

2.14 設計上の考慮

2.14.1 準拠規格及び基準への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

① 準拠規格及び基準

安全機能を有する構築物，系統及び機器は，設計，材料の選定，製作及び検査について，それらが果たすべき安全機能の重要度を考慮して適切と認められる規格及び基準によるものであること。

2.14.1.1 措置を講ずべき事項への適合性

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，それらが果たすべき安全機能の重要度を考慮して適切と認められる規格及び基準を考慮して，設計，材料の選定，製作及び検査を実施する。

2.14.1.2 対応方針

施設の設計については、安全上の重要度を考慮して以下について適切に考慮したものと
する。

○準拠規格及び基準

安全機能を有する構築物、系統及び機器は、設計、材料の選定、製作及び検査につい
て、それらが果たすべき安全機能の重要度を考慮して適切と認められる規格及び基準によ
るものとする。

(実施計画：II-1-14-1)

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する構築物、系統及び機器の設計、材料の選定、製作
及び検査について、発電用原子力設備規格設計・建設規格（JSME）、日本産業規格（JIS）
等を適用することにより信頼性を確保する。

① 系統及び機器に対する準拠規格及び基準

- ・ JIS G 3454 圧力配管用炭素鋼鋼管
- ・ JIS G 3457 配管用アーク溶接炭素鋼鋼管
- ・ JIS G 3459 配管用ステンレス鋼鋼管、
- ・ JIS G 3468 配管用溶接大径ステンレス鋼鋼管
- ・ JWWA K 144 水道配水用ポリエチレン管

(実施計画：II-2-50-3)

青字：変更案

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する各設備のうち、ALPS 処理水を内包する主要な機
器は、**実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則**において、廃棄物処
理設備等に相当するクラス 3 機器に準ずるものと位置づけられる。

(実施計画：II-2-50-6)

ALPS 処理水を内包する鋼管については、「JSME S NC1-2012 発電用原子力設備規格
設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）」のクラス 3 機器の規定を適用する
こととし、必要に応じて日本産業規格（JIS）等の国内外の民間規格も適用する。

(実施計画：II-2-50-6)

ポリエチレン管は ISO 規格または JWWA 規格に準拠したものを、適用範囲内で使用
することで、構造強度を有すると評価する。また、耐圧ホース、伸縮継手については、
製造者仕様範囲内の圧力及び温度で使用することで構造強度を有すると評価する。

(実施計画：II-2-50-6)

② 構築物に対する準拠規格及び基準

- ・プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル（改訂版；2020年）（公財）日本下水道新技術機構
- ・コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会
- ・コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会
- ・下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版-（公社）日本下水道協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編 2012年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 2012年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会
- ・エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（改訂版；2013年）（公社）土木学会
- ・共同溝設計指針 1986年（公社）日本道路協会
- ・水理公式集 2018年（公社）土木学会

(2) 放水設備

設計，材料の選定，製作について，下記に準拠して評価を行う。

- ・火力・原子力発電所土木構造物の設計（増補改訂版）（一社）電力土木技術協会
- ・コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会
- ・コンクリート標準示方書（設計編；2012年制定）（公社）土木学会
- ・コンクリート標準示方書（設計編；2007年制定）（公社）土木学会
- ・コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会
- ・トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説/〔シールド工法編〕・同解説（2016年制定）（公社）土木学会
- ・トンネル標準示方書〔開削工法〕・同解説（2016年制定）（公社）土木学会
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 2018年（公社）日本港湾協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編 2017年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 2017年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編 2012年（公社）日本道路協会
- ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 2012年（公社）日本道路協会
- ・共同溝設計指針 1986年 日本道路協会
- ・内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き（1999年制定）（財団法人）先端建設技術センター
- ・シールド工事用標準セグメント 土木学会・日本下水道協会共編（2001年制定）
- ・土木研究所資料 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）-平成4年3月-建設省土木研究所・地震防災部耐震研究所
- ・下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版-（公社）日本下水道協会

- ・ 下水道施設耐震計算例-管路施設編-2015年版- (公社)日本下水道協会
 - ・ 水理公式集 2018年 (公社)土木学会
- (実施計画：II-2-50-8)

放水設備を構成する各設備について、日本産業規格（JIS）等の国内外の民間規格を適用する。

(実施計画：II-2-50-9)

○構造

放水設備を岩盤に設置することで、地震の影響を受けにくい構造とする。また、放水トンネルについては、岩盤内部に設置することとし、海底部の掘進における施工時のリスクや供用期間中の耐久性を考慮し、シールド工法を採用する。放水トンネルを構成する鉄筋コンクリート製の覆工板にシール材を設けることで止水性を確保する。

(実施計画：II-2-50-7)

○健全性に対する考慮

長期荷重および短期荷重に対して、許容応力度以内であることを確認し、構造を設定している。また、構造物の浮き上がりが生じないことを確認している。さらに、鉄筋コンクリート製の躯体に生じるひび割れ幅および塩害の照査を実施し、適切な鉄筋かぶりを設定し、供用期間中の耐久性が確保されることを確認している。なお、供用期間中は、鉄筋コンクリート製の躯体に対して、保全を不要とするまでの保守的な設計とする。(一般土木構造物と同様に、点検長期計画に基づき維持管理する。)

(実施計画：II-2-50-7)

○放水設備については、表 2.14-1 の照査を行うことで、供用期間中の健全性が確保されることを確認している。なお、照査項目は、構造物の使用目的に適合するための要求性能を踏まえて設定している。

青字：変更案

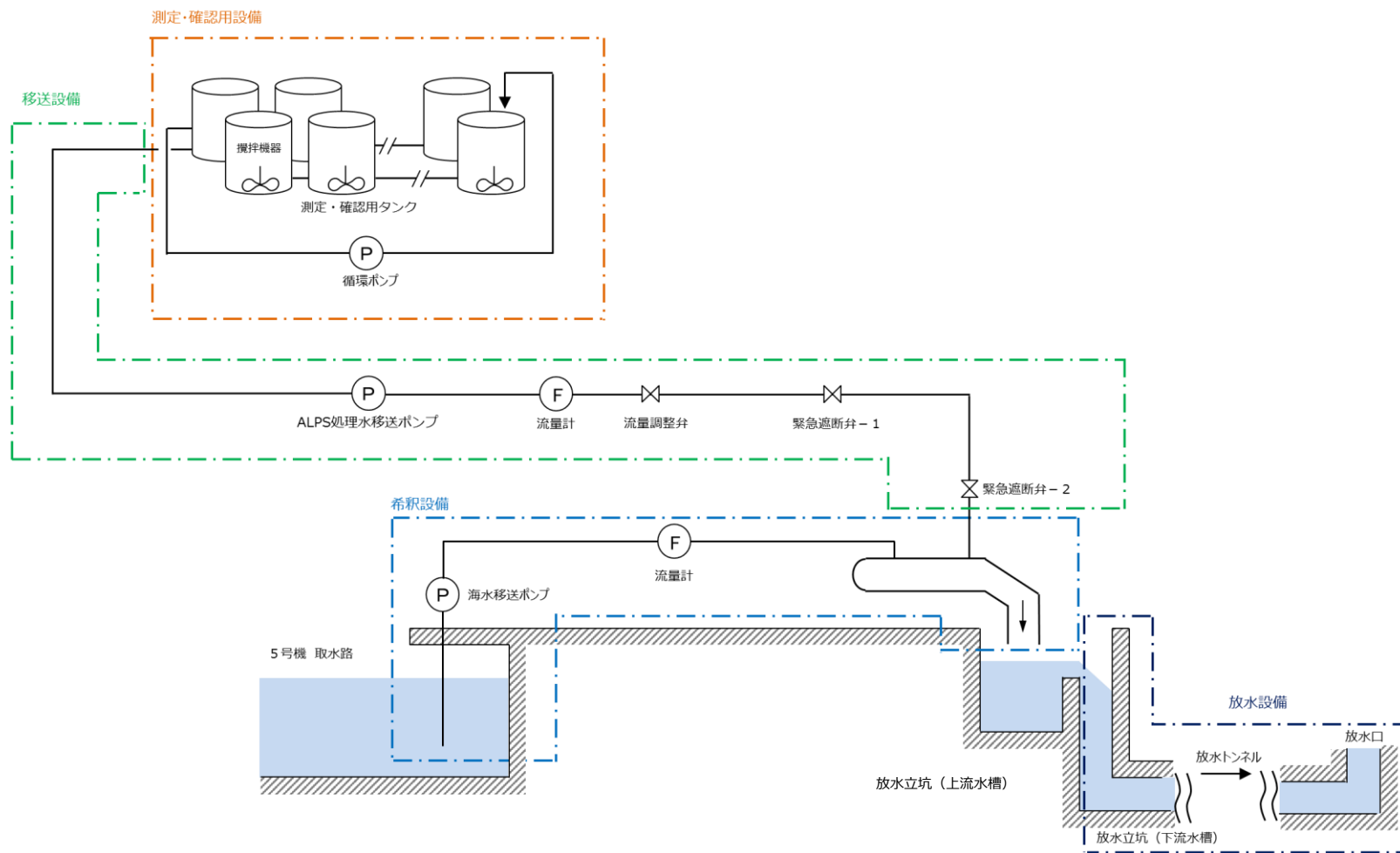
表 2.14-1 放水設備の照査項目

照査項目		放水立坑 (下流水槽)	放水 トンネル	放水口	照査内容
常 時	構造	○	○	○	許容応力度以内である こと
	構造 (波浪)		○	○	許容応力度以内である こと
	ひび割れ	○	○	○	ひび割れ幅が許容ひび 割れ幅以下であること
	塩害	○	○	○	鋼材位置の塩化物イオ ン濃度が鋼材腐食発生 限界に達しないこと
	浮上がり	○		○	浮上がりが生じないこ と
地震時		○	○	○	地震に対して許容応力 度以内であること

ALPS 処理水希釈放出設備の系統・機器概要

ALPS 処理水希釈放出設備における系統概略は図 2.14.1-1～3 に示す。また主要機器の機器概略を図 2.14.1-4～9 に示す。

1. 系統概略



2.14.1.1-2

図 2.14.1-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の全体概要図

測定・確認用タンク群をA群／B群／C群に分け、各群が①受入工程、②測定・確認工程、③放出工程を繰り返す。

図の状況は、A群（放出工程）、B群（測定・確認工程）、C群（受入工程）を示す。

受入工程、放出工程は、測定・確認用タンク群(5基間)の連結弁を開にして受入、移送を行う。

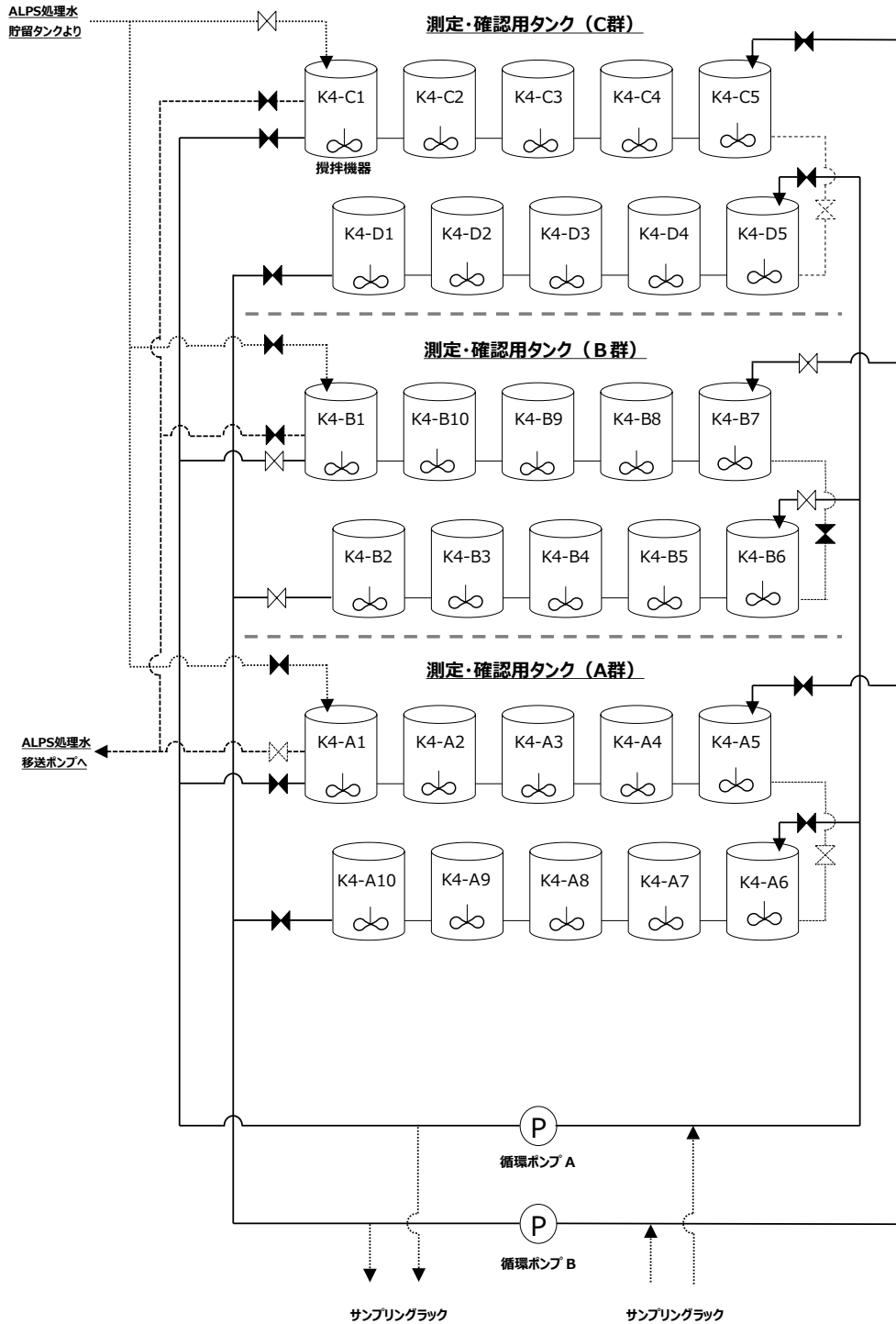


図 2.14.1-2 測定・確認用設備 系統概略図

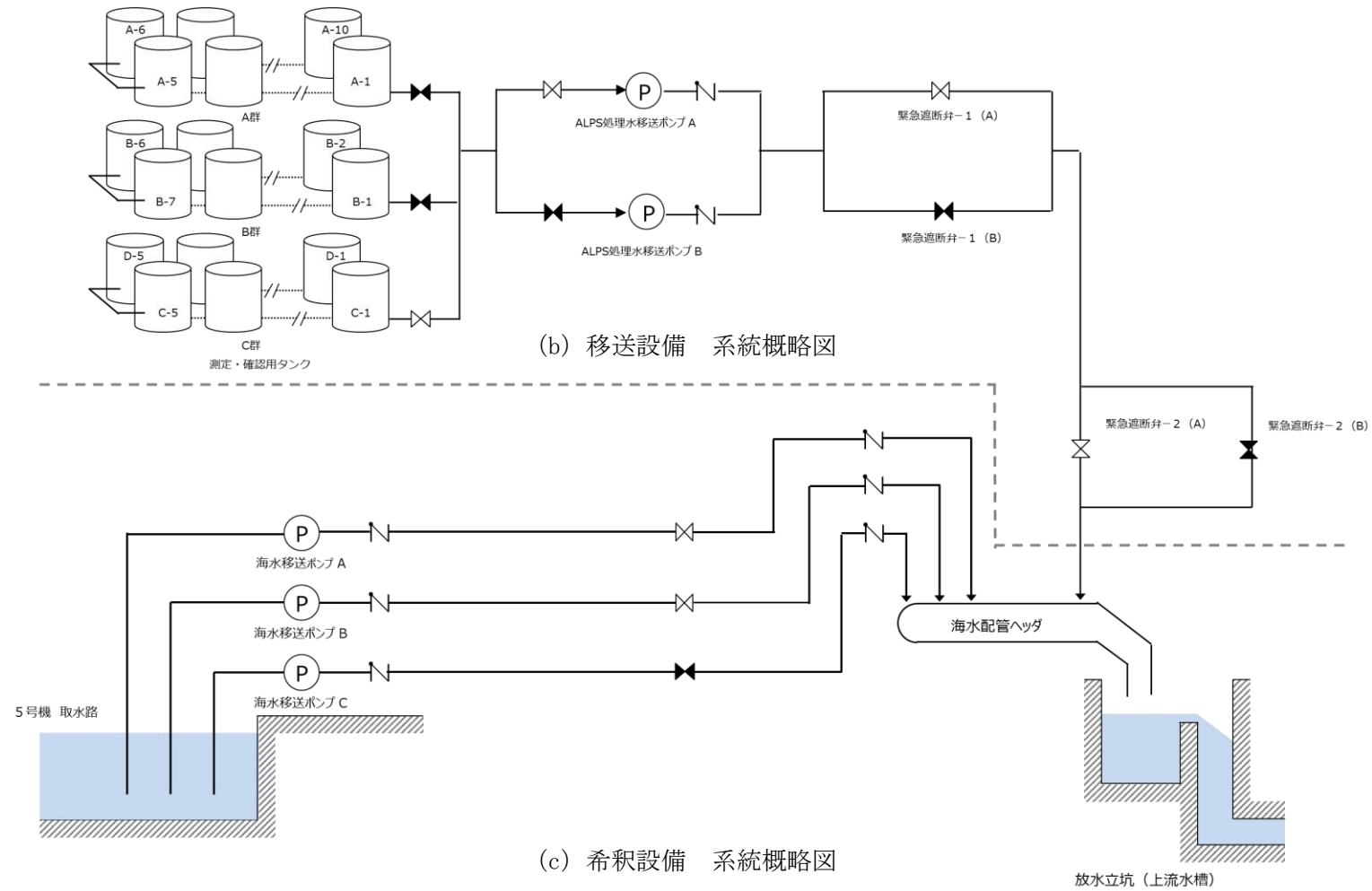
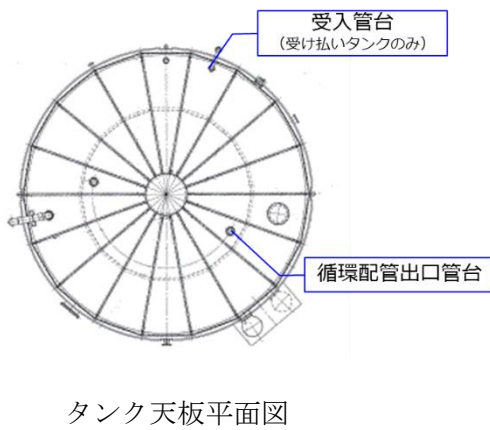
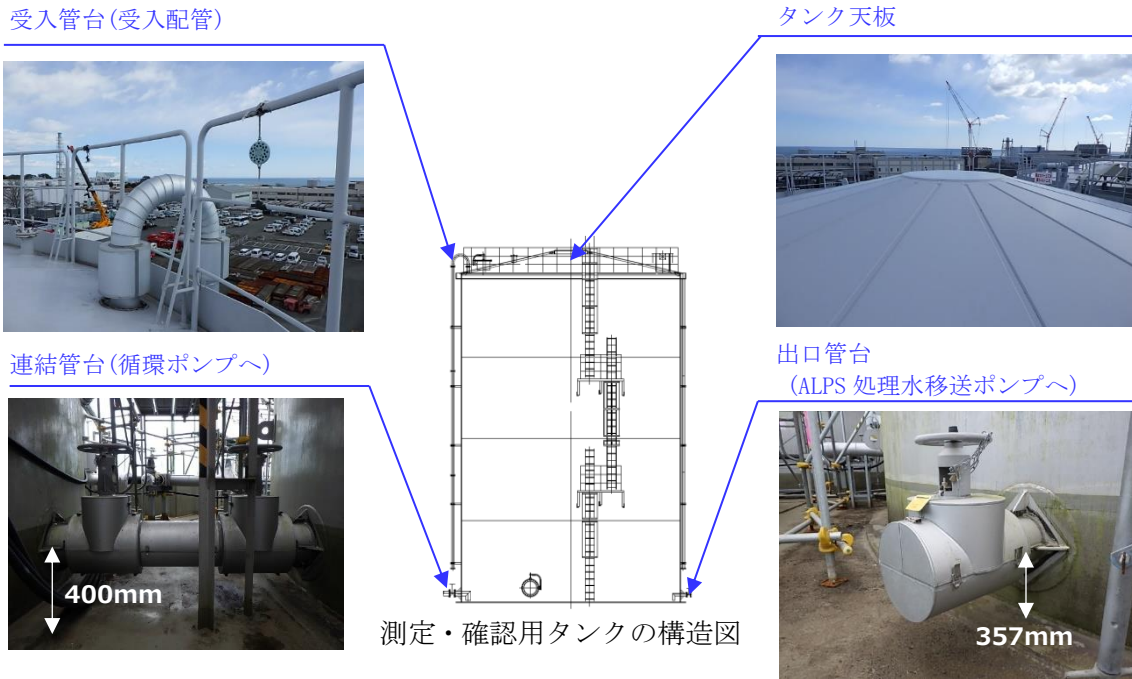


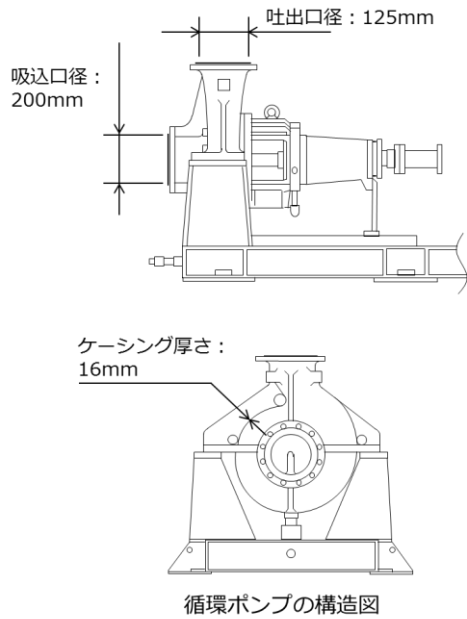
図 2.14.1-3 移送設備, 希積設備 系統概略図

2. 主要構造



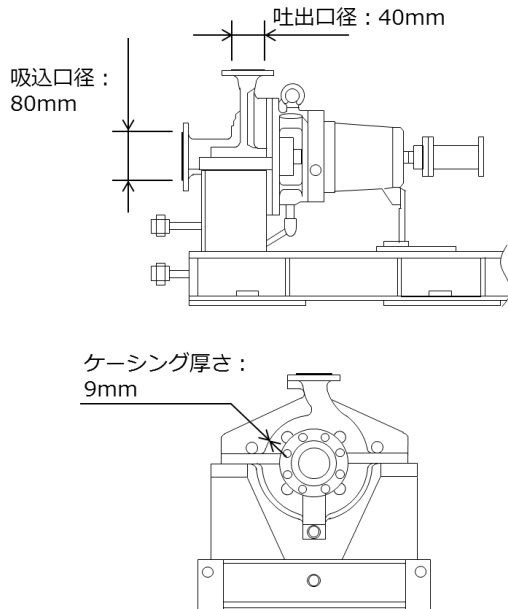
	タンク容量	m ³	1,000
主要寸法	内 径	mm	10,000
	胴板厚さ	mm	15
	底板厚さ	mm	25
	高 さ	mm	14,565
管台厚さ	100A	mm	8.6
	200A	mm	12.7
	600A	mm	16.0
材料	胴板・底板	-	SS400
	管台	-	STPT410,SS400

図 2.14.1-4 測定・確認用タンクの基本仕様と主要構造



ポンプ	種類	横軸うず巻形	
	定格容量 (m ³ /h/個)	160	
	定格揚程 (m)	41.5	
	主要材料	胴	SCS10
		羽根車	SCS10
軸		SUS329J4L	
個数	2		
原動機	種類	誘導電動機	
	出力 (kW/個)	37	
	個数	2	

図 2.14.1-5 循環ポンプの基本仕様と主要構造



ポンプ	種類	横軸うず巻形	
	定格容量 (m ³ /h/個)	30	
	定格揚程 (m)	40	
	主要材料	胴	SCS10
		羽根車	SCS10
軸		SUS329J4L	
個数	2		
原動機	種類	誘導電動機	
	出力 (kW/個)	11	
	個数	2	

図 2.14.1-6 ALPS 処理水移送ポンプの基本仕様と主要構造

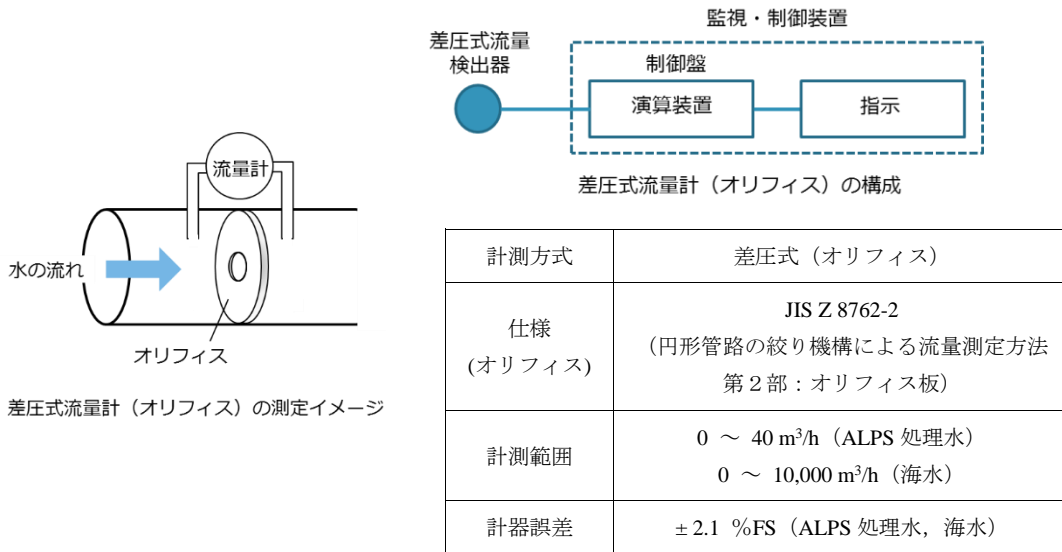


図 2.14.1-7 ALPS 処理水流量計，海水流量計の基本仕様

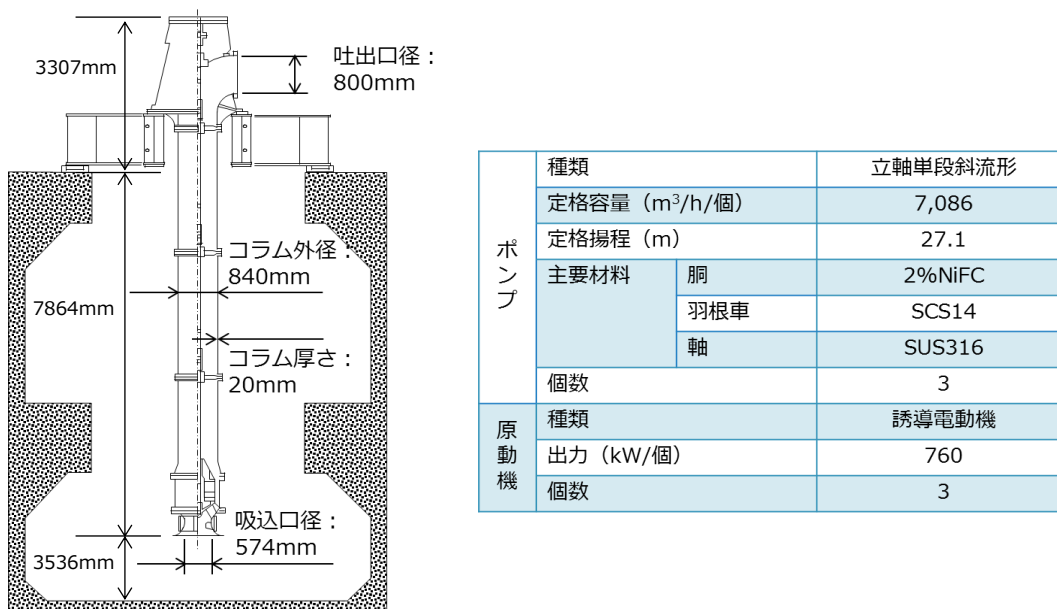
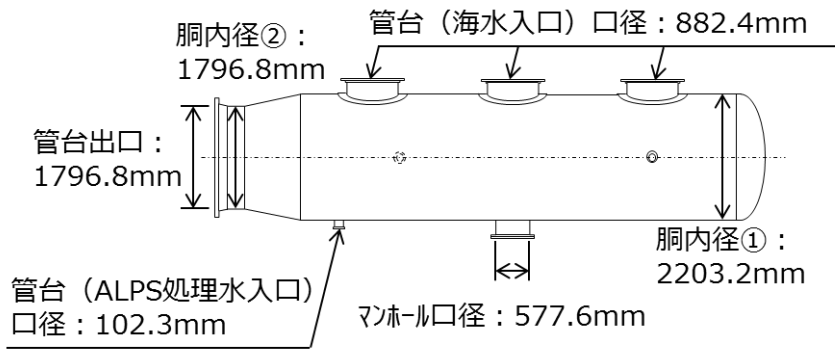
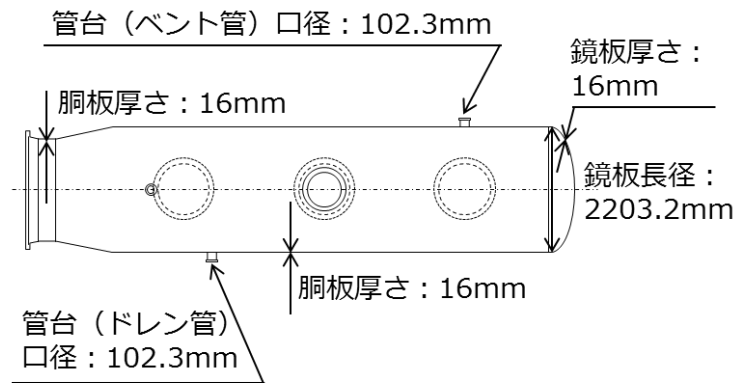


図 2.14.1-8 海水移送ポンプの基本仕様と主要構造



平面図



正面図

図 2.14.1-9 海水配管ヘッダの基本仕様と主要構造

ALPS 処理水希釈放出設備の構造強度評価について

ALPS 処理水希釈放出設備の鋼管のうち、ALPS 処理水を内包する配管について、クラス 3 機器に準拠して評価を行う。

1. 主配管（海水配管ヘッダを除く鋼管）

構造評価箇所を図 2.14.1.2-1～図 2.14.1.2-5 に示す。

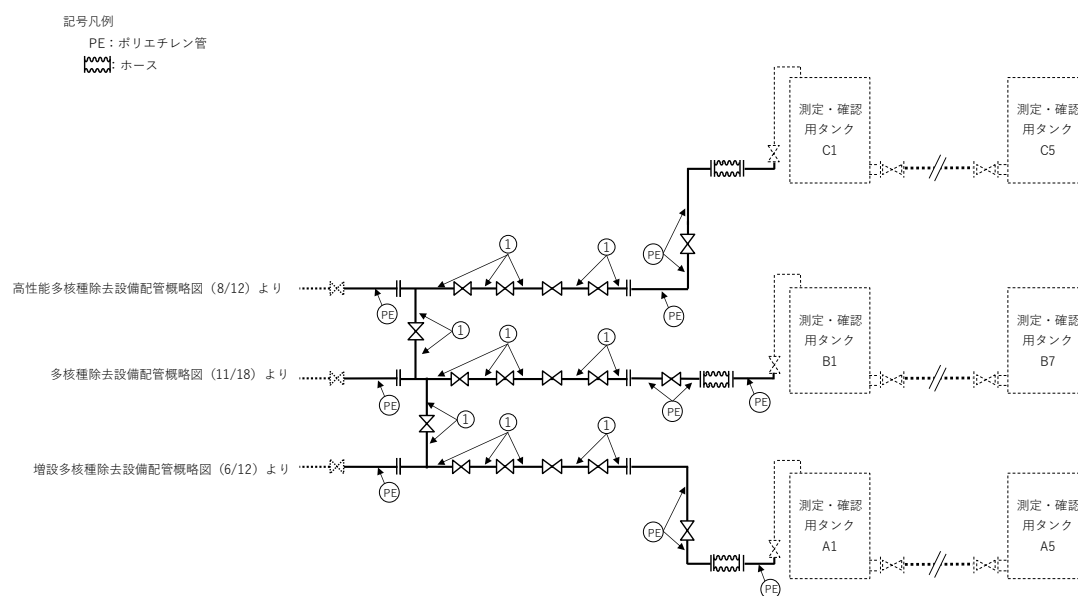


図 2.14.1.2-1 配管概略図（1 / 5）
 （測定・確認用設備）

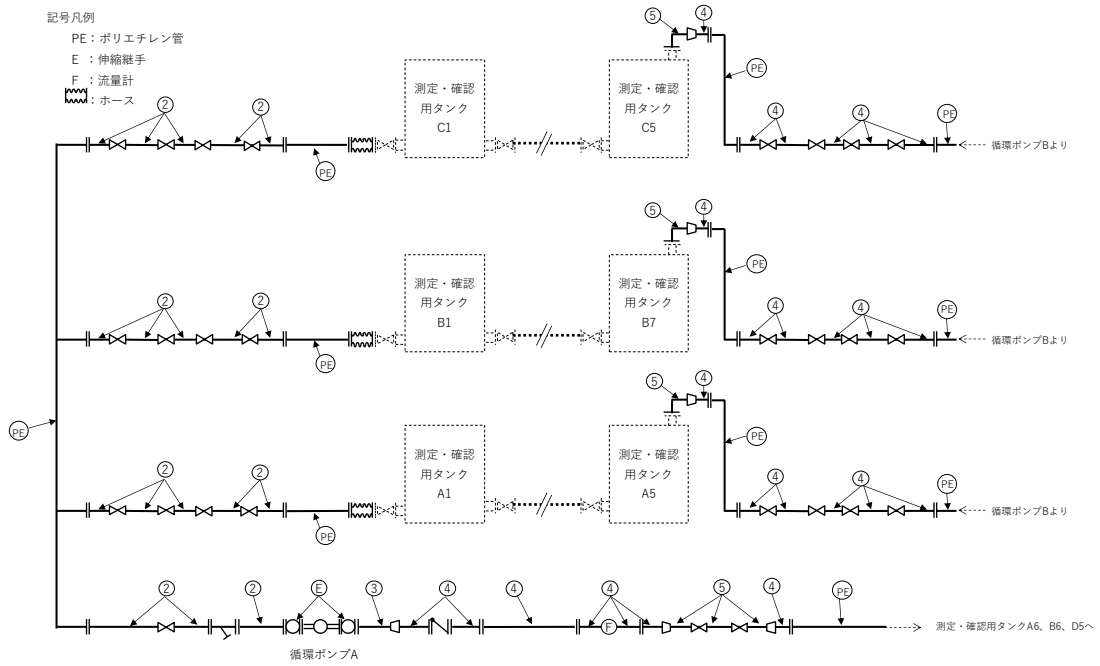


図 2.14.1.2-2 配管概略図 (2 / 5)
 (測定・確認用設備)

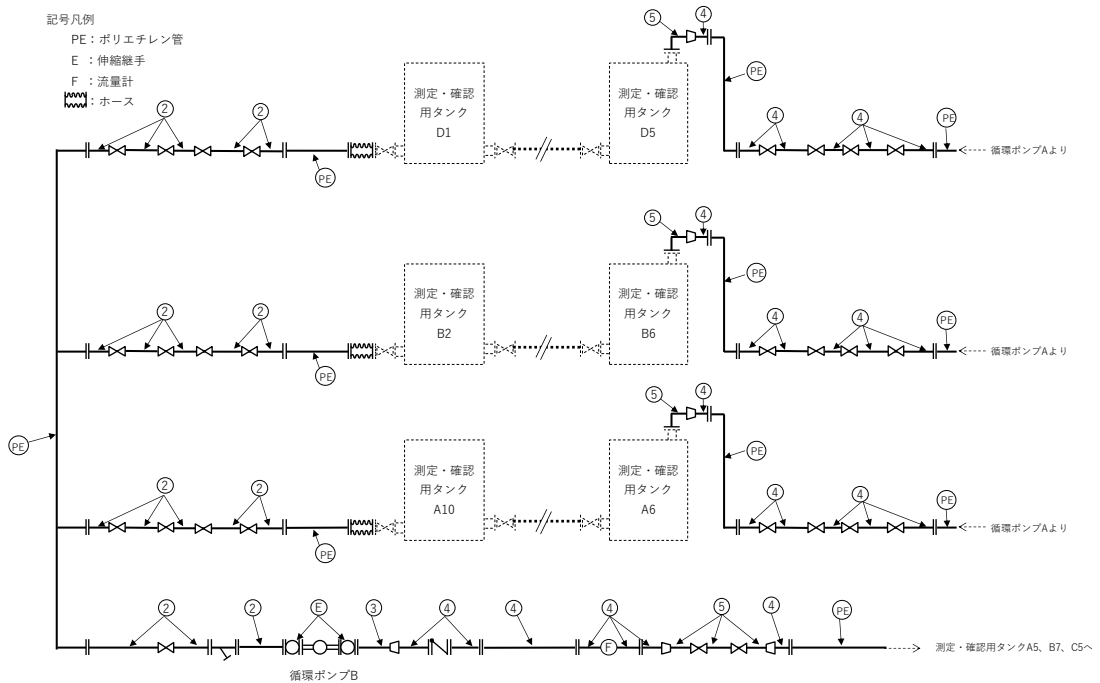


図 2.14.1.2-3 配管概略図 (3 / 5)
 (測定・確認用設備)

記号凡例

- PE：ポリエチレン管
- E：伸縮継手
- F：流量計
- R：放射線モニタ
- 🌀：ホース

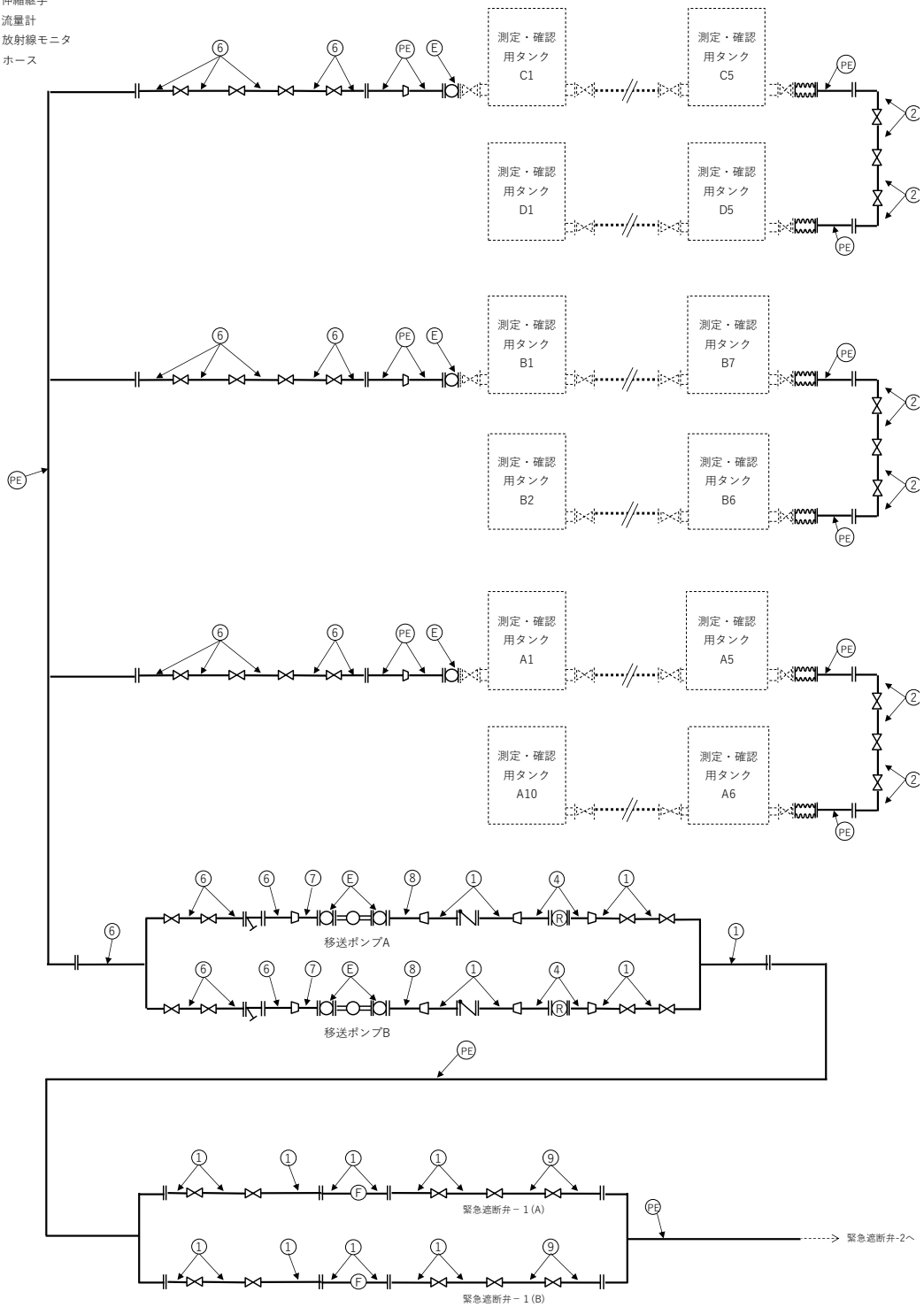


図 2.14.1.2-4 配管概略図 (4 / 5)
(移送設備)

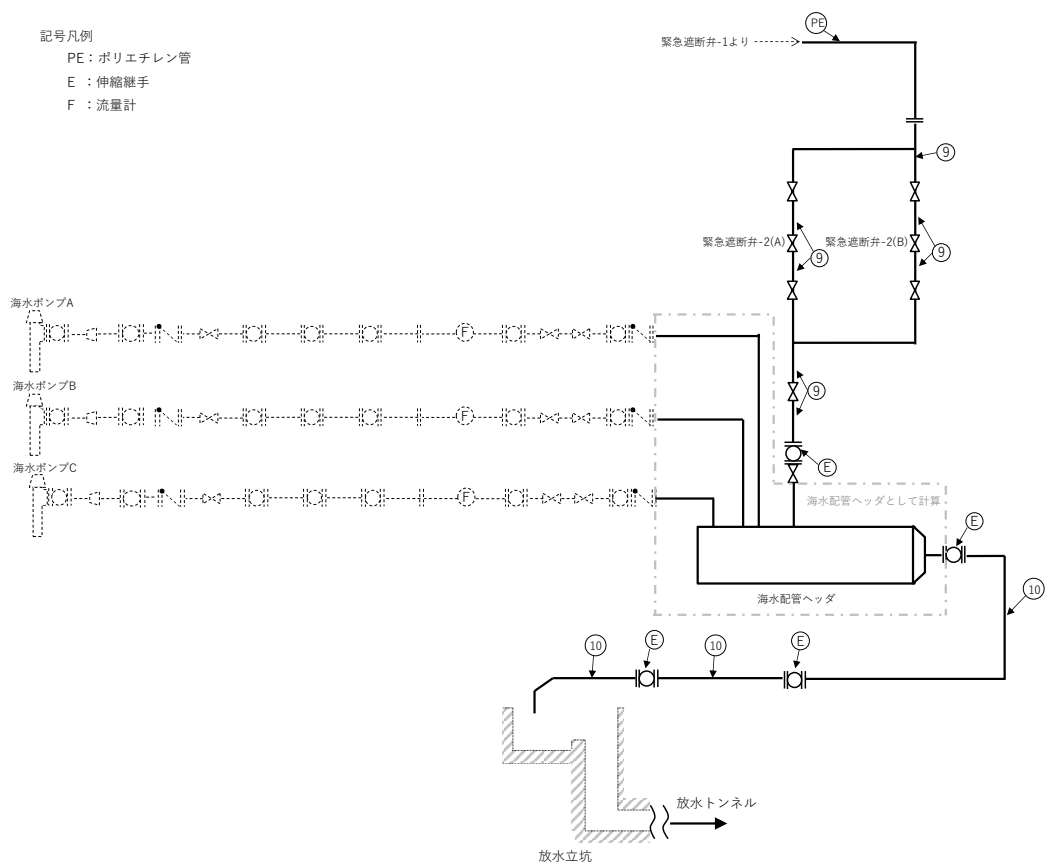


図 2.14.1.2-5 配管概略図 (5 / 5)
 (移送設備, 希積設備)

1.1 構造強度評価方法

鋼管の最小厚さが「設計・建設規格 PPD-3411 式(PPD-1.3)」(以下①)または「設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1」(以下②)によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

管の必要厚さは次に掲げる値のいずれか (①または②) 大きい方の値とする。

a. 内面に圧力を受ける管

$$\text{管の計算上必要な厚さ} : t = \frac{PD_0}{2S\eta + 0.8P} \dots \text{①}$$

P : 最高使用圧力 (MPa)

D_0 : 管の外径 (mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力 (MPa)

η : 長手継手の効率

b. 炭素鋼鋼管の設計・建設規格上必要な最小必要厚さ : t_r …… ②

設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 より求めた値

1.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-1 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-1 主配管 (海水配管ヘッド除く鋼管) の構造強度評価結果

評価機器	外径 (mm)	材質	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度(°C)	必要厚さ (mm)	最小厚さ※ (mm)
配管①	114.3	SUS316LTP	0.98	40	0.48	3.50
配管②	216.3	SUS316LTP	0.49	40	0.46	5.68
配管③	139.8	SUS316LTP	0.98	40	0.59	4.37
配管④	165.2	SUS316LTP	0.98	40	0.69	4.37
配管⑤	216.3	SUS316LTP	0.98	40	0.91	5.68
配管⑥	165.2	SUS316LTP	0.49	40	0.35	4.37
配管⑦	89.1	SUS316LTP	0.49	40	0.19	3.50
配管⑧	48.6	SUS316LTP	0.98	40	0.21	2.50
配管⑨	114.3	SUS316LTP	0.60	40	0.30	3.50
配管⑩	1828.8	SM400B	0.60	40	9.11	14.20

※：呼び厚さに負の公差や製造上の公差等を考慮した厚さをいう。

2. 主配管（海水配管ヘッダ）

強度評価箇所を図 2.14.1.2-6 に示す。

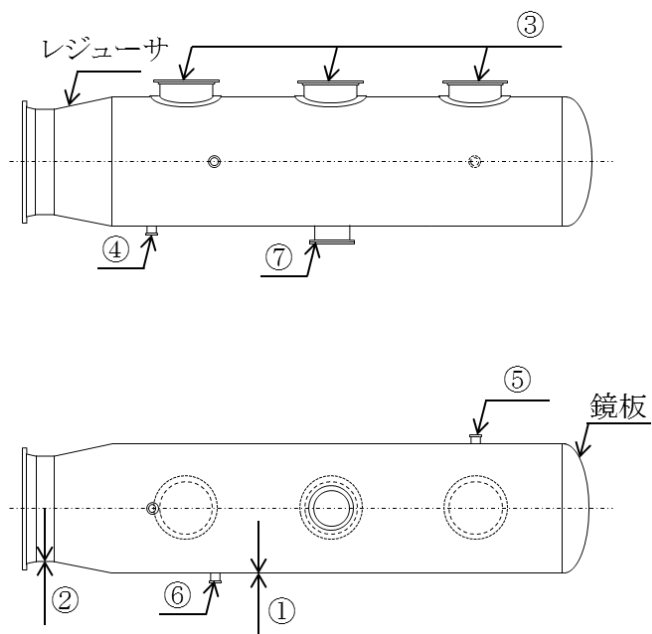


図 2.14.1.2-6 海水配管ヘッダの構造評価箇所

2.1 直管部

2.1.1 構造強度評価方法

鋼管の最小厚さが「設計・建設規格 PPD-3411 式(PPD-1.3)」(以下①)または「設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1」(以下②)によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

管の必要厚さは次に掲げる値のいずれか(①または②)大きい方の値とする。

a. 内面に圧力を受ける管

$$\text{管の計算上必要な厚さ: } t = \frac{PD_0}{2S\eta + 0.8P} \dots \text{①}$$

P : 最高使用圧力(MPa)

D_0 : 管の外径(mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

b. 炭素鋼鋼管の設計・建設規格上必要な最小必要厚さ: t_r ……②

設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 より求めた値

2.1.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-2 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-2 直管部の構造強度評価結果

評価部位	外径(mm)	材質	最高使用圧力(MPa)	最高使用温度(°C)	必要厚さ(mm)	最小厚さ(mm)
①主管	2235.2	SM400B	0.60	40	6.69	14.20
②出口管	1828.8	SM400B	0.60	40	5.48	14.20
③海水ノズル管	914.4	SM400B	0.60	40	2.74	14.20
④ALPS 処理水注入管	114.3	STPG370	0.60	40	0.37	5.25
⑤ベント管	114.3	STPG370	0.60	40	0.37	5.25
⑥ドレン管	114.3	STPG370	0.60	40	0.37	5.25
⑦点検用マンホール	609.6	SM400B	0.60	40	1.83	14.20

2.2 レジューサ

2.2.1 構造評価方法

レジューサの最小厚さが「設計・建設規格 PPD-3415.1 式(PPD-1.8 および PPD-1.9)」(以下①および②)によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

レジューサの必要厚さは次に掲げる値のいずれか (①または②) 大きい方の値とする。

a. 円すいの部分

$$\text{計算上必要な厚さ: } t = \frac{PD_i}{2\cos\theta(S\eta - 0.6P)} \dots \text{①}$$

P : 最高使用圧力(MPa)

