

補足-026-05 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～
原子炉建物）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	15
2.4 評価対象断面の選定	16
2.5 使用材料及び材料の物性値	16
2.6 地盤物性値	17
2.7 評価構造物諸元	19
2.8 地下水位	21
2.9 耐震評価フロー	21
3. 地震応答解析	23
3.1 地震応答解析手法	23
3.2 地震応答解析モデルの設定	26
3.2.1 解析モデル領域	26
3.2.2 境界条件	28
3.2.3 構造物のモデル化	31
3.2.4 隣接構造物のモデル化	31
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	34
3.2.6 地震応答解析モデル	37
3.2.7 ジョイント要素の設定	39
3.2.8 材料特性の設定	44
3.3 減衰定数	47
3.3.1 全応力解析で設定する Rayleigh 減衰	49
3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰	59
3.4 荷重及び荷重の組合せ	60
3.4.1 機器・配管荷重	61
3.4.2 外水圧	62
3.4.3 積雪荷重	62
3.5 地震応答解析の解析ケース	63
3.5.1 耐震評価における解析ケース	63
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	68

4.	評価内容	75
4.1	入力地震動の設定	75
4.1.1	A-A断面及びB-B断面の入力地震動	76
4.1.2	C-C断面の入力地震動	110
4.2	許容限界の設定	136
4.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	136
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）	138
4.2.3	せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）	142
4.2.4	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	155
5.	評価結果	156
5.1	地震応答解析結果	156
5.1.1	解析ケースと照査値	156
5.1.2	ひずみの時刻歴波形	157
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	159
5.1.4	最大せん断ひずみ分布	163
5.1.5	過剰間隙水圧比分布	167
5.2	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	169
5.2.1	A-A断面	169
5.2.2	B-B断面	170
5.2.3	C-C断面	171
5.3	せん断破壊に対する評価結果	172
5.3.1	A-A断面	172
5.3.2	B-B断面	175
5.3.3	C-C断面	177
5.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	202
5.4.1	基礎地盤	202
5.4.2	MMR	206
6.	まとめ	213

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 静的地震力に対する耐震評価

参考資料3 浮き上がり評価について

1. 評価方法

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）は、Sクラス設備であるB-ディーゼル燃料移送系配管・弁の間接支持機能が要求される。

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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、屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認する。

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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
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 の組み合わせ	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 又は, 限界層間変形角を設定した上 で, 発生層間変形角が限界層間変形角 を下回ることを確認 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
	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, 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
	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

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の位置図を図2-1に、平面図を図2-2に、断面図を図2-3～図2-7に、概略配筋図を図2-8～図2-10に、各ダクトの接続部を図2-11～図2-14に、評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図2-15～図2-17を示す。

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）は、燃料移送配管等を間接支持する鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長10.22m、幅2.7m、高さ4.25mの燃料移送系配管ダクト、延長29.1m、幅3.85m、高さ4.246mのFダクト及び延長32.65m、幅3.67m、高さ3.739mのGダクトから構成され、直接又は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。

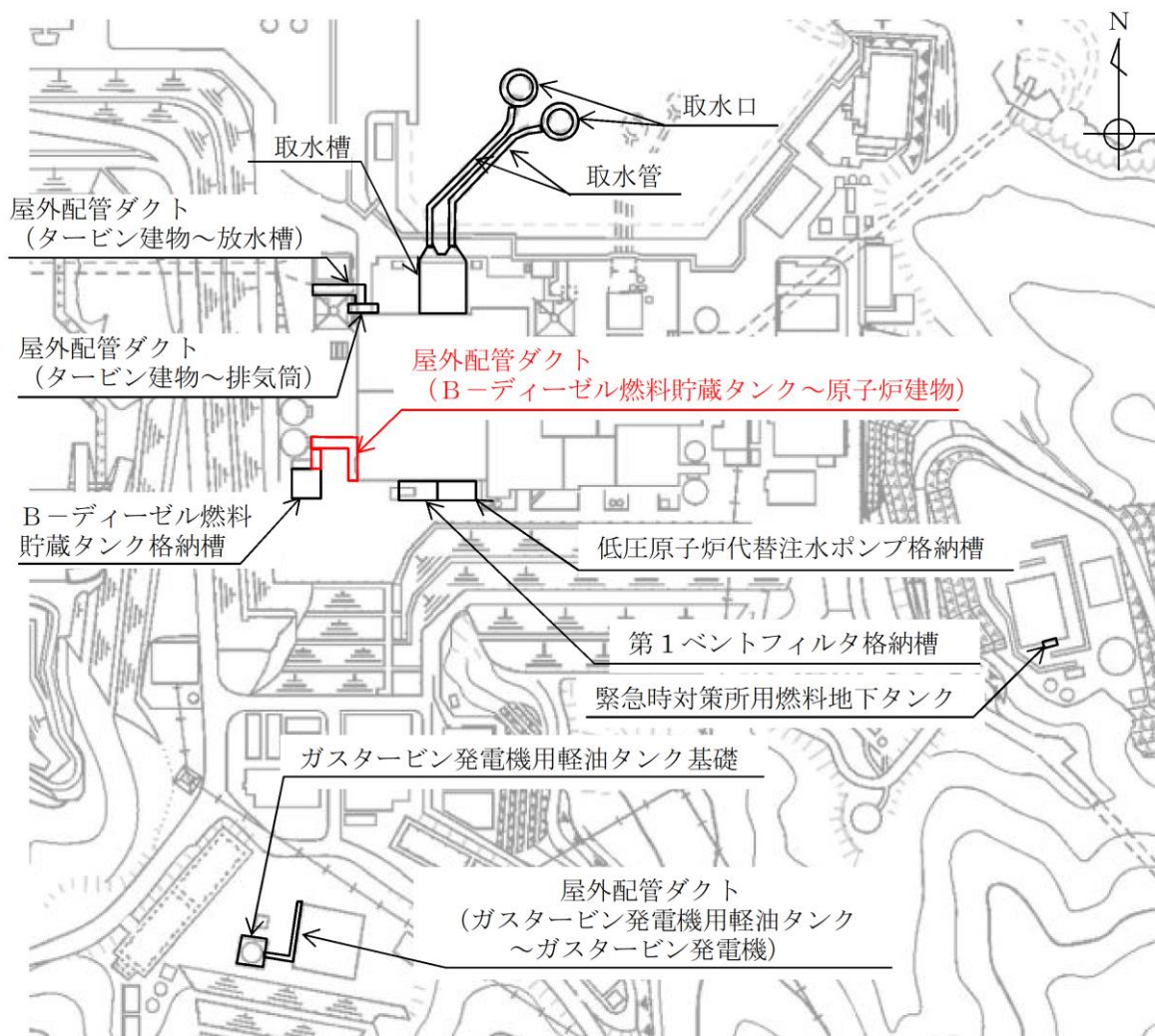


図2-1 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）位置図

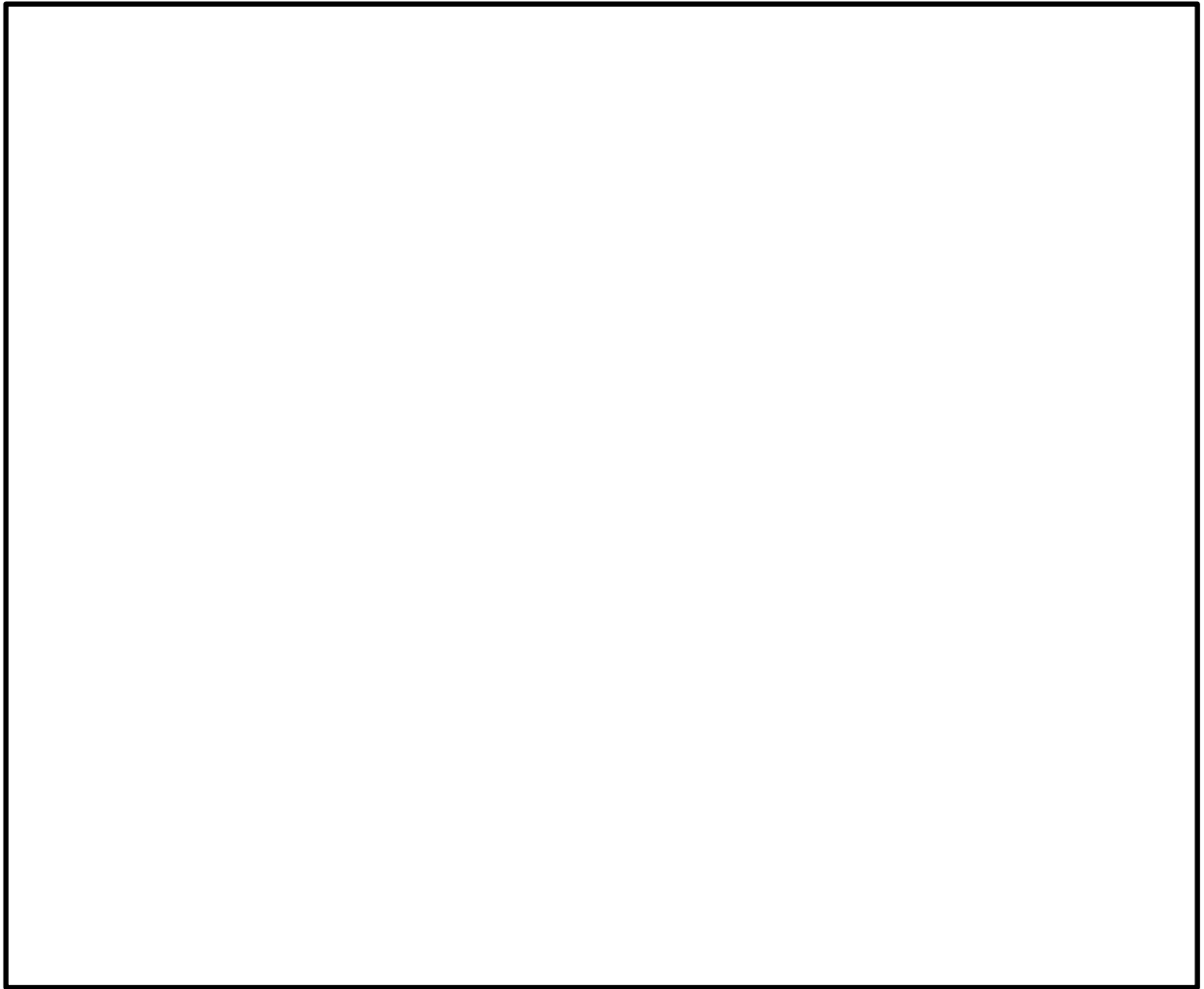


図 2-2 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物） 平面図

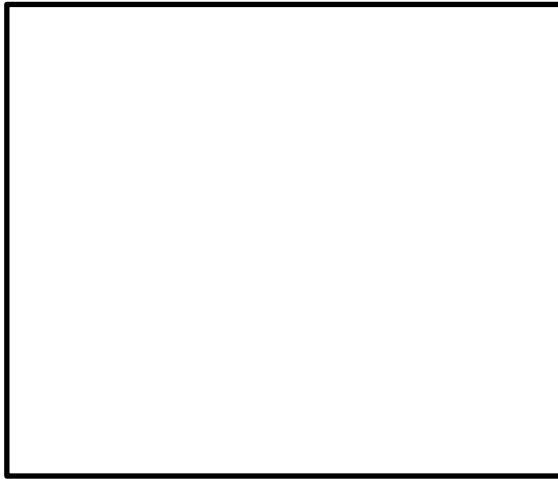


図 2-3 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
断面図 (A-A 断面)



図 2-4 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
断面図 (B-B 断面)

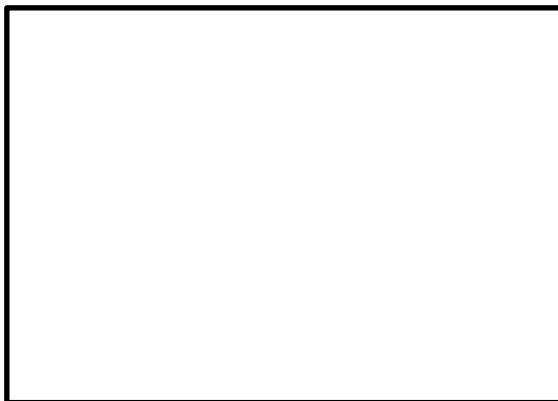


図 2-5 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
断面図 (C-C 断面)

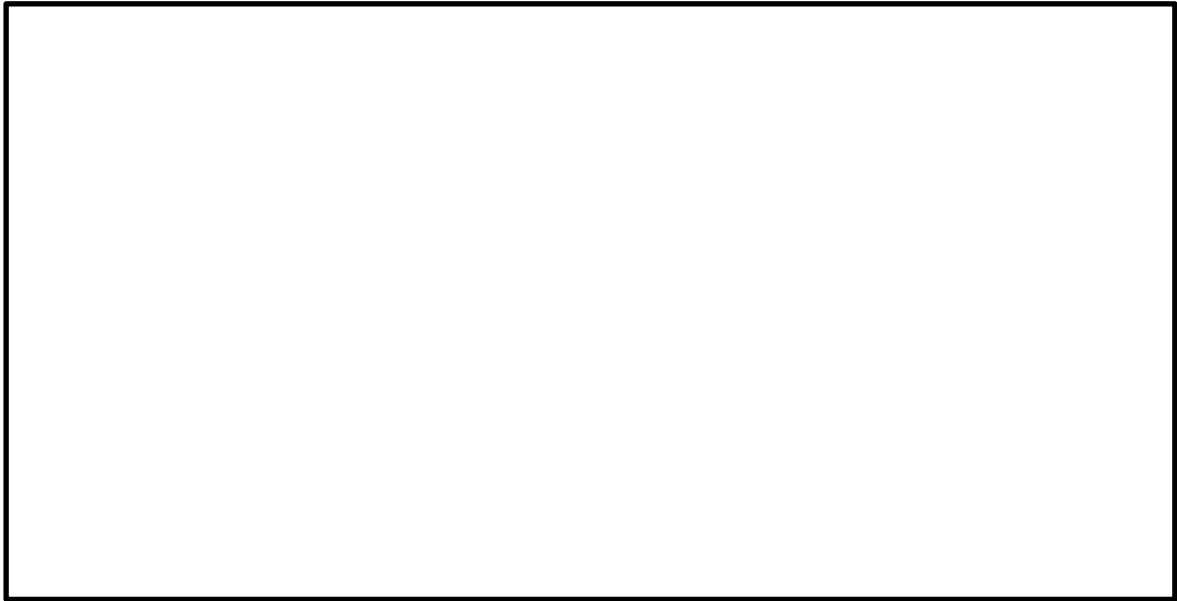


図 2-6 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
断面図 (D-D 断面)

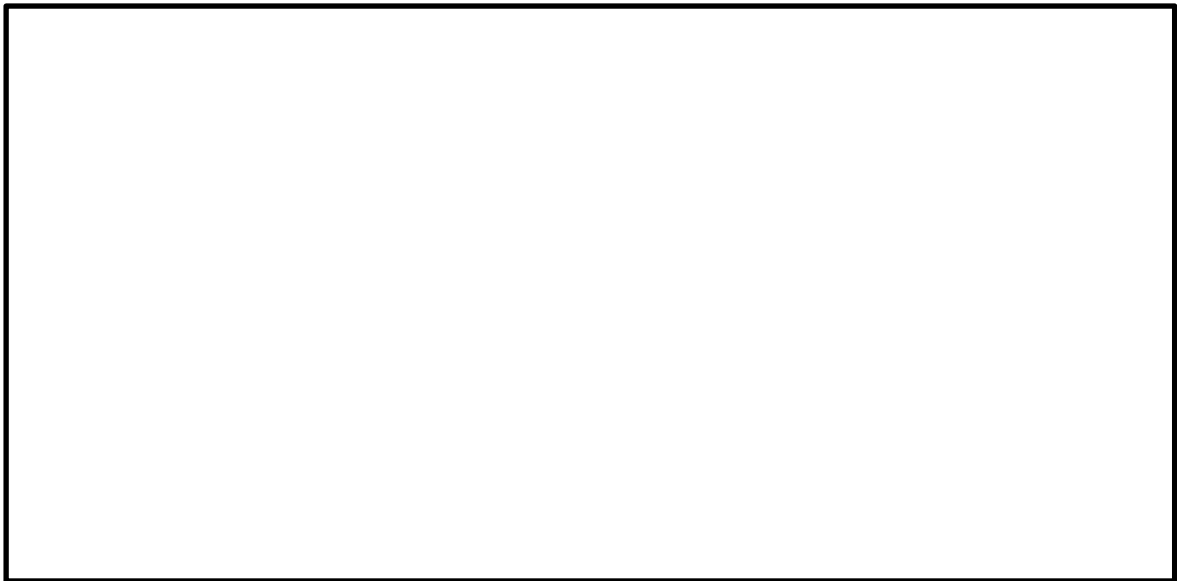


図 2-7 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
断面図 (E-E 断面)

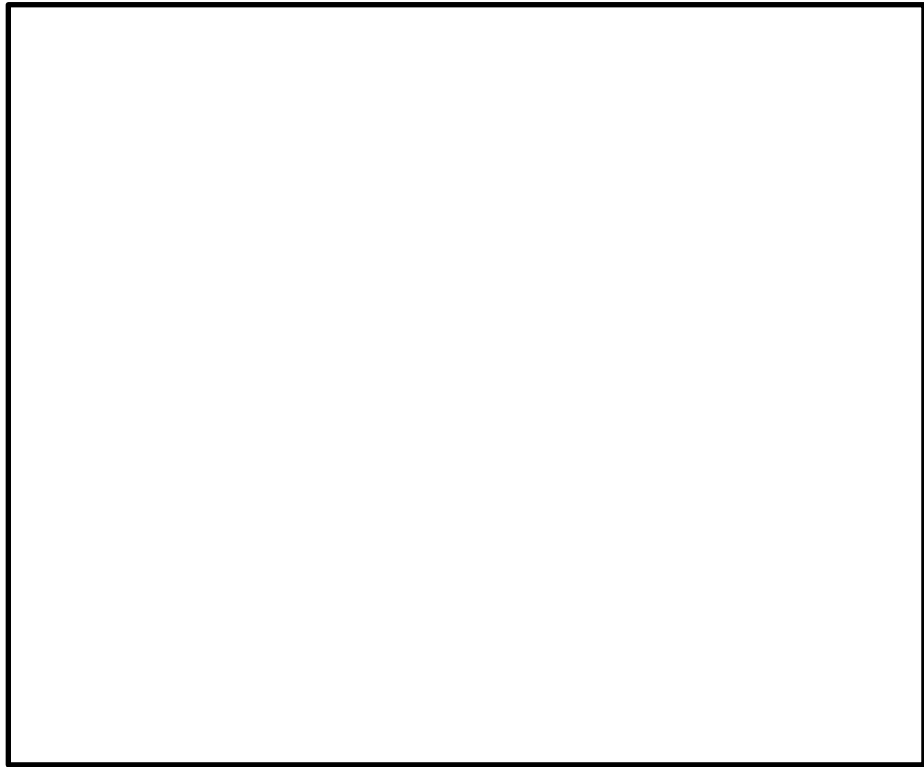


図 2-8 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）
概略配筋図（A-A断面）

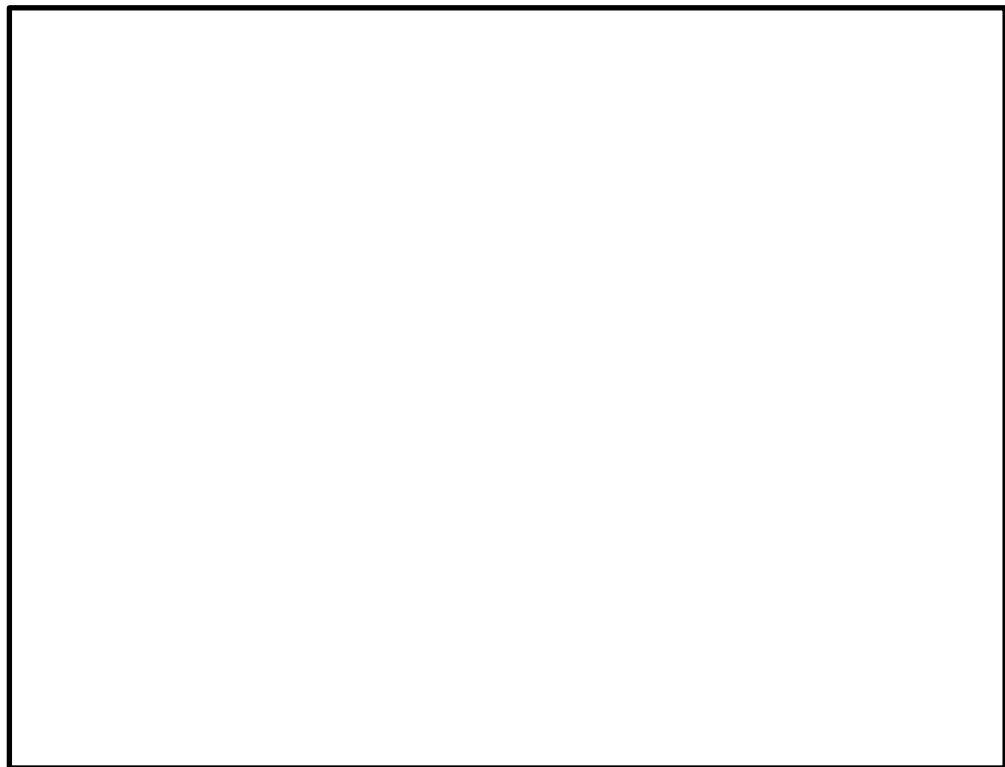


図 2-9 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）
概略配筋図（B-B断面）

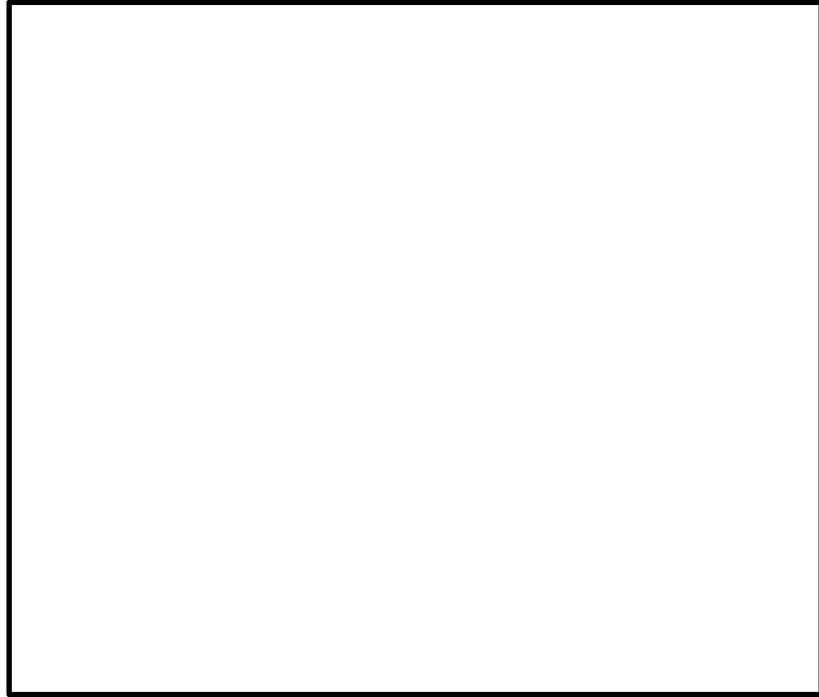


図 2-10 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）
概略配筋図（C-C断面）

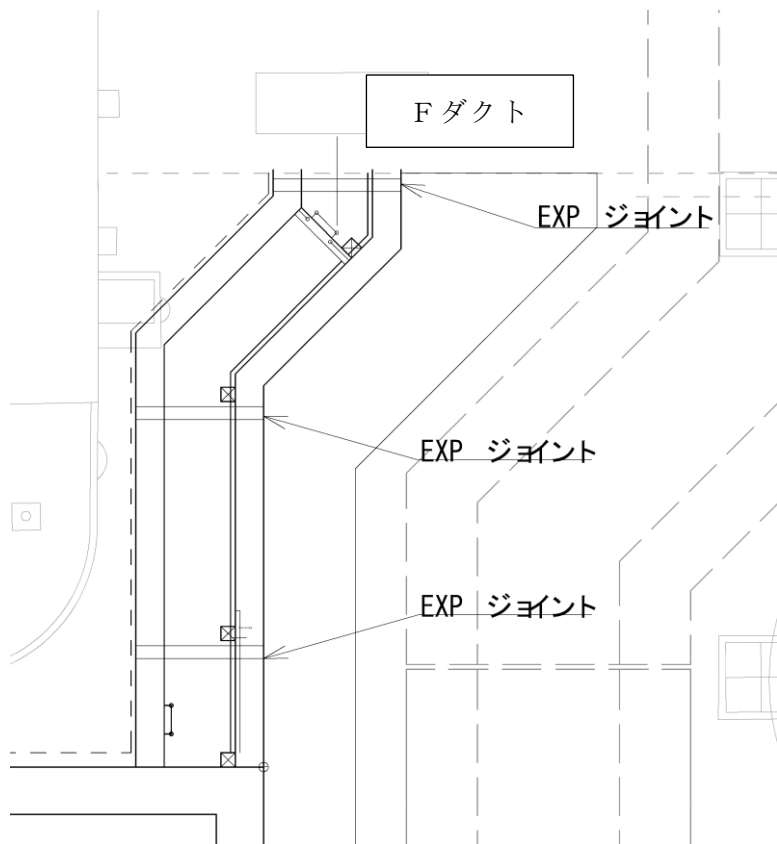
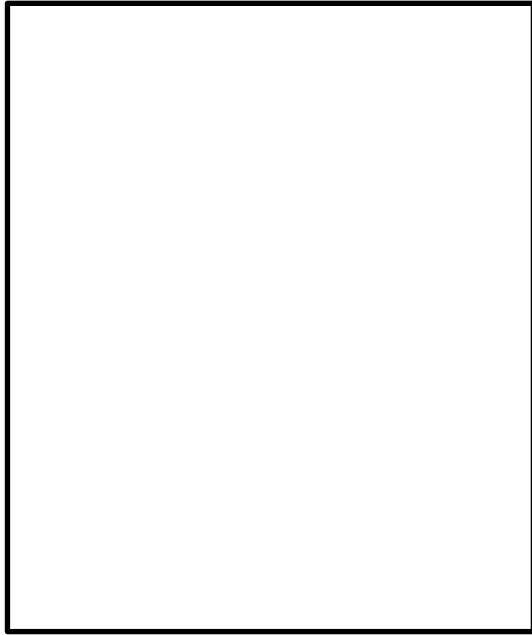
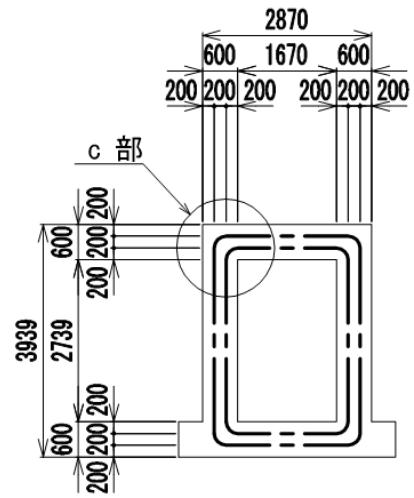


図 2-11 燃料移送系ダクト～Fダクト接続部

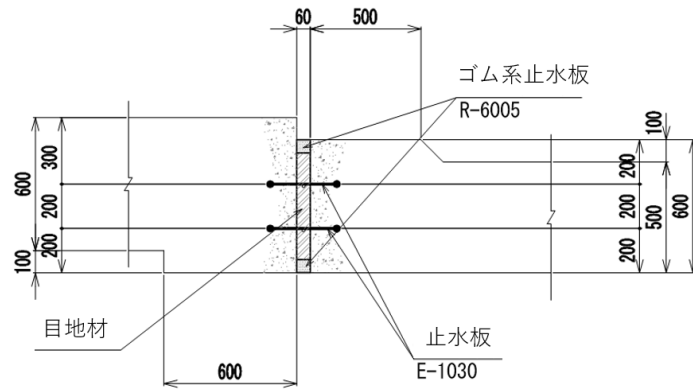


正面図



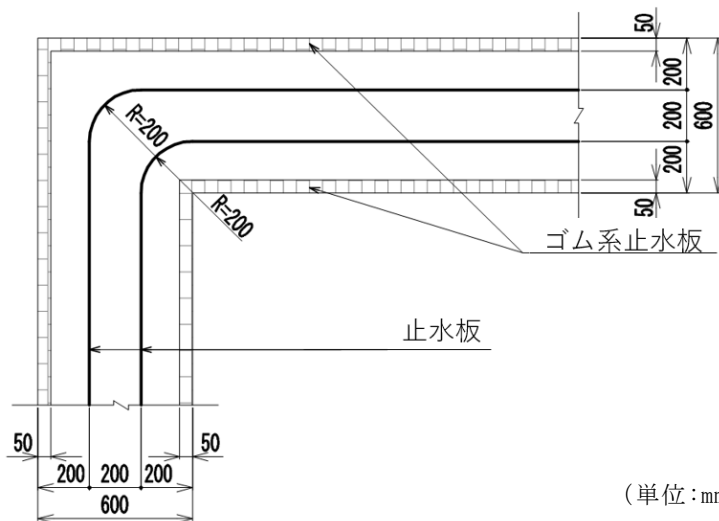
a 部 詳細図

S=1/20



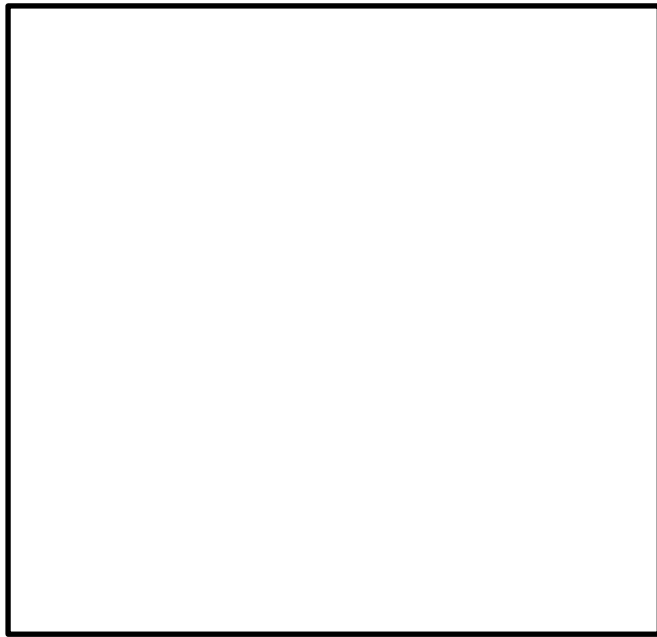
c 部 詳細図

S=1/20

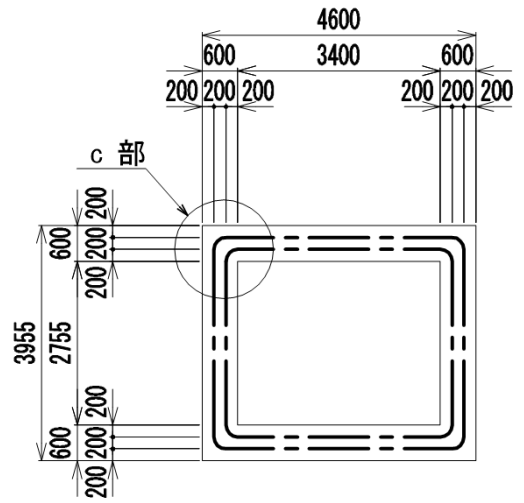


(単位: mm)

図 2-12 Fダクト～Gダクト接続部



正面図



c 部 詳細図
S=1/20

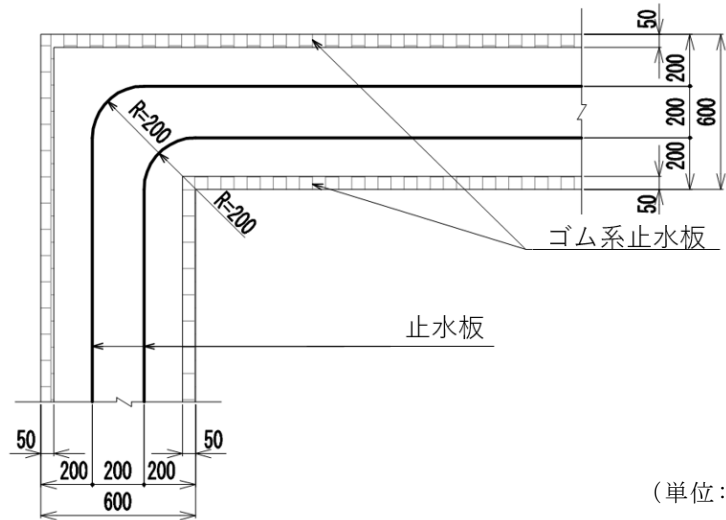
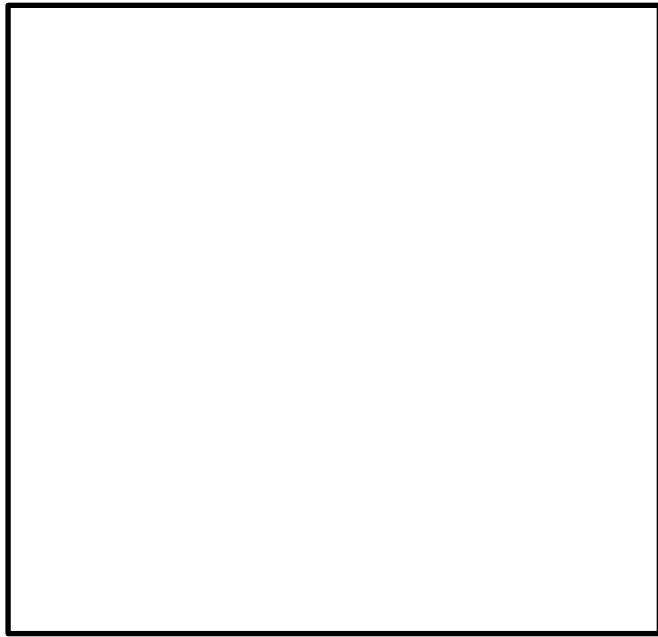
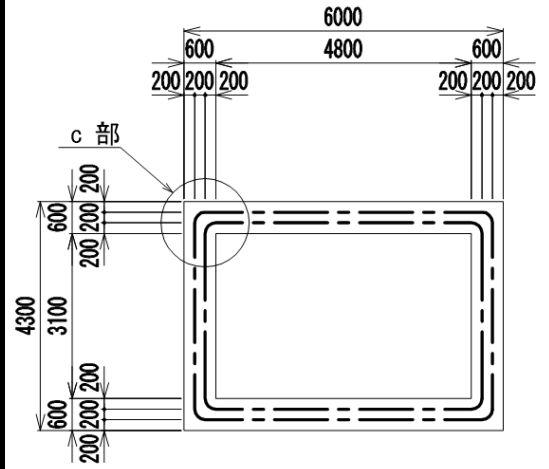


図 2-13 Fダクト～原子炉建物接続部

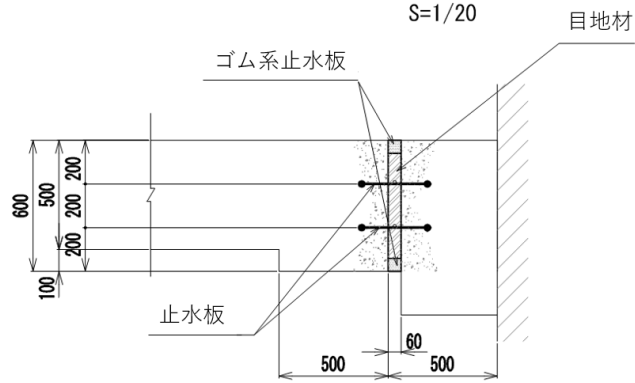


正面図



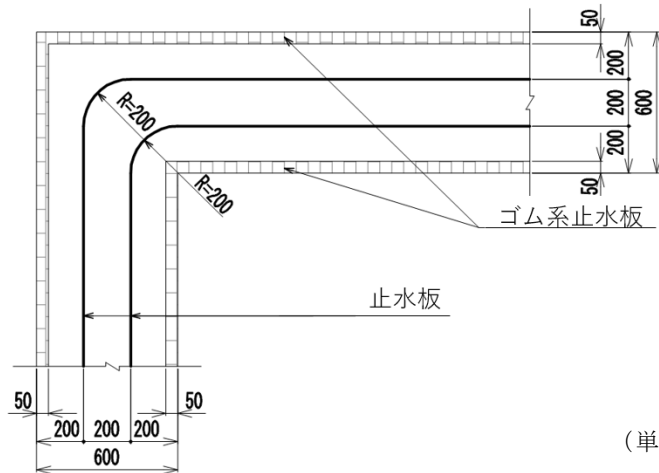
b 部 詳細図

S=1/20



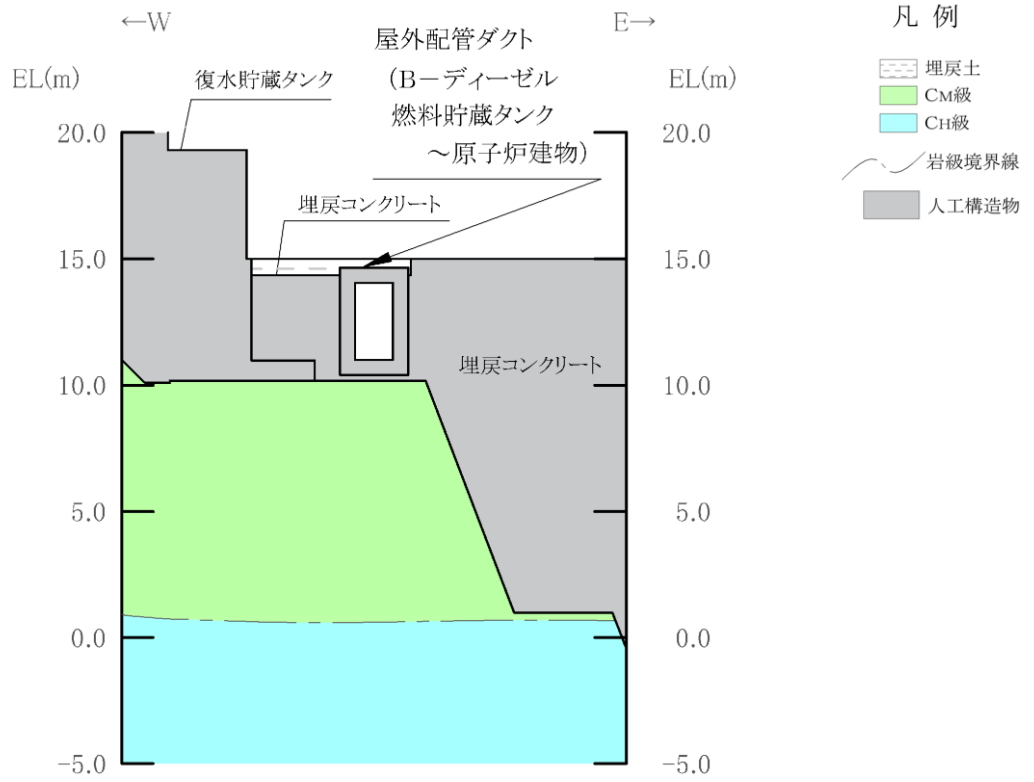
c 部 詳細図

S=1/20

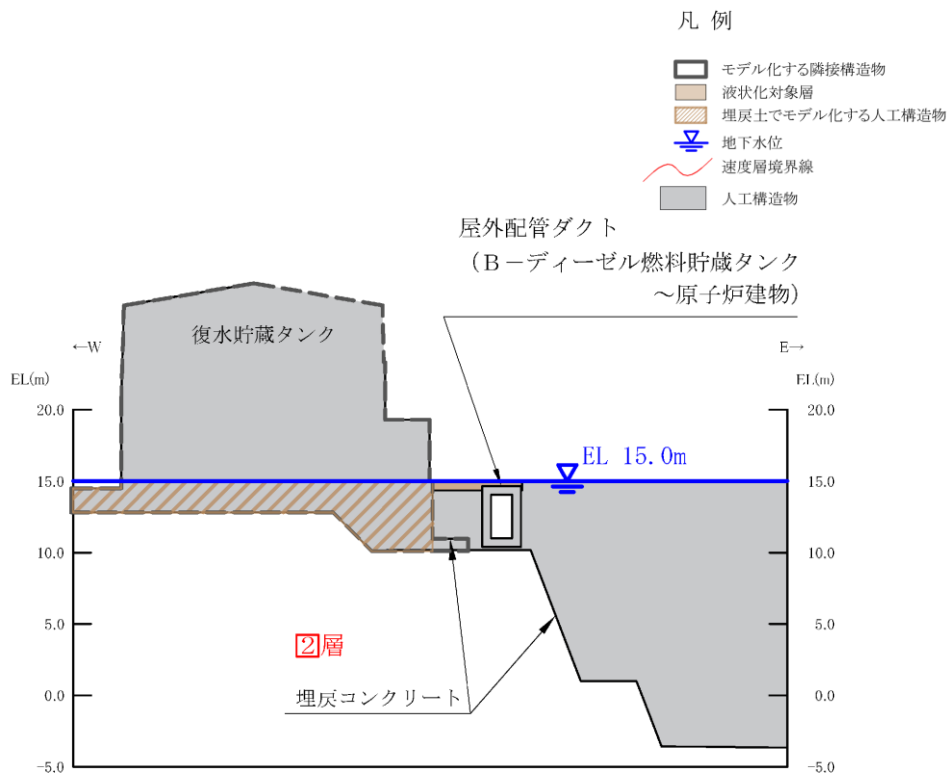


(単位:mm)

図 2-14 Gダクト～原子炉建物接続部

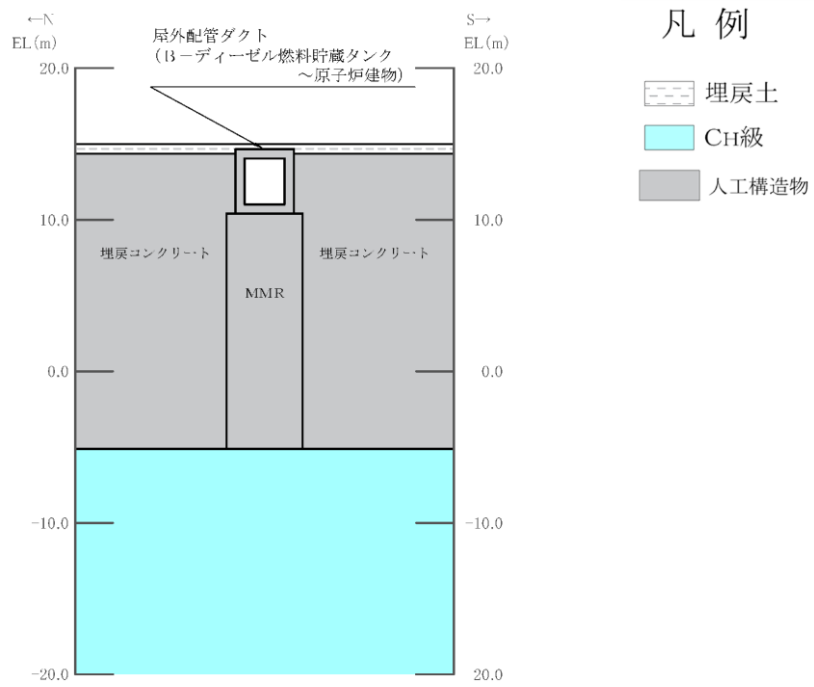


(岩級図)

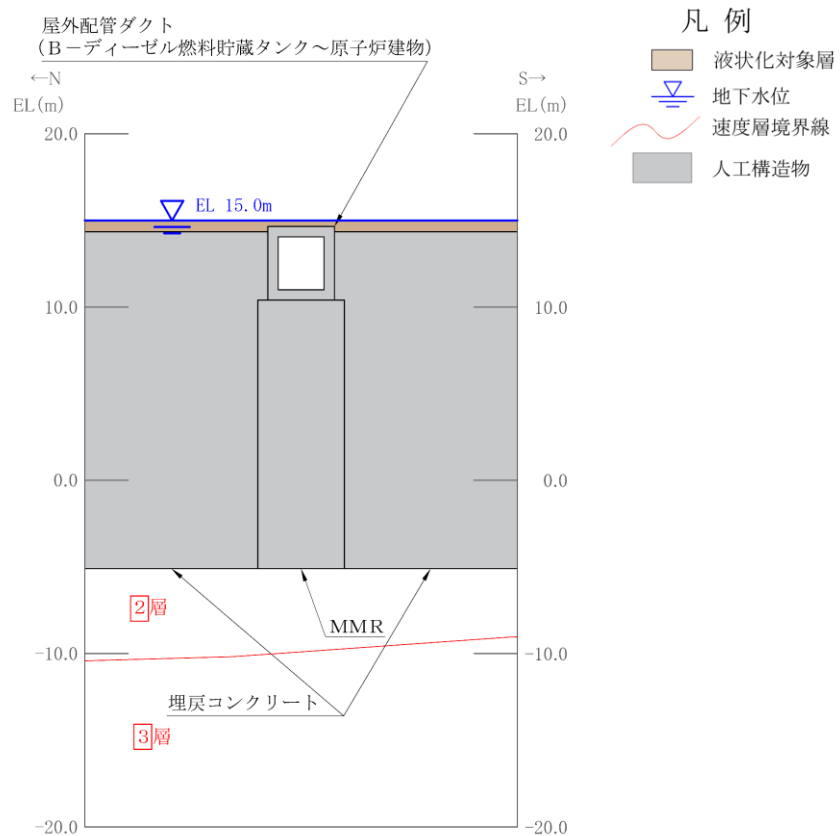


(速度層図)

図 2-15 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク ~ 原子炉建物)
評価対象断面図 (A-A 断面位置)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-16 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
評価対象断面図 (B-B 断面位置)

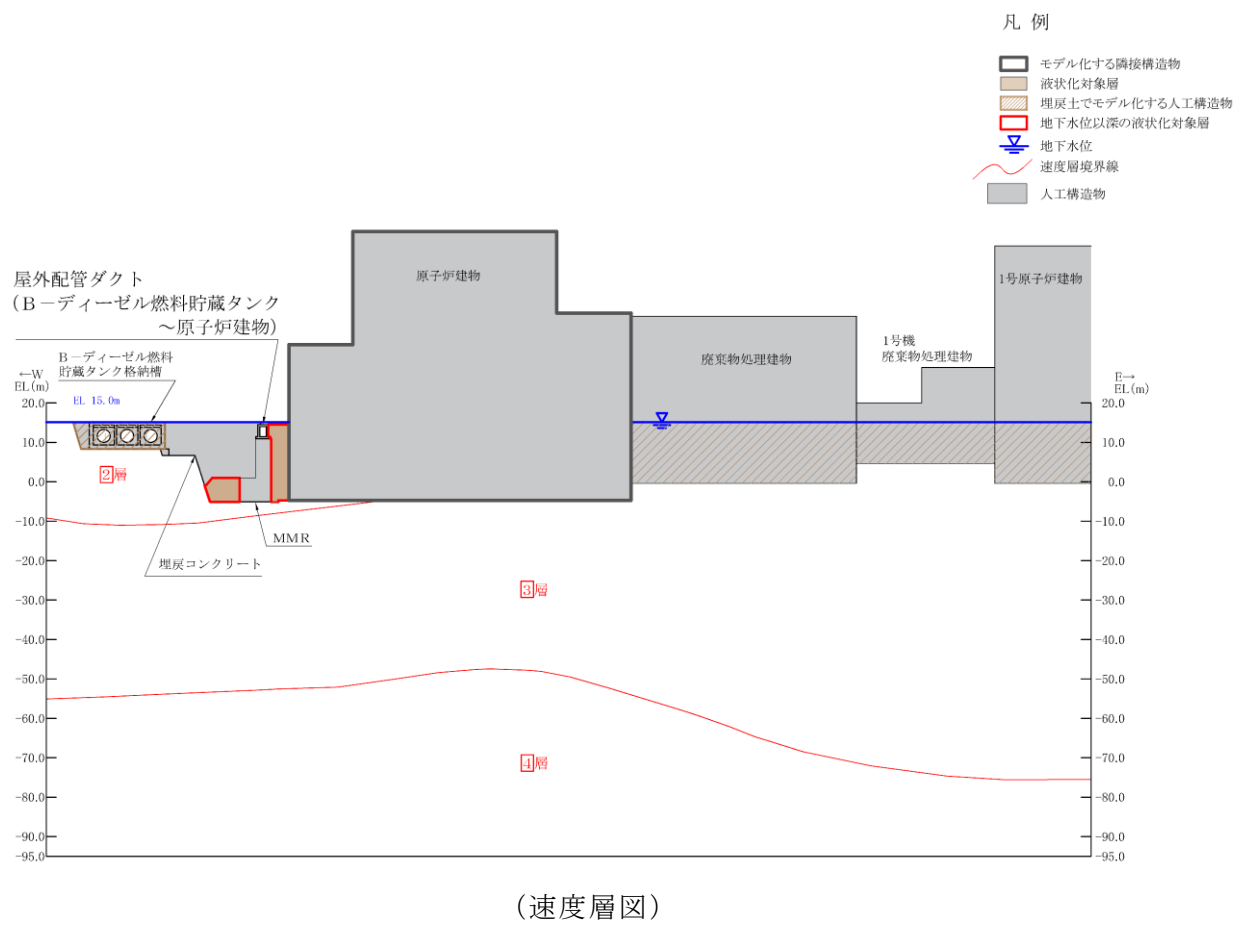
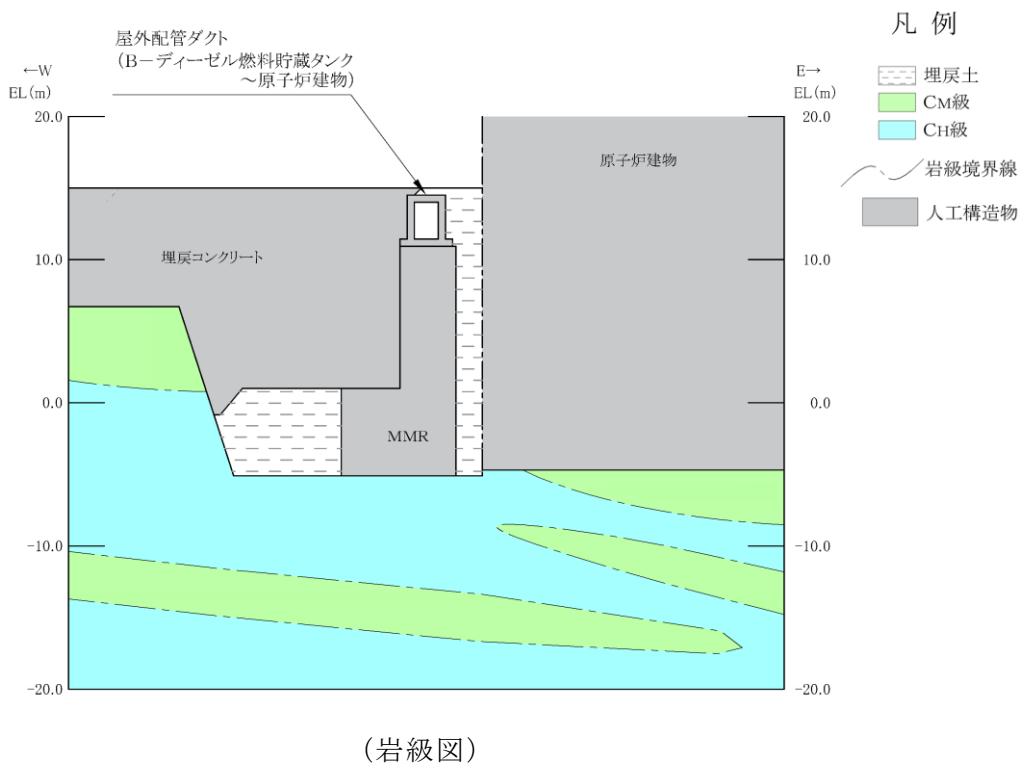


図 2-17 屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)
評価対象断面図 (C-C 断面位置)

2.3 評価対象断面の方向

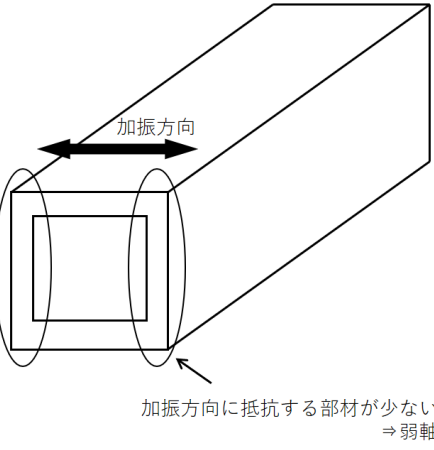
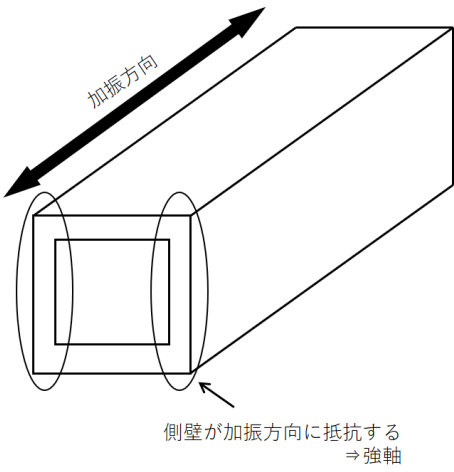
屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）は，Sクラス設備であるB-ディーゼル燃料移送系配管・弁の間接支持機能が要求される。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表2-2に示す。

管軸方向（延長方向）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壁の厚さの割合が大きくなり，側壁が耐震要素として機能する。管軸直交方向（横断方向）は，耐震要素として機能する面部材が少ない。

なお，同一ダクト内での部材厚や配筋についてはおおむね同一であり，延長方向に内空断面が変化するのみである。

表2-2 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）
の評価対象断面の方向の選定

	管軸直交方向（横断方向）	管軸方向（延長方向）
（原子炉建物） 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク）	 <p>加振方向に抵抗する部材が少ない ⇒弱軸</p>	 <p>側壁が加振方向に抵抗する ⇒強軸</p>
	管軸直交方向は，加振方向に平行な壁部材がなく，弱軸方向にあたる。	管軸方向は，加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことができ，強軸方向にあたる。
	弱軸方向を評価対象断面とする。	

2.4 評価対象断面の選定

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」の「4.7 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の断面選定の考え方」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、A-A断面、B-B断面及びC-C断面を選定する。

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表2-3に、材料の物性値を表2-4に示す。

表2-3 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	A-A断面	設計基準強度 24.0N/mm ²
		B-B断面	設計基準強度 20.6N/mm ²
		C-C断面	
鉄筋		SD345	
埋戻コンクリート		A-A断面	設計基準強度 18.0N/mm ²
		B-B断面	
		C-C断面	
MMR		B-B断面	設計基準強度 15.6N/mm ²
		C-C断面	

表2-4 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)	A-A断面	2.50×10 ⁴	24.0 ^{*1}	0.2
	B-B断面	2.33×10 ⁴		
	C-C断面			
埋戻コンクリート	A-A断面	2.20×10 ⁴	22.6 ^{*2}	
	B-B断面			
	C-C断面			
MMR	B-B断面	2.08×10 ⁴		
	C-C断面			

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2-5～表2-7に示す。

表2-5 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	動せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
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2-6 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)	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$
	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 2-7 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)	157,200
	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	4.163
		P_1	0.500
		P_2	0.990
		C_1	2.007

2.7 評価構造物諸元

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の諸元を表2-8～表2-10に評価部位を図2-18～図2-20に示す。

表2-8 評価部位とその仕様（A-A断面）

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	1500	600	24.0	SD345	支持機能
底版	2	1500	600	24.0	SD345	
側壁	3 4	3050	600	24.0	SD345	

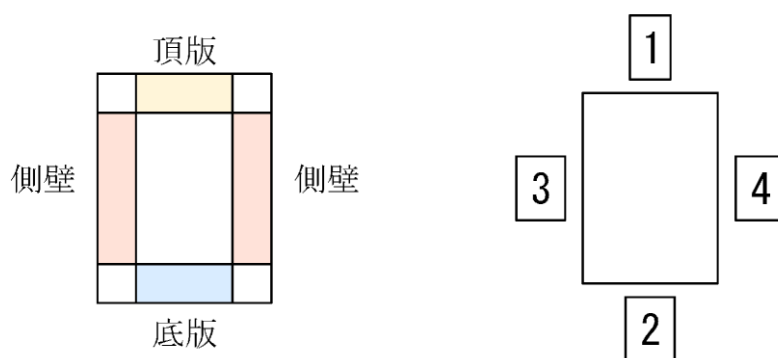


図2-18 評価部位位置図

表 2-9 評価部位とその仕様 (B-B 断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	2650	600	20.6	SD345	支持機能
底版	2	2650	600	20.6	SD345	
側壁	3 4	3046	600	20.6	SD345	

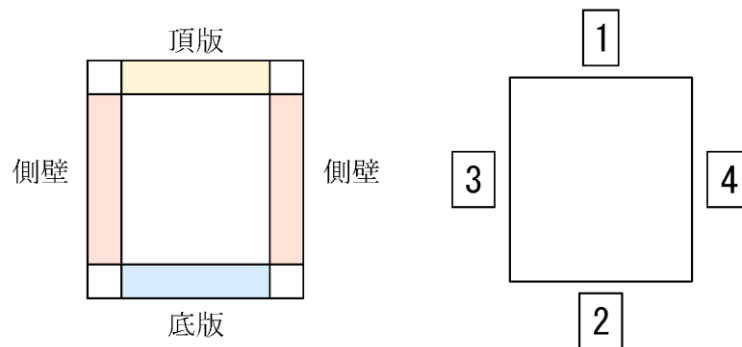


図 2-19 評価部位位置図

表 2-10 評価部位とその仕様 (C-C 断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	1670	500	20.6	SD345	支持機能
底版	2 4	500	500	20.6	SD345	
	3	1670	500	20.6	SD345	
側壁	5 6	2739	500	20.6	SD345	

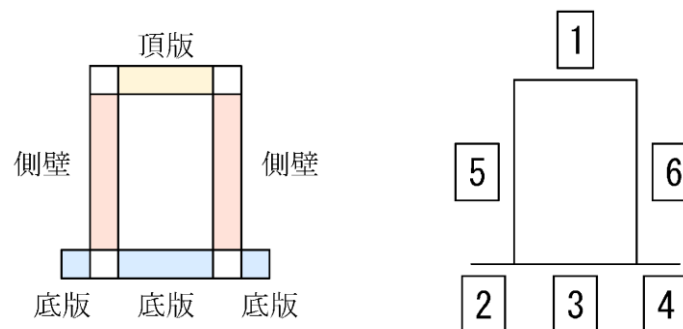


図 2-20 評価部位位置図

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。設計地下水位の一覧を表 2-11 に示す。

表 2-11 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)
屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物)	A-A断面	15.0
	B-B断面	
	C-C断面	

2.9 耐震評価フロー

屋外配管ダクト (B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物) の耐震評価フローを図 2-21 に示す。

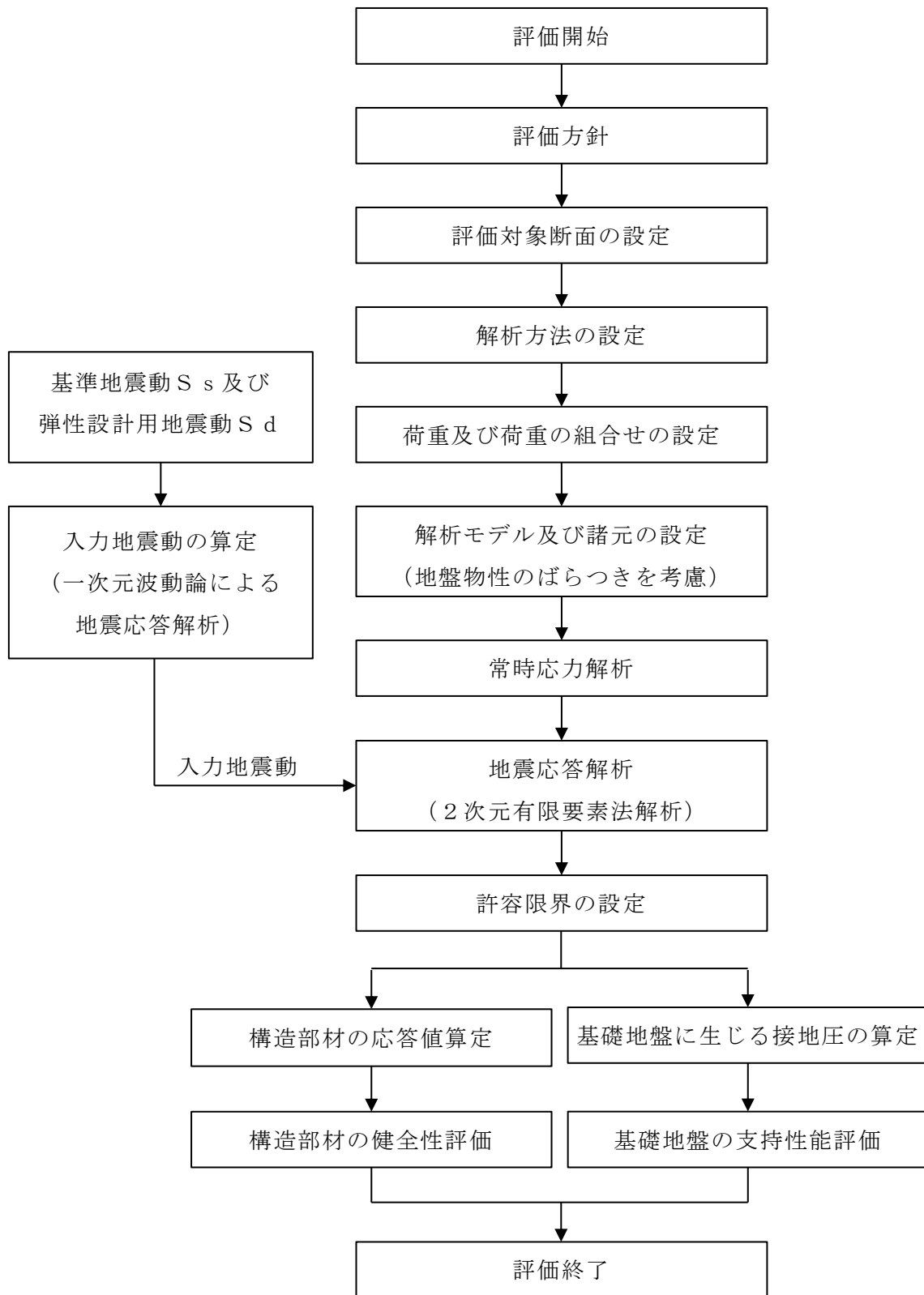


図 2-21 屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の耐震評価フロー

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 及び弾性設計用地震動 S_d 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 断面については、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策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。

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。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（全応力解析では修正 GHE モデル、有効応力解析では H-D 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。

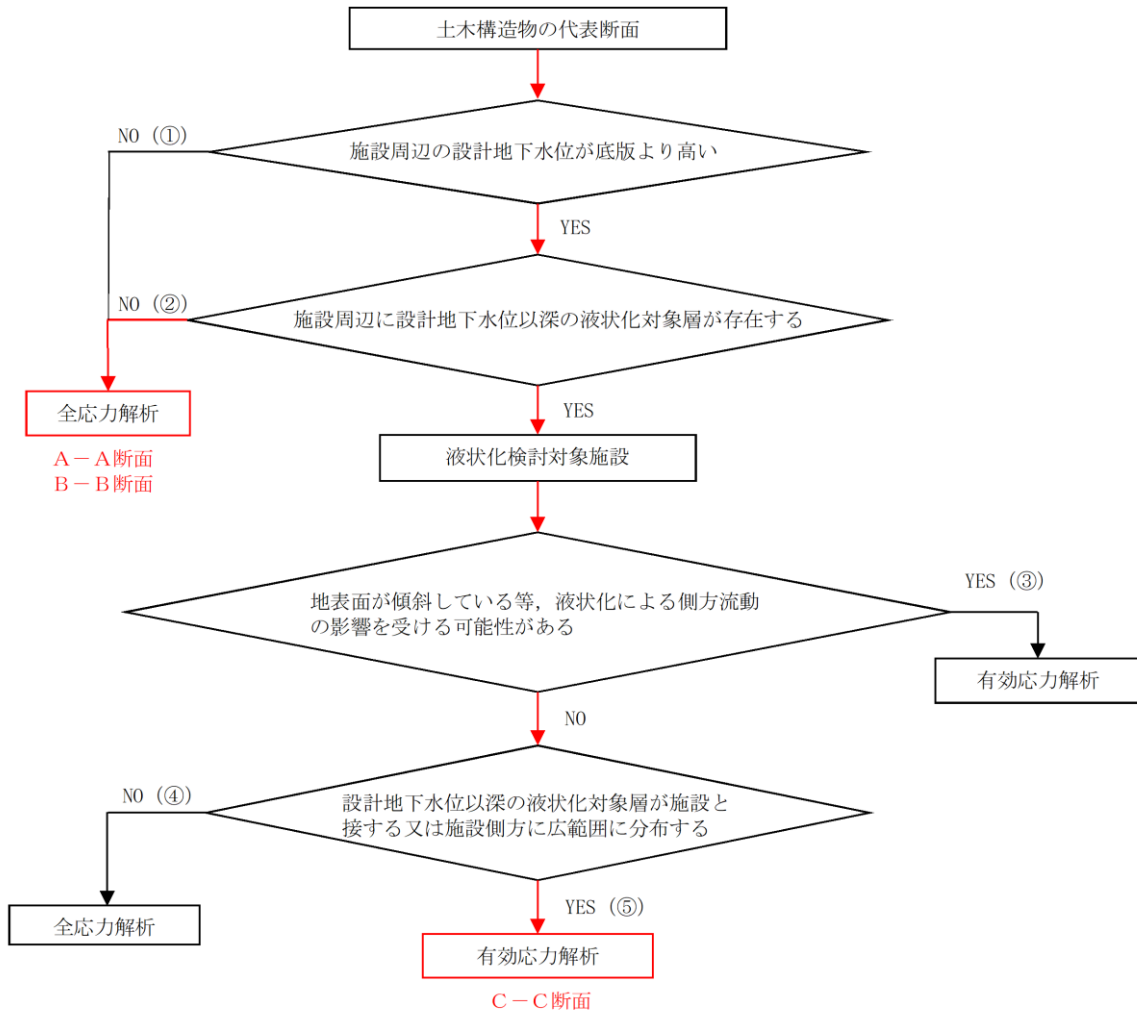


図 3-1 解析手法の選定フロー

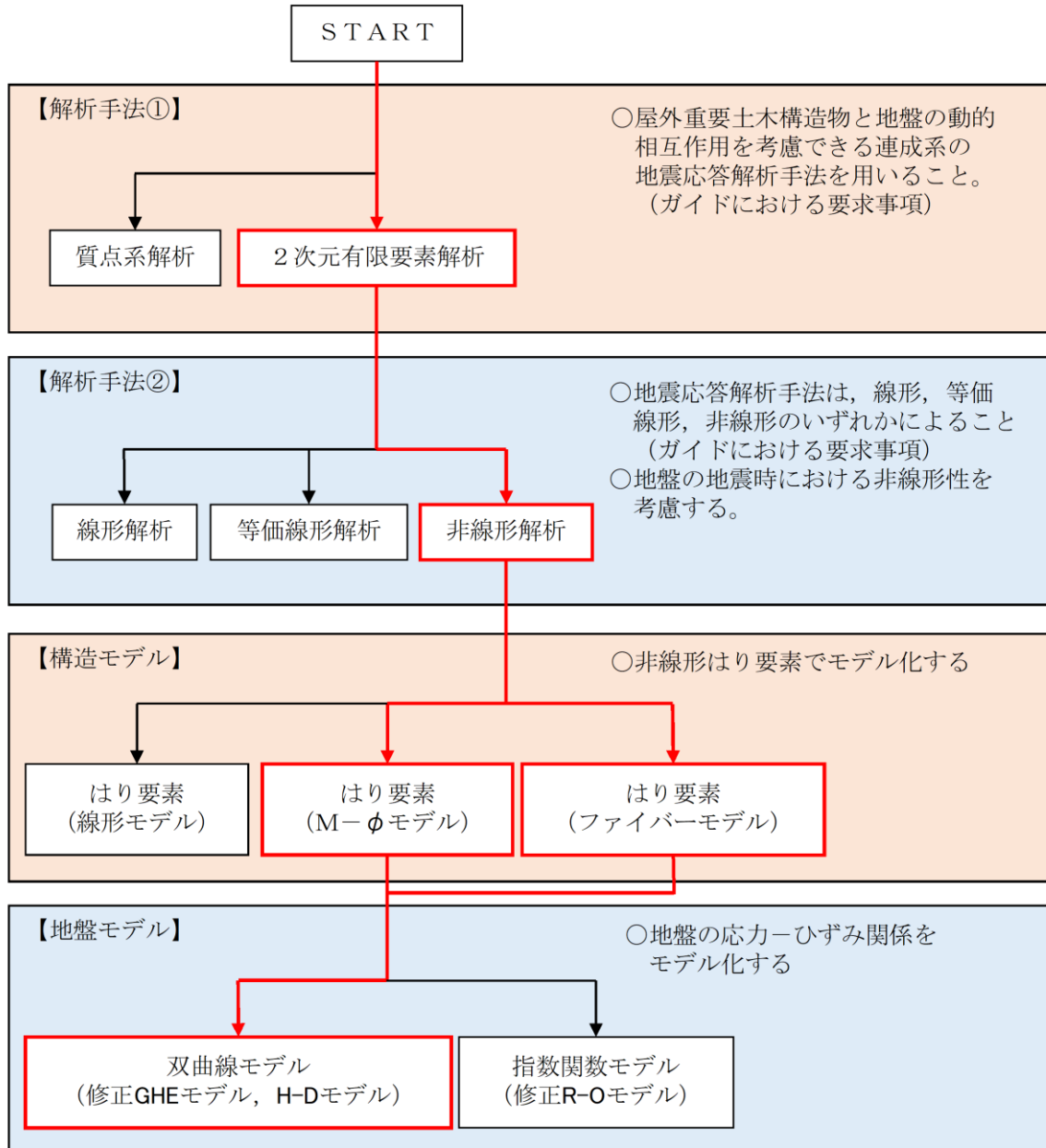


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の解析モデル領域については、東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。

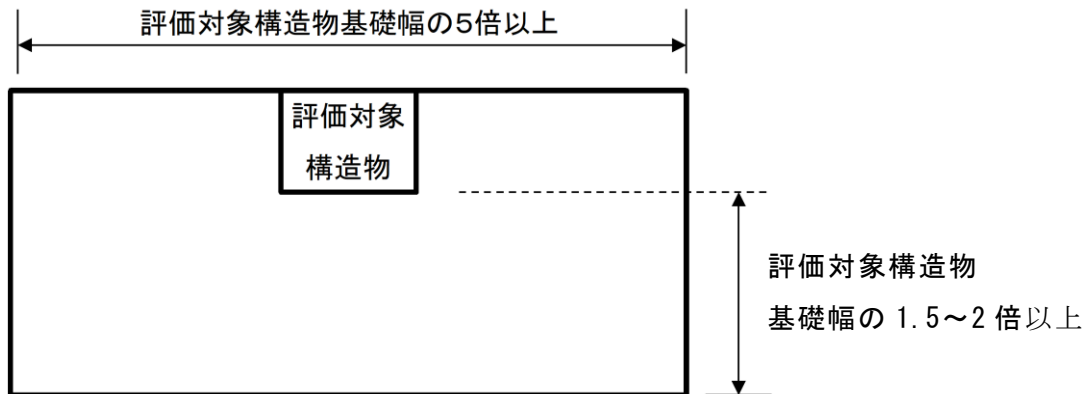


図 3-3 モデル化範囲の考え方

有効応力解析における，2次元地震応答解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の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。

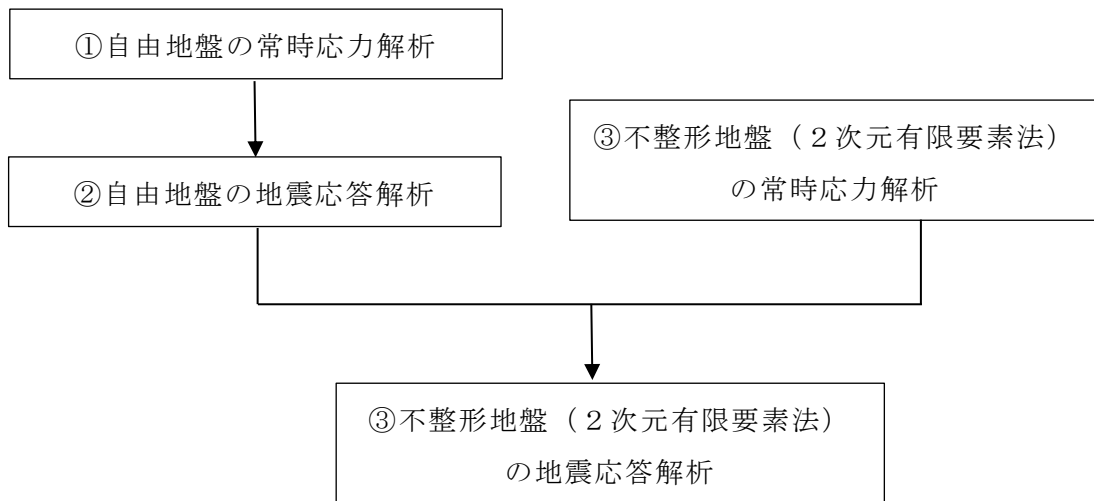


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（2次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

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。

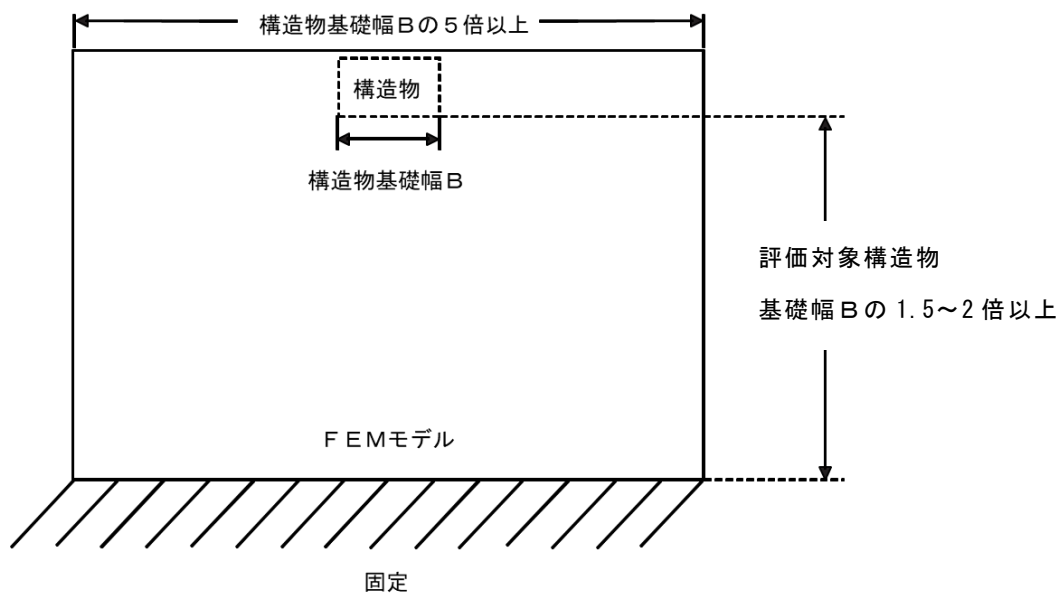


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

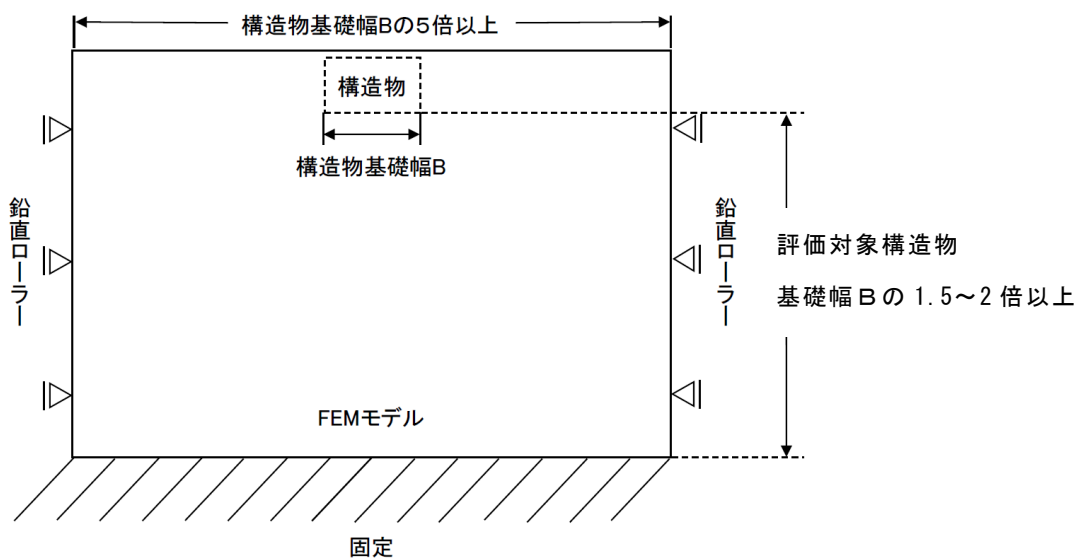


図 3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。

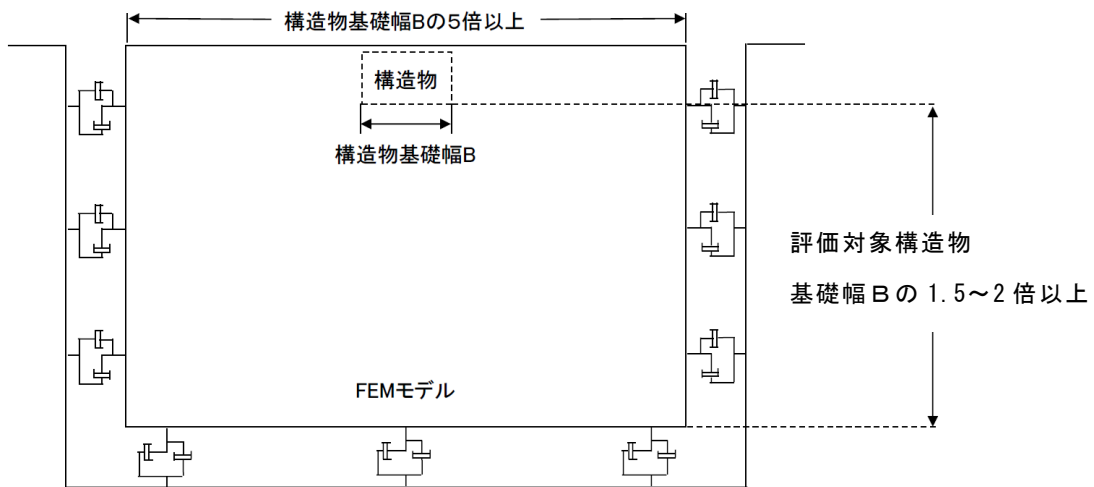


図3-7 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

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。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。

3.2.4 隣接構造物のモデル化

A-A断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる復水貯蔵タンクは、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。

C-C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「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_ϕ 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。

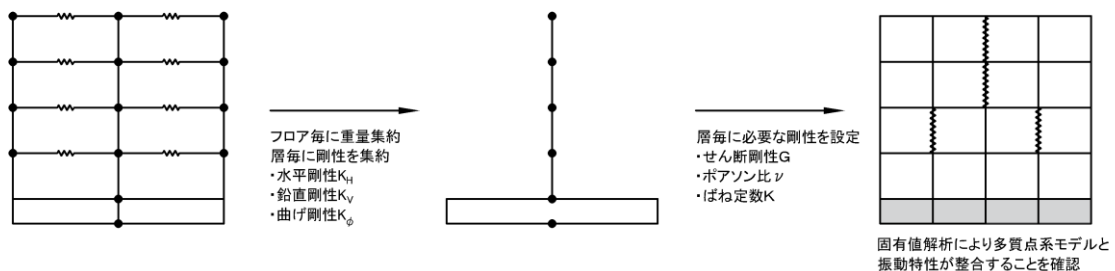
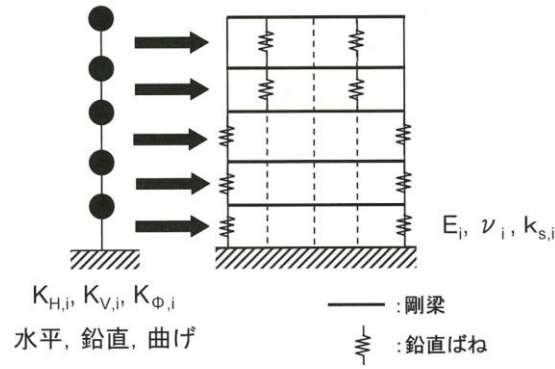


図3-8 原子炉建物の有限要素モデル作成の考え方



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

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

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

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

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

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

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

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

(「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

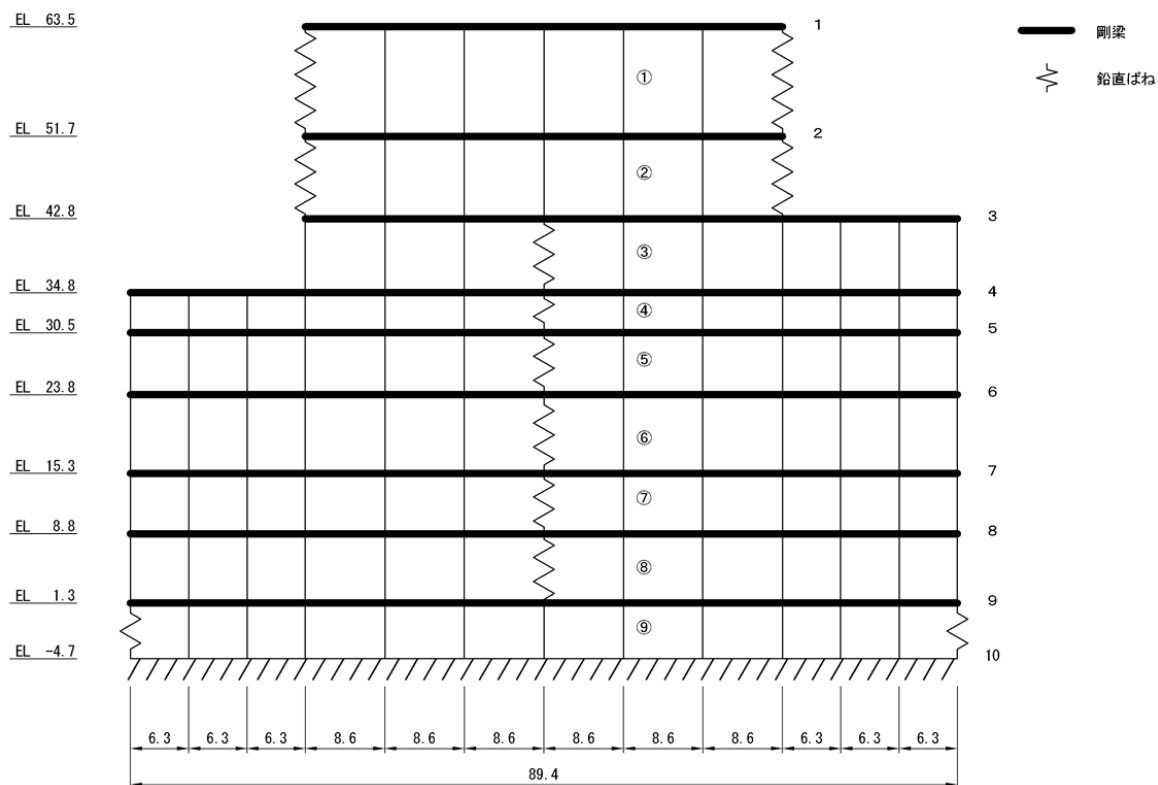


図 3-10 原子炉建物 有限要素モデル図

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	1.696×10^5	4.624×10^5	0.36338	8.052×10^4
②	2.841×10^5	7.766×10^5	0.36677	7.050×10^5
③	6.449×10^5	1.608×10^6	0.24680	1.869×10^6
④	7.442×10^5	1.935×10^6	0.30027	4.849×10^6
⑤	7.454×10^5	1.935×10^6	0.29786	4.371×10^6
⑥	8.579×10^5	2.280×10^6	0.32881	1.822×10^6
⑦	1.165×10^6	3.065×10^6	0.31568	4.567×10^6
⑧	1.370×10^6	3.525×10^6	0.28593	4.128×10^6
⑨	9.558×10^6	2.127×10^7	0.11260	3.883×10^4

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	0.1818	0.1818
鉛直方向	0.0882	0.0882

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。

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。

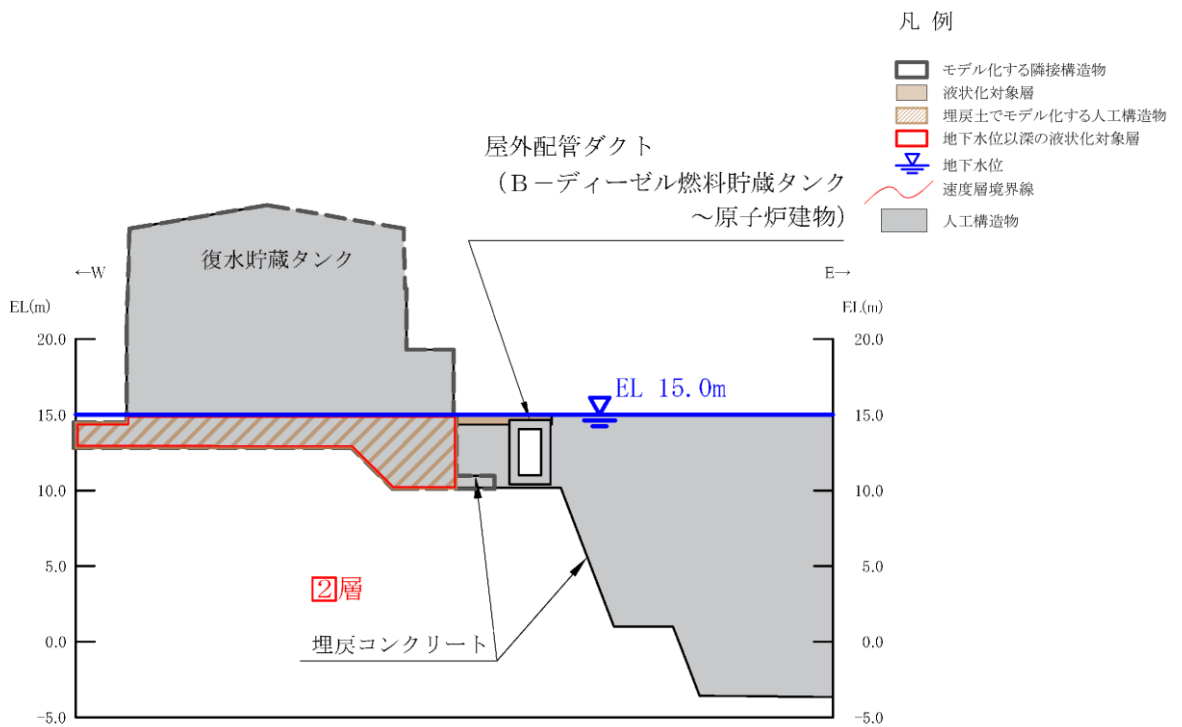


図 3-11 評価対象地質断面図 (A-A断面位置)

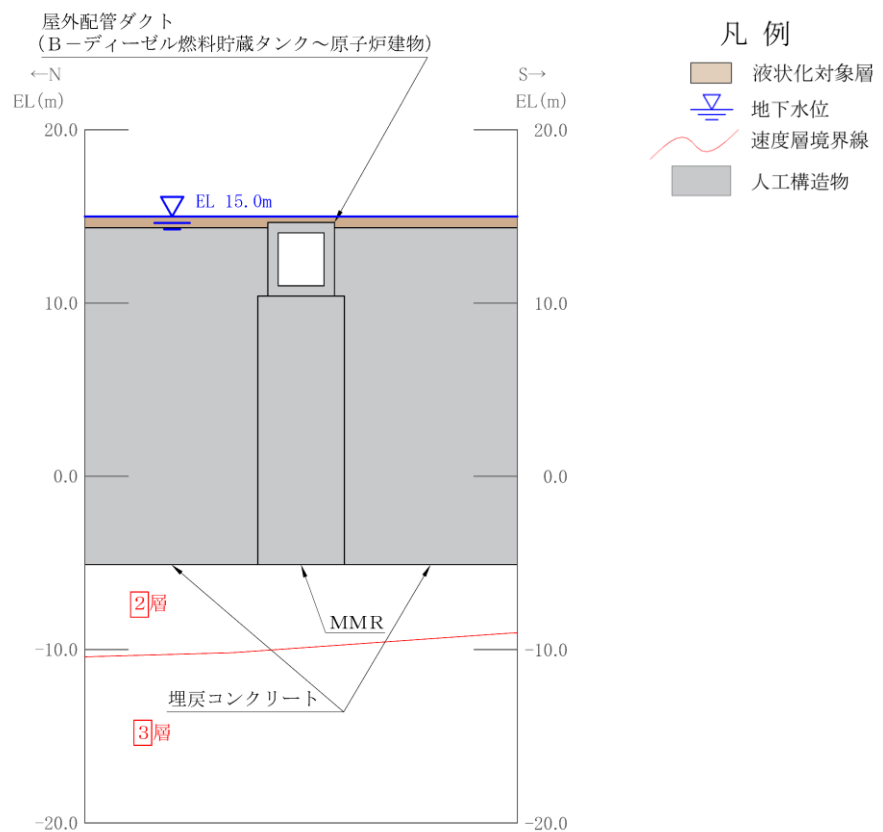


図 3-12 評価対象地質断面図 (B-B断面位置)

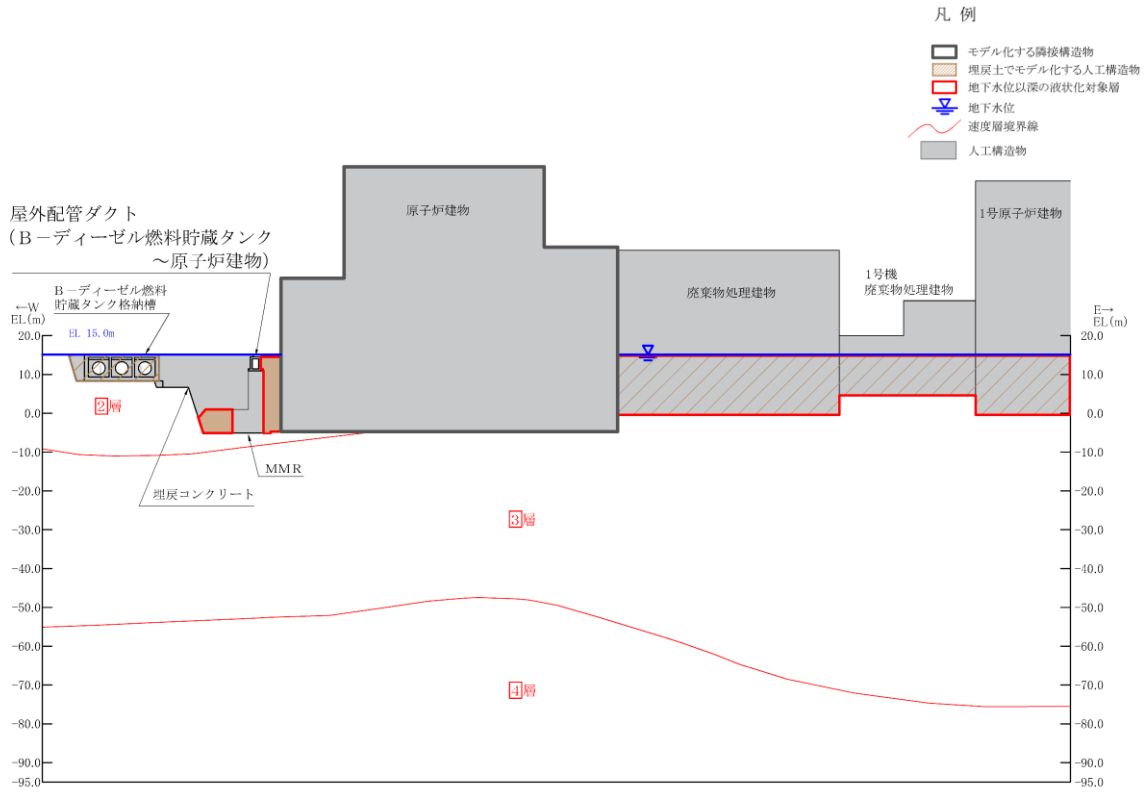


図 3-13 評価対象地質断面図 (C-C 断面位置)

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。

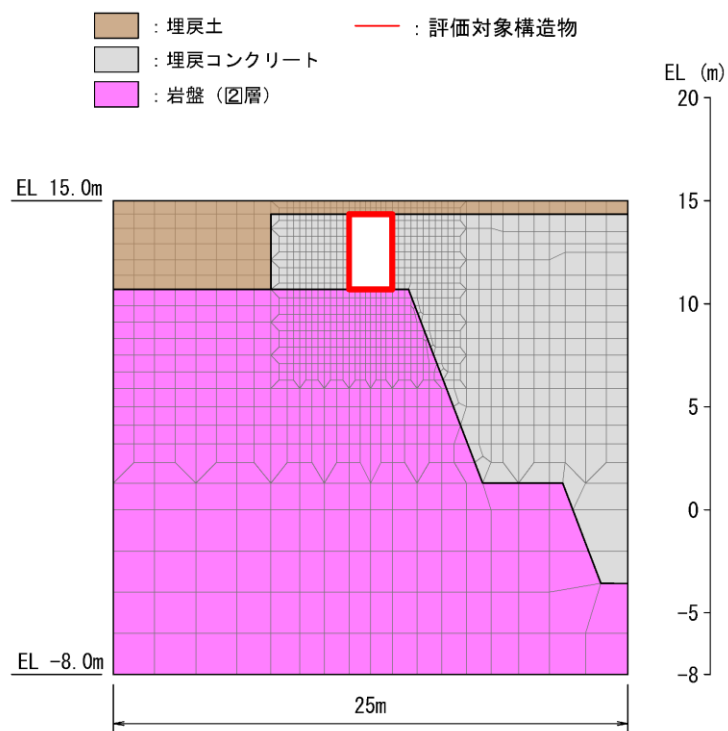


図 3-14 地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

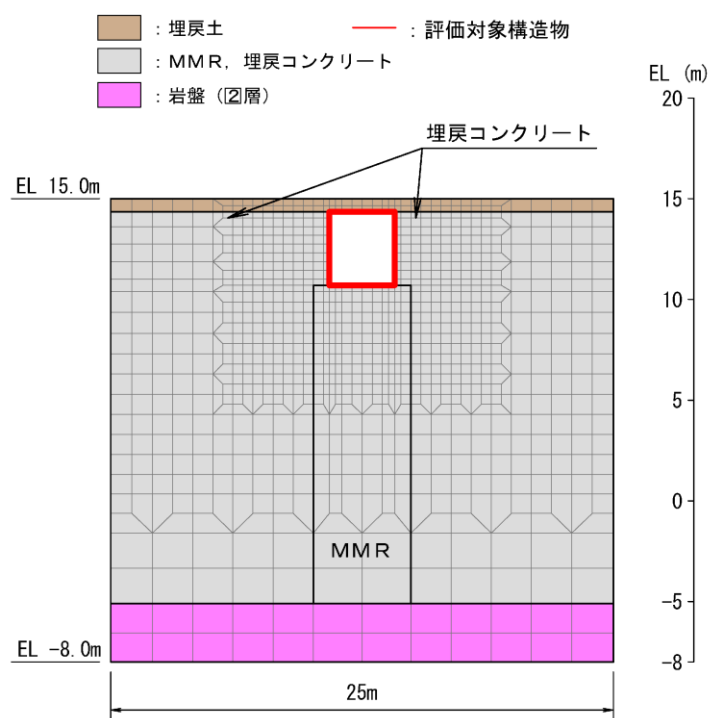
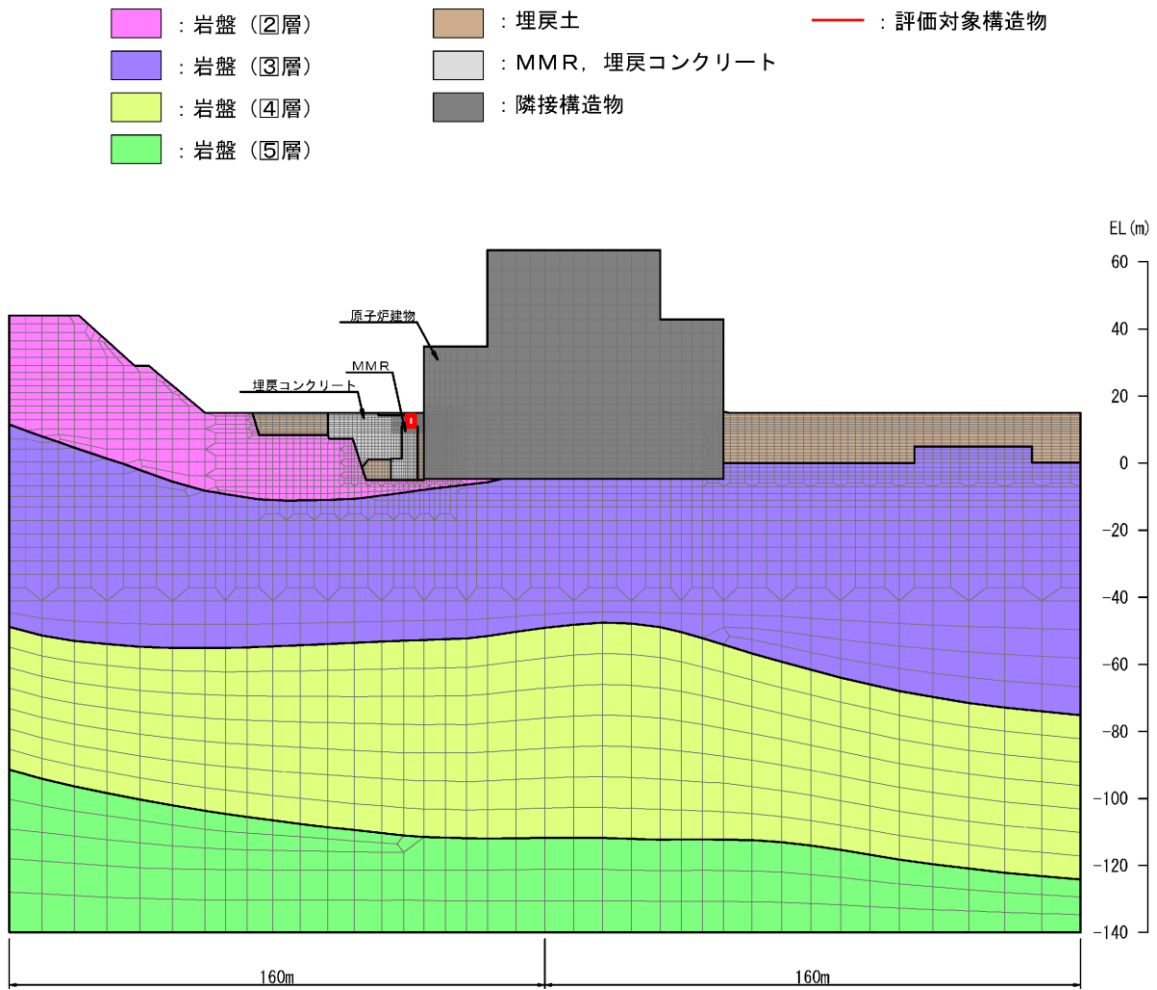
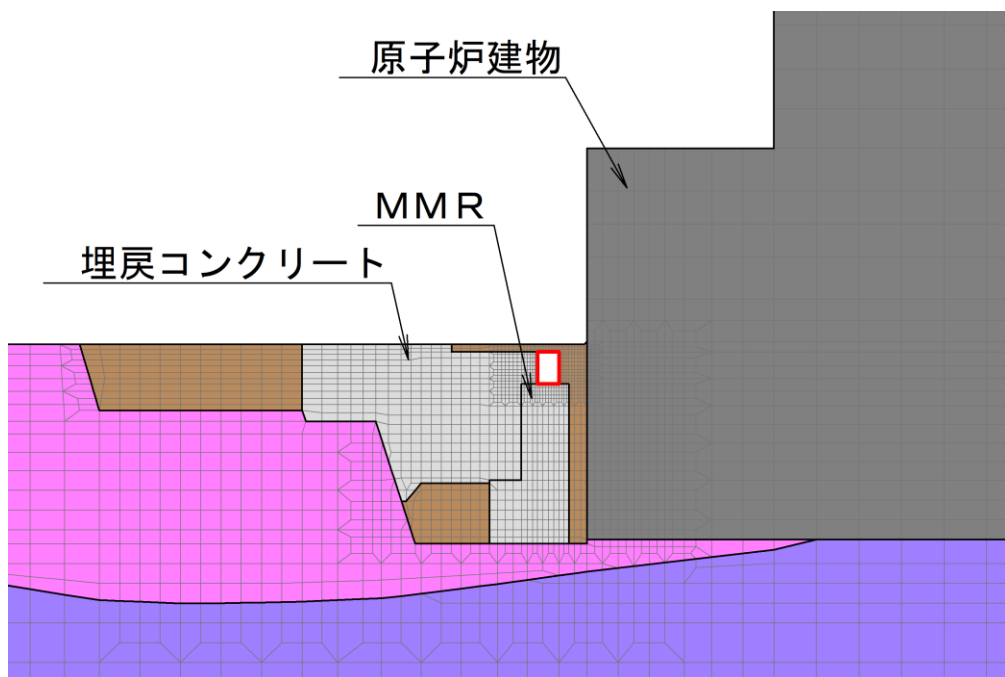


図 3-15 地震応答解析モデル図 (B-B 断面)



(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抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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	
岩盤 (C _M 級)	1.23	52	
埋戻コンクリート ($f'_{ck} = 18.0 \text{N}/\text{mm}^2$)	3.58	40	A-A 断面 B-B 断面 C-C 断面
MMR ($f'_{ck} = 15.6 \text{N}/\text{mm}^2$)	3.10	40	B-B 断面 C-C 断面

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

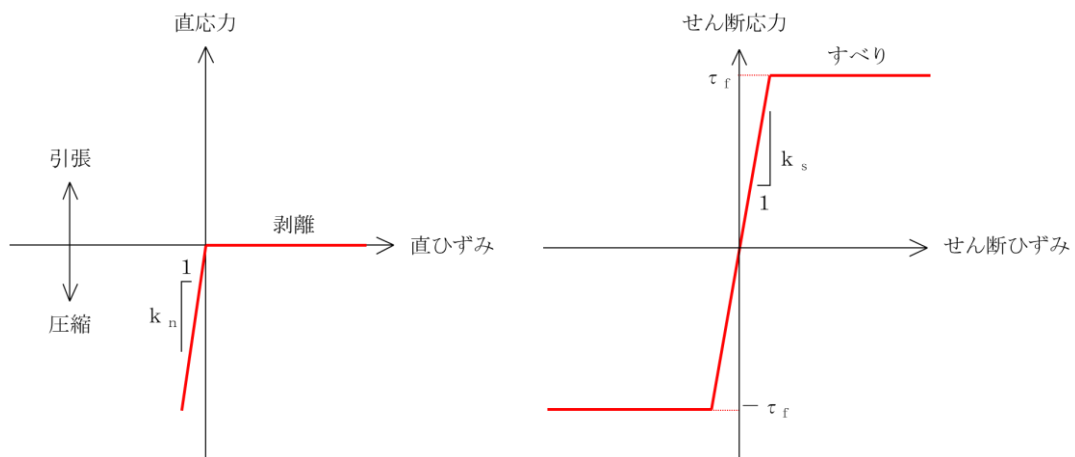


図 3-17 ジョイント要素の力学特性

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

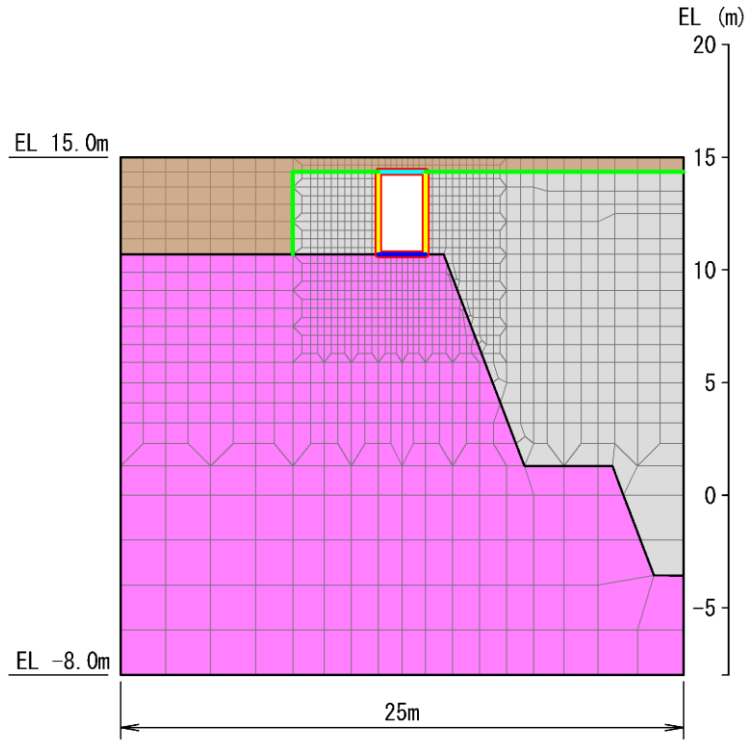


図 3-18 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

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

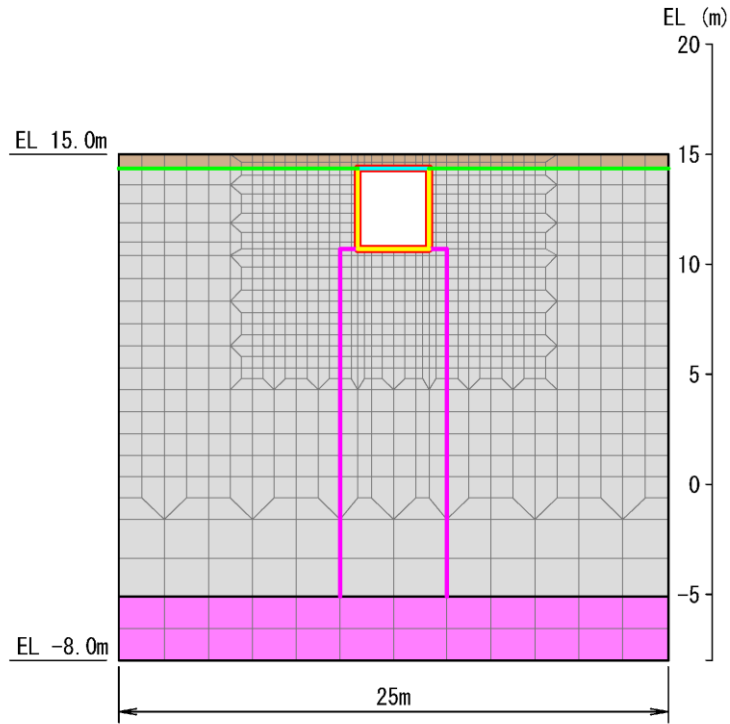


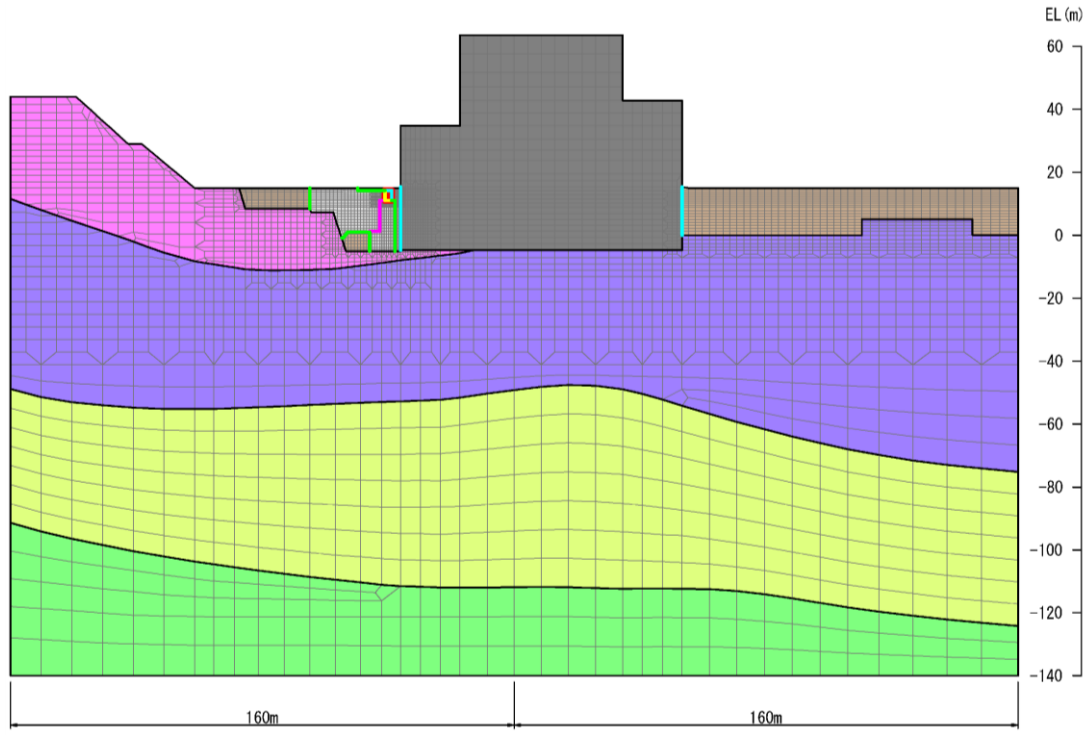
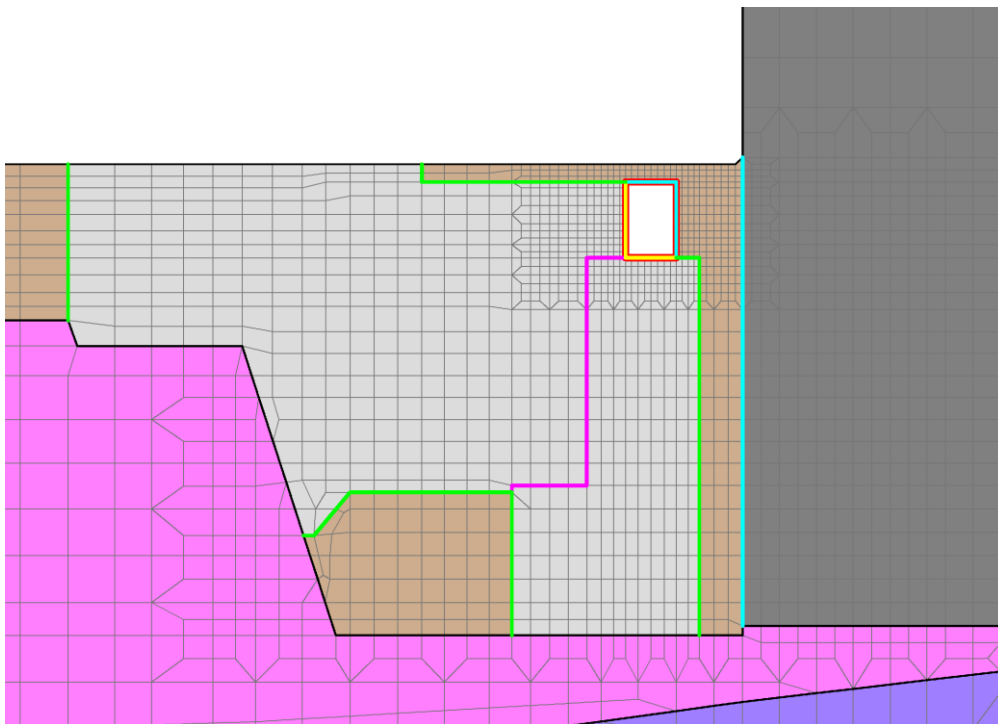


図 3-19 ジョイント要素の配置 (B-B 断面)

- | | | |
|---|--|---|
|  : 岩盤 (Ⅱ層) |  : 埋戻土 |  : 評価対象構造物 |
|  : 岩盤 (Ⅲ層) |  : MMR、埋戻コンクリート |  : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
|  : 岩盤 (Ⅳ層) |  : 隣接構造物 |  : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
|  : 岩盤 (Ⅴ層) | |  : ジョイント要素 (無筋コンクリート-無筋コンクリート) |
| | |  : 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。

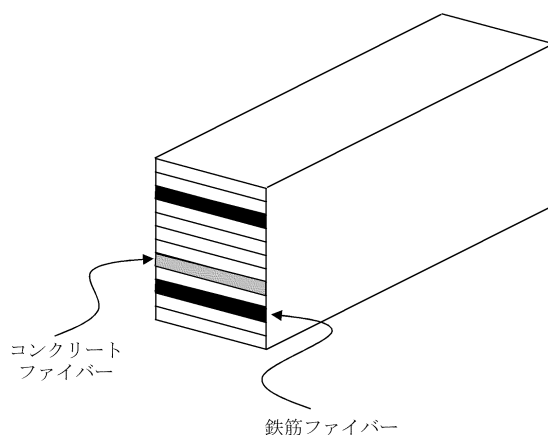
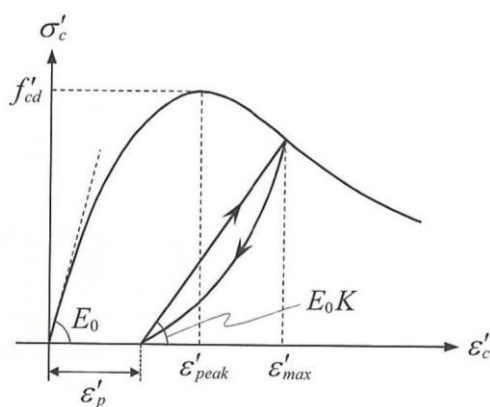
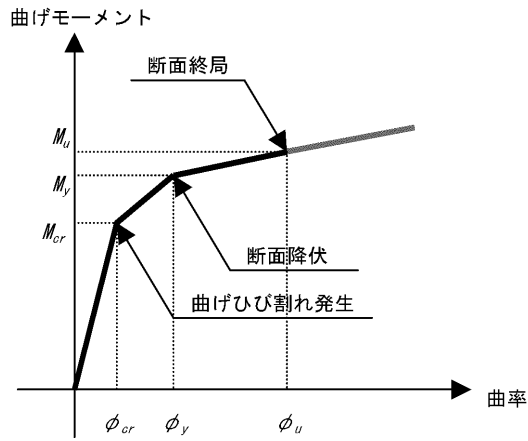


図 3-21 ファイバーモデルの概念図



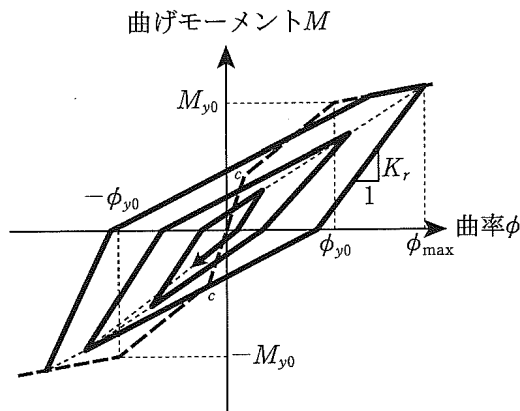
(「コンクリート標準示方書[設計編] (社) 土木学会, 2017 年制定)」より引用)

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)



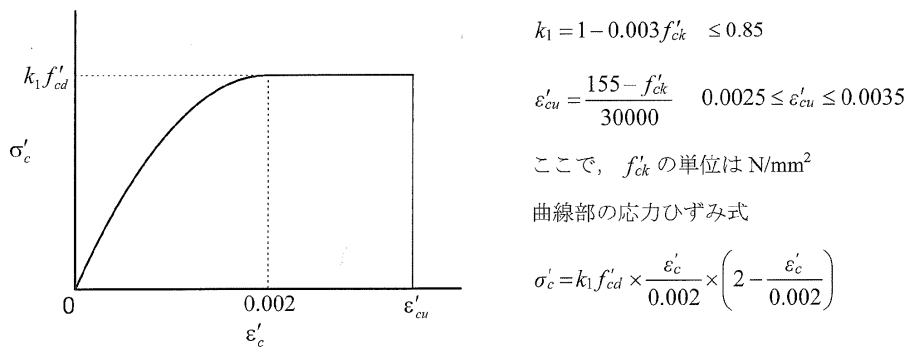
(土木学会マニュアル 2005 より引用)

図 3-23 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係



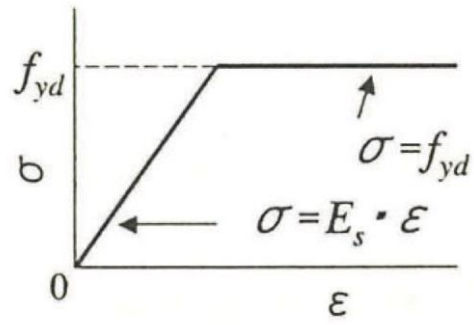
(「道路橋示方書 (V耐震設計編) ・同解説 (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より引用)

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

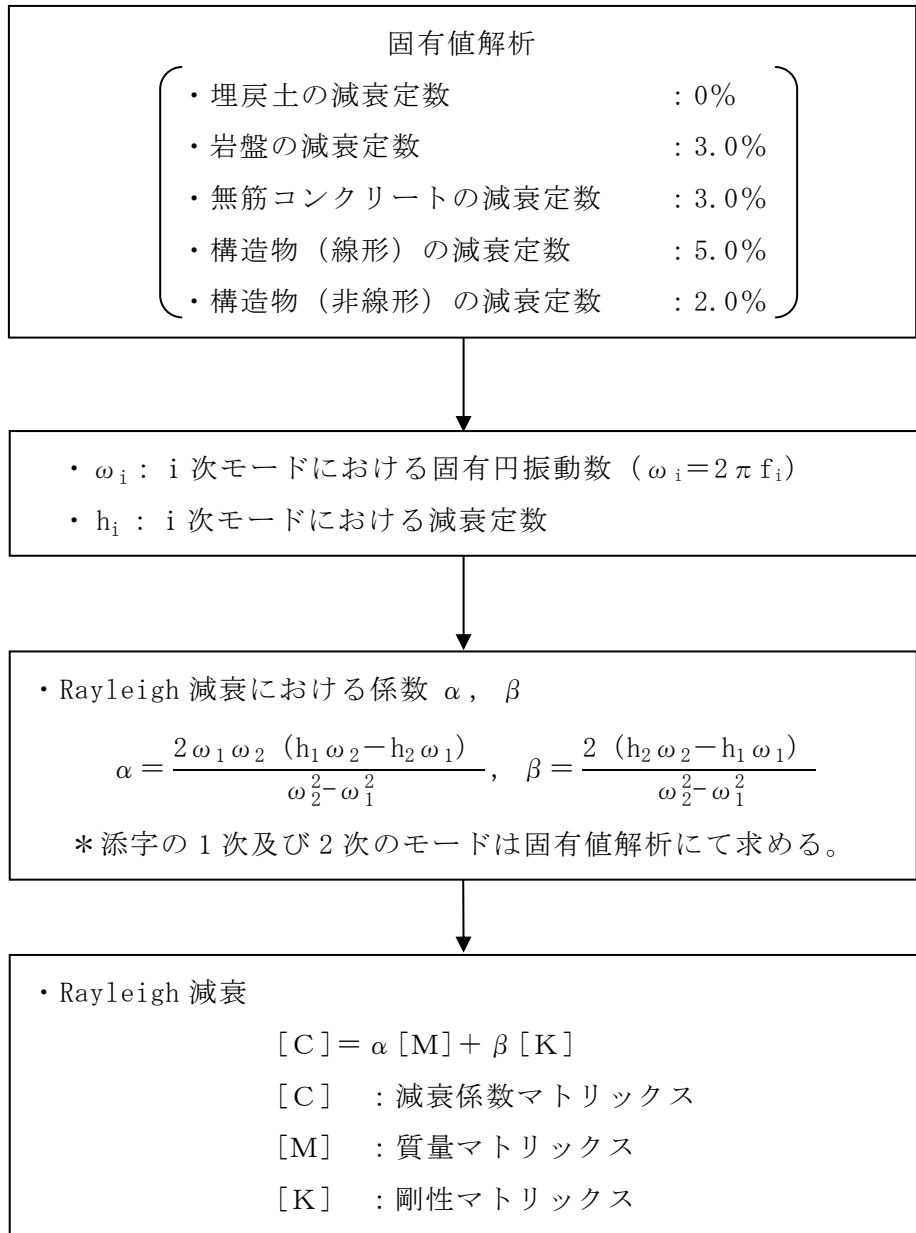


図 3-27 Rayleigh 減衰の設定フロー

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	7.708	71	0	29.90	1.45	1次として採用
2	12.370	8	2	-9.77	4.16	—
3	18.023	1	38	-3.44	22.09	—
4	19.084	0	12	-1.93	12.24	—
5	21.507	1	20	-3.61	-15.75	—
6	22.875	10	2	-11.14	-4.54	2次として採用
7	28.174	0	0	-3.04	0.53	—
8	30.252	1	0	3.10	-0.66	—
9	30.865	0	1	-1.55	-3.75	—
10	34.568	2	1	3.82	-3.37	—

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	11.095	79	0	31.70	0.00	1次として採用
2	28.158	16	0	-14.25	0.00	2次として採用
3	28.733	0	89	0.00	-33.57	—
4	30.784	0	0	0.00	-0.94	—
5	32.582	1	0	2.41	0.00	—
6	34.193	0	0	0.00	0.71	—
7	34.358	0	0	2.76	0.00	—
8	35.521	0	0	-0.95	0.00	—
9	37.156	0	0	0.00	0.36	—
10	39.037	0	0	0.22	0.00	—

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	2.476	64	0	279.60	10.00	1次として採用
2	3.519	3	4	59.25	-70.58	—
3	4.345	5	0	83.79	-4.83	—
4	4.766	2	0	-43.45	-1.42	—
5	5.111	3	18	-56.19	148.40	—
6	5.179	4	17	-74.78	-143.60	2次として採用
7	5.568	1	2	26.39	-54.47	—
8	5.907	0	1	6.56	-28.58	—
9	6.275	0	0	-28.15	-12.34	—
10	6.554	0	27	1.68	180.70	—

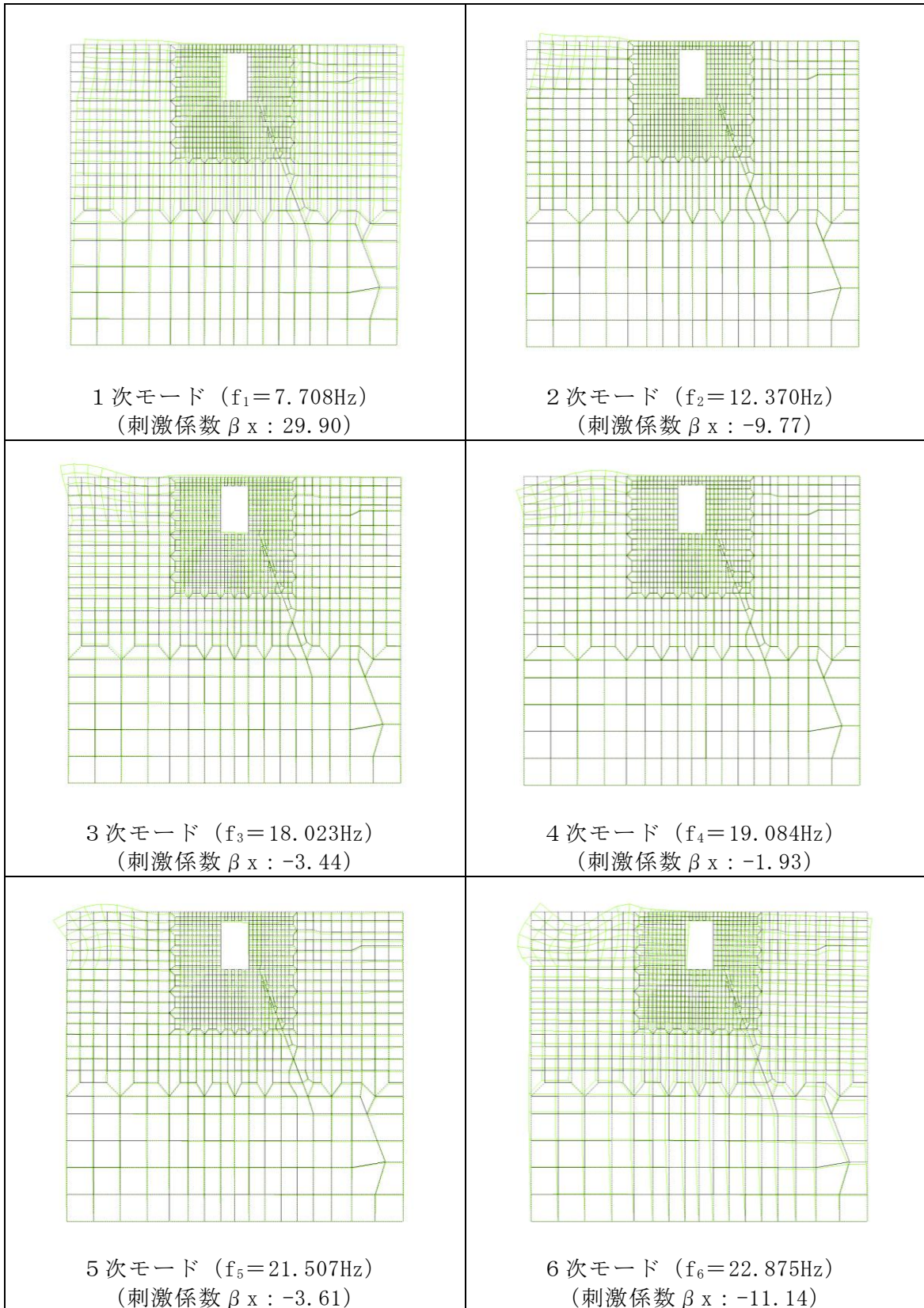


図 3-28(1) 固有値解析結果 (モード図, A-A断面)

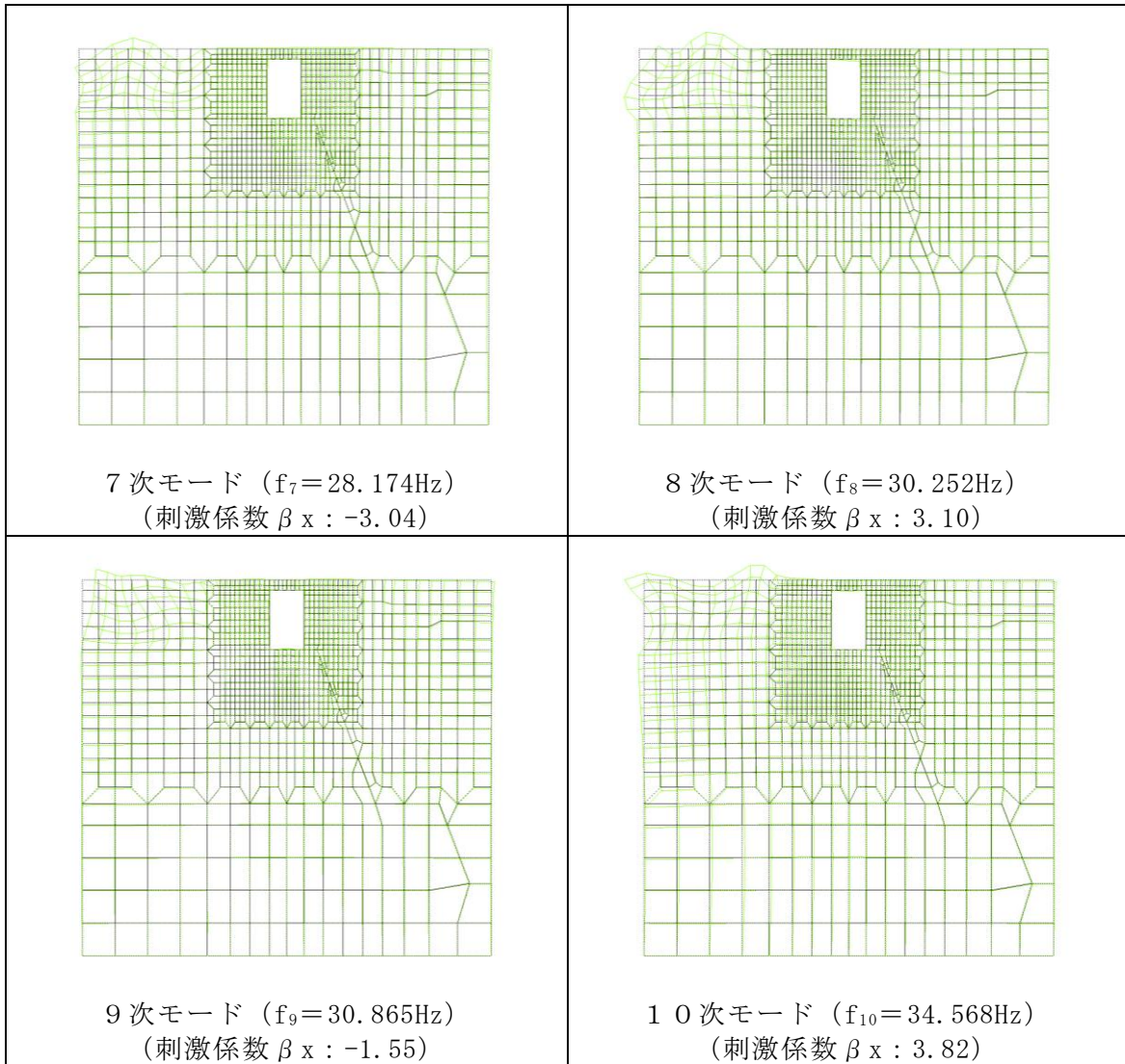


図 3-28(2) 固有値解析結果 (モード図, A-A断面)

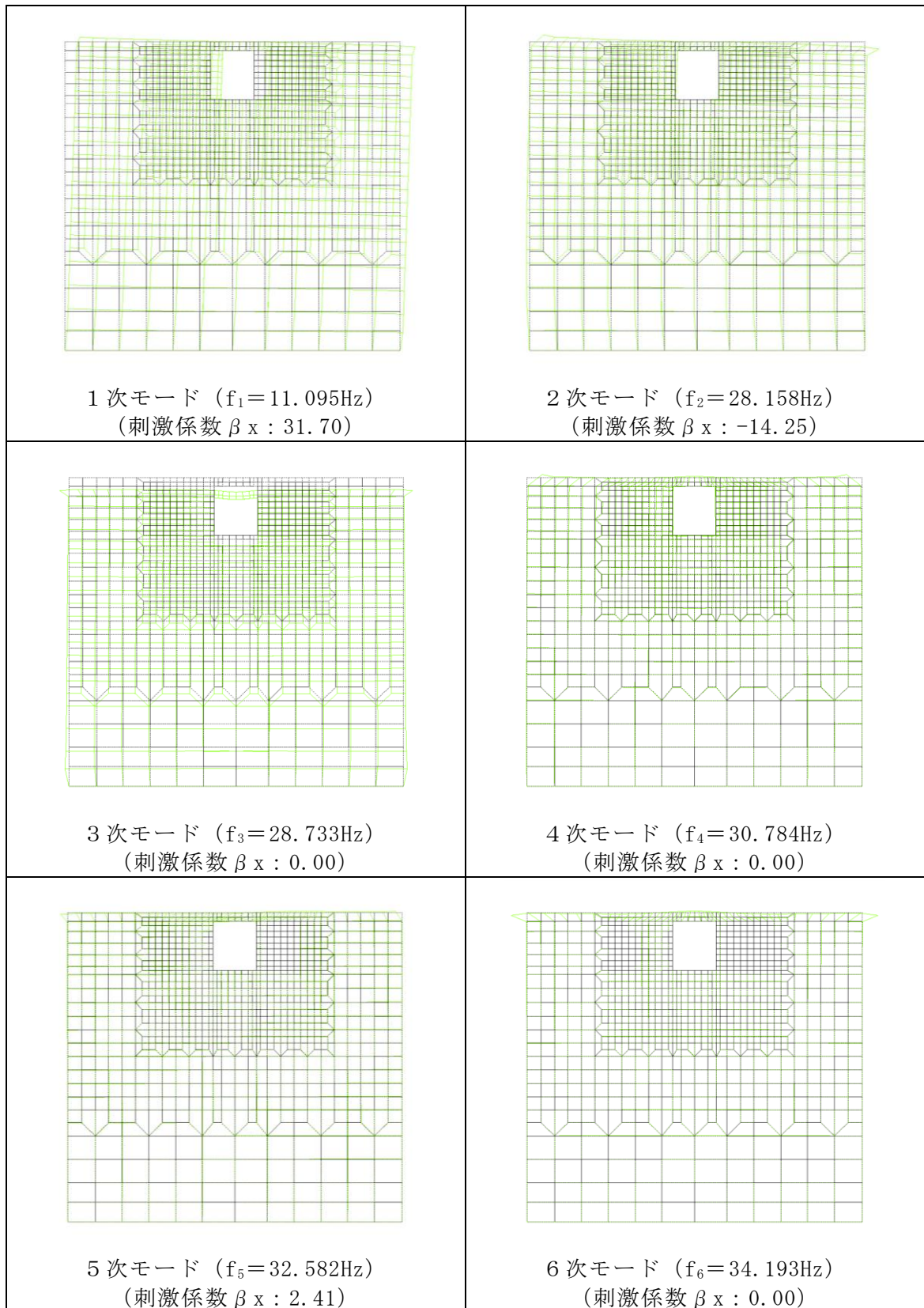


図 3-29(1) 固有値解析結果 (モード図, B-B 断面)

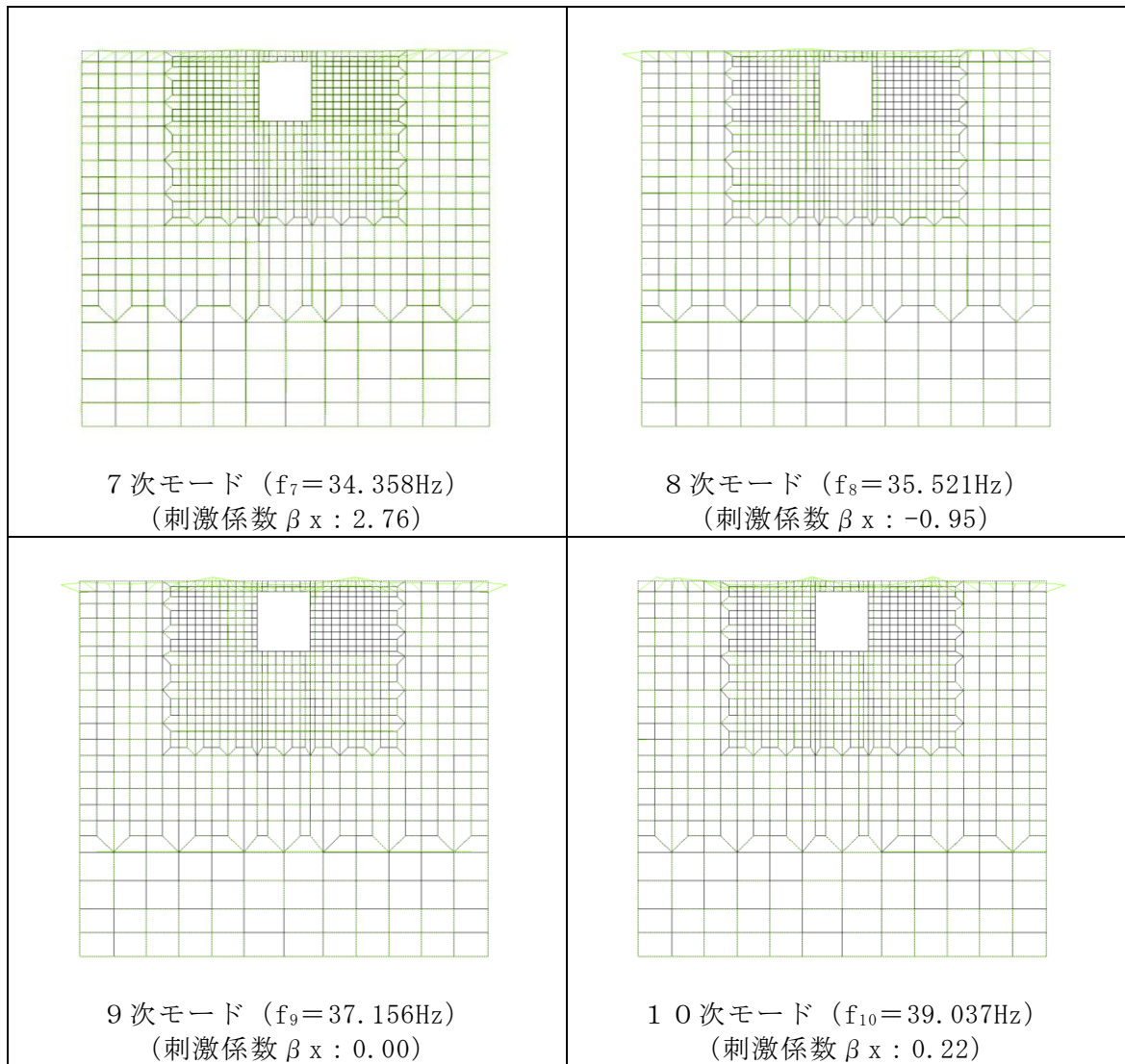


図 3-29(2) 固有値解析結果 (モード図, B-B断面)

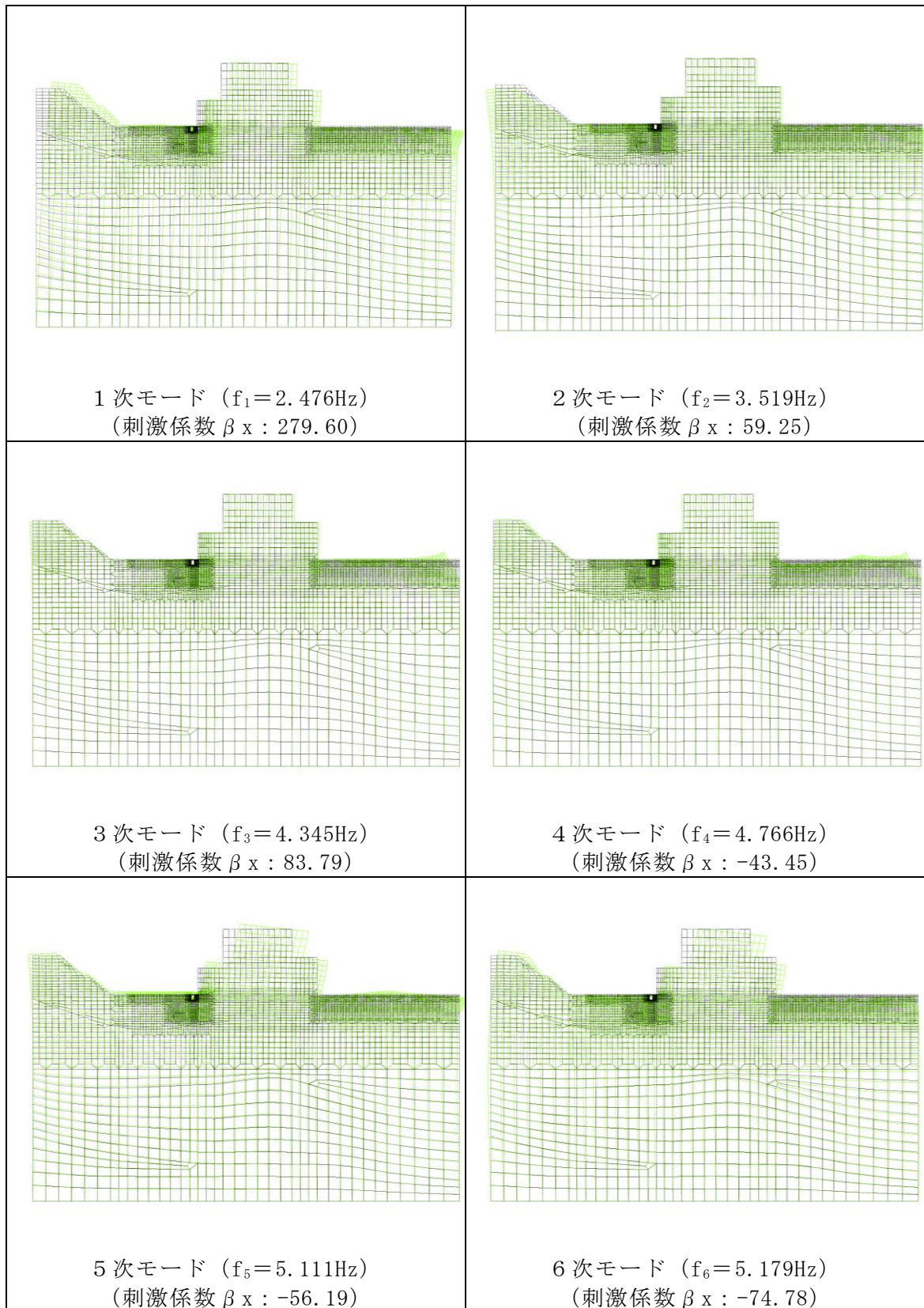


図 3-30(1) 固有値解析結果 (モード図, C-C断面)

