

V-2-10-3 補機駆動用燃料設備の耐震性についての計算書

V-2-10-3-1 可搬型設備用軽油タンクの耐震性についての計算書

まえがき

本計算書は、「V-2-10-1-2-5 軽油貯蔵タンクの耐震性についての計算書 1. 基本方針」（以下「基本方針」という。）に基づいて計算を行う。

なお，本計算書においては，基本方針で定義された記号を使用する。

目次

1. 設計条件	1
2. 機器概要	1
3. 計算数値	2
3.1 胴に生じる応力.....	2
3.2 脚に生じる応力.....	3
3.3 基礎ボルトに生じる応力.....	3
4. 結論	4
4.1 固有周期	4
4.2 応力	4

1. 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及び 床面高さ（m）	固有周期（s）	静的震度又は 弾性設計用地震動 S _d		基準地震動 S _s		最高使用圧力 （MPa）	最高使用温度 （℃）	周囲環境温度 （℃）	比 重
				水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度				
可搬型設備用軽油タンク	S	原子炉建屋 E L. 29.0*	0.016	1.980	0.750	3.880	1.410	静水頭	60	40	1.00

注記＊：基準床レベルを示す。

2. 機器概要

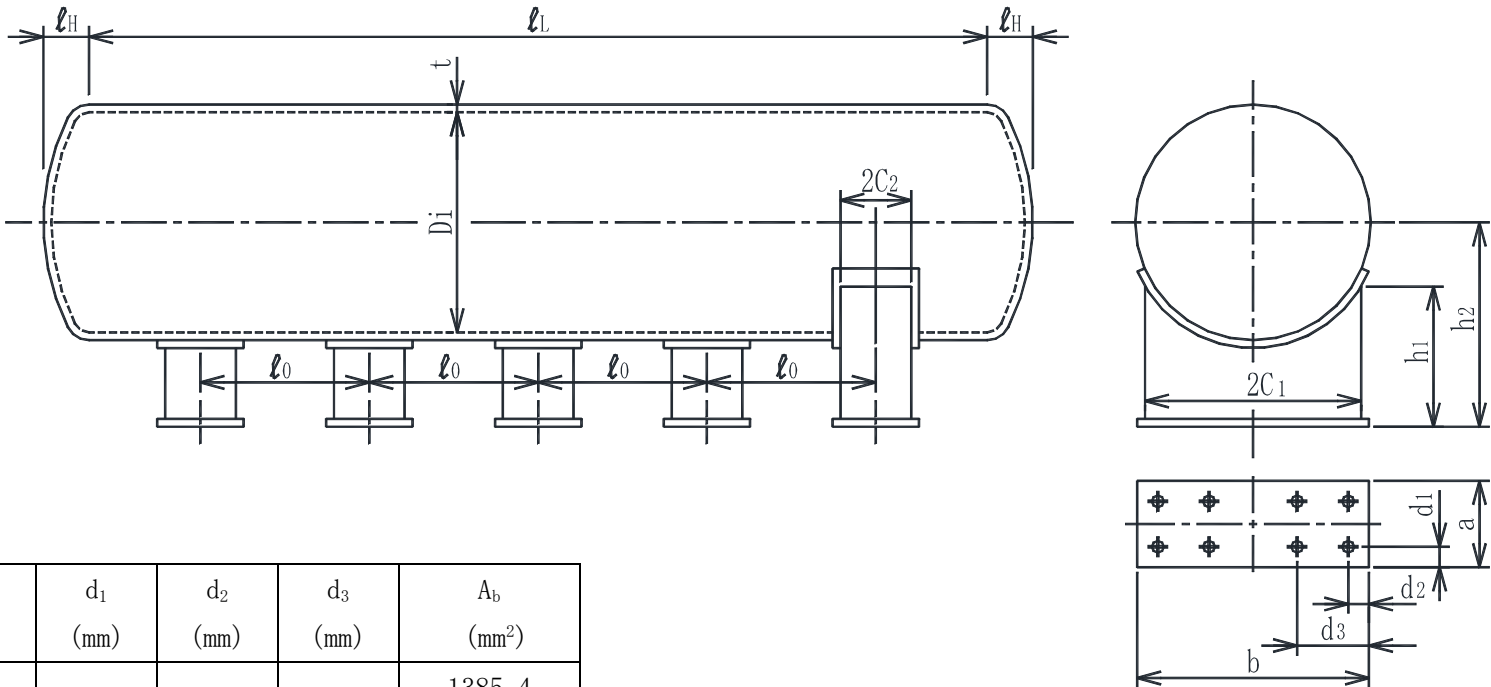
m ₀ (kg)	m _s (kg)	D _i (mm)	t (mm)	t _e (mm)	・ ₀ (mm)	・ _L (mm)	・ _H (mm)
52000	330	2100	20	40	1875	9206	427

h ₁ (mm)	h ₂ (mm)	H (mm)	C ₁ (mm)	C ₂ (mm)	E _s (MPa)	G _s (MPa)
735.1	1350	1890	900	225	201000	77300

θ (rad)	θ ₀ (rad)	θ _w (rad)	・ _w (mm)	s (－)	n (－)	n ₁ (－)	n ₂ (－)	a (mm)	b (mm)	d ₁ (mm)	d ₂ (mm)	d ₃ (mm)	A _b (mm ²)
1.333	2.170	0.372	240	10	4	2	2	600	1950	100	385	0	1385.4 (M 42)

I _{Sx} (mm ⁴)	I _{Sy} (mm ⁴)	Z _{Sx} (mm ³)	Z _{Sy} (mm ³)	A _s (mm ²)	A _{S1} (mm ²)	A _{S2} (mm ²)	A _{S3} (mm ²)	A _{S4} (mm ²)
2.479×10 ¹⁰	6.086×10 ⁸	2.755×10 ⁷	2.705×10 ⁶	7.040×10 ⁴	3.011×10 ⁴	2.758×10 ⁴	2.307×10 ⁴	2.717×10 ⁴

S（胴板） （MPa）	S _y （胴板） （MPa）	S _u （胴板） （MPa）	F（脚） （MPa）	F*（脚） （MPa）	F（基礎ボルト） （MPa）	F*（基礎ボルト） （MPa）
152	482	591	235	280	602	602



3. 計算数値

3.1 胴に生じる応力

(1) 一次一般膜応力 (単位：MPa)

	地震の種類	静的震度又は弾性設計用地震動 S _d				基準地震動 S _s			
	地震の方向	長手方向		横方向		長手方向		横方向	
	応力の種類	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
	静水頭又は内圧による応力	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$
	鉛直方向地震による 静水頭又は内圧による応力	$\sigma_{\phi 2}=1$	—	$\sigma_{\phi 2}=1$	—	$\sigma_{\phi 2}=2$	—	$\sigma_{\phi 2}=2$	—
	運転時質量による応力	—	$\sigma_{X2}=3$	—	$\sigma_{X2}=3$	—	$\sigma_{X2}=3$	—	$\sigma_{X2}=3$
	鉛直方向地震による 運転時質量による応力	—	$\sigma_{X6}=2$	—	$\sigma_{X6}=2$	—	$\sigma_{X6}=4$	—	$\sigma_{X6}=4$
	水平方向地震による応力	—	$\sigma_{X43}=8$	—	—	—	$\sigma_{X43}=15$	—	—
	組合せ応力	$\sigma_{0.}=11$		$\sigma_{0c}=5$		$\sigma_{0.}=18$		$\sigma_{0c}=7$	

(2) 一次応力 (単位：MPa)

	地震の種類	静的震度又は弾性設計用地震動 S _d				基準地震動 S _s			
	地震の方向	長手方向		横方向		長手方向		横方向	
	応力の種類	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
	静水頭又は内圧による応力	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$	$\sigma_{\phi 1}=1$	$\sigma_{X1}=1$
	鉛直方向地震による 静水頭又は内圧による応力	$\sigma_{\phi 2}=1$	—	$\sigma_{\phi 2}=1$	—	$\sigma_{\phi 2}=2$	—	$\sigma_{\phi 2}=2$	—
	運転時質量による応力	—	$\sigma_{X2}=3$	—	$\sigma_{X2}=3$	—	$\sigma_{X2}=3$	—	$\sigma_{X2}=3$
	鉛直方向地震による 運転時質量による応力	—	$\sigma_{X6}=2$	—	$\sigma_{X6}=2$	—	$\sigma_{X6}=4$	—	$\sigma_{X6}=4$
	運転時質量による 脚反力による応力	$\sigma_{\phi 3}=9$	$\sigma_{X3}=7$	$\sigma_{\phi 3}=9$	$\sigma_{X3}=7$	$\sigma_{\phi 3}=9$	$\sigma_{X3}=7$	$\sigma_{\phi 3}=9$	$\sigma_{X3}=7$
	鉛直方向地震による 脚反力による応力	$\sigma_{\phi 7}=7$	$\sigma_{X7}=6$	$\sigma_{\phi 7}=7$	$\sigma_{X7}=6$	$\sigma_{\phi 7}=13$	$\sigma_{X7}=10$	$\sigma_{\phi 7}=13$	$\sigma_{X7}=10$
水平方向地震 による応力	引張	$\sigma_{\phi 4}=21$	$\sigma_{X4}=19$	$\sigma_{\phi 5}=24$	$\sigma_{X5}=48$	$\sigma_{\phi 4}=41$	$\sigma_{X4}=36$	$\sigma_{\phi 5}=46$	$\sigma_{X5}=93$
	せん断	$\tau_{.}=11$		$\tau_c=4$		$\tau_{.}=22$		$\tau_c=7$	
	組合せ応力	$\sigma_{1.}=42$		$\sigma_{1c}=58$		$\sigma_{1.}=72$		$\sigma_{1c}=105$	

(3) 地震動のみによる一次＋二次応力 (単位：MPa)

		地震の種類	静的震度又は弾性設計用地震動 S d				基準地震動 S s			
		地震の方向	長手方向		横方向		長手方向		横方向	
		応力の種類	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力	周方向応力	軸方向応力
鉛直方向地震による 静水頭又は内圧による応力			$\sigma_{\phi 2} = 1$	—	$\sigma_{\phi 2} = 1$	—	$\sigma_{\phi 2} = 2$	—	$\sigma_{\phi 2} = 2$	—
鉛直方向地震による 運転時質量による応力			—	$\sigma_{X6} = 2$	—	$\sigma_{X6} = 2$	—	$\sigma_{X6} = 4$	—	$\sigma_{X6} = 4$
鉛直方向地震による 脚反力による応力			$\sigma_{\phi 7} = 7$ $\sigma_{2\phi 7} = 8$	$\sigma_{X7} = 6$ $\sigma_{2X7} = 12$	$\sigma_{\phi 7} = 7$ $\sigma_{2\phi 7} = 8$	$\sigma_{X7} = 6$ $\sigma_{2X7} = 12$	$\sigma_{\phi 7} = 13$ $\sigma_{2\phi 7} = 14$	$\sigma_{X7} = 10$ $\sigma_{2X7} = 22$	$\sigma_{\phi 7} = 13$ $\sigma_{2\phi 7} = 14$	$\sigma_{X7} = 10$ $\sigma_{2X7} = 22$
水平方向地震 による応力	引張		$\sigma_{\phi 4} = 21$ $\sigma_{2\phi 4} = 19$	$\sigma_{X4} = 19$ $\sigma_{2X4} = 39$	$\sigma_{\phi 5} = 24$ $\sigma_{2\phi 5} = 115$	$\sigma_{X5} = 48$ $\sigma_{2X5} = 66$	$\sigma_{\phi 4} = 41$ $\sigma_{2\phi 4} = 36$	$\sigma_{X4} = 36$ $\sigma_{2X4} = 76$	$\sigma_{\phi 5} = 46$ $\sigma_{2\phi 5} = 225$	$\sigma_{X5} = 93$ $\sigma_{2X5} = 128$
	せん断		$\tau_{.} = 11$		$\tau_c = 4$		$\tau_{.} = 22$		$\tau_c = 7$	
組合せ応力			$\sigma_{2.} = 130$		$\sigma_{2c} = 278$		$\sigma_{2.} = 253$		$\sigma_{2c} = 543$	

3.2 脚に生じる応力 (単位：MPa)

		地震の種類	静的震度又は弾性設計用地震動 S d		基準地震動 S s	
		地震の方向	長手方向	横方向	長手方向	横方向
運転時質量による応力		圧縮	$\sigma_{S1} = 2$	$\sigma_{S1} = 2$	$\sigma_{S1} = 2$	$\sigma_{S1} = 2$
鉛直方向地震による応力		圧縮	$\sigma_{S4} = 2$	$\sigma_{S4} = 2$	$\sigma_{S4} = 3$	$\sigma_{S4} = 3$
水平方向地震による応力	曲げ		$\sigma_{S2} = 30$	$\sigma_{S3} = 12$	$\sigma_{S2} = 58$	$\sigma_{S3} = 23$
	せん断		$\tau_{S2} = 9$	$\tau_{S3} = 9$	$\tau_{S2} = 18$	$\tau_{S3} = 18$
組合せ応力			$\sigma_{S.} = 35$	$\sigma_{Sc} = 21$	$\sigma_{S.} = 67$	$\sigma_{Sc} = 39$

3.3 基礎ボルトに生じる応力 (単位：MPa)

		地震の種類	静的震度又は弾性設計用地震動 S d		基準地震動 S s	
		地震の方向	長手方向	横方向	長手方向	横方向
引張応力			$\sigma_{b1} = 65$	$\sigma_{b2} = 74$	$\sigma_{b1} = 150$	$\sigma_{b2} = 167$
せん断応力			$\tau_{b1} = 37$	$\tau_{b2} = 43$	$\tau_{b1} = 72$	$\tau_{b2} = 85$

4. 結論

4.1 固有周期 (単位：s)

方向	固有周期
長手方向	$T_1 = 0.016$
横方向	$T_2 = 0.015$

4.2 応力 (単位：MPa)

部材	材料	応力	静的震度又は弾性設計用地震動 S d		基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
胴板	SPV490	一次一般膜	$\sigma_0 = 11$	$S_a = 354$	$\sigma_0 = 18$	$S_a = 354$
		一次	$\sigma_1 = 58$	$S_a = 531$	$\sigma_1 = 105$	$S_a = 531$
		一次＋二次	$\sigma_2 = 278$	$S_a = 964$	$\sigma_2 = 543$	$S_a = 964$
脚	SM400C	組合せ	$\sigma_s = 35$	$f_t = 235$	$\sigma_s = 67$	$f_t = 280$
基礎ボルト	SNB7	引張	$\sigma_b = 74$	$f_{ts} = 451$	$\sigma_b = 167$	$f_{ts} = 451$
		せん断	$\tau_b = 43$	$f_{sb} = 347$	$\tau_b = 85$	$f_{sb} = 347$

すべて許容応力以下である。

V-2-10-4 非常用取水設備の耐震性についての計算書

V-2-10-4-1 非常用取水設備の耐震計算結果

目 次

1. 概要·····	1
2. 耐震評価条件整理·····	1

1. 概要

本資料は、非常用取水設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

非常用取水設備に対して、設計基準対象施設の耐震クラス、重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については、耐震評価における手法及び条件について、既に認可を受けた実績と差異の有無を整理した。また、重大事故等対処施設のうち、設計基準対象施設であるものについては、重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対象施設の評価条件の差異の有無を整理した。結果を表 2-1 に示す。

非常用取水設備の耐震計算は表 2-1 に示す計算書に記載することとする。また、表 2-1 に示す設備のうち、耐震評価における手法及び条件について、既に認可を受けた実績と差異がない施設の耐震計算は、工事計画の認可実績を示し、入力条件及び評価結果を示すことを基本とする。

表 2-1 耐震評価条件整理一覧表

			設計基準対象施設			重大事故等対処施設		
			耐震クラス	新規制基準 施行前に認 可された実 績との差異	耐震計算の 記載箇所	設備分類 ^{*1}	設計基準対 象施設との 評価条件の 差異	耐震計算の 記載箇所
2	非常用 取水設備	取水構造物	C	有 ^{*2}	資料 ^{*3} V-2-2-7	常設／防止 常設／緩和	—	資料 ^{*3} V-2-2-7
		S A用海水ピット	— (新規登録)	—	資料 ^{*3} V-2-2-32	常設／防止 常設／緩和	—	資料 ^{*3} V-2-2-32
		緊急用海水ポンプピット	— (新規登録)	—	資料 ^{*3} V-2-2-34	常設／防止 常設／緩和	—	資料 ^{*3} V-2-2-34
		S A用海水ピット取水塔	— (新規登録)	—	資料 V-2-10-4-2	常設／防止 常設／緩和	—	資料 V-2-10-4-2
		海水引込み管	— (新規登録)	—	資料 V-2-10-4-3	常設／防止 常設／緩和	—	資料 V-2-10-4-3
		貯留堰	C (新規登録)	—	資料 V-2-10-4-4	常設耐震／防止 常設／緩和	—	資料 V-2-10-4-4
		緊急用海水取水管	— (新規登録)	—	資料 V-2-10-4-5	常設／防止 常設／緩和	—	資料 V-2-10-4-5

注記 *1:「常設耐震／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備,「常設／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備,「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

*2: 質点系モデルにて動的解析を実施。

*3: 耐震評価は, V-2-2「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性についての計算書」に記載する。

V-2-10-4-2 S A用海水ピット取水塔の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要 1

2. 基本方針 2

2.1 位置 2

2.2 構造概要 3

2.3 評価方針 5

2.4 適用規格 7

3. 地震応答解析 8

3.1 評価対象断面 8

3.2 解析方法 11

3.3 荷重及び荷重の組合せ 12

3.4 入力地震動 13

3.5 解析モデル及び諸元 14

4. 耐震評価 17

4.1 許容限界 17

4.2 評価方法 19

1. 概要

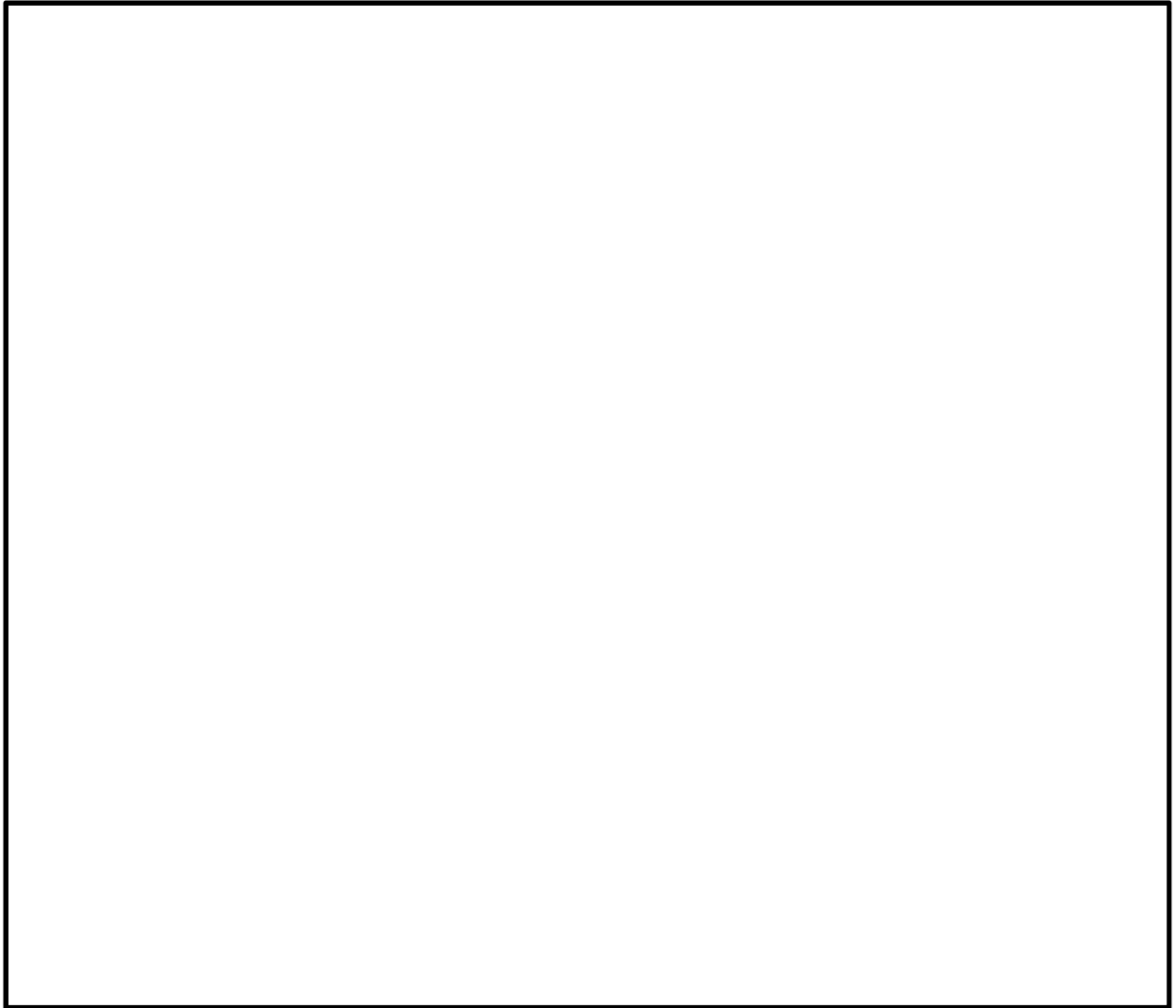
本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、S A用海水ピット取水塔が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

S A用海水ピット取水塔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. 基本方針

2.1 位置

非常用海水取水設備の平面配置図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 非常用海水取水設備 平面配置図

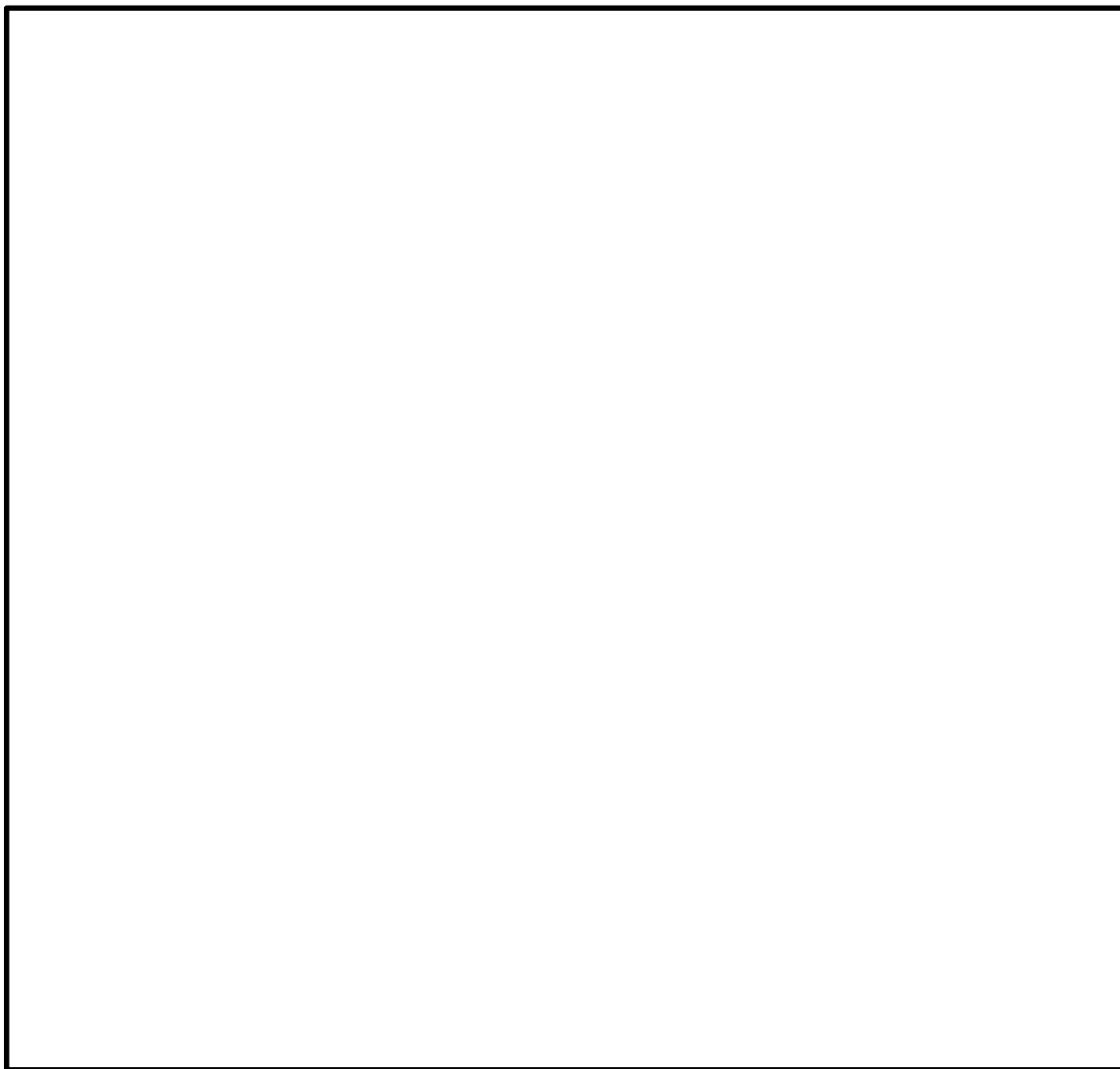
2.2 構造概要

SA用海水ピット取水塔は、外径約7 m、内径約4 m、高さ約21 mの鉄筋コンクリート造の円筒状の地中構造物で、東海港内に位置し、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。鉄筋コンクリート躯体の上部には、津波による漂流物の進入の軽減を目的として、格子状の防護蓋を設置する。また、鉄筋コンクリート造の円筒の中に海水引込み管を設置し、その取水部は複数設置する。

SA用海水ピット取水塔の平面位置図を第2-2図、構造図を第2-3図に示す。



第2-2図 SA用海水ピット取水塔 平面位置図



第2-3図 S A用海水ピット取水塔 構造図

2.3 評価方針

S A用海水ピット取水塔は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

S A用海水ピット取水塔の耐震評価は、地盤の2次元有効応力解析により得られた解析結果に基づき、重大事故等対処施設の評価として、第2-1表に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

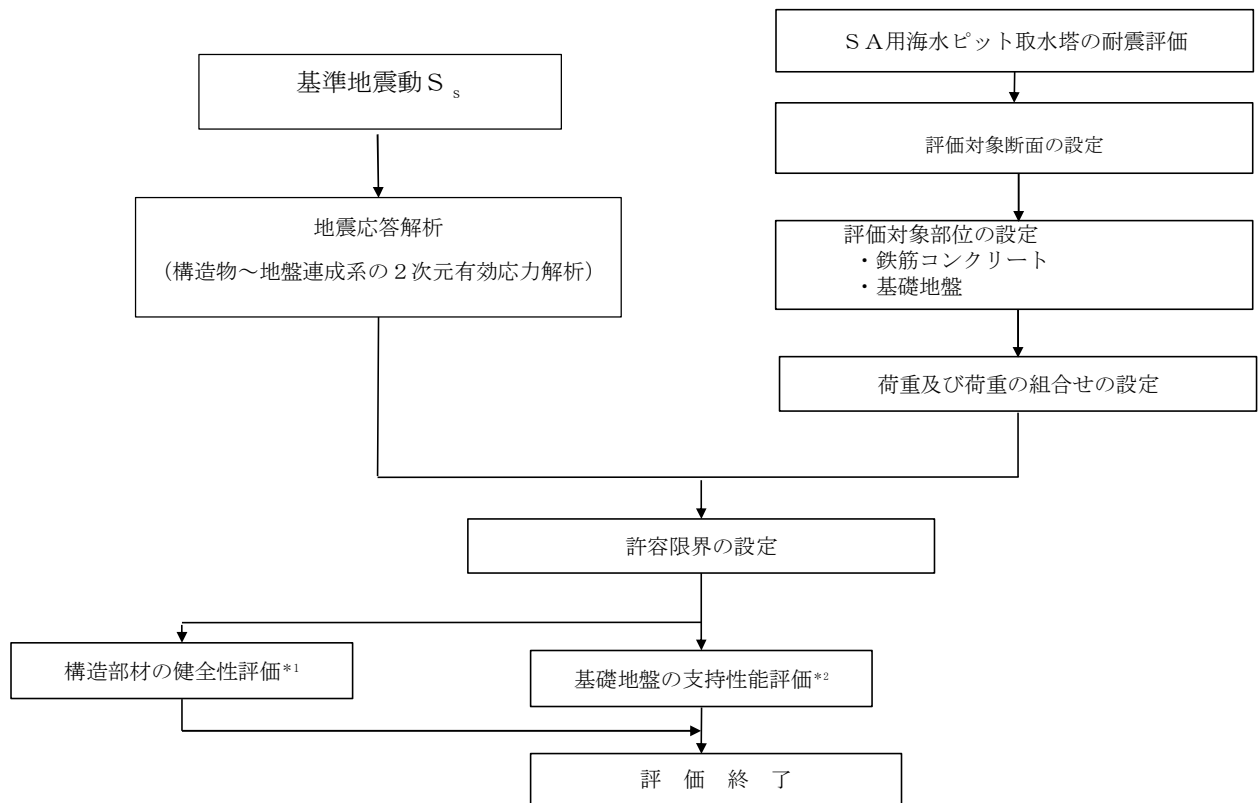
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

S A用海水ピット取水塔の耐震評価フローを第2-4図に示す。

第2-1表 S A用海水ピット取水塔の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで，第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで，第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

第 2-4 図 S A用海水ピット取水塔の耐震評価フロー

2.4 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〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・ 水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-〔第 5 回改訂版〕（（社）電力土木技術協会，平成 29 年）
- ・ ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）

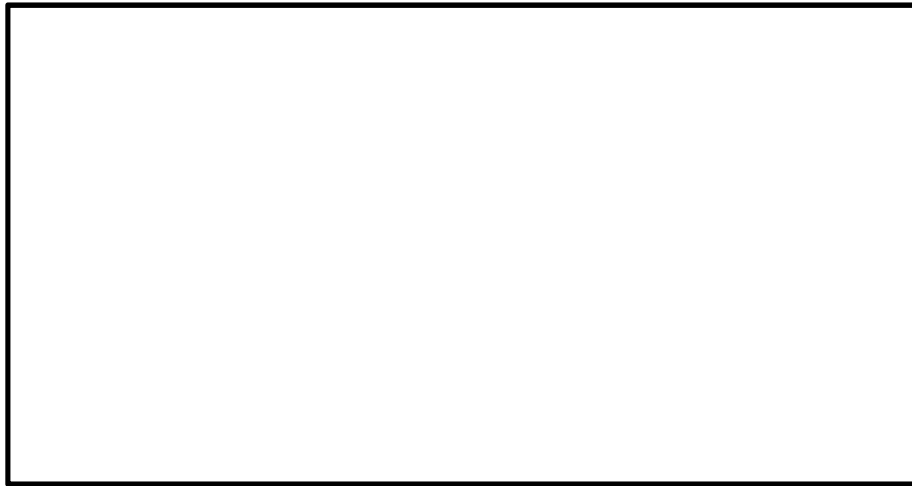
3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

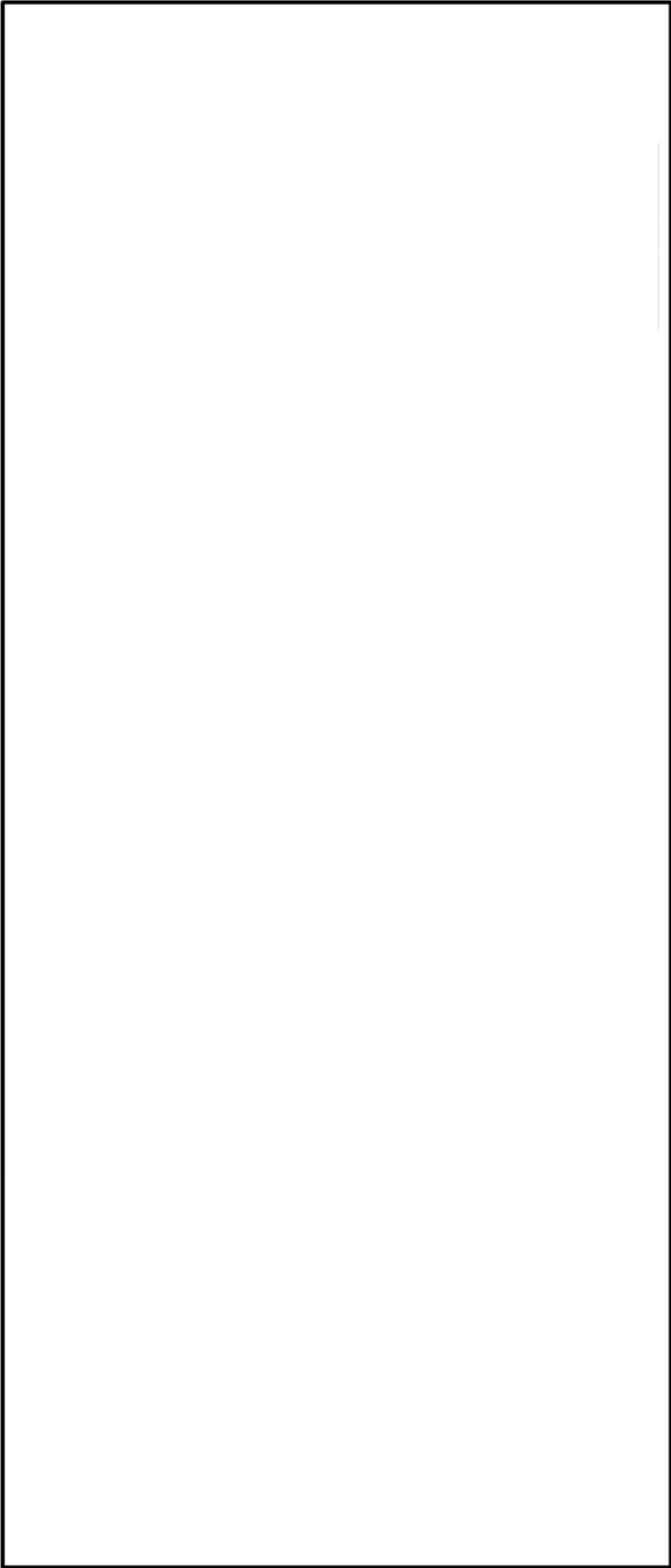
S A用海水ピット取水塔は、内径約 4 m、内空高さ約 18 m の円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、岩盤に直接設置する。また、S A用海水ピット取水塔は、岩盤内で海水引込み管が接続される。

S A用海水ピット取水塔は、円筒形の鉄筋コンクリート構造物であり、明確な弱軸方向断面がないことから、S A用海水ピット取水塔に接続される海水引込み管に着目し、管路の縦断方向及びこれに直交する断面を選定する。

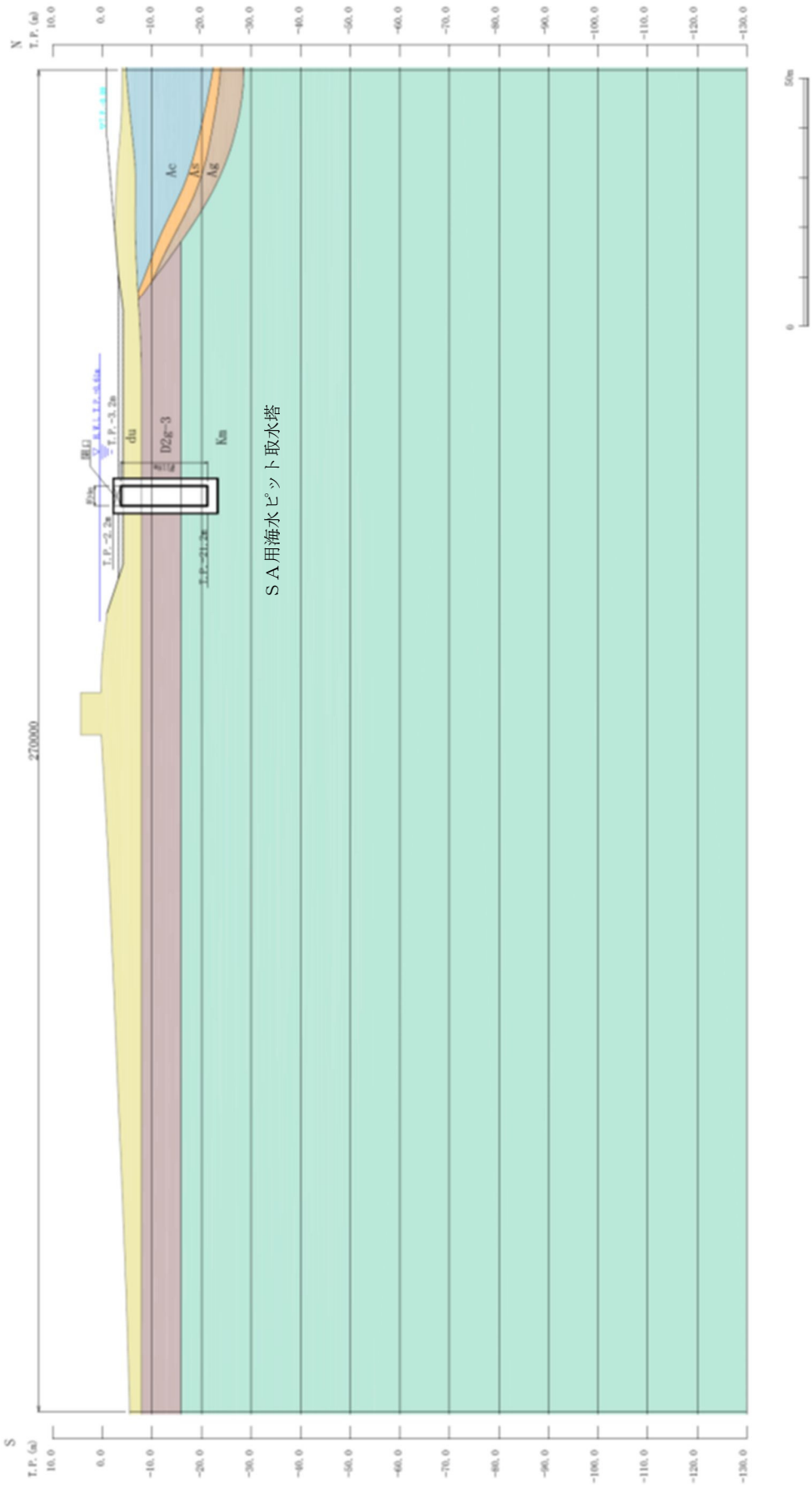
S A用海水ピット取水塔の評価対象断面位置図を第 3-1 図に、評価対象断面図を第 3-2 図に示す。



第 3-1 図 S A用海水ピット取水塔 評価対象断面位置図



第3-2図 (1) S A用海水ピット取水塔 評価対象断面図 (①-①断面)



第3-2図 (2) S A用海水ピット取水塔 断面図 (②-②断面)

3.2 解析方法

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

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

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

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

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

3.2.1 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

3.2.2 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.2 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

海水中に没している構造物であるため、海水による動水圧を考慮し、風荷重は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

S A用海水ピット取水塔の地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として内部水による内水圧及び外水圧による荷重及び積雪荷重を考慮する。

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第3-1表に示す。

第3-1表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + K_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

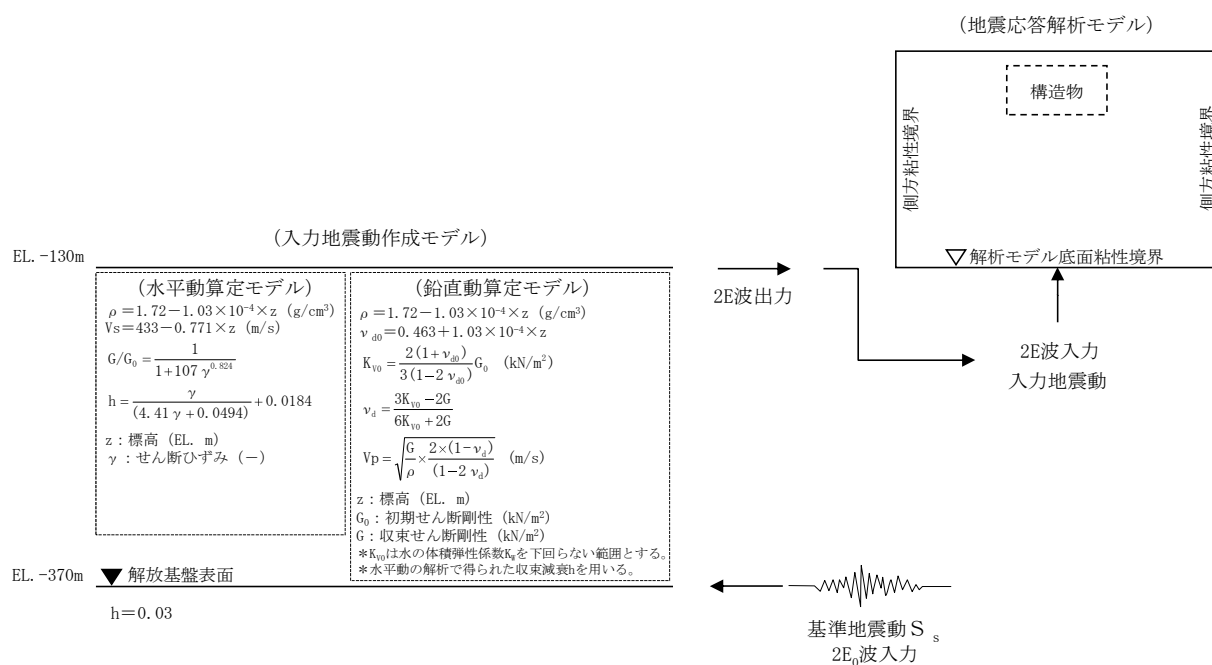
K_s : 地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第3-1図に示す。

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



第3-1図 入力地震動算定の概念図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

SA用海水ピット取水塔の地震応答解析モデルを第3-2図に示す。

(1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

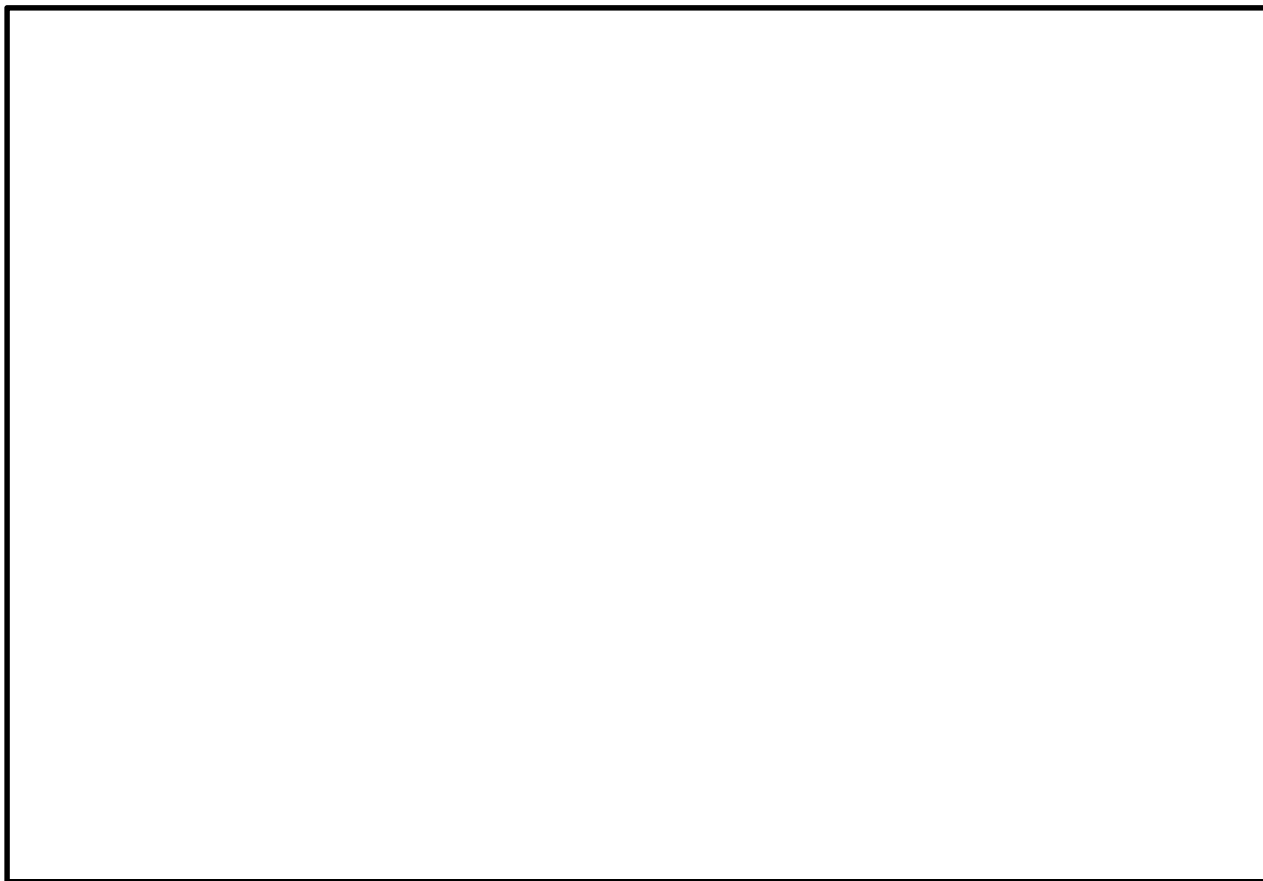
解析領域の側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素でモデル化する。



第3-2図 引込み管軸直交方向（②-②断面）の解析モデル

3.5.2 使用材料

使用材料を第3-2表に、材料の物性値を第3-3表に示す。

第3-2表 使用材料

材料	諸元
鉄筋	SD390, SD490
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鋼材	SM490Y

第3-3表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
鋼材	77.0	2.05×10^5	0.3

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

新設屋外重要土木構造物の構造部材の曲げについては許容応力度、構造部材のせん断については許容せん断応力度を許容限界の基本とするが、構造部材のうち、鉄筋コンクリートの曲げについては限界層間変形角又は終局曲率、鋼材の曲げについては終局曲率、鉄筋コンクリート及び鋼材のせん断についてはせん断耐力を許容限界とする場合もある。

限界層間変形角、終局曲率及びせん断耐力に対しては妥当な安全余裕を持たせた許容限界とし、それぞれの安全余裕については各施設の機能要求等を踏まえ設定する。

4.1.1 許容応力度による許容限界

許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年制定），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 24 年 3 月），（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）及び「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説- [第 5 回改訂版]」（（社）電力土木技術協会，平成 29 年）に基づき第 4-1 表のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート，鉄筋及び鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

第 4-1 表 許容応力度（短期）

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825 ^{*1}
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}
鋼材	SM490Y	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}
		許容せん断応力度 τ_{sa}

注記 *1：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

注記 *2 : 厚さ 16mm 以下の値を示す。

4.1.2 基礎地盤の支持性能における許容限界

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

4.2 評価方法

SA用海水ピット取水塔の耐震評価は、「3.1 地震応答解析」による解析結果を基に得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界値以下であることを確認する。

4.2.1 SA用海水ピット取水塔の評価

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

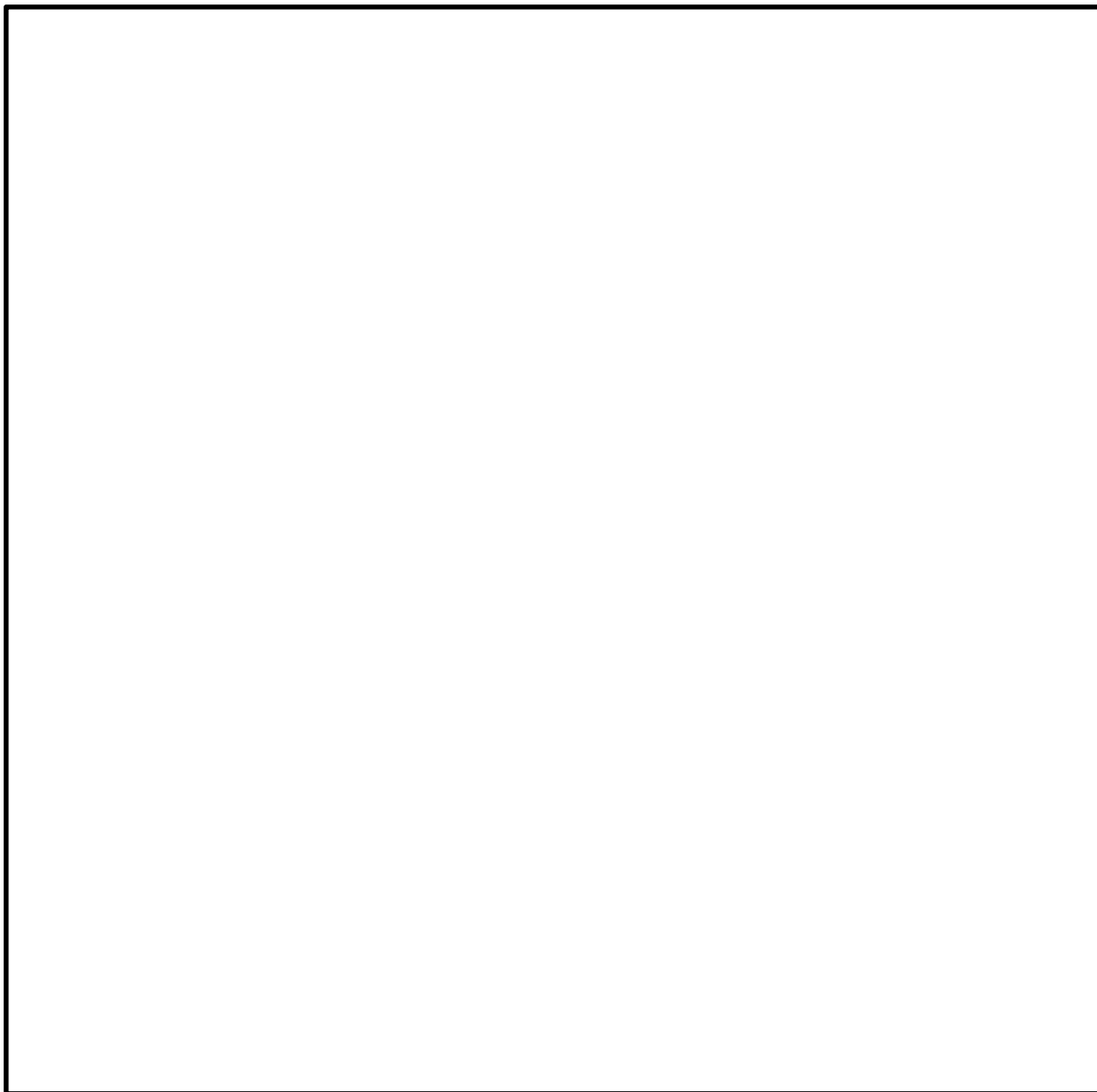
(2) 内部配管

1次元動的有効応力解析から得られるリングガーダ位置並びに海水引込み管接合位置の最大水平相対変位分布を強制変位とし、SA用海水ピット取水塔の最大加速度より算定した設計震度による慣性力との組合せ荷重に対して内部配管並びにリングガーダ固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。

内部配管の応力照査モデルの概念図を第4-2図に示す。

(3) 上段鋼製蓋

1次元動的有効応力解析から得られる頂版の最大加速度より算定される慣性力に対して上段鋼製蓋並びに固定部アンカーボルトの応力が許容限界以下であることを確認する。



第 4-2 図 S A用海水ピット取水塔 内部配管の応力照査モデル概念図

4.2.2 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

V-2-10-4-3 海水引込み管の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格	6
3.	地震応答解析	7
3.1	評価対象断面	7
3.2	解析方法	10
3.3	荷重及び荷重の組合せ	12
3.4	入力地震動	13
3.5	解析モデル及び諸元	14
4.	耐震評価	18
4.1	許容限界	18
4.2	評価方法	19

1. 概要

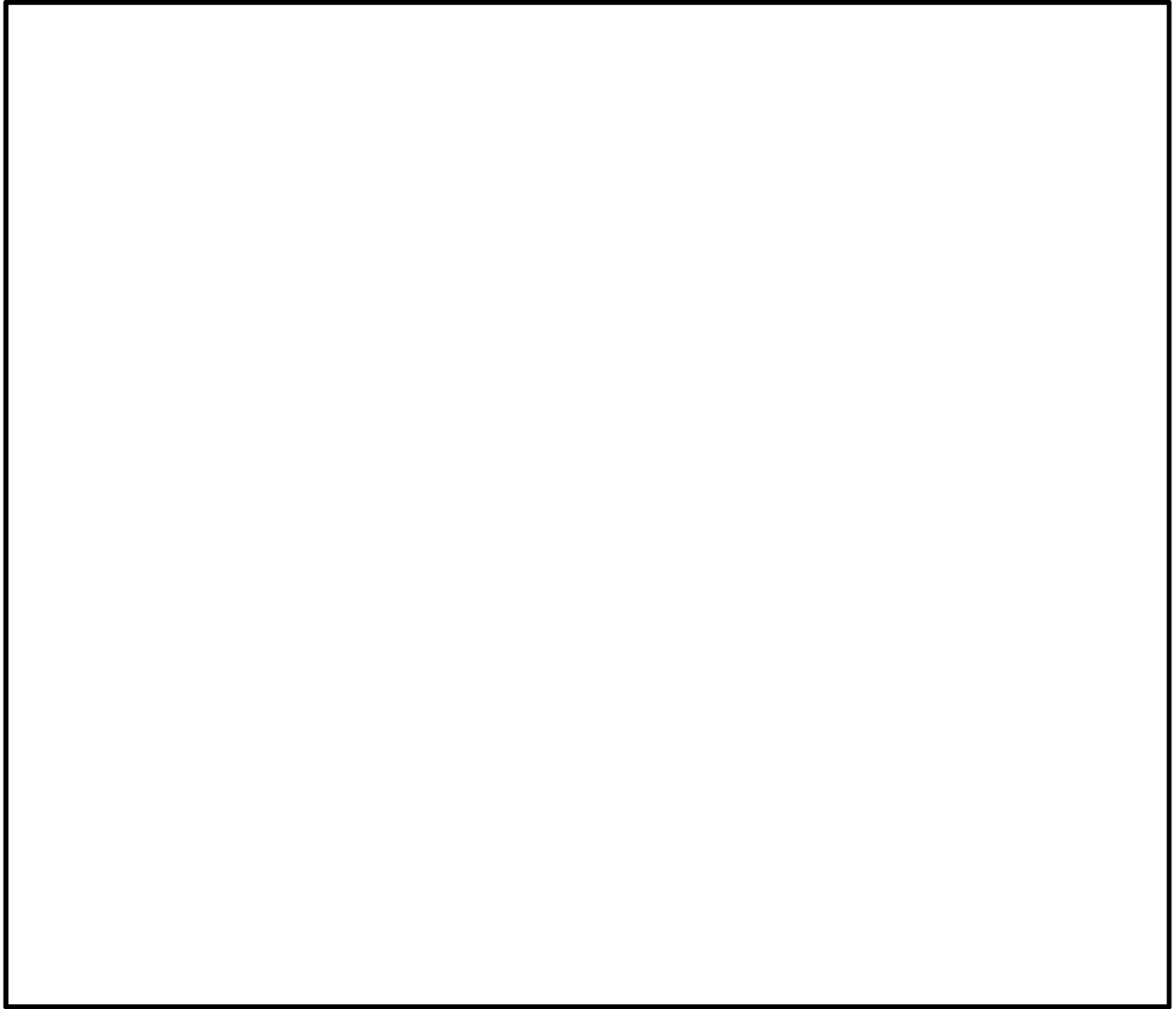
本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、海水引込み管が基準地震動 S_0 に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

海水引込み管に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析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. 基本方針

2.1 位置

非常用海水取水設備の平面配置図を第 2-1 図に示す。

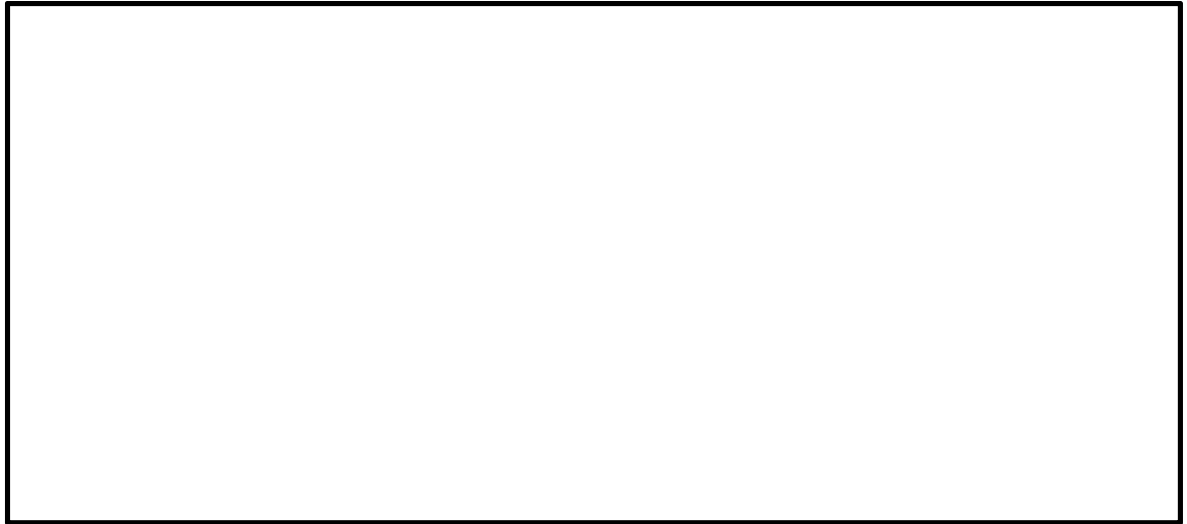


第 2-1 図 非常用海水取水設備 平面配置図

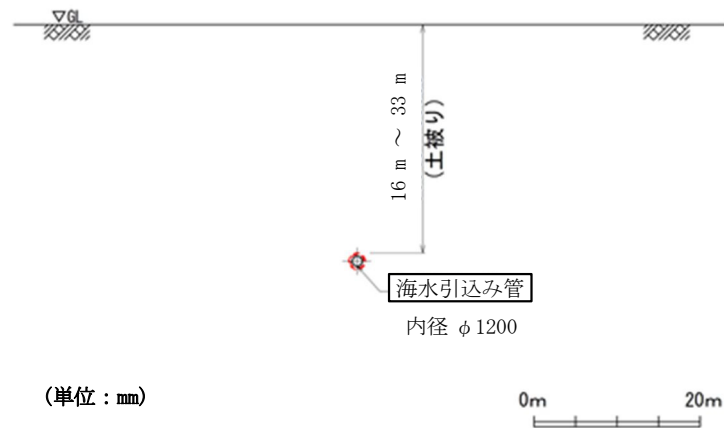
2.2 構造概要

海水引込み管は、延長約 154 m、内径約 1.2 m の鋼製の管路で、S A 用海水ピット取水塔及び S A 用海水ピットと岩盤内で接続する。なお、地震時の地盤応答により発生する応力の低減の観点から、S A 用海水ピット取水塔及び S A 用海水ピットとの接続部付近並びに管路の中間 2 箇所程度に可撓継手を設置する。

海水引込み管の平面位置図を第 2-2 図に、断面図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図 海水引込み管 平面位置図



第 2-3 図 海水引込み管 断面図

2.3 評価方針

海水引込み管は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

海水引込み管の耐震評価は、地盤の2次元有効応力解析により得られた解析結果に基づき、重大事故等対処施設の評価として、第2-1表に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

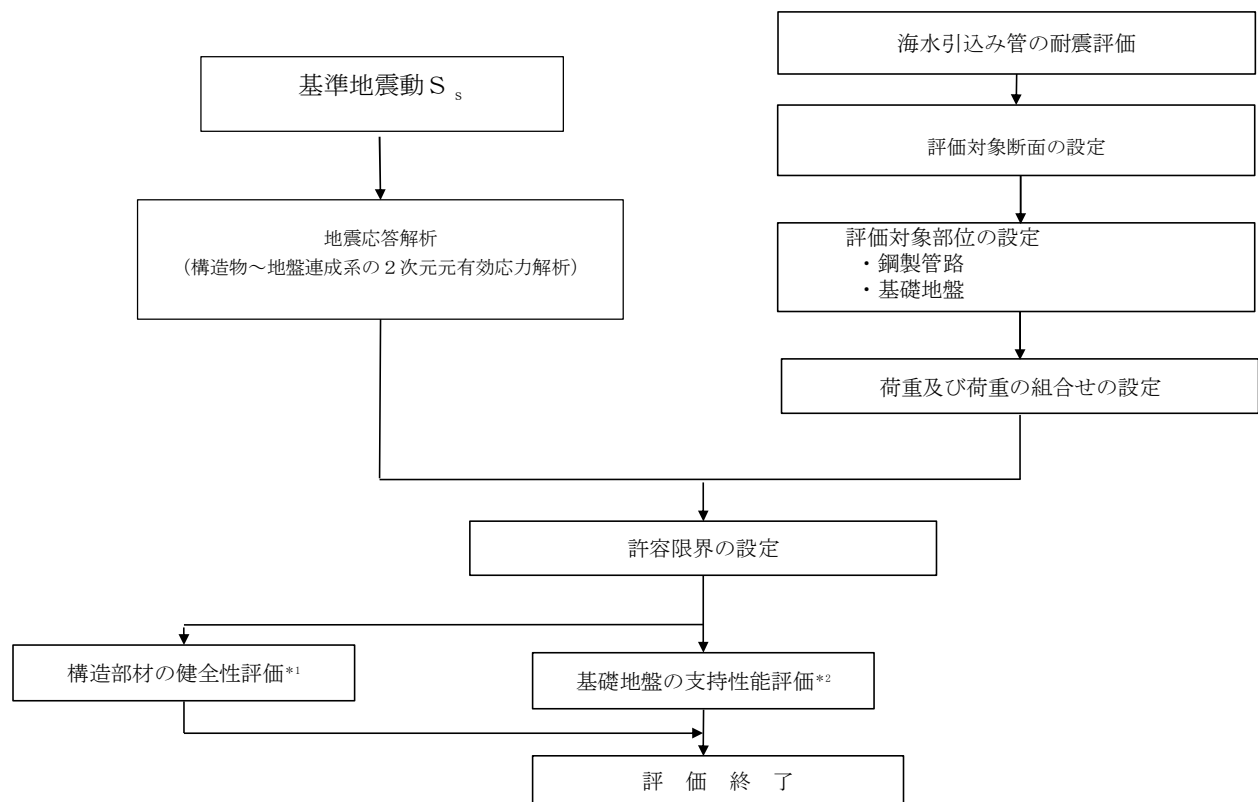
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

海水引込み管の耐震評価フローを第2-4図に示す。

第2-1表 海水引込み管の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

第 2-4 図 海水引込み管の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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 24 年 3 月）
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・ 水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説- [第 5 回改訂版]（社）電力土木技術協会，平成 29 年）
- ・ ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）
- ・ 水道施設耐震工法指針・解説 2009 年版（日本水道協会，2009 年）

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

海水引込み管は、S A用海水ピット取水塔とS A用海水ピットを接続する延長約 154 m、内径 1.2 m の鋼製の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤内に設置する。

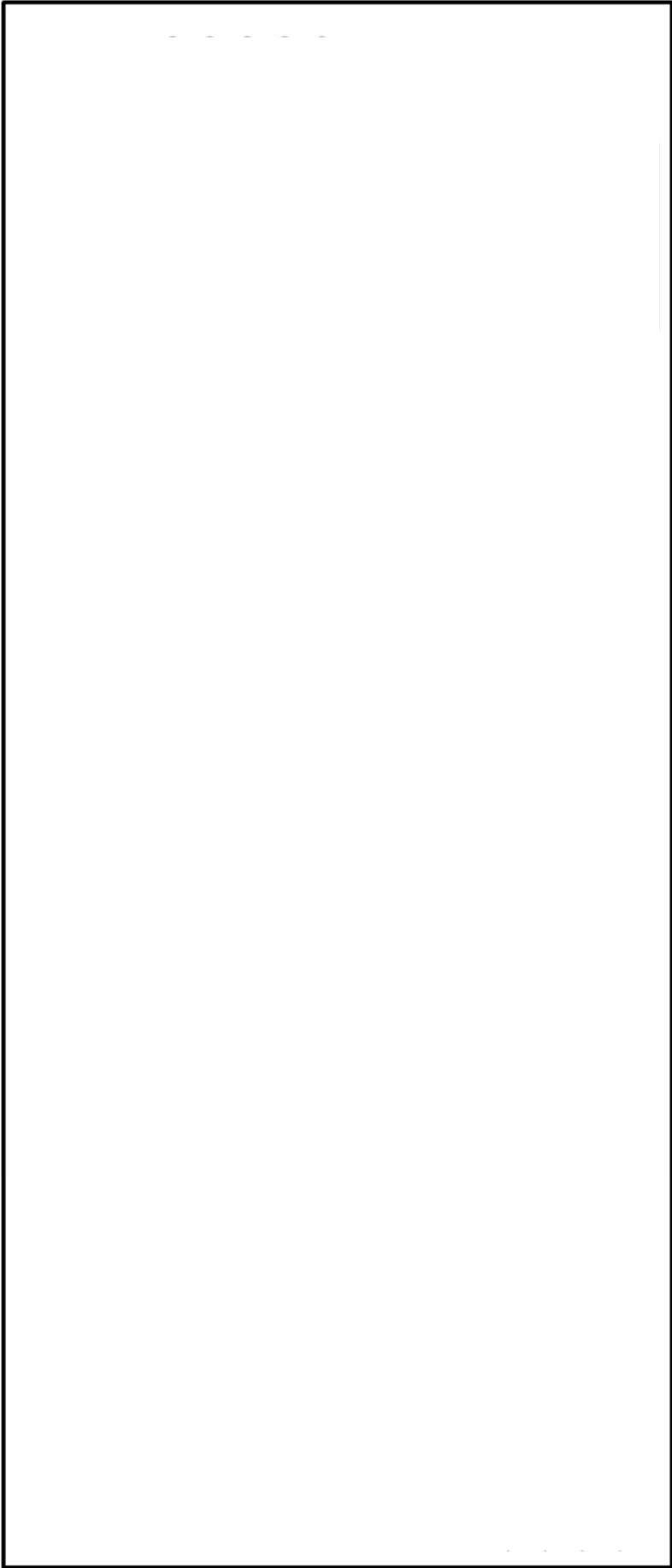
海水引込み管は可撓管の設置スパンが長い線状構造物であり、横断面方向及び縦断面方向を評価対象断面とする。