D_i : 円すいの部分がすその丸みの部分に接続する部分の
軸に垂直な断面の内径(mm)

θ : 円すいの頂角の 2 分の 1 (度)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

b. すその丸みの部分

$$\text{計算上必要な厚さ: } t = \frac{PD_i W}{4\cos\theta(S\eta - 0.1P)} \dots \text{②}$$

$$\text{ただし, } W = \frac{1}{4} \left(3 + \sqrt{\frac{D_i}{2r\cos\theta}} \right)$$

D_i : 円すいの部分がすその丸みの部分に接続する部分の
軸に垂直な断面の内径(mm)

θ : 円すいの頂角の 2 分の 1 (度)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

r : 円すいのすその丸みの部分の内半径 (mm)

2.2.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-3 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-3 レジューサの構造強度評価結果

評価機器	評価部位	材質	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度(°C)	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
海水配管ヘッダ	レジューサ	SM400B	0.60	40	6.77	14.20

2.3 鏡板

海水配管ヘッダの鏡板の形状は「設計・建設規格 PPD-3415.2(1)」の条件より、さら形鏡板である。

2.3.1 構造強度評価

海水配管ヘッダの鏡板の最小厚さが「設計・建設規格 PPD-3415.2 式(PPD-1.12)」(以下①)によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

鏡板の必要厚さは次に掲げる値とする。

$$\text{計算上必要な厚さ: } t = \frac{PRW}{2S\eta - 0.2P} \cdot \cdot \cdot \text{①}$$

$$\text{ただし, } W = \frac{1}{4} \left(3 + \sqrt{\frac{R}{r}} \right)$$

P : 最高使用圧力(MPa)

R : 鏡板の中央部の内半径 (mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

r : さら形鏡板のすみの丸みの内半径 (mm)

2.3.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-4 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-4 鏡板の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	材質	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度(°C)	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
海水配管ヘッダ	鏡板	SM400B	0.60	40	10.19	13.40

2.4 穴の補強

2.4.1 構造評価方法

海水配管ヘッドに設ける穴の補強の要否を「設計・建設規格 PPD-3422」により評価し、穴の補強が必要な場合は、「設計・建設規格 PPD-3424(1)」によって求められる必要面積を満足することを確認する。

海水配管ヘッドcの穴の補強は「設計・建設規格 PPD-3422」(以下①または②)によって求められる穴径のどちらかを満足すれば不要である。

- (1) 穴の径が 64mm 以下で、かつ、管の内径の 1/4 以下の穴径・・・①
- (2) (1)に掲げるものを除き、穴の径が 200mm 以下で、かつ、図 PPD-3422-1 および図 PPD-3422-2 により求めた d の値以下の穴径・・・②

補強が必要となった穴に関して補強に必要な面積に対して、補強に有効な総面積が満足していることを確認する。

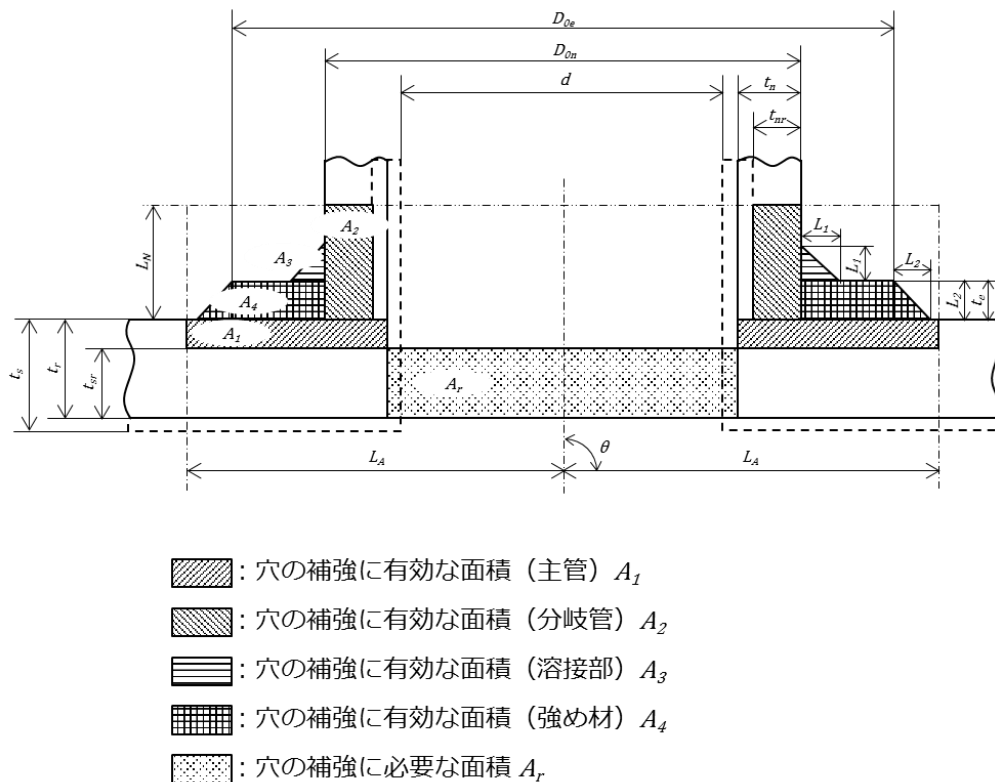


図 2.14.1.2-7 管台の取り付け形式

穴の補強に必要な面積： $A_r = 1.07 \cdot d \cdot t_{r3} \cdot (2 - \sin\theta)$

d : 穴の径 (mm)

t_{r3} : PPD-3411 の規定により必要とされる厚さ (mm)

θ : 分岐管の中心線と主管の中心線との交角 (度)

穴の補強に有効な総面積： $A_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$

穴の補強に有効な主管部の面積： $A_1 = (\eta \cdot t_s - F \cdot t_{sr}) \cdot (2 \cdot L_A - d)$

穴の補強に有効な管台部の面積： $A_2 = 2 \cdot (t_n - t_{nr}) \cdot \operatorname{cosec}\theta \cdot L_N \cdot \frac{S_b}{S_r}$

穴の補強に有効なすみ肉部の面積： $A_3 = (L_1)^2 \cdot \sin\theta \cdot \frac{S_e}{S_r}$

穴の補強に有効な強め材の面積： $A_4 = (D_{0e} - D_{0b} \cdot \operatorname{cosec}\theta) \cdot t_e \cdot \frac{S_e}{S_r} + (L_2)^2 \cdot \frac{S_e}{S_r}$

η : 穴の径 (mm)

t_s : PPD-3411 の規定により必要とされる厚さ (mm)

t_{sr} : 分岐管の中心線と主管の中心線との交角 (度)

t_n : 管の厚さ

t_{nr} : 管台の計算上必要な厚さ

t_e : 強め材の最小厚さ

L_A : 穴の中心線に平行な直線で区切られる補強に有効な範囲

L_N : 主管の面に平行な線に区切られる補強に有効な範囲

S_b : 管台の材料の最高使用温度における許容引張応力

S_r : 主管の材料の最高使用温度における許容引張応力

S_e : 強め材の材料の最高使用温度における許容引張応力

L_1 : 管台のすみ肉部の脚長又は管台補強部の短辺長さ

L_2 : 強め材のすみ肉部の脚長

D_{0b} : 管台の外径

D_{0e} : 強め材の外径

d : 断面に現れる穴の径

θ : 分岐管の中心線と主管の中心線との交角 (度)

2.4.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-5 に示す。

補強に有効な総面積が必要な面積を満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-5 穴の補強の構造強度評価結果

評価 機器	評価 部位	穴の径 (mm)	評価部位	Ar (mm)	A ₀ (mm)
海水配管 ヘッダ	③海水ノズル管	886.0	管台	6.35×10^3	1.67×10^4
	④ALPS 処理水注入管	103.8	管台	7.43×10^2	2.52×10^3
	⑤ベント管	103.8	管台	7.43×10^2	2.52×10^3
	⑥ドレン管	103.8	管台	7.43×10^2	2.52×10^3
	⑦点検用マンホール	581.0	管台	4.16×10^3	1.19×10^4

2.5 多口部の補強

海水配管ヘッダの構造確定に伴い、2以上の穴が接近しており、補強に有効な範囲が重なり合うことが無くなったことから、計算は不要となった。

2.6 強め材の取り付け強さ

2.6.1 構造評価方法

「設計・建設規格 PPD-3424(8)」によって求めた溶接部の負うべき荷重を評価し、溶接部の強度が十分であることを確認する。

$$\text{溶接部の負うべき荷重} : W = d \cdot t_{sr} \cdot S_s - (\eta \cdot t_s - F \cdot t_{sr}) \cdot (2 \cdot L_A - d) \cdot S_s$$

d : 断面に現れる穴の径 (mm)

t_s : 主管の厚さ (mm)

t_{sr} : 主管の計算上必要な厚さ (mm)

S_s : 主管の材料の最高使用温度における許容引張応力

η : PVD-3110 に規定される効率

F : 図 PPD-3424-1 により求めた値

L_A : 穴の中心線に平行な直線で区切られる補強に有効な範囲

2.5.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-6 に示す。溶接部の負うべき荷重が 0 以下であることから、溶接部の強度は十分であると評価している。

表 2.14.1.2-6 強め材の取り付け強さの構造強度評価結果

評価機器	評価部位	管台口径 (mm)	評価部位	W (N)
海水配管ヘッダ	③海水ノズル管	886.0	管台	-3.69×10 ⁵
	④ALPS 処理水注入管	103.8	管台	-4.32×10 ⁴
	⑤ベント管	103.8	管台	-4.32×10 ⁴
	⑥ドレン管	103.8	管台	-4.32×10 ⁴
	⑦点検用マンホール	581.0	管台	-2.41×10 ⁵

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震重要度と機器クラス

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震重要度と機器クラスは表 2.14.1.3-1 の通り。耐震重要度については、原子力規制委員会にて、2021 年 9 月 8 日に「耐震設計の考え方」が示されたことを受け、核燃料施設等の耐震クラス分類の考え方を参考に、「設備等の機能喪失による公衆への放射線影響の程度」に基づき分類した（2.14.2 参照）。また、機器クラスについては、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」に準じて設定した。

表 2.14.1.3-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震重要度と機器クラス

設備		機器		耐震重要度分類	機器クラス
ALPS 処理水 希釈放 出設備	測定・ 確認用 設備	測定・確認用タンク※1		C	クラス 3
		循環ポンプ		C	—※2
		循環配管		C	クラス 3
	移送 設備	ALPS 処理水移送ポンプ		C	—※2
		移送配管		C	クラス 3
		流量調整弁，緊急遮断弁		C	—※3
	希釈 設備	海水移送ポンプ	海水を 内包	C	—※4
		海水配管		C	—※5
		放水立坑（上流水槽）	希釈後海 水を内包	C	クラス 3
放水立坑（下流水槽） 放水トンネル 放水口		C		—※6	
放水設備			C	—※6	
その他	電動弁，手動弁		C	—※3	

※1：測定・確認用タンクは「II 2.5 汚染水処理設備等」の多核種処理水貯槽のうち、K4 エリアタンク（機器クラス：クラス 3）の一部を兼用する。

※2：「発電用原子炉施設の工事計画に係る手続きガイド」に準じて、クラス 3 機器に接続するポンプについては「設計・建設規格」又は JIS を基にした強度に関する計算等を実施する。

※3：製造メーカー指定の方法で耐圧試験を実施する。

※4：火力で十分実績のある国内ポンプメーカーで設計，製造し，材料，外観，耐圧検査等を実施する。

※5：クラス 3 に準じた構造強度評価および検査を実施する。

※6：放水立坑（上流水槽）及び放水設備は，一般土木構造物としての準拠規格及び基準に準拠し，安全性・耐久性・耐震性等を有する土木構造物として設計する。

以上

「設計・建設規格」に記載のない金属材料及び非金属材料の信頼性確保について

1. 「設計・建設規格」に記載のない金属材料について

ALPS 処理水希釈放出設備では，海水流量を計測するオリフィス部の配管に，流量計測のための高い信頼性（配管の表面粗さ）と高い耐食性を両立した，二相ステンレス（SUS329J4L）を採用する。

本材料は JIS には記載されていることから，材料規格に示された材料と同等以上の機械的性質を有することを確認した上で，クラス 3 機器に準じて構造強度を評価して問題ないことを確認する。また，クラス 3 配管と同様の検査を実施する。

2. 「設計・建設規格」に記載のない非金属材料について

ALPS 処理水希釈放出設備では，ポリエチレン管や耐圧ホース，非金属の伸縮継手を使用している。これらについては，規格の適用範囲もしくは，製造者使用範囲内の圧力温度で使用することで，構造強度を有すると評価しているが，それぞれの非金属配管の適用範囲は，表 2.14.1.3-2 の通り。

表 2.14.1.3-2 非金属配管の適用範囲

		使用可能圧力 [MPa]	使用可能温度 [°C]
ポリエチレン管		～1.00	～40
耐圧ホース		～0.75	～60
伸縮継手	循環配管	～1.00	～80
	移送配管		
	海水配管	～0.60	～40

以上

放水立坑（上流水槽）の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明

1. 設計概要

放水立坑（上流水槽）の設計は、図2.14.1.4-1に示すように、プレキャスト部材であるL型形状の側壁ブロック、逆T型形状の隔壁ブロックを所定の間隔をおいて敷設し、そのブロック間に頂版スラブを設置して各々のブロックを連結する。底版については、現場打ちのコンクリートにより構成している。

「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、長期および短期における各部位の安全性を照査する。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

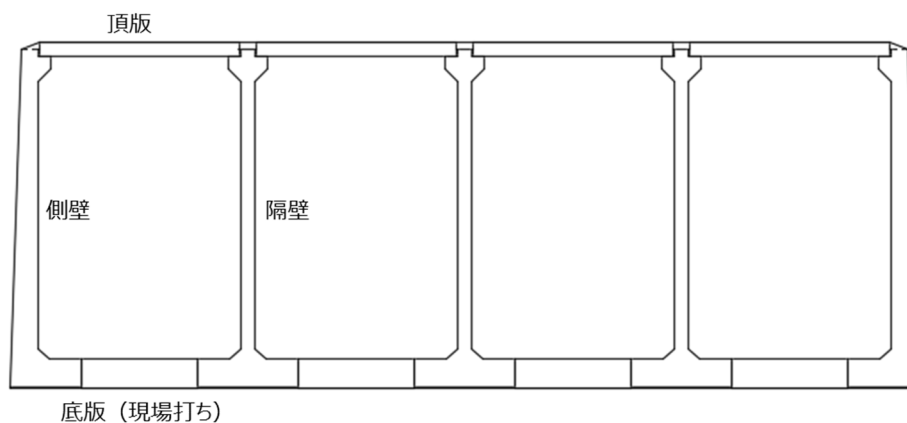


図2.14.1.4-1 放水立坑（上流水槽）概要図

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時については、各部材の自重および静止土圧、外水圧を考慮し、水槽内に水を貯留していない状態における設計とする。また、供用時については、施工時の荷重に加え、内水圧を考慮した設計とする。

2.2 短期

短期においては、供用時に発生する短期的な荷重（地震時荷重）を考慮したケースとする。地震時荷重としては、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水立坑（上流水槽）に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度は 40N/mm^2 、鉄筋は SD345 とする。

各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.4-1, 2 に示す。

表 2.14.1.4-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
40	14	0.55	21	0.825

表 2.14.1.4-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数を表 2.14.1.4-3 に示す。

表 2.14.1.4-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m^3)	水中単位体積重量 (kN/m^3)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^{\circ}$)	変形係数 (kN/m^2)
1	盛土	5.08	18.0	9.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	2.00	18.4	9.4	0	38.6	94,400

3.3 単位体積重量

設計に用いた材料の単位体積重量を表 2.14.1.4-4 に示す。

表 2.14.1.4-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m^3)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を表 2.14.1.4-5 に示す。施工時の地下水位については、既往の施工実績に基づき T.P.+1.00m とする。また、供用時の内水位については、ポンプ 3 台使用時の水理計算結果に基づき、T.P.+3.112m とする。

表 2.14.1.4-5 地下水位および内水位

		水位
地下水位	施工時	T.P.+1.00m
	供用時	T.P.+2.50m
内水位	施工時	内水なし
	供用時	T.P.+3.112m

4. 荷重条件

4.1 自重（単位体積重量）

- ・鉄筋コンクリート: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- ・盛土: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・地下水: $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ （海水）

4.2 載荷荷重

載荷荷重については、「プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル（改訂版；2020年）（公財）日本下水道新技術機構」に基づき下記の通り設定する。

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

4.3 土圧

$$p = K_o (q + \Sigma \gamma \cdot H)$$

ここに、 p : 側圧

K_o : 静止土圧係数 (=0.50)

q : 地表面載荷重

γ : 土の単位体積重量

なお、地下水位以浅は単位体積重量、地下水位以深は水中単位体積重量とする。

H : 地表面から土圧を求める位置までの層厚

4.4 設計水平震度

地震時慣性力は構造物の重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

4.5 地震時土圧係数

地震時土圧係数は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会」に準じる。

$$\begin{aligned} K_{ea} &= 0.24 + 1.08 \cdot K_h \quad (K_h = 0.20) \\ &= 0.456 \end{aligned}$$

4.6 地震の影響

地震の影響としては躯体に作用する慣性力と水槽内の動水圧を考慮し、水平震度は $K_h = 0.2$ とする。

動水圧は、「下水道施設耐震計算例－処理場・ポンプ場編－」に基づき、ウエスタガードの式を水深 h と水路幅 B の比により補正した式で求める。

また、 $h > 0.75B$ となる箇所においては、水槽下部が固定水となる条件で算定する。

$$P(z) = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{hz}$$

ここに、 $P(z)$: 壁面に作用する単位面積あたりの動水圧 (kN/m^2)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

β : 水槽の水深 h と水路幅 B による補正係数(表 2.14.1.4-6 による)

γ_w : 水の単位重量 = $10.3 \text{ (kN/m}^3)$

K_h : 水平震度 (=0.20)

h : 水深 (m)

表 2.14.1.4-6 水槽の水深と幅による補正係数

B/h	β
0.0	0.000
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996

$h > 0.75B$ の場合、 $p_{w1} = p_{w2}$ となる水深 h_c 以深の動水圧は p_{w2} で一定とする。

$$p_{w1} = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{hz}$$

$$p_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2$$

4.8 荷重の組合せ

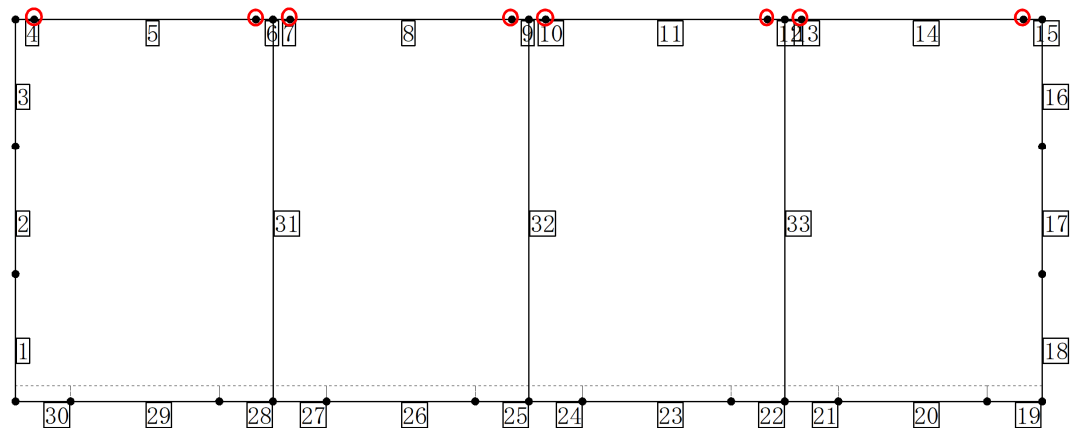
断面力照査を実施する際の長期（施工時）、長期（供用時）、短期（供用時）における荷重の組合せを表 2.14.1.4-7 に示す。

表 2.14.1.4-7 各検討ケースにおける荷重の組合せ

検討荷重	長期		短期
	施工時	供用時	供用時
自重	○	○	○
載荷荷重	○	○	-
土圧	○	○	○
外水圧	○	○	○
内水圧	-	○	○
慣性力	-	-	○
動水圧	-	-	○
許容値割増係数	1.0	1.0	1.5

5. 解析モデル

解析モデルはボックスカルバートを表したフレームモデルで、隅角部となる部材には本体ブロックを、本体ブロック間の線部材には頂版スラブならびに底版現場打ちを配置する。本体ブロックとの接合方法は、底版現場打ちを剛接点、頂版スラブをピン接合とする。また、解析モデルの骨組み図 2.14.1.4-2 に示す。解析モデルは 33 の部材を設定し、各着目点における断面力を算出し、応力度照査を実施する。



○ : ピン接合

図 2.14.1.4-2 解析モデル（骨組み）

6. 荷重の算定

6.1 長期荷重

6.1.1 自重

$$W_i = \gamma_c \cdot t_i$$

ここに、 W_i : 対象部材の自重 [kN/m²]

γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 [=24.5 kN/m³]

t_i : 対象部材の部材厚 [m]

表-2.14.1.4-8 各部材の自重

部材	部材厚 t_i	自重 W_i	部材長	部材数	合計
	[m]	[kN/m ²]	[m]	[カ所]	[kN/m]
側壁 (壁部) 上端	0.350	8.575	6.415	2	141.451
側壁 (壁部) 下端	0.550	13.475			
側壁 (スラブ掛部)	0.530 ^{※1}	12.985	0.310	2	8.051
隔壁 (スラブ掛部)	0.530 ^{※1}	12.985	0.285	6	22.204
隔壁 (壁部)	0.300	4.400 ^{※2}	6.415	3	84.678
側壁 (底版部)	0.550	13.475	0.925	2	24.929
隔壁 (底版部)	0.550	13.475	0.900	6	72.765
頂版スラブ	0.280	6.860	3.730	4	102.351
底版 (現場打ち部)	0.550	13.475	2.500	4	134.750
合計					591.179

※1 : スラブ掛部の部材厚は「スラブ掛部厚+頂版スラブ厚」とする

※2 : 隔壁 (壁部) の自重は通水孔を考慮して算定する($W_i \times 0.895\text{m}/1.495\text{m}$)

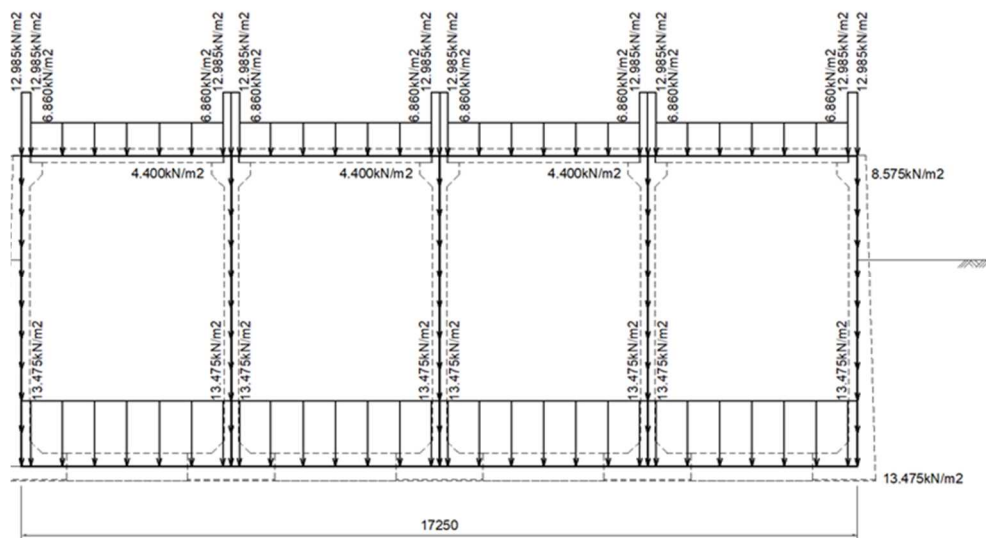


図 2.14.1.4-3 荷重図 (自重)

6.1.2 載荷荷重

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

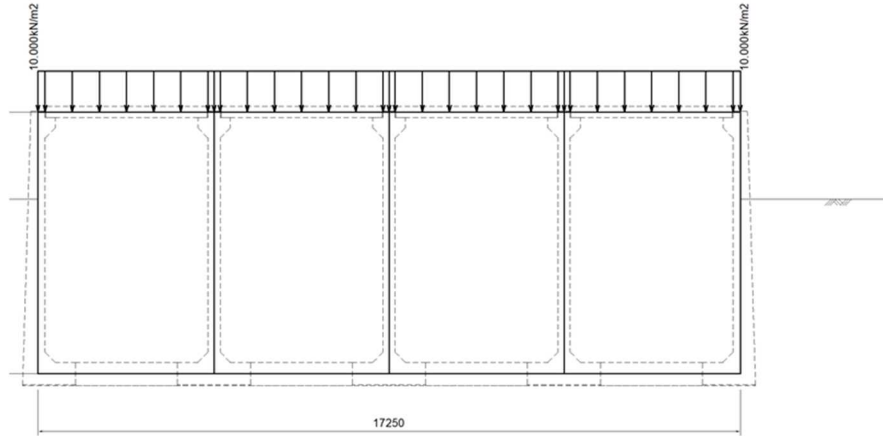


図 2.14.1.4-4 荷重図 (載荷荷重)

6.1.3 側圧

①土圧

各位置における静止土圧を下記の通り設定する。

- ・ 地表面

$$Pa1 = 0.50 \times (9.0 \times 0.0 + 10.0) = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版軸心

$$Pa2 = 5.00 + 0.50 \times 9.0 \times 4.275 = 24.238 \text{ kN/m}^2$$

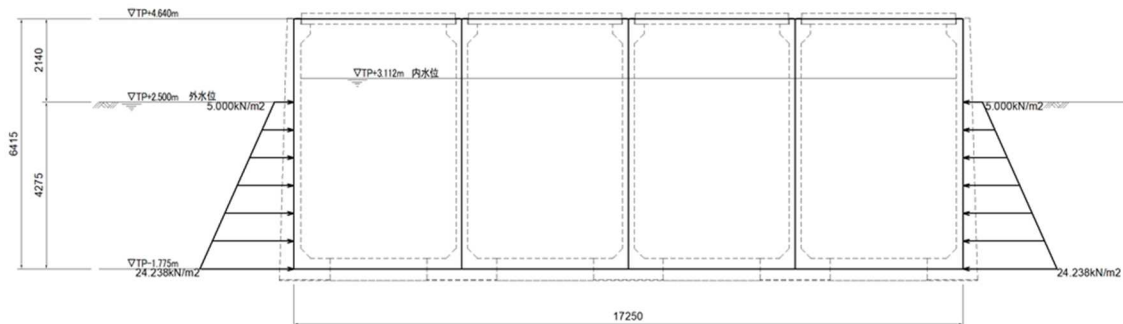


図 2.14.1.4-5 荷重図 (土圧)

②外水圧

底版軸心における外水圧を下記の通り設定する。

- ・ 底版軸心

$$Pw = 10.3 \times 4.275 = 44.033 \text{ kN/m}^2$$

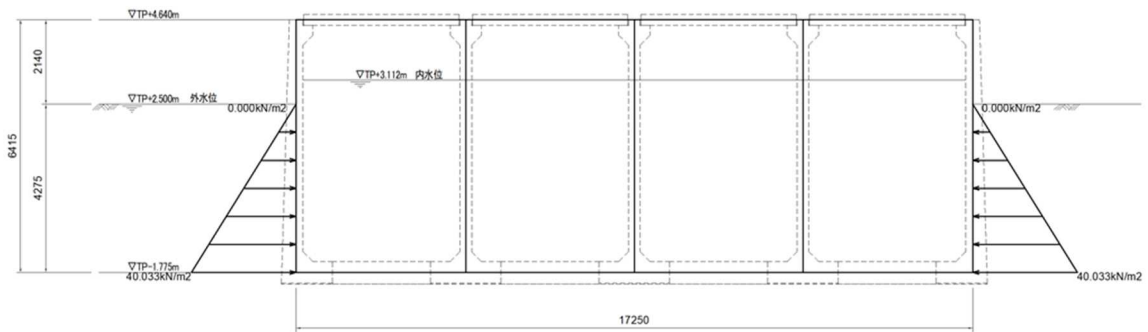


図 2.14.1.4-6 荷重図 (外水圧)

6.1.4 内水圧

底版位置における内水圧を下記の通り設定する。

- ・底版

$$P_w = 10.3 \times 4.612 = 47.504 \text{ kN/m}^2$$

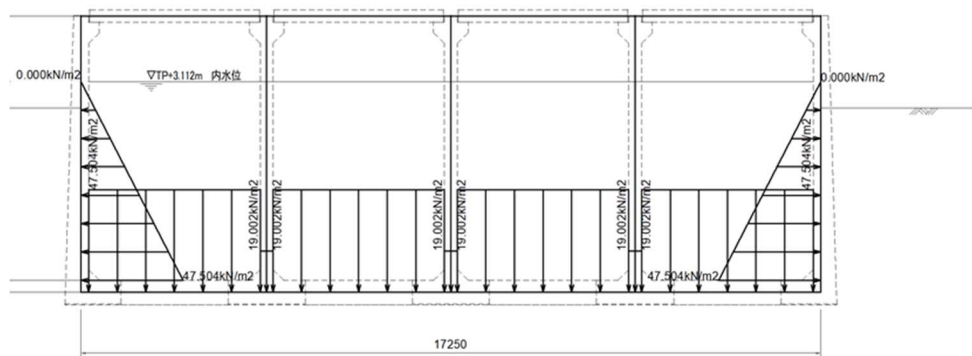


図 2.14.1.4-7 荷重図 (内水圧)

6.2 短期荷重

6.2.1 地震時水平土圧

各位置における地震時水平土圧を下記の通り設定する。

- ・底版軸心

$$P_{ea1} = 0.456 \times 9.0 \times 4.275 = 17.545 \text{ kN/m}^2$$

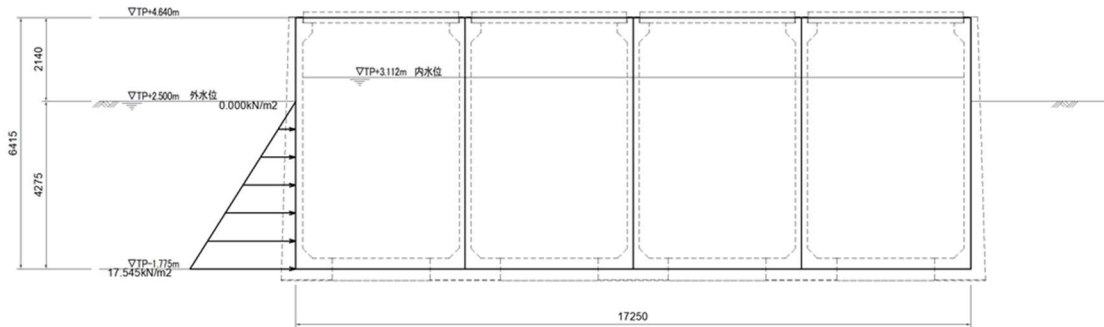


図 2.14.1.4-8 荷重図 (地震時水平土圧)

6.2.2 慣性力

各部材に生じる慣性力はを下記の通り設定する。

- ・側壁上部

$$P1=24.5 \times 0.35 \times 0.2 = 1.715 \text{ kN/m}^2$$

- ・側壁下部

$$P2=24.5 \times 0.55 \times 0.2 = 2.695 \text{ kN/m}^2$$

- ・隔壁

$$P3=24.5 \times 0.18^{\ast} \times 0.2 = 0.880 \text{ kN/m}^2$$

※通水孔を考慮した比率から算出

- ・頂版スラブ

$$P4=24.5 \times 0.28 \times 0.2 = 1.372 \text{ kN/m}^2$$

- ・底版

$$P5=24.5 \times 0.55 \times 0.2 = 2.695 \text{ kN/m}^2$$

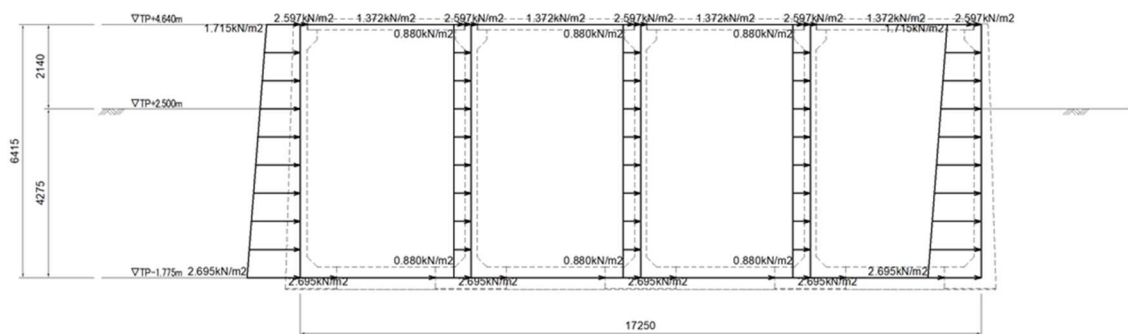


図 2.14.1.4-9 荷重図 (慣性力)

6.2.3 動水圧

1) 固定水の有無判定

$H' = B/2 \cdot 1.5 < H_w$ より、自由水と固定水が併存する。

ここに、
 B : 水路幅 (=4.000m)
 H_w : 全水深 (=4.162m)

2) 動水圧の算出

$$P_{w1} = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{h_w \cdot h_i}$$

$$P_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2 \quad (= \text{固定水の動水圧})$$

ここに、
 P_w : 動水圧荷重 (kN/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 K_h : 設計水平震度 (=0.200)
 h_w : 自由水深 (=2.840m)
 h_i : 水面からの深さ (m)
 β : 水路幅による補正係数

$$B/h_w = 4.000/2.840 = 1.408 \text{ より } \beta = 0.805$$

動水圧の分布は以下ようになる。

表 2.14.1.4-9 動水圧

水深 h_i (m)	水圧 P_w (kN/m ²)
0.000	0.000
0.710	2.060
1.420	2.913
2.130	3.568
2.840	4.120
4.612	4.120

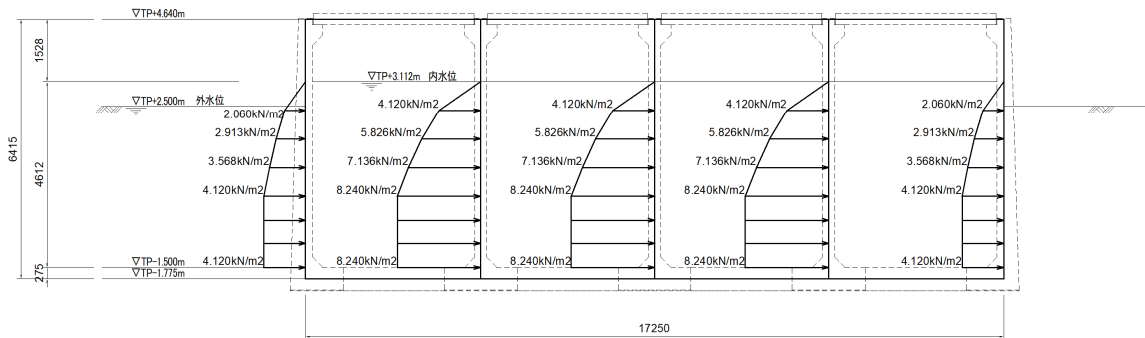


図 2.14.1.4-10 荷重図 (動水圧)

7. 評価結果

7.1 部材の照査

作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位および荷重ケースの照査結果を表 2.14.1.4-10 に示す。長期、短期に対して、許容応力度以内であること（作用応力/許容応力<1）を確認した。

表 2.14.1.4-10 応力度照査の結果

検討部位	荷重ケース	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	短期	鉄筋	曲げモーメント	108	300	0.36
側壁	短期	鉄筋	曲げモーメント	117	300	0.39
隔壁	短期	鉄筋	曲げモーメント	177	300	0.59
頂版	長期	コンクリート	せん断力	0.144	0.55	0.26

7.2 断面力および応力度の照査結果

7.2.1 底版

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-11 に示す。

表 2.14.1.4-11 底版の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置		部材		側壁（底版部）		
		着目点		端部	ハッチ	h/2
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	633	550	550
地山鉄筋	位置	d	mm	82.5	82.5	82.5
	径	φ	mm	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6
	位置	d	mm	470.5	470.5	470.5
内空鉄筋	径	φ	mm	19	19	19
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s '	mm ²	1908.1	1908.1	1908.1
	検討断面位置※	X	m	0.000	0.250	0.675
断面力	M	kN-m	-183.4	-163.0	-130.8	
	N	kN	69.1	67.1	63.6	
	S	kN	—	—	73.6	
発生応力度	σ _c	N/mm ²	3.9	4.2	3.4	
	σ _s	N/mm ²	103.1	108.4	85.6	
	τ	N/mm ²	—	—	0.157	
許容応力度	σ _{cs}	N/mm ²	21.0	21.0	21.0	
	σ _{sa}	N/mm ²	300.0	300.0	300.0	
	τ _s	N/mm ²	0.825	0.825	0.825	
照査値	σ _c /σ _{cs}	—	0.19	0.20	0.16	
	σ _s /σ _{sa}	—	0.34	0.36	0.29	
	τ/τ _s	—	—	—	0.19	
判定			O.K	O.K	O.K	

※：検討断面位置は、解析モデルの左端部からの距離を示す。

7.2.2 側壁

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-12 に示す。

表 2.14.1.4-12 側壁の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置		部材		側壁（壁部）				
		着目点		下端	下ハッチ	下h/2	M _{max}	上端
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	616	526	521	446	350
地山鉄筋	位置	d	mm	82.5	82.5	82.5	82.5	82.5
	径	φ	mm	25	25	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6
	位置	d	mm	450.2	443.5	438.5	363.5	267.5
内空鉄筋	径	φ	mm	25	25	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A' _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6
検討断面位置 [*]		Y	m	0.000	0.250	0.675	3.205	6.415
断面力	M	kN-m		-183.4	-168.1	-147.3	54.3	-4.6
	N	kN		87.5	84.2	78.6	46.9	16.8
	S	kN		—	—	45.5	—	19.1
発生応力度	σ _c	N/mm ²		4.1	4.5	4.0	2.1	0.3
	σ _s	N/mm ²		105.0	117.0	103.2	45.0	3.7
	τ	N/mm ²		—	—	0.104	—	0.071
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²		21.0	21.0	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²		300.0	300.0	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²		0.825	0.825	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—		0.20	0.21	0.19	0.10	0.01
	σ _s /σ _{sa}	—		0.35	0.39	0.34	0.15	0.01
	τ/τ _a	—		—	—	0.13	—	0.09
判定				O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデル下端からの距離を示す。

7.2.3 隔壁

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-13 に示す。

表 2.14.1.4-13 隔壁の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置		部材		隔壁（壁部）			
		着目点		下端	下ハッチ	下h/2	上端
断面	幅	B	mm	598	598	598	598
	高さ	H	mm	466	300	300	300
負鉄筋	位置	d	mm	164.3	81.0	81.0	81.0
	径	φ	mm	22	22	22	22
	本数	—	本	4.00	4.00	4.00	4.00
	鉄筋量	A _s	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
	位置	c	mm	301.7	219.0	219.0	219.0
正鉄筋	径	d	mm	22	22	22	22
	本数	—	本	4.00	4.00	4.00	4.00
	鉄筋量	A' _s	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
検討断面位置 [*]		Y	m	0.000	0.250	0.675	6.415
断面力	M	kN-m		-64.0	-55.9	-42.9	0.0
	N	kN		61.2	60.1	58.2	33.0
	S	kN		—	—	28.6	4.4
発生応力度	σ _c	N/mm ²		6.9	9.8	7.5	0.1
	σ _s	N/mm ²		123.2	176.8	131.7	-2.2
	τ	N/mm ²		—	—	0.218	0.033
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²		21.0	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²		300.0	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²		0.825	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—		0.33	0.47	0.36	0.00
	σ _s /σ _{sa}	—		0.41	0.59	0.44	0.01
	τ/τ _a	—		—	—	0.26	0.04
判定				O.K	O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデル下端からの距離を示す。

7.2.4 頂版

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-14 に示す。

表 2.14.1.4-14 頂版の断面力および応力度の照査結果（長期）

照査位置		部材		頂版スラブ		
		着目点		左 h/2	M _{max}	右 h/2
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	280	280	280
上側鉄筋	位置	d	mm	78.0	78.0	78.0
	径	φ	mm	16	16	16
	本数	—	本	8.69	8.69	8.69
	鉄筋量	A _s	mm ²	1725.8	1725.8	1725.8
下側鉄筋	位置	d	mm	199.0	199.0	199.0
	径	φ	mm	22	22	22
	本数	—	本	8.69	8.69	8.69
	鉄筋量	A _s '	mm ²	3363.9	3363.9	3363.9
検討断面位置 ^{※1}		X	m	0.140	1.865	3.590
断面力 ^{※2}		M	kN-m	-8.6	16.5	-8.6
		N	kN	637.4	637.4	637.4
		S	kN	29.1	—	29.1
発生応力度		σ _c	N/mm ²	2.2	3.1	2.2
		σ _s	N/mm ²	-29.3	-35.7	-29.3
		τ	N/mm ²	0.144	—	0.144
許容応力度		σ _{ca}	N/mm ²	14.0	14.0	14.0
		σ _{sa}	N/mm ²	200.0	200.0	200.0
		τ _a	N/mm ²	0.550	0.550	0.550
照査値		σ _c /σ _{ca}	—	0.16	0.22	0.16
		σ _s /σ _{sa}	—	0.15	0.18	0.15
		τ/τ _a	—	0.26	—	0.26
判定				O.K	O.K	O.K

※1：検討断面位置は、解析モデル左端部からの距離を示す。

※2：断面力は、解析の値にPC緊張力を考慮した値である

PC緊張力による軸力N：240kN/本×4本/1.495m=642.140kN/mを加える。

PC緊張力による曲げM：642.140kN×(-0.02m)=-12.843kN・m/mを加える

8. 耐久性の評価

8.1 曲げひび割れ幅

8.1.1 照査式

曲げひび割れ幅に対する照査は、各部位での発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、放水立坑（上流水槽）の鉄筋には耐久性向上の観点から、エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため、照査式および許容ひび割れ幅は「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（改訂版；2013年）（公社）土木学会」および「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数。エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため 1.1。

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

8.1.2 照査結果

放水立坑（上流水槽）の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し，発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.4-15 に示す。

表 2.14.1.4-15 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.19	0.27	0.70
側壁	0.20	0.27	0.74
隔壁	0.06	0.27	0.22
頂版	0.06	0.27	0.22

また，表 2.14.1.4-15 に示す各検討部位の曲げひび割れ幅の計算結果について，表 2.14.1.4-16 に示す。

表 2.14.1.4-16 曲げひび割れ幅の計算結果

項目	単位	底版	側壁	隔壁	頂版
ϕ	mm	25	25	22	22
c_s	mm	150	150	150	115
n	段	1			
f_c	N/mm ²	40			
k_1	-	1.1			
k_2	-	0.95			
k_3	-	1.0			
c	mm	70			
σ_{se}	N/mm ²	61	65	0	0
E_s	N/mm ²	200,000			
ε'_{csd}	-	0.00015			
W	mm	0.19	0.20	0.06	0.06
w_a	mm	0.27			
w/w_a		0.70	0.74	0.06	0.06

8.2 塩害

8.2.1 照査式

「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会」に基づき照査を行い，照査の基本的な考え方を以下に示す。

- ・ 与えられた環境条件のもと，塩害の照査を満足するために，かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・ 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために，曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

①照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し，それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

②鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(0.1/2\sqrt{t} (c/\sqrt{D_d} + c_{ep}/\sqrt{D_{epd}}) \right) \right\}$$

γ_{cl} : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

t : 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数

c : かぶり (mm)

D_d : 設計拡散係数

c_{ep} : エポキシ樹脂塗膜厚さの期待値 (mm)

D_{epd} : エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

③設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \left[\frac{w}{l} \right] \cdot \left[\frac{w}{w_a} \right]^2 \cdot D_0$$

- γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)
 D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 (cm²/年)
 D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 (cm²/年) (=400cm²/年)
 w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

④コンクリート表面における塩害 C_0

飛沫滞に設置することから、 $C_0=13.0 \text{ kg/m}^3$ とする。

⑤鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）（公社）土木学会」より、 $C_{lim}=1.2\text{kg/m}^3$ とする。

⑥コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。ポルトランドセメントを適用し、 D_k は下式により求める。

$$\log_{10}D_k = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5$$

⑦構造物の環境条件

構造物の環境条件は、特に厳しい腐食性環境とし、曲げひび割れ幅の限界値については $0.0035c$ (c は純かぶり) とする。ただし、エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため安全率 1.1 を乗じて、 $0.0035c*1.1$ とする。

⑧耐用年数

30 年とする。

8.2.2 照査結果

放水立坑（上流水槽）における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.4-17 に示す。

表 2.14.1.4-17 塩害に対する照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.06	1.20	0.05
側壁	0.06	1.20	0.05

隔壁	0.04	1.20	0.03
頂版	0.04	1.20	0.03

また、表 2.14.1.4-17 に示す各検討部位に対する塩害の計算結果について、表 2.14.1.4-18 に示す。

表 2.14.1.4-18 塩害に対する計算結果

	条件	記号	単位	底版	側壁	隔壁	頂版	
C_{lim}	検討地域			飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	
	水セメント比	W/C	%	0.420	0.420	0.420	0.420	
	セメント種類			N	N	N	N	
	鋼材腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	1.20	1.20	1.20	1.20	
D_d	塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.96	0.98	0.78	0.78	
	部位			その他	その他	その他	その他	
	コンクリートの材料係数	γ_c	-	1.0	1.0	1.0	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.69	0.69	0.69	0.69	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l		0.00137	0.00143	0.00045	0.00045	
	鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	61.4	65.2	0.0	0.0	
	PC鋼材応力度の増加量	σ_{pe}	N/mm ²	-	-	-	-	
	鉄筋のヤング係数	E_s	N/mm ²	200000	200000	200000	200000	
	PC鋼材のヤング係数	E_p	N/mm ²	-	-	-	-	
	ひび割れ幅の発生値と限界値の比	w/w_a		1.00	1.00	1.00	1.00	
	コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	ε'_{csd}		0.00015	0.00015	0.00015	0.00015	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	200	200	200	200	
	D_{epd}	エポキシ樹脂塗膜厚さの期待値	c_{ep}	mm	0.22	0.22	0.22	0.22
		エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値	D_{epd}	cm ² /年	0.000002	0.000002	0.000002	0.000002
C_d	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値	C_d	kg/m ³	0.06	0.06	0.04	0.04	
	コンクリート表面における塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	13.00	13.00	13.00	13.00	
	飛沫帯 or 汀線からの距離			飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	
	汀線からの距離		km	0	0	0	0	
	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数	γ_{cl}		1.3	1.3	1.3	1.3	
	耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値	c_d		70.0	70.0	70.0	70.0	
	かぶり	c		70.0	70.0	70.0	70.0	
	施工誤差	Δc_e		0	0	0	0	
	塩化物イオンの侵入に対する耐用年数	t	年	30	30	30	30	
構造物係数	構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00	1.00	
	評価値			0.05	0.05	0.03	0.03	
	評価結果			OK	OK	OK	OK	

9. 安定性の評価

9.1 検討概要

供用時における放水立坑（上流水槽）の浮上がりについて、以下の式にて検討を行う。

$$F_s = W/U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水)の単位体積重量 (kN/m³)

9.2 検討条件

放水立坑（上流水槽）の浮上がりに対する検討条件を下記に示す。

浮力に対する必要安全率	Fa=1.20
外水位	T.P.+2.50m
内水位	T.P.+2.50m
底版全幅	B=18.000m

9.3 評価結果

水槽および内水の荷重を表 2.14.1.4-19, 20 に示す。

表 2.14.1.4-19 水槽荷重

部材	部材厚 t _i	自重 W _i	部材長	部材数	合計
	[m]	[kN/m ²]	[m]	[カ所]	[kN/m]
側壁（壁部）上端	0.350	8.575	6.415	2	141.451
側壁（壁部）下端	0.550	13.475			
側壁（スラブ掛部）	0.530	12.985	0.310	2	8.051
隔壁（スラブ掛部）	0.530	12.985	0.285	6	22.204
隔壁（壁部）	0.300	4.400	6.415	3	84.678
側壁（底版部）	0.550	13.475	0.925	2	24.929
隔壁（底版部）	0.550	13.475	0.900	6	72.765
頂版スラブ	0.280	6.860	3.730	4	102.351
底版（現場打ち部）	0.550	13.475	2.500	4	134.750
合計					591.179

表 2.14.1.4-20 内水位の荷重

水深 (m)	水路幅 (m)	静水圧荷重 (kN/m ³)	列数 (列)	合計 (kN/m)
4.00	4.00	41.20	4	659.200

以上より，放水立坑（上流水槽）の供用時の鉛直荷重は下記の通りである。

$$W = W_1 + W_2 = 591.179 + 659.200 = 1250.379 \text{ kN/m}$$

また，地下水による放水立坑（上流水槽）に生じる浮力は下表の通りである。

表 2.14.1.4-21 放水立坑（上流水槽）に生じる浮力

名称	底版全幅 (m)	地下水位 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	合計 (kN/m)
浮力	18.00	4.570	10.300	847.278