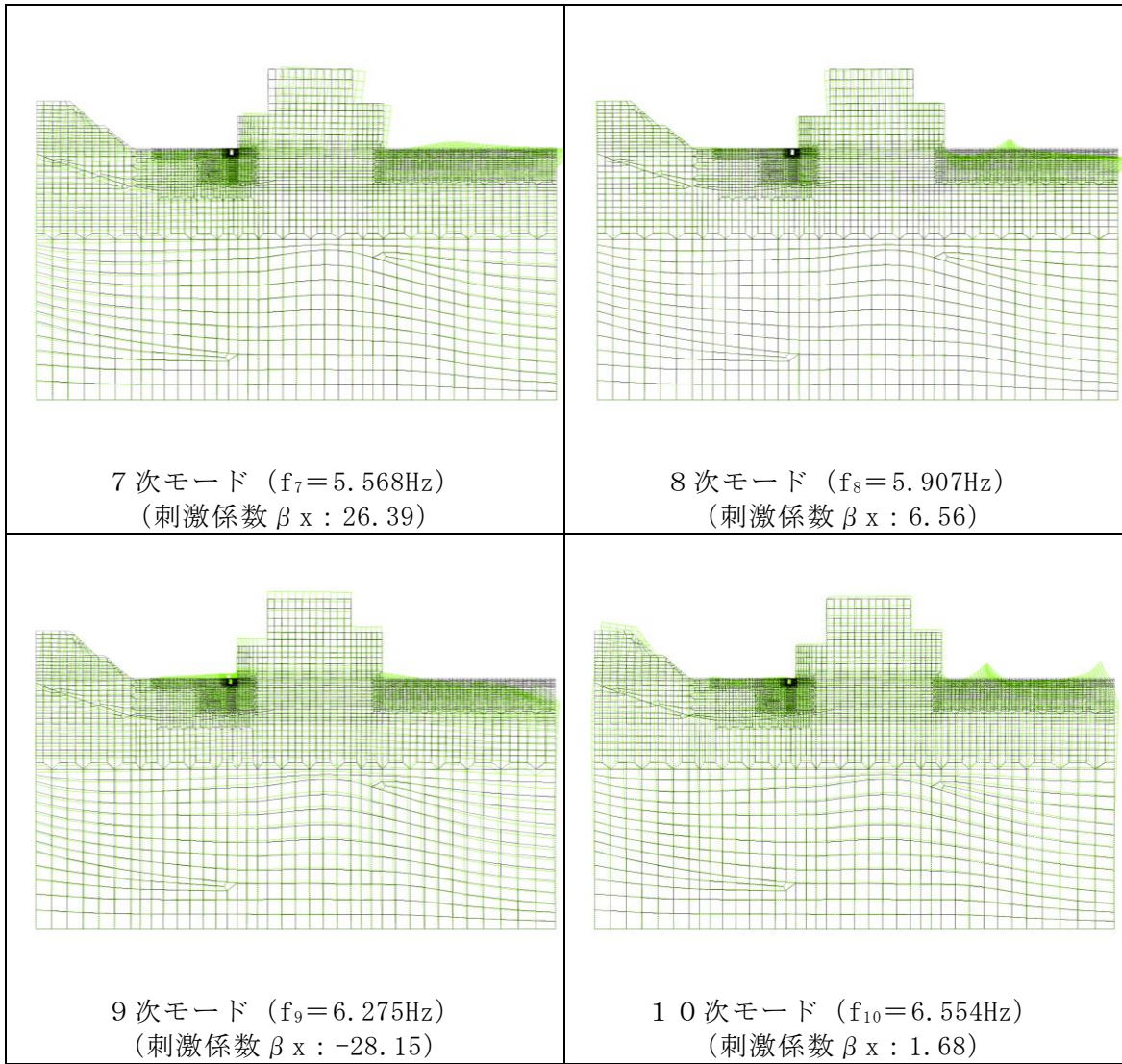


図 3-30(2) 固有値解析結果 (モード図, C-C断面)

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		2.155	2.167×10^{-4}
B - B 断面		3.227	1.900×10^{-4}
C - C 断面	全応力解析	5.754×10^{-1}	1.433×10^{-3}

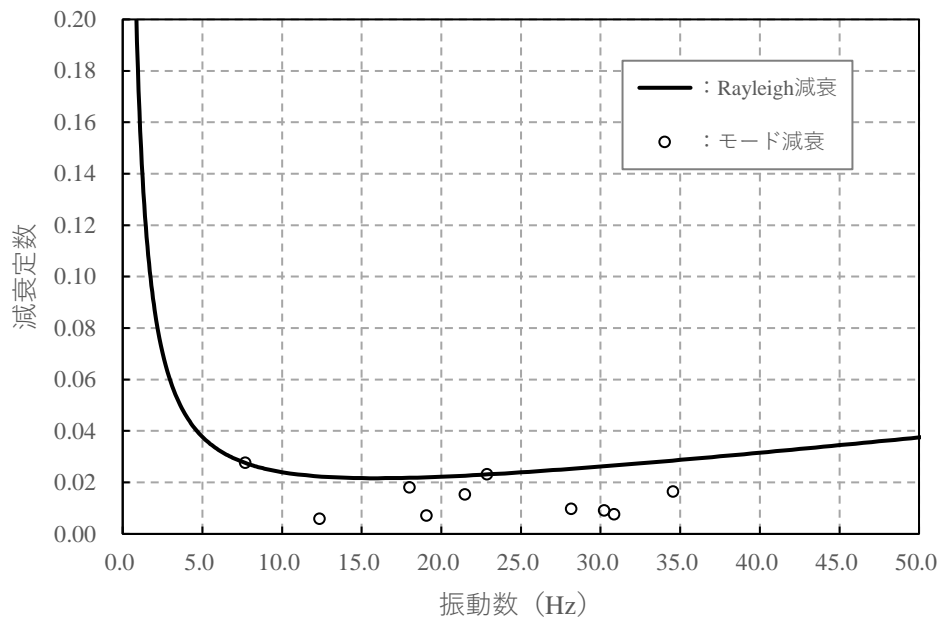


図 3-31 設定した Rayleigh 減衰 (A - A 断面)

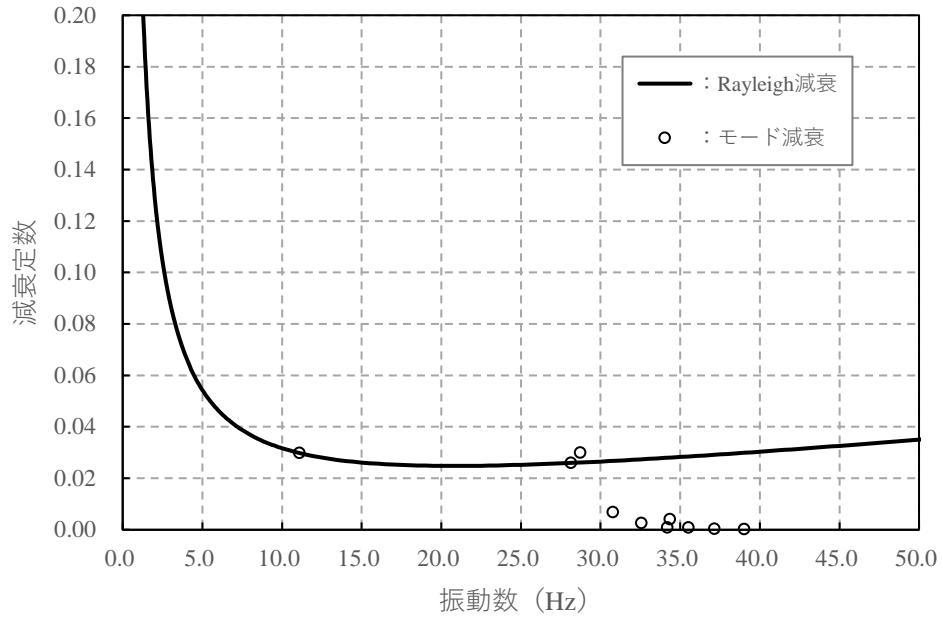


図 3-32 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面)

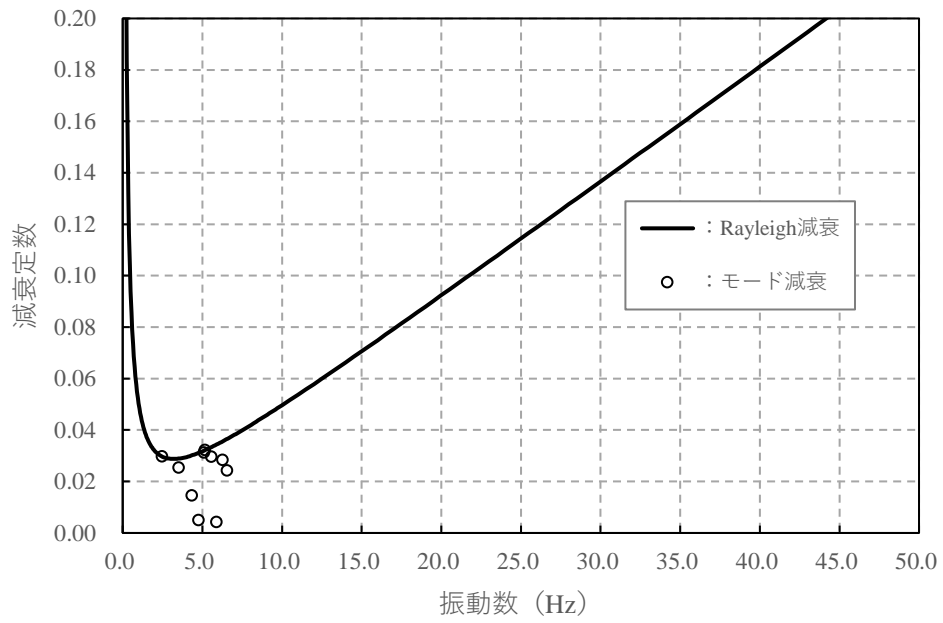


図 3-33 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面)

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、永久荷重（常時荷重）及び偶発荷重（地震荷重）を抽出し、それぞれを組合せて設定する。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。

地震時に屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、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 3-10 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

地震時に屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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。

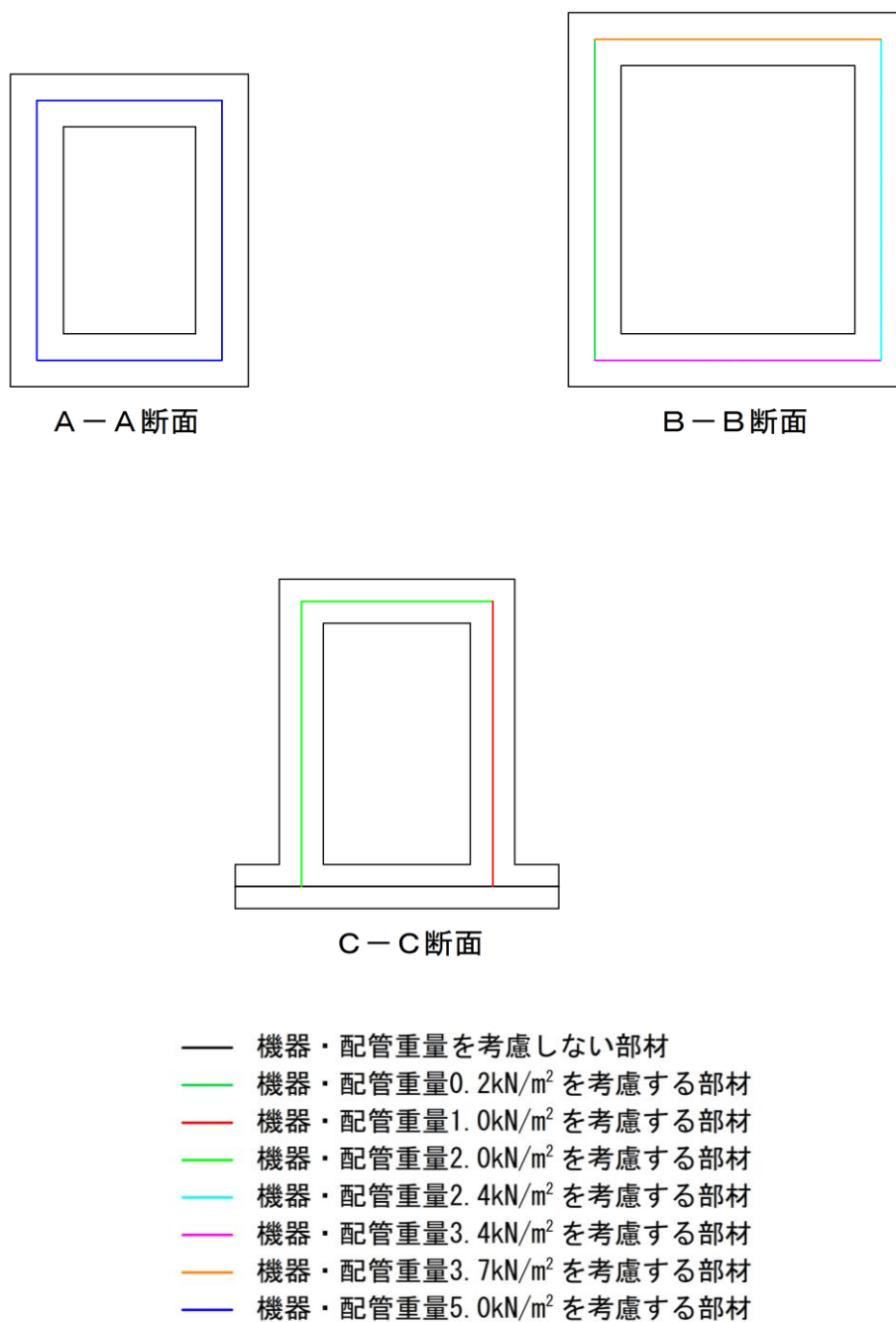


図3-34 解析用機器・配管荷重図

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

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）は、MMR上に設置され、A-A断面及びB-B断面の側面には埋戻コンクリートが分布している。また、周辺には埋戻土のような動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しておらず、主にC_M級及びC_H級岩盤が分布していることから、これらの地盤が地震時の構造物への応答に大きく影響を与えると判断し、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±1.0×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 + 1 σ
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1 σ

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 + 1 σ	平均値
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1 σ	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 + 1 σ	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 及び表 3-14 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（表 3-13 に示すケース①及び表 3-14 に示すケース④）を実施する。基本ケースにおいて、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（表 3-13 に示すケース②及び③及び表 3-14 に示すケース⑤～⑧）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（表 3-13 に示すケース②及び③及び表 3-14 に示すケース⑤～⑧）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。

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)	$S_s - D$	++* ¹	○	
		-+* ¹	○* ²	
		+-* ¹	○	
		--* ¹	○* ²	
	$S_s - F 1$	++* ¹	○	
	$S_s - F 2$	++* ¹	○	
	$S_s - N 1$	++* ¹	○	
		-+* ¹	○* ²	
	$S_s - N 2$ (NS)	++* ¹	○	
		-+* ¹	○* ²	
$S_s - N 2$ (EW)	++* ¹	○		
	-+* ¹	○* ²		

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、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*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：B-B 断面については、解析モデルが左右対称であり、水平動の位相反転による解析結果への影響はないと考えられることから実施しない。

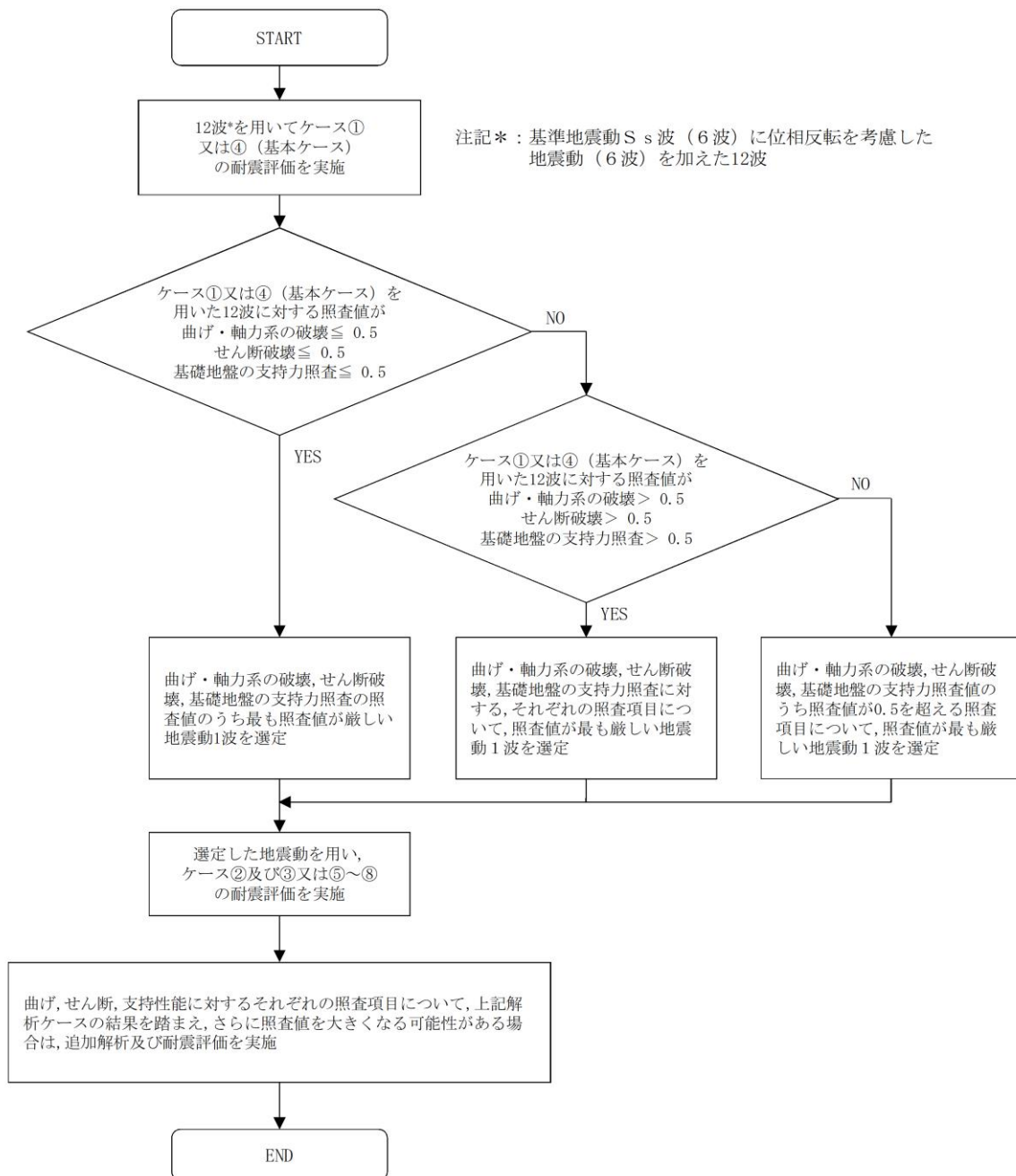


図 3-35 追加解析を実施する地震動の選定フロー

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 3-15 に示すケース②及び③及び表 3-16 に示すケース⑤及び⑥）。

表 3-15 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 + 1 σ	
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1 σ	
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 3-16 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 + 1 σ	平均値	
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値	
ケース⑧	全応力解析	平均値 + 1 σ	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する。また、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 3-15 に示すケース⑨及び表 3-16 に示すケース⑪）。

A-A断面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。

B-B断面及びC-C断面におけるコンクリート実強度は、同時期に施工された屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）のコア採取による圧縮強度試験結果を使用する。

ヤング係数は実強度に対応する値をコンクリート標準示方書 2002 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 3-17 に示す。

表 3-17 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)	備考
36.1	29.8	A-A 断面
33.0	28.9	B-B 断面及び C-C 断面

(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 3-15 に示すケース⑩並びに表 3-16 に示すケース⑫）。

(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 波を用いて表 3-18 及び表 3-19 に示す解析ケースを実施する。

弾性設計用地震動による機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースについては、表 3-20 及び表 3-21 に示す解析ケース①～③並びに④～⑥及び⑧について、弾性設計用地震動 S_d 全波（7 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（9 波）を加えた全 16 波を用いて解析を行う。

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
(基準地震動 S s , 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	ケース④	ケース⑩
	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	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	平均値
S s - D	++*1	○	○	○	△*3
	-+*1	○*2	○*2	○*2	-
	+-*1	○	○	○	-
	--*1	○*2	○*2	○*2	-
S s - F 1	++*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
S s - N 1	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○*2	○*2	○*2	-
S s - N 2 (NS)	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○*2	○*2	○*2	-
S s - N 2 (EW)	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○*2	○*2	○*2	-

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：B-B断面については，解析モデルが左右対称であり，水平動の位相反転による解析結果への影響はないと考えられることから実施しない。

*3：△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 3-19 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース
(基準地震動 S_s , C-C断面)

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 (+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	地盤物性のばらつき (+1 σ)を考慮して非液状化の 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+1 σ	平均値-1 σ	平均値+1 σ	平均値	平均値
地震動 (位相)	++*1	○	○	○	○	Δ^{*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: Δ 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。

表 3-20 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

(弾性設計用地震動 S d , 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 (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	
地震動 (位相)	S d - D	++*1	○	○	○
		-+*1	○*2	○*2	○*2
		+ -*1	○	○	○
		--*1	○*2	○*2	○*2
	S d - F 1	++*1	○	○	○
	S d - F 2	++*1	○	○	○
	S d - N 1	++*1	○	○	○
		-+*1	○*2	○*2	○*2
	S d - N 2 (NS)	++*1	○	○	○
		-+*1	○*2	○*2	○*2
	S d - N 2 (EW)	++*1	○	○	○
		-+*1	○*2	○*2	○*2
	S d - 1	++*1	○	○	○
		-+*1	○*2	○*2	○*2
		+ -*1	○	○	○
		--*1	○*2	○*2	○*2

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：B-B断面については，解析モデルが左右対称であり，水平動の位相反転による解析結果への影響はないと考えられることから実施しない。

表 3-21 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース
(弾性設計用地震動 S d, C-C 断面)

解析ケース		ケース④	ケース⑤	ケース⑥	ケース⑧	
		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	非液化化の条 件を仮定した 解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値 + 1σ	
地震動 (位相)	S d - D	++*	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○
		+ -*	○	○	○	○
		--*	○	○	○	○
	S d - F 1	++*	○	○	○	○
	S d - F 2	++*	○	○	○	○
	S d - N 1	++*	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○
	S d - N 2 (NS)	++*	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○
	S d - N 2 (EW)	++*	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○
	S d - 1	++*	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○
		+ -*	○	○	○	○
		--*	○	○	○	○

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。

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 及び弾性設計用地震動 S_d 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。

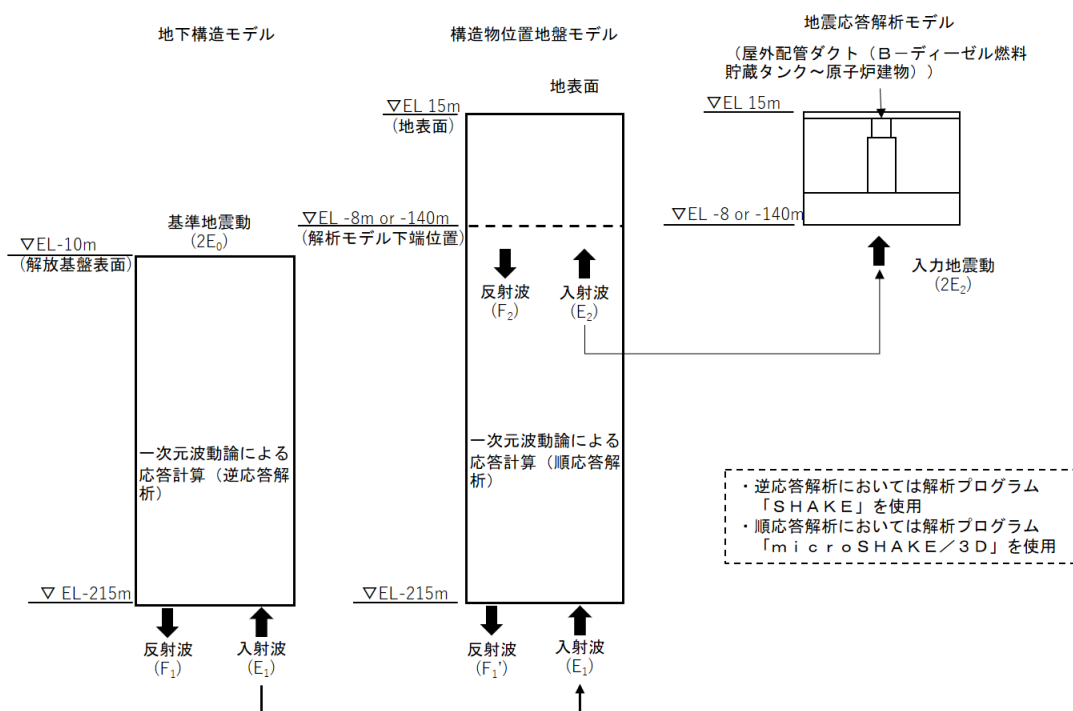
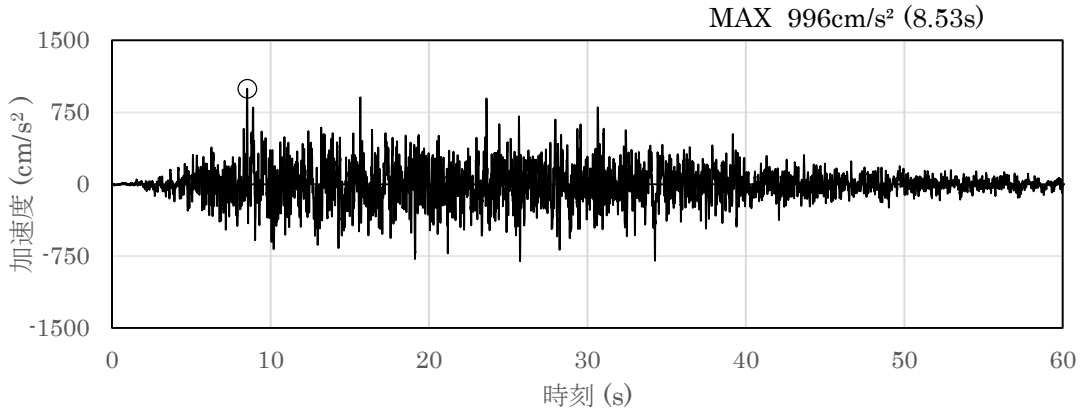


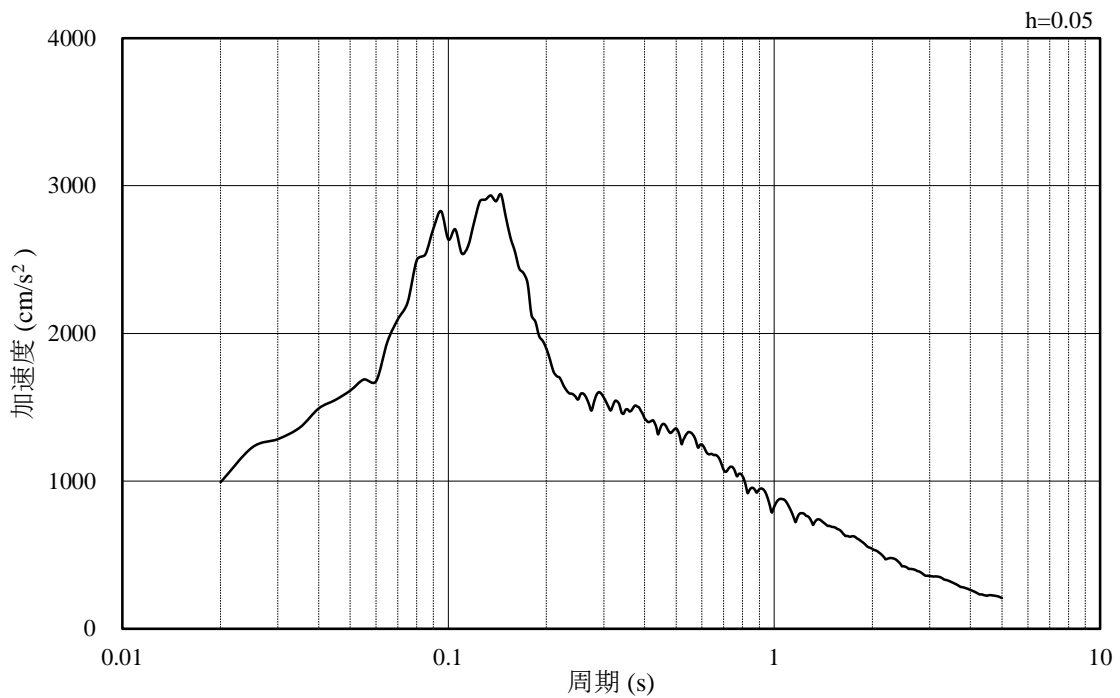
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 A-A断面及びB-B断面の入力地震動

図4-2～図4-35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。

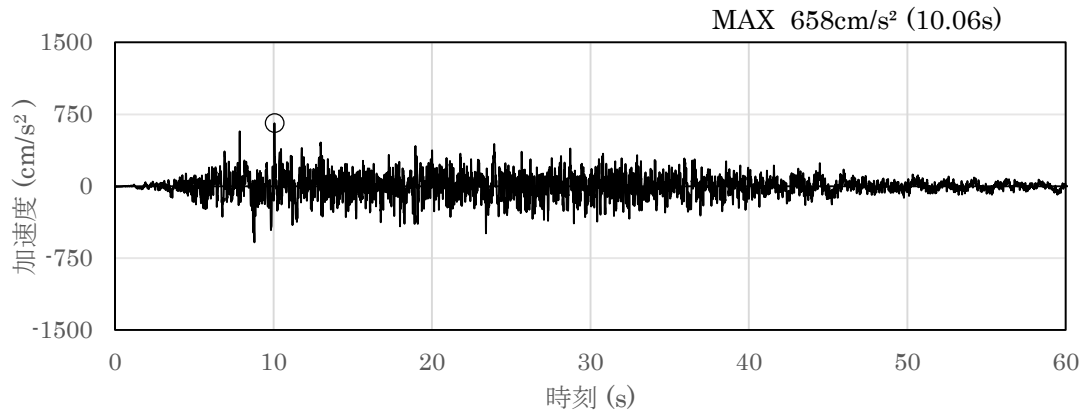


(a) 加速度時刻歴波形

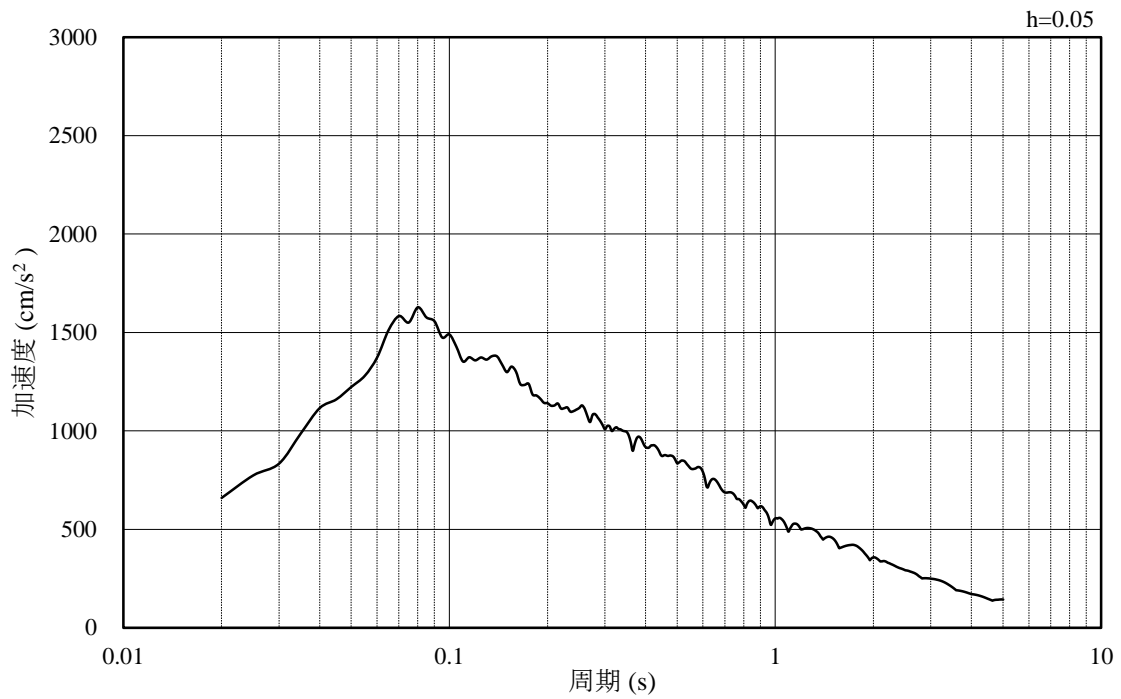


(b) 加速度応答スペクトル

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-8.0m)

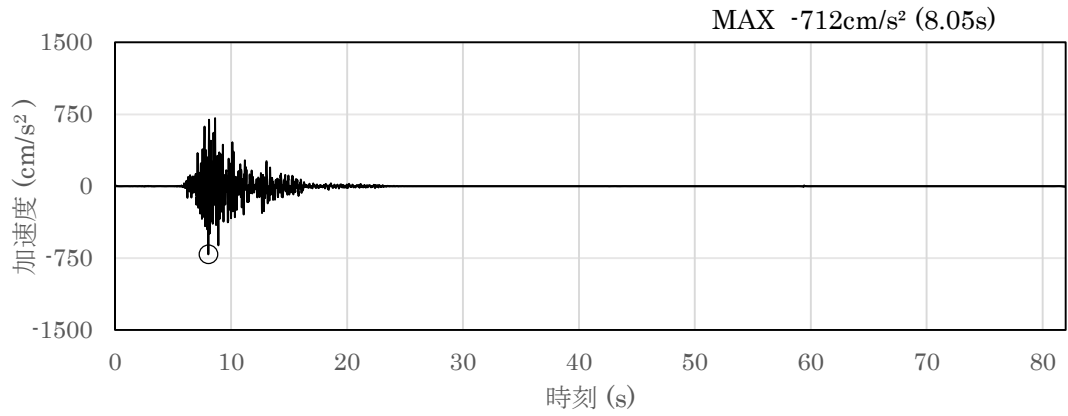


(a) 加速度時刻歴波形

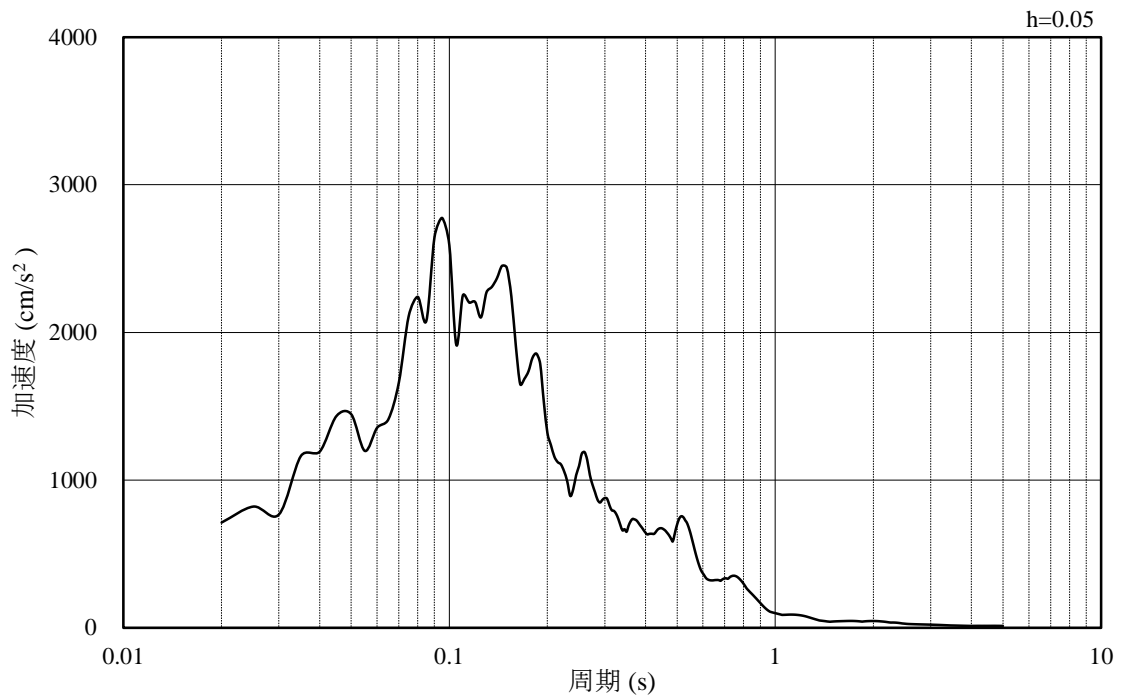


(b) 加速度応答スペクトル

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-8.0m)

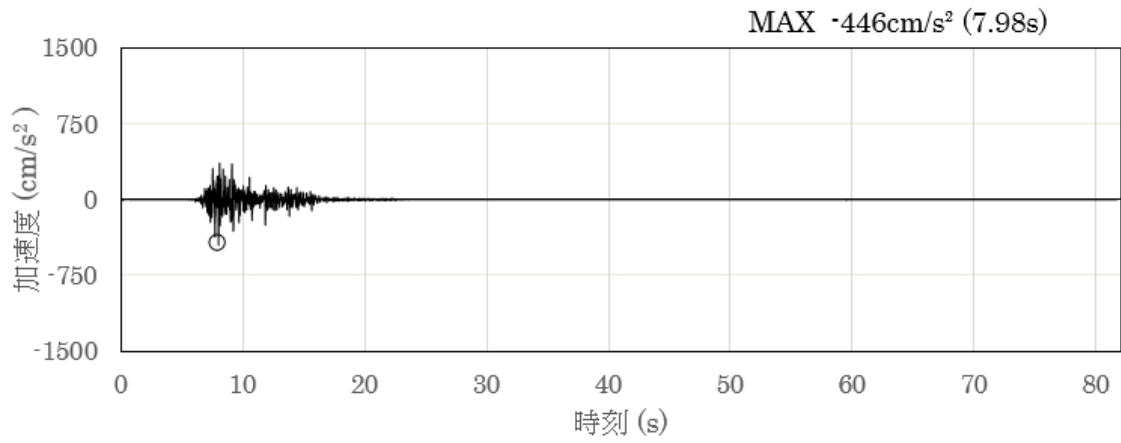


(a) 加速度時刻歴波形

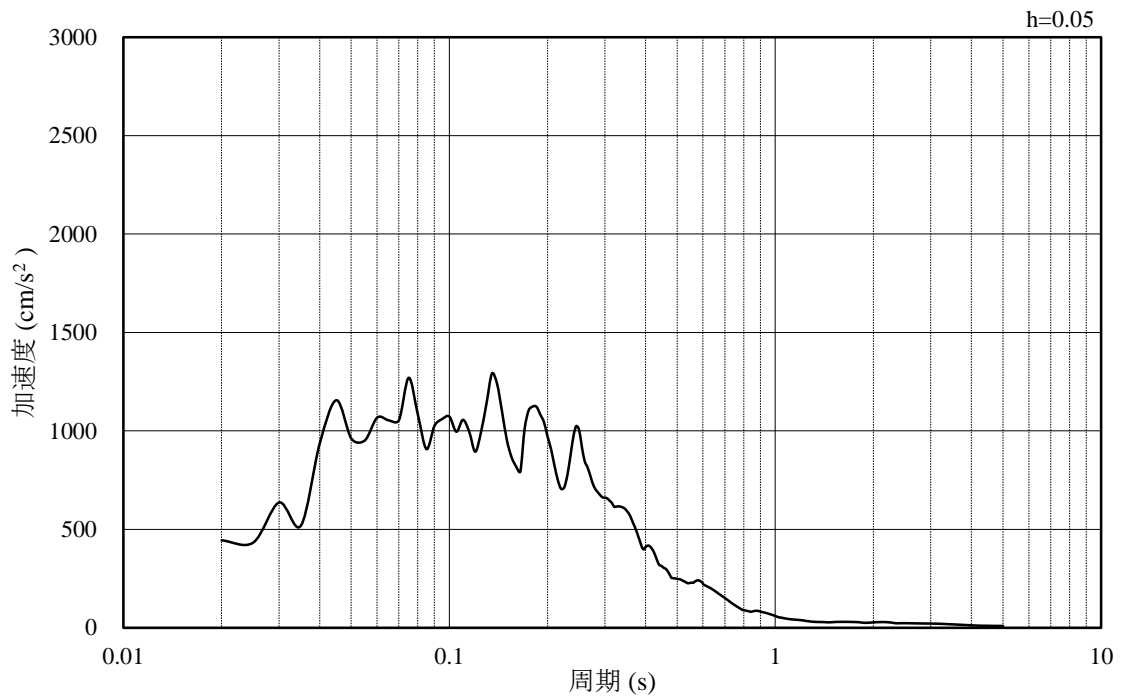


(b) 加速度応答スペクトル

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 (N S), EL-8.0m)

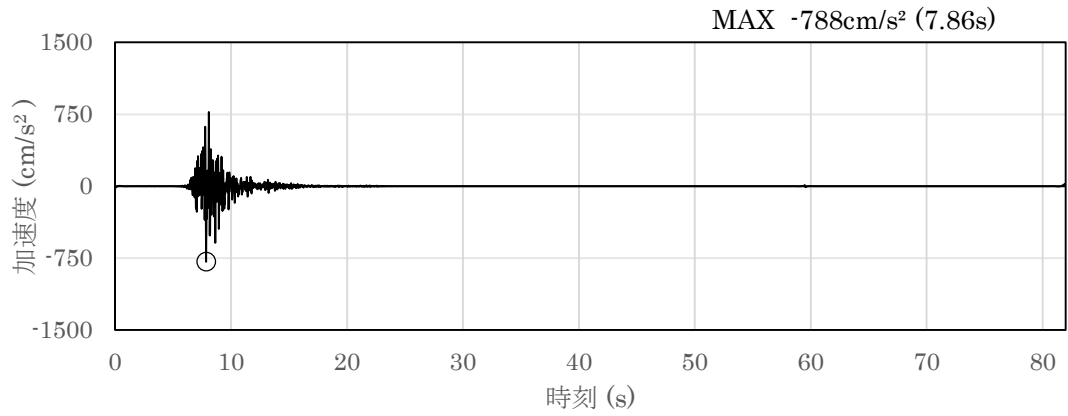


(a) 加速度時刻歴波形

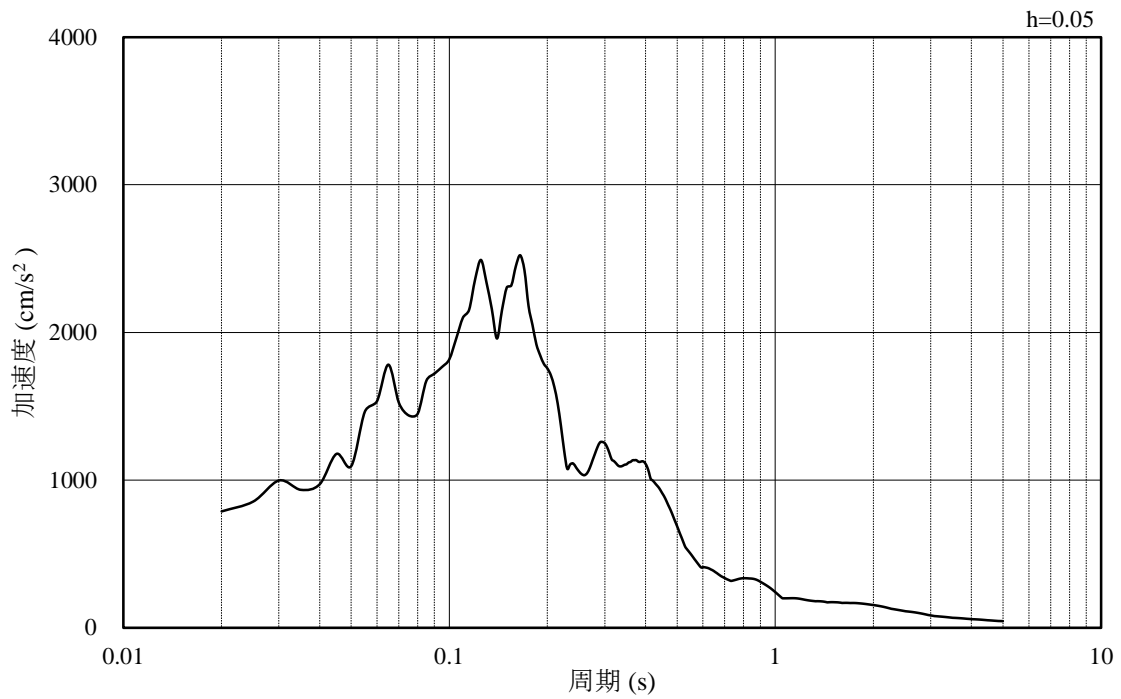


(b) 加速度応答スペクトル

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 (N S), EL-8.0m)

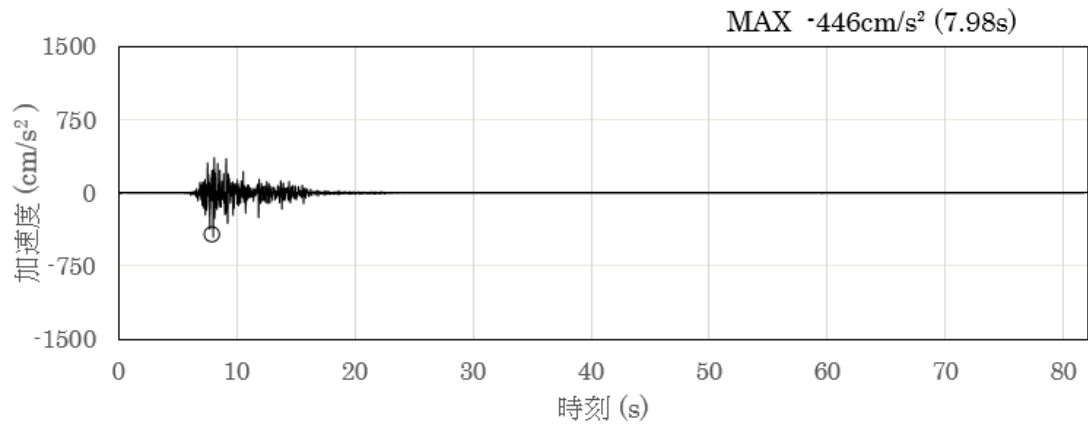


(a) 加速度時刻歴波形

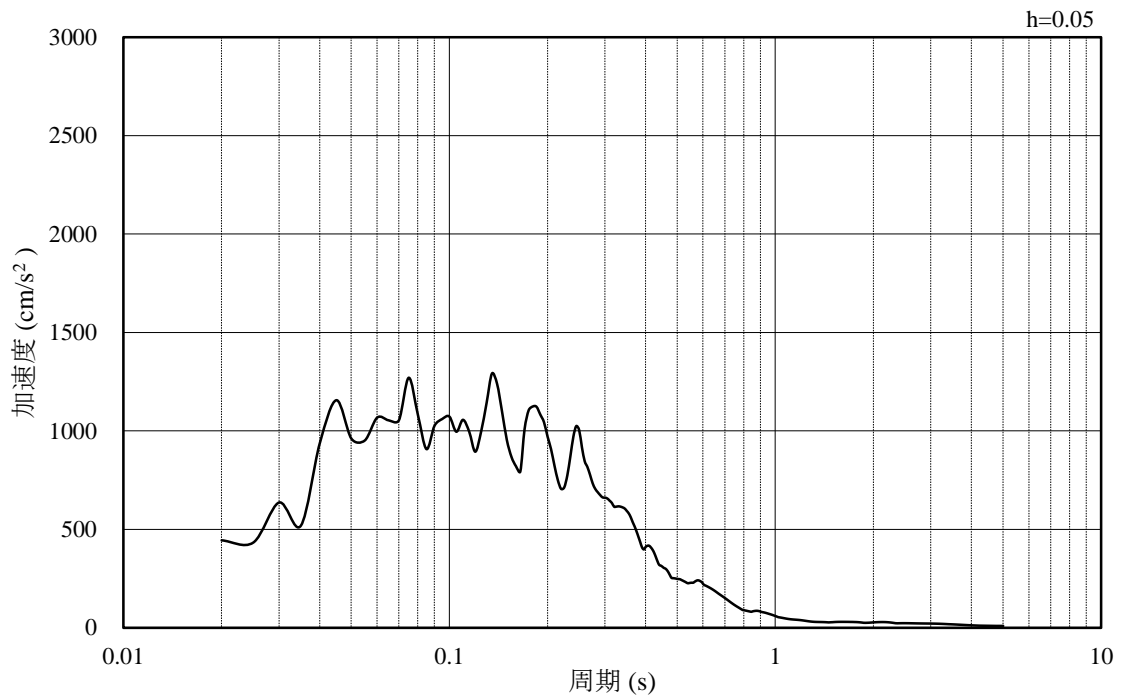


(b) 加速度応答スペクトル

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 1 (E W), EL-8.0m)

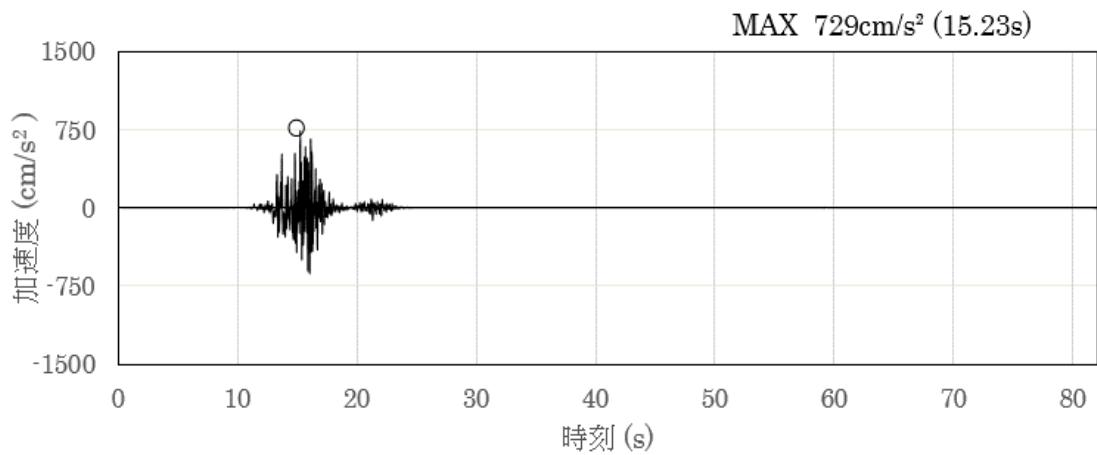


(a) 加速度時刻歴波形

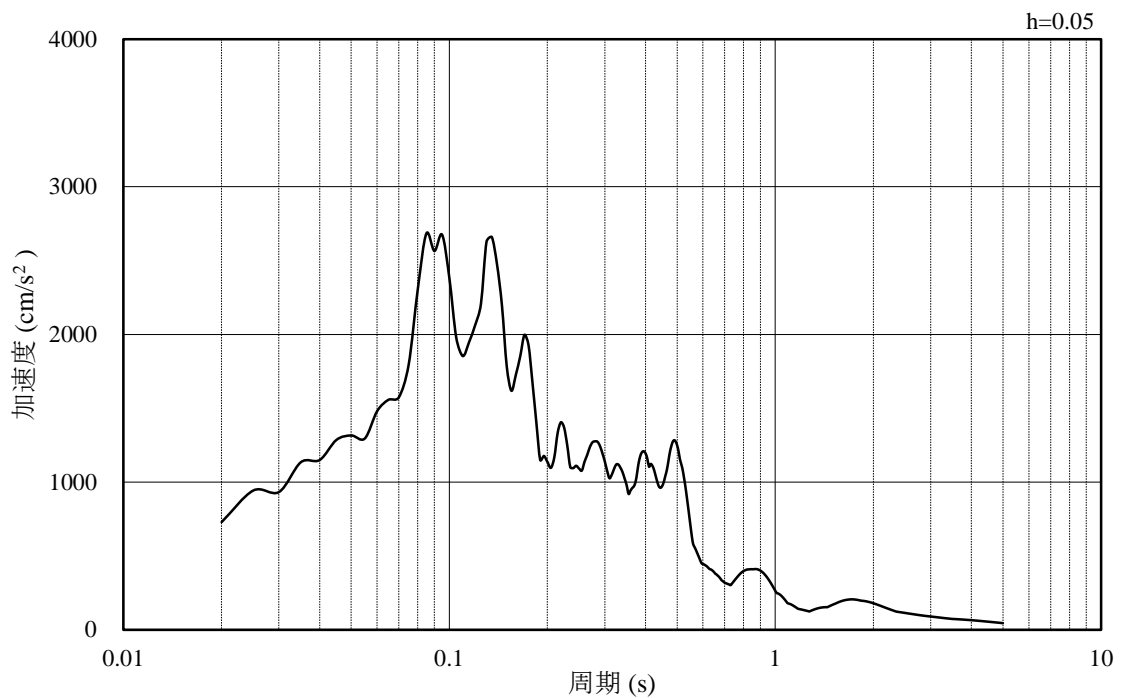


(b) 加速度応答スペクトル

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 1 (E W), EL-8.0m)

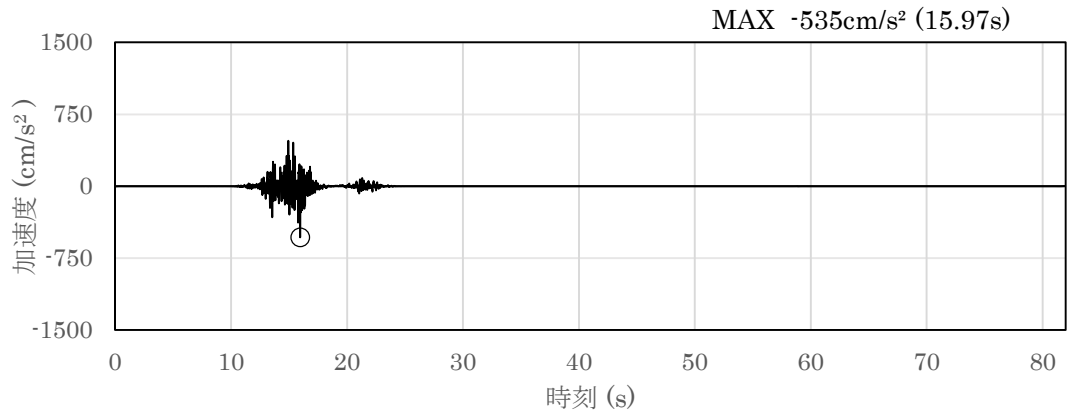


(a) 加速度時刻歴波形

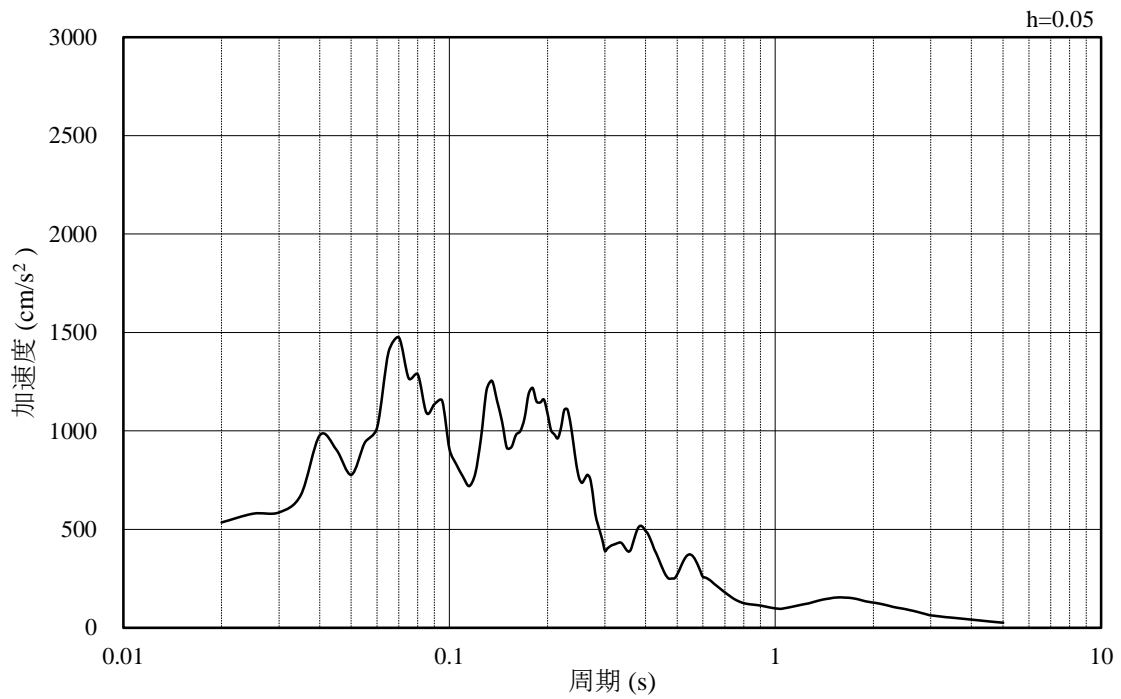


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 2 (N S), EL-8.0m)

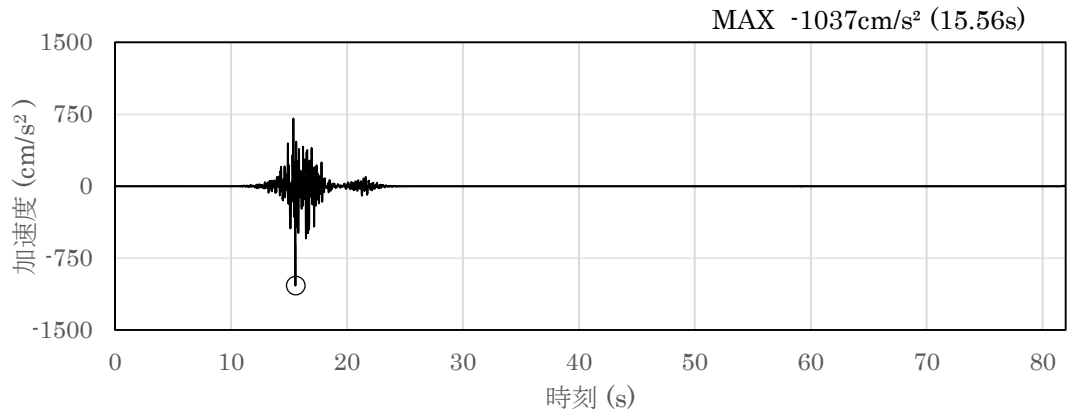


(a) 加速度時刻歴波形

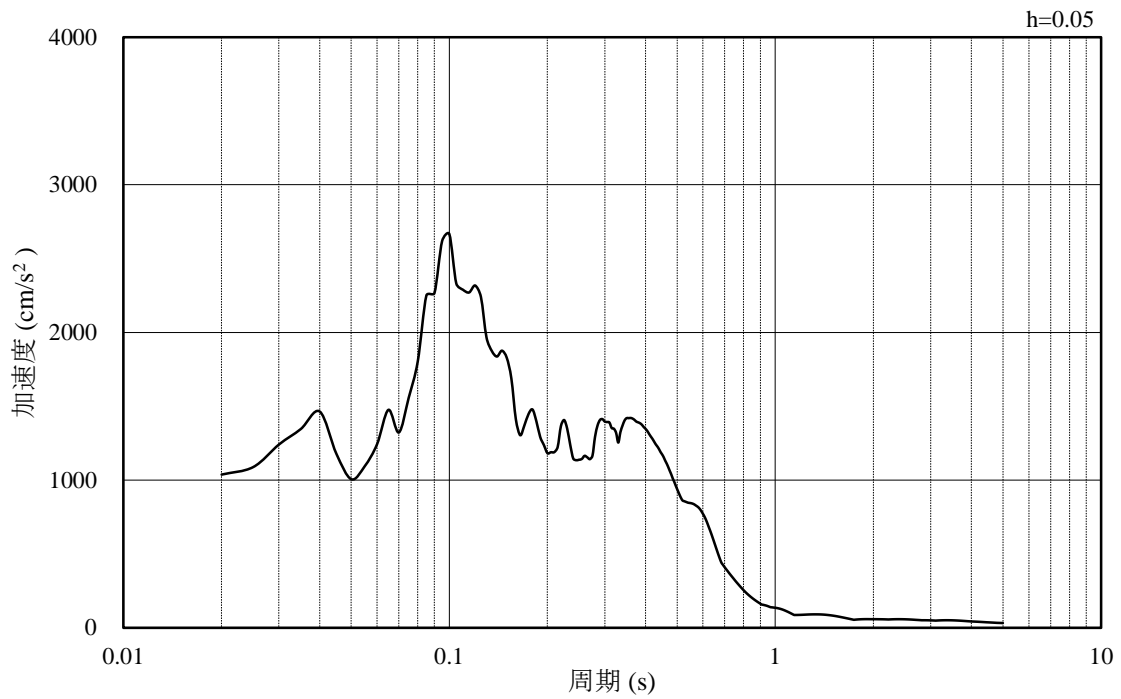


(b) 加速度応答スペクトル

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-F2 (NS), EL-8.0m)

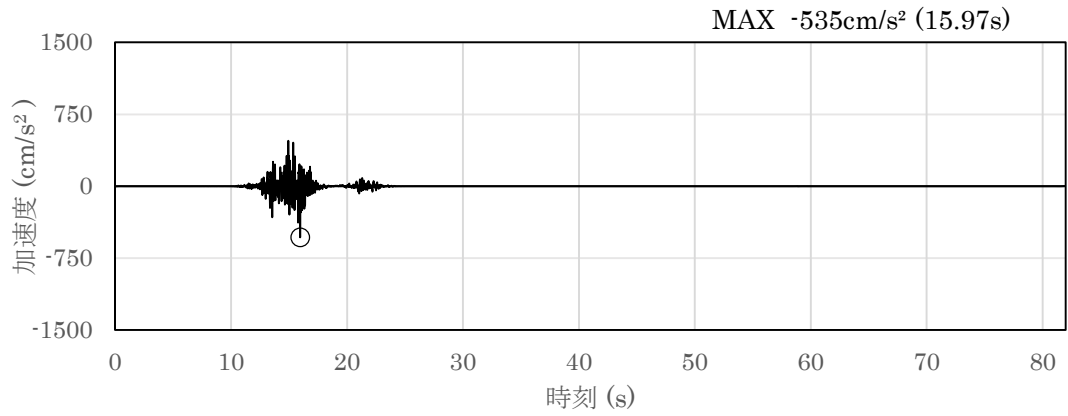


(a) 加速度時刻歴波形

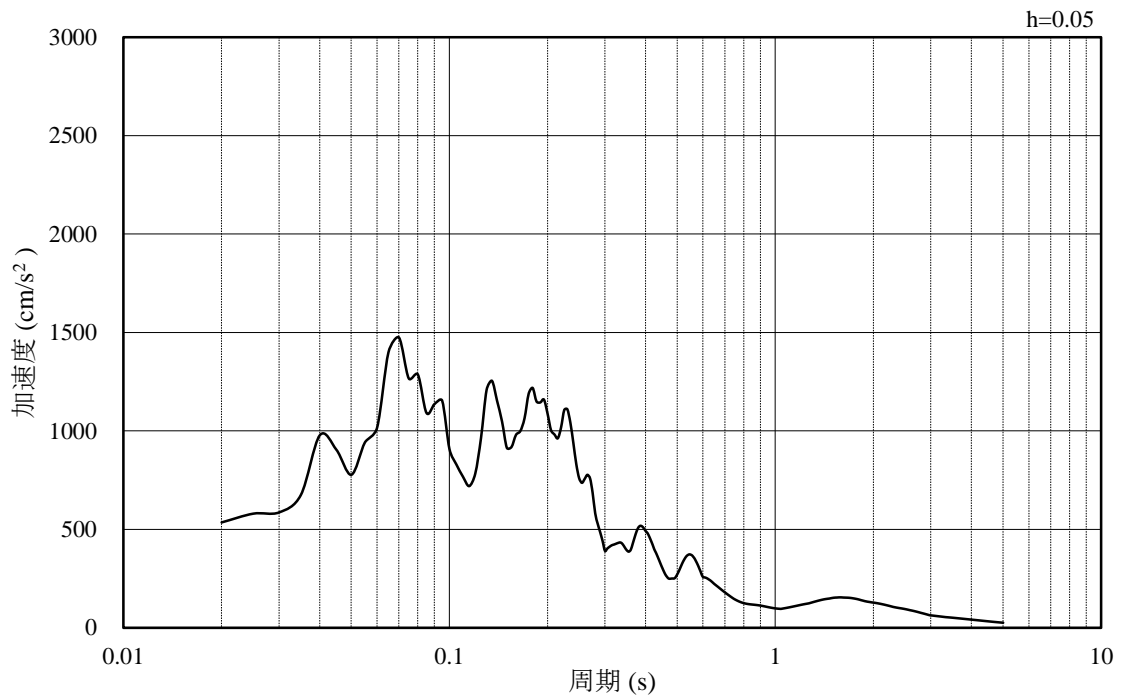


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 2 (E W), EL-8.0m)

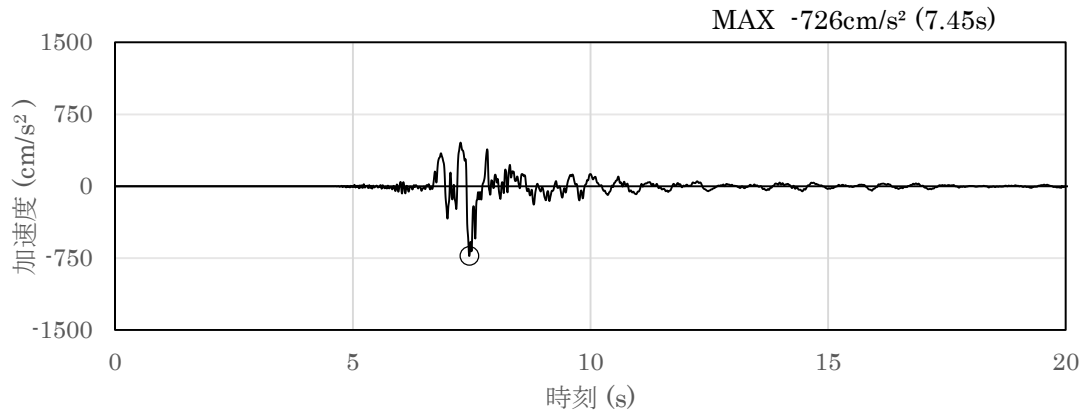


(a) 加速度時刻歴波形

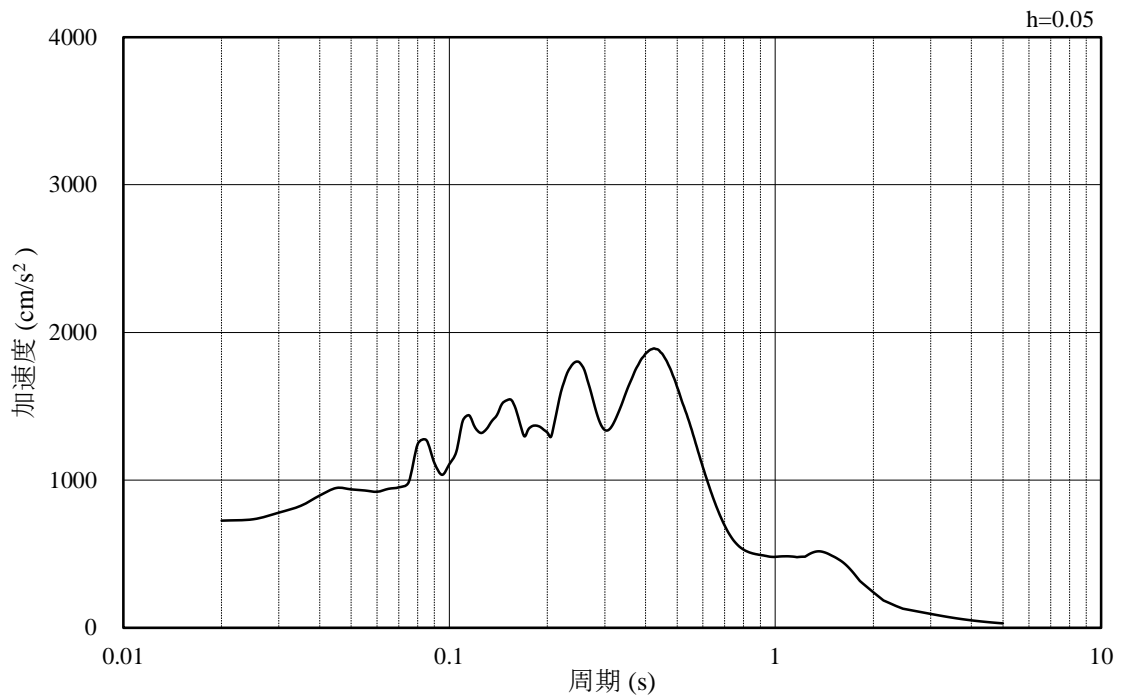


(b) 加速度応答スペクトル

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-F2 (EW), EL-8.0m)

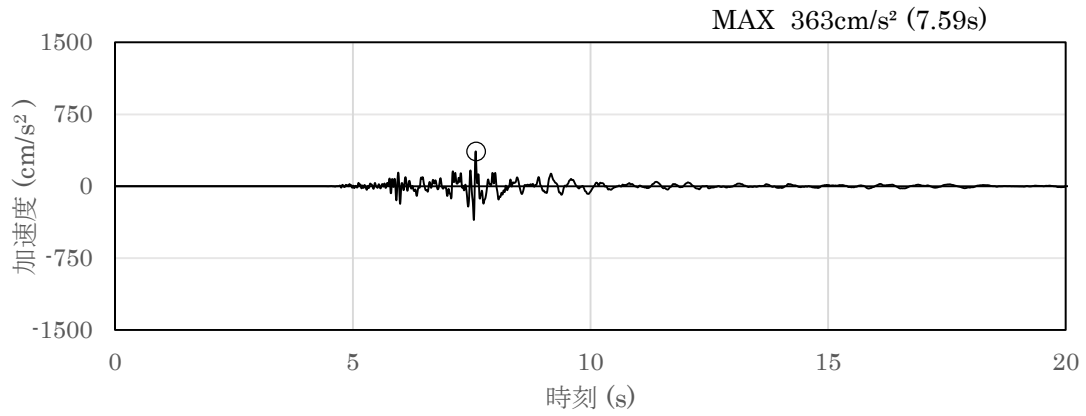


(a) 加速度時刻歴波形

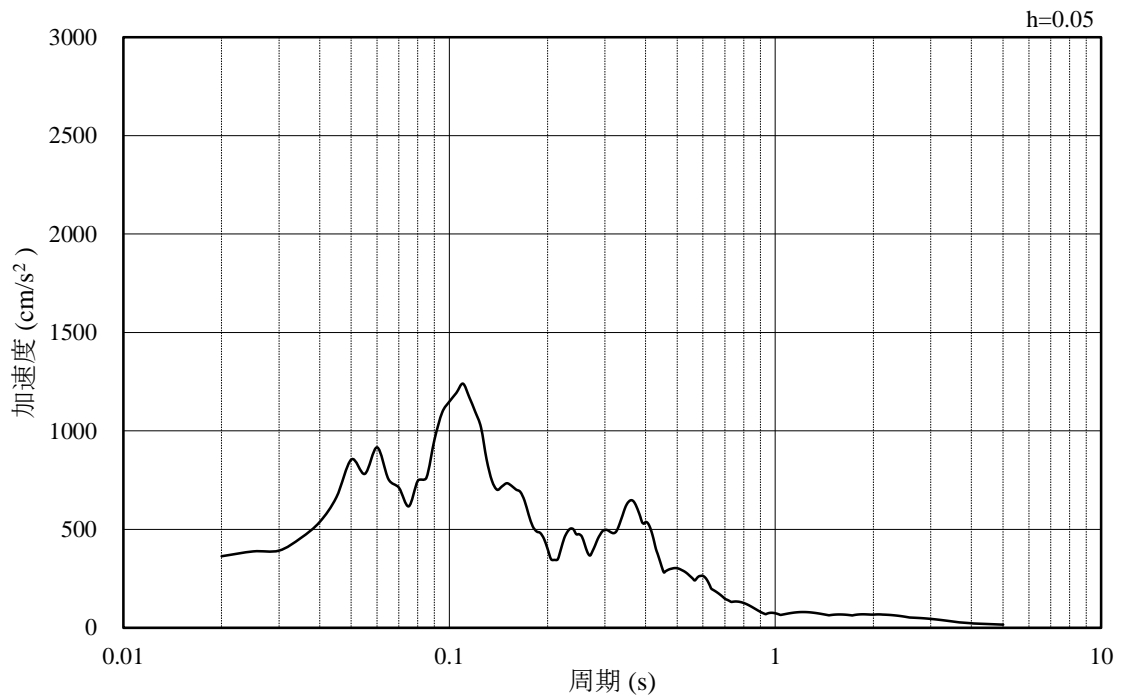


(b) 加速度応答スペクトル

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 1, EL-8.0m)

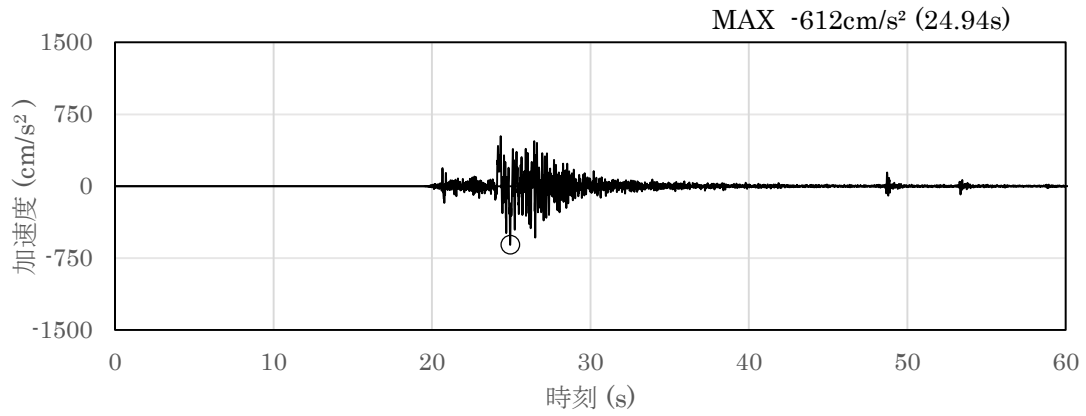


(a) 加速度時刻歴波形

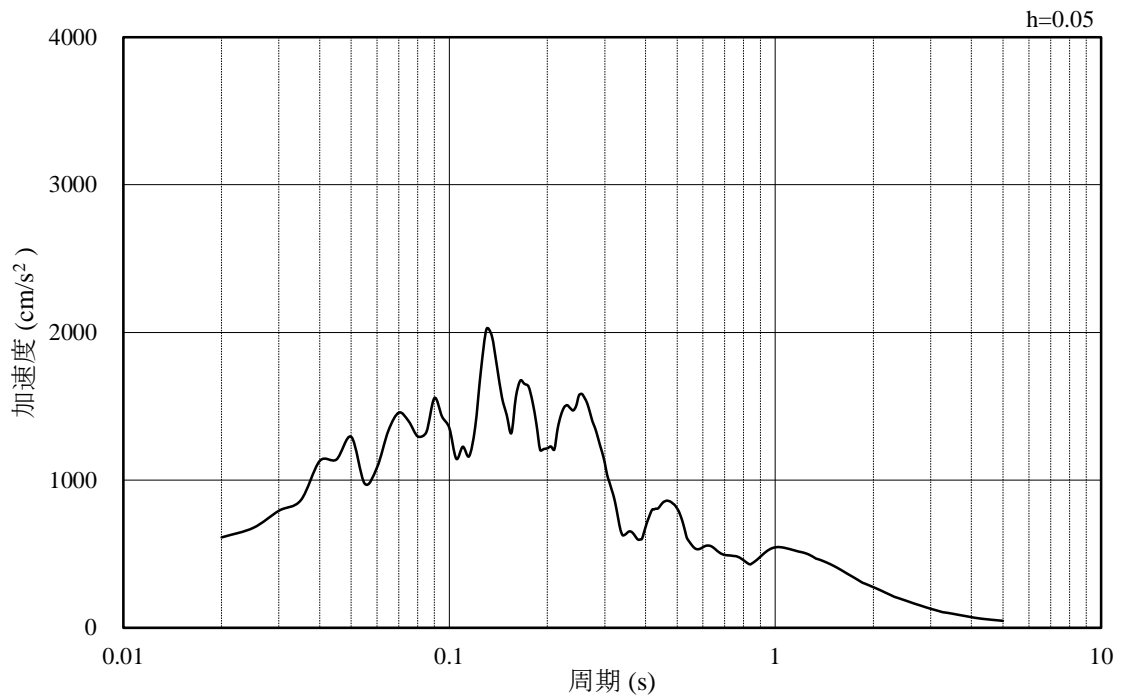


(b) 加速度応答スペクトル

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 1, EL-8.0m)

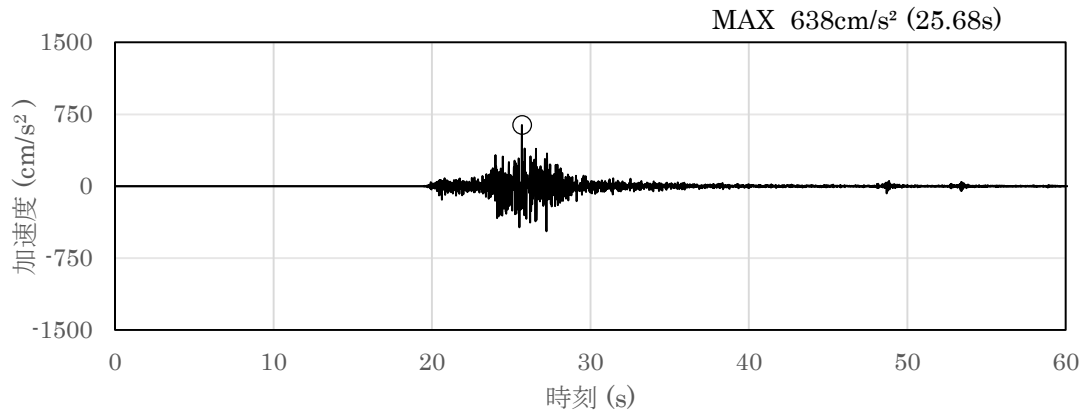


(a) 加速度時刻歴波形

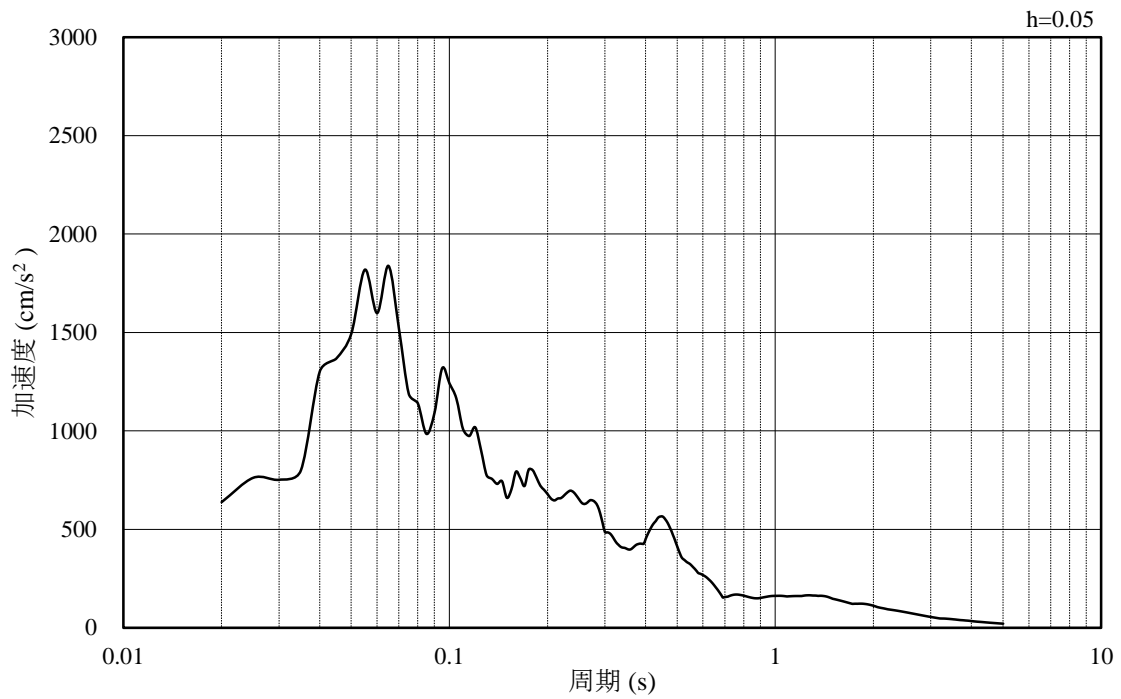


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2 (N S), EL-8.0m)

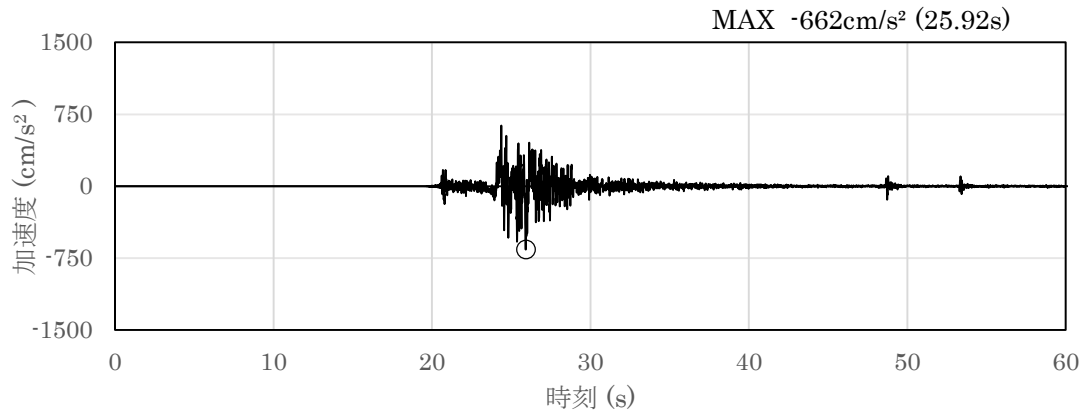


(a) 加速度時刻歴波形

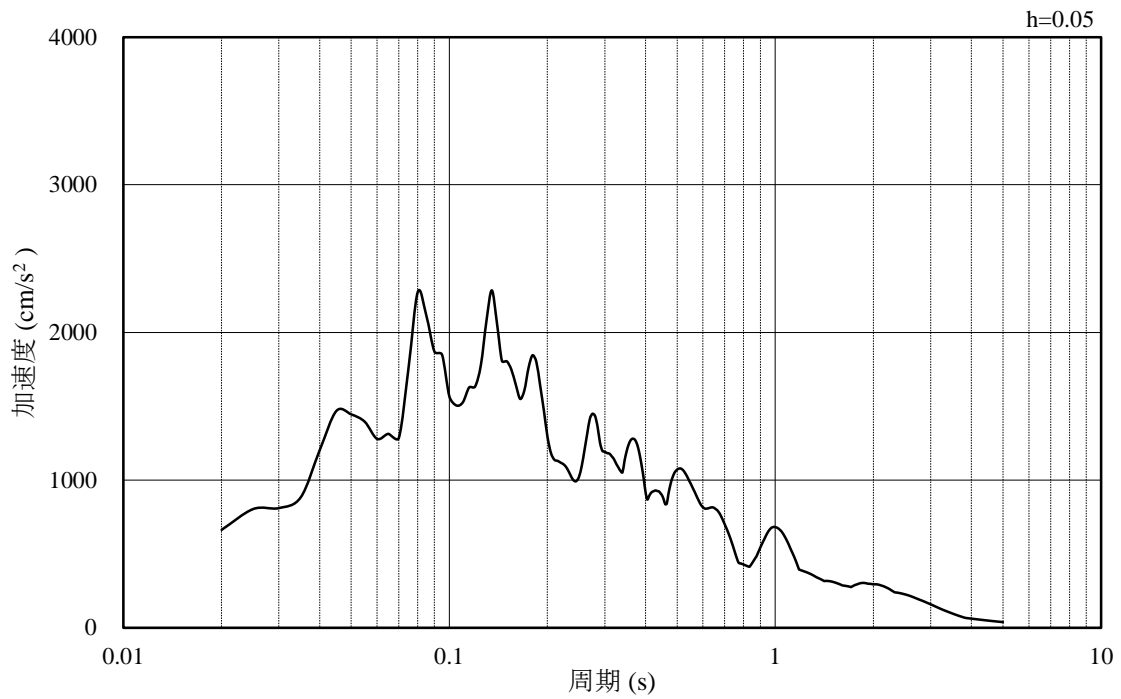


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2 (N S), EL-8.0m)

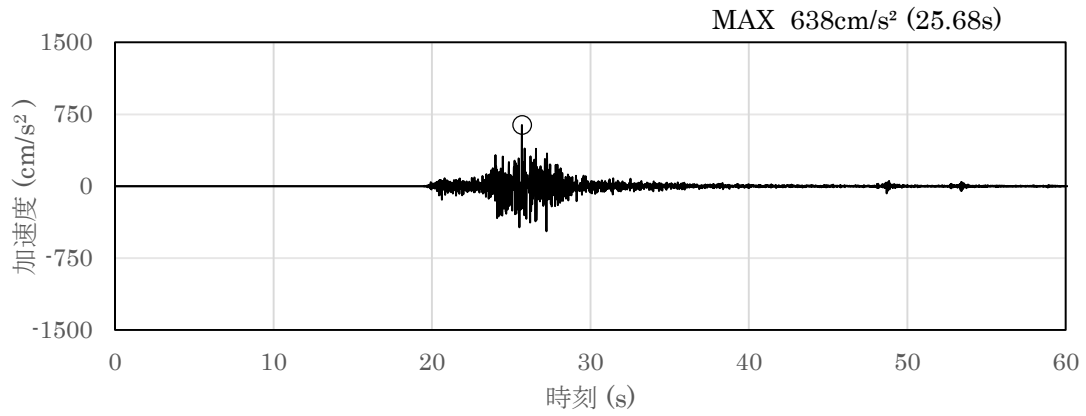


(a) 加速度時刻歴波形

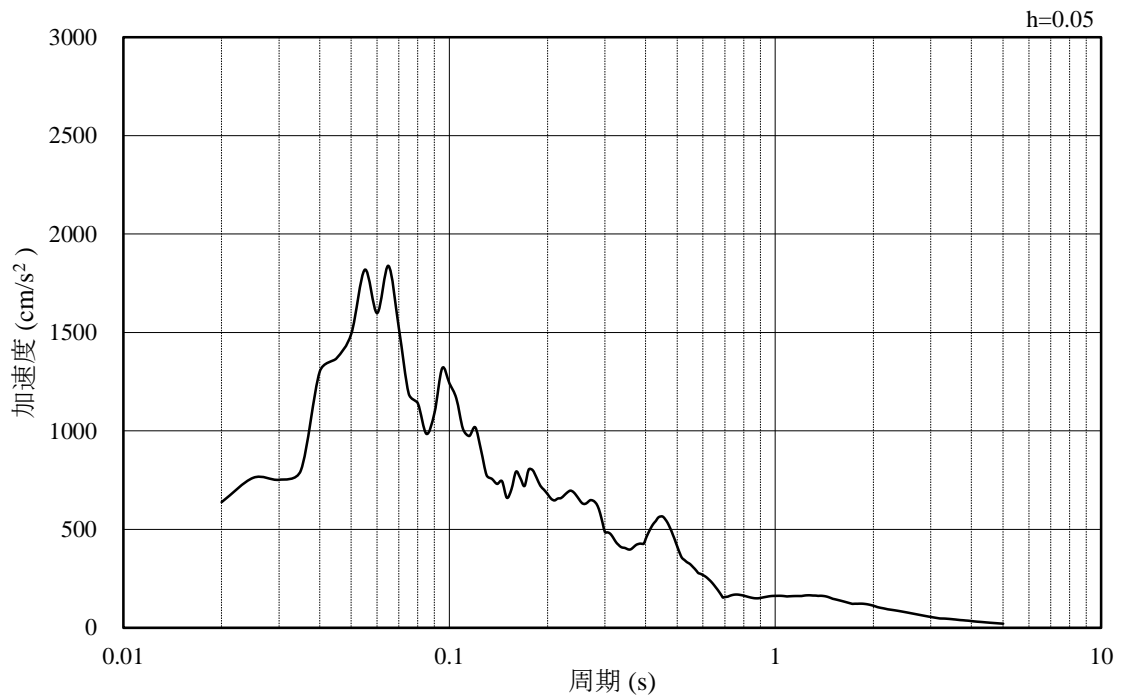


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2 (E W), EL-8.0m)

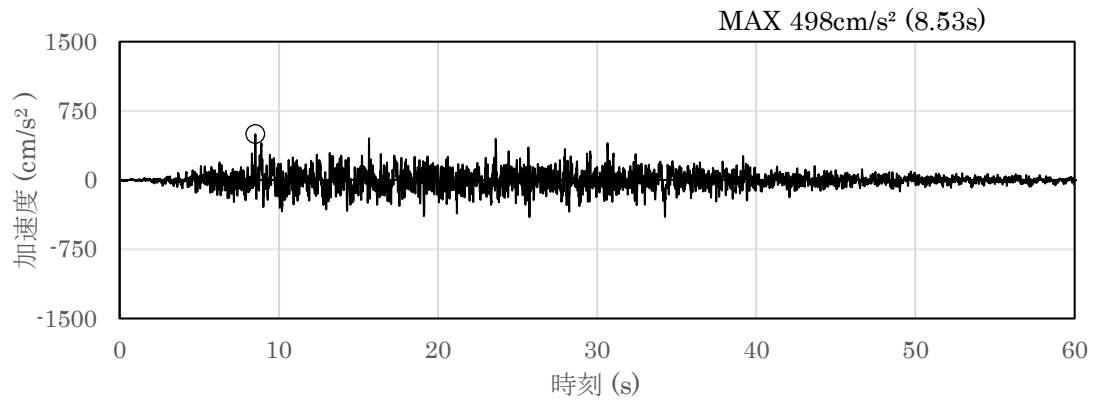


(a) 加速度時刻歴波形

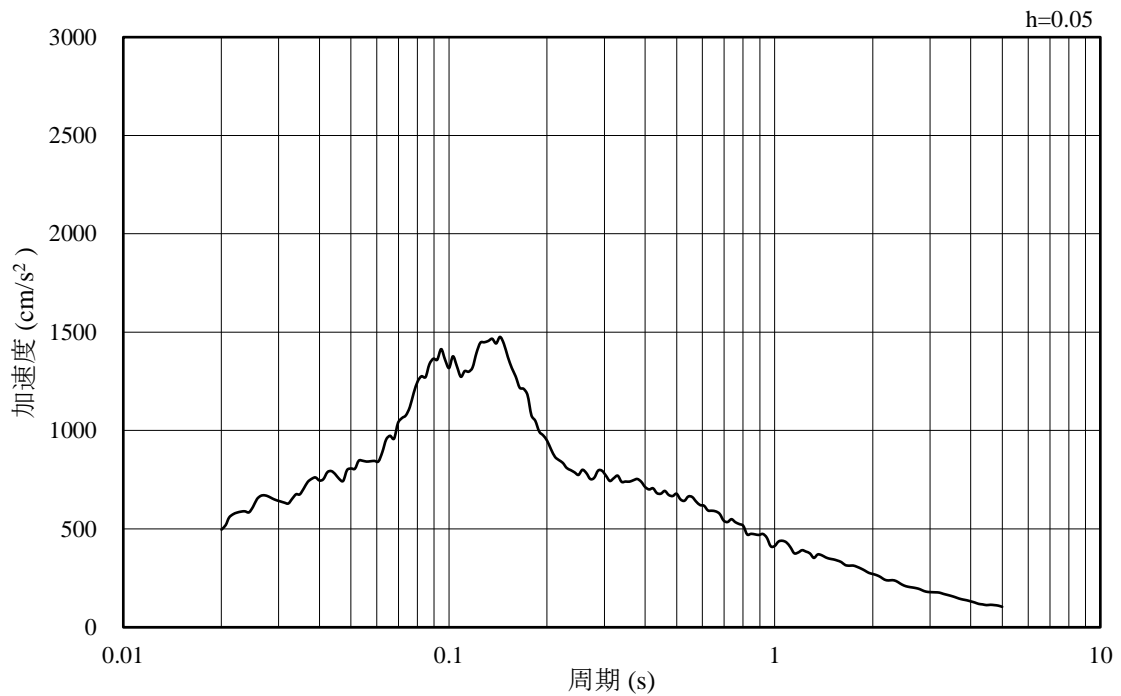


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2 (E W), EL-8.0m)

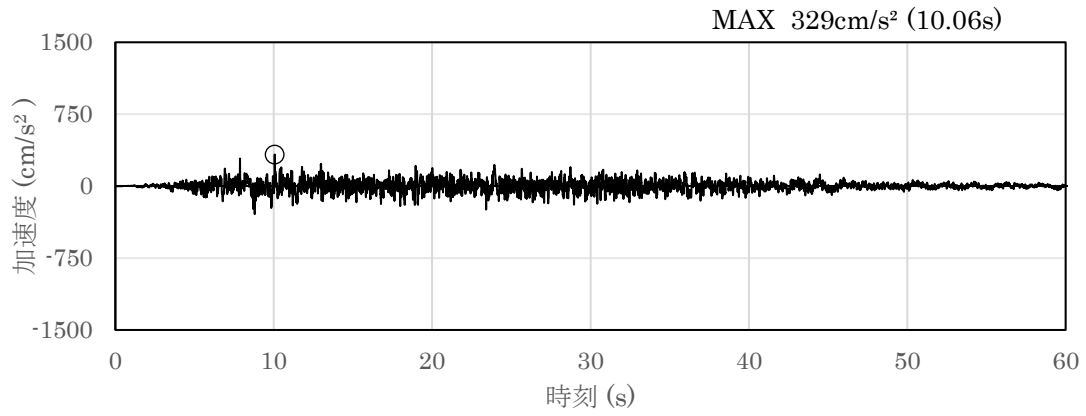


(a) 加速度時刻歴波形

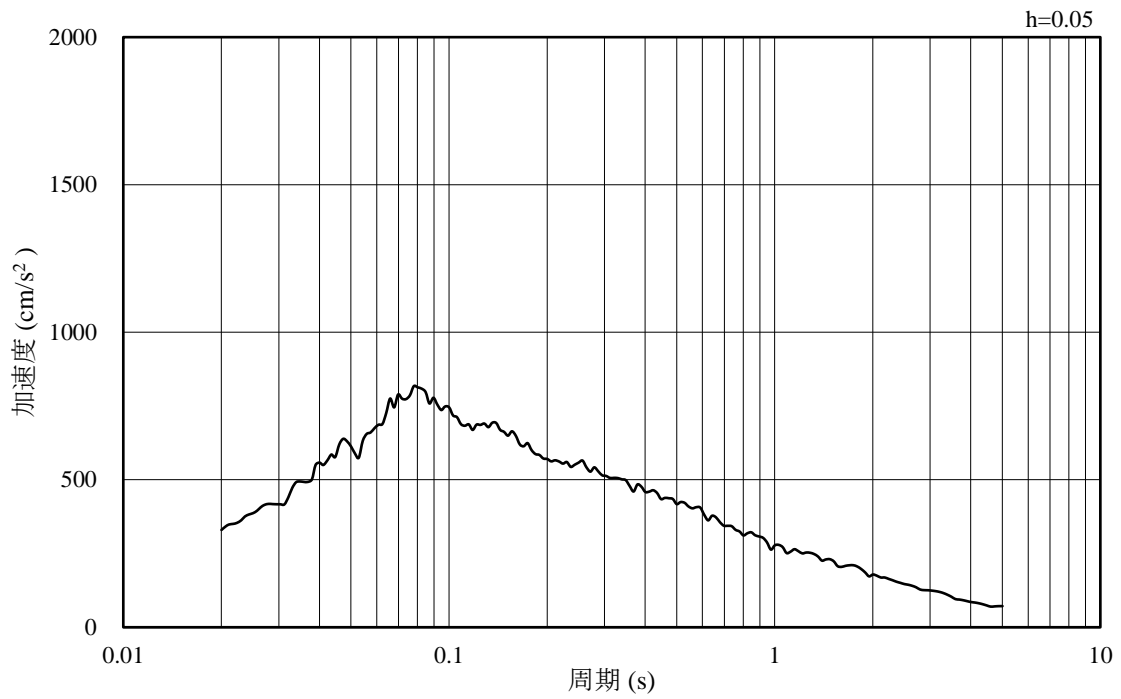


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - D, EL-8.0m)

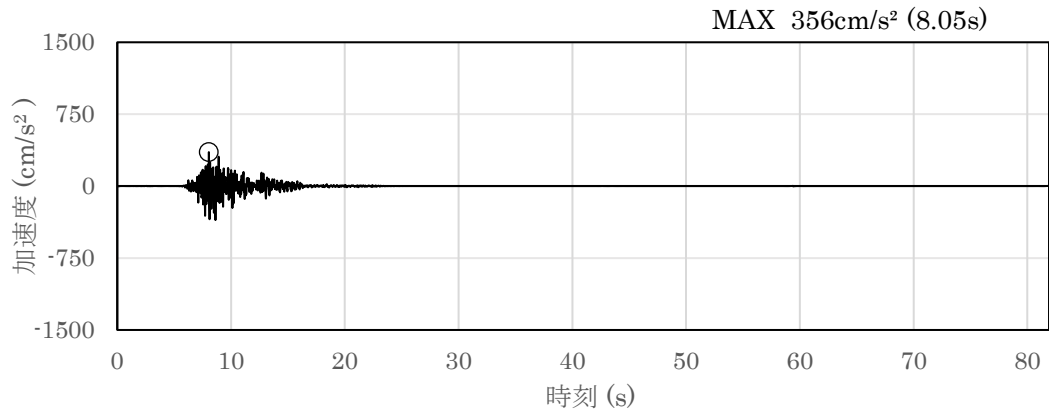


(a) 加速度時刻歴波形

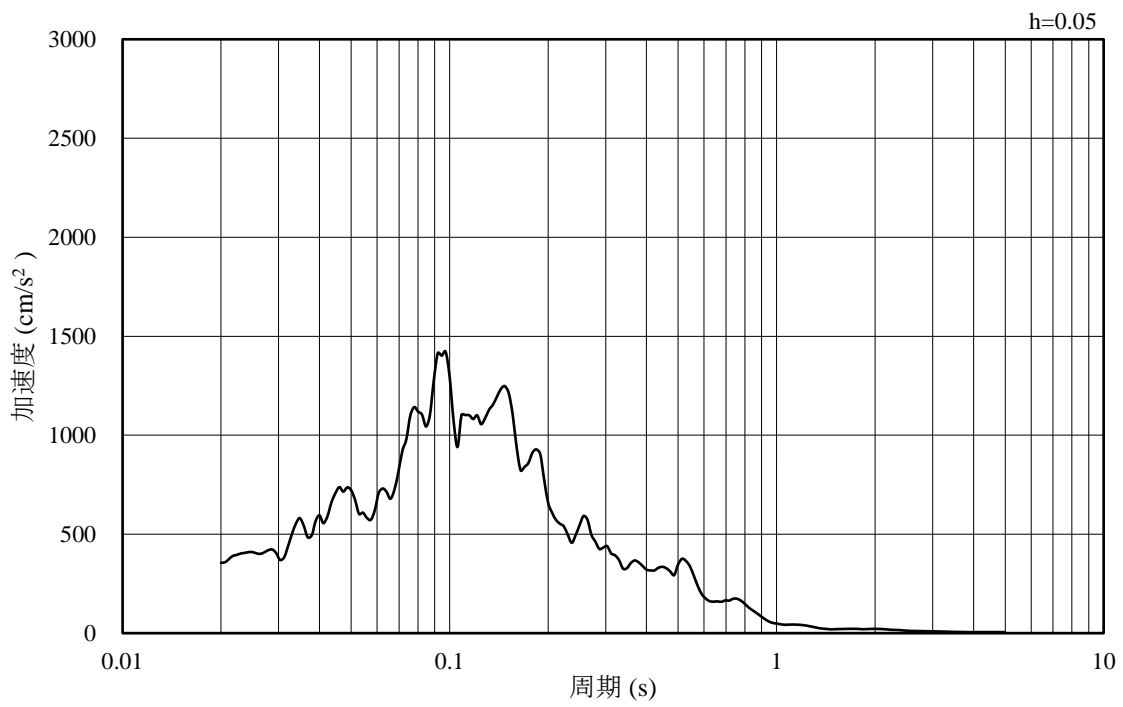


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - D, EL-8.0m)

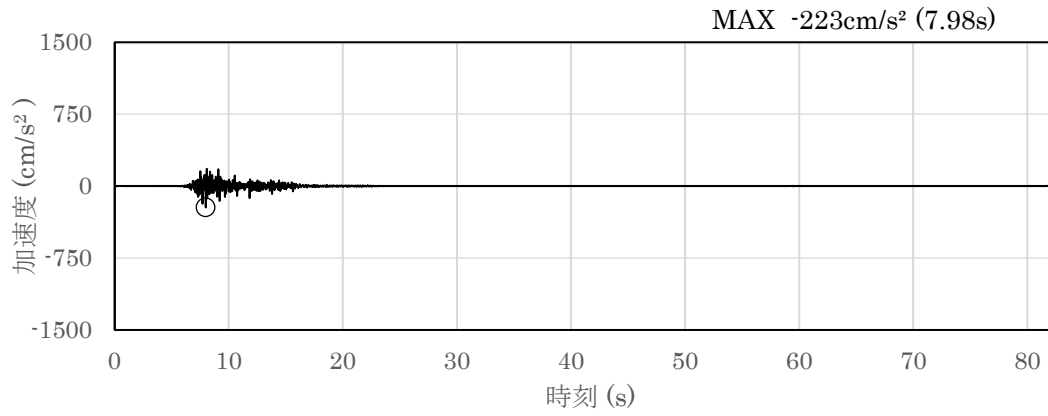


(a) 加速度時刻歴波形

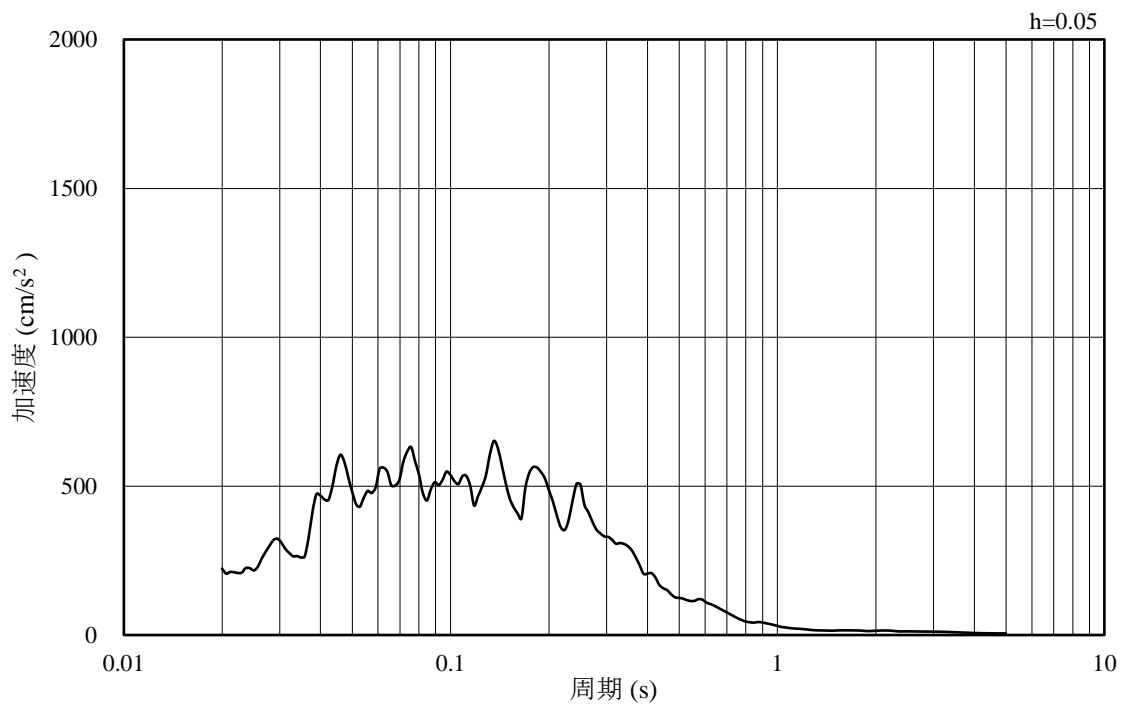


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1 (N S), EL-8.0m)

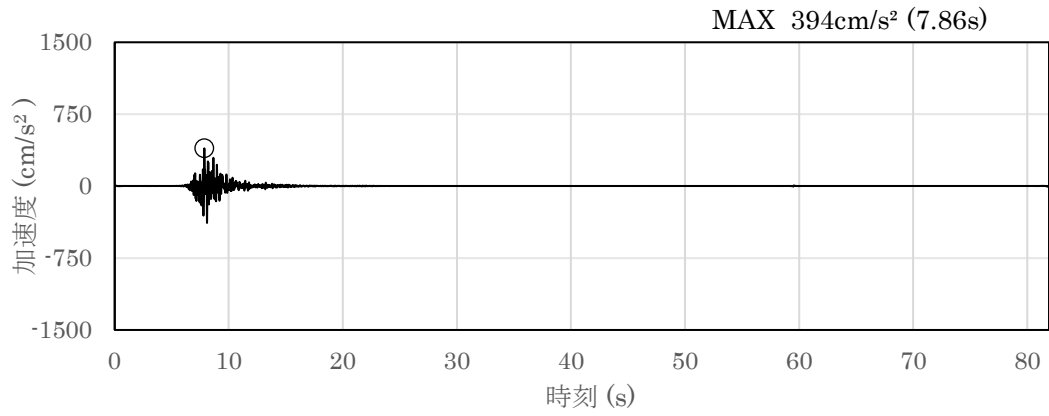


(a) 加速度時刻歴波形

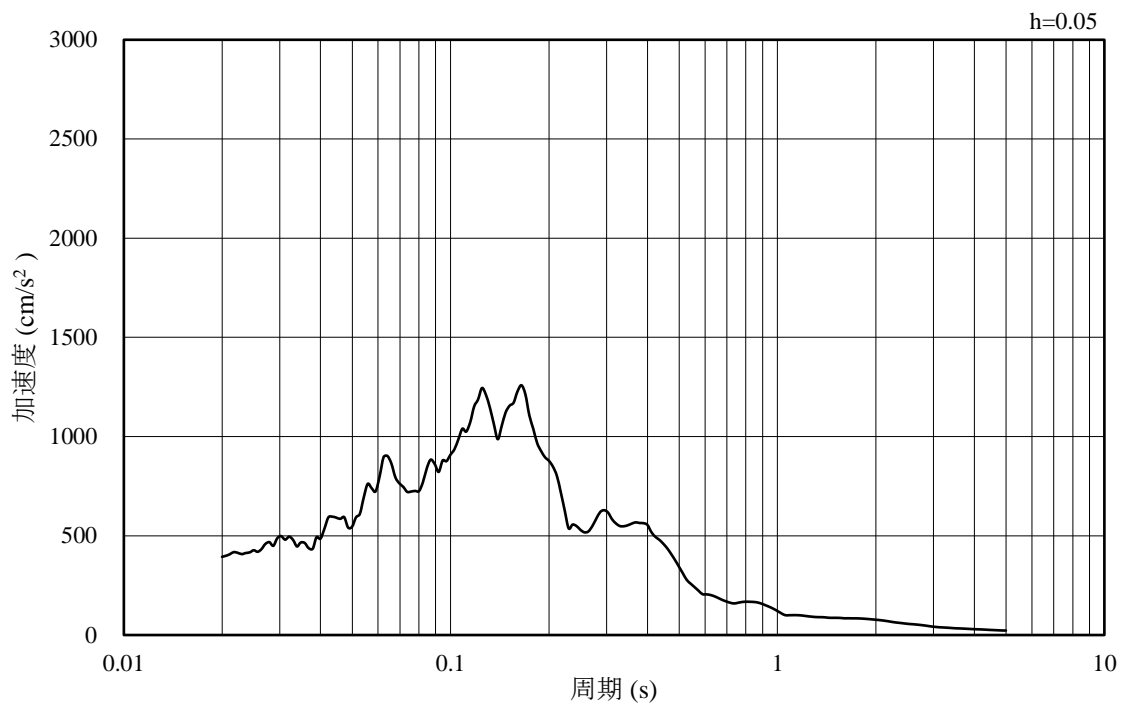


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1 (N S), EL-8.0m)

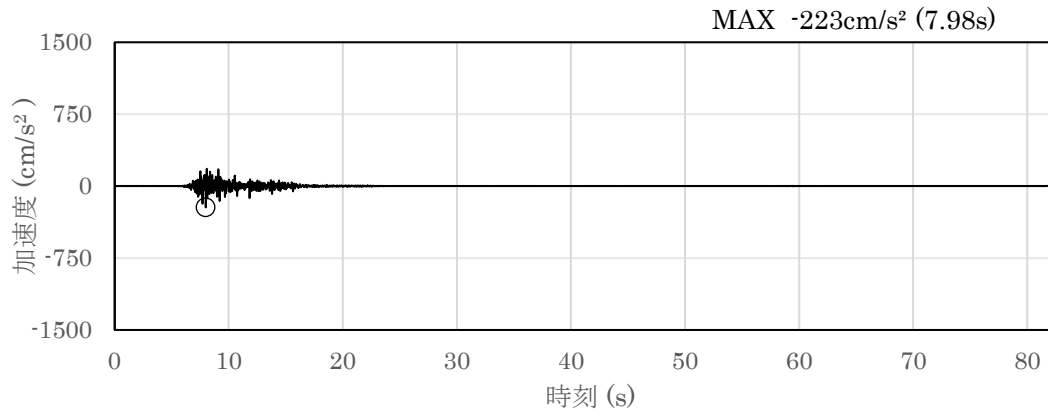


(a) 加速度時刻歴波形

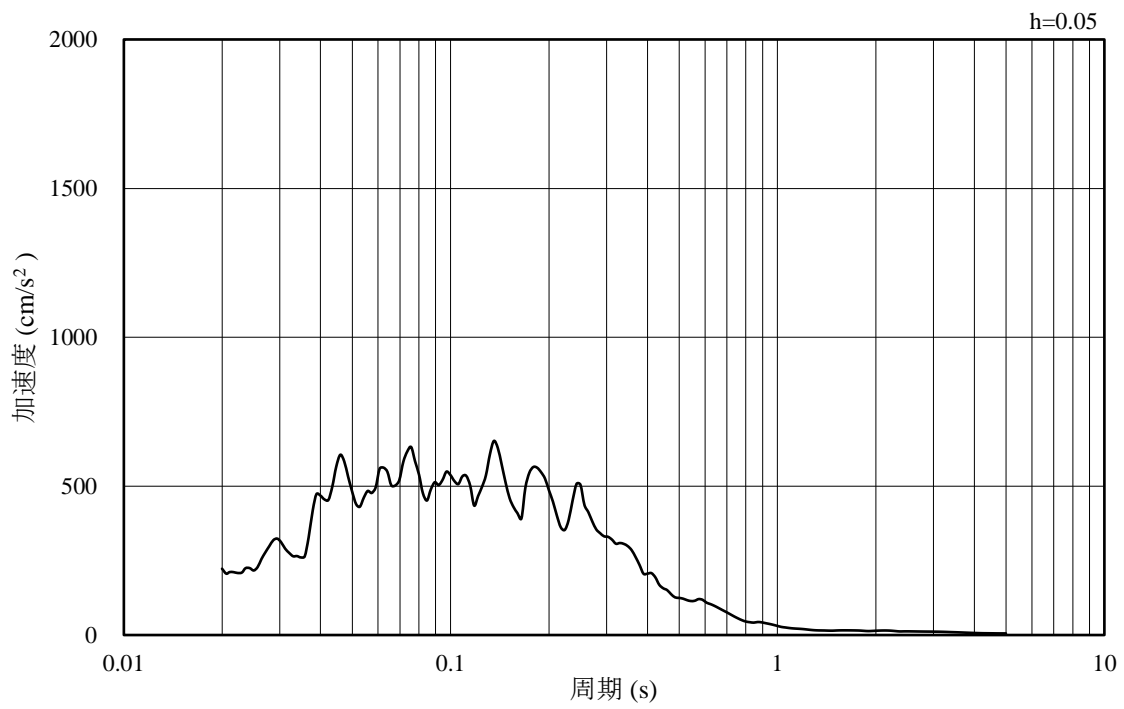


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1 (E W), EL-8.0m)

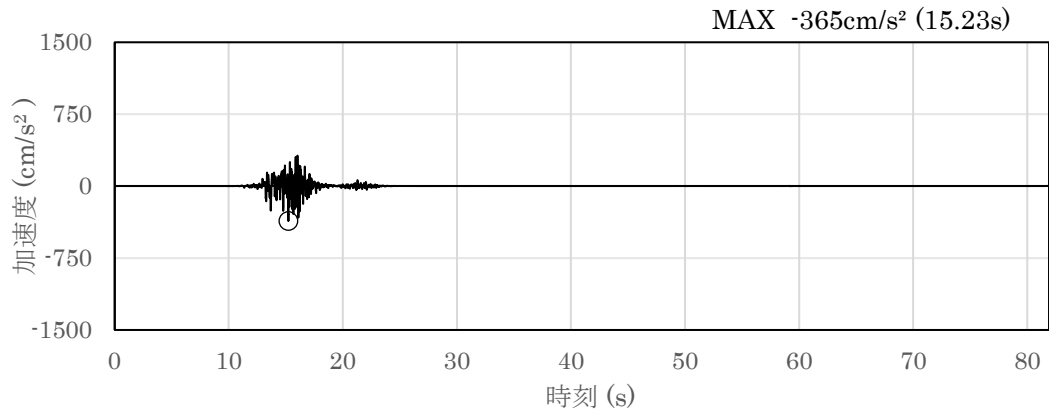


(a) 加速度時刻歴波形

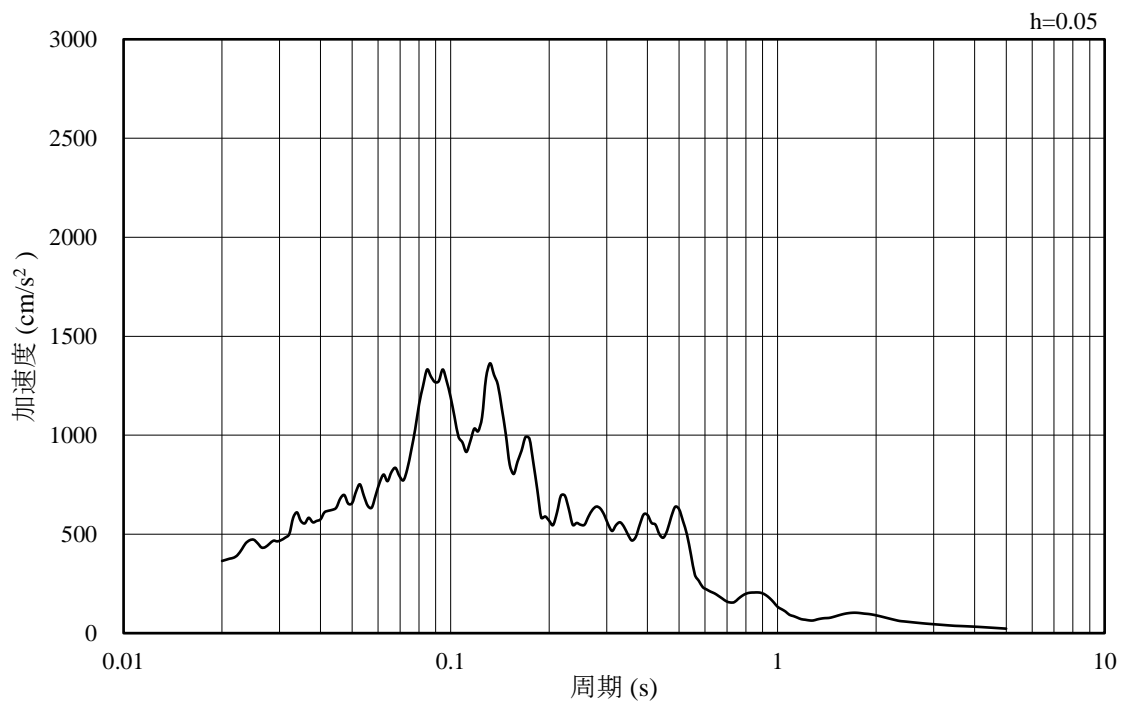


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1 (E W), EL-8.0m)

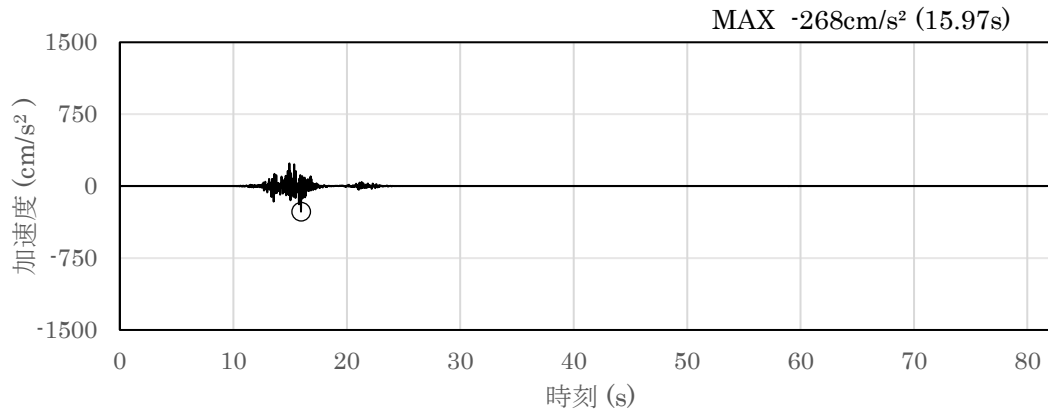


(a) 加速度時刻歴波形

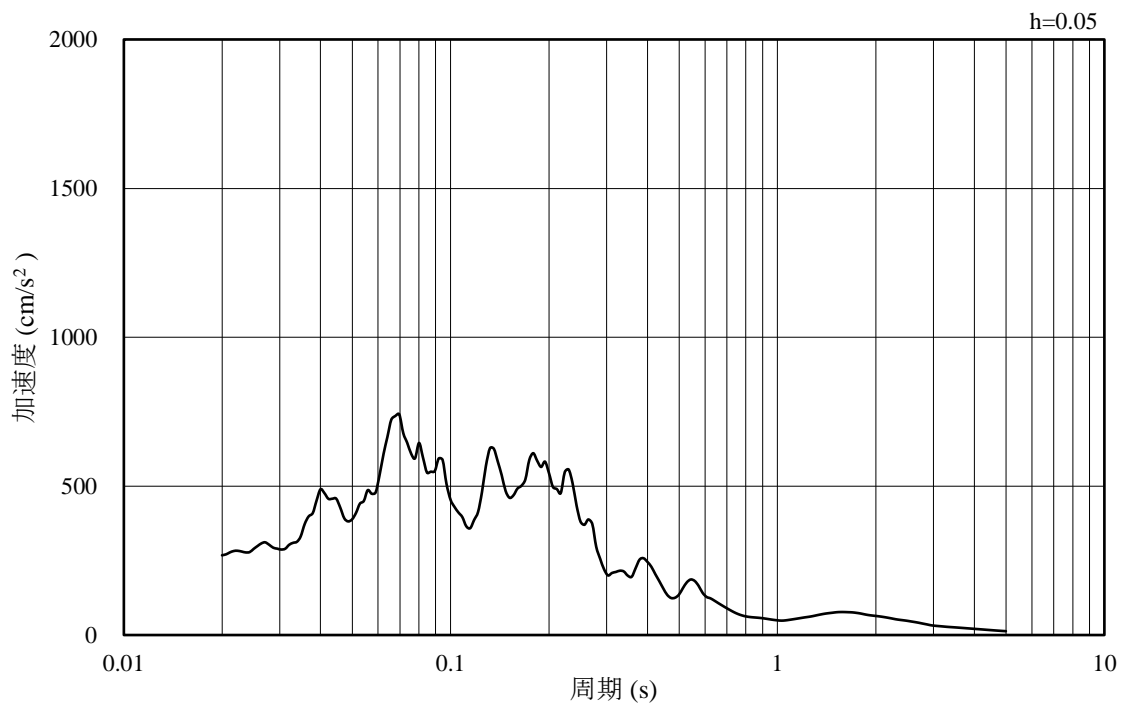


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 2 (N S), EL-8.0m)

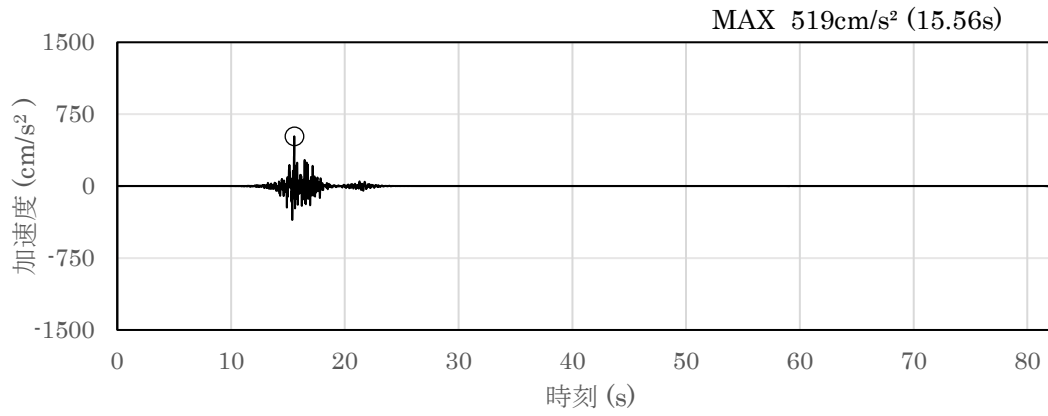


(a) 加速度時刻歴波形

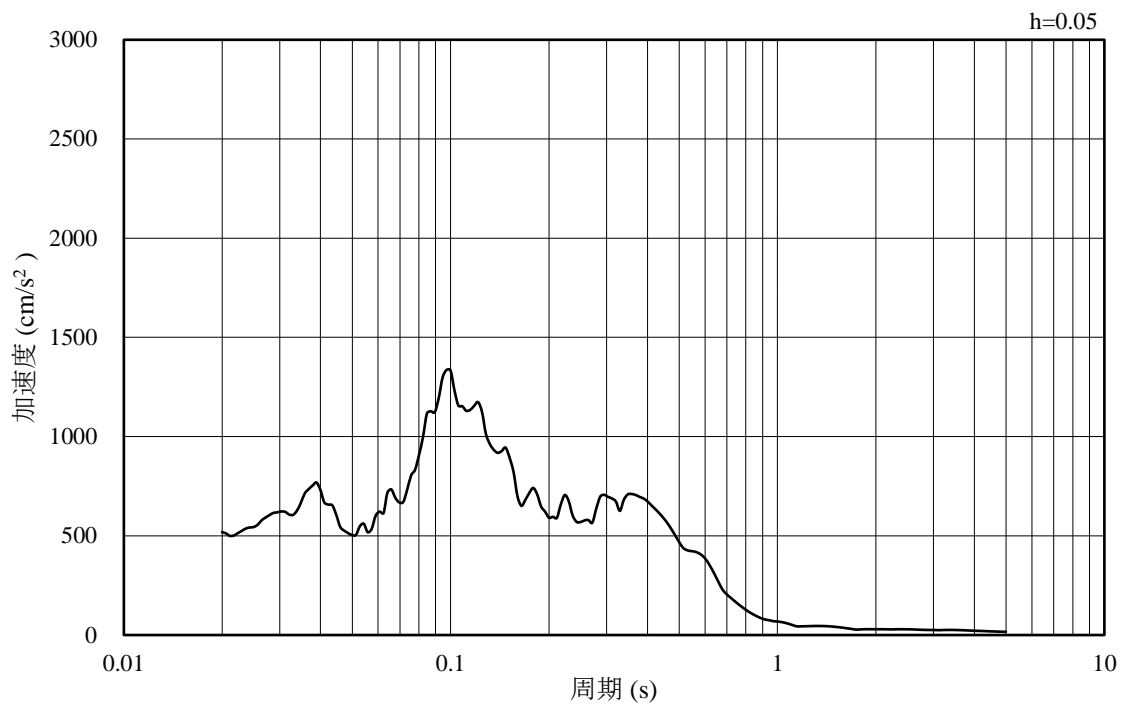


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 2 (N S), EL-8.0m)

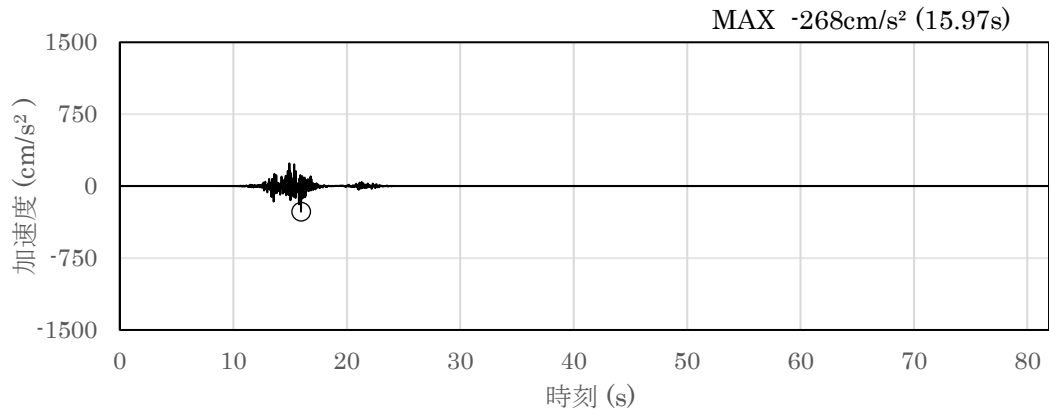


(a) 加速度時刻歴波形

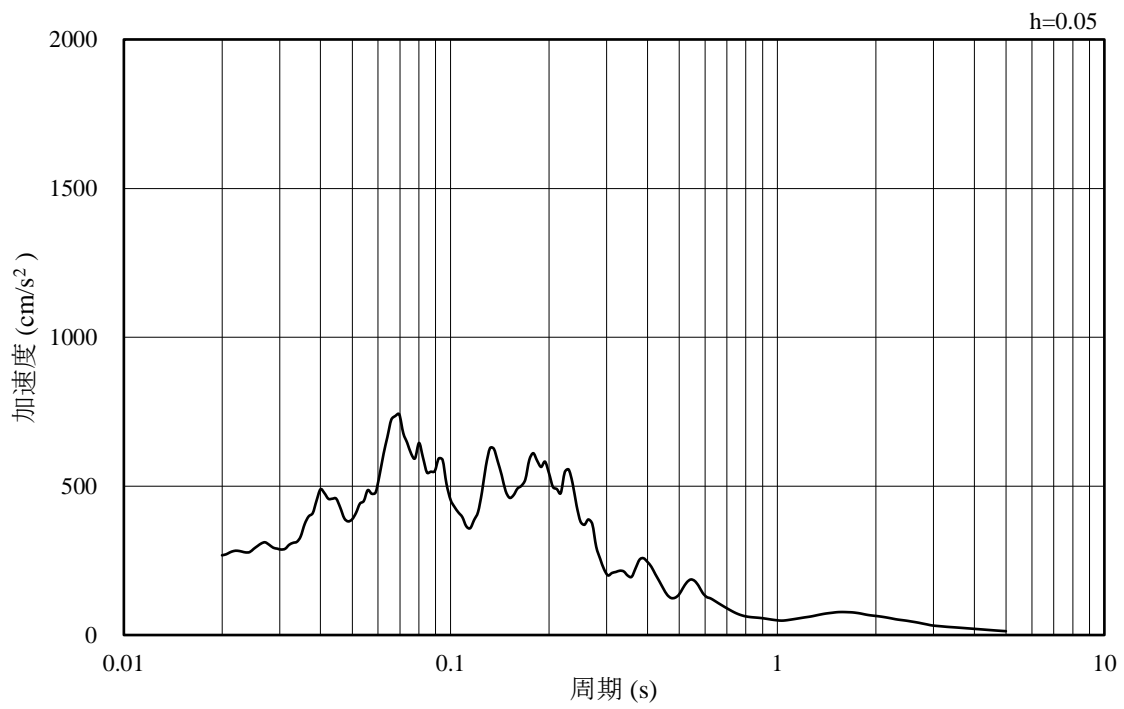


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-26 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 d - F 2 (E W), EL-8.0m)

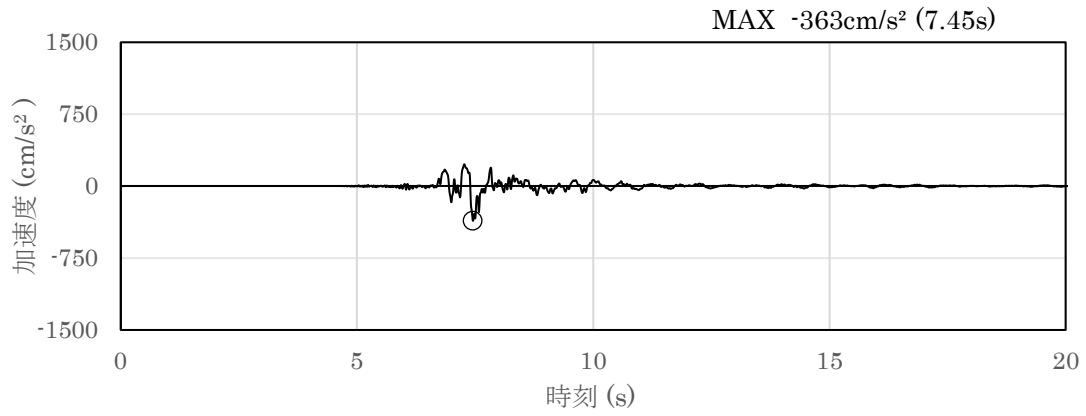


(a) 加速度時刻歴波形

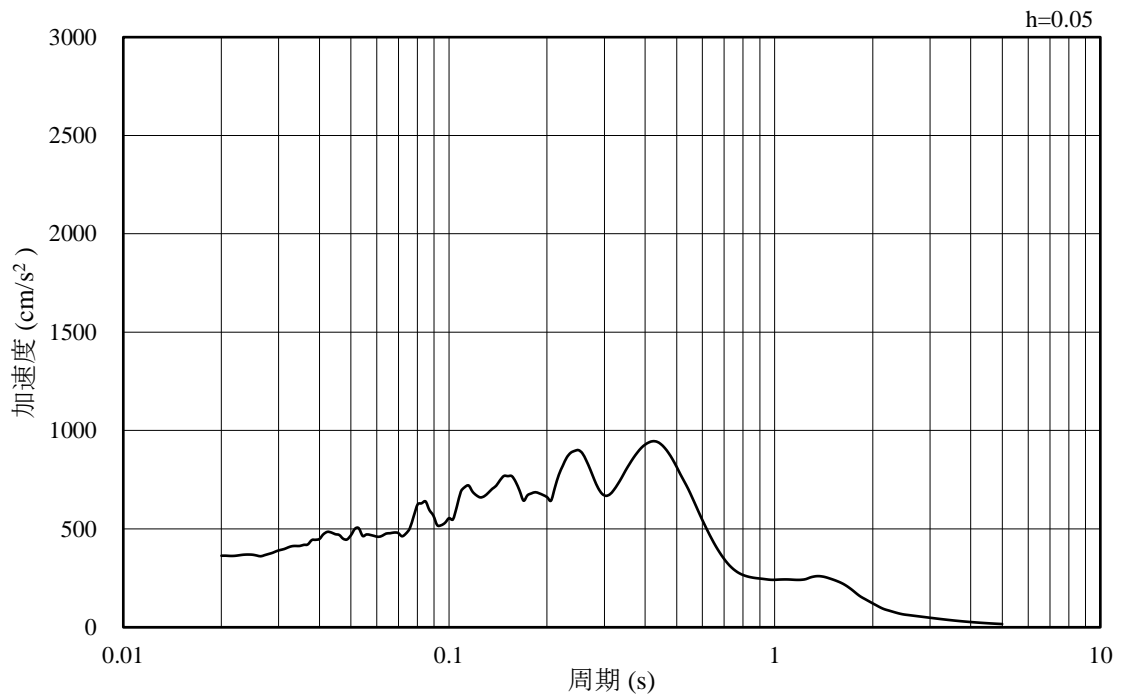


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-27 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 d - F 2 (E W), EL-8.0m)

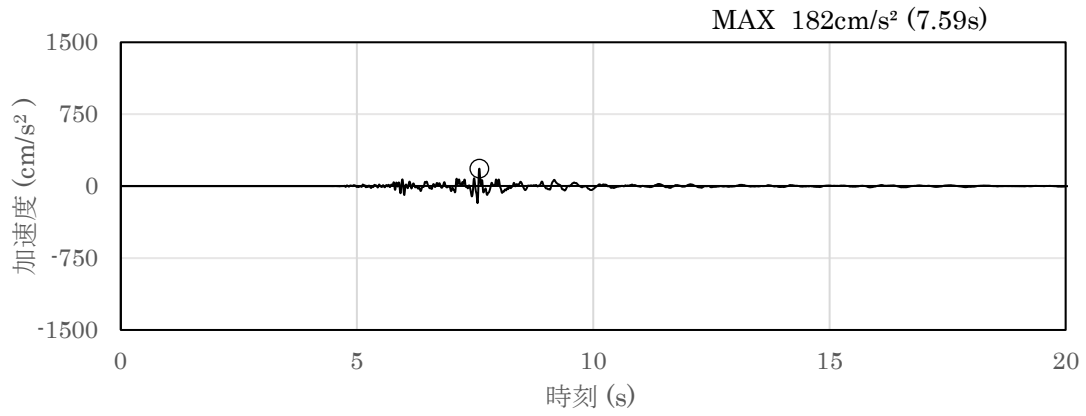


(a) 加速度時刻歴波形

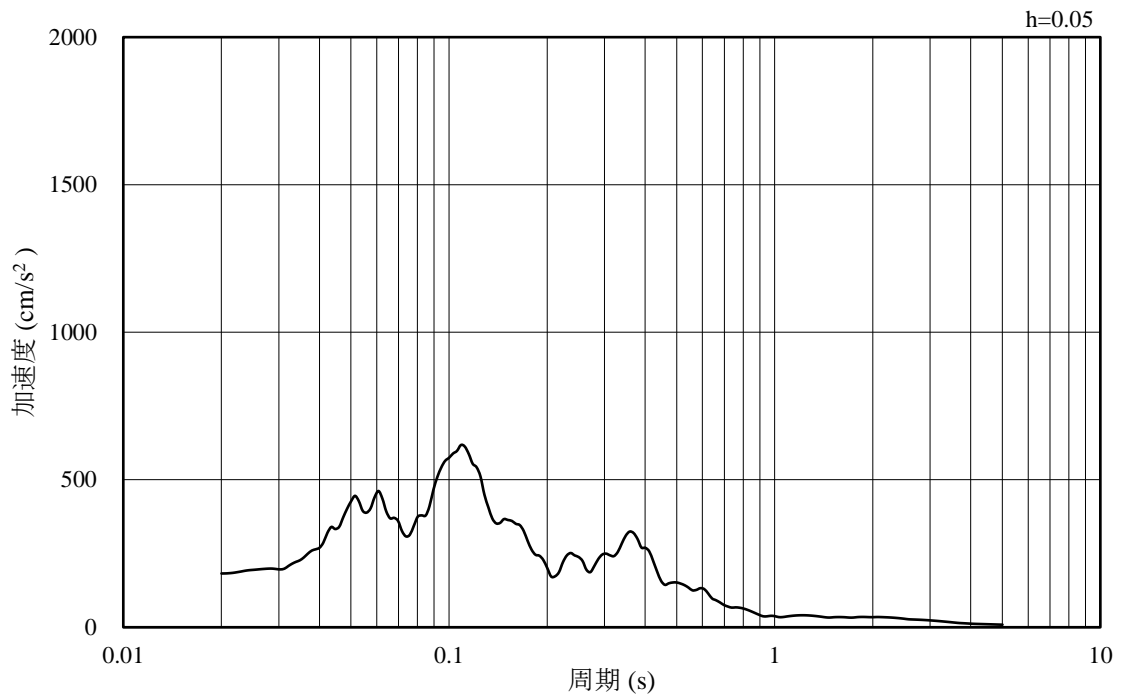


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-28 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 d - N 1, EL-8.0m)

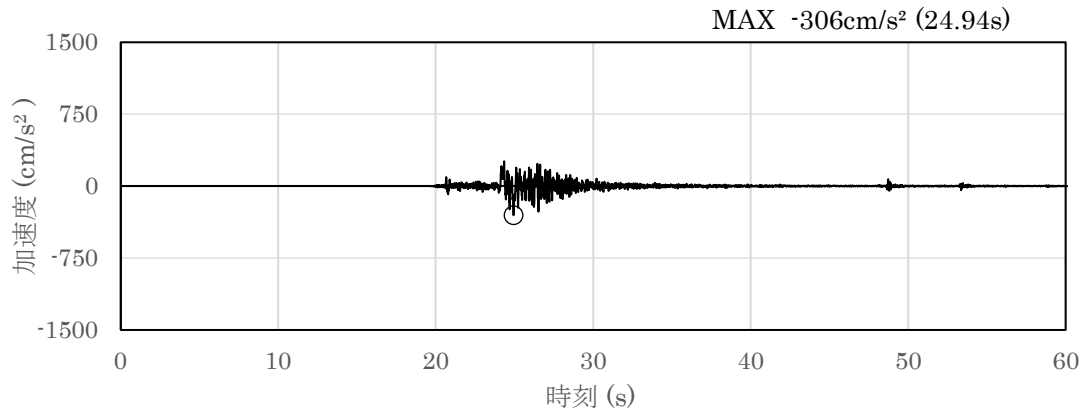


(a) 加速度時刻歴波形

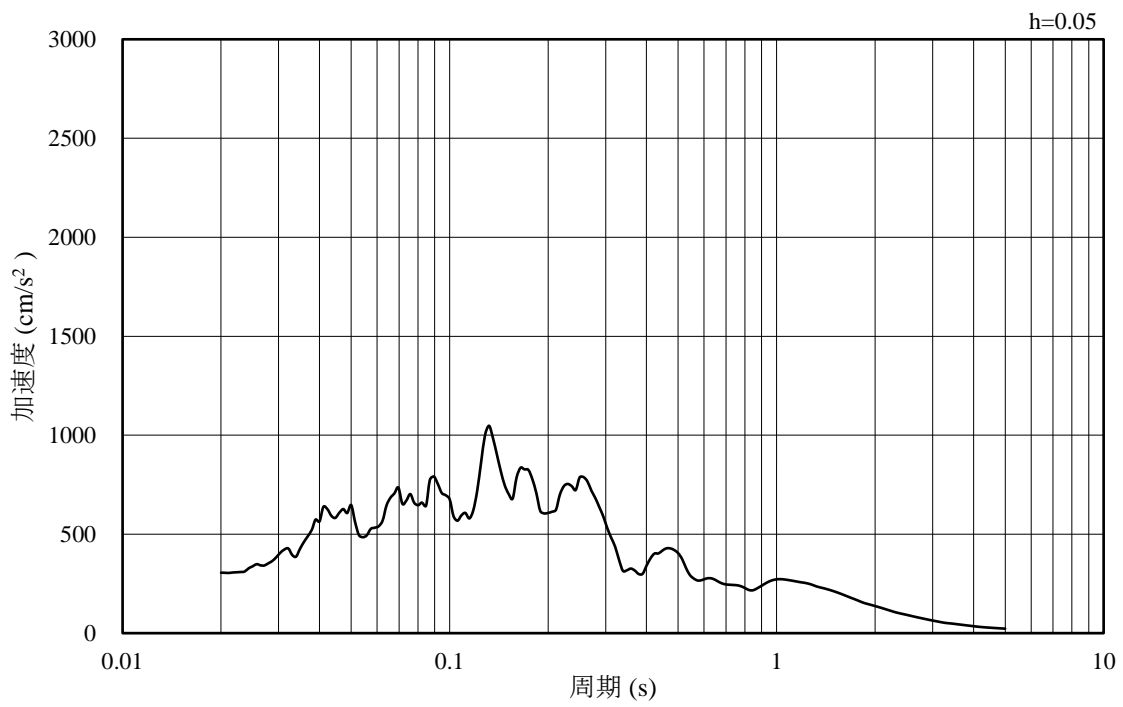


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-29 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 d - N 1, EL-8.0m)