横断面方向は、土被りが最も大きくなるA－A断面を評価対象断面の基本とする。

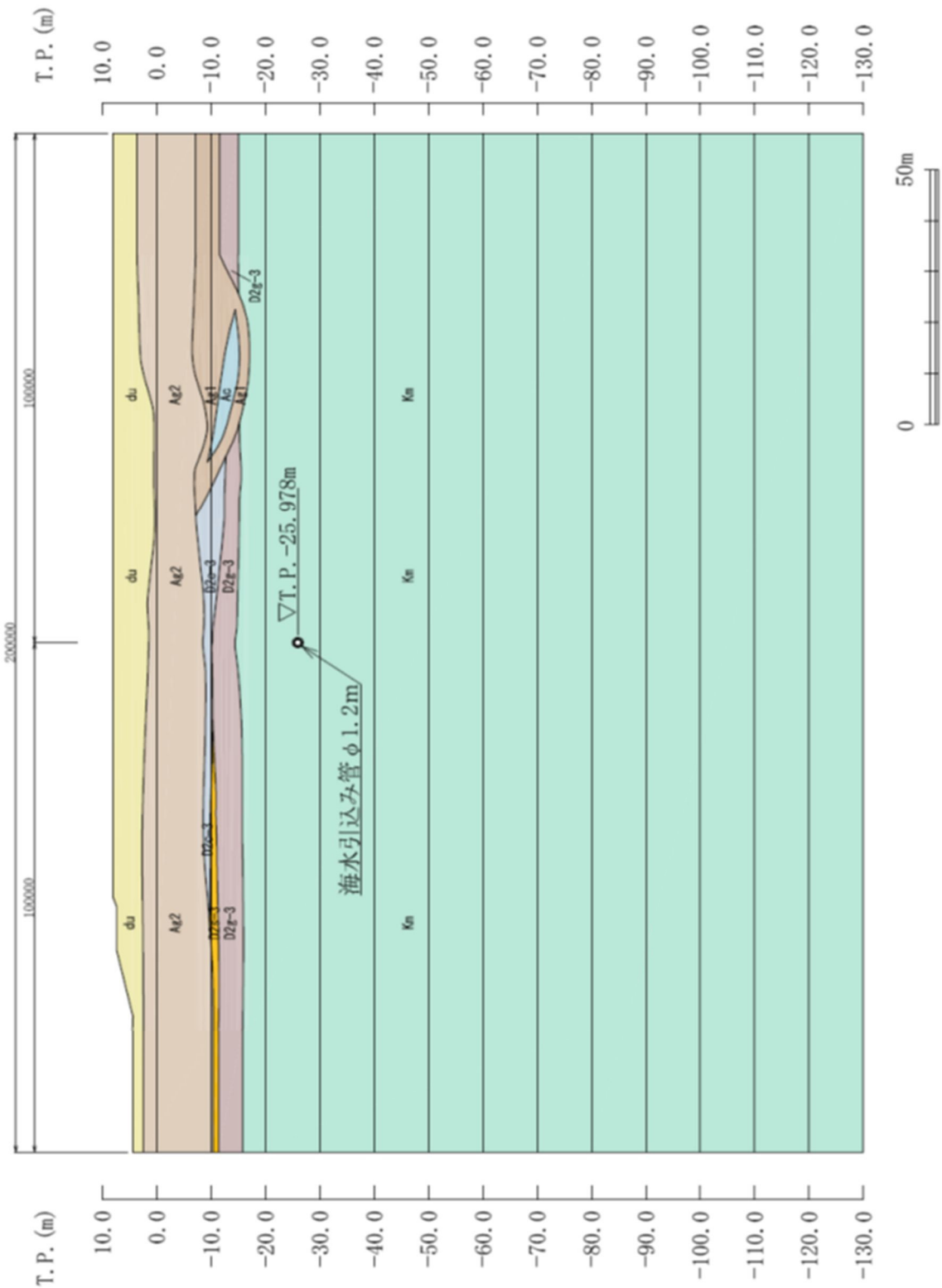
第3－1図に評価対象断面位置図を、第3－2図に評価対象断面を示す。



第3－1図 海水引込み管 評価対象断面位置図



第 3-2 図 (1) 海水引込み管 評価対象断面図 (縦断面)



第 3-2 図 (2) 海水引込み管 評価対象断面図 (A-A 断面)

3.2 解析方法

3.2.1 横断面方向

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

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

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

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

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

(1) 構造部材

構造部は、線形はり要素でモデル化する。

(2) 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

(3) 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.2.2 縦断面方向

海水引込み管の縦断面方向の評価においては、第 3-3 図に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する評価手法として応答変位法を適用する。

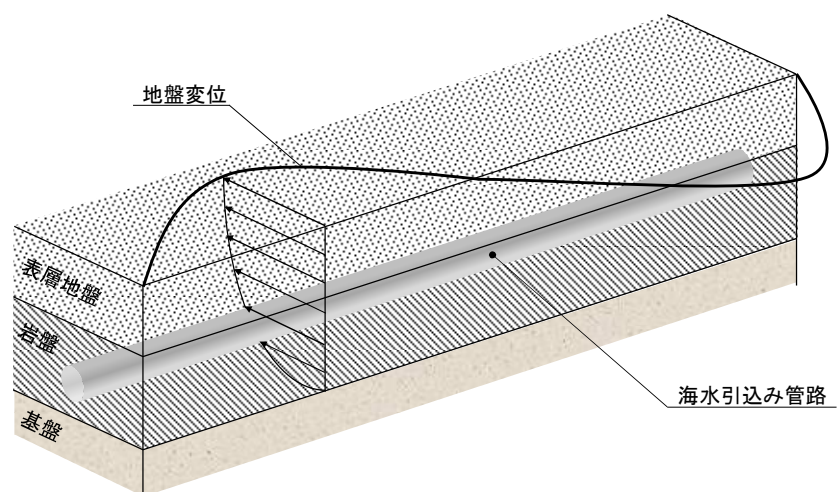
応答変位法による解析には、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム」（解析コード）の概要」に示す。

(1) 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

(2) 地盤

地盤は、非線形バネ要素でモデル化する。



第3-3図 縦断面方向の耐震評価イメージ

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

海水引込み管の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

海水により満管状態となる埋設構造物であるため、内外水による静水圧及び動水圧を考慮し、風荷重は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

S A海水引込み管の地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として内部水による内水圧及び外水圧による荷重を考慮する。

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第3-1表に示す。

第3-1表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + K_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

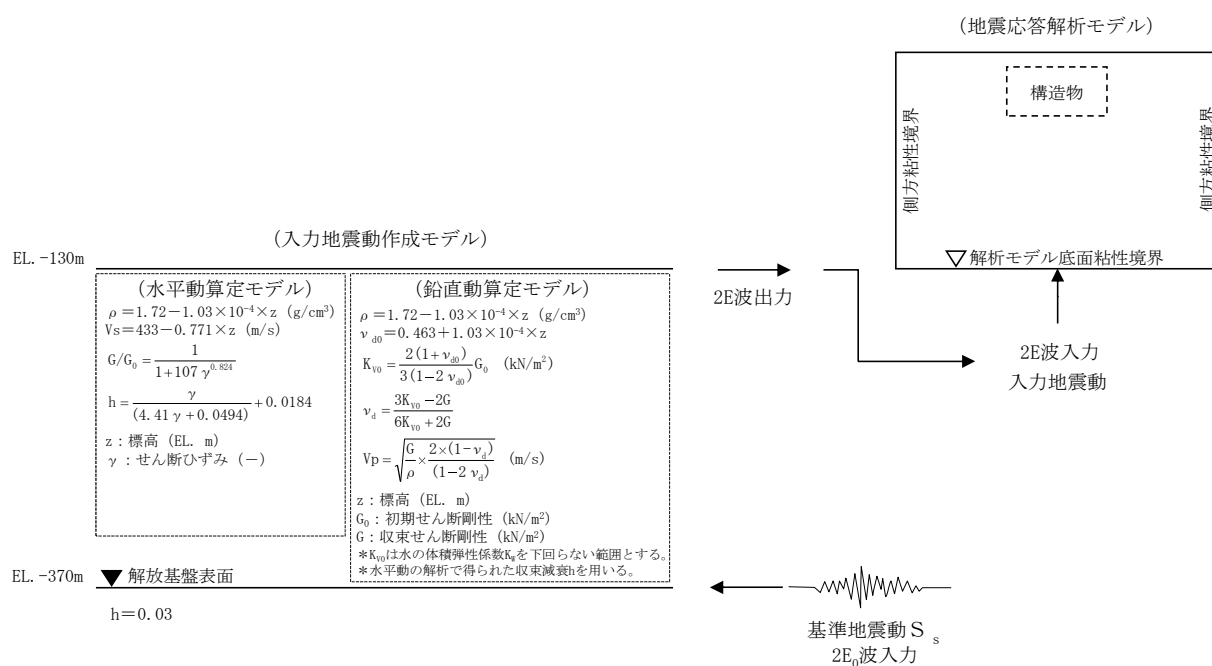
K_s : 地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。入力地震動算定の概念図を第3-4図に示す。

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



第3-4図 入力地震動算定の概念図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(1) 横断面方向

a. 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

b. 境界条件

解析領域の側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設ける。

c. 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素でモデル化する。

d. 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素でモデル化する。

(2) 縦断面方向

応答変位法による縦断面方向の応力解析の概念図を第 3-5 図、解析モデルを第 3-6 図に示す。

a. 構造物のモデル化

海水引込み管は、線形はり要素でモデル化する。

b. 地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は、FLIP による 1 次元地盤応答解析結果から得られる地盤変位のうち、緊急用海水取水管の最深部中心標高に対する S A 用海水ピット取水塔、S A 用海水ピットそれぞれの接続標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。

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

ここで、

U_h : 地盤変位 (m)

U_0 : 1 次元地盤応答解析における緊急用海水取水管最深部標高に対する接続
高での最大水平相対変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

X : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

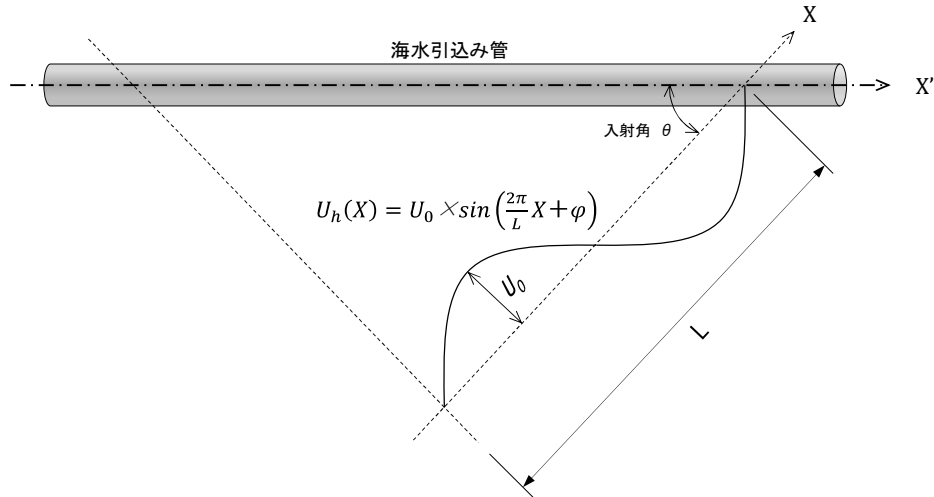
縦断面方向の応力解析で管路に発生する応力は、地震動（地盤変位）の入射角により発生値が変化する。第 3-2 表に示す通り、入射角 0° で曲げ応力、入射角 45° で軸応力が最大となることから、これら 2 ケースの結果から算定される合成応力で評価する。なお、保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。

c. 境界条件

緊急用海水取水管路の両端は，S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと接続されることから固定端としてモデル化する。

d. 地盤のモデル化

地盤は，非線形バネ要素でモデル化する



U_h : 地盤変位 (m)

U_0 : 1次元地盤応答解析における海水引込み管最深部標高に対する接続標高での最大水平相対変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

X : 地震動に沿った距離 (m)

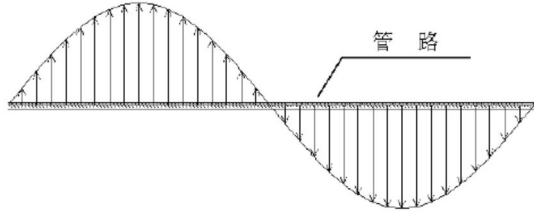
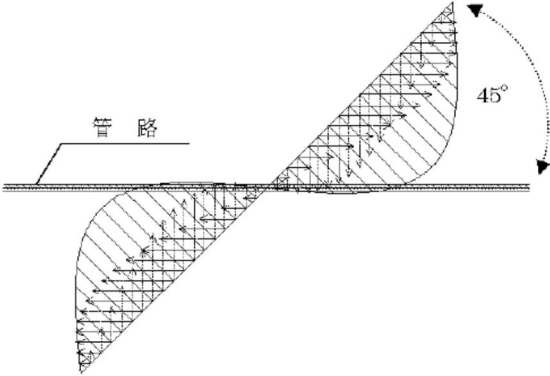
ϕ : 地震動の位相 ($^{\circ}$)

第3-5図 縦断面方向の応力解析の概念図



第3-6図 縦断面方向の応力解析モデル

第 3-2 表 縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の 入射角 θ	応力発生イメージ	備 考
0°		管路と直交方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する曲げ応力が最大となる。 軸方向応力は発生しない。
45°		管路と平行方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する軸応力が最大となる。 曲げ応力も発生するが、0° 入射の場合よりも小さい。

3.5.2 使用材料

使用材料を第 3-3 表に、材料の物性値を第 3-4 表に示す。

第 3-3 表 使用材料

材料	諸元
鋼管	SM570

第 3-4 表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管	77.0	2.0×10^5	0.3

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

新設屋外重要土木構造物の構造部材の曲げについては許容応力度、構造部材のせん断については許容せん断応力度を許容限界の基本とするが、構造部材のうち、鋼材の曲げについては終局曲率、鋼材のせん断についてはせん断耐力を許容限界とする場合もある。

終局曲率及びせん断耐力に対しては妥当な安全余裕を持たせた許容限界とし、それぞれの安全余裕については各施設の機能要求等を踏まえ設定する。

4.1.1 発生応力に対する許容限界

発生応力に対する許容限界は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-〔第5回改訂版〕」（（社）電力土木技術協会，平成29年）に準拠した鋼材の短期許容応力度とする。

鋼材の許容応力度を第4-1表に示す。

第4-1表 許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼材	SM570	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	360
		許容せん断応力度 τ_{sa}	202.5

4.1.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

4.2 評価方法

海水引込み管の耐震評価は、「3. 地震応答解析」による解析結果を基に得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.2.1 断面照査

(1) 曲げに対する評価

横断面方向の地震応答解析により算出される曲げ応力と縦断面方向の応答変位法により算出される応力との合成応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) せん断に対する評価

横断面方向の地震応答解析により算出されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

4.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

V-2-10-4-4 貯留堰の耐震性についての計算書

V-2-10-4-4-1 貯留堰の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要 1

2. 基本方針 2

 2.1 位置 2

 2.2 構造概要 3

 2.3 評価方針 6

 2.4 適用規格 8

3. 地震応答解析 9

 3.1 評価対象断面及び部位 9

 3.2 解析方法 14

 3.3 荷重及び荷重の組合せ 15

 3.4 入力地震動 16

 3.5 解析モデル及び諸元 17

4. 耐震評価 20

 4.1 許容限界 20

 4.2 評価方法 21

1. 概要

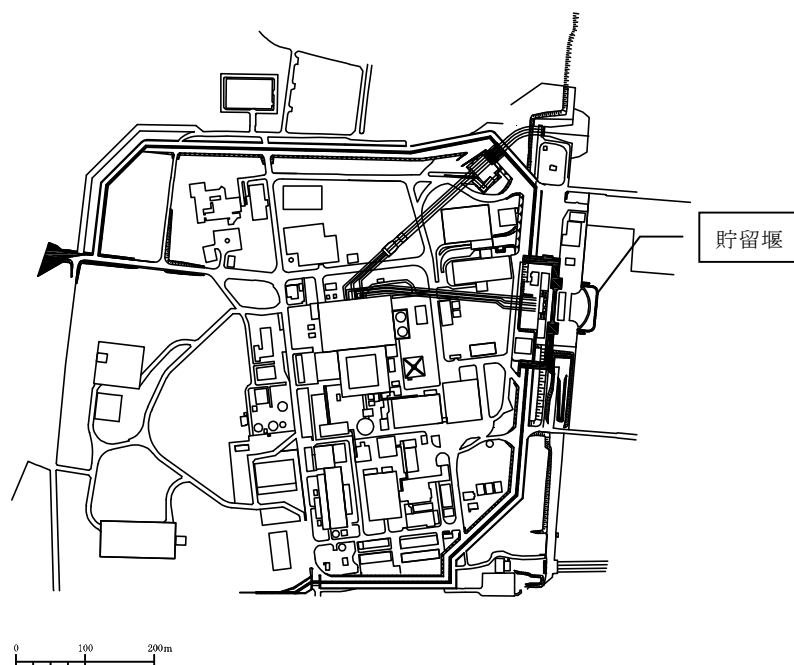
本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰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。

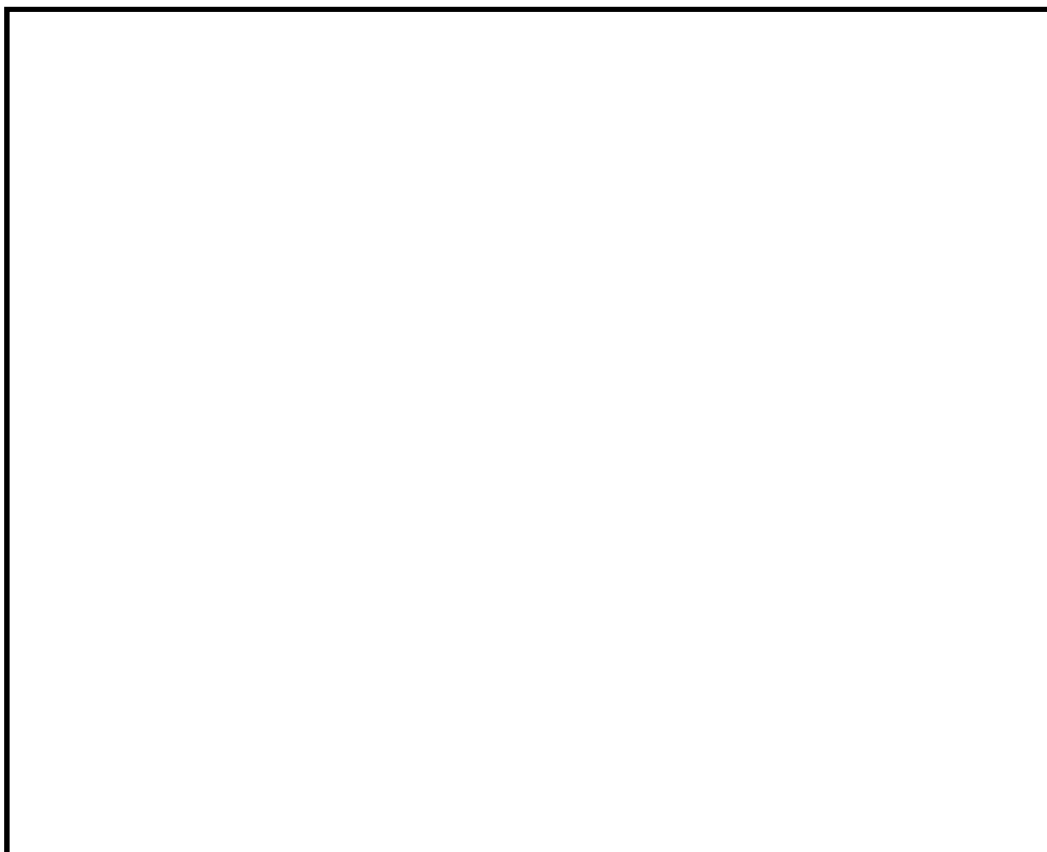
2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を第2-1図に示す。



第2-1図 (1) 貯留堰 平面配置図 (全体図)



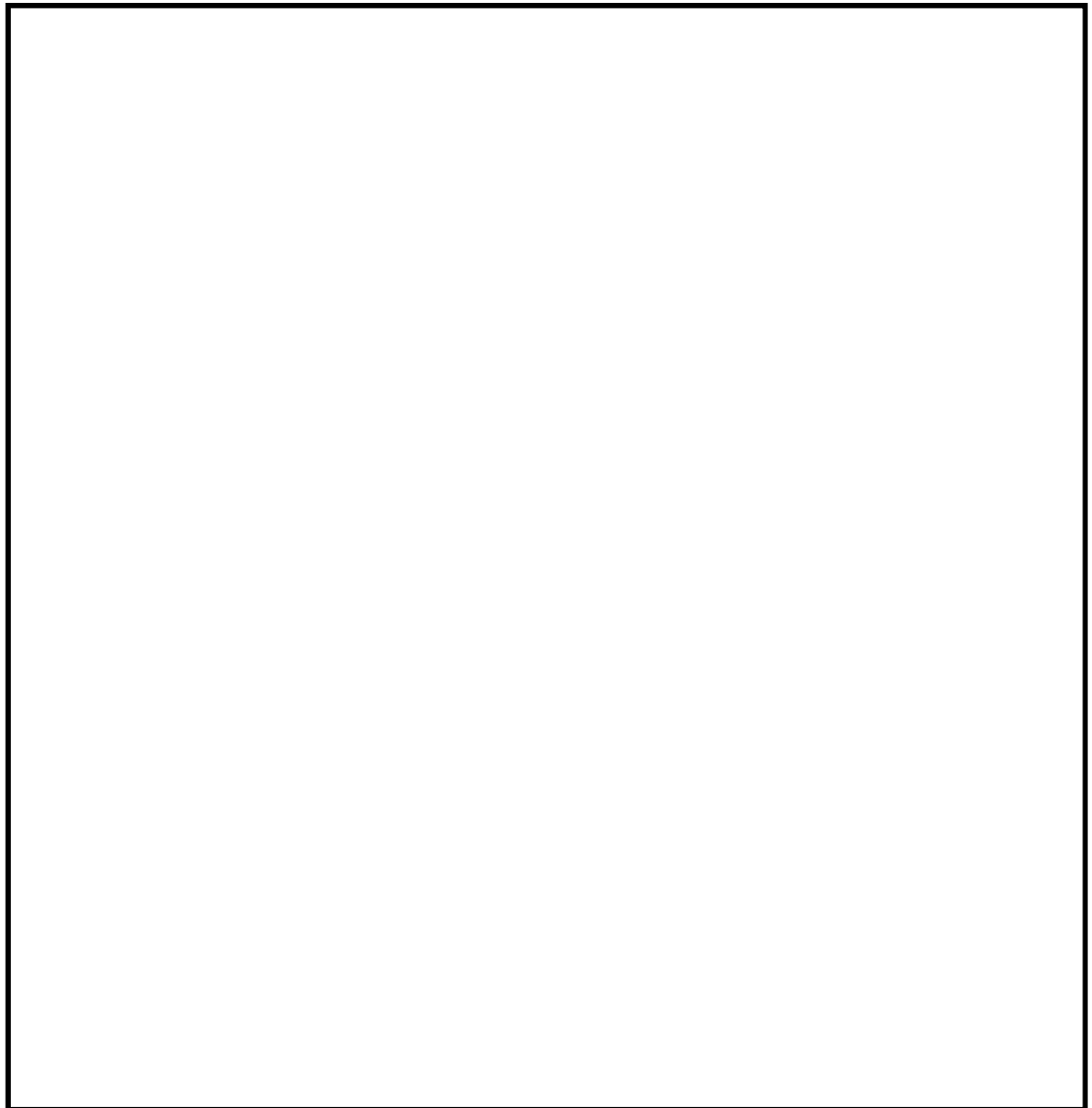
第2-1図 (2) 貯留堰 平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

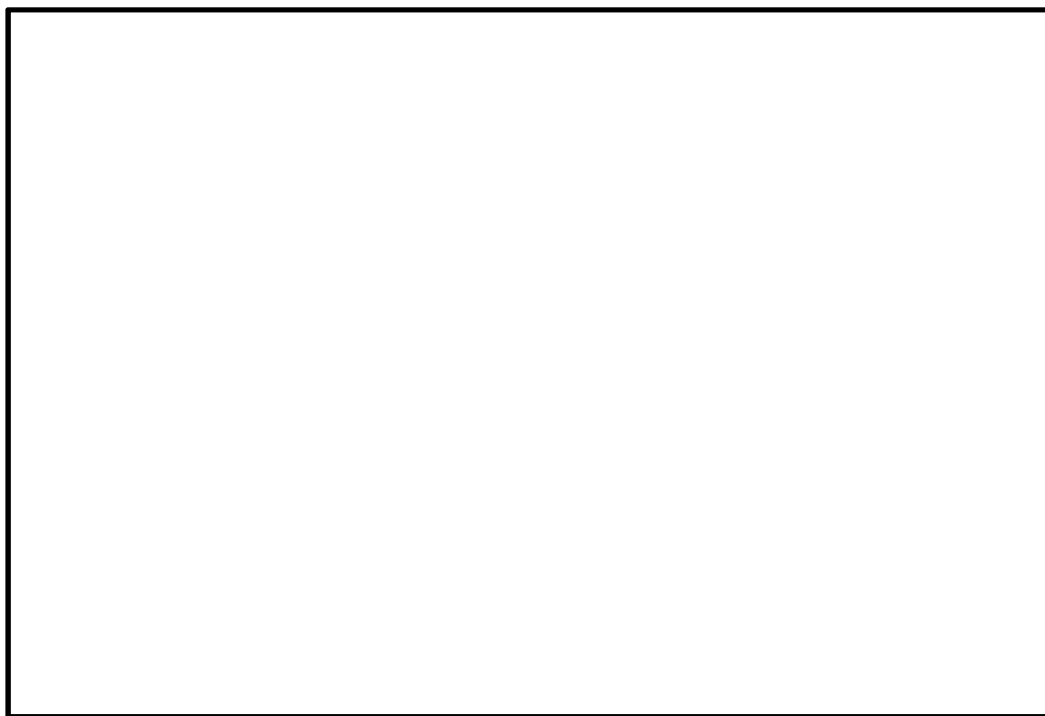
貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mm の炭素鋼鋼管であり、全 47 本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベル約 T.P. -6.9 m に対して天端高さを T.P. -4.9 m としており、約 2 m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約 65 m $\times$ 約 24 m である。

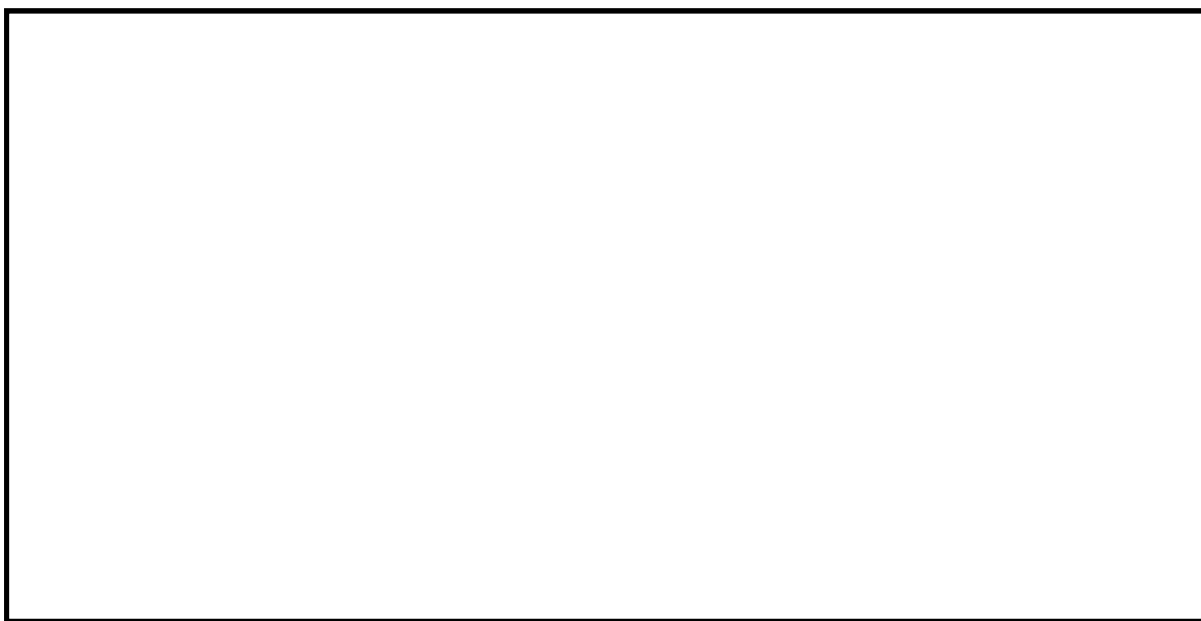
貯留堰の平面図を第 2-2 図、断面図を第 2-3 図、縦断断面図を第 2-4 図に示す。



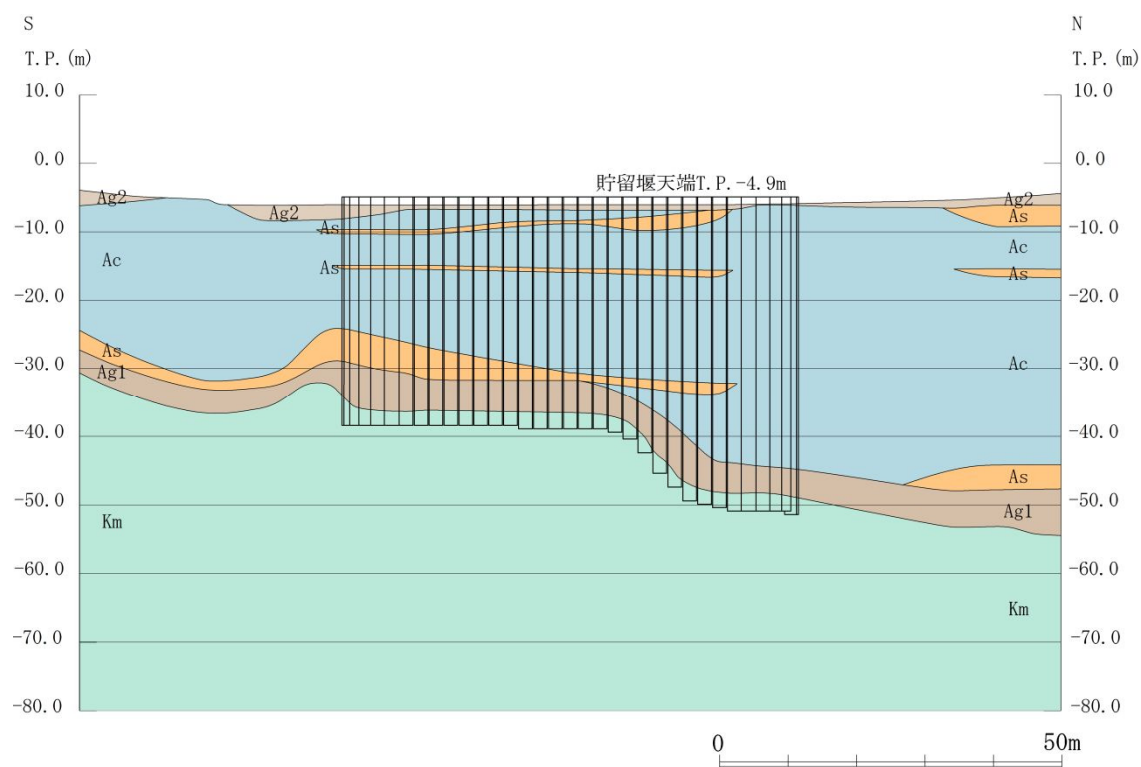
第 2-2 図 (1) 貯留堰の平面図



第 2－2 図 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)



第 2－3 図 貯留堰の断面図



護岸平行方向断面

第 2-4 図 貯留堰の縦断断面図 (A-A 断面)

2.3 評価方針

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

貯留堰の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、第2-1表に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

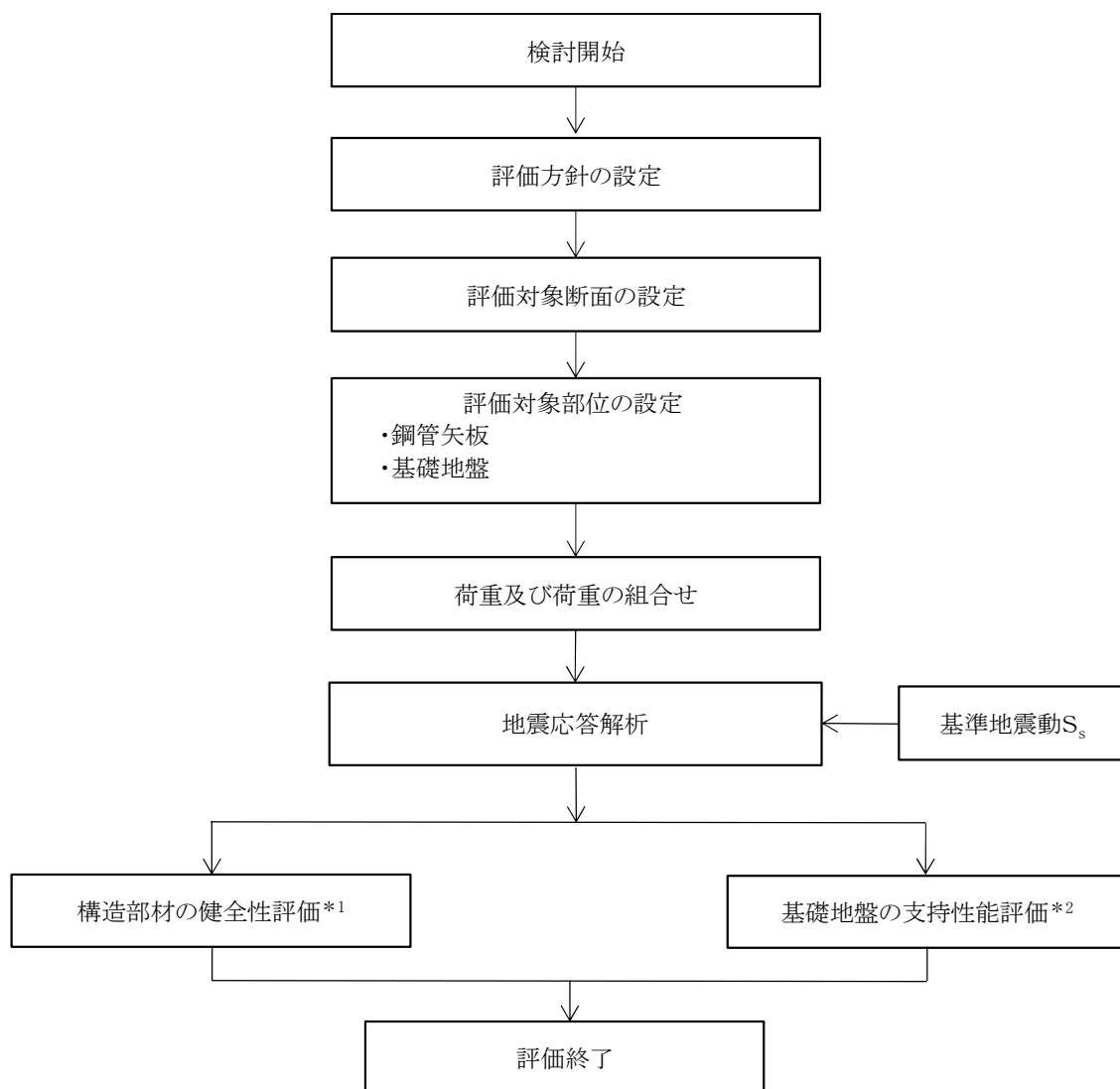
貯留堰の耐震評価フローを第2-5図に示す。

ここで、貯留堰は、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、耐震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。

第2-1表 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第2-5図 貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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）
- ・ 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24年3月）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）
- ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6 -2009（（社）日本電気協会）

3. 地震応答解析

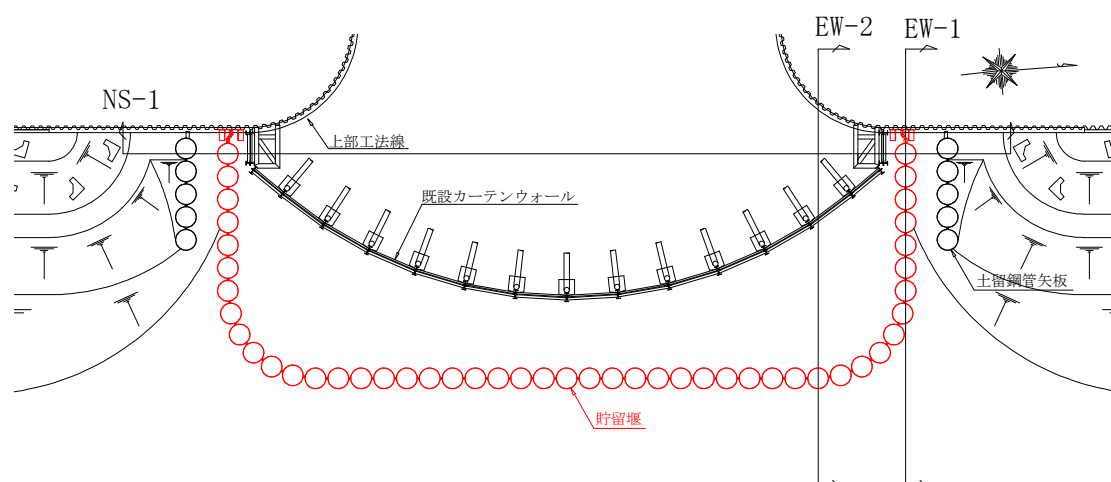
3.1 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は、貯留堰の構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

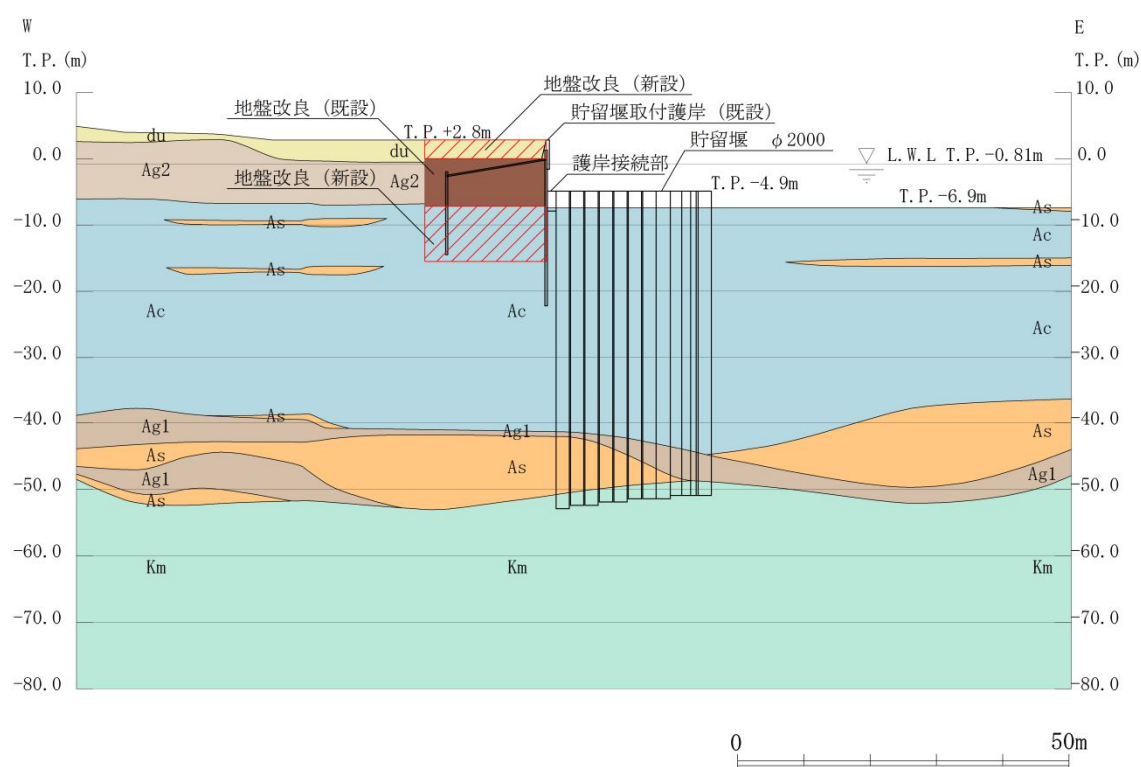
3.1.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し、一様な設備形状であることを踏まえ、鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

第3-1図に示す平面図及び第3-2図に示す断面図より、南北方向では北に向かって第四系の基底面が深くなっていることから、貯留堰の本体に着目した検討断面として、構造の安定性に支配的な弱軸方向断面のうち、堆積層が厚くなるEW-2断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。また、護岸との接続部については、接続部に着目した検討断面として、EW-1断面及びNS-1断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。



第 3-1 図 貯留堰の平面図



第 3-2 図 (1) 貯留堰の断面図 (EW-1)

11

3.1.2 評価対象部位

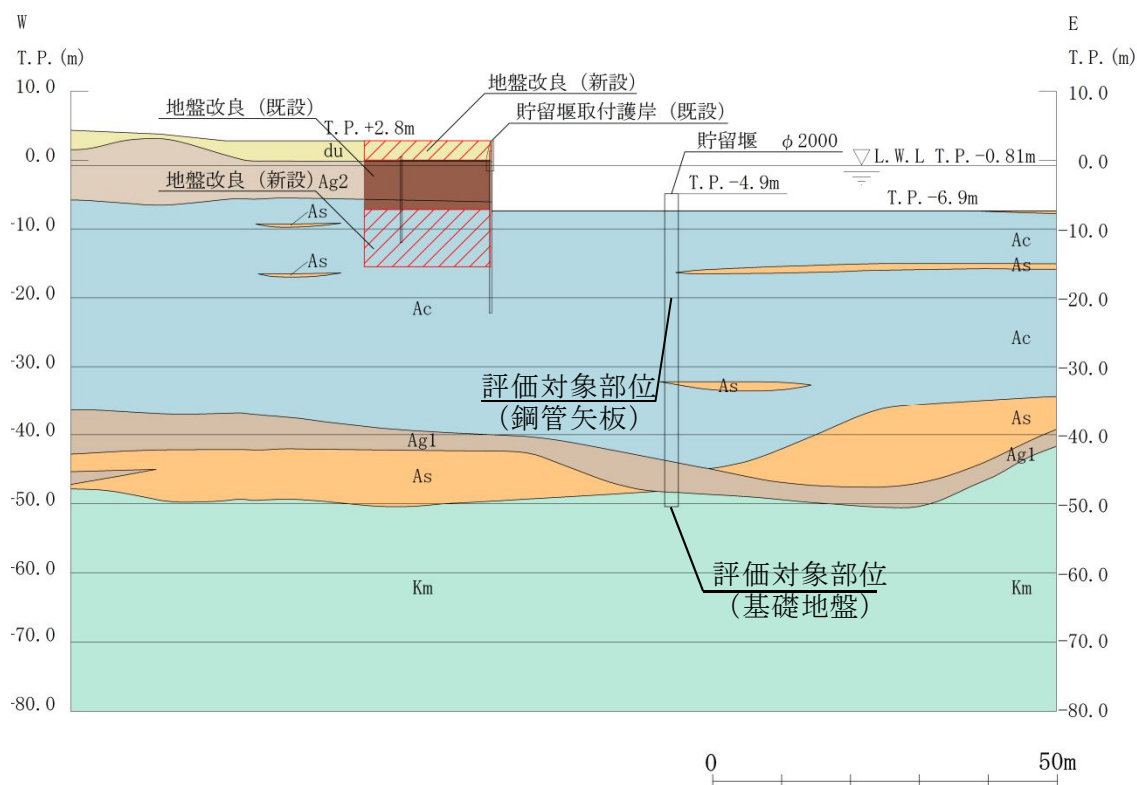
評価対象部位を第 3-3 図に示す。

(1) 鋼管矢板

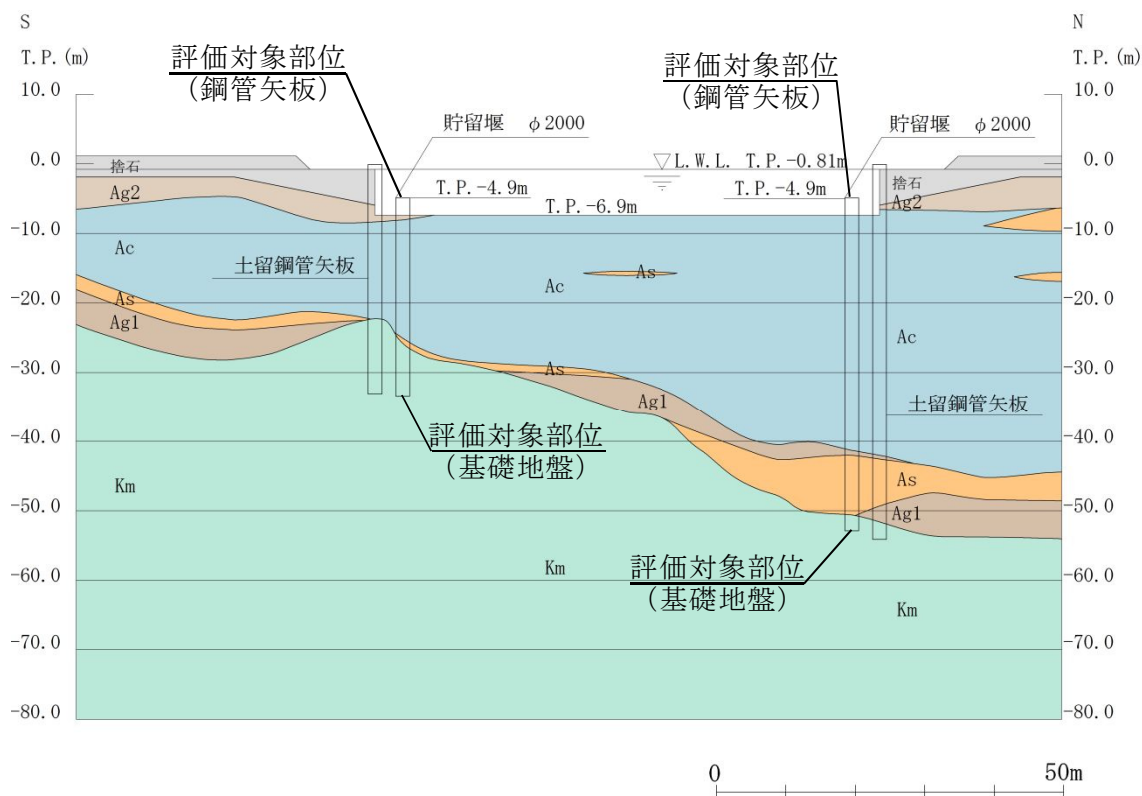
構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。



第3-3図 (1) 評価対象部位 (EW-2)



第3-3図 (2) 評価対象部位 (NS-1)

3.2 解析方法

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

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

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

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

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

3.2.1 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

3.2.2 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.3 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

貯留堰の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（ K_s ）

地震荷重として，基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 3-1 表に示す。

第 3-1 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時（ S_s ）	$G + K_s$

G：固定荷重

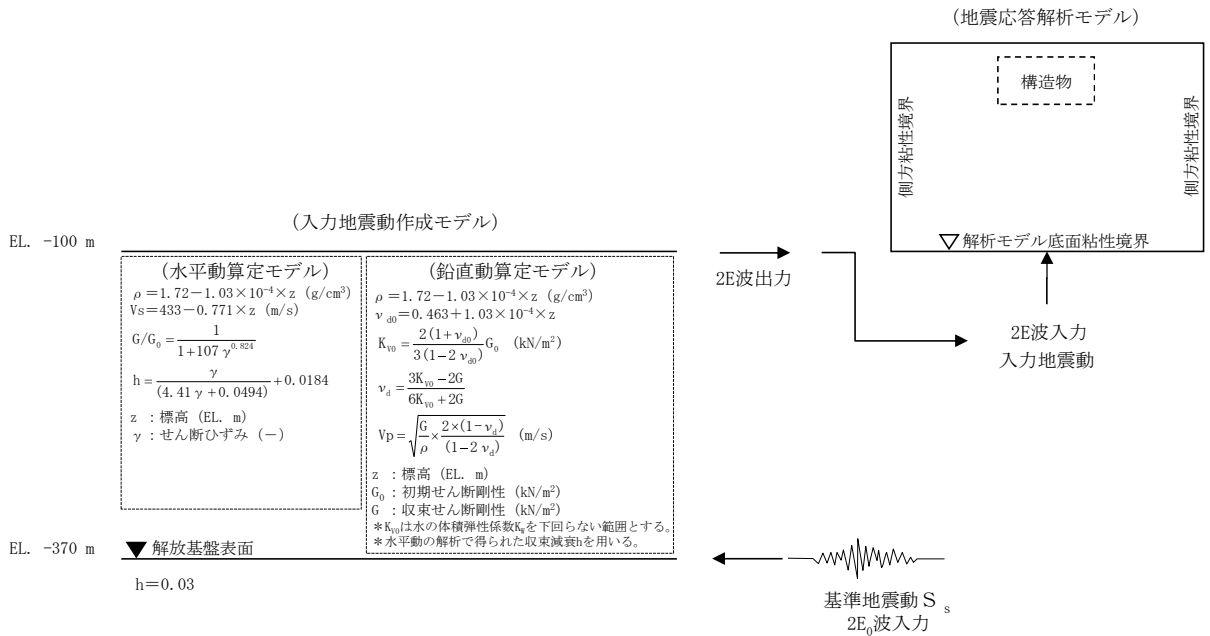
K_s ：地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第 3-4 図に示す。

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



第 3-4 図 入力地震動算定の概念図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

貯留堰の地震応答解析モデルを第3-5図に示す。

貯留堰の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 解析領域

解析領域は，側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう，構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

解析領域の側方及び底面には，エネルギーの逸散効果を考慮するため，粘性境界を設定する。

(3) 構造物のモデル化

構造物は，線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は，地質断面図に基づき，マルチスプリング要素でモデル化する。



第3-5図 (1) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



第 3-5 図 (2) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)



第 3-5 図 (3) 貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を第3-2表に、材料の物性値を第3-3表に示す。

第3-2表 使用材料

諸元	
鋼管矢板	SM570

第3-3表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77	2.00×10^5	0.3

3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.1.1 貯留堰の構造部材に対する許容限界

貯留堰の構造部材に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，第4-1表のとおり設定する。なお，第4-1表に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

第4-1表 許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

4.1.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

4.2 評価方法

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.2.1 構造部材

構造部材（鋼管矢板）の評価は、鋼管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

(2) せん断力に対する照査

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

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

4.2.2 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

V-2-10-4-4-2 貯留堰取付護岸の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要 1

2. 基本方針 2

 2.1 位置 2

 2.2 構造概要 3

 2.3 評価方針 5

 2.4 適用規格 7

3. 地震応答解析 8

 3.1 評価対象断面及び部位 8

 3.2 解析方法 11

 3.3 荷重及び荷重の組合せ 13

 3.4 入力地震動 14

 3.5 解析モデル及び諸元 15

4. 耐震評価 17

 4.1 許容限界 17

 4.2 評価方法 17

1. 概要

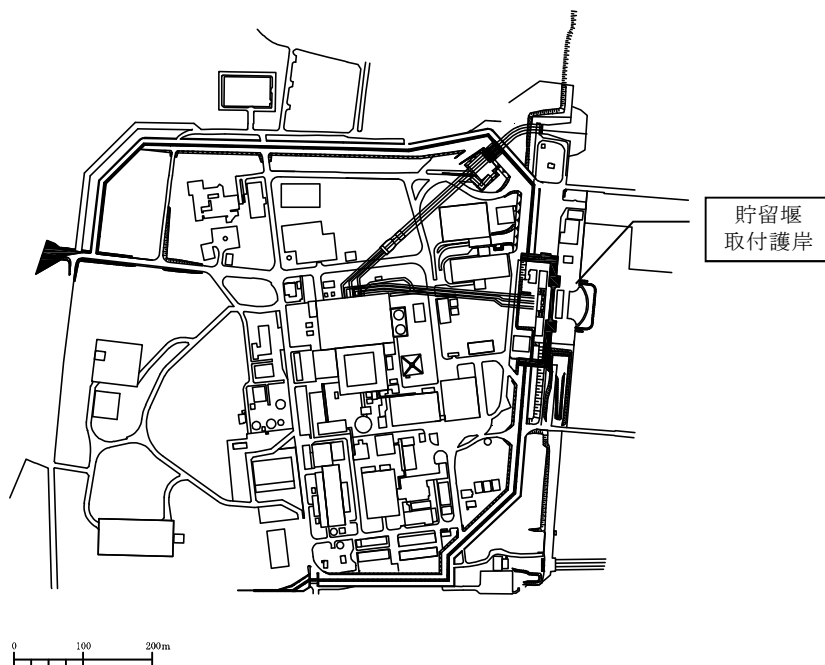
本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰取付護岸が基準地震動 S_0 に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰取付護岸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により行う。

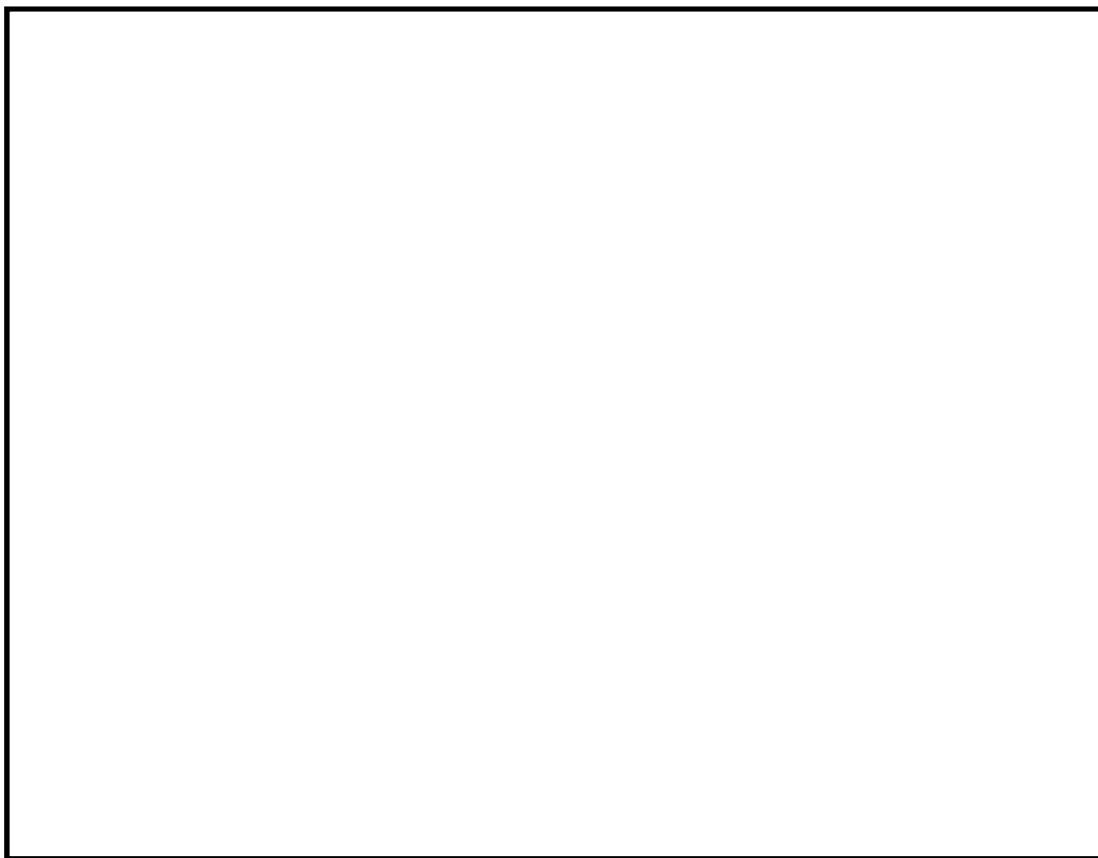
2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰取付護岸の平面配置図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 (1) 貯留堰取付護岸の平面配置図 (全体図)

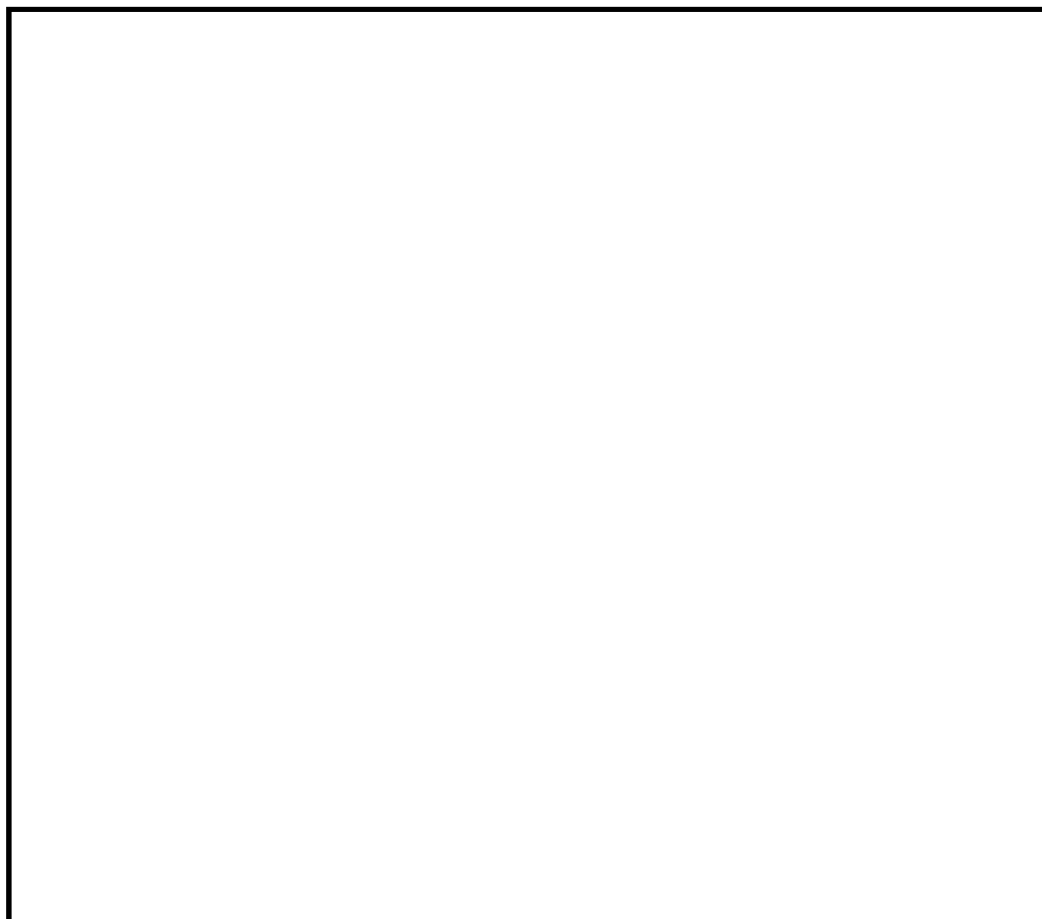


第 2-1 図 (2) 貯留堰取付護岸の平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

貯留堰取付護岸は、防護材取付部鋼材と接続する既設構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

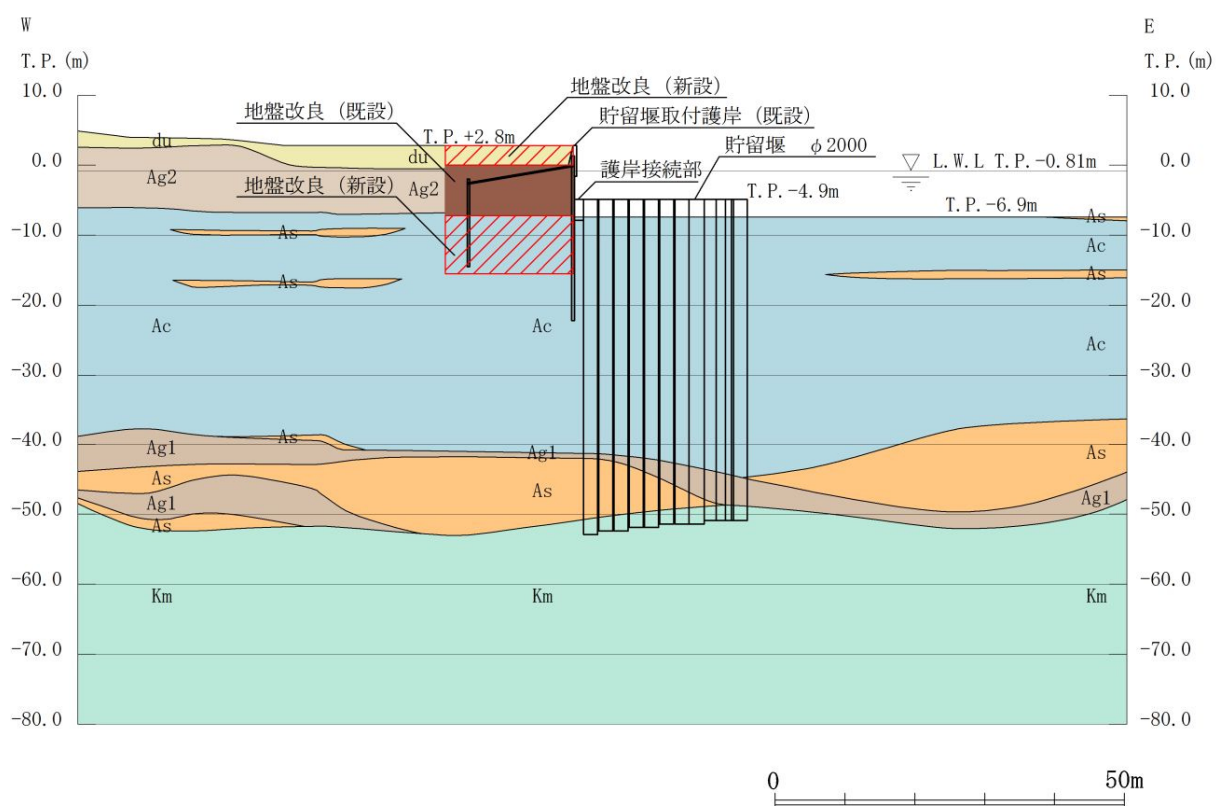
貯留堰取付護岸の平面図を第 2-2 図，断面図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図 (1) 貯留堰取付護岸の平面図



第 2-2 図 (2) 貯留堰取付護岸の平面図 (A 部拡大)



第 2-3 図 貯留堰取付護岸の断面図 (A-A 断面)

2.3 評価方針

貯留堰取付護岸は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設の間接支持構造物に分類される。

貯留堰取付護岸の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設の評価として、第2-1表に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

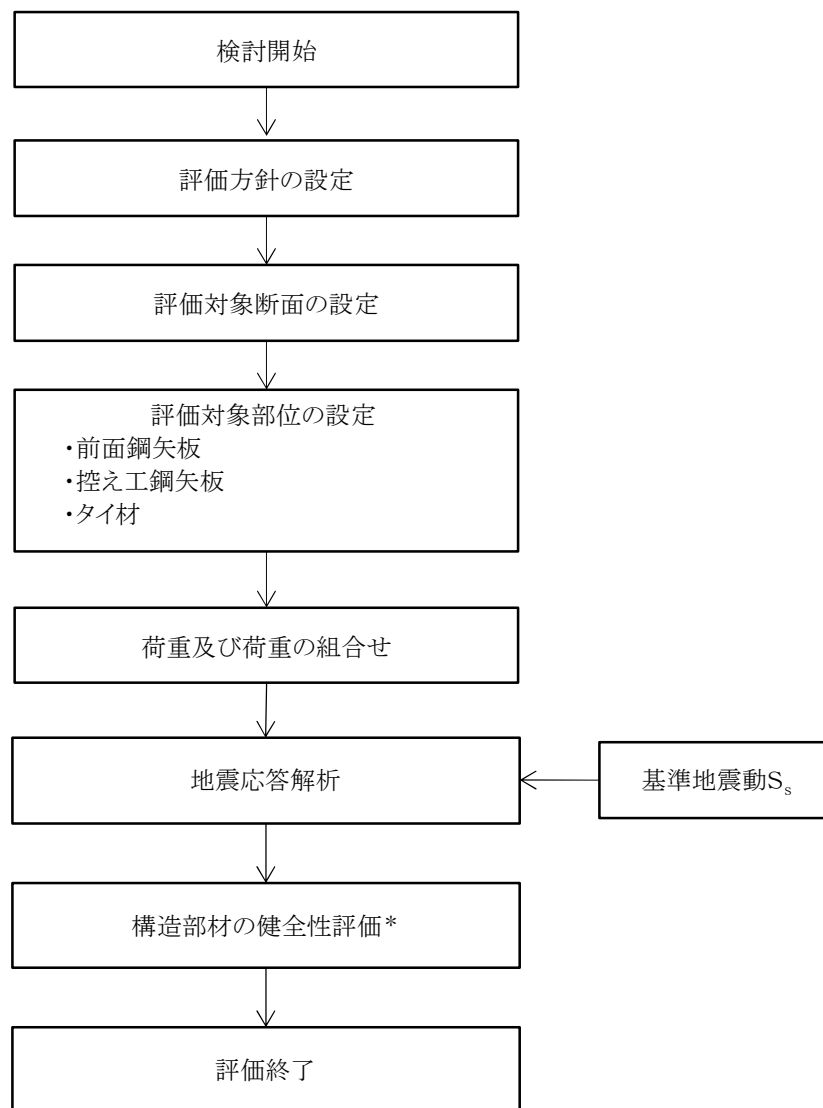
構造部材の健全性評価については、鋼矢板に発生する曲げモーメント、及びタイ材に発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

貯留堰取付護岸の耐震評価フローを第2-4図に示す。

第2-1表 貯留堰取付護岸の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材 (既設)	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材 (既設)	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *：構造部材の健全性を評価することで，第2-1表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第2-4図 貯留堰取付護岸の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会）
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は、貯留堰取付護岸の構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

3.1.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰取付護岸が貯留堰の間接支持構造物であることから、V-2-10-4-4-1「貯留堰の耐震性についての計算書」と同様とし、貯留堰との接続部を通る断面であるEW-1断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

第3-1図に平面図及び第3-2図に断面図を示す。

第 3-2 図 貯留堰取付護岸の断面図 (EW-1)

3.1.2 評価対象部位

評価対象部位を第 3-3 図に示す。

(1) 前面鋼矢板

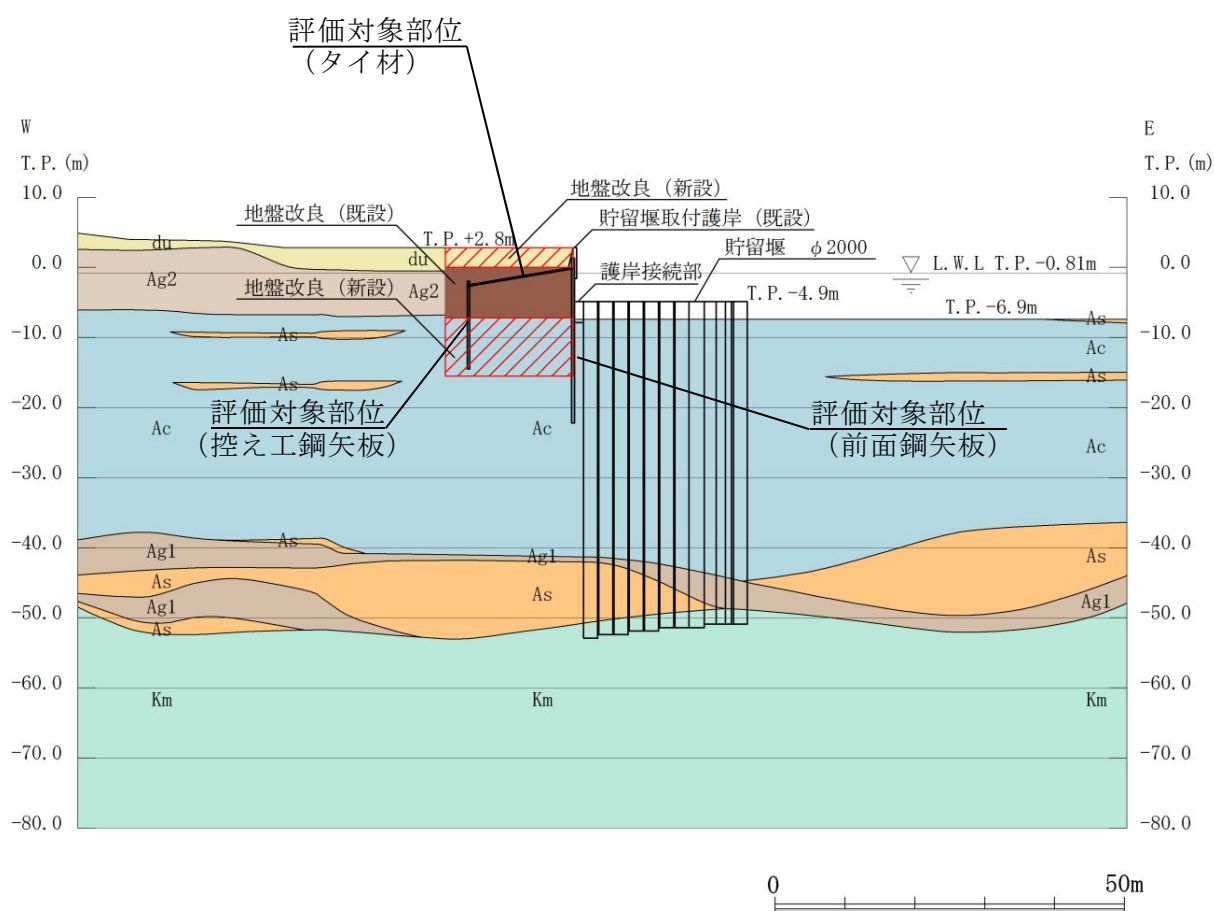
構造部材の健全性が要求される前面鋼矢板を評価対象部位とする。

(2) 控え工鋼矢板

構造部材の健全性が要求される控え工鋼矢板を評価対象部位とする。

(3) タイ材

構造部材の健全性が要求されるタイ材を評価対象部位とする。



第 3-3 図 評価対象部位

3.2 解析方法

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

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

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

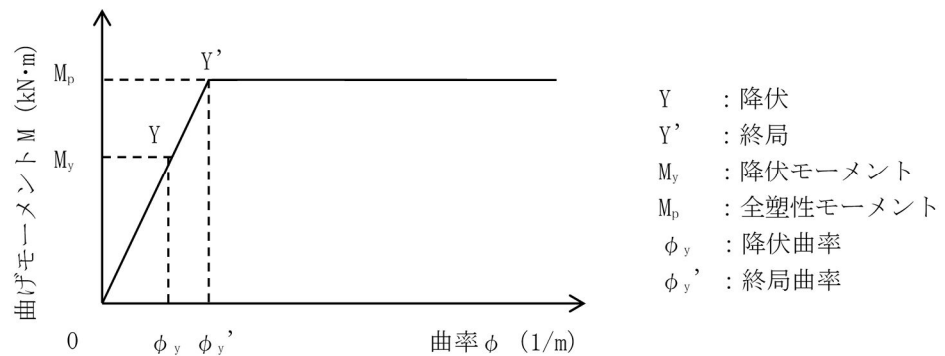
上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