以上より，浮上りの安全率は下記の通り算出され，安全であることを確認した。

$$F_1 = W/U = 1250.379 / 847.278 = 1.48 \geq 1.20$$

10. プレキャスト部材接続部の接続方法および止水方法

10.1 プレキャスト部材同士の接続部

10.1.1 接続方法

放水立坑（上流水槽）を構築するプレキャスト部材のうち，図 2.14.1.4-11 に示すプレキャスト同士（側壁および隔壁同士）の接続方法は，PC 鋼棒によるトルク連結方法を採用する。トルク連結方法は一般的なプレキャスト部材の接続方法として採用されている方法である。

トルク連結の際には，図 2.14.1.4-12 に示すように，プレキャスト部材に事前に設けている切り欠き部より，トルクレンチを用いてトルク管理を行う。また，トルク締付け後は，図 2.14.1.4-13 に示すように，シーす内にグラウトを充填し，鋼材に錆が生じないように保護する。なお，連結に用いる PC 鋼棒についても鉄筋同様，耐久性向上の観点からエポキシ樹脂塗装を施す。さらに，図 2.14.1.4-14 に示すように，連結のための切り欠き部は，部材の締付け完了後，無収縮モルタルを充填して防護を行う。

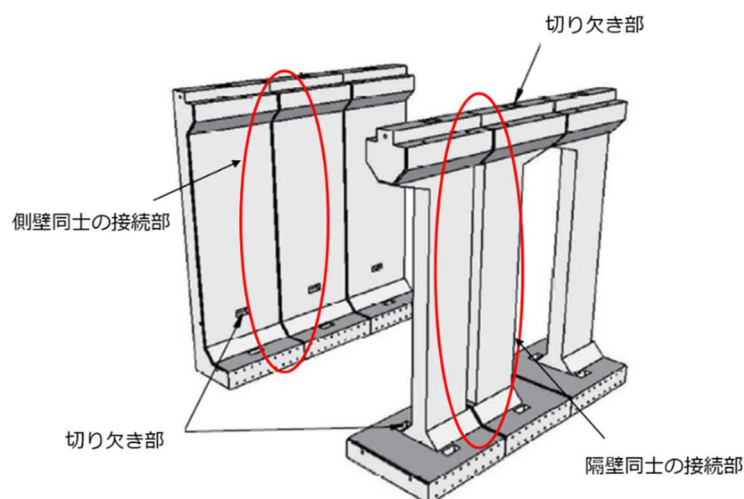


図 2.14.1.4-11 プレキャスト部材同士の接続部



図 2.14.1.4-12 プレキャスト製品（隔壁）組立状況

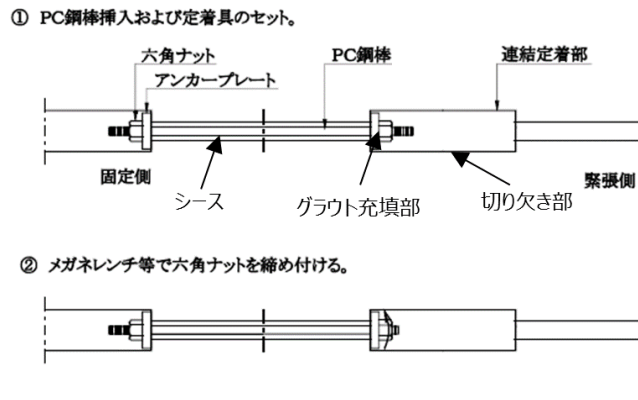


図 2.14.1.4-13 トルク連結方法

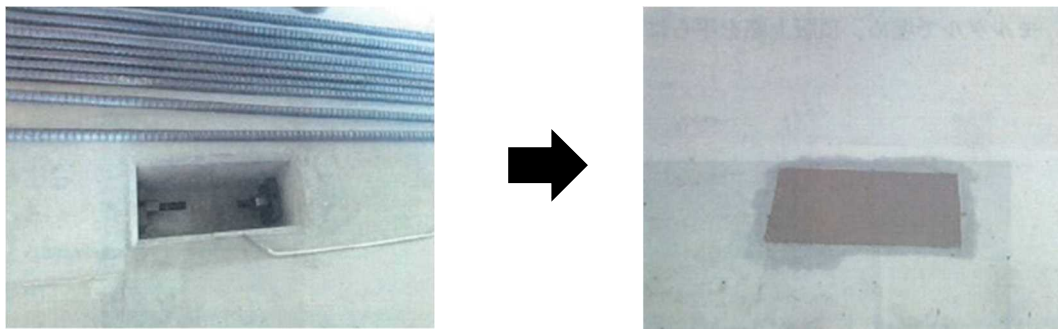


図 2.14.1.4-14 切り欠き部のモルタル充填状況

10.1.2 止水方法

接続部の止水対策として、プレキャスト部材間には水膨張性の目地材を設置し、図 2.14.1.4-15, 16 に示すように目地シーリング材およびライニング材による目地処理を行う。止水対策としては、目地シーリング材の上部にのみライニング材を塗布するのが一般的であるが、放水立坑（上流水槽）では、水槽内部全面（側壁、底版）にライニング材を塗布することで、水槽内の止水性のさらなる向上を図る。なお、ライニング材としては、福島第一原子力発電所内の汚染水タンク基礎にて採用実績のあるポリウレア塗装を採用する。

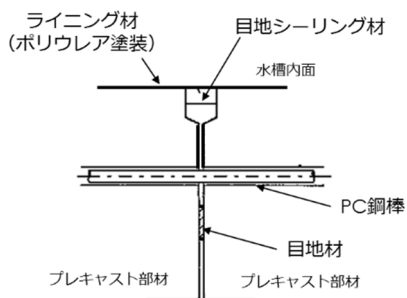


図 2.14.1.4-15 目地処理イメージ断面図

図 2.14.1.4-16 目地シーリング施工状況

10.2 プレキャスト部材と現場打ちコンクリート部の接続部

10.2.1 接続方法

放水立坑（上流水槽）のうち、図 2.14.1.4-17 に示すプレキャスト部材（側壁，隔壁）と底板（現場打ちコンクリート部）の接続方法としては、図 2.14.1.4-18 に示すように一般的に採用されている機械式継手を採用し、プレキャスト部材および現場打ちコンクリートの一体化を図る。さらに、プレキャスト部材の接続面については、事前に工場にて目荒らしを行うことで、現場打ちコンクリートとの一体化のさらなる向上を図る。

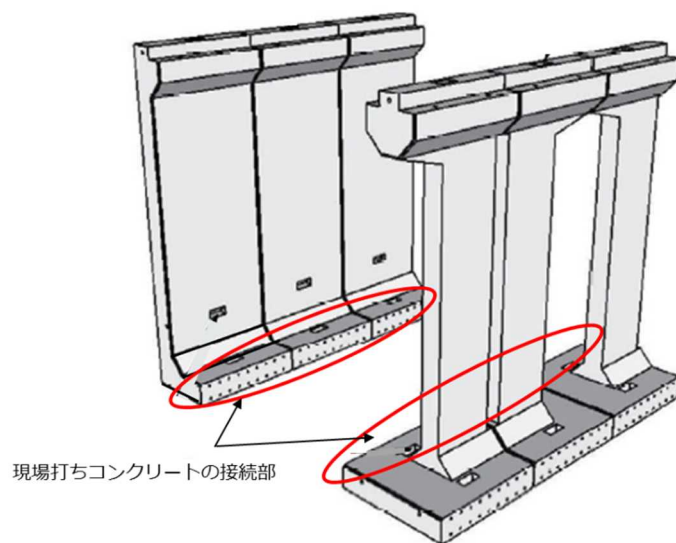


図 2.14.1.4-17 プレキャスト部材と現場打ちコンクリートの接続部

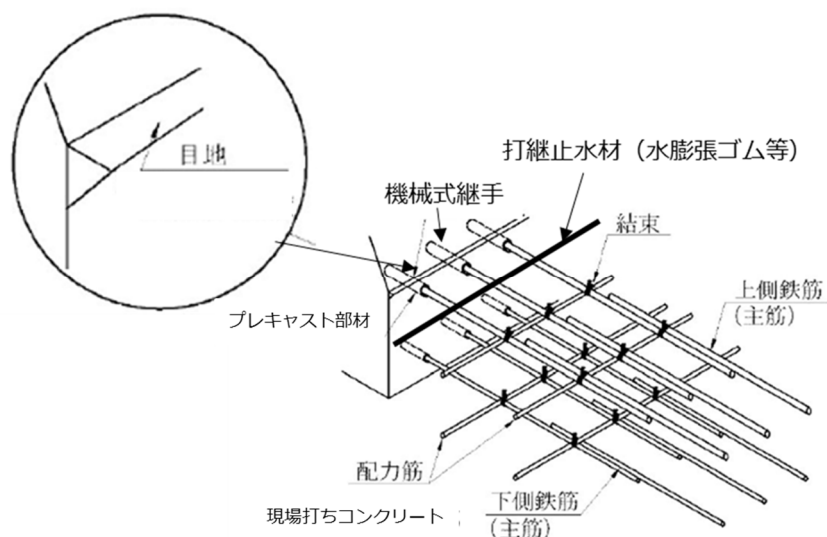


図 2.14.1.4-18 プレキャスト部材と現場打ちコンクリートの接続方法

10.2.2 止水方法

接続部の止水対策としては、図 2.14.1.4-18 に示すように、上側鉄筋および下側鉄筋の間に、水膨張性の打継止水材を設置し、さらに、プレキャスト部材同士の止水方法と同様に、目地シーリングおよびライニング材による目地処理を行う。

以上

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水立坑（下流水槽））

1. 設計概要

放水立坑（下流水槽）の設計は、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、長期および短期における各部位の安全性を照査する。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの 2 ケースとする。

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時については、各部材の自重および静止土圧、外水圧を考慮し、水槽内に水を貯留していない状態における設計とする。また、供用時については、施工時の荷重に加え、内水圧を考慮した設計とする。

2.2 短期

短期において検討するケースは、供用時の長期的な荷重に加え、短期的に発生する荷重（地震時荷重）を考慮したケースとする。地震時荷重としては、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水立坑（下流水槽）に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度は 24N/mm²、鉄筋は SD345 とする。

各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.5-1, 2 に示す。

表 2.14.1.5-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
24	9.0	0.45	13.5	0.675

表 2.14.1.5-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数を表 2.14.1.5-3 に示す。

表 2.14.1.5-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	水中単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩 擦角 (°)	変形係 数 (kN/m ²)
1	盛土	5.08	18.0	9.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	2.00	18.4	9.4	0	38.6	94,400
3	泥岩	-	17.1	8.1	1,500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.5-4 に示す。

表 2.14.1.5-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を表 2.14.1.5-5 に示す。

供用中 (ポンプ 2 台運転時) の下流水槽と海面との水頭差は水理計算の結果より, 約 0.73m であることから, 平均潮位 (MWL=T.P.+0.12m) 時の下流水槽内の水位を求めると,

$$T.P.+0.12m+0.73m=T.P.+0.85m$$

以上より、供用時の下流水槽内水位を T.P.+0.90m とする。

表 2.14.1.5-5 地下水位および内水位

		水位
地下水位 (外水位)	施工時	T.P.+1.00m
	供用時	T.P.+2.50m
内水位	施工時	内水なし
	供用時	T.P.+0.90m

4. 設計荷重

4.1 自重（単位体積重量）

- ・鉄筋コンクリート: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- ・盛土: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・地下水: $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ （海水）

4.2 地表面荷重

地表面荷重については、「火力・原子力発電所土木構造指針」に準じる。

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

4.3 土圧および水圧（側圧）

$$p = K_o (q + \Sigma \gamma \cdot H) + p_w$$

ここに、 p : 側圧

K_o : 静止土圧係数 (=0.50)

q : 地表面載荷重

γ : 土の単位体積重量

なお、地下水位以上は湿潤重量、地下水位以下は水中重量とする。

H : 地表面から土圧を求める位置までの層厚

p_w : 計算点における間隙水圧

4.4 揚圧力

揚圧力は構造底面における間隙水圧とする。

4.5 設計水平震度

地震時慣性力は構造物の重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

4.6 地震時土圧係数

地震時土圧は、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会」に準じる。

$$\begin{aligned} K_e a &= 0.24 + 1.08 \cdot K_h \quad (K_h = 0.20) \\ &= 0.456 \end{aligned}$$

4.7 地震の影響

地震の影響としては躯体に作用する慣性力と水槽内の動水圧を考慮し、水平震度は $K_h = 0.2$ とする。

動水圧は、「下水道施設耐震計算例—処理場・ポンプ場編—」に基づき、ウエスタガードの式を水深 h と奥行き B の比により補正した式で求める。

また、 $h > 0.75B$ となる箇所においては、水槽下部が固定水となる条件で算定する。

$$P(z) = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{(hz)}$$

ここに、 $P(z)$: 壁面に作用する単位体積あたりの動水圧 (kN/m²)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

β : 水槽の水深 h と奥行き B による補正係数 (下表による)

γ_w : 水の単位重量 = 10.3 (kN/m³)

K_h : 水平震度 (=0.20)

h : 水深 (m)

表 2.14.1.5-6 水槽の水深と奥行きによる補正係数

B/h	β
0.0	0.000
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996

$h > 0.75B$ の場合、 $p_{w1} = p_{w2}$ となる水深 h_c 以深の動水圧は p_{w2} で一定とする。

$$p_{w1} = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{(hz)}$$

$$p_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2$$

4.8 荷重の組合せ

断面力照査を実施する際の長期（施工時）、長期（供用時）、短期（供用時）における荷重の組合せを表 2.14.1.5-7 に示す。

表 2.14.1.5-7 各検討ケースにおける荷重の組合せ

検討荷重	長期		短期
	施工時	供用時	供用時
自重	○	○	○
地表面載荷	○	○	-
側圧 (土圧+外水圧)	○	○	○
揚圧力	○	○	○
内水圧	-	○	○
慣性力	-	-	○
動水圧	-	-	○
許容値割増係数	1.0	1.0	1.5

5 解析モデル

5.1 底版

底版は壁を固定端とする4辺固定版，壁は各辺を個別の版としてモデル化し，外側から土水圧が作用しない気中部（H=2000m）をモデル範囲から除外し自由辺として扱う。

検討条件 : 4辺固定板

検討モデル寸法 : 11,200×5,800

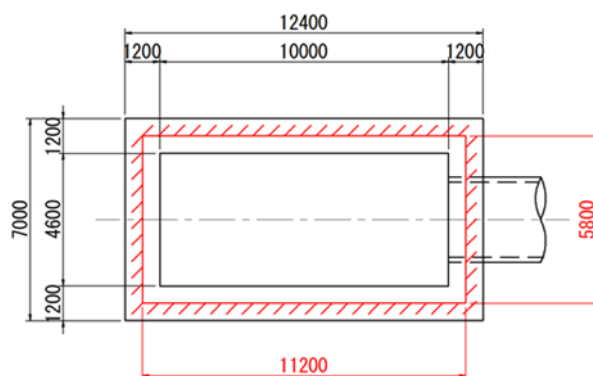


図 2.14.1.5-1 解析モデル（底版）

5.2 側板

検討条件 : 3辺固定，1辺自由端

検討モデル寸法 : 11,200×15,800

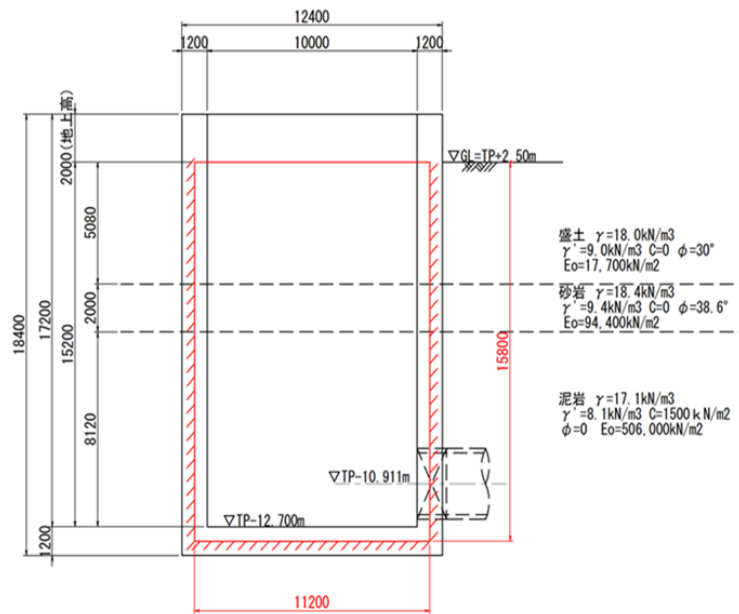


図 2.14.1.5-2 解析モデル (側壁)

5.3 棲壁

検討条件 : 3 辺固定, 1 辺自由端

検討寸法モデル : 5,800×15,800

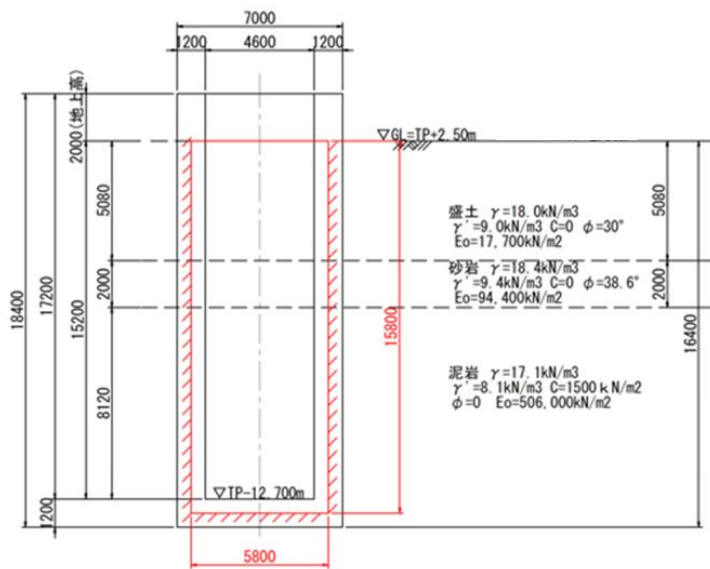


図 2.14.1.5-3 解析モデル (棲壁)

6 荷重の算定

6.1 長期荷重

6.1.1 自重

棲・側壁 $W1=1.200 \times 24.5 = 29.40 \text{ kN/m}^2$

底版 $W2=1.200 \times 24.5 = 29.40 \text{ kN/m}^2$

6.1.2 地表面載荷

$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

6.1.3 側圧（土圧+外水圧）

各位置における側圧（土圧+外水圧）を下記の通り設定する。

静止土圧係数： $K_0=0.5$

- ・地表面

$Pa1 = 0.500 \times (18.0 \times 0.000 + 10.0) = 5.00 \text{ kN/m}^2$

- ・層境界（盛土/砂岩）

$Pa2 = 5.00 + 0.500 \times 9.0 \times 5.080 + 10.3 \times 5.080 = 80.18 \text{ kN/m}^2$

- ・層境界（砂岩/泥岩）

$Pa3 = 80.18 + 0.500 \times 9.4 \times 2.000 + 10.3 \times 2.000 = 110.18 \text{ kN/m}^2$

- ・底版上面

$Pa4 = 110.18 + 0.500 \times 8.1 \times 8.120 + 10.3 \times 8.120 = 226.70 \text{ kN/m}^2$

- ・底版軸心

$Pa5 = 226.70 + 0.500 \times 8.1 \times 0.60 + 10.3 \times 0.60 = 235.31 \text{ kN/m}^2$

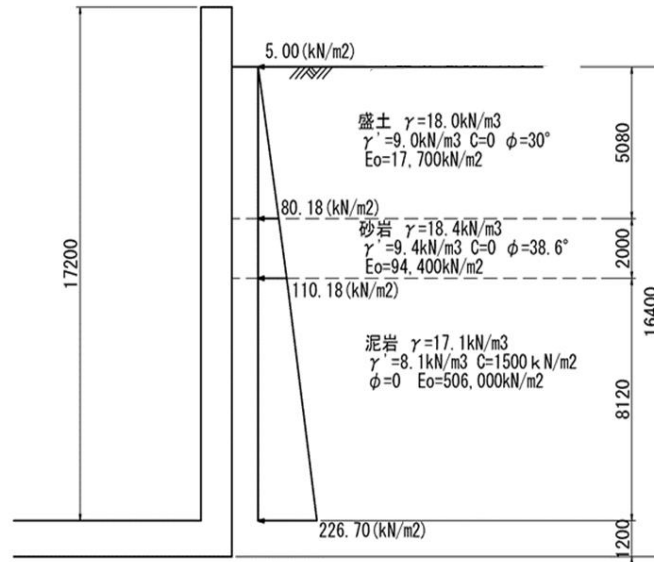


図 2.14.1.5-4 荷重図（土圧+水圧）

6.1.4 揚圧力

底版に作用する揚圧力を下記の通り設定する。

$$U = 16.400 \times 10.3 = 168.92 \text{ kN/m}^2$$

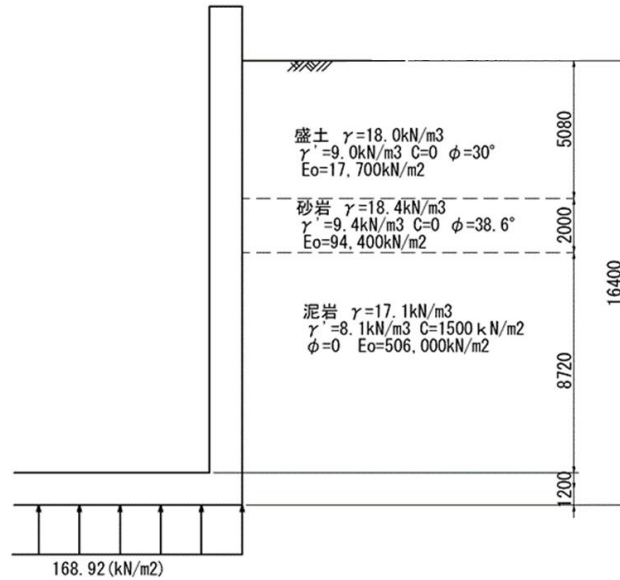


図 2.14.1.5-5 荷重図（揚圧力）

6.1.5 内水圧

供用時の水槽内水位を T.P.+0.90m として、内水圧を下記の通り設定する。

- ・層境界（盛土/砂岩）

$$P1 = (5.08 - 1.60) \times 10.3 \approx 35.84 \text{ kN/m}^2$$

- ・層境界（砂岩/泥岩）

$$P2 = (5.08 + 2.00 - 1.60) \times 10.3 = 56.44 \text{ kN/m}^2$$

- ・底版上面

$$P3 = 13.60 \times 10.3 = 140.08 \text{ kN/m}^2$$

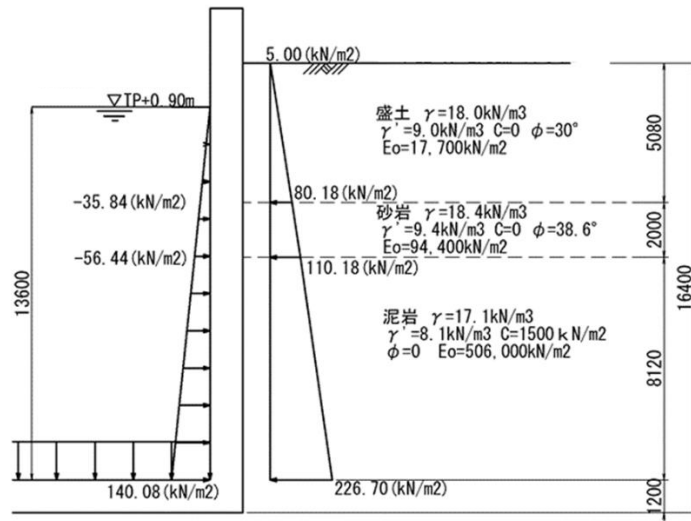


図 2.14.1.5-6 荷重図 (内水圧)

6.2 短期荷重

6.2.1 地震時側圧 (土圧+外水圧)

各位置における地震時の側圧荷重は下記の通り設定する。(Kea=0.456)

- ・ 地表面

$$Pa1 = 0.456 \times (18.0 \times 0.000 + 0.0) = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (盛土/砂岩)

$$Pa2 = 0.00 + 0.456 \times 9.0 \times 5.080 + 10.3 \times 5.080 = 73.17 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (砂岩/泥岩)

$$Pa3 = 73.17 + 0.456 \times 9.4 \times 2.000 + 10.3 \times 2.000 = 102.34 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版上面

$$Pa4 = 102.34 + 0.456 \times 8.1 \times 8.120 + 10.3 \times 8.120 = 215.97 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版軸心

$$Pa5 = 215.97 + 0.456 \times 8.1 \times 0.60 + 10.3 \times 0.60 = 224.37 \text{ kN/m}^2$$

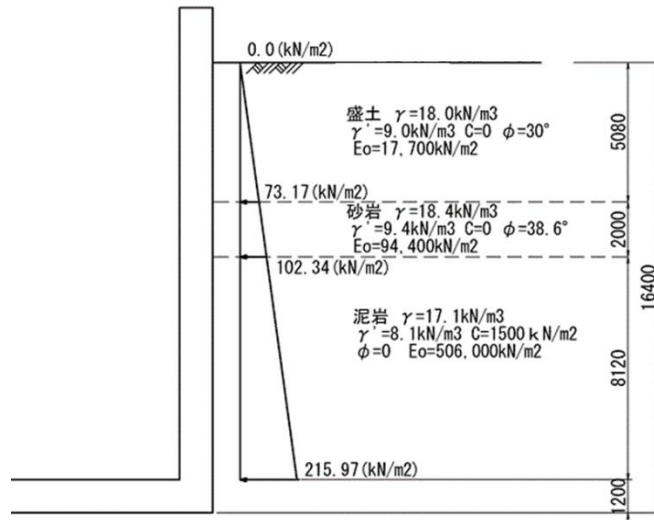


図 2.14.1.5-7 荷重図 (側圧)

6.2.2 慣性力

設計水平震度: $Kh=0.20$

それぞれの部位に作用する荷重は下記の通り設定する。

棲・側壁 $H1-1 = 1.2 \times 24.5 \times 0.20 = 5.88 \text{ kN/m}^2$

底版 $H1-2 = 1.2 \times 24.5 \times 0.20 = 5.88 \text{ kN/m}^2$

6.2.3 動水圧

1) 固定水の有無判定

$H' = B/2 \cdot 1.5 < H_w$ より, 自由水と固定水が併存する。

ここに, B : 水槽幅 (=4.600m)

H_w : 全水深 (=17.20m)

2) 動水圧の算出

$$P_{w1} = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{h_w \cdot h_i}$$

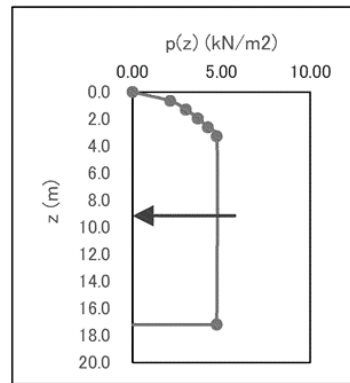
$$P_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2 \quad (= \text{固定水の動水圧})$$

- ここに、
- P_w : 動水圧荷重 (kN/m²)
 - γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 - K_h : 設計水平震度 (=0.200)
 - h_w : 自由水深 (=3.266m)
 - h_i : 水面からの深さ (m)
 - β : 水路幅による補正係数

$$B/h_w = 4.600/3.266 = 1.408 \text{ より } \beta = 0.805$$

動水圧の分布は以下のようなになる。

z (m)	p(z) (kN/m ²)	合力 作用高 下端回りM		
		Pi (kN/m)	yi (m)	Mi (kN-m/m)
0.000	0.00			
0.653	2.12	0.69	16.764	11.60
1.307	3.00	1.67	16.201	27.07
1.960	3.67	2.18	15.556	33.87
2.613	4.24	2.58	14.906	38.50
3.266	4.74	2.93	14.254	41.79
17.200	4.74	66.02	6.967	459.93
		76.07	8.055	612.77
		$z_{\text{mean}} =$	9.145	

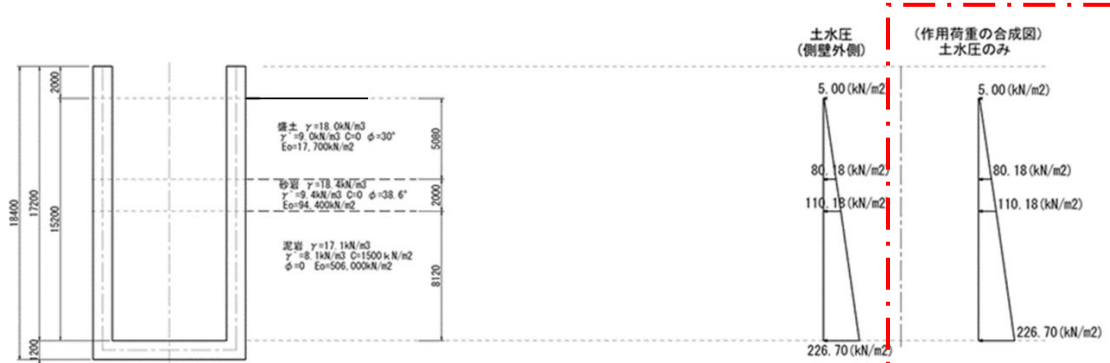


水深 $h_c=3.266\text{m}$ 以深は固定水の動水圧 $p=4.74 \text{ kN/m}^2$ が作用するものとする。

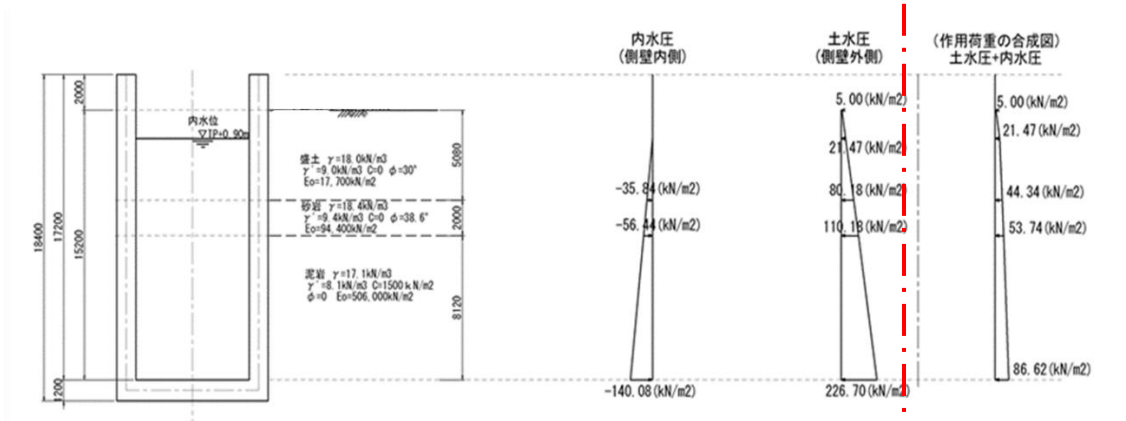
6.3 荷重の合成

各検討ケースにおける作用荷重とその合成図を図 2.14.1.5-8 に示す。供用時における内水圧は外側から作用している土水圧を打ち消す方向に作用するため、合成荷重が最大となる長期（施工時）の荷重を用いて応力度照査を実施する。

・長期（施工時）



・長期（供用時）



・短期（供用時）

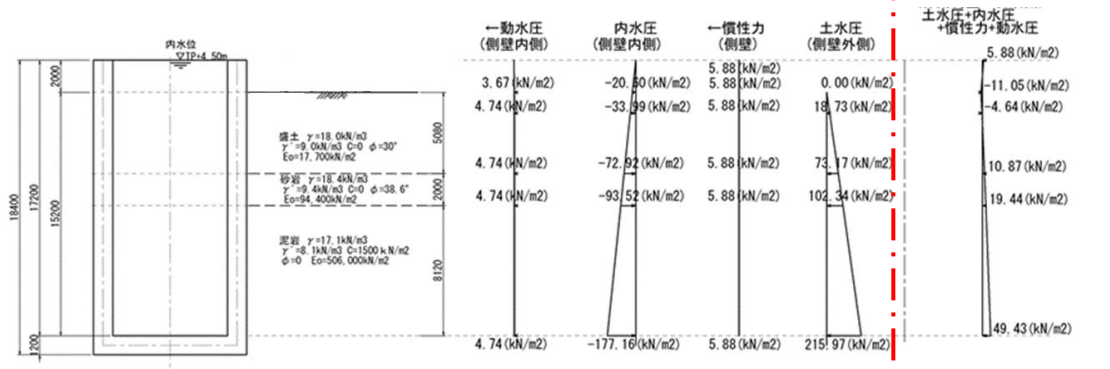


図 2.14.1.5-8 各検討ケースにおける作用荷重および荷重合成図

7 評価結果

7.1 部材の照査

長期（施工時）における各検討部位の作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-8 に示す。各検討部位において、コンクリートおよび鉄筋に作用する曲げモーメントが許容応力以下であることを確認した。

一方で、コンクリートに作用するせん断力は底版、側壁においては許容応力を超過する結果となったが、超過分に対してはせん断補強筋を配筋することでせん断耐力を確保する。

せん断補強筋の評価方法としては、せん断補強筋が負担するせん断力を鉄筋の必要断面積に換算し、配置するせん断補強筋の総断面積が必要断面積を確保していることを確認する。なお、せん断補強筋の耐力評価については、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）（公社）土木学会」に基づき実施している。照査式は下式の通りである。

$$S_c = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot z$$

$$S_v = S - S_c$$

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

ここに、 S_c ：コンクリートが受け持つせん断力（kN）

τ_{a1} ：コンクリート許容せん断力（kN/mm²）

b ：部材断面幅（mm）

z ：全圧縮力の作用点から引張鉄筋断面のまでの図心距離（mm）

S_v ：せん断補強筋が受け持つせん断力（kN）

S ：全せん断力（kN）

A_v ：せん断補強筋の必要断面積（kN）

s ：せん断補強筋お部材方向の間隔（mm）

σ_{sa} ：せん断補強筋の許容応力度（kN/mm²）

表 2.14.1.5-8 長期（施工時）における各検討部位の応力度照査結果

検討部位	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	鉄筋	曲げモーメント	98	200	0.49
	コンクリート	せん断力	0.52	0.45	0.68*
側壁	鉄筋	曲げモーメント	148	200	0.74
	コンクリート	せん断力	0.72	0.45	0.57*
棲壁	コンクリート	せん断力	0.31	0.45	0.69

※コンクリートに作用するせん断力が許容応力を超過するため、配置するせん断補強筋の総断面積と必要せん断補強筋断面積の比を記載

7.2 断面力および応力度の照査結果

7.2.1 底版

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-9,10 に示す。

表 2.14.1.5-9 曲げモーメントに対する応力度照査結果 (底版)

		底版				
		1	2	3	4	
		短辺端部	短辺中間	長辺端部	長辺中間	
		下引張	上引張	下引張	上引張	
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	193	183.5
		断面積(径一本数)	D29 - 6.7	D41 - 6.7	D25 - 6.7	D32 - 6.7
		As (mm ²)	4282.88	8933.78	3378.17	5294.93
		位置 : d (mm)				
	引張側鉄筋	断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)	980	980	1016.5	1007
		断面積(径一本数)	D41 - 6.7	D29 - 6.7	D32 - 6.7	D25 - 6.7
As (mm ²)	8933.78	4282.88	5294.93	3378.17		
ヤング係数比 : n		15	15	15	15	
曲げモーメント : M (kN-m)		718.7	364.0	401.6	129.7	
軸力 : N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置 : xp (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置 : x (mm)		376.4	275.2	314.8	254.8	
応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	3.97	2.55	2.52	0.96	
	引張 : σ_s (N/mm ²)	95.5	98.0	84.1	42.3	
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		8933.78	4282.8808	5294.9314	3378.1689	
引張鉄筋比 (%)		0.912	0.437	0.521	0.335	

表 2.14.1.5-10 せん断力に対する応力度照査結果 (底版)

				底版		
				長辺h/2点	短辺h/2点	
				下引張	下引張	
せん断補強の必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1016.5	980	
	せん断力	S	(kN)	298.08	448.36	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.34	0.52	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				- OK -	要検討
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c=1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	—	192.94
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v=S-S_c$			(kN)	—	255.42
	スターラップの必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	—	200	
	部材方向の間隔	s	(mm)	—	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	—	446.8	
鉄筋量	鉄筋径			—	D16	
	本数			—	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	—	661.9338	
	判 定				—	- OK -

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

長辺方向

y=2.90m

x (m)	Q _x (kN/m)
1.12	311.32
2.24	125.92
1.20	298.08

壁面よりh/2の位置

短辺方向

x=5.60m

y (m)	Q _y (kN/m)
1.16	459.16
1.74	302.51
1.20	448.36

壁面よりh/2の位置

7.3.2 側壁

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-11,12 に示す。

表 2.14.1.5-11 曲げモーメントに対する応力度照査結果（側壁）

		側壁				
		1	2	3	4	
		鉛直下端	鉛直中間	水平両端	水平中間	
		外引張	内引張	外引張	内引張	
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	179	182
		断面積 (径-本数)	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3	D41 - 6.7
		As (mm ²)	3188.35	8933.78	4466.22	8933.78
		位置 : d (mm)				
		断面積 (径-本数)				
		As (mm ²)				
	位置 : d (mm)					
	断面積 (径-本数)					
	As (mm ²)					
	引張側鉄筋	位置 : d (mm)	980	980	1021	1018
		断面積 (径-本数)	D41 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3
		As (mm ²)	8933.78	3188.35	8933.78	4466.22
		位置 : d (mm)	980	980	1021	1018
		断面積 (径-本数)	D41 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3
As (mm ²)		8933.78	3188.35	8933.78	4466.22	
ヤング係数比 : n		15	15	15	15	
曲げモーメント : M (kN-m)		1074.3	362.3	1173.6	563.5	
軸力 : N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置 : xp (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置 : x (mm)		381.0	249.2	380.4	274.0	
応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	6.04	2.93	5.87	3.42	
	引張 : σ_s (N/mm ²)	142.5	128.9	148.3	139.5	
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		8933.78	3188.3478	8933.78	4466.22	
引張鉄筋比 (%)		0.912	0.325	0.875	0.439	

表 2.14.1.5-12 セン断力に対する応力度照査結果 (側壁)

				側壁		
				壁面h/2点 外引張	底面h/2点 外引張	
せん断補強の 必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1018	980	
	せん断力	S	(kN)	548.21	615.31	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.62	0.72	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				要検討	要検討
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c=1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	200.42	192.94
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v=S-S_c$			(kN)	347.79	422.37
	スターラップの必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	200	200	
	部材方向の間隔	s	(mm)	300	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	585.7	738.8	
鉄筋量	鉄筋径			D22	D22	
	本数			3.333	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	1290.2043	1290.2043	
	判 定				- OK -	- OK -

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

水平方向

y=11.06m	x (m)	Qx (kN/m)	
	1.12	561.51	
	2.24	375.26	
	1.20	548.21	壁面よりh/2の位置

鉛直方向

x=5.60m	y (m)	Qy (kN/m)	
	15.80	955.54	
	14.22	507.57	
	14.60	615.31	底面よりh/2の位置

7.3.3 棲壁

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-13,14 に示す。

表 2.14.1.5-13 曲げモーメントに対する応力度照査結果（棲壁）

		棲壁				
		1	2	3	4	
		鉛直下端	鉛直中間	水平両端	水平中間	
		外引張	内引張	外引張	内引張	
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	186.5	183.5
		断面積(径一本数)	D32 - 3.3	D32 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7
		As (mm ²)	2647.07	5294.93	3188.35	8933.78
		位置 : d (mm)				
	引張側鉄筋	断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
	位置 : d (mm)	980	980	1016.5	1013.5	
	断面積(径一本数)	D32 - 6.7	D32 - 3.3	D41 - 6.7	D35 - 3.3	
As (mm ²)	5294.9314	2647.07	8933.78	3188.35		
ヤング係数比 : n		15	15	15	15	
曲げモーメント : M (kN-m)		239.0	98.1	442.2	223.2	
軸力 : N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置 : x _p (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置 : x (mm)		313.7	237.2	386.8	241.5	
応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	1.63	0.88	2.30	1.60	
	引張 : σ_s (N/mm ²)	52.0	41.4	56.2	76.8	
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		5294.9314	2647.0686	8933.78	3188.3478	
引張鉄筋比 (%)		0.540	0.270	0.879	0.315	

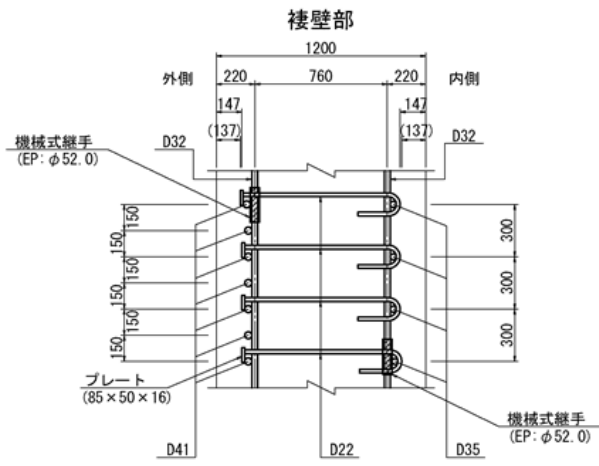


表 2.14.1.5-14 せん断力に対する応力度照査結果 (棲壁)

				棲壁	
				壁面h/2点 外引張	底面h/2点 外引張
せん断補強の 必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000
	有効高	d	(mm)	1016.5	980
	せん断力	S	(kN)	274.82	217.88
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.31	0.25
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45
	判 定				- OK -
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	-
	スターラップ ^o で受け持つせん断力 $S_v = S - S_c$			(kN)	-
	スターラップ ^o の必要断面積				
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	-	-
	部材方向の間隔	s	(mm)	300	300
	断面積	A_v	(mm ²)	-	-
鉄筋量	鉄筋径			D22	D22
	本数			3.333	3.333
	総断面積	A_v	(mm ²)	-	-
	判 定				-

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

水平方向

y=12.64m

x (m)	Q _x (kN/m)
-------	-----------------------

1.16	281.82
------	--------

1.74	180.28
------	--------

1.20	274.82	壁面よりh/2の位置
------	--------	------------

鉛直方向

x=2.90m

y (m)	Q _y (kN/m)
-------	-----------------------

15.80	408.2
-------	-------

14.22	157.61
-------	--------

14.60	217.88	底面よりh/2の位置
-------	--------	------------

8 耐久性の評価

8.1 曲げひび割れ幅

8.1.1 照査式

曲げひび割れ幅に対する照査は、各検討部位の発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、照査式および許容ひび割れ幅は「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

8.1.2 照査結果

放水立坑（下流水槽）の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し，発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-15 に示す。

表 2.14.1.5-15 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.34	0.50	0.68
側壁	0.39	0.50	0.78
棲壁	0.24	0.50	0.48

表 2.14.1.5-15 に示す各検討部位の曲げひび割れ幅の照査結果について，表 2.14.1.5-16 に示す。

表 2.14.1.5-16 曲げひび割れ幅の照査条件

項目	単位	底版	側壁	棲壁
φ	mm	29	35	35
cs	mm	150	300	300
n	段	1		
f _c	N/mm ²	24		
k ₁	-	1.00		
k ₂	-	1.04		
k ₃	-	1.00		
c	mm	205.5	202.5	161.5
σ_{se}	N/mm ²	44.6	48.3	29.5
E _s	N/mm ²	200,000		
ε'_{csd}	-	0.0001		

8.2 塩害

8.2.1 照査式

「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき照査を行い、照査の基本的な考え方を以下に示す。

- ・ 与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・ 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

①照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

②鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \cdot \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot C_d}{2 \cdot \sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i$$

γ_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩害 (kg/m^3)

D_d : 設計拡散係数

③設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$) (=400 $\text{cm}^2/\text{年}$)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼすひび割れの影響を表す係数

④コンクリート表面における塩害 C_0

飛沫滞に設置することから、 $C_0=13.0 \text{ kg/m}^3$ とする。

⑤鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

普通ポルトランドセメントを適用し、 C_{lim} は下式により求める。

$$C_{lim} = -3.0(W/C) + 3.4$$

⑥コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。
ポルトランドセメントを適用し、 D_k は下式により求める。

$$\log_{10} D_k = 3.0(W/C) - 1.8$$

⑦構造物の環境条件

ひび割れ幅の限界値は $0.005c$ (c は純かぶり) とする。

⑧耐用年数

30年とする。

なお、コンクリートの最小かぶりは「H30 港湾基準」を参考に 70mm とする。

8.2.2 照査結果

放水立坑（下流水槽）における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-17 に示す。

表 2.14.1.5-17 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)	鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度
底版	0.94	1.84	0.51
側壁	1.66	1.84	0.90
棲壁	0.89	1.84	0.48

表 2.14.1.5-17 に示す塩害照査結果について、表 2.14.1.5-18 に示す。

表 2.14.1.5-18 塩害に対する照査結果

	条件	記号	単位	底版	側壁	棲壁	
C_{lim}	検討地域			飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	
	水セメント比	W/C	%	0.520	0.520	0.520	
	セメント種類			N	N	N	
	鋼材腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	1.84	1.84	1.84	
D_d	塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.79	0.83	0.75	
	部位			その他	その他	その他	
	コンクリートの材料係数	γ_c	-	1.0	1.0	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.58	0.58	0.58	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l		0.00037	0.00043	0.00030	
	鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	42.9	55.8	29.5	
	PC鋼材応力度の増加量	σ_{pe}	N/mm ²	-	-	-	
	鉄筋のヤング係数	E_s	N/mm ²	200000	200000	200000	
	PC鋼材のヤング係数	E_p	N/mm ²	-	-	-	
	ひび割れ幅の発生値と限界値の比	w/w_a		1.00	1.00	1.00	
	コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	ϵ'_{csd}		0.0001	0.00015	0.00015	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400	400	
	C_d	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値	C_d	kg/m ³	0.936	1.662	0.887
		コンクリート表面における塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	13.00	13.00	13.00
飛沫帯 or 汀線からの距離				飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	
汀線からの距離			km	0	0	0	
鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数		γ_{cd}		1.3	1.3	1.3	
耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値		c_d		143.5	123.5	142.0	
かぶり		c		143.5	123.5	142.0	
塩化物イオンの侵入に対する耐用年数		t	年	30	30	30	
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00	
	評価値			0.51	0.90	0.48	
	評価結果			OK	OK	OK	

9 安定性の評価

9.1 検討概要

供用時における放水立坑（下流水槽）の浮上がりについて、以下の式にて検討を行う。

$$F_s = W / U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水)の単位体積重量 (kN/m³)

9.2 検討条件

放水立坑（下流水槽）の浮上がりに対する検討条件を下記に示す。

浮力に対する必要安全率	Fa=1.20
外水位	T.P.+2.50m (GL±0.0m)
内水位	T.P.-0.78m (LWL)

9.3 評価結果

放水立坑（下流水槽）に作用する浮力 U を表 2.14.1.5-19 に示す。

表 2.14.1.5-19 放水立坑（下流水槽）に作用する浮力

躯体外寸(地下水面下)				体積	単重	浮力
				∑V _w	γ _w	∑U
浮力算出	L	B	hw	①	②	①×②
	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)
	12.400	7.000	16.400	1,423.52	10.3	14,662

また、放水立坑（下流水槽）の躯体コンクリートおよび内水の体積を表 2.14.1.5-20 に示す。

表 2.14.1.5-20 放水立坑（下流水槽）の体積および内水容量

	L	B	H	外寸 V
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
I.外寸 V	12.400	7.000	18.400	1,597.1
II.控除	a	b	h	ΔV
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
水 槽	10.000	4.600	17.200	791.2
上流水槽との 接続部	8.300	1.200	2.000	19.9
棲壁開口部	1.475	1.475	3.141	8.2
控除計				819.3
躯体コンクリート	I-II+III		ΣVc=(外寸 V-ΔV)	777.8

	a	b	h	ΔV
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
内 水	10.000	4.600	11.92	548.3

以上より、放水立坑（下流水槽）について、供用時の浮上がり照査結果を表 2.14.1.5-21 に示す。照査結果より安全率を満たすことを確認した。

表 2.14.1.5-21 浮上がり照査結果

躯体重量	ΣV	γ	ΣWc	Fs	
	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)	(ΣWc/ΣU)	
	777.8	24.5	19,056	1.68	
水重量	548.3	10.3	5,647		
				Fsa=	1.20

以上

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水トンネル）

1. 設計概要

放水トンネルは、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、長期・短期の各部位の安全性を照査する。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

2. 設計検討ケース

2.1 長期

長期の検討における検討ケースは、施工時と供用時の2ケースである。考慮する荷重は、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、内水圧（波浪含む）、外水圧（波浪含む）である。放水トンネル内に水が存在している状態における部材の設計を行う。

2.2 短期

短期の検討における検討ケースは、施工時と供用時の2ケースである。施工時に考慮する荷重は、放水トンネル内に水が存在していない状態を想定しているため、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、外水圧（波浪含む）、地震時水平土圧、慣性力、動水圧である。

また、供用時に考慮する荷重は、放水トンネル内に水が存在する状態を想定しているため、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、内水圧（波浪含む）、外水圧（波浪含む）、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮している。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水トンネルに用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリート（普通ポルトランドセメント、高炉セメント B 種）とし、設計基準強度は 42N/mm^2 とする。鉄筋は SD345 とする。各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.6-1、表 2.14.1.6-2 に示す。

表 2.14.1.6-1 コンクリートの許容応力度*

設計基準強度 (N/mm ²)	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
42	16	0.73	24	1.095

※：トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [シールド工法編]・同解説，2016年制定，(社)日本下水道協会，P.77 以下，「トンネル標準示方書」と記す。

