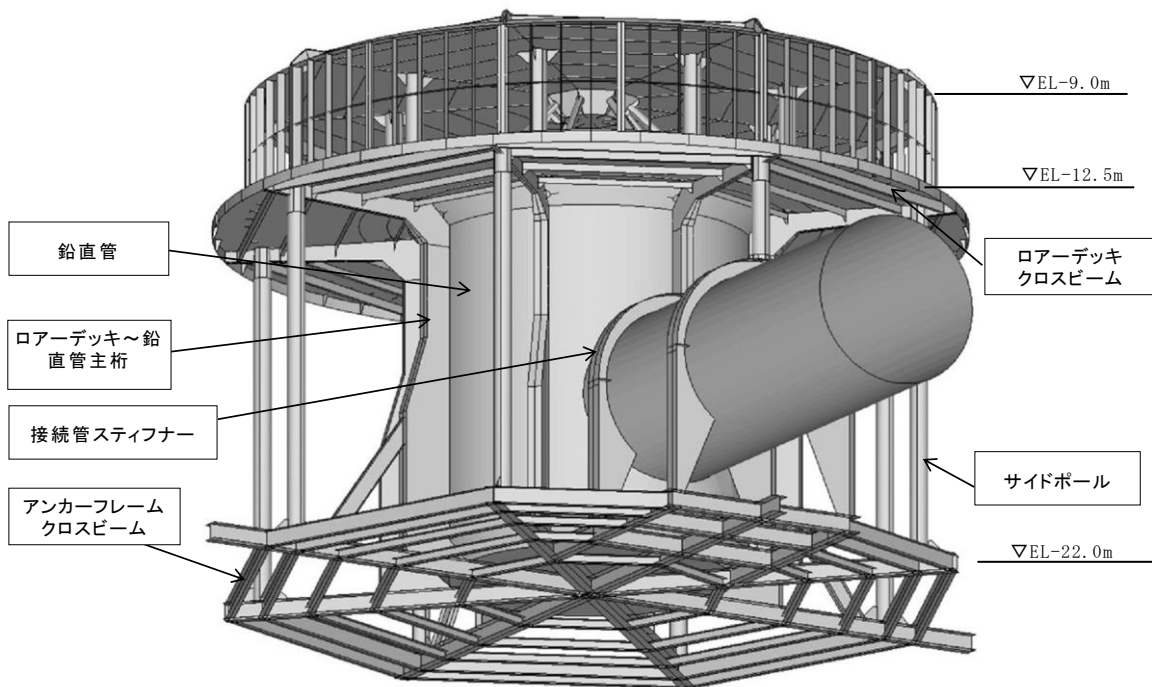


(岩級図)

図 2-7(2) 取水口 地質断面図 (B-B'断面及びC-C'断面)



(取水口上方から望む)



(取水口下方から望む)

注：以下，アッパーデッキは「Uデッキ」，ロアーデッキは「Lデッキ」という。

図 2-8 取水口 鳥瞰図

2.3 評価対象断面の方向

取水口は円筒状構造物であり、強軸及び弱軸が明確ではないことから、3次元構造解析モデルを用いた耐震評価を行う。したがって、3次元構造解析モデルに作用させる荷重を適切に考慮することが可能な断面を、構造物中央を通る断面及びその直交方向断面の特徴を踏まえて選定する。

2.4 評価対象断面の選定

取水口2基は構造的な差異はないため、周囲の地質状況を踏まえ、代表地点を選定する。図2-7によると、取水口周囲の岩盤状況は取水口Iでは C_L 級岩盤が分布し、取水口IとIIの中心付近では C_L 級岩盤が厚くなり、取水口IIでは $C_L \sim C_M$ 級岩盤が分布している。そのため、取水口の代表地点としては取水口I及び取水口IIの中心付近を選定する。選定断面平面図を図2-9に示す。

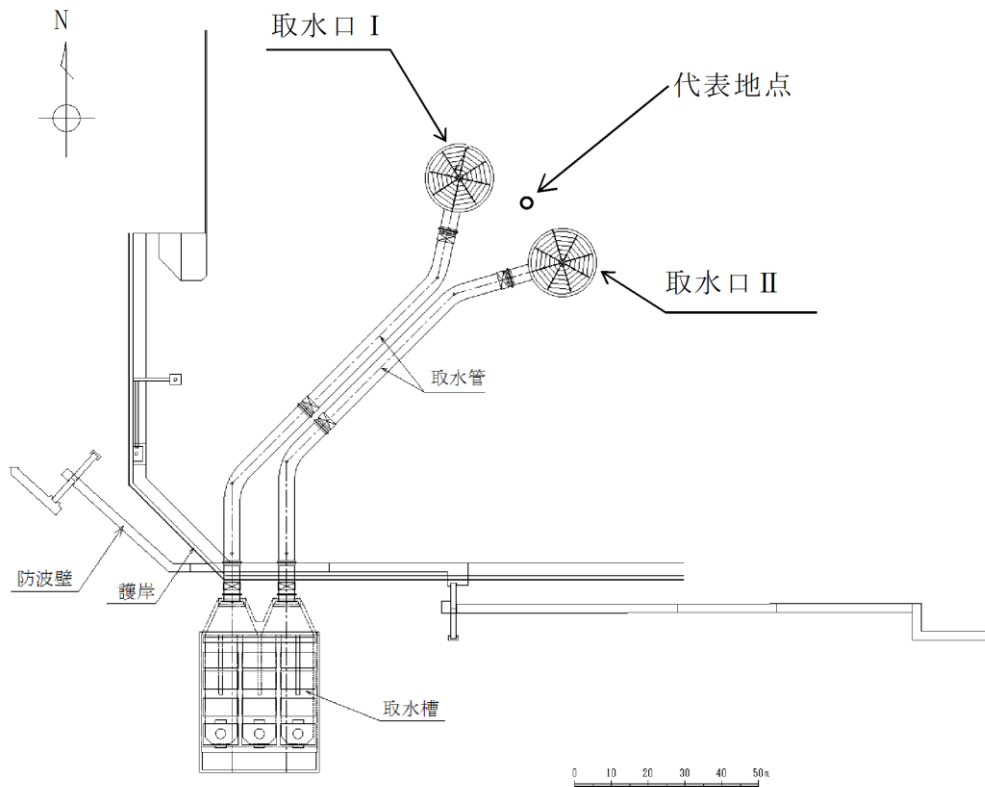


図2-9 取水口選定断面平面図

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 構造物の使用材料

部 位	名 称	断面形状	材 料
Uデッキ	デッキプレート	PL-16	SS41*
	主桁	BCT-250×100×12×19	
	クロスビーム	FB-100×12 FB-140×16 FB-160×16 BCT-250×100×12×19	
Uデッキ ～ Lデッキ	ストラット	φ 457.2×t12	
	斜材	φ 216.3×t8	
	メインスクリーン	H-294×200×8×12	
	補助スクリーン	CT-200×200×8×12	
Lデッキ	スクリーン	FB-200×16	
	デッキプレート	PL-16	
	デッキ外縁材	FB-257×9	
	クロスビーム	FB-140×16 FB-180×16 L-200×90×9×14 L-250×90×10×15	
	砂止め	FB-1,000×12 FB-1,213.8×12	
Lデッキ主桁	鉛直管主桁	BCT-(250～500)×150×12×19 BCT-(500～725)×(150～350)×12× (19～25) BCT-725×350×19×25 BCT-1,325×350×19×25	
	サイドポール	φ 457.2×t12	
鉛直管	鉛直管口	PL-16	
	鉛直管	PL-25	
	鉛直管底	PL-25	
接続管	接続管	PL-23	
	スティフナー	BCT-350×500×16×19 BCT-(350～1223)×500×16×19	
アンカー フレーム	底板	PL-12	
	主桁	H-400×400×13×21	
	接続管位置桁	H-400×400×13×21	
	クロスビーム	H-200×200×8×12 H-400×200×8×13	
	斜材	H-400×200×8×13	

注記* : SS400 相当

表 2-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
鋼材 (取水口)	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
コンクリート (下部アンカーコンクリート) 設計基準強度：20.6N/mm ²	2.33×10 ⁴	23.0	0.2

2.6 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-4に示す。

表2-4 解析用物性値（地盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
①層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層*	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層*	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

2.7 評価構造物諸元

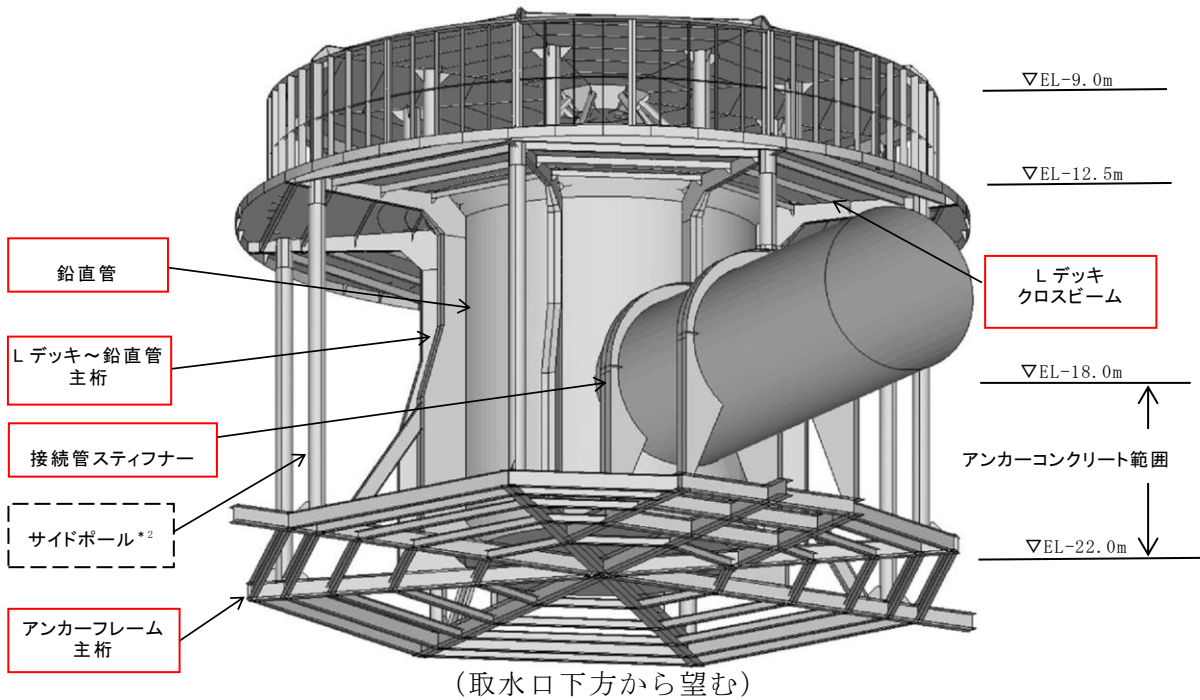
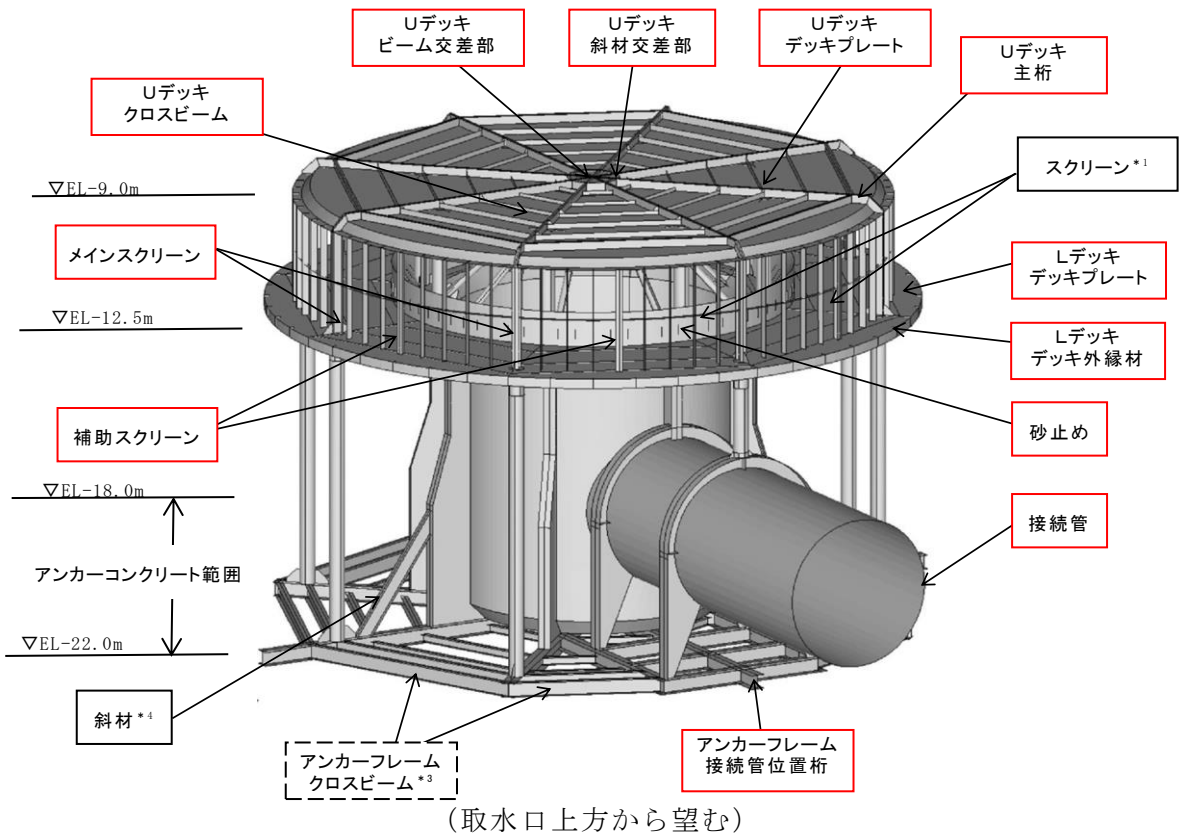
取水口の応力解析は、鋼板部材及び通水機能を有する鉛直管を含めた鋼管等を評価対象部位とする。部材の中で、構造強度に寄与しない部材であるスクリーンについては評価対象外とする。また、取水口基部に位置するアンカーコンクリート内部（EL-18.0m～EL-22.0m）の鋼材については発生する応力が小さくなることから評価対象外とする。

一方、アンカーコンクリート内部の材料のうち鉛直管、接続管、鉛直管主桁、接続管スティフナー及びアンカーフレーム部材については、主要部材又は主要部材周辺の部材であることから、念のため評価対象とする。

評価対象とする部材と評価対象外とする部材の位置及び使用材料について図2-10及び表2-5に示す。

また、アンカーコンクリートは、取水口を海底に固定する役割を持っており、取水口の耐震性についてはアンカーコンクリートが健全であることを前提としているため、アンカーコンクリートについては評価対象とする。

ここで、取水口の評価対象部材図を図2-11～図2-16に示す。評価対象箇所
の部材の詳細並びに断面形状等の諸元を表2-6～表2-11に示す。



注：赤枠は評価対象部材，黒枠は評価対象外部材，黒点線枠は一部評価対象部材

注記*1：構造強度に寄与しない部材であるため評価対象外

*2：アンカーコンクリート内部に位置する部分は評価対象外

*3：アンカーコンクリート最下端に位置しており，内側に位置する部分については評価対象外

*4：アンカーコンクリート内部に位置するため評価対象外

図 2-10 取水口 評価対象部材等鳥瞰図

表 2-5 評価対象部材等の使用材料一覧

部 位	名 称	断面形状	材 料
Uデッキ	デッキプレート	PL-16	SS41 ^{*5}
	主桁	BCT-250×100×12×19	
	クロスビーム	FB-100×12 FB-140×16 FB-160×16 BCT-250×100×12×19	
Uデッキ ～ Lデッキ	ストラット	φ 457.2×t12	
	斜材	φ 216.3×t8	
	メインスクリーン	H-294×200×8×12	
	補助スクリーン	CT-200×200×8×12	
	スクリーン	FB-200×16 ^{*1}	
Lデッキ	デッキプレート	PL-16	
	デッキ外縁材	FB-257×9	
	クロスビーム	FB-140×16 FB-180×16 L-200×90×9×14 L-250×90×10×15	
	砂止め	FB-1,000×12 FB-1,213.8×12	
Lデッキ主桁	鉛直管主桁	BCT-(250～500)×150×12×19 BCT-(500～725)×(150～350)×12× (19～25) BCT-725×350×19×25 BCT-1,325×350×19×25	
	サイドポール	φ 457.2×t12 ^{*2}	
鉛直管	鉛直管口	PL-16	
	鉛直管	PL-25	
	鉛直管底	PL-25	
接続管	接続管	PL-23	
	スティフナー	BCT-350×500×16×19 BCT-(350～1223)×500×16×19	
アンカー フレーム	底板	PL-12	
	主桁	H-400×400×13×21	
	接続管位置桁	H-400×400×13×21	
	クロスビーム	H-200×200×8×12 ^{*3} H-400×200×8×13	
	斜材	H-400×200×8×13 ^{*4}	

注：赤字は評価対象部材

注記*1：構造強度に寄与しない部材であるため評価対象外

*2：アンカーコンクリート内部に位置する部分は評価対象外

*3：アンカーコンクリート最下端に位置しており，内側に位置する部分については評価対象外

*4：アンカーコンクリート内部に位置するため評価対象外

*5：SS400 相当

1. Uデッキ EL -9.0m

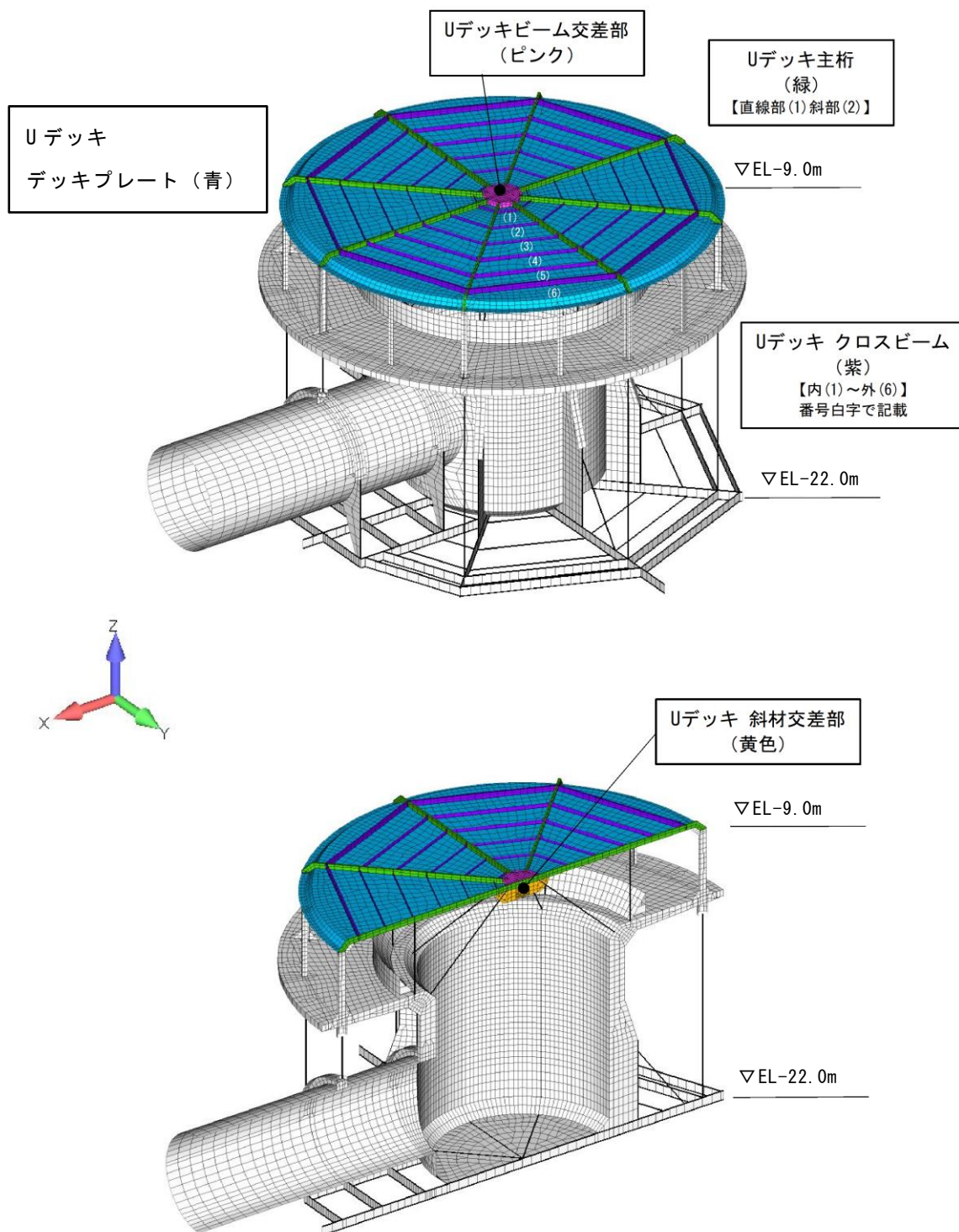


図 2-11 Uデッキ部応力照査箇所

表 2-6 部材断面特性 (Uデッキ)

1. Uデッキ EL -9.0m

部材名称	長さ,大きさ 単位:mm	個数	部材詳細	断面形状 照査時腐食代考慮
Uデッキ デッキプレート	φ17000	1	PL-16	
Uデッキ 主桁-(1) Uデッキ 主桁-(2)	L8085 (1) L552 (2)	8 8	BCT-250×100×12×19	
Uデッキ クロスビーム-(1) Uデッキ クロスビーム-(2) Uデッキ クロスビーム-(3)	L845 (1) L1839 (2) L2833 (3)	8 8 8	FB-100×12	
Uデッキ クロスビーム-(4)	L3827	8	FB-140×16	
Uデッキ クロスビーム-(5)	L4821	8	FB-160×16	
Uデッキ クロスビーム-(6)	L5799	8	BCT-250×100×12×19	

()内は製作板厚

2. Uデッキ～Lデッキ EL -9.0m～EL -12.5m

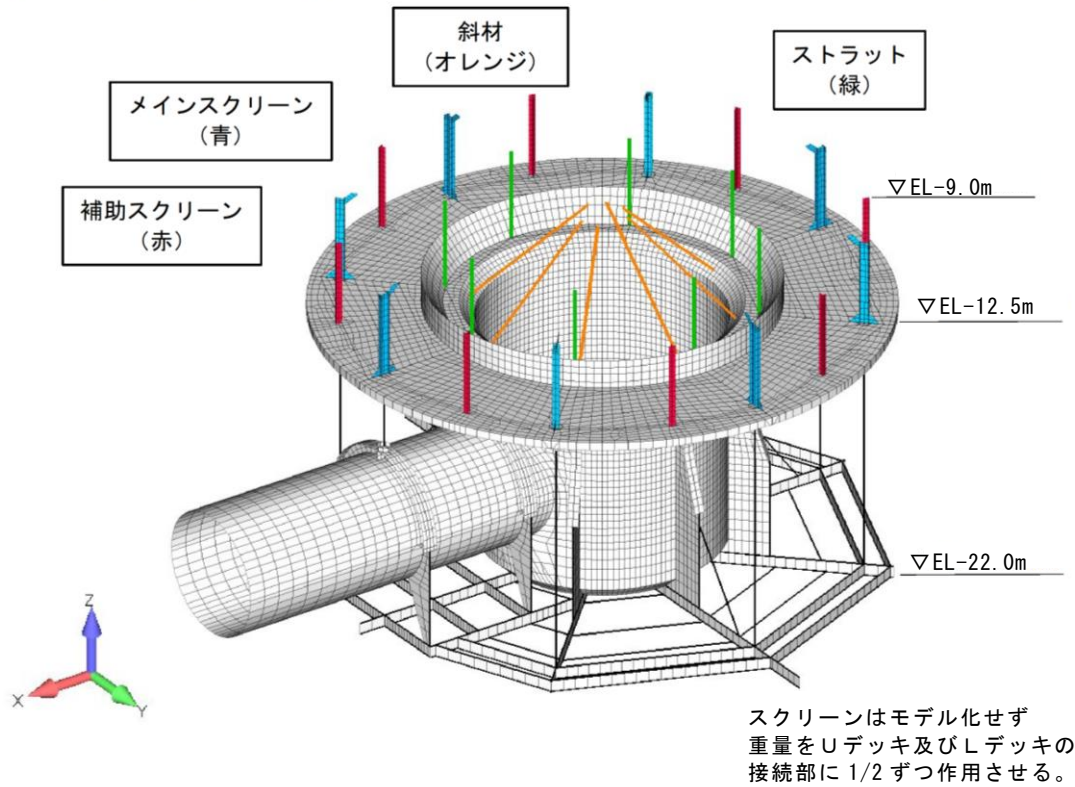


図 2-12 Uデッキ～Lデッキ部応力照査箇所

表 2-7 部材断面特性 (Uデッキ～Lデッキ)

2. Uデッキ～Lデッキ EL -9.0m～EL -12.5m

部材名称	長さ,大きさ 単位:mm	個数	部材詳細	断面形状 照査時腐食代考慮
ストラット	L3234	8	$\phi 457.2 \times 12$	 455.2 (457.2) 11 (12)
斜材	L4927	8	$\phi 216.3 \times 8$	 214.3 (216.3) 7 (8)
メインスクリーン	L3000	8	H-294 × 200 × 8 × 12	 200 (200) 10 (12) 272 (270) 6 (8) 10 (12) 200 (200)
補助スクリーン	L3000	8	CT-200 × 200 × 8 × 12	 200 (200) 10 (12) 189 (188) 6 (8)

()内は製作板厚

3. Lデッキ EL -12.5m

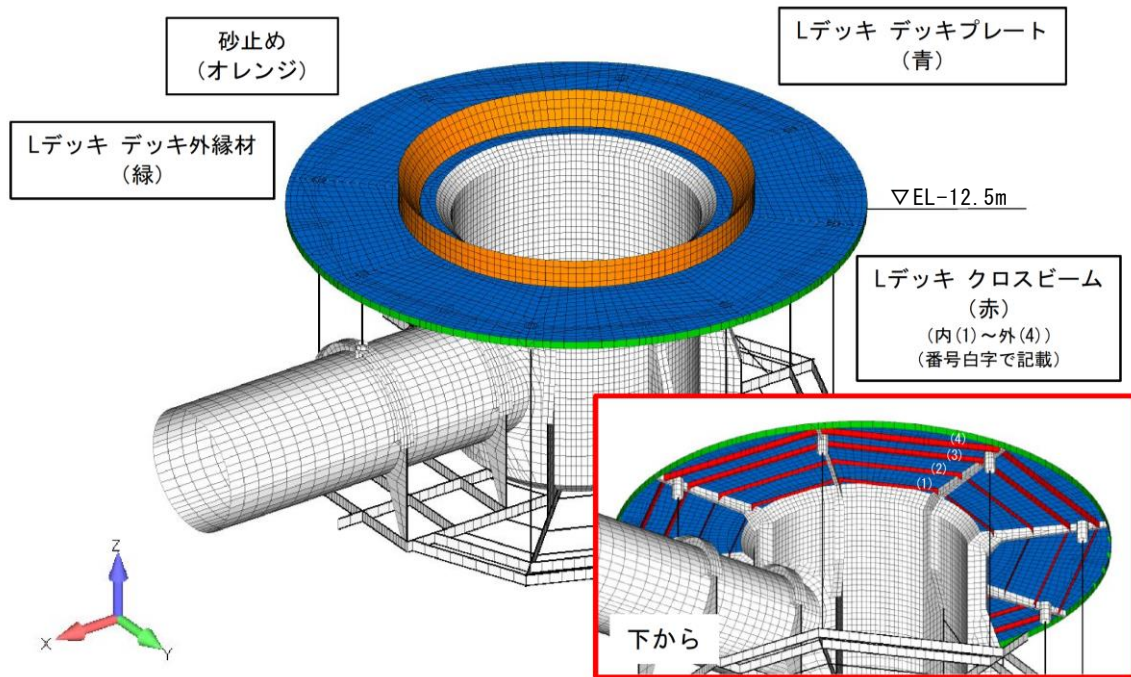


図 2-13 Lデッキ部応力照査箇所

表 2-8 部材断面特性 (Lデッキ)

3. Lデッキ EL -12.5m

部材名称	長さ,大きさ 単位: mm	個数	部材詳細	断面形状 照査時腐食代考慮
Lデッキ デッキプレート	φ 18600 外径 φ 9000 内径	1	PL-16	
Lデッキ デッキ外縁材	φ 18600 周径	1	FB-257 × 9	
Lデッキ クロスビーム-(1)	L3827	8	FB-140 × 16	
Lデッキ クロスビーム-(2)	L4971	8	FL-180 × 16	
Lデッキ クロスビーム-(3)	L6048	8	L-200 × 90 × 9 × 14	
Lデッキ クロスビーム-(4)	L6876	8	L-250 × 90 × 10 × 15	
砂止め	φ 11400 外周径 φ 10000 内周径	1	FB-1000 × 12 FB-1213.8 × 12	

()内は製作板厚

4. Lデッキ鉛直管主桁（Lデッキ～アンカーフレーム間） EL -12.5m～EL 22.0m

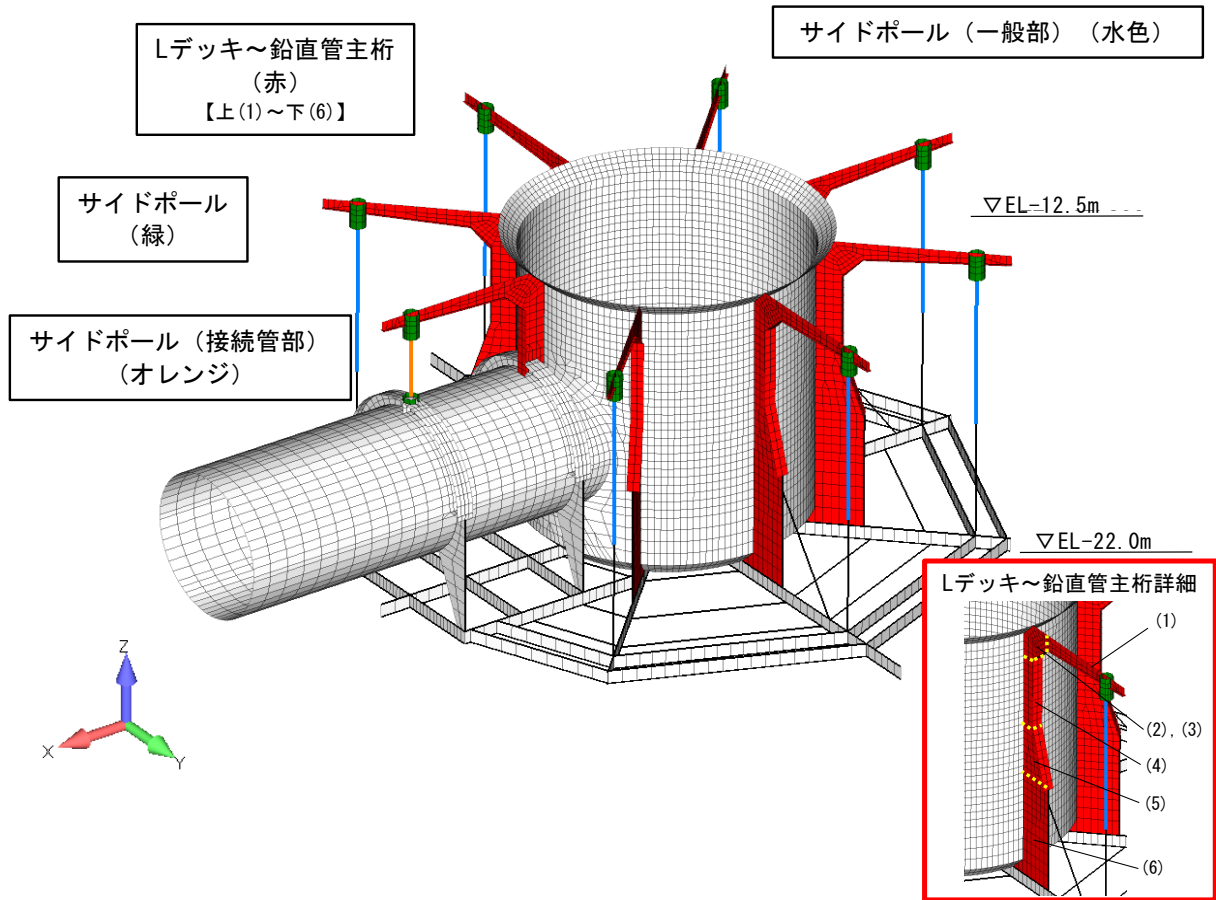
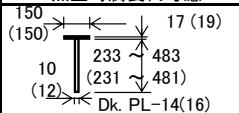
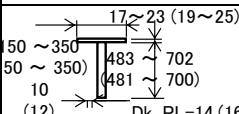
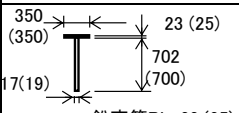
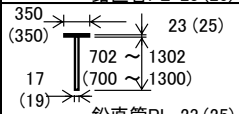
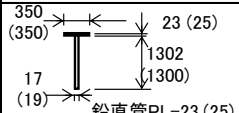
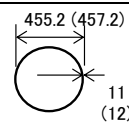


図 2-14 Lデッキ～アンカーコンクリート部応力照査箇所

表 2-9 部材断面特性 (Lデッキ鉛直管主桁)

4. Lデッキ鉛直管主桁 (Lデッキ~アンカーフレーム間) EL -12.5m~EL 22.0m

部材名称	長さ,大きさ 単位: mm	個数	部材詳細	断面形状 照査時腐食代考慮
Lデッキ~鉛直管主桁-(1)	L3991	8	BCT-(250~500)×150 ×12×19	
Lデッキ~鉛直管主桁-(2)(3)	L1050	8	BCT-(500~725)×(150~ 350)×12×(19~25)	
Lデッキ~鉛直管主桁-(4)	L2434 L1761	7 1	BCT-725×350×19×25	
Lデッキ~鉛直管主桁-(5)	L2000	7	BCT-(725~1325)×350 ×19×25	
Lデッキ~鉛直管主桁-(6)	L3600	7	BCT-1325×350×19×25	
サイドポール-(一般部)	L9072	7	φ457.2×12	
サイドポール-(接続管部)	L2811	1		

()内は製作板厚

5. 鉛直管及び接続管（Lデッキ～アンカーフレーム間） EL -12.5m～EL -22.0m

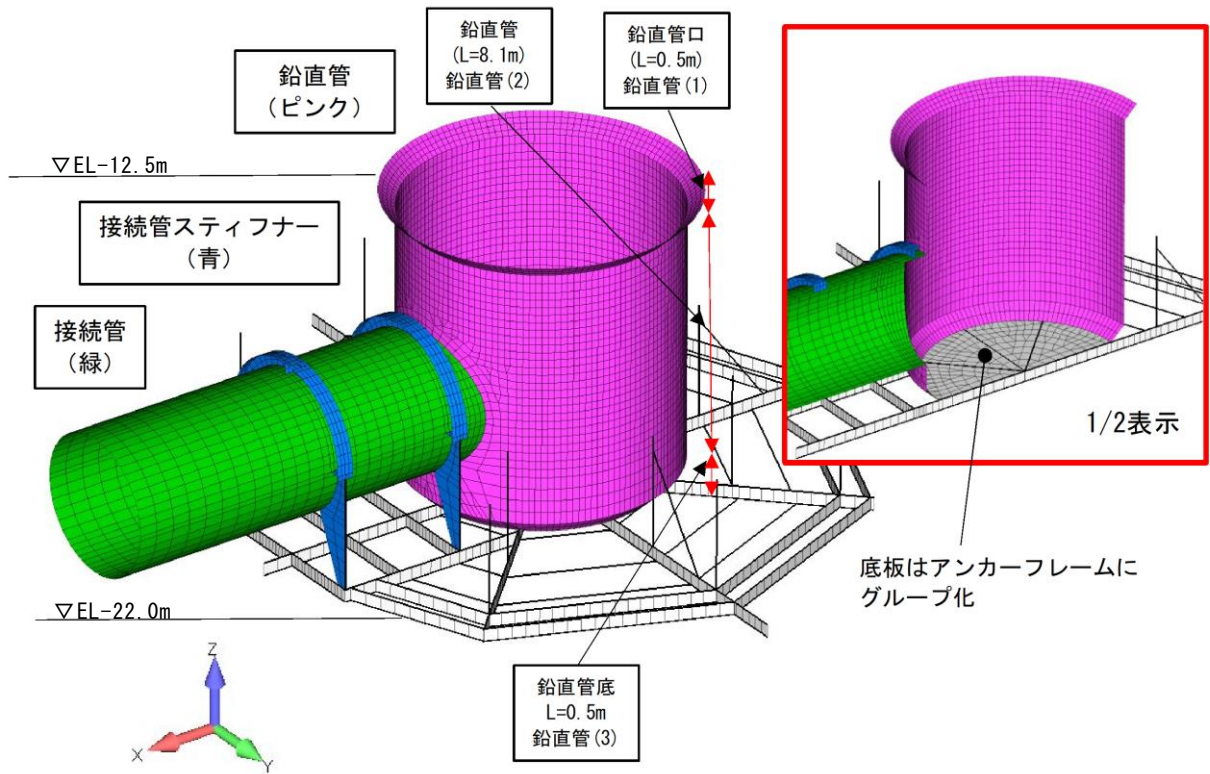
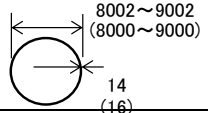
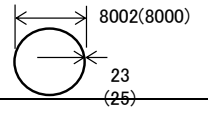
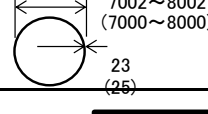

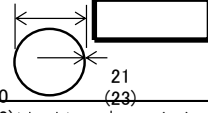

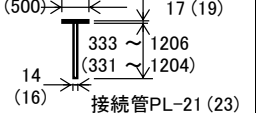


図 2-15 鉛直管及び接続管部応力照査箇所

表 2-10 部材断面特性 (鉛直管)

5. 鉛直管及び接続管 (Lデッキ~アンカーフレーム間) EL -12.5m~EL -22.0m

部材名称	長さ,大きさ 単位:mm	個数	部材詳細	断面形状 照査時腐食代考慮
鉛直管口 〈鉛直管(1)〉	φ 8000 内径 ~9000 L500	1	PL-16	
鉛直管 〈鉛直管(2)〉	φ 8000 内径 L8100	1	PL-25	
鉛直管底 〈鉛直管(3)〉	φ 7000 内径 ~8000 L500	1	PL-25	
接続管	φ  内径 L10975	1	PL-23	
接続管 スティフナー	φ  上部内周径 L3750 下部	2 4	BCT-350 × 500 × 16 × 19 BCT-(350~1223) × 500 × 16 × 19	

()内は製作板厚

6. アンカーフレーム EL -22.0m

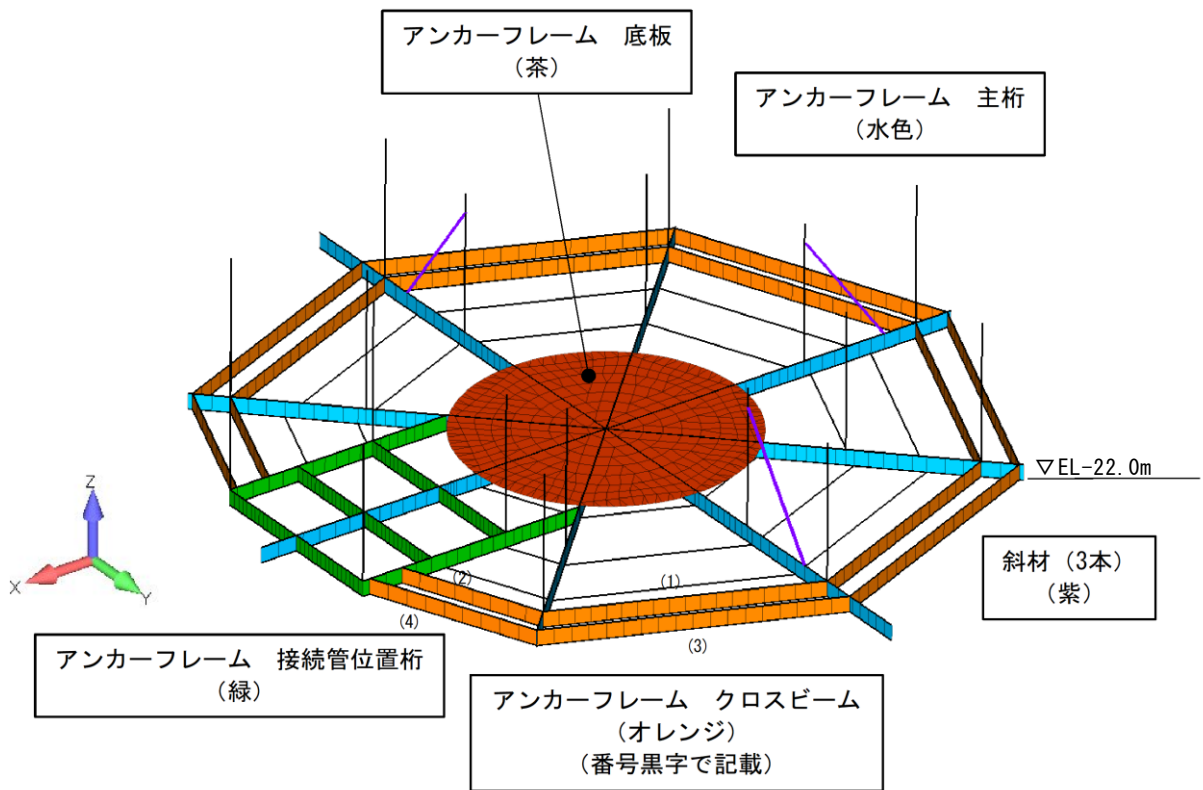

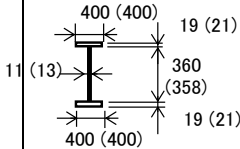
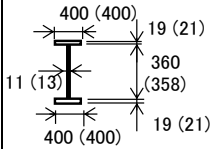
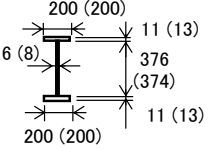


図 2-16 アンカーフレーム部応力照査箇所

表 2-11 部材断面特性 (アンカーフレーム)

6. アンカーフレーム EL -22.0m

部材名称	長さ,大きさ 単位:mm	個数	部材詳細	断面形状 腐食代考慮
アンカーフレーム 底板	φ 7200	1	PL-12	
アンカーフレーム 主桁	L18600 L21600	3 1	H-400 × 400 × 13 × 21	
アンカーフレーム 接続管位置桁	L5850 L5000	2 3	H-400 × 400 × 13 × 21	
アンカーフレーム クロスビーム(1)	L6379	6	H-400 × 200 × 8 × 13	
アンカーフレーム クロスビーム(2)	L3637	2		
アンカーフレーム クロスビーム(3)	L7042	6		
アンカーフレーム クロスビーム(4)	L4336	2		

()内は製作板厚

2.8 耐震評価フロー

取水口の地震応答解析及び耐震評価フローを図 2-17 に示す。取水口の耐震評価は、3次元有限要素法を用いた応力解析を行い照査する。その際入力する応力については、2次元地震応答解析の地震応答値を用いる。また、基礎地盤の支持性能照査については2次元地震応答解析の結果より照査を行う。

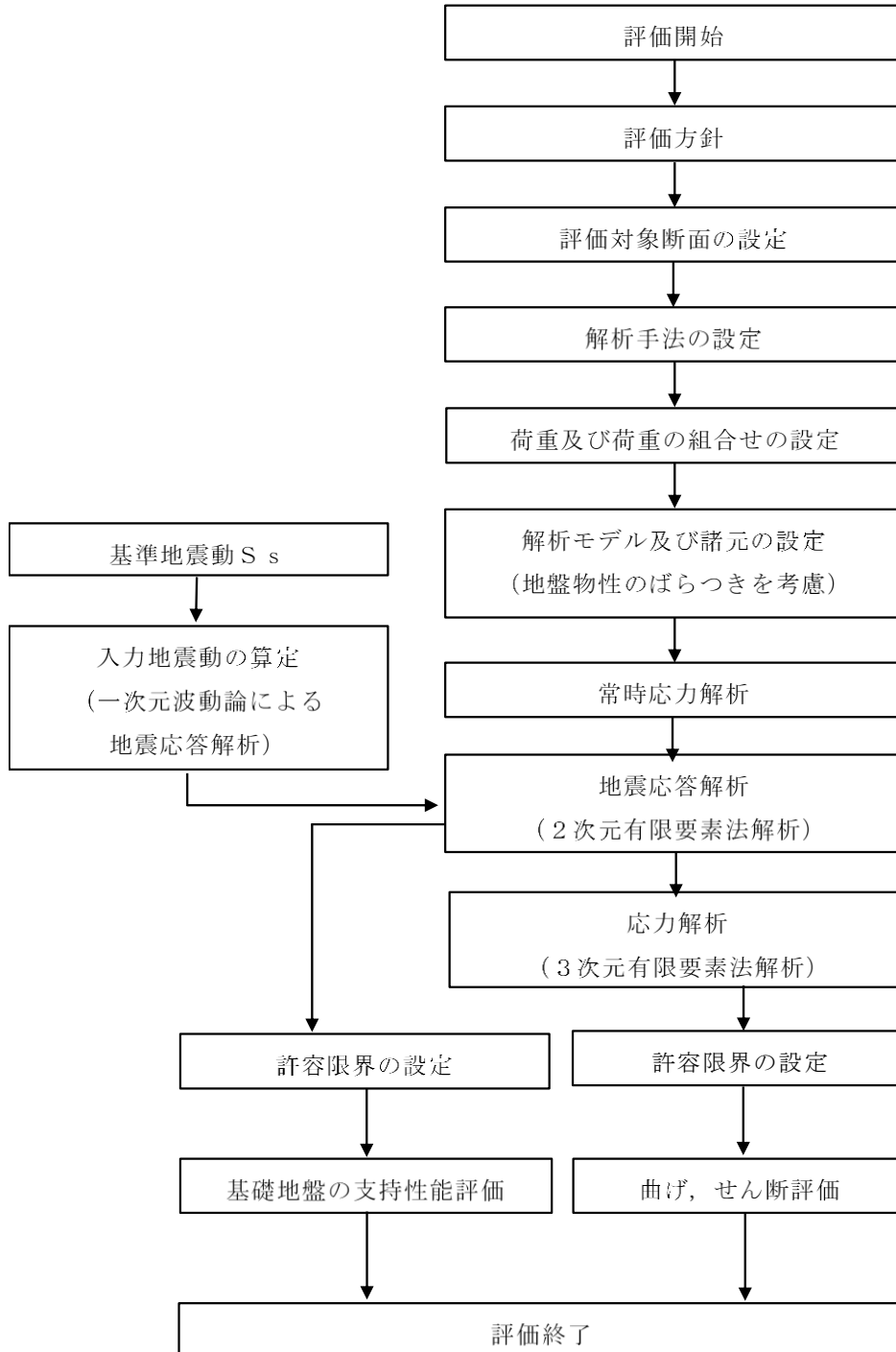


図 2-17 取水口 地震応答解析及び耐震評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素法解析を用いて、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より行う。

解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

取水口は、海中に埋設される構造物であるが、岩盤上に設置された構造物であり、施設周辺に液状化対象層が存在しないため解析手法の選定フローに基づき「②全応力解析」を選定する。

構造部材については、多質点系曲げせん断棒モデルとしてモデル化する。

また、岩盤については、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「T D A P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

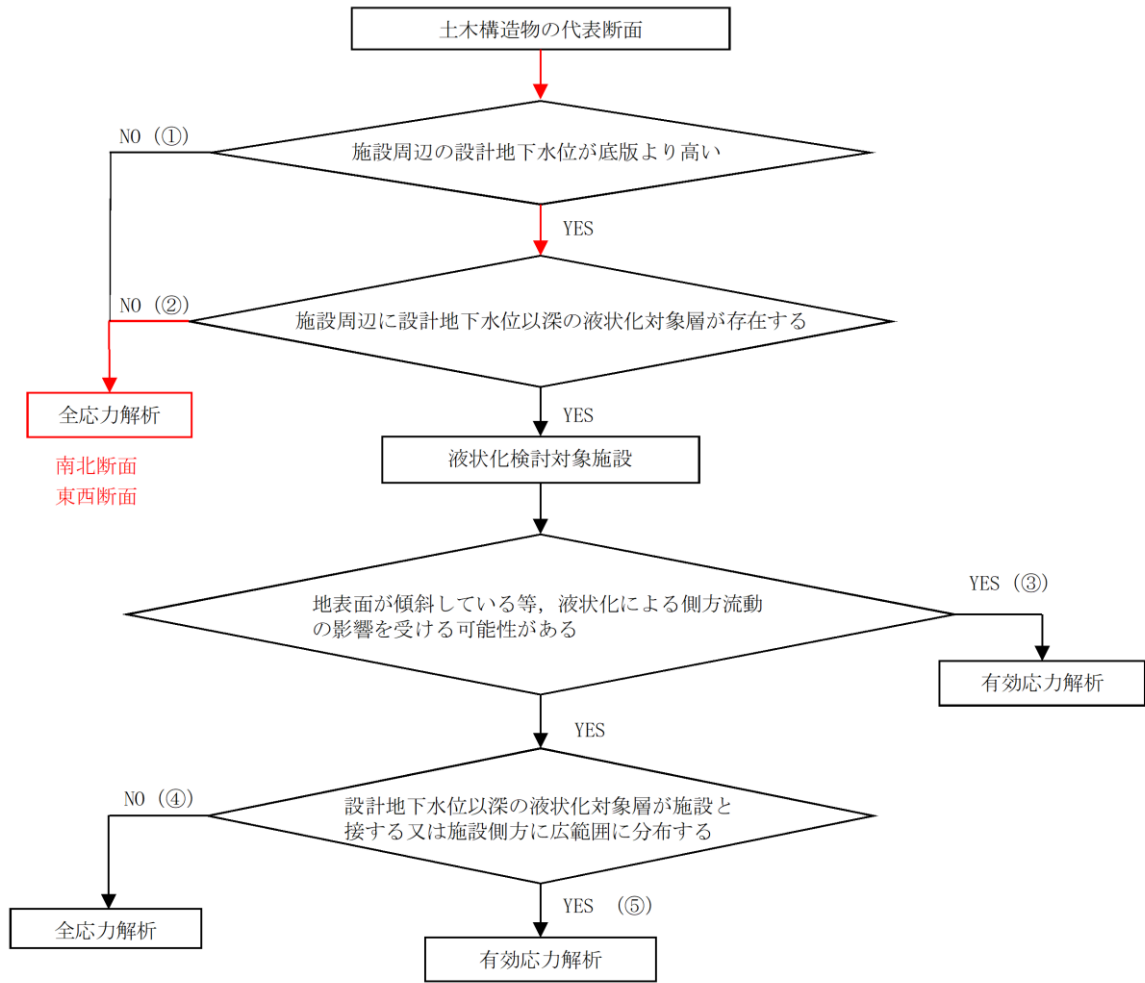


図 3-1 解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化領域を図 3-2 に示す。

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 - 1987」を参考に、モデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍確保している。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度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・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

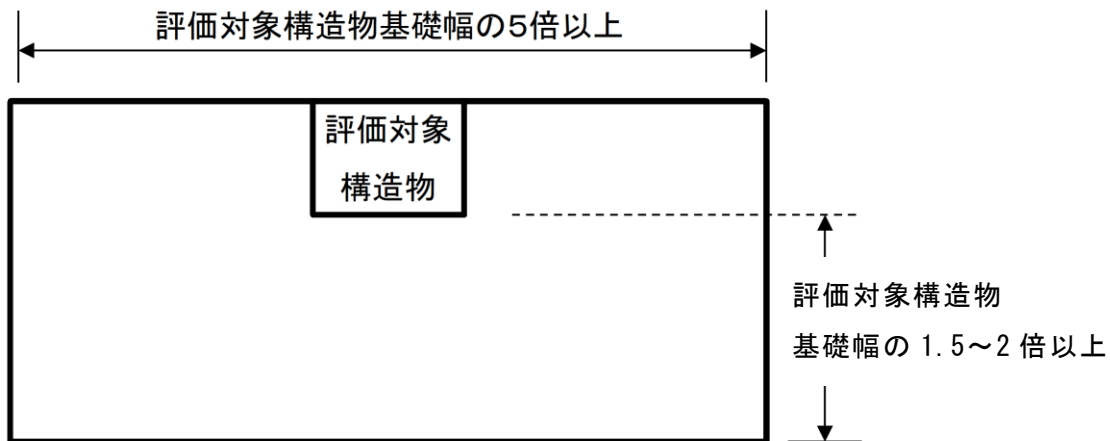


図 3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 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、側方境界はフリーとする。

境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

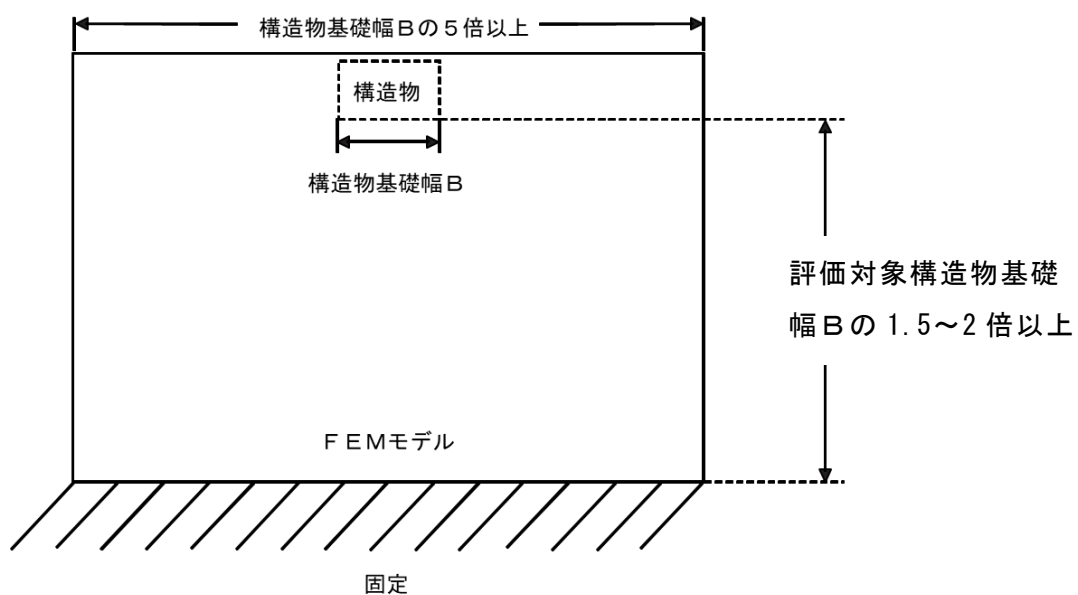


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-4 に示す。

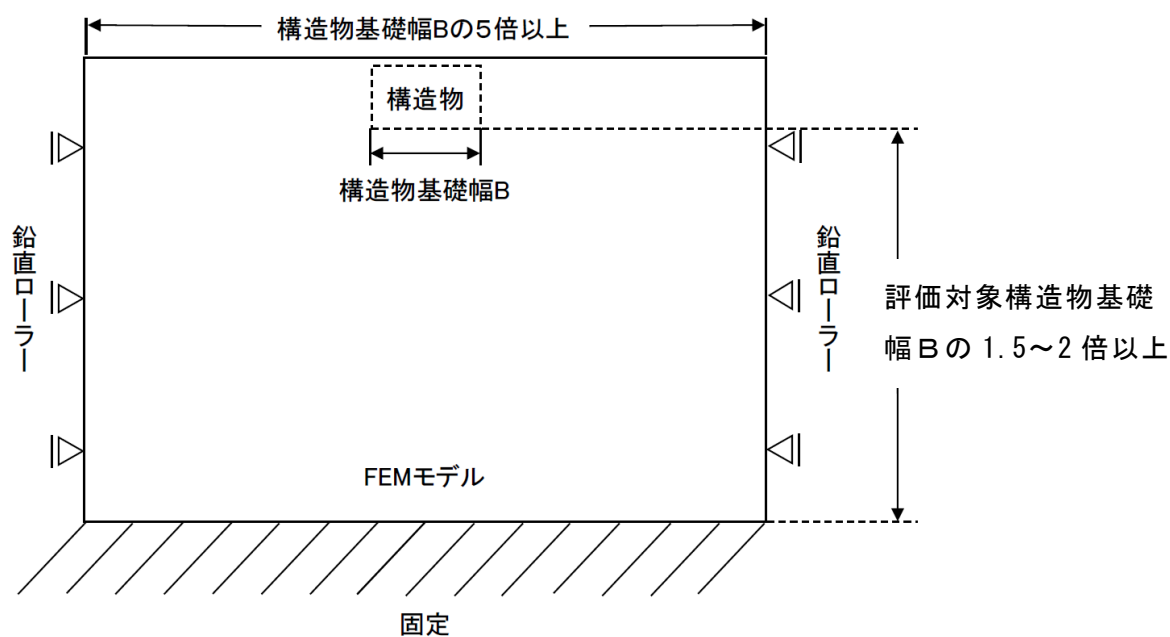


図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

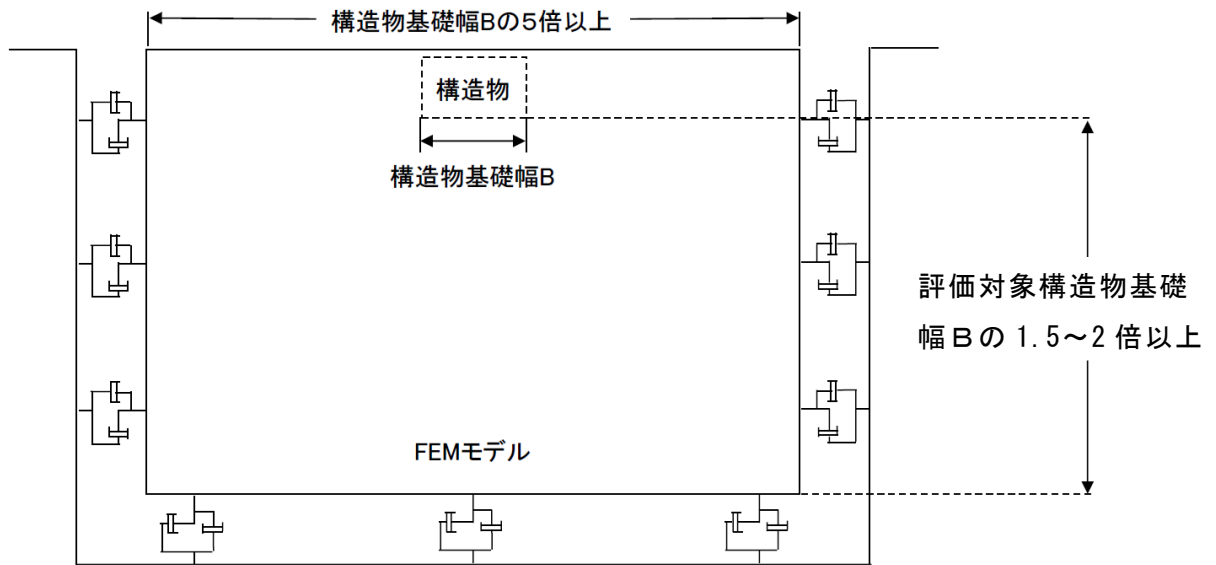


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

(1) 基礎幅の補正

取水口の地震応答解析モデルである多質点系曲げせん断棒モデルの重量及び断面性能は，取水口全体の諸元から2次元有限要素モデルに換算する必要がある。直径21.6mの円形の取水口基礎底面を等面積の正方形(19.143m)に換算し，この1辺を取水口の奥行き幅と仮定し，取水口全体の諸元を奥行き幅で除することで奥行き幅1mの諸元に変換する。基礎幅の補正方法を図3-6に示す。

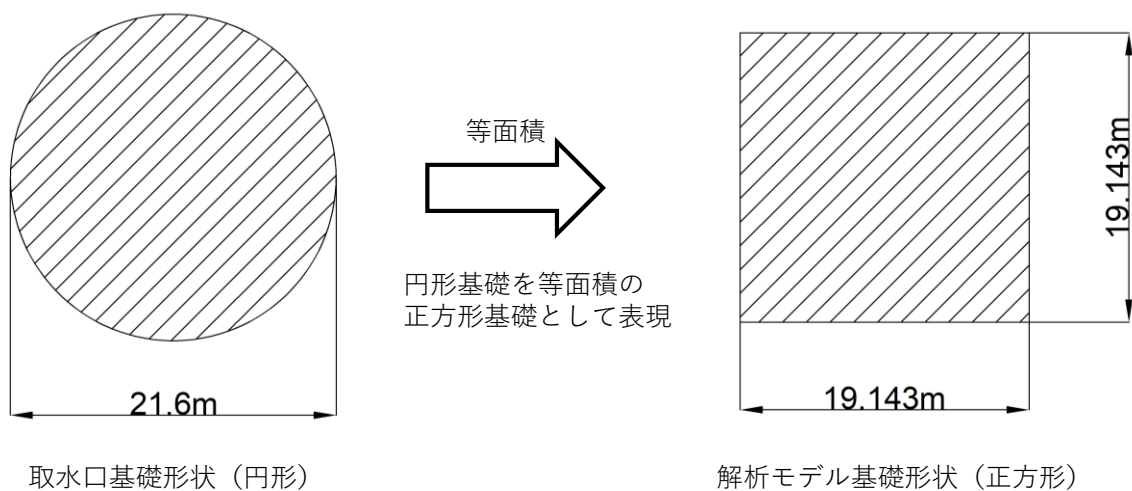


図3-6 基礎幅補正概念図

(2) 構造物の水平モデル

構造物の水平方向の地震応答解析モデル図を図 3-7 に示す。各質点及び曲げせん断棒要素に与える物性値の一覧を表 3-1 に示す。物性値の算定については、接続管軸方向断面にて算定する。

図 3-7 において質点③及び④についてはアンカーコンクリートの位置であることから、鋼材よりアンカーコンクリートの影響が支配的であると考えられるため、ヤング率及びせん断弾性係数はコンクリートの物性値を使用する。

また、質点の重量、回転慣性重量、曲げせん断棒要素のヤング率及びせん断弾性係数については、2次元モデルに換算するために、全体数量から奥行き幅 19.143m で除した値となっている。各質点及び曲げせん断棒要素における分担エリアの考え方の概念図を図 3-8 に示す。図 3-8 に示すように各質点の分担エリアは質点間中央で分割している。

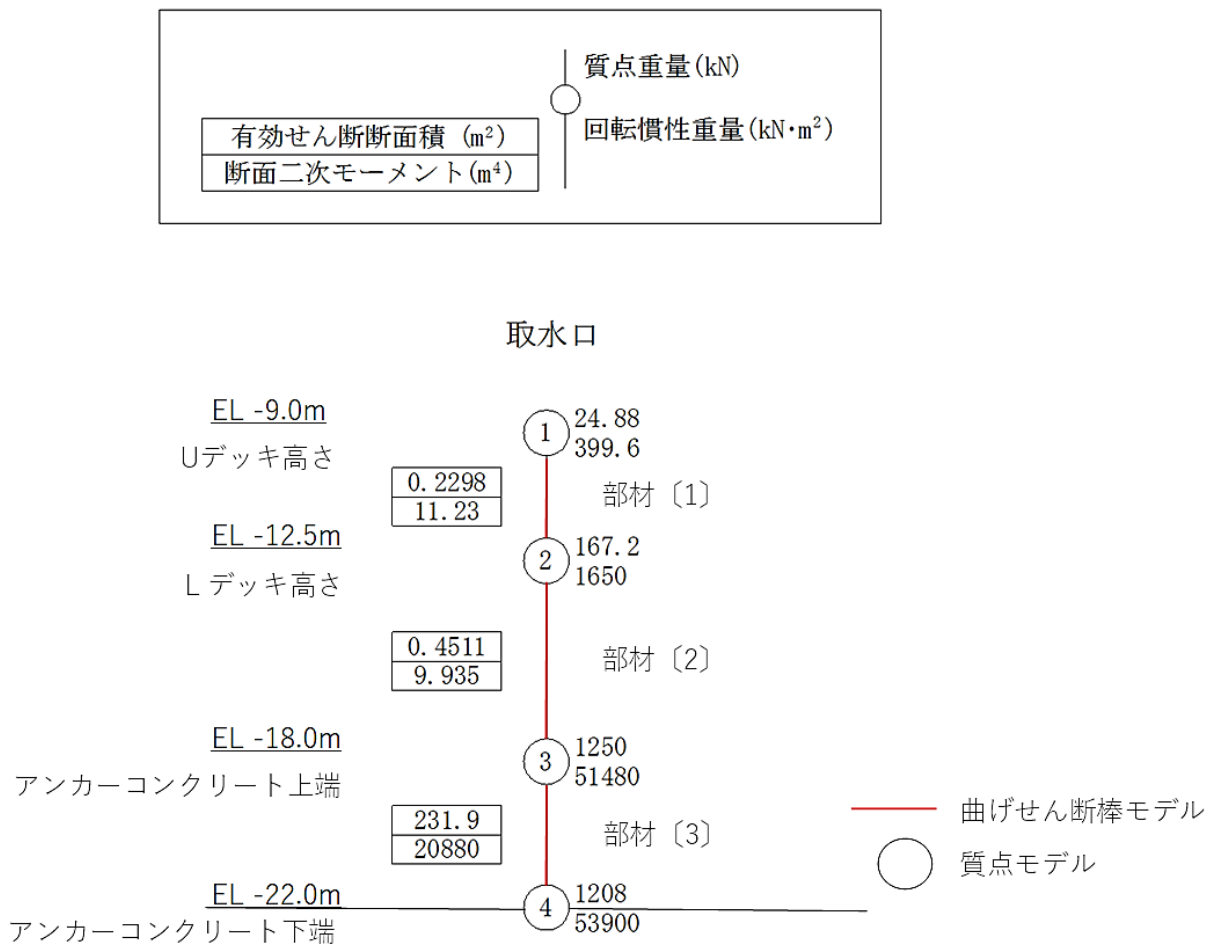
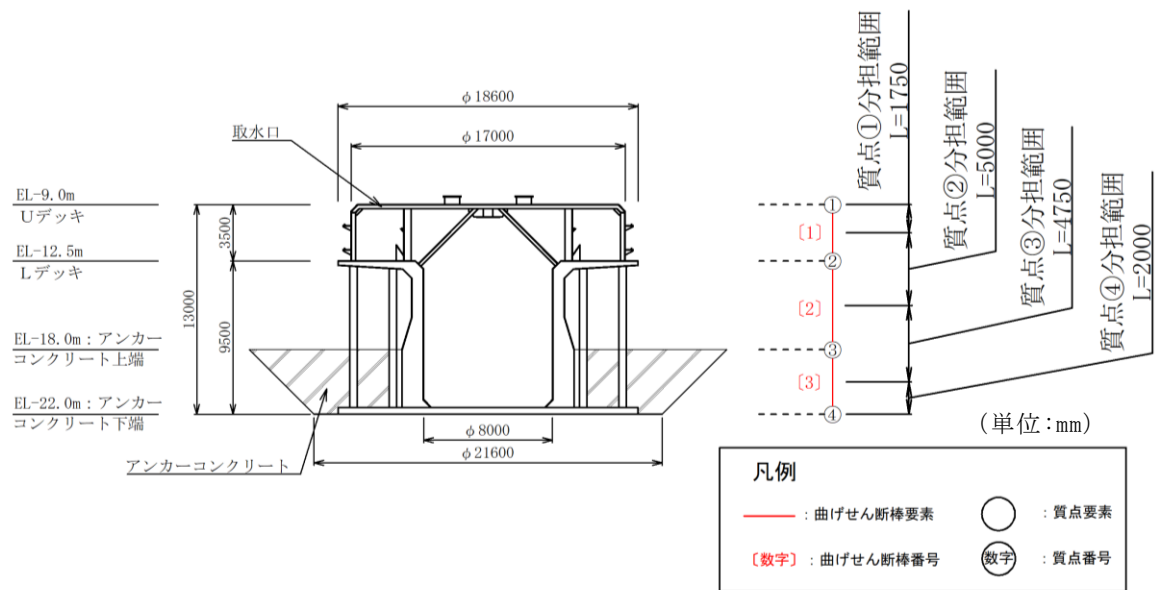


図 3-7 地震応答解析モデル図 (水平方向)

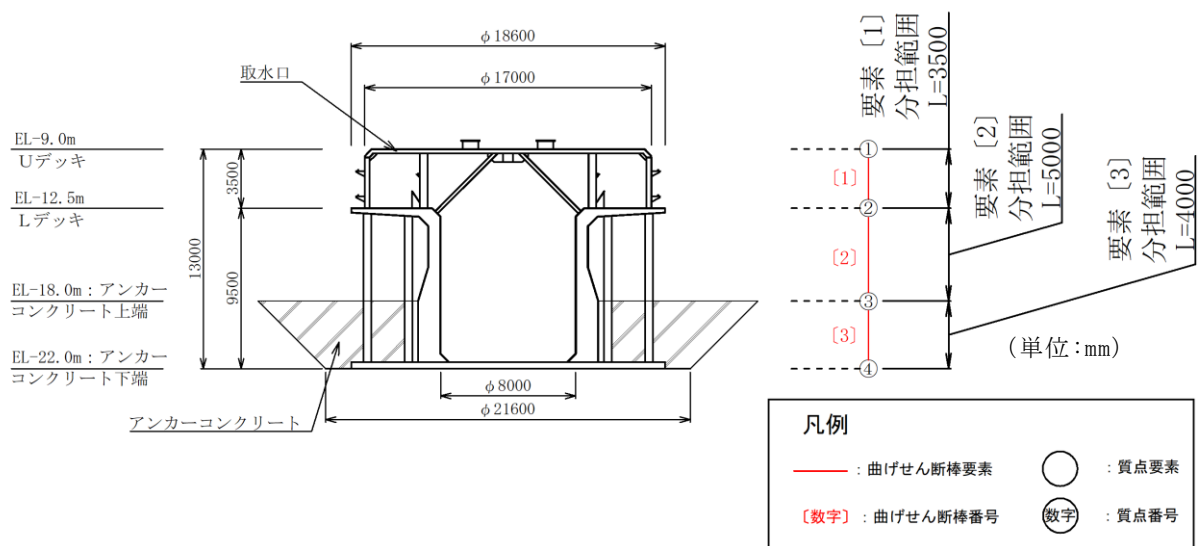
表 3-1 各要素における物性値一覧

質点No	高さ	重量(水平)*	回転慣性重量*	節点 スパン	曲げせん 断要素 No	断面二次 モーメント	有効せん断 断面積	ヤング率*	せん断 弾性係数*
	EL m	kN	kN・m ²	m		m ⁴	m ²	kN/m ²	kN/m ²
①	-9.0	24.88	399.6						
				3.500	[1]	11.23	0.2298	1.05 × 10 ⁷	4.02 × 10 ⁶
②	-12.5	167.2	1650						
				5.500	[2]	9.935	0.4511	1.05 × 10 ⁷	4.02 × 10 ⁶
③	-18.0	1250	51480						
				4.000	[3]	20880	231.9	1.22 × 10 ⁶	5.07 × 10 ⁵
④	-22.0	1208	53900						

注記* : 重量, 回転慣性重量, ヤング率及びせん断弾性係数については奥行き幅
(19.143m) を考慮した値



(a) 各質点要素の分担幅概念図



(b) 各曲げせん断棒要素の分担幅概念図

図 3-8 各要素における分担エリア概念図

a. 各質点要素に設定する物性値

各質点要素の設定する物性値の中で、回転慣性重量の算定は、形状に応じて以下の円柱及び中空円柱の公式により算定する。回転慣性重量の算定根拠を表 3-2 に示す。

ここで、取水口は様々な部材が複雑に設置されている構造物であるため、鉛直管及び接続管以外の部材については、各部材の位置する標高を基準に U デッキ、U デッキ～L デッキ間、L デッキ、L デッキ主桁及びアンカーフレームに集約して回転慣性重量を算出する。その際、U デッキ、U デッキ～L デッキ間及び L デッキについては、高さのパラメーターを 0 として整理を行い、回転慣性重量を算定する。取水口部材の回転慣性重量が内容水を伴う鉛直管やアンカーコンクリートの回転慣性重量と比較すると小さくなることから、上記の算定方法を用いても地震応答解析に及ぼす影響は軽微であると考えられる。

$$\text{円柱} : I = (a^2/4 + h^2/12) \times W$$

$$\text{中空円柱} : I = \{(a_1^2 + a_2^2)/4 + h^2/12\} \times W$$

ここに

a : 半径

a₁ : 外半径

a₂ : 内半径

h : 高さ

W : 重量

I : 回転慣性重量

表 3-2 回転慣性重量の算定根拠一覧

質点	EL (m)	部材名称	重量(kN)		内容水 (kN)	回転慣性				
			鋼材	コンクリート		重量+内容水	a(a1) (mm)	a2 (mm)	h (mm)	I合計 (kNm ²)
①	-9.00	Uデッキ	362.792	-	-	8500	0	0	0	7.649 × 10 ³
		Uデッキ~Lデッキ間上	60.697	-	-	8500	0	0	0	
②	-12.50	Uデッキ~Lデッキ間下	76.968	-	-	8500	0	0	0	3.159 × 10 ⁴
		Lデッキ	388.296	-	-	9300	4000	0	0	
		Lデッキ主桁	78.971	-	-	4675	0	0	9088	
		鉛直管	132.459	-	1428.845	4675	0	0	9088	
③		Lデッキ主桁	118.618	-	-	4675	0	0	9088	9.855 × 10 ⁵
		鉛直管	200.794	-	2411.487	4675	0	0	9088	
		接続管	304.876	-	-	-	-	-	-	
		アンカーコンクリート	-	19966.456	-	12800	4000	4000	4000	
④	-18.00	Lデッキ主桁	48.094	-	-	4675	0	0	9088	1.032 × 10 ⁶
		鉛直管	85.457	-	781.552	4675	0	0	9088	
		接続管	10.033	-	-	-	-	-	-	
		アンカーフレーム	325.002	-	-	9300	-	-	-	
	-22.00	アンカーコンクリート	-	21874.539	-	12800	4000	4000	4000	

b. 各曲げせん断棒要素に設定する物性値

各曲げせん断棒要素に設定する物性値の中で、断面二次モーメント及び有効せん断断面積について記載する。

曲げせん断棒要素の断面二次モーメントについては、各部材の断面二次モーメントの和としている。ここで、Uデッキ、Lデッキ、アンカーフレーム及び接続管については、質点の位置に存在する部材で、部材の厚みが薄いものであることから、せん断方向に抵抗しない部材であると考えられるため、断面二次モーメントの算定の際に影響を考慮しない。断面二次モーメント算定の際に影響を考慮する部材について表 3-3 に示す。

なお、鉛直管以外の断面二次モーメントの算定には、断面積 A 及び回転軸までの距離 X から $I=A \times X^2$ により算定し、断面内に回転軸を有する場合の断面二次モーメントは考慮しない。ストラットを参考に、算出方法の概念図を図 3-9 に示す。

表 3-3 構造物モデルの断面二次モーメントに考慮する部材一覧

標高	位置	曲げせん断棒要素	考慮する構造物
E L-9.0m～ E L-12.5m	Uデッキ ～ Lデッキ	[1]	ストラット
			メインスクリーン
			補助スクリーン
			スクリーン
			斜材
E L-12.5m～ E L-18.0m	Lデッキ ～アンカーコン クリート上端	[2]	鉛直管
			サイドポール
			鉛直管主桁
E L-18.0m～ E L-22.0m	アンカーコンク リート上端～ アンカーコンク リート下端	[3]	アンカーコンクリート

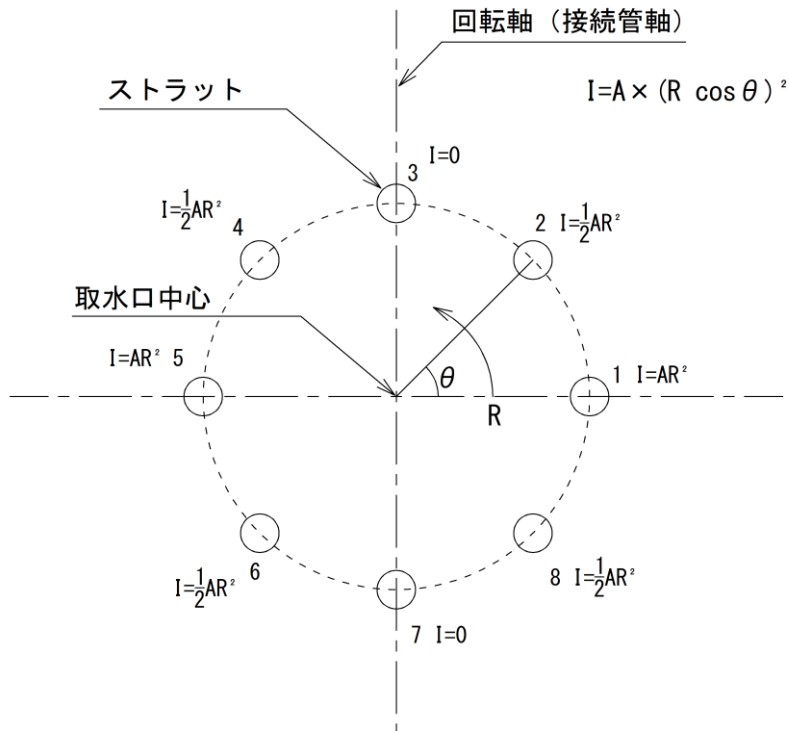


図 3-9 設置位置を考慮した断面二次モーメント算定概念図

曲げせん断棒要素の有効せん断断面積については、各要素に対応する部材のせん断断面積の和から、せん断変形係数を考慮して算定したものである。

ここで、Uデッキ、Lデッキ、アンカーフレーム及び接続管については、質点の位置に存在する部材で、部材の厚みが薄いものであることから、せん断方向に抵抗しない部材であると考えられるため、有効せん断断面積の算定の際に影響を考慮しない。有効せん断断面積算定の際に影響を考慮する部材については表 3-4 に示す。

表 3-4 構造物モデルの有効せん断断面積に考慮する部材一覧

標高	位置	曲げせん断棒要素	考慮する構造物
E L-9.0m～ E L-12.5m	Uデッキ ～ Lデッキ	[1]	ストラット
			メインスクリーン
			補助スクリーン
			スクリーン
			斜材
E L-12.5m～ E L-18.0m	Lデッキ ～アンカーコン クリート上端	[2]	鉛直管
			サイドポール
			鉛直管主桁
E L-18.0m～ E L-22.0m	アンカーコンク リート上端～ アンカーコンク リート下端	[3]	アンカーコンクリート

(3) 構造物の鉛直モデル

鉛直方向加振時の構造物（取水口）のモデル図を図3-10に示す。各質点及びはり要素に与える物性値の一覧を表3-5に示す。各質点並びにはり要素における分担エリアの考え方については、水平モデルと同様である。

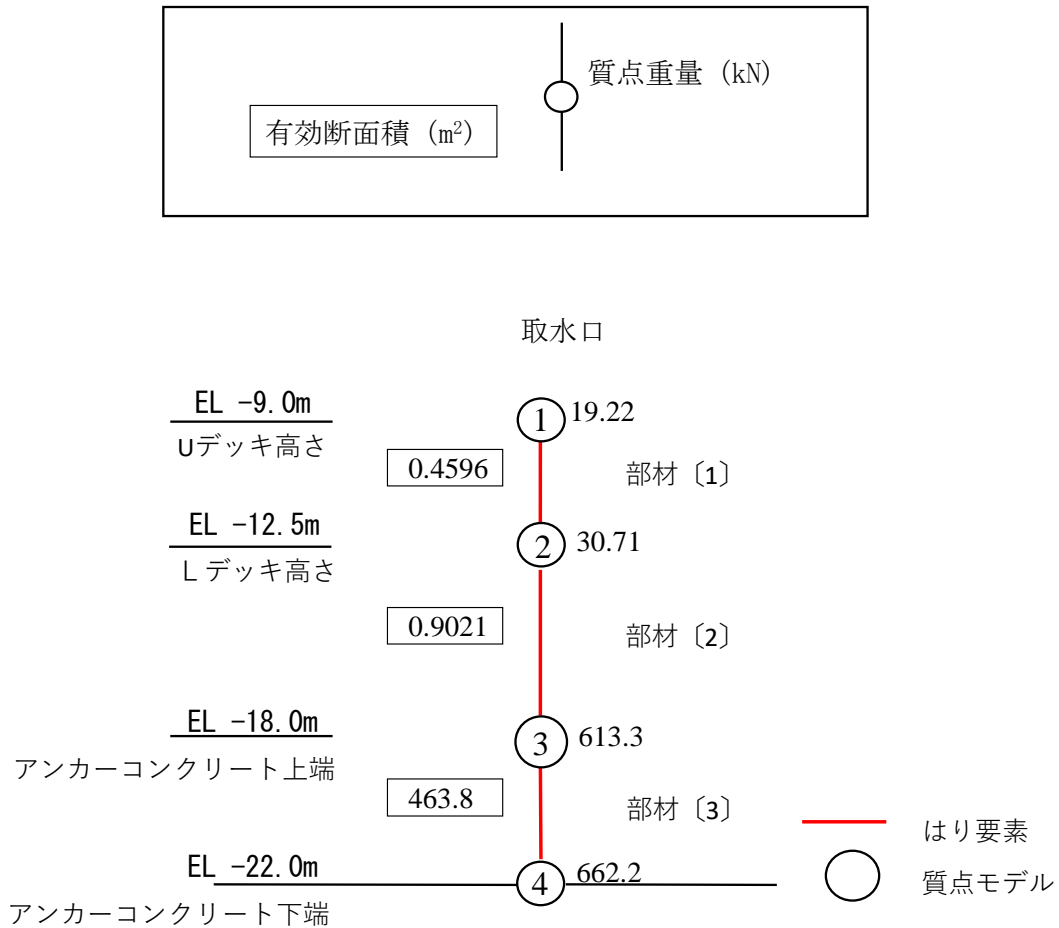


図 3-10 構造物の鉛直モデル

表 3-5 各要素における物性値一覧

質点No	高さ	重量(鉛直) kN	節点スパン m	要素No	断面積
	EL m				kN/m ²
①	-9.0	19.22	3.500	[1]	0.4596
②	-12.5	30.71			
③	-18.0	613.3	4.000	[3]	463.8
④	-22.0	662.2			

3.2.4 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.5 構造物と地盤間のモデル化

構造物と地盤間のモデル化の概念図を図 3-11 に記す。

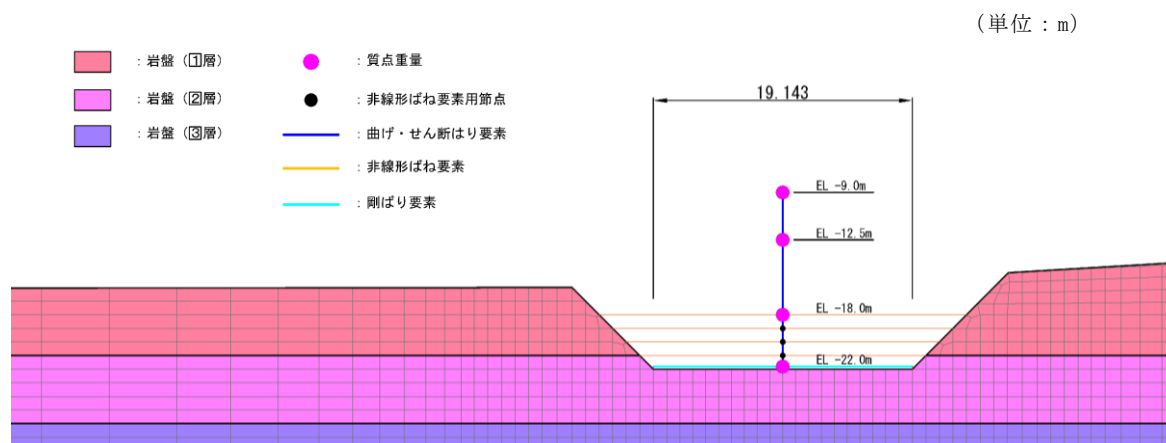


図 3-11 構造物と地盤間のモデル化概念図 (東西断面)

多質点系の曲げせん断棒モデルでモデル化した取水口の接地圧分布が適切に評価できるよう基礎幅 19.143m の範囲に剛ばりを設定する。

基礎幅 19.143m については、直径 21.6m の円形の取水口基礎底面と等面積の正方形 (19.143m) に換算した値である。

アンカーコンクリート側面と地盤間では水平方向に圧縮力を伝え、引張力は伝えないようにするために取水口の耐震性に対して保守的となる水平方向非線形ばねを設定する。

3.2.6 地震応答解析モデル

取水口の地震応答解析モデルは2号機原子炉建物南北断面を基に，取水口中心付近のボーリング結果を踏まえ，解析モデル作成用の速度層断面図を作成する。具体的には，地質の全体傾向が東西水平成層であることを踏まえ，2号機原子炉建物南北断面を用いて，取水口中心付近のボーリング結果（Br. 611）と速度層境界深度が一致するように解析用の速度層断面図を作成した。図3-12に平面図を，図3-13に2号機原子炉建物南北断面を用いて作成した解析用速度層断面図を示す。

図3-13に基づいて南北断面の解析モデルを作成し，東西断面については図3-13における取水口中心位置を基準に水平成層として解析モデルを作成した。

南北断面及び東西断面の解析モデル図を図3-14及び図3-15に示す。

また，取水口の中心付近を選定すること及び2号機原子炉建物南北断面を基に解析モデルを作成することの保守性については「参考資料5 断面選定及び解析モデル作成の保守性について」に記す。

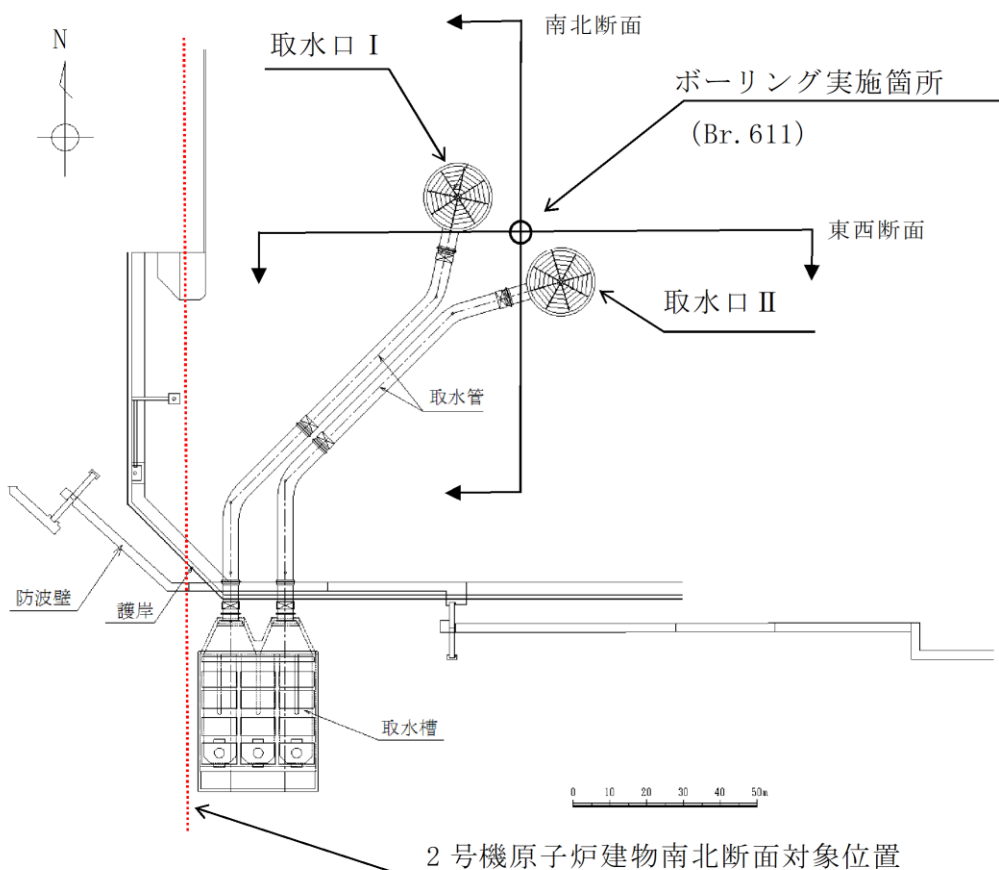
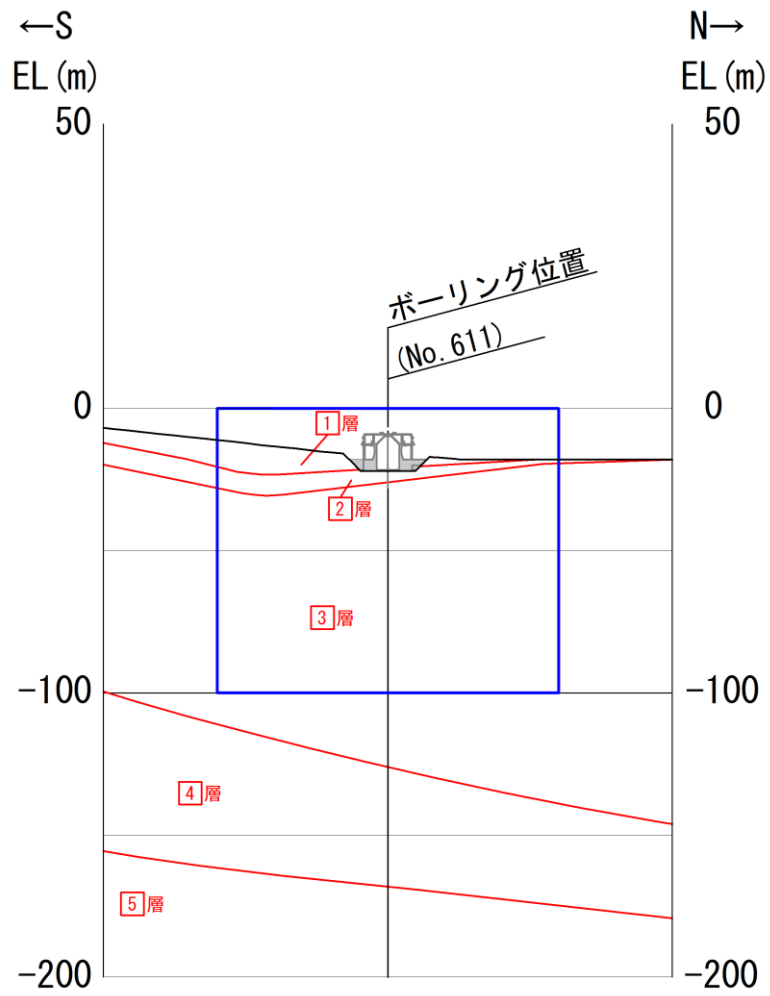


図3-12 取水口平面図



注：青枠が解析モデル範囲

図 3-13 解析モデル作成用速度層図（南北断面）

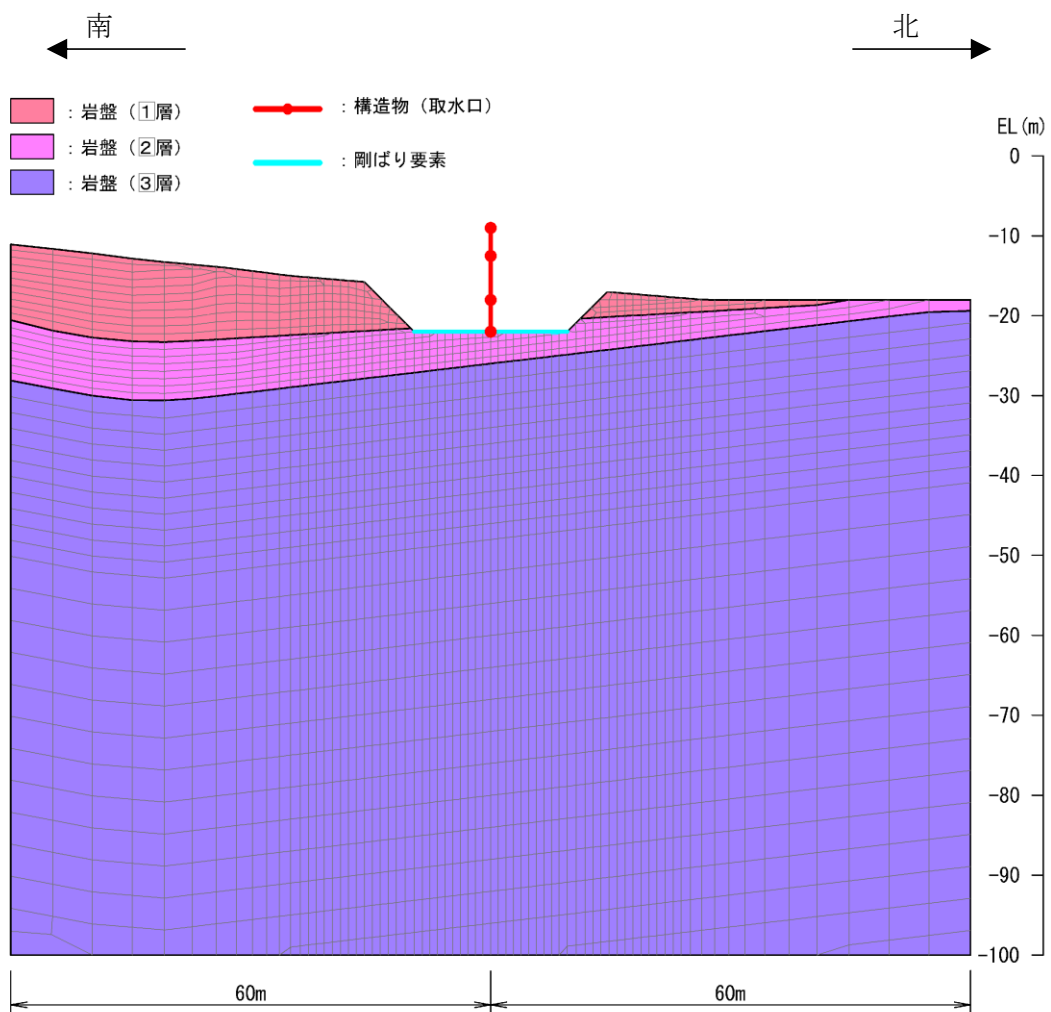


図 3-14 解析モデル図 (南北断面)

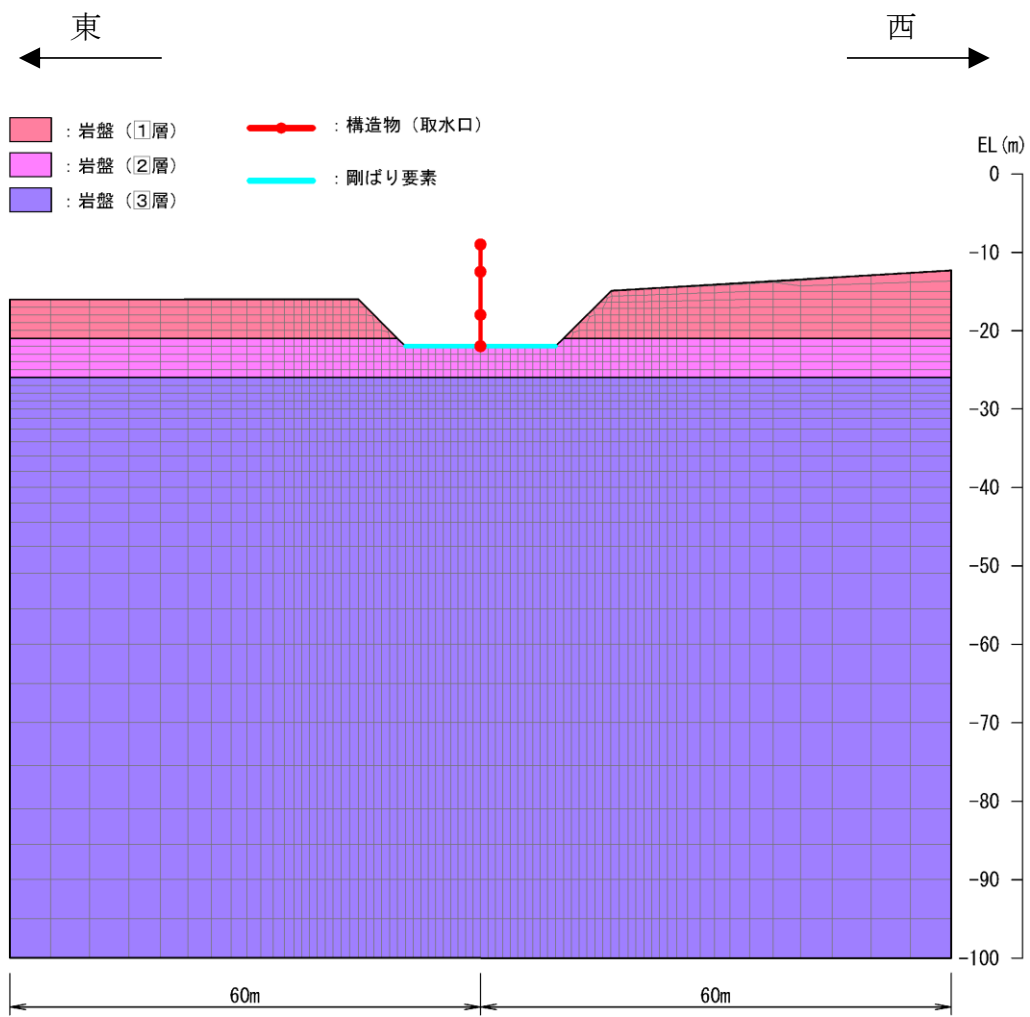


図 3-15 解析モデル図 (東西断面)

3.2.7 ジョイント要素

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度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。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-6 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 3-7 のとおり設定する。

取水口の直下には C_L 級の岩盤が分布するため、せん断強度の設定においては一律 C_L 級岩盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いる。

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

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-6 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C_L 級)	0.56	37

表 3-7 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
材料 1	材料 2		
取水口	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表3-8にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図3-16に，ジョイント要素の配置概念図を図3-17に示す。

表3-8 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

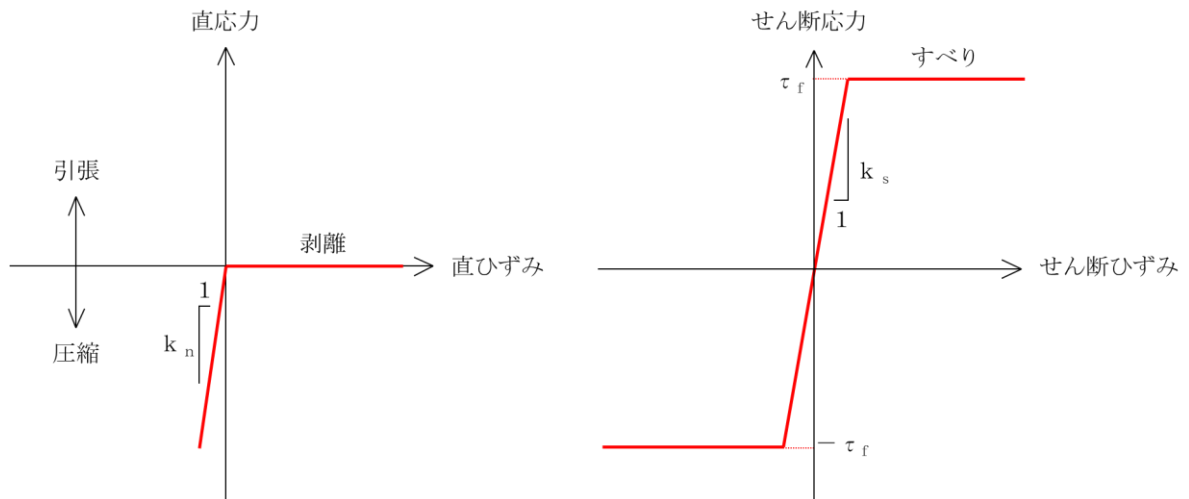


図3-16 ジョイント要素の力学特性

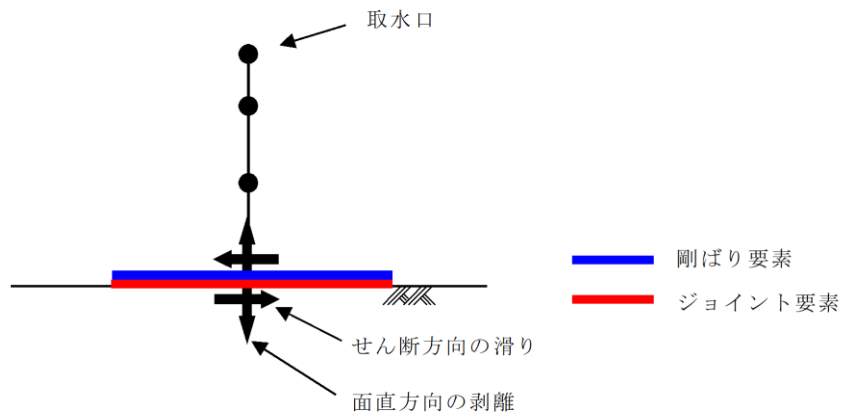


図 3-17 ジョイント要素の配置概念図

3.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-18 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

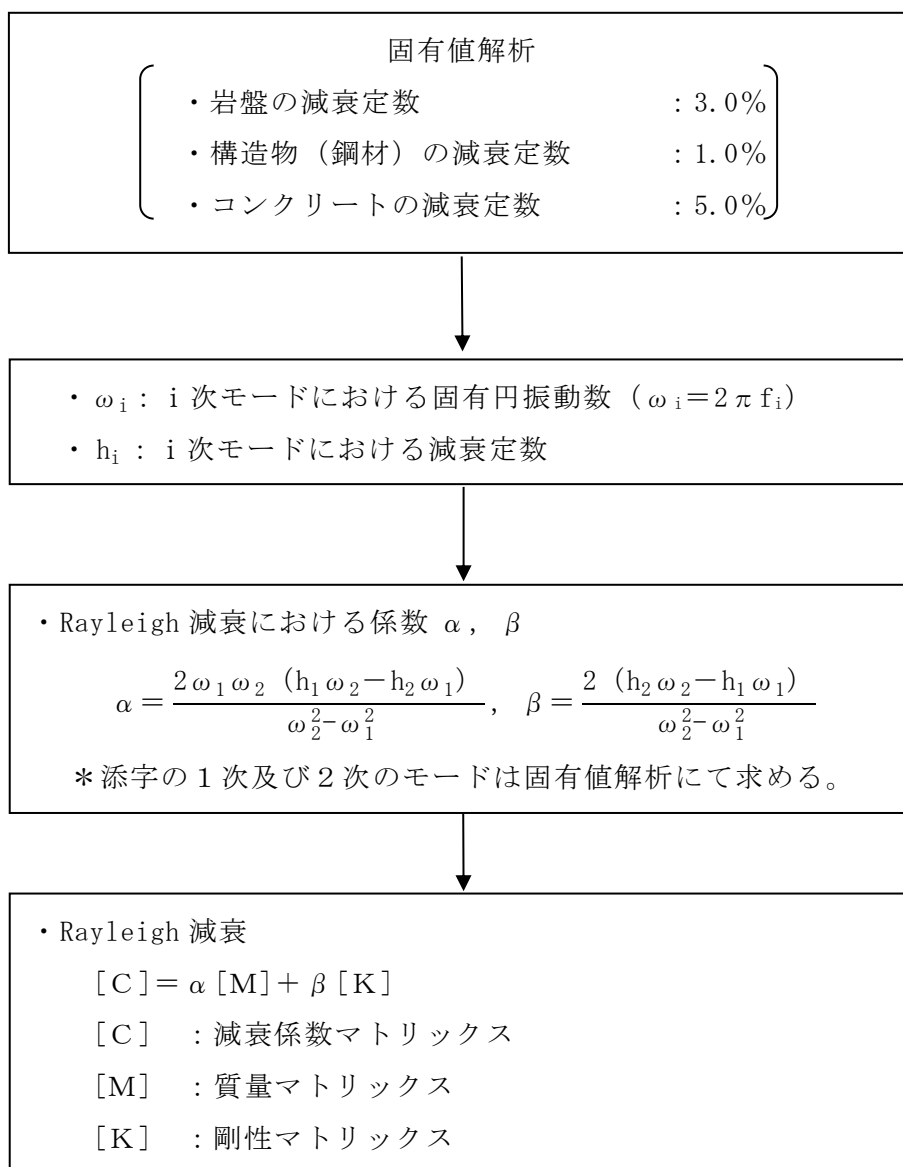


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

南北断面及び東西断面の固有値解析結果の一覧を表 3-9 及び表 3-10 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19 及び図 3-20 に、係数 α , β を表 3-11 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-21 及び図 3-22 に示す。

表 3-9 固有値解析結果（南北断面）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	3.8300	68	0	128.64	2.04	1次として採用
2	6.0718	6	1	-38.56	12.00	—
3	8.5390	0	54	-8.33	114.21	—
4	9.1273	8	4	43.04	33.71	2次として採用
5	9.5861	3	0	-25.83	-0.04	—
6	10.5950	0	4	9.45	-28.43	—
7	11.5840	0	0	1.46	14.67	—
8	12.8370	1	0	12.12	-0.63	—
9	13.5400	2	0	-22.14	0.88	—
10	13.8790	0	14	2.46	56.48	—

表 3-10 固有値解析結果（東西断面）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	3.8440	72	0	131.40	-1.07	1次として 採用
2	6.9768	2	2	-25.95	-23.64	—
3	8.5899	2	51	17.91	-110.80	—
4	9.0207	9	7	-48.60	-39.19	2次として 採用
5	9.8669	1	5	-12.20	33.88	—
6	10.6530	1	0	10.75	5.06	—
7	12.2080	0	0	-4.41	-8.03	—
8	13.0700	0	2	3.54	21.64	—
9	13.3950	1	0	14.46	-2.83	—
10	14.0310	1	9	-15.43	45.63	—

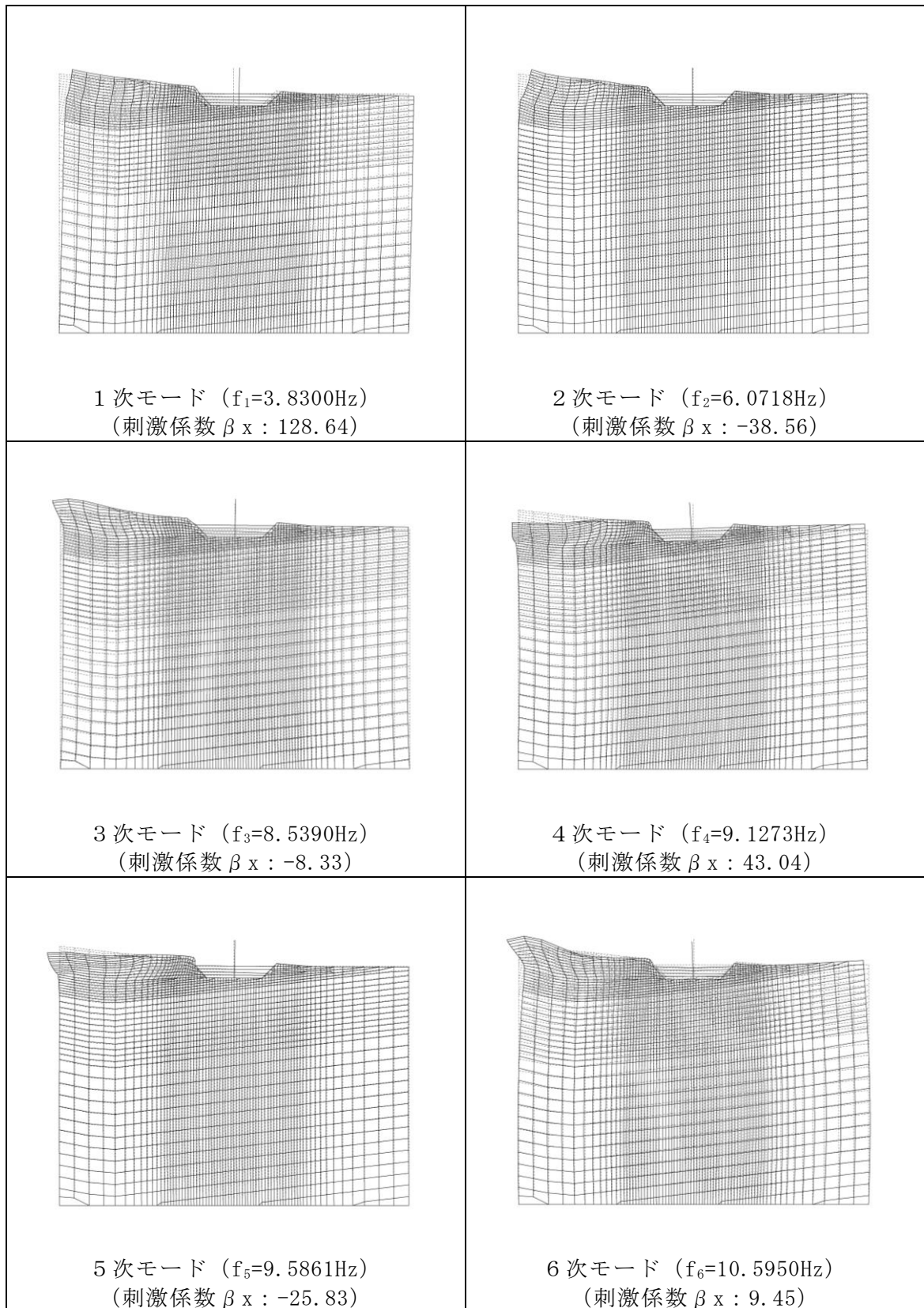


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (南北断面)

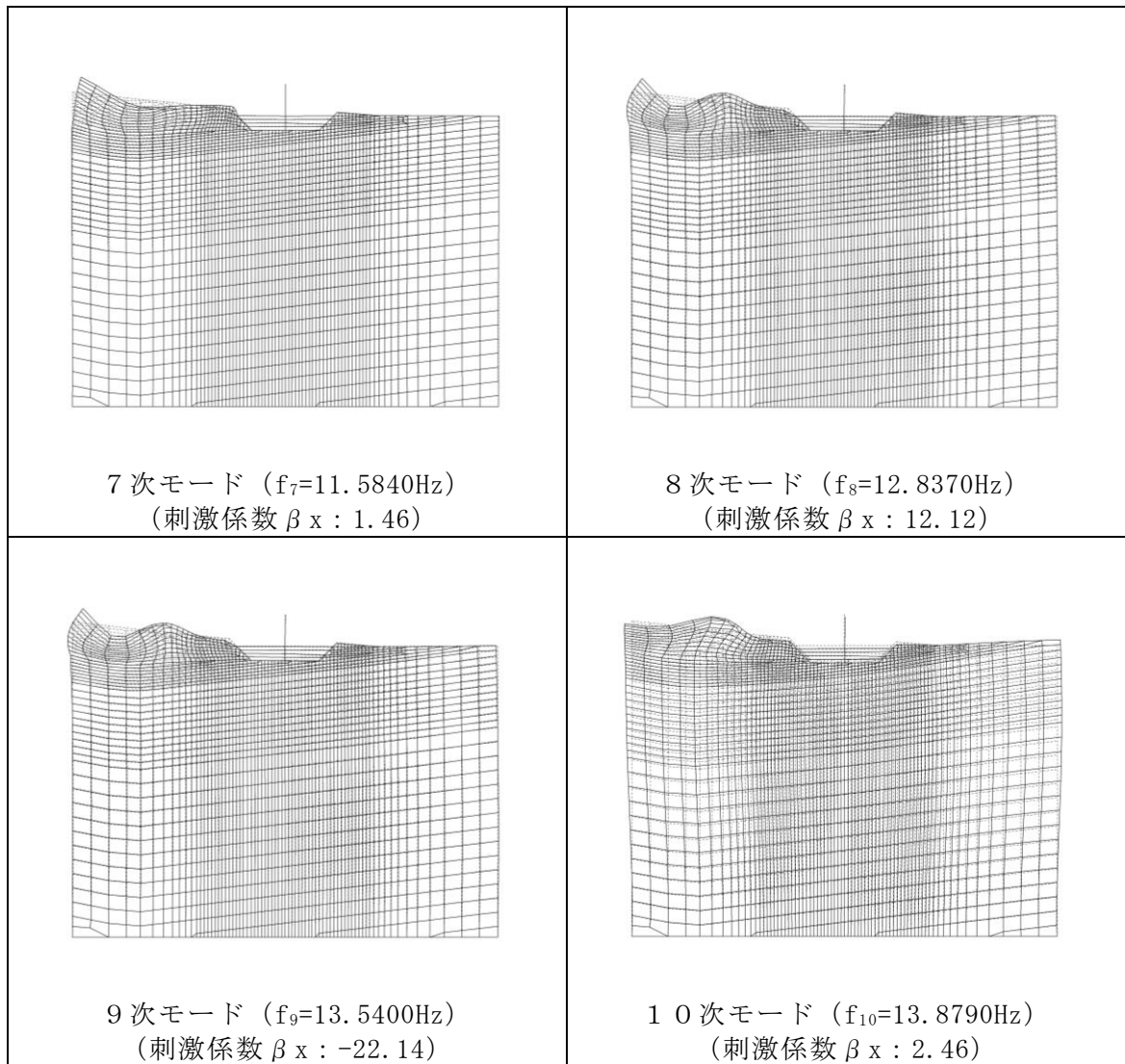


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (南北断面)

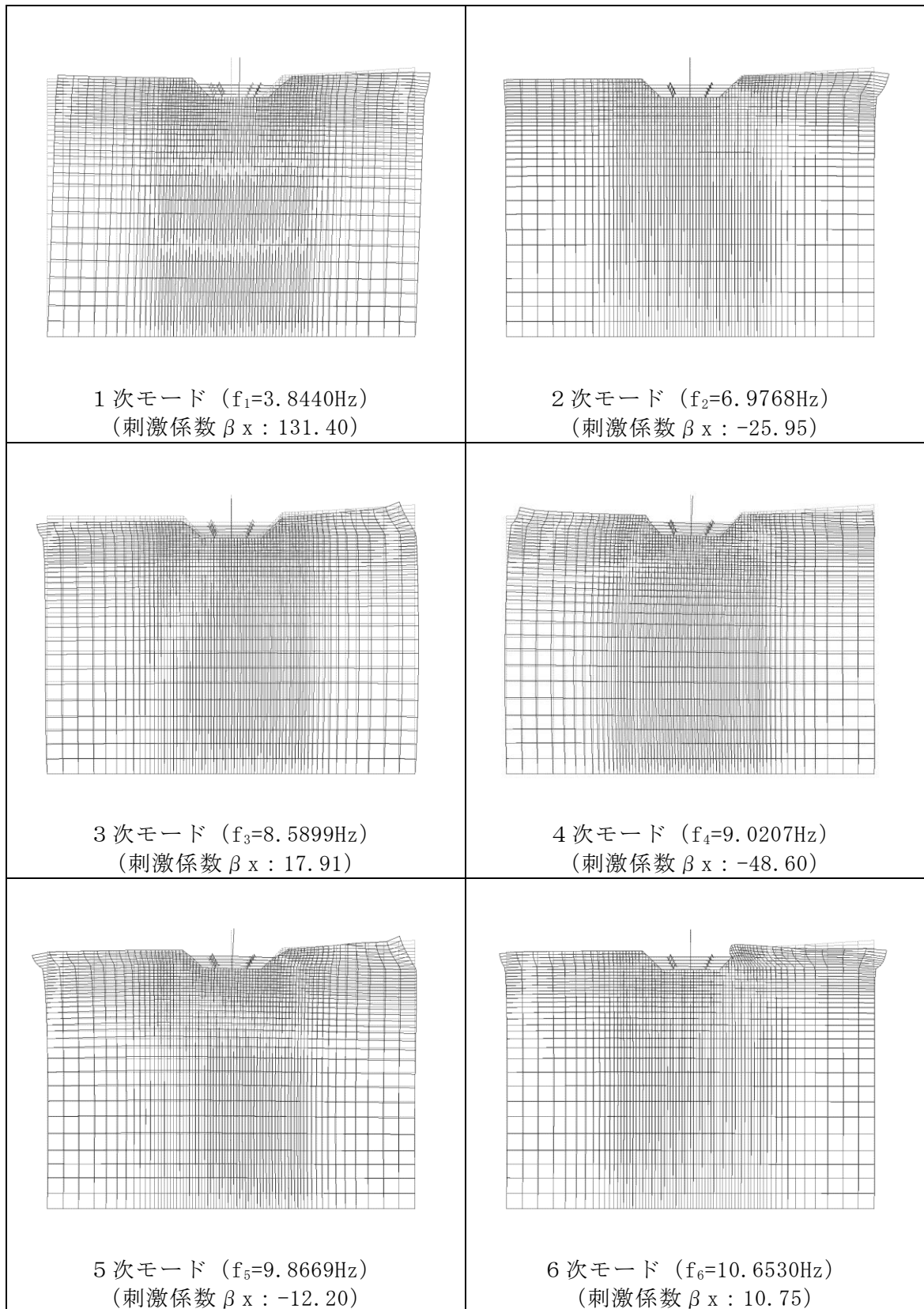


図 3-20(1) 固有値解析結果 (モード図) (東西断面)

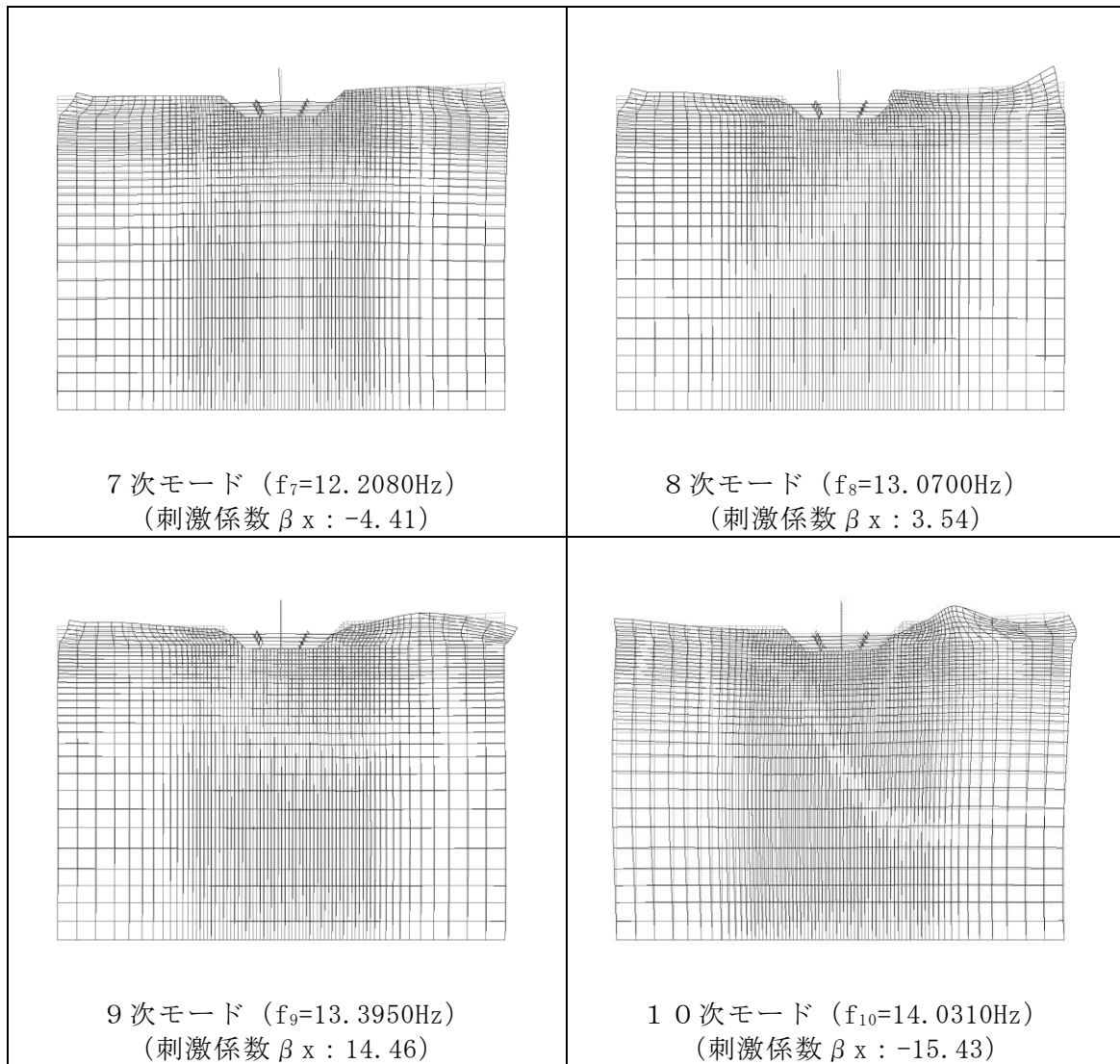


図 3-20(2) 固有値解析結果 (モード図) (東西断面)