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

3.2.1 構造部材

(1) 鋼矢板

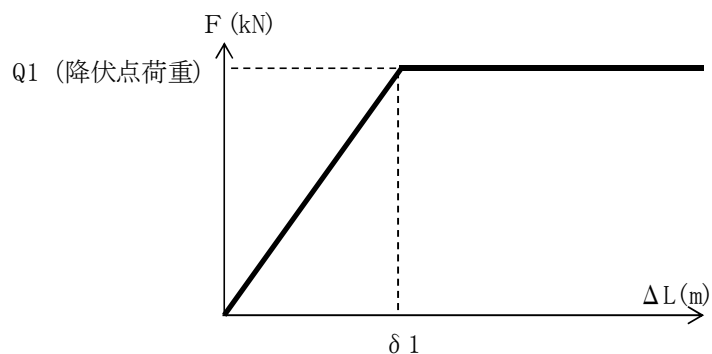
貯留堰取付護岸の鋼矢板は、第3-4図に示す非線形性を考慮するはり要素を用いてモデル化する。



第3-4図 鋼矢板の $M-\phi$ 関係（バイリニアモデル）

(2) タイ材

貯留堰取付護岸のタイ材は、第 3-5 図に示す非線形性を考慮するはり要素を用いてモデル化する。



第 3-5 図 タイ材の材料特性

3.2.2 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.3 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰取付護岸の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

貯留堰取付護岸の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 3-1 表に示す。

第 3-1 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_s$

G : 固定荷重

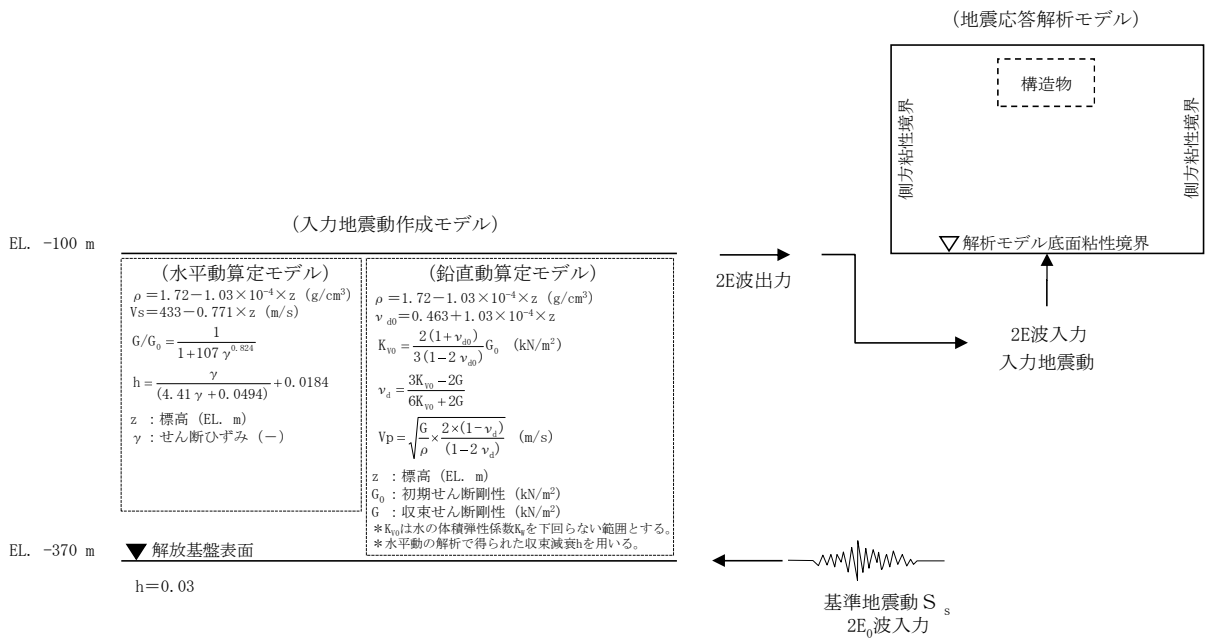
K_s : 地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第 3-6 図に示す。

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



第 3-6 図 入力地震動算定の概念図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

貯留堰取付護岸の地震応答解析モデルを第3-7図に示す。

貯留堰取付護岸の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

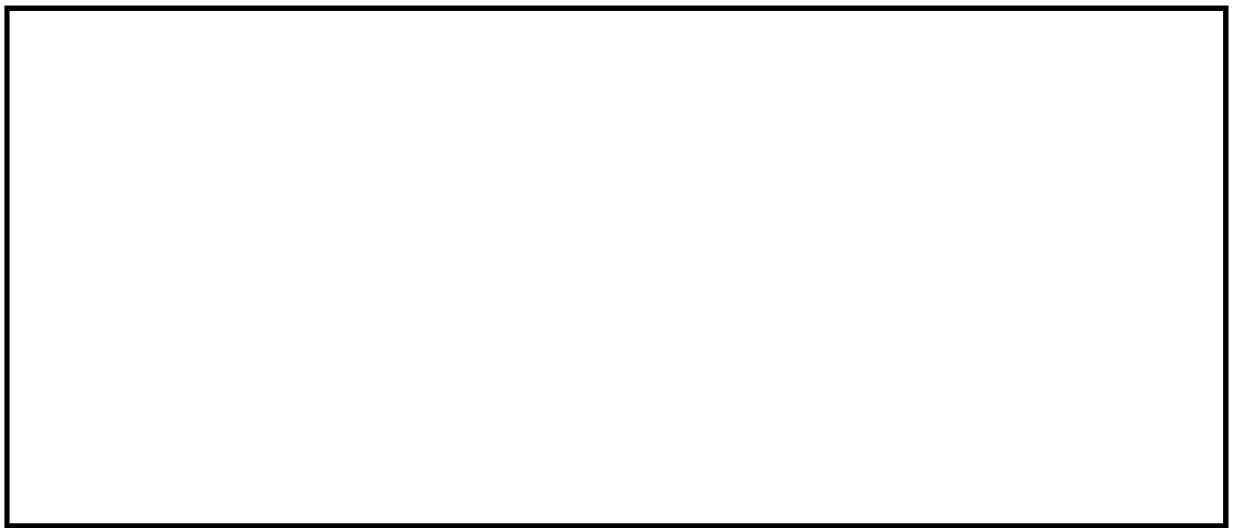
解析領域の側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設定する。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、非線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、地質断面図に基づき、マルチスプリング要素でモデル化する。



第3-7図 貯留堰取付護岸の地震応答解析モデル (EW-1)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を第 3-2 表に，材料の物性値を第 3-3 表に示す。

第 3-2 表 使用材料

諸元	
鋼矢板	SY295
タイ材	F130T（タイブル）

第 3-3 表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼矢板	77	2.00×10^5	0.3
タイ材	—	1.86×10^5	—

3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.1.1 貯留堰取付護岸の構造部材に対する許容限界

貯留堰取付護岸の構造部材の許容限界は，鋼矢板については全塑性モーメント，タイ材については引張強さに基づき設定する。

4.2 評価方法

4.2.1 構造部材の健全性

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

V-2-10-4-5 緊急用海水取水管の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格	6
3.	地震応答解析	7
3.1	評価対象断面	7
3.2	解析方法	10
3.3	荷重及び荷重の組合せ	12
3.4	入力地震動	13
3.5	解析モデル及び諸元	14
4.	耐震評価	19
4.1	許容限界	19
4.2	評価方法	20

1. 概要

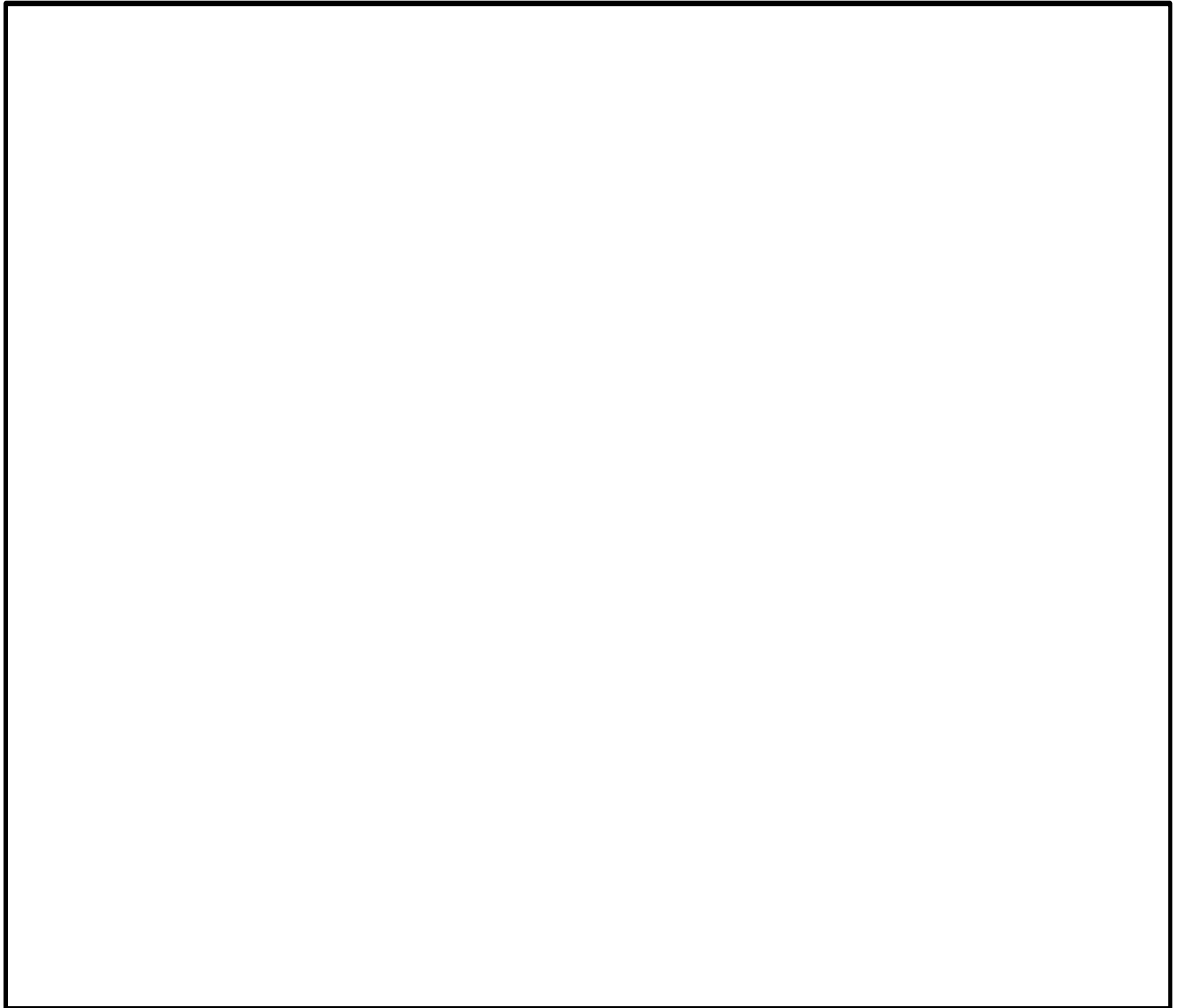
本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、緊急用海水取水管が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

緊急用海水取水管に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析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. 基本方針

2.1 位置

非常用海水取水設備の平面配置図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 非常用海水取水設備 平面配置図

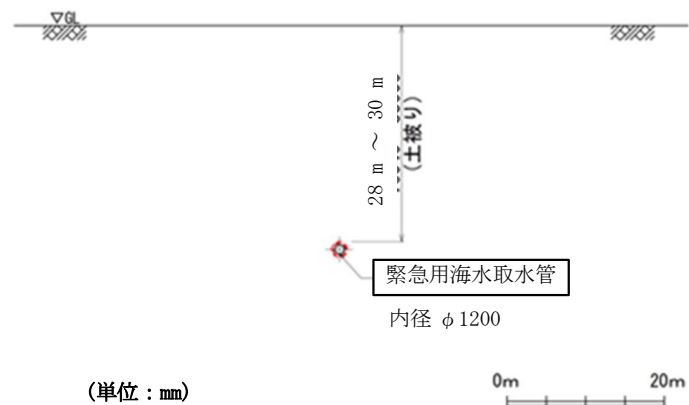
2.2 構造概要

緊急用海水取水管は、延長約 168m、内径約 1.2m の鋼製の管路で、S A 用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと岩盤内で接続する。なお、地震時の地盤応答により発生する応力の低減の観点から、S A 用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットとの接続部付近並びに管路の中間 2 箇所程度に可撓継手を設置する。

緊急用海水取水管の平面位置図を第 2-2 図に、構造図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図 緊急用海水取水管 平面位置図



第 2-3 図 緊急用海水取水管 構造図

2.3 評価方針

緊急用海水取水管は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

緊急用海水取水管の耐震評価は、地盤の2次元有効応力解析により得られた解析結果に基づき、重大事故等対処施設の評価として、第2-1表に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。

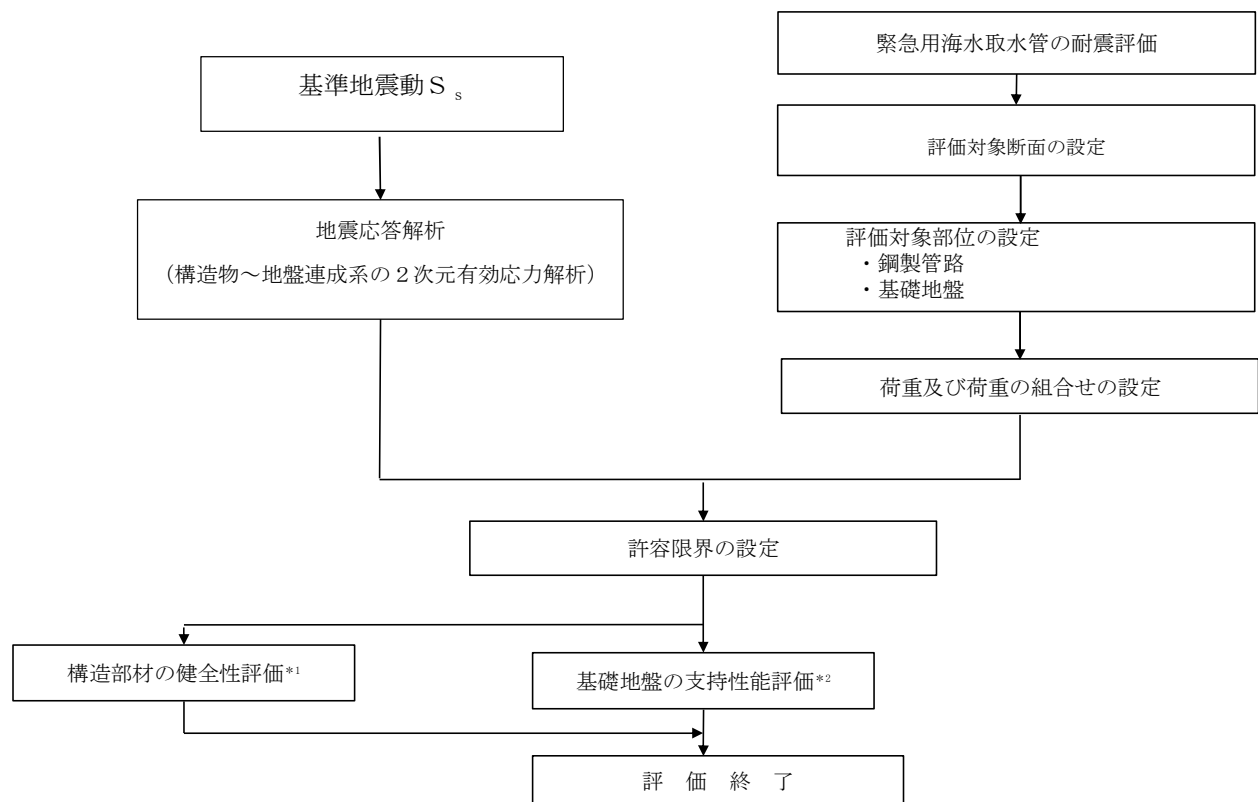
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づいた許容限界以下であることを確認する。

緊急用海水取水管の耐震評価フローを第2-4図に示す。

第2-1表 緊急用海水取水管の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



- 注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

第2-4図 緊急用海水取水管の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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 24 年 3 月）
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・ 水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説- [第 5 回改訂版]（社）電力土木技術協会，平成 29 年）
- ・ ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）
- ・ 水道施設耐震工法指針・解説 2009 年版（日本水道協会，2009 年）

3. 地震応答解析

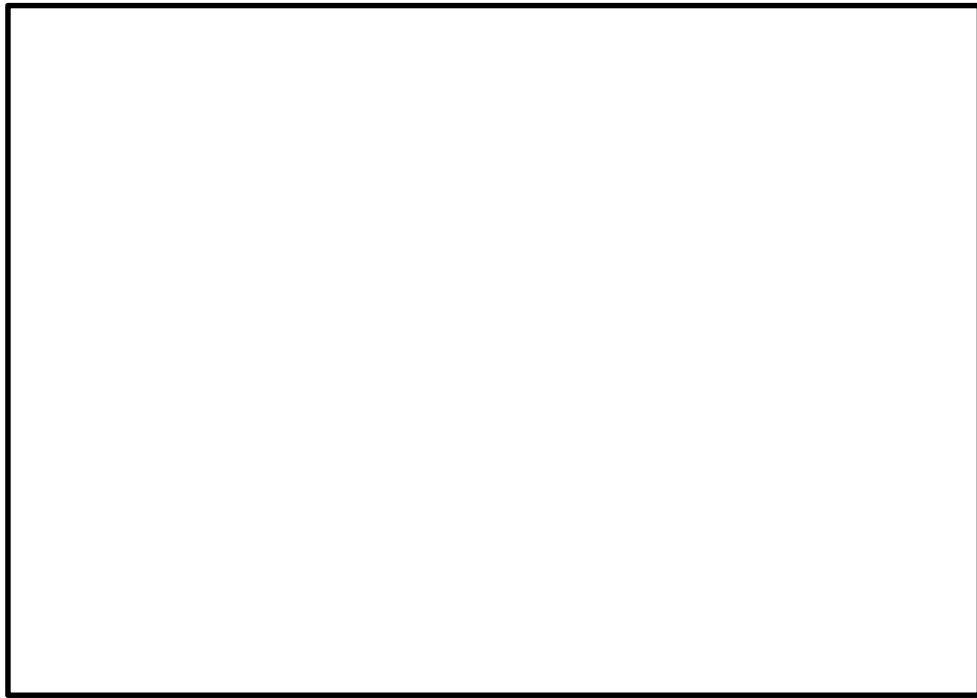
3.1 評価対象断面

緊急用海水取水管は、S A用海水ピットと緊急用海水ポンプピットを接続する延長約 168 m、内径 1.2 m の鋼製の地中構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤内に設置する。

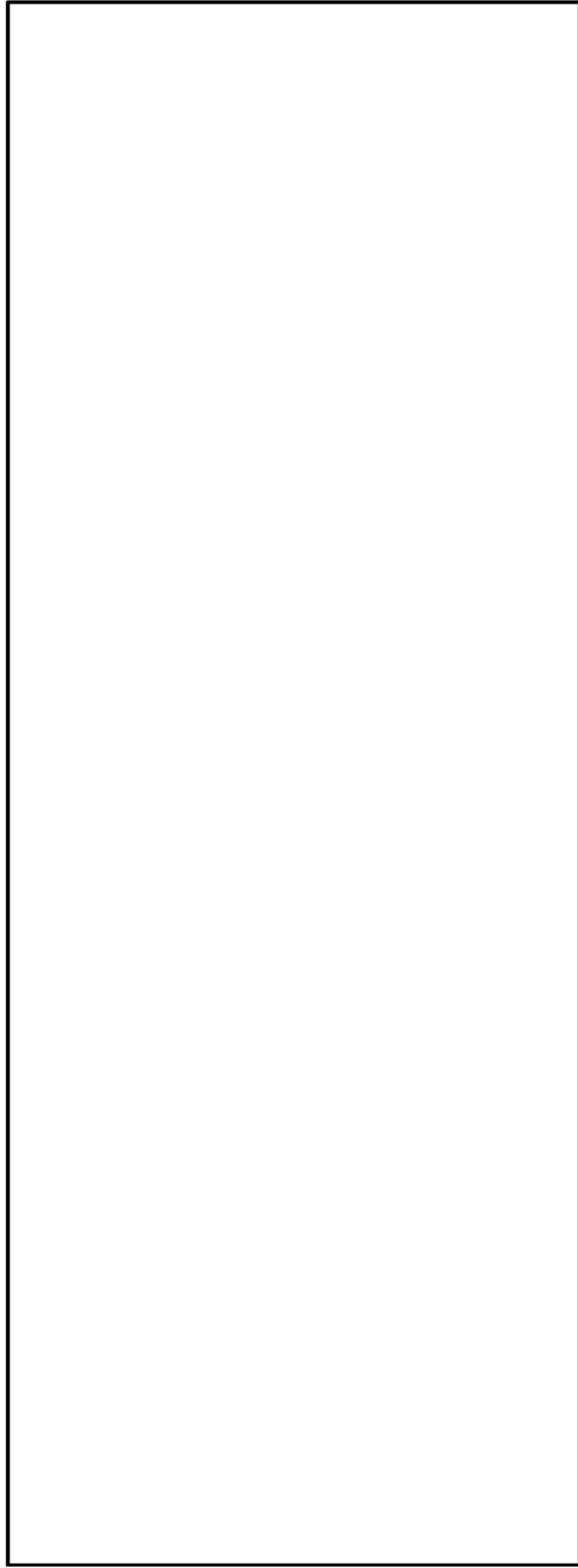
緊急用海水取水管は可撓管の設置スパンが長い線状構造物であり、横断面方向及び縦断面方向を評価対象断面とする。

横断面方向は、土被りが最も大きくなるA－A断面を評価対象断面の基本とする。

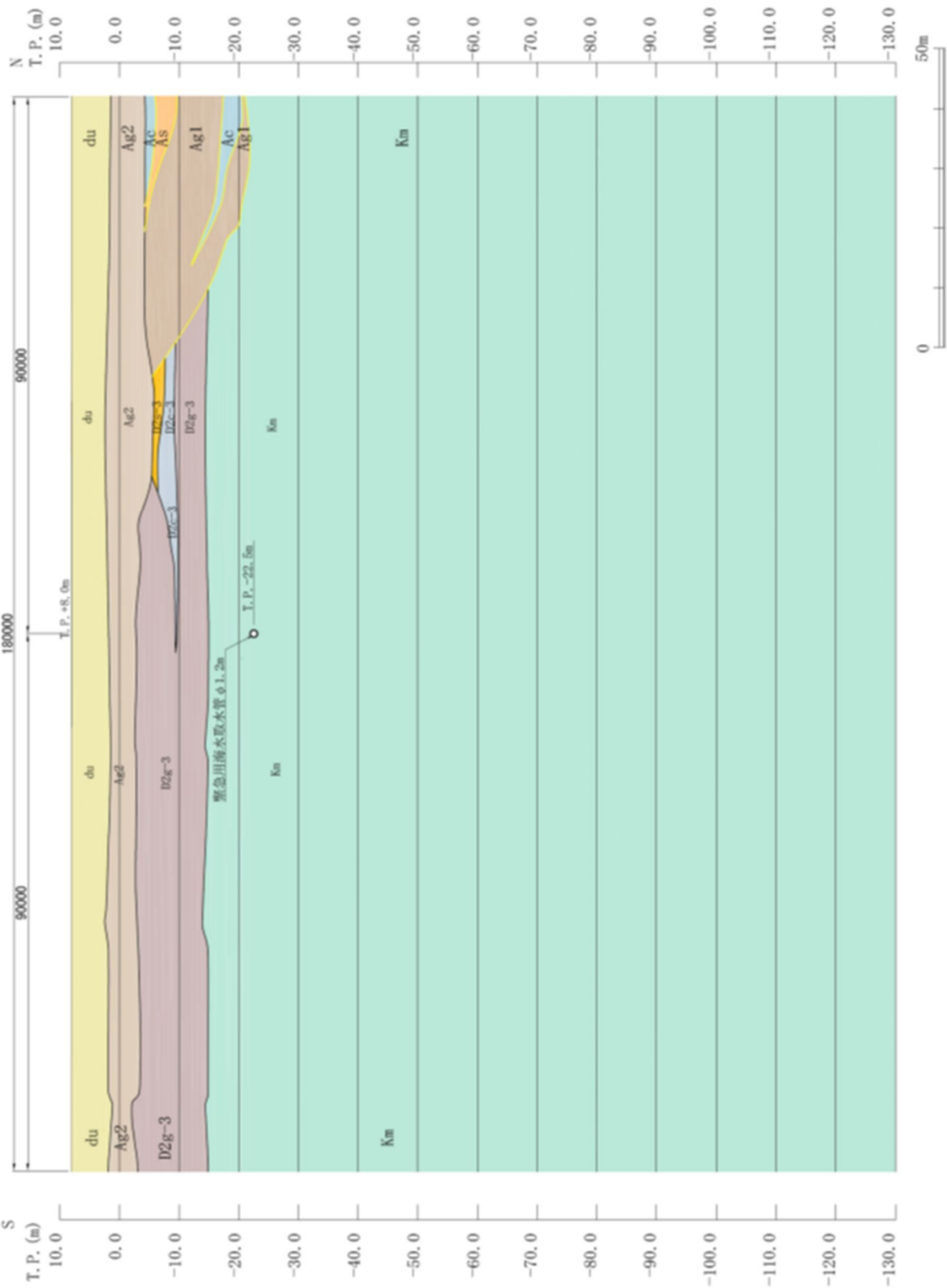
第 3－1 図に評価対象断面位置図を、第 3－2 図に評価対象断面を示す。



第 3－1 図 緊急用海水取水管 評価対象断面位置図



第3-2図 (1) 緊急用海水取水管 評価対象断面図 (縦断面)



第3-2図 (2) 緊急用海水取水管 評価対象断面図 (A-A断面)

3.2 解析方法

3.2.1 横断面方向

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

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

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

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

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

(1) 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

(2) 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

(3) 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.2.2 縦断面方向

緊急用海水取水管の縦断面方向の評価においては、第3-3図に示すような水平方向に伝播する地震波（進行方向に対して直角方向に振動する進行波）による周辺地盤の変位を考慮する評価手法として応答変位法を適用する。

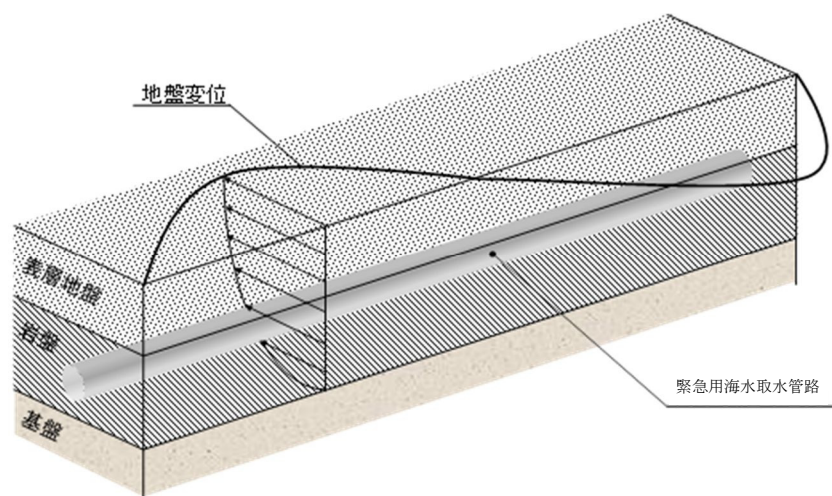
応答変位法による解析には、解析コード「Engineer' s Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム」（解析コード）の概要」に示す。

(1) 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

(2) 地盤

地盤は、非線形バネ要素でモデル化する。



第 3-3 図 縦断面方向の耐震評価イメージ

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

緊急用海水取水管の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

海水により満管状態となる埋設構造物であるため、内外水による静水圧及び動水圧を考慮し、風荷重は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

緊急用海水取水管の地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として内部水による内水圧及び外水圧による荷重を考慮する。

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第3-1表に示す。

第3-1表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + K_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

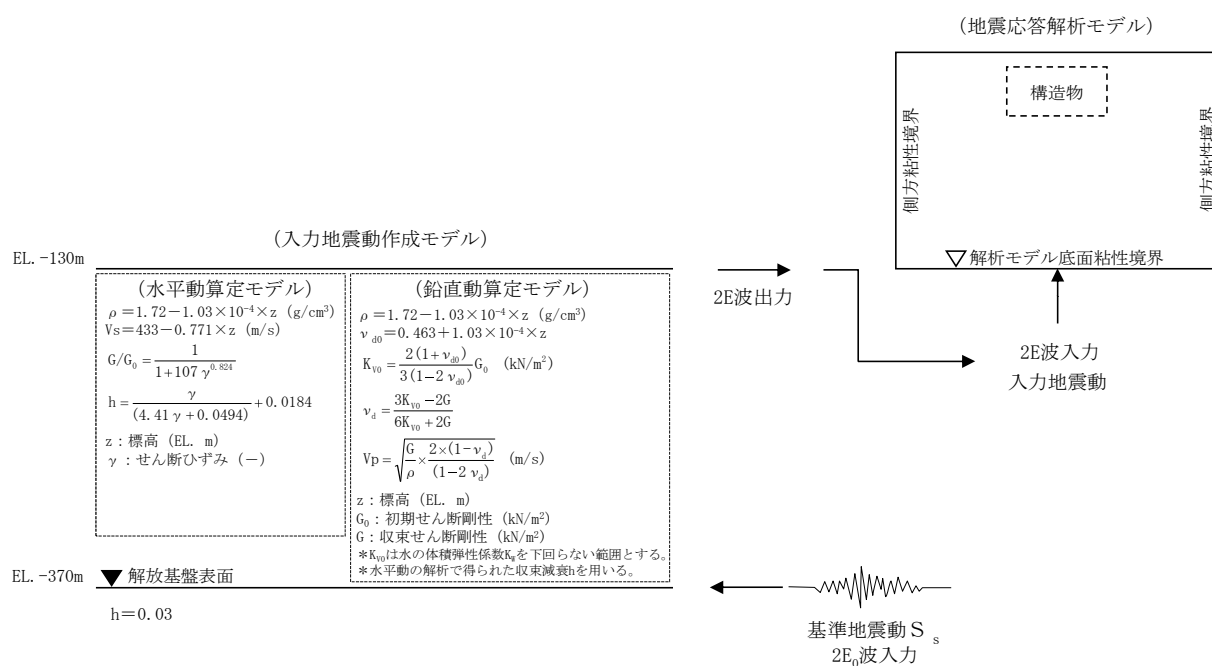
K_s : 地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第3-4図に示す。

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



第3-4図 入力地震動算定の概念図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(1) 横断面方向

緊急用海水取水管の横断面方向地震応答解析モデルを第 3-5 図に示す。

a. 解析領域

解析領域は，側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう，構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

b. 境界条件

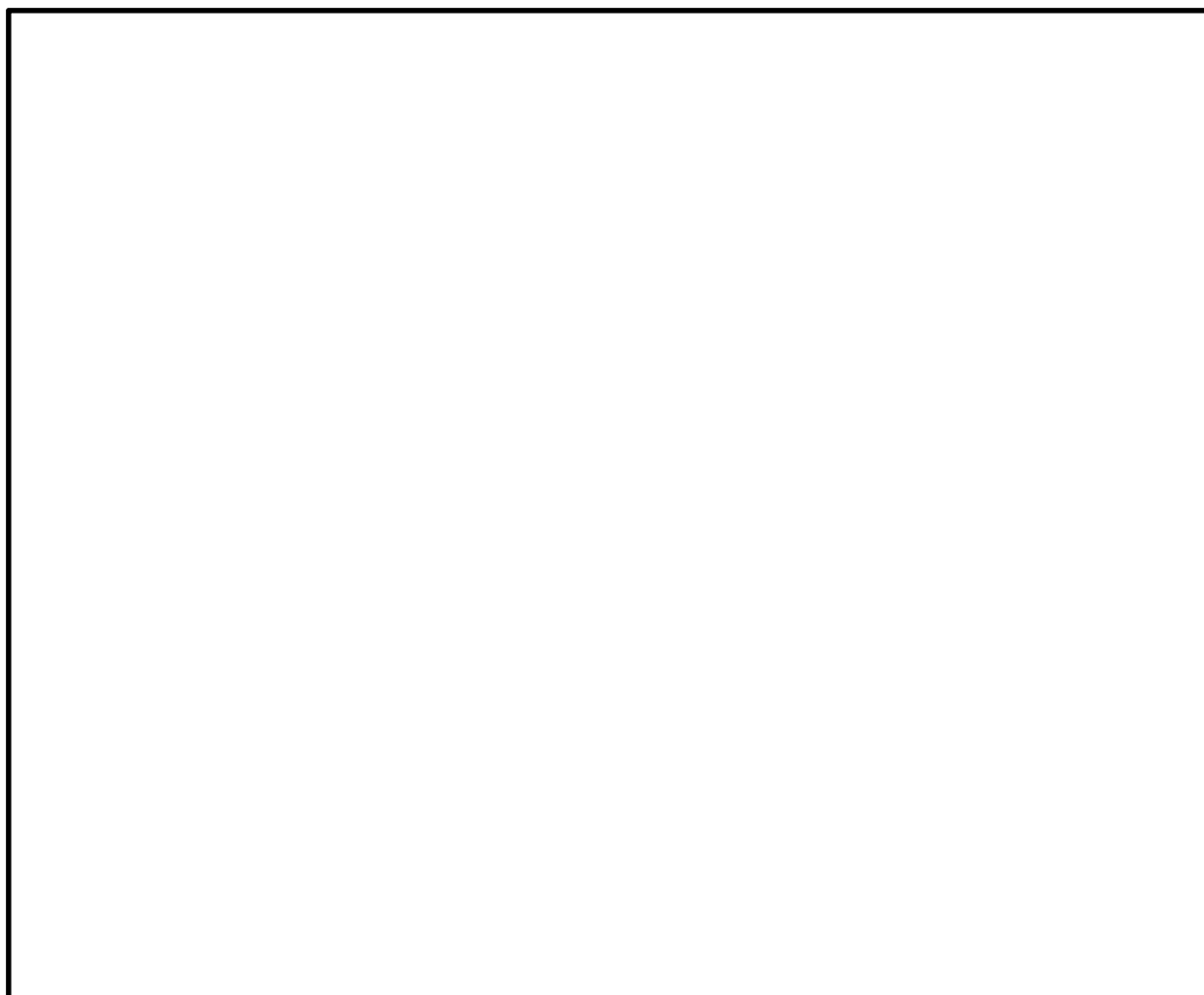
解析領域の側方及び底面には，エネルギーの逸散効果を考慮するための境界条件として粘性境界を設定する。

c. 構造物のモデル化

構造物は，線形はり要素でモデル化する。

d. 地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素でモデル化する。



第 3-5 図 緊急用海水取水管の横断面方向地震応答解析モデル

(2) 縦断面方向

応答変位法による縦断面方向の応力解析の概念図を第 3-6 図, 解析モデルを第 3-7 図に示す。

a. 構造物のモデル化

緊急用海水取水管は, 線形はり要素でモデル化する。

b. 地盤変位

応力解析モデルに入力する地盤変位は, FLIP による 1 次元地盤応答解析結果から得られる地盤変位のうち, 緊急用海水取水管の最深部中心標高に対する S A 用海水ピット取水塔, S A 用海水ピットそれぞれの接続標高における最大水平相対変位及び地震動の波長を考慮して以下の式で与える。

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

ここで,

U_h : 地盤変位 (m)

U_0 : 1 次元地盤応答解析における緊急用海水取水管最深部標高に対する接続高での最大水平相対変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

X : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

縦断面方向の応力解析で管路に発生する応力は, 地震動 (地盤変位) の入射角により発生値が変化する。第 3-2 表に示す通り, 入射角 0° で曲げ応力, 入射角 45° で軸応力が最大となることから, これら 2 ケースの結果から算定される合成応力で評価する。

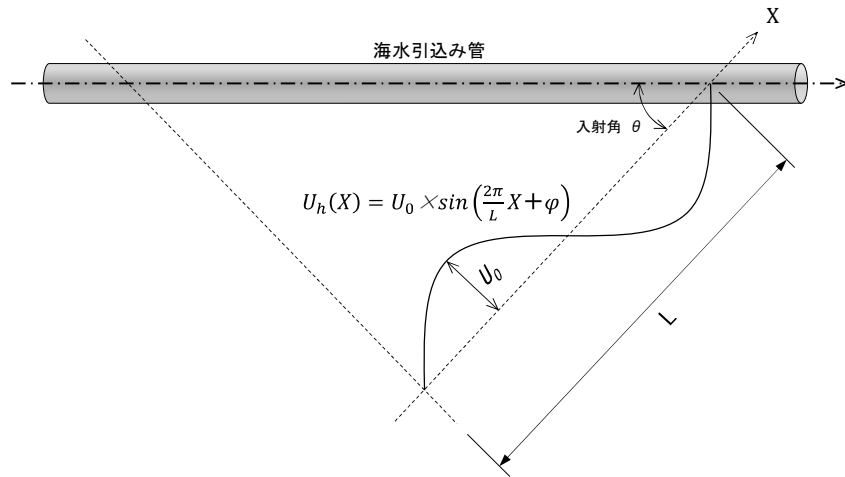
なお, 保守側の評価となるよう地盤の変位振幅が最大となる地震動の値を用いて設定する。

c. 境界条件

緊急用海水取水管路の両端は, S A 用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットと接続されることから固定端としてモデル化する。

d. 地盤のモデル化

地盤は, 非線形バネ要素でモデル化する。



U_h : 地盤変位 (m)

U_0 : 1次元地盤応答解析における緊急用海水取水管最深部標高に対する接続高での最大水平相対変位 (m)

L : 地震動の波長 (m)

X : 地震動に沿った距離 (m)

ϕ : 地震動の位相 (°)

第3-6図 縦断面方向の応力解析の概念図



第 3-7 図 縦断面方向の応力解析モデル

第 3-2 表 縦断面方向応力解析における地震動の入射角と発生応力の関係

地震動の 入射角 θ	応力発生イメージ	備 考
0°		管路と直交方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する曲げ応力が最大となる。軸方向応力は発生しない。
45°		管路と平行方向の地盤変位が最大となるため、管路に発生する軸応力が最大となる。曲げ応力も発生するが、0° 入射の場合よりも小さい。

3.5.2 使用材料

使用材料を第 3-3 表に、材料の物性値を第 3-4 表に示す。

第 3-3 表 使用材料

材料	諸元
鋼管	SM570

第 3-4 表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管	77.0	2.0×10^5	0.3

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

新設屋外重要土木構造物の構造部材の曲げについては許容応力度、構造部材のせん断については許容せん断応力度を許容限界の基本とするが、構造部材のうち、鋼材の曲げについては終局曲率、鋼材のせん断についてはせん断耐力を許容限界とする場合もある。

終局曲率及びせん断耐力に対しては妥当な安全余裕を持たせた許容限界とし、それぞれの安全余裕については各施設の機能要求等を踏まえ設定する。

4.1.1 許容応力度による許容限界

発生応力に対する許容限界は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編，溶接・接合編）-付解説-〔第5回改訂版〕」（（社）電力土木技術協会，平成29年）に準拠した鋼材の短期許容応力度とする。

鋼材の許容応力度を第4-1表に示す。

第4-1表 許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼材	SM570	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	360
		許容せん断応力度 τ_{sa}	202.5

4.1.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

4.2 評価方法

緊急用海水取水管の耐震評価は、「3. 地震応答解析」による解析結果を基に得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.2.1 断面照査

(1) 曲げに対する評価

横断面方向の地震応答解析により算出される曲げ応力と縦断面方向の応答変位法により算出される応力との合成応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) せん断に対する評価

横断面方向の地震応答解析により算出されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

4.2.2 基礎地盤の支持力に対する評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

V-2-10-5 緊急時対策所の耐震性に関する説明書

V-2-10-5-1 緊急時対策所の耐震計算結果

目 次

1. 概要1

2. 耐震評価条件整理1

1. 概要

本資料は、緊急時対策所の設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

緊急時対策所の設備に対して、設計基準対象施設の耐震クラス、重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については、耐震評価における手法及び条件について、既に認可を受けた実績との差異の有無を整理した。また、重大事故等対処施設のうち、設計基準対象施設であるものについては、重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対処施設の評価条件との差異の有無を整理した。結果を第 2-1 表に示す。

緊急時対策所の設備の耐震計算は、第 2-1 表に示す計算書に記載することとする。また、第 2-1 表に示す設備のうち、耐震評価における手法及び条件について、既に認可を受けた実績との差異がない施設の耐震計算は、工事計画の認可実績を示し、入力条件及び評価結果を示すことを基本とする。

なお、既設の設備における弾性設計用地震動 S_d による耐震評価については、基準地震動 S_s による評価結果が弾性設計用地震動 S_d の許容限界を満足する場合、省略することとし、省略せず耐震評価を実施する場合は、静的地震力についても考慮することとする。

第 2-1 表 耐震評価条件整理一覧表

評価対象設備			設計基準対象施設			重大事故等対処施設		
			耐震 クラス	新規制基準施行前 に認可された実績 との差異	耐震計算の 記載箇所	設備分類 ^(注1)	設計基準対象 施設との評価 条件の差異	耐震計算の 記載箇所
緊急時 対策所	緊急時対策所 機能	緊急時対策所	C (新規登録)	—	—	常設／緩和	—	資料 ^(注2) V－2－2

注 1：「常設耐震／防止」は，常設耐震重要重大事故防止設備，「常設／防止」は，常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備，
「常設／緩和」は，常設重大事故緩和設備を示す。

注 2：建物・構築物の耐震評価は，資料 V－2－2 「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性についての計算書」に記載する。

V-2-11 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の
耐震性についての計算書

V-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 耐震評価方針	1
3.1 耐震評価部位	1
3.2 地震応答解析	5
3.3 設計用地震動又は地震力	5
3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ	5
3.5 許容限界	5

1. 概要

本資料は、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設を設計する際に、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5. 波及的影響を考慮すべき下位クラス施設の選定」にて選定した波及的影響を考慮すべき下位クラス施設の耐震評価方針を説明するものである。

2. 基本方針

波及的影響を考慮すべき下位クラス施設は、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「6. 波及的影響を考慮すべき下位クラス施設の耐震設計方針」に基づき、以下「3. 耐震評価方針」に示すとおり、耐震評価部位、地震応答解析、設計用地震動又は地震力、荷重の種類及び荷重の組合せ並びに許容限界を定めて耐震評価を実施する。この耐震評価を実施するものとして、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5. 波及的影響を考慮すべき下位クラス施設の選定」にて選定した波及的影響を考慮すべき下位クラス施設を、建物・構築物及び機器・配管系に分けて第2-1表に示す。

第2-1表 波及的影響の考慮すべき下位クラス施設

	下位クラス施設
建物・構築物	タービン建屋 サービス建屋 廃棄物処理建屋
機器・配管系	ウォータレグシールライン（残留熱除去系） ウォータレグシールライン（高圧炉心スプレイ系） ウォータレグシールライン（低圧炉心スプレイ系） 原子炉遮蔽壁 原子炉建屋クレーン 燃料取替機 制御棒貯蔵ラック 制御棒貯蔵ハンガ 使用済燃料乾式貯蔵建屋クレーン 原子炉ウェル遮蔽ブロック 中央制御室用天井照明 海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備

3. 耐震評価方針

3.1 耐震評価部位

耐震評価部位については、対象設備の構造及び波及的影響の観点进行考慮し、JEAG4601

及び他社プラントを含む工事計画での実績を参照した上で、耐震評価上厳しい箇所を選定する。

3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点

(1) 地盤の不等沈下による影響

a. タービン建屋及びサービス建屋

タービン建屋及びサービス建屋は、地盤の不等沈下により原子炉建屋に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、タービン建屋及びサービス建屋の不等沈下による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に原子炉建屋に影響がないことを確認する。

(2) 建屋間の相対変位による影響

a. タービン建屋及びサービス建屋

タービン建屋及びサービス建屋は、相対変位により原子炉建屋に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、タービン建屋及びサービス建屋の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に原子炉建屋に影響がないことを確認する。

3.1.2 接続部の観点

a. ウォータレグシールライン（残留熱除去系）

上位クラス施設である残留熱除去系配管に系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインは、下位クラス施設のウォータレグシールラインの損傷により、上位クラス施設の残留熱除去系配管のバウンダリ機能の喪失の可能性が否定できない。このため、上位クラス施設の残留熱除去系配管と系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインについて、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

b. ウォータレグシールライン（高圧炉心スプレイ系）

上位クラス施設である高圧炉心スプレイ系配管に系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインは、下位クラス施設のウォータレグシールラインの損傷により、上位クラス施設の高圧炉心スプレイ系配管のバウンダリ機能の喪失の可能性が否定できない。このため、上位クラス施設の高圧炉心スプレイ系配管と系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインについて、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

c. ウォータレグシールライン（低圧炉心スプレイ系）

上位クラス施設である低圧炉心スプレイ系配管に系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインは、下位クラス施設のウォータレグシールラインの損傷により、上位クラス施設の低圧炉心スプレイ系配管のバウンダリ機能の

喪失の可能性が否定できない。このため、上位クラス施設の低圧炉心スプレイ系配管と系統上接続されている下位クラス施設のウォータレグシールラインについて、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

3.1.3 屋内施設の損傷・転倒及び落下等の観点

a. 原子炉遮蔽壁

下位クラス施設である原子炉遮蔽壁は、上位クラス施設である原子炉圧力容器に隣接していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒により、原子炉圧力容器に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、固定部の評価を実施する。

b. 原子炉建屋クレーン

下位クラス施設である原子炉建屋クレーンは、上位クラス施設である使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等の上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

c. 燃料取替機

下位クラス施設である燃料取替機は、上位クラス施設である使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックの上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により、使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

d. 制御棒貯蔵ラック及び制御棒貯蔵ハンガ

下位クラス施設である制御棒貯蔵ラック及び制御棒貯蔵ハンガは、上位クラス施設である使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックの上部又は隣接して設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により、使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

e. 使用済燃料乾式貯蔵建屋クレーン

下位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵建屋クレーンは、上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器の上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う転倒又は落下により、使用済燃料乾式貯蔵容器

に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

f. 原子炉ウェル遮蔽ブロック

下位クラス施設である原子炉ウェル遮蔽ブロックは、上位クラス施設である原子炉格納容器の上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、原子炉格納容器に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

g. 中央制御室用天井照明

下位クラス施設である中央制御室用天井照明は、上位クラス施設である緊急時炉心冷却系操作盤、原子炉補機操作盤等の上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、緊急時炉心冷却系操作盤、原子炉補機操作盤等に衝突し波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

3.1.4 屋外施設の損傷・転倒及び落下等の観点

a. 海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備

下位クラス施設である海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備は、上位クラス施設である残留熱除去系海水系ポンプ、残留熱除去系海水系ストレーナ等の上部に設置していることから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に伴う落下により、残留熱除去系海水系ポンプ、残留熱除去系海水系ストレーナ等に衝突し、波及的影響を及ぼすおそれが否定できない。このため主要構造部材の評価を実施する。

b. タービン建屋、サービス建屋

タービン建屋及びサービス建屋は、転倒により原子炉建屋に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、原子炉建屋への衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に原子炉建屋に影響がないことを確認する。

c. 廃棄物処理建屋

廃棄物処理建屋は、転倒により原子炉建屋、非常用ガス処理系配管等に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、原子炉建屋、非常用ガス処理系配管等への衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に原子炉建屋、非常用ガス処理系配管等に影響がないことを確認する。

各施設の評価に必要な詳細構造計画は各計算書に示す。

3.2 地震応答解析

地震応答解析については、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.2 地震応答解析」に基づき、下位クラス施設に適用する方法として、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の建物・構築物、機器・配管系又は屋外重要土木構造物それぞれの地震応答解析の方針に従い実施する。

3.3 設計用地震動又は地震力

設計用地震動又は地震力については、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.3 地震応答解析」に基づき、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力として、基準地震動 S_s を適用する。

3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ

荷重の種類及び組合せについては、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.4 荷重の種類及び荷重の組合せ」に基づき、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設の運転状態において下位クラス施設に発生する荷重は、上位クラス施設がSクラス施設の場合は運転状態Ⅰ～Ⅳとして、重要SA施設の場合は運転状態Ⅴとして発生する荷重を設定し、V-2-1-9「機能維持の基本方針」の設計基準対象施設又は常設重大事故等対処施設の荷重の組合せをそれぞれ適用する。

また、屋外に設置されている施設については、V-2-1-9「機能維持の基本方針」の風荷重及び積雪荷重の組合せの考え方にに基づき設定する。

3.5 許容限界

波及的影響を考慮すべき下位クラス施設の評価に用いる許容限界については、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態において、下位クラス施設が波及的影響を及ぼすおそれがないよう、また、上位クラス施設の機能に影響がないよう、以下、建物・構築物及び機器・配管系に分けて設定する。

3.5.1 建物・構築物

下位クラス施設が建物・構築物の場合、V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、終局耐力を許容限界として、鉄筋コンクリート造耐震壁を主要構造とする建物・構築物についてはJEAG4601に基づく最大せん断ひずみ、それ以外の建物・構築物については崩壊機構が形成されないこと又は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」（（社）日本建築学会、2005）等に基づく終局耐力を設定することを基本とする。

また、上位クラス施設の耐震評価部位が、衝突荷重を受ける場合、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す許容値を満足するよう設定する。

3.5.2 機器・配管系

下位クラス施設が機器・配管系の場合，V-2-1-5「波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき，破断延性限界に十分な余裕を有していることに相当する許容限界として，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す許容応力状態 IV_{AS} を設定する。

V-2-11-2 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の
耐震性についての計算書

V-2-11-2-1 燃料取替機の耐震性についての計算書

目次

1. 一般事項	1
1.1 適用基準	1
1.2 計算条件	1
1.3 計算精度と数値の丸め方	3
2. 構造説明	4
2.1 構造計画	4
3. 計算方法	5
3.1 固有周期の計算方法	5
3.2 応力の計算方法	6
3.2.1 荷重の組合せ及び許容応力	6
3.2.2 脱線防止ラグ，走行レール及び横行レールの応力	8
4. 評価方法	21
4.1 固有周期の評価	21
4.2 応力の評価	21
4.2.1 燃料取替機構造物フレーム，脱線防止ラグ，走行レール 及び横行レールの応力評価	21
4.2.2 脱線防止ラグ取付ボルトの応力評価	21

1. 一般事項

本計算書は、燃料取替機（耐震設計上の重要度分類B-2 クラス）の耐震性についての計算方法と計算結果を示す。燃料取替機が設計用地震動に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、Sクラス設備への波及的影響を及ぼさないことを説明するものであり、その耐震評価は地震応答解析、応力評価、及び荷重評価により行う。

1.1 適用基準

本計算書においては、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 及び J E A G 4 6 0 1 -1987）（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 昭和 59 年 9 月及び昭和 62 年 8 月）に準拠して評価する。

1.2 計算条件

(1) 構造概要

図 1-1 に構造概要図を、2 章に構造説明を示す。

(2) 燃料取替機のブリッジ及びトロリは、各々走行レール及び横行レール上に乗っているので地震時、走行方向に対しては、最大静止摩擦係数以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

ブリッジ及びトロリの車輪は各々4個であり、そのうち各々2個は摩擦を受ける駆動輪であり、他の2個は従動輪である。

ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu = \square$ とすれば、水平力は鉛直方向荷重 $\times \mu \times \square =$ 鉛直方向荷重 $\times \square$ である。

(3) ブリッジ及びトロリは、走行方向に直角な方向に対しては、脱線防止ラグによって荷重を支持する。

(4) 評価部材

評価部材は、燃料取替機及び吊荷の落下により、Sクラス設備が損傷することを防止するために、燃料取替機構造物フレーム、脱線防止ラグ、走行レール、横行レール、及び吊具（ワイヤロープ及び先端金具）を選定する。

(5) 評価ケース

以下に示すケースにて評価を実施する。設計基準対象施設としての条件に対する評価条件では，燃料取替機の運転状態を想定しケース 1，2 について評価する。重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では，燃料取替機の待機状態を想定しケース 2 について評価する。

評価対象		燃料取替機本体，吊具	
評価ケース No.		1	2
トロリ位置	中央	●	—
	端部	—	●*

注記 *：重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では吊荷の落下評価は対象外とする。

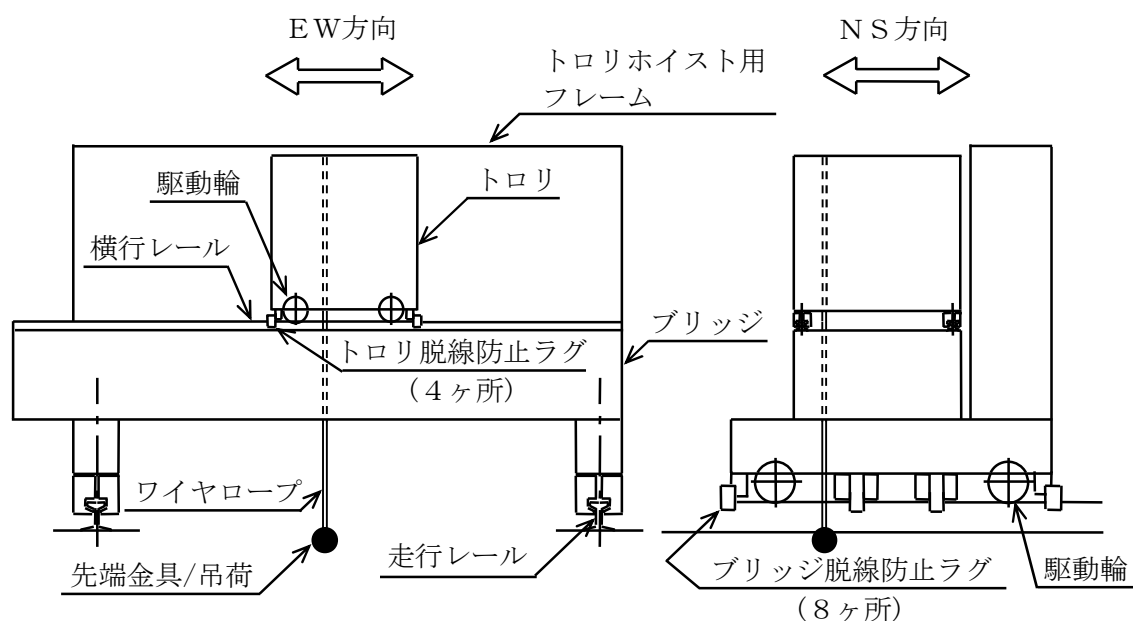


図 1-1 構造概要図

1.3 計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表1-1に示すとおりとする。

表1-1 表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度		—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度		℃	—	—	整数位
質量		kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	—	整数位 *1
	厚さ	mm	—	—	小数点以下第1位
断面積		mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 *2
モーメント		N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 *2
力		N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 *2
算出応力		MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力 *3		MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記 *1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は、小数点以下第1位表示とする。

*2：絶対値が1000以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て、整数位までの値とする。

2. 構造説明

2.1 構造計画

燃料取替機の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

主要区分	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
燃料取替機	走行レール上をブリッジが走行し、ブリッジ上部の横行レール上をトロリが横行する。 ブリッジ及びトロリは各々脱線防止ラグを備えている。 また吊荷はトロリに設置されたホイストからのワイヤロープ及び先端金具を介して吊上げ・吊下げ・移動を行う。	ブリッジ トロリ	EW方向 トロリホイスト用フレーム NS方向 駆動輪 横行レール トロリ ブリッジ トロリ脱線防止ラグ (4ヶ所) ワイヤロープ 先端金具/吊荷 走行レール ブリッジ脱線防止ラグ (8ヶ所) 駆動輪

3. 計算方法

3.1 固有周期の計算方法

(1) 計算モデル

燃料取替機は、を用いた有限要素モデルとする。

また、燃料取替機の質量としてブリッジ、トロリの構造物及び搭載機器を考える。

(2) 固有周期

固有周期は、計算機コード「SAP-IV」を用いて求める。

なお、評価に用いる計算機コード「SAP-IV」の検証及び妥当性確認等の概要については、付録 17「計算機プログラム（解析コード）の概要・SAP-IV」に示す。

3.2 応力の計算方法

3.2.1 荷重の組合せ及び許容応力

燃料取替機の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-1 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 3-2 に、許容応力を表 3-3 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料取替機	B-2	その他の 支持構造物	$D + P_d + M_d + S_s$	$IV_A S$

表 3-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料取替機	—	その他の 支持構造物	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	$V_A S^*$

注記 *： $V_A S$ として、 $IV_A S$ の許容限界を用いる。

表 3-3 許容応力（その他の支持構造物（設計基準対象施設としての評価及び重大事故等対処設備としての評価））

許容応力状態	許容限界 (ボルト等以外)				許容限界 (ボルト等)
	一次応力				一次応力
	引張り	せん断	圧縮	組合せ	せん断
$IV_A S$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_c^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$
$V_A S^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_c^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記 * : $V_A S$ として, $IV_A S$ の許容限界を用いる。

3.2.2 脱線防止ラグ，走行レール及び横行レールの応力

(1) 計算方法（ブリッジ）

ブリッジ脱線防止ラグに加わる荷重（ $P_1 \sim P_8$ ）を計算機コード「SAP-IV」を用いて，モーダルスペクトル解析及び静解析により求める。

a. ブリッジ脱線防止ラグの応力

ブリッジ脱線防止ラグの応力を図 3-3 を用いて計算する。負担力は， $P_1 \sim P_8$ の平均の値を F_{HB} ，及び F_{VB} とする。

鉛直力 F_{VB} はラグー組（2 個）に分散し，1 個当たりの負担力は次式となる。

$$F_{Vb} = \frac{F_{VB}}{2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.1)$$

(a) 曲げ応力

・ A 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{1B} = F_{HB} \cdot h_{1B} + F_{Vb} \cdot \left[h_{2B} + \frac{a_{1B}}{2} \right] \quad \dots \dots (3.2.3.2)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{1B} = \frac{a_{1B}^2 \cdot b_{1B}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.3)$$

$$Z_{p1B} = \frac{a_{1B}^2 \cdot b_{1B}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.4)$$

断面積は次式となる。

$$A_{1B} = a_{1B} \cdot b_{1B} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.5)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1B} = \frac{F_{Vb}}{A_{1B}} + \frac{M_{1B}}{Z_{1B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.6)$$

$$\sigma_{p1B} = \frac{F_{Vb}}{A_{1B}} + \frac{M_{1B}}{Z_{p1B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.7)$$

・ B 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{2B} = F_{Vb} \cdot h_{2B} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.8)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{2B} = \frac{a_{2B}^2 \cdot b_{2B}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.9)$$

$$Z_{p2B} = \frac{a_{2B}^2 \cdot b_{2B}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.10)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{2B} = \frac{M_{2B}}{Z_{2B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.11)$$

$$\sigma_{p2B} = \frac{M_{2B}}{Z_{p2B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.12)$$

(b) せん断応力

・ A 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{1B} = a_{1B} \cdot b_{1B} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.13)$$

負担力 F_{HB} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{1B} = \frac{F_{HB}}{A_{1B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.14)$$

・ B 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{2B} = a_{2B} \cdot b_{2B} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.15)$$

負担力 F_{Vb} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{2B} = \frac{F_{Vb}}{A_{2B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.16)$$

(c) 組合せ応力

・ A 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1B} = \sqrt{\sigma_{1B}^2 + 3 \cdot \tau_{1B}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.17)$$

$$\sigma_{pc1B} = \sqrt{\sigma_{p1B}^2 + 3 \cdot \tau_{1B}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.18)$$

・ B 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c2B} = \sqrt{\sigma_{2B}^2 + 3 \cdot \tau_{2B}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.19)$$

$$\sigma_{pc2B} = \sqrt{\sigma_{p2B}^2 + 3 \cdot \tau_{2B}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.20)$$

(d) 取付ボルトのせん断応力

せん断力を受けるボルト 1 本の断面積は次式となる。

$$A_{bB} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{1B}^2 \quad \dots \dots \dots (3.2.3.21)$$

せん断力は、取付ボルト n_{1B} 本で受けるものとし、ボルト 1 本にかかるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{bB} = \frac{\sqrt{F_{HB}^2 + F_{Vb}^2}}{2 \cdot n_{1B} \cdot A_{bB}} \dots\dots\dots (3.2.3.22)$$

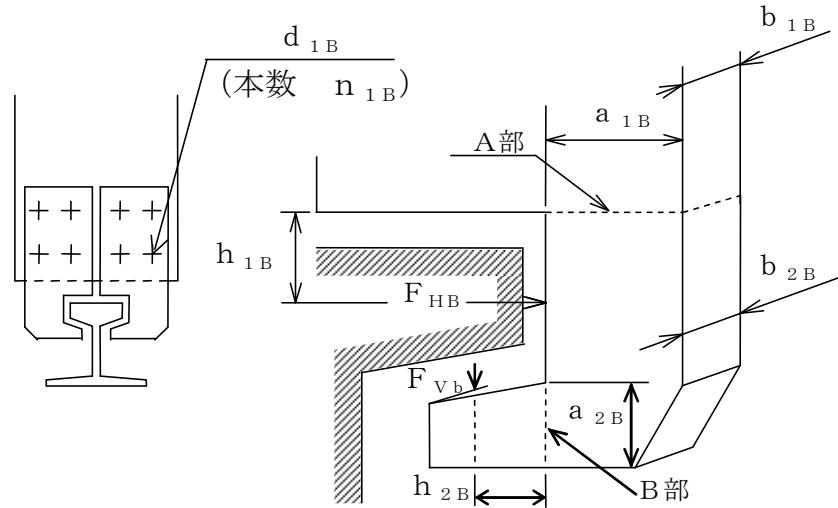


図 3-1 ブリッジ脱線防止ラグ

b. 走行レールの応力

走行レールの応力評価は 3.2.3(1)a 項で求めた荷重 ($P_1 \sim P_8$) の平均の値を F_{HB} 、及び F_{Vb} とする。

ブリッジ脱線防止ラグに作用する鉛直力 F_{Vb} は図 3-2 (BV) に示す斜線部のように走行レールに分散する。

ブリッジ脱線防止ラグに作用する水平力 F_{HB} は図 3-2 (BH) に示す斜線部のように走行レールに分散する。

(a) 曲げ応力

・ C 部

幅は次式となる。

$$b_{3B} = b_{2B} + 2 \cdot (h_{3B} + L_{3B}) \dots\dots\dots (3.2.3.23)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{3B} = F_{Vb} \cdot h_{3B} \dots\dots\dots (3.2.3.24)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{3B} = \frac{a_{3B}^2 \cdot b_{3B}}{6} \dots\dots\dots (3.2.3.25)$$

$$Z_{p3B} = \frac{a_{3B}^2 \cdot b_{3B}}{6} \dots\dots\dots (3.2.3.26)$$

断面積は次式となる。

$$A_{3B} = a_{3B} \cdot b_{3B} \dots\dots\dots (3.2.3.27)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{3B} = \frac{F_{HB}}{A_{3B}} + \frac{M_{3B}}{Z_{3B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.28)$$

$$\sigma_{p3B} = \frac{F_{HB}}{A_{3B}} + \frac{M_{3B}}{Z_{p3B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.29)$$

・ D 部

幅は次式となる。

$$b_{4B} = b_{2B} + 2 \cdot (h_{4B} + L_{4B}) \quad \dots \dots \dots (3.2.3.30)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{4B} = F_{HB} \cdot h_{4B} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.31)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{4B} = \frac{a_{4B}^2 \cdot b_{4B}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.32)$$

$$Z_{p4B} = \frac{a_{4B}^2 \cdot b_{4B}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.33)$$

断面積は次式となる。

$$A_{4B} = a_{4B} \cdot b_{4B} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.34)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{4B} = \frac{2 \cdot F_{Vb}}{A_{4B}} + \frac{M_{4B}}{Z_{4B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.35)$$

$$\sigma_{p4B} = \frac{2 \cdot F_{Vb}}{A_{4B}} + \frac{M_{4B}}{Z_{p4B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.36)$$

(b) せん断応力

せん断応力は次式となる。

・ C 部

$$\tau_{3B} = \frac{F_{Vb}}{A_{3B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.37)$$

・ D 部

$$\tau_{4B} = \frac{F_{HB}}{A_{4B}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.38)$$

(c) 組合せ応力

・ C 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{C3B} = \sqrt{\sigma_{3B}^2 + 3 \cdot \tau_{3B}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.39)$$

$$\sigma_{pC3B} = \sqrt{\sigma_{p3B}^2 + 3 \cdot \tau_{3B}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.40)$$

• D 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{C4B} = \sqrt{\sigma_{4B}^2 + 3 \cdot \tau_{4B}^2} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (3.2.3.41)$$

[illegible]