表 2.14.1.6-2 鉄筋の許容応力度*

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

※：トンネル標準示方書 P.78

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数および単位体積重量を表 2.14.1.6-3 に示す。

表 2.14.1.6-3 土質定数

層数	土質	単位体積重量 γ (kN/m ²)	水中単位体積重量 γ' (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E0 (kN/m ²)
1	砂質土	18.0	8.0	0	30.0	17700
2	砂岩	18.4	8.4	0	38.6	94400
3	泥岩	17.1	7.1	1500	0	506000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.6-4 に示す。

表 2.14.1.6-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
地盤	表 2.14.1.6-3 参照
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を下に示す。

外水位	発進部	T.P. ±0.000m
	最深部	T.P.+0.757m(H.W.L ^{※1}) T.P. -0.778m(L.W.L ^{※2})
内水位	発進部	T.P.+6.400m ^{※3}
		T.P.+9.300m ^{※4}
	最深部	T.P.+6.400m ^{※3}
		T.P.+9.300m ^{※4}

※1：朔望平均干潮面

※2：朔望平均満潮面

※3：50年確率の有義波高から求めた内水位

※4：50年確率の最大波高から求めた内水位

3.5 荷重条件

3.5.1 荷重の組み合わせ

断面力照査を実施する際の荷重条件を表 2.14.1.6-5 に示す。なお、短期については、施工時と供用時の2ケースを想定した。施工時は、内水圧が作用しないため短期の安全性では最も厳しい荷重条件となる。供用時は、工事が完成した以降の満水時を想定した。

表 2.14.1.6-5 荷重条件

検討荷重	長期(施工時)	長期(供用時)	短期(施工時)	短期(供用時)
自重	○	○	○	○
載荷荷重	○	○	○	○
土圧	○	○	○	○
内水圧(波浪含む)		○		○
外水圧(波浪含む)	○	○	○	○
地震時慣性力			○	○

3.5.2 自重

自重は、覆工の図心線に沿って分布する鉛直荷重とする。

$$g = \frac{w}{\pi \cdot Dc \cdot b}$$

ここで、

g: リングの単位面積当たりの自重(kN/m²)

w: リング 1 リング分の重量(kN)

Dc: リングの図心直径(m)

b: 覆工板幅(m)

3.5.3 載荷荷重

発進立坑部では、載荷荷重 10kN/m² を考慮する。

放水トンネル最深部では、載荷荷重を考慮しない。

3.5.4 土圧

3.5.4.1 鉛直方向土圧

土圧は、最大土圧、最小土圧の 2 ケースについて行う。土圧の算定は、「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [シールド工法編]・同解説, 2016 年制定, (社)日本下水道協会」によると、土と水を分離して取り扱う考え方(土水分離), と水を土の一部として包含する考え方(土水一体)とがあり、一般的に、土水分離は砂質土において、土水一体は粘性土において採用される傾向にあるが、自律性が高い硬質粘土や固結シルトでは土水分離として取り扱うことがある、とされている。

放水トンネルがシルト系の岩盤に設置されることから土水分離地盤とみなし、テルツァーギ(Terzaghi)の緩み土圧算定式により、緩み土圧を算出する。この緩み土圧から換算緩み高さ h を求め、次のとおりに最大土圧を決める最大換算ゆるみ高さおよび、最小土圧を決める最小換算ゆるみ高さを決定する。図 2.14.1.6-1 に換算緩み高さと緩み土圧の関係を示す。

$0 \leq h \leq 2D$ のとき、最大換算緩み高さ: $2D$ ^{※1}, 最小換算緩み高さ: $0.175D$ ^{※2}

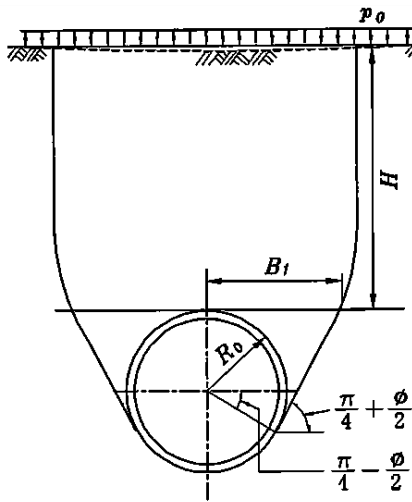
$2D < h$ のとき、最大換算緩み高さ: h, 最小換算緩み高さ: $0.175D$

※1: 「シールド工事事用標準覆工板, 2001 年改訂, (社)日本下水道協会」

以下, 「標準覆工板」と記す

※2: 内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き, 1999 年, (財)先端建設技術センター 編

以下, 「内水圧の手引き」と記す



$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \varphi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1}) + p_0 \cdot e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

σ_v : Terzaghi の緩み土圧

K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比(通常 $K_0=1$ としてよい)

φ : 土の内部摩擦角

p_0 : 上載荷重

γ : 土の単位体積重量

c : 土の粘着力

ただし、 p_0/γ が H に比べ小さい場合には下記の式によってよい。

$$\sigma'_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \varphi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1})$$

図 2.14.1.6-1 換算緩み高さと緩み土圧

放水トンネルの発進部および最深部の換算緩み高さを以下のとおり算出した。緩み土圧の算定結果を表 2.14.1.6-6.1 および表 2.14.1.6-6.2 に示し、換算緩み高さを表 2.14.1.6-7 に示す。

(a) 発進立坑部

表 2.14.1.6-6.1 発進部 緩み土圧の算定結果

緩み土圧 σ_v の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 γ_i (kN/m ³)	内部摩擦 ϕ_i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 σ_{vi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	5.080	8.000	30	0	10.000	27.089
2	2.000	8.400	38.6	98	27.089	0.000
3	4.856	7.100	31.7	502	0.000	0.000

緩み土圧 $\sigma_v = 0.000$ (kN/m²)

緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

○ σ_v より算定される緩み高さ: $h_0 = 0.000$ (m)

(b) 最深部

表 2.14.1.6-6.2 最深部 緩み土圧の算定結果

緩み土圧 σ_v の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 γ_i (kN/m ³)	内部摩擦 ϕ_i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 σ_{vi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	1.650	8.000	30	0	0.000	10.986
2	5.500	8.000	30	0	10.986	28.078
3	5.900	7.100	31.7	502	28.078	0.000

緩み土圧 $\sigma_v = 0.000$ (kN/m²)

緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

○ σ_v より算定される緩み高さ : $h_0 = 0.000$ (m)

表 2.14.1.6-7 緩み土圧と換算緩み高さの計算結果

	緩み土圧 σ_v (kN/m ²)	換算緩み高さ h (m)
発進部	0.00	0.00
最深部	0.00	0.00

発進部、最深部どちらも緩み土圧は、0.00kN/m² となるため、最大土圧は 2D、最小土圧は 0.175D となる。

3.5.4.2 水平方向(側方)土圧

側方土圧係数(λ)および地盤反力係数(k)

側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k は、「トンネル標準示方書」より決定する。

表 2.14.1.6-8 側方土圧係数(λ)および地盤反力係数(k)

(出典：「トンネル標準示方書」 P55 より)

土水の扱い	土の種類	λ	k (MN/m ³)	N値による目安
土水分離	非常によく締まった砂質土	0. 35~0. 45	30~50	30 \leq N
	締まった砂質土	0. 45~0. 55	10~30	15 \leq N<30
	緩い砂質土	0. 50~0. 60	0~10	N<15
	固結した粘性土	0. 35~0. 45	30~50	25 \leq N
	硬い粘性土	0. 45~0. 55	10~30	8 \leq N<25
	中位の粘性土	0. 45~0. 55	5~10	4 \leq N<8
土水一体	中位の粘性土	0. 65~0. 75	5~10	4 \leq N<8
	軟らかい粘性土	0. 65~0. 75	0~5	2 \leq N<4
	非常に軟らかい粘性土	0. 75~0. 85	0	N<2

シールド通過土層は、泥岩層(N=202)となり、上表の固結した粘性土となることから土水分離地盤となり、側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k は、それぞれ以下の値となる。

$$\lambda=0.35$$

$$k=50(\text{MN}/\text{m}^3)$$

3.5.5 内水圧

内水圧は下記の式に従い算出する。

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot h_{wi}$$

ここに、 P_{wo} : 内水圧 [kN/m²]

γ_w : 水の単位体積重量 [kN/m³]

h_{wi} : 水深 [m]

水深 h_{wi} を求めるために、再現期間 50 年における有義波高および再現期間 50 年における最大波高から内水位を決定した。表 2.14.1.6-9.1 に 50 年確率の有義波高から求めた内水位と放水トンネル躯体までの水深、表 2.14.1.6-9.2 に 50 年確率の最大波高から求めた内水位と放水トンネル躯体までの水深を示す。なお、放水トンネル躯体までの水深とは、海水面から放水トンネル躯体までの鉛直方向の距離を言う。

表 2.14.1.6-9.1 50 年確率の有義波高から求めた内水位と水深

	放水トンネル躯体 の水深(m)	50 年確率の有義波 高から求めた内水位 (m)	水深 h_{wi} (m)
発進部	T.P.-9.436	T.P.+6.400	15.836
最深部	T.P.-24.270m		30.670

表 2.14.1.6-9.2 50 年確率の最大波高から求めた内水位と水深

	放水トンネル躯体 の水深(m)	50 年確率の最大波 高から求めた内水位 (m)	水深 h_{wi} (m)
発進部	T.P.-9.436	T.P.+9.300	18.736
最深部	T.P.-24.270m		33.570

3.5.6 外水圧

外水圧は、福島第一原子力発電所 7/8 号機環境影響評価書(H12.12)に基づき以下の潮位により設定した。

発進立坑部：G.L.±0.00m

海底トンネル部 L.W.L：T.P. -0.778 m

海底トンネル部 H.W.L：T.P. + 0.757 m

3.5.7 短期荷重

地震動は「下水道施設の耐震対策指針と解説-2014 年版」,「共同溝設計指針」および「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に準拠し設定した。

なお、放水トンネルの発進部および最深部の応力度照査を、耐震 C クラス (設計水平震度 $K_h=0.2$)により行った結果、共同溝設計指針に準拠した場合よりも作用応力度/許容応力度が小さくなった。よって、安全側の検討として共同溝設計指針に準拠した地震時の検討を以下で示す。

共同溝設計指針に基づく地震力の算定方法の概要を下記に示す。地震力 q_k および q_j は、法線方向と接線方向に対し各々の地盤ばね定数を乗ずることで求める。

$$a) \text{法線方向地震力 } q_k = \Delta U \cdot \sin\theta \cdot ds \cdot K_h \text{ (kN/m)}$$

$$b) \text{接線方向地震力 } q_j = \Delta U \cdot \cos\theta \cdot ds \cdot K_s \text{ (kN/m)}$$

地盤の応答変位は、次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

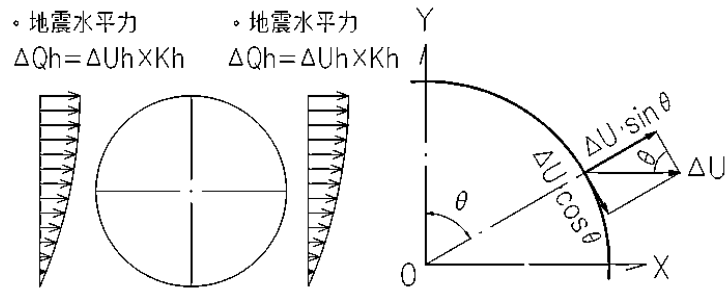


図 2.14.1.6-2 地震時水平荷重と分力イメージ

a) 地震時水平変位 $U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$

b) 法線方向成分 = $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)

c) 接線方向成分 = $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)

ここで、

S_V : 設計応答速度 (m/s)

T_S : 地盤の固有周期 (s)

Z : トンネル中心までの深さ (m)

H : 表層地盤までの層厚 (m)

d_s : フレームモデルにおける 1 要素の長さ (m)

k_h : 法線方向地盤ばね定数 (kN/m)

k_s : 接線方向地盤ばね定数 (kN/m)

以下では、上記のパラメータのうち、 S_V , T_S , K_h , K_s の算定方法を示す。

3.5.7.1 S_v の求め方

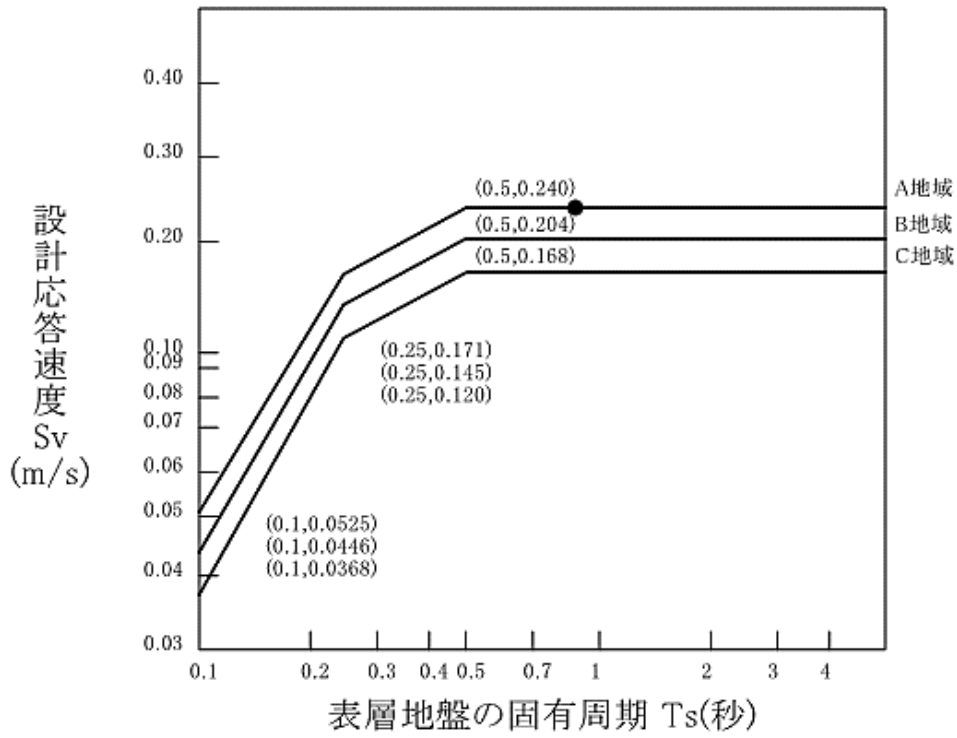


図 2.14.1.6-3 設計応答速度と表層地盤の固有周期

図 2.14.1.6-3 によって S_v を求める。このうち、地域区分は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に準拠し、図 2.14.1.6-4 より、福島県の地域区分を A2 とした。

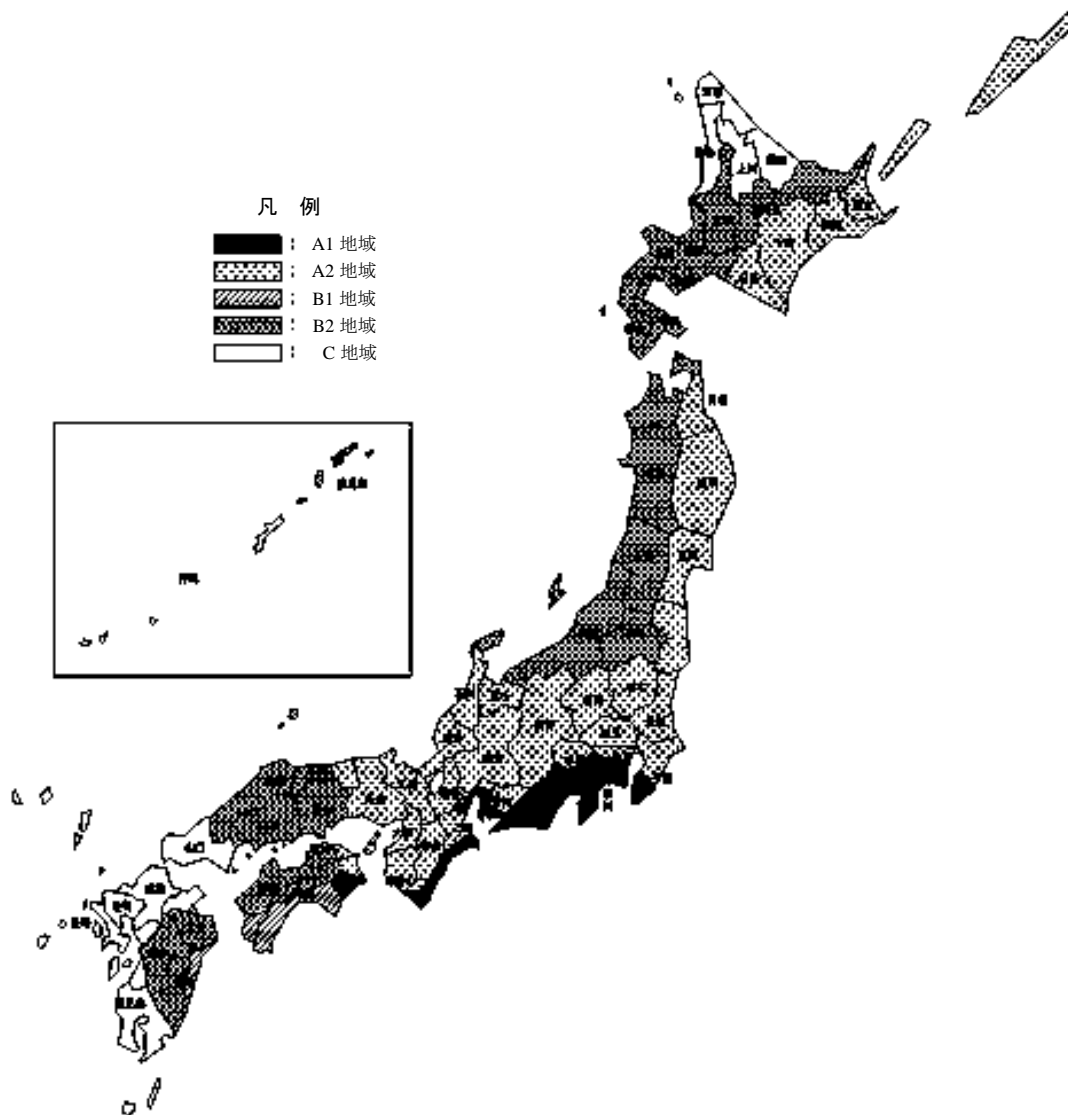


図 2.14.1.6-4 地域区分

3.5.7.2 T_s の求め方

T_s は地盤の特性値 T_G により下式で表わされる。

$$T_s = 1.25 \cdot T_G$$

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに

T_G : 地盤の特性値(sec)

H_i : i 番目地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度(m/sec)

平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/sec) は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」平成 24 年 3 月に基づき下式より求めた。

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面※まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号

※: 基盤面と工学的基盤面

基盤面位置: 耐震設計における工学基盤面は、耐震設計上振動するとみなす地盤下部に存在する十分堅固でかつ対象地点に共通する広がりや安定した層厚を持つ地盤上面を指し、当該地盤調査及び土質試験結果に基づき設定するものであるが、一般には以下の条件により規定される。

工学基盤面: 粘性土の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は N 値が 50 以上の地層の上面もしくは、せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。(※ 基盤面のせん断弾性波速度 300m/s とは、上式の粘土の場合の $N=25$ の時及び、砂質土の $N=50$ を当てはめた場合の数値) なお、「トンネルライブラリー 第 9 号開削トンネルの耐震設計」-土木学会では、さらに『開削トンネルがこのような硬い地盤の中に構築されることもあるが(上記に示す基盤条件を満足する地層を示す)その場合の基盤面はトンネルの下スラブから少なくとも 5m 以上下方を基盤面とする必要がある』と示している。

3.5.7.3 K_h , K_s の求め方

図-に示すフレームモデルのとおり、 K_h および K_s を設定する。地盤ばねおよび地震力については、法線-接線方向モデルとして扱い、周面せん断力も考慮する。

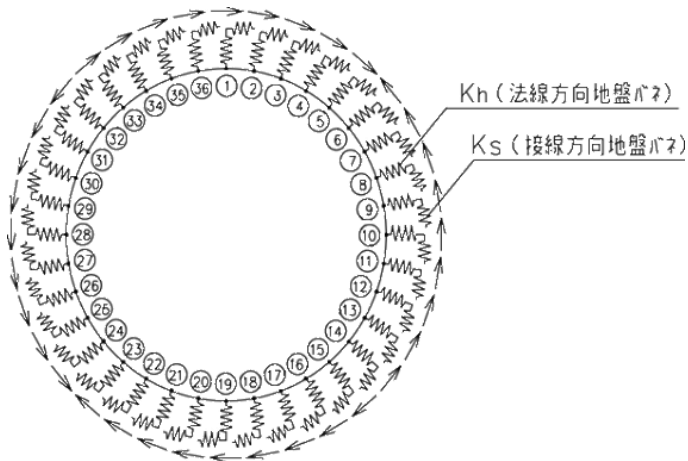


図 2.14.1.6-5 短期断面力算定フレームモデル

各節点の地盤ばね定数 K_h , K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / ((1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_c)$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここで、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

R_c : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \cdot G_s$$

G_s : 次項より, 85407.000 (KN/m²)

表層地盤の動的ポアソン比は、次式により求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 0 (m)

H_g : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)

なお ν_{D1} , ν_{D2} は一般に表 2.14.1.6-10 の値をとる。

表 2.14.1.6-10 動的ポアソン比の一般値

地層	vD	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

動的せん断変形係数 G_s の算定 γ_{teq}

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

$$\therefore V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 49.066}{0.891} = 220.3 \text{ (m/sec)}$$

$$\therefore G_s = \frac{17.246}{9.8} \cdot 220.3^2 = 85,407 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで,

G_s	: 動的せん断変形係数	(kN/m ²)
g	: 重力加速度	9.8 (m/sec ²)
V_{DS}	: 表層地盤のせん断弾性波速度	(m/sec)
H	: 表層地盤の厚さ	49.066 (m)
T_s	: 表層地盤の固有周期	0.891 (sec)
γ_{teq}	: 表層地盤の換算単位体積重量	(kN/m ³)

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} = \frac{846.201}{49.066} = 17.246 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

表 2.14.1.6-11 表層地盤の換算単位面積重量

層	土質	各層厚 H _i (m)	土の単位 体積重量 γ _{ti} (kN/m ³)	γ _{ti} ・H _i
1	砂質土	5.080	18.000	91.440
2	砂岩	2.000	18.400	36.800
3	泥岩	41.986	17.100	717.961
	合計			846.201

3.6 主断面の設計

3.6.1 主断面の応力状態の判定

コンクリート覆工板の主断面決定の設計計算は、断面に生じる応力状態が全断面圧縮状態か、もしくは、曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合になるかによって異なり、これを偏心管軸方向圧縮力が心外になるか、心内になるかで判定する。

応力状態判定式

$K_i \geq f$ 全断面圧縮状態

$K_i < f$ 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生ずる状態

ただし、

$$K_i = \frac{I_i}{A_i \cdot (h - u)}$$

$$A_i = B \cdot h + n \cdot (A_s + A_{s'})$$

$$u = (0.5 \cdot B \cdot h^2 + n \cdot (A_s \cdot d + A_{s'} \cdot d')) / A_i$$

$$I_i = B \cdot (u^3 + (h - u)^3) / 3 + n \cdot (A_s \cdot (d - u)^2 + A_{s'} \cdot (u - d')^2)$$

$$e = M / N$$

$$f = u - \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

ここで、

A_i	： 換算等値断面積	(mm ²)
B	： 覆工板幅	(mm)
u	： 軸力側の縁側から換算等値断面の図心までの距離	(mm)
h	： 覆工板厚	(mm)
I_i	： 換算等値面積の断面二次モーメント	(mm ⁴ /Ring)
e	： 重心より軸力作用位置までの距離	(mm)
n	： ヤング係数比	
A_s	： 引張側鉄筋量	(cm ²)
$A_{s'}$	： 圧縮側鉄筋量	(cm ²)
d	： 引張側有効高	(mm)
d'	： 圧縮側有効高	(mm)
M	： 正の曲げモーメント	(kN・m)
N	： 正の曲げモーメント位置軸力	(kN)

3.6.2 主断面の応力算定式

1) 全断面圧縮状態 ($K_i \geq f$ の場合)

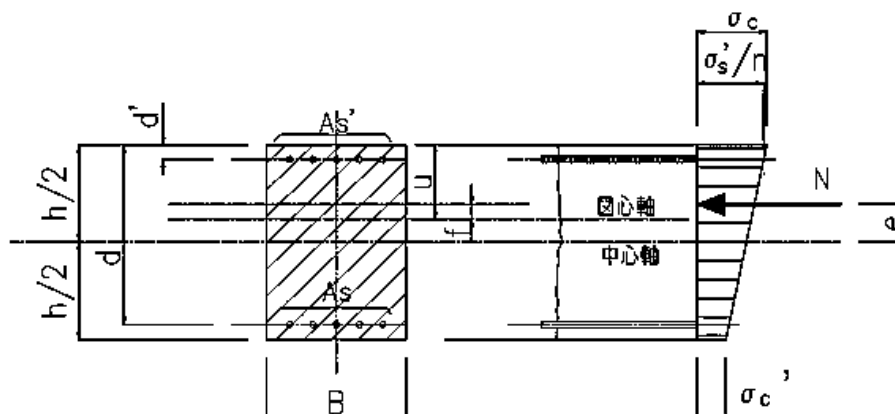


図 2.14.1.6-6.1 全断面圧縮状態の応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} \cdot u \leq \sigma_{ca}$$

ただし、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_c : コンクリート最大圧縮応力度 (N/mm²)

2) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 ($K_i < f$ の場合, $N \neq 0$ の場合)

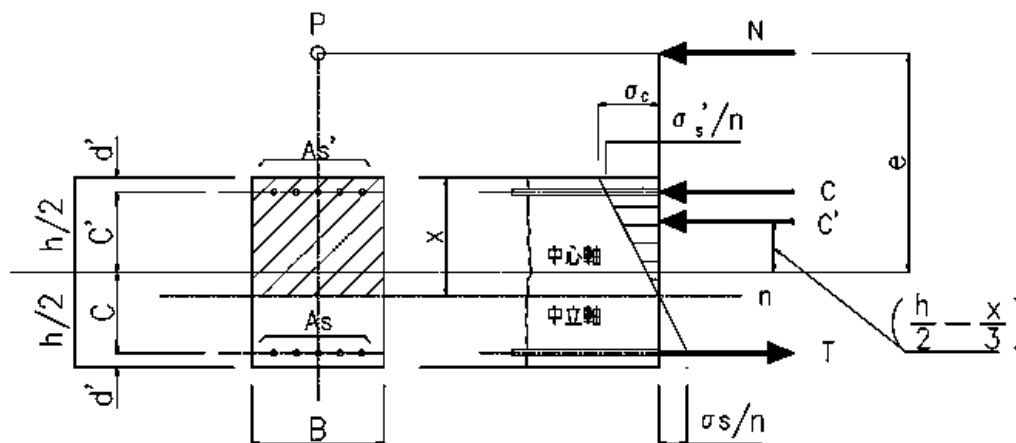


図 2.14.1.6-6.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\chi^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \chi^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) + As' \cdot (e - C'))$$

$$\cdot \chi - (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) \cdot (C + h/2) + As' \cdot (e - C') \cdot (h/2 - C')) = 0$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (h/2 - \chi/3) + (n \cdot As' / \chi) \cdot C' \cdot (C' - h/2 + \chi) + (n \cdot As / \chi) \cdot C \cdot (C + h/2 - \chi)} \leq \sigma_{cs}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot (C + \frac{h}{2} - \chi) \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{s'} = \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot (C' - \frac{h}{2} + \chi) \leq \sigma_{sa}$$

3) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 (Ki < f の場合, N = 0 の場合)

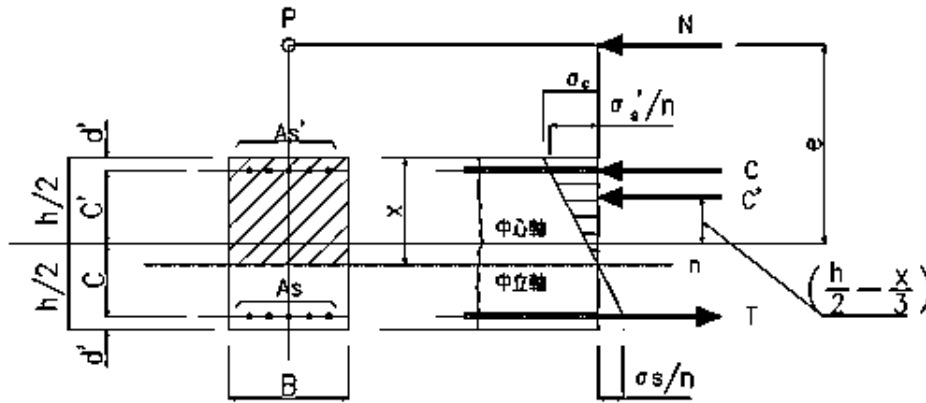


図 2.14.1.6-6.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\chi = -n \cdot \frac{(As + As')}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (As + As')}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot As + d' \cdot As')}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (d - \chi / 3) + n \cdot As' \cdot (\chi - d' / \chi) \cdot (d - d')} \leq \sigma_{cs}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - \chi}{\chi} \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{s'} = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{\chi - d'}{\chi} \leq \sigma_{sa}$$

ここで,

χ : 圧縮側縁から中立軸までの距離 (mm)

C : 覆工板厚中心から引張鉄筋までの距離 (mm)

C' : 覆工板厚中心から圧縮鉄筋までの距離 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

$\sigma_{s'}$: 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)

4) せん断力に対する設計

a) せん断応力度 τ_c は,

$$\tau_c = \frac{1.15 \cdot Q_{\max}}{B \cdot d} \leq \tau_u$$

ここで, Q_{\max} : 最大せん断力(kN)

3.7 解析モデル

構造設計は, 下図に示すような覆工板(放水トンネルを構成する2次製品の鉄筋コンクリート製の部材)を組み立てたリング状の断面を骨組構造にモデル化して解析する。

覆工板およびリングの概要図を図 2.14.1.6-7.1 に, 解析モデルの骨組み図を図 2.14.1.6-7.2 に示す。解析モデルにおいて1リングを36の要素に分割し, 断面力を算出する。

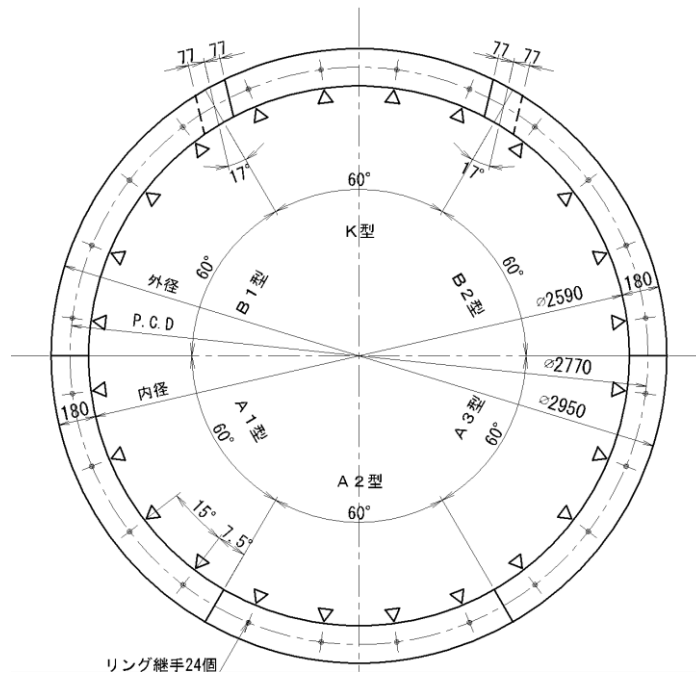


図 2.14.1.6-7.1 覆工板およびリング概要図

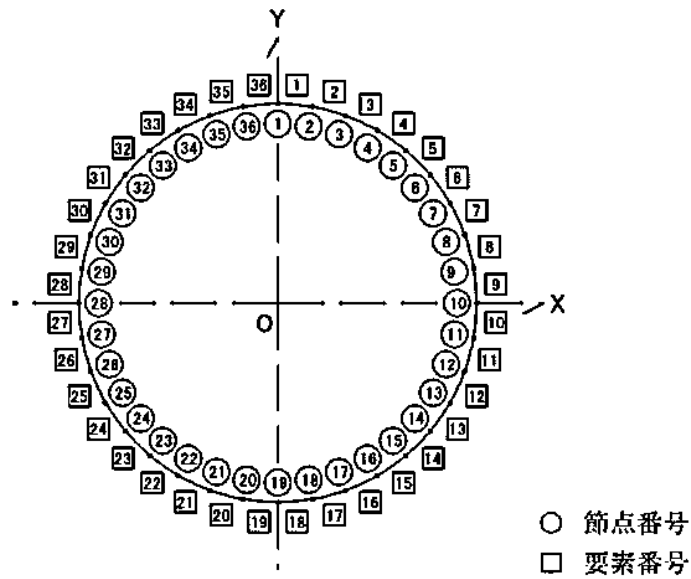


図 2.14.1.6-7.2 解析モデル（骨組み）

なお、放水トンネルは、覆工板をシールドマシン内部においてリング状に組み立て、リング同士を放水トンネルの延長方向に連結させることで構築される。覆工板同士およびリング同士は、予め覆工板に内挿されている機械式継手（覆工板同士を繋ぐ継手を覆工板継手、リング同士を繋ぐ継手をリング継手と呼ぶ）により連結する構造である。この継手の影響を下記の通り考慮している。

リング同士を接続するリング継手による剛性の低下を考慮し、曲げ剛性の有効率 η を与えた剛性一様なリングとした。また、覆工板同士は千鳥に組むことにより、リング継手の存在による剛性の低下を補うことができるが、覆工板に発生する曲げモーメントは、すべてがリング継手を通じて伝達されず、その一部はリング継手のせん断剛性により千鳥に組まれた隣り合う覆工板に伝達する。この曲げモーメントの一部の負担分を、曲げモーメントの割増率 ζ として与えた。また、内水圧によって生じる覆工板への影響を適切に評価するため地盤ばねを配置したモデルとした。曲げ剛性の有効率 η および曲げモーメントの割増率 ζ を表2.14.1.6-12に示す。

表 2.14.1.6-12 曲げ剛性の有効率 η および曲げモーメントの割増率 ζ

曲げ剛性の有効率 η	曲げモーメントの割増率 ζ
0.80	0.25

4. 検討ケース

検討ケースは表 2.14.1.6-13 のとおり。なお、短期は、空水時(施工時)がクリティカルケースとなるため表 2.14.1.6-13 に記載以外の検討ケースは省略した。これは、内水圧が作用する供用時は、内水圧が短期慣性力を低減させる方向に働くため、内水圧が作用する場合は見かけ上の水平力が大きくなり、クリティカルケースとならないためである。

表 2.14.1.6-13 検討ケース

検討部位	荷重パターン	トンネルの状態	土圧	外水位
覆工板 (発進部)	長期	空水時	2D	G.L.±0.00
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
	短期	空水時	0.175D	
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
覆工板 (最深部)	長期	空水時	2D	H.W.L(T.P.+0.757m)
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		L.W.L(T.P.-0.778m)
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
	短期	空水時	0.175D	H.W.L(T.P.+0.757m)
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		L.W.L(T.P.-0.778m)
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
短期	空水時	2D	H.W.L(T.P.+0.757m)	
		0.175D	L.W.L(T.P.-0.778m)	

5. 評価結果

発進部および最深部のクリティカルケースを表 2.14.1.6-14 に示す。また、放水トンネルの表-2.14.1.6-13 に示す長期の各検討ケースにおいて、発進部および最深部の照査結果（最大作用応力、作用応力/許容応力の比）を表 2.14.1.6-15.1, 表 2.14.1.6-15.2, 表 2.14.1.6-16, 表 2.14.1.6-17.1, 表 2.14.1.6-17.2, 表 2.14.1.6-18 に示す。

それぞれのケースにおける長期荷重に対して、各検討部位の作用応力が許容応力度以内であることを確認した。

表 2.14.1.6-14 覆工板のクリティカルケース

検討部位	荷重 ケース	対象材料	応力	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
覆工板 (発進部)	長期	鉄筋	曲げ モーメント	78	200	0.39
覆工板 (最深部)	長期	鉄筋	曲げ モーメント	91	200	0.46

表 2.14.1.6-15.1 発進部・土被り 2D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	2D	空水時	G.L. ± 0.00m	M+	2.9	-	-	0.18	-	-
				M-	2.3	-	-	0.14	-	-
				Smax	1.6	-	0.09	0.10	-	0.12
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m))		M+	4.2	64.1	-	0.26	0.32	-
				M-	4.2	65.6	-	0.26	0.33	-
				Smax	0.4	5.6	0.13	0.03	0.03	0.18
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)		M+	4.2	73.9	-	0.26	0.37	-
				M-	4.3	78.4	-	0.27	0.39	-
				Smax	0.3	15.9	0.13	0.02	0.08	0.18

表 2.14.1.6-15.2 発進部・土被り 0.175D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	0.175D	空水時	G.L. ± 0.00m	M+	1.2	-	-	0.08	-	-
				M-	1.1	-	-	0.07	-	-
				Smax	1.0	-	0.03	0.06	-	0.04
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m))		M+	1.2	27.5	-	0.08	0.14	-
				M-	1.2	29.8	-	0.08	0.15	-
				Smax	0.2	14.2	0.04	0.01	0.07	0.05
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)		M+	1.1	37.7	-	0.07	0.19	-
				M-	1.2	43.1	-	0.08	0.22	-
				Smax	0.0	23.2	0.04	0.00	0.12	0.05

表 2.14.1.6-16 発進部における
覆工板の応力度照査結果【短期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの 状態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コンク リート	鉄筋	せん断
短期	2D	空水時	G.L. ±0.00m	M+	6.2	45.9	0.014	0.26	0.15	0.01
				M-	6.4	41.7	0.054	0.27	0.14	0.05
				Smax	1.2	15.0	0.235	0.05	0.05	0.21
	0.175D			M+	5.7	46.5	0.022	0.24	0.16	0.02
				M-	5.6	37.3	0.070	0.23	0.12	0.06
				Smax	1.6	16.5	0.206	0.07	0.06	0.19

表 2.14.1.6-17.1 最深部・土被り 2D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん断
長期	2D	空水時	H.W.L	M+	3.4	-	-	0.21	-	-
				M-	3.0	-	-	0.19	-	-
				Smax	2.4	-	0.09	0.15	-	0.12
			L.W.L	M+	3.3	-	-	0.21	-	-
				M-	2.9	-	-	0.18	-	-
				Smax	2.3	-	0.09	0.14	-	0.12
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)	M+	4.1	73.4	-	0.26	0.37	-	
			M-	4.1	78.2	-	0.26	0.39	-	
			Smax	0.2	17.3	0.12	0.01	0.09	0.16	
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)	M+	4.0	83.2	-	0.25	0.42	-	
			M-	4.2	91.0	-	0.26	0.46	-	
			Smax	0.0	26.6	0.12	0.00	0.13	0.16	

表 2.14.1.6-17.2 最深部・土被り 0.175D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	0.175D	空水時	H.W.L	M+	2.1	-	-	0.13	-	-
				M-	2.0	-	-	0.13	-	-
				Smax	1.8	-	0.03	0.11	-	0.04
			L.W.L	M+	2.0	-	-	0.13	-	-
				M-	1.9	-	-	0.12	-	-
				Smax	1.7	-	0.03	0.11	-	0.04
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)	M+	0.7	34.2	-	0.04	0.17	-	
			M-	1.0	41.2	-	0.06	0.21	-	
			Smax	0.0	24.9	0.03	0.00	0.12	0.04	
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)	M+	0.4	44.3	-	0.03	0.22	-	
			M-	1.0	54.6	-	0.06	0.27	-	
			Smax	0.0	36.7	0.03	0.00	0.18	0.04	

表 2.14.1.6-18 最深部における
覆工板の応力度照査結果【短期】

荷重 ケース	土被り	トンネル の状態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コンク リート	鉄筋	せん断
短期	2D	空水時	H.W.L (T.P.+0.757m)	M+	7.0	40.3	0.092	0.29	0.13	0.08
				M-	6.8	44.9	0.071	0.28	0.15	0.06
				Smax	1.8	25.0	0.270	0.08	0.08	0.25
	0.175D		L.W.L (T.P.-0.778m)	M+	6.7	37.1	0.029	0.28	0.12	0.03
				M-	6.2	42.7	0.041	0.26	0.14	0.04
				Smax	1.7	23.5	0.246	0.07	0.08	0.22

表 2.14.1.6-14 に示したケースについて検討内容の詳細を以下で示す。

6. 長期の詳細検討内容

6.1 検討条件

(a)発進部・土被り 2D の場合

6.1.1.1 荷重算定についての地盤の分類

覆工板の荷重算定における地盤の分類は、土質学上の土の分類とは異にし、原則的に次の区分によるものとする。

- ・土水一体地盤 : 土圧と水圧を一体として考える。
- ・土水分離地盤 : 土圧と水圧を分離して考える。

6.1.1.2 鉛直土圧の考え方

- ・土水一体地盤 : 全土被り重量
- ・土水分離地盤 : 土被りが覆工板外径 D_0 の 2 倍以下 ($2D_0 \geq H_0$) ……全土被り重量
土被りが覆工板外径 D_0 の 2 倍を超える ($2D_0 < H_0$) ……Terzaghi
の緩み土圧

但し、緩み土圧を緩み高さに換算したとき、これが覆工板外径の 2 倍以下の場合には、緩み高さは 2 倍以下になることはないものとし、2 倍を下限とする。図 2.14.1.6-8 に発進部かつ土被り 2D の地盤条件を示す。

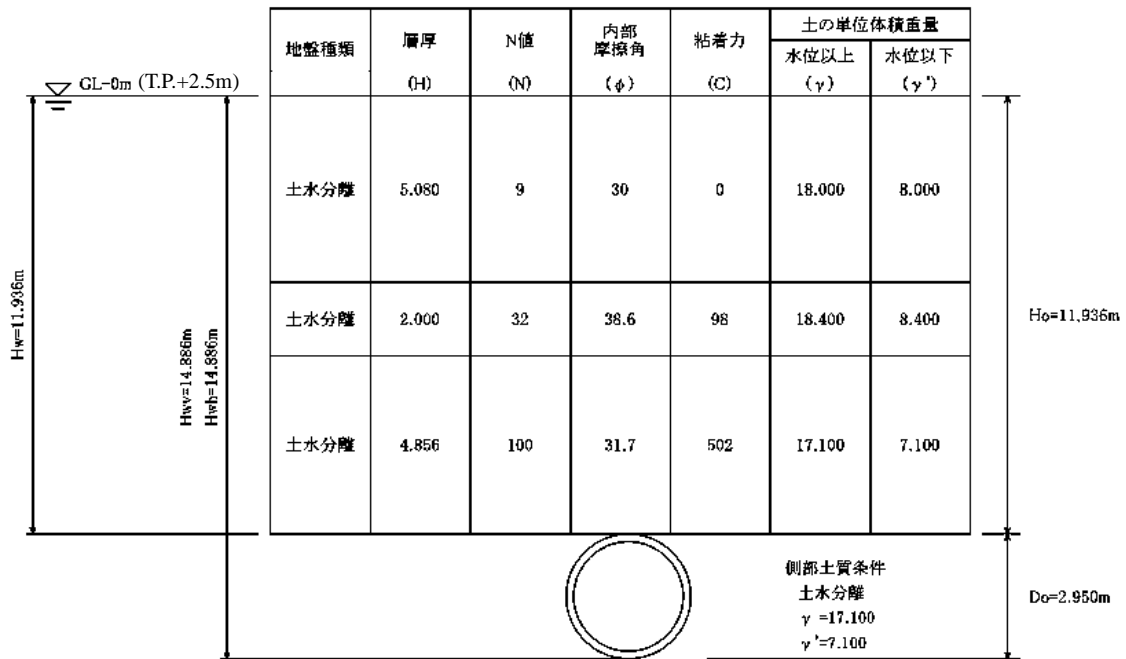


図 2.14.1.6-8 地盤条件

6.1.1.3 側方土圧係数λ及び地盤反力kの選定

側方土圧係数λ及び地盤反力係数kについては、表 2.14.1.6-19 に示す「標準覆工板」ならびに表 2.14.1.6-20 に示す「トンネル標準示方書」に準じ、λ、kの組合せ表より選択する。

表 2.14.1.6-19 側方土圧係数(λ)と地盤反力係数(k)との組合せ

土水分離地盤の場合					土水一体地盤の場合				
k(MN/m ³)	10	20	40	80	k(MN/m ³)	0	2.5	5.0	10
λ					λ				
0.4			○	○	0.6			○	○
0.5	○	○	○	○	0.7	○	○	○	○
0.6	○	○	○	○	0.8	○	○	○	○
0.7	○	○			0.9	○	○		

表 2.14.1.6-20 側方土圧係数(λ)及び地盤反力係数(k)

地盤の分類	土の工学的分類	λ	k(MN/m ³)	N値による目安
土水分離地盤	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	30 ≤ N
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	15 ≤ N < 30
	ゆるい砂質土	0.50~0.60	0~10	N < 15
	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 ≤ N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 ≤ N < 25
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 ≤ N < 8
土水一体地盤	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	4 ≤ N < 8
	軟らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	2 ≤ N < 4
	非常に軟らかい粘性土	0.75~0.85	0	N < 2

※原則的に下水道協会の『シールド工事前標準覆工板』では表 2.14.1.6-19 の○印の組合せ数値で考えられている。

これより $\lambda = 0.35$

k = 50 (MN/m³) とする。

6.1.2 設計条件

6.1.2.1 上載荷重

6.1.2.1.1 活荷重

管にかかる活荷重 $W_0 = 0.000$ (KN/m²) とする。

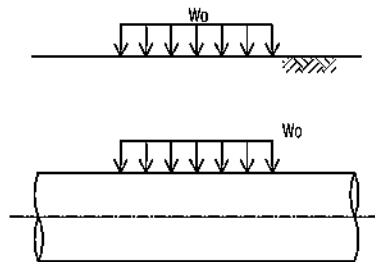


図 2.14.1.6-9 活荷重

6.1.2.1.2 死荷重

Terzaghi の緩み高さに考慮される死荷重 $P_0' = 10.000$ (KN/m²) とする。

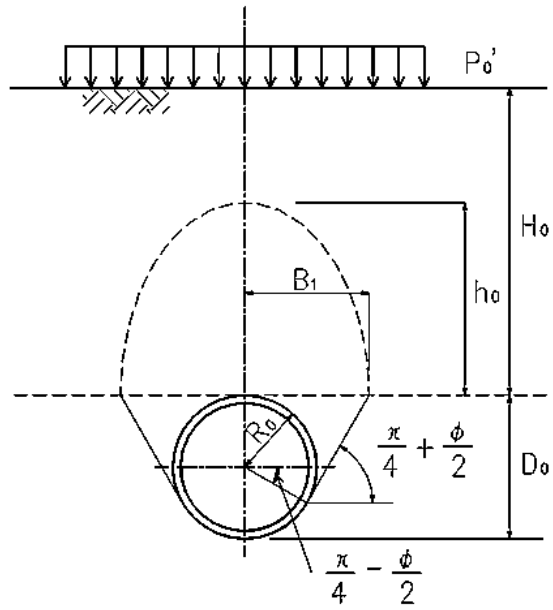


図 2.14.1.6-10 死荷重

6.1.3 土圧の算定

6.1.3.1 鉛直土圧

鉛直土圧については、土質が土水分離地盤であり、且つ $2 \times D_0 < H_0$ の条件を満たすため、Terzaghi の緩み土圧算定式により算出する。

6.1.3.2 多層地盤における緩み土圧 σ_v の算定

多層地盤における緩み土圧 σ_v は下式および図 2.14.1.6-11 によって算出する。結果を表 2.14.1.6-21 に示す。

$$\sigma_{v1} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_1 - C_1 / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_1} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1 / B_1}) + (P_0 + W_0) \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1 / B_1}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_2 - C_2 / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_2} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2 / B_1}) + \sigma_{v1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2 / B_1}$$

$$\sigma_{vi} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_i - C_i / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_i} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i / B_1}) + \sigma_{vi-1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i / B_1}$$

$$\sigma_v = \frac{B_1 \cdot (\gamma_n - C_n / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_n} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_n \cdot H_n / B_1}) + \sigma_{vn-1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_n \cdot H_n / B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot \left(\frac{\pi / 4 + \phi_v / 2}{2} \right)$$

$$= 1.475 \times \cot \left(\frac{\pi / 4 + 31.7^\circ / 2}{2} \right) = 2.512 \text{ (m)}$$

なお、内部摩擦角 $\phi=0$ の場合は

$\sigma_{vi} = (\gamma_i - C_i / B_1) \cdot H_i + \sigma_{vi-1}$ とする

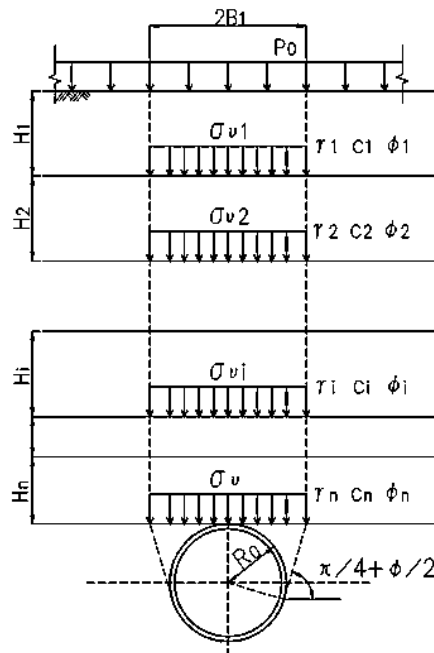


図 2.14.1.6-11 緩み土圧

表 2.14.1.6-21 緩み土圧の計算結果

緩み土圧 σ_v の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 γ_i (kN/m ³)	内部摩擦 ϕ_i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 σ_{vi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	5.080	8.000	30	0	10.000	27.089
2	2.000	8.400	38.6	98	27.089	0.000
3	4.856	7.100	31.7	502	0.000	0.000