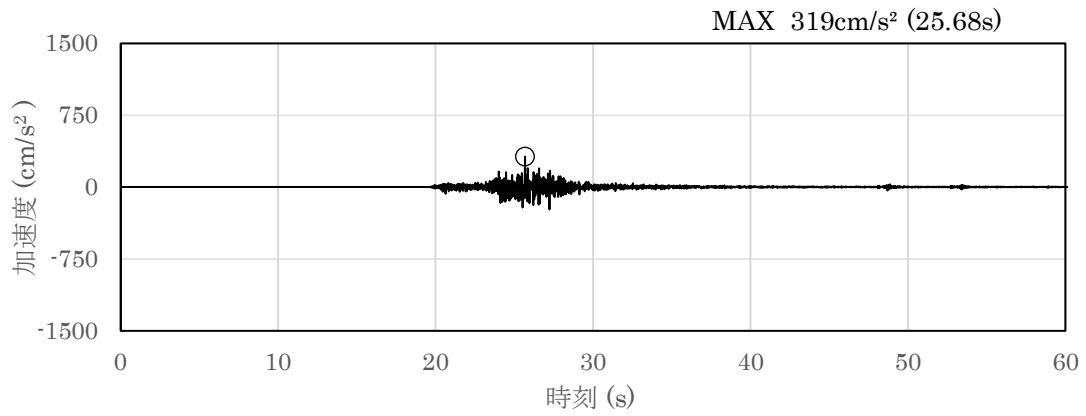


(a) 加速度時刻歴波形

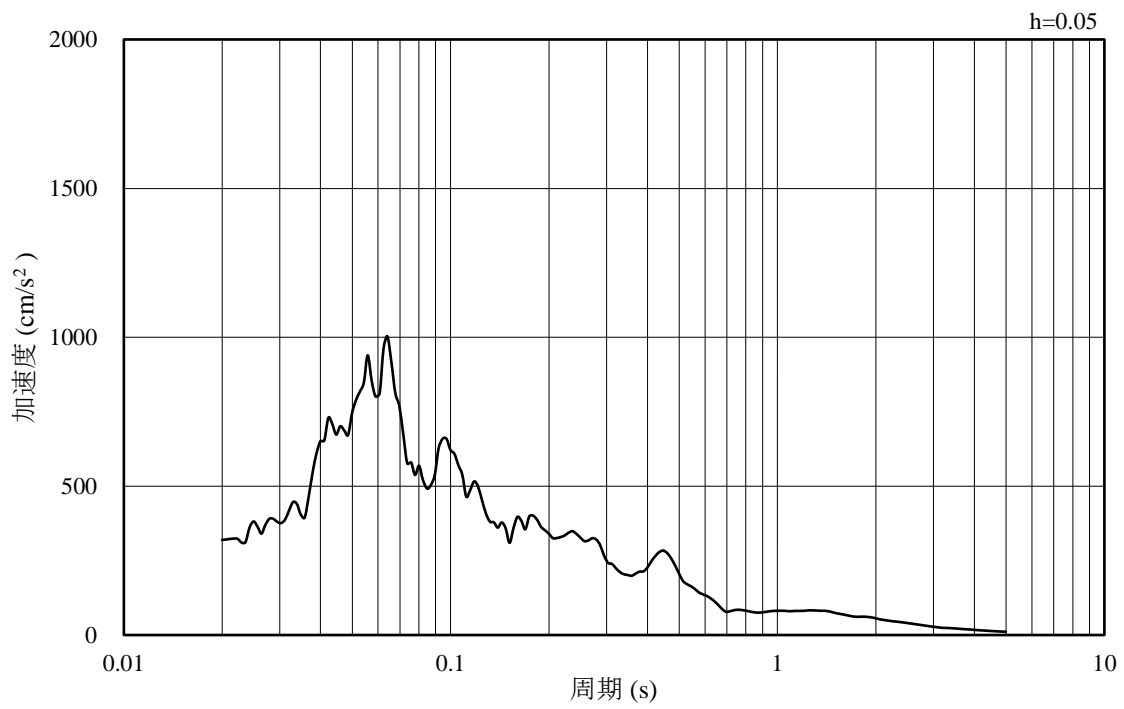


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-30 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
(水平成分 : S d - N 2 (N S), EL-8.0m)

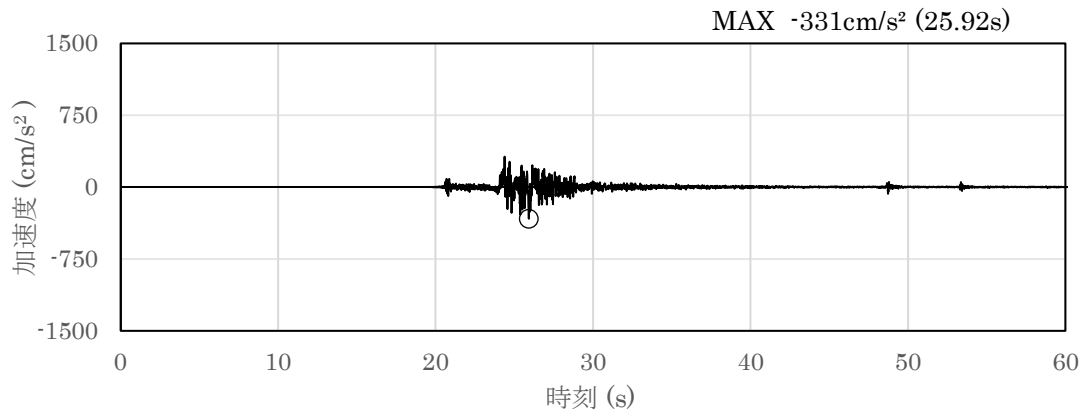


(a) 加速度時刻歴波形

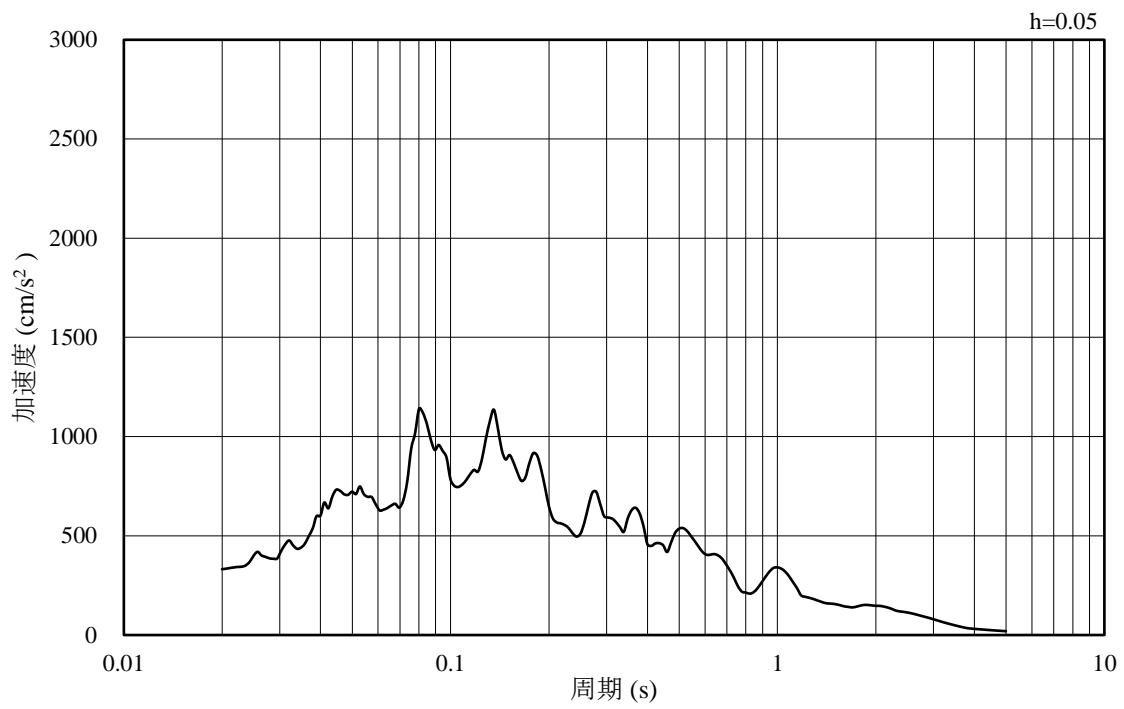


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-31 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
(鉛直成分：S d - N 2 (N S), EL-8.0m)

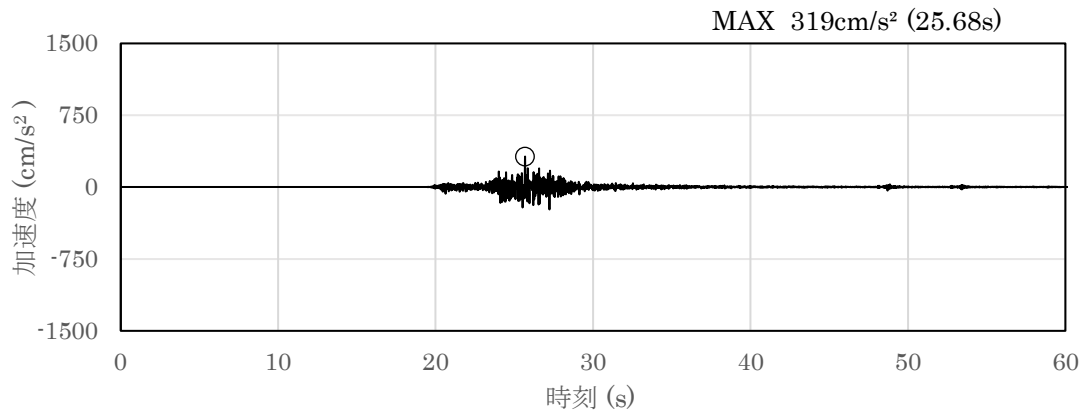


(a) 加速度時刻歴波形

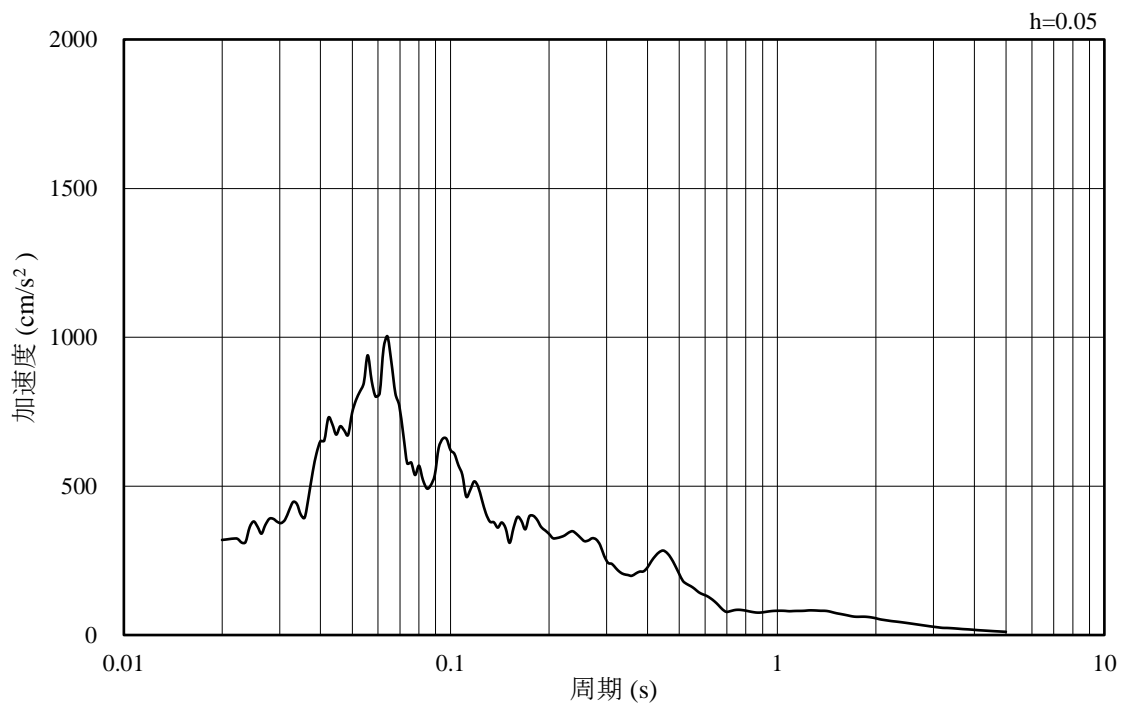


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-32 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
(水平成分：S d - N 2 (E W), EL-8.0m)

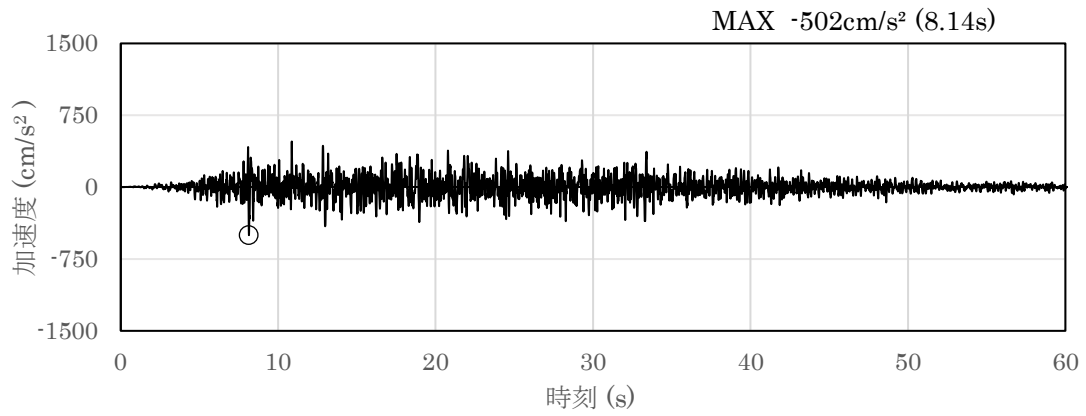


(a) 加速度時刻歴波形

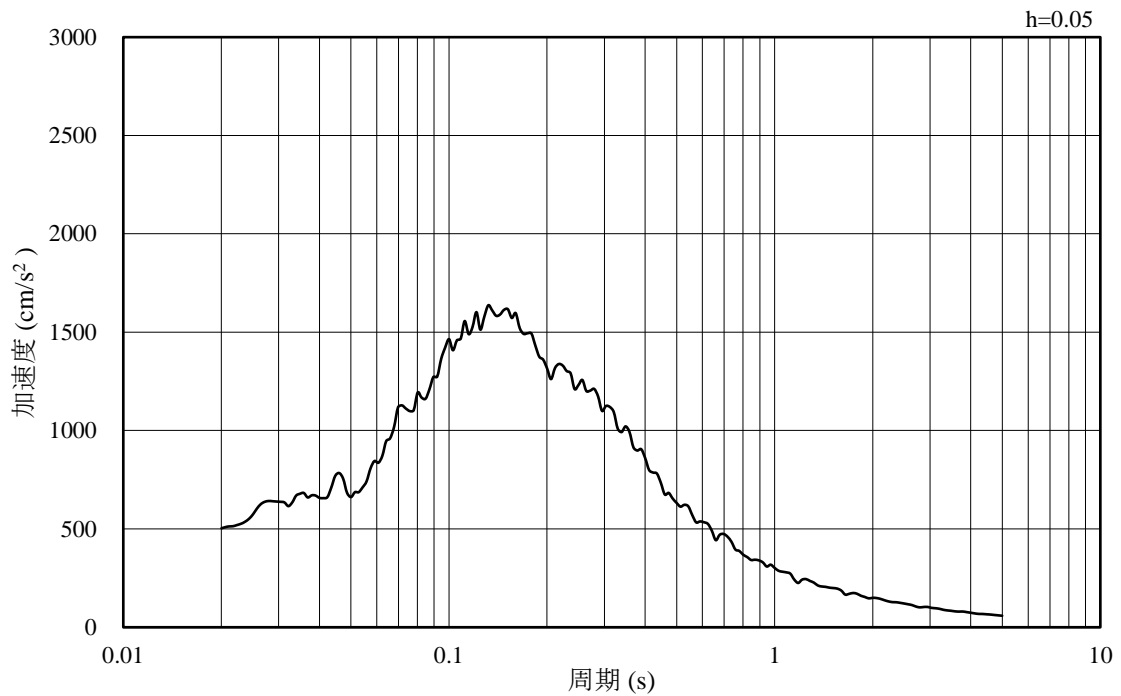


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-33 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
(鉛直成分：S d - N 2 (E W), EL-8.0m)

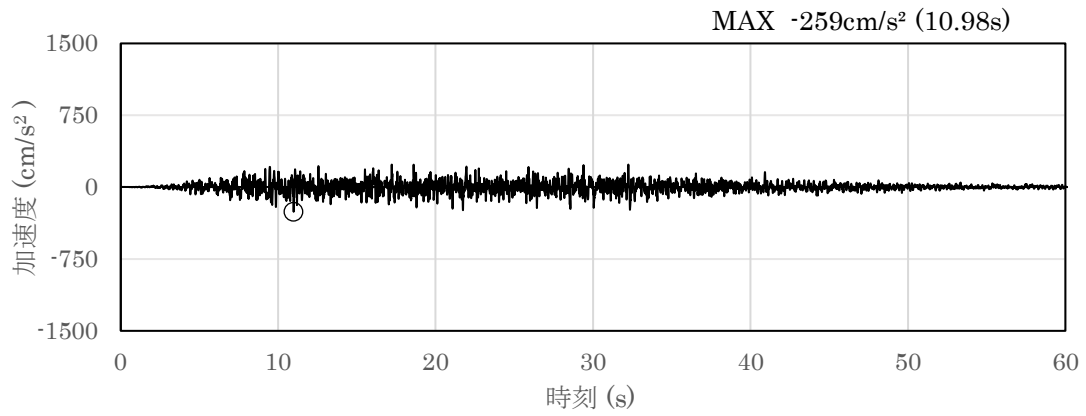


(a) 加速度時刻歴波形

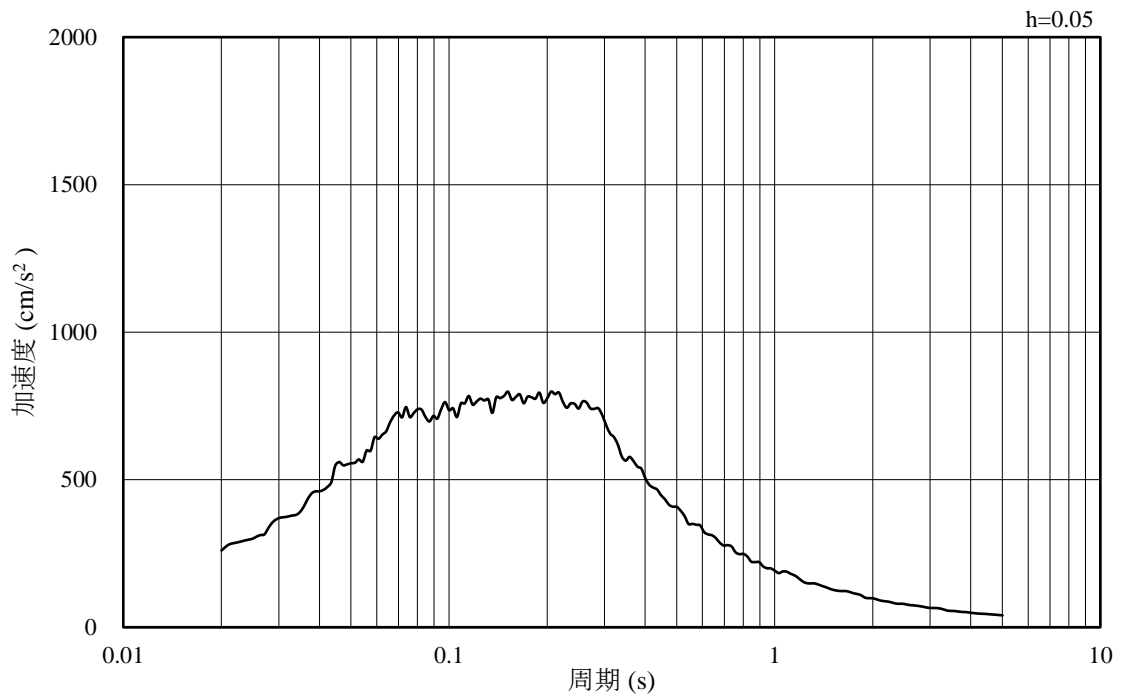


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-34 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
(水平成分 : S d - 1 , EL-8.0m)



(a) 加速度時刻歴波形

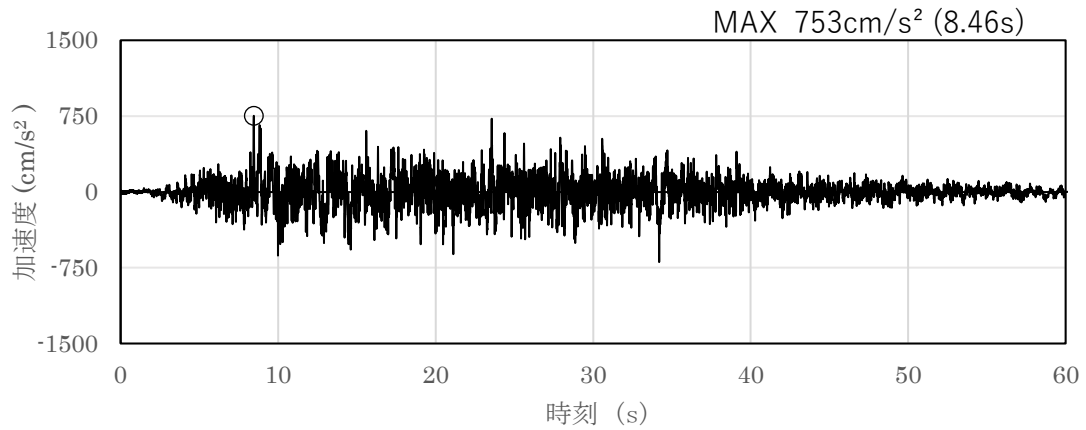


(b) 加速度応答スペクトル

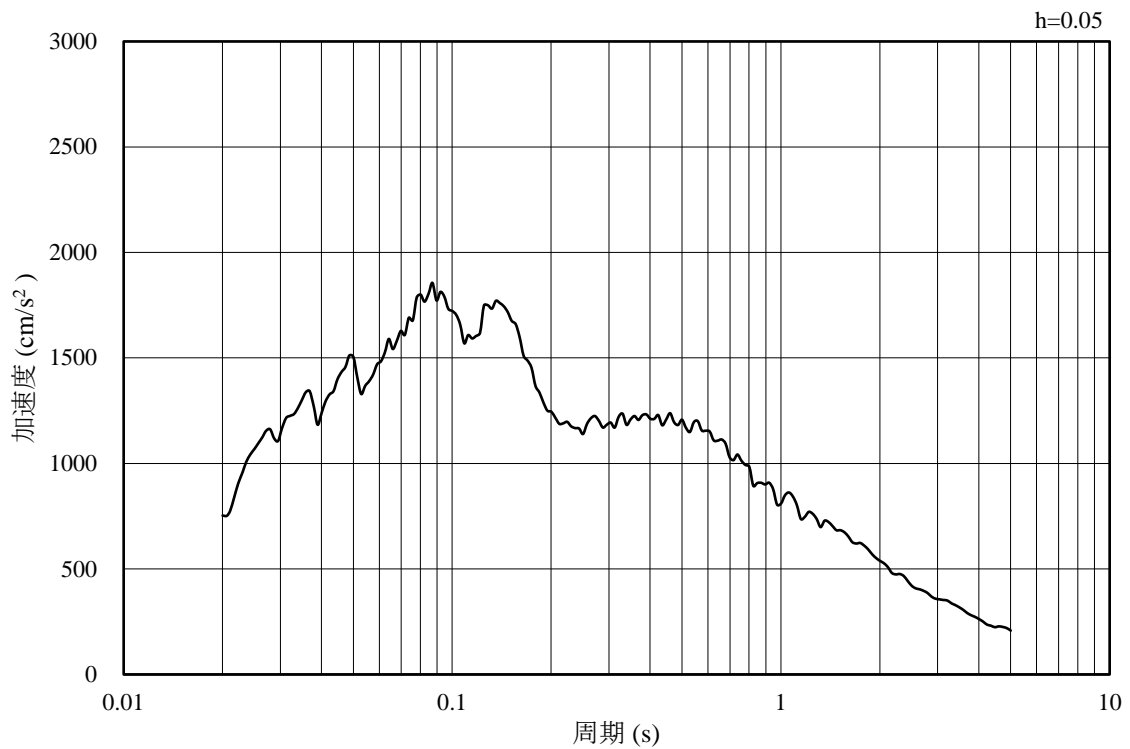
図 4-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - 1 , EL-8.0m)

4.1.2 C-C断面の入力地震動

図4-36～図4-61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。

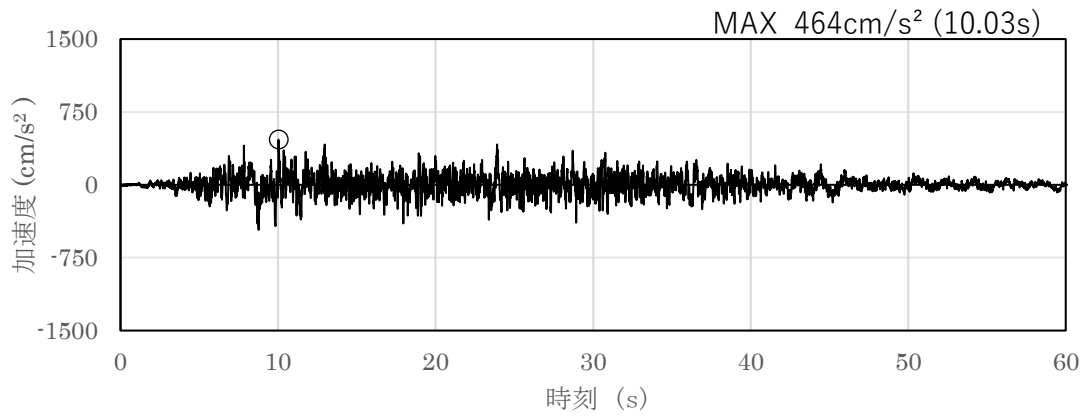


(a) 加速度時刻歴波形

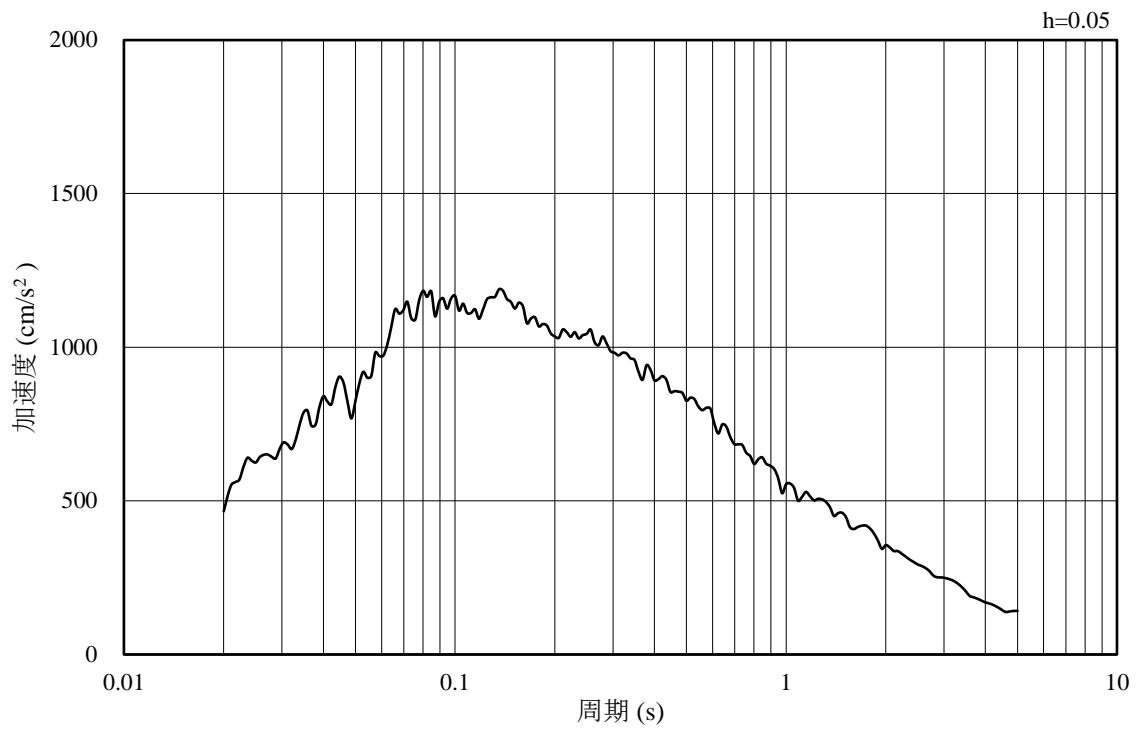


(b) 加速度応答スペクトル

図4-36 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
(水平成分：S s - D, EL-140.0m)

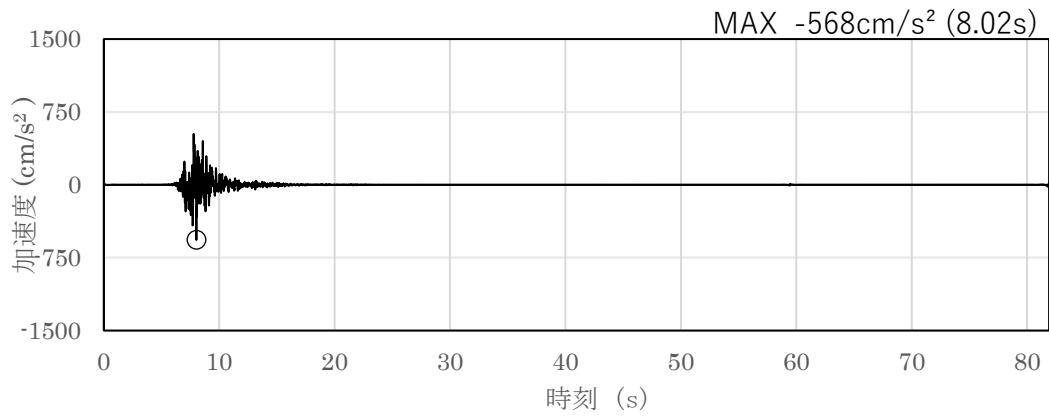


(a) 加速度時刻歴波形

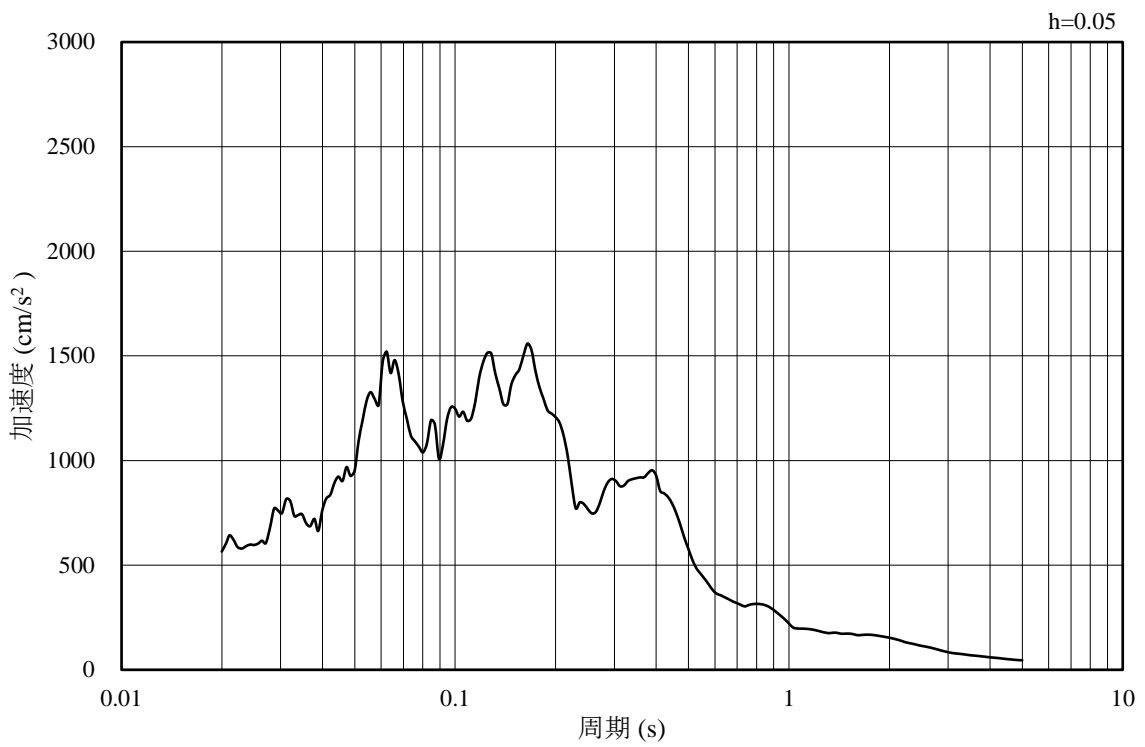


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-37 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
(鉛直成分：S s - D, EL-140.0m)

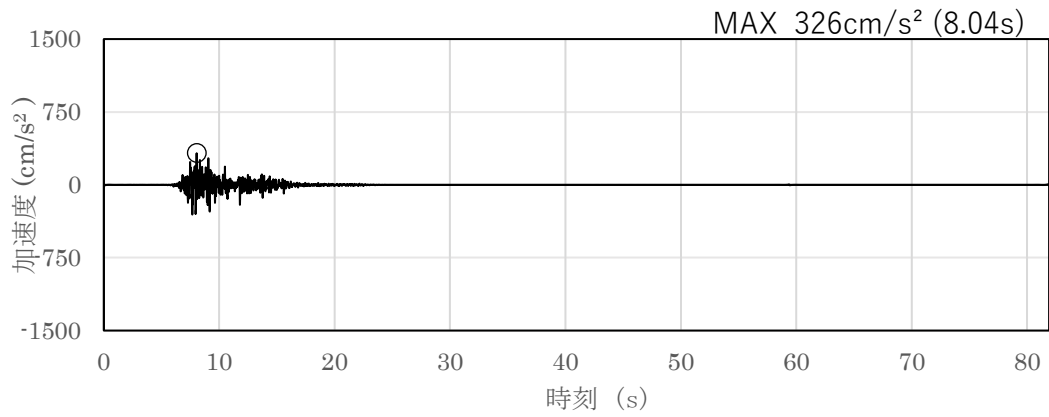


(a) 加速度時刻歴波形

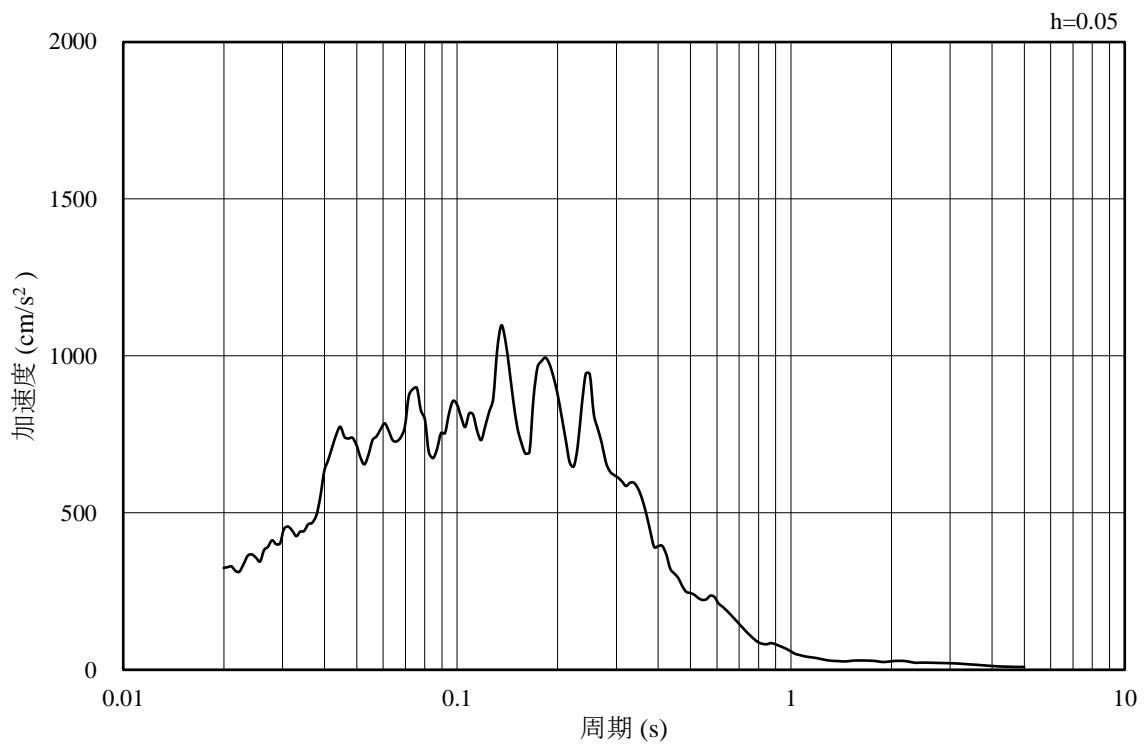


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-38 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
 (水平成分 : S s - F 1 (E W), EL-140.0m)

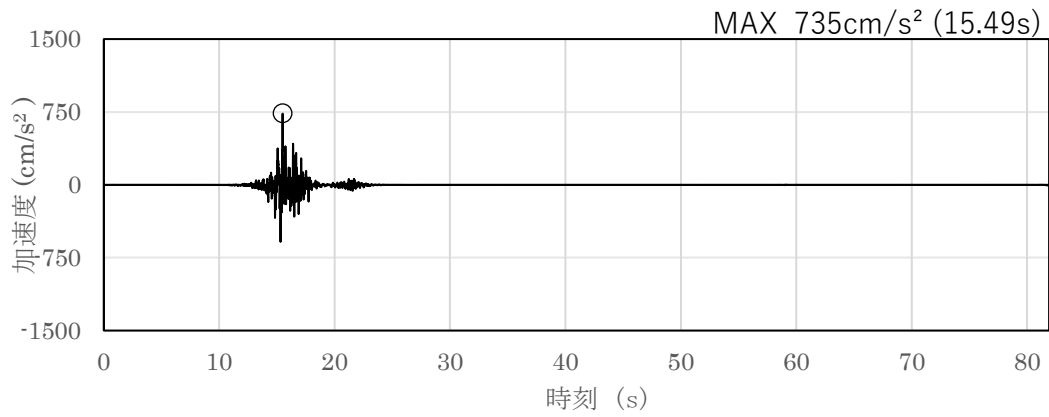


(a) 加速度時刻歴波形

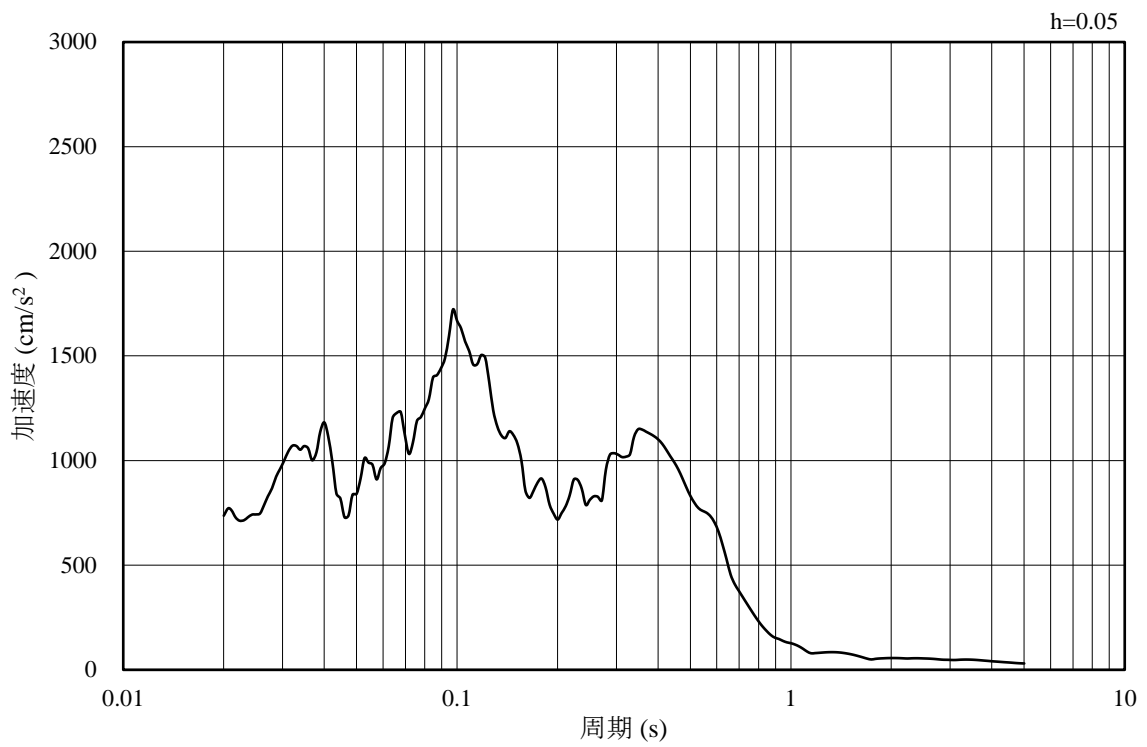


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-39 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
(鉛直成分：S s - F 1 (E W), EL-140.0m)

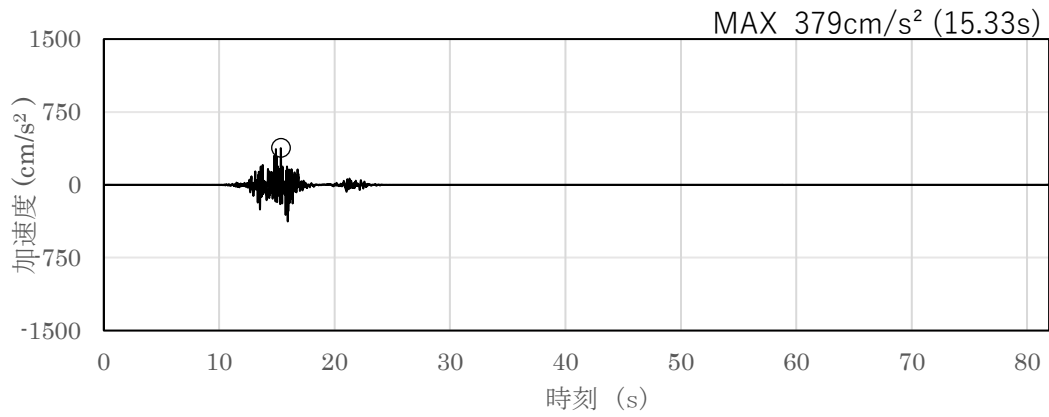


(a) 加速度時刻歴波形

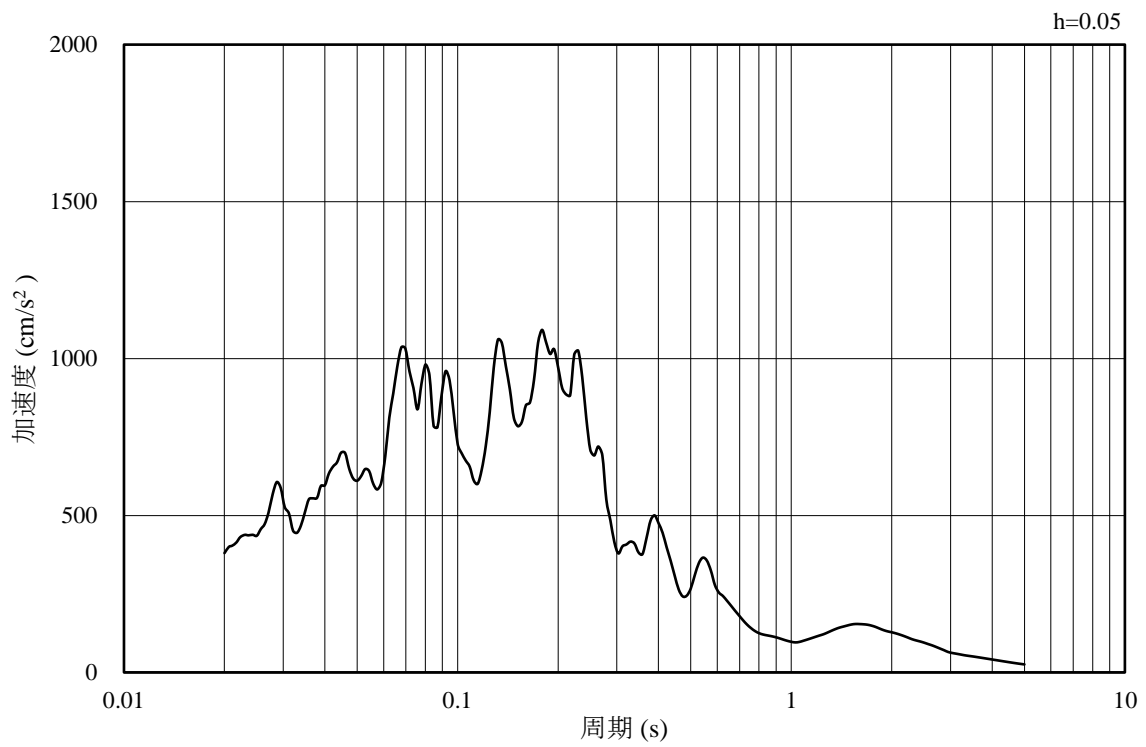


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-40 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
(水平成分：S s - F 2 (E W), EL-140.0m)

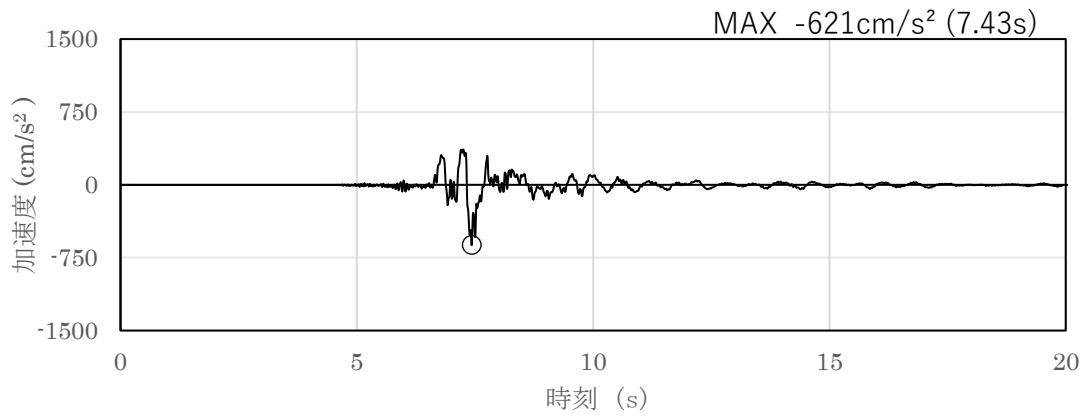


(a) 加速度時刻歴波形

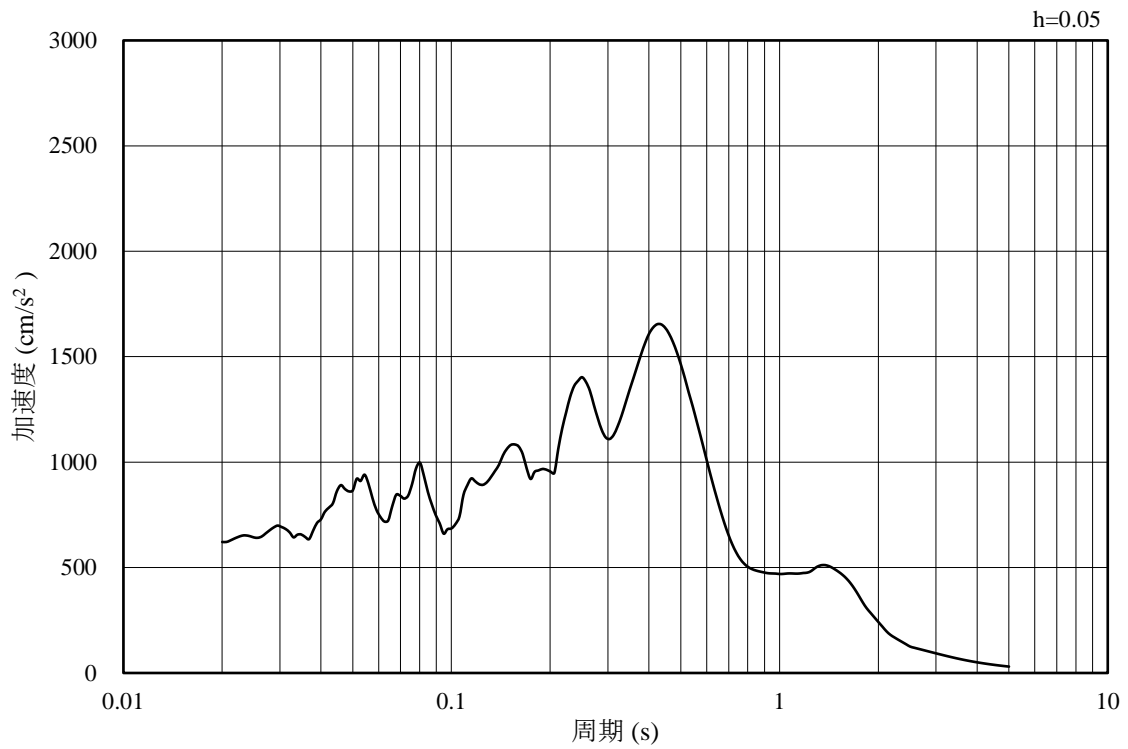


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-41 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
(鉛直成分：S s - F 2 (E W), EL-140.0m)

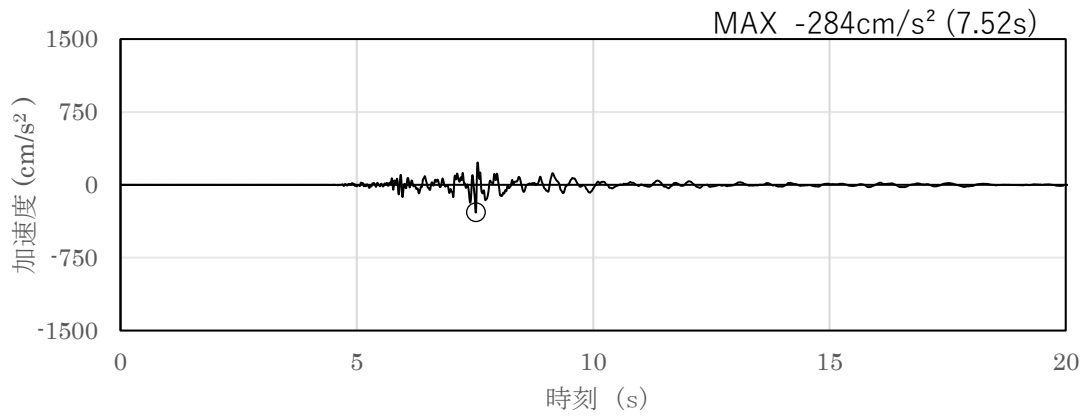


(a) 加速度時刻歴波形

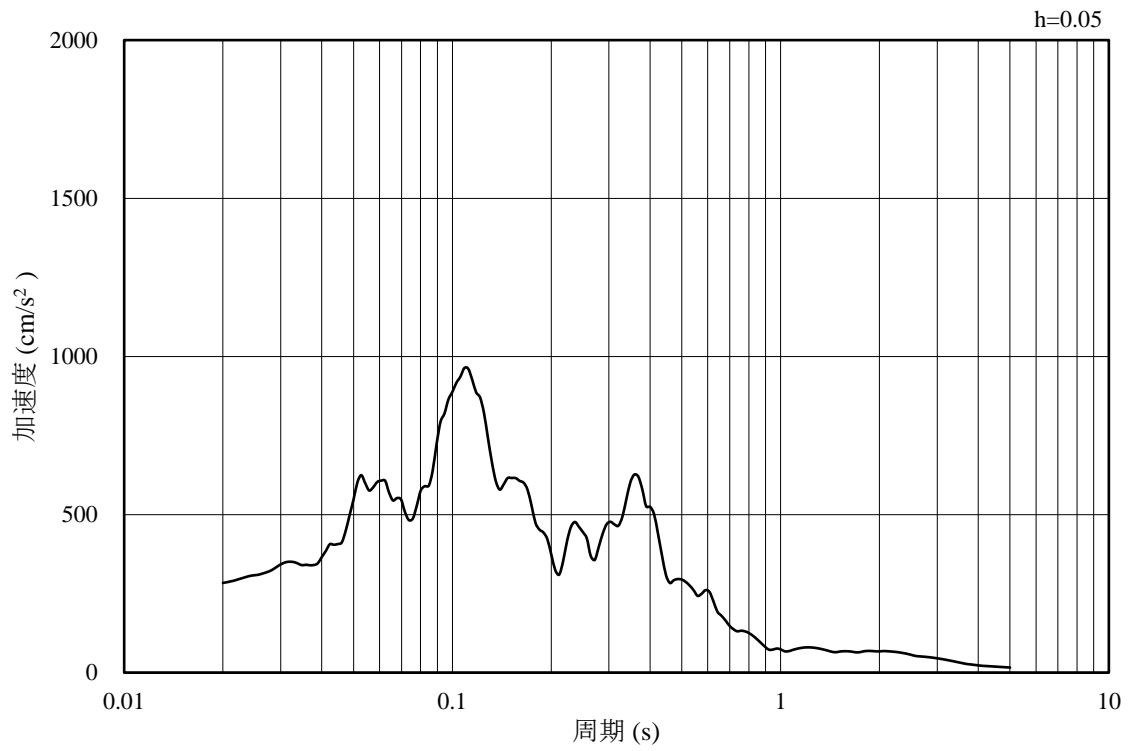


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-42 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
(水平成分 : S s - N 1 , EL-140.0m)

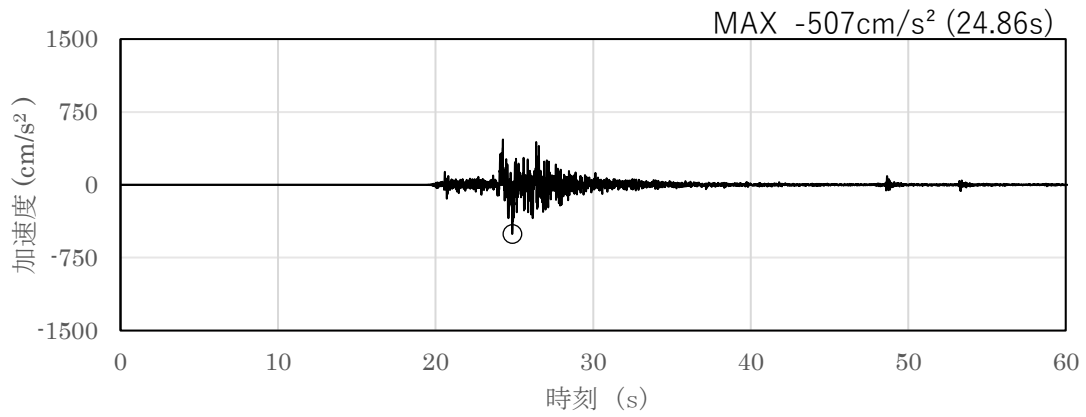


(a) 加速度時刻歴波形

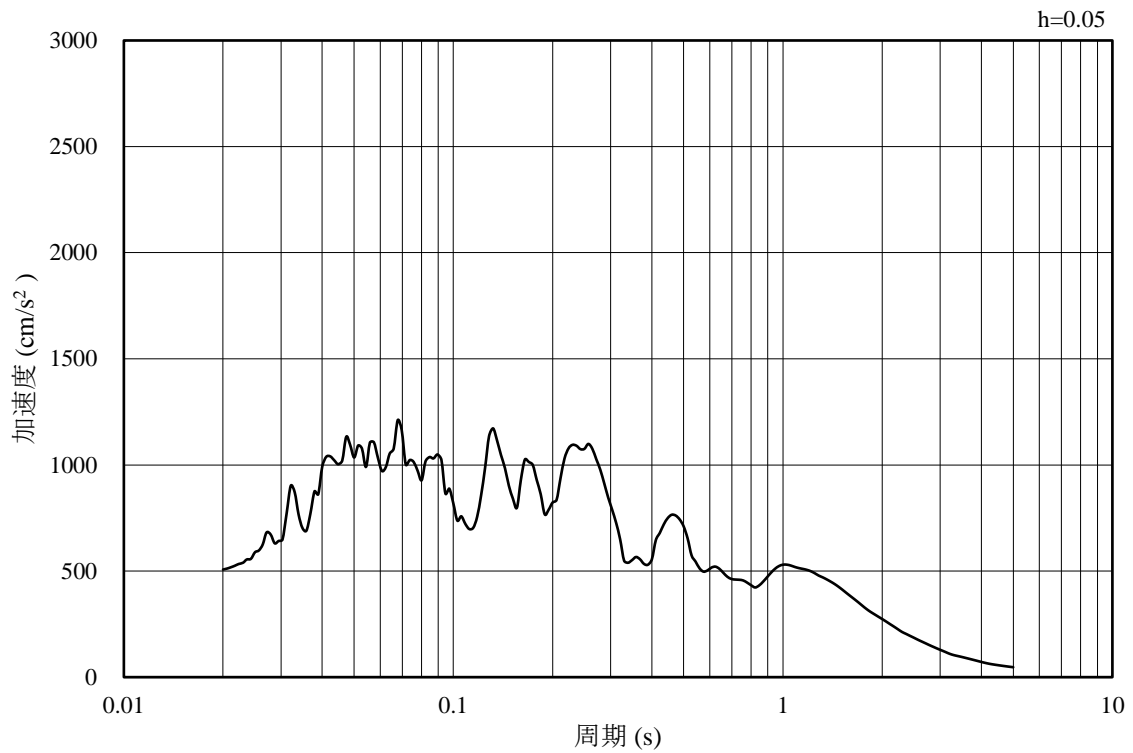


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-43 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
(鉛直成分：S s - N 1, EL-140.0m)

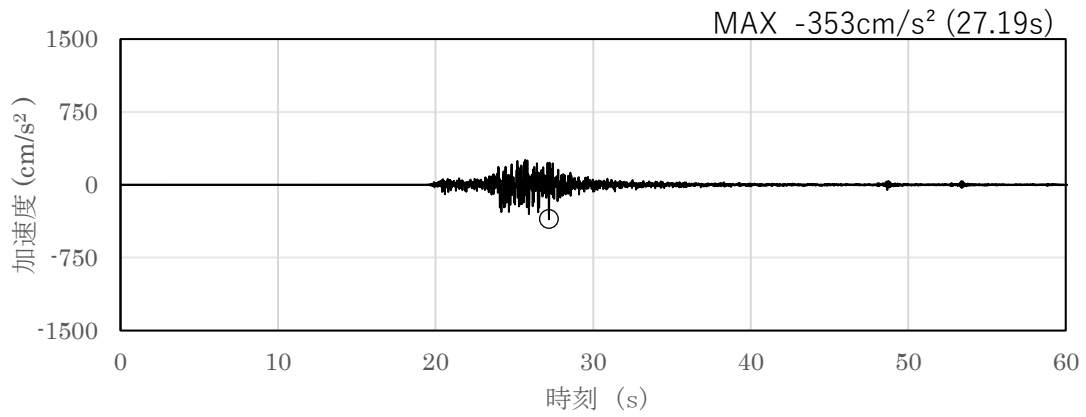


(a) 加速度時刻歴波形

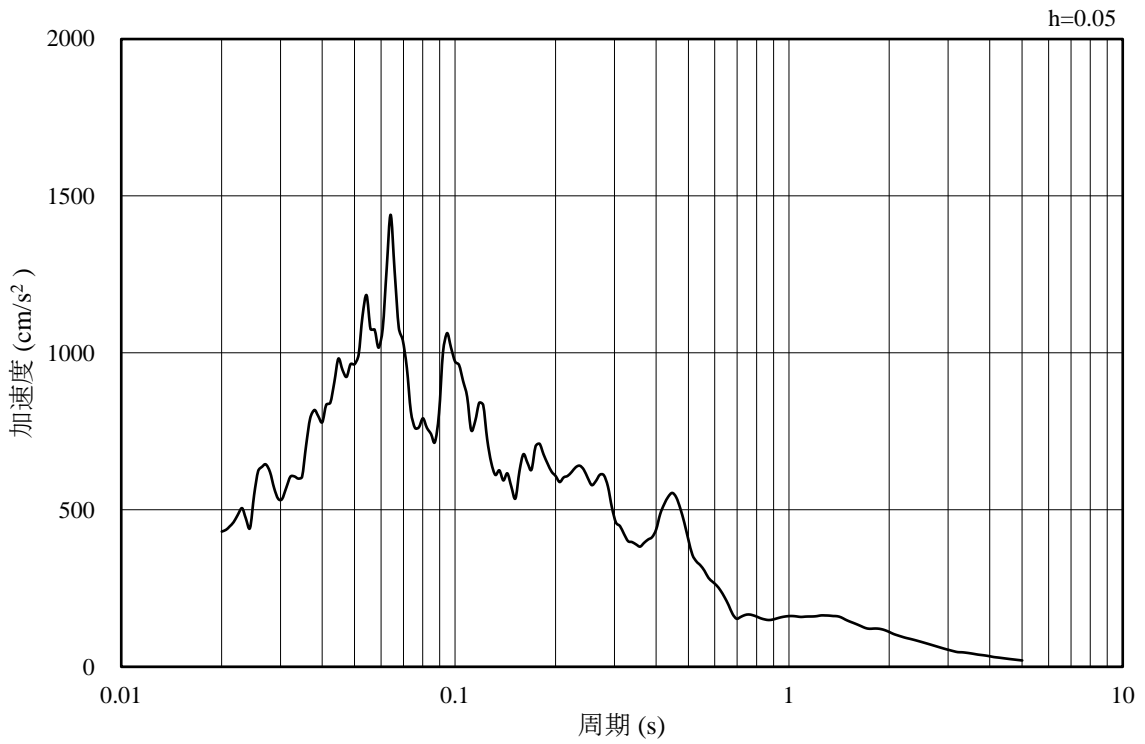


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-44 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
(水平成分 : S s - N 2 (N S), EL-140.0m)

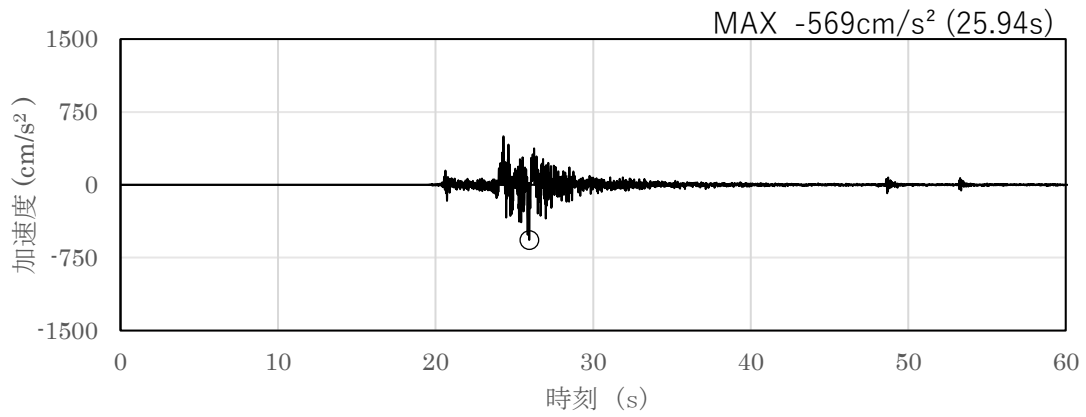


(a) 加速度時刻歴波形

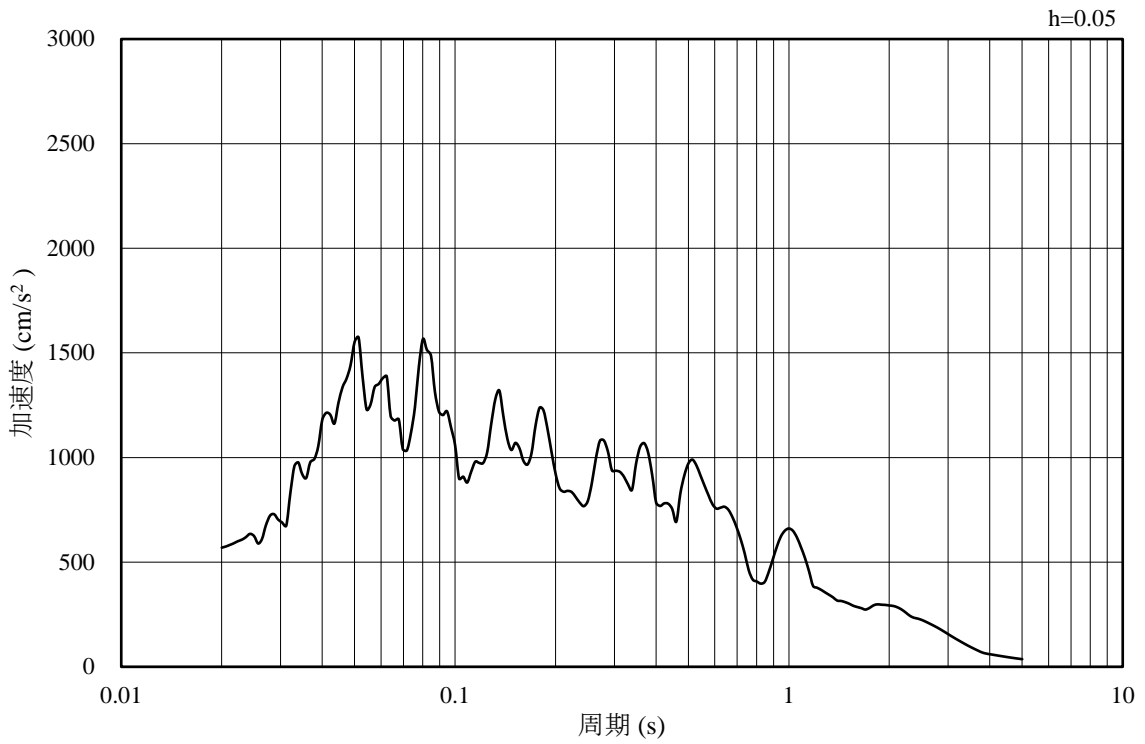


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-45 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
(鉛直成分：S s - N 2 (N S), EL-140.0m)

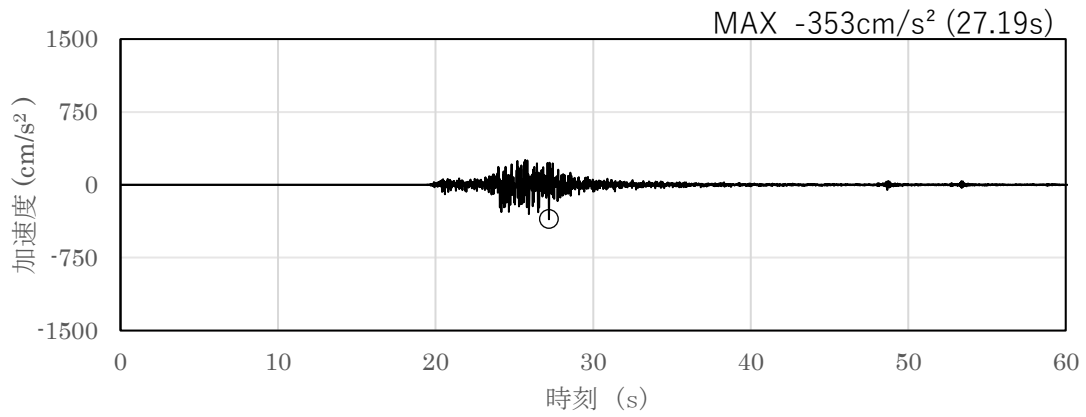


(a) 加速度時刻歴波形

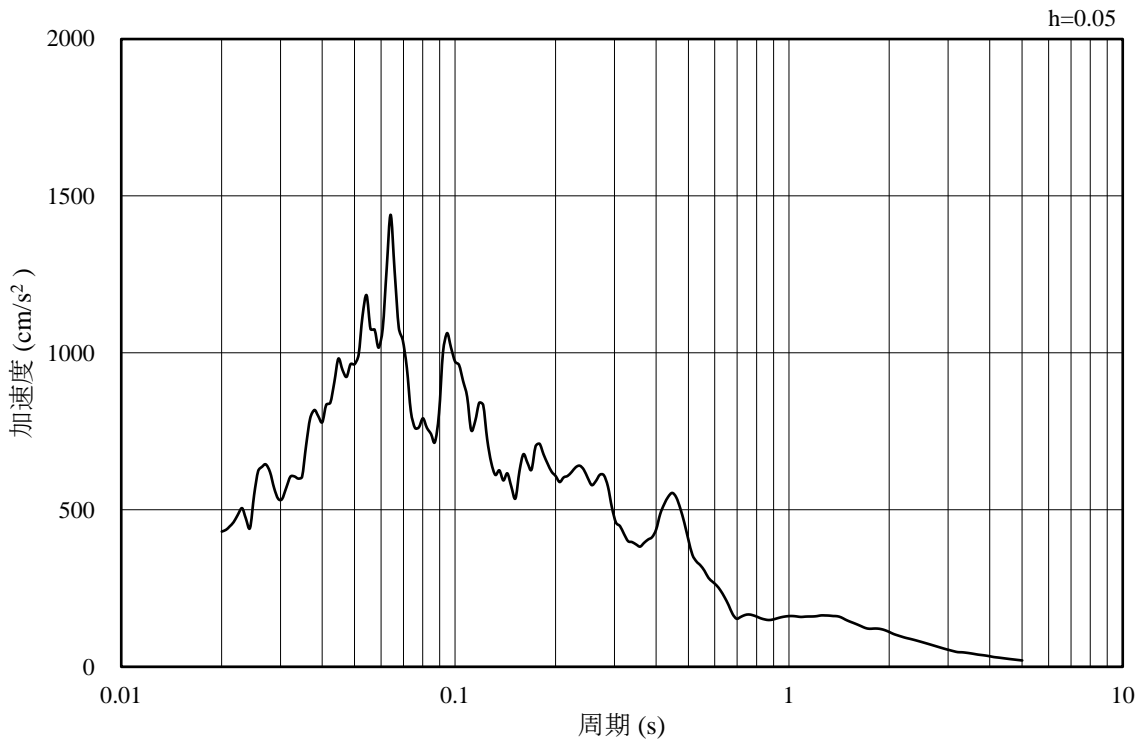


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-46 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
(水平成分 : S s - N 2 (E W), EL-140.0m)

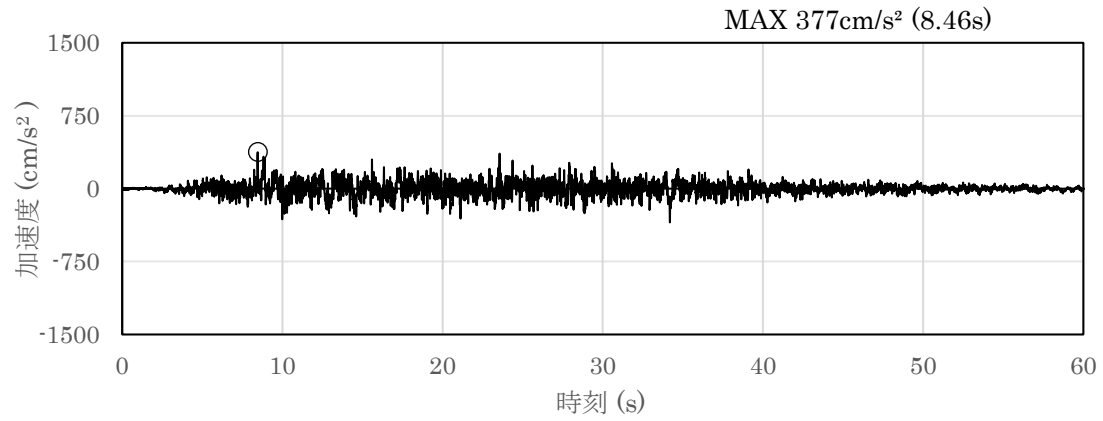


(a) 加速度時刻歴波形

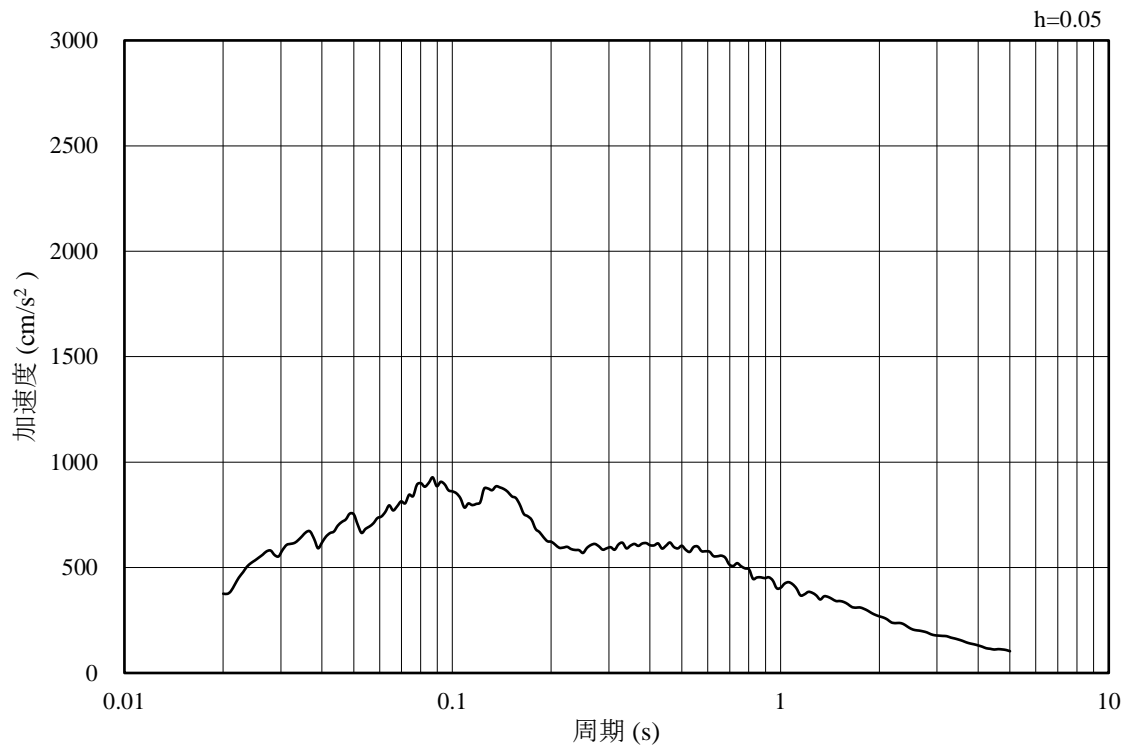


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-47 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
(鉛直成分：S s - N 2 (E W), EL-140.0m)

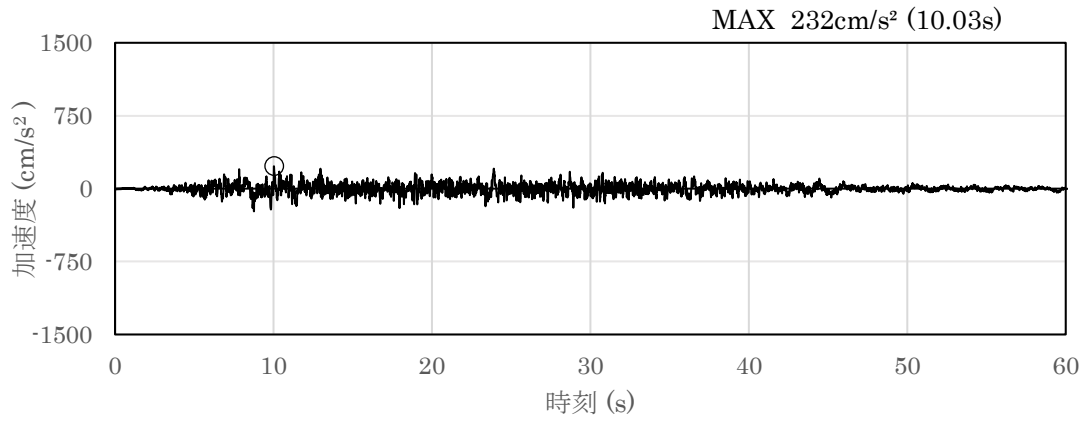


(a) 加速度時刻歴波形

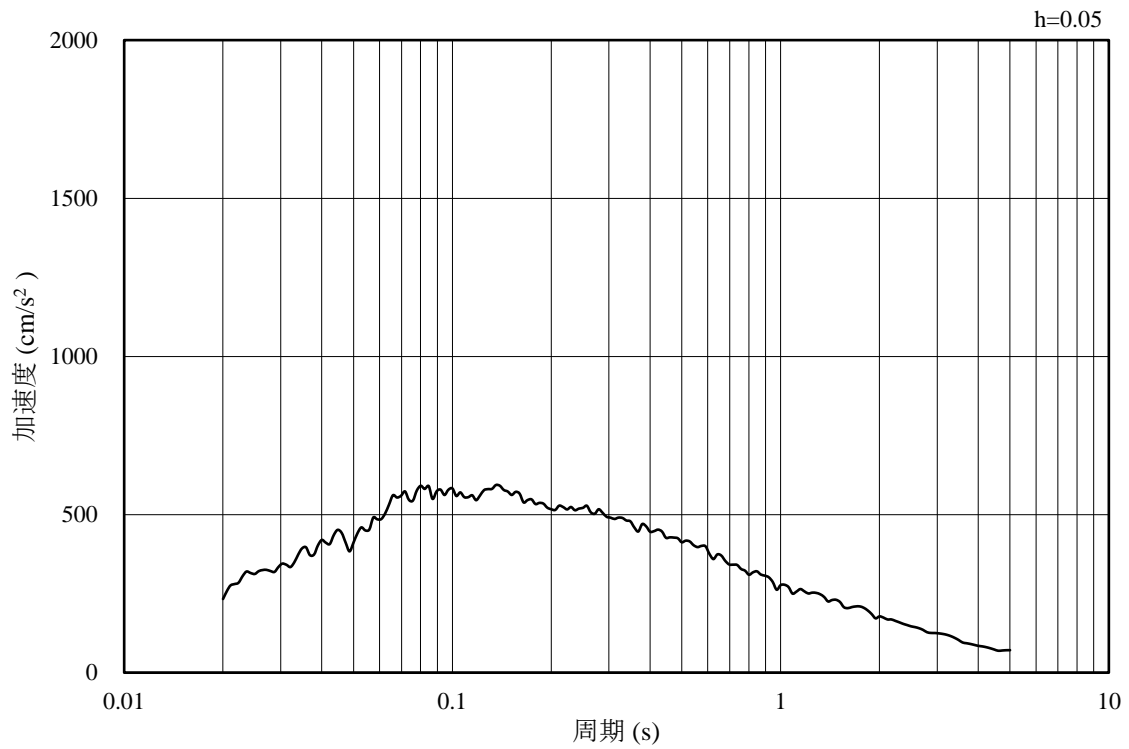


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-48 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
(水平成分 : S d - D, EL-140.0m)

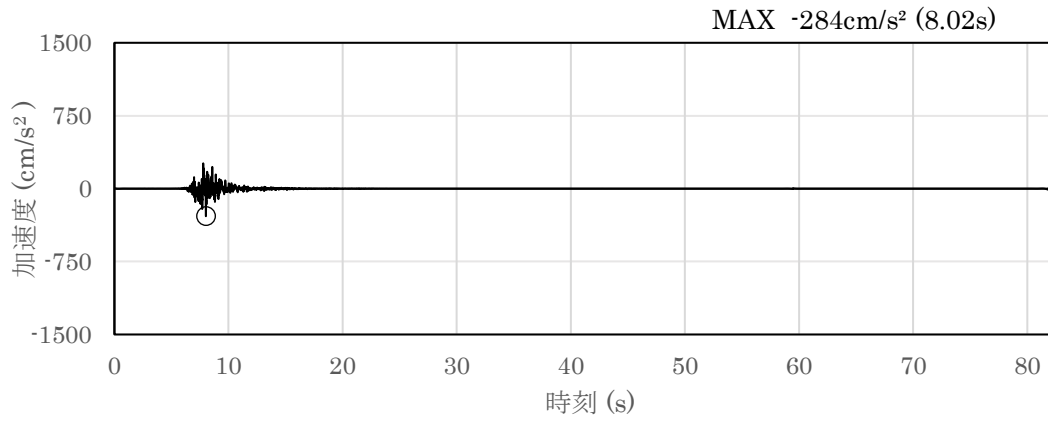


(a) 加速度時刻歴波形

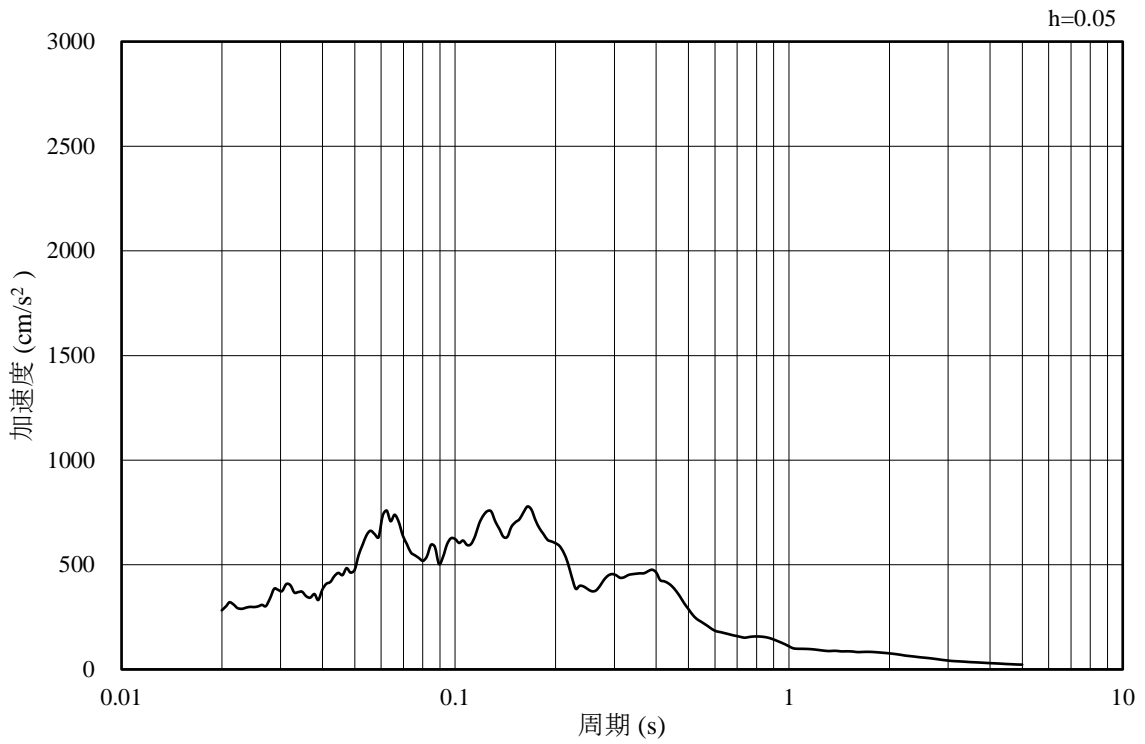


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-49 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
(鉛直成分：S d - D, EL-140.0m)

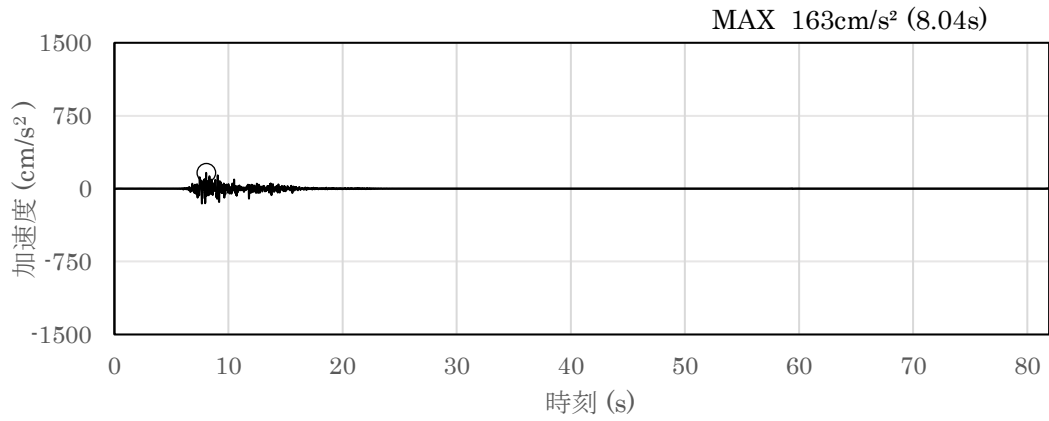


(a) 加速度時刻歴波形

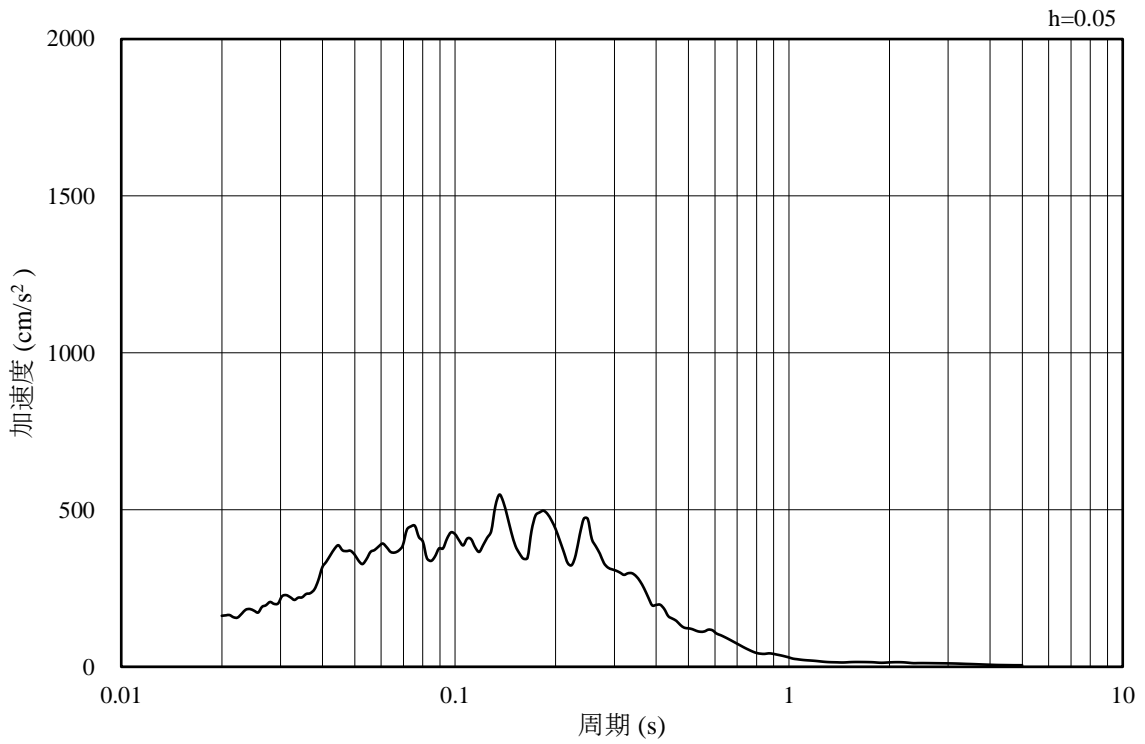


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-50 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
(水平成分：S d - F 1 (E W), EL-140.0m)

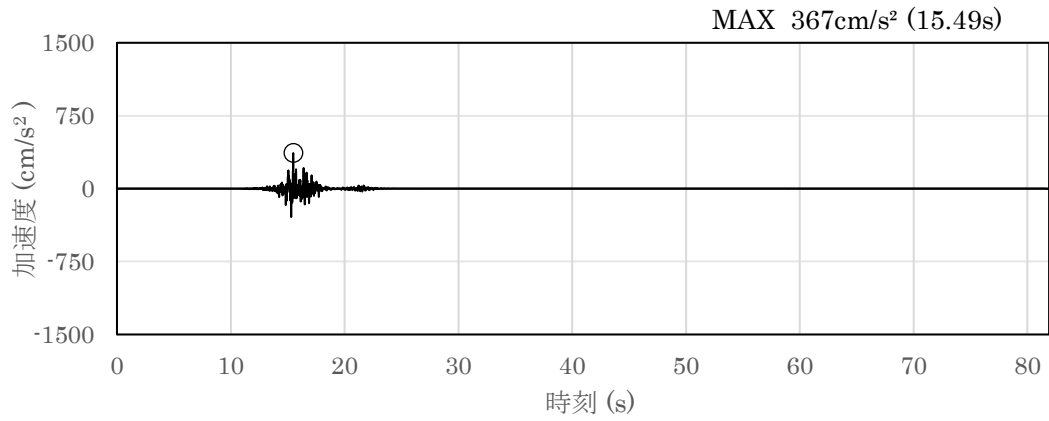


(a) 加速度時刻歴波形

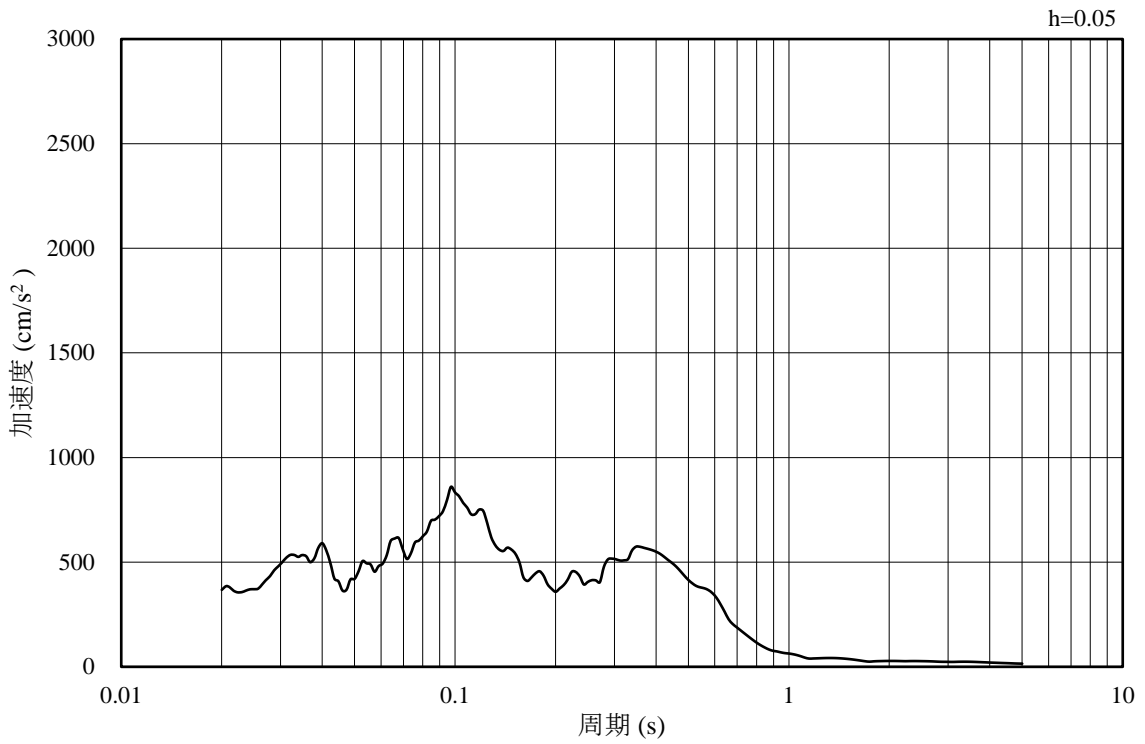


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-51 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 d - F 1 (E W), EL-140.0m)

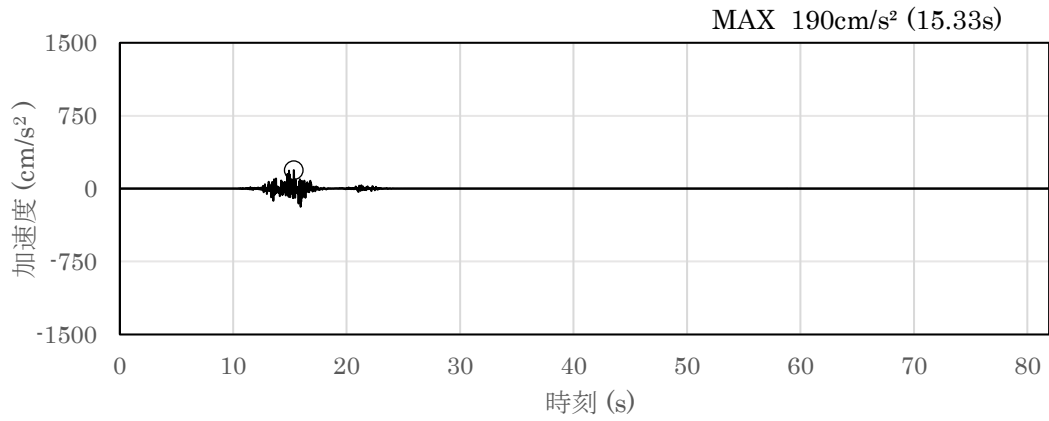


(a) 加速度時刻歴波形

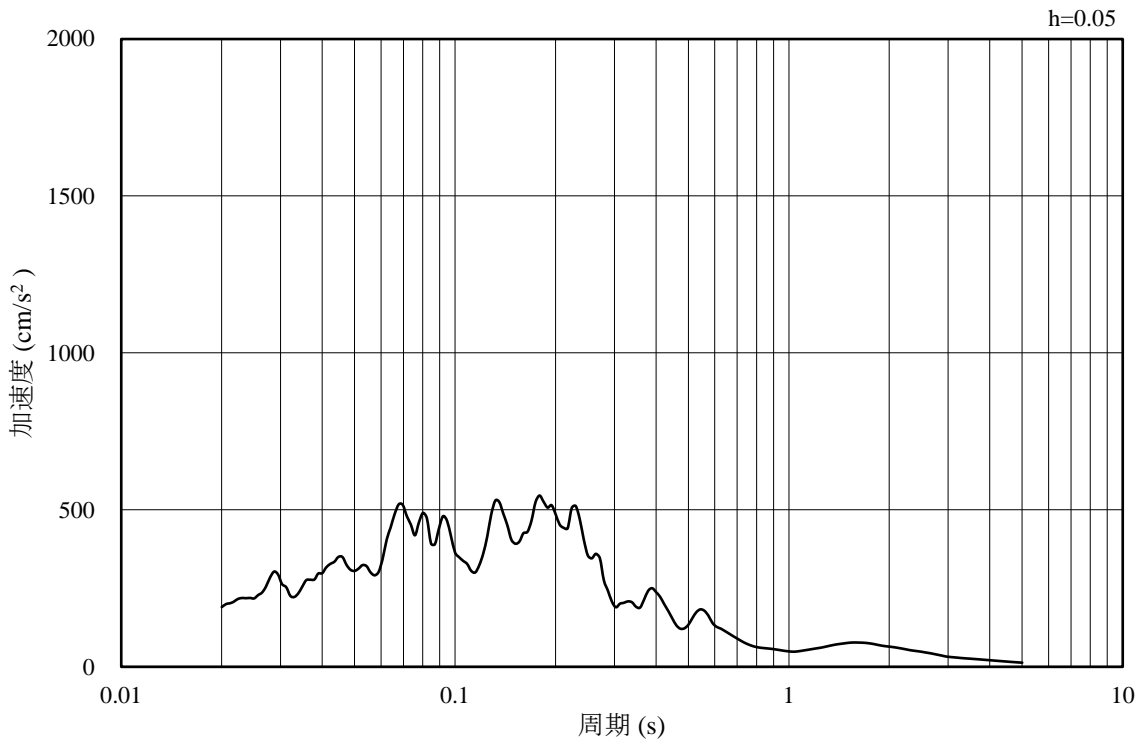


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-52 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 d - F 2 (E W), EL-140.0m)

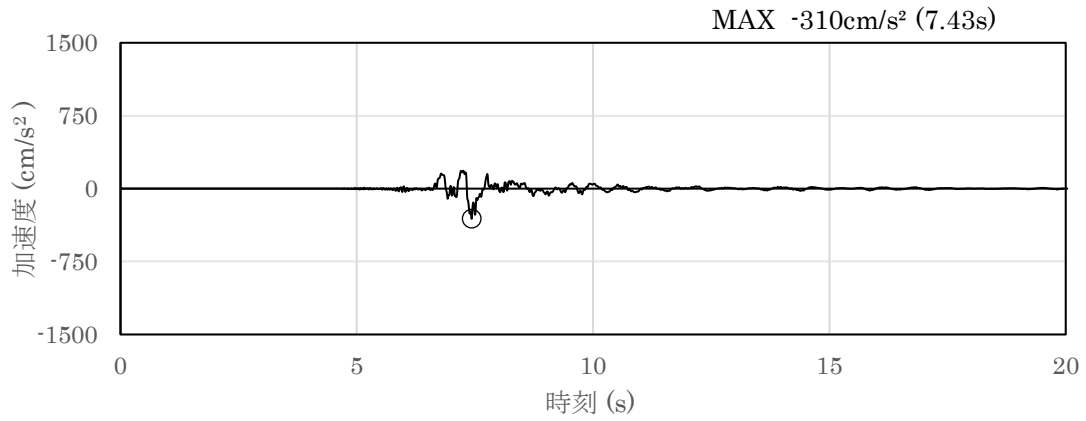


(a) 加速度時刻歴波形

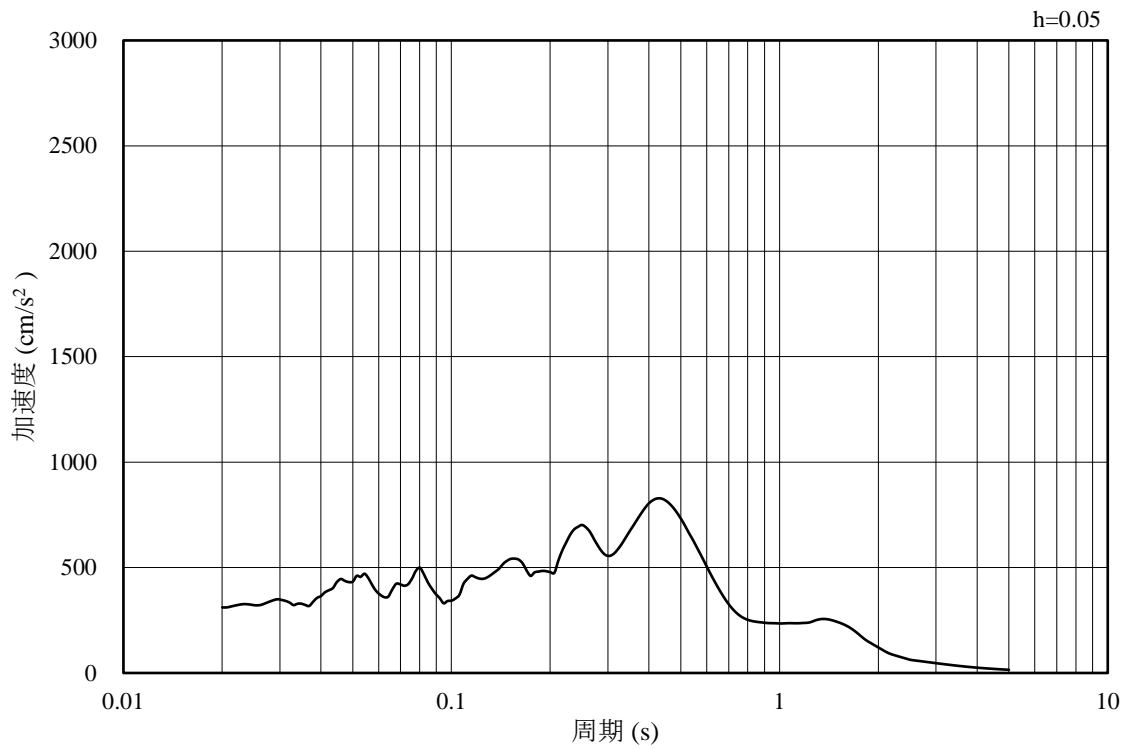


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-53 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 d - F 2 (E W), EL-140.0m)

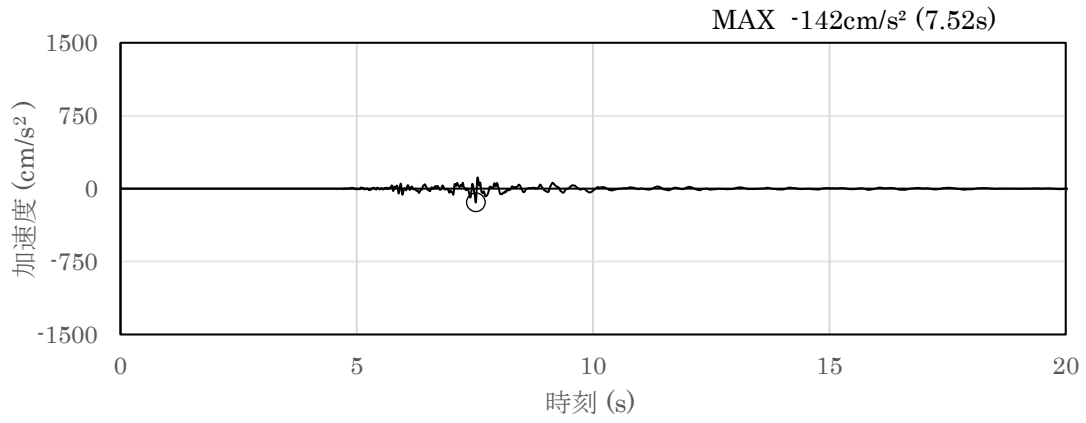


(a) 加速度時刻歴波形

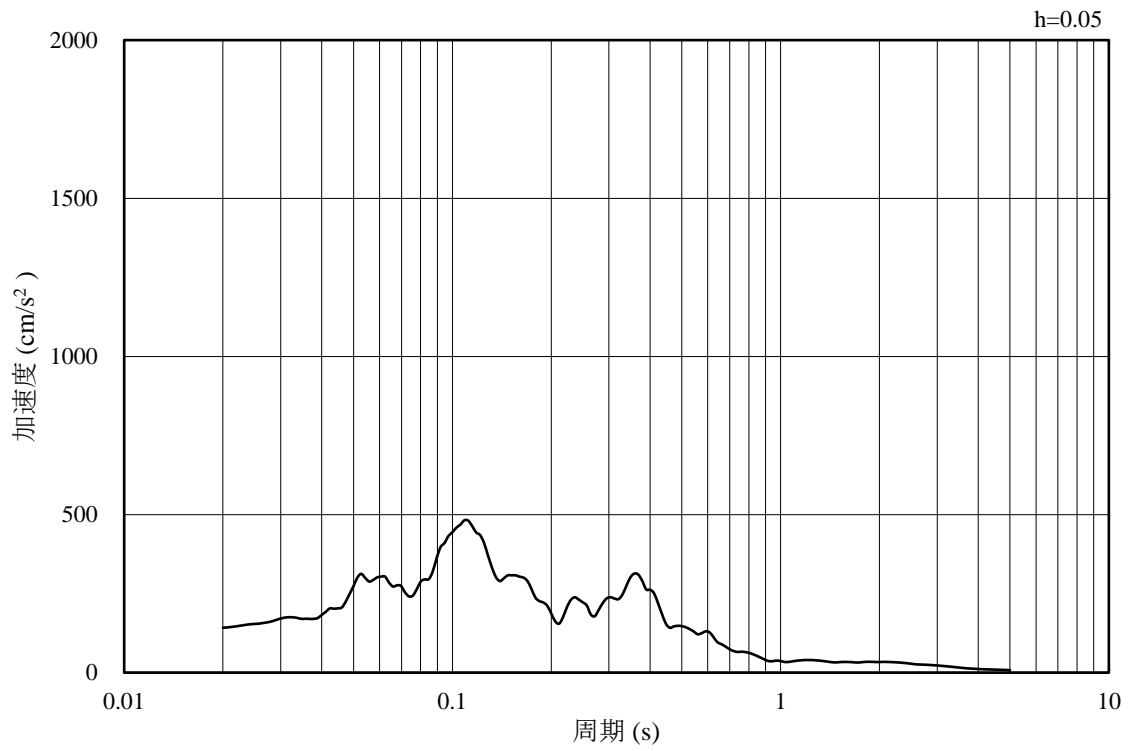


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-54 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 d - N 1 , EL-140.0m)

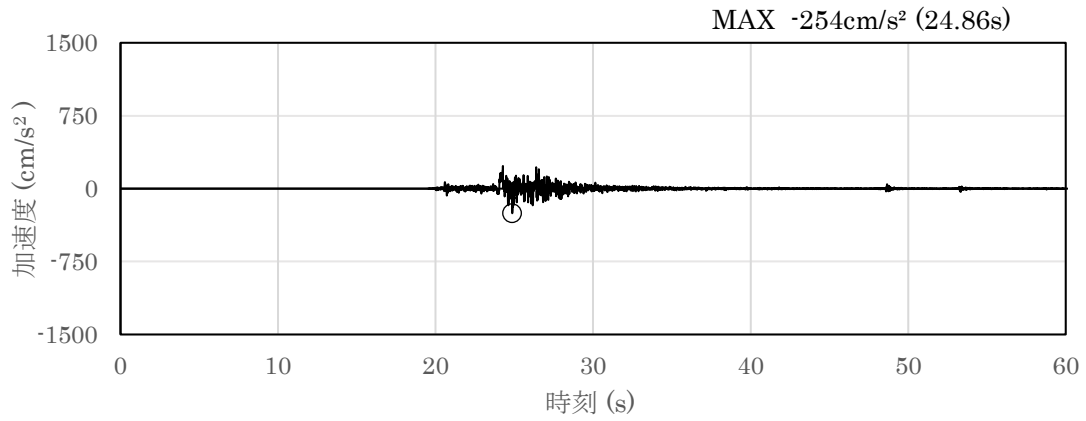


(a) 加速度時刻歴波形

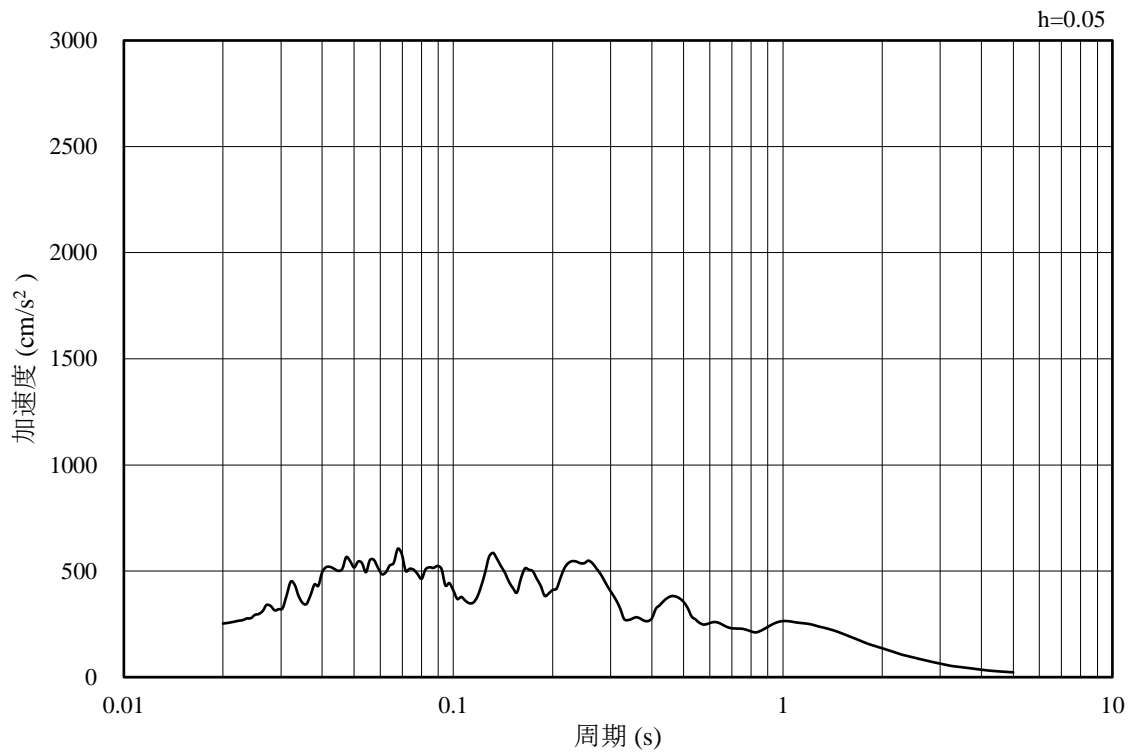


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-55 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 d - N 1, EL-140.0m)

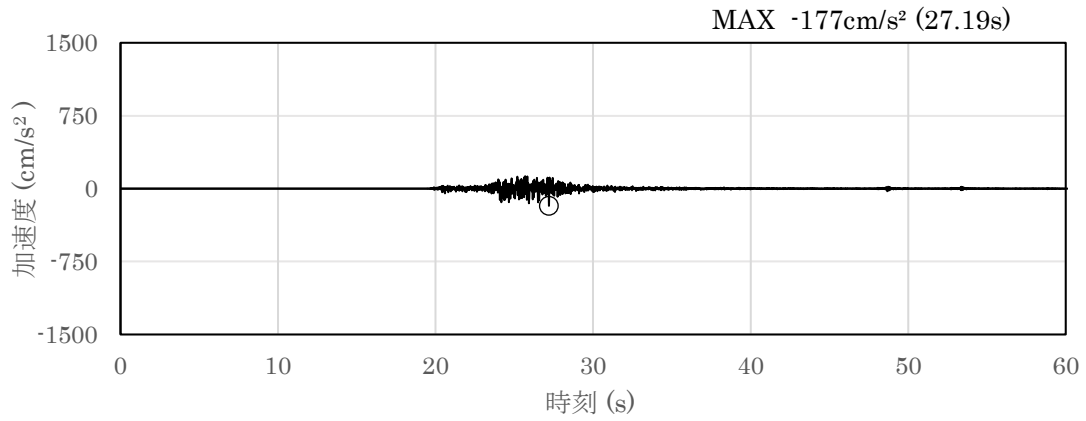


(a) 加速度時刻歴波形

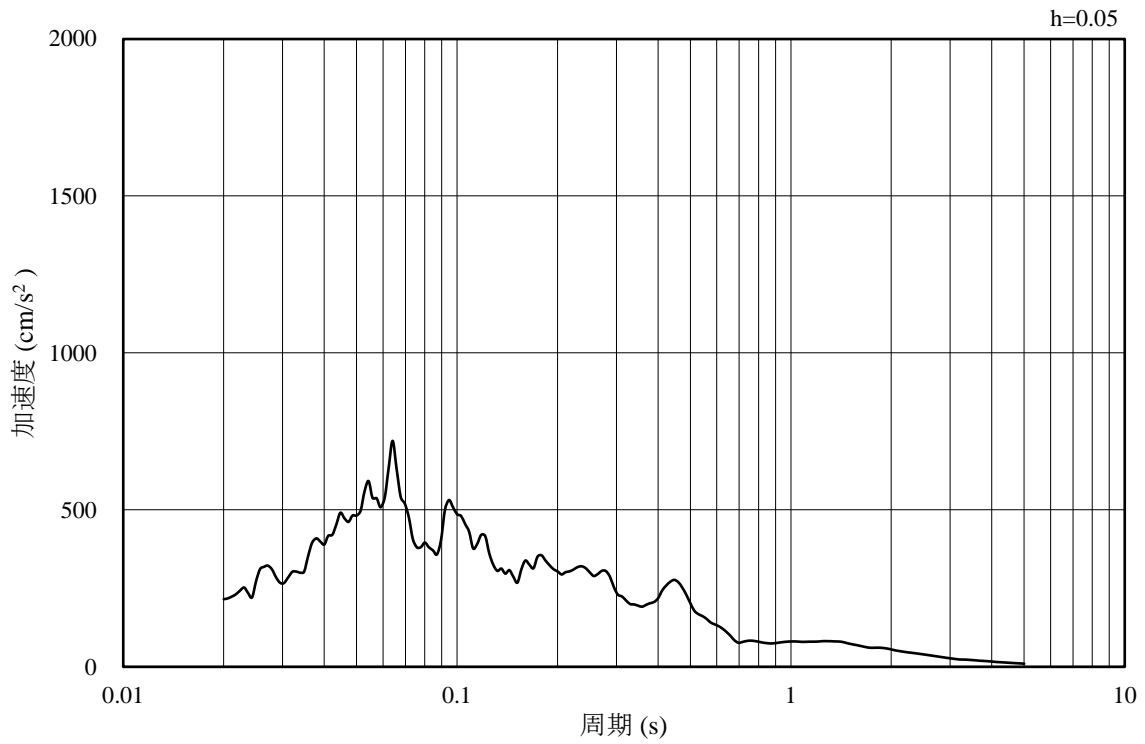


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-56 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 d - N 2 (N S), EL-140.0m)

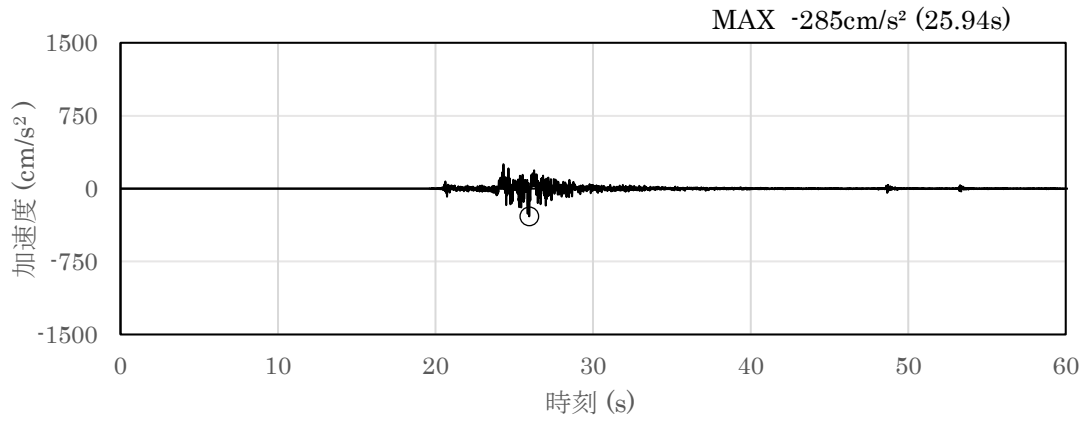


(a) 加速度時刻歴波形

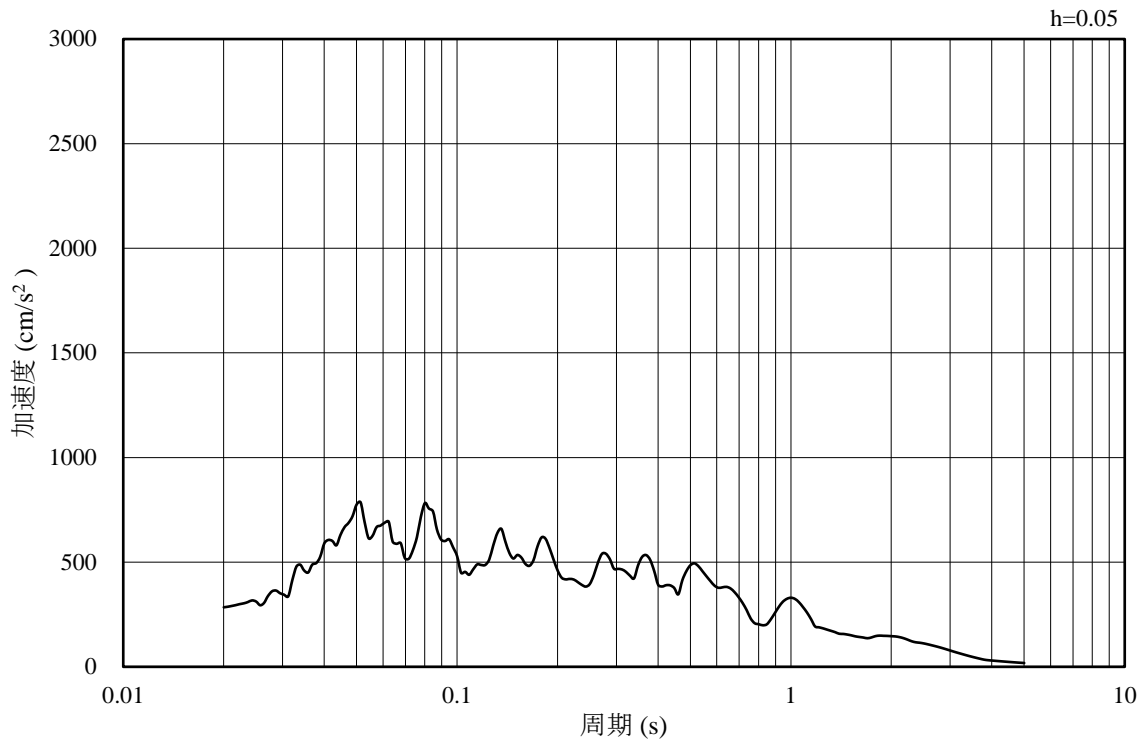


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-57 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 d - N 2 (N S), EL-140.0m)

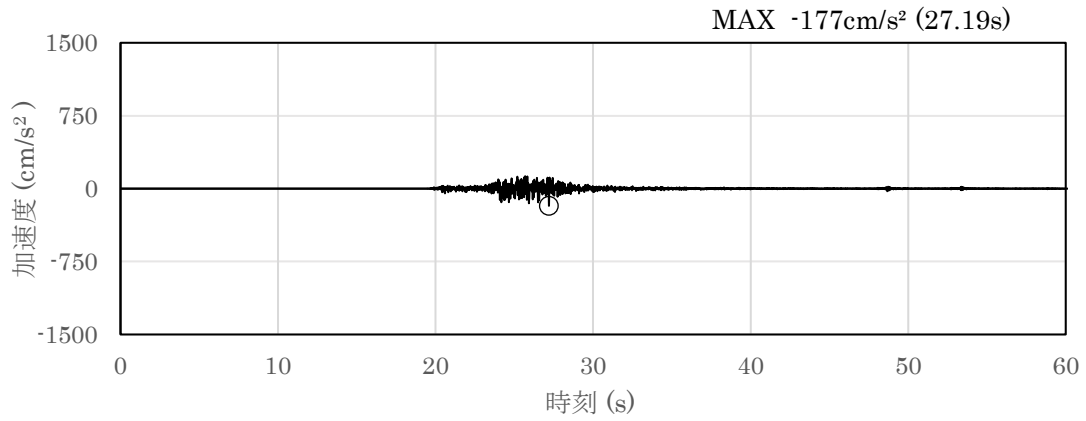


(a) 加速度時刻歴波形

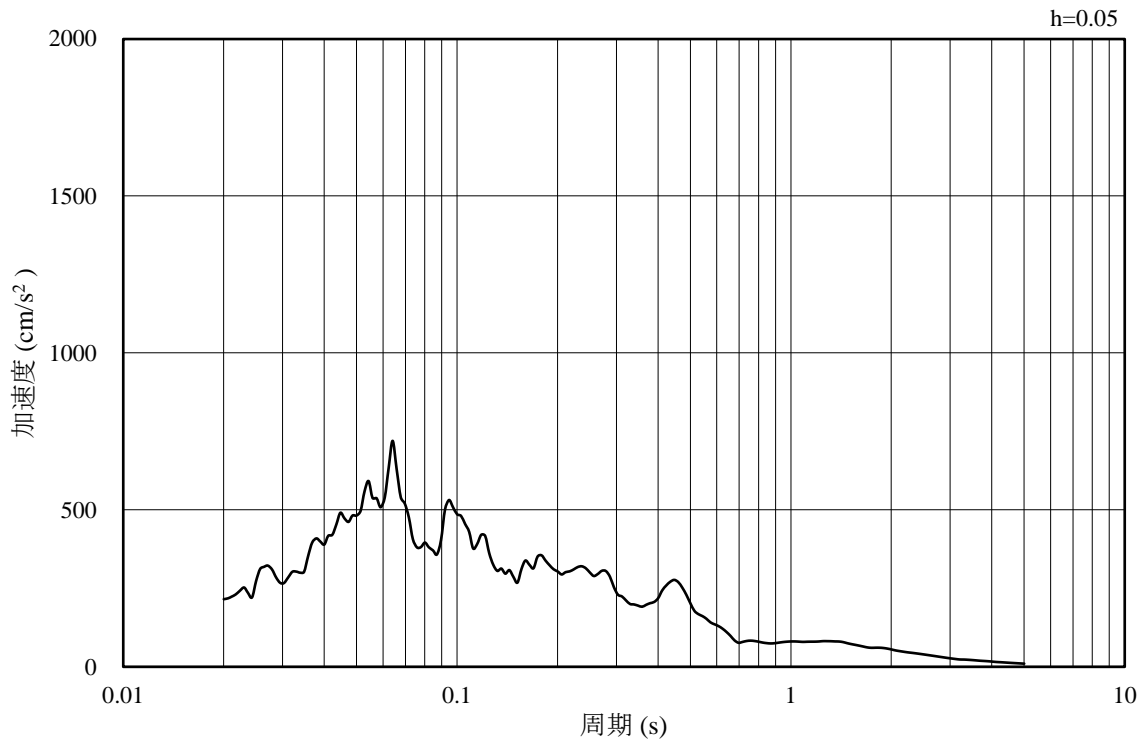


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-58 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 d - N 2 (E W), EL-140.0m)

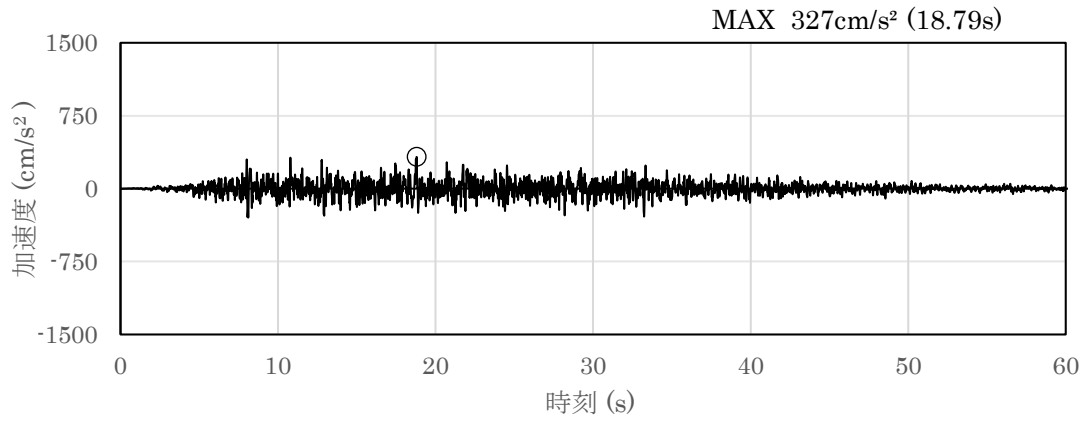


(a) 加速度時刻歴波形

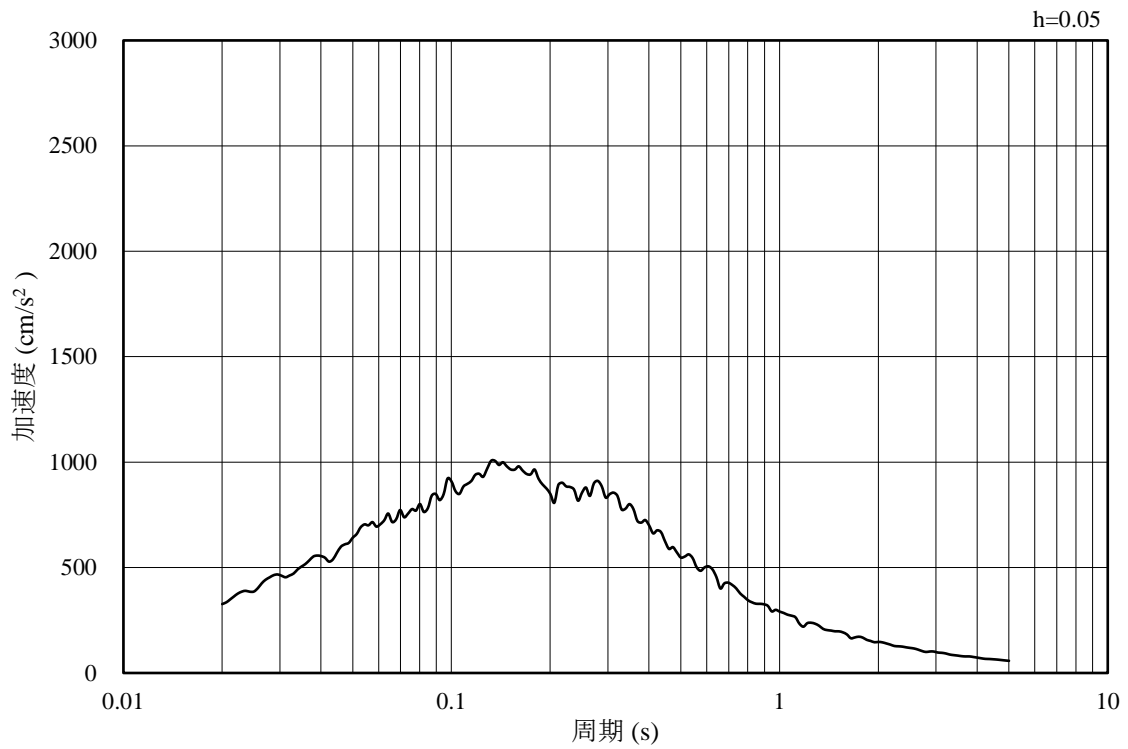


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-59 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 d - N 2 (E W), EL-140.0m)

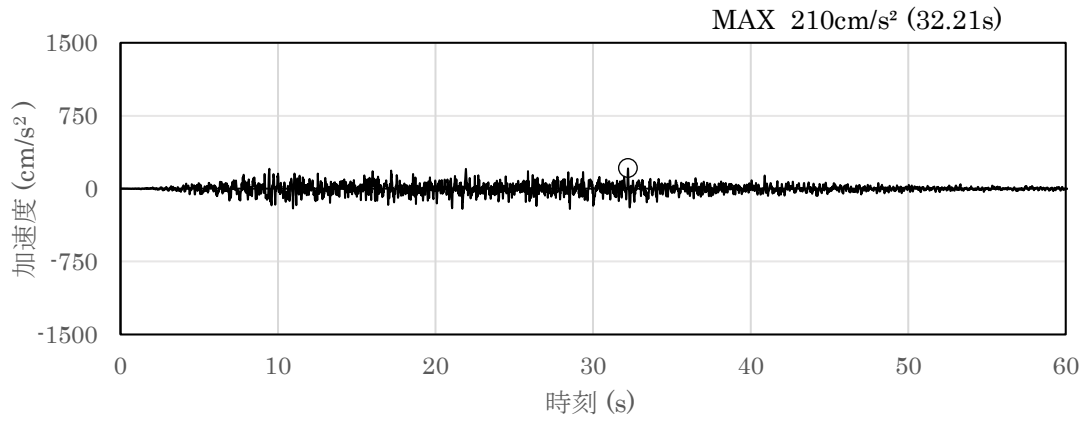


(a) 加速度時刻歴波形

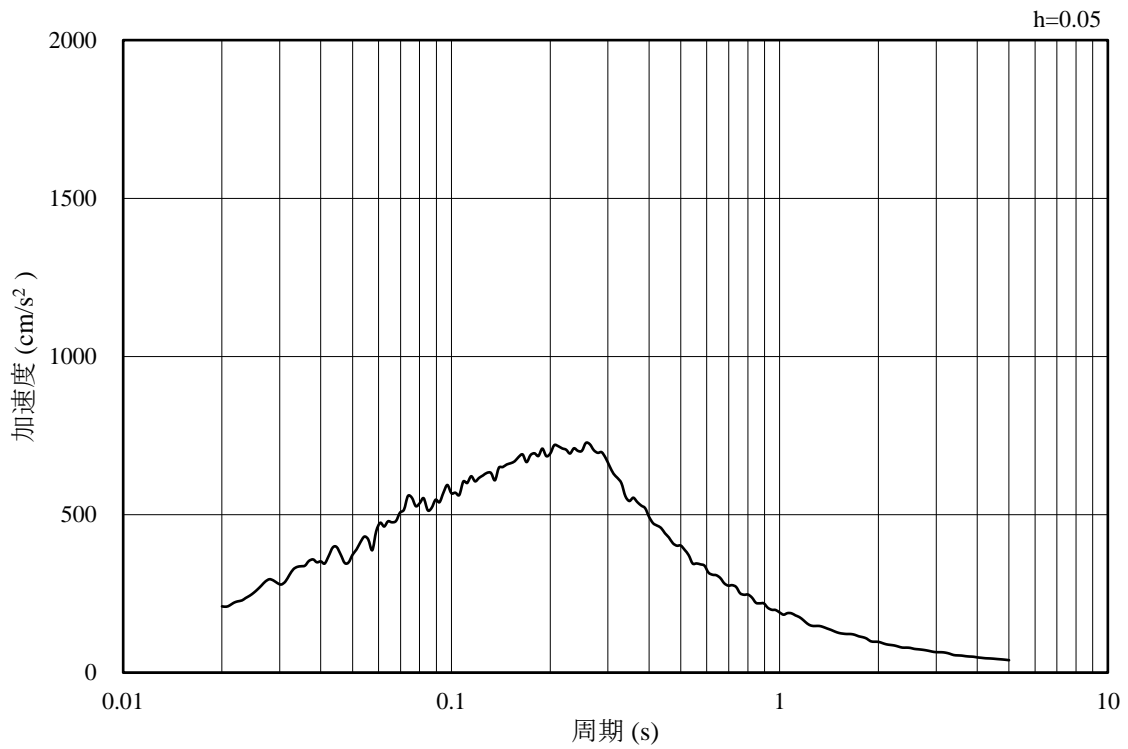


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-60 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 d - 1 , EL-140.0m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-61 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 d - 1, EL-140.0m)

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

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%）又は、限界層間変形角（1/100）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%及び層間変形角 1/100 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。

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及び層間変形角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) *1
	限界層間変形角	1/100 *2

注記*1: $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

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)
- 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: $\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$

ここで、

- γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
- R_u : 限界層間変形角 (=1/100)
- R_d : 照査用層間変形角 ($R_d = \gamma_a \cdot R$)
- γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
- R : 発生層間変形角

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）

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。せん断破壊に対する耐力評価のフローを図4-62に示す。

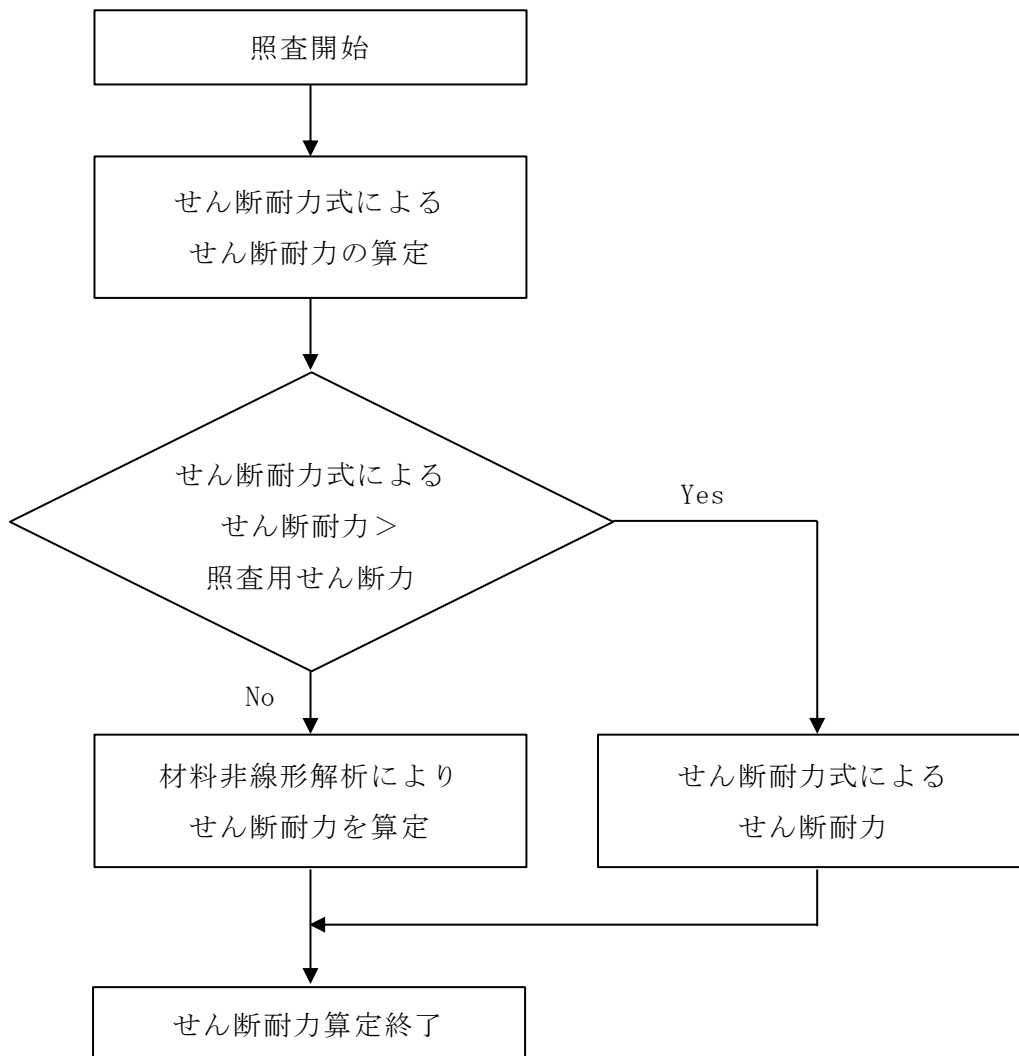


図4-62 せん断破壊に対する耐力評価フロー

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

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

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

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

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

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

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

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

ここで、

$f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) 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 4-2 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 4-2 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	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	γ_{ms}	1.0	1.0	—
部材 係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	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 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$ とされている。

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

γ_{b2} 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、

$\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

(1) 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 4-3 及び表 4-4 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 4-3 材料非線形解析の位置付け（土木学会マニュアル 2005）

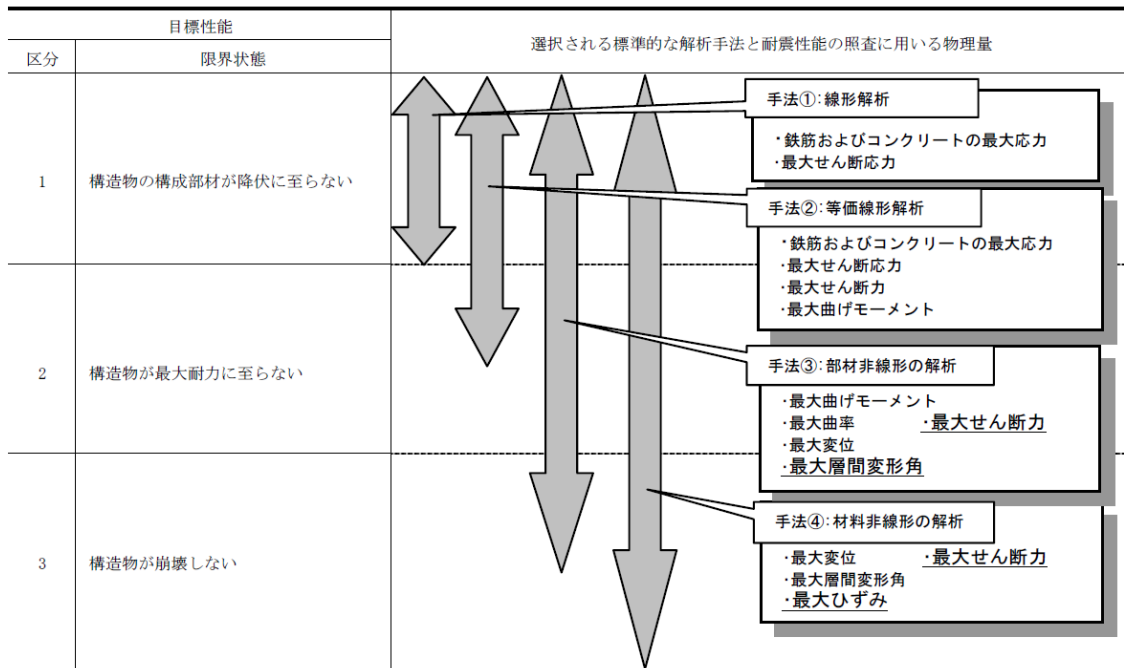


表 4-4 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

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 4-5 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-5 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 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 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	15.8N/mm ²	設計基準強度（20.6N/mm ² ）／材料係数*
引張強度	1.33N/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	0.0681N/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 4-7 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 4-63 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。

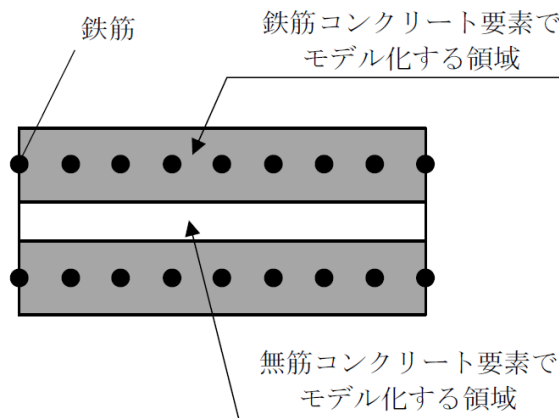


図 4-63 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

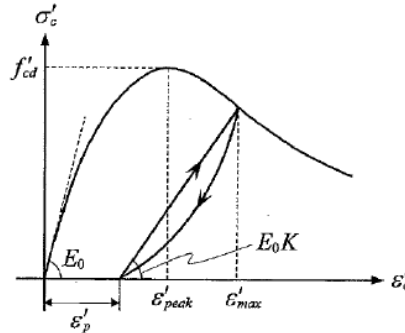
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-64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、最大応力点を越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4-65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4-64 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

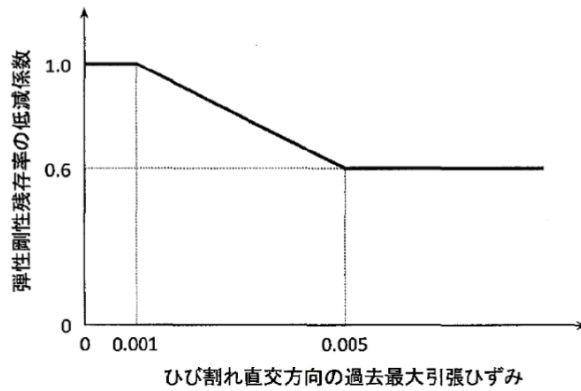
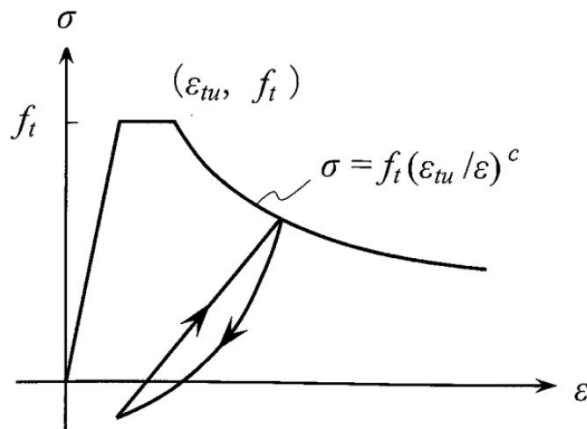


図 4-65 弾性剛性残存率の低減係数

(b) 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 4-66 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 4-67 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 4-66 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

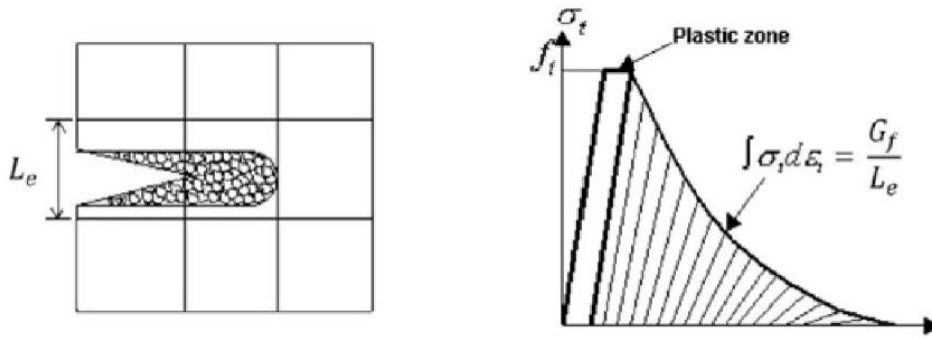
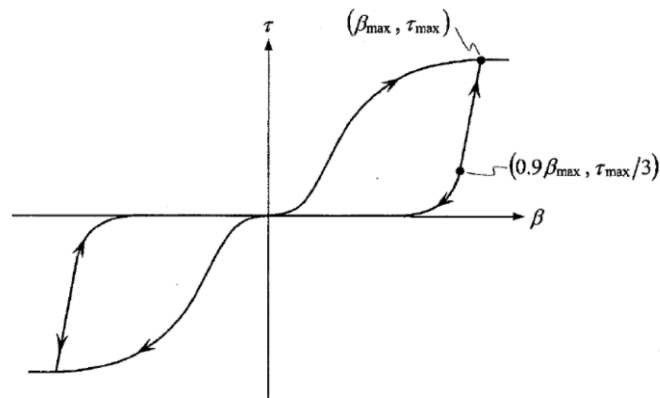


図 4-67 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(c) 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 4-68 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。