表 3-11 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
南北断面	1.017	7.370×10^{-4}
東西断面	1.016	7.423×10^{-4}

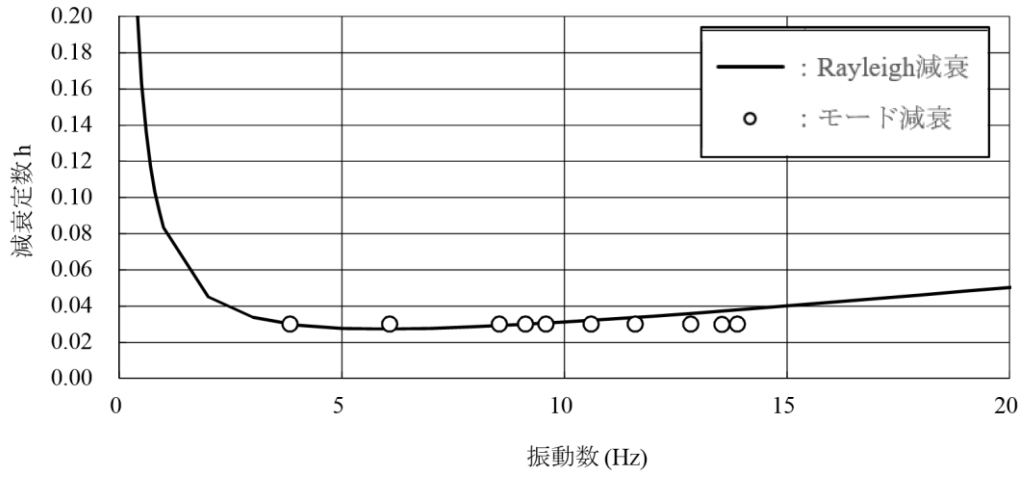


図 3-21 設定した Rayleigh 減衰 (南北断面)

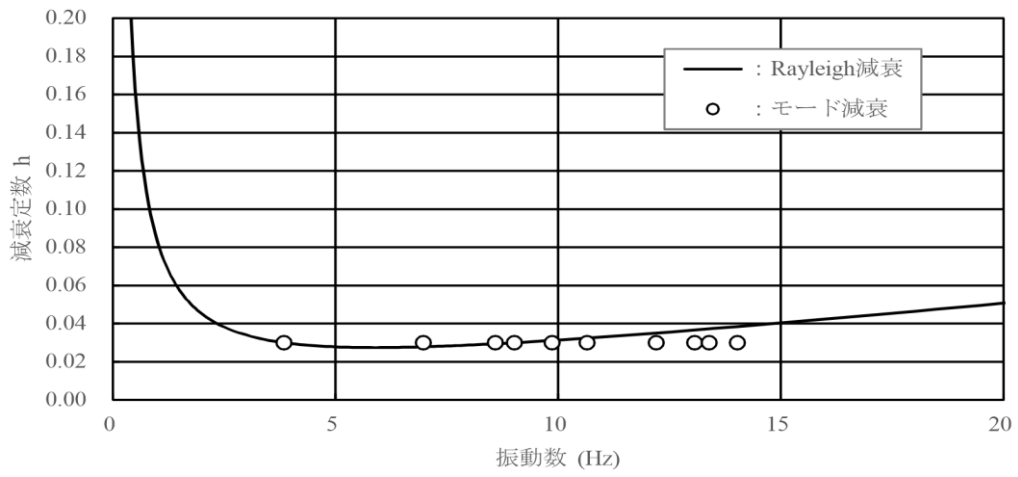


図 3-22 設定した Rayleigh 減衰 (東西断面)

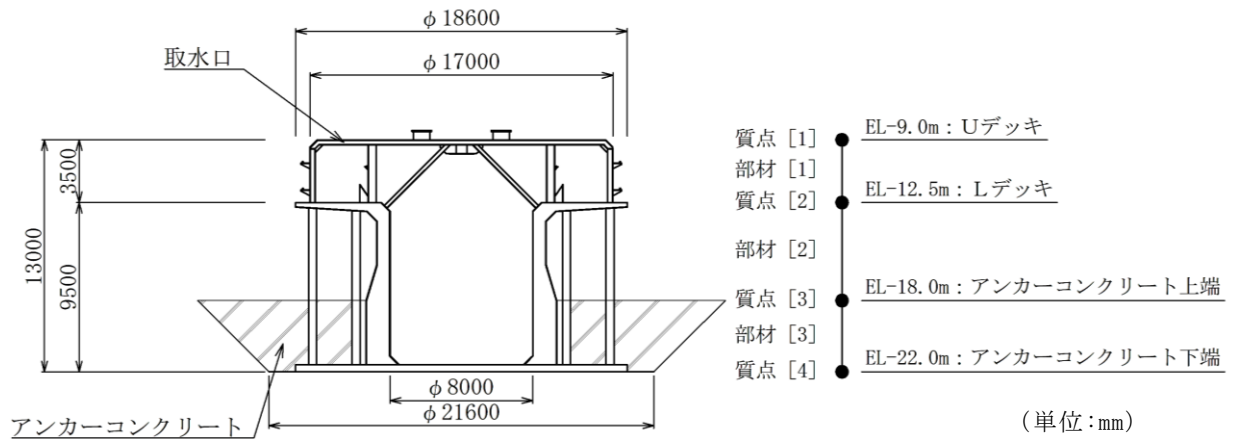
3.4 荷重及び荷重の組合せ

取水口の地震応答解析において考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせ設定する。

荷重の組合せを表 3-12 に示す。また、取水口は図 3-23 に示す多質点系曲げせん断棒モデルとしてモデル化するため、質点間にかかる重量は、質点間距離の中央で分割し、上下の質点に配分する。

表 3-12 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○ 設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管等は設置されない。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	— 内水圧と同等のため考慮しない。
		内水圧	— 外水圧と同等のため考慮しない。
		積雪荷重	— 海中構造物であるため、積雪荷重は考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りの影響を受けないため考慮しない。
		永久上載荷重	— 永久上載荷重は存在しないため考慮しない。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○ 基準地震動 S_s による	
	鉛直地震動	○ 水平・鉛直同時加振を考慮する。	
	動水圧	○ 地震時動水圧を付加質量により考慮する。	



(取水口断面図)

(取水口部解析モデル)

図 3-23 取水口の地震応答解析モデル

3.4.1 躯体重量

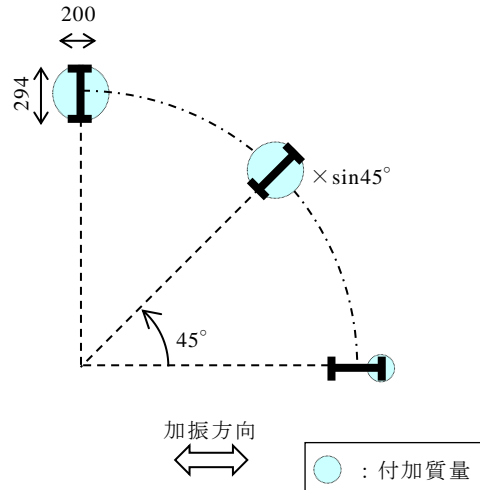
取水口の構造材料である鋼材重量は、腐食代を減じない製作板厚で算定する。アンカーコンクリートの重量についても取水口下部の質点である質点③及び④に付与する。なお、取水口はすべて海中に埋没しているため浮力が作用することから躯体重量算出時には材料の単位体積重量から海水の単位体積重量を差し引いた水中単位体積重量を用いる。

3.4.2 動水圧

取水口内部の海水並びに取水口周辺の海水については「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を参考に付加質量としてモデル化する。その際，海水を非圧縮性流体と仮定し，構造物と海水の接触面に構造物の振動により生じる動水圧を考慮する。このとき，物体の振動が周囲の流体を動かすことにより，あたかも物体の質量がそれだけ増加したような挙動を示すことから付加質量を算定し，付加質量に水平震度を掛け合わせたものを動水圧として作用させる。この際，付加質量係数 0.6 を考慮して設定する。（付加質量係数については「参考資料 6 動水圧の算定に用いる付加質量係数について」に示す。）

Uデッキ主桁，メインスクリーン，Lデッキ鉛直管主桁のようにフランジとウェブを有する部材については，加振方向と部材の成す角度を考慮して付加質量を設定する。メインスクリーンを例に付加質量の設定方法を図 3-24 に示す。

また，鉛直管内及び接続管内の海水についても，同様に動水圧を作用させる。なお，鉛直加振に対しては取水口と海水が同様の動きを行うため，動水圧は考慮しない。



- メインスクリーンの形状は，H-294mm×200mm である。
- 加振方向と直行方向（ $\theta = 90^\circ$ ）のメインスクリーンはウェブ幅 294mm の円柱として算定。
- 加振方向から 45° 方向のメインスクリーンには，ウェブ幅 294mm の円柱として算定し，加振方向に投影するが，投影する際に角度による補正を考慮する。
- 加振方向と同方向のメインスクリーンにはフランジ幅 200mm の円柱として算定。2箇所フランジの片側のみ考慮する。

図 3-24 付加質量の設定例（メインスクリーン）

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

取水口は海中に埋設された構造物であり，周辺には岩盤が分布していることから，岩盤の動せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし，平均値を基本ケース（表 3-13 に示すケース①）とした場合に加えて，平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表 3-13 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は，「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 3-13 取水管の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性
		岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値
ケース②	全応力解析	平均値 + 1σ
ケース③	全応力解析	平均値 - 1σ

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては，基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全 12 波に対し，基本ケース（ケース①）を実施し，表 3-14 に示す取水口の耐震性に与える影響が大きい時刻を抽出する。抽出した時刻における震度が最大となる地震動において，ケース②及びケース③を実施し，震度を比較したうえで 3次元静的応力解析を実施する。

この際，震度を比較する箇所はアンカーコンクリートに固定されておらず，取水口の耐震性に与える影響が大きい Uデッキ及び Lデッキとする。

耐震評価における解析ケースを表 3-15 に示す。応力解析を行う地震動の選定フローを図 3-25 に示す。

表 3-14 取水口の耐震性に与える影響が大きな時刻一覧表

着目時刻	着目箇所
水平相対変位最大時刻	Uデッキ～アンカーコンクリート上端
水平加速度最大時刻	Uデッキ
水平加速度最大時刻	Lデッキ
曲げモーメント最大時刻	Lデッキ～アンカーコンクリート上端
せん断応力最大時刻	Lデッキ～アンカーコンクリート上端

表 3-15 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○	基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、以下の 5 項目の着目した時刻における震度を抽出する。抽出した震度を比較し、全 12 波の中で最大となる地震動においてケース②及びケース③を実施する。 着目する時刻 ・水平相対変位最大時刻 Uデッキ～アンカーコンクリート上端 ・水平加速度最大時刻 Uデッキ Lデッキ ・曲げモーメント最大時刻 Lデッキ～アンカーコンクリート上端 ・せん断応力最大時刻 Lデッキ～アンカーコンクリート上端
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

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

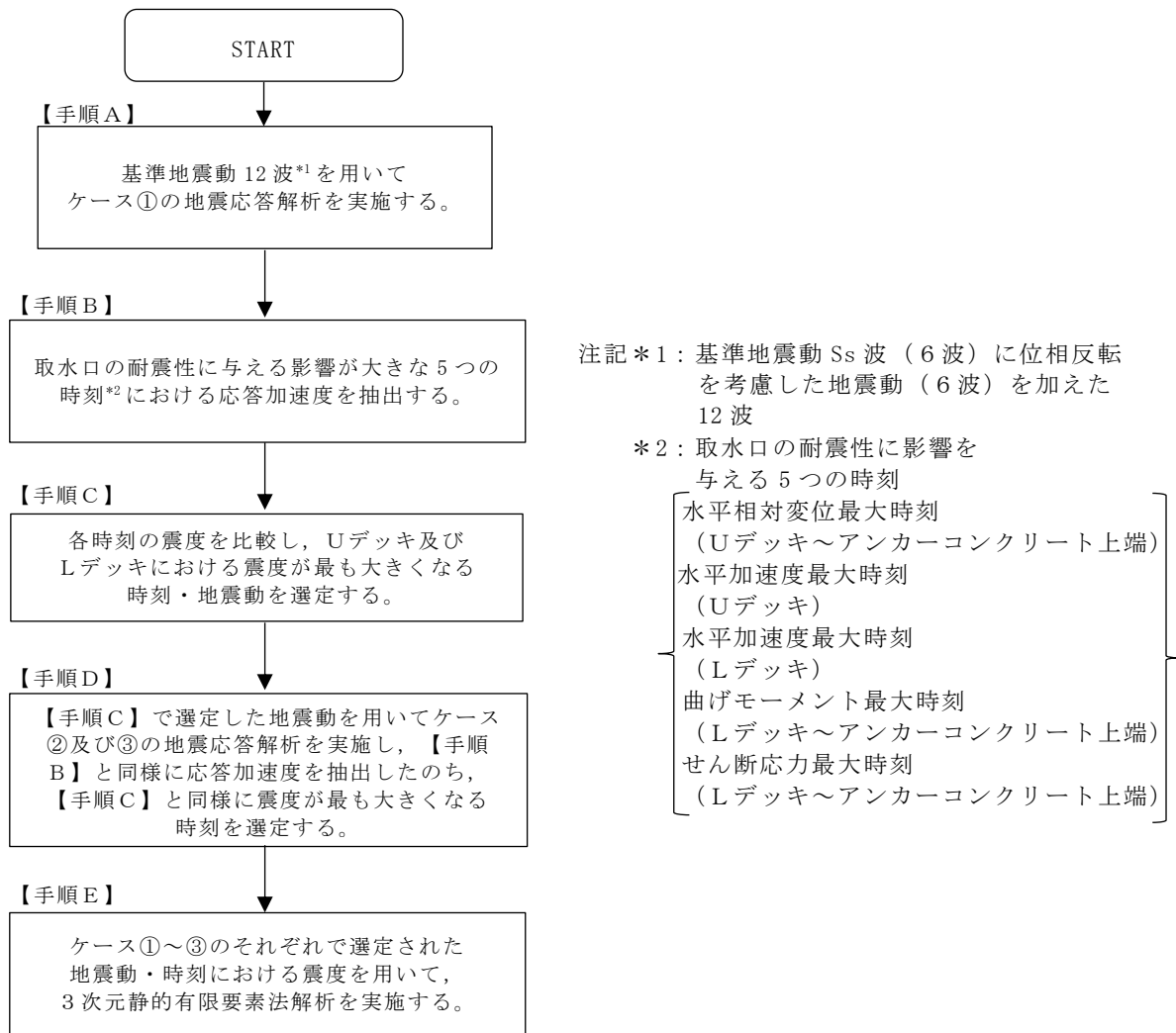


図 3-25 応力解析を実施する地震動の選定フロー

3.6 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図3-26に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

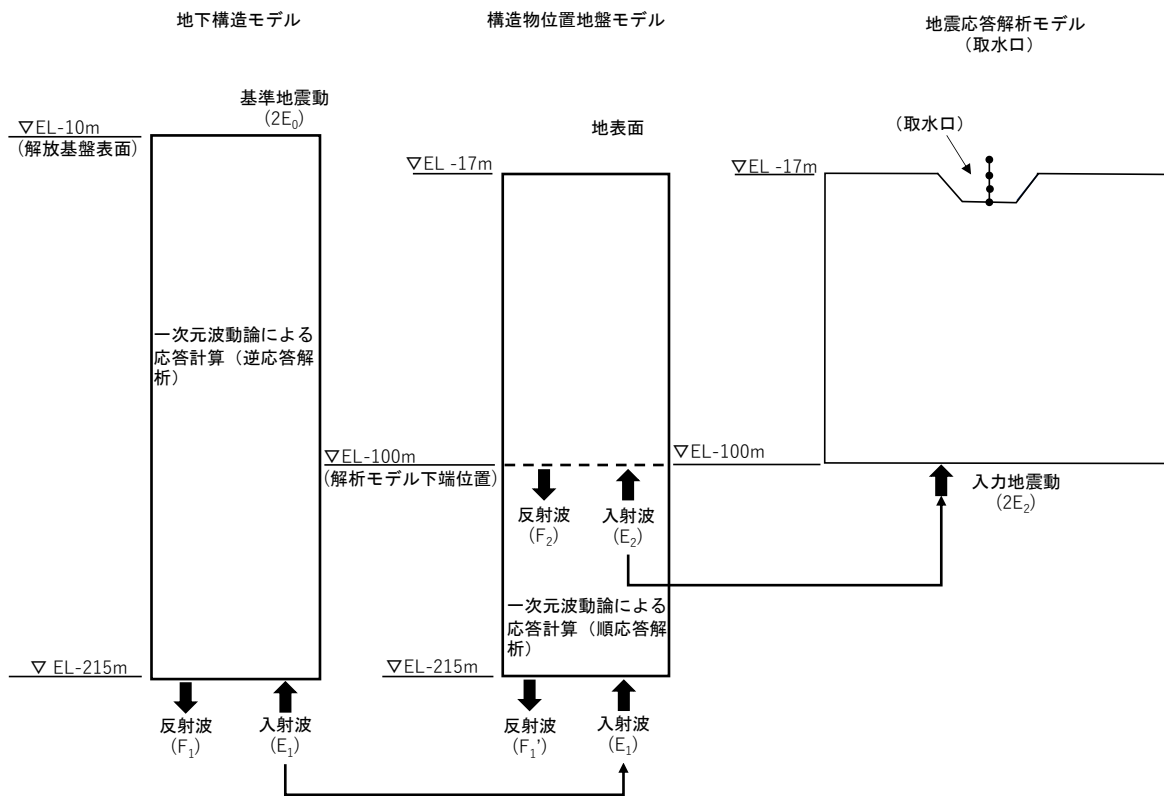
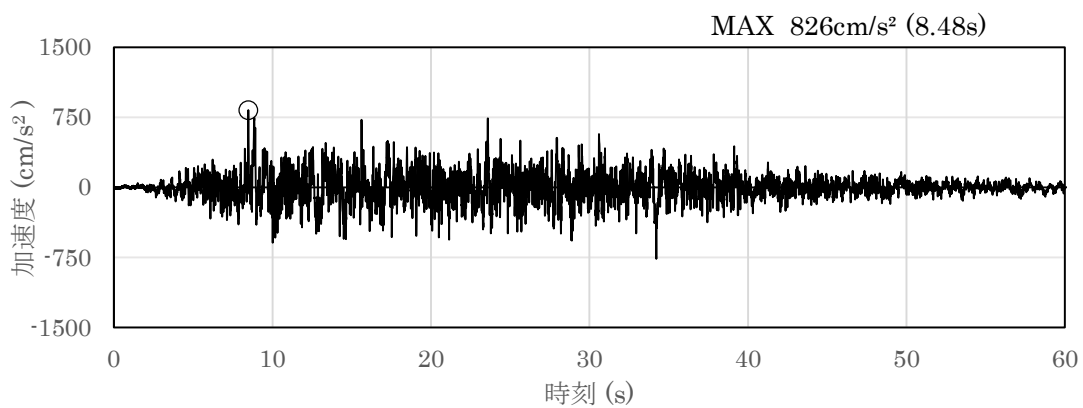


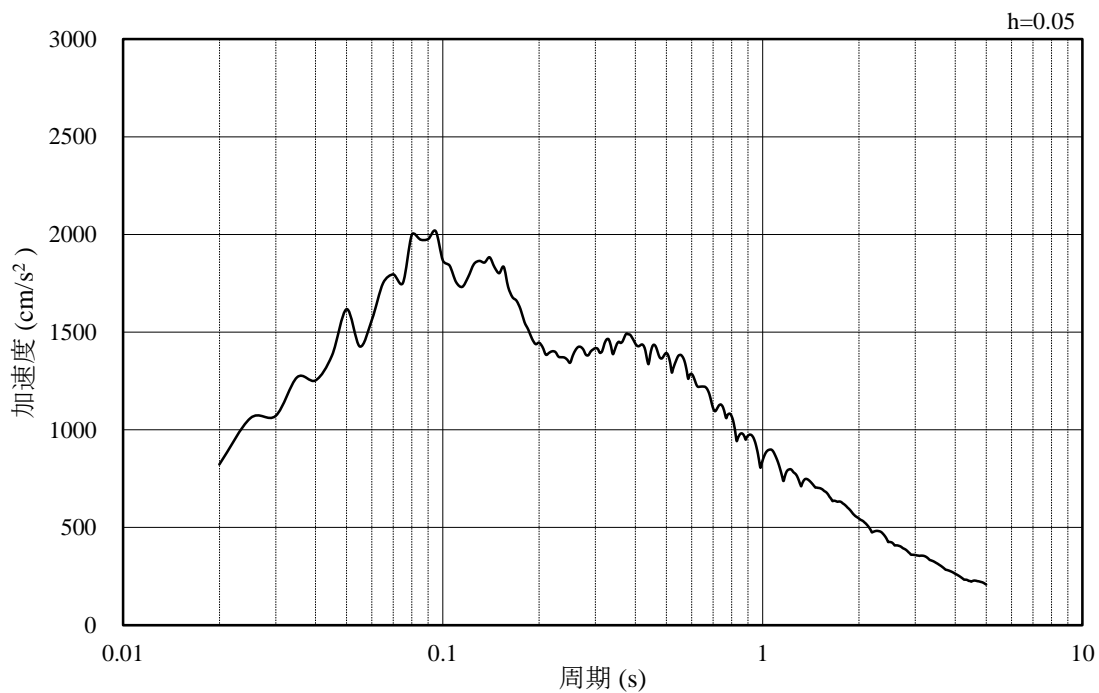
図3-26 入力地震動算定の概念図

3.6.1 南北断面の入力地震動

図 3-27～図 3-38 に南北断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

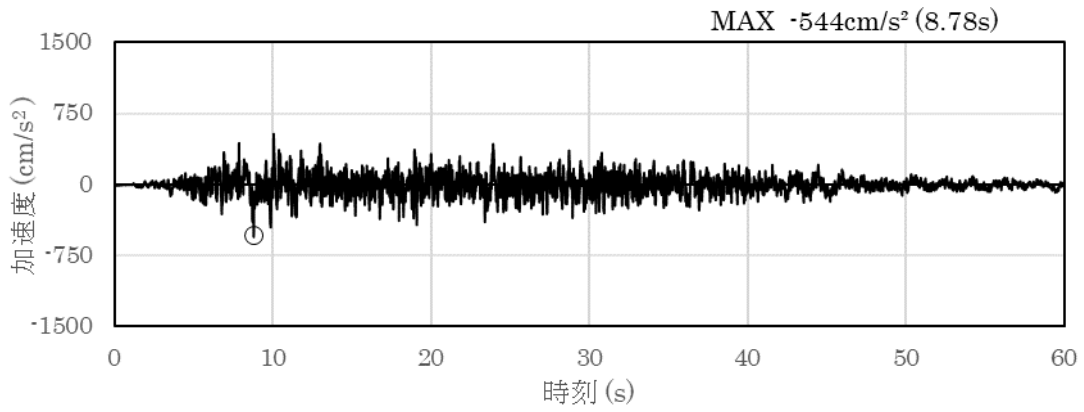


(a) 加速度時刻歴波形

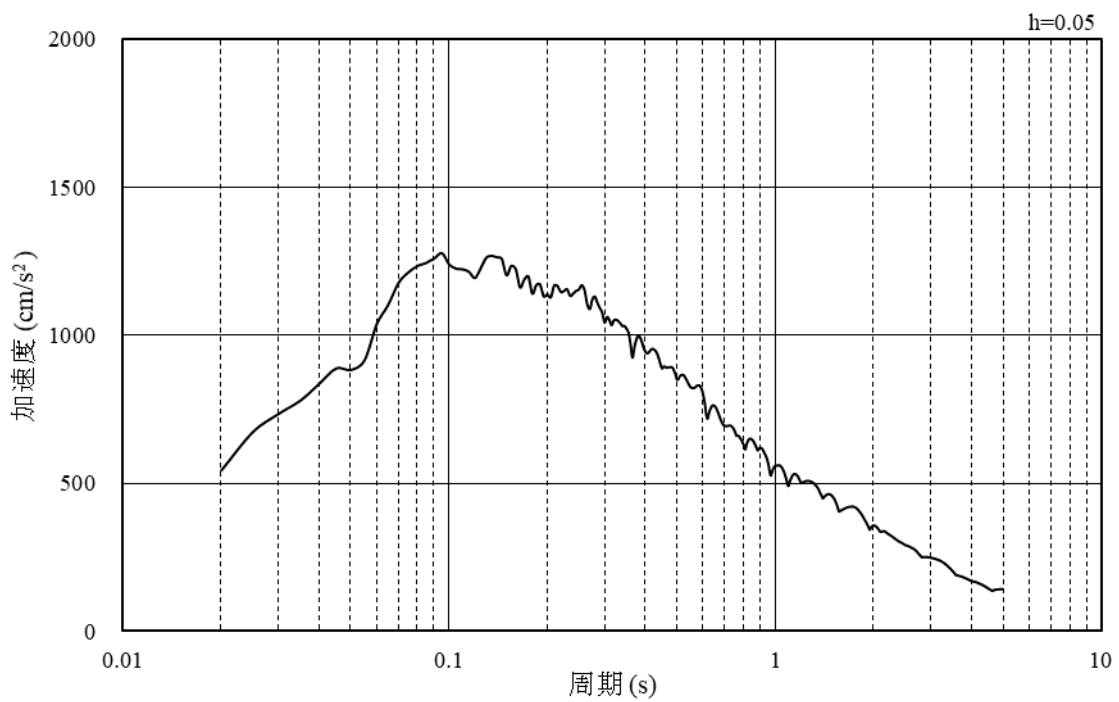


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分 : S s - D)

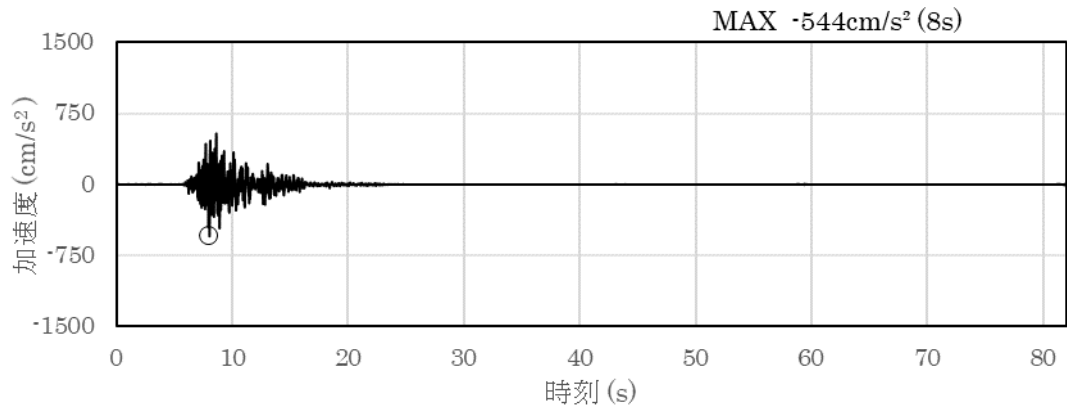


(a) 加速度時刻歴波形

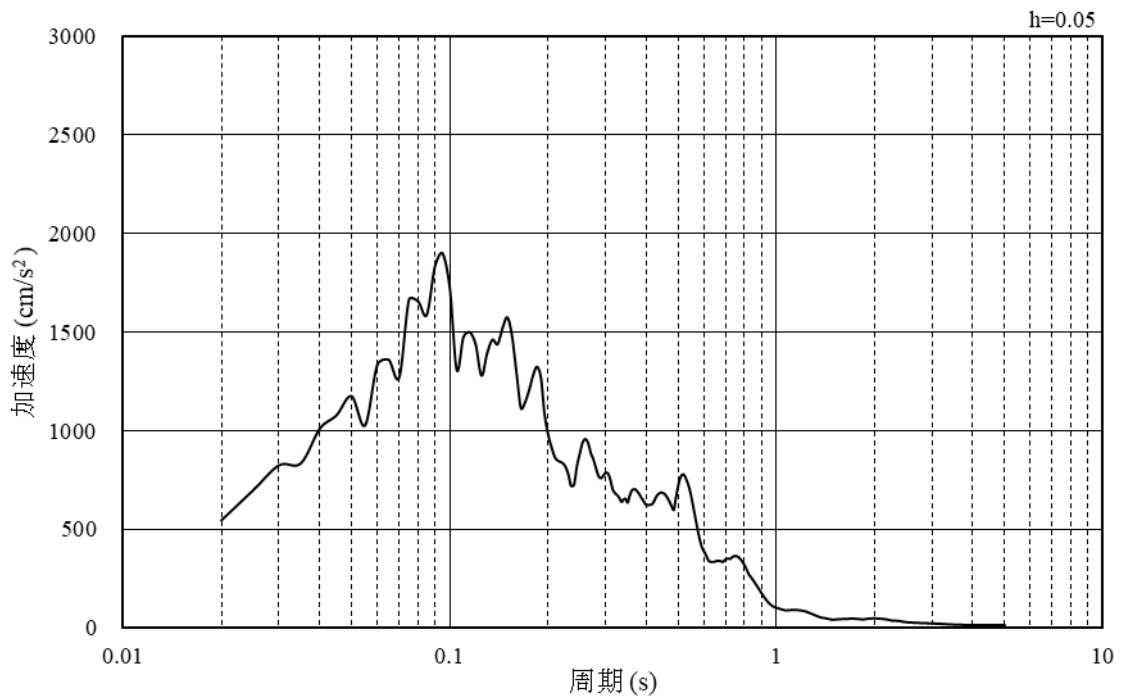


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - D)

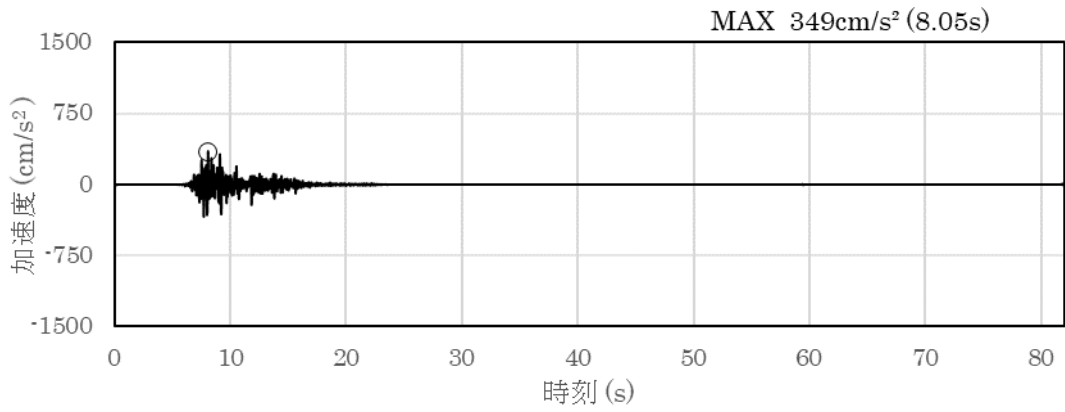


(a) 加速度時刻歴波形

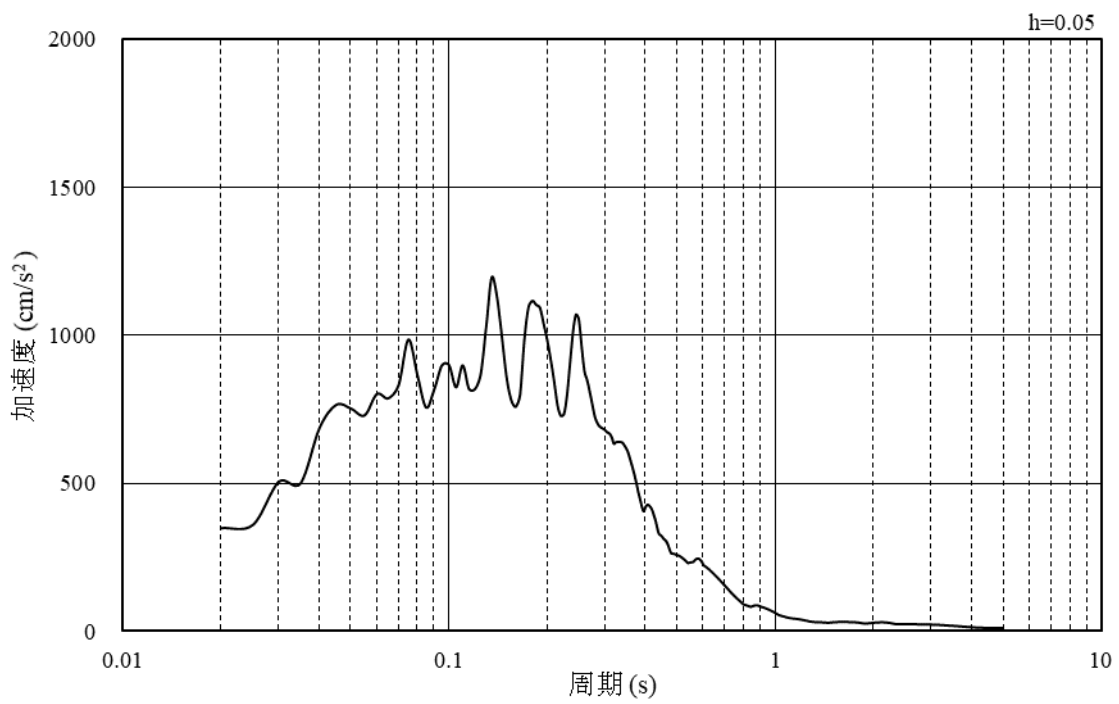


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(水平成分 : S s - F 1)

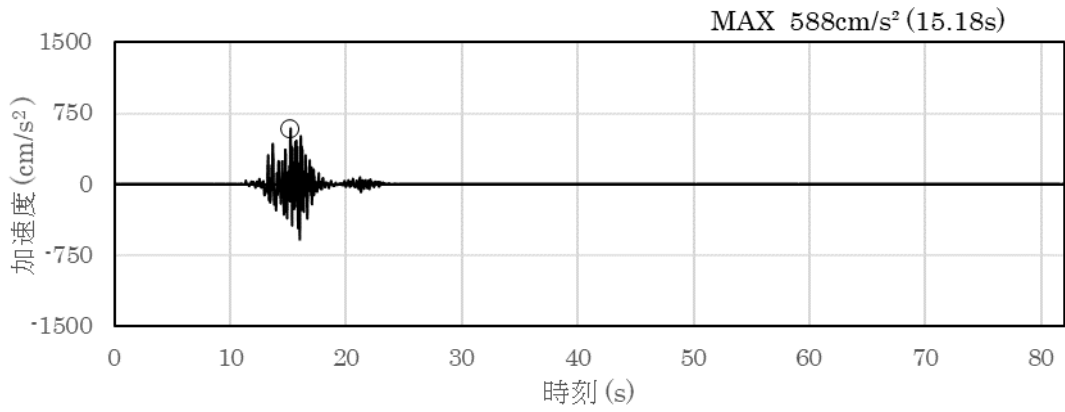


(a) 加速度時刻歴波形

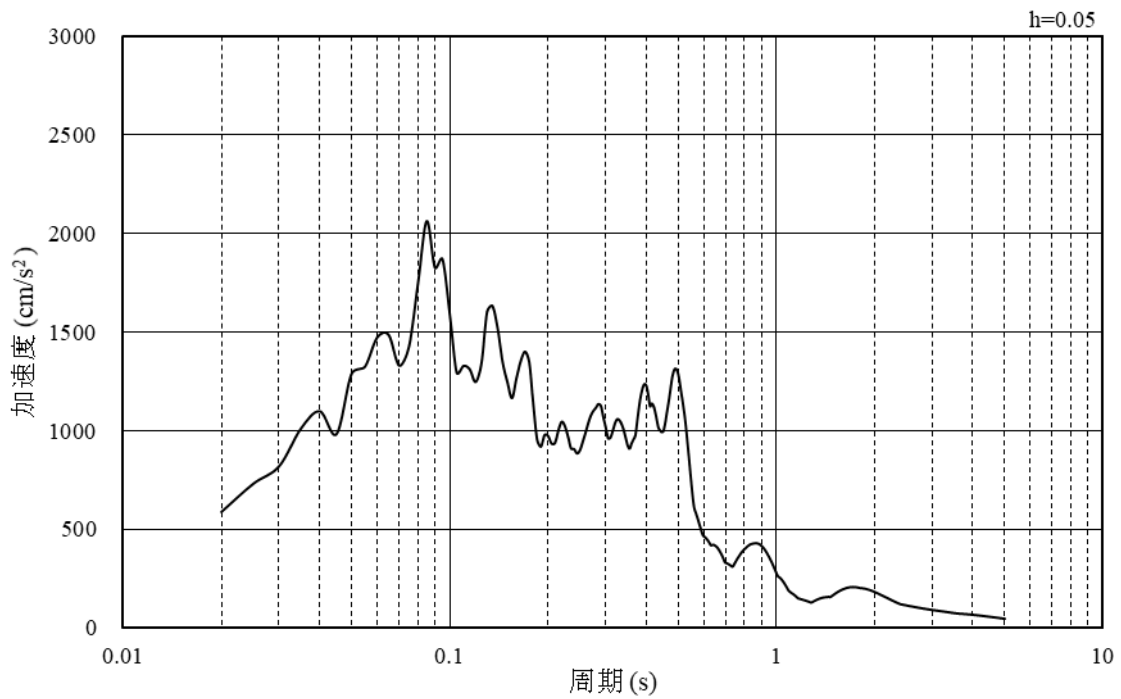


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

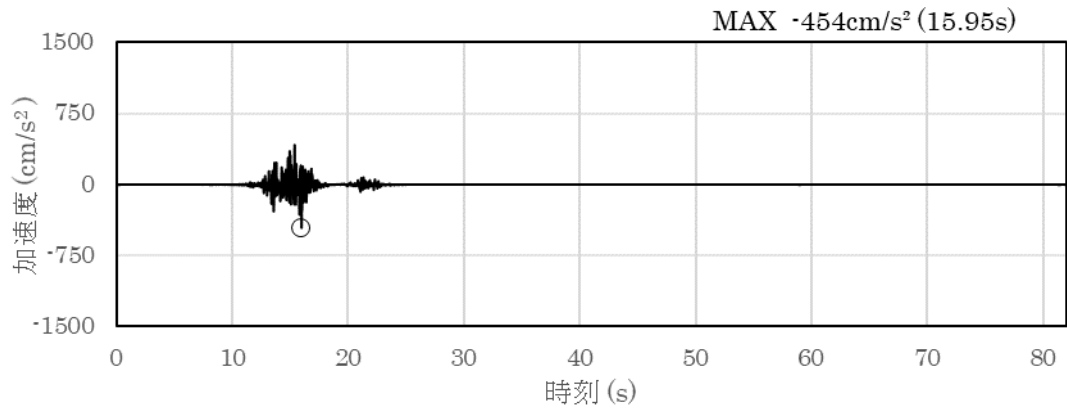


(a) 加速度時刻歴波形

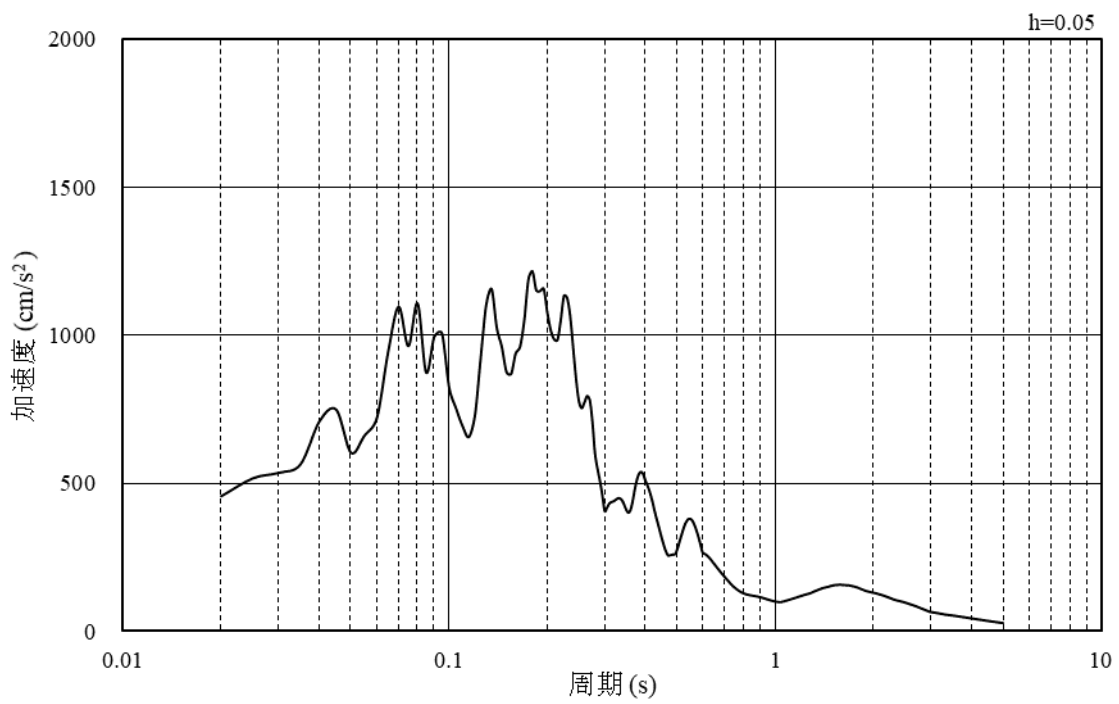


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 2)

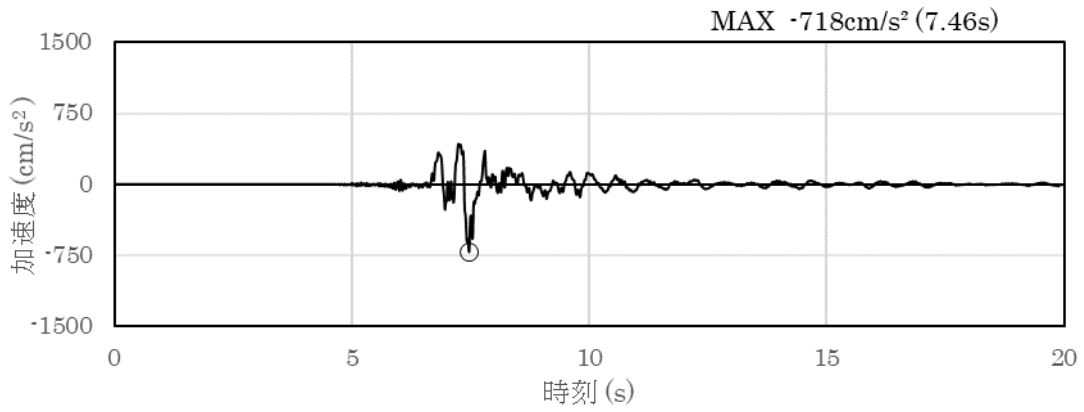


(a) 加速度時刻歴波形

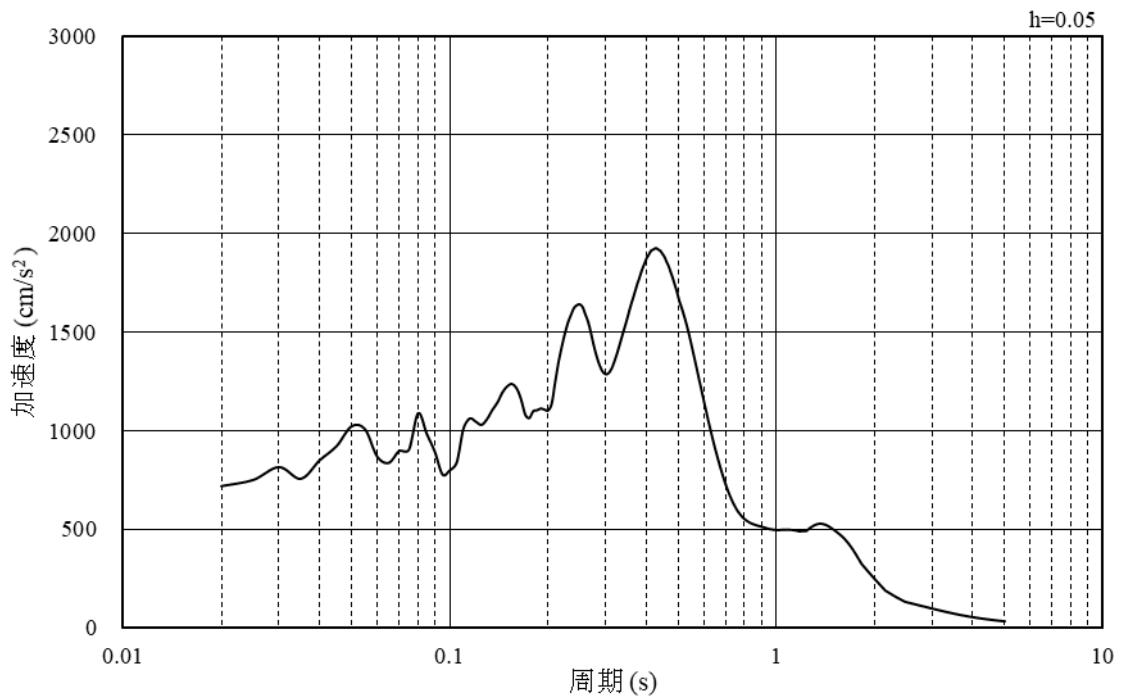


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

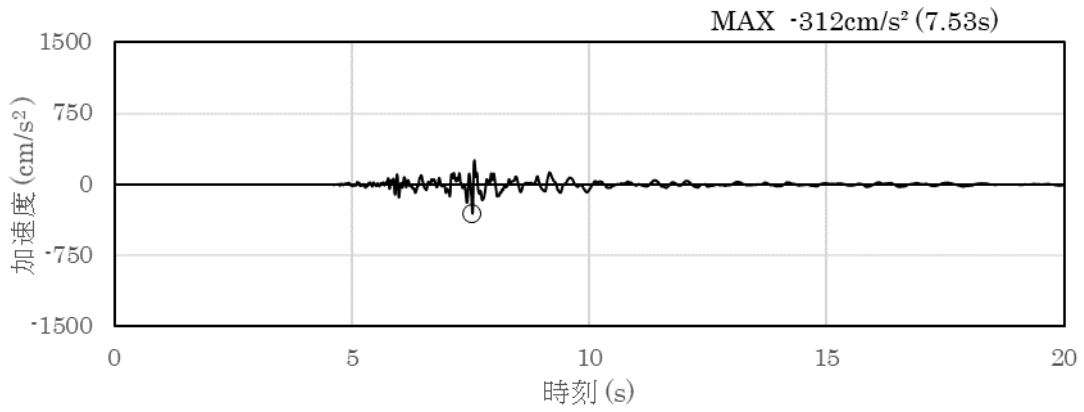


(a) 加速度時刻歴波形

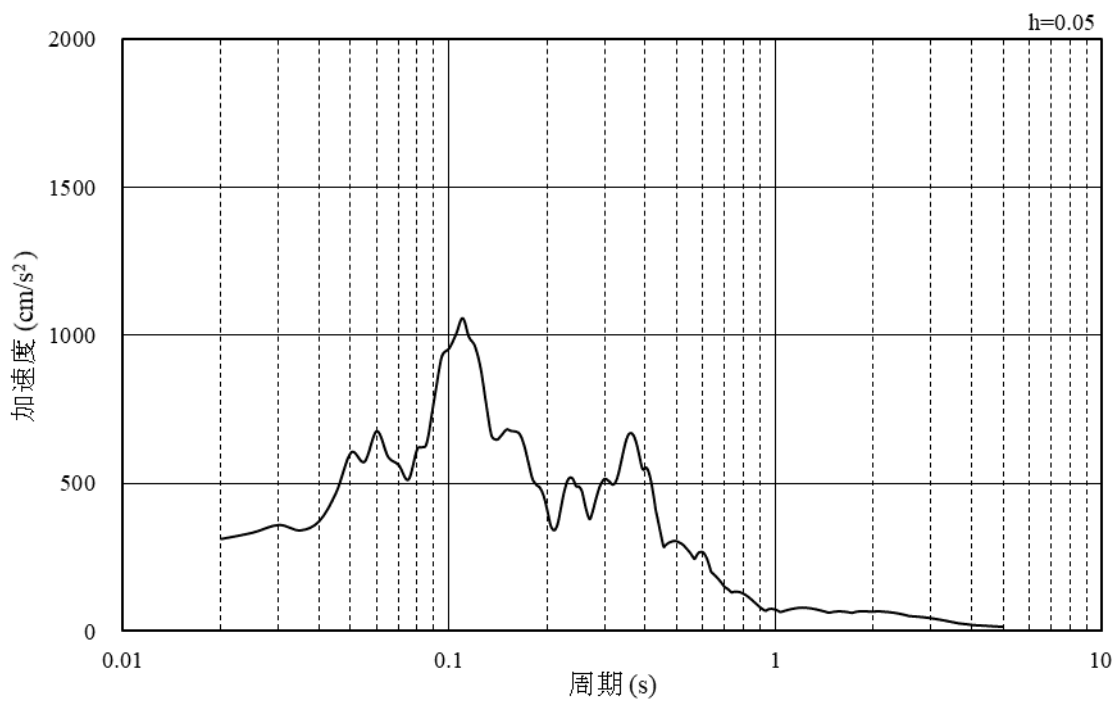


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

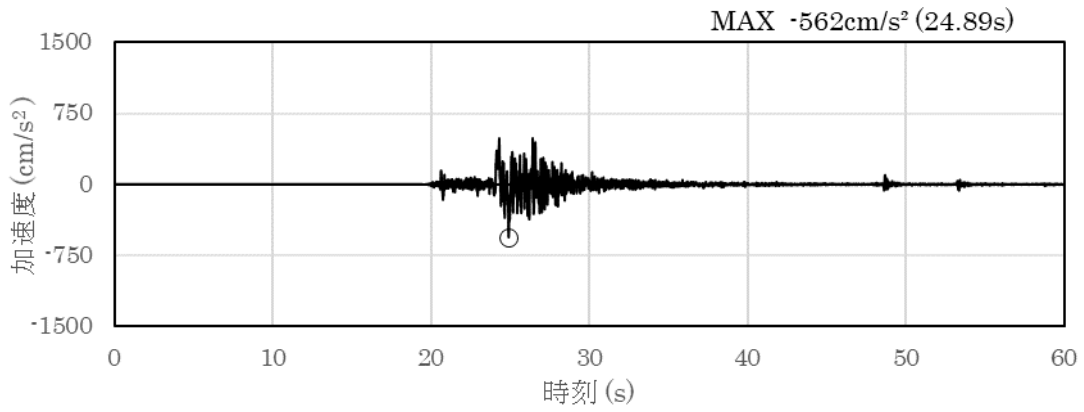


(a) 加速度時刻歴波形

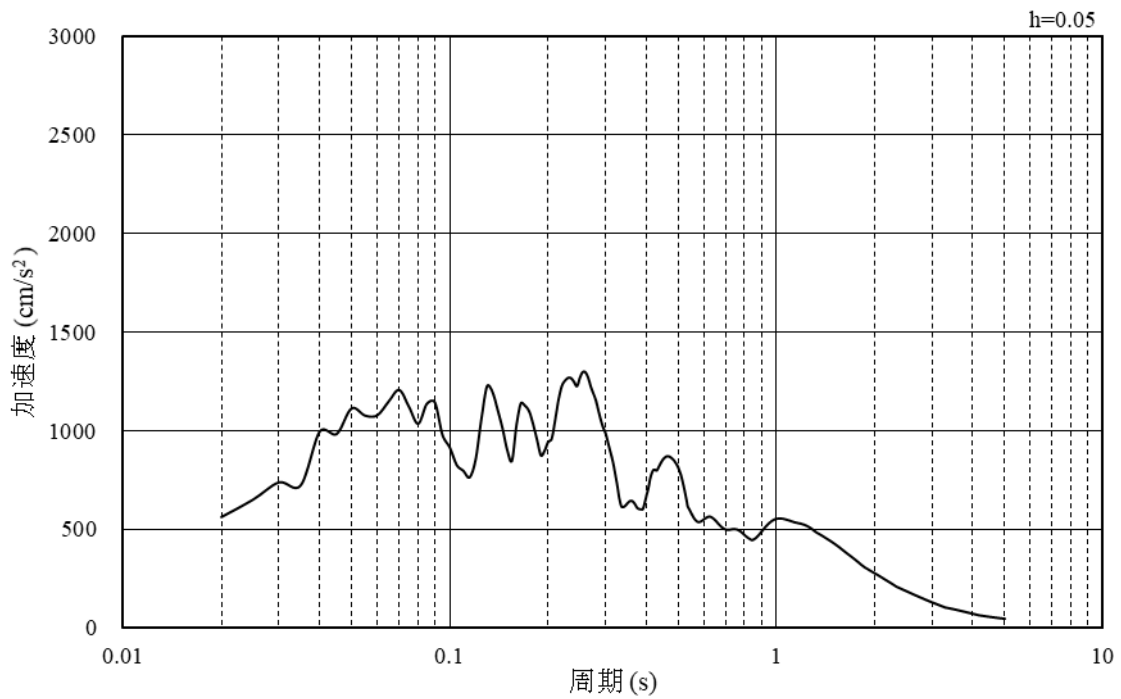


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

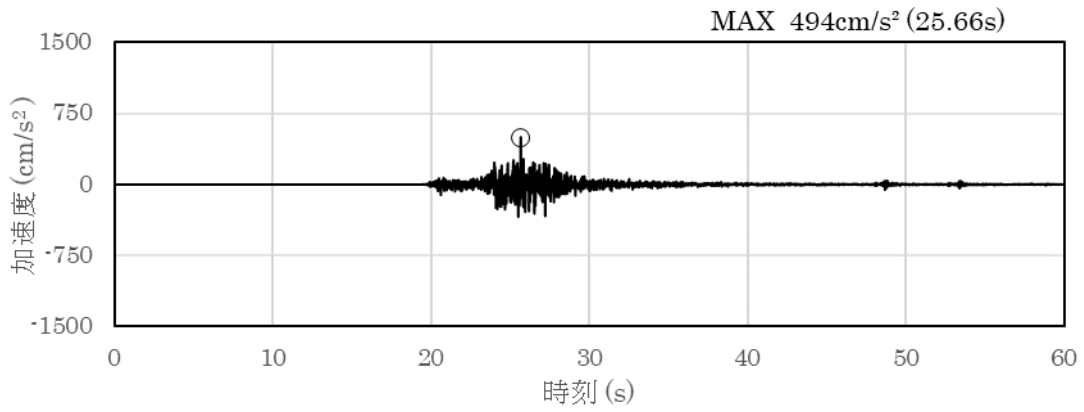


(a) 加速度時刻歴波形

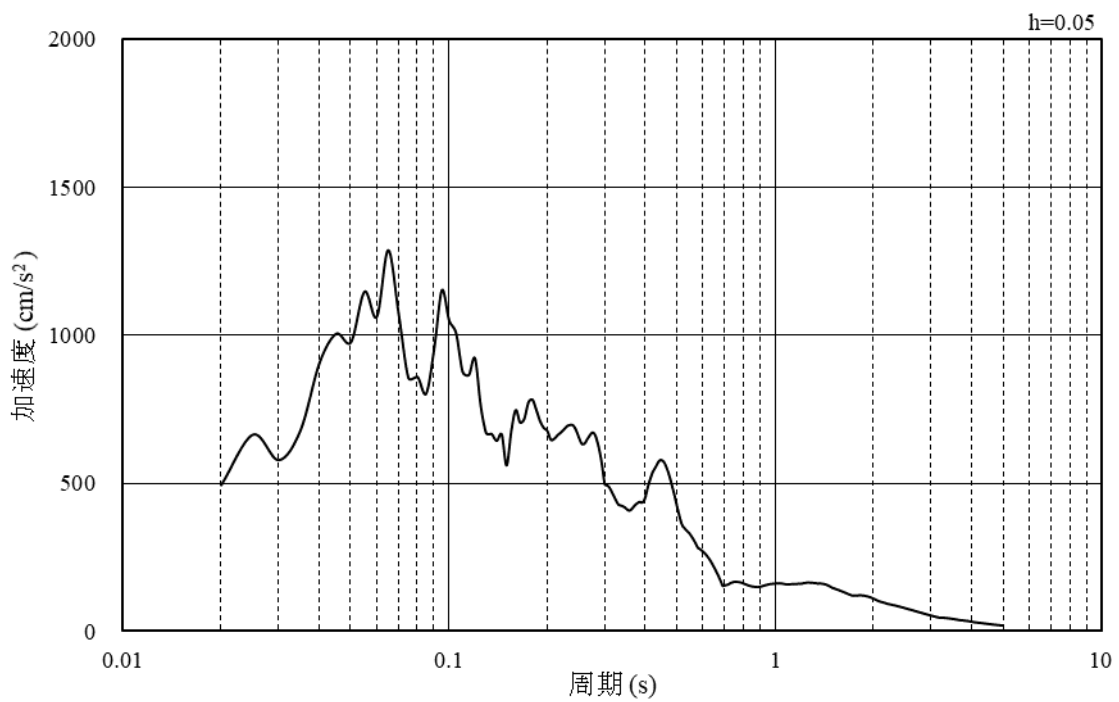


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S))

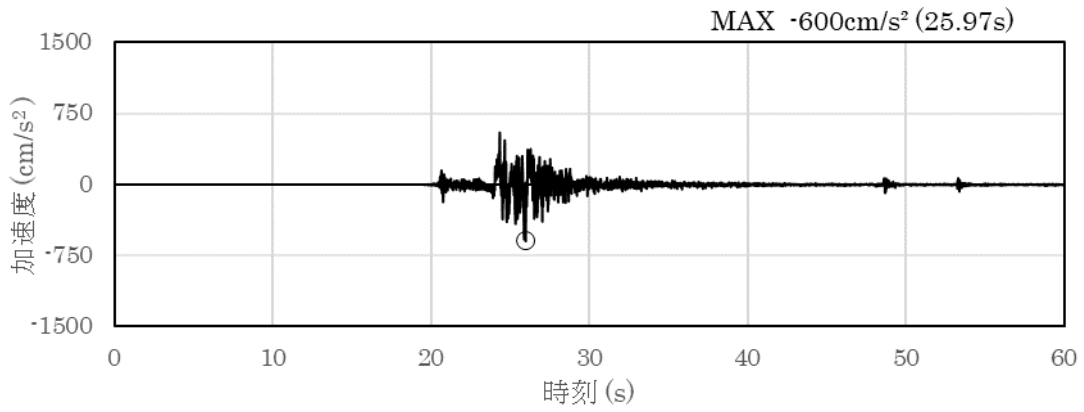


(a) 加速度時刻歴波形

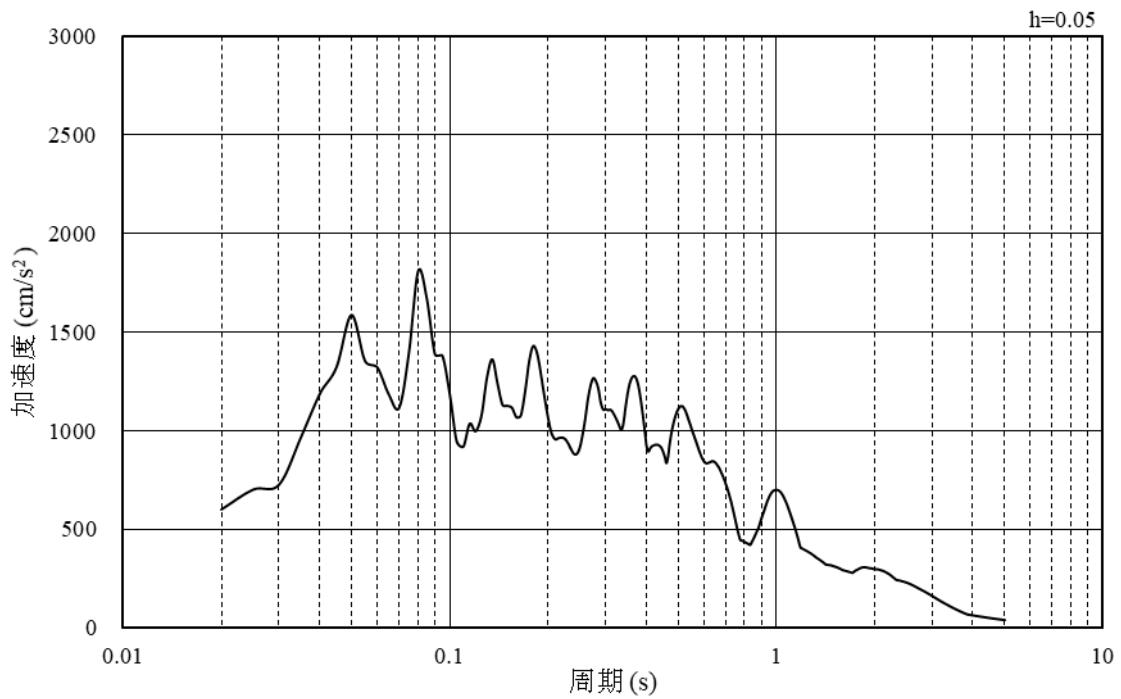


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

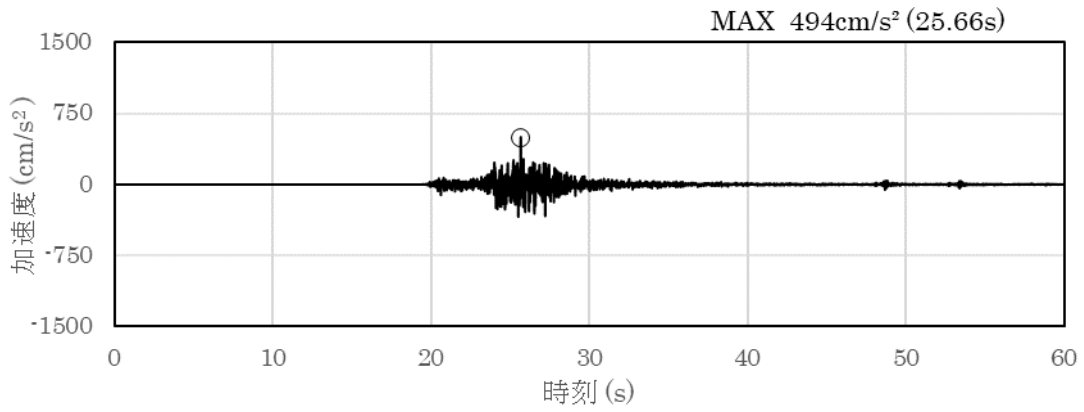


(a) 加速度時刻歴波形

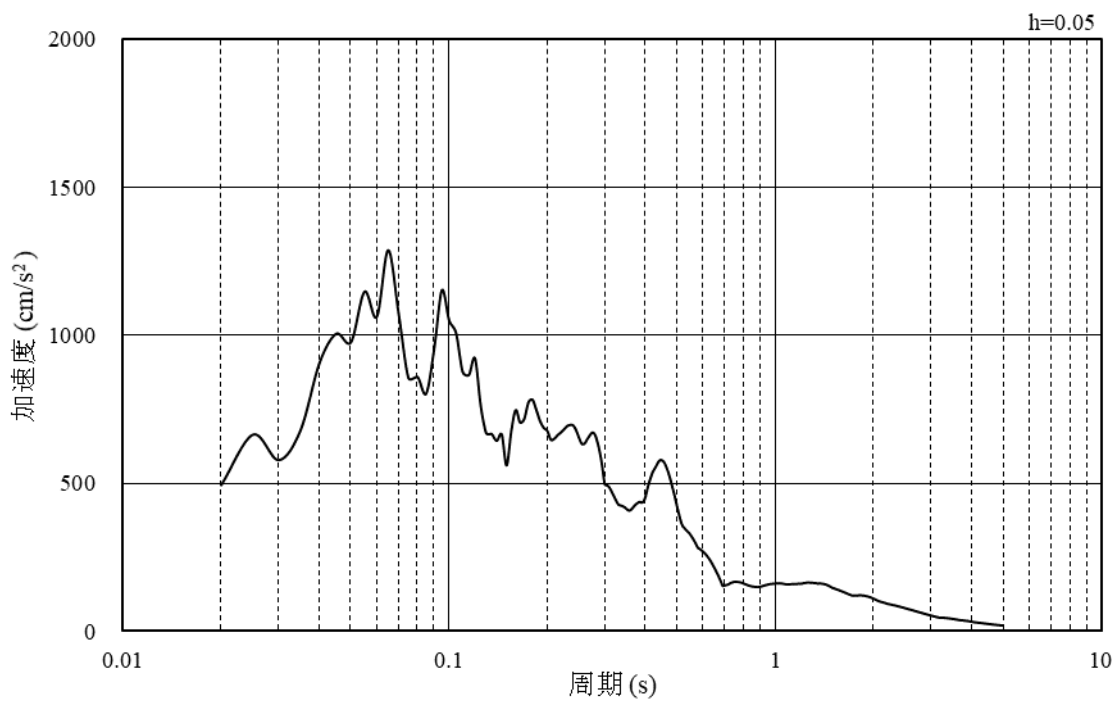


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W))



(a) 加速度時刻歴波形

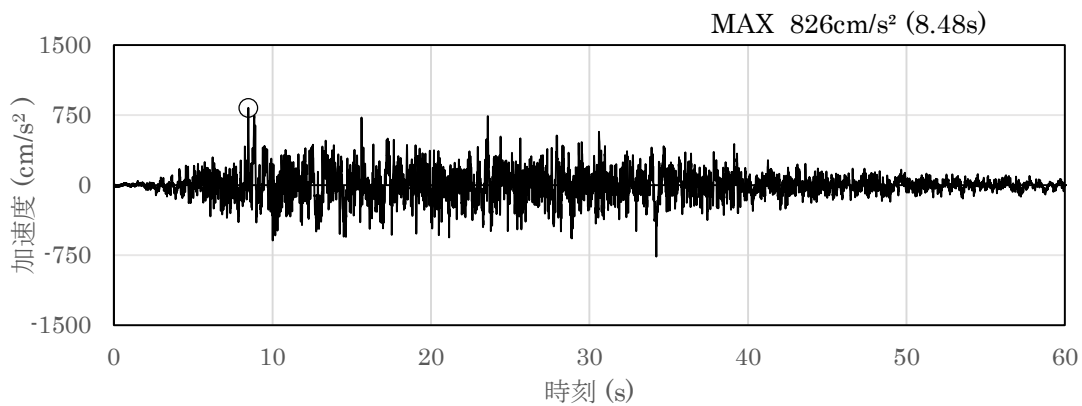


(b) 加速度応答スペクトル

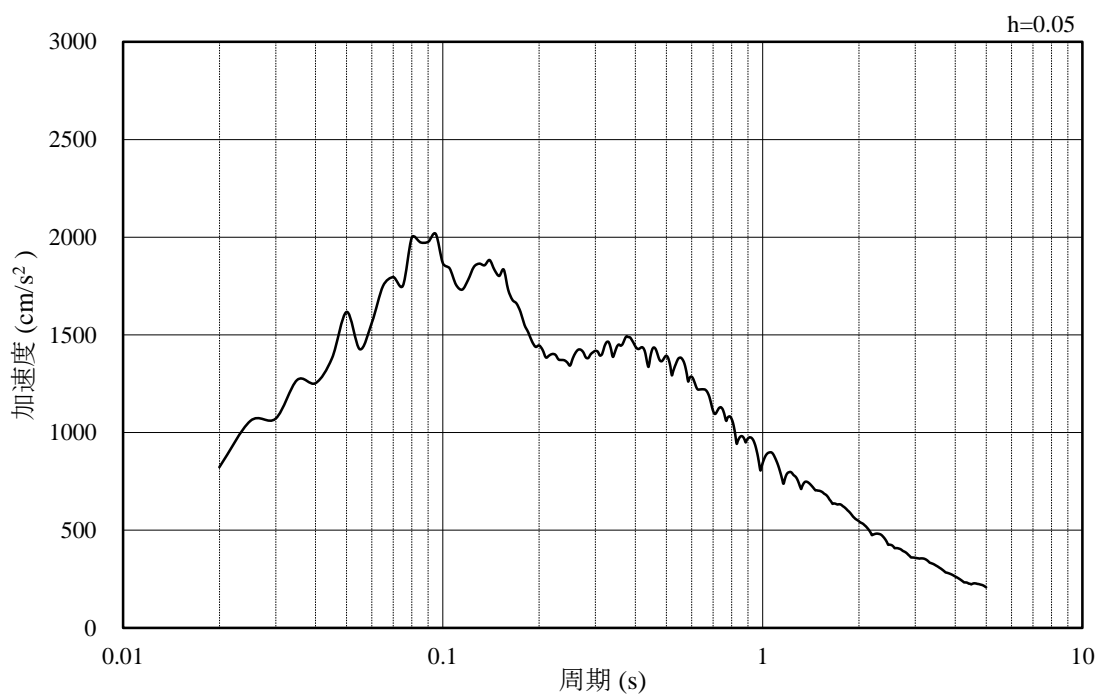
図 3-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (E W))

3.6.2 東西断面の入力地震動

図 3-39～図 3-50 に東西断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

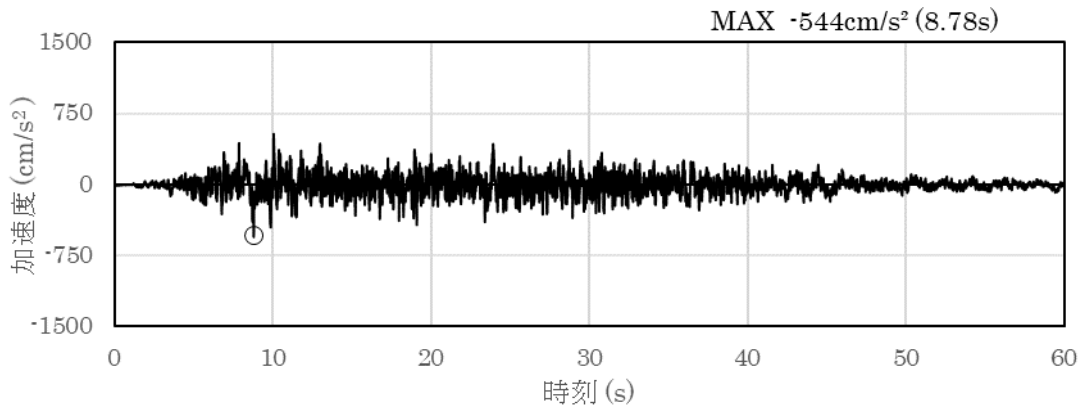


(a) 加速度時刻歴波形

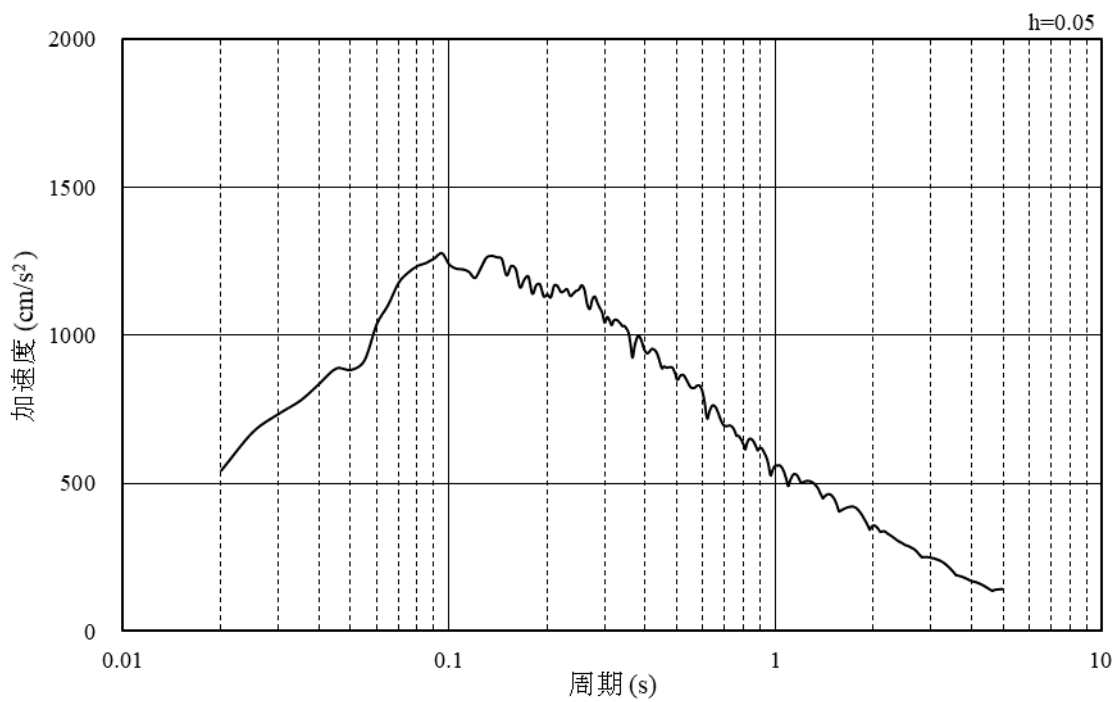


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-39 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

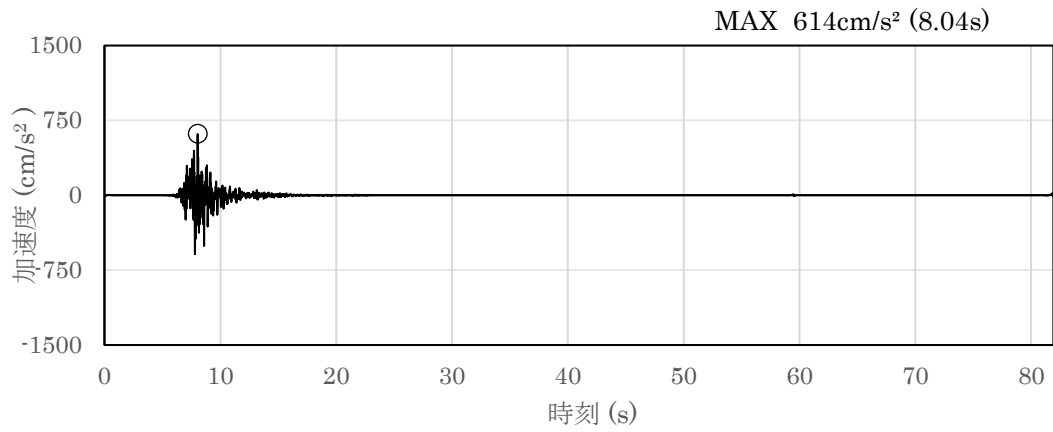


(a) 加速度時刻歴波形

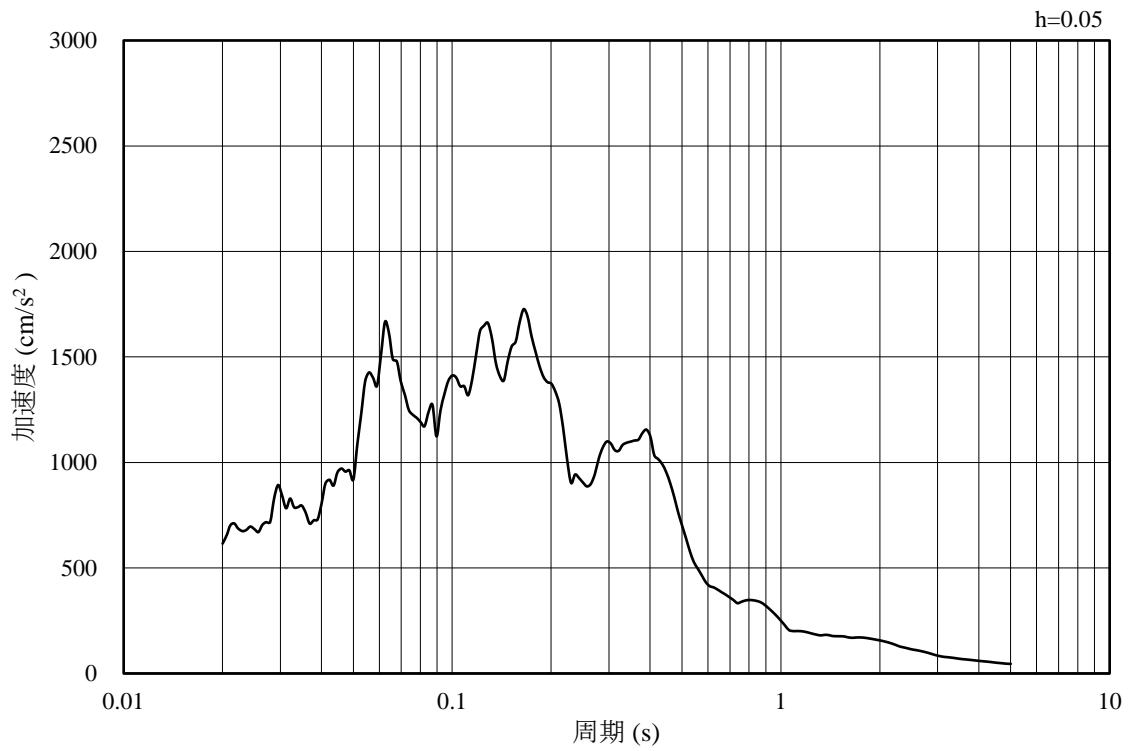


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-40 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

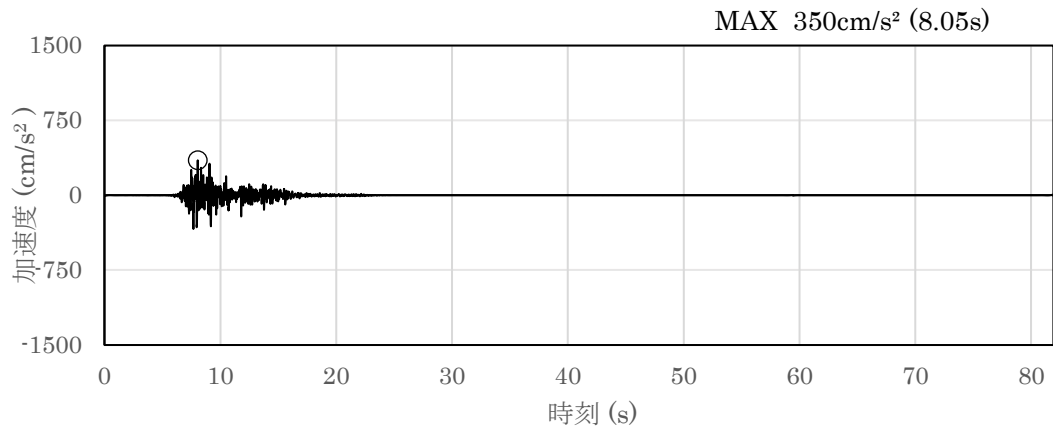


(a) 加速度時刻歴波形

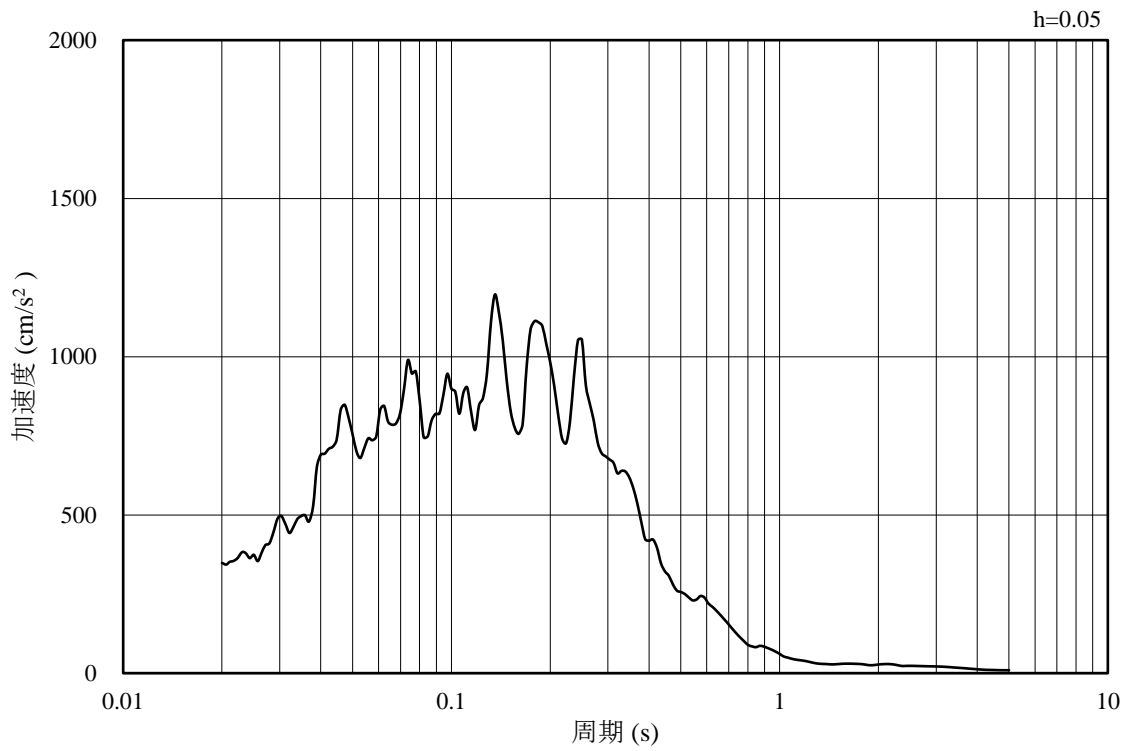


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-41 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1)

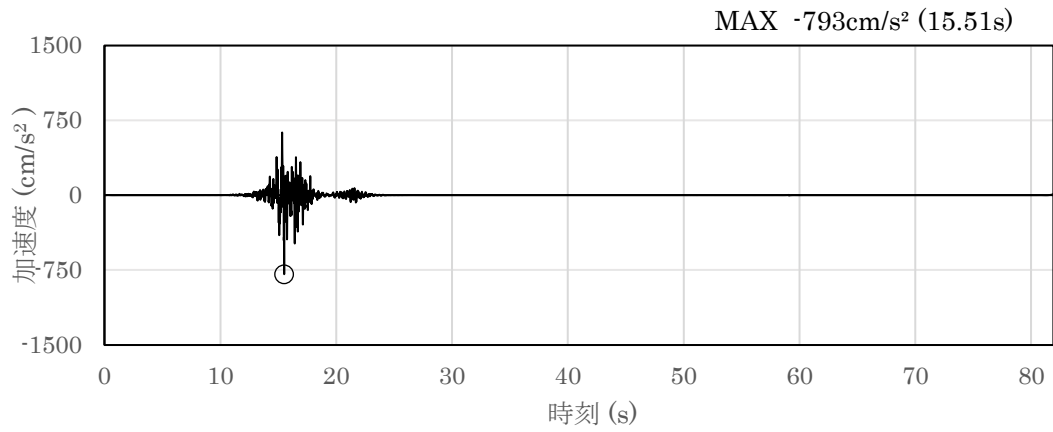


(a) 加速度時刻歴波形

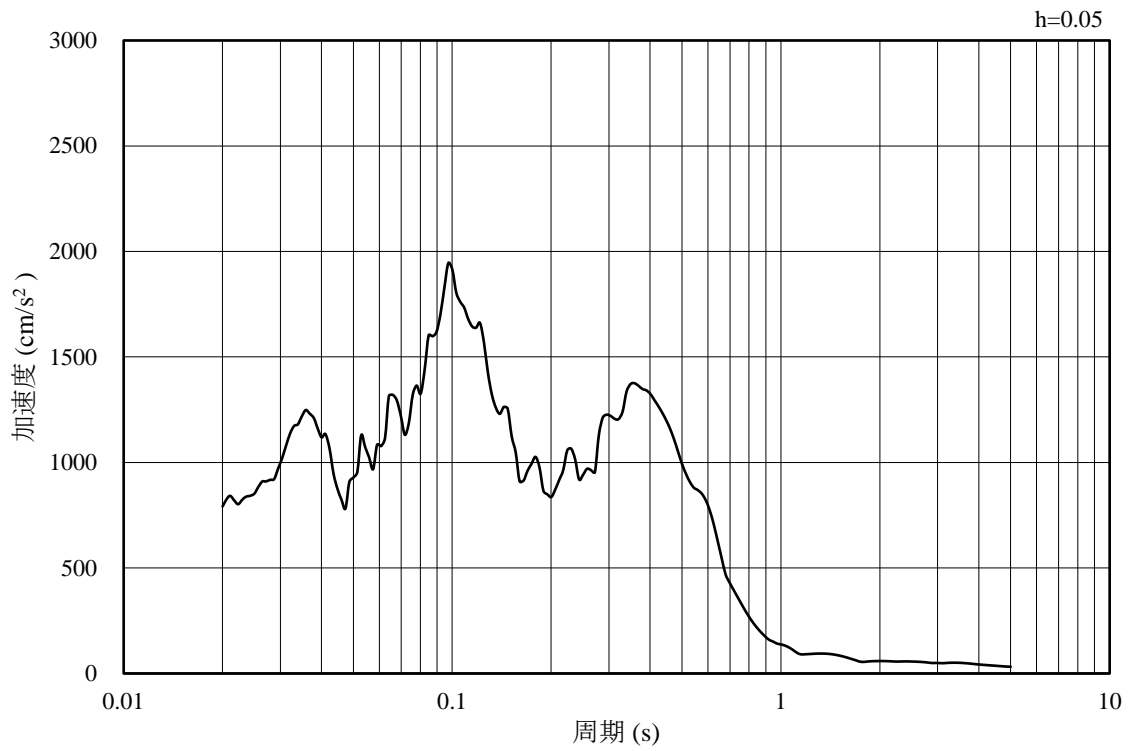


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-42 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

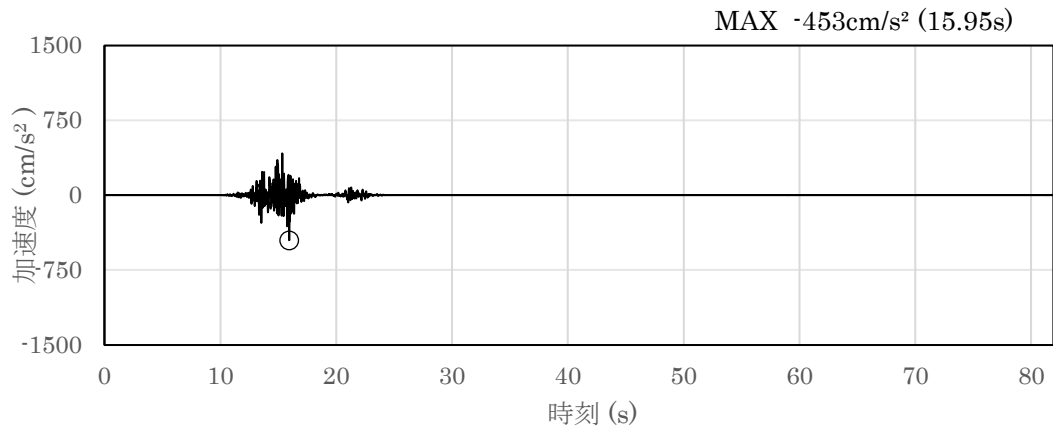


(a) 加速度時刻歴波形

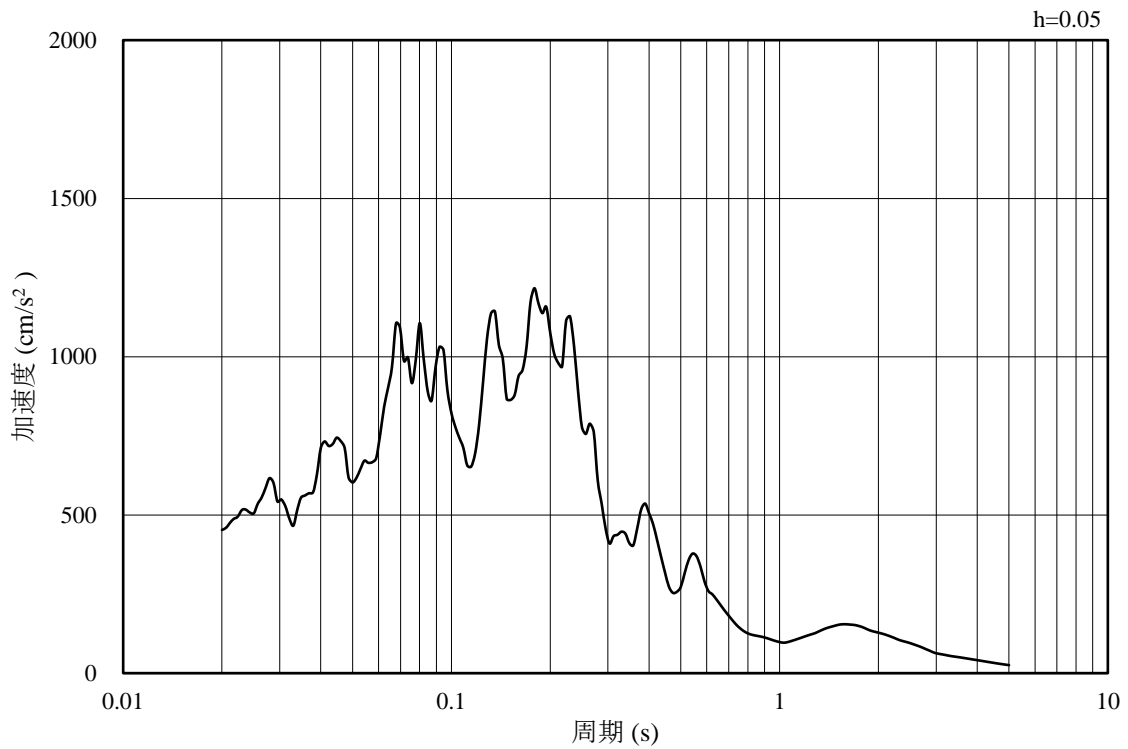


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-43 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 2)

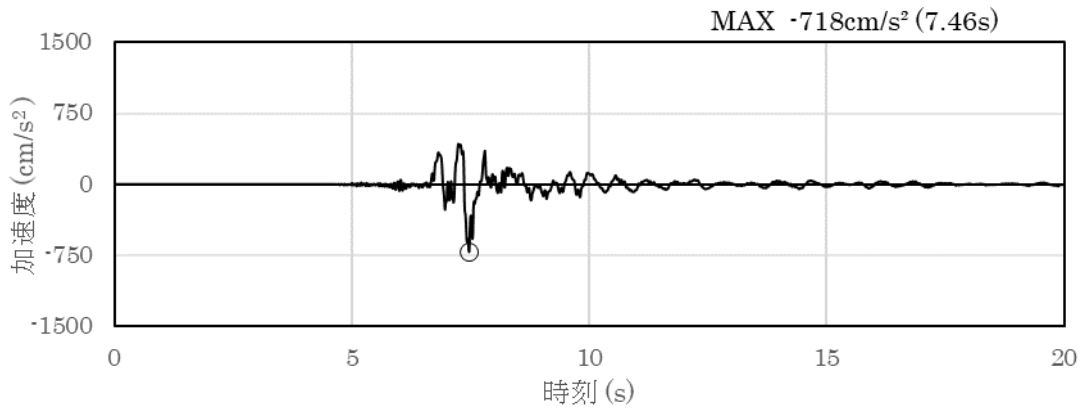


(a) 加速度時刻歴波形

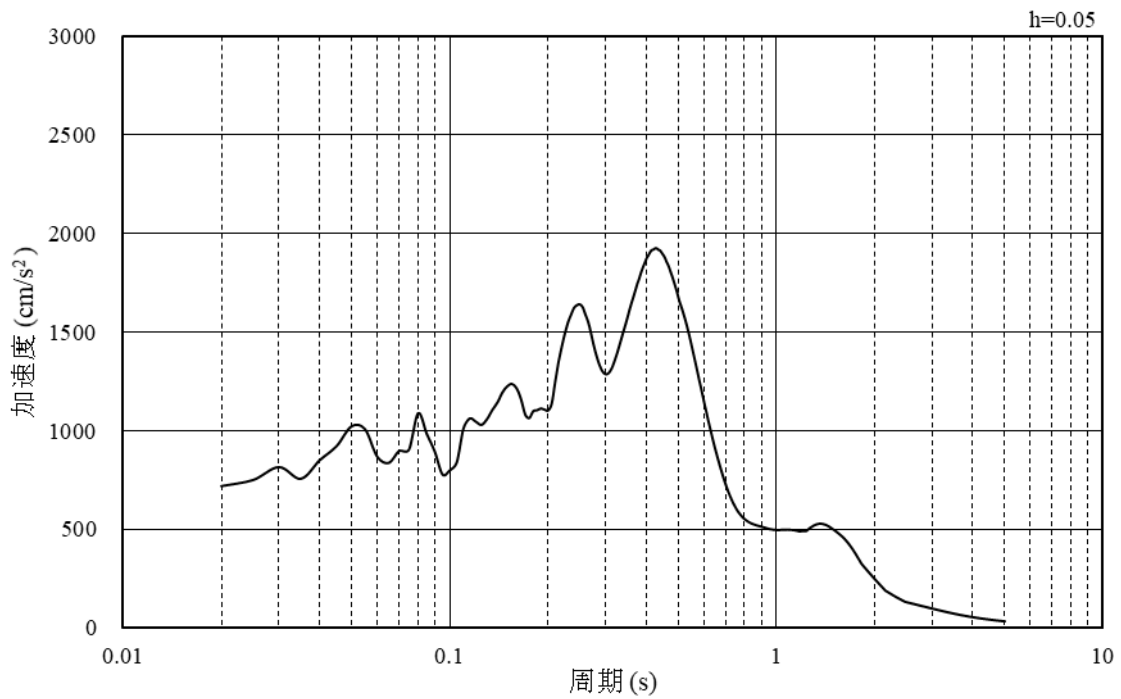


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-44 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

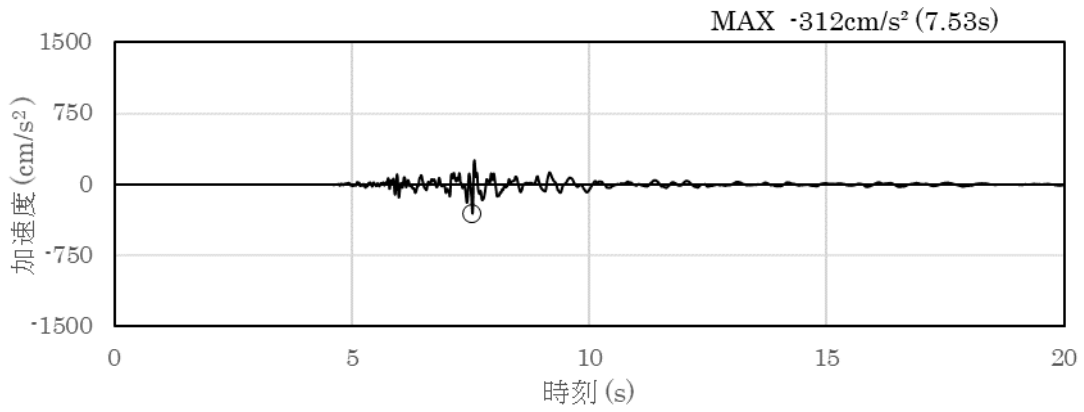


(a) 加速度時刻歴波形

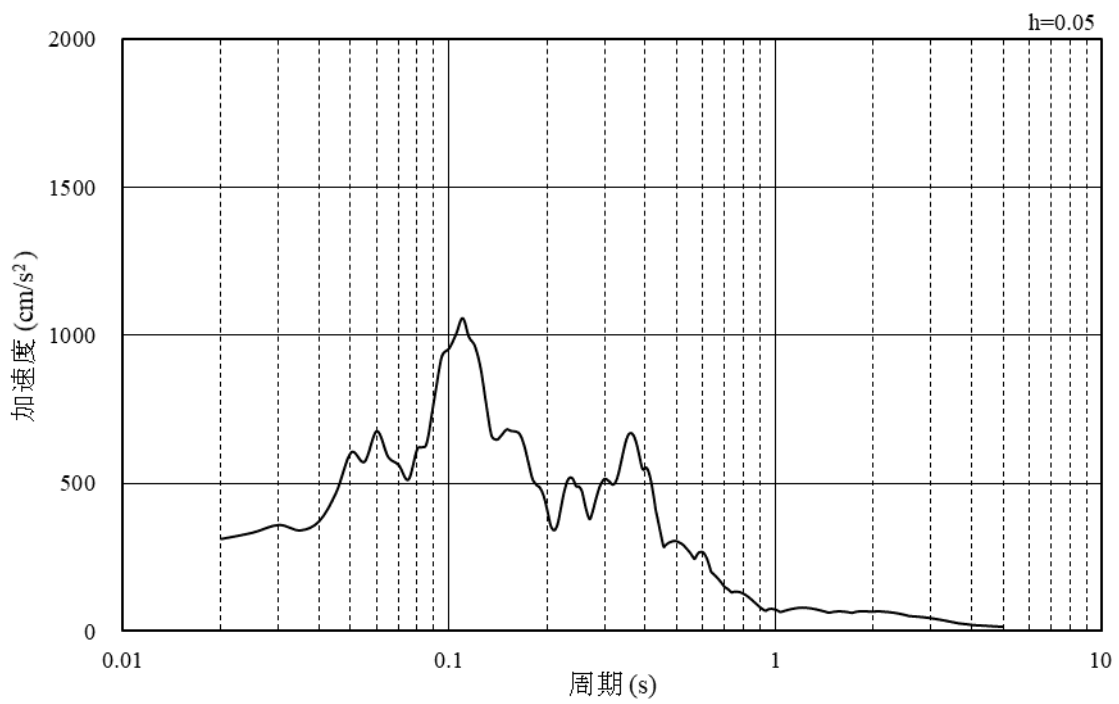


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

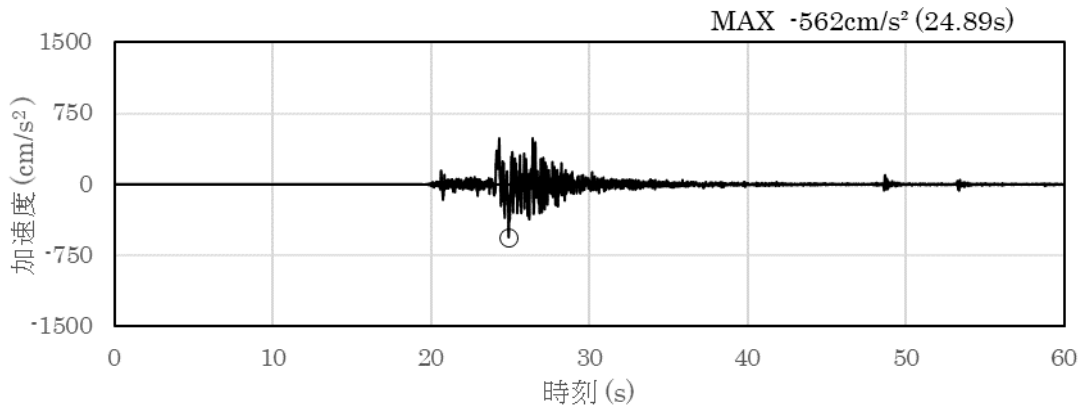


(a) 加速度時刻歴波形

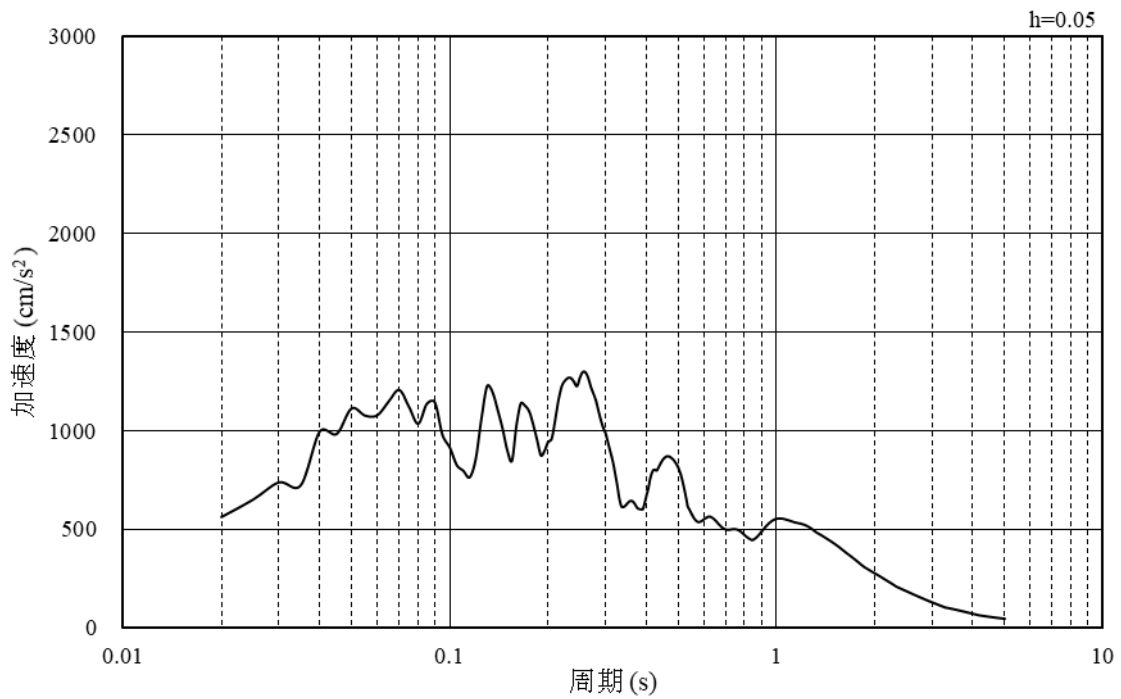


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

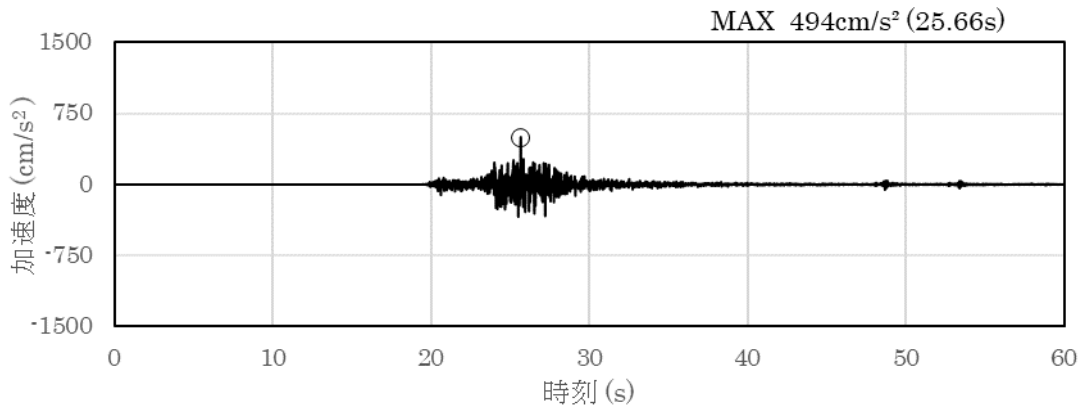


(a) 加速度時刻歴波形

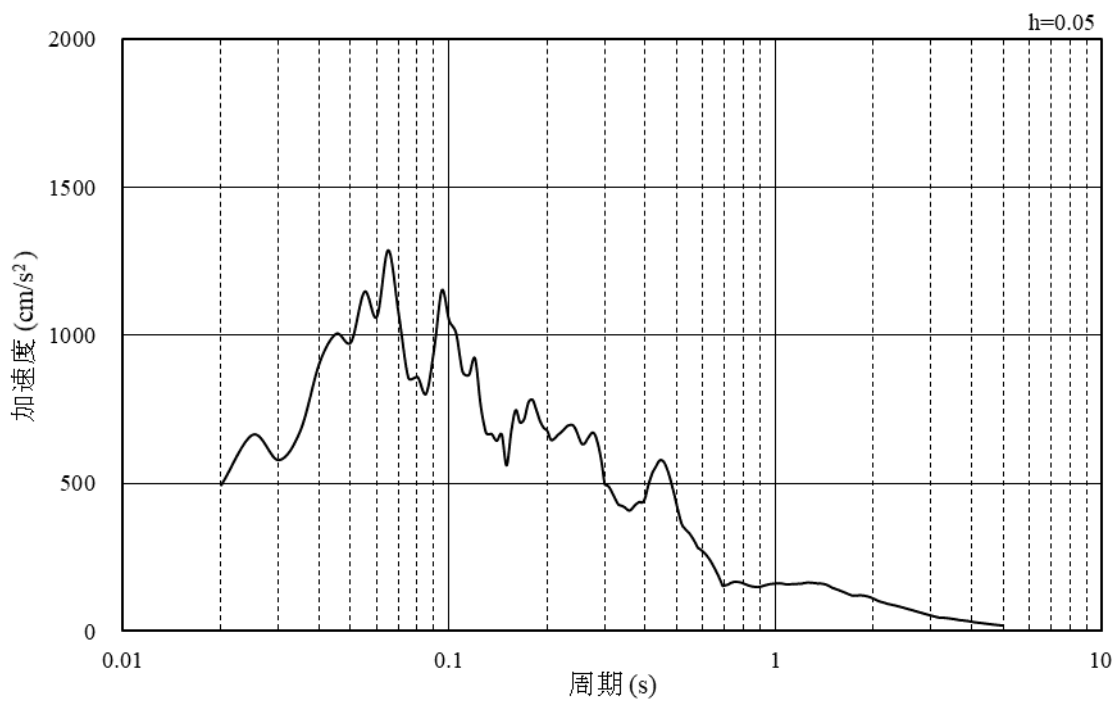


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 2 (N S))

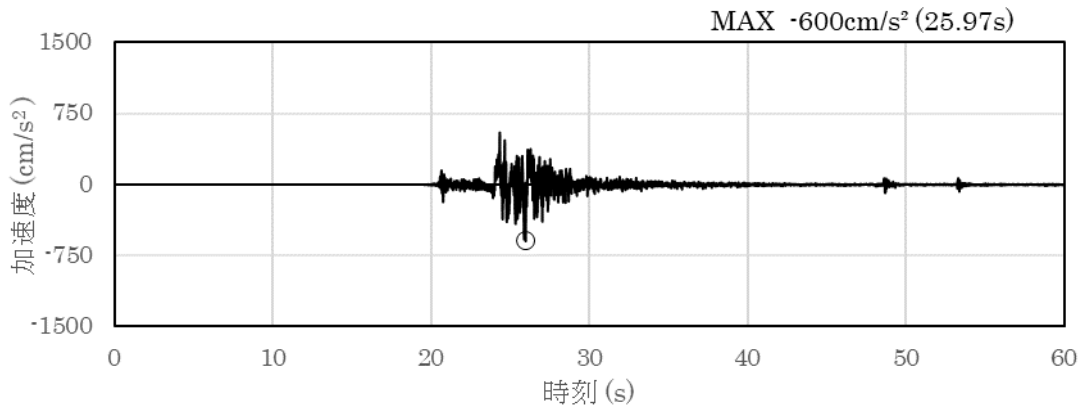


(a) 加速度時刻歴波形

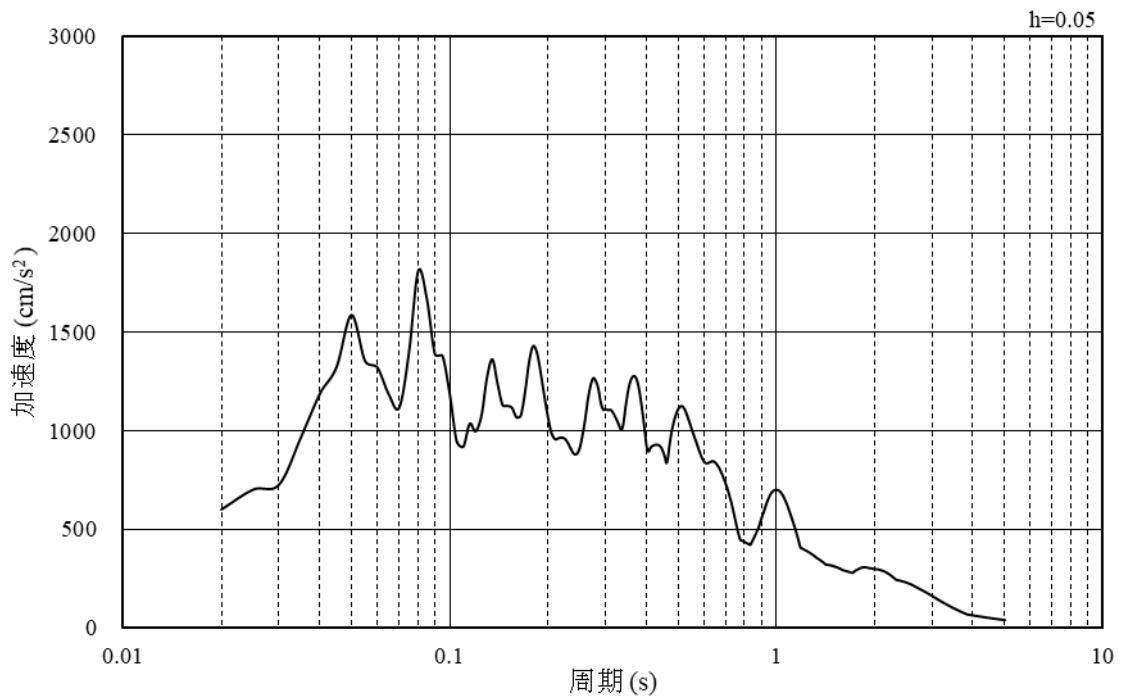


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-48 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

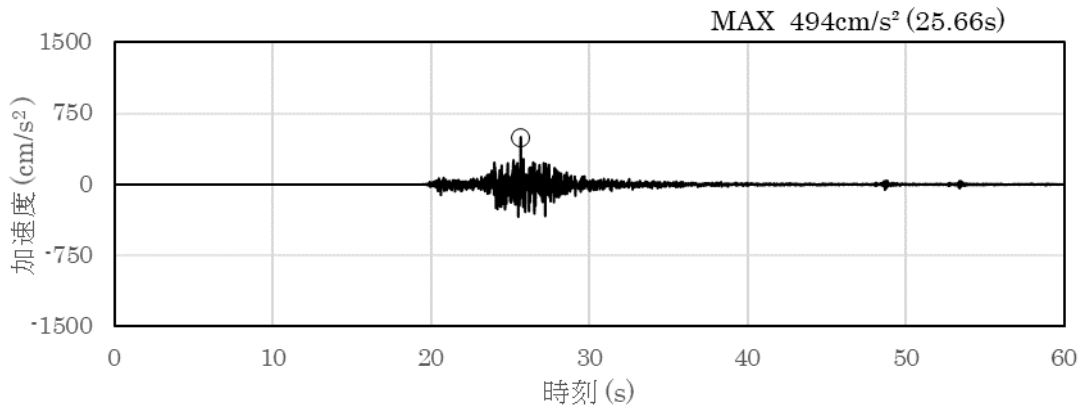


(a) 加速度時刻歴波形

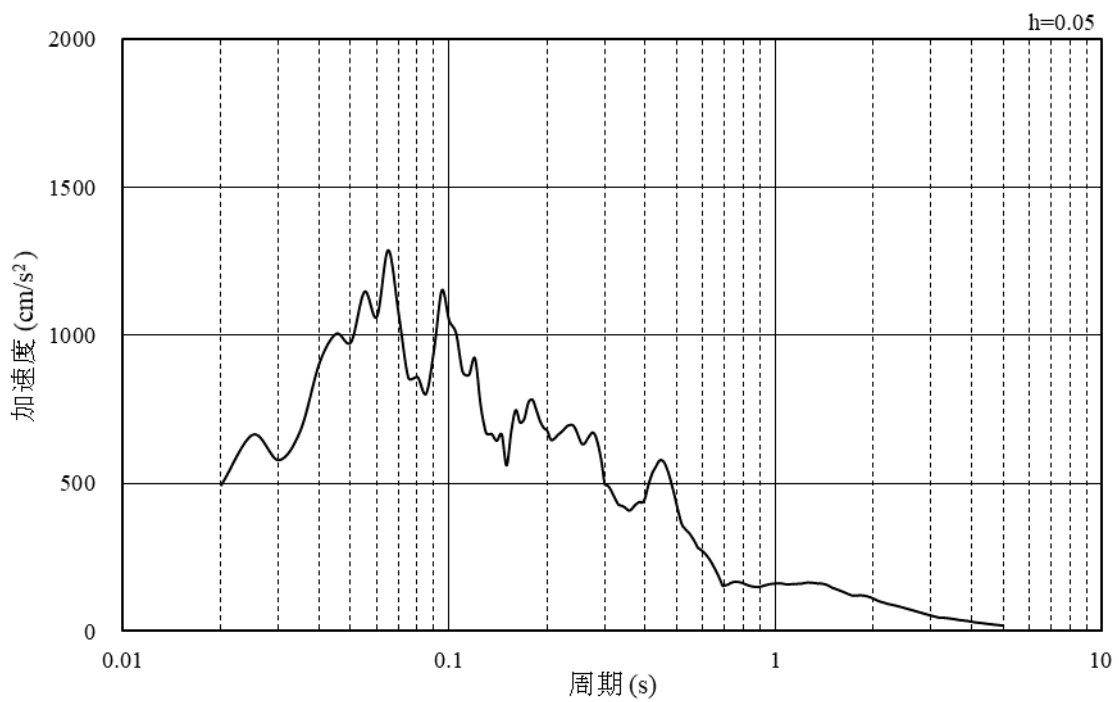


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-49 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-50 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (E W))

3.7 地震応答解析結果

3.7.1 時刻選定の考え方

地震応答解析結果に用いる時刻選定については、取水口の耐震性に影響を与える5つの時刻に着目する。着目時刻及び着目箇所一覧表を表3-16に示す。また、図3-51に取水口の断面図を記す。

(1) 水平相対変位最大時刻（Uデッキ～アンカーコンクリート上端）

取水口下部は、アンカーコンクリートで固定されている状態であるため、Uデッキとアンカーコンクリート上端の水平相対変位が卓越する際に取水口の耐震性に大きな影響を与える。

(2) 水平加速度最大時刻（Uデッキ）

取水口の構造部材であるUデッキにかかる水平加速度が最大となった際、取水口の耐震性に大きな影響を与える。

(3) 水平加速度最大時刻（Lデッキ）

取水口の構造部材であるLデッキにかかる水平加速度が最大となった際、取水口の耐震性に大きな影響を与える。

(4) 曲げモーメント最大時刻（Lデッキ～アンカーコンクリート上端）

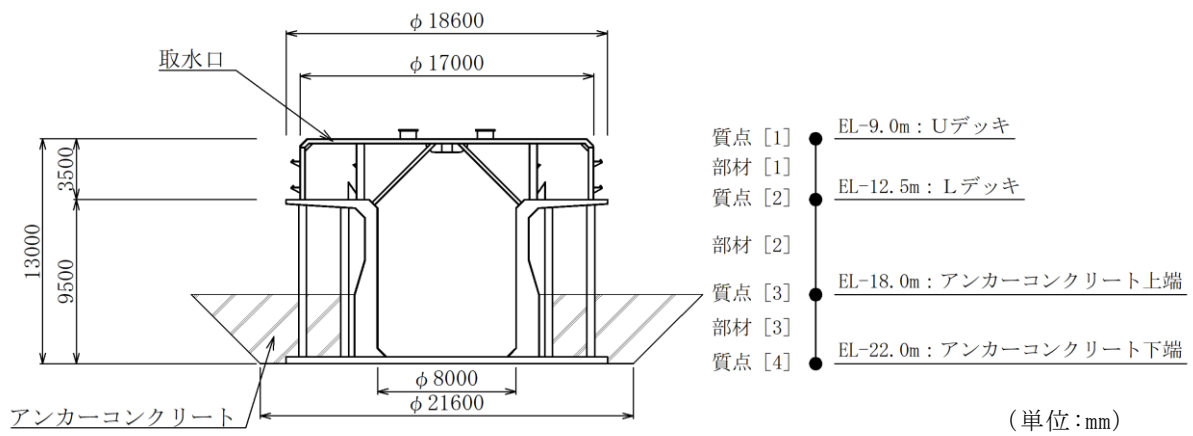
取水口下部は、アンカーコンクリートで固定されている状態であるため、Lデッキ～アンカーコンクリート上端の間で曲げモーメントが卓越すると考えられる。その際に取水口の耐震性に大きな影響を与える。

(5) せん断応力最大時刻（Lデッキ～アンカーコンクリート上端）

取水口下部は、アンカーコンクリートで固定されている状態であるため、Lデッキ～アンカーコンクリート上端の間でせん断応力が卓越すると考えられる。その際に取水口の耐震性に大きな影響を与える。

表 3-16 取水口の耐震性に与える影響が大きな時刻一覧表

着目時刻	着目箇所
水平相対変位最大時刻	Uデッキ～アンカーコンクリート上端
水平加速度最大時刻	Uデッキ
水平加速度最大時刻	Lデッキ
曲げモーメント最大時刻	Lデッキ～アンカーコンクリート上端
せん断応力最大時刻	Lデッキ～アンカーコンクリート上端



(取水口断面図)

(取水口部解析モデル)

図 3-51 取水口断面図

3.7.2 解析ケース①

(1) 南北断面解析結果

南北断面の地震応答解析において、入力地震動ごとに選定した時刻を表3-17に整理する。表3-17より多くの地震動で選定する時刻が同じとなっており、震度を検討する時刻を赤字で記している。

表3-17 解析ケース①における着目項目ごとに最大値が発生する時刻一覧表
(南北断面)

解析ケース 地震動		最大値が発生する時刻				
		水平相対変位 最大時刻 (s)	水平加速 度最大時 刻(s)	水平加速 度最大時 刻(s)	曲げモーメン ト最大時刻 (s)	せん断応力最 大時刻(s)
		Uデッキ～アンカー コンクリート上端	Uデッキ	Lデッキ	Lデッキ～ アンカーコン クリート上端	Lデッキ～ アンカーコン クリート上端
S _s -D	++	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
	-+	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
	+-	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
	--	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
S _s -F1	++	9.14	9.14	9.14	9.14	9.14
S _s -F2	++	16.19	16.19	16.19	16.19	16.19
S _s -N1	++	7.49	7.49	7.49	7.49	7.49
	-+	7.49	7.59	7.59	7.59	7.59
S _s -N2 (NS)	++	26.64	26.64	26.64	26.64	26.64
	-+	26.64	26.64	26.64	26.64	26.64
S _s -N2 (EW)	++	26.04	26.04	26.04	26.04	26.04
	-+	26.04	26.04	26.04	26.04	26.04

注：同じ地震動において同じ時刻で最大を示した値については黒字とする。

表 3-17 に記載した最大値が発生する時刻における，震度を表 3-18 にまとめる。表 3-18 より，アンカーコンクリートに固定されていない箇所であり，取水口の耐震性に与える影響が大きい U デッキ及び L デッキにおいて水平方向震度が最大となるのは S s - D (++) (抽出時刻 8.54s) である。

表 3-18 節点ごとに作用する震度一覧

解析ケース		震度											
		抽出時刻 (sec)		U デッキ (EL-9.0m)		L デッキ (EL-12.5m)		アンカーコンクリート上端 (EL-18.0m)		アンカーコンクリート下端 (EL-22.0m)			
		水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度		
S s - D	++*	8.54	-1.82	-0.05	-1.54	-0.05	-0.80	-0.05	-0.77	-0.05			
	--*	8.54	1.75	-0.03	1.49	-0.03	0.81	-0.03	-0.78	-0.03			
	+ - *	8.54	-1.73	0.03	-1.48	0.03	-0.81	0.03	-0.77	0.03			
S s - F 1	- - *	8.54	1.81	0.05	1.54	0.05	0.81	0.05	0.78	0.05			
	++*	9.14	-1.46	-0.01	-1.13	-0.01	-0.24	-0.01	-0.21	-0.01			
S s - F 2	++*	16.19	-1.72	0.05	-1.38	0.05	-0.50	0.05	-0.47	0.05			
	++*	7.49	1.05	-0.09	0.92	-0.09	0.61	-0.09	0.60	-0.09			
S s - N 1	- + *	7.49	-1.01	-0.10	-0.90	-0.10	-0.61	-0.10	-0.61	-0.10			
	++*	7.59	-1.06	-0.26	-0.93	-0.26	-0.55	-0.25	-0.53	-0.25			
S s - N 2 (NS)	++*	26.64	-0.41	-0.09	-0.41	-0.09	-0.37	-0.09	-0.35	-0.09			
	- + *	26.64	0.42	-0.10	0.41	-0.10	0.33	-0.10	0.33	-0.10			
S s - N 2 (EW)	++*	26.04	1.14	-0.02	0.96	-0.02	0.46	-0.03	0.44	-0.03			
	- + *	26.04	-1.22	-0.03	-1.03	-0.03	-0.49	-0.03	-0.46	-0.03			