緩み土圧 $\sigma_v = 0.000$ (kN/m²)

2D₀分の土圧 = 43.247 (kN/m²)

2D₀分の土圧 \geq 緩み土圧 \Rightarrow 鉛直土圧 $P_{SV} = 43.247$ (kN/m²) とする。

6.1.3.3 緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

σ_v より算定される緩み高さ : $h_0 = 0.000$ (m)

○地下水位以下の土水分離地盤層厚 = 11.936 (m)

○地下水位以下の土水一体地盤層厚 = 0.000 (m)

○管頂から地下水位までの距離 $H_w = 11.936$ (m)

6.1.4 設計荷重の算定

6.1.4.1 鉛直荷重 : PV1

○上載荷重 (活荷重) : $W_0 = 0.000$ (kN/m²)

○上載荷重 (死荷重) : $P_0 = 0.000$ (kN/m²)

○土圧: $P_{SV} = 43.247$ (kN/m²)

○水圧: $P_{wv} = \gamma W \cdot (H_{wv} - D_0)$

$$= 10.000 \times (14.886 - 2.950)$$

$$= 119.360 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\therefore P_{V1} = W_0 + P_0 + P_{SV} + P_{wv}$

$$= 0.000 + 0.000 + 43.247 + 119.360$$

$$= 162.607 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.1.4.2 頂部水平荷重 : P_{H1}

○上載荷重 (活荷重) : $W_H = \lambda \cdot W_0 = 0.35 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○上載荷重 (死荷重) : $P_H = \lambda \cdot P_0 = 0.35 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○土圧: $P_{Sh1} = \lambda \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 - R_C))$
 $= 0.35 \times (43.247 + 7.100 \times (2.950 / 2 - 1.3850))$
 $= 15.360 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○水圧: $P_{W1} = \gamma W \cdot (H_{Wh} - D_0 / 2 - R_C)$
 $= 10.000 \times (14.886 - 2.950 / 2 - 1.3850) = 120.260 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$\therefore P_{H1} = W_H + P_H + P_{Sh1} + P_{W1}$
 $= 0.000 + 0.000 + 15.360 + 120.260 = 135.620 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.1.4.3 底部水平荷重 : P_{H2}

○土圧: $P_{Sh2} = \lambda \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 + R_C))$
 $= 0.35 \times (43.247 + 7.100 \times (2.950 / 2 + 1.3850))$
 $= 22.244 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○水圧: $P_{W2} = \gamma W \cdot (H_{Wh} - (D_0 / 2 - R_C))$
 $= 10.000 \times (14.886 - (2.950 / 2 - 1.3850))$
 $= 147.960 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$\therefore P_{H2} = W_H + P_H + P_{Sh2} + P_{W2}$
 $= 0.000 + 0.000 + 22.244 + 147.960 = 170.204 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.1.4.4 自重による底部反力荷重 : P_g

覆工板の自重 (1m 当り) $w_g = 40.73 \text{ kN/m}$

したがって, 覆工板円周単位当り重量 : W_g は,

$$W_g = \frac{w_g}{2 \cdot \pi \cdot R_C} = \frac{40.73}{2 \times \pi \times 1.3850} = 4.680 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\therefore P_g = \pi \cdot W_g = \pi \times 4.680 = 14.703 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.1.4.5 頂部内水圧(T.P.+6.4m) : P_1

$$P_1 = \gamma W \cdot H_{Wi}$$

$$\begin{aligned}
 &= 10.000 \times 15.836 \\
 &= 158.360 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.6 水平上部内水压(T.P.+6.4m) : P2

$$\begin{aligned}
 P2 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 - RC) \\
 &= 10.000 \times (15.836 + 2.950 / 2 - 1.3850) \\
 &= 159.260 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.7 水平下部内水压(T.P.+6.4m) : P3

$$\begin{aligned}
 P3 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 + RC) \\
 &= 10.000 \times (15.836 + 2.950 / 2 + 1.3850) \\
 &= 186.960 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.8 底部内水压(T.P.+6.4m) : P4

$$\begin{aligned}
 P4 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0) \\
 &= 10.000 \times (15.836 + 2.950) \\
 &= 187.860 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.9 頂部内水压(T.P.+9.3m) : P1

$$\begin{aligned}
 P1 &= \gamma W \cdot HW_i \\
 &= 10.000 \times 18.736 \\
 &= 187.360 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.10 水平上部内水压(T.P.+9.3m) : P2

$$\begin{aligned}
 P2 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 - RC) \\
 &= 10.000 \times (18.736 + 2.950 / 2 - 1.3850) \\
 &= 188.260 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.11 水平下部内水圧(T.P.+9.3m) : P3

$$\begin{aligned}
 P3 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 + RC) \\
 &= 10.000 \times (18.736 + 2.950 / 2 + 1.3850) \\
 &= 215.960 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.4.12 底部内水圧(T.P.+9.3m) : P4

$$\begin{aligned}
 P4 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0) \\
 &= 10.000 \times (18.736 + 2.950) \\
 &= 216.860 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

6.1.5 曲げ剛性

曲げ剛性は下記の通り算出した。

表 2.14.1.6-22 曲げ剛性

項 目		単 位	諸 元 値	備 考
セグメント外径	D_0	mm	2950	
図心半径	R_c	mm	1385	
断面積	A	m^2	0.180000	
断面二次モーメント	I_s	m^4/m	0.000486	
ヤング係数	E_s	kN/m^2	33000000	
曲げ剛性の有効率	η	%	80	
曲げモーメントの割増率	ζ	%	25	
曲げ剛性	EI	$kN \cdot m^2/m$	12830.4	※1

※1 : 曲げ剛性 : $EI = \eta \cdot E_s \cdot I_s$
 $= 0.80 \times 33000000 \times 0.000486$
 $= 12830.4 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2/\text{m)}$

6.1.6 作用荷重と検討ケース

各設計ケースに用いる荷重イメージを図 2.14.1.6-12, 以下で示す検討ケースを表 2.14.1.6-23 に示す。

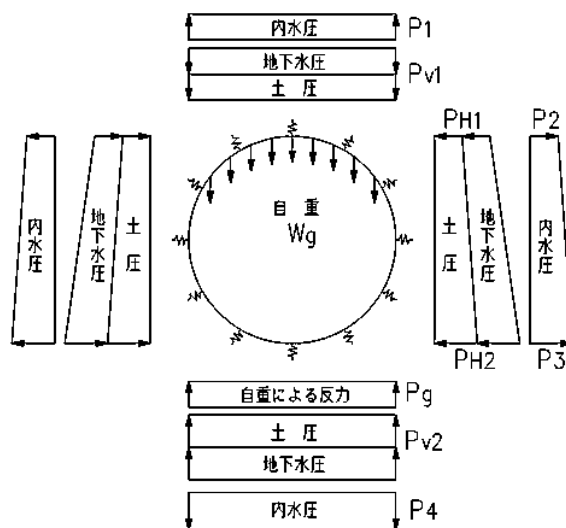


図 2.14.1.6-12 作用荷重分布図

表 2.14.1.6-23 長期・発進部・土被り 2D の検討ケース

ケース番号	単位	ケース 1	ケース 2	ケース 3
管内の状態	—	空水の状態	平常時内水位	平常時内水位
外荷重の算定	—	土圧大	土圧大	土圧大
土と水の考え方	—	土水分離	土水分離	土水分離
鉛直土圧	—	緩み土圧	緩み土圧	緩み土圧
側方土圧係数 λ	—	0.35	0.35	0.35
土の単位体積重量 γ	kN/m ³	17.100	17.100	17.100
土の水中重量 γ'	kN/m ³	7.100	7.100	7.100
粘着力 C	kN/m ²	502.00	502.00	502.00
摩擦係数 ϕ	°	32	32	32
地盤反力係数 k	MN/m ³	50.00	50.00	50.00
地下水	—	有	有	有
GL-	m	0.000	0.000	0.000
H _w	m	14.886	14.886	14.886
H _w ^a	m	14.886	14.886	14.886
内水圧	—	無	有	有
H _{wi}	m	—	15.836	18.736
水の単位体積重量 γ_w	kN/m ³	10.000	10.000	10.000
基本荷重				
鉛直荷重 P _{v1}	kN/m ²	162.607	162.607	162.607
水平荷重(頂部) P _{h1}	kN/m ²	135.620	135.620	135.620
水平荷重(底部) P _{h2}	kN/m ²	170.204	170.204	170.204
底部反力 P _{v2}	kN/m ²	162.607	162.607	162.607
自重 W _g	kN/m ²	4.680	4.680	4.680
自重反力 P _g	kN/m ²	14.703	14.703	14.703
側方地盤反力 q	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
内水圧				
P ₁	kN/m ²	—	-158.360	-187.360
P ₂	kN/m ²	—	-159.260	-188.260
P ₃	kN/m ²	—	-186.960	-215.960
P ₄	kN/m ²	—	-187.860	-216.860
許容応力度				
割増係数	—	1.00	1.00	1.00

※：クリティカルケースである赤四角についての計算を示す。

6.1.7 フレームモデルと節点座標

覆工板断面力の算定には、覆工板周長を下図のとおりに 36 分割したフレームモデルを用い、その節点を X, Y 座標で整理する。

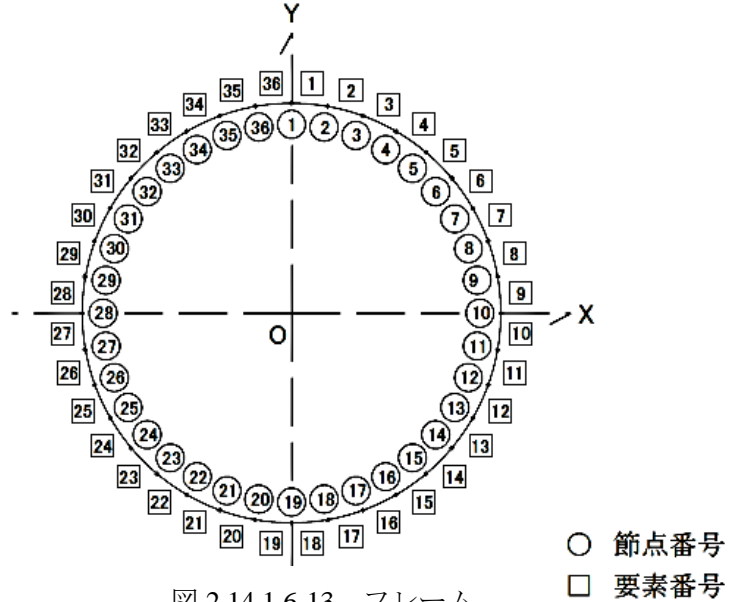


図 2.14.1.6-13 フレーム

表 2.14.1.6-24 座標と節点

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	1.385	19	0.000	-1.385
2	0.241	1.364	20	-0.241	-1.364
3	0.474	1.301	21	-0.474	-1.301
4	0.693	1.199	22	-0.693	-1.199
5	0.890	1.061	23	-0.890	-1.061
6	1.061	0.890	24	-1.061	-0.890
7	1.199	0.693	25	-1.199	-0.693
8	1.301	0.474	26	-1.301	-0.474
9	1.364	0.241	27	-1.364	-0.241
10	1.385	0.000	28	-1.385	0.000
11	1.364	-0.241	29	-1.364	0.241
12	1.301	-0.474	30	-1.301	0.474
13	1.199	-0.693	31	-1.199	0.693
14	1.061	-0.890	32	-1.061	0.890
15	0.890	-1.061	33	-0.890	1.061
16	0.693	-1.199	34	-0.693	1.199
17	0.474	-1.301	35	-0.474	1.301
18	0.241	-1.364	36	-0.241	1.364

6.1.8 フレーム計算

6.1.8.1 基本荷重 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

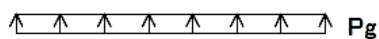
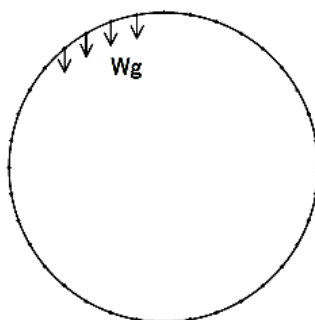


図 2.14.1.6-14 自重と反力

表 2.14.1.6-25 自重と反力

項 目		単 位	荷 重 値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	0.000
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	0.000
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	0.000
底部地盤反力	P_{V2}	kN/m^2	0.000
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	4.680
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	14.703
側部地盤反力	q	kN/m^2	0.000

6.1.8.2 各節点に作用する荷重 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

要素長	ds=0.242m
鉛直荷重	$P_{V1}=162.607 \text{ kN/m}^2$
頂部水平荷重	$P_{H1}=135.620 \text{ kN/m}^2$
底部水平荷重	$P_{H2}=170.204 \text{ kN/m}^2$
底部地盤反力	$P_{V2}=162.607 \text{ kN/m}^2$
円周単位 m 当り自重	$Wg=4.680 \text{ kN/m}^2$
自重による下部反力	$Pg=14.703 \text{ kN/m}^2$
側方地盤反力	$q=0.000 \text{ kN/m}^2$

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると以下表のとおりとなる。尚、覆工板内側方向を正としていた荷重座標は、ここで X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-26 自重により各節点に作用する荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	0.000	-0.566	19	19	0.000	1.202
1	2	0.000	-0.566	19	20	0.000	1.202
2	2	0.000	-0.566	20	20	0.000	1.149
2	3	0.000	-0.566	20	21	0.000	1.149
3	3	0.000	-0.566	21	21	0.000	1.043
3	4	0.000	-0.566	21	22	0.000	1.043
4	4	0.000	-0.566	22	22	0.000	0.888
4	5	0.000	-0.566	22	23	0.000	0.888
5	5	0.000	-0.566	23	23	0.000	0.689
5	6	0.000	-0.566	23	24	0.000	0.689
6	6	0.000	-0.566	24	24	0.000	0.452
6	7	0.000	-0.566	24	25	0.000	0.452
7	7	0.000	-0.566	25	25	0.000	0.184
7	8	0.000	-0.566	25	26	0.000	0.184
8	8	0.000	-0.566	26	26	0.000	-0.106
8	9	0.000	-0.566	26	27	0.000	-0.106
9	9	0.000	-0.566	27	27	0.000	-0.411
9	10	0.000	-0.566	27	28	0.000	-0.411
10	10	0.000	-0.411	28	28	0.000	-0.566
10	11	0.000	-0.411	28	29	0.000	-0.566
11	11	0.000	-0.106	29	29	0.000	-0.566
11	12	0.000	-0.106	29	30	0.000	-0.566
12	12	0.000	0.184	30	30	0.000	-0.566
12	13	0.000	0.184	30	31	0.000	-0.566
13	13	0.000	0.452	31	31	0.000	-0.566
13	14	0.000	0.452	31	32	0.000	-0.566
14	14	0.000	0.689	32	32	0.000	-0.566
14	15	0.000	0.689	32	33	0.000	-0.566
15	15	0.000	0.888	33	33	0.000	-0.566
15	16	0.000	0.888	33	34	0.000	-0.566
16	16	0.000	1.043	34	34	0.000	-0.566
16	17	0.000	1.043	34	35	0.000	-0.566
17	17	0.000	1.149	35	35	0.000	-0.566
17	18	0.000	1.149	35	36	0.000	-0.566
18	18	0.000	1.202	36	36	0.000	-0.566
18	19	0.000	1.202	36	1	0.000	-0.566

6.1.8.3 節点変位 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

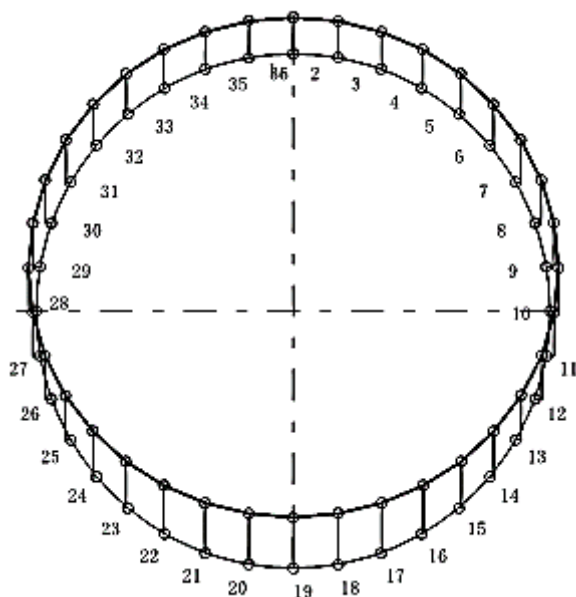


図 2.14.1.6-15 自重による節点

表 2.14.1.6-27 自重による節点変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	0.000823	0.000000	1					
2	0.000001	0.000830	0.000057	1	36	-0.000001	0.000830	-0.000057	1
3	0.000006	0.000849	0.000108	1	35	-0.000006	0.000849	-0.000108	1
4	0.000019	0.000877	0.000147	1	34	-0.000019	0.000877	-0.000147	1
5	0.000041	0.000909	0.000171	1	33	-0.000041	0.000909	-0.000171	1
6	0.000071	0.000939	0.000177	1	32	-0.000071	0.000939	-0.000177	1
7	0.000105	0.000963	0.000162	1	31	-0.000105	0.000963	-0.000162	1
8	0.000137	0.000978	0.000128	1	30	-0.000137	0.000978	-0.000128	1
9	0.000161	0.000985	0.000078	1	29	-0.000161	0.000985	-0.000078	1
10	0.000172	0.000987	0.000016	1	28	-0.000172	0.000987	-0.000016	1
11	0.000168	0.000987	-0.000051	0	27	-0.000168	0.000987	0.000051	0
12	0.000149	0.000993	-0.000113	0	26	-0.000149	0.000993	0.000113	0
13	0.000119	0.001008	-0.000164	0	25	-0.000119	0.001008	0.000164	0
14	0.000083	0.001033	-0.000194	0	24	-0.000083	0.001033	0.000194	0
15	0.000049	0.001067	-0.000199	0	23	-0.000049	0.001067	0.000199	0
16	0.000023	0.001105	-0.000179	0	22	-0.000023	0.001105	0.000179	0
17	0.000007	0.001140	-0.000134	0	21	-0.000007	0.001140	0.000134	0
18	0.000001	0.001164	-0.000072	0	20	-0.000001	0.001164	0.000072	0
19	0.000000	0.001173	0.000000	0					

6.1.8.4 断面力 [自重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

表 2.14.1.6-28 自重による断面力

要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	3.092	-0.656	-1.008	36	1	3.092	0.656	-1.008
1	2	2.933	-0.656	-1.008	36	36	2.933	0.656	-1.008
2	2	2.933	-1.914	-0.586	35	36	2.933	1.914	-0.586
2	3	2.471	-1.914	-0.586	35	35	2.471	1.914	-0.586
3	3	2.471	-3.012	0.233	34	35	2.471	3.012	0.233
3	4	1.744	-3.012	0.233	34	34	1.744	3.012	0.233
4	4	1.744	-3.852	1.402	33	34	1.744	3.852	1.402
4	5	0.814	-3.852	1.402	33	33	0.814	3.852	1.402
5	5	0.814	-4.350	2.849	32	33	0.814	4.350	2.849
5	6	-0.236	-4.350	2.849	32	32	-0.236	4.350	2.849
6	6	-0.236	-4.438	4.488	31	32	-0.236	4.438	4.488
6	7	-1.308	-4.438	4.488	31	31	-1.308	4.438	4.488
7	7	-1.308	-4.070	6.216	30	31	-1.308	4.070	6.216
7	8	-2.290	-4.070	6.216	30	30	-2.290	4.070	6.216
8	8	-2.290	-3.221	7.921	29	30	-2.290	3.221	7.921
8	9	-3.068	-3.221	7.921	29	29	-3.068	3.221	7.921
9	9	-3.068	-1.895	9.487	28	29	-3.068	1.895	9.487
9	10	-3.525	-1.895	9.487	28	28	-3.525	1.895	9.487
10	10	-3.525	-0.134	10.645	27	28	-3.525	0.134	10.645
10	11	-3.558	-0.134	10.645	27	27	-3.558	0.134	10.645
11	11	-3.558	1.850	11.006	26	27	-3.558	-1.850	11.006
11	12	-3.111	1.850	11.006	26	26	-3.111	-1.850	11.006
12	12	-3.111	3.700	10.447	25	26	-3.111	-3.700	10.447
12	13	-2.218	3.700	10.447	25	25	-2.218	-3.700	10.447
13	13	-2.218	5.093	9.124	24	25	-2.218	-5.093	9.124
13	14	-0.988	5.093	9.124	24	24	-0.988	-5.093	9.124
14	14	-0.988	5.793	7.294	23	24	-0.988	-5.793	7.294
14	15	0.410	5.793	7.294	23	23	0.410	-5.793	7.294
15	15	0.410	5.679	5.272	22	23	0.410	-5.679	5.272
15	16	1.781	5.679	5.272	22	22	1.781	-5.679	5.272
16	16	1.781	4.758	3.390	21	22	1.781	-4.758	3.390
16	17	2.930	4.758	3.390	21	21	2.930	-4.758	3.390
17	17	2.930	3.158	1.945	20	21	2.930	-3.158	1.945
17	18	3.692	3.158	1.945	20	20	3.692	-3.158	1.945
18	18	3.692	1.105	1.162	19	20	3.692	-1.105	1.162
18	19	3.959	1.105	1.162	19	19	3.959	-1.105	1.162

6.1.8.5 地盤ばね [外荷重]

地盤ばねは、覆工が地盤内に変位する節点にのみ考慮する。

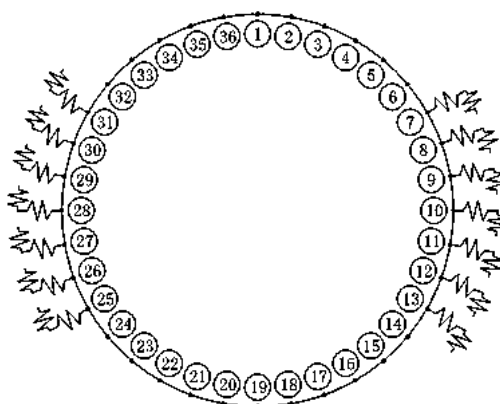


図 2.14.1.6-16 地盤ばね

表 2.14.1.6-29 各節点の地盤ばね

節点 番号	節点 角度 $\theta(^{\circ})$	法線方向バネ kh(kN/m ³)	接線方向バネ ks(kN/m ³)	要素長 ds(m)	1要素長当り 法線方向バネ ds・kh(kN/m ²)	1要素長当り 接線方向バネ ds・ks(kN/m ²)
1	0.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
2	10.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
3	20.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
4	30.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
5	40.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
6	50.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
7	60.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
8	70.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
9	80.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
10	90.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
11	100.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
12	110.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
13	120.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
14	130.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
15	140.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
16	150.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
17	160.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
18	170.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
19	180.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
20	190.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
21	200.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
22	210.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
23	220.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
24	230.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
25	240.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
26	250.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
27	260.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
28	270.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
29	280.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
30	290.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
31	300.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
32	310.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
33	320.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
34	330.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
35	340.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
36	350.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000

6.1.8.6 基本荷重 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

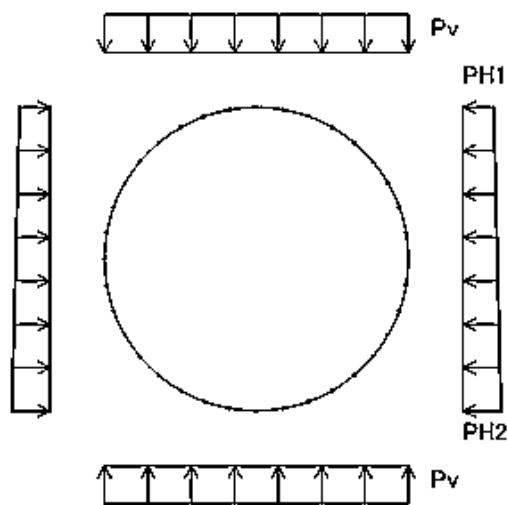


図 2.14.1.6-17 外荷重

表 2.14.1.6-30 外荷重

項 目		単 位	荷 重 値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	162.607
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	135.620
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	170.204
底部地盤反力	P_{V2}	kN/m^2	162.607
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	0.000
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	0.000
側部地盤反力	q	kN/m^2	0.000

6.1.8.7 各節点に作用する荷重 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

要素長	$ds=0.242\text{m}$
鉛直荷重	$P_{V1}=162.607\text{ kN/m}^2$
頂部水平荷重	$P_{H1}=135.620\text{ kN/m}^2$
底部水平荷重	$P_{H2}=170.204\text{ kN/m}^2$
底部地盤反力	$P_{V2}=162.607\text{ kN/m}^2$
円周単位 m 当り自重	$Wg=4.680\text{ kN/m}^2$
自重による下部反力	$Pg=14.703\text{ kN/m}^2$
側方地盤反力	$q=0.000\text{ kN/m}^2$

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると以下表のとおりとなる。

尚，覆工板内側方向を正としていた荷重座標は，ここで X 方向は右側を正，Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-31 外荷重により各節点に作用する荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	-1.427	-19.554	19	19	1.790	19.554
1	2	-1.429	-19.554	19	20	1.789	19.554
2	2	-4.251	-18.960	20	20	5.303	18.960
2	3	-4.264	-18.960	20	21	5.291	18.960
3	3	-6.988	-17.789	21	21	8.613	17.789
3	4	-7.021	-17.789	21	22	8.581	17.789
4	4	-9.580	-16.079	22	22	11.594	16.079
4	5	-9.640	-16.079	22	23	11.534	16.079
5	5	-11.967	-13.879	23	23	14.137	13.879
5	6	-12.058	-13.879	23	24	14.046	13.879
6	6	-14.082	-11.258	24	24	16.158	11.258
6	7	-14.204	-11.258	24	25	16.036	11.258
7	7	-15.858	-8.295	25	25	17.600	8.295
7	8	-16.007	-8.295	25	26	17.450	8.295
8	8	-17.224	-5.080	26	26	18.434	5.080
8	9	-17.394	-5.080	26	27	18.264	5.080
9	9	-18.117	-1.711	27	27	18.659	1.711
9	10	-18.298	-1.711	27	28	18.478	1.711
10	10	-18.478	1.711	28	28	18.298	-1.711
10	11	-18.659	1.711	28	29	18.117	-1.711
11	11	-18.264	5.080	29	29	17.394	-5.080
11	12	-18.434	5.080	29	30	17.224	-5.080
12	12	-17.450	8.295	30	30	16.007	-8.295
12	13	-17.600	8.295	30	31	15.858	-8.295
13	13	-16.036	11.258	31	31	14.204	-11.258
13	14	-16.158	11.258	31	32	14.082	-11.258
14	14	-14.046	13.879	32	32	12.058	-13.879
14	15	-14.137	13.879	32	33	11.967	-13.879
15	15	-11.534	16.079	33	33	9.640	-16.079
15	16	-11.594	16.079	33	34	9.580	-16.079
16	16	-8.581	17.789	34	34	7.021	-17.789
16	17	-8.613	17.789	34	35	6.988	-17.789
17	17	-5.291	18.960	35	35	4.264	-18.960
17	18	-5.303	18.960	35	36	4.251	-18.960
18	18	-1.789	19.554	36	36	1.429	-19.554
18	19	-1.790	19.554	36	1	1.427	-19.554

6.1.8.8 節点変位 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

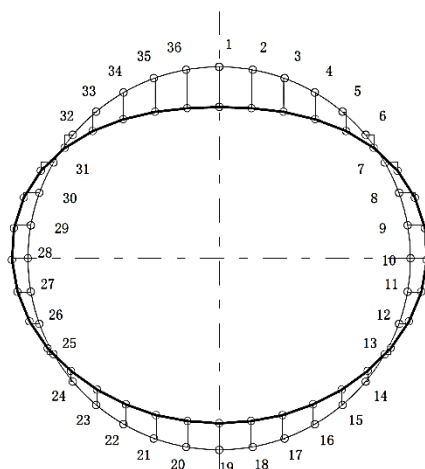


図 2.14.1.6-18 外荷重による節点変

表 2.14.1.6-32 外荷重による節点変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	-0.000247	0.000000	0					
2	-0.000007	-0.000236	0.000083	0	36	0.000007	-0.000236	-0.000083	0
3	-0.000008	-0.000206	0.000151	0	35	0.000008	-0.000206	-0.000151	0
4	0.000002	-0.000165	0.000193	0	34	-0.000002	-0.000165	-0.000193	0
5	0.000023	-0.000120	0.000204	0	33	-0.000023	-0.000120	-0.000204	0
6	0.000050	-0.000080	0.000184	0	32	-0.000050	-0.000080	-0.000184	0
7	0.000077	-0.000050	0.000138	1	31	-0.000077	-0.000050	-0.000138	1
8	0.000097	-0.000031	0.000077	1	30	-0.000097	-0.000031	-0.000077	1
9	0.000105	-0.000019	0.000013	1	29	-0.000105	-0.000019	-0.000013	1
10	0.000100	-0.000010	-0.000046	1	28	-0.000100	-0.000010	0.000046	1
11	0.000084	0.000000	-0.000093	1	27	-0.000084	0.000000	0.000093	1
12	0.000060	0.000016	-0.000125	1	26	-0.000060	0.000016	0.000125	1
13	0.000035	0.000038	-0.000141	1	25	-0.000035	0.000038	0.000141	1
14	0.000012	0.000065	-0.000140	0	24	-0.000012	0.000065	0.000140	0
15	-0.000005	0.000094	-0.000126	0	23	0.000005	0.000094	0.000126	0
16	-0.000013	0.000122	-0.000102	0	22	0.000013	0.000122	0.000102	0
17	-0.000014	0.000145	-0.000071	0	21	0.000014	0.000145	0.000071	0
18	-0.000009	0.000160	-0.000036	0	20	0.000009	0.000160	0.000036	0
19	0.000000	0.000165	0.000000	0					

6.1.8.9 断面力 [外荷重] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

表 2.14.1.6-33 外荷重による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	4.585	-1.654	205.444	36	1	4.585	1.654	205.444
1	2	4.186	-1.654	205.444	36	36	4.186	1.654	205.444
2	2	4.186	-4.626	207.091	35	36	4.186	4.626	207.091
2	3	3.069	-4.626	207.091	35	35	3.069	4.626	207.091
3	3	3.069	-6.655	210.081	34	35	3.069	6.655	210.081
3	4	1.463	-6.655	210.081	34	34	1.463	6.655	210.081
4	4	1.463	-7.339	213.873	33	34	1.463	7.339	213.873
4	5	-0.309	-7.339	213.873	33	33	-0.309	7.339	213.873
5	5	-0.309	-6.550	217.803	32	33	-0.309	6.550	217.803
5	6	-1.891	-6.550	217.803	32	32	-1.891	6.550	217.803
6	6	-1.891	-4.461	221.230	31	32	-1.891	4.461	221.230
6	7	-2.967	-4.461	221.230	31	31	-2.967	4.461	221.230
7	7	-2.967	-2.015	223.376	30	31	-2.967	2.015	223.376
7	8	-3.454	-2.015	223.376	30	30	-3.454	2.015	223.376
8	8	-3.454	0.253	224.487	29	30	-3.454	-0.253	224.487
8	9	-3.393	0.253	224.487	29	29	-3.393	-0.253	224.487
9	9	-3.393	2.045	224.660	28	29	-3.393	-2.045	224.660
9	10	-2.899	2.045	224.660	28	28	-2.899	-2.045	224.660
10	10	-2.899	3.182	224.160	27	28	-2.899	-3.182	224.160
10	11	-2.131	3.182	224.160	27	27	-2.131	-3.182	224.160
11	11	-2.131	3.649	223.345	26	27	-2.131	-3.649	223.345
11	12	-1.250	3.649	223.345	26	26	-1.250	-3.649	223.345
12	12	-1.250	3.598	222.558	25	26	-1.250	-3.598	222.558
12	13	-0.381	3.598	222.558	25	25	-0.381	-3.598	222.558
13	13	-0.381	3.305	222.040	24	25	-0.381	-3.305	222.040
13	14	0.416	3.305	222.040	24	24	0.416	-3.305	222.040
14	14	0.416	2.679	221.675	23	24	0.416	-2.679	221.675
14	15	1.063	2.679	221.675	23	23	1.063	-2.679	221.675
15	15	1.063	1.867	221.688	22	23	1.063	-1.867	221.688
15	16	1.514	1.867	221.688	22	22	1.514	-1.867	221.688
16	16	1.514	1.113	221.967	21	22	1.514	-1.113	221.967
16	17	1.782	1.113	221.967	21	21	1.782	-1.113	221.967
17	17	1.782	0.545	222.321	20	21	1.782	-0.545	222.321
17	18	1.914	0.545	222.321	20	20	1.914	-0.545	222.321
18	18	1.914	0.157	222.557	19	20	1.914	-0.157	222.557
18	19	1.952	0.157	222.557	19	19	1.952	-0.157	222.557

6.1.8.10 地盤ばね [内水圧]

地盤ばねは、覆工が地盤内に変位する節点にのみ考慮する。

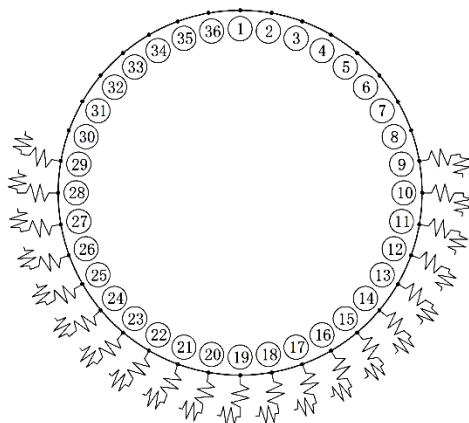


図 2.14.1.6-19 内水圧作用時の地盤

表 2.14.1.6-34 内水圧作用時の各節点の地盤ばね

節点番号	節点角度 $\theta (^{\circ})$	法線方向バネ $kh(kN/m^2)$	接線方向バネ $ks(kN/m^2)$	要素長 $ds(m)$	1要素長当り法線方向バネ $ds \cdot kh(kN/m^2)$	1要素長当り接線方向バネ $ds \cdot ks(kN/m^2)$
1	0.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
2	10.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
3	20.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
4	30.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
5	40.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
6	50.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
7	60.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
8	70.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
9	80.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
10	90.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
11	100.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
12	110.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
13	120.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
14	130.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
15	140.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
16	150.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
17	160.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
18	170.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
19	180.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
20	190.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
21	200.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
22	210.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
23	220.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
24	230.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
25	240.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
26	250.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
27	260.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
28	270.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
29	280.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
30	290.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
31	300.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
32	310.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
33	320.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
34	330.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
35	340.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
36	350.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000

6.1.8.11 内水圧 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

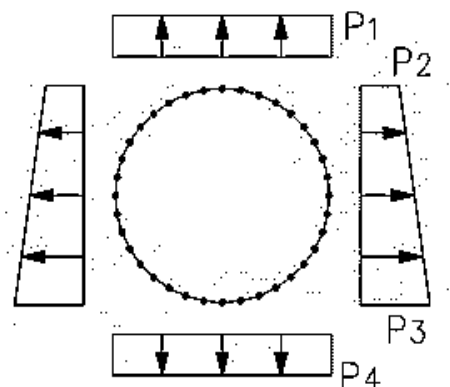


図 2.14.1.6-20 内水圧による荷重

表 2.14.1.6-35 内水圧による荷重

項目		単位	荷重値
頂部内水圧	P ₁	kN/m ²	-187.360
水平上部内水圧	P ₂	kN/m ²	-188.260
水平下部内水圧	P ₃	kN/m ²	-215.960
底部内水圧	P ₄	kN/m ²	-216.860

6.1.8.12 各節点に作用する荷重 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

要素長	ds=0.242m
鉛直荷重	P _{V1} =162.607 kN/m ²
頂部水平荷重	P _{H1} =135.620 kN/m ²
底部水平荷重	P _{H2} =170.204 kN/m ²
底部地盤反力	P _{V2} =162.607 kN/m ²
円周単位 m 当り自重	Wg=4.680 kN/m ²
自重による下部反力	Pg=14.703 kN/m ²
側方地盤反力	q=0.000 kN/m ²
内水圧	P ₁ = -187.360 kN/m ²
	P ₂ = -188.260 kN/m ²
	P ₃ = -215.960 kN/m ²
	P ₄ = -216.860 kN/m ²

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると以下表のとおりとなる。
尚、覆工板内側方向を正としていた荷重座標は、ここで X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-36 内水圧による各節点の荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	1.982	22.530	19	19	-2.273	-26.078
1	2	1.983	22.530	19	20	-2.271	-26.078
2	2	5.903	21.846	20	20	-6.745	-25.285
2	3	5.913	21.846	20	21	-6.736	-25.285
3	3	9.686	20.497	21	21	-10.988	-23.725
3	4	9.712	20.497	21	22	-10.961	-23.725
4	4	13.235	18.526	22	22	-14.848	-21.443
4	5	13.283	18.526	22	23	-14.800	-21.443
5	5	16.455	15.992	23	23	-18.193	-18.510
5	6	16.528	15.992	23	24	-18.120	-18.510
6	6	19.251	12.972	24	24	-20.914	-15.015
6	7	19.349	12.972	24	25	-20.816	-15.015
7	7	21.533	9.558	25	25	-22.928	-11.063
7	8	21.653	9.558	25	26	-22.809	-11.063
8	8	23.217	5.854	26	26	-24.186	-6.775
8	9	23.353	5.854	26	27	-24.050	-6.775
9	9	24.232	1.971	27	27	-24.666	-2.282
9	10	24.376	1.971	27	28	-24.521	-2.282
10	10	24.521	-2.282	28	28	-24.376	1.971
10	11	24.666	-2.282	28	29	-24.232	1.971
11	11	24.050	-6.775	29	29	-23.353	5.854
11	12	24.186	-6.775	29	30	-23.217	5.854
12	12	22.809	-11.063	30	30	-21.653	9.558
12	13	22.928	-11.063	30	31	-21.533	9.558
13	13	20.816	-15.015	31	31	-19.349	12.972
13	14	20.914	-15.015	31	32	-19.251	12.972
14	14	18.120	-18.510	32	32	-16.528	15.992
14	15	18.193	-18.510	32	33	-16.455	15.992
15	15	14.800	-21.443	33	33	-13.283	18.526
15	16	14.848	-21.443	33	34	-13.235	18.526
16	16	10.961	-23.725	34	34	-9.712	20.497
16	17	10.988	-23.725	34	35	-9.686	20.497
17	17	6.736	-25.285	35	35	-5.913	21.846
17	18	6.745	-25.285	35	36	-5.903	21.846
18	18	2.271	-26.078	36	36	-1.983	22.530
18	19	2.273	-26.078	36	1	-1.982	22.530

6.1.8.13 節点変位 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

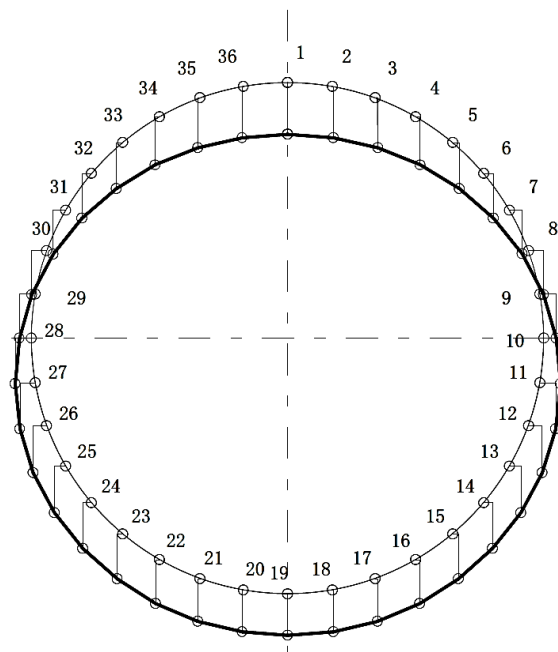


図 2.14.1.6-21 内水圧による変位

表 2.14.1.6-37 内水圧による変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	-0.000585	0.000000	0					
2	0.000011	-0.000580	0.000052	0	36	-0.000011	-0.000580	-0.000052	0
3	0.000026	-0.000565	0.000097	0	35	-0.000026	-0.000565	-0.000097	0
4	0.000048	-0.000544	0.000130	0	34	-0.000048	-0.000544	-0.000130	0
5	0.000076	-0.000523	0.000147	0	33	-0.000076	-0.000523	-0.000147	0
6	0.000109	-0.000505	0.000143	0	32	-0.000109	-0.000505	-0.000143	0
7	0.000141	-0.000496	0.000119	0	31	-0.000141	-0.000496	-0.000119	0
8	0.000167	-0.000495	0.000078	0	30	-0.000167	-0.000495	-0.000078	0
9	0.000183	-0.000502	0.000029	1	29	-0.000183	-0.000502	-0.000029	1
10	0.000184	-0.000512	-0.000021	1	28	-0.000184	-0.000512	0.000021	1
11	0.000173	-0.000522	-0.000063	1	27	-0.000173	-0.000522	0.000063	1
12	0.000152	-0.000527	-0.000094	1	26	-0.000152	-0.000527	0.000094	1
13	0.000125	-0.000527	-0.000113	1	25	-0.000125	-0.000527	0.000113	1
14	0.000095	-0.000519	-0.000119	1	24	-0.000095	-0.000519	0.000119	1
15	0.000068	-0.000507	-0.000113	1	23	-0.000068	-0.000507	0.000113	1
16	0.000044	-0.000492	-0.000097	1	22	-0.000044	-0.000492	0.000097	1
17	0.000025	-0.000479	-0.000070	1	21	-0.000025	-0.000479	0.000070	1
18	0.000011	-0.000469	-0.000037	1	20	-0.000011	-0.000469	0.000037	1
19	0.000000	-0.000465	0.000000	1					

6.1.8.14 断面力 [内水圧] (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

表 2.14.1.6-38 内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	2.824	-0.694	-266.439	36	1	2.824	0.694	-266.439
1	2	2.657	-0.694	-266.439	36	36	2.657	0.694	-266.439
2	2	2.657	-2.045	-266.139	35	36	2.657	2.045	-266.139
2	3	2.163	-2.045	-266.139	35	35	2.163	2.045	-266.139
3	3	2.163	-3.261	-265.498	34	35	2.163	3.261	-265.498
3	4	1.376	-3.261	-265.498	34	34	1.376	3.261	-265.498
4	4	1.376	-4.186	-264.485	33	34	1.376	4.186	-264.485
4	5	0.365	-4.186	-264.485	33	33	0.365	4.186	-264.485
5	5	0.365	-4.614	-263.120	32	33	0.365	4.614	-263.120
5	6	-0.749	-4.614	-263.120	32	32	-0.749	4.614	-263.120
6	6	-0.749	-4.313	-261.526	31	32	-0.749	4.313	-261.526
6	7	-1.790	-4.313	-261.526	31	31	-1.790	4.313	-261.526
7	7	-1.790	-3.088	-259.946	30	31	-1.790	3.088	-259.946
7	8	-2.535	-3.088	-259.946	30	30	-2.535	3.088	-259.946
8	8	-2.535	-0.850	-258.734	29	30	-2.535	0.850	-258.734
8	9	-2.741	-0.850	-258.734	29	29	-2.741	0.850	-258.734
9	9	-2.741	1.018	-260.316	28	29	-2.741	-1.018	-260.316
9	10	-2.495	1.018	-260.316	28	28	-2.495	-1.018	-260.316
10	10	-2.495	2.136	-262.353	27	28	-2.495	-2.136	-262.353
10	11	-1.979	2.136	-262.353	27	27	-1.979	-2.136	-262.353
11	11	-1.979	2.629	-264.265	26	27	-1.979	-2.629	-264.265
11	12	-1.344	2.629	-264.265	26	26	-1.344	-2.629	-264.265
12	12	-1.344	2.781	-265.841	25	26	-1.344	-2.781	-265.841
12	13	-0.673	2.781	-265.841	25	25	-0.673	-2.781	-265.841
13	13	-0.673	2.758	-267.203	24	25	-0.673	-2.758	-267.203
13	14	-0.007	2.758	-267.203	24	24	-0.007	-2.758	-267.203
14	14	-0.007	2.607	-268.441	23	24	-0.007	-2.607	-268.441
14	15	0.622	2.607	-268.441	23	23	0.622	-2.607	-268.441
15	15	0.622	2.310	-269.571	22	23	0.622	-2.310	-269.571
15	16	1.180	2.310	-269.571	22	22	1.180	-2.310	-269.571
16	16	1.180	1.837	-270.542	21	22	1.180	-1.837	-270.542
16	17	1.623	1.837	-270.542	21	21	1.623	-1.837	-270.542
17	17	1.623	1.189	-271.263	20	21	1.623	-1.189	-271.263
17	18	1.910	1.189	-271.263	20	20	1.910	-1.189	-271.263
18	18	1.910	0.412	-271.648	19	20	1.910	-0.412	-271.648
18	19	2.010	0.412	-271.648	19	19	2.010	-0.412	-271.648

6.1.8.15 断面力 (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

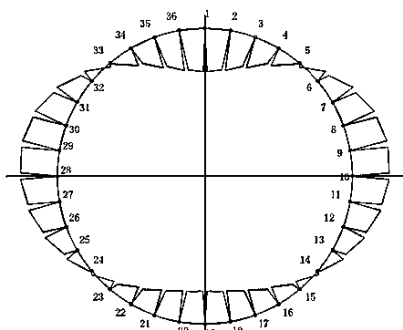
[自重 + 外荷重 + 内水圧]

表 2.14.1.6-39 自重+外荷重+内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	10.501	-3.004	-62.003	36	1	10.501	3.004	-62.003
1	2	9.776	-3.004	-62.003	36	36	9.776	3.004	-62.003
2	2	9.776	-8.585	-59.634	35	36	9.776	8.585	-59.634
2	3	7.703	-8.585	-59.634	35	35	7.703	8.585	-59.634
3	3	7.703	-12.928	-55.184	34	35	7.703	12.928	-55.184
3	4	4.583	-12.928	-55.184	34	34	4.583	12.928	-55.184
4	4	4.583	-15.377	-49.210	33	34	4.583	15.377	-49.210
4	5	0.870	-15.377	-49.210	33	33	0.870	15.377	-49.210
5	5	0.870	-15.514	-42.468	32	33	0.870	15.514	-42.468
5	6	-2.876	-15.514	-42.468	32	32	-2.876	15.514	-42.468
6	6	-2.876	-13.212	-35.808	31	32	-2.876	13.212	-35.808
6	7	-6.065	-13.212	-35.808	31	31	-6.065	13.212	-35.808
7	7	-6.065	-9.173	-30.354	30	31	-6.065	9.173	-30.354
7	8	-8.279	-9.173	-30.354	30	30	-8.279	9.173	-30.354
8	8	-8.279	-3.818	-26.326	29	30	-8.279	3.818	-26.326
8	9	-9.202	-3.818	-26.326	29	29	-9.202	3.818	-26.326
9	9	-9.202	1.168	-26.169	28	29	-9.202	-1.168	-26.169
9	10	-8.919	1.168	-26.169	28	28	-8.919	-1.168	-26.169
10	10	-8.919	5.184	-27.548	27	28	-8.919	-5.184	-27.548
10	11	-7.668	5.184	-27.548	27	27	-7.668	-5.184	-27.548
11	11	-7.668	8.128	-29.914	26	27	-7.668	-8.128	-29.914
11	12	-5.705	8.128	-29.914	26	26	-5.705	-8.128	-29.914
12	12	-5.705	10.079	-32.836	25	26	-5.705	-10.079	-32.836
12	13	-3.272	10.079	-32.836	25	25	-3.272	-10.079	-32.836
13	13	-3.272	11.156	-36.039	24	25	-3.272	-11.156	-36.039
13	14	-0.579	11.156	-36.039	24	24	-0.579	-11.156	-36.039
14	14	-0.579	11.079	-39.472	23	24	-0.579	-11.079	-39.472
14	15	2.095	11.079	-39.472	23	23	2.095	-11.079	-39.472
15	15	2.095	9.856	-42.611	22	23	2.095	-9.856	-42.611
15	16	4.475	9.856	-42.611	22	22	4.475	-9.856	-42.611
16	16	4.475	7.708	-45.185	21	22	4.475	-7.708	-45.185
16	17	6.335	7.708	-45.185	21	21	6.335	-7.708	-45.185
17	17	6.335	4.892	-46.997	20	21	6.335	-4.892	-46.997
17	18	7.516	4.892	-46.997	20	20	7.516	-4.892	-46.997
18	18	7.516	1.674	-47.929	19	20	7.516	-1.674	-47.929
18	19	7.921	1.674	-47.929	19	19	7.921	-1.674	-47.929

6.1.9 フレーム計算結果

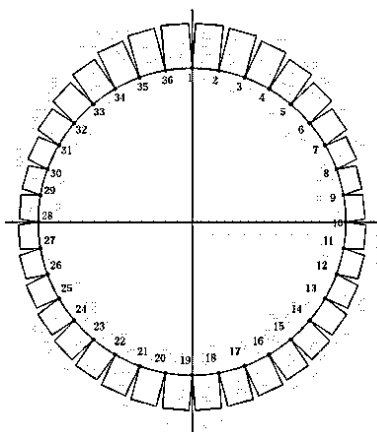
6.1.9.1 断面力図（計算ケース 3：内水位 T.P.+9.3m）



正最大曲げモーメント = 10.501 (kN·m)