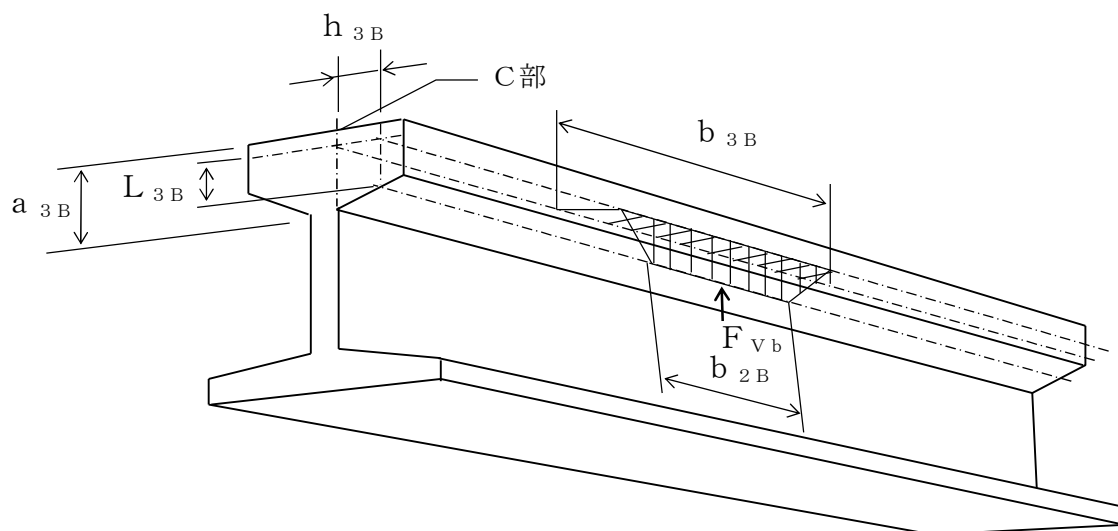


図 3-2 (BV) 走行レール

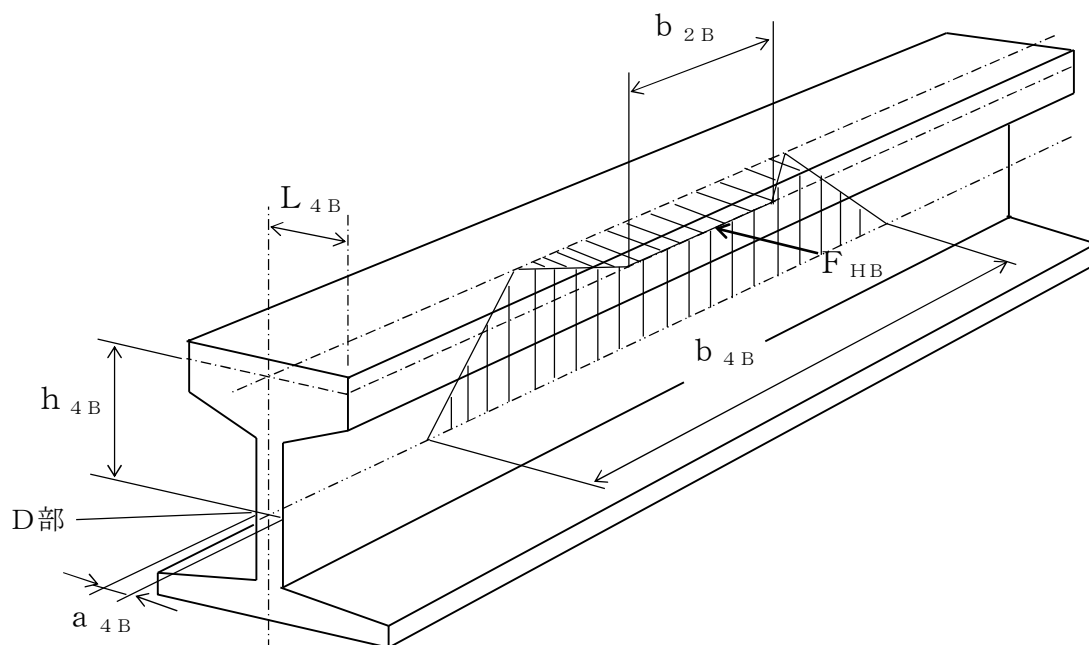


図 3-2 (BH) 走行レール

(2) 計算方法（トロリ）

トロリ脱線防止ラグに加わる荷重（ $P_9 \sim P_{12}$ ）を計算機コード「SAP-IV」を用いて、モーダルスペクトル解析及び静解析により求める。

a. トロリ脱線防止ラグの応力

トロリ脱線防止ラグの応力を図 3-4 を用いて計算する。負担力は、 $P_9 \sim P_{12}$ の平均の値を F_{HT} 、及び F_{VT} とする。

水平力 F_{HT} は図 3-3 に示すようにトロリ脱線防止ラグに分散する。

鉛直力 F_{VT} はラグー組（2 個）に分散し、1 個当たりの負担力は次式となる。

$$F_{Vt} = \frac{F_{VT}}{2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.43)$$

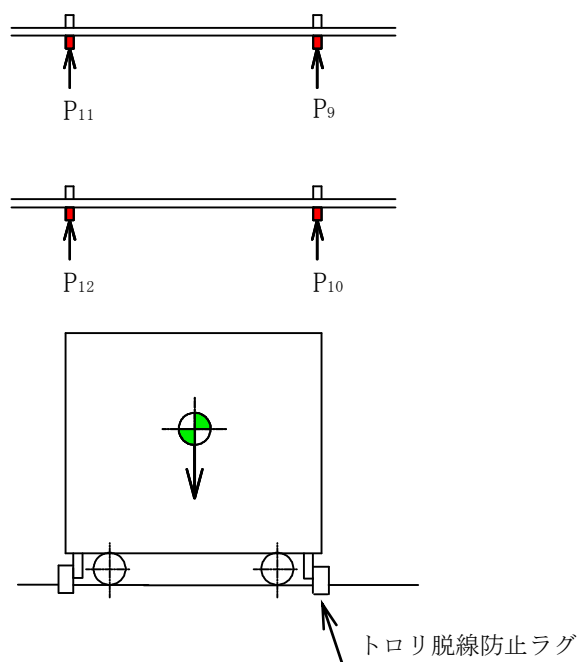


図 3-3 計算モデル

(a) 曲げ応力

・ A 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{1T} = F_{HT} \cdot h_{1T} + F_{Vt} \cdot \left[h_{2T} + \frac{a_{1T}}{2} \right] \quad \dots \quad (3.2.3.44)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{1T} = \frac{a_{1T}^2 \cdot b_{1T}}{6} \quad \dots \quad (3.2.3.45)$$

$$Z_{p1T} = \frac{a_{1T}^2 \cdot b_{1T}}{6} \quad \dots \quad (3.2.3.46)$$

断面積は次式となる。

$$A_{1T} = a_{1T} \cdot b_{1T} \quad \dots \quad (3.2.3.47)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1T} = \frac{F_{Vt}}{A_{1T}} + \frac{M_{1T}}{Z_{1T}} \quad \dots \quad (3.2.3.48)$$

$$\sigma_{p1T} = \frac{F_{Vt}}{A_{1T}} + \frac{M_{1T}}{Z_{p1T}} \quad \dots \quad (3.2.3.49)$$

・ B 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{2T} = F_{Vt} \cdot h_{2T} \quad \dots \quad (3.2.3.50)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{2T} = \frac{a_{2T}^2 \cdot b_{2T}}{6} \quad \dots \quad (3.2.3.51)$$

$$Z_{p2T} = \frac{a_{2T}^2 \cdot b_{2T}}{6} \quad \dots \quad (3.2.3.52)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{2T} = \frac{M_{2T}}{Z_{2T}} \quad \dots \quad (3.2.3.53)$$

$$\sigma_{p2T} = \frac{M_{2T}}{Z_{p2T}} \quad \dots \quad (3.2.3.54)$$

(b) せん断応力

・ A 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{1T} = a_{1T} \cdot b_{1T} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.55)$$

負担力 F_{HT} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{1T} = \frac{F_{HT}}{A_{1T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.56)$$

・ B 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{2T} = a_{2T} \cdot b_{2T} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.57)$$

負担力 F_{Vt} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{2T} = \frac{F_{Vt}}{A_{2T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.58)$$

(c) 組合せ応力

・ A 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1T} = \sqrt{\sigma_{1T}^2 + 3 \cdot \tau_{1T}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.59)$$

$$\sigma_{pc1T} = \sqrt{\sigma_{p1T}^2 + 3 \cdot \tau_{1T}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.60)$$

・ B 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c2T} = \sqrt{\sigma_{2T}^2 + 3 \cdot \tau_{2T}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.61)$$

$$\sigma_{pc2T} = \sqrt{\sigma_{p2T}^2 + 3 \cdot \tau_{2T}^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.62)$$

(d) 取付ボルトのせん断応力

せん断力を受けるボルト 1 本の断面積は次式となる。

$$A_{bT} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{1T}^2 \quad \dots \dots \dots (3.2.3.63)$$

せん断力は、取付ボルト n_{1T} 本で受けるものとし、ボルト 1 本にかかるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{bT} = \frac{\sqrt{F_{HT}^2 + F_{Vt}^2}}{n_{1T} \cdot A_{bT}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.64)$$

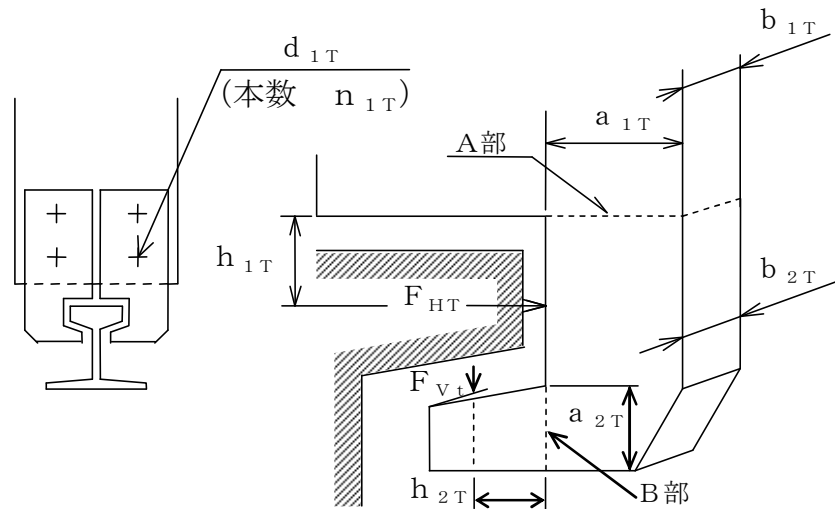


図 3-4 トロリ脱線防止ラグ

b. 横行レールの応力

横行レールの応力評価は 3. 2. 3 (2) a 項で求めた荷重 ($P_9 \sim P_{12}$) の平均の値を F_{HT} 、及び F_{Vt} とする。

トロリ脱線防止ラグに作用する鉛直力 F_{Vt} は図 3-5 (TV) に示す斜線部のように横行レールに分散する。

トロリ脱線防止ラグに作用する水平力 F_{HT} は図 3-5 (TH) に示す斜線部のように横行レールに分散する。

(a) 曲げ応力

・ C 部

幅は次式となる。

$$b_{3T} = b_{2T} + 2 \cdot (h_{3T} + L_{3T}) \quad \dots \dots \dots (3. 2. 3. 65)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{3T} = F_{Vt} \cdot h_{3T} \quad \dots \dots \dots (3. 2. 3. 66)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{3T} = \frac{a_{3T}^2 \cdot b_{3T}}{6} \quad \dots \dots \dots (3. 2. 3. 67)$$

$$Z_{p3T} = \frac{a_{3T}^2 \cdot b_{3T}}{6} \quad \dots \dots \dots (3. 2. 3. 68)$$

断面積は次式となる。

$$A_{3T} = a_{3T} \cdot b_{3T} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.69)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{3T} = \frac{F_{HT}}{A_{3T}} + \frac{M_{3T}}{Z_{3T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.70)$$

$$\sigma_{p3T} = \frac{F_{HT}}{A_{3T}} + \frac{M_{3T}}{Z_{p3T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.71)$$

・ D 部

幅は次式となる。

$$b_{4T} = b_{2T} + 2 \cdot (h_{4T} + L_{4T}) \quad \dots \dots \dots (3.2.3.72)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{4T} = F_{HT} \cdot h_{4T} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.73)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{4T} = \frac{a_{4T}^2 \cdot b_{4T}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.74)$$

$$Z_{p4T} = \frac{a_{4T}^2 \cdot b_{4T}}{6} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.75)$$

断面積は次式となる。

$$A_{4T} = a_{4T} \cdot b_{4T} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.76)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{4T} = \frac{2 \cdot F_{Vt}}{A_{4T}} + \frac{M_{4T}}{Z_{4T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.77)$$

$$\sigma_{p4T} = \frac{2 \cdot F_{Vt}}{A_{4T}} + \frac{M_{4T}}{Z_{p4T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.78)$$

(b) せん断応力

せん断応力は次式となる。

・ C 部

$$\tau_{3T} = \frac{F_{Vt}}{A_{3T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.79)$$

・ D 部

$$\tau_{4T} = \frac{F_{HT}}{A_{4T}} \quad \dots \dots \dots (3.2.3.80)$$

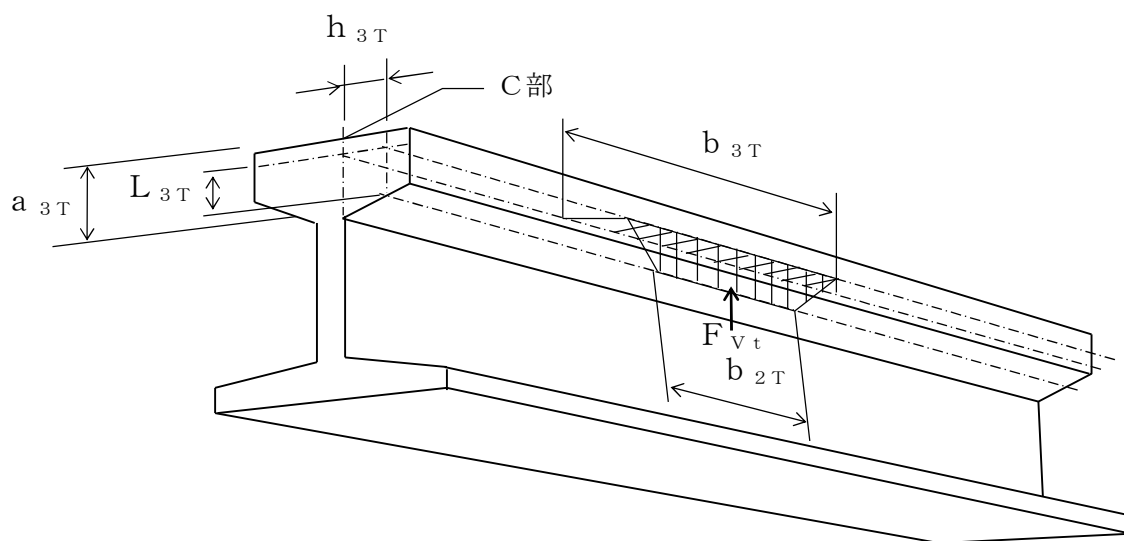


図 3-5 (TV) 横行レール

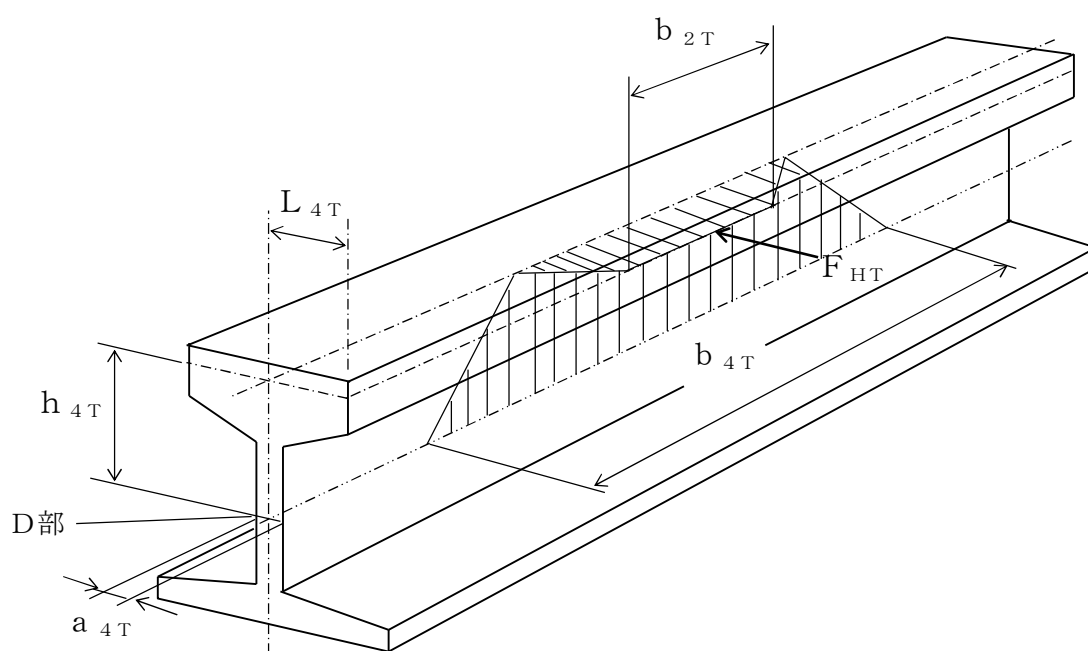


図 3-5 (TH) 横行レール

4. 評価方法

4.1 固有周期の評価

燃料取替機は、剛構造であればその水平震度における静解析を実施し、剛構造でなければ動解析を実施する。

ただし、レールと車輪の走行方向のすべりを考慮し、ブリッジのNS方向及びトロリのNS、EW方向については、3.1項で求めた固有周期にかかわらず、1.2項で述べた最大静止摩擦係数より求めた値を水平方向設計震度とする。

4.2 応力の評価

4.2.1 脱線防止ラグ、走行レール及び横行レールの応力評価

3.2.2項で求めた脱線防止ラグ、走行レール及び横行レールの各応力が次式より求めた許容応力以下であること。

	許容曲げ応力	許容せん断応力	許容組合せ応力
計算式	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.2.2 脱線防止ラグ取付ボルトの応力評価

3.2.2項で求めた脱線防止ラグ取付ボルトの応力が次式より求めた許容せん断応力以下であること。

	許容せん断応力
計算式	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

V-2-11-2-2 原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算書

目次

1. 一般事項	1
1.1 適用基準	1
1.2 計算条件	1
1.3 設計条件	4
1.4 記号の説明	7
1.5 計算精度と数値の丸め方	9
2. 構造説明	10
2.1 構造計画	10
3. 計算方法	11
3.1 固有周期の計算方法	11
3.2 応力の計算方法	13
3.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態	13
3.2.2 クレーン本体ガーダの応力	15
3.2.3 落下防止金具の応力	19
3.2.4 トロリストッパの応力	20
3.3 浮上り量の計算方法	21
3.3.1 クレーン本体ガーダの浮上り量	21
3.3.2 トロリの浮上り量	21
3.4 吊具の荷重計算方法	21
4. 評価方法	21
4.1 固有周期の評価	21
4.2 応力の評価	22
4.2.1 クレーン本体ガーダの応力評価	22
4.2.2 落下防止金具の応力評価	23
4.2.3 トロリストッパの応力評価	23
4.3 浮上り量の評価	23
4.3.1 クレーン本体ガーダの浮上り量の評価	23
4.3.2 トロリの浮上り量の評価	23
4.4 吊具の評価	23
5. 設計条件（設計基準対象施設）	24
6. 機器要目（設計基準対象施設）	24
7. 計算数値（設計基準対象施設）	25
7.1 クレーン本体ガーダに生じる応力	25
7.2 落下防止金具に生じる応力	25
7.3 トロリストッパに生じる応力	25
7.4 浮上り量	25

7.5 吊具荷重	25
8. 結論（設計基準対象施設）	26
8.1 固有周期	26
8.2 応力	26
8.3 浮上り量	26
8.4 吊具荷重	26
9. 設計条件（重大事故等対処設備）	27
10. 機器要目（重大事故等対処設備）	27
11. 計算数値（重大事故等対処設備）	28
11.1 クレーン本体ガードに生じる応力	28
11.2 落下防止金具に生じる応力	28
11.3 トロリストッパに生じる応力	28
11.4 浮上り量	28
12. 結論（重大事故等対処設備）	29
12.1 固有周期	29
12.2 応力	29
12.3 浮上り量	29

1. 一般事項

本計算書は、原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）（耐震設計上の重要度分類B-2クラス）の耐震性についての計算方法と計算結果を示す。クレーンが設計用地震動に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、Sクラス設備への波及的影響を及ぼさないことを説明するものであり、その耐震評価は地震応答解析、応力評価、浮上り評価及び荷重評価により行う。

1.1 適用基準

本計算書においては、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984 及び JEAG 4601-1987）（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 昭和 59 年 9 月及び昭和 62 年 8 月）に準拠して評価する。

1.2 計算条件

(1) 構造概要

図 1-1 に構造概要図を、2 章に構造説明を示す。

(2) 走行方向（NS 方向）水平力

- a. クレーンは、走行レール上に乗っているだけで、建屋とは固定されていないので、走行方向（NS 方向）の水平力がクレーンに加わっても、クレーンはレール上をすべるだけで、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- b. クレーンの走行車輪は 8 個であり、そのうちの 2 個は駆動輪、他の 6 個が従動輪である。
- c. 駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加われば、レール上をすべる。
- d. 従動輪は、回転部分が連結されていないので、駆動輪のみで水平力を受ける。
- e. 最大静止摩擦係数を $\mu = \square$ とする。

したがって、クレーン本体ガーダ（以下「ガーダ」という。）の走行方向（NS 方向）に作用する水平力は、以下に示す本クレーンの最大静止摩擦力より求める。

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \square \text{ 鉛直方向荷重} \times \square$$

(3) 横行方向（EW 方向）水平力

a. ガーダ関係

横行方向（EW 方向）は、走行レールに対して直角方向であるため、ガーダは建屋と固定されているものとし、水平力がそのままガーダに作用する。

b. トロリ関係

- (a) トロリはガーダ上の横行レール上に乗っているだけで、ガーダとは固定されていないので、水平力がトロリに加わっても、トロリはレール上をすべるだけで、トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- (b) トロリの横行車輪は 4 個であり、そのうちの 2 個は駆動輪、他の 2 個は従動輪である。
- (c) トロリの駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加

速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加われば、レール上をすべる。

(d) トロリの従動輪は、回転部分が連結されていないので、駆動輪のみで水平力を受ける。

(e) 最大静止摩擦係数を μ とする。

したがって、ガーダの横行方向（EW 方向）に作用するトロリの水平力は、以下に示す最大静止摩擦力より求める。

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \quad \text{鉛直方向荷重} \times$$

(4) 鉛直方向（UD 方向）

クレーン及びトロリは、レール上に乗っており、鉛直下向き方向には建屋に支持される構造であるが、鉛直上向き方向には浮上り代を設けた構造としている。そのため、鉛直方向（UD 方向）には浮上りを考慮した評価を実施する。

(5) 評価部材

評価部材は、クレーン及び吊荷の落下により、S クラス設備が損傷することを防止するために、クレーン本体ガーダ、落下防止金具、トロリストッパ及び吊具（ワイヤロープ及びフック）を選定する。

(6) 評価ケース

以下に示すケースにて評価を実施する。設計基準対象施設としての条件に対する評価条件では、クレーンの運転状態を想定しケース1, 2について評価する。重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では、クレーンの待機状態を想定しケース3について評価する。

評価対象		クレーン本体ガーダ， 浮上り量，吊具		
評価ケース No.		1	2	3
トロリ位置	中央	●*	—	—
	端部	—	●	○

●：吊荷有 ○：吊荷無

注記 *：吊荷については、落下評価も実施する。

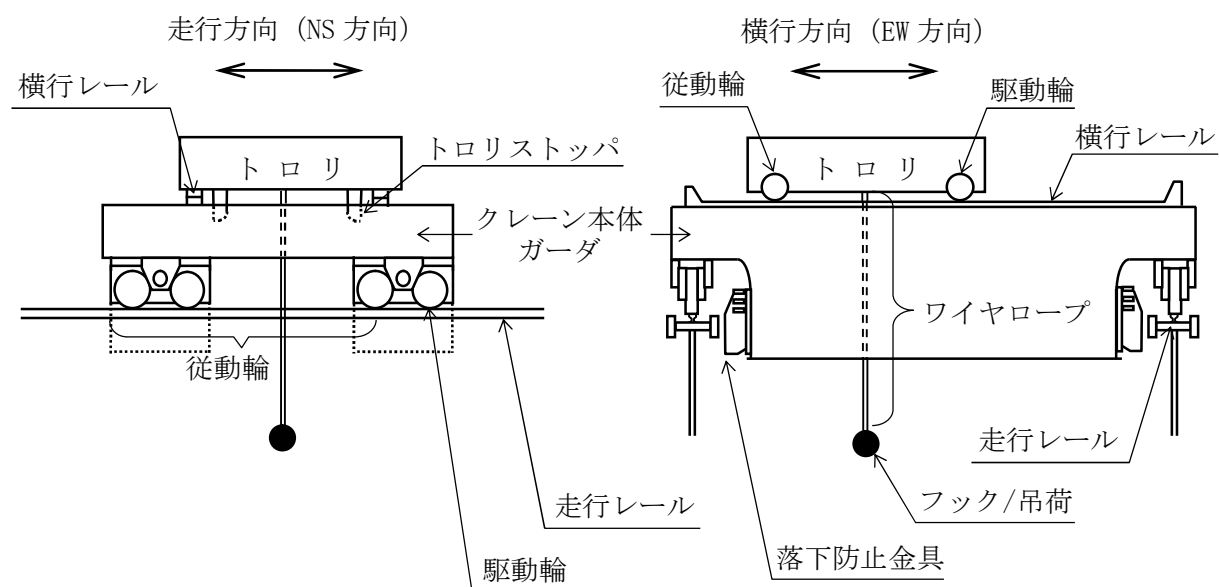


図 1-1 構造概要図

1.3 設計条件

(1) 使用材料及び材料定数

部材	使用材料	縦弾性係数 (MPa)
クレーン本体ガーダ		
落下防止金具		
トロリストッパ		
ワイヤロープ		
フック		

(2) 荷重及び荷重の組合せ

a. 設計荷重

(a) 圧力及び温度

最高使用圧力 —

最高使用温度 —

周囲環境温度 (DB) °C周囲環境温度 (SA) °C

(b) 死荷重

ガーダ部全質量 kgトロリ質量 kg主巻定格荷重 (質量) kg

(c) 機械的荷重

なし

記号の説明

DB : 設計基準対象施設としての評価

SA : 重大事故等対処設備としての評価

b. 荷重の組合せ

耐震クラス	荷重の組合せ	許容応力状態
B-2	$D + P_d + M_d + S_s$	$IV_A S$
	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	$V_A S$

記号の説明

D : 死荷重

 P_d : 最高使用圧力による荷重 (DB) M_d : 機械的荷重 (DB) S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力 P_{SAD} : 設計圧力による荷重 (SA)

M_{SAD} : 機械的荷重 (S A)

$IV_A S$: 運転状態Ⅳ相当の許容応力を基準として, それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態

$V_A S$: 運転状態Ⅴ相当の応力評価を行う許容応力状態を基本として, それに地震により生じる応力に対する特別な応力の制限を加えた許容応力状態

(3) 許容応力

部材		応力の種類	許容応力 (MPa)	
			設計基準対象施設	重大事故等対処設備
クレーン本体 ガーダ	中央	曲げ		
	端部	せん断		
落下防止金具		圧縮		
トロリストッパ		曲げ		
		せん断		
		組合せ		

(4) 許容浮上り量

ガーダ及びトロリの浮上り量の評価において, 許容浮上り量は以下とする。

	許容浮上り量 (mm)
クレーン本体ガーダ	
トロリ	

(5) 許容荷重

	定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤロープ			
フック			

(6) 設計用地震力

クレーンの評価において, 添付書類「V-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」で得られる原子炉建屋 El m の時刻歴加速度波を入力とする。

(7) 設計震度

落下防止金具及びトロリストoppaの評価において、設計震度は以下とする。

設計基準対象施設

	固有周期 (s)	設計震度
走行方向 (NS 方向)		
横行方向 (EW 方向)		

注記 * : 最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

重大事故等対処設備

	固有周期 (s)	設計震度
走行方向 (NS 方向)		
横行方向 (EW 方向)		

注記 * : 最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

1.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	落下防止金具の断面積	mm^2
A_2	トロリストッパの断面積	mm^2
A_V	ガーダ端部の主桁及び補桁の断面積	mm^2
C_H	最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度 (NS 方向)	—
C_{H1}	水平方向設計震度 (EW 方向)	—
F	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
F_1	落下防止金具 1 個あたりに作用する力	N
F_2	トロリストッパ 1 個あたりに作用する力	N
f_C	落下防止金具の許容圧縮応力	MPa
f_S	ガーダ端部の許容せん断応力	MPa
f_{S1}	トロリストッパの許容せん断応力	MPa
f_t	ガーダ中央部の許容引張応力	MPa
f_{t1}	トロリストッパの許容引張応力	MPa
f_{t2}	トロリストッパの許容組合せ応力	MPa
f_{w1}	吊具 (ワイヤロープ) の許容荷重	N
f_{w2}	吊具 (フック) の許容荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
H_g	ガーダの許容浮上り量	mm
H_t	トロリの許容浮上り量	mm
h_g	ガーダの浮上り量	mm
h_t	トロリの浮上り量	mm
L	トロリストッパ高さ	mm
λ_1	落下防止金具鉛直材の長さ	mm
λ_2	トロリストッパ水平材の長さ	mm
M	トロリストッパの曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_H	ガーダ中央部の水平曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_V	ガーダ中央部の鉛直曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
m_G	ガーダ部全質量 (サドル, ロッカービームを含む。)	kg
m_m	主巻定格荷重 (質量)	kg
m_t	トロリ質量 (ワイヤロープ及びフック含む。)	Kg
P_w	吊具 (ワイヤロープ及びフック) に加わる荷重	N
Q	ガーダ端部のせん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に定める値	MPa
t_1	落下防止金具の板厚	mm
t_2	トロリストッパの板厚	mm
Z	トロリストッパの断面係数	mm^3
Z_X	ガーダ中央部の X 軸に関する断面係数	mm^3

記号	記号の説明	単位
Z_Y	ガーダ中央部のY軸に関する断面係数	mm^3
Σm	クレーン総質量 ($m_t + m_G$)	kg
σ_C	落下防止金具の圧縮応力	MPa
σ_{Ht}	M_H によるガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
σ_t	ガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
σ_{t1}	トロリストッパの曲げ（引張）応力	MPa
σ_{t2}	トロリストッパの組合せ応力	MPa
σ_{vt}	M_v によるガーダ中央部の曲げ（引張）応力	MPa
τ	ガーダ端部のせん断応力	MPa
τ_1	トロリストッパのせん断応力	MPa

注：「設計・建設規格」とは，発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））J S M E S N C 1－2005/2007）（日本機械学会 2007年9月）をいう。

1.5 計算精度と数値の丸め方

精度は 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 1-1 に示すとおりである。

表 1-1 表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度		—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位 *1
温度		℃	—	—	整数位
質量		kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	—	整数位 *2
	厚さ	mm	—	—	小数点以下第 1 位
面積		mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 *3
モーメント		N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 *3
力		N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 *3
算出応力		MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力 *4		MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位

注記 *1：最大静止摩擦係数より求めた震度は，小数点以下第 3 位表示となる場合がある。

*2：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は，小数点以下第 1 位表示とする。

*3：絶対値が 1000 以上のときは，べき数表示とする。

*4：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て，整数位までの値とする。

2. 構造説明

2.1 構造計画

原子炉建屋クレーンの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

主要区分	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
原子炉建屋 クレーン	走行レール上をクレーン本体ガーダが走り、クレーン本体ガーダ上部の横行レール上をトロリが横行する。クレーン本体ガーダは落下防止金具を、トロリはトロリストッパを備えている。 また吊荷はトロリに設置されたワイヤロープ及びフックを介して吊上げ・吊下げ・移動の作業を行う。	クレーン本体 ガーダ トロリ	

3. 計算方法

3.1 固有周期の計算方法

(1) 計算モデル

クレーンは、を用いた有限要素モデルとする。

また、クレーンの質量としてガーダ部、トロリ及び吊荷を考慮する。

上記に基づいた計算モデルを図 3-1 に示す。

(2) 固有周期

固有周期は、計算機コード「ABAQUS」を用いて求める。

なお、評価に用いる計算機コード「ABAQUS」の検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「付録 19 計算機プログラム（解析コード）の概要・ABAQUS」に示す。

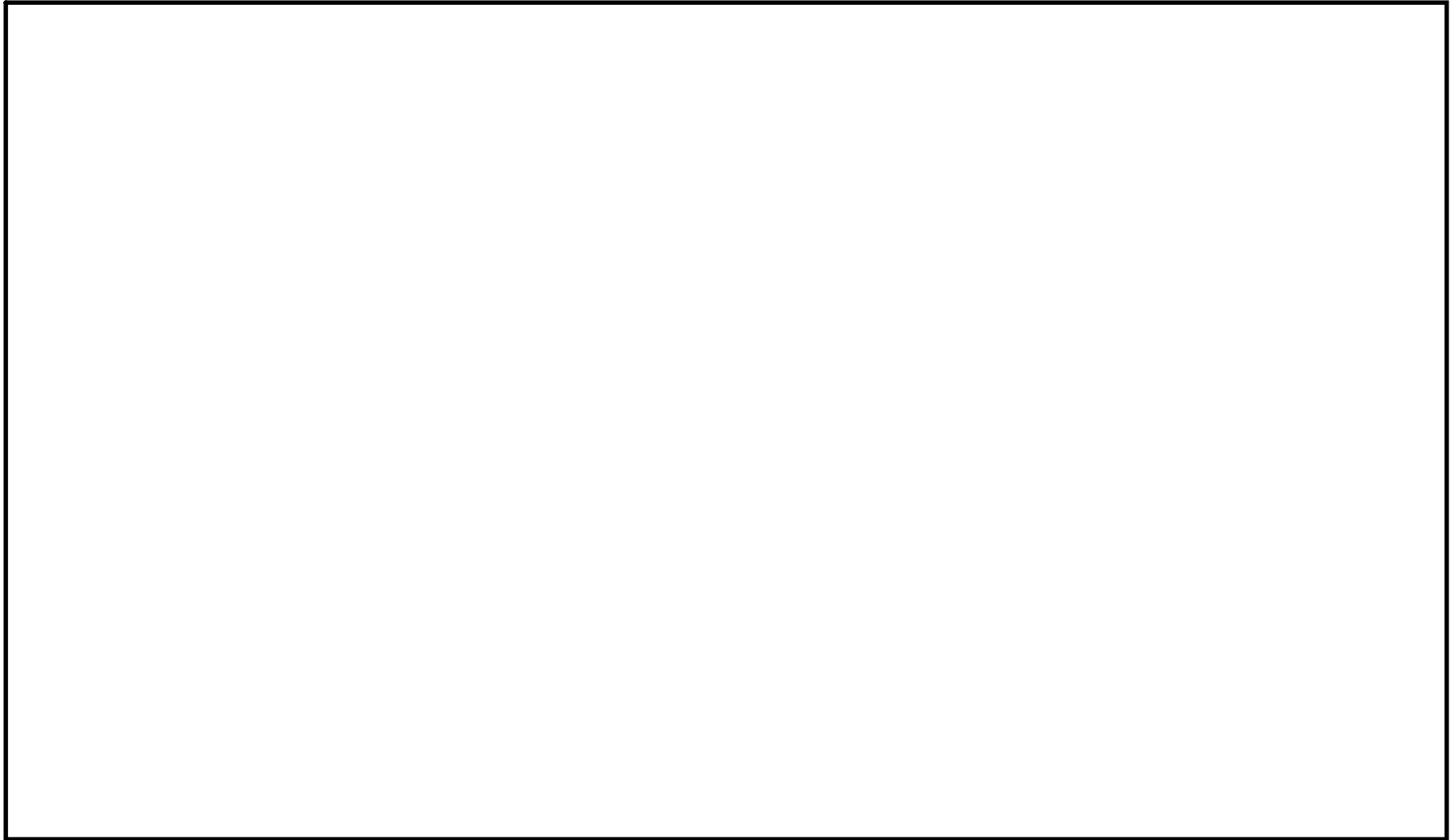


図 3-1 原子炉建屋クレーン計算モデル

3.2 応力の計算方法

3.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

クレーンの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-1 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 3-2 に、許容応力を表 3-3 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	原子炉建屋 クレーン	B-2	その他の 支持構造物	$D + P_d + M_d + S_s$	$IV_A S$

表 3-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	原子炉建屋 クレーン	—	その他の 支持構造物	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	$V_A S^*$

注記 *： $V_A S$ として、 $IV_A S$ の許容限界を用いる。

表 3-3 許容応力（その他の支持構造物（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備））

許容応力状態	許容限界 (ボルト等以外)			
	一次応力			
	引張り	せん断	圧縮	組合せ
$IV_A S$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_c^*$	$1.5 \cdot f_t^*$
$V_A S^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_c^*$	$1.5 \cdot f_t^*$

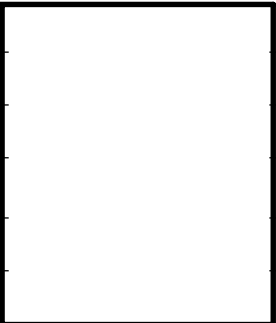
注記 * : $V_A S$ として, $IV_A S$ の許容限界を用いる。

3.2.2 クレーン本体ガーダの応力

(1) 設計荷重

ガーダに加わる荷重を図 3-1 の計算モデルにより、計算機コード「ABAQUS」を用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。表 3-4 に計算モデルの概要を示す。

表 3-4 計算モデルの概要

計算モデル				
構造物	クレーン本体ガーダ			
	トロリ			
	吊具	吊荷		
		ワイヤロープ		
車輪部	クレーン本体ガーダ車輪			
	トロリ車輪			
計算モデル図			図 3-1	

(2) 時刻歴解析の保守性について

添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示すように、床応答加速度は建屋の固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10 %拡幅したものをを用いている。本評価では、設計用床応答曲線を用いない時刻歴解析手法を採用していることから、建屋の固有周期シフトに対する保守性を考慮する必要がある。



(3) 曲げ応力

ガーダに対する最大曲げ応力を図 3-2 を用いて計算する。

ガーダ中央部の鉛直曲げモーメントによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力： σ_{Vt}

$$\sigma_{Vt} = \frac{M_V}{Z_X} \dots\dots\dots (3.2.2.1)$$

ガーダ中央部の水平曲げモーメントによるガーダ中央部の曲げ（引張）応力： σ_{Ht}

$$\sigma_{Ht} = \frac{M_H}{Z_Y} \dots\dots\dots (3.2.2.2)$$

ガーダ中央部の曲げ（引張）応力： σ_t

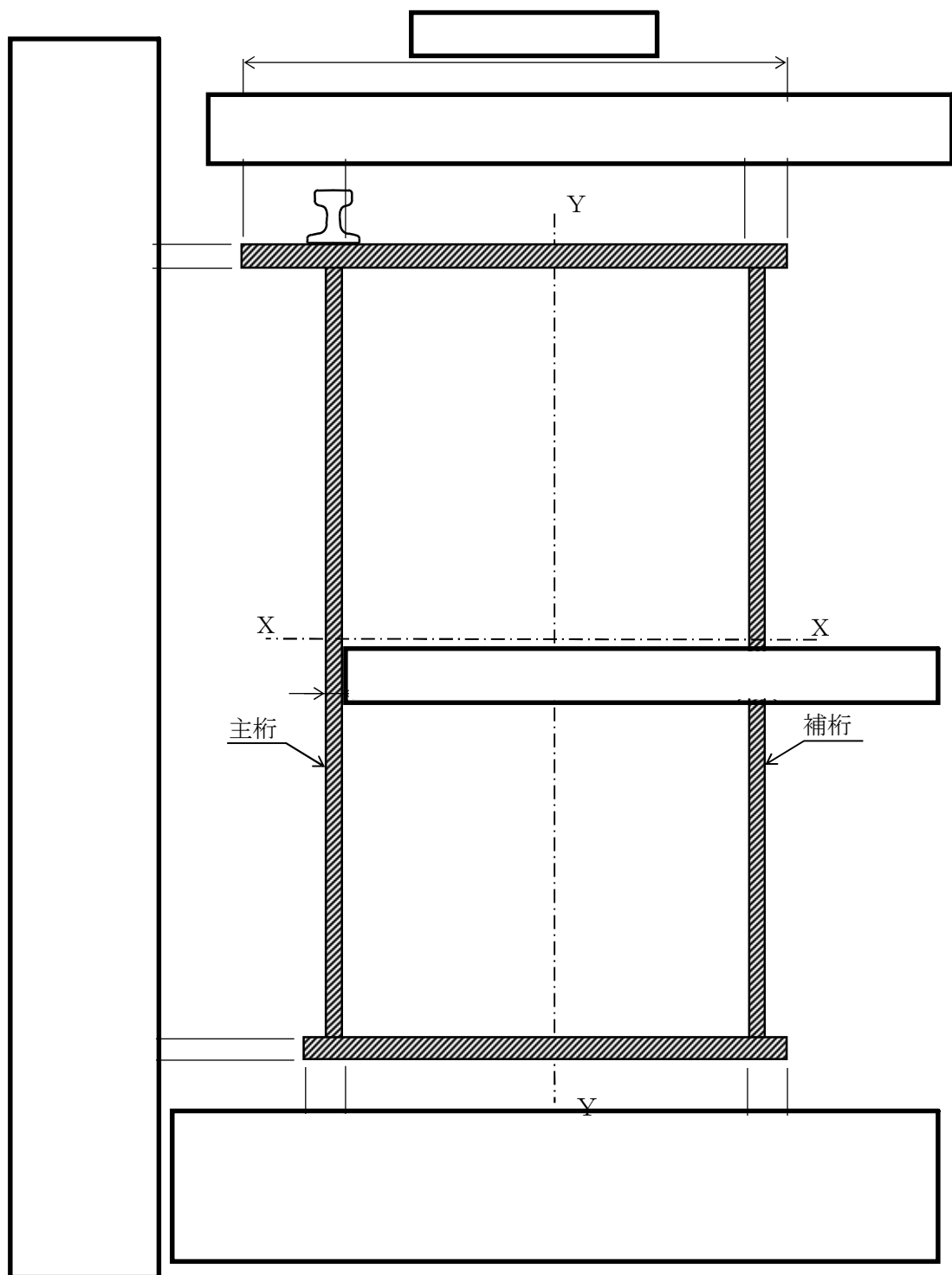
$$\sigma_t = \sigma_{Vt} + \sigma_{Ht} \dots\dots\dots (3.2.2.3)$$

(4) せん断応力

ガーダに対する最大のせん断応力を図 3-3 を用いて計算する。

ガーダ端部のせん断応力： τ

$$\tau = \frac{Q}{A_v} \dots\dots\dots (3.2.2.4)$$

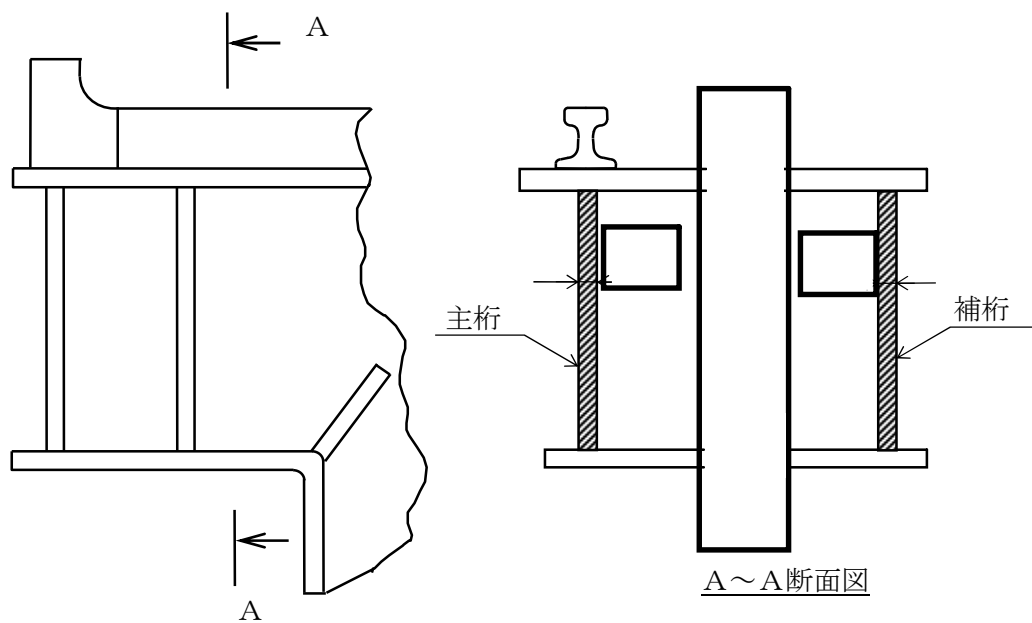


注 1 : 斜線部は評価部材を示す。

注 2 : () 無しは設計基準対象施設としての評価用 (南側)

() 内は重大事故等対処設備としての評価用 (北側)

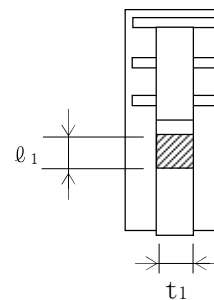
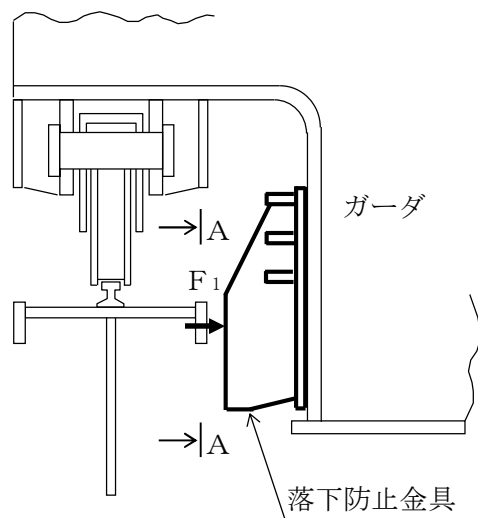
図 3-2 ガーダ中央部詳細 (単位 : mm)



注：斜線部は評価部材を示す。

図 3-3 ガーダ端部詳細（単位：mm）

3.2.3 落下防止金具の応力



A～A断面図

注：斜線部は評価部材を示す。

図 3-4 落下防止金具

落下防止金具 1 個あたりに作用する力： F_1

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \Sigma m \cdot g \cdot C_{H1} \quad \dots\dots\dots (3.2.3.1)$$

落下防止金具の断面積： A_1

$$A_1 = t_1 \cdot \lambda_1 \quad \dots\dots\dots (3.2.3.2)$$

落下防止金具の圧縮応力： σ_c

$$\sigma_c = \frac{F_1}{A_1} \quad \dots\dots\dots (3.2.3.3)$$

3.2.4 トロリストッパの応力

注：斜線部は評価部材を示す。

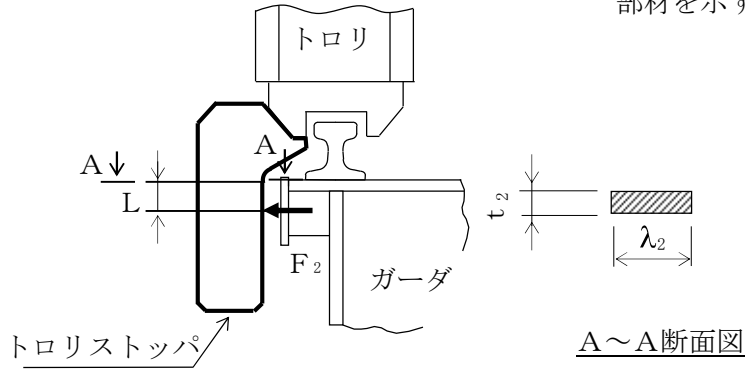


図 3-5 トロリストッパ

トロリストッパ 1 個あたりに作用する力： F_2

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot m_t \cdot g \cdot C_H \quad \dots\dots\dots (3.2.4.1)$$

トロリストッパの曲げモーメント： M

$$M = F_2 \cdot L \quad \dots\dots\dots (3.2.4.2)$$

トロリストッパの断面係数： Z

$$Z = \frac{t_2 \cdot \lambda_2^2}{6} \quad \dots\dots\dots (3.2.4.3)$$

トロリストッパの曲げ（引張）応力： σ_{t1}

$$\sigma_{t1} = \frac{M}{Z} \quad \dots\dots\dots (3.2.4.4)$$

トロリストッパの断面積： A_2

$$A_2 = t_2 \cdot \lambda_2 \quad \dots\dots\dots (3.2.4.5)$$

トロリストッパのせん断応力： τ_1

$$\tau_1 = \frac{F_2}{A_2} \quad \dots\dots\dots (3.2.4.6)$$

トロリストッパの組合せ応力： σ_{t2}

$$\sigma_{t2} = \sqrt{\sigma_{t1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \quad \dots\dots\dots (3.2.4.7)$$

3.3 浮上り量の計算方法

3.3.1 クレーン本体ガーダの浮上り量

ガーダの浮上り量 h_g を図3-1の計算モデルにより、計算機コード「ABAQUS」を用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。

3.3.2 トロリの浮上り量

トロリの浮上り量 h_t を図3-1の計算モデルにより、計算機コード「ABAQUS」を用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。

3.4 吊具の荷重計算方法

吊具に加わる荷重 P_w を図3-1の計算モデルにより、計算機コード「ABAQUS」を用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。

ワイヤロープ及びフックの計算に当たっては、以下の基本事項で行うものとする。

- ・吊荷荷重を受ける部位は、巻上ドラム、ワイヤロープ、フック、シーブ及びエコライザで、このうち吊荷を直接吊るもので、損傷・破断により即落下に至る可能性があるワイヤロープ及びフックを評価対象とする。
- ・ワイヤロープに作用する荷重は、ロープに取り付けられたエコライザ（平衡装置）及びフックブロック（動滑車）の回転により、自動的に荷重を吊合い状態に保つことから、評価では のワイヤロープに均等に荷重が作用するものとして実施する。
- ・吊荷荷重算出の解析に当たっては、クレーン評価で実施の時刻歴解析の結果よりワイヤロープの鉛直方向の荷重を抽出し、その最大値を用いるものとする。
- ・ワイヤロープは、引張方向に荷重が作用する場合のみ引張ばねとして作用するよう設定し、圧縮方向の荷重を受けない設定とする。このようなモデルにて時刻歴解析を実施することで、吊荷の浮上りを含めた挙動を模擬することができる。
- ・吊荷の質量は、クレーンの定格質量 とする。
- ・ワイヤロープの長さは、短くすれば固有周期が短くなり、吊荷の速度変化が大きくなることから、衝撃荷重が大きくなる。したがって、ワイヤロープの長さは保守的に運用上限位置での長さをを用いることとする。

4. 評価方法

4.1 固有周期の評価

3.1節で求めた固有周期から添付書類「V-2-1 耐震設計の基本方針」に基づき、水平方向設計震度を求める。

4.2 応力の評価

4.2.1 クレーン本体ガーダの応力評価

3.2.2(3)項で求めたガーダ中央部の曲げ（引張）応力 σ_t は下記許容引張応力 f_t 以下であること。

3.2.2(4)項で求めたガーダ端部のせん断応力 τ は下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

	許容引張応力 f_t	許容せん断応力 f_s
計算式	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.2.2 落下防止金具の応力評価

3.2.3 項で求めた落下防止金具の圧縮応力 σ_c は下記許容圧縮応力 f_c 以下であること。

	許容圧縮応力 f_c
計算式	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$

4.2.3 トロリストップの応力評価

3.2.4 項で求めたトロリストップの曲げ（引張）応力 σ_{t1} は下記許容引張応力 f_{t1} 以下であること。

3.2.4 項で求めたトロリストップのせん断応力 τ_1 は下記許容せん断応力 f_{s1} 以下であること。

3.2.4 項で求めたトロリストップの組合せ応力 σ_{t2} は下記許容組合せ応力 f_{t2} 以下であること。

	許容引張応力 f_{t1}	許容せん断応力 f_{s1}	許容組合せ応力 f_{t2}
計算式	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$

4.3 浮上り量の評価

4.3.1 クレーン本体ガーダの浮上り量の評価

3.3.1 項で求めたガーダの浮上り量 h_g は許容浮上り量 H_g 以下であること。

4.3.2 トロリの浮上り量の評価

3.3.2 項で求めたトロリの浮上り量 h_t は許容浮上り量 H_t 以下であること。

4.4 吊具の評価

3.4 項で求めた吊具の荷重 P_w が許容荷重 f_{w1} 及び f_{w2} 以下であること。

5. 設計条件（設計基準対象施設）

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所 及び床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S_s			最高使用 温度 (℃)	周囲環境 温度 (℃)
			走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度		
						走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)			
原子炉建屋 クレーン	B-2	*1 原子炉建屋 EL	—	*2	—	$C_H =$ *3, *4	*2 $C_{H1} = 1.39$	—	50	

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：落下防止金具の評価に適用する。

*3：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*4：トロリストッパの評価に適用する。

6. 機器要目（設計基準対象施設）

m_G (kg)	m_t (kg)	m_m (kg)	Σm (kg)
 			

M_V (N・mm)	M_H (N・mm)	Q (N)
 		

λ_1 (mm)	λ_2 (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)
 			

L (mm)	A_v (mm ²)	A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	Z_x (mm ³)	Z_y (mm ³)	Z (mm ³)
 						

注記 *：トロリの浮上りを考慮した長さ。

クレーン本体ガード						落下防止金具			トロリストッパ			吊具	
ガード中央部			ガード端部										
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	f_{w1} (N)	f_{w2} (N)
309 (16 mm 厚さ ≤ 40 mm)	 												

7. 計算数値（設計基準対象施設）

7.1 クレーン本体ガーダに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	$\sigma_t =$	$\tau =$

7.2 落下防止金具に生じる応力

（単位：MPa）

	圧縮応力
落下防止金具	$\sigma_c =$

7.3 トロリストッパに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ	$\sigma_{t1} =$	$\tau_1 =$	$\sigma_{t2} =$

7.4 浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g =$
トロリ	$h_t =$

7.5 吊具荷重

（単位：N）

部材		算出荷重
吊具	ワイヤロープ	$P_w =$
	フック	$P_w =$

8. 結論（設計基準対象施設）

8.1 固有周期

(単位：s)

方向	固有周期
走行方向（NS 方向）	—
横行方向（EW 方向）	$T =$

8.2 応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体 ガーダ	中央	曲げ	σ_t	f_t
	端部	せん断	τ	f_s
落下防止金具		圧縮	σ_c	f_c
トロリストッパ		曲げ	σ_{t1}	f_{t1}
		せん断	τ_1	f_{s1}
		組合せ	σ_{t2}	f_{t2}

すべて許容応力以下である。

8.3 浮上り量

(単位：mm)

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g =$	$H_g =$
トロリ	$h_t =$	$H_t =$

すべて許容浮上り量以下である。

8.4 吊具荷重

(単位：N)

部材	材料	荷重	算出荷重	許容荷重
吊具	ワイヤロープ	吊荷荷重	$P_w =$	$f_{w1} =$
	フック	吊荷荷重	$P_w =$	$f_{w2} =$

すべて許容荷重以下である。

9. 設計条件（重大事故等対処設備）

機器名称	設備分類	据付場所 及び床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S_s			最高使用 温度 (℃)	周囲環境 温度 (℃)
			走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度		
						走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)			
原子炉建屋 クレーン	—	*1 原子炉建屋 EL	—	*2 	—	$C_H =$	$C_{H1} =$	—		

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：落下防止金具の評価に適用する。

*3：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*4：トロリストッパの評価に適用する。

10. 機器要目（重大事故等対処設備）

m_G (kg)	m_t (kg)	Σm (kg)	M_V (N・mm)	M_H (N・mm)	Q (N)

λ_1 (mm)	λ_2 (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)

L (mm)	A_v (mm ²)	A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	Z_x (mm ³)	Z_y (mm ³)	Z (mm ³)

注記 *：トロリの浮上りを考慮した長さ。

クレーン本体ガード						落下防止金具			トロリストッパ		
ガード中央部			ガード端部								
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)

11. 計算数値（重大事故等対処設備）

11.1 クレーン本体ガーダに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	σ	τ =

11.2 落下防止金具に生じる応力

（単位：MPa）

	圧縮応力
落下防止金具	σ_c =

11.3 トロリストッパに生じる応力

（単位：MPa）

	曲げ応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ	σ_{t1} =	τ_1	σ_{t2} =

11.4 浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量
クレーン本体ガーダ	h_g =
トロリ	h_t =

12. 結論（重大事故等対処設備）

12.1 固有周期

（単位：s）

方向	固有周期
走行方向（NS 方向）	—
横行方向（EW 方向）	T =

12.2 応力

（単位：MPa）

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体 ガーダ	中央	曲げ	$\sigma_t =$	$f_t =$
	端部	せん断	$\tau =$	$f_s =$
落下防止金具		圧縮	$\sigma_c =$	$f_c =$
トロリストッパ		曲げ	$\sigma_{t1} =$	$f_{t1} =$
		せん断	$\tau_1 =$	$f_{s1} =$
		組合せ	$\sigma_{t2} =$	$f_{t2} =$

すべて許容応力以下である。

12.3 浮上り量

（単位：mm）

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g =$	$H_g =$
トロリ	$h_t =$	$H_t =$

すべて許容浮上り量以下である。

V-2-11-2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーンの耐震性についての計算書

目次

1. 一般事項	1
2. 基本方針	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造説明	2
2.3 評価方針	3
3. 耐震評価箇所	3
4. 地震応答解析	5
4.1 基本方針	5
4.2 設計用地震動	5
4.3 解析モデル及び諸元	14
4.4 応答解析結果	16
5. 応力評価及び荷重評価	17
5.1 基本方針	17
5.2 荷重の組合せ及び許容応力	17
5.3 クレーン本体の応力評価方法	19
5.4 浮上り防止装置の応力評価方法	21
5.5 レールの応力評価方法	23
5.6 応力評価条件	25
6. 評価結果	27

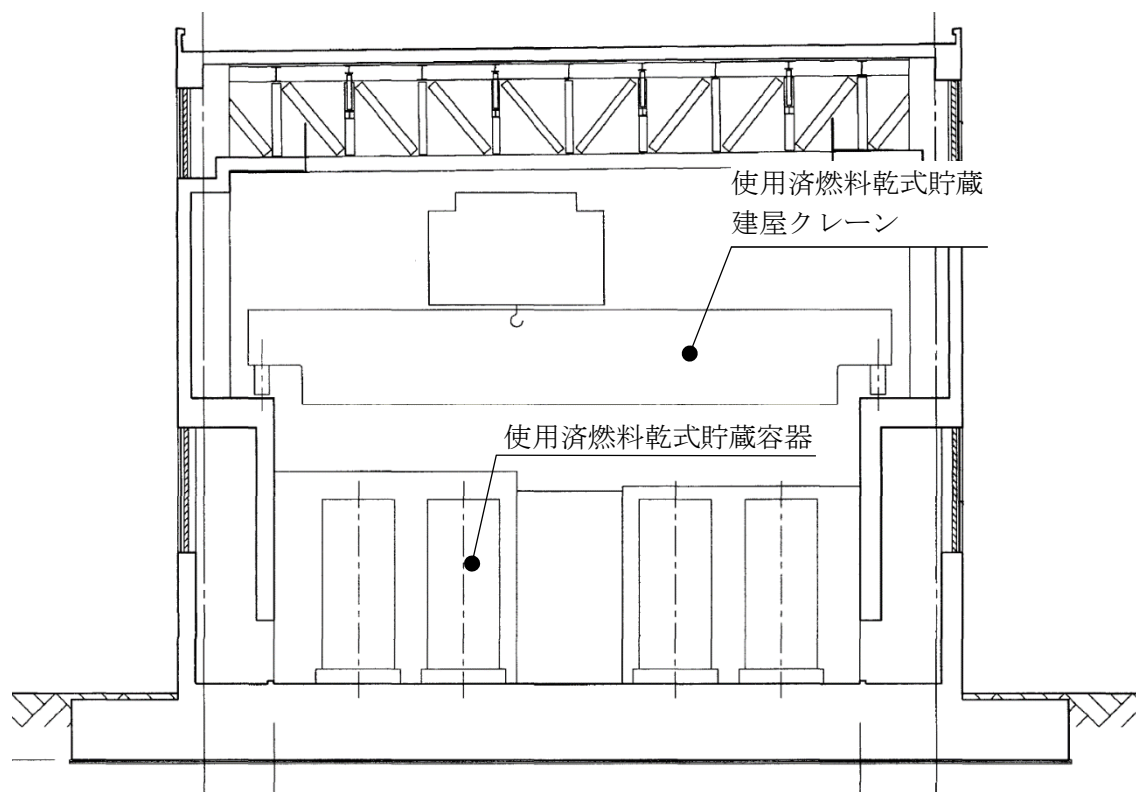
1. 一般事項

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーン（以下「DC建屋クレーン」という。）が設計用地震動に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プール，使用済燃料貯蔵ラック等に対して，波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 配置概要

DC建屋クレーンは、第2-1図の位置関係図に示すように、上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器の上部に設置されており，落下時に使用済燃料乾式貯蔵容器に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。



第2-1図 DC建屋クレーンと使用済燃料乾式貯蔵容器の位置関係図

2.2 構造説明

DC建屋クレーンの構造計画を第 2-1 表に示す。

第 2-1 表 DC建屋クレーンの構造計画

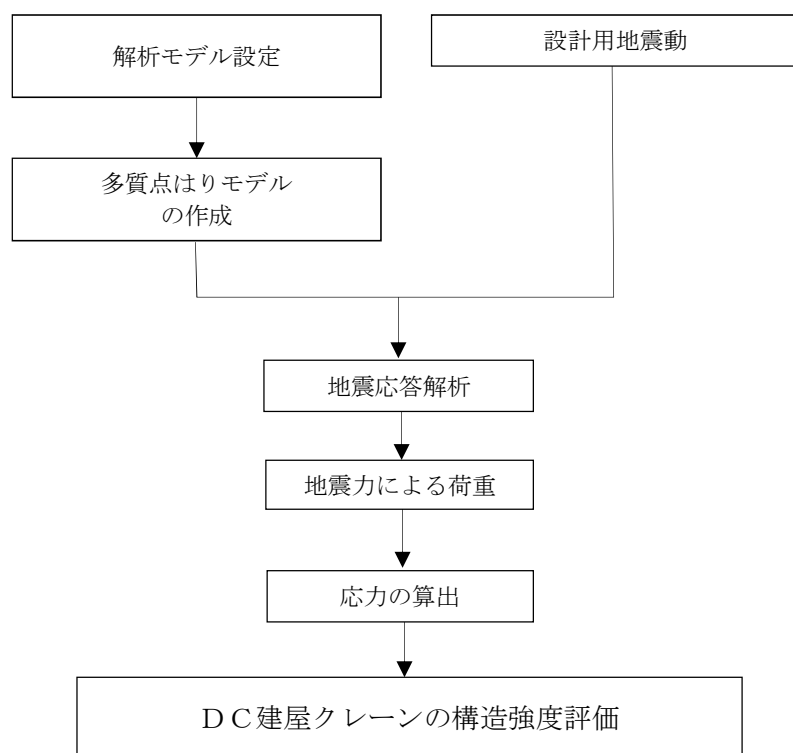
主要区分	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
DC建屋 クレーン	DC建屋クレーンは使用済燃料貯蔵建屋クレーンウォールに設置された走行レールにより支持される。トロリは、ガーダに設置された横行レールにより支持される。	クレーン本体 ガーダ トロリ	

2.3 評価方針

DC建屋クレーンの応力評価は、資料V-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造の説明」にて示すDC建屋クレーンの部位を踏まえ、「3. 耐震評価箇所」にて設定する箇所において応力等が許容限界内に収まることを「5. 応力評価及び荷重評価」に示す。

DC建屋クレーンの耐震評価フローを第2-2図に示す。



第2-2図 DC建屋クレーンの耐震評価フロー

3. 耐震評価箇所

DC建屋クレーンの耐震評価は、クレーン本体の落下により、使用済燃料乾式貯蔵容器が損傷することを防止するため、以下を選定して実施する。

① クレーン本体

クレーン本体については、ガーダの応力評価を実施する。

② 浮上り防止装置

ブリッジ浮上り防止装置及びトロリ浮上り防止装置について、つめ及び取付ボルトの応力評価を実施する。

③ 横行レール，走行レール

走行レールについては，レールの取付ボルトの応力評価を実施する。横行レールについては，レールの取付ボルト及びレールの受台溶接部の応力評価を実施する。

4. 地震応答解析

DC建屋クレーンの応力評価に用いる地震荷重及び荷重評価に用いる加速度を算定するための地震応答解析について以下に示す。

4.1 基本方針

- (1) クレーンと建屋との接合部分である車輪部はレール上に乗っており固定されておらず、すべりが発生する構造であることから、クレーンを構成する部材をはり要素にてモデル化した多質点はりモデルに、車輪・レール間のすべり条件を考慮した非線形時刻歴応答解析を適用する。
- (2) 解析コードは「CONDSLIP」を使用する。なお、評価に用いる解析コード「CONDSLIP」の検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。
- (3) 第4-1表に示すケースにて評価を実施する。
- (4) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

第4-1表 評価ケース

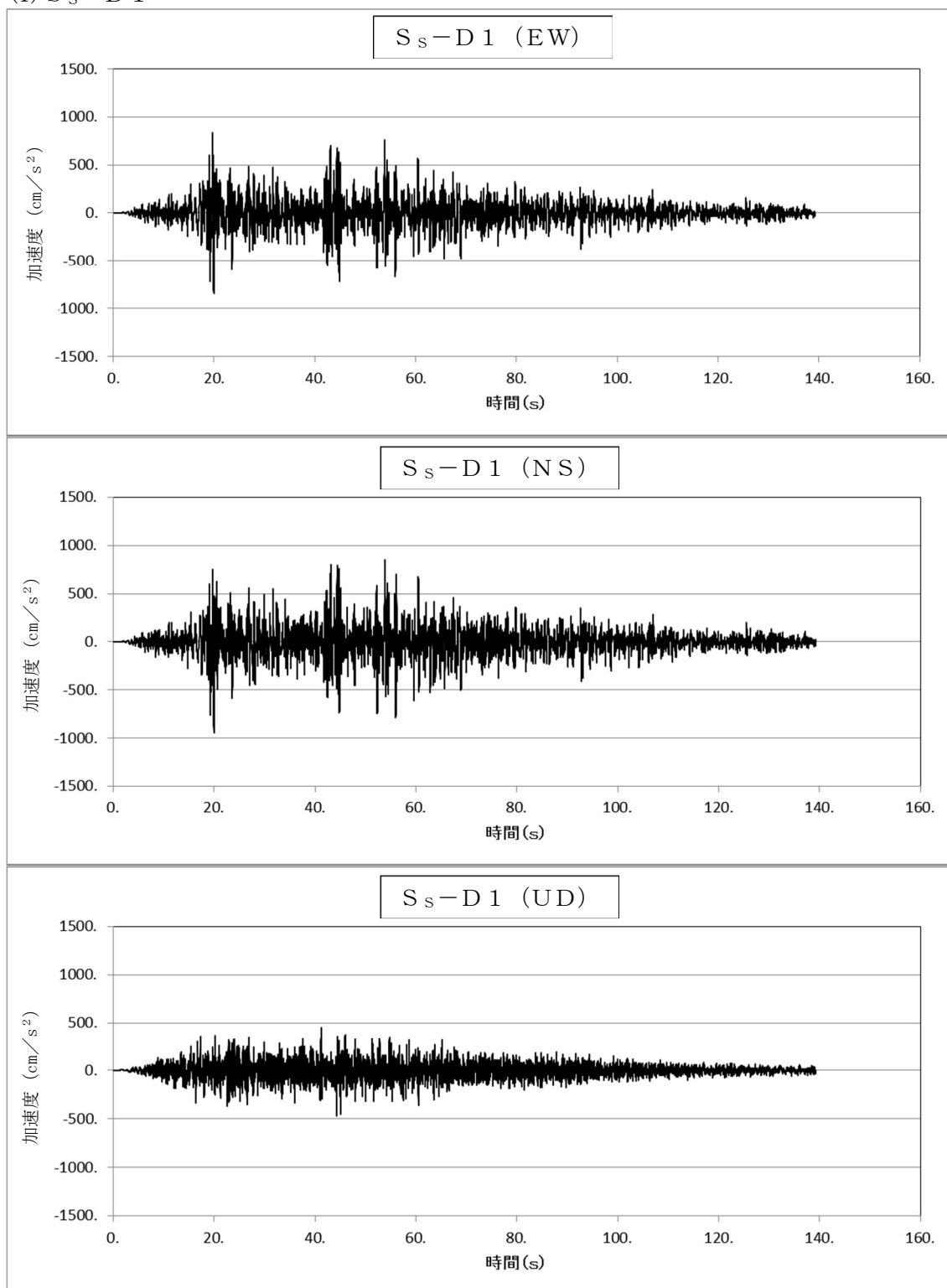
評価対象		クレーン本体ガーダ, 浮上り量, 吊具			
評価ケース No.		1	2	3	4
トロリ位置	中央	●*	—	○	—
	端部	—	●*	—	○