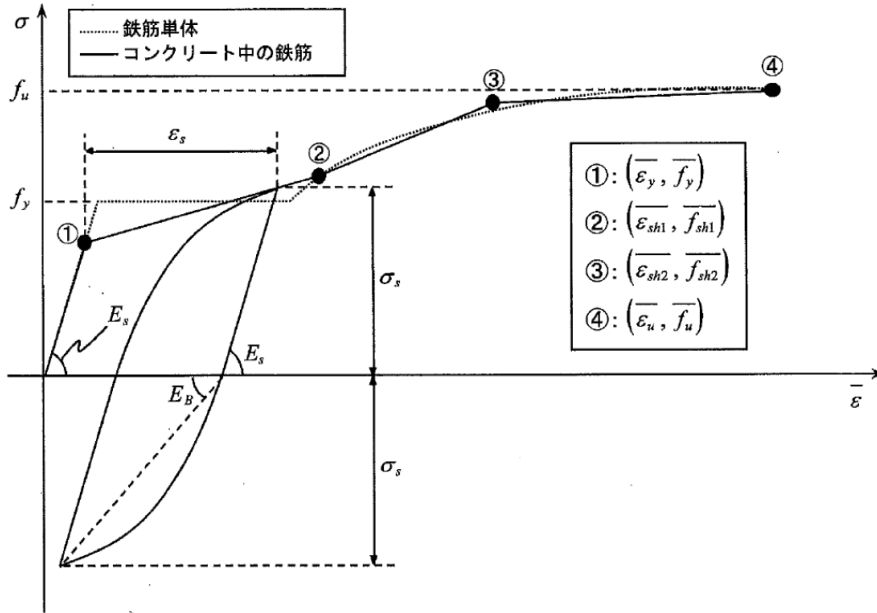
ここに，

- 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 4-68 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 4-69 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 4-69 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、荷重の組み合わせは地震応答解析と同様である。

(2) 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 4-70 に示す。

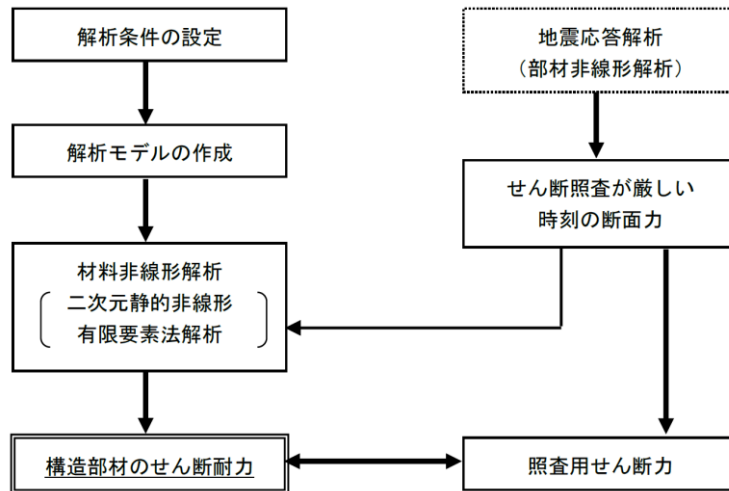


図 4-70 材料非線形解析のせん断耐力評価フロー

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 4-71 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载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-72 に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。

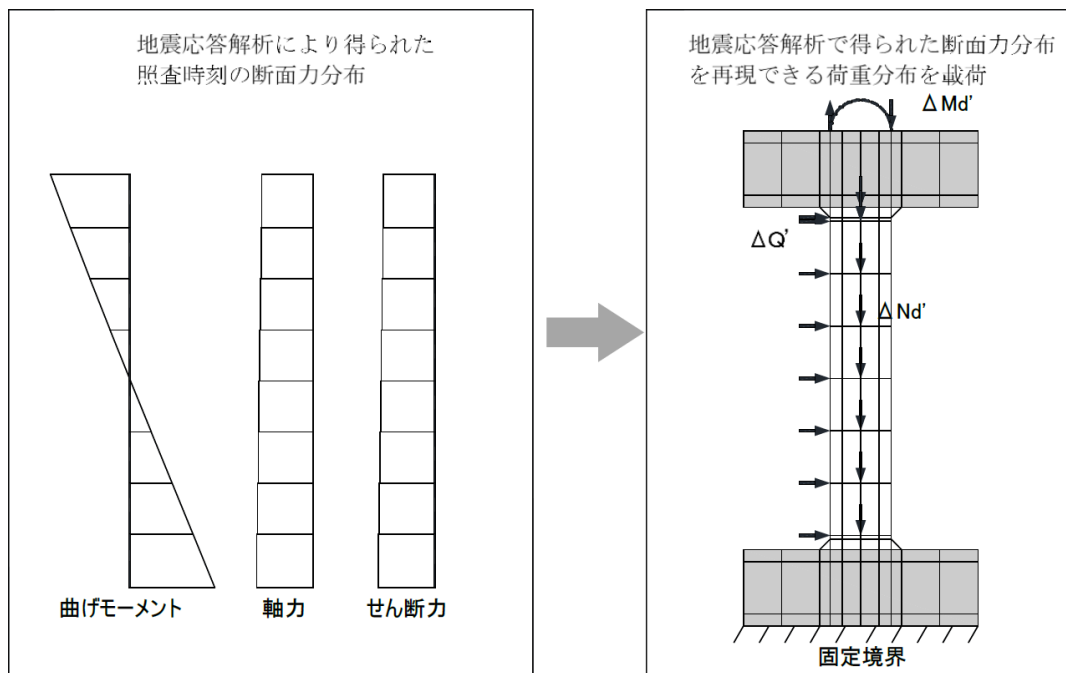


図 4-71 材料非線形解析における載荷状況

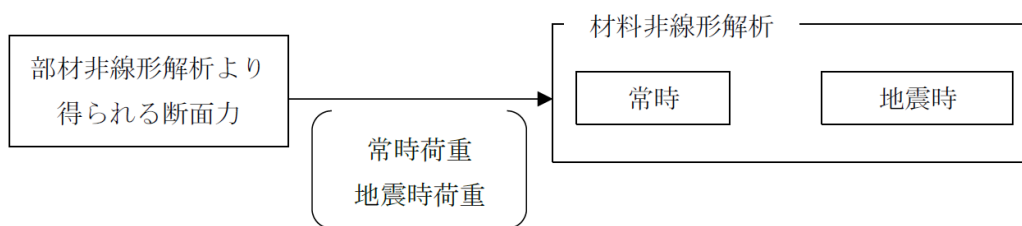


図 4-72 荷重の作用手順

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 4-73 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。

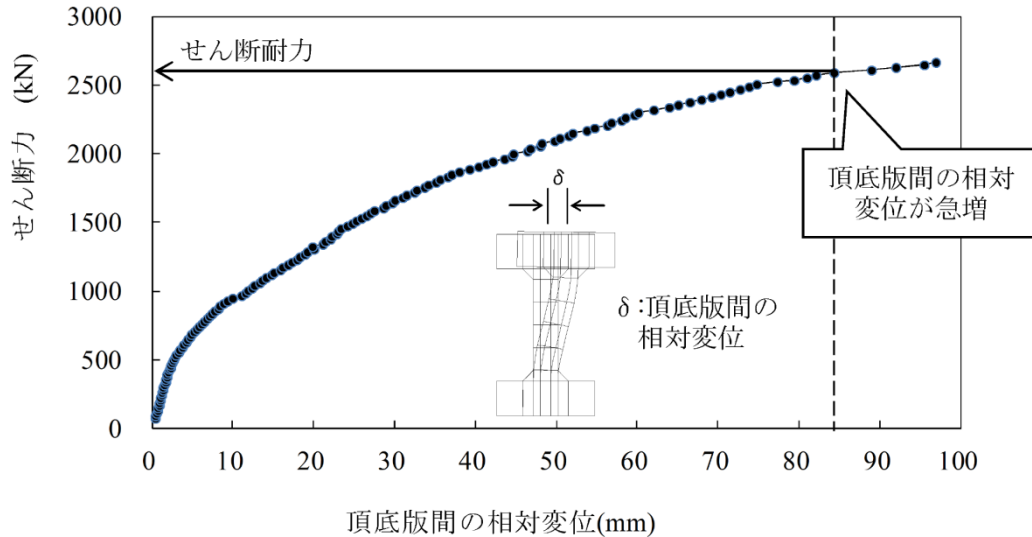


図 4-73 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

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 4-8 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 4-9 に部材係数 γ_{b1} の設定結果を示す。

表 4-8 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 4-9 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	

4.2.4 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4-10に示す。

表4-10 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4-11に示す。

表4-11 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	f' _{ck} = 15.6	f' _a = 15.6
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4-12に示すせん断強度及び引張強度とする。

表4-12 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} = 15.6 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)	1/5 f' _{ck}	3.12
	引張強度 (N/mm ²)	0.23 f' _{ck} ^{2/3}	1.43

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」，「層間変形角時刻歴波形」，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」，「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

5.1.1 解析ケースと照査値

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，基本ケース（A-A 断面及び B-B 断面の場合はケース①，C-C 断面の場合はケース④）を実施する。基本ケースにおいて，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，C-C 断面の場合は解析ケース⑤～⑧を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は，照査値が最も厳しくなる地震動を用いて，A-A 断面及び B-B 断面の場合は解析ケース②及び③を，C-C 断面の場合は解析ケース⑤～⑧を実施する。

A-A 断面及び B-B 断面の解析ケース②及び③並びに C-C 断面の解析ケース⑤～⑧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並びに⑤～⑧にを実施する地震動

断面	解析ケース②及び③並びに⑤～⑧を実施する地震動	備考
A-A 断面	$S_s - D (-+)$	せん断破壊から選定
B-B 断面	$S_s - D (++)$	せん断破壊から選定
C-C 断面	$S_s - D (++)$	せん断破壊から選定

5.1.2 ひずみの時刻歴波形

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の時刻歴波形を図 5-1～図 5-3 に示す。

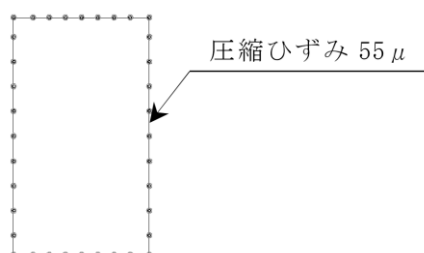
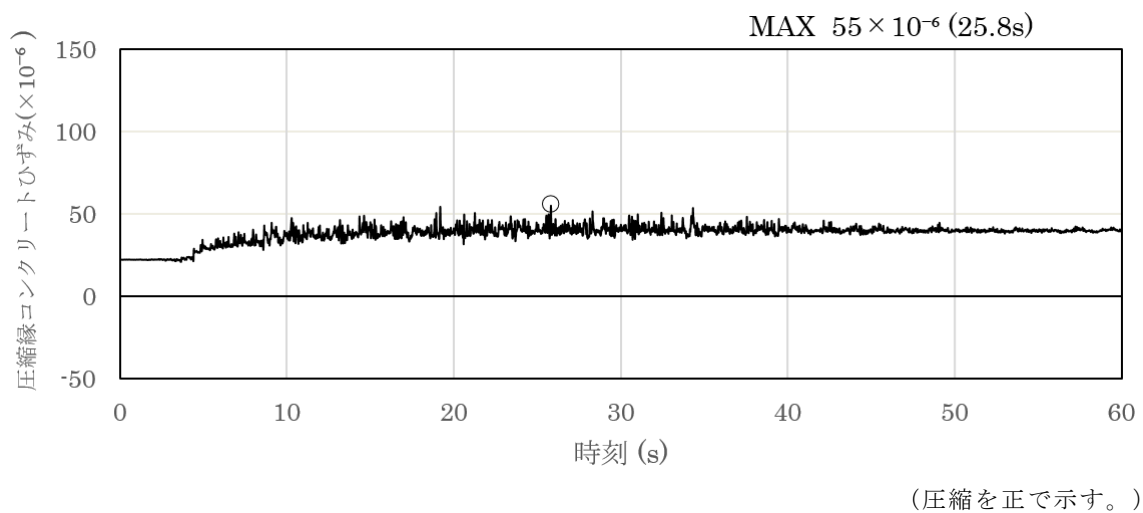
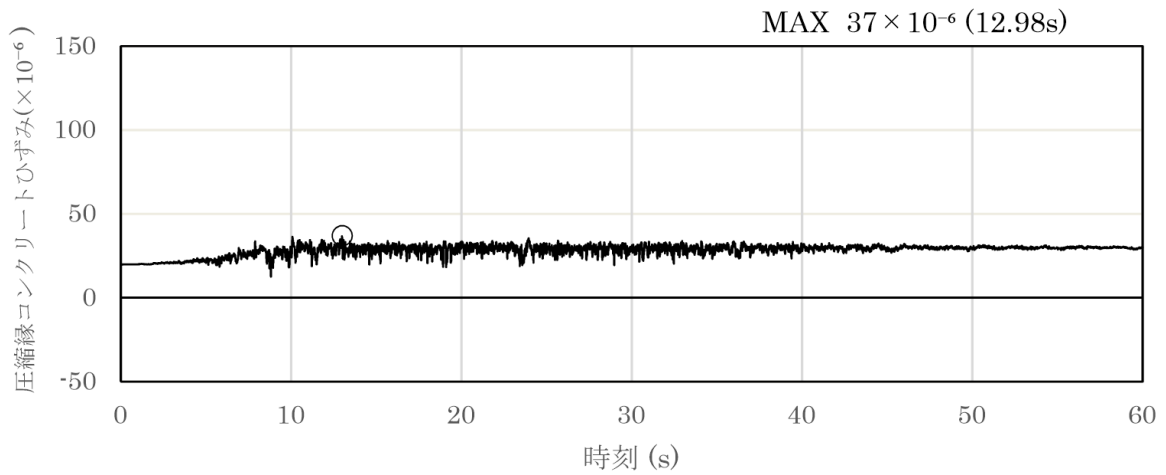


図 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
(全応力解析) (A-A断面, 解析ケース③, S s - D (-+))



(圧縮を正で示す。)

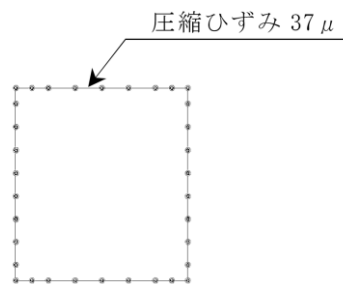


図 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
(全応力解析) (B-B断面, 解析ケース②, S_s-D(++))

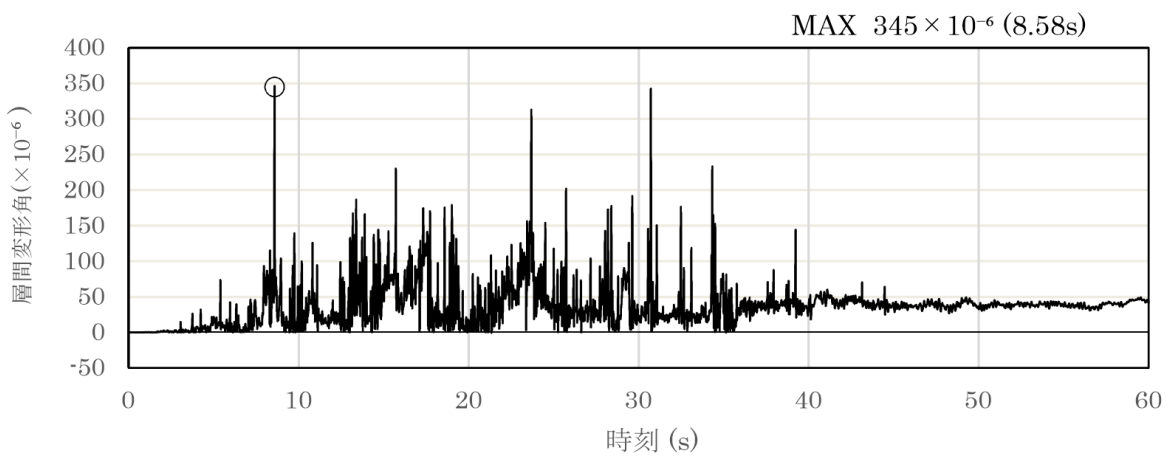
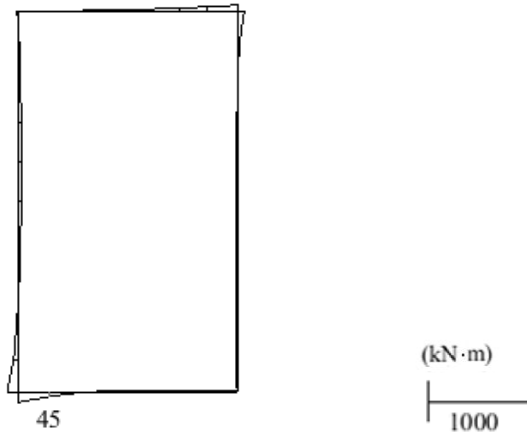


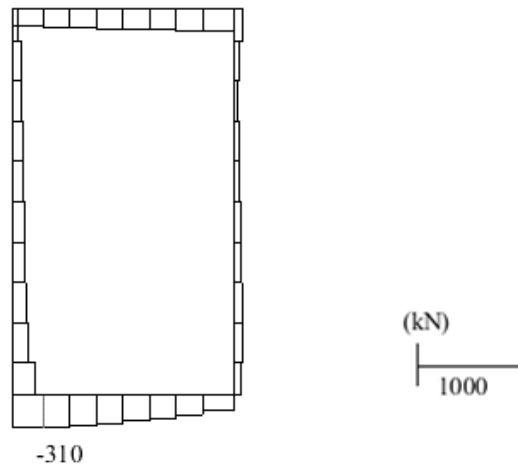
図 5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
(有効応力解析) (C-C断面, 解析ケース④, S_s-D(--))

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

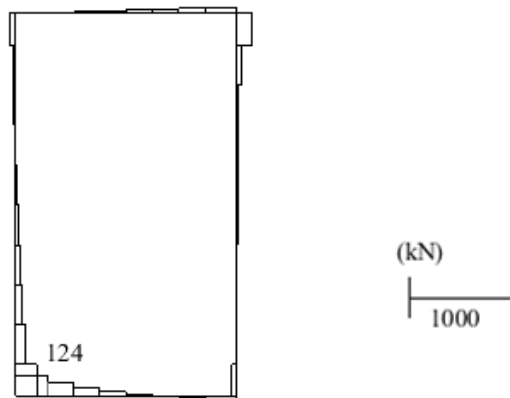
せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-4～図5-6に示す。



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

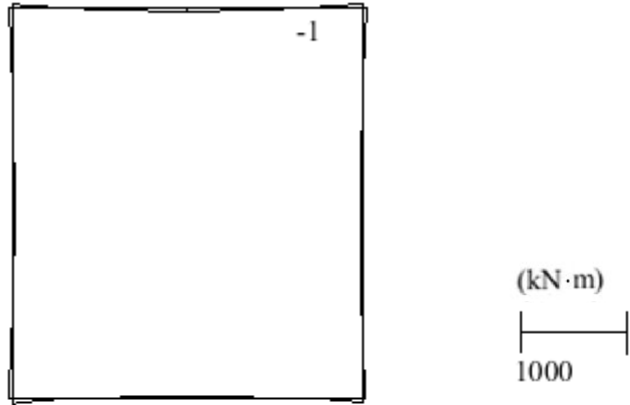


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

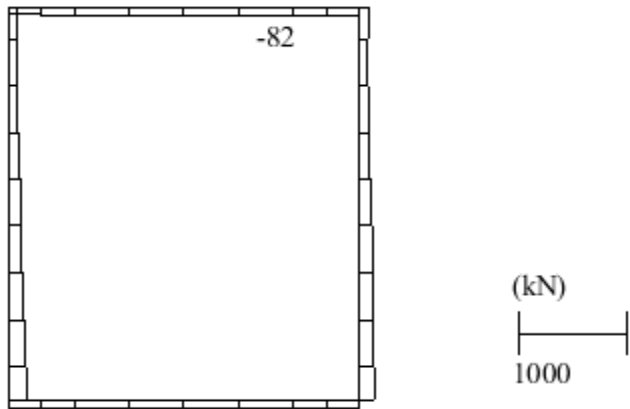


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

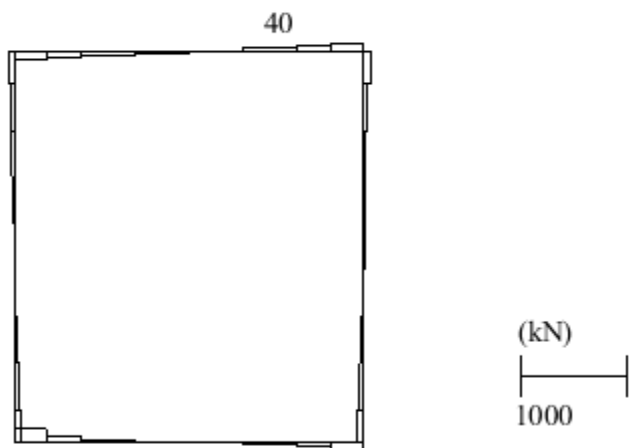
図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (A-A断面, 解析ケース③, S_s-D (-+))



数值：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)

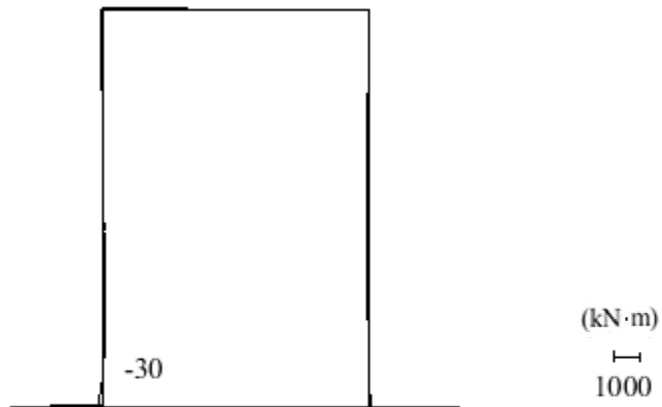


数值：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

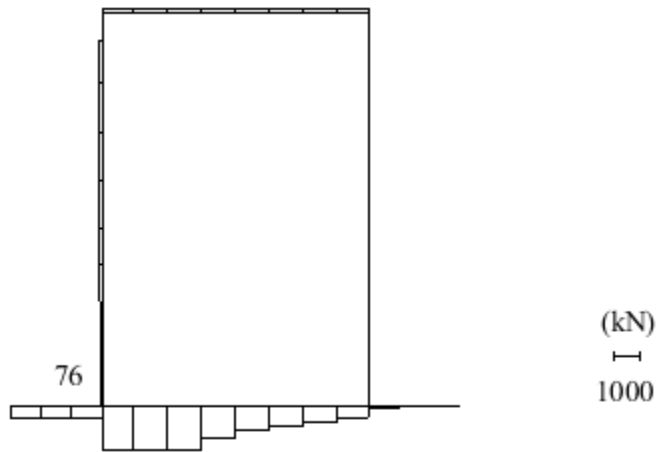


数值：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

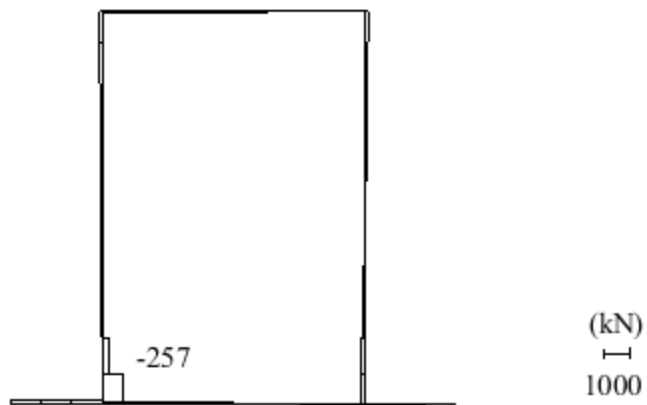
図 5-5 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(B-B断面, 解析ケース②, S s-D (++))



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 5-6 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (C-C断面, 解析ケース④, S s-D (++))

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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 5-2 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-7～図 5-9 に示す。

A-A 断面及び B-B 断面において、構造物側方は埋戻コンクリートで囲われているため、構造物側方に発生するせん断ひずみは 1% 以下である。

C-C 断面においては、有効応力解析を実施していることから、構造物側方の埋戻土において、1% を超えるせん断ひずみが発生している。

表 5-2 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③ S _s -D (-+)	せん断照査
B-B 断面	解析ケース② S _s -D (++)	せん断照査
C-C 断面	解析ケース④ S _s -D (++)	せん断照査

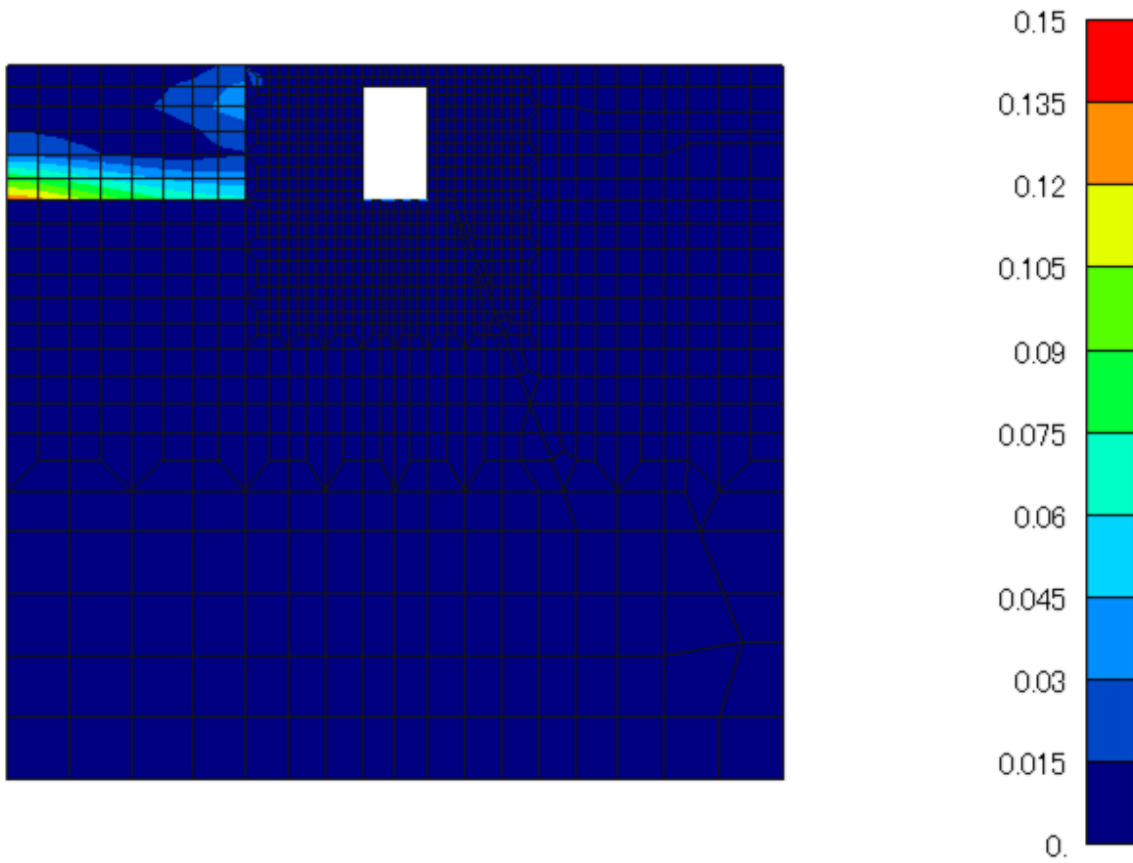


図 5-7 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面)
 (ケース③, $S_s - D (-+)$)

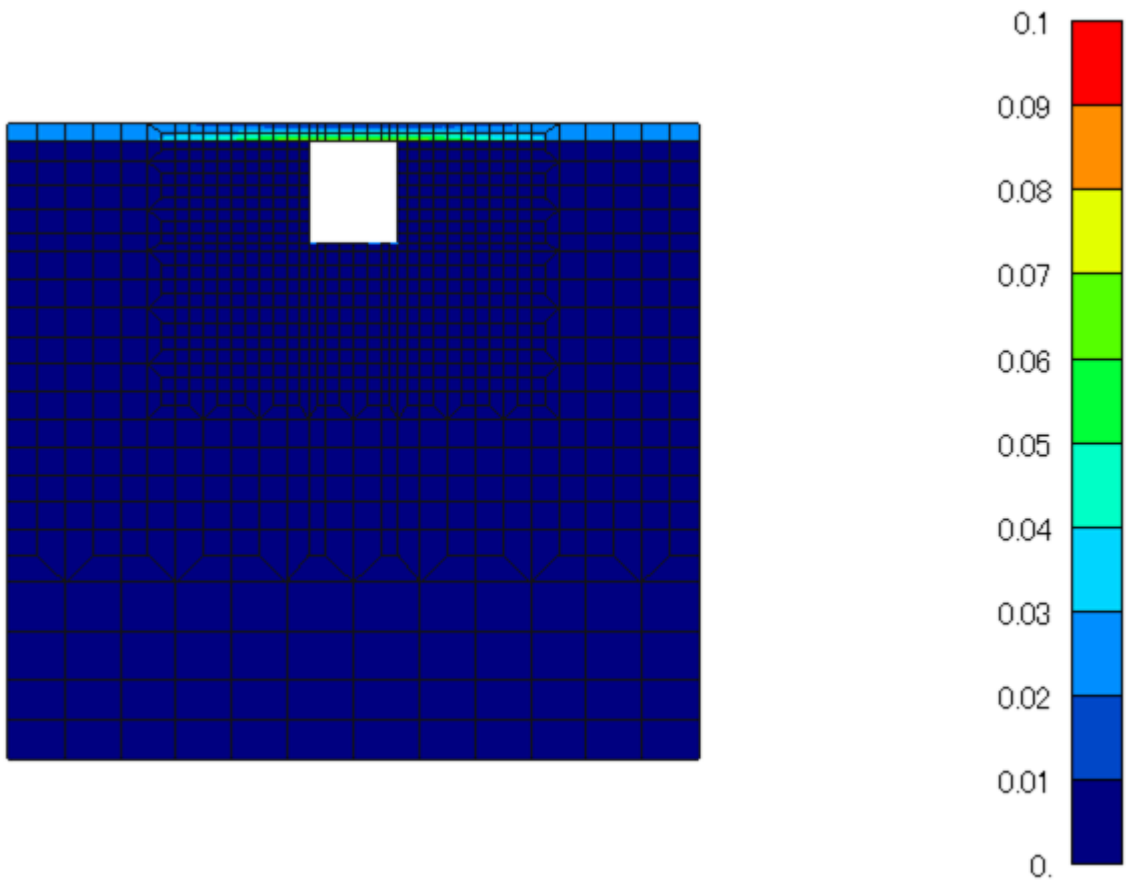
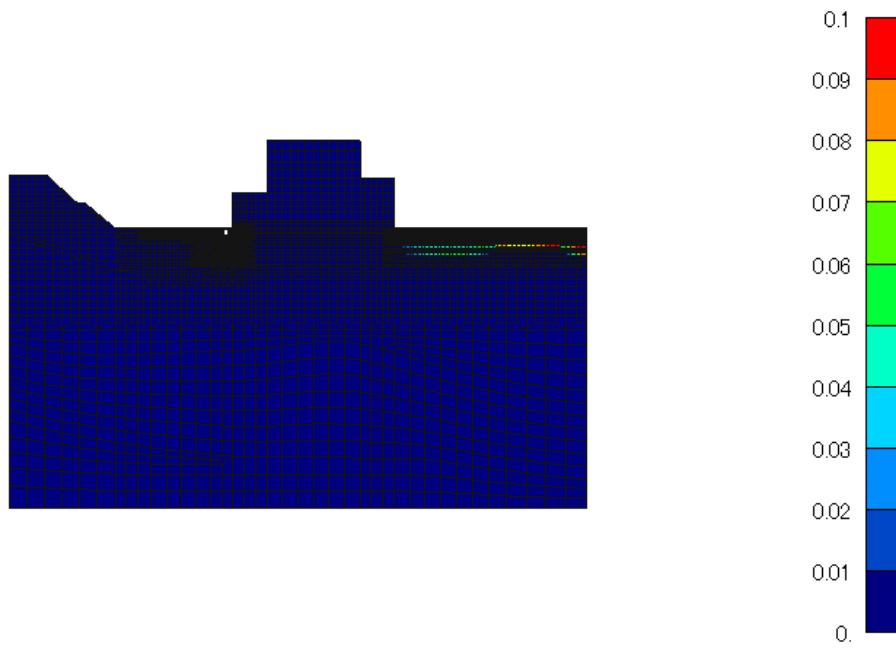
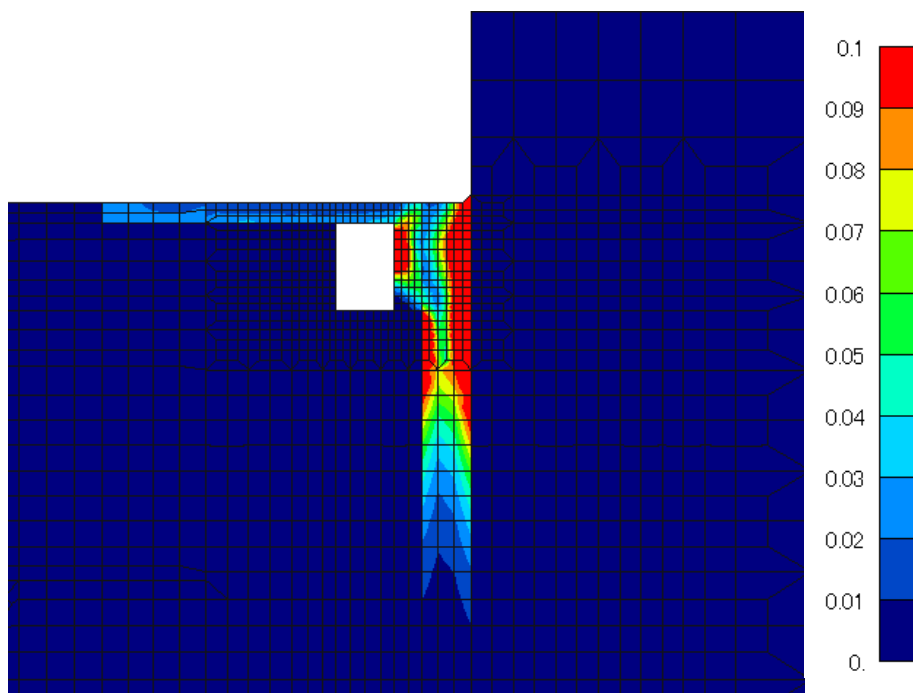


図 5-8 最大せん断ひずみ分布図 (B-B 断面)
 (ケース②, $S_s - D$ (++))



(全体図)



(拡大図)

図 5-9 最大せん断ひずみ分布図 (C-C断面)
(ケース④, $S_s - D$ (++))

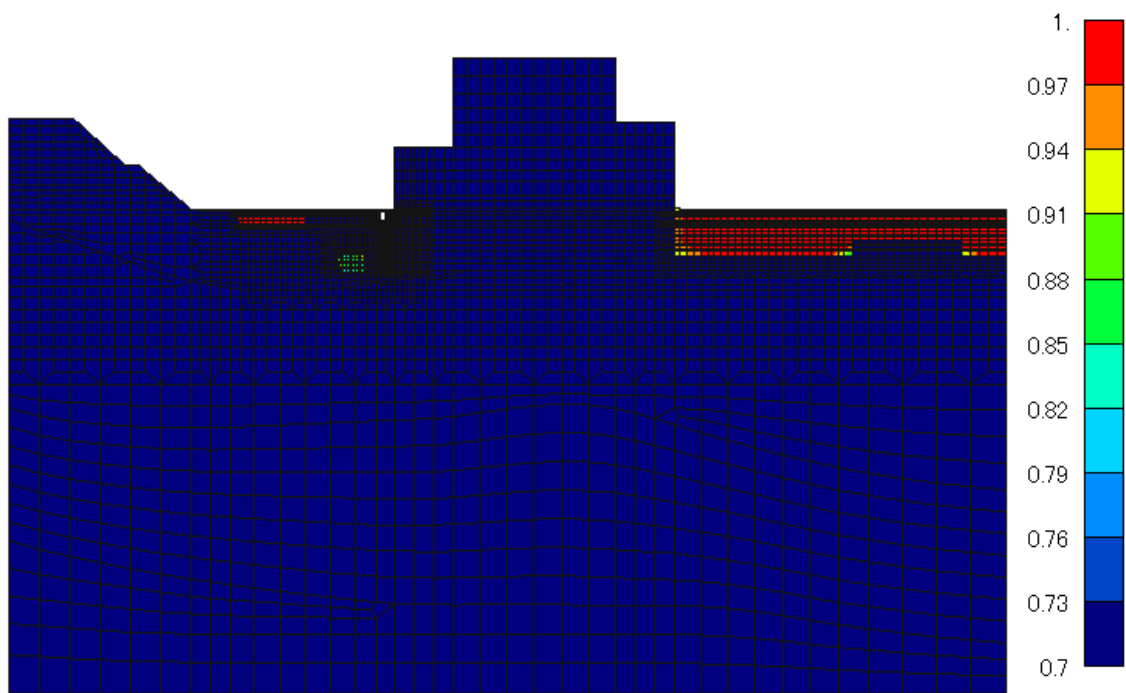
5.1.5 過剰間隙水圧比分布

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結果について、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

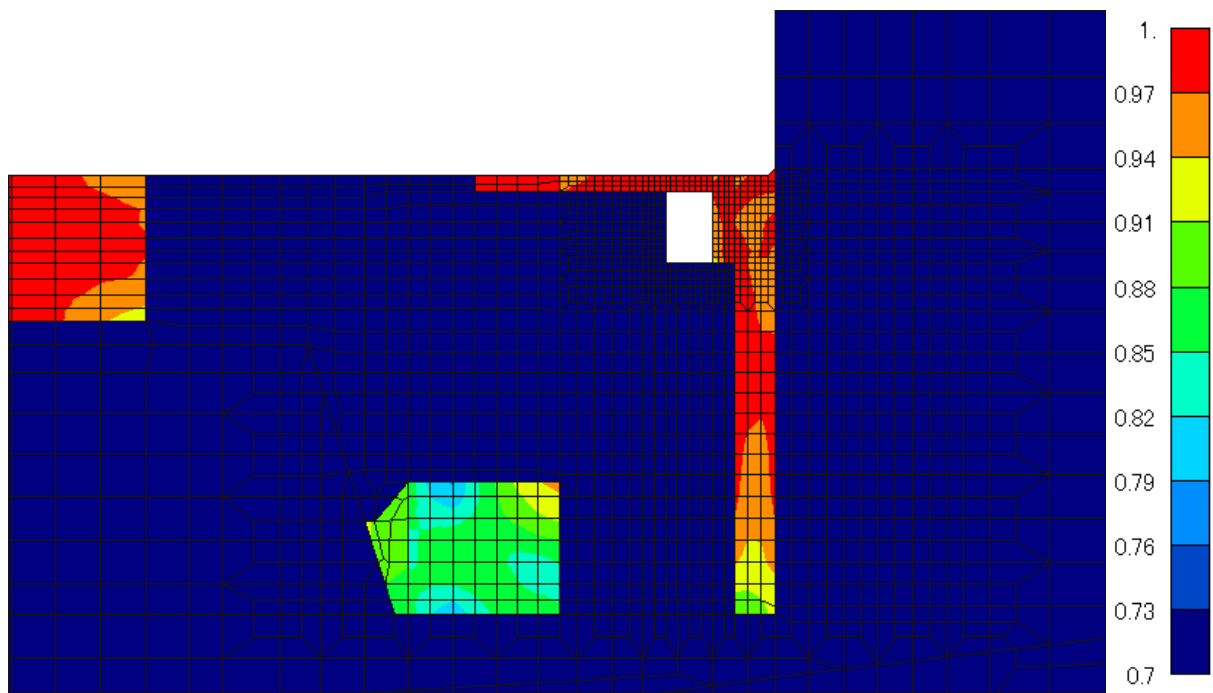
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-3 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-10 に示す。

表 5-3 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
C-C断面	解析ケース④ S s - D (++)	せん断照査



(全体図)



(拡大図)

図 5-10 最大過剰間隙水圧比分布図 (C-C 断面)
(ケース④, $S_s - D$ (++))

5.2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

5.2.1 A-A断面

曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-4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。

表5-4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（ 10000μ ）を下回ることを確認した。

表5-4 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	限界ひずみ	照査値
			ε_d^*	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S _s -D	++	63 μ	10000 μ	0.01
		-+	60 μ	10000 μ	0.01
		+-	65 μ	10000 μ	0.01
		--	61 μ	10000 μ	0.01
	S _s -F1	++	55 μ	10000 μ	0.01
	S _s -F2	++	50 μ	10000 μ	0.01
	S _s -N1	++	53 μ	10000 μ	0.01
		-+	52 μ	10000 μ	0.01
	S _s -N2 (NS)	++	48 μ	10000 μ	0.01
		-+	56 μ	10000 μ	0.01
	S _s -N2 (EW)	++	56 μ	10000 μ	0.01
		-+	55 μ	10000 μ	0.01
②	S _s -D	-+	57 μ	10000 μ	0.01
③	S _s -D	-+	66 μ	10000 μ	0.01

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

5.2.2 B-B断面

曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-5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。

表5-5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5-5 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	限界ひずみ	照査値
			ϵ_d^*	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S _s -D	++	43 μ	10000 μ	0.01
		+ -	43 μ	10000 μ	0.01
	S _s -F1	++	36 μ	10000 μ	0.01
	S _s -F2	++	39 μ	10000 μ	0.01
	S _s -N1	++	35 μ	10000 μ	0.01
	S _s -N2 (NS)	++	41 μ	10000 μ	0.01
	S _s -N2 (EW)	++	41 μ	10000 μ	0.01
②	S _s -D	++	44 μ	10000 μ	0.01
③	S _s -D	++	42 μ	10000 μ	0.01

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

5.2.3 C-C断面

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、発生値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層間変形角が全ケースにおいて、限界層間変形角(1/100)を下回ることを確認した。

表5-6(1) 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：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用 層間変形角 R_d^*	限界 層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
④	S _s -D	++	3.44×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
		-+	3.94×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
		+ -	3.81×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
		--	4.14×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05
	S _s -F1	++	3.24×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
	S _s -F2	++	3.14×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
	S _s -N1	++	3.73×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
		-+	1.98×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.02
	S _s -N2 (NS)	++	1.82×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.02
		-+	1.87×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.02
	S _s -N2 (EW)	++	2.73×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03
		-+	2.23×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03
⑤	S _s -D	++	3.37×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
⑥	S _s -D	++	3.34×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

表5-6(2) 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 ϵ_d/ϵ_R
⑦	S _s -D	++	189μ	10000μ	0.02
⑧	S _s -D	++	78μ	10000μ	0.01

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

5.3 せん断破壊に対する評価結果

5.3.1 A-A断面

せん断破壊に対する評価結果を表5-7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5-7(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	46	875	0.06
			側壁	3	79	859	0.10
			底版	2	116	908	0.13
		-+	頂版	1	44	861	0.06
			側壁	3	87	855	0.11
			底版	2	118	903	0.14
		+-	頂版	1	42	869	0.05
			側壁	4	76	835	0.10
			底版	2	90	889	0.11
		--	頂版	1	44	863	0.06
			側壁	3	76	839	0.10
			底版	2	108	890	0.13
	S s - F 1	++	頂版	1	42	865	0.05
			側壁	3	71	851	0.09
			底版	2	101	902	0.12
	S s - F 2	++	頂版	1	37	888	0.05
			側壁	3	68	834	0.09
			底版	2	90	920	0.10

表 5-7(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 - N 1	++	頂版	1	38	881	0.05
			側壁	3	68	840	0.09
			底版	2	89	881	0.11
		-+	頂版	1	36	871	0.05
			側壁	4	69	841	0.09
			底版	2	90	892	0.11
	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	37	895	0.05
			側壁	3	66	842	0.08
			底版	2	91	888	0.11
		-+	頂版	1	38	873	0.05
			側壁	4	66	838	0.08
			底版	2	95	905	0.11
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	41	903	0.05
			側壁	4	67	845	0.08
			底版	2	91	915	0.10
		-+	頂版	1	37	881	0.05
			側壁	4	67	859	0.08
			底版	2	94	897	0.11
②	S s - D	-+	頂版	1	41	869	0.05
			側壁	3	77	854	0.10
			底版	2	109	902	0.13
③	S s - D	-+	頂版	1	49	851	0.06
			側壁	3	93	844	0.11
			底版	2	131	895	0.15

注記*1：評価位置は図 5-11 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 $\gamma_a (=1.05)$

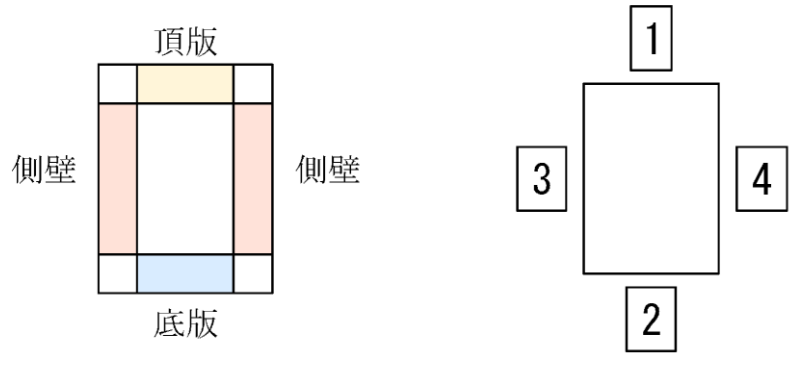


图 5-11 評価位置図 (A-A断面)

5.3.2 B-B断面

せん断破壊に対する評価結果を表5-8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5-8(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	1	42	180	0.24
			側壁	4	43	194	0.23
			底版	2	40	189	0.22
		+-	頂版	1	41	179	0.24
			側壁	3	43	193	0.23
			底版	2	39	194	0.20
	S _s -F1	++	頂版	1	35	178	0.20
			側壁	3	38	193	0.20
			底版	2	35	190	0.19
	S _s -F2	++	頂版	1	38	179	0.22
			側壁	4	39	192	0.21
			底版	2	36	191	0.19
	S _s -N1	++	頂版	1	36	180	0.21
			側壁	3	40	193	0.21
			底版	2	36	191	0.19
	S _s -N2 (NS)	++	頂版	1	40	179	0.23
			側壁	4	40	194	0.21
			底版	2	36	190	0.19
	S _s -N2 (EW)	++	頂版	1	39	179	0.22
			側壁	3	39	194	0.21
			底版	2	37	189	0.20

表 5-8(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)	
②	S s - D	++	頂版	1	42	180	0.24
			側壁	4	43	193	0.23
			底版	2	42	190	0.23
③	S s - D	++	頂版	1	40	179	0.23
			側壁	4	41	194	0.22
			底版	2	39	188	0.21

注記*1：評価位置は図 5-12 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 $\gamma_a (=1.05)$

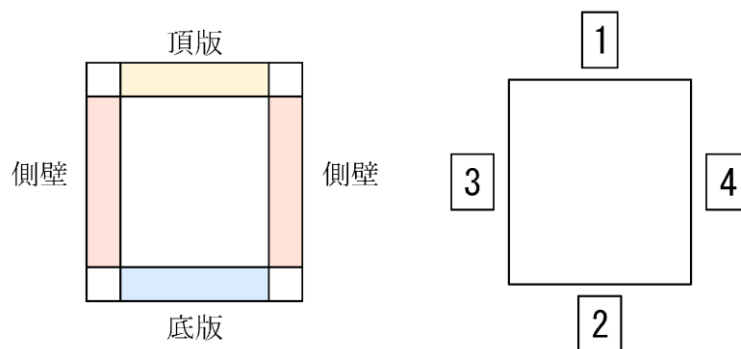


図 5-12 評価位置図 (B-B 断面)

5.3.3 C-C断面

(1) せん断耐力式による評価結果

せん断破壊に対する評価結果を表5-9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「(2) 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5-9(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)		
④	S s - D	++	頂版	1	93	163	0.58
			側壁	5	270	142	1.90
			底版	3	214	182	1.18
		-+	頂版	1	98	164	0.60
			側壁	6	268	164	1.65
			底版	2	91	75	1.22
		+-	頂版	1	98	164	0.60
			側壁	6	235	160	1.47
			底版	3	364	221	1.65
		--	頂版	1	106	164	0.65
			側壁	5	227	161	1.42
			底版	3	235	257	0.92
	S s - F 1	++	頂版	1	92	163	0.57
			側壁	5	300	184	1.64
			底版	3	195	190	1.03
	S s - F 2	++	頂版	1	88	164	0.54
			側壁	6	218	164	1.34
			底版	3	130	201	0.65

表 5-9(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)	
④	S s - N 1	++	頂版	1	99	164	0.61
			側壁	6	158	160	0.99
			底版	2	78	120	0.66
		-+	頂版	1	57	166	0.35
			側壁	6	151	161	0.95
			底版	3	95	174	0.55
	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	70	168	0.42
			側壁	5	197	171	1.15
			底版	3	105	167	0.64
		-+	頂版	1	55	163	0.34
			側壁	6	157	165	0.96
			底版	3	109	194	0.57
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	76	163	0.47
			側壁	6	174	161	1.08
			底版	3	116	176	0.67
		-+	頂版	1	79	163	0.49
			側壁	5	187	145	1.30
			底版	3	216	187	1.16

表 5-9(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	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
⑤	S s - D	++	頂版	1	86	164	0.53
			側壁	5	271	144	1.89
			底版	3	211	181	1.17
⑥	S s - D	++	頂版	1	94	164	0.58
			側壁	5	264	146	1.81
			底版	3	233	212	1.10
⑦	S s - D	++	頂版	1	80	188	0.43
			側壁	6	244	174	1.41
			底版	3	143	199	0.73
⑧	S s - D	++	頂版	1	81	188	0.43
			側壁	6	247	173	1.43
			底版	3	145	199	0.73

注記*1：評価位置は図 5-13 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 $\gamma_a (=1.05)$

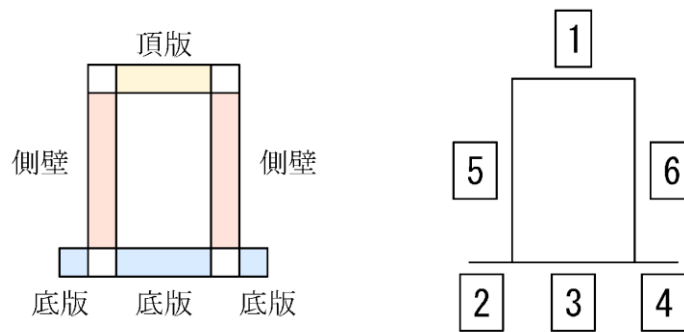


図 5-13 評価位置図 (C-C 断面)

(2) 材料非線形解析による評価結果

a. 概要

前項「(1) せん断耐力式による評価結果」では、側壁及び底版において、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 5-14 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 5-15 に、要素プロパティ番号図を図 5-16 に、変位抽出位置を図 5-17 に、要素プロパティ条件を表 5-10 及び表 5-11 に示す。

なお、「b. 荷重条件」、「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（側壁：解析ケース④，地震動 $S_s - D (+ +)$ ，底版：解析ケース④，地震動 $S_s - D (+ -)$ ）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。

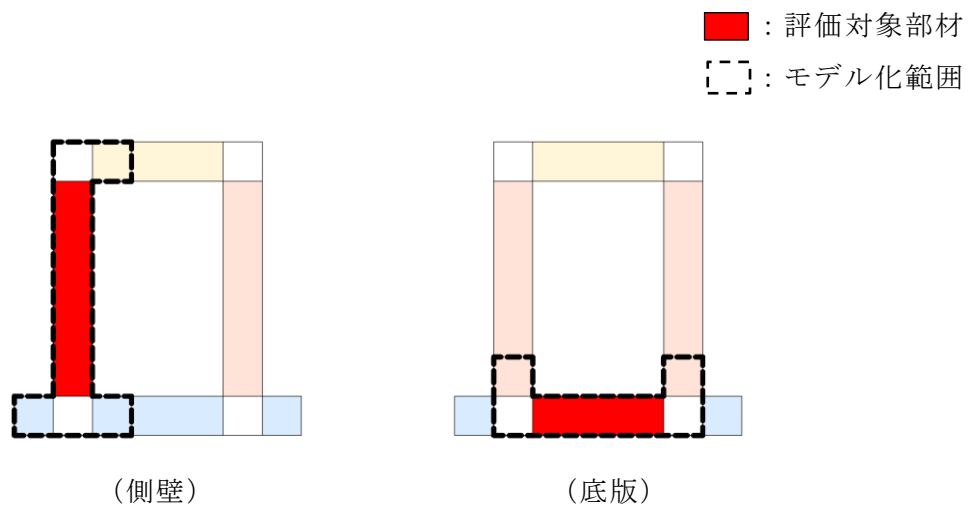
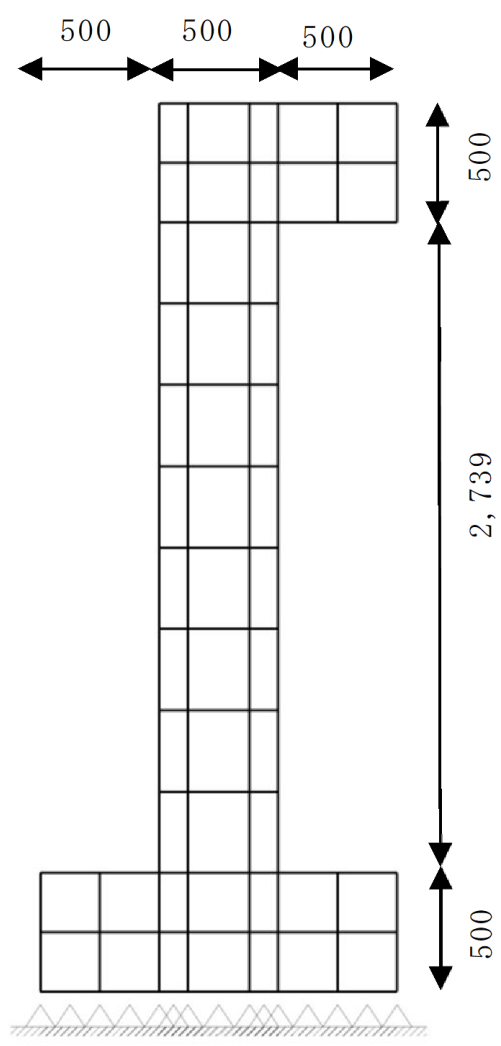
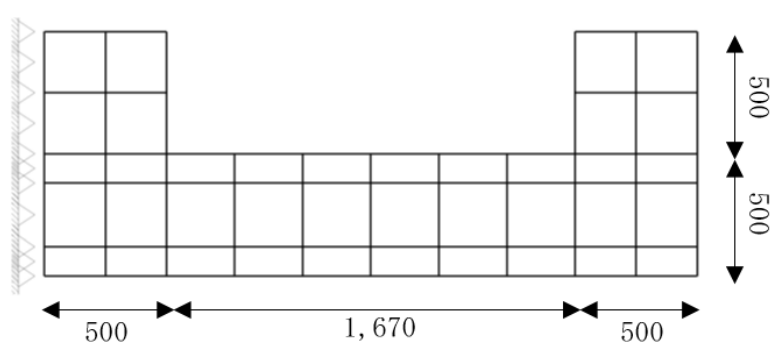


図 5-14 材料非線形解析における評価対象部材

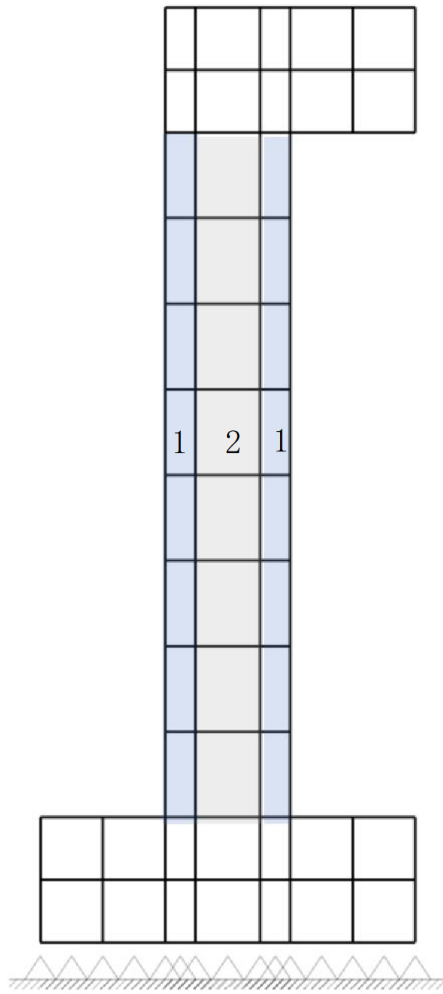


(側壁)

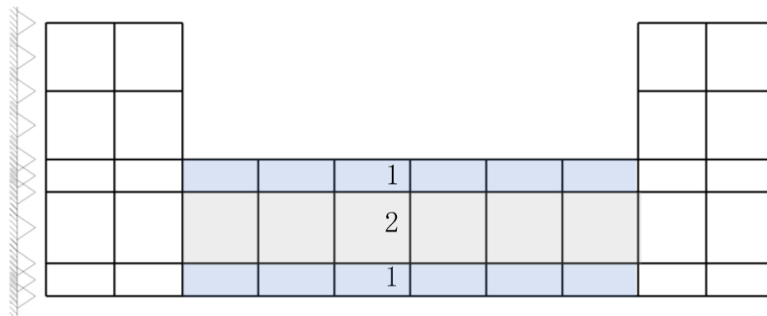


(底版)

图 5-15 要素分割图

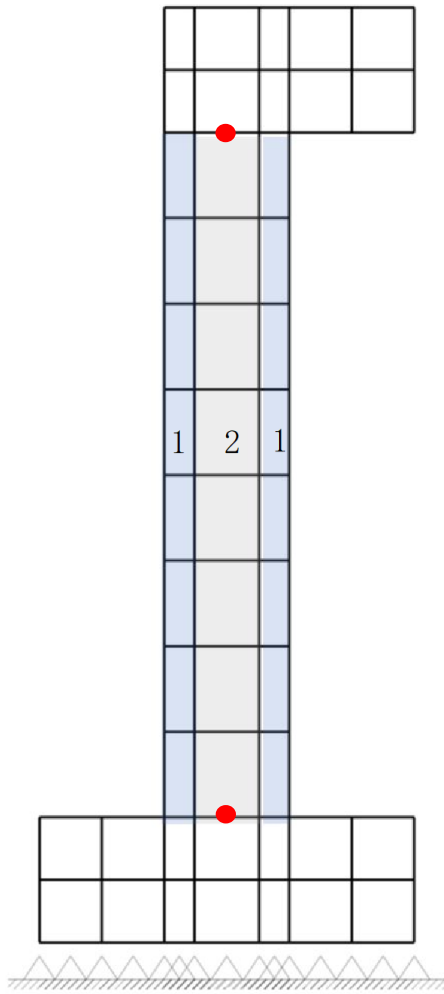


(側壁)

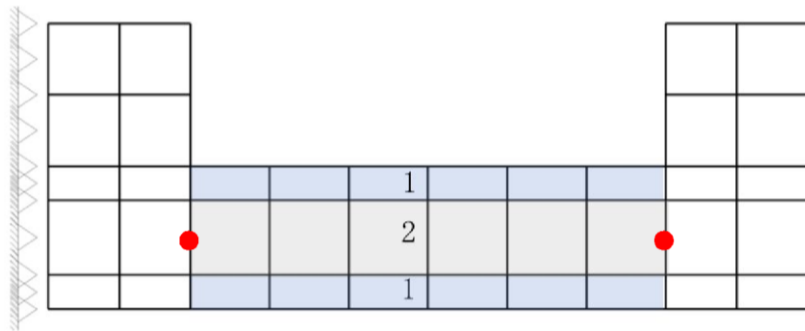


(底版)

図 5-16 要素プロパティ番号図



(側壁)



(底版)

●：変位抽出点

图 5-17 変位抽出位置

表 5-10 要素プロパティ条件 (側壁)

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	1.37	0.40
2	無筋コンクリート	2.00	2.50

表 5-11 要素プロパティ条件 (底版)

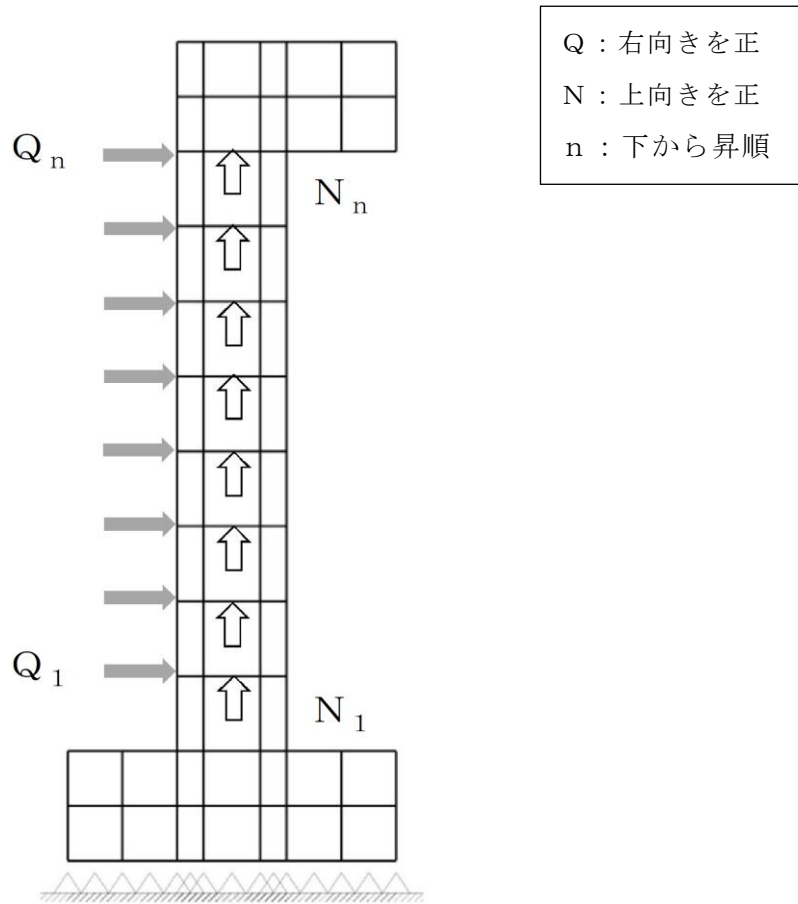
番号	要素		
	材料	引張硬化・軟化係数	
		C_x	C_y
1	鉄筋コンクリート	1.37	0.40
2	無筋コンクリート	2.00	2.10

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が厳しくなる時刻における断面力（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 5-18 のように作用させる。

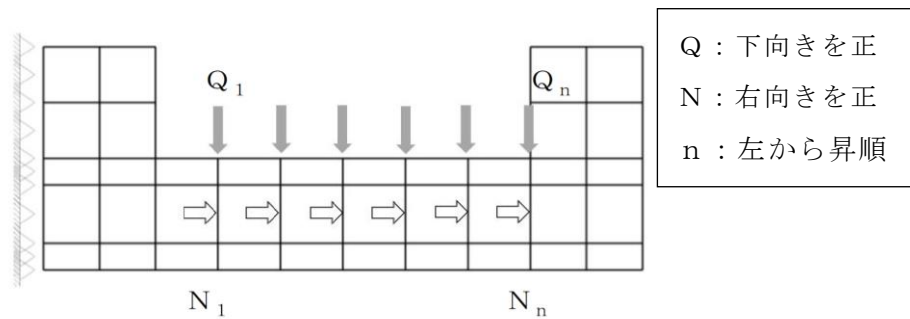
材料非線形解析では、常時応力解析時の断面力分布及び地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増載荷する。

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_a 、 ΔN_a) 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 5-19 に示す。



(側壁)



(底版)

図 5-18 材料非線形解析における載荷状況

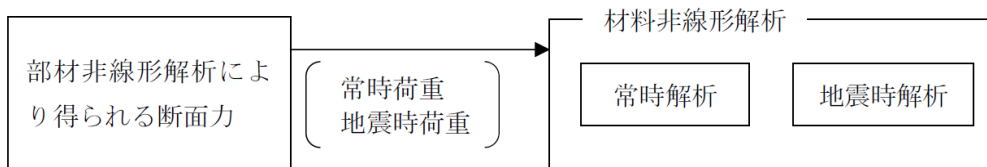


図 5-19 荷重の作用手順

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 5-20 及び図 5-21 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 5-12 に示す。

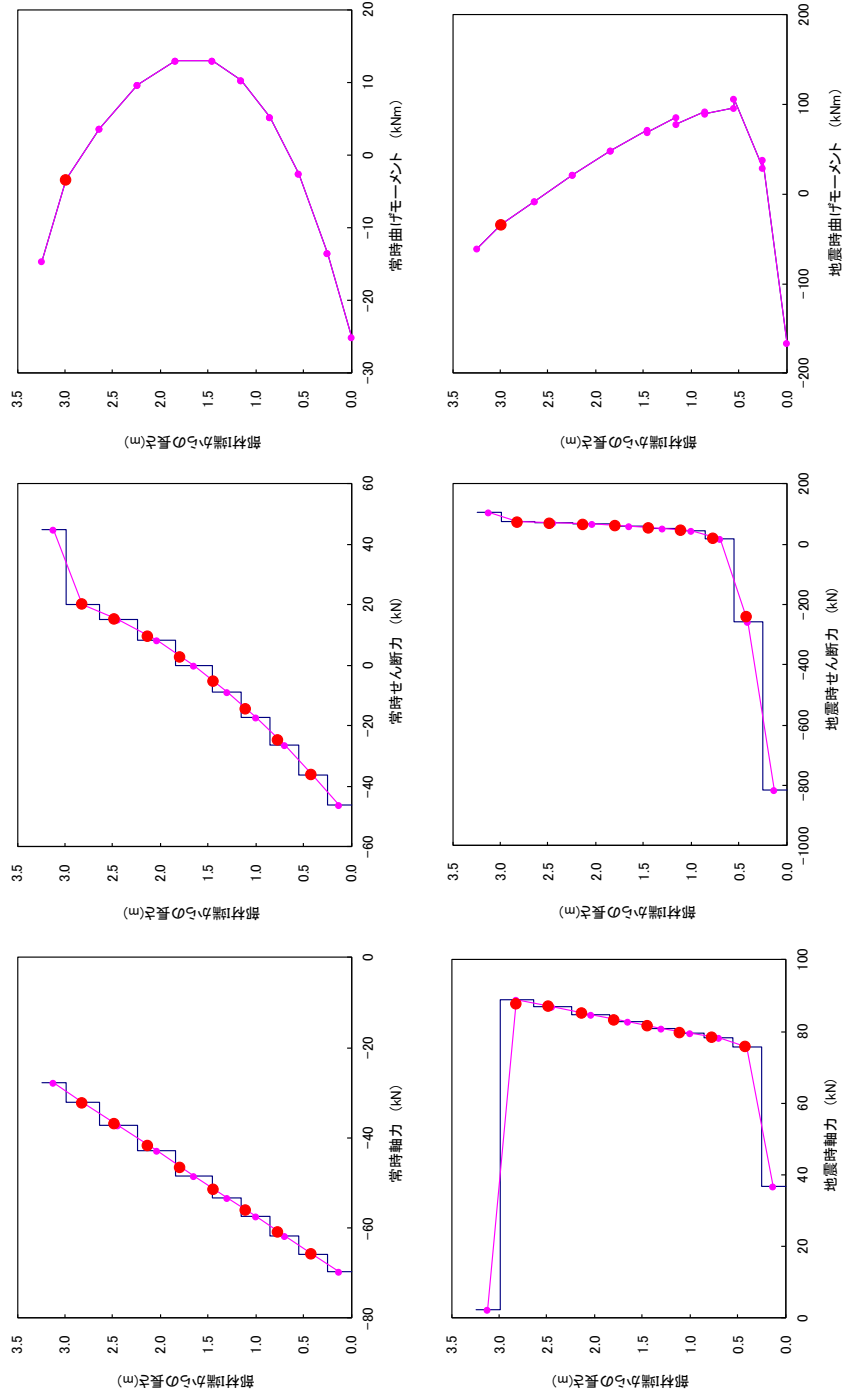
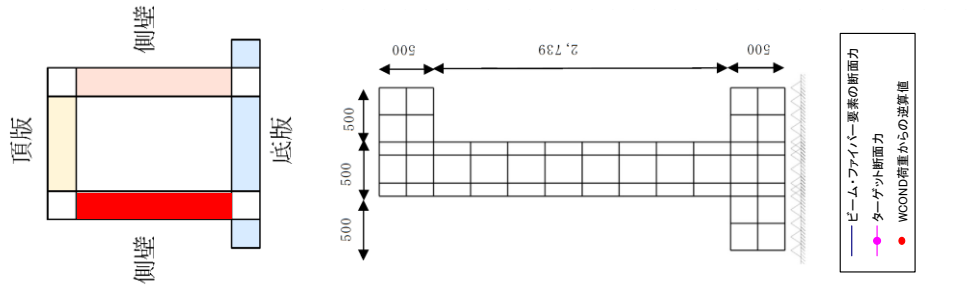


図 5-20 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較
(側壁)

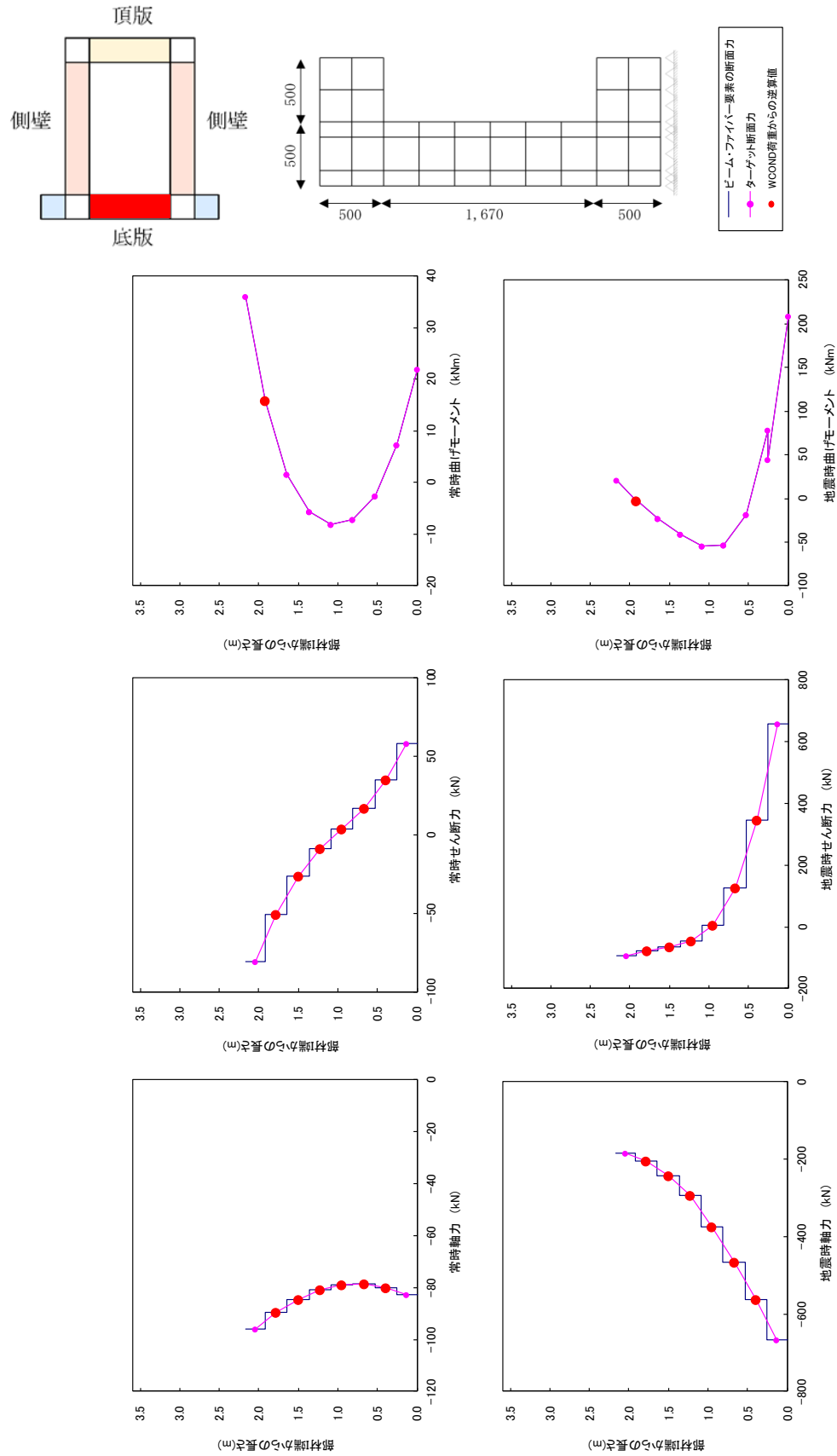
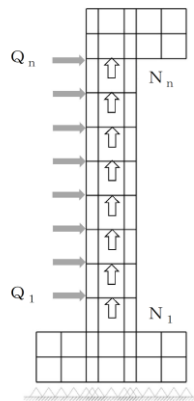


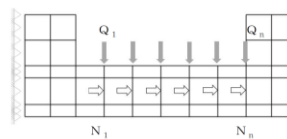
図 5-21 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較
(底版)

表 5-12 材料非線形解析における作用荷重

部材		側壁	底板	
地震動		S s - D (++)	S s - D (+-)	
解析ケース		④	④	
常時荷重	せん断力 (kN)	Δ Q 1	11.3635	-18.4188
		Δ Q 2	10.2311	-13.2613
		Δ Q 3	9.0662	-12.5576
		Δ Q 4	6.8454	-24.9783
		Δ Q 5	6.8454	-24.9783
		Δ Q 6	5.7392	51.0551
		Δ Q 7	4.843	
		Δ Q 8	-20.3889	
	軸力 (kN)	Δ N 1	-4.7957	-1.3385
		Δ N 2	-4.7957	0.2838
		Δ N 3	-4.7955	2.0039
		Δ N 4	-4.7947	3.6518
		Δ N 5	-4.7959	5.0934
		Δ N 6	-4.8005	-89.6935
		Δ N 7	-4.7935	
		Δ N 8	-31.9892	
地震時 増分荷重	せん断力 (kN)	Δ Q 1	249.344	-202.4322
		Δ Q 2	14.602	-106.9625
		Δ Q 3	-1.0709	-39.5792
		Δ Q 4	-1.2299	-1.4453
		Δ Q 5	-1.3564	43.8533
		Δ Q 6	-1.4517	25.6007
		Δ Q 7	-1.3707	
		Δ Q 8	-55.7624	
	軸力 (kN)	Δ N 1	2.2582	-95.5514
		Δ N 2	3.3647	-92.6327
		Δ N 3	2.9974	-82.7794
		Δ N 4	3.0036	-55.4639
		Δ N 5	3.0105	-41.8228
		Δ N 6	3.0198	-114.9866
		Δ N 7	4.1396	
		Δ N 8	119.7999	



(側壁)



(底板)

c. 評価結果

(a) 側壁

評価対象部材（側壁）における荷重－変位曲線を図 5-22 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース④，地震動 S s - D（++））の結果を示している。

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。184 ステップ以降、変位の急増が認められる。

図 5-23 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、184 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、184 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、184 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（側壁）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、184 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、184 ステップにおけるせん断耐力 371.14kN を表 4-9 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}=1.12$ 及び $\gamma_{b2}=1.0$ ）で除した 331kN とする。

また、図 5-24 に、各ステップにおける変形図を示す。

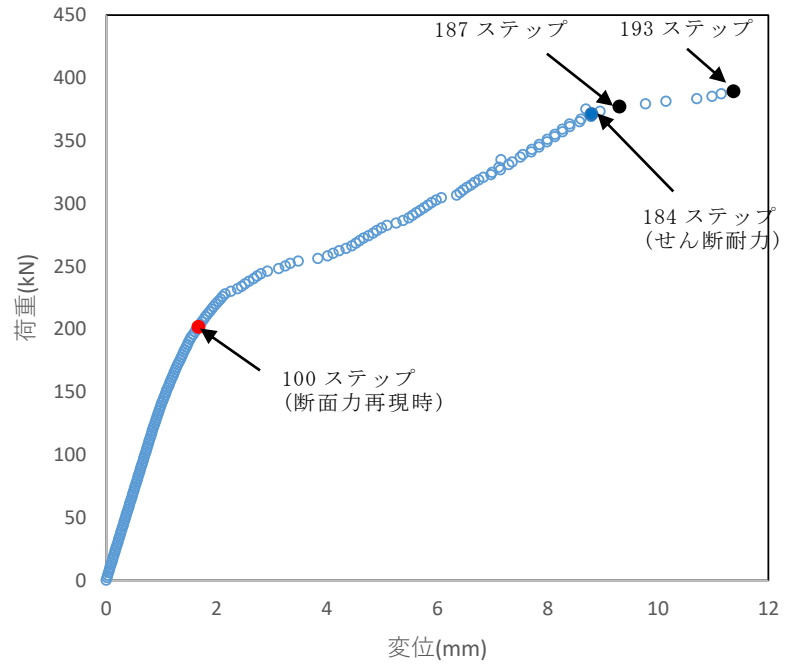
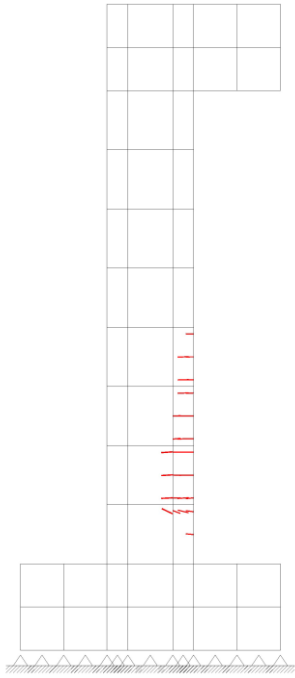
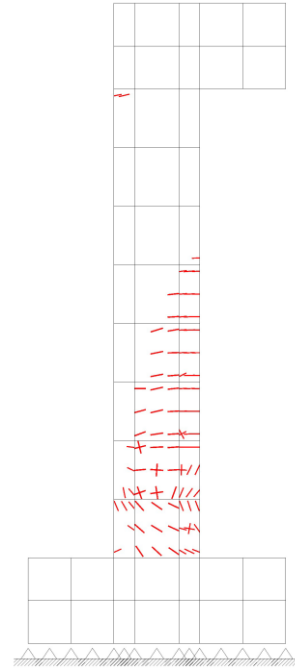


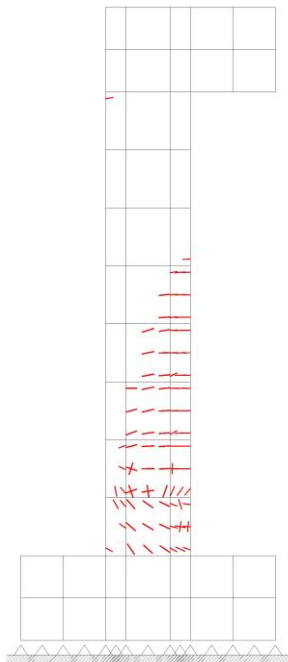
図 5-22 荷重-変位曲線
 (側壁, 解析ケース④, S_s-D (++))



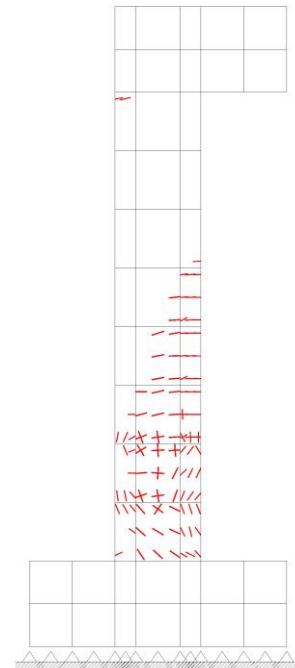
100 ステップ
断面力再現時



187 ステップ
斜めひび割れ進行時

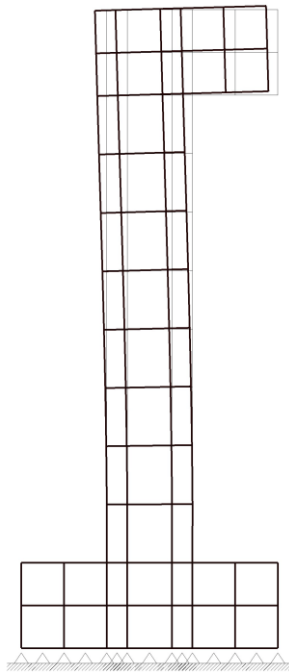


184 ステップ
せん断耐力



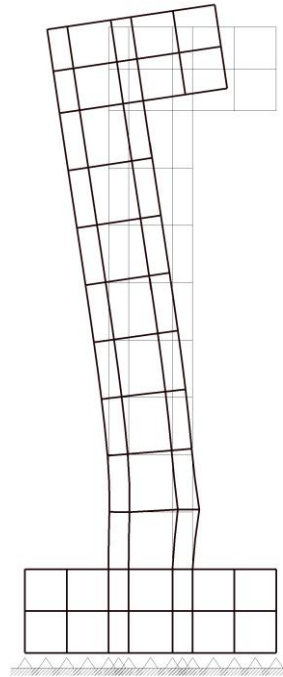
193 ステップ
破壊

図 5-23 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース④, $S_s - D (+ +)$)



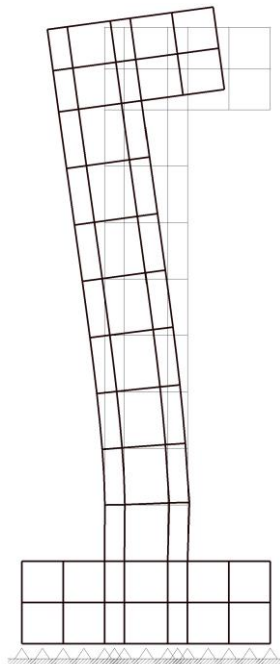
100 ステップ

断面力再現時



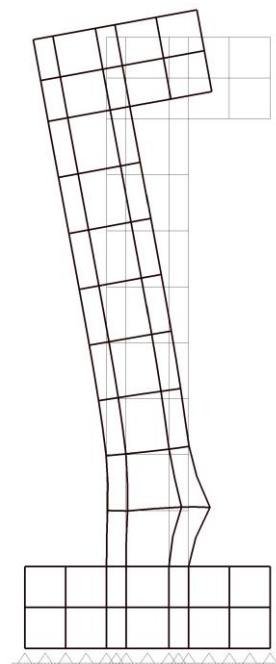
187 ステップ

斜めひび割れ進行時



184 ステップ

せん断耐力



193 ステップ

破壊

図 5-24 各ステップにおける変形図
(側壁, 解析ケース④, $S_s - D(++)$)

(b) 底版

評価対象部材（底版）における荷重－変位曲線を図 5-25 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース④，地震動 S s - D（++））の結果を示している。

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。283 ステップ以降、変位の急増が認められる。296 ステップ以降は、固定端側の支承全面位置付近における、破壊の進展による挙動が確認される。

図 5-26 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、283 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、283 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、283 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（底版）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、283 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、283 ステップにおけるせん断耐力 880.0kN を表 4-9 に示す部材係数（ $\gamma_{b1}=1.12$ 及び $\gamma_{b2}=1.0$ ）で除した 786kN とする。

また、図 5-27 に、各ステップにおける変形図を示す。

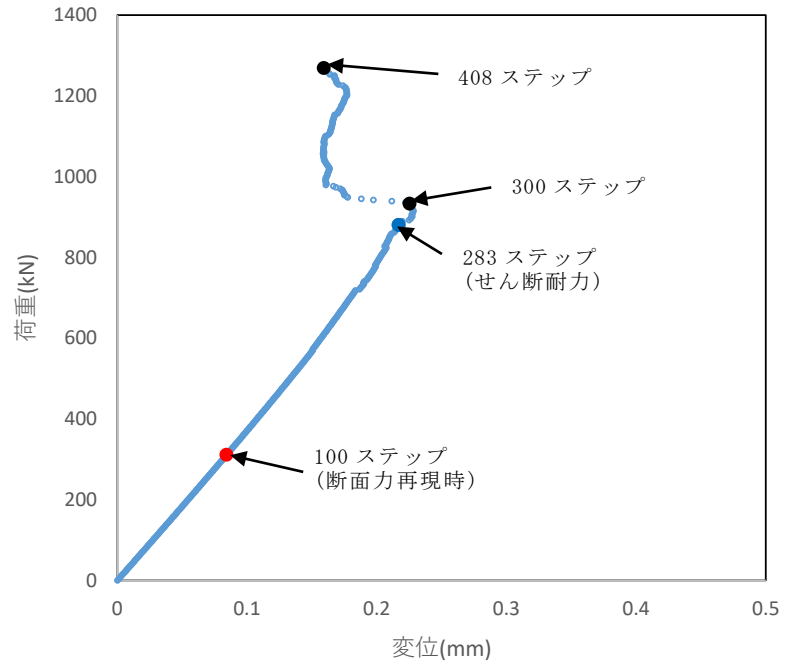
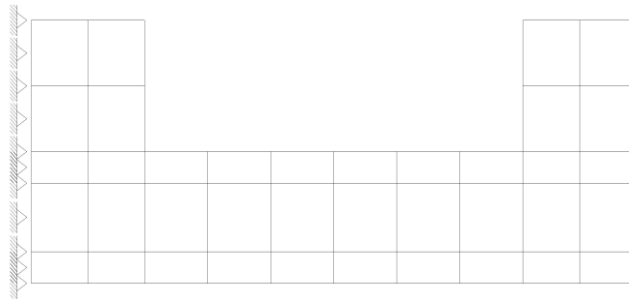
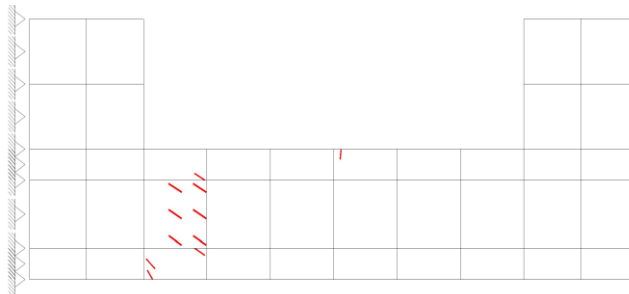


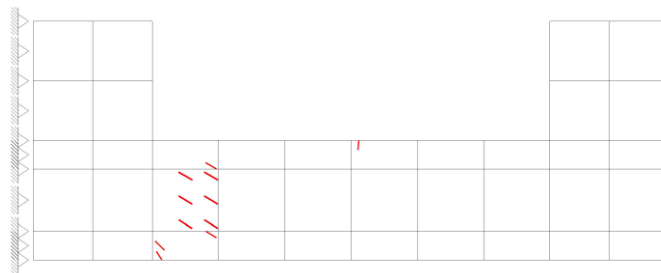
図 5-25 荷重-変位曲線
 (底版, 解析ケース④, S_s-D (+-))



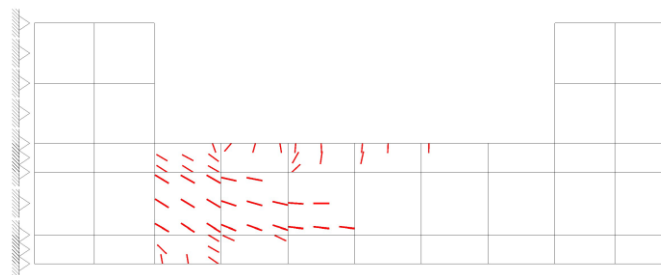
100 ステップ
断面力再現時



283 ステップ
せん断耐力

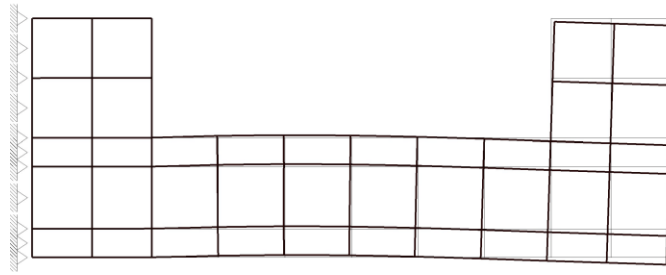


300 ステップ
斜めひび割れ進行時

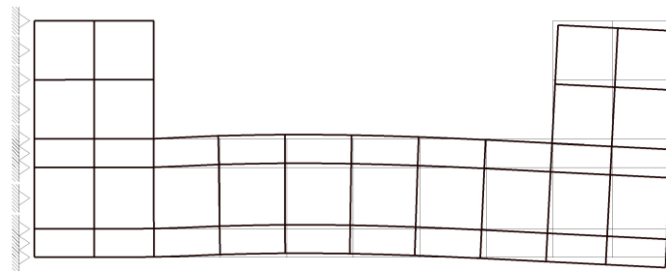


426 ステップ
破壊

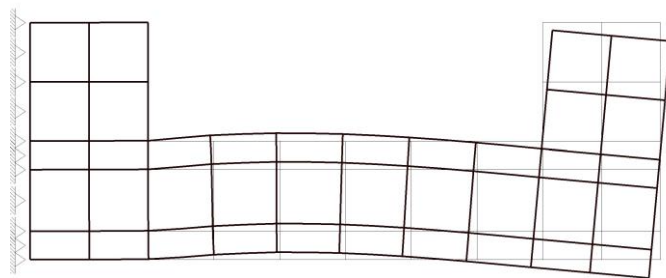
図 5-26 各ステップにおけるひび割れ図
(底版, 解析ケース④, $S_s - D (+)$)



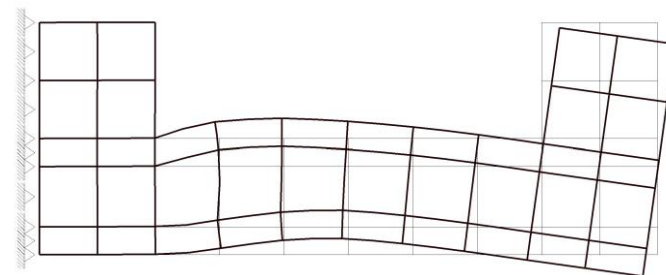
100 ステップ
断面力再現時



283 ステップ
せん断耐力



300 ステップ
斜めひび割れ進行時



426 ステップ
破壊

図 5-27 各ステップにおける変形図
(底版, 解析ケース④, $S_s - D (+)$)

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 5-13 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 5-13(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)	
④	S s - D	++	頂版	1	93	163	0.58
			側壁	5	270	331	0.82* ³ (1.90)
			底版	3	214	737	0.30* ³ (1.18)
		-+	頂版	1	98	164	0.60
			側壁	6	268	346	0.78* ³ (1.65)
			底版	2	91	832	0.11* ³ (1.22)
		+-	頂版	1	98	164	0.60
			側壁	6	235	346	0.68* ³ (1.47)
			底版	3	364	786	0.47* ³ (1.65)
		--	頂版	1	106	164	0.65
			側壁	5	227	450	0.51* ³ (1.42)
			底版	3	235	257	0.92
	S s - F 1	++	頂版	1	92	163	0.57
			側壁	5	300	479	0.63* ³ (1.64)
			底版	3	195	891	0.22* ³ (1.03)
S s - F 2	++	頂版	1	88	164	0.54	
		側壁	6	218	364	0.61* ³ (1.34)	
		底版	3	130	201	0.65	

表 5-13(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)	
④	S s - N 1	++	頂版	1	99	164	0.61
			側壁	6	158	160	0.99
			底版	2	78	120	0.66
		-+	頂版	1	57	166	0.35
			側壁	6	151	161	0.95
			底版	3	95	174	0.55
	S s - N 2 (NS)	++	頂版	1	70	168	0.42
			側壁	5	197	477	0.42* ³ (1.15)
			底版	3	105	167	0.64
		-+	頂版	1	55	163	0.34
			側壁	6	157	165	0.96
			底版	3	109	194	0.57
	S s - N 2 (EW)	++	頂版	1	76	163	0.47
			側壁	6	174	304	0.58* ³ (1.08)
			底版	3	116	176	0.67
		-+	頂版	1	79	163	0.49
			側壁	5	187	427	0.44* ³ (1.30)
			底版	3	216	877	0.25* ³ (1.16)

表 5-13(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	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力* ² V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
⑤	S s - D	++	頂版	1	86	164	0.53
			側壁	5	271	325	0.84* ³ (1.89)
			底版	3	211	729	0.29* ³ (1.17)
⑥	S s - D	++	頂版	1	94	164	0.58
			側壁	5	264	342	0.78* ³ (1.81)
			底版	3	233	1239	0.19* ³ (1.10)
⑦	S s - D	++	頂版	1	80	188	0.43
			側壁	6	244	451	0.55* ³ (1.41)
			底版	3	143	199	0.73
⑧	S s - D	++	頂版	1	81	188	0.43
			側壁	6	247	454	0.55* ³ (1.43)
			底版	3	145	199	0.73

注記*1：評価位置は図 5-13 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 $\gamma_a (=1.05)$

*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。

5.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.4.1 基礎地盤

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-14～表 5-16 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-28～図 5-30 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 5-14 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	++	0.37	9.8	0.04
		-+	0.39	9.8	0.04
		+-	0.37	9.8	0.04
		--	0.40	9.8	0.05
	S _s -F1	++	0.31	9.8	0.04
	S _s -F2	++	0.29	9.8	0.03
	S _s -N1	++	0.34	9.8	0.04
		-+	0.28	9.8	0.03
	S _s -N2 (NS)	++	0.32	9.8	0.04
		-+	0.32	9.8	0.04
	S _s -N2 (EW)	++	0.28	9.8	0.03
		-+	0.31	9.8	0.04
②	S _s -D	-+	0.42	9.8	0.05
③	S _s -D	-+	0.36	9.8	0.04

表 5-15 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	$S_s - D$	++	0.72	9.8	0.08
		+ -	0.69	9.8	0.08
	$S_s - F 1$	++	0.61	9.8	0.07
	$S_s - F 2$	++	0.65	9.8	0.07
	$S_s - N 1$	++	0.61	9.8	0.07
	$S_s - N 2$ (NS)	++	0.69	9.8	0.08
	$S_s - N 2$ (EW)	++	0.69	9.8	0.08
②	$S_s - D$	++	0.74	9.8	0.08
③	$S_s - D$	++	0.70	9.8	0.08

表 5-16 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	$S_s - D$	++	1.00	9.8	0.11
		- +	1.17	9.8	0.12
		+ -	0.93	9.8	0.10
		--	0.99	9.8	0.11
	$S_s - F 1$	++	0.72	9.8	0.08
	$S_s - F 2$	++	0.90	9.8	0.10
	$S_s - N 1$	++	1.10	9.8	0.12
		- +	0.77	9.8	0.08
	$S_s - N 2$ (NS)	++	0.84	9.8	0.09
		- +	0.76	9.8	0.08
	$S_s - N 2$ (EW)	++	0.76	9.8	0.08
		- +	0.73	9.8	0.08
⑤	$S_s - D$	++	1.00	9.8	0.11
⑥	$S_s - D$	++	0.99	9.8	0.11
⑦	$S_s - D$	++	1.07	9.8	0.11
⑧	$S_s - D$	++	1.07	9.8	0.11

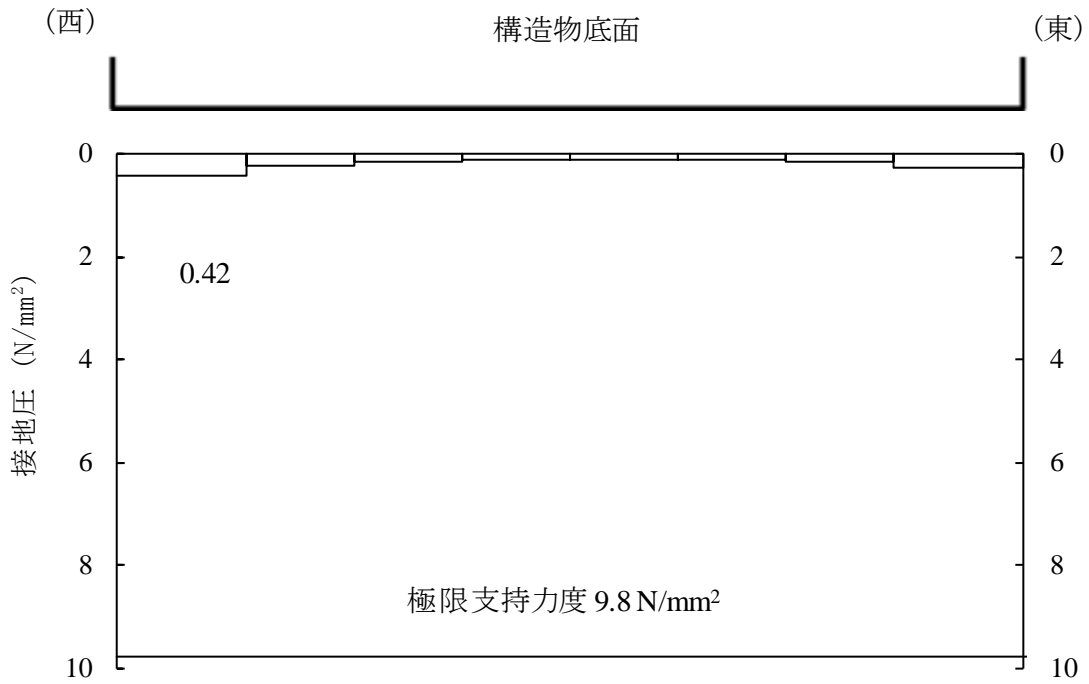


図 5-28 基礎地盤の最大接地圧分布図
(A-A断面, 解析ケース②, S_s-D (-+))

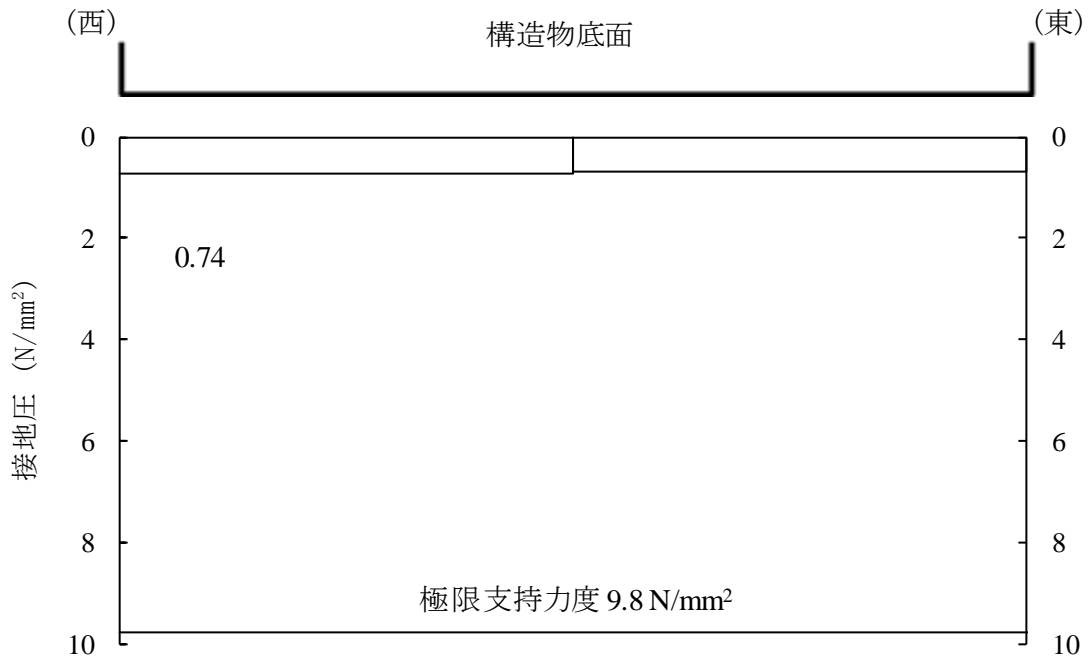


図 5-29 基礎地盤の最大接地圧分布図
(B-B断面, 解析ケース②, S_s-D (++))

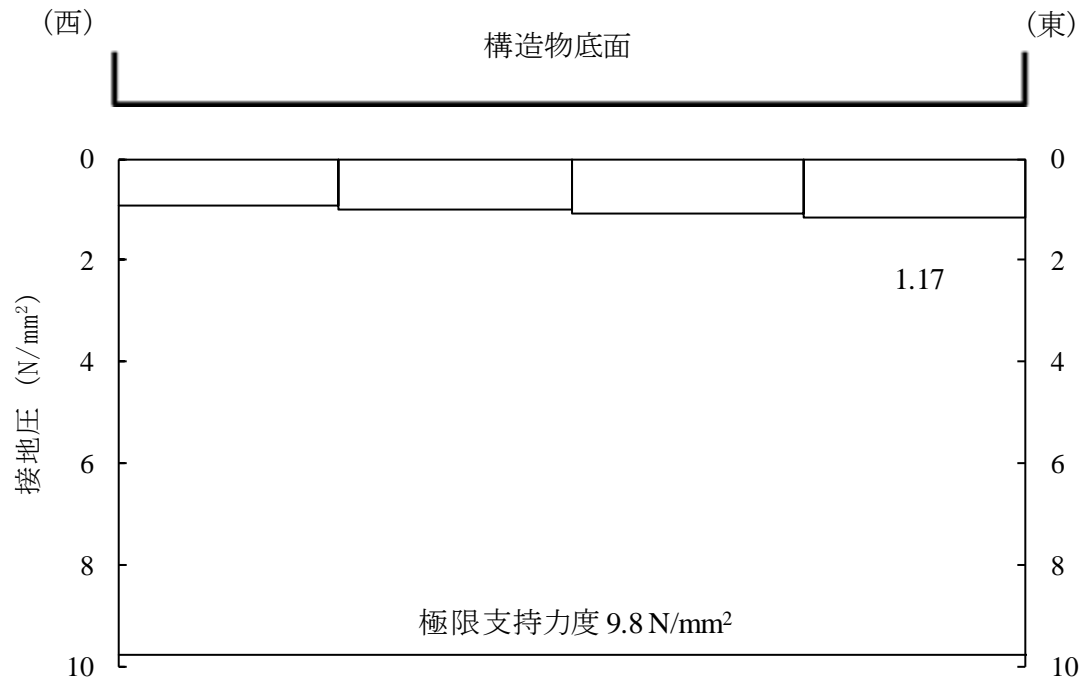


図 5-30 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (C-C断面, 解析ケース④, S_s-D (-+))

5.4.2 MMR

(1) 支持性能評価

MMRの支持性能に対する評価結果を表5-17及び表5-18に示す。また、最大接地圧分布図を図5-31及び図5-32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5-17 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	支圧強度	照査値
			R_d (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_d / f'_a
①	S _s -D	++	0.25	15.6	0.02
		+ -	0.25	15.6	0.02
	S _s -F1	++	0.20	15.6	0.02
	S _s -F2	++	0.20	15.6	0.02
	S _s -N1	++	0.21	15.6	0.02
	S _s -N2 (NS)	++	0.20	15.6	0.02
	S _s -N2 (EW)	++	0.21	15.6	0.02
②	S _s -D	++	0.25	15.6	0.02
③	S _s -D	++	0.25	15.6	0.02

表 5-18 MMR の支持性能に対する評価結果 (C-C 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
④	S _s -D	++	0.78	15.6	0.05
		-+	0.43	15.6	0.03
		+ -	1.07	15.6	0.07
		--	0.57	15.6	0.04
	S _s -F 1	++	0.48	15.6	0.04
	S _s -F 2	++	0.19	15.6	0.02
	S _s -N 1	++	0.18	15.6	0.02
		-+	0.25	15.6	0.02
	S _s -N 2 (NS)	++	0.24	15.6	0.02
		-+	0.18	15.6	0.02
	S _s -N 2 (EW)	++	0.27	15.6	0.02
		-+	0.50	15.6	0.04
⑤	S _s -D	++	0.76	15.6	0.05
⑥	S _s -D	++	0.76	15.6	0.05
⑦	S _s -D	++	0.11	15.6	0.01
⑧	S _s -D	++	0.11	15.6	0.01

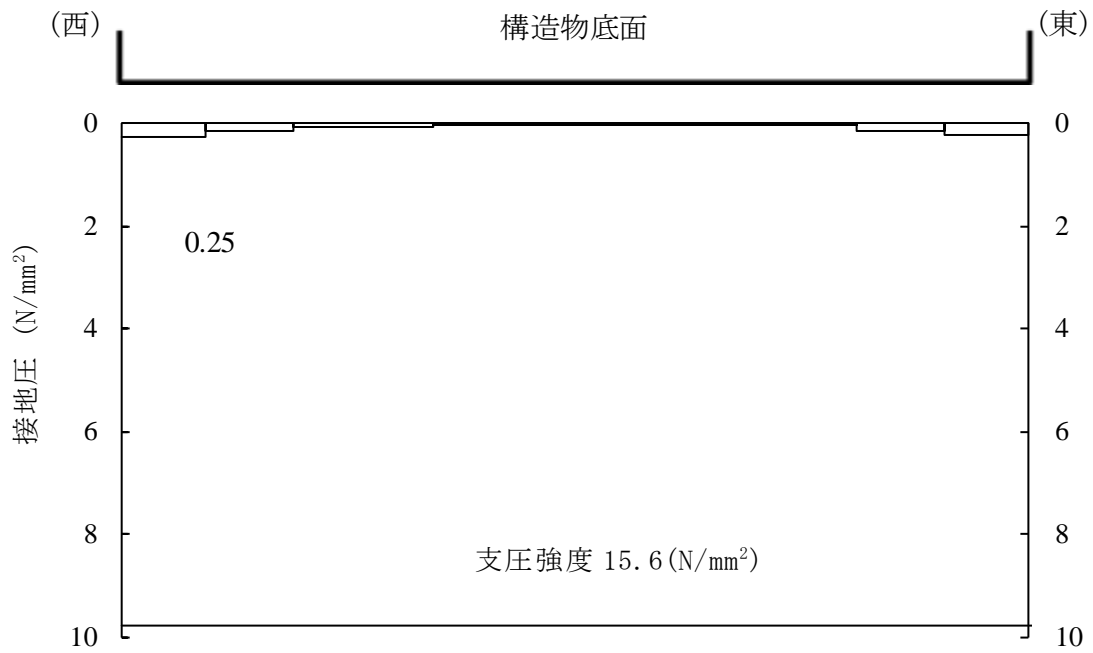


図 5-31 MMR の最大接地圧分布図 (B-B 断面)
(解析ケース①, $S_s - D(++)$)

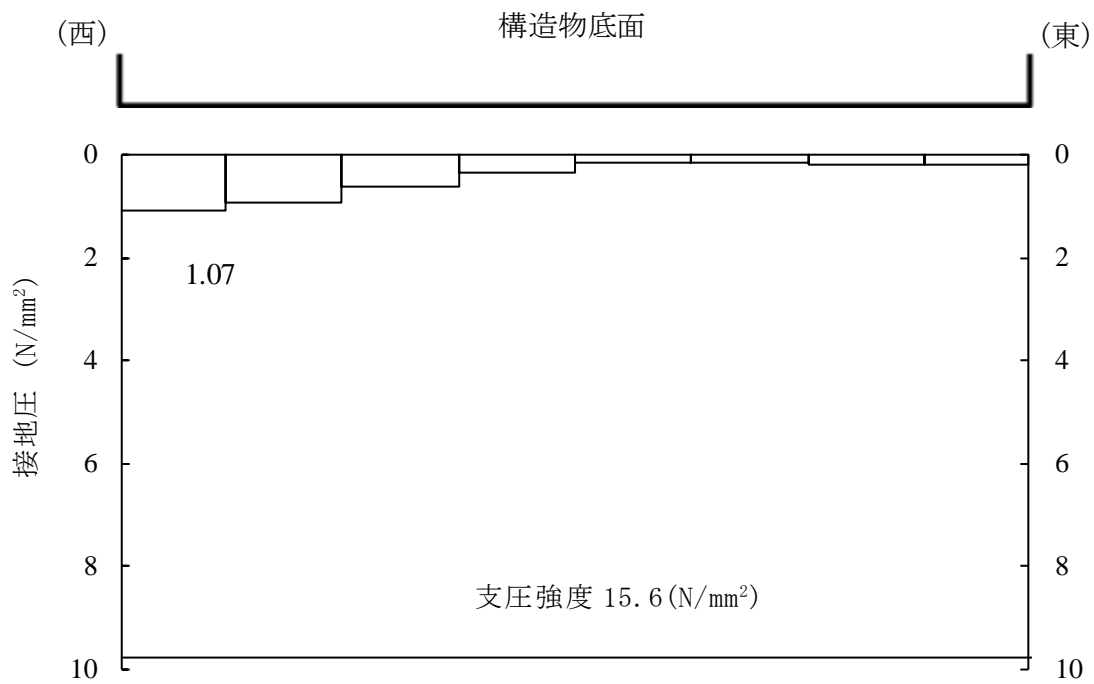


図 5-32 MMR の最大接地圧分布図 (C-C 断面)
(解析ケース④, $S_s - D(+ -)$)

(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5-19及び表5-20に、引張破壊に対する局所安全係数を表5-21及び表5-22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5-33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

表5-19～表5-22及び図5-33より、せん断破壊及び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 5-19 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	++	0.33	3.12	9.49
		+ -	0.33	3.12	9.46
	S _s -F 1	++	0.23	3.12	13.55
	S _s -F 2	++	0.27	3.12	11.52
	S _s -N 1	++	0.29	3.12	10.82
	S _s -N 2 (NS)	++	0.24	3.12	12.92
	S _s -N 2 (EW)	++	0.25	3.12	12.55
②	S _s -D	++	0.34	3.12	9.11
③	S _s -D	++	0.31	3.12	10.01

表 5-20 MMR のせん断破壊に対する局所安全係数 (C-C 断面)

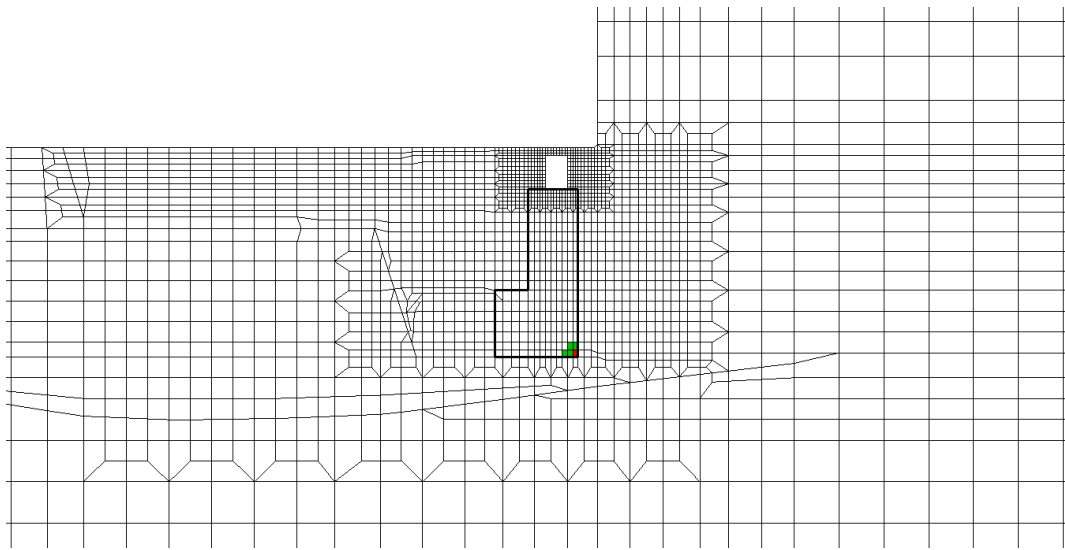
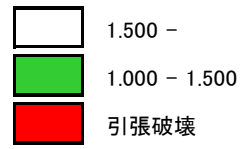
解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
④	S _s -D	++	1.62	3.12	1.93
		- +	1.57	3.12	1.99
		+ -	1.86	3.12	1.68
		--	1.37	3.12	2.28
	S _s -F 1	++	1.63	3.12	1.92
	S _s -F 2	++	1.07	3.12	2.93
	S _s -N 1	++	2.23	3.12	1.40
		- +	1.53	3.12	2.05
	S _s -N 2 (NS)	++	1.26	3.12	2.48
		- +	1.06	3.12	2.94
	S _s -N 2 (EW)	++	0.92	3.12	3.39
		- +	1.05	3.12	2.97
⑤	S _s -D	++	1.59	3.12	1.97
⑥	S _s -D	++	1.57	3.12	1.99
⑦	S _s -D	++	1.25	3.12	2.51
⑧	S _s -D	++	1.25	3.12	2.50

表 5-21 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (B-B 断面)

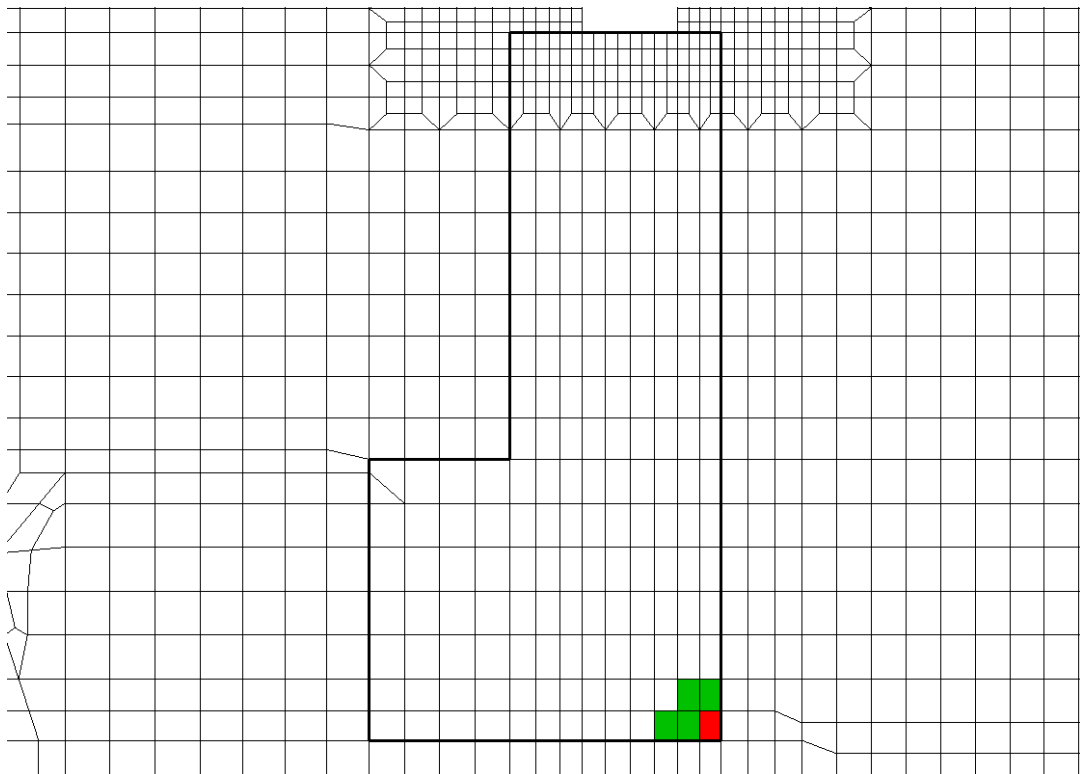
解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	0.17	1.43	8.38
		+ -	0.18	1.43	8.15
	S _s -F 1	++	0.13	1.43	10.75
	S _s -F 2	++	0.14	1.43	10.41
	S _s -N 1	++	0.14	1.43	10.55
	S _s -N 2 (NS)	++	0.13	1.43	10.94
	S _s -N 2 (EW)	++	0.12	1.43	11.91
②	S _s -D	++	0.18	1.43	7.92
③	S _s -D	++	0.16	1.43	9.16

表 5-22 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	++	2.53	1.43	0.57
		- +	2.53	1.43	0.57
		+ -	2.70	1.43	0.53
		--	2.64	1.43	0.55
	S _s -F 1	++	1.71	1.43	0.84
	S _s -F 2	++	2.07	1.43	0.70
	S _s -N 1	++	1.79	1.43	0.81
		- +	2.64	1.43	0.55
	S _s -N 2 (NS)	++	1.59	1.43	0.91
		- +	1.84	1.43	0.78
	S _s -N 2 (EW)	++	1.70	1.43	0.85
		- +	1.96	1.43	0.73
⑤	S _s -D	++	2.57	1.43	0.56
⑥	S _s -D	++	2.59	1.43	0.56
⑦	S _s -D	++	2.34	1.43	0.62
⑧	S _s -D	++	2.34	1.43	0.62



(a) 拡大図 (1)



(b) 拡大図 (2)

図 5-33 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, $S_s - D (+)$)

6. まとめ

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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，層間変形角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。

以上から，屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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。

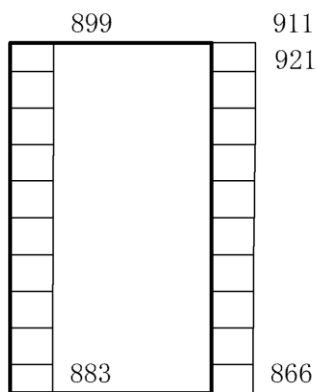
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ （++）を使用する。

表 1-1 材料の物性値

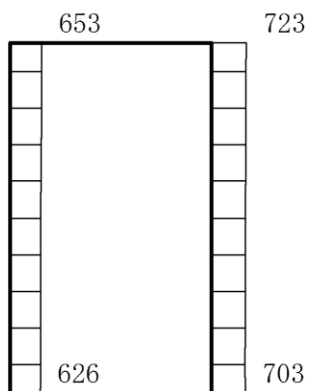
圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	備考
36.1	29.8	A-A 断面
33.0	28.9	B-B 断面及び C-C 断面

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。



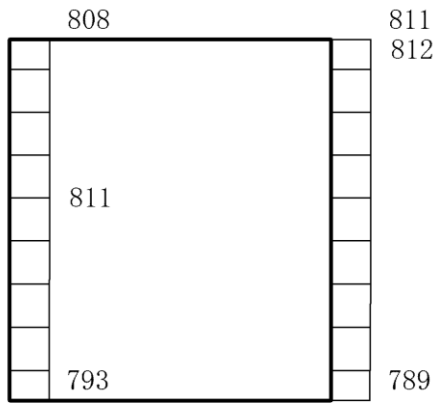
(a) $S_s - D$ (++) 水平



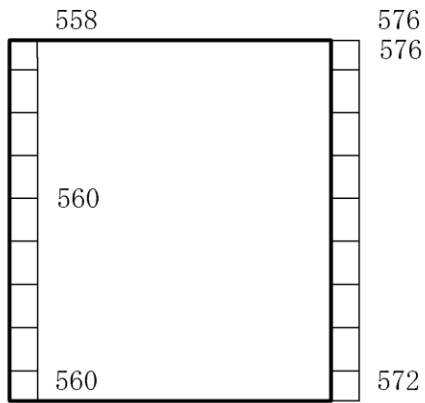
(b) $S_s - D$ (++) 鉛直

構造スケール 0 1.0(m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑨)



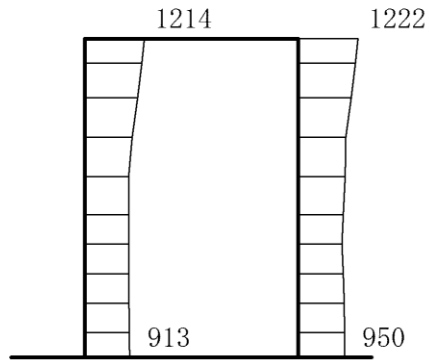
(a) S s - D (++) 水平



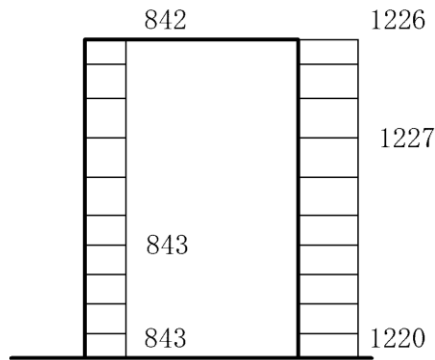
(b) S s - D (++) 鉛直

構造スケール 0 1.0(m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

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

構造スケール $0 \quad 1 \text{ (m)}$ 応答値スケール $0 \quad 2000 \text{ (cm/s}^2\text{)}$

図 1-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面, 解析ケース⑩)

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

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）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。

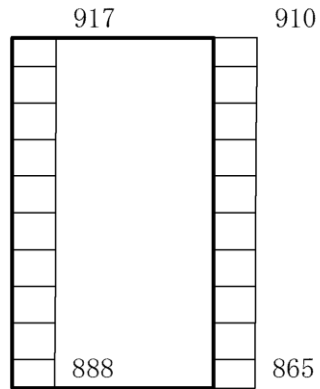
影響検討に用いる地震動は，本文で使用した基準地震動 $S_s-D(++)$ を使用する。

表 2-1 設計地下水位の一覧

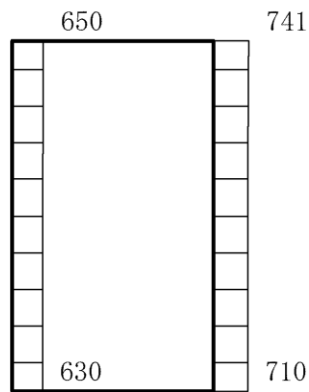
施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）	A-A 断面	解析モデル範囲外のため， 考慮しない
	B-B 断面	
	C-C 断面	

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。



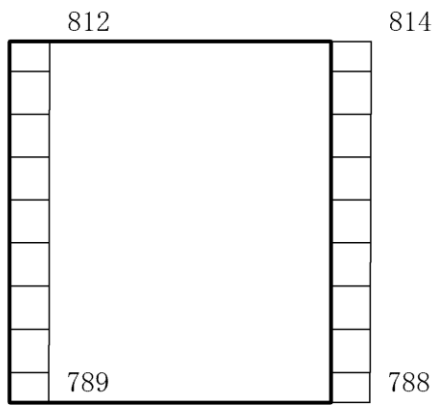
(a) $S_s - D$ (++) 水平



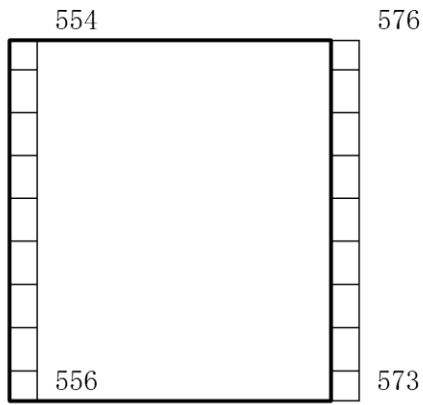
(b) $S_s - D$ (++) 鉛直

構造スケール $0 \quad 1.0(\text{m})$ 応答値スケール $0 \quad 2000(\text{cm}/\text{s}^2)$

図 2-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑩)



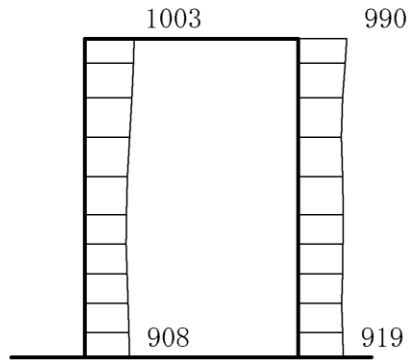
(a) $S_s - D$ (++) 水平



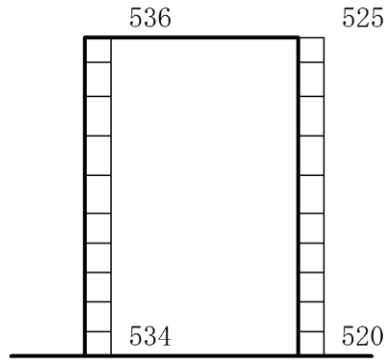
(b) $S_s - D$ (++) 鉛直

構造スケール $0 \quad 1.0(m)$ 応答値スケール $0 \quad 2000 (cm/s^2)$

図 2-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面, 解析ケース⑫)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

構造スケール $0 \quad 1(\text{m})$ 応答値スケール $0 \quad 2000(\text{cm}/\text{s}^2)$

図 2-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面, 解析ケース⑫)

参考資料2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

静的地震力に対して、屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）が耐震性を有することの確認を行う。

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の静的地震力に対する耐震評価は、構造部材の曲げ・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する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が短期許容支持力度を下回ることを確認する。

静的地震力に対する耐震評価フローを図1-1に示す。

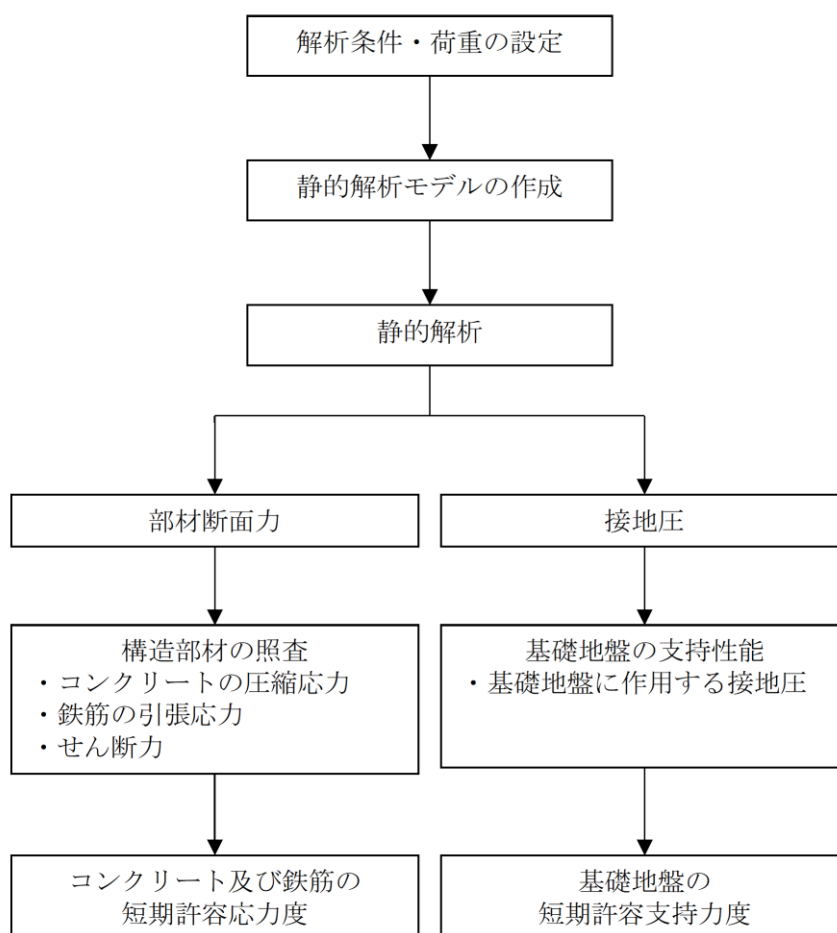


図1-1 静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 2002
- ・J E A G 4 6 0 1 -1987
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（社）日本電気協会）

3. 評価対象断面

本文のうち「2.4 評価対象断面の選定」と同様とする。

4. 荷重及び荷重組合せ

4.1 荷重

通常運転時の荷重（永久荷重）は本文「3.4 荷重及び荷重の組合せ」と同様とする。

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 地震荷重（ S_c ）

地震荷重は，Cクラス施設に求められる静的地震力（ $kh=0.16$ ）を考慮する。

なお，Cクラス施設に求められる静的地震力（ $kh=0.16$ ）は，以下の式に基づき算出する。

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

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

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 (1.0)
- 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)

4.2 荷重の組み合わせ

荷重の組み合わせを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組み合わせ

外力の状態	荷重の組み合わせ
地震時 (S c)	G + P + S c

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S c : 静的地震力

5. 使用材料及び材料の物性値

本文のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、本文のうち「3. 地震応答解析」で設定した解析モデルを用い、屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）を線形はり要素でモデル化した静的非線形解析により応答値を算定する。

7. 解析モデル

図7-1～図7-3に解析モデルを示す。静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。

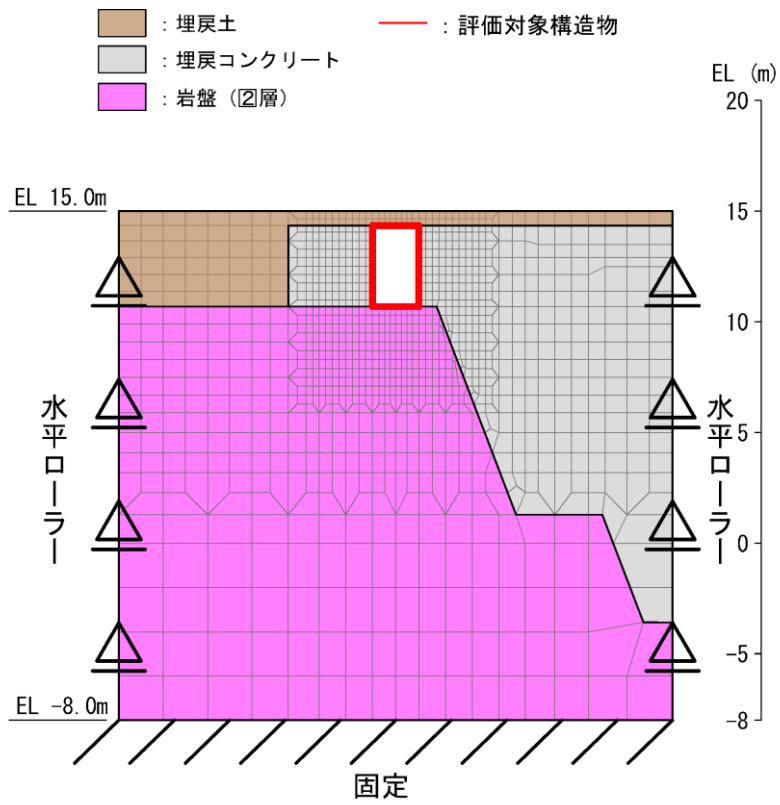


図 7-1 解析モデル図 (A-A 断面)

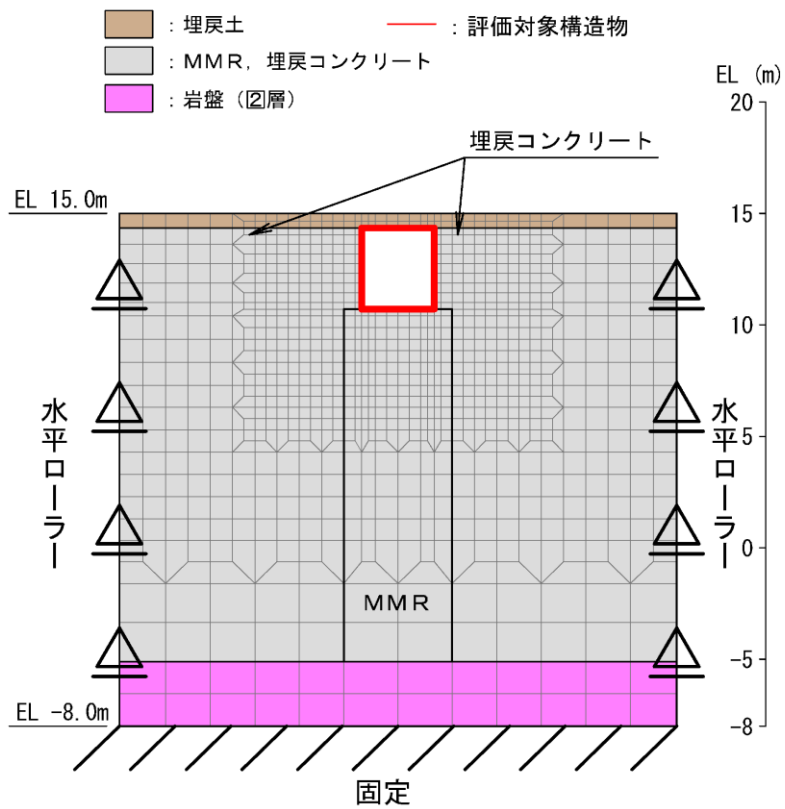
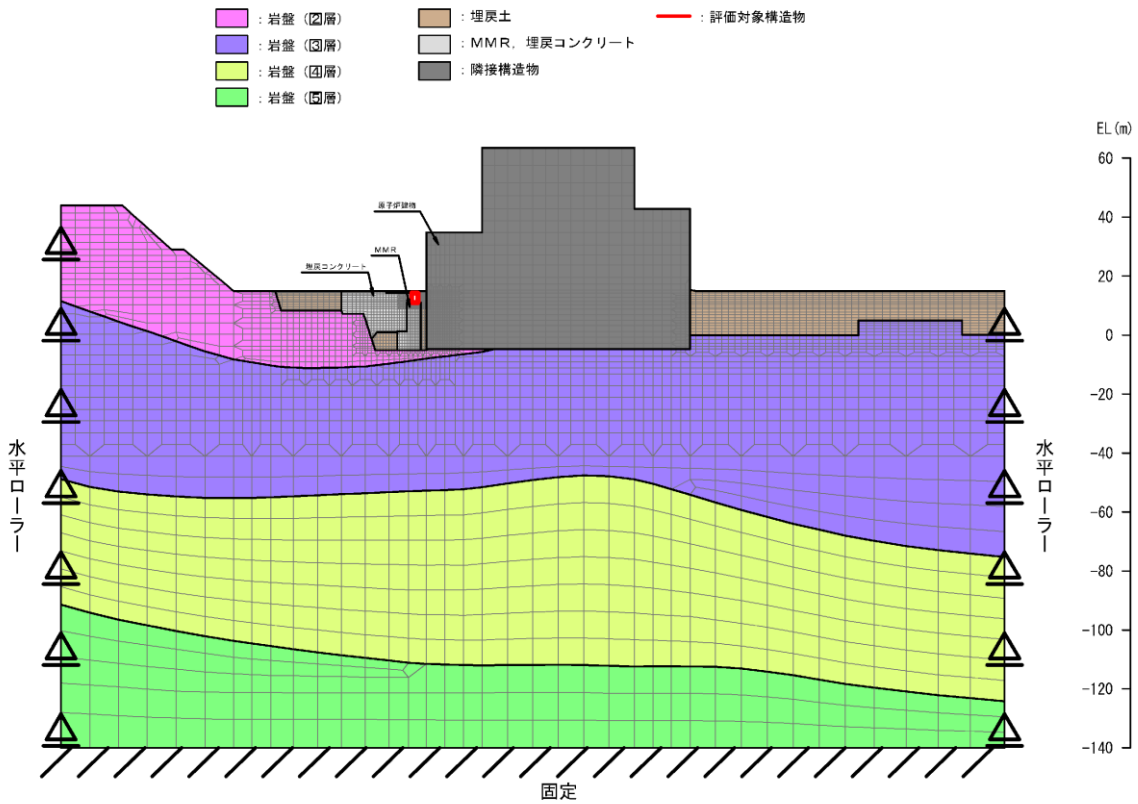
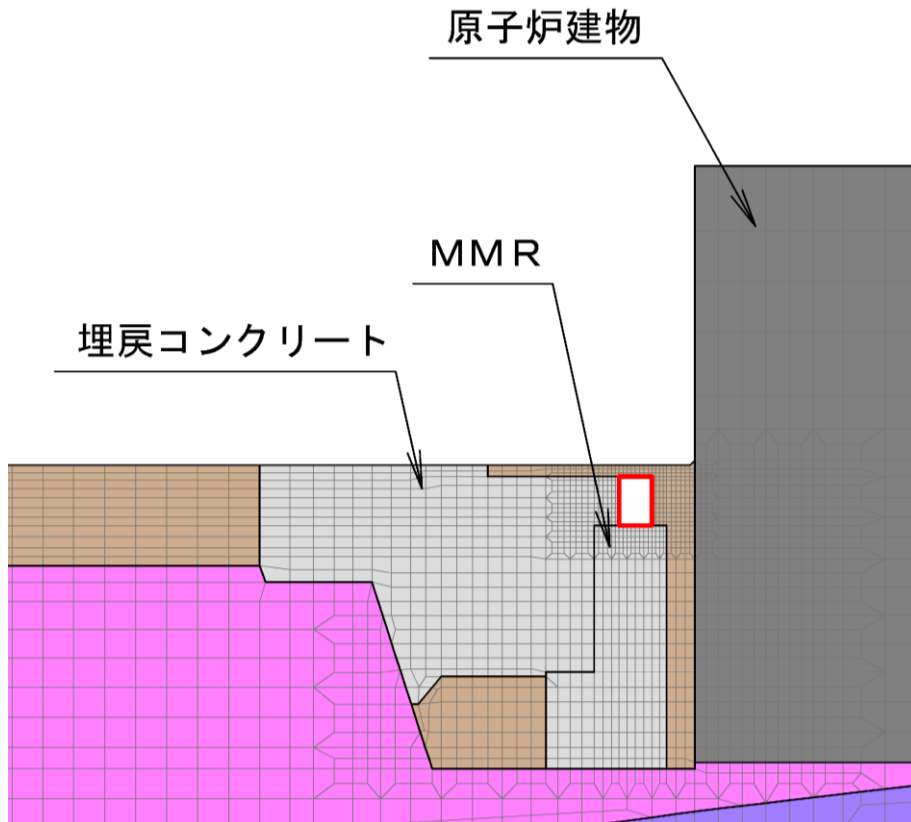


図 7-2 解析モデル図 (B-B 断面)



(全体図)



(拡大図)

図 7-3 解析モデル図 (C-C 断面)

8. ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は本文のうち「3.2.7 ジョイント要素の設定」と同様とする。

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材（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 9-1～表 9-3 に示す。

表 9-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（A-A断面）

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	$f'_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	9.00
許容せん断応力度 τ_{al}		0.45	0.68

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 9-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度
(B-B断面及びC-C断面)

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	$f'_{ck} = 20.6$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.87
許容せん断応力度 τ_{al}		0.42	0.63

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 9-3 鉄筋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)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

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。

9.2 せん断破壊に対する許容限界

屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）の静的地震力に対する耐震性を有することの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、表 9-1～表 9-3 に示す短期許容応力度とする。

なお、せん断補強鉄筋が配置される部材の許容限界は、表 9-1～表 9-3 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。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 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

$$V_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここに、 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。

$$V_s = \{ A_w \cdot \sigma'_{sa} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z$$

ここに、 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

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 基礎地盤

基礎地盤に作用する設置圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2008（（社）日本電気協会）」に基づき極限支持力度の 2/3 とする。

基礎地盤の許容限界を表 9-4 に示す。

表 9-4 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)
短期許容支持力度	C _M 級又はC _H 級岩盤	6.5

9.3.2 MMR

MMR（支圧強度 $f'_a = 15.6\text{N/mm}^2$ ）の評価結果については、基礎地盤の支持性能に対する評価を行うことから省略する。

10. 評価結果

10.1 A-A断面

静的地震力に対する評価結果を表 10-1～表 10-3 に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図 10-2 に示す。

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（A-A断面，コンクリート）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	1	32	85	1.09	13.50	0.08
側壁	3	-51	121	1.76	13.50	0.13
底版	2	-51	118	1.77	13.50	0.14

注記*：評価位置は図 10-1 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（A-A断面，鉄筋）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
頂版	1	32	85	22	294	0.08
側壁	3	-51	121	39	294	0.14
底版	2	-51	118	40	294	0.14

注記*：評価位置は図 10-1 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果（A-A断面）

評価位置* ¹		発生 せん断力 Q (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 Q/V _a * ²
頂版	1	40	735	0.06
側壁	3	85	735	0.12
底版	2	105	735	0.15

注記*1：評価位置は図 10-1 に示す。

注記*2：A-A断面はせん断補強筋があるため、照査値はQ/V_aで評価する。

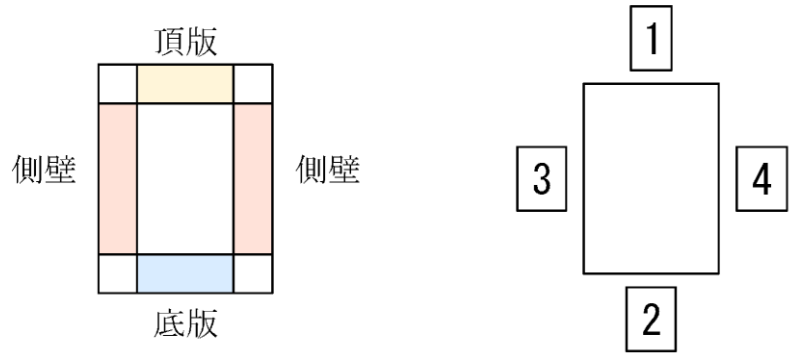
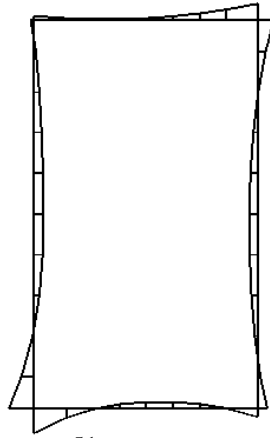
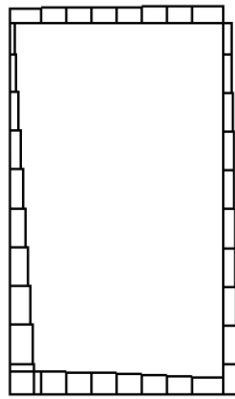


图 10-1 評価位置図 (A-A 断面)



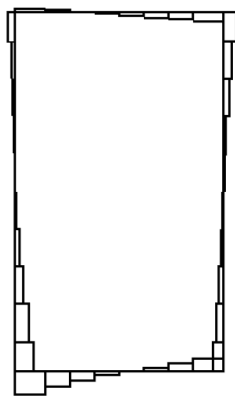
-51

数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



118

数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



105

数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 10-2 最も厳しい照査値の地震時断面力 (A-A 断面)

10.2 B-B断面

静的地震力に対する評価結果を表10-4～表10-6に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図10-4に示す。

表10-4 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（B-B断面，コンクリート）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	1	28	55	0.71	11.80	0.06
側壁	3	-36	134	0.82	11.80	0.07
底版	2	-36	76	0.79	11.80	0.07

注記*：評価位置は図10-3に示す。

表10-5 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（B-B断面，鉄筋）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
頂版	1	28	55	14	294	0.05
側壁	4	28	55	14	294	0.05
底版	2	-36	76	12	294	0.04

注記*：評価位置は図10-3に示す。

表10-6 せん断破壊に対する評価結果（B-B断面）

評価位置*		発生 せん断力 (kN)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_a
頂版	1	48	0.11	0.63	0.17
側壁	3	45	0.10	0.63	0.16
底版	2	96	0.22	0.63	0.34