負最大曲げモーメント = -9.202 (kN·m)

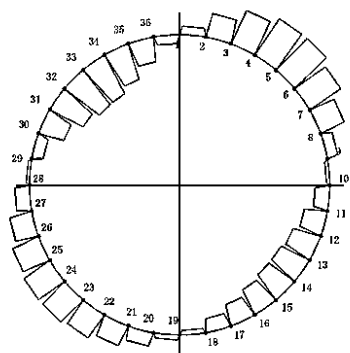
図 2.14.1.6-22 曲げモーメント図



正最大曲げモーメント位置軸力 = -62.003 (kN)

負最大曲げモーメント位置軸力 = -26.326 (kN)

図 2.14.1.6-23 軸力図



最大せん断力 = -15.514 (kN)

図 2.14.1.6-24 せん断力図

6.1.9.2 発進部クリティカルケース 断面力一覧(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-39 より，正曲げモーメント，負曲げモーメント，せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

表 2.14.1.6-40 断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部 クリティカル ケース	M	10.501	-9.202	0.870
	N	-62.003	-26.326	-42.468
	Q	-3.004	-3.818	-15.514

M:曲げモーメント

N:軸力

Q:せん断力

6.1.9.3 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

(覆工板幅 B および曲げモーメントの割増率 ζ を考慮した場合)

覆工板幅 B = 1.000 m

曲げモーメント割増率 ζ = 25 %(リング当り)

表 2.14.1.6-41 ζ を考慮した断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部 クリティカル ケース	$M \cdot B \cdot (1+\zeta)$	13.126	-11.503	1.088
	$M \cdot B \cdot (1-\zeta)$	7.876	-6.902	0.653
	N・B	-62.003	-26.326	-42.468
	Q・B	-3.004	-3.818	-15.514

6.2 検討条件

(b)最深部・土被り 2D の場合

最深部・土被り 2D の詳細検討内容は、(a)発進部・土被り 2D の詳細検討内容と同様であるため省略する。

最深部・土被り 2D の地盤条件および検討結果を以下に示す。

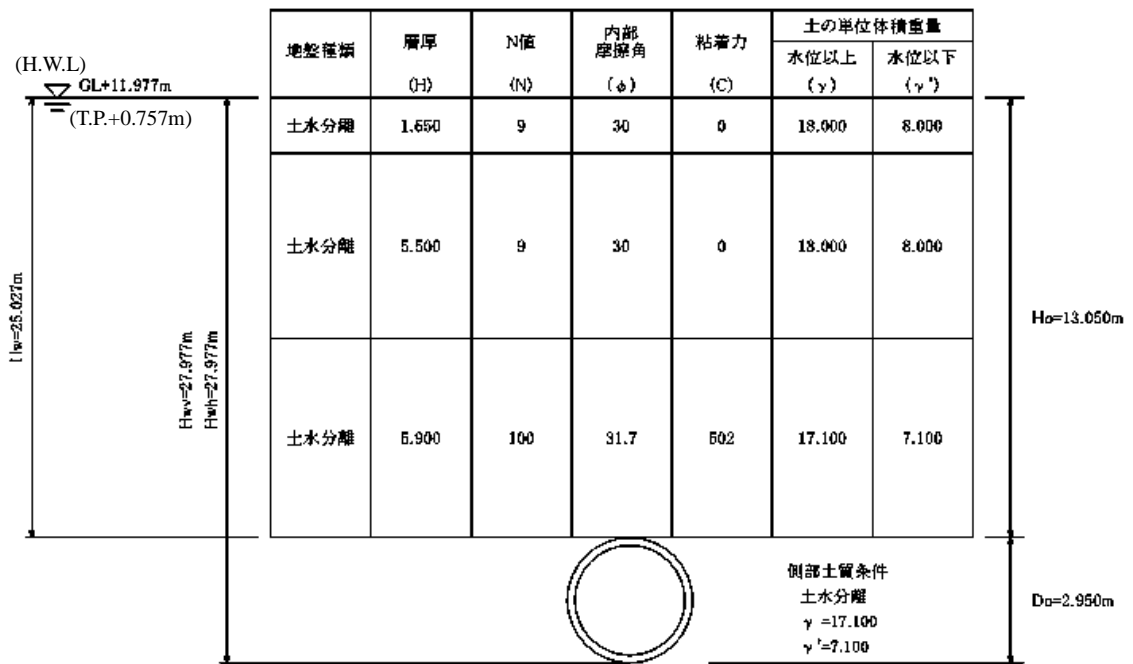


図 2.14.1.6-25 地盤条件

6.2.1 断面力 (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)

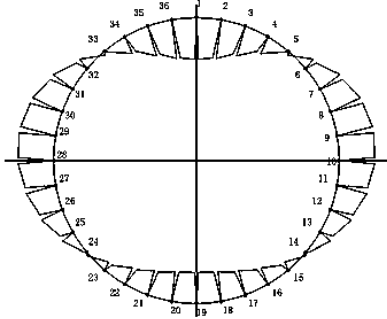
[自重 + 外荷重 + 内水圧]

表 2.14.1.6-42 自重+外荷重+内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	10.130	-2.910	-68.015	36	1	10.130	2.910	-68.015
1	2	9.427	-2.910	-68.015	36	36	9.427	2.910	-68.015
2	2	9.427	-8.314	-65.712	35	36	9.427	8.314	-65.712
2	3	7.420	-8.314	-65.712	35	35	7.420	8.314	-65.712
3	3	7.420	-12.517	-61.391	34	35	7.420	12.517	-61.391
3	4	4.398	-12.517	-61.391	34	34	4.398	12.517	-61.391
4	4	4.398	-14.880	-55.589	33	34	4.398	14.880	-55.589
4	5	0.806	-14.880	-55.589	33	33	0.806	14.880	-55.589
5	5	0.806	-14.999	-49.041	32	33	0.806	14.999	-49.041
5	6	-2.815	-14.999	-49.041	32	32	-2.815	14.999	-49.041
6	6	-2.815	-12.747	-42.570	31	32	-2.815	12.747	-42.570
6	7	-5.894	-12.747	-42.570	31	31	-5.894	12.747	-42.570
7	7	-5.894	-8.490	-37.282	30	31	-5.894	8.490	-37.282
7	8	-7.943	-8.490	-37.282	30	30	-7.943	8.490	-37.282
8	8	-7.943	-3.479	-35.220	29	30	-7.943	3.479	-35.220
8	9	-8.783	-3.479	-35.220	29	29	-8.783	3.479	-35.220
9	9	-8.783	1.039	-34.812	28	29	-8.783	-1.039	-34.812
9	10	-8.531	1.039	-34.812	28	28	-8.531	-1.039	-34.812
10	10	-8.531	4.795	-35.844	27	28	-8.531	-4.795	-35.844
10	11	-7.374	4.795	-35.844	27	27	-7.374	-4.795	-35.844
11	11	-7.374	7.687	-37.820	26	27	-7.374	-7.687	-37.820
11	12	-5.518	7.687	-37.820	26	26	-5.518	-7.687	-37.820
12	12	-5.518	9.782	-40.349	25	26	-5.518	-9.782	-40.349
12	13	-3.156	9.782	-40.349	25	25	-3.156	-9.782	-40.349
13	13	-3.156	10.825	-43.430	24	25	-3.156	-10.825	-43.430
13	14	-0.542	10.825	-43.430	24	24	-0.542	-10.825	-43.430
14	14	-0.542	10.662	-46.545	23	24	-0.542	-10.662	-46.545
14	15	2.031	10.662	-46.545	23	23	2.031	-10.662	-46.545
15	15	2.031	9.439	-49.390	22	23	2.031	-9.439	-49.390
15	16	4.310	9.439	-49.390	22	22	4.310	-9.439	-49.390
16	16	4.310	7.359	-51.719	21	22	4.310	-7.359	-51.719
16	17	6.086	7.359	-51.719	21	21	6.086	-7.359	-51.719
17	17	6.086	4.661	-53.355	20	21	6.086	-4.661	-53.355
17	18	7.211	4.661	-53.355	20	20	7.211	-4.661	-53.355
18	18	7.211	1.593	-54.195	19	20	7.211	-1.593	-54.195
18	19	7.596	1.593	-54.195	19	19	7.596	-1.593	-54.195

6.2.2 フレーム計算結果

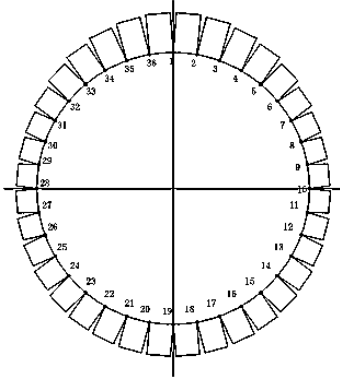
6.2.2.1 断面力図 (計算ケース 3 : 内水位 T.P.+9.3m)



正最大曲げモーメント = 10.130 (kN・m)

負最大曲げモーメント = -8.783 (kN・m)

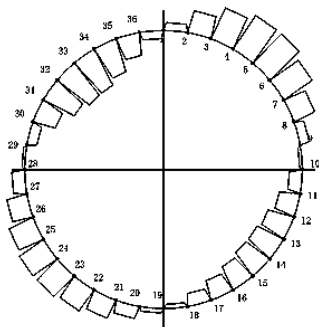
図 2.14.1.6-26 曲げモーメント図



正最大曲げモーメント位置軸力 = -68.015 (kN)

負最大曲げモーメント位置軸力 = -35.220 (kN)

図 2.14.1.6-27 軸力図



最大せん断力 = -14.999 (kN)

図 2.14.1.6-28 せん断力図

6.2.2.2 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-42 より，正曲げモーメント，負曲げモーメント，せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

表 2.14.1.6-43 断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部	M	10.130	-8.783	0.806
クリティカルケース	N	-68.015	-35.220	-49.041
	Q	-2.910	-3.479	-14.999

M:曲げモーメント

N:軸力

Q:せん断力

6.2.2.3 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

(覆工板幅 B および曲げモーメントの割増率 ζ を考慮した場合)

覆工板幅 B = 1.000 m

曲げモーメント割増率 ζ = 25 %(リング当り)

表 2.14.1.6-44 ζ を考慮した断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部	$M \cdot B \cdot (1+\zeta)$	12.663	-10.979	1.008
クリティカルケース	$M \cdot B \cdot (1-\zeta)$	7.598	-6.587	0.605
	N・B	-68.015	-35.220	-49.041
	Q・B	-2.910	-3.479	-14.999

7. 短期の詳細検討内容

放水トンネルの設計において短期はクリティカルケースではなく、長期がクリティカルケースとなるが、補足として短期におけるクリティカルケースの検討内容を以下に示す。

7.1 検討条件

(a)発進部・土被り 2D の場合

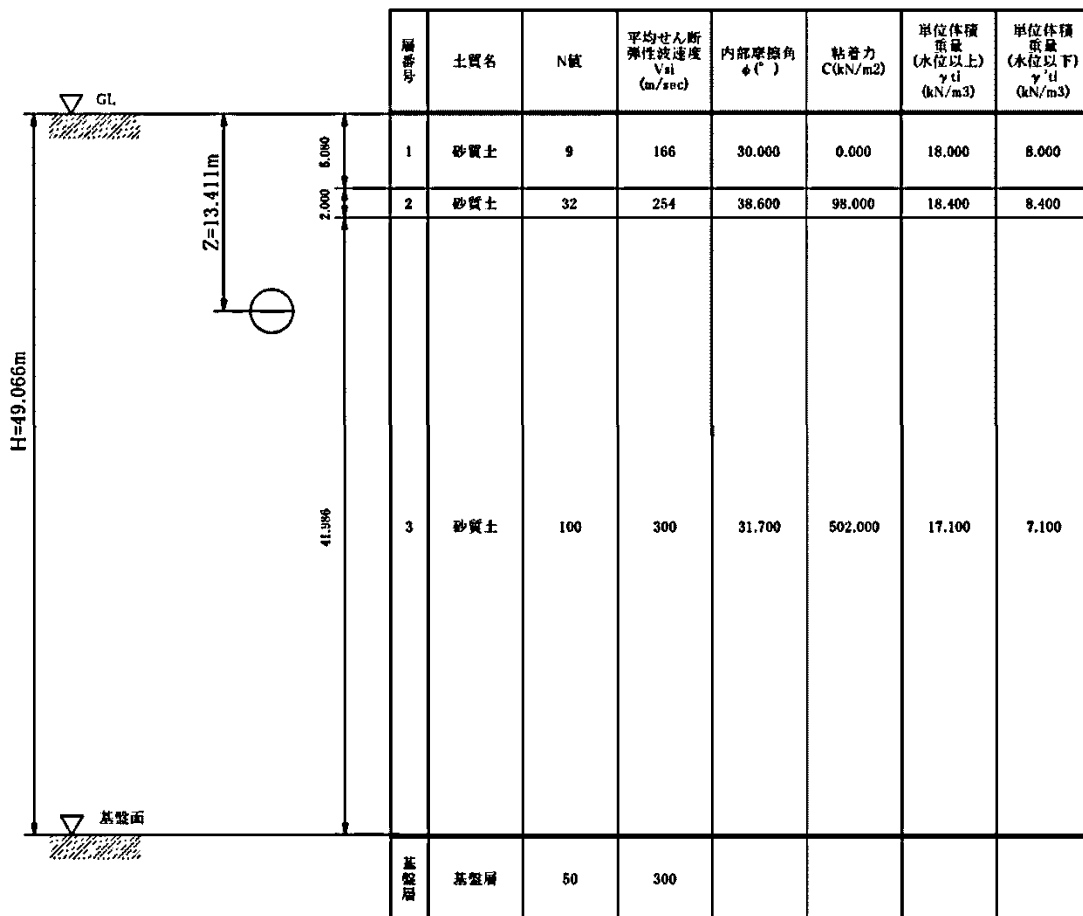


図 2.14.1.6-29 地盤条件

但し、平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/sec) について、実測値がない為、下式より求めた。
 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編」平成 24 年 3 月

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号

工学的基盤面の条件より、当該地盤における基盤面位置は G.L.-49.066m の基盤層上面とする

7.1.1 地盤モデル

7.1.1.1 地盤の特性値の算定

地盤の特性値は前項に示した地盤条件を基に以下の式より求めるものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに

T_G : 地盤の特性値 (sec)

H_i : i 番目地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

上式に各表層地盤条件を入れると次表のとおりとなる。

表 2.14.1.6-45 地盤の特性値

層	土質	各層厚 H_i (m)	N値	各層のせん断 弾性波速度 V_{si} (m/sec)	地盤の特性値 $4 \cdot H_i/V_{si}$ (sec)
1	砂質土	5.080	9	166	0.122
2	砂岩	2.000	32	254	0.031
3	泥岩	41.986	100	300	0.560
	合計	49.066			0.713

よって、表層地盤の特性値 $T_G = 0.713$ (sec)となる。

7.1.1.2 固有周期の算定

表層地盤の固有周期は、地盤の特性値を基準として地震時に生じるせん断ひずみを考慮して以下の式より求める。(日本道路協会『共同溝設計指針』参照)

$$T_s = 1.25 \cdot T_G = 1.25 \times 0.713 = 0.891 \text{ (sec)}$$

ここに、

- T_s : 表層地盤の固有周期
- T_G : 地盤の特性値=0.713(sec)

7.1.1.3 設計応答速度の設定

レベル 1 地震動による設計応答速度は、表層地盤の固有周期及び地震活動度の地域区分に応じて求める。地域区分は、建設省告示第 1621 号(昭和 53 年 10 月 20 日)に従っており、地域区分 A, B, C に対する補正係数は 1.0, 0.85, 0.7 としている。

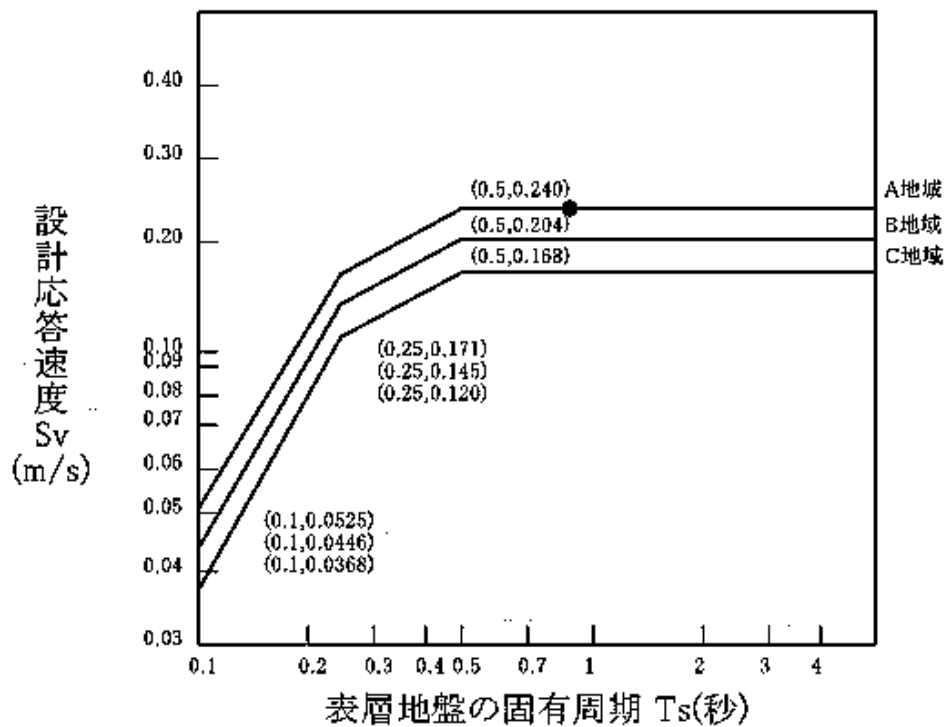


図 2.14.1.6-30 設計応答速度と表層地盤の固有周期

固有周期 $T_s = 0.891 \text{ (sec)}$ のときの設計応答速度 S_v は 0.240 (m/sec) となる。

7.1.1.4 動的せん断変形係数 G_s の算定 γ_{teq}

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

$$\therefore V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 49.066}{0.891} = 220.3 \text{ (m/sec)}$$

$$\therefore G_s = \frac{17.246}{9.8} \cdot 220.3^2 = 85,407 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで,

G_s	:	動的せん断変形係数	(kN/m ²)
g	:	重力加速度	9.8 (m/sec ²)
V_{DS}	:	表層地盤のせん断弾性波速度	(m/sec)
H	:	表層地盤の厚さ	49.066 (m)
T_s	:	表層地盤の固有周期	0.891 (sec)
γ_{teq}	:	表層地盤の換算単位体積重量	(kN/m ³)

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} = \frac{846.201}{49.066} = 17.246 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

表 2.14.1.6-46 表層地盤の換算単位面積重量

層	土質	各層厚 H_i (m)	土の単位 体積重量 γ_{ti} (kN/m ³)	$\gamma_{ti} \cdot H_i$
1	砂質土	5.080	18.000	91.440
2	砂岩	2.000	18.400	36.800
3	泥岩	41.986	17.100	717.961
	合計			846.201

7.1.2 フレームモデルによるシールド鉛直断面の計算

7.1.2.1 節点座標

覆工板断面力の算定には長期と同様、覆工板周長を下図のとおり36分割したフレームモデルを用い、その節点をX、Y座標で整理する。また、短期断面力は長期断面力と地震時のみの増分荷重による断面力の重ね合わせにより求めるが、この地震時のみの増分荷重による断面力は地盤水平力による地震荷重と周面せん断力により構成される。

$$\text{短期断面力} = (\text{長期断面力}) + (\text{地震時のみの増分荷重による断面力})$$

$$\therefore (\text{地震時のみの増分荷重による断面力}) = (\text{地盤水平力による地震力}) + (\text{周面せん断力})$$

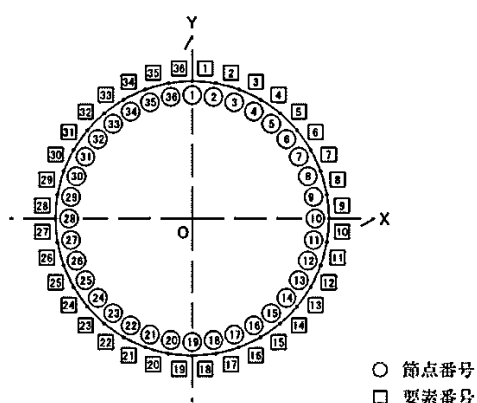


図 2.14.1.6-31 解析モデル(骨組み)

表 2.14.1.6-47 座標と節点

節点 番号	X座標(m)	Y座標(m)	節点 番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.0000	1.3850	19	0.0000	-1.3850
2	0.2405	1.3640	20	-0.2405	-1.3640
3	0.4737	1.3015	21	-0.4737	-1.3015
4	0.6925	1.1994	22	-0.6925	-1.1994
5	0.8903	1.0610	23	-0.8903	-1.0610
6	1.0610	0.8903	24	-1.0610	-0.8903
7	1.1994	0.6925	25	-1.1994	-0.6925
8	1.3015	0.4737	26	-1.3015	-0.4737
9	1.3640	0.2405	27	-1.3640	-0.2405
10	1.3850	0.0000	28	-1.3850	0.0000
11	1.3640	-0.2405	29	-1.3640	0.2405
12	1.3015	-0.4737	30	-1.3015	0.4737
13	1.1994	-0.6925	31	-1.1994	0.6925
14	1.0610	-0.8903	32	-1.0610	0.8903
15	0.8903	-1.0610	33	-0.8903	1.0610
16	0.6925	-1.1994	34	-0.6925	1.1994
17	0.4737	-1.3015	35	-0.4737	1.3015
18	0.2405	-1.3640	36	-0.2405	1.3640

7.1.2.2 曲げ剛性

曲げ剛性は下記の通り算出した。

- ・ 弾性係数

$$E_c = 33000000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・ 断面積

$$A = b \cdot h = 1.00 \times 0.180 = 0.180 \text{ (m}^2\text{)}$$

- ・ 部材の断面二次モーメント

$$I_{SE} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.180^3}{12} = 0.000486 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、

b: 部材幅 1.00 (m)

h: 覆工板厚 0.180 (m)

- ・ 覆工の曲げ剛性

$$\begin{aligned} EI &= \eta \cdot E_c \cdot I_{SE} \\ &= 0.80 \times 33000000 \times 0.000486 \\ &= 12830 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

ここで、

E_c : コンクリートの弾性係数 33, 000, 000 (kN/m²)

η : 曲げ剛性の有効率 80 (%)

7.1.2.3 長期断面力算定（長期の再掲）

表 2.14.1.6-48 長期の断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	0.049	-0.482	182.355	36	1	0.049	0.482	182.355
1	2	-0.068	-0.482	182.355	36	36	-0.068	0.482	182.355
2	2	-0.068	-1.254	182.886	35	36	-0.068	1.254	182.886
2	3	-0.371	-1.254	182.886	35	35	-0.371	1.254	182.886
3	3	-0.371	-1.493	183.798	34	35	-0.371	1.493	183.798
3	4	-0.731	-1.493	183.798	34	34	-0.731	1.493	183.798
4	4	-0.731	-0.973	184.841	33	34	-0.731	0.973	184.841
4	5	-0.966	-0.973	184.841	33	33	-0.966	0.973	184.841
5	5	-0.966	0.366	185.726	32	33	-0.966	-0.366	185.726
5	6	-0.877	0.366	185.726	32	32	-0.877	-0.366	185.726
6	6	-0.877	1.733	185.818	31	32	-0.877	-1.733	185.818
6	7	-0.460	1.733	185.818	31	31	-0.460	-1.733	185.818
7	7	-0.460	2.613	185.642	30	31	-0.460	-2.613	185.642
7	8	0.172	2.613	185.642	30	30	0.172	-2.613	185.642
8	8	0.172	2.823	185.445	29	30	0.172	-2.823	185.445
8	9	0.853	2.823	185.445	29	29	0.853	-2.823	185.445
9	9	0.853	2.329	185.574	28	29	0.853	-2.329	185.574
9	10	1.415	2.329	185.574	28	28	1.415	-2.329	185.574
10	10	1.415	1.286	186.238	27	28	1.415	-1.286	186.238
10	11	1.725	1.286	186.238	27	27	1.725	-1.286	186.238
11	11	1.725	-0.085	187.429	26	27	1.725	0.085	187.429
11	12	1.705	-0.085	187.429	26	26	1.705	0.085	187.429
12	12	1.705	-1.531	189.196	25	26	1.705	1.531	189.196
12	13	1.335	-1.531	189.196	25	25	1.335	1.531	189.196
13	13	1.335	-2.694	191.586	24	25	1.335	2.694	191.586
13	14	0.685	-2.694	191.586	24	24	0.685	2.694	191.586
14	14	0.685	-3.192	194.440	23	24	0.685	3.192	194.440
14	15	-0.086	-3.192	194.440	23	23	-0.086	3.192	194.440
15	15	-0.086	-2.735	197.409	22	23	-0.086	2.735	197.409
15	16	-0.746	-2.735	197.409	22	22	-0.746	2.735	197.409
16	16	-0.746	-2.039	199.670	21	22	-0.746	2.039	199.670
16	17	-1.238	-2.039	199.670	21	21	-1.238	2.039	199.670
17	17	-1.238	-1.279	201.390	20	21	-1.238	1.279	201.390
17	18	-1.547	-1.279	201.390	20	20	-1.547	1.279	201.390
18	18	-1.547	-0.439	202.322	19	20	-1.547	0.439	202.322
18	19	-1.653	-0.439	202.322	19	19	-1.653	0.439	202.322

7.1.3 短期断面力算定

7.1.3.1 フレームモデル

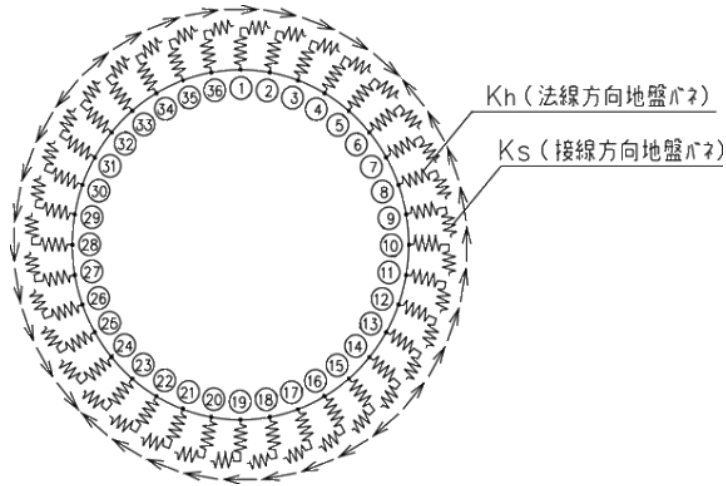


図 2.14.1.6-32 短期断面力算定フレームモデル

各節点の地盤ばね定数 K_h , K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / ((1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_C)$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここで、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

R_C : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \cdot G_s$$

G_s : 次項より, 85407.000 (KN/m²)

表層地盤の動的ポアソン比は, 次式により加重平均をして求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 0 (m)

H_g : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)

なお ν_{D1} , ν_{D2} は一般に表 2.14.1.6-49 の値をとる。

表 2.14.1.6-49 動的ポアソン比の一般値

地層	vD	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

7.1.3.2 各層の地盤条件

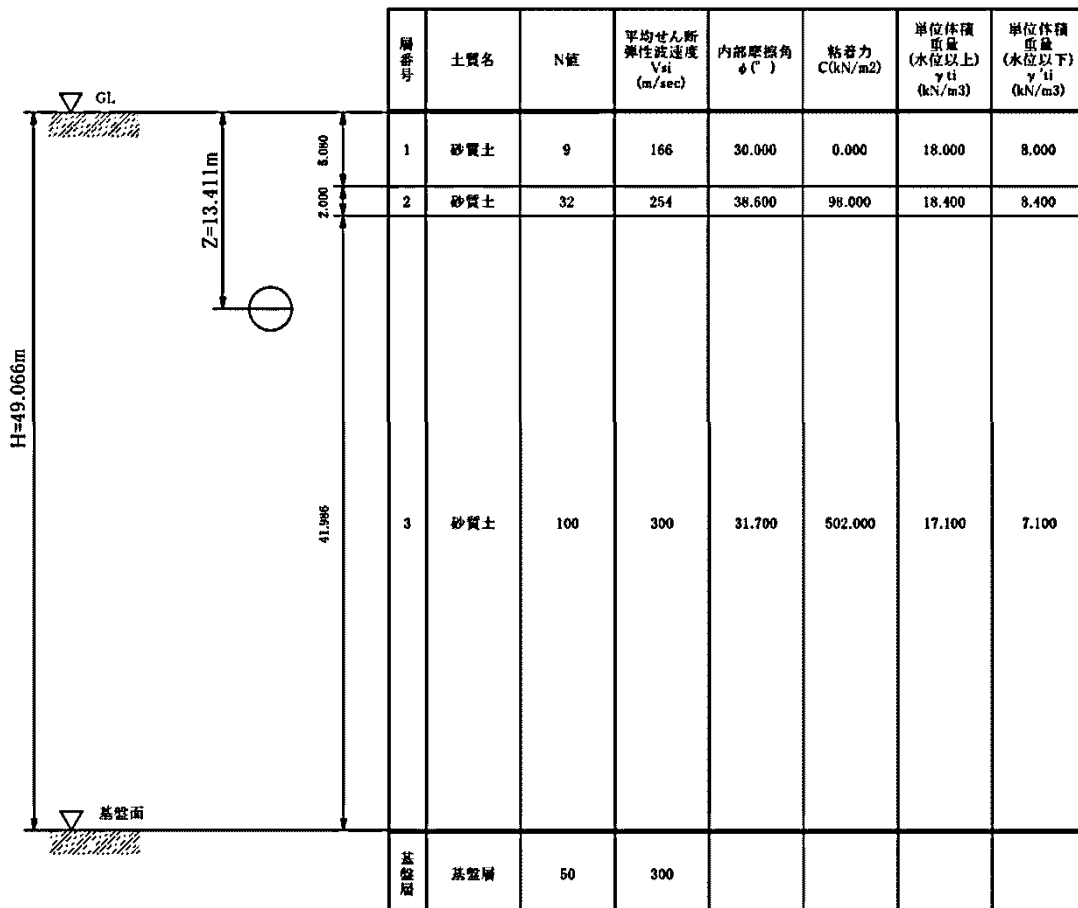


図 2.14.1.6-33 地盤条件

表 2.14.1.6-50 地盤条件

土層	土質名称	層厚	N値	γ	γ'	C	ϕ
1	砂質土	5.080	9	18.000	8.000	0.000	30.000
2	砂岩	2.000	32	18.400	8.400	98.000	38.600
3	泥岩	41.986	100	17.100	7.100	502.000	31.700

表層地盤の動的ポアソン比の算定

$$v_D = (H_w \cdot 0.45 + (H_g - H_w) \cdot 0.50) / H_g \text{ より}$$

$$v_D = (0 \cdot 0.45 + (49.066 - 0) \cdot 0.50) / 49.066$$

$$= 0.500$$

7.1.3.3 各節点の地盤ばね定数

表 2.14.1.6-51 各節点における地盤ばね

節点 番号	土層 番号	動的ポアソン 比 v_D	動的変形係 数 E_D (kN/m^2)	1要素長 差 d_s (m)	K_h (kN/m^3)	K_s (kN/m^3)
1		3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
2	36	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
3	35	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
4	34	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
5	33	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
6	32	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
7	31	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
8	30	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
9	29	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
10	28	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
11	27	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
12	26	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
13	25	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
14	24	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
15	23	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
16	22	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
17	21	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
18	20	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
19		3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704

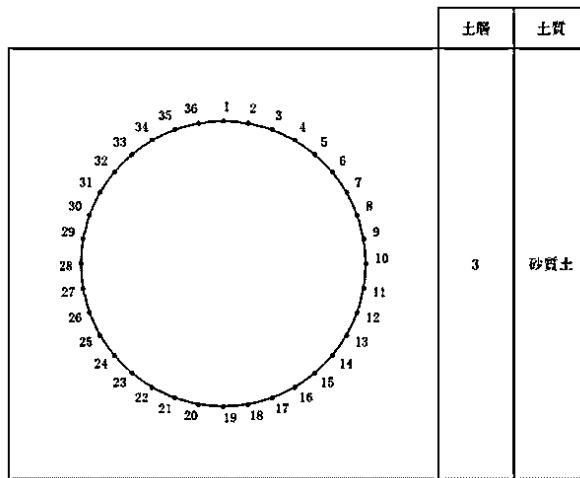


図 2.14.1.6-34 各節点が属する土層

7.1.3.4 地震時における覆工板の法線および接線方向地震力

地盤の応答変位を次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

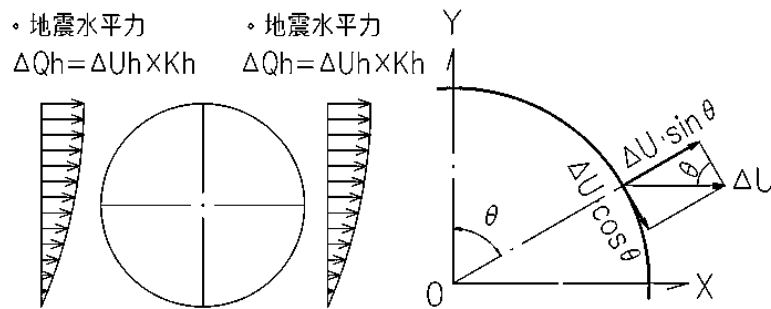


図 2.14.1.6-35 地震時水平力と分力イメージ

a) 地震時水平変位 $U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$

b) 法線方向成分 = $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)

c) 接線方向成分 = $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)

地震力 q_k および q_j は、法線方向と接線方向に対し各々の地盤ばね定数を乗ずること
で求める。表-52 に各節点における地震力を示す。

a) 法線方向地震力 $q_k = \Delta U \cdot \sin\theta \cdot ds \cdot K_h$ (kN/m)

b) 接線方向地震力 $q_j = \Delta U \cdot \cos\theta \cdot ds \cdot K_s$ (kN/m)

表 2.14.1.6-52 各節点における地震力

節点番号	深度Z (m)	水平変位 Uh(Z) (m)	相対変位 ΔU (m)	法線方向地震変位成分 $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)	接線方向地震変位成分 $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)	1要素長当り 地盤ばね定数 $ds \cdot Kh$ (kN/m ²)	1要素長当り せん断ばね定数 $ds \cdot Ks$ (kN/m ²)	法線方向 地震力 qk (kN/m)	接線方向 地震力 qj (kN/m)
1	12.0260	0.0402	0.0016	0.000000	0.001600	44713.802	14904.601	0.0000	23.8474
2	12.0470	0.0402	0.0016	0.000278	0.001576	44713.802	14904.601	12.4232	23.4851
3	12.1095	0.0401	0.0015	0.000513	0.001410	44713.802	14904.601	22.9395	21.0086
4	12.2116	0.0401	0.0015	0.000750	0.001299	44713.802	14904.601	33.5354	19.3616
5	12.3500	0.0400	0.0014	0.000900	0.001072	44713.802	14904.601	40.2381	15.9846
6	12.5207	0.0399	0.0013	0.000996	0.000836	44713.802	14904.601	44.5286	12.4546
7	12.7185	0.0398	0.0012	0.001039	0.000600	44713.802	14904.601	46.4679	8.9428
8	12.9373	0.0397	0.0011	0.001034	0.000376	44713.802	14904.601	46.2190	5.6074
9	13.1705	0.0395	0.0009	0.000886	0.000156	44713.802	14904.601	39.6310	2.3293
10	13.4110	0.0394	0.0008	0.000800	0.000000	44713.802	14904.601	35.7710	0.0000
11	13.6515	0.0393	0.0007	0.000689	-0.000122	44713.802	14904.601	30.8241	-1.8117
12	13.8847	0.0391	0.0005	0.000470	-0.000171	44713.802	14904.601	21.0086	-2.5488
13	14.1035	0.0390	0.0004	0.000346	-0.000200	44713.802	14904.601	15.4893	-2.9809
14	14.3013	0.0389	0.0003	0.000230	-0.000193	44713.802	14904.601	10.2758	-2.8741
15	14.4720	0.0388	0.0002	0.000129	-0.000153	44713.802	14904.601	5.7483	-2.2835
16	14.6104	0.0387	0.0001	0.000050	-0.000087	44713.802	14904.601	2.2357	-1.2908
17	14.7125	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
18	14.7750	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
19	14.7960	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
20	14.7750	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
21	14.7125	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
22	14.6104	0.0387	0.0001	-0.000050	-0.000087	44713.802	14904.601	-2.2357	-1.2908
23	14.4720	0.0388	0.0002	-0.000129	-0.000153	44713.802	14904.601	-5.7483	-2.2835
24	14.3013	0.0389	0.0003	-0.000230	-0.000193	44713.802	14904.601	-10.2758	-2.8741
25	14.1035	0.0390	0.0004	-0.000346	-0.000200	44713.802	14904.601	-15.4893	-2.9809
26	13.8847	0.0391	0.0005	-0.000470	-0.000171	44713.802	14904.601	-21.0086	-2.5488
27	13.6515	0.0393	0.0007	-0.000689	-0.000122	44713.802	14904.601	-30.8241	-1.8117
28	13.4110	0.0394	0.0008	-0.000800	0.000000	44713.802	14904.601	-35.7710	0.0000
29	13.1705	0.0395	0.0009	-0.000886	0.000156	44713.802	14904.601	-39.6310	2.3293
30	12.9373	0.0397	0.0011	-0.001034	0.000376	44713.802	14904.601	-46.2190	5.6074
31	12.7185	0.0398	0.0012	-0.001039	0.000600	44713.802	14904.601	-46.4679	8.9428
32	12.5207	0.0399	0.0013	-0.000996	0.000836	44713.802	14904.601	-44.5286	12.4546
33	12.3500	0.0400	0.0014	-0.000900	0.001072	44713.802	14904.601	-40.2381	15.9846
34	12.2116	0.0401	0.0015	-0.000750	0.001299	44713.802	14904.601	-33.5354	19.3616
35	12.1095	0.0401	0.0015	-0.000513	0.001410	44713.802	14904.601	-22.9395	21.0086
36	12.0470	0.0402	0.0016	-0.000278	0.001576	44713.802	14904.601	-12.4232	23.4851

7.1.3.5 周面せん断力 τ , σ の算定

周面せん断力 τ (τ_x , τ_y) は, 図 2.14.1.6-36 に示す通りシールド外周面に作用するがその大きさは以下の通りとなる。

$$\tau_x = \tau_y = G_s / (\pi \cdot H) \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin(\pi Z / 2H)$$

ここに

G_s : 動的せん断変形係数

H : 表層厚

T_s : 表層地盤の固有周期

Z : 表層面からの深さ

となる。

したがって, 図 2.14.1.6-36 に示される地震時周面せん断力が働いたときに作用する τ , および σ は以下のとおりとなる。

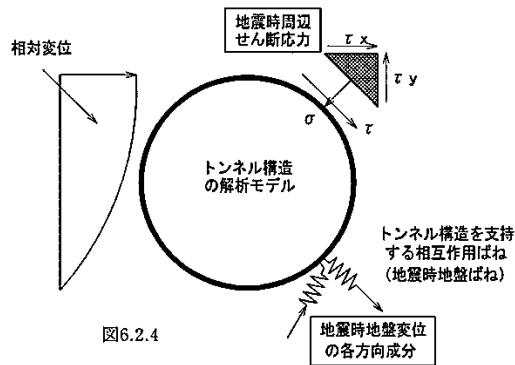


図 2.14.1.6-36 地震時周面せん断力による τ , および σ

$\tau_x = \tau_y$ の時,

$$\tau = (\tau_x - \tau_y) / 2 + (\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \cos 2\theta$$

$$\sigma = -(\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \sin 2\theta$$

但し, 地震時周面せん断力の最大値は

$$\tau_{\max} = C + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

ここに

C : 地盤の粘着力

σ_n : 有効上載圧

φ : 内部摩擦角

となるため, 本値との比較のうえ決定する。

表 2.14.1.6-53 地震時周面せん断力 τ , σ の算定

節点 番号	深度z (m)	土層 番号	層厚 h (m)	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	σ_n (kN/m ²)	τ_{max} (kN/m ²)	τ_x, τ_y (kN/m ²)	採用 τ_x, τ_y (kN/m ²)	決定 τ 値 (kN/m ²)	決定 σ 値 (kN/m ²)
1	12.0260	3	0.0000	17.1	502	31.7	212.8166	633.4382	44.4969	44.4969	44.4969	0.0000
2	12.0470	3	0.0210	17.1	502	31.7	213.1764	633.6604	44.5709	44.5709	41.8829	-15.2441
3	12.1095	3	0.0625	17.1	502	31.7	214.2449	634.3203	44.7904	44.7904	34.3114	-28.7907
4	12.2116	3	0.1020	17.1	502	31.7	215.9896	635.3979	45.1484	45.1484	22.5742	-39.0997
5	12.3500	3	0.1385	17.1	502	31.7	218.3575	636.8603	45.6336	45.6336	7.9242	-44.9403
6	12.5207	3	0.1707	17.1	502	31.7	221.2766	638.6632	46.2305	46.2305	-8.0278	-45.5282
7	12.7185	3	0.1978	17.1	502	31.7	224.6584	640.7518	46.9202	46.9202	-23.4601	-40.6341
8	12.9373	3	0.2188	17.1	502	31.7	228.3999	643.0626	47.6811	47.6811	-36.5258	-30.6488
9	13.1705	3	0.2332	17.1	502	31.7	232.3875	645.5254	48.4895	48.4895	-45.5652	-16.5844
10	13.4110	3	0.2405	17.1	502	31.7	236.5001	648.0654	49.3204	49.3204	-49.3204	0.0000
11	13.6515	3	0.2405	17.1	502	31.7	240.6127	650.6054	50.1484	50.1484	-47.1241	17.1518
12	13.8847	3	0.2332	17.1	502	31.7	244.6003	653.0682	50.9484	50.9484	-39.0287	32.7490
13	14.1035	3	0.2188	17.1	502	31.7	248.3419	655.3791	51.6964	51.6964	-25.8482	44.7704
14	14.3013	3	0.1978	17.1	502	31.7	251.7236	657.4676	52.3703	52.3703	-9.0940	51.5747
15	14.4720	3	0.1707	17.1	502	31.7	254.6427	659.2705	52.9504	52.9504	9.1947	52.1460
16	14.6104	3	0.1385	17.1	502	31.7	257.0106	660.7330	53.4197	53.4197	26.7098	46.2628
17	14.7125	3	0.1020	17.1	502	31.7	258.7553	661.8105	53.7649	53.7649	41.1863	34.5594
18	14.7750	3	0.0625	17.1	502	31.7	259.8238	662.4704	53.9760	53.9760	50.7208	18.4609
19	14.7960	3	0.0210	17.1	502	31.7	260.1836	662.6927	54.0470	54.0470	54.0470	0.0000
20	14.7750	3	0.0210	17.1	502	31.7	259.8238	662.4704	53.9760	53.9760	50.7208	-18.4609
21	14.7125	3	0.0625	17.1	502	31.7	258.7553	661.8105	53.7649	53.7649	41.1863	-34.5594
22	14.6104	3	0.1020	17.1	502	31.7	257.0106	660.7330	53.4197	53.4197	26.7099	-46.2628
23	14.4720	3	0.1385	17.1	502	31.7	254.6427	659.2705	52.9504	52.9504	9.1947	-52.1460
24	14.3013	3	0.1707	17.1	502	31.7	251.7236	657.4676	52.3703	52.3703	-9.0940	-51.5747
25	14.1035	3	0.1978	17.1	502	31.7	248.3419	655.3791	51.6964	51.6964	-25.8482	-44.7704
26	13.8847	3	0.2188	17.1	502	31.7	244.6003	653.0682	50.9484	50.9484	-39.0287	-32.7490
27	13.6515	3	0.2332	17.1	502	31.7	240.6127	650.6054	50.1484	50.1484	-47.1241	-17.1518
28	13.4110	3	0.2405	17.1	502	31.7	236.5001	648.0654	49.3204	49.3204	-49.3204	0.0000
29	13.1705	3	0.2405	17.1	502	31.7	232.3875	645.5254	48.4895	48.4895	-45.5652	16.5844
30	12.9373	3	0.2332	17.1	502	31.7	228.3999	643.0626	47.6811	47.6811	-36.5258	30.6488
31	12.7185	3	0.2188	17.1	502	31.7	224.6584	640.7518	46.9202	46.9202	-23.4601	40.6341
32	12.5207	3	0.1978	17.1	502	31.7	221.2766	638.6632	46.2305	46.2305	-8.0278	45.5282
33	12.3500	3	0.1707	17.1	502	31.7	218.3575	636.8603	45.6336	45.6336	7.9242	44.9403
34	12.2116	3	0.1385	17.1	502	31.7	215.9896	635.3979	45.1484	45.1484	22.5742	39.0997
35	12.1095	3	0.1020	17.1	502	31.7	214.2449	634.3203	44.7904	44.7904	34.3114	28.7907
36	12.0470	3	0.0625	17.1	502	31.7	213.1764	633.6604	44.5709	44.5709	41.8829	15.2441

ただし,

決定 τ 値 = 採用 $\tau_x \cdot \cos 2\theta$

決定 σ 値 = -採用 $\tau_x \cdot \sin 2\theta$

7.1.4 地盤水平力による地震力と周面せん断力の合成

7.1.4.1 法線方向

法線方向の地震力については法線方向周面せん断力 $\sigma \cdot ds$ が地盤水平力による法線方向地震力に加わる事から $qk + \sigma \cdot ds(kN/m)$ となる。

表 2.14.1.6-54 法線方向の地震力と周面せん断力の合成

節点番号	法線方向 地震力 qk (kN/m)	周面 せん断力 σ (kN/m ²)	1要素 長さ ds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\sigma \cdot ds(kN/m)$	法線方向 地震力 $qk +$ 周面せん断力 $\sigma \cdot ds$
1	0.0000	-0.0000	0.2417	0.0000	0.0000
2	12.4232	15.2441	0.2417	3.6845	16.1077
3	22.9395	28.7907	0.2417	6.9587	29.8982
4	33.5354	39.0997	0.2417	9.4504	42.9857
5	40.2381	44.9403	0.2417	10.8621	51.1001
6	44.5286	45.5282	0.2417	11.0042	55.5327
7	46.4679	40.6341	0.2417	9.8213	56.2892
8	46.2190	30.6488	0.2417	7.4078	53.6268
9	39.6310	16.5844	0.2417	4.0084	43.6395
10	35.7710	-0.0000	0.2417	0.0000	35.7710
11	30.8241	-17.1518	0.2417	-4.1456	26.6786
12	21.0086	-32.7490	0.2417	-7.9154	13.0932
13	15.4893	-44.7704	0.2417	-10.8210	4.6683
14	10.2758	-51.5747	0.2417	-12.4656	-2.1898
15	5.7483	-52.1460	0.2417	-12.6037	-6.8554
16	2.2357	-46.2628	0.2417	-11.1817	-8.9460
17	0.0000	-34.5594	0.2417	-8.3530	-8.3530
18	0.0000	-18.4609	0.2417	-4.4620	-4.4620
19	0.0000	-0.0000	0.2417	0.0000	0.0000
20	0.0000	18.4609	0.2417	4.4620	4.4620
21	0.0000	34.5594	0.2417	8.3530	8.3530
22	-2.2357	46.2628	0.2417	11.1817	8.9460
23	-5.7483	52.1460	0.2417	12.6037	6.8554
24	-10.2758	51.5747	0.2417	12.4656	2.1898
25	-15.4893	44.7704	0.2417	10.8210	-4.6683
26	-21.0086	32.7490	0.2417	7.9154	-13.0932
27	-30.8241	17.1518	0.2417	4.1456	-26.6786
28	-35.7710	-0.0000	0.2417	0.0000	-35.7710
29	-39.6310	-16.5844	0.2417	-4.0084	-43.6395
30	-46.2190	-30.6488	0.2417	-7.4078	-53.6268
31	-46.4679	-40.6341	0.2417	-9.8213	-56.2892
32	-44.5286	-45.5282	0.2417	-11.0042	-55.5327
33	-40.2381	-44.9403	0.2417	-10.8621	-51.1001
34	-33.5354	-39.0997	0.2417	-9.4504	-42.9857
35	-22.9395	-28.7907	0.2417	-6.9587	-29.8982
36	-12.4232	-15.2441	0.2417	-3.6845	-16.1077

7.1.4.2 接線方向

接線方向の地震力については接線方向周面せん断力 $\tau \cdot ds$ が地盤水平力による接線方向地震力に加わる事から $q_j + \tau \cdot ds$ (kN/m)となる。