●：吊荷有 ○：吊荷無

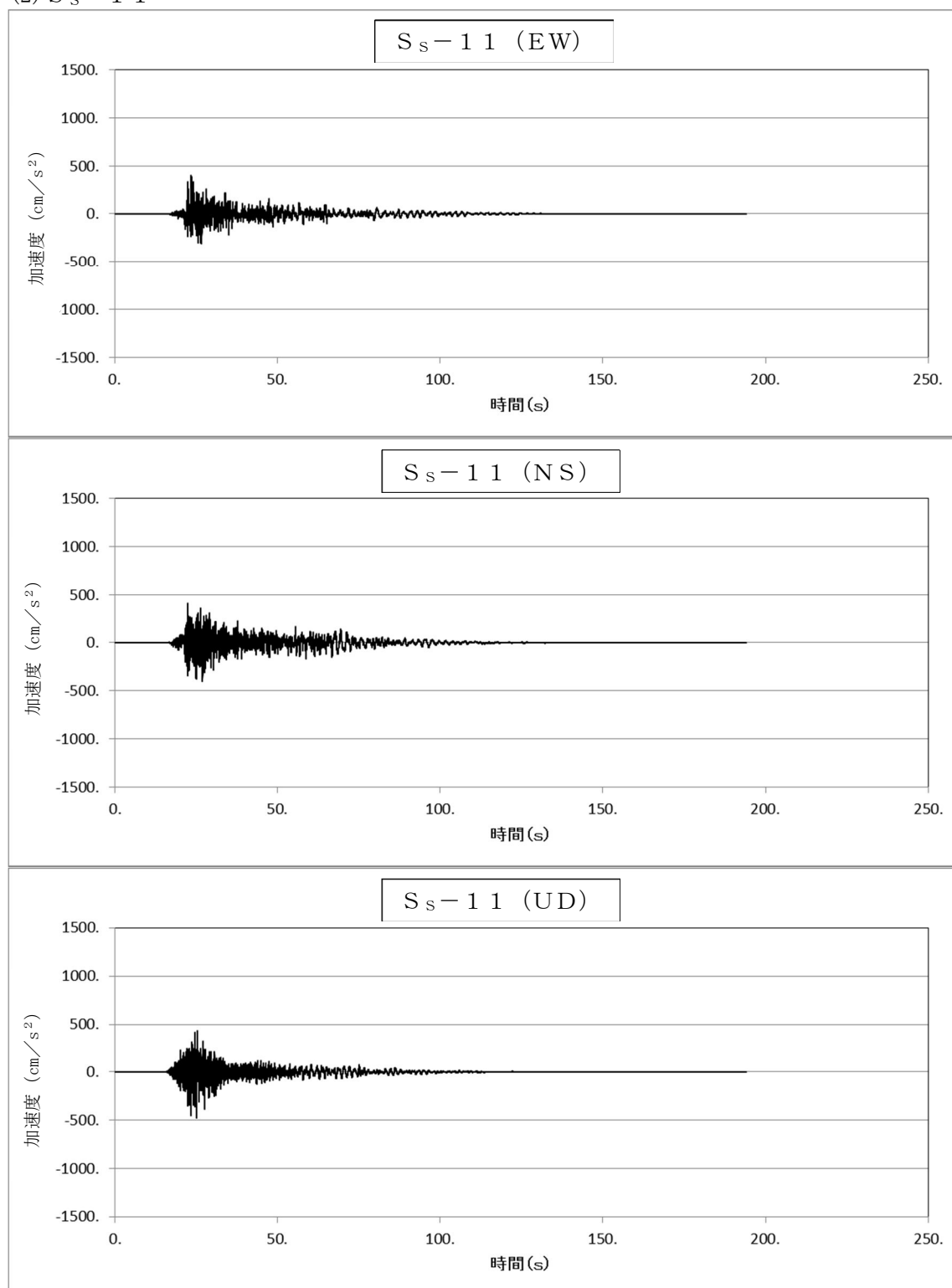
4.2 設計用地震動

- (1) 耐震計算に用いる設計用地震動は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.3 設計用地震動又は地震力」に従い、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力のうち、基準地震動 S_s による地震動を用いる。設計用地震動は、V-2-2-4「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」にて算出されたDC建屋クレーン設置位置（EL. 17.75m）の応答加速度時刻歴波を用いる。

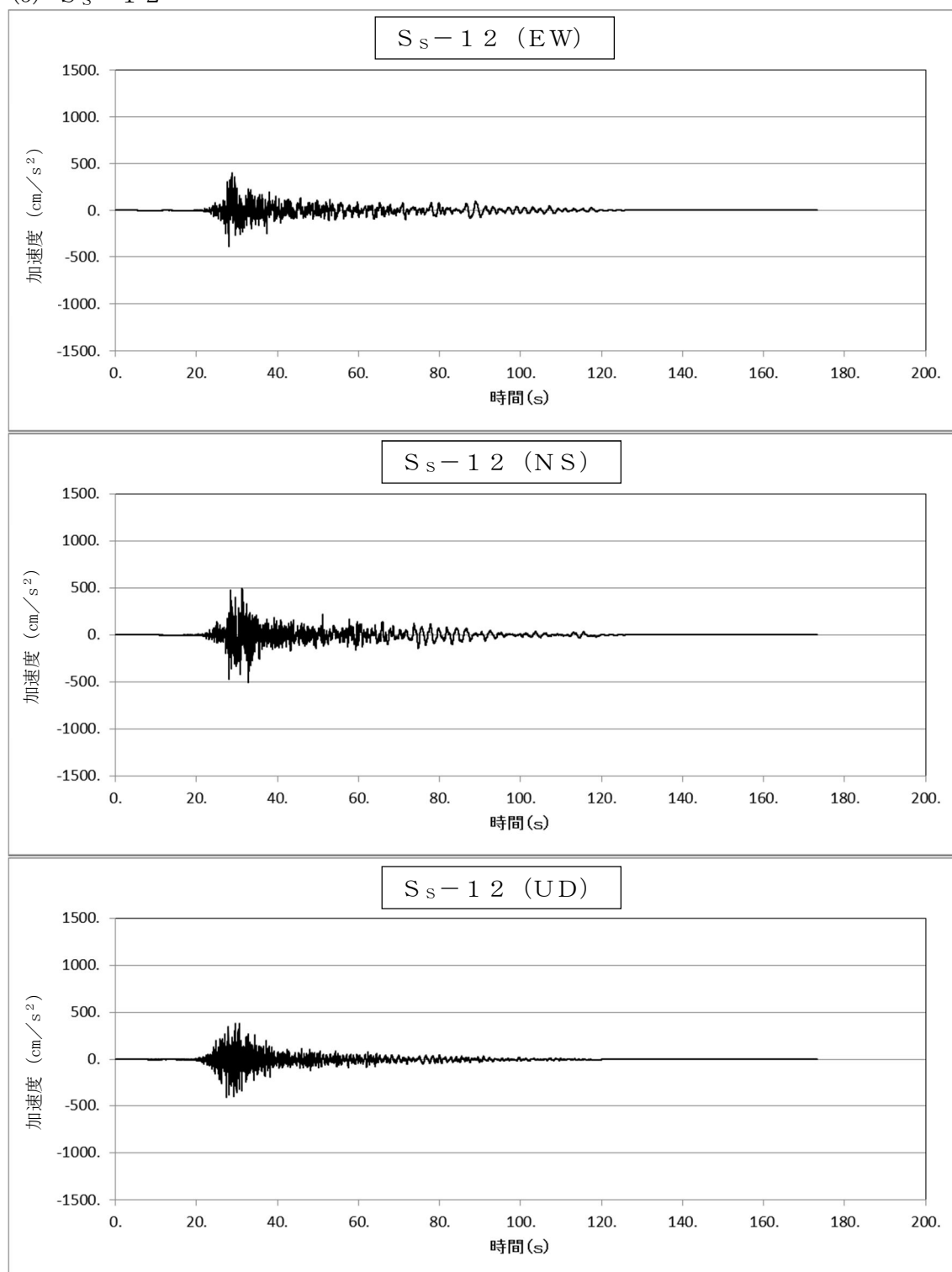
(1) $S_s - D 1$



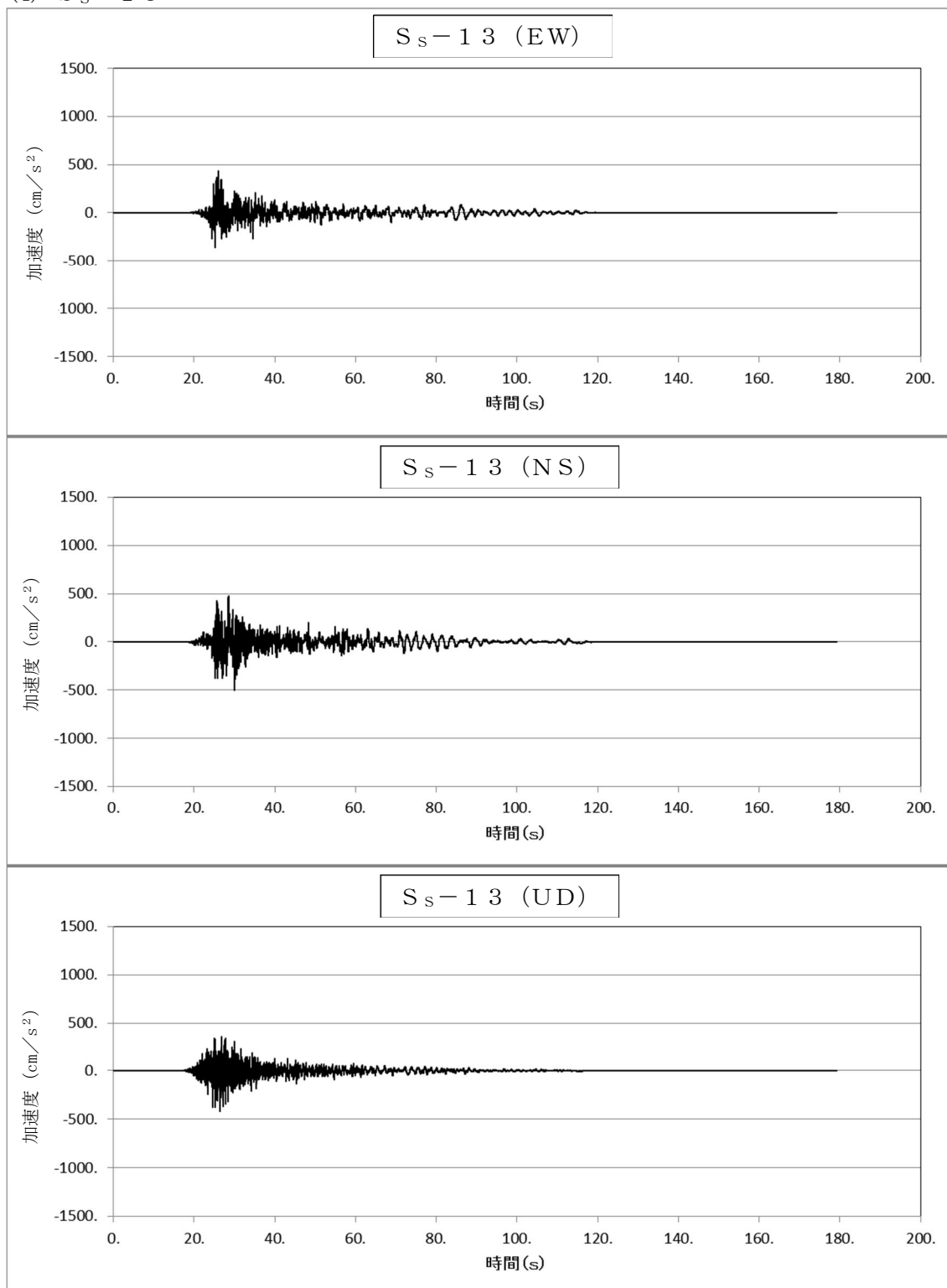
(2) $S_s - 11$



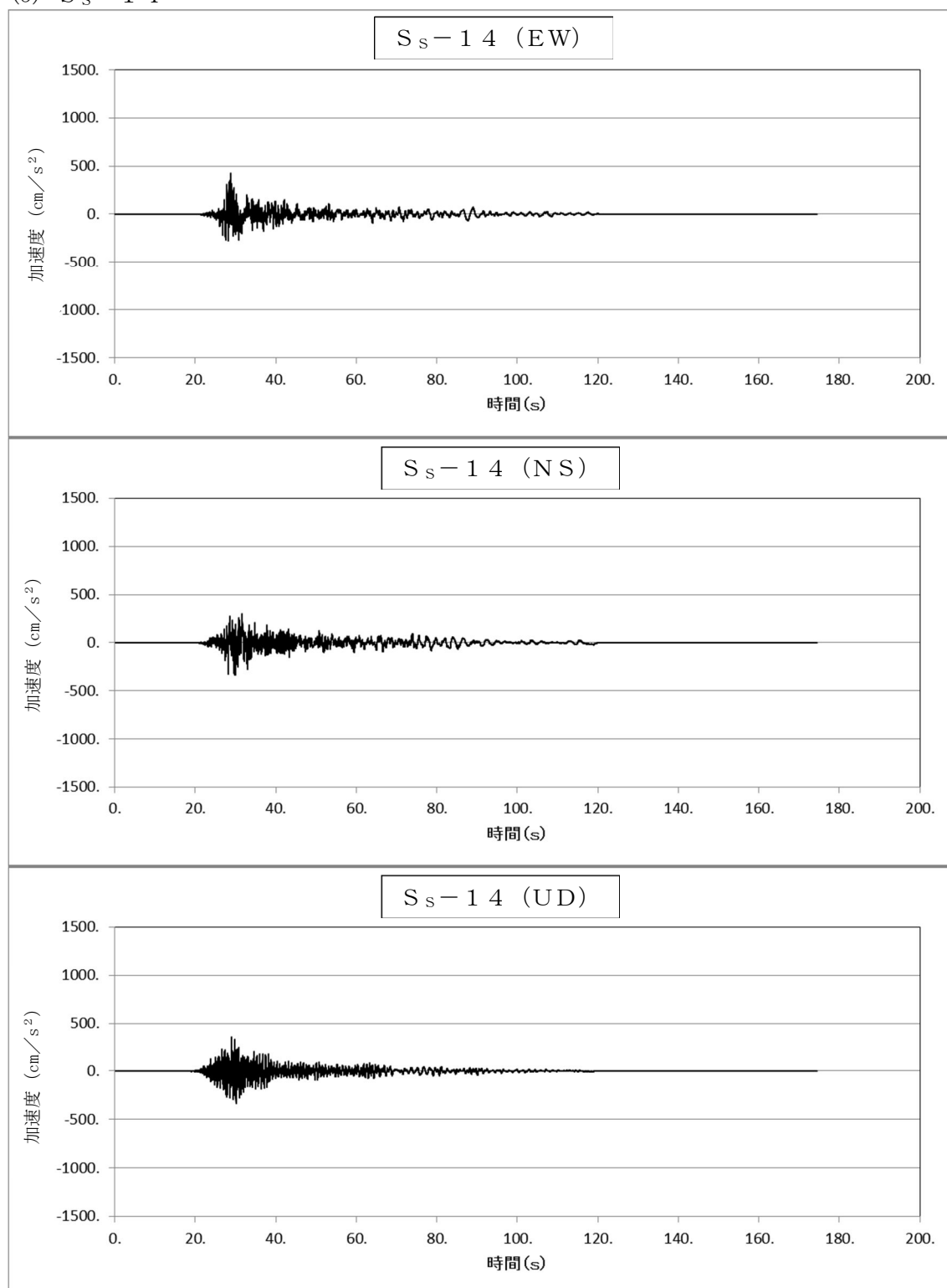
(3) $S_s - 1\ 2$



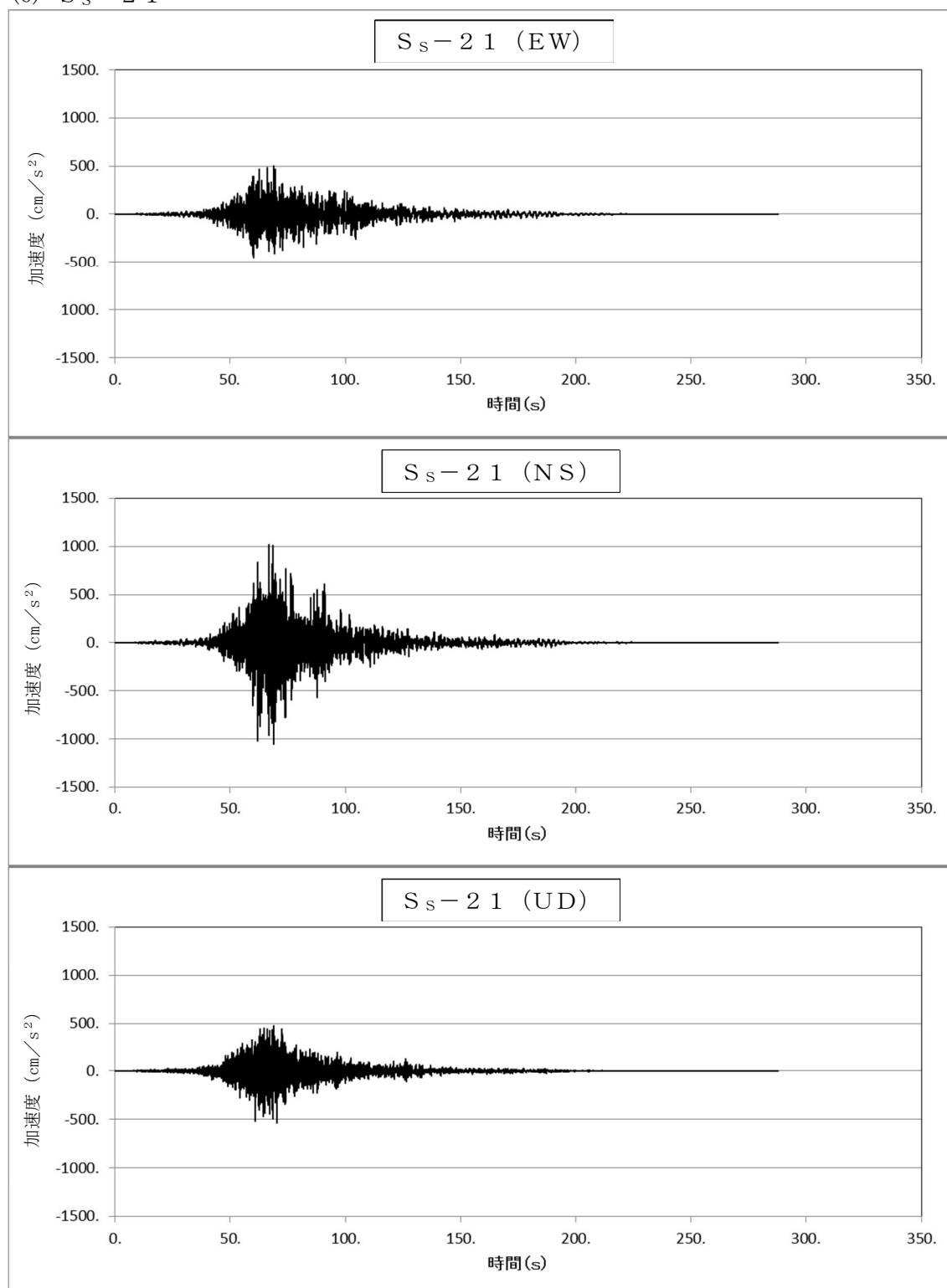
(4) $S_s - 13$



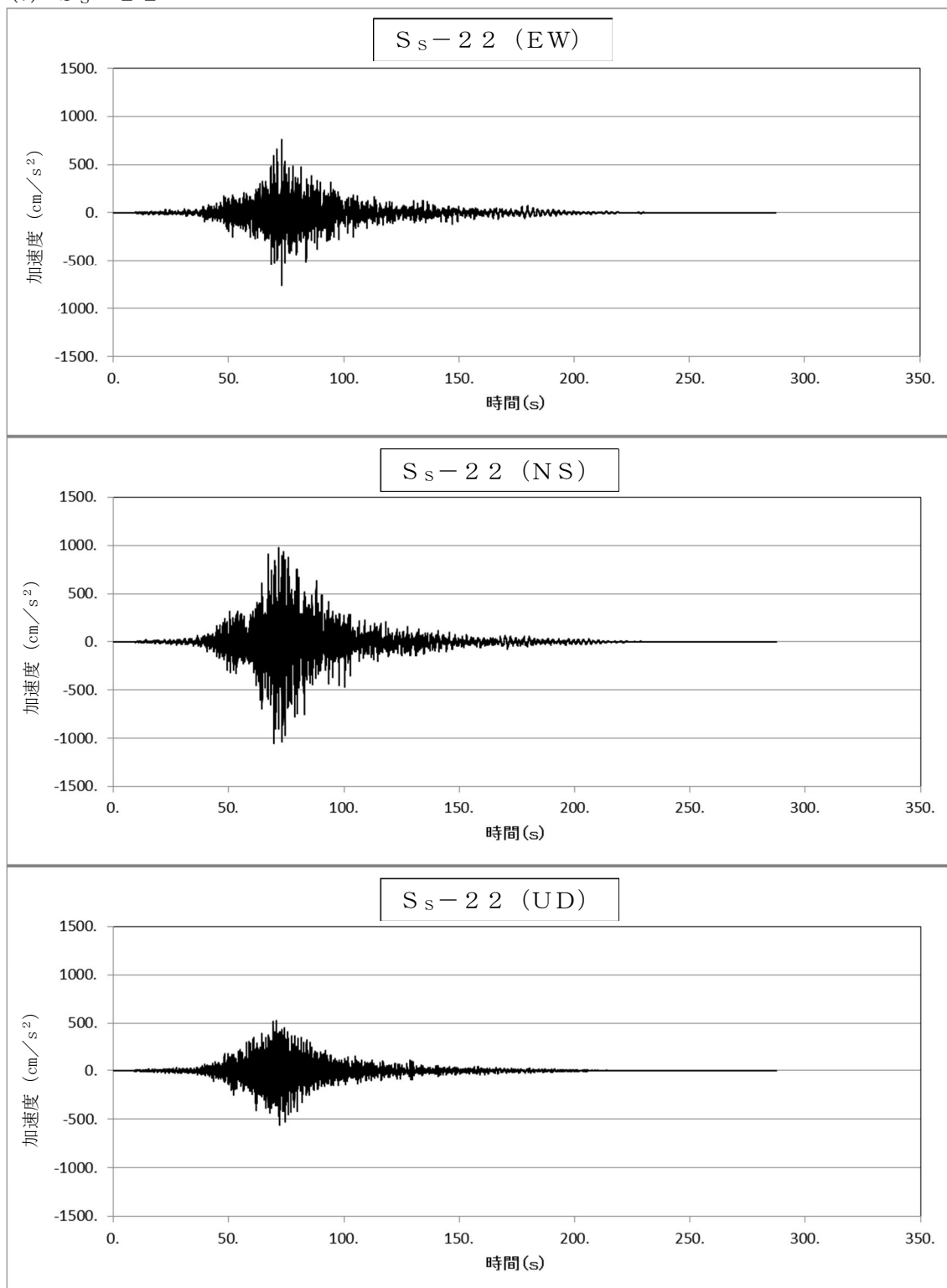
(5) $S_s - 14$



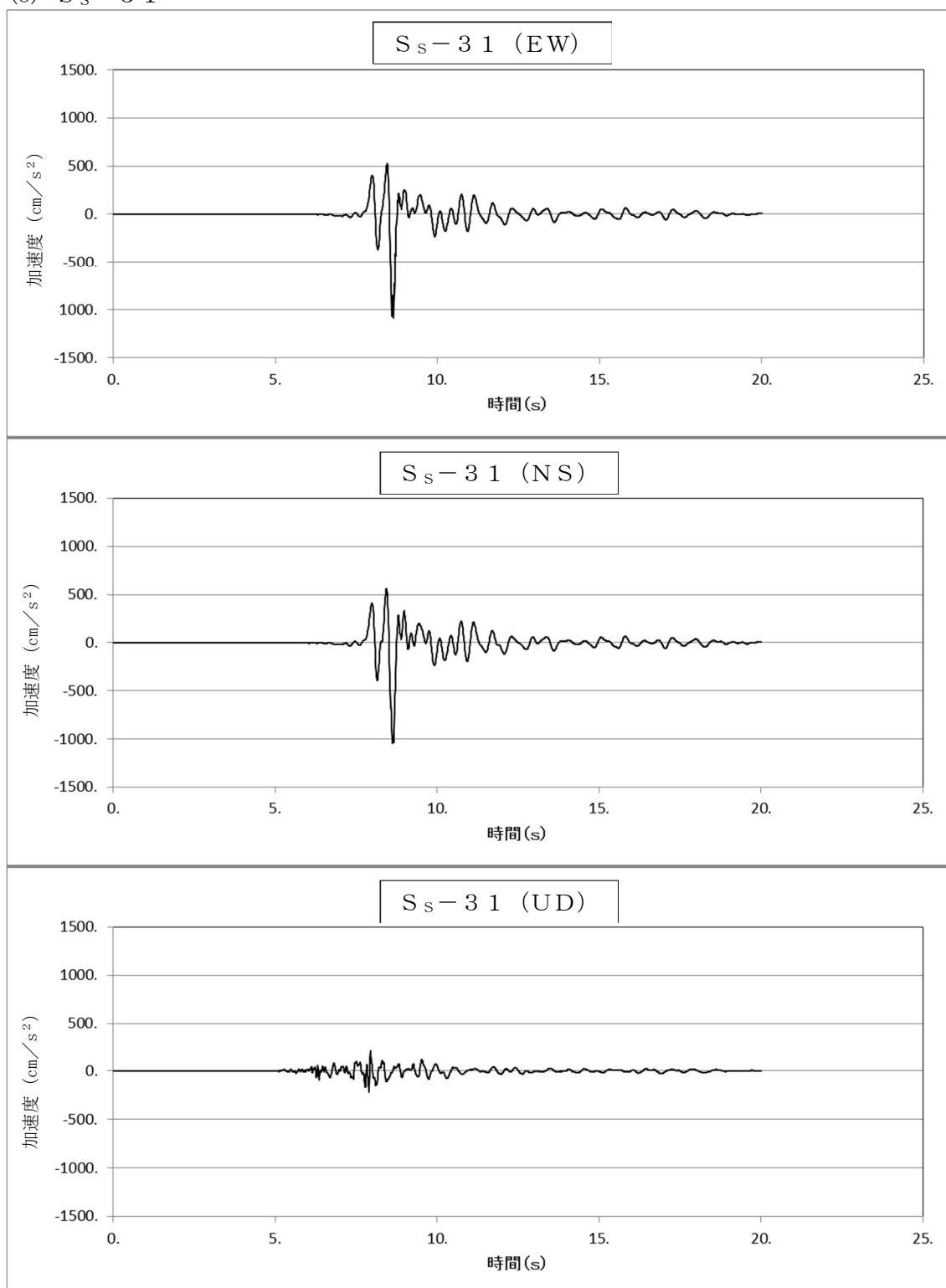
(6) $S_s - 21$



(7) $S_s - 22$



(8) $S_s - 31$



- (2) 時刻歴波の入力位置は、DC建屋クレーン設置高さRL. 17.75mとする。
- (3) 水平方向の地震波の入力は、使用済燃料貯蔵建屋に設置された建屋方向を踏まえて、DC建屋クレーンの走行方向にはNS方向、横行方向にEW方向を入力することにより評価を実施する。
- (4) 水平方向地震動と鉛直方向地震動の同時入力により解析を実施する。
- (5) 時刻歴解析手法の保守性については、V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示すように、床応答加速度は建屋の固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10%拡幅したものをを用いている。

本評価では、設計用床応答曲線を用いない時刻歴解析手法を採用していることから、建屋の固有周期のシフトに対する保守性を考慮することとする。

クレーンの評価においては、クレーンはレール上をすべることから、水平方向の応答加速度の影響は小さいが、鉛直方向の挙動は線形特性であるため鉛直方向の加速度のばらつきの影響を受ける可能性がある。

そのため、鉛直方向地震動については、床応答加速度の拡幅の考え方を準用して設定することとし、V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に記載している使用済燃料乾式貯蔵建屋EL. 17.75mの鉛直方向の設計用床応答曲線 S_s （±10%拡幅）と、拡幅していない鉛直方向の設計用床応答曲線 S_s に対して、クレーン本体のスペクトルモーダル解析を行い、ガードに発生する応力を算出し、その比率の最大値を補正係数Aとして、クレーンの解析結果に係る以下に示す数値に乘じるものとする。補正係数Aを第4-2表に示す。

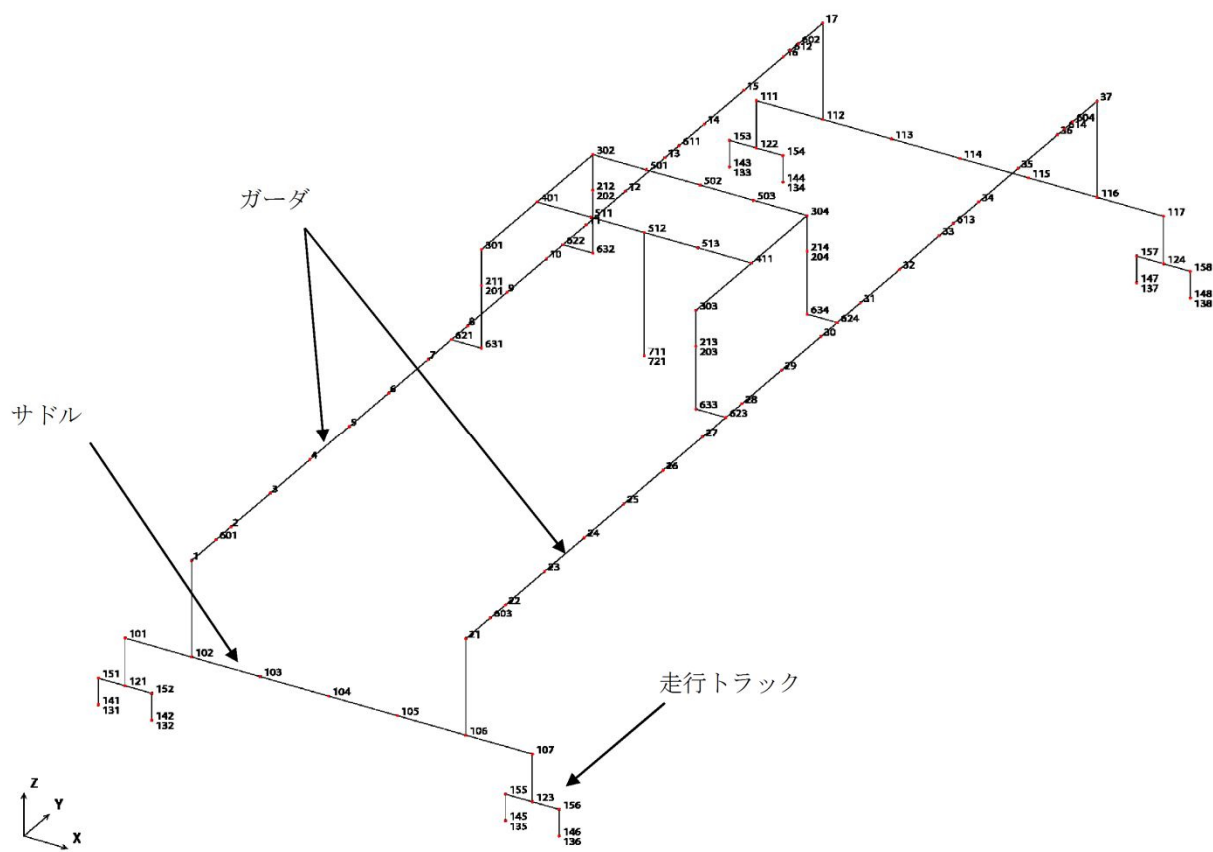
- ・クレーン本体評価に用いる発生応力
- ・浮上り防止装置評価に用いるブリッジ又はトロリの浮上り力
- ・レール評価に用いる車輪荷重

第4-2表 補正係数A

状 態		Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
トロリ	吊荷								
端部	なし	1.03	1.32	1.24	1.32	1.35	1.40	1.13	1.06
中央		1.04	1.26	1.17	1.17	1.23	1.10	1.25	1.25
端部	定格	1.03	1.11	1.06	1.04	1.07	1.04	1.26	1.03
中央		1.01	1.34	1.33	1.29	1.09	1.19	1.22	1.13

4.3 解析モデル及び諸元

- (1) DC建屋クレーンの解析モデルは、クレーン本体をはり要素でモデル化した多質点はりモデルである。解析モデルを第4-1図に、機器諸元を第4-3表及び第4-4表に示す。



第 4-1 図 DC 建屋クレーン解析モデル図

第 4-3 表 機器諸元 (質量)

		質量(t)
クレーン	トロリ	33.0
	ブリッジ	67.0

第 4-4 表 機器諸元 (断面性状)

部 材	縦弾性係数 (MPa)	断面二次モーメント(cm ⁴)		断面積 (cm ²)
		水平軸廻り	鉛直軸廻り	
ガーダ中央	202,000	5.76×10^6	2.40×10^6	746
ガーダ端部	202,000	1.30×10^6	1.64×10^6	585
サドル	202,000	1.35×10^6	2.90×10^5	522
走行トラック	202,000	2.62×10^5	2.78×10^5	861

4.4 応答解析結果

応答解析の結果として、クレーン本体の評価に必要な曲げモーメント、ねじりモーメント及びせん断力の最大値、浮上り防止装置の評価に必要なつめ 1 個あたりに作用する浮上り力の最大値、レールの評価に必要な 1 車輪あたりの鉛直上向き荷重及び走行直角方向荷重の最大値を第 4-5 表に示す。

第 4-5 表 応答解析結果

評価対象		種 類	解析結果
クレーン本体 の評価	ガーダ 中央	水平軸まわり曲げモーメント	889,561 kN・cm
		鉛直軸まわり曲げモーメント	76,779 kN・cm
		ねじりモーメント	41,145 kN・cm
		水平方向せん断力	127 kN
		鉛直方向せん断力	1,086 kN
	ガーダ 端部	水平軸まわり曲げモーメント	206,264 kN・cm
		鉛直軸まわり曲げモーメント	34,487 kN・cm
		ねじりモーメント	41,907 kN・cm
		水平方向せん断力	487 kN
		鉛直方向せん断力	2,436 kN
浮上り防止装置 の評価		ブリッジ浮上り防止装置つめ 1 個あたりに作用する浮上り力	0
		トロリ浮上り防止装置つめ 1 個 あたりに作用する浮上り力	248.3 kN
レールの評価		走行車輪 1 車輪当たりの水平 方向荷重	894.7 kN
		走行車輪 1 車輪当たりの鉛直 方向荷重	0
		横行車輪 1 車輪当たりの水平 方向荷重	248.3 kN
		横行車輪 1 車輪当たりの鉛直 方向荷重	675.3 kN

5. 応力評価及び荷重評価

5.1 基本方針

(1) 許容応力について、JSME S NC1-2005/2007 の付録材料図表を用いて計算する際に、温度が付録材料図表記載値の中間の値の場合は、比例法を用いて計算する。ただし、付録材料図表 Part5 で比例法を用いる場合の端数処理は、小数第 1 位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

(2) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

5.2 荷重の組合せ及び許容応力

5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

クレーン本体、浮上り防止装置及びレールの評価における荷重の組合せ及び許容応力状態について、第 5-1 表に示す。また、耐震計算に用いる寸法は、公称寸法を使用する。

第 5-1 表 荷重の組合せ（設計基準対象設備）

耐震クラス	荷重の組合せ	許容応力状態
B	$D + P_D + M_d + S_S$	$IV_A S$

5.2.2 許容応力

クレーン本体、浮上り防止装置及びレールの許容応力を第 5-2 表に示す。

第 5-2 表 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界 (ボルト以外)		許容限界 (ボルト等)
	1 次応力		1 次応力
	せん断	曲げ	引張
$IV_A S$	$1.5f_s^*$	$1.5f_b^*$	$1.5f_t^*$

5.2.3 使用材料の許容応力

クレーン本体、浮上り防止装置及びレールの使用材料の許容応力を第 5-3 表に示す。

第 5-3 表 許容応力評価条件

部材名		材 料	温 度 (°C)	Sy	Su
クレーン本体	ガーダ中央部	SS400	40	245	400
	ガーダ端部	SS400	40	245	400
ブリッジ浮き上がり防止装置	つめ	SM490A	40	315	490
	取付ボルト	SCM435	40	785	930
トロリ浮き上がり防止装置	つめ	SM490A	40	315	490
	取付ボルト	SCM435	40	785	930
走行レール	取付ボルト	SCM435	40	785	930
横行レール	溶接部	SS400	40	245	400
	取付ボルト	SCM435	40	785	930

5.3 クレーン本体の応力評価方法

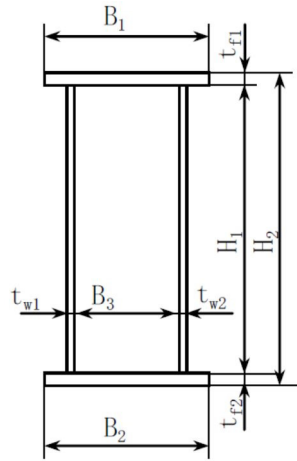
5.3.1 ガーダ中央部及びガーダ端部

(1) 記号の説明

本書で使用する記号を第 5-5 表に評価断面図を第 5-1 図に示す。

第 5-5 表 記号の設備

記号	記号の説明	単位
B_1	ガーダ断面寸法	mm
B_2	ガーダ断面寸法	mm
B_3	ガーダ断面寸法	mm
H_1	ガーダ断面寸法	mm
H_2	ガーダ断面寸法	mm
t_{w1}	ガーダ断面寸法	mm
t_{w2}	ガーダ断面寸法	mm
t_{f1}	ガーダ断面寸法	mm
t_{f2}	ガーダ断面寸法	mm
M_1	水平軸まわり曲げモーメント	kN・cm
M_2	鉛直軸まわり曲げモーメント	kN・cm
T	ねじりモーメント	kN・cm
F_1	鉛直方向せん断力	kN
F_2	水平方向せん断力	kN
Z_X	X 軸まわり断面係数	cm ³
Z_Y	Y 軸まわり断面係数	cm ³
σ_V	水平軸まわり曲げ応力	MPa
σ_H	鉛直軸まわり曲げ応力	MPa
τ_V	鉛直方向せん断応力	MPa
τ_H	水平方向せん断応力	MPa
τ_J	ねじり応力	MPa
σ	曲げ応力の組合せ	MPa
τ	せん断応力の組合せ	MPa
σ_{comb}	組合せ応力（補正係数 A を含む）	MPa



第 5-1 図 ガーダの評価断面図

(2) ガーダの応力計算方法

① 曲げ応力

$$\sigma_v = \frac{M_1 \times 10^3 \times 10}{Z_x \times 10^3}$$

$$\sigma_H = \frac{M_2 \times 10^3 \times 10}{Z_y \times 10^3}$$

② せん断応力

$$\tau_v = \frac{F_1 \times 10^3}{H_1 \times (t_{w1} + t_{w2})}$$

$$\tau_H = \frac{F_2 \times 10^3}{B_1 \times t_{f1} + B_2 \times t_{f2}}$$

$$\tau_J = \frac{T \times 10^3 \times 10}{2 \left(B_3 + \frac{t_{w1} + t_{w2}}{2} \right) \left(H_1 + \frac{t_{f1} + t_{f2}}{2} \right) t_{w1}}$$

③ 組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{\sigma_v^2 + \sigma_H^2}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_v^2 + \tau_H^2 + \tau_J^2}$$

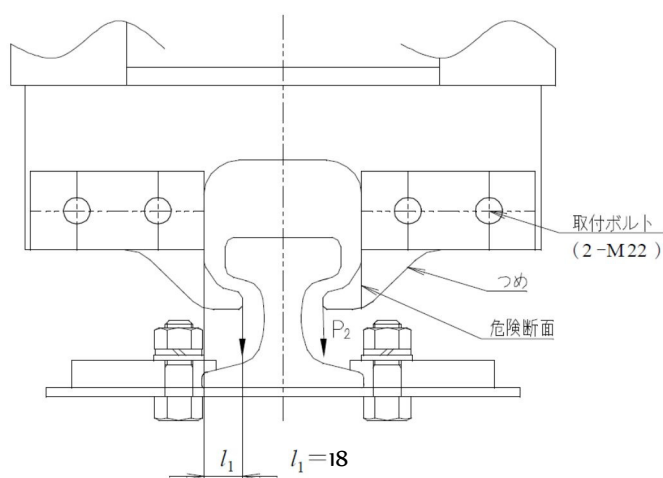
$$\sigma_{comb} = (\text{補正係数 A}) \times \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}$$

5.4 浮上り防止装置の応力評価方法

クレーンの浮上りを拘束するため、ブリッジトラック及びトロリ下面に、第 5-2 図に示すような浮上り防止装置が取り付けられ、クレーンが浮き上がった場合にはつめが引っ掛かり、浮上りを防止する構造となっている。

このつめとレールの隙間が 12mm であり、これを浮上り量の境界条件として非線形要素の浮上り方向の拘束条件とする。12mm 以上の浮上りが発生すれば、つめ及び取付ボルトに荷重が作用するため、応力評価を実施する。

本評価においては、地震応答解析の結果、ブリッジ側の浮上りは最大で 10.1mm であり、浮上り量が 12mm 未満であることから、つめ及び取付ボルトに作用する荷重はない。



第 5-2 図 浮上り防止装置

(1) 記号の説明

本書で使用する記号を第 5-6 表に示す。

第 5-6 表 記号の設備

記号	記号の説明	単位
P_1	クレーンの浮上り力（補正係数 A を含む）	kN
P_2	浮上り防止装置つめ 1 個当たりの荷重	kN
σ	つめに作用する組合せ応力	MPa
σ_b	つめに作用する曲げ応力	MPa
τ_1	つめに作用するせん断応力	MPa
τ_2	取付ボルトに作用するせん断応力	MPa
A_2	つめのせん断面積	mm ²
M_2	つめに作用する P_2 による曲げモーメント	kN・mm
Z_2	つめの断面係数	mm ³
A_{b2}	取付ボルトの断面積	mm ²
ℓ_2	危険断面から P_2 作用点までの距離	mm

(2) 浮上り防止装置つめ 1 個当たりの荷重

$$P_2 = \frac{P_1}{4}$$

(3) 浮上り防止装置つめに生じる応力

① つめにかかる P_2 による曲げモーメント

$$M_2 = P_2 \times \ell_2$$

② 曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M_2 \times 10^3}{Z_2}$$

③ せん断応力

$$\tau_1 = \frac{P_2 \times 10^3}{A_2}$$

④ 組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau_1^2}$$

(4) 浮上り防止装置取付ボルトに生じる応力

$$\tau_2 = \frac{P_2}{A_{b2}}$$

5.5 レールの応力評価方法

5.5.1 走行レールの応力評価方法

(1) 記号の説明

本書で使用する記号を第 5-7 表に示す。

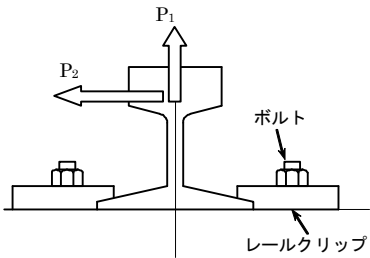
第 5-7 表 記号の設備

記号	記号の説明	単位
P_1	1 車輪当たりの鉛直方向荷重（補正係数Aを含む）	kN
P_2	1 車輪当たりの水平方向荷重	kN
A_b	取付ボルトの断面積	mm^2
n_1	引張荷重を受けるボルトの本数	—
n_2	せん断荷重を受けるボルトの本数	—
σ_t	取付ボルトに作用する引張応力	MPa
τ_b	取付ボルトに作用するせん断応力	MPa

(2) 取付ボルトに生じる応力

①引張応力

$$\sigma_t = \frac{P_1}{A_b \times n_1}$$



②せん断応力

$$\tau_b = \frac{P_2}{A_b \times n_2}$$

5.5.2 横行レールの応力評価方法

(1) 記号の説明

本書で使用する記号を第 5-8 表に示す。

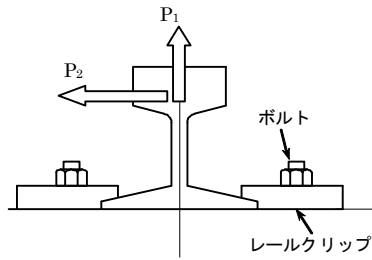
第 5-8 表 記号の設備

記号	記号の説明	単位
P_1	1 車輪当たりの鉛直方向荷重（補正係数 A を含む）	kN
P_2	1 車輪当たりの水平方向荷重	kN
A_b	取付ボルトの断面積	mm^2
A_s	レールストップ溶接部のせん断面積	mm^2
n_1	取付ボルトの本数	—
n_2	ストップ个数	—
σ_t	取付ボルトに作用する引張応力	MPa
τ_s	受台溶接部に作用するせん断応力	MPa

(2) 取付ボルトに生じる応力

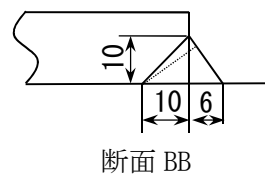
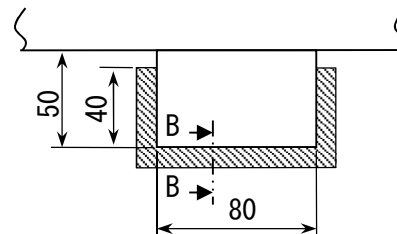
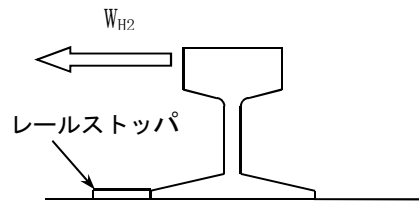
① 引張応力

$$\sigma_t = \frac{P_1}{A_b \times n_1}$$



(3) レールストップ溶接部に生じる応力

$$\tau_s = \frac{P_2}{A_s \times n_2}$$



5.6 応力評価条件

5.6.1 ガーダ中央部

項 目	記 号	単 位	数値
ガーダ断面寸法	B_1	mm	1,480
ガーダ断面寸法	B_2	mm	1,360
ガーダ断面寸法	B_3	mm	1,300
ガーダ断面寸法	H_1	mm	2,300
ガーダ断面寸法	H_2	mm	2,320
ガーダ断面寸法	t_{w1}	mm	8
ガーダ断面寸法	t_{w2}	mm	12
ガーダ断面寸法	t_{f1}	mm	12
ガーダ断面寸法	t_{f2}	mm	8
X 軸周り断面係数	Z_X	cm^3	45,577
Y 軸周り断面係数	Z_Y	cm^3	31,004

5.6.2 ガーダ端部

項 目	記 号	単 位	数値
ガーダ断面寸法	B_1	mm	1,480
ガーダ断面寸法	B_2	mm	1,600
ガーダ断面寸法	B_3	mm	1,300
ガーダ断面寸法	H_1	mm	1,076
ガーダ断面寸法	H_2	mm	1,100
ガーダ断面寸法	t_{w1}	mm	8
ガーダ断面寸法	t_{w2}	mm	12
ガーダ断面寸法	t_{f1}	mm	12
ガーダ断面寸法	t_{f2}	mm	12
X 軸周り断面係数	Z_X	cm^3	23,081
Y 軸周り断面係数	Z_Y	cm^3	18,896

5.6.3 トロリ浮上り防止装置つめの応力評価条件

項 目	記 号	単 位	数値
つめのせん断面積	A_2	mm^2	1,296
つめに作用する P_2 による曲げモーメント	M_2	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	1,117.8
つめの断面係数	Z_2	mm^3	7,776
取付ボルトの断面積	A_{b2}	mm^2	380
危険断面から P_2 作用点までの距離	l_2	mm	18

5.6.4 走行レールの応力評価条件

項 目	記 号	単 位	数値
取付ボルト (M24) の断面積	A_b	mm^2	452
取付ボルトの本数 (引張時)	n_1	—	6
取付ボルトの本数 (せん断時)	n_2	—	3

5.6.5 横行レールの応力評価条件

項 目	記 号	単 位	数値
取付ボルト (M20) の断面積	A_b	mm^2	314
受台溶接部のせん断面積	A_s	mm^2	1,216
取付ボルトの本数	n_1	—	2
ストッパ个数	n_2	—	2

5.6.6 吊具の応力評価条件

項 目	記 号	単 位	数値
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
吊荷の重量	M	t	130
ワイヤーロープ長さ	L	mm	2,335

6. 評価結果

DC建屋クレーンに対する耐震評価結果を第6-1表に示す。発生応力は、許容応力を満足しており、耐震性を有することを確認した。

第6-1表 DC建屋クレーンの耐震評価結果

評価部位		応力分類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
ガーダ	中央	組合せ	241	279
	端部	組合せ	277	279
ブリッジ浮上 防止装置	つめ	組合せ	—	342
	取付ボルト	せん断	—	375
トロリ浮上 防止装置	つめ	組合せ	167	342
	取付ボルト	せん断	164	375
走行車輪		せん断	64	310
横行車輪		せん断	112	310
走行レール	取付ボルト	せん断	299	375
横行レール	溶接部	せん断	154	160
	取付ボルト	引張	396	487

V-2-11-2-4 原子炉遮蔽壁の耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 構造説明	2
2.1 構造計画	2
2.2 評価方針	3
3. 形状及び主要寸法	4
4. 設計条件	5
4.1 設計荷重	5
4.2 材料及び許容応力	6
5. 応力計算	7
5.1 応力評価点	7
5.2 計算方針	7
6. 評価結果	9

1. 概要

本計算書は、添付書類「V-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、原子炉遮蔽壁が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。その耐震評価は原子炉遮蔽壁の地震応答解析、応力評価により行う。

2. 構造説明

2.1 構造計画

原子炉遮蔽壁の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
炉心を中心に外径約 [] 内径約 [] の円形基礎で、 EL. 約 [] で原子炉圧力容器ペデスタルに固定する。	外径約 [] 内径約 [] 高さ約 [] の原子炉を取り囲む円筒形コンクリート壁であり内側と外側に [] の鋼板がまかれ内側と外側の鋼板はたてリブでつながれている。その内部にはモルタルが充てんされている。 原子炉遮蔽壁のモルタルは強度部材として考慮しない。 水平力は、EL. 約 [] の位置に取り付けられた原子炉格納容器スタビライザ、及び EL. 約 [] の位置の基礎で原子炉建物及び原子炉圧力容器ペデスタルに伝えられる。	

2.2 評価方針

原子炉遮蔽壁は、Sクラスの波及的影響を考慮すべき設備として地震荷重に対する機能維持評価を行う。なお、強度評価位置は一般胴部及び開口集中部とする。また、設計荷重として、地震時の鉛直荷重、モーメント、せん断力を組合せ、発生応力が許容応力を下回ることにより、地震荷重に対する機能維持を確認する。許容応力は日本建築学会の「鋼構造設計規準」（2005改定）による。

3. 形状及び主要寸法

原子炉遮蔽壁の形状及び主要寸法を図 3-1 に示す。

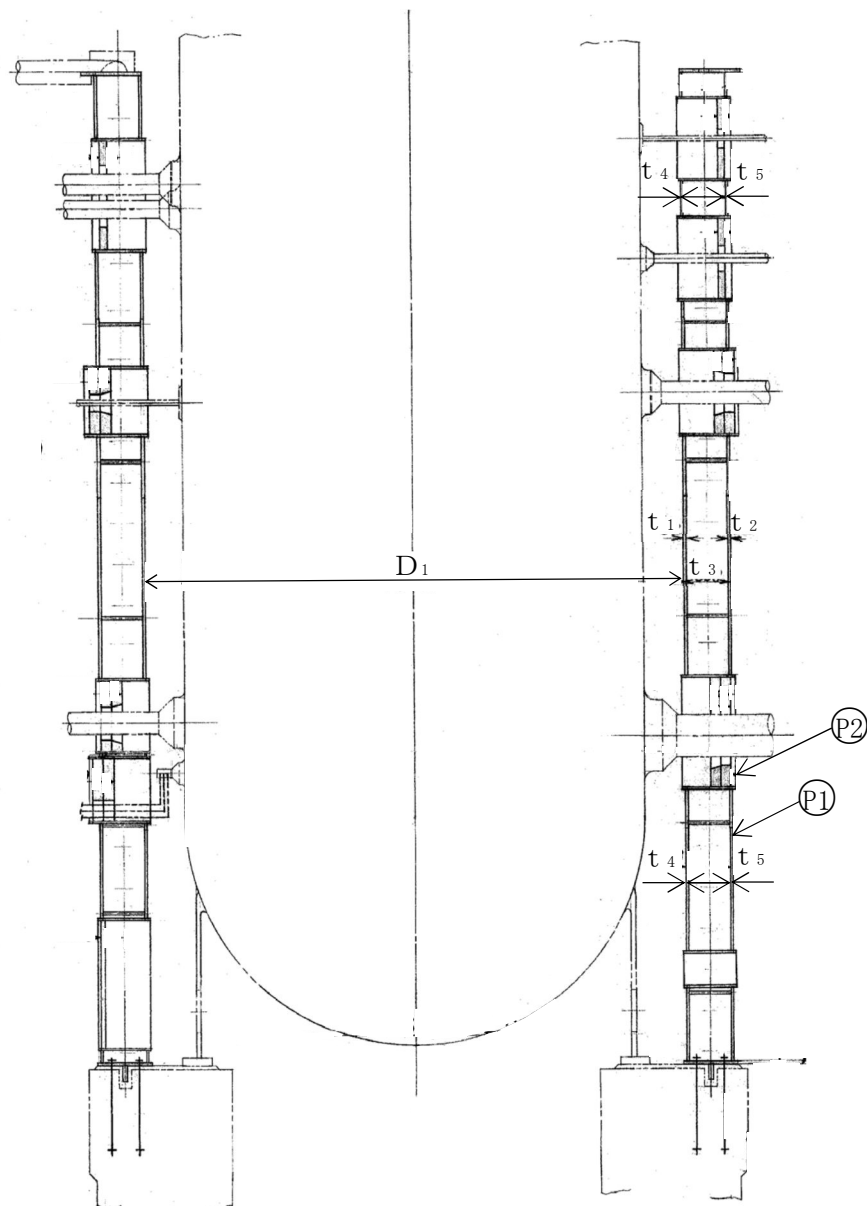


図 3-1 原子炉遮蔽壁の形状及び主要寸法 (単位 : mm)

4. 設計条件

4.1 設計荷重

(1) 運転状態Ⅰによる荷重

原子炉遮蔽壁の自重及びその他のすべての付帯物の重量

$W = \boxed{}$

(2) 地震荷重

地震荷重は、水平方向荷重及び鉛直方向荷重を考慮する。

(3) 荷重の組合せ及び設計荷重

原子炉遮蔽壁の基準地震動の策定に伴う地震時の強度評価は、Sクラスの波及的影響を考慮すべき設備として地震荷重に対する機能維持評価を行う。なお、強度評価位置は一般胴部及び開口集中部とし、表4-1にその設計荷重を示す。

表 4-1 設計荷重

荷重の組合せ	評価位置	鉛直荷重 W (N)	モーメント M (N・mm)	せん断力 Q (N)
運転状態Ⅰによる荷重 + S _d	一般胴部			
	開口集中部			
運転状態Ⅰによる荷重 + S _s	一般胴部			
	開口集中部			

4.2 材料及び許容応力

(1) 材料

原子炉遮蔽壁胴



(2) 許容応力

許容応力は日本建築学会の「鋼構造設計規準」(2005 改定)による。材料の許容応力を表 4-2 に示す。

表4-2 許容応力

(単位：N/mm²)

材料	荷重の組合せ	基準応力 F	短期許容応力			
			圧縮 f _c	曲げ f _b	せん断 f _s	組合せ f _t
SM400B	運転状態Ⅰによる荷重＋S _d	235	233	235	135	235
	運転状態Ⅰによる荷重＋S _s	235	233	235	135	235

5. 応力計算

5.1 応力評価点

原子炉遮蔽壁の構造及び形状を考慮し，表 5-1 に示す部分について応力評価を行う。(図 3-1 参照)

表 5-1 応力評価点

応力評価点番号	応力評価点
P 1	一般胴部
P 2	開口集中部

5.2 計算方針

5.2.1 一般胴部

4 章で示した荷重により一般胴部に生じる応力は，次式により計算する。

(1) 圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{W}{A}$$

ここで，

A =

(2) 曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

ここで，

Z =

(3) せん断応力

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

ここで，

A =

(4) 組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

5.2.2 開口集中部

4 章で示した荷重により開口集中部に生じる応力は、次式により計算する。

- (1) 圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{W}{A_1}$$

ここで,

$$A_1 = \boxed{}$$

- (2) 曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_1}$$

ここで,

$$Z_1 = \boxed{}$$

- (3) せん断応力

$$\tau = \frac{Q}{A_1}$$

ここで,

$$A_1 = \boxed{}$$

- (4) 組合せ応力

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

6. 評価結果

原子炉遮蔽壁各部の評価結果を以下に示す。発生値は許容応力を満足しており，耐震性を有することを確認した。

(1) 運転状態 I による荷重 + S_d に対する評価

運転状態 I による荷重 + S_d に対する応力評価結果を表 6-1 に示す。

(2) 運転状態 I による荷重 + S_s に対する評価

運転状態 I による荷重 + S_s に対する応力評価結果を表 6-2 に示す。

表 6-1 運転状態 I による荷重 + S_d に対する応力評価結果

評価対象設備	評価部位		応力分類	発生値	評価基準値	判定	備考
				N/mm ²	N/mm ²		
原子炉遮蔽壁	P 1	一般胴部	圧縮応力	22	233	○	
			曲げ応力	18	235	○	
			せん断応力	5	135	○	
			組合せ応力	41	235	○	
	P 2	開口集中部	圧縮応力	75	233	○	
			曲げ応力	67	235	○	
			せん断応力	17	135	○	
			組合せ応力	145	235	○	

表 6-2 運転状態 I による荷重 + S_s に対する応力評価結果

評価対象設備	評価部位		応力分類	発生値	評価基準値	判定	備考
				N/mm ²	N/mm ²		
原子炉遮蔽壁	P 1	一般胴部	圧縮応力	27	233	○	
			曲げ応力	30	235	○	
			せん断応力	7	135	○	
			組合せ応力	59	235	○	
	P 2	開口集中部	圧縮応力	87	233	○	
			曲げ応力	111	235	○	
			せん断応力	28	135	○	
			組合せ応力	204	235	○	

V-2-11-2-5 原子炉ウェル遮蔽ブロックの耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造説明	2
2.3 評価方針	3
3. 耐震評価箇所	4

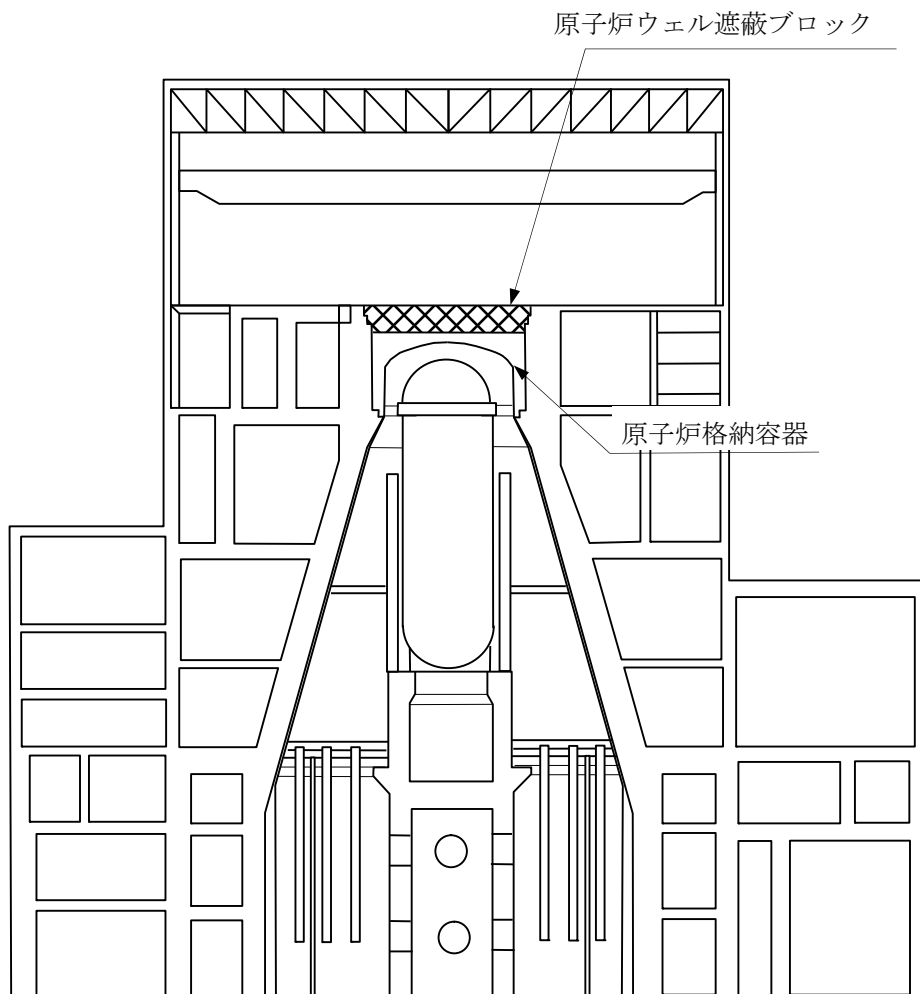
1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、原子炉ウェル遮蔽ブロックが設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である原子炉格納容器に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 配置概要

原子炉ウェル遮蔽ブロックは、第 2-1 図の位置関係図に示すように、上位クラス施設である原子炉格納容器の上部に設置されており、落下時に原子炉格納容器に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

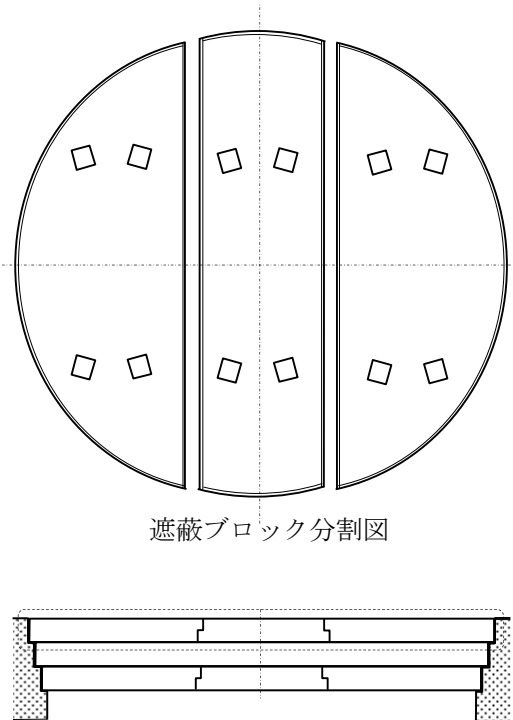


第 2-1 図 原子炉ウェル遮蔽ブロックと原子炉格納容器の位置関係図

2.2 構造説明

原子炉ウェル遮蔽ブロックの構造計画を第 2-1 表に示す。

第 2-1 表 原子炉ウェル遮蔽ブロックの構造計画

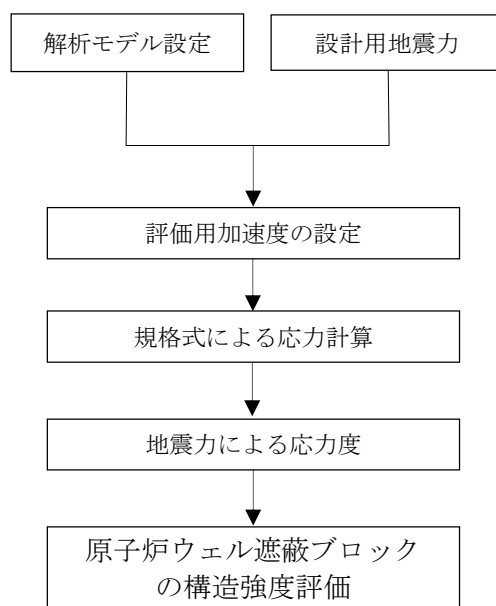
主要区分	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
原子炉ウェル遮蔽ブロック	原子炉ウェル遮蔽ブロックは、原子炉建屋躯体上に 3 段重ねた構造で配置され、各段は 3 枚で構成されている。	遮蔽ブロック	 遮蔽ブロック分割図

2.3 評価方針

原子炉ウェル遮蔽ブロックの応力評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造の説明」にて示す原子炉ウェル遮蔽ブロックの部位を踏まえ、「3. 耐震評価箇所」にて設定する箇所において応力等が許容限界内に収まることを、「4. 応力評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

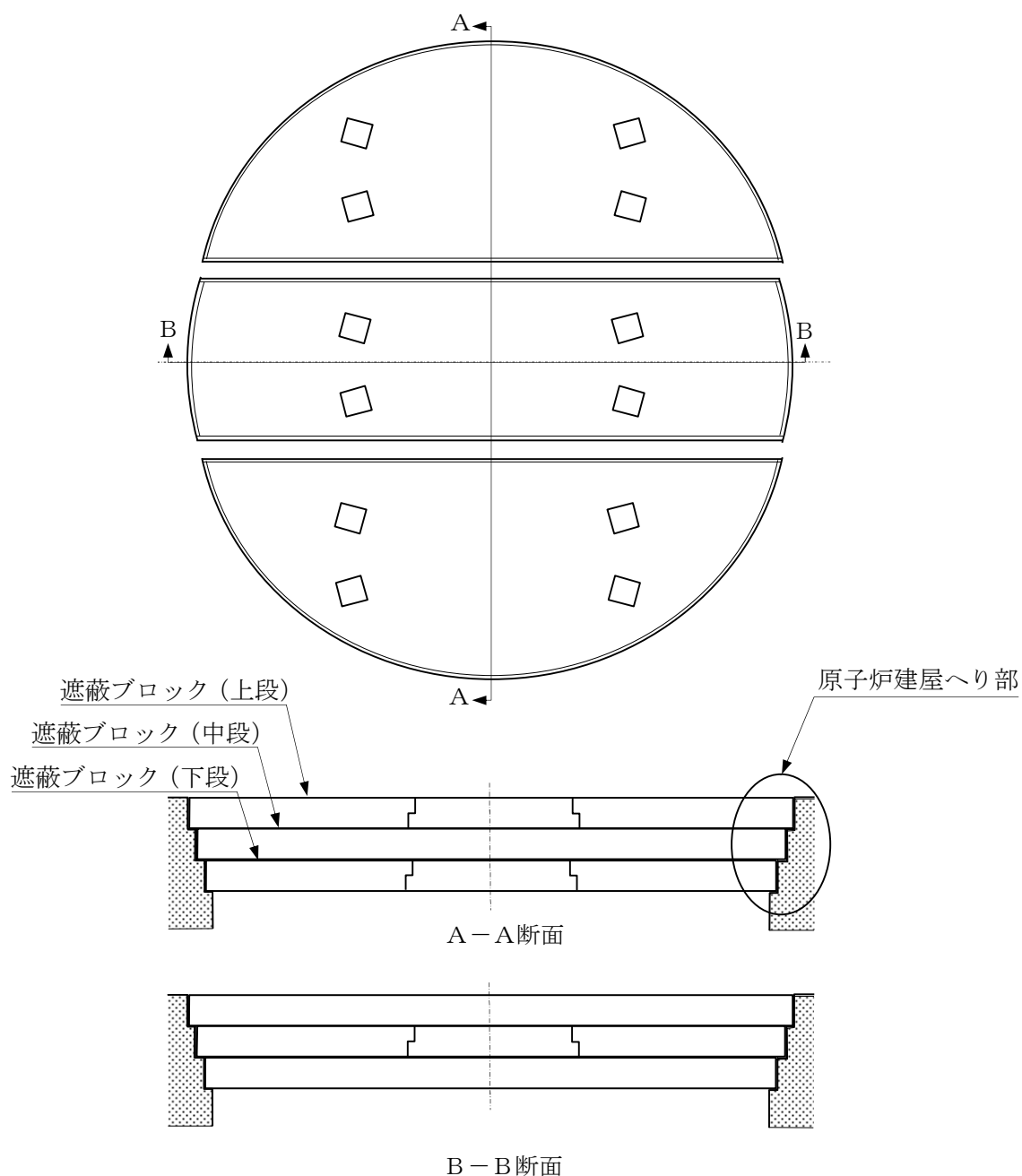
原子炉ウェル遮蔽ブロックの耐震評価フローを第2-2図に示す。



第2-2図 原子炉ウェル遮蔽ブロックの耐震評価フロー

3. 耐震評価箇所

原子炉ウェル遮蔽ブロックは、原子炉建屋躯体上に 3 段重ねて配置されている。また各段（上段、中段、下段）の遮蔽ブロックは 3 分割されている。原子炉ウェル遮蔽ブロックが落下することにより、波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から、遮蔽ブロック本体及び遮蔽ブロックが配置されている原子炉建屋躯体のへり部を評価箇所として選定する。