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

(2) 東西断面解析結果

東西断面の地震応答解析において、入力地震動ごとに選定した時刻を表3-19に整理する。表3-19より多くの地震動で選定する時刻が同じとなっている。表3-19において震度を検討する時刻を赤字で記している。

表3-19 解析ケース①における着目項目ごとに最大値が発生する時刻一覧表
(東西断面)

解析ケース 地震動		最大値が発生する時刻				
		水平相対変位 最大時刻 (s)	水平加速 度最大時 刻 (s)	水平加速度 最大時刻 (s)	曲げモーメ ント最大時 刻 (s)	せん断応力最 大時刻 (s)
		Uデッキ～アンカー コンクリート上端	Uデッキ	Lデッキ	Lデッキ～ アンカーコ ンクリート 上端	Lデッキ～ アンカーコ ンクリート 上端
S s - D	++	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
	-+	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
	+-	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
	--	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
S s - F 1	++	7.79	7.79	7.79	7.79	7.79
S s - F 2	++	16.49	16.49	15.82	16.49	15.82
S s - N 1	++	7.49	7.59	7.49	7.59	7.59
	-+	7.49	7.49	7.49	7.49	7.49
S s - N 2 (NS)	++	26.64	26.64	26.64	26.64	26.64
	-+	26.64	26.64	26.64	26.64	26.64
S s - N 2 (EW)	++	26.04	26.04	26.04	26.04	26.04
	-+	26.04	26.04	26.04	26.04	26.04

注：同じ地震動において同じ時刻で最大を示した値については黒字とする。

表 3-19 に記載した最大値が発生する時刻における震度を表 3-20 にまとめる。表 3-20 よりアンカーコンクリートに固定されていない箇所であり、取水口の耐震性に与える影響が大きい U デッキ及び L デッキにおいて水平方向震度が最大となるのは S s - D (- +) (抽出時刻 8.54s) である。

表 3-20 節点ごとに作用する震度一覧

解析ケース		震度															
		U デッキ (EL-9.0m)				L デッキ (EL-12.5m)				アンカーコンクリート上端 (EL-18.0m)				アンカーコンクリート下端 (EL-22.0m)			
		抽出時刻 (sec)		水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度		鉛直方向 震度		水平方向 震度		鉛直方向 震度		水平方向 震度		鉛直方向 震度	
S s - D	++*	8.54	-1.77	-0.03	-1.50	-0.03	-0.80	-0.03	-0.77	-0.03	-0.03	-0.77	-0.03	-0.03	-0.03		
	-+*	8.54	1.80	-0.05	1.53	-0.05	0.80	-0.05	0.77	-0.05	-0.05	0.77	-0.05	-0.05	-0.05		
	+ - *	8.54	-1.79	0.04	-1.52	0.04	-0.81	0.04	-0.70	0.05	0.05	-0.70	0.05	0.05	0.05		
S s - F 1	- - *	8.54	1.77	0.02	1.50	0.02	0.80	0.02	0.77	0.03	0.03	0.77	0.03	0.03	0.03		
	++*	7.79	-1.56	-0.06	-1.24	-0.06	-0.40	-0.06	-0.37	-0.06	-0.06	-0.37	-0.06	-0.06	-0.06		
S s - F 2	++*	15.82	1.08	-0.03	0.92	-0.03	0.46	-0.03	0.43	-0.03	-0.03	0.43	-0.03	-0.03	-0.03		
	++*	16.49	1.09	0.04	0.90	0.04	0.39	0.04	0.36	0.04	0.04	0.36	0.04	0.04	0.04		
S s - N 1	++*	7.49	0.99	-0.10	0.88	-0.10	0.62	-0.10	0.61	-0.09	-0.09	0.61	-0.09	-0.09	-0.09		
	++*	7.59	1.01	-0.24	0.88	-0.24	0.52	-0.24	0.50	-0.24	-0.24	0.50	-0.24	-0.24	-0.24		
S s - N 2 (NS)	-+*	7.49	-1.01	-0.10	-0.89	-0.10	-0.62	-0.10	-0.61	-0.09	-0.09	-0.61	-0.09	-0.09	-0.09		
	++*	26.64	-0.44	-0.09	-0.43	-0.09	-0.34	-0.09	-0.34	-0.09	-0.09	-0.34	-0.09	-0.09	-0.09		
S s - N 2 (EW)	-+*	26.64	0.49	-0.08	0.46	-0.08	0.34	-0.08	0.34	-0.08	-0.08	0.34	-0.08	-0.08	-0.08		
	++*	26.04	1.19	-0.03	1.00	-0.03	0.45	-0.03	0.42	-0.03	-0.03	0.42	-0.03	-0.03	-0.03		
	-+*	26.04	-1.15	-0.02	-0.97	-0.02	-0.44	-0.02	-0.42	-0.02	-0.02	-0.42	-0.02	-0.02	-0.02		

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

(3) 南北断面と東西断面の地震応答解析結果の比較

南北断面と東西断面の地震応答解析の結果よりそれぞれの断面で取水口の耐震性に最も影響を与える地震動における震度を表 3-21 に示す。表 3-21 より、取水口の耐震性に最も影響を与える地震動は、南北断面の地震応答解析における S s - D (++) (抽出時刻 8.54s) であることが分かる。以上のことより、解析ケース②及び解析ケース③については、南北断面の地震応答解析における S s - D (++) を対象とする。

表 3-21 各断面における最も影響を与える地震動の比較

		震度							
		Uデッキ (EL-9.0m)		Lデッキ (EL-12.5m)		アンカーコンクリート上端 (EL-18.0m)		アンカーコンクリート下端 (EL-22.0m)	
地震動	抽出時刻 (sec)	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度
南北断面 S s - D (++)*	8.54	-1.82	-0.05	-1.54	-0.05	-0.80	-0.05	-0.77	-0.05
東西断面 S s - D (-+*)	8.54	1.80	-0.05	1.53	-0.05	0.80	-0.05	0.77	-0.05

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

3.7.3 解析ケース②及び解析ケース③

「3.7.2 解析ケース①」より、 $S_s - D(++)$ を用いて岩盤のばらつきを考慮する解析ケース②及び③について地震応答解析を行う。なお、解析ケース②及び③については南北断面を対象として実施する。

表3-22に $S_s - D(++)$ における、解析ケース①～③の着目項目ごとに最大値が発生する時刻一覧表を記す。

表3-22 解析ケース①～③における着目項目ごとに最大値が発生する時刻一覧表

		最大値が発生する時刻				
		水平相対変位最大時刻 (s)	水平加速度最大時刻 (s)	水平加速度最大時刻 (s)	曲げモーメント最大時刻 (s)	せん断応力最大時刻 (s)
		Uデッキ～アンカーコンクリート上端	Uデッキ	Lデッキ	Lデッキ～アンカーコンクリート上端	Lデッキ～アンカーコンクリート上端
$S_s - D$ 解析ケース①	++	8.54	8.54	8.54	8.54	8.54
$S_s - D$ 解析ケース②	++	8.53	8.53	8.53	8.53	8.53
$S_s - D$ 解析ケース③	++	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55

表 3-22 に記載した最大値が発生する時刻における震度を表 3-23 にまとめる。表 3-23 より，Uデッキ及びLデッキにて水平方向震度が最大となるのは解析ケース③（S s - D（++））である。

また，アンカーコンクリート上端及びアンカーコンクリート下端にて水平方向震度が最大となるのは解析ケース②（S s - D（++））である。

Uデッキ及びLデッキにおける水平方向震度が最大となる地震動（解析ケース③（S s - D（++）））が，取水口の耐震性に最も大きな影響を与えると考えられるが，アンカーコンクリート上端及びアンカーコンクリート下端における水平方向震度が最大となる地震動（解析ケース②（S s - D（++）））による影響についても確認を行う。

そのため，次章以降の応力解析については，南北断面の地震応答解析における地震動 S s - D（++）の解析ケース①～解析ケース③について実施する。

表 3-23 震度一覧表

		震度							
		Uデッキ (EL-9.0m)		Lデッキ (EL-12.5m)		アンカーコンクリート上端 (EL-18.0m)		アンカーコンクリート下端 (EL-22.0m)	
地震動 S s - D（++）	抽出時刻 (sec)	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度
解析ケース①	8.54	-1.82	-0.05	-1.54	-0.05	-0.80	-0.05	-0.77	-0.05
解析ケース②	8.53	-1.73	-0.11	-1.48	-0.11	-0.83	-0.11	-0.80	-0.11
解析ケース③	8.55	-1.88	0.01	-1.58	0.01	-0.79	0.01	-0.74	0.01

4. 応力解析

取水口の応力解析は、「3.7 地震応答解析」にて選定した地震動及び着目した時刻にて得られる、震度を用いた3次元静的有限要素法解析により実施する。その際、鋼材を線形のシェル要素及びはり要素でモデル化し、アンカーコンクリートを線形のソリッド要素でモデル化する。応力解析には「MSC NASTRAN」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.1 解析モデルの設定

4.1.1 鋼材のモデル化

鋼材のモデル化については局所的な応力集中について検討が行えるように、鋼板部材は線形のシェル要素でモデル化する。シェル要素でモデル化するには、アンカーコンクリートに巻き込まれていない箇所についてはウェブ及びフランジの形状を精緻にモデル化することで局所的な応力の発生を表現できるようにする。一方、アンカーコンクリート内部のシェル要素についてはウェブのみでモデル化している。

また、鋼管部材は線形のはり要素でモデル化する。ただし、接続管及び鉛直管については、断面が大きな部材となるため線形のシェル要素としてモデル化する。

メインスクリーン及び補助スクリーンを除くスクリーンは構造部材ではないため、モデル化は行わないが、荷重としては考慮する。ただし、Lデッキの砂止めは構造部材ではないが、複雑な構造であるためモデル化することとし、自重、慣性力及び動水圧を作用させる。

鋼材は重量や慣性力を保守的に設定できるように腐食代を考慮しない製作板厚でモデル化する。

4.1.2 アンカーコンクリートのモデル化

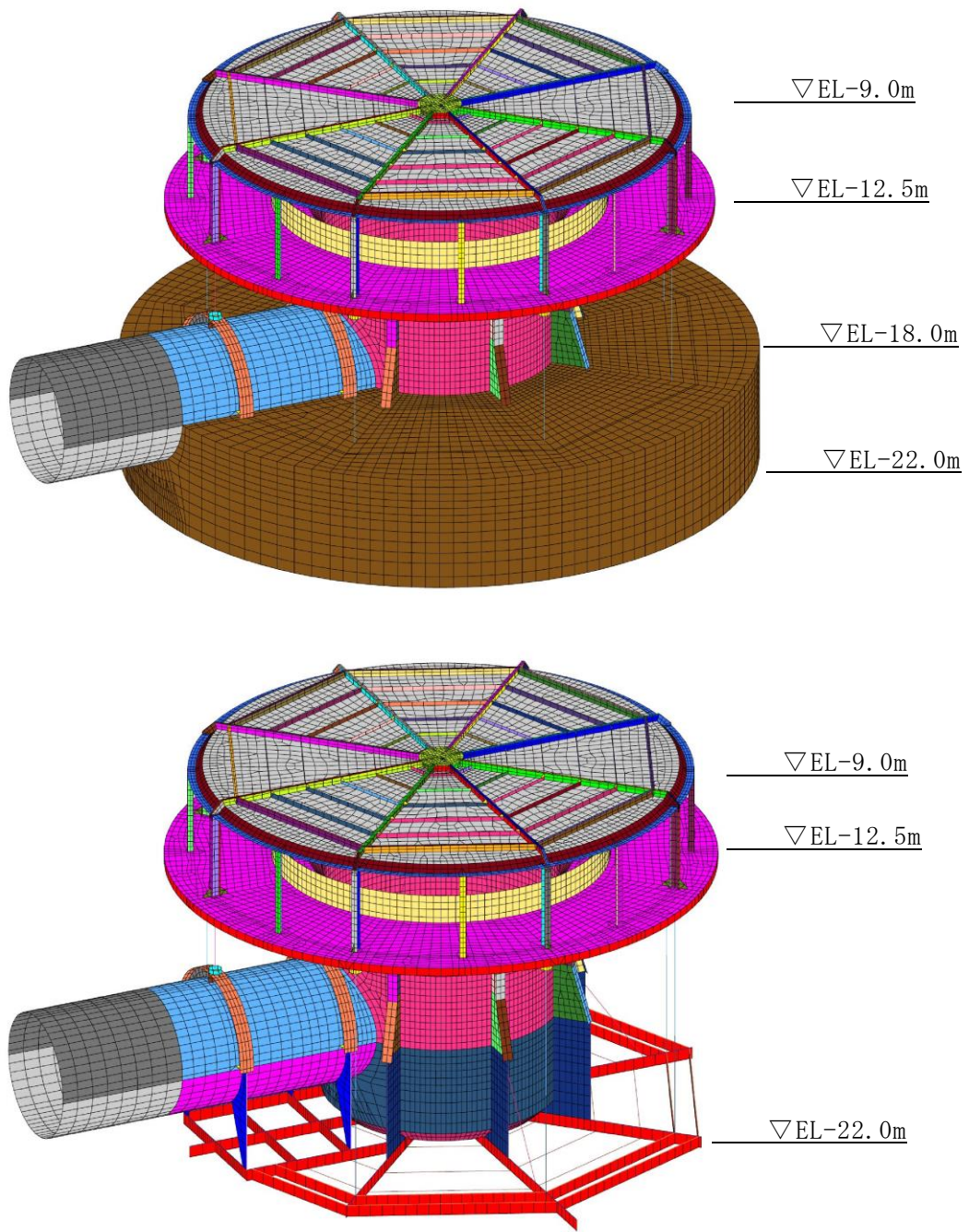
アンカーコンクリートは基礎底面の直径 21.6m の範囲内について線形のソリッド要素でモデル化する。

4.1.3 境界条件

基礎底面の境界条件は固定とする。

4.1.4 解析モデル

応力解析モデルを図 4-1 に示す。



注：上部はアンカーコンクリート（茶色）を表示した解析モデル図
 下部はアンカーコンクリートを非表示とした解析モデル図

図 4-1 3次元応力解析モデル

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 躯体重量

固定荷重として躯体重量を考慮する。躯体重量は材料の単位体積重量と体積から算定する。なお、取水口はすべて海中に埋没しているため浮力が作用することから躯体重量算出時には材料の単位体積重量から海水の単位体積重量を差し引いた水中単位体積重量を用いる。

また、シェル要素及びはり要素でモデル化しないスクリーンの固定荷重は、Uデッキ及びLデッキに付加する。

4.2.2 地震時荷重

躯体重量に2次元有限要素解析で求めた震度（水平・鉛直）を掛け合わせ、各部材に作用させる慣性力を算定する。

また、シェル要素及びはり要素でモデル化しないスクリーンに作用する慣性力は、Uデッキ及びLデッキに付加する。

4.2.3 動水圧

動水圧については、地震応答解析においても考慮を行っているが、地震応答解析による3次元応力解析の入力値は加速度のみであるため、3次元応力解析においても動水圧を考慮する。

海水を非圧縮性流体と仮定し、構造物と海水の接触面に構造物の振動により生じる動水圧を考慮する。このとき、物体の振動が周囲の流体を動かすことにより、あたかも物体の質量がそれだけ増加したような挙動を示すことから、付加質量を算定する。付加質量に水平震度を掛け合わせたものを動水圧として作用させる。この際、付加質量係数0.6を考慮して設定する。（付加質量係数については「参考資料6 動水圧の算定に用いる付加質量係数について」に示す。）

また、鉛直管内及び接続管内の海水についても、同様に動水圧を作用させる。なお、鉛直加振に対しては取水口と海水が同様の動きを行うため、動水圧は考慮しない。

また、シェル要素及びはり要素でモデル化しないスクリーンに作用する動水圧は、Uデッキ及びLデッキに付加する。

4.3 地震時荷重の作用方向

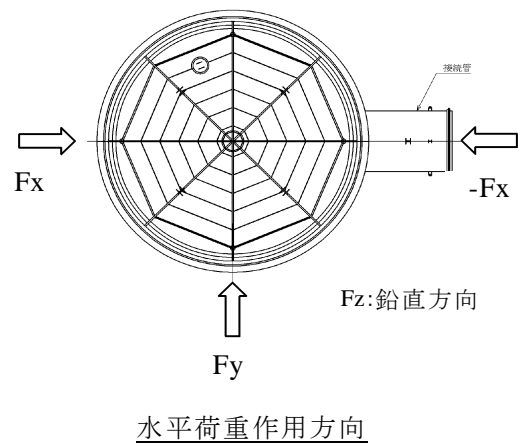
取水口は円筒形の構造物であり，明確に強軸及び弱軸の区別ができないため応力解析を行う際の地震時荷重は，水平2方向及び鉛直方向地震力の組み合わせによる検討を行う。水平方向の検討についてはVI-2-1-8「水平2方向及び鉛直方向地震力の組み合わせに関する影響評価方針」に基づいて行う。

表4-1に水平2方向の応力解析における検討ケース及び各ケースの地震時荷重の作用方向別の検討ケースを記す。

荷重の組合せは「J E A G 4 6 0 1-1987」を参考に組み合わせ係数法を適用するが，取水口に対して厳しくなる水平方向に着目して時刻選定をしているため，鉛直方向については水平方向と同時刻の荷重を作用させる。なお，水平方向の2方向目については，取水口にとって最も厳しい1方向目の荷重を0.4倍した値を作用させる。

表4-1 水平2方向の応力解析における検討ケース及び地震力組合せ

ケース	地震力方向及び組合せ	
	水平	鉛直
ケースA	$1.0F_x + 0.4F_y$	1.0F _z
ケースB	$-1.0F_x + 0.4F_y$	
ケースC	$0.4F_x + 1.0F_y$	
ケースD	$-0.4F_x + 1.0F_y$	



4.4 応力照査方法

3次元静的有限要素法解析により算定した部材の発生断面力や応力を基に，許容応力度法により応力照査を行う。取水口の構成部材は面材（シェル要素）及び線材（はり要素）でモデル化しており，要素タイプに応じた手法により応力照査を行う。応力照査については，鋼材の腐食による影響を考慮した断面形状を用いて実施する。照査対象箇所及び照査対象外箇所については，「2.7 評価構造物諸元」に記している。応力照査実施箇所を図4-2～図4-7に示す。

1. Uデッキ EL -9.0m

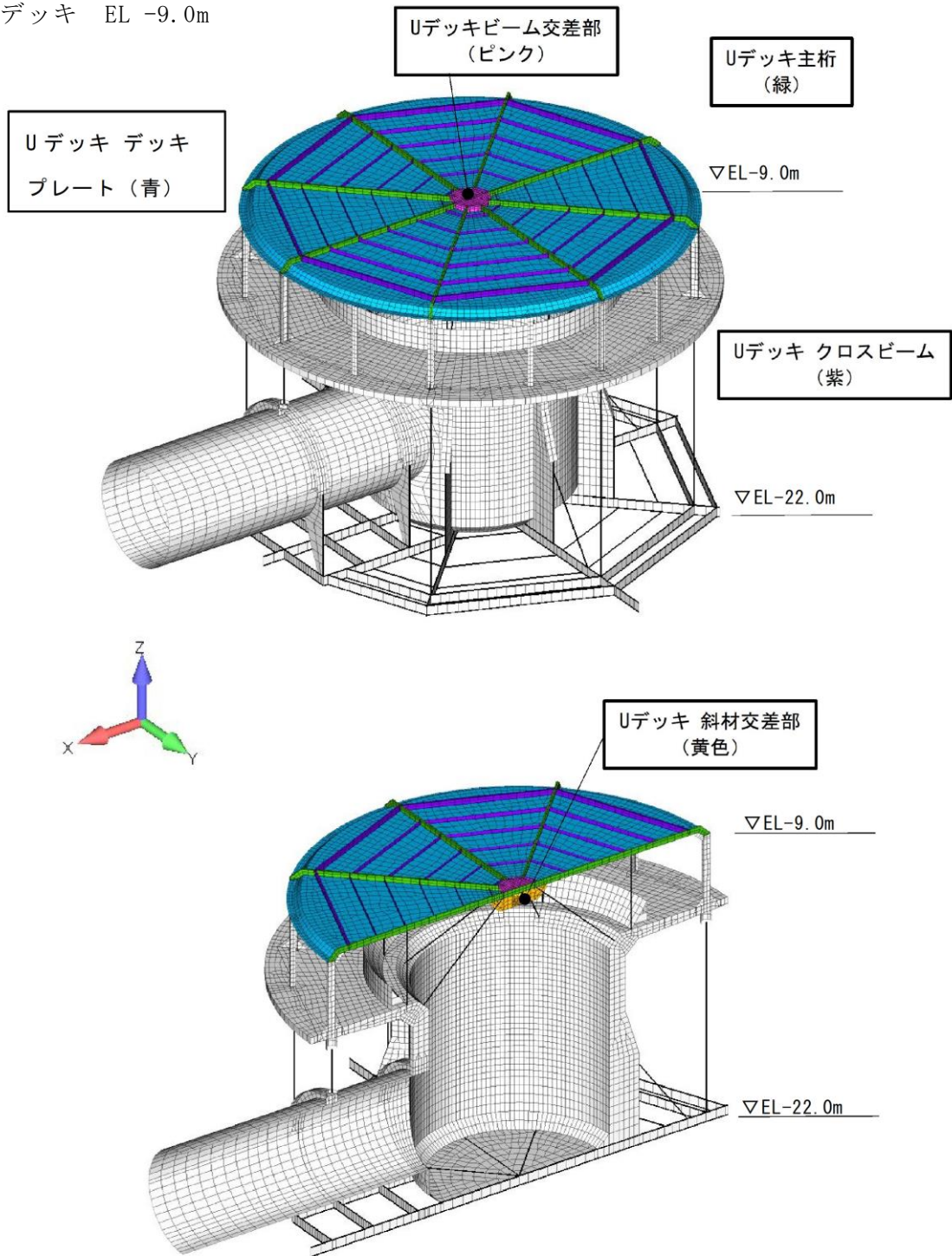


図 4-2 Uデッキ部応力照査箇所

2. Uデッキ～Lデッキ EL -9.0m～EL -12.5m

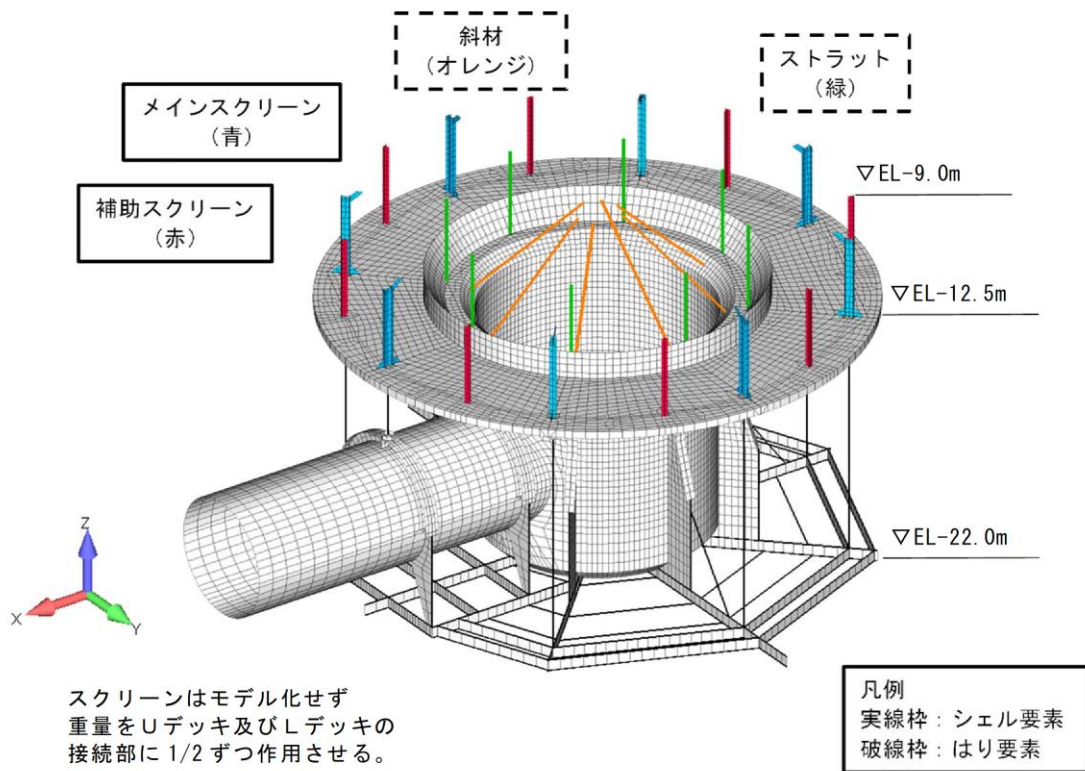


図 4-3 Uデッキ～Lデッキ部応力照査箇所

3. Lデッキ EL -12.5m

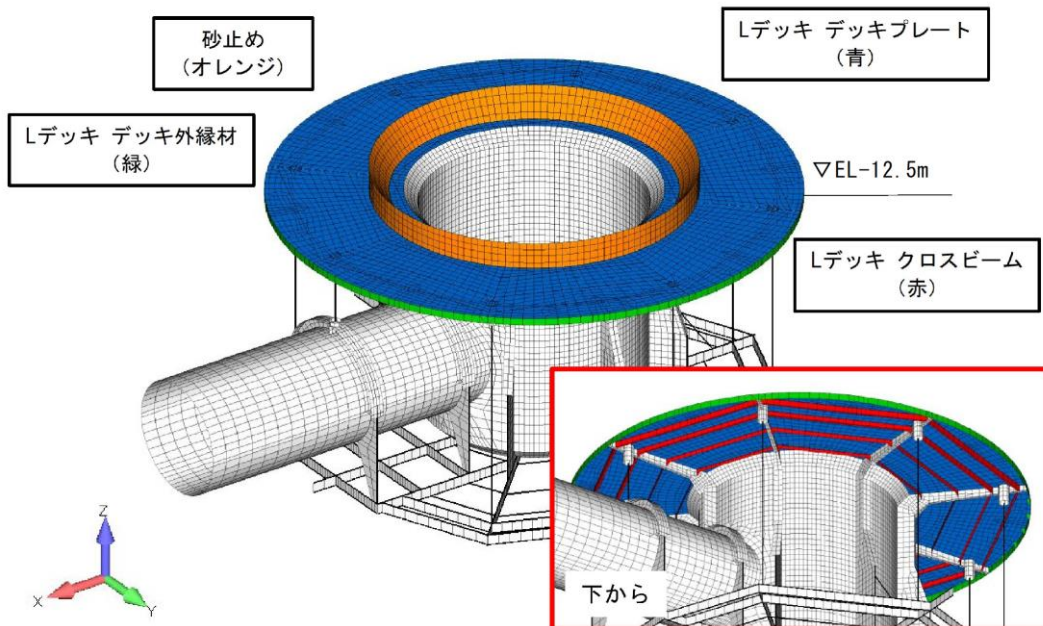


図 4-4 Lデッキ部応力照査箇所

4. Lデッキ主桁（Lデッキ～アンカーフレーム間） EL -12.5m～EL -22.0m

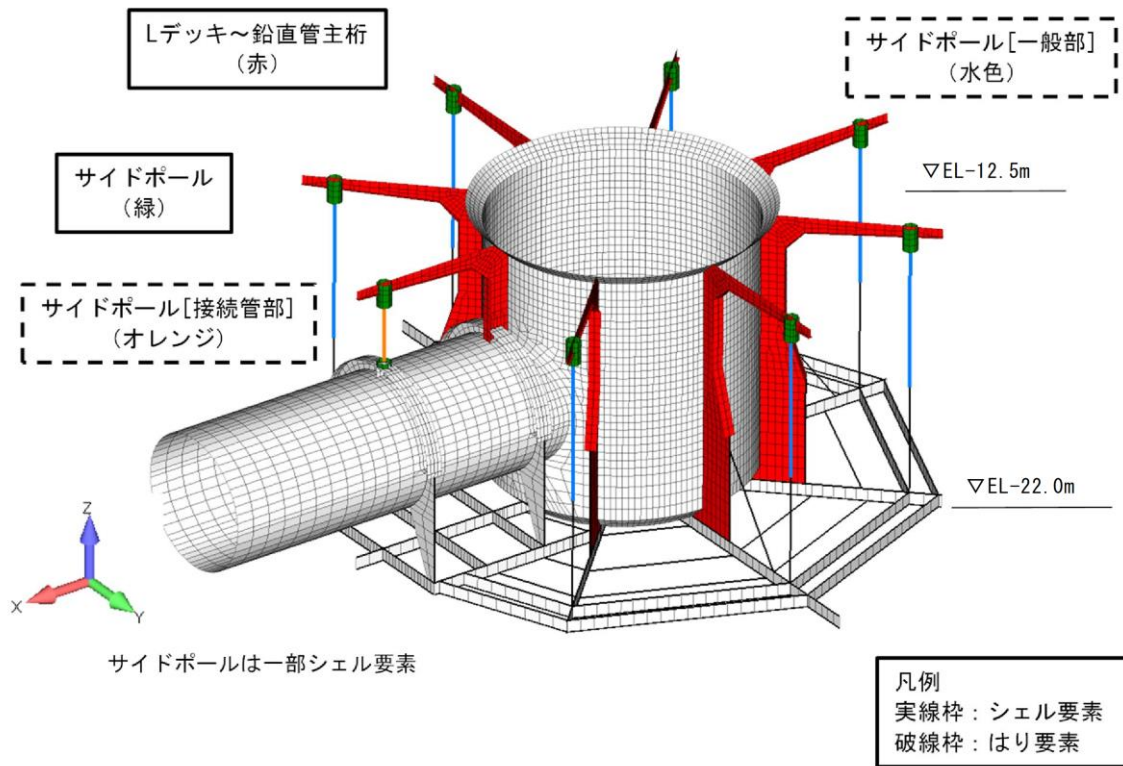


図 4-5 Lデッキ～アンカーコンクリート部応力照査箇所

5. 鉛直管及び接続管（Lデッキ～アンカーフレーム間） EL -12.5m～EL -22.0m

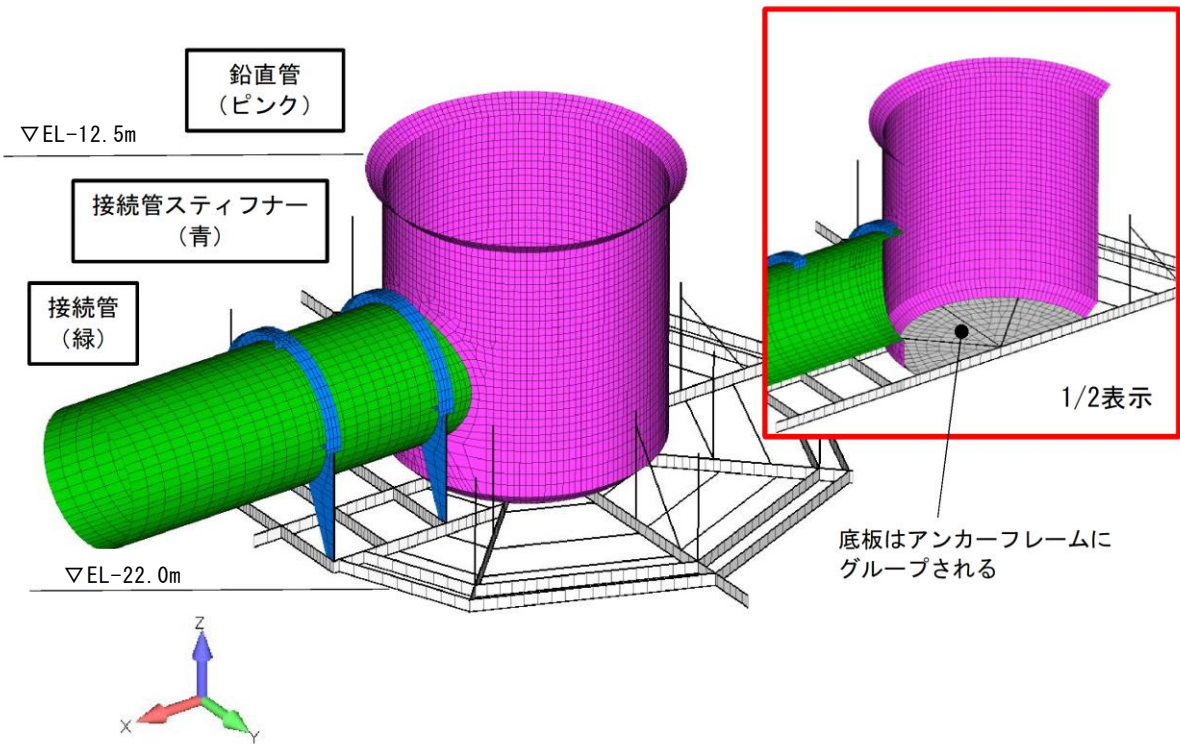


図 4-6 鉛直管及び接続管部応力照査箇所

6. アンカーフレーム EL -22.0m

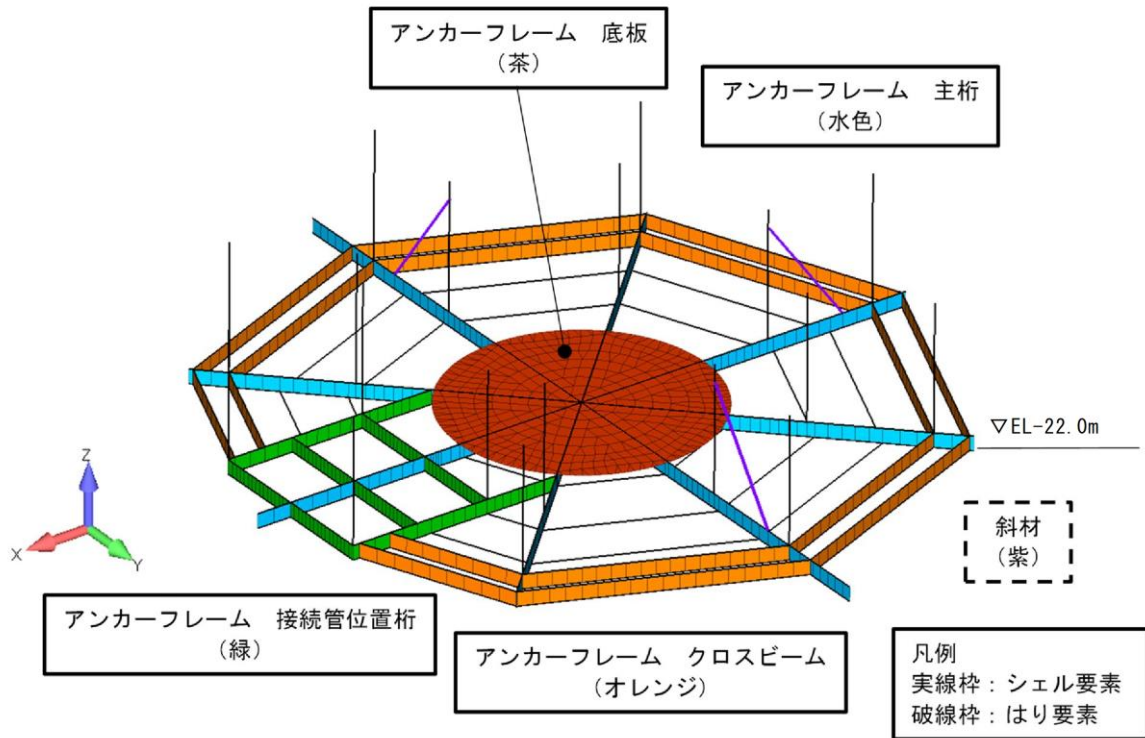


図 4-7 アンカーフレーム部応力照査箇所

4.5 解析ケース

取水口の応力解析を実施する解析ケースは「3.7 地震応答解析結果」により決定された、南北断面の地震応答解析における $S_s - D(++)$ の解析ケース①～③である。それぞれの解析ケースにつき、「4.3 地震時荷重の作用方向」に記載した4ケースに分けて、応力解析を行う。

実施する応力解析ケース一覧を表4-2～表4-4に示す。

表4-2 解析ケース① ($S_s - D(++)$ (南北断面))

入力地震動	地震力方向及び組合せ		
$S_s - D(++)$	ケース名	水平	鉛直
ケース①	ケースA	$1.0F_x + 0.4F_y$	1.0Fz
	ケースB	$-1.0F_x + 0.4F_y$	
	ケースC	$0.4F_x + 1.0F_y$	
	ケースD	$-0.4F_x + 1.0F_y$	

表4-3 解析ケース② ($S_s - D(++)$ (南北断面))

入力地震動	地震力方向及び組合せ		
$S_s - D(++)$	ケース名	水平	鉛直
ケース②	ケースA	$1.0F_x + 0.4F_y$	1.0Fz
	ケースB	$-1.0F_x + 0.4F_y$	
	ケースC	$0.4F_x + 1.0F_y$	
	ケースD	$-0.4F_x + 1.0F_y$	

表4-4 解析ケース③ ($S_s - D(++)$ (南北断面))

入力地震動	地震力方向及び組合せ		
$S_s - D(++)$	ケース名	水平	鉛直
ケース③	ケースA	$1.0F_x + 0.4F_y$	1.0Fz
	ケースB	$-1.0F_x + 0.4F_y$	
	ケースC	$0.4F_x + 1.0F_y$	
	ケースD	$-0.4F_x + 1.0F_y$	

5. 耐震評価

5.1 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

5.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

鋼材及び鋼製管部材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005改定）」に基づき，短期許容応力度とする。

鋼材の短期許容応力度を表5-1に示す。

表5-1 鋼材の短期許容応力度

鋼材の種類	項目	短期許容応力度 (N/mm ²)
S41* ¹	短期許容圧縮応力度 f_c	別途算出* ²
	短期許容引張応力度 f_t	235
	短期許容せん断応力度 f_s	135
	短期許容曲げ応力度 f_b	235

注記*1：SS400相当

*2：短期許容圧縮応力度 f_c については，以下の式にて算出する。

$\lambda \leq \Lambda$ のとき $\lambda > \Lambda$ のとき

$$f_c = \frac{\left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F}{V} \times 1.5$$

$\lambda > \Lambda$ のとき

$$f_c = \frac{0.277F}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \times 1.5$$

ここで，

λ : 圧縮材の細長比

$$V : \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

F : 235N/mm²

Λ : 限界細長比で $\sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}}$

E : ヤング係数

(1) 鋼板部材（シェル要素）

鋼板部材に生じる垂直応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，鋼材の短期許容引張応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_m \leq f_t$$
$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

ここで，

- σ_m : 組合せ応力度 (N/mm²)
- f_t : 鋼材の許容引張応力度 (=235N/mm²)
- σ_x : 要素座標系における x 方向直応力
- σ_y : 要素座標系における y 方向直応力
- τ_{xy} : 要素座標系における x y 面内せん断力

(2) 鋼管部材（はり要素）

鋼管部材に生じる垂直応力度及びせん断応力度が，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式を満足することを確認する。

a. 圧縮力と曲げモーメントを受ける部材

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_t} \leq 1$$

ここで，

- f_c : 許容圧縮応力度
- f_b : 許容曲げ応力度
- f_t : 許容引張応力度
- $\sigma_c = N/A$: 平均圧縮応力度
- $c \sigma_b = M/Z_c$: 圧縮側曲げ応力度
- $t \sigma_b = M/Z_t$: 引張り側曲げ応力度
- N : 圧縮力
- M : 曲げモーメント
- A : 全断面積
- Z_c : 圧縮側断面係数
- Z_t : 引張り側断面係数

b. 引張力と曲げモーメントを受ける部材

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c}{f_b} \leq 1$$

ここで、

$\sigma_t = T/A_N$: 平均引張応力度
 T : 引張力
 A_N : 有効断面積

c. せん断力を受ける鋼管部材

$$\frac{\tau}{f_s} \leq 1$$

ここで、

f_s : 許容せん断応力度
 τ : せん断応力度

5.1.2 アンカーコンクリートの健全性に対する許容限界

アンカーコンクリートは支持岩盤に岩着されており、取水口を海底に固定する役割を持つ構造物である。地震力等による滑動や転倒に対する抵抗力として寄与しているため、アンカーコンクリートが健全であることが、取水口の耐震安全性評価において前提となる。

アンカーコンクリートの健全性に対する許容限界を表 5-2 に示す。

表 5-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

	評価項目	算定式	許容限界
アンカーコンクリート $f'_{ck} = 20.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	圧縮強度 (N/mm ²)	f'_{ck}	20.6
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}{}^{2/3}$	1.72

5.1.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表5-3に示す。

表5-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤	極限支持力度 (N/mm ²)
C _L 級岩盤	3.9

5.2 評価方法

取水口の構造部材の耐震評価及びアンカーコンクリートの耐震評価は、「4. 応力解析」に基づく発生応力度が、「5.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

また、基礎地盤の支持性能評価は、「3. 地震応答解析」に基づく最大接地圧が、「5.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

6. 耐震評価結果

6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

「4.5 解析ケース」で記した解析ケース毎の構造部材の応力度に対する各評価位置での最大照査値を表6-1～表6-24に示す。その際の、最大照査値の発生位置図を図6-1～図6-12に示す。

表6-1～表6-24より、すべての評価対象部材に対して発生する応力度が許容限界以下であることを確認した。

表6-1 解析ケース① (S_s-D(++)) ケースA
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平2方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力度 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S _s -D(++)	27.2	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S _s -D(++)	73.5	0.32
Uデッキ 主桁	S _s -D(++)	109.1	0.47
Uデッキ 斜材交差部	S _s -D(++)	65.2	0.28
Uデッキ クロスビーム	S _s -D(++)	18.4	0.08
メインスクリーン	S _s -D(++)	72.2	0.31
補助スクリーン	S _s -D(++)	21.6	0.10
Lデッキ デッキプレート	S _s -D(++)	25.4	0.11
Lデッキ デッキ外縁材	S _s -D(++)	17.6	0.08
Lデッキ クロスビーム	S _s -D(++)	28.6	0.13
砂止め	S _s -D(++)	21.2	0.10
Lデッキ～鉛直管主桁	S _s -D(++)	63.0	0.27
サイドポール	S _s -D(++)	37.5	0.16
鉛直管	S _s -D(++)	85.7	0.37
接続管	S _s -D(++)	115.3	0.50
接続管 スティフナー	S _s -D(++)	97.9	0.42
アンカーフレーム 底板	S _s -D(++)	1.3	0.01
アンカーフレーム 主桁	S _s -D(++)	3.6	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S _s -D(++)	3.3	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S _s -D(++)	2.5	0.02

表 6-2 解析ケース① (S s - D (++)) ケース A
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		* 1	* 2	* 3	* 4	
ストラット	S s - D (++)	0.20	0.16	0.15	0.14	0.04
斜材	S s - D (++)	0.57	0.17	0.48	0.14	0.20
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.11	0.07	0.08	0.07	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.10	0.04	-	-	0.02

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

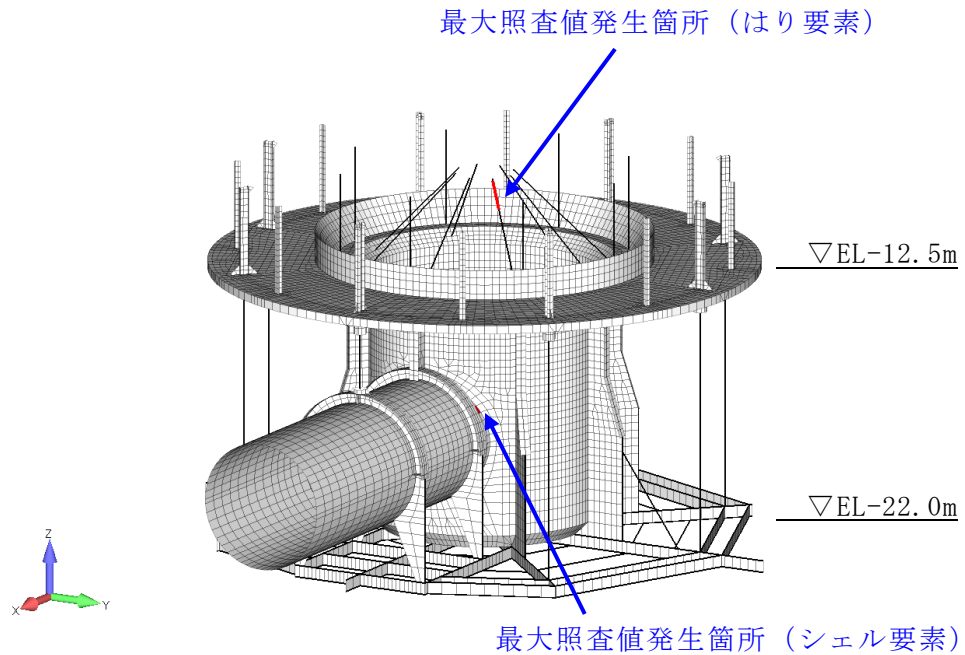


図 6-1 最大照査値発生箇所図

表 6-3 解析ケース① (S s - D (++)) ケース B

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	26.2	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	69.0	0.30
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	107.8	0.46
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	65.1	0.28
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	18.6	0.08
メインスクリーン	S s - D (++)	73.7	0.32
補助スクリーン	S s - D (++)	21.2	0.10
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	24.7	0.11
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	17.5	0.08
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	30.2	0.13
砂止め	S s - D (++)	17.2	0.08
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	60.1	0.26
サイドポール	S s - D (++)	30.1	0.13
鉛直管	S s - D (++)	81.5	0.35
接続管	S s - D (++)	110.8	0.48
接続管 スティフナー	S s - D (++)	82.1	0.35
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.3	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	3.9	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	2.6	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.4	0.02

表 6-4 解析ケース① (S s - D (++)) ケース B
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.19	0.15	0.16	0.15	0.04
斜材	S s - D (++)	0.57	0.14	0.47	0.17	0.20
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.11	0.07	0.08	0.07	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	-	-	0.08	0.06	0.02

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

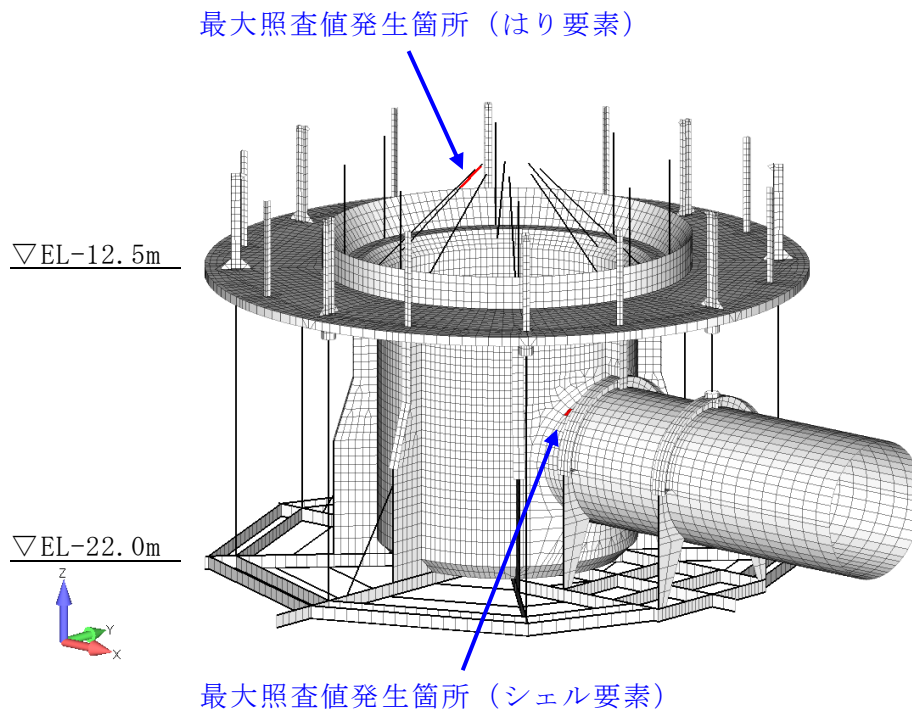


図 6-2 最大照査値発生箇所図

表 6-5 解析ケース① (S s - D (++)) ケース C

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	27.5	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	71.6	0.31
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	111.9	0.48
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	63.6	0.28
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	18.9	0.09
メインスクリーン	S s - D (++)	73.1	0.32
補助スクリーン	S s - D (++)	20.4	0.09
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	37.3	0.16
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	19.7	0.09
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	34.2	0.15
砂止め	S s - D (++)	25.6	0.11
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	78.7	0.34
サイドポール	S s - D (++)	37.5	0.16
鉛直管	S s - D (++)	141.0	0.60
接続管	S s - D (++)	183.4	0.79
接続管 スティフナー	S s - D (++)	185.6	0.79
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.4	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	4.3	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	3.1	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.5	0.02

表 6-6 解析ケース① (S s - D (++)) ケース C

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.19	0.15	0.14	0.13	0.04
斜材	S s - D (++)	0.56	0.14	0.48	0.16	0.20
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.13	0.09	0.11	0.10	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.19	0.15	-	-	0.03

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

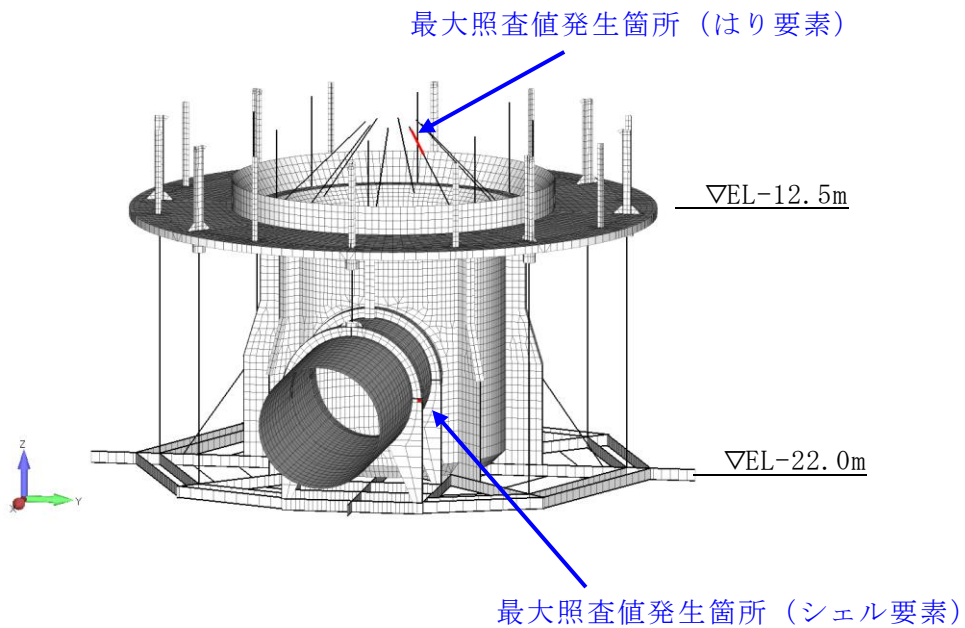


図 6-3 最大照査値発生箇所図

表 6-7 解析ケース① (S s - D (++)) ケース D

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	28.0	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	73.6	0.32
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	112.6	0.48
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	67.2	0.29
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	19.1	0.09
メインスクリーン	S s - D (++)	75.5	0.33
補助スクリーン	S s - D (++)	20.3	0.09
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	37.0	0.16
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	18.8	0.08
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	30.5	0.13
砂止め	S s - D (++)	20.6	0.09
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	75.8	0.33
サイドポール	S s - D (++)	38.5	0.17
鉛直管	S s - D (++)	137.2	0.59
接続管	S s - D (++)	178.9	0.77
接続管 スティフナー	S s - D (++)	168.9	0.72
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.4	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	4.2	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	2.5	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.5	0.02

表 6-8 解析ケース① (S s - D (++)) ケースD

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.18	0.14	0.15	0.14	0.03
斜材	S s - D (++)	0.58	0.15	0.47	0.15	0.20
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.14	0.10	0.10	0.09	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.17	0.16	-	-	0.03

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

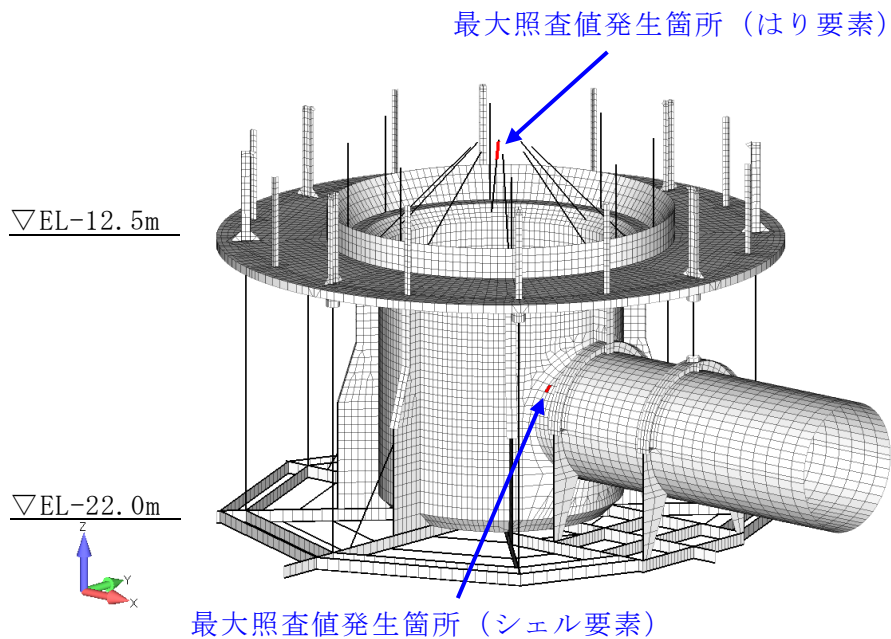


図 6-4 最大照査値発生箇所図

表 6-9 解析ケース② (S s - D (++)) ケース A

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	26.1	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	70.4	0.30
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	104.2	0.45
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	62.3	0.27
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	17.5	0.08
メインスクリーン	S s - D (++)	69.7	0.30
補助スクリーン	S s - D (++)	21.1	0.09
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	24.4	0.11
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	18.3	0.08
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	28.0	0.12
砂止め	S s - D (++)	20.8	0.09
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	60.5	0.26
サイドポール	S s - D (++)	36.6	0.16
鉛直管	S s - D (++)	83.7	0.36
接続管	S s - D (++)	112.9	0.49
接続管 スティフナー	S s - D (++)	97.0	0.42
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.4	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	3.6	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	3.3	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.5	0.02

表 6-10 解析ケース② (S s - D (++)) ケース A
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.19	0.15	0.14	0.13	0.04
斜材	S s - D (++)	0.54	0.16	0.45	0.14	0.19
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.11	0.07	0.08	0.07	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.10	0.04	-	-	0.02

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

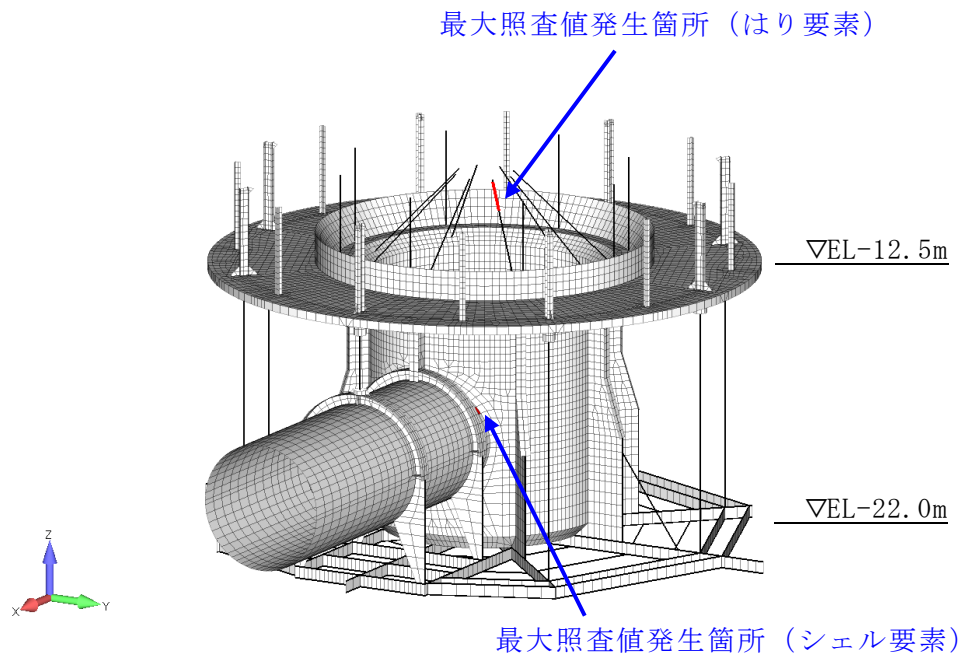


図 6-5 最大照査値発生箇所図

表 6-11 解析ケース② (S_s-D (++)) ケース B

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S _s -D (++)	25.1	0.11
Uデッキ ビーム交差部	S _s -D (++)	66.0	0.29
Uデッキ 主桁	S _s -D (++)	103.0	0.44
Uデッキ 斜材交差部	S _s -D (++)	62.2	0.27
Uデッキ クロスビーム	S _s -D (++)	18.0	0.08
メインスクリーン	S _s -D (++)	71.3	0.31
補助スクリーン	S _s -D (++)	20.6	0.09
Lデッキ デッキプレート	S _s -D (++)	23.6	0.11
Lデッキ デッキ外縁材	S _s -D (++)	18.2	0.08
Lデッキ クロスビーム	S _s -D (++)	29.4	0.13
砂止め	S _s -D (++)	16.9	0.08
Lデッキ~鉛直管主桁	S _s -D (++)	57.5	0.25
サイドポール	S _s -D (++)	28.8	0.13
鉛直管	S _s -D (++)	79.3	0.34
接続管	S _s -D (++)	108.2	0.47
接続管 スティフナー	S _s -D (++)	79.9	0.35
アンカーフレーム 底板	S _s -D (++)	1.3	0.01
アンカーフレーム 主桁	S _s -D (++)	3.9	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S _s -D (++)	2.6	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S _s -D (++)	2.5	0.02

表 6-12 解析ケース② (S_s-D (++)) ケース B
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S _s -D (++)	0.18	0.14	0.15	0.14	0.04
斜材	S _s -D (++)	0.54	0.13	0.45	0.16	0.19
サイドポール (一般部)	S _s -D (++)	0.11	0.06	0.07	0.07	0.02
サイドポール (接続管部)	S _s -D (++)	-	-	0.07	0.06	0.02

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

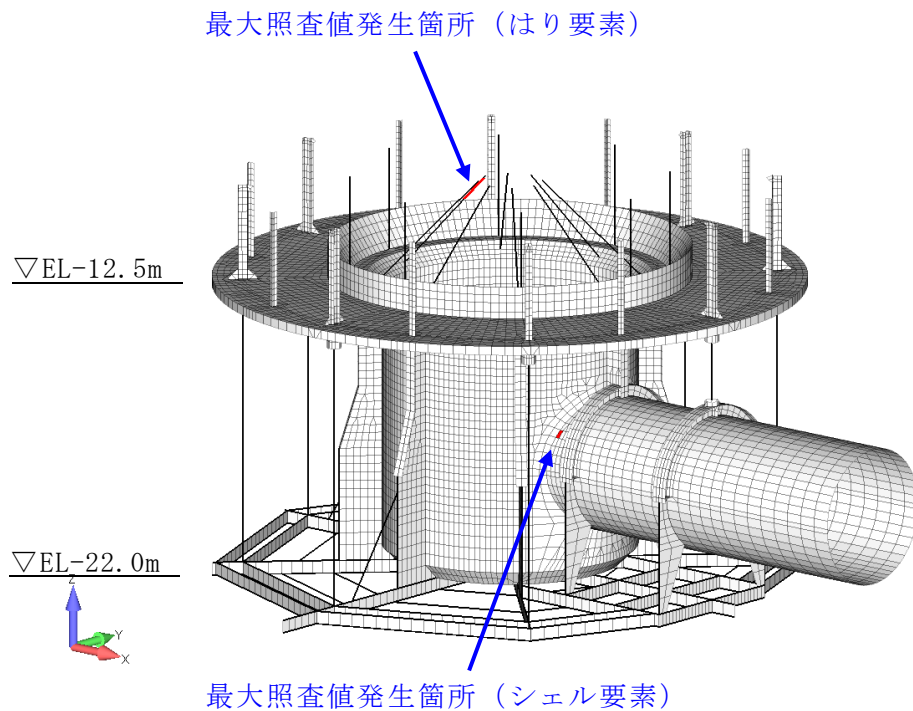


図 6-6 最大照査値発生箇所図

表 6-13 解析ケース② (S_s-D (++)) ケース C

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S _s -D (++)	26.3	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S _s -D (++)	68.5	0.30
Uデッキ 主桁	S _s -D (++)	107.0	0.46
Uデッキ 斜材交差部	S _s -D (++)	60.7	0.26
Uデッキ クロスビーム	S _s -D (++)	18.1	0.08
メインスクリーン	S _s -D (++)	70.6	0.31
補助スクリーン	S _s -D (++)	19.8	0.09
Lデッキ デッキプレート	S _s -D (++)	36.4	0.16
Lデッキ デッキ外縁材	S _s -D (++)	20.4	0.09
Lデッキ クロスビーム	S _s -D (++)	33.4	0.15
砂止め	S _s -D (++)	25.1	0.11
Lデッキ~鉛直管主桁	S _s -D (++)	76.1	0.33
サイドポール	S _s -D (++)	36.8	0.16
鉛直管	S _s -D (++)	138.1	0.59
接続管	S _s -D (++)	180.2	0.77
接続管 スティフナー	S _s -D (++)	184.1	0.79
アンカーフレーム 底板	S _s -D (++)	1.4	0.01
アンカーフレーム 主桁	S _s -D (++)	4.3	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S _s -D (++)	3.1	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S _s -D (++)	2.6	0.02

表 6-14 解析ケース② (S s - D (++)) ケース C
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.18	0.14	0.13	0.13	0.04
斜材	S s - D (++)	0.54	0.13	0.46	0.15	0.19
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.13	0.09	0.11	0.10	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.18	0.14	-	-	0.03

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

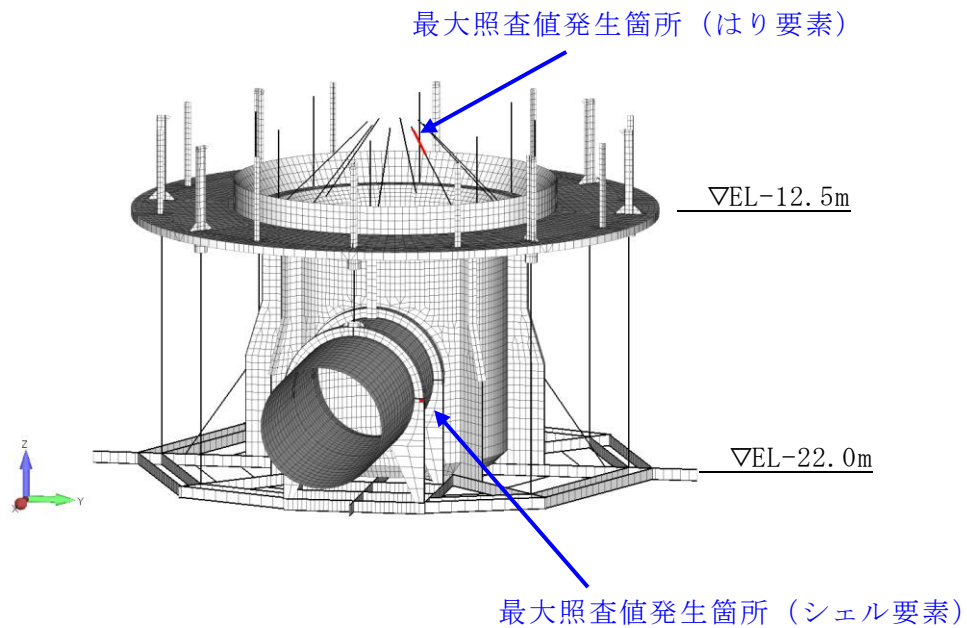


図 6-7 最大照査値発生箇所図

表 6-15 解析ケース② (S s - D (++)) ケースD

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	26.8	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	70.5	0.31
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	107.7	0.46
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	64.3	0.28
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	18.2	0.08
メインスクリーン	S s - D (++)	72.9	0.32
補助スクリーン	S s - D (++)	19.7	0.09
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	36.0	0.16
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	19.5	0.09
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	29.8	0.13
砂止め	S s - D (++)	20.3	0.09
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	72.9	0.32
サイドポール	S s - D (++)	37.9	0.17
鉛直管	S s - D (++)	134.1	0.58
接続管	S s - D (++)	175.4	0.75
接続管 スティフナー	S s - D (++)	168.0	0.72
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.4	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	4.2	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	2.6	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.6	0.02

表 6-16 解析ケース② (S s - D (++)) ケースD

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.17	0.13	0.14	0.13	0.03
斜材	S s - D (++)	0.55	0.14	0.44	0.14	0.20
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.14	0.10	0.09	0.09	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.17	0.16	-	-	0.03

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

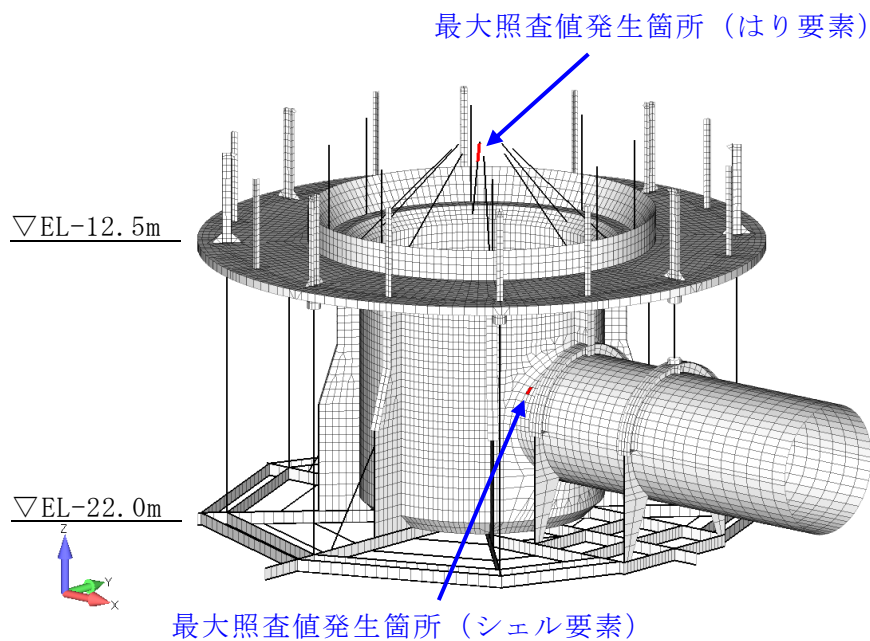


図 6-8 最大照査値発生箇所図

表 6-17 解析ケース③ (S s - D (++)) ケース A

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	28.0	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	75.5	0.33
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	112.3	0.48
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	67.1	0.29
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	18.9	0.09
メインスクリーン	S s - D (++)	73.6	0.32
補助スクリーン	S s - D (++)	21.9	0.10
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	26.1	0.12
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	16.8	0.08
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	28.9	0.13
砂止め	S s - D (++)	21.5	0.10
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	64.7	0.28
サイドポール	S s - D (++)	38.0	0.17
鉛直管	S s - D (++)	87.2	0.38
接続管	S s - D (++)	117.1	0.50
接続管 スティフナー	S s - D (++)	98.6	0.42
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.3	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	3.5	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	3.3	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.4	0.02

表 6-18 解析ケース③ (S s - D (++)) ケース A
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.21	0.16	0.16	0.15	0.04
斜材	S s - D (++)	0.58	0.17	0.50	0.15	0.21
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.11	0.07	0.08	0.07	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.10	0.04	-	-	0.02

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

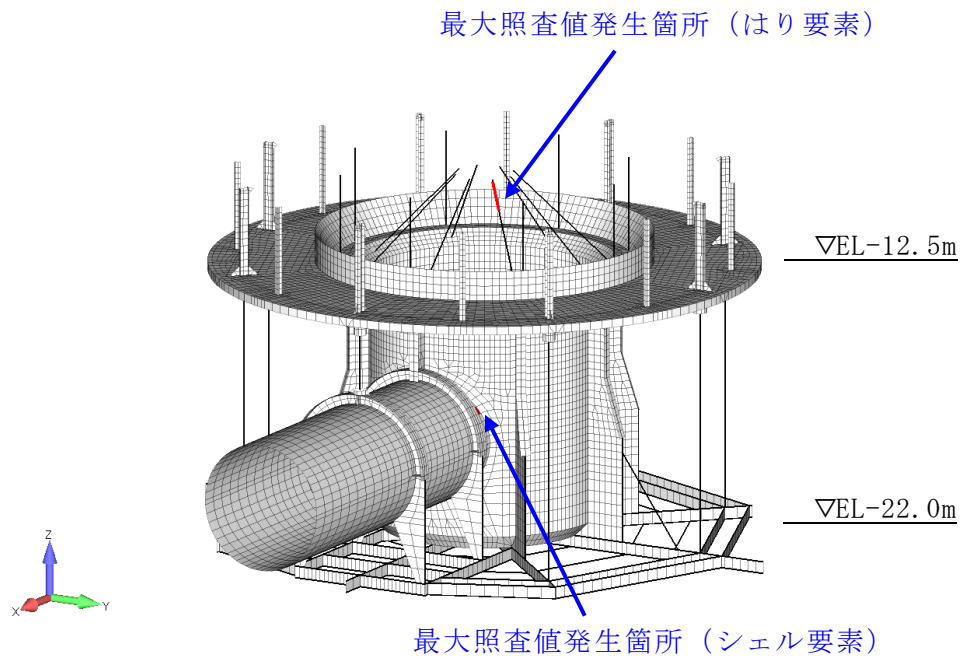


図 6-9 最大照査値発生箇所図

表 6-19 解析ケース③ (S s - D (++)) ケース B

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	27.0	0.12
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	71.0	0.31
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	111.0	0.48
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	67.1	0.29
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	19.1	0.09
メインスクリーン	S s - D (++)	75.2	0.33
補助スクリーン	S s - D (++)	21.5	0.10
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	25.4	0.11
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	16.9	0.08
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	30.7	0.14
砂止め	S s - D (++)	17.4	0.08
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	61.8	0.27
サイドポール	S s - D (++)	31.1	0.14
鉛直管	S s - D (++)	83.2	0.36
接続管	S s - D (++)	113.0	0.49
接続管 スティフナー	S s - D (++)	83.8	0.36
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.2	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	3.9	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	2.6	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.4	0.02

表 6-20 解析ケース③ (S s - D (++)) ケース B

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.19	0.15	0.17	0.15	0.04
斜材	S s - D (++)	0.59	0.14	0.49	0.17	0.21
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.11	0.07	0.08	0.07	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	-	-	0.08	0.07	0.02

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

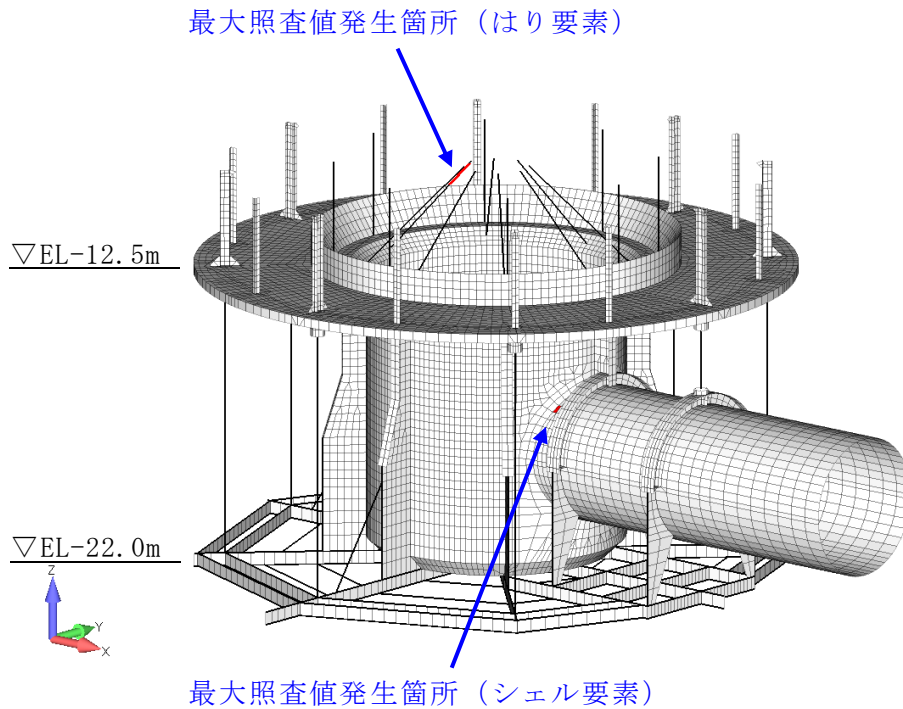


図 6-10 最大照査値発生箇所図

表 6-21 解析ケース③ (S s - D (++)) ケース C

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	28.2	0.13
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	73.6	0.32
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	115.2	0.50
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	65.4	0.28
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	19.4	0.09
メインスクリーン	S s - D (++)	74.5	0.32
補助スクリーン	S s - D (++)	20.7	0.09
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	38.0	0.17
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	19.0	0.09
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	34.7	0.15
砂止め	S s - D (++)	25.9	0.12
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	80.6	0.35
サイドポール	S s - D (++)	37.9	0.17
鉛直管	S s - D (++)	143.3	0.61
接続管	S s - D (++)	186.2	0.80
接続管 スティフナー	S s - D (++)	187.2	0.80
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.3	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	4.3	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	3.0	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.5	0.02

表 6-22 解析ケース③ (S s - D (++)) ケース C
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.20	0.15	0.15	0.14	0.04
斜材	S s - D (++)	0.58	0.15	0.50	0.17	0.21
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.13	0.09	0.11	0.10	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.19	0.15	-	-	0.03

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

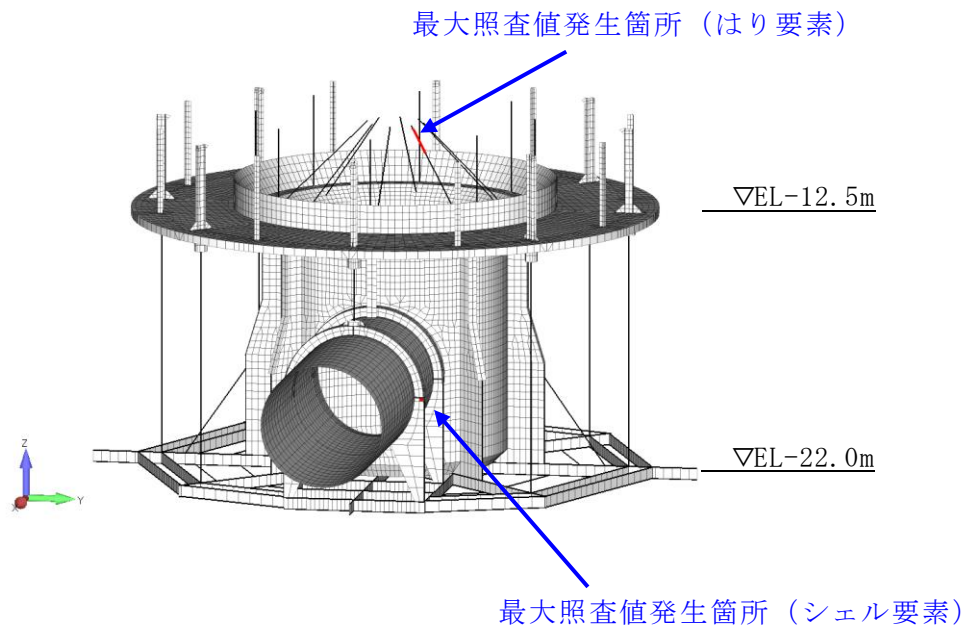


図 6-11 最大照査値発生箇所図

表 6-23 解析ケース③ (S s - D (++)) ケースD

応力度に対する各評価位置での最大照査値

(水平 2 方向, シェル要素)

評価位置	地震動	応力 σ (N/mm ²)	照査値
Uデッキ デッキプレート	S s - D (++)	28.8	0.13
Uデッキ ビーム交差部	S s - D (++)	75.6	0.33
Uデッキ 主桁	S s - D (++)	115.9	0.50
Uデッキ 斜材交差部	S s - D (++)	69.1	0.30
Uデッキ クロスビーム	S s - D (++)	19.7	0.09
メインスクリーン	S s - D (++)	77.0	0.33
補助スクリーン	S s - D (++)	20.7	0.09
Lデッキ デッキプレート	S s - D (++)	37.6	0.17
Lデッキ デッキ外縁材	S s - D (++)	18.0	0.08
Lデッキ クロスビーム	S s - D (++)	30.9	0.14
砂止め	S s - D (++)	20.9	0.09
Lデッキ~鉛直管主桁	S s - D (++)	77.8	0.34
サイドポール	S s - D (++)	38.8	0.17
鉛直管	S s - D (++)	139.7	0.60
接続管	S s - D (++)	181.9	0.78
接続管 スティフナー	S s - D (++)	170.1	0.73
アンカーフレーム 底板	S s - D (++)	1.3	0.01
アンカーフレーム 主桁	S s - D (++)	4.1	0.02
アンカーフレーム 接続管位置桁	S s - D (++)	2.5	0.02
アンカーフレーム クロスビーム	S s - D (++)	2.5	0.02

表 6-24 解析ケース③ (S s - D (++)) ケースD
 応力度に対する各評価位置での最大照査値
 (水平 2 方向, はり要素)

評価位置	地震動	照査値				
		圧縮と曲げ		引張と曲げ		せん断
		*1	*2	*3	*4	
ストラット	S s - D (++)	0.18	0.15	0.16	0.15	0.04
斜材	S s - D (++)	0.60	0.16	0.48	0.16	0.21
サイドポール (一般部)	S s - D (++)	0.14	0.08	0.10	0.10	0.02
サイドポール (接続管部)	S s - D (++)	0.18	0.17	-	-	0.03

注記*1: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$

*2: 圧縮軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_c)/f_t$

*3: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_t + \sigma_b)/f_t$

*4: 引張軸応力及び曲げ応力を受ける部材で, $(\sigma_b - \sigma_t)/f_b$

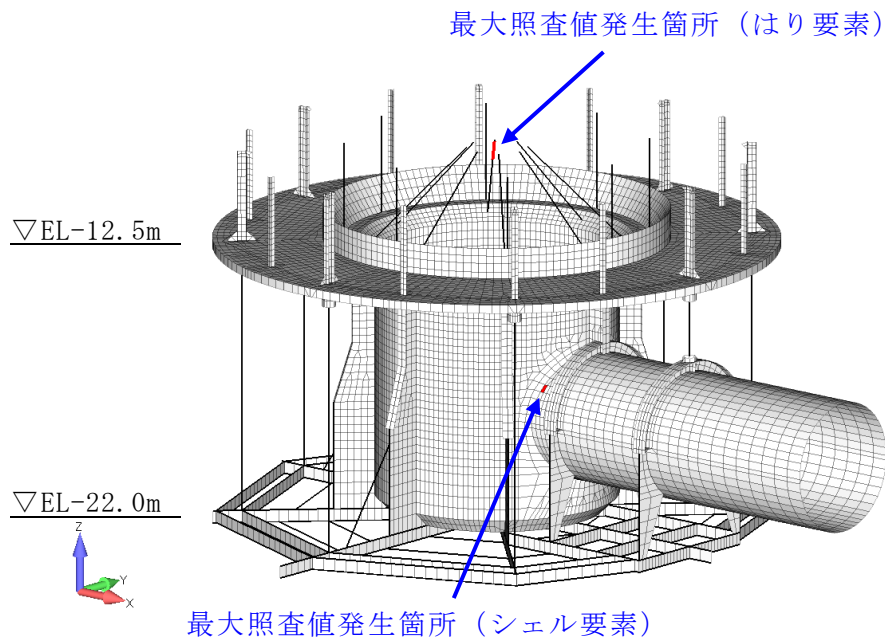


図 6-12 最大照査値発生箇所図

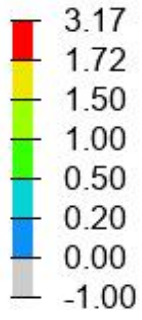
6.2 アンカーコンクリートの健全性に対する評価結果

アンカーコンクリートの健全性に対する評価対象地震動は、「3. 地震応答解析」において取水口にとって最も影響を与えた解析ケース，地震動及び時刻（解析ケース③，S_s-D（++），8.55s）を選定する。当該時刻については，Lデッキ～アンカーコンクリート上端において発生する曲げモーメント最大時刻と同時刻であることを確認しており，アンカーコンクリートの評価においても保守的な時刻であると考えられる。また，アンカーコンクリートの評価においても取水口の構造部材に対する照査と同様に水平2方向及び鉛直方向地震力の組み合わせによる検討を行う。

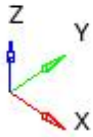
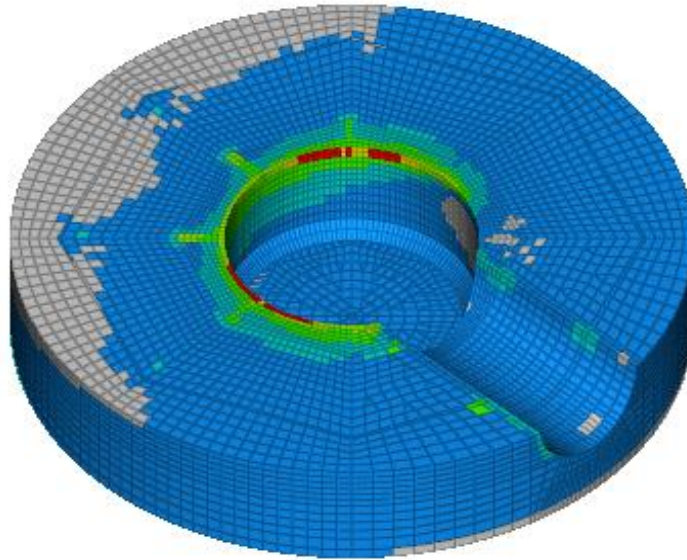
アンカーコンクリート内部に発生する圧縮応力及び引張応力の分布図を図6-13～図6-20に示す。

引張応力の最大値が確認されたケースDについて，アンカーコンクリート内部の破壊の進行状況を確認する図を図6-21に示す。

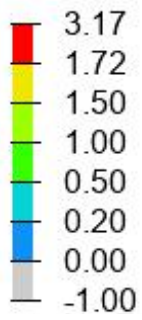
全ケースの照査結果より引張強度については，許容限界を一部上回る箇所があるものの，局所的な破壊となっていることからアンカーコンクリートの健全性に問題がないことを確認した。



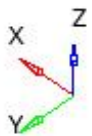
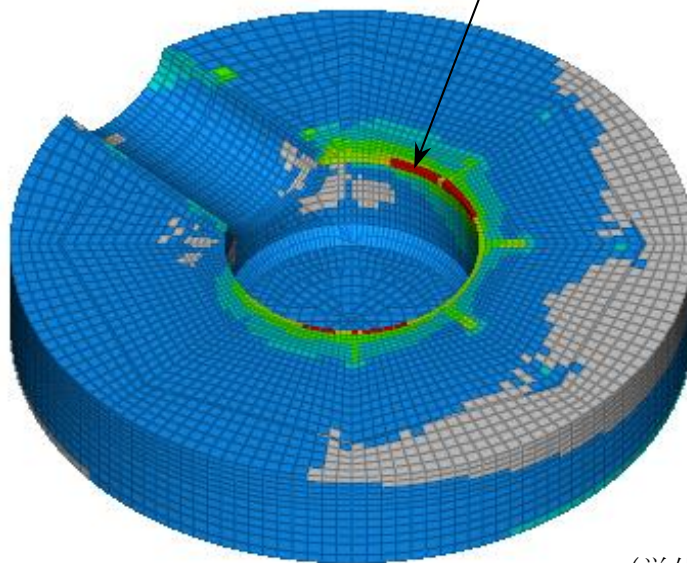
Max = 1.92
Solid 72247



最大值：1.92

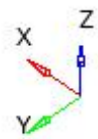
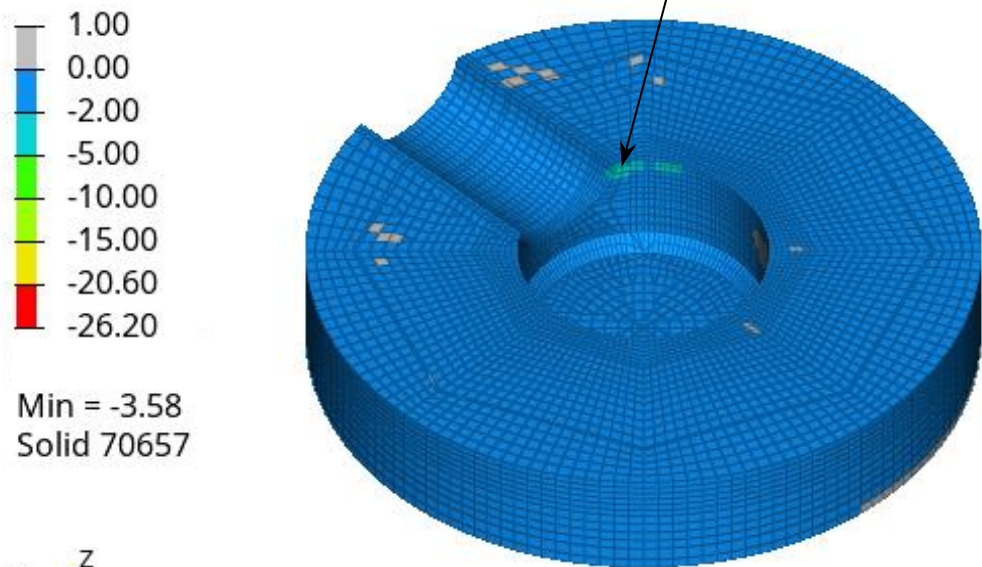
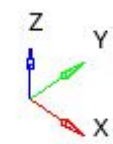
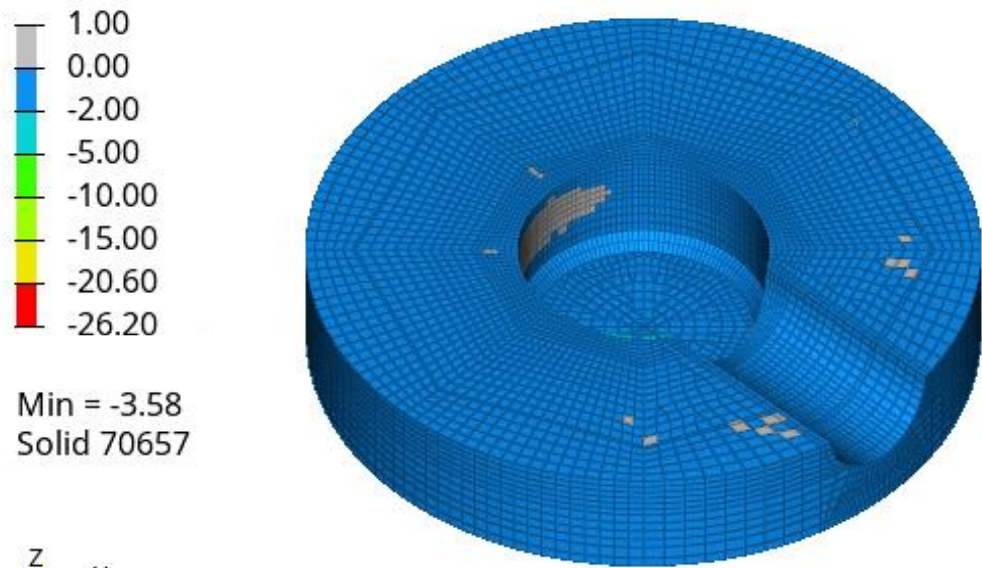


Max = 1.92
Solid 72247



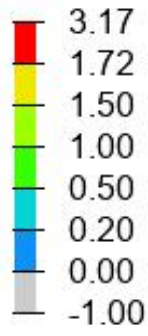
(単位：N/mm²)

図 6-13 引張応力（最大主応力）分布図（ケース A）

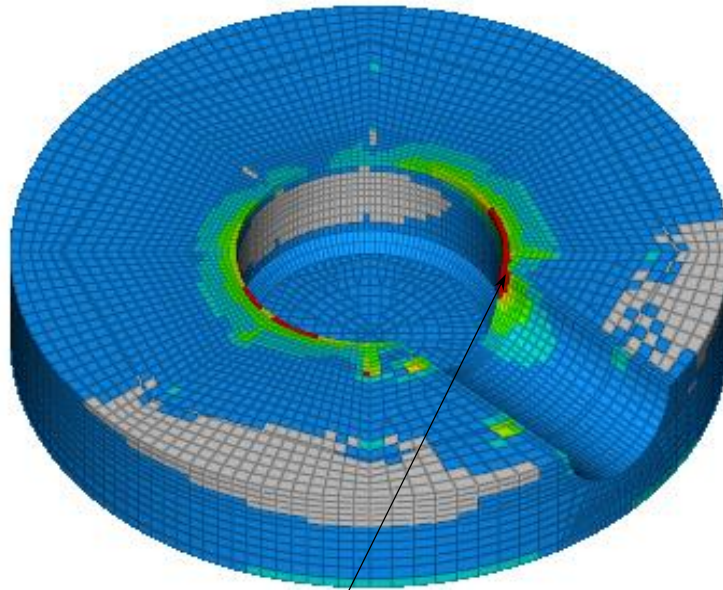
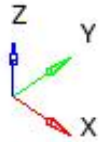


(単位：N/mm²)

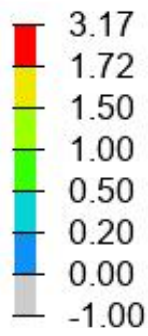
図 6-14 圧縮応力（最小主応力）分布図（ケース A）



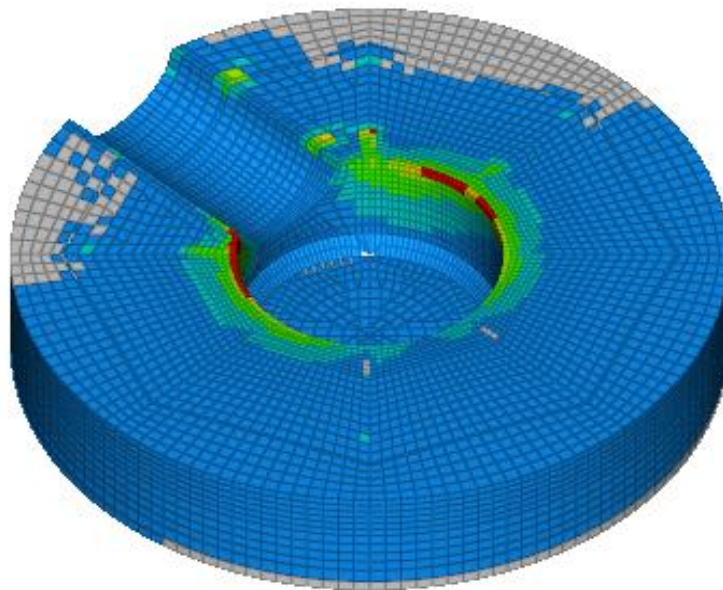
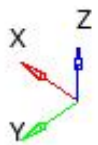
Max = 3.37
Solid 51446



最大值：3.37

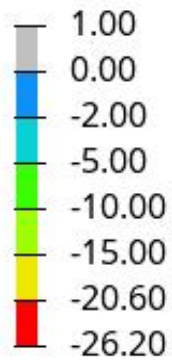


Max = 3.37
Solid 51446

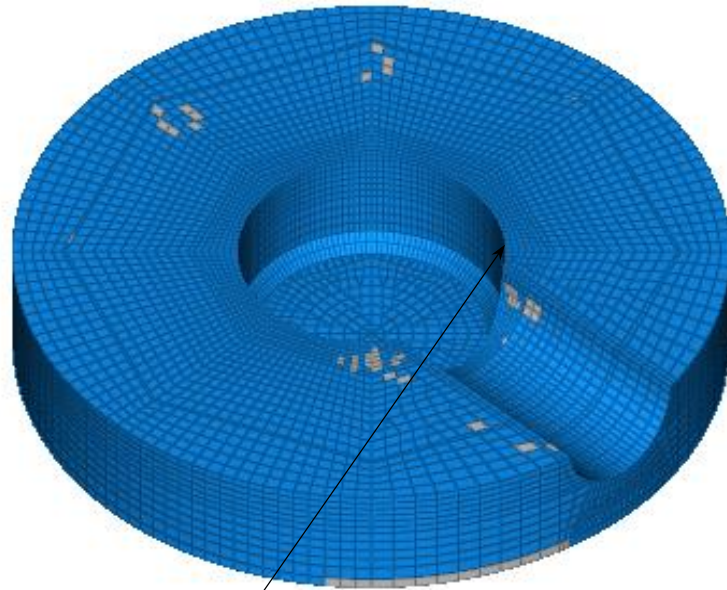
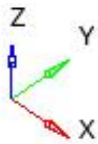


(単位：N/mm²)

図 6-15 引張応力（最大主応力）分布図（ケース B）



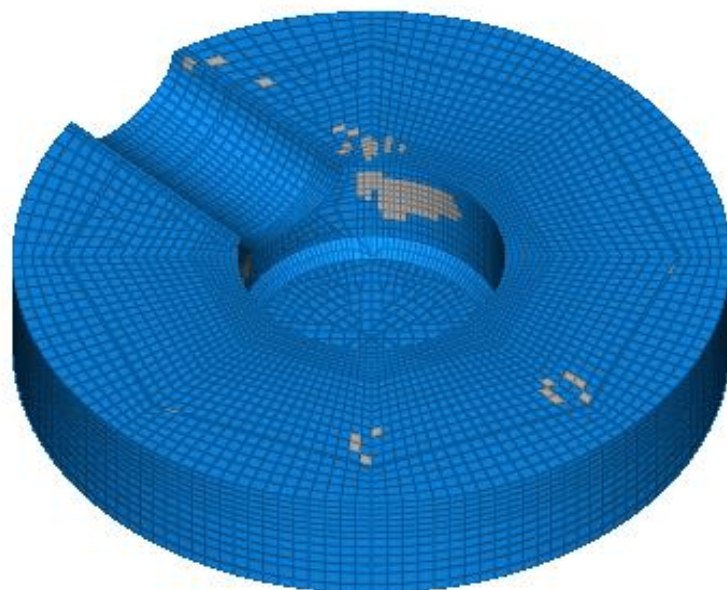
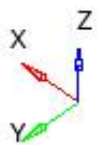
Min = -1.97
Solid 53036



最小値：-1.97

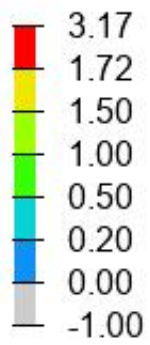


Min = -1.97
Solid 53036

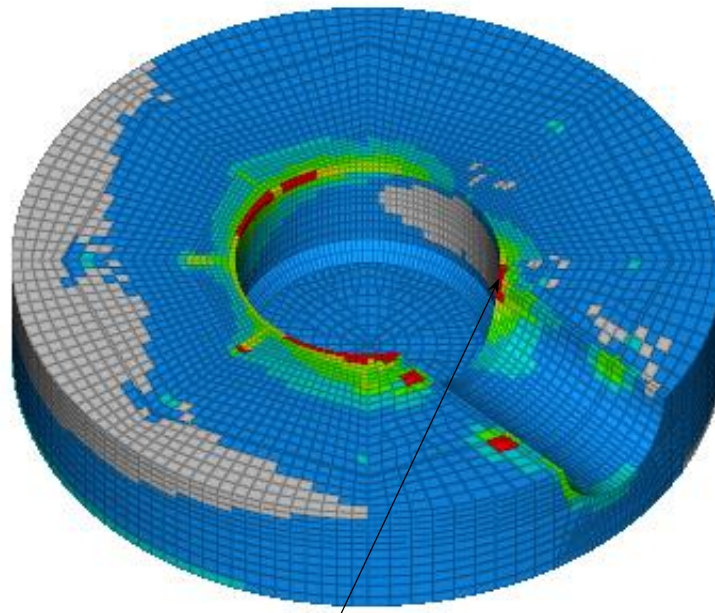
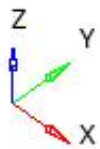


(単位：N/mm²)

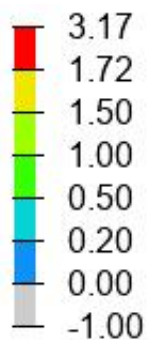
図 6-16 圧縮応力（最小主応力）分布図（ケース B）



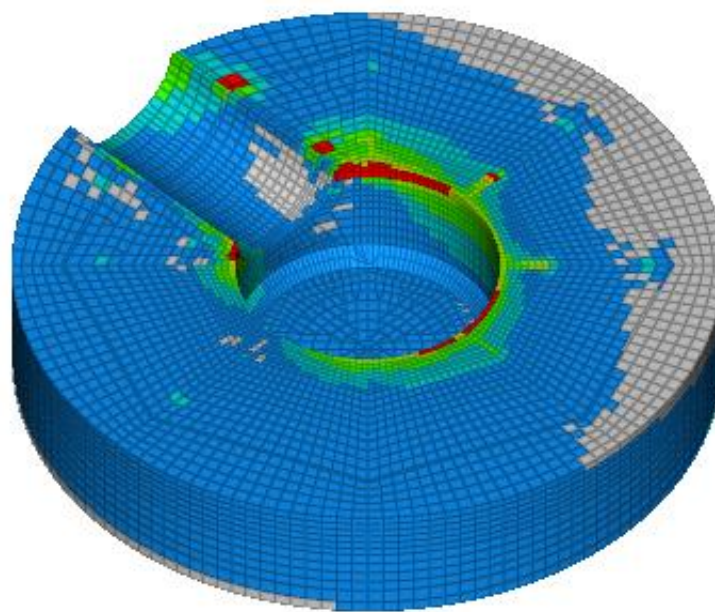
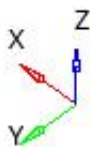
Max = 3.22
Solid 51446



最大值：3.22



Max = 3.22
Solid 51446

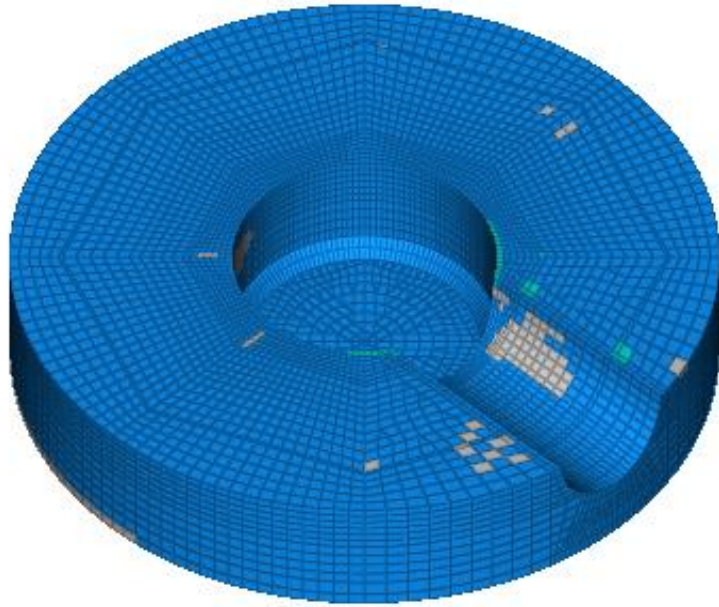
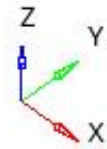


(単位：N/mm²)

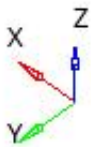
図 6-17 引張応力（最大主応力）分布図（ケース C）



Min = -4.88
Solid 70657



Min = -4.88
Solid 70657



最小値：-4.88

(単位：N/mm²)

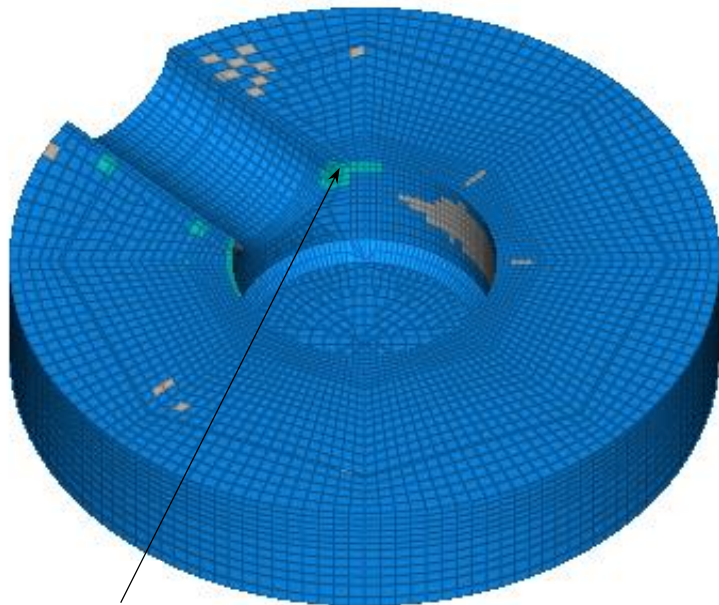


図 6-18 圧縮応力（最小主応力）分布図（ケース C）

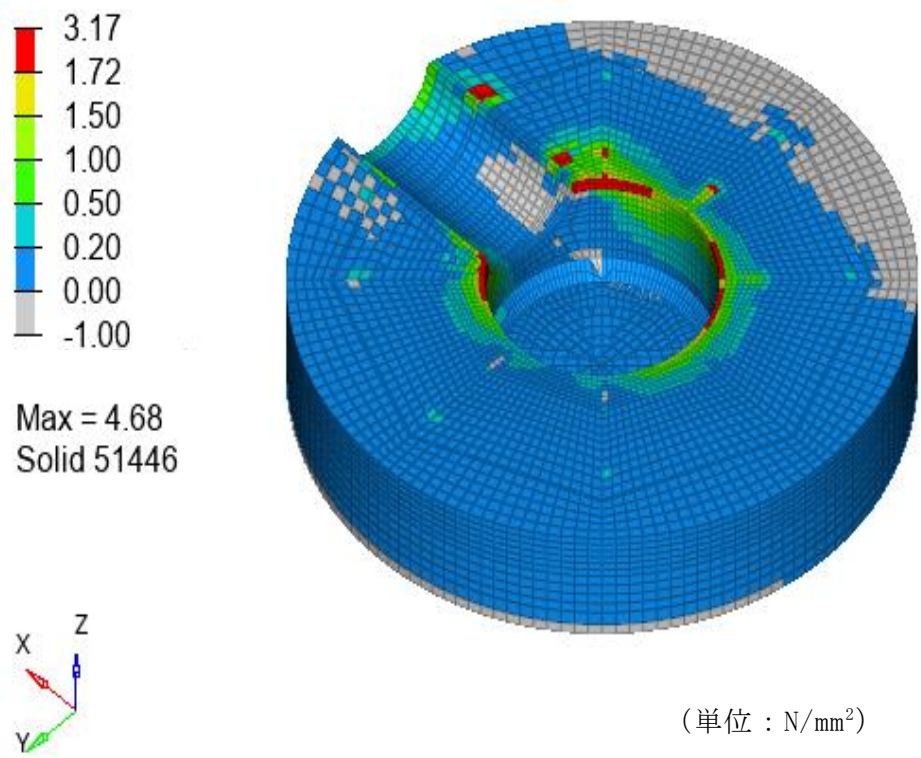
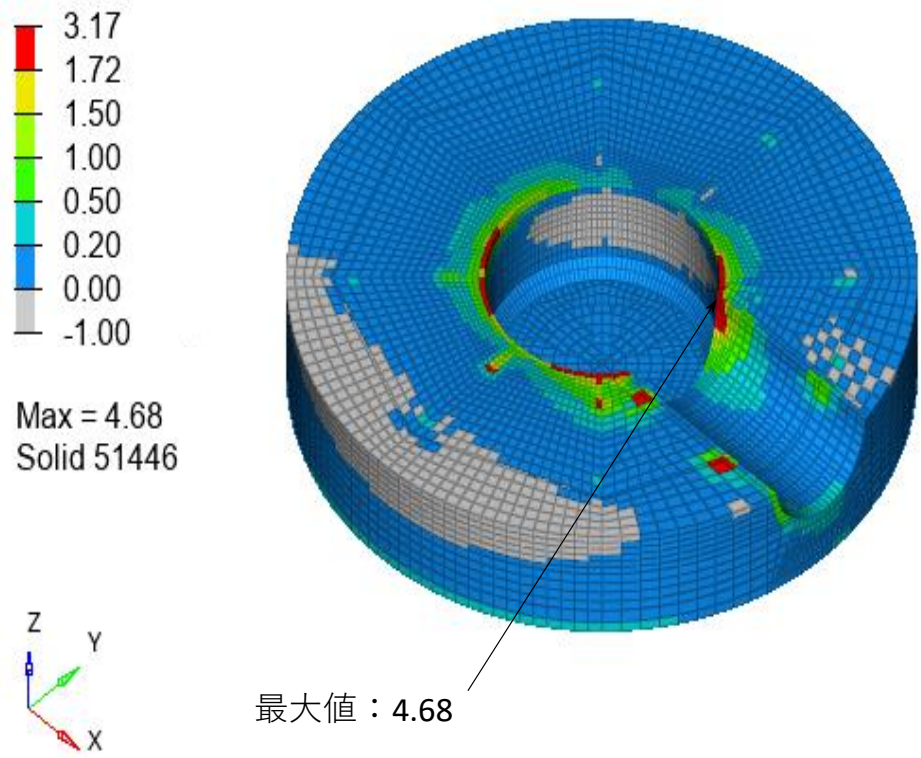
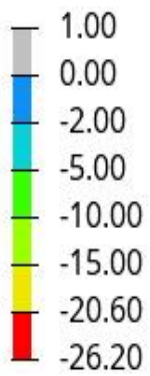
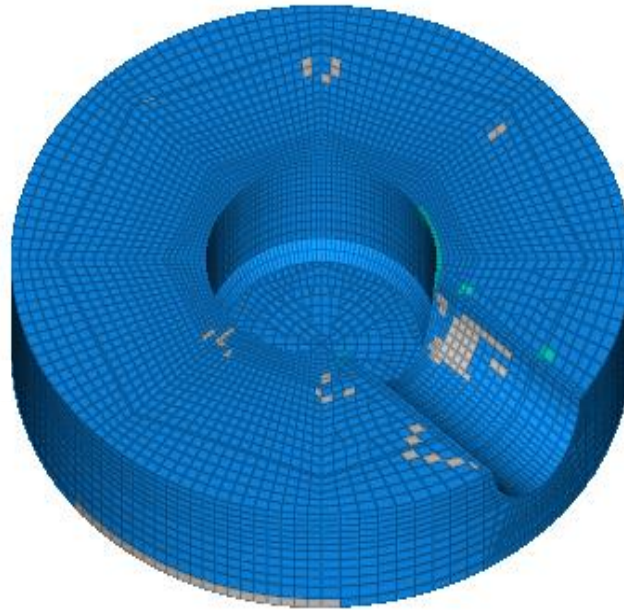


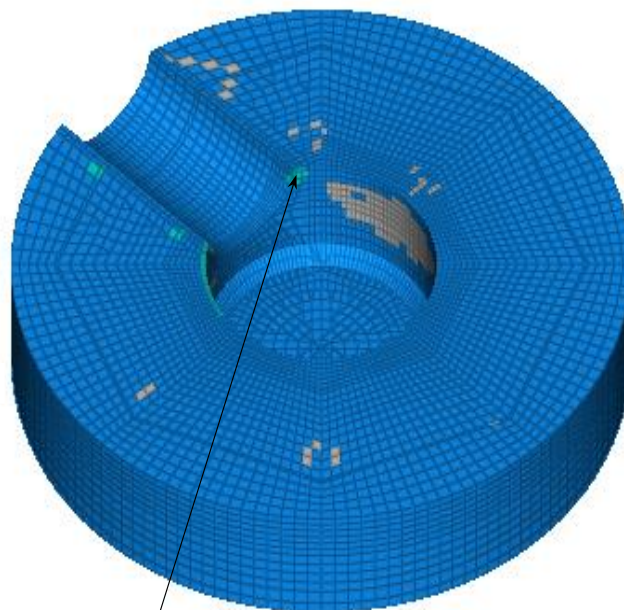
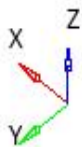
図 6-19 引張応力（最大主応力）分布図（ケース D）



Min = -3.41
Solid 70657



Min = -3.41
Solid 70657



最小値：-3.41

(単位：N/mm²)

図 6-20 圧縮応力（最小主応力）分布図（ケース D）

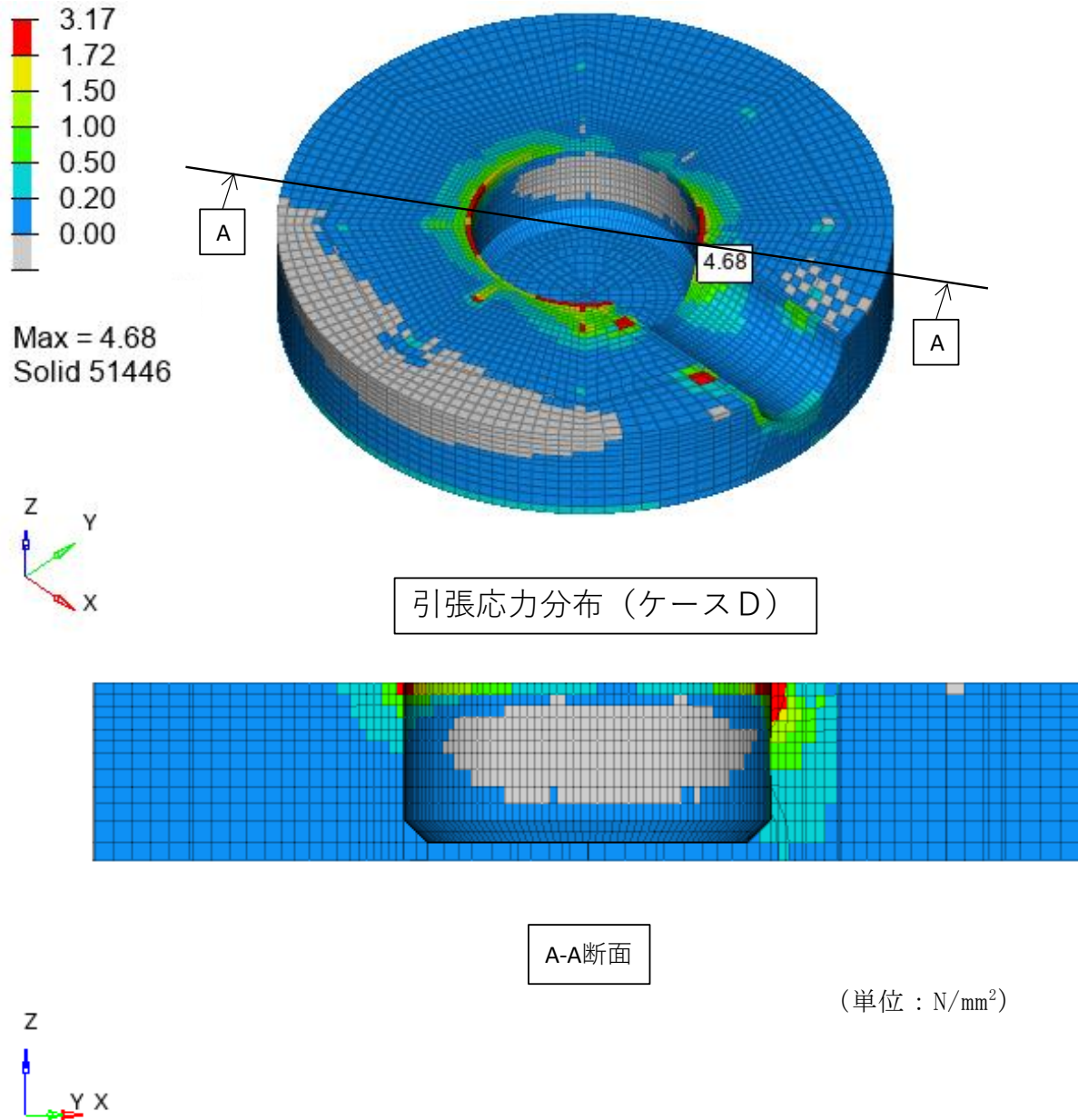


図 6-21 引張応力破壊進行状況分布図 (ケースD)

6.3 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に対する評価結果の最大照査値を表 6-25 に示す。また、照査値最大を示す、地震動 $S_s - D$ (--) (解析ケース①) (南北断面) における最大接地圧分布図を図 6-22 に示す。

取水口の基礎地盤に発生する最大接地圧が、許容限界を下回ることを確認した。

表 6-25 基礎地盤の支持性能に対する照査結果

解析断面	解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
				R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u
南北断面	①	$S_s - D$	++	0.24	3.9	0.07
			-+	0.29	3.9	0.08
			+ -	0.25	3.9	0.07
			--	0.31	3.9	0.09
		$S_s - F 1$	++	0.22	3.9	0.06
		$S_s - F 2$	++	0.24	3.9	0.07
		$S_s - N 1$	++	0.27	3.9	0.07
			-+	0.16	3.9	0.04
		$S_s - N 2$ (NS)	++	0.24	3.9	0.07
			-+	0.18	3.9	0.05
	$S_s - N 2$ (EW)	++	0.19	3.9	0.05	
		-+	0.19	3.9	0.05	
	②	$S_s - D$	++	0.26	3.9	0.07
③	$S_s - D$	++	0.25	3.9	0.07	
東西断面	①	$S_s - D$	++	0.22	3.9	0.06
			-+	0.22	3.9	0.06
			+ -	0.21	3.9	0.06
			--	0.22	3.9	0.06
		$S_s - F 1$	++	0.17	3.9	0.05
		$S_s - F 2$	++	0.18	3.9	0.05
		$S_s - N 1$	++	0.17	3.9	0.05
			-+	0.17	3.9	0.05
		$S_s - N 2$ (NS)	++	0.16	3.9	0.04
			-+	0.16	3.9	0.05
	$S_s - N 2$ (EW)	++	0.16	3.9	0.04	
		-+	0.16	3.9	0.04	

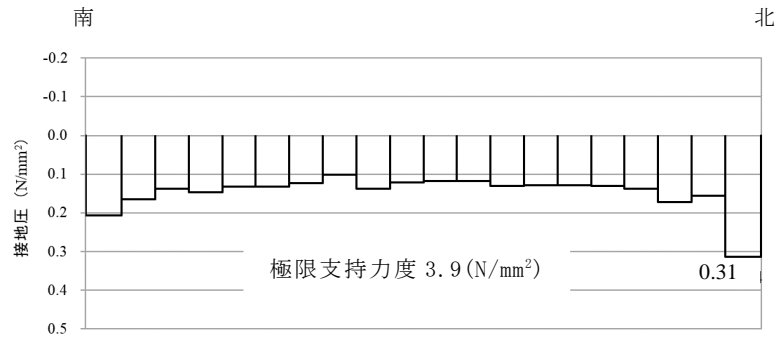


図 6-22 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, S_s-D (--) (南北断面))

7. まとめ

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取水口について基準地震動 S_s による地震力に対し、構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能が保たれていることを確認した。

以上のことから、取水口は、基準地震動 S_s による地震力に対して、通水機能を維持できることを確認した。

参考資料 1 静的地震力に対する耐震安全性評価

1. 静的地震力に対する耐震性評価

取水口については、以下の式に基づいて算出するCクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る、基準地震動 S_s による地震力に対して許容応力度法にて耐震評価を実施していることから、静的地震力による評価は省略する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

- Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力
- n : 施設の重要度分類に応じた係数
- Z : 地震地域係数 (1.0)
- C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数
- W_i : 第 i 層が支える重量
- R_t : 振動特性係数 (0.8)
- A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数
- C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

参考資料2 取水口の耐津波性について

1. 概要

取水口は、沖合いの海底に設置されるとともに構造部材の一部は非埋設であることから、津波来襲時に波力が作用する。

ここでは、津波来襲時においても、取水口の取水機能が損なわれないことを確認するために、取水口の耐津波性について評価を行う。

2. 評価方針

取水口に作用する津波による荷重が、基準地震動による地震荷重と比較して小さいことを確認する。

3. 評価条件

3.1 津波波力が作用する構造部材

津波波力は、地中に埋設された構造部材には作用しないことから、取水口の構造部材のうち、アンカーコンクリート上端（EL-18.0m）よりも上の構造部材の投影面積に津波荷重を作用させる。

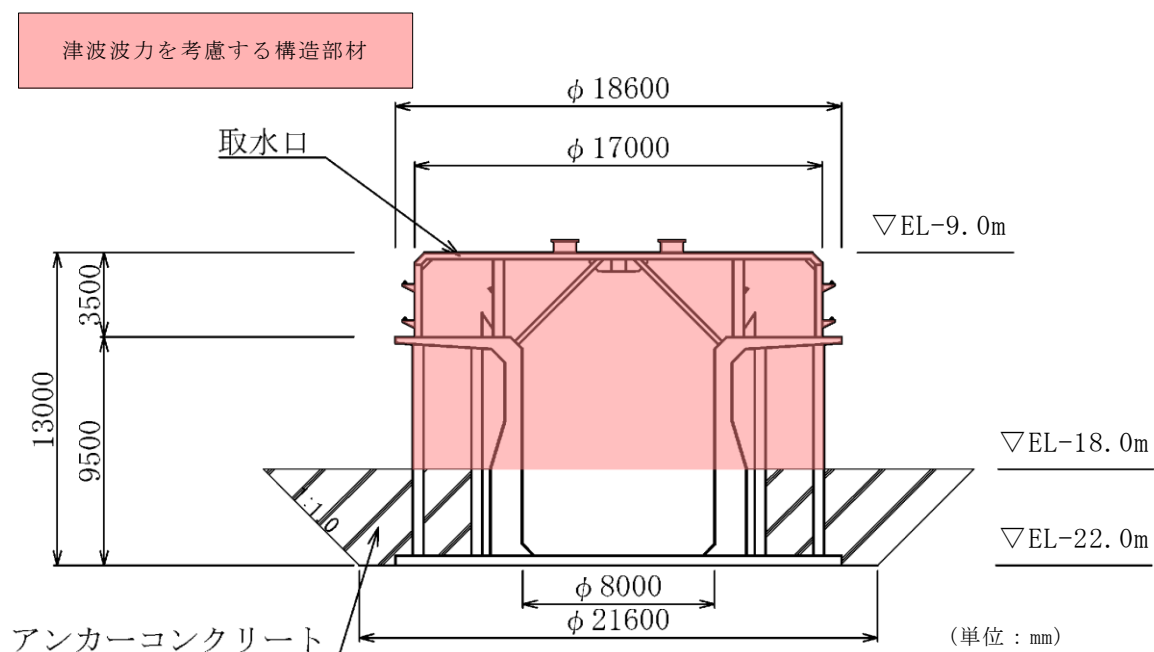


図 3-1 取水口断面図

3.2 津波波力の算定方法

取水口に作用する津波波力は、津波の流れの方向に働く抗力 F_D とし、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」より、以下の式にて求める。

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D u^2 A_D$$

ここで、

- ρ : 海水の密度で 1.03t/m³ とする
- C_D : 抗力係数
- u : 取水口周辺の津波速度で 4.0m/s とする
- A_D : 流れ方向の投影面積 (m²)

ここで津波流速は、「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」の輪谷湾内の津波流速より設定した。図3-2に示すとおり、取水口周辺の最大流速分布を踏まえて保守的に4.0m/sとした。

