

本資料のうち、枠囲みの内容は防
護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-34_改0
提出年月日	2021年6月2日

補足－600－34 第3号機取水路の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

追而

- ・ 「5. 評価結果」の全応力解析を反映した結果及び更なる追加解析ケースを反映した結果については、別途示す。

目次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 評価対象断面の方向	1
2.2 評価対象断面の選定	4
2.3 使用材料及び材料の物性値	7
2.4 地盤物性値	7
2.5 評価構造物諸元	13
2.6 地下水位	14
2.7 耐震評価フロー	15
2.8 適用規格	16
3. 地震応答解析	18
3.1 地震応答解析手法	18
3.2 地震応答解析モデルの設定	21
3.2.1 解析モデル領域	21
3.2.2 境界条件	23
3.2.3 構造物のモデル化	26
3.2.4 地盤及びMMRのモデル化	27
3.2.5 ジョイント要素の設定	27
3.2.6 材料特性の設定	30
3.3 減衰定数	32
3.4 荷重の組合せ	35
3.4.1 外水圧	36
3.4.2 内水圧	36
3.4.3 積載荷重	37
3.5 耐震評価における解析ケース	38
3.5.1 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース	38
3.5.2 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース	38
3.5.3 耐震評価における解析ケースの組合せ	41
4. 評価内容	44
4.1 入力地震動の設定	44
4.2 許容限界の設定	59
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	59
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界	61
4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	67
5. 評価結果	68
5.1 地震応答解析結果	68
5.1.1 解析ケースと照査値	68

5.1.2	層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	75
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	76
5.1.4	最大せん断ひずみ分布	78
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	81
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	81
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	84
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	88
5.3.1	基礎地盤（牧の浜部層）	88
5.3.2	MMR（既設）	90
6.	まとめ	95

1. 評価方法

第3号機取水路は、上位クラス施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地中部に位置しており、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことが要求される。

第3号機取水路は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

波及的影響の評価は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計に適用する基準地震動 S_s を用いた地震応答解析により、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耐震評価を実施し、第3号機取水路が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が許容限界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）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること、及びMMRの健全性を確認する。

ここで、第3号機取水路は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、波及的影響評価における手法及び条件に有意な差異はなく、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。

2. 評価条件

2.1 評価対象断面の方向

第3号機取水路の位置を図2-1に示す。

第3号機取水路は、鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表2-1に示す。第3号機取水路の東西方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、南北方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから、第3号機取水路の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である南北方向を評価対象断面とする。

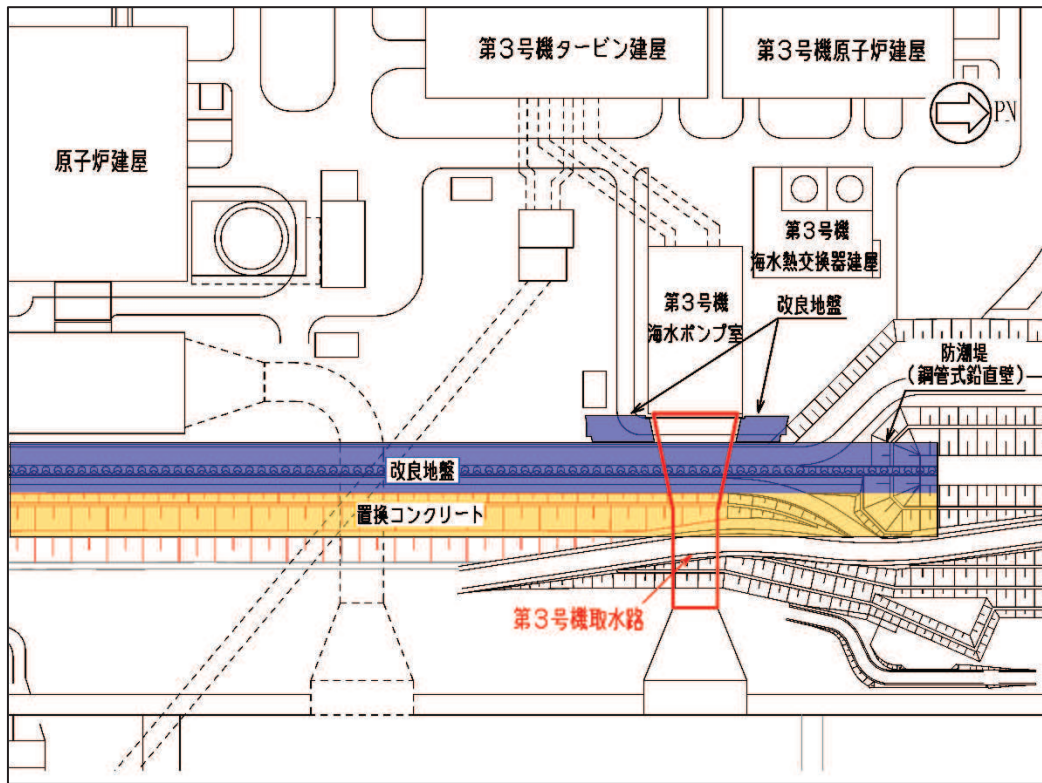


図 2-1 第 3 号機取水路の位置図

表 2-1 第 3 号機取水路の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
第3号機取水路	<p>加振方向</p> <p>↑ 加振方向に抵抗する部材が少ない => 弱軸方向</p>	<p>加振方向</p> <p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する => 強軸方向</p>
	<p>・南北方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。</p>	<p>・東西方向は、加振方向に平行な部材及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。</p>
	<p>弱軸方向を評価対象断面とする。</p>	

2.2 評価対象断面の選定

第3号機取水路の平面図を図2-2に、断面図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

第3号機取水路は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、二連ボックスカルバート構造（延長27.39m、内空幅 \square 、内空高さ \square ）の標準部と、二連ボックスカルバート構造から四連ボックスカルバート構造（延長32.42m、内空幅 \square 、内空高さ \square ）に変化し、延長方向に拡幅する拡幅部により構成される線状構造物である。また、第3号機取水路は、標準部と漸拡部の間に構造目地が設置されており、MMRを介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

上位クラス施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、第3号機取水路の標準部及び漸拡部を横断することから、標準部及び漸拡部のうち、耐震評価上最も厳しいと想定される断面を評価対象断面として選定する。

周辺状況として、標準部は、防潮堤の置換コンクリートを横断し、漸拡部は、置換コンクリート及び改良地盤を横断する。改良地盤は、置換コンクリートに比べ、剛性が低く、土圧低減効果が小さいことから、漸拡部から評価対象断面を選定する

地下水位は全線において、漸拡部の底版位置からほぼ一様（第3号機取水路底版勾配と並行）とすることから、断面選定の観点には含めない。

漸拡部は、配筋が縦断方向（延長方向）に一様であるため、断面選定の観点には含めない。

構造的特徴として、漸拡部は、延長方向に断面が拡張し、第3号機海水ポンプ室と接続する終点部で内空断面（内空幅 \square 、内空高さ \square ）が最大となるため、第3号機海水ポンプ室との接続部が、耐震評価上厳しい断面と想定される。

さらに、第3号機海水ポンプ室との接続付近は地盤改良範囲が限定的であり防潮堤直下に比べて土圧低減効果が小さいこと、また水路途中に構造目地がない一体構造であることから、保守的な評価として、第3号機海水ポンプ室との接続部となるA-A断面を評価対象断面として選定する。

第3号機取水路の評価対象地質断面図を図2-5に示す。

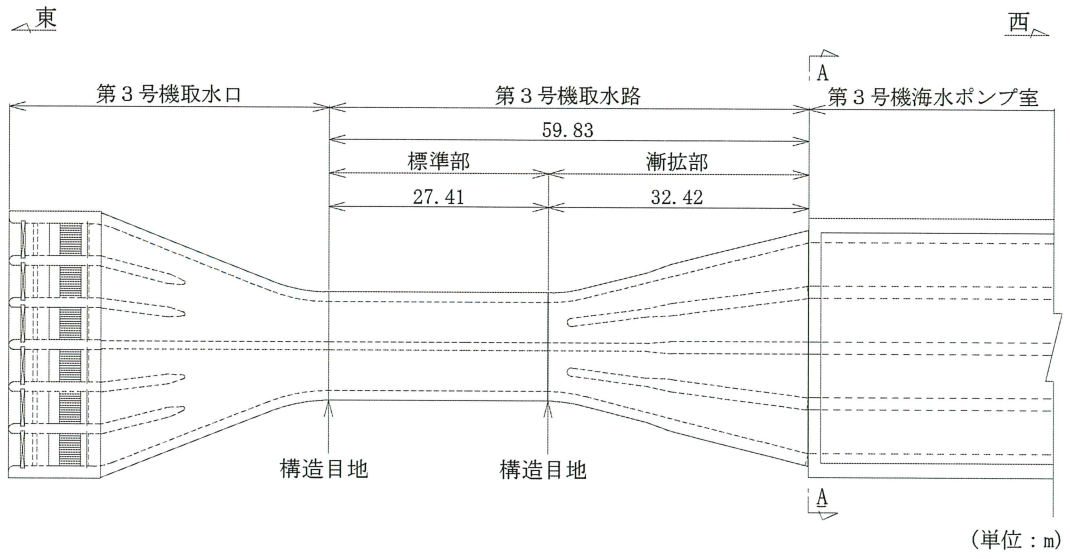


図 2-2 第 3 号機取水路平面図

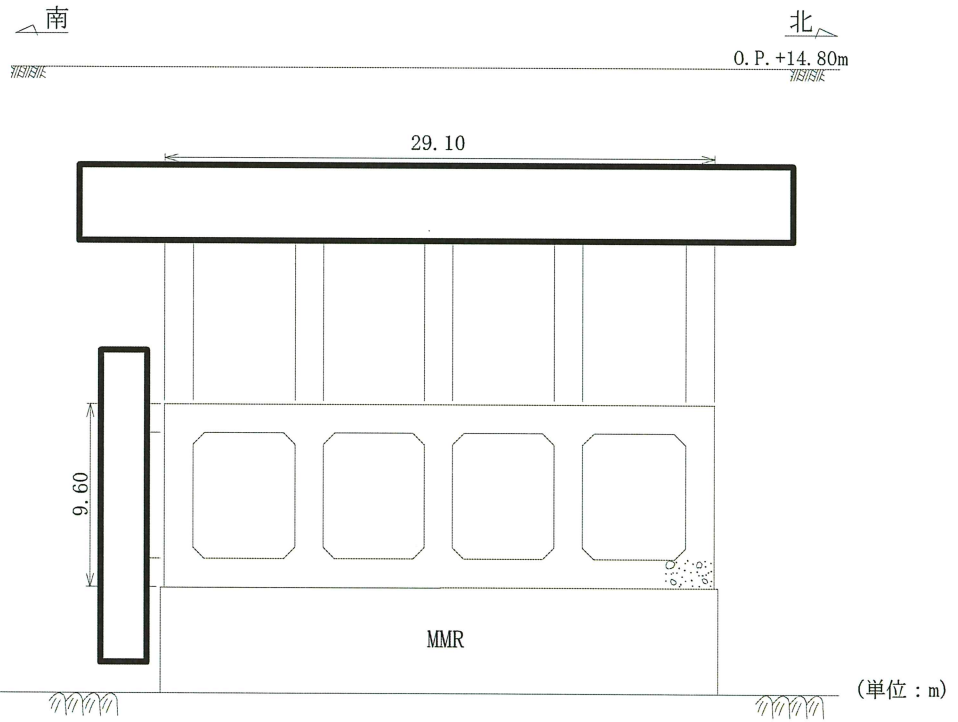


図 2-3 第 3 号機取水路断面図 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

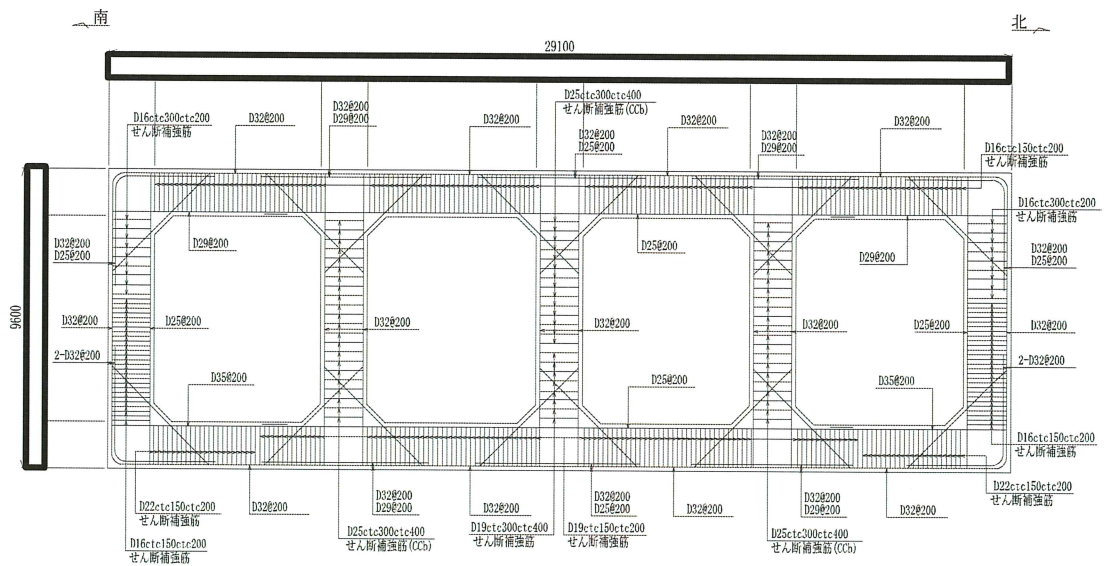


図 2-4 第 3 号機取水路概略配筋図

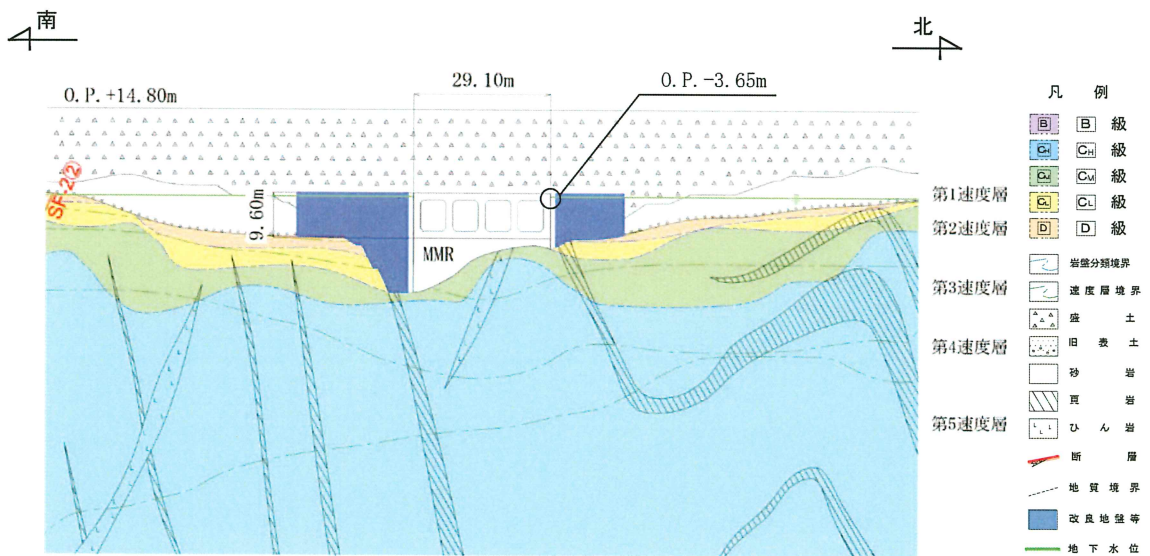


図 2-5 第 3 号機取水路 評価対象地質断面図 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 23.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.48×10 ⁴ 解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	3.16×10 ⁴ 解析ケース*2 ④
	ポアソン比	0.2	

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.4 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-9 に示す。

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

表 2-4 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
		せん断強度 τ_o (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動ポアソン比 ν_d			
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-5 参照	0.03	0.03	
C _H 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19				
C _M 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24				
C _L 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26				
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 2-5 地盤の解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 2-4 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 2-6 地盤の解析用物性値 (盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性		強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性					静的特性		動的特性		減衰定数 h
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$		
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
断層 及びシーム*2	18.6	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
セメント改良土	21.6	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$		
改良地盤	20.6	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$		

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-8 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.00	0.00	
	内部摩擦角 ϕ (°)	38.7	33.9	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.5 評価構造物諸元

第3号機取水路の諸元を表2-10に、評価部位を図2-6に示す。

表2-10 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料	
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
頂版	1,000	1,500	23.5	SD345
側壁	1,000	1,500	23.5	SD345
隔壁	1,000	1,500	23.5	SD345
底版	1,000	1,500	23.5	SD345

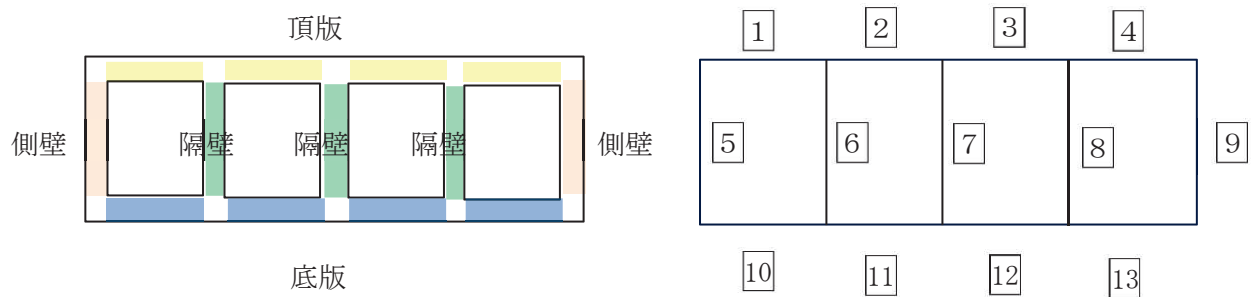


図2-6 評価部位

2.6 地下水位

設計用地下水位については、添付書類「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。設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-7 に示す。

表 2-11 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
第 3 号機取水路	O. P. -3.65m

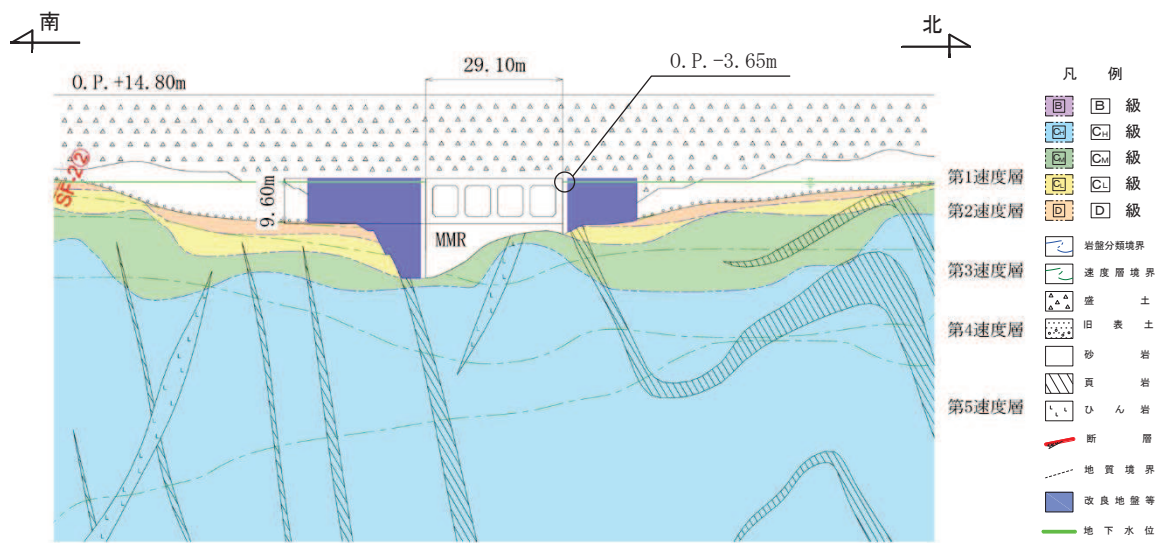


図 2-7 第 3 号機取水路の設計用地下水位

2.7 耐震評価フロー

第3号機取水路の耐震評価フローを図2-8に示す。

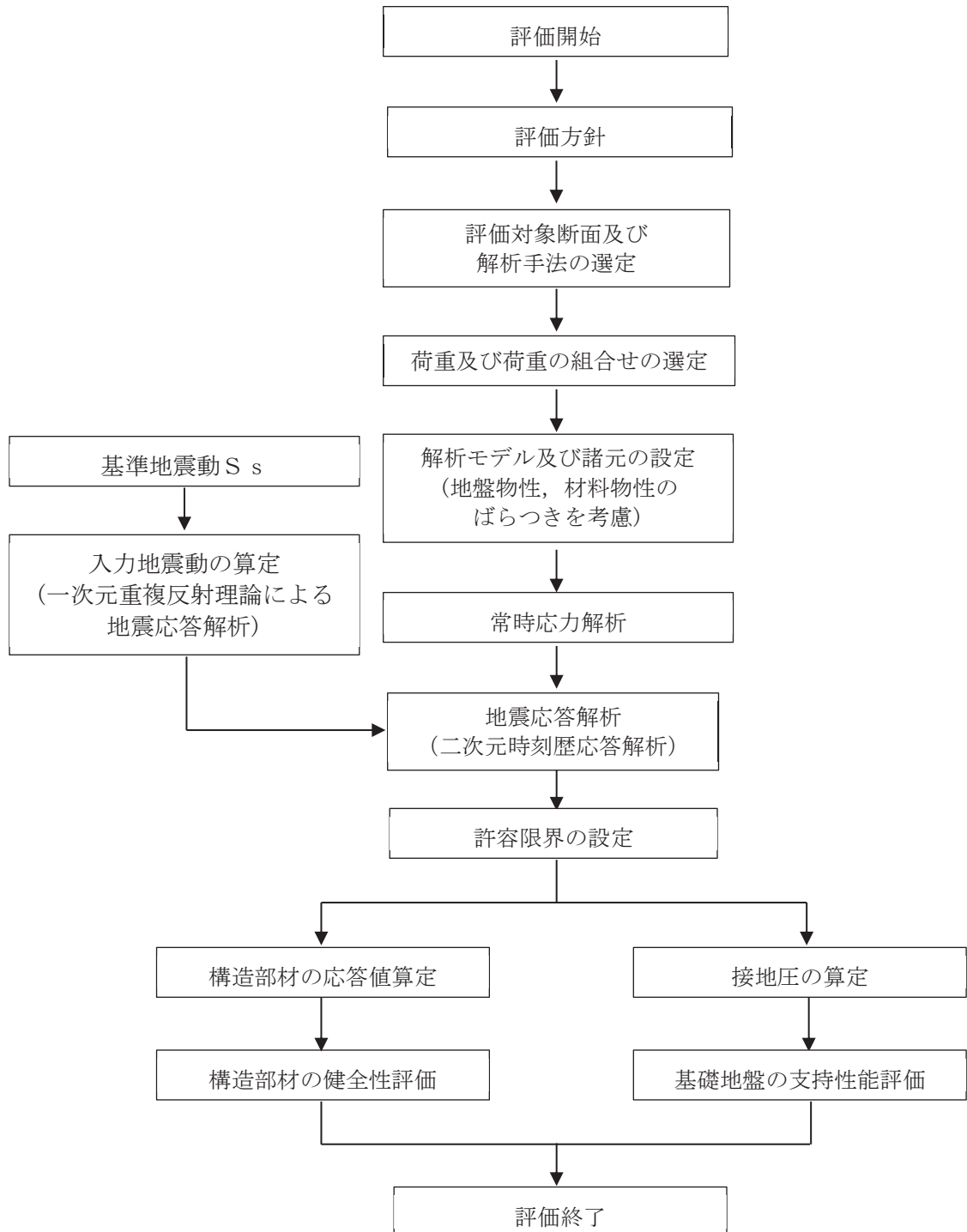


図2-8 第3号機取水路の耐震評価フロー

2.8 適用規格

第3号機取水路の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界の一部については、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(2005年6月 土木学会 原子力土木委員会)（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（社団法人 日本道路協会，平成14年3月）を適用する。