第 3-1 図 原子炉ウェル遮蔽ブロックの評価箇所

V-2-11-2-6 制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算書

目次

1. 一般事項	1
1.1 適用基準	1
1.2 計算条件	1

1. 一般事項

本計算書は、制御棒貯蔵ラック（以下「ラック」という。）（耐震設計上の重要度分類 B-2 クラス）の耐震性についての計算方法と計算結果を示す。

1.1 適用基準

本計算書においては、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補-1984 及び J E A G 4 6 0 1-1987）（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 昭和 59 年 9 月及び昭和 62 年 8 月）に準拠して評価する。

1.2 計算条件

- (1) ラックは、原子炉建屋の使用済燃料プールの底部（EL. 34.689 m）に基礎ボルトで固定し、更にラック支持枠で支持されるものとする。
- (2) ラックの質量には、制御棒 8 体の質量、制御棒案内管 2 体の質量、ラック自身の質量、ラックに含まれる水の質量及び排除水質量*を考慮する。
- (3) 地震力は、ラックに対して水平方向から作用するものとする。ここで水平方向地震力は、ラックの長辺方向に作用する場合と短辺方向に作用する場合を考慮する。
また、鉛直方向地震力は、水平方向地震力と同時に不利な方向に作用するものとする。
- (4) 構造説明を 2 章に、ラックの構造概要図を図 1-1 に示す。

注記 *：排除水質量とは、水中の機器の形状により排除される機器周囲の流体の質量である。

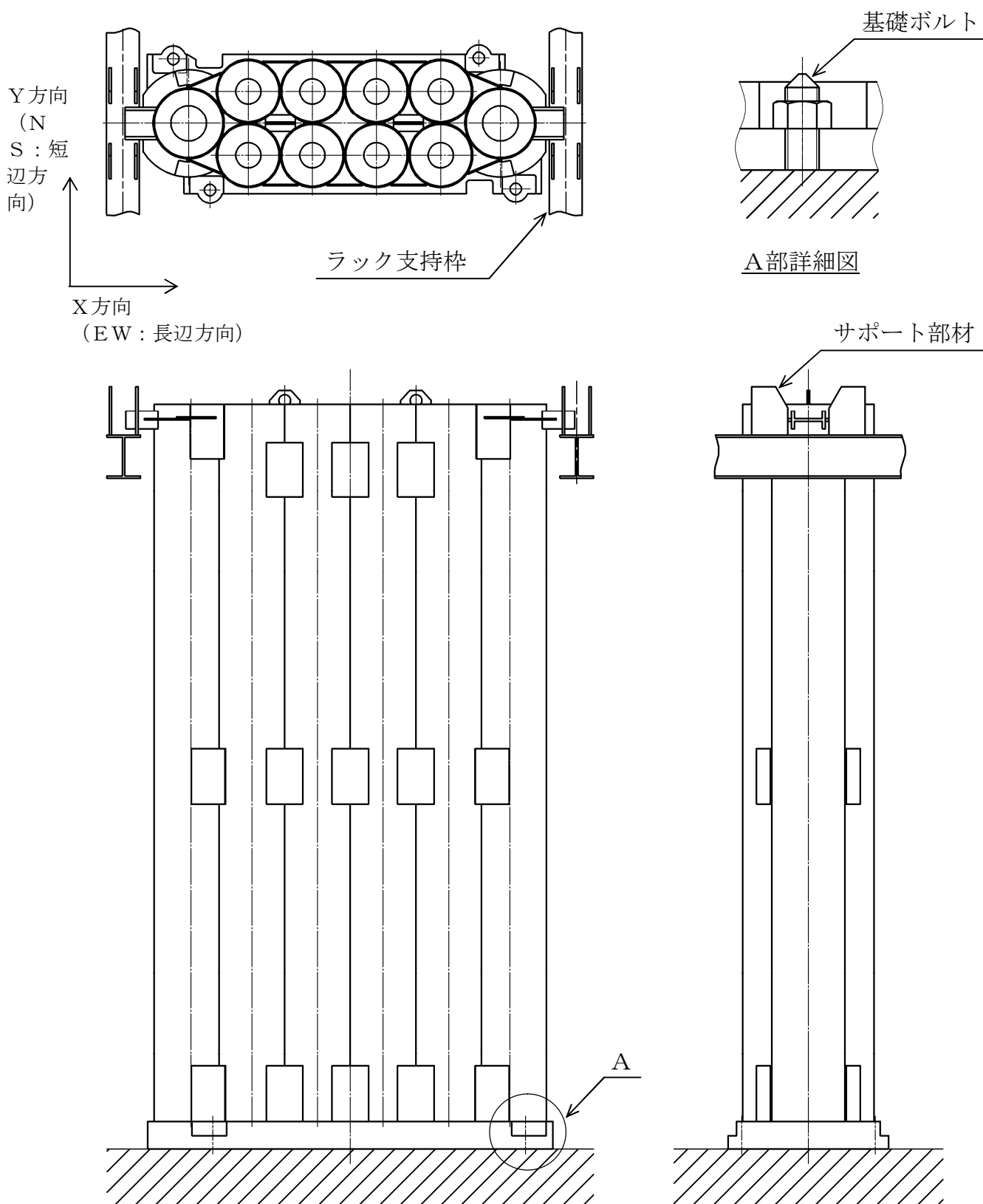


図 1-1 構造概要図

V-2-11-2-7 制御棒貯蔵ハンガの耐震性についての計算書

目次

1. 一般事項 1

1.1 適用基準 1

1.2 計算条件 1

1. 一般事項

本計算書は、制御棒貯蔵ハンガ（以下「ハンガ」という。）（耐震設計上の重要度分類 B-2 クラス）の耐震性についての計算方法と計算結果を示す。

1.1 適用基準

本計算書においては、原子力発電所耐震設計技術指針（重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補-1984 及び J E A G 4 6 0 1-1987）（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 昭和 59 年 9 月及び昭和 62 年 8 月）に準拠して評価する。

1.2 計算条件

- (1) ハンガは、原子炉建屋の使用済燃料プールの壁（EL. 39.312 m 及び EL. 44.138 m）に埋め込まれた埋込金物に溶接され固定されるものとする。
- (2) ハンガの質量には、制御棒の質量とハンガ自身の質量のほか、制御棒及びハンガ部材の排除水質量*を考慮する。
- (3) 地震力は、ハンガに対して水平方向から作用するものとする。
ここで、水平方向地震力は、ハンガの長辺方向に作用する場合と短辺方向に作用する場合を考慮する。
また、鉛直方向地震力は、水平方向地震力と同時に不利な方向に作用するものとする。
- (4) 貯蔵本数は、制御棒 2 本とし、ハンガ先端側吊り掛け部（切り欠き部）を除いて貯蔵とする。
- (5) 構造概要図を図 1-1 に示す。

注記 *：排除水質量とは、水中の機器の形状により排除される機器周囲の流体の質量である。

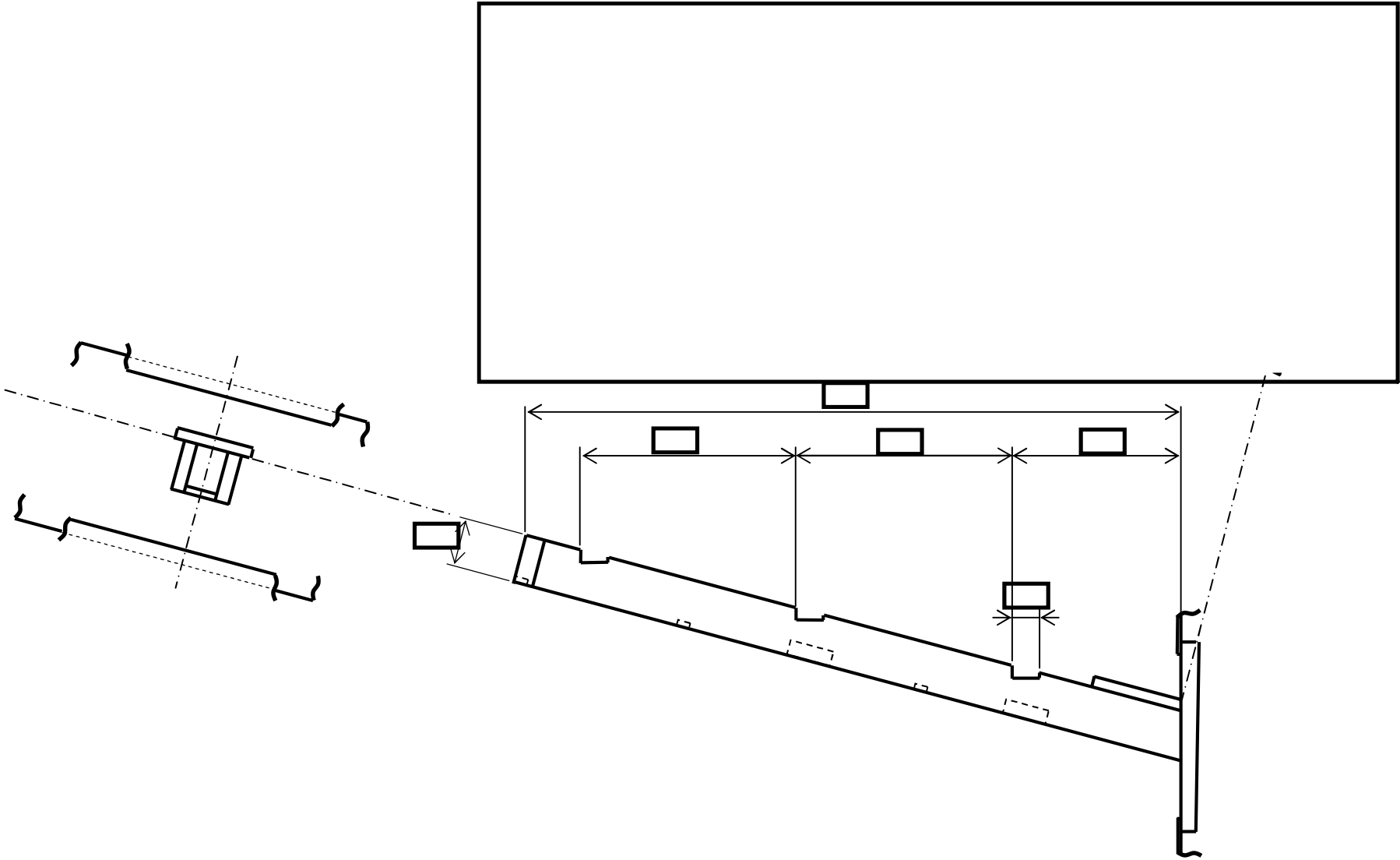


図 1-1 構造概要図 (単位 : mm)

V-2-11-2-8 ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレ
イ系及び低圧炉心スプレイ系）の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造説明	2
2.3 評価方針	3
3. 耐震評価箇所	4

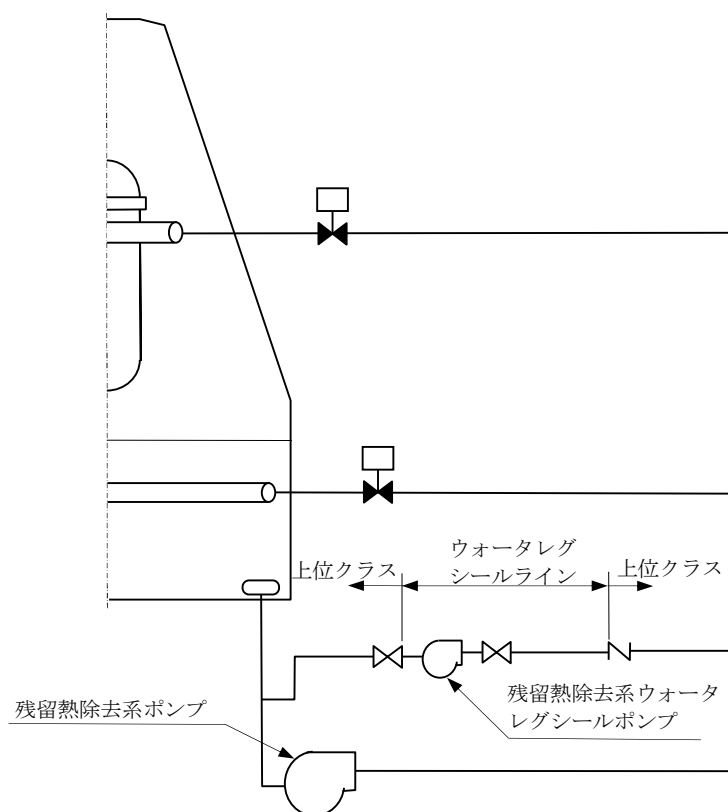
1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、ウォータレグシールライン（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）が設計用地震動に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、当該ラインに接続されている上位クラス施設である残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 配置概要

ウォータレグシールラインは配管系及びポンプにて構成されている。ウォータレグシールラインの配管系と上位クラスの配管系との接続状況を残留熱除去系を例として第2-1図に示す。ウォータレグシールラインの配管と上位クラス施設である残留熱除去系配管との接続は、通常閉とした隔離弁等を介していないため、ウォータレグシールラインが損傷した場合、上位クラスの各系統（残留熱除去系，高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系）に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

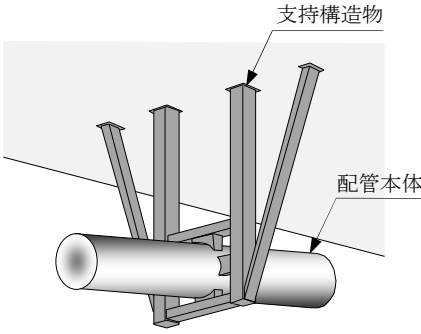
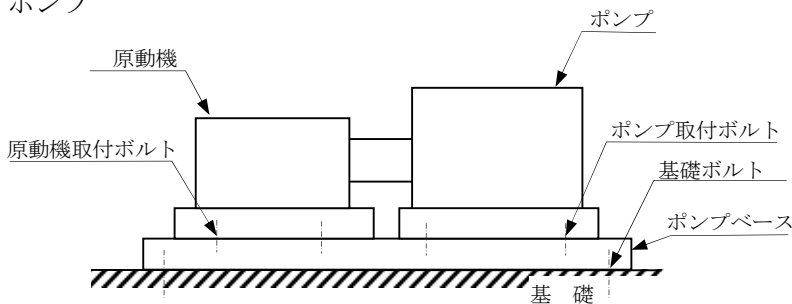


第2-1図 ウォータレグシールラインと上位クラス施設との接続関係図
(残留熱除去系の例)

2.2 構造説明

ウォーターレグシールラインを構成する配管系及びポンプの構造計画を第 2-1 表に示す。

第 2-1 表 ウォータレグシールラインの構造計画

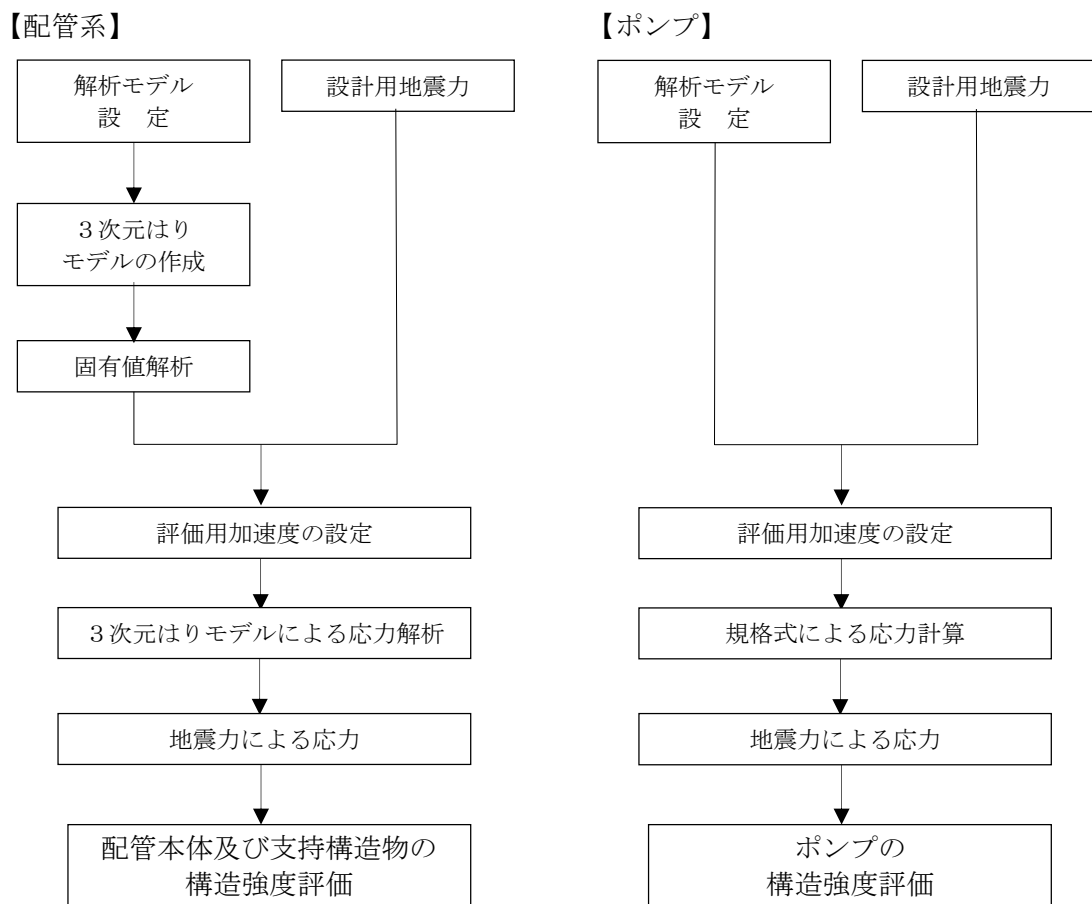
主要区分	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
(1) 配管系 (2) ポンプ	(1) 配管系は配管本体及び支持構造物から構成されており、配管本体は、支持構造物を介して間接支持構造物である建屋に支持される。 (2) ポンプはポンプベースに固定され、ポンプベースは基礎ボルトで基礎に据え付ける。	(1) 配管本体 支持構造物 (2) ターボ形	(1) 配管系  (2) ポンプ 

2.3 評価方針

ウォーターレグシールラインの配管系及びポンプの応力評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

ウォーターレグシールラインの耐震評価フローを第2-2図に示す。評価は、「2.2 構造の説明」にて示すウォーターレグシールラインの配管系及びポンプの部位を踏まえ、「3. 耐震評価箇所」にて設定する箇所について実施する。評価対象箇所の構造的な特徴を踏まえて、必要に応じて「4. 固有値解析」にて設備の固有振動数を算出し、評価用加速度に基づく応力等が許容限界内に収まることを、「5. 応力評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「6. 評価結果」に示す。

ウォーターレグシールラインの配管系は3次元はりモデルによる地震応答解析により応力解析を行い、ポンプについては規格式による応力計算により構造強度評価を行う。



第2-2図 ウォータレグシールラインの耐震評価フロー

3. 耐震評価箇所

ウォーターレグシールラインの評価対象設備は、残留熱除去系、高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系における配管系及びポンプについて実施する。評価対象設備を第 3-1 表に示す。

耐震評価箇所として配管系は「付録 6 管の応力計算書及び耐震性についての計算書作成の基本方針」，ポンプは「付録 4 横軸ポンプの耐震性についての計算書作成の基本方針」に従う。

第 3-1 表 評価対象設備

系統名	評価対象
残留熱除去系	残留熱除去系ウォーターレグシール配管 残留熱除去系ウォーターレグシールポンプ
高圧炉心スプレイ系	高圧炉心スプレイ系ウォーターレグシール配管 高圧炉心スプレイ系ウォーターレグシールポンプ
低圧炉心スプレイ系	低圧炉心スプレイ系ウォーターレグシール配管 低圧炉心スプレイ系ウォーターレグシールポンプ

V-2-11-2-9 海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備の
耐震性についての計算書

目次

1. 概要 1

2. 基本方針 1

2.1 配置概要 1

2.2 構造説明 1

2.3 評価方針 1

1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である残留熱除去系海水系ポンプ、残留熱除去系海水系ストレーナ等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 配置概要

海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備は、上位クラス施設である残留熱除去系海水系ポンプ、残留熱除去系海水系ストレーナ等の上部に設置されており、落下時に残留熱除去系海水系ポンプ、残留熱除去系海水系ストレーナ等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

2.2 構造説明

海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備は、既設の海水ポンプ室を取り囲むように設置され、ポンプピット内に設置されている、残留熱除去系海水系ポンプ、残留熱除去系海水系ストレーナ等に対する防護設備は、ピット開口部に防護ネットを取り付けた構造とする。ポンプピットの周囲に設置されている、残留熱除去系海水系及びディーゼル発電機海水系の配管及び電線管に対する防護設備は、鉄骨架構に防護鋼板若しくは防護ネットを取り付けた構造とする。

2.3 評価方針

海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備の応力評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備の耐震評価フローを図 2-1 に示す。

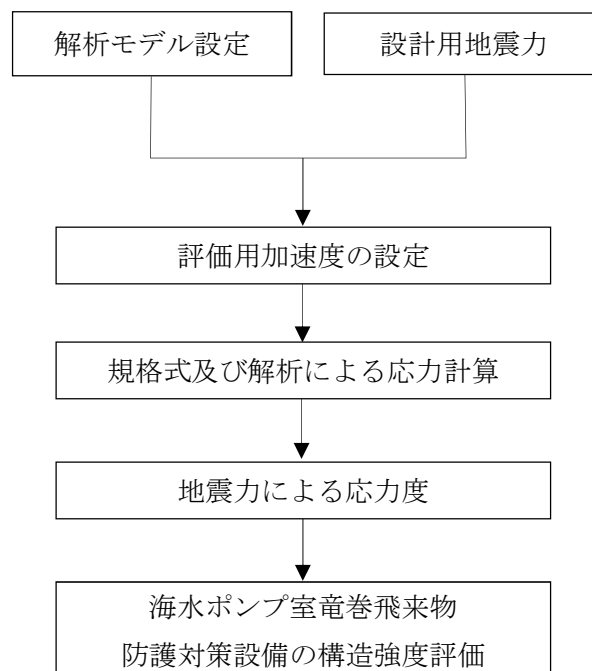


図 2-1 海水ポンプ室竜巻飛来物防護対策設備の耐震評価フロー

V-2-11-2-10 中央制御室天井照明の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造説明	2
2.3 評価方針	3
3. 耐震評価箇所	4

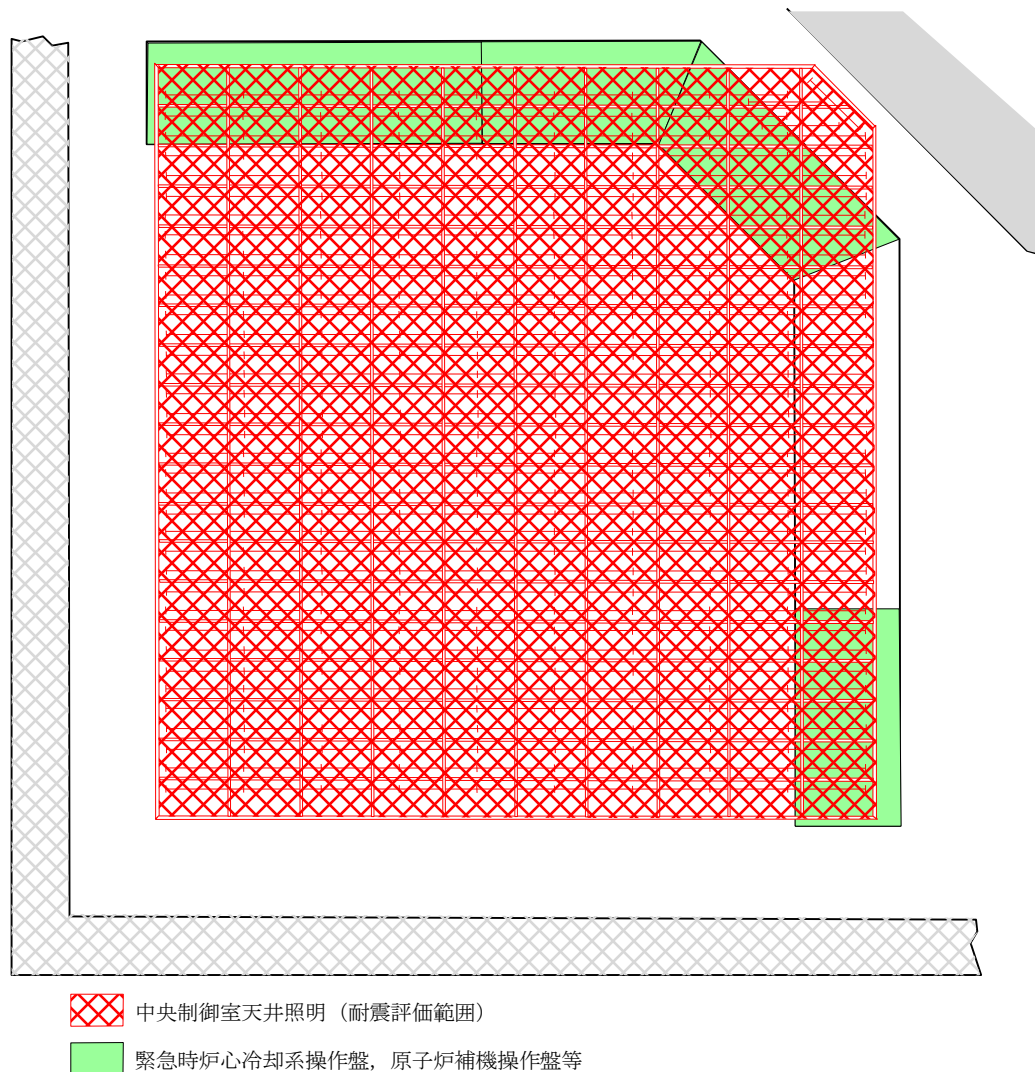
1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、中央制御室天井照明が設計用地震動に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である緊急時炉心冷却系操作盤、原子炉補機操作盤等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 配置概要

中央制御室天井照明は、第 2-1 図の位置関係図に示すように、上位クラス施設である主盤及び原子炉補助盤等の上部に設置されており、落下時に緊急時炉心冷却系操作盤、原子炉補機操作盤等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。



第 2-1 図 中央制御室天井照明と緊急時炉心冷却系操作盤，原子炉補機操作盤等の位置関係図

2.2 構造説明

中央制御室天井照明の構造計画を第 2-1 表に示す。

第 2-1 表 中央制御室天井照明の構造計画

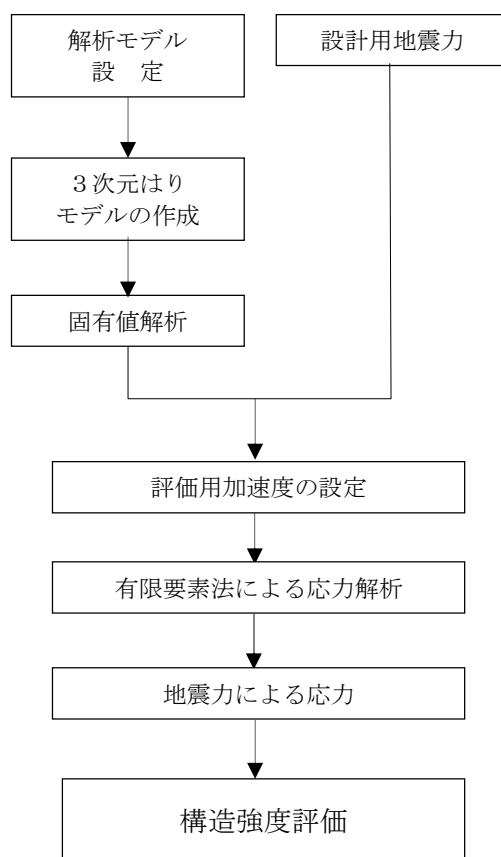
主要区分	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
中央制御室 天井照明	中央制御室天井照明は吊具等を介して天井に接続されている。 天井照明用の照明器具は、中央制御室天井フロアに埋め込まれたインサートから吊ボルトにより吊られており、吊具としてのレースウェイとの接続は、ボルトにて接続されている。 また、照明器具より下方にはルーバが吊ボルトによりハンガー、メインランナーを介して吊られており、各吊具はボルトにて接続されている。	吊ボルト レースウェイ	

2.3 評価方針

中央制御室天井照明の応力評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造の説明」にて示す中央制御室天井照明の部位を踏まえ、「3. 耐震評価箇所」にて設定する箇所において「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく応力等が許容限界内に収まることを、「5. 応力評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「6. 評価結果」に示す。

中央制御室天井照明の構造を考慮し、一体構造物として3次元はりモデルによる有限要素法解析（以下「FEM 解析」という。）を行う。



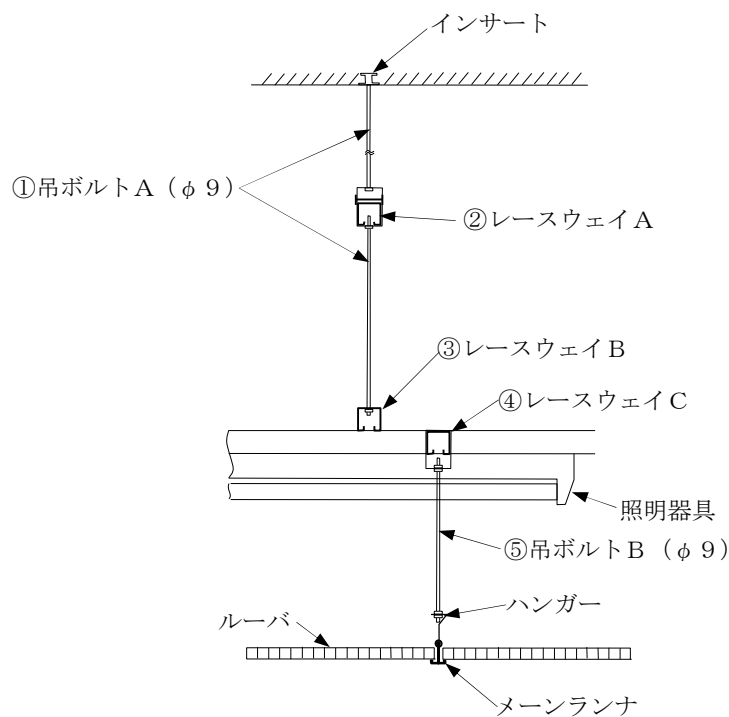
第 2-2 図 中央制御室天井照明の耐震評価フロー

3. 耐震評価箇所

中央制御室天井照明としての照明器具は、吊ボルト、レースウェイを介して、原子炉建屋の天井面から吊る構造としている。また、照明器具の下方には、レースウェイ及びハンガーを介してルーバが設置されている。

中央制御室天井照明が落下することにより、波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から吊り構造を構成している部材を評価箇所として選定する。

中央制御室天井照明の評価箇所を第 3-1 図に示すとおり、①吊ボルト A (φ9)、②レースウェイ A、③レースウェイ B、④レースウェイ C 及び⑤吊ボルト B (φ9) とする。



第 3-1 図 中央制御室天井照明の評価箇所

V-2-11-2-11 タービン建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 評価方法	10
3.1 評価対象部位及び評価方針	10
3.2 入力地震動	11
3.3 荷重及び荷重組合せ	11
3.4 許容限界	13
3.5 解析方法	14
3.6 評価方法	30
4. 評価結果	31
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	31
4.2 原子炉建屋への影響の評価結果	32

1. 概要

本資料は、資料 V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、タービン建屋が原子炉建屋に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その波及的影響の評価は、原子炉建屋の有する機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設であるタービン建屋の構造物全体として変形性能の評価及び原子炉建屋への影響の評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

タービン建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

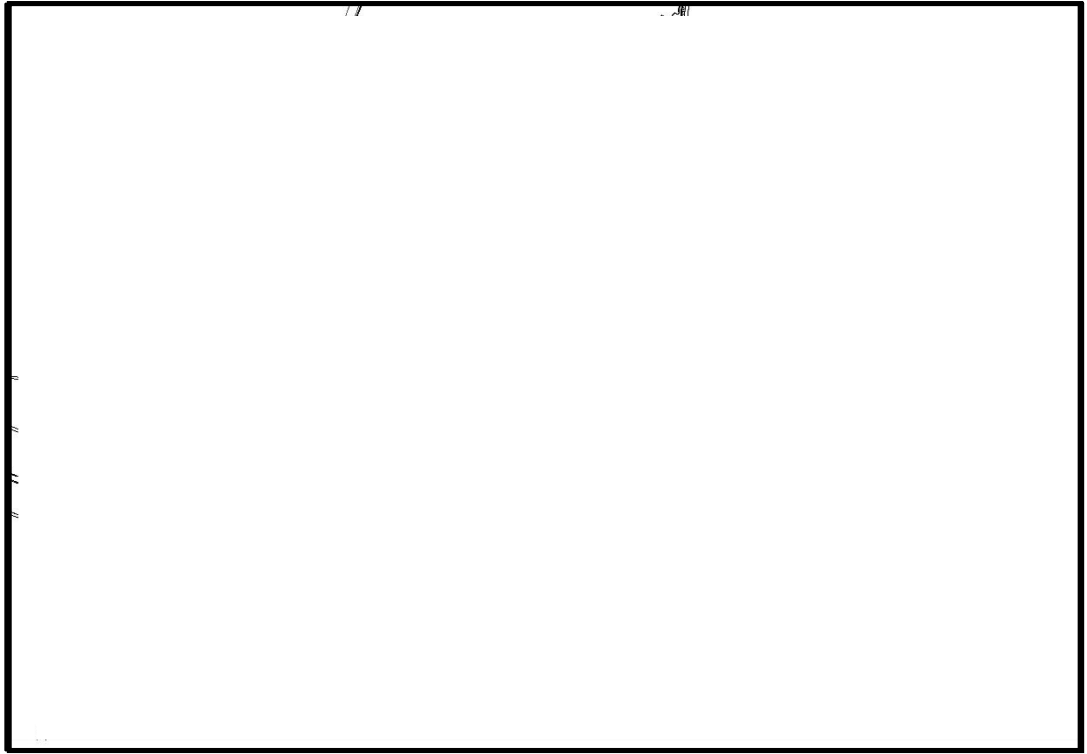


図 2-1 タービン建屋の設置位置

2.2 構造概要

タービン建屋は、原子炉建屋に隣接した建物である。タービン建屋及び原子炉建屋の概略配置図を図 2-2 に、タービン建屋の概略断面図を図 2-3 に示す。建屋配置図を図 2-4 に、原子炉建屋とのクリアランスを図 2-5 に示す。

本建屋の平面規模は、NS 方向で約 70 m、EW 方向で約 105 m であり、最高屋根面 (EL. +40.45 m) の基礎底面 (EL. -5.90 m) からの高さは、46.35 m である。

本建屋は、地上 2 階、地下 1 階建で、3 層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造 (一部鉄骨造) の構造物である。

本建屋の基礎は、厚さ約 1.9 m の基礎スラブで、建屋中央部及び外周部のうち原子炉建屋に接する南側はケーソン、その他の外周部は場所打ちコンクリート杭を介して、砂質泥岩である久米層に支持される。

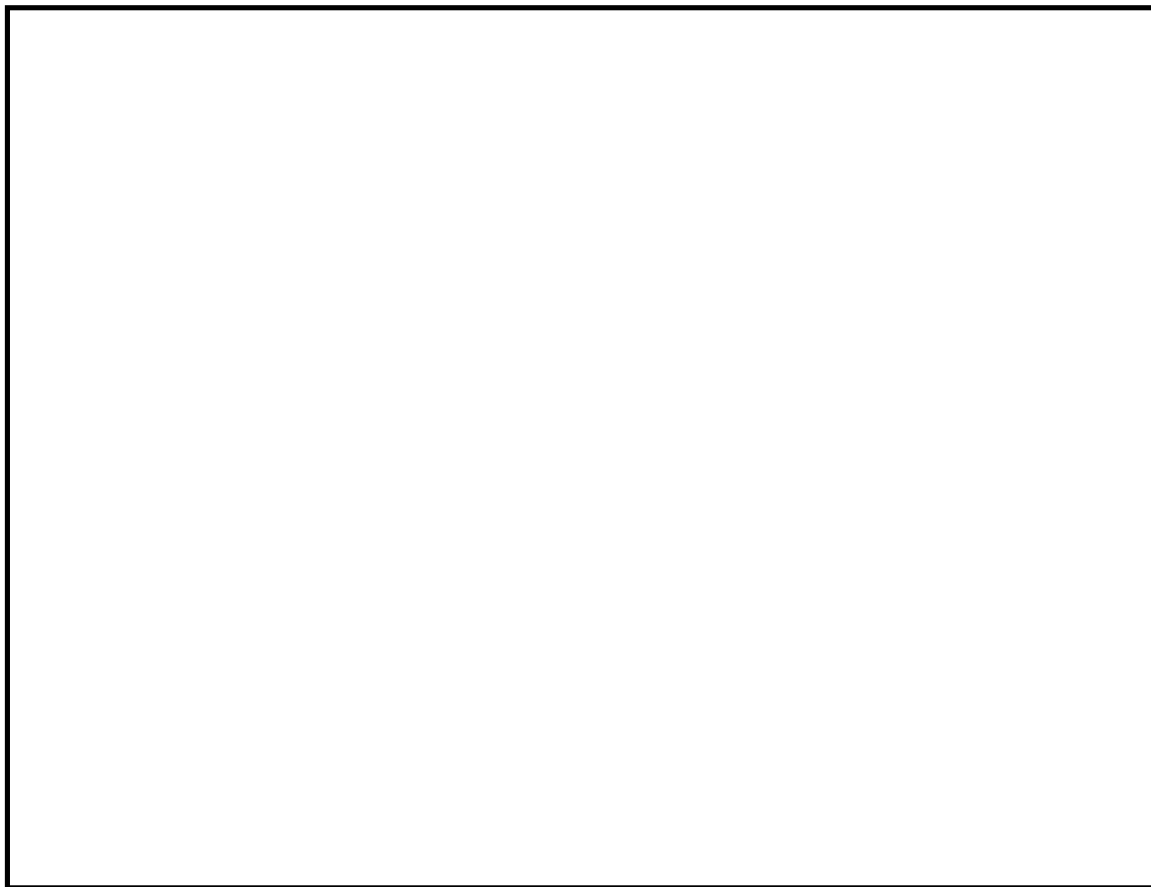


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (EL. -4.00 m)



図 2-3 タービン建屋の概略断面図

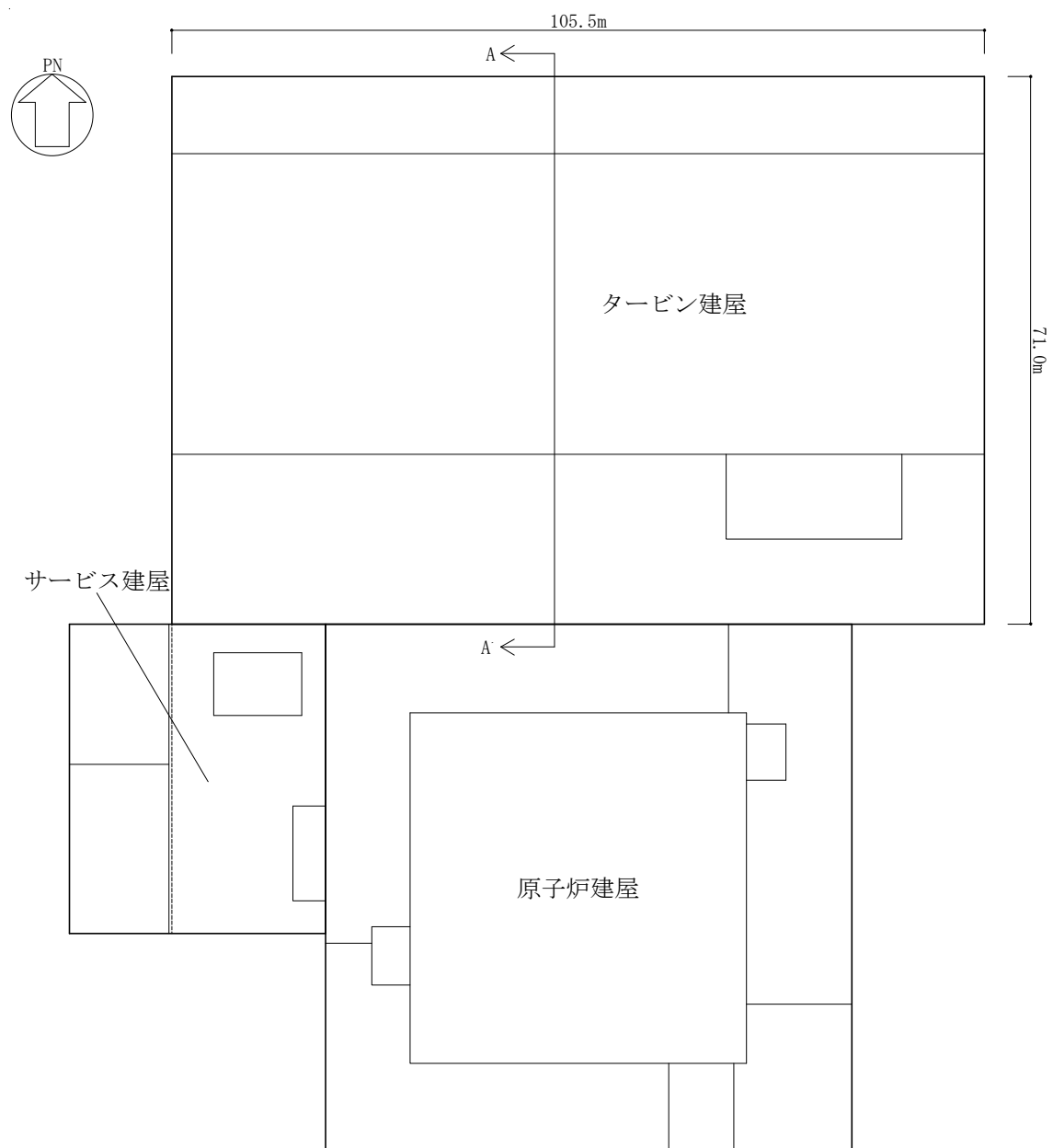


図 2-4 建屋配置図

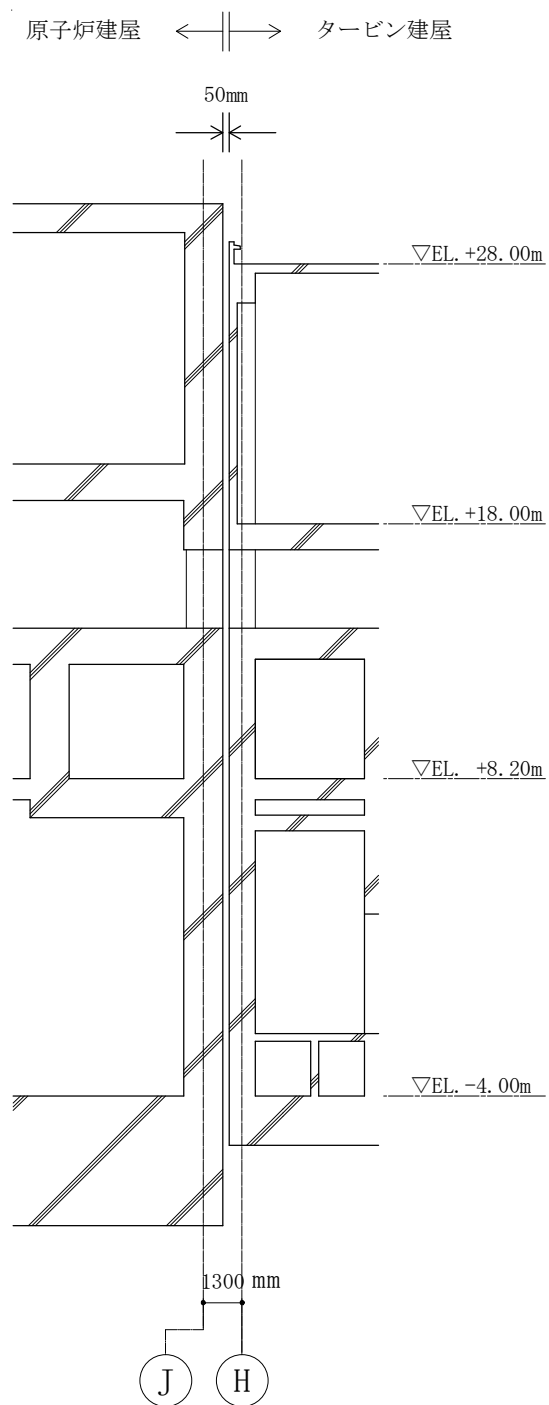


図 2-5 原子炉建屋とタービン建屋のクリアランス（A-A 断面）

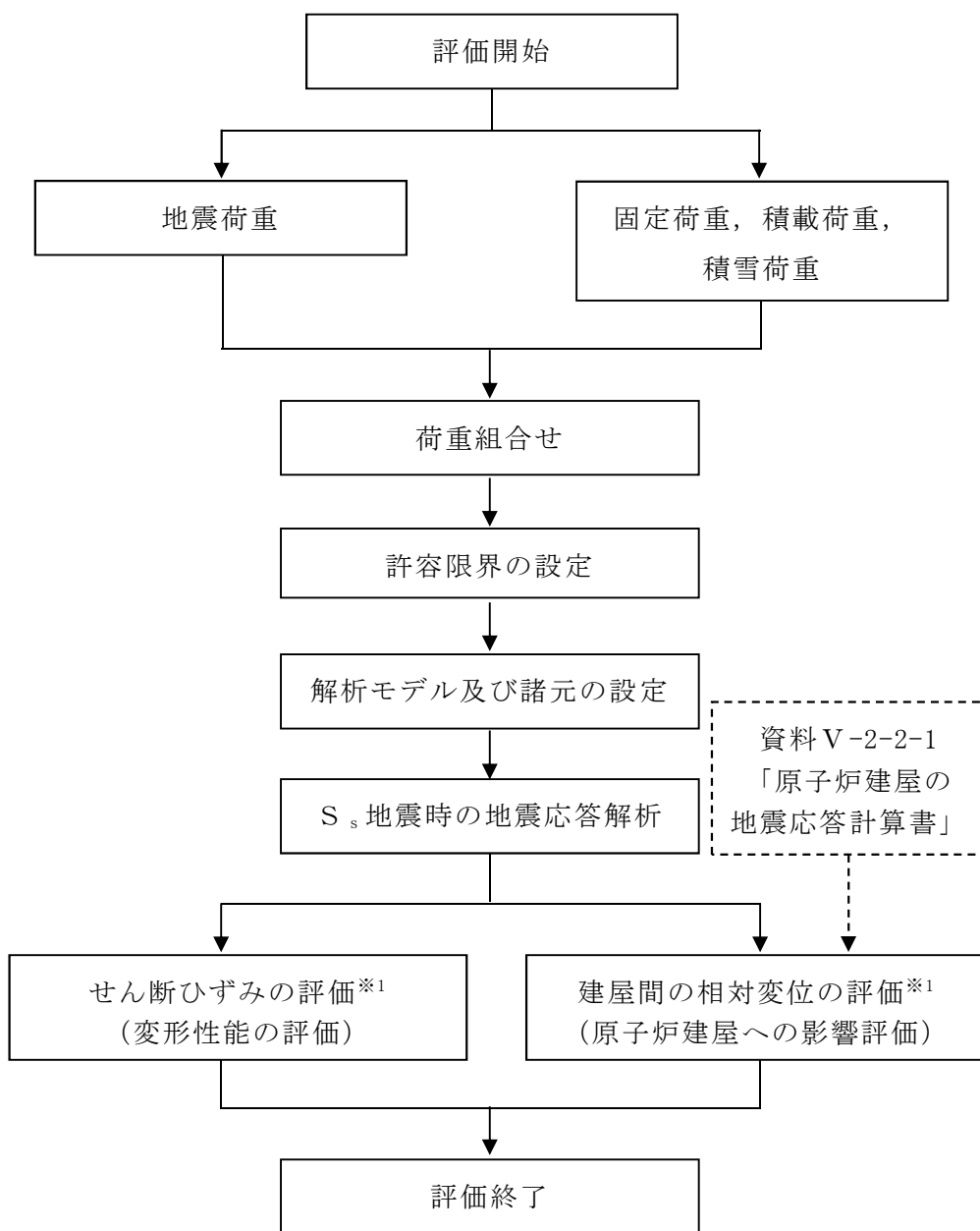
2.3 評価方針

タービン建屋は、原子炉建屋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の評価を行う。

タービン建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。タービン建屋の波及的影響評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、せん断ひずみの評価及び相対変位の評価を行うことで、原子炉建屋への波及的影響確認を行う。なお、相対変位の評価では、タービン建屋の最大応答変位に加えて、資料V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、タービン建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響評価と同一となる。

図2-6に波及的影響の評価フローを示す。



※1：地盤物性のばらつきを考慮する。

図 2-6 タービン建屋の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

タービン建屋の波及影響の評価を行う際に適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ―許容応力度設計法― （（社）日本建築学会，1999）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 （（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4 6 0 1 -補-1984 （（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 -1991 追補版 （（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

タービン建屋の評価対象部位は、耐震壁とし、以下の方針に基づき検討を行う。

S₃地震時に対する評価は、建屋全体について質点系モデルを用いた弾塑性時刻歴応答解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重組合せに結果、材料物性のばらつきを考慮した最大せん断ひずみが、「J E A G 4 6 0 1 -1987」に基づき設定した許容限界を超えないことによりタービン建屋の最大応答変位と材料物性のばらつきを考慮した原子炉建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により隣接する原子炉建屋への衝突の有無を確認する。

更に最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所については、S₃地震時の地盤物性のばらつきを考慮したタービン建屋の時刻歴応答変位と地盤物性のばらつきを考慮した原子炉建屋の時刻歴応答変位による相対変位（以下「時刻歴相対変位」という。）が、建屋間のクリアランスを超えないことを確認する。

3.2 入力地震動

タービン建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、資料V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す基準地震動 S_s を基に、地盤条件を考慮し、地盤の地震応答解析によりケーソン下端位置及び側面地盤ばねレベルで算定する。

3.3 荷重及び荷重組合せ

荷重及び荷重組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重組合せを用いる。

3.3.1 荷重

(1) 固定荷重 (G)、積載荷重 (P)

タービン建屋の固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) を表 3-1 に示す。

表 3-1 固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) (屋根及び床)

部位		固定荷重 (kN/m ²)	積載荷重 (kN/m ²)
屋根	EL. +40.64 m	10.8	0.6
屋根	EL. +28.00 m	64.7	0.6
床 (2F)	EL. +18.00 m	74.0	14.7
床 (1F)	EL. + 8.20 m	74.4	14.7

(2) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の地震力と積雪の組合せに基づき、表 3-2 のとおり設定する。ただし、積雪荷重は屋根面の積載荷重に含まれるものとする。

表 3-2 積雪荷重 (S)

荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
地震時荷重 ($S_{\text{地震時}}$)	210 N/m ²

(3) 地震荷重 (K_s)

タービン建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、「3.2 入力地震動」に示す基準地震動 S_s を用いる。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重組合せを表3-3に示す。

表 3-3 積雪荷重 (S)

外力の状態	荷重組合せ
S _s 地震時	G + P + S _{地震時} + K _S

G : 固定荷重
P : 積載荷重
S_{地震時} : 積雪荷重
K_S : S_s地震荷重

3.4 許容限界

タービン建屋の原子炉建屋（設計基準対象施設及び重大事故等対処施設）への波及的影響評価における許容限界は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の許容限界に基づき、表3-4及び表3-5のとおり設定する。

表3-4 波及的影響評価における許容限界

（設計基準対象施設としての評価）

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		タービン建屋及び原子炉建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	クリアランス 50 mm

表3-5 波及的影響評価における許容限界

（重大事故等対処施設としての評価）機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		タービン建屋及び原子炉建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	クリアランス 50 mm

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に示す解析方法及び解析モデルに基づき、水平方向（NS 方向）について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表 3-6 に示す。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した、曲げ及びせん断剛性を考慮した多質点系モデルとする。地震応答解析モデルを図 3-1 に、地震応答解析モデルの諸元を表 3-7 に示す。

建物・構築物の鉄筋コンクリート耐震壁については、せん断剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分のせん断剛性を考慮し、曲げ剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分に加えて、フランジ部分の曲げ剛性を考慮する。また、鉄筋コンクリートフレーム部については、等価なせん断剛性を考慮する。

水平方向モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤レベルで定義される基準地震動 S_s に対するケーソン下端位置及び側面地盤ばねレベルでの応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力（以下、「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

基礎底面の地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」により、ケーソン以深の地盤の成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似法により評価する。基礎底面ばねの評価には解析コード「G R I M P 2 ver. 2.5」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録 29「計算機プログラム（解析コード）の概要・G R I M P 2」に示す。

また、建屋埋め込み部分の側面地盤ばねのばね定数については、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づいて Novak の方法により設定する。建屋側面ばねの評価には解析コード「N V K 4 6 3 ver. 1.0」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録 30「計算機プログラム（解析コード）の概要・N V K 4 6 3」に示す。

基準地震動 S_s に対する地盤定数は、資料V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。地盤ばねの定数化の概要を図 3-2 に、地盤ばね定数及び減衰定数を表 3-8～表 3-15 に示す。

復元力特性は、耐震壁のせん断及び曲げ剛性については、建屋の NS 方向に層を単位として、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づいて設定する。

表 3-6 建物・構築物の物性値

建物・構築物	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
タービン建屋	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/mm ²) (Fc=225 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.21×10^4	9.21×10^3	5

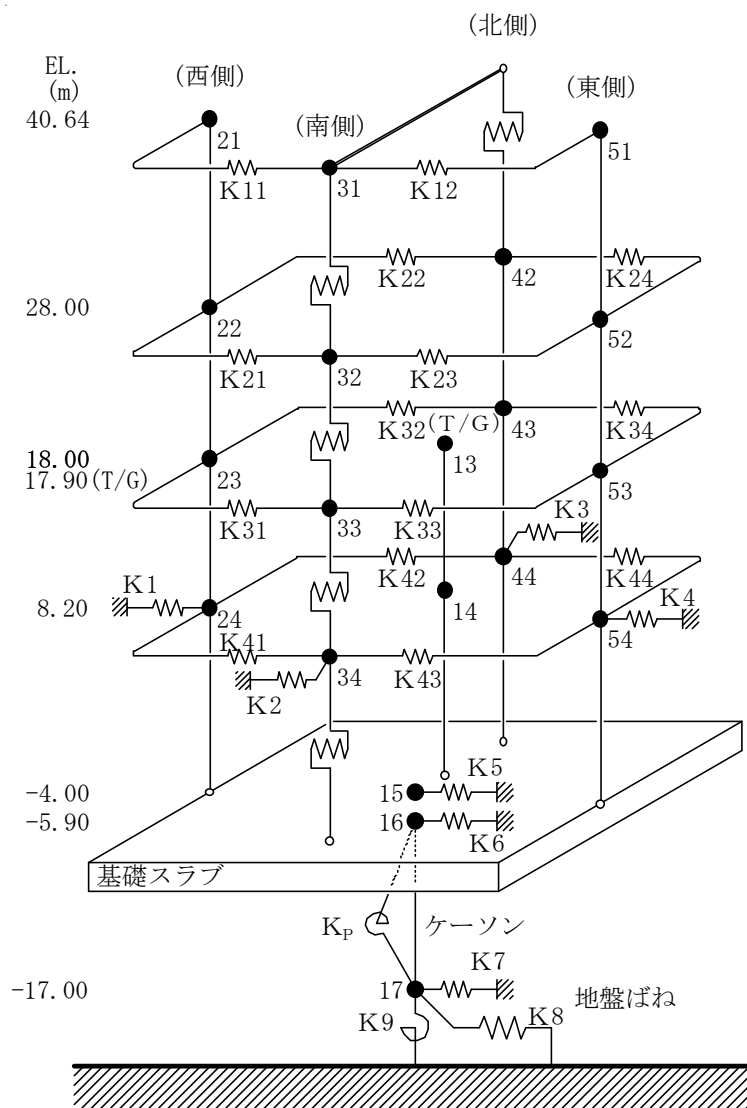
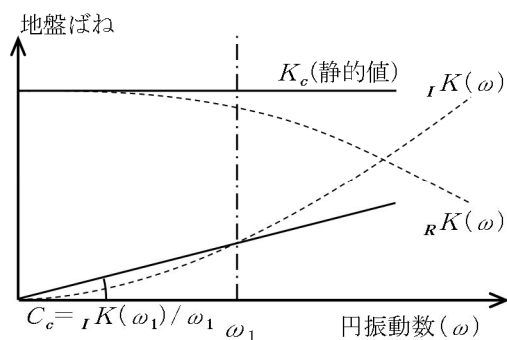


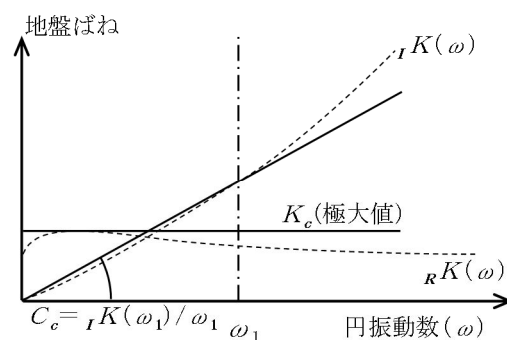
図 3-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 3-7 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

部位	標高 EL. (m)	質点 番号	質点重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	要素 番号	せん断 断面積 (m^2)	断面2次 モーメント ($\times 10^3 \text{m}^4$)	部位	標高 EL. (m)	質点 番号	質点重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	要素 番号	せん断 断面積 (m^2)	断面2次 モーメント ($\times 10^3 \text{m}^4$)	せん断 ばね定数 ($\times 10^5 \text{kN/m}$)	
西側	40.64	21	15790	20.0				北側	40.64	31	—	—					
	28.00	22	66740	448.5	(21)	19.5	2.8		28.00	42	41500	4.6	(41)	—	—	1.40	
	18.00	23	131280	656.1	(22)	32.5	13.0		18.00	43	97560	35.0	(42)	26.4	0.33	—	
	8.20	24	159380	733.6	(23)	79.8	24.9		8.20	44	49970	13.7	(43)	35.6	1.6		
	-4.00	15	—	—	(24)	170	67.0		-4.00	15	—	—	(44)	48.8	2.4		
東側	40.64	51	15640	19.8				南側	40.64	31	15480	—					
	28.00	52	63860	429.1	(51)	19.5	2.8		28.00	32	62160	—	(31)	—	—	1.40	
	18.00	53	158110	694.0	(52)	30.6	12.6		18.00	33	152290	—	(32)	—	—	9.28	
	8.20	54	176590	776.5	(53)	95.9	32.8		8.20	34	138210	—	(33)	—	—	17.6	
	-4.00	15	—	—	(54)	178	80.9		-4.00	15	—	—	(34)	—	—	17.7	
T/G	17.90	13	157990	32.9				床ばね $K_{11}=9.72 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{21}=13.1 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{23}=14.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{31}=47.9 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{33}=61.5 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{41}=38.4 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{43}=39.1 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{12}=10.4 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{22}=5.97 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{24}=6.38 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{32}=22.7 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{34}=35.7 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{42}=21.1 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $K_{44}=22.2 \times 10^5 \text{ kN/m}$									
	8.20	14	58180	10.5	(13)	43.7	4.5										
	-4.00	15	—	—	(14)	34.7	4.9										
基礎	-4.00	15	518590	2,679.8				基礎スラブ下端回転拘束ばね $K_p=3.06 \times 10^{11} \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$									
	-5.90	16	667550	3,077.4	(15)	8,029	3,663.9										
	-17.00	17	292080	1,362.8	(16)	816	434.2										
総重量			3038950														



(a) 底面ばね



(b) 側面ばね

ばね定数：底面ばねは 0 Hz，側面ばねは理論解の極大値であるばね定数 K_c で定式化

減衰係数：地盤－建屋連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定式化

図 3-2 地盤ばねの定数化の概要

表 3-8 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - D 1)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.46×10^5 (kN/m)	2.47×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.52×10^5 (kN/m)	8.45×10^4 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.52×10^5 (kN/m)	8.45×10^4 (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.22×10^5 (kN/m)	2.34×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	3.60×10^6 (kN/m)	6.81×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.08×10^7 (kN/m)	2.83×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	7.62×10^6 (kN/m)	2.61×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.60×10^7 (kN/m)	2.51×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.32×10^{11} (kN・m/rad)	2.37×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-9 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 1 1)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.34×10^5 (kN/m)	2.95×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.83×10^5 (kN/m)	1.01×10^5 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.83×10^5 (kN/m)	1.01×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.06×10^5 (kN/m)	2.80×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	5.06×10^6 (kN/m)	7.37×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.71×10^7 (kN/m)	3.12×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	9.06×10^6 (kN/m)	2.82×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	6.14×10^7 (kN/m)	2.63×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.44×10^{11} (kN・m/rad)	2.46×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-10 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 1 2)

ばね 番号	地盤ばね 成 分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.34×10^5 (kN/m)	3.02×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.83×10^5 (kN/m)	1.03×10^5 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.83×10^5 (kN/m)	1.03×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.06×10^5 (kN/m)	2.87×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	4.91×10^6 (kN/m)	7.38×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.62×10^7 (kN/m)	3.08×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.79×10^6 (kN/m)	2.77×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.90×10^7 (kN/m)	2.58×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.37×10^{11} (kN・m/rad)	2.42×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-11 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 1 3)

ばね 番号	地盤ばね 成 分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.28×10^5 (kN/m)	2.92×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.81×10^5 (kN/m)	1.00×10^5 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.81×10^5 (kN/m)	1.00×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.00×10^5 (kN/m)	2.77×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	4.87×10^6 (kN/m)	7.37×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.62×10^7 (kN/m)	3.09×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.79×10^6 (kN/m)	2.78×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.93×10^7 (kN/m)	2.58×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.39×10^{11} (kN・m/rad)	2.43×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-12 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 1 4)

ばね 番号	地盤ばね 成 分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.58×10^5 (kN/m)	3.31×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.91×10^5 (kN/m)	1.13×10^5 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.91×10^5 (kN/m)	1.13×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.29×10^5 (kN/m)	3.14×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	5.12×10^6 (kN/m)	7.62×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.74×10^7 (kN/m)	3.12×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.96×10^6 (kN/m)	2.81×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	6.01×10^7 (kN/m)	2.60×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.41×10^{11} (kN・m/rad)	2.44×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-13 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 2 1)

ばね 番号	地盤ばね 成 分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.54×10^5 (kN/m)	2.52×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.55×10^5 (kN/m)	8.62×10^4 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.55×10^5 (kN/m)	8.62×10^4 (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.30×10^5 (kN/m)	2.39×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	4.25×10^6 (kN/m)	6.94×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.45×10^7 (kN/m)	3.01×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.39×10^6 (kN/m)	2.73×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.93×10^7 (kN/m)	2.58×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.39×10^{11} (kN・m/rad)	2.42×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-14 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 2 2)

ばね 番号	地盤ばね 成 分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.42×10^5 (kN/m)	2.50×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.51×10^5 (kN/m)	8.55×10^4 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.51×10^5 (kN/m)	8.55×10^4 (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.19×10^5 (kN/m)	2.37×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	3.91×10^6 (kN/m)	6.91×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.33×10^7 (kN/m)	2.96×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.09×10^6 (kN/m)	2.69×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.93×10^7 (kN/m)	2.58×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.40×10^{11} (kN・m/rad)	2.41×10^9 (kN・m・s/rad)

表 3-15 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 3 1)

ばね 番号	地盤ばね 成 分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.38×10^5 (kN/m)	2.46×10^5 (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.50×10^5 (kN/m)	8.40×10^4 (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.50×10^5 (kN/m)	8.40×10^4 (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.15×10^5 (kN/m)	2.33×10^5 (kN・s/m)
K5	側面・水平	3.45×10^6 (kN/m)	6.73×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・水平	3.95×10^7 (kN/m)	2.80×10^6 (kN・s/m)
K7	側面・水平	7.39×10^6 (kN/m)	2.56×10^6 (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.44×10^7 (kN/m)	2.48×10^6 (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.28×10^{11} (kN・m/rad)	2.34×10^9 (kN・m・s/rad)

3.5.2 解析方法

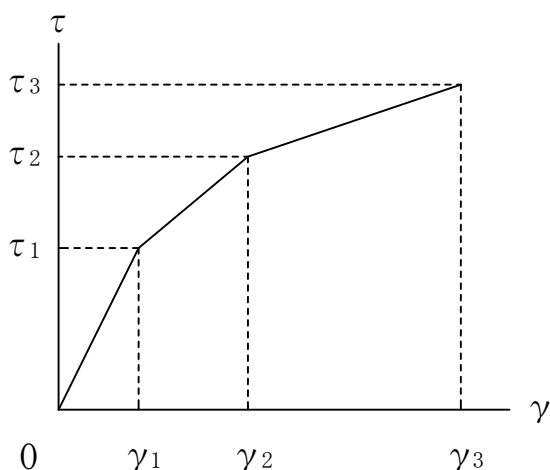
タービン建屋の地震応答解析には，解析コード「DAC3N V97」を用いる。
また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，付録 32「計算機プログラム（解析コード）の概要・DAC3N」に示す。

建屋の動的解析は，資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

3.5.3 解析条件

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）は，「J E A G 4 6 0 1－1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3－3 に示す。



τ_1 ：第 1 折点のせん断応力度

τ_2 ：第 2 折点のせん断応力度

τ_3 ：終局点のせん断応力度

γ_1 ：第 1 折点のせん断ひずみ

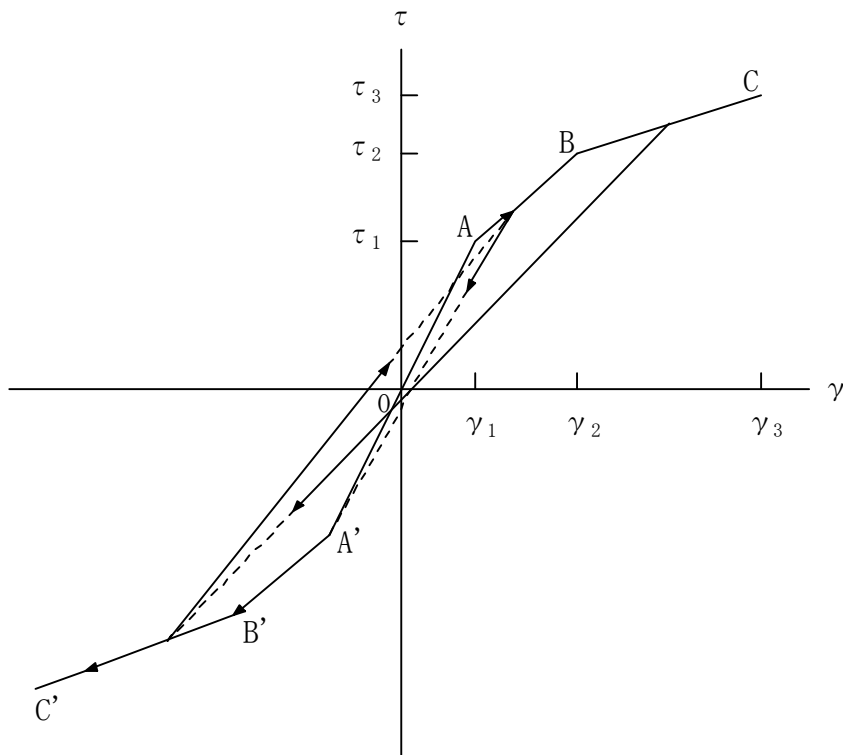
γ_2 ：第 2 折点のせん断ひずみ

γ_3 ：終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3－3 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向形モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-4 に示す。