注記*：評価位置は図10-3に示す。

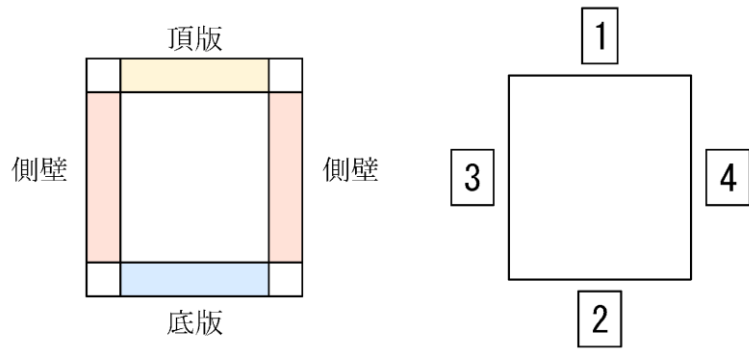
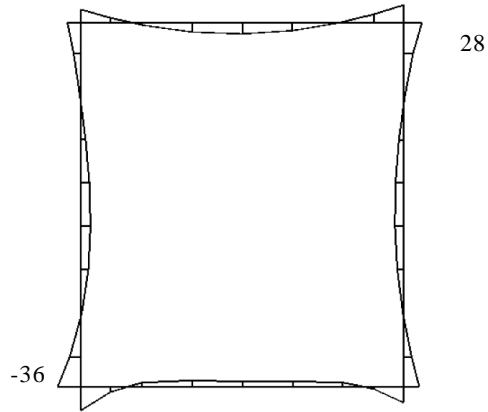
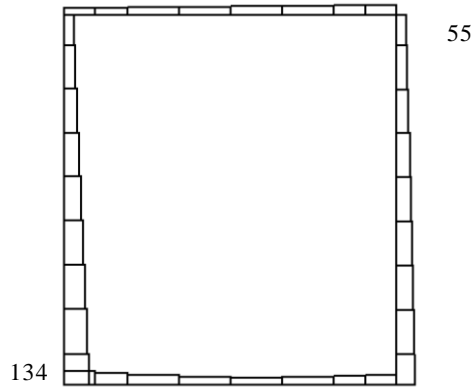


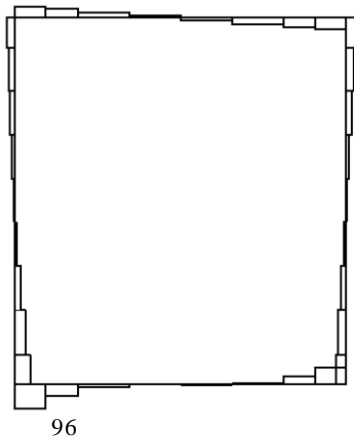
图 10-3 評価位置図 (B - B 断面)



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 10-4 最も厳しい照査値の地震時断面力 (B-B 断面)

10.3 C-C断面

静的地震力に対する評価結果を表10-7～表10-9に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図10-6に示す。

表10-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（C-C断面，コンクリート）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	1	20	38	0.71	11.80	0.06
側壁	6	27	82	0.96	11.80	0.08
底版	3	-25	72	0.83	11.80	0.08

注記*：評価位置は図10-5に示す。

表10-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（C-C断面，鉄筋）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
頂版	1	20	38	17.84	294	0.06
側壁	6	27	82	17.18	294	0.06
底版	3	-25	72	14.58	294	0.06

注記*：評価位置は図10-5に示す。

表10-9 せん断破壊に対する評価結果（C-C断面）

評価位置*		発生 せん断力 (kN)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_a
頂版	1	33	0.09	0.63	0.14
側壁	3	50	0.14	0.63	0.21
底版	4	66	0.18	0.63	0.28

注記*：評価位置は図10-5に示す。

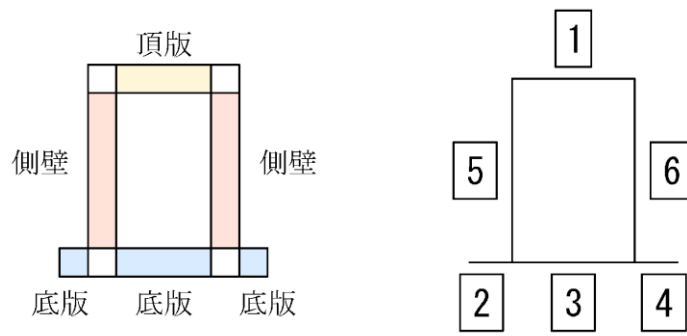
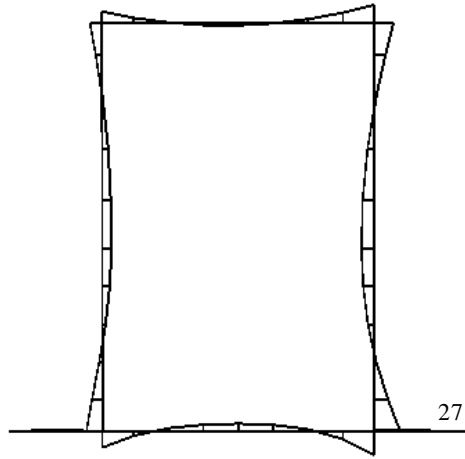
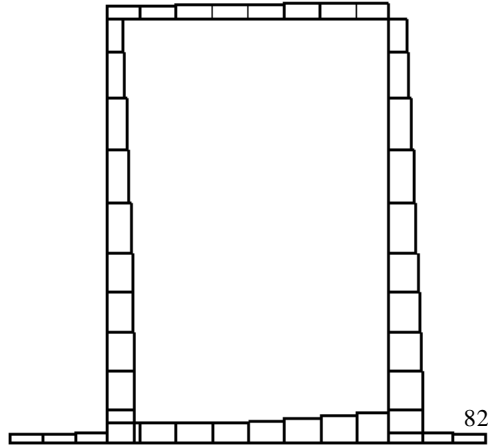


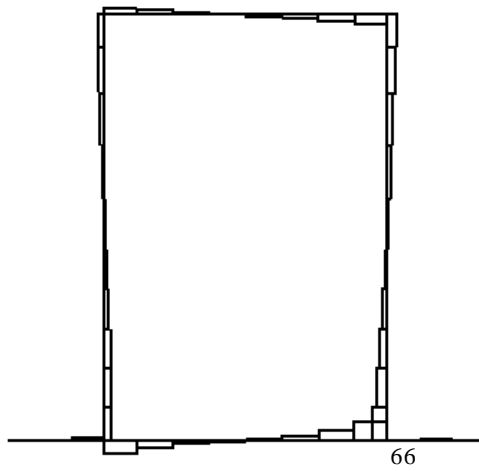
图 10-5 評価位置図 (C-C 断面)



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張, -：圧縮)



数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 10-6 最も厳しい照査値の地震時断面力 (C-C 断面)

11. 基礎地盤の支持性能

11.1 A-A断面

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 11-1 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-1 に示す。

基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ることを確認した。

表 11-1 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (A-A断面)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力	0.16	6.5	0.03

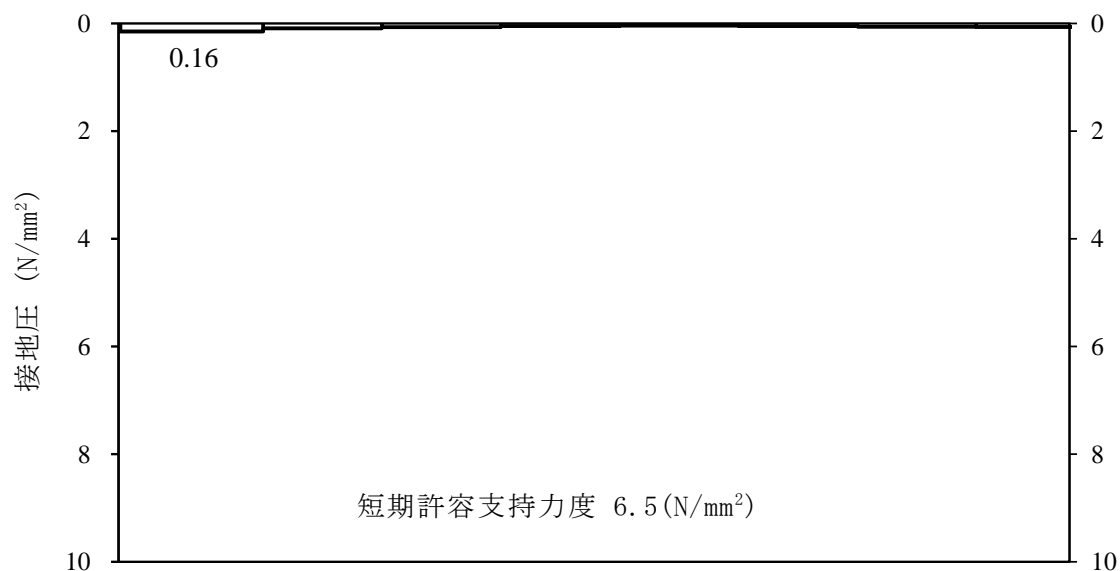


図 11-1 基礎地盤の最大接地圧分布図

11.2 B-B断面

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 11-2 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-2 に示す。

基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ることを確認した。

表 11-2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (B-B断面)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力	0.46	6.5	0.07

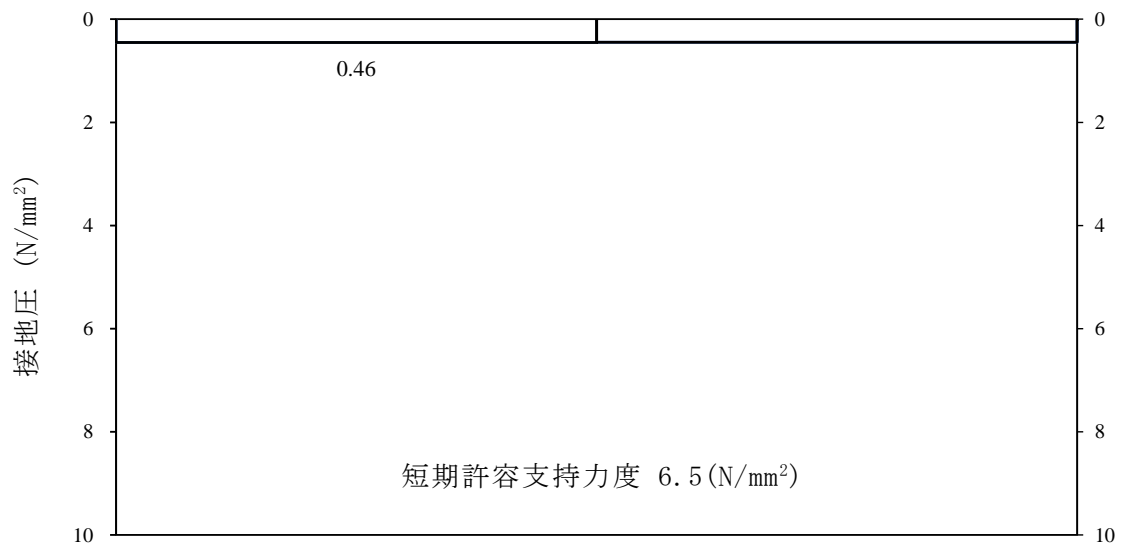


図 11-2 基礎地盤の最大接地圧分布図

11.3 C-C断面

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 11-3 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-3 に示す。

基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ることを確認した。

表 11-3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (C-C断面)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力	0.41	6.5	0.07

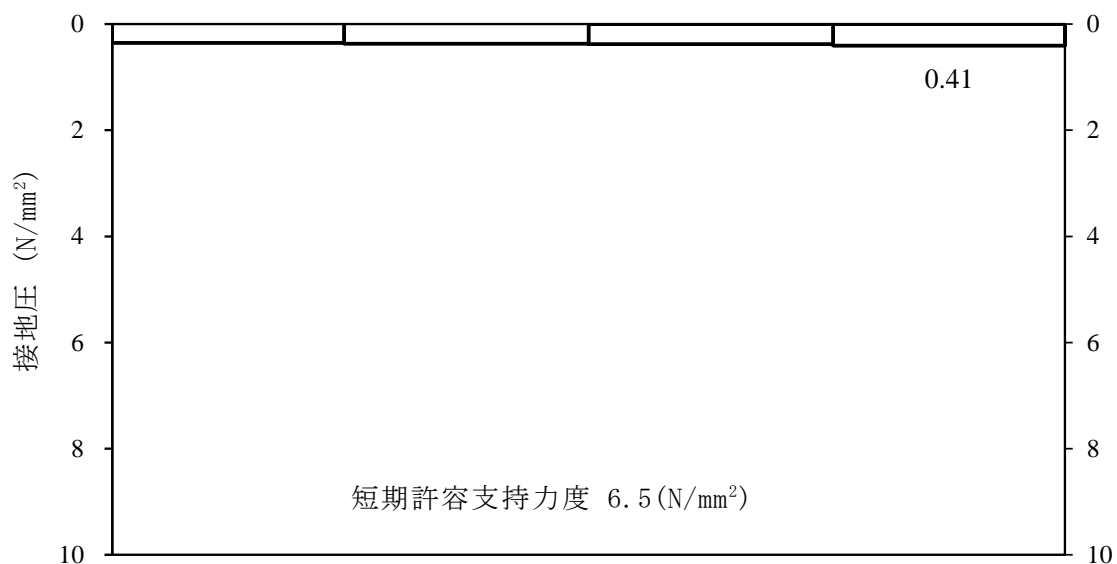


図 11-3 基礎地盤の最大接地圧分布図

12. まとめ

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）について，静的地震力に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果，構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容支持力を下回ることを確認した。また，基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力を下回ること及びMMRに作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

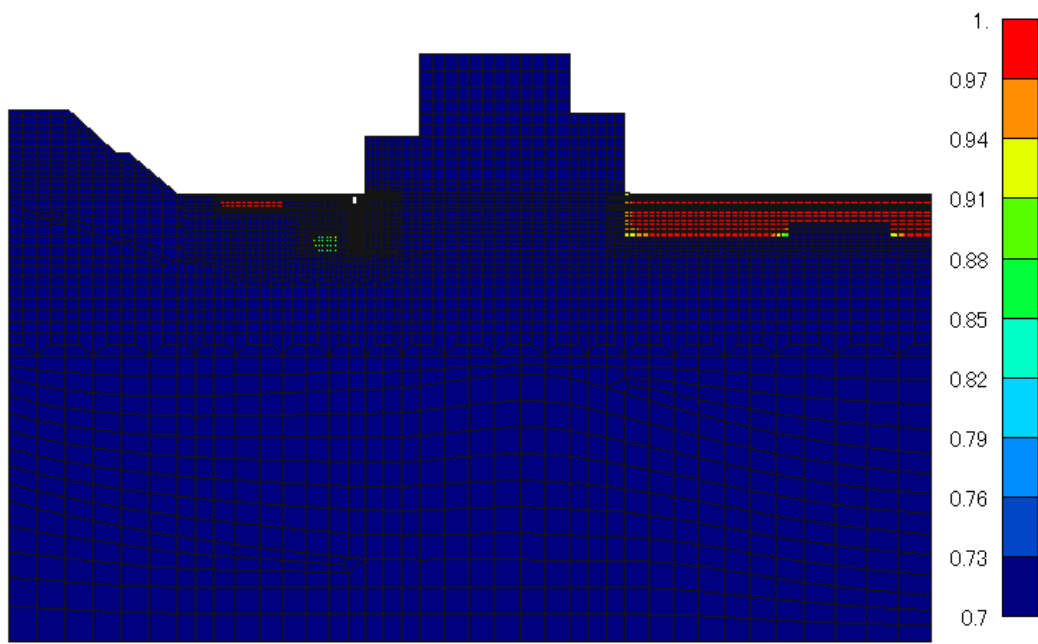
以上のことから屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）は設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

参考資料3 浮き上がり評価について

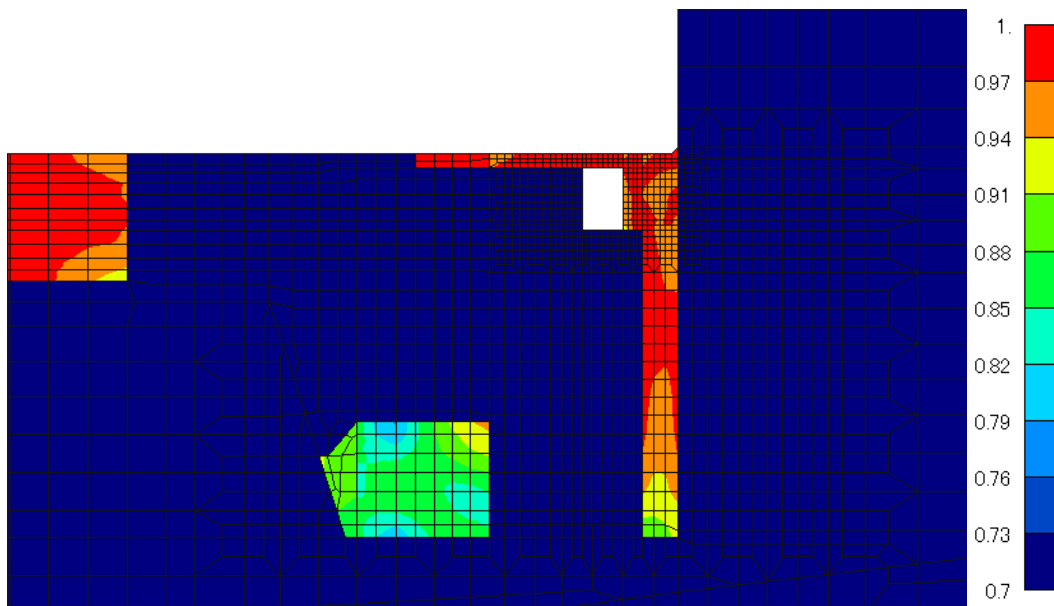
1. 概要

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）のC-C断面において、地震応答解析結果より、構造物周辺で過剰間隙水圧比分布が0.95を上回り液状化が発生していることが確認されたことから、地震時の液状化を踏まえた浮き上がり評価を実施する。

C-C断面における最大過剰間隙水圧比分布図の一例を図1-1に示す。



(全体図)



(拡大図)

図 1-1 最大過剰間隙水圧比分布図 (C-C 断面)
(ケース④, $S_s - D$ (++))

2. 評価条件

評価条件は「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「参考資料 11 浮き上がり評価について」に示す。

本評価においては、地震時の浮き上がりを対象とするため、過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を考慮する。

3. 評価結果

評価結果を表 3-1 に示す。屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）は浮き上がりに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3-1 浮上り評価結果

評価内容	照査値	判定
地震時の浮き上がり評価	0.87	○
【参考】静水圧による浮き上がり評価	0.43	○

補足-026-06 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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	15
2.4 評価対象断面の選定	16
2.5 使用材料及び材料の物性値	16
2.6 地盤物性値	17
2.7 評価構造物諸元	19
2.8 地下水位	22
2.9 耐震評価フロー	22
3. 地震応答解析	24
3.1 地震応答解析手法	24
3.2 地震応答解析モデルの設定	27
3.2.1 解析モデル領域	27
3.2.2 境界条件	29
3.2.3 構造物のモデル化	32
3.2.4 隣接構造物のモデル化	32
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート、置換コンクリート及びMMRのモデル化	32
3.2.6 地震応答解析モデル	35
3.2.7 ジョイント要素の設定	38
3.2.8 材料特性の設定	44
3.3 減衰定数	47
3.3.1 全応力解析で設定する Rayleigh 減衰	49
3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰	59
3.4 荷重及び荷重の組合せ	60
3.4.1 機器・配管荷重	61
3.4.2 外水圧	62
3.4.3 積雪荷重	62
3.5 地震応答解析の解析ケース	63
3.5.1 耐震評価における解析ケース	63
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	68

4.	評価内容	75
4.1	入力地震動の設定	75
4.2	許容限界の設定	106
4.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	106
4.2.2	せん断破壊に対する許容限界	109
4.2.3	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	120
5.	評価結果	122
5.1	地震応答解析結果	122
5.1.1	解析ケースと照査値	122
5.1.2	ひずみの時刻歴波形	124
5.1.3	断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	126
5.1.4	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	128
5.1.5	最大せん断ひずみ分布	132
5.1.6	過剰間隙水圧比分布	136
5.2	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	138
5.2.1	A－A断面	138
5.2.2	B－B断面	141
5.2.3	C－C断面	144
5.3	せん断破壊に対する評価結果	147
5.3.1	A－A断面	147
5.3.2	B－B断面	153
5.3.3	C－C断面	159
5.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	165
5.4.1	基礎地盤	165
5.4.2	MMR	170
5.4.3	置換コンクリート	185
6.	まとめ	193

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 静的地震力に対する耐震評価

参考資料 3 せん断破壊に対する照査への線形被害則適用について

参考資料 4 立坑部補強版の設置に用いるアンカーの評価

参考資料 5 浮き上がり評価について

1. 評価方法

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）は、Sクラス設備である原子炉補機海水系配管等の間接支持機能が要求される。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認する。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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
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)
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	土木学会マニュアル 2005	<p>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</p> <p>又は，限界層間変形角を設定した上 で，発生層間変形角が限界層間変形 角を下回ることを確認</p> <p>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</p>
	コンクリート標準示方書 2002	<p>曲げ・軸力系の破壊に対する照査に おいておおむね弾性範囲として，発 生ひずみが限界ひずみ（コンクリー ト圧縮 2000μ，主筋ひずみ 1725μ） を下回ることを確認</p> <p>MMR の支持性能に対する照査は， MMR に発生する応力が極限支持力 度を下回ることを確認</p>
	道示・IV 下部構造編	<p>曲げ・軸力系の破壊に対する照査に おいておおむね弾性範囲として，発 生曲げモーメントが降伏曲げモーメ ントを下回ることを確認</p> <p>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</p>
地震応答解析	J E A G 4 6 0 1 - 1987	有限要素法による二次元モデルを用 いた時刻歴非線形解析
	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

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の位置図を図 2-1 に，平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3～図 2-6 に，補強図を図 2-7～図 2-10 に，概略配筋図を図 2-12～図 2-14 に，評価対象断面位置図を図 2-15～図 2-17 に示す。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）は，原子炉補機海水系配管等を間接支持する延長約 49m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，幅 7.6m，高さ 4.7m のボックスカルバート構造，幅 7.0m，高さ 4.2m のボックスカルバート構造に大別され，MMR を介して十分な支持性能を有する C_M 級又は C_H 級岩盤に支持される。また，一部に高さ約 3.0m の立坑部を有する。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。せん断破壊に対する補強として，立坑部の部材増設及び後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）によるせん断補強を実施する。

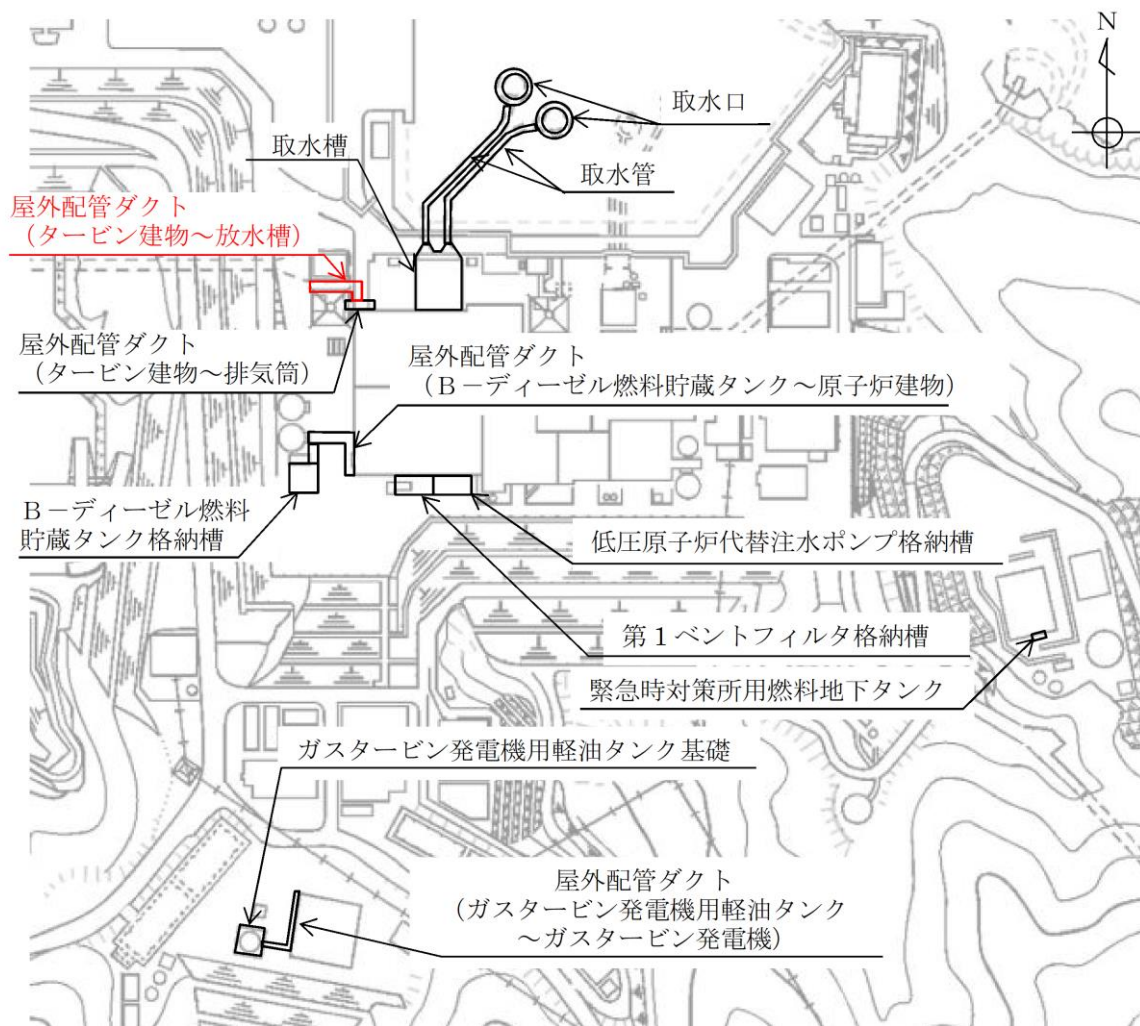


図 2-1 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽) 位置図

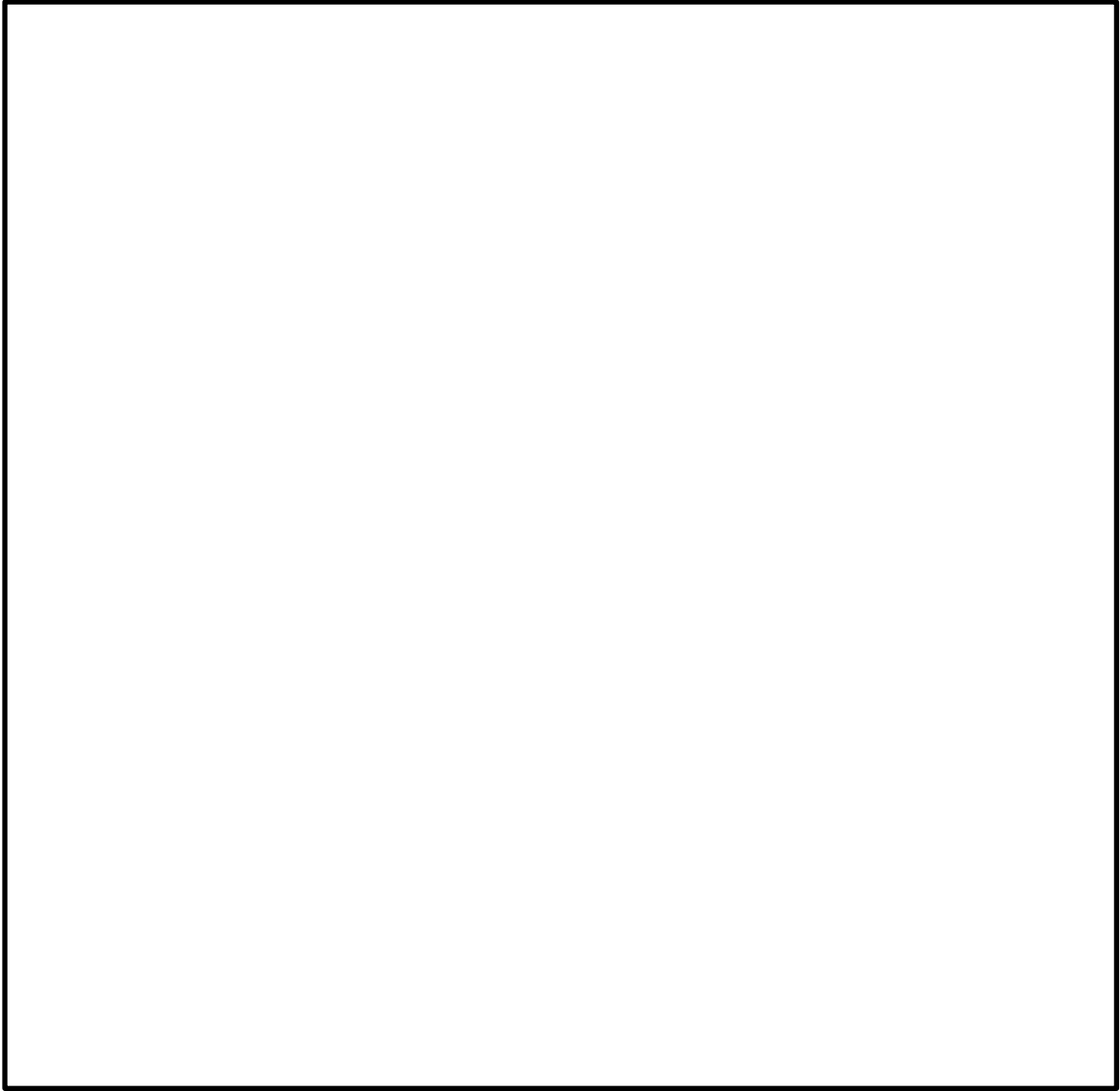


図 2-2 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽） 平面図

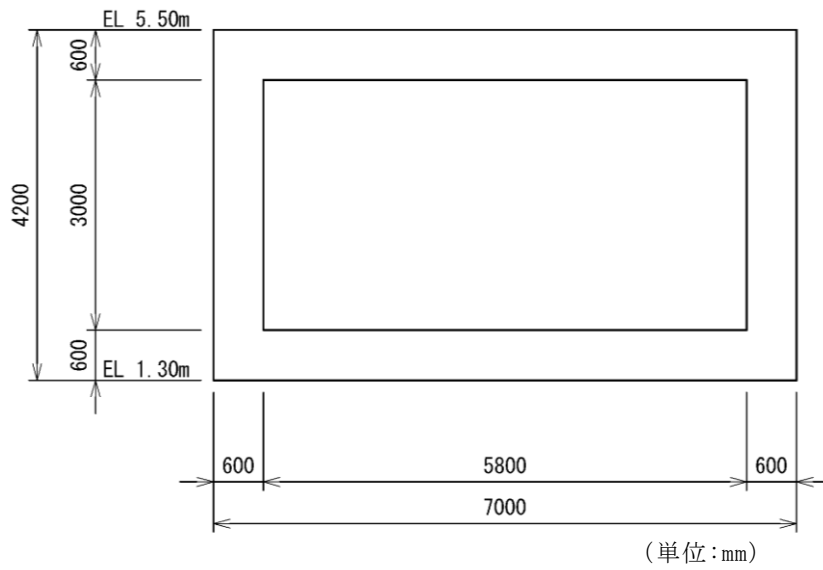


図 2-3 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽) 断面図 (A-A 断面)

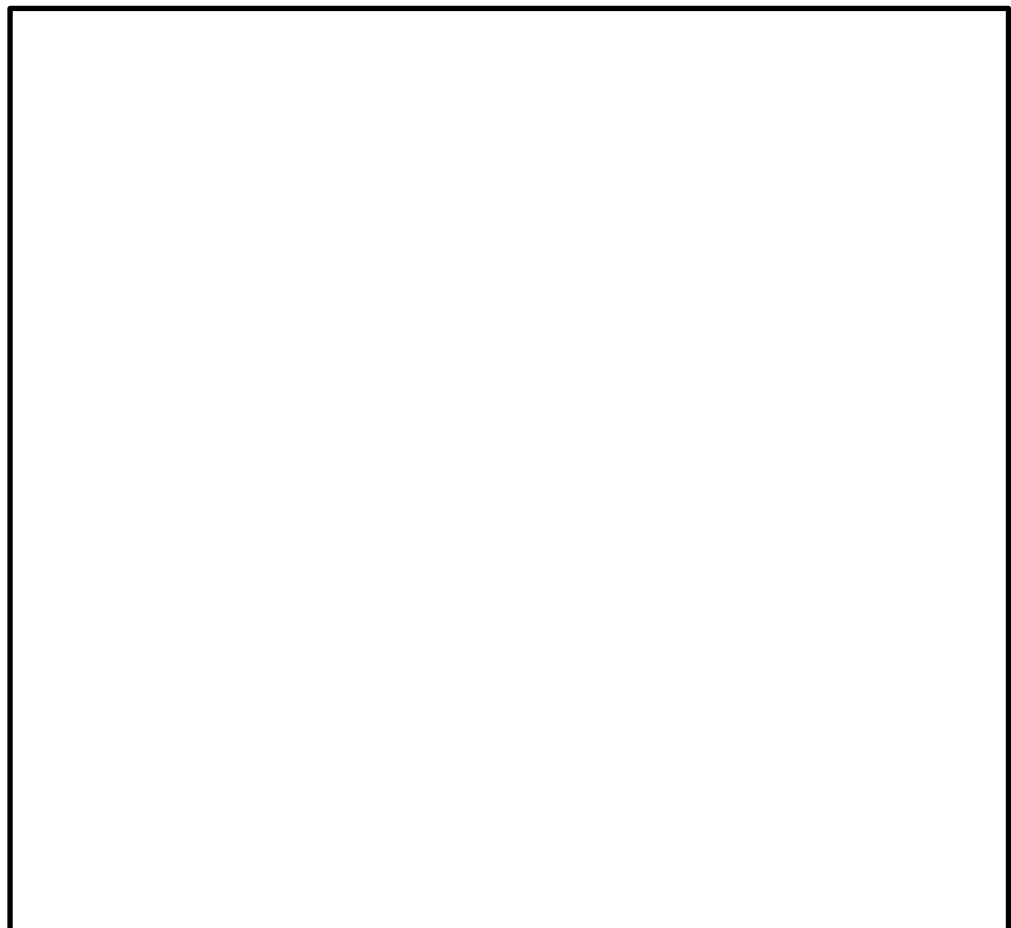


図 2-4 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽) 断面図 (B-B 断面)

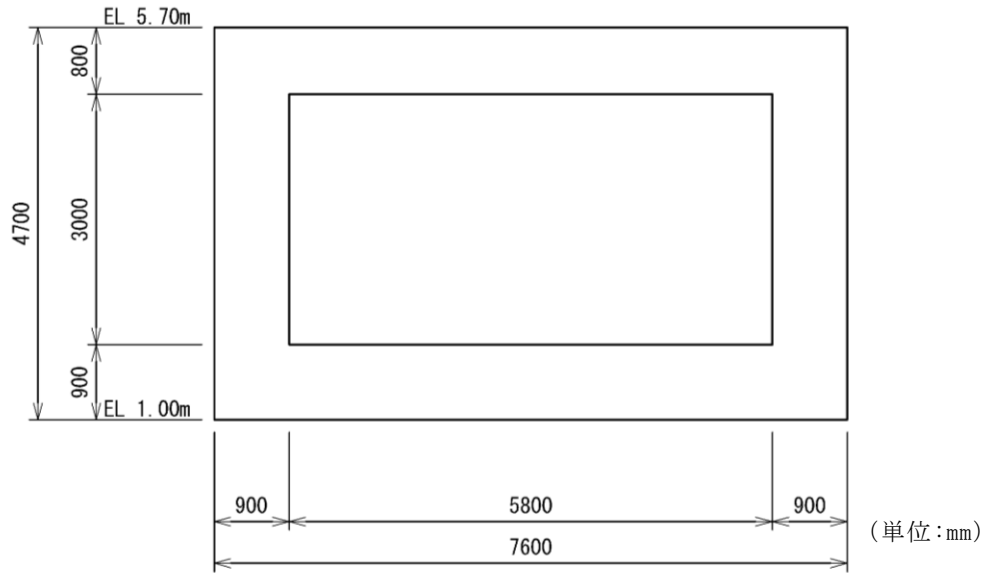


図 2-5 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）断面図（C-C断面）

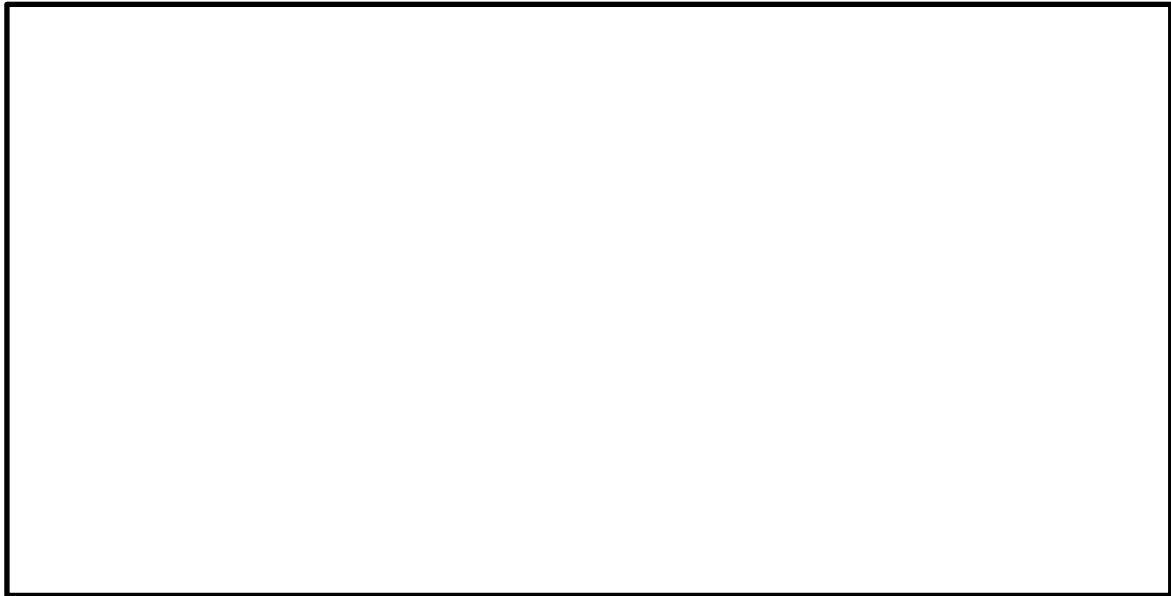


図 2-6 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）断面図（D-D断面）

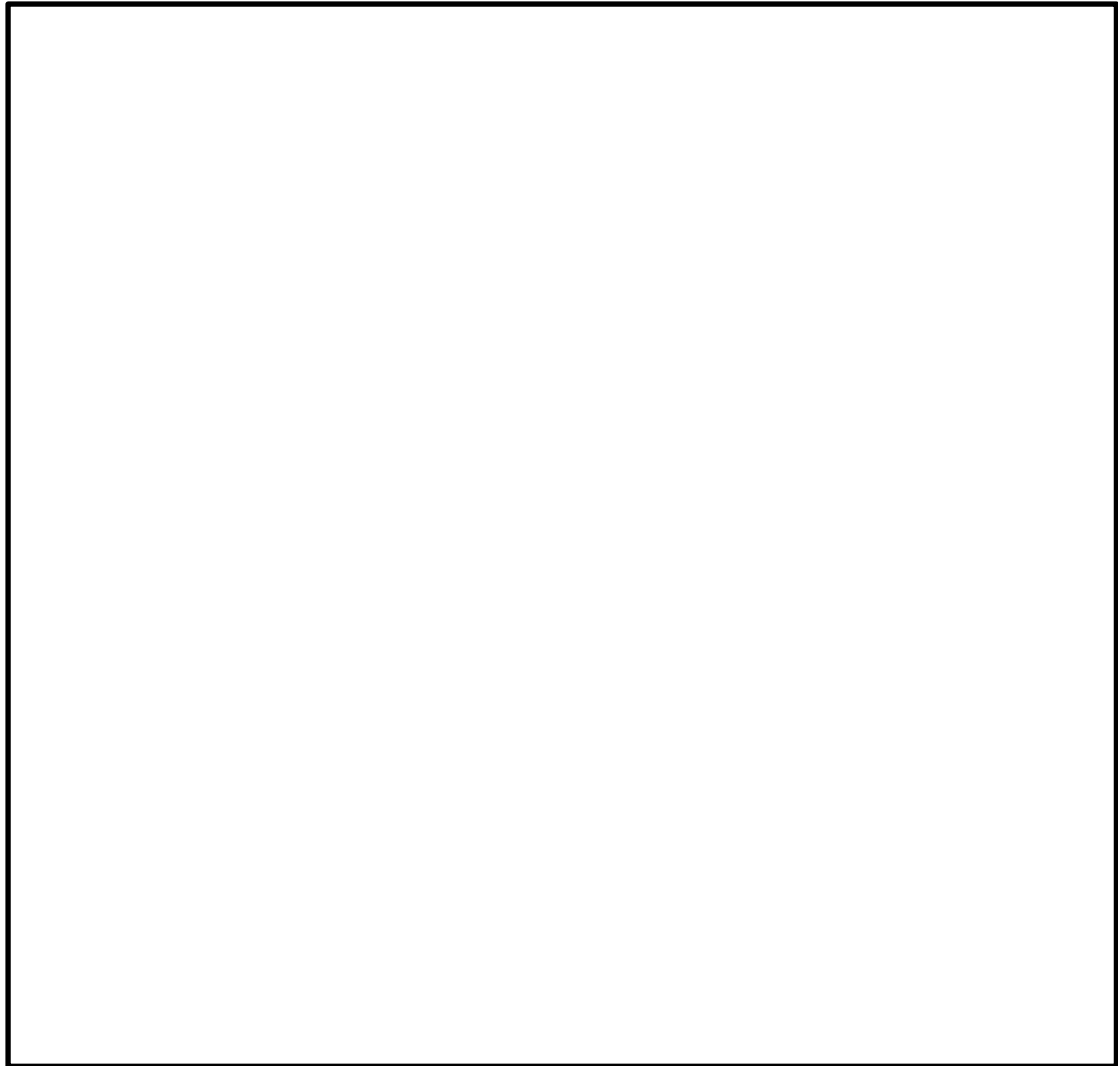
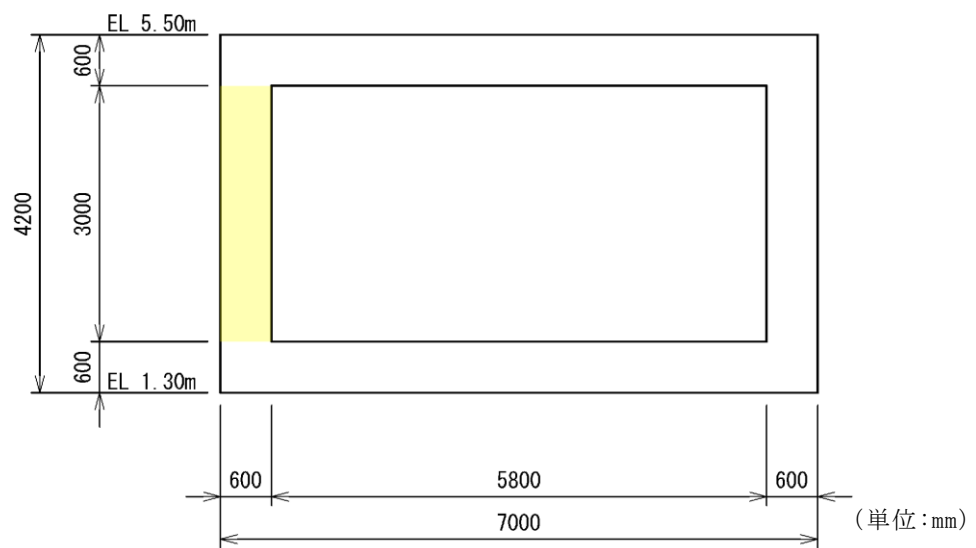


図 2-7 耐震補強箇所（平面図）



黄色 : CCb 工法による耐震補強箇所

図 2-8 耐震補強箇所（A-A 断面）

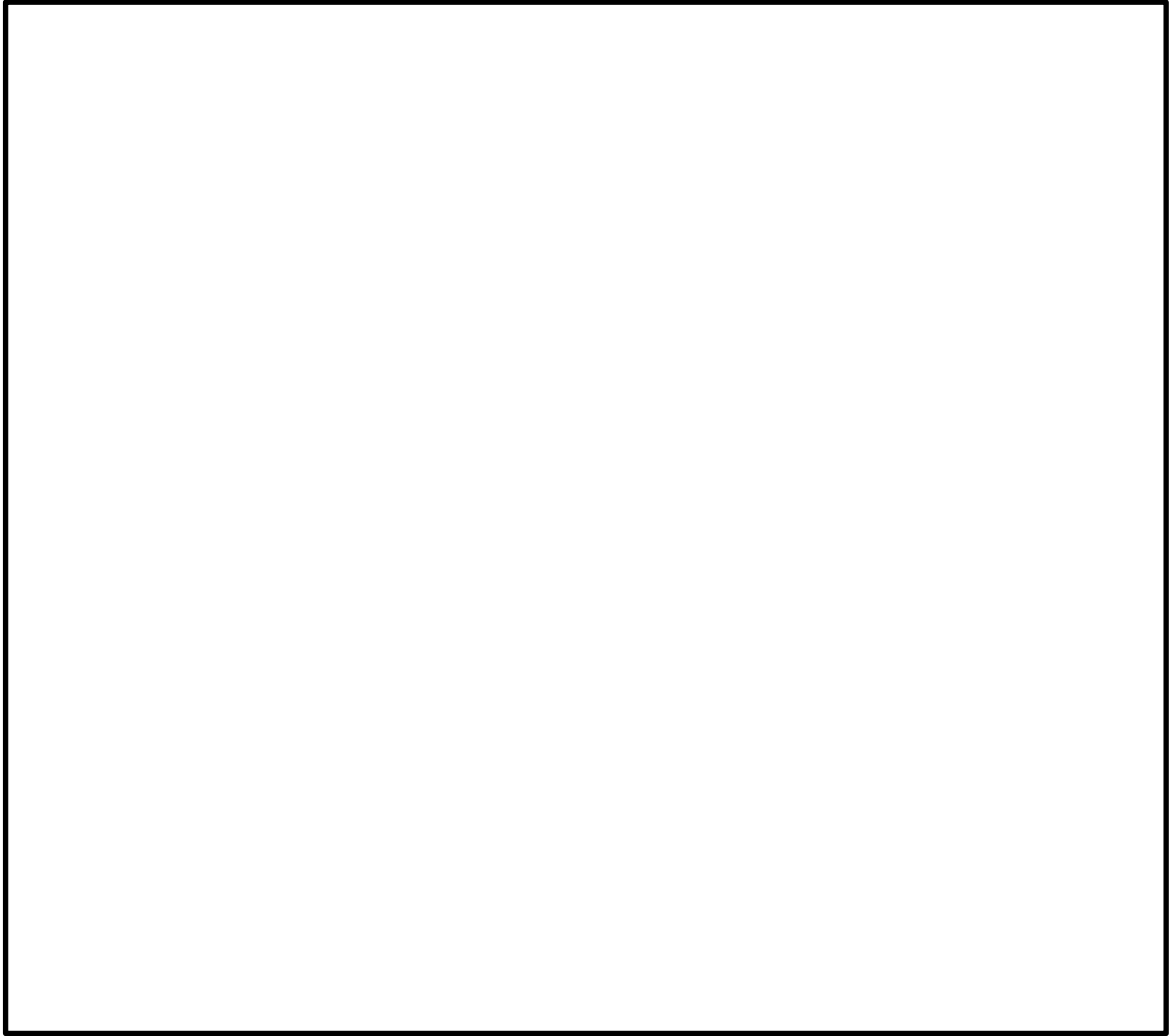


图 2-9 耐震補強箇所 (B - B 断面)

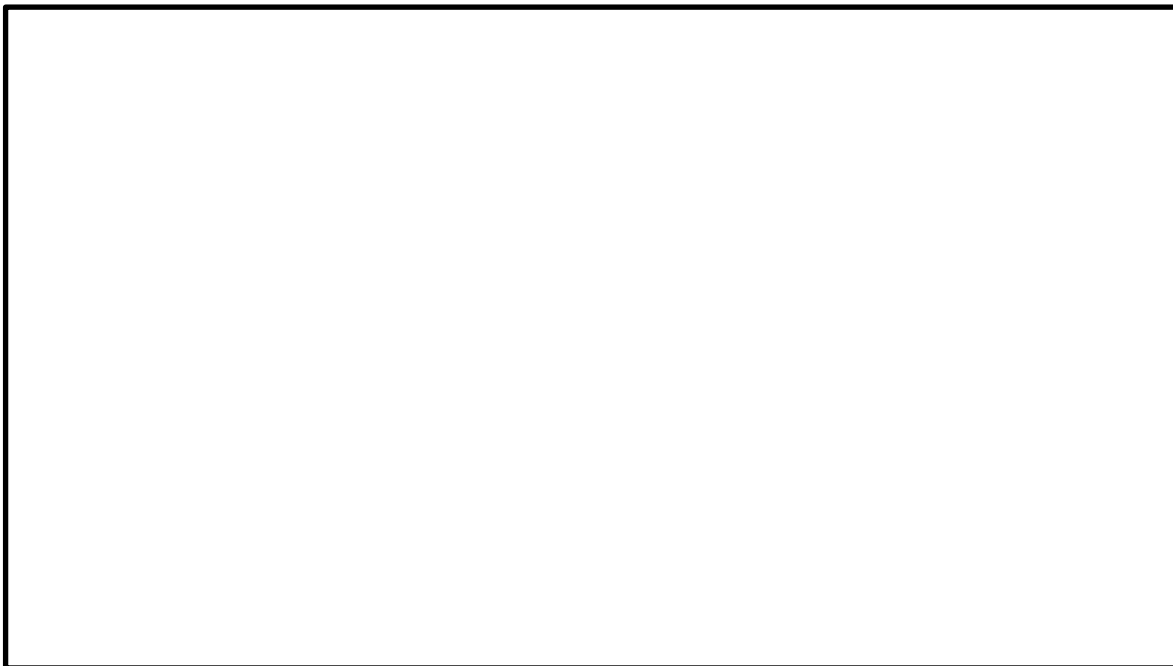
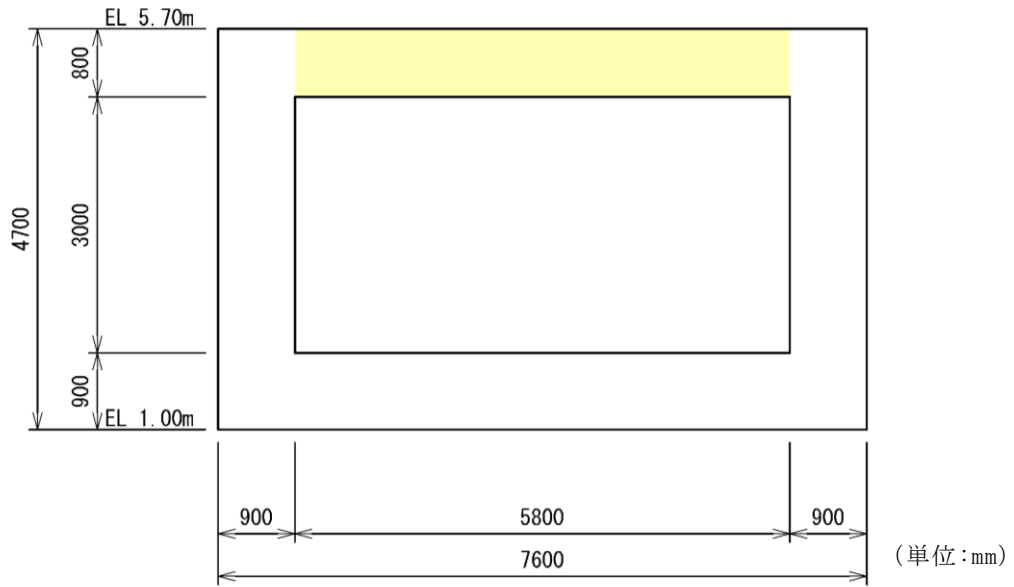


图 2-10 部材増設箇所平面図 (B - B 断面)



■ : CCb 工法による耐震補強箇所

図 2-11 耐震補強箇所 (C-C 断面)

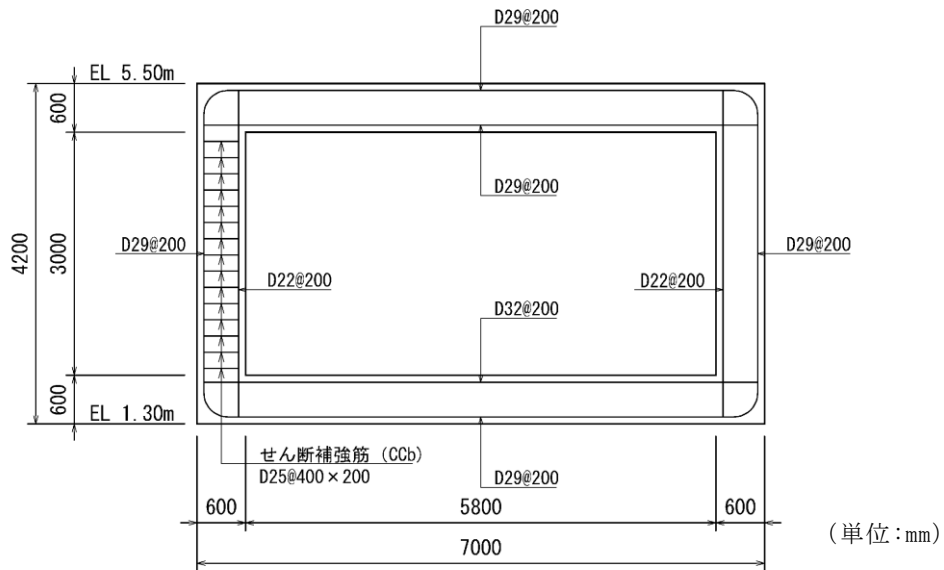


図 2-12 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽) 概略配筋図 (A-A 断面)

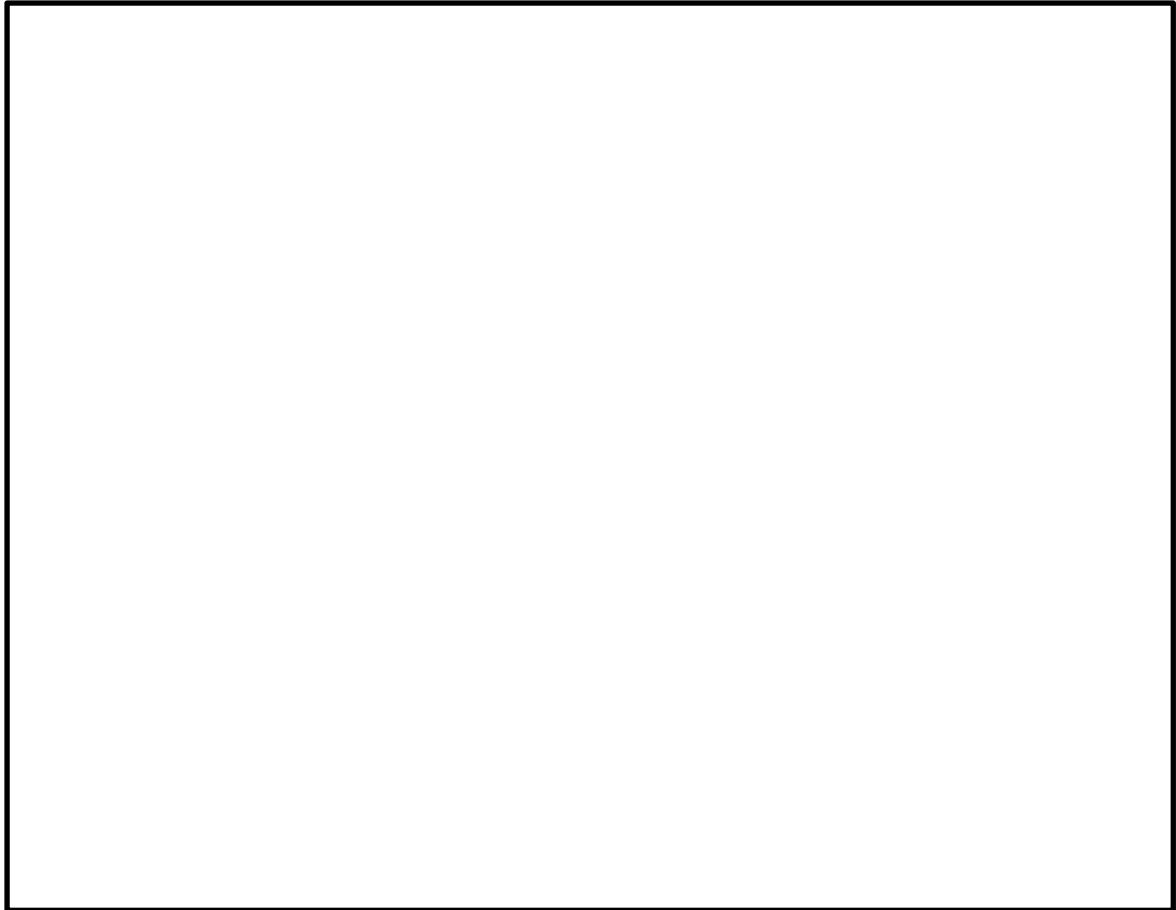


図 2-13 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽） 概略配筋図（B-B断面）

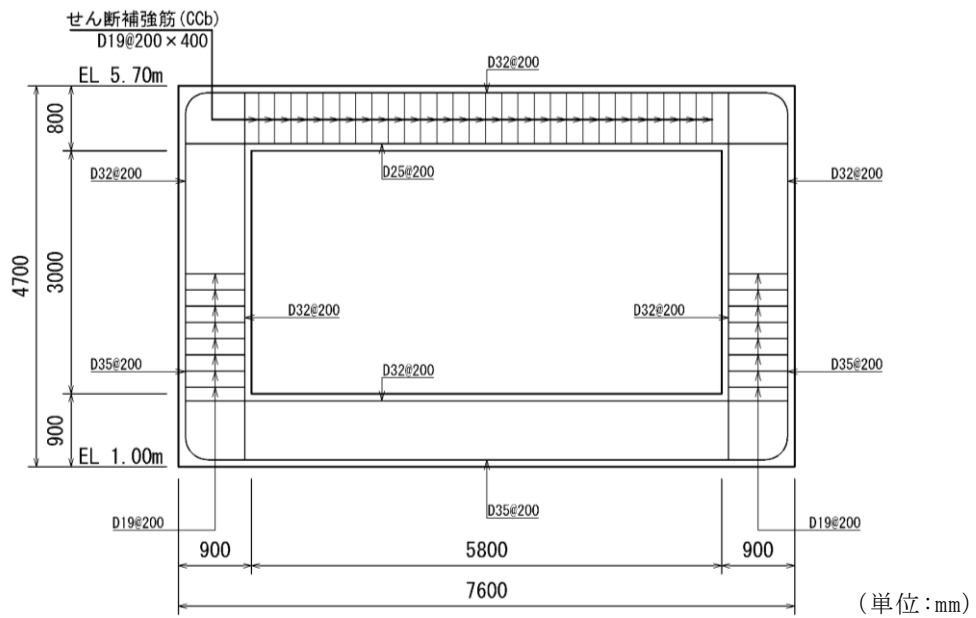
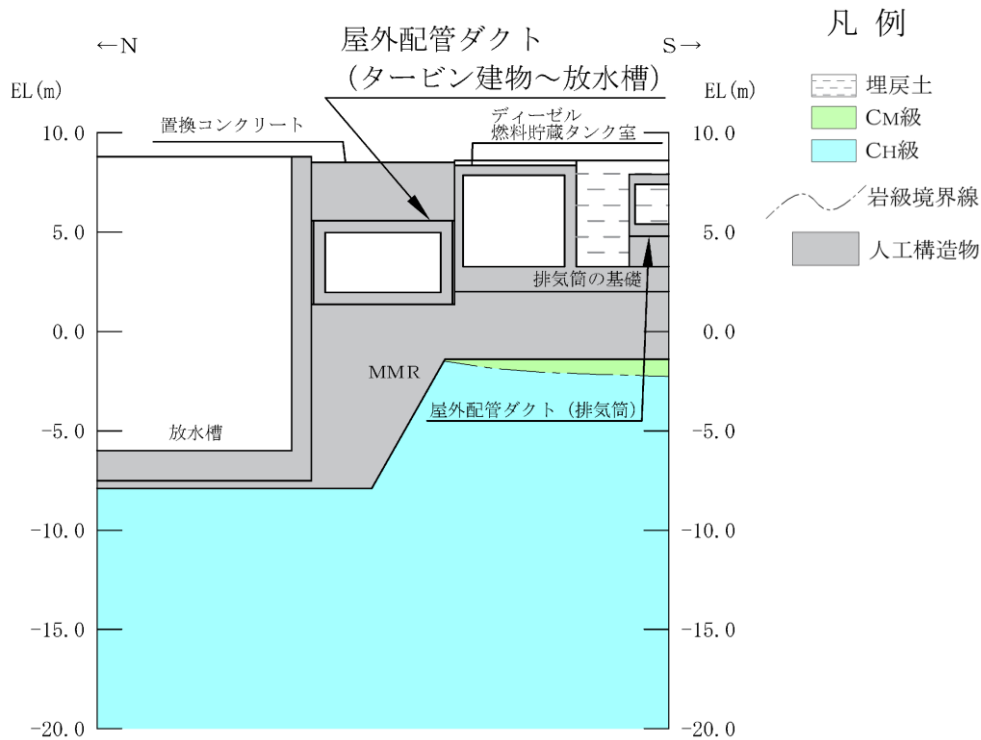
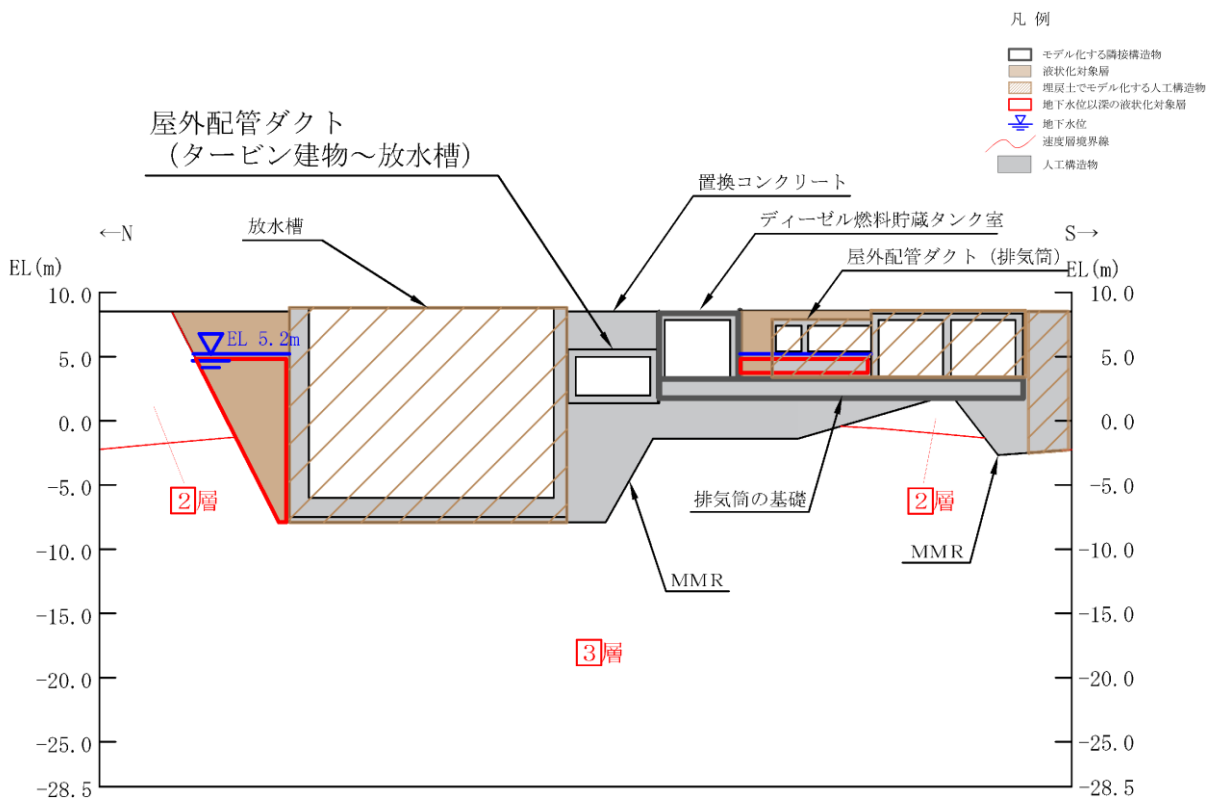


図 2-14 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽） 概略配筋図（C-C断面）



(岩級図)



(速度層図)

図 2-15 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)
評価対象断面図 (A-A 断面位置)

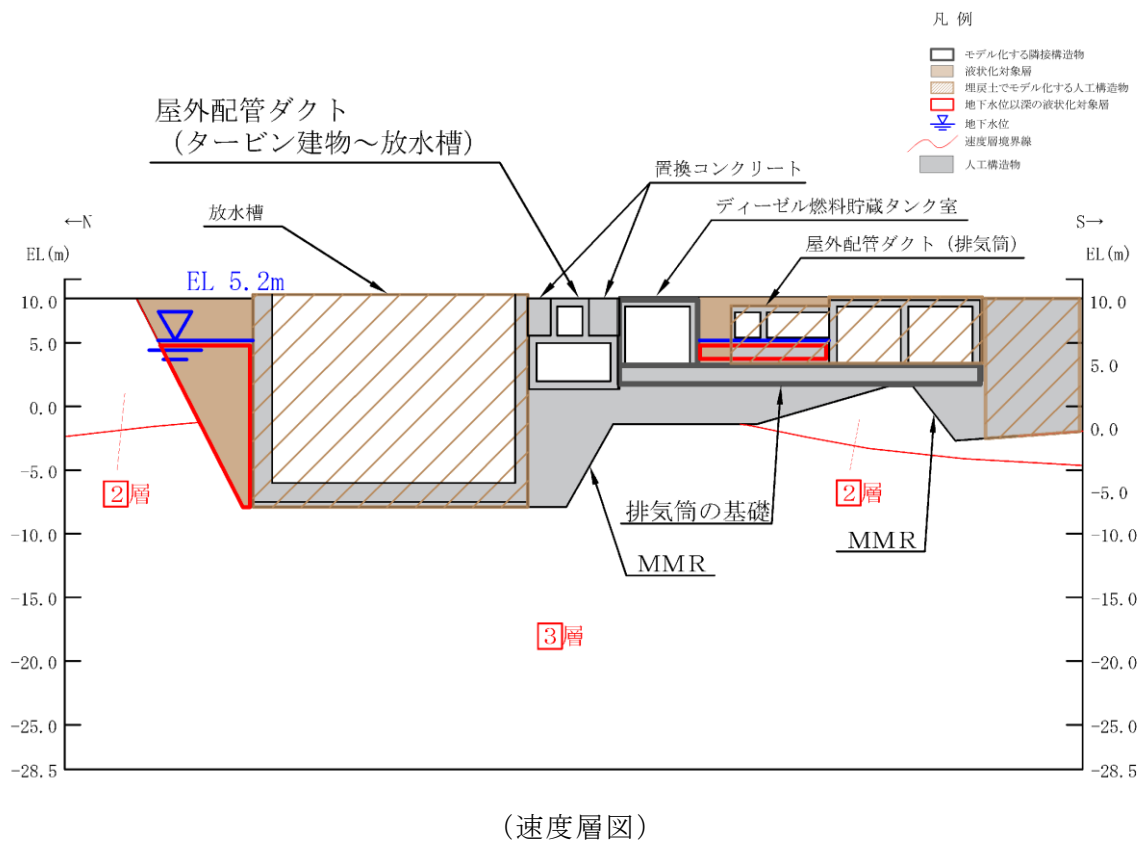
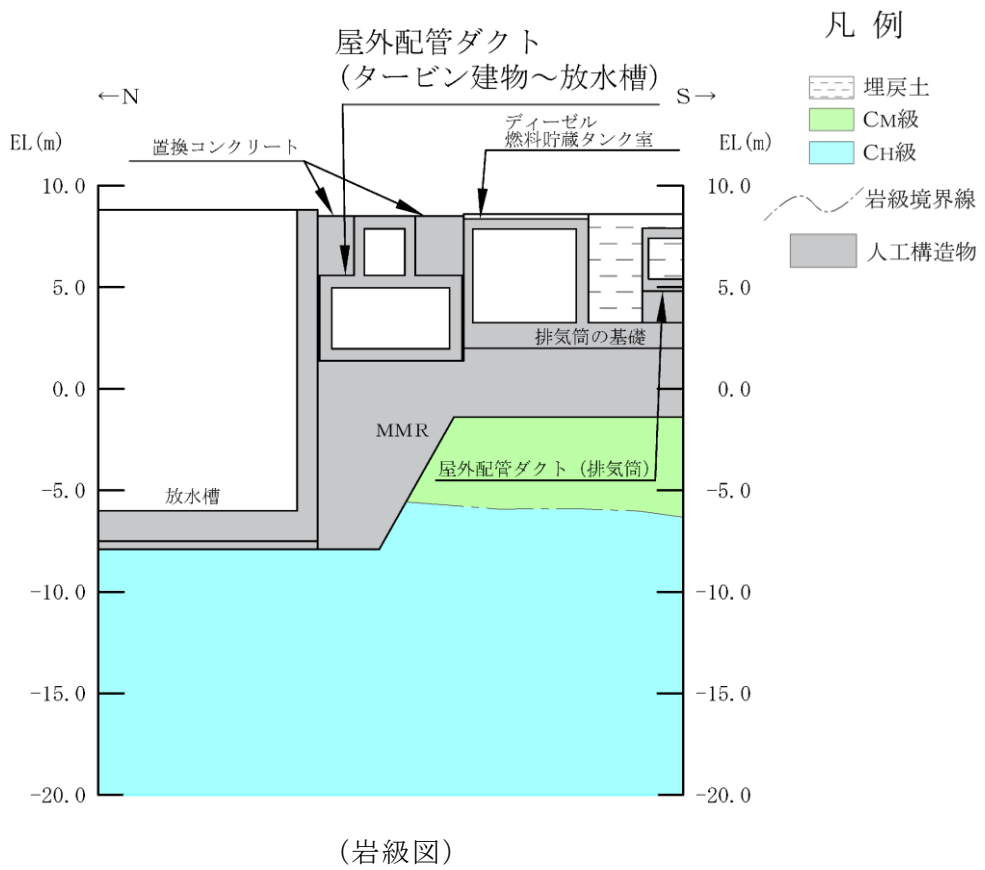
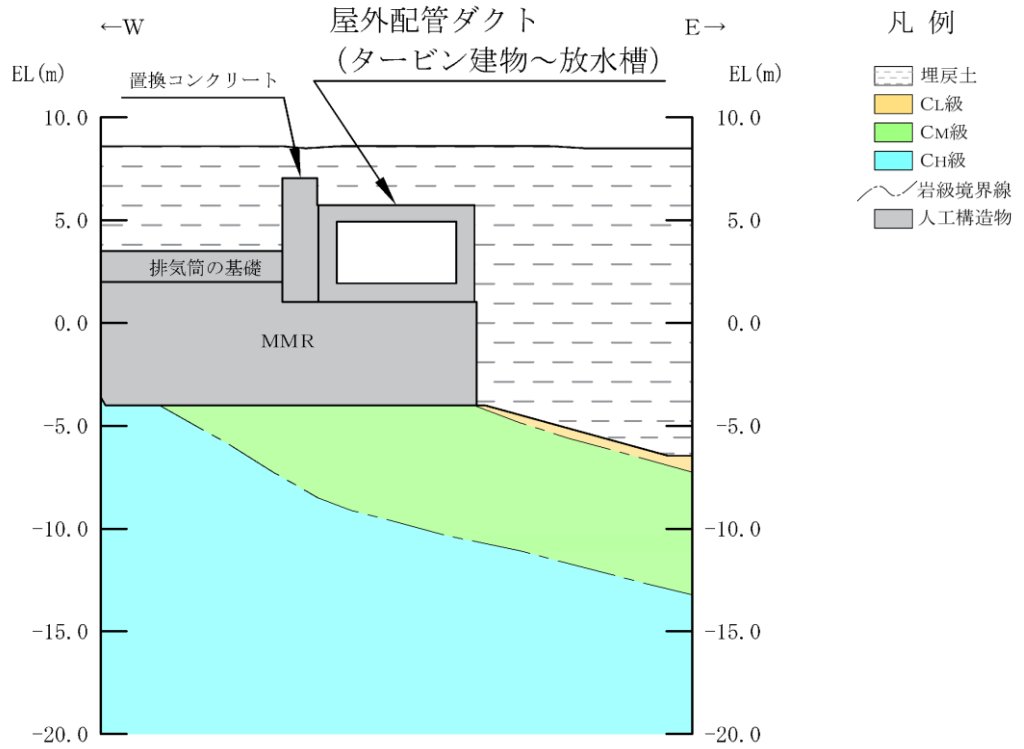
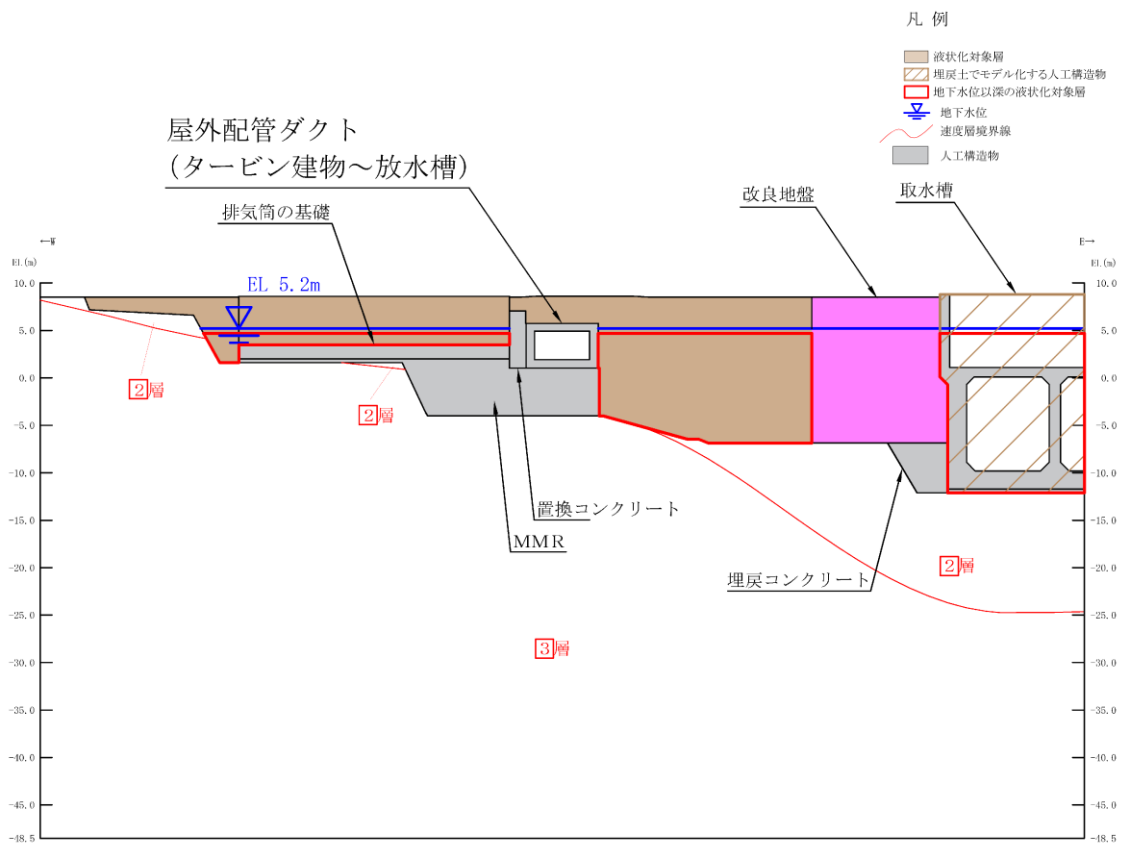


図 2-16 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)
評価対象断面図 (B-B 断面位置)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-17 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)
評価対象断面図 (C-C断面位置)

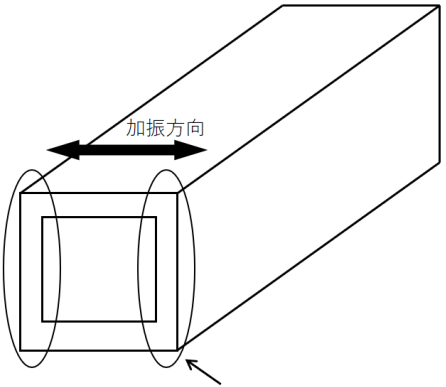
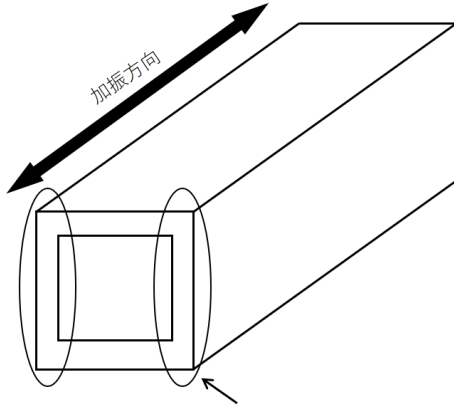
2.3 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-2 に示す。

管軸方向（延長方向）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壁の厚さの割合が大きくなり，側壁が耐震要素として機能する。管軸直交方向（横断方向）は，耐震要素として機能する面部材が少ない。

なお，同一ダクト内での部材厚や配筋についてはおおむね同一であり，屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の中心を通る横断方向の断面を評価対象断面として選定する。

表 2-2 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の評価対象断面の方向の選定

	管軸直交方向（横断方向）	管軸方向（延長方向）
屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	 <p>加振方向に抵抗する部材が少ない ⇒弱軸</p>	 <p>側壁が加振方向に抵抗する ⇒強軸</p>
	管軸直交方向は，加振方向に平行な壁部材がなく，弱軸方向にあたる。	管軸方向は，加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことができ，強軸方向にあたる。
	弱軸方向を評価対象断面とする。	

2.4 評価対象断面の選定

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」の「4.8 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の断面選定の考え方」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、A-A断面、B-B断面及びC-C断面を選定する。

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表2-3に、材料の物性値を表2-4に示す。

表2-3 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 20.6N/mm ²
	鉄筋	SD345
埋戻コンクリート		設計基準強度 18.0N/mm ²
置換コンクリート	A-A断面	設計基準強度 24.0N/mm ²
	B-B断面	
	C-C断面	設計基準強度 15.6N/mm ²
MMR		設計基準強度 15.6N/mm ²

表2-4 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)	2.33×10 ⁴	24.0 ^{*1}	0.2	
埋戻コンクリート	2.20×10 ⁴	22.6 ^{*2}		
置換コンクリート	A-A断面			2.50×10 ⁴
	B-B断面			
	C-C断面	2.08×10 ⁴		
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2-5～表2-8に示す。なお、改良地盤の物性値については、「補足-026-02 取水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」にて設定している物性値を用いる。

表2-5 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	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
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2-6 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)	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$
	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 2-7 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 【2.00】
	間隙率	n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	163,300
	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' (°)	39.76
液状化特性	変相角	ϕ_p (°)	28.0
	液状化パラメータ*2	S_1	0.005
		w_1	4.253
		P_1	0.500
		P_2	0.990
		C_1	2.018

注記*：括弧内 **【】** の数字は地下水位以浅の数値を表す。

表 2-8 地盤の有効応力解析における解析用物性値（改良地盤）

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】
	間隙率	n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma}^* (kN/m ²)	1,135,000
	基準平均有効拘束圧	$\rho_{ma}'^*$ (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)	1.25
	内部摩擦角	ϕ' (°)	0.00

注記*：括弧内 **【】** の数字は地下水位以浅の数値を表す。

2.7 評価構造物諸元

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の諸元を表 2-9～表 2-11 に評価部位を図 2-18～図 2-20 に示す。

表 2-9 評価部位とその仕様（A-A 断面）

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{c,k}$ (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	5800	600	20.6	SD345	支持機能
底版	2	5800	600	20.6	SD345	
側壁	3 4	3000	600	20.6	SD345	

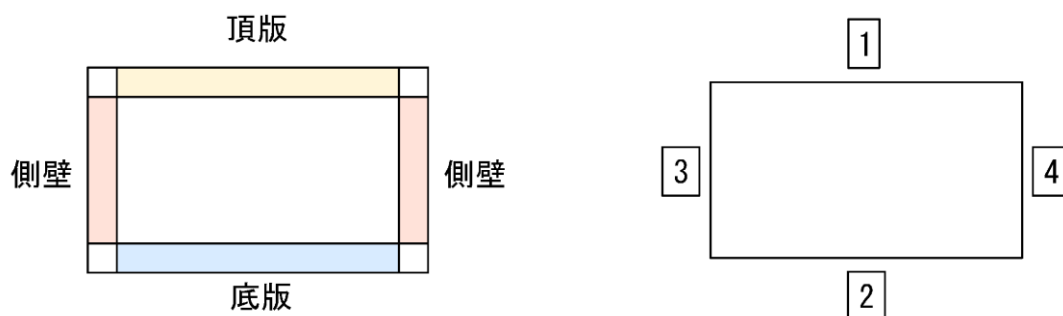


図 2-18 評価部位位置図

表 2-10 評価部位とその仕様 (B-B断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	2000	630	20.6	SD345	支持機能
頂版	2	1000	600	20.6	SD345	
床版	3	2000	600	20.6	SD345	
頂版	4	1800	600	20.6	SD345	
底版	5	5800	600	20.6	SD345	
側壁	6 7	2370	500	20.6	SD345	
側壁	8 9	3000	600	20.6	SD345	

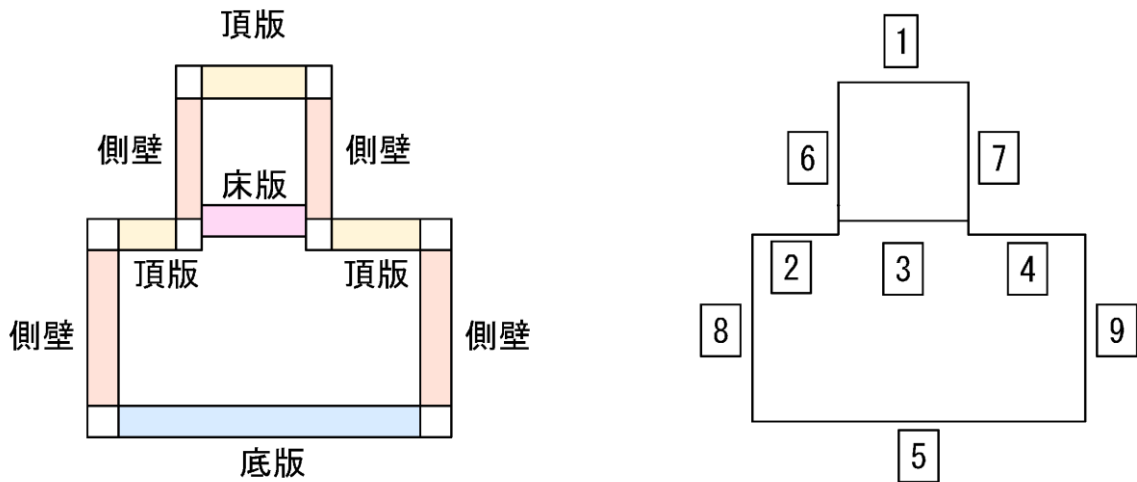


図 2-19 評価部位位置図

表 2-11 評価部位とその仕様 (C-C断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	5800	800	20.6	SD345	支持機能
底版	3 4	3000	900	20.6	SD345	
側壁	2	5800	900	20.6	SD345	

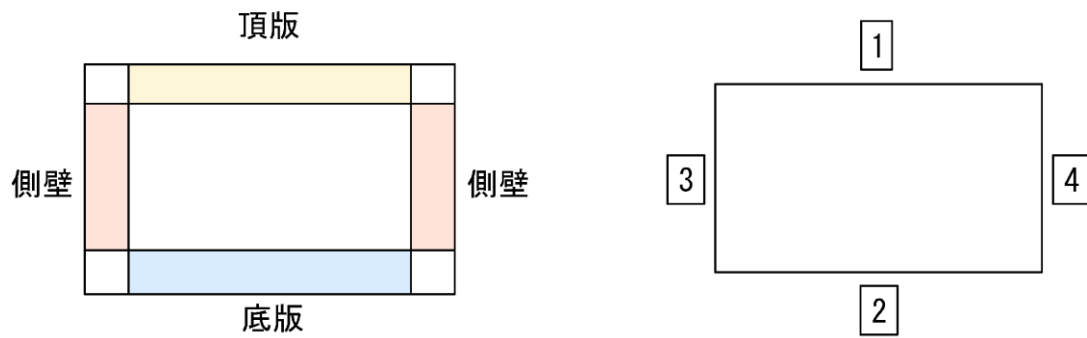


図 2-20 評価部位位置図

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。設計地下水位の一覧を表 2-12 に示す。

表 2-12 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)
屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)	A-A 断面	5.2
	B-B 断面	
	C-C 断面	

2.9 耐震評価フロー

屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽) の耐震評価フローを図 2-21 に示す。

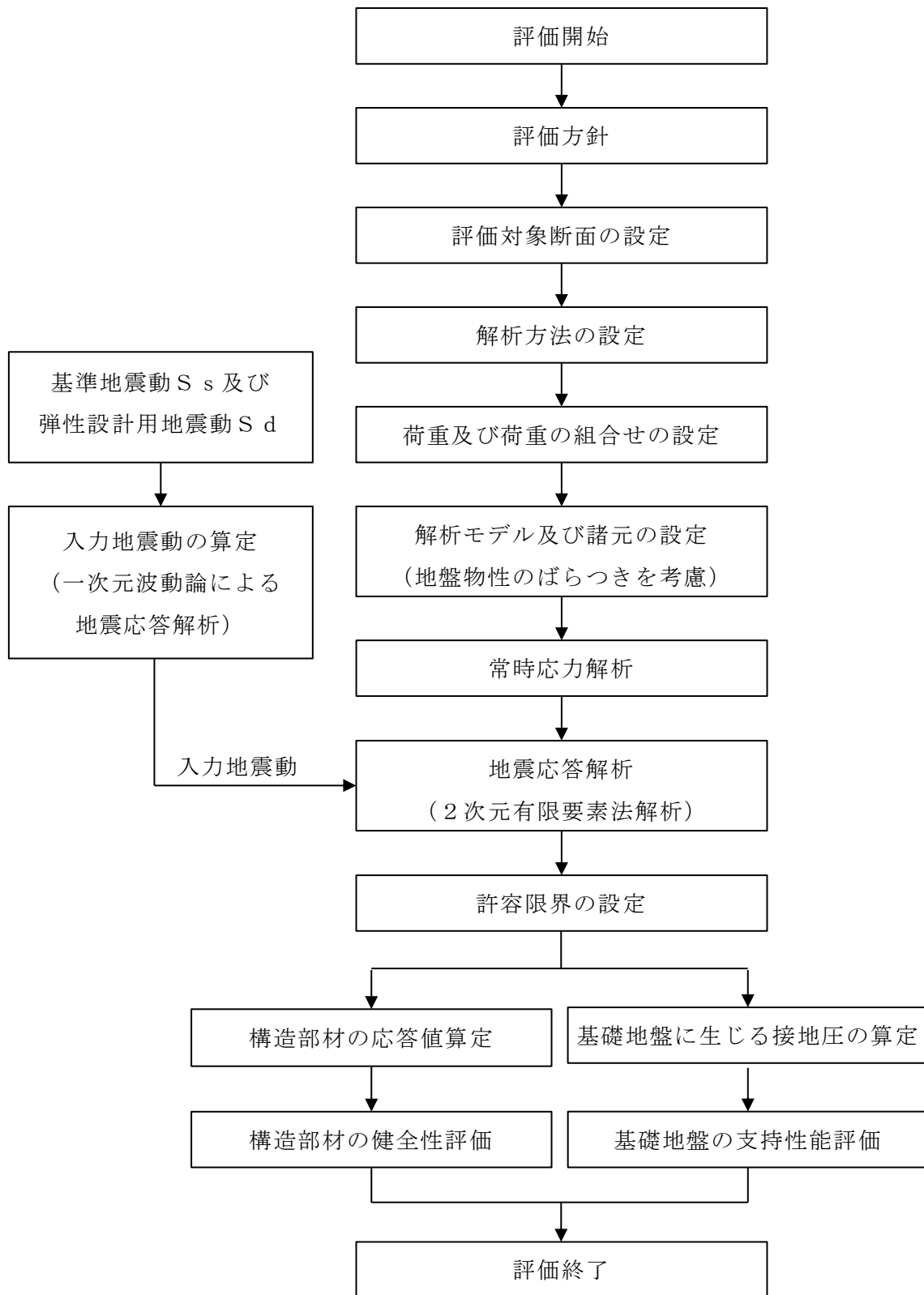


図 2-21 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の耐震評価フロー

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二次元有限要素法により、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d 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 断面は及び 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が存在しないため解析手法の選定フローに基づき「④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。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（全応力解析では修正 GHE モデル、有効応力解析では H-D 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。

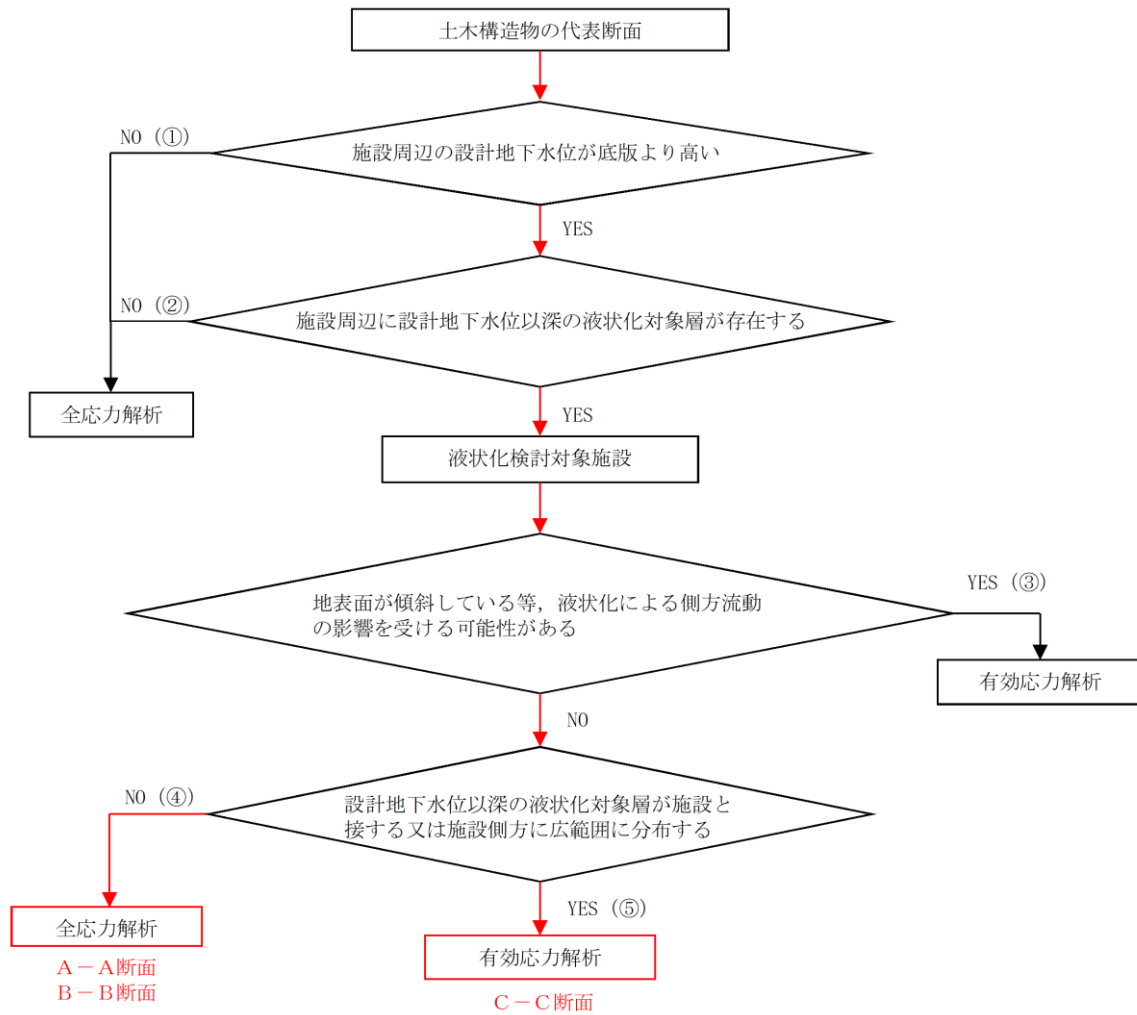


図 3-1 解析手法の選定フロー

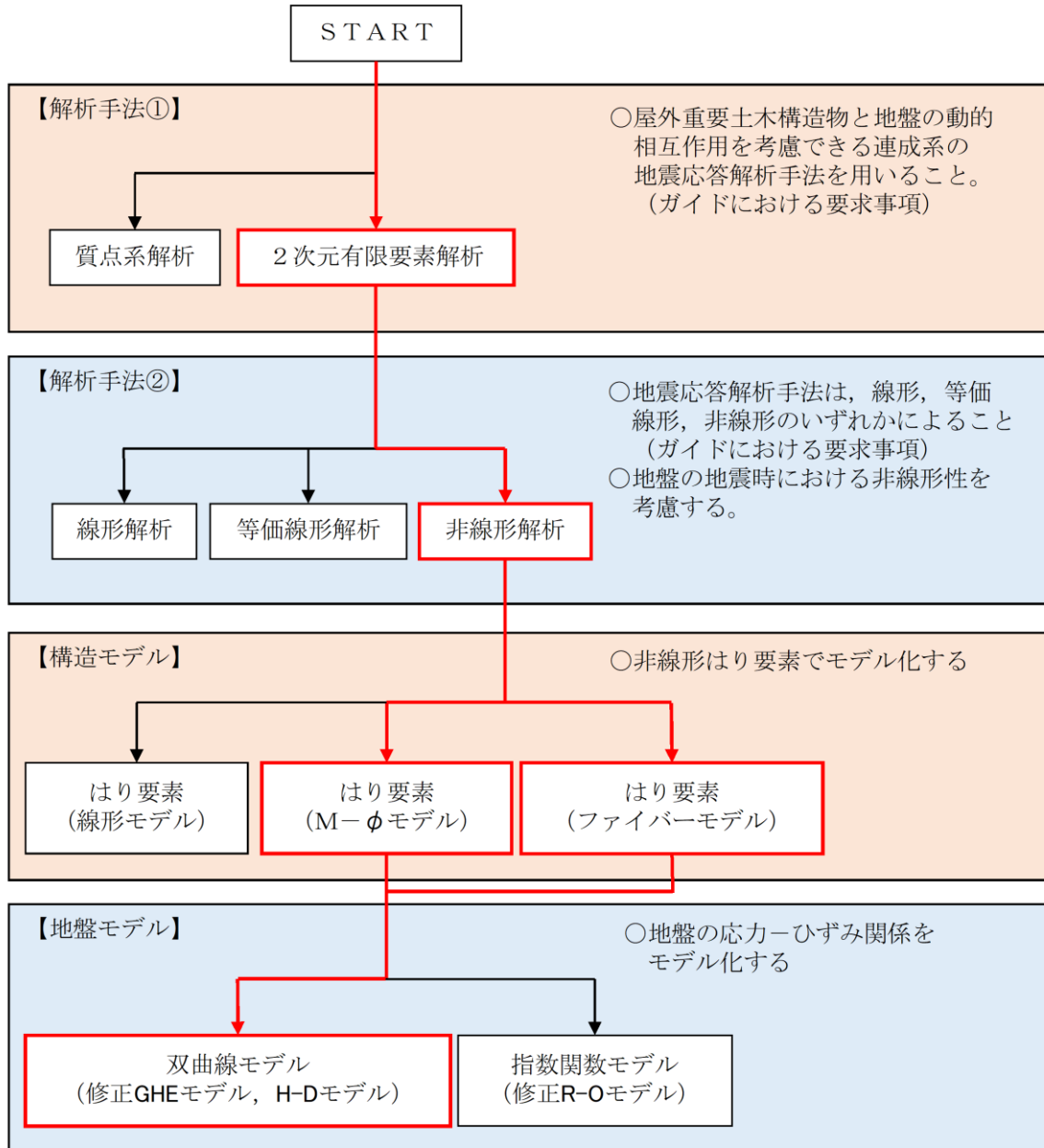


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。

屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の解析モデル領域については、東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。

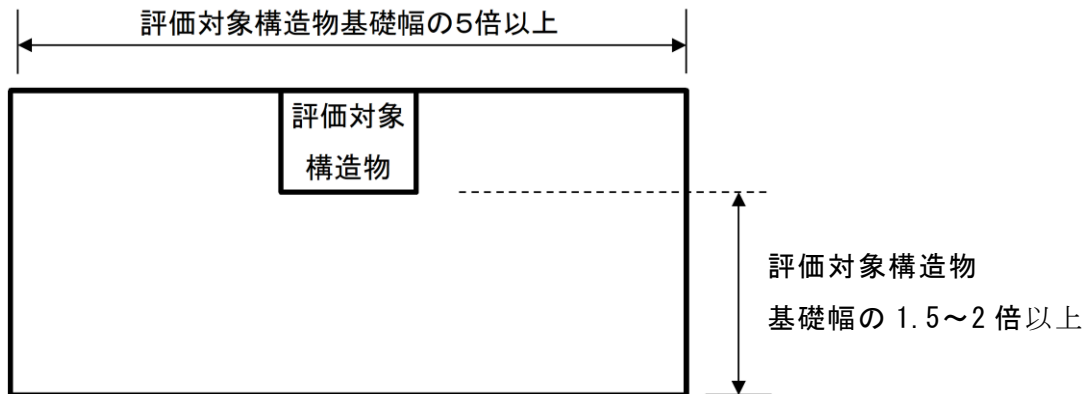


図 3-3 モデル化範囲の考え方

有効応力解析における，2次元地震応答解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の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。

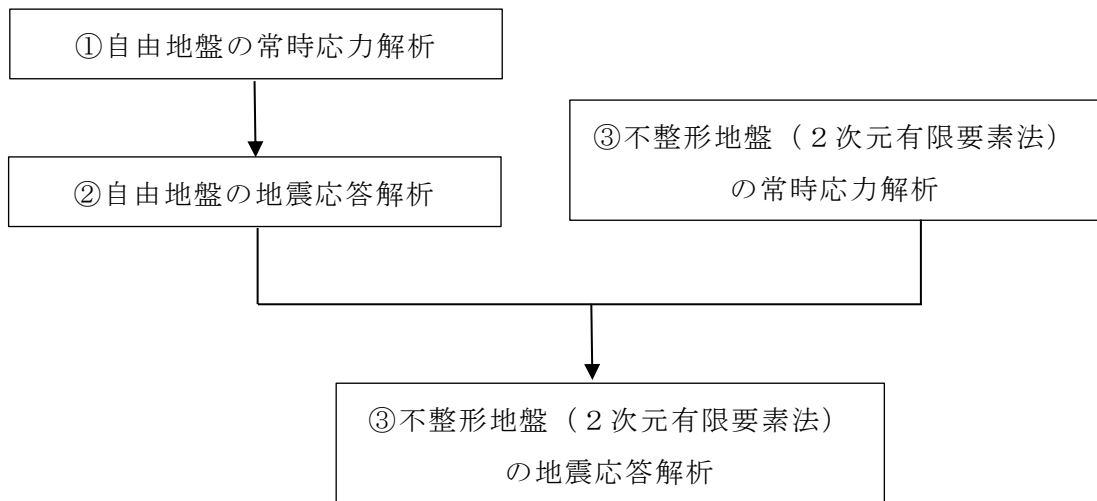


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（2次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

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。

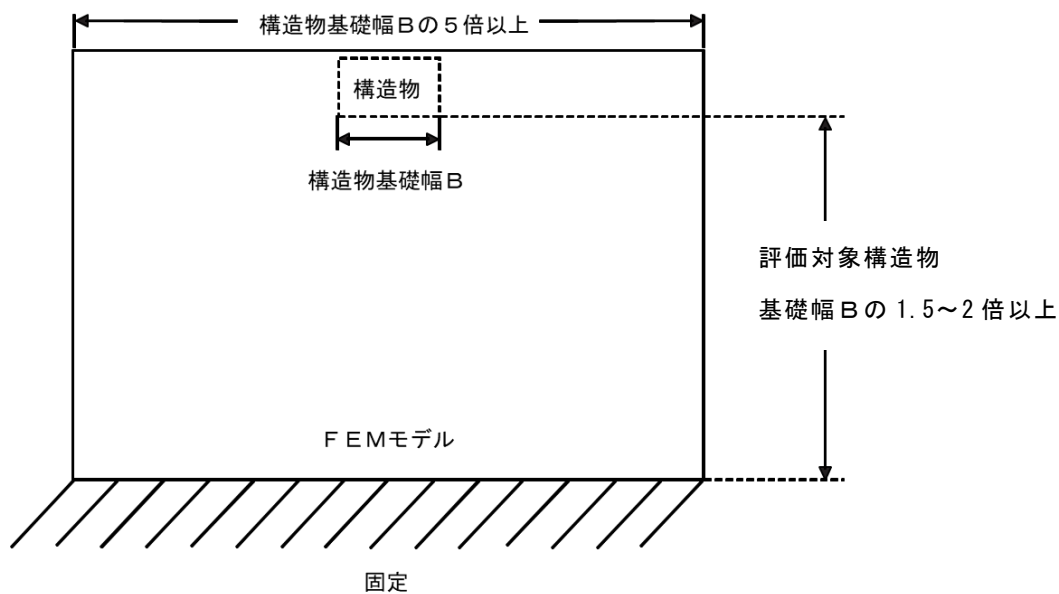


図 3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

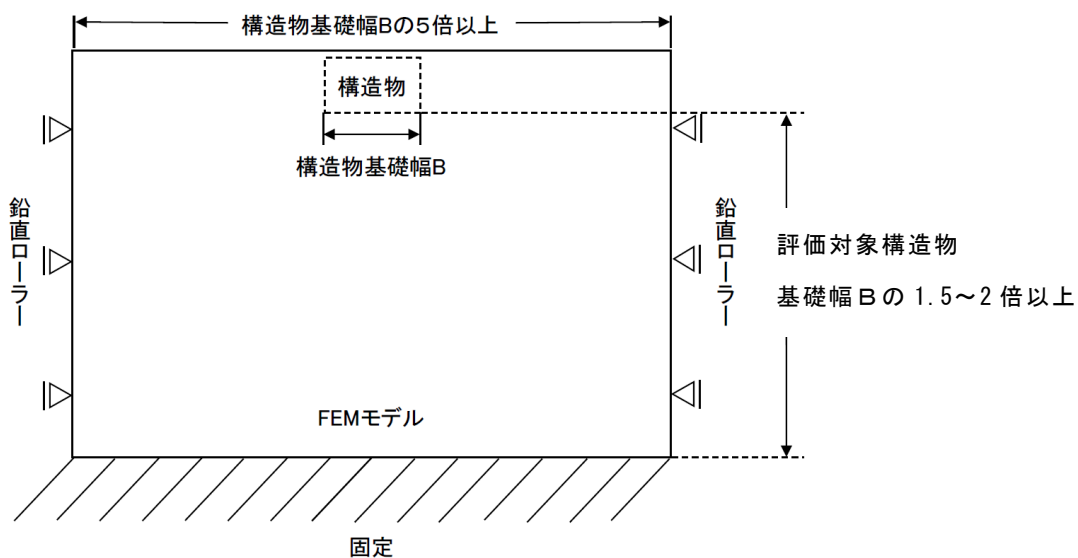


図 3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。

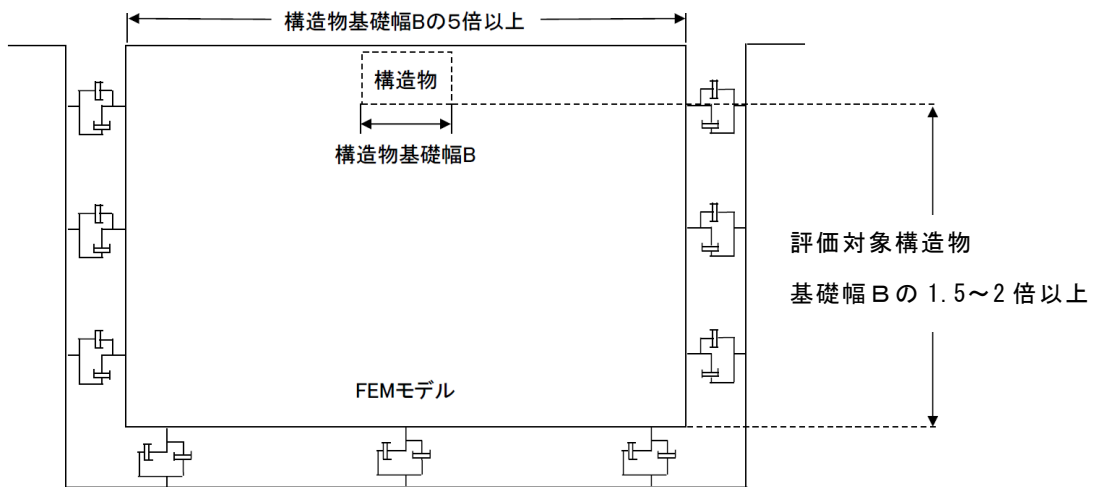


図3-7 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

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。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。

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ディーゼル燃料貯蔵タンク室及び排気筒の基礎は、線形の平面ひずみ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放水槽は保守的に埋戻土とし、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。

C-C断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる排気筒の基礎は、等価剛性として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。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。

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

3.2.5 地盤、埋戻コンクリート、置換コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、埋戻コンクリート、置換コンクリート及び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。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-8～図3-10に示す。

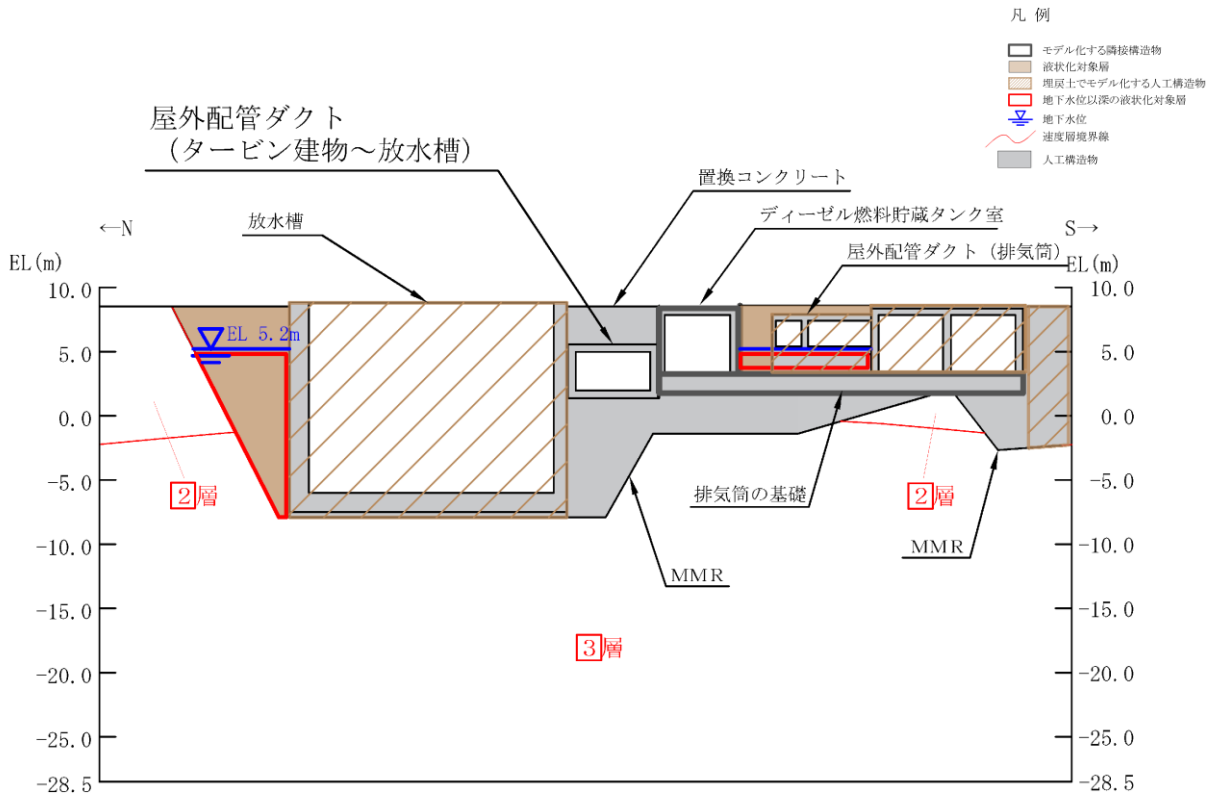


図 3-8 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)
評価対象断面図 (A-A 断面位置)

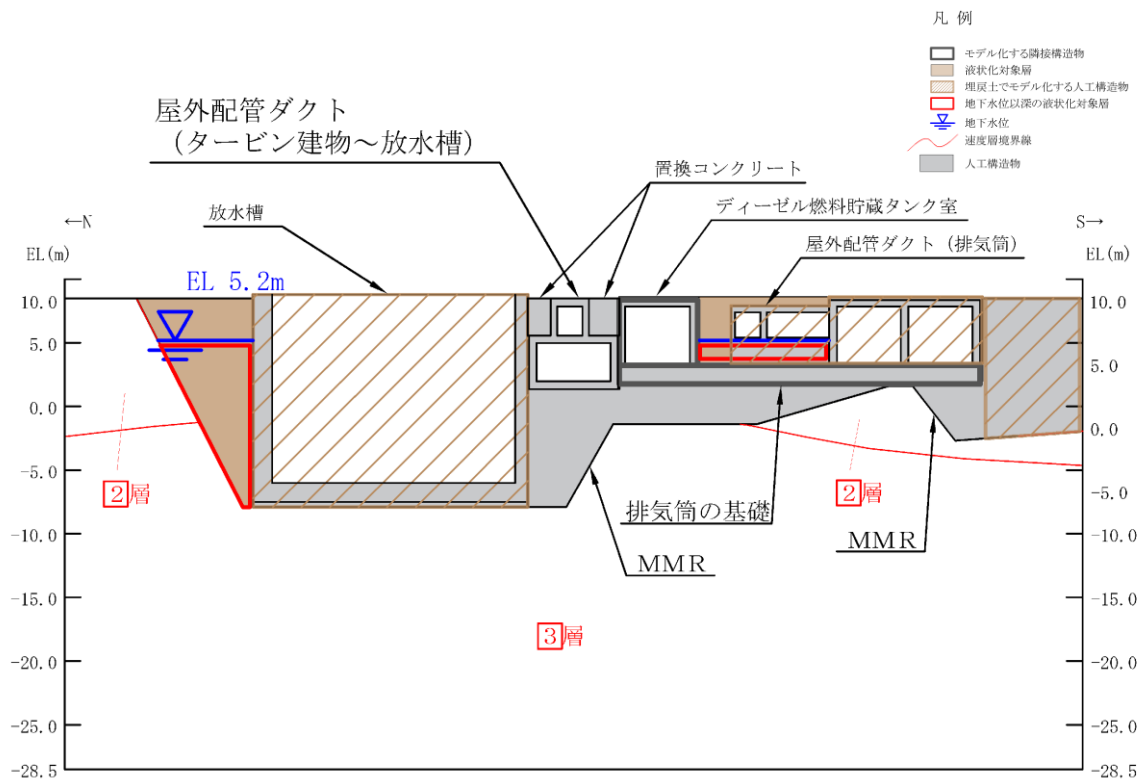


図 3-9 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)
評価対象断面図 (B-B 断面位置)

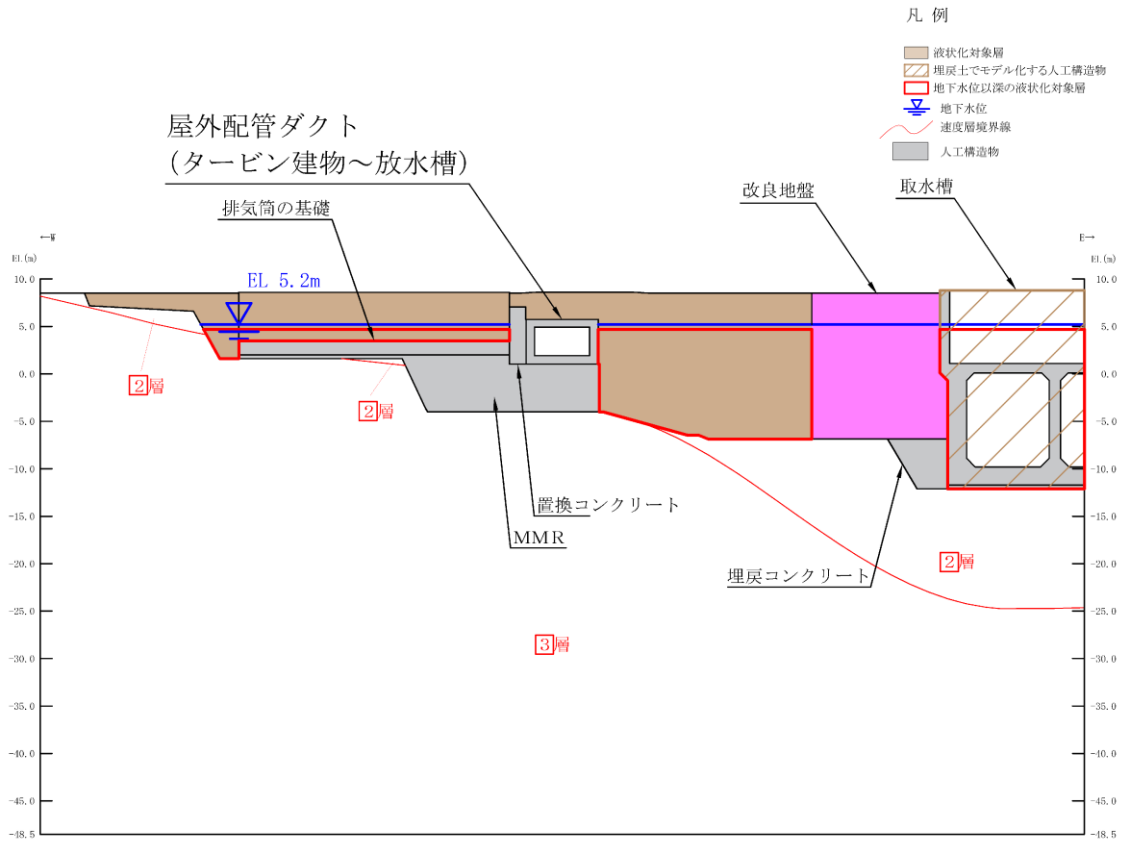
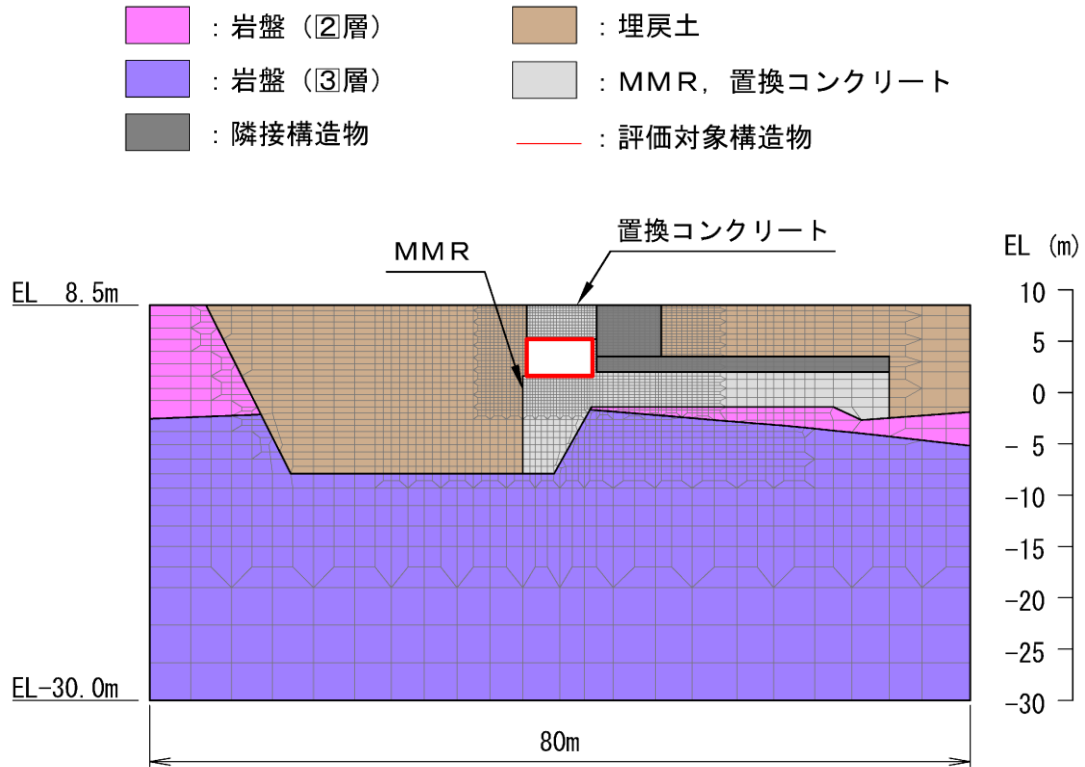


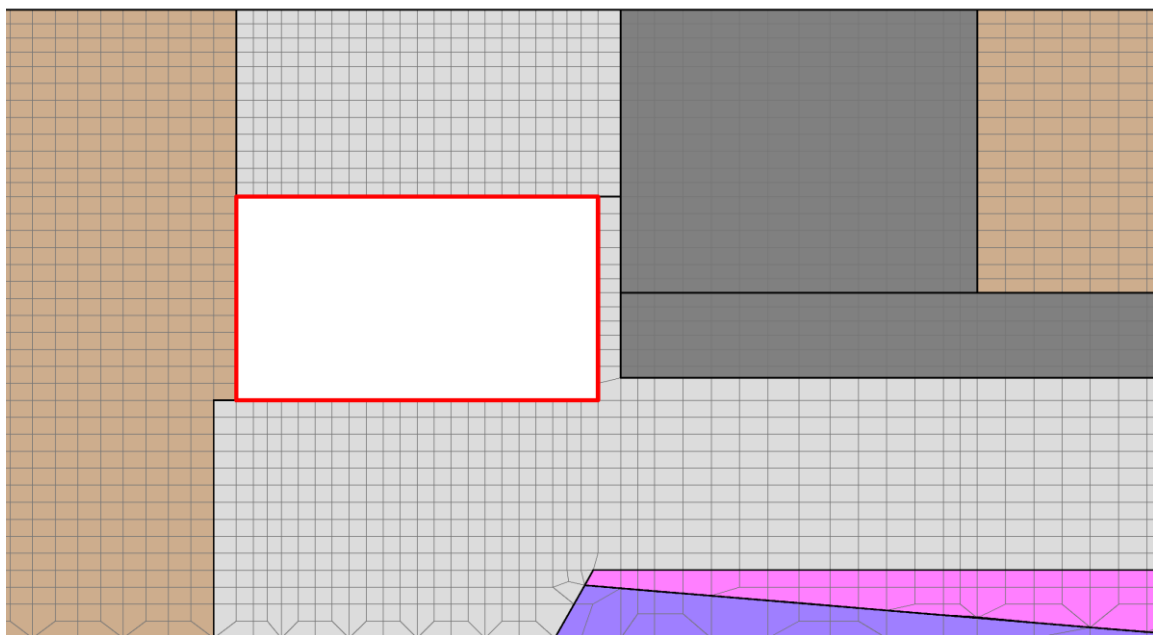
図 3-10 屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)
評価対象断面図 (C-C 断面位置)

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 3-11～図 3-13 に示す。



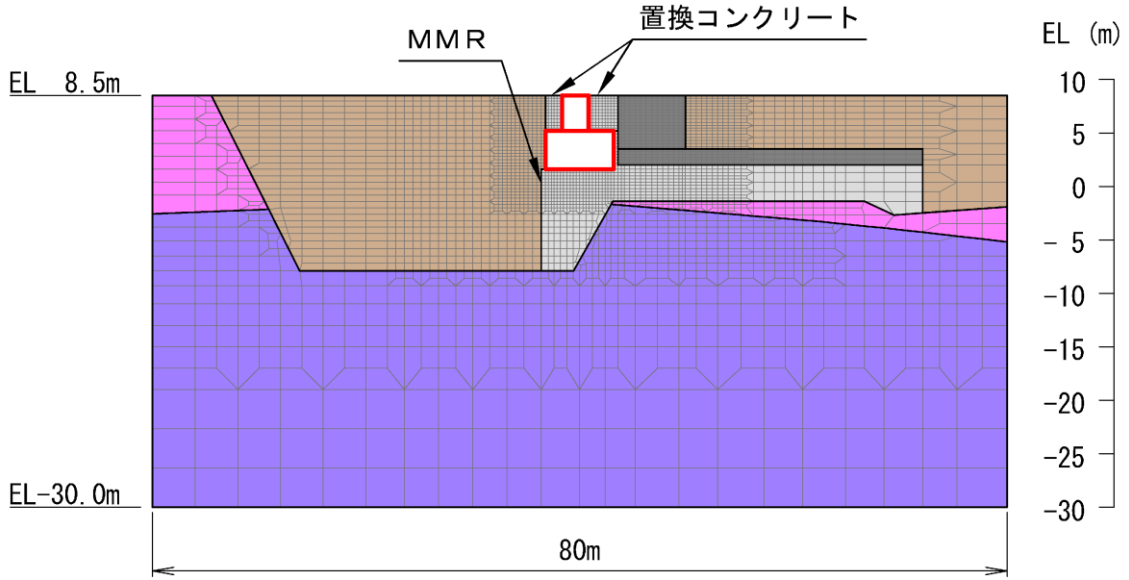
(全体図)



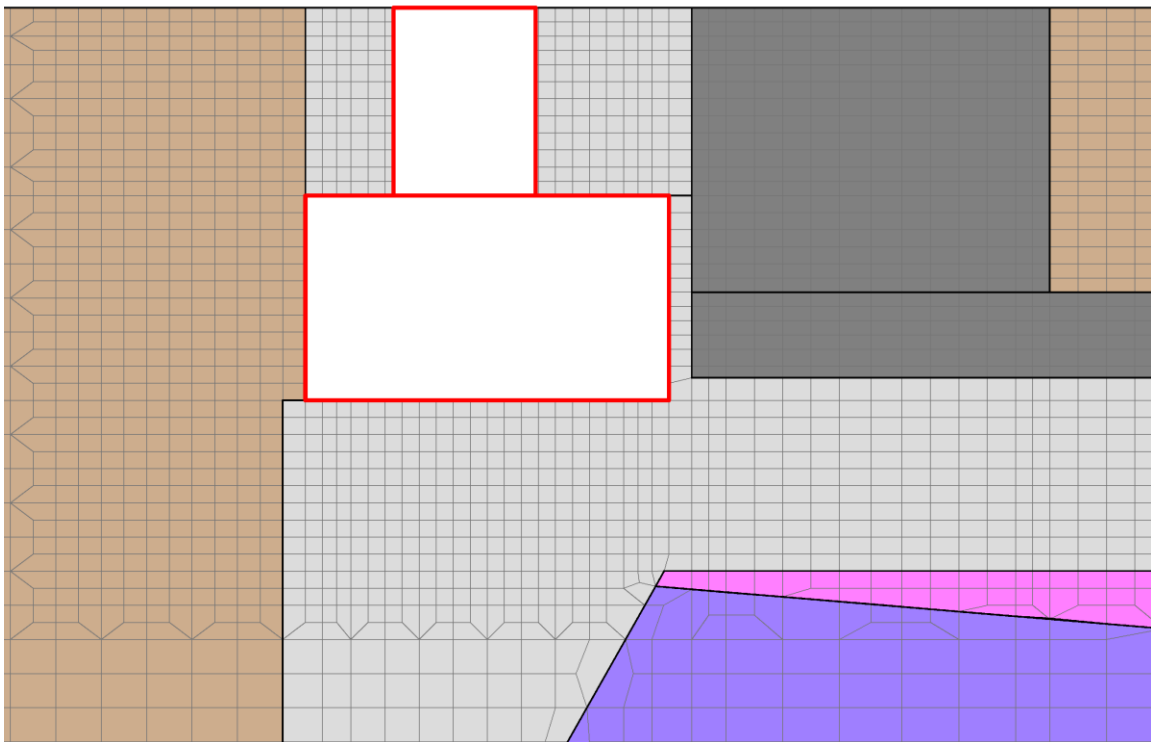
(拡大図)

図 3-11 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

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



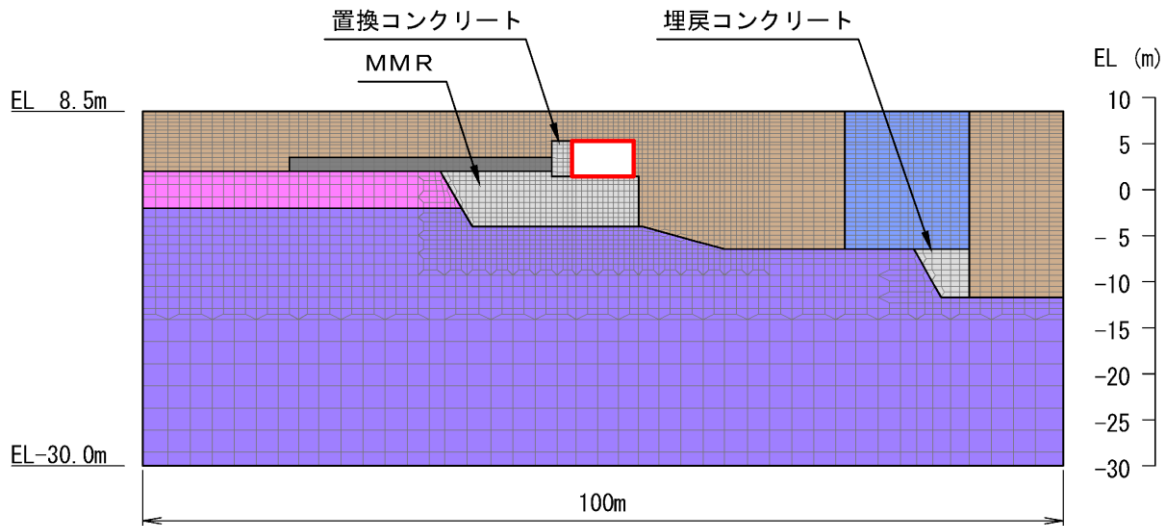
(全体図)



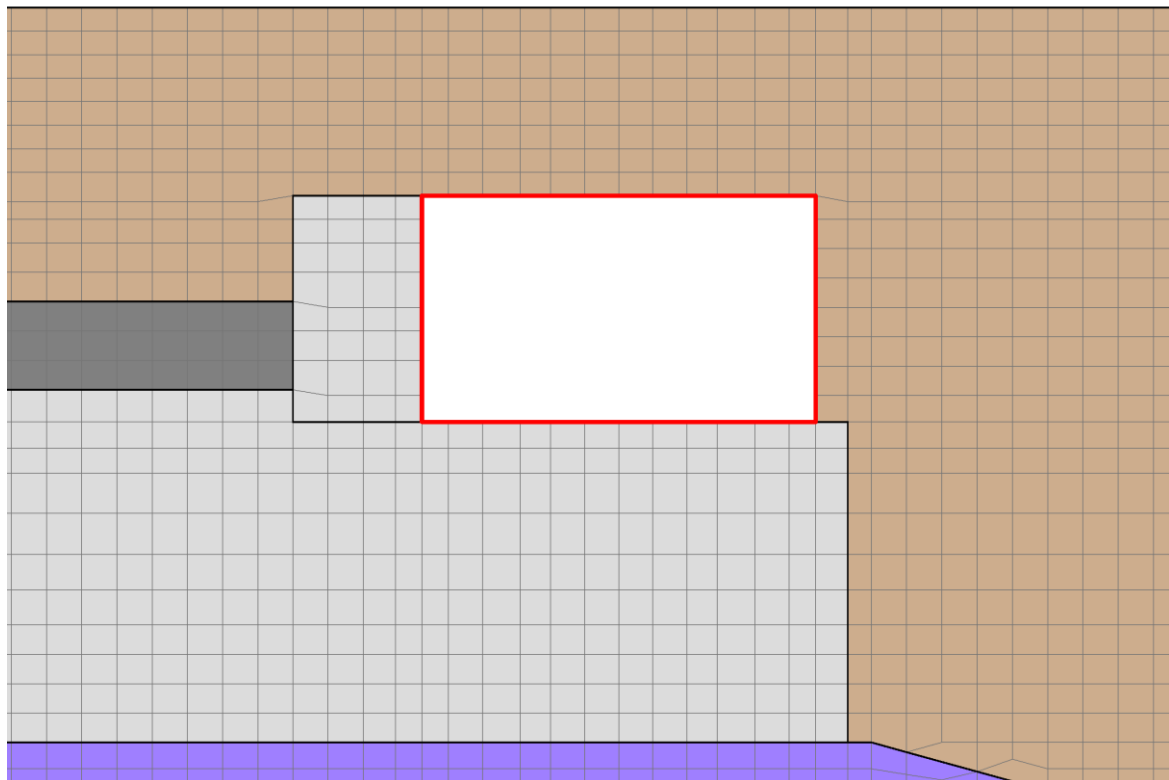
(拡大図)

図 3-12 地震応答解析モデル図 (B-B断面)

- : 岩盤 (2層)
 - : 岩盤 (3層)
 - : 隣接構造物
 - : 評価対象構造物
- : 埋戻土
 - : MMR, 埋戻コンクリート, 置換コンクリート
 - : 改良地盤



(全体図)



(拡大図)

図 3-13 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抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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 3-1 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。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の直下には C_M 級～ C_H 級の岩盤が分布するが、せん断強度の設定においては一律 C_M 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 3-1 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)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C_M 級)		1.23	52
置換コンクリート	24.0N/mm ²	4.77	40
	15.6N/mm ²	3.10	40
埋込コンクリート	18.0N/mm ²	3.58	40
MMR	15.6N/mm ²	3.10	40

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 ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート* ^{1,2}	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
改良地盤	無筋コンクリート* ¹	材料 1 の c	材料 1 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	C _L 級岩盤	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	—* ³	—* ³

注記*1：MMR，置換コンクリート，基礎コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2：置換コンクリート ($f'_{ck}=24.0N/mm^2$) については，構造物よりも設計基準強度が大きいため，構造物の c ， ϕ を用いる。

*3：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 3-3 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 3-14 に，ジョイント要素の配置を図 3-15～図 3-17 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

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

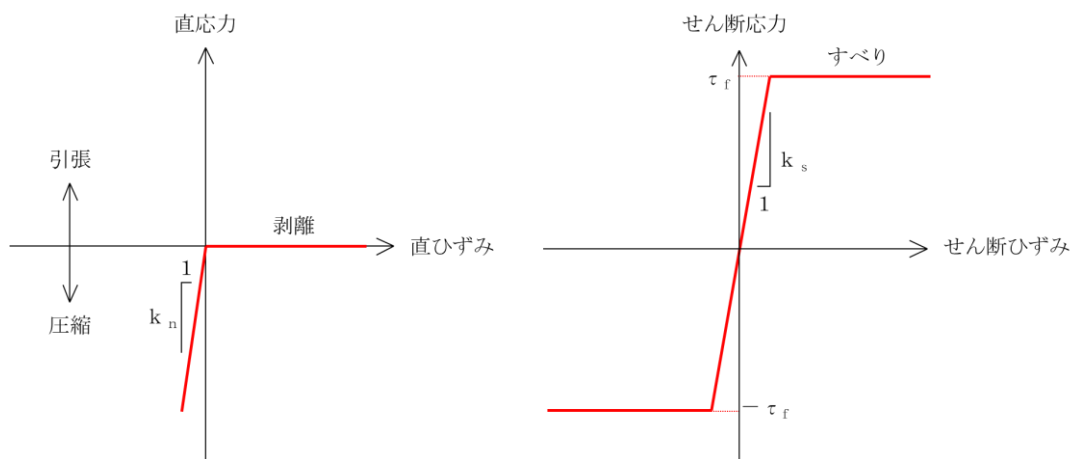








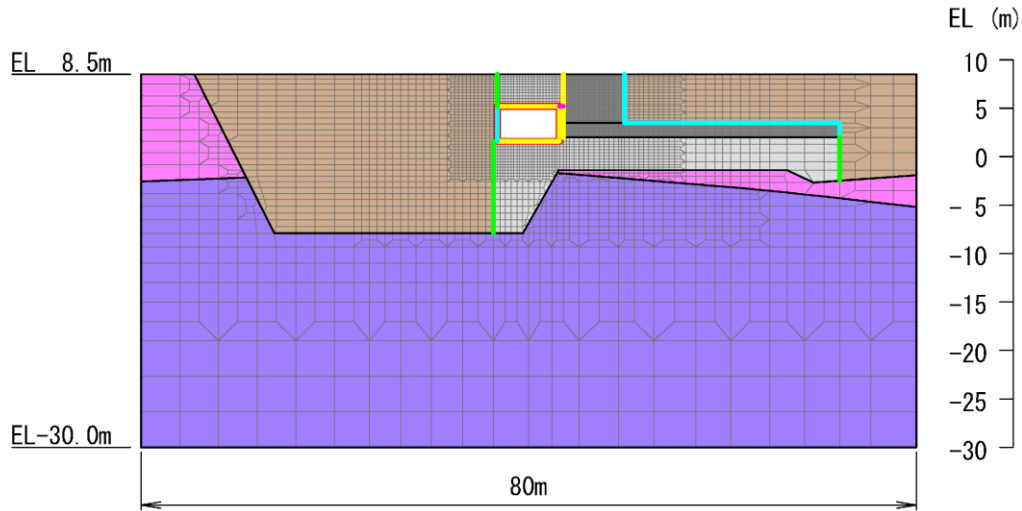
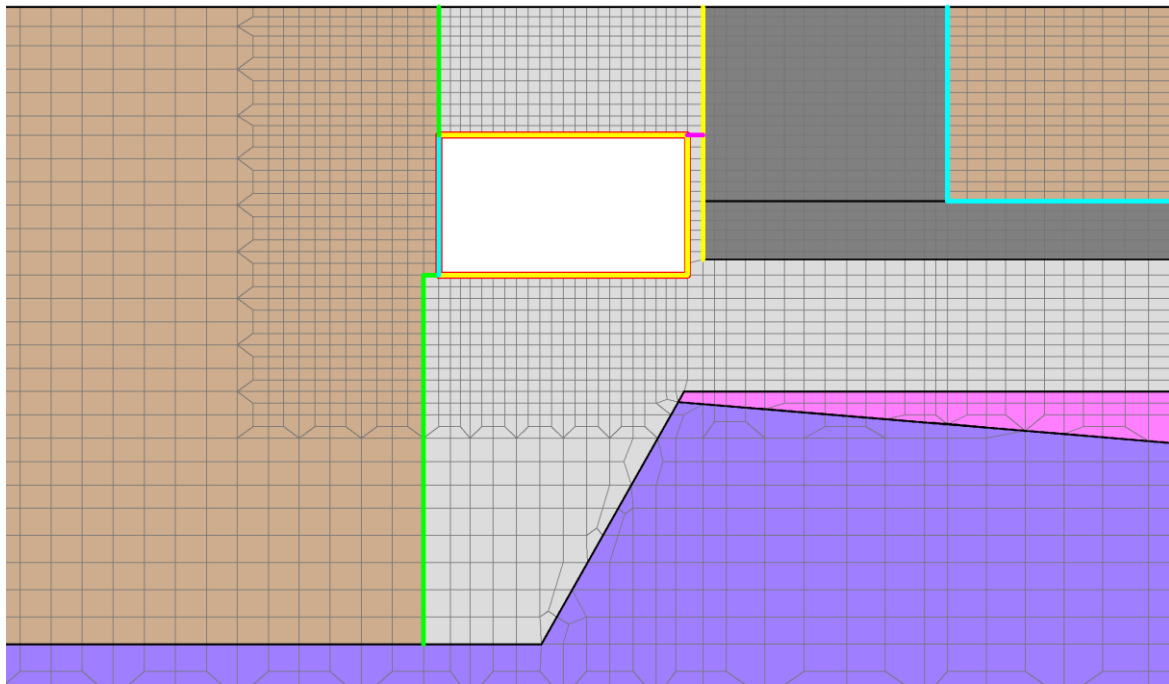


図 3-14 ジョイント要素の力学特性

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













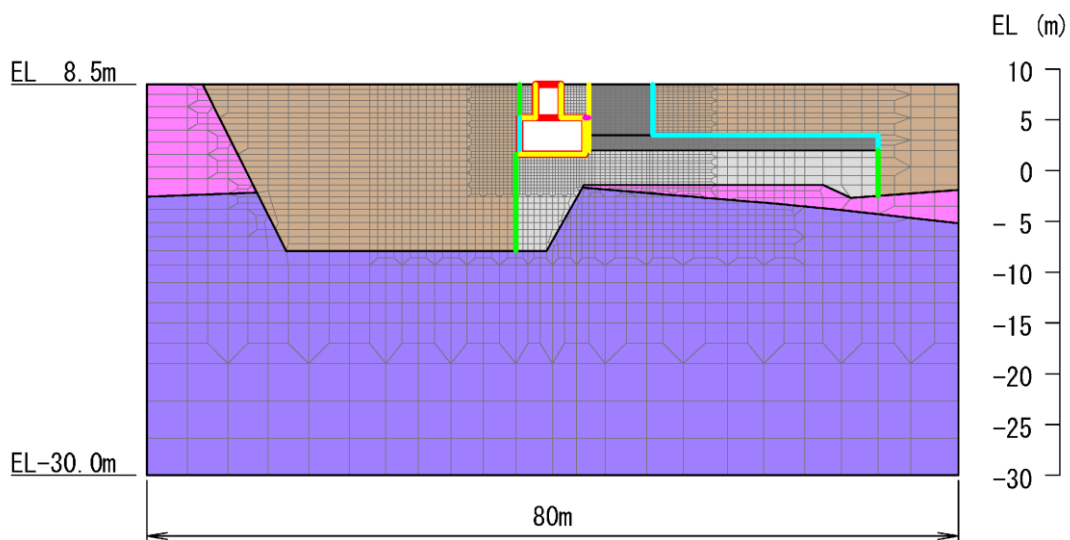
(全体図)



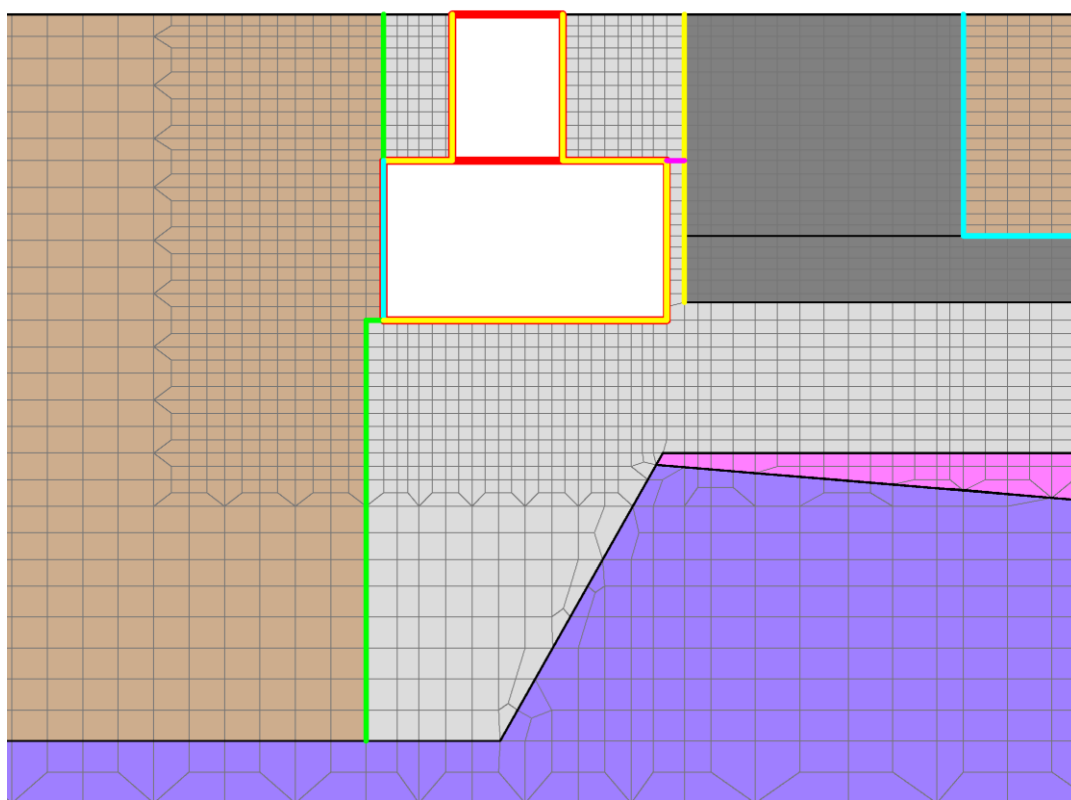
(拡大図)