表2-12に適用する規格，基準類を示す。

表 2-12 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002 年 制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・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	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002 年 制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 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*
	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎地盤に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・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

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

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 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、補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「資料1 4.3 解析手法選定の方針」に基づき設定する。解析手法の選定フローを図3-1に示す。

第3号機取水路の評価対象断面（A-A断面）は、構造物の両側面に地盤改良がなされており、その外側には、地下水位以下の盛土・旧表土が分布することから、図3-1のとおり、全応力解析及び有効応力解析により耐震評価を行う。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形特性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

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（Ⅱ級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びⅡ級岩盤については、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：修正GHEモデル又はH-Dモデル，有効応力解析：H-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

なお、有効応力解析では、盛土・旧表土は液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力-せん断ひずみ関係を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」及び「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「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。

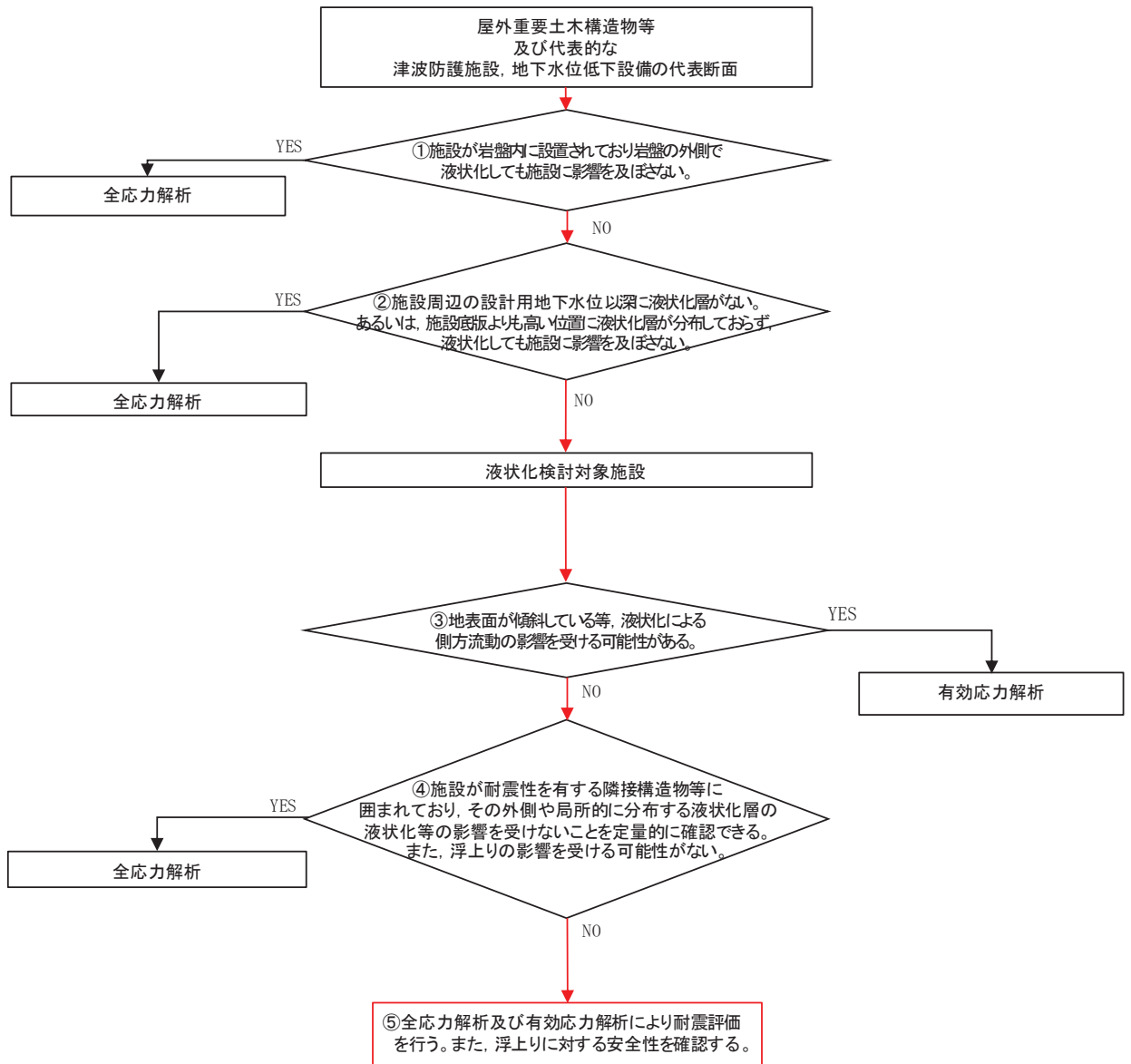


図 3-1 解析手法の選定フロー

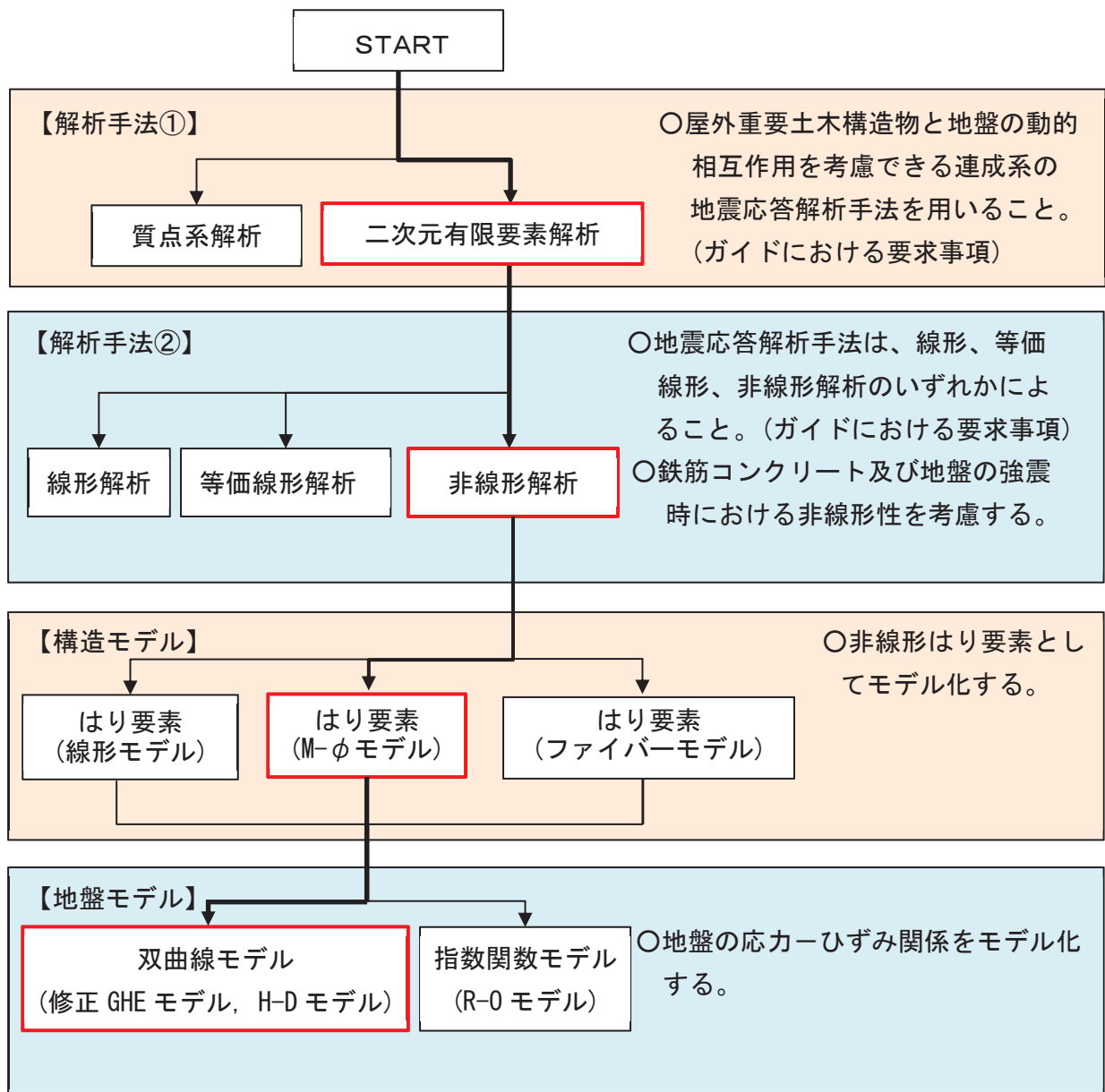


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 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 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面およ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。

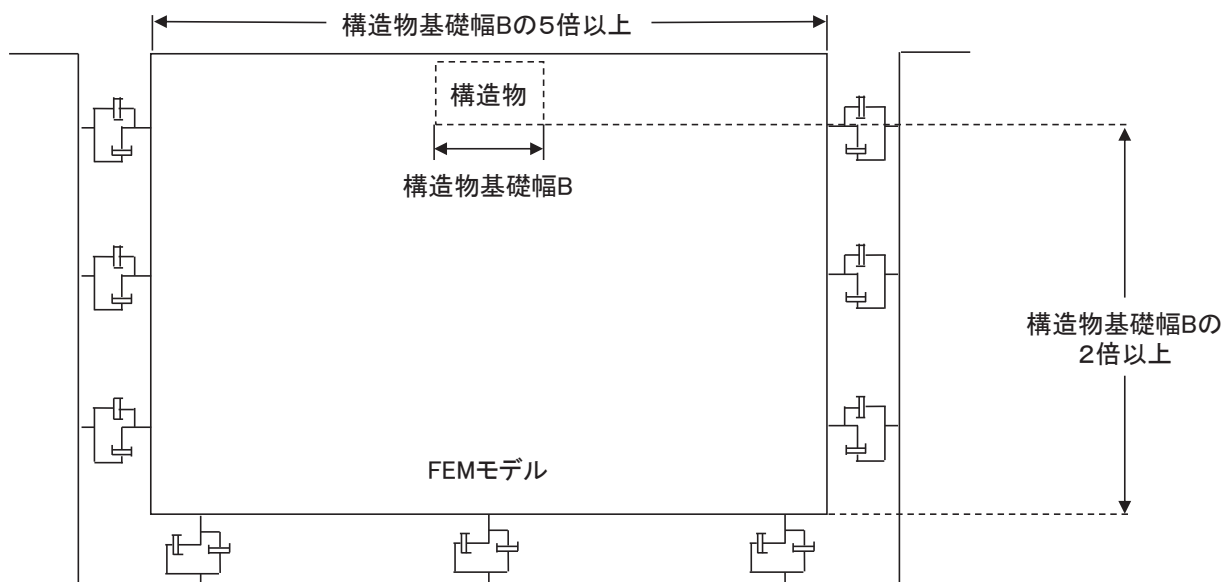


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二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。

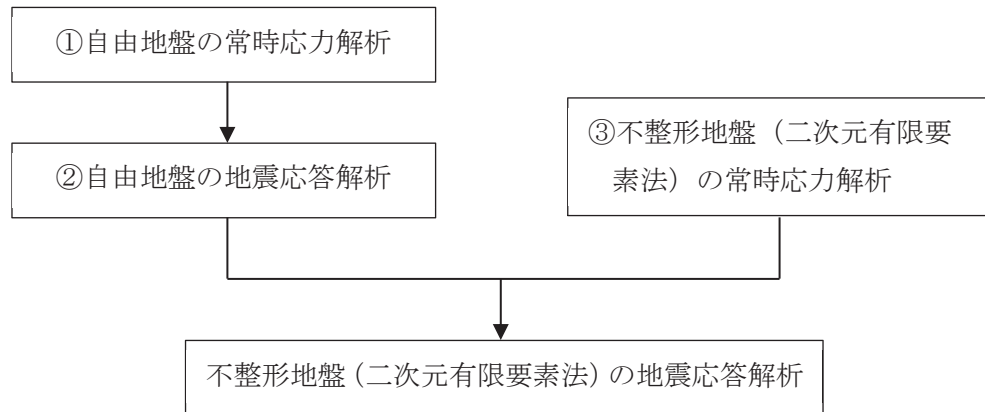


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

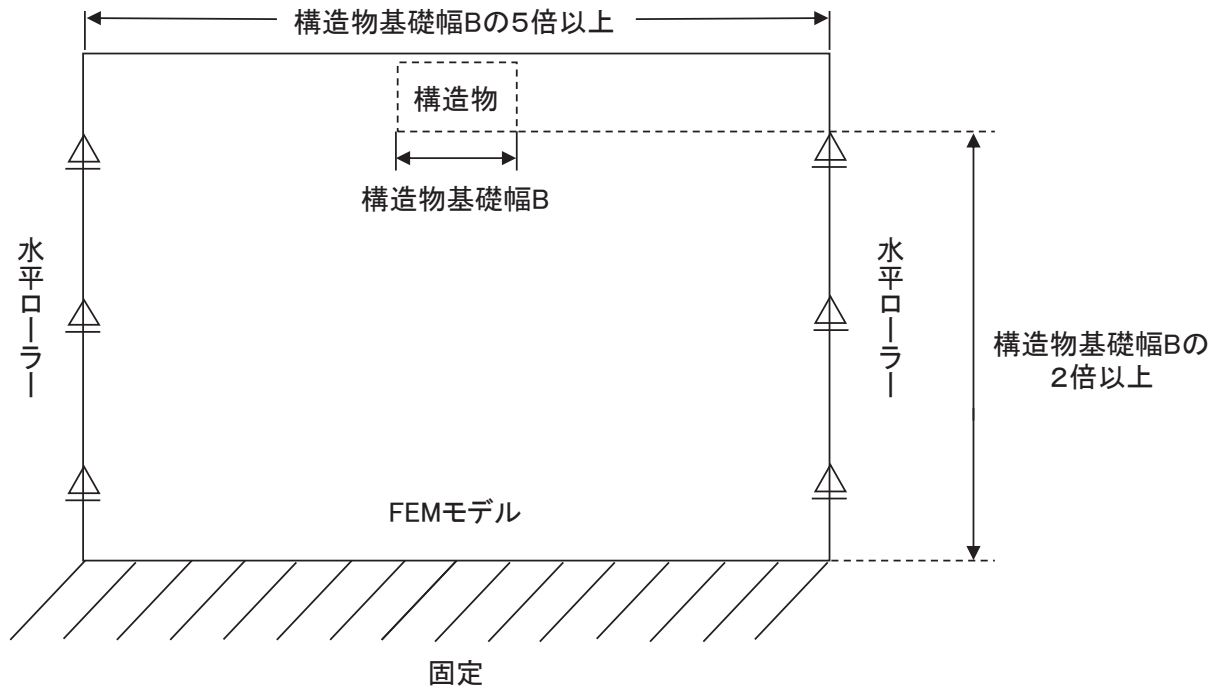


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

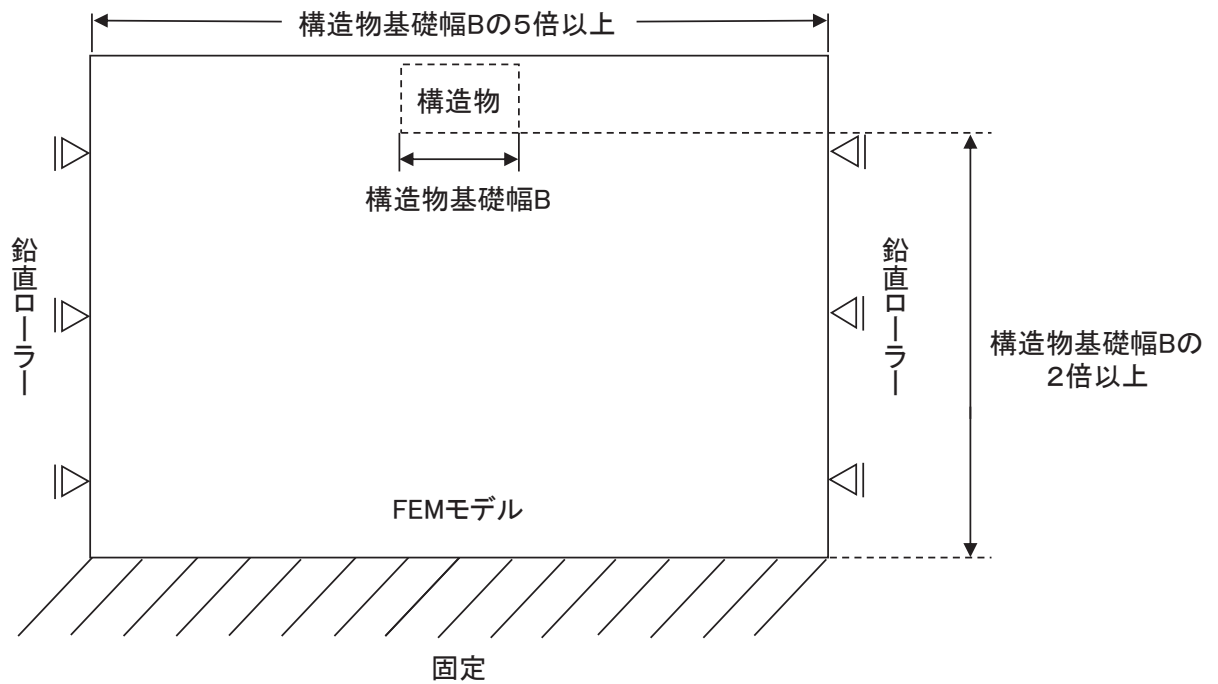
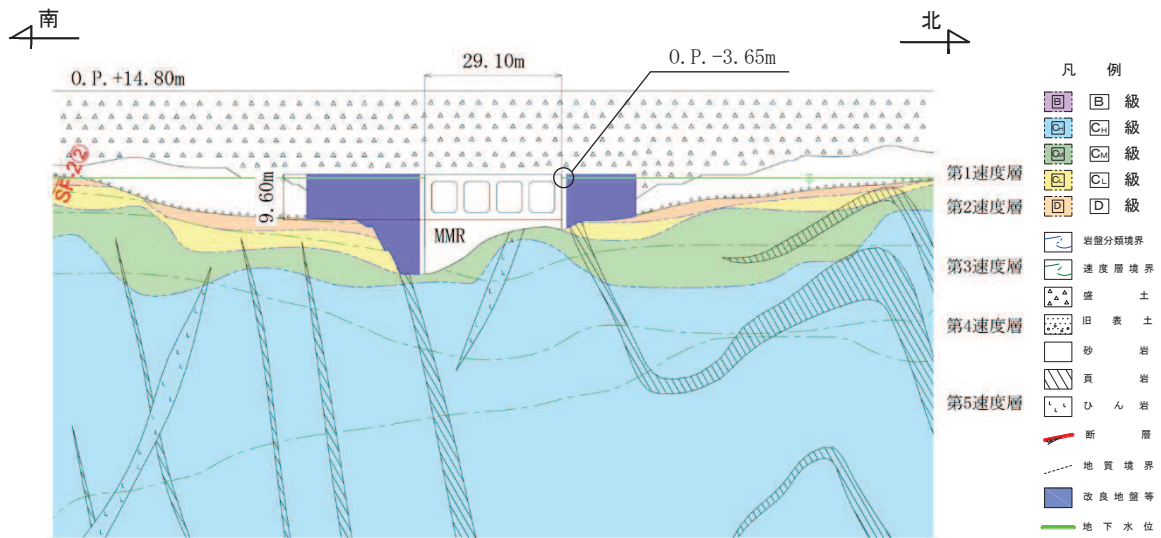