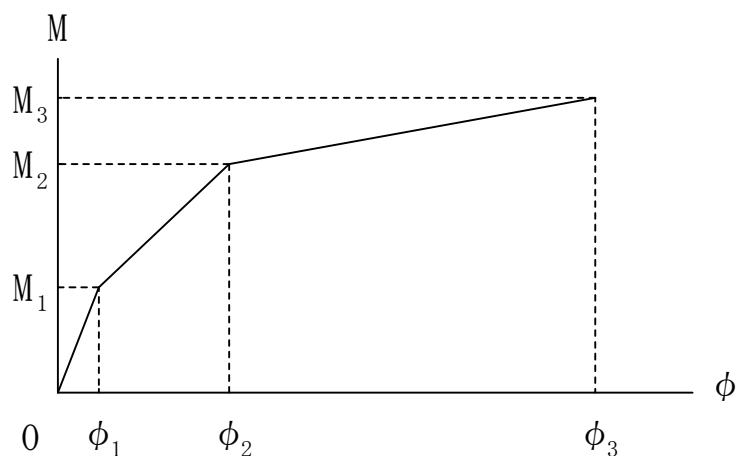


- 0-A 間 : 弾性範囲。
- A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を超えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- B-C 間 : 負側最大点指向。
- 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- 安定ループは面積を持たない。

図 3-4 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-5 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

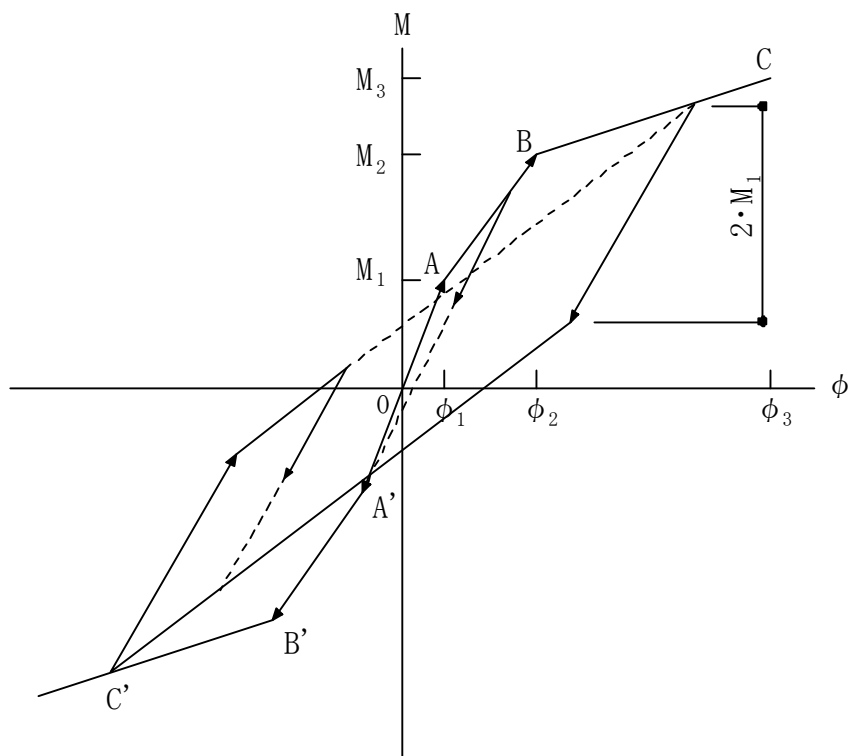
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-5 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-6 に示す。

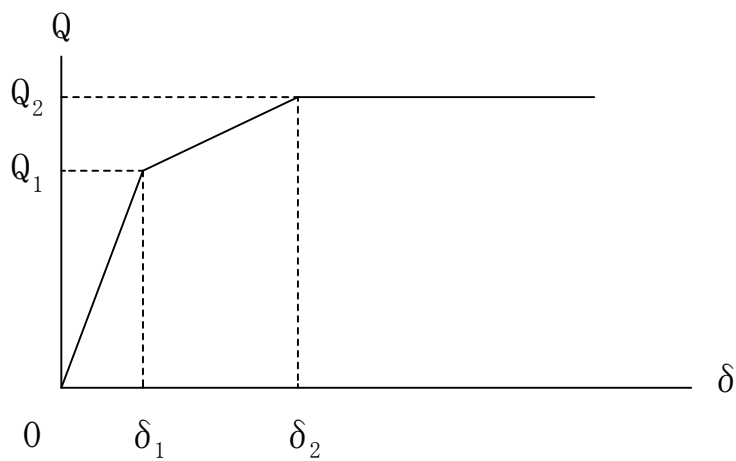


- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を超えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-6 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) フレーム部のせん断力－層間変形関係（ $Q-\delta$ 関係）

フレーム部のせん断力－層間変形関係（ $Q-\delta$ 関係）は，トリリニア型スケルトン曲線とする。フレーム部のせん断力－層間変形関係を図 3-7 に示す。



Q_1 : 第 1 折点の層せん断力

Q_2 : 第 2 折点の層せん断力

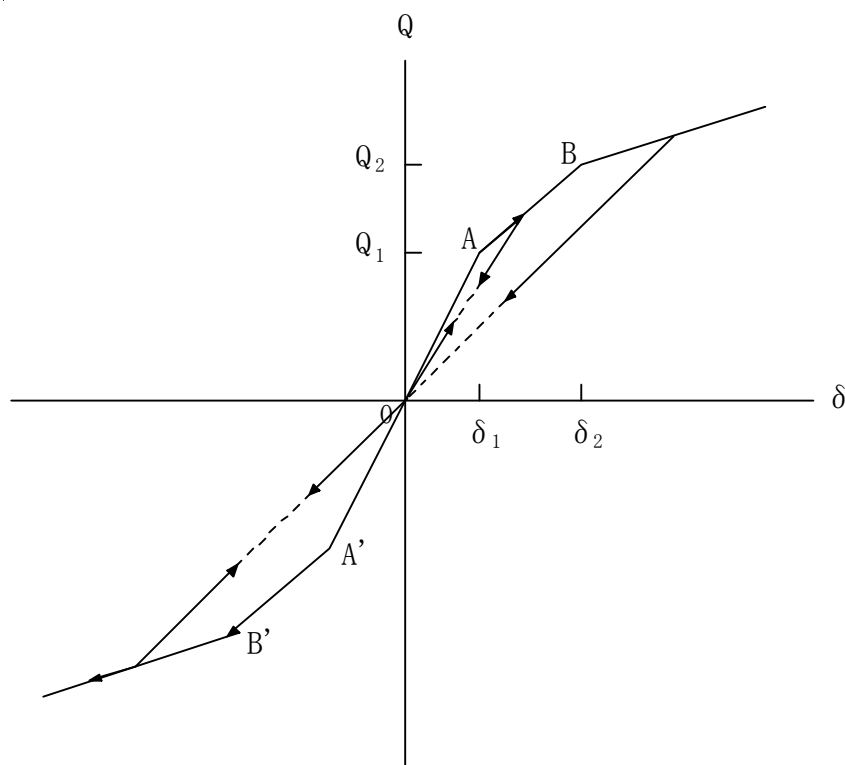
δ_1 : 第 1 折点の層間変形

δ_2 : 第 2 折点の層間変形

図 3-7 フレーム部のせん断力－層間変形関係

(6) フレーム部のせん断力－層間変形関係の履歴特性

フレーム部のせん断力－層間変形関係の履歴特性は，原点最大点指向形モデルとする。フレーム部のせん断力－層間変形関係の履歴特性を図 3-8 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 原点までは原点に向う。原点を超えた後は負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし，負側最大点が第 1 折点を超えていなければ，負側第 1 折点に向う。
- c. 各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。
- d. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 フレーム部のせん断力－層間変形関係の履歴特性

(7) スケルトン曲線の諸数値

タービン建屋の各部材について算出したせん断及び曲げのスケルトン曲線の諸数値を表 3-16 及び表 3-17 に示す。

表 3-16 せん断力のスケルトン曲線

(a) 耐震壁 ($\tau - \gamma$ 関係)

EL. m	部材 番号	τ_1 N/mm ²	τ_2 N/mm ²	τ_3 N/mm ²	γ_1 $\times 10^{-3}$	γ_2 $\times 10^{-3}$	γ_3 $\times 10^{-3}$
40.64 ~ 28.00	(21)	1.62	2.19	3.02	0.176	0.528	4.0
28.00 ~ 18.00	(22)	2.10	2.84	3.58	0.228	0.684	4.0
18.00 ~ 8.20	(23)	2.27	3.06	4.06	0.246	0.738	4.0
8.20 ~ -4.00	(24)	2.15	2.90	4.08	0.233	0.699	4.0
28.00 ~ 18.00	(42)	1.92	2.59	3.34	0.208	0.624	4.0
18.00 ~ 8.20	(43)	2.35	3.17	4.53	0.255	0.765	4.0
8.20 ~ -4.00	(44)	2.23	3.01	4.24	0.242	0.726	4.0
40.64 ~ 28.00	(51)	1.62	2.19	3.02	0.176	0.528	4.0
28.00 ~ 18.00	(52)	2.23	3.01	3.80	0.242	0.726	4.0
18.00 ~ 8.20	(53)	2.15	2.90	3.47	0.233	0.699	4.0
8.20 ~ -4.00	(54)	2.14	2.89	4.01	0.232	0.696	4.0

(b) フレーム部 ($Q - \delta$ 関係)

EL. m	部材 番号	Q_1 kN	Q_2 kN	Q_3 kN	δ_1 mm	δ_2 mm	δ_3 mm
40.64 ~ 28.00	(31)	1390	6790	—	9.93	173	—
28.00 ~ 18.00	(32)	1920	13200	—	2.07	51.2	—
18.00 ~ 8.20	(33)	11300	25400	—	6.42	53.5	—
8.20 ~ -4.00	(34)	19100	29700	—	10.8	71.3	—
40.64 ~ 28.00	(41)	1580	6790	—	11.3	173	—

表 3-17 曲げスケルトン曲線 (M- ϕ 関係)

EL. m	部材 番号	M ₁ ×10 ⁶ kN・m	M ₂ ×10 ⁶ kN・m	M ₃ ×10 ⁶ kN・m	ϕ_1 ×10 ⁻⁵ 1/m	ϕ_2 ×10 ⁻⁵ 1/m	ϕ_3 ×10 ⁻⁵ 1/m
40.64 ~ 28.00	(21)	0.321	0.458	0.709	0.519	6.50	130
28.00 ~ 18.00	(22)	1.34	2.08	2.98	0.466	4.70	64.7
18.00 ~ 8.20	(23)	2.03	4.51	5.94	0.369	4.02	28.6
8.20 ~ -4.00	(24)	5.92	13.1	17.9	0.400	3.82	28.6
28.00 ~ 18.00	(42)	0.181	0.279	0.378	2.48	24.6	362
18.00 ~ 8.20	(43)	0.454	0.918	1.22	1.28	12.6	110
8.20 ~ -4.00	(44)	0.899	1.57	2.15	1.69	14.7	192
40.64 ~ 28.00	(51)	0.321	0.458	0.709	0.519	6.50	130
28.00 ~ 18.00	(52)	1.34	2.08	2.98	0.481	4.82	66.3
18.00 ~ 8.20	(53)	3.38	5.96	7.77	0.466	4.31	44.9
8.20 ~ -4.00	(54)	7.91	15.9	22.0	0.442	4.12	31.3

3.5.4 材料物性のばらつき

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s については $S_s - D1$ 、 $S_s - 21$ 、 $S_s - 22$ 及び $S_s - 31$ 、弾性設計用地震動 S_d については、 $S_d - D1$ 、 $S_d - 21$ 、 $S_d - 22$ 及び $S_d - 31$ に対して実施することとする。

材料物性のばらつきのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし、支持地盤のせん断波速度のばらつきは、 $\pm \sigma$ 相当として、変動係数 10 % を考慮する。また表層地盤についても同様に $\pm \sigma$ 相当として du 層は 5 %、Ag2 層は 10 %、D2g-3 層は 15 % の変動係数を考慮する。なお、建屋物性のばらつきについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建屋剛性として考慮していない壁の建屋剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 3-18 に示す。

表 3-18 材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース名	地盤のせん断波速度 V_s (m/s)
基本	平均値 (718)
地盤 + σ	+ σ 相当 (790)
地盤 - σ	- σ 相当 (646)

注：() 内は、解放基盤のせん断波速度を示す。

3.6 評価方法

タービン建屋の波及的影響評価は、質点系モデルの地震応答解析に基づき、基準地震動 S_s に対して、タービン建屋の原子炉建屋への影響の評価及び構造物全体としての変形性能の評価を行う。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

サービス建屋の構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、最大せん断ひずみを算出し、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。変形性能の評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

3.6.2 原子炉建屋への影響の評価方法

タービン建屋の原子炉建屋への影響の評価は、原子炉建屋との最大相対変位により建屋衝突の有無を確認する。原子炉建屋への影響の評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。更に最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所については、 S_s 地震時の地盤物性のばらつきを考慮したタービン建屋の時刻歴応答変位と地盤物性のばらつきを考慮した原子炉建屋の時刻歴応答変位による時刻歴相対変位が、建屋間のクリアランスを超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

地盤剛性のばらつきを考慮した最大応答せん断ひずみは、 1.41×10^{-3} （部材番号（52））であり、許容限界（ 4.00×10^{-3} ）を超えないことを確認した。地盤物性のばらつきを考慮した部材番号（52）の $Q-\gamma$ 関係と最大応答値を図 4-1 示す。

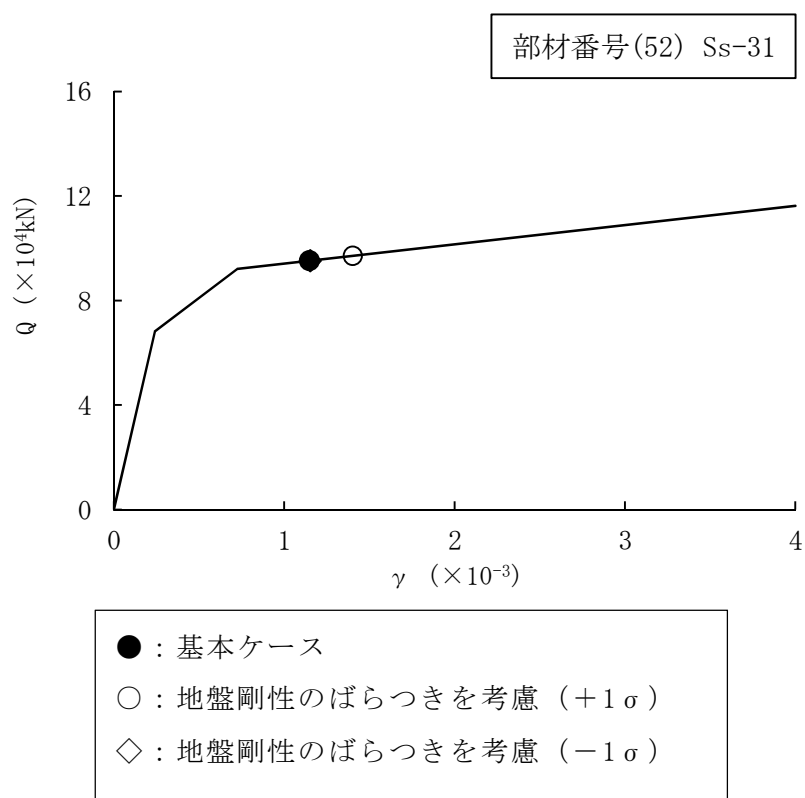


図 4-1 $Q-\gamma$ 関係と最大応答値（部材番号（52））

4.2 原子炉建屋への影響の評価結果

タービン建屋の原子炉建屋への影響評価は、「3.5 解析方法」に示すタービン建屋の地震応答解析モデルによる解析結果と資料V-2-2-2「原子炉建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、建屋間の相対変位を確認する。

建屋間の相対変位は、「3. 評価方法」に基づき、タービン建屋と原子炉建屋の互いに近接する質点における最大相対変位を確認し、最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所については、時刻歴応答変位から求まる時刻歴相対変位を確認する。

4.2.1 最大相対変位による評価結果

最大相対変位は、 S_s-D1 、 S_s-21 、 S_s-22 及び S_s-31 のタービン建屋質点レベル EL.28.0 m と S_s-31 のタービン建屋質点レベル EL.18.00 m 及び EL. 8.20 m において、建屋間のクリアランス (50 mm) を超える。

タービン建屋と原子炉建屋との最大相対変位を表 4-1 に示す。なお、タービン建屋質点レベル EL.40.64 m においては、建屋間離隔距離が十分に大きく (約 30 m) 対象外としている。

表 4-1 タービン建屋と原子炉建屋との最大相対変位

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位※1 (mm)							
質点番号	高さ (EL. +m)	質点番号	高さ (EL. +m)	S_s-D1	S_s-11	S_s-12	S_s-13	S_s-14	S_s-21	S_s-22	S_s-31
32	28.00	6	29.00	66.5	20.1	27.0	25.7	21.0	60.5	63.8	98.2
33	18.00	7	20.30	49.5	14.6	19.4	18.9	17.5	36.7	36.1	68.1
34	8.20	8	8.20	39.1	11.8	16.6	16.4	13.6	27.2	25.9	52.6
15	-4.00	11	-4.00	19.0	5.4	8.1	8.2	6.6	11.9	10.7	24.3

※1：タービン建屋及び原子炉建屋の質点の高さが異なる場合の最大相対変位については、タービン建屋の質点に対して、その直上の原子炉建屋質点の応答を用いて最大相対変位を算定する。

4.2.2 時刻歴相対変位による評価結果

地盤物性のばらつきを考慮した時刻歴相対変位の最大値は、建屋間のクリアランス 50 mm に対し 33.2 mm であり、 S_s 地震時において、相対変位が許容限界を超えないことを確認した。地盤物性のばらつきを考慮した S_s 地震時において時刻歴相対変位が最大となる S_s-31 を入力した時の EL. 28 m 位置での時刻歴相対変位を図 4-2 に示す。

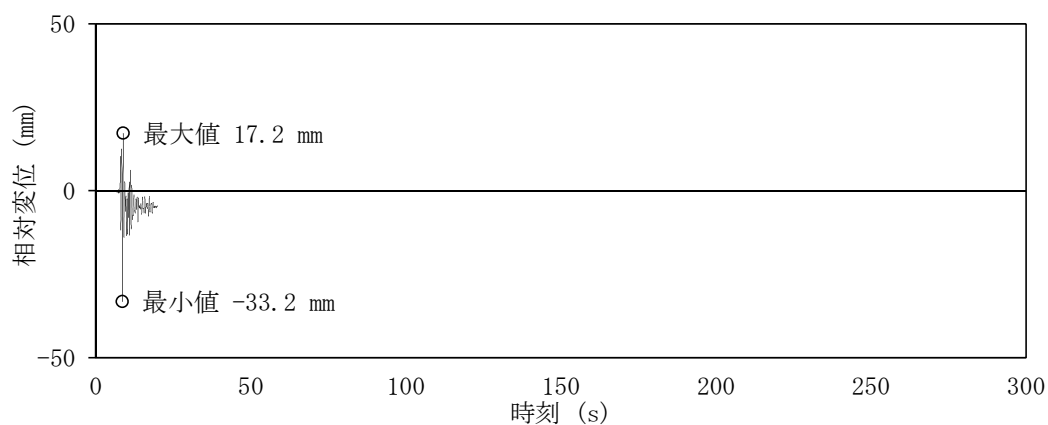


図 4-2 時刻歴相対変位 (S_s-31 , EL. 28.00 m, 地盤 + σ 考慮)

V-2-11-2-12 サービス建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 評価方法	10
3.1 評価対象部位及び評価方針	10
3.2 入力地震動	10
3.3 荷重及び荷重組合せ	10
3.4 許容限界	12
3.5 解析方法	13
3.6 評価方法	22
4. 評価結果	23
4.1 原子炉建屋への影響の評価	23
5. 衝突による波及的影響評価	24
5.1 評価方針	24
5.2 衝突荷重に対する評価方法	25
5.3 衝突解析による評価結果	30

1. 概要

本資料は、資料 V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、サービス建屋が原子炉建屋に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その波及的影響の評価は、原子炉建屋の有する機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設であるサービス建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び原子炉建屋への影響の評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

サービス建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

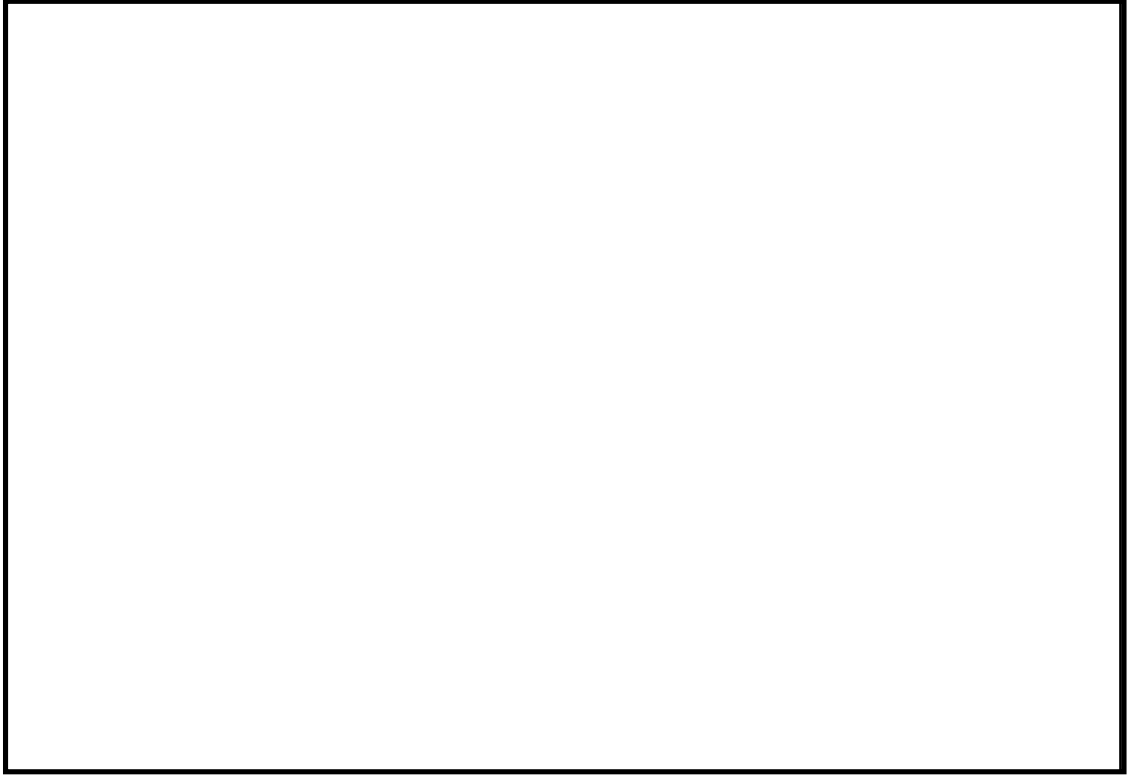


図 2-1 サービス建屋の設置位置

2.2 構造概要

サービス建屋は、原子炉建屋に隣接した建物である。サービス建屋の概略平面図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、建屋配置図を図 2-4 に、原子炉建屋とサービス建屋のクリアランスを図 2-5 に示す。

サービス建屋は、発電所建設時に設置した部分（以下「既設部」という。）及び、その後に増設した部分（以下「増設部」という。）で構成され、既設部及び増設部並びに原子炉建屋は、それぞれ構造的に独立した建物である。本評価では原子炉建屋に隣接する既設部を対象とする。（以下特記の無い限り「サービス建屋」という場合は、既設部を指す。）

本建屋の平面規模は NS 方向で m, EW 方向で m であり、4 層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造のラーメン構造である。

サービス建屋の基礎は、厚さ約 1.2 m の基礎スラブで場所打ちコンクリート杭を用いた杭基礎となっており、砂質泥岩である久米層に支持される。

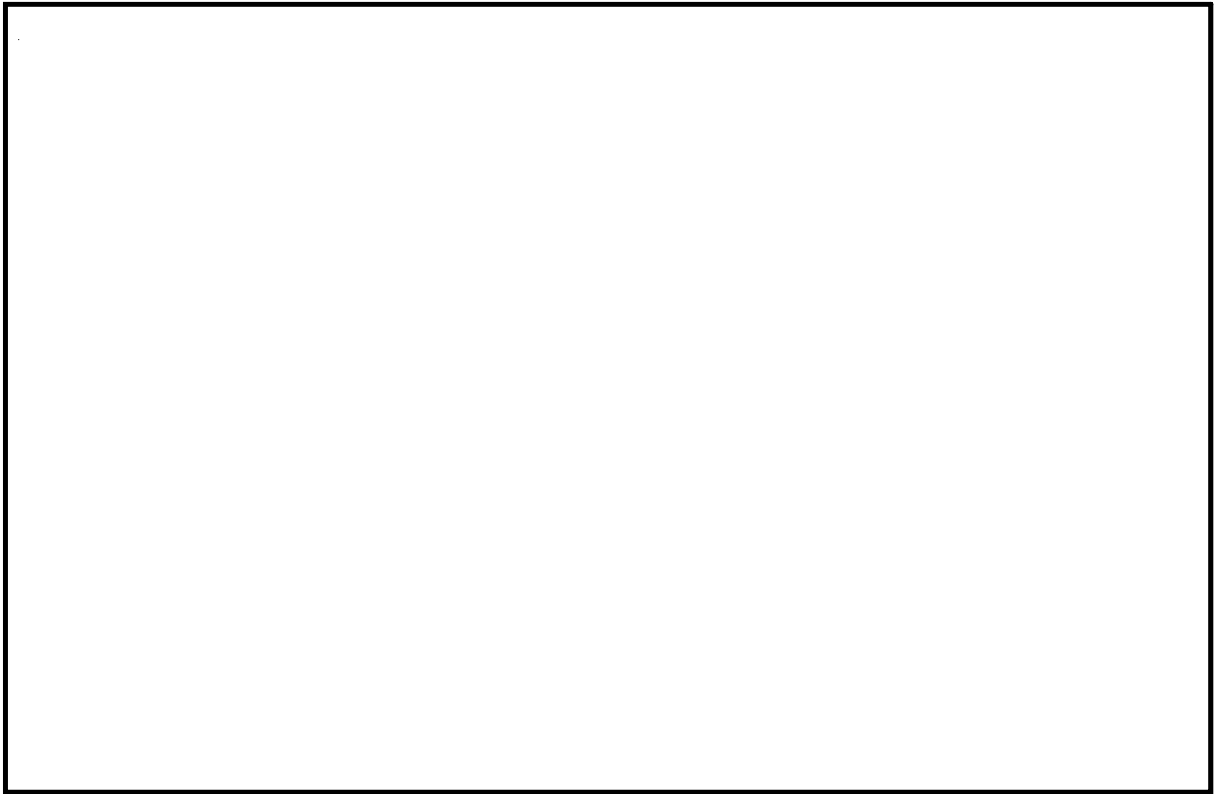


図 2-2 サービス建屋の概略平面図 (EL. 8.2 m)

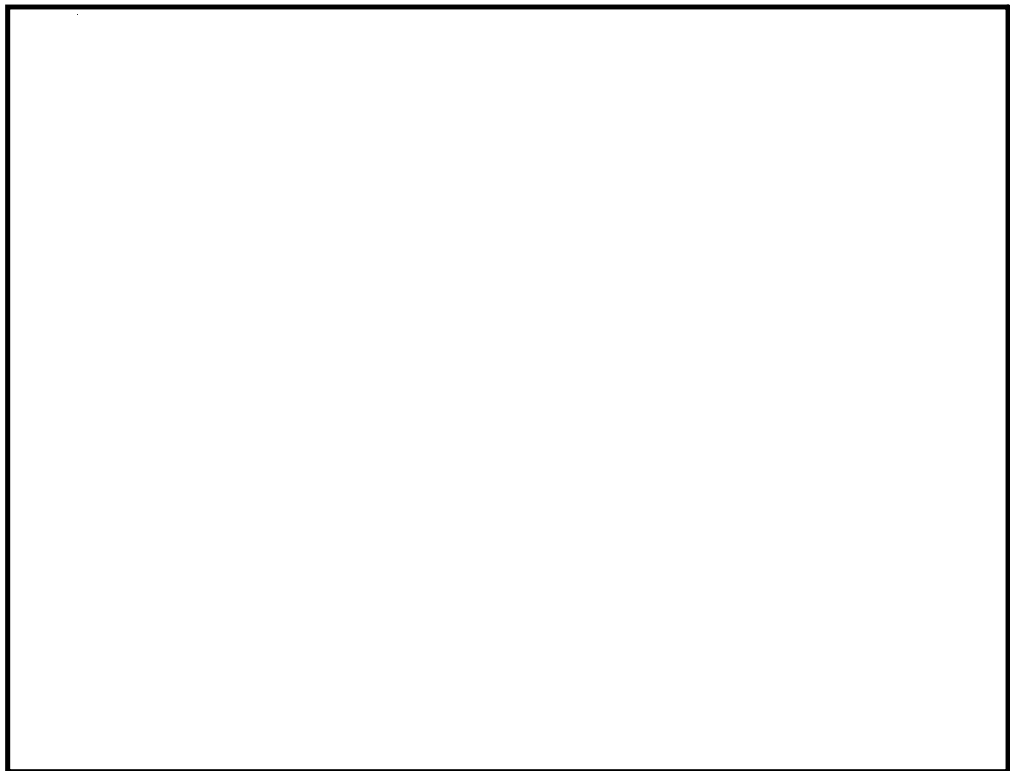


図 2-3 サービス建屋の概略断面図

NT2 補② V-2-11-2-12 R0

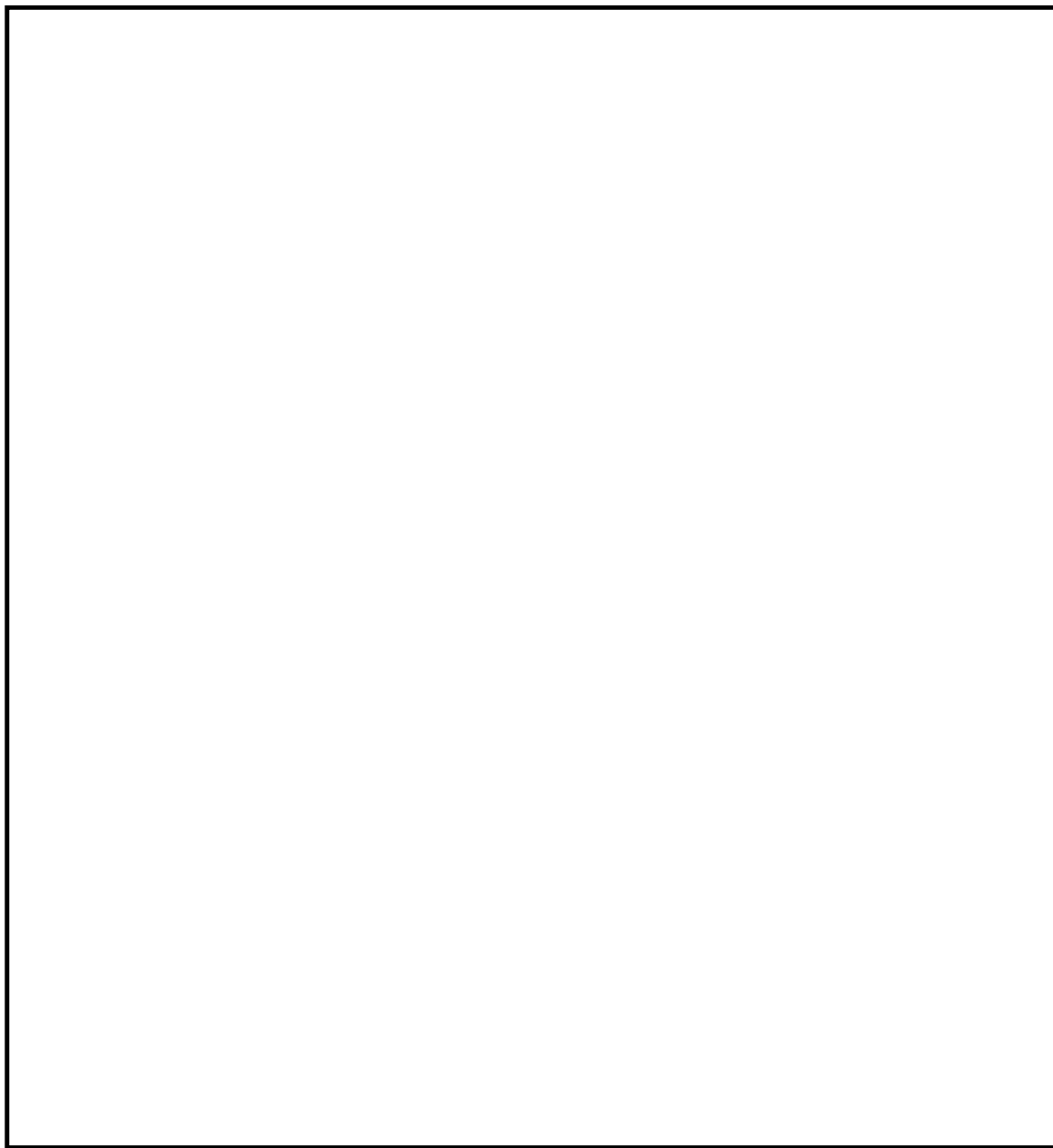


図 2-4 建屋配置図

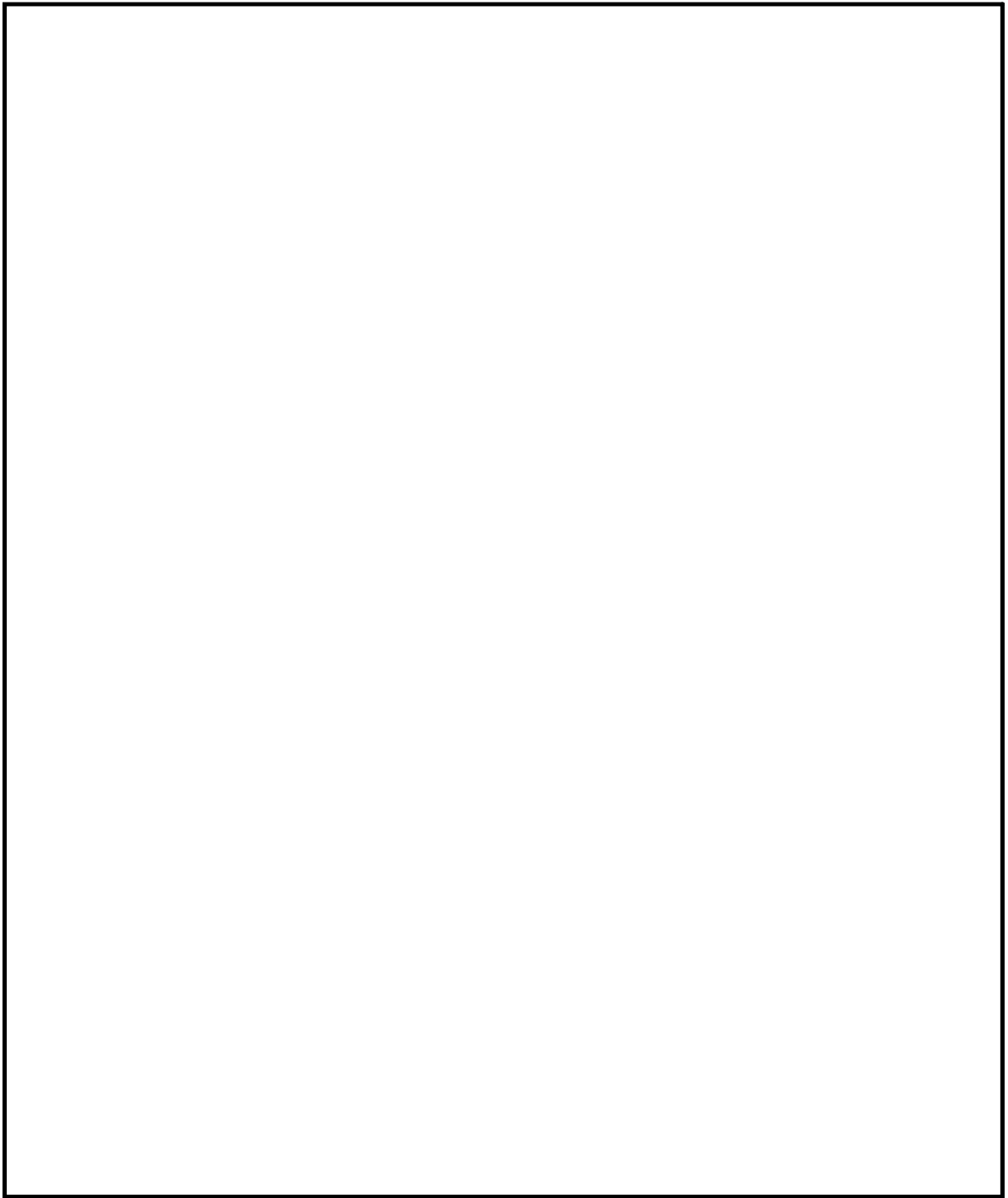


図 2-5 原子炉建屋とサービス建屋のクリアランス

2.3 評価方針

サービス建屋は、原子炉建屋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の評価を行う。

サービス建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行う。サービス建屋の波及的影響評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼす恐れのある下位クラス施設の耐震設計方針」に基づき、地震応答解析による評価において、原子炉建屋との相対変位の評価及び層間変形角の評価を行うことで、原子炉建屋への波及的影響確認を行う。なお、相対変位の評価では、サービス建屋の最大応答変位に加えて、資料V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

サービス建屋と原子炉建屋の相対変位が、建屋間のクリアランスを超える場合には、衝突を考慮した場合の評価を行い、原子炉建屋が支持機能を維持することに加えて、原子炉建屋が内包する設備に波及的影響がないことを確認する。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、サービス建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響評価と同一となる。

図2-6に波及的影響の評価フローを示す。

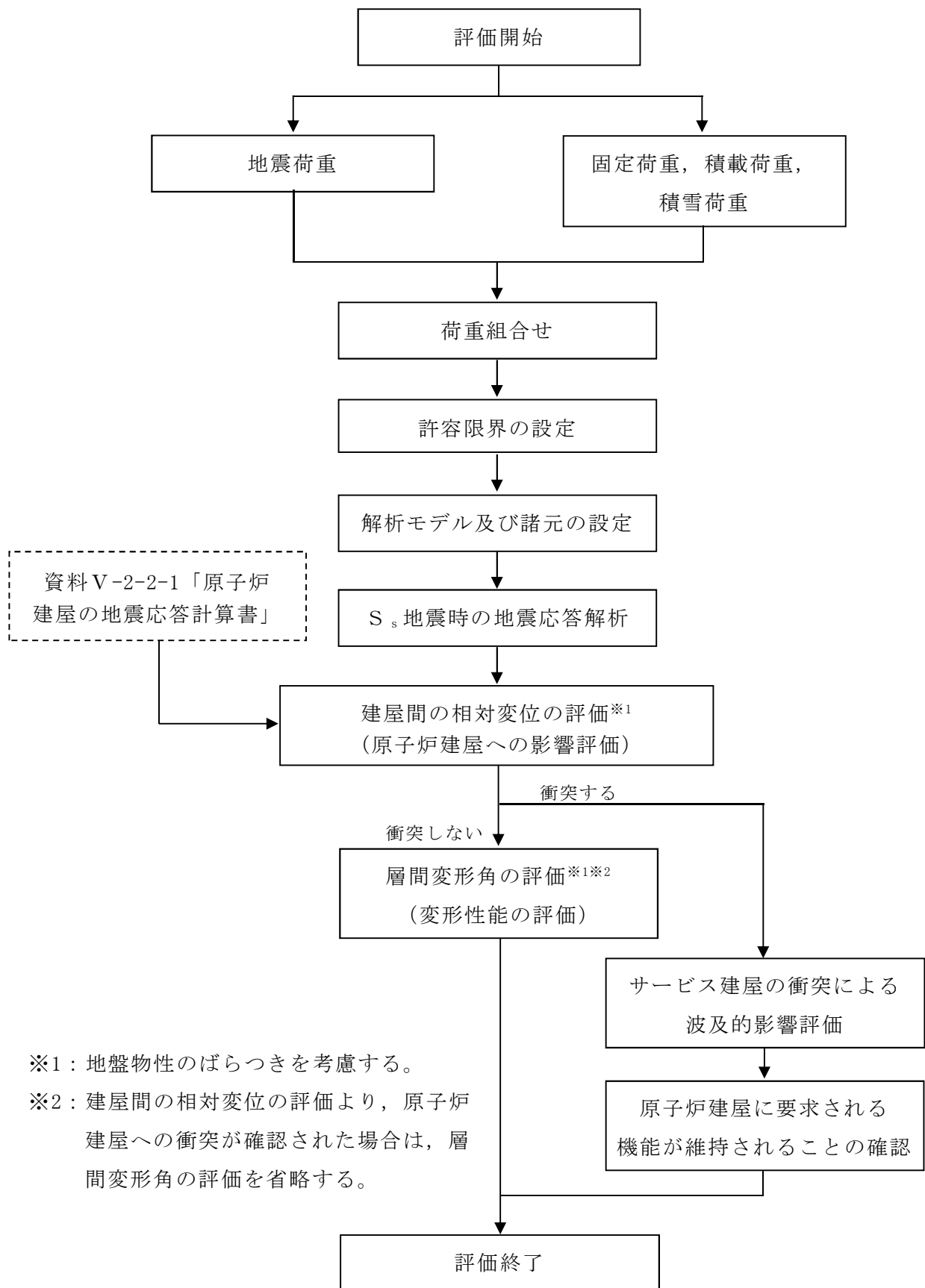


図 2-6 サービス建屋の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

サービス建屋の波及影響の評価を行う際に適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ―許容応力度設計法― ((社) 日本建築学会, 1999)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4 6 0 1 -補-1984 ((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 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所) (以下「技術基準解説書」という。)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

サービス建屋の評価対象部位は、EL. 8.2 m より上部の柱・梁のフレーム及び耐震壁とし、以下の方針に基づき検討を行う。

S_s 地震時に対する評価は、建屋全体について質点系モデルを用いた弾塑性時刻歴応答解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、サービス建屋の最大応答変位と隣接する原子炉建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により隣接する原子炉建屋への衝突の有無を確認する。

3.2 入力地震動

サービス建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、資料V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す基準地震動 S_s を基に、地盤条件を考慮し、地盤の地震応答解析により基礎底面位置で算定する。

3.3 荷重及び荷重組合せ

荷重及び荷重組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重組合せを用いる。

3.3.1 荷重

(1) 固定荷重 (G)、積載荷重 (P)

サービス建屋に作用する固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) を設定する。

(2) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の地震力と積雪の組合せに基づき、表 3-1 のとおり設定する。ただし、積雪荷重は屋根面の積載荷重に含まれるものとする。

表 3-1 積雪荷重 (S)

荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
地震時荷重 ($S_{地震時}$)	210 N/m ²

(3) 地震荷重 (K_s)

サービス建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、「3.2 入力地震動」に示す基準地震動 S_s を用いる。

3.3.2 荷重組合せ

荷重組合せは，資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重組合せを表3-2に示す。

表 3-2 積雪荷重 (S)

外力の状態	荷重組合せ
S_s 地震時	$G + P + S_{\text{地震時}} + K_s$

G : 固定荷重
P : 積載荷重
 $S_{\text{地震時}}$: 積雪荷重
 K_s : S_s 地震荷重

3.4 許容限界

地震応答解析による評価におけるタービン建屋の許容限界は，資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼす恐れのある下位クラス施設の耐震設計方針」に記載の許容限界に基づき，表3-3及び表3-4のとおり設定する。

表3-3 地震応答解析による評価における許容限界（設計基準対象施設に対する評価）

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	サービス建屋 及び 原子炉建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	クリアランス： 50 mm

表3-4 地震応答解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設に対する評価）

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	サービス建屋 及び 原子炉建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	クリアランス： 50 mm

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に示す解析方法及び解析モデルに基づき、水平方向（EW 方向）について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表 3-5 に示す。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した、剛基礎を有する多質点系のせん断ばねモデルとし、地震応答解析モデルの諸元を設定する。地震応答解析モデルを図 3-1 に示す。

せん断剛性及び復元力特性は、3 次元 F E M による荷重増分解析に基づき設定する。

地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は、杭を考慮した地盤の動的インピーダンスから算定する。動的インピーダンスは薄層要素法と 3 次元有限要素法を組み合わせた方法を用いて計算する。

地盤定数を表 3-6～表 3-13 に、地盤応答解析に用いる基礎地盤のばね定数を表 3-14 に示す。また、基礎地盤の減衰係数を設定する。

地震応答解析は、上記復元力特性を用いた弾塑性時刻歴応答解析とし、建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この連成モデルへの入力地震動は、資料V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された設計用模擬地震波を基に、地盤条件を考慮し、地盤の地震応答解析により基礎底面位置で算定した応答波を用いることとする。

表 3-5 建物・構築物の物性値

建物・構築物	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
サービス建屋	コンクリート： Fc=17.7 (N/mm ²) (Fc=180 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD30 (SD295A 相当)	2.05×10^4	8.54×10^3	5

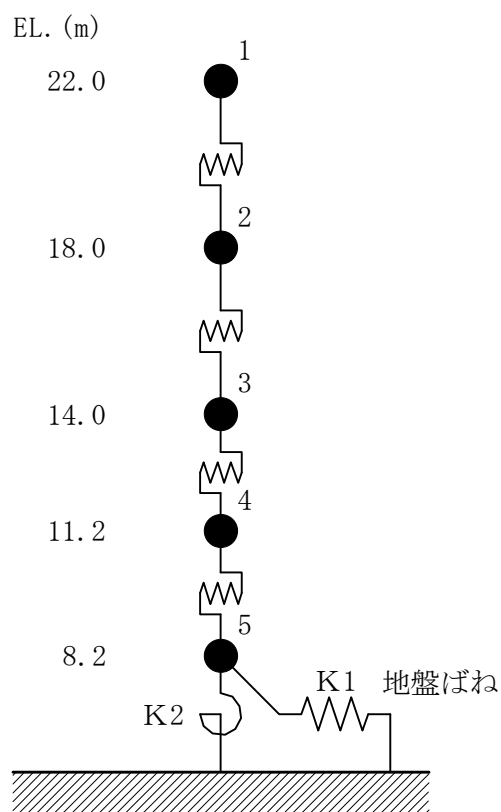


図 3-1 地震応答解析モデル

表 3-6 地盤定数 (S_s - D 1)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.06	178	412	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.08	193	353	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.11	171	1794	0.495
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.05	391	1847	0.477
-14.4	Km	5.6	1.72	0.03	406	1644	0.468
-20.0		20.0	1.72	0.03	410	1660	0.468
-40.0		20.0	1.73	0.03	425	1679	0.466
-60.0		30.0	1.73	0.03	442	1691	0.463
-90.0		30.0	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.0	1.73	0.03	486	1745	0.458
-150.0		40.0	1.74	0.03	508	1769	0.455
-190.0		40.0	1.74	0.03	542	1809	0.451
-230.0		40.0	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.0	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.0	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-7 地盤定数 (S_s - 1 1)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.04	191	442	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.04	217	396	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.05	212	1800	0.493
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.04	442	1862	0.470
-14.4	Km	5.6	1.72	0.02	425	1651	0.465
-20.0		20.0	1.72	0.02	433	1667	0.464
-40.0		20.0	1.73	0.02	445	1686	0.463
-60.0		30.0	1.73	0.02	461	1698	0.460
-90.0		30.0	1.73	0.03	479	1723	0.458
-120.0		30.0	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.0	1.74	0.02	526	1776	0.452
-190.0		40.0	1.74	0.02	558	1816	0.448
-230.0		40.0	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.0	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.02	656	1938	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-8 地盤定数 (S_s - 1 2)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.04	191	442	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.04	217	396	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.05	211	1800	0.493
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.04	433	1859	0.471
-14.4	Km	5.6	1.72	0.02	421	1649	0.465
-20.0		20.0	1.72	0.02	425	1665	0.465
-40.0		20.0	1.73	0.03	435	1682	0.464
-60.0		30.0	1.73	0.03	447	1693	0.463
-90.0		30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
-120.0		30.0	1.73	0.03	486	1745	0.458
-150.0		40.0	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0		40.0	1.74	0.03	539	1808	0.451
-230.0		40.0	1.75	0.03	567	1846	0.448
-270.0		50.0	1.75	0.03	594	1891	0.445
-320.0		50.0	1.76	0.03	633	1928	0.440
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-9 地盤定数 (S_s - 1 3)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.04	190	439	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.05	216	395	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.06	209	1800	0.493
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.04	433	1859	0.471
-14.4	Km	5.6	1.72	0.02	421	1649	0.465
-20.0		20.0	1.72	0.02	428	1666	0.465
-40.0		20.0	1.73	0.03	435	1682	0.464
-60.0		30.0	1.73	0.03	450	1694	0.462
-90.0		30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
-120.0		30.0	1.73	0.03	486	1745	0.458
-150.0		40.0	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0		40.0	1.74	0.03	539	1808	0.451
-230.0		40.0	1.75	0.03	563	1844	0.449
-270.0		50.0	1.75	0.03	594	1891	0.445
-320.0		50.0	1.76	0.03	629	1926	0.440
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-10 地盤定数 (S_s - 1 4)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.03	195	451	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.04	220	402	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.05	216	1801	0.493
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.04	439	1861	0.471
-14.4	Km	5.6	1.72	0.02	423	1650	0.465
-20.0		20.0	1.72	0.02	430	1666	0.464
-40.0		20.0	1.73	0.03	440	1684	0.463
-60.0		30.0	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.0	1.73	0.03	471	1720	0.459
-120.0		30.0	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.0	1.74	0.03	514	1771	0.454
-190.0		40.0	1.74	0.03	542	1809	0.451
-230.0		40.0	1.75	0.03	574	1849	0.447
-270.0		50.0	1.75	0.03	601	1894	0.444
-320.0		50.0	1.76	0.03	641	1932	0.438
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-11 地盤定数 (S_s - 2 1)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.06	179	414	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.07	198	362	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.08	189	1797	0.494
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.04	418	1854	0.473
-14.4	Km	5.6	1.72	0.02	418	1648	0.466
-20.0		20.0	1.72	0.03	425	1665	0.465
-40.0		20.0	1.73	0.03	435	1682	0.464
-60.0		30.0	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.0	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0		30.0	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.0	1.74	0.02	532	1779	0.451
-190.0		40.0	1.74	0.02	561	1817	0.447
-230.0		40.0	1.75	0.02	591	1856	0.444
-270.0		50.0	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.02	656	1938	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-12 地盤定数 (S_s - 2 2)

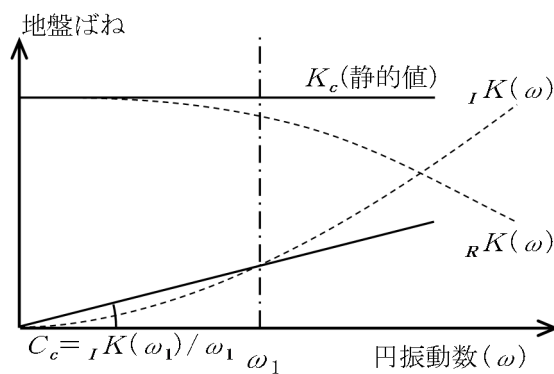
標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.06	177	409	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.08	195	356	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.10	178	1795	0.495
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.05	406	1851	0.475
-14.4	Km	5.6	1.72	0.03	416	1648	0.466
-20.0		20.0	1.72	0.03	425	1665	0.465
-40.0		20.0	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.0	1.73	0.03	455	1695	0.461
-90.0		30.0	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0		30.0	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.0	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.0	1.74	0.02	555	1815	0.448
-230.0		40.0	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.0	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.0	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-13 地盤定数 (S_s - 3 1)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	等価 減衰定数	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比
8.0	du*	5.0	1.82	0.06	177	409	0.385
3.0	Ag2*	1.0	1.89	0.08	190	347	0.286
2.0	Ag2	4.7	2.01	0.11	168	1794	0.496
-2.7	D2g-3	11.7	2.15	0.06	384	1845	0.477
-14.4	Km	5.6	1.72	0.03	401	1643	0.468
-20.0		20.0	1.72	0.03	405	1658	0.468
-40.0		20.0	1.73	0.03	414	1675	0.467
-60.0		30.0	1.73	0.03	436	1689	0.464
-90.0		30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
-120.0		30.0	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.0	1.74	0.03	517	1773	0.454
-190.0		40.0	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.0	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.0	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.0	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 3-14 地盤ばね定数と減衰係数

対象 地震動	地盤ばね 成 分	ばね定数 kN/m (kN・m/rad)
S _s -D 1	底面 スウェイばね K _S	4.08×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	1.87×10^9
S _s -1 1	底面 スウェイばね K _S	5.73×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	2.15×10^9
S _s -1 2	底面 スウェイばね K _S	5.65×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	2.13×10^9
S _s -1 3	底面 スウェイばね K _S	5.58×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	2.12×10^9
S _s -1 4	底面 スウェイばね K _S	6.02×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	2.18×10^9
S _s -2 1	底面 スウェイばね K _S	4.53×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	1.99×10^9
S _s -2 2	底面 スウェイばね K _S	4.24×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	1.93×10^9
S _s -3 1	底面 スウェイばね K _S	3.95×10^6
	底面 ロッキングばね K _R	1.84×10^9



底面ばね

ばね定数：0 Hz の値をばね定数 K_c で定式化

減衰係数：地盤－建屋連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定式化

3.5.2 解析方法

サービス建屋の地震応答解析は，資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

3.5.3 解析条件

(1) 復元力特性

地震応答解析に用いる復元力特性は，3次元FEMによる荷重増分解析に基づき設定する。鉛直部材間のRCスラブは，剛床として設定し，柱の復元力特性はファイバーモデルとする。

EW方向のせん断力（Q）－層間変形角（R）関係を図3-2に示す。

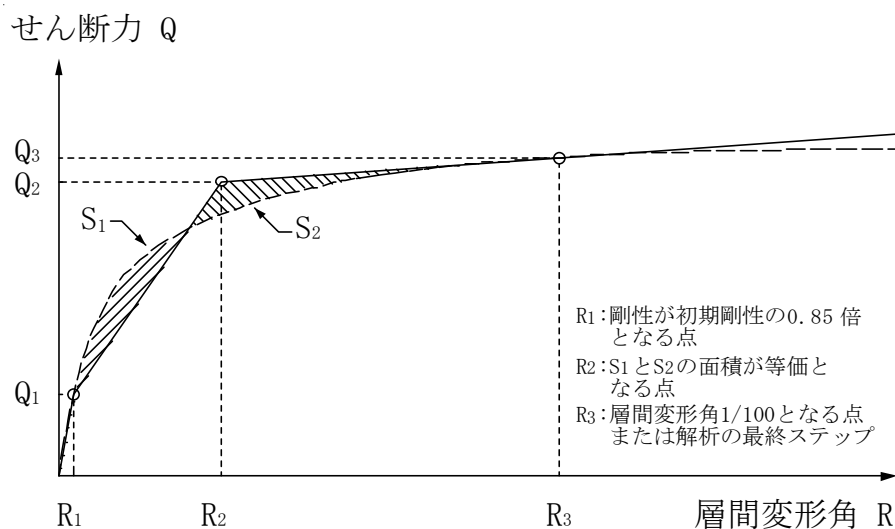


図3-2 EW方向のせん断力（Q）－層間変形角（R）関係

(2) スケルトン曲線

サービス建屋の各部材について，スケルトン曲線を設定する。

3.5.4 材料物性のばらつき

解析においては，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の「3.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし，材料物性のばらつきを考慮する。

材料物性のばらつきのうち，地盤物性については，地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし，支持地盤のせん断波速度のばらつきは， $\pm \sigma$ 相当として，変動係数 10 %を考慮する。また表層地盤についても同様に $\pm \sigma$ 相当として du 層は 5 %，Ag2 層は 10 %，D2g-3 層は 15 %の変動係数を考慮する。

建屋物性のばらつきについては，コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建屋剛性として考慮していない壁の建屋剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから，保守的に考慮しない。

材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 3-15 に示す。

表 3-15 材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース名	地盤のせん断波速度 V_s (m/s)
基本	平均値 (718)
地盤 + σ	+ σ 相当 (790)
地盤 - σ	- σ 相当 (646)

注：() 内は，解放基盤表面のせん断波速度を示す。

3.6 評価方法

サービス建屋の地震応答解析による波及的影響評価は、質点系モデルの地震応答解析に基づき、基準地震動 S_s に対して、サービス建屋の原子炉建屋への影響の評価及び構造物全体としての変形性能の評価を行う。サービス建屋への影響の評価は、原子炉建屋との最大相対変位により、建屋の衝突の有無を確認する。

3.6.1 原子炉建屋への影響の評価方法

サービス建屋の原子炉建屋への影響の評価は、原子炉建屋との最大相対変位により、建屋衝突の有無を確認する原子炉建屋への影響の評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

3.6.2 構造物全体としての変形性能の評価方法

サービス建屋の構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、層間変形角を算出し、最大層間変形角が許容限界を超えないことを確認する。変形性能の評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

4. 評価結果

サービス建屋の原子炉建屋への接触の有無の評価は、地震時のサービス建屋と原子炉建屋の最大相対変位が、建屋間のクリアランスを超えないことを確認する。

4.1 原子炉建屋への影響の評価

サービス建屋と原子炉建屋との建屋間の最大相対変位は、地盤物性のばらつきを考慮しない基本ケースのS。地震時に対し、建屋間のクリアランスを超え原子炉建屋に接触するため、「2.3 評価方針」に基づき、「5. 衝突による波及的影響の評価」にて、サービス建屋の衝突による原子炉建屋への波及的影響を確認する。また、構造物全体としての変形性能の評価は省略する。

5. 衝突による波及的影響評価

5.1 評価方針

「4.1 原子炉建屋への影響の評価結果」及び資料V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」より，サービス建屋と原子炉建屋との建屋間の最大相対変位が，建屋間のクリアランスを超え，両建屋が接触する場合は，波及的影響評価として，衝突荷重に対し，原子炉建屋に要求される機能の維持の確認を行う。更に，内包する設備に波及的影響を及ぼさないことの確認として，S₀地震時に対し，最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

原子炉建屋への影響の評価フローを図5-1に示す。

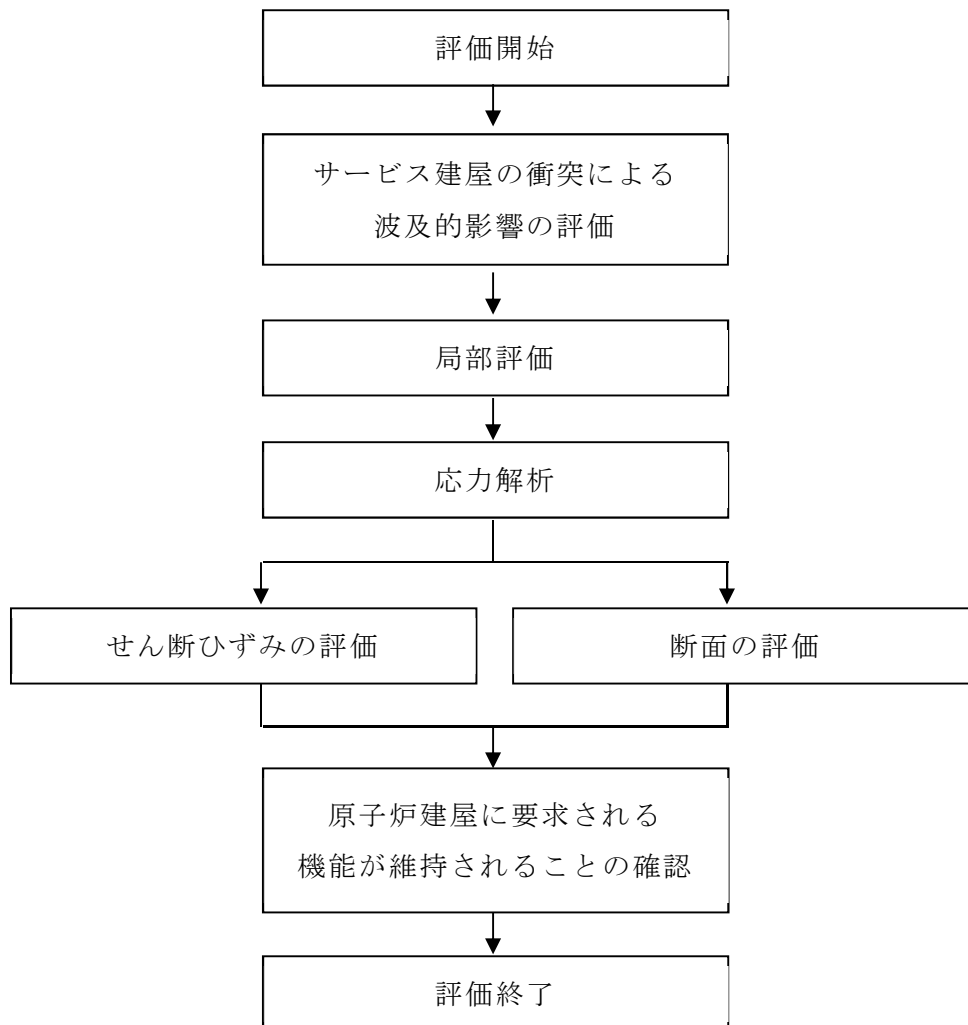


図5-1 原子炉建屋への影響の評価フロー

5.2 衝突荷重に対する評価方法

5.2.1 評価対象部位及び評価方針

サービス建屋と原子炉建屋の最大相対変位が、建屋間のクリアランスを超える場合は、衝突による波及的影響評価として、原子炉建屋の壁の面外方向に対して、衝突荷重を考慮して弾性応力解析を実施する。

評価対象部位として衝突範囲を図 5-2 に示す。

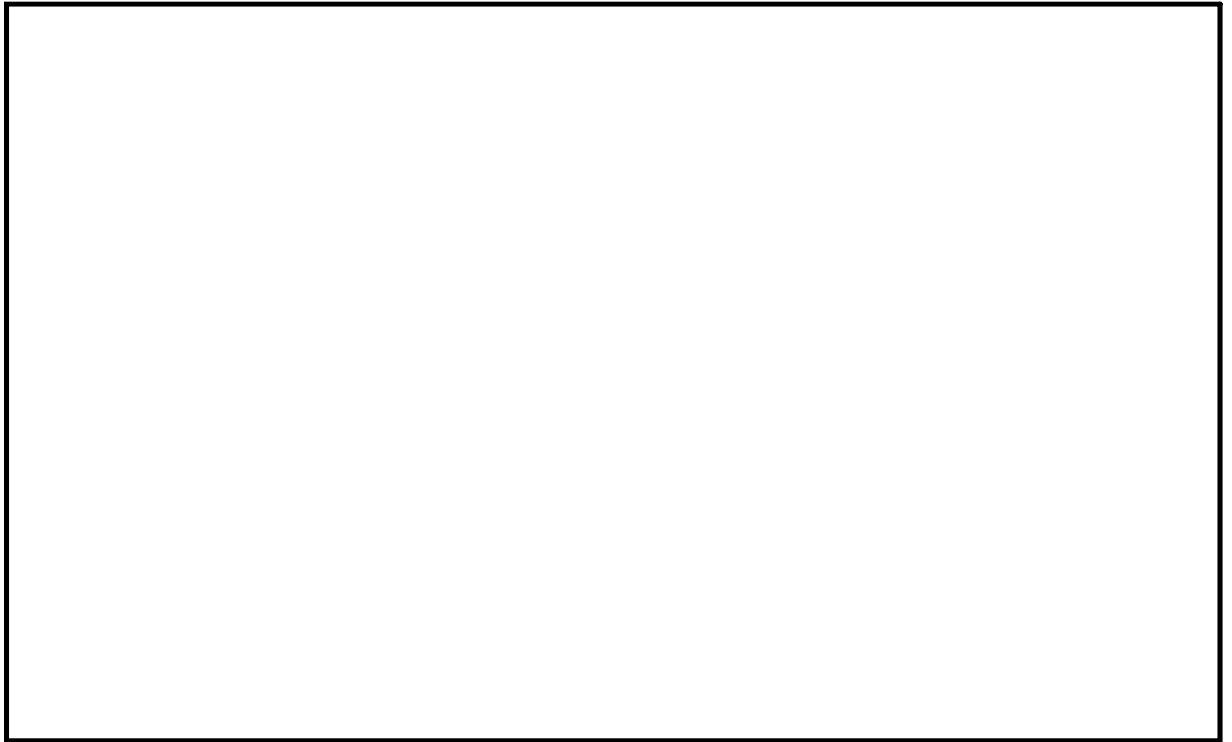


図 5-2 衝突範囲（評価対象部位）

5.2.2 許容限界

応力解析による評価における原子炉建屋の許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、表5-1のとおり設定する。

表5-1 応力解析による評価における許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準 地震動 S_s	原子炉建屋の 耐震壁	部材に生じる応力及びひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力
支持機能 (※1)	機器・配管系等を支持する機能を損なわないこと	基準 地震動 S_s	原子炉建屋の 耐震壁	部材に生じる応力及びひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	最大 せん断ひずみ 2.0×10^{-3}

※1:「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響評価」の確認が含まれる。

5.2.3 評価方法

(1) 層評価

原子炉建屋の間接支持機能維持及び内包する設備に対する波及的影響の確認として、せん断ひずみによる評価を行う。資料V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」による原子炉建屋のS_s地震時における最大応答せん断力にサービス建屋衝突時の原子炉建屋への作用荷重を足し合わせた最大値が許容限界を超えないことを確認する。

サービス建屋の最頂部の質点レベルEL. 22.0 mにおいて原子炉建屋に衝突するものとして、層としての健全性を確認する。

衝突による荷重は、サービス建屋の衝突する層が原子炉建屋に作用させうる最大の荷重として当該層の保有水平耐力とする。

サービス建屋の質点レベルEL. 18.0 m～EL. 22.0 mの部材におけるEW方向の保有水平耐力を表5-2に示す。

表 5-2 サービス建屋衝突時の原子炉建屋への作用荷重
(サービス建屋の保有水平耐力)

原子炉建屋への作用荷重 (kN)
16270

(2) 局部評価

a. 解析モデル

衝突解析における応力解析モデルは、原子炉建屋の機能維持の確認を目的として、原子炉建屋の中央制御室の外壁を、幅 1000 mm、厚さ mm、長さ 4500 mm の両端固定梁としてモデル化する。図 5-3 に応力解析モデルを示す。

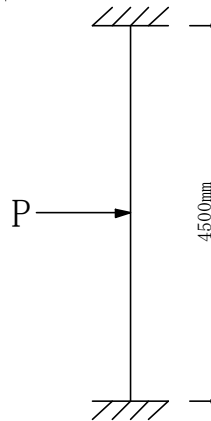


図 5-3 応力解析モデル

b. 荷重の算定方法

原子炉建屋への作用荷重は、表 5-2 に示すサービス建屋当該階の EW 方向の保有水平耐力が、原子炉建屋中央制御室外壁に集中荷重として作用するものとする。

局部評価に用いた、サービス建屋衝突時の原子炉建屋への作用荷重、接触幅、単位幅当たりの作用荷重、原子炉建屋外壁の使用材料を表 5-3 に示す。

表 5-3 作用荷重、接触幅、単位幅当たりの作用荷重及び原子炉建屋の使用材料

作用荷重 (kN)	接触幅 (m)	単位幅当たりの 作用荷重 (kN/m)	原子炉建屋外壁の使用材料	
			鉄筋	コンクリート
16270	40.15	406	SD345 2-D35@200	$F_c = 22.1 \text{ N/mm}^2$

c. 荷重の入力方法

荷重の入力方法は、「b. 荷重の算定方法」で算定した単位幅当たりの作用荷重を図 5-3 に示す両端固定梁に集中荷重として与える。荷重入力の位置は、保守的な設定として梁中央部とする。