表 2.14.1.6-54 法線方向の地震力と周面せん断力の合成

節点番号	接線方向 地震力 q_j (kN/m)	周面 せん断力 τ (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	1要素当り周面 せん断力 $\tau \cdot ds$ (kN/m)	接線方向地震力 $q_j +$ 周面せん断力 $\tau \cdot ds$
1	23.8474	44.4969	0.2417	10.7549	34.6023
2	23.4851	41.8829	0.2417	10.1231	33.6082
3	21.0086	34.3114	0.2417	8.2931	29.3017
4	19.3616	22.5742	0.2417	5.4562	24.8178
5	15.9846	7.9242	0.2417	1.9153	17.8999
6	12.4546	-8.0278	0.2417	-1.9403	10.5143
7	8.9428	-23.4601	0.2417	-5.6703	3.2725
8	5.6074	-36.5258	0.2417	-8.8283	-3.2209
9	2.3293	-45.5652	0.2417	-11.0131	-8.6838
10	0.0000	-49.3204	0.2417	-11.9207	-11.9207
11	-1.8117	-47.1241	0.2417	-11.3899	-13.2016
12	-2.5488	-39.0287	0.2417	-9.4332	-11.9821
13	-2.9809	-25.8482	0.2417	-6.2475	-9.2284
14	-2.8741	-9.0940	0.2417	-2.1980	-5.0722
15	-2.2835	9.1947	0.2417	2.2224	-0.0611
16	-1.2908	26.7098	0.2417	6.4558	5.1650
17	0.0000	41.1863	0.2417	9.9547	9.9547
18	0.0000	50.7208	0.2417	12.2592	12.2592
19	0.0000	54.0470	0.2417	13.0632	13.0632
20	0.0000	50.7208	0.2417	12.2592	12.2592
21	0.0000	41.1863	0.2417	9.9547	9.9547
22	-1.2908	26.7099	0.2417	6.4558	5.1650
23	-2.2835	9.1947	0.2417	2.2224	-0.0611
24	-2.8741	-9.0940	0.2417	-2.1980	-5.0722
25	-2.9809	-25.8482	0.2417	-6.2475	-9.2284
26	-2.5488	-39.0287	0.2417	-9.4332	-11.9821
27	-1.8117	-47.1241	0.2417	-11.3899	-13.2016
28	0.0000	-49.3204	0.2417	-11.9207	-11.9207
29	2.3293	-45.5652	0.2417	-11.0131	-8.6838
30	5.6074	-36.5258	0.2417	-8.8283	-3.2209
31	8.9428	-23.4601	0.2417	-5.6703	3.2725
32	12.4546	-8.0278	0.2417	-1.9403	10.5143
33	15.9846	7.9242	0.2417	1.9153	17.8999
34	19.3616	22.5742	0.2417	5.4562	24.8178
35	21.0086	34.3114	0.2417	8.2931	29.3017
36	23.4851	41.8829	0.2417	10.1231	33.6082

7.1.5 地震時のみの節点変位

地震時のみの増分荷重による節点変位を表 2.14.1.6-55 に示す。なお、地震時のみの増分荷重による変位は、法線方向せん断力および法線方向地震力ならびに、接線方向せん断力および接線方向地震力を放水トンネルのフレームモデルに与えて解いている。

表 2.14.1.6-55 地震時のみの節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)
1	0.001520	0.000000	0.000437				
2	0.001529	0.000102	0.000395	36	0.001529	-0.000102	0.000395
3	0.001549	0.000181	0.000272	35	0.001549	-0.000181	0.000272
4	0.001567	0.000222	0.000084	34	0.001567	-0.000222	0.000084
5	0.001561	0.000217	-0.000150	33	0.001561	-0.000217	-0.000150
6	0.001513	0.000171	-0.000402	32	0.001513	-0.000171	-0.000402
7	0.001408	0.000100	-0.000643	31	0.001408	-0.000100	-0.000643
8	0.001244	0.000025	-0.000844	30	0.001244	-0.000025	-0.000844
9	0.001030	-0.000032	-0.000978	29	0.001030	0.000032	-0.000978
10	0.000786	-0.000053	-0.001030	28	0.000786	0.000053	-0.001030
11	0.000541	-0.000032	-0.000995	27	0.000541	0.000032	-0.000995
12	0.000321	0.000026	-0.000874	26	0.000321	-0.000026	-0.000874
13	0.000150	0.000104	-0.000678	25	0.000150	-0.000104	-0.000678
14	0.000038	0.000180	-0.000434	24	0.000038	-0.000180	-0.000434
15	-0.000015	0.000230	-0.000171	23	-0.000015	-0.000230	-0.000171
16	-0.000022	0.000238	0.000081	22	-0.000022	-0.000238	0.000081
17	-0.000004	0.000196	0.000289	21	-0.000004	-0.000196	0.000289
18	0.000017	0.000110	0.000427	20	0.000017	-0.000110	0.000427
19	0.000027	0.000000	0.000474				

7.1.6 地震時のみの断面力

地震時のみの増分荷重による断面力を表2.14.1.6-56に示す。なお、地震時のみの増分荷重による断面力は、法線方向せん断力および法線方向地震力ならびに、接線方向せん断力および接線方向地震力を放水トンネルのフレームモデルに与えて解いている。

表 2.14.1.6-56 地震時のみの断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメントM (kN・m)	せん断力Q (kN)	軸力N (kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力Q (kN)	軸力N (kN)
1	1	0.000	-18.718	7.631	36	1	0.000	-18.718	-7.631
1	2	-4.519	-18.718	7.631	36	36	4.519	-18.718	-7.631
2	2	-4.519	-16.356	22.171	35	36	4.519	-16.356	-22.171
2	3	-8.468	-16.356	22.171	35	35	8.468	-16.356	-22.171
3	3	-8.468	-12.917	33.289	34	35	8.468	-12.917	-33.289
3	4	-11.586	-12.917	33.289	34	34	11.586	-12.917	-33.289
4	4	-11.586	-7.024	41.304	33	34	11.586	-7.024	-41.304
4	5	-13.282	-7.024	41.304	33	33	13.282	-7.024	-41.304
5	5	-13.282	-0.744	44.142	32	33	13.282	-0.744	-44.142
5	6	-13.461	-0.744	44.142	32	32	13.461	-0.744	-44.142
6	6	-13.461	5.564	41.684	31	32	13.461	5.564	-41.684
6	7	-12.118	5.564	41.684	31	31	12.118	5.564	-41.684
7	7	-12.118	11.735	34.211	30	31	12.118	11.735	-34.211
7	8	-9.285	11.735	34.211	30	30	9.285	11.735	-34.211
8	8	-9.285	17.672	22.385	29	30	9.285	17.672	-22.385
8	9	-5.018	17.672	22.385	29	29	5.018	17.672	-22.385
9	9	-5.018	18.811	7.331	28	29	5.018	18.811	-7.331
9	10	-0.477	18.811	7.331	28	28	0.477	18.811	-7.331
10	10	-0.477	19.295	-8.760	27	28	0.477	19.295	8.760
10	11	4.181	19.295	-8.760	27	27	-4.181	19.295	8.760
11	11	4.181	19.008	-24.426	26	27	-4.181	19.008	24.426
11	12	8.770	19.008	-24.426	26	26	-8.770	19.008	24.426
12	12	8.770	13.604	-37.296	25	26	-8.770	13.604	37.296
12	13	12.054	13.604	-37.296	25	25	-12.054	13.604	37.296
13	13	12.054	7.529	-45.936	24	25	-12.054	7.529	45.936
13	14	13.872	7.529	-45.936	24	24	-13.872	7.529	45.936
14	14	13.872	0.880	-49.330	23	24	-13.872	0.880	49.330
14	15	14.084	0.880	-49.330	23	23	-14.084	0.880	49.330
15	15	14.084	-6.071	-46.891	22	23	-14.084	-6.071	46.891
15	16	12.619	-6.071	-46.891	22	22	-12.619	-6.071	46.891
16	16	12.619	-12.785	-38.566	21	22	-12.619	-12.785	38.566
16	17	9.532	-12.785	-38.566	21	21	-9.532	-12.785	38.566
17	17	9.532	-18.406	-24.905	20	21	-9.532	-18.406	24.905
17	18	5.089	-18.406	-24.905	20	20	-5.089	-18.406	24.905
18	18	5.089	-21.077	-8.601	19	20	-5.089	-21.077	8.601
18	19	0.000	-21.077	-8.601	19	19	0.000	-21.077	8.601

7.1.7 短期変位

長期荷重による変位と地震時のみの増分荷重による変位を足し合わせた変位(=短期変位)を表 2.14.1.6-57 に示す。

表 2.14.1.6-57 短期変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)
1	0.001781	-0.000390	0.000437				
2	0.001783	-0.000271	0.000531	36	0.001796	-0.000475	0.000258
3	0.001807	-0.000144	0.000525	35	0.001812	-0.000506	0.000020
4	0.001847	-0.000035	0.000416	34	0.001807	-0.000478	-0.000249
5	0.001883	0.000035	0.000215	33	0.001760	-0.000398	-0.000516
6	0.001890	0.000057	-0.000052	32	0.001656	-0.000284	-0.000752
7	0.001844	0.000038	-0.000353	31	0.001493	-0.000161	-0.000932
8	0.001729	-0.000003	-0.000648	30	0.001279	-0.000052	-0.001039
9	0.001545	-0.000042	-0.000895	29	0.001035	0.000022	-0.001061
10	0.001307	-0.000053	-0.001064	28	0.000786	0.000053	-0.000996
11	0.001041	-0.000020	-0.001137	27	0.000562	0.000043	-0.000853
12	0.000780	0.000058	-0.001105	26	0.000383	0.000006	-0.000642
13	0.000555	0.000172	-0.000970	25	0.000266	-0.000036	-0.000385
14	0.000387	0.000299	-0.000753	24	0.000210	-0.000062	-0.000114
15	0.000287	0.000410	-0.000481	23	0.000205	-0.000051	0.000140
16	0.000246	0.000480	-0.000187	22	0.000230	0.000005	0.000348
17	0.000249	0.000493	0.000093	21	0.000263	0.000102	0.000485
18	0.000270	0.000445	0.000323	20	0.000286	0.000225	0.000530
19	0.000287	0.000348	0.000474				

7.1.8 短期断面力

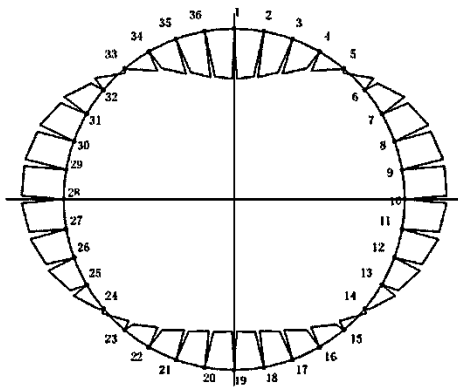
長期荷重による断面力と地震時のみの増分荷重による断面力を足し合わせた断面力(=短期断面力)を表 2.14.1.6-58 に示す。

表 2.14.1.6-58 短期断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモー メントM(kN· m)	せん断 力Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモー メントM (kN·m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	7.677	-21.028	212.067	36	1	7.677	-16.408	196.805
1	2	2.600	-21.028	212.067	36	36	11.638	-16.408	196.805
2	2	2.600	-22.896	228.676	35	36	11.638	-9.816	184.334
2	3	-2.928	-22.896	228.676	35	35	14.008	-9.816	184.334
3	3	-2.928	-22.584	243.603	34	35	14.008	-3.250	177.025
3	4	-8.379	-22.584	243.603	34	34	14.793	-3.250	177.025
4	4	-8.379	-18.215	256.579	33	34	14.793	4.167	173.971
4	5	-12.777	-18.215	256.579	33	33	13.787	4.167	173.971
5	5	-12.777	-11.644	264.794	32	33	13.787	10.156	176.510
5	6	-15.588	-11.644	264.794	32	32	11.334	10.156	176.510
6	6	-15.588	-3.335	267.402	31	32	11.334	14.463	184.034
6	7	-16.393	-3.335	267.402	31	31	7.843	14.463	184.034
7	7	-16.393	5.650	263.803	30	31	7.843	17.820	195.381
7	8	-15.029	5.650	263.803	30	30	3.541	17.820	195.381
8	8	-15.029	14.704	254.793	29	30	3.541	20.640	210.023
8	9	-11.479	14.704	254.793	29	29	-1.443	20.640	210.023
9	9	-11.479	18.961	241.478	28	29	-1.443	18.661	226.816
9	10	-6.901	18.961	241.478	28	28	-5.947	18.661	226.816
10	10	-6.901	22.343	226.045	27	28	-5.947	16.247	243.565
10	11	-1.508	22.343	226.045	27	27	-9.870	16.247	243.565
11	11	-1.508	24.507	209.925	26	27	-9.870	13.509	258.777
11	12	4.409	24.507	209.925	26	26	-13.131	13.509	258.777
12	12	4.409	20.902	195.709	25	26	-13.131	6.306	270.301
12	13	9.455	20.902	195.709	25	25	-14.653	6.306	270.301
13	13	9.455	15.927	185.228	24	25	-14.653	-0.869	277.100
13	14	13.300	15.927	185.228	24	24	-14.444	-0.869	277.100
14	14	13.300	9.352	179.639	23	24	-14.444	-7.592	278.299
14	15	15.557	9.352	179.639	23	23	-12.611	-7.592	278.299
15	15	15.557	1.475	180.069	22	23	-12.611	-13.617	273.851
15	16	15.914	1.475	180.069	22	22	-9.324	-13.617	273.851
16	16	15.914	-6.914	186.791	21	22	-9.324	-18.656	263.923
16	17	14.244	-6.914	186.791	21	21	-4.820	-18.656	263.923
17	17	14.244	-14.703	199.361	20	21	-4.820	-22.109	249.171
17	18	10.695	-14.703	199.361	20	20	0.517	-22.109	249.171
18	18	10.695	-19.815	215.118	19	20	0.517	-22.339	232.320
18	19	5.911	-19.815	215.118	19	19	5.911	-22.339	232.320

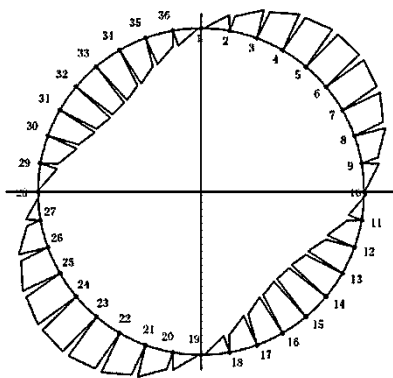
7.1.9 断面力図

7.1.9.1 曲げモーメント図



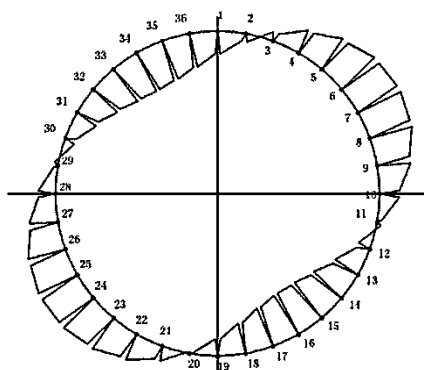
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント = 7.677 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント = -6.461 (kN・m)

図 2.14.1.6-37 長期曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 14.084 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント = -14.084 (kN・m)

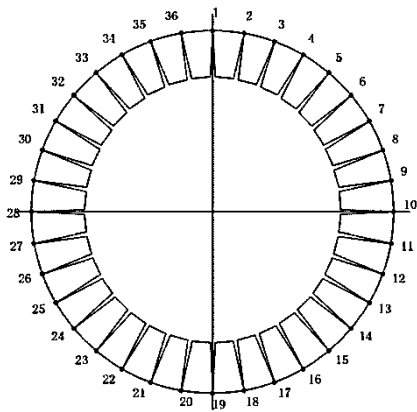
図 2.14.1.6-38 地震時のみの曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =15
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =16
 正の最大曲げモーメント = 15.914 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント = -16.393 (kN・m)

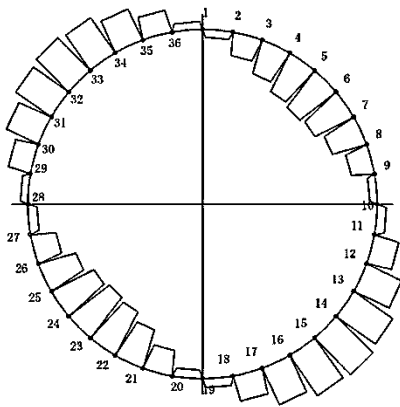
図 2.14.1.6-39 短期曲げモーメント

7.1.9.2 軸力図



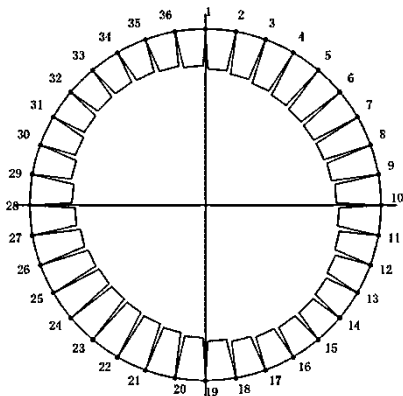
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 232.408 (kN・m)

図 2.14.1.6-40 長期軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = -49.330 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 46.891 (kN・m)

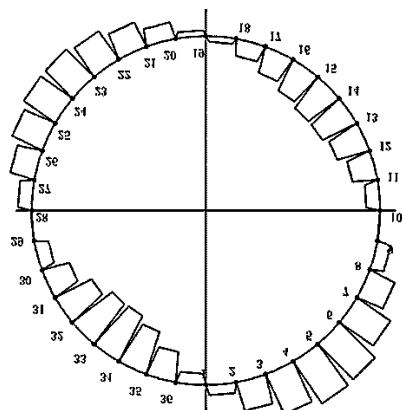
図 2.14.1.6-41 地震時のみの軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =15
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =16
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 180.069 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 263.803 (kN・m)

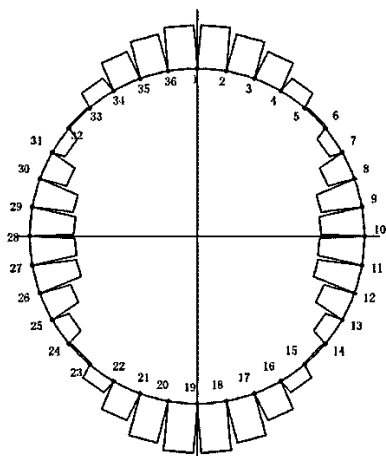
図 2.14.1.6-42 短期軸力

7.1.9.3 せん断力図



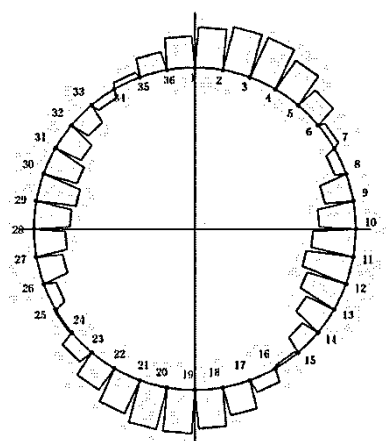
最大せん断力が発生する要素 =4
 最大せん断力が発生する節点 =4
 最大せん断力 = -11.191 (kN)

図 2.14.1.6-43 長期せん断力



最大せん断力が発生する要素 =18
 最大せん断力が発生する節点 =18
 最大せん断力 = -21.077 (kN)

図 2.14.1.6-44 地震時のみのせん断力



最大せん断力が発生する要素 =11
 最大せん断力が発生する節点 =11
 最大せん断力 = 24.507 (kN)

図 2.14.1.6-45 短期せん断力

7.1.9.4 発進部クリティカルケース 断面力一覧(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-58 より，正曲げモーメント，負曲げモーメント，せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

表 2.14.1.6-59 断面力一覧表(単位 m 当り)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	15	16	15.914	180.069	1.475
-Mmax	7	7	-16.393	263.803	5.650
Qmax	11	11	-1.508	209.925	24.507

これを 1 リング当り断面力に換算する。

$$M=M \cdot B \cdot (1+\zeta)$$

$$N=N \cdot B$$

$$Q=Q \cdot B$$

ここで，

B: 覆工板幅 1.000 (m)

ζ: 曲げモーメント割増率 25(%)

表 2.14.1.6-60 断面力一覧表(1 リング当たり断面力)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	15	16	19.892	180.069	1.475
-Mmax	7	7	-20.491	263.803	5.650
Qmax	11	11	-1.885	209.925	24.507

7.9.1.5 応力度照査

(1)主断面の応力状態の判定

長期と同様であるため省略。

(2) 主断面の応力算定式

長期と同様であるため省略。

7.9.1.6 応力度の算定一覧表

表 2.14.1.6-61 応力度照査

検討位置		正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置		
節点番号		16		7		11		
断面寸法	B	m	1.000		1.000		1.000	
	h	m	0.180		0.180		0.180	
断面力	M	kN・m	19.892		-20.491		-1.885	
	N	kN	180.069		263.803		209.925	
	Q	kN	1.475		5.650		24.507	
引張側有効高	d	mm	120		120		120	
引張側鉄筋量	As	cm ²	22.9200		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	60		60		60	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		22.9200		22.9200	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
応力度	e	mm	110		78		9	
	Ai	mm ²	238212		238212		238212	
	u	mm	91		89		89	
	Ii	mm ⁴ /Ring	537970442		537970442		537970442	
	Ki	mm	25		25		25	
	f	mm	112		76		8	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	χ	mm	80.3		83.7		—	
	σc	N/mm ²	6.2	OK	6.4	OK	1.2	OK
	σs	N/mm ²	45.9	OK	41.7	OK	—	—
	σs'	N/mm ²	23.5	OK	27.2	OK	15.0	OK
	τc	N/mm ²	0.014	OK	0.054	OK	0.235	OK
	許容応力度	σca	N/mm ²	24		24		24
σsa		N/mm ²	300		300		300	
τa		N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

7.2 (b)最深部・土被り 2D の場合

最深部・土被り 2D の検討内容の記載は、発進部・土被り 2D の検討内容と同様であるため省略する。

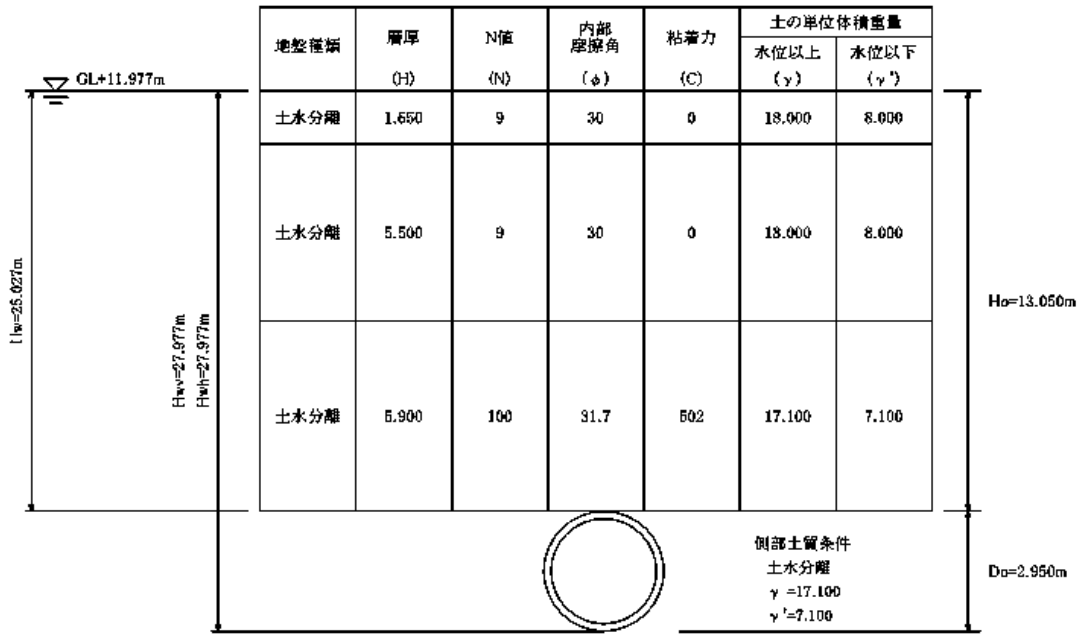


図 2.14.1.6-46 地盤条件

7.2.1 短期断面力

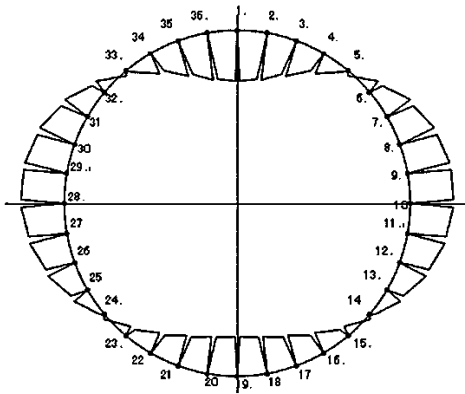
長期荷重による断面力と地震時のみの増分荷重による断面力を足し合わせた断面力(=短期変断面力)を表 2.14.1.6-62 に示す。

表 2.14.1.6-62 短期断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断Q (kN)	軸力N (kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断Q (kN)	軸力N (kN)
1	1	7.826	-24.663	391.718	36	1	7.826	-20.033	374.538
1	2	1.872	-24.663	391.718	36	36	12.662	-20.033	374.538
2	2	1.872	-26.306	410.120	35	36	12.662	-13.178	360.206
2	3	-4.479	-26.306	410.120	35	35	15.843	-13.178	360.206
3	3	-4.479	-25.411	426.632	34	35	15.843	-5.937	351.192
3	4	-10.614	-25.411	426.632	34	34	17.276	-5.937	351.192
4	4	-10.614	-20.115	440.708	33	34	17.276	2.579	346.892
4	5	-15.470	-20.115	440.708	33	33	16.654	2.579	346.892
5	5	-15.470	-12.012	449.463	32	33	16.654	10.366	348.761
5	6	-18.370	-12.012	449.463	32	32	14.152	10.366	348.761
6	6	-18.370	-1.420	451.868	31	32	14.152	17.312	356.410
6	7	-18.714	-1.420	451.868	31	31	9.972	17.312	356.410
7	7	-18.714	7.405	446.775	30	31	9.972	20.193	369.253
7	8	-16.925	7.405	446.775	30	30	5.097	20.193	369.253
8	8	-16.925	16.762	436.057	29	30	5.097	23.078	385.619
8	9	-12.879	16.762	436.057	29	29	-0.475	23.078	385.619
9	9	-12.879	22.243	420.769	28	29	-0.475	22.113	404.441
9	10	-7.508	22.243	420.769	28	28	-5.812	22.113	404.441
10	10	-7.508	27.531	402.990	27	28	-5.812	21.357	423.644
10	11	-0.863	27.531	402.990	27	27	-10.969	21.357	423.644
11	11	-0.863	28.183	384.699	26	27	-10.969	16.757	441.165
11	12	5.942	28.183	384.699	26	26	-15.014	16.757	441.165
12	12	5.942	24.163	368.702	25	26	-15.014	8.631	454.604
12	13	11.776	24.163	368.702	25	25	-17.098	8.631	454.604
13	13	11.776	19.075	356.498	24	25	-17.098	1.459	462.752
13	14	16.380	19.075	356.498	24	24	-17.450	1.459	462.752
14	14	16.380	9.593	350.817	23	24	-17.450	-7.829	464.139
14	15	18.696	9.593	350.817	23	23	-15.560	-7.829	464.139
15	15	18.696	-0.271	351.998	22	23	-15.560	-15.595	459.086
15	16	18.631	-0.271	351.998	22	22	-11.795	-15.595	459.086
16	16	18.631	-9.898	360.080	21	22	-11.795	-21.722	447.956
16	17	16.241	-9.898	360.080	21	21	-6.551	-21.722	447.956
17	17	16.241	-18.373	374.386	20	21	-6.551	-25.791	431.596
17	18	11.805	-18.373	374.386	20	20	-0.325	-25.791	431.596
18	18	11.805	-23.863	392.148	19	20	-0.325	-26.385	412.812
18	19	6.045	-23.863	392.148	19	19	6.045	-26.385	412.812

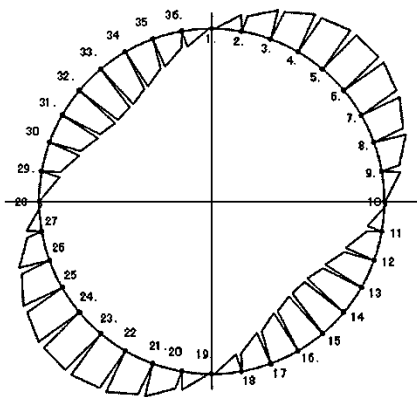
7.2.2 断面力図

7.2.2.1 曲げモーメント図



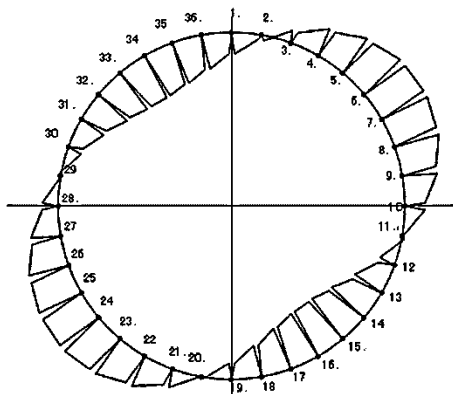
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント = 7.826 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント = -6.677 (kN·m)

図 2.14.1.6-47 長期曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 17.128 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント = -17.128 (kN·m)

図 2.14.1.6-48 地震時のみの曲げモーメント

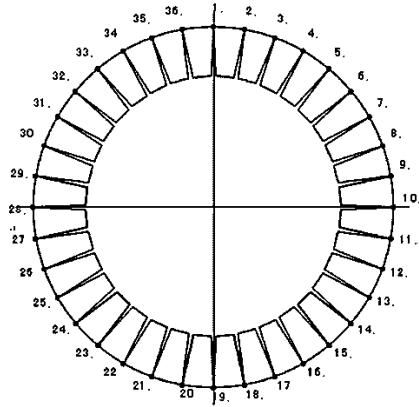


正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 18.696 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント = -18.714 (kN·m)

図 2.14.1.6-49 短期曲げモーメント

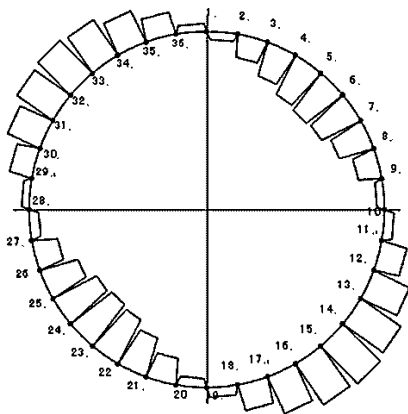
7.2.2.2 軸力図

長期軸力



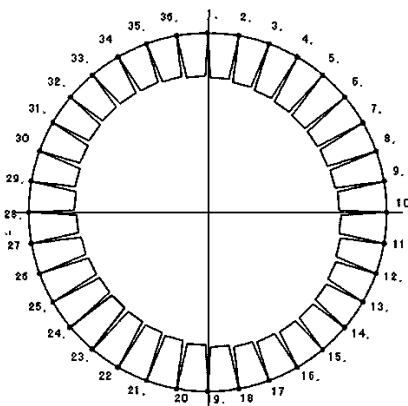
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =186.238 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =410.838 (kN・m)

図 2.14.1.6-50 長期軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =-56.661 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =53.544 (kN・m)

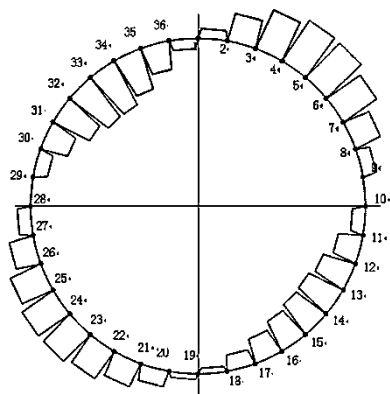
図 2.14.1.6-51 地震時のみの軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =350.817 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =446.775 (kN・m)

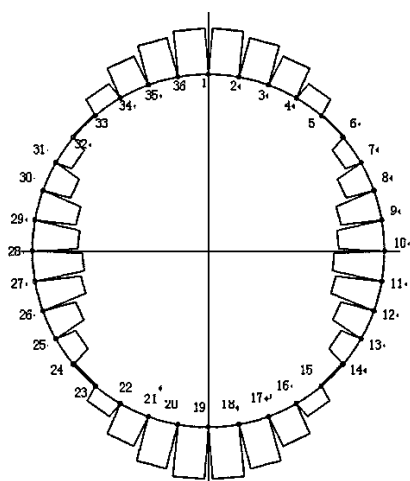
図 2.14.1.6-52 短期軸力

7.2.2.3 せん断力図



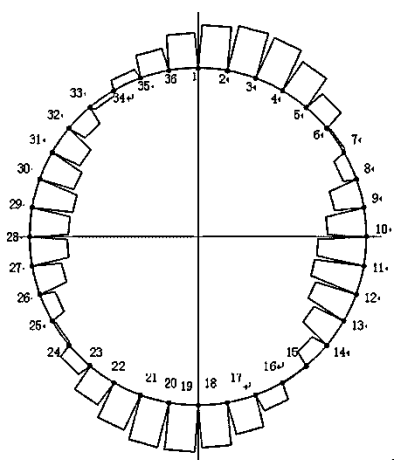
最大せん断力が発生する要素 =4
 最大せん断力が発生する節点 =4
 最大せん断力 = -11.347 (kN)

図 2.14.1.6-53 長期せん断力



最大せん断力が発生する要素 =18
 最大せん断力が発生する節点 =18
 最大せん断力 = -25.0124 (kN)

図 2.14.1.6-54 地震時のみのせん断力



最大せん断力が発生する要素 =11
 最大せん断力が発生する節点 =11
 最大せん断力 = 28.183 (kN)

図 2.14.1.6-55 短期せん断力

7.2.2.4 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(単位 m 当たり)

表 2.14.1.6-62 より、正曲げモーメント，負曲げモーメント，せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

表 2.14.1.6-63 断面力一覧表(単位m当たり)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	18.696	350.817	9.593
-Mmax	7	7	-18.714	446.775	7.405
Qmax	11	11	-0.863	384.699	28.183

7.2.2.5 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

これを1リング当たり断面力に換算する。

$$M=M \cdot B \cdot (1+\zeta)$$

$$N=N \cdot B$$

$$Q=Q \cdot B$$

ここで、

B: 覆工板幅 1.000 (m)

ζ : 曲げモーメント割増率 25(%)

表 2.14.1.6-64 ζ を考慮した断面力一覧表(1リング当たり断面力)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	23.370	350.817	9.593
-Mmax	7	7	-23.392	446.775	7.405
Qmax	11	11	-1.079	384.699	28.183

7.2.2.6 応力度の算定一覧表

表 2.14.1.6-65 応力度照査

検討位置			正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置	
節点番号			15		7		11	
断面寸法	B	m	1.000		1.000		1.000	
	h	m	0.180		0.180		0.180	
断面力	M	kN・m	23.370		-23.392		-1.079	
	N	kN	350.817		446.775		384.699	
	Q	kN	9.593		7.405		28.183	
引張側有効高	d	mm	120		120		120	
引張側鉄筋量	As	cm ²	22.9200		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	60		60		60	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		22.9200		22.9200	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
応力度	e	mm	67		52		3	
	Ai	mm ²	238, 212		238, 212		238, 212	
	u	mm	91		89		89	
	Ii	mm ⁴	537970442		537970442		537970442	
	Ki	mm	25		25		25	
	f	mm	68		51		1	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	χ	mm	97.3		107.2		-	
	σ _c	N/mm ²	7.0	OK	6.8	OK	1.8	OK
	σ _s	N/mm ²	24.5	OK	12.2	OK	-	-
	σ _{s'}	N/mm ²	40.3	OK	44.9	OK	25.0	OK
	τ _c	N/mm ²	0.092	OK	0.071	OK	0.270	OK
	許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²	24		24		24
σ _{sa}		N/mm ²	300		300		300	
τ _a		N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

8. 耐久性の照査

8.1 曲げひび割れ幅

ひび割れに対する照査は、各検討部位の発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、照査式および許容ひび割れ幅はコンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \varphi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数。

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

φ : 引張鉄筋径で、最小鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

表 2.14.1.6-66 曲げひび割れ幅の照査条件

項目	単位	覆工板の内面(通水側)	覆工板の外側(地山側)
ϕ	mm	19	16
cs	mm	140	
n	段	1	
f _c	N/mm ²	42	
k ₁	-	1.00	
k ₂	-	0.94	
k ₃	-	1.00	
c	mm	50.5	52
σ_{se}	N/mm ²	64.1	65.6
E _s	N/mm ²	200000	
ϵ'_{csd}	-	0.00015	

表 2.14.1.6-67 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
覆工板 (発進部)	0.14	0.18	0.76
覆工板 (最深部)	0.15	0.18	0.84

8.2 塩害

塩害に対する照査では、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを確認する。照査式を下記に示す。ひび割れの照査と同様に、「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i ：構造物係数（=1.0 とする）

耐久性照査に用いる設計条件は表 2.14.1.6-68 の値を用いる。

表 2.14.1.6-68 耐久性照査に用いる設計条件

		放水トンネル
耐用年数	(年)	30
表面 塩化物イオン	C_0 (kg/m ³)	9.0
腐食発生限界濃度	C_{lim} (kg/m ³)	2.19
拡散係数	D_k (cm/年)	0.052

- ・与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 cd と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

設計拡散係数 D_d は次式で算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l}\right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数

w : ひび割れ幅 (mm)

表 2.14.1.6-69 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m ³)	鉄筋位置における塩 化物イオン濃度/鉄筋 腐食発生限界濃度
覆工板 (発進部)	1.81	2.19	0.83
覆工板 (最深部)	2.02	2.19	0.92

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水口）

1. 設計方針

放水口の設計は、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会（以下、「2002コ示」という）に準拠し、許容応力度法により、曲げおよびせん断力に対する検討を行う。また、港湾の施設の技術上の基準・同解説 2018年（公社）日本港湾協会（以下、「H30 港湾基準」という）に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅、コンクリートの圧縮強度）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、放水口ケーソンの安定性に対する検討を実施する。

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

施工時を長期扱いとし、長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時は、側部埋戻により発生する断面力は側壁を3辺固定版としてモデル化し、算定する。なお、埋戻により発生する応力は供用時に残留するため、施工時における応力照査は省略し、供用時における照査において埋戻による断面力を足し合わせる。よって、断面力の算定結果のみを示す。

供用時は、側壁の水平方向については水平力により発生する断面力に対して検討を行う。

なお、常時において水平力は作用しないため、施工時荷重（側部埋戻における打設圧）により発生する断面力を長期（常時）の断面力とする。

2.2 短期

短期においては、地震時荷重又は波浪荷重を考慮し、2.1の供用時に示す断面力に、地震時荷重（慣性力、動水圧）又は波力により発生する断面力を足し合わせ、水平方向の幅が大きい南北面の側壁を対象として検討を行う。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水口に用いる材料のうち、コンクリート（高炉セメントB種）の設計基準強度は 30N/mm^2 、鉄筋はSD345とする。各使用材料の許容応力度を表2.14.1.7-1,2に示す。

表 2.14.1.7-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
30	11.0	0.50	16.5	0.75

表 2.14.1.7-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数及び材料の単位体積重量を表 2.14.1.7-3 に示す。放水口は露岩域に設け、ケーソン周囲をコンクリートで埋戻すため、下部、側部ともに地盤は岩盤とする。

なお、放水口設置位置の海底面のレベルは T.P.-11.891 とする。

表 2.14.1.7-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	水中単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩 擦角 (°)	変形係 数 (kN/m ²)
1	泥岩	-	17.1	8.1	1,500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.7-4 に示す。「H30 港湾基準」に準拠して設定している。

表 2.14.1.7-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
水 (海水)	10.1

3.4 潮位

設計に用いた潮位は、福島第一原子力発電所 7/8 号機環境影響評価書 (H12.12) に基づき、表 2.14.1.7-5 に示す。なお、福島第一原子力発電所で使用している東京湾平均潮位面 T.P.と小名浜湾平均海面 O.P.は次式の関係にある。

$$T.P.(m) = O.P.(m) - 0.727m$$

表 2.14.1.7-5 福島第一原子力発電所の天文潮位

項目		単位	数値	単位	数値
期間最高潮面	HHWL	O.P.(m)	1.880	T.P.(m)	1.153
朔望平均満潮面	HWL	O.P.(m)	1.484	T.P.(m)	0.757
平均潮面	MWL	O.P.(m)	0.841	T.P.(m)	0.114
東京湾平均潮位面	T.P.	O.P.(m)	0.727	T.P.(m)	0.000
朔望平均干潮面	LWL	O.P.(m)	-0.051	T.P.(m)	-0.778
期間最低潮面	LLWL	O.P.(m)	-0.370	T.P.(m)	-1.097

3.5 波浪条件

波浪条件は以下のとおりとする。

50年確率波として、有義波高 $H_{1/3} = 7.0m$ 、周期 $T_{1/3} = 15.0s$ とする。

砕波を考慮し、最大波高は「H30 港湾基準」に示された砕波帯内の最高波高の算定図 (図 2.14.1.7-1) から求める。算定結果を以下に示す。なお、 $H_0' = 7.0m$ として算定する。

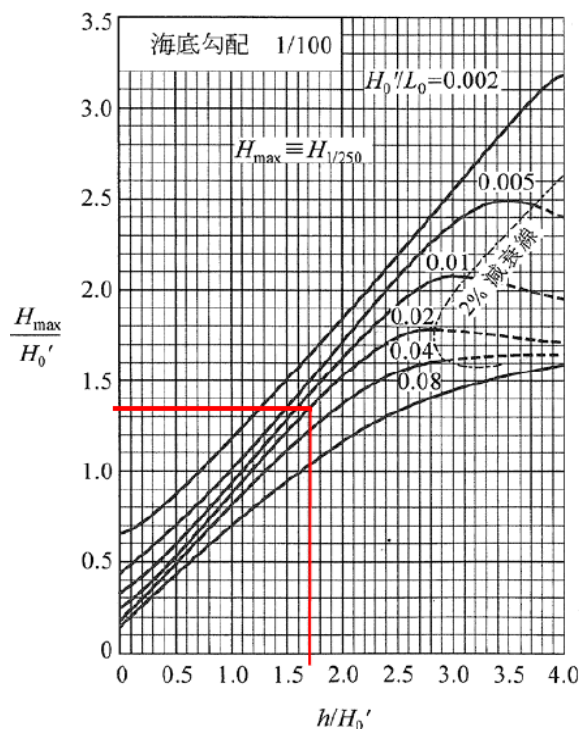


図 2.14.1.7-1 砕波帯内の最高波高算定図

$$h = 0.114 - (-11.891) = 12.0m, \quad h/H_0' = 12.0/7.0 = 1.7$$

$$L_0 = 1.56 \times 15^2 = 351m, \quad H_0'/L_0 = 7.0/351 = 0.02$$

$$H_{max}/H_0' = 1.35, \quad H_{max} = 1.35 \times 7.0 = 9.5m$$

3.6 荷重条件

3.6.1 荷重の組合せ

断面力照査を実施する際の施工時、供用時における検討ケースおよび荷重の組合せを表 2.14.1.7-6 に示す。側部埋戻し後は、ケーソン本体には波浪が作用しないため、波浪時における部材の検討は行わない。

表 2.14.1.7-6 荷重条件

検討ケース	長期		短期	
	施工時	供用時	波浪時	地震時
自重	○	○	○	○
水圧（浮力）	-	○	○	○
打設圧	○	-	-	-
損失水頭による圧力	-	○	○	○
波力	-	-	○	-
地震時慣性力	-	-	-	○
動水圧	-	-	-	○
許容応力度の割増	1.0	1.0	1.5	1.5

3.6.2 土圧

「H30 港湾基準」に準拠して土圧を算定した場合、周辺岩盤の粘着力が十分に大きいため常時、地震時ともに主働土圧は作用しない。従って、設計計算において主働土圧は考慮しないが、安定計算においては「H30 港湾基準」に準拠して算定した受働土圧を考慮する。

3.6.3 損失水頭による圧力

開口部における損失水頭の算定結果を表 2.14.1.7-7 に示す。摩擦損失は軽微であるため、摩擦損失は無視し、急縮による損失と出口損失のみを考慮する。

平均流速は、最大流量 $6.0\text{m}^3/\text{s}$ の条件において、蓋開口部（寸法： $2.5\text{m}\times 2.5\text{m}$ ）に貝付着代 10cm を考慮して算定した。

表 2.14.1.7-7 損失水頭

項目		単位	値
急縮による損失	損失係数	-	0.50
	平均流速	m/s	1.13
	重力加速度	m/s ²	9.81
	損失水頭	m	0.033
出口損失	損失係数	-	1.00
	平均流速	m/s	1.13
	重力加速度	m/s ²	9.81
	損失水頭	m	0.065
合計	損失水頭	m	0.098

3.6.4 波力

(1) 水平方向

波力はモリソン式に基づき算定する。

$$\vec{f}_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\vec{u}_n| \vec{u}_n D \Delta S + C_M \rho_0 \vec{a}_n A \Delta S$$

\vec{f}_n : 部材軸方向の微小長さ ΔS (m) に作用する, 部材軸と水粒子運動方向の共通面における部材軸に直角な方向の力 (kN)

\vec{u}_n, \vec{a}_n : 部材軸と水粒子運動方向の共通面における, 部材軸直角方向 (\vec{f}_n と同じ方向) の水粒子速度成分 (m/s) および加速度成分 (m/s²) (部材によって乱されない入射波による成分)

$|\vec{u}_n|$: \vec{u}_n の絶対値 (m/s)

C_D : 抗力係数

C_M : 慣性力係数

D : \vec{f}_n の方向から見た部材軸直角方向の部材幅 (m)

A : 部材軸に垂直な面で切った部材断面積 (m²)

ρ_0 : 海水の密度 (= 1.03t/m³)

(2) 鉛直方向

鉛直方向に作用する力として揚力を考慮する。揚力は「H30 港湾基準」に準拠して下式により算定し, 揚力係数 C_L は 0.8 とする。

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_0 A_L U^2$$

F_L : 物体に作用する流れと直角方向の揚力 (N)

C_L : 揚力係数

A_L : 流れと直角方向の物体の投影面積 (m²)

3.6.5 地震時慣性力

地震時慣性力は構造物の気中重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

3.6.6 動水圧

放水口のうち海底面以深の部分に作用する動水圧は下式により算定する。海底面以浅の部材に作用する動水圧は境界要素法により算定する。

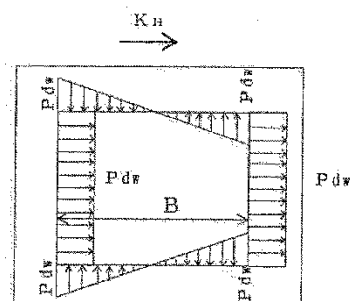
$$P_{dw} = \frac{1}{2} K_H \gamma_w B$$

P_{dw} : 動水圧 (kN/m²)

K_H : 水平震度

γ_w : 内水の単位体積重量 (kN/m³)

B : 水路幅 (m)



3.7 部材の設計

部材の設計において、施工時においては側壁側部埋戻時を考慮し、供用時においては底板・側壁鉛直方向と側壁水平方向のそれぞれにおいて長期および短期の荷重を考慮する。以下、この分類に従い、供用時に長期と短期の設計内容を記載する。

3.7.1 施工時：側壁側部埋戻時

(1) 解析モデル

側部埋戻により発生する断面力は側壁を3辺固定版としてモデル化し、算定する。なお、埋戻により発生する応力は供用時に残留するため、施工時における応力照査は省略し、供用時における照査において埋戻による断面力を足し合わせる。よって、ここでは、断面力の算定結果のみを示す。

解析モデルを図 2.14.1.7-2 に示す。

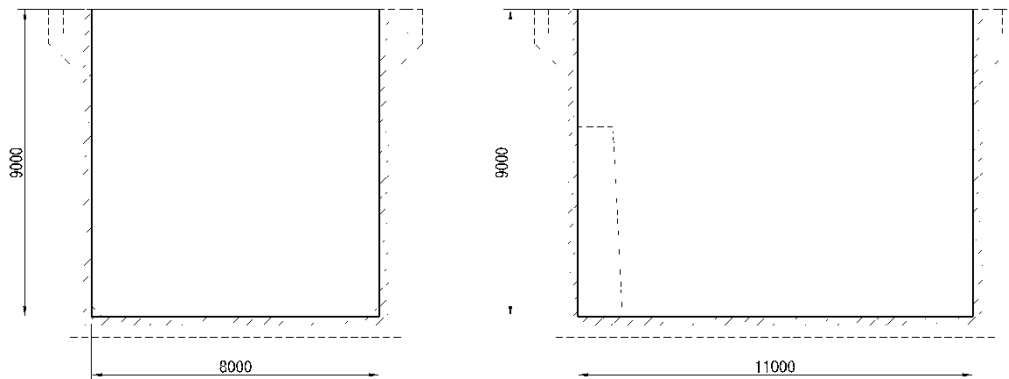


図 2.14.1.7-2 解析モデル図（側壁 側部埋戻時 左：東西面モデル 右：南北面モデル）

(2) 部材諸元

部材諸元を表 2.14.1.7-8 に示す。ヤング係数は、コンクリートの設計基準強度 30N/mm^2 から設定した（以下同様）。

表 2.14.1.7-8 部材諸元（側壁 側部埋戻時）

部材	ヤング係数 E (kN/m ²)	厚さ H (m)
側壁	2.80E + 07	0.600

(3) 荷重算定結果

打設圧の算定結果を以下に示す。なお、1回あたり最大打設高さは 2.0m とする。

$$\text{最大打設圧} : 2.0\text{m} \times (22.6\text{kN/m}^3 - 10.1\text{kN/m}^3) = 25\text{kN/m}^2$$