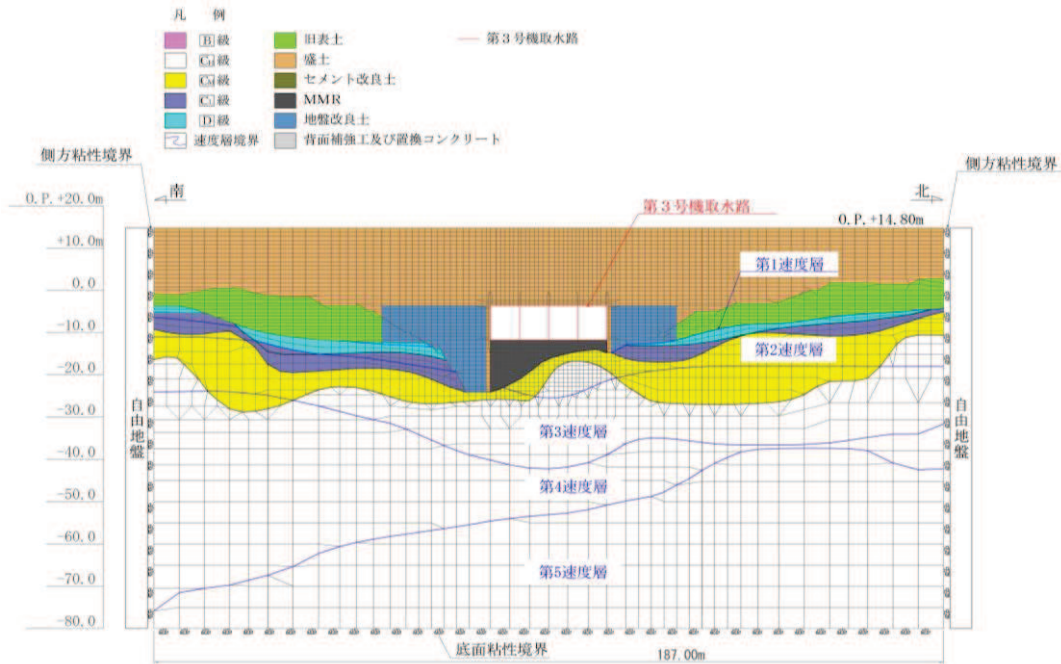
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図を図3-7に示す。



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図3-7 第3号機取水路の評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A断面)

3.2.3 構造物のモデル化

第3号機取水路では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

第3号機取水路の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

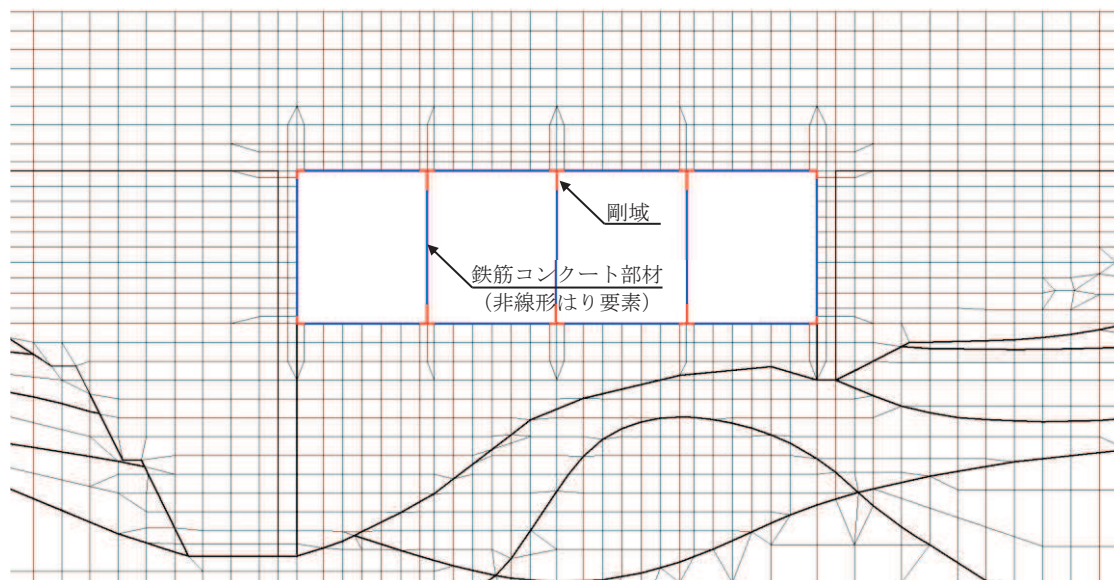


図3-8 第3号機取水路の地震応答解析モデル（構造物部分拡大，A-A断面）

3.2.4 地盤及び MMR のモデル化

D級を除く岩盤及び MMR は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、全応力解析では、盛土、旧表土、改良地盤及び D級岩盤は、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。

有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.5 ジョイント要素の設定

地盤と構造物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、添付書類「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。

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

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 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（牧の浜部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
盛土* ¹	0.06* ²	30.0
旧表土* ¹	0.08* ²	26.2
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0
C _M 級	0.78	50.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以深

*2：有効応力解析の場合、解析コードの制約上、 $c=0$ とする。

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の c
盛土－MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土－構造物	盛土の c	盛土の ϕ
改良地盤－岩盤 (D級, C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤－MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に、ジョイント要素の配置を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤, MMR	1.0×10^7	1.0×10^7

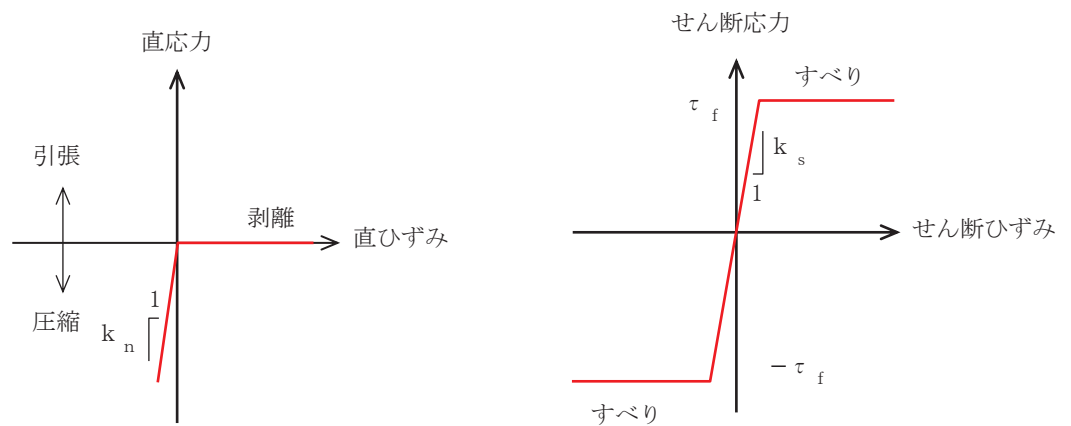


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

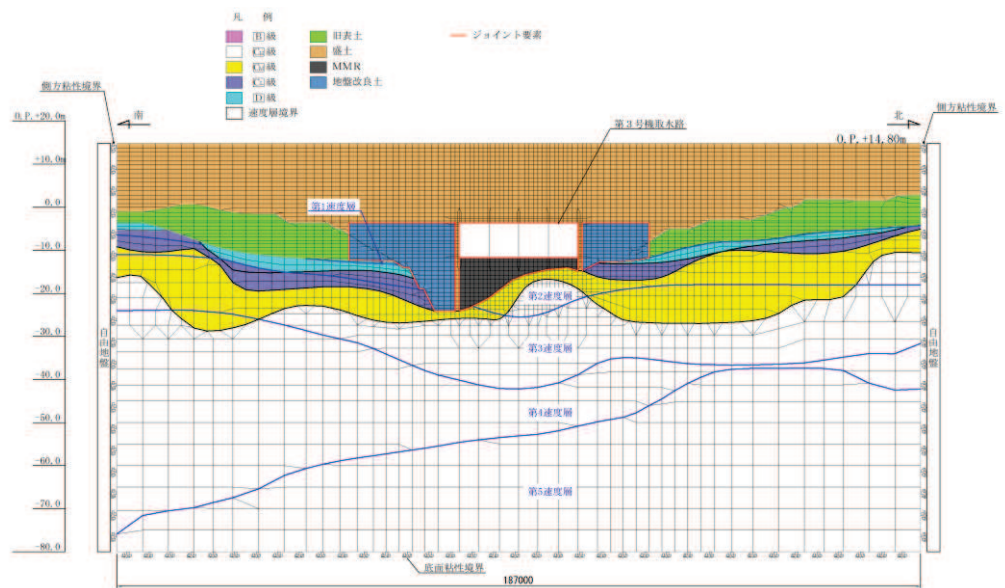


図 3-10 ジョイント要素の配置

3.2.6 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

図3-11に鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルによる骨格曲線を示す。履歴特性は、図3-12に示すとおり修正武田モデルを適用する。M- ϕ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を図3-13に及び、鉄筋の応力-ひずみ関係を図3-14に示す。

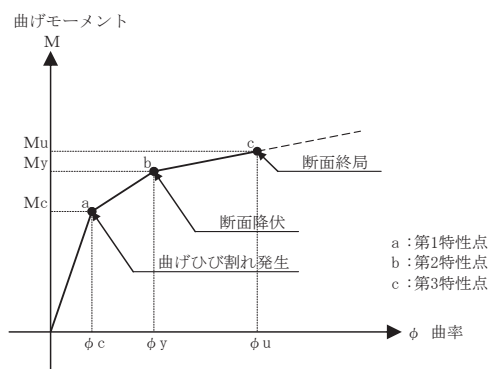


図3-11 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会マニュアルより引用)

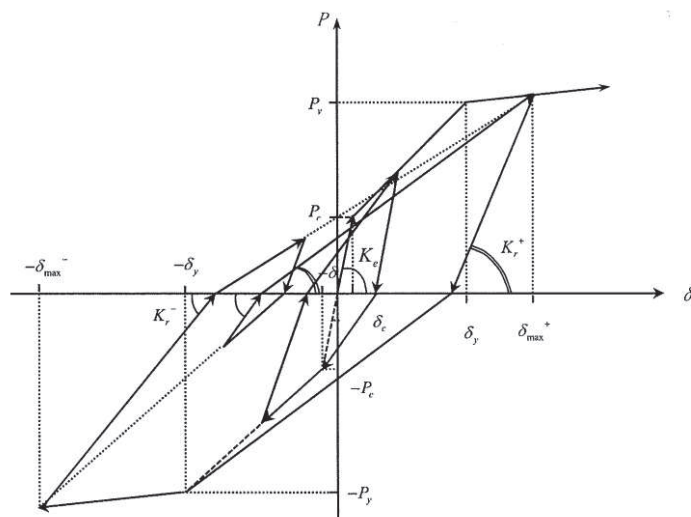


図3-12 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
(道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月）より引用)

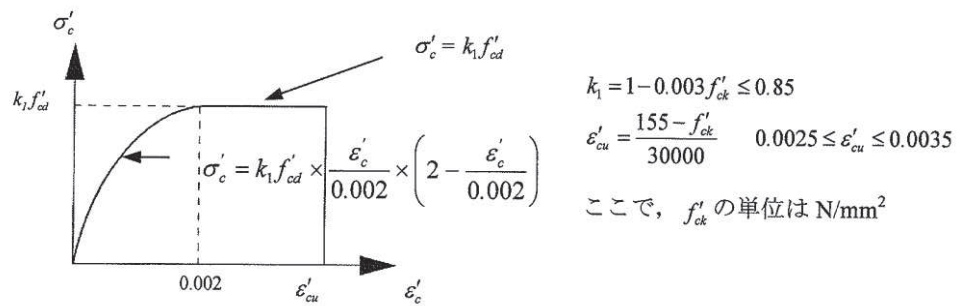


図 3-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

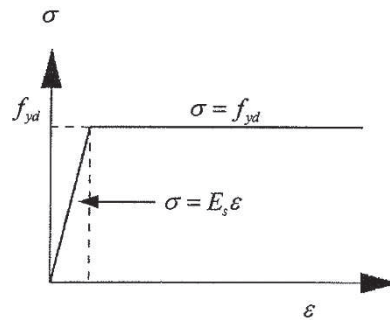


図 3-14 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 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、全応力解析では、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

また、有効応力解析では、Rayleigh減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-15に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c]: 減衰係数マトリックス, [m]: 質量マトリックス,

[k]: 剛性マトリックス

α , β : 係数

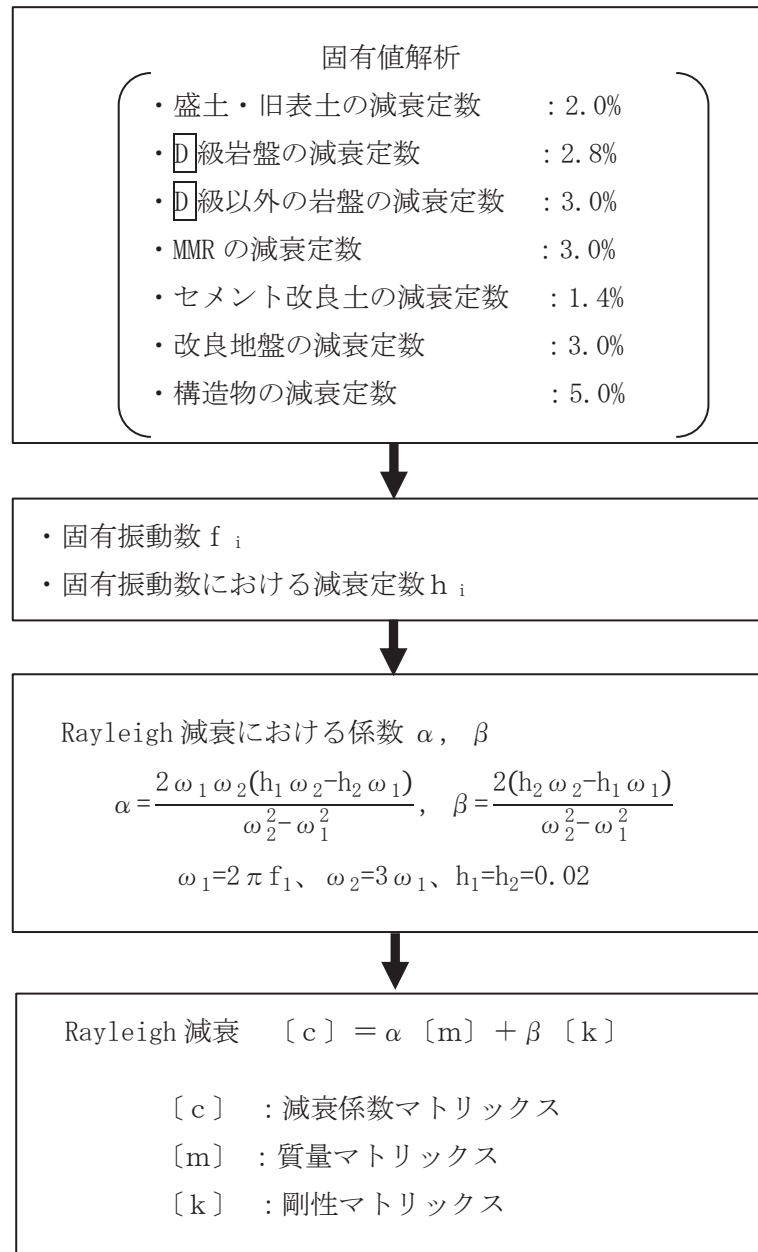


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定にあたっては、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、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、図 3-15 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする

固有値解析における係数 α 、 β を表 3-4 に示す。

なお、全応力解析における固有値解析結果、固有値解析におけるモード図、係数 $\alpha \cdot \beta$ 及び Rayleigh 減衰は、別途示す。

表 3-4 Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定結果

解析手法	α	β
有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
全応力解析	別途示す。	

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時に荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧による荷重が含まれるものとする。

なお、第3号機取水路の運転時、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3-5に示す。

表3-5 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・配管は存在しないことから考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤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。
	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。
	内水圧		○ ・朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m) に応じた静水圧を設定する。
	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		
	動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 ・地震時動水圧を付加質量により考慮する。

3.4.1 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「2.6 地下水位」のとおりとし，地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

外水圧を図 3-16 に示す。

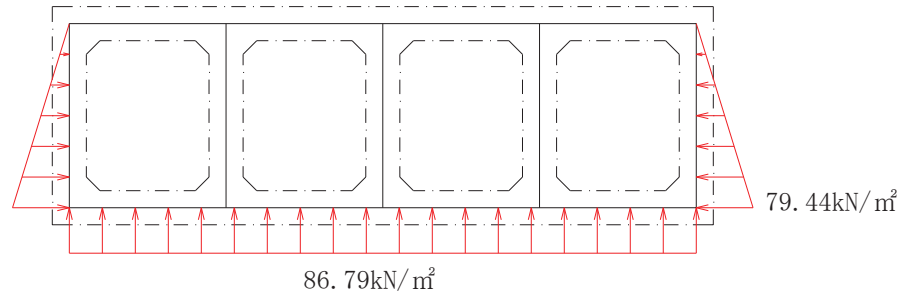


図 3-16 外水圧図

3.4.2 内水圧

第 3 号機取水路の内部には，朔望平均満潮位 O.P. +2.43m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。

設定の際は，海水の密度として， $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧を図 3-17 に示す

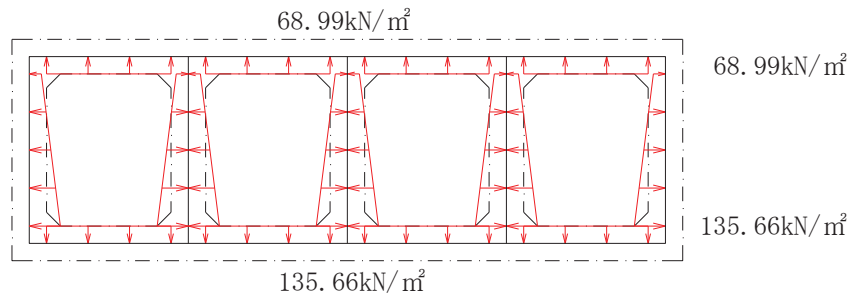


図 3-17 内水圧図

3.4.3 積載荷重

地震時に第3号機取水路に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、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、 0.301kN/m^2 としている。

3.5 耐震評価における解析ケース

3.5.1 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

第3号機取水路は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形に伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（全応力解析の場合は表3-6に示すケース①、有効応力解析の場合は表3-6に示すケース⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（全応力解析の場合は表3-8に示すケース②及び③、有効応力解析の場合は表3-8に示すケース⑦及び⑧）について確認を行う。なお、液状化強度特性については下限値を設定しており、最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

3.5.2 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し、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表3-8に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

第3号機取水路における実強度は、施工時期及び周辺環境が同じ第3号機取水口のコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）に基づき算出する。

第3号機取水路の実強度およびヤング係数を表3-6及び表3-7に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-8に示す。

表 3-6 第 3 号機取水路の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
43.1N/mm ²	31.6kN/mm ²

注記* : 第 3 号機取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-8 に示す。

表 3-7 第 3 号機取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
頂版	2012	3	43.8	41.2	31.8	31.2
側壁	2012	3	46.1	43.8	32.2	31.8
底版	2012	3	43.4	41.5	31.7	31.3

注記* : コア採取位置は図 3-18 に示す。

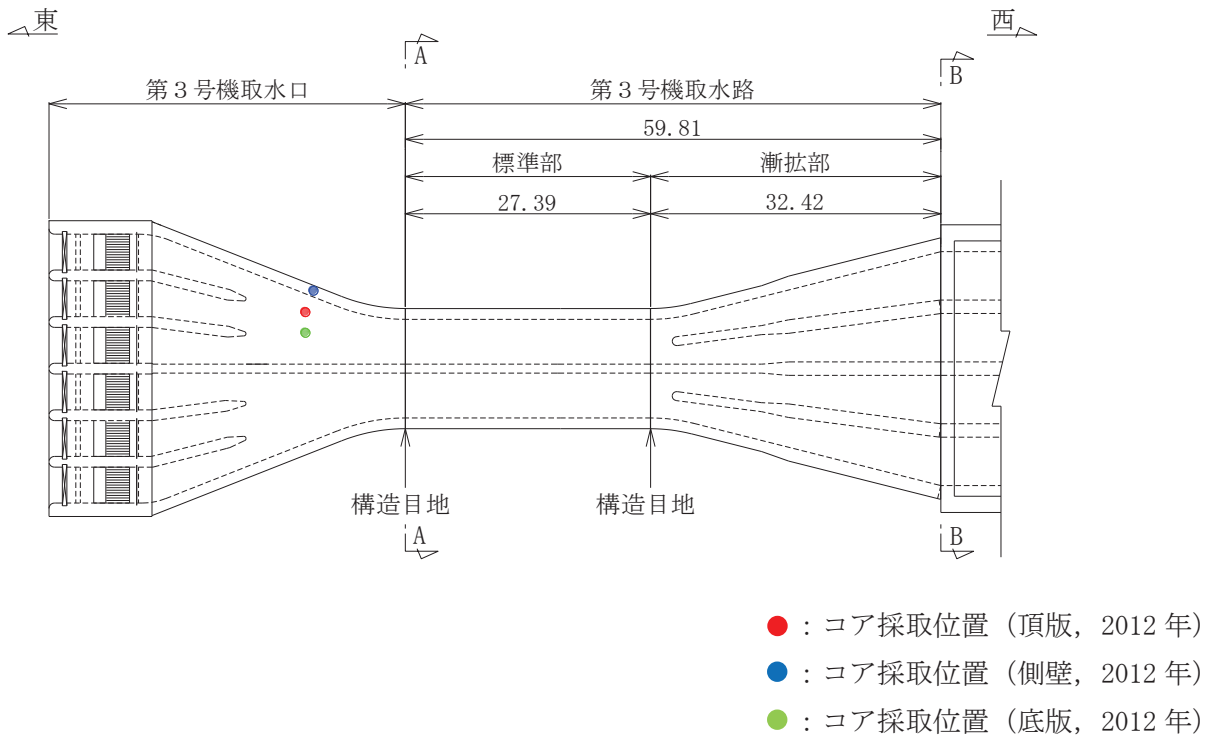


図 3-18 コア採取位置

表 3-8 耐震評価における解析ケースの一覧

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-6 に示すとおりとする。

3.5.3 耐震評価における解析ケースの組合せ

屋外重要土木構造物等の耐震評価においては、基準地震動 S_s (7波) 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動(7波)を加えた全14波(全応力解析の場合はケース①, 有効応力解析の場合はケース⑥)を実施する。