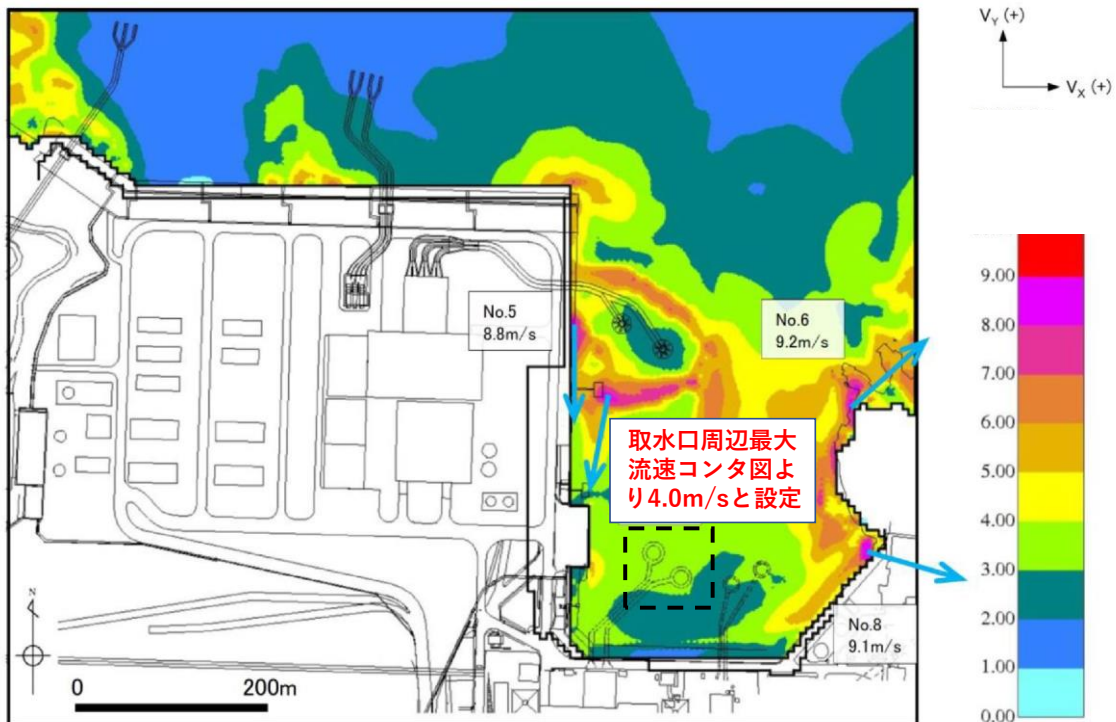


図3-2 取水口周辺の最大流速算定図（基準津波1（防波堤無し，沈下無し）
全方向最大流速分布（全時刻））

4. 評価結果

4.1 津波波力により作用する荷重

津波波力として取水口の各構造部材に作用する水平力とアンカーコンクリート上端に発生するモーメントの値を表 4-1 に示す。モーメントは波力から図 4-1 を参考に算出する。

表 4-1 津波波力により取水口に作用する荷重

項目	区分	水平力 (kN)	基礎 コンクリート 上端レベル EL-18m からの高さ (m)	モーメント (kN・m)
水平波力 (津波)	Uデッキ	70.08	8.75	613.20
	メインスクリーン	119.32	7.00	835.24
	スクリーン	636.37	7.00	4454.62
	ストラット	98.94	7.00	692.57
	Lデッキ	76.68	5.25	402.56
	鉛直管	391.63	2.50	979.08
	サイドポール	164.90	2.50	412.25
	接続管	194.37	1.15	223.53
合計		1752.30		8613.05

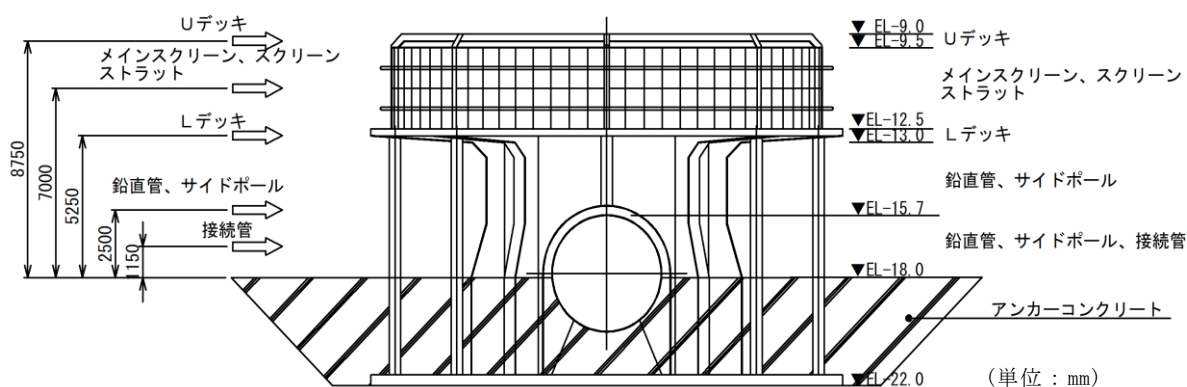


図 4-1 アンカーコンクリート上端部のモーメント算出概念図

4.2 地震により作用する荷重

地震荷重については，Uデッキ及びLデッキにおける震度が最大となるケース（ケース③， $S_s - D(++)$ ）から抽出する。その際の抽出震度を表4-2に示す。

抽出した震度におけるアンカーコンクリート上端に作用する水平力及びモーメントを表4-3に示す。

表4-2 地震により取水口に作用する荷重

		震度							
		Uデッキ (EL-9.0m)		Lデッキ (EL-12.5m)		アンカーコンクリート上端 (EL-18.0m)		アンカーコンクリート下端 (EL-22.0m)	
地震動 $S_s - D(++)$	抽出時刻 (sec)	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度
解析ケース①	8.54	-1.82	-0.05	-1.54	-0.05	-0.80	-0.05	-0.77	-0.05
解析ケース②	8.53	-1.73	-0.11	-1.48	-0.11	-0.83	-0.11	-0.80	-0.11
解析ケース③	8.55	-1.88	0.01	-1.58	0.01	-0.79	0.01	-0.74	0.01

注：赤枠で囲った地震動の抽出震度における水平力及びモーメントを使用

表4-3 取水口に作用する地震荷重（ケース③， $S_s - D(++)$ ）

	水平力(kN)	モーメント(kN・m)
地震荷重	5980.90	37997.32

4.3 まとめ

表4-4に地震時の水平力及びモーメント並びに津波来襲時の水平力及びモーメントを示す。表4-4の結果より，津波来襲時の荷重より地震荷重のほうが大きいことを確認した。

以上のことから，津波の影響により取水口の通水機能が損なわれることはない。

表4-4 各作用力により取水口に作用する荷重

	水平力(kN)	モーメント(kN・m)
津波波力による荷重	1752.30	8613.05
地震による荷重	5980.90	37997.32

参考資料3 取水口の耐波浪性について

1. 概要

取水口は、沖合いの海底に設置されるとともに構造部材の一部は非埋設であることから、高波時に波力が作用する。

ここでは、高波時においても、取水口の取水機能が損なわれないことを確認するために耐波浪性について確認する。

2. 評価方針

取水口に作用する高波による荷重が、基準地震動による地震荷重と比較して小さいことを確認する。

3. 評価条件

3.1 波力が作用する構造部材

波力は、地中に埋設された構造部材には作用しないことから、取水口の構造部材のうち、アンカーコンクリート上端（EL-18.0m）よりも上の構造部材の投影面積に波力を作用させる。図3-1に取水口の中で波力を考慮する構造部材を示す。

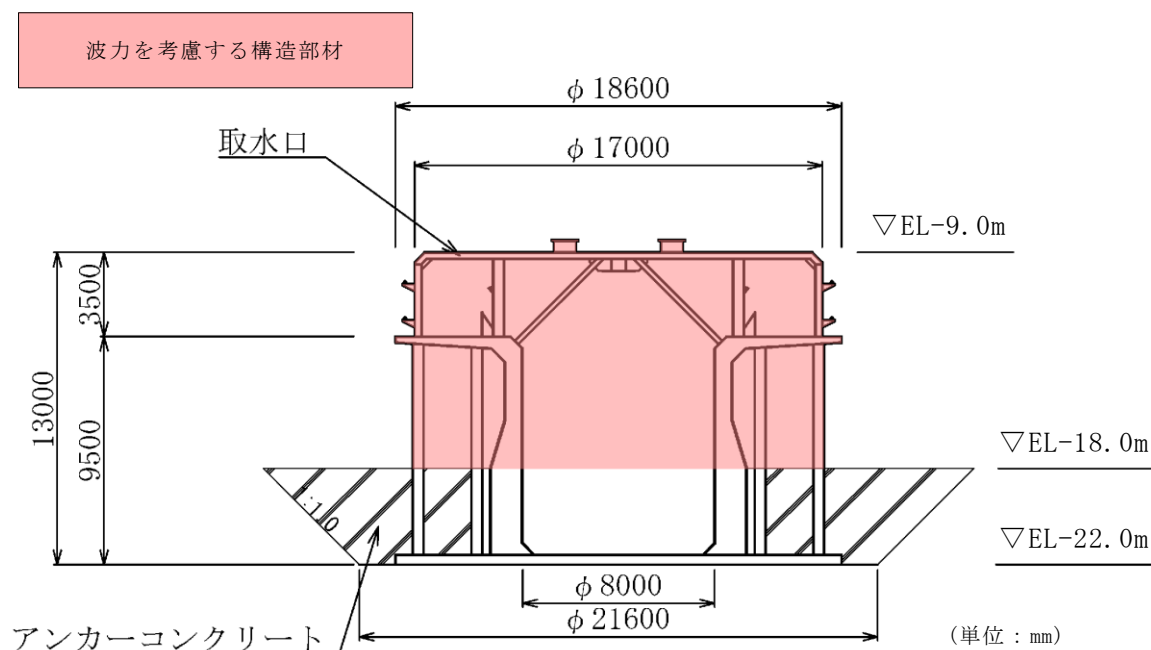


図3-1 取水口断面図

3.2 波浪条件

耐波浪性の評価において考慮する波浪条件を表3-1に示す。最高波高については、「島根原子力発電所発電用原子炉設置変更許可申請書 令和3年9月」に記載のある、発電所防波堤の沖合約200mの地点に浪高計を設置して昭和42年9月から昭和54年12月まで観測した時の値である。輪谷湾内の取水口位置での波高は、輪谷湾の外側の波高計で観測した値として保守的に設定する。

表3-1 波浪条件

最高波高 H_{max} (m)	周期T (s)
14.8	12.0

3.3 波力の算定方法

取水口に作用する波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」及び「水理公式集（（社）土木学会，2018年版）」より、以下の式にて求める。

$$F_{max} = \begin{cases} F_{max} = F_D + \frac{F_M^2}{4F_D} & (2F_D > F_M \text{ の場合}) \\ F_{max} = F_M & (2F_D \leq F_M \text{ の場合}) \end{cases}$$

$$\text{抵抗力} : F_D = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_D \cdot u^2 \cdot A_h$$

$$\text{慣性力} : F_M = \rho \cdot C_M \cdot a_h \cdot V_h$$

ここに、 ρ : 海水の密度 (1.03 t/m³)

C_D : 抵抗力係数

A_h : 流れの方向に対する物体の投影面積 (m²)

C_M : 慣性力係数

V_h : 慣性力係数に対する物体の対象体積 (m³)

u : 波による水粒子の水平方向速度 (m/sec)

a_h : 波による水粒子の水平方向加速度 (m/sec²)

4. 評価結果

4.1 波力により作用する荷重

波力として取水口の各構造部材に作用する水平力及びアンカーコンクリート上端に発生するモーメントの値を表 4-1 に示す。モーメントは波力から図 4-1 を参考に算出する。

表 4-1 波力により取水口に作用する荷重

項目	区分	水平力 (kN)	基礎 コンクリート 上端レベル EL-18m からの高さ (m)	モーメント (kN・m)
水平波力 (最高波高)	Uデッキ	306.73	8.75	2683.84
	メインスクリーン	167.86	7.00	1175.04
	スクリーン	895.19	7.00	6266.32
	ストラット	140.21	7.00	981.49
	Lデッキ	349.61	5.25	1835.44
	鉛直管	1745.21	2.50	4363.04
	サイドポール	216.33	2.50	540.82
	接続管	408.16	1.15	469.39
合計		4229.30		18315.37

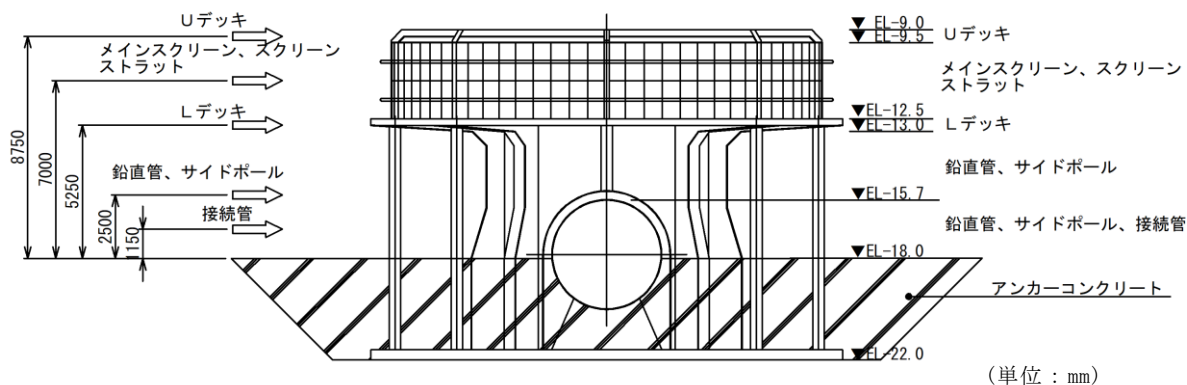


図 4-1 アンカーコンクリート上端部のモーメント算出概念図

4.2 地震により作用する荷重

地震荷重については，Uデッキ及びLデッキにおける震度が最大となるケース（ケース③， $S_s - D(++)$ ）から抽出する。その際の抽出震度を表4-2に示す。

抽出した震度におけるアンカーコンクリート上端に作用する水平力及びモーメントを表4-3に示す。

表4-2 地震により取水口に作用する荷重

		震度							
		Uデッキ (EL-9.0m)		Lデッキ (EL-12.5m)		アンカーコンクリート上端 (EL-18.0m)		アンカーコンクリート下端 (EL-22.0m)	
地震動 $S_s - D(++)$	抽出時刻 (sec)	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度
解析ケース①	8.54	-1.82	-0.05	-1.54	-0.05	-0.80	-0.05	-0.77	-0.05
解析ケース②	8.53	-1.73	-0.11	-1.48	-0.11	-0.83	-0.11	-0.80	-0.11
解析ケース③	8.55	-1.88	0.01	-1.58	0.01	-0.79	0.01	-0.74	0.01

注：赤枠で囲った地震動の抽出震度における水平力及びモーメントを使用。

表4-3 取水口に作用する地震荷重（ケース③， $S_s - D(++)$ ）

	水平力 (kN)	モーメント (kN・m)
地震荷重	5980.90	37997.32

4.3 まとめ

表4-4に地震時の水平力及びモーメント並びに高波発生時の水平力及びモーメントを示す。表4-4の結果より，高波発生時の荷重より地震荷重のほうが大きいことを確認した。

以上のことから，波浪の影響により取水口の通水機能が損なわれることはない。

表4-4 各作用力により発生する水平力及びモーメント一覧

	水平力 (kN)	モーメント (kN・m)
波力による荷重	4229.30	18315.37
地震による荷重	5980.90	37997.32

参考資料4 岩盤の拘束効果について

1. 概要

取水口は基部をアンカーコンクリートで固められた構造物であり、アンカーコンクリートは取水口を海底に固定する役割を持っている。ここでは、取水口の固定において、アンカーコンクリート外側の岩盤の拘束効果を期待していないことについて確認する。

また、解析のモデル化において、岩盤の拘束効果を考慮し非線形ばねを設定しているため、岩盤の拘束効果を期待しないモデルを用いて現モデルの保守性を確認する。

2. 検討方針

本文「3.2.5 構造物と地盤間のモデル化」のとおり、アンカーコンクリート側面と地盤間では水平方向に圧縮力を伝え、引張力は伝えないようにするために水平方向非線形ばねを設定している。岩盤の拘束効果を期待せず取水口が固定されていることを確認するため、非線形ばねを設定せずに、2次元地震応答解析を行い、取水口及びアンカーコンクリートと岩盤の間に設定したジョイント要素に発生するせん断力とジョイント要素に設定しているせん断強度を比較し、構造物が剥離していないことを確認する。非線形ばねの設置概念図を図2-1に、ジョイント要素の設置概念図を図2-2に示す。

なお、確認に用いる地震動は本文「3.7 地震応答解析結果」の取水口の耐震性に最も影響を与えるS_s-D(++)（解析ケース③）を使用する。

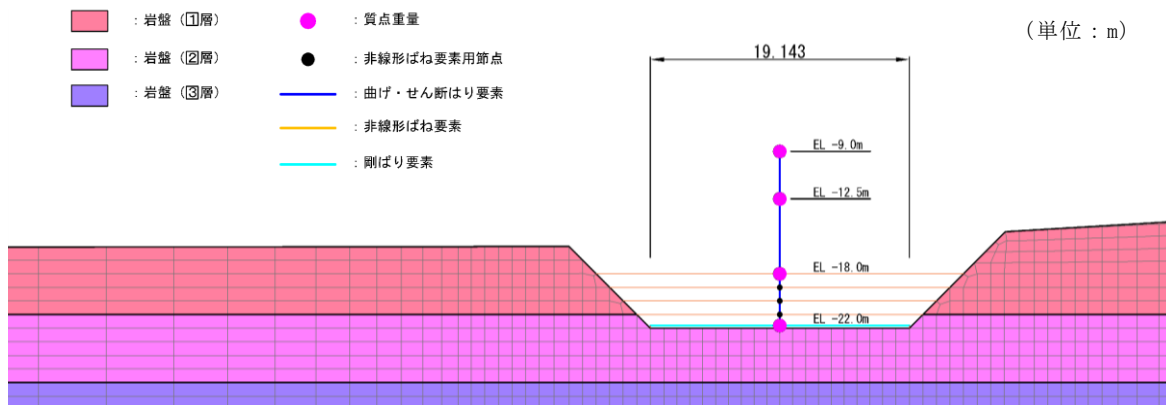


図 2-1 構造物と地盤間のモデル化概念図（東西断面）

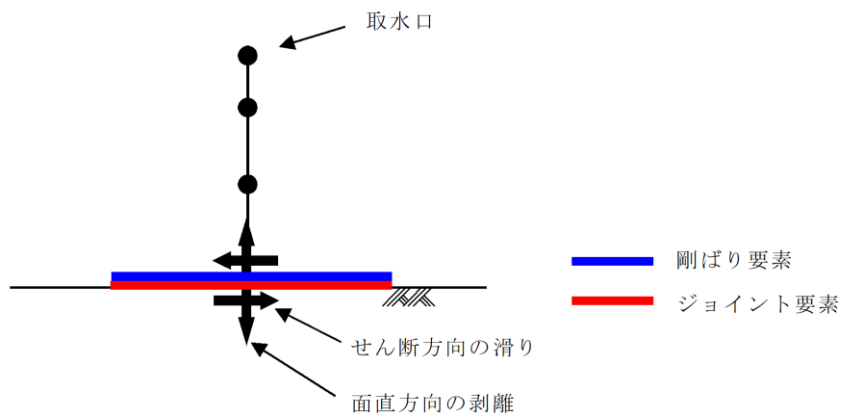
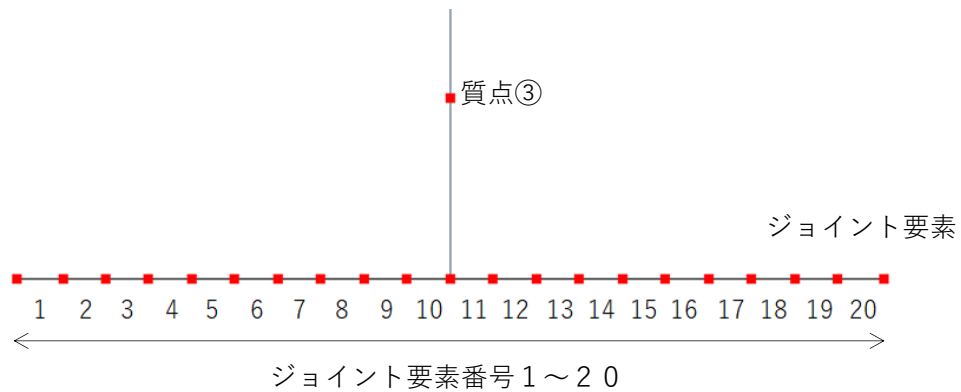


図 2-2 ジョイント要素の配置概念図

3. ジョイント要素の確認結果

全時刻におけるジョイント要素に発生する最大せん断力と発生位置を図 3-1 に示す。発生した最大せん断力はほとんどの要素で、ジョイント要素に設定しているせん断強度以下であるため、取水口及びアンカーコンクリートと岩盤の間で剥離がおきておらず、岩盤の拘束効果を期待しなくても取水口が固定されていることを確認した。



要素番号	最大せん断力 (N/mm ²)	発生時刻 (s)	ジョイント要素 せん断強度* (N/mm ²)
1	0.66	19.29	0.56
2	0.28	9.95	0.56
3	0.23	9.10	0.56
4	0.17	23.65	0.56
5	0.17	23.65	0.56
6	0.12	23.65	0.56
7	0.11	23.65	0.56
8	0.12	8.55	0.56
9	0.12	8.91	0.56
10	0.14	8.91	0.56
11	0.14	19.29	0.56
12	0.16	9.95	0.56
13	0.19	9.10	0.56
14	0.31	23.65	0.56
15	0.31	23.65	0.56
16	0.29	23.65	0.56
17	0.31	23.65	0.56
18	0.31	8.55	0.56
19	0.31	8.91	0.56
20	0.67	8.91	0.56

注記*：せん断強度は保守的に、粘着力のみの値とする

図 3-1 ジョイント要素に発生する最大せん断力

4. 非線形ばねの影響

「3. ジョイント要素の確認結果」より、取水口が岩盤の拘束効果を期待していないことが確認されたが、本文では、非線形ばねを設定したモデルにて耐震検討を行っている。ここで、非線形ばねを設定したモデルが取水口にとって保守的であることを確認する。

4.1 確認方針

本文「3.2.4 構造物のモデル化」に記載の非線形ばねを設定したモデルと、「2. 検討方針」に記載の非線形ばねを設定しないモデルを用いて2次元地震応答解析を実施し、本文「3.7.1 時刻選定の考え方」に記載の5時刻に着目してUデッキ及びLデッキの震度を比較する。解析ケース一覧を表4-1に示す。

その際、使用する地震動は本文「3.7 地震応答解析結果」にて、算定される取水口の耐震性に最も影響を及ぼす地震動であるS_s-D(++)解析ケース③とする。

表 4-1 非線形ばねの有無の解析ケース一覧

解析条件	ケース名
非線形ばね有	解析ケースⅠ
非線形ばね無	解析ケースⅡ

4.2 確認結果

表 4-2 にそれぞれの解析ケースの選定時刻における最大震度発生時刻を示す。

表 4-2 より、各解析ケースにおいて選定した最大時刻は同一であり、最大震度の比較はどちらのケースにおいても 8.55 s での比較を行う。

表 4-3 に各ケースの 8.55 s での震度一覧を示す。表 4-3 より、ケース I が U デッキ及び L デッキの震度が大きくなっていることから、非線形ばねをモデル化することは取水口の耐震性にとって保守的なモデルであることが確認された。

表 4-2 解析ケース①～③における着目項目ごとに最大値が発生する時刻一覧表

	最大値が発生する時刻				
	水平相対変位最大時刻 (s)	水平加速度最大時刻 (s)	水平加速度最大時刻 (s)	曲げモーメント最大時刻 (s)	せん断応力最大時刻 (s)
	Uデッキ～アンカーコンクリート上端	Uデッキ	Lデッキ	Lデッキ～アンカーコンクリート上端	Lデッキ～アンカーコンクリート上端
ケース I (非線形ばね有)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
ケース II (非線形ばね無)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55

表 4-3 解析ケース I 及び II の震度一覧表

解析ケース	抽出時刻 (s)	照査用震度			
		Uデッキ E L-9.0 m		Lデッキ E L-12.5 m	
		水平方向 震度	鉛直方向 震度	水平方向 震度	鉛直方向 震度
ケース I (非線形ばね有)	8.55	-1.88	-0.01	-1.58	-0.01
ケース II (非線形ばね無)	8.55	-1.83	0.01	-1.55	0.01

5 まとめ

「3. ジョイント要素の確認結果」より，取水口及びアンカーコンクリート側方の岩盤の拘束効果を期待しなくても取水口が海底に固定されていることを確認した。

また，「4.2 確認結果」より，非線形ばねをモデル化するモデルが取水口の耐震性に与える影響について保守的なモデルであることを確認した。

参考資料5 断面選定及び解析モデル作成の保守性について

1. 概要

ここでは、解析モデル作成にあたり取水口2基の中心付近を代表地点として選定したこと及び解析モデル作成の保守性について確認する。

2. 検討方針

取水口Ⅰの中心位置及び取水口Ⅱの中心位置における地盤状況をモデル化した1次元モデルと、解析モデルの取水口中心位置における地盤状況をモデル化した1次元モデルに対して、一次元波動論による地震応答解析を実施し、取水口下端の高さ(EL -22m)で抽出する加速度応答スペクトルを比較し、解析モデル作成の保守性を確認する。取水口周辺の平面図を図2-1に、取水口中心部の速度層図を図2-2に示す。

図2-3に一次元波動論による地震応答解析の概念図を示す。また、一次元波動論による地震応答解析には解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

比較ケース一覧を表2-1に示す。対象とする地震動は表2-2に示す入力地震動とする。

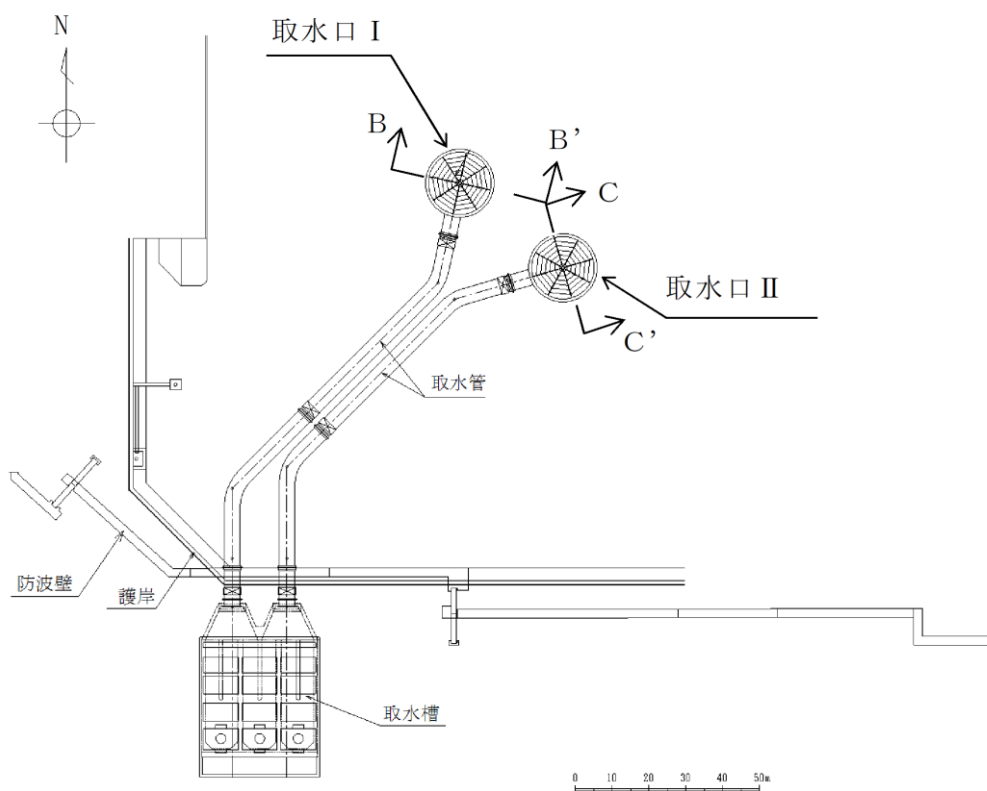
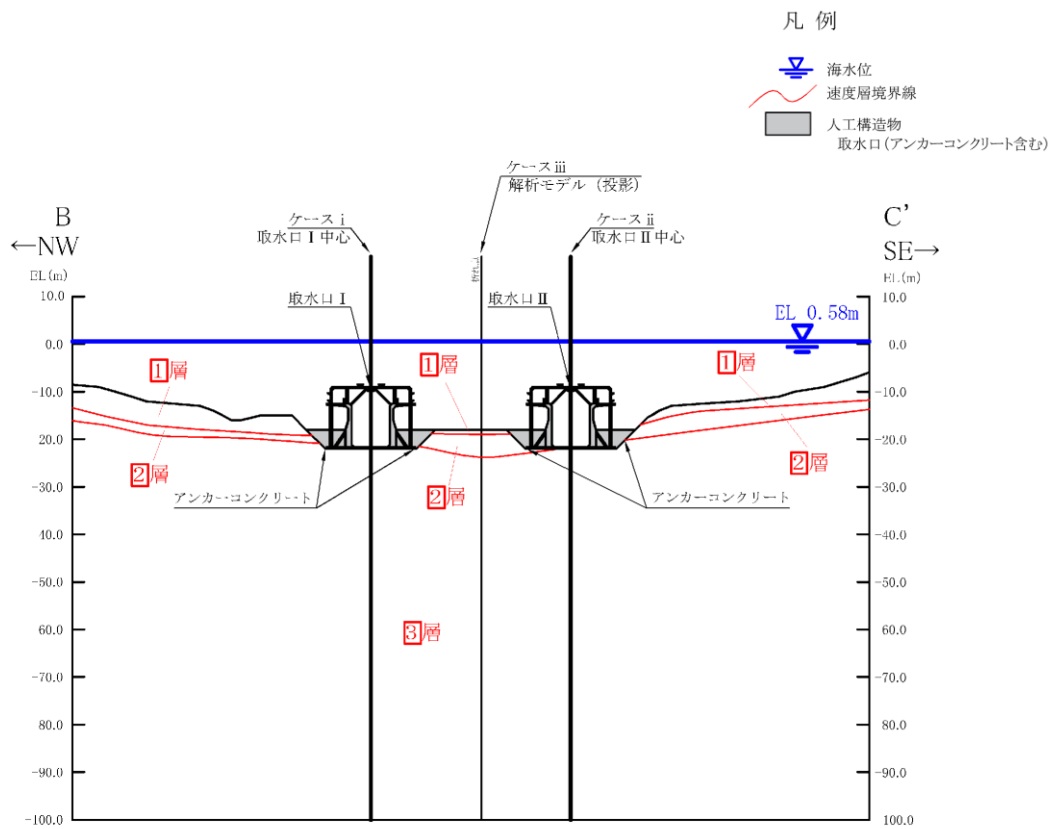


図2-1 取水口 平面図

(参考) 5-1



(速度層図)

図 2-2 取水口 速度層図 (B-B'断面及びC-C'断面)

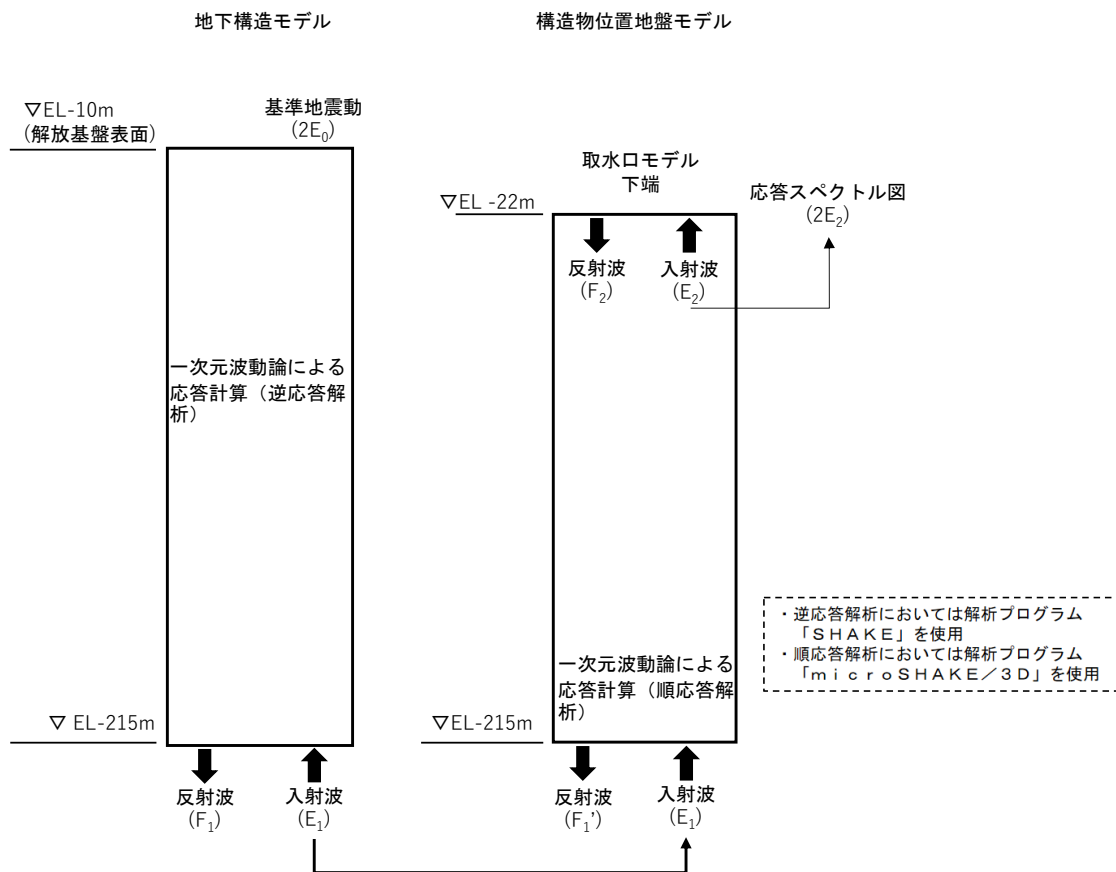


図 2-3 地震応答解析概念図

表 2-1 比較ケース一覧

ケース名	備考
ケース i	取水口 I の中心における地盤をモデル化
ケース ii	取水口 II の中心における地盤をモデル化
ケース iii	解析モデルの取水口中心における地盤をモデル化

表 2-2 対象地震動一覧

解析ケース		ケース①
		基本ケース
地盤物性		平均値
地震動 (位相)	S s - D	○
	S s - F 1	○
	S s - F 2	○
	S s - N 1	○
	S s - N 2 (NS)	○
	S s - N 2 (EW)	○

3. 評価結果

入力地震動ごとの、応答加速度図の比較を図 3-1～図 3-6 に示す。取水口の固有周期帯である 0.05 秒～0.1 秒付近の応答加速度の比較結果より、ケース iii の応答加速度が最も大きくなることが確認された。

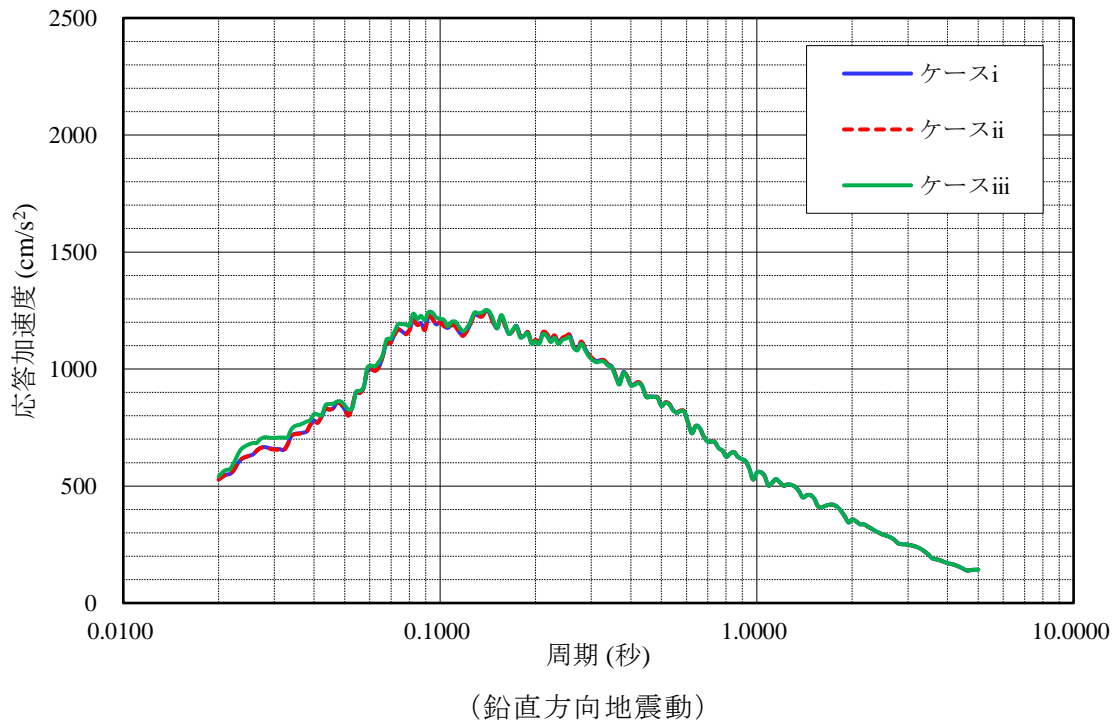
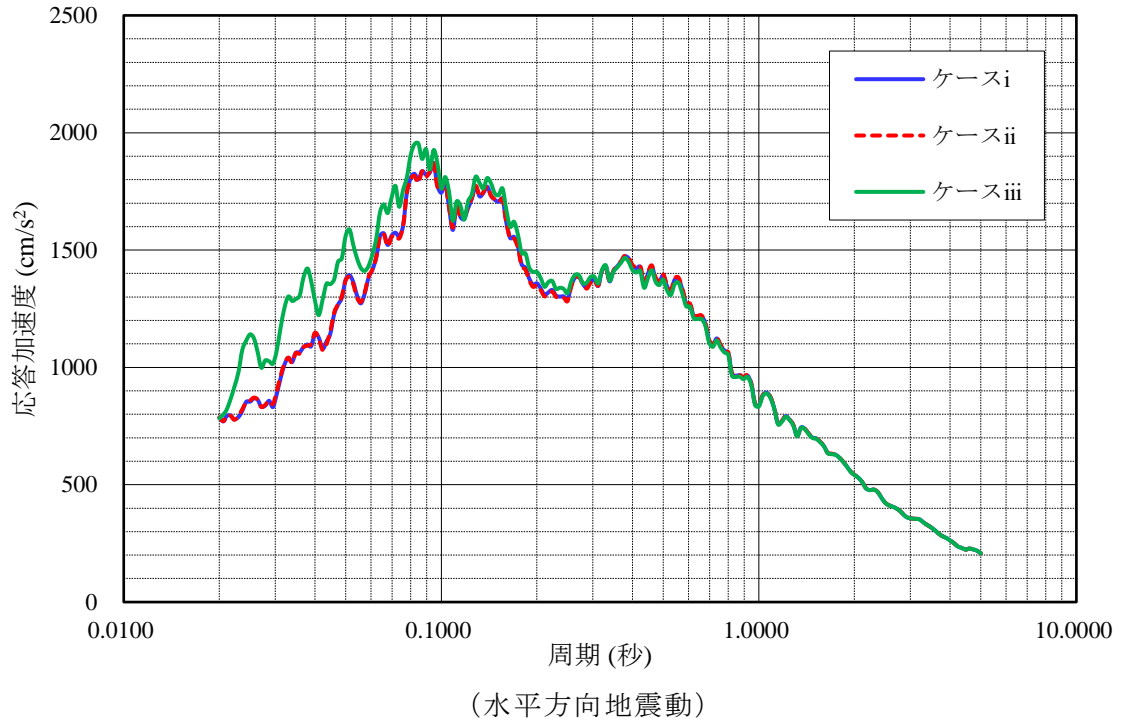
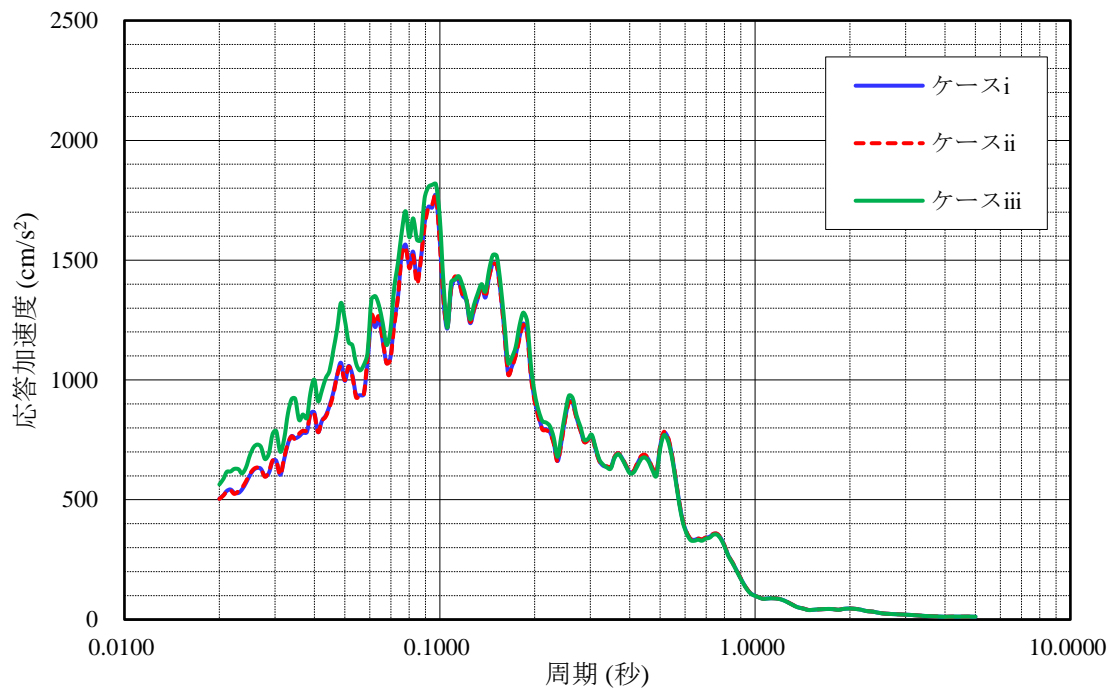
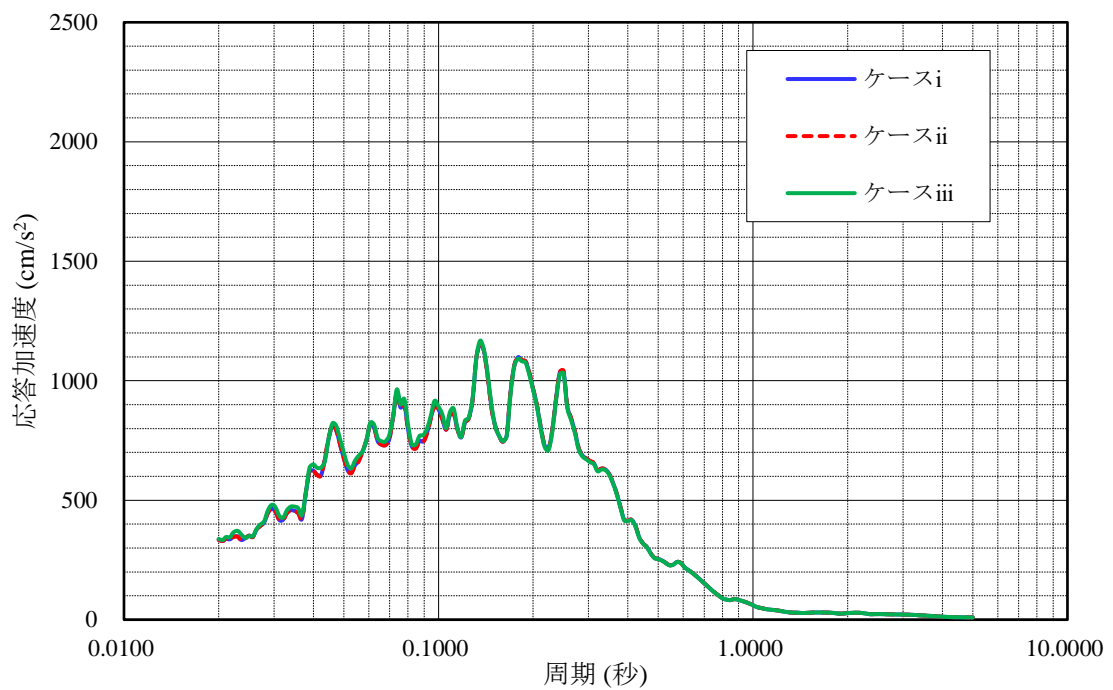


図 3-1 応答加速度比較図 (S s - D)

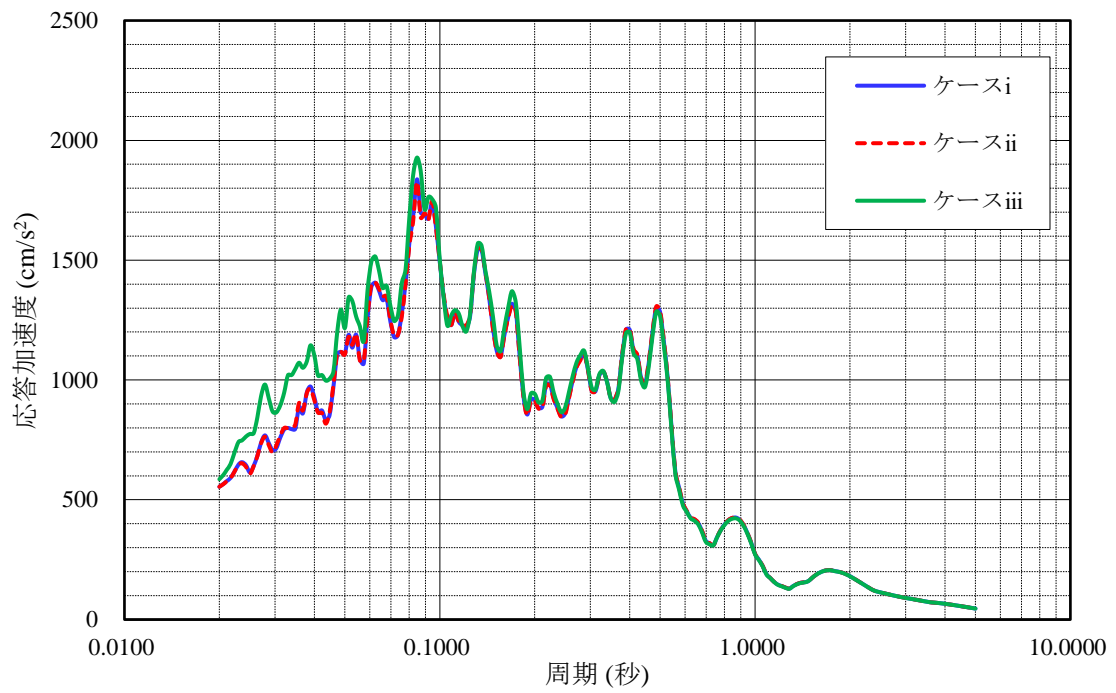


(水平方向地震動)

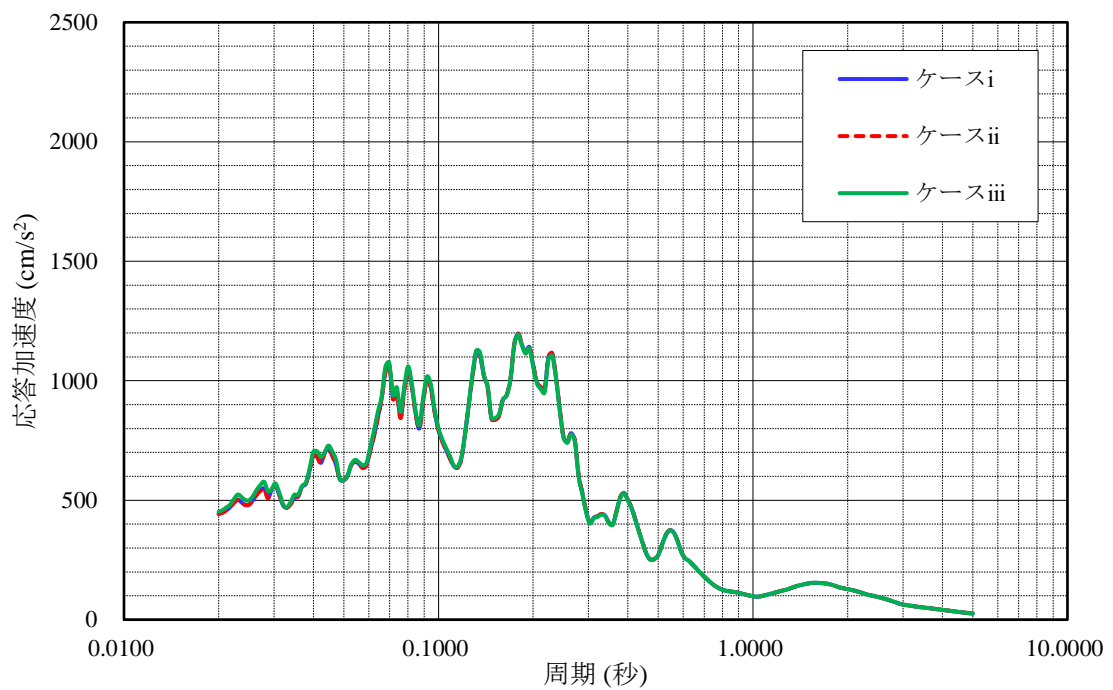


(鉛直方向地震動)

図 3-2 応答加速度比較図 (S_s - F 1)

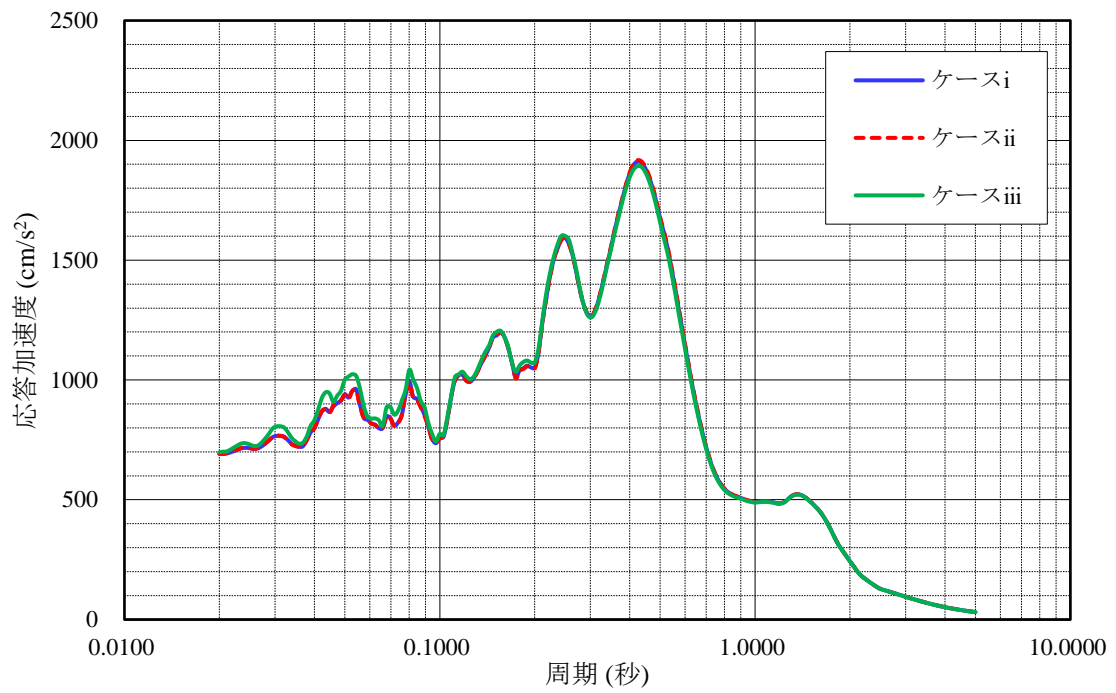


(水平方向地震動)

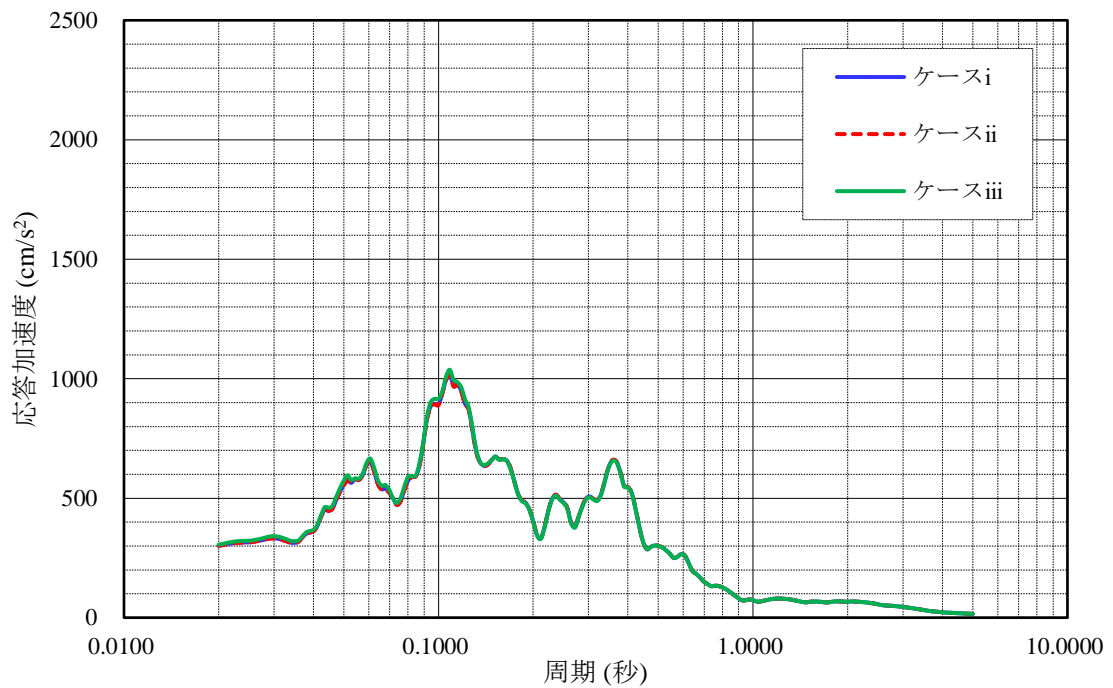


(鉛直方向地震動)

図 3-3 応答加速度比較図 (S_s - F 2)

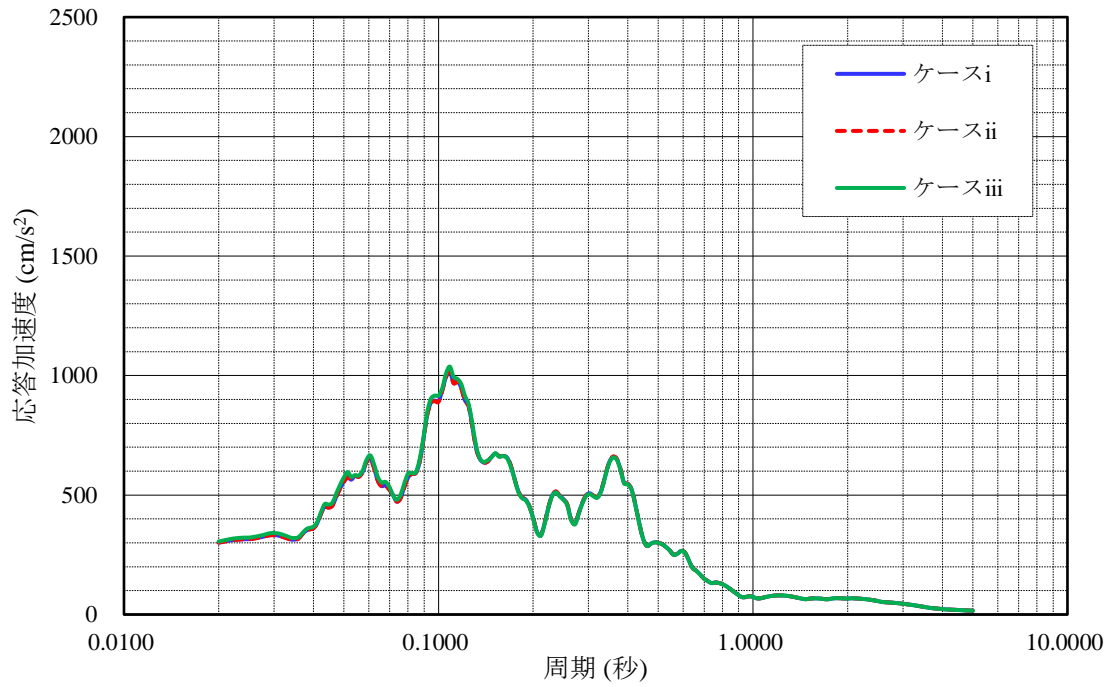


(水平方向地震動)

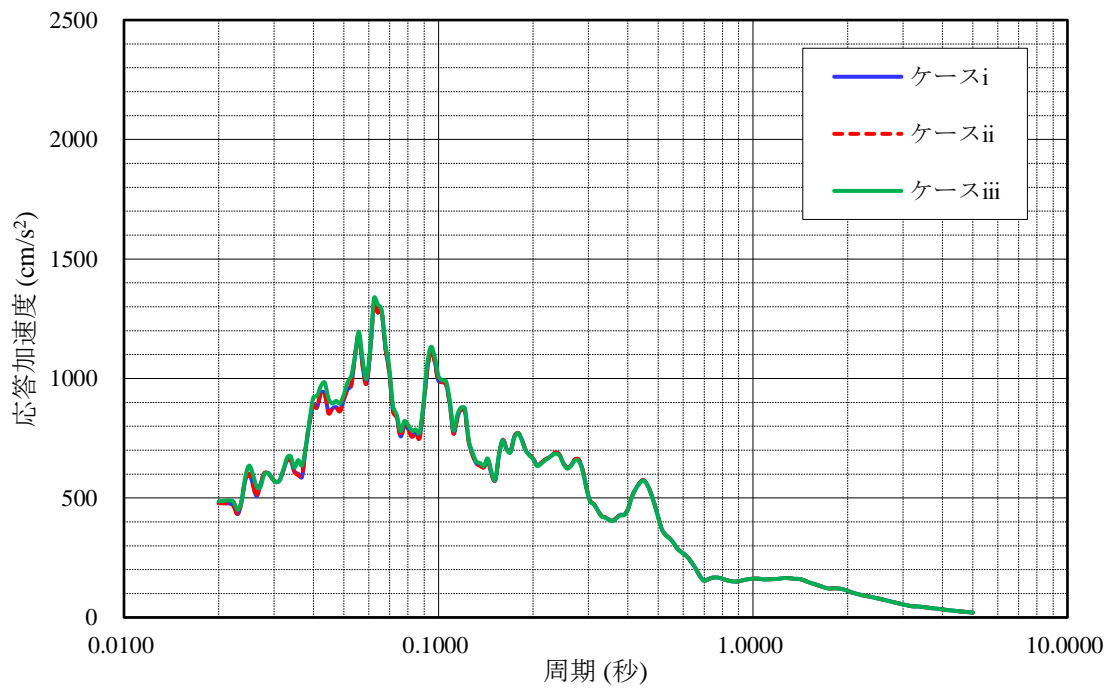


(鉛直方向地震動)

図 3-4 応答加速度比較図 (S s - N 1)



(水平方向地震動)



(鉛直方向地震動)

図 3-5 応答加速度比較図 (S s - N 2 (E W))

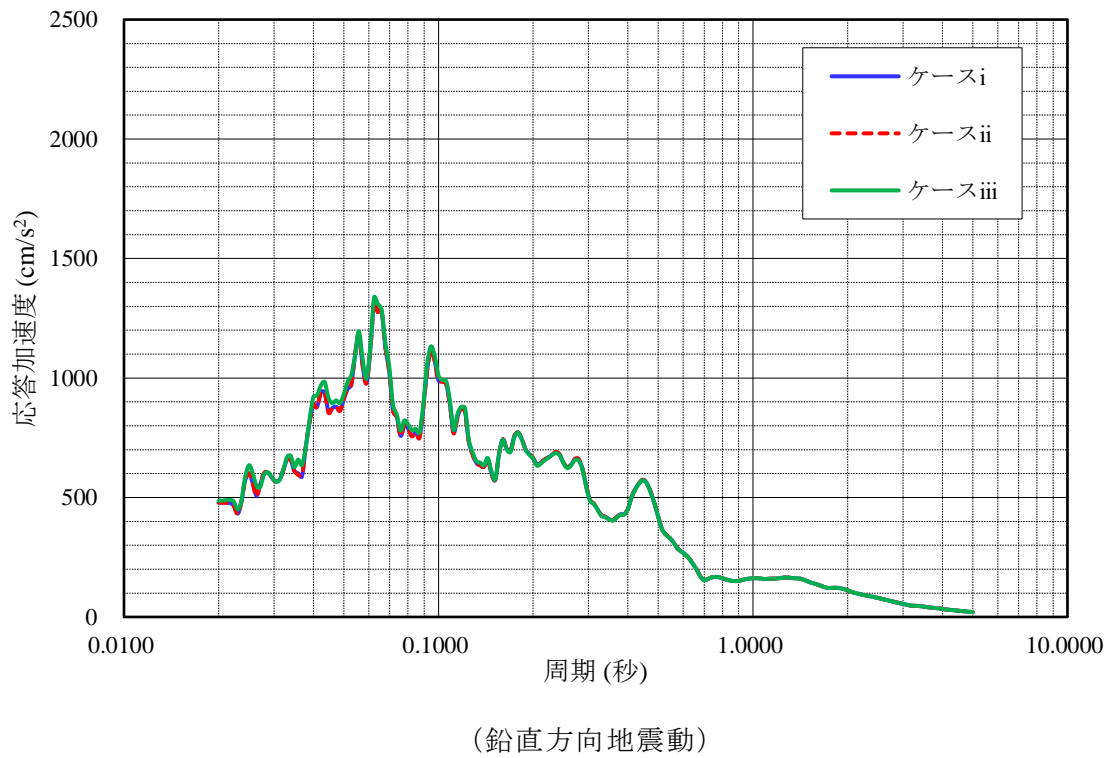
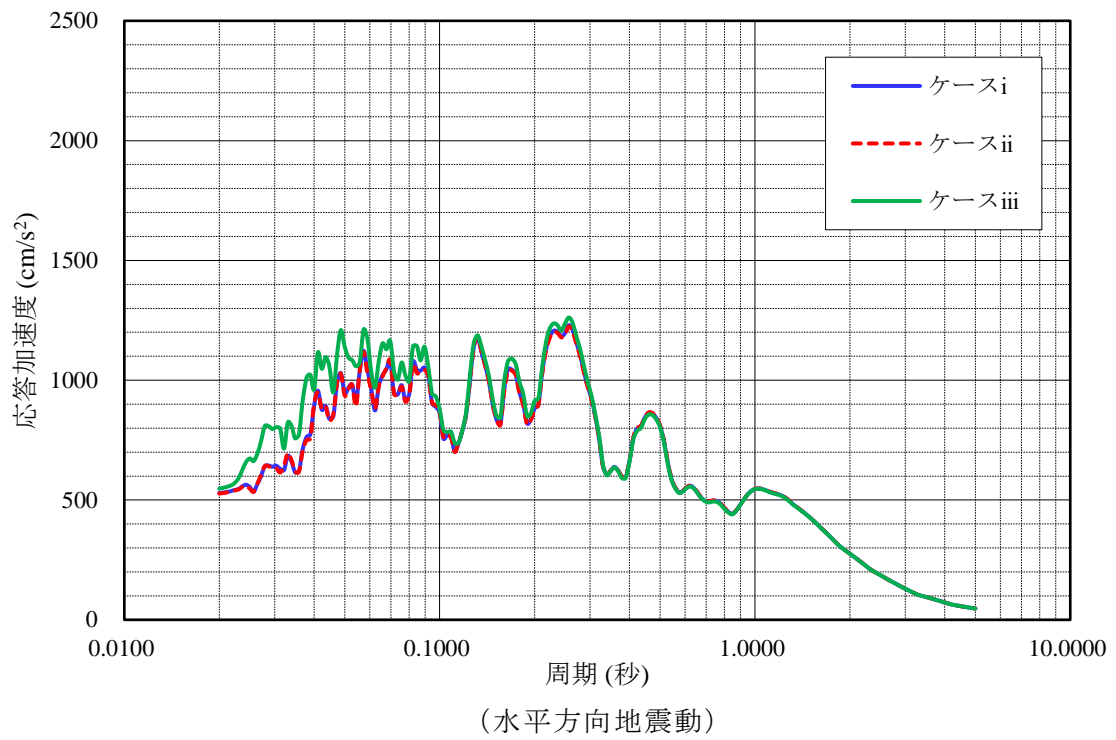


図 3-6 応答加速度比較図 (S s - N 2 (N S))

4. まとめ

一次元波動論による地震応答解析の結果より，取水口下端で抽出した応答加速度が，取水口Ⅰ及び取水口Ⅱの位置と比較して解析モデルの取水口位置で最も大きくなることから，取水口の解析モデルについては取水口周辺地盤の中で保守的なモデルであることが確認された。

参考資料6 動水圧の算定に用いる付加質量係数について

1. はじめに

取水口は海中に没するため，地震応答解析及び応力解析において，動水圧を考慮している。本資料では，動水圧の設定に際して用いた付加質量係数の算定方法について記載する。

2. 方針

海中に設置された構造物の動水圧の設定にあたっては，付加質量係数について記載された「海洋建築物構造設計指針（固定式）・同解説（（社）日本建築学会，1987）」（以下「指針」という。）及び「清川他：全没水大型円筒構造物の地震時付加質量，第29回海岸工学講演会論文集（1982）」（以下「文献」という。）を参照した。

「指針」及び「文献」より算定される付加質量係数を踏まえ，保守的となる値を設定する。

3. 「指針」及び「文献」における付加質量係数の設定

3.1 「指針」における付加質量係数の設定

「指針」において，動水圧を付加質量として評価する際には以下の式が用いられ， α が付加質量係数に相当する。図3-1に動水圧算定における概念図を示す。なお，取水口の場合は $\alpha = 0.39$ となる。

$$W_{At} = \alpha \omega_0 \cdot V$$

ここで， W_{At} ：水平方向の付加重量（t）

$$\alpha : \beta \sqrt[3]{Z/H} \quad (\text{付加質量係数に相当})$$

ω_0 ：海水の単位体積重量（t/m³）

V ：排水容積（m³）

β ：形状による係数

$$\beta = (1 - B/4H)B/A \quad , \quad B/H \leq 2$$

$$\beta = (0.7 - B/10H)B/A \quad , \quad 2 < B/H \leq 4$$

$$\beta = 0.3B/A \quad , \quad 4 < B/H$$

A ：地動に平行な方向の建築物またはその部分の長さ（cm）

B ：地動に直交する方向の建築物またはその部分の幅（cm）

H ：建築物の設置位置における海底までの深さ（cm）

Z ：建築物またはその部分の海底面からの深さ（cm）

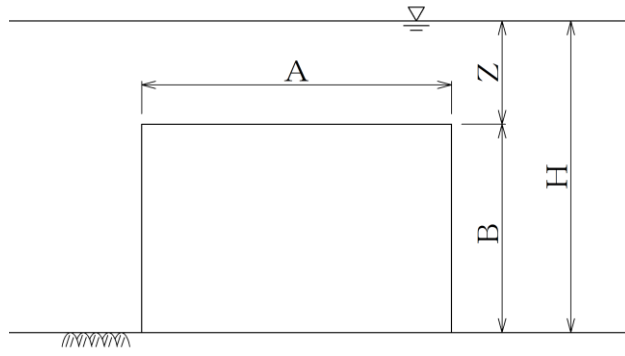


図 3-1 動水圧算定における概念図 (指針)

3.2 「文献」における付加質量係数の設定

3.2.1 「文献」の適用性の確認

「文献」においては、構造物の形状及び振動数特性に応じた付加質量係数が提案されており、他文献*¹や Byrd の実験*²とおおむね整合していることが確認されている。

Byrd の実験にて用いた実験装置を図 3-2 に示す。海中に没し、かつ構造物幅 D に対して構造物高さ H が小さい条件が取水口と類似しており、付加質量係数の設定において Byrd の実験結果及びそれに整合する理論を参照することは妥当であるといえる。

他文献及び Byrd の実験との比較を図 3-3 に示す。

注記*1：喜岡：大型海洋構造物に作用する地震時付加質量，第 28 回海岸工学講演会論文集（1981）

*2：Byrd, R.C. : A laboratory study of the fluid-structure interaction of submerged tanks and caissons in earthquakes (1978)

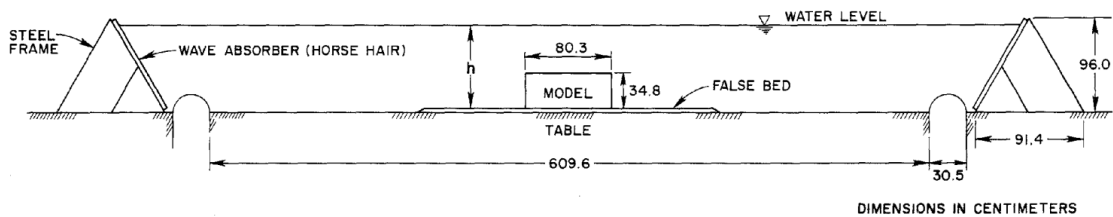


FIGURE 3.11: THE EXPERIMENT ARRANGEMENT

図 3-2 Byrd の実験にて用いた実験装置

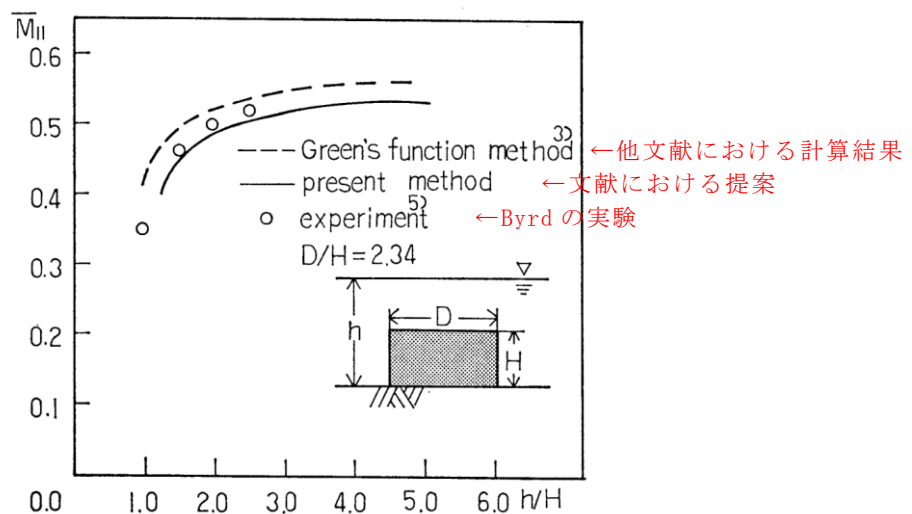


図 3-3 他文献及び Byrd の実験との比較

3.2.2 「文献」における提案

図3-4に「文献」において提案された付加質量係数 \bar{M}_{11} を D/H の関数として示したグラフを示す。この図より付加質量係数は、構造物が扁平なほど小さく、構造物が海底面近くに深く没しているほど大きくなることからわかる。取水口において、 D/H は2.1、没水深比 q は0.5となるため、図3-4における付加質量係数 \bar{M}_{11} は0.53程度と読み取れる。

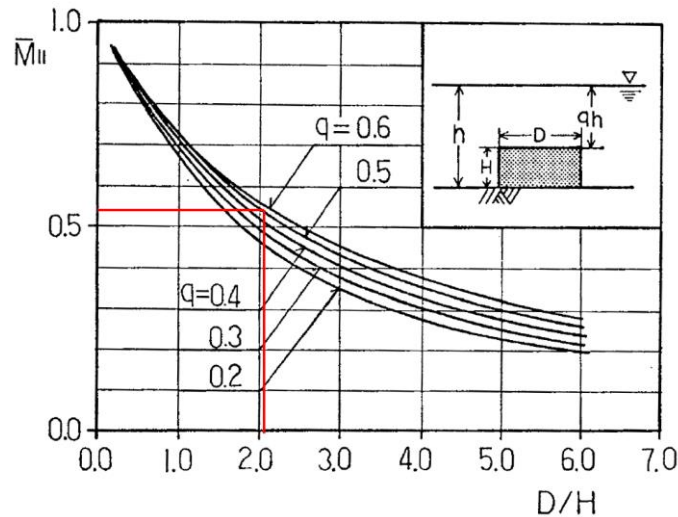


図3-4 構造物の形状と付加質量係数の関係

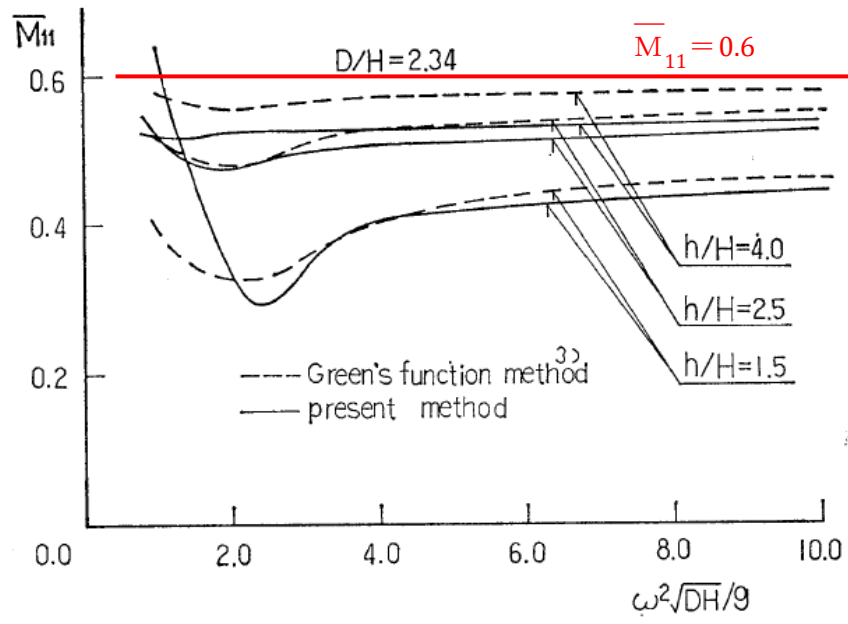
また、「文献」における付加質量係数 \bar{M}_{11} と振動数の関係については、図3-5に示す関係式を用いて、図3-6に実線で示される h/H 及び

$\omega^2 \sqrt{DH}/g$ の値に応じて付加質量係数の値は異なるが、最大でも0.6程度となっている。

なお、取水口の h/H は2.1、 $\omega^2 \sqrt{DH}/g$ は721.9である。

$$M_v = \frac{\rho \pi r_0}{a_0 \omega} \cdot \left\{ \sum_{n=1}^{\infty} A_n^{(1)} \frac{\sin k_n q' h}{k_n \cos k_n h} \cdot K_1(k_n r_0) - i A_0^{(1)} \frac{\sinh k_0 q' h}{k_0 \cosh k_0 h} \cdot H_1^{(2)}(k_0 r_0) \right\} \dots \dots (19)$$

図3-5 付加質量係数と振動数特性の関係式（「文献」より抜粋）



注：破線は他文献より求められた，グリーン関数法によって求められた計算値

図 3-6 付加質量係数の振動数特性

4. まとめ

「3. 「指針」及び「文献」における付加質量係数の設定」より，付加質量係数は保守的に 0.6 を設定する。

補足-026-09 第1ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書及び
耐震性についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	3
2.3 評価対象断面の方向	17
2.4 評価対象断面の選定	18
2.5 使用材料及び材料の物性値	20
2.6 地盤物性値	21
2.7 評価構造物諸元	23
2.8 地下水位	26
2.9 耐震評価フロー	26
3. 地震応答解析	28
3.1 地震応答解析手法	28
3.2 地震応答解析モデルの設定	31
3.2.1 解析モデル領域	31
3.2.2 境界条件	33
3.2.3 構造物のモデル化	36
3.2.4 隣接構造物のモデル化	37
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	40
3.2.6 地震応答解析モデル	43
3.2.7 ジョイント要素の設定	46
3.2.8 材料特性の設定	51
3.3 減衰定数	54
3.3.1 全応力解析で設定する Rayleigh 減衰	56
3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰	66
3.4 荷重及び荷重の組合せ	67
3.4.1 機器・配管荷重	68
3.4.2 外水圧	69
3.4.3 積雪荷重	69
3.5 地震応答解析の解析ケース	70
3.5.1 耐震評価における解析ケース	70
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	74

4.	評価内容	78
4.1	入力地震動の設定	78
4.1.1	A-A断面及びB-B断面の入力地震動	79
4.1.2	C-C断面の入力地震動	91
4.2	許容限界の設定	103
4.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	103
4.2.2	せん断破壊に対する許容限界	105
4.2.3	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	123
4.3	評価方法	124
4.3.1	C-C断面	124
5.	評価結果	126
5.1	地震応答解析結果	126
5.1.1	解析ケース	126
5.1.2	ひずみの時刻歴波形（A-A断面及びB-B断面）	132
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査，A-A断面及びB-B断面）	134
5.1.4	断面力分布（層間変位最大時刻，C-C断面）	137
5.1.5	最大せん断ひずみ分布（A-A断面及びB-B断面）	141
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	144
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	144
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	152
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	176
5.3.1	基礎地盤	176
5.3.2	MMR	181
6.	まとめ	191

参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

参考資料2 機械式継手を考慮したかぶり厚さの設定について

参考資料3 改良地盤の影響について

1. 評価方法

第1ベントフィルタ格納槽は、常設耐震重大事故等対処設備である第1ベントフィルタスクラバ容器等を間接支持しており、支持機能が要求される。また、一部の部材は、遮蔽機能が要求される第1ベントフィルタ格納槽遮蔽又は配管遮蔽である。

第1ベントフィルタ格納槽については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、第1ベントフィルタ格納槽が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度、支持機能及び遮蔽機能を有していることを確認する。

第1ベントフィルタ格納槽に要求される機能維持の確認においては、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認し、これにより常設耐震重大事故等対処設備を支持する機能を有することを確認する。さらに、部材が終局範囲に留まることを確認することで、遮蔽機能を有することを確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

第1ベントフィルタ格納槽の耐震評価にあたっては、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書2002」という。）及び「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）」（以下「JEAG 4601-1987」という。）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。）を適用する。また、基礎地盤及びマンメイドロック（以下「MMR」という。）の支持性能の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（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（以下「道示・IV 下部構造編」という。）及びコンクリート標準示方書2002を適用する。

表2-1に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書 2002	鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E , ν)	
	コンクリート標準示方書[設計編] ((社) 土木学会, 2017 年制定)	コンクリートの材料定数 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書 2002	永久荷重，偶発荷重等の適切な組み合わせを検討	
許容限界	土木学会マニュアル 2005	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，発生ひずみが限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）以下であることを確認 せん断破壊に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認	構造強度を有すること
	コンクリート標準示方書 2002	曲げ・軸力系の破壊に対する照査において，発生ひずみが限界ひずみ（3500 μ ）を下回ることを確認	遮蔽機能を損なわないこと
	コンクリート標準示方書 2002	MMR の支持性能に対する照査は，MMR に発生する応力がコンクリートの支圧強度を下回ることを確認	
許容限界	道示・IV 下部構造編	基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎地盤に発生する応力が極限支持力度を下回ることを確認	
地震応答解析	J E A G 4 6 0 1 - 1987	有限要素法による 2 次元モデル作成等	
	土木学会マニュアル 2005	構造物の要素分割等	

2.2 構造概要

第1ベントフィルタ格納槽の位置図を図2-1に、平面図を図2-2～図2-4に、断面図を図2-5～図2-10に、概略配筋図を図2-11～図2-16に、安全対策工事に伴う掘削範囲図を図2-17に評価対象断面図を図2-18～図2-20を示す。

第1ベントフィルタ格納槽は、幅24.6m（EW方向）×13.4m（NS方向）、高さ約18.7mの中壁、中床版を有する鉄筋コンクリート造の地中（一部地上部及び原子炉建物との接続部を含む）構造物であり、MMRを介して十分な支持性能を有するC_M級又はC_H級岩盤に設置されている。

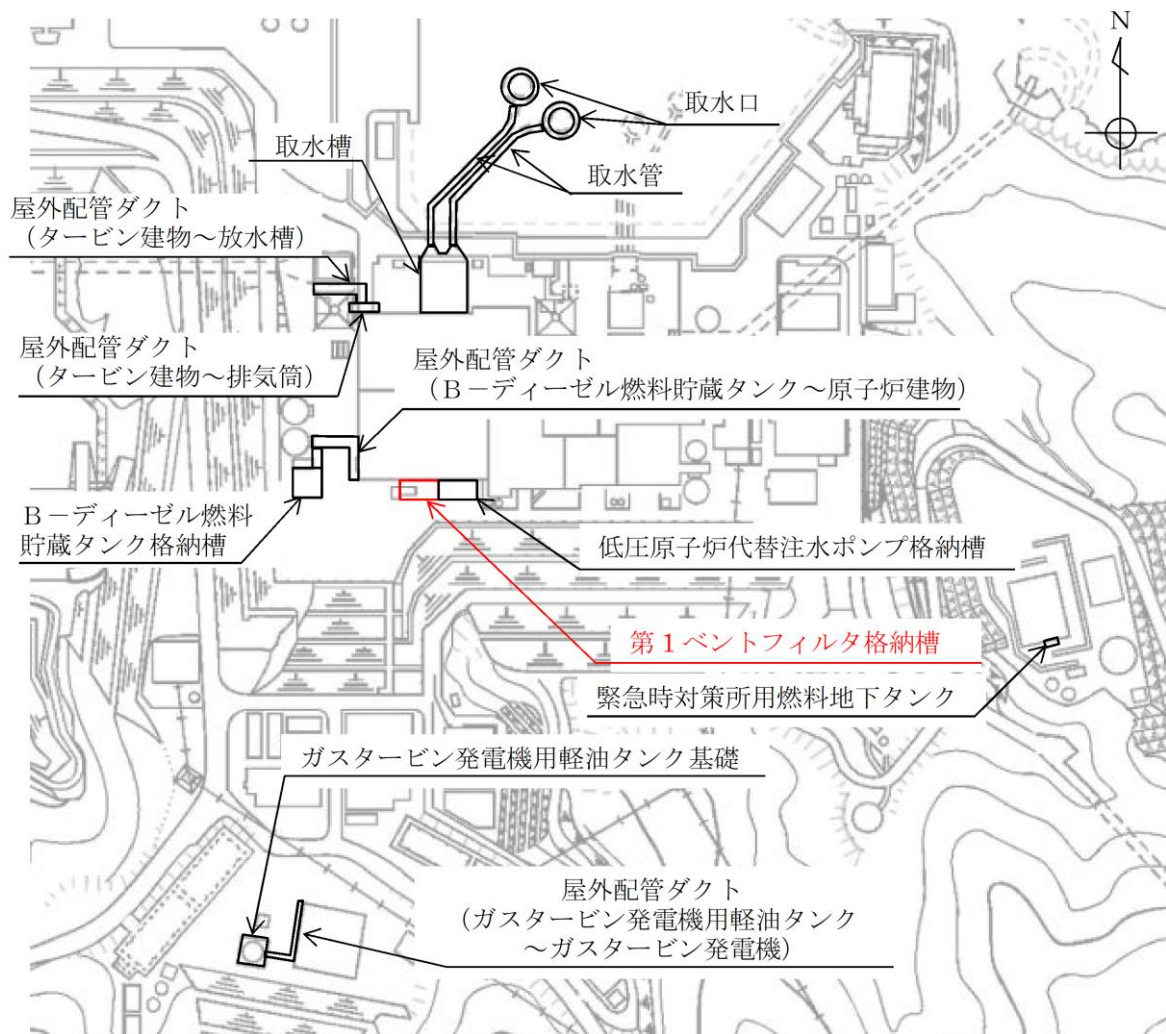


図2-1 第1ベントフィルタ格納槽 位置図

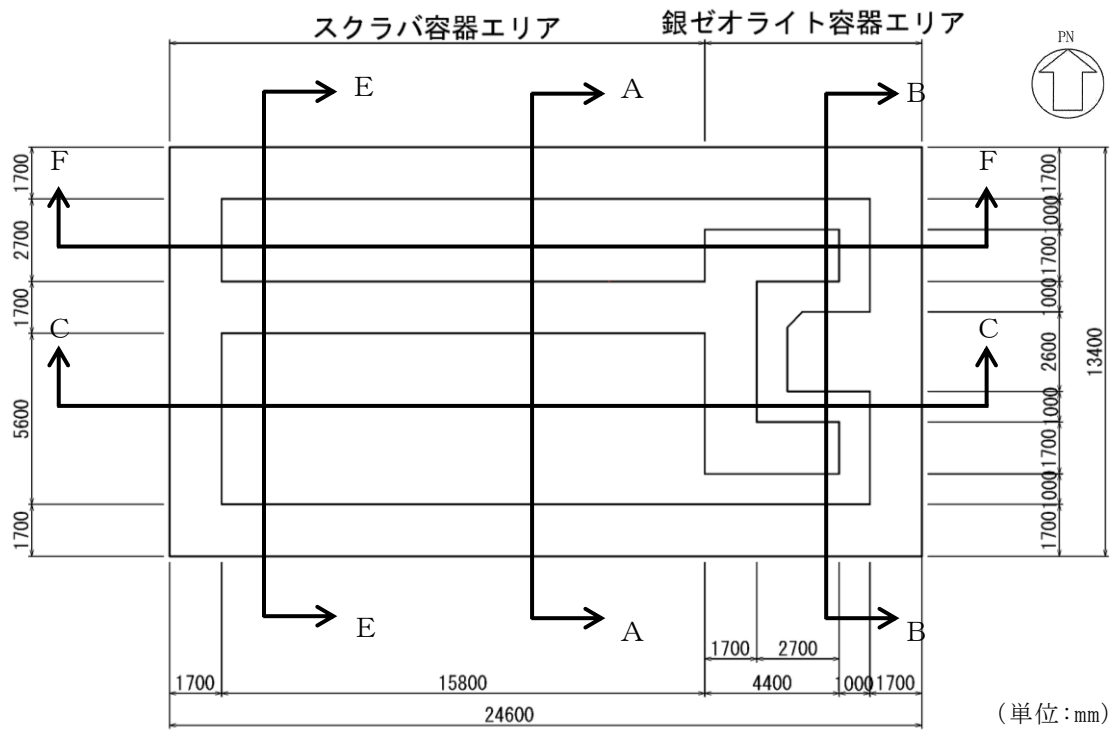


図 2-2 第 1 ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 3.00m)

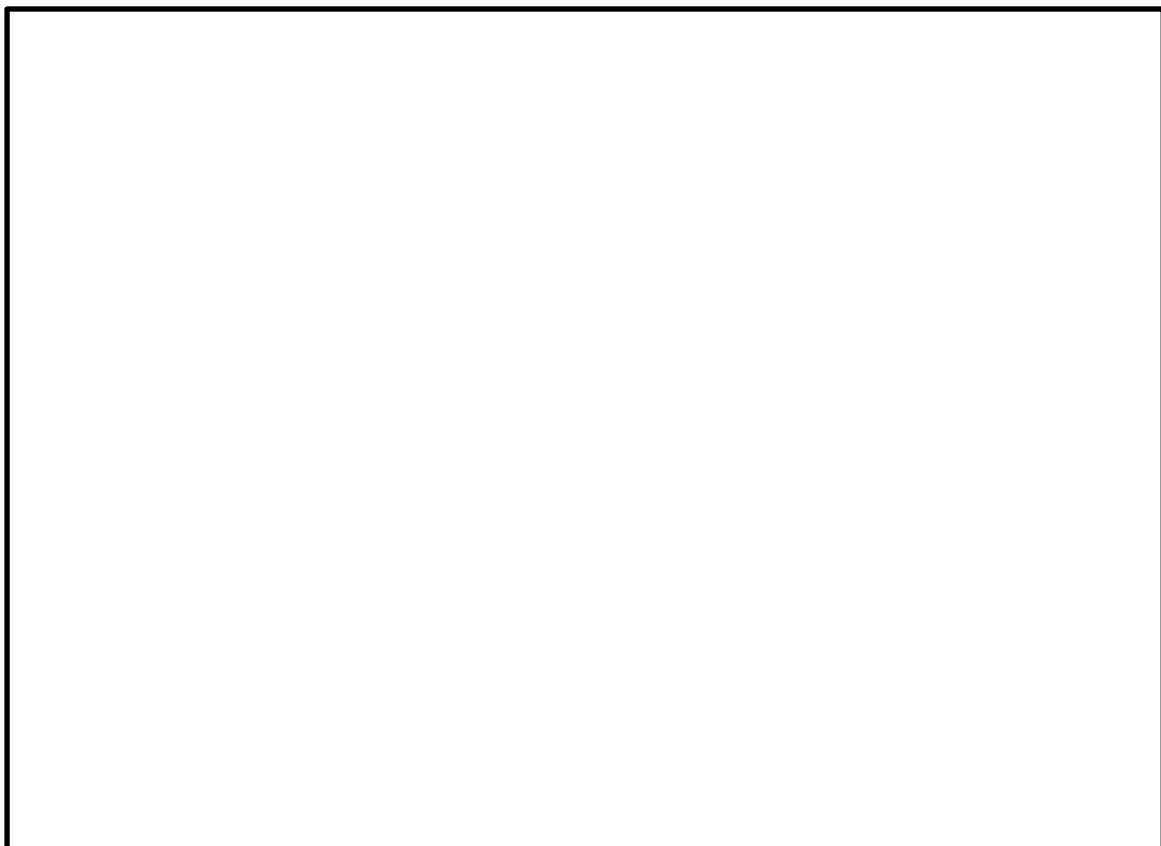


図 2-3 第 1 ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 9.00m)

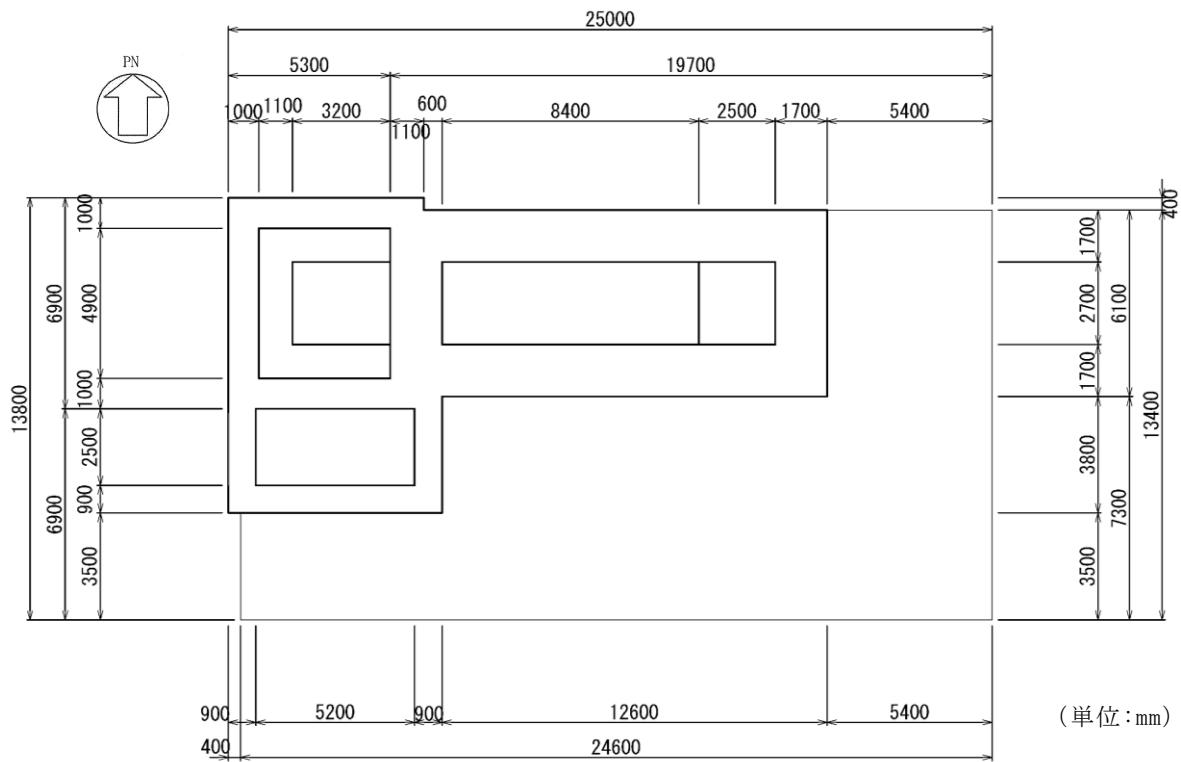


図 2-4 第 1 ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 16.00m)

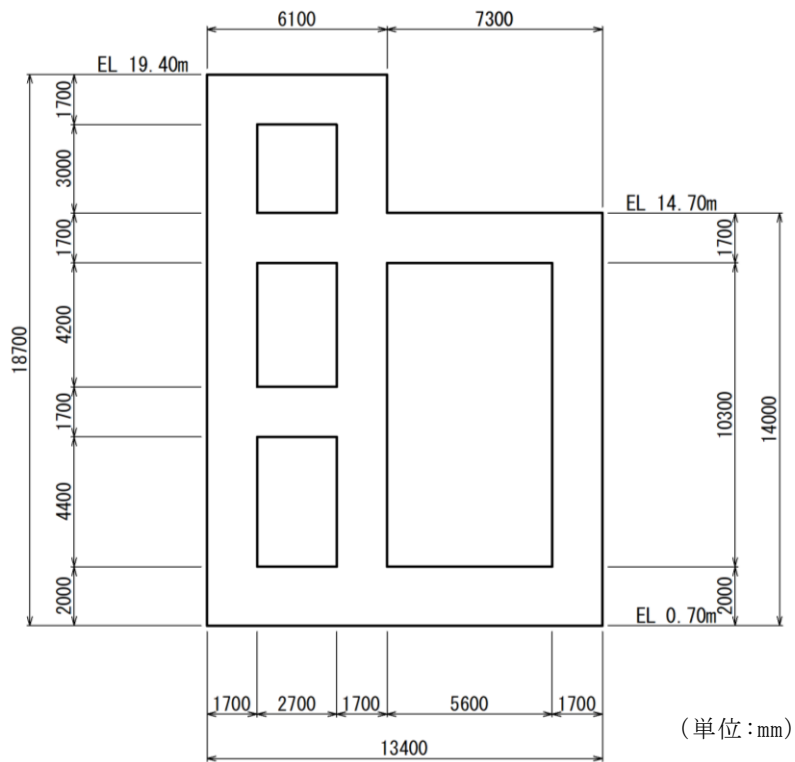


図 2-5 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (A-A断面)

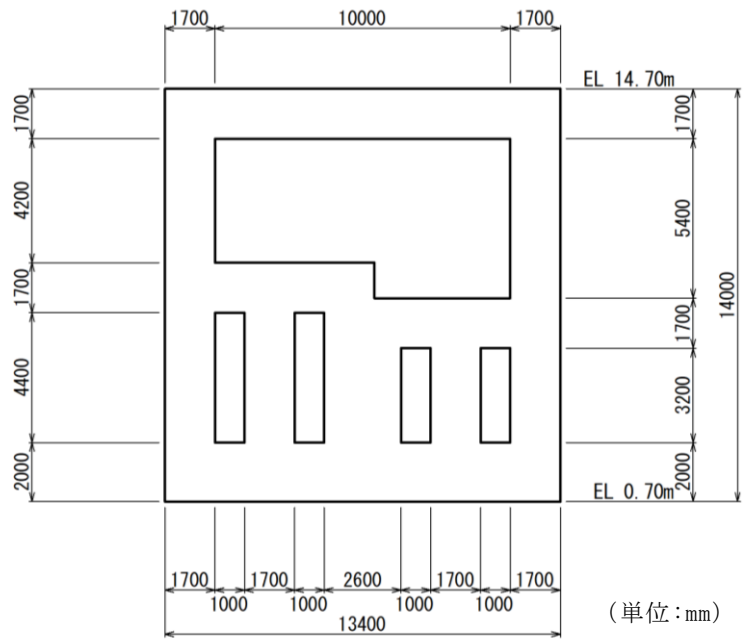


図 2-6 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (B-B 断面)

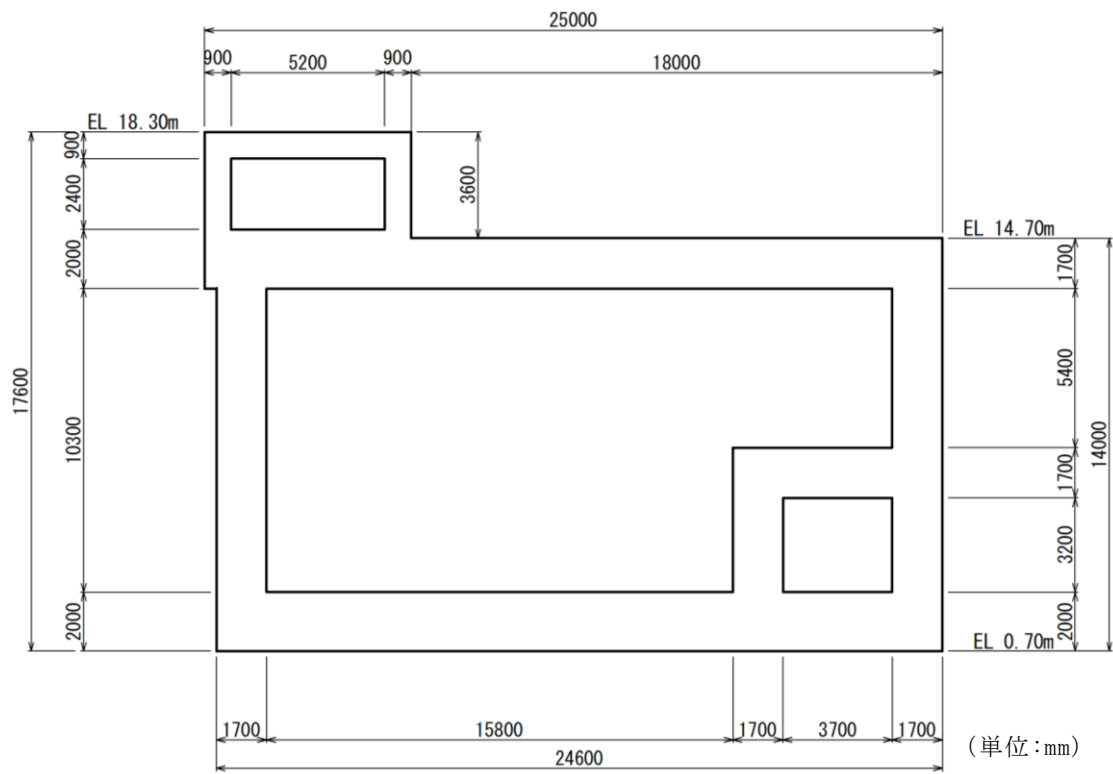


図 2-7 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (C-C 断面)

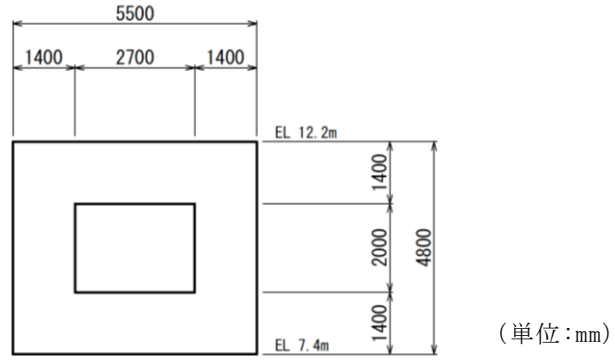


図 2-8 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (D-D 断面)

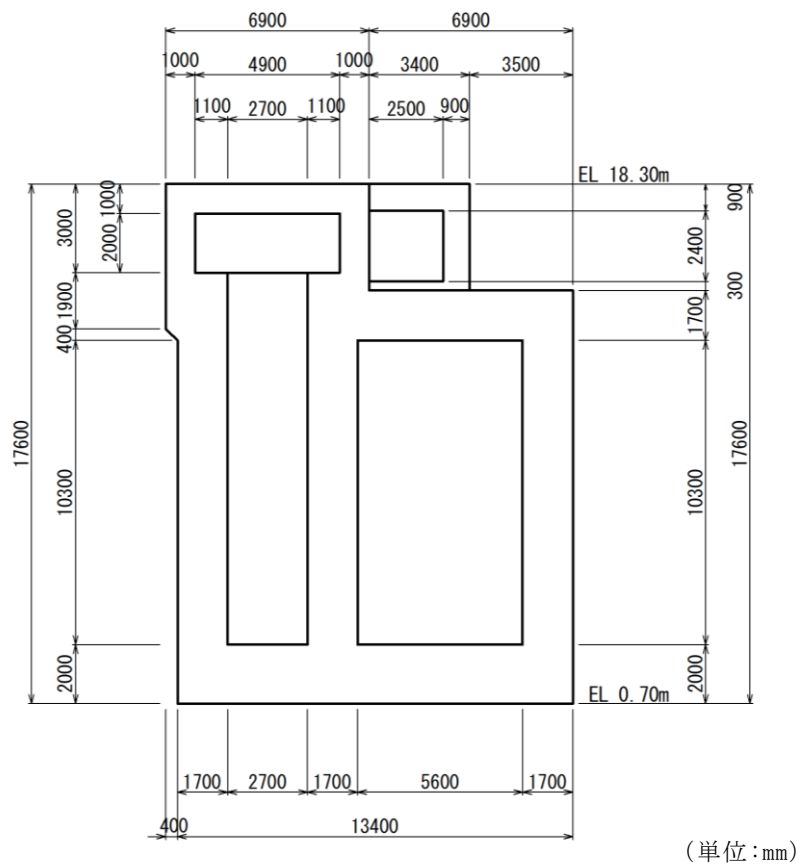


図 2-9 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (E-E 断面)

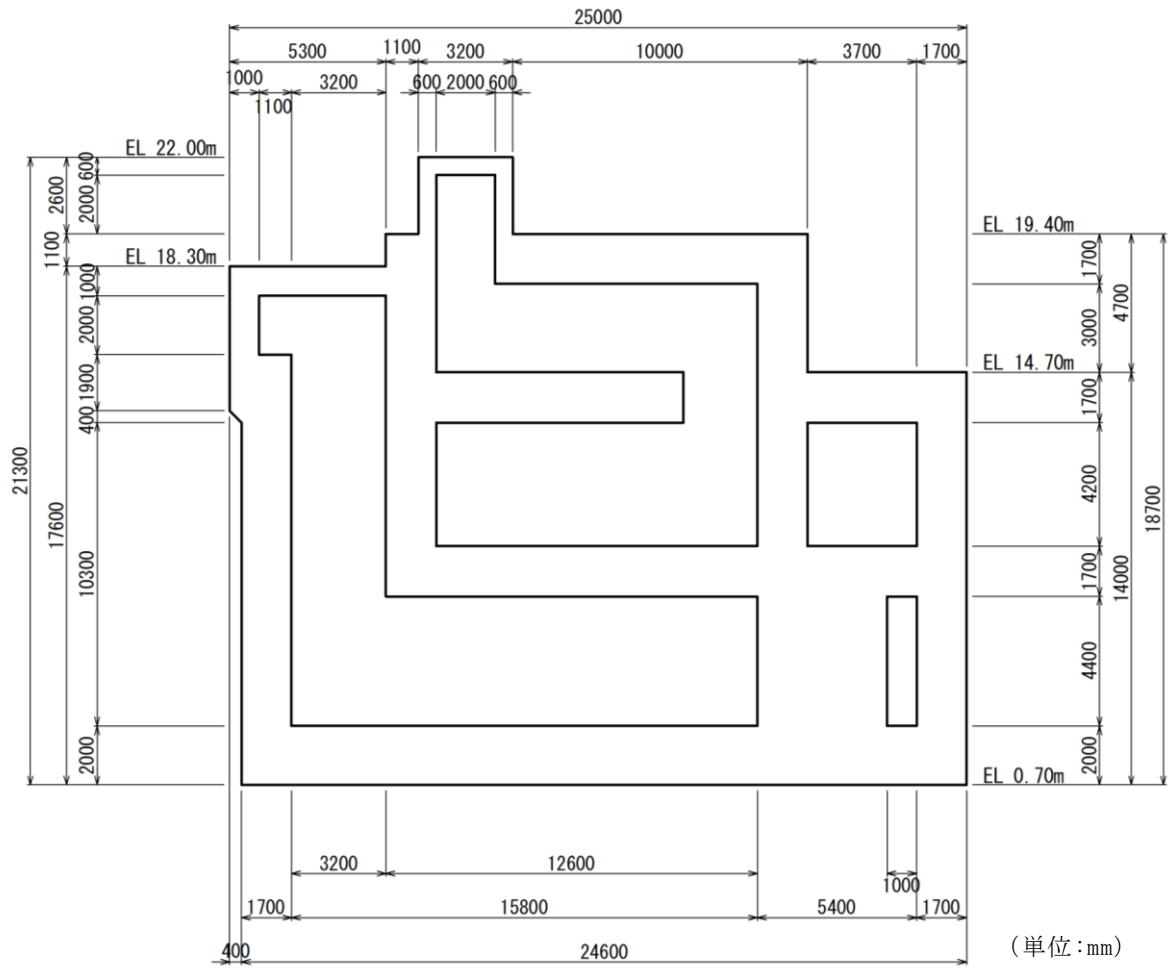


図 2-10 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (F-F 断面)

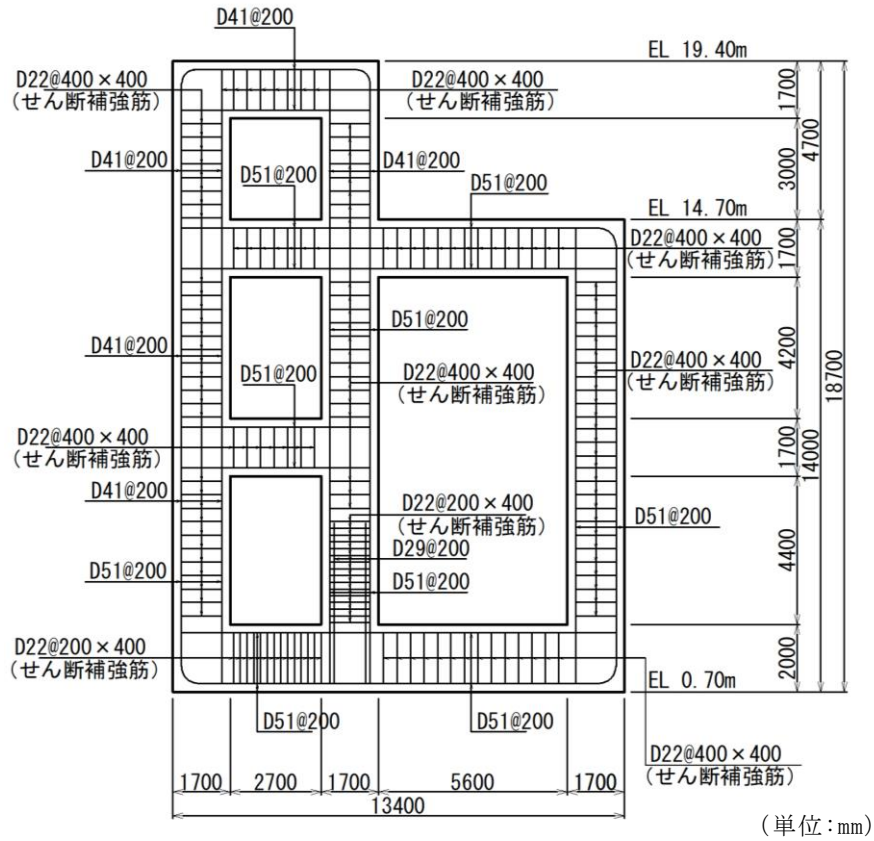


図 2-11 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (A-A 断面)

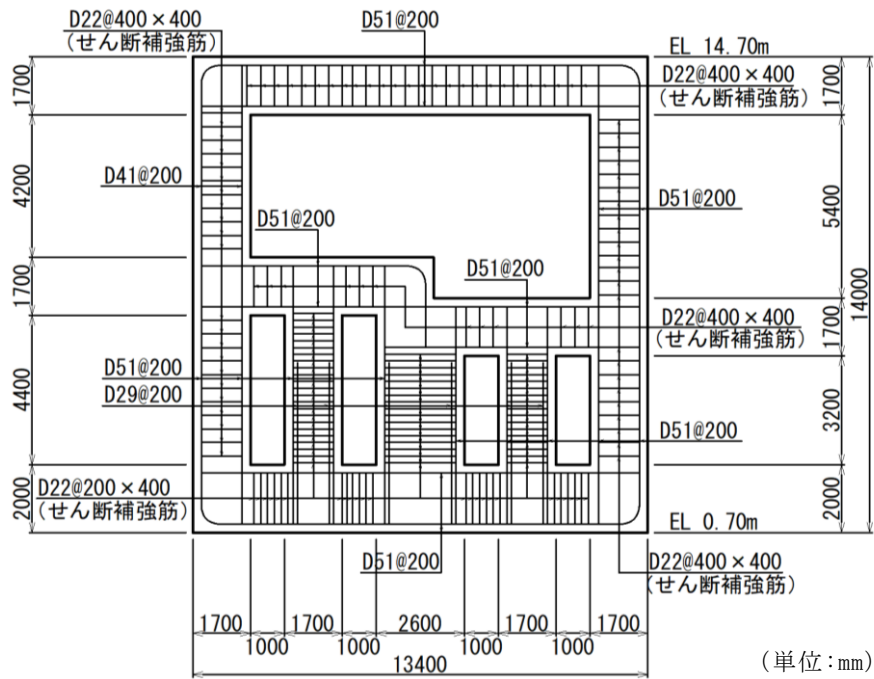


図 2-12 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (B-B 断面)

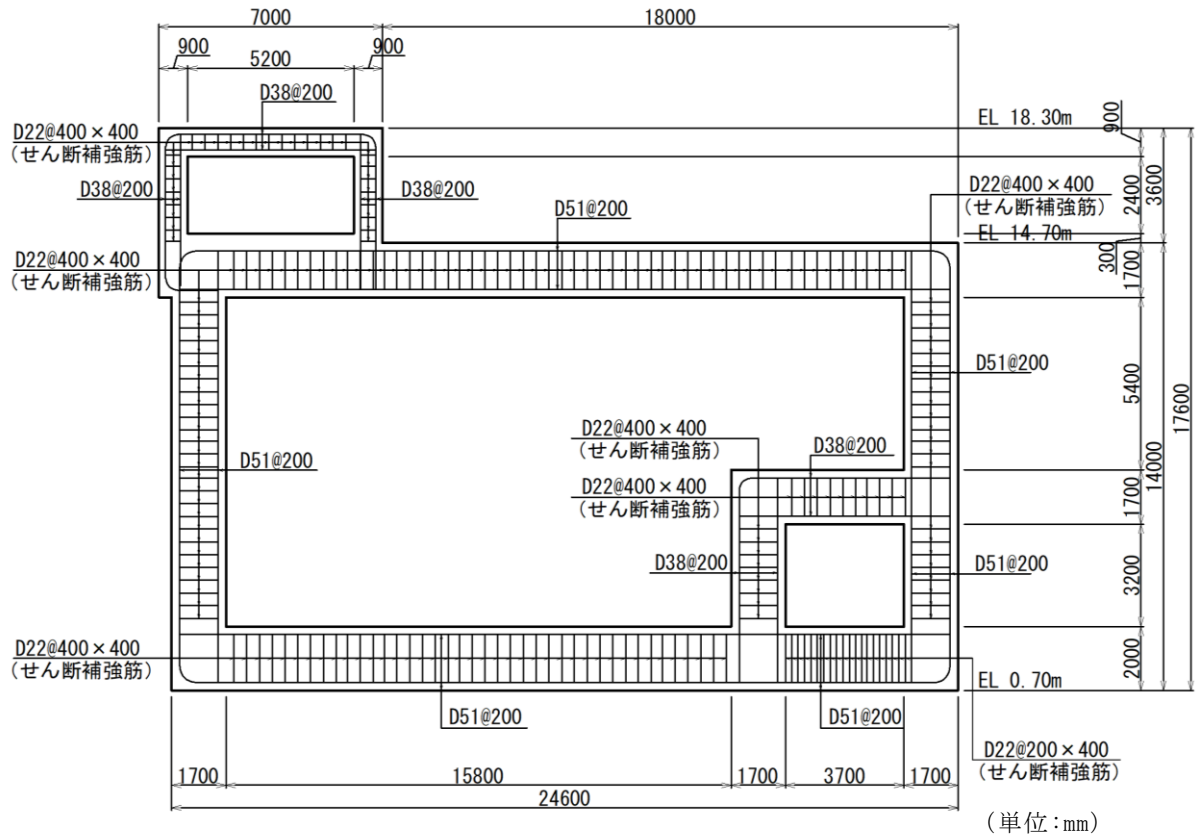


図 2-13 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (C-C 断面)

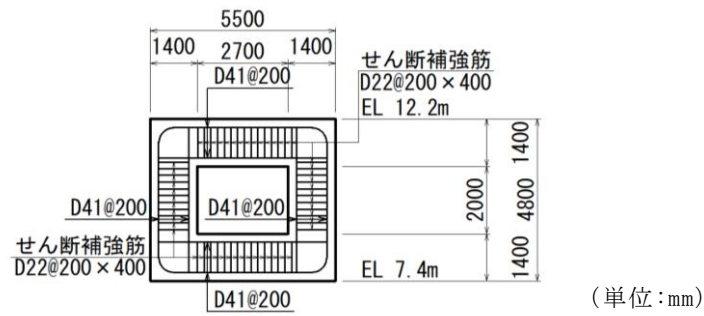


図 2-14 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (D-D 断面)

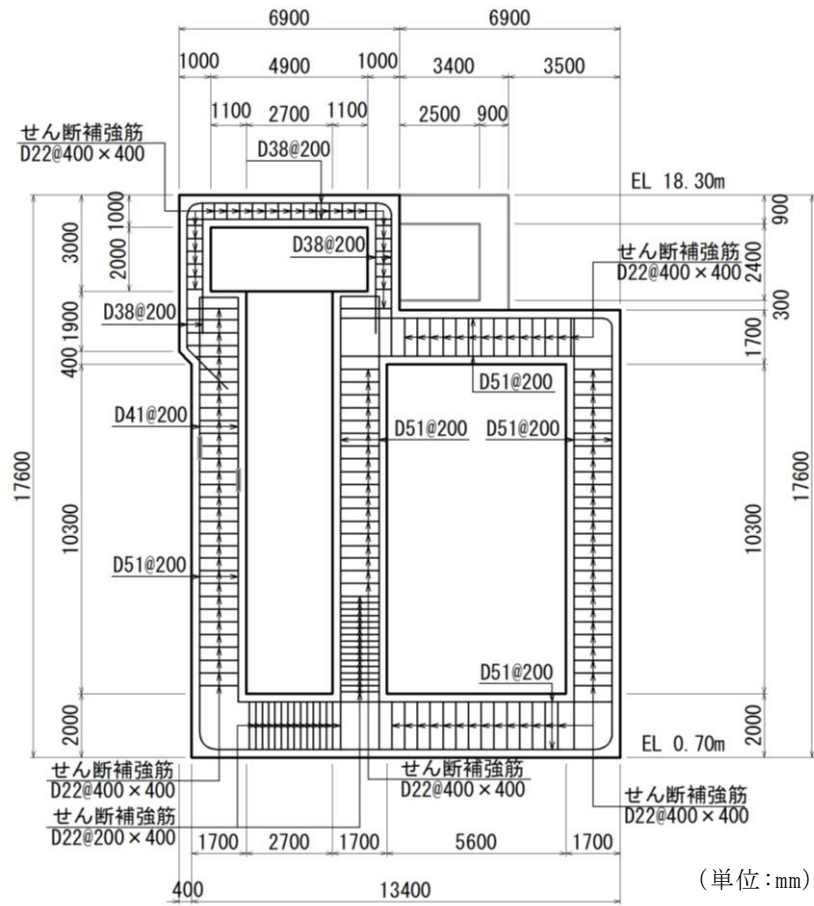


図 2-15 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (E-E 断面)

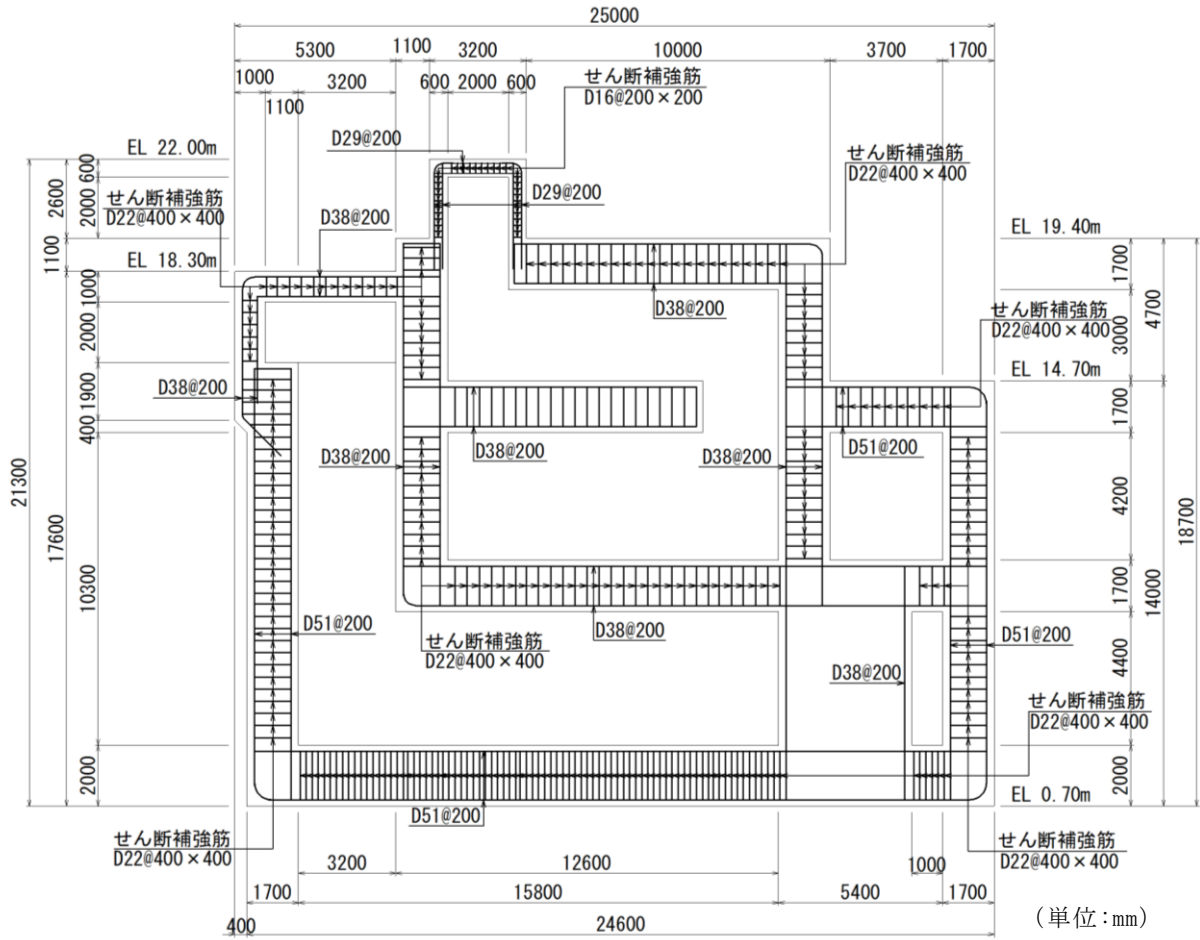


図 2-16 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (F-F 断面)