図 3-15 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

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



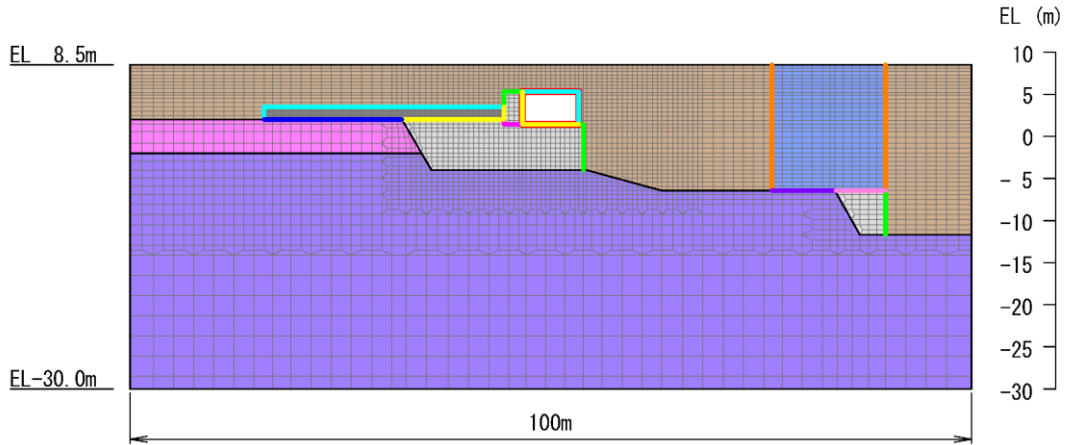
(全体図)



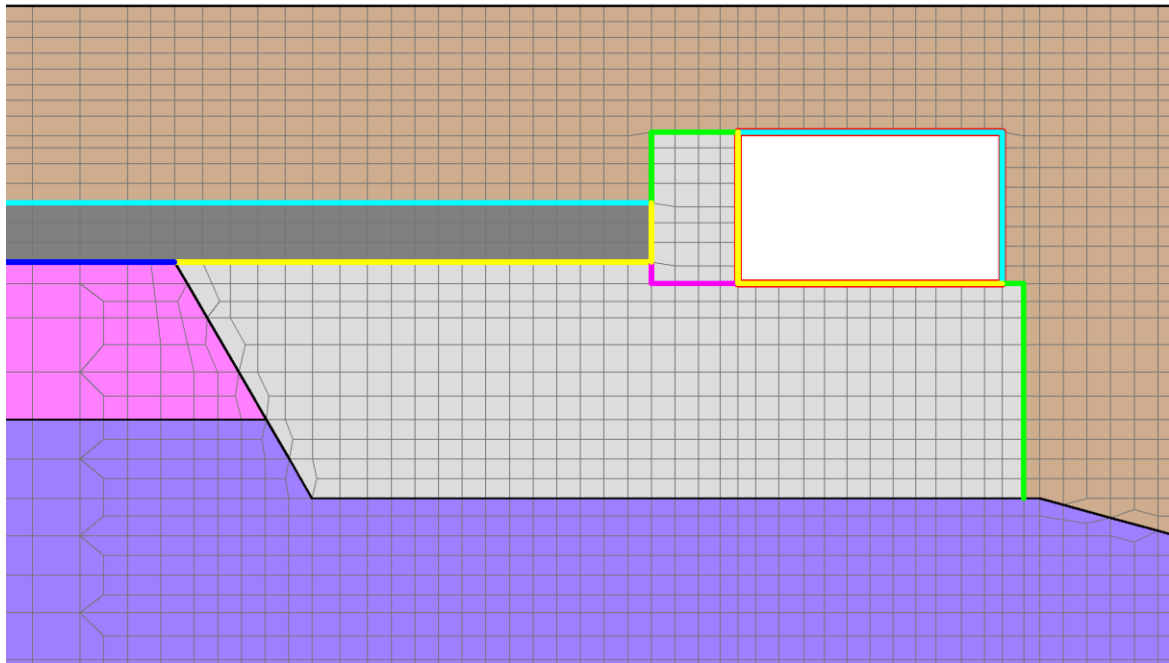
(拡大図)

図 3-16 ジョイント要素の配置 (B-B断面)

- : 岩盤 (2層)
- : 岩盤 (3層)
- : 隣接構造物
- : 埋戻土
- : MMR, 埋戻コンクリート, 置換コンクリート
- : 改良地盤
- : 評価対象構造物
- : ジョイント要素 (構造物-埋戻土)
- : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート)
- : 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)
- : ジョイント要素 (無筋コンクリート-無筋コンクリート)
- : ジョイント要素 (改良地盤-埋戻土)
- : ジョイント要素 (改良地盤-岩盤)
- : ジョイント要素 (改良地盤-無筋コンクリート)



(全体図)



(拡大図)

図 3-17 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 3-18 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 3-19 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 3-20 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 3-21 に示すとおり修正武田モデルを適用し、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。

また、図 3-23 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

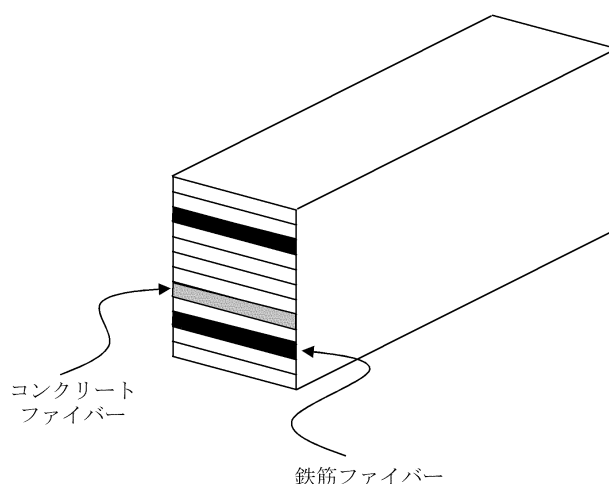
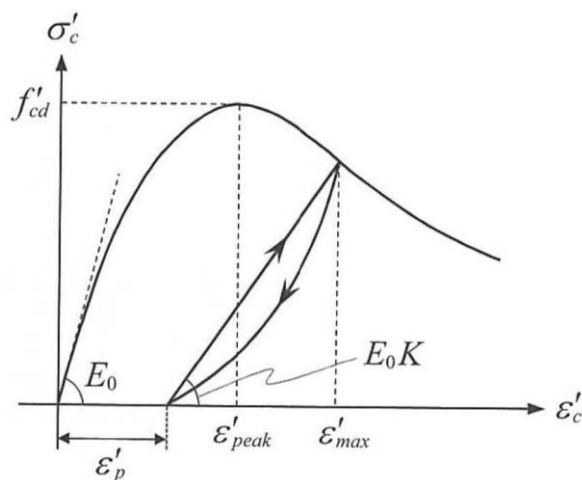
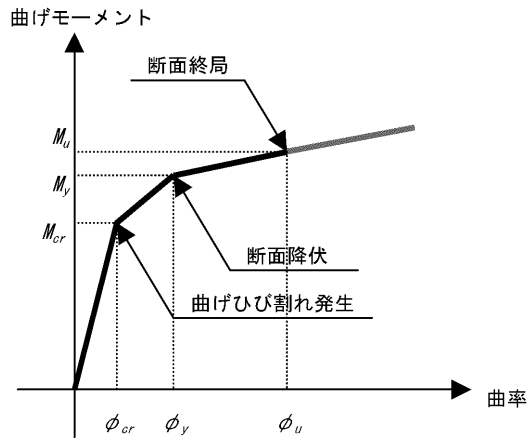


図 3-18 ファイバーモデルの概念図



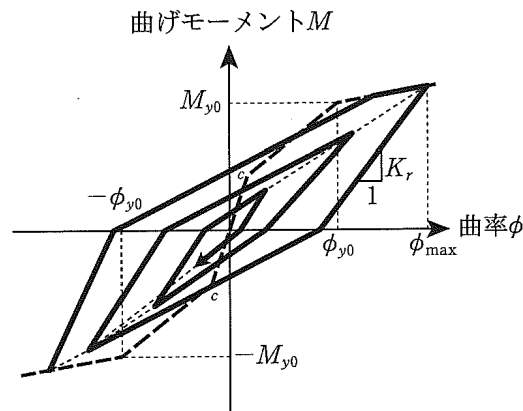
(「コンクリート標準示方書[設計編]」(社)土木学会, 2017年制定)より引用

図 3-19 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



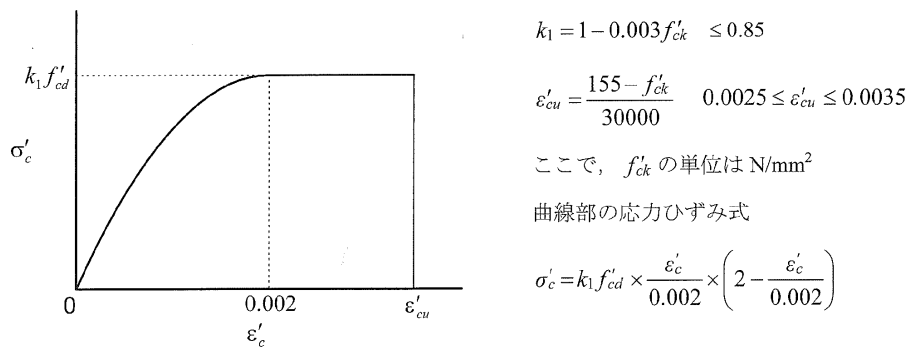
(土木学会マニュアル 2005 より引用)

図 3-20 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係



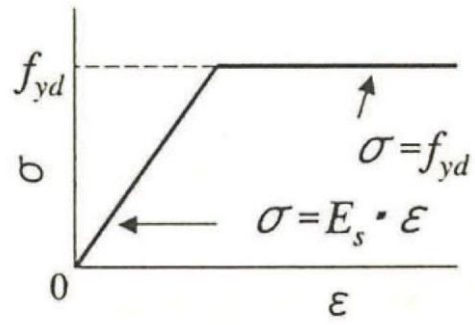
(「道路橋示方書 (V耐震設計編) ・同解説 (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より引用)

図 3-21 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 3-22 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3-23 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3-24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

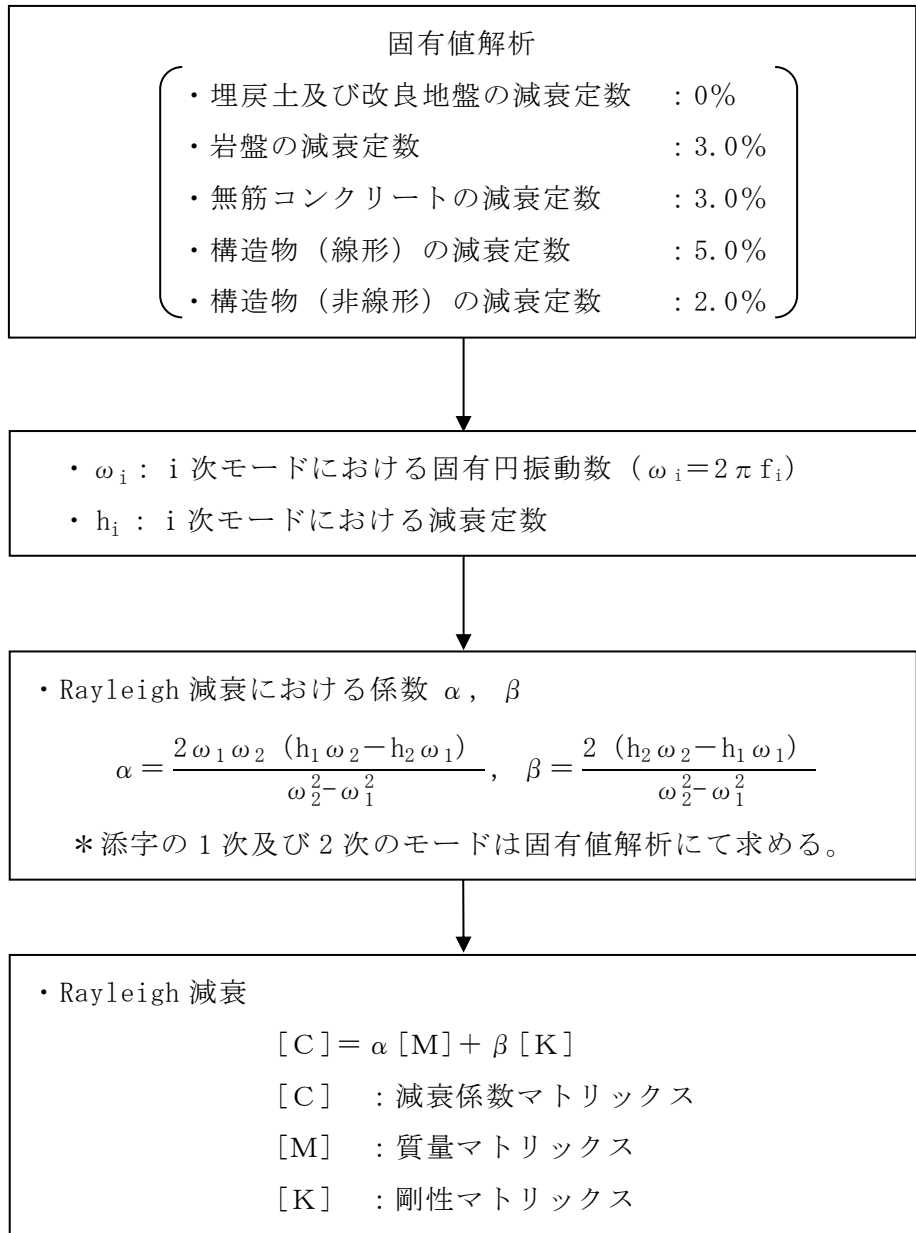


図 3-24 Rayleigh 減衰の設定フロー

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 3-4~表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-25~図 3-27 に、係数 α 、 β を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-28~図 3-30 に示す。

表 3-4 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	6.522	37	0	50.31	1.82	1次として採用
2	7.476	1	1	9.95	-9.33	—
3	9.580	1	3	5.01	-13.34	—
4	10.294	14	0	-31.11	0.22	—
5	10.789	7	1	22.12	7.14	—
6	11.804	0	1	6.60	-9.25	—
7	12.461	5	0	-16.78	-4.21	—
8	13.115	2	11	-12.07	27.67	—
9	13.970	3	0	-14.58	-2.95	—
10	14.879	5	0	19.89	2.19	2次として採用

表 3-5 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	6.514	37	0	50.19	1.82	1次として採用
2	7.474	1	1	10.15	-9.30	—
3	9.569	0	3	4.74	-13.33	—
4	10.290	14	0	-30.75	0.06	—
5	10.781	8	1	22.40	6.94	—
6	11.793	0	1	6.77	-9.61	—
7	12.437	4	0	-16.05	-4.69	—
8	13.106	2	11	-12.89	27.44	—
9	13.963	4	0	14.98	2.82	—
10	14.821	6	0	-20.75	-2.81	2次として採用

表 3-6 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	5.655	18	1	39.74	-10.64	1次として採用
2	7.489	16	1	-37.90	-9.30	—
3	8.131	3	1	-17.23	-5.66	—
4	9.683	2	0	11.65	-1.70	—
5	10.223	6	0	-24.29	-2.43	—
6	10.835	1	2	5.34	-13.98	—
7	11.497	0	0	0.01	1.39	—
8	12.020	4	0	19.08	6.91	—
9	12.334	3	3	-16.83	-13.99	—
10	13.066	17	0	38.75	-0.65	2次として採用

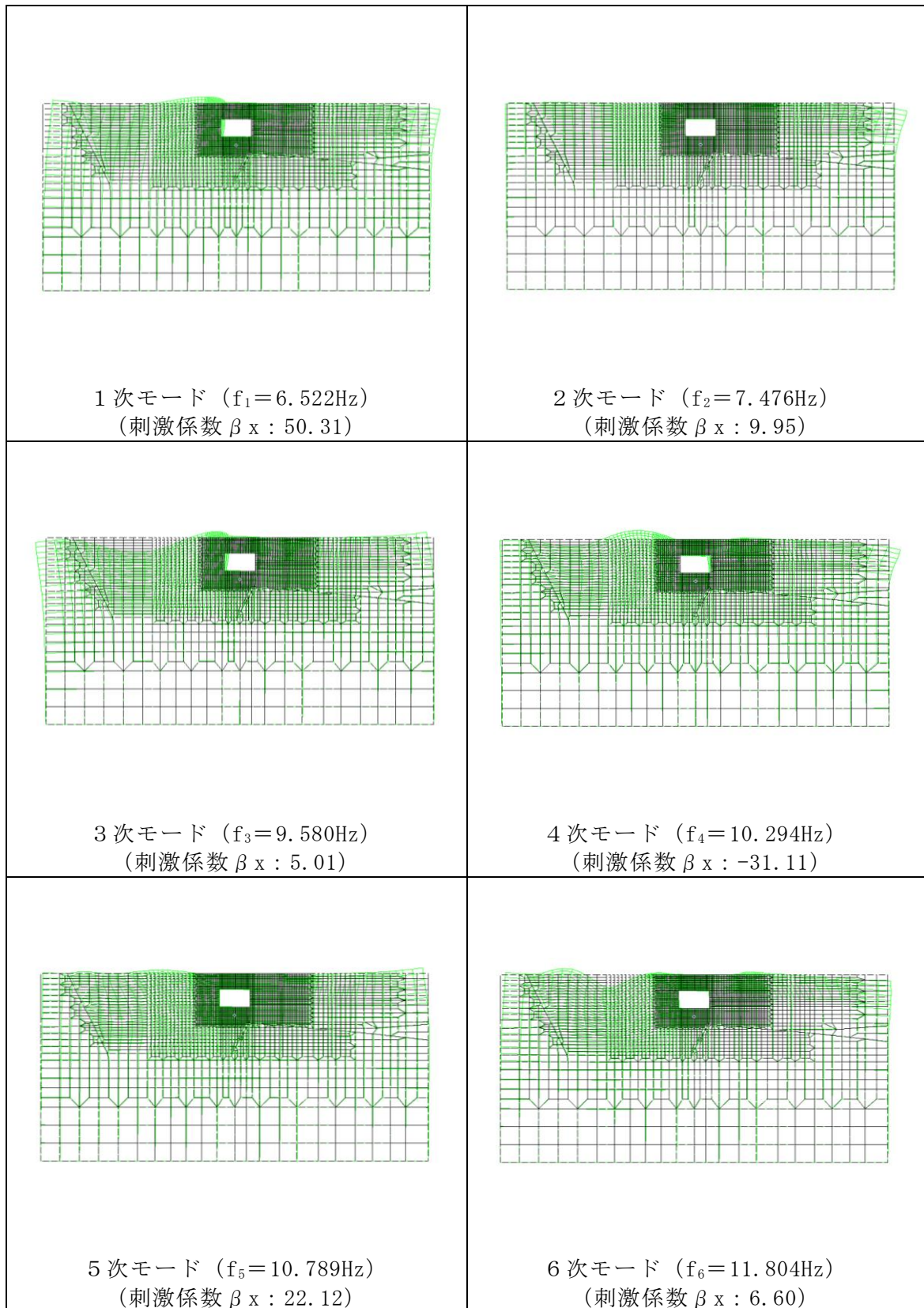


図 3-25(1) 固有値解析結果 (モード図, A-A断面)

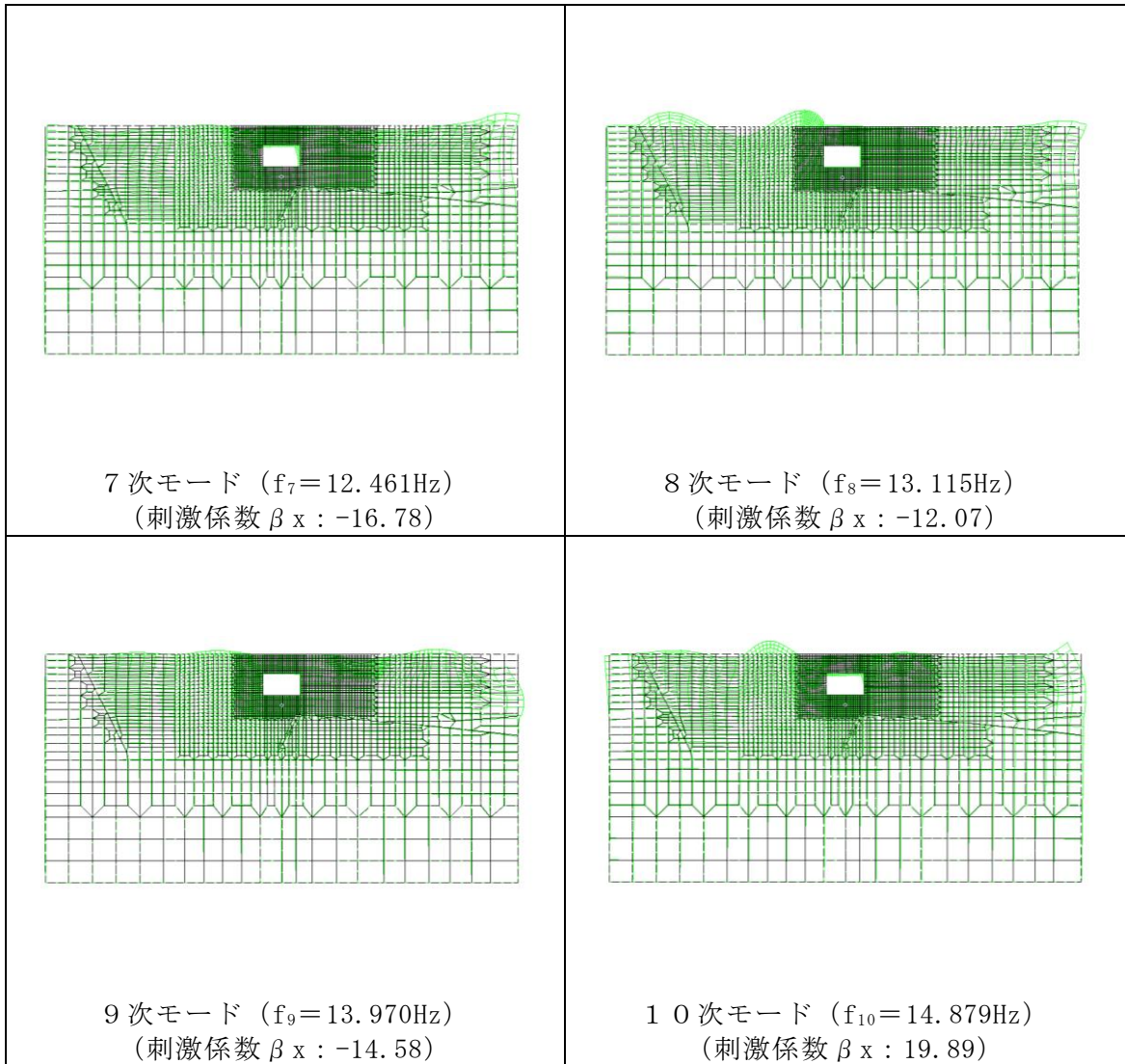


図 3-25(2) 固有値解析結果 (モード図, A-A断面)

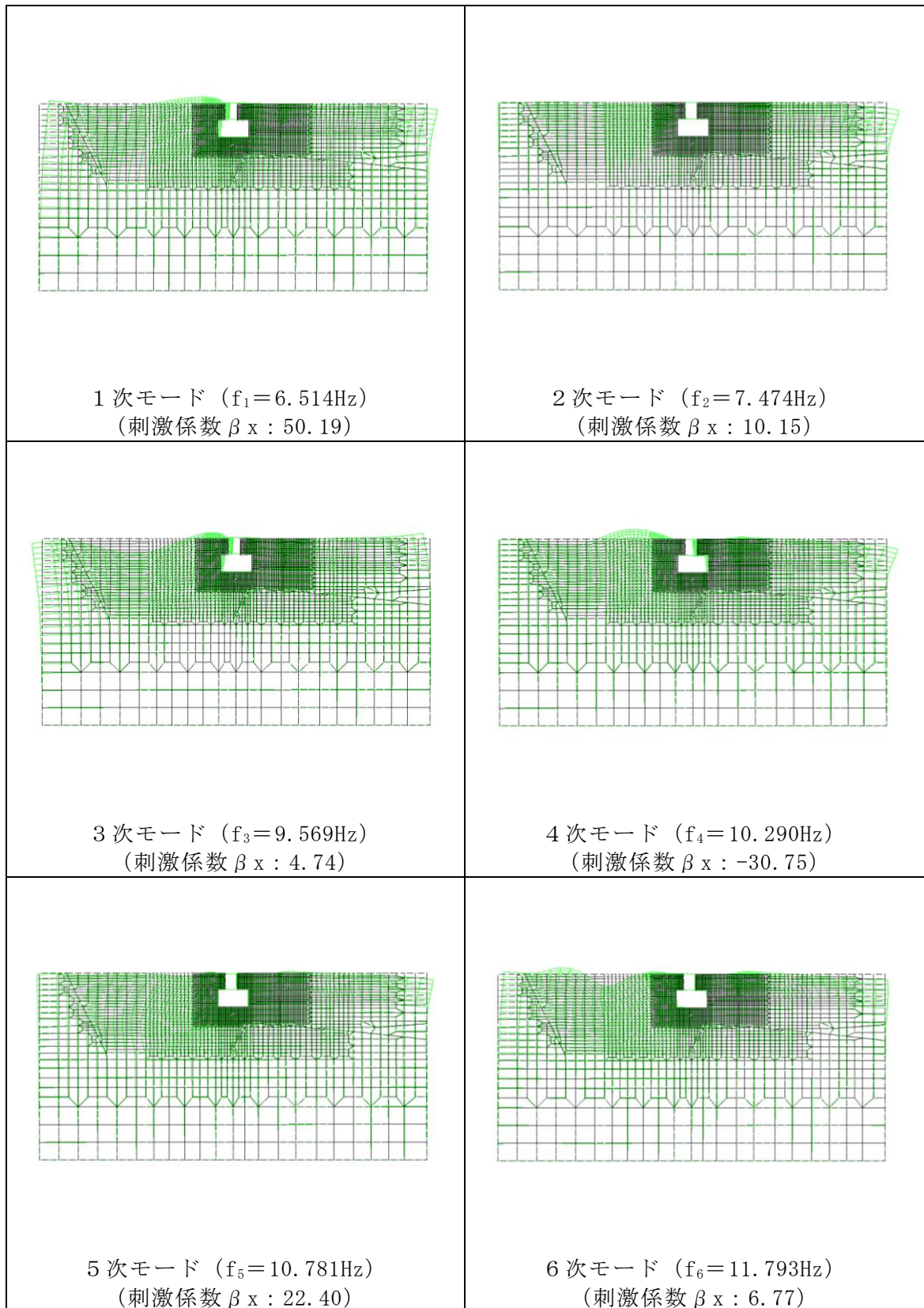


図 3-26(1) 固有値解析結果 (モード図, B-B 断面)

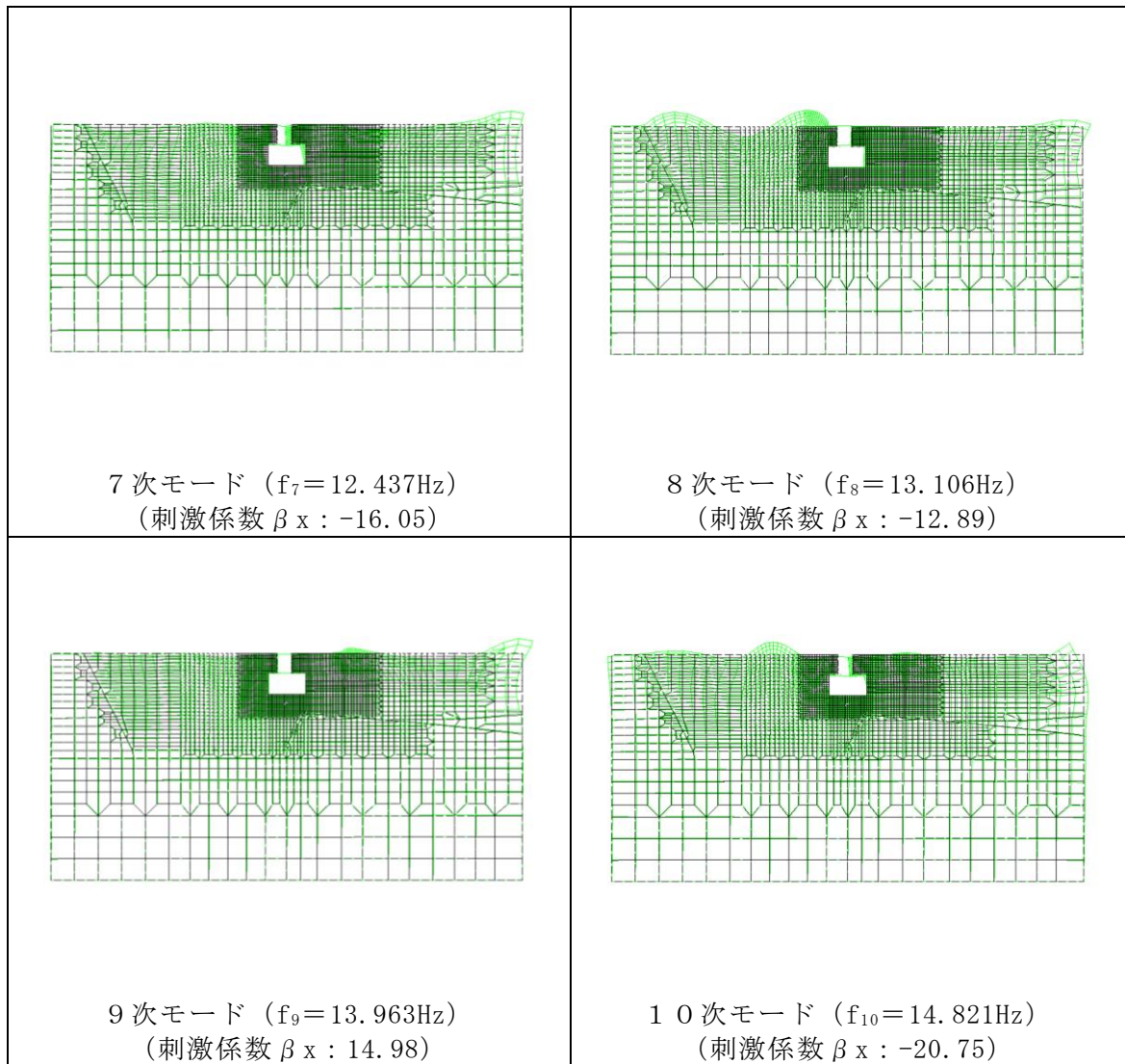


図 3-26(2) 固有値解析結果 (モード図, B-B断面)

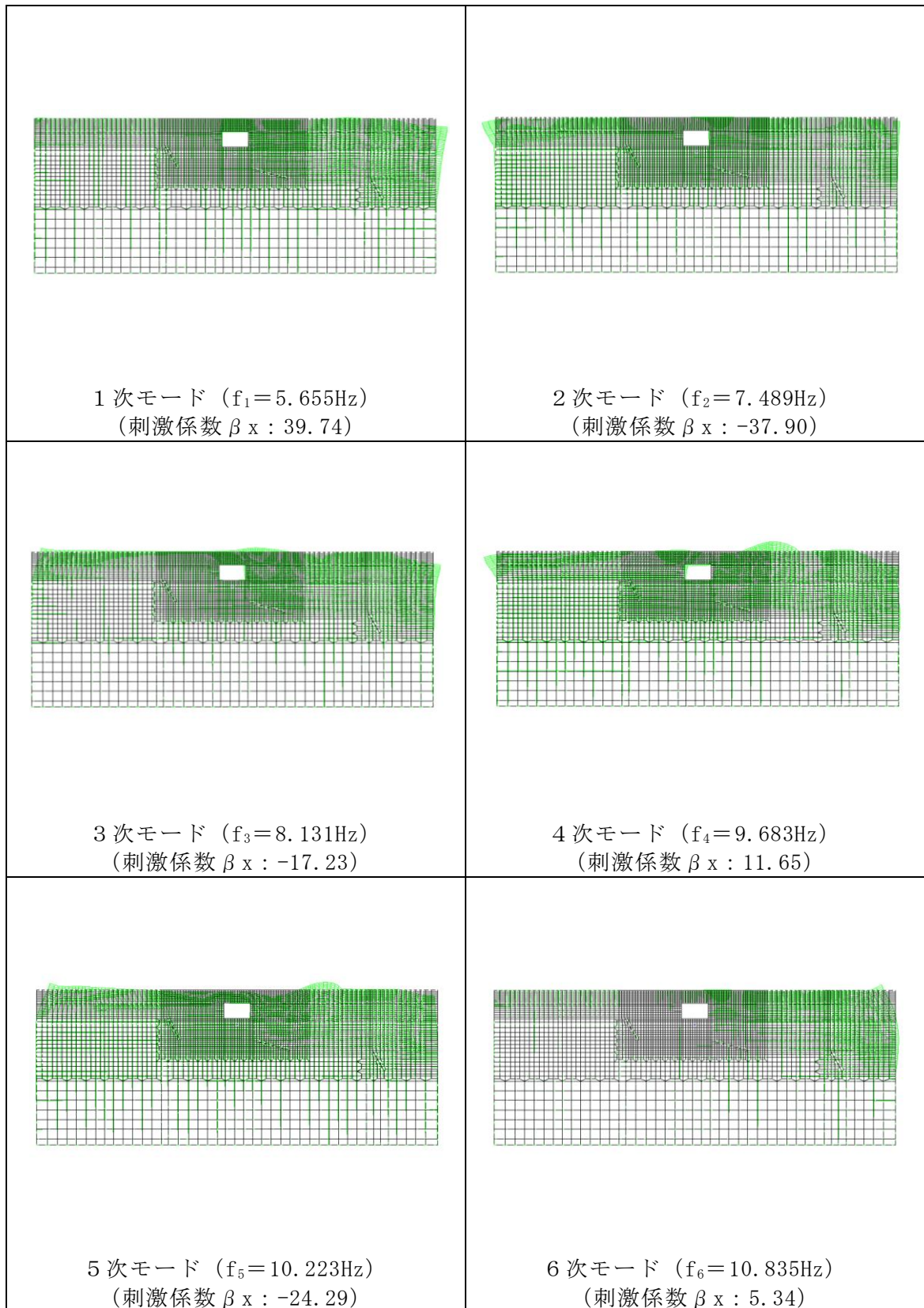


図 3-27(1) 固有値解析結果 (モード図, C-C 断面)

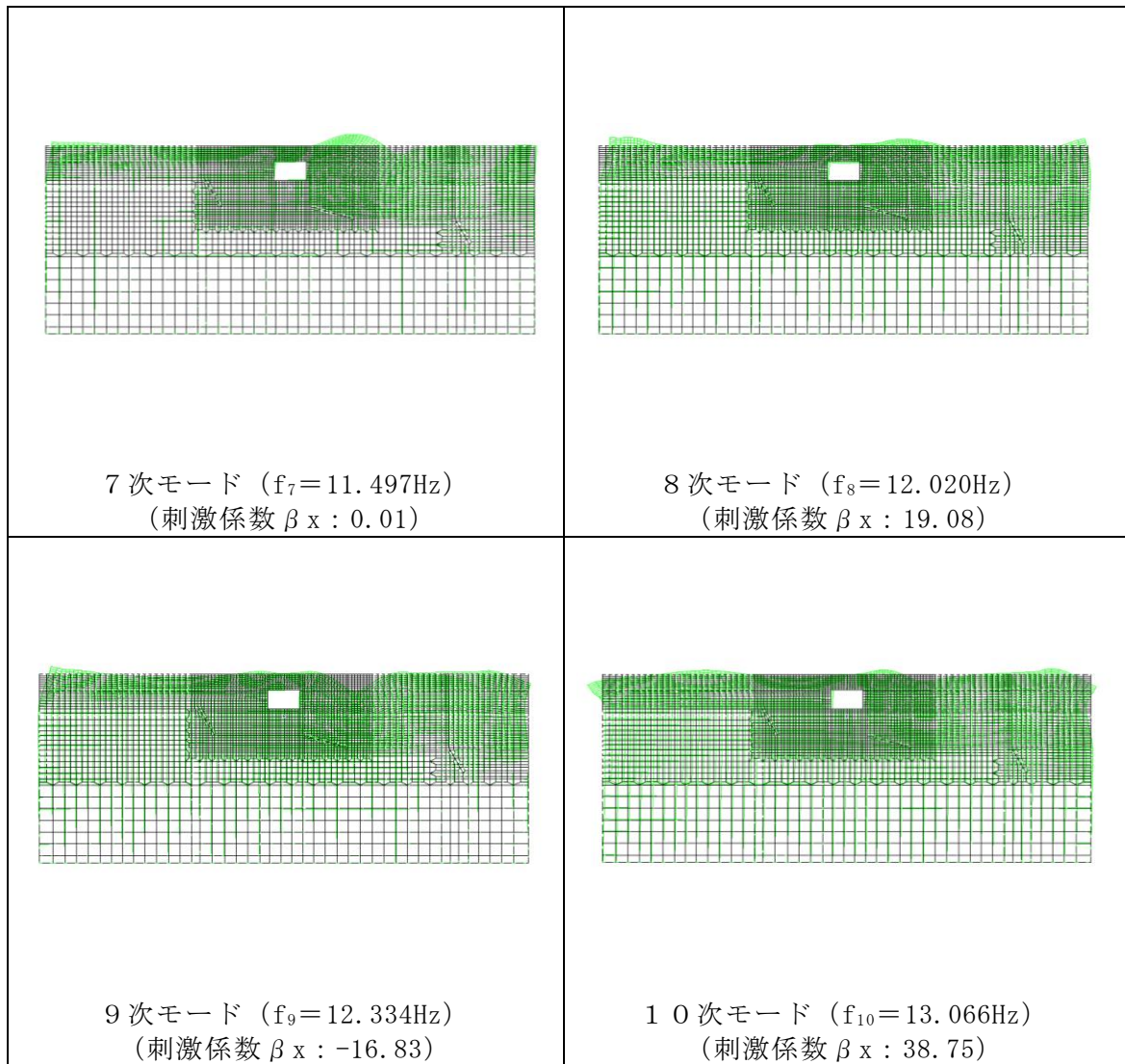


図 3-27(2) 固有値解析結果 (モード図, C-C断面)

表 3-7 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		1.130	1.007×10^4
B-B 断面		1.065	1.380×10^4
C-C 断面	全応力解析	1.349×10^{-1}	2.168×10^4

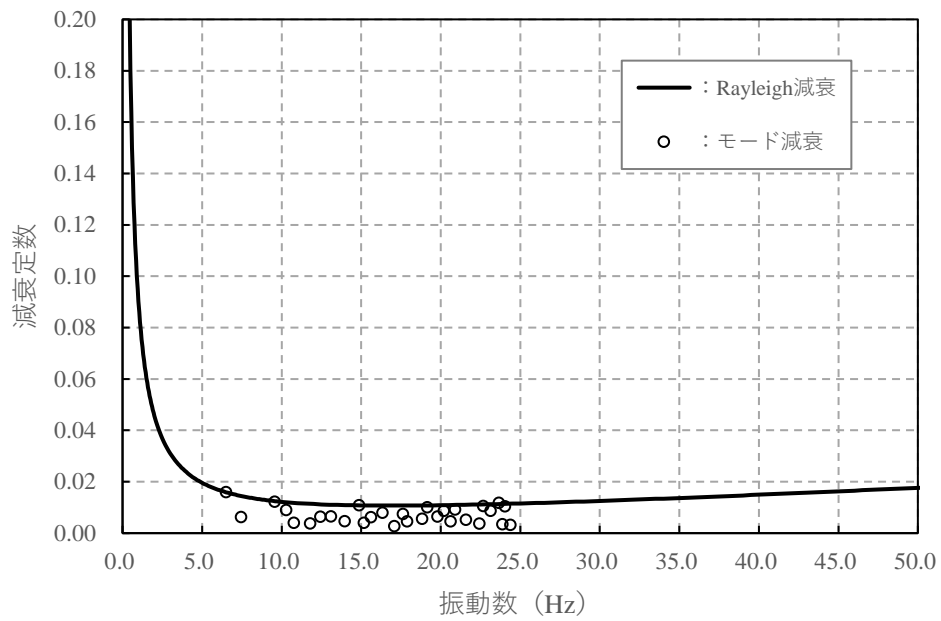


図 3-28 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面)

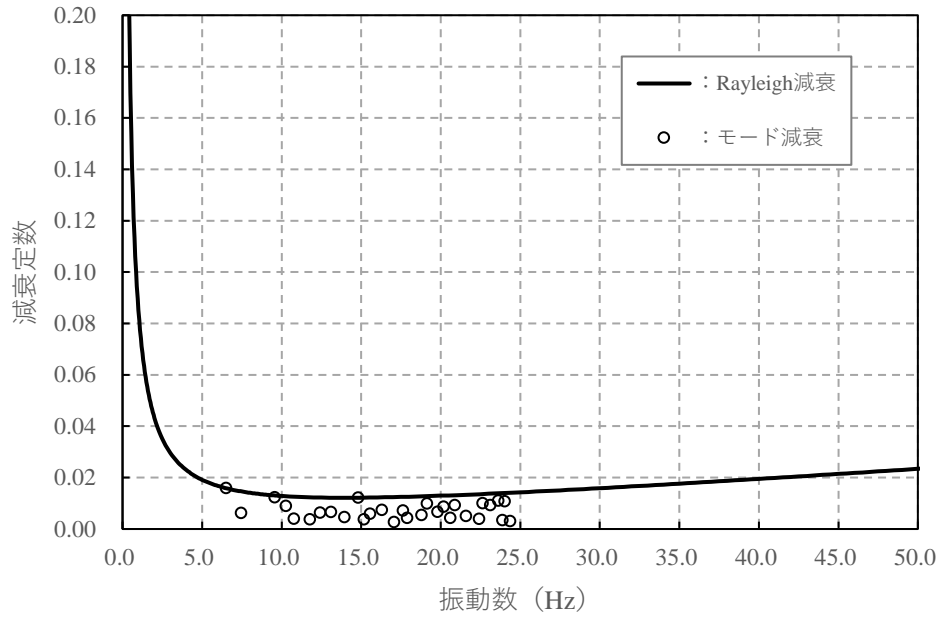


図 3-29 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面)

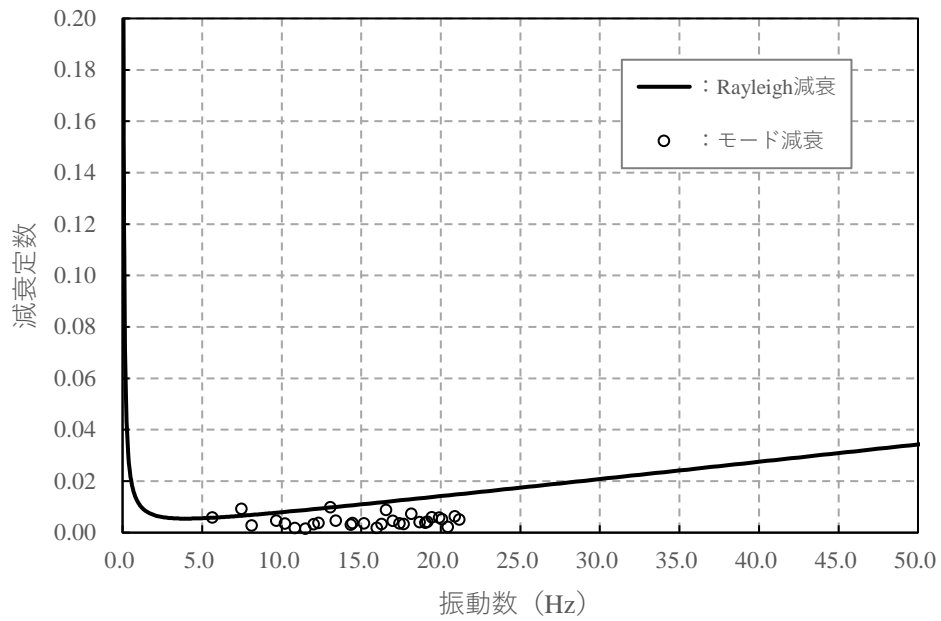


図 3-30 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面)

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、永久荷重（常時荷重）及び偶発荷重（地震荷重）を抽出し、それぞれを組合せて設定する。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。

地震時に屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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。

なお、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、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 3-8 に示す。

表 3-8 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	○ 地表面及び構造物頂版に考慮する。
		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

地震時に屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）に作用する機器・配管系の荷重図を図3-31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。

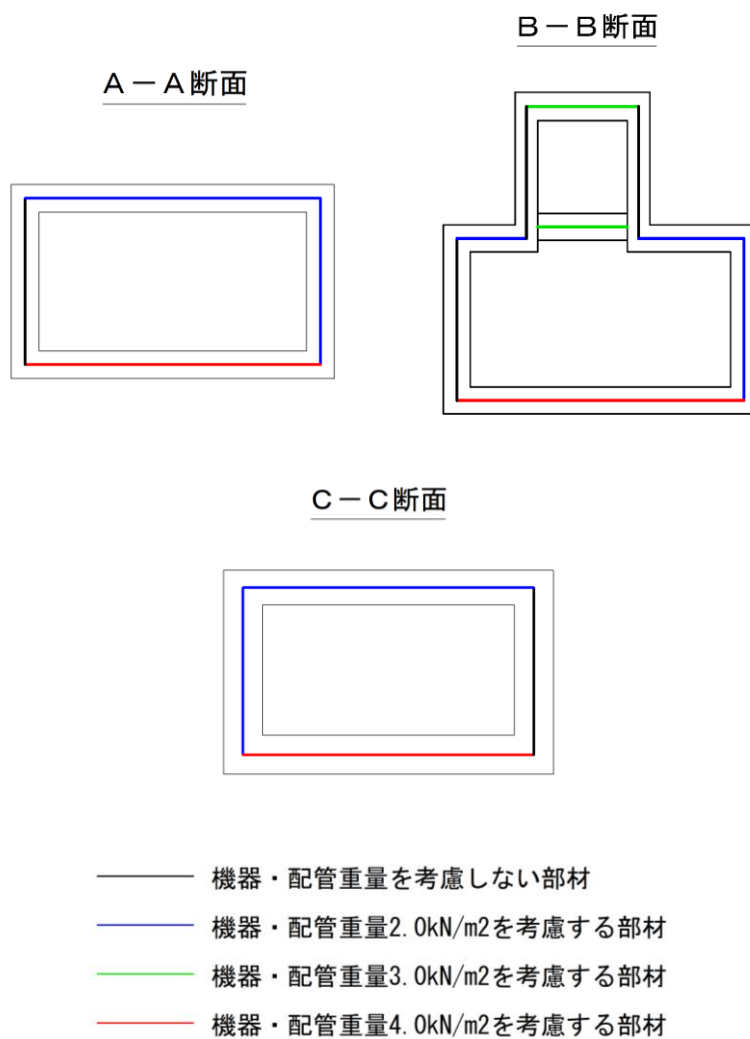


図3-31 解析用機器・配管荷重図

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

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）は、MMR上に設置され、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3-9に示すケース①及び表3-10に示すケース④）とした場合に加えて、平均値±1.0×標準偏差（ σ ）のケース（表3-9に示すケース②及び③並びに表3-10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3-10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3-9 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 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 σ	平均値

表 3-10 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 + 1 σ	平均値
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1 σ	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 + 1 σ	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 3-11 及び表 3-12 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（表 3-11 に示すケース①及び表 3-12 に示すケース④）を実施する。基本ケースにおいて、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 3-11 に示す解析ケース（表 3-11 に示すケース②及び③及び表 3-12 に示すケース⑤～⑧）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（表 3-11 に示すケース②及び③及び表 3-12 に示すケース⑤～⑧）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 3-32 に示す。

表 3-11 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)	$S_s - D$	++*	○	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、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。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (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。

表 3-12 耐震評価における解析ケース (C-C断面)

解析ケース	ケース④	ケース⑤	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
	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	非液化化の条件を仮 定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し て非液化化の条件を 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	平均値+1σ
地震動 (位相)	++*	○			
	-+*	○			
	+--*	○			
	--*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	-+*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			

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④ (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⑤~⑧を実施する。
すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース⑤~⑧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。

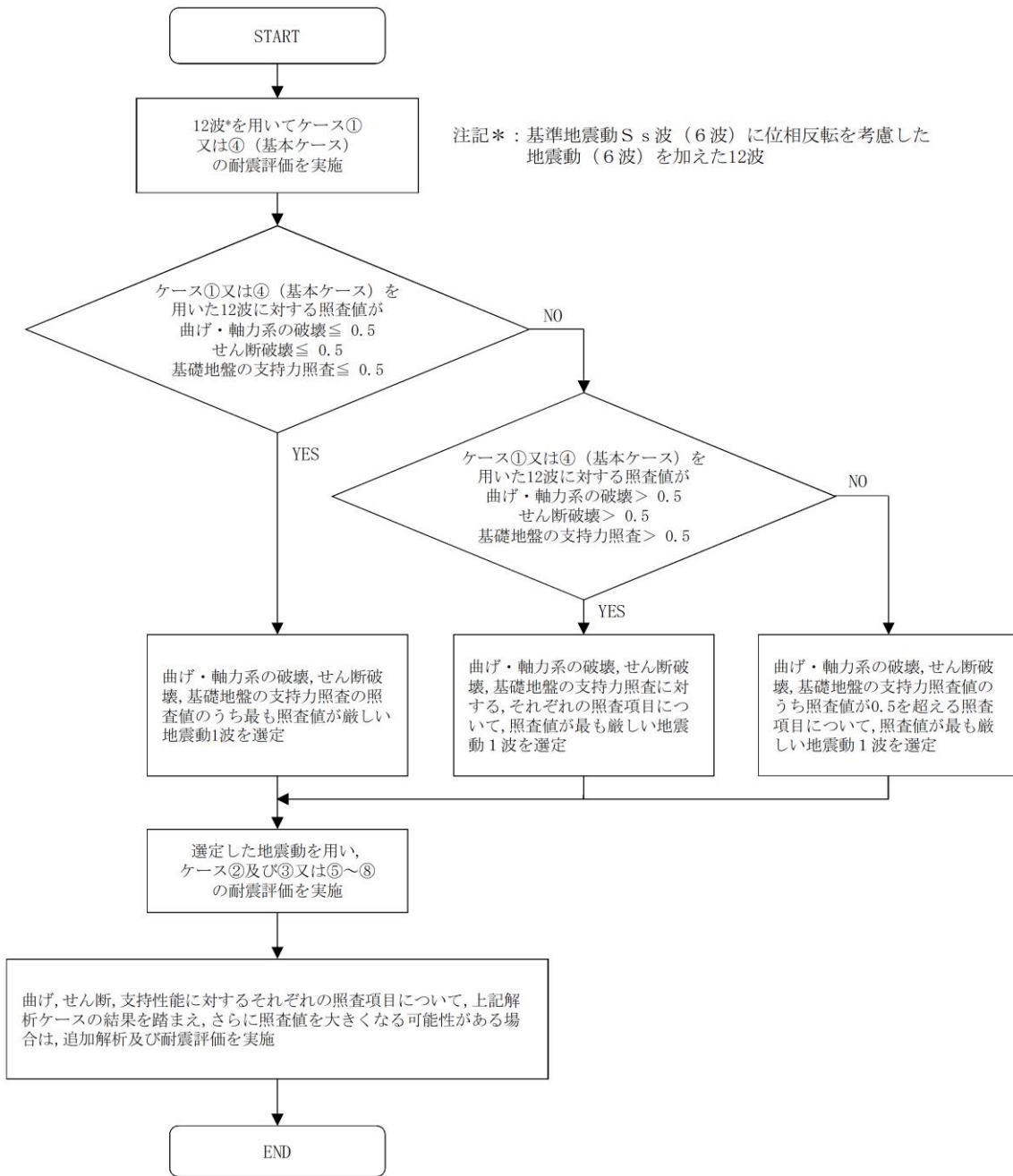


図 3-32 追加解析を実施する地震動の選定フロー

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 3-13 に示すケース②及び③及び表 3-14 に示すケース⑤及び⑥）。

表 3-13 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 + 1 σ	平均値	
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 σ	平均値	
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 3-14 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 + 1 σ	平均値	
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値	
ケース⑧	全応力解析	平均値 + 1 σ	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する。また、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 3-13 に示すケース⑨並びに表 3-14 に示すケース⑪）。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）におけるコンクリート実強度は、同時期に施工された屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）のコア採取による圧縮強度試験結果を使用する。

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 3-15 に示す。

表 3-15 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)
33.0	28.9

(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 3-13 に示すケース⑩並びに表 3-14 に示すケース⑫）。

(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 波を用いて表 3-16 及び表 3-17 に示す解析ケースを実施する。

弾性設計用地震動による機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースについては，表 3-18 及び表 3-19 に示す解析ケース①～③並びに④～⑥及び⑧について，弾性設計用地震動 S_d 全波（7 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（9 波）を加えた全 16 波を用いて解析を行う。

表 3-16 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース
(基準地震動 S s , 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	ケース④	ケース⑤
	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	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	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。

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
(基準地震動 S_s , C-C断面)

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 (+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	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮して非液状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+1 σ	平均値-1 σ	平均値+1 σ	平均値	平均値
地震動 (位相)	++*1	○	○	○	○	Δ^{*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: Δ 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。

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

(弾性設計用地震動 S d, 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 (+1σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値 + 1σ		平均値 - 1σ	
地震動 (位相)	S d - D	++*	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○
		+ -*	○	○	○	○	○
		--*	○	○	○	○	○
	S d - F 1	++*	○	○	○	○	○
	S d - F 2	++*	○	○	○	○	○
	S d - N 1	++*	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○
	S d - N 2 (NS)	++*	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○
	S d - N 2 (EW)	++*	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○
	S d - 1	++*	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○
		+ -*	○	○	○	○	○
		--*	○	○	○	○	○

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。

表 3-19 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース
(弾性設計用地震動 S d, C-C 断面)

解析ケース		ケース④		ケース⑤		ケース⑥		ケース⑧	
		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		非液化化の条 件を仮定した 解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 σ		平均値 - 1 σ		平均値 + 1 σ	
地震動 (位相)	S d - D	++*	○	○	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○	○	○
		+ -*	○	○	○	○	○	○	○
		--*	○	○	○	○	○	○	○
	S d - F 1	++*	○	○	○	○	○	○	○
	S d - F 2	++*	○	○	○	○	○	○	○
	S d - N 1	++*	○	○	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○	○	○
	S d - N 2 (NS)	++*	○	○	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○	○	○
	S d - N 2 (EW)	++*	○	○	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○	○	○
	S d - 1	++*	○	○	○	○	○	○	○
		-+*	○	○	○	○	○	○	○
		+ -*	○	○	○	○	○	○	○
		--*	○	○	○	○	○	○	○

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。

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 及び弾性設計用地震動 S_d 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4-2～図4-31に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

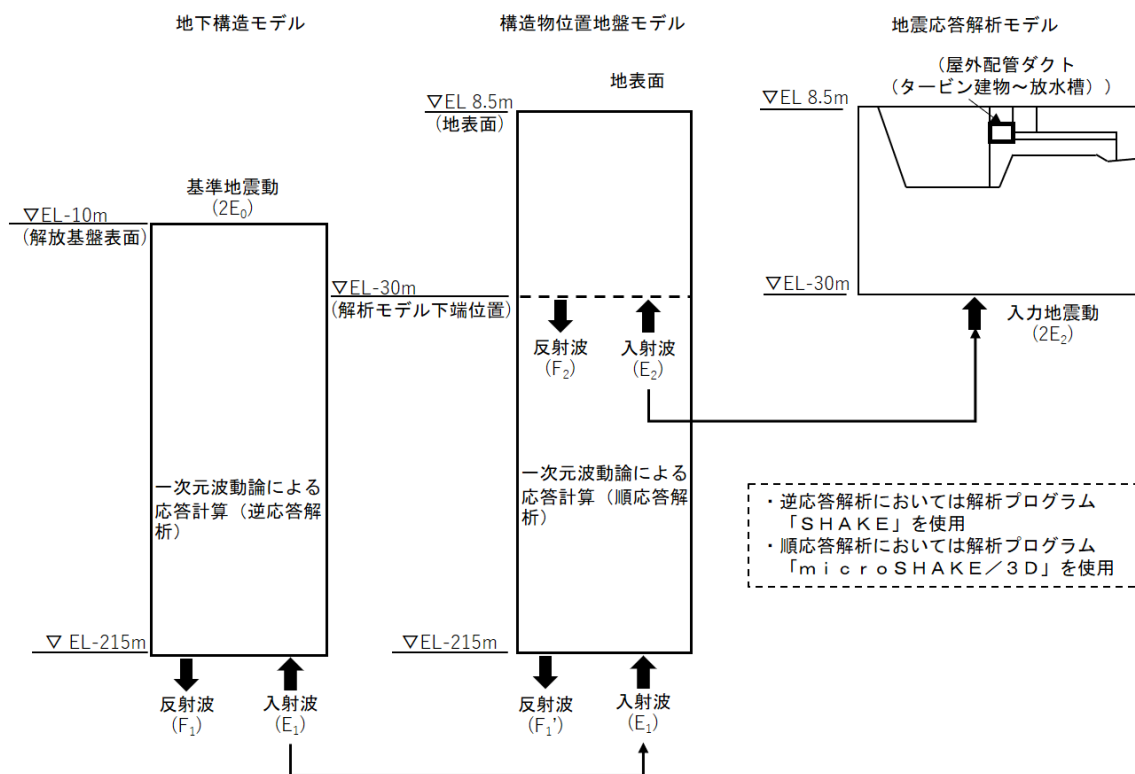
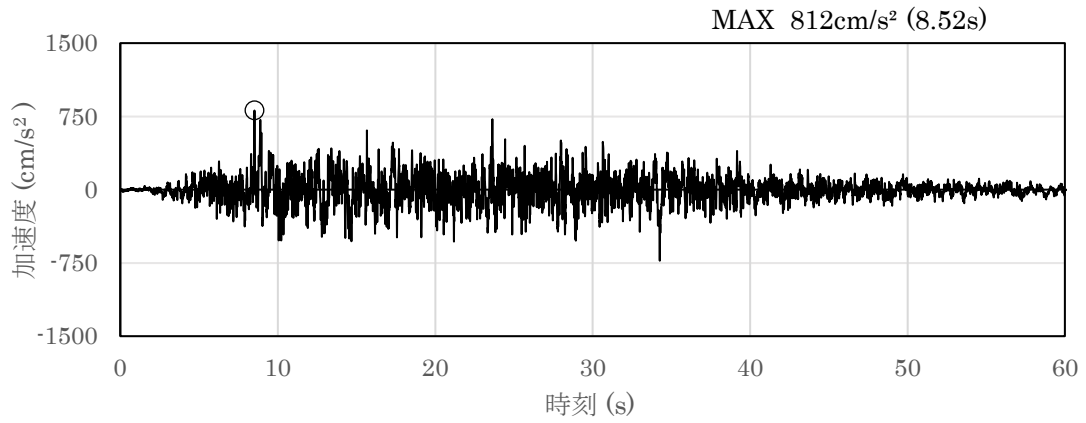
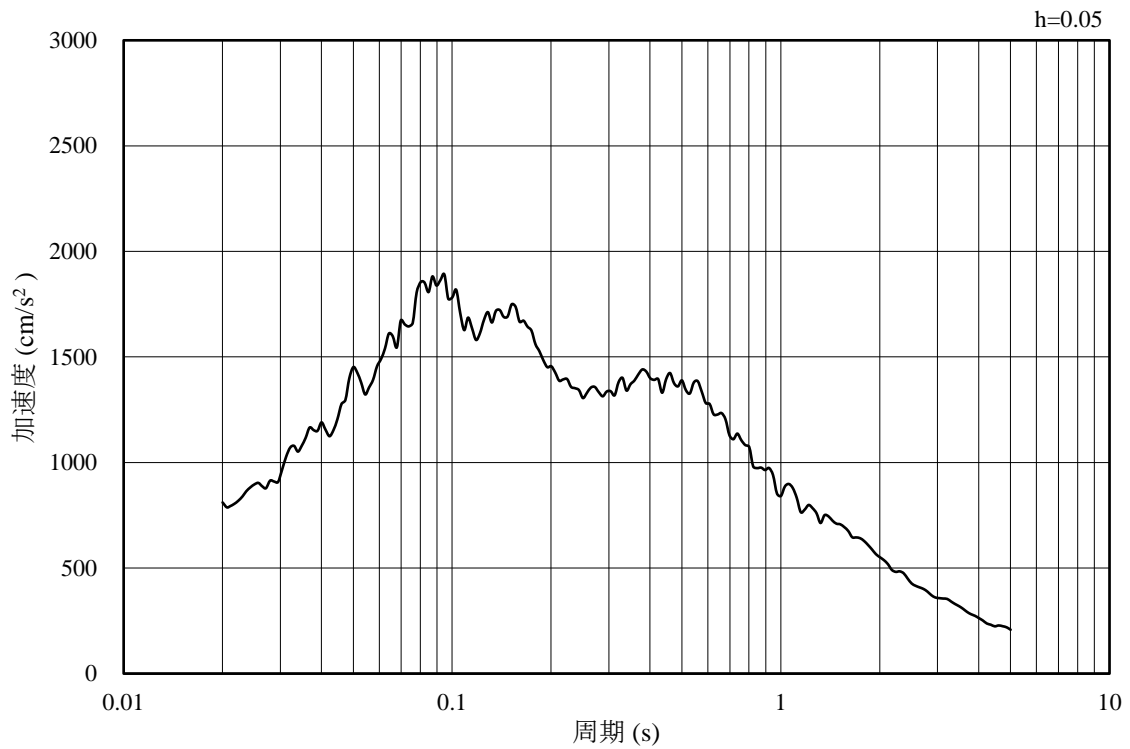


図4-1 入力地震動算定の概念図

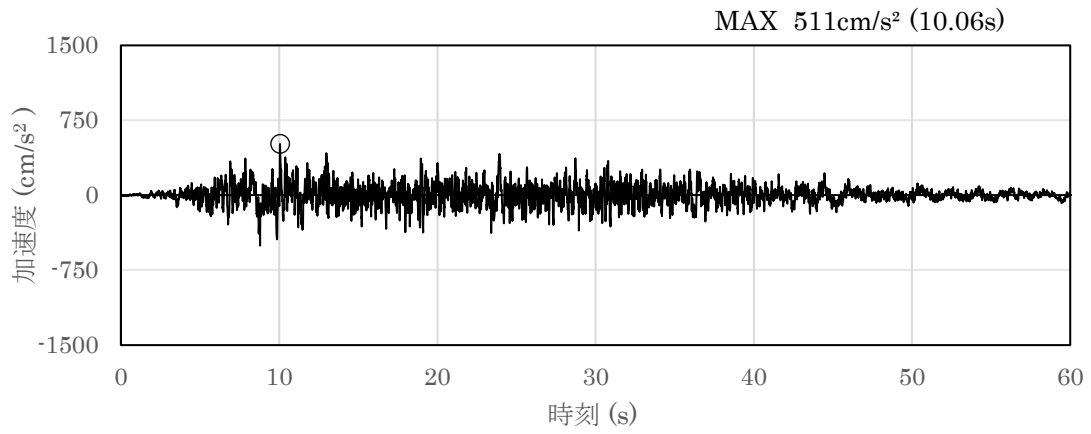


(a) 加速度時刻歴波形

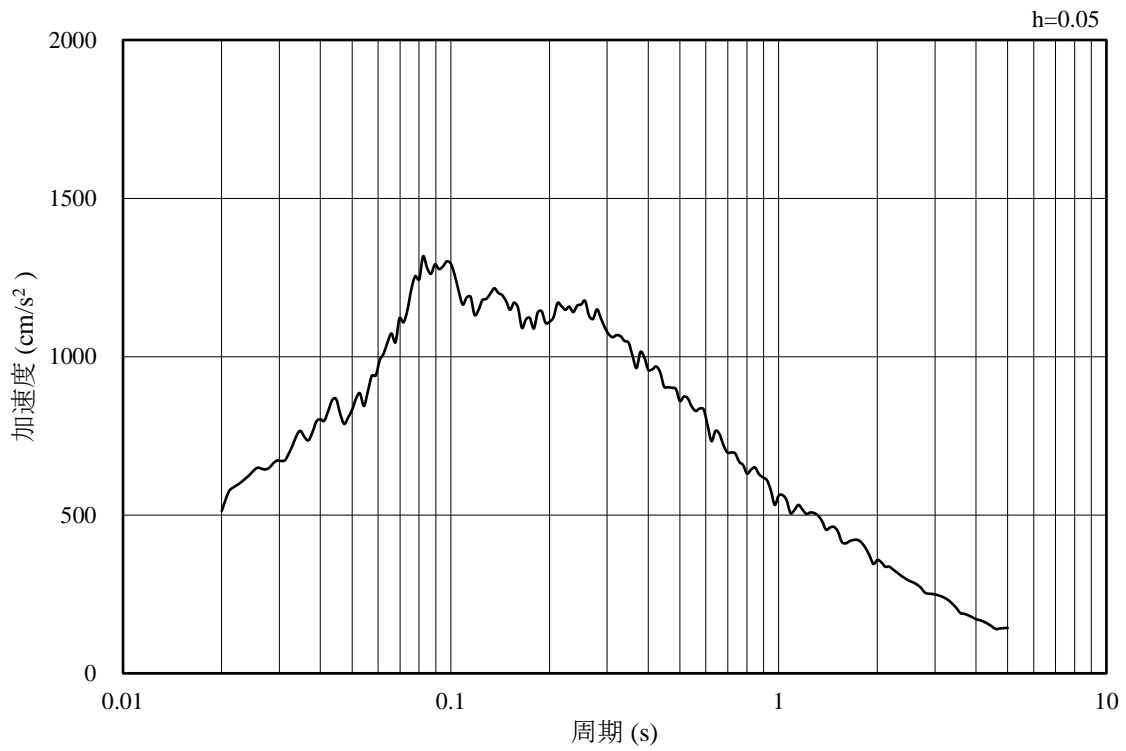


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

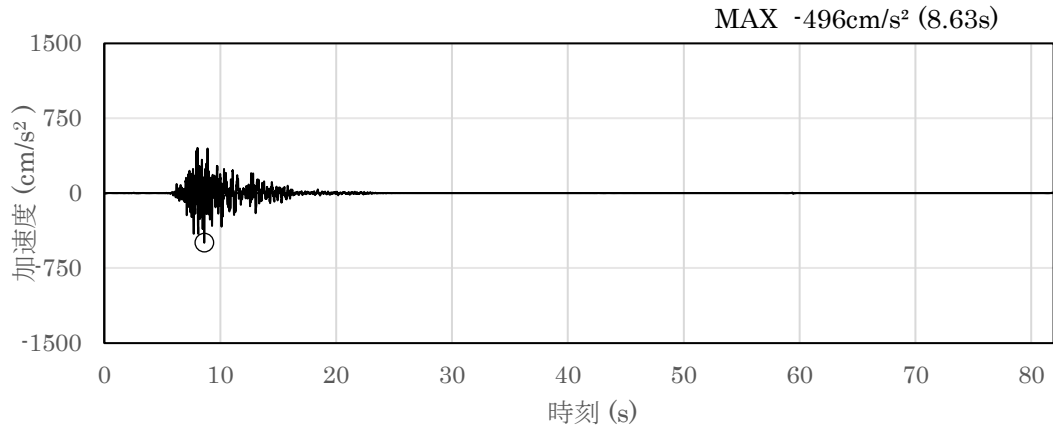


(a) 加速度時刻歴波形

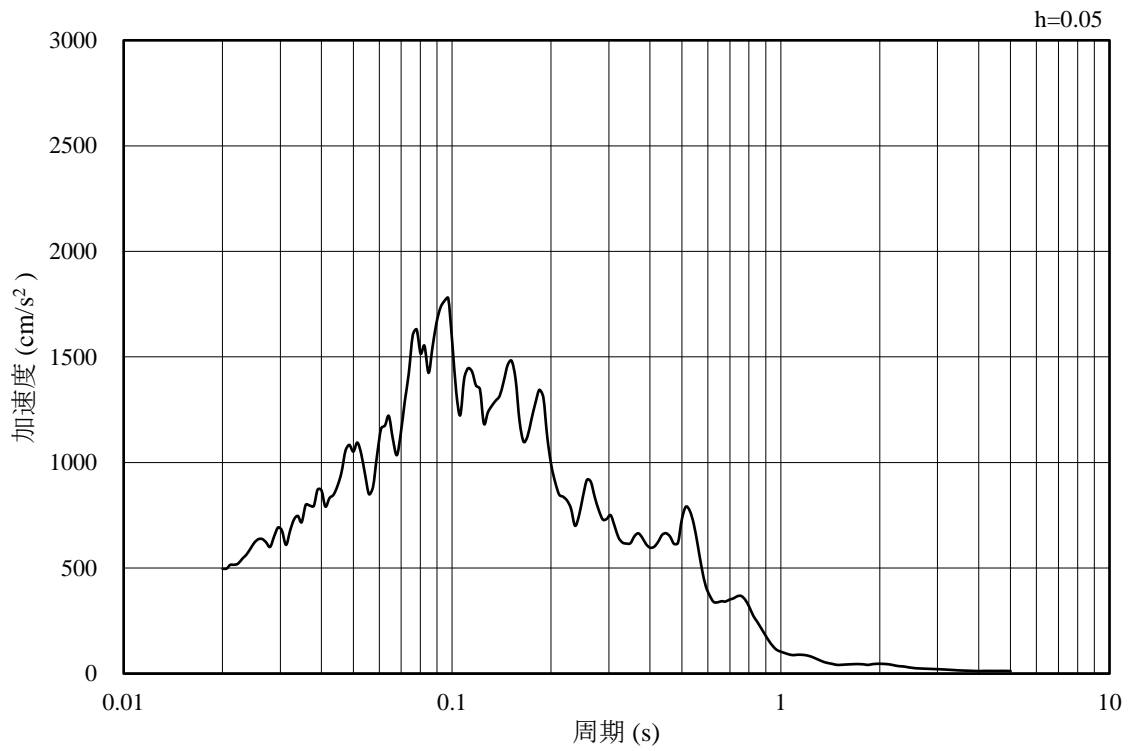


(b) 加速度応答スペクトル

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)

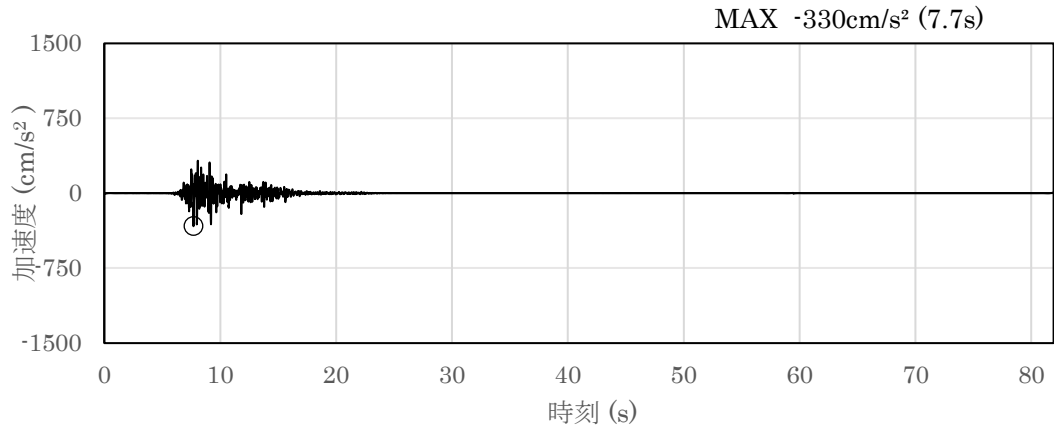


(a) 加速度時刻歴波形

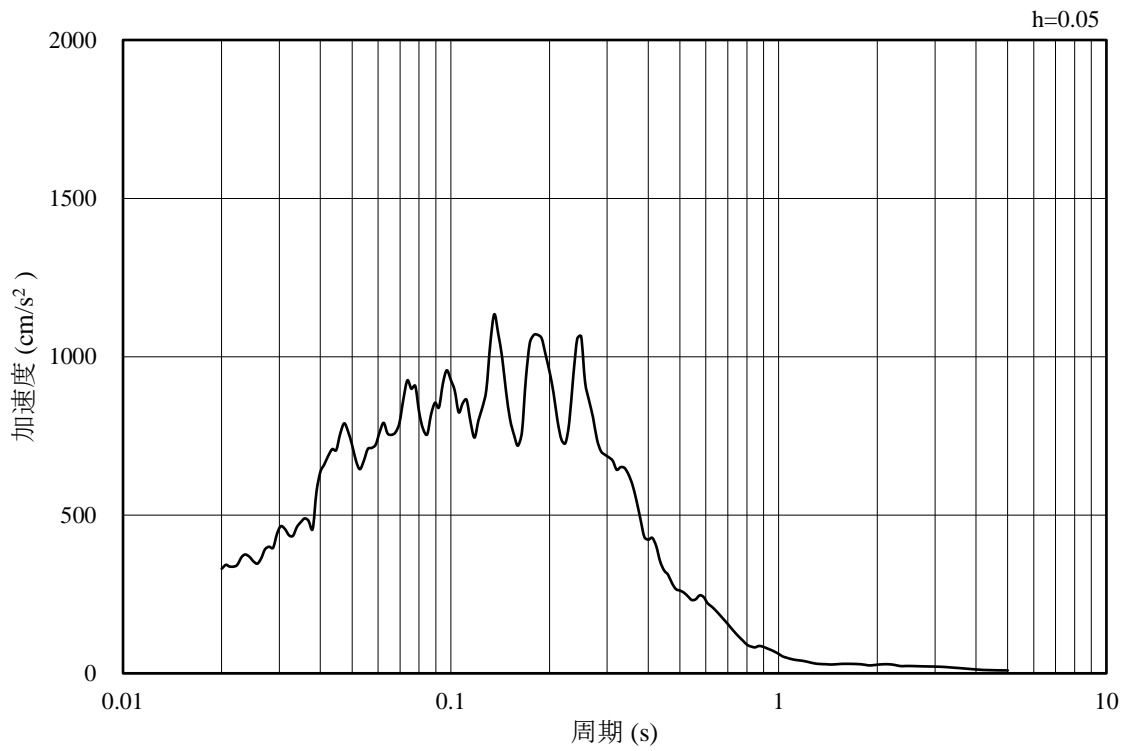


(b) 加速度応答スペクトル

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-F1 (NS))

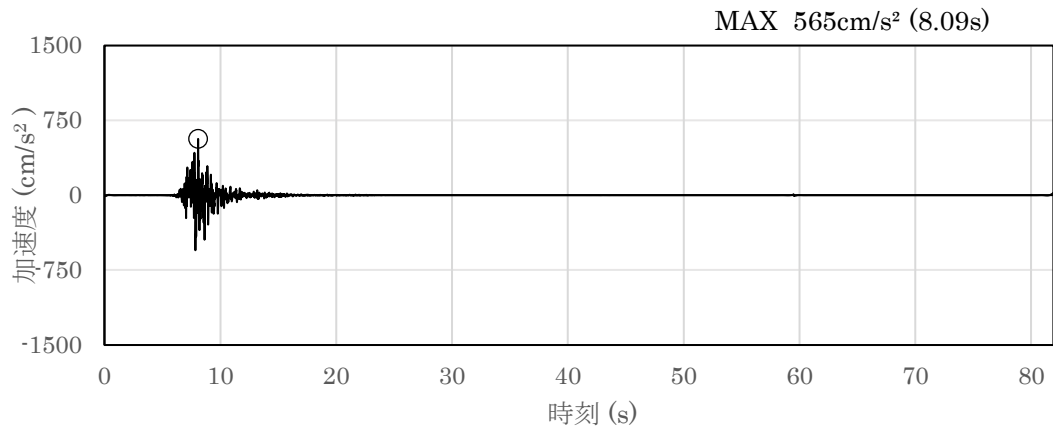


(a) 加速度時刻歴波形

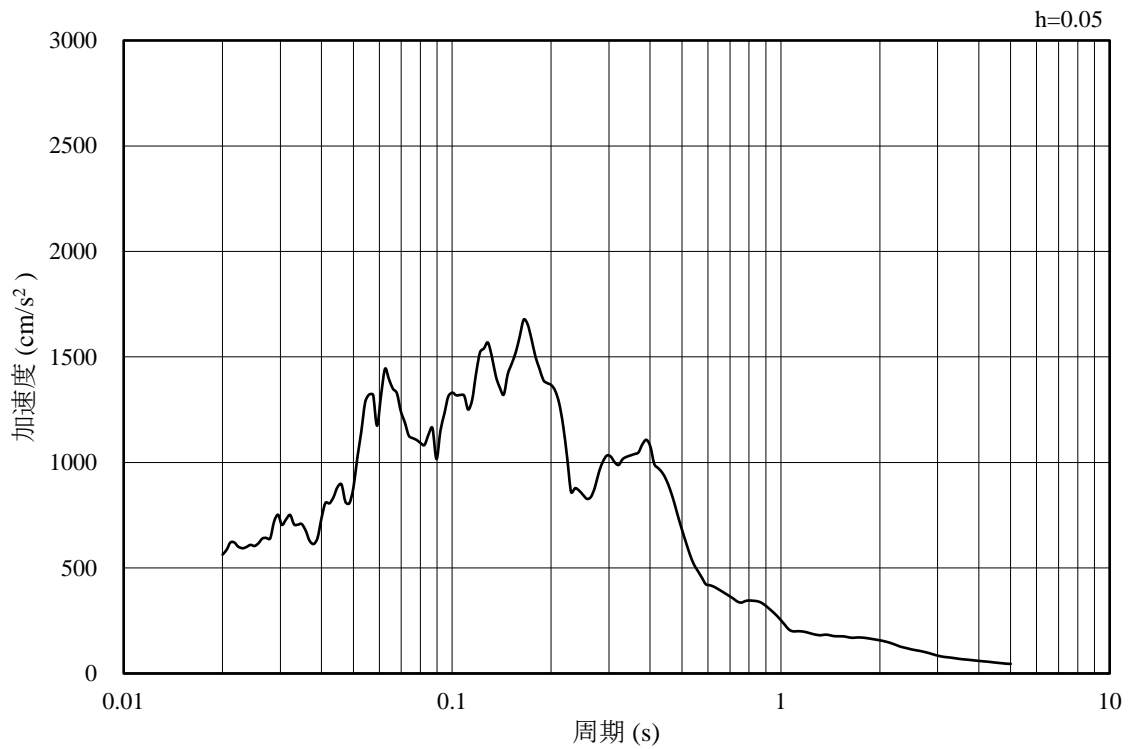


(b) 加速度応答スペクトル

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 (NS))

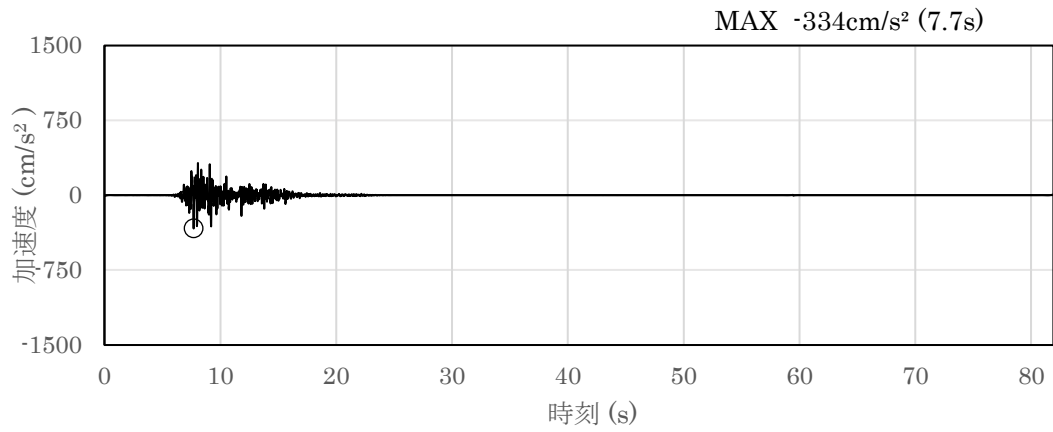


(a) 加速度時刻歴波形

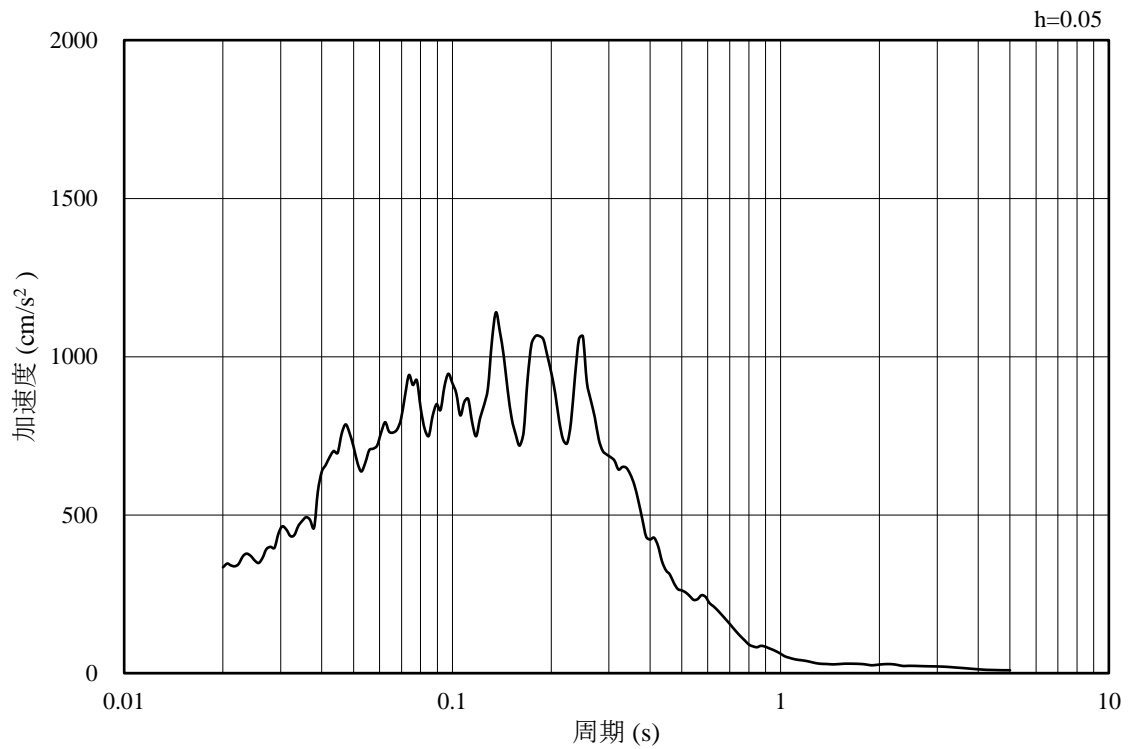


(b) 加速度応答スペクトル

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 1 (E W))

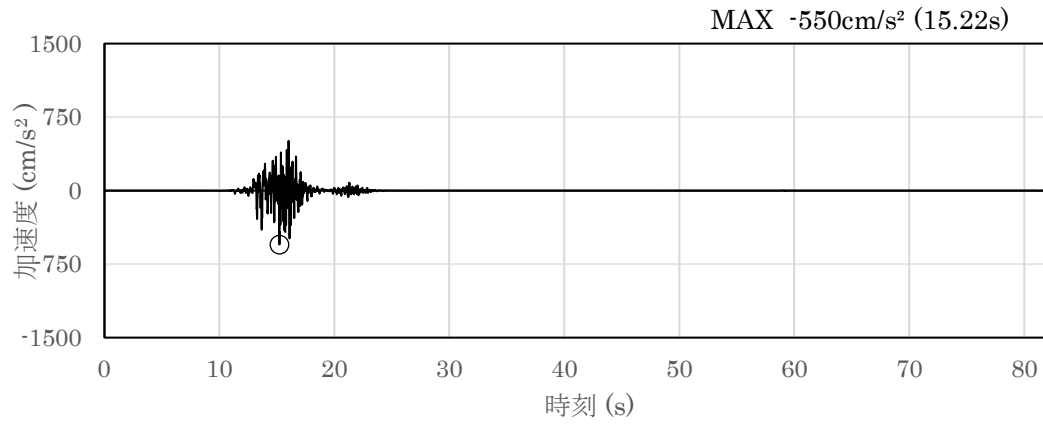


(a) 加速度時刻歴波形

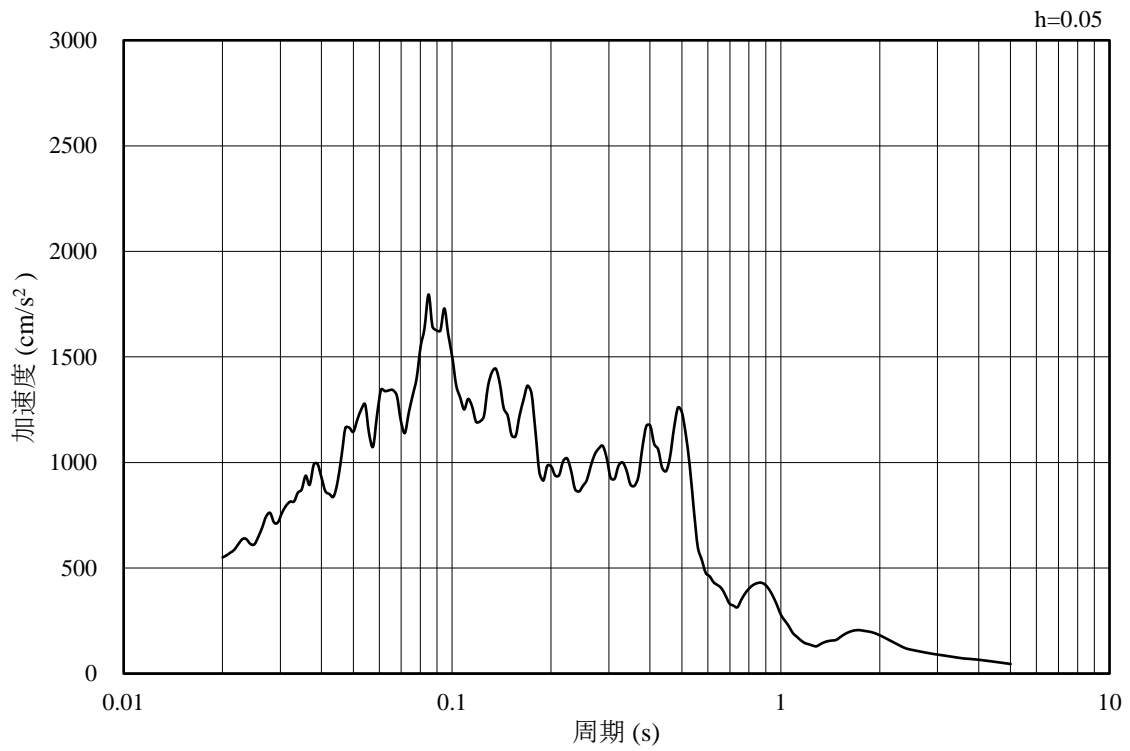


(b) 加速度応答スペクトル

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 1 (E W))

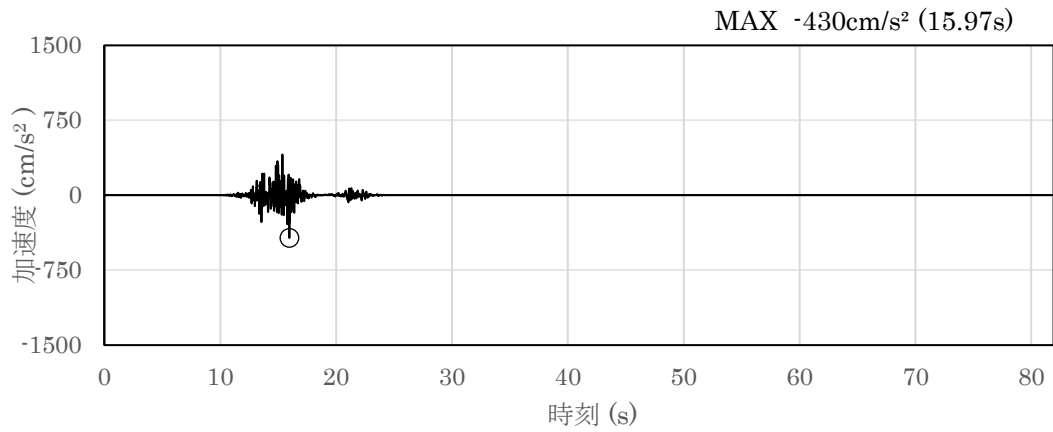


(a) 加速度時刻歴波形

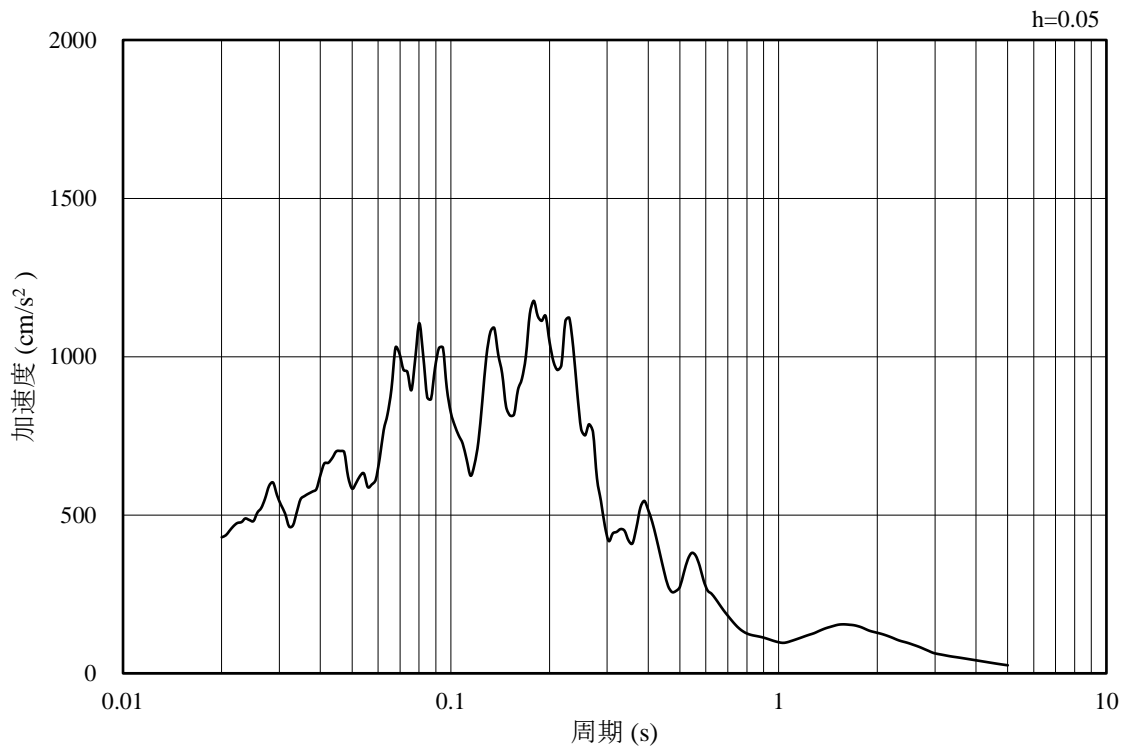


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F₂ (NS))

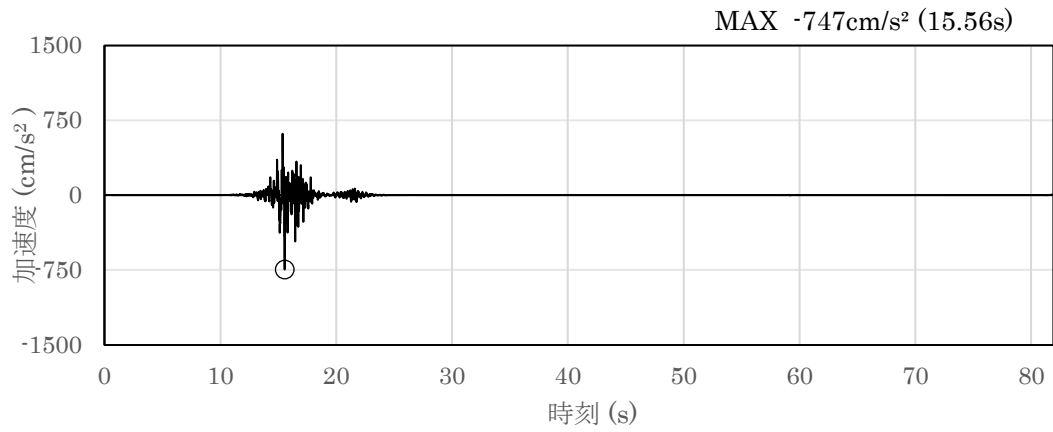


(a) 加速度時刻歴波形

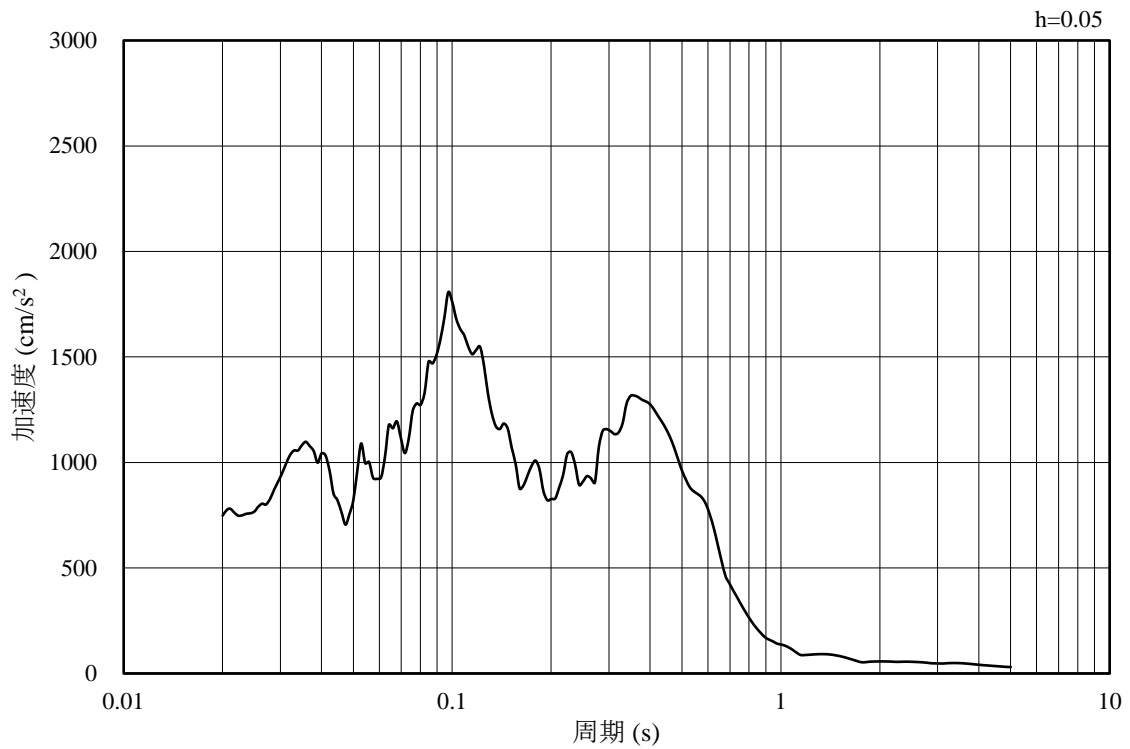


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F₂ (NS))

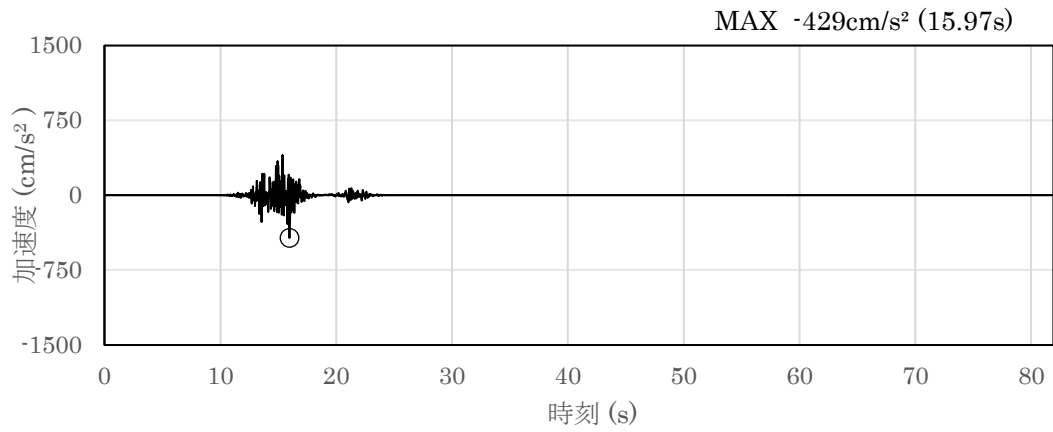


(a) 加速度時刻歴波形

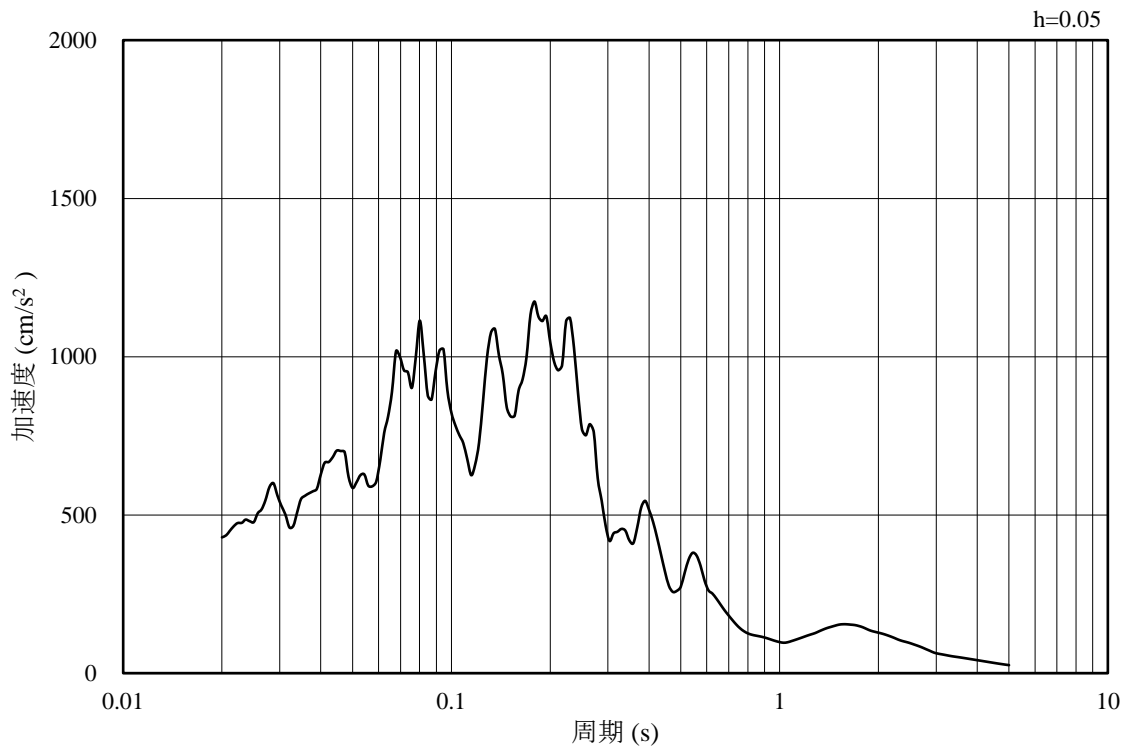


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F₂ (EW))

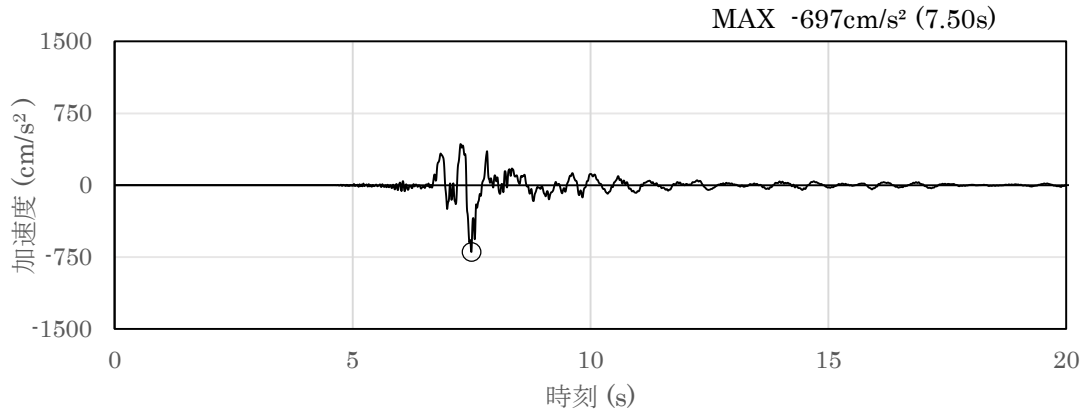


(a) 加速度時刻歴波形

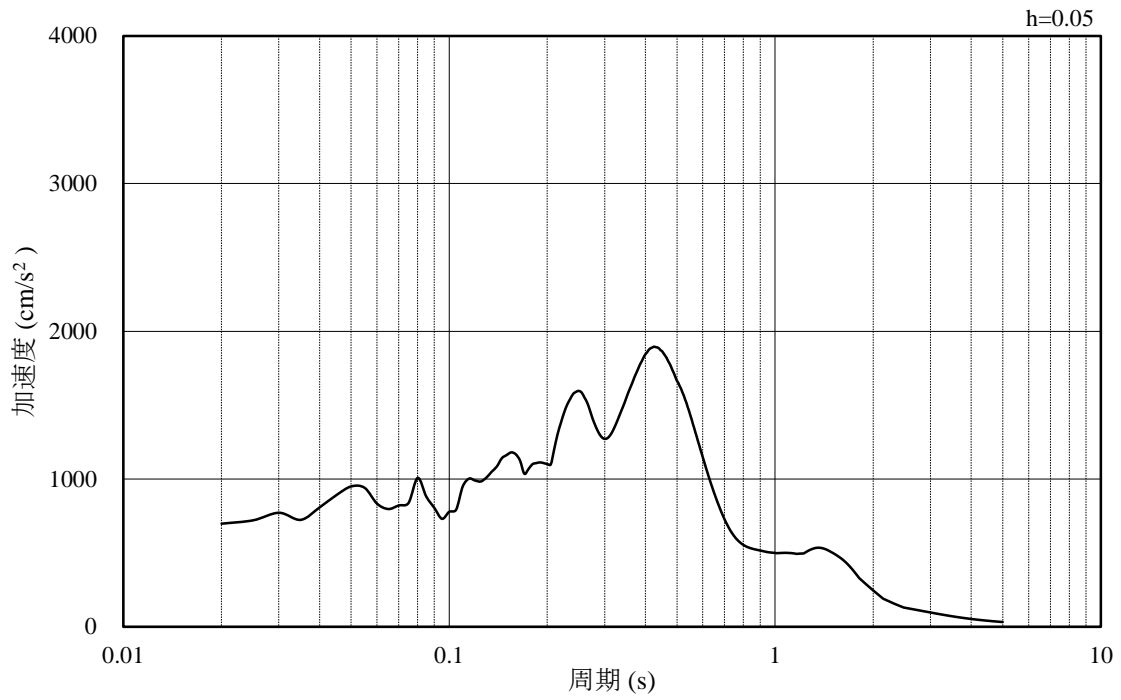


(b) 加速度応答スペクトル

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-F2 (EW))

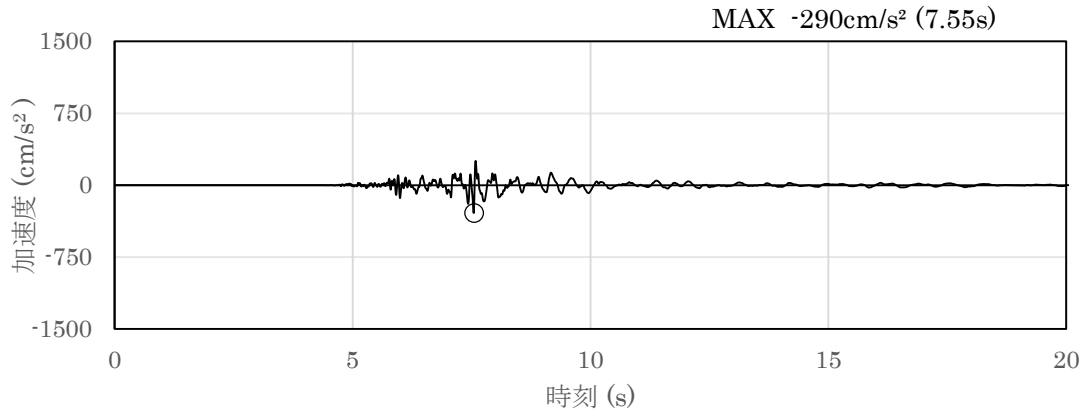


(a) 加速度時刻歴波形

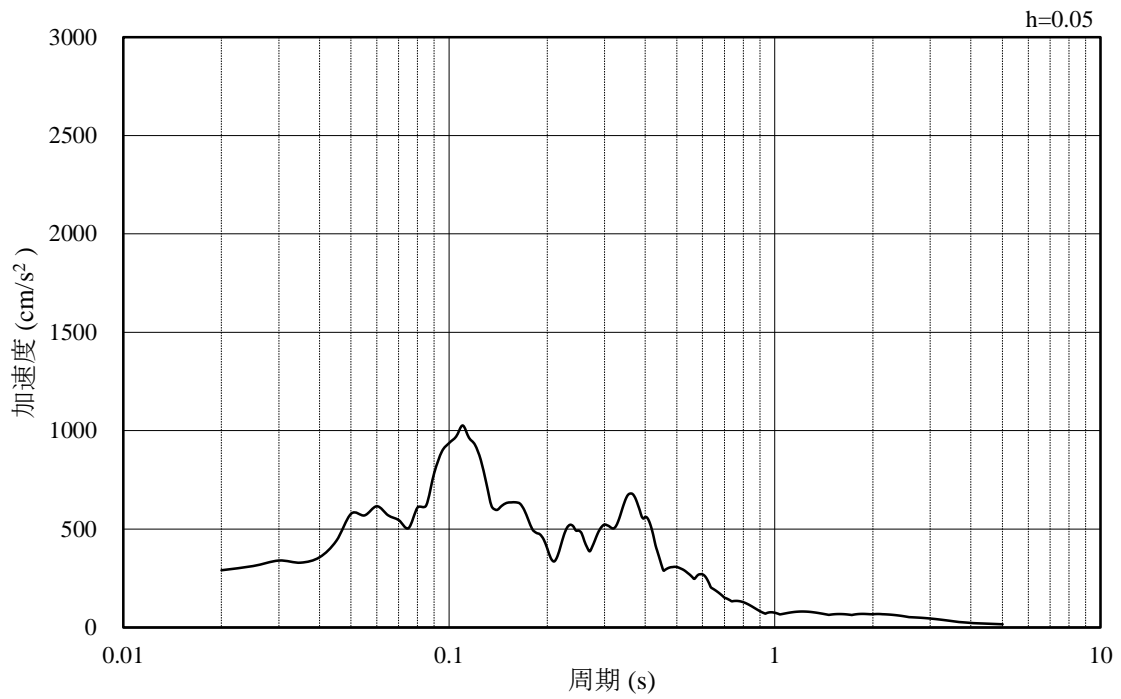


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)

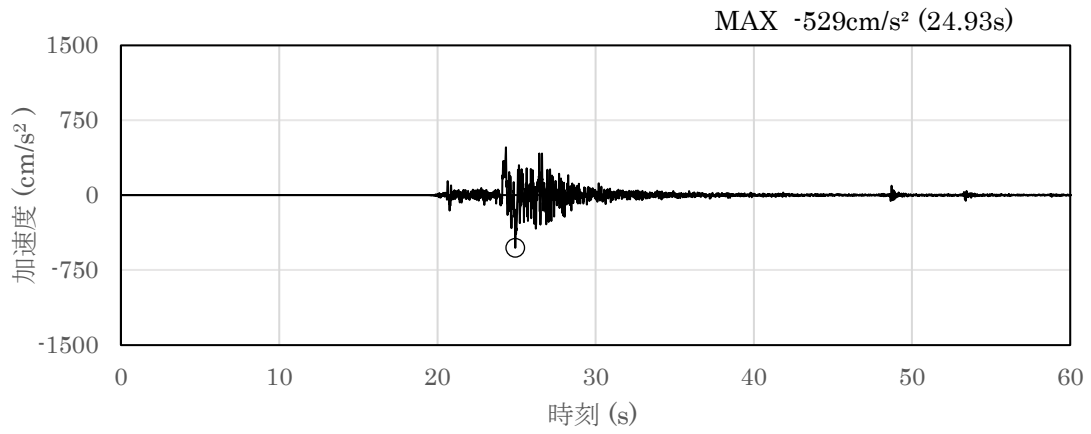


(a) 加速度時刻歴波形

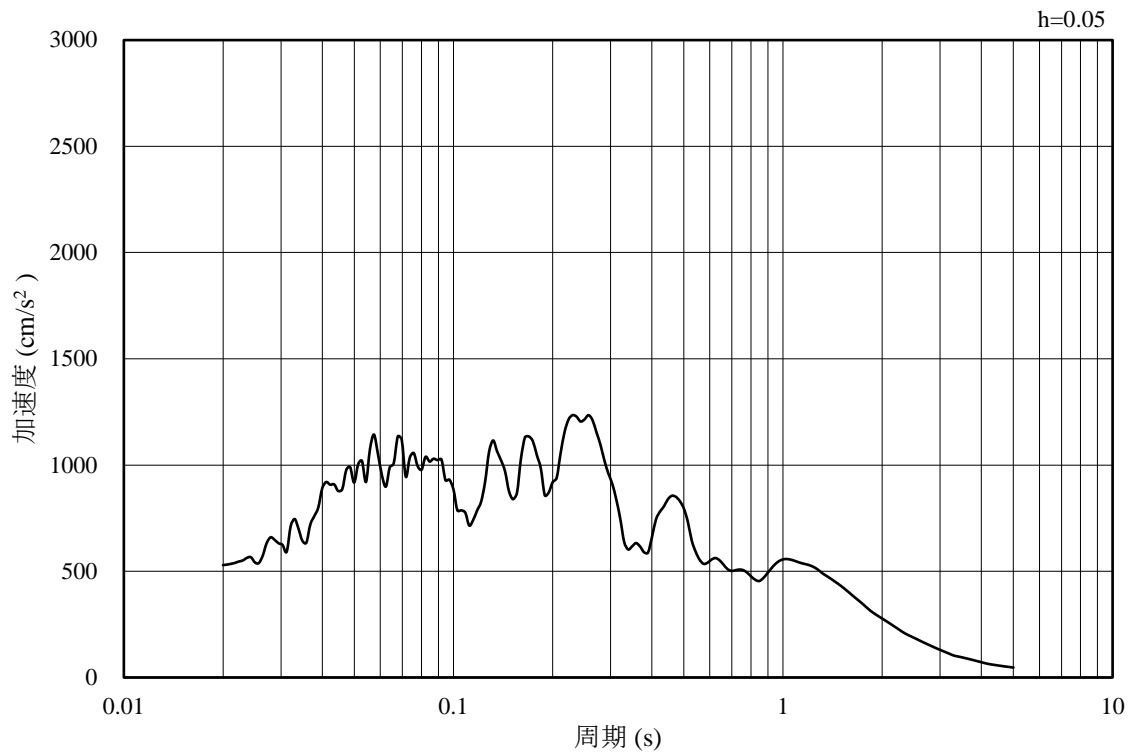


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)

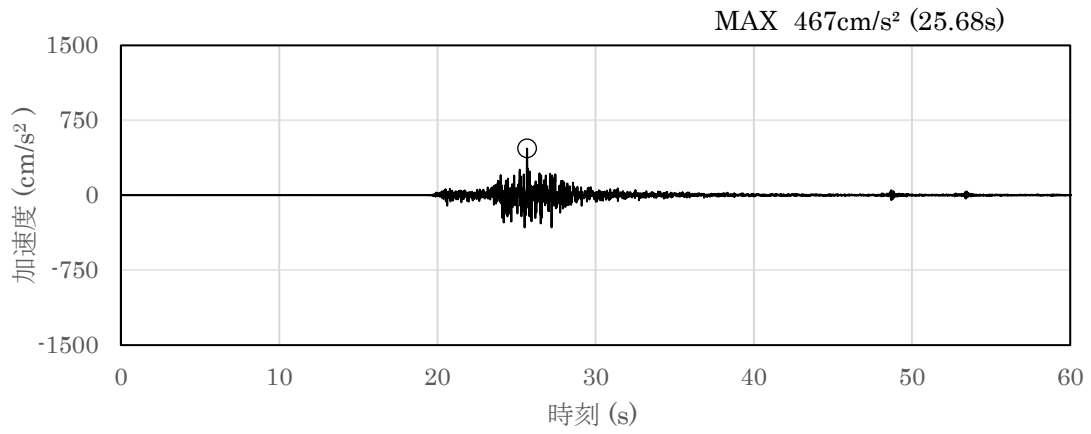


(a) 加速度時刻歴波形

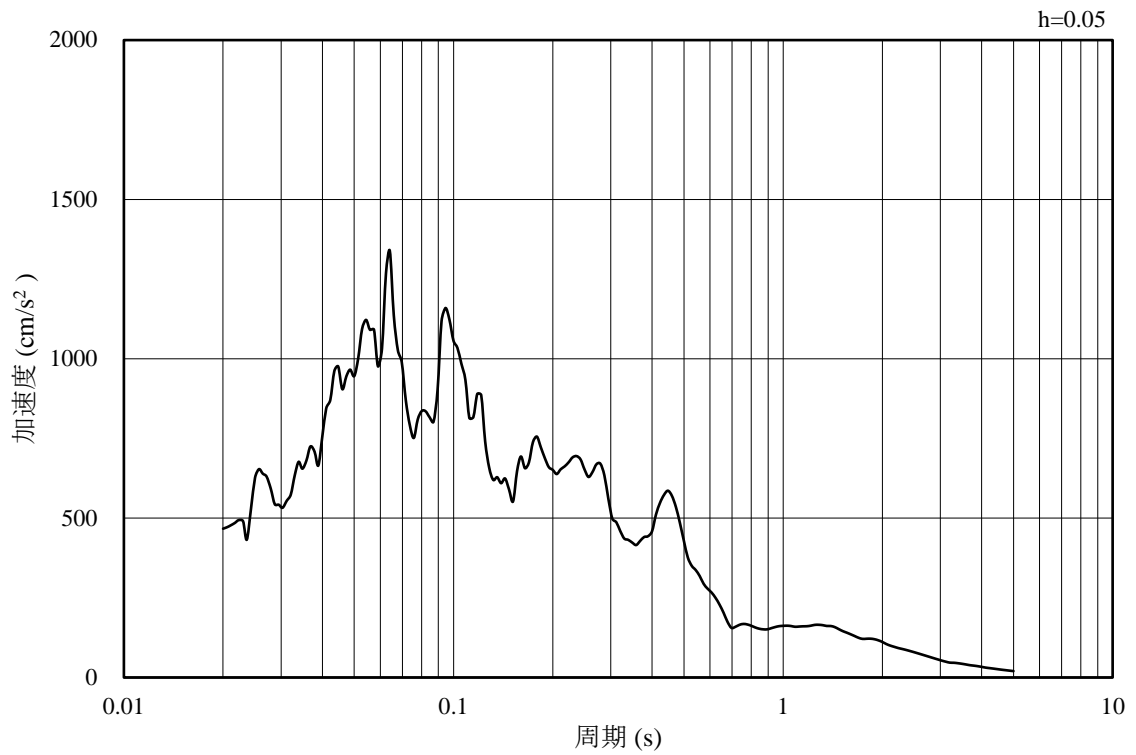


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2 (N S))

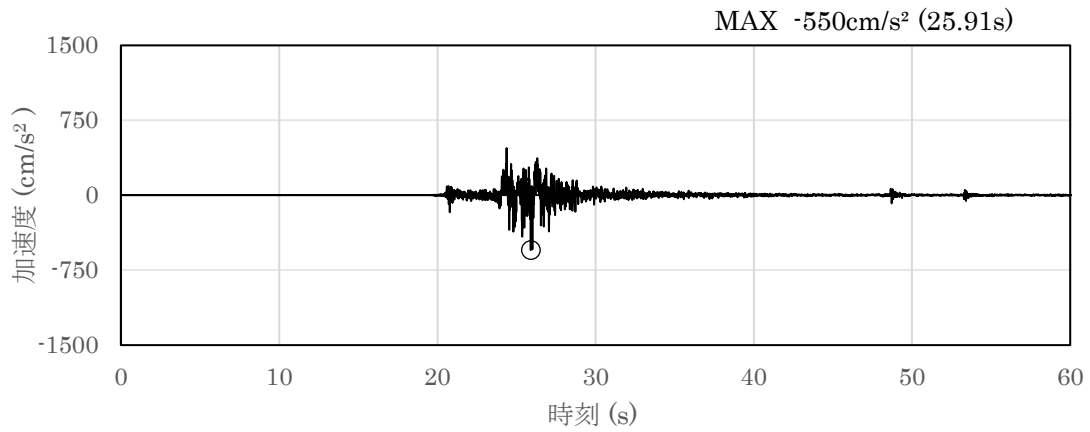


(a) 加速度時刻歴波形

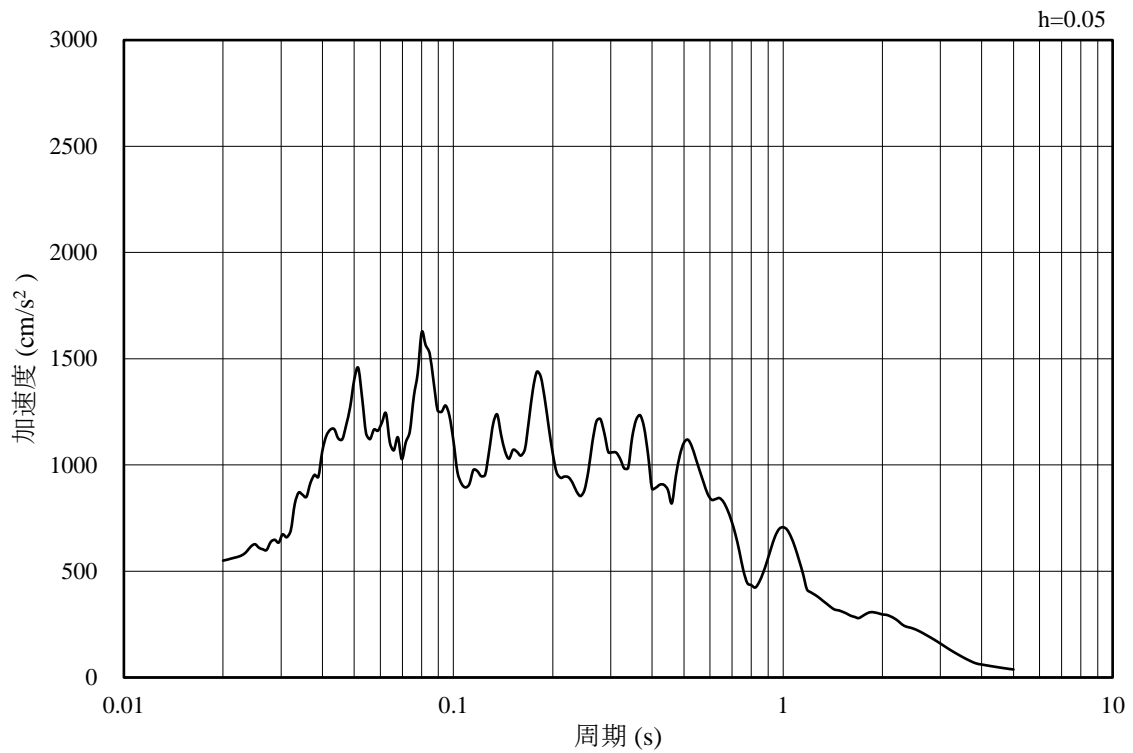


(b) 加速度応答スペクトル

図 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-N₂(NS))

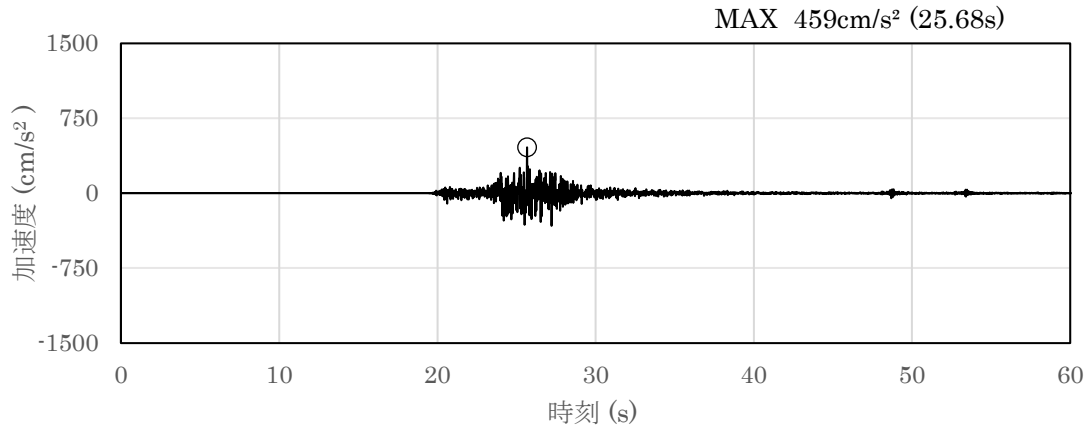


(a) 加速度時刻歴波形

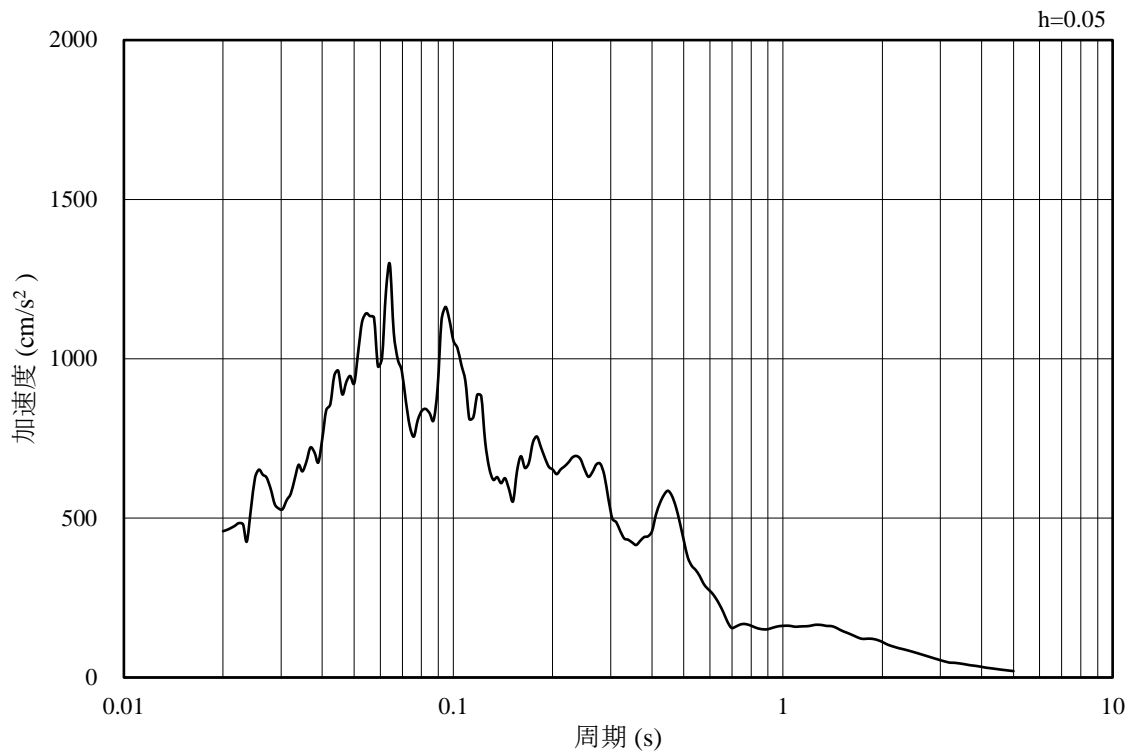


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2 (E W))

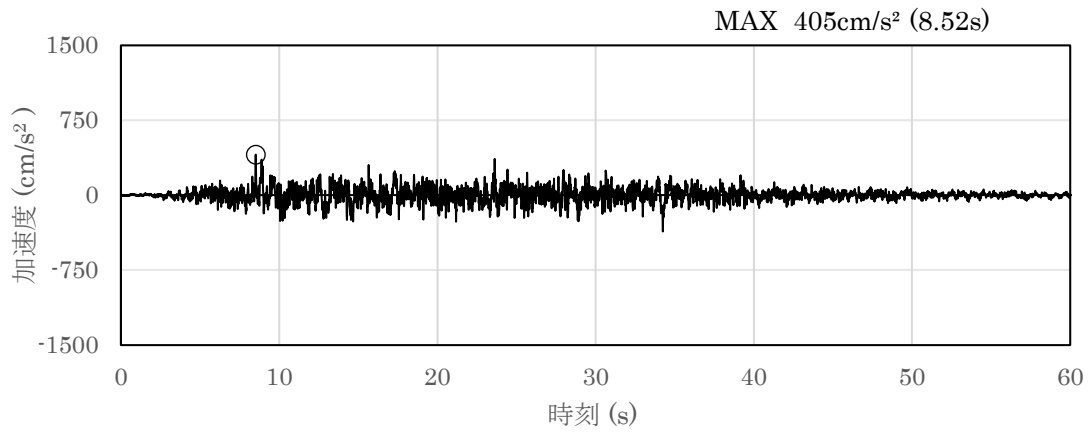


(a) 加速度時刻歴波形

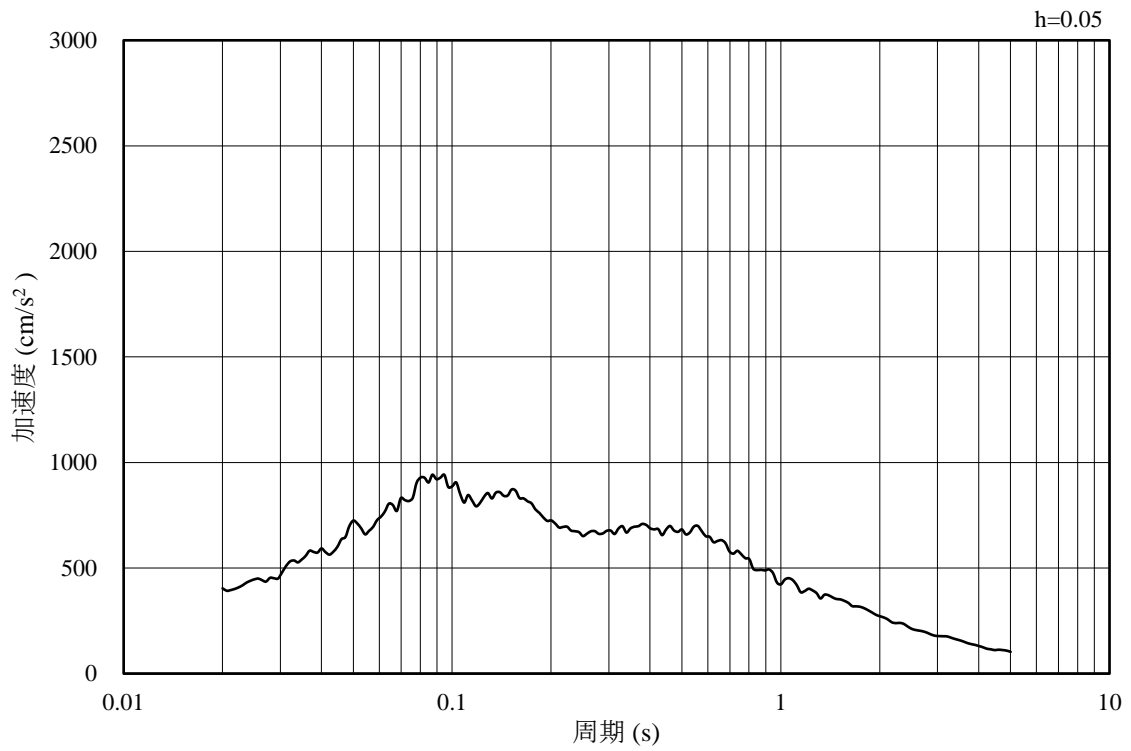


(b) 加速度応答スペクトル

図 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-N2 (EW))

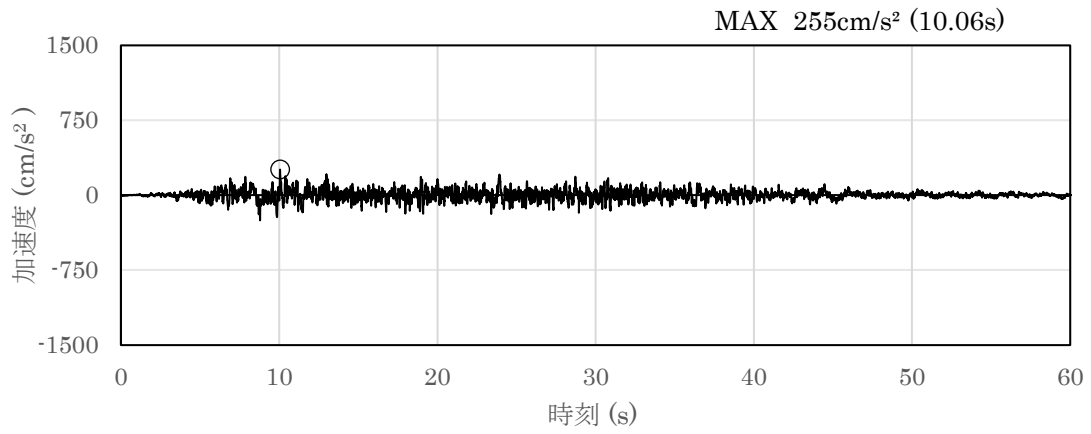


(a) 加速度時刻歴波形

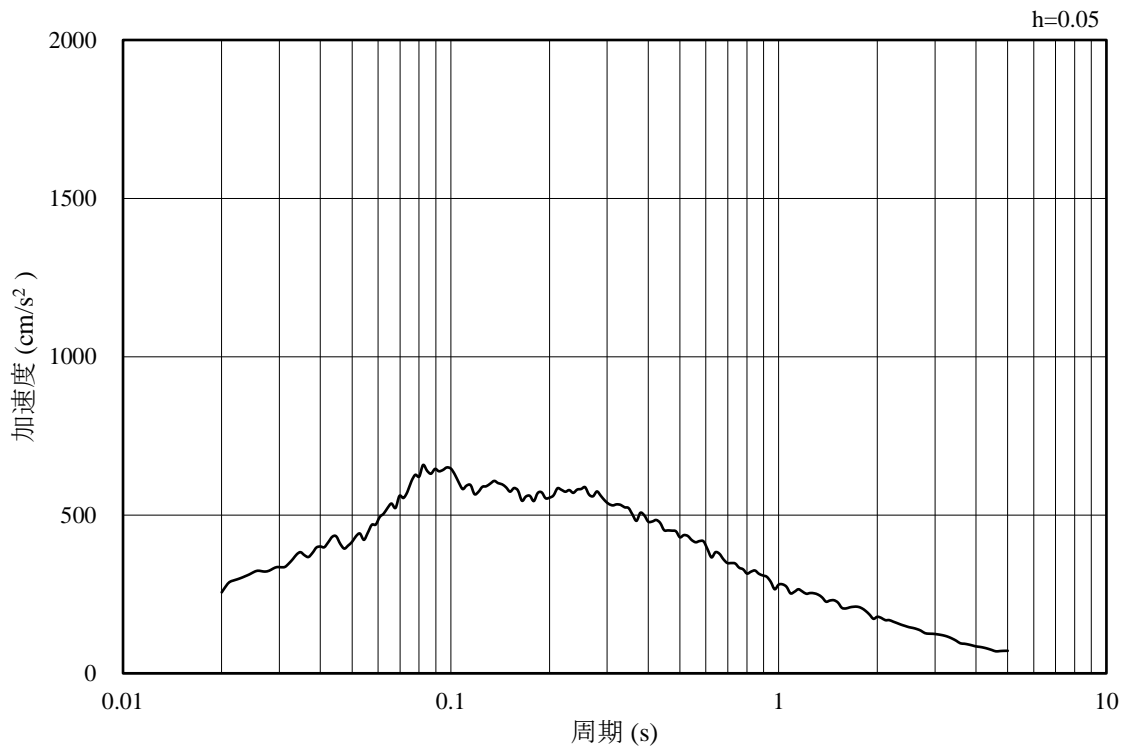


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - d)

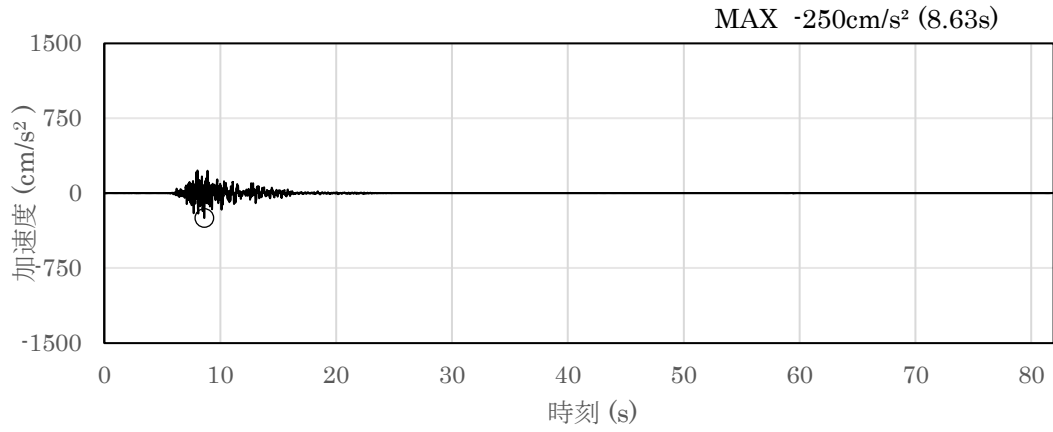


(a) 加速度時刻歴波形

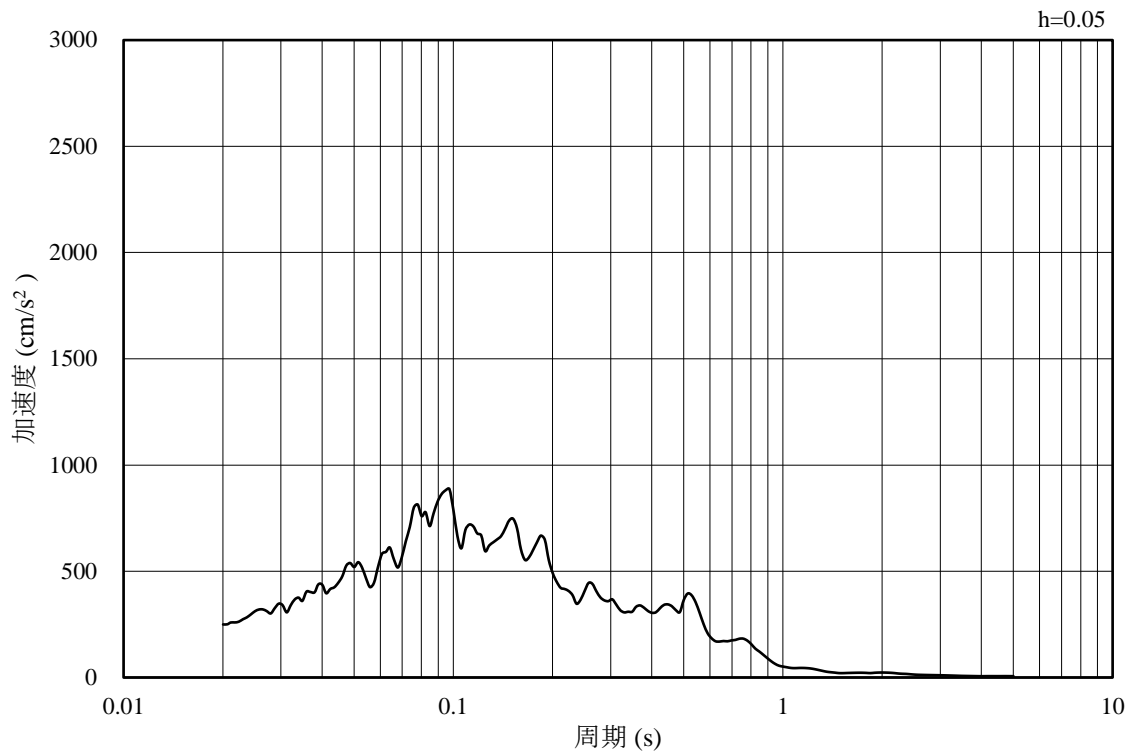


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - d)

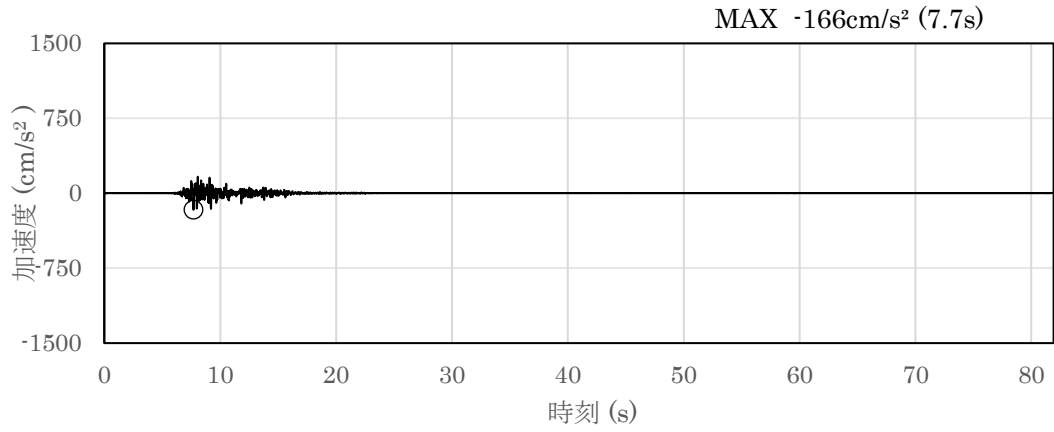


(a) 加速度時刻歴波形

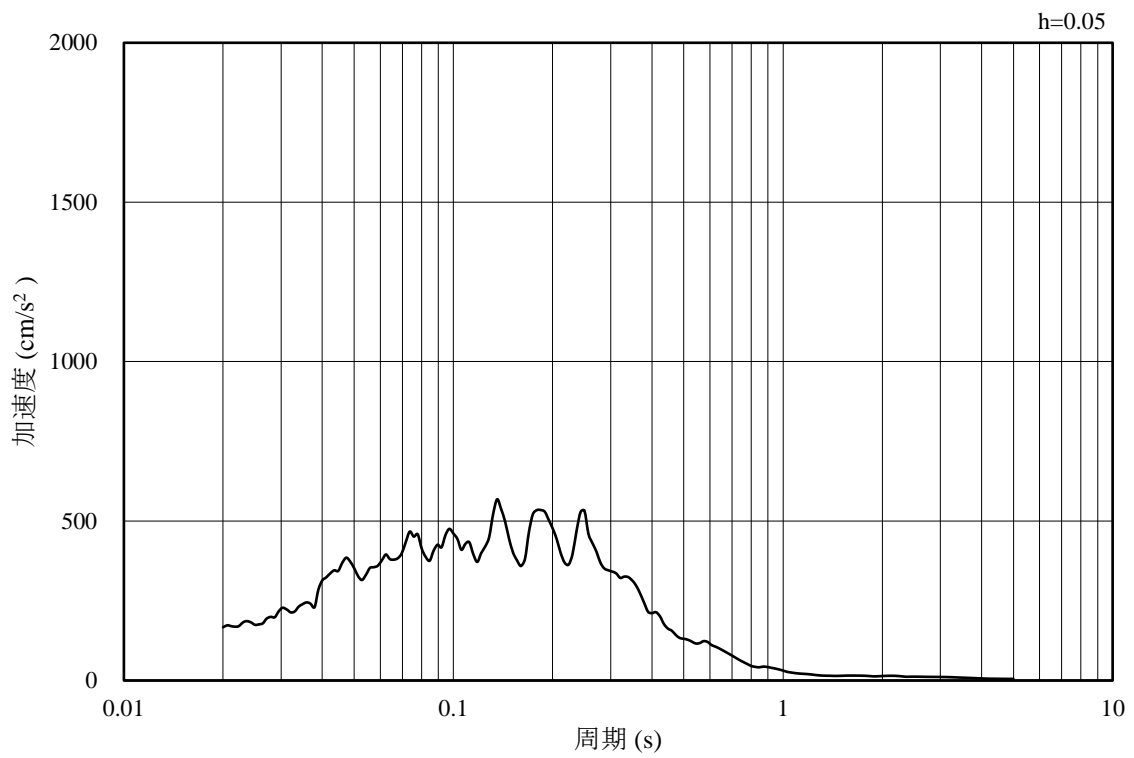


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1)