上記のケース①, ⑥において、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において照査値が0.5以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、全応力解析の場合は図3-19に示すケース②～④, 有効応力解析の場合は図3-19に示すケース⑦及び⑧を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-9に示す。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3-20に示す。

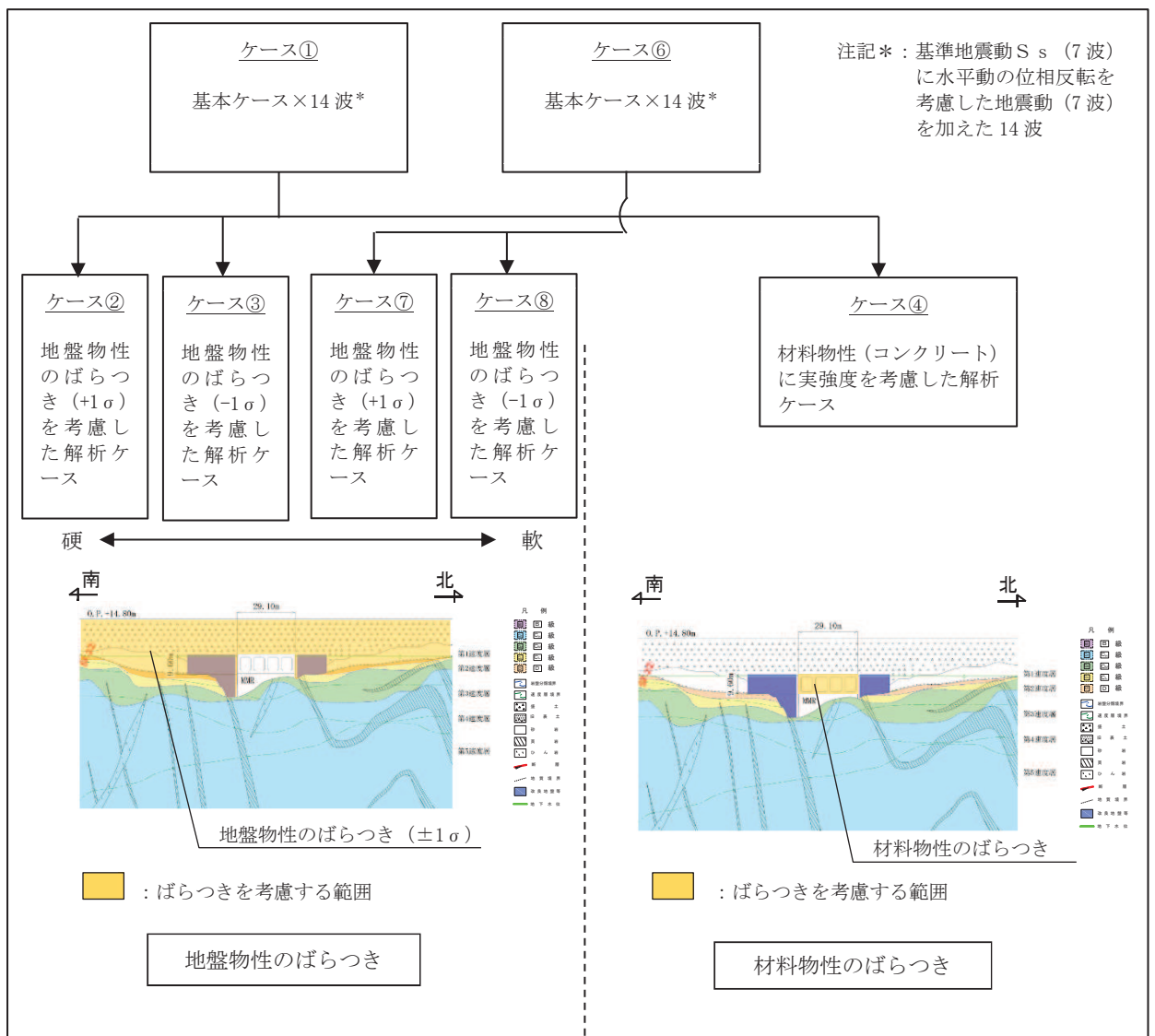


図3-19 耐震評価における解析ケース

表 3-9 耐震評価における解析ケース

解析ケース	全応力解析				有効応力解析			
	ケース① 基本ケース	ケース② 地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	ケース③ 地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	ケース④ 材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース	ケース⑤ 基本ケース	ケース⑥ 地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	ケース⑦ 地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	ケース⑧ 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	平均値	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	
地震動 (位相)	++*1	○		<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、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 以上とな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②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も小さくなる地震動を用いてケース②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○			
	-+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	-+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	-+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	-+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	-+*1	○			○			
	++*1	○			○			
	-+*1	○			○			

注記*1：耐震評価に当たっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。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：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

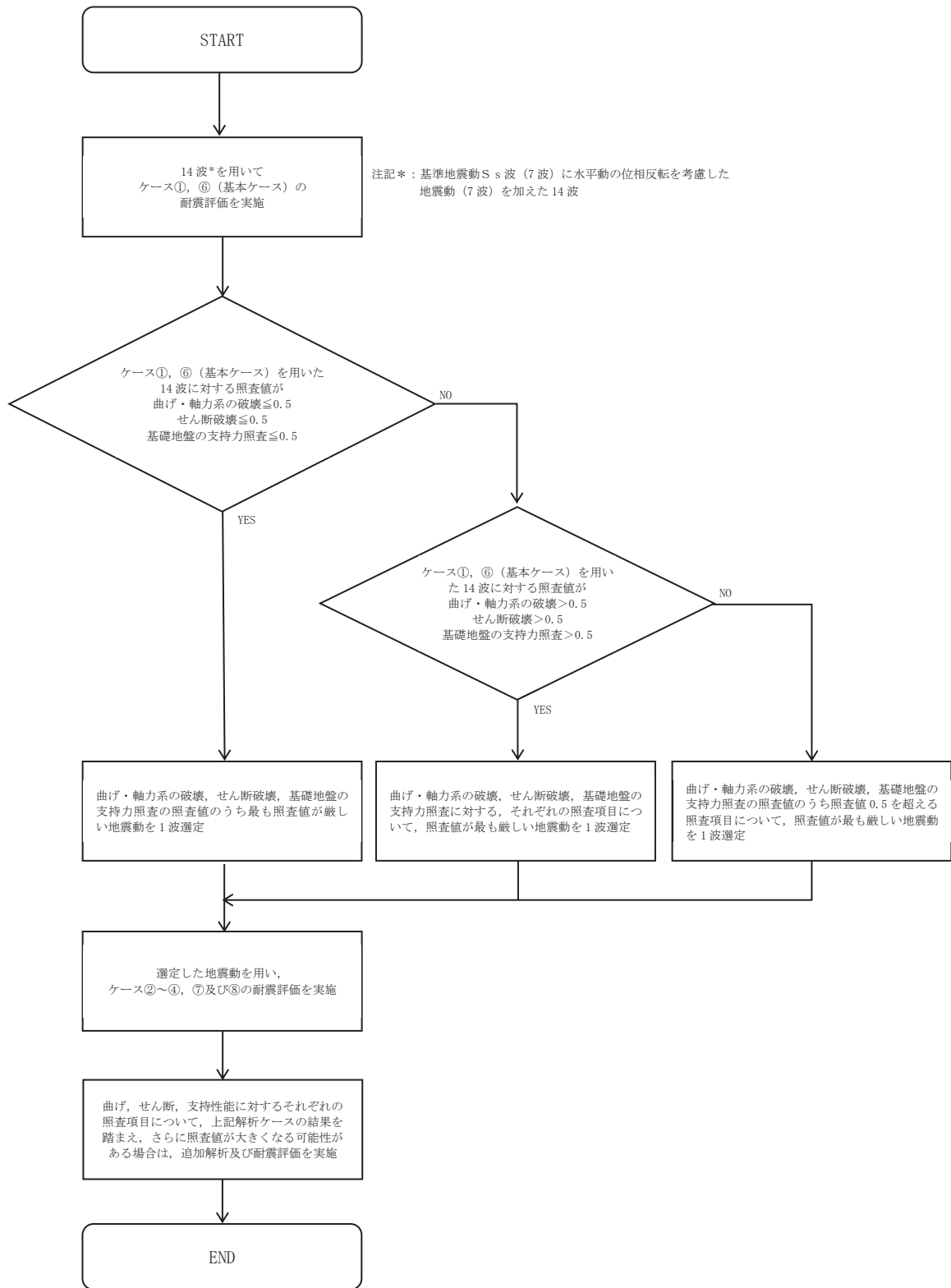


図 3-20 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理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、添付書類「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、図4-2～図4-15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。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

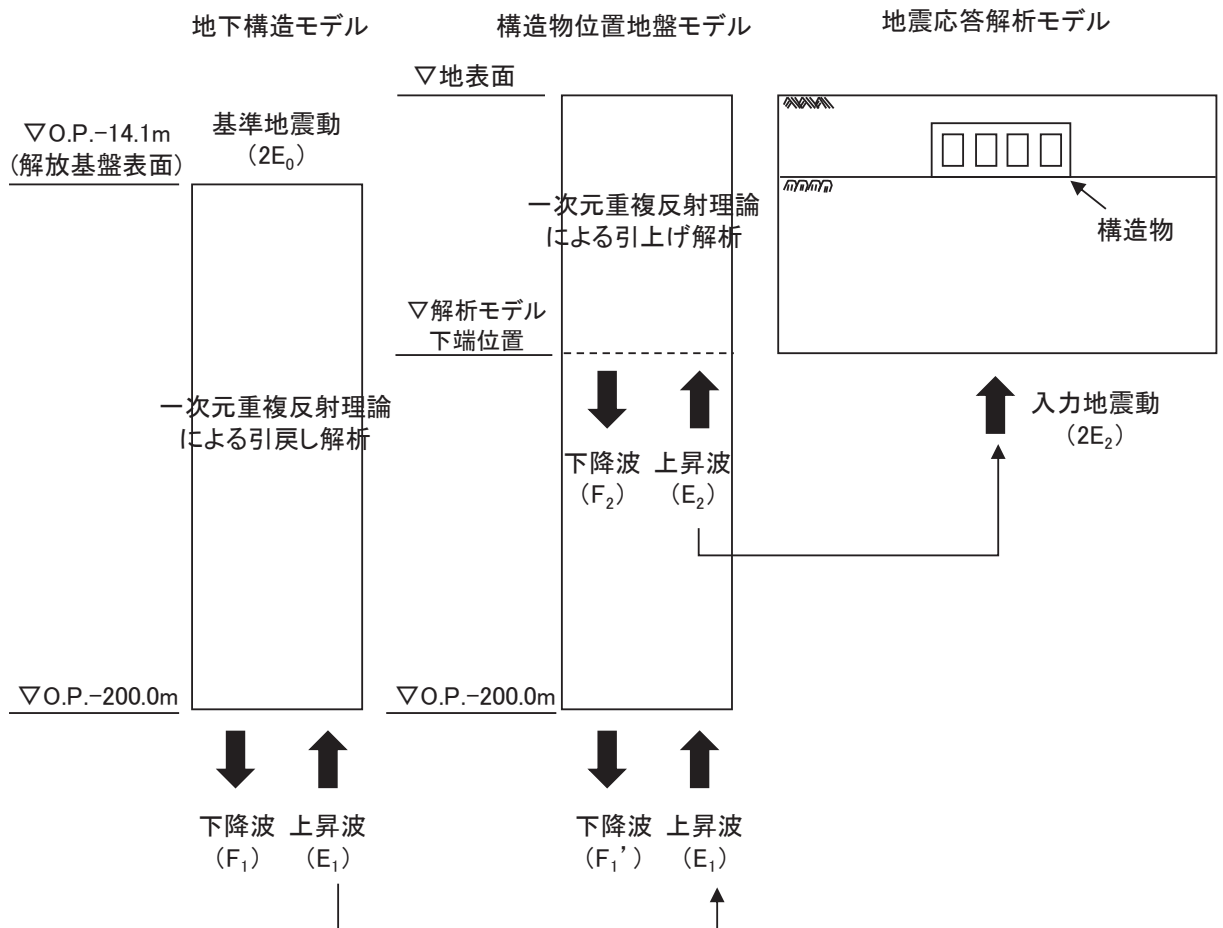
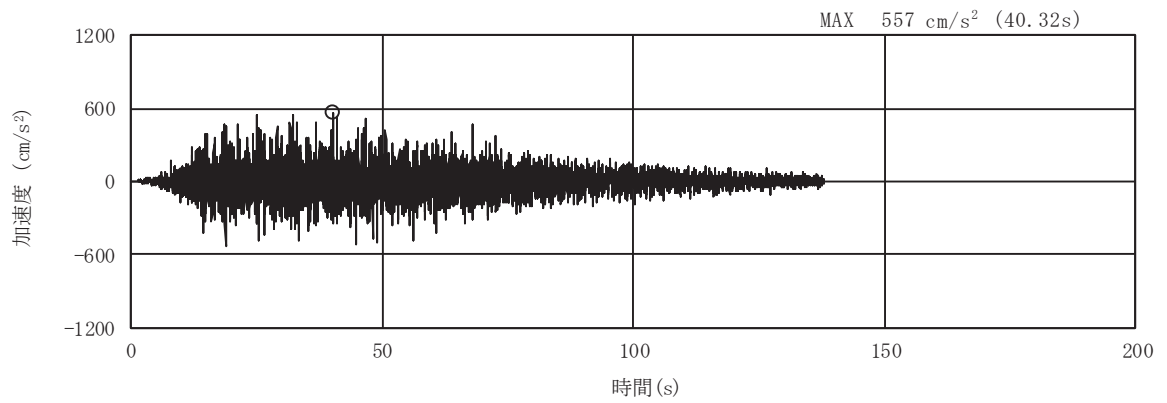
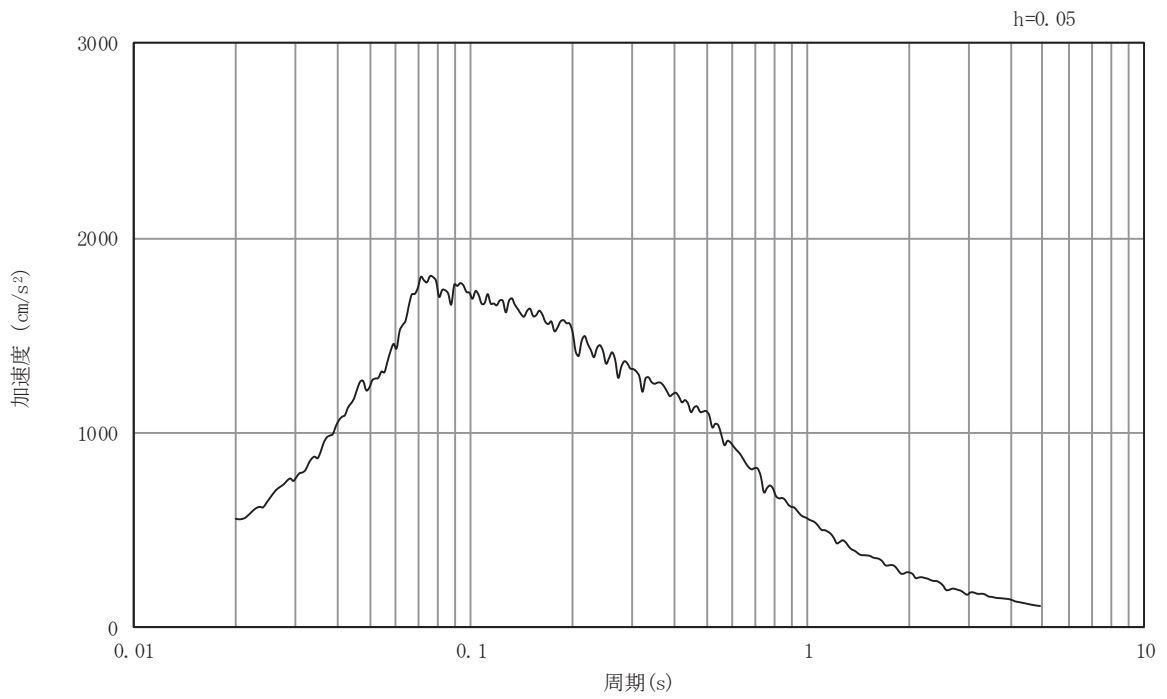


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s ）

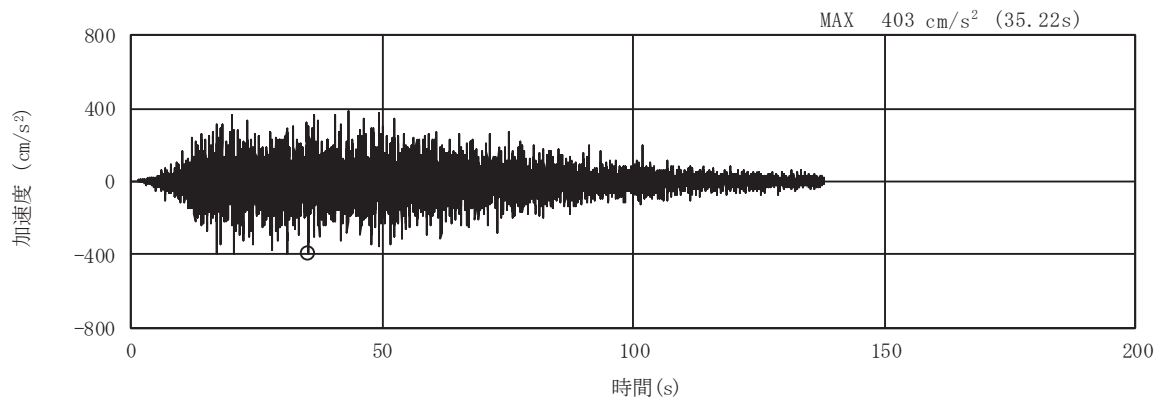


(a) 加速度時刻歴波形

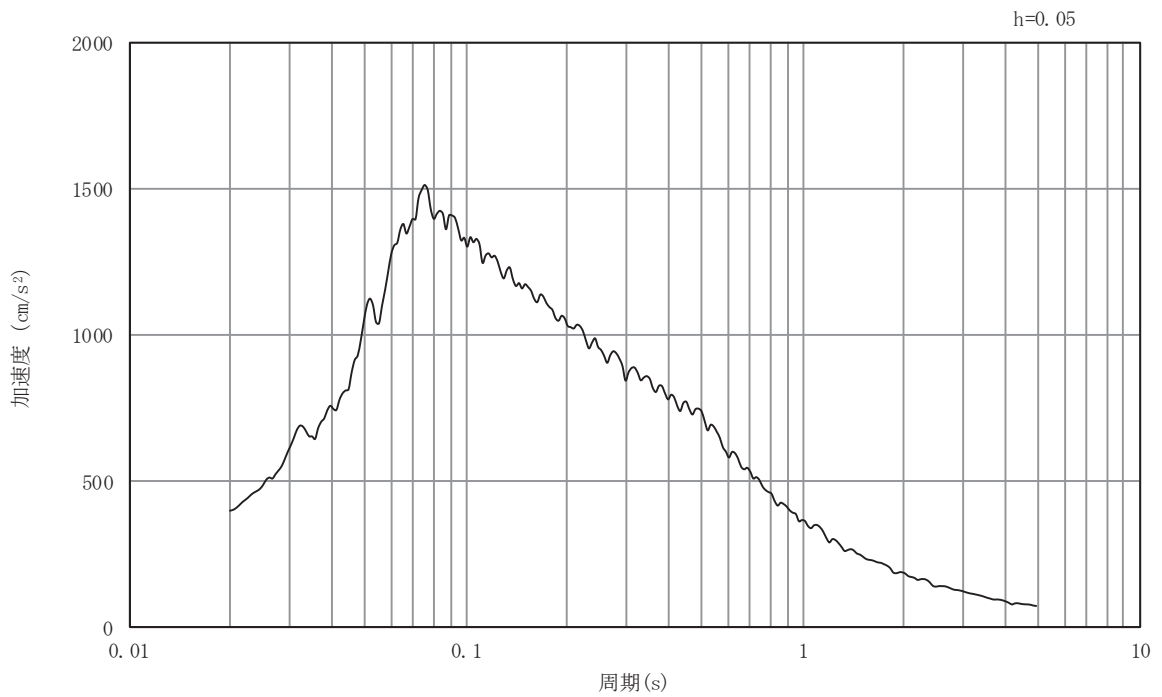


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)