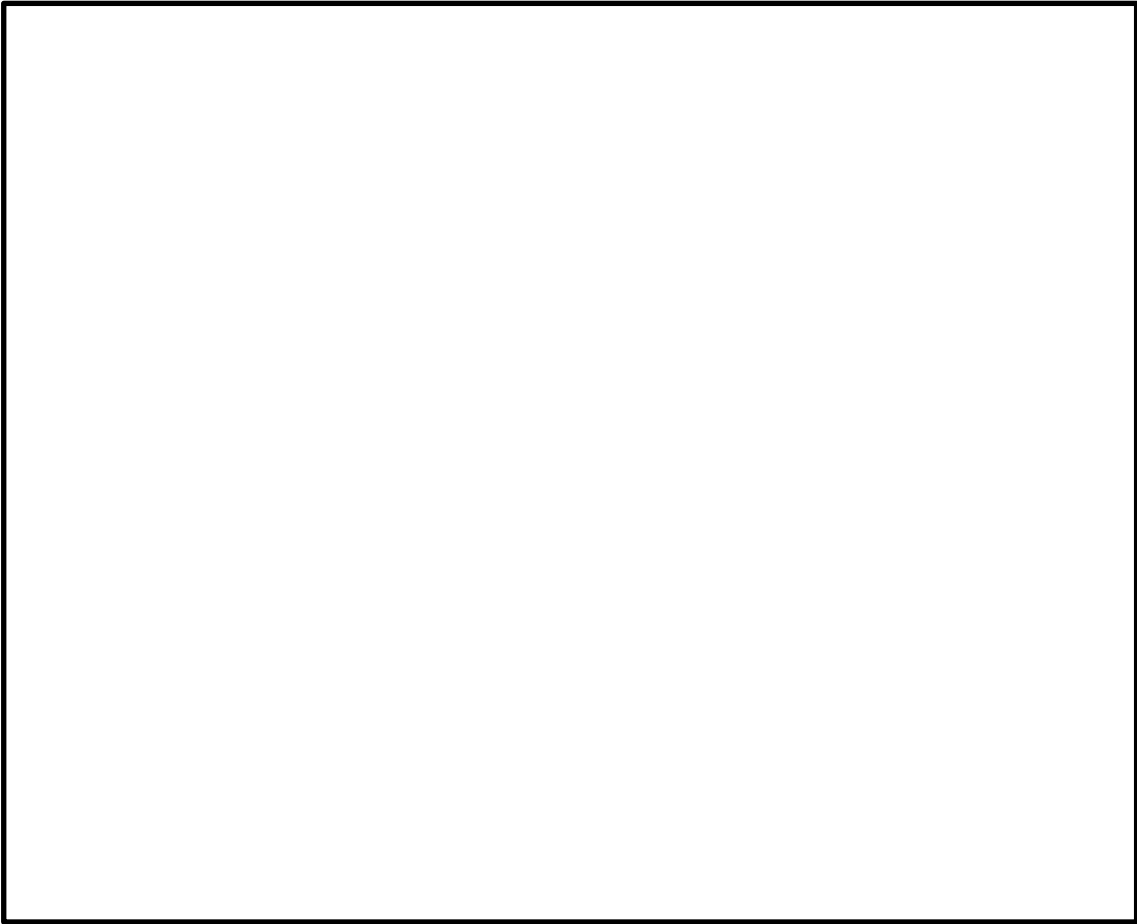
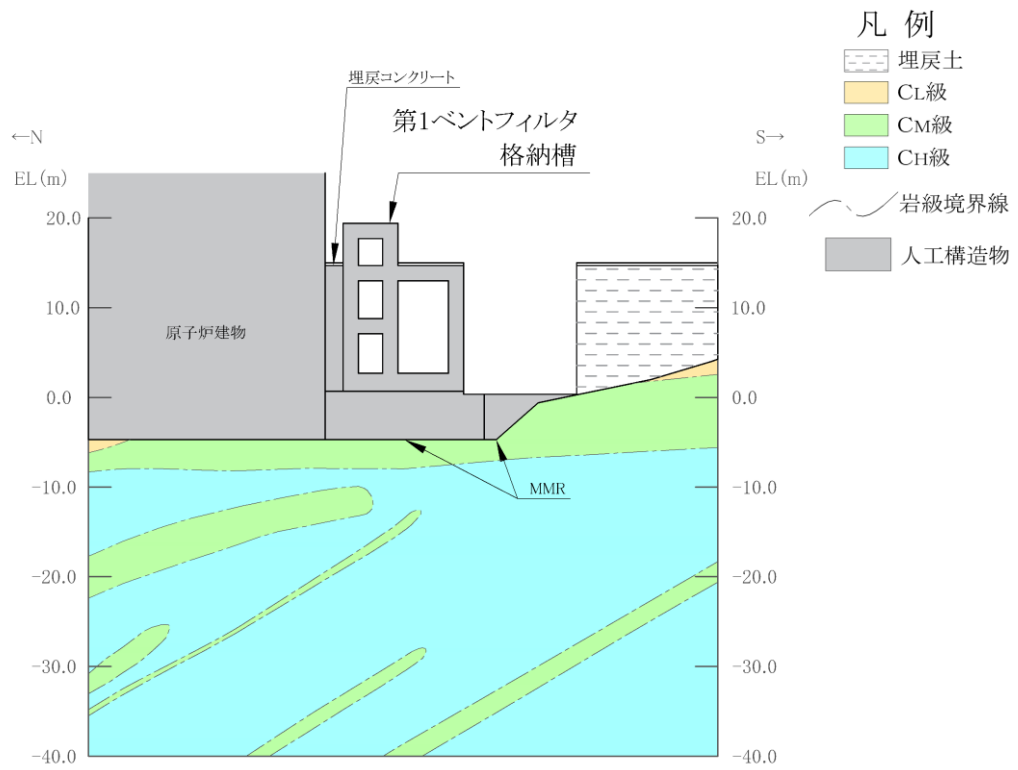
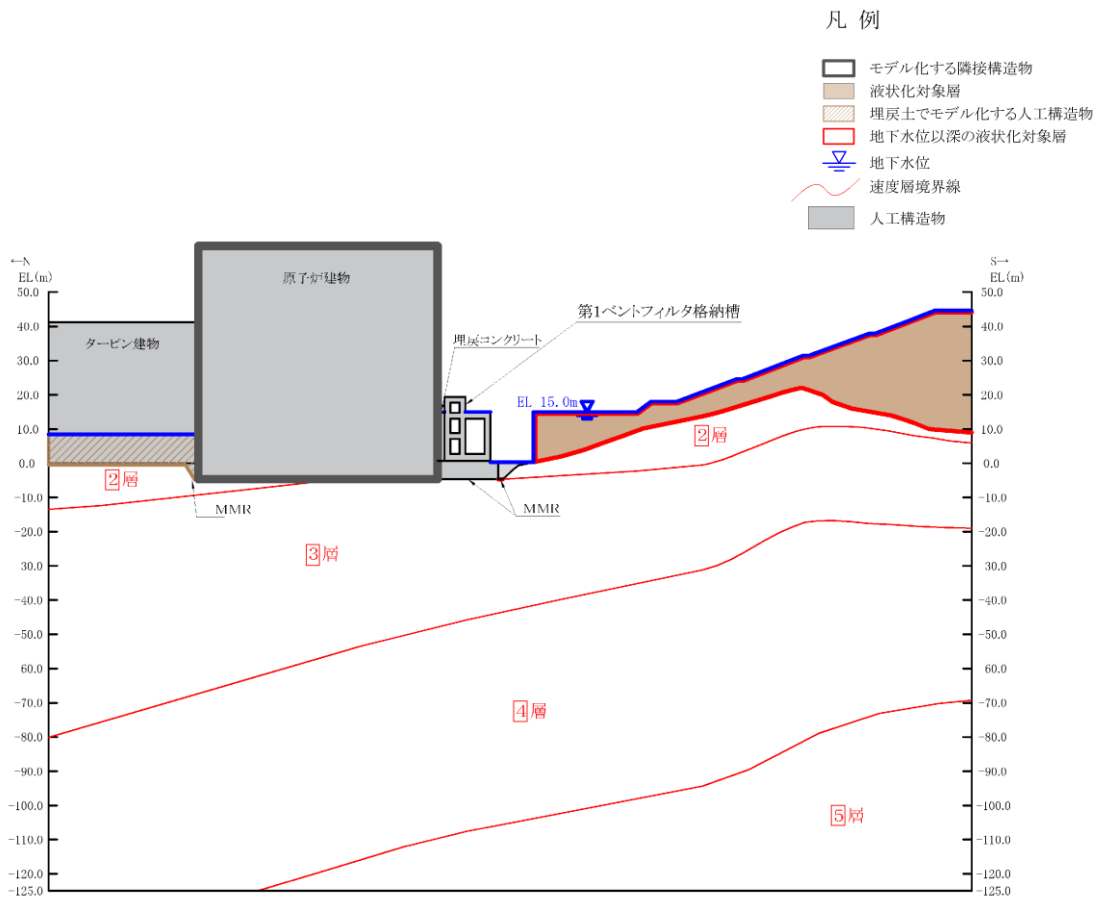


図 2-17 安全対策工事に伴う掘削範囲図

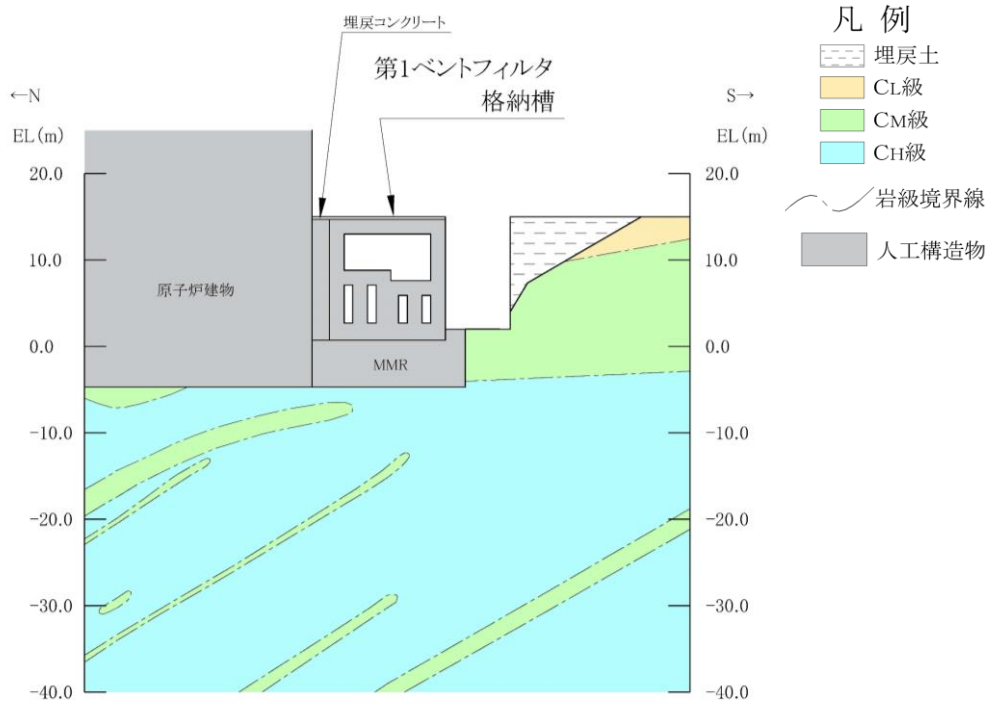


(岩級図)

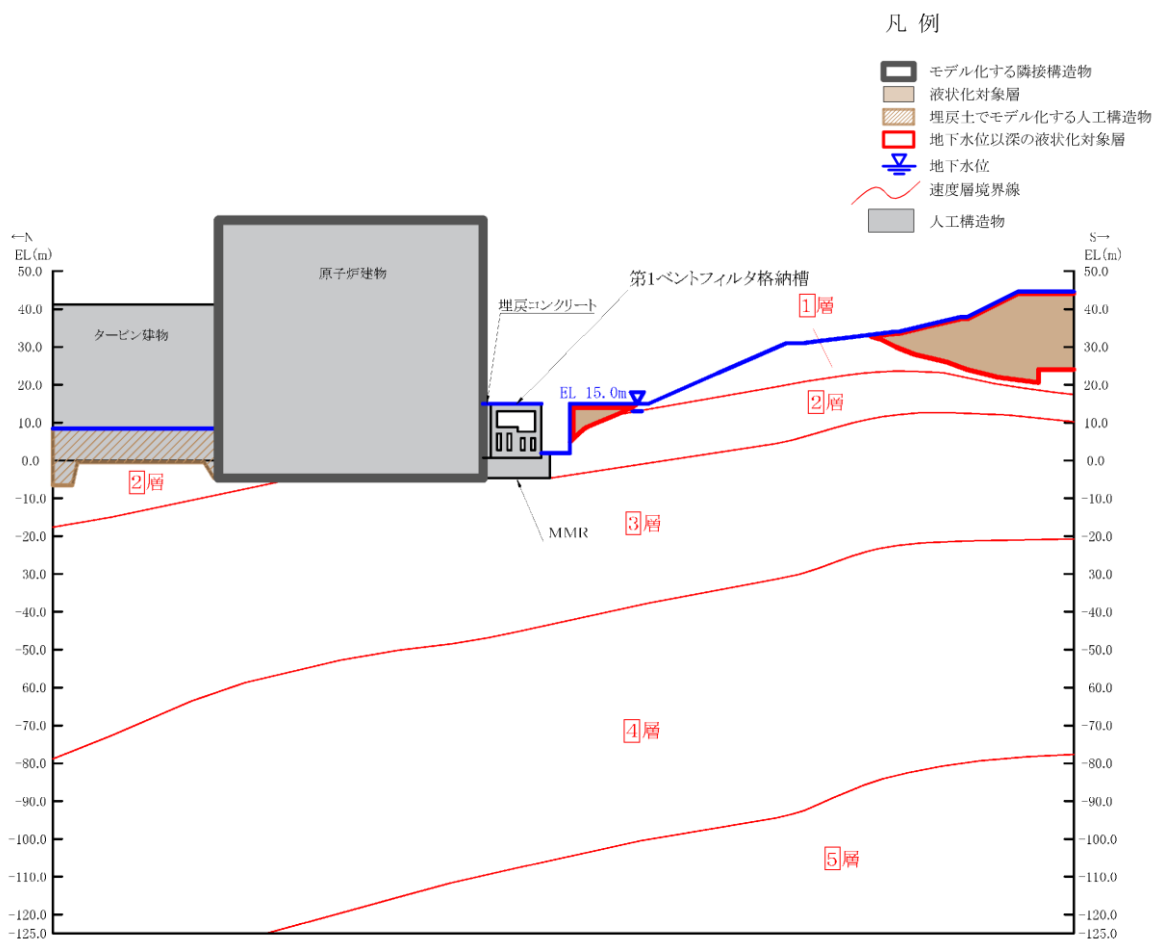


(速度層図)

図 2-18 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (A-A 断面位置)

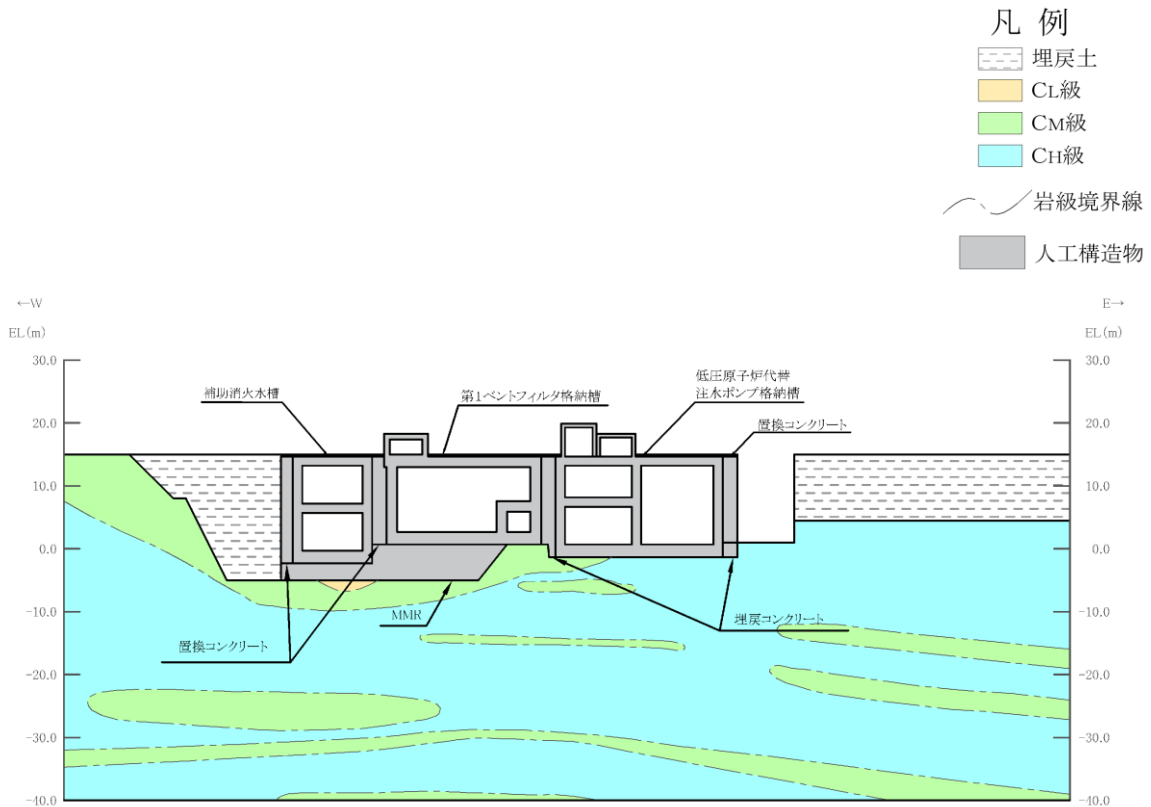


(岩級図)

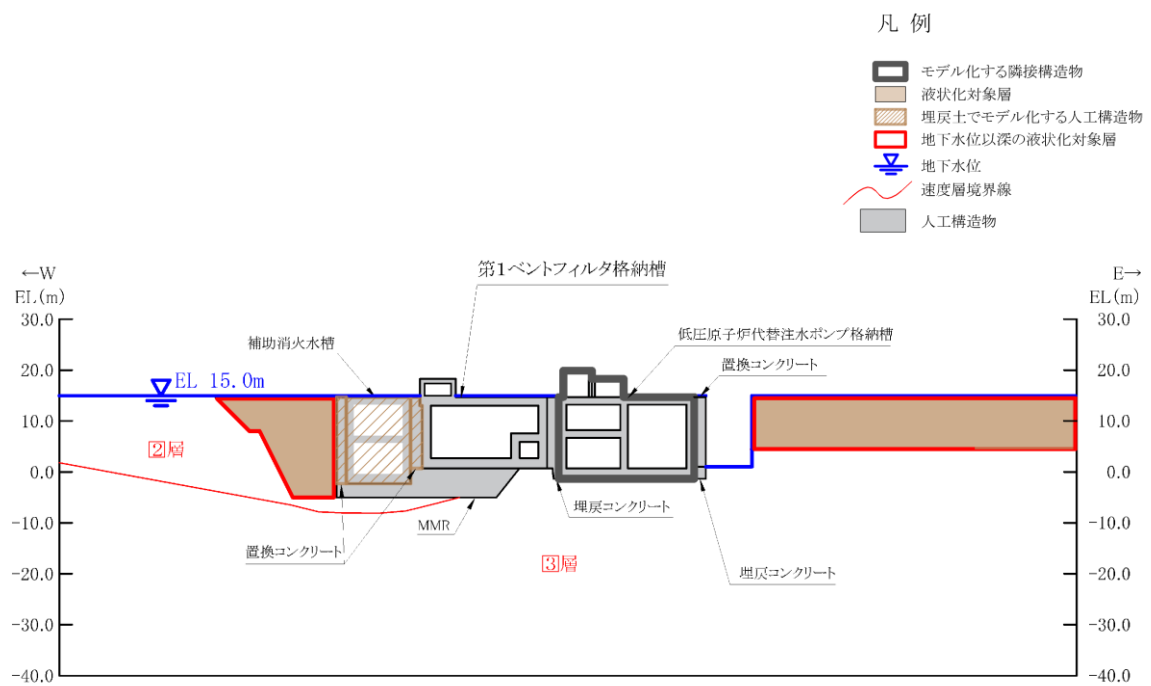


(速度層図)

図 2-19 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (B-B 断面位置)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-20 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (C-C 断面位置)

2.3 評価対象断面の方向

長辺方向（E W方向）に加振した場合は，加振方向に直交する方向の構造物の長さに対する加振方向と平行に設置される妻壁同士の離隔が小さく強軸方向となるが，短辺方向（N S方向）に加振した場合は，耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きく弱軸方向となる。

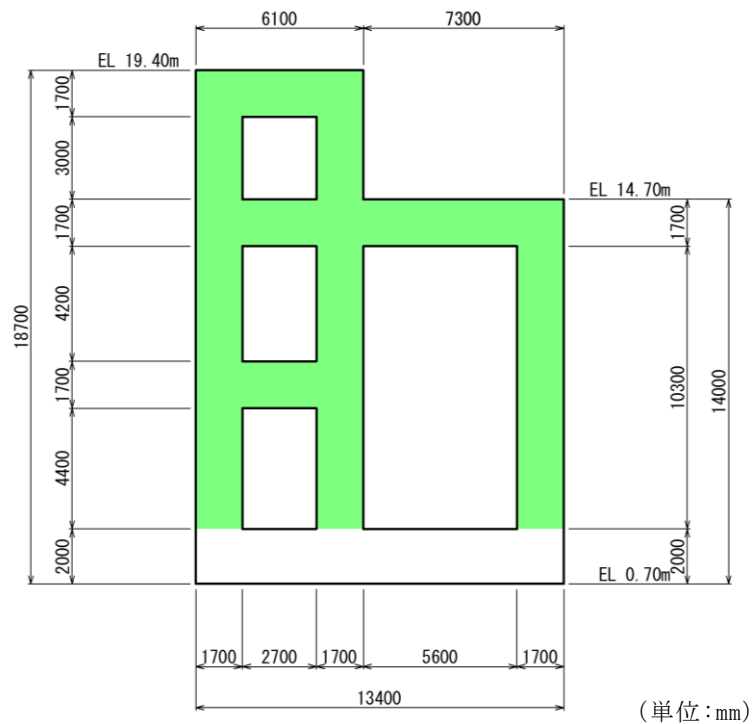
以上より，弱軸断面となる短辺方向（N S方向）から評価対象断面を選定する。ただし，短辺方向（N S方向）において評価対象外となっている長辺方向（E W方向）の部材を評価するために，長辺方向（E W方向）からも評価対象断面を選定する。

2.4 評価対象断面の選定

「2.3 評価対象断面の方向」に示すとおり，評価対象断面は，加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことが出来ず，弱軸方向となる短辺方向から選定する。銀ゼオライト容器エリアにおいてはB－B断面を選定し，スクラバ容器エリアについては代表的な断面であるA－A断面を選定する。なお，A－A断面はE－E断面と比較して妻壁からの離隔が大きく保守的な断面となる。

長辺方向についてはF－F断面と比較して，妻壁間の離隔が大きいC－C断面を選定し，短辺方向で評価できない部材についても，耐震安全性を網羅的に確認する。

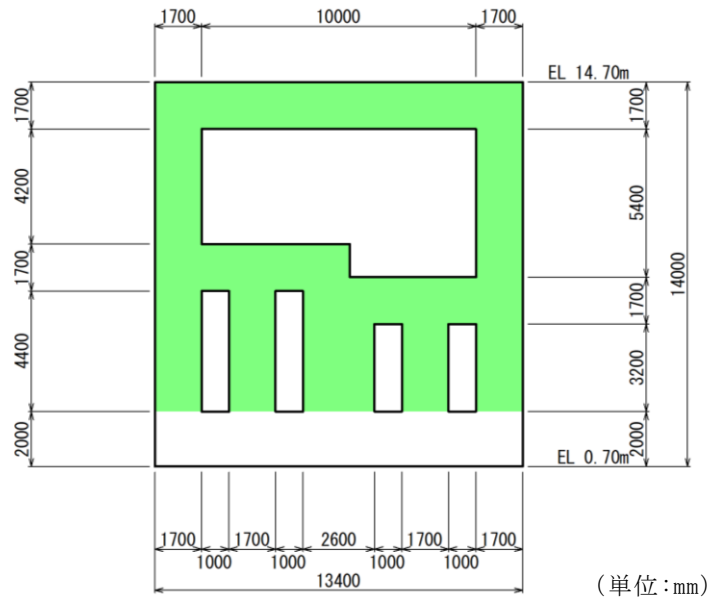
D－D断面については，周囲全周を埋戻しコンクリートで囲まれていることに加え，他の断面と比較して部材厚に対する内空は小さいが，配筋は同等であるため，評価対象断面として選定しない。評価対象断面として選定した断面図を図2－21～図2－23に示す。



■ : 遮蔽壁又は遮蔽床

(第1 ベントフィルタ格納槽遮蔽)

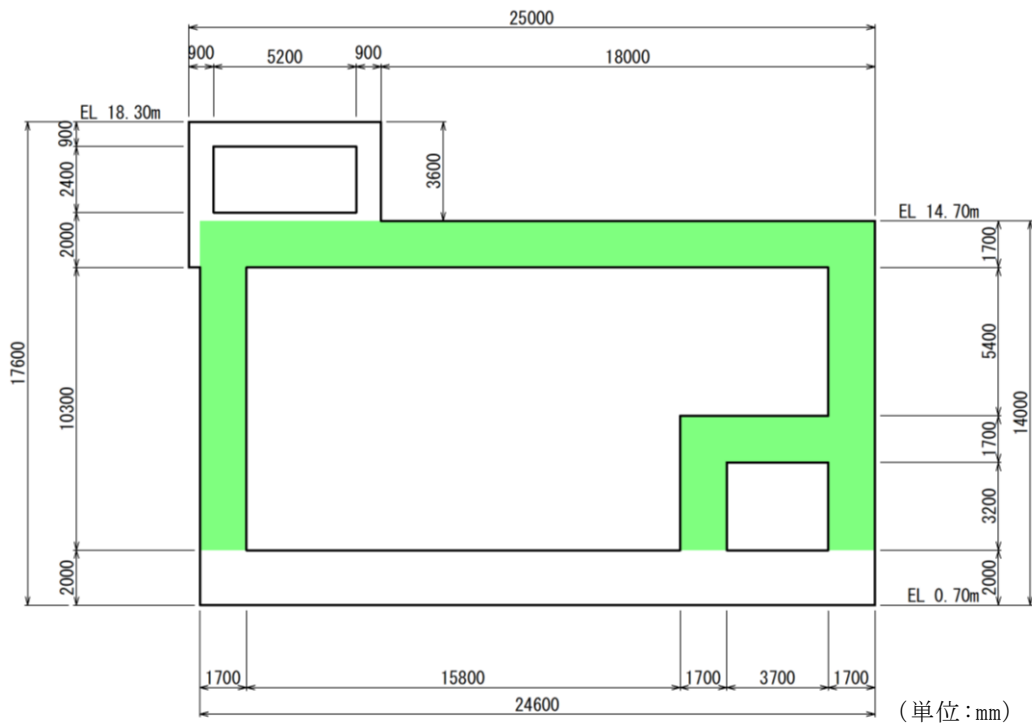
図2－21 第1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (A－A断面)



■ : 遮蔽壁又は遮蔽床

(第1 ベントフィルタ格納槽遮蔽)

図 2-22 第1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (B-B 断面)



■ : 遮蔽壁又は遮蔽床

(第1 ベントフィルタ格納槽遮蔽)

図 2-23 第1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (C-C 断面)

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料		仕様
構造物 (鉄筋コンクリート)	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
埋戻コンクリート		設計基準強度 18.0N/mm ²
MMR		

表 2-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.50×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
埋戻コンクリート	2.20×10 ⁴	22.6* ²	
MMR			

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-4～表2-6に示す。

表2-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
1層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
2層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
3層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
4層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
5層	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
6層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-5 地盤の解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値
		埋戻土
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角 ϕ (°)	22
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45*
減衰特性	減衰定数 h	$h = 0.0958 \times (1 - G/G_0)^{0.85}$

注記*：常時応力解析においては、土木学会マニュアル2005に基づき、静止土圧 ($K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$) を作用させるため、 $\nu = 0.333$ とする。

表 2-6 地盤の有効応力解析における解析用物性値 (埋戻土)

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11
	間隙率	n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	157,000
	基準平均有効拘束圧	ρ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比	ν	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.095
強度特性	粘着力	c' (N/mm ²)	0.00
	内部摩擦角	ϕ' (°)	40.06
液状化特性	変相角	ϕ_p (°)	28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005
		w_1	4.165
		P_1	0.005
		P_2	0.990
		C_1	2.007

2.7 評価構造物諸元

第1ベントフィルタ格納槽の諸元を表2-7～表2-9に評価部位を図2-24～図2-26に示す。

表2-7 評価部位とその仕様（A-A断面）

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	2700	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
床版	2 4	2700	1700	24.0	SD345	
頂版	3	5600	1700	24.0	SD345	
底版	5	2700	2000	24.0	SD345	支持機能
	6	5600	2000	24.0	SD345	
側壁	7 10	3000	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
	8	4200	1700	24.0	SD345	
	9	4400	1700	24.0	SD345	
隔壁	11	4200	1700	24.0	SD345	
	12	4400	1700	24.0	SD345	
側壁	13	10300	1700	24.0	SD345	

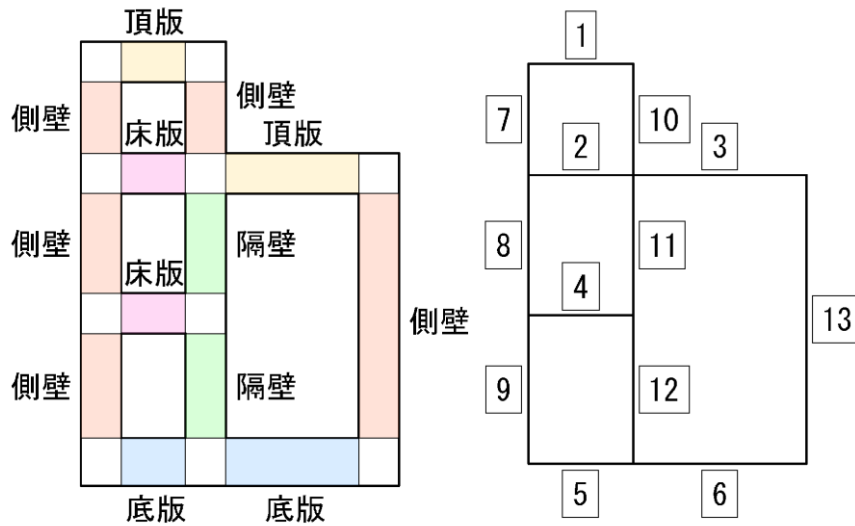


図2-24 評価部位位置図

表 2-8 評価部位とその仕様評価部位とその仕様 (B-B断面)

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	10000	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
床版	2 3	1000	1700	24.0	SD345	
	4 5					
底版	6 7	1000	2000	24.0	SD345	支持機能
	8 9					
側壁	10	4200	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
	11	4400	1700	24.0	SD345	
	12	5400	1700	24.0	SD345	
	13	3200	1700	24.0	SD345	
隔壁	14	4400	1700	24.0	SD345	
	15	3200	2600	24.0	SD345	
	16	3200	1700	24.0	SD345	

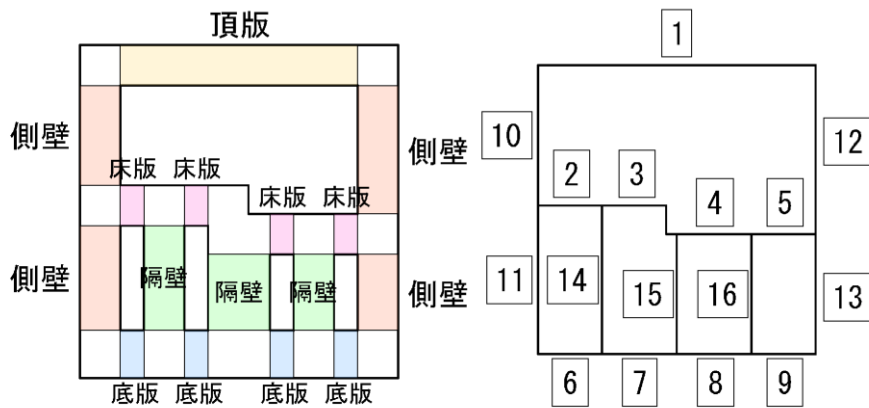


図 2-25 評価部位位置図

表 2-9 評価部位とその仕様 (C-C 断面)

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	5200	900	24.0	SD345	支持機能
床版	2	5200	2000	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
頂版	3	16300	1700	24.0	SD345	
床版	4	3700	1700	24.0	SD345	支持機能
底版	5	15800	2000	24.0	SD345	
	6	3700	2000	24.0	SD345	
側壁	7 9	2400	900	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
	8	10300	1700	24.0	SD345	
隔壁	10	3200	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
側壁	11	5400	1700	24.0	SD345	
	12	3200	1700	24.0	SD345	

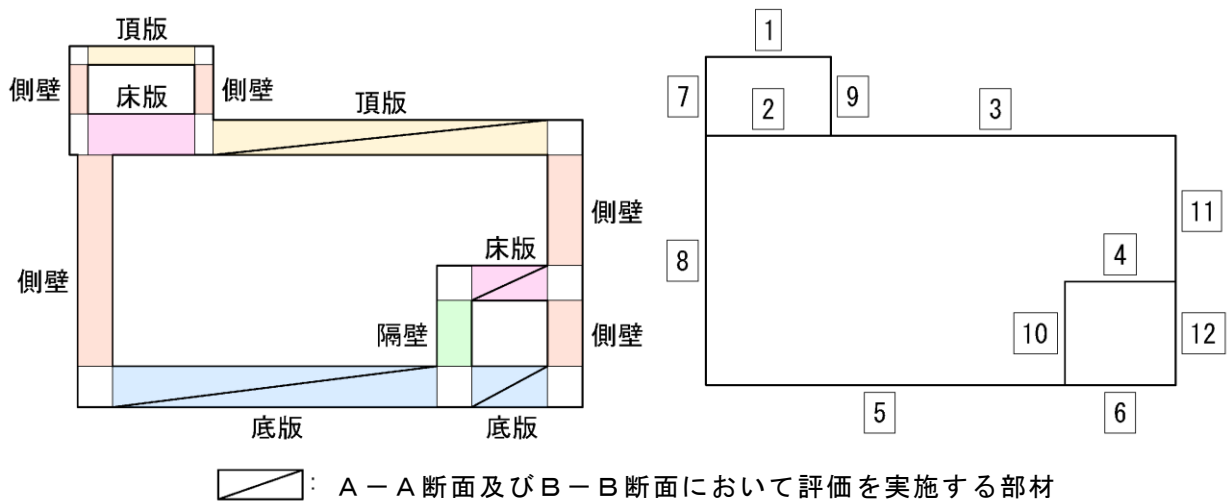


図 2-26 評価部位位置図

2.8 地下水位

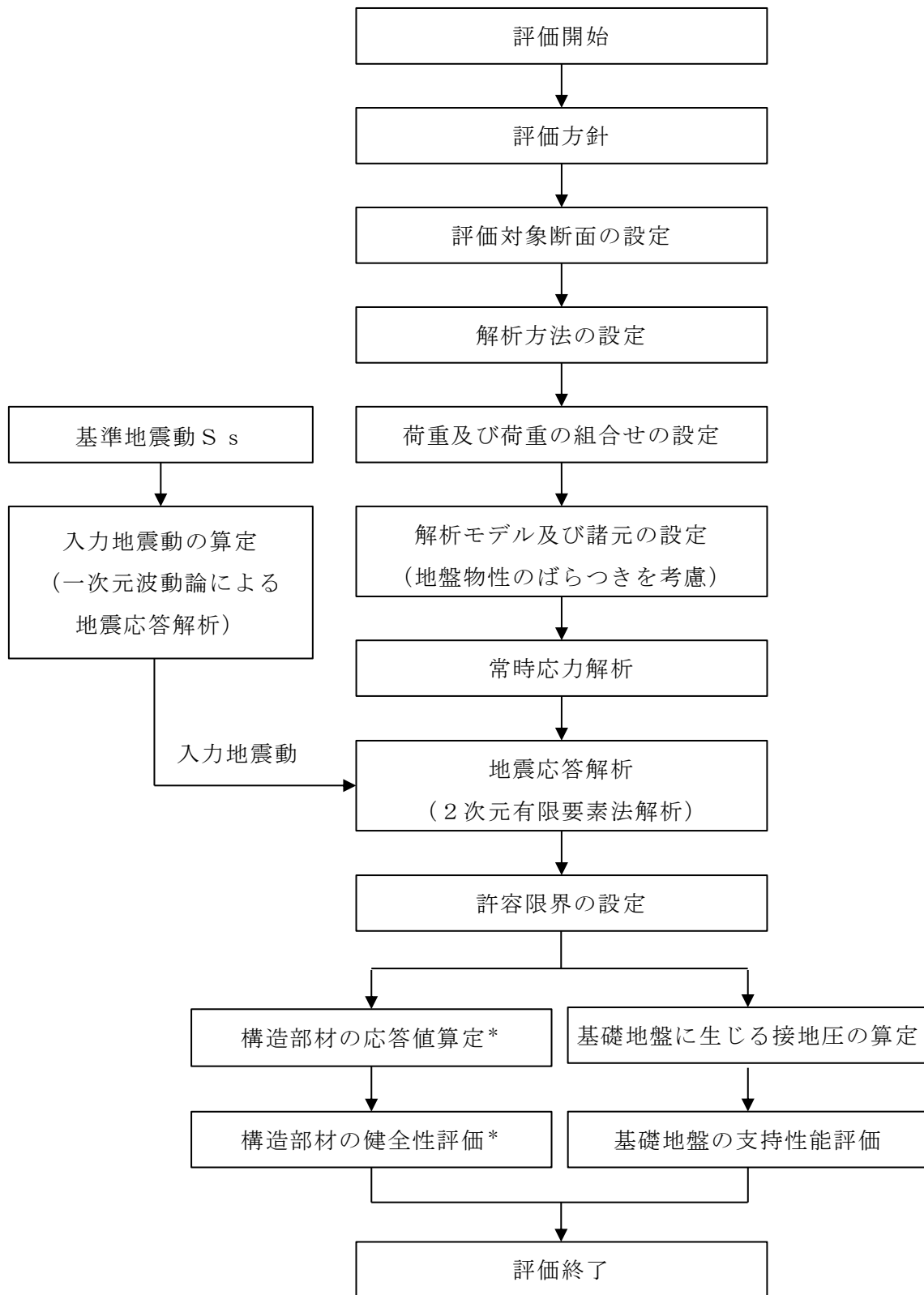
設計地下水位は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。また，地下水位低下設備が機能していないものとして，保守的に設定する。設計地下水位の一覧を表 2-10 に示す。

表 2-10 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
第 1 ベントフィルタ格納槽	A-A 断面	15.0
	B-B 断面	
	C-C 断面	

2.9 耐震評価フロー

第 1 ベントフィルタ格納槽の耐震評価フローを図 2-27 に示す。弱軸方向断面である A-A 断面及び B-B 断面については，地震応答解析における応答値を用いたはり要素の評価を実施する。一方で強軸方向断面である C-C 断面については，「補足 026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，短辺方向の評価に含まれない水平部材及び鉛直部材に対してそれぞれで代表部材を選定し，妻壁による拘束効果を固定境界として考慮した 4 辺固定版による評価を実施する。



注記* : A-A断面及びB-B断面についてははり要素に対する評価を,
C-C断面については4辺固定版に対する評価を実施する。

図 2-27 第1ベントフィルタ格納槽の耐震評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素法により、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より行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

A-A 断面及び B-B 断面は、施設周辺の設計地下水位が底版より高いが、施設周辺に地下水位以深の液状化対象層より高いが、北側は原子炉建物、南側は安全対策工事に伴う掘削箇所と接しているため、解析手法の選定フローに基づき「②全応力解析」を選定する。

C-C 断面については、設計地下水位以深の液状化対象層が施設と接するため解析手法のフローに基づき「⑤有効応力解析」を選定する。

構造部材の非線形特性については、全応力解析においてはファイバーモデルでモデル化し、有効応力解析においては鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

なお、4 辺固定版の荷重抽出においては、土圧を保守的に算定する観点から構造物を線形はり要素でモデル化し、妻壁を等価な重量及び剛性とした平面応力要素で考慮する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（有効応力解析では H-D モデル、全応力解析では修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。なお、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

地震応答解析の解析コードについては、全応力解析では「T D A P III」、有効応力解析では「F L I P」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

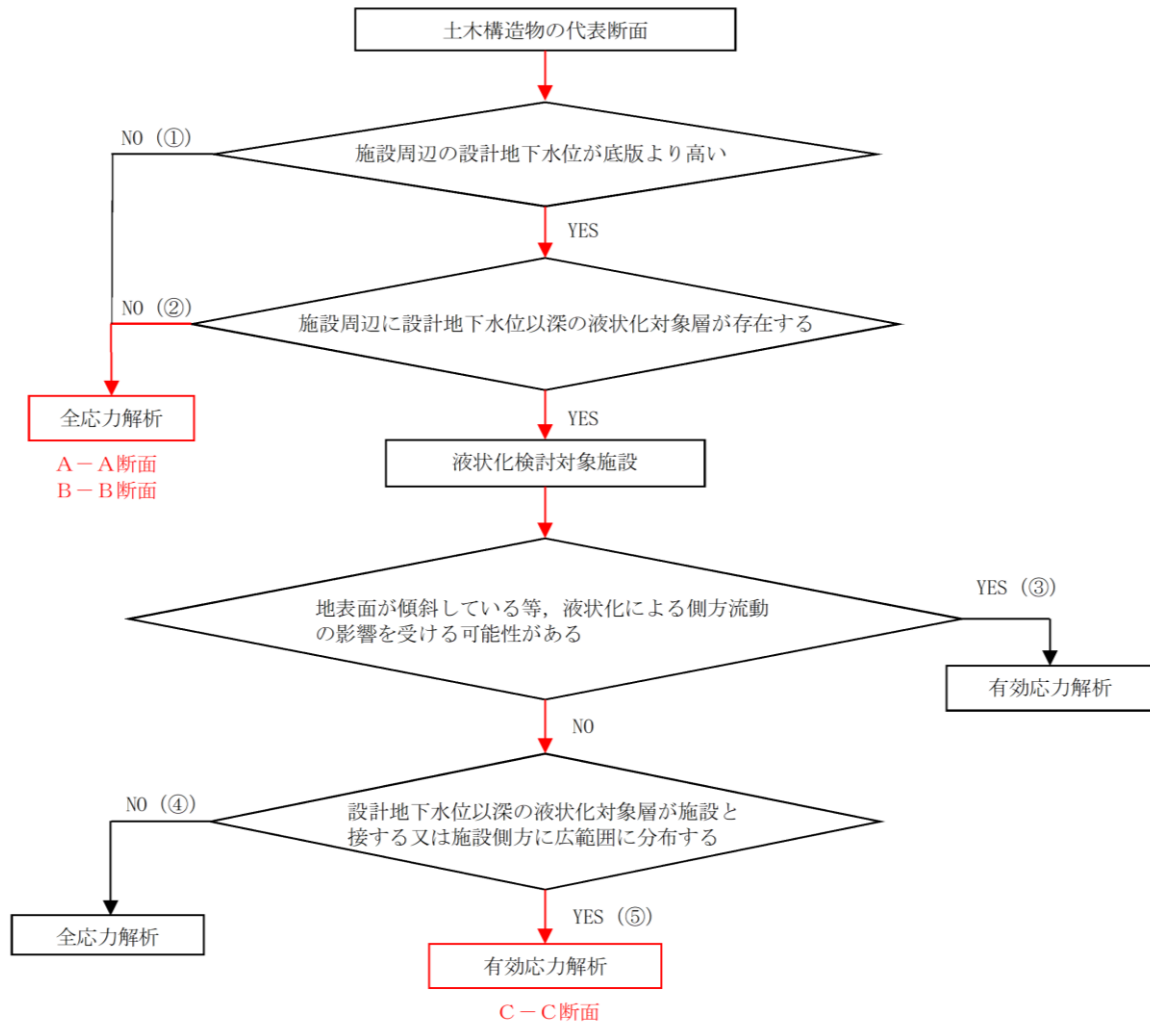
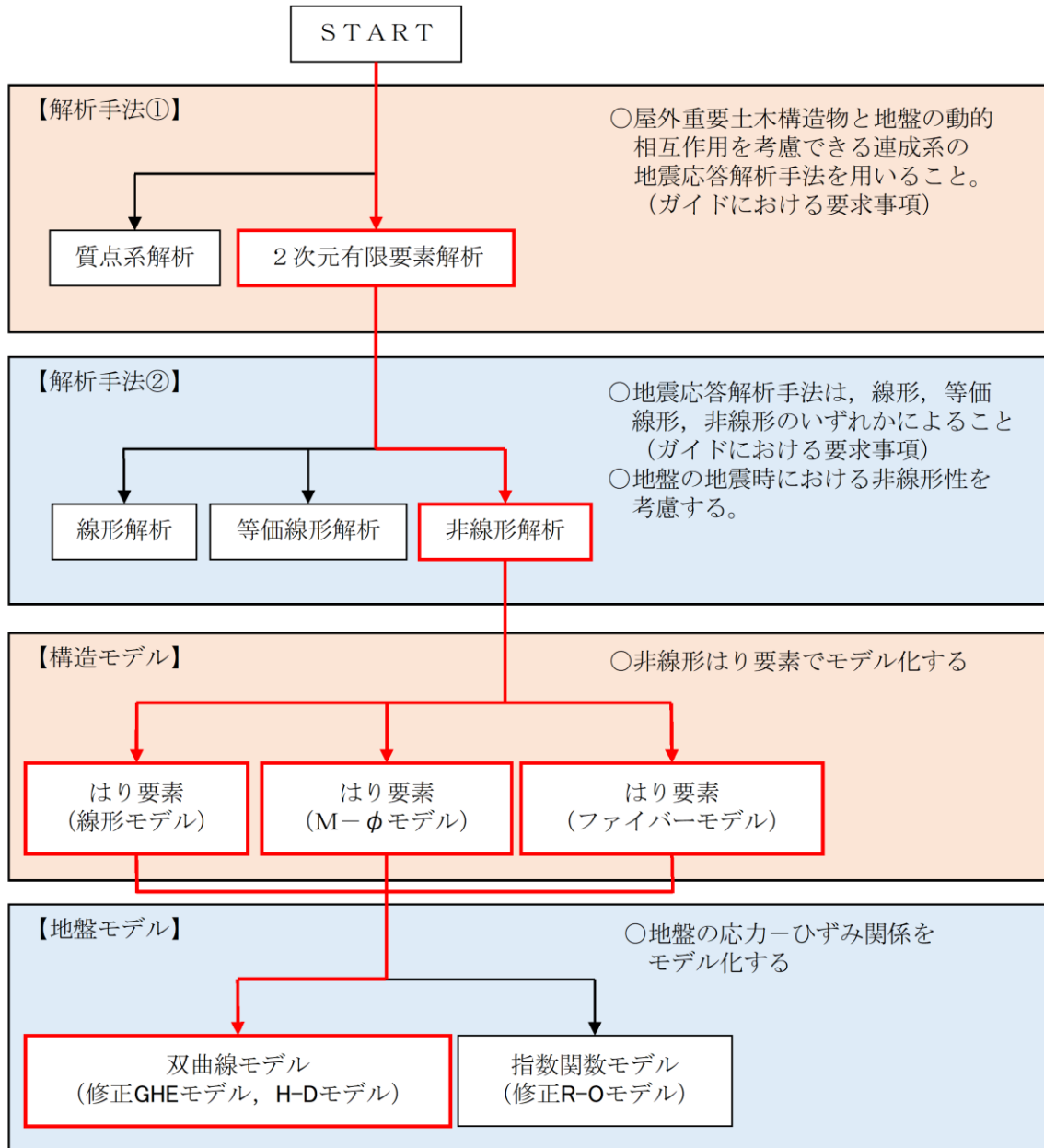


図 3-1 解析手法の選定フロー



注記* : 4辺固定版による評価を実施する場合は線形はり要素でモデル化する

図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。J E A G 4 6 0 1 -1987 を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍以上とする。

第 1 ベントフィルタ格納槽の解析モデル領域については、北側に原子炉建物が隣接しているため、上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

構造物の要素分割については、土木学会マニュアル 2005 に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

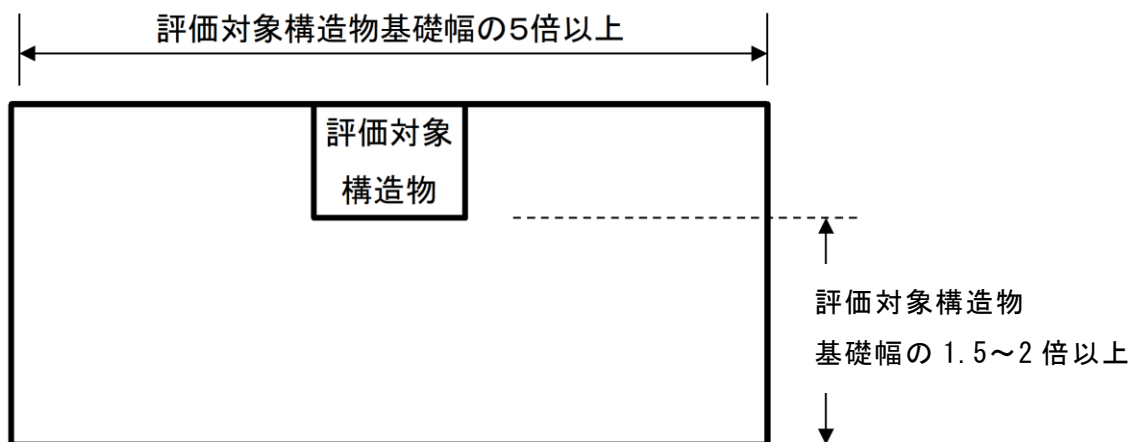


図 3-3 モデル化範囲の考え方

有効応力解析において、2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

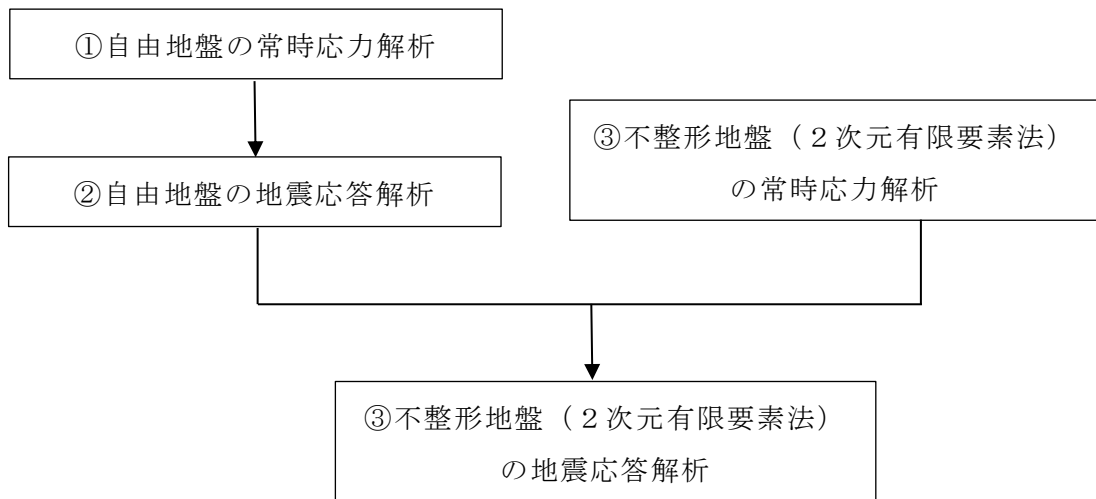


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（2次元有限要素法）地震応答解析までのフロー（有効応力解析）

3.2.2 境界条件

(1) 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、側方境界はフリーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

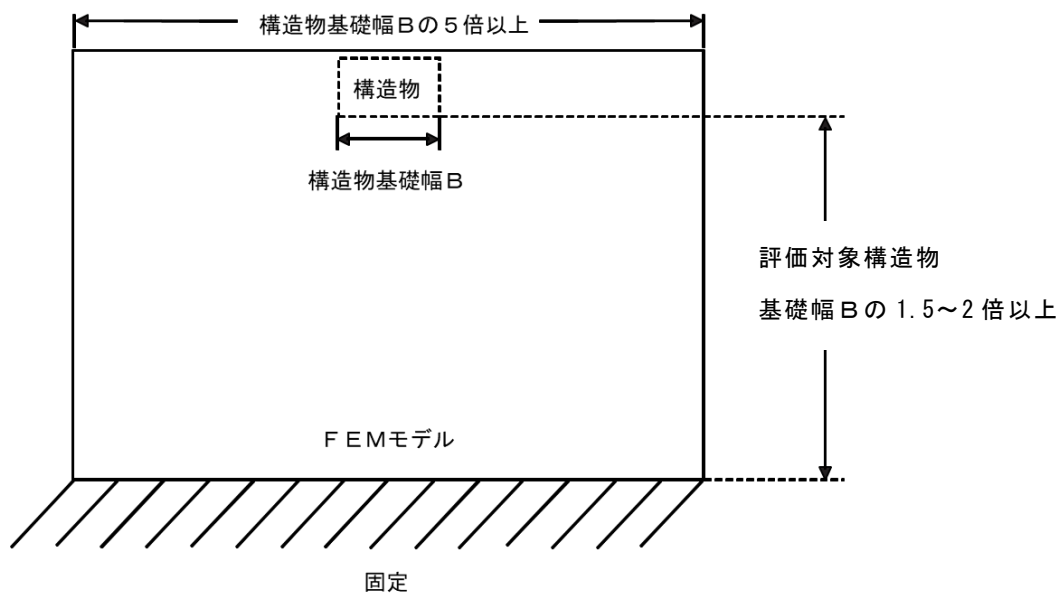


図 3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-6 に示す。

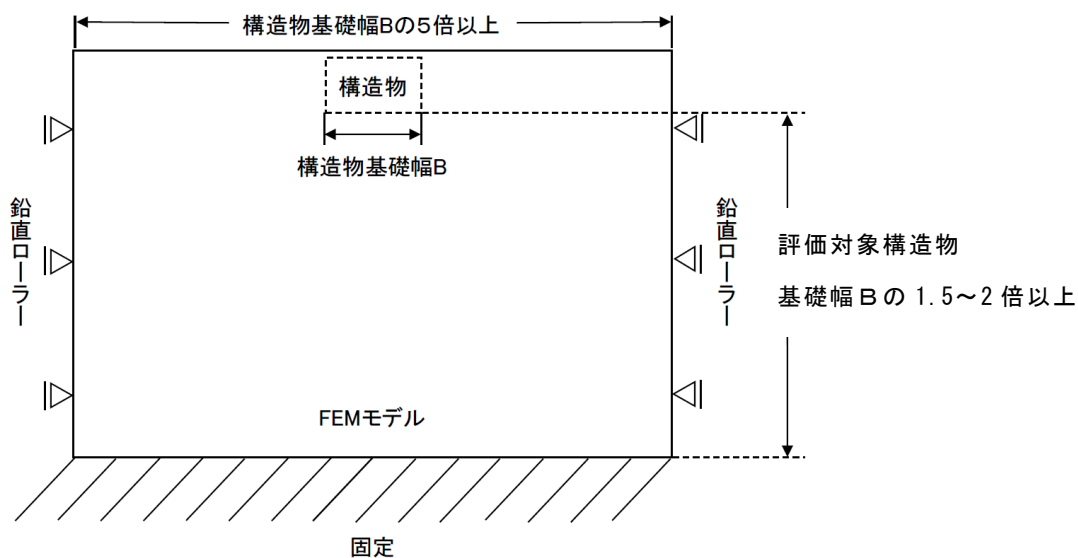


図 3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図3-7に示す。

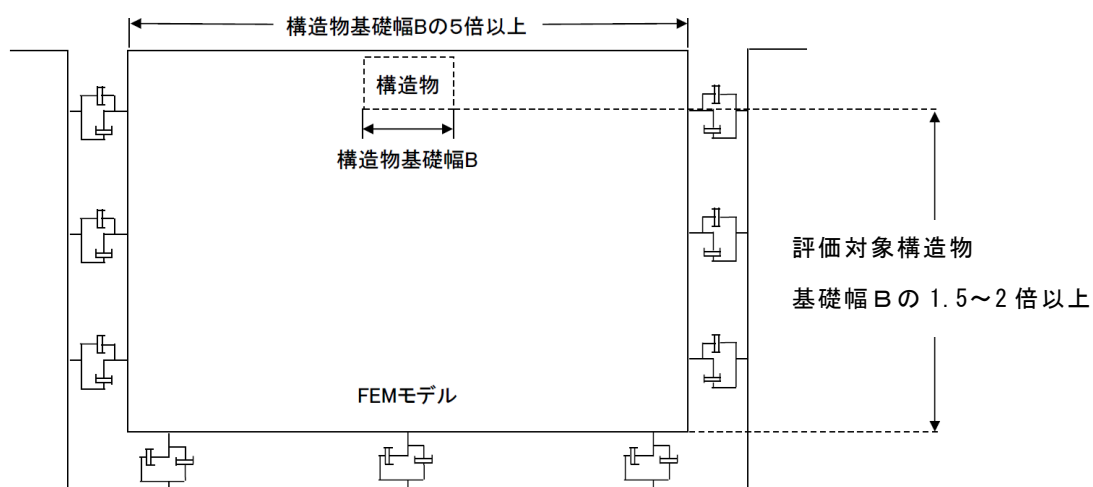


図3-7 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

A-A断面及びB-B断面については、構造物を非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。

C-C断面については、構造物を線形はり要素でモデル化し、妻壁を等価な重量及び剛性とした平面応力要素で考慮する。等価重量及び等価弾性係数の算定方法は以下に示すとおりである。

また、機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

$$E = E_c \times \alpha$$

$$W = W_c \times \alpha$$

ここに、

- E : 妻壁の等価弾性係数
- E_c : コンクリートの弾性係数
- W : 妻壁の等価重量
- W_c : 鉄筋コンクリートの重量
- α : 構造物の奥行長さに対する妻壁の厚さの比率 (L_e / L)
- L_e : 妻壁の厚さ (複数の妻壁を有する場合はその和)
- L : 構造物の奥行長さ

3.2.4 隣接構造物のモデル化

A-A断面及びB-B断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる原子炉建物は、等価剛性として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。原子炉建物はVI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」における多質点系モデル（多軸床剛多質点系モデル（水平）及び多軸多質点系モデル（鉛直））を基に図3-8に示す手順で有限要素モデルを作成する。まず、多質点系モデルのフロア毎に重量を、層毎に剛性を集約し、多質点系モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平、鉛直）を作成し、1次モードの固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断断面積及び断面2次モーメントを補正する。その後、図3-9に示す関係式を用いて、単軸モデルの水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_θ を有限要素モデルのせん断剛性 G 、ポアソン比 ν 及びばね定数 k_s に変換し、単軸モデルと有限要素モデルが振動的に等価となるよう一致させる。なお、重量については、各節点の分担長に応じて層毎に設定する。

原子炉建物の有限要素モデルを図3-10に、有限要素モデルの平面ひずみ要素の物性値を表3-1に、1次モードの固有周期の調整結果を表3-2に示す。

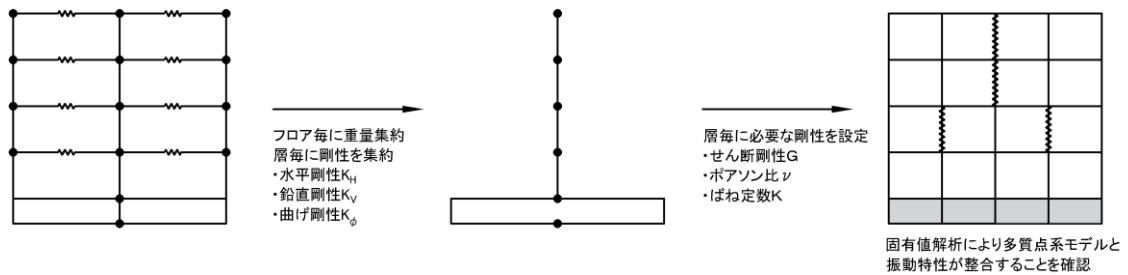
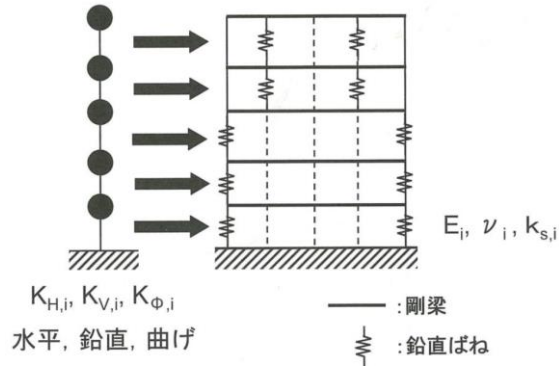


図 3-8 原子炉建物の有限要素モデル作成の考え方



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left(\frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} \cdot k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

(「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>

((社) 土木学会, 原子力土木委員会, 2009年2月) 」より抜粋)

図 3-9 質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要

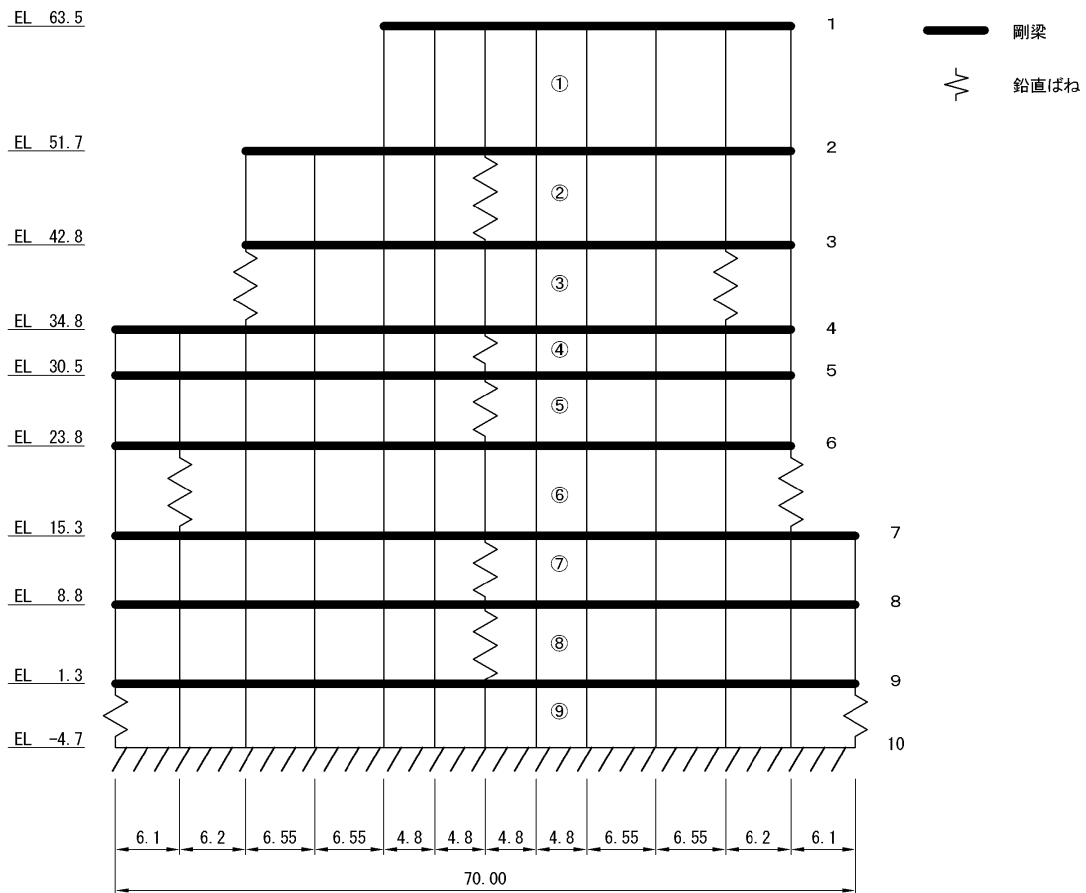


図 3-10 原子炉建物 有限要素モデル図

表 3-1 原子炉建物（平面ひずみ要素）の物性値

物性 番号	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	ばね係数 k_s (kN/m/m)
①	1.648×10^5	4.579×10^5	0.38903	—
②	2.273×10^5	6.288×10^5	0.38307	1.858×10^5
③	5.324×10^5	1.452×10^6	0.36391	1.590×10^5
④	6.237×10^5	1.730×10^6	0.38718	1.603×10^5
⑤	7.683×10^5	2.065×10^6	0.34391	1.763×10^6
⑥	9.448×10^5	2.507×10^6	0.32679	1.667×10^6
⑦	9.805×10^5	2.650×10^6	0.35126	4.177×10^6
⑧	1.140×10^6	3.069×10^6	0.34589	2.296×10^6
⑨	9.571×10^6	2.143×10^7	0.11973	1.177×10^5

表 3-2 固有周期（1次モード）の調整結果

	有限要素モデル	多質点系モデル (地盤ばねなし)
水平方向	0.1980	0.1980
鉛直方向	0.0882	0.0882

C-C断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽については、耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値を抽出する必要があることから、非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。また、基準地震動 S_s に対する耐震評価を実施しない構造物である補助消火水槽は、保守的に埋戻土でモデル化する。埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

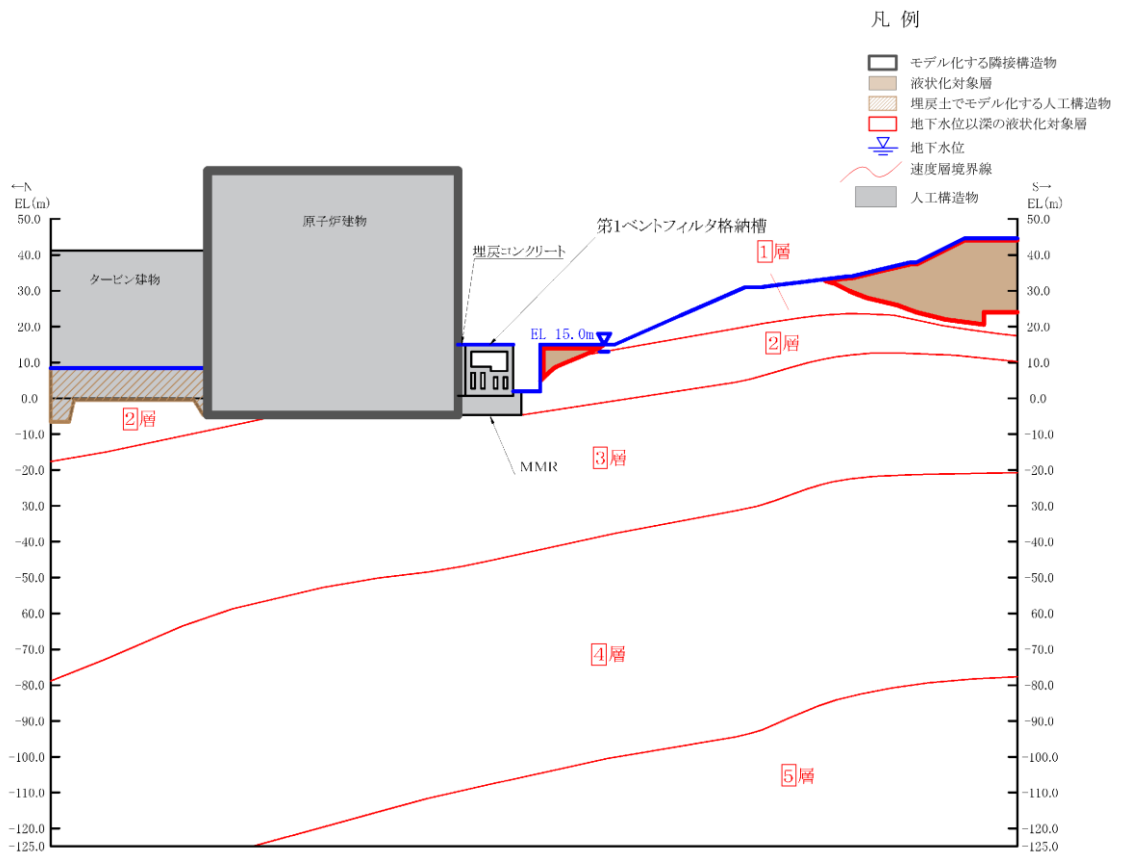
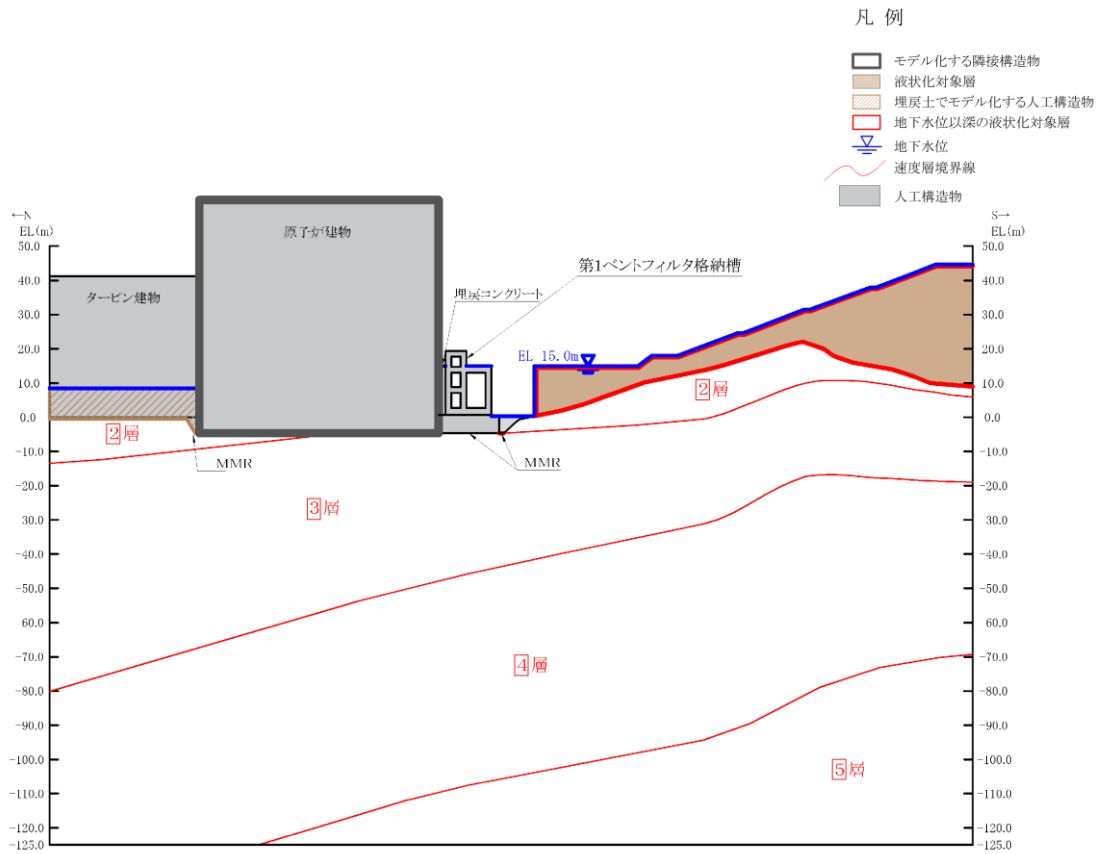
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。A-A断面の安全対策工事に伴う掘削箇所直下のMMRは保守的に埋戻土でモデル化する。

安全対策工事に伴う掘削箇所南側及び東側の埋戻土については、追加対策（改良地盤及び埋戻コンクリート）を実施し、安定性評価を行っていることから、本検討においては掘削箇所と地盤の境界部に剛梁を設定することにより掘削形状を維持するようモデル化する。なお、改良地盤を含めた斜面の安定性の評価については、「補足-023-17 基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について」及び「補足-020 可搬型重大事故等対処施設の保管場所及びアクセスルートに係る補足説明資料」に記載する。改良地盤を設置したことによる第1ベントフィルタ格納槽への影響は、参考資料3に示すとおり軽微であるため、モデル化しない。

剛梁については十分な剛性を模擬するため、鉄筋コンクリート構造物の断面2次モーメント及び断面積を100倍とした物性値とする（単位体積重量はゼロとする）。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-11～図3-13に示す。



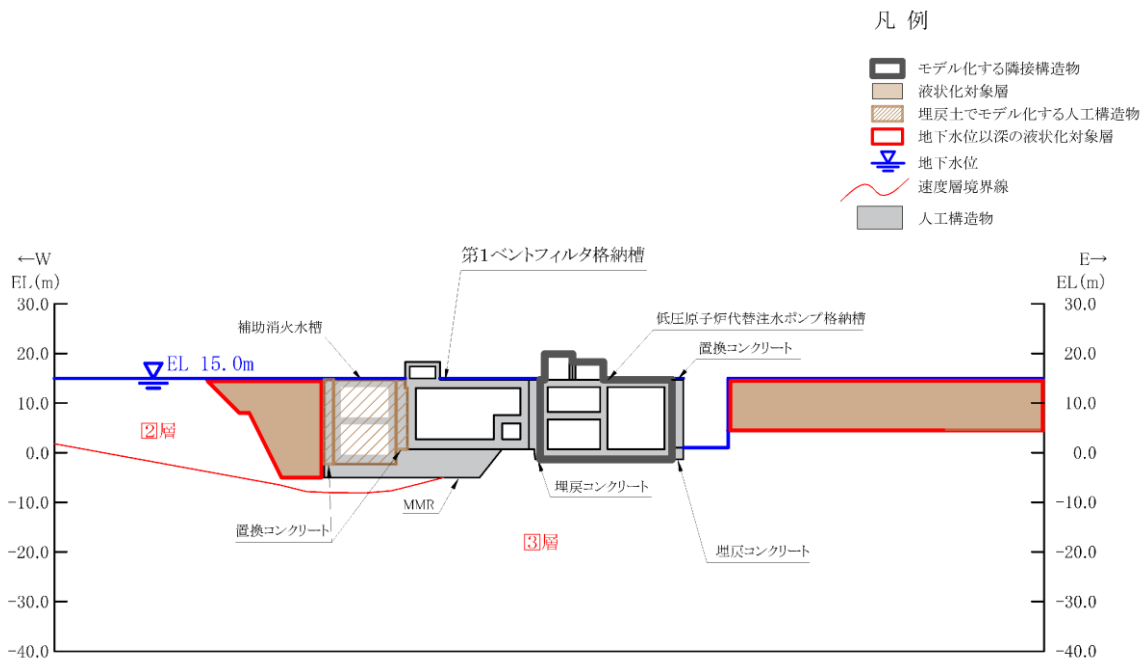
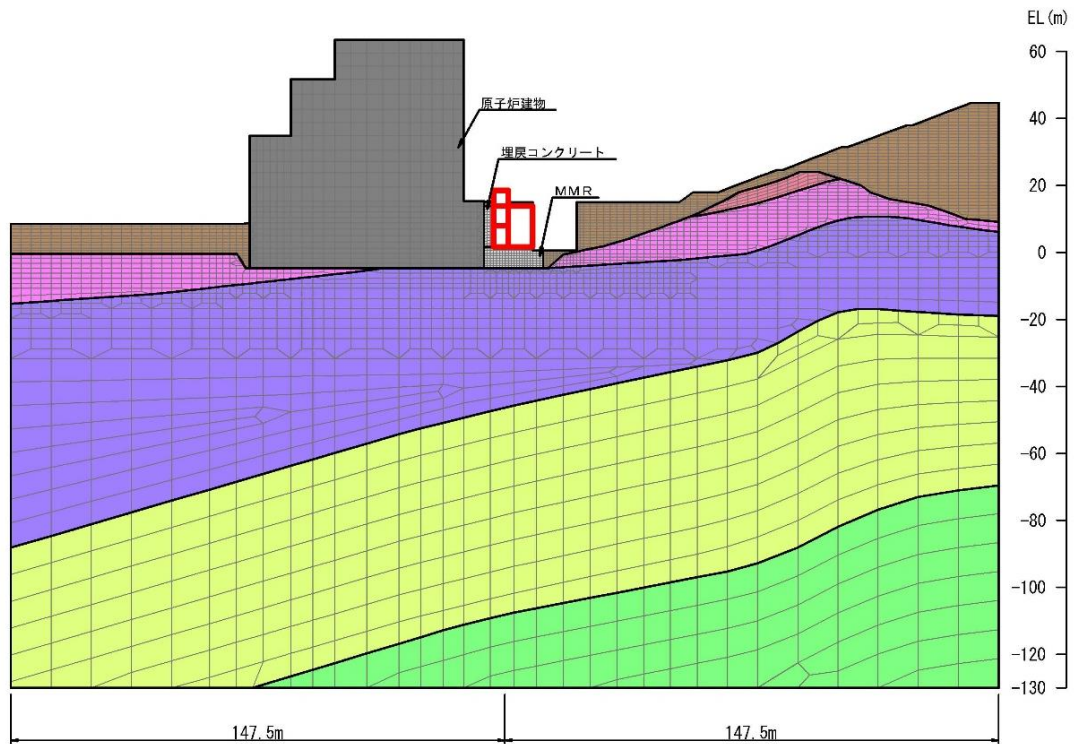


図 3-13 評価対象地質断面図 (C-C 断面位置)

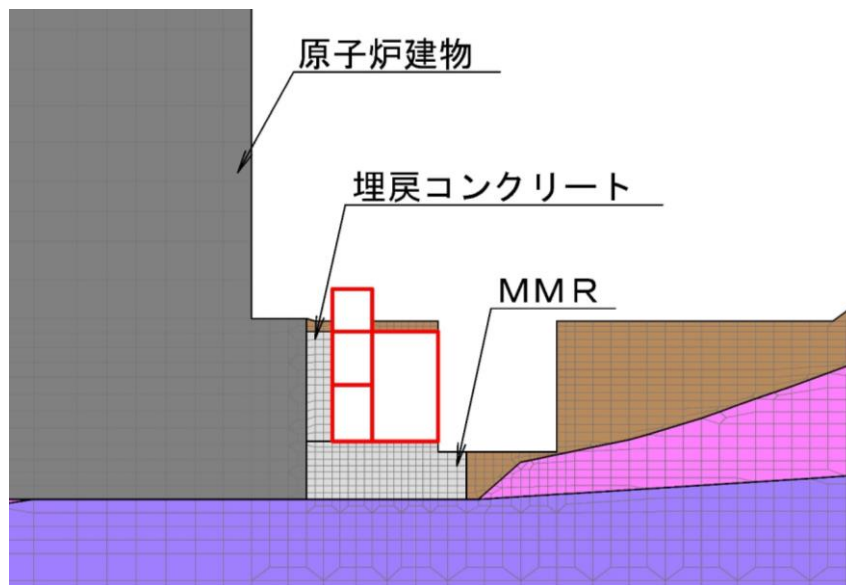
3.2.6 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 3-14～図 3-16 に示す。

- | | | | |
|-------------|-------------|-------------------|-----------|
| ■ : 岩盤 (①層) | ■ : 岩盤 (④層) | ■ : 埋戻土 | ■ : 隣接構造物 |
| ■ : 岩盤 (②層) | ■ : 岩盤 (⑤層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | |
| ■ : 岩盤 (③層) | — : 評価対象構造物 | | |



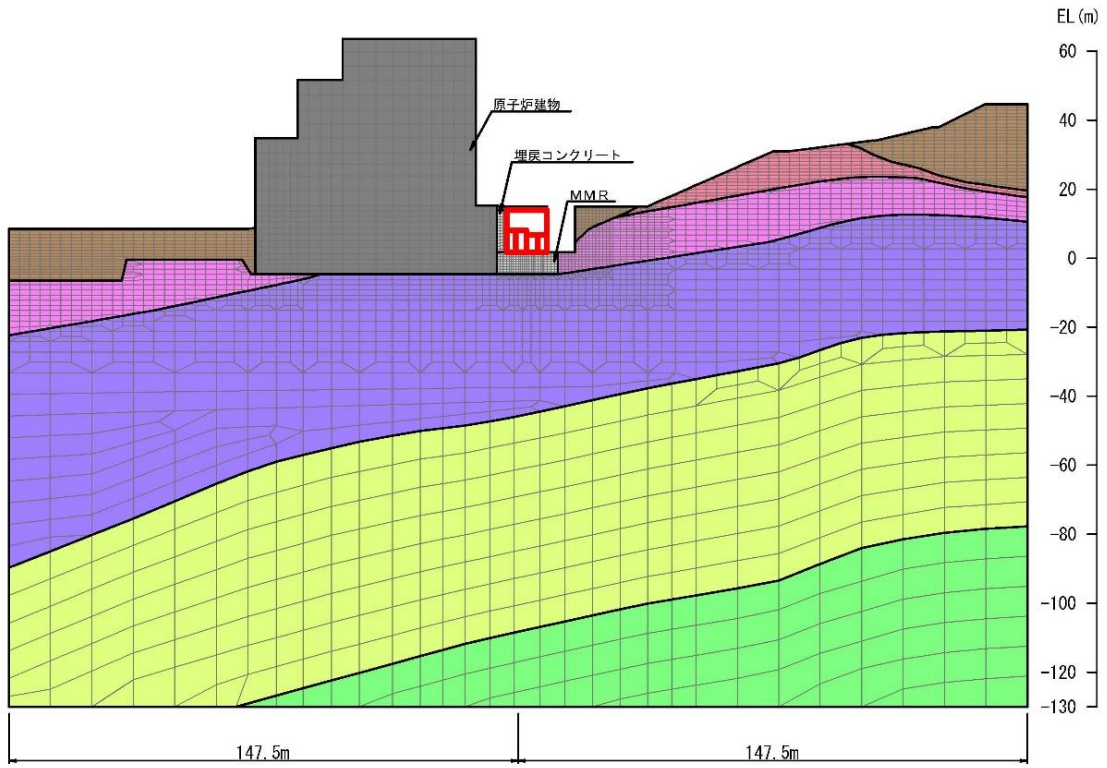
(全体図)



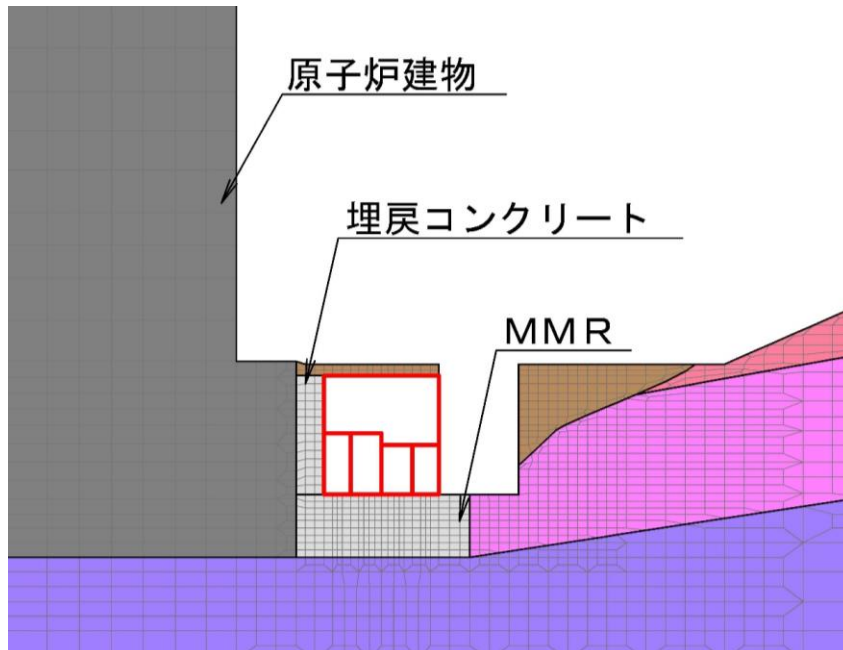
(拡大図)

図 3-14 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

- : 岩盤 (1層)
 - : 岩盤 (2層)
 - : 岩盤 (3層)
- : 岩盤 (4層)
 - : 岩盤 (5層)
 - : 評価対象構造物
- : 埋戻土
 - : MMR, 埋戻コンクリート
- : 隣接構造物



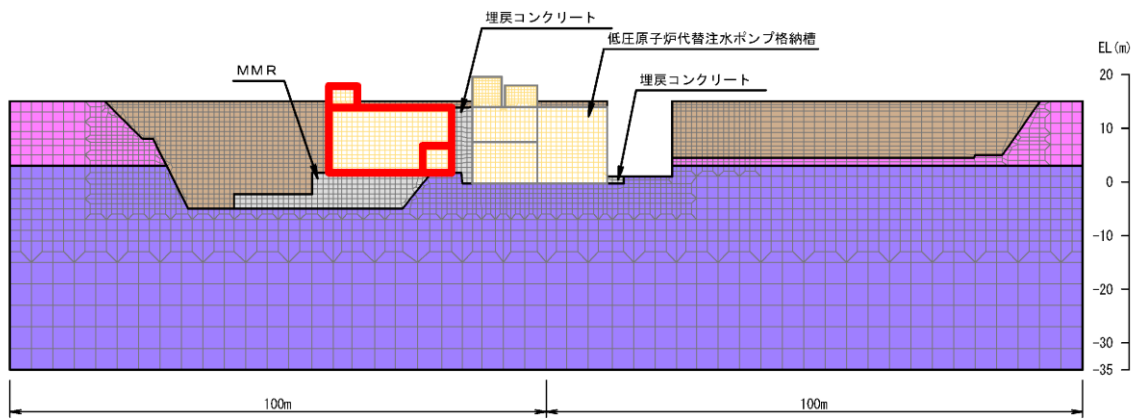
(全体図)



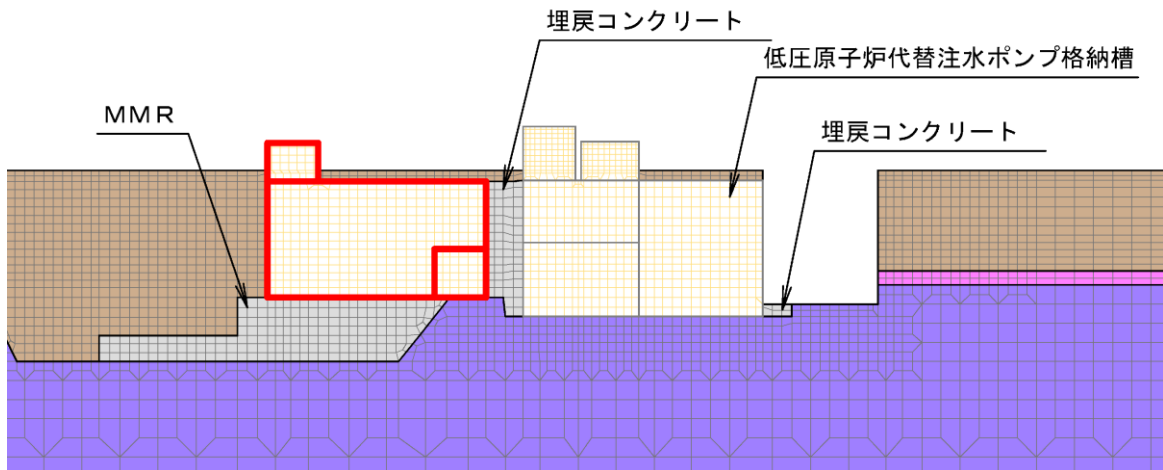
(拡大図)

図 3-15 地震応答解析モデル図 (B-B断面)

- : 岩盤 (2層)
 - : 岩盤 (3層)
 - : 構造物 (妻壁)
- : 埋戻土
 - : MMR, 埋戻コンクリート
 - : 評価対象構造物



(全体図)



(拡大図)

図 3-16 地震応答解析モデル図 (C-C断面)

3.2.7 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度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。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 3-4 のとおり設定する。

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

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	備考
岩盤 (C _H 級)	1.62	53	B-B 断面
岩盤 (C _M 級)	1.23	52	A-A 断面 C-C 断面
埋戻コンクリート・MMR ($f'_{ck} = 18.0 \text{N}/\text{mm}^2$)	3.58	40	

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート* ¹	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート* ¹	無筋コンクリート* ¹	設計基準強度が 小さい材料の c	設計基準強度が 小さい材料の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	—* ²	—* ²

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2：表面を露出させて打継処理が可能である箇所については，ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素のばね定数は，土木学会マニュアル 2005 を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3-17 に，ジョイント要素の配置を図 3-18～図 3-20 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

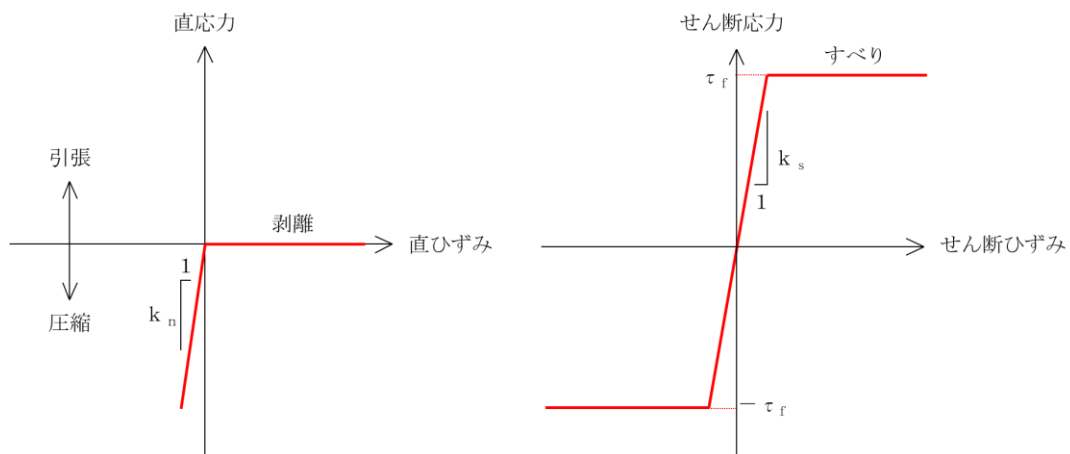
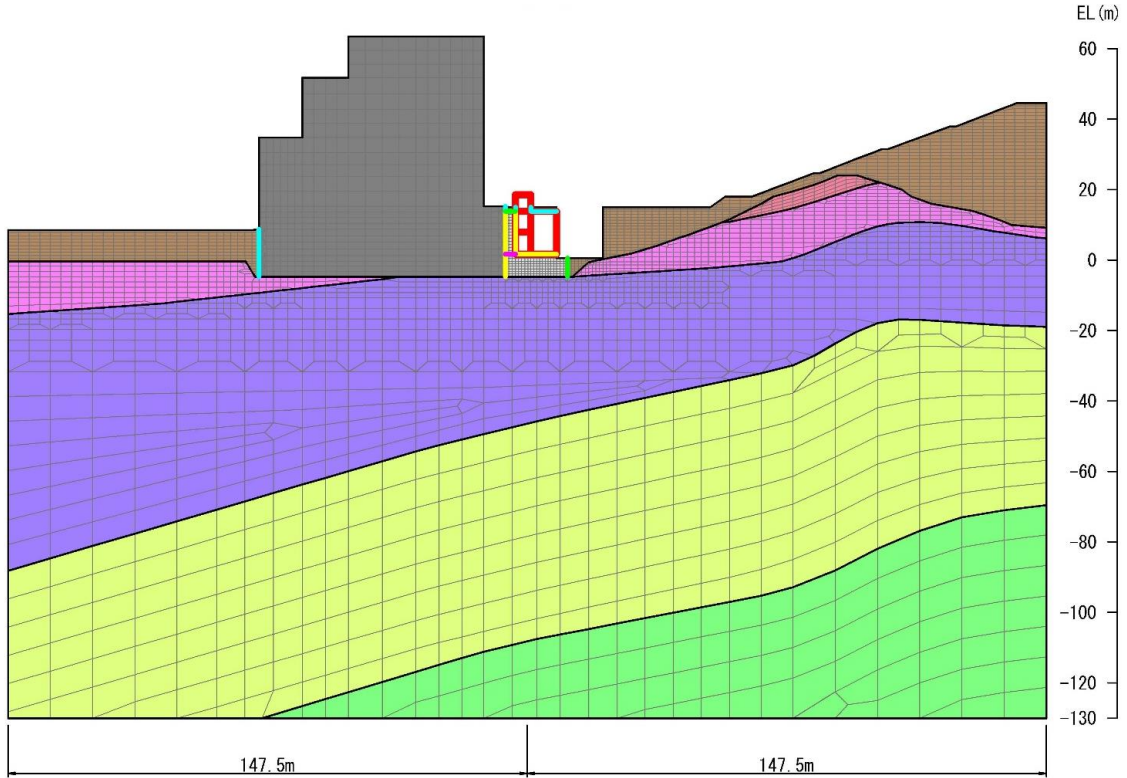
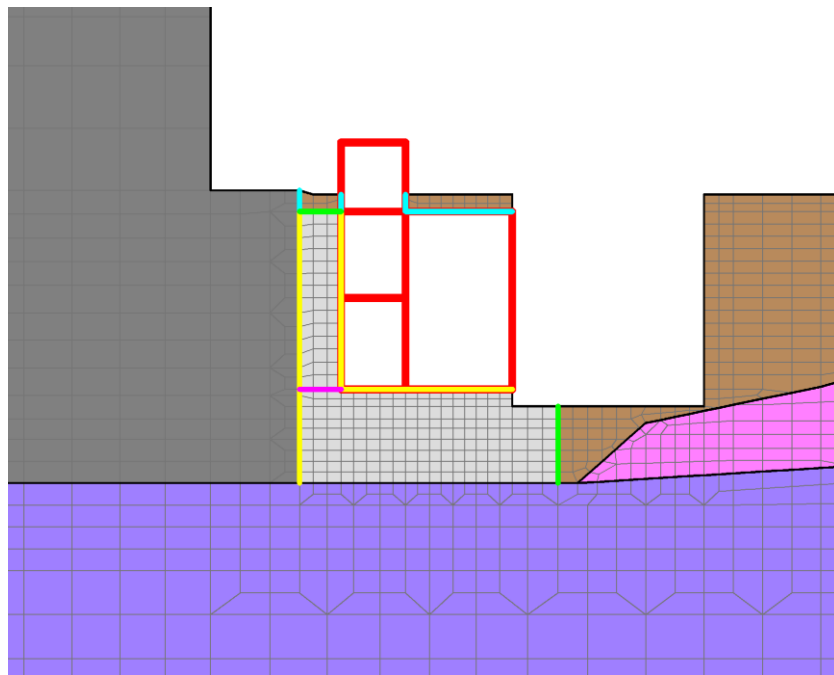


図 3-17 ジョイント要素の力学特性

- | | | |
|--|--|--|
| : 岩盤 (①層) | : 評価対象構造物 | : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
| : 岩盤 (②層) | : 埋戻土 | : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
| : 岩盤 (③層) | : MMR, 埋戻コンクリート | : ジョイント要素 (無筋コンクリート-無筋コンクリート) |
| : 岩盤 (④層) | : 隣接構造物 | : ジョイント要素 (無筋コンクリート-埋戻土) |
| : 岩盤 (⑤層) | | |
















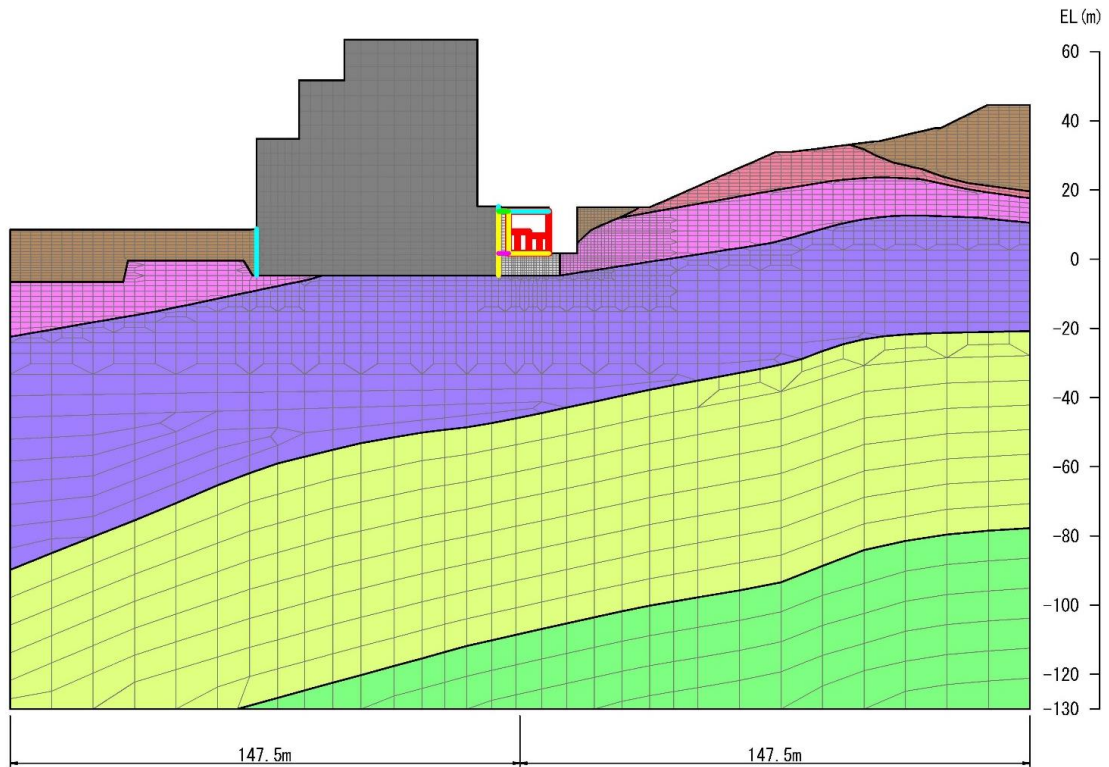
(全体図)



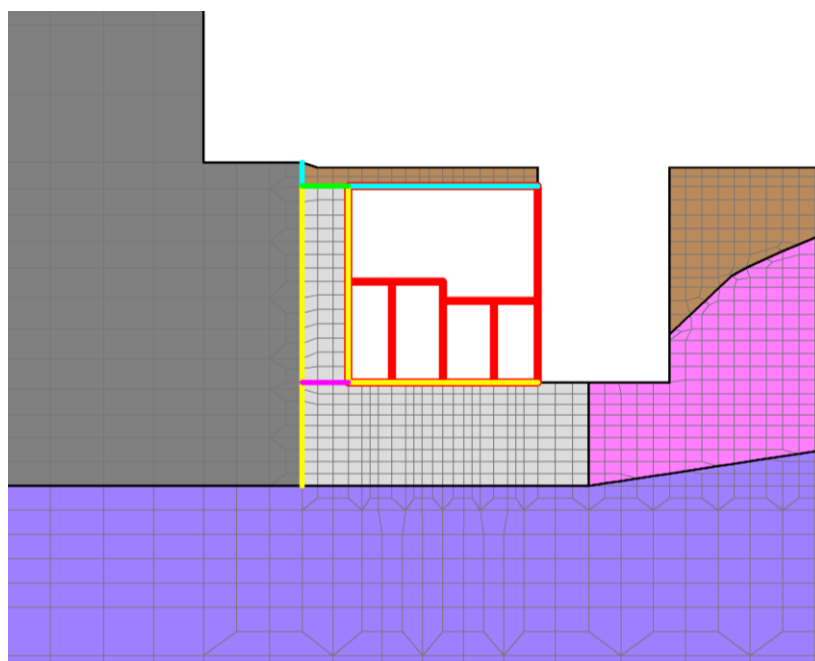
(拡大図)

図 3-18 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

- | | | |
|---|---|---|
|  : 岩盤 (①層) |  : 評価対象構造物 |  : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
|  : 岩盤 (②層) |  : 埋戻土 |  : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
|  : 岩盤 (③層) |  : MMR, 埋戻コンクリート |  : ジョイント要素 (無筋コンクリート-無筋コンクリート) |
|  : 岩盤 (④層) |  : 隣接構造物 |  : ジョイント要素 (無筋コンクリート-埋戻土) |
|  : 岩盤 (⑤層) | | |













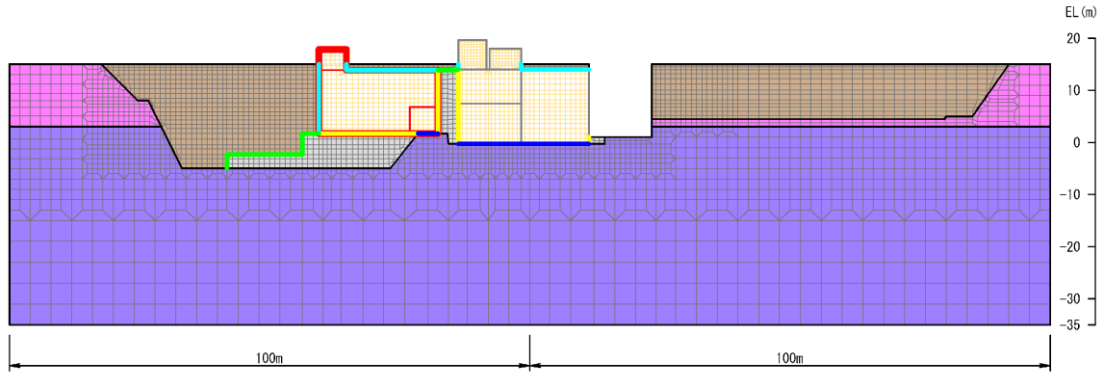
(全体図)



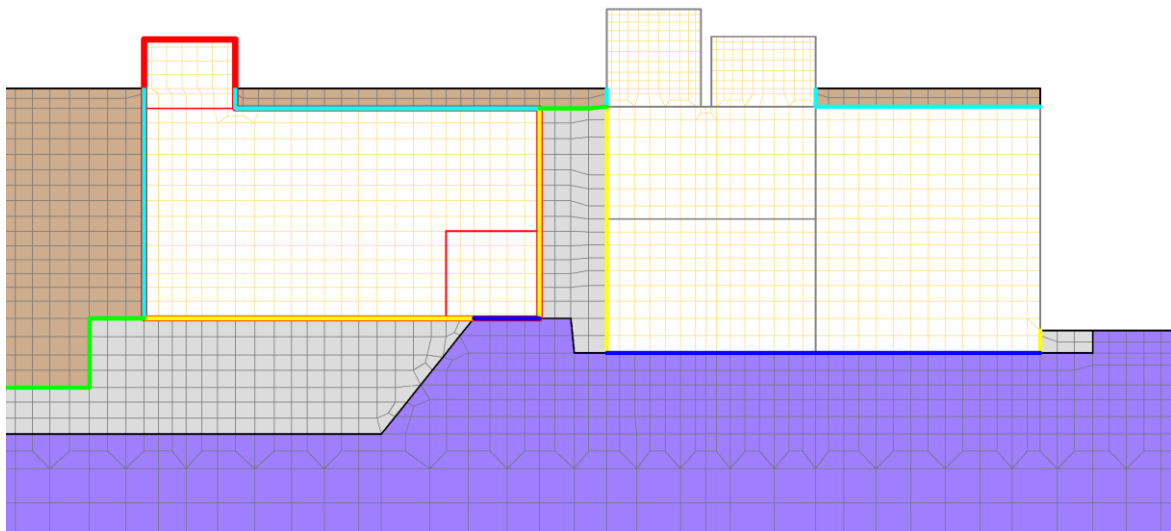
(拡大図)

図 3-19 ジョイント要素の配置 (B-B断面)

- | | | |
|--|---|--|
|  : 岩盤 (2層) |  : 埋戻土 |  : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
|  : 岩盤 (3層) |  : MMR, 埋戻コンクリート |  : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
|  : 構造物 (妻壁) |  : 評価対象構造物 |  : ジョイント要素 (構造物-岩盤) |
| | |  : ジョイント要素 (無筋コンクリート-埋戻土) |



(全体図)



(拡大図)

図 3-20 ジョイント要素の配置 (C-C断面)

3.2.8 材料特性の設定

全応力解析における鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは図 3-21 に示すように、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり、図 3-22 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

有効応力解析における鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素でモデル化することとし、図 3-23 に示すM- ϕ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、図 3-24 に示すとおり修正武田モデルを適用し、図 3-25 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また、図 3-26 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

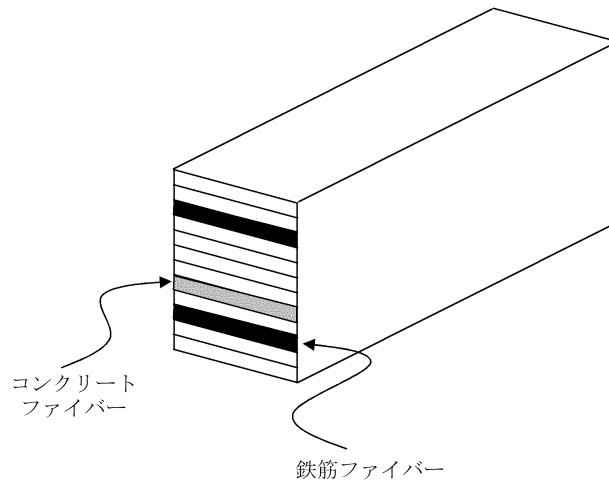
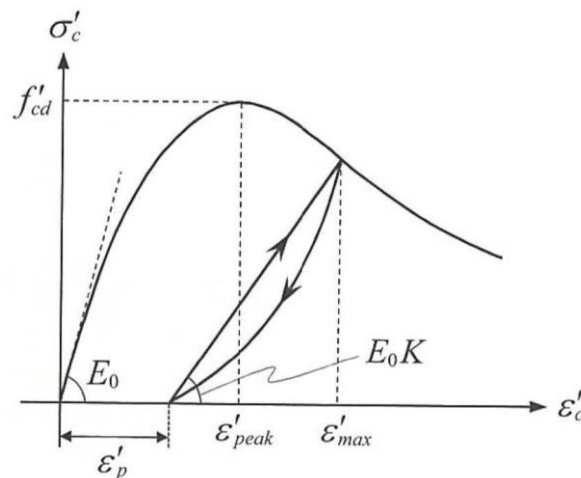
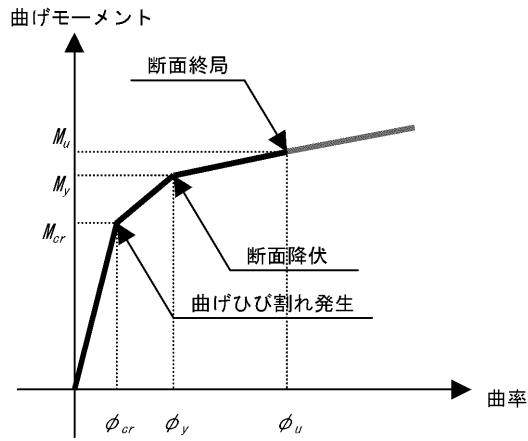


図 3-21 ファイバーモデルの概念図



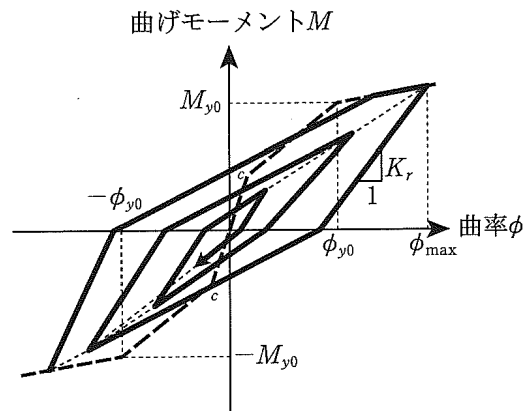
(「コンクリート標準示方書[設計編]」(社)土木学会, 2017年制定)より引用

図 3-22 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



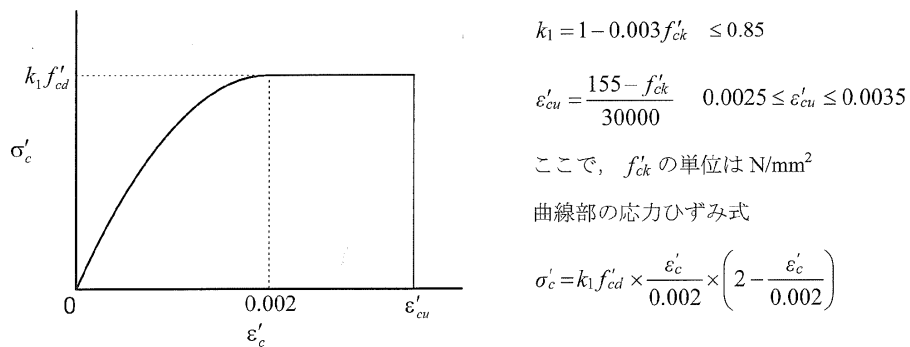
(土木学会マニュアル 2005 より引用)

図 3-23 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係



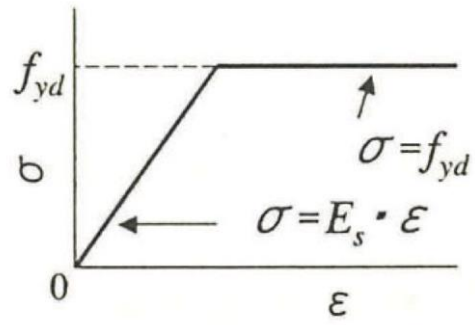
(「道路橋示方書 (V耐震設計編) ・同解説 (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より引用)

図 3-24 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3-25 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3-26 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

3.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、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減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh減衰の設定フローを図3-27に示す。

C-C断面においては、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮するために全応力解析を実施する。詳細は「3.5.1 耐震評価における解析ケース」に記載する。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

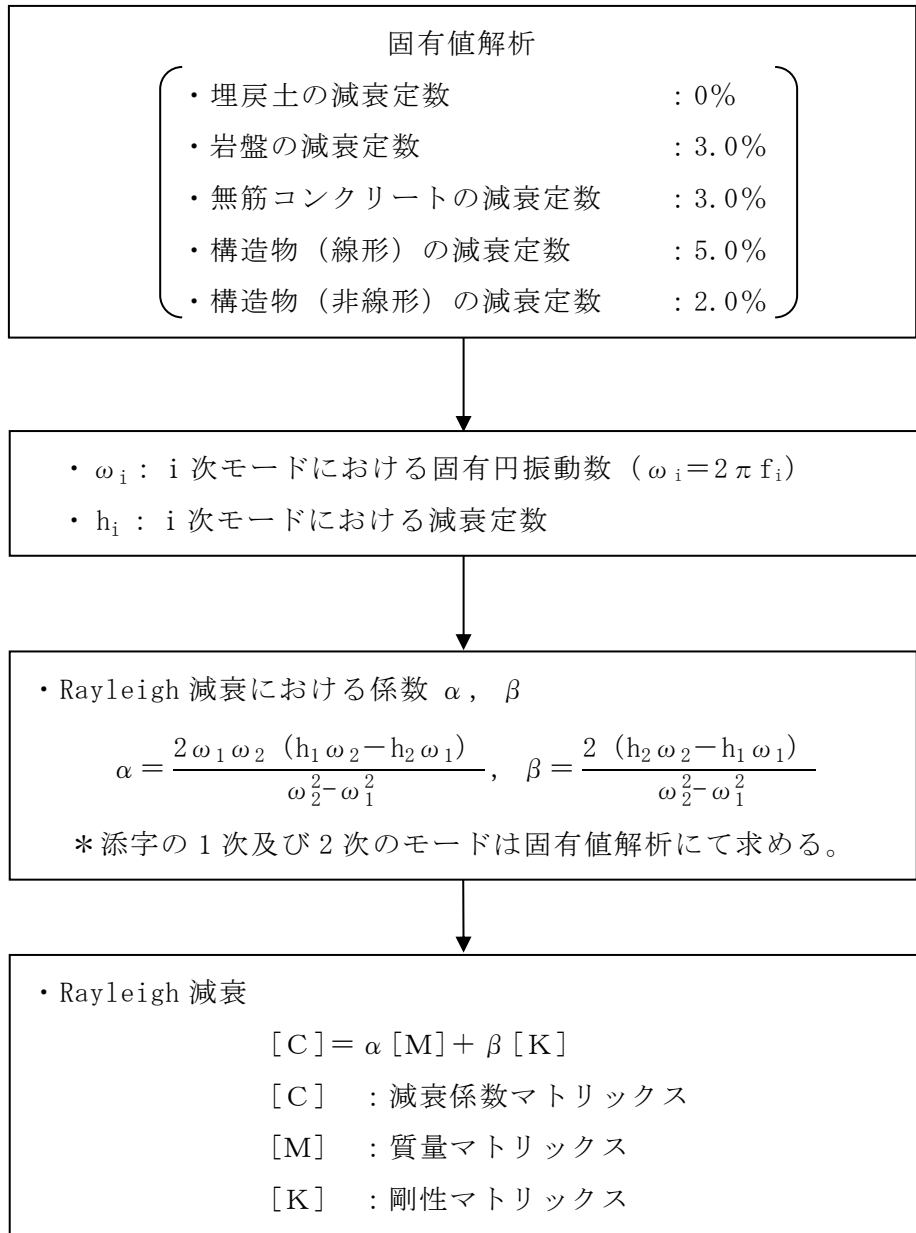


図 3-27 Rayleigh 減衰の設定フロー

3.3.1 全応力解析で設定する Rayleigh 減衰

全応力解析における Rayleigh 減衰の係数 α 、 β は、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α 、 β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2$$

h_i : 固有値解析により求められた i 次モードの減衰定数

ω_i : 固有値解析により求められた i 次モードの固有円振動数

固有値解析結果の一覧を表 3-6～表 3-8 に、固有値解析におけるモード図を図 3-28～図 3-30 に、係数 α 、 β を表 3-9 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-31～図 3-33 に示す。

表 3-6 固有値解析結果 (A-A 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	2.194	16	0	5.50	-0.67	1次として採用
2	2.902	53	0	-6.33	-0.25	
3	4.095	0	5	-0.04	-2.68	
4	4.592	0	5	-0.19	-2.98	
5	4.663	0	1	-0.39	-0.68	
6	4.819	5	0	-3.53	-0.09	2次として採用
7	5.319	1	1	-2.86	2.59	
8	5.465	2	16	-1.97	-6.82	
9	5.920	2	9	-1.79	3.41	
10	6.157	0	1	0.43	-1.60	

表 3-7 固有値解析結果 (B-B 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	2.386	31	0	6.99	-0.56	1次として採用
2	2.936	36	0	-7.18	-0.50	
3	3.714	3	2	2.97	-2.23	
4	4.424	0	3	-0.71	-1.76	
5	4.986	4	13	-1.64	-2.86	
6	5.102	2	1	1.96	-1.20	2次として採用
7	5.510	2	7	2.01	-4.54	
8	5.815	0	15	-0.52	5.24	
9	5.937	3	1	-1.89	0.95	
10	6.152	1	2	0.85	1.01	

表 3-8 固有値解析結果 (C-C 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	5.180	17	0	2.97	-0.10	1次として採用
2	5.566	10	0	-2.22	-0.35	
3	6.274	1	1	2.03	-0.93	
4	6.614	1	0	0.31	-0.24	
5	7.833	16	0	-2.70	-0.02	
6	7.894	1	2	-0.54	-0.94	
7	8.428	13	0	-2.29	0.04	
8	8.800	3	0	-1.63	-0.17	
9	9.165	1	1	-0.56	0.63	
10	9.664	2	0	-1.10	0.06	2次として採用

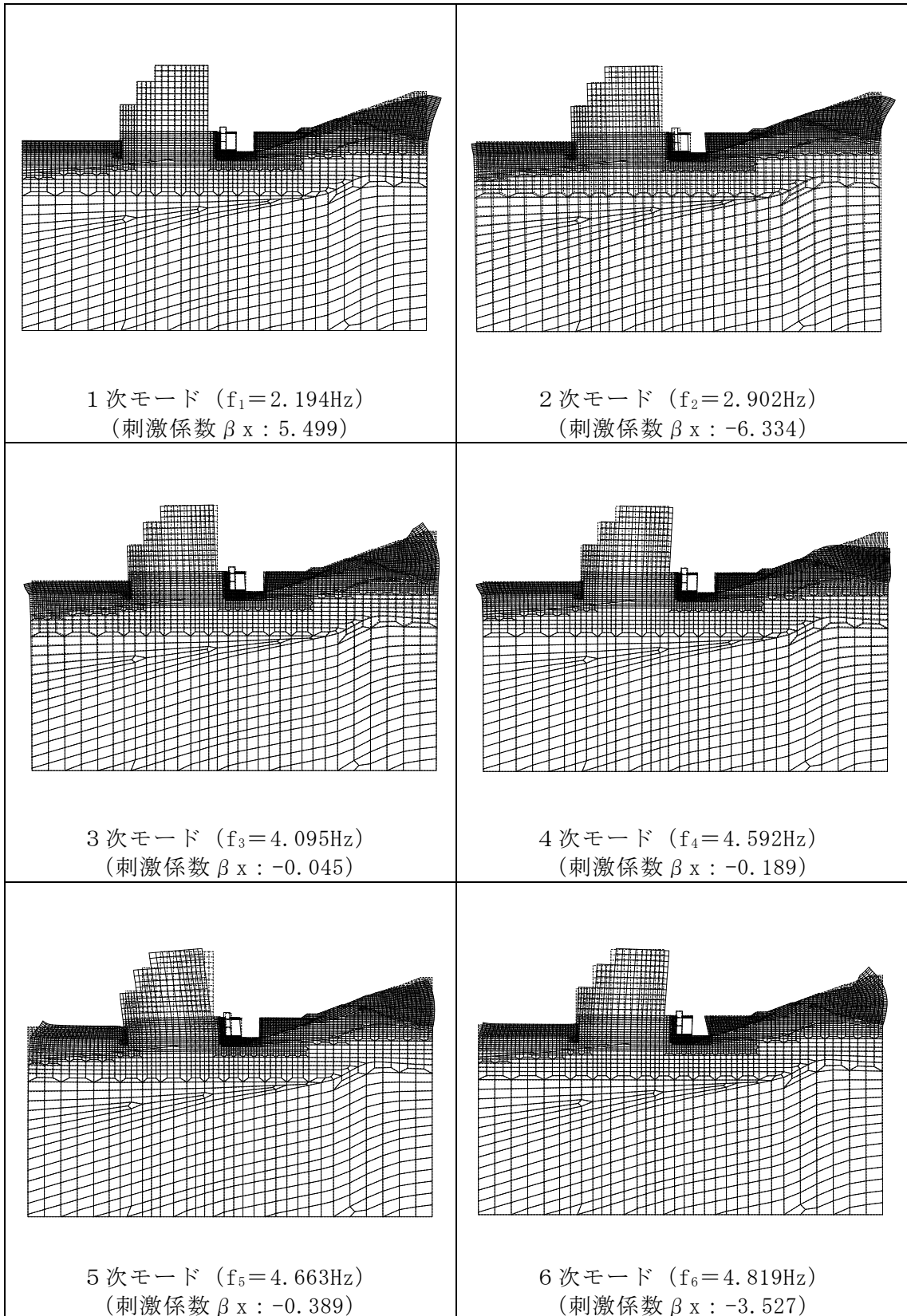


図 3-28(1) 固有値解析結果 (モード図, A-A 断面)

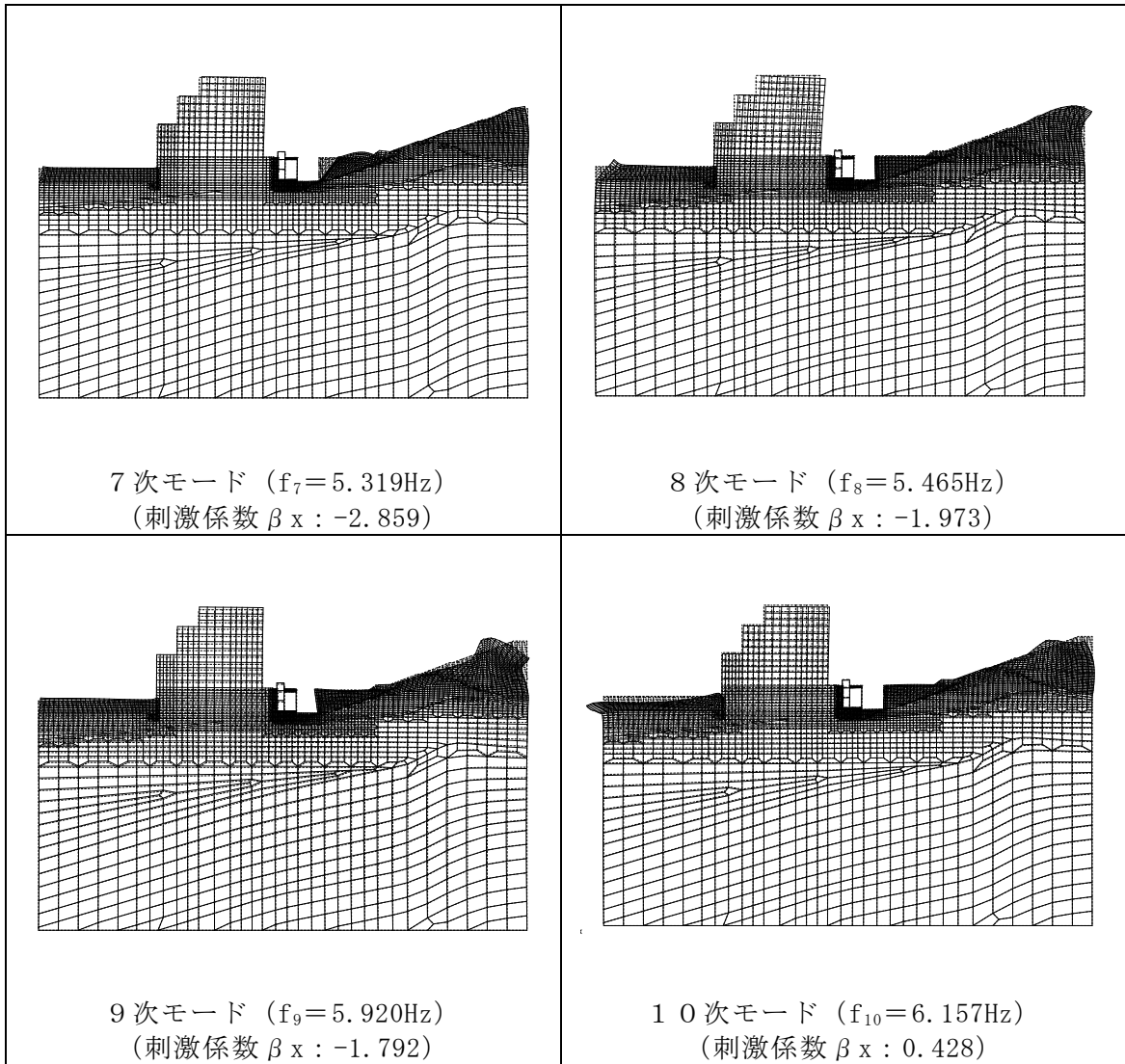


図 3-28(2) 固有値解析結果 (モード図, A-A断面)