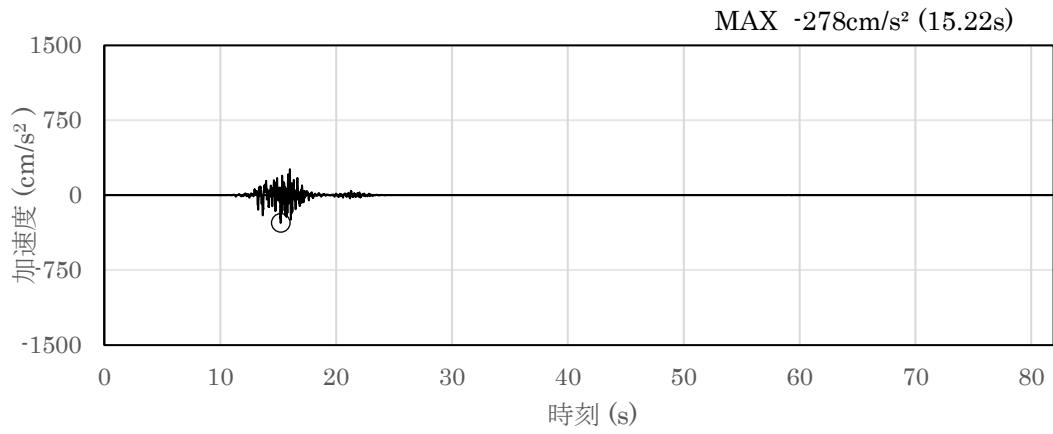


(a) 加速度時刻歴波形

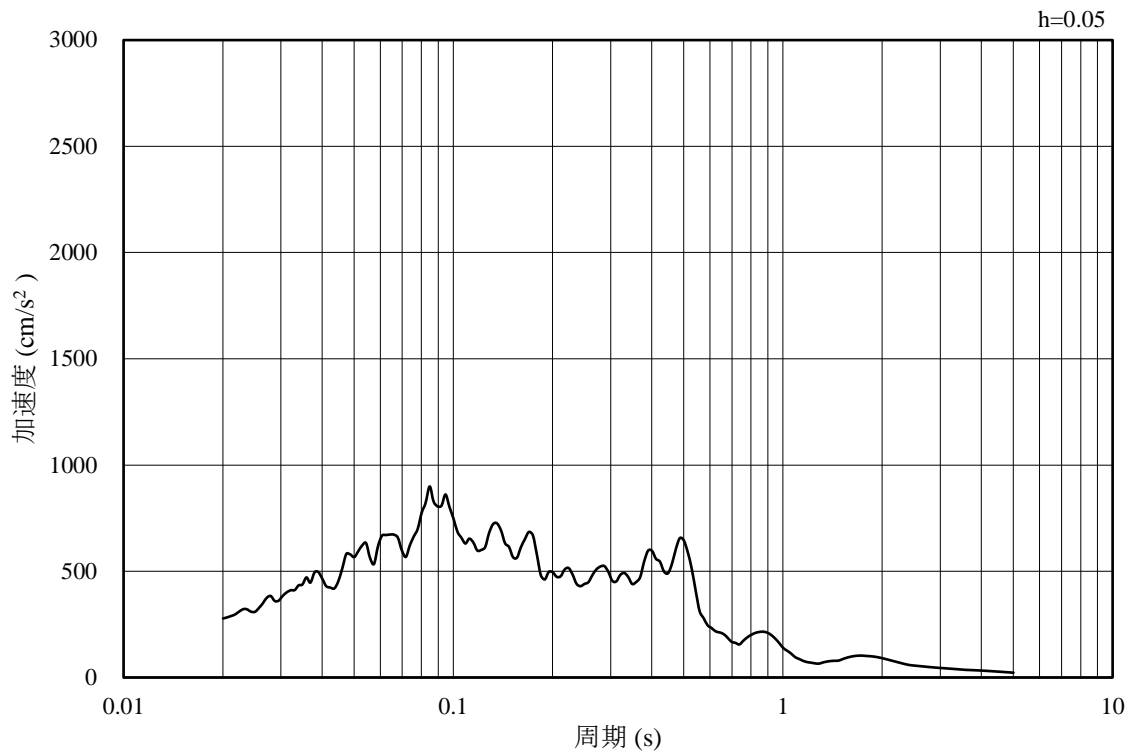


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1)

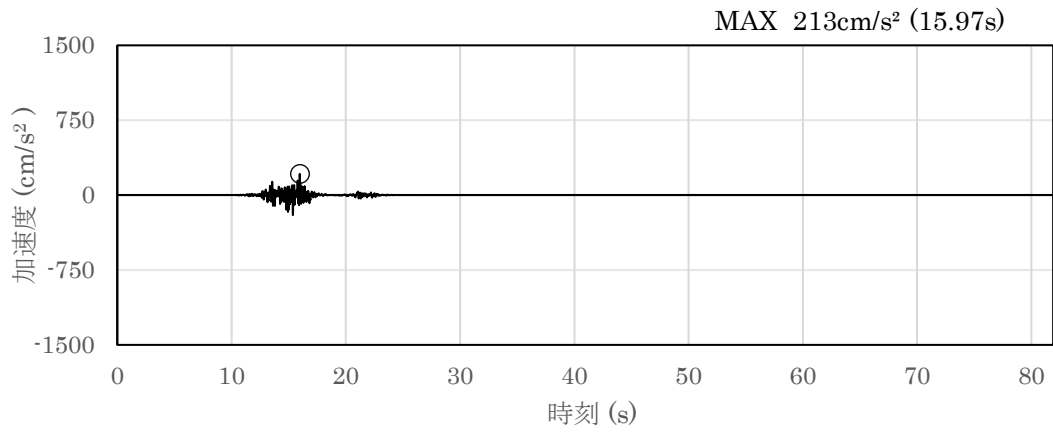


(a) 加速度時刻歴波形

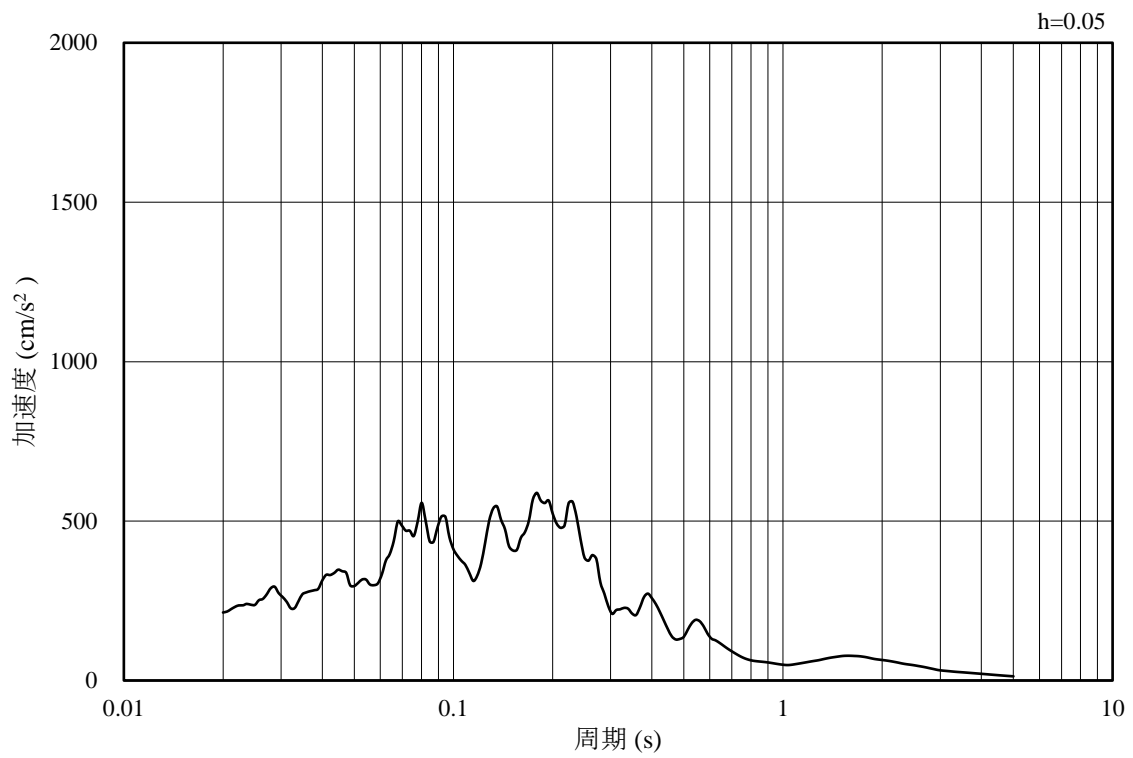


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 2)

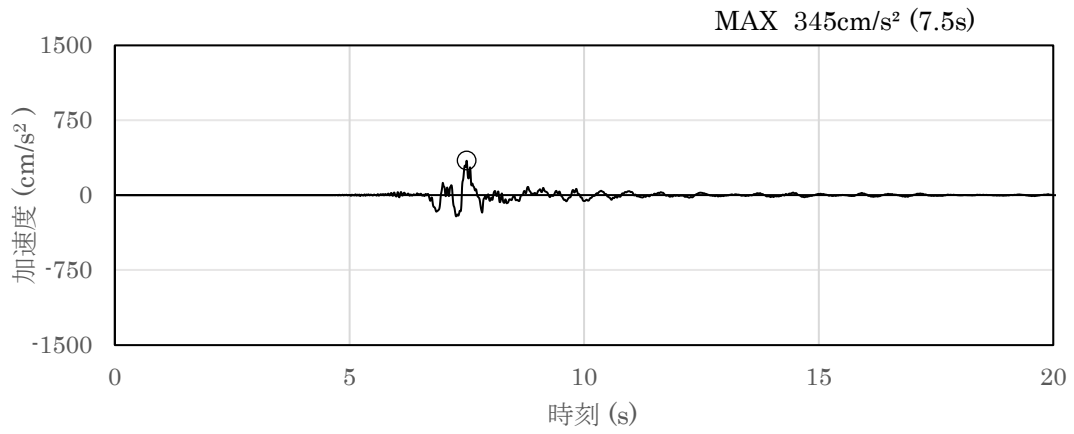


(a) 加速度時刻歴波形

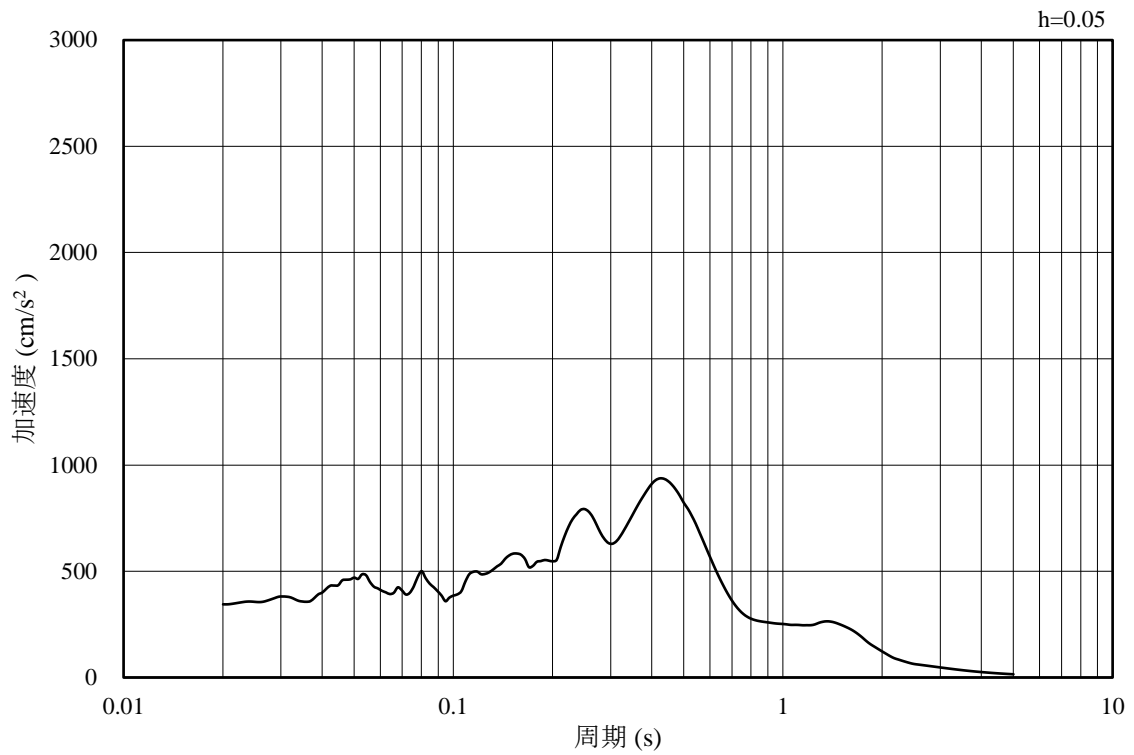


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 2)

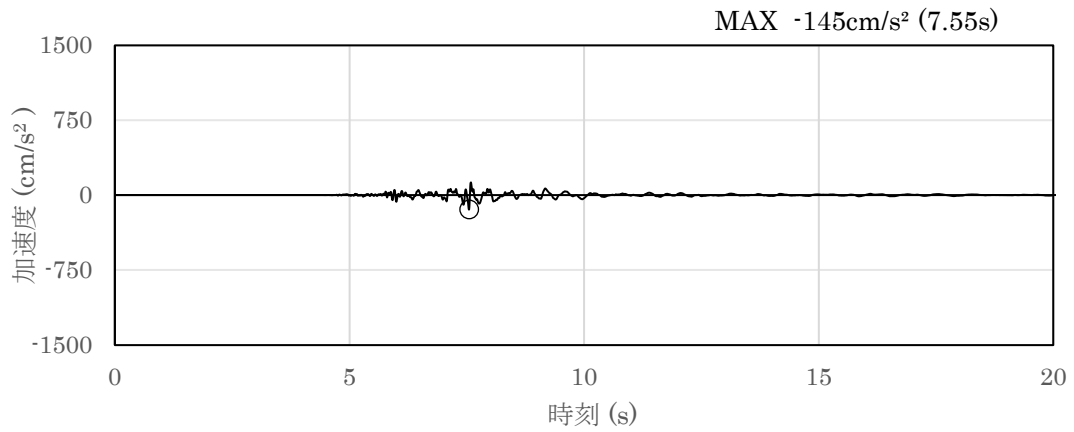


(a) 加速度時刻歴波形

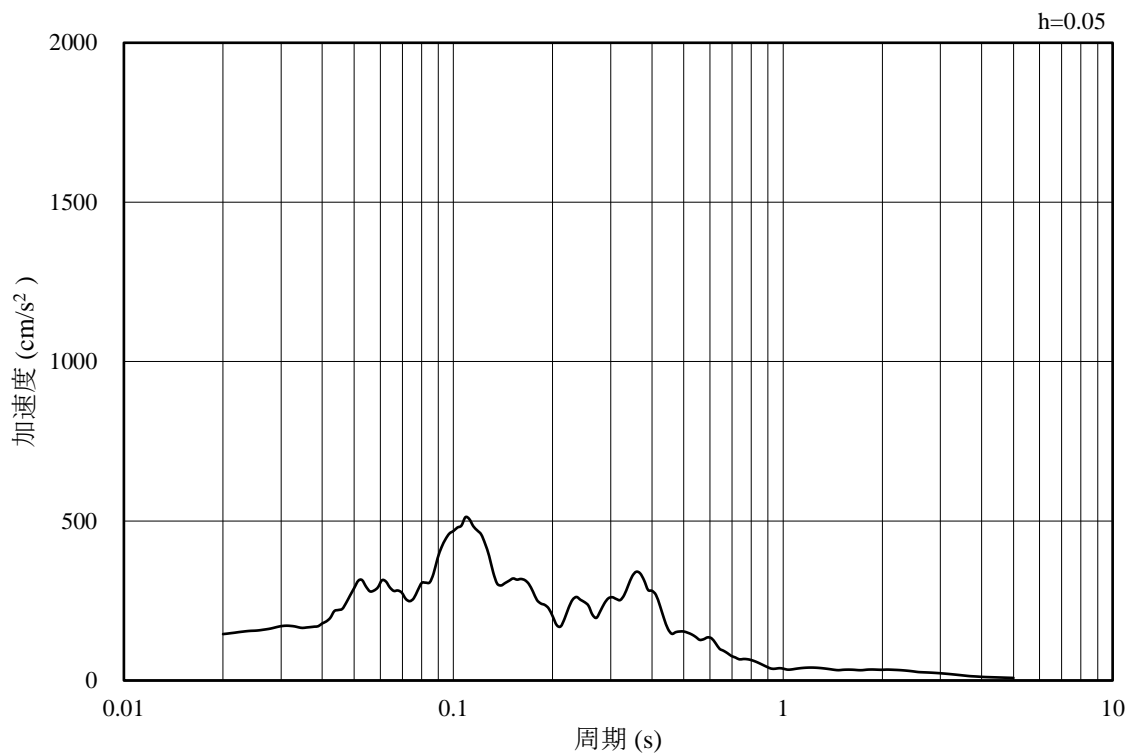


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - N 1)

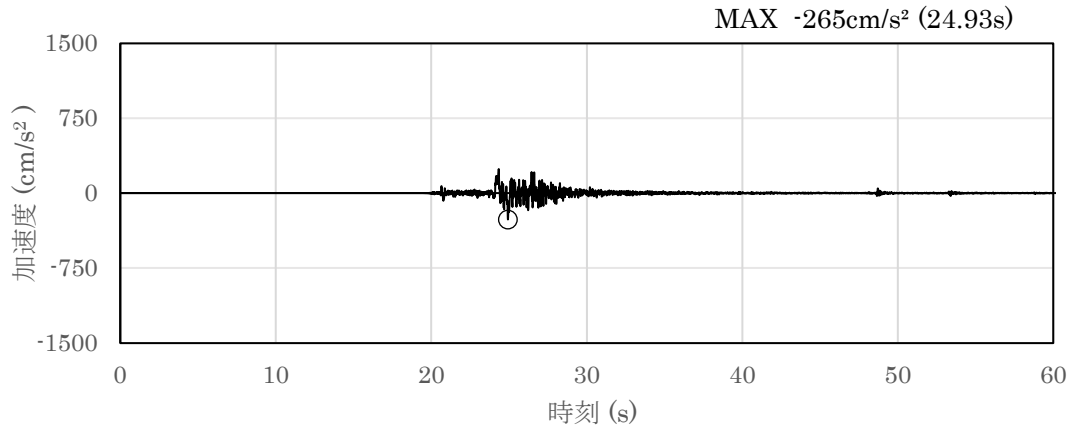


(a) 加速度時刻歴波形

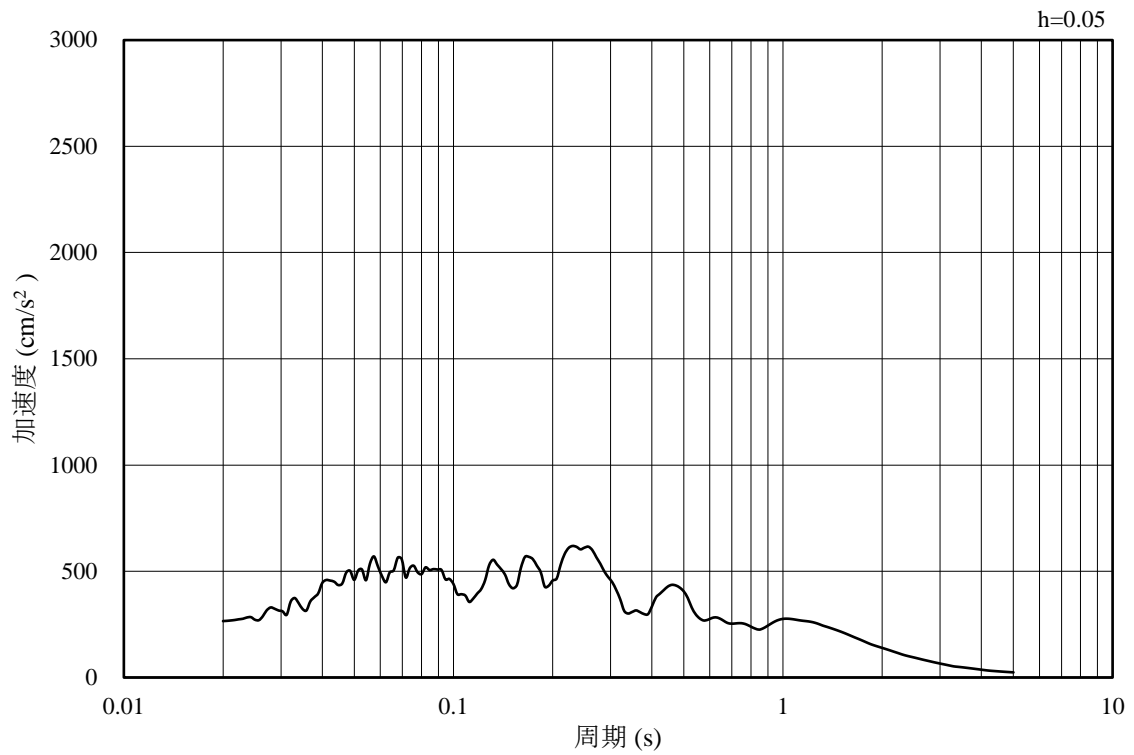


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - N 1)

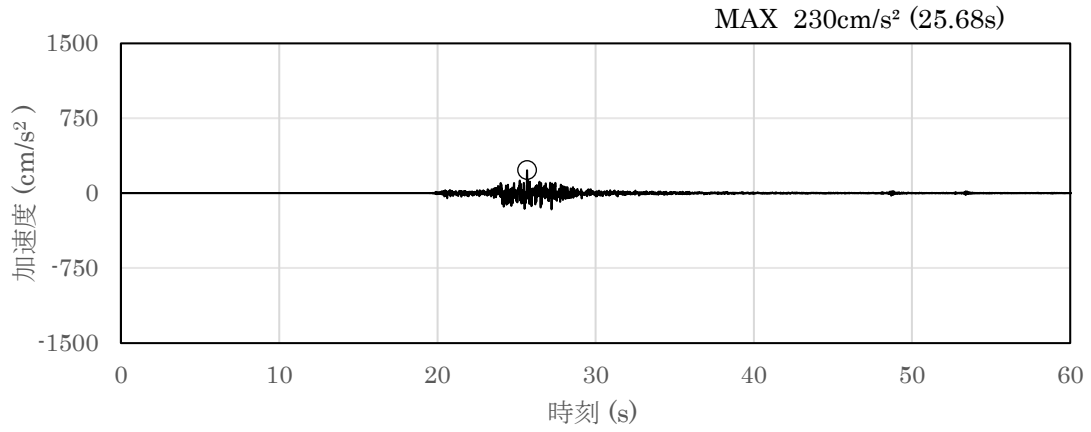


(a) 加速度時刻歴波形

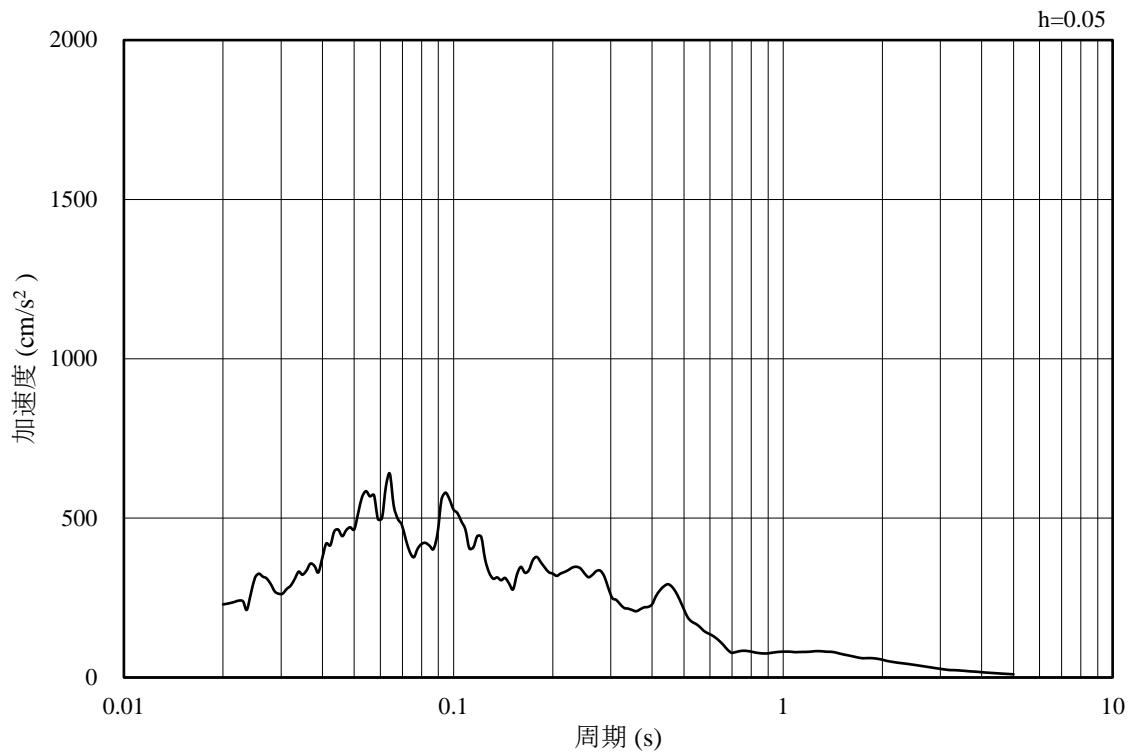


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-26 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 d - N 2 (N S))

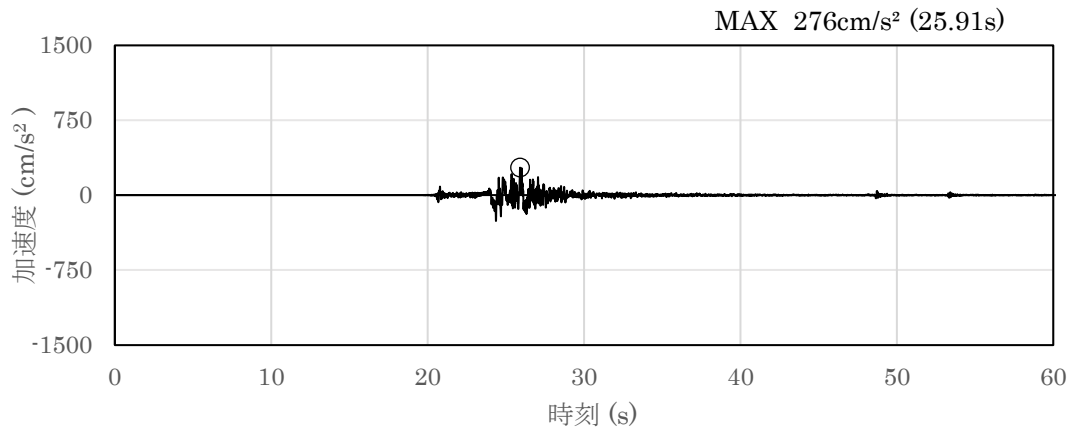


(a) 加速度時刻歴波形

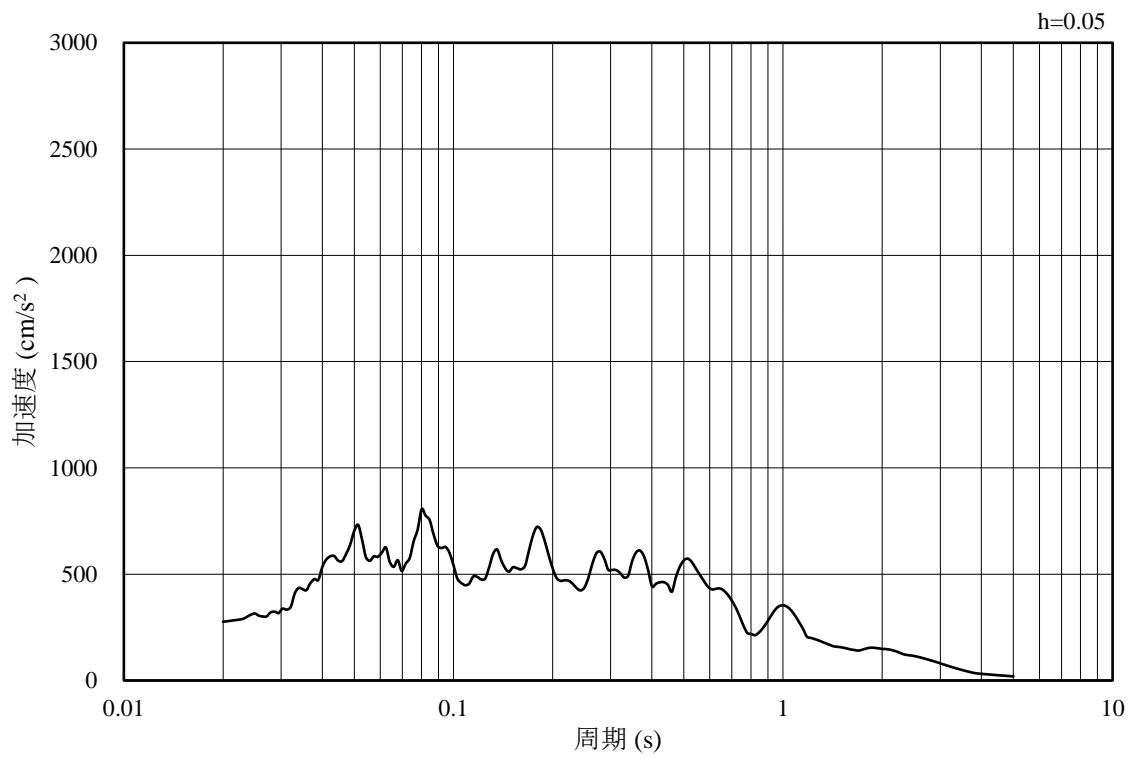


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-27 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 d - N 2 (N S))

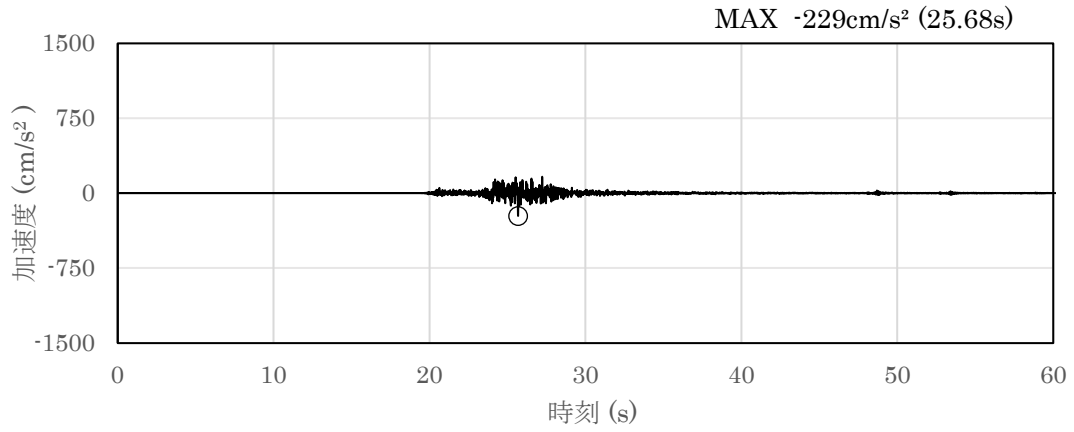


(a) 加速度時刻歴波形

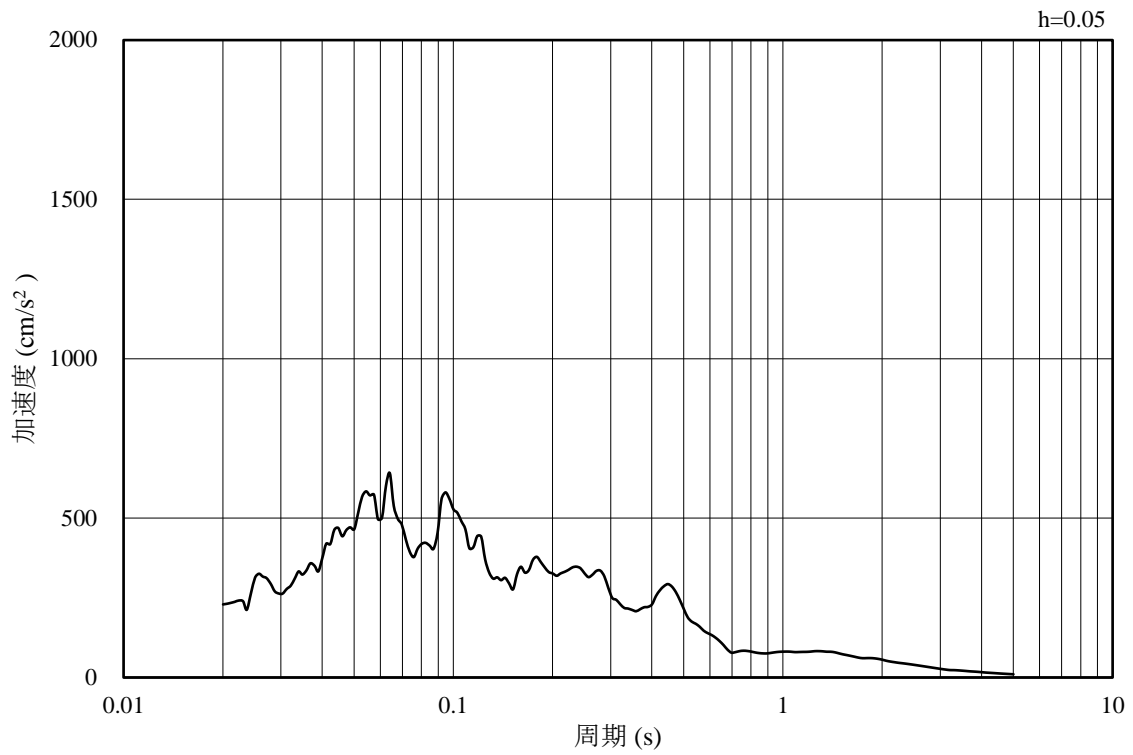


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-28 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 d - N 2 (E W))

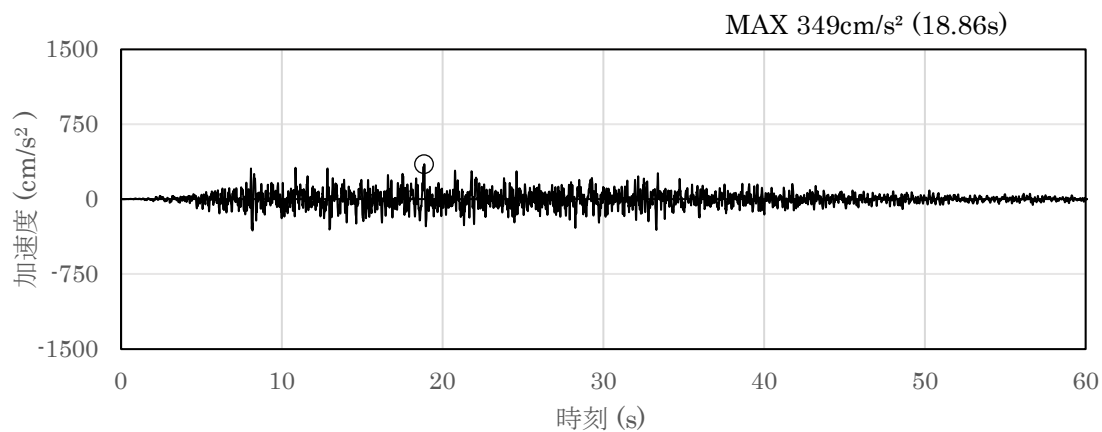


(a) 加速度時刻歴波形

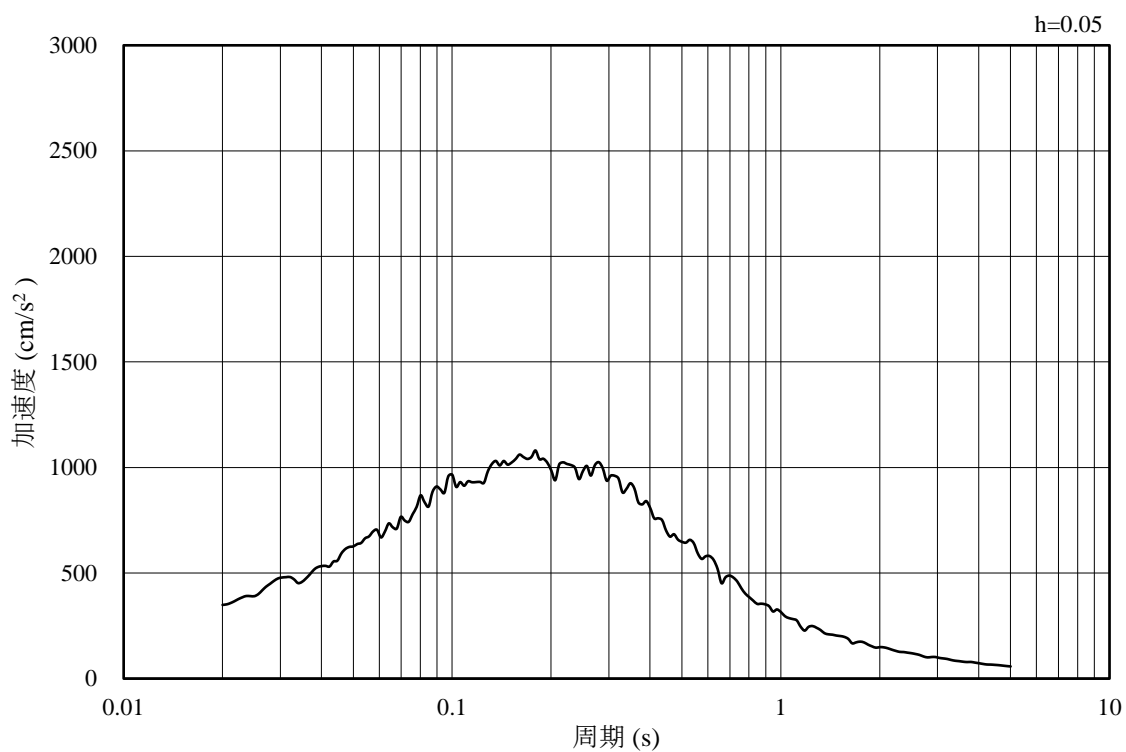


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-29 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 d - N 2 (E W))

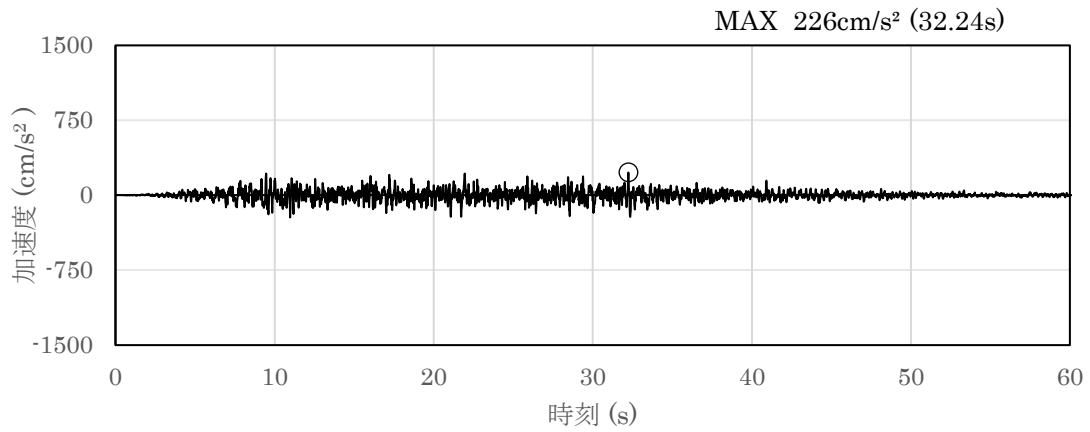


(a) 加速度時刻歴波形

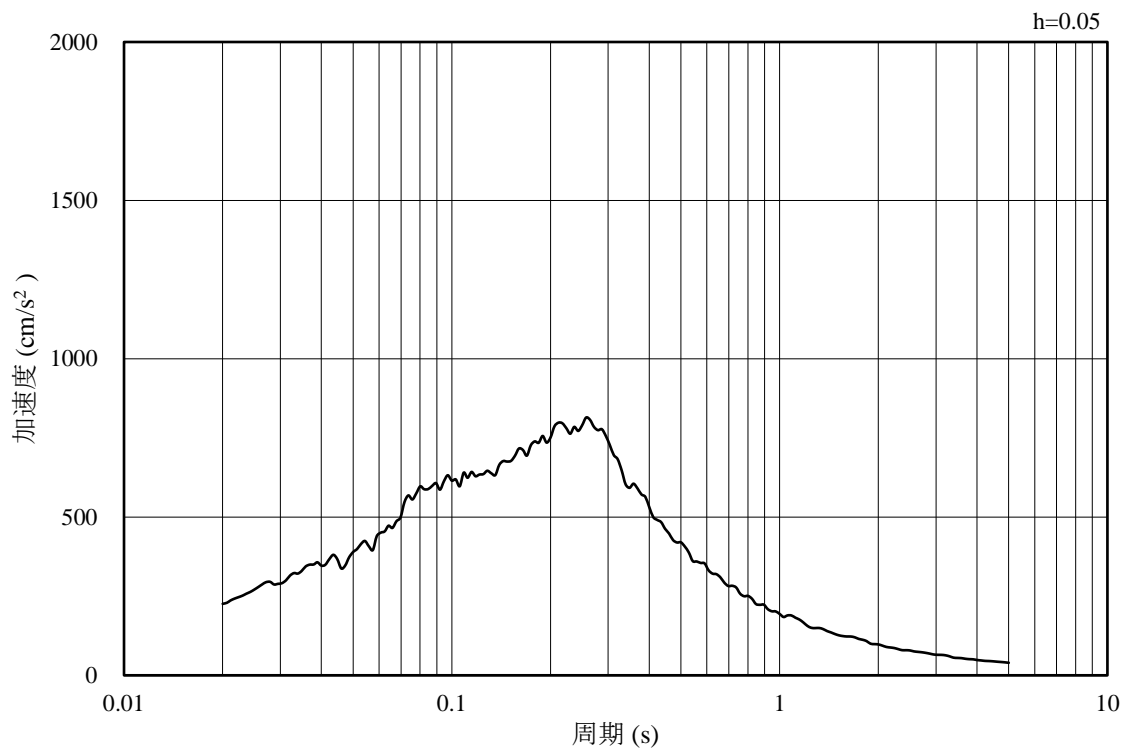


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-30 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
(水平成分 : S d - 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-31 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
(鉛直成分 : S d - 1)

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

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%）又は、限界層間変形角（1/100）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%及び層間変形角 1/100 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、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、全応力解析では、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。有効応力解析では、鉄筋の降伏を許容限界として降伏曲げモーメントとする。

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及び層間変形角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) * ¹
		コンクリート : 2000 μ * ² 主鉄筋 (SD345) : 1725 μ * ²
	限界層間変形角	1/100 * ³
	曲げモーメント	降伏曲げモーメント * ⁴

注記 *1 : $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

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)
- ϵ_d : 照査用ひずみ ($\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$)
- γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
- ϵ : 圧縮縁の発生ひずみ

*2 : $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで、

- γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
- ϵ_R : 限界ひずみ (圧縮ひずみ 2000 μ , 主筋ひずみ 1750 μ)
- ϵ_d : 照査用ひずみ ($\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$)
- γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
- ϵ : 圧縮縁の発生ひずみ

*3 : $\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$

ここで、

- γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
- R_u : 限界層間変形角 (=1/100)
- R_d : 照査用層間変形角 ($R_d = \gamma_a \cdot R$)
- γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
- R : 発生層間変形角

$$*4: \gamma_i \frac{M_d}{M_y} < 1.0$$

ここで,

- γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
- M_y : 鉄筋降伏に相当する曲げモーメント
- M_d : 照査用ひずみ ($M_d = \gamma_a \cdot M$)
- γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.0$)
- M : 発生層間変形角

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

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，線形被害則による照査を実施する。

(1) せん断耐力式によるせん断耐力

a. 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 $\beta_p = 1.5$

$$\beta_n = 1 + 2 M_o / M_{u d} \quad (N'_d \geq 0)$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$$= 1 + 4 M_o / M_{u d} \quad (N'_d < 0)$$

$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ 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

b. Ccb 工法によりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

CCb 工法を配置した構造部材のせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強筋「セラミックキャップバー（CCb）一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という。）に示されている以下の設計式により求める。

$$\begin{aligned}
 V_{p y d} &= V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \\
 V_{C C b d} &= \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\
 &= \beta_{a w} \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \\
 \beta_{a w} &= \eta = 1 - \frac{l_y}{2 S_{r b}}
 \end{aligned}$$

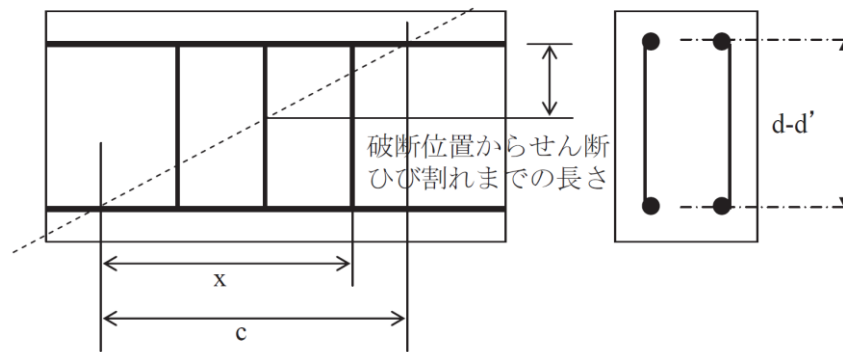
ただし、 $l_y - d' \leq 0$ となる場合は $l_y - d' = 0$ とする。

ここで、

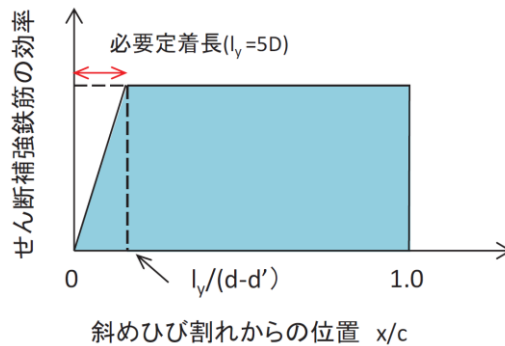
- $V_{c d}$: せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力
- $V_{s d}$: 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力
- $V_{C C b d}$: Ccb により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力
- $V_{a w d}$: Ccb を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力
- $\beta_{a w}$: Ccb のせん断耐力の向上への有効性を示す係数
- $A_{a w}$: 単位長さあたりの区間 $S_{a w}$ における Ccb の総断面積
- $f_{a w y d}$: Ccb の設計降伏強度で 400N/mm^2 以下とする。
- $\alpha_{a w}$: Ccb が部材軸となす角度
- $S_{a w}$: Ccb 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一般に $d/1.15$ としてよい。
- γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）
- l_y : Ccb の先端型定着体の定着長（5D としてよい）
- $S_{r b}$: 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔
- d : 補強対象部材の圧縮縁鉄筋と引張鉄筋の間隔
- d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

CCb が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下することから、CCb が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乘じるにより考慮されている。図 4-32 に有効率算定における概念図を示す。

なお、設計上の保守的な配慮として、CCb 工法によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主鉄筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値は 0.80 程度とする。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 4-32 CCb 工法の有効率算定の概念図

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 4-2 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 4-2 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	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	γ_{ms}	1.0	1.0	—
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		γ_a	γ_a	—	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 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$ とされている。

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角

γ_{b2} 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、

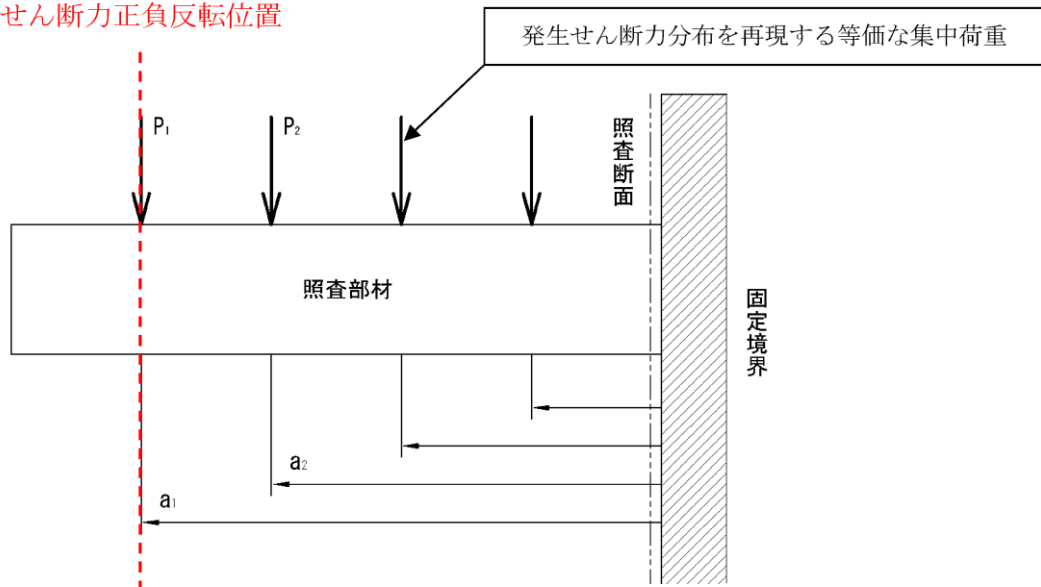
$\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

(2) 線形被害則による照査方法

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界」に示したせん断耐力式による照査において照査用せん断力がせん断耐力を上回る場合、分布荷重下にある部材のせん断耐力照査を合理的に行う手法として、土木学会マニュアル 2005 に基づき、線形被害則による照査を行う。照査手順を以下に記載し、線形被害則による照査方法を図 4-33 に示す。また、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）における線形被害則を適用した部材における照査結果を参考資料 3 に示す。

- ①ある照査対象時刻の地震応答解析結果より、着目する部材の発生せん断力が正負反転する節点までを照査対象範囲として設定し、発生せん断力分布を再現する等価な集中荷重を算定する。
- ②各集中荷重の作用位置に基づいて、せん断スパンを設定し、せん断スパン比から算定式を選定する。
- ③照査断面を設定し、各集中荷重に対する照査断面のせん断耐力を算定する。
- ④各集中荷重とせん断耐力の比（＝被害度）の総和をとり、構造物係数 γ_i を乗じた値が評価基準値 1.0 以下になることを確認する。

せん断力正負反転位置



$$\gamma_i \cdot \left(\frac{P_1 \cdot \gamma_a}{V_1} + \frac{P_2 \cdot \gamma_a}{V_2} + \dots \right) \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

V_1 : 検査断面における P_1 に対するせん断耐力

V_2 : 検査断面における P_2 に対するせん断耐力

⋮

V_n : 検査断面における P_n に対するせん断耐力

図 4-33 線形被害則による検査方法

- a. 発生せん断力分布を再現する等価な集中荷重及びせん断スパンの算定
地震応答解析より得られた、分布荷重下にある部材に発生するせん断力分布を再現する等価な集中荷重の算定方法を図 4-34 に、土木学会マニュアル 2005 におけるせん断スパン比の取り方を図 4-35 に示す。

等価な集中荷重は、隣り合う要素に発生するせん断力の差であり、当該要素間の節点位置に作用させる。また、せん断スパンは、各集中荷重の作用位置と支承前面間の距離とする。なお、土木学会マニュアル 2005 では、せん断スパン比にハンチを考慮することができるが、ハンチは考慮しないものとする。

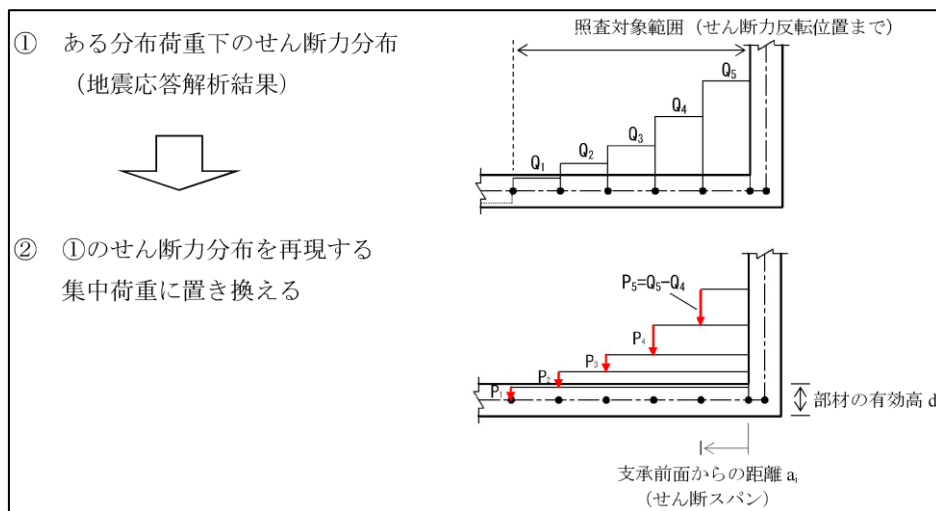


図 4-34 集中荷重の算定方法

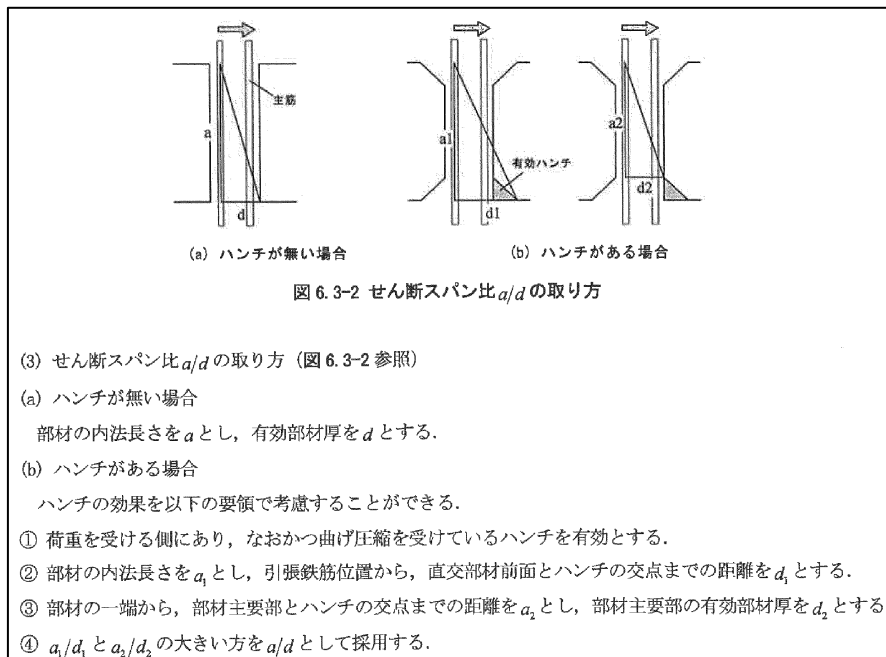


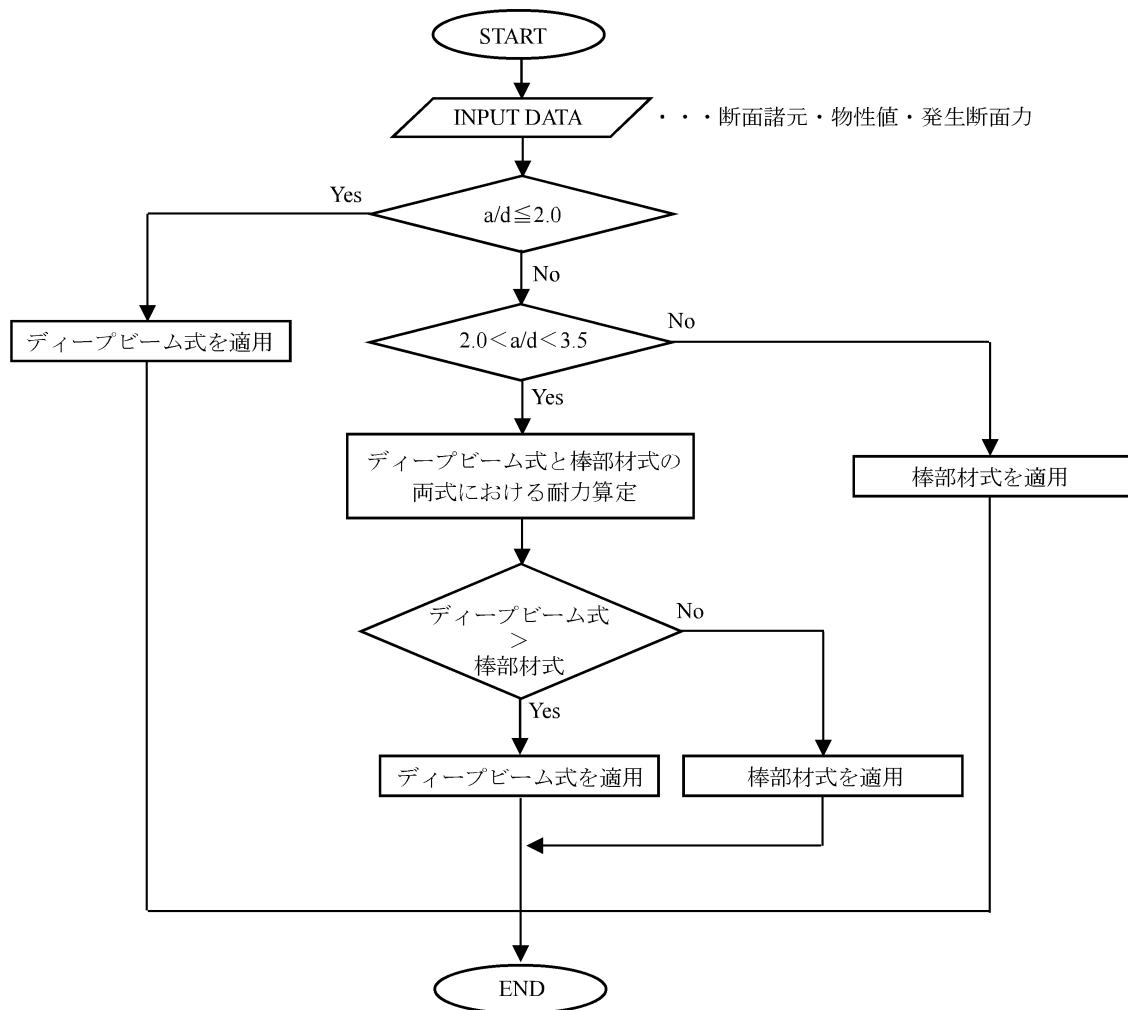
図 4-35 せん断スパン比の取り方

b. 照査断面の設定

照査断面は，せん断耐力式における照査値が最大となる断面とする。また，照査断面よりも支点寄りにある作用点の影響は考慮しない。

c. 各集中荷重に対するせん断耐力の算定

棒部材式及びディープビーム式の適用フローを図 4-36 に，棒部材式とディープビーム式の適用区分を図 4-37 に，ディープビーム式の概要を図 4-38 示す。



せん断スパン比 (a/d) の一般的な判定目安 (土木学会マニュアル 2005 より)

$0 < a/d \leq 2.0$ ディープビーム式によるせん断耐力を採用

$2.0 < a/d < 3.5$ ディープビーム式 or 棒部材式の耐力が大きい方を採用 (遷移領域)

$3.5 \leq a/d$ 棒部材式によるせん断耐力を採用

図 4-36 棒部材式及びディープビーム式の適用フロー

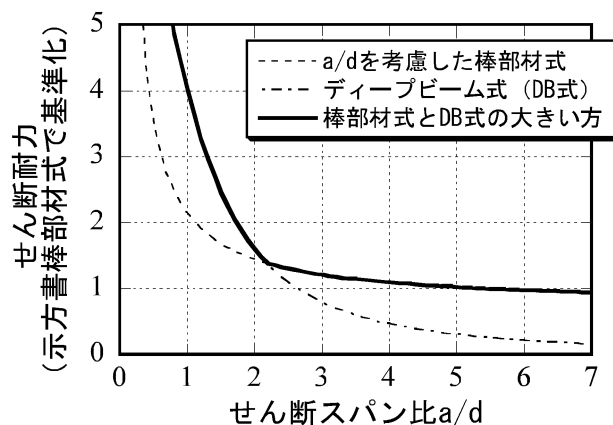


図 4-37 棒部材式とディープビーム式の適用区分

b. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (6.3-6)$$

ここに、 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (6.3-7)$$

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

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

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

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

γ_{bc} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \quad (6.3-8)$$

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

V_{sd} : (6.3-5)式による

p_{wb} : せん断補強鉄筋比[%]

図 4-38 ディープビーム式の概要

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4-3に示す。

表4-3 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及び置換コンクリート

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4-4に示す。

表4-4 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} = 15.6
	B-B断面	
	C-C断面	
		f' _a = 15.6

b. 健全性に対する許容限界

MMR及び置換コンクリート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4-5～表4-7に示すせん断強度及び引張強度とする。

表4-5 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 $f'_{ck} = 15.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	3.12
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.43

表4-6 置換コンクリートのせん断強度及び引張強度

(A-A断面及びB-B断面)

	評価項目	算定式	許容限界
置換コンクリート $f'_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	4.80
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.91

表4-7 置換コンクリートのせん断強度及び引張強度

(C-C断面)

	評価項目	算定式	許容限界
置換コンクリート $f'_{ck} = 15.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	3.12
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.43

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」，「層間変形角時刻歴波形」，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の「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

5.1.1 解析ケースと照査値

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等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，基本ケース（A-A 断面及び B-B 断面の場合はケース①，C-C 断面の場合はケース④）を実施する。基本ケースにおいて，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，C-C 断面の場合は解析ケース⑤～⑧を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は，照査値が最も厳しくなる地震動を用いて，A-A 断面及び B-B 断面の場合は解析ケース②及び③を，C-C 断面の場合は解析ケース⑤～⑧を実施する。

なお，本資料においては保守的に CCb 工法を適用する部材の評価結果も含めて，解析ケースを選定する。

A-A 断面及び B-B 断面の解析ケース②及び③並びに C-C 断面の解析ケース⑤～⑧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並びに⑤～⑧にを実施する地震動

断面	解析ケース②及び③並びに⑤～⑧を実施する地震動	備考
A-A断面	S s - D (--)	曲げ・軸力系の破壊から選定
	S s - N 1 (++)	せん断破壊から選定
B-B断面	S s - N 1 (++)	曲げ・軸力系の破壊から選定
	S s - D (--)	せん断破壊から選定
C-C断面	S s - D (- +)	曲げ・軸力系の破壊から選定
	S s - N 1 (- +)	せん断破壊から選定

5.1.2 ひずみの時刻歴波形

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の照査時刻の時刻歴波形を図 5-1 及び図 5-2 に示す。

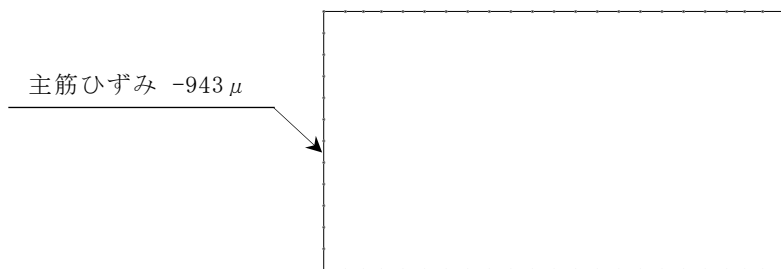
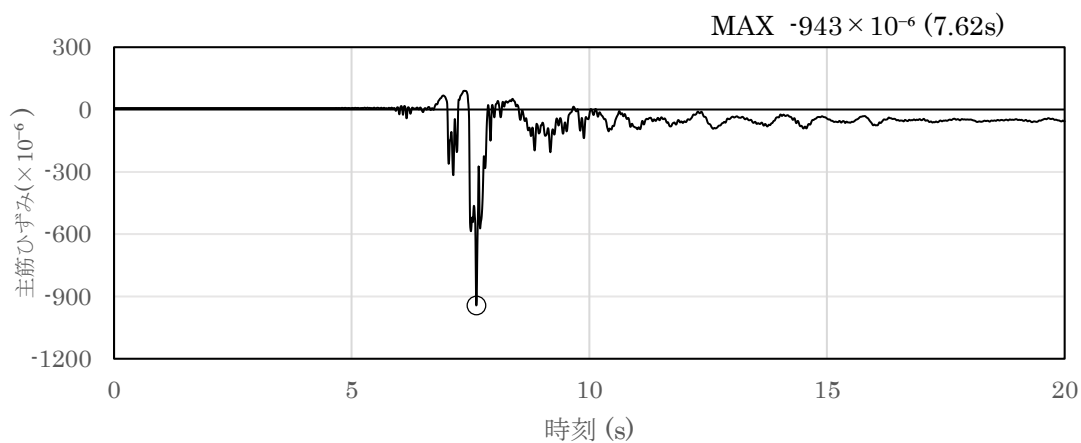


図 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
(全応力解析) (A-A断面, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

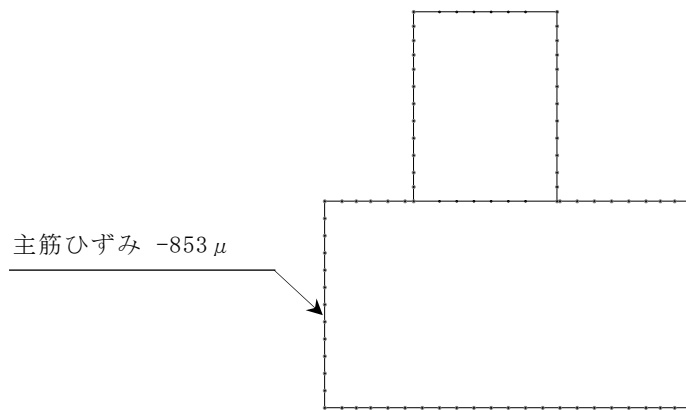
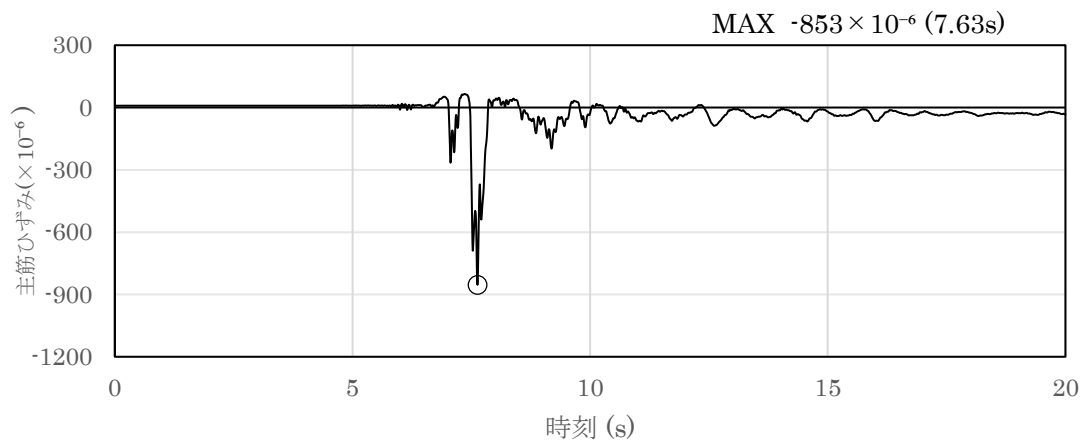
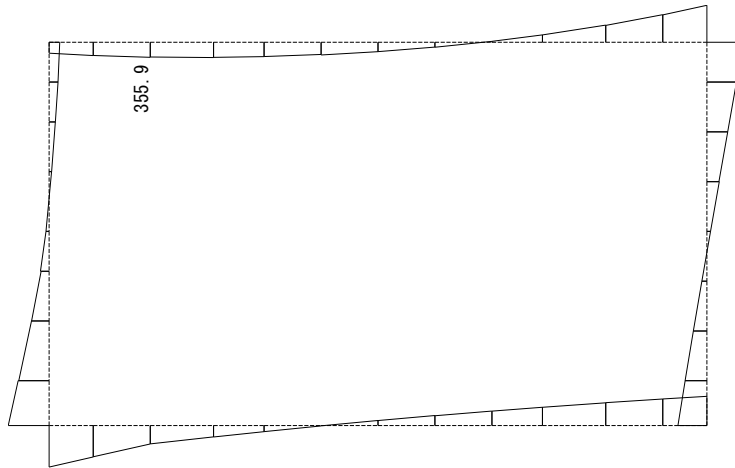


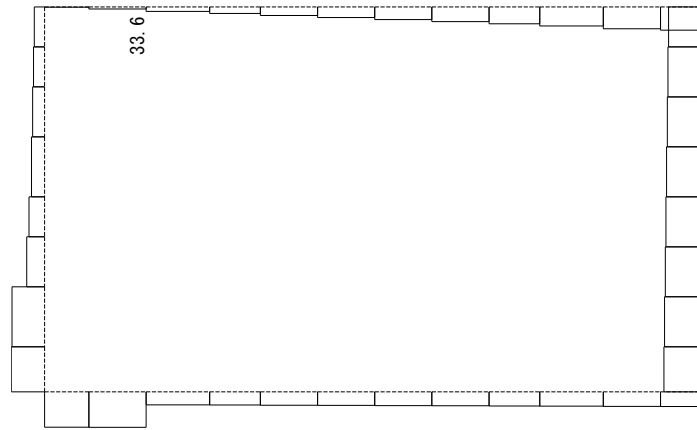
図 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
 (全応力解析) (B-B断面, 解析ケース①, S s - N 1 (++))

5.1.3 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

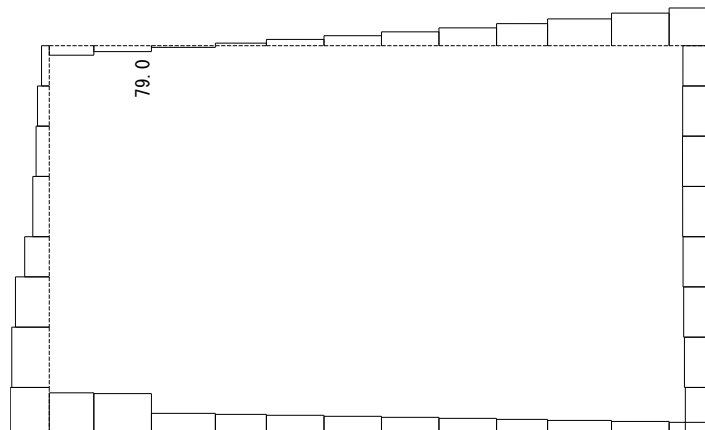
曲げ・軸力系の破壊に対する照査に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-3 に示す。



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)

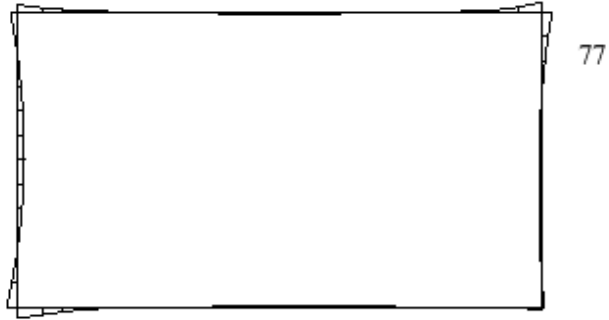


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

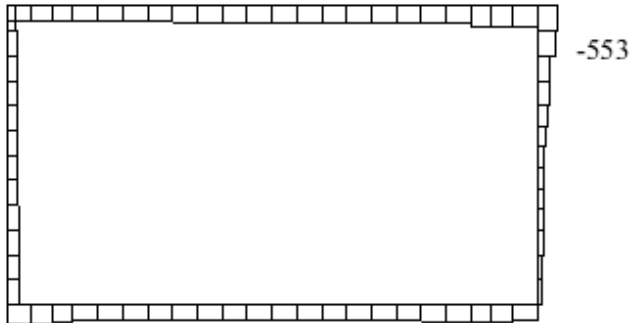
図 5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの断面力図
 (C-C断面, 解析ケース⑥, S s-D (-+))

5.1.4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

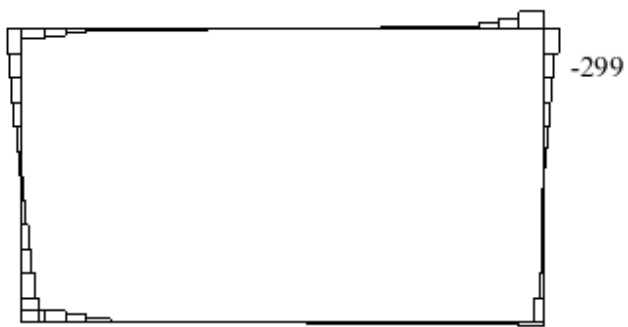
せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-4～図5-6に示す。



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

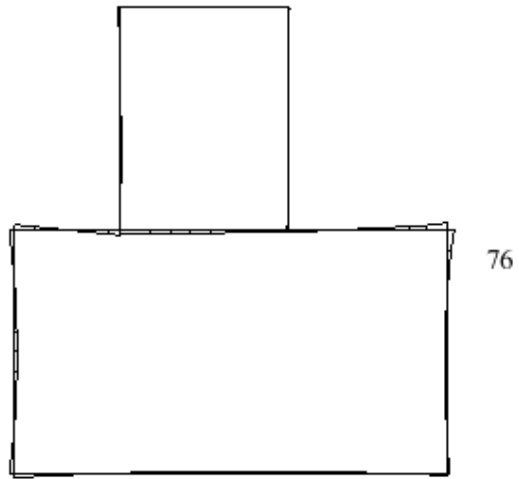


数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張, -：圧縮)

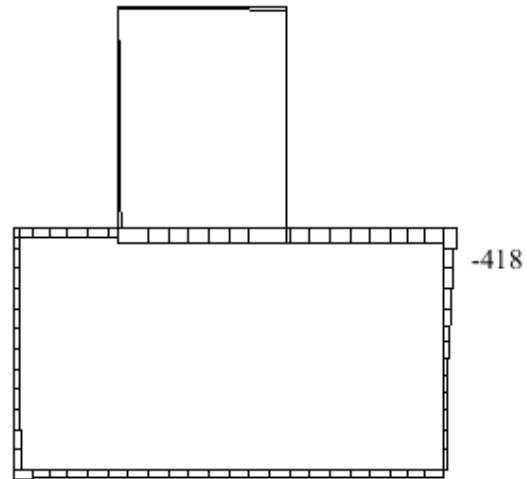


数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

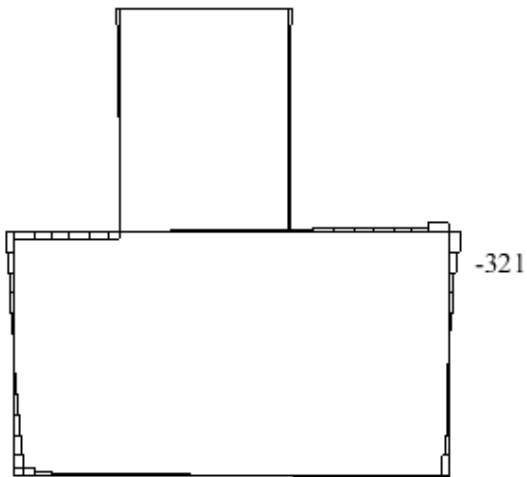
図 5-4 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (A-A断面, 解析ケース①, S_s-N1 (++))



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

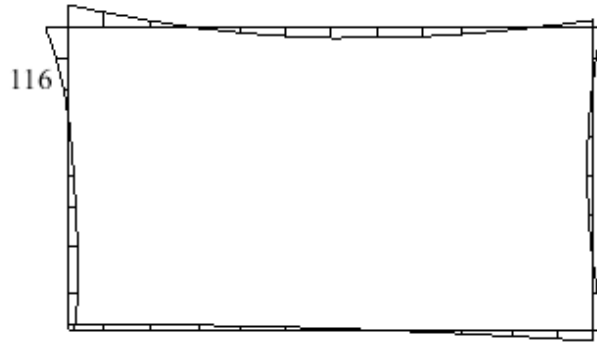


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)

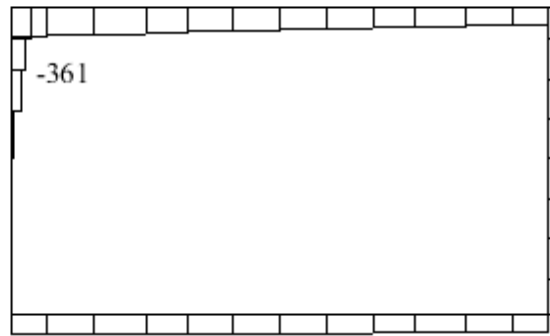


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

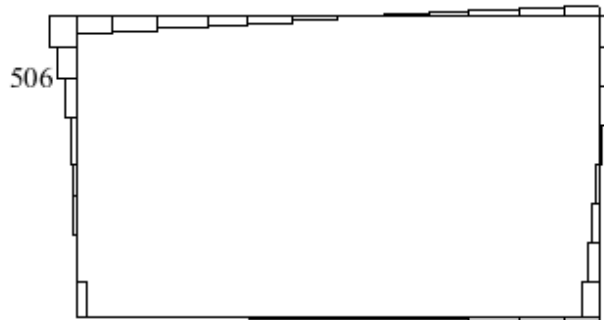
図 5-5 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (B-B断面，解析ケース①， $S_s - N_1$ (++))



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 5-6 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (C-C断面, 解析ケース④, S s-D (一一))

5.1.5 最大せん断ひずみ分布

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。

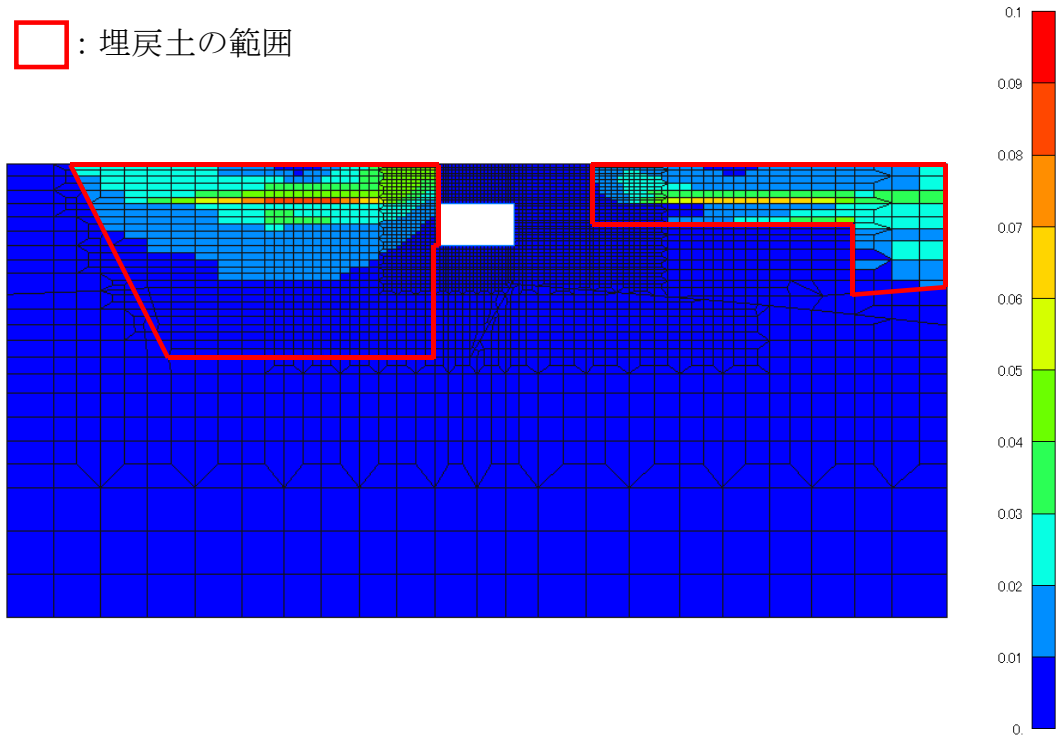
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-2 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-7～図 5-9 に示す。

C-C 断面においては、有効応力解析を実施していることから、構造物側方の埋戻土において、1%を超えるせん断ひずみが発生している。

表 5-2 最大照査値を示すケースの一覧

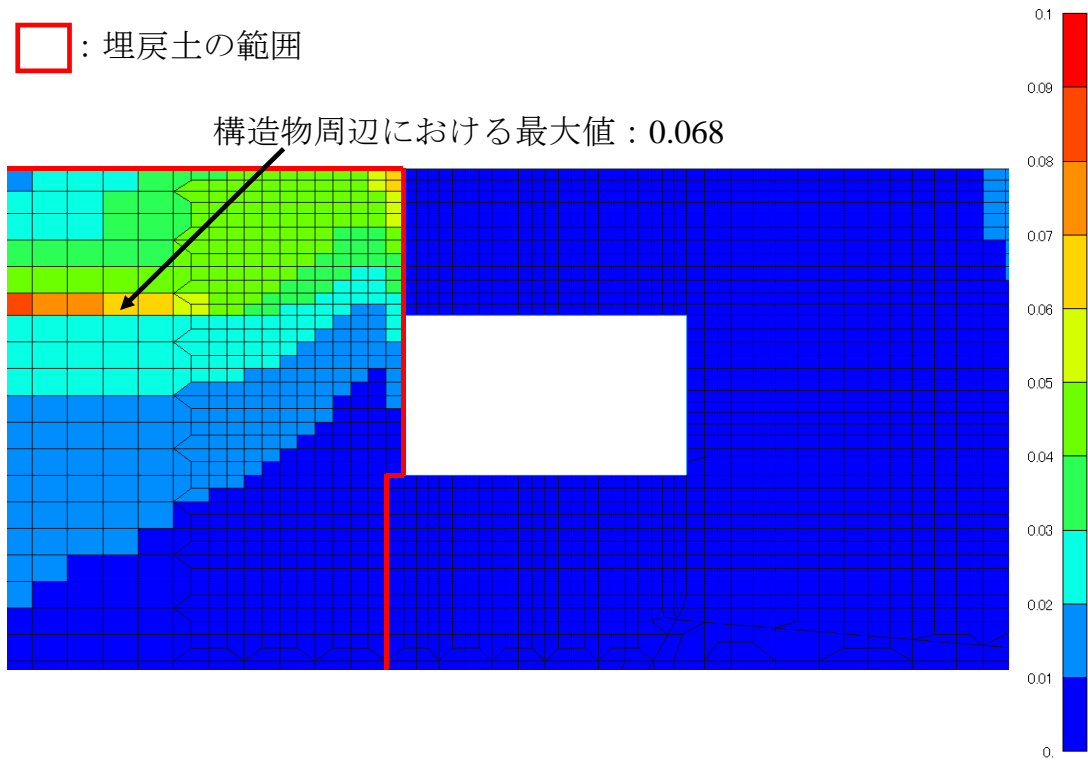
対象断面	対象ケース	照査項目
A-A 断面	解析ケース① S s - N 1 (++)	せん断照査
B-B 断面	解析ケース① S s - N 1 (++)	せん断照査
C-C 断面	解析ケース④ S s - D (--)	せん断照査

□ : 埋戻土の範囲



(全体図)

□ : 埋戻土の範囲

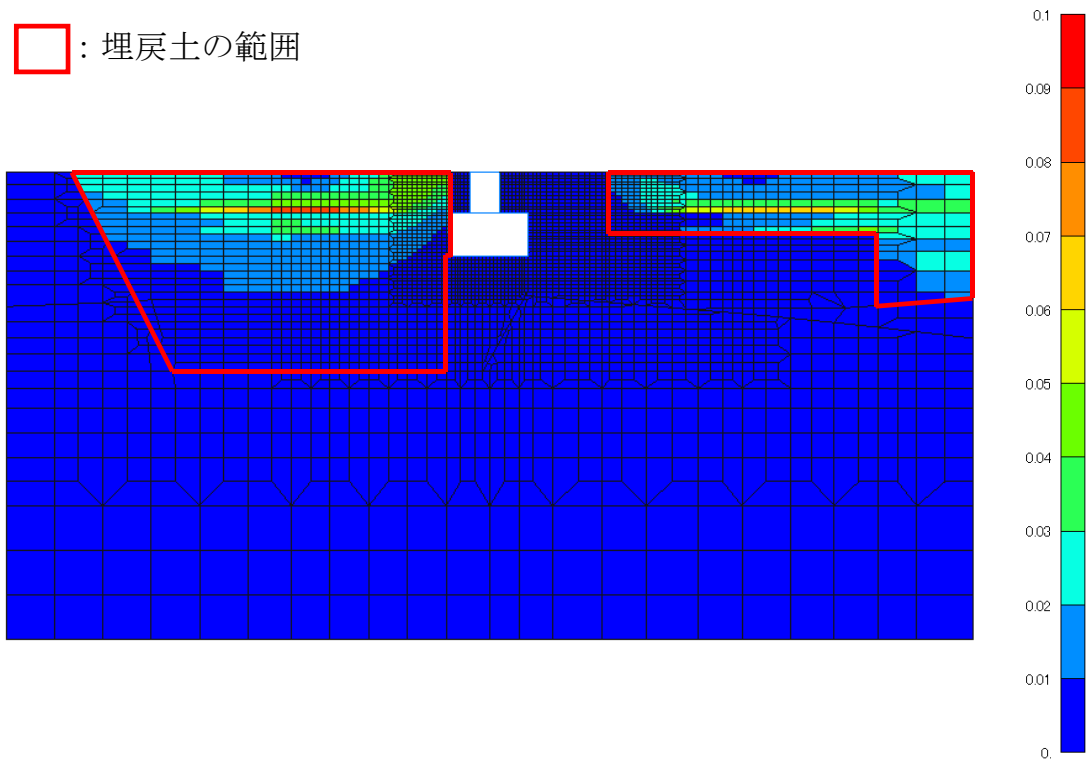


構造物周辺における最大値 : 0.068

(拡大図)

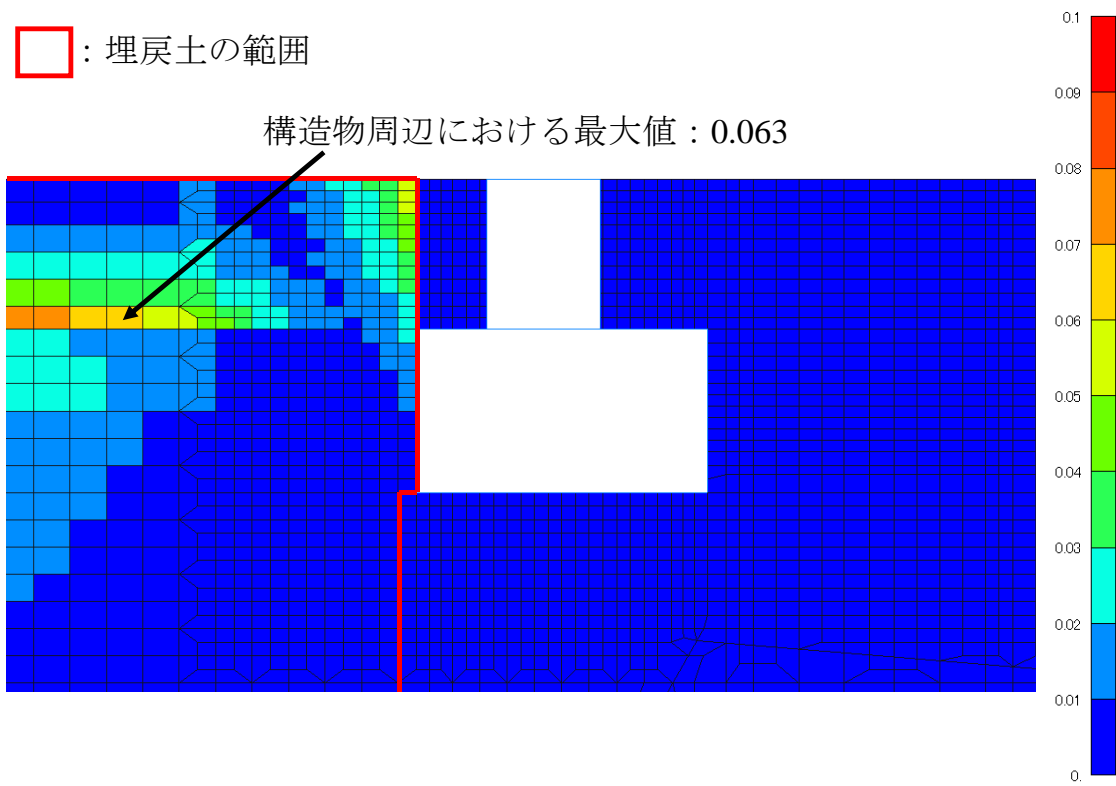
図 5-7 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面)
(解析ケース①, S_s-N1 (++))

□ : 埋戻土の範囲



(全体図)

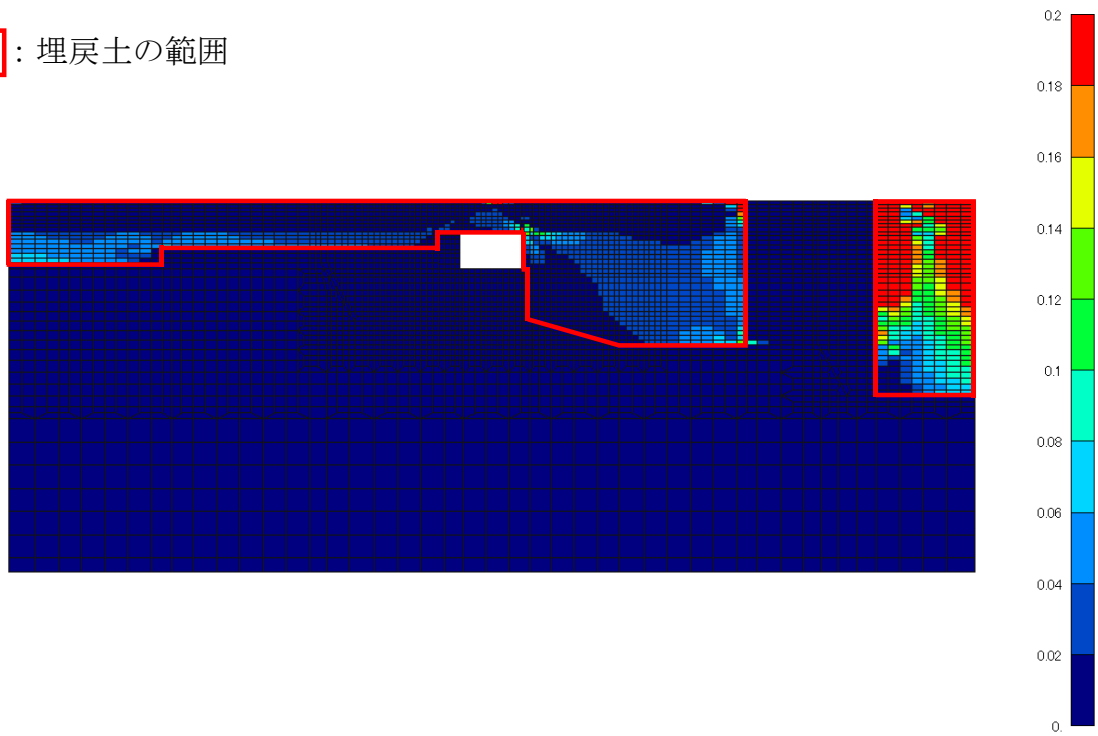
□ : 埋戻土の範囲



(拡大図)

図 5-8 最大せん断ひずみ分布図 (B-B 断面)
(解析ケース①, S s - N 1 (++))

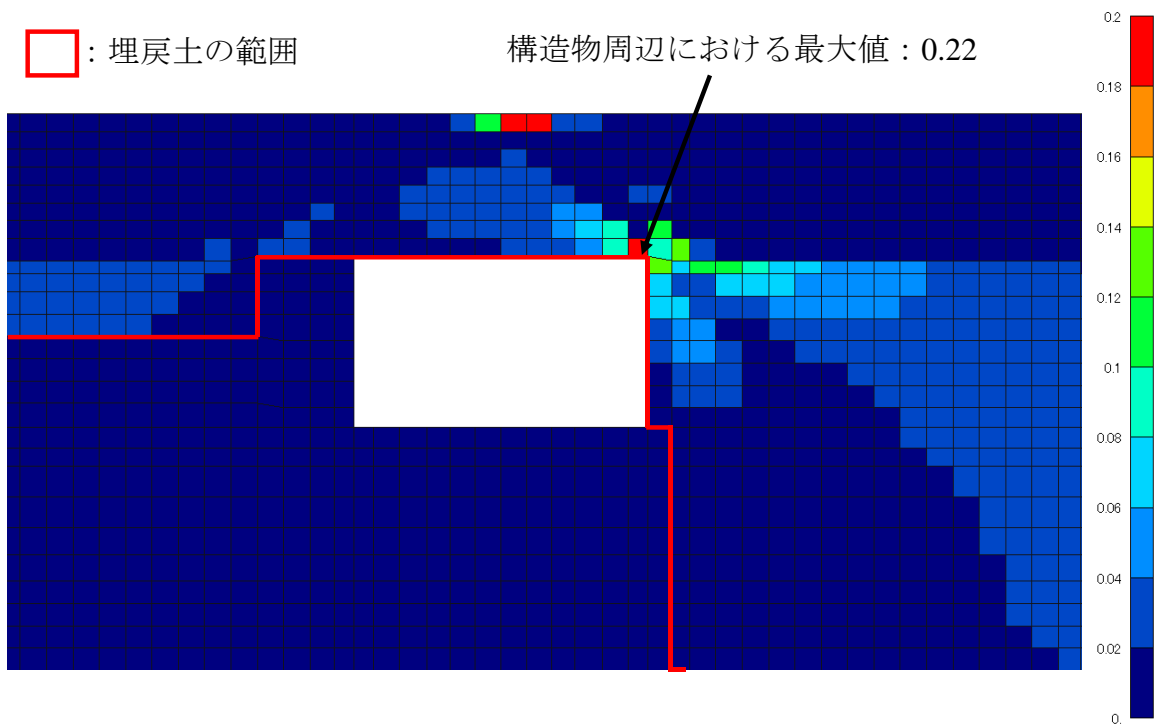
□ : 埋戻土の範囲



(全体図)

□ : 埋戻土の範囲

構造物周辺における最大値 : 0.22



(拡大図)

図 5-9 最大せん断ひずみ分布図 (C-C 断面)
(解析ケース④, S_s-D (---))

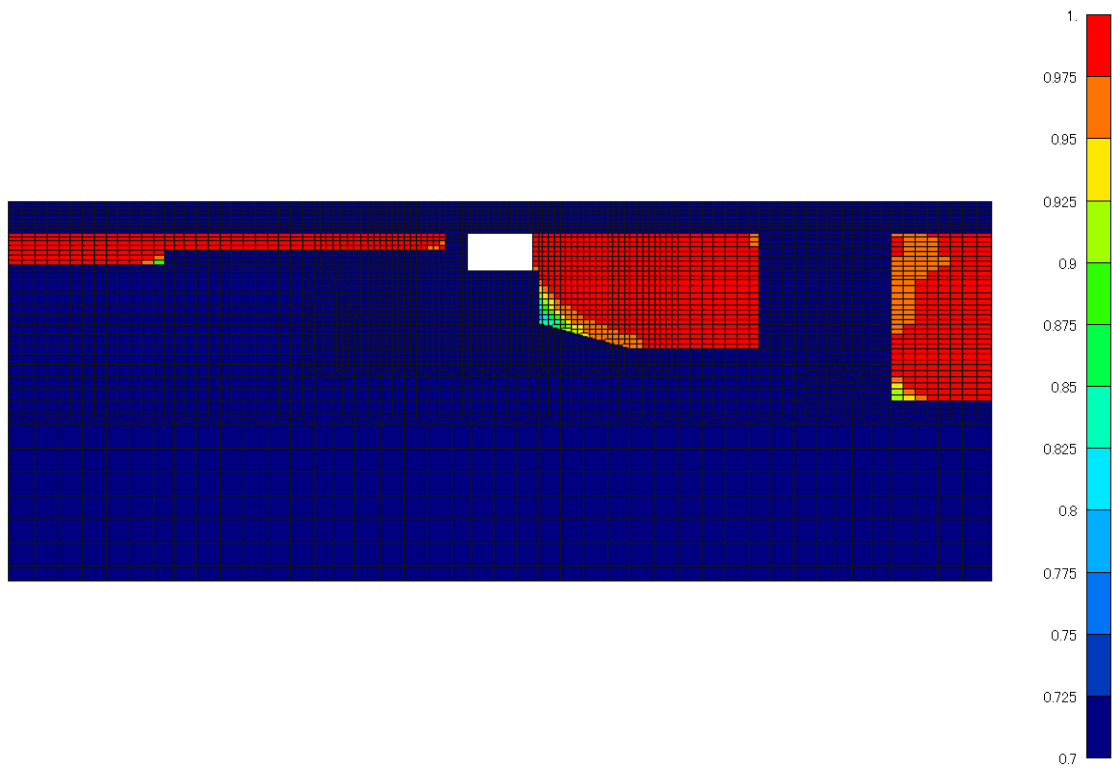
5.1.6 過剰間隙水圧比分布

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結果について、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

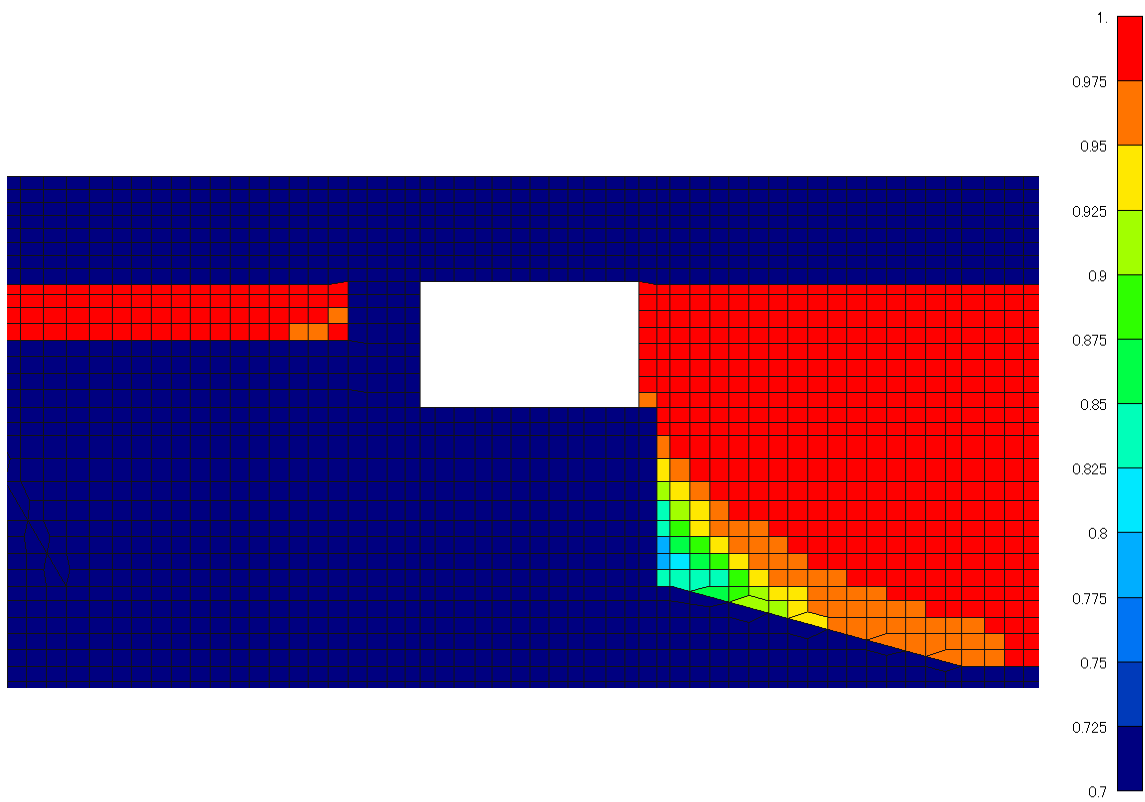
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-3 に、過剰間隙水圧比分布図を図 5-10 に示す。

表 5-3 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
C-C断面	解析ケース④ S s - D (--)	せん断照査



(全体図)



(拡大図)

図 5-10 最大過剰間隙水圧比分布図 (C-C断面)
(解析ケース④, $S_s - D$ (—))

5.2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

5.2.1 A-A断面

曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-4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5-4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（ 10000μ ）を下回ることを確認した。

また、表5-5及び表5-6に、CCb工法を適用するコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの評価結果を記載しており、いずれも部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回っており、CCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表5-4 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 ϵ_d / ϵ_R
①	S _s -D	++	414 μ	10000 μ	0.05
		-+	330 μ	10000 μ	0.04
		+-	388 μ	10000 μ	0.04
		--	372 μ	10000 μ	0.04
	S _s -F1	++	232 μ	10000 μ	0.03
	S _s -F2	++	250 μ	10000 μ	0.03
	S _s -N1	++	373 μ	10000 μ	0.04
		-+	431 μ	10000 μ	0.05
	S _s -N2 (NS)	++	254 μ	10000 μ	0.03
		-+	238 μ	10000 μ	0.03
	S _s -N2 (EW)	++	281 μ	10000 μ	0.03
		-+	242 μ	10000 μ	0.03
②	S _s -N1	++	370 μ	10000 μ	0.04
	S _s -D	--	370 μ	10000 μ	0.04
③	S _s -N1	++	371 μ	10000 μ	0.04
	S _s -D	--	375 μ	10000 μ	0.04

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

表 5-5 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
					ϵ_d *2	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D	++	側壁	3	414 μ	2000 μ	0.21
		-+	側壁	3	321 μ	2000 μ	0.17
		+-	側壁	3	388 μ	2000 μ	0.20
		--	側壁	3	356 μ	2000 μ	0.18
	S s - F 1	++	側壁	3	232 μ	2000 μ	0.12
	S s - F 2	++	側壁	3	249 μ	2000 μ	0.13
	S s - N 1	++	側壁	3	373 μ	2000 μ	0.19
		-+	側壁	3	417 μ	2000 μ	0.21
	S s - N 2 (NS)	++	側壁	3	232 μ	2000 μ	0.12
		-+	側壁	3	238 μ	2000 μ	0.12
	S s - N 2 (EW)	++	側壁	3	281 μ	2000 μ	0.15
		-+	側壁	3	240 μ	2000 μ	0.12
②	S s - N 1	++	側壁	3	370 μ	2000 μ	0.19
	S s - D	--	側壁	3	348 μ	2000 μ	0.18
③	S s - N 1	++	側壁	3	375 μ	2000 μ	0.19
	S s - D	--	側壁	3	359 μ	2000 μ	0.18

注記*1：評価位置は図 5-11 に示す。

*2：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

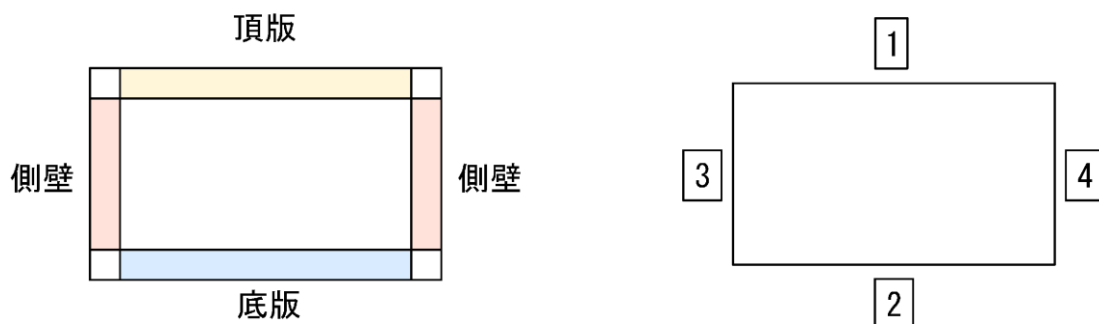


図 5-11 評価位置図 (A-A 断面)

表 5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
					ε_d *2	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	側壁	3	841 μ	1725 μ	0.49
		-+	側壁	3	1000 μ	1725 μ	0.58
		+-	側壁	3	811 μ	1725 μ	0.48
		--	側壁	3	1119 μ	1725 μ	0.65
	S s - F 1	++	側壁	3	492 μ	1725 μ	0.29
	S s - F 2	++	側壁	3	668 μ	1725 μ	0.39
	S s - N 1	++	側壁	3	1116 μ	1725 μ	0.65
		-+	側壁	3	553 μ	1725 μ	0.33
	S s - N 2 (NS)	++	側壁	3	554 μ	1725 μ	0.33
		-+	側壁	3	610 μ	1725 μ	0.36
	S s - N 2 (EW)	++	側壁	3	794 μ	1725 μ	0.47
		-+	側壁	3	675 μ	1725 μ	0.40
②	S s - N 1	++	側壁	3	1098 μ	1725 μ	0.64
	S s - D	--	側壁	3	1098 μ	1725 μ	0.64
③	S s - N 1	++	側壁	3	1132 μ	1725 μ	0.66
	S s - D	--	側壁	3	1104 μ	1725 μ	0.64

注記*1：評価位置は図 5-11 に示す。

*2：照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ $\varepsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

5.2.2 B-B断面

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（10000 μ ）を下回ることを確認した。

また、表5-8及び表5-9に、CCb工法を適用するコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの評価結果を記載しており、いずれも部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回っており、CCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(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	限界ひずみ	照査値
			ε_d^*	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S _s -D	++	404 μ	10000 μ	0.05
		-+	334 μ	10000 μ	0.04
		+ -	381 μ	10000 μ	0.04
		--	347 μ	10000 μ	0.04
	S _s -F1	++	270 μ	10000 μ	0.03
	S _s -F2	++	300 μ	10000 μ	0.03
	S _s -N1	++	347 μ	10000 μ	0.04
		-+	402 μ	10000 μ	0.05
	S _s -N2 (NS)	++	299 μ	10000 μ	0.03
		-+	282 μ	10000 μ	0.03
	S _s -N2 (EW)	++	277 μ	10000 μ	0.03
		-+	296 μ	10000 μ	0.03
②	S _s -D	--	345 μ	10000 μ	0.04
	S _s -N1	++	346 μ	10000 μ	0.04
③	S _s -D	--	345 μ	10000 μ	0.04
	S _s -N1	++	342 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 $\gamma_a (=1.2)$

表 5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
					ϵ_d^{*2}	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D	++	側壁	8	404 μ	2000 μ	0.21
		-+	側壁	8	334 μ	2000 μ	0.17
		+-	側壁	8	381 μ	2000 μ	0.20
		--	側壁	8	338 μ	2000 μ	0.17
	S s - F 1	++	側壁	8	270 μ	2000 μ	0.14
	S s - F 2	++	側壁	8	283 μ	2000 μ	0.15
	S s - N 1	++	側壁	8	332 μ	2000 μ	0.17
		-+	側壁	8	402 μ	2000 μ	0.21
	S s - N 2 (N S)	++	側壁	8	299 μ	2000 μ	0.15
		-+	側壁	8	282 μ	2000 μ	0.15
	S s - N 2 (E W)	++	側壁	8	277 μ	2000 μ	0.14
		-+	側壁	8	296 μ	2000 μ	0.15
②	S s - D	--	側壁	8	337 μ	2000 μ	0.17
	S s - N 1	++	側壁	8	334 μ	2000 μ	0.17
③	S s - D	--	側壁	8	342 μ	2000 μ	0.18
	S s - N 1	++	側壁	8	325 μ	2000 μ	0.17

注記*1：評価位置は図 5-12 に示す。

*2：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

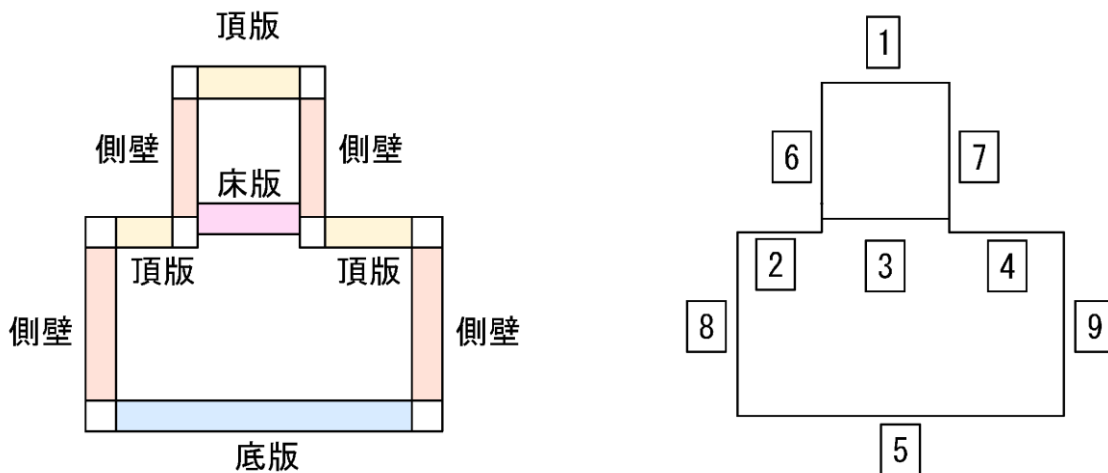


図 5-12 評価位置図 (B-B 断面)

表 5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
					ϵ_d^{*2}	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D	++	側壁		852 μ	1725 μ	0.50
		-+	側壁		957 μ	1725 μ	0.56
		+-	側壁		804 μ	1725 μ	0.47
		--	側壁		1002 μ	1725 μ	0.59
	S s - F 1	++	側壁		393 μ	1725 μ	0.23
	S s - F 2	++	側壁		622 μ	1725 μ	0.37
	S s - N 1	++	側壁		1024 μ	1725 μ	0.60
		-+	側壁		508 μ	1725 μ	0.30
	S s - N 2 (NS)	++	側壁		483 μ	1725 μ	0.28
		-+	側壁		502 μ	1725 μ	0.30
	S s - N 2 (EW)	++	側壁		599 μ	1725 μ	0.35
		-+	側壁		560 μ	1725 μ	0.33
②	S s - D	--	側壁		991 μ	1725 μ	0.58
	S s - N 1	++	側壁		1010 μ	1725 μ	0.59
③	S s - D	--	側壁		989 μ	1725 μ	0.58
	S s - N 1	++	側壁		1009 μ	1725 μ	0.59

注記*1：評価位置は図 5-12 に示す。

*2：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

5.2.3 C-C断面

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。照査値は、発生値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5-10及び表5-11のとおり、コンクリートの照査用層間変形角が全ケースにおいて、限界層間変形角（1/100）を下回ることを確認した。

また、表5-12～表5-14に、CCb工法を適用するコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの評価結果を記載しており、いずれも部材降伏に相当する限界ひずみ（降伏曲げモーメント、コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ 、主筋ひずみ：1725 μ ）を下回っており、CCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表5-10 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用 層間変形角 R_d^*	限界 層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
④	S _s -D	++	1.30×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
		-+	3.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.32
		+-	1.31×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
		--	2.21×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.23
	S _s -F1	++	8.53×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
	S _s -F2	++	8.34×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
	S _s -N1	++	1.99×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.20
		-+	1.29×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
	S _s -N2 (NS)	++	8.06×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	9.10×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
	S _s -N2 (EW)	++	8.01×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		-+	9.08×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
⑤	S _s -N1	-+	1.25×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
	S _s -D	-+	3.14×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.32
⑥	S _s -N1	-+	1.30×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
	S _s -D	-+	3.19×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.32

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 5-11 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	限界ひずみ	照査値
			ε_d^*	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
⑦	S s - N 1	- +	301 μ	10000 μ	0.04
⑧	S s - N 1	- +	302 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 $\gamma_a (=1.2)$

表 5-12 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用	降伏	照査値
			曲げモーメント M_d (kN・m) *	曲げモーメント M_y (kN・m)	M_d / M_y
④	S s - D	++	329	406	0.82
		- +	355	407	0.88
		+ -	322	406	0.80
		--	339	406	0.84
	S s - F 1	++	282	406	0.70
	S s - F 2	++	290	406	0.72
	S s - N 1	++	338	406	0.84
		- +	286	406	0.71
	S s - N 2 (NS)	++	268	406	0.67
		- +	310	406	0.77
	S s - N 2 (EW)	++	286	406	0.71
		- +	288	406	0.71
⑤	S s - N 1	- +	285	406	0.71
	S s - D	- +	353	407	0.87
⑥	S s - N 1	- +	286	406	0.71
	S s - D	- +	356	407	0.88

注記*：照査用曲げモーメント $M_d =$ 発生曲げモーメント $M \times$ 構造解析係数 γ_a
(=1.0)

表 5-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
					ϵ_d^{*2}	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
⑦	S s - N 1	- +	頂版	1	287 μ	2000 μ	0.15
	S s - D	- +	頂版	1	366 μ	2000 μ	0.19
⑧	S s - N 1	- +	頂版	1	288 μ	2000 μ	0.15
	S s - D	- +	頂版	1	361 μ	2000 μ	0.19

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

*2：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

表 5-14 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
					ϵ_d^{*2}	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
⑦	S s - N 1	- +	頂版	1	751 μ	1725 μ	0.44
	S s - D	- +	頂版	1	881 μ	1725 μ	0.52
⑧	S s - N 1	- +	頂版	1	757 μ	1725 μ	0.44
	S s - D	- +	頂版	1	912 μ	1725 μ	0.53

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

*2：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

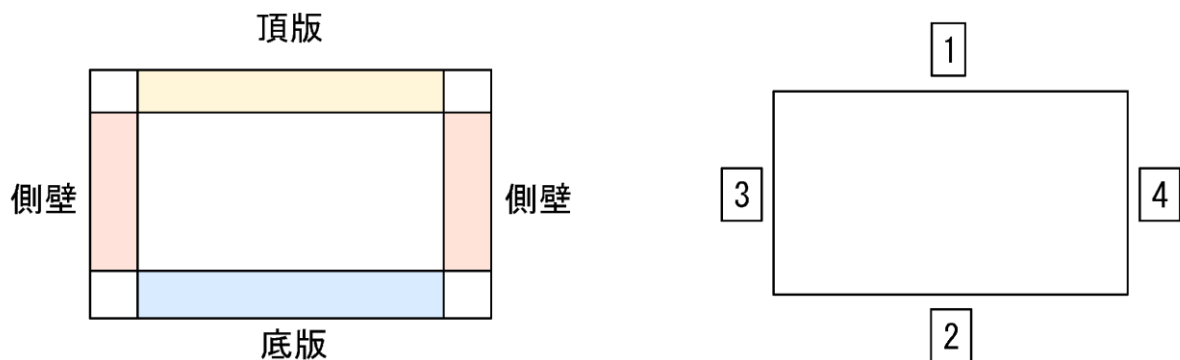


図 5-13 評価位置図 (C-C 断面)

5.3 せん断破壊に対する評価結果

5.3.1 A-A断面

せん断破壊に対する評価結果を表 5-15 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。

また、表 5-16 に、CCb 工法を適用するコンクリートの照査用せん断力が下回り、照査値がおおむね 0.80 に収まっていることから、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

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	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	1	234 [-]*3	218 [-]*3	1.08 [0.44]*3
			側壁	4	194 [-]*3	187 [-]*3	1.04 [0.47]*3
			底版	2	319 [-]*3	238 [-]*3	1.34 [0.44]*3
		-+	頂版	1	286 [-]*3	247 [-]*3	1.16 [0.41]*3
			側壁	4	263 [-]*3	201 [-]*3	1.31 [0.63]*3
			底版	2	364 [-]*3	243 [-]*3	1.50 [0.57]*3
		+-	頂版	1	222 [-]*3	220 [-]*3	1.01 [0.49]*3
			側壁	4	316 [-]*3	229 [-]*3	1.38 [0.71]*3
			底版	2	300 [-]*3	241 [-]*3	1.25 [0.46]*3
		--	頂版	1	283 [-]*3	225 [-]*3	1.26 [0.34]*3
			側壁	4	284 [-]*3	205 [-]*3	1.39 [0.66]*3
			底版	2	337 [-]*3	239 [-]*3	1.41 [0.45]*3

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	173	230	0.76
			側壁	4	211	224	0.95
			底版	2	185	229	0.81
	S s - F 2	++	頂版	1	230	244	0.95
			側壁	4	306 [-]*3	234 [-]*3	1.31 [0.66]*3
			底版	2	222	237	0.94
	S s - N 1	++	頂版	1	330 [-]*3	257 [-]*3	1.29 [0.48]*3
			側壁	4	314 [-]*3	250 [-]*3	1.26 [0.73]*3
			底版	2	378 [-]*3	251 [-]*3	1.51 [0.65]*3
		-+	頂版	1	245 [-]*3	219 [-]*3	1.12 [0.46]*3
			側壁	4	206	257	0.81
			底版	2	282 [-]*3	225 [-]*3	1.25 [0.58]*3

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	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 - N 2 (N S)	++	頂版	1	190	231	0.83
			側壁	4	195	221	0.89
			底版	2	198	232	0.86
		-+	頂版	1	221	239	0.93
			側壁	4	225	229	0.99
			底版	2	255 [-]* ³	236 [-]* ³	1.08 [0.43]* ³
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	211	224	0.95
			側壁	4	236 [-]* ³	222 [-]* ³	1.06 [0.50]* ³
			底版	2	260 [-]* ³	234 [-]* ³	1.12 [0.40]* ³
		-+	頂版	1	216	239	0.91
			側壁	4	231 [-]* ³	226 [-]* ³	1.03 [0.48]* ³
			底版	2	212	231	0.92

表 5-15(4) 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)	
②	S s - N 1	++	頂版	1	327 [-]*3	255 [-]*3	1.28 [0.47]*3
			側壁	4	307 [-]*3	248 [-]*3	1.24 [0.72]*3
			底版	2	352 [-]*3	251 [-]*3	1.41 [0.65]*3
	S s - D	--	頂版	1	287 [-]*3	225 [-]*3	1.28 [0.34]*3
			側壁	4	309 [-]*3	227 [-]*3	1.37 [0.67]*3
			底版	2	324 [-]*3	237 [-]*3	1.37 [0.42]*3
③	S s - N 1	++	頂版	1	314 [-]*3	255 [-]*3	1.23 [0.48]*3
			側壁	4	311 [-]*3	248 [-]*3	1.26 [0.72]*3
			底版	2	362 [-]*3	247 [-]*3	1.47 [0.60]*3
	S s - D	--	頂版	1	286 [-]*3	226 [-]*3	1.27 [0.35]*3
			側壁	4	288 [-]*3	206 [-]*3	1.40 [0.65]*3
			底版	2	304 [-]*3	234 [-]*3	1.30 [0.38]*3

注記*1：評価位置は図 5-11 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：線形被害則による照査結果であり，詳細については参考資料 3 に示す。

表 5-16 せん断破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：せん断耐力)

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	++	側壁	3	417	984	0.43
		-+	側壁	3	421	995	0.43
		+-	側壁	3	383	978	0.40
		--	側壁	3	441	970	0.46
	S s - F 1	++	側壁	3	288	981	0.30
	S s - F 2	++	側壁	3	334	970	0.35
	S s - N 1	++	側壁	3	463	993	0.47
		-+	側壁	3	308	970	0.32
	S s - N 2 (NS)	++	側壁	3	294	972	0.31
		-+	側壁	3	336	980	0.35
	S s - N 2 (EW)	++	側壁	3	351	970	0.37
		-+	側壁	3	302	970	0.32
②	S s - N 1	++	側壁	3	467	991	0.48
	S s - D	--	側壁	3	442	970	0.46
③	S s - N 1	++	側壁	3	445	992	0.45
	S s - D	--	側壁	3	446	971	0.46

5.3.2 B－B断面

せん断破壊に対する評価結果を表5-17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。

また、表5-18に、CCb工法を適用するコンクリートの照査用せん断力が下回り、照査値がおおむね0.80に収まっていることから、CCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表 5-17(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	2	346 [-]* ³	225 [-]* ³	1.54 [0.08]* ³
			側壁	9	249 [-]* ³	216 [-]* ³	1.16 [0.42]* ³
			床版	3	136	806	0.17
			底版	5	283 [-]* ³	244 [-]* ³	1.17 [0.49]* ³
		-+	頂版	2	317 [-]* ³	220 [-]* ³	1.44 [0.08]* ³
			側壁	7	212 [-]* ³	161 [-]* ³	1.32 [0.53]* ³
			床版	3	123	850	0.15
			底版	5	281 [-]* ³	237 [-]* ³	1.19 [0.46]* ³
		+-	頂版	2	328 [-]* ³	225 [-]* ³	1.46 [0.09]* ³
			側壁	9	247 [-]* ³	214 [-]* ³	1.16 [0.44]* ³
			床版	3	120	798	0.16
			底版	5	284 [-]* ³	244 [-]* ³	1.17 [0.49]* ³
		--	頂版	2	361 [-]* ³	229 [-]* ³	1.58 [0.10]* ³
			側壁	9	293 [-]* ³	211 [-]* ³	1.39 [0.52]* ³
			床版	3	147	972	0.16
			底版	5	269 [-]* ³	239 [-]* ³	1.13 [0.47]* ³

表 5-17(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	2	283 [-]* ³	228 [-]* ³	1.25 [0.06]* ³
			側壁	9	205	212	0.97
			床版	3	91	852	0.11
			底版	5	158	227	0.70
	S s - F 2	++	頂版	2	292 [-]* ³	217 [-]* ³	1.35 [0.06]* ³
			側壁	9	241 [-]* ³	213 [-]* ³	1.13 [0.44]* ³
			床版	3	114	948	0.13
			底版	5	196	233	0.85
	S s - N 1	++	頂版	2	325 [-]* ³	237 [-]* ³	1.38 [0.05]* ³
			側壁	9	337 [-]* ³	238 [-]* ³	1.42 [0.73]* ³
			床版	3	124	965	0.13
			底版	5	327 [-]* ³	248 [-]* ³	1.32 [0.59]* ³
		-+	頂版	2	264 [-]* ³	195 [-]* ³	1.36 [0.01]* ³
			側壁	9	216 [-]* ³	215 [-]* ³	1.01 [0.38]* ³
			床版	3	144	808	0.18
			底版	5	203	223	0.91

表 5-17(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	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 -N2 (NS)	++	頂版	2	285 [-]* ³	226 [-]* ³	1.27 [0.08]* ³
			側壁	9	223	223	1.00
			床版	3	84	862	0.10
			底版	5	175	232	0.76
		-+	頂版	2	283 [-]* ³	225 [-]* ³	1.26 [0.05]* ³
			側壁	9	249 [-]* ³	217 [-]* ³	1.15 [0.42]* ³
			床版	3	81	835	0.10
			底版	5	224	236	0.96
	S _s -N2 (EW)	++	頂版	2	307 [-]* ³	228 [-]* ³	1.35 [0.07]* ³
			側壁	9	246 [-]* ³	226 [-]* ³	1.09 [0.50]* ³
			床版	3	90	852	0.11
			底版	5	230	239	0.97
		-+	頂版	2	289 [-]* ³	225 [-]* ³	1.29 [0.08]* ³
			側壁	9	228 [-]* ³	214 [-]* ³	1.07 [0.39]* ³
			床版	3	86	862	0.10
			底版	5	184	220	0.84

表 5-17(4) 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)	
②	S s - D	--	頂版	2	343 [-]*3	229 [-]*3	1.50 [0.08]*3
			側壁	9	295 [-]*3	211 [-]*3	1.40 [0.52]*3
			床版	3	124	860	0.15
			底版	5	273 [-]*3	239 [-]*3	1.15 [0.47]*3
	S s - N 1	++	頂版	2	321 [-]*3	237 [-]*3	1.36 [0.05]*3
			側壁	9	334 [-]*3	237 [-]*3	1.41 [0.73]*3
			床版	3	118	966	0.13
			底版	5	324 [-]*3	249 [-]*3	1.31 [0.60]*3
③	S s - D	--	頂版	2	359 [-]*3	225 [-]*3	1.60 [0.11]*3
			側壁	9	289 [-]*3	212 [-]*3	1.37 [0.51]*3
			床版	3	143	974	0.15
			底版	5	275 [-]*3	243 [-]*3	1.13 [0.50]*3
	S s - N 1	++	頂版	2	330 [-]*3	237 [-]*3	1.40 [0.06]*3
			側壁	9	335 [-]*3	237 [-]*3	1.42 [0.72]*3
			床版	3	127	963	0.14
			底版	5	327 [-]*3	247 [-]*3	1.33 [0.56]*3

注記*1：評価位置は図 5-12 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 $\gamma_a (=1.05)$

*3：線形被害則による照査結果であり，詳細については参考資料 3 に示す。

表 5-18 せん断破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：せん断耐力)

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	++	側壁	8	409	983	0.42
		-+	側壁	8	377	960	0.40
		+-	側壁	8	401	985	0.41
		--	側壁	8	402	967	0.42
	S s - F 1	++	側壁	8	277	977	0.29
	S s - F 2	++	側壁	8	317	966	0.33
	S s - N 1	++	側壁	8	435	977	0.45
		-+	側壁	8	296	969	0.31
	S s - N 2 (NS)	++	側壁	8	287	978	0.30
		-+	側壁	8	322	974	0.34
	S s - N 2 (EW)	++	側壁	8	358	984	0.37
		-+	側壁	8	292	972	0.31
②	S s - D	--	側壁	8	403	968	0.42
	S s - N 1	++	側壁	8	436	977	0.45
③	S s - D	--	側壁	8	401	968	0.42
	S s - N 1	++	側壁	8	429	978	0.44

5.3.3 C-C断面

せん断破壊に対する評価結果を表5-19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。

また、表5-20に、CCb工法を適用するコンクリートの照査用せん断力が下回り、照査値がおおむね0.80に収まっていることから、CCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表 5-19(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)	
④	S s - D	++	頂版	1	428	909	0.48
			側壁	3	540 [-]* ³	281 [-]* ³	1.93 [0.66]* ³
			底版	2	354 [-]* ³	305 [-]* ³	1.17 [0.45]* ³
		-+	頂版	1	461	920	0.51
			側壁	3	543 [-]* ³	282 [-]* ³	1.93 [0.63]* ³
			底版	2	585 [-]* ³	324 [-]* ³	1.81 [0.53]* ³
		+-	頂版	1	441	912	0.49
			側壁	3	490 [-]* ³	275 [-]* ³	1.78 [0.65]* ³
			底版	2	352 [-]* ³	291 [-]* ³	1.22 [0.46]* ³
		--	頂版	1	503	924	0.55
			側壁	3	532 [-]* ³	291 [-]* ³	1.83 [0.75]* ³
			底版	2	511 [-]* ³	309 [-]* ³	1.66 [0.53]* ³
	S s - F 1	++	頂版	1	365	912	0.40
			側壁	3	441 [-]* ³	288 [-]* ³	1.54 [0.56]* ³
			底版	2	319 [-]* ³	288 [-]* ³	1.12 [0.48]* ³
	S s - F 2	++	頂版	1	398	947	0.43
			側壁	3	511 [-]* ³	292 [-]* ³	1.75 [0.58]* ³
			底版	2	296	297	1.00

表 5-19(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)	
④	S s - N 1	++	頂版	1	477	912	0.53
			側壁	3	406 [-]* ³	282 [-]* ³	1.45 [0.44]* ³
			底版	2	449 [-]* ³	302 [-]* ³	1.49 [0.43]* ³
		-+	頂版	1	403	974	0.42
			側壁	3	592 [-]* ³	283 [-]* ³	2.10 [0.75]* ³
			底版	2	362 [-]* ³	297 [-]* ³	1.22 [0.48]* ³
	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	354	908	0.40
			側壁	3	406 [-]* ³	280 [-]* ³	1.46 [0.44]* ³
			底版	2	294	297	0.99
		-+	頂版	1	438	923	0.48
			側壁	3	445 [-]* ³	284 [-]* ³	1.57 [0.58]* ³
			底版	2	289 [-]* ³	285 [-]* ³	1.02 [0.46]* ³
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	391	922	0.43
			側壁	3	384 [-]* ³	277 [-]* ³	1.39 [0.44]* ³
			底版	2	264	298	0.89
		-+	頂版	1	406	912	0.45
			側壁	3	465 [-]* ³	287 [-]* ³	1.62 [0.53]* ³
			底版	2	311 [-]* ³	300 [-]* ³	1.04 [0.43]* ³

表 5-19(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	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力* ² V_d (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
⑤	S s - N 1	- +	頂版	1	402	975	0.42
			側壁	3	595 [-]* ³	284 [-]* ³	2.10 [0.74]* ³
			底版	2	359 [-]* ³	293 [-]* ³	1.23 [0.48]* ³
	S s - D	- +	頂版	1	460	920	0.51
			側壁	3	546 [-]* ³	285 [-]* ³	1.92 [0.64]* ³
			底版	2	583 [-]* ³	323 [-]* ³	1.81 [0.53]* ³
⑥	S s - N 1	- +	頂版	1	405	973	0.42
			側壁	3	592 [-]* ³	284 [-]* ³	2.09 [0.75]* ³
			底版	2	364 [-]* ³	297 [-]* ³	1.23 [0.48]* ³
	S s - D	- +	頂版	1	461	920	0.51
			側壁	3	547 [-]* ³	288 [-]* ³	1.91 [0.63]* ³
			底版	2	580 [-]* ³	323 [-]* ³	1.80 [0.53]* ³

表 5-19(4) 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)	
⑦	S s - N 1	- +	頂版	1	372	960	0.39
			側壁	3	454 [-]*3	291 [-]*3	1.56 [0.49]*3
			底版	2	325 [-]*3	306 [-]*3	1.07 [0.42]*3
	S s - D	- +	頂版	1	499	926	0.54
			側壁	3	537 [-]*3	298 [-]*3	1.81 [0.59]*3
			底版	2	327 [-]*3	305 [-]*3	1.08 [0.33]*3
⑧	S s - N 1	- +	頂版	1	372	962	0.39
			側壁	3	465 [-]*3	292 [-]*3	1.60 [0.50]*3
			底版	2	332 [-]*3	306 [-]*3	1.09 [0.43]*3
	S s - D	- +	頂版	1	491	926	0.54
			側壁	3	539 [-]*3	299 [-]*3	1.81 [0.59]*3
			底版	2	334 [-]*3	306 [-]*3	1.10 [0.32]*3

注記*1：評価位置は図 5-13 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 $\gamma_a (=1.05)$

*3：線形被害則による照査結果であり，詳細については参考資料 3 に示す。

表 5-20 せん断破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：せん断耐力)

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)	
④	S s - D	++	頂版	1	428	909	0.48
		-+	頂版	1	461	920	0.51
		+-	頂版	1	441	912	0.49
		--	頂版	1	503	924	0.55
	S s - F 1	++	頂版	1	365	912	0.40
	S s - F 2	++	頂版	1	398	947	0.43
	S s - N 1	++	頂版	1	477	912	0.53
		-+	頂版	1	403	974	0.42
	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	354	908	0.40
		-+	頂版	1	438	923	0.48
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	391	922	0.43
		-+	頂版	1	406	912	0.45
⑤	S s - N 1	-+	頂版	1	402	975	0.42
	S s - D	-+	頂版	1	460	920	0.51
⑥	S s - N 1	-+	頂版	1	405	973	0.42
	S s - D	-+	頂版	1	461	920	0.51
⑦	S s - N 1	-+	頂版	1	372	960	0.39
	S s - D	-+	頂版	1	499	926	0.54
⑧	S s - N 1	-+	頂版	1	372	962	0.39
	S s - D	-+	頂版	1	491	926	0.54

5.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.4.1 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 5-14～図 5-16 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	++	1.30	9.8	0.14
		-+	1.07	9.8	0.11
		+ -	1.31	9.8	0.14
		--	1.11	9.8	0.12
	S _s -F 1	++	0.90	9.8	0.10
	S _s -F 2	++	0.94	9.8	0.10
	S _s -N 1	++	0.95	9.8	0.10
		-+	1.27	9.8	0.13
	S _s -N 2 (NS)	++	1.06	9.8	0.11
		-+	1.00	9.8	0.11
	S _s -N 2 (EW)	++	1.04	9.8	0.11
		-+	0.89	9.8	0.10
②	S _s -N 1	++	0.94	9.8	0.10
	S _s -D	--	1.07	9.8	0.11
③	S _s -N 1	++	0.94	9.8	0.10
	S _s -D	--	1.09	9.8	0.12

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	++	1.28	9.8	0.14
		-+	1.07	9.8	0.11
		+ -	1.30	9.8	0.14
		--	1.08	9.8	0.12
	S _s -F 1	++	0.90	9.8	0.10
	S _s -F 2	++	0.88	9.8	0.09
	S _s -N 1	++	0.94	9.8	0.10
		-+	1.25	9.8	0.13
	S _s -N 2 (NS)	++	1.04	9.8	0.11
		-+	0.99	9.8	0.11
	S _s -N 2 (EW)	++	1.02	9.8	0.11
		-+	0.88	9.8	0.09
②	S _s -D	--	1.05	9.8	0.11
	S _s -N 1	++	0.93	9.8	0.10
③	S _s -D	--	1.06	9.8	0.11
	S _s -N 1	++	0.93	9.8	0.10

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	++	0.76	9.8	0.08
		-+	0.91	9.8	0.10
		+ -	0.74	9.8	0.08
		--	0.90	9.8	0.10
	S _s -F 1	++	0.55	9.8	0.06
	S _s -F 2	++	0.56	9.8	0.06
	S _s -N 1	++	0.80	9.8	0.09
		-+	0.62	9.8	0.07
	S _s -N 2 (NS)	++	0.60	9.8	0.07
		-+	0.66	9.8	0.07
	S _s -N 2 (EW)	++	0.61	9.8	0.07
		-+	0.54	9.8	0.06
⑤	S _s -N 1	-+	0.62	9.8	0.07
	S _s -D	-+	0.90	9.8	0.10
⑥	S _s -N 1	-+	0.62	9.8	0.07
	S _s -D	-+	0.91	9.8	0.10
⑦	S _s -N 1	-+	0.52	9.8	0.06
	S _s -D	-+	0.66	9.8	0.07
⑧	S _s -N 1	-+	0.38	9.8	0.04
	S _s -D	-+	0.46	9.8	0.05

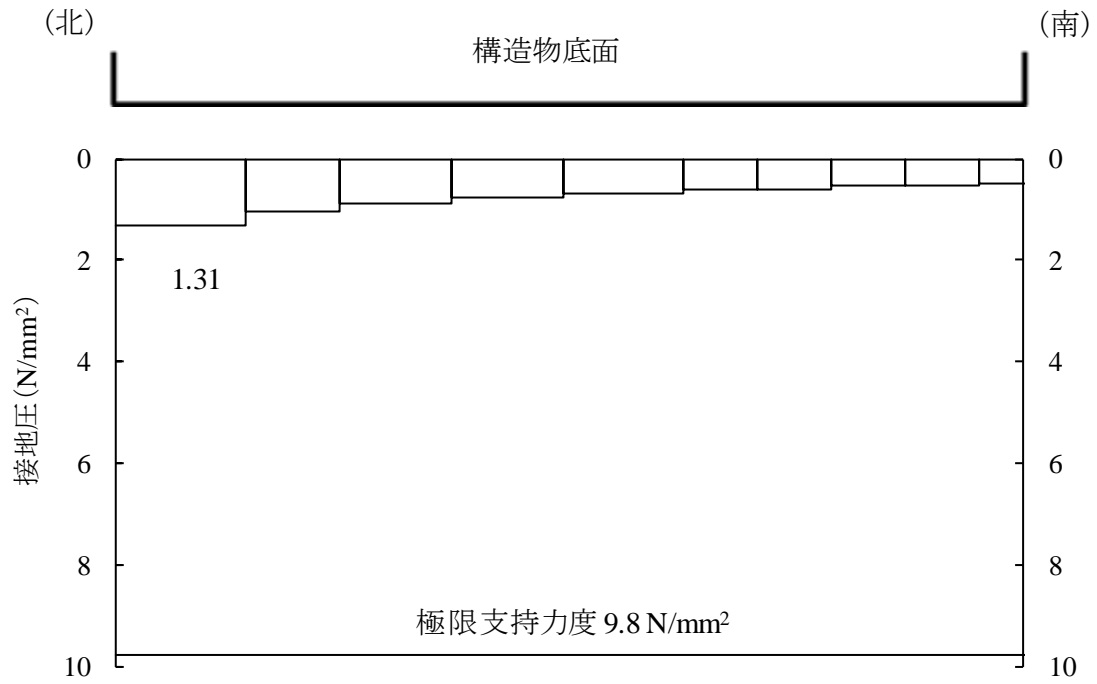


図 5-14 基礎地盤の最大接地圧分布図
(A-A断面, 解析ケース①, S_s-D (+-))

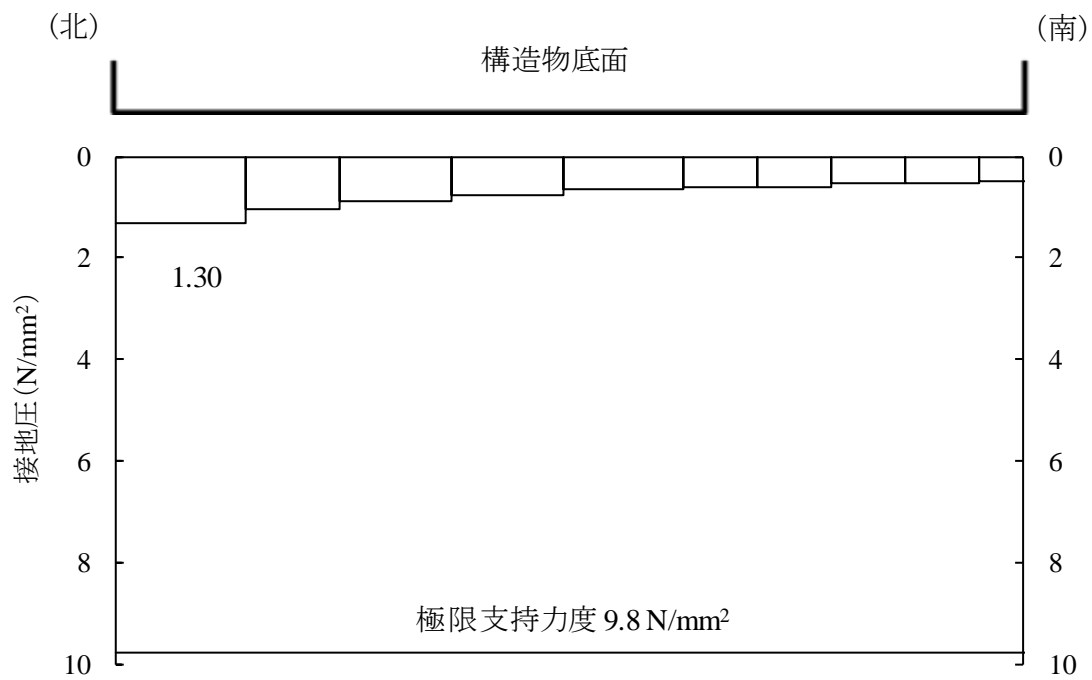


図 5-15 基礎地盤の最大接地圧分布図
(B-B断面, 解析ケース①, S_s-D (+-))

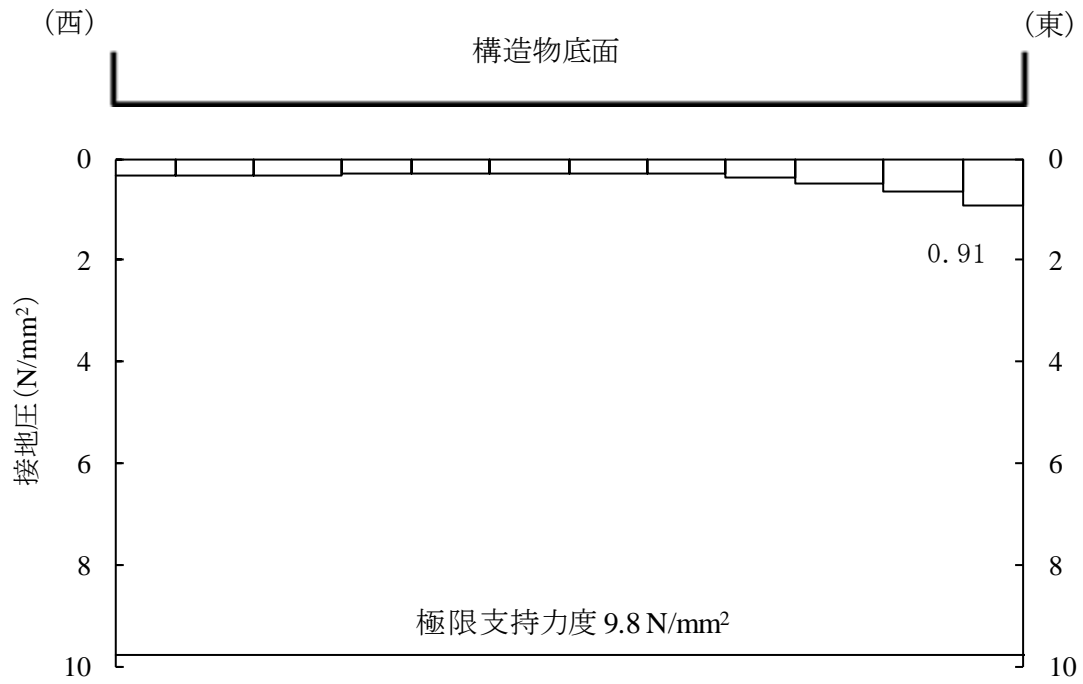


図 5-16 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (C-C断面, 解析ケース④, S_s-D (-+))

5.4.2 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～表5-26に示す。また、最大接地圧分布図を図5-17～図5-19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	$S_s - D$	++	1.35	15.6	0.09
		-+	1.36	15.6	0.09
		+-	1.25	15.6	0.09
		--	1.27	15.6	0.09
	$S_s - F1$	++	0.93	15.6	0.06
	$S_s - F2$	++	1.41	15.6	0.10
	$S_s - N1$	++	1.05	15.6	0.07
		-+	1.42	15.6	0.10
	$S_s - N2$ (NS)	++	1.05	15.6	0.07
		-+	0.92	15.6	0.06
	$S_s - N2$ (EW)	++	1.07	15.6	0.07
		-+	1.08	15.6	0.07
②	$S_s - N1$	++	1.05	15.6	0.07
	$S_s - D$	--	1.19	15.6	0.08
③	$S_s - N1$	++	1.07	15.6	0.07
	$S_s - D$	--	1.39	15.6	0.09