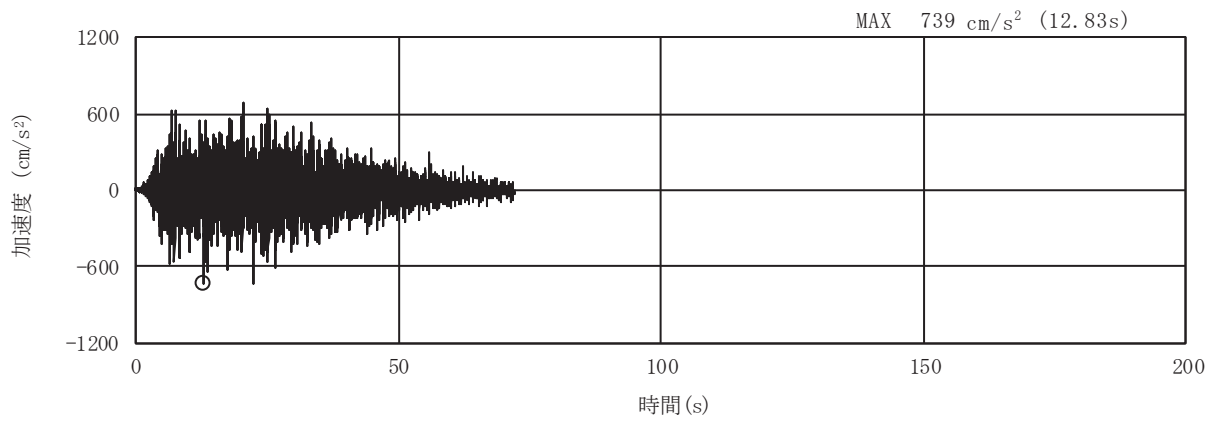


(a) 加速度時刻歴波形

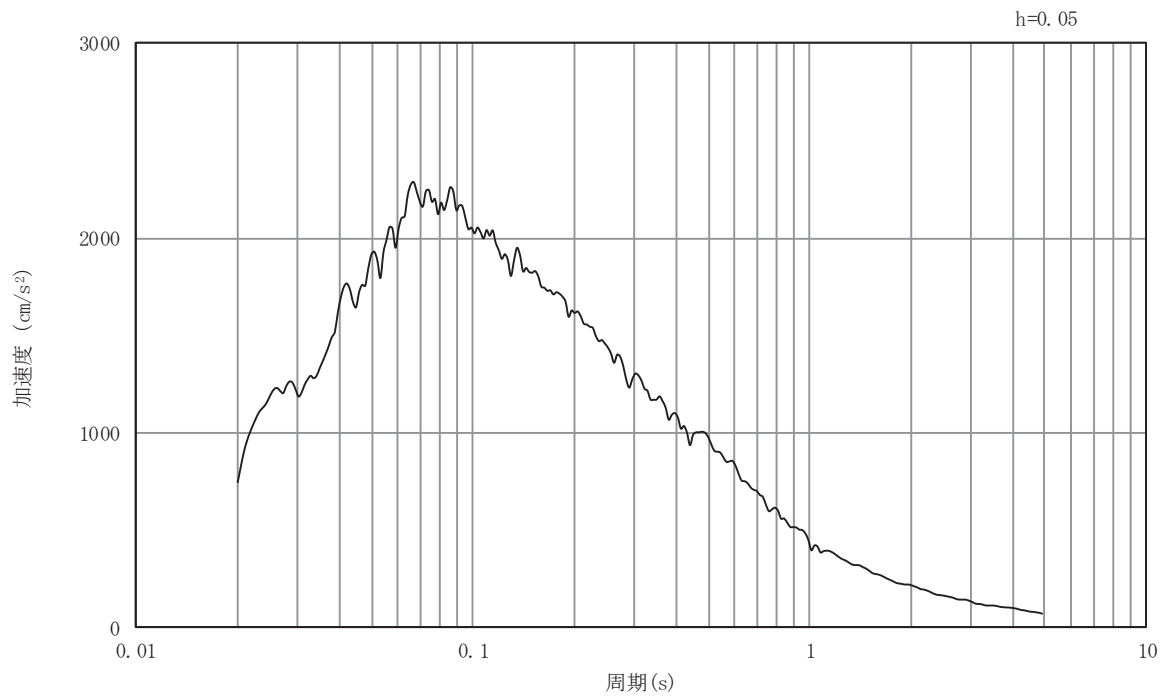


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)

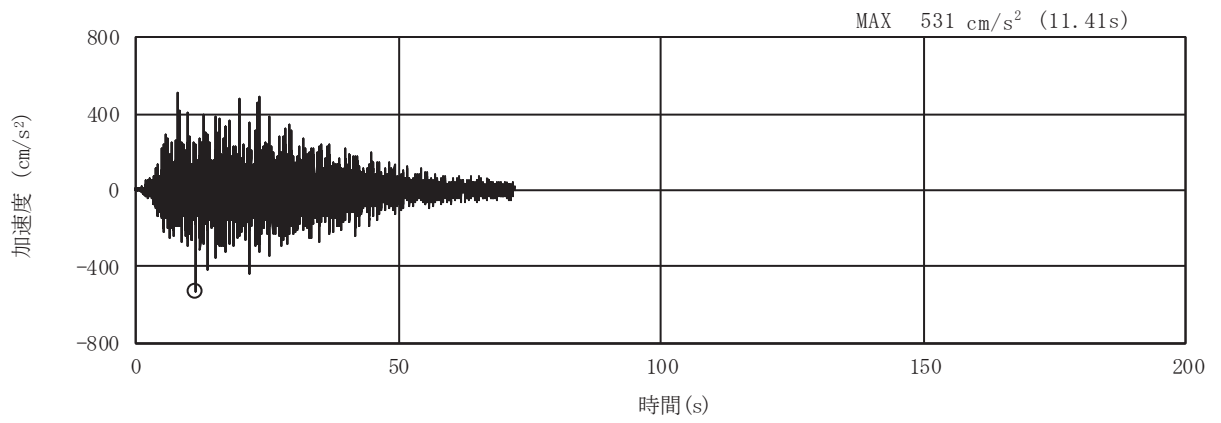


(a) 加速度時刻歴波形

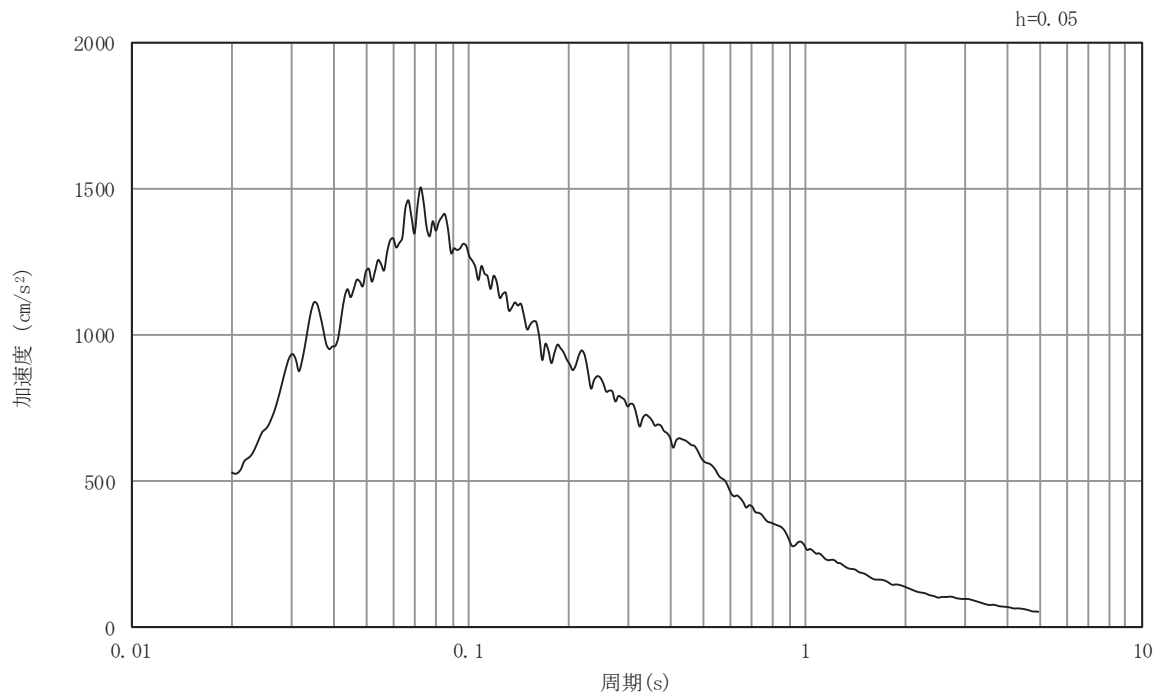


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 2)

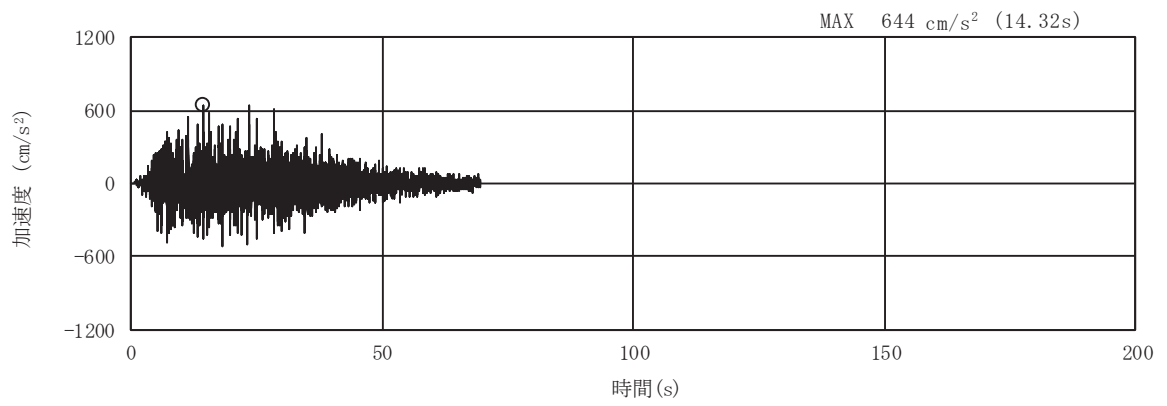


(a) 加速度時刻歴波形

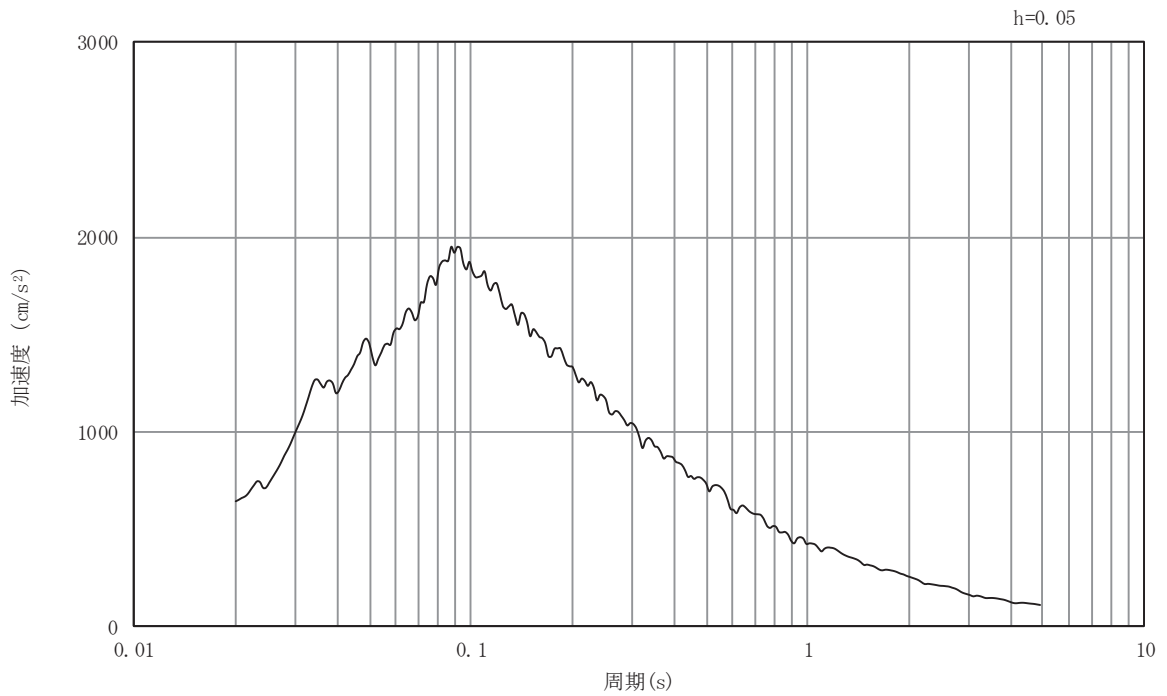


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 2)

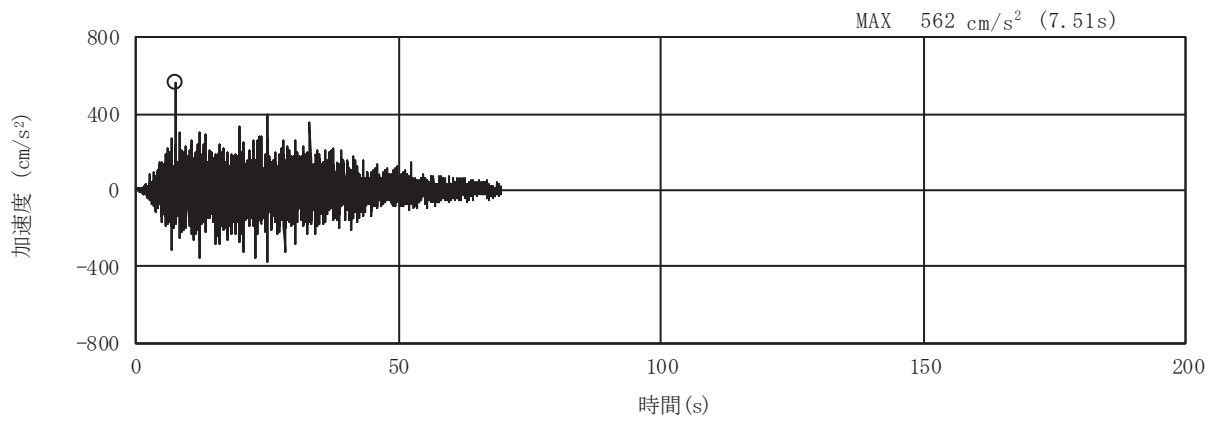


(a) 加速度時刻歴波形

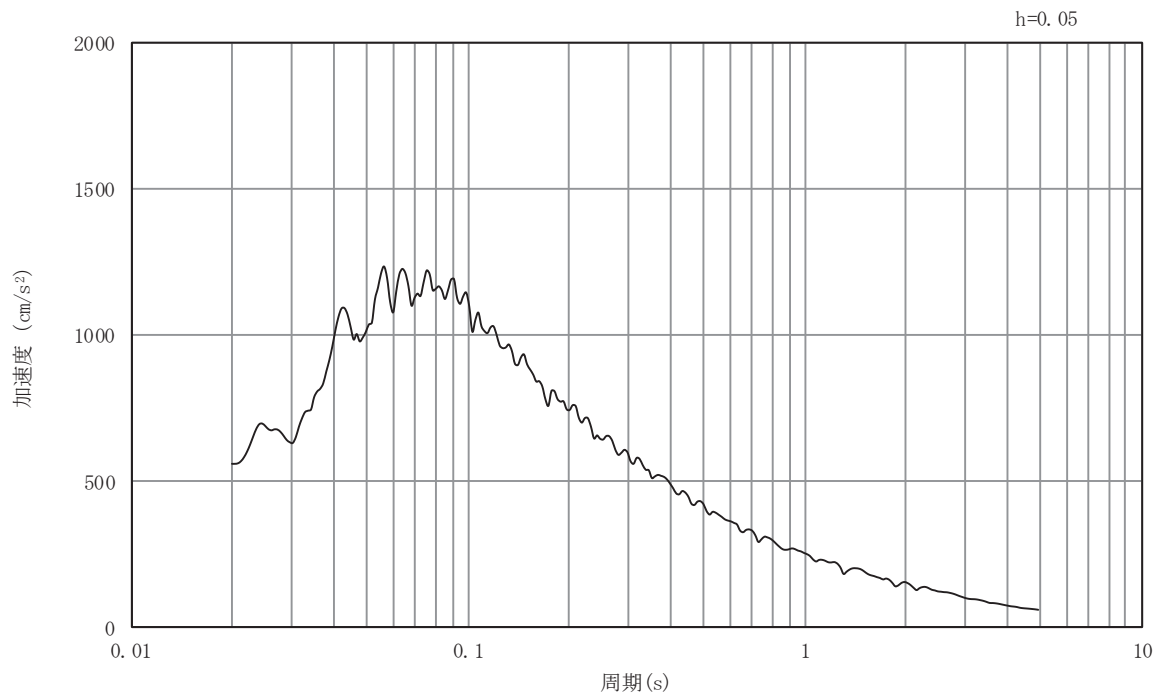


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 3)

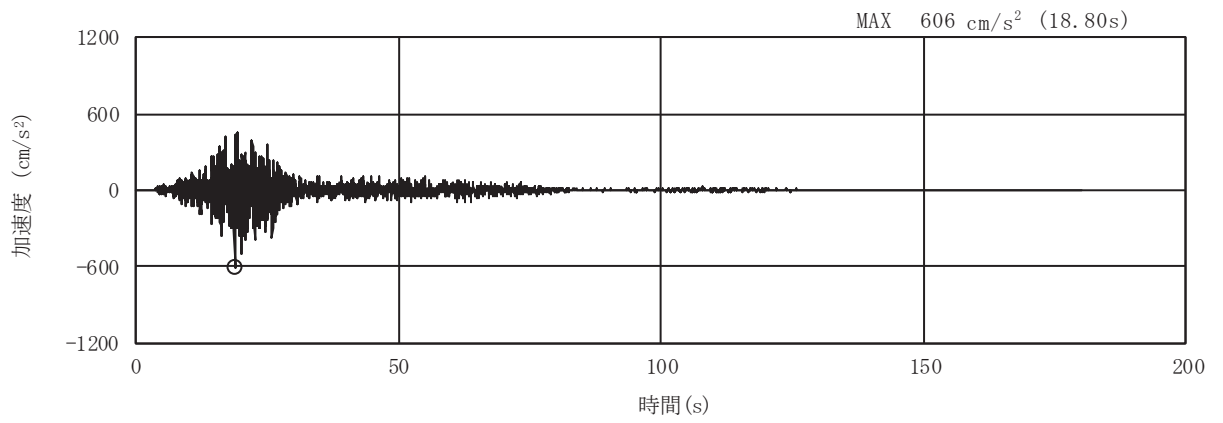


(a) 加速度時刻歴波形

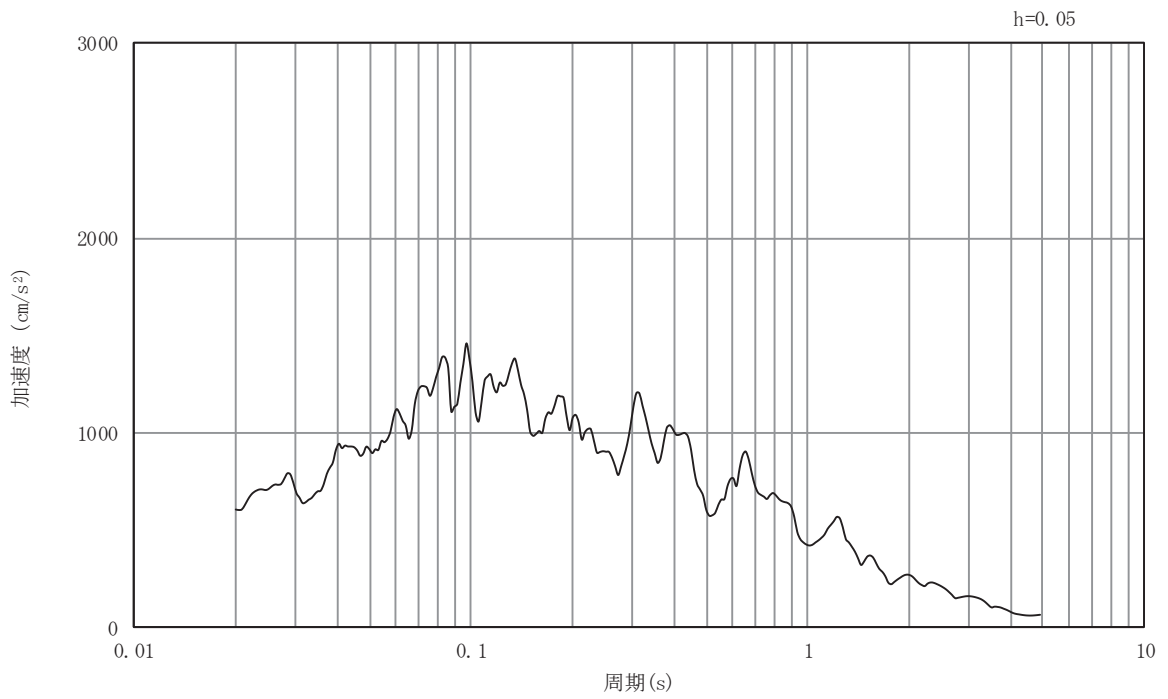


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 3)

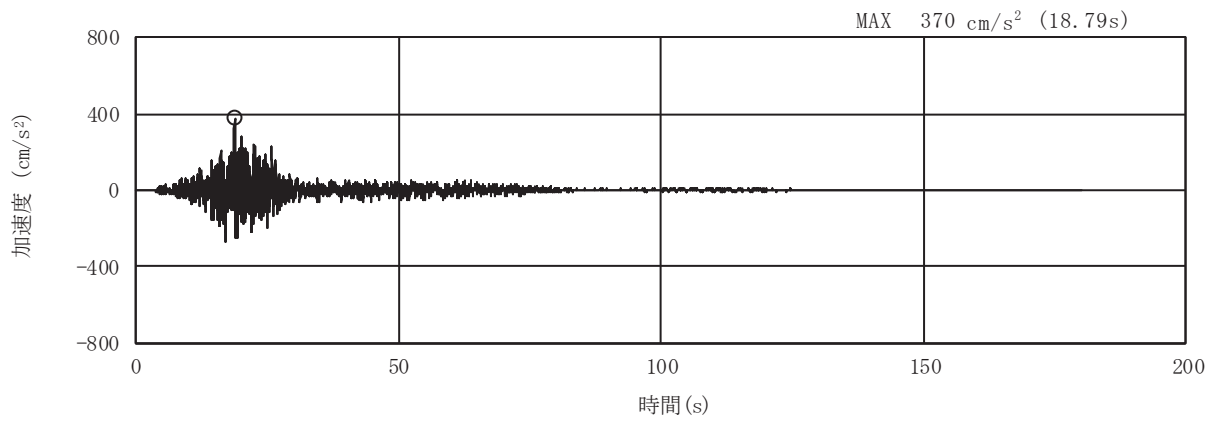


(a) 加速度時刻歴波形

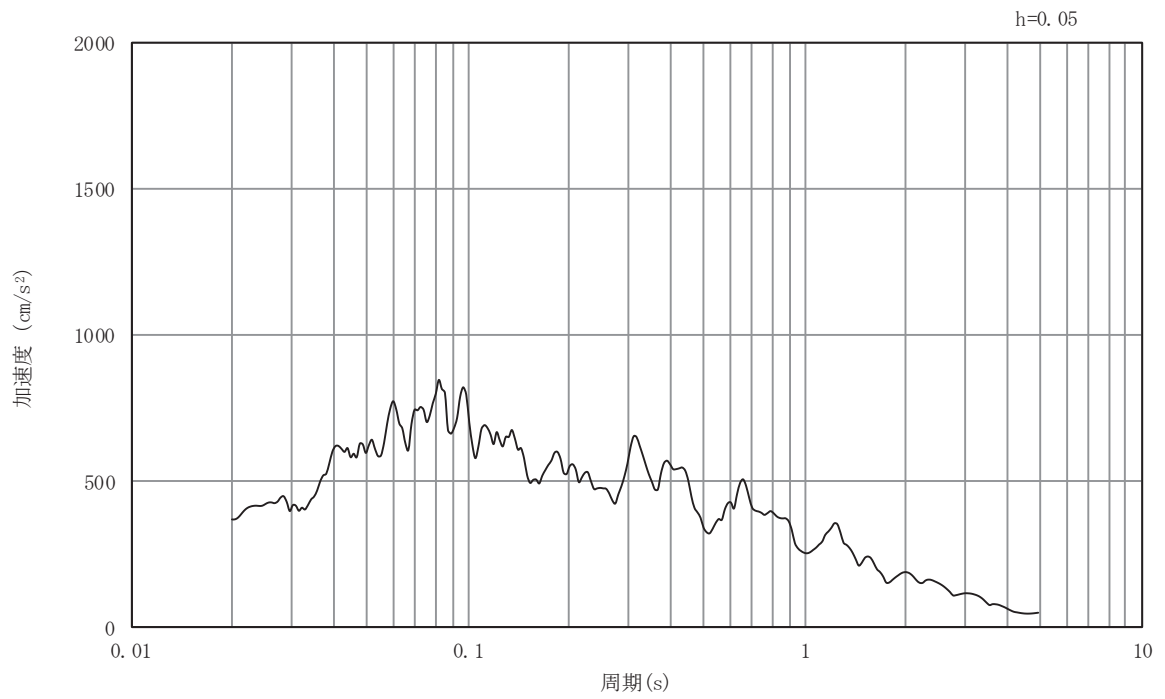


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)