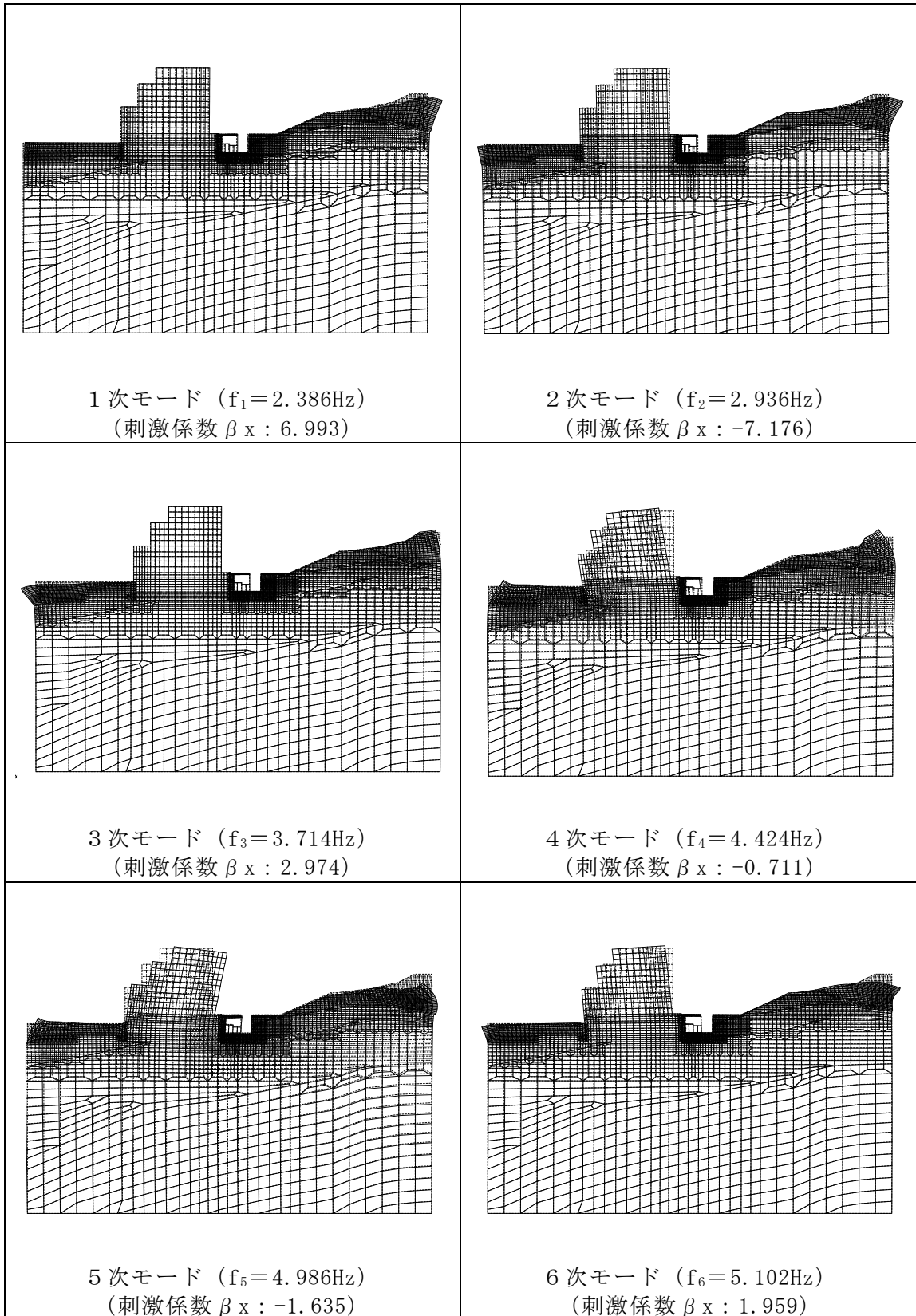


図 3-29(1) 固有値解析結果 (モード図, B-B断面)

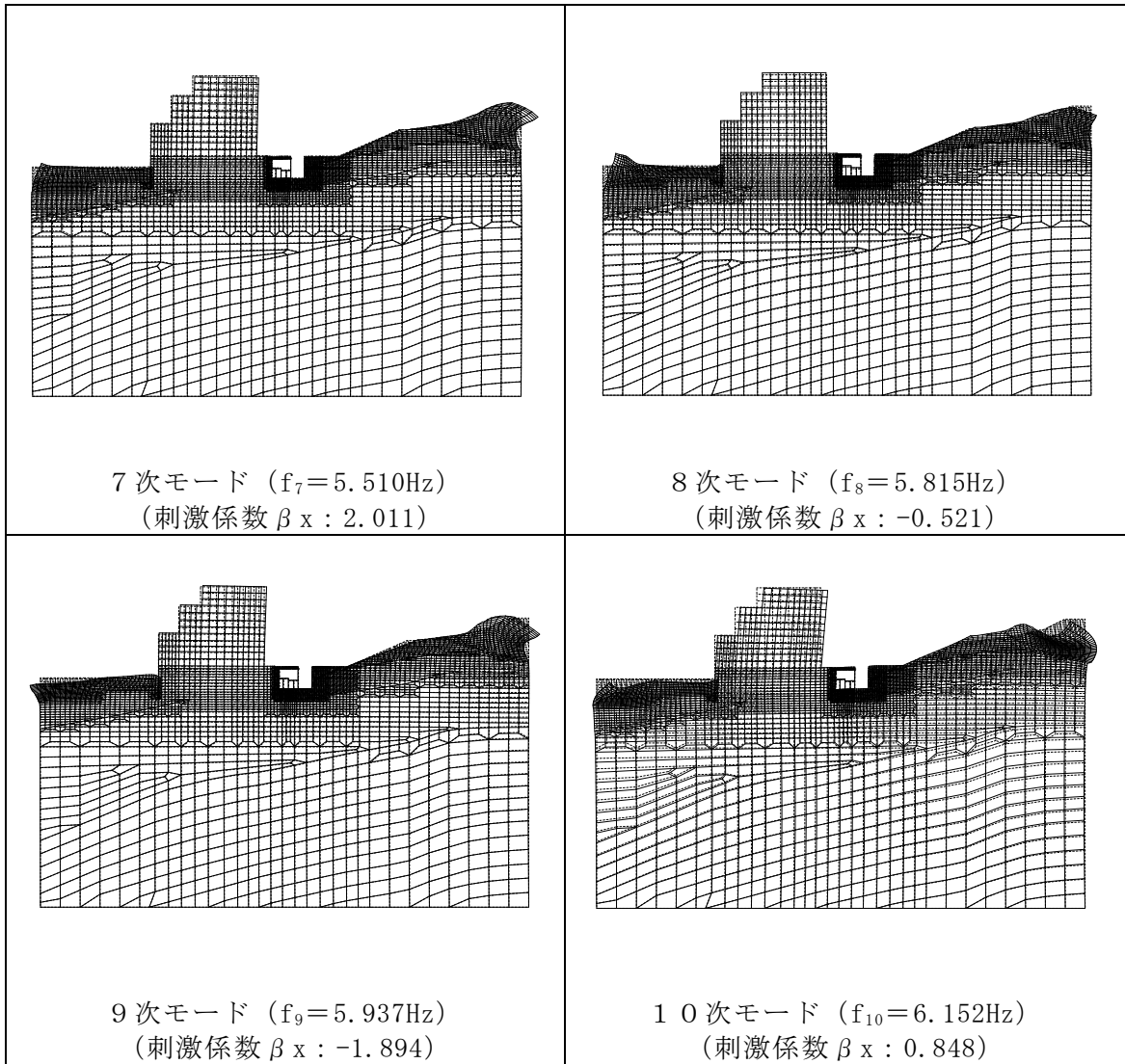


図 3-29(2) 固有値解析結果 (モード図, B-B断面)

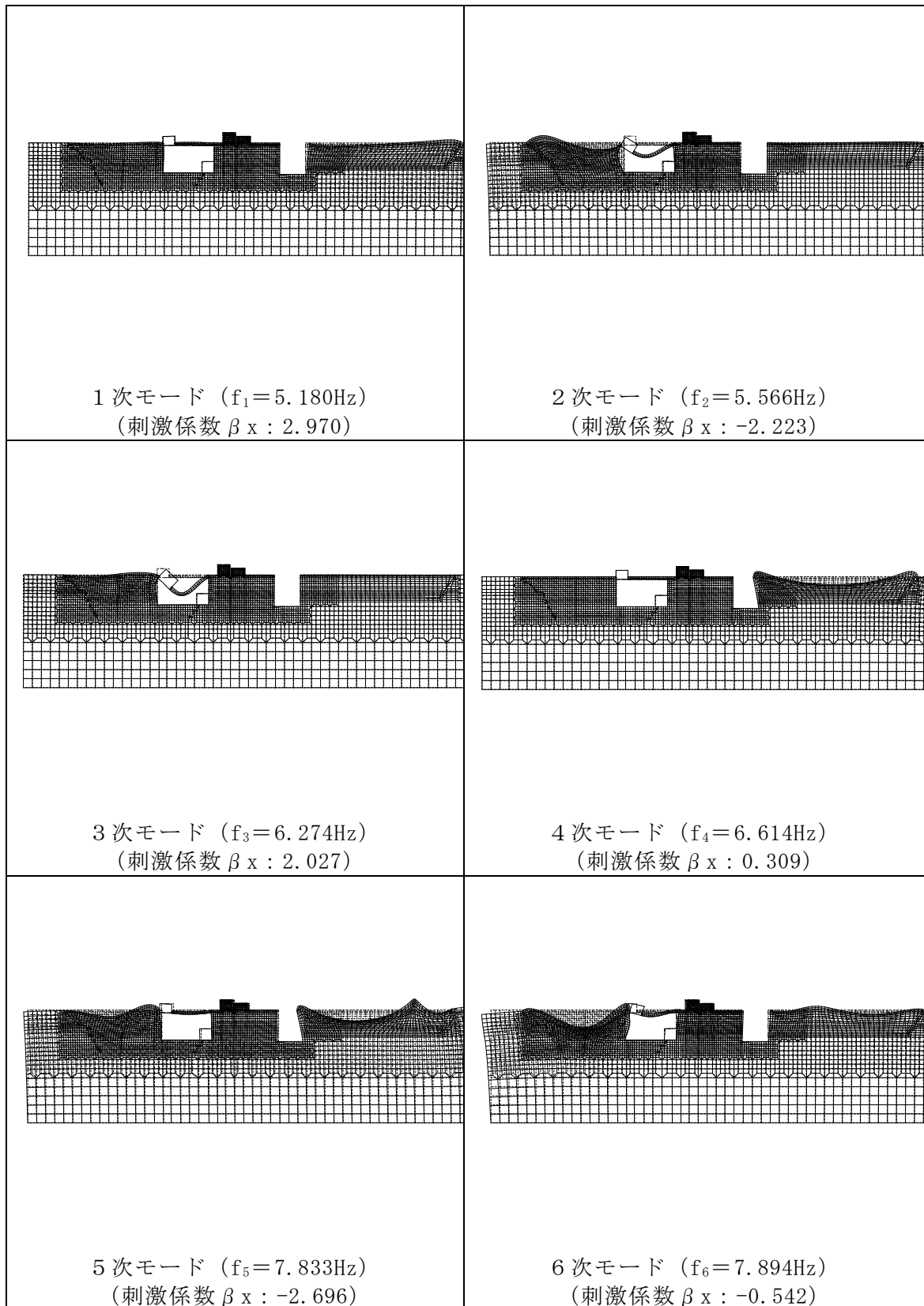


図 3-30(1) 固有値解析結果 (モード図, C-C断面)

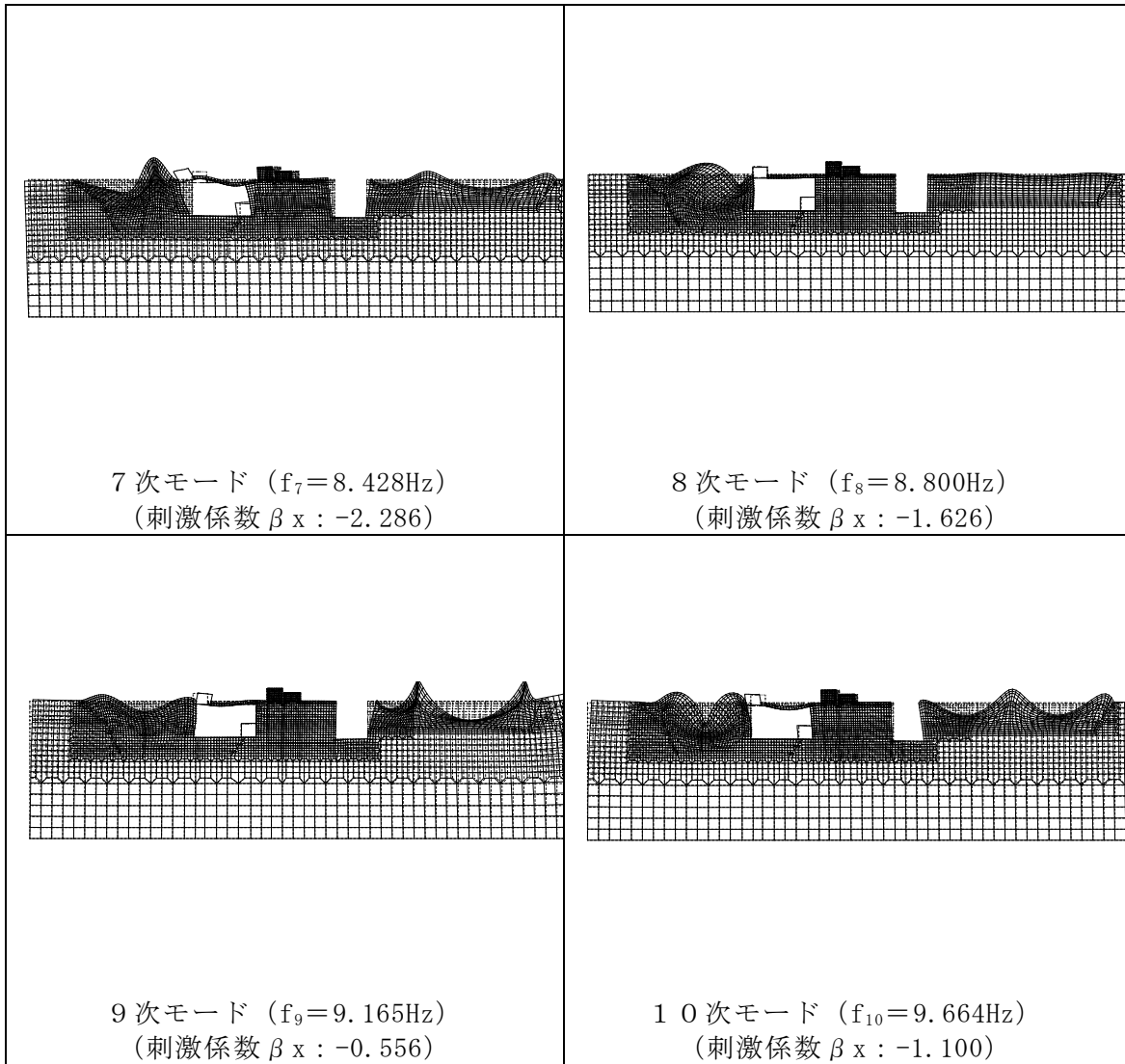


図 3-30(2) 固有値解析結果 (モード図, C-C断面)

表 3-9 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面		α	β
A-A 断面		1.208×10^{-1}	8.062×10^{-4}
B-B 断面		3.744×10^{-1}	8.871×10^{-4}
C-C 断面	全応力解析	2.964×10^{-1}	1.202×10^{-4}

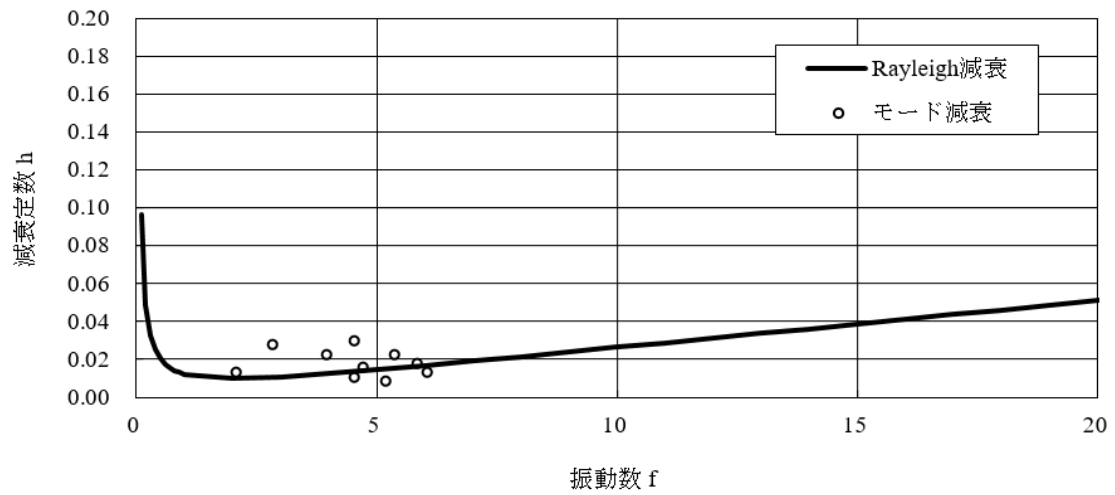


図 3-31 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面)

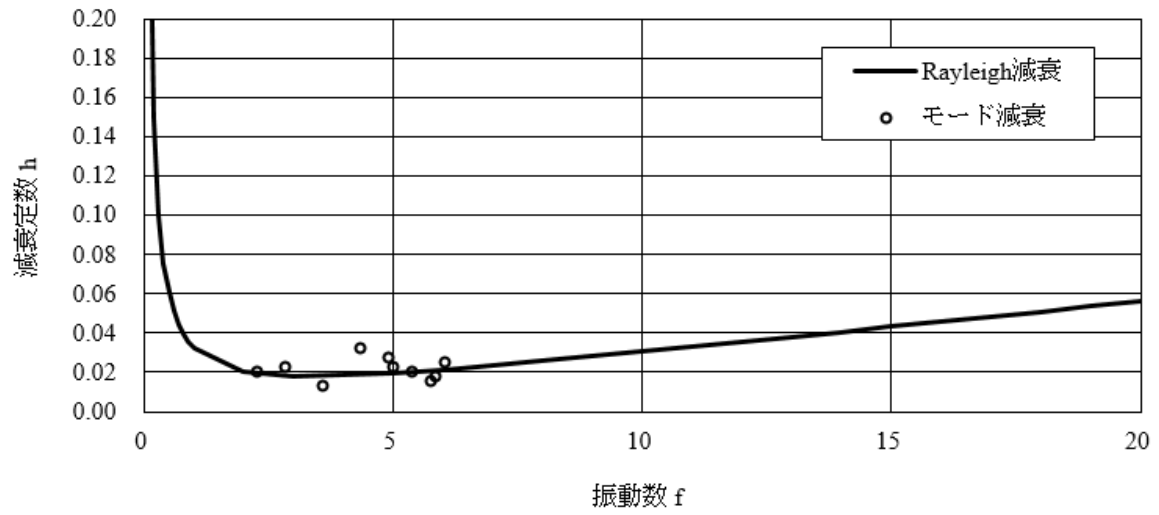


図 3-32 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面)

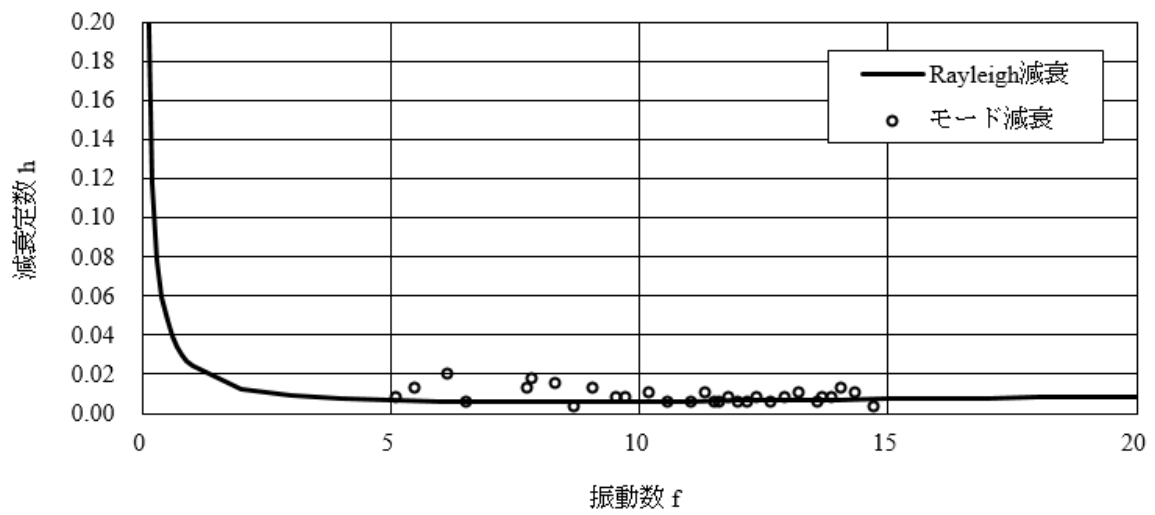


図 3-33 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面)

3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰

有効応力解析における Rayleigh 減衰は，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，地盤応答の保守的な評価が行われるよう係数 α を 0 として設定し，低振動数帯で減衰 α [m] の影響がない剛性比例型減衰としている。また，係数 β は，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ [理論編]」に基づき $\beta = 0.002$ と設定する。

3.4 荷重及び荷重の組合せ

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

地震時に第1ベントフィルタ格納槽に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表3-10に示す。

表3-10 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ 機器・配管系の重量に基づいて設定する。
	積載 荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		土被り荷重	○ 常時応力解析により設定する。
	永久上載荷重	— 地表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に第1ベントフィルタ格納槽に作用する機器・配管系の荷重図を図3-34に示す。機器・配管荷重は、常時・地震時ともに付加質量としてモデル化する。

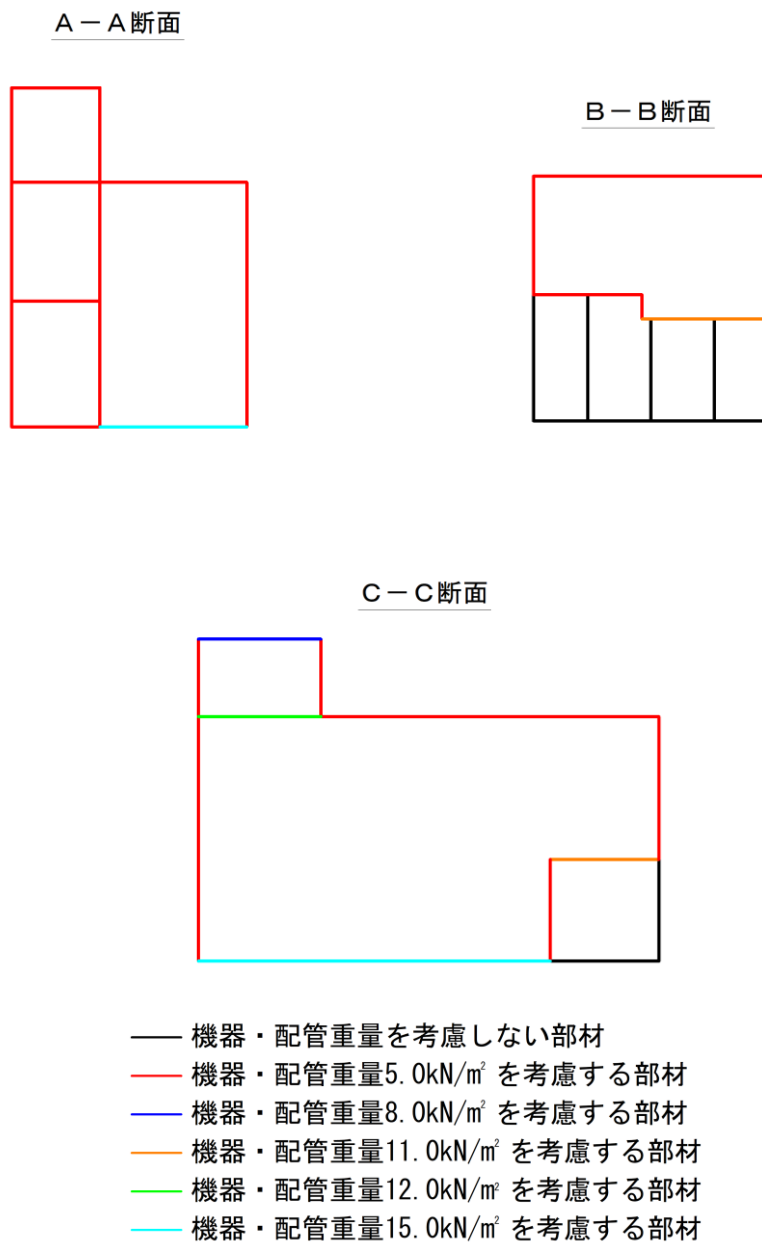


図3-34 解析用機器・配管荷重図

3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.8 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

3.4.3 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日，松江市規則第234号）」により，積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

A-A断面及びB-B断面の周辺には主に岩盤が分布していることから、岩盤の動せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

C-C断面の側面には埋戻土が分布し、主たる荷重は埋戻土の土圧となることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

解析ケースについては、せん断弾性係数の平均値を基本ケース（表3-11に示すケース①及び表3-12に示すケース④）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表3-11に示すケース②及び③並びに表3-12に示すケース⑤及び⑥）について確認を行う。

また、C-C断面においては、非液状化の条件を仮定した解析ケース（表3-12に示すケース⑦及び⑧）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 3-11 解析ケース (A-A断面及びB-B断面)

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断 弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1σ
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1σ

表 3-12 解析ケース (C-C断面)

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断 弾性係数)
ケース④ (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値
ケース⑤	有効応力解析	平均値 + 1σ	平均値
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1σ	平均値
ケース⑦	全応力解析	平均値	平均値
ケース⑧	全応力解析	平均値 + 1σ	平均値

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価における解析ケースを表 3-13 に示す。耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6 波）を加えた全 12 波に対し、基本ケース（ケース①）を実施する。基本ケース（ケース①）において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-13 に示す解析ケース②及び③を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 3-35 に示す。なお、C-C 断面については 4 辺固定版による評価を実施することから、上記によらず「5.1.1 解析ケース」において解析ケースを選定する。

表 3-13 耐震評価における解析ケース（A-A 断面及び B-B 断面）

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○	
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

基準地震動 S_s （6 波）に位相反転を考慮した地震動（6 波）を加えた全 12 波に対し、ケース①（基本ケース）を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。
すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

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

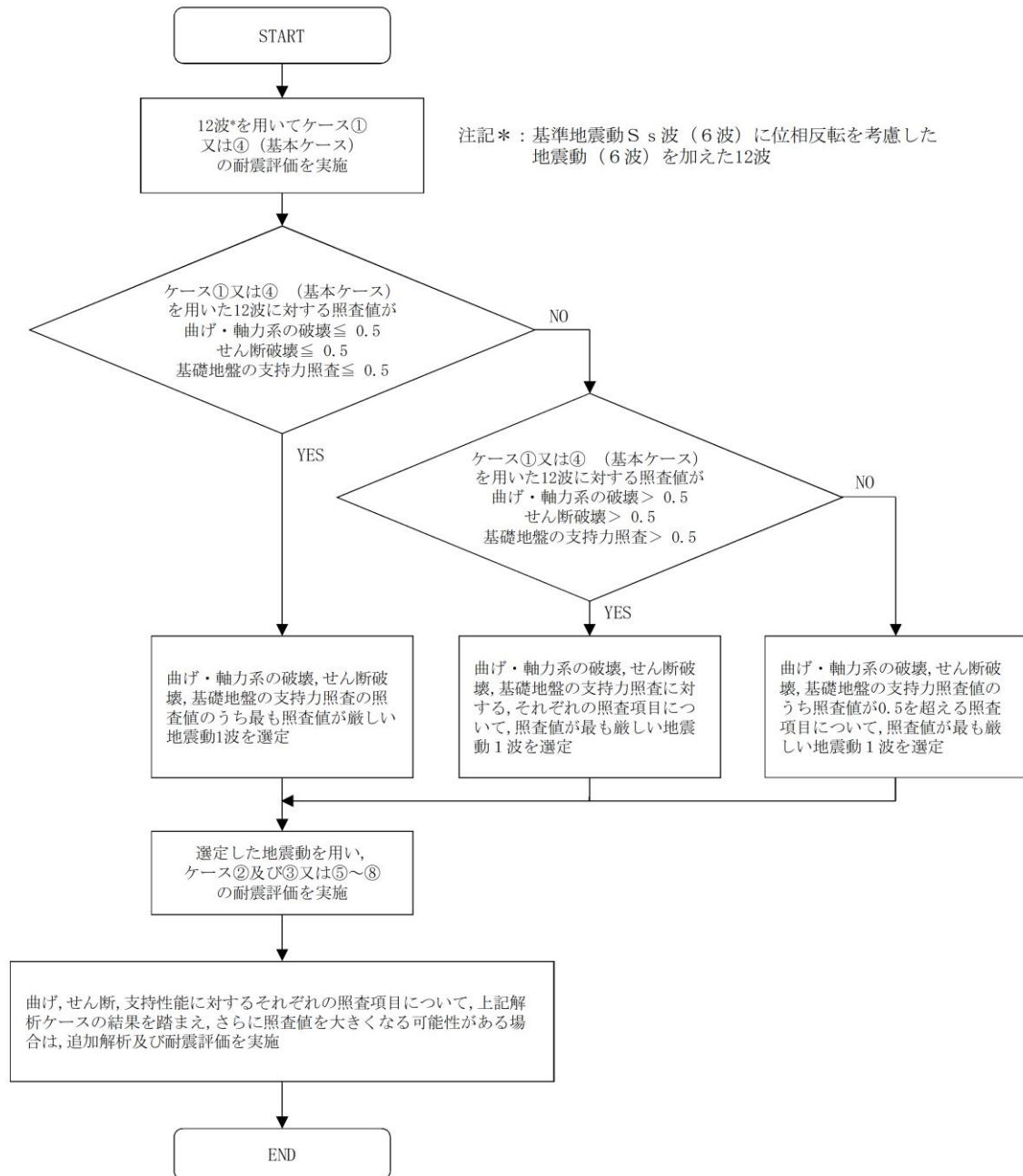


図 3-35 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

「3.5.1 耐震評価における解析ケース」と同様に、地盤物性のばらつきを考慮する（表 3-14 に示すケース②及び③及び表 3-15 に示すケース⑤及び⑥）。

表 3-14 機器・配管系の耐震評価における解析ケース
(A-A断面及びB-B断面)

解析ケース	解析手法	地盤物性		備考
		埋戻土 (G_o : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)	
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値	
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1σ	
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1σ	
ケース⑨	全応力解析	平均値	平均値	材料物性のばらつき
ケース⑩	全応力解析	平均値	平均値	地下水位低下*

注記* : 解析モデル内に地下水位を設定しない状態で検討する。

表 3-15 機器・配管系の耐震評価における解析ケース (C-C断面)

解析ケース	解析手法	地盤物性		備考
		埋戻土 (G_o : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)	
ケース④ (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値	
ケース⑤	有効応力解析	平均値 + 1σ	平均値	
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1σ	平均値	
ケース⑧	全応力解析	平均値 + 1σ	平均値	
ケース⑪	有効応力解析	平均値	平均値	材料物性のばらつき
ケース⑫	有効応力解析	平均値	平均値	地下水位低下*

注記* : 解析モデル内に地下水位を設定しない状態で検討する。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきを考慮した解析ケースについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-14 に示すケース⑨並びに表 3-15 に示すケース⑩）。

第 1 ベントフィルタ格納槽におけるコンクリート実強度は、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事（（社）日本建築学会，2013 年）」及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（（社）日本原子力学会，2015 年）」より算定される圧縮強度のうち最大となるものを選択する。

ヤング係数は実強度に対応するコンクリート標準示方書に基づき算出する。設定した圧縮強度及びヤング係数を表 3-16 に示す。

表 3-16 コンクリート実強度を考慮した物性値

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
36.1	29.8

(3) 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

地下水位については、地下水位低下設備に期待せず、保守的に高く設計地下水位を設定していることから、機器・配管系の床応答への影響を確認するため、地下水位が低下している状態での影響検討を実施する（表 3-14 に示すケース⑩並びに表 3-15 に示すケース⑪）。

(4) 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケースの組合せ

機器・配管系に対する応答加速度抽出においては、基準地震動 S_s 全波（6 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6 波）を加えた全 12 波を用いて解析ケース表 3-17 及び表 3-18 に示す解析ケースを実施する。

表 3-17 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑩
	基本ケース 平均値	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮し た解析ケース 平均値+1σ	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮し た解析ケース 平均値-1σ	材料特性(コンクリ ート)の実強度を考 慮した解析ケース 平均値	地下水が低い場合を 仮定した解析ケース 平均値
地震動 (位相)	++*1	○	○	○	△*2
	-+*1	○	○	○	-
	+--*1	○	○	○	-
	--*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-

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

*2：△は影響検討ケースについては，S s-D (++)により影響の程度を確認する。

表 3-18 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース	ケース④	ケース⑤	ケース⑥	ケース⑧	ケース⑩	ケース⑫
	基本 ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮して非液化化の 条件を仮定した解析 ケース	材料特性(コンクリート)の実強度 を考慮した解析ケース	地下水が低い場合 を仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値+1σ	平均値	平均値
S s-D	++*1	○	○	○	○	△*2
	-+*1	○	○	○	○	-
	+-*1	○	○	○	○	-
	--*1	○	○	○	○	-
S s-F 1	++*1	○	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	○	-
S s-N 1	++*1	○	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	○	-
S s-N 2 (NS)	++*1	○	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	○	-
S s-N 2 (EW)	++*1	○	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	○	-

注記*1: 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。
 *2: △は影響検討ケースを示す。影響検討ケースについては, S s-D (+ +) により影響の程度を確認する。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4-1に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

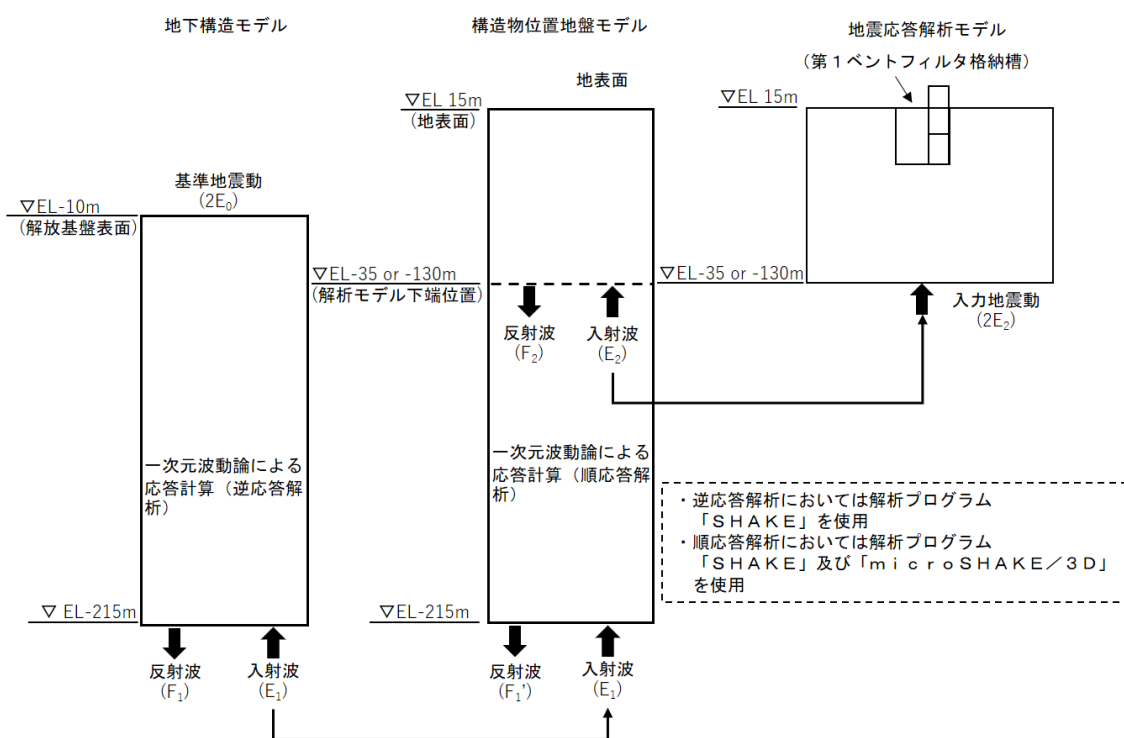
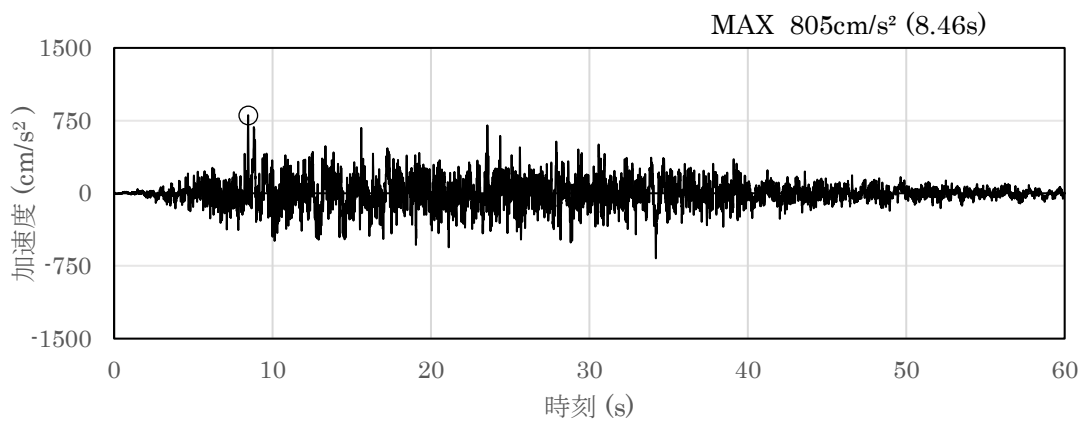


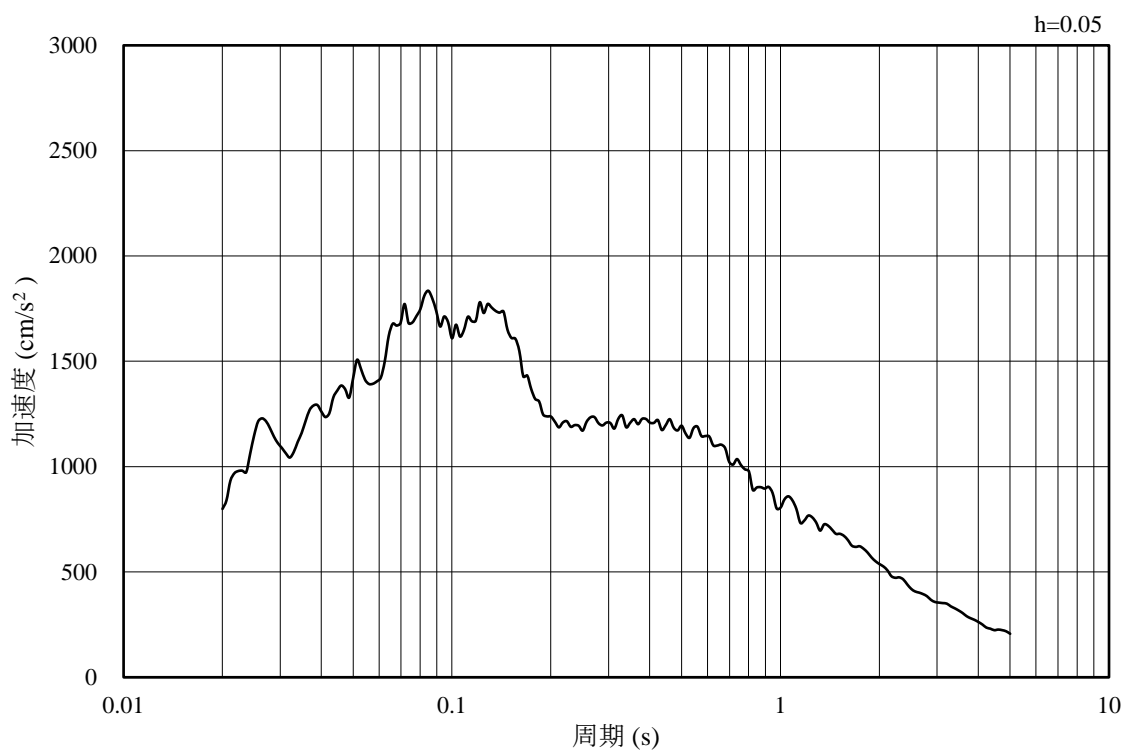
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 A-A断面及びB-B断面の入力地震動

図4-2～図4-13にA-A断面及びB-B断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

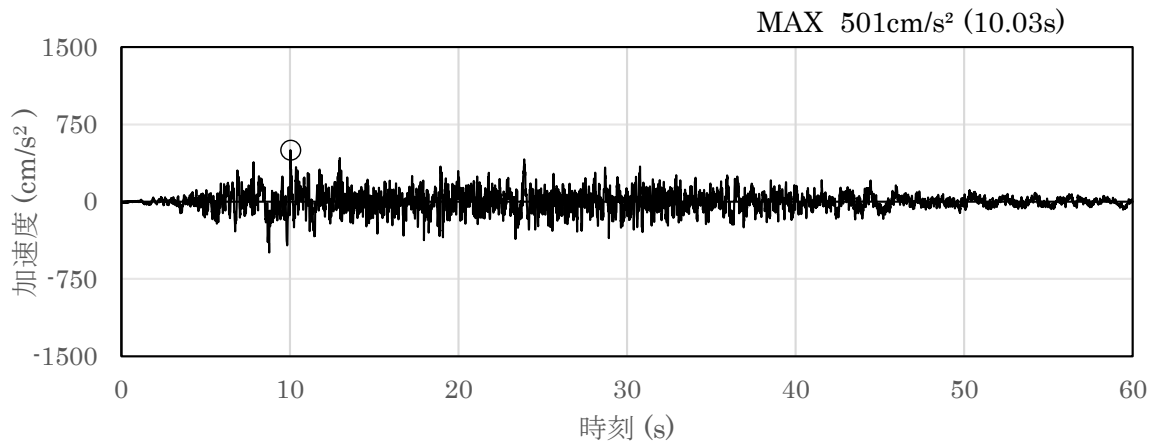


(a) 加速度時刻歴波形

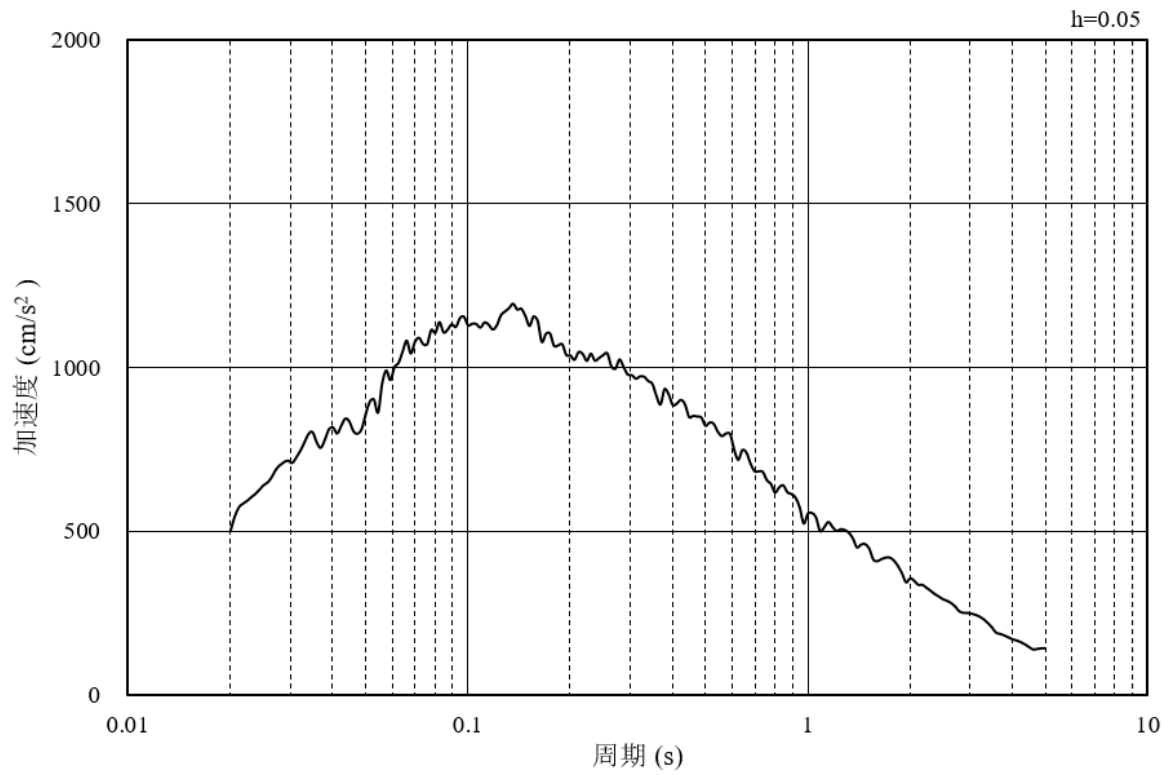


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 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
(水平成分：S s - D, EL-130m)

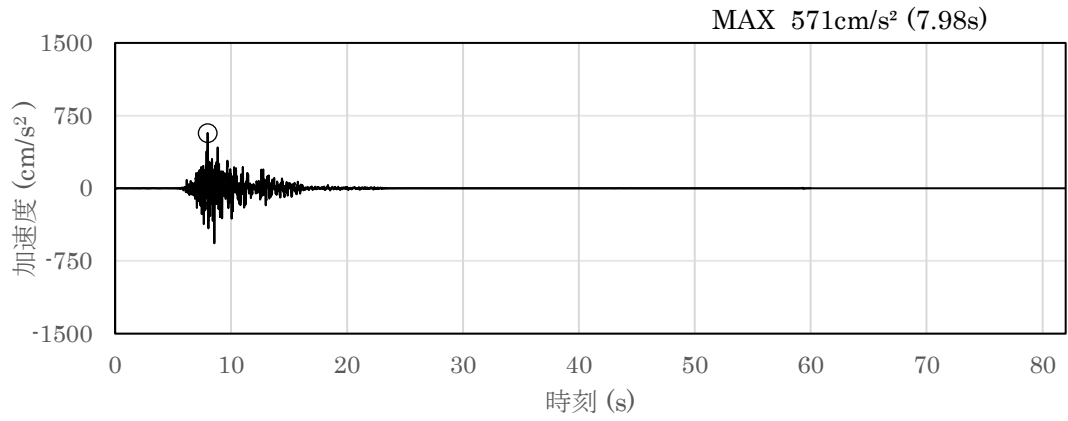


(a) 加速度時刻歴波形

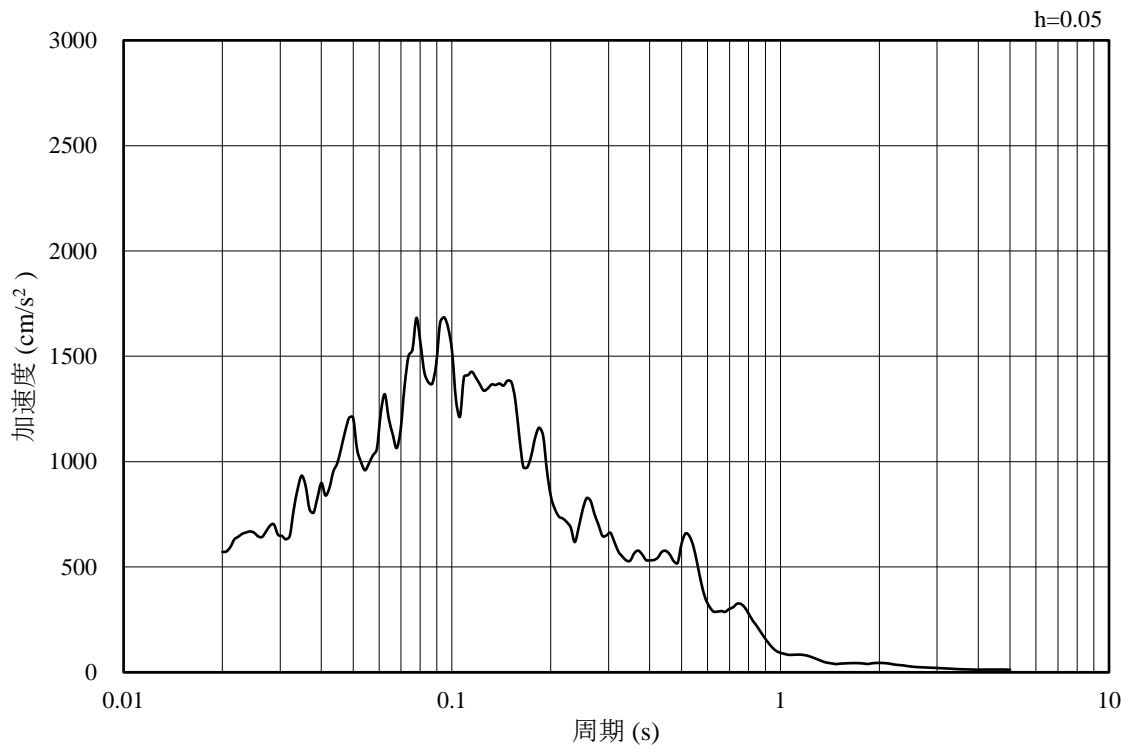


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 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
(鉛直成分：S s - D, EL-130m)

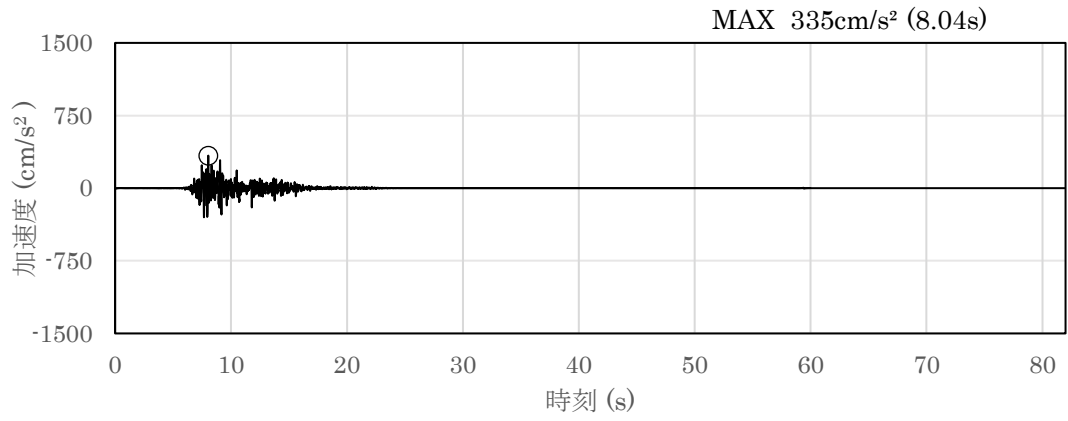


(a) 加速度時刻歴波形

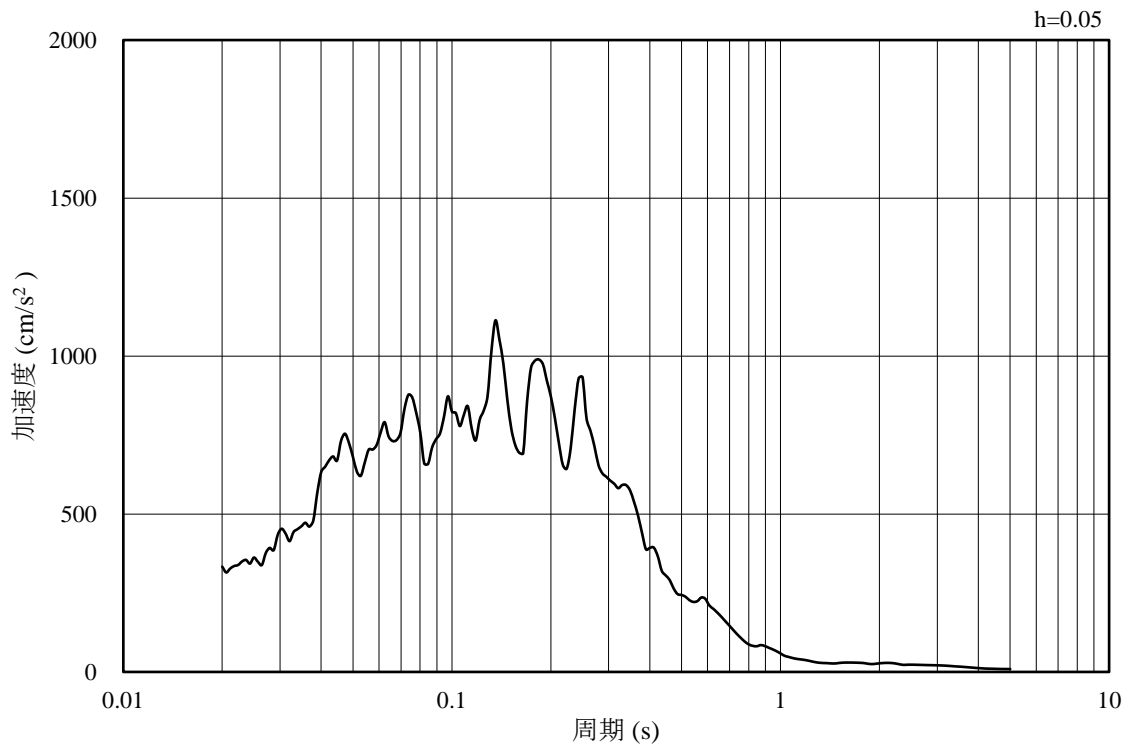


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 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
(水平成分：S s - F 1, EL-130m)

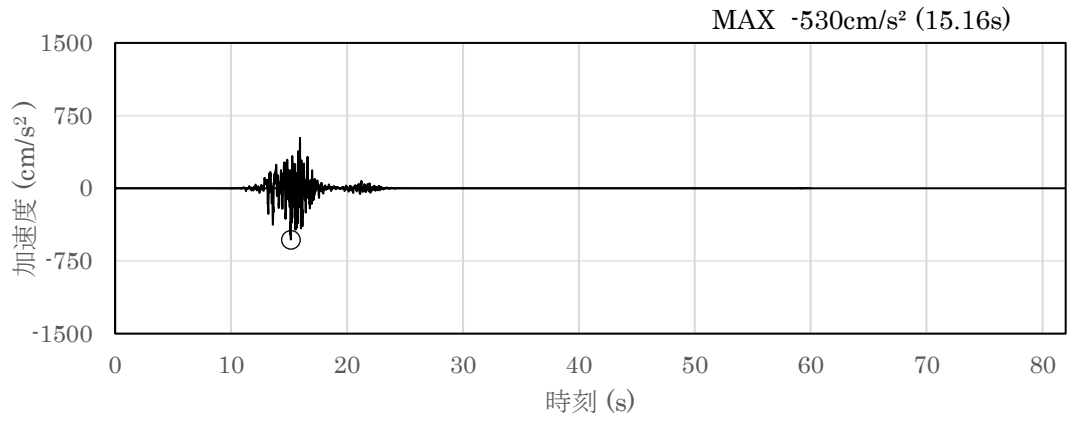


(a) 加速度時刻歴波形

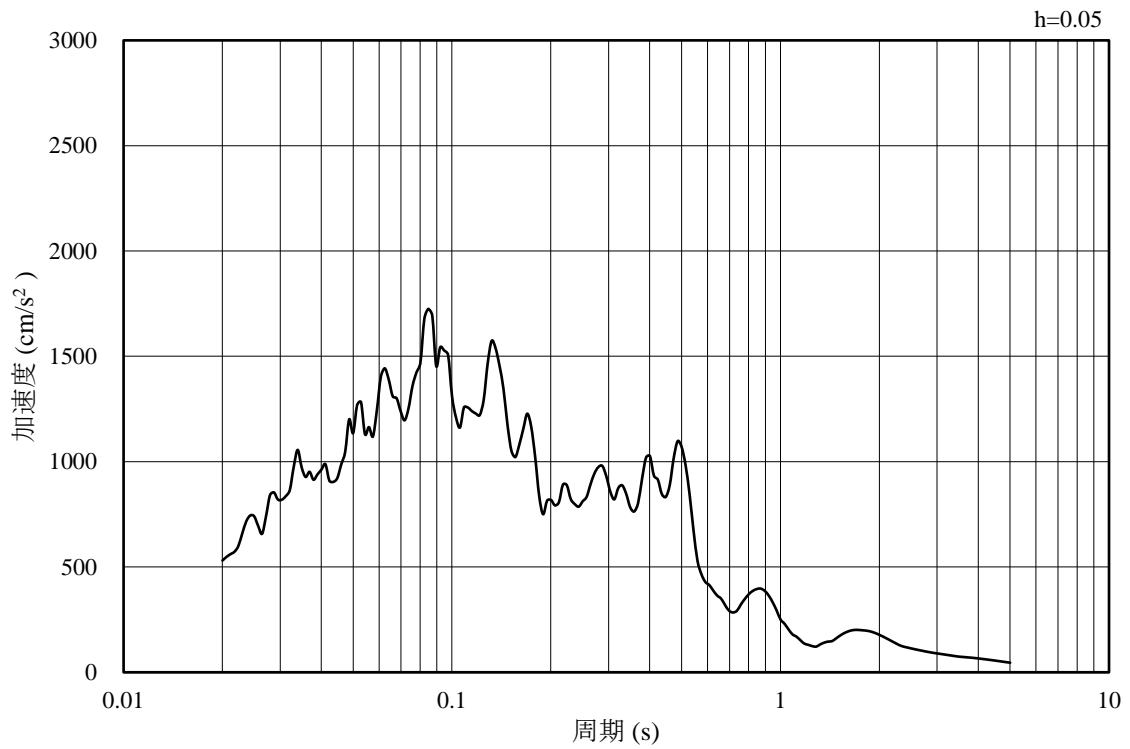


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 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
(鉛直成分：S s - F 1, EL-130m)

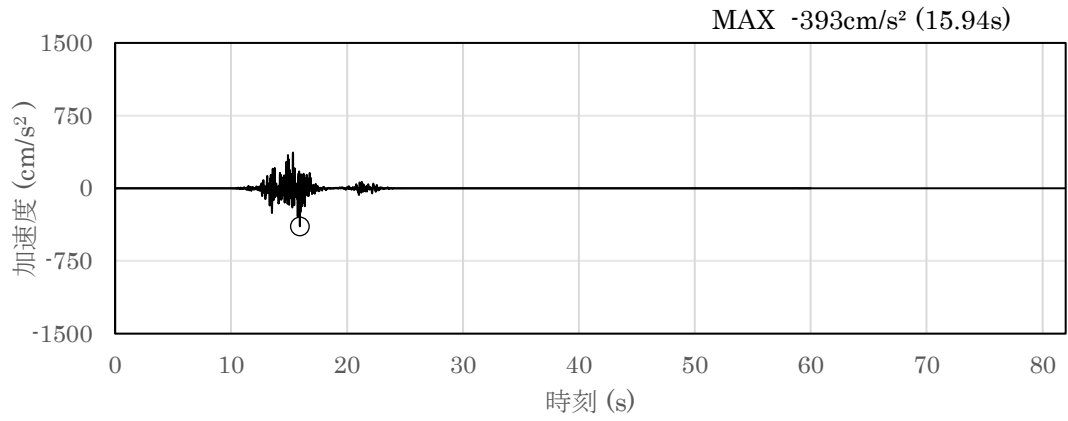


(a) 加速度時刻歴波形

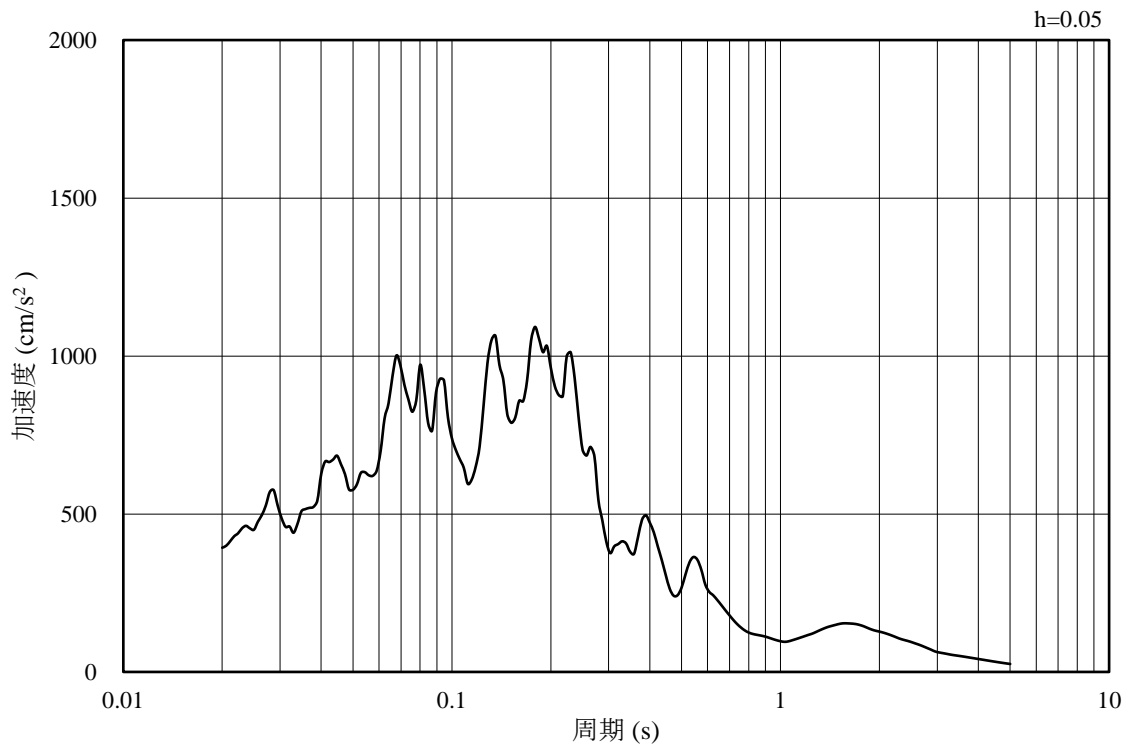


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 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
(水平成分：S s - F 2, EL-130m)

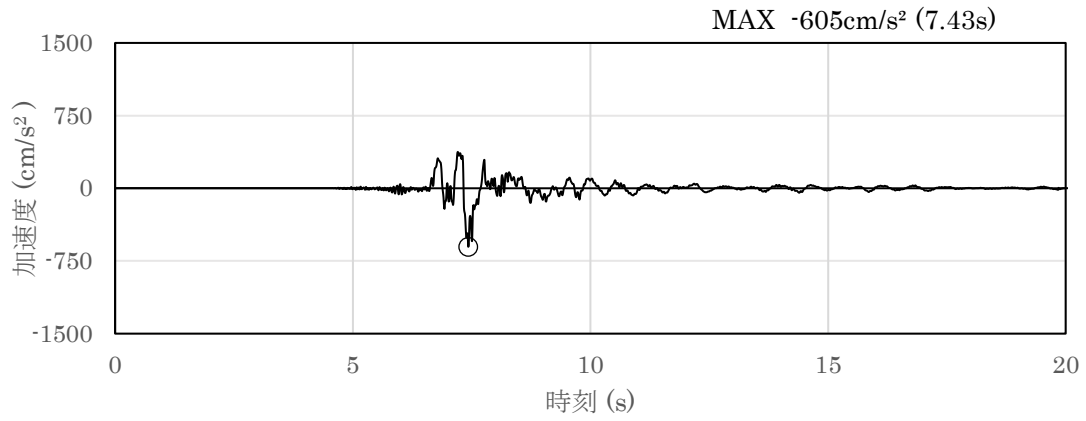


(a) 加速度時刻歴波形

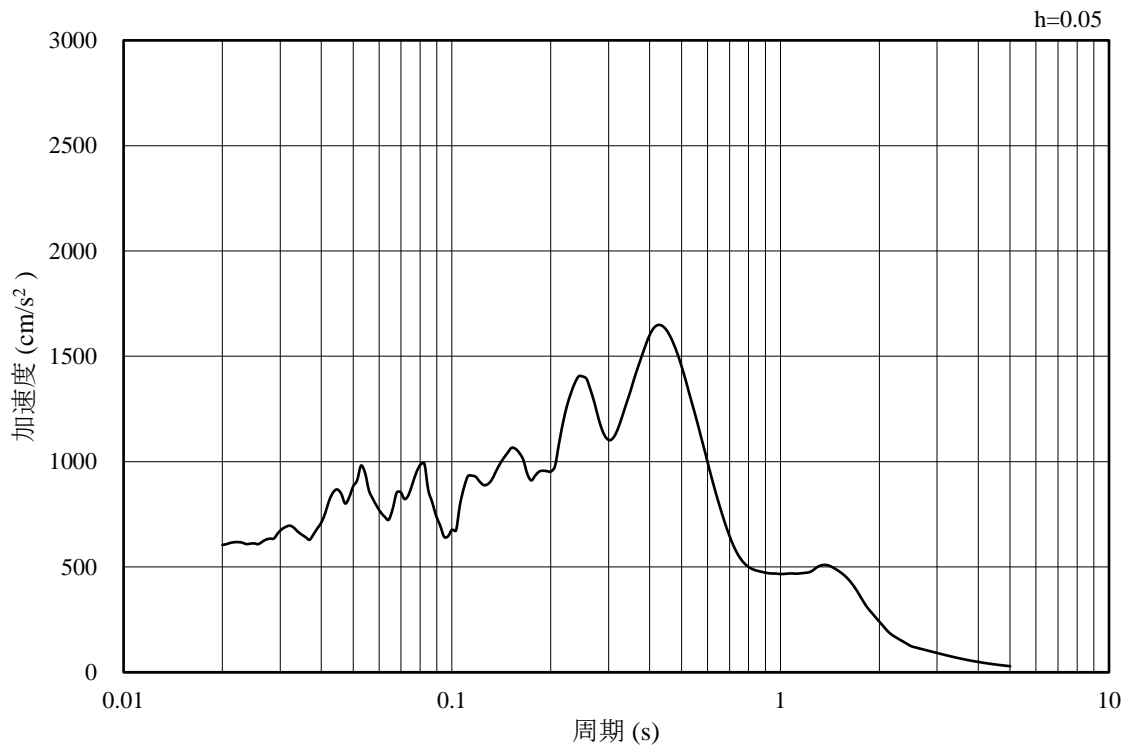


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 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
(鉛直成分：S s - F 2, EL-130m)

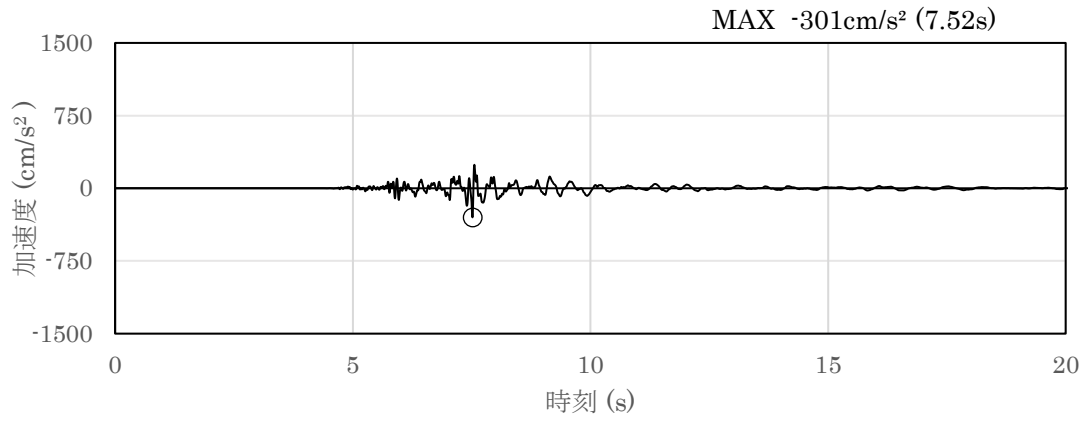


(a) 加速度時刻歴波形

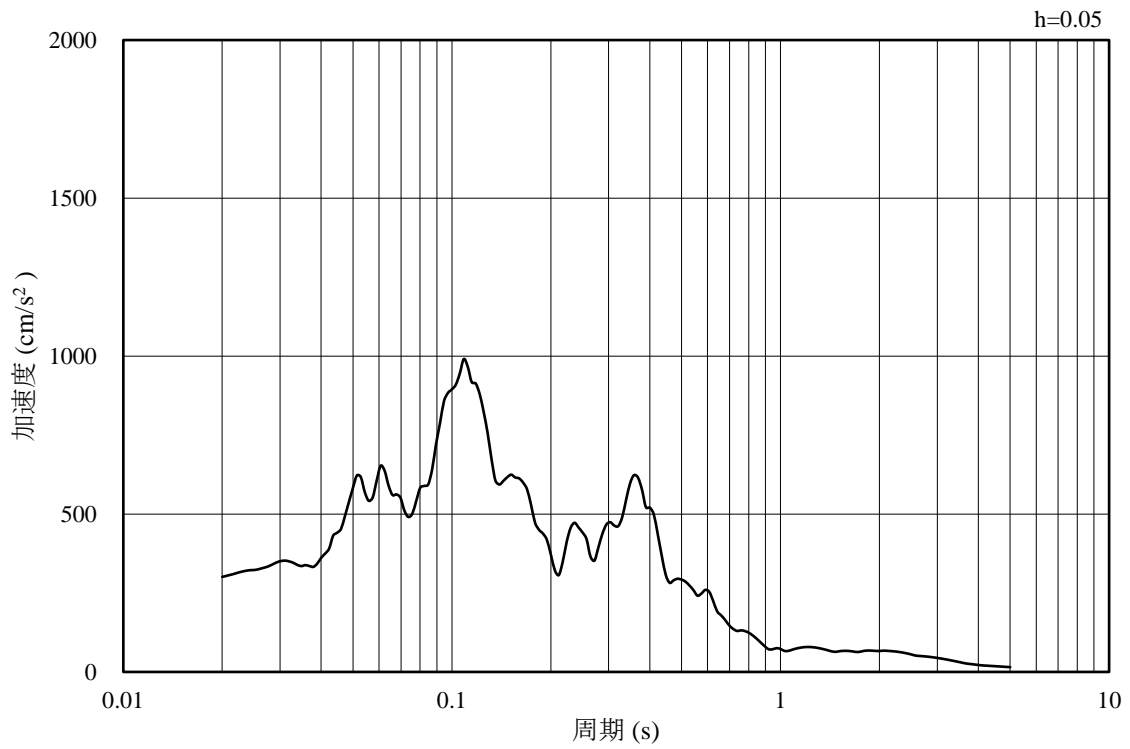


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 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
(水平成分：S s - N 1, EL-130m)

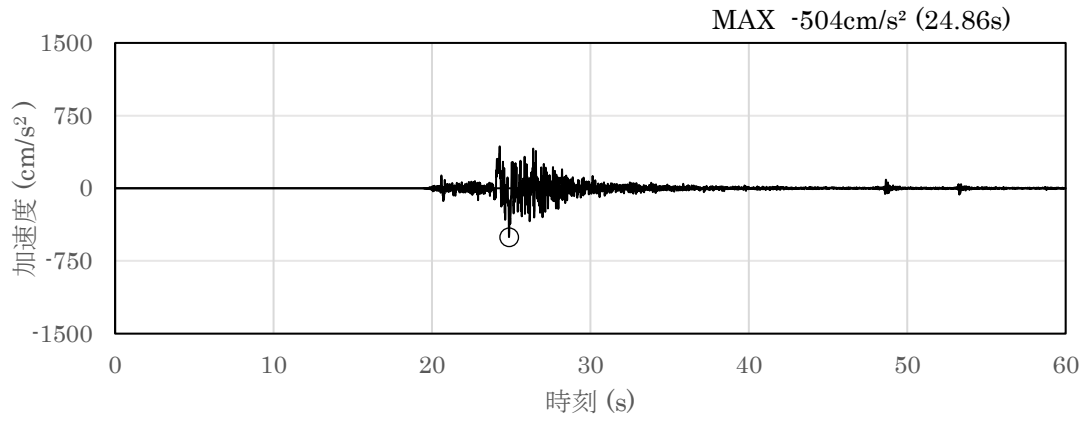


(a) 加速度時刻歴波形

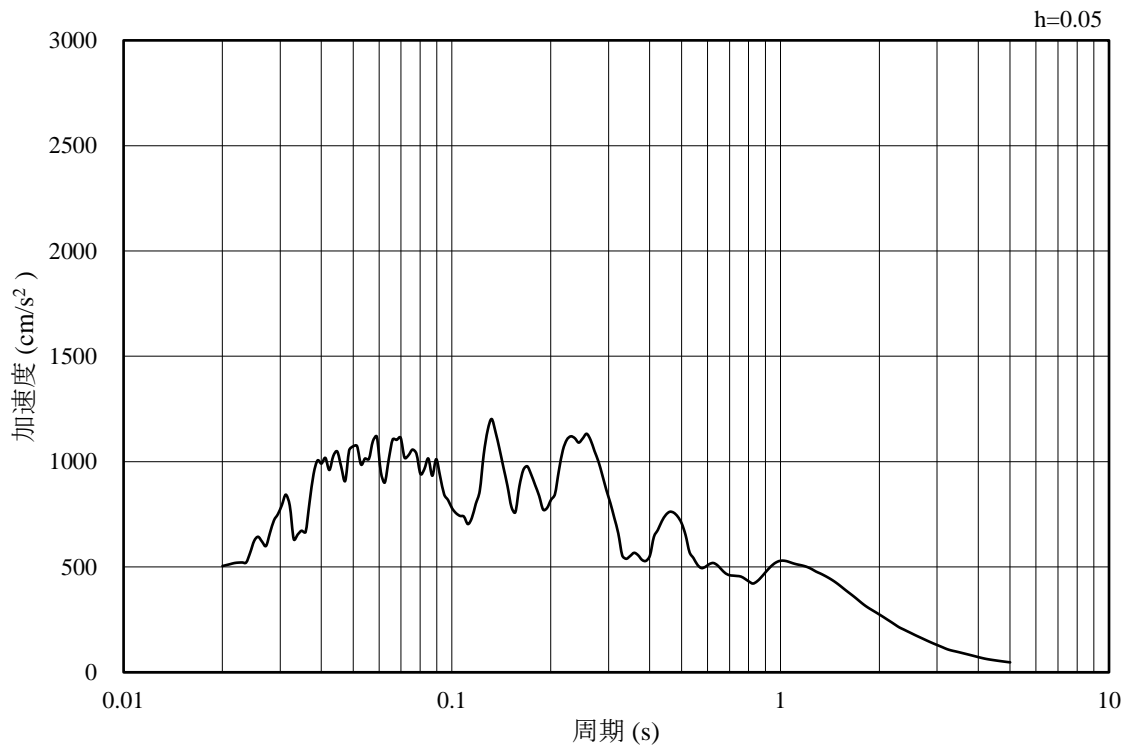


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 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
(鉛直成分：S s - N 1, EL-130m)

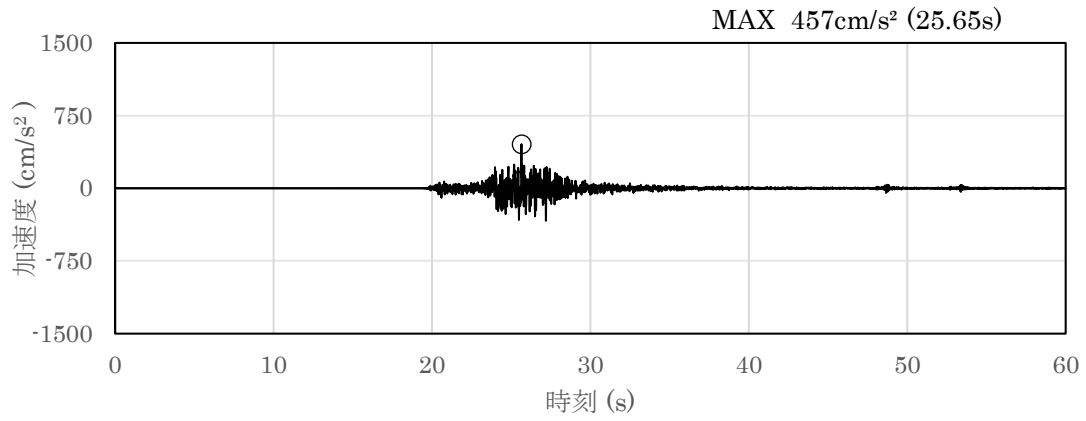


(a) 加速度時刻歴波形

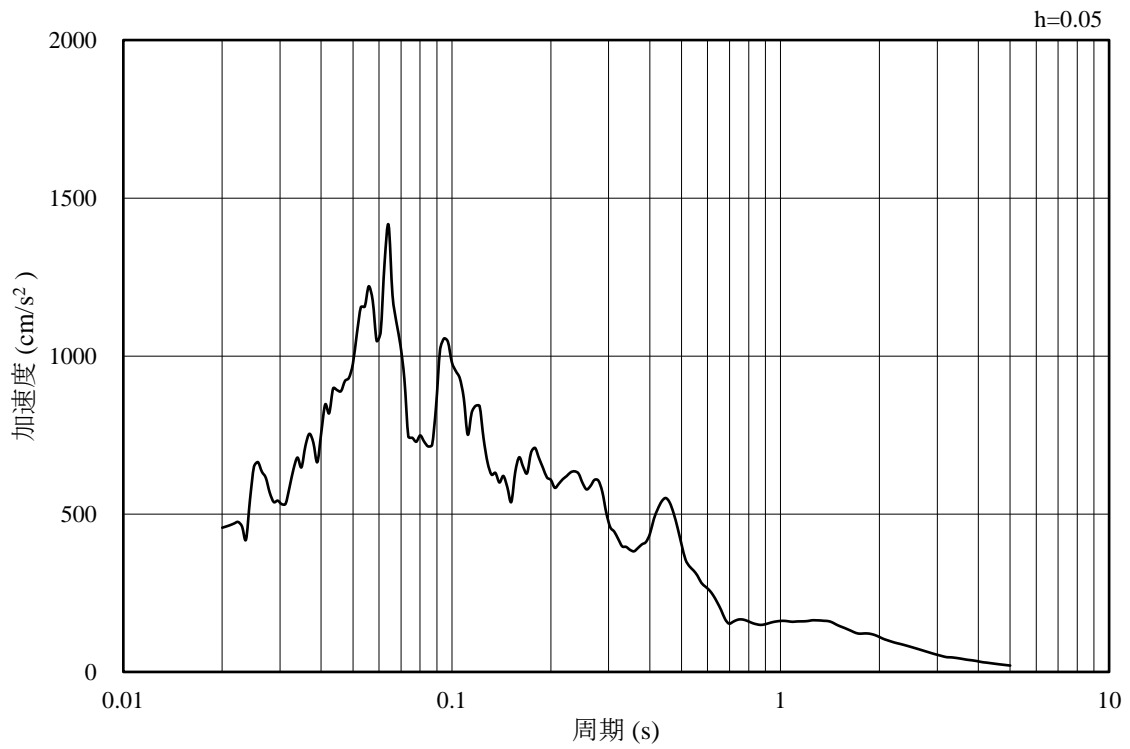


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 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
 (水平成分 : S s - N 2 (N S) , EL-130m)

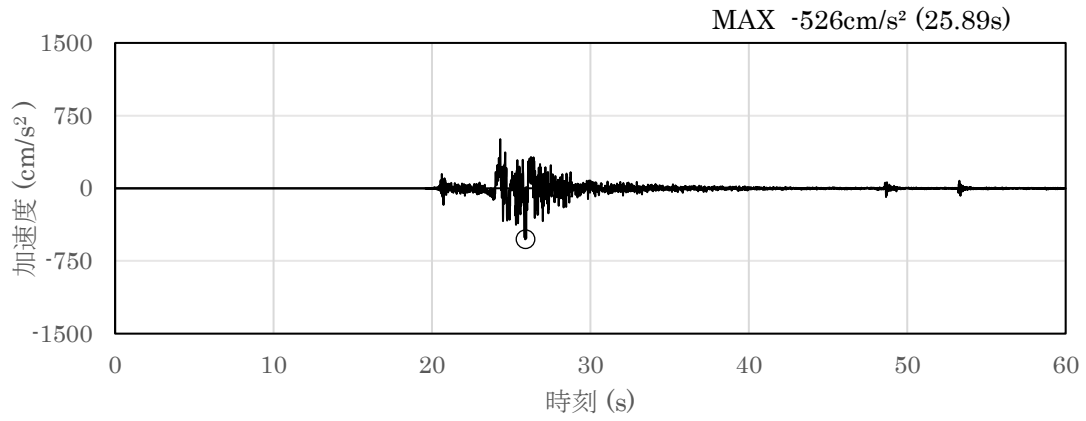


(a) 加速度時刻歴波形

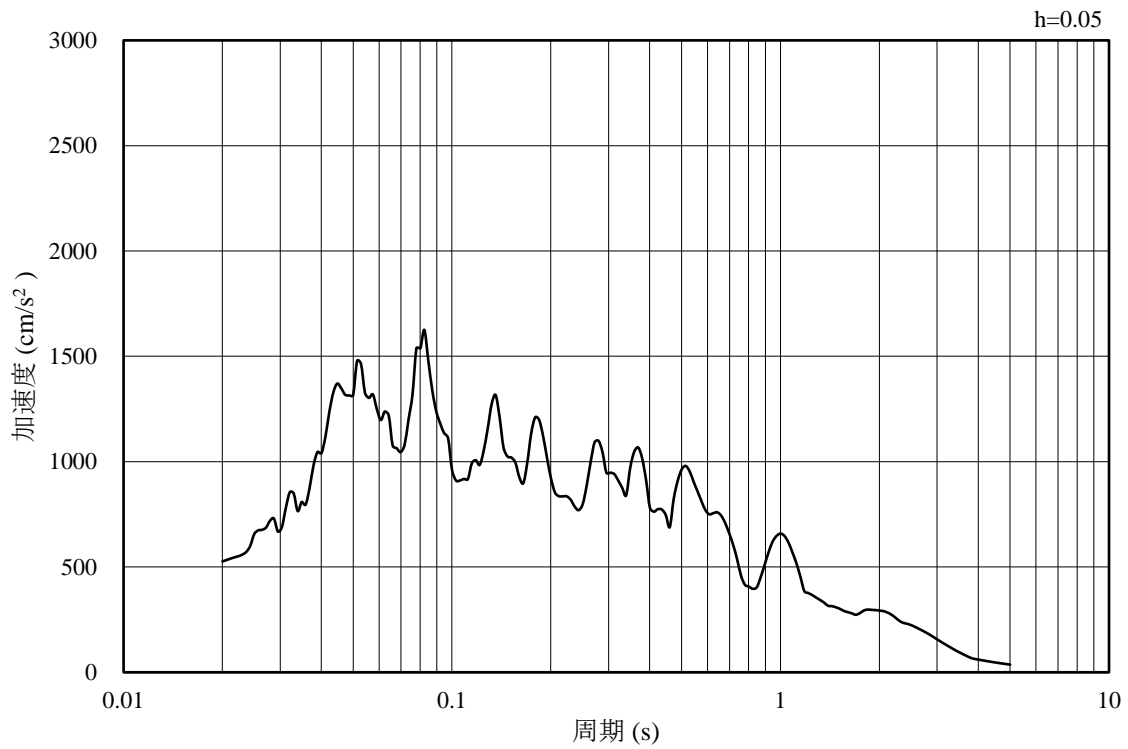


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 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
(鉛直成分：S s - N 2 (N S) , EL-130m)

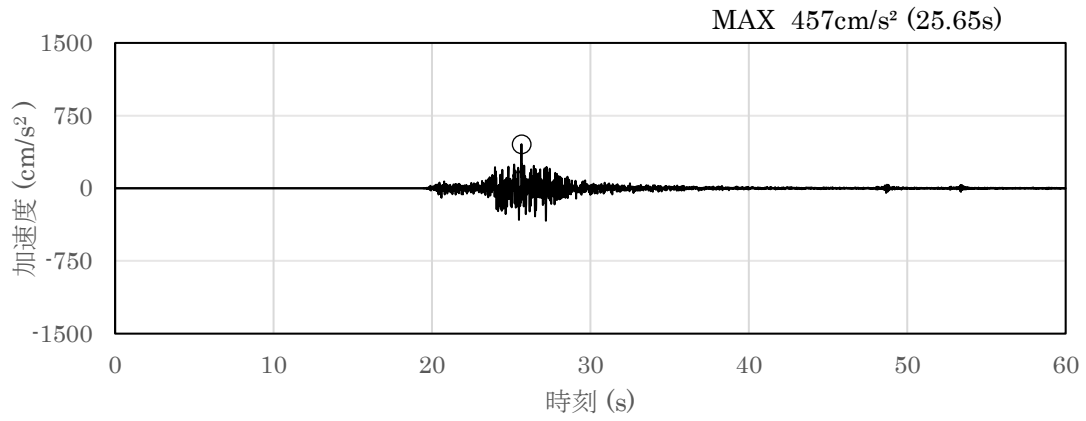


(a) 加速度時刻歴波形

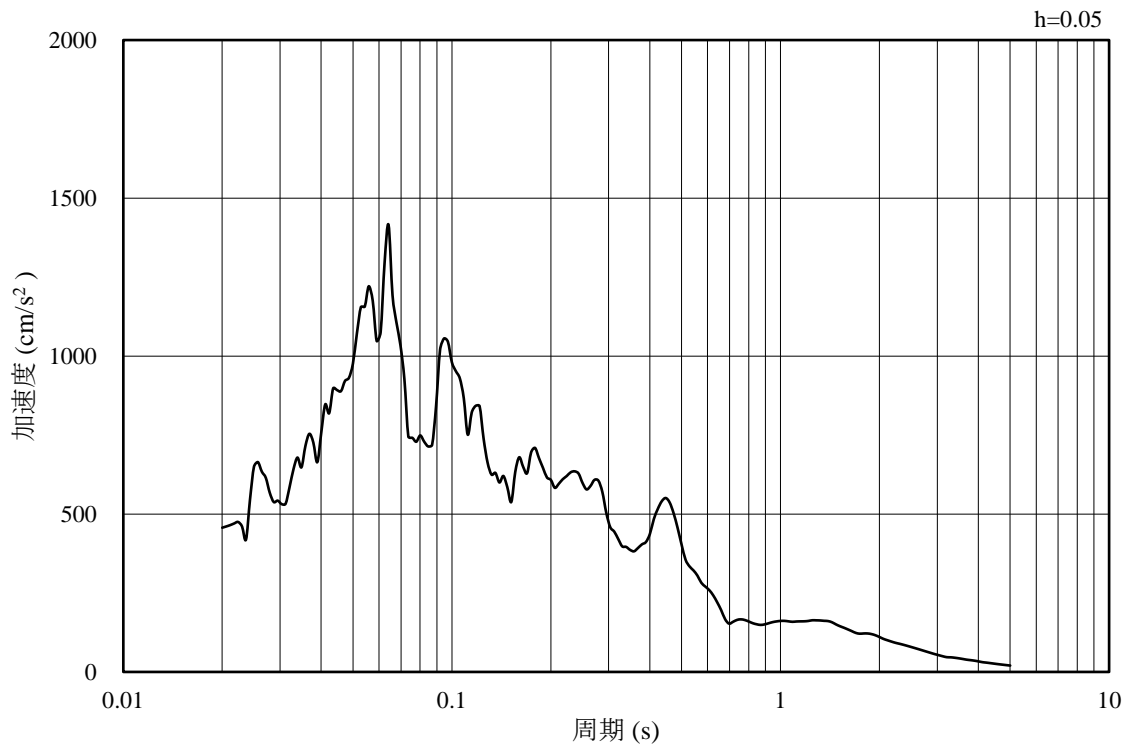


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 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
(水平成分 : S s - N 2 (E W) , EL-130m)



(a) 加速度時刻歴波形

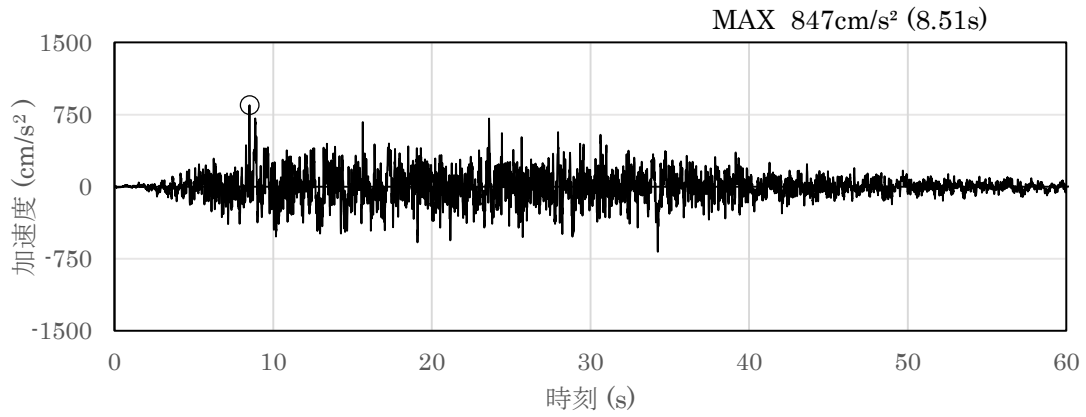


(b) 加速度応答スペクトル

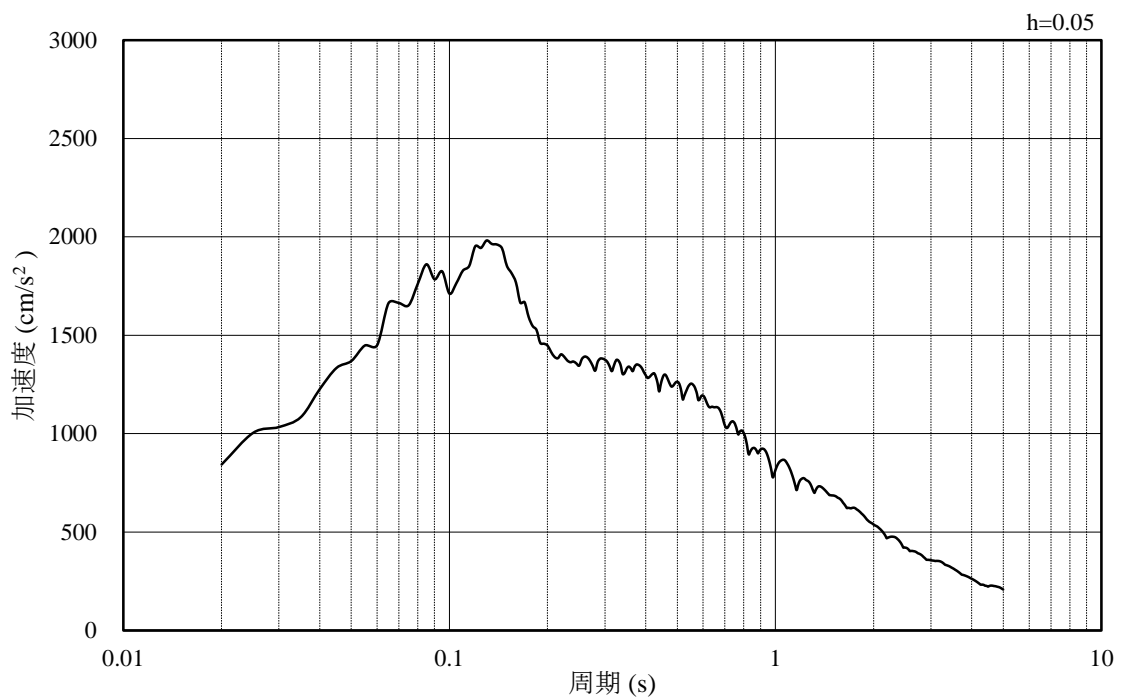
図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (E W) , EL-130m)

4.1.2 C-C断面の入力地震動

図4-14～図4-25にC-C断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

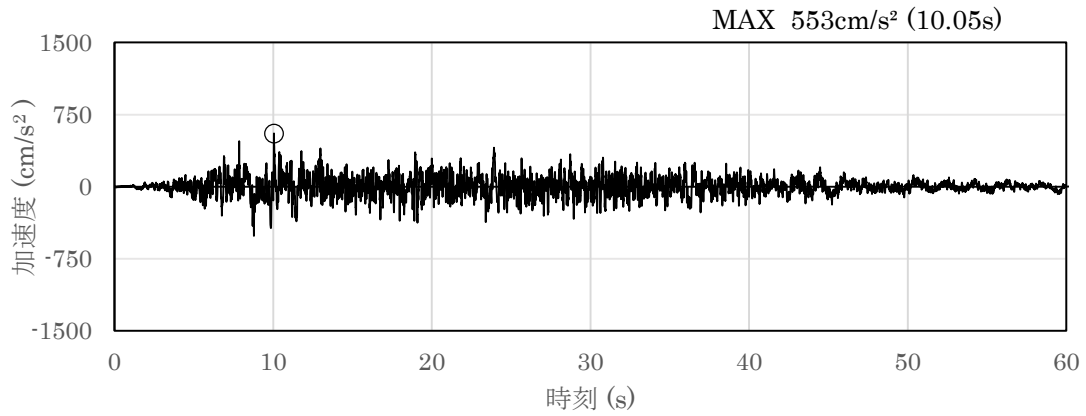


(a) 加速度時刻歴波形

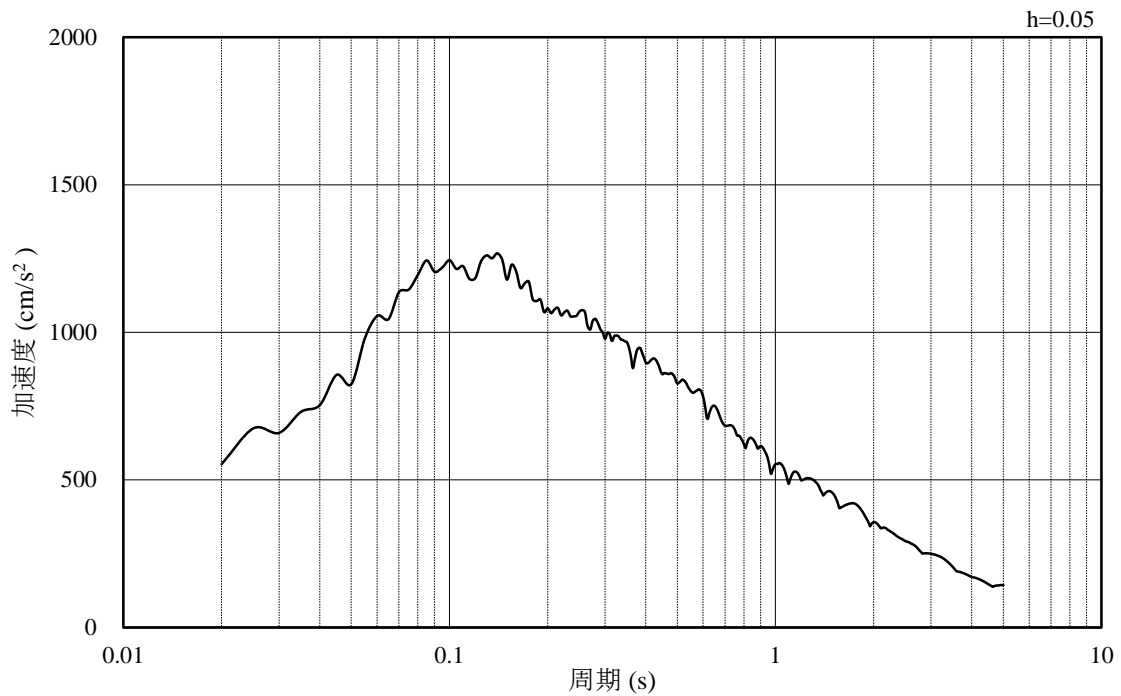


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 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
(水平成分：S s - D, EL-35m)

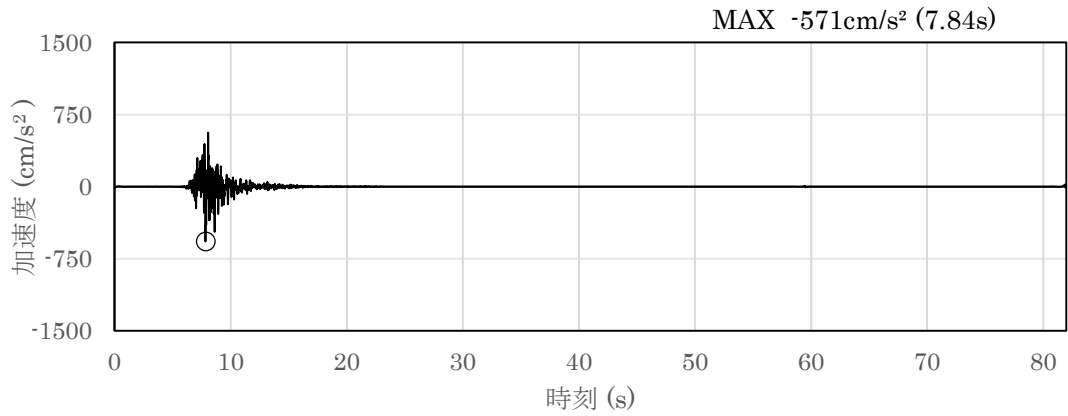


(a) 加速度時刻歴波形

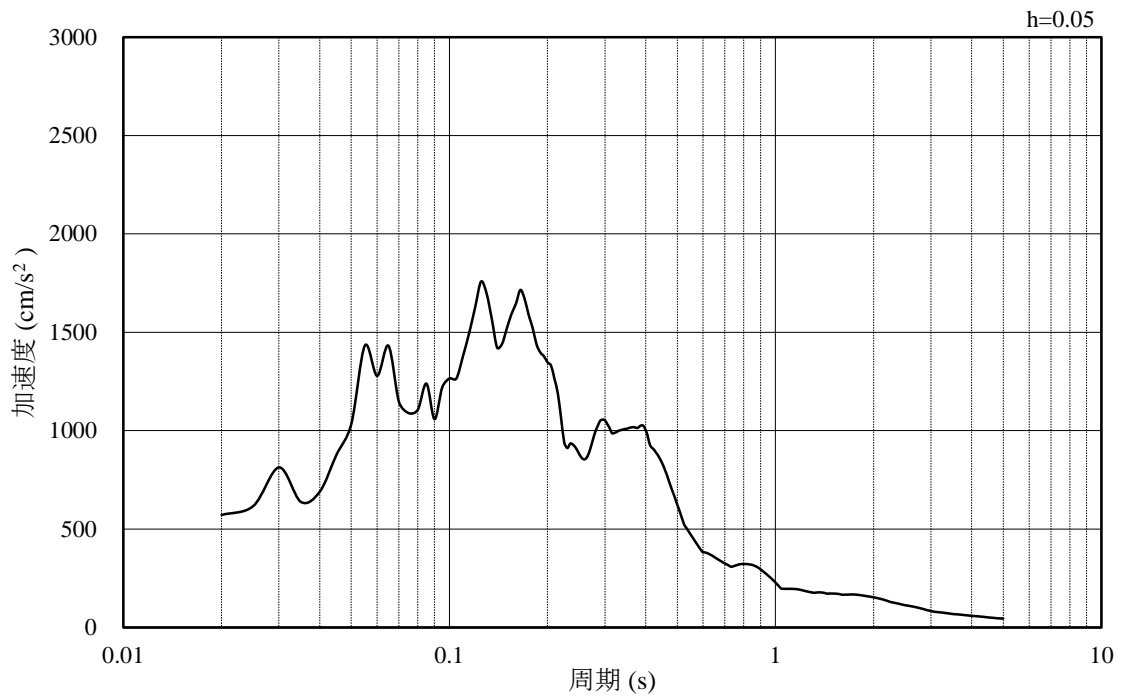


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 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
(鉛直成分：S s - D, EL-35m)

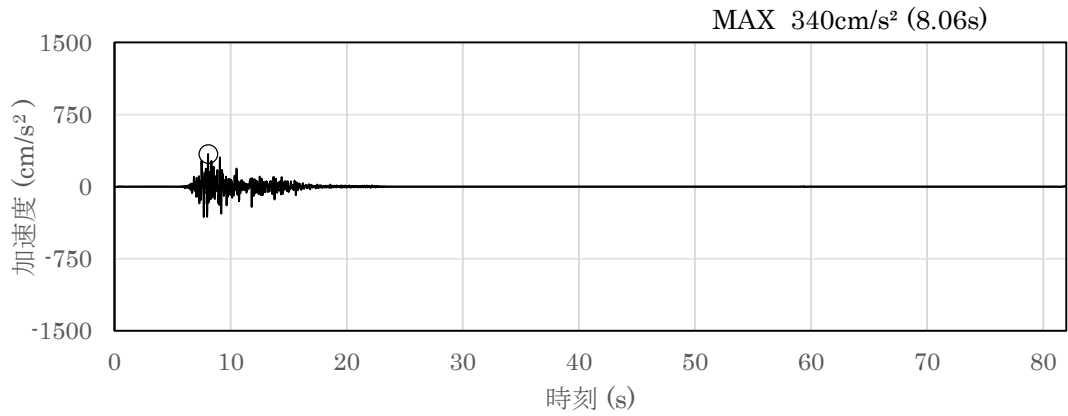


(a) 加速度時刻歴波形

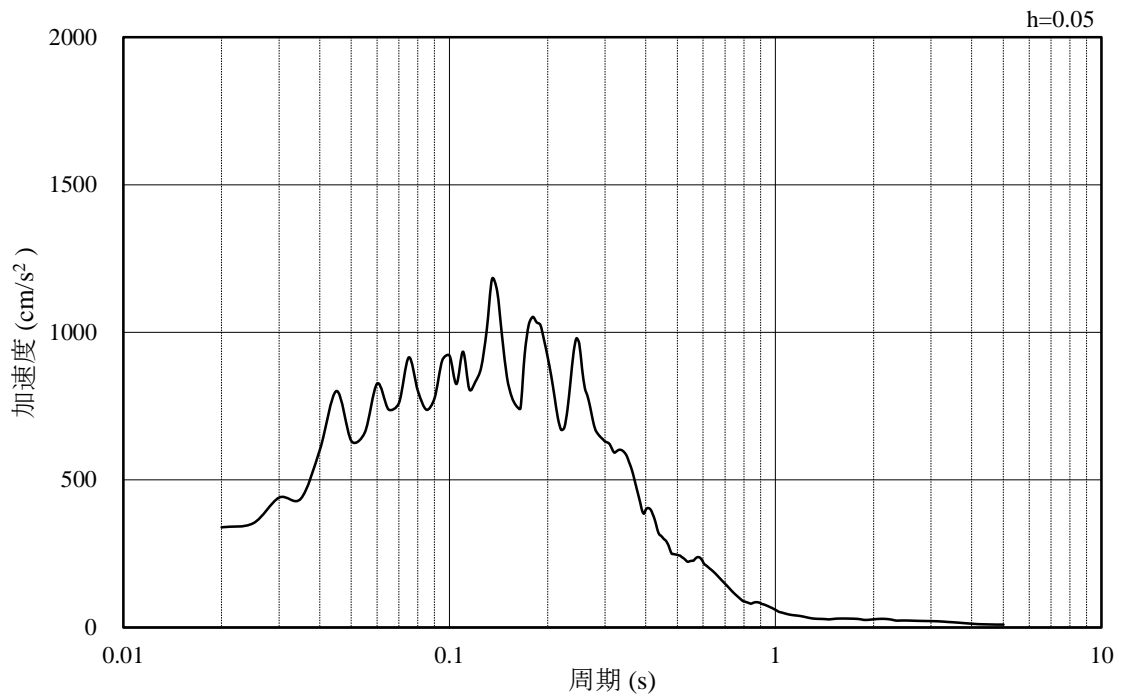


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-16 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
(水平成分：S s - F 1, EL-35m)

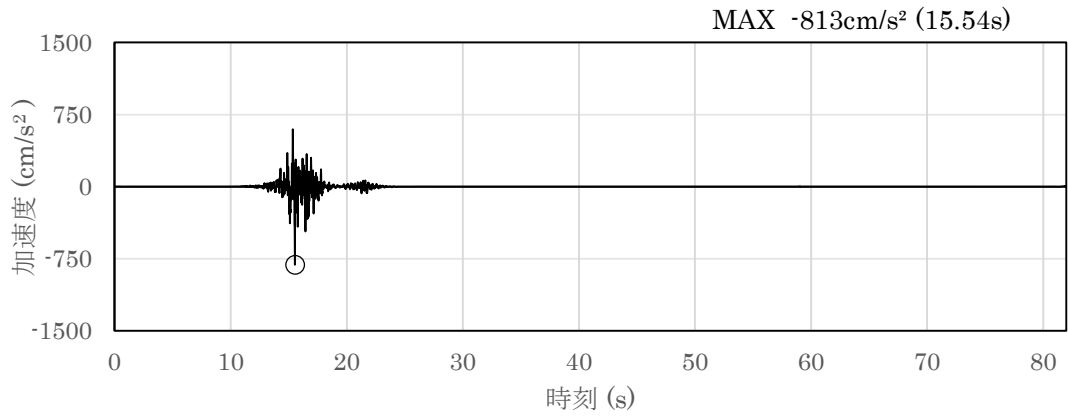


(a) 加速度時刻歴波形

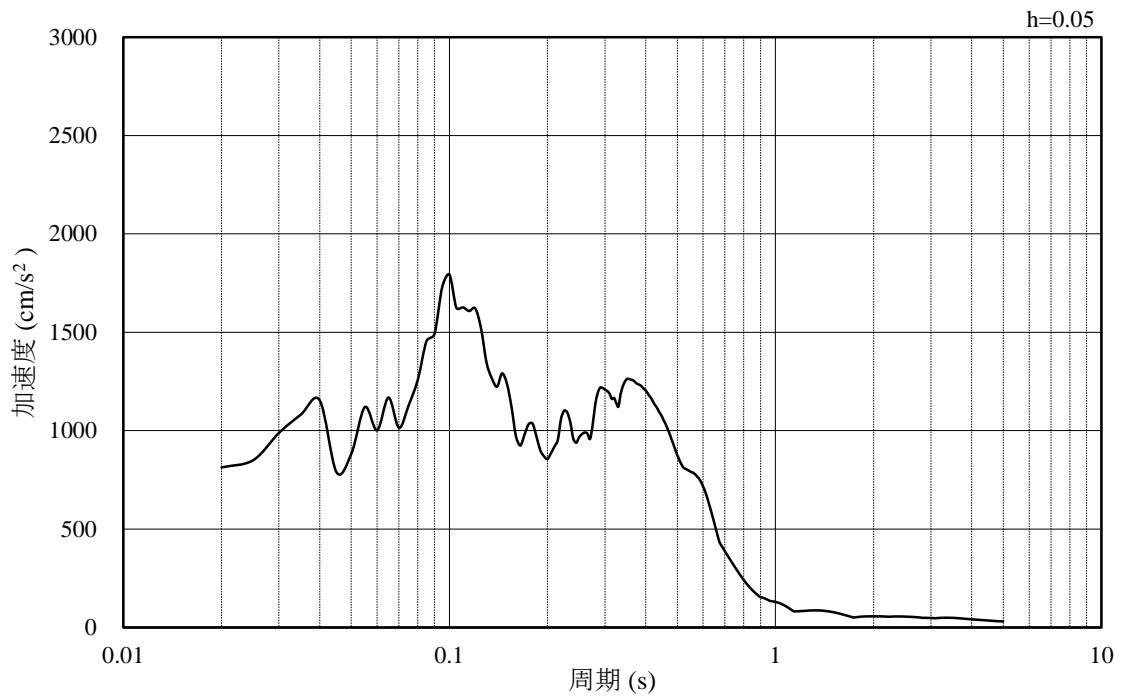


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-17 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
(鉛直成分：S s - F 1, EL-35m)

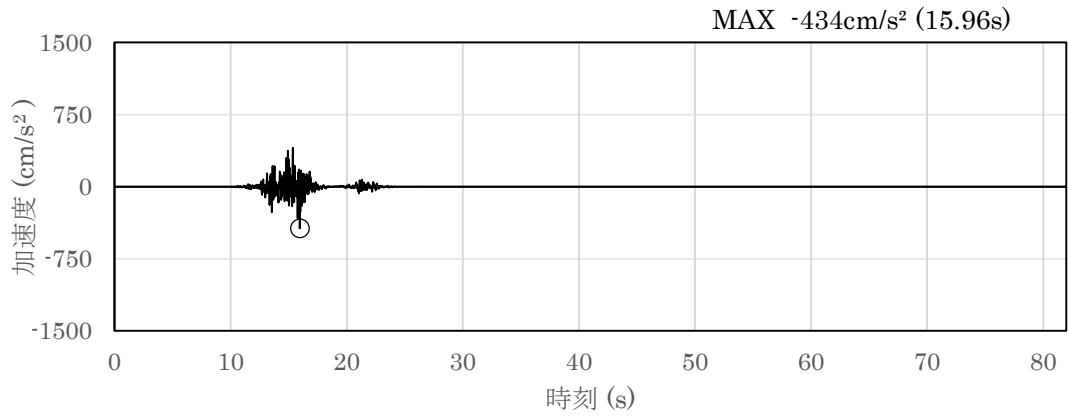


(a) 加速度時刻歴波形

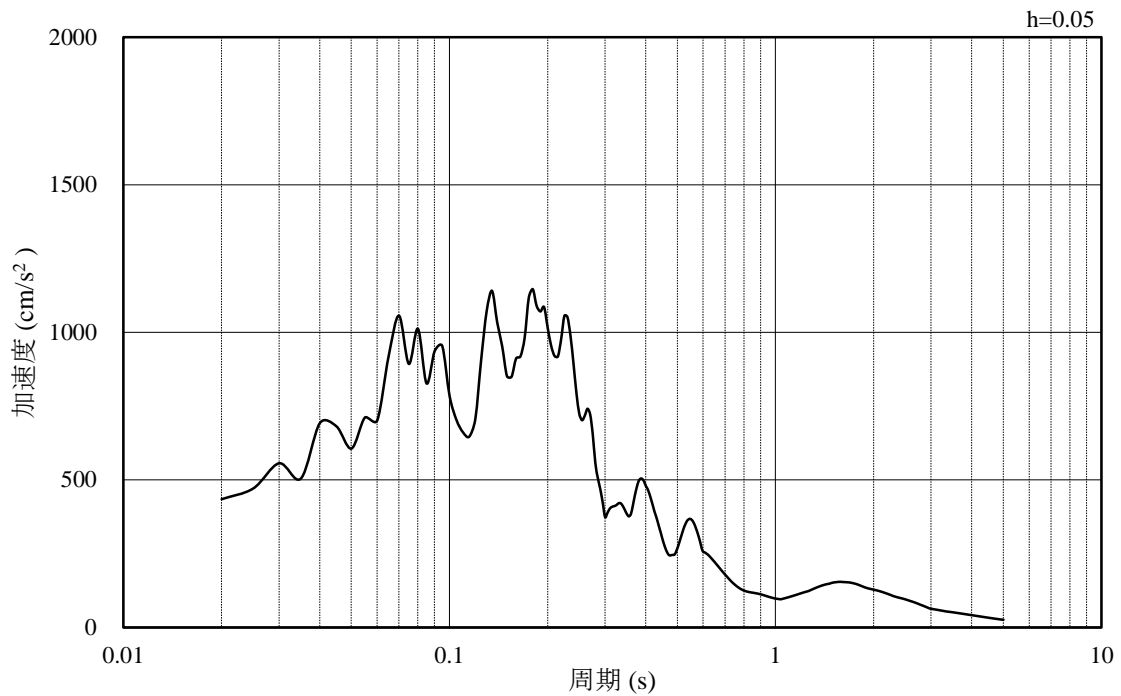


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-18 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
(水平成分：S_s-F2, EL-35m)

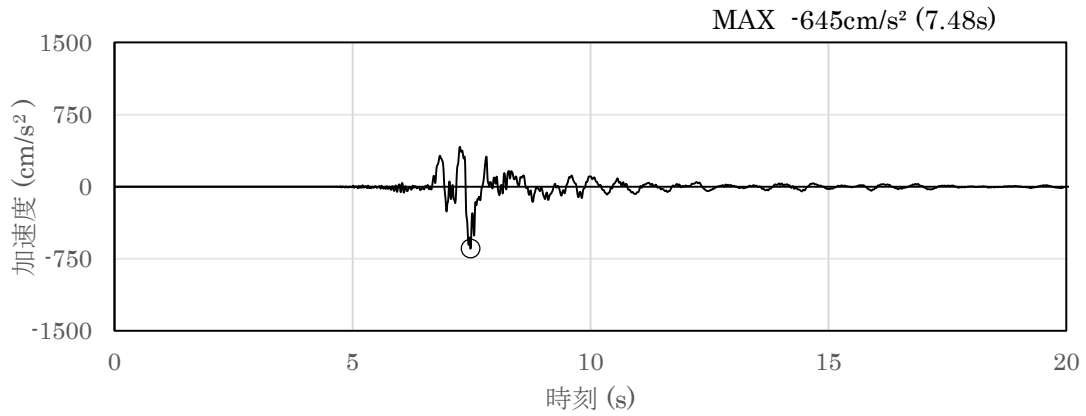


(a) 加速度時刻歴波形

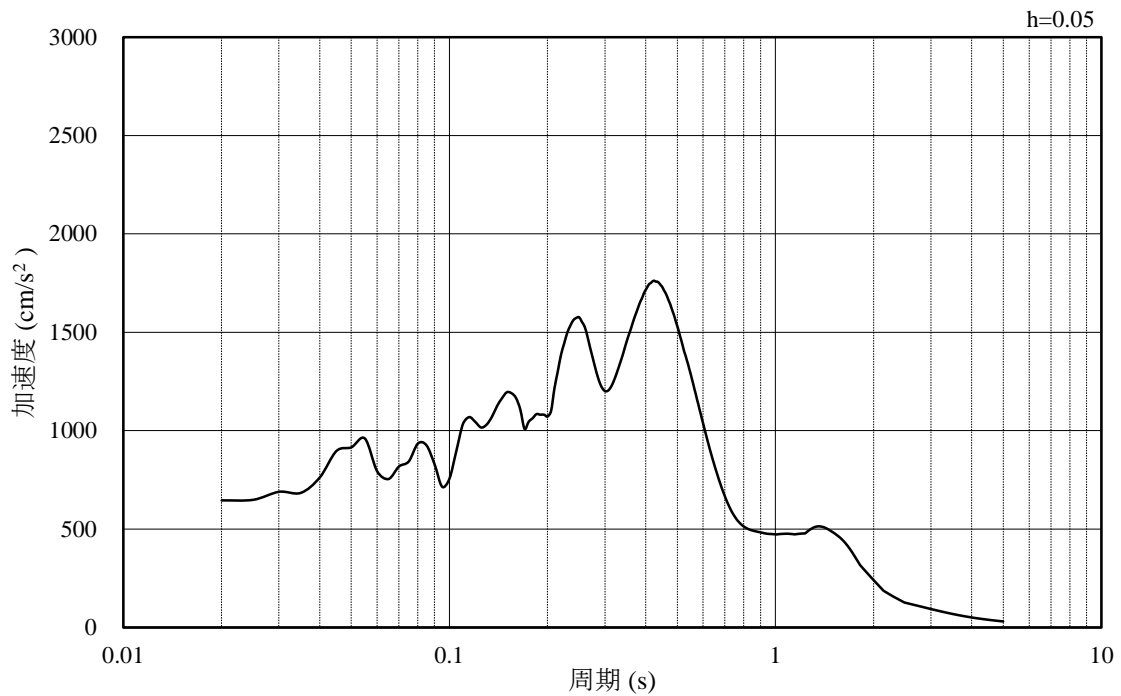


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-19 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
(鉛直成分：S_s-F2, EL-35m)

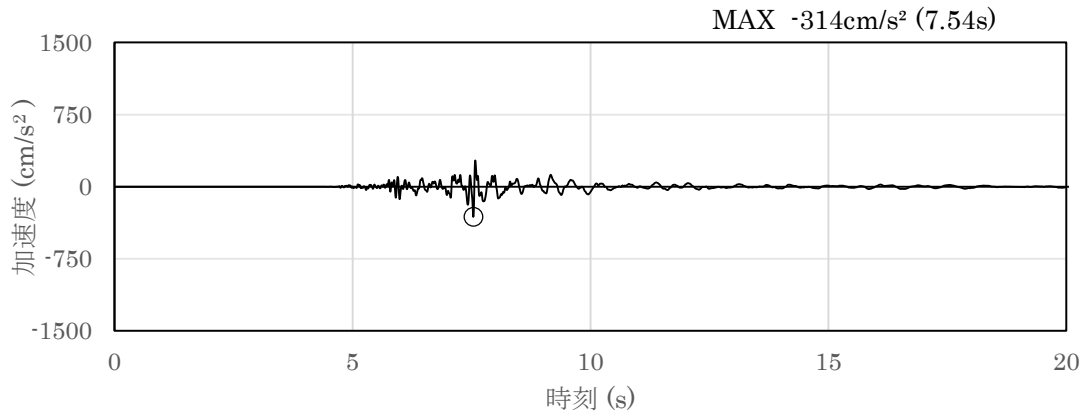


(a) 加速度時刻歴波形

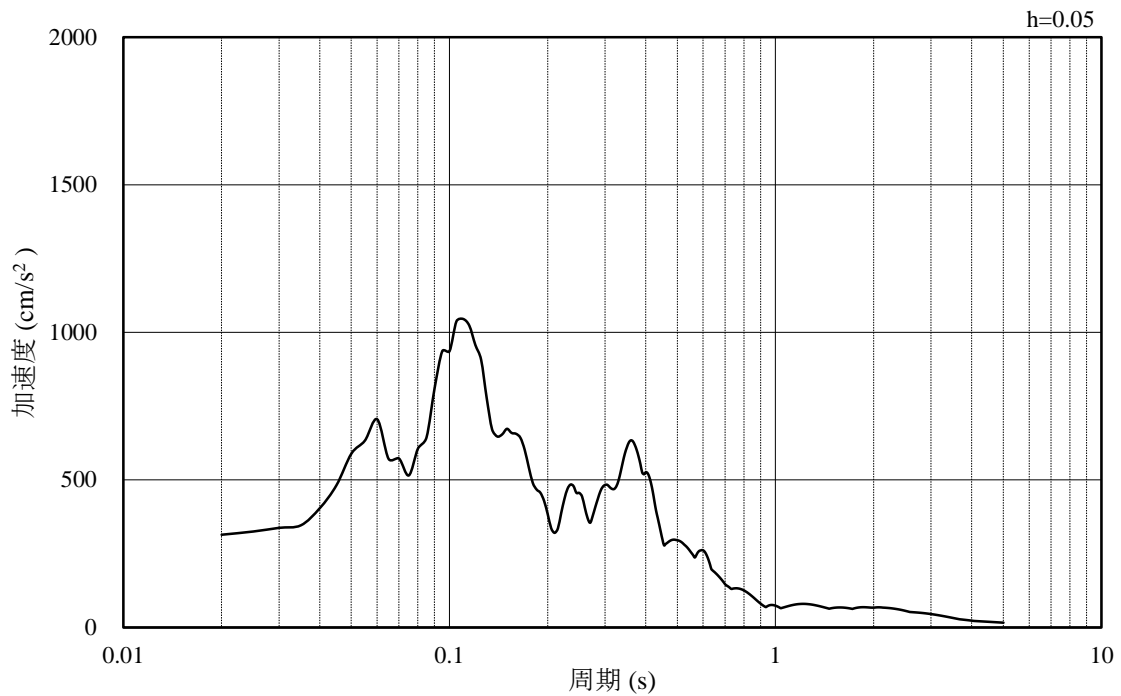


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-20 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
(水平成分：S_s-N1, EL-35m)