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	++	1.36	15.6	0.09
		-+	1.20	15.6	0.08
		+ -	1.25	15.6	0.09
		--	1.34	15.6	0.09
	S _s -F 1	++	0.85	15.6	0.06
	S _s -F 2	++	1.25	15.6	0.09
	S _s -N 1	++	1.04	15.6	0.07
		-+	1.45	15.6	0.10
	S _s -N 2 (NS)	++	1.08	15.6	0.07
		-+	0.88	15.6	0.06
	S _s -N 2 (EW)	++	0.95	15.6	0.07
		-+	1.09	15.6	0.07
②	S _s -D	--	1.28	15.6	0.09
	S _s -N 1	++	1.02	15.6	0.07
③	S _s -D	--	1.38	15.6	0.09
	S _s -N 1	++	1.05	15.6	0.07

表 5-26 MMR の支持性能に対する評価結果 (C-C 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
④	S _s -D	++	0.87	15.6	0.06
		-+	0.89	15.6	0.06
		+ -	0.82	15.6	0.06
		--	0.85	15.6	0.06
	S _s -F 1	++	0.67	15.6	0.05
	S _s -F 2	++	0.68	15.6	0.05
	S _s -N 1	++	0.81	15.6	0.06
		-+	0.68	15.6	0.05
	S _s -N 2 (NS)	++	0.68	15.6	0.05
		-+	0.76	15.6	0.05
	S _s -N 2 (EW)	++	0.73	15.6	0.05
		-+	0.77	15.6	0.05
⑤	S _s -N 1	-+	0.67	15.6	0.05
	S _s -D	-+	0.92	15.6	0.06
⑥	S _s -N 1	-+	0.68	15.6	0.05
	S _s -D	-+	0.86	15.6	0.06
⑦	S _s -N 1	-+	0.69	15.6	0.05
	S _s -D	-+	0.86	15.6	0.06
⑧	S _s -N 1	-+	0.36	15.6	0.03
	S _s -D	-+	0.49	15.6	0.04

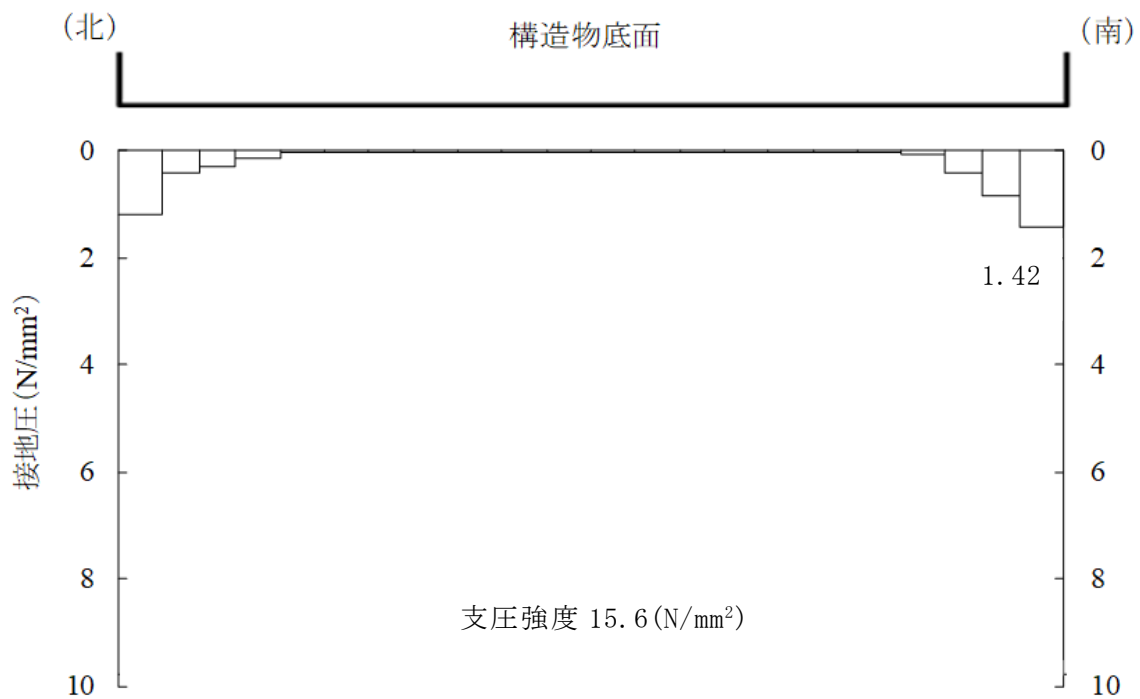


図 5-17 MMR の最大接地圧分布図 (A-A 断面)
(解析ケース①, S_s-N1 (-+))

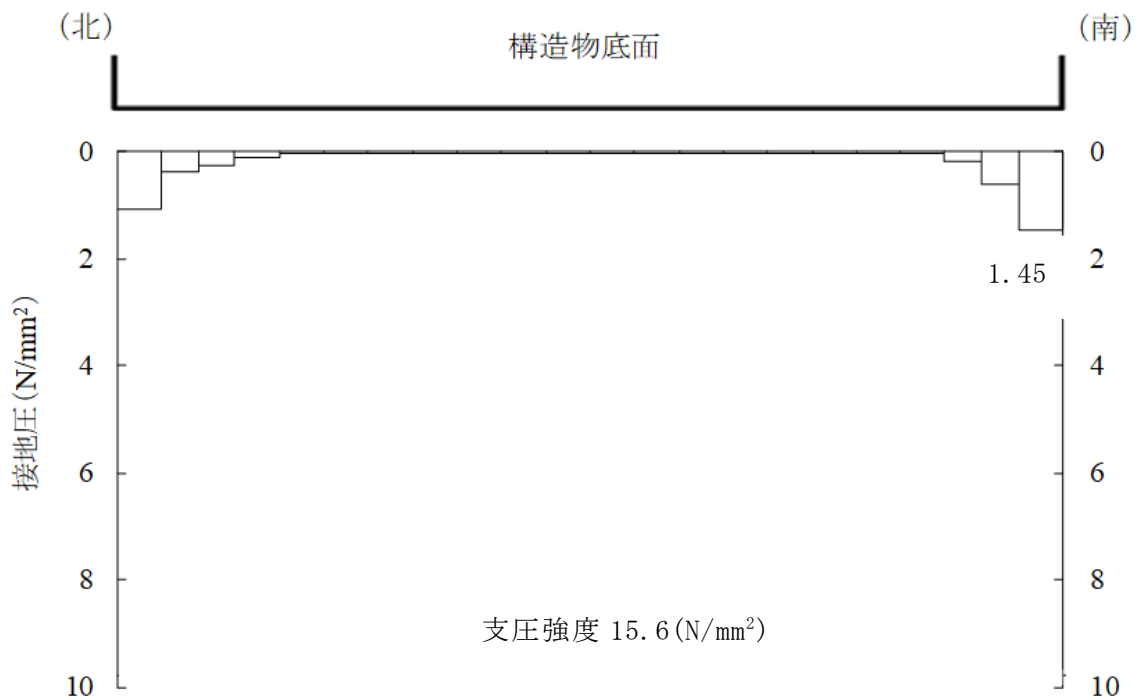


図 5-18 MMR の最大接地圧分布図 (B-B 断面)
(解析ケース①, S_s-N1 (-+))

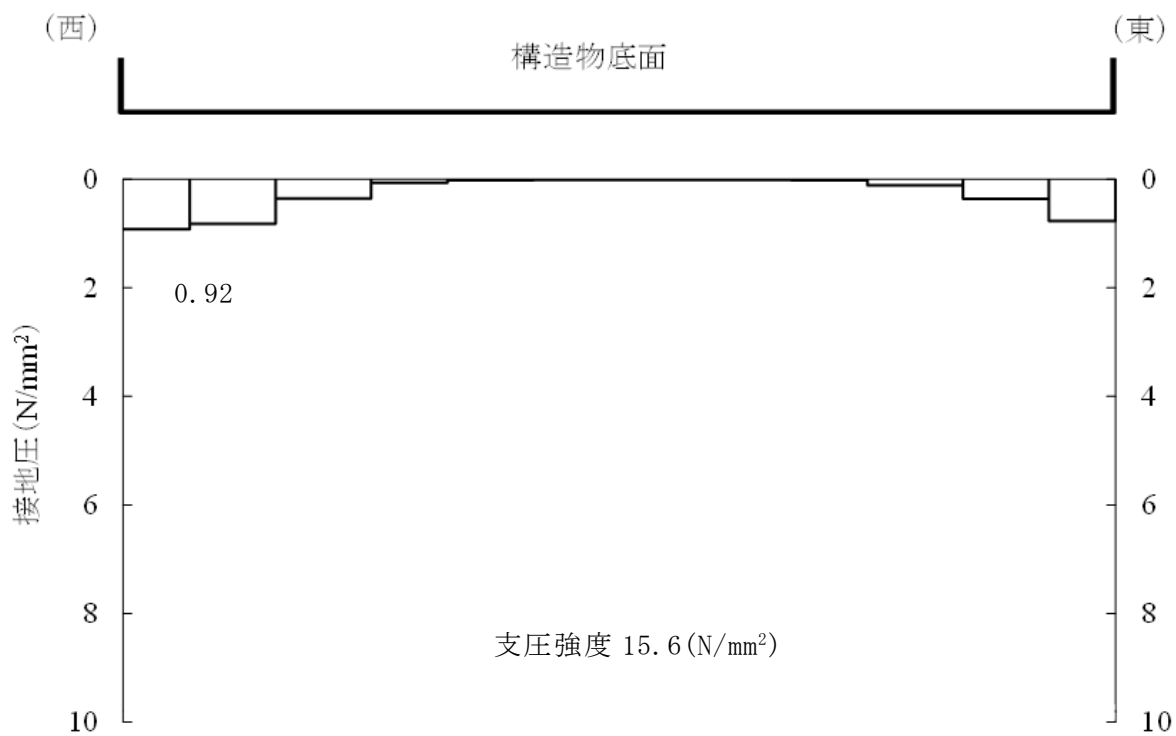


図 5-19 MMR の最大接地圧分布図 (C-C 断面)
(解析ケース⑤, S s - D (-+))

(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5-27～表5-29に、引張破壊に対する局所安全係数を表5-30～表5-32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5-20～図5-22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

表5-27～表5-32及び図5-20～図5-22より、せん断破壊及び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 5-27 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	++	1.08	3.12	2.89
		-+	0.92	3.12	3.39
		+ -	0.99	3.12	3.15
		--	0.95	3.12	3.28
	S _s -F 1	++	0.59	3.12	5.34
	S _s -F 2	++	0.64	3.12	4.90
	S _s -N 1	++	0.75	3.12	4.14
		-+	1.08	3.12	2.89
	S _s -N 2 (NS)	++	0.65	3.12	4.81
		-+	0.70	3.12	4.47
	S _s -N 2 (EW)	++	0.71	3.12	4.43
		-+	0.65	3.12	4.84
②	S _s -N 1	++	0.76	3.12	4.09
	S _s -D	--	0.95	3.12	3.30
③	S _s -N 1	++	0.75	3.12	4.17
	S _s -D	--	0.95	3.12	3.28

表 5-28 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	++	1.03	3.12	3.03
		-+	0.93	3.12	3.37
		+ -	0.96	3.12	3.27
		--	0.92	3.12	3.40
	S _s -F 1	++	0.58	3.12	5.35
	S _s -F 2	++	0.62	3.12	5.06
	S _s -N 1	++	0.76	3.12	4.09
		-+	1.05	3.12	2.97
	S _s -N 2 (NS)	++	0.66	3.12	4.70
		-+	0.68	3.12	4.60
	S _s -N 2 (EW)	++	0.70	3.12	4.49
		-+	0.63	3.12	4.96
②	S _s -D	--	0.91	3.12	3.44
	S _s -N 1	++	0.76	3.12	4.10
③	S _s -D	--	0.92	3.12	3.39
	S _s -N 1	++	0.76	3.12	4.12

表 5-29 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	++	0.97	3.12	2.89
		-+	1.05	3.12	3.39
		+-	0.95	3.12	3.15
		--	1.01	3.12	3.28
	S _s -F1	++	0.54	3.12	5.34
	S _s -F2	++	0.62	3.12	4.90
	S _s -N1	++	0.79	3.12	4.15
		-+	0.79	3.12	2.89
	S _s -N2 (NS)	++	0.75	3.12	4.81
		-+	0.70	3.12	4.47
	S _s -N2 (EW)	++	0.62	3.12	4.43
		-+	0.61	3.12	4.84
⑤	S _s -N1	-+	0.79	3.12	3.94
	S _s -D	-+	1.03	3.12	3.03
⑥	S _s -N1	-+	0.79	3.12	3.97
	S _s -D	-+	1.05	3.12	2.97
⑦	S _s -N1	-+	0.75	3.12	4.15
	S _s -D	-+	0.97	3.12	3.22
⑧	S _s -N1	-+	0.76	3.12	4.09
	S _s -D	-+	0.99	3.12	3.16

表 5-30 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	++	1.39	1.43	1.03
		-+	1.80	1.43	0.80
		+ -	1.39	1.43	1.03
		--	1.89	1.43	0.76
	S _s -F 1	++	0.92	1.43	1.56
	S _s -F 2	++	1.24	1.43	1.16
	S _s -N 1	++	1.46	1.43	0.98
		-+	1.14	1.43	1.26
	S _s -N 2 (NS)	++	1.24	1.43	1.16
		-+	1.35	1.43	1.07
	S _s -N 2 (EW)	++	1.12	1.43	1.28
		-+	1.05	1.43	1.37
②	S _s -N 1	++	1.47	1.43	0.98
	S _s -D	--	1.87	1.43	0.77
③	S _s -N 1	++	1.44	1.43	1.00
	S _s -D	--	1.88	1.43	0.76

表 5-31 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	++	1.38	1.43	1.04
		-+	1.80	1.43	0.80
		+ -	1.42	1.43	1.01
		--	1.78	1.43	0.81
	S _s -F 1	++	0.96	1.43	1.49
	S _s -F 2	++	1.20	1.43	1.20
	S _s -N 1	++	1.49	1.43	0.96
		-+	1.21	1.43	1.19
	S _s -N 2 (NS)	++	1.28	1.43	1.12
		-+	1.30	1.43	1.10
	S _s -N 2 (EW)	++	1.17	1.43	1.23
		-+	1.03	1.43	1.40
②	S _s -D	--	1.76	1.43	0.82
	S _s -N 1	++	1.47	1.43	0.98
③	S _s -D	--	1.78	1.43	0.81
	S _s -N 1	++	1.47	1.43	0.97

表 5-32 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	++	1.99	1.43	0.72
		-+	1.55	1.43	0.93
		+ -	1.90	1.43	0.76
		--	1.52	1.43	0.95
	S _s -F 1	++	0.77	1.43	1.86
	S _s -F 2	++	1.23	1.43	1.17
	S _s -N 1	++	1.40	1.43	1.02
		-+	1.52	1.43	0.94
	S _s -N 2 (NS)	++	1.49	1.43	0.97
		-+	1.40	1.43	1.02
	S _s -N 2 (EW)	++	1.06	1.43	1.36
		-+	1.07	1.43	1.34
⑤	S _s -N 1	-+	1.53	1.43	0.94
	S _s -D	-+	1.54	1.43	0.93
⑥	S _s -N 1	-+	1.52	1.43	0.95
	S _s -D	-+	1.55	1.43	0.93
⑦	S _s -N 1	-+	1.07	1.43	1.34
	S _s -D	-+	1.33	1.43	1.08
⑧	S _s -N 1	-+	1.07	1.43	1.34
	S _s -D	-+	1.36	1.43	1.06

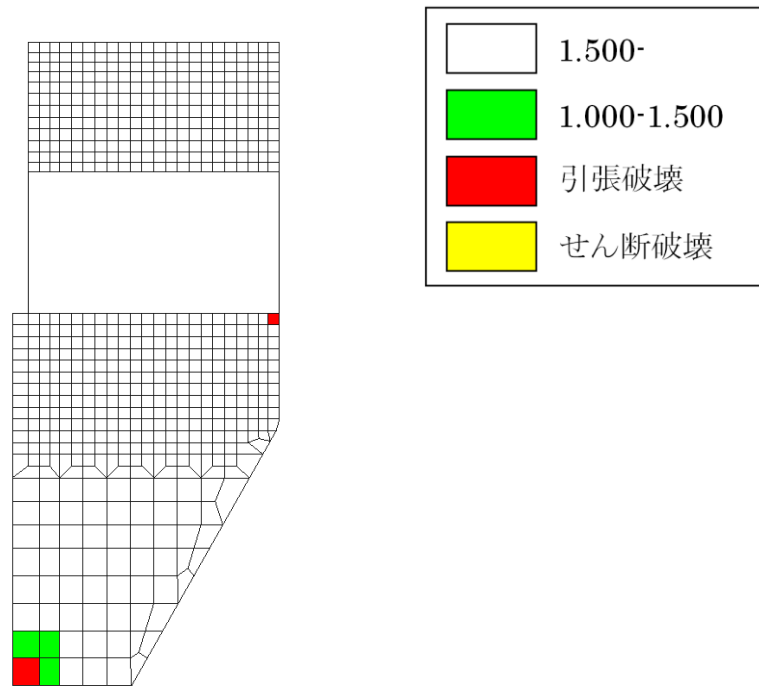


図 5-20 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (A-A 断面)
 (解析ケース①, $S_s - D$ (—))

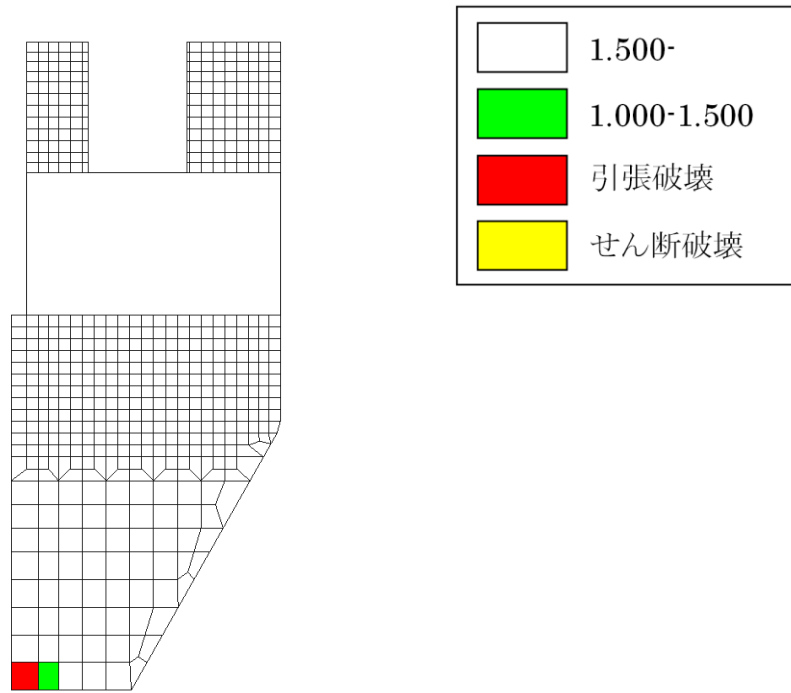


図 5-21 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (B-B 断面)
 (解析ケース①, S s - D (-+))

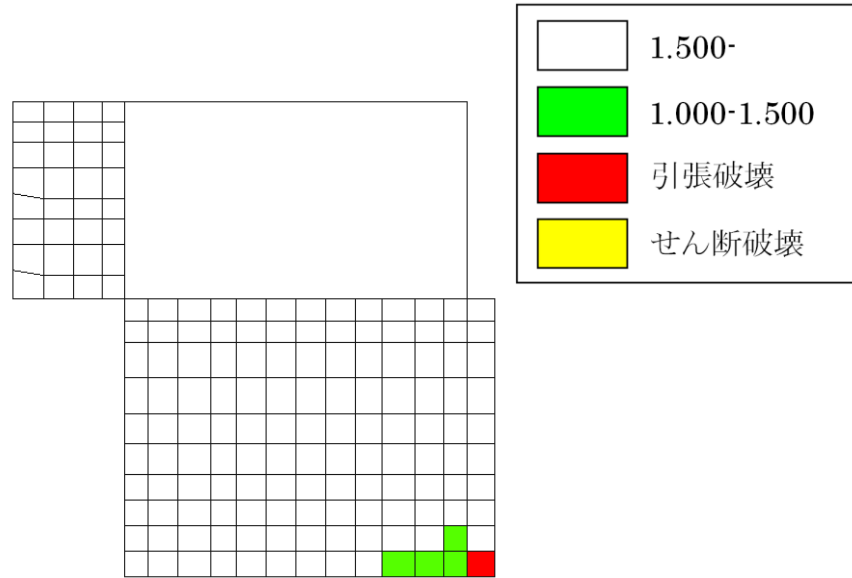


図 5-22 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (C-C 断面)
 (解析ケース④, $S_s - D(++)$)

5.4.3 置換コンクリート

置換コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-33～表 5-35 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-36～表 5-38 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 5-23 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

表 5-33～表 5-38 及び図 5-23 より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で置換コンクリートの安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、置換コンクリートの健全性を確認した。

表 5-33 置換コンクリート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	++	1.99	4.80	2.42
		-+	1.43	4.80	3.35
		+ -	1.75	4.80	2.75
		--	1.48	4.80	3.25
	S _s -F 1	++	1.03	4.80	4.65
	S _s -F 2	++	1.05	4.80	4.56
	S _s -N 1	++	1.34	4.80	3.59
		-+	1.90	4.80	2.53
	S _s -N 2 (NS)	++	1.06	4.80	4.53
		-+	1.02	4.80	4.72
	S _s -N 2 (EW)	++	1.08	4.80	4.47
		-+	1.02	4.80	4.70
②	S _s -N 1	++	1.31	4.80	3.68
	S _s -D	--	1.44	4.80	3.33
③	S _s -N 1	++	1.39	4.80	3.46
	S _s -D	--	1.52	4.80	3.17

表 5-34 置換コンクリート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	++	1.10	4.80	4.35
		-+	0.96	4.80	5.02
		+-	1.08	4.80	4.45
		--	0.98	4.80	4.88
	S _s -F1	++	0.59	4.80	8.16
	S _s -F2	++	0.87	4.80	5.52
	S _s -N1	++	0.82	4.80	5.88
		-+	1.05	4.80	4.58
	S _s -N2 (NS)	++	0.69	4.80	6.93
		-+	0.64	4.80	7.48
	S _s -N2 (EW)	++	0.64	4.80	7.56
		-+	0.70	4.80	6.85
②	S _s -D	--	0.98	4.80	4.90
	S _s -N1	++	0.82	4.80	5.89
③	S _s -D	--	1.00	4.80	4.80
	S _s -N1	++	0.80	4.80	6.00

表 5-35 置換コンクリート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	++	0.73	3.12	4.30
		-+	0.88	3.12	3.55
		+ -	0.81	3.12	3.85
		--	0.89	3.12	3.51
	S _s -F1	++	0.66	3.12	4.76
	S _s -F2	++	0.65	3.12	4.80
	S _s -N1	++	0.73	3.12	4.25
		-+	0.74	3.12	4.23
	S _s -N2 (NS)	++	0.63	3.12	4.99
		-+	0.71	3.12	4.40
	S _s -N2 (EW)	++	0.68	3.12	4.62
		-+	0.62	3.12	5.05
⑤	S _s -N1	-+	0.74	3.12	4.20
	S _s -D	-+	0.88	3.12	3.54
⑥	S _s -N1	-+	0.73	3.12	4.26
	S _s -D	-+	0.90	3.12	3.48
⑦	S _s -N1	-+	0.71	3.12	4.40
	S _s -D	-+	0.68	3.12	4.59
⑧	S _s -N1	-+	0.72	3.12	4.34
	S _s -D	-+	0.69	3.12	4.52

表 5-36 置換コンクリート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	++	5.02	1.91	0.38
		-+	3.64	1.91	0.53
		+ -	4.42	1.91	0.44
		--	3.56	1.91	0.54
	S _s -F 1	++	2.41	1.91	0.80
	S _s -F 2	++	2.30	1.91	0.84
	S _s -N 1	++	3.32	1.91	0.58
		-+	4.80	1.91	0.40
	S _s -N 2 (NS)	++	2.55	1.91	0.75
		-+	2.44	1.91	0.79
	S _s -N 2 (EW)	++	2.41	1.91	0.80
		-+	2.26	1.91	0.85
②	S _s -N 1	++	3.20	1.91	0.60
	S _s -D	--	3.47	1.91	0.56
③	S _s -N 1	++	3.50	1.91	0.55
	S _s -D	--	3.81	1.91	0.51

表 5-37 置換コンクリート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	++	1.72	1.91	1.12
		-+	1.19	1.91	1.61
		+ -	1.68	1.91	1.14
		--	1.22	1.91	1.57
	S _s -F 1	++	0.68	1.91	2.81
	S _s -F 2	++	0.81	1.91	2.37
	S _s -N 1	++	1.08	1.91	1.77
		-+	1.34	1.91	1.43
	S _s -N 2 (NS)	++	0.82	1.91	2.33
		-+	0.67	1.91	2.87
	S _s -N 2 (EW)	++	0.83	1.91	2.31
		-+	0.70	1.91	2.75
②	S _s -D	--	1.21	1.91	1.59
	S _s -N 1	++	1.01	1.91	1.90
③	S _s -D	--	1.16	1.91	1.65
	S _s -N 1	++	1.19	1.91	1.62

表 5-38 置換コンクリート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	++	0.93	1.43	1.55
		-+	0.83	1.43	1.73
		+-	0.90	1.43	1.59
		--	0.98	1.43	1.46
	S _s -F1	++	0.44	1.43	3.25
	S _s -F2	++	0.79	1.43	1.82
	S _s -N1	++	0.69	1.43	2.07
		-+	0.57	1.43	2.52
	S _s -N2 (NS)	++	0.74	1.43	1.95
		-+	0.38	1.43	3.79
	S _s -N2 (EW)	++	1.06	1.43	1.35
		-+	0.88	1.43	1.63
⑤	S _s -N1	-+	0.63	1.43	2.29
	S _s -D	-+	0.84	1.43	1.71
⑥	S _s -N1	-+	0.61	1.43	2.36
	S _s -D	-+	0.79	1.43	1.83
⑦	S _s -N1	-+	0.74	1.43	1.95
	S _s -D	-+	0.82	1.43	1.75
⑧	S _s -N1	-+	0.82	1.43	1.74
	S _s -D	-+	0.82	1.43	1.74

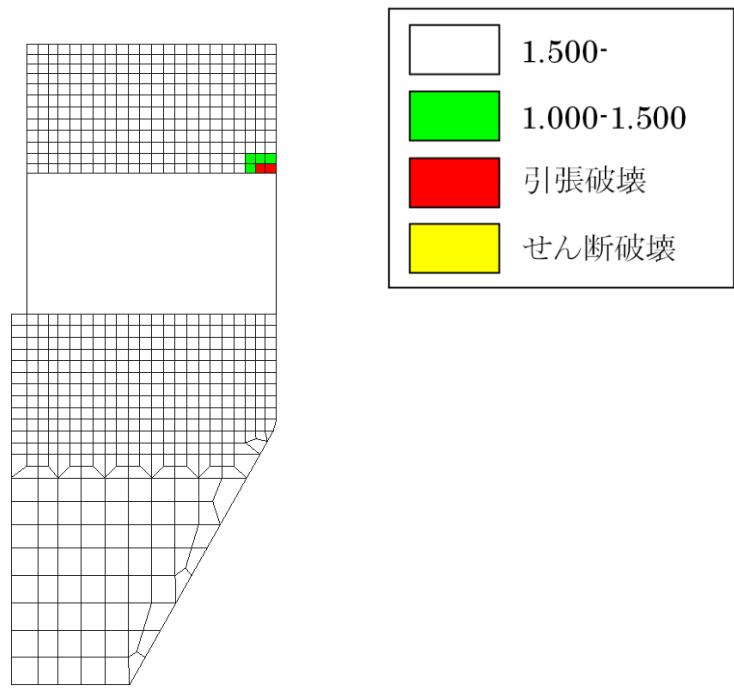


図 5-23 置換コンクリートの引張応力最大時刻の局所安全係数 (A-A断面)
 (解析ケース①, $S_s - D(++)$)

6. まとめ

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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，層間変形角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。また，部材降伏に相当する限界ひずみを下回っており，CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については，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。

以上から，屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
33.0	28.9

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。

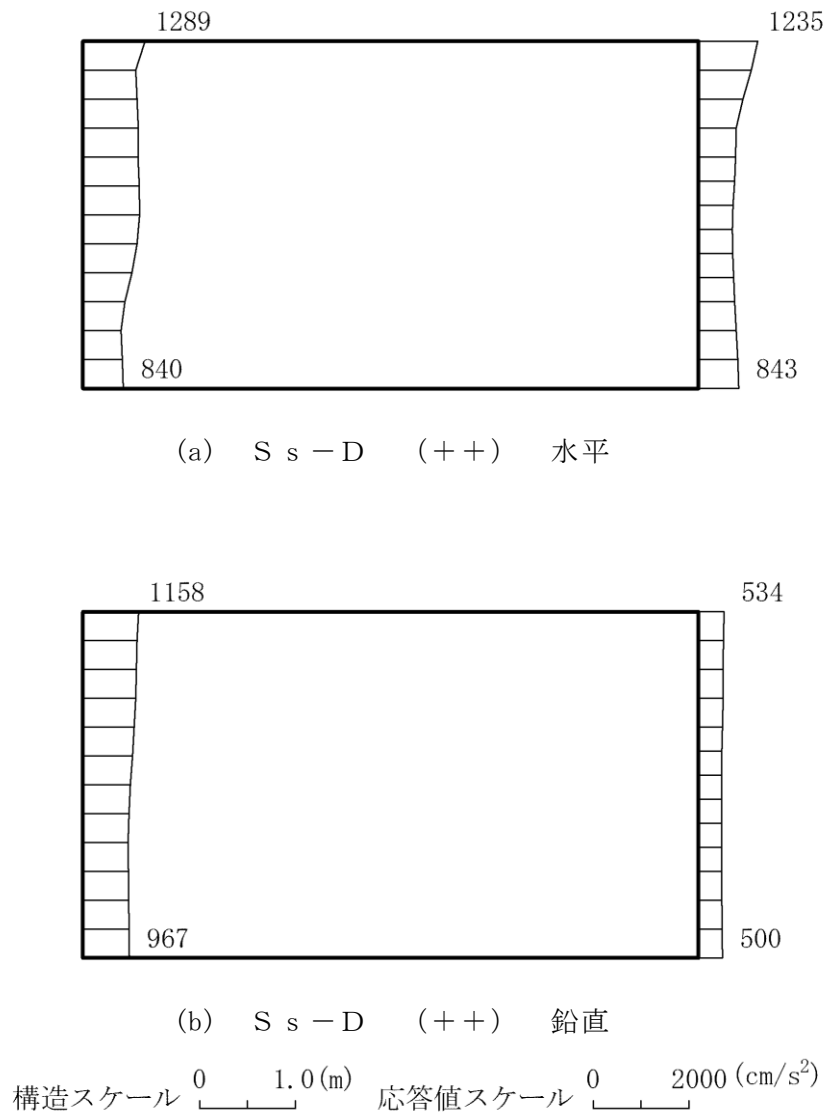
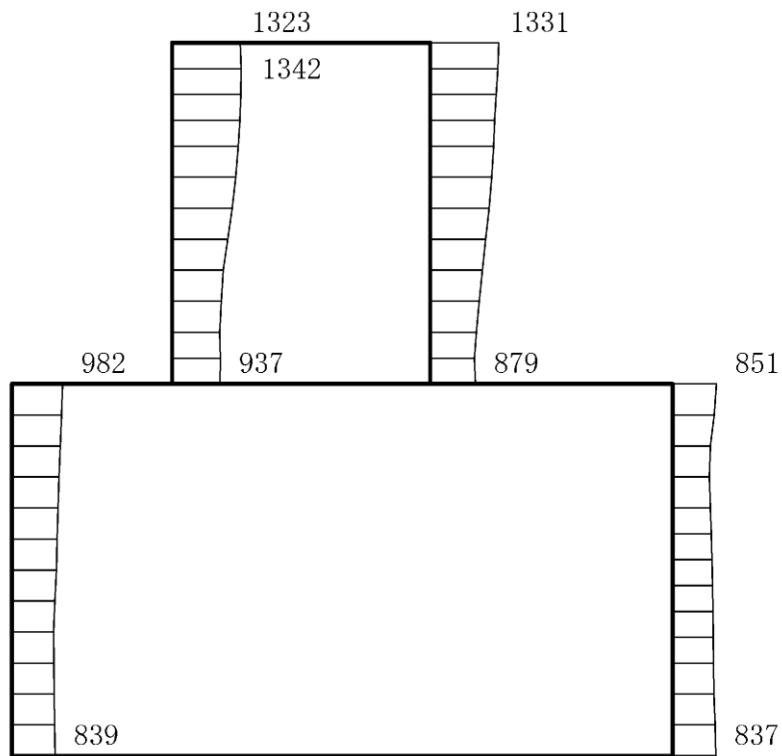
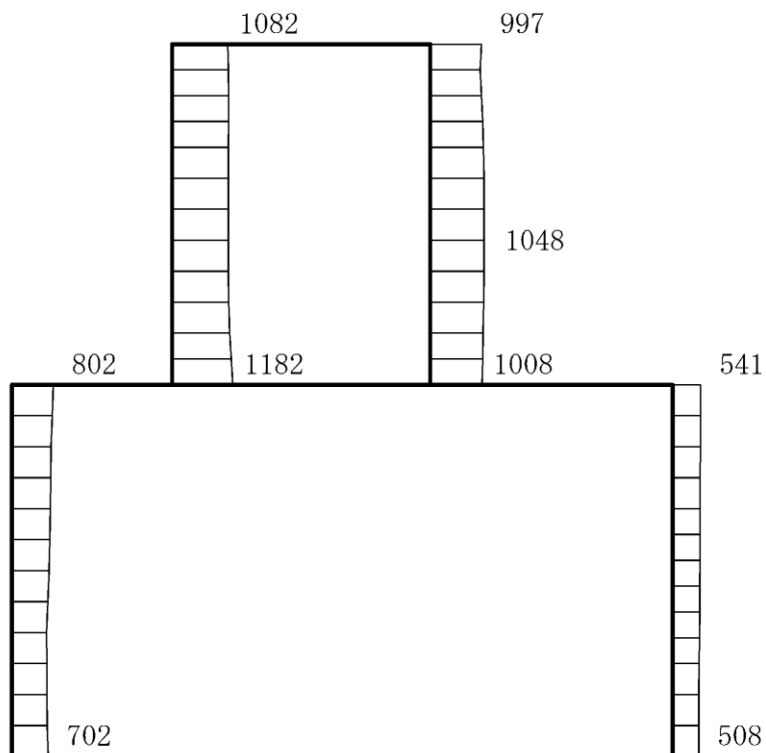


図 1-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑨)



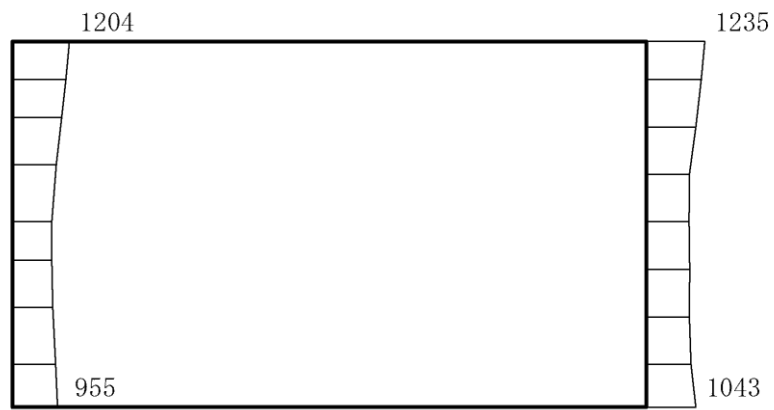
(a) S s - D (++) 水平



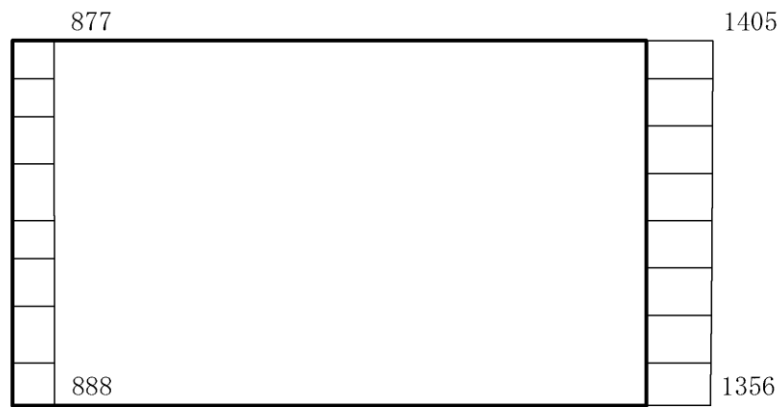
(b) S s - D (++) 鉛直

構造スケール 0 1.0(m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

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

構造スケール $0 \quad 1.0(\text{m})$ 応答値スケール $0 \quad 2000(\text{cm}/\text{s}^2)$

図 1-3 最大応答加速度分布図 (C-C断面, 解析ケース⑩)

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

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）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。

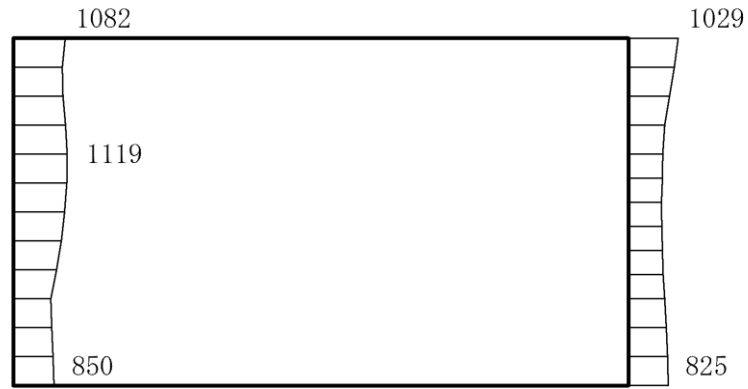
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ (++) を使用する。

表 2-1 設計地下水位の一覧

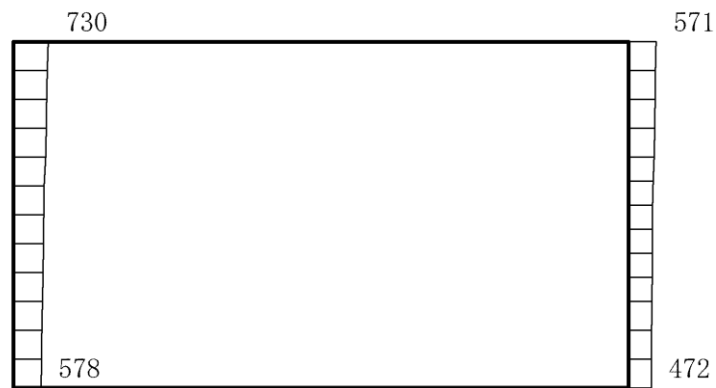
施設名称	解析断面	設計地下水位 (ELm)
屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	A-A 断面	解析モデル範囲外のため、 考慮しない
	B-B 断面	
	C-C 断面	

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。



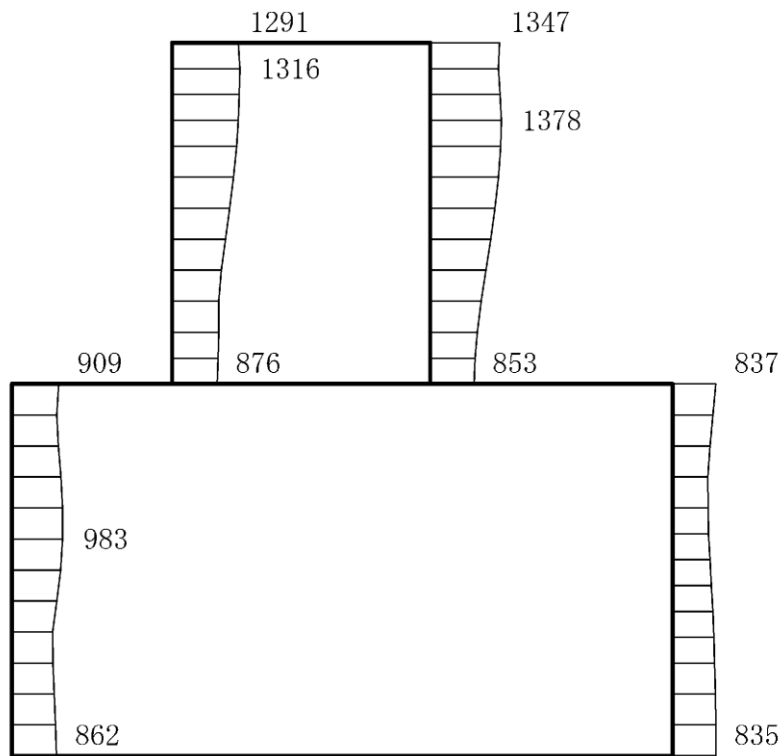
(a) $S_s - D$ (++) 水平



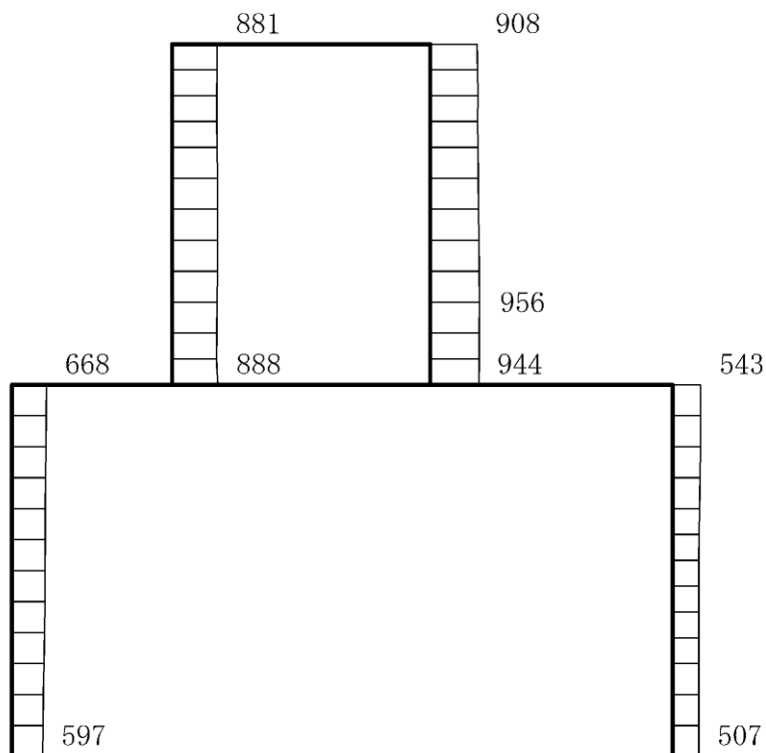
(b) $S_s - D$ (++) 鉛直

構造スケール $0 \quad 1.0(m)$ 応答値スケール $0 \quad 2000 (cm/s^2)$

図 2-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面, 解析ケース⑩)



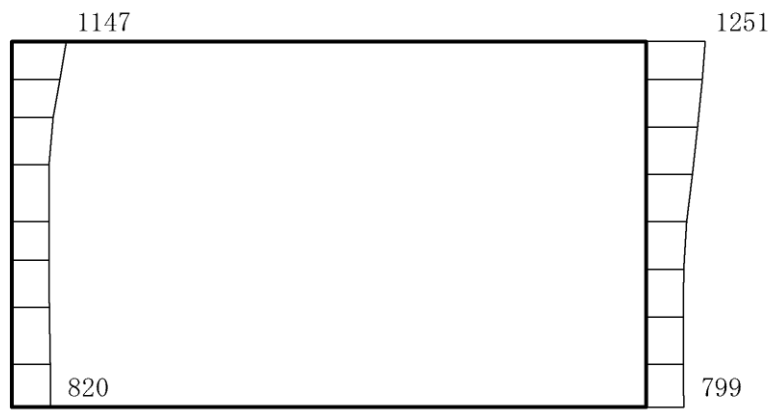
(a) S s - D (++) 水平



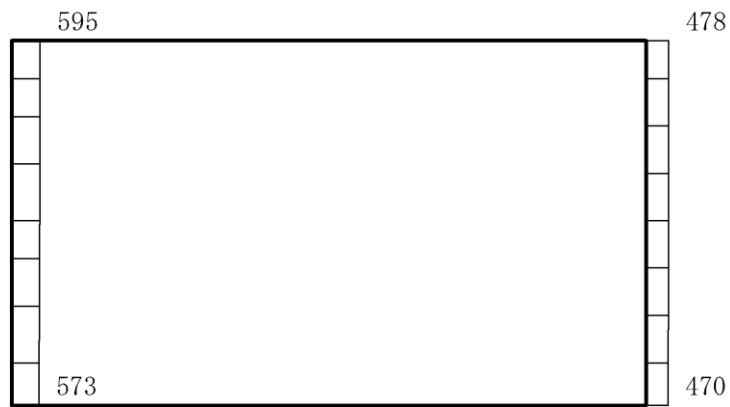
(b) S s - D (++) 鉛直

構造スケール 0 1.0(m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

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

構造スケール 0 1.0(m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 2-3 最大応答加速度分布図 (C-C断面, 解析ケース⑫)

参考資料2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）が耐震性を有することの確認を行う。

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の静的地震力に対する耐震評価は、構造部材の曲げ・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する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が短期許容支持力度を下回ることを確認する。

静的地震力に対する耐震評価フローを図1-1に示す。

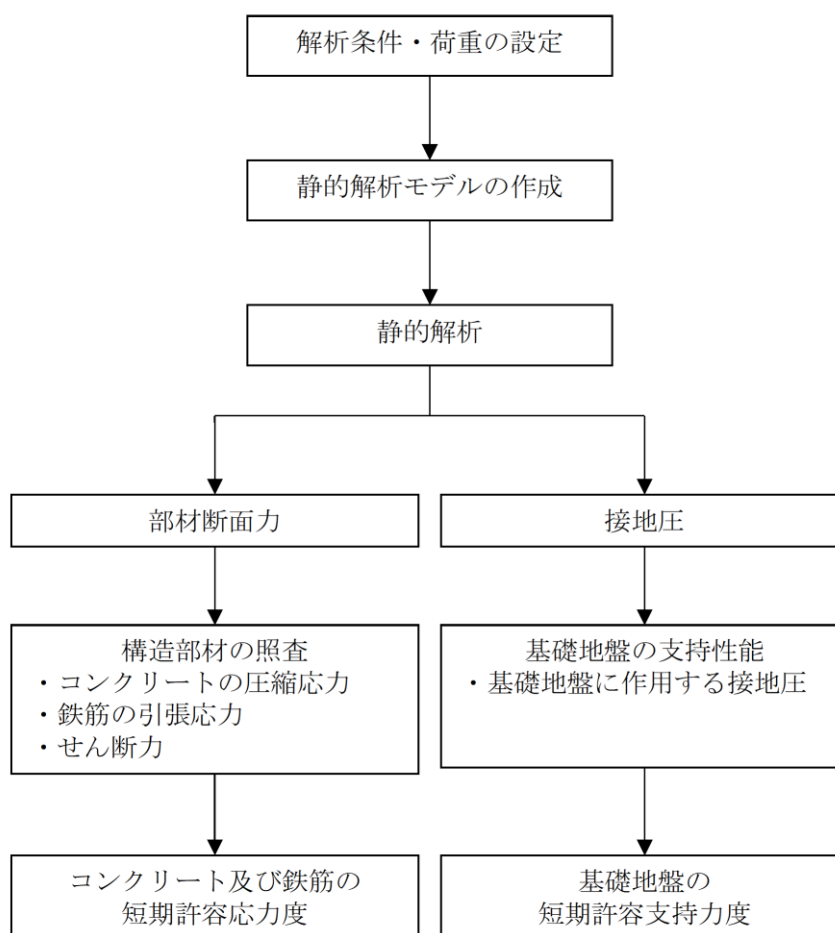


図1-1 静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 2002
- ・J E A G 4 6 0 1 -1987
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（社）日本電気協会）

3. 評価対象断面

本文のうち「2.4 評価対象断面の選定」と同様とする。

4. 荷重及び荷重組合せ

4.1 荷重

通常運転時の荷重（永久荷重）は本文「3.4 荷重及び荷重の組合せ」と同様とする。

(1) 地震荷重（S c）

地震荷重は，Cクラス施設に求められる静的地震力（kh=0.16）を考慮する。

なお，Cクラス施設に求められる静的地震力（kh=0.16）は，以下の式に基づき算出する。

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

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

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 (1.0)
- 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)

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組み合わせ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S c)	G + P + S c

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- S c : 静的地震力

5. 使用材料及び材料の物性値

本文のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、本文のうち「3. 地震応答解析」で設定した解析モデルを用い、屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）を線形はり要素でモデル化した静的非線形解析により応答値を算定する。

7. 解析モデル

図 7-1～図 7-3 に解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。

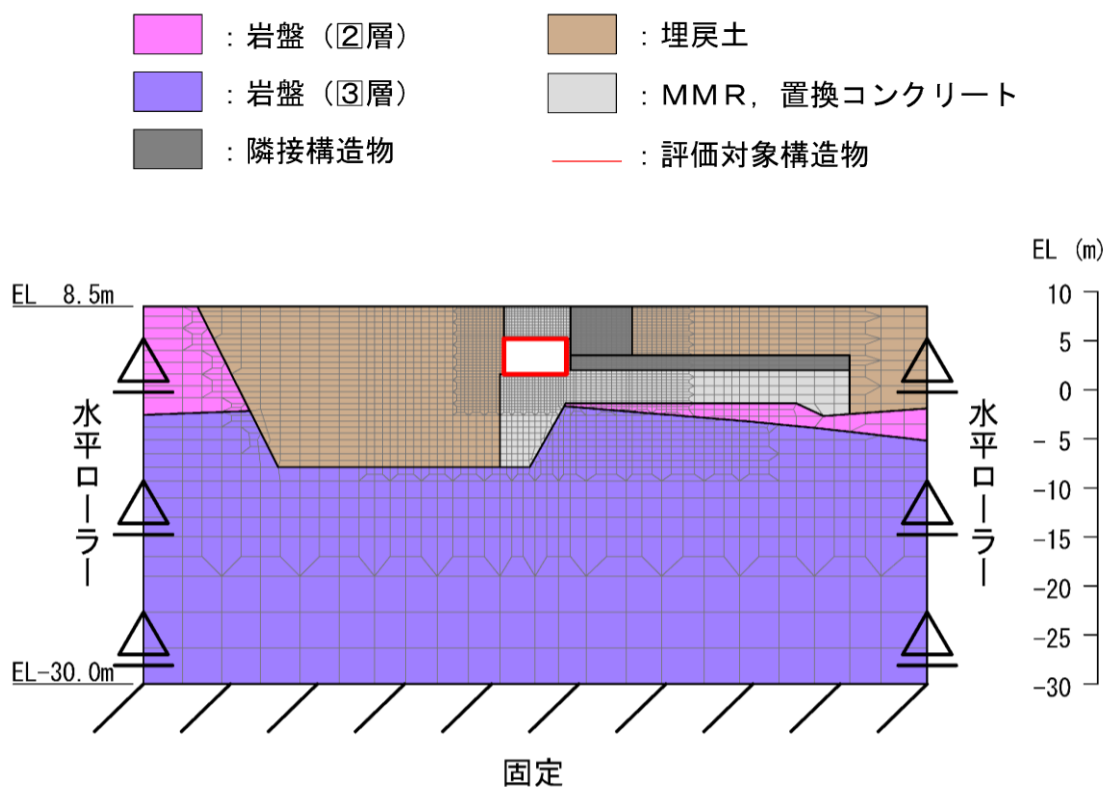








図 7-1 解析モデル図 (A-A 断面)

- | | |
|---|---|
|  : 岩盤 (2層) |  : 埋戻土 |
|  : 岩盤 (3層) |  : MMR, 置換コンクリート |
|  : 隣接構造物 |  : 評価対象構造物 |

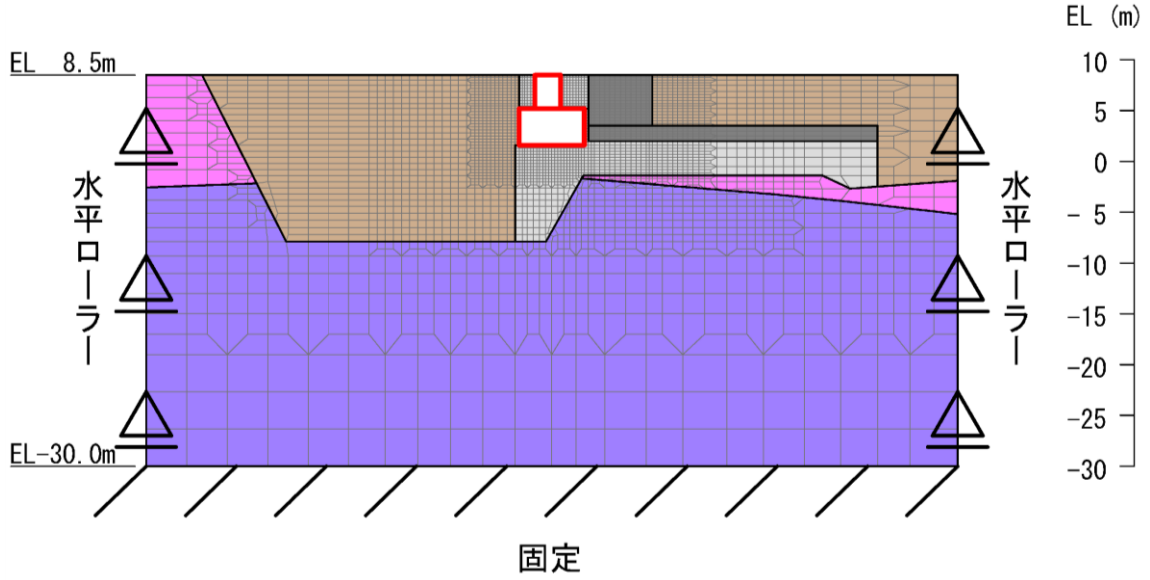


図 7-2 解析モデル図 (B-B 断面)

- | | |
|---|---|
|  : 岩盤 (2層) |  : 埋戻土 |
|  : 岩盤 (3層) |  : MMR, 埋戻コンクリート, 置換コンクリート |
|  : 隣接構造物 |  : 改良地盤 |
|  : 評価対象構造物 | |

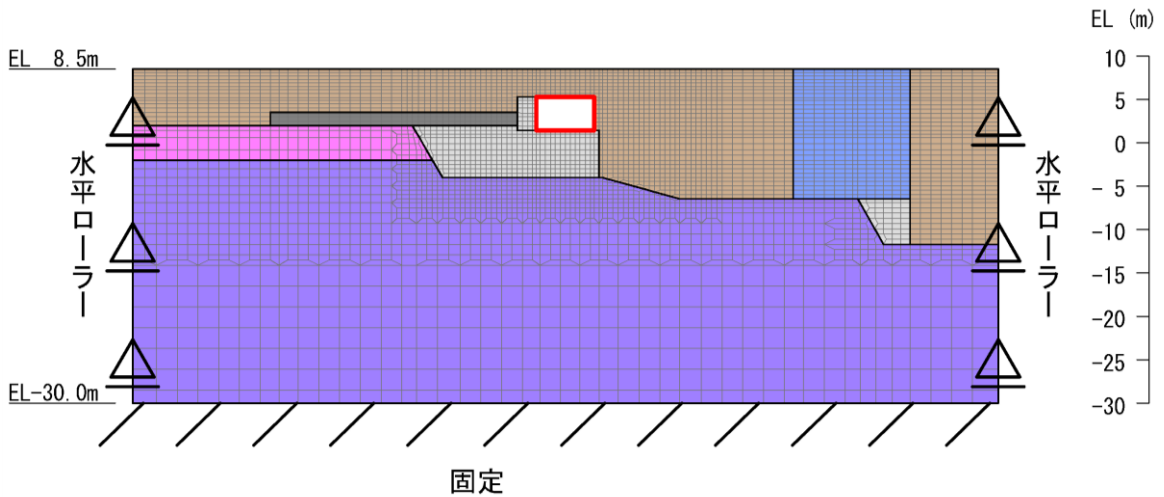


図 7-3 解析モデル図 (C-C 断面)

8. ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は本文のうち「3.2.7 ジョイント要素の設定」と同様とする。

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材（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 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 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)
	$f'_{ck} = 20.6$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.87
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.42	0.63

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 9-2 鉄筋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)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

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。

9.2 せん断破壊に対する許容限界

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の静的地震力に対する耐震性を有することの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、表 9-1 に示す短期許容応力度とする。

なお、せん断補強鉄筋が配置される部材の許容限界は、表 9-1 及び表 9-2 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。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 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

$$V_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここに、 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。

$$V_s = \{ A_w \cdot \sigma'_{sa} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z$$

ここに、 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

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 基礎地盤

基礎地盤に作用する設置圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2008（（社）日本電気協会）」に基づき極限支持力度の 2/3 とする。

基礎地盤の許容限界を表 9-3 に示す。

表 9-3 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)
短期許容支持力度	C _M 級岩盤	6.5

9.3.2 MMR

MMR（支圧強度 $f'_a = 15.6\text{N/mm}^2$ ）の評価結果については、基礎地盤の支持性能に対する評価を行うことから省略する。

10. 評価結果

10.1 A-A断面

静的地震力に対する評価結果を表 10-1～表 10-3 に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図 10-2 に示す。

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（A-A断面，コンクリート）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	1	104	183	2	11.80	0.20
側壁	3	-152	275	4	11.80	0.31
底版	2	-153	267	3	11.80	0.28

注記*：評価位置は図 10-1 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（A-A断面，鉄筋）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
頂版	1	104	183	45	294	0.16
側壁	4	104	188	70	294	0.24
底版	2	-153	267	66	294	0.23

注記*：評価位置は図 10-1 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果（A-A断面）

評価位置*		発生 せん断力 (kN)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_a
頂版	1	138	0.31	0.63	0.49
側壁	3	263	0.59	0.63	0.93
底版	2	214	0.48	0.63	0.76

注記*：評価位置は図 10-1 に示す。

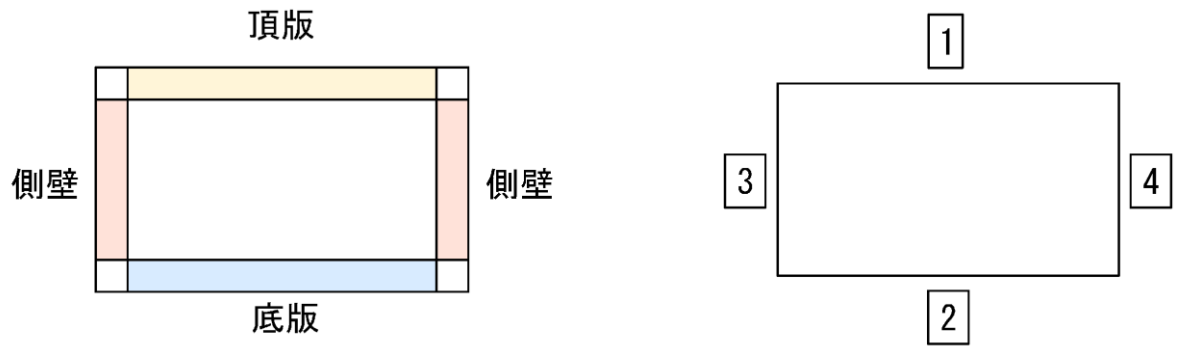
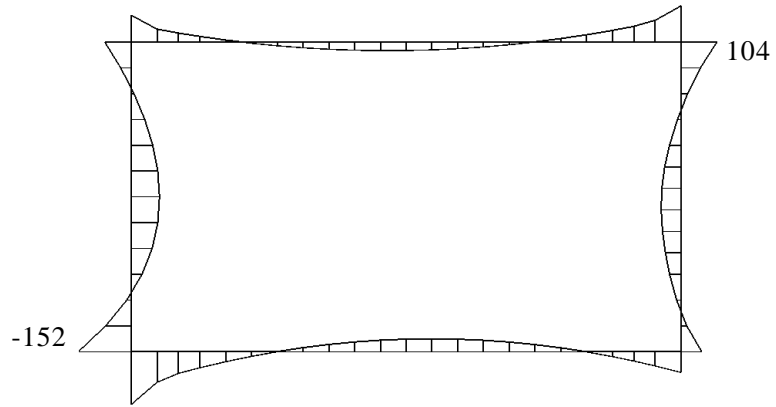
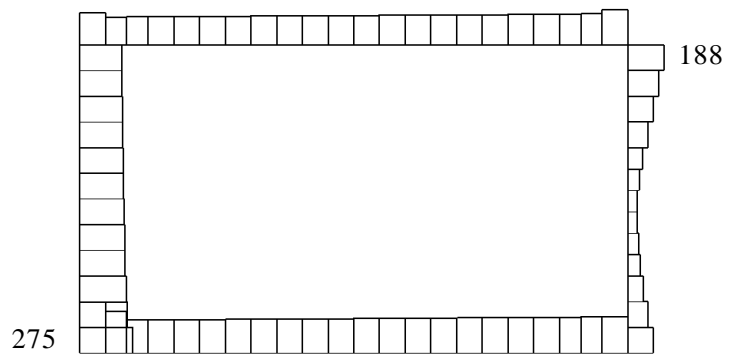


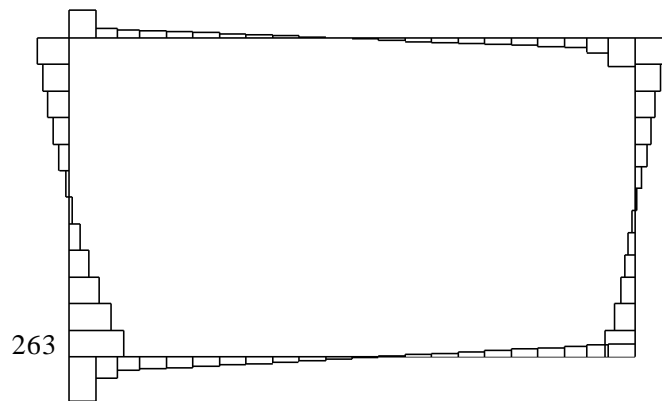
图 10-1 評価位置図 (A-A断面)



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 10-2 最も厳しい照査値の地震時断面力 (A-A 断面)

10.2 B-B断面

静的地震力に対する評価結果を表10-4～表10-6に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図10-4に示す。

表10-4 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（B-B断面，コンクリート）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	4	161	322	4	11.80	0.31
側壁	9	161	170	4	11.80	0.36
床版	3	-49	286	1	13.50	0.10
底版	5	-135	238	3	11.80	0.25

注記*：評価位置は図10-3に示す。

表10-5 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（B-B断面，鉄筋）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
頂版	4	161	322	64	294	0.22
側壁	9	161	170	137	294	0.47
床版	3	-49	286	4	294	0.02
底版	5	-135	238	58	294	0.20

注記*：評価位置は図10-3に示す。

表 10-6 せん断破壊に対する評価結果 (B-B断面)

評価位置*1		発生せん断力 Q (kN)	発生応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 τ_d / τ_a	照査値 Q/V _a *2
頂版	2	143	0.32	0.63	—	0.51	—
側壁	9	265	0.59	0.63	—	0.94	—
床版	3	25	—	—	217	—	0.12
底板	5	177	0.40	0.63	—	0.63	—

注記*1：評価位置は図 10-3 に示す。

*2：床版はせん断補強筋があるため、照査値はQ/V_aで評価する。

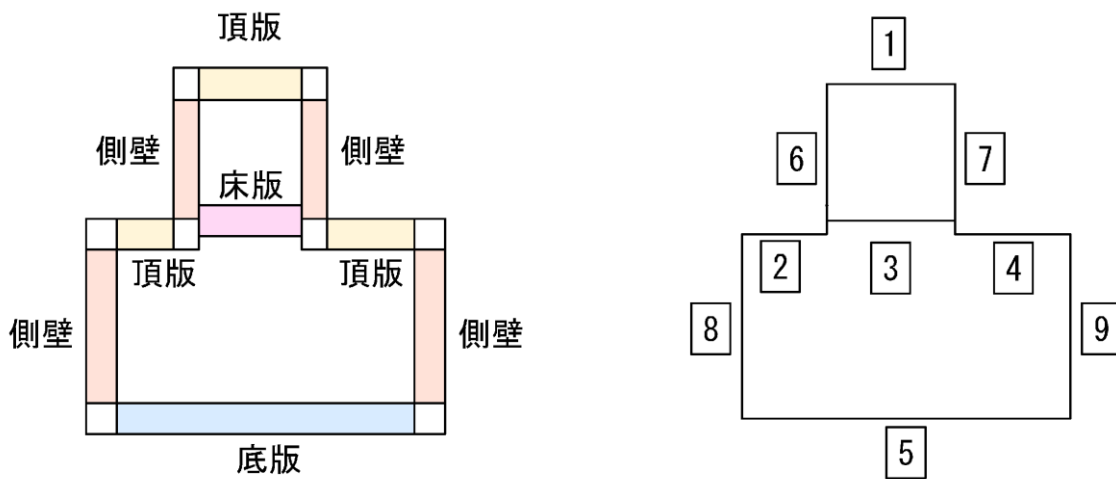
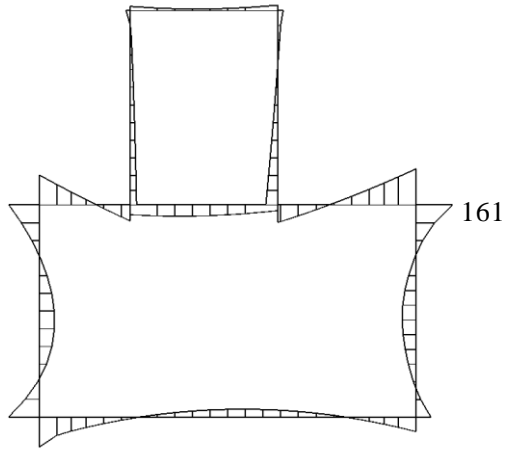
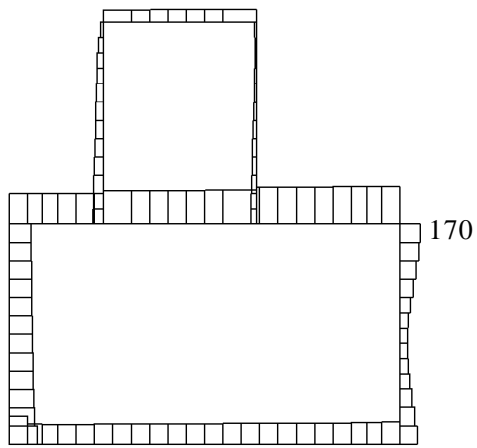


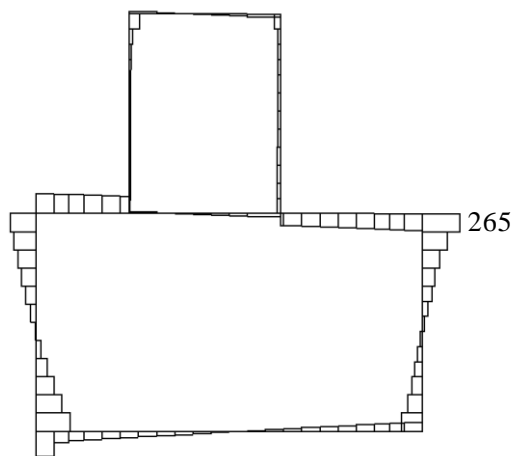
図 10-3 評価位置図 (B-B断面)



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 10-4 最も厳しい照査値の地震時断面力 (B-B 断面)

10.3 C-C断面

静的地震力に対する評価結果を表10-7～表10-9に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図10-6に示す。

表10-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（C-C断面，コンクリート）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	1	373	128	4	11.80	0.38
側壁	4	373	377	4	11.80	0.31
底版	2	-211	156	2	11.80	0.16

注記*：評価位置は図10-5に示す。

表10-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（C-C断面，鉄筋）

評価位置*		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
頂版	1	373	128	132	294	0.45
側壁	4	373	377	85	294	0.29
底版	2	-211	156	46	294	0.16

注記*：評価位置は図10-5に示す。

表10-9 せん断破壊に対する評価結果（C-C断面）

評価位置* ¹		発生 せん断力 Q (kN)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 τ_d / τ_a	照査値 Q/V _a * ²
頂版	1	310	0.50	0.63	—	0.79	—
側壁	3	170	—	—	374	—	0.46
底版	2	262	0.37	0.63	—	0.59	—

注記*1：評価位置は図10-5に示す。

*2：側壁はせん断補強筋があるため、照査値はQ/V_aで評価する。

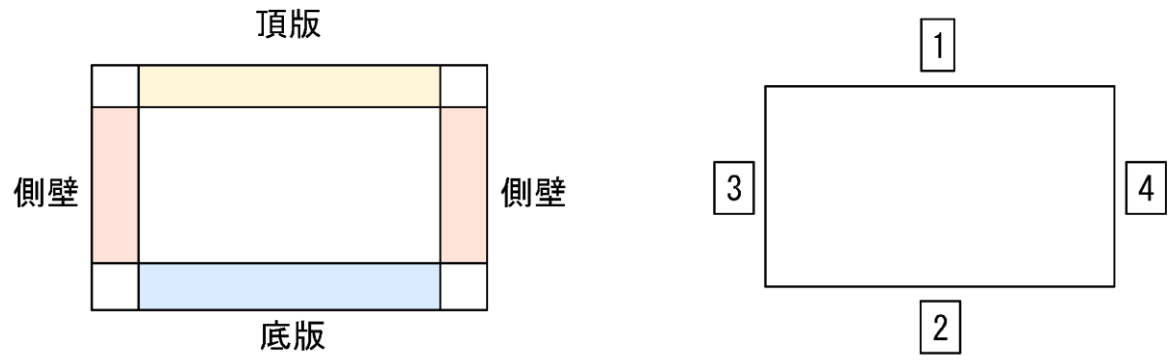
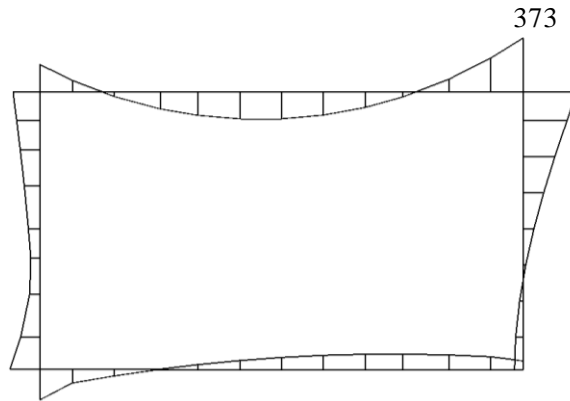
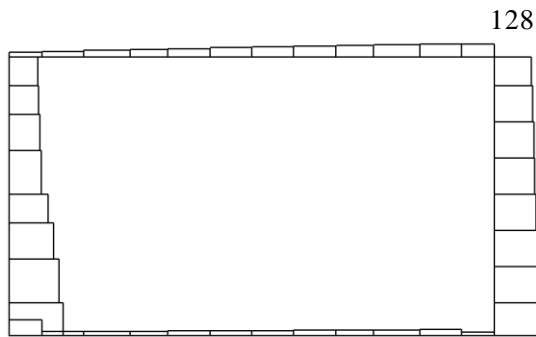


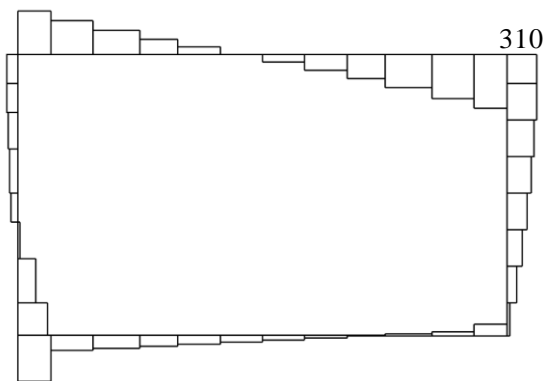
图 10-5 評価位置図 (C-C 断面)



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 10-6 最も厳しい照査値の地震時断面力 (C-C 断面)

11. 基礎地盤の支持性能

11.1 A-A断面

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 11-1 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-1 に示す。

基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ることを確認した。

表 11-1 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (A-A断面)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力	0.45	6.5	0.07

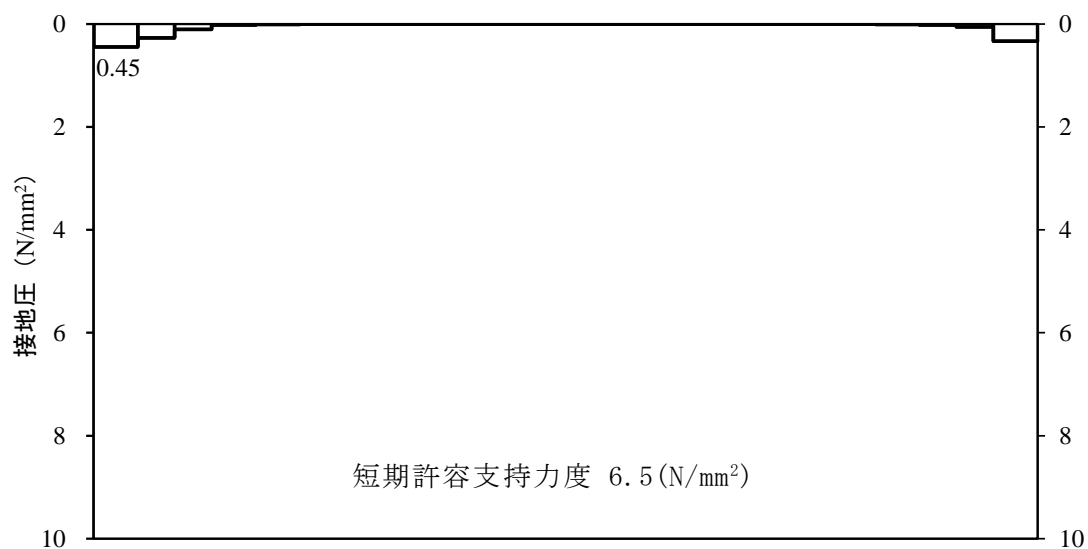


図 11-1 基礎地盤の最大接地圧分布図

11.2 B-B断面

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 11-2 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-2 に示す。

基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMRに作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (B-B断面)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力	0.42	6.5	0.07

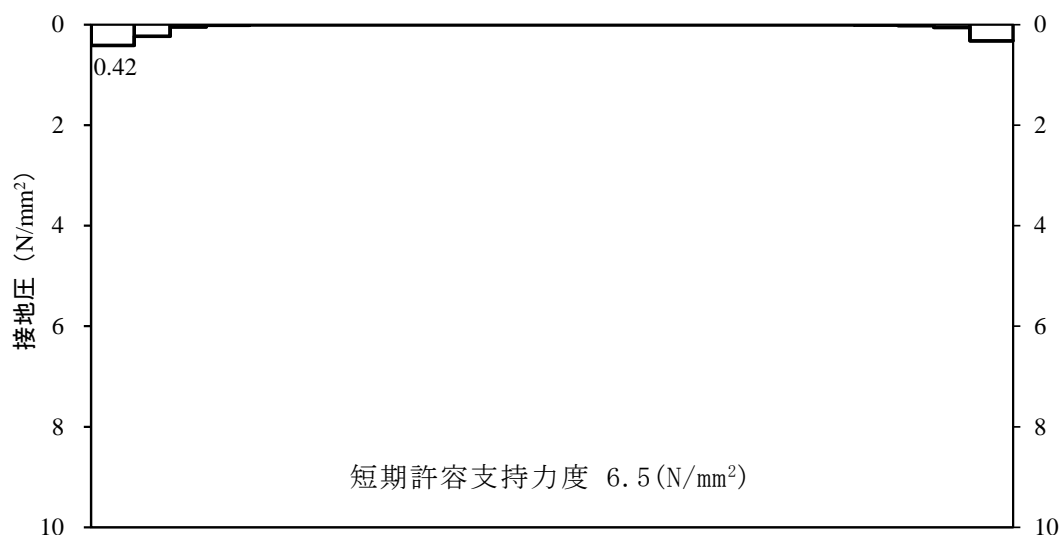


図 11-2 基礎地盤の最大接地圧分布図

11.3 C-C断面

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 11-3 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-3 に示す。

基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMRに作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (C-C断面)

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm ²)	照査値 R_d/R_a
静的地震力	0.48	6.5	0.08

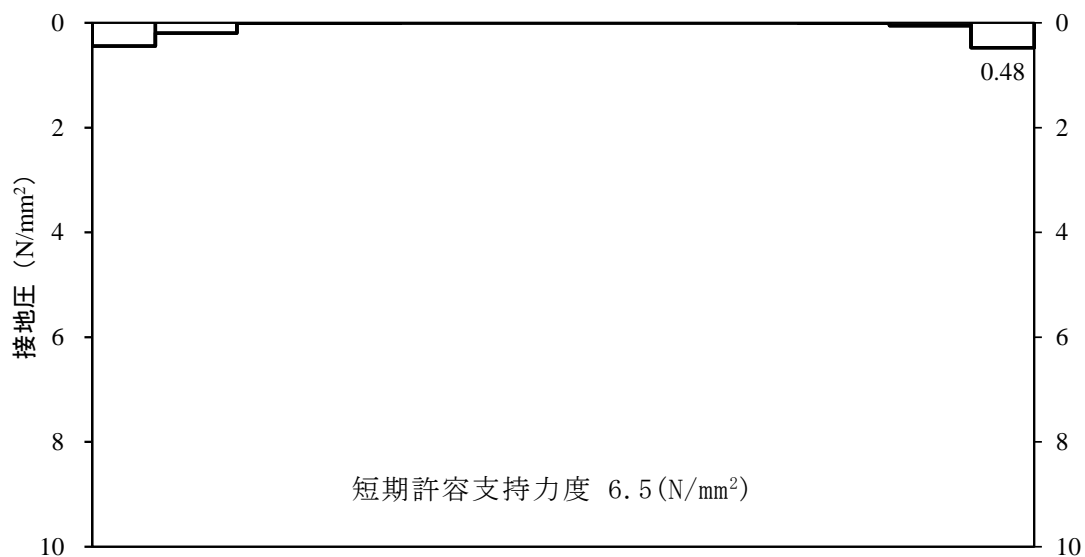


図 11-3 基礎地盤の最大接地圧分布図

12. まとめ

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）について、静的地震力に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容支持力度を下回ることを確認した。また、基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMRに作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）は設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

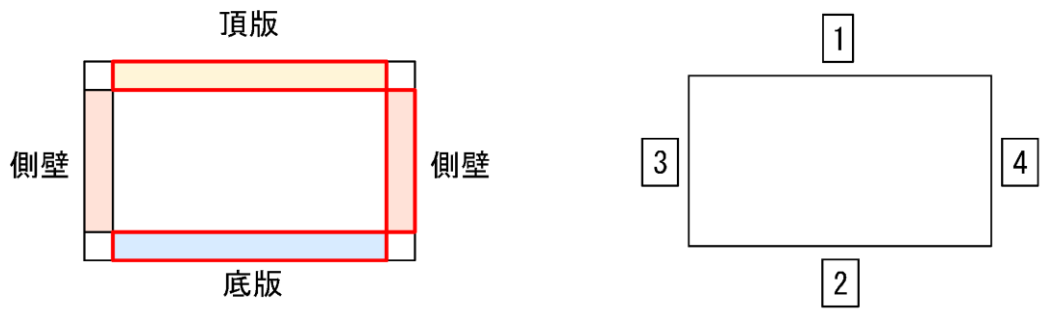
参考資料3 せん断破壊に対する照査への線形被害則適用について

1. はじめに

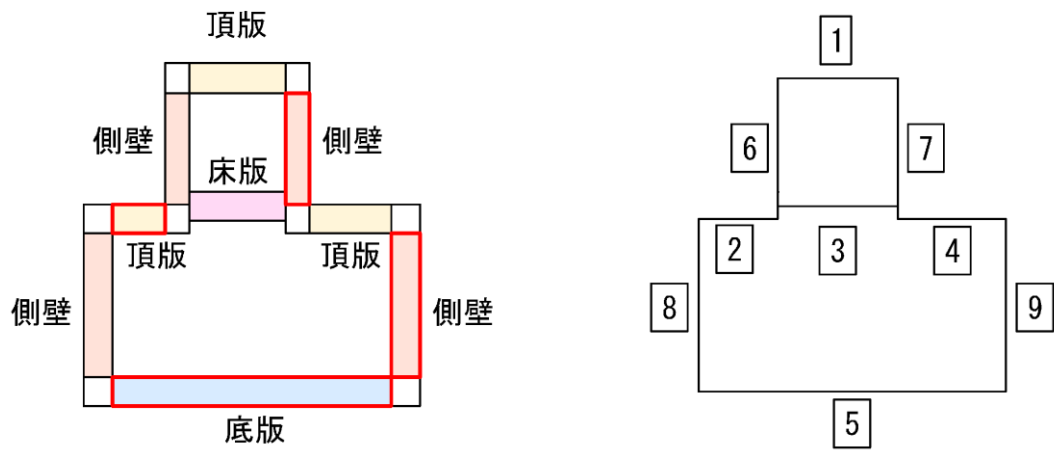
屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）のせん断破壊に対する照査については、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認することとしている。せん断照査の結果、照査用せん断力がせん断耐力を超える部材については、線形被害則を適用し、再照査を実施したことから、線形被害則適用による照査結果について示す。

2. 許容限界を超える部材

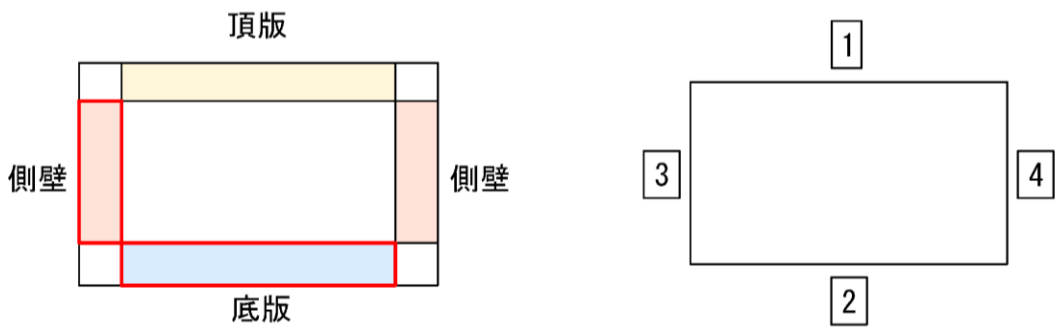
基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、せん断破壊に対する照査値が 1.0 を超える要素が存在することが確認された。当該部材の位置を図 2-1 に、当該位置におけるの最大照査値の一覧を表 2-1～表 2-3 に示す。



(A-A断面)



(B-B断面)



(C-C断面)

— : せん断耐力式による照査において、照査値が1.0を超える要素が存在する部材

図 2-1 せん断破壊に対する照査値が1.0を超える要素が存在する部材

表 2-1 照査用せん断力が許容限界を超える部材の最大照査値一覧（A-A断面）

部位		頂版	側壁	底版
断面高さ (mm)		600	600	600
使用鉄筋	外側	D29@200	D29@200	D29@200
	内側	D29@200	D22@200	D32@200
せん断補強筋		—	—	—
かぶり厚 (mm)		85	85	85
解析ケース		解析ケース①	解析ケース①	解析ケース①
地震動		S _s -D (+-)	S _s -N1 (++)	S _s -N1 (++)
照査用せん断力* (kN)		222	314	378
せん断耐力 (kN)		220	250	251
照査値		1.01	1.26	1.51
要求性能		構造強度	構造強度	構造強度

注記*：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a (=1.05)

表 2-2 照査用せん断力が許容限界を超える部材の最大照査値一覧（B-B断面）

部位		頂版	側壁	底版
断面高さ (mm)		600	600	600
使用鉄筋	外側	D29@200	D29@200	D29@200
	内側	D29@200	D22@200	D32@200
せん断補強筋		—	—	—
かぶり厚 (mm)		85	85	85
解析ケース		解析ケース③	解析ケース①	解析ケース②
地震動		S _s -D (--)	S _s -N1 (++)	S _s -N1 (++)
照査用せん断力* (kN)		359	337	324
せん断耐力 (kN)		225	238	249
照査値		1.60	1.42	1.31
要求性能		構造強度	構造強度	構造強度

注記*：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a (=1.05)

表 2-3 照査用せん断力が許容限界を超える部材の最大照査値一覧（C-C断面）

部位		側壁	底版
断面高さ（mm）		900	900
使用鉄筋	外側	D29@200	D29@200
	内側	D29@200	D29@200
せん断補強筋		—	—
かぶり厚（mm）		85	85
解析ケース		解析ケース④	解析ケース④
地震動		S _s -D (--)	S _s -D (-+)
照査用せん断力*（kN）		532	585
せん断耐力（kN）		291	324
照査値		1.83	1.81
要求性能		構造強度	構造強度

注記*：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a （=1.05）

3. 線形被害則によるせん断破壊に対する照査

3.1 線形被害則の概要

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）のせん断破壊に対する照査は、土木学会マニュアル 2005 に準拠し実施している。せん断破壊に対する照査について、土木学会マニュアル 2005 では、以下の 3 つの選択肢のいずれかを用いて評価すると記載がある。

- ① せん断耐力評価式
- ② 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法
（等価せん断スパン比を用いた方法又は線形被害則を用いた方法）
- ③ 材料非線形解析を用いる方法

①→②→③の順でより合理的な結果が得られるため、本評価では「①せん断耐力評価式」を基本とし、許容限界を満足しないと判定される部材だけを取り出し、「②分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法」のうち「線形被害則」を用いた方法により再照査を行うこととする。

線形被害則による評価方法を図 3-1 に示す。線形被害則による評価は、地震応答解析の結果から得られた断面力分布をもとに耐力を算定する。

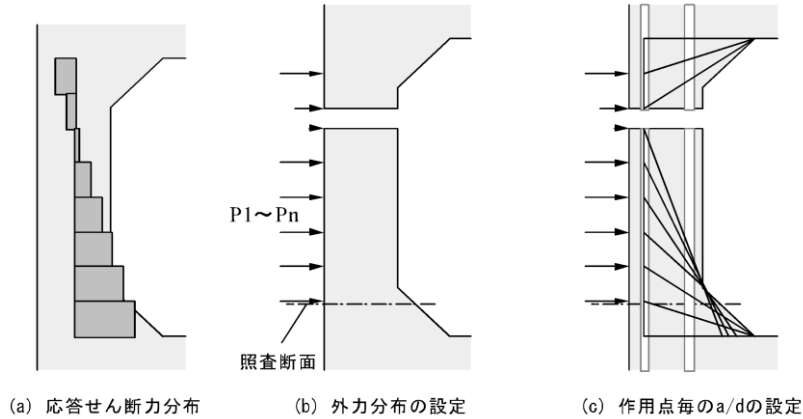


図 6.3-5 線形被害則を用いたせん断耐力評価法

(2) 線形被害則を用いた方法

このせん断耐力評価法では、応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定する（図 6.3-5 参照）。

a. 部材の分割

応答せん断力分布を見て、部材中にせん断力の反転する点がある場合は、その点で領域分割する。照査は双方の領域に対して行う。

b. 荷重分布の設定

応答せん断力分布から、それと同じ状況を再現できる荷重分布を求める。部材非線形解析で応答を求めると、節点位置で階段状にせん断力に変化する。この変化分を着目節点位置に作用する荷重とすればよい。a. の操作による分割点における変化分は両側の領域に配分する。

c. 照査断面の設定

照査断面は、せん断応力度（応答せん断力を断面積で除した値）が最大となる断面とする。

d. 線形被害則の適用

個々の作用 P_j （応答値側の安全係数を含む）に対するせん断耐力 V_j （限界値側の安全係数を含む）を評価し、作用力とせん断耐力の比の総和に構造物係数を乗じた値が 1.0 以内であることを確認を行う。

$$\gamma_s \cdot \sum_j \frac{P_j}{V_j} \leq 1.0 \quad (6.3-9)$$

せん断耐力は、6.3.2 項(2)で記したせん断耐力の基本式により求める。各作用に対して、作用点—支承前面間の距離を a 、有効部材厚を d として a/d を設定することを基本とする。ただし、6.3.2 項(3)と同じ要領でハンチを考慮することができる。照査断面よりも支点よりある作用点の影響は考慮しなくてよい。なお、線形被害則を用いたこの手法は、部材外面からの作用を想定しているのに対し、断面力の中には作用点が部材外面でない慣性力の成分も含まれている。しかし、これらの部材においては土圧が支配的であると考え、すべて外面から作用しているものとして扱う。

図 3-1 線形被害則を用いたせん断耐力評価法

（土木学会マニュアル 2005 から抜粋）

3.2 線形被害則によるせん断破壊に対する照査方法

「2. 許容限界を超える部材」で示した部材について、線形被害則を適用する。

当該部材におけるせん断耐力は、土木学会マニュアル 2005 に基づき、せん断耐力の基本式（棒部材式又はディープビーム式）により算出し、せん断スパン比によって、棒部材式とディープビーム式のどちらのせん断耐力を使用するか決定する。せん断耐力の基本式を図 3-2 及び図 3-3 に示す。

個々の作用 P_j （応答側の安全係数を含む）に対するせん断耐力 V_j （限界値側の安全係数を含む）を評価し、作用力とせん断耐力の比の総和に構造解析係数 γ_a を乗じた値が 1.0 以内であることの確認を行う。

(2) 棒部材式とディープビーム式

せん断耐力は、棒部材式(6.3-3)とディープビーム式(6.3-6)の大きい方として算出する。これを以降では「せん断耐力の基本式」と称する。

a. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (6.3-3)$$

ここに、 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (6.3-4)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{vcd} > 0.72 \text{ [N/mm}^2\text{]} \text{ となる場合は } f_{vcd} = 0.72 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

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

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

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

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

($a/d = 5.6$ で $\beta_a = 1.0$ となって示方書棒部材式に一致)

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

D : 断面高さ

a : 後述の(3)で定めるスパン

γ_{bc} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sd} = \{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z / \gamma_{bs} \quad (6.3-5)$$

図 3-2(1) せん断耐力の基本式 (棒部材式とディープビーム式)

(土木学会マニュアル 2005 より抜粋)

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度で、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性が 60N/mm^2 以上のときは、 800N/mm^2 以下としてよい。(特性値を材料係数で除したもの)
 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、一般に $d/1.15$ としてよい。
 γ_{bs} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, せん断補強筋寄与分用の値)

b. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (6.3-6)$$

ここに、 V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (6.3-7)$$

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

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

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

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

γ_{bc} : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \quad (6.3-8)$$

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

V_{sd} : (6.3-5)式による

p_{wb} : せん断補強鉄筋比[%]

図 3-2(2) せん断耐力の基本式 (棒部材式とディープビーム式)
(土木学会マニュアル 2005 より抜粋)

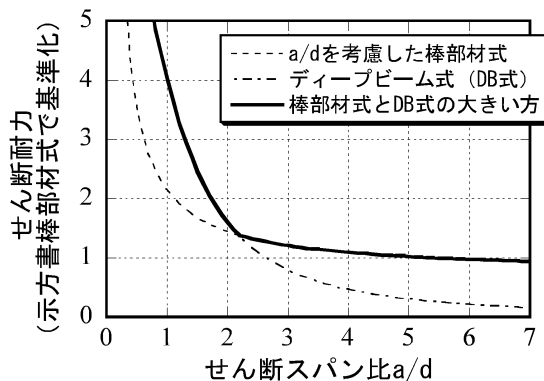


図 3-3 せん断耐力の基本式 (棒部材式とディープビーム式の適用区分)
(土木学会マニュアル 2005 より抜粋)

4. 線形被害則による照査結果

図 4-1～図 4-8 に、各部材におけるせん断力分布図を示し、表 4-1～表 4-8 にせん断力分布及び照査結果を示す。

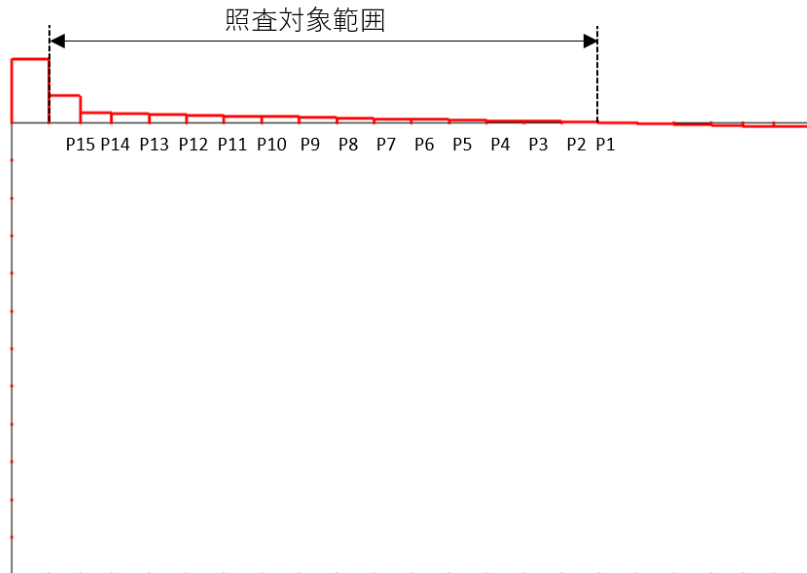


図 4-1 せん断力分布図（A-A断面，頂版）

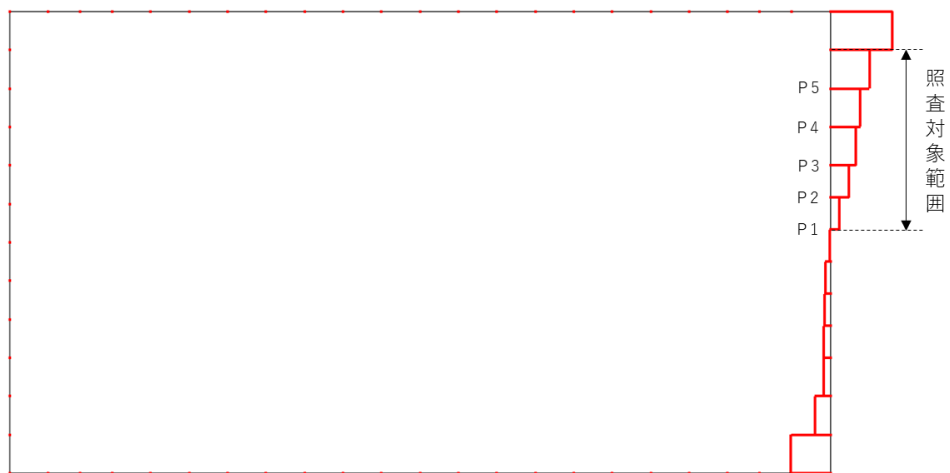


図 4-2 せん断力分布図（A-A断面，側壁）

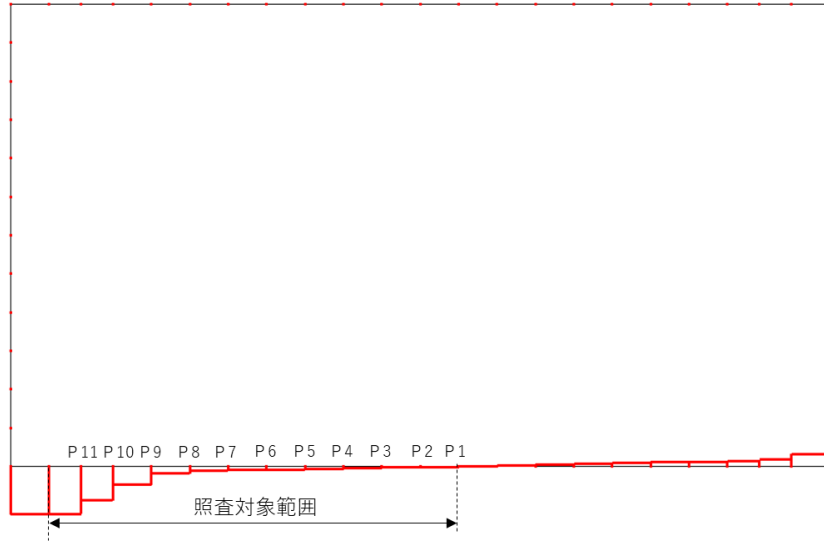


図 4-3 せん断力分布図 (A-A断面, 底版)

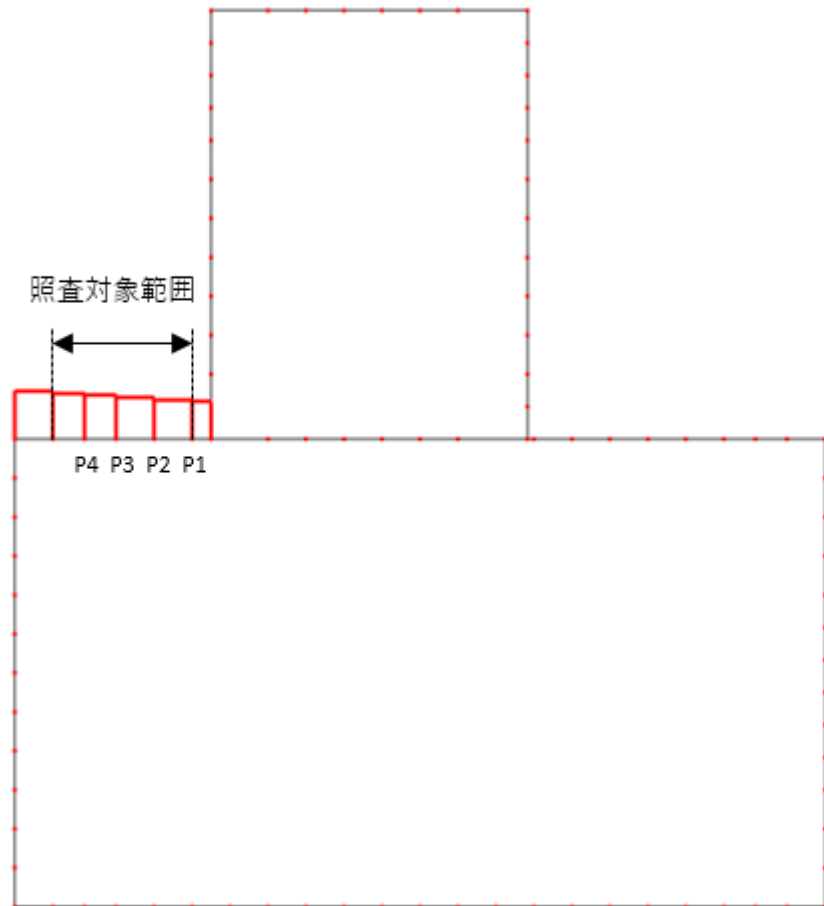


図 4-4 せん断力分布図 (B-B断面, 頂版)

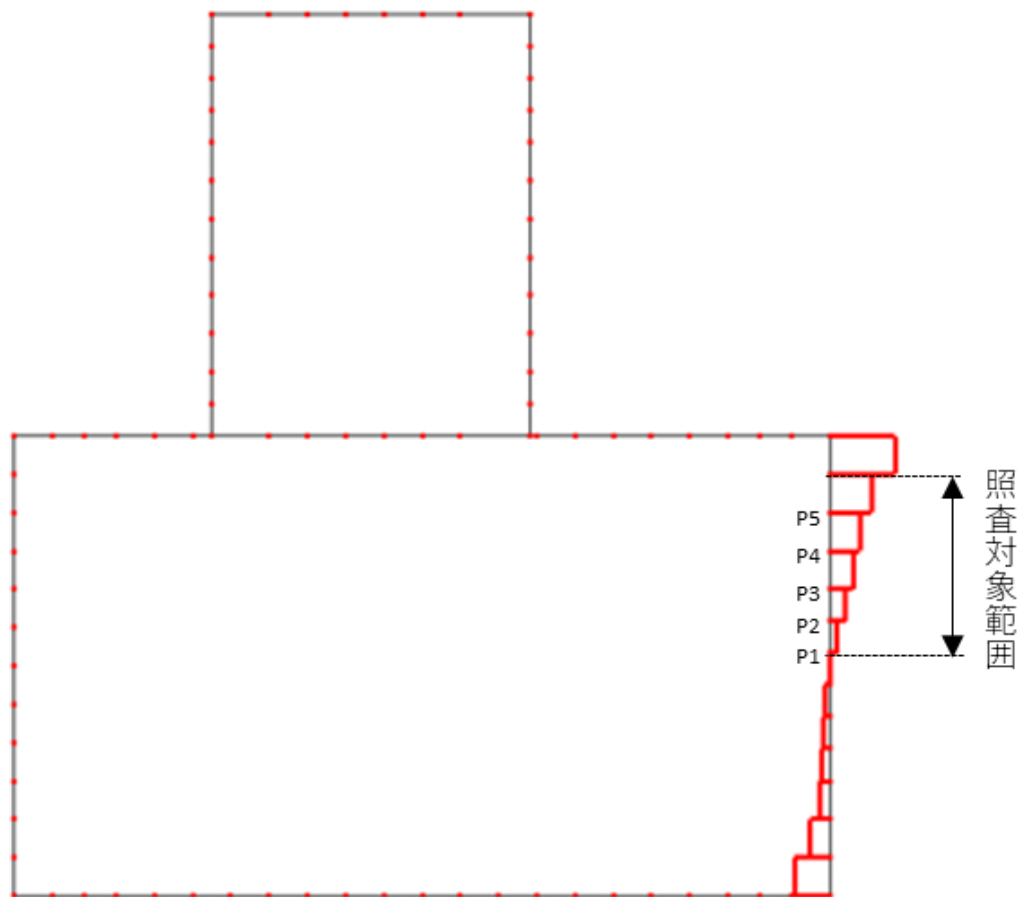


図 4-5 せん断力分布図 (B-B 断面, 側壁)

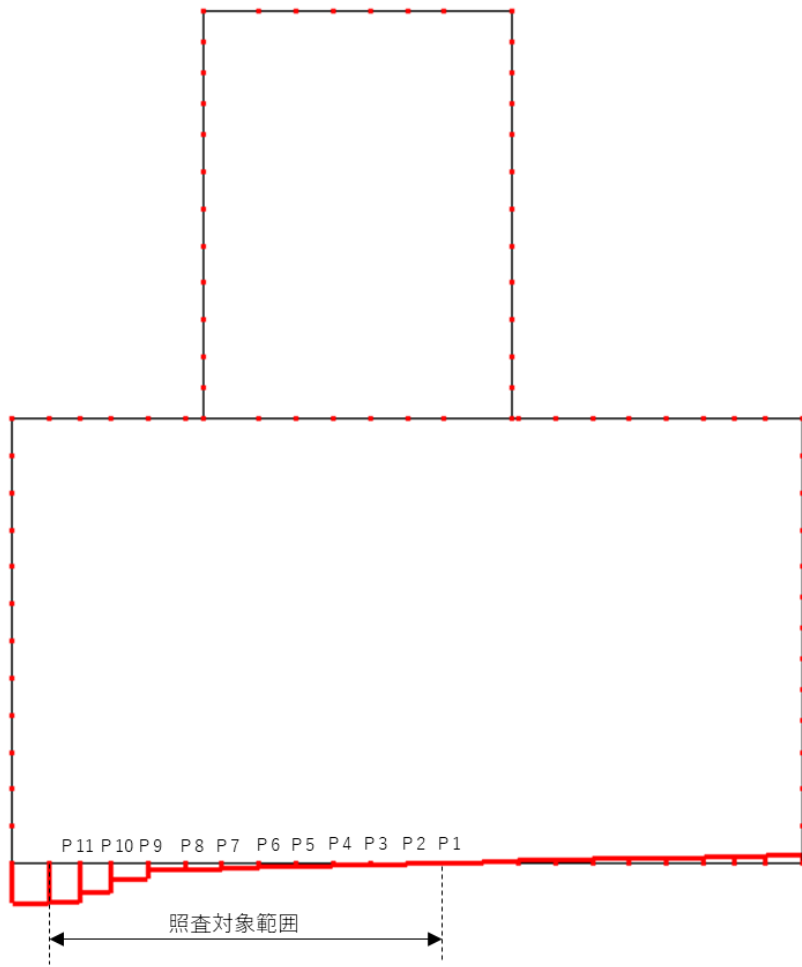


図 4-6 せん断力分布図 (B-B断面, 底版)



図 4-7 せん断力分布図 (C-C断面, 側壁)

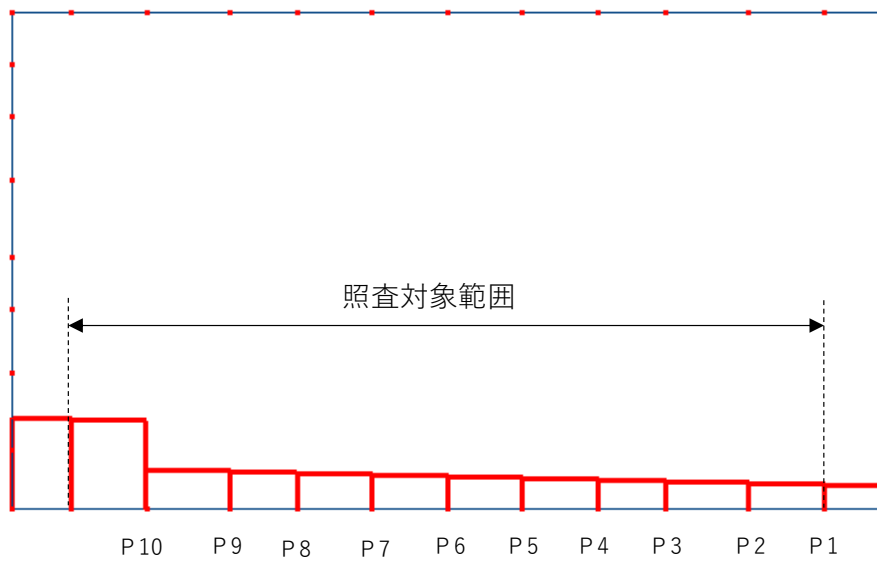


図 4-8 せん断力分布図 (C-C断面, 底版)

表 4-1 セン断力分布及び照査荷重 (A-A断面, 頂版)

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	4.37	8.54	4.58	201	0.03
P2	5.77	7.96	6.06	204	0.03
P3	5.47	7.38	5.75	207	0.03
P4	5.22	6.80	5.48	210	0.03
P5	5.02	6.21	5.27	215	0.03
P6	4.93	5.63	5.18	220	0.03
P7	4.94	5.05	5.19	226	0.03
P8	5.02	4.47	5.27	234	0.03
P9	5.16	3.88	5.41	245	0.03
P10	5.32	3.30	5.58	259	0.03
P11	5.47	2.72	5.74	279	0.03
P12	5.63	2.14	5.91	309	0.02
P13	5.78	1.55	6.07	443	0.02
P14	5.44	0.97	5.72	778	0.01
P15	137.47	0.97	144.34	778	0.19
				合計	0.49

表 4-2 セン断力分布及び照査荷重 (A-A断面, 側壁)

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	68.38	2.72	71.80	316	0.23
P2	74.98	2.23	78.73	344	0.23
P3	52.93	1.75	55.57	373	0.15
P4	33.17	1.17	34.83	641	0.06
P5	69.50	0.58	72.98	1128	0.07
				合計	0.73

表 4-3 せん断力分布及び照査荷重（A-A断面，底版）

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	3.50	6.21	3.67	245	0.02
P2	5.45	5.63	5.73	251	0.03
P3	5.63	5.05	5.91	258	0.03
P4	5.47	4.47	5.74	267	0.03
P5	5.00	3.88	5.25	279	0.02
P6	4.95	3.30	5.20	295	0.02
P7	5.09	2.72	5.35	317	0.02
P8	33.25	2.14	34.91	353	0.10
P9	88.08	1.55	92.49	443	0.21
P10	106.89	0.97	112.23	778	0.15
P11	72.17	0.49	75.78	1223	0.07
				合計	0.65

表 4-4 せん断力分布及び照査荷重（B-B断面，頂版）

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	9.71	2.14	10.20	316	0.04
P2	15.56	1.55	16.34	443	0.04
P3	16.07	0.97	16.87	778	0.03
P4	16.18	0.49	16.98	1223	0.02
				合計	0.11

表 4-5 せん断力分布及び照査荷重 (B-B断面, 側壁)

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	56.97	2.72	59.82	301	0.20
P2	63.93	2.23	67.12	327	0.21
P3	52.86	1.75	55.51	373	0.15
P4	53.79	1.17	56.48	641	0.09
P5	92.98	0.58	97.63	1128	0.09
				合計	0.73

表 4-6 せん断力分布及び照査荷重 (B-B断面, 底版)

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	3.39	6.21	3.56	243	0.02
P2	7.77	5.63	8.16	248	0.04
P3	7.69	5.05	8.07	255	0.04
P4	7.60	4.47	7.98	264	0.04
P5	7.44	3.88	7.81	276	0.03
P6	7.07	3.30	7.43	292	0.03
P7	6.69	2.72	7.03	315	0.03
P8	6.29	2.14	6.61	349	0.02
P9	79.69	1.55	83.68	443	0.19
P10	104.93	0.97	110.18	778	0.15
P11	69.57	0.49	73.05	1223	0.06
				合計	0.60

表 4-7 セン断力分布及び照査荷重 (C-C断面, 側壁)

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	27.48	3.68	28.86	328	0.09
P2	74.86	2.94	78.60	356	0.23
P3	18.23	2.33	19.14	392	0.05
P4	36.95	1.84	38.80	447	0.09
P5	139.20	1.10	146.16	884	0.17
P6	209.73	0.49	220.22	1582	0.14
				合計	0.75

表 4-8 セン断力分布及び照査荷重 (C-C断面, 底版)

荷重番号	荷重 P (kN)	せん断 スパン比 a / d	照査荷重 P _d (kN)	設計用 せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 P _d /V _{y d}
P1	10.33	7.12	10.85	306	0.04
P2	12.09	6.40	12.69	313	0.05
P3	11.31	5.61	11.87	323	0.04
P4	10.67	4.98	11.20	334	0.04
P5	11.43	4.27	12.00	349	0.04
P6	11.64	3.56	12.22	370	0.04
P7	11.83	2.85	12.42	402	0.04
P8	11.27	2.13	11.83	455	0.03
P9	11.91	1.50	12.51	641	0.02
P10	309.85	0.71	325.35	1386	0.24
				合計	0.53

5. まとめ

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）において、一部部材において照査用せん断力がせん断耐力を越えることから、線形被害則によるせん断耐力評価を実施し、照査用せん断力がせん断耐力を満足することを確認した。

参考資料4 立坑部補強版の設置に用いるアンカーの評価

1. はじめに

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）について，立坑部の床版（以下「補強版」という。）はアンカーボルトにて一体化を行っていることから，アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力が「各種合成構造設計指針・同解説」に基づく許容荷重を超えないことを確認する。平面図を図1-1に，断面図を図1-2及び図1-3に，概略配筋図を図1-4に示す。

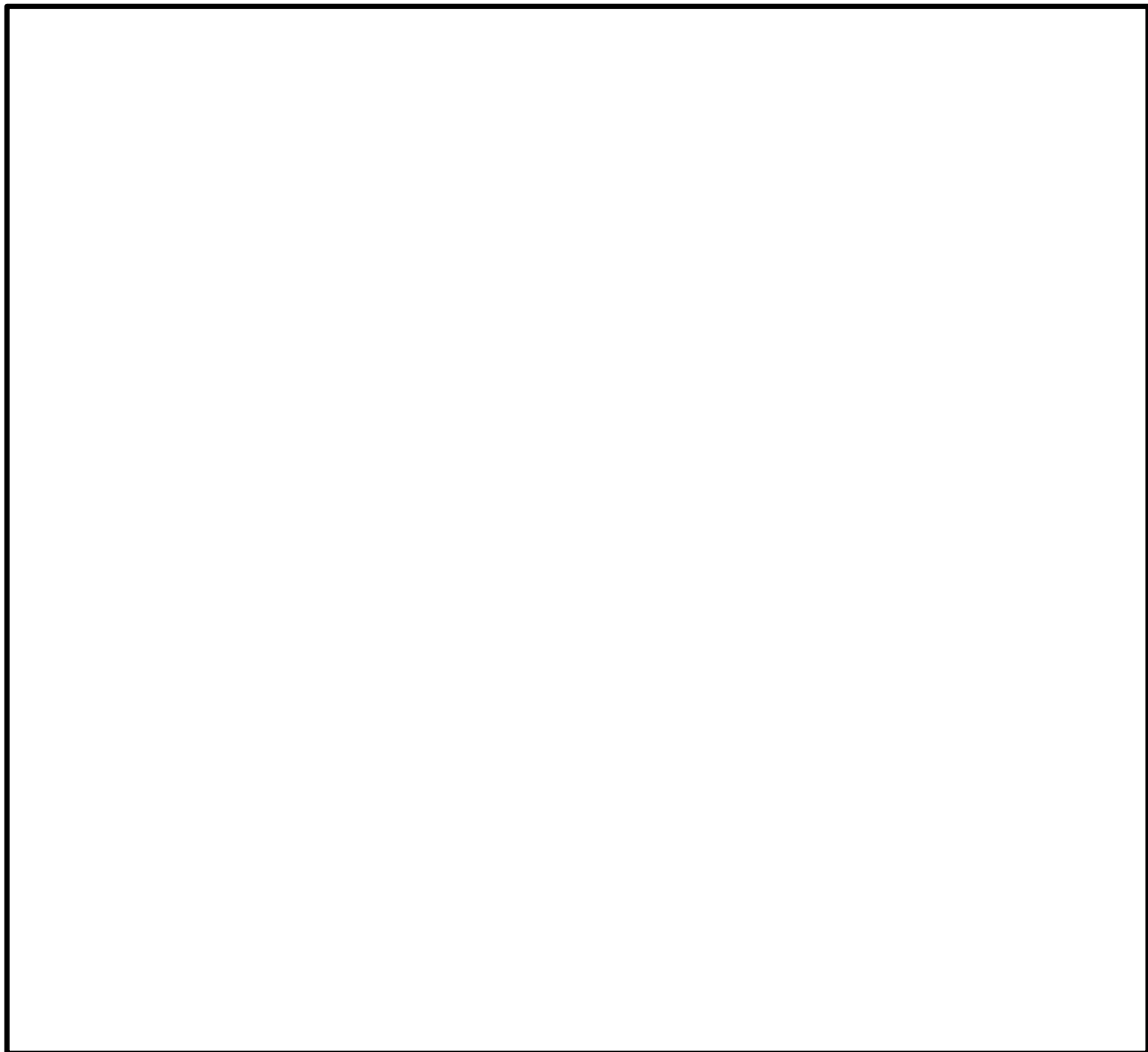


図1-1 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽） 平面図

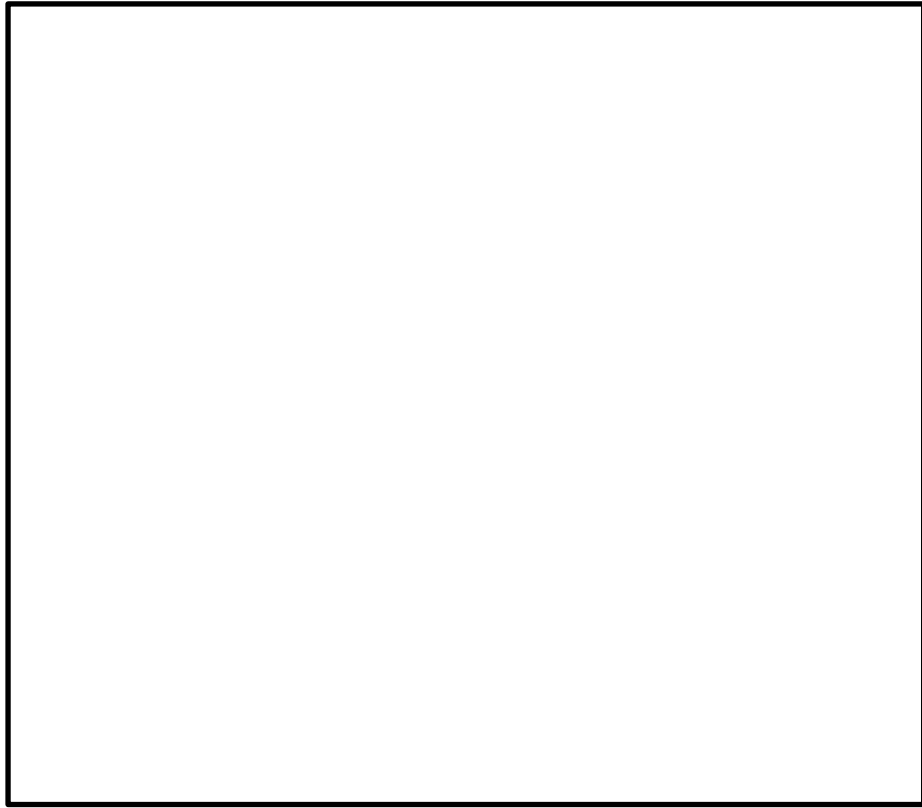
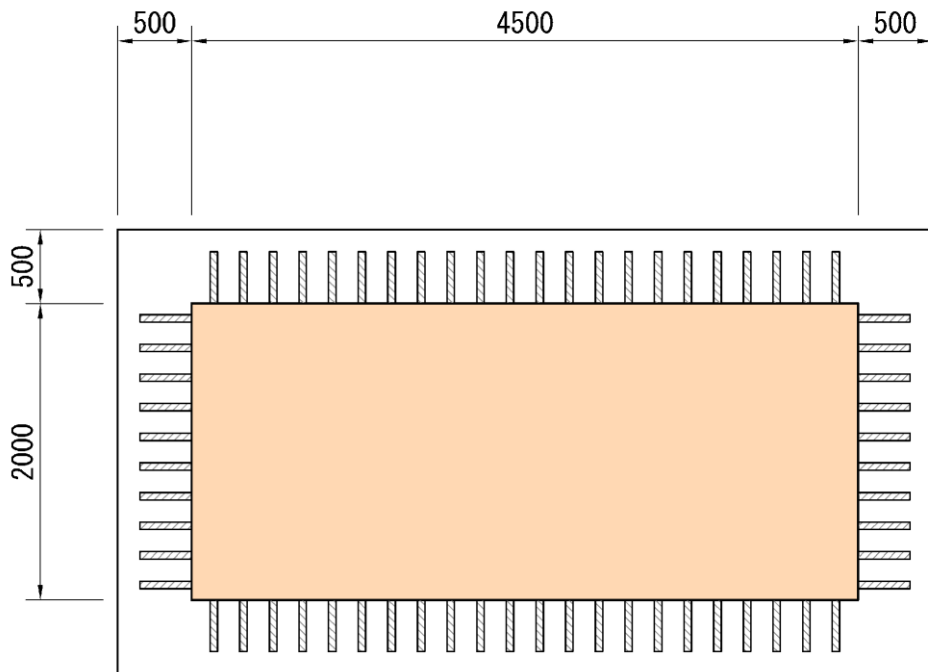


図 1-2 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽） 断面図（B-B断面）



(単位:mm)

■ : 部材増設箇所

▨ : D19 アンカーボルト

図 1-3 補強版 平面図（B-B断面, EL 5.50m）

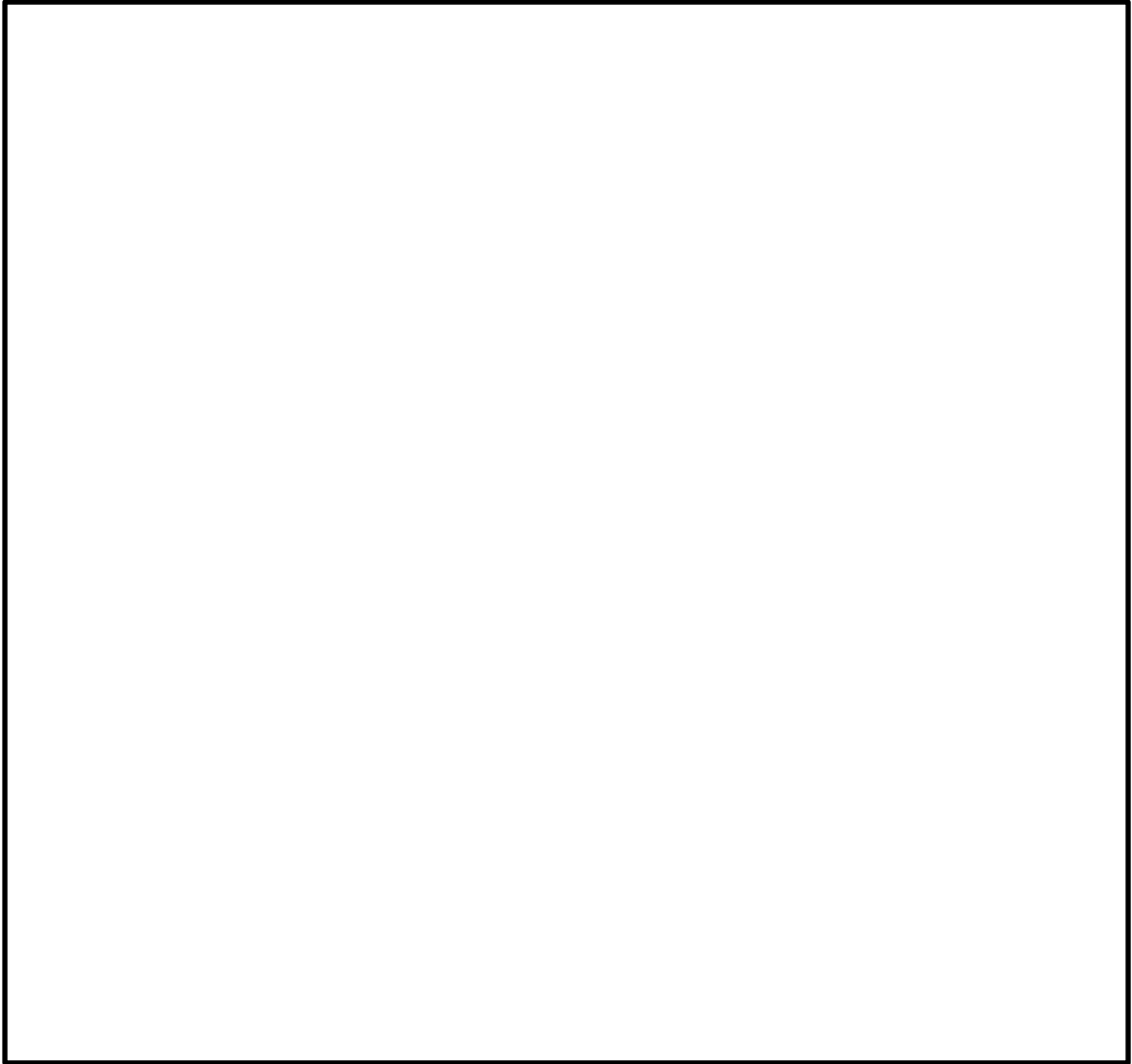


図 1-4 屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽） 概略配筋図（B-B断面）

2. 評価対象箇所の概要

アンカーボルトの仕様及びアンカーボルトに対する作用荷重について以下に示す。作用荷重は補足説明資料本文に示す地震応答解析より、保守的に最大となる鉛直荷重、曲げモーメント及びせん断力をそれぞれ抽出する。作用荷重及びアンカーボルトに生じる引張力及びせん断力のイメージ図を図 2-1 に示す。

アンカーボルトの仕様

アンカー筋：SD345，D19

穿孔深さ：350mm

アンカー筋本数（引張） $n = 22$ 本

アンカー筋本数（せん断，全本数） $n' = 44$ 本

縦方向のピッチ $a_1 = 370\text{mm} = 0.370\text{m}$

補強版端部の作用荷重

鉛直荷重 $N = 920.900\text{kN}$

曲げモーメント $M = 219.260\text{kN}\cdot\text{m}$

せん断力 $S = 144.433\text{kN}$

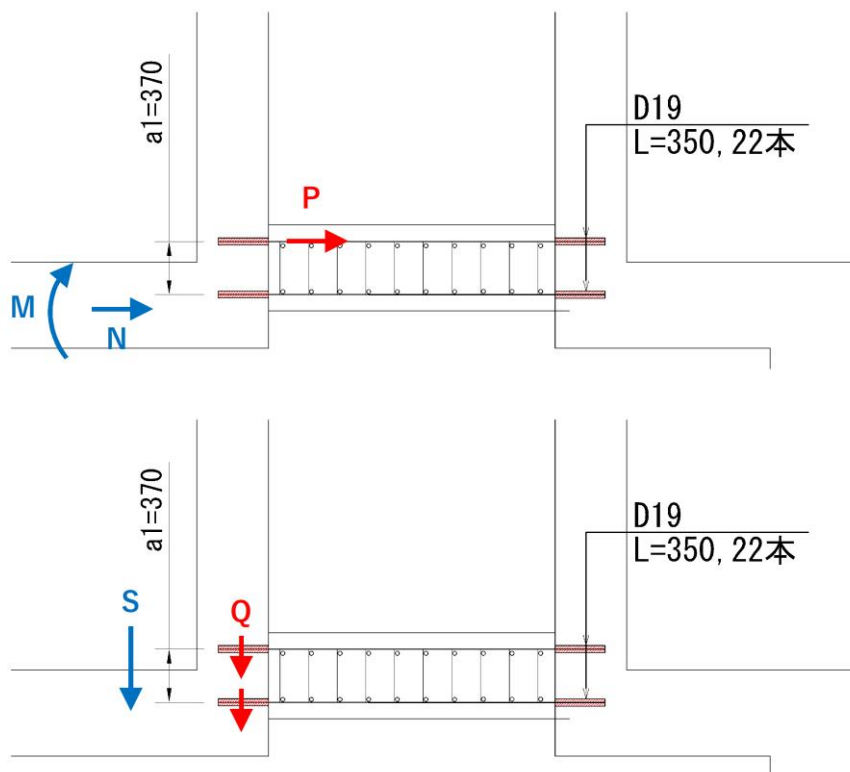


図 2-1 作用荷重及びアンカーボルトに生じる引張力及びせん断力のイメージ図

3. アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力の算定

3.1 アンカーボルト 1 本あたりの引張力に対する照査

$$\begin{aligned} P &= N/n' + M/(a_1 \times n) \\ &= 920.900/44 + 219.260/(0.370 \times 22) \\ &= 47.87\text{kN/本} \end{aligned}$$

3.2 アンカーボルト 1 本あたりのせん断力に対する照査

$$\begin{aligned} Q &= S/n' \\ &= 144.433/44 \\ &= 3.28\text{kN/本} \end{aligned}$$

4. 許容荷重の算定

4.1 引張力を受ける場合

4.1.1 引張力に対する検討条件

接着系アンカーボルトの径	$d_a = 19\text{mm}$
接着系アンカーボルトの穿孔深さ	$L = 350\text{mm}$
接着系アンカーボルトの有効埋込長	$L_e = L - d_a = 331\text{mm}$
接着系アンカーボルトの強度算定用埋込長	$L_{ce} = L_e - 2d_a = 293\text{mm}$
接着系アンカーボルトの有効断面積	$s_{ca} = 286.5\text{mm}^2/\text{本}$
接着系アンカーボルトの規格降伏強度	$s\sigma_y = 345\text{N/mm}^2$
接着系アンカーボルトの引張強度	$s\sigma_{qa} = s\sigma_y = 345\text{N/mm}^2$
コンクリートの圧縮強度	$F_c = 24.0\text{N/mm}^2$
接着系アンカーボルトの上下方向ピッチ	$a_1 = 370\text{mm}$
接着系アンカーボルトの横方向ピッチ	$a_2 = 200\text{mm}$
低減係数	表 4-1 に示す。

表 4-1 低減係数

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

へりあき及びアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度

$$\begin{aligned}\tau_a &= \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{bavg} \\ &= 0.99 \times 0.77 \times 0.77 \times 10.69 \\ &= 6.27\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

a_n : へりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数

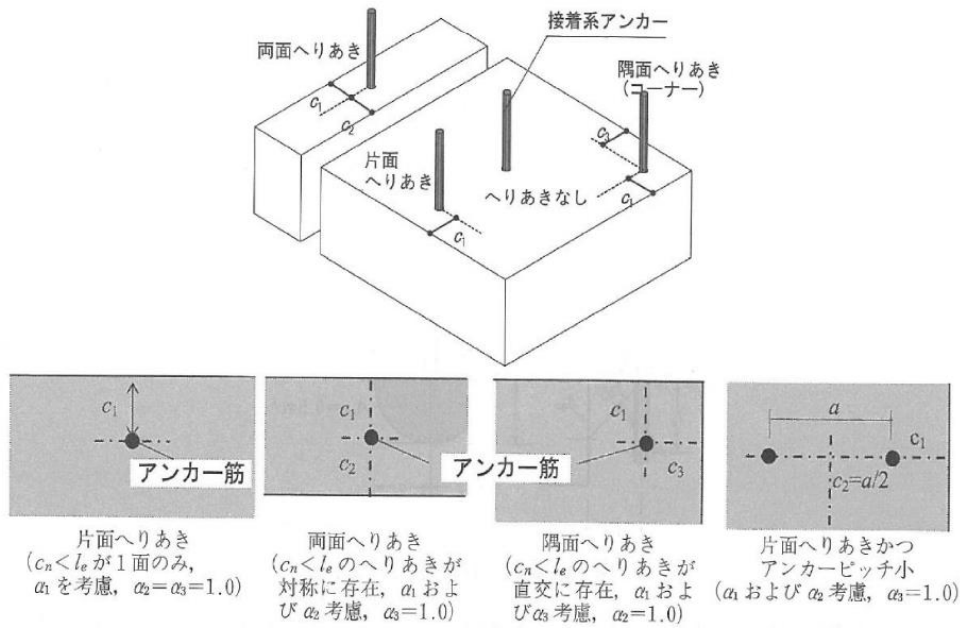
$$a_n = 0.5 \times (C_n/L_e) + 0.5 \quad (\text{最も小さい寸法となる 3 面まで考慮})$$

ただし, $L_e \geq 10d_a$ の場合は $L_e = 10d_a$, $(C_n/L_e) \geq 1$ の場合は $(C_n/L_e) = 1.0$ とする。

$$L_e = 331 \geq 10d_a = 190$$

$$\therefore L_e = 190$$

C_n : へりあき寸法, 又はアンカーボルトのピッチ a の 1/2 で $C_n = a_n/2$ ($n=1 \sim 3$)



- ① へりあきなし、アンカーピッチ $a > 20da$
- ② へりあきなし、アンカーピッチ $a \leq 20da$
- ③ 片面へりあき、アンカーピッチ $a > 20da$
- ④ 片面へりあき、アンカーピッチ $a \leq 20da$
- ⑤ 両面へりあき、アンカーピッチ $a > 20da$
- ⑥ 両面へりあき、アンカーピッチ $a \leq 20da$
- ⑦ 偶面へりあき、アンカーピッチ $a > 20da$
- ⑧ 偶面へりあき、アンカーピッチ $a \leq 20da$

本検討は②に該当する。へりあき及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数を表4-2に示す。また、接着系アンカーボルトの基本平均付着強度を表4-3に示す。

表4-2 付着強度の低減係数

n	a_n	C_n	L_e	C_n/L_e
1	0.99	185	190	0.97 ($C_n/L_e = 0.974 \leq 1.0$)
2	0.77	100	190	0.53 ($C_n/L_e = 0.526 \leq 1.0$)
3	0.77	100	190	0.53 ($C_n/L_e = 0.526 \leq 1.0$)

表4-3 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

τ_{bavg} : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

$$\begin{aligned}\tau_{\text{bavg}} &= 10\sqrt{Fc/21} \\ &= 10\sqrt{(24.0/21)} \\ &= 10.69 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

4.1.2 部材条件の確認

接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ L_e は、接着系アンカーボルトの径 d_a の 7 倍以上とする。

$$L_e = 331\text{mm} \geq 7 \times d_a = 133\text{mm}$$

4.1.3 許容引張力の算出

(1) アンカーボルト鋼材の降伏により決まる許容引張荷重

$$\begin{aligned}P_{a1} &= \phi_1 \times s \sigma_{qa} \times s_c a \\ &= 1.0 \times 345 \times 286.5 \\ &= 98843\text{N} \\ &= 99\text{kN}\end{aligned}$$

(2) アンカーボルトの付着力により決まる許容引張荷重

$$\begin{aligned}P_{a3} &= \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times L_{ce} \\ &= 2/3 \times 6.27 \times \pi \times 19 \times 293 \\ &= 73105\text{N} \\ &= 73\text{kN}\end{aligned}$$

∴ アンカーボルト 1 本あたりに対する短期許容引張力

$$P_a = 73\text{kN}$$

4.2 せん断力を受ける場合

4.2.1 せん断力に対する検討条件

$$\begin{aligned} \text{接着系アンカーボルトのせん断強度} & \quad {}_s \sigma_{qa} = 0.7 \times {}_s \sigma_y = \\ 242\text{N/mm}^2 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コンクリートの支圧強度} & \quad {}_c \sigma_{qa} = 5\sqrt{F_c \times E_c} = \\ 387\text{N/mm}^2 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度} & \quad {}_c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c} = \\ 1.52\text{N/mm}^2 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コンクリートのヤング係数} & \quad E_c = 25000\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

4.2.2 部材条件の確認

短期許容せん断を確保するための接着系アンカーボルトの有効埋込長 L_e は、次式を満たすように算定する。

$$L_e \geq ({}_s \sigma_{qa} \times d_a) / (4 \times \tau_a)$$

$$L_e = 331\text{mm} \geq ({}_s \sigma_{pa} \times d_a) / (4 \times \tau_a) = 261\text{mm}$$

コンクリート躯体へのへりあきに対する接着系アンカーボルトのへりあき寸法及びはしあき寸法は、接着系アンカーボルトの径 d_a の3倍以上とする。

$$C \geq 3 \times d_a = 57\text{mm}$$

4.2.3 許容せん断力の算出

(1) アンカーボルト鋼材の降伏により決まる場合のせん断耐力

$$\begin{aligned} Q_{a1} &= \phi_1 \times {}_c \sigma_{qa} \times {}_{sc} a \\ &= 1.0 \times 242 \times 286.5 \\ &= 69333\text{N} \\ &= 69\text{kN} \end{aligned}$$

(2) アンカーボルトの支圧により決まる場合のせん断耐力

$$\begin{aligned} Q_{a2} &= \phi_2 \times {}_c \sigma_{qa} \times {}_{sc} a \\ &= 2/3 \times 387 \times 286.5 \\ &= 73917\text{N} \\ &= 74\text{kN} \end{aligned}$$

(3) 躯体のコーン破壊により決まる場合のせん断耐力

$$Q_{a3} = \phi_2 \times {}_c \sigma_t \times A_{qc}$$

本検討ではへりあきがないためコーン破壊は生じない。

∴ アンカーボルト 1 本あたりに対する短期許容せん断力

$$Q_a = 69 \text{ kN}$$

5. 検討結果

検討結果を表 5-1 に示す。同表に示すとおり、アンカーボルト 1 本あたりに作用する引張力及びせん断力が許容荷重を下回ることを確認した。

表 5-1 検討結果

	作用力	許容荷重	照査値
アンカーボルトに作用する 引張力 (kN/本)	47.87	73	0.66
アンカーボルトに作用する せん断力 (kN/本)	3.28	69	0.05
引張力とせん断力の組合せ*	0.43	1.00	0.43

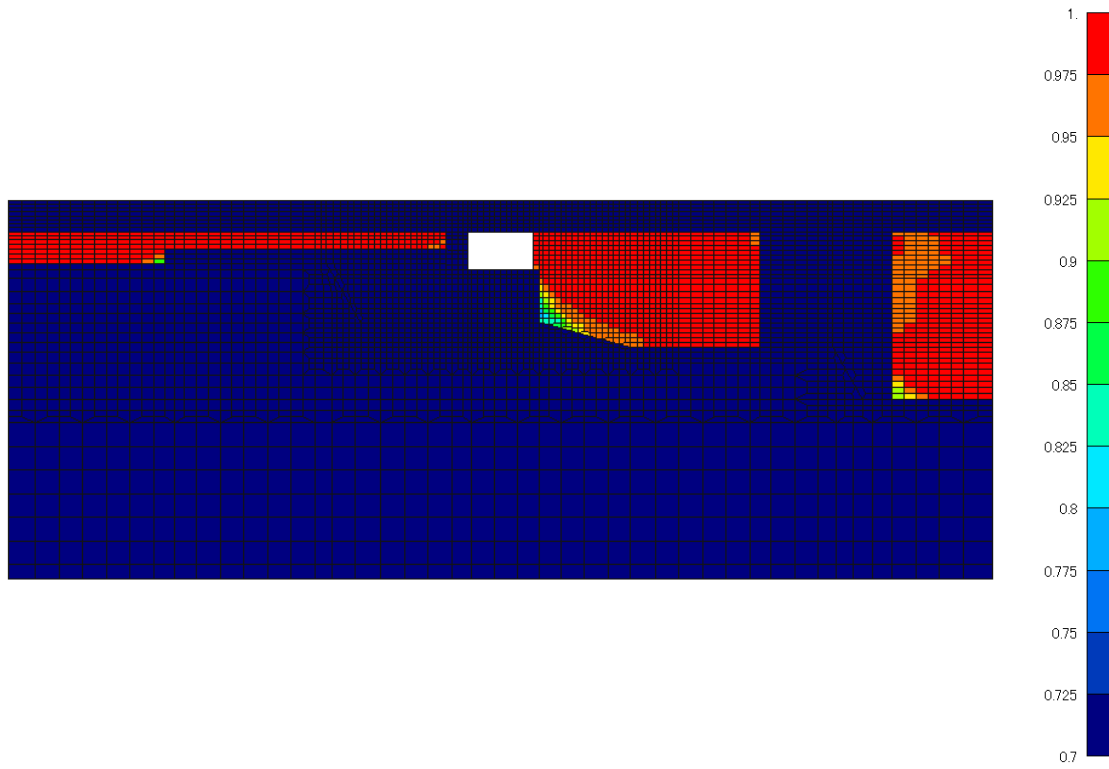
注記* : $(P/P_a)^2 + (Q/Q_a)^2 \leq 1.00$ であることを確認

参考資料5 浮き上がり評価について

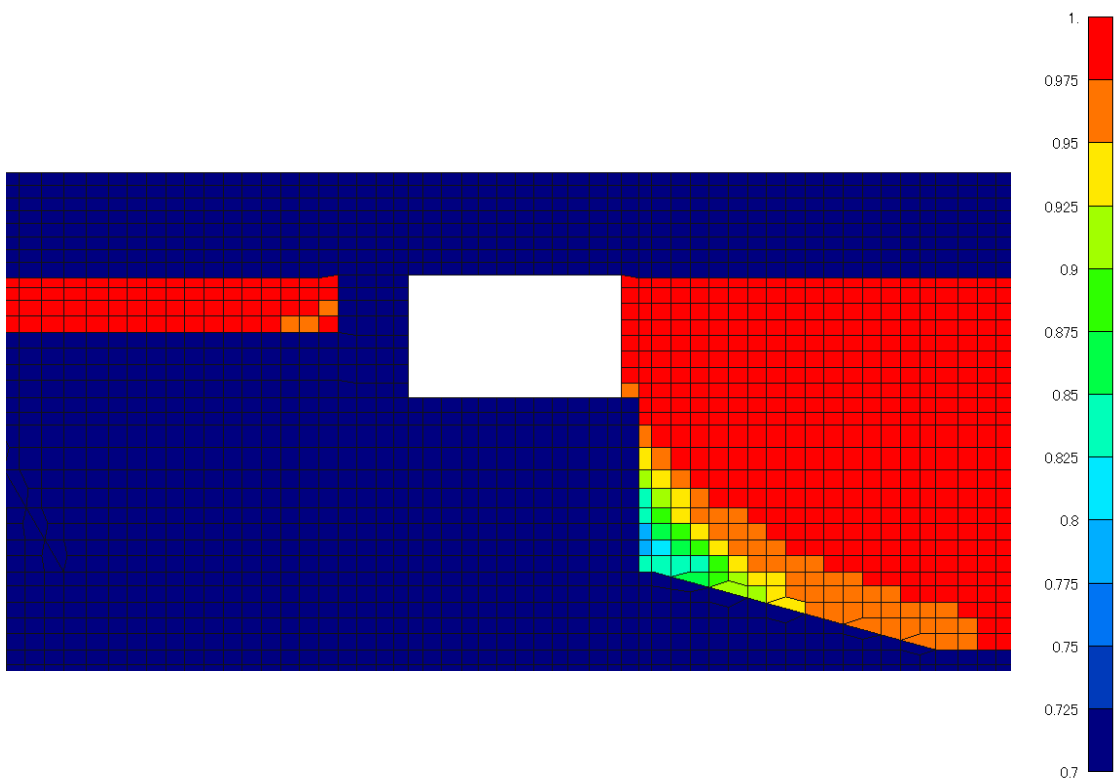
1. 概要

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）のC-C断面において、地震応答解析結果より、構造物周辺で過剰間隙水圧比分布が0.95を上回り液状化が発生していることが確認されたことから、地震時の液状化を踏まえた浮き上がり評価を実施する。

C-C断面における最大過剰間隙水圧比分布図の一例を図1-1に示す。



(全体図)



(拡大図)

図 1-1 最大過剰間隙水圧比分布図 (C-C 断面)
(解析ケース④, S_s-D (---))

2. 評価条件

評価条件は「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「参考資料 11 浮き上がり評価について」に示す。

本評価においては、地震時の浮き上がりを対象とするため、過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を考慮する。

3. 評価結果

評価結果を表 3-1 に示す。屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）は浮き上がりに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 3-1 浮上り評価結果

評価内容	照査値	判定
地震時の浮き上がり評価	0.78	○
静水圧による浮き上がり評価	0.38	○