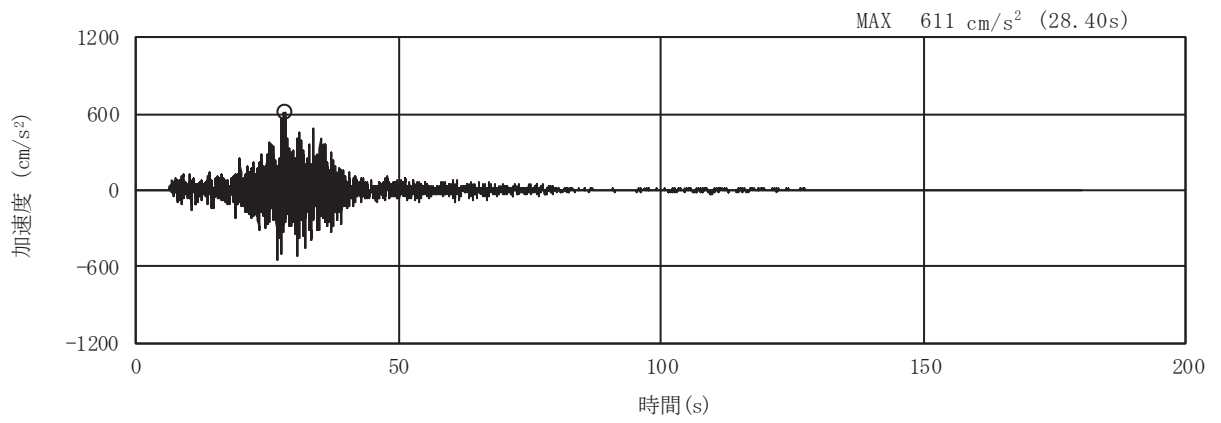


(a) 加速度時刻歴波形

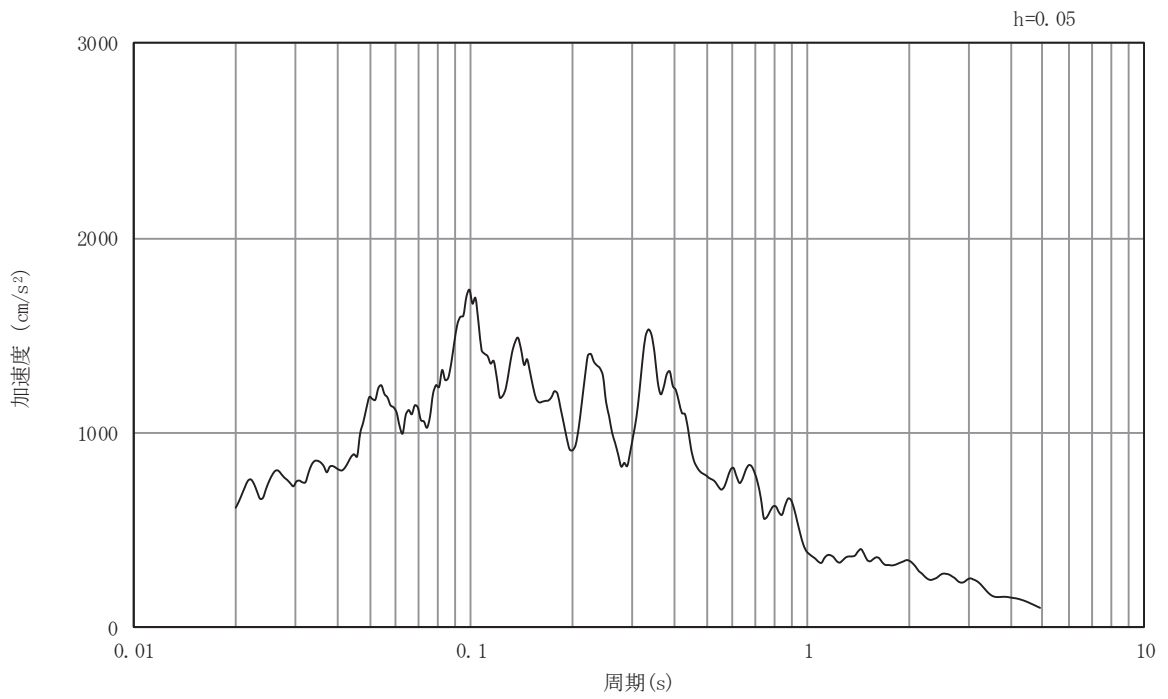


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 1)

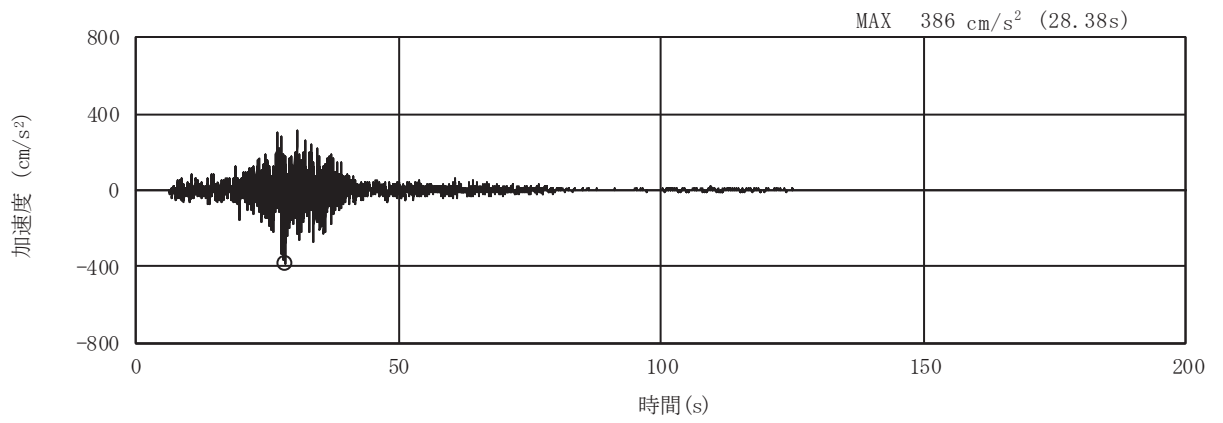


(a) 加速度時刻歴波形

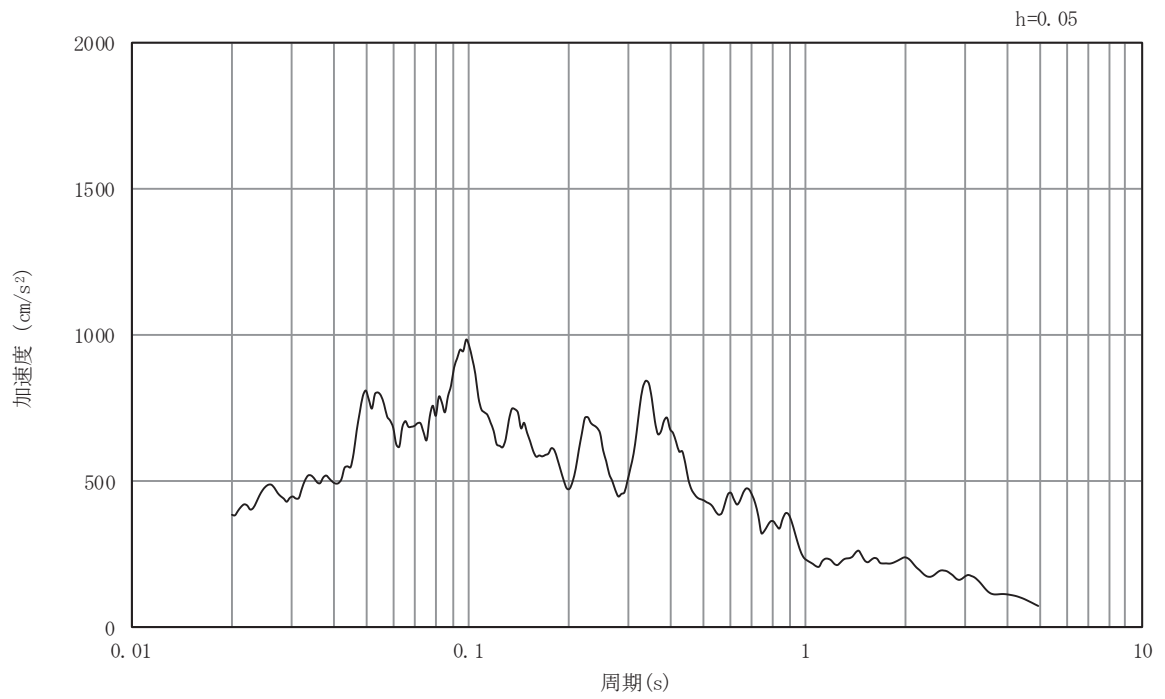


(b) 加速度応答スペクトル

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)

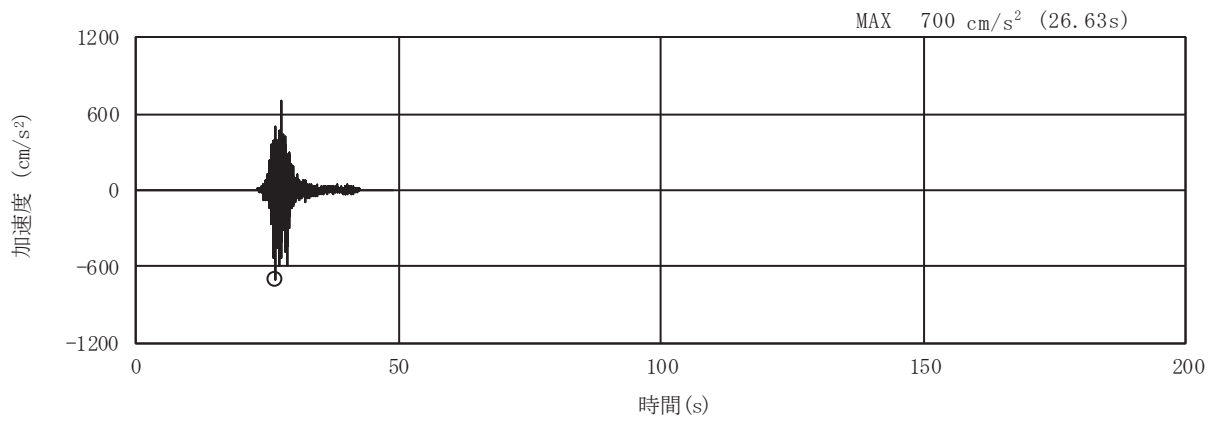


(a) 加速度時刻歴波形

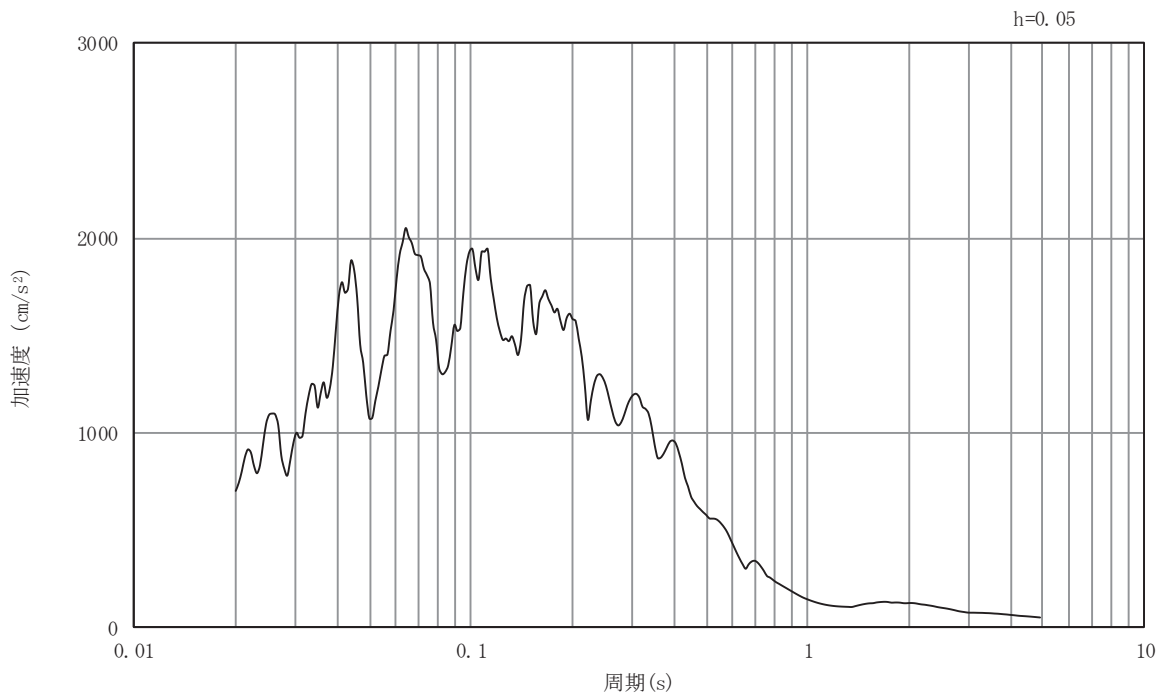


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 2)

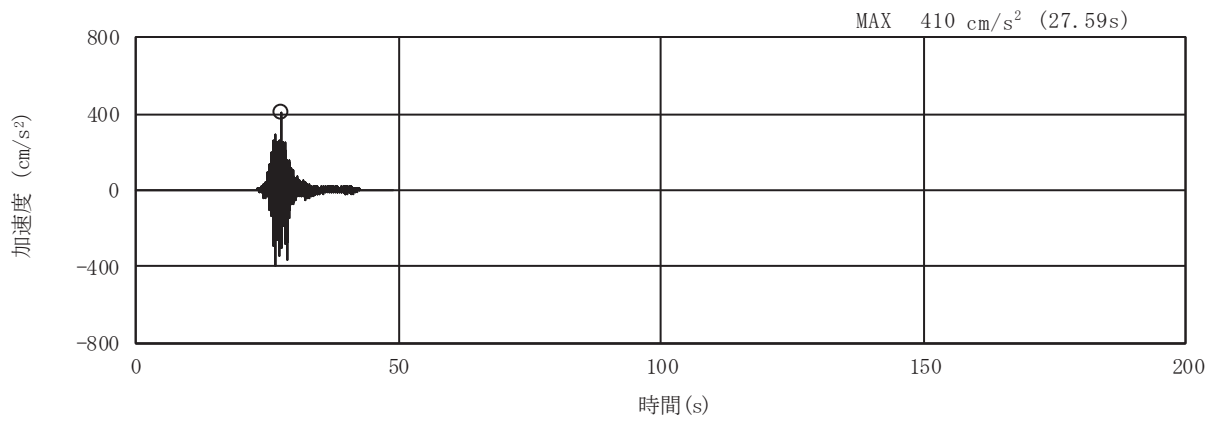


(a) 加速度時刻歴波形

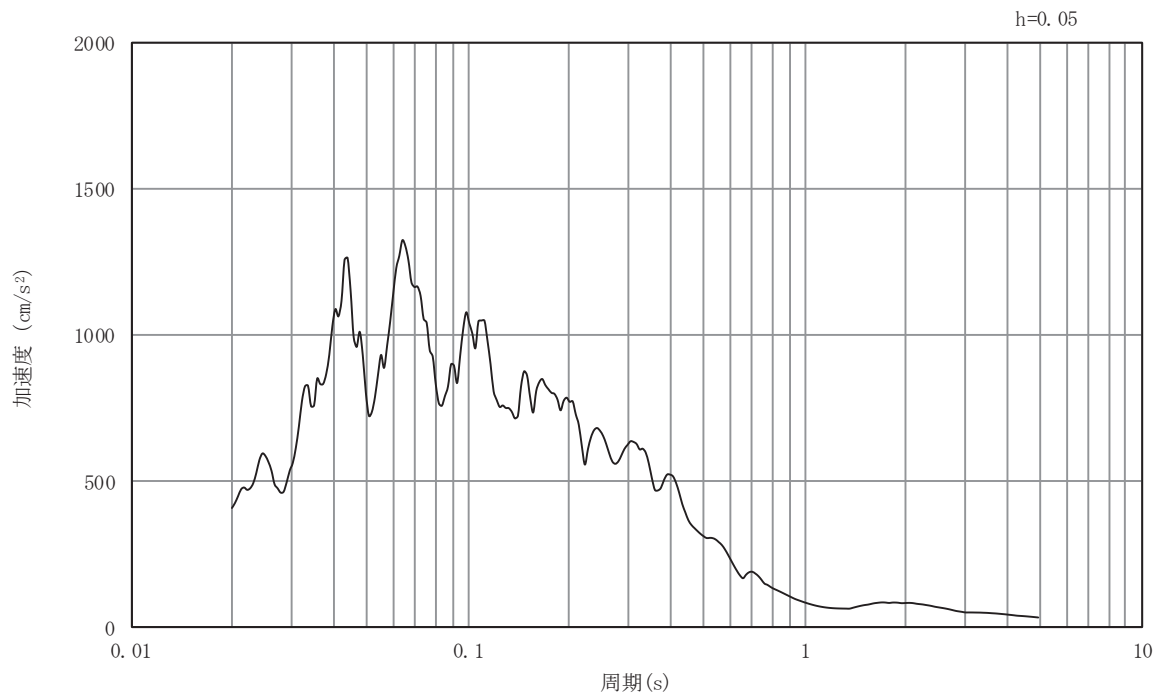


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 3)

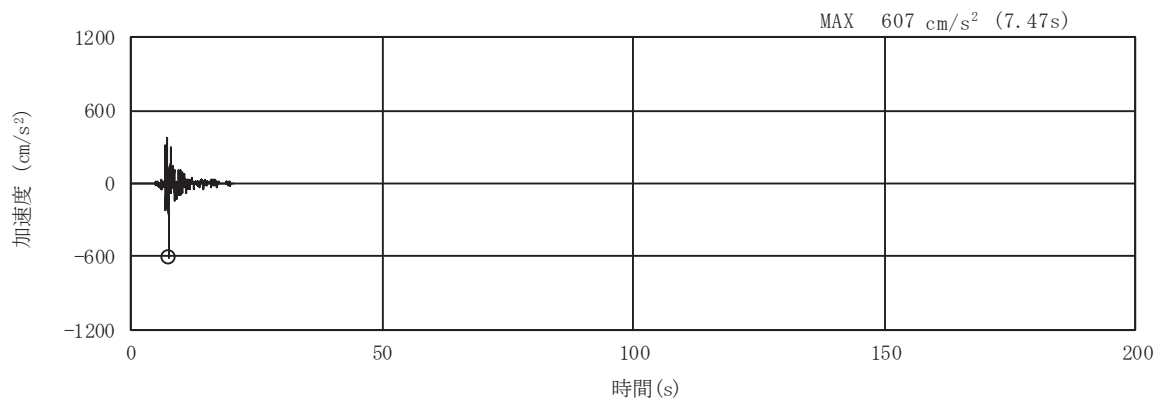


(a) 加速度時刻歴波形

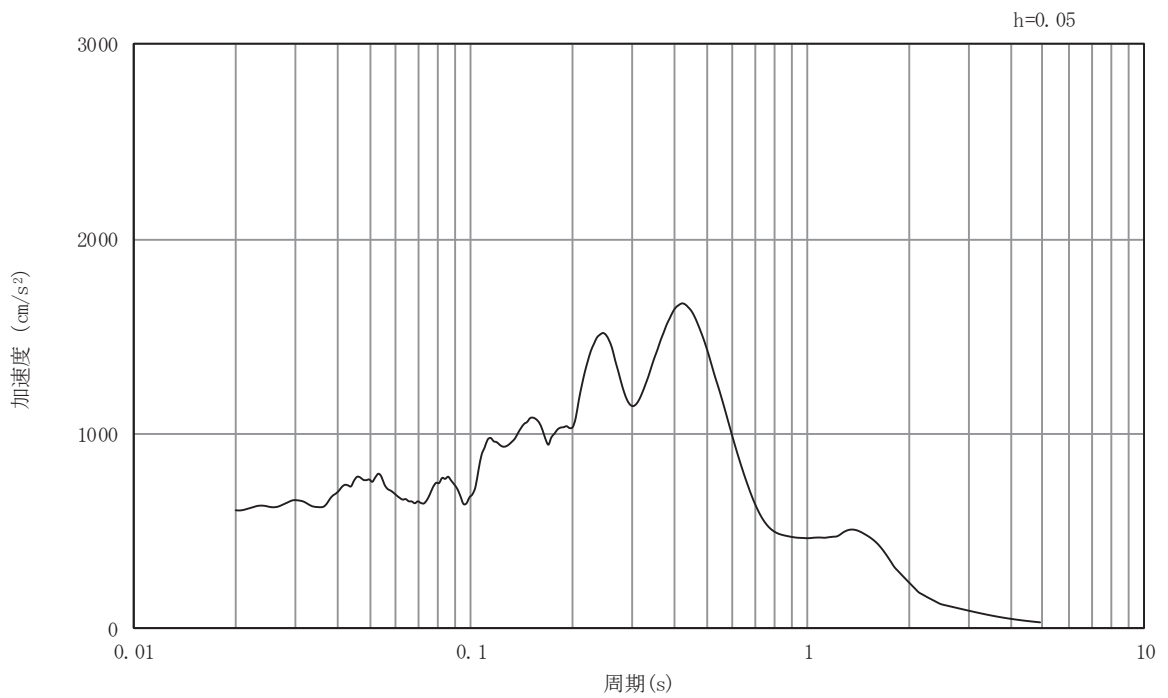


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 3)