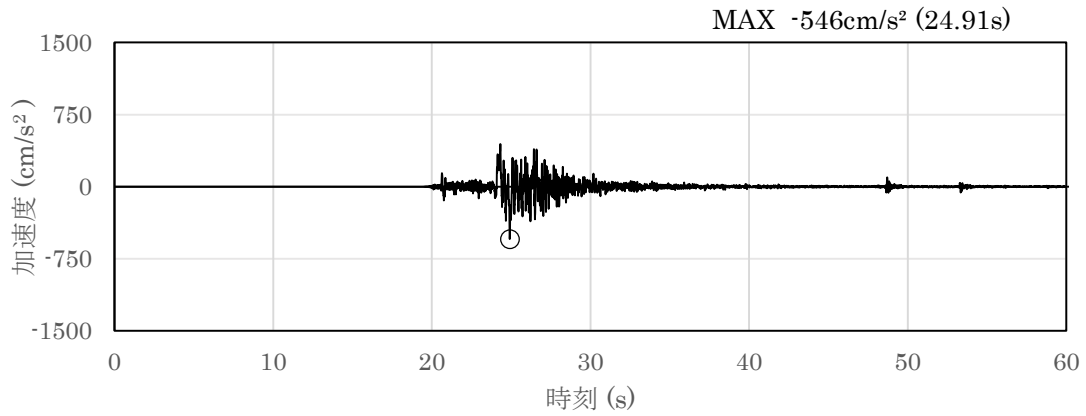


(a) 加速度時刻歴波形

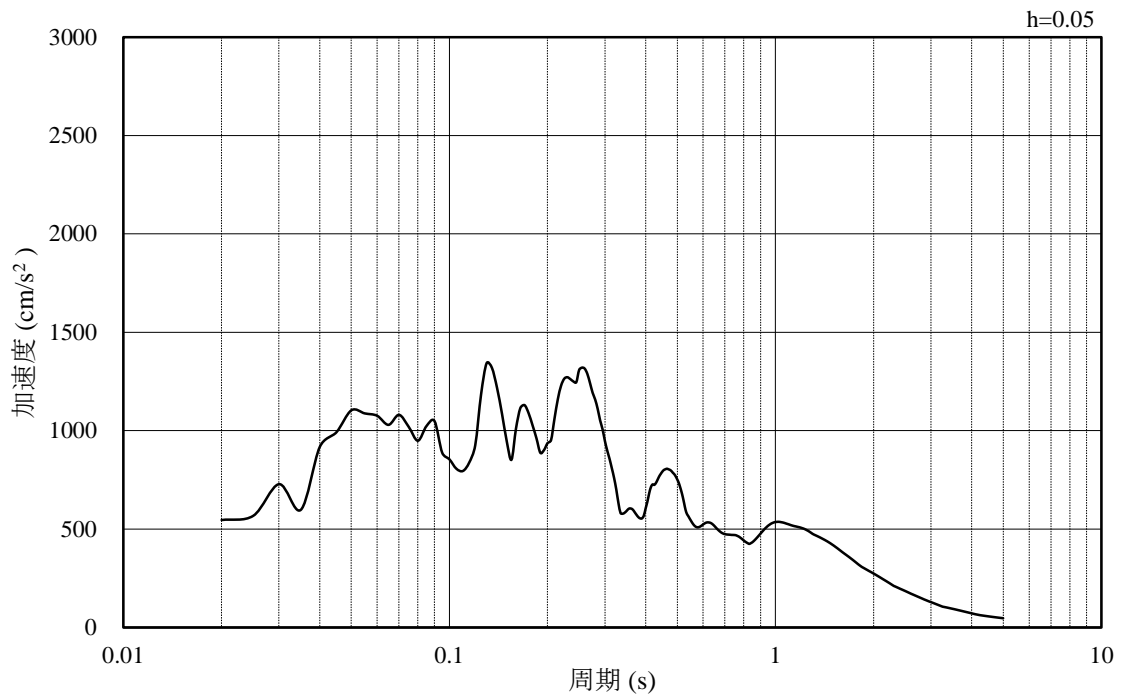


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-21 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
(鉛直成分：S s - N 1, EL-35m)

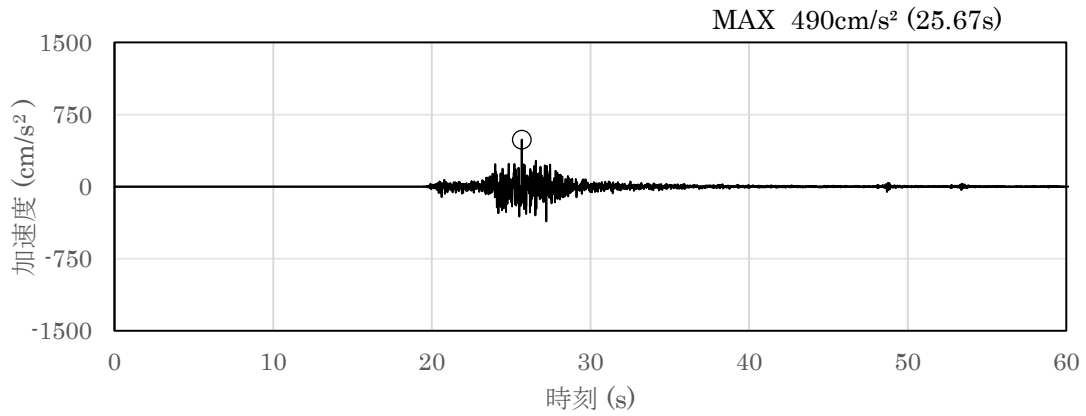


(a) 加速度時刻歴波形

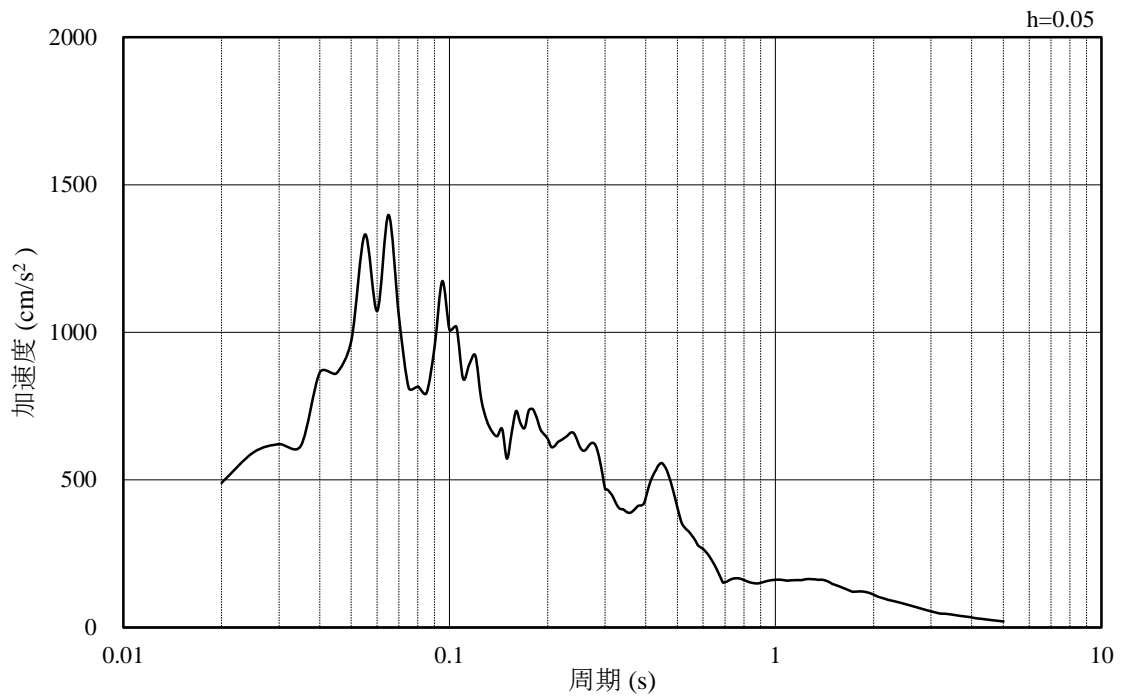


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-22 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
 (水平成分 : S s - N 2 (N S) , EL-35m)

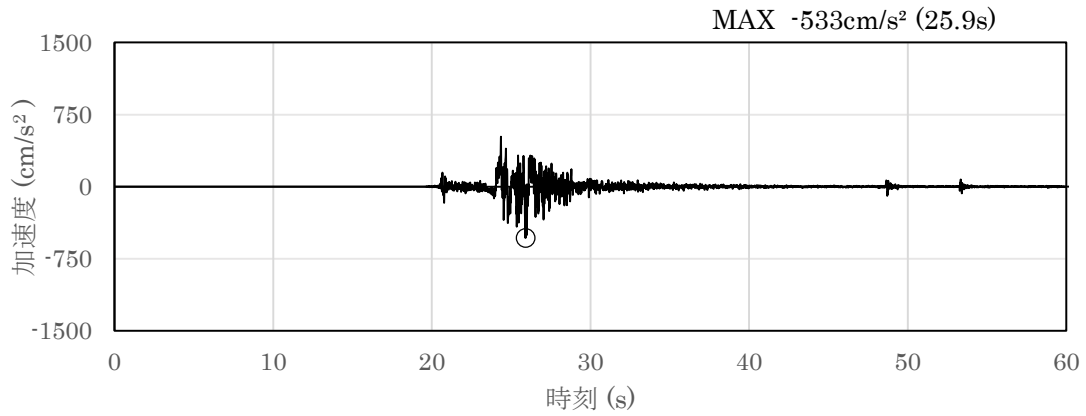


(a) 加速度時刻歴波形

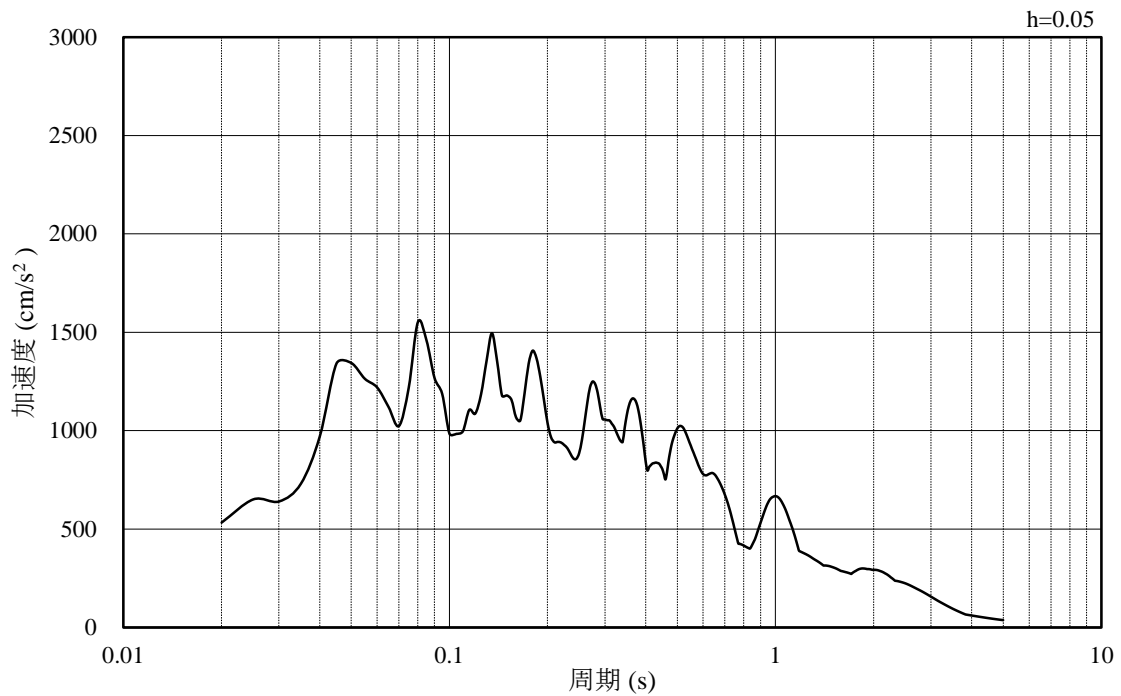


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-23 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
(鉛直成分：S_s-N2 (NS) , EL-35m)

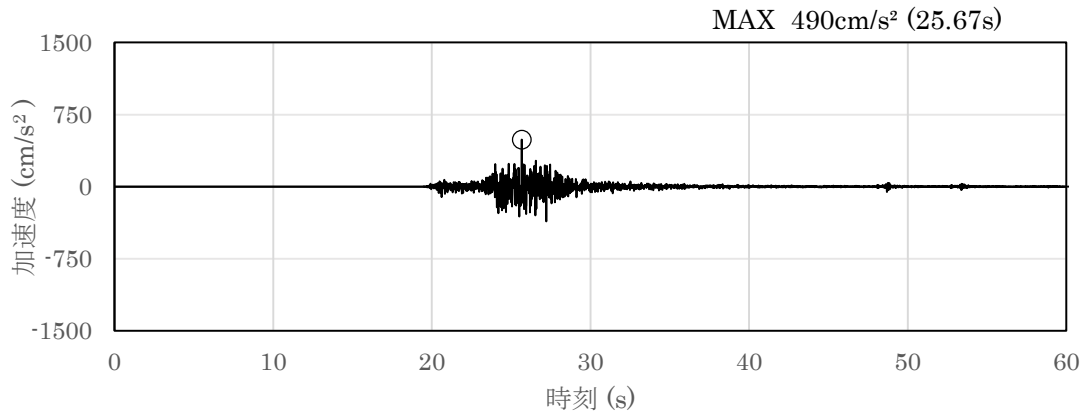


(a) 加速度時刻歴波形

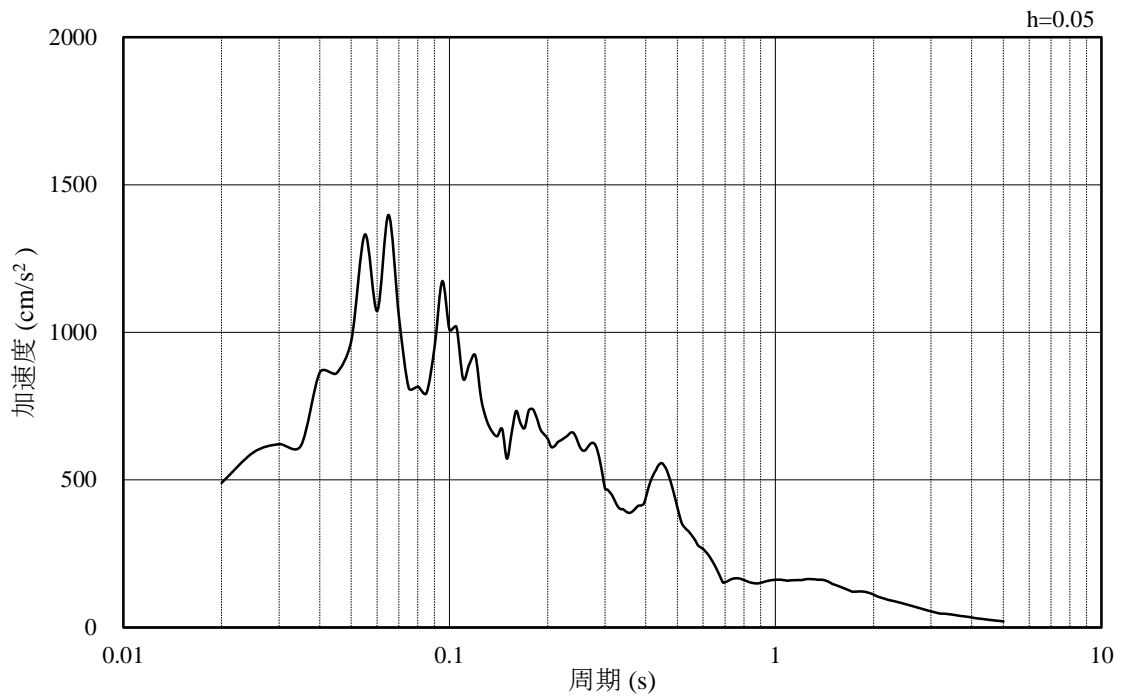


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-24 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
 (水平成分 : S s - N 2 (E W) , EL-35m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-25 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
(鉛直成分：S_s-N2 (EW) , EL-35m)

4.2 許容限界の設定

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「2. 屋外重要土木構造物の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容」に示すとおり、各構造物の要求機能と要求機能に応じた許容限界を設定し照査を行う。

耐震安全性評価は、限界状態設計法を用いることとし、限界状態設計法については以下に詳述する。

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

(1) A-A断面及びB-B断面

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアル2005に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）とする。

土木学会マニュアル2005では、曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態は、コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされている。圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されており、この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

また、遮蔽機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみについて、部材終局に相当する限界ひずみ（ 3500μ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、変形による照査に用いるひずみは地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2を乗ずることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表4-1に示す。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *
遮蔽機能を損なわないこと		部材終局に相当する限界ひずみ 0.35% (3500 μ) *

注記* : $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ
又は部材終局に相当する限界ひずみ 3500 μ)

ε_d : 照査用ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 圧縮縁の発生ひずみ

(2) C-C断面

構造強度を有することの確認及び遮蔽機能を損なわないことの確認における構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-2 及び表 4-3 に示す。

なお、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と遮蔽機能を損なわないことの確認における許容限界は同一となる。したがって、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、遮蔽機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 4-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度*
			(N/mm ²)
f' _{c k} = 24.0 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ' _{c a}	9.0	13.5
	許容せん断応力度 τ _{a 1}	0.45	0.675

注記* : コンクリート標準示方書 2002 により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 4-3 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度*
			(N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ _{s a}	196	294

注記* : コンクリート標準示方書 2002 により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

(1) A-A断面及びB-B断面 (せん断耐力式によるせん断耐力)

構造部材のせん断破壊に対する許容限界は、棒部材式で求まるせん断耐力とする。

また、せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、より詳細に材料非線形解析を用いて部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで, $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$ ただし, $f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる場合は

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

$\beta_n = 1 + 2 M_o / M_{u d}$ ($N'_d \geq 0$) ただし, $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$
 $= 1 + 4 M_o / M_{u d}$ ($N'_d < 0$)

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

ここで,

$f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm²) で設計基準強度
 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ 除したもの

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_o : M_d に対する引張縁において, 軸力方向によって発生する
 応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッション
 モーメント) $M_o = N'_d \cdot D / 6$

$M_{u d}$: 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$$V_{s d} = \{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z / \gamma_{b s}$$

ここで、

- A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
- $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは 800N/mm^2 以下とする。
- α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
- s : せん断補強鉄筋の配置間隔
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。
- $\gamma_{b s}$: 部材係数

また、土木学会マニュアル 2005 におけるせん断耐力式による評価においては、表 4-4 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 4-4 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{m c}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	$\gamma_{m s}$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{b c}$	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	$\gamma_{b s}$	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアル 2005 では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b 1} \cdot \gamma_{b 2}$ とされている。

$$\gamma_{b 1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b 2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

$\gamma_{b 2}$ は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、

$\gamma_{b 2} = 1.0$ としてよいとされている。

(2) A-A断面及びB-B断面（材料非線形解析によるせん断耐力）

a. 評価条件

照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表4-5及び表4-6に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、「コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会 2012年制定）」（以下「コンクリート標準示方書2012」という。）2017や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書2012において標準とされる以下の手法とする。①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 4-5 材料非線形解析の位置付け（土木学会マニュアル 2005）

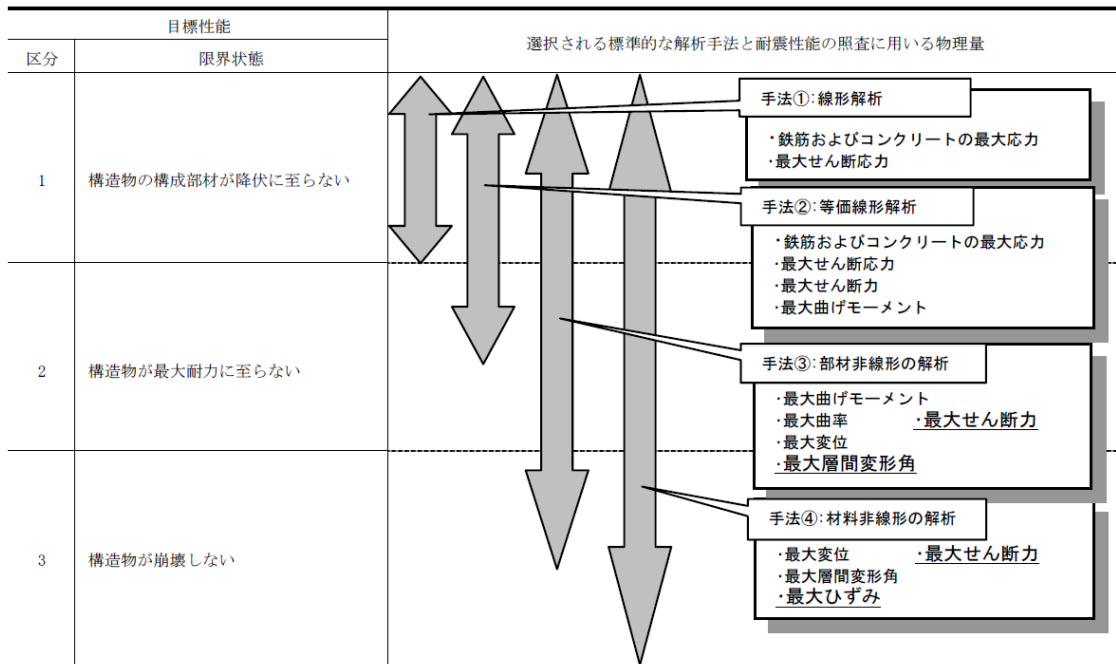


表 4-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

解析手法	部材非線形モデル	材料非線形モデル		
モデル化	骨組	有限要素		
解析次元	1次元		2次元	3次元
構成則	M-φ, M-θ など	応力ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー 要素	平面要素	立体要素
ガウス積分	M-φ, M-θ など	M-φに 変換	応力-ひずみ	
特徴	汎用性	狭い ← → 広い		
	解析時間	短い ← → 長い		

(a) 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル 2005、コンクリート標準示方書 2012 等に基づき実施する。

表 4-7 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-7 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	コンクリート標準示方書 2012 土木学会マニュアル 2005	—
許容限界	—	せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

(b) 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.5N/mm ²	設計基準強度 (24.0N/mm ²) ／材料係数*
引張強度	1.47N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.002	コンクリート標準示方書 2012
ひび割れ-せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	0.0718N/mm	コンクリート標準示方書 2012

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 4-9 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200kN/mm ²	コンクリート標準示方書 2012
降伏強度	主鉄筋	1000N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345N/mm ²	SD345

(c) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図 4-26 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

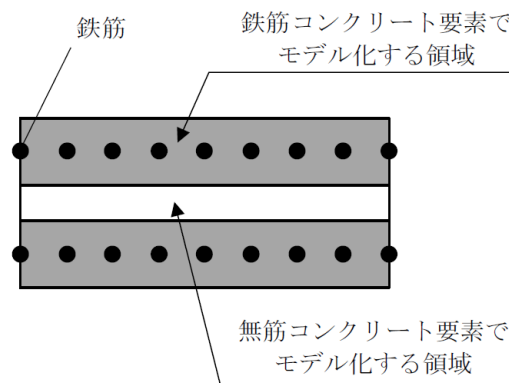


図 4-26 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

(d) コンクリートの非線形特性

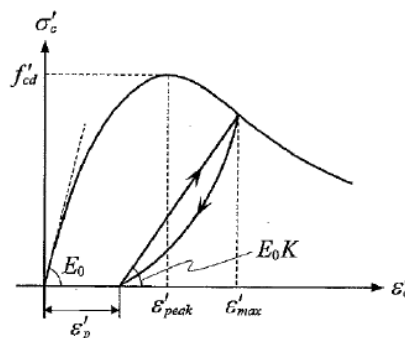
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

イ. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-27 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を超えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 4-28 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\epsilon'_c - \epsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\epsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\epsilon'_p = \epsilon'_{max} - 2.86 \cdot \epsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ϵ'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ϵ'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ϵ'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 4-27 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

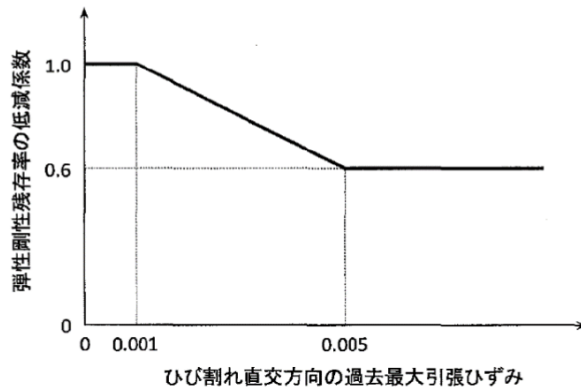
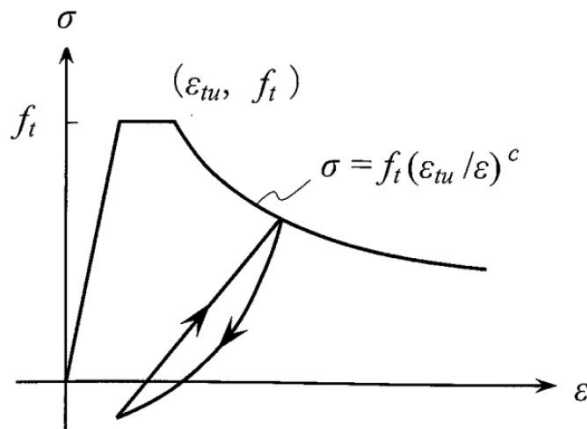


図 4-28 弾性剛性残存率の低減係数

ロ. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-29 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 4-30 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/L 。(要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 c を用いる。



ここに、

- f_t : 引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-29 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した
応力-ひずみ関係

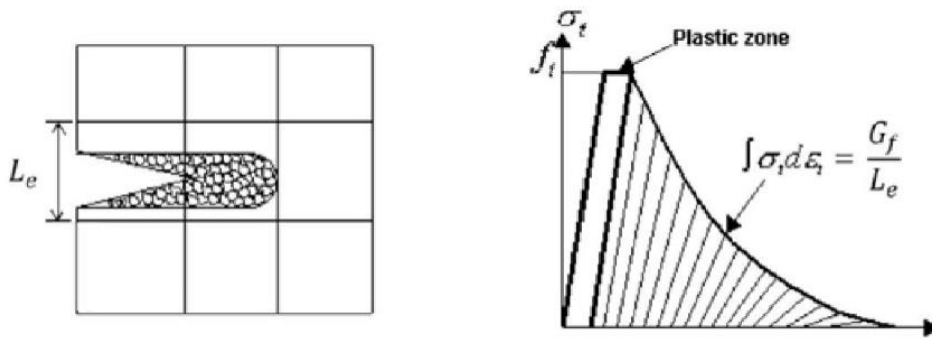
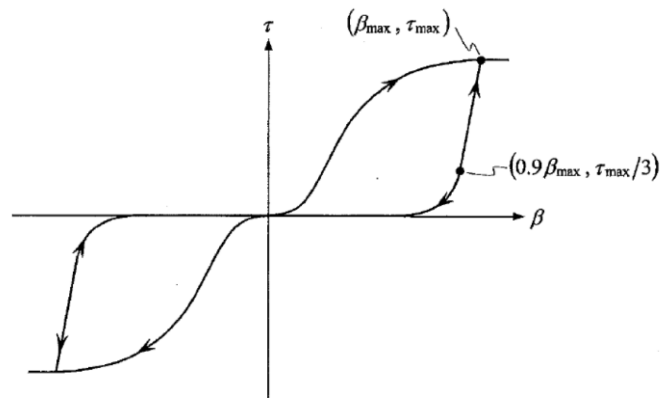


図 4-30 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

ハ. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは，ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は，斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため，図 4-31 に示すとおり，ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし，コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

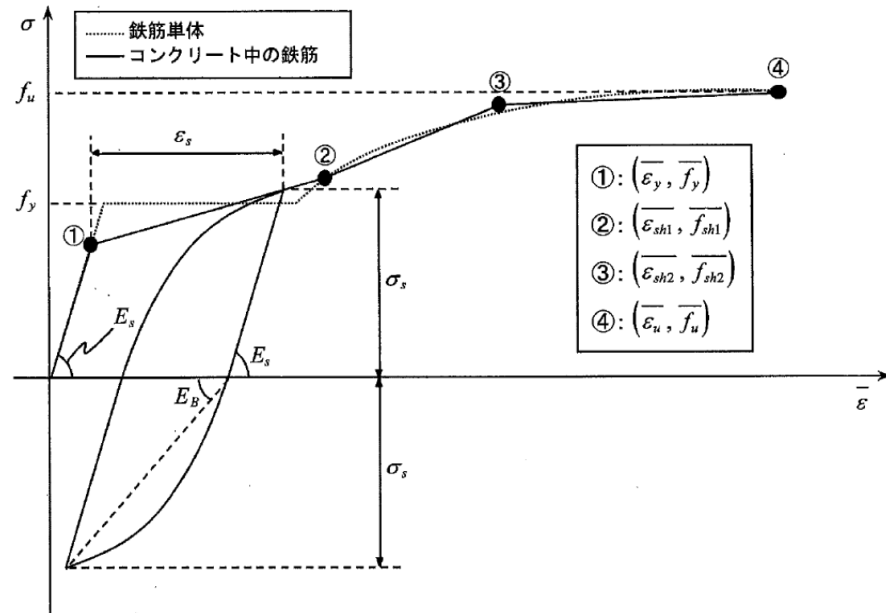


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-31 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(e) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は，単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり，図4-32に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング係数 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図4-32 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

(f) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_C$ ：それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_C ：それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_s + A_C$$

(g) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組合せは地震応答解析と同様である。

b. 評価内容

(a) 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを図 4-33 に示す。

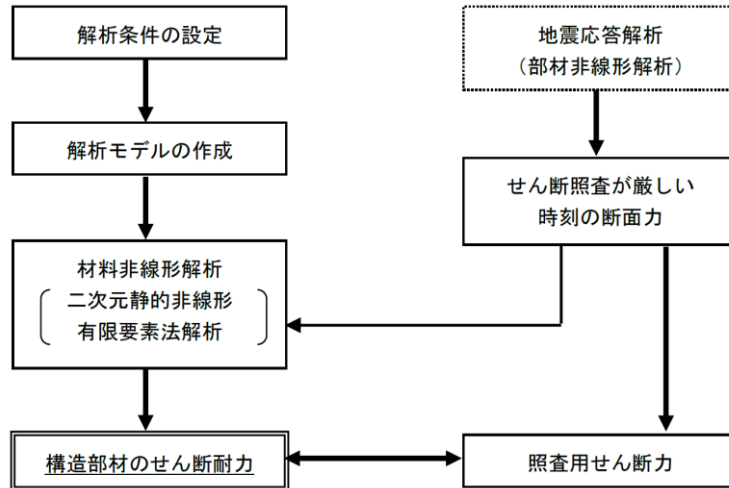


図 4-33 材料非線形解析のせん断耐力評価フロー

(b) 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（2次元時刻歴応答解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-34 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増載荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-35 に示すとおり載荷し材料非線形解析を実施する。

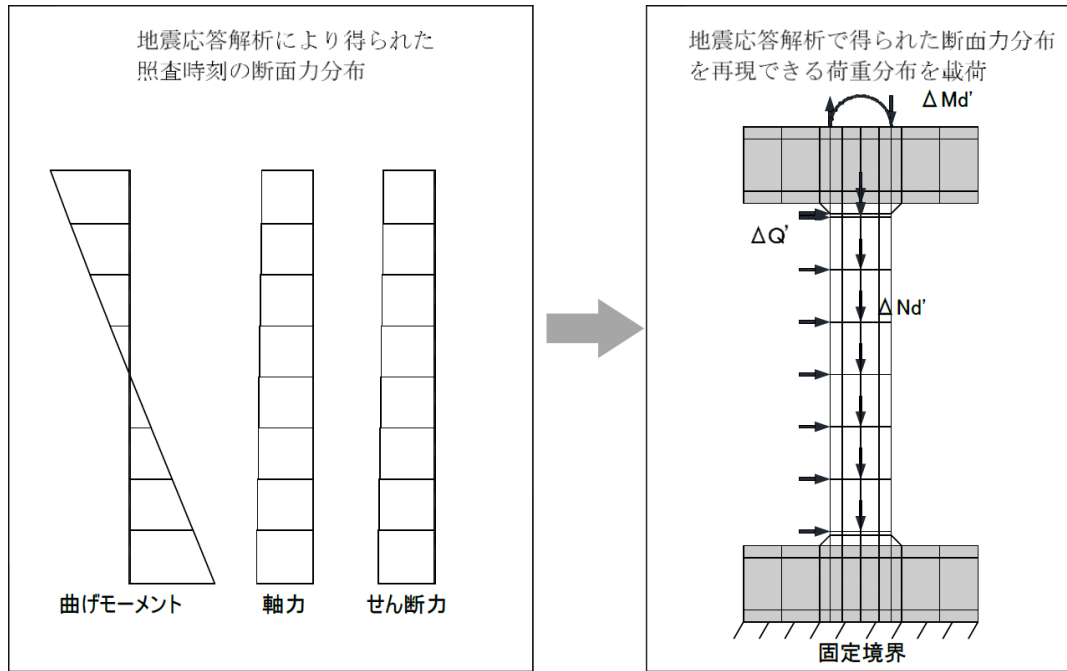


図 4-34 材料非線形解析における載荷状況

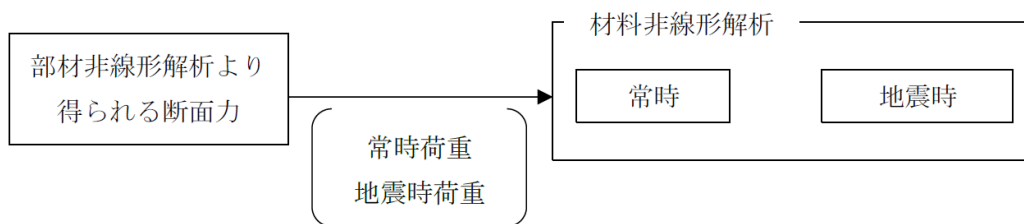


図 4-35 荷重の作用手順

(c) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力 P - 相対変位 δ 関係から設定する。具体的には、図 4-36 に示す例のとおり、固定端反力 P - 相対変位 δ 関係においてせん断力の増分に対して相対変位 δ が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

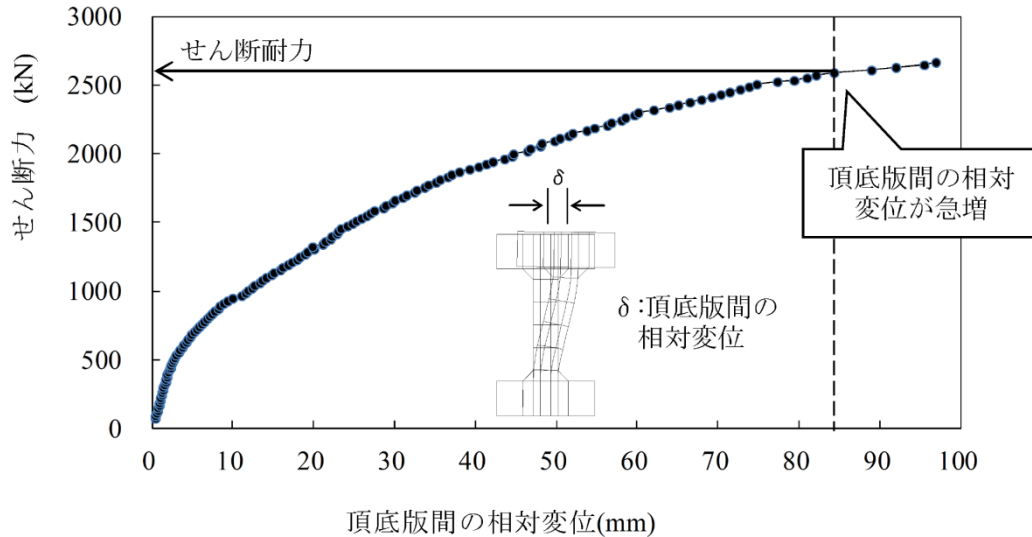


図 4-36 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

(d) 安全係数の設定

材料非線形解析では，地震応答解析（2次元時刻歴応答解析）で得られる断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に，以下のとおり部材係数 γ_{b1} ， γ_{b2} ，構造解析係数 γ_a ，構造物係数 γ_i を考慮し，照査用せん断力 V_d ，設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y \cdot (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-10 に示す。ここで，部材係数 γ_{b1} については，実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし，解析における構成則の相違や，要素の種類，要素分割，材料物性の設定，入力増分等，多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には，土木学会マニュアル 2005 に示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し，実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 8 の部材係数 1.12 を設定する。表 4-11 に部材係数 γ_{b1} の設定結果を示す。

表 4-10 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.12	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	γ_m	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 4-11 部材係数 γ_{b1} の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	426	0.90	
2	1187	1068	0.90	
3	324	361	1.11	
4	294	314	1.07	
5	581	522	0.90	
6	329	328	1.00	
7	1587	1713	1.08	
8	350	392	1.12	最大値
9	855	848	0.99	
10	165	104	0.63	
11	333	297	0.89	
12	127	124	0.97	
13	188	167	0.89	
14	163	171	1.05	
15	273	254	0.93	
16	356	370	1.04	
17	432	347	0.80	

(3) C-C断面

構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 4-2 及び表 4-3 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここで、

- V_a : 短期許容せん断力
- V_c : コンクリートが分担するせん断力
- V_s : せん断補強鉄筋が分担するせん断力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここで、

- τ_{a1} : コンクリートの短期許容せん断応力度
- b_w : 部材の有効幅
- d : 部材の有効高さ
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離
で $d/1.15$ とする。

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_c = \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$

$$V_s = \{ A_w \sigma'_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z$$

ここで、

- A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積
- σ'_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度
- α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
- s : せん断補強鉄筋の配置間隔

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_s = 0$

4.2.3 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

(1) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-12に示す。

表4-12 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級又はC _H 級岩盤	9.8

(2) MMR

a. 接地圧に対する許容限界

MMRに発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書2002に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMRの支持性能に対する許容限界を表4-13に示す。なお、C-C断面の基礎地盤には一部MMRが存在するが、MMRの支圧強度は岩盤の限界支持力より十分に大きい($f'_a = 18.0 \text{ N/mm}^2$)ことから、評価を省略する。

表4-13 MMRの支持性能に対する許容限界

評価項目		MMR (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	A-A断面	$f'_{ck} = 18.0$	$f'_a = 18.0$
	B-B断面		
	C-C断面		

b. 健全性に対する許容限界

MMRの健全性に対する許容限界は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき、表4-14に示すせん断強度及び引張強度とする。

表4-14 MMRのせん断強度及び引張強度

	評価項目	算定式	許容限界
MMR $f'_{ck} = 18.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	3.60
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.57

4.3 評価方法

4.3.1 C-C断面

C-C断面においては、鉛直部材及び水平部材を4辺固定版とした際に発生する断面力を用いた照査を実施する。4辺固定版は、線形シェル要素によりモデル化する。C-C断面の4辺固定版の解析モデル概念図を図4-37に示す。

4辺固定版に入力する荷重については、地震応答解析における応答値（土圧及び慣性力）とし、土圧は地震応答解析モデルの構造物（側壁）-地盤間に発生する直応力、慣性力は側壁を構成する各節点に発生する応答加速度に自重を乗じたものとする。鉛直部材については、地上部の側壁は土圧が作用しないことから、地下部の側壁を選定する。また、西側壁には埋戻土が隣接しており、埋戻コンクリートと隣接する東側壁より作用する土圧が大きいことから、西側壁を対象とする。水平部材については、部材厚の薄い頂版を選定する。

4辺固定版の照査位置概念図を図4-38に示す。照査位置については、はり要素と同様に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査では解析モデル端部までを照査範囲とし、せん断破壊に対する照査では部材端部（支承前面）を照査範囲とする。

4辺固定版による評価については、解析コード「TDA P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

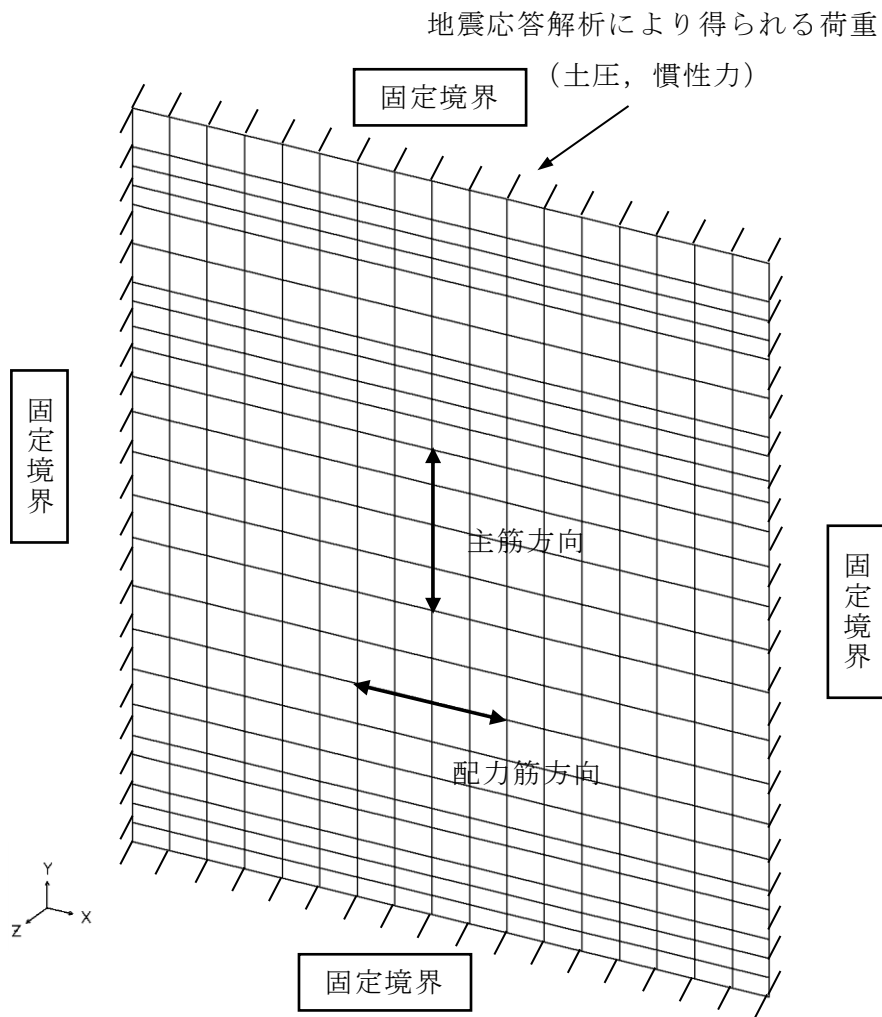


図 4-37 4 辺固定版の解析モデル概念図 (4 辺固定版)

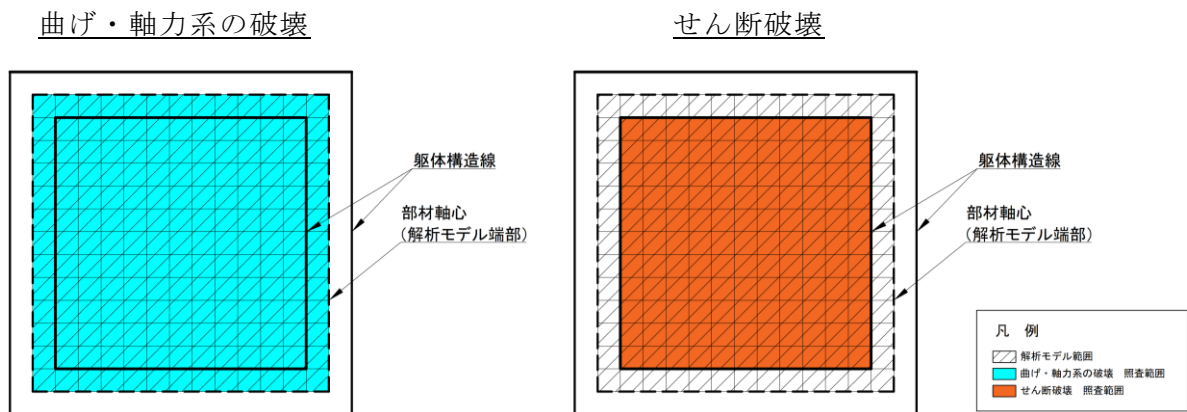


図 4-38 4 辺固定版の照査位置概念図

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として「ひずみの時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースの地盤における「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケース

(1) A－A断面及びB－B断面

耐震評価における解析ケースについては、「補足 026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

耐震評価においては，基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し，解析ケース①を実施する。解析ケース①において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が0.5を超える照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，A－A断面及びB－B断面の場合は解析ケース②及び③を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合，照査値が最も厳しくなる地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。

解析ケース②及び③を実施する地震動について，表5-1に示す。

上記実施ケースの結果を踏まえ，照査値に十分な裕度を有することから，追加解析を実施しない。

表5-1 解析ケース②及び③を実施する地震動

断面	解析ケース②及び③ を実施する地震動	備考
A－A断面	$S_s - N1$ （++）	せん断破壊から選定
B－B断面	$S_s - N1$ （++）	せん断破壊から選定

(2) C-C断面

a. 鉛直部材

鉛直部材においては西側壁を対象に，地震応答解析結果から4辺固定版に作用させる荷重を選定する。4辺固定版に作用させる荷重は土圧及び慣性力であるため，地震応答解析において鉛直部材の層間変位が最大となる時刻における荷重が構造物にとって最も厳しくなると考えられる。

評価対象部材を図5-1に示す。

各地震動の層間変位最大時刻における土圧分布図を図5-2に，総土圧の一覧表を表5-2示す。また，地盤物性のばらつきの影響を確認するために，総土圧が最も大きいS_s-F2(++)を選定し，ケース⑤～⑧の層間変位最大時刻における土圧分布を図5-2に示す。

各深度において土圧が大きくなる地震動が異なる傾向にあるため，保守的に全ケースを包絡する土圧分布を作成する。同様に，慣性力についても全ケースを包絡する慣性力分布を作成する。

以上より，全ケースを包絡する土圧分布及び慣性力分布を4辺固定版に作用させることとする。

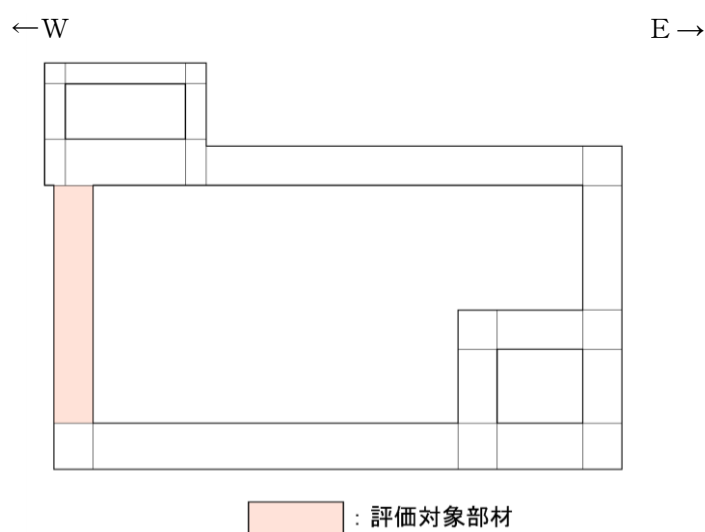


図5-1 評価対象部材

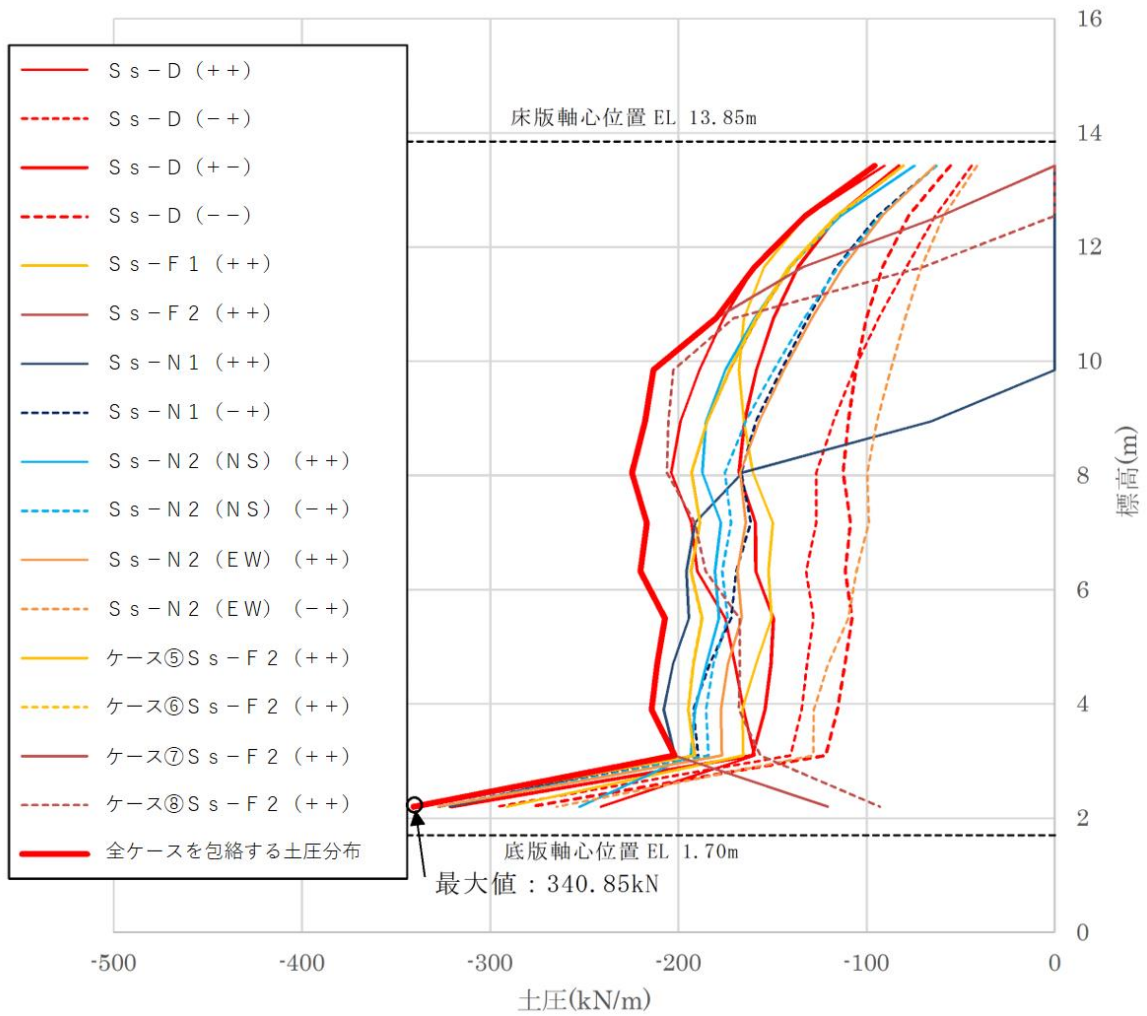


図 5-2 側壁に作用する土圧分布図

表 5-2 側壁に作用する総土圧（解析ケース④）

地震動		総土圧 (kN)	地震動		総土圧 (kN)
S s - D	++	2444	S s - N 1	++	1747
	-+	1721		-+	2270
	+-	2229	S s - N 2 (NS)	++	2395
	--	1608		-+	2294
S s - F 1	++	2275	S s - N 2 (EW)	++	2220
S s - F 2	++	2532		-+	1487

注：ハッチングは最大値を示す。

b. 水平部材

水平部材においては、地震応答解析結果から4辺固定版に作用させる荷重を選定する。4辺固定版に作用させる荷重は慣性力であるため、地震応答解析において水平部材の鉛直下向きの加速度が最大となる時刻における荷重が構造物にとって最も厳しくなると考えられる。評価対象部材を図5-3に示す。

基本ケース（解析ケース④）の各地震動の鉛直加速度最大時刻における加速度分布図を図5-4に、最大加速度の一覧表を表5-3示す。解析ケース④においては、鉛直下向きの加速度が最大となるS_s-D（--）を選定する。

また、地盤物性のばらつきの影響を確認するために、S_s-D（--）の解析ケース④と解析ケース⑤～⑧の鉛直下向きの加速度最大時刻における加速度分布図及び最大加速度を比較する。図5-5及び表5-4に示すとおり、鉛直下向きの加速度が最大となるのは解析ケース⑦である。

以上より、鉛直下向きの最大応答加速度を保守的に部材全体に作用させることとする。

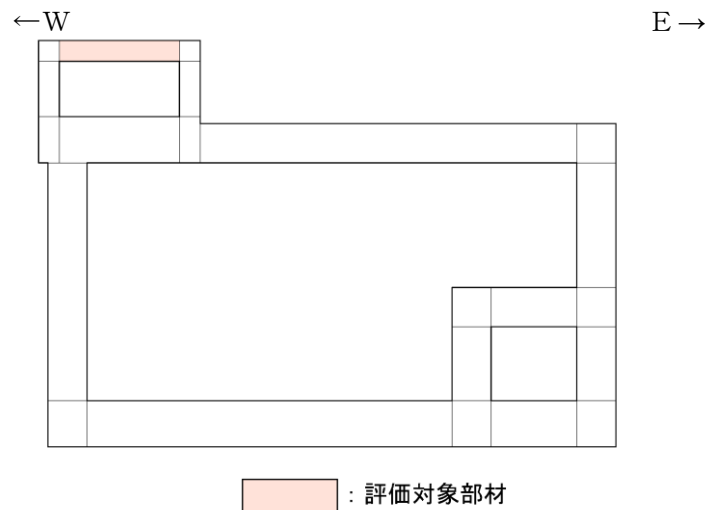


図5-3 評価対象部材

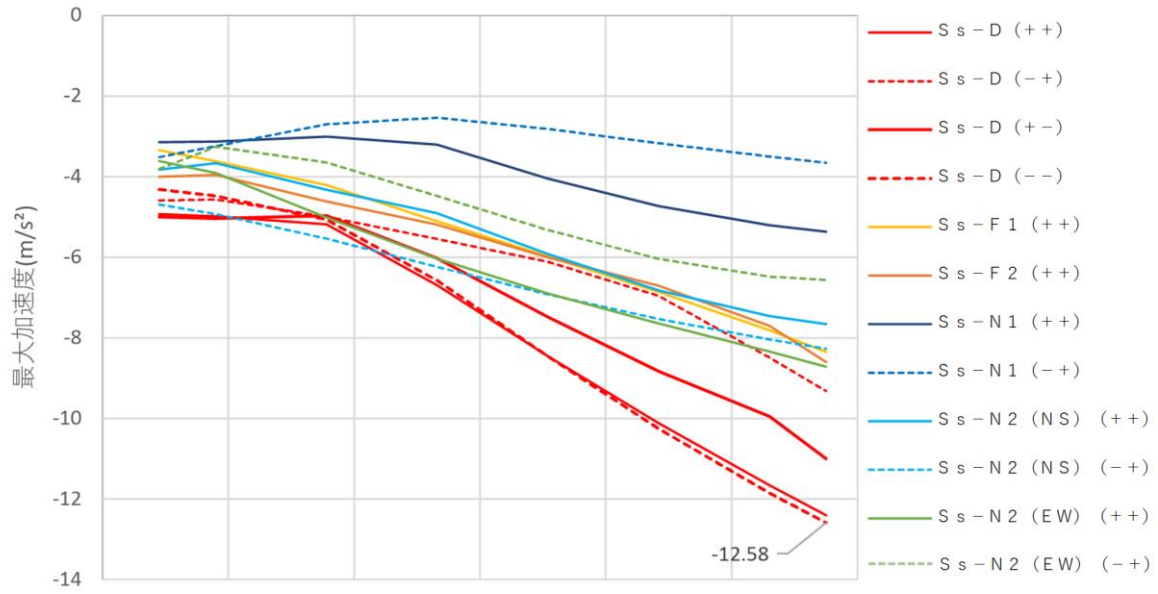


図 5-4 頂版に作用する加速度分布図 (解析ケース④)

表 5-3 頂版に作用する最大加速度 (解析ケース④)

地震動		最大加速度 (m/s^2)	地震動		最大加速度 (m/s^2)
$S_s - D$	++	-12.40	$S_s - N 1$	++	-5.37
	-+	-9.32		-+	-3.65
	+-	-11.00	$S_s - N 2$ (NS)	++	-7.66
	--	-12.58		-+	-8.27
$S_s - F 1$	++	-8.35	$S_s - N 2$ (EW)	++	-8.71
$S_s - F 2$	++	-8.60		-+	-6.56

注：ハッチングは最大値を示す。

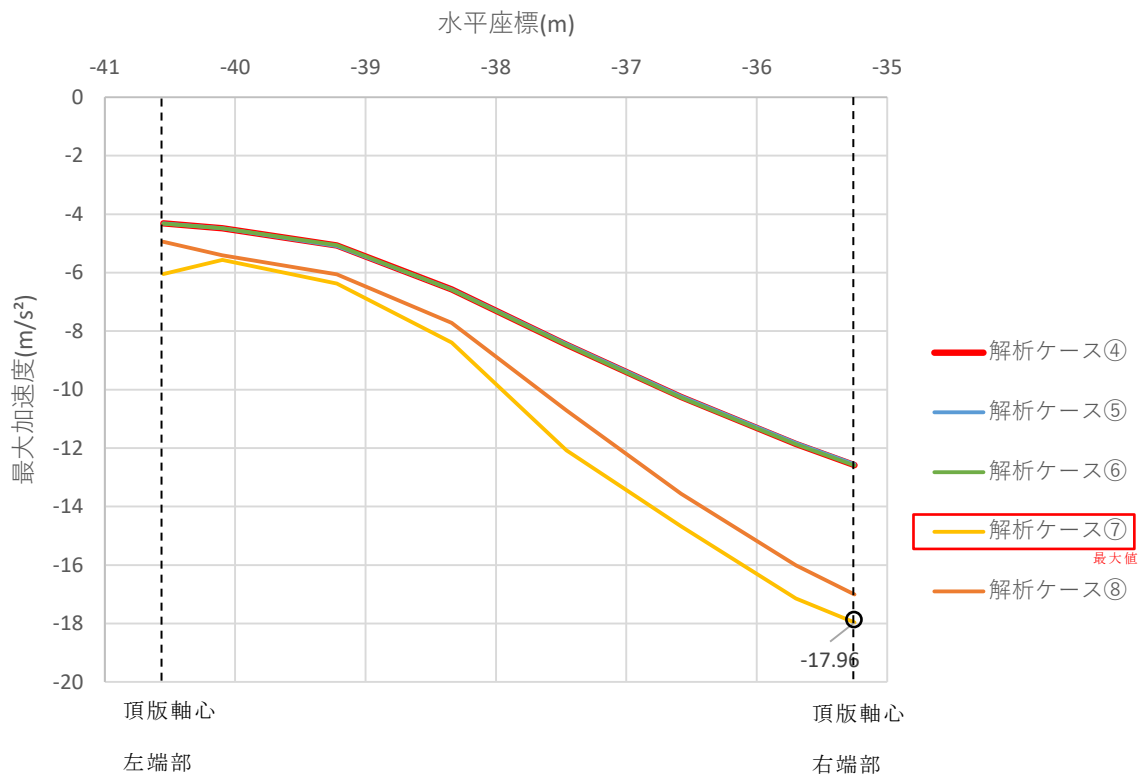


図 5-5 頂版に作用する加速度分布図の比較 (S s - D (- -))

表 5-4 頂版に作用する最大加速度 (S s - D (- -))

解析ケース	最大加速度 (m/s²)
ケース④	-12.58
ケース⑤	-12.56
ケース⑥	-12.59
ケース⑦	-17.96
ケース⑧	-17.01

注：ハッチングは最大値を示す。

5.1.2 ひずみの時刻歴波形（A-A断面及びB-B断面）

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースにおける時刻歴波形を図5-6及び図5-7に示す。

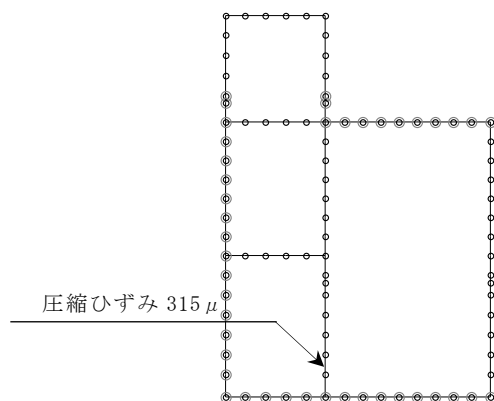
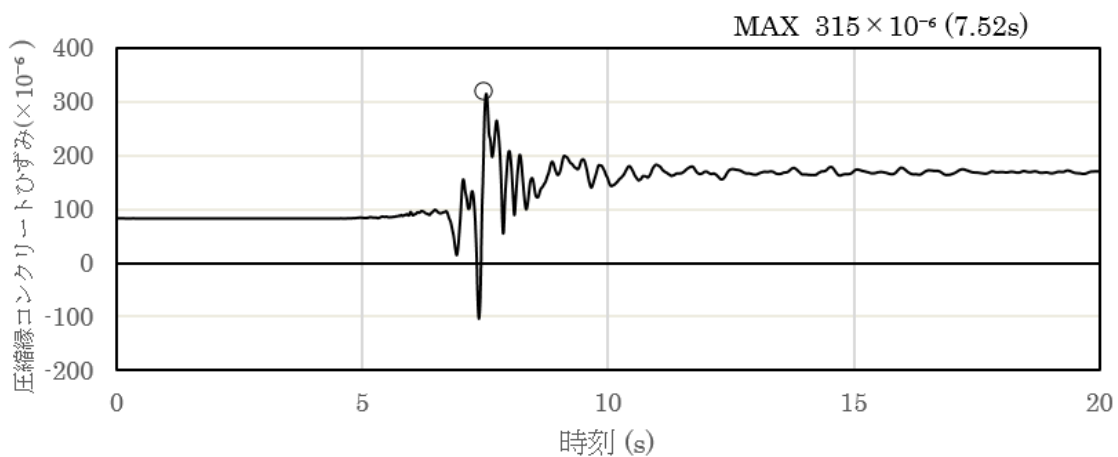


図5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
（全応力解析）（A-A断面，解析ケース②，S_s-N1（++））

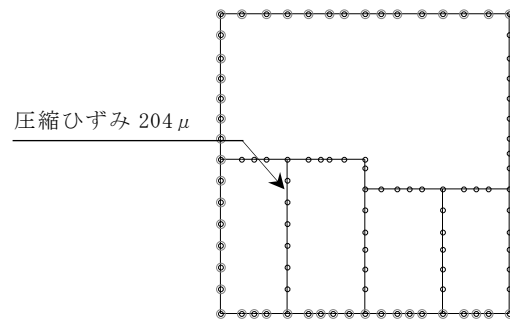
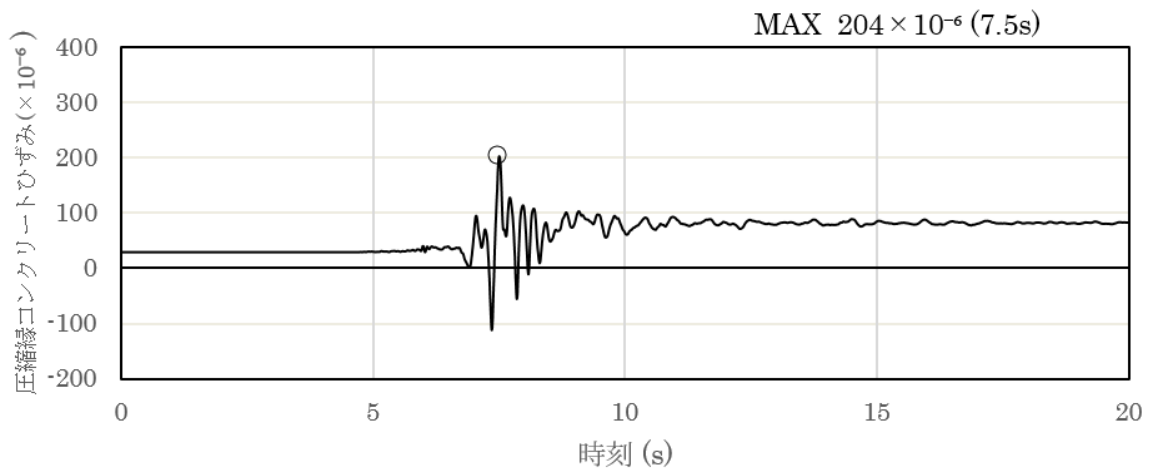
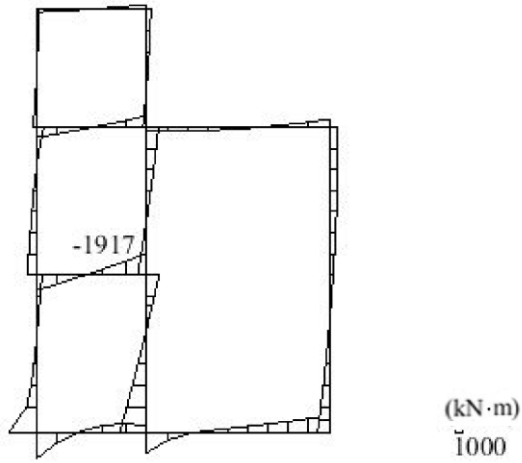


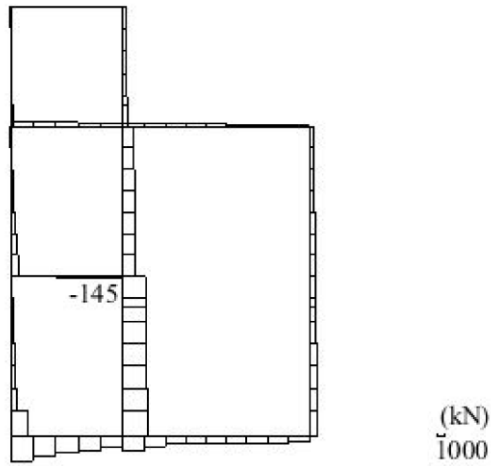
図 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
 (全応力解析) (B-B断面, 解析ケース①, S_s-N1(++))

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査，A－A断面及びB－B断面）

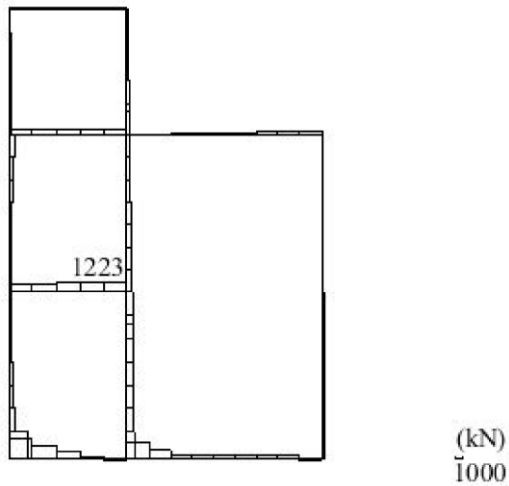
せん断破壊に対する照査において，最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5－8及び図5－9に示す。



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

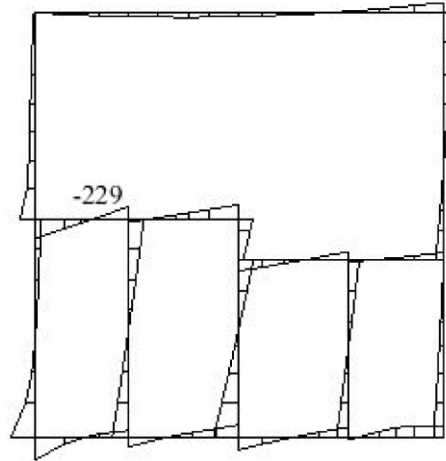


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



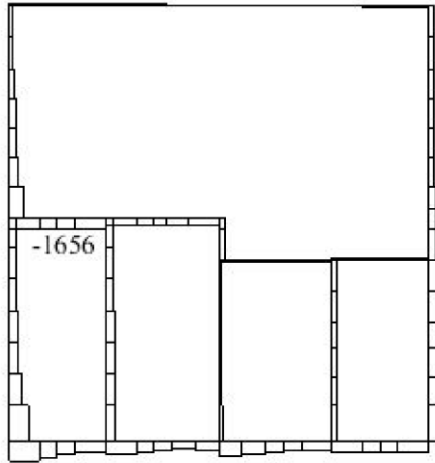
数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-8 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (A-A断面，解析ケース②，S s - N 1 (++))



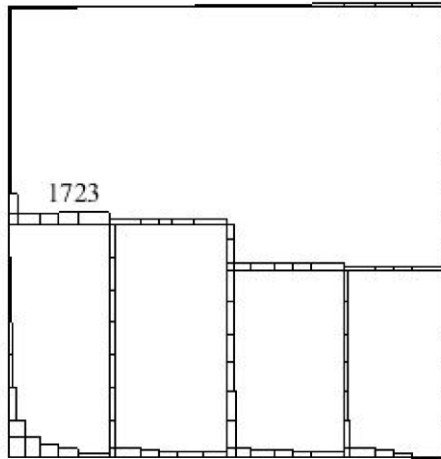
数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

(kN・m)
 1000



数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

(kN)
 1000



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

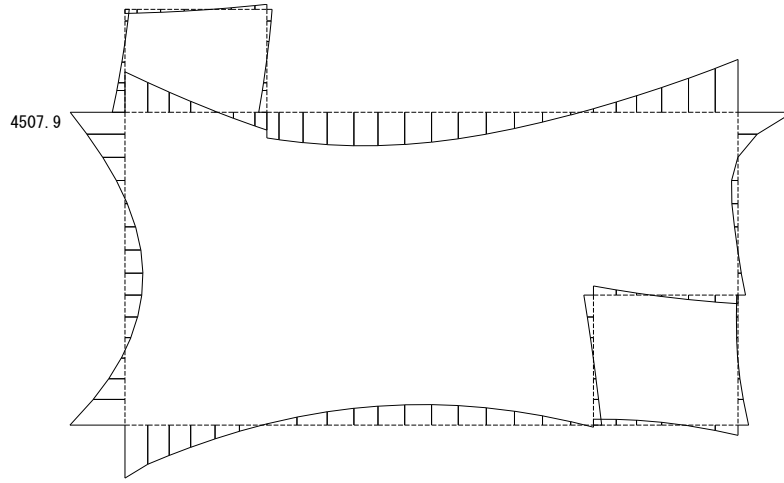
(kN)
 1000

図 5-9 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (B-B断面, 解析ケース①, S s - N 1 (++))

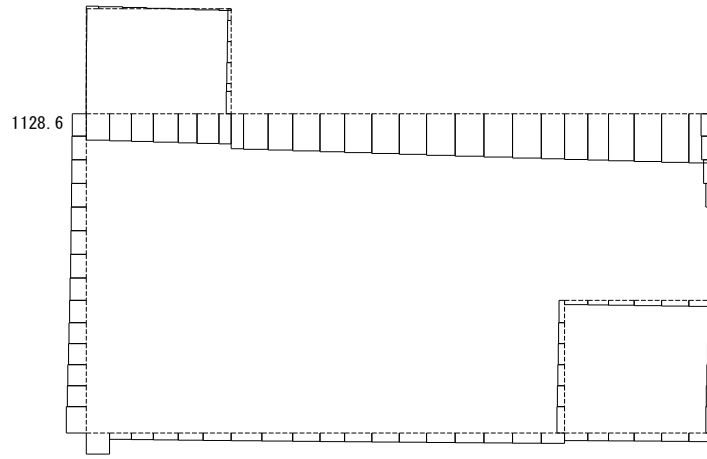
5.1.4 断面力分布（層間変位最大時刻，C－C断面）

(1) 鉛直部材

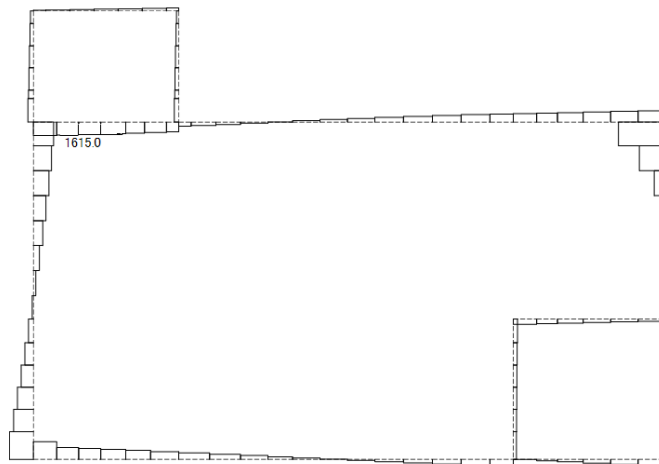
4辺固定版による評価を実施するC－C断面について，地震応答解析において鉛直部材の層間変位が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5－10に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

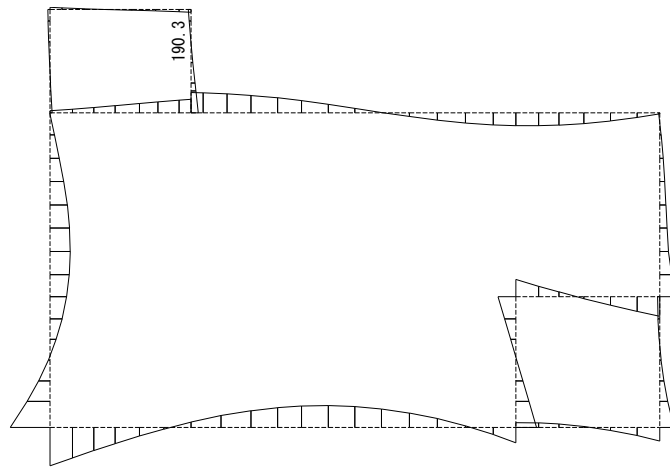


(c) せん断力 (kN)

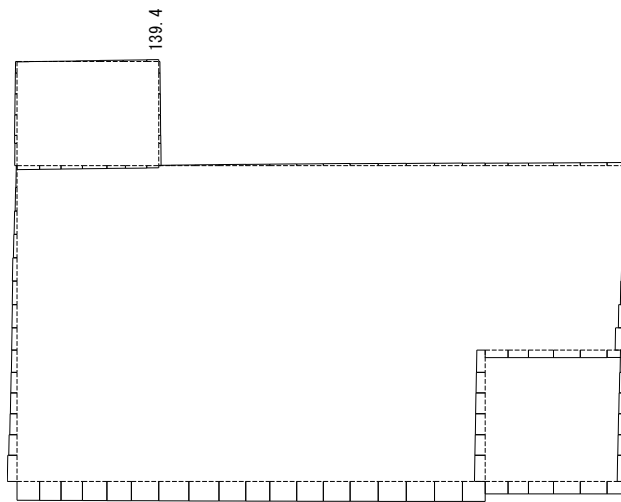
図 5-10 最大時刻における断面力図
(C-C断面, 側壁, 解析ケース⑤, S_s-F2 (++))

(2) 水平部材

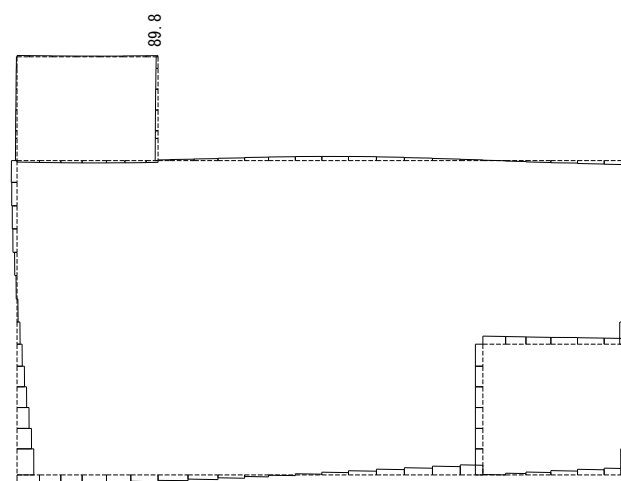
4 辺固定版による評価を実施する C-C 断面について，地震応答解析において水平部材の鉛直下向きの加速度が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-11 に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



(c) せん断力 (kN)

図 5-11 加速度最大時刻における断面力図
(C-C断面, 頂版, 解析ケース⑦, S_s-D (---))

5.1.5 最大せん断ひずみ分布（A－A断面及びB－B断面）


曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、発生した最大せん断ひずみを確認する。

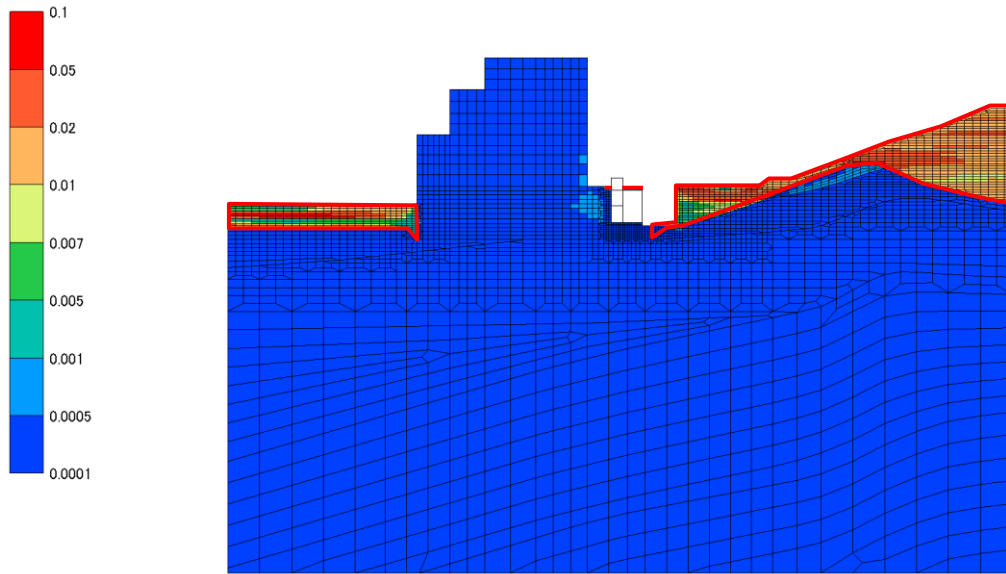
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表5-5に、最大せん断ひずみ分布図を図5-12及び図5-13に示す。

構造物周辺の埋戻土に発生するせん断ひずみは最大でも1%以下であり、試験において確認しているひずみの範囲内であることを確認した。

表5-5 最大照査値を示すケースの一覧

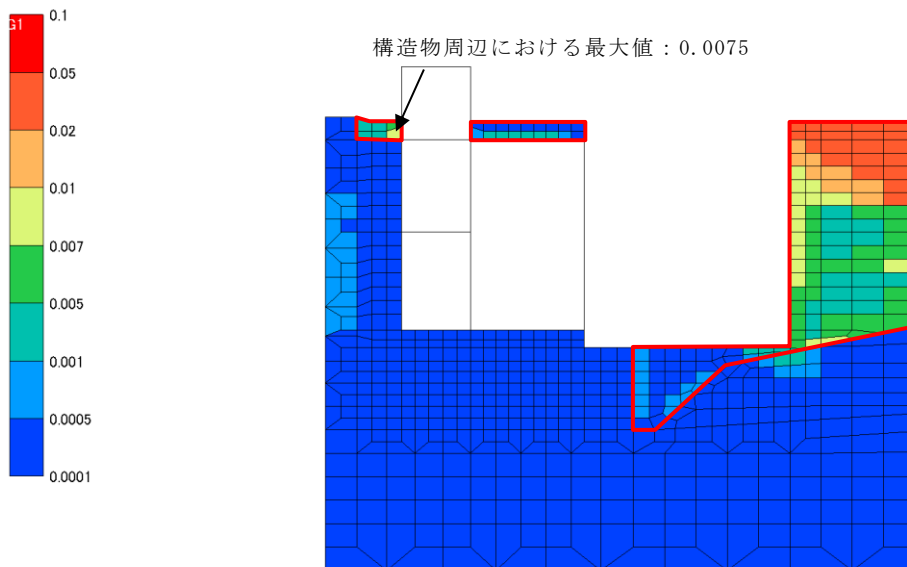
対象断面	対象ケース	照査項目
A－A断面	解析ケース② S s－N 1（++）	せん断に対する照査
B－B断面	解析ケース① S s－N 1（++）	せん断に対する照査

 : 埋戻土の範囲



Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)


(a) 全体図

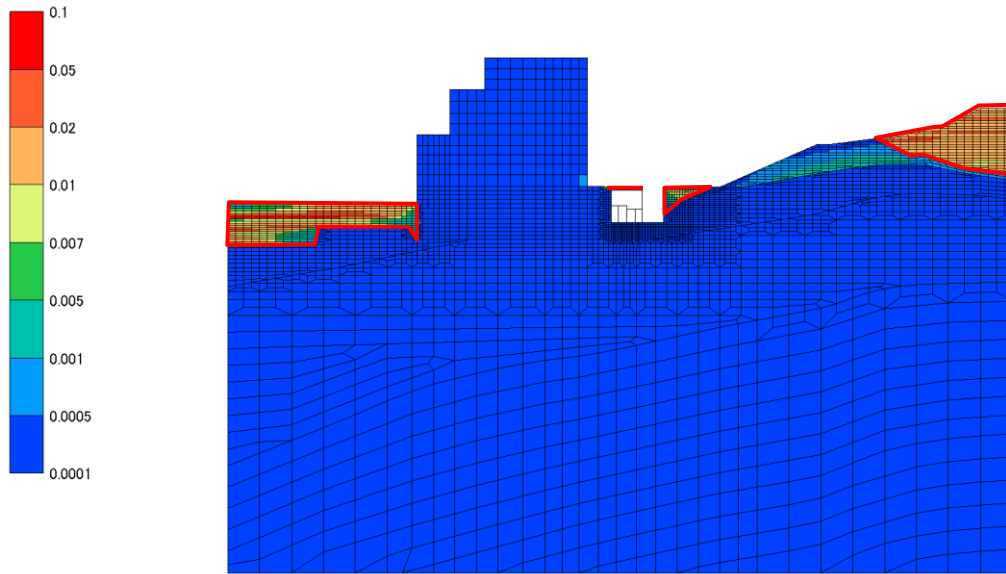


Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)

(b) 拡大図

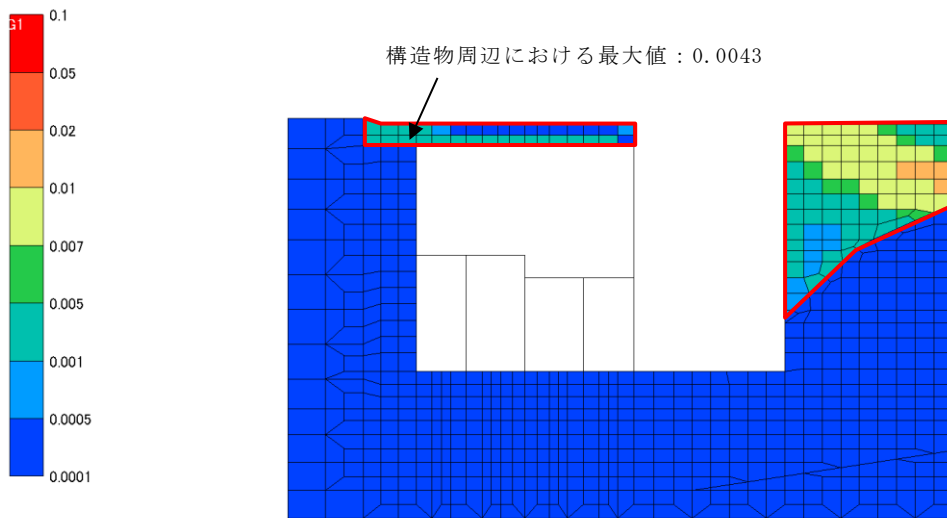
図 5-12 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面)
(解析ケース②, S_s-N1(++))

 : 埋戻土の範囲



Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)

(a) 全体図



Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)

(b) 拡大図

図 5-13 最大せん断ひずみ分布図 (B-B 断面)
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) A-A断面

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-6に示す。照査値は、ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表5-6のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界（10000 μ ）を下回ることを確認した。

表5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^*	限界ひずみ ε_R	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	318 μ	10000 μ	0.04
		-+	302 μ	10000 μ	0.04
		+ -	356 μ	10000 μ	0.04
		--	328 μ	10000 μ	0.04
	S s - F 1	++	207 μ	10000 μ	0.03
	S s - F 2	++	255 μ	10000 μ	0.03
	S s - N 1	++	361 μ	10000 μ	0.04
		-+	291 μ	10000 μ	0.03
	S s - N 2 (NS)	++	323 μ	10000 μ	0.04
		-+	230 μ	10000 μ	0.03
	S s - N 2 (EW)	++	276 μ	10000 μ	0.03
		-+	237 μ	10000 μ	0.03
②	S s - N 1	++	378 μ	10000 μ	0.04
③	S s - N 1	++	347 μ	10000 μ	0.04

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (= 1.2)$

遮蔽機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-7 に示す。照査値は、ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-7 のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界（ 3500μ ）を下回ることを確認した。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(遮蔽機能を損なわないことの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ϵ_d^{*1}	限界ひずみ ϵ_R^{*2}	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D	++	318μ	3500μ	0.10
		-+	302μ	3500μ	0.09
		+ -	356μ	3500μ	0.11
		--	328μ	3500μ	0.10
	S s - F 1	++	207μ	3500μ	0.06
	S s - F 2	++	255μ	3500μ	0.08
	S s - N 1	++	361μ	3500μ	0.11
		-+	291μ	3500μ	0.09
	S s - N 2 (N S)	++	323μ	3500μ	0.10
		-+	230μ	3500μ	0.07
S s - N 2 (E W)	++	276μ	3500μ	0.08	
	-+	237μ	3500μ	0.07	
②	S s - N 1	++	378μ	3500μ	0.11
③	S s - N 1	++	347μ	3500μ	0.10

注記*1：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

*2：建物・構築物においては、「部材に生じる応力が終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していること又は部材に生じる応力若しくはひずみが CCV 規格における荷重状態Ⅳの許容値を超えないこととする。」ことを確認する方針としているが、本評価で仮に CCV 規格における荷重状態Ⅳの許容ひずみ（ $0.3\% = 3000\mu$ ）を用いたとしても、十分な安全余裕を有していることを確認した。

(2) B-B断面

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-8に示す。照査値は、ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表5-8のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界(10000 μ)を下回ることを確認した。

表5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^*	限界ひずみ ε_R	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	201 μ	10000 μ	0.03
		-+	177 μ	10000 μ	0.02
		+ -	217 μ	10000 μ	0.03
		--	196 μ	10000 μ	0.02
	S s - F 1	++	157 μ	10000 μ	0.02
	S s - F 2	++	166 μ	10000 μ	0.02
	S s - N 1	++	244 μ	10000 μ	0.03
		-+	152 μ	10000 μ	0.02
	S s - N 2 (N S)	++	181 μ	10000 μ	0.02
		-+	167 μ	10000 μ	0.02
	S s - N 2 (E W)	++	162 μ	10000 μ	0.02
		-+	139 μ	10000 μ	0.02
②	S s - N 1	++	240 μ	10000 μ	0.03
③	S s - N 1	++	238 μ	10000 μ	0.03

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

遮蔽機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-9 に示す。照査値は、ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-9 のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界（ 3500μ ）を下回ることを確認した。

表 5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(遮蔽機能を損なわないことの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^{*1}	限界ひずみ ε_R^{*2}	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	201 μ	3500 μ	0.06
		-+	177 μ	3500 μ	0.06
		+ -	217 μ	3500 μ	0.07
		--	196 μ	3500 μ	0.06
	S s - F 1	++	157 μ	3500 μ	0.05
	S s - F 2	++	166 μ	3500 μ	0.05
	S s - N 1	++	244 μ	3500 μ	0.07
		-+	152 μ	3500 μ	0.05
	S s - N 2 (N S)	++	181 μ	3500 μ	0.06
		-+	167 μ	3500 μ	0.05
S s - N 2 (E W)	++	162 μ	3500 μ	0.05	
	-+	139 μ	3500 μ	0.04	
②	S s - N 1	++	240 μ	3500 μ	0.07
③	S s - N 1	++	238 μ	3500 μ	0.07

注記*1：照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

*2：建物・構築物においては、「部材に生じる応力が終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していること又は部材に生じる応力若しくはひずみが CCV 規格における荷重状態Ⅳの許容値を超えないこととする。」ことを確認する方針としているが、本評価で仮に CCV 規格における荷重状態Ⅳの許容ひずみ（ $0.3\% = 3000 \mu$ ）を用いたとしても、十分な安全余裕を有していることを確認した。

(3) C-C断面

a. 鉛直部材

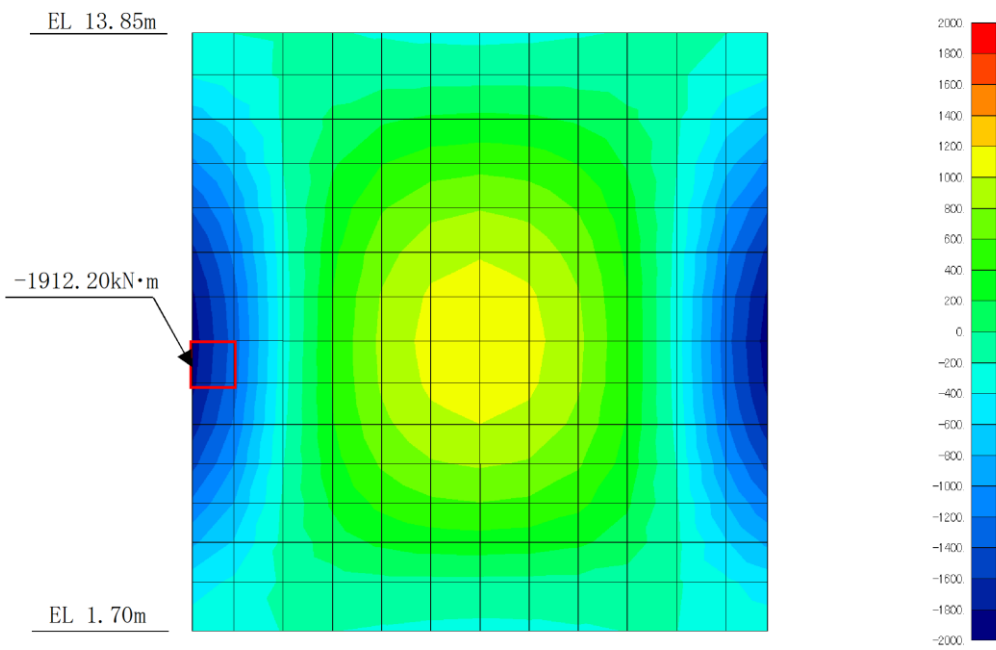
構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-10及び表5-11に示す。また、4辺固定版における断面力図を図5-14及び図5-15に示す。同表のとおり、発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。

表5-10 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（側壁，コンクリート）

解析 ケース	地震動	方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	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}
全解析ケース包絡荷重		X方向 (配力筋方向)	-1912	5.9	13.5	0.45
		Y方向 (主筋方向)	-1818	4.6	13.5	0.35

表5-11 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（側壁，鉄筋）

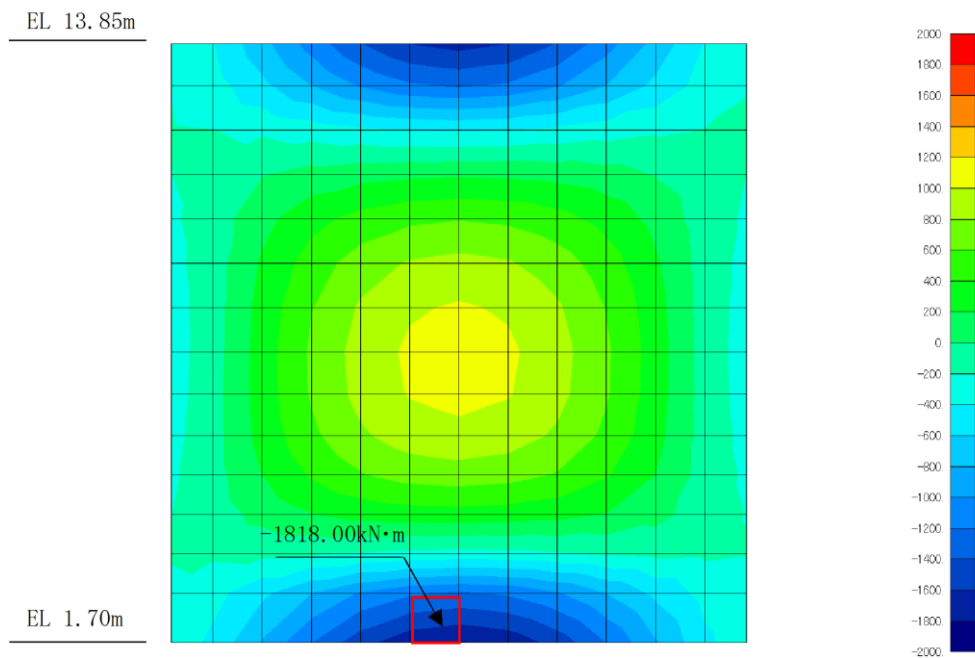
解析 ケース	地震動	方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
全解析ケース包絡荷重		X方向 (配力筋方向)	-1912	220.7	294	0.76
		Y方向 (主筋方向)	-1818	141.3	294	0.49



数値：評価位置における断面力

曲げモーメント M_x (kN・m)

図 5-14 4 辺固定版における断面力図 (側壁, X 方向)



数値：評価位置における断面力

曲げモーメント M_y (kN・m)

図 5-15 4 辺固定版における断面力図 (側壁, Y 方向)

b. 水平部材

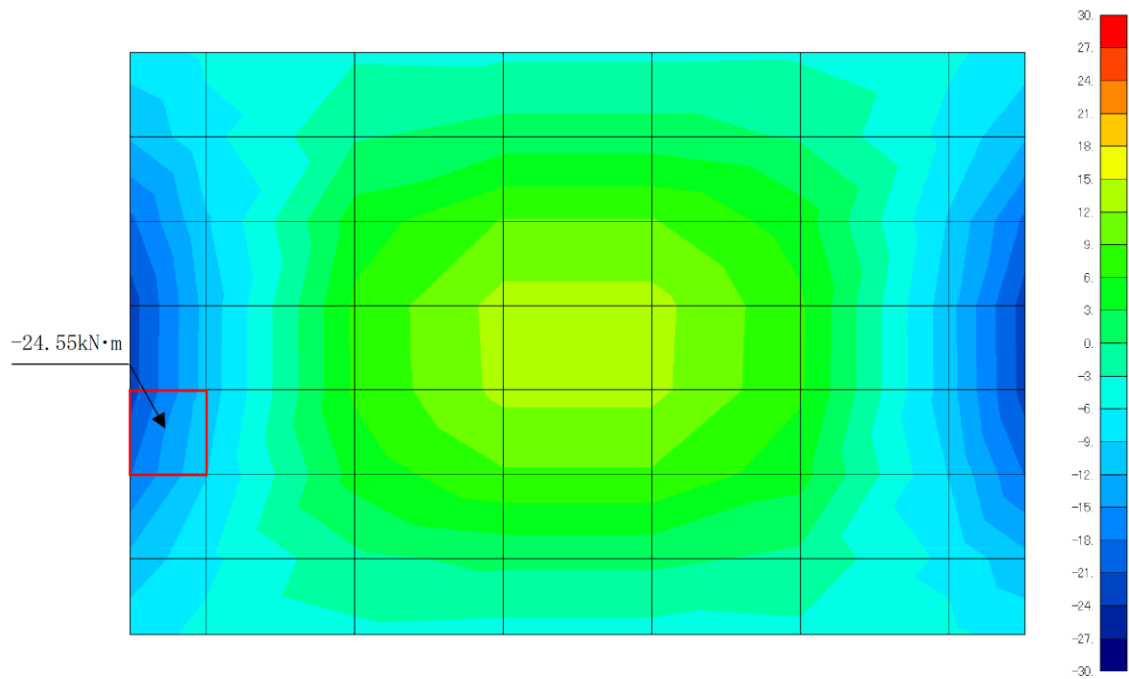
構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-12 及び表 5-13 に示す。また、4 辺固定版における断面力図を図 5-16 及び図 5-17 に示す。同表のとおり、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-12 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（頂版，コンクリート）

解析 ケース	地震動	方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	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}
⑦	S s - D (--)	X 方向 (主筋方向)	-24	0.277	13.5	0.03
		Y 方向 (配力筋方向)	-33	0.385	13.5	0.03

表 5-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（頂版，鉄筋）

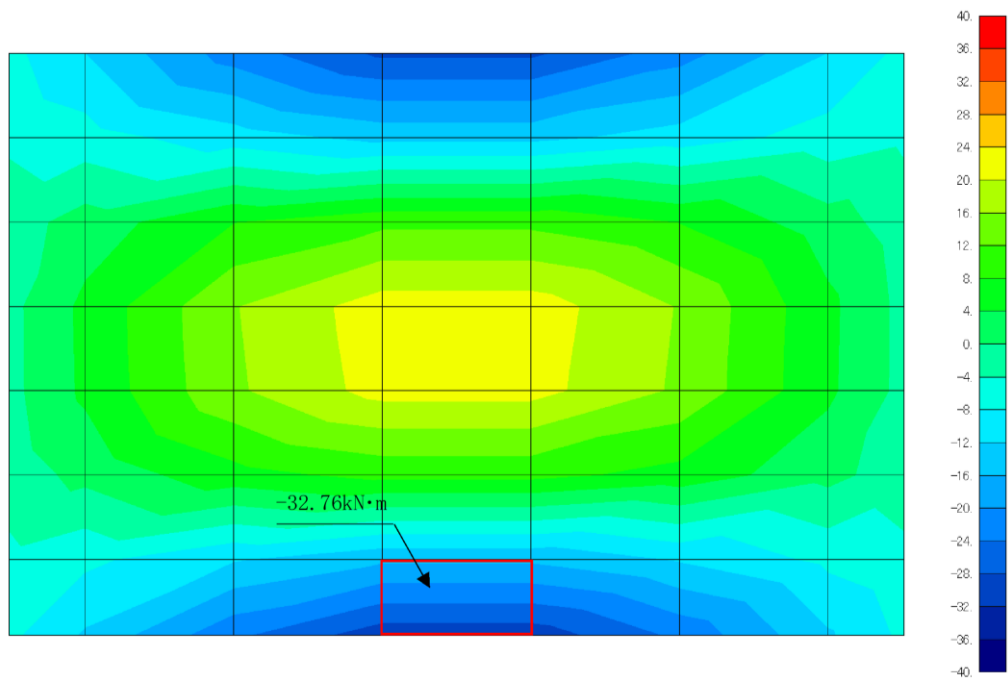
解析 ケース	地震動	方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
⑦	S s - D (--)	X 方向 (主筋方向)	-24	6.991	294	0.03
		Y 方向 (配力筋方向)	-33	9.726	294	0.04



数值：評価位置における断面力

曲げモーメント M_x (kN·m)

図 5-16 4 辺固定版における断面力図 (頂版, X 方向)



数值：評価位置における断面力

曲げモーメント M_y (kN·m)

図 5-17 4 辺固定版における断面力図 (頂版, Y 方向)

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) A-A断面

構造強度を有すること及び遮蔽機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表5-14に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表5-14(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置* ¹		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
				せん断力* ² V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)		
①	S s - D	++	頂版	3	483	1424	0.34
			側壁	9	984	1559	0.64
			床版	4	1128	1460	0.78
			隔壁	12	858	1576	0.55
			底版	6	1125	1754	0.65
		-+	頂版	3	422	1429	0.30
			側壁	9	964	1663	0.58
			床版	4	1069	1446	0.74
			隔壁	12	819	1569	0.53
			底版	6	1148	1755	0.66
		+-	頂版	3	455	1433	0.32
			側壁	9	995	1548	0.65
			床版	4	1281	1464	0.88
			隔壁	12	985	1641	0.61
			底版	6	1263	1786	0.71
		--	頂版	3	476	1417	0.34
			側壁	9	1102	1667	0.67
			床版	4	1103	1446	0.77
			隔壁	12	801	1589	0.51
			底版	6	1106	1764	0.63

表 5-14(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置* ¹		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力* ² V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	3	347	1429	0.25
			側壁	9	847	1583	0.54
			床版	4	776	1459	0.54
			隔壁	12	649	1582	0.42
			底版	6	802	1737	0.47
	S s - F 2	++	頂版	3	395	1423	0.28
			側壁	9	819	1560	0.53
			床版	4	869	1453	0.60
			隔壁	12	692	1552	0.45
			底版	6	926	1738	0.54
	S s - N 1	++	頂版	3	417	1417	0.30
			側壁	9	1016	1624	0.63
			床版	4	1277	1441	0.89
			隔壁	12	872	1642	0.54
			底版	6	1153	1769	0.66
		-+	頂版	3	377	1428	0.27
			側壁	9	990	1651	0.60
			床版	4	979	1452	0.68
			隔壁	12	770	1590	0.49
			底版	6	943	1757	0.54
S s - N 2 (N S)	++	頂版	3	433	1421	0.31	
		側壁	9	911	1549	0.59	
		床版	4	1114	1450	0.77	
		隔壁	12	805	1593	0.51	
		底版	6	1088	1764	0.62	
	-+	頂版	3	402	1429	0.29	
		側壁	9	796	1543	0.52	
		床版	4	809	1450	0.56	
		隔壁	12	690	1593	0.44	
		底版	6	941	1729	0.55	

表 5-14(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断 耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d/V_{y d}$
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	3	377	1430	0.27
			側壁	9	700	1523	0.46
			床版	4	937	1449	0.65
			隔壁	12	726	1568	0.47
			底版	6	882	1733	0.51
		-+	頂版	3	385	1431	0.27
			側壁	9	664	1549	0.43
			床版	4	761	1454	0.53
			隔壁	12	637	1573	0.41
			底版	6	830	1732	0.48
②	S s - N 1	++	頂版	3	455	1419	0.33
			側壁	9	842	1525	0.56
			床版	4	1285	1439	0.90
			隔壁	12	885	1642	0.54
			底版	6	1166	1768	0.66
③	S s - N 1	++	頂版	3	387	1415	0.28
			側壁	9	1024	1561	0.66
			床版	4	1273	1445	0.89
			隔壁	12	875	1642	0.54
			底版	5	1961	2999	0.66

注記*1：評価位置は図 5-18 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力 } V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (=1.05)$

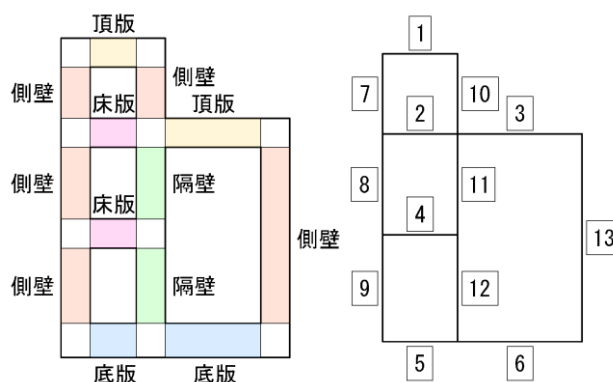


図 5-18 評価位置図 (A-A 断面)

(2) B-B断面

a. せん断耐力式による評価結果

構造強度を有すること及び遮蔽機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表5-15に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表中には、照査値が1.0を上回る解析ケース、部材があることから、次項「b. 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が1.0を下回ることを確認する。

表5-15(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2 V_d (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - D	++	頂版	1	566	1444	0.40
			側壁	10	436	762	0.58
			床版	2	1476	1531	0.97
			隔壁	15	1108	3069	0.37
			底版	6	1184	2895	0.41
		-+	頂版	1	535	1457	0.37
			側壁	10	452	787	0.58
			床版	2	1284	1500	0.86
			隔壁	15	958	3076	0.32
			底版	6	1145	2902	0.40
		+-	頂版	1	583	1446	0.41
			側壁	10	469	785	0.60
			床版	2	1632	1542	1.06
			隔壁	15	1185	3079	0.39
			底版	6	1393	2928	0.48
		--	頂版	1	574	1446	0.40
			側壁	10	511	840	0.61
			床版	2	1300	1503	0.87
			隔壁	15	974	3075	0.32
			底版	6	1142	2908	0.40

表 5-15(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置* ¹		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力* ² V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	1	513	1442	0.36
			側壁	11	729	1548	0.48
			床版	2	1085	1506	0.72
			隔壁	14	451	2026	0.23
			底版	6	1025	2903	0.36
	S s - F 2	++	頂版	1	496	1443	0.35
			側壁	10	408	789	0.52
			床版	2	989	1489	0.67
			隔壁	15	780	3073	0.26
			底版	6	925	2895	0.32
	S s - N 1	++	頂版	1	525	1442	0.37
			側壁	11	1012	1544	0.66
			床版	2	1810	1541	1.18
			隔壁	15	1277	3075	0.42
			底版	6	1849	2969	0.63
		-+	頂版	1	452	1463	0.31
			側壁	10	524	803	0.66
			床版	2	1101	1500	0.74
			隔壁	15	837	3073	0.28
			底版	6	1120	2866	0.40
S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	502	1444	0.35	
		側壁	11	815	1525	0.54	
		床版	2	1351	1512	0.90	
		隔壁	15	965	3073	0.32	
		底版	6	1152	2907	0.40	
	-+	頂版	1	585	1448	0.41	
		側壁	10	385	787	0.49	
		床版	2	1123	1503	0.75	
		隔壁	14	481	2027	0.24	
		底版	6	957	2888	0.34	

表 5-15(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断 耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d/V_{y d}$
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	575	1447	0.40
			側壁	11	677	1520	0.45
			床版	2	1116	1492	0.75
			隔壁	15	808	3068	0.27
			底版	6	1155	2911	0.40
		-+	頂版	1	476	1445	0.33
			側壁	11	717	1562	0.46
			床版	2	768	1483	0.52
			隔壁	15	576	3069	0.19
			底版	6	844	2873	0.30
②	S s - N 1	++	頂版	1	539	1443	0.38
			側壁	11	964	1531	0.63
			床版	2	1753	1539	1.14
			隔壁	15	1285	3075	0.42
			底版	6	1798	2972	0.61
③	S s - N 1	++	頂版	1	554	1444	0.39
			側壁	11	925	1518	0.61
			床版	2	1711	1538	1.12
			隔壁	15	1306	3072	0.43
			底版	6	1755	2972	0.60

注記*1：評価位置は図 5-19 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$

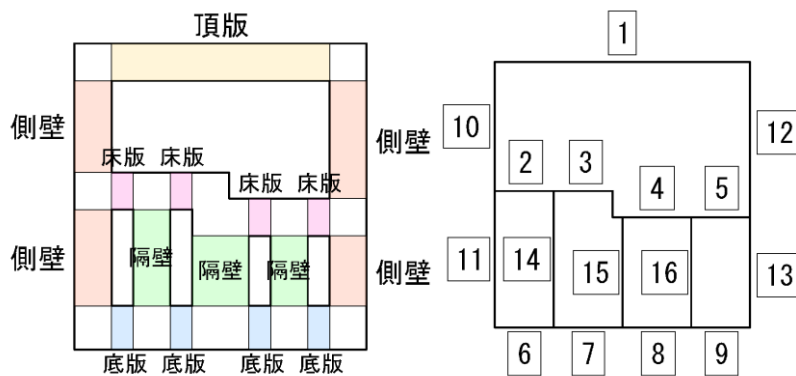


図 5-19 評価位置図 (B-B 断面)

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 概要

前項「a. せん断耐力式による評価結果」では、床版において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-20 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-21 に、要素プロパティ番号図を図 5-22 に、変位抽出位置を図 5-23 に、要素プロパティ条件を表 5-9 に示す。

なお、「(b) 荷重条件」及び「(c) 評価結果」については、材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材のうち、せん断耐力式における照査値が最大となった地震動及び解析ケース（解析ケース①，地震動 $S_s - N1 (+ +)$) を掲載する。その他のケースの照査結果については、「(d) まとめ」に記載する。

■ 評価対象部材
□ モデル化範囲

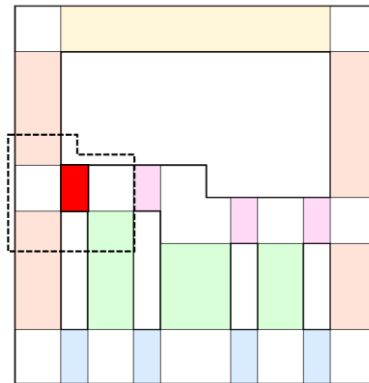


図 5-20 材料非線形解析における評価対象部材

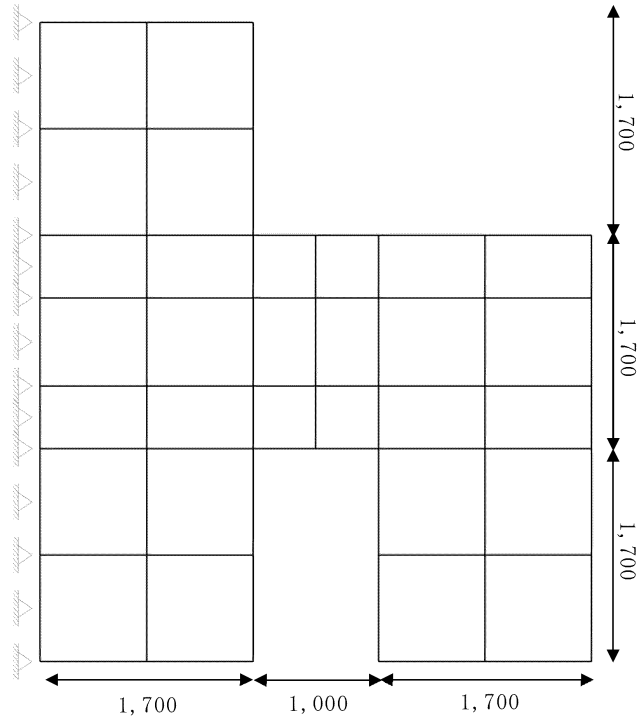


図 5-21 要素分割図 (床版)

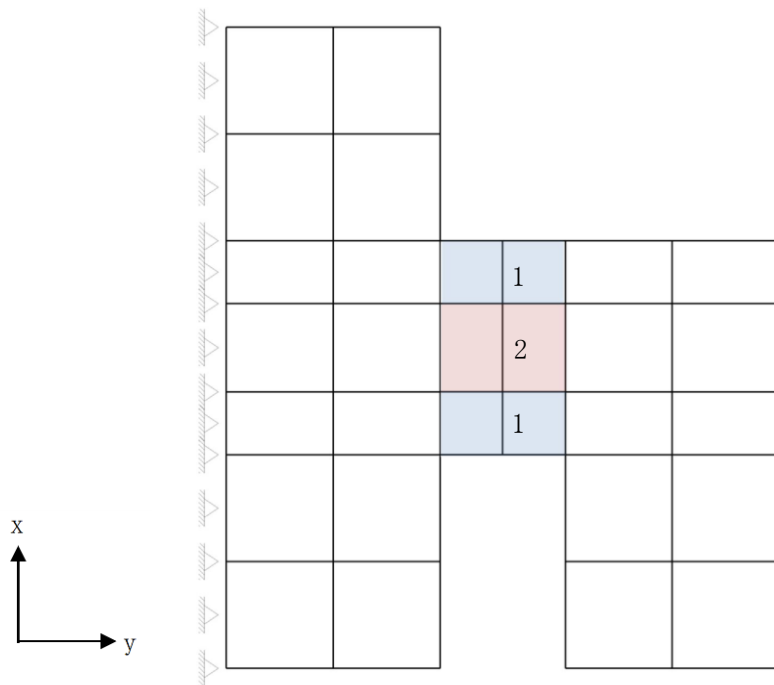
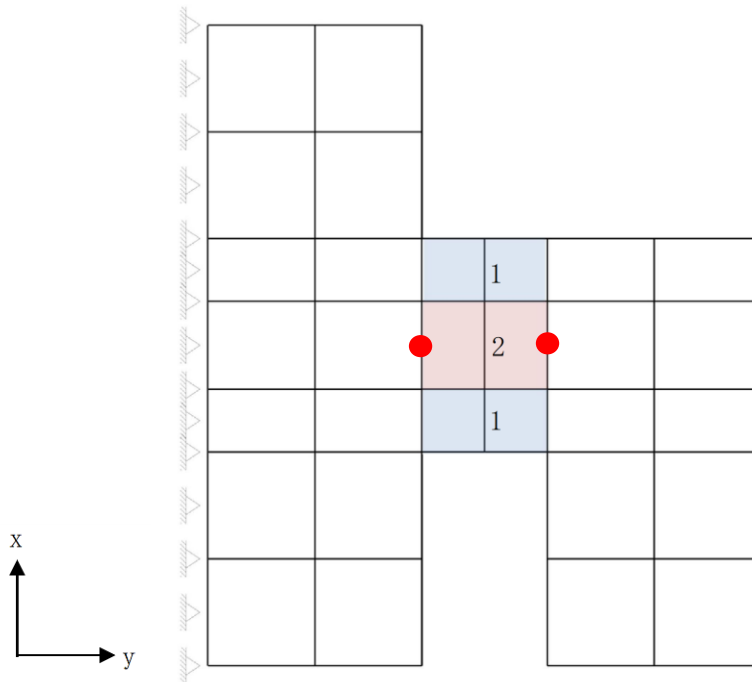


図 5-22 要素プロパティ番号図 (床版)



● : 変位抽出点

図 5-23 変位抽出位置

表 5-16 要素プロパティ条件 (床版)

番号	要素		
	材料	引張硬化軟化係数	
		C_x	C_y
1	鉄筋コンクリート	0.40	0.40
2	無筋コンクリート	0.40	3.74

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-24 のように作用させる。

材料非線形解析では、常時応力解析時の断面力分布及び地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増載荷する。

なお、材料非線形解析における作用荷重は、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を等価な水平力及び鉛直力として作用させることから、常時荷重（ ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔQ_d 、 ΔN_d ）とし、 ΔM についても上記の作用荷重により表現している。これにより、各部材の固定端側から離れた位置での ΔQ 、 ΔN が大きくなる傾向がある。

作用手順を図 5-25 に示す。

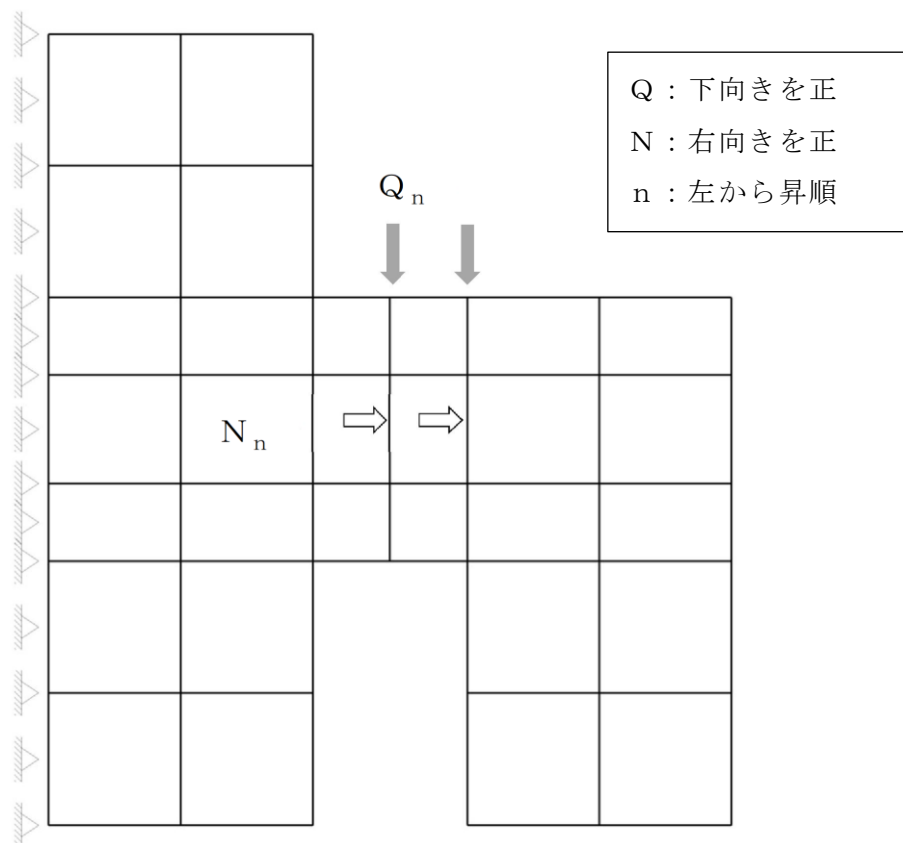


図 5-24 材料非線形解析における載荷状況（床版）

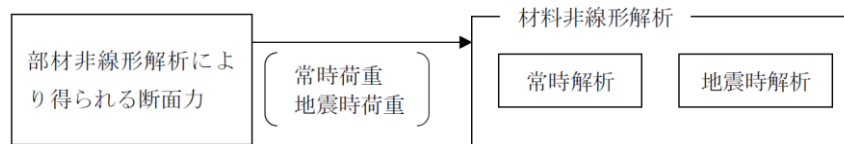


図 5-25 荷重の作用手順

(b) 荷重条件

部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較を図 5-26 に示す。また、材料非線形解析における作用荷重として、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN と等価な水平力及び鉛直力である常時荷重 (ΔQ_s 、 ΔN_s) 及び地震時荷重 (ΔQ_d 、 ΔN_d) を表 5-17 に示す。

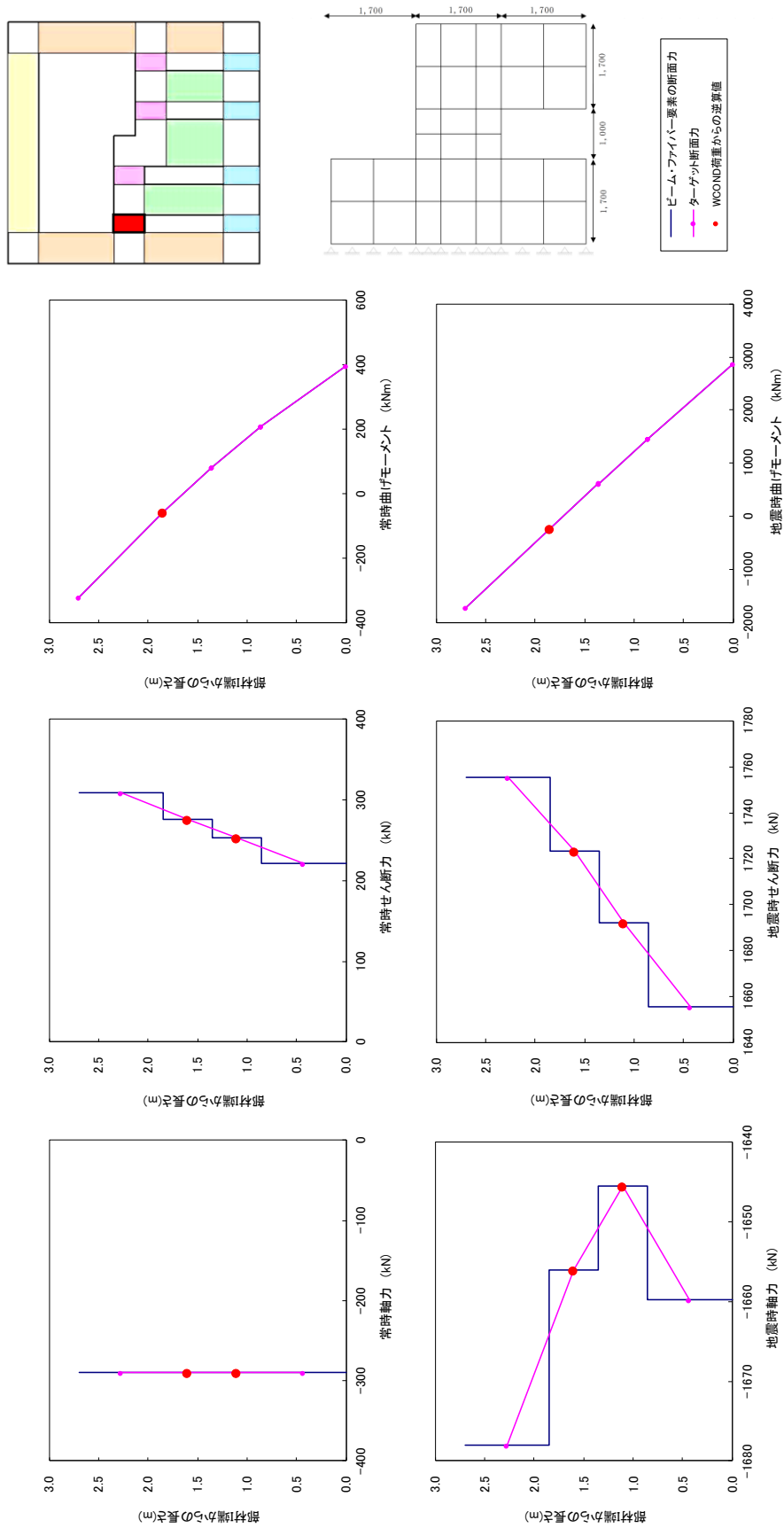


図 5-26 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較
(床版)