5.2.4 断面の評価方法

原子炉建屋の断面の評価に用いる応力は、両端固定梁を用いた応力解析により得られた原子炉建屋の外壁に作用する曲げモーメント及び面外せん断応力が、「技術基準解説書」に基づいて求めた終局耐力を超えないことを確認する。

5.3 衝突解析による評価結果

5.3.1 セン断ひずみの評価結果

衝突時の原子炉補助建屋の鉄筋コンクリート造耐震壁について、「5.2.3 評価方法」に基づき、 S_s 地震時のサービス建屋との衝突における評価対象部位の最大せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

サービス建屋衝突時の原子炉建屋への作用荷重を表 5-4 に、ばらつきを考慮した S_s 地震時の原子炉建屋の最大応答せん断力の最大値とサービス建屋による作用荷重を足し合わせた最大応答せん断力を表 5-5 に示す。また、 S_s 地震時においてサービス建屋の衝突による作用荷重を考慮した原子炉建屋の EW 方向の $Q-\gamma$ 関係と最大応答値を図 5-4 に示す。

S_s 地震時においてサービス建屋の衝突による作用荷重を考慮しても原子炉建屋の最大せん断ひずみは許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 5-4 サービス建屋衝突時の原子炉建屋への作用荷重

原子炉建屋への作用荷重 (kN)
16270

表 5-5 S_s 地震時の原子炉建屋の最大応答せん断力と
サービス建屋による作用荷重を足し合わせた最大応答せん断力

部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	
	S_s 地震時 ($S_s - 31$)	S_s 地震時 ($S_s - 31$) + サービス建屋衝突時
(7)	486	502

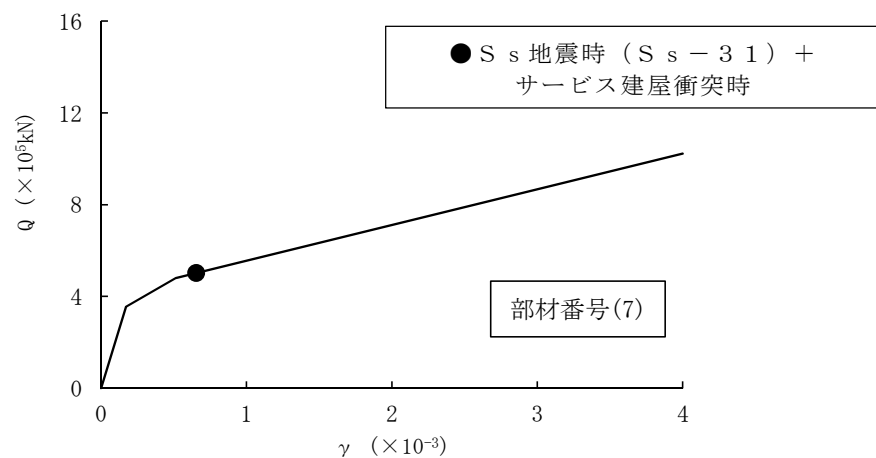


図 5-4 S_s 地震時においてサービス建屋の衝突による作用荷重を考慮した
原子炉建屋の $Q-\gamma$ 関係と最大応答値

5.3.2 応力解析による評価結果

応答解析の結果を用いた最大相対変位の評価において、サービス建屋と原子炉建屋が接触するため、サービス建屋の衝突による波及的影響評価として、局所の評価を行う。

「5.2.3 評価方法」に示す原子炉建屋の応力解析モデルによる断面算定結果を表 5-6 に示す。

以上の結果より、サービス建屋の衝突により原子炉建屋に発生する断面力が許容値を超えないことを確認した。

表 5-6 断面算定結果

評価対象	解析結果	許容値※1
曲げモーメント	229 kN・m	1225 kN・m
面外せん断力	0.43 N/mm ²	1.62 N/mm ²

※1：「技術基準解説書」に基づき，終局耐力を算定

V-2-11-2-13 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 地震応答解析による評価方法	8
4. 応力解析による評価方法	9
4.1 評価対象部位及び評価方針	9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	11
4.3 許容限界	15
4.4 解析モデル及び諸元	16
4.5 評価方法	20

1. 概要

本資料は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋が上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その波及的影響の評価は、使用済燃料乾式貯蔵容器の有する機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の構造物全体としての変形性能の評価及び屋根トラスの構造健全性の評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

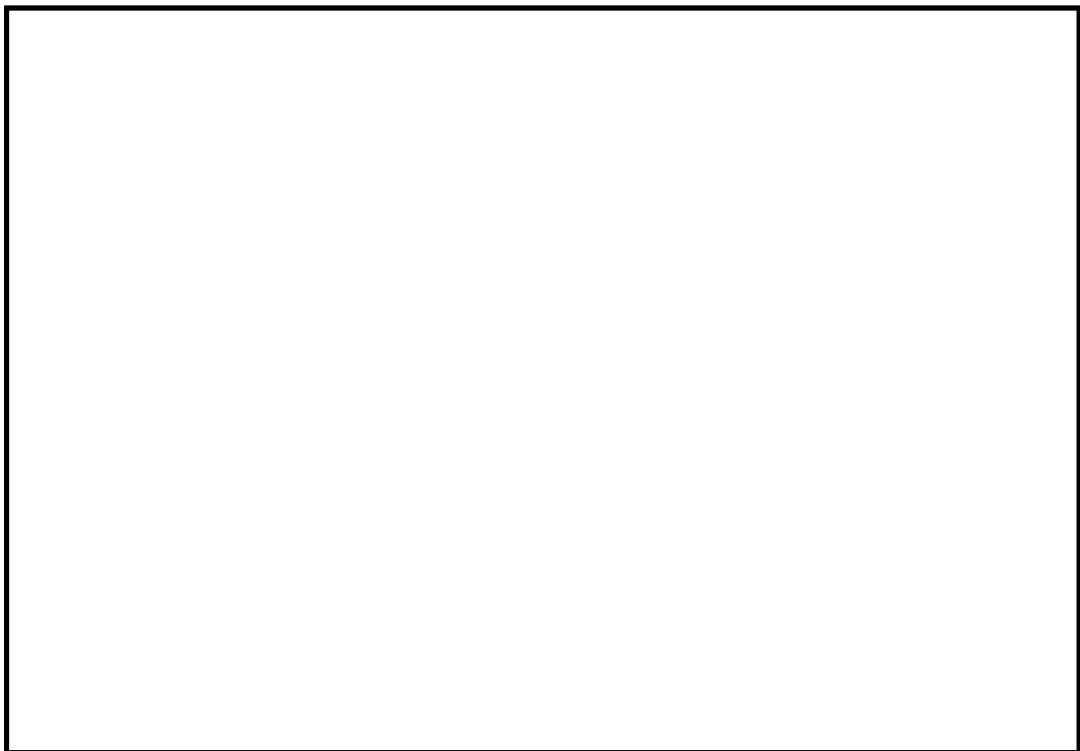


図 2-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置

2.2 構造概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を 24 基収納する地上 1 階建、平面が約 52 m（南北方向）×約 24 m（東西方向）、地上高さ約 21 m の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブは平面が約 60 m（南北方向）×約 33 m（東西方向）、厚さ約 2.5 m（一部約 2.0 m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。使用済燃料乾式貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置された耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

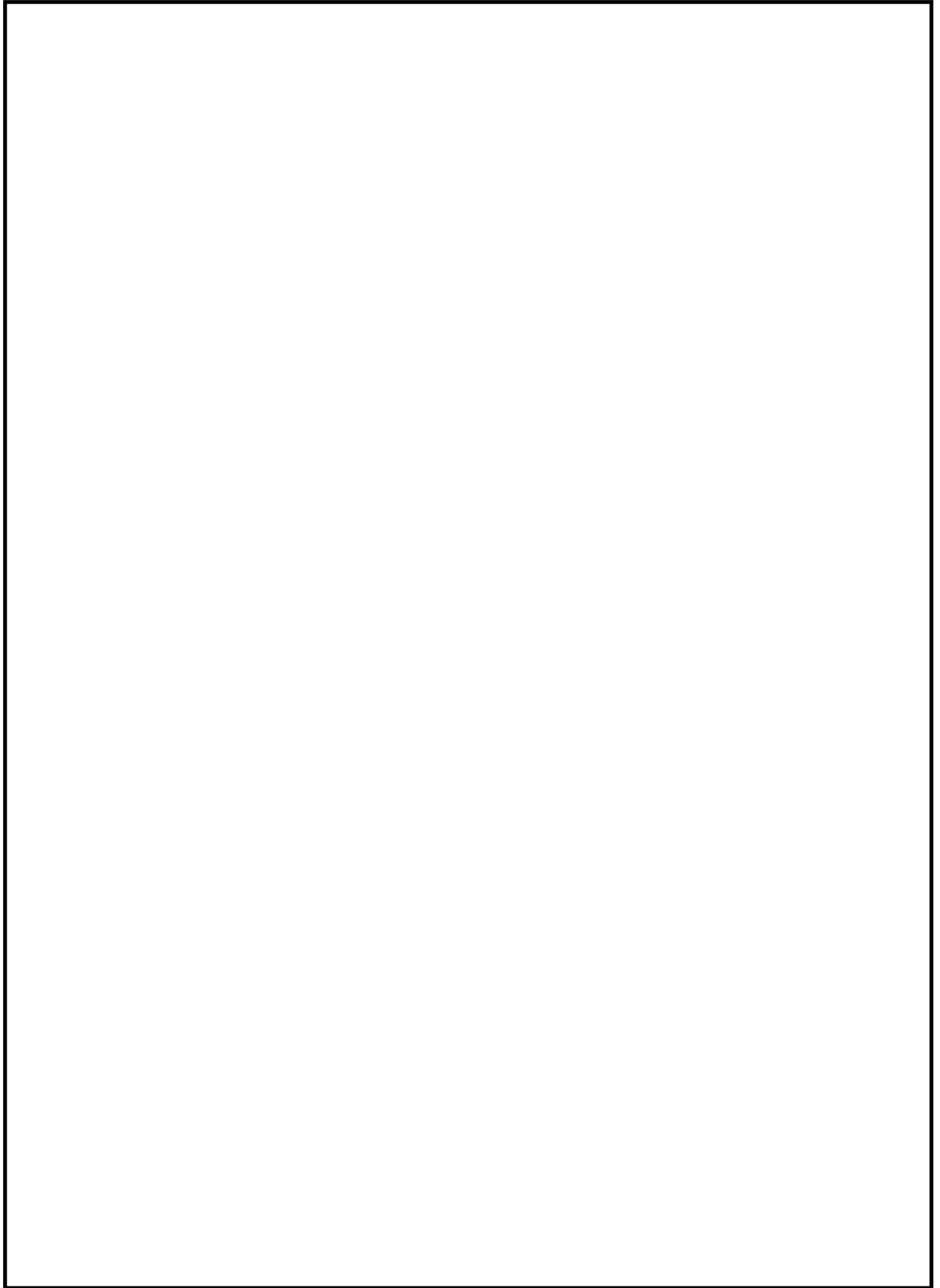


図 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要（平面図）

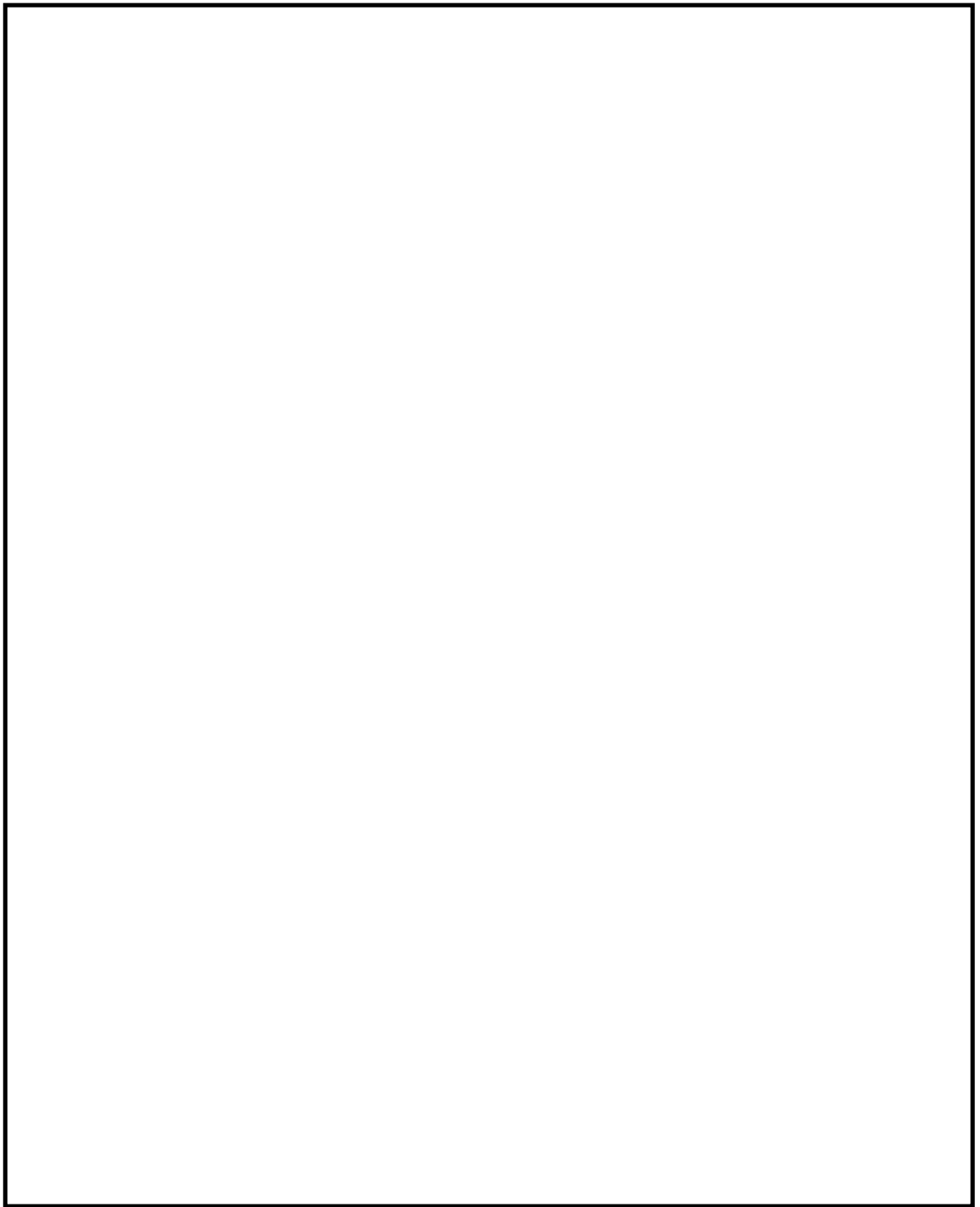


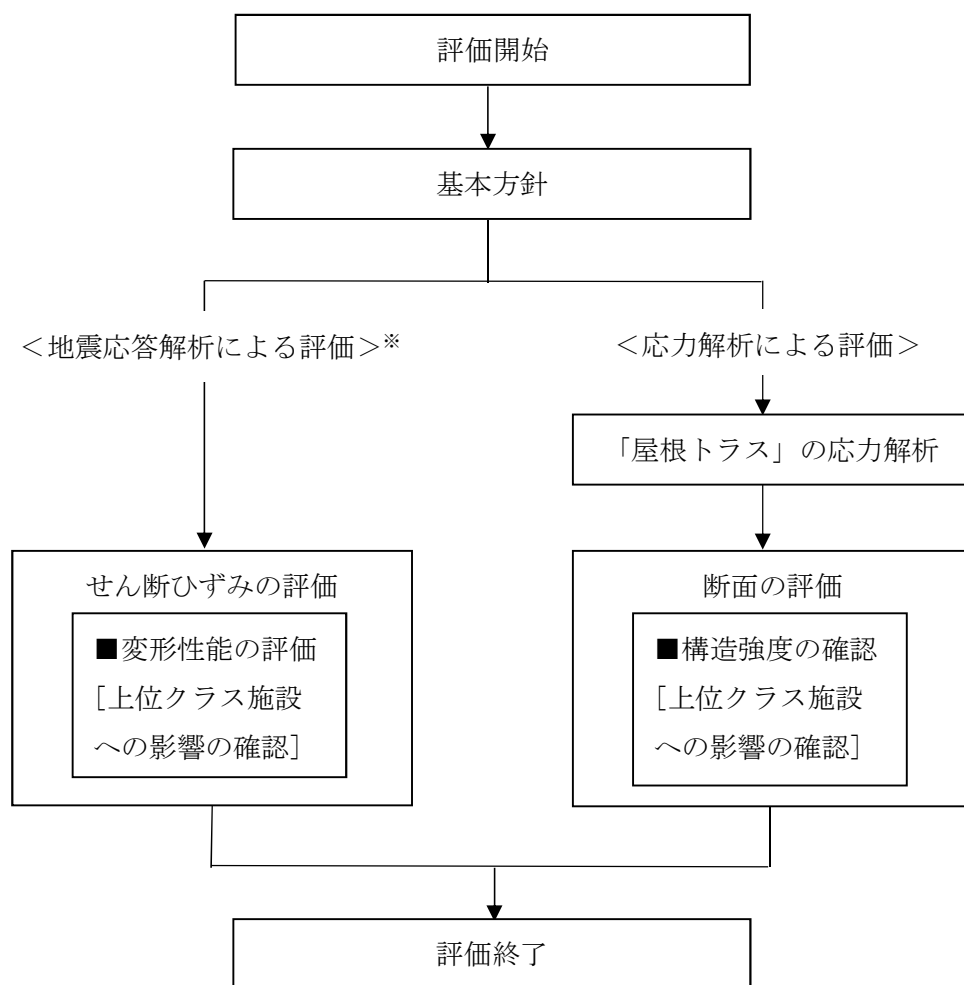
図 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概要（断面図）

2.3 評価方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋は、上位クラスである使用済燃料乾式貯蔵容器と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価を行う。

設計基準対象施設に対する波及的影響評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の波及的影響評価は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価においては使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の構造物全体としての変形性能の評価を、応力解析による評価においては屋根トラスの構造強度の確認を行うことで、上位クラス施設である使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことの確認を行う。

図2-4に使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の評価フローを示す。



※：V-2-2-4「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う

図 2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((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 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会) (以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005) (以下「R C - N 規準」という。)
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005) (以下「S 規準」という。)
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所) (以下「技術基準解説書」という。)

3. 地震応答解析による評価方法

地震応答解析による評価は、資料V-2-2-4「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」に基づき、耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。地震応答解析による評価における使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の許容限界は、資料V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、表3-1のとおり設定する。

表3-1 地震応答解析による評価における許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
—	上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないこと	基準地震動 S_s	耐震壁※	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3}

※：建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、梁、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従することと、全体に剛性の高い構造となっており、複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの面内変形が抑えられるため、各層の耐震壁が最大せん断ひずみの許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。

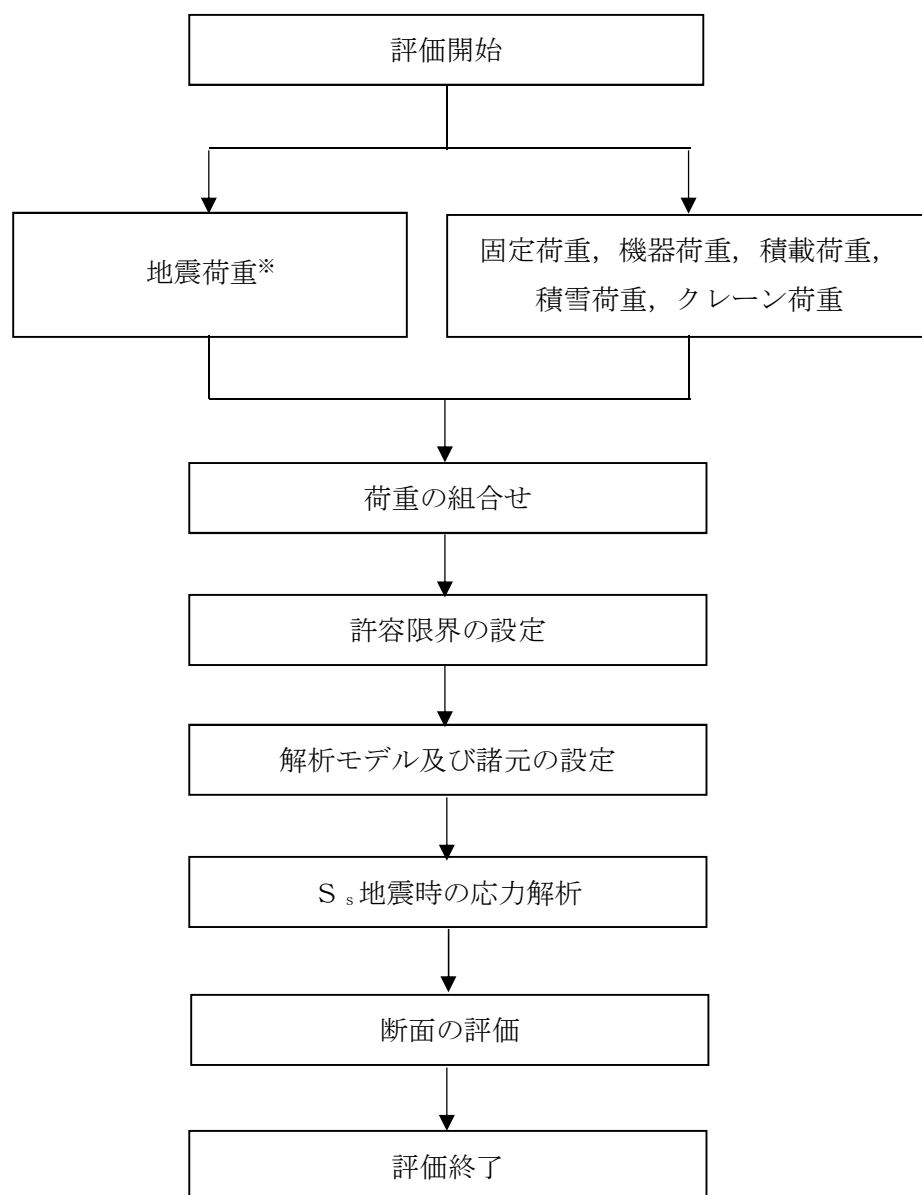
4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の応力解析による評価対象部位については、屋根トラスの内、主トラスとし、以下の方針に基づき評価を行う。

S。地震時に対する評価は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、適用規格・基準等を参考に設定した許容限界を超えないことを確認する。なお、地震荷重については、地盤物性のばらつきを考慮する。

応力解析による評価フローを図4-1に示す。



※：地震荷重の設定においては、地盤物性のばらつきを考慮する。

図 4-1 応力解析による評価フロー（屋根トラス）

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重

(1) 固定荷重 (G)

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋に作用する固定荷重は、『既工事計画認可申請書「IV-2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」(平成 11・06・2 資第 1 号 平成 11 年 9 月 2 日認可)』に基づき表 4-1 のとおり設定する。

表 4-1 固定荷重 (G)

部位	部材厚さ等	固定荷重※ (kN/m ²)
屋根部	コンクリート厚 0.45 m	10.8
中間床 (1)	コンクリート厚 0.30 m	7.2
中間床 (2)	コンクリート厚 0.45 m	10.8
基礎版	コンクリート厚 2.5 m	60

※：屋根部については、非構造質量として 2 (kN/m²) を別途考慮する。

(2) 機器荷重 (E)

機器荷重は、表 4-2 のとおり設定する。

表 4-2 機器荷重 (E)

	機器荷重
キャスク重量：計 24 基	1180 kN/基

(3) 積載荷重 (P)

積載荷重は、表 4-3 のとおり設定する。

表 4-3 積載荷重 (P)

荷重及び外力について想定する状態	積載荷重
一般屋根 (地震時)	600 N/m ²
中間床 (地震時)	1500 N/m ²
床 (地震時)	800 N/m ²

(4) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、表 4-4 のとおり設定する。

表 4-4 積雪荷重 (S)

荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
一般屋根 (地震時)	210 N/m ²

(5) クレーン荷重 (CL)

クレーン荷重は、表 4-5 のとおり設定する。

表 4-5 クレーン荷重 (CL)

	クレーン荷重
クレーン自重	1470 kN

(6) 地震荷重 (Ks)

水平地震力及び鉛直地震力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析より算出される動的地震力より設定する。解析モデルへの入力地震動は、基準地震動 S_s を解放基盤表面レベルに定義して一次元波動論で算定した自由地盤地表面地震動と、三次元薄層要素法により算定した杭の拘束効果を考慮した基礎入力動を用いて設定した基礎底面位置での応答波とする。屋根トラスの応答が最も大きくなる基準地震動 S_s - D 1 に対する本建物の基礎底面位置での地盤剛性のばらつき ($+\sigma$) を考慮したケースの加速度応答スペクトル及び加速度時刻歴波形を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

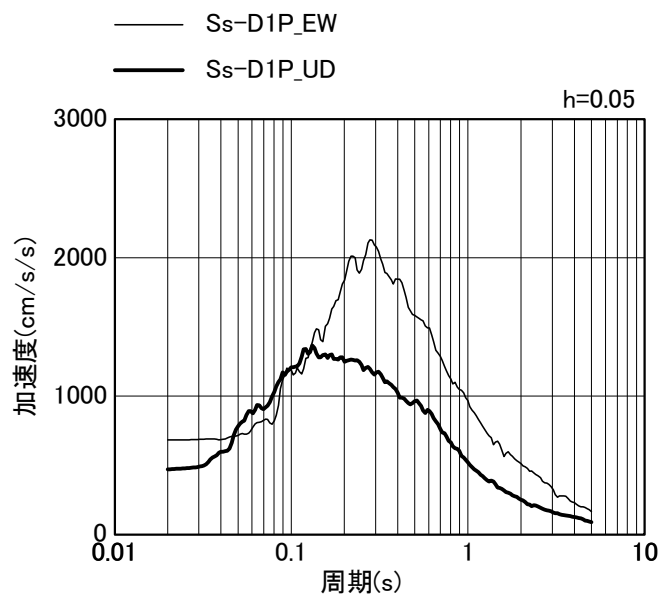


図 4-2 入力地震動の加速度応答スペクトル (S_s-D1)
(地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$))

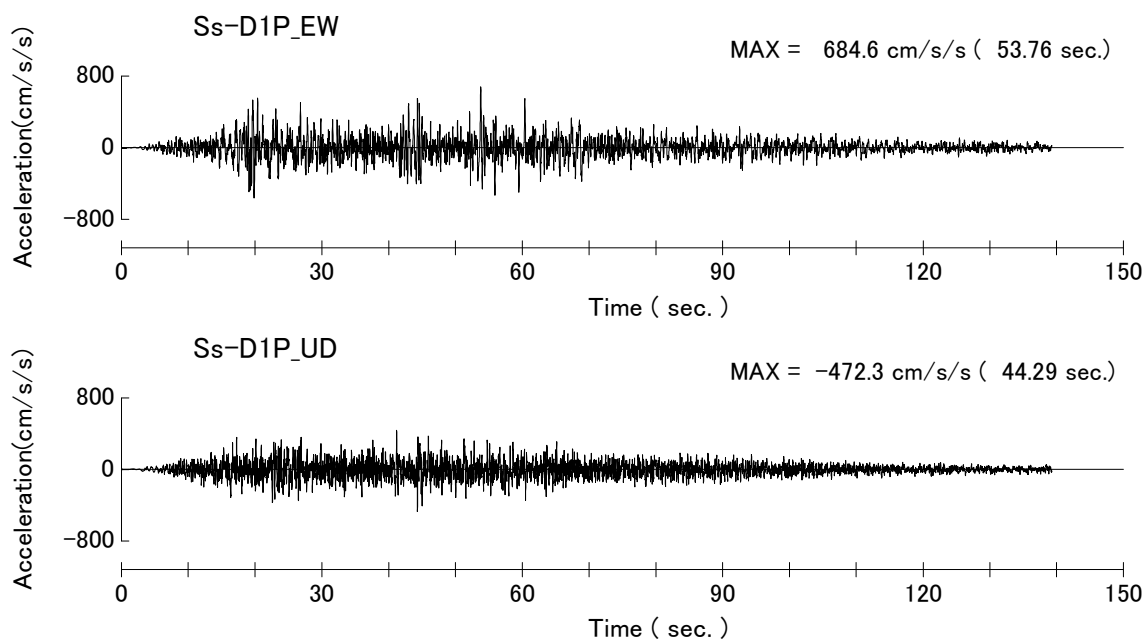


図 4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形 (S_s-D1)
(地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$))

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-6 に示す。

表 4-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G+E+P+S+CL+Ks

G : 固定荷重
 E : 機器荷重
 P : 積載荷重
 S : 積雪荷重
 CL : クレーン荷重
 Ks : 地震荷重

4.3 許容限界

応力解析による評価における使用済燃料乾式貯蔵建屋の屋根トラスの許容限界は、表 4-7 のとおり設定する。

また、鋼材の許容応力度を表 4-8 に示す。

表 4-7 応力解析による評価における許容限界

要求 機能	機能設計上の 性能目標	地震力	部位	機能維持のための 考え方	許容限界 (評価基準値)
一	上位クラス施設 に波及的影響を 及ぼさないこと	基準地震動 S_s	屋根トラス	部材に生じる応力が構 造強度を確保するた めの許容限界を超え ないことを確認	適用規格・基準等 に基づく終局耐力

表 4-8 鋼材の許容応力度

外力の状態	鋼材種類	板厚 (mm)	基準強度 F (N/mm^2)
S_s 地震時	SS400, SM400A	≤ 40	235

注：材料強度は基準強度を 1.1 倍して算出する。

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 モデル化の基本方針

応力解析は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析とする。応力解析における評価対象部位は屋根トラスであり、建屋の荷重伝達を考慮するために、応力解析モデルには使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎とその上屋を一体とした全体モデルを用いる。解析モデルに使用するFEM要素は、柱、屋根トラスは梁要素、屋根スラブ、壁、基礎スラブはシェル要素、地盤はばね要素とする。また、束材及び斜材端部はピン接合としてモデル化する。図4-4に解析モデルを示す。解析モデルの要素数はシェル要素3576、梁要素1425で、節点数は4344である。

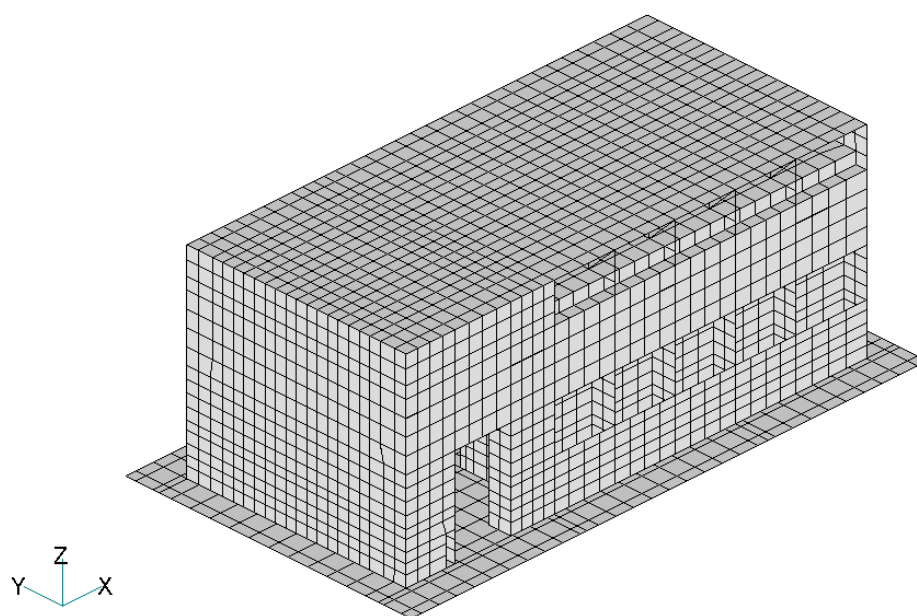
解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver.2008r1」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録15「計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

4.4.2 境界条件

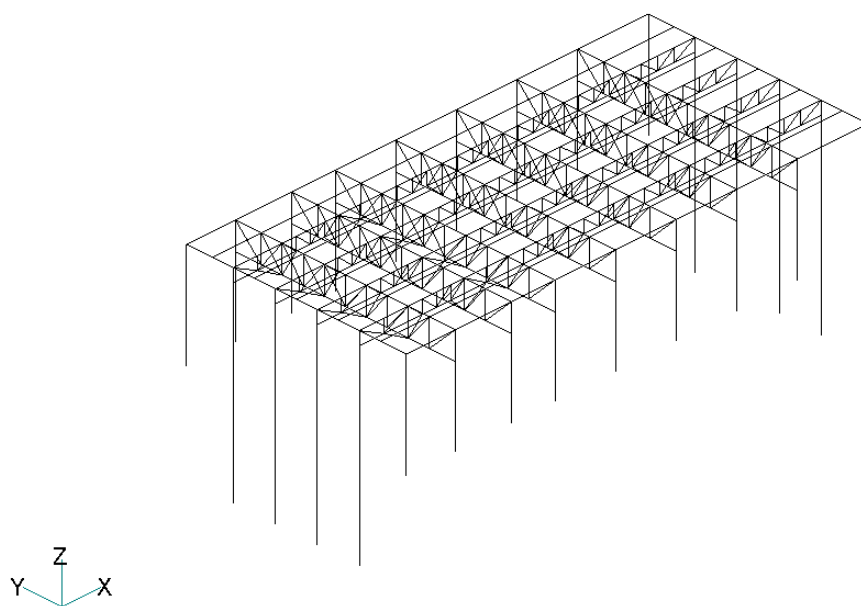
3次元FEMモデルの基礎底面に、基礎の杭（計435本）の分布に応じて離散化したばねを設ける。ばねについては、水平方向はEWの地盤の水平ばね定数、上下方向はEWの地盤の回転ばね定数（上下動のケースでは鉛直ばね定数）に基づき設定する。

4.4.3 解析諸元

使用材料の物性値を表4-9に、部材リストを表4-10及び図4-5に示す。



(シェル要素)



(梁要素)

図 4-4 解析モデル

表 4-9 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	せん断弾性係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	減衰定数 (%)
コンクリート : Fc23.5	22.5	9.38	5
鉄 骨 : SS400, SM400A	205	79.0	2

表 4-10 部材リスト

部位	部材名	鉄骨部材
主トラス	上弦材	BH-500×400×16×28
	下弦材	BH-500×400×16×28
	斜材 (a)	BH-250×250×9×14
	斜材 (b)	BH-300×300×12×16
	斜材 (c)	BH-350×350×12×19
	垂直材 (a)	BH-250×250×9×14
	垂直材 (b')	H-298×299×9×14
	垂直材 (c')	H-344×348×10×16

注：特記なき限り鋼材種は SM400A とする。

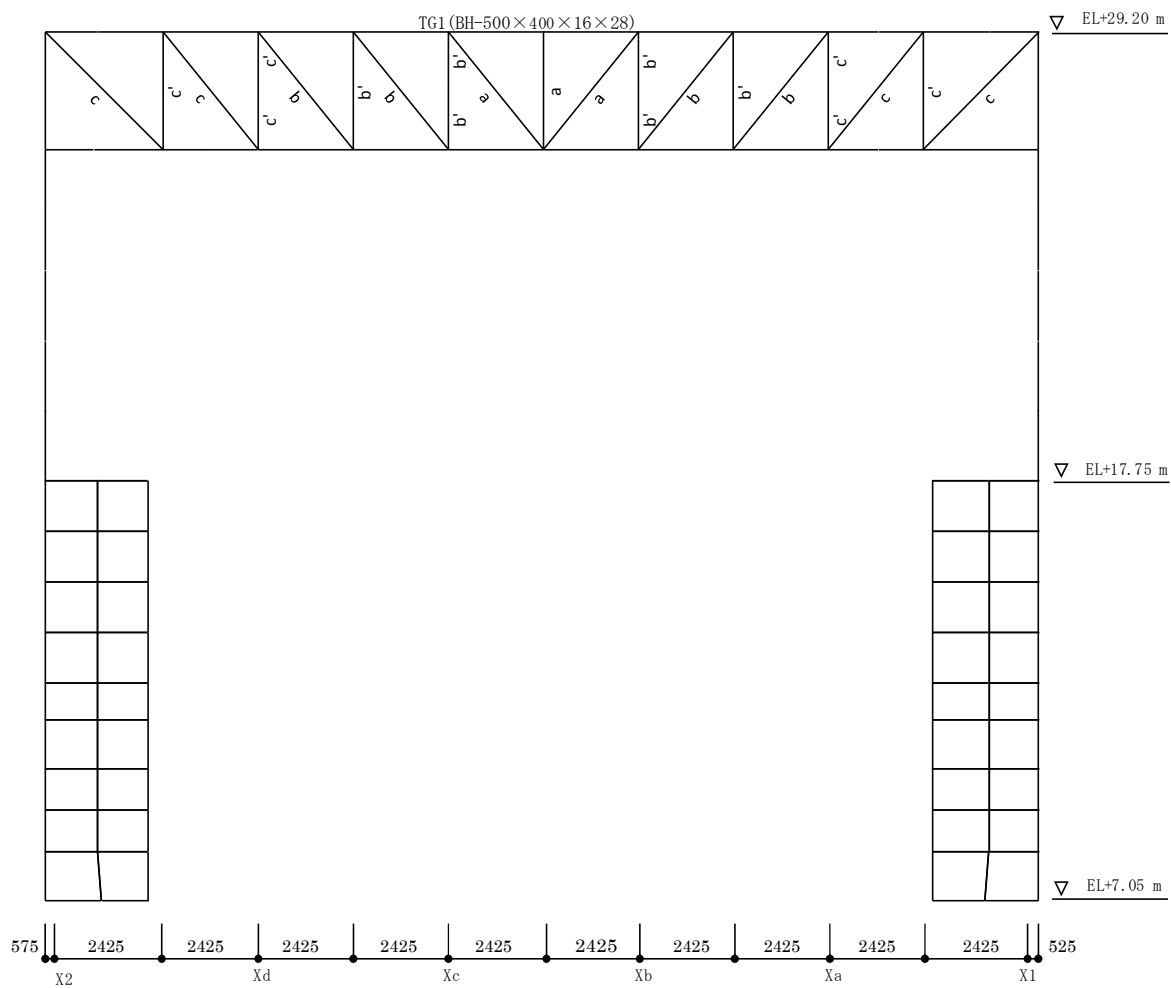


図 4-5 部材リスト

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋について、 S_s 地震時に対して 3 次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析を実施する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、組合せるべき荷重を全て同時に作用させて応力解析を行う。単独荷重の記号を以下に示す。

G	: 固定荷重
E	: 機器荷重
P	: 積載荷重
S	: 積雪荷重
CL	: クレーン荷重
K_{SEW}	: EW 方向 S_s 地震荷重
K_{SUD}	: 鉛直方向 S_s 地震荷重

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-11 に示す。

水平地震力と鉛直地震力は、加速度時刻歴波を同時入力することにより組合せる。

表 4-11 荷重の組合せケース

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + E + P + S + CL + K_{SEW} + K_{SUD}$
2	$G + E + P + S + CL + K_{SEW} - K_{SUD}$
3	$G + E + P + S + CL - K_{SEW} + K_{SUD}$
4	$G + E + P + S + CL - K_{SEW} - K_{SUD}$

(3) 荷重の入力方法

地震荷重は、図 4-3 に示す加速度時刻歴波を、3 次元 FEM モデルの基礎底面位置に入力する。

4. 5. 2 断面の評価方法

断面の評価は、「S 規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象部位に生じる軸力及び曲げモーメントによる応力度が表 4-8 に示した鋼材の許容応力度に 1.1 倍の割増しを考慮した弾性限応力度を超えないことを確認する。

- ・ 圧縮力と曲げモーメント

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{{}_c\sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{{}_t\sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

f_c : 許容圧縮応力度

f_b : 許容曲げ応力度

f_t : 許容引張応力度

σ_c : 平均圧縮応力度

${}_c\sigma_b$: 圧縮曲げ応力度

${}_t\sigma_b$: 引張曲げ応力度

- ・ 引張力と曲げモーメント

$$\frac{\sigma_t + {}_t\sigma_b}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{{}_c\sigma_b - \sigma_t}{f_b} \leq 1$$

σ_t : 平均引張応力度

V-2-11-2-14 土留鋼管矢板の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用規格	6
3. 地震応答解析	7
3.1 評価対象断面及び部位	7
3.2 解析方法	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	11
3.4 入力地震動	12
3.5 解析モデル及び諸元	13
4. 耐震評価	15
4.1 許容限界	15
4.2 評価方法	16

1. 概要

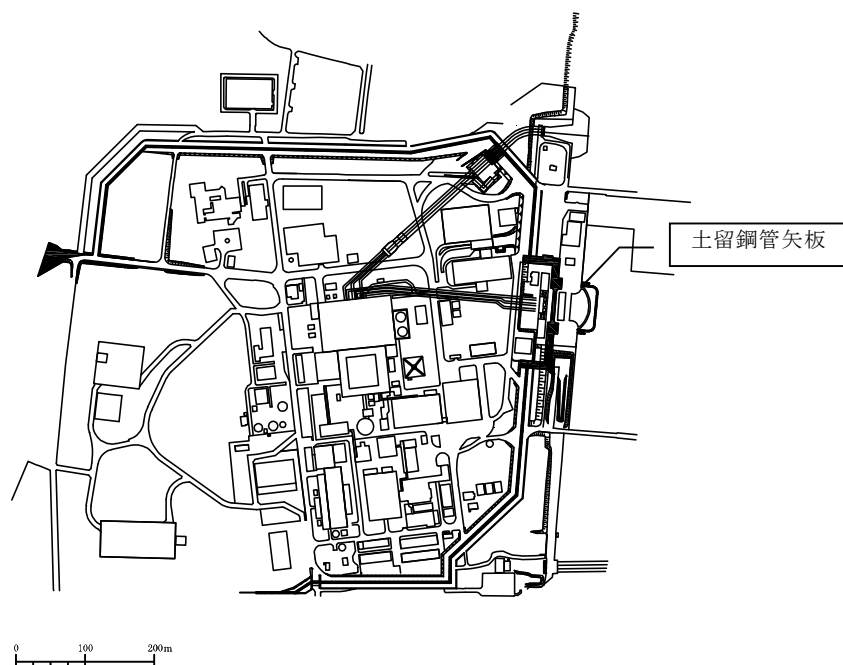
本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、土留鋼管矢板が周辺に設置された上位クラス施設である貯留堰に対して、地震時に波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

基準地震動 S_s に対して耐震計算を行い、土留鋼管矢板の安定性及び応力評価を実施することで、十分な構造強度を有することを確認する。

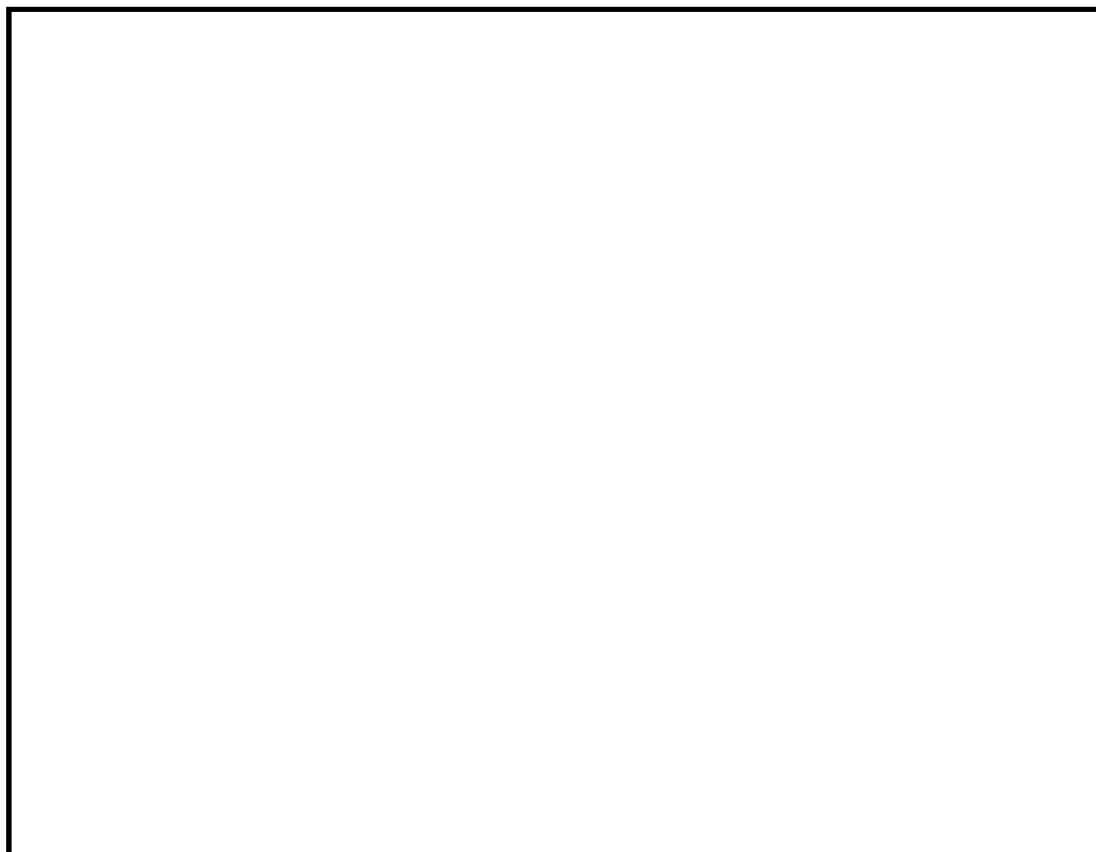
2. 基本方針

2.1 位置

土留鋼管矢板の平面配置図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 (1) 土留鋼管矢板の平面配置図 (全体図)



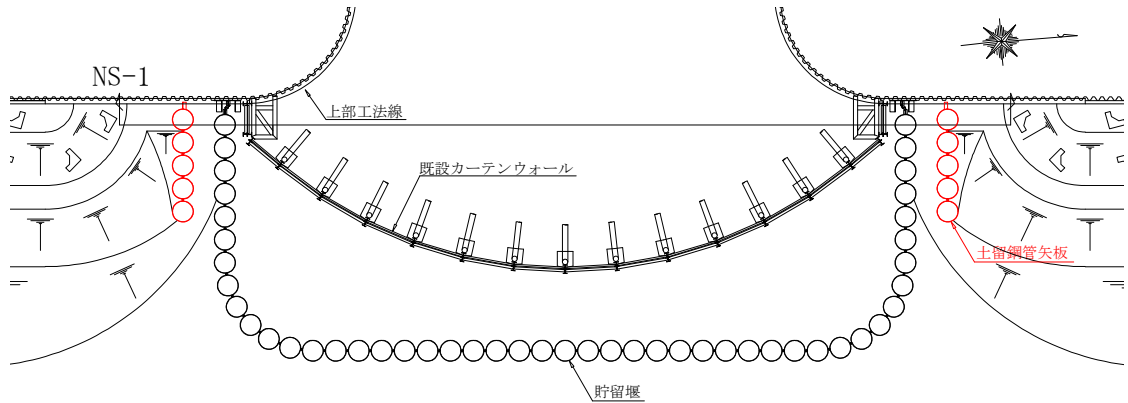
第 2-1 図 (2) 土留鋼管矢板の平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

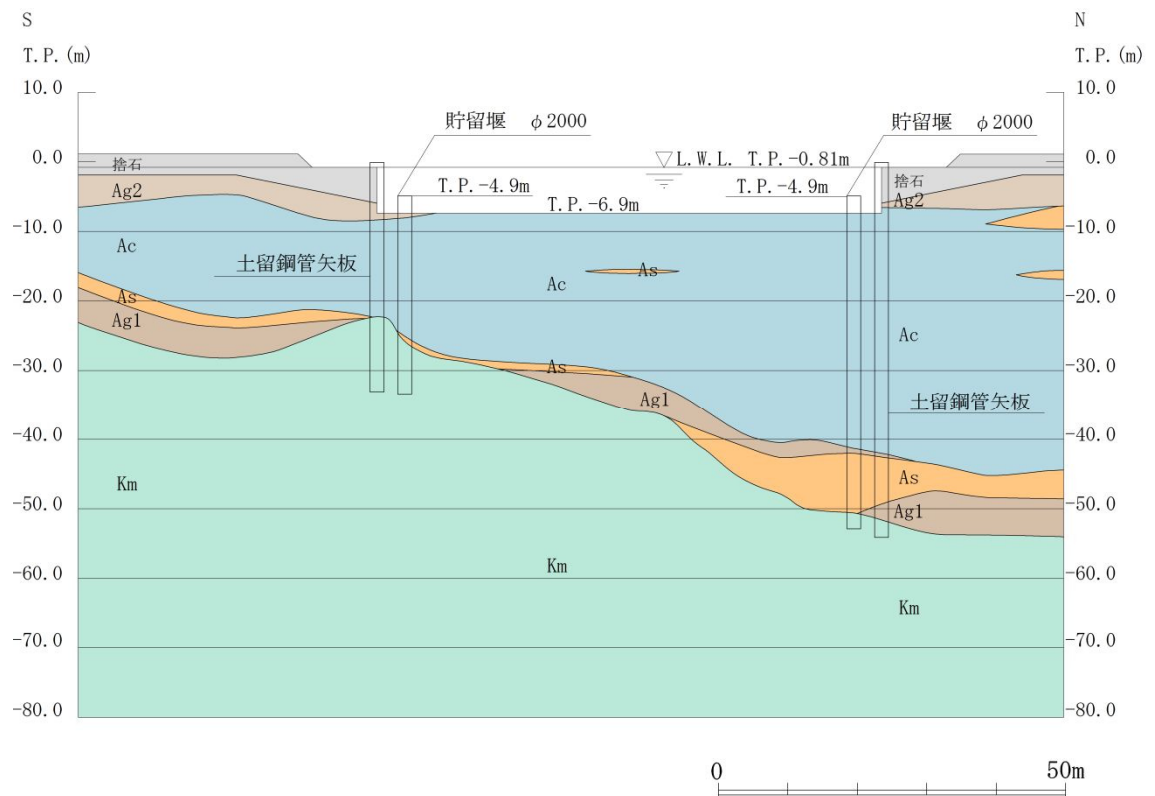
土留鋼管矢板は、貯留堰の南北側に 2 m の離隔をとって配置する。

土留鋼管矢板は、貯留堰の南北側にある捨石マウンドの土圧を受け持つ構造である。

土留鋼管矢板の平面図を第 2-2 図、断面図を第 2-3 図に示す。



第 2-2 図 土留鋼管矢板の平面図



第 2-3 図 土留鋼管矢板の断面図 (NS-1)

2.3 評価方針

土留鋼管矢板は、貯留堰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。

土留鋼管矢板の波及的影響評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、第2-1表に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する設置圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

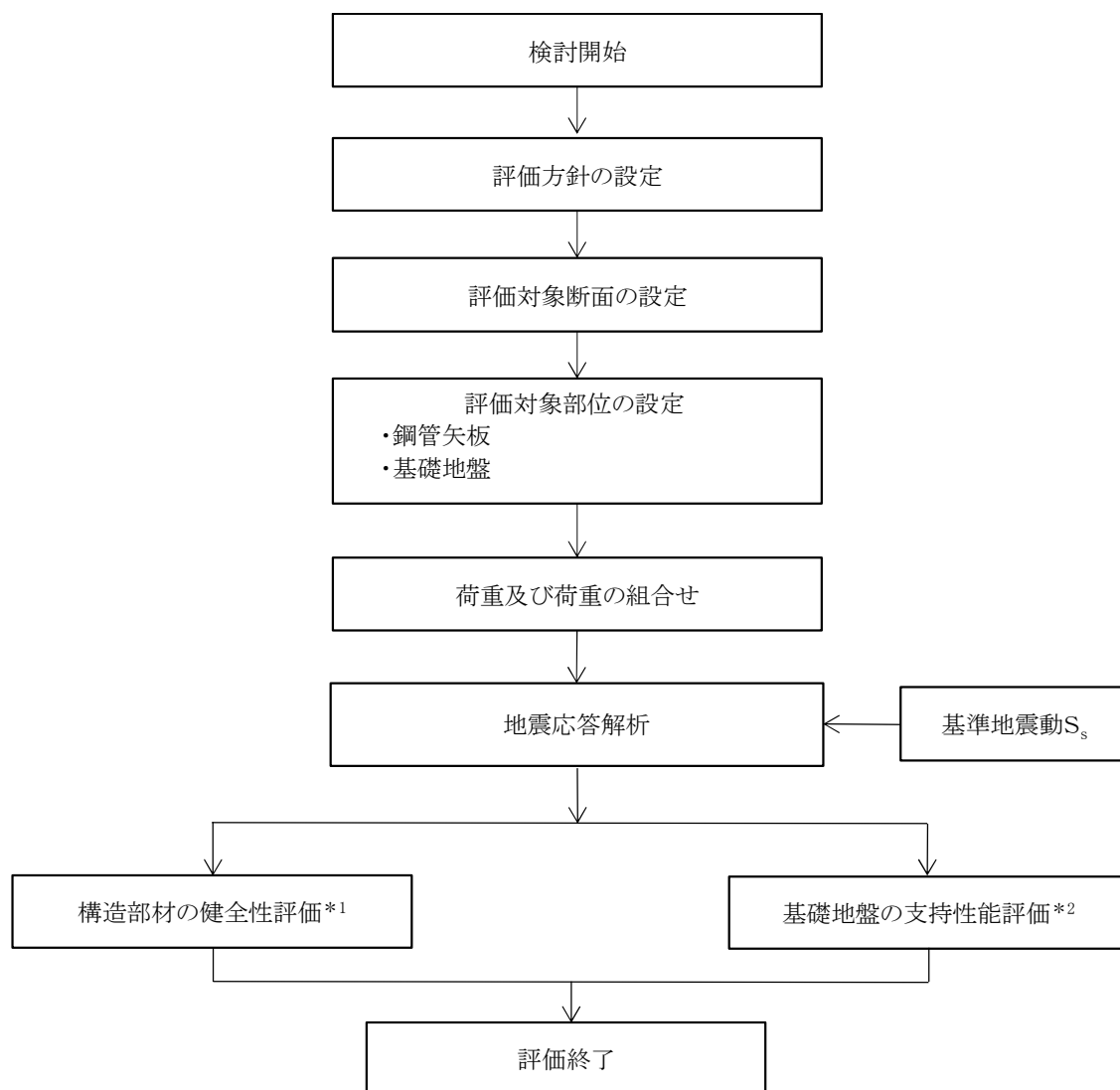
土留鋼管矢板の耐震評価フローを第2-4図に示す。

ここで、土留鋼管矢板は、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。

第2-1表 土留鋼管矢板の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第2-1表に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

第2-4図 土留鋼管矢板の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・ 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24年3月）
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）
- ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6－2009（（社）日本電気協会）

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面及び部位

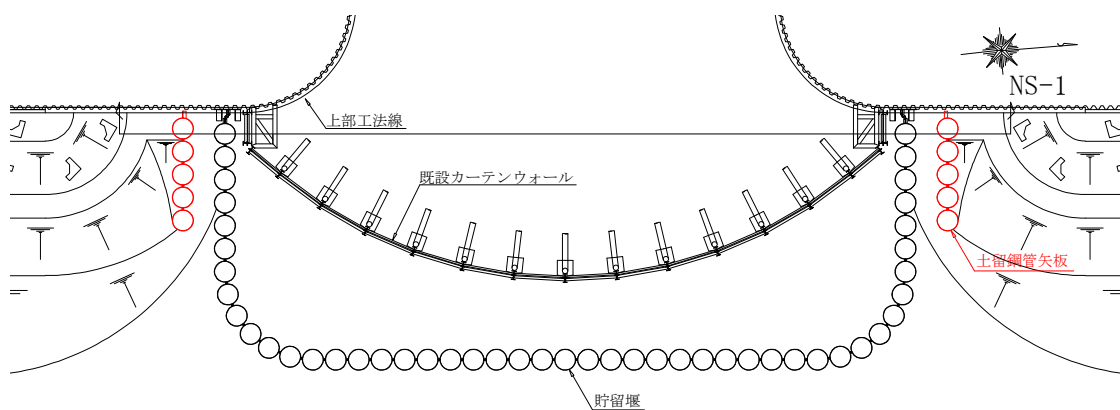
評価対象断面及び部位は、土留鋼管矢板の構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

3.1.1 評価対象断面

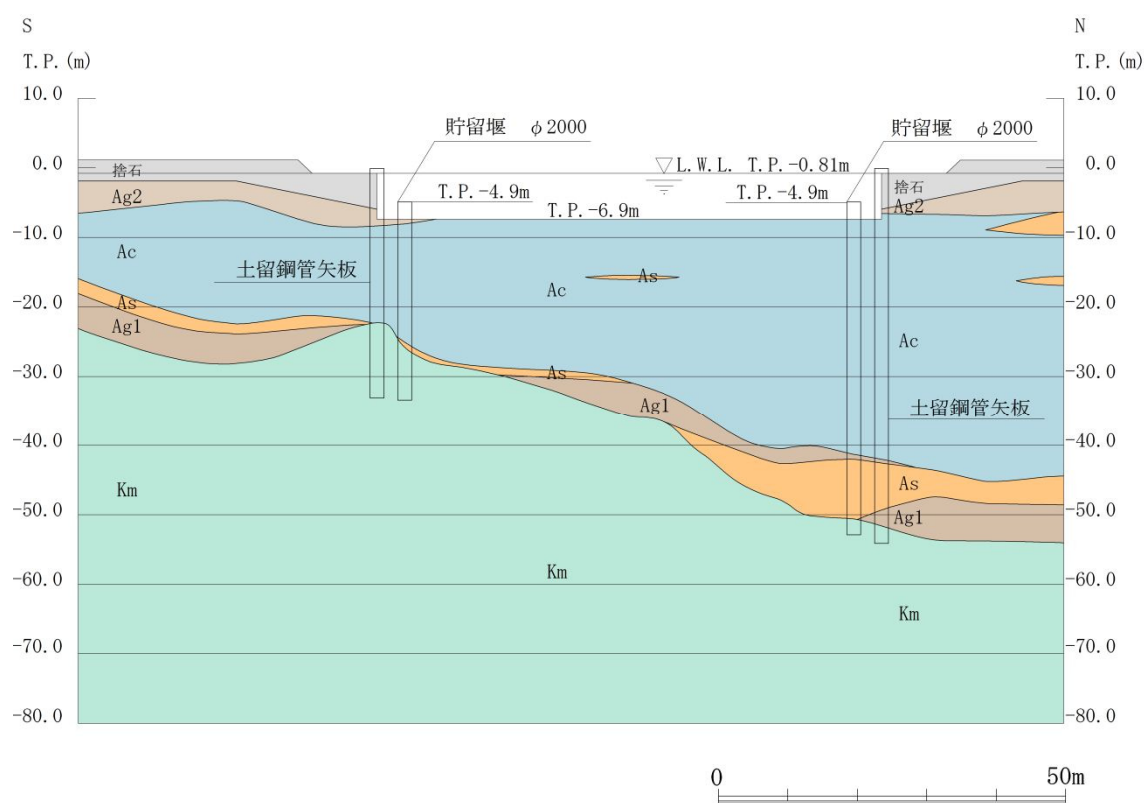
評価対象断面は、上位クラス施設である貯留堰への影響を評価するため、土留鋼管矢板背後の捨石マウンドの形状を踏まえ設定する。

第3-1図に示す平面図より、土留鋼管矢板は護岸法線直角方向に連続する鋼管矢板で構成される。また、捨石マウンドは海側から既設護岸側へ向かって高くなっていることから、土留鋼管矢板高さも既設護岸側端部において最も高く設置される。

土留鋼管矢板の評価対象断面として、構造の安定性に支配的な弱軸方向断面のうち、土留鋼管矢板の高さが高くなり捨石による荷重が最も大きくなるNS-1断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。



第 3-1 図 土留鋼管矢板の平面図



第 3-2 図 土留鋼管矢板の断面図 (NS-1)

3.1.2 評価対象部位

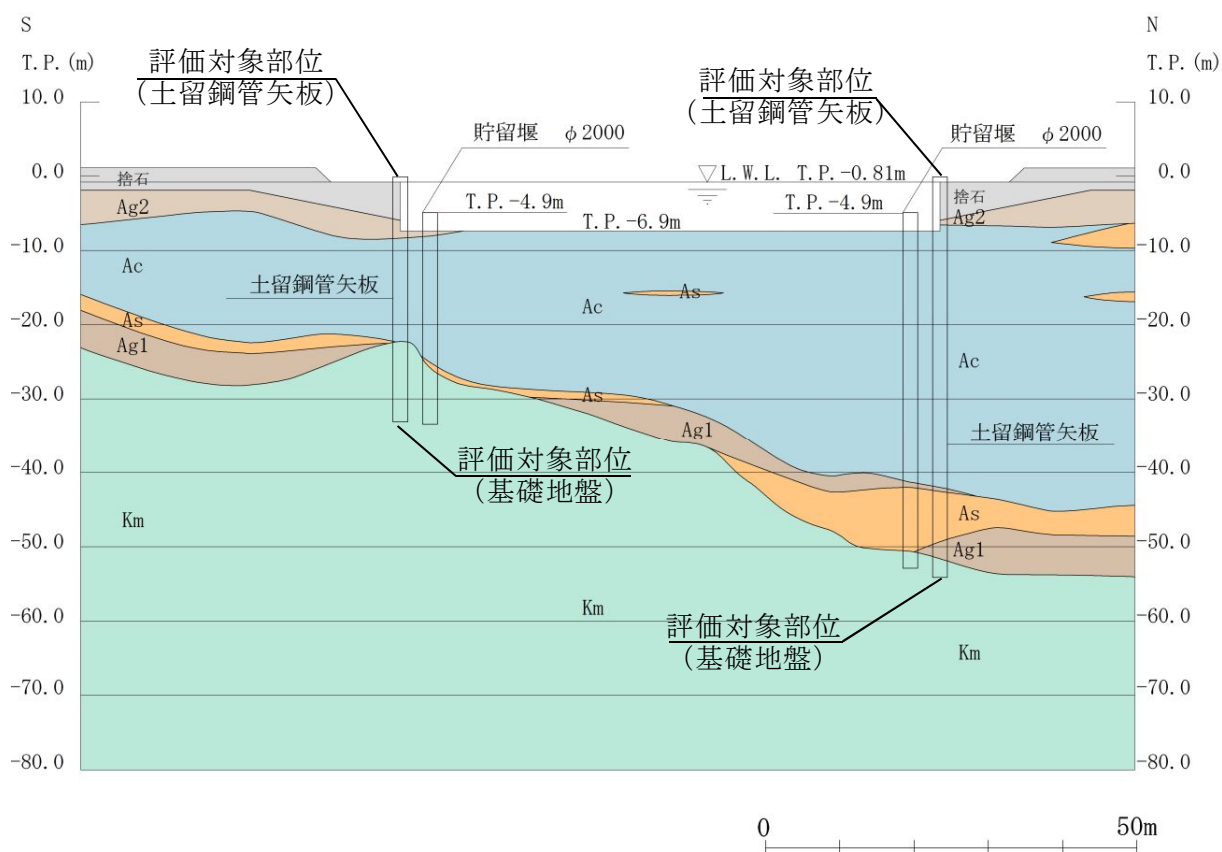
評価対象部位を第 3-3 図に示す。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。



第 3-3 図 評価対象部位

3.2 解析方法

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

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

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

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

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

3.2.1 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

3.2.2 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.3 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

土留鋼管矢板の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

土留鋼管矢板の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_s)

地震荷重として，基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第3-1表に示す。

第3-1表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_s$

G ：固定荷重

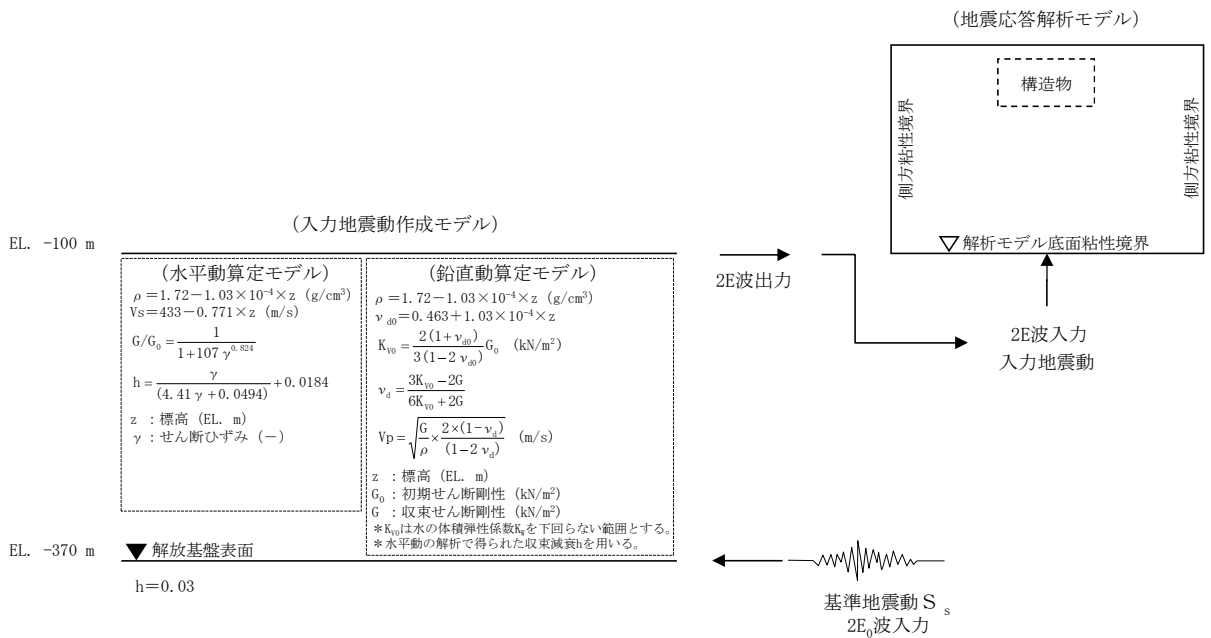
K_s ：地震荷重

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第 3-4 図に示す。

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



第 3-4 図 入力地震動算定の概念図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

土留鋼管矢板の地震応答解析モデルを第3-5図に示す。

土留鋼管矢板の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離を十分に大きく設定する。

(2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を考慮するため、粘性境界を設定する。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、地質断面図に基づき、マルチスプリング要素でモデル化する。

(5) 水位条件

海面の水位は、基準津波時の水位評価に用いた朔望平均干潮位 L.W.L. T.P. -0.81 m とする。



第3-5図 土留鋼管矢板の地震応答解析モデル (NS-1)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を第 3-2 表に，材料の物性値を第 3-3 表に示す。

第 3-2 表 使用材料

諸元		
鋼管矢板	南側	SM570
	北側	SKY490

第 3-3 表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77	2.00×10^5	0.3

3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.1.1 土留鋼管矢板の構造部材に対する許容限界

土留鋼管矢板の構造部材に対する許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，第 4-1 表のとおり設定する。なお，第 4-1 表に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

第 4-1 表 許容応力度（短期）

評価項目				短期許容応力度 (N/mm ²)
南側	鋼管矢板 φ 2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
			許容せん断応力度	217.5
北側	鋼管矢板 φ 2000	SKY490	許容曲げ応力度	277.5
			許容せん断応力度	157.5

4.1.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

4.2 評価方法

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.2.1 構造部材

構造部材（土留鋼管矢板）の評価は、鋼管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

(2) せん断力に対する照査

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

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

4.2.2 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。