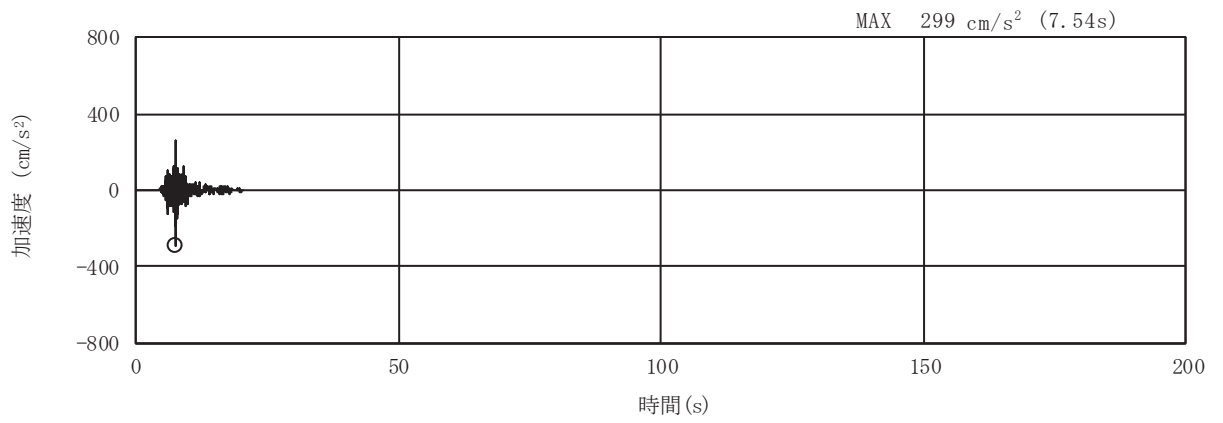


(a) 加速度時刻歴波形

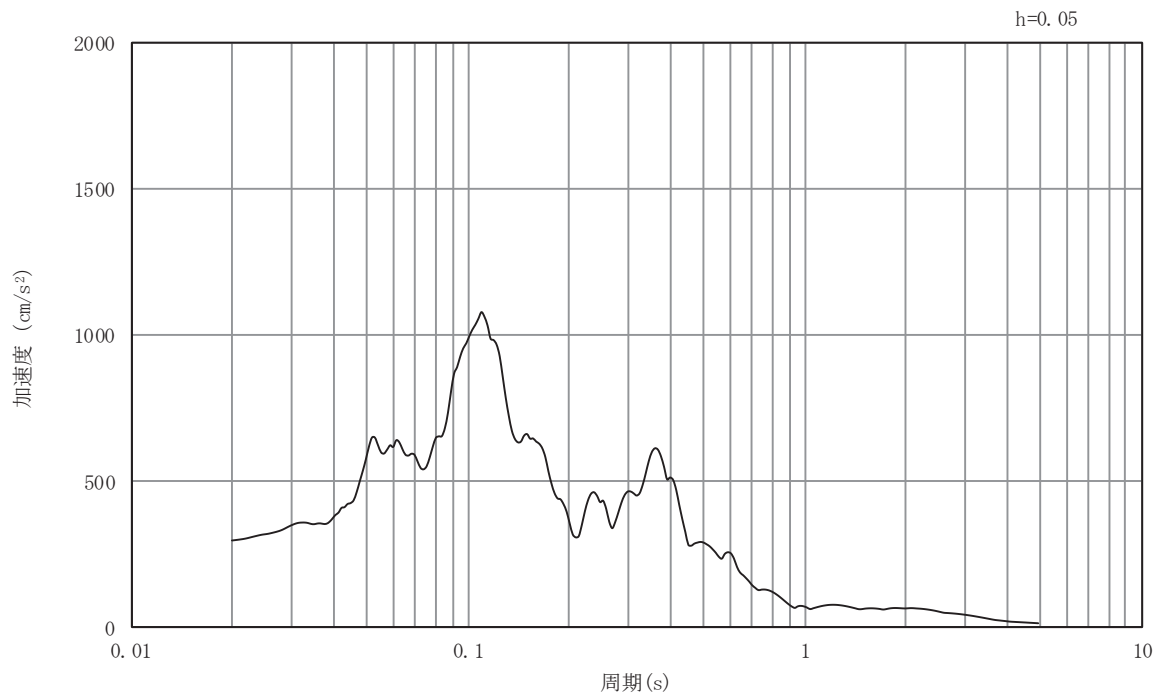


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)



(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 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルで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おり、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いる。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等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用いる照査用層間変形角は、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 を乗じることにより、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。

また、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。）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、構造部材に発生する曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを併せて確認する。第 3 号機取水路において CCb 工法を適用する部材を図 4-16 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	限界層間変形角	1/100*

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

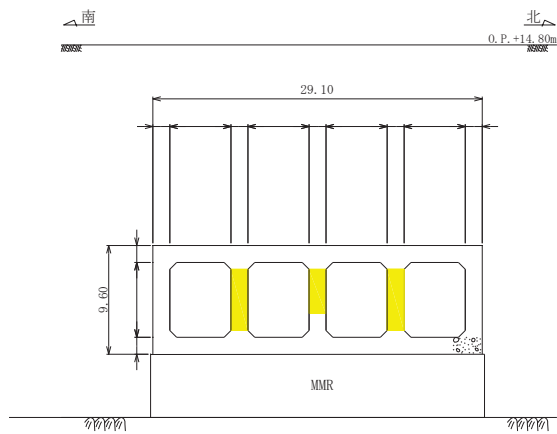
ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

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



■ : Ccb 工法を適用する部材

図 4-16 Ccb 工法を用いる部材 (断面図)

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

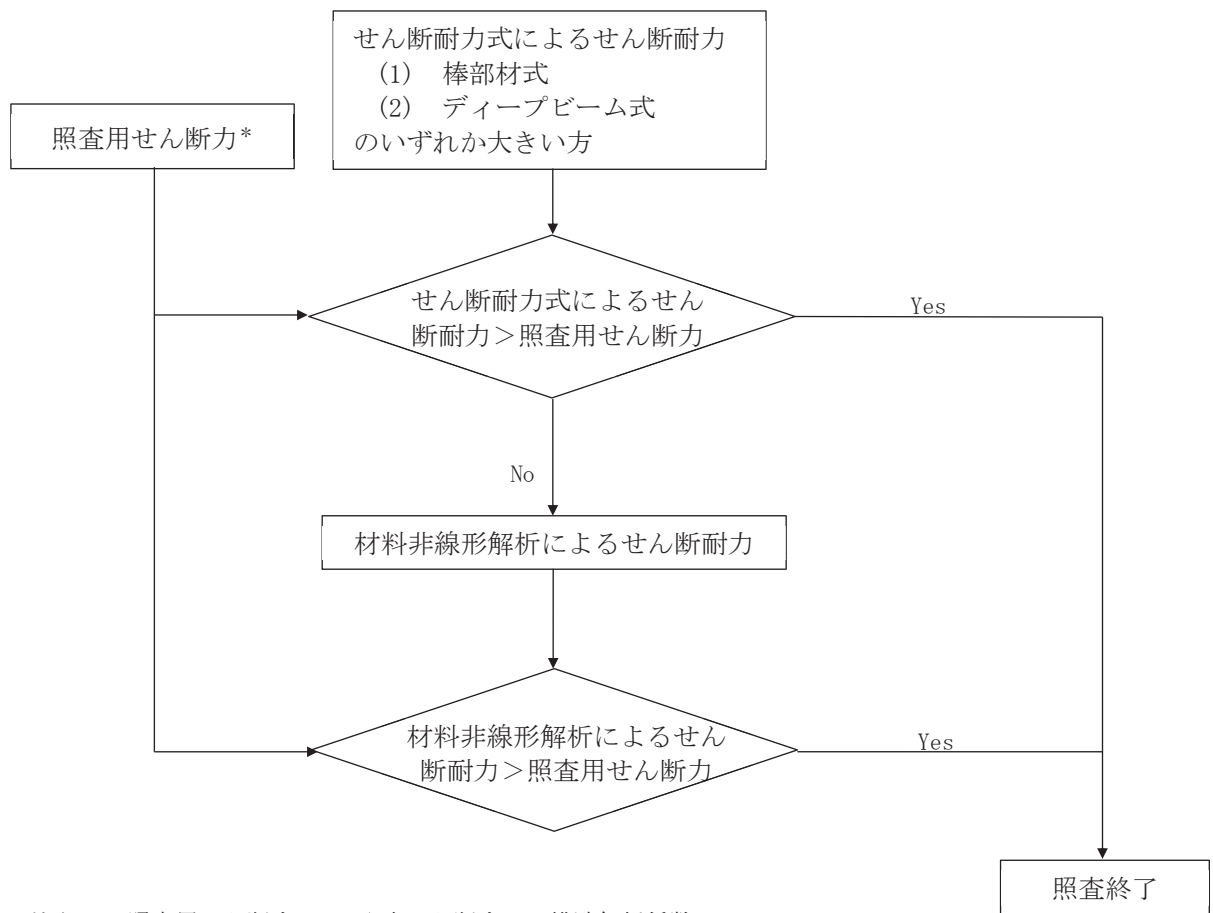
構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

せん断耐力を、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」、「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

せん断破壊に対する照査のフローを図4-17に示す。

また、CCb工法を用いる構造部材については「(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

なお、せん断照査に用いる照査用せん断力は、三次元構造解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05を乗じることにより、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。



注記*：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図4-17 せん断破壊に対する照査フロー

(1) 棒部材式

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

- ここで, V_{yd} : せん断耐力
 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

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

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

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

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

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

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

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

ここで, f'_{cd} : 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'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

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_0 : M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

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

- 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_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、
 400N/mm²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/mm²以上のときは 800N/mm²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。
 γ_{bs} : 部材係数
 γ_{ms} : 材料係数

(2) デイープビーム式

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

- ここで、 V_{ydd} : せん断耐力
 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

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

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

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

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

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

- ここで、 γ_{bc} : 部材係数

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

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

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

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

- ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

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

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表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（圧縮強度）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	コンクリートが負担するせん断力を低減*
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減*
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では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

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

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

ここで、R：層間変形角とされている。

第3号機取水路は、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

セラミックキャップバー（以下「CCb」という。）工法による後施工せん断補強を行う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鉄筋「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。

$$V_{p y d} = V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \quad \dots \text{式(1)}$$

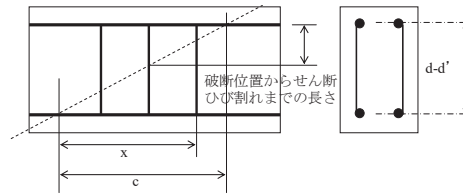
$$V_{C C b d} = \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ = \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

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

- ここに、 $V_{c d}$: 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
- $V_{C C b d}$: セラミックキャップバー（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
- $V_{a w d}$: セラミックキャップバー（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
- $\beta_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数
- $A_{a w}$: 単位長さ当たりの区間 $S_{a w}$ におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積
- $f_{a w y d}$: セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で 400N/mm^2 以下とする。
- $\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度
- $S_{a w}$: セラミックキャップバー（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 : セラミックキャップバー（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 : 補強対象部材の有効高さ
- d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (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、セラミックキャップバー (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鉄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乗じることにより考慮されている。図 4-1 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋

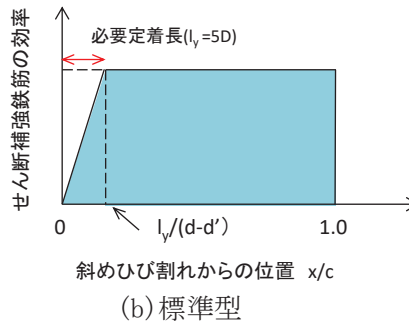


図 4-1 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（牧の浜部層）

基礎地盤（牧の浜部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（牧の浜部層）の許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 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)
極限支持力	牧の浜部層	11.4

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）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に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMR（既設）の許容限界を表 4-5 に示す。

表 4-5 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	人工岩盤	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	15.6

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、表 4-6 に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、表 4-6 に示す引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 4-6 に示す。

表 4-6 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck}/5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「層間変形角時刻歴波形」、断面力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に示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」を記載する。断面力分布は単位奥行あたりの断面力を図示する。

なお、全応力解析を反映した結果は、別途示す。

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-610-20「屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」における「資料 1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木建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。

第3号機取水路は、全応力解析及び有効応力解析の両解析により耐震評価を行うことから、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①（全応力解析）及びケース⑥（有効応力解析）を基本ケースとし、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において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、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、全応力解析の場合はケース②～④、有効応力解析の場合はケース⑦及び⑧を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - D 2	++	0.12	0.11	0.15	0.10
	-+	0.12			
S s - D 3	++	0.07			
	-+	0.07			
S s - F 1	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - F 2	++	0.09			
	-+	0.08			
S s - F 3	++	0.08			
	-+	0.08			
S s - N 1	++	0.07			
	-+	0.07			

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (頂版)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S _s -D 1	++	0.46			
	-+	0.47			
S _s -D 2	++	0.42	0.40	0.43	0.44
	-+	0.39			
S _s -D 3	++	0.40			
	-+	0.39			
S _s -F 1	++	0.43			
	-+	0.43			
S _s -F 2	++	0.45			
	-+	0.42			
S _s -F 3	++	0.40			
	-+	0.40			
S _s -N 1	++	0.36			
	-+	0.36			

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (側壁)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
				⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++			0.75			
	-+			0.70			
S s - D 2	++			0.70	0.66	0.74	0.73
	-+			0.71			
S s - D 3	++			0.59			
	-+			0.62			
S s - F 1	++			0.71			
	-+			0.64			
S s - F 2	++			0.69			
	-+			0.70			
S s - F 3	++			0.56			
	-+			0.59			
S s - N 1	++			0.55			
	-+			0.52			

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (隔壁)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		++	-+	⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++			0.60			
	-+			0.58			
S s - D 2	++			0.77	0.72	0.83	0.86
	-+			0.76			
S s - D 3	++			0.54			
	-+			0.54			
S s - F 1	++			0.60			
	-+			0.62			
S s - F 2	++			0.56			
	-+			0.56			
S s - F 3	++			0.63			
	-+			0.61			
S s - N 1	++			0.52			
	-+			0.52			

注記* : 赤枠は, 図 3-20 のフローに基づき, 解析ケース⑦~⑨を実施する地震動の基本ケース⑥の照査値を示す。

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (底版)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
				⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++			0.23			
	-+			0.23			
S s - D 2	++			0.23	0.22	0.24	0.27
	-+			0.23			
S s - D 3	++			0.21			
	-+			0.22			
S s - F 1	++			0.23			
	-+			0.23			
S s - F 2	++			0.22			
	-+			0.22			
S s - F 3	++			0.22			
	-+			0.21			
S s - N 1	++			0.20			
	-+			0.19			

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++	0.20			
	-+	0.19			
S s - D 2	++	0.24	0.24	0.25	0.25
	-+	0.20			
S s - D 3	++	0.19			
	-+	0.19			
S s - F 1	++	0.19			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.18			
	-+	0.21			
S s - F 3	++	0.21			
	-+	0.17			
S s - N 1	++	0.15			
	-+	0.20			

注記*：基礎地盤（牧の浜部層）または MMR（既設）の応力（接地圧）に対する許容限界に対して厳しい方を記載。

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

第3号機取水路の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-4に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-1に示す。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
(最も厳しい照査値とその地震動)

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
③	S s - D 2 (++)	1.45×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

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 γ_a

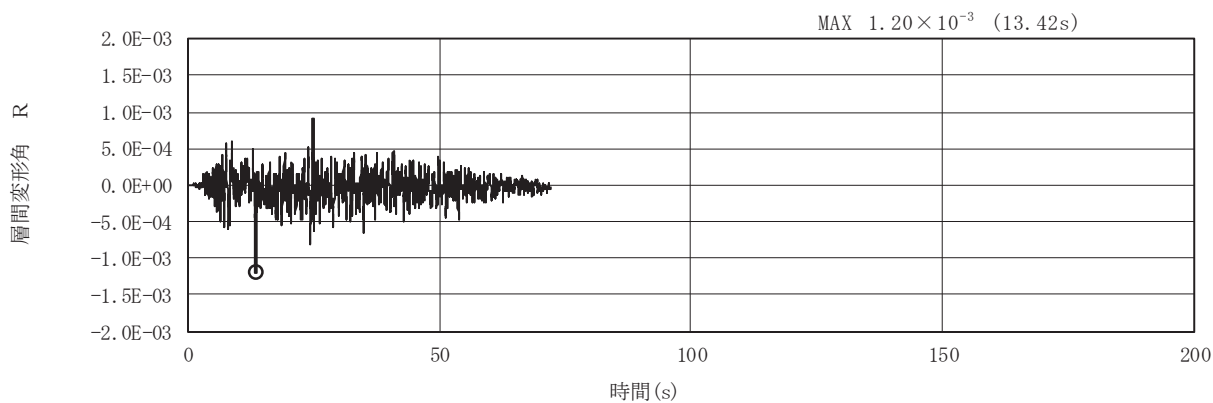


図5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの
層間変形角時刻歴波形
(解析ケース③, 地震動S s - D 2 (++))

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ついて、各部材の解析ケースのうち、最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表5-5に示す。また、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-2に示す。

表5-5 せん断破壊に対する照査結果

評価位置*1		ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	4	①	S _s -D1 (-+)	1404	3023	0.47
側壁	9	①	S _s -D1 (++)	1469	1964	0.75
隔壁	7	④	S _s -D2 (++)	1151	1351	0.86
底版	10	④	S _s -D2 (++)	1004	3758	0.27

注記*1：評価位置は図5-2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

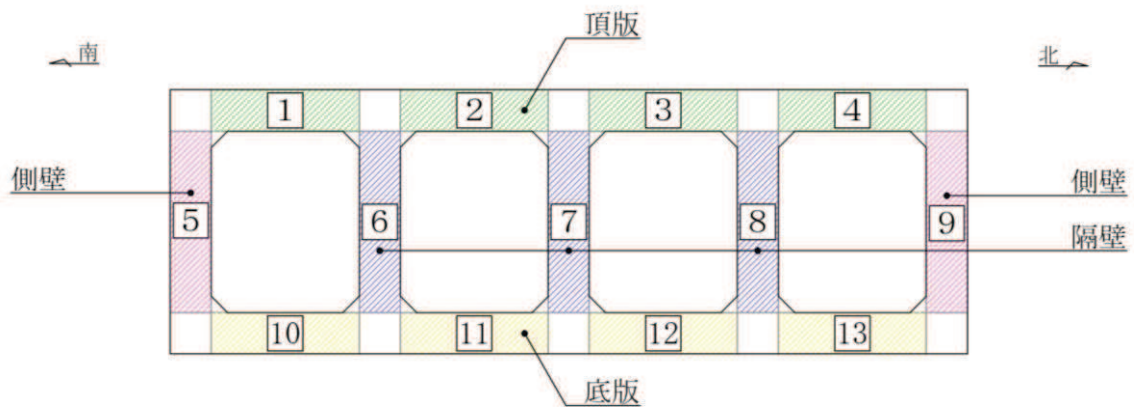
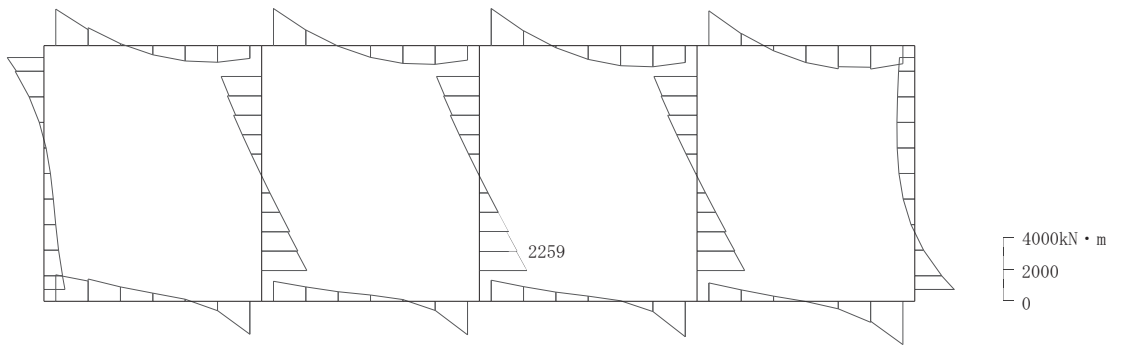
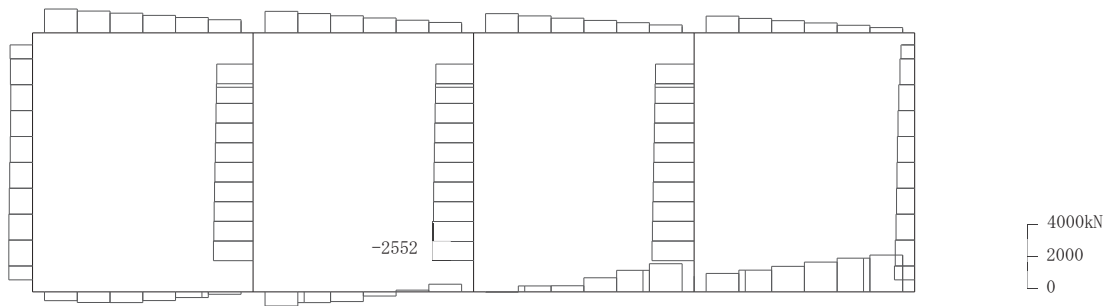