表 5-17 材料非線形解析における作用荷重

部材		床版	
地震動		S s - N 1 (++)	
解析ケース		①	
常時荷重	せん断力 (kN)	$\Delta Q 1$	23.7
		$\Delta Q 2$	-276.7
	軸力 (kN)	$\Delta N 1$	0.0
		$\Delta N 2$	-289.2
地震時 増分荷重	せん断力 (kN)	$\Delta Q 1$	7.8
		$\Delta Q 2$	-1446.7
	軸力 (kN)	$\Delta N 1$	10.5
		$\Delta N 2$	-1366.8

(c) 評価結果

評価対象部材（床版）における荷重－変位曲線を図 5-27 に示す。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。500 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、412 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-28 に示す。

図 5-29 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、500 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、500 ステップ以降は、斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって、500 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（床版）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、500 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、500 ステップにおけるせん断耐力 7195kN を表 4-11 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 6424kN とする。

また、図 5-30 に、各ステップにおける変形図を示す。

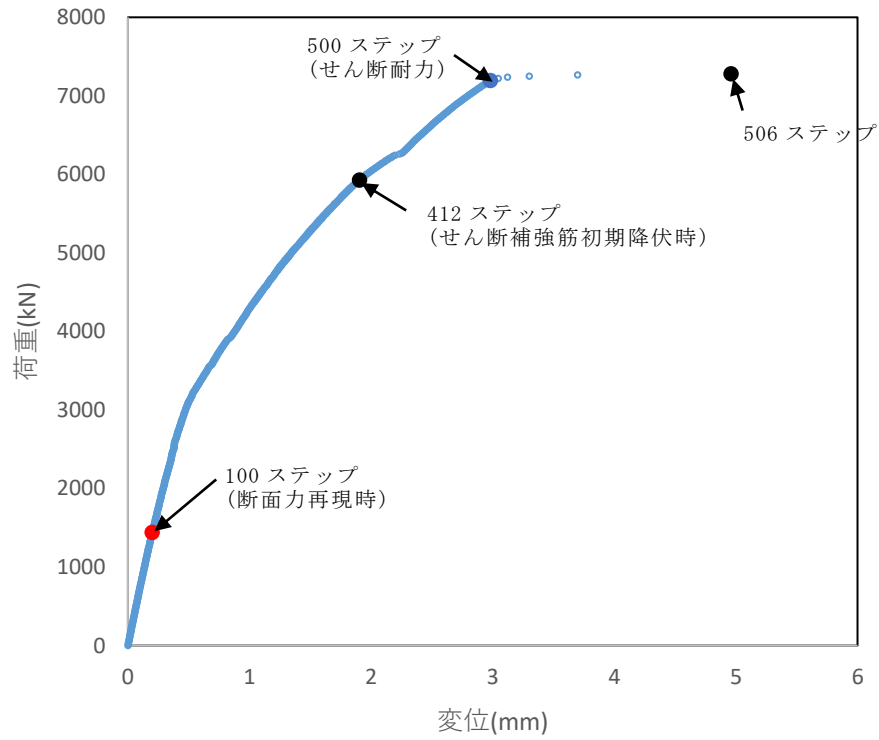


図 5-27 荷重-変位曲線
(床版, 解析ケース①, S s - N 1 (++))

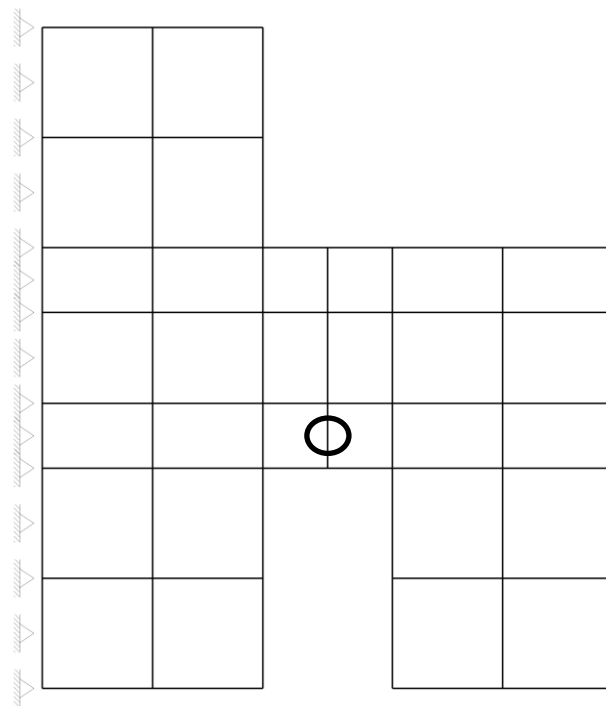
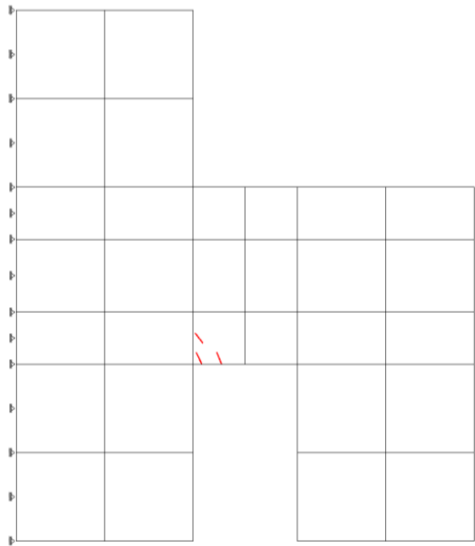
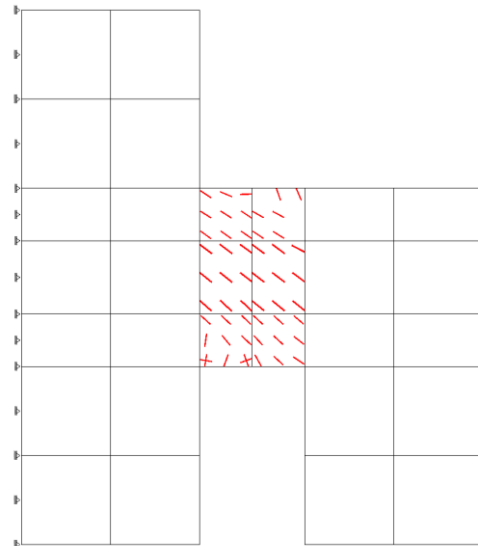


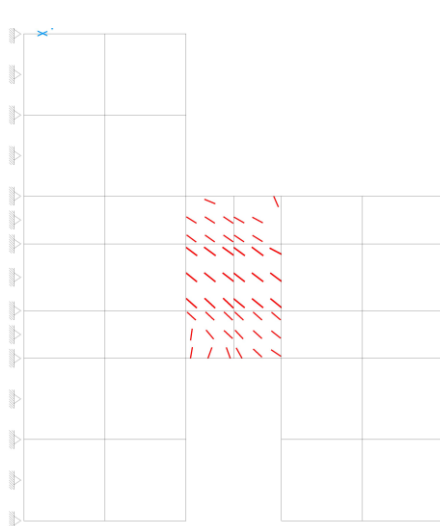
図 5-28 せん断補強筋の初期降伏箇所
(床版, 解析ケース①, S s - N 1 (++) 491 ステップ)



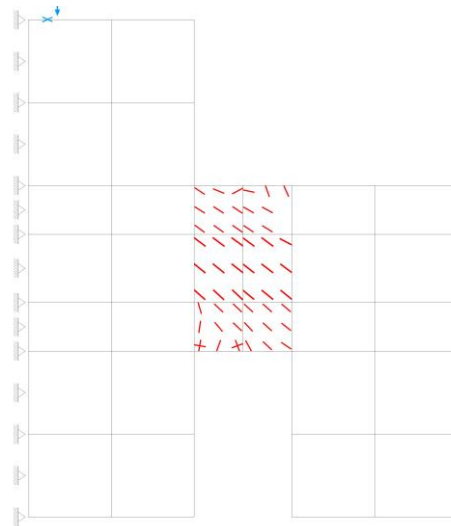
100 ステップ
断面力再現時



500 ステップ
せん断耐力

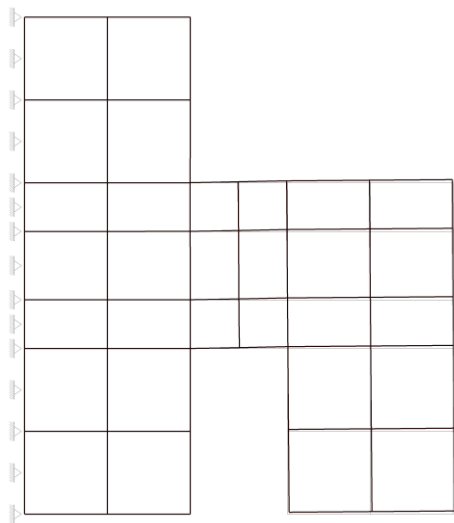


412 ステップ
せん断補強筋初期降伏時力

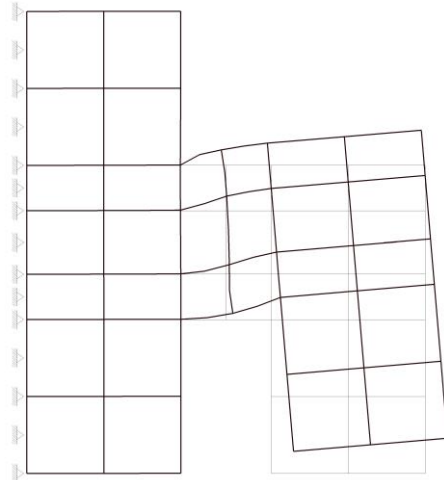


506 ステップ

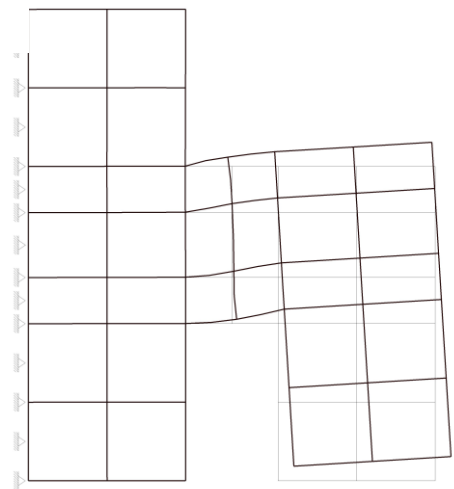
図 5-29 各ステップにおけるひび割れ図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)



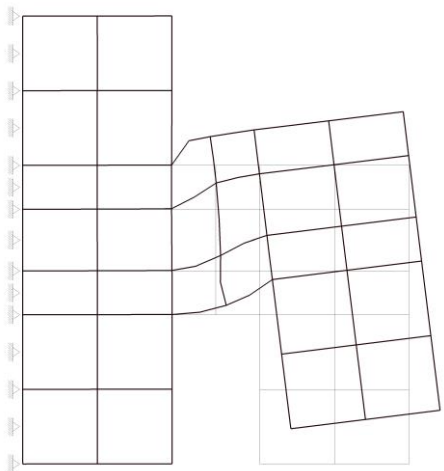
100 ステップ
断面力再現時



500 ステップ
せん断耐力



412 ステップ
せん断補強筋初期降伏時



506 ステップ

図 5-30 各ステップにおける変形図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

(d) まとめ

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を、表5-18に示す。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表5-18(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置* ¹		照査用 せん断力* ²	せん断 耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d/V_{y d}$
①	S _s -D	++	頂版	1	566	1444	0.40
			側壁	10	436	762	0.58
			床版	2	1476	1531	0.97
			隔壁	15	1108	3069	0.37
			底版	6	1184	2895	0.41
		-+	頂版	1	535	1457	0.37
			側壁	10	452	787	0.58
			床版	2	1284	1500	0.86
			隔壁	15	958	3076	0.32
			底版	6	1145	2902	0.40
		+-	頂版	1	583	1446	0.41
			側壁	10	469	785	0.60
			床版	2	1632	6356	0.26* ³ (1.06)
			隔壁	15	1185	3079	0.39
			底版	6	1393	2928	0.48
		--	頂版	1	574	1446	0.40
			側壁	10	511	840	0.61
			床版	2	1300	1503	0.87
			隔壁	15	974	3075	0.32
			底版	6	1142	2908	0.40
	S _s -F1	++	頂版	1	513	1442	0.36
			側壁	11	729	1548	0.48
			床版	2	1085	1506	0.72
			隔壁	14	451	2026	0.23
			底版	6	1025	2903	0.36

表 5-18(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置* ¹		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力* ² V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S _s -F2	++	頂版	1	496	1443	0.35
			側壁	10	408	789	0.52
			床版	2	989	1489	0.67
			隔壁	15	780	3073	0.26
			底版	6	925	2895	0.32
	S _s -N1	++	頂版	1	525	1442	0.37
			側壁	11	1012	1544	0.66
			床版	2	1810	6424	0.29* ³ (1.18)
			隔壁	15	1277	3075	0.42
			底版	6	1849	2969	0.63
		-+	頂版	1	452	1463	0.31
			側壁	10	524	803	0.66
			床版	2	1101	1500	0.74
			隔壁	15	837	3073	0.28
			底版	6	1120	2866	0.40
	S _s -N2 (NS)	++	頂版	1	502	1444	0.35
			側壁	11	815	1525	0.54
			床版	2	1351	1512	0.90
			隔壁	15	965	3073	0.32
			底版	6	1152	2907	0.40
-+		頂版	1	585	1448	0.41	
		側壁	10	385	787	0.49	
		床版	2	1123	1503	0.75	
		隔壁	14	481	2027	0.24	
		底版	6	957	2888	0.34	

表 5-18(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置* ¹	照査用 せん断力* ²		せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$	
			V_d (kN)				
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	575	1447	0.40
			側壁	11	677	1520	0.45
			床版	2	1116	1492	0.75
			隔壁	15	808	3068	0.27
			底版	6	1155	2911	0.40
		-+	頂版	1	476	1445	0.33
			側壁	11	717	1562	0.46
			床版	2	768	1483	0.52
			隔壁	15	576	3069	0.19
			底版	6	844	2873	0.30
②	S s - N 1	++	頂版	1	539	1443	0.38
			側壁	11	964	1531	0.63
			床版	2	1753	6435	0.28* ³ (1.14)
			隔壁	15	1285	3075	0.42
			底版	6	1798	2972	0.61
③	S s - N 1	++	頂版	1	554	1444	0.39
			側壁	11	925	1518	0.61
			床版	2	1711	6396	0.27* ³ (1.12)
			隔壁	15	1306	3072	0.43
			底版	6	1755	2972	0.60

注記*1：評価位置は図 5-18 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a (=1.05)

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、括弧内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

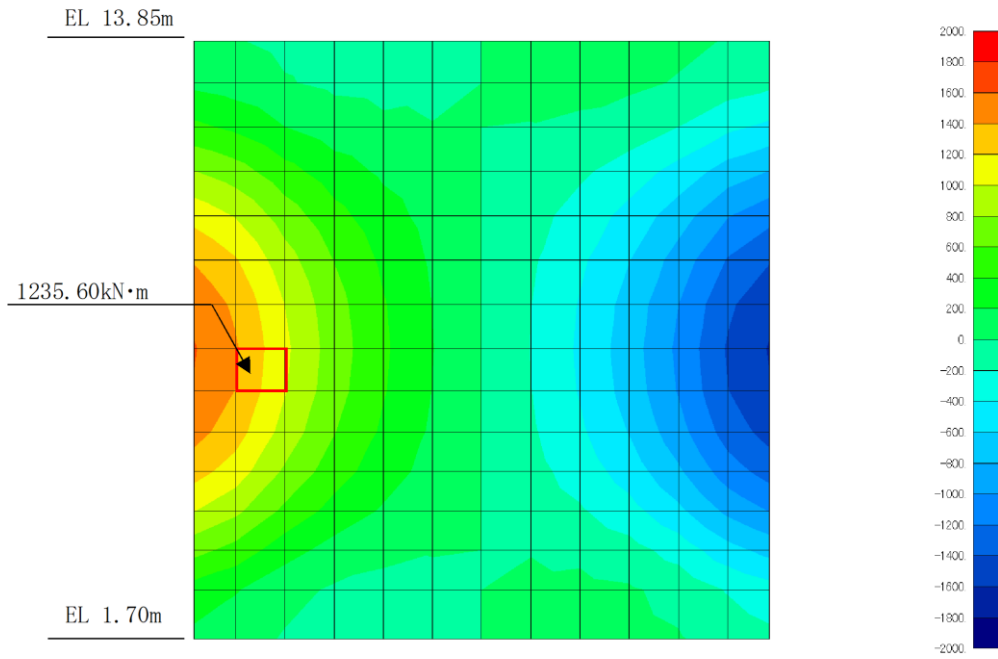
(3) C-C断面

a. 鉛直部材

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表5-19に示す。また、4辺固定版における断面力図を図5-31及び図5-32に示す。同表より、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表5-19 せん断破壊に対する評価結果（側壁）

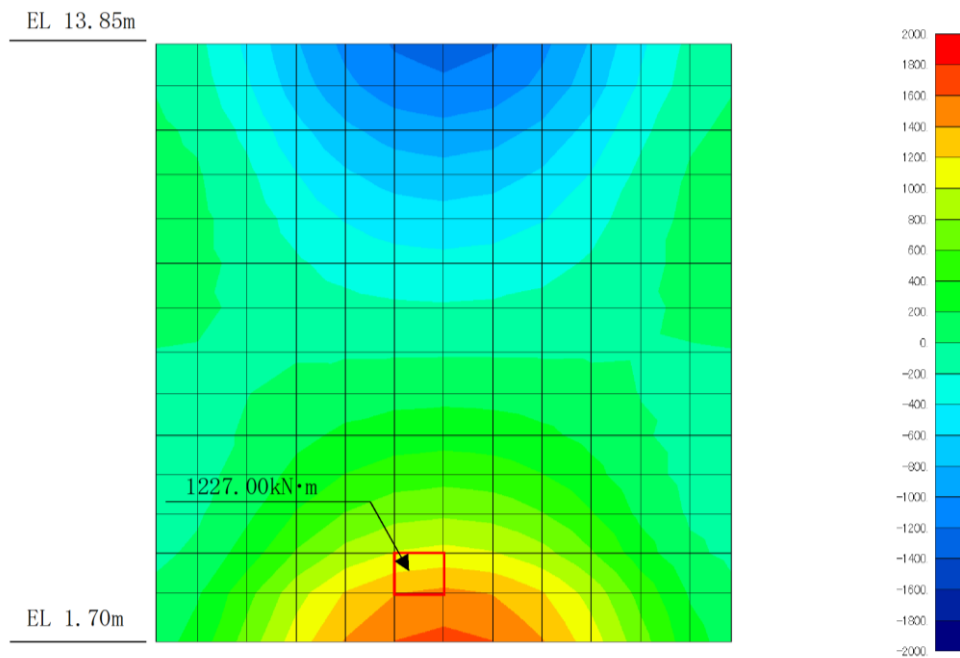
解析 ケース	地震動	方向	発生 せん断力V (kN/m)	短期許容 せん断力V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
全解析ケース 包絡荷重		X方向 (配力筋方向)	1236	1323	0.94
		Y方向 (主筋方向)	1227	1323	0.93



数値：評価位置における断面力

せん断力 Q_x (kN)

図 5-31 4 辺固定版における断面力図 (側壁, X 方向)



数値：評価位置における断面力

せん断力 Q_y (kN)

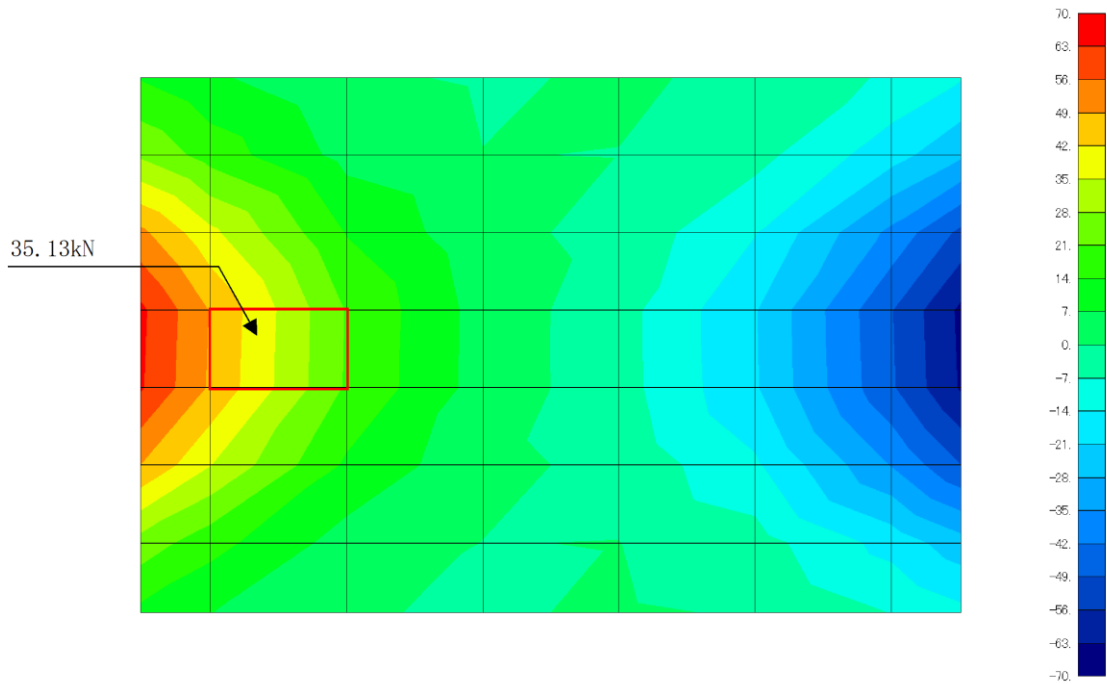
図 5-32 4 辺固定版における断面力図 (側壁, Y 方向)

b. 水平部材

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-20 に示す。また、4 辺固定版における断面力図を図 5-33 及び図 5-34 に示す。同表より、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-20 せん断破壊に対する評価結果（頂版）

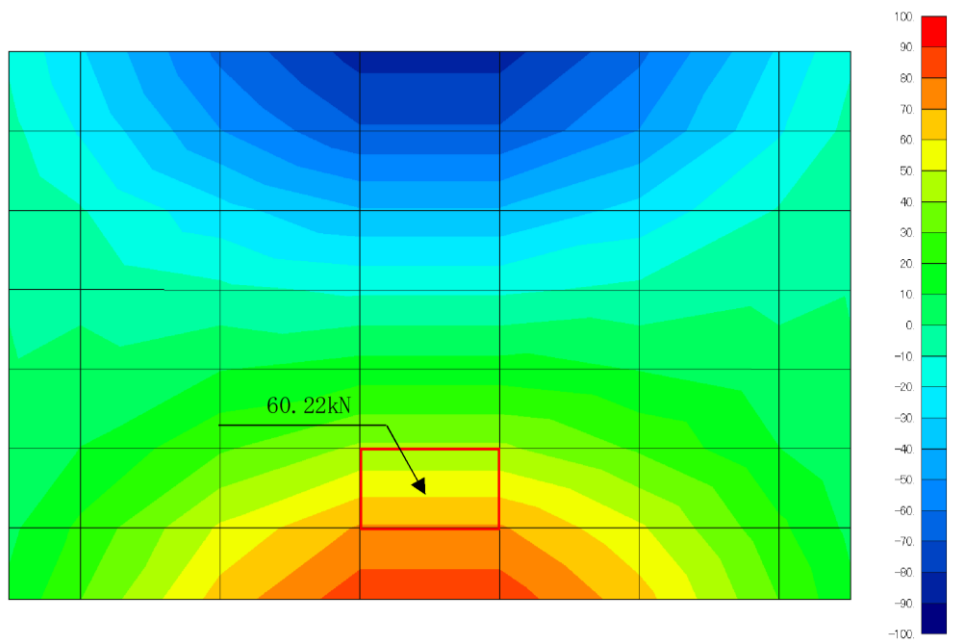
解析 ケース	地震動	方向	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V / V _a
⑦	S _s -D (--)	X 方向 (主筋方向)	35	629	0.06
		Y 方向 (配力筋方向)	60	629	0.10



数値：評価位置における断面力

せん断力 Q_x (kN)

図 5-33 4 辺固定版における断面力図 (頂版, X 方向)



数値：評価位置における断面力

せん断力 Q_y (kN)

図 5-34 4 辺固定版における断面力図 (頂版, Y 方向)

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-21～表 5-23 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-35～図 5-37 に示す。

同表より、基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 5-21 基礎地盤の支持性能に対する照査結果（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D	++	0.94	9.8	0.10
		-+	0.89	9.8	0.10
		+ -	1.07	9.8	0.11
		--	0.91	9.8	0.10
	S _s -F1	++	0.77	9.8	0.08
	S _s -F2	++	0.74	9.8	0.08
	S _s -N1	++	1.03	9.8	0.11
		-+	1.00	9.8	0.11
	S _s -N2 (NS)	++	0.87	9.8	0.09
		-+	0.88	9.8	0.09
	S _s -N2 (EW)	++	0.82	9.8	0.09
		-+	0.75	9.8	0.08
②	S _s -N1	++	1.02	9.8	0.11
③	S _s -N1	++	1.04	9.8	0.11

表 5-22 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (B-B 断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S s - D	++	0.85	9.8	0.09
		-+	0.87	9.8	0.09
		+ -	0.97	9.8	0.10
		--	0.78	9.8	0.08
	S s - F 1	++	0.69	9.8	0.08
	S s - F 2	++	0.67	9.8	0.07
	S s - N 1	++	0.89	9.8	0.10
		-+	0.91	9.8	0.10
	S s - N 2 (NS)	++	0.72	9.8	0.08
		-+	0.80	9.8	0.09
	S s - N 2 (EW)	++	0.71	9.8	0.08
		-+	0.60	9.8	0.07
②	S s - N 1	++	0.87	9.8	0.09
③	S s - N 1	++	0.86	9.8	0.09

表 5-23 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (C-C断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
④	S s - D	++	6.27	9.8	0.64
		-+	1.45	9.8	0.15
		+ -	2.34	9.8	0.24
		--	1.89	9.8	0.20
	S s - F 1	++	1.14	9.8	0.12
	S s - F 2	++	1.31	9.8	0.14
	S s - N 1	++	0.88	9.8	0.09
		-+	0.88	9.8	0.09
	S s - N 2 (NS)	++	1.13	9.8	0.12
		-+	1.04	9.8	0.11
	S s - N 2 (EW)	++	0.95	9.8	0.10
		-+	0.91	9.8	0.10
⑤	S s - D	--	1.63	9.8	0.17
⑥	S s - D	--	1.66	9.8	0.17
⑦	S s - D	--	1.46	9.8	0.15
⑧	S s - D	--	1.44	9.8	0.15

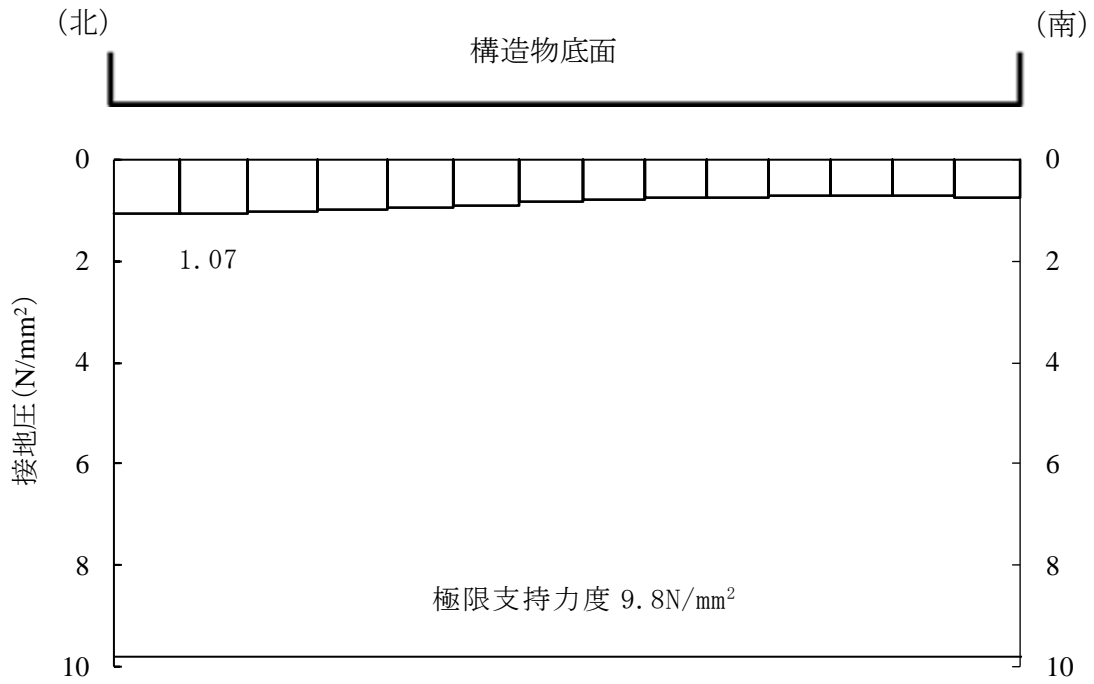


図 5-35 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (A-A断面, 解析ケース①, S_s-D (+-))

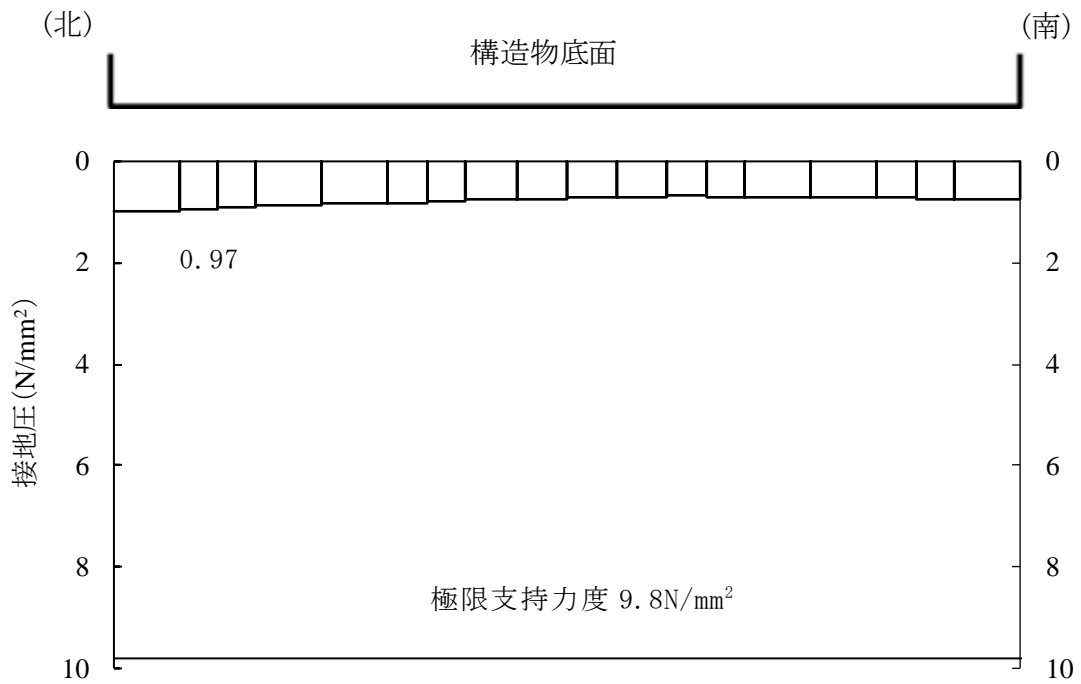


図 5-36 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (B-B断面, 解析ケース①, S_s-D (+-))

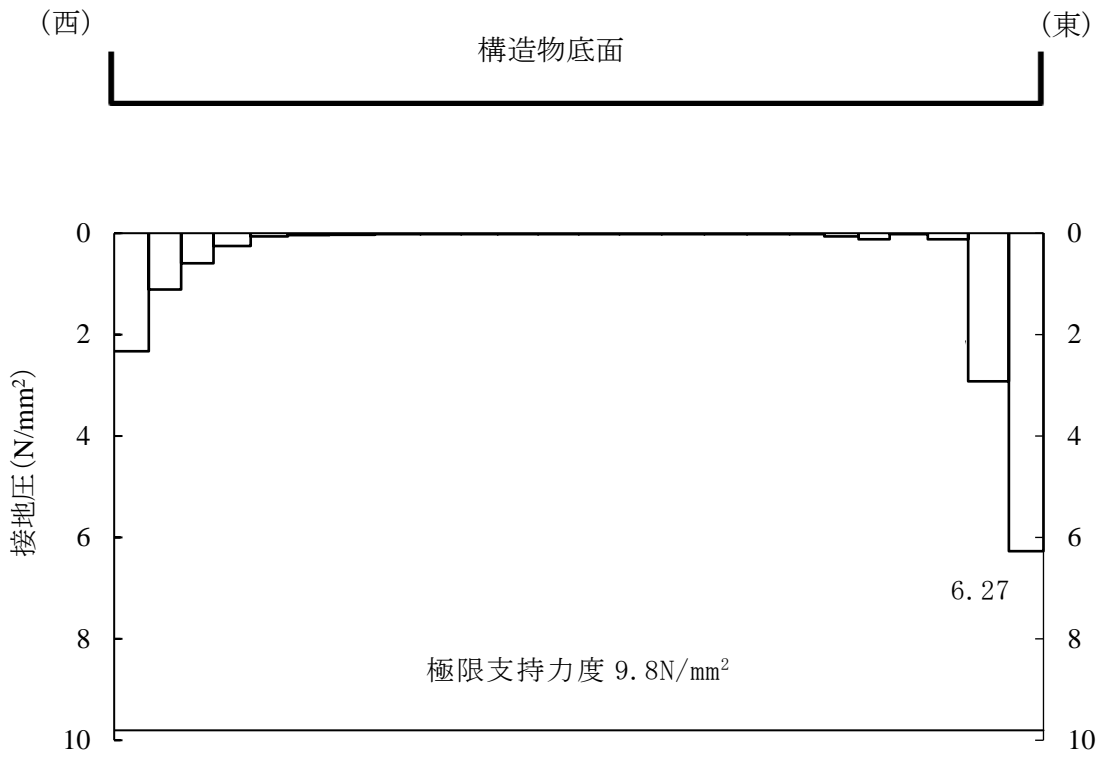


図 5-37 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (C-C断面, 解析ケース④, S s-D (++))

5.3.2 MMR

(1) 支持性能評価

MMRの支持性能に対する評価結果を表5-24及び表5-25に示す。また、最大接地圧分布図を図5-38及び図5-39に示す。

同表より、MMRに発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 5-24 MMR の支持性能に対する評価結果 (A-A 断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D	++	2.15	18.0	0.12
		-+	1.93	18.0	0.11
		+ -	2.13	18.0	0.12
		--	2.20	18.0	0.13
	S _s -F 1	++	1.66	18.0	0.10
	S _s -F 2	++	1.95	18.0	0.11
	S _s -N 1	++	2.07	18.0	0.12
		-+	1.95	18.0	0.11
	S _s -N 2 (NS)	++	2.00	18.0	0.12
		-+	1.94	18.0	0.11
	S _s -N 2 (EW)	++	1.87	18.0	0.11
		-+	1.80	18.0	0.10
②	S _s -N 1	++	2.13	18.0	0.12
③	S _s -N 1	++	2.01	18.0	0.12

表 5-25 MMR の支持性能に対する評価結果 (B-B 断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D	++	1.40	18.0	0.08
		-+	1.27	18.0	0.08
		+ -	1.57	18.0	0.09
		--	1.30	18.0	0.08
	S _s -F 1	++	1.08	18.0	0.06
	S _s -F 2	++	1.11	18.0	0.07
	S _s -N 1	++	1.60	18.0	0.09
		-+	1.41	18.0	0.08
	S _s -N 2 (NS)	++	1.25	18.0	0.07
		-+	1.20	18.0	0.07
	S _s -N 2 (EW)	++	1.11	18.0	0.07
		-+	0.95	18.0	0.06
②	S _s -N 1	++	1.51	18.0	0.09
③	S _s -N 1	++	1.44	18.0	0.08

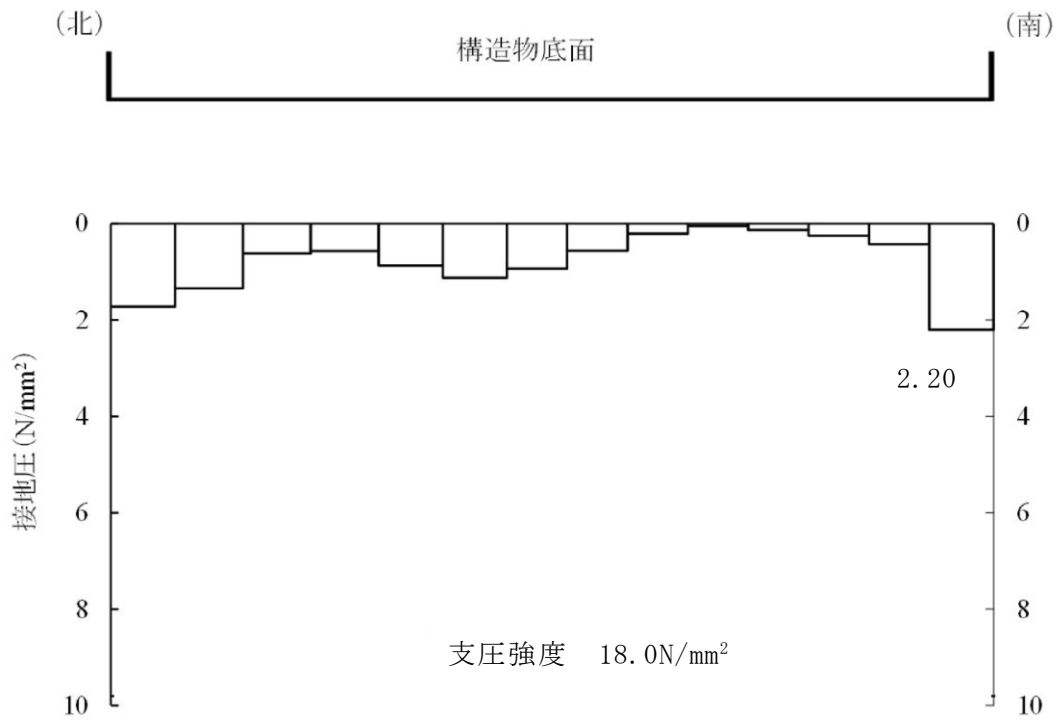


図 5-38 MMR の最大接地圧分布図 (A-A 断面)
 (解析ケース①, S_s-D (---))

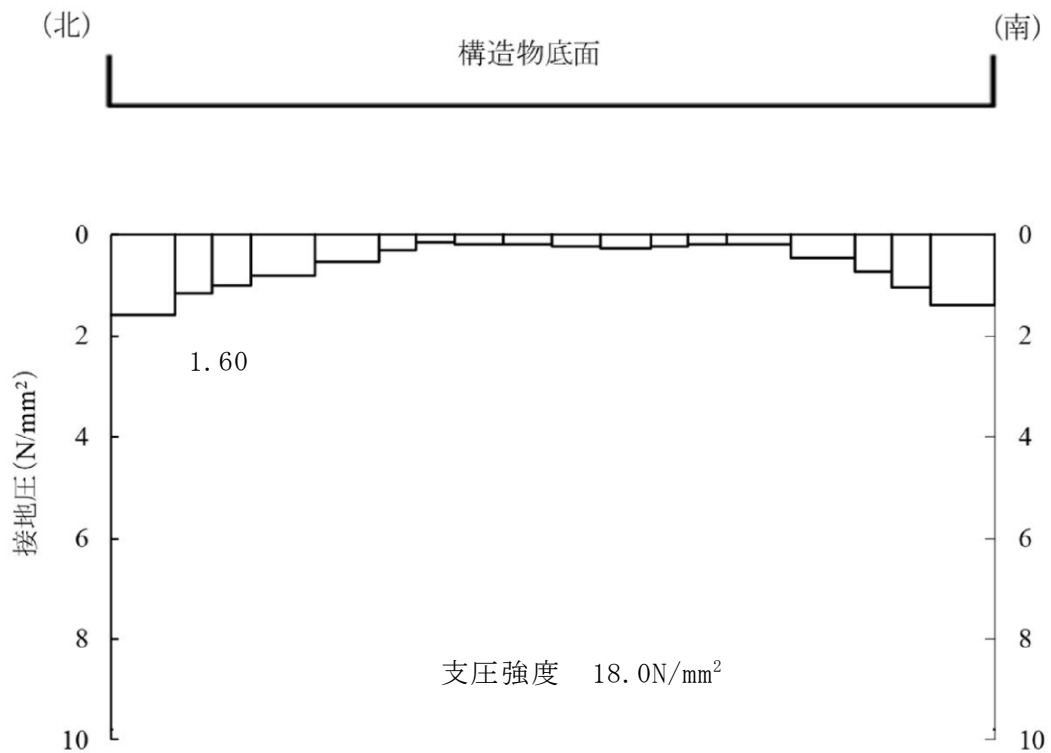


図 5-39 MMR の最大接地圧分布図 (B-B 断面)
 (解析ケース①, S_s-N1 (++))

(2) 健全性評価

MMRのせん断破壊に対する局所安全係数を表5-26～表5-28に、引張破壊に対する局所安全係数を表5-29～表5-31に示す。

局所安全係数は、全時刻において最小となる局所安全係数を記載する。

また、引張破壊に対する局所安全係数が1.0を下回るケースのうち最小となるケースについて、最大せん断応力発生時刻又は最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図5-40及び図5-41に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

引張破壊している要素の分布が極めて局所的でMMRの安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMRの健全性を確認した。

表 5-26 MMR のせん断破壊に対する局所安全係数 (A-A 断面)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	1.98	3.60	1.82
		-+	1.83	3.60	1.98
		+ -	2.00	3.60	1.81
		--	1.95	3.60	1.85
	S _s -F 1	++	1.27	3.60	2.84
	S _s -F 2	++	1.60	3.60	2.26
	S _s -N 1	++	2.06	3.60	1.76
		-+	1.59	3.60	2.28
	S _s -N 2 (NS)	++	1.81	3.60	1.99
		-+	1.55	3.60	2.34
	S _s -N 2 (EW)	++	1.52	3.60	2.38
		-+	1.44	3.60	2.52
②	S _s -N 1	++	2.12	3.60	1.71
③	S _s -N 1	++	1.97	3.60	1.83

表 5-27 MMR のせん断破壊に対する局所安全係数 (B-B 断面)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	1.26	3.60	2.88
		-+	1.11	3.60	3.26
		+ -	1.26	3.60	2.87
		--	1.14	3.60	3.19
	S _s -F 1	++	0.74	3.60	4.89
	S _s -F 2	++	0.79	3.60	4.59
	S _s -N 1	++	1.16	3.60	3.12
		-+	0.98	3.60	3.70
	S _s -N 2 (NS)	++	1.04	3.60	3.50
		-+	1.07	3.60	3.38
	S _s -N 2 (EW)	++	0.74	3.60	4.90
		-+	0.63	3.60	5.76
②	S _s -N 1	++	1.17	3.60	3.10
③	S _s -N 1	++	1.18	3.60	3.07

表 5-28 MMR のせん断破壊に対する局所安全係数 (C-C 断面)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
④	S _s -D	++	2.35	3.60	1.54
		-+	1.07	3.60	3.40
		+ -	1.34	3.60	2.69
		--	1.14	3.60	3.18
	S _s -F 1	++	0.88	3.60	4.11
	S _s -F 2	++	0.77	3.60	4.69
	S _s -N 1	++	0.88	3.60	4.11
		-+	1.04	3.60	3.48
	S _s -N 2 (NS)	++	0.81	3.60	4.50
		-+	0.77	3.60	4.68
	S _s -N 2 (EW)	++	0.83	3.60	4.34
		-+	0.78	3.60	4.65
⑤	S _s -D	--	1.18	3.60	3.08
⑥	S _s -D	--	1.09	3.60	3.31
⑦	S _s -D	--	0.94	3.60	3.84
⑧	S _s -D	--	0.85	3.60	4.29

表 5-29 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (A-A 断面)

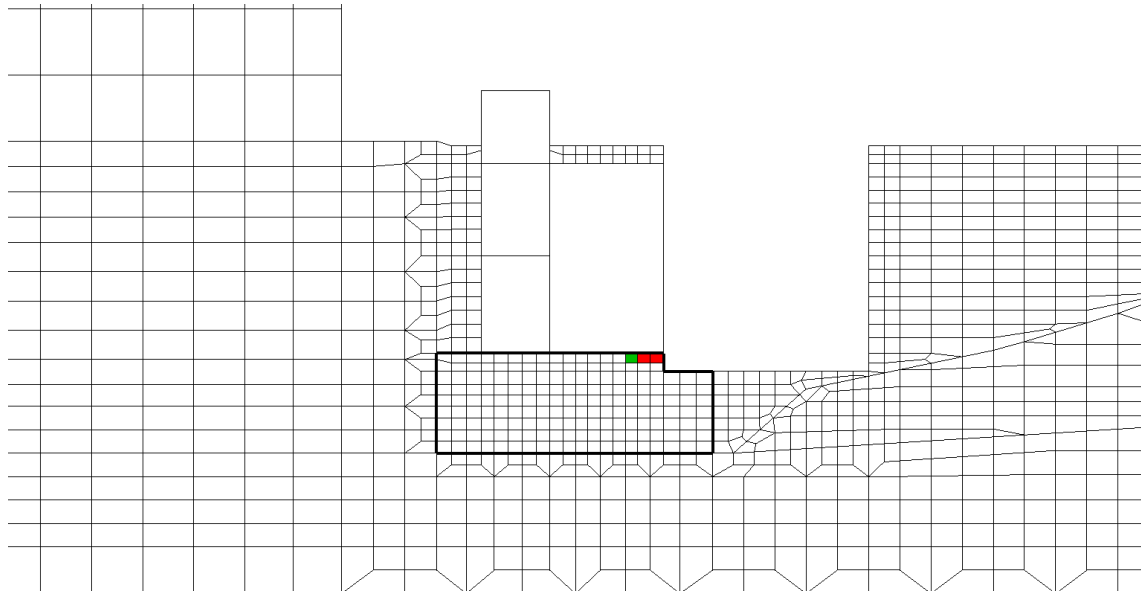
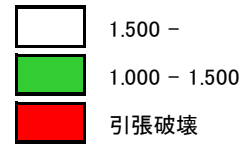
解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	1.72	1.57	0.92
		-+	1.65	1.57	0.96
		+-	1.77	1.57	0.90
		--	1.63	1.57	0.97
	S _s -F1	++	0.96	1.57	1.65
	S _s -F2	++	1.21	1.57	1.31
	S _s -N1	++	1.97	1.57	0.81
		-+	1.31	1.57	1.21
	S _s -N2 (NS)	++	1.57	1.57	1.01
		-+	1.04	1.57	1.53
	S _s -N2 (EW)	++	1.27	1.57	1.24
		-+	1.04	1.57	1.52
②	S _s -N1	++	2.03	1.57	0.78
③	S _s -N1	++	1.87	1.57	0.85

表 5-30 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (B-B 断面)

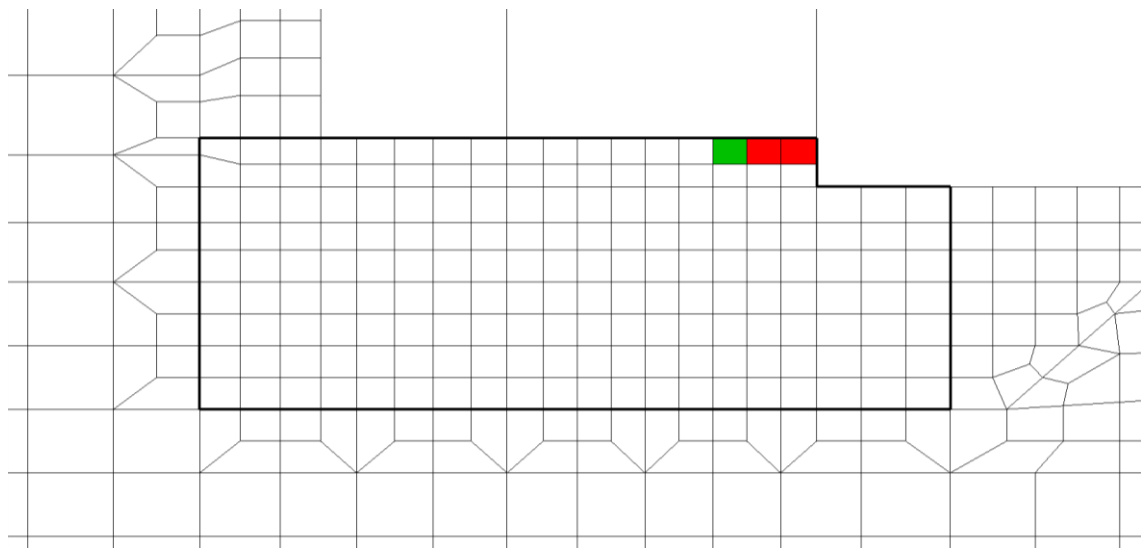
解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	0.99	1.57	1.60
		-+	1.23	1.57	1.29
		+-	1.12	1.57	1.41
		--	1.12	1.57	1.41
	S _s -F1	++	0.48	1.57	3.31
	S _s -F2	++	0.53	1.57	3.00
	S _s -N1	++	1.16	1.57	1.37
		-+	0.54	1.57	2.94
	S _s -N2 (NS)	++	0.72	1.57	2.20
		-+	0.51	1.57	3.14
	S _s -N2 (EW)	++	0.58	1.57	2.75
		-+	0.52	1.57	3.05
②	S _s -N1	++	1.19	1.57	1.33
③	S _s -N1	++	1.22	1.57	1.30

表 5-31 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (C-C 断面)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
④	S _s -D	++	1.49	1.57	1.06
		-+	1.28	1.57	1.24
		+ -	1.32	1.57	1.20
		--	1.34	1.57	1.18
	S _s -F 1	++	1.20	1.57	1.32
	S _s -F 2	++	1.17	1.57	1.36
	S _s -N 1	++	1.47	1.57	1.08
		-+	1.63	1.57	0.97
	S _s -N 2 (NS)	++	0.89	1.57	1.79
		-+	1.24	1.57	1.28
	S _s -N 2 (EW)	++	1.11	1.57	1.43
		-+	1.31	1.57	1.21
⑤	S _s -D	--	1.33	1.57	1.19
⑥	S _s -D	--	1.33	1.57	1.19
⑦	S _s -D	--	0.94	1.57	1.68
⑧	S _s -D	--	0.96	1.57	1.65

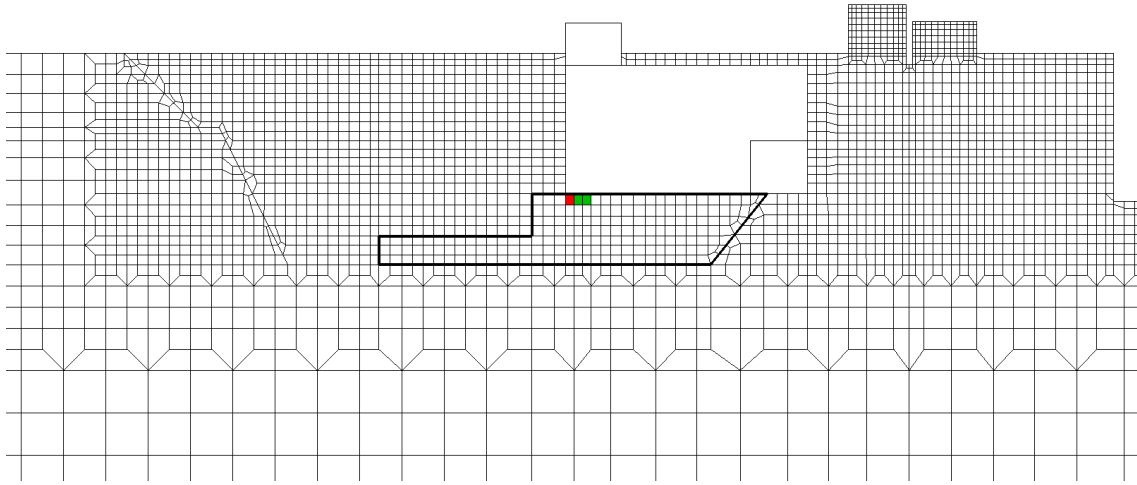
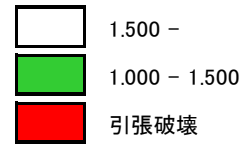


(a) 拡大図 (1)

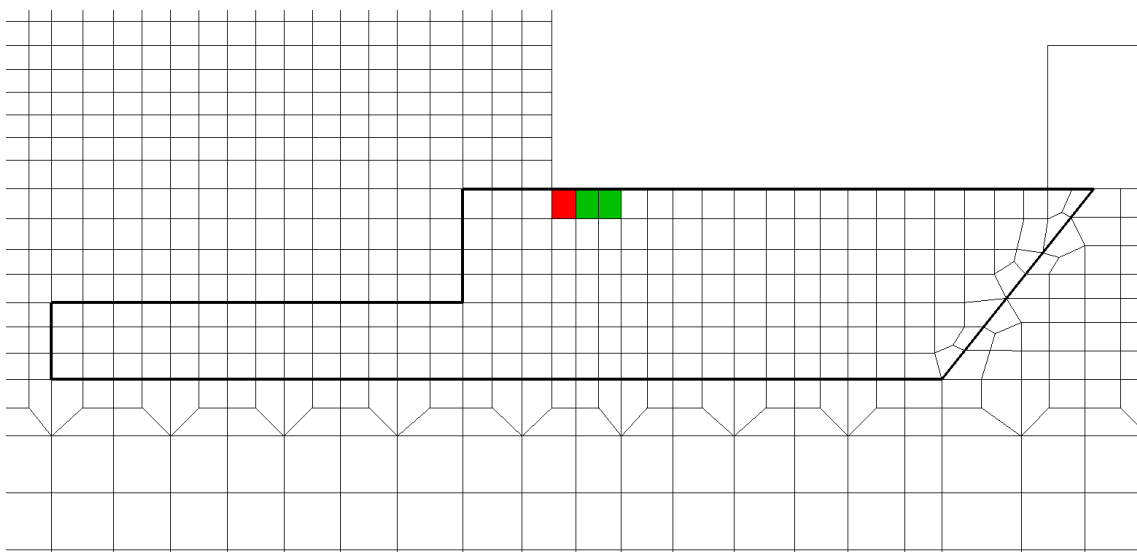


(b) 拡大図 (2)

図 5-40 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (A-A 断面)
(解析ケース②, $S_s - N1$ (++))



(a) 拡大図 (1)



(b) 拡大図 (2)

図 5-41 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (C-C 断面)
(解析ケース④, $S_s - N1 (-+)$)

6. まとめ

第1ベントフィルタ格納槽については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力度に基づく許容限界を下回ることを確認した。

また、遮蔽機能が要求される第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び配管遮蔽については、部材が終局範囲に留まることを確認した。

以上から、第1ベントフィルタ格納槽は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、支持機能を有すること及び遮蔽機能を有することを確認した。

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

1. 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

1.1 はじめに

第1ベントフィルタ格納槽について、機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、コンクリートの物性値を実強度に変更した解析を実施した。

コンクリートの実強度の設定方法は「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

1.2 解析方針

耐震評価は、本文における評価条件に基づき実施する。変更した材料の物性値を表1-1に示す。影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

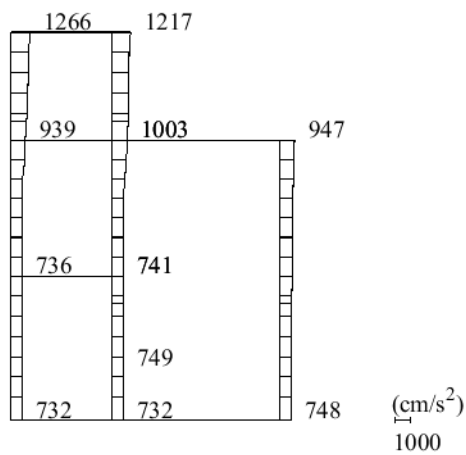
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ (++) を使用する。

表 1-1 材料の物性値

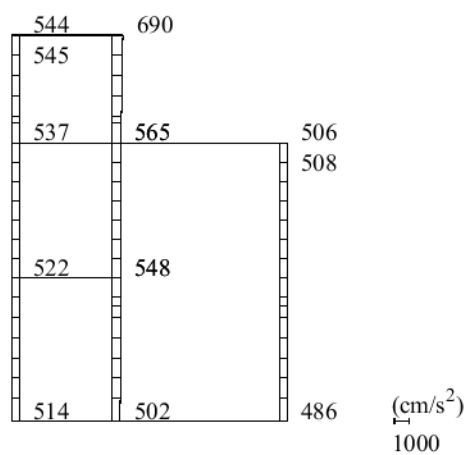
材料		仕様	ヤング係数 (N/mm^2)
構造物	コンクリート	実強度 $36.1N/mm^2$	2.98×10^4

1.3 解析結果

ケース⑨及び⑩に係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図1-1～図1-3に示す。

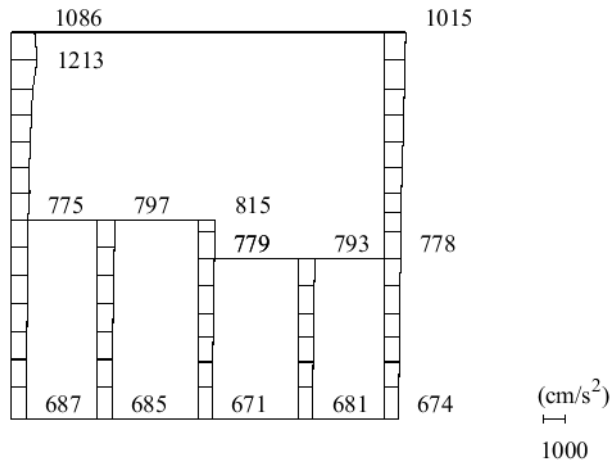


(a) S s - D (++) 水平

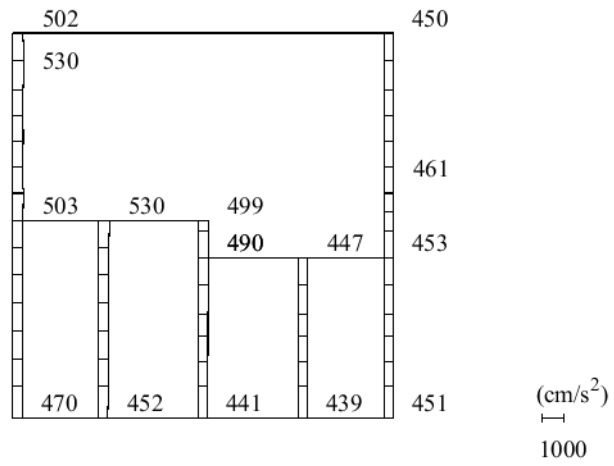


(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑨)

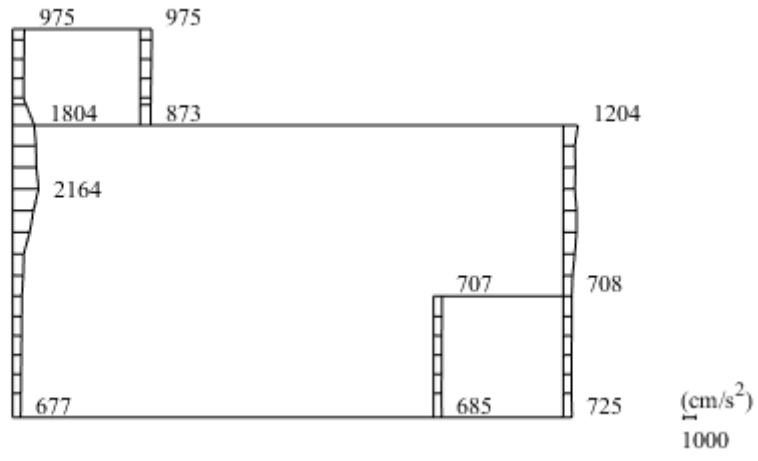


(a) S s - D (++) 水平

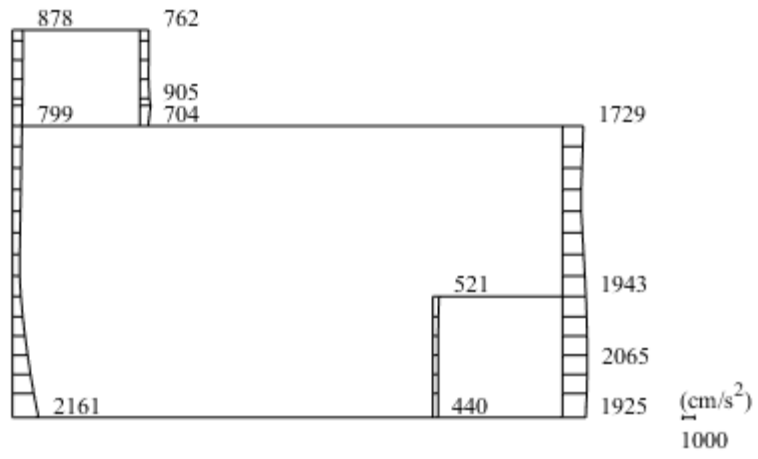


(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面, 解析ケース⑨)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-3 最大応答加速度分布図 (C-C断面, 解析ケース①)

2. 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

2.1 はじめに

第1ベントフィルタ格納槽について、機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、地下水位が構造物基礎下端より十分低い状態を仮定した、解析を実施した。

2.2 解析方針

耐震評価は本文における評価条件に基づき実施する。変更した地下水位の条件を表2-1に示す。

影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

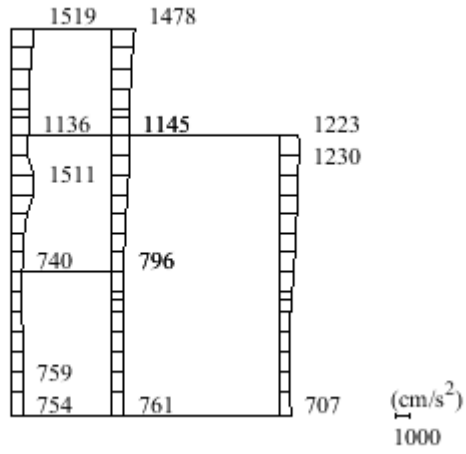
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ （++）を使用する。

表 2-1 材料の物性値

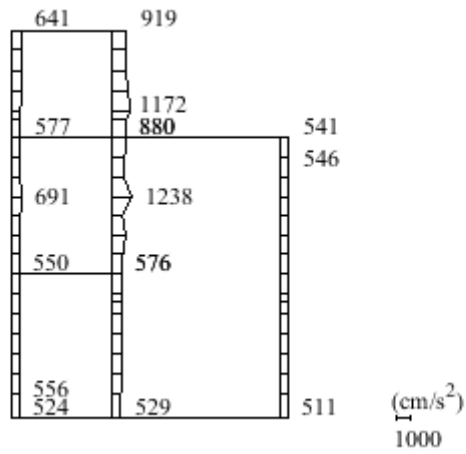
施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
第1ベントフィルタ 格納槽	A-A断面	解析モデル中に地下水位を 考慮しない
	B-B断面	
	C-C断面	

2.3 解析結果

ケース⑩及び⑫に係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図2-1～図2-3に示す。

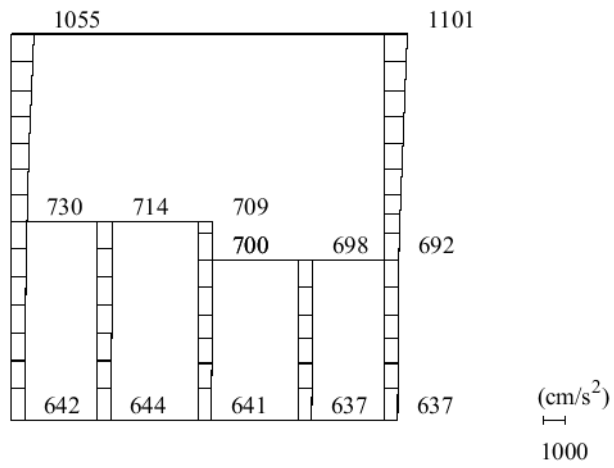


(a) S s - D (++) 水平

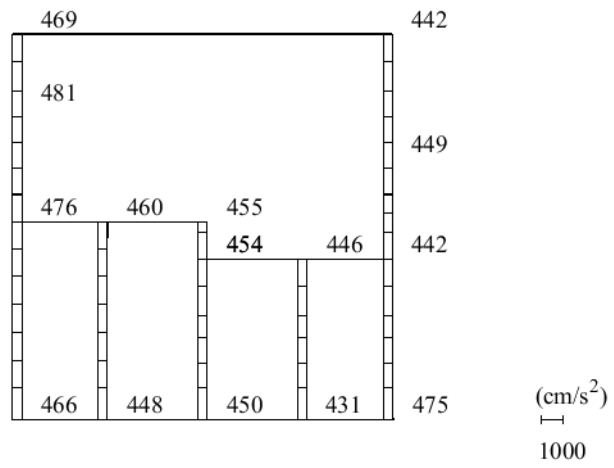


(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑩)

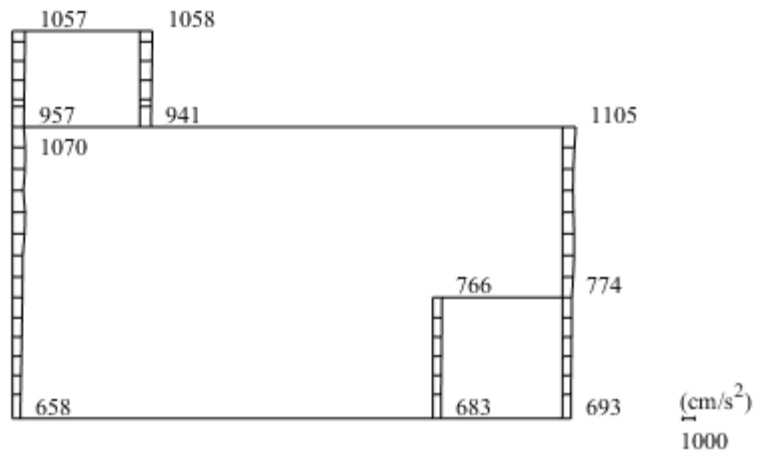


(a) S s - D (++) 水平

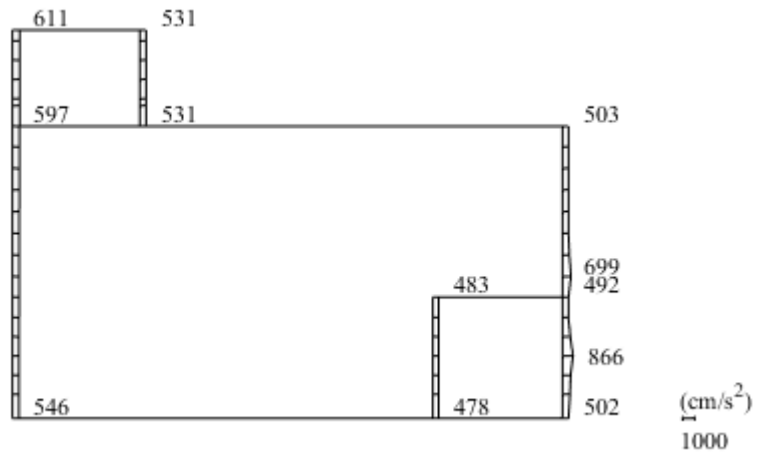


(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面, 解析ケース⑩)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面, 解析ケース⑫)

3. 妻壁の剛性を考慮した解析ケース

3.1 はじめに

第1ベントフィルタ格納槽のA-A断面及びB-B断面では、耐震評価上の保守的な条件として妻壁を考慮しない評価を実施しており、機器・配管系に適用する床応答についても同様の解析モデルを用いて算定している。本章では、機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、妻壁を考慮したモデルにおける解析を実施した。

3.2 解析方針

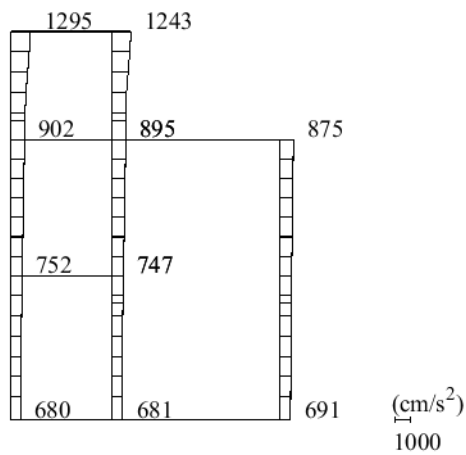
耐震評価は本文における評価条件に基づき実施する。ただし、本検討においては妻壁の剛性及び重量を等価剛性及び等価重量として考慮することとする。

影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

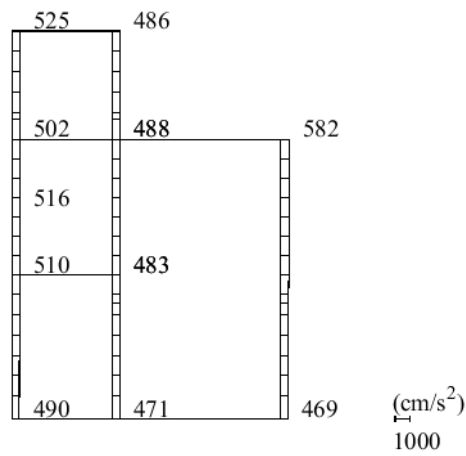
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D (+ +)$ を使用する。

3.3 解析結果

基準地震動 $S_s - D (+ +)$ に対する最大応答加速度分布図を図3-1及び図3-2に示す。

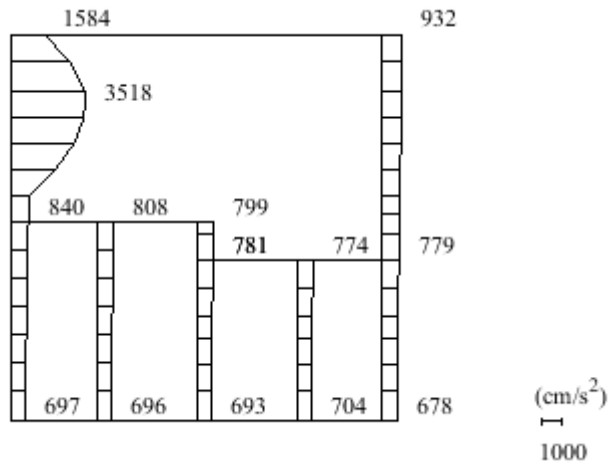


(a) S s - D (++) 水平

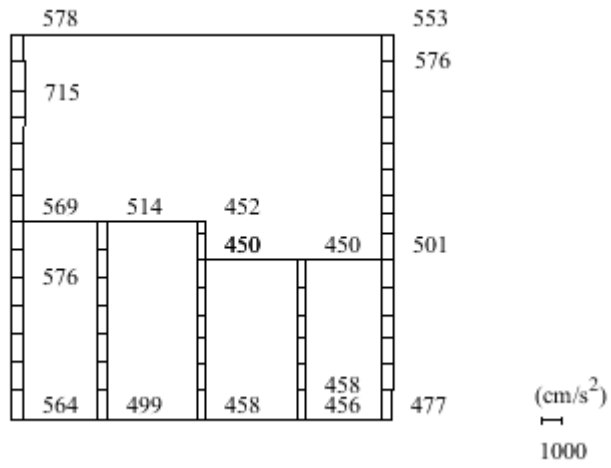


(b) S s - D (++) 鉛直

图 3-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

图 3-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面)

4. 解析結果に対する考察

妻壁の剛性を考慮した解析ケースにおいて、一部の地震動において他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定されているため、その原因について考察する。

4.1 B-B断面

4.1.1 地震応答解析結果

B-B断面では、表4-1に示す地震動において他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定された。

表4-1 C-C断面において考察する解析ケース

地震動	地震動の方向	参照先
S s - D (++)	水平	図4-1

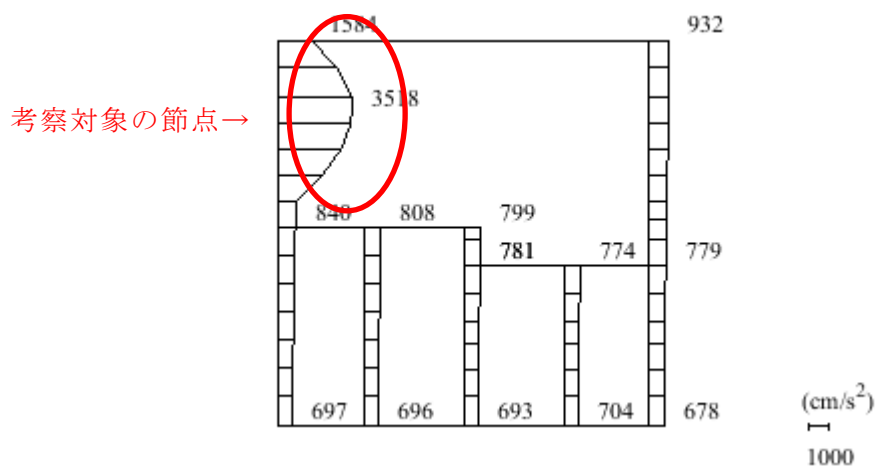


図4-1 最大応答加速度分布図 (B-B断面)

S s - D (++) 水平

4.1.2 解析結果に対する考察

地震応答解析結果より、特定の地震動において数倍程度大きな応答加速度が算定されていることが分かる。ここでは、その原因について考察する。

図4-2に示すS_s-D(++)の加速度時刻歴波形より、極めて局所的にパルス的な応答加速度が生じていることが分かる。

地表面付近では構造物-地盤間に配置したジョイント要素に生じる引張応力に起因する剥離・再接触が高頻度で繰り返されることが想定され、再接触時に急激に剛性が復元することによりパルス的な応答加速度を生じたものと考えられる。

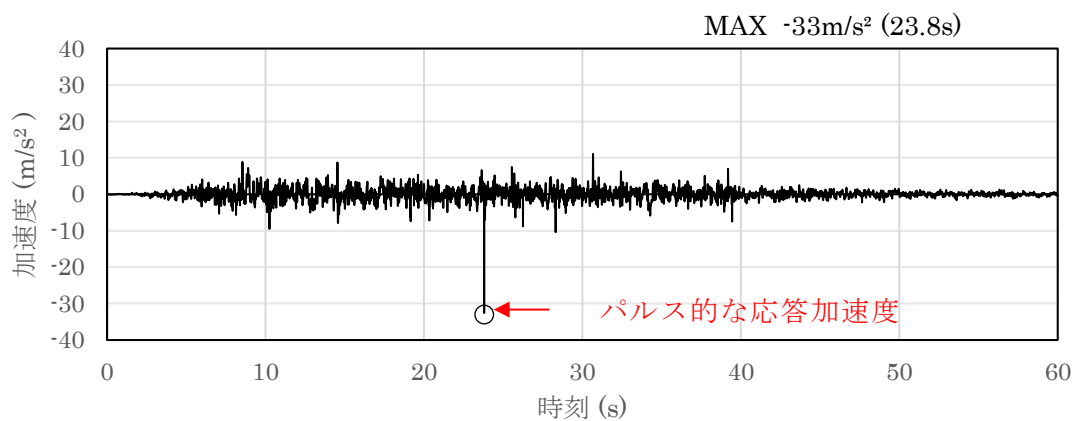


図4-2 基本ケースにおける加速度時刻歴波形 (S_s-D(++))

参考資料2 機械式継手を考慮したかぶり厚さの設定について

1. はじめに

第1ベントフィルタ格納槽等の屋外重要土木構造物において、主筋にD51のような太径の鉄筋を使用している箇所がある。例えば、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事（（社）日本建築学会，2013年）」（以下「JASS 5N」という。）では、重ね接手を用いることのできる上限としてD38を規定しており、島根原子力発電所の土木構造物にD51のような太径の鉄筋を用いる場合、機械式継手を使用することを基本としている。機械式継手を使用する場合、鉄筋の径に対して機械式継手を含めた外径が大きくなることから、決定かぶり厚さ*を適切に設定する必要があるため、本資料においては機械式継手を考慮した決定かぶり厚さの設定方法の一例を示す。

第1ベントフィルタ格納槽の平面図を図1-1に、概略配筋図を図1-2～図1-4に示す。

注記*：JASS-5Nに記載の「設計かぶり厚さ」との混同を避けるため、設計に用いるかぶり厚さを「決定かぶり厚さ」と表現する。

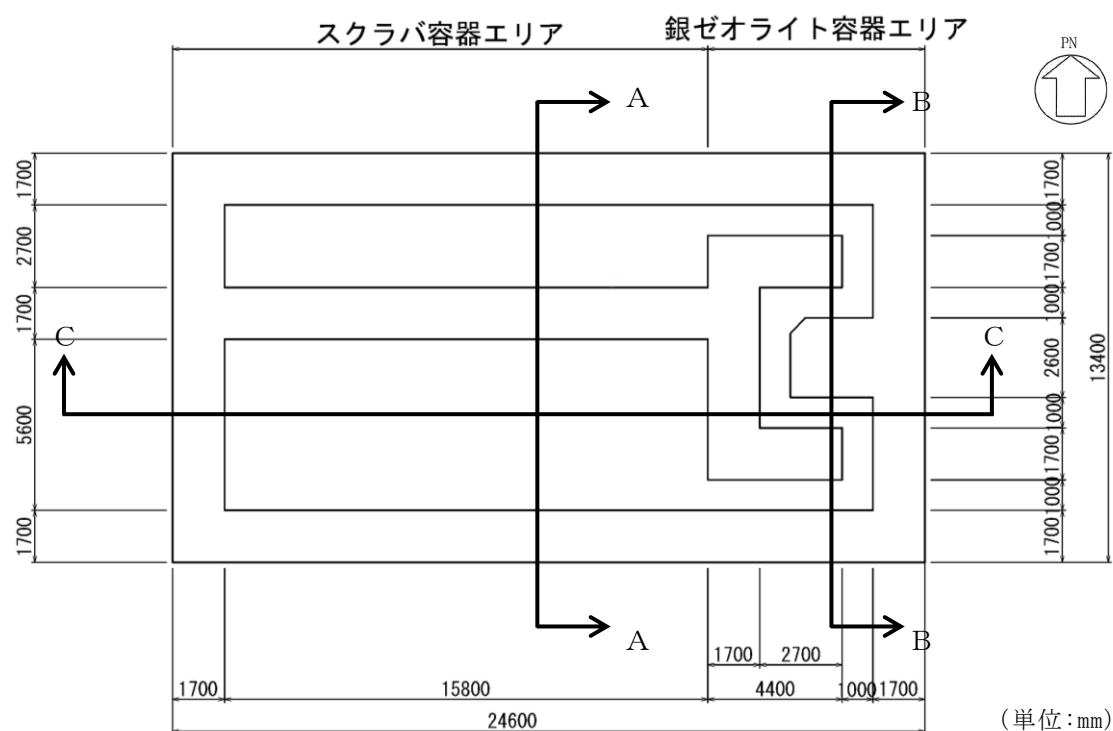


図1-1 第1ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 3.00m)

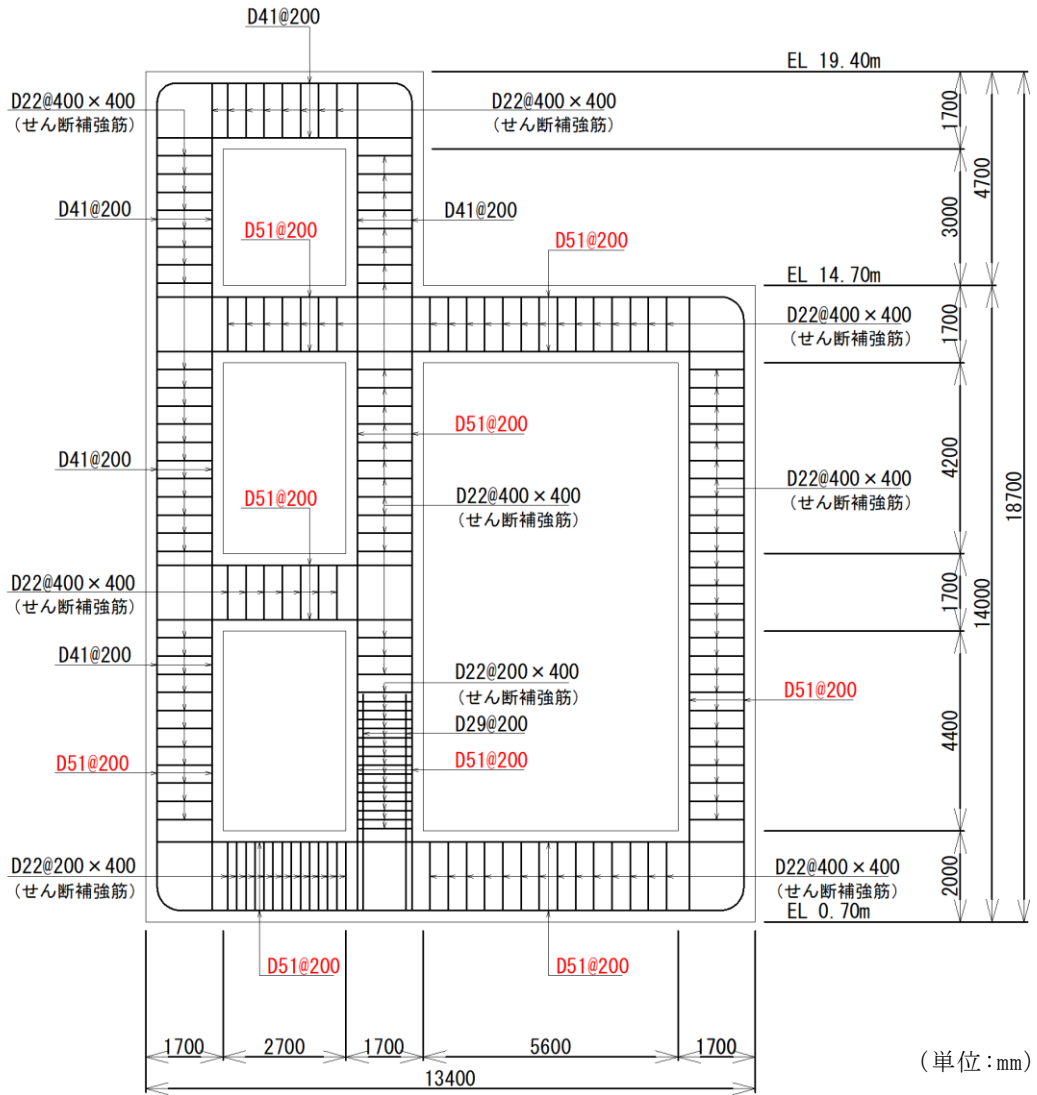


図 1-2 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (A-A 断面)

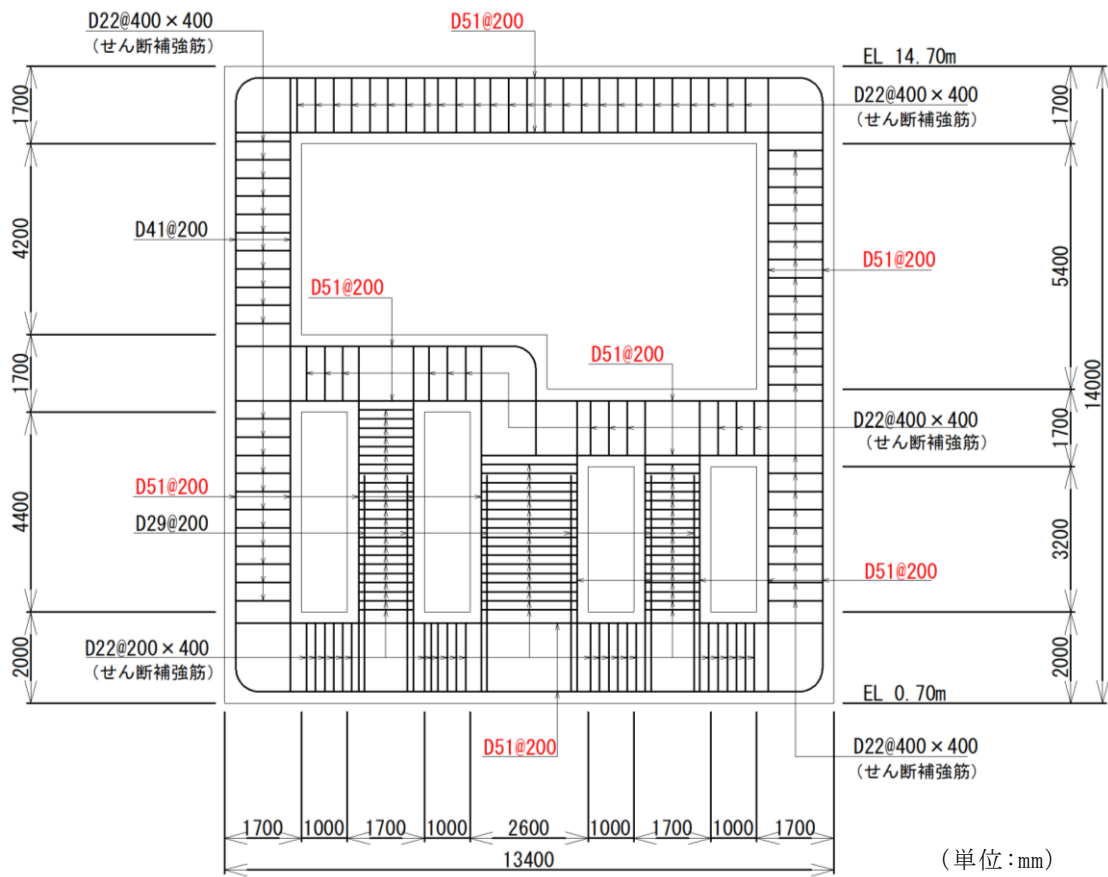


図 1-3 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (B-B 断面)

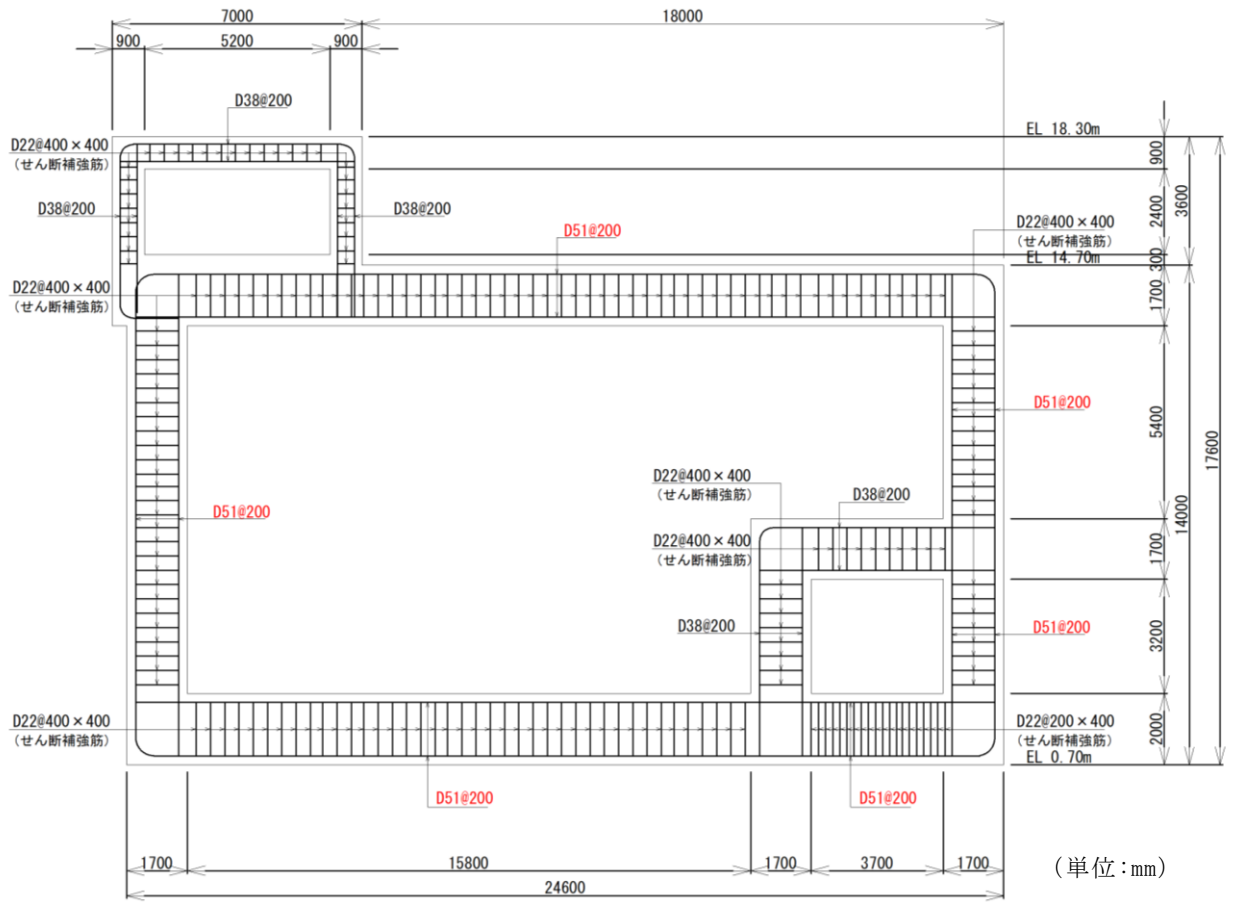


図 1-4 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (C-C 断面)

2. 決定かぶり厚さの設定方法の一例

第1ベントフィルタ格納槽において、D51のような太径の鉄筋に機械式継手を用いた際の決定かぶり厚さを表2-1に、図2-1に必要鉄筋かぶりの概念図を示す。同表に示すとおり、機械式継手の使用箇所には機械式継手を考慮した決定かぶり厚さを設定し、施工においてもこれを遵守する。

表2-1 機械式継手を用いた際の決定かぶり厚さ

部位		設計かぶり厚さ* JASS 5N	必要鉄筋かぶり
			主要部材 (部材厚 1.4m 以上) 主筋・配力筋 : D51 せん断補強筋 : D25
土に接しない	中床版	50mm	$51 \times 1.5 + 25 + 50 = 151.5\text{mm}$
	隔壁	60mm	$51 \times 1.5 + 25 + 60 = 161.5\text{mm}$
土に接する	頂版	60mm	$51 \times 1.5 + 25 + 60 = 161.5\text{mm}$
	側壁	60mm	$51 \times 1.5 + 25 + 60 = 161.5\text{mm}$
	底版	80mm	$51 \times 1.5 + 25 + 80 = 181.5\text{mm}$
①最大値			181.5mm
②機械継手の必要かぶり			$20.5 \times 3 = 61.5\text{mm}$
採用値 (①+②) = 決定かぶり厚さ			250mm (≒243.0mm)

注記* : 設計かぶり厚さは、最小かぶり厚さに施工誤差 10mm を考慮

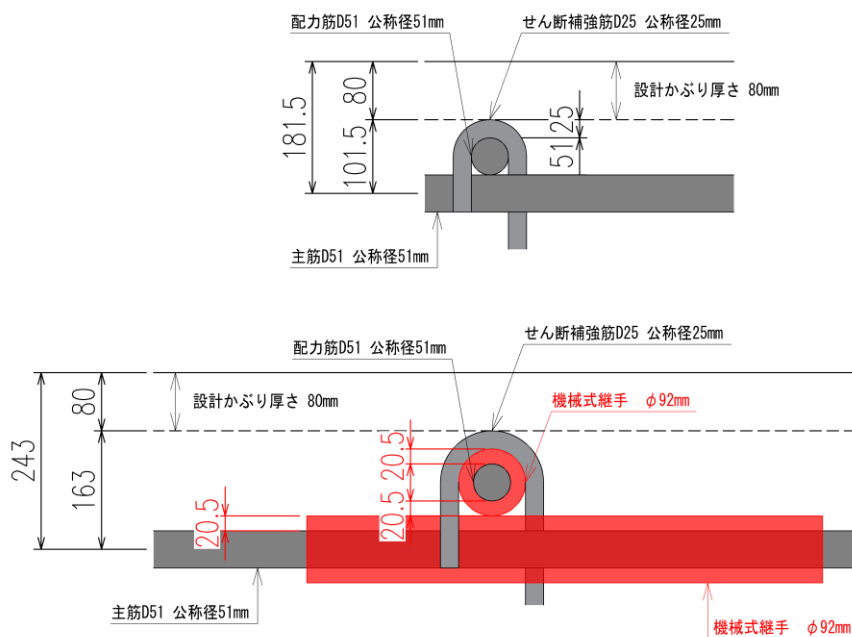


図2-1 必要鉄筋かぶりの概念図

参考資料3 改良地盤の影響について

1. 概要

第1ベントフィルタ格納槽の南側には、掘削箇所を介して斜面が位置しており、斜面の安定性を確保するために法尻付近に改良地盤を施工予定である。一方で、第1ベントフィルタ格納槽の解析モデルにおいては、掘削箇所を介して南側の影響は軽微と考え、改良地盤を反映していない。

本資料では、改良地盤が第1ベントフィルタ格納槽に及ぼす影響が軽微であることを、構造物に生じる応答加速度及び断面力を比較することにより確認する。比較には位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D(++)$ を使用し、B-B断面に対して実施することとする。

第1ベントフィルタ格納槽の平面図を図1-1に、構造図を図1-2～図1-4に、解析モデル図*を図1-5及び図1-6に示す。また、埋戻土及び改良地盤の物性値を表1-1及び表1-2に示す。

注記*：改良地盤無し（補足説明資料本文掲載ケース）を Case①，改良地盤有り を Case②とする。

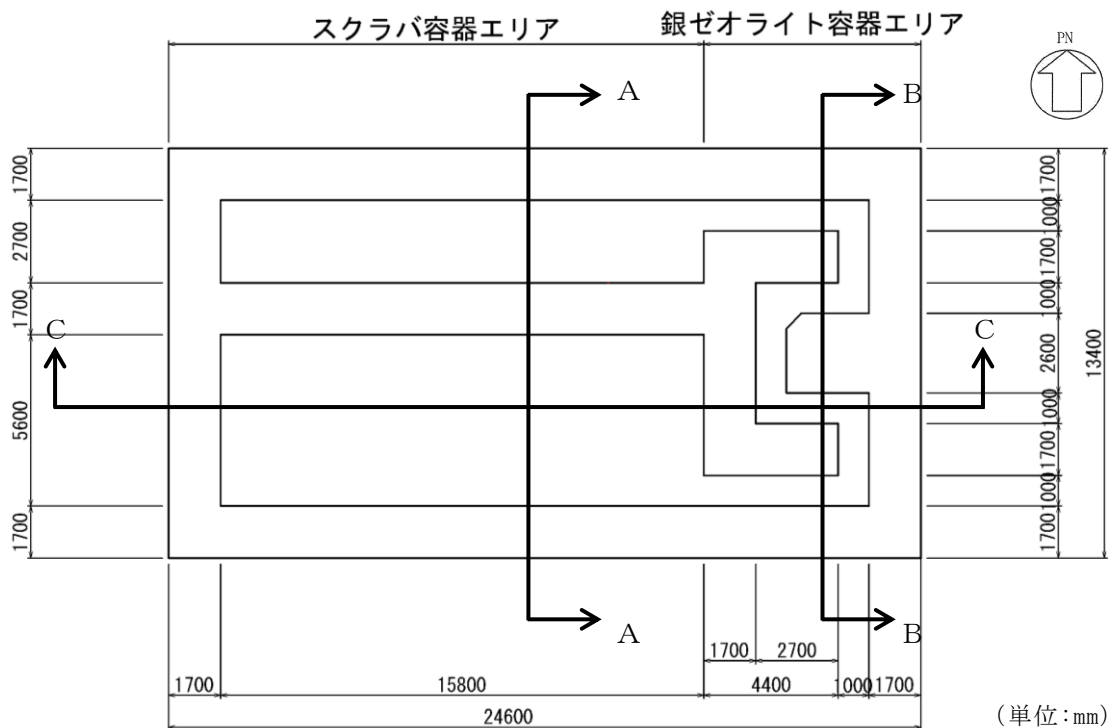


図1-1 第1ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 3.00m)

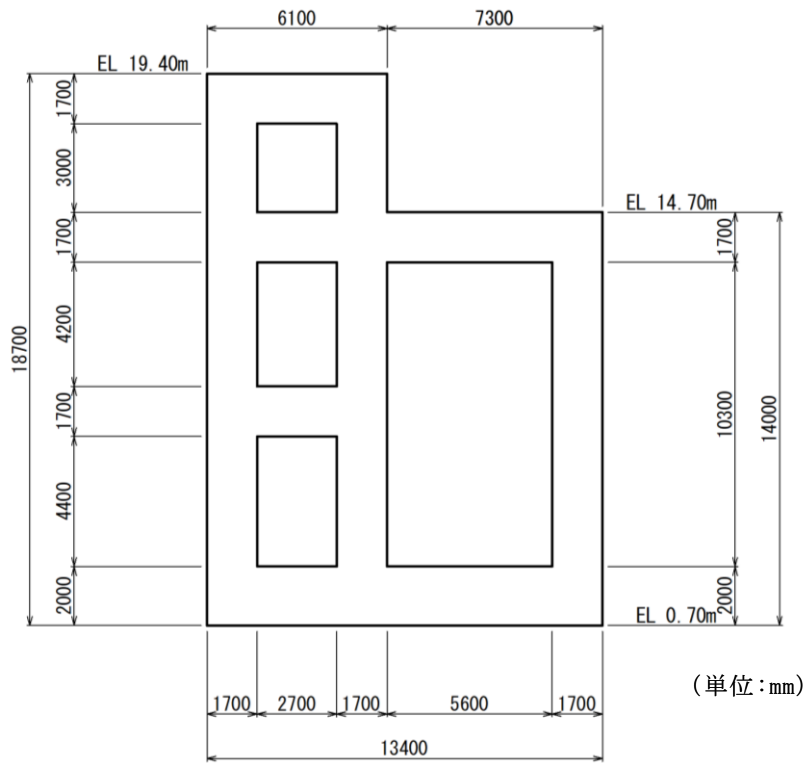


図 1-2 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (A-A 断面)

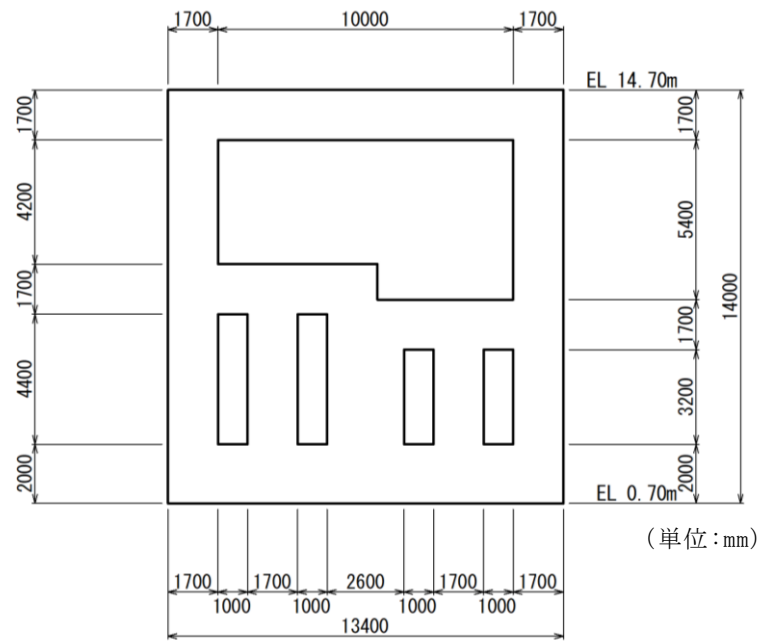


図 1-3 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (B-B 断面)

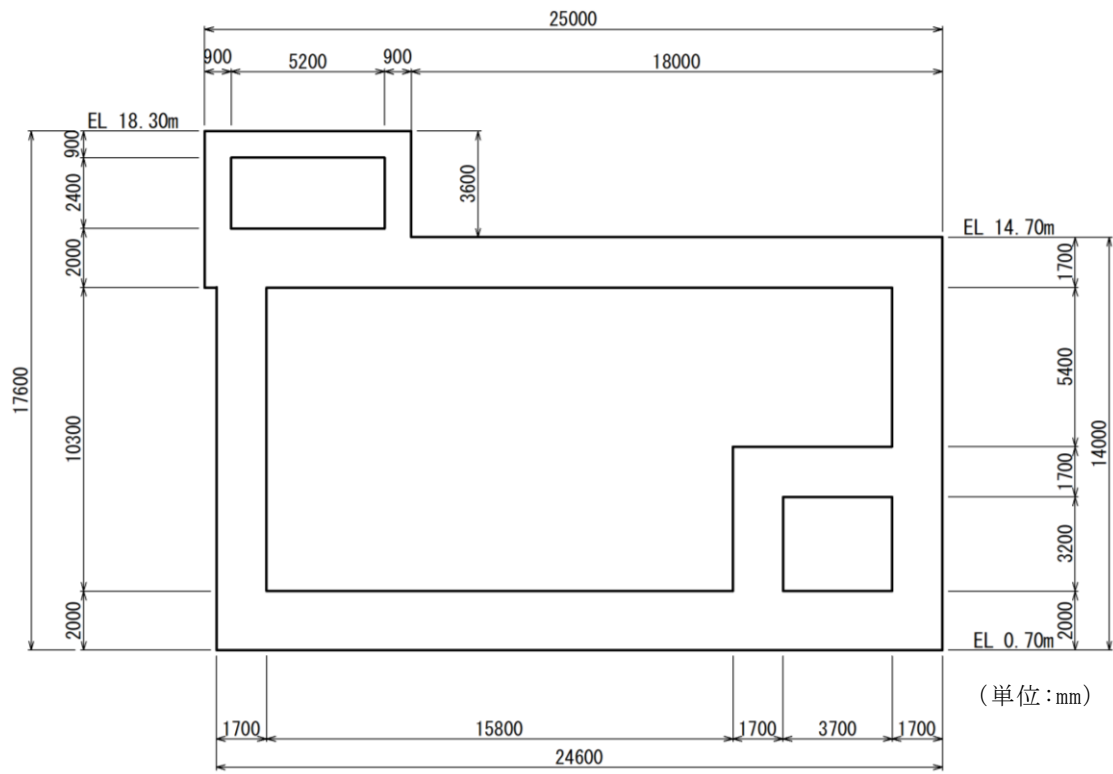
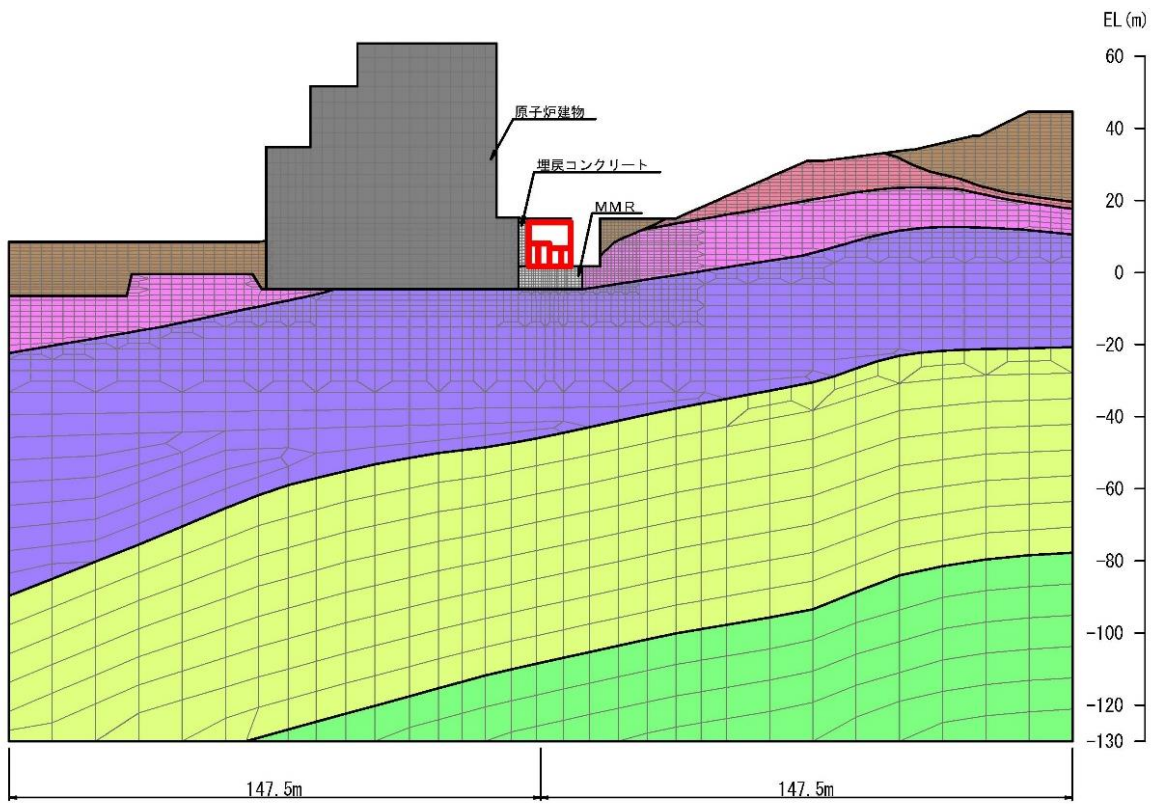
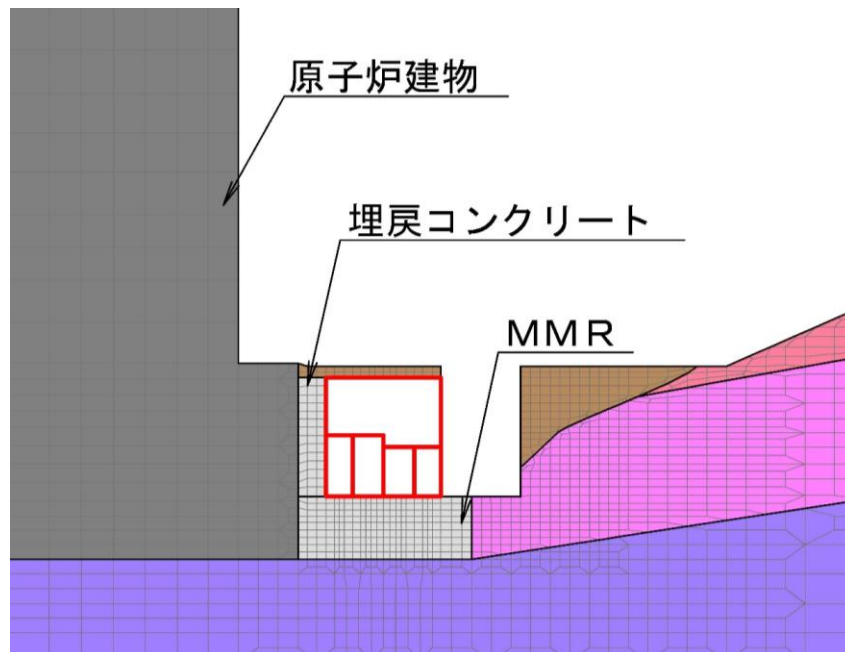


図 1-4 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (C-C 断面)

- : 岩盤 (1層)
 - : 岩盤 (2層)
 - : 岩盤 (3層)
- : 岩盤 (4層)
 - : 岩盤 (5層)
 - : 評価対象構造物
- : 埋戻土
 - : MMR, 埋戻コンクリート
- : 隣接構造物



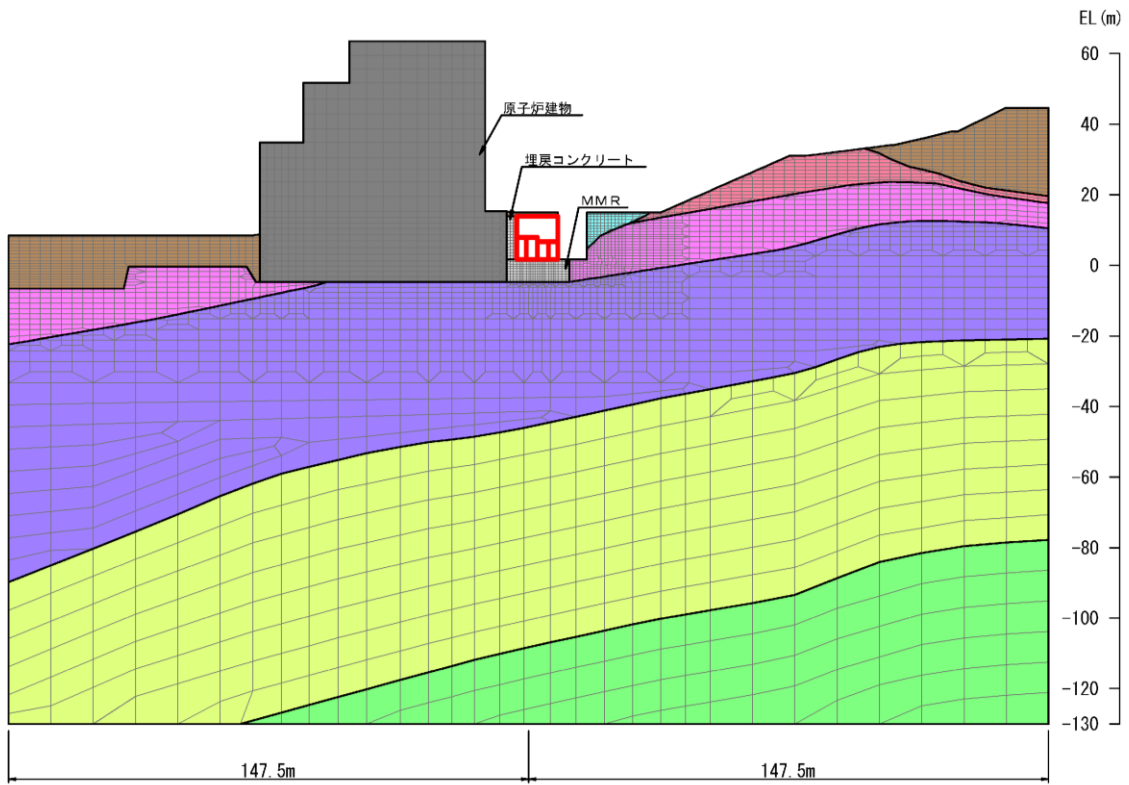
(全体図)



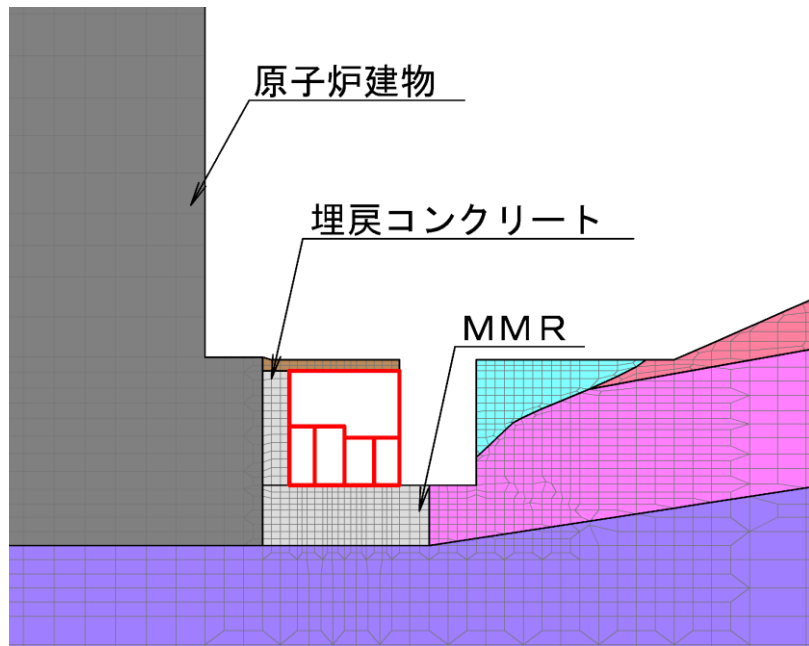
(拡大図)

図 1-5 地震応答解析モデル図 (B-B断面, Case①)

- | | | | |
|---|---|---|---|
|  : 岩盤 (1層) |  : 岩盤 (4層) |  : 埋戻土 |  : 隣接構造物 |
|  : 岩盤 (2層) |  : 岩盤 (5層) |  : MMR, 埋戻コンクリート | |
|  : 岩盤 (3層) |  : 地盤改良土 |  : 評価対象構造物 | |



(全体図)



(拡大図)

図 1-6 地震応答解析モデル図 (B-B断面, Case②)

表 1-1 地盤の全応力解析における解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値	
		埋戻土	
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11	
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	0.22	
	内部摩擦角 ϕ (°)	22	
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	
	動ポアソン比 ν_d	0.45*	
減衰特性	減衰定数 h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	

注記*：常時応力解析においては，土木学会マニュアル 2005 に基づき，静止土圧（ $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$ ）を作用させるため， $\nu = 0.333$ とする。

表 1-2 地盤の全応力解析における解析用物性値（改良地盤）

		解析用物性値	
		改良地盤	
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11	
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	1.25	
	内部摩擦角 ϕ (°)	22	
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0=1135$ $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$	
	動ポアソン比 ν_d	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{1.007}$	

2. 比較検討

Case①及び②の比較結果を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

以上より、掘削箇所を介して南側に位置する改良地盤の影響は軽微であることを確認した。

表 2-1 比較結果(最大加速度分布図)

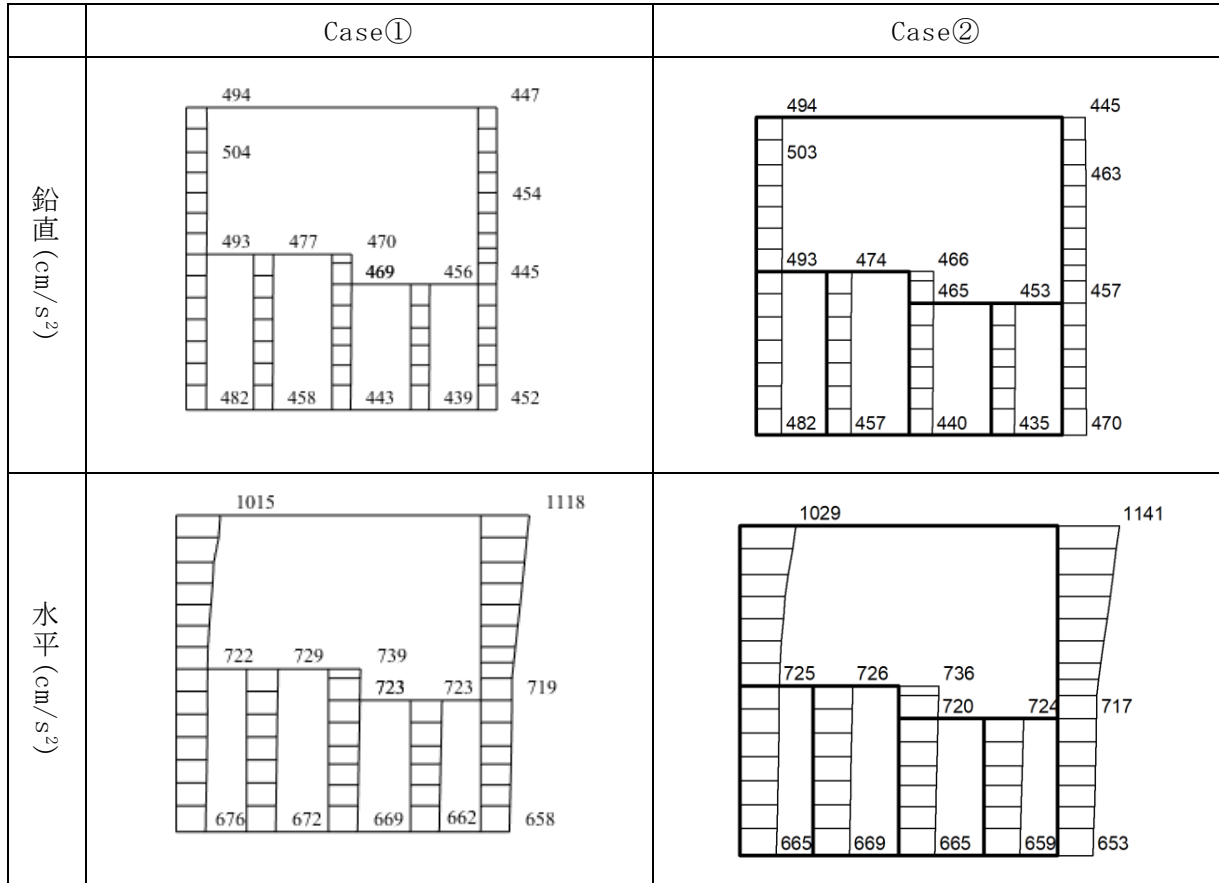
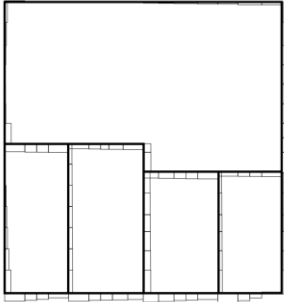
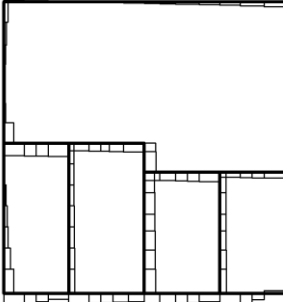
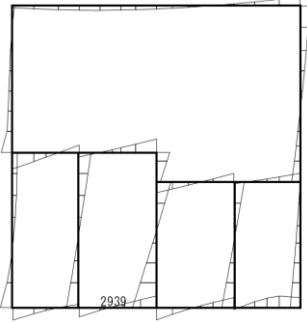
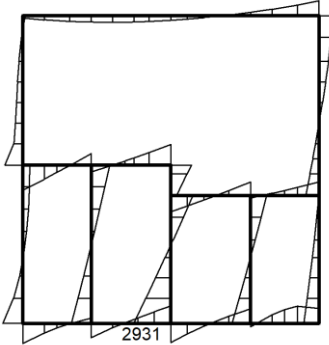
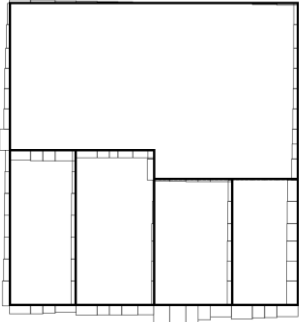
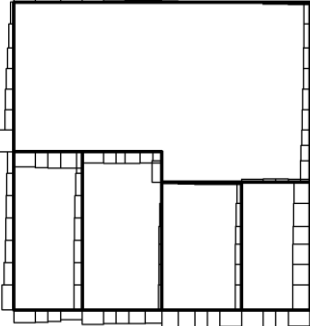


表 2-2 比較結果(断面力図)

	Case①	Case②
せん断力(kN)	 <p>1129</p>	 <p>1118</p>
曲げモーメント(kN・m)	 <p>2939</p>	 <p>2931</p>
軸力(kN)	 <p>2099</p>	 <p>2067</p>