図5-2 評価位置図



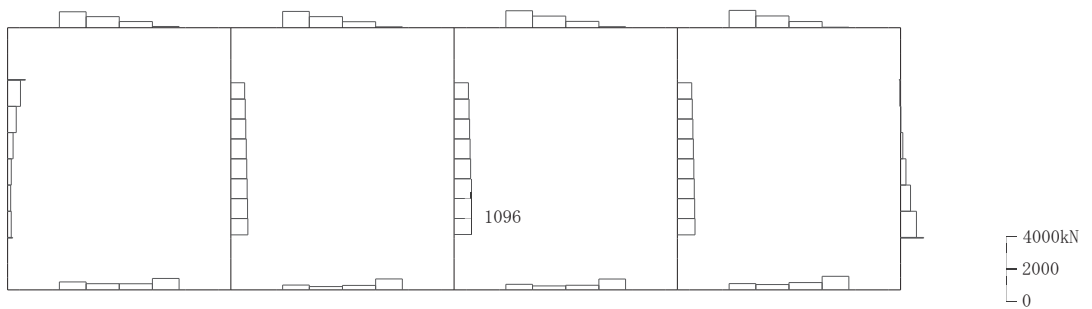
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：各部材の最大断面力

(c) せん断力 (kN)

図 5-3 せん断破壊に対する照査値最大値の断面力図
(隔壁, 解析ケース④, S_s-D2 (++))

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地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

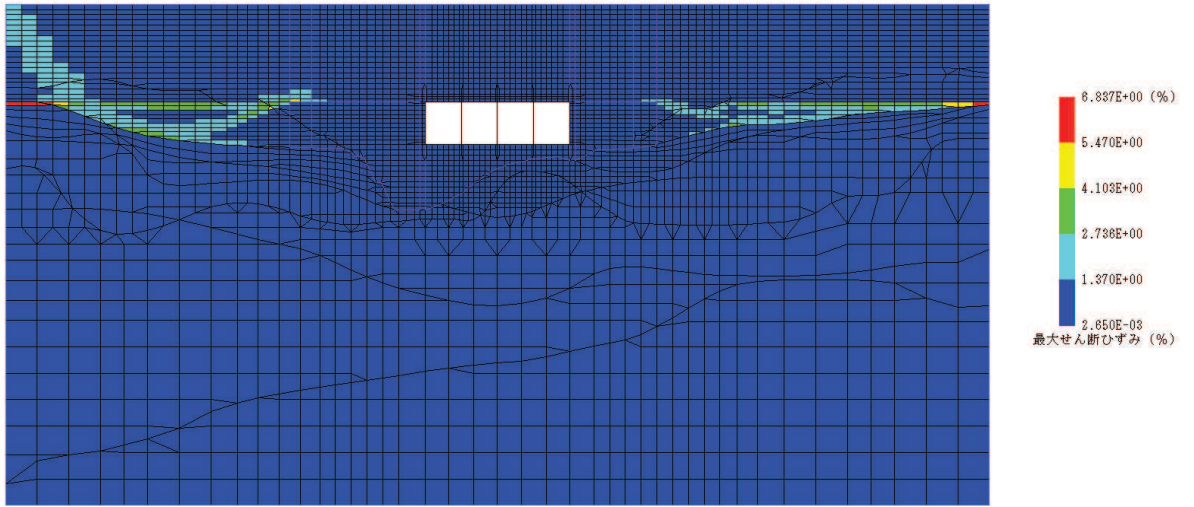
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-4 に示す。

表 5-6 最大照査値を示す解析ケースの一覧

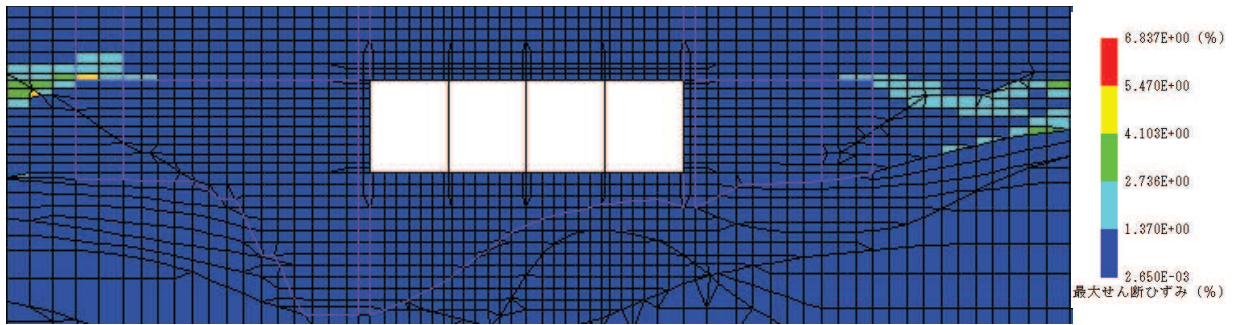
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース③ S s - D 2 (++)	ケース④ S s - D 2 (++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨*
解析ケース	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	材料物性 (コンクリート) に実強度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	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

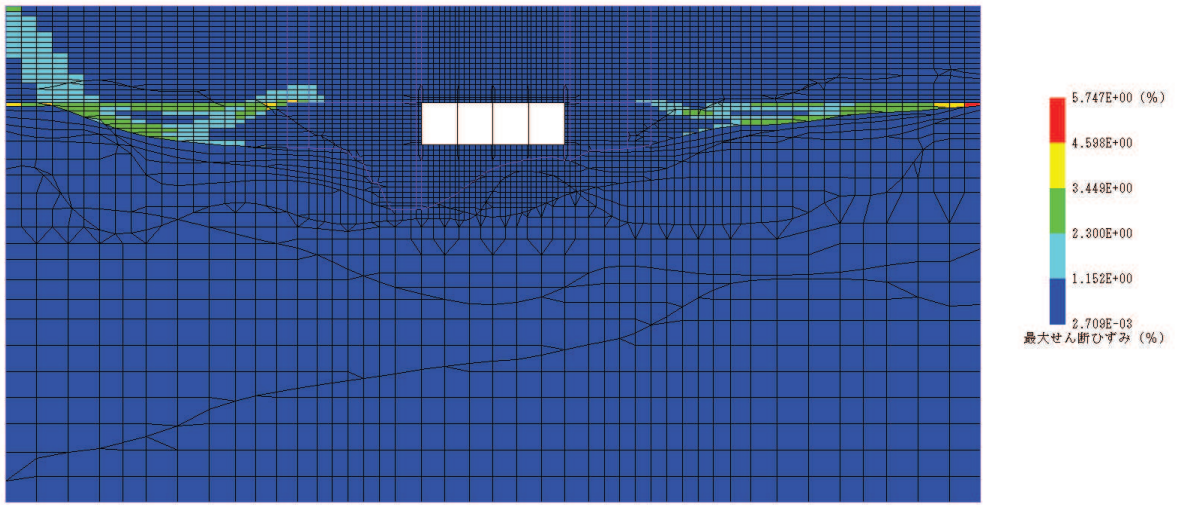


(a) 全体図

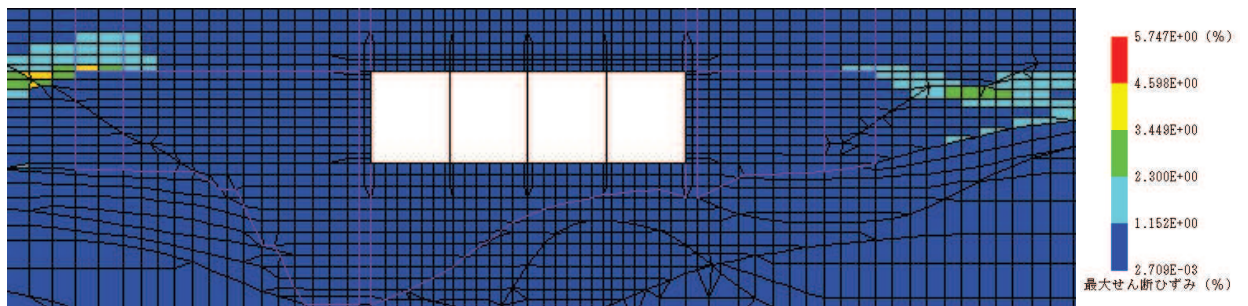


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-4(1) 最大せん断ひずみ分布図
 (曲げ・軸力系の破壊に対する照査で最も厳しい解析ケース)
 (解析ケース③, 地震動 S_s-D2 (++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-4(2) 最大せん断ひずみ分布
 (せん断破壊に対する照査で最も厳しい解析ケース)
 (解析ケース④, 地震動 S_s-D2 (++))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-7 に示す。

同表より、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

また、CC b 工法を適用する箇所（隔壁）の照査用曲げモーメントは、降伏曲げモーメントに至っておらず、CC b 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）

解析 ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d/R_u	
①	S s - D 1	++	9.59×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
		-+	9.15×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
	S s - D 2	++	1.19×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
		-+	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
	S s - D 3	++	6.16×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	6.36×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S s - F 1	++	9.08×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
		-+	9.15×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
	S s - F 2	++	8.04×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	7.93×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S s - F 3	++	7.73×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	7.19×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S s - N 1	++	6.21×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	6.18×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	②	S s - D 2	++	1.04×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
	③	S s - D 2	++	1.45×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
	④	S s - D 2	++	9.99×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10

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

表 5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(隔壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S _s -D 1	++	8	2258	3450	0.66	
		-+	8	2251	3416	0.66	
	S _s -D 2	++	6	2707	3280	0.83	
		-+	8	2822	3150	0.90	
	S _s -D 3	++	8	2068	3257	0.64	
		-+	8	2106	3259	0.65	
	S _s -F 1	++	8	2374	3459	0.69	
		-+	8	2085	3009	0.70	
	S _s -F 2	++	8	2018	3178	0.64	
		-+	8	2107	3122	0.68	
	S _s -F 3	++	8	2303	3635	0.64	
		-+	8	2262	3471	0.66	
	S _s -N 1	++	8	2023	3013	0.68	
		-+	8	2016	3063	0.66	
	②	S _s -D 2	++	6	2545	3318	0.77
	③	S _s -D 2	++	6	2934	3274	0.90
④	S _s -D 2	++	6	2976	3302	0.91	

注記*1：評価位置は図 5-2 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-16 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-9 に示す。同表より、全ケースにおいてせん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

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	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力 V_d (kN)		
①	S _s -D 1	++	頂版	4	1415	3123	0.46
			側壁	9	1469	1964	0.75
			隔壁	7	845	1426	0.60
			底版	13	941	4159	0.23
		-+	頂版	4	1404	3023	0.47
			側壁	5	1382	1986	0.70
			隔壁	7	803	1388	0.58
			底版	10	893	3984	0.23
	S _s -D 2	++	頂版	4	1260	3069	0.42
			側壁	9	1299	1872	0.70
			隔壁	7	1040	1363	0.77
			底版	10	839	3743	0.23
		-+	頂版	3	1184	3077	0.39
			側壁	9	1321	1881	0.71
			隔壁	7	1029	1359	0.76
			底版	13	888	4028	0.23
	S _s -D 3	++	頂版	4	1230	3144	0.40
			側壁	9	1181	2015	0.59
			隔壁	7	740	1390	0.54
			底版	10	822	4003	0.21
-+		頂版	4	1204	3134	0.39	
		側壁	9	1205	1949	0.62	
		隔壁	7	741	1380	0.54	
		底版	13	867	4097	0.22	

注記*1：評価位置は図 5-2 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

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	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S _s -F 1	++	頂版	4	1346	3135	0.43
			側壁	9	1375	1957	0.71
			隔壁	7	852	1423	0.60
			底版	13	935	4101	0.23
		-+	頂版	3	1299	3082	0.43
			側壁	5	1233	1927	0.64
			隔壁	7	855	1387	0.62
			底版	10	877	3955	0.23
	S _s -F 2	++	頂版	4	1394	3109	0.45
			側壁	5	1331	1953	0.69
			隔壁	7	783	1423	0.56
			底版	10	887	4052	0.22
		-+	頂版	4	1295	3103	0.42
			側壁	9	1372	1966	0.70
			隔壁	7	783	1415	0.56
			底版	13	895	4141	0.22
	S _s -F 3	++	頂版	4	1180	2965	0.40
			側壁	5	1043	1893	0.56
			隔壁	7	870	1401	0.63
			底版	10	807	3821	0.22
		-+	頂版	3	1292	3295	0.40
			側壁	9	1109	1885	0.59
			隔壁	7	854	1402	0.61
			底版	13	861	4125	0.21

注記*1：評価位置は図 5-2 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 γ_a

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	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	3	1127	3177	0.36
			側壁	9	1044	1907	0.55
			隔壁	7	713	1379	0.52
			底版	13	791	4105	0.20
		-+	頂版	3	1104	3089	0.36
			側壁	5	972	1904	0.52
			隔壁	7	711	1379	0.52
			底版	10	745	4009	0.19
②	S s - D 2	++	頂版	4	1226	3094	0.40
			側壁	9	1246	1897	0.66
			隔壁	7	983	1371	0.72
			底版	10	814	3787	0.22
③	S s - D 2	++	頂版	4	1287	3052	0.43
			側壁	9	1349	1846	0.74
			隔壁	7	1120	1360	0.83
			底版	10	894	3725	0.24
④	S s - D 2	++	頂版	4	1316	3056	0.44
			側壁	9	1325	1839	0.73
			隔壁	7	1151	1351	0.86
			底版	10	1004	3758	0.27

注記*1：評価位置は図 5-2 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 γ_a

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤（牧の浜部層）

基礎地盤（牧の浜部層）の支持性能に対する評価結果を表5-10に示す。また、最大接地圧分布図を図5-5に示す。

同表より、基礎地盤（牧の浜部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表5-10 基礎地盤（牧の浜部層）の支持性能評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			R_a (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_a/R_u	
①	S _s -D1	++	2.2	11.4	0.20	
		-+	2.1	11.4	0.19	
	S _s -D2	++	2.7	11.4	0.24	
		-+	2.2	11.4	0.20	
	S _s -D3	++	2.1	11.4	0.19	
		-+	2.1	11.4	0.19	
	S _s -F1	++	2.1	11.4	0.19	
		-+	2.3	11.4	0.21	
	S _s -F2	++	2.0	11.4	0.18	
		-+	2.3	11.4	0.21	
	S _s -F3	++	2.3	11.4	0.21	
		-+	1.9	11.4	0.17	
	S _s -N1	++	1.7	11.4	0.15	
		-+	2.2	11.4	0.20	
	②	S _s -D2	++	2.7	11.4	0.24
	③	S _s -D2	++	2.8	11.4	0.25
	④	S _s -D2	++	2.8	11.4	0.25

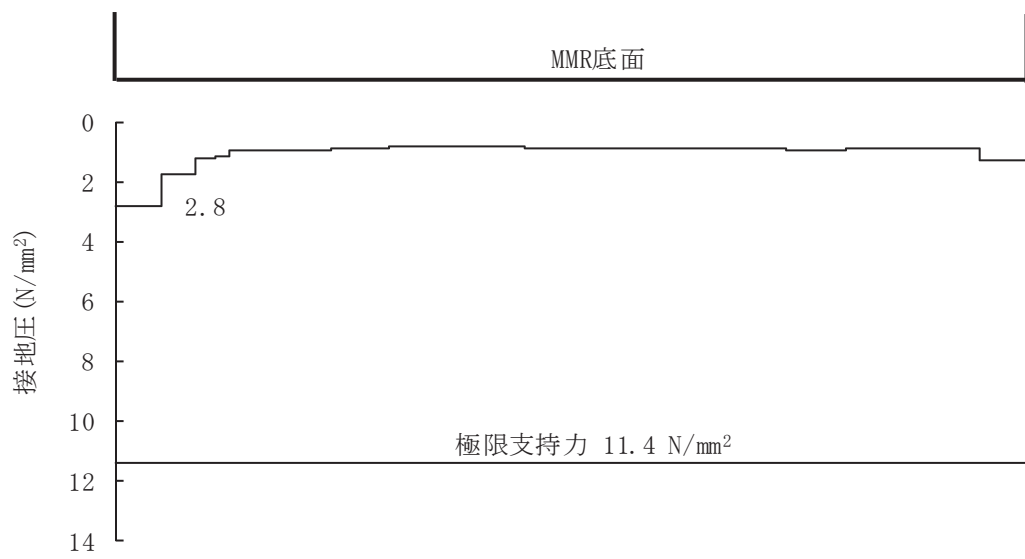


図 5-5(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S s - D 2 (++))

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表5-11に示す。また、最大接地圧分布図を図5-6に示す。

同表より、MMR（既設）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5-11 MMR（既設）の支持性能評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_a / f'_a	
①	S _s -D1	++	2.5	15.6	0.17	
		-+	2.7	15.6	0.18	
	S _s -D2	++	2.7	15.6	0.18	
		-+	2.7	15.6	0.18	
	S _s -D3	++	2.2	15.6	0.15	
		-+	2.4	15.6	0.16	
	S _s -F1	++	2.5	15.6	0.17	
		-+	2.5	15.6	0.17	
	S _s -F2	++	2.4	15.6	0.16	
		-+	2.4	15.6	0.16	
	S _s -F3	++	2.6	15.6	0.17	
		-+	2.3	15.6	0.15	
	S _s -N1	++	2.0	15.6	0.13	
		-+	1.9	15.6	0.13	
	②	S _s -D2	++	2.4	15.6	0.16
	③	S _s -D2	++	3.1	15.6	0.20
	④	S _s -D2	++	2.7	15.6	0.18

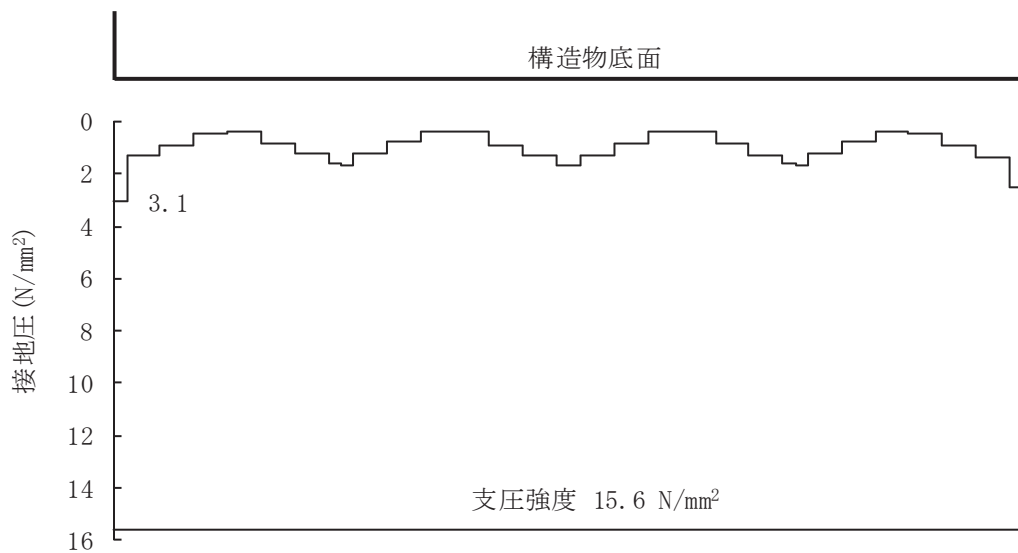


図 5-6 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S s - D 2 (++))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-12 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-13 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 5-7 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 : 発生せん断応力または発生引張応力

表 5-12 及び表 5-13 より、せん断破壊及び引張破壊している要素はなく、MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-12 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

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)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.31	3.12	2.38	
		-+	1.36	3.12	2.29	
	S _s -D 2	++	1.82	3.12	1.71	
		-+	1.91	3.12	1.63	
	S _s -D 3	++	1.20	3.12	2.60	
		-+	1.30	3.12	2.40	
	S _s -F 1	++	1.32	3.12	2.36	
		-+	1.70	3.12	1.83	
	S _s -F 2	++	1.15	3.12	2.71	
		-+	1.48	3.12	2.10	
	S _s -F 3	++	1.50	3.12	2.08	
		-+	1.40	3.12	2.22	
	S _s -N 1	++	1.26	3.12	2.47	
		-+	1.38	3.12	2.26	
	②	S _s -D 2	++	1.73	3.12	1.80
	③	S _s -D 2	++	1.87	3.12	1.66
	④	S _s -D 2	++	1.87	3.12	1.66

*：最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 5-13 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 R (N/mm ²)	引張強度 S (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	0.71	1.43	2.01	
		-+	0.88	1.43	1.62	
	S _s -D 2	++	0.83	1.43	1.72	
		-+	1.01	1.43	1.41	
	S _s -D 3	++	0.80	1.43	1.78	
		-+	0.98	1.43	1.45	
	S _s -F 1	++	0.88	1.43	1.62	
		-+	0.93	1.43	1.53	
	S _s -F 2	++	0.90	1.43	1.58	
		-+	0.72	1.43	1.98	
	S _s -F 3	++	1.01	1.43	1.41	
		-+	1.13	1.43	1.26	
	S _s -N 1	++	1.10	1.43	1.30	
		-+	0.78	1.43	1.83	
	②	S _s -D 2	++	0.88	1.43	1.62
	③	S _s -D 2	++	0.83	1.43	1.72
	④	S _s -D 2	++	0.76	1.43	1.88

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

6. まとめ

第3号機取水路については、波及的影響の評価として、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析により、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耐震評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、構造部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が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）が極限支持力を下回ること、MMR（既設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及びMMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、第3号機取水路は、基準地震動 S_s による地震力に対して構造強度を有し、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。