荷重図を図 2.14.1.7-3 に示す。

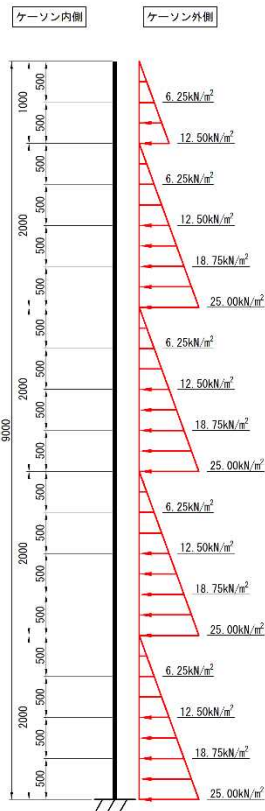


図 2.14.1.7-3 荷重図（側部埋戻時）

3.7.2 供用時：底版・側壁鉛直方向

(1) 解析モデル

解析モデルを図 2.14.1.7-4 に示す。なお、ケーソン本体への蓋を介した荷重伝達を考慮していることから、蓋を構造部材として考慮する。

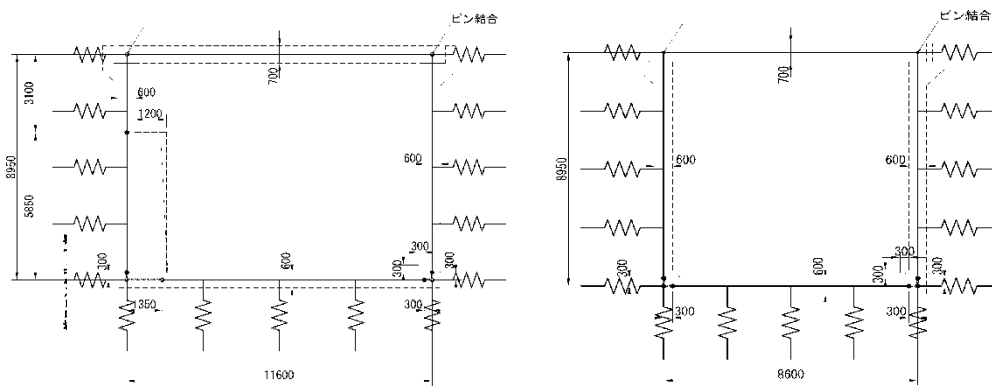


図 2.14.1.7-4 解析モデル図

(底版・側壁鉛直方向 左：東西方向モデル 右：南北方向モデル)

(2) 断面性能

断面性能は、奥行き 1m あたりでモデル化する。断面性能を表 2.14.1.7-9 に示す。

表 2.14.1.7-9 部材諸元（底版・側壁鉛直方向）

部材	ヤング 係数 E (kN/m ²)	幅 B (m)	高さ H (m)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)
底版	2.80E+07	1.000	0.600	6.00E-01	1.80E-02
側壁	2.80E+07	1.000	0.600	6.00E-01	1.80E-02
側壁(孔口コンクリート部)	2.80E+07	1.000	1.800	1.80E+00	4.86E-01
蓋	2.80E+07	1.000	0.700	7.00E-01	2.86E-02

(3) 剛域

剛域は「2012 コ示」に準拠し、図 2.14.1.7-5 の通り設定する。

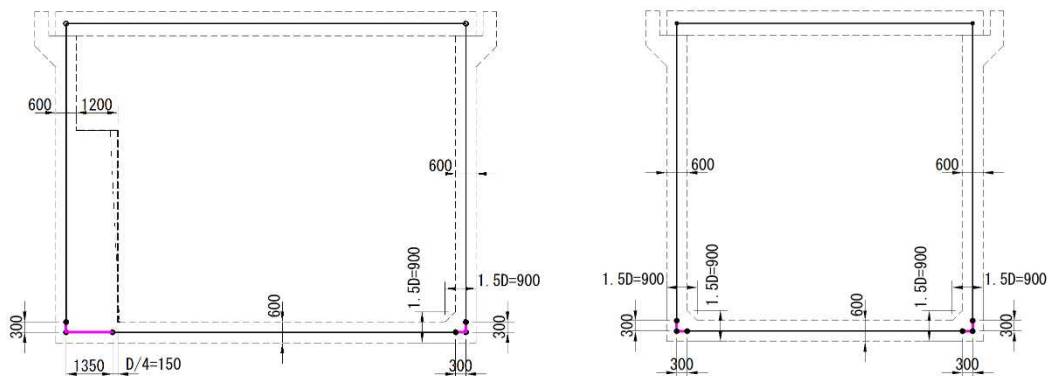


図 2.14.1.7-5 剛域の設定

(底版・側壁鉛直方向 左：東西方向モデル 右：南北方向モデル)

(4) 地盤ばね

地盤ばねは、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 2012 年（公社）日本道路協会（以下、「H24 道示IV」という）に準拠し設定する。なお、側面はコンクリートで埋め戻すが安全側に現地盤（岩盤）相当として地盤ばねを設定する。

地盤ばねの算定結果を表 2.14.1.7-10, 11 に示す。係数 a については、H24 道示IVに基づき、長期（常時）で 1.0、短期（地震時）は 2.0 と設定する。

表 2.14.1.7-10 地盤ばね 東西方向モデル

		長辺 B_1 m	短辺 B_2 m	換算載荷幅 B m	地盤の 変形係数 E_0 kN/m ²	α ※ -	k_0 kN/m ³	地盤反力係数 k kN/m ³
底版	常時	12.200	9.200	10.59	506000	1.0	1686667	116466
	地震時					2.0	3373333	232931
側壁	常時	9.200	9.000	9.10	506000	1.0	1686667	130494
	地震時					2.0	3373333	260987

表 2.14.1.7-11 地盤ばね 南北方向モデル

		長辺 B_1 m	短辺 B_2 m	換算載荷幅 B m	地盤の 変形係数 E_0 kN/m ²	α ※ -	k_0 kN/m ³	地盤反力係数 k kN/m ³
底版	常時	12.200	9.200	10.59	506000	1.0	1686667	116466
	地震時					2.0	3373333	232931
側壁	常時	12.200	9.000	10.48	506000	1.0	1686667	117381
	地震時					2.0	3373333	234763

(5) 荷重の算定

① 死荷重

死荷重の算定結果を以下に示す。なお、側壁頂部の蓋掛部は、影響が軽微であるため、海底面まで0.6m厚の部材であるものとした。荷重図を図2.14.1.7-6に示す。

ケーソン

- ・標準部 : $24.0\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} = 14.4\text{kN/m}^2$ (底版, 側壁とも)
- ・坑口コン : $24.0\text{kN/m}^3 \times 1.2\text{m} = 28.8\text{kN/m}^2$ (標準部からの増分)

放水蓋

- ・自重 : $24.0\text{kN/m}^3 \times 0.7\text{m} = 16.8\text{kN/m}^2$

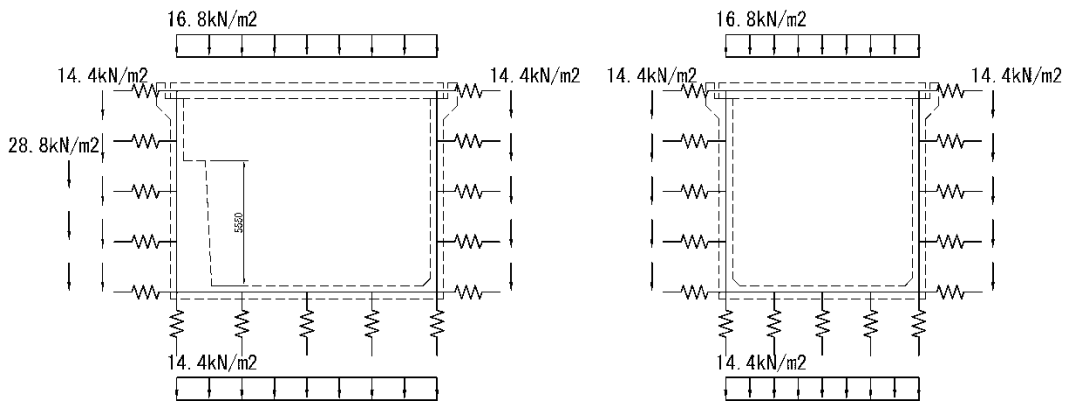


図 2.14.1.7-6 荷重図 自重 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

② 水圧（浮力）

水圧（浮力）の算定結果を以下に示す。側壁頂部の蓋掛部は、影響が軽微であるため、海底面まで0.6m厚の部材であるものとした。荷重図を図2.14.1.7-7に示す。

ケーソン

- ・標準部 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} = 6.1\text{kN/m}^2$ (底版, 側壁とも)
- ・坑口コン : $10.1\text{kN/m}^3 \times 1.2\text{m} = 12.1\text{kN/m}^2$ (標準部からの増分)

放水蓋

- ・浮力 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 0.7\text{m} = 7.1\text{kN/m}^2$

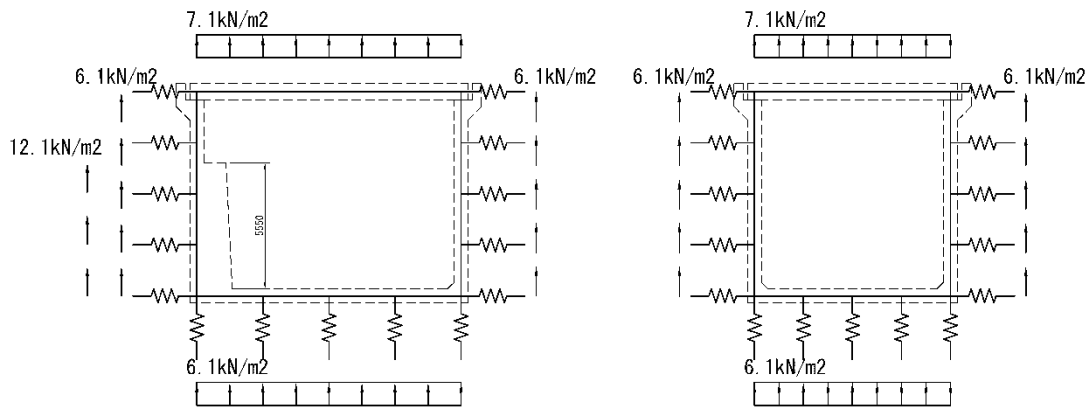


図 2.14.1.7-7 荷重図 浮力 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

③ 損失による圧力

損失による圧力を以下に示す。また、荷重図を図2.14.1.7-8に示す。

損失による圧力 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 0.098\text{m} = 1.0\text{kN/m}^2$

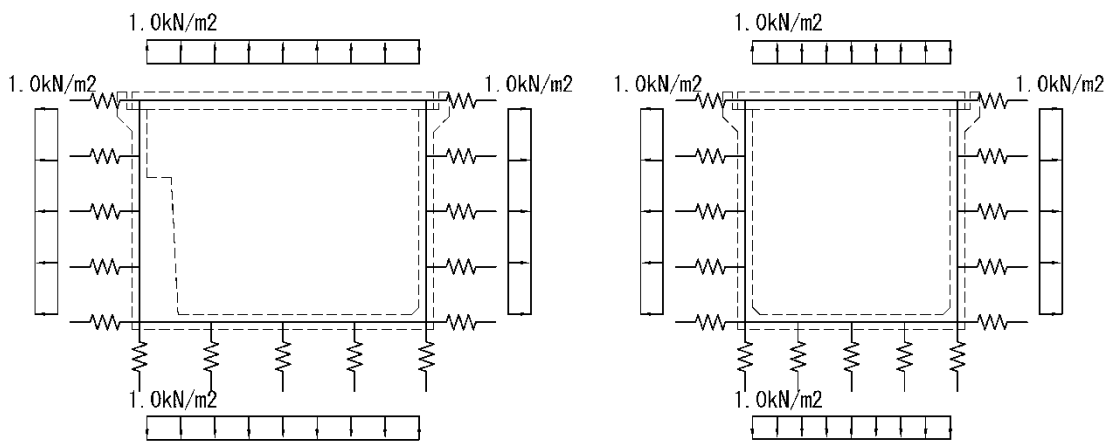


図 2.14.1.7-8 荷重図 損失 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

④ 地震時慣性力

地震時慣性力の算定結果を以下に示す。また、荷重図を図 2.14.1.7-9 に示す。

ケースン

- ・標準部 : $14.4\text{kN/m}^2 \times 0.20 = 2.9\text{kN/m}^2$ (底版, 側壁とも)
- ・坑口コン : $28.8\text{kN/m}^2 \times 0.20 = 5.8\text{kN/m}^2$ (標準部からの増分)

放水蓋

- ・地震時慣性力 : $16.8\text{kN/m}^2 \times 0.20 = 3.4\text{kN/m}^2$

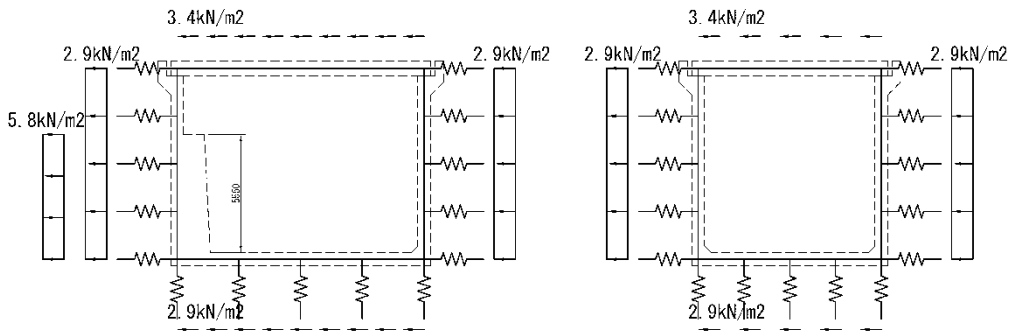


図 2.14.1.7-9 荷重図 地震時慣性力 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

⑤ 動水圧

動水圧の算定結果を以下に示す。また、荷重図を図 2.14.1.7-10 に示す。

東西方向

- ・動水圧 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 11\text{m} \div 2 \times 0.20 = 11.1\text{kN/m}^2$

南北方向

- ・動水圧 : $10.1\text{kN/m}^3 \times 8\text{m} \div 2 \times 0.20 = 8.1\text{kN/m}^2$

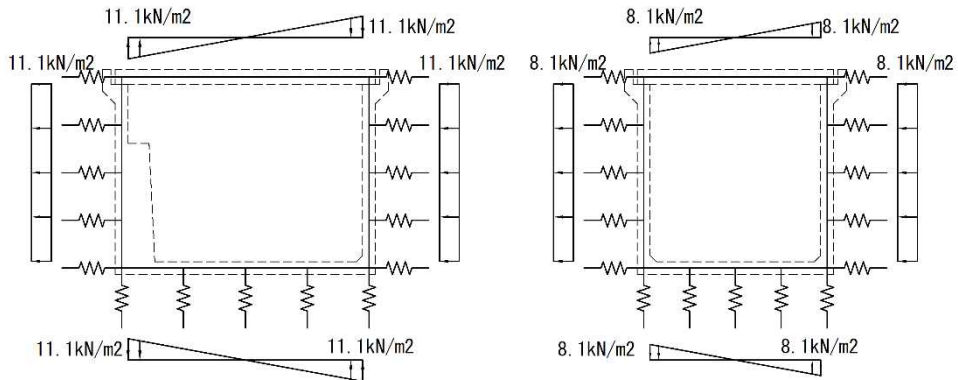


図 2.14.1.7-10 荷重図 動水圧 (左: 東西方向モデル 右: 南北方向モデル)

3.7.3 供用時（側壁水平方向）

(1) 解析モデル

地震時荷重により発生する断面力は南北面の側壁を対象として、東西面の側壁および底板を固定、放水蓋部を単純支持とした3辺固定、1辺単純支持版としてモデル化する。解析モデルを図2.14.1.7-11に示す。

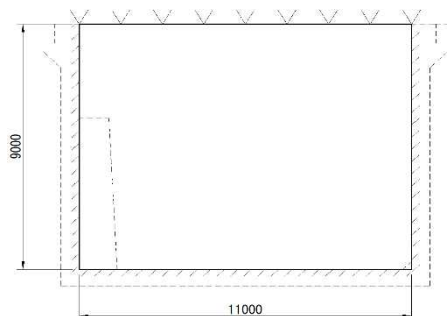


図 2.14.1.7-11 解析モデル図（側壁 供用時 南北面モデル）

(2) 部材諸元

部材諸元を表2.14.1.7-12に示す。

表 2.14.1.7-12 部材諸元（側壁 供用時）

部材	ヤング係数 E (kN/m ²)	厚さ H (m)
側壁	2.80E+07	0.600

(3) 荷重の算定

① 地震時慣性力

地震時慣性力の算定結果を以下に示す。

- ・地震時慣性力 : $24.0\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} \times 0.2 = 2.9\text{kN/m}^2$

② 動水圧

動水圧の算定結果を以下に示す。

- ・動水圧（東西面） : $10.1\text{kN/m}^3 \times 11.0\text{m} \div 2 \times 0.2 = 11.1\text{kN/m}^2$
- ・動水圧（南北面） : $10.1\text{kN/m}^3 \times 8.0\text{m} \div 2 \times 0.2 = 8.1\text{kN/m}^2$

4. 算定結果

4.1 部材の照査

作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位および荷重ケースの照査結果を表 2.14.1.7-13 に示す。常時荷重、波浪荷重および地震時荷重に対して、許容応力度以内であること（作用応力/許容応力<1）を確認した。

表 2.14.1.7-13 応力度照査の結果

検討部位	荷重ケース	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	長期	コンクリート	せん断力	0.23	0.50	0.46
側壁	長期	コンクリート	せん断力	0.24	0.50	0.48

4.2 断面力の算定結果

表 2.14.1.7-13 に示す荷重ケースの断面力について、算定結果をそれぞれ、底版を表 2.14.1.7-14、側壁を表 2.14.1.7-15 に示す。また、断面力図を図 2.14.1.7-12 に示す。

表 2.14.1.7-14 底版の断面力算定結果（長期（常時）せん断力）

検討 ケース	荷重の種類	単位	東西方向 (放水トンネル軸方向)	南北方向 (放水トンネル軸直角方向)
供用時 常時	施工時打設圧	kN	0	0
	自重・水圧	kN	100	76
	合計	kN	100	76
供用時 地震時 (西⇒東)	施工時打設圧	kN	0	—
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	105	—
	合計	kN	105	—
供用時 地震時 (東⇒西)	施工時打設圧	kN	0	—
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	103	—
	合計	kN	103	—
供用時 地震時 (南北)	施工時打設圧	kN	—	0
	自重・水圧・慣性力・動水圧	kN	—	85
	合計	kN	—	85

4.3 応力度の照査結果

表 2.14.1.7-13 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、底版を 2.14.1.7-16 に、側壁を表 2.14.1.7-17 に示す。

表 2.14.1.7-16 底版の応力度照査結果（長期（常時）せん断力）

検討ケース				東西方向 (放水トンネル軸方向)	南北方向 (放水トンネル軸直角方向)		
				常時	常時		
諸元	部材幅	B_w	mm	1000	1000		
	部材高さ	H	mm	600	600		
	有効高さ	d	mm	485.0	460.0		
	設計基準強度	f_{ck}	N/mm ²	30	30		
	全圧縮応力の作用点から 引張鉄筋の図心までの距離	z	mm	426.2	401.8		
発生値	発生せん断力	V	kN	100	76		
	平均せん断応力度	τ	N/mm ²	0.23	0.19		
コンクリートのみで負担できる許容せん断応力度				τ_{a1}	N/mm ²	0.500	0.500
照査 (τ/τ_{a1})				—	—	0.46	0.38
判定				—	—	OK	OK

表 2.14.1.7-17 側壁（鉛直方向）の応力度照査結果（長期（常時）せん断力）

検討ケース				東西面鉛直方向 (放水トンネル軸方向断面)		南北面鉛直方向 (放水トンネル軸直角方向断面)		
				孔口コンクリート部	標準部	標準部		
				常時	常時	常時		
諸元	部材幅	B_w	mm	1000	1000	1000		
	部材高さ	H	mm	1500	600	600		
	有効高さ	d	mm	1365.0	465.0	465.0		
	設計基準強度	f_{ck}	N/mm ²	30	30	30		
	全圧縮応力の作用点から 引張鉄筋の図心までの距離	z	mm	1231.7	406.1	406.1		
発生値	発生せん断力	V	kN	102	94	97		
	平均せん断応力度	τ	N/mm ²	0.08	0.23	0.24		
コンクリートのみで負担できる許容せん断応力度				τ_{a1}	N/mm ²	0.500	0.500	0.500
照査 (τ/τ_{a1})				—	—	0.16	0.46	0.48
判定				—	—	OK	OK	OK

5. 耐久性の照査

5.1 照査の方法

(1) 曲げひび割れ幅

ひび割れに対する照査は、発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式および算定式を以下に示す。

$$w / w_a \leq 1.0$$

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (=1.0)

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、最小鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 (鋼材の腐食に対する照査を行う場合、 ε'_{csd} の値は 100×10^{-6} 程度)

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

(2) 塩害

「H30 港湾基準」を参考に耐久性の照査を行い、照査の基本的な考え方を以下に示す。

- 与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

① 照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

② 鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \cdot \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot C_d}{2 \cdot \sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i$$

γ_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩害 (kg/m^3)

D_d : 設計拡散係数

③ 設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数
($\text{cm}^2/\text{年}$) (=400 $\text{cm}^2/\text{年}$)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼすひび割れの影響を表す係数

④ かぶりの設計値 cd

施工誤差 Δc_e を予め考慮して次式で求める。

$$cd = c - \Delta c_e$$

c : 設計図面上のかぶり

⑤ コンクリート表面における塩害 C_0

「H30 港湾基準」に基づき、次式により設定する。

$$C_0 = -6.0x + 15.1$$

C_0 : 表面塩化物イオン量 (kg/m^3) で $6.0\text{kg}/\text{m}^3$ を下回らないものとする。

x : 海水面 (H.W.L) から部材下面までの距離 (m)

放水口は、水面下に設置することから、 $C_0 = 15.1 \text{ kg}/\text{m}^3$ とする。

⑥ 鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

「H30 港湾基準」に基づき、 $C_{lim} = 2.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ とする。

⑦ コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。

放水口においては高炉セメント B 種を適用し、 D_k は次式により求める。

$$\log_{10} D_k = 2.5(W/C) - 1.8$$

⑧ 構造物の環境条件

ひび割れ幅の限界値は次のように設定する。

・ 躯体内面 : $0.0035c$

・ 躯体外面 : $0.004c$

c は純かぶりを示す。

⑨ 耐用年数

30 年とする。

なお、コンクリートの最小かぶりは「H30 港湾基準」を参考に 70mm とする。

4.2.2 照査結果

ひび割れ幅および塩害の照査の結果、供用期間中の耐久性が確保されることを確認した。

(1) ひび割れ幅

放水口の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し、発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.7-18 に示す。

表 2.14.1.7-18 ひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅 /許容曲げひび割れ幅
底版	0.262	0.4	0.66
側壁	0.302	0.4	0.76

表 2.14.1.7-18 に示すひび割れ幅の照査結果について、底版を表 2.14.1.7-19 に、側壁を表 2.14.1.7-20 に示す。

表 2.14.1.7-19 ひび割れ幅に対する照査結果 (底版)

対象部材			東西方向 (放水口軸方向)				南北方向 (放水口軸直角方向)					
			ハンチ部		標準部		ハンチ部		標準部			
検討ケース			外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側		
環境条件			常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時		
環境条件			腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境		
諸元	梁幅	B mm	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000		
	梁高さ	H mm	700	700	600	600	700	700	600	600		
	有効高さ	d mm	585.0	492.0	485.0	492.0	560.0	470.0	460.0	470.0		
	主鉄筋の段数	— 段	1	1	1	1	1	1	1	1		
	主鉄筋の純かぶり	c mm	102.5	197.0	102.5	97.0	127.5	219.0	127.5	119.0		
	主鉄筋1段目	呼び径	—	D25	D22	D25	D22	D25	D22	D25	D22	
		本数	— 本	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	
		中心間隔	c_s mm	125	125	125	125	125	125	125	125	
	主鉄筋の鉄筋量	A_s mm ²	4,053.6	3,096.8	4,053.6	3,096.8	4,053.6	3,096.8	4,053.6	3,096.8		
	鉄筋のヤング係数	E_s kN/mm ²	200	200	200	200	200	200	200	200		
	設計基準強度	f_{ck} N/mm ²	30	30	30	30	30	30	30	30		
コンクリートのヤング係数	E_c kN/mm ²	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0			
曲げひび割れ幅に対する照査	発生値	鉄筋形状の影響係数	k_1 —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		コンクリート品質の影響係数	k_2 —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		引張鉄筋の段数の影響係数	k_3 —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		曲げモーメント	M_d kN・m	-109	0	-140	32	-126	0	-101	62	
		軸方向力	N_d kN	0	0	0	0	0	0	0	0	
		鉄筋応力度の増加量	σ_{se} N/mm ²	49.5	0.0	79.4	23.1	58.7	0.0	60.3	46.2	
		収縮・クリープ等によるひずみ	$\epsilon'_{csd} \times 10^{-6}$	100	100	100	100	100	100	100	100	
		曲げひび割れ幅	w mm	0.183	0.095	0.262	0.109	0.251	0.104	0.256	0.200	
		限界値	ひび割れ幅の限界値	w_a mm	0.400	0.350	0.400	0.340	0.400	0.350	0.400	0.350
		構造物係数	γ_i —	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		照査	$\gamma_i \cdot w/w_a$	—	—	0.66	0.32	0.63	0.30	0.64	0.57	
判定	$\gamma_i \cdot w/w_a \leq 1.0$	—	—	OK	OK	OK	OK	OK	OK			
コンクリートの圧縮応力度に対する照査	発生値	コンクリートの圧縮応力度	σ'_c N/mm ²	2.7	—	4.4	1.1	3.3	—	3.5	2.4	
	限界値	$0.4f'_{ck}$	— N/mm ²	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	
	照査	$\sigma'_c/0.4f'_{ck}$	—	—	0.23	—	0.37	0.09	0.28	—	0.29	0.20
	判定	$\sigma'_c/0.4f'_{ck} \leq 1.0$	—	—	OK	—	OK	OK	OK	—	OK	OK

注) 発生曲げモーメントは、内側曲げを正とする。軸力は、圧縮を正とする。

表 2.14.1.7-20 ひび割れ幅に対する照査結果（側壁）

対象部材				南北面鉛直方向（放水口軸直角方向断面）				
				ハンチ部		標準部		
				外側	内側	外側	内側	
検討ケース				常時	常時	常時	常時	
環境条件				腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境	
諸元	梁幅	B	mm	1,000	1,000	1,000	1,000	
	梁高さ	H	mm	700	700	600	600	
	有効高さ	d	mm	565.0	480.0	465.0	480.0	
	主鉄筋の段数	—	段	1	1	1	1	
	主鉄筋の純かぶり	c	mm	122.5	210.5	122.5	110.5	
	主鉄筋 1段目	呼び径	—	—	D25	D19	D25	D19
		本数	—	本	8.000	8.000	8.000	8.000
		中心間隔	c_s	mm	125	125	125	125
	主鉄筋の鉄筋量	A_s	mm ²	4,053.6	2,292.0	4,053.6	2,292.0	
	鉄筋のヤング係数	E_s	kN/mm ²	200	200	200	200	
	設計基準強度	f_{ck}	N/mm ²	30	30	30	30	
	コンクリートのヤング係数	E_c	kN/mm ²	28.0	28.0	28.0	28.0	
曲げ ひび割れ幅 に対する 照査	発生値	鉄筋形状の影響係数	k_1	—	1.00	1.00	1.00	1.00
		コンクリート品質の影響係数	k_2	—	1.00	1.00	1.00	1.00
		引張鉄筋の段数の影響係数	k_3	—	1.00	1.00	1.00	1.00
		曲げモーメント	M_d	kN・m	-145	0	-132	29
		軸方向力	N_d	kN	0	0	0	0
		鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	68.0	0.1	78.0	28.0
		収縮・クリープ等によるひずみ	ϵ'_{csd}	$\times 10^{-6}$	100	100	100	100
	曲げひび割れ幅	w	mm	0.271	0.101	0.302	0.136	
	限界値	ひび割れ幅の限界値	w_a	mm	0.400	0.350	0.400	0.350
	構造物係数	γ_i	—	1.00	1.00	1.00	1.00	
	照査	$\gamma_i \cdot w/w_a$	—	—	0.68	0.29	0.76	0.39
判定	$\gamma_i \cdot w/w_a \leq 1.0$	—	—	OK	OK	OK	OK	
コンクリートの 圧縮 応力度 に対する 照査	発生値	コンクリートの圧縮応力度	σ'_c	N/mm ²	3.7	—	4.5	1.2
	限界値	$0.4f_{ck}$	—	N/mm ²	12.0	12.0	12.0	12.0
	照査	$\sigma'_c/0.4f_{ck}$	—	—	0.31	—	0.38	0.10
	判定	$\sigma'_c/0.4f_{ck} \leq 1.0$	—	—	OK	—	OK	OK

注) 発生曲げモーメントは、内側曲げを正とする。軸力は、圧縮を正とする。

(2) 塩害

放水口における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.7-21 に示す。

表 2.14.1.7-21 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋腐食発生限界 濃度 (kg/m ³)	鉄筋位置における塩 化物イオン濃度/鉄筋 腐食発生限界濃度
底版	1.93	2.00	0.97
側壁	1.95	2.00	0.98

表 2.14.1.7-21 に示す塩害の照査結果について、底版を表 2.14.1.7-22 に、側壁を表 2.14.1.7-23 に示す。

表 2.14.1.7-22 塩害に対する照査結果（底版）

対象部材				東西方向（放水トンネル軸方向）				南北方向（放水トンネル軸直角方向）				
				ハンチ部		標準部		ハンチ部		標準部		
				外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側	
検討ケース				常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時	
設計供用期間		t	年	30	30	30	30	30	30	30	30	
諸元	セメントの種類	—	—	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	高炉セメント	
	水セメント比	W/C	—	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	最外縁鉄筋のかぶりの設計値	c	mm	102.5	197.0	102.5	97.0	102.5	197.0	102.5	97.0	
塩害に対する照査	拡散係数	コンクリートの拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	0.282	
		塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400	400	400	400	400	400	
		コンクリートの材料係数	γ_c	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
		ひび割れ幅の存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数	λ	—	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	
		ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l	—	0.00035	0.00010	0.00050	0.00022	0.00039	0.00010	0.00040	0.00033
		塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.492	0.342	0.582	0.414	0.516	0.342	0.522	0.480
	発生値	表面塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10
		初期塩化物イオン濃度	C_i	kg/m ³	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
		安全係数	γ_{cl}	—	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
		鉄筋位置における塩化物イオン濃度	C_d	kg/m ³	1.46	0.30	1.93	1.31	1.58	0.30	1.62	1.69
	限界値	鉄筋腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
	構造物係数	γ_i	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	判定	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim}$	—	—	0.73	0.15	0.97	0.66	0.79	0.15	0.81	0.85
	照査	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$	—	—	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表 2.14.1.7-23 塩害に対する照査結果（側壁）

対象部材				水平方向		
				外側	内側	
検討ケース				常時	常時	
設計供用期間		t	年	30	30	
諸元	セメントの種類	—	—	高炉セメント	高炉セメント	
	水セメント比	W/C	—	0.50	0.50	
	最外縁鉄筋のかぶりの設計値	c	mm	103.5	91.5	
塩害に対する照査	拡散係数	コンクリートの拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.282	0.282
		塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400
		コンクリートの材料係数	γ_c	—	1.00	1.00
		ひび割れ幅の存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数	λ	—	1.50	1.50
		ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l	—	0.00049	0.00031
		塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.576	0.468
	発生値	表面塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	15.10	15.10
		初期塩化物イオン濃度	C_i	kg/m ³	0.30	0.30
		安全係数	γ_{cl}	—	1.30	1.30
		鉄筋位置における塩化物イオン濃度	C_d	kg/m ³	1.84	1.95
	限界値	鉄筋腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	2.00	2.00
	構造物係数	γ_i	—	1.00	1.00	
	判定	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim}$	—	—	0.92	0.98
	照査	$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$	—	—	OK	OK

4.3 安定性の検討

安定性検討はケーソン幅が小さい放水トンネル軸直角方向に対して行う。

4.3.1 荷重の算定

(1) 自重

自重の算定結果を表 2.14.1.7-24 に、算定に伴う方向の設定を図 2.14.1.7-13 に示す。

表 2.14.1.7-24 自重算定結果 (ケーソン)

	寸法			体積 V (m^3)	単位体積 重量 γ (kN/m^3)	自重 W (kN)	作用位置		抵抗 モーメント M_r (kNm)
	X方向	Y方向	Z方向				軸直角方向 Y (m)	高さ Z (m)	
	Lx (m)	Ly (m)	Lz (m)						
底版	12.2	9.2	0.6	67.3	24.0	1,615.2	4.600	0.300	7,430
側壁 (北側)	12.2	0.6	9.0	65.9	24.0	1,581.6	0.300	5.100	474
側壁 (南側)	12.2	0.6	9.0	65.9	24.0	1,581.6	8.900	5.100	14,076
側壁 (東側)	0.6	8.0	9.0	43.2	24.0	1,036.8	4.600	5.100	4,769
側壁 (西側)	0.6	8.0	9.0	43.2	24.0	1,036.8	4.600	5.100	4,769
放水トンネル控除	$\phi 3700 \times 0.6m$			-6.5	24.0	-156.0	4.600	3.698	-718
蓋	12.2	9.2	0.7	78.6	24.0	1,886.4	4.600	9.250	8,677
放水口	3.3	3.3	2.0	21.8	24.0	523.2	4.600	10.600	2,407
放水口控除	2.5	2.5	2.7	-16.9	24.0	-405.6	4.600	10.250	-1,866
合計						8,700.0			40,018

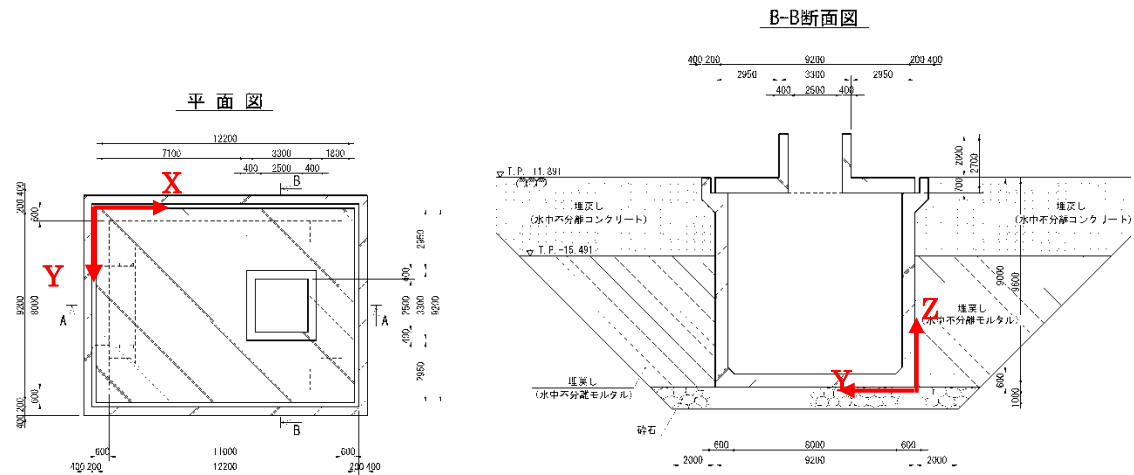


図 2.14.1.7-13 算定に伴う方向の設定

(2) 浮力

浮力の算定結果を表 2.14.1.7-25 に示す。

表 2.14.1.7-25 浮力算定結果 (ケーソン安定性)

	体積 V (m^3)	単位体積 重量 γ (kN/m^3)	浮力 W (kN)	作用位置		抵抗 モーメント M_r (kNm)
				軸直角方向	高さ	
				Y (m)	Z (m)	
底版	67.3	10.1	-679.7	4.600	0.300	-3,127
側壁 (北側)	65.9	10.1	-665.6	0.300	5.100	-200
側壁 (南側)	65.9	10.1	-665.6	8.900	5.100	-5,924
側壁 (東側)	43.2	10.1	-436.3	4.600	5.100	-2,007
側壁 (西側)	43.2	10.1	-436.3	4.600	5.100	-2,007
放水口 制御除	-6.5	10.1	65.7	4.600	3.698	302
蓋	78.6	10.1	-793.9	4.600	9.250	-3,652
放水口	21.8	10.1	-220.2	4.600	10.600	-1,013
放水口 制御除	-16.9	10.1	170.7	4.600	10.250	785
合計			-3,661.2			-16,843

(3) 揚力

放水蓋に作用する揚力の算定条件を表 2.14.1.7-26 に、揚力の算定結果を図 2.14.1.7-14 に、最大揚力算定結果 (ケーソン安定性) を表 2.14.1.7-27 に示す。

表 2.14.1.7-26 揚力算定条件

	寸法		面積 A (m^2)	揚力 係数 C_L -
	X方向 L_x (m)	Y方向 L_y (m)		
	蓋	12.2	9.2	112.2

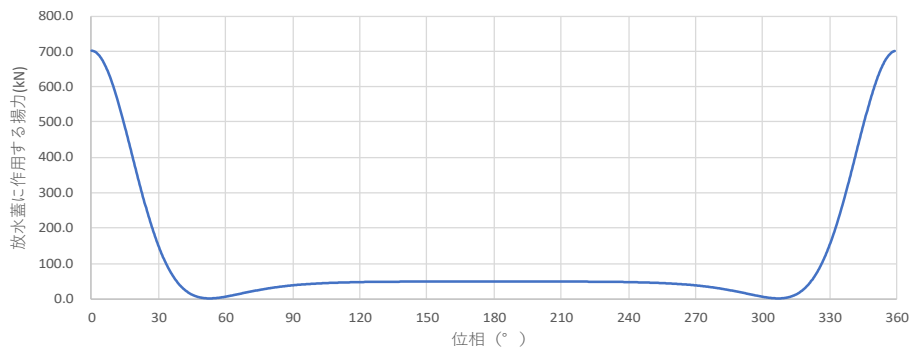


図 2.14.1.7-14 放水蓋に作用する揚力

表 2.14.1.7-27 最大揚力算定結果（ケーソン安定性）

位相	水粒子速度	揚力係数	揚力	作用位置		抵抗モーメント
				軸直角方向	高さ	
θ (°)	u (m/s)	C_L -	P (kN)	Y (m)	Z (m)	M_r (kNm)
0.00	3.899	0.80	-702.7	4.600	9.600	-3,232

4.3.2 荷重集計結果

波浪時および地震時における荷重の集計結果を表 2.14.1.7-28 に示す。

表 2.14.1.7-28 荷重集計結果（ケーソン安定性，波浪時および地震時）

	波浪時	地震時
	P(kN)	P(kN)
自重	8,700.0	8,700.0
浮力	-3,661.2	-3,661.2
水平波力	0.0	0.0
揚力	-702.7	0.0
合計	4,336.1	5,038.8

4.3.3 検討結果

(1) 算定式

浮上がりの検討について，以下の式にて行う。

$$F_s = W / U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水) の単位体積重量 (kN/m³)

(2) 検討条件

放水口の浮上がりに対する安全率を表 2.14.1.7-29 に示す。

表 2.14.1.7-29 浮上がりに対する安全率

荷重条件	供用時	
	常時および波浪時	地震時
適用条件		
浮上がり安全率	1.20	

(3) 照査結果

浮上がりに対する照査結果を表 2.14.1.7-30 に示す。

表 2.14.1.7-30 浮上がり照査結果

検討ケース			波浪時	地震時
浮力	P1	(kN)	-3,661.2	-3,661.2
揚力	P2	(kN)	-702.7	0.0
上向き荷重合計	P	(kN)	-4,363.9	-3,661.2
自重	W	(kN)	8,700.0	8,700.0
安全率	$F_s=W/P$	(-)	1.99	2.38
必要安全率	F_{sreq}	(-)	1.20	1.20
判定	-	-	OK	OK

以上

放水設備の要求事項に関する補足説明（水理計算）

希釈後の ALPS 処理水の放水設備は、放水立坑内の堰を越流した水を、放水立坑（下流水槽）と発電所港湾外海面との水頭差により、約 1 km 離れた放水口まで移送する設計とする。また、放水設備における摩擦損失や水位上昇等を考慮した設計とした。

放水立坑や放水トンネル等の構造物については、別項で示す設計により決まるため、ここでは設計された構造物において水理計算を実施し、所定の放水量を確保できるか評価を行った。

1. 検討条件

1.1 水路寸法

水理計算に用いる縦断線形および諸構造物の寸法は、別項にて記載した。水理計算に用いた諸元一覧表を表 2.14.1.8-1 に示す。

1.2 計算条件

水理計算は通常運転時およびポンプが地震・津波等で異常停止した時の 2 つの運転状態にて検討する。

(1) 通常運転時

通常運転時の水理計算に用いる計算条件は表 2.14.1.8-2 に示す 2 ケースとする。

① 運転条件

海水輸送ポンプについては、通常時、1 台あたり定格流量 $2\text{m}^3/\text{s}$ の 2 台運転であるが、万が一、ポンプ 1 台が停止または点検等の際を考慮し予備を 1 台用意し、計 3 台設置する。したがって、ポンプ 2 台運転時 ($4\text{m}^3/\text{s}$) に加え、保守的に 3 台運転時 ($6\text{m}^3/\text{s}$) についても検討した。

② 潮位条件

潮位については、高水位時として朔望平均満潮位 (HWL : T.P.+0.757)、低水位時として朔望平均干潮位 (LWL : T.P.-0.778) を用いる。

③ 壁面条件（貝代、粗度係数）

放水立坑や放水トンネル内の壁面については、貝等の付着による壁面摩擦（粗度係数）の増大、ならびに貝の付着による水路断面欠損（貝代）を考慮する。

水路の壁面は、海水に接する環境が継続することで貝等の海生生物が付着し、壁面粗度の上昇と水路断面の欠損が見られる。壁面粗度上昇による壁面摩擦の増大ならびに貝付着による水路断面の欠損は、発電所の運転に支障をきたす恐れがあることから、水理計算の際は、貝代および粗度係数を考慮している。

表 2.14.1.8-1 水理計算数量諸元一覧

区間	位置	測量 座標 m	距離 m	累積 距離 m	位置 区分	掘削 勾配	地上・海底 標高 T.P.(m)	岩盤 上限 勾配	岩盤 上限 T.P.(m)	掘削		内空		水路		
										数高 TP m	頂板高 TP m	数高 TP m	頂板高 TP m	形状	内径 m	内幅 m
上流水槽			50.000	0.000	陸域		2.50		-3.70			-1.50	4.50	矩形	-	8.0
				50.000			2.50		-3.70			-1.50	4.50	"	-	8.0
堰部			2.300	50.000	陸域		2.50		-3.70			2.50	4.50	"	-	8.0
				52.300			2.50		-3.70			2.50	4.50	堰	-	8.0
下流水槽			5.000	52.300	陸域		2.50		-3.70			-12.70	4.50	"	-	4.6
				57.300			2.50		-3.70			-12.70	4.50	"	-	4.6
水槽壁			1.500	57.300	陸域	0.0%	2.50	3.0%	-3.70		-12.386	-12.21	-9.62	円形	2.59	
				58.800			2.50		-3.75		-12.386	-12.21	-9.62	"	2.59	
トンネル取付 水平部		-201.0	15.000	58.800	海底	0.0%	-5.00	3.6%	-3.75		-12.386	-12.21	-9.62	"	2.59	
				73.800			-5.00		-4.29		-12.386	-12.21	-9.62	"	2.59	
斜路部1	CP1	-186.0 64.0	250.020	73.800	海底	3.6%	-7.00	3.0%	-4.29		-12.386	-12.21	-9.62	"	2.59	
				323.820			-7.00		-13.29		-12.387	-21.21	-18.62	"	2.59	
斜路部2	CP2'	64.0 226.0	162.030	323.820	海底	3.6%	-9.00		-13.29		-21.387	-21.21	-18.62	"	2.59	
				485.850			-9.00		-13.29		-27.220	-27.04	-24.45	"	2.59	
水平部1	CP4	226.0 652.8	426.798	485.850	海底	0.0%	-9.00		-13.29		-27.220	-27.04	-24.45	"	2.59	
				912.648			-12.00		-18.31		-27.220	-27.04	-24.45	"	2.59	
水平部2	CP4'	652.8 664.8	11.992	912.648	海底	0.0%	-12.00		-18.31		-27.220	-27.04	-24.45	"	2.59	
				924.640			-12.00		-18.31		-27.220	-27.04	-24.45	"	2.59	
斜路部3	CP6	664.8 827.1	162.320	924.640	海底	-4.9%	-12.00		-18.31		-27.220	-27.04	-24.45	"	2.59	
				1086.960			-12.20		-11.89		-19.266	-19.09	-16.50	"	2.59	
放水口 取付部			1.719	1086.960	海底	-4.9%	-12.20		-11.89		-19.266	-19.09	-16.50	"	2.59	
				1088.679			-11.89		-11.89		-19.182	-19.00	-16.41	"	2.59	
放水口 ケーン			7.031	1088.679	海底	0.0%	-11.89		-11.89		-20.89	-20.89	-12.59	矩形	8.30	8.0
				1095.710			-11.89		-11.89		-20.89	-20.89	-12.59	"	8.30	8.0
放水口			2.700	1095.710	海底		-11.89		-11.89		-12.59	-	-	"	-	2.5
				1098.410			-11.89		-11.89		-9.89	-	-	"	-	2.5
出口				1098.410												

表 2.14.1.8-2 水理計算条件一覧（通常運転時）

		ケース1	ケース2
運転条件	台数	2台	3台
	流量	4m ³ /s	6m ³ /s
潮位条件		朔望平均満潮位HWL T.P.+0.757m	
壁面条件	粗度係数	0.02	
	貝代	10cm	
水路条件	水路外径	295mm	
	セグメント厚	180mm	
	水路内径	2590mm	

一社）電力土木技術協会 火力原子力発電所土木構造物の設計－増補改訂版－に記載の既設発電所における取放水路の設計貝代・粗度係数について、表 2.14.1.8-3 に示す。これによると、当社および他地点の原子力・火力発電所取放水路の貝代、粗度係数の設定値は、各地点によってさまざまであり、これは対象地点の貝繁殖環境や発電所燃料冷却への影響（燃料冷却に影響を及ぼす取水路の方が放水路に比べ設定値が大きい）等によるものである。特に、瀬戸内海や内湾に位置する発電所は貝の生育が盛んであるため、粗度係数を高く設定している（0.025~0.027）が、その他の発電所における設定値は 0.012~0.02 である。

福島第一原子力発電所の放水路の貝付着状況については、6号機放水口～放水室マンホールまでの約 50m の区間において付着物の分布を調べた結果、放水路側面で最大 10cm の付着物を確認した。

また、表 2.14.1.8-4 に示す公社）土木学会 水理公式集によると、暗渠におけるコンクリートの粗度係数は 0.01~0.02 と示されている。

以上より、放水設備の水理設計に用いる貝代・粗度係数をそれぞれ、貝代 10cm、粗度係数 0.02 を設定した。

表 2.14.1.8-3 取・放水路の貝の付着代と粗度係数

種類	取放水路の形式	貝代 (cm)	粗度係数
取水路	暗渠	0.0~20.0 (0.0,5.0,10.0が多い)	0.014~0.027 (0.015,0.020が多い)
	管路	0.0~10.0	0.015~0.018
放水路	暗渠	0.0~20.0 (0.0が多い)	0.014~0.027
	トンネル	0.0~20.0 (0.0が多い)	0.014~0.027

※一社) 電力土木技術協会 火力原子力発電所土木構造物の設計—増補改訂版—より整理

表 2.14.1.8-4 Manning の粗度係数一覧表

水路の形式	材料および潤辺の性質	n の範囲	n の標準値	
暗きよ	真ちゅう	0.009~0.013	0.010	
	溶接鋼管	0.010~0.014	0.012	
	リベット鋼管	0.013~0.017	0.016	
	鑄鉄	塗装	0.010~0.014	0.013
		塗装なし	0.011~0.016	0.014
	コルゲート鋼管 (大型)	0.021~0.031	0.024	
	合成樹脂	0.008~0.010	0.009	
	ガラス	0.009~0.013	0.010	
	モルタル	0.011~0.015	0.013	
	コンクリート	0.010~0.020	0.014	

※公社) 土木学会 水理公式集より

④形状損失

管路の断面形状が急変する場合、急変部における圧力勾配の局所的な逆転などのため、はく離渦が発生して、局所的に水頭の損失が生じる。このような損失を形状損失という。

ここでは、放水トンネル線形の変化点における屈折の損失、放水トンネルと放水ロケソン接続部での急拡による損失、放水ロケソン内での曲がりによる損失、放水ロケソンと放水ロケソン出口部における急縮による損失、放水ロケソン出口から外洋に放水される際の流出による損失の5つの損失を考慮した設計を行う。

・屈折による損失 (土木学会 水理公式集 [2018年版])

$$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$$

$$f_{be} = 0.94 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.5 \sin^4 \frac{\theta}{2}$$

ここに、 h_{be} ：屈折による損失水頭(m)、 f_{be} ：屈折損失係数、 V ：管内断面平均流速(m/s)、 θ ：屈折角である。

- ・急拡による損失（土木学会 水理公式集 [2018 年版]）

$$h_{se} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\right]^2 \frac{V_1^2}{2g} = f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$$

ここに、 h_{se} ：急拡による損失水頭(m)、 f_{se} ：急拡損失係数、 V_1 、 V_2 ：急拡前後の管内断面平均流速(m/s)、 A_1 、 A_2 ：急拡前後の管断面積(m²)、 D_1 、 D_2 ：急拡前後の管径(m)である。図 2.14.1.8-1 に概念図を示す。

- ・急縮による損失（土木学会 水理公式集 [2018 年版]）

$$h_{sc} = \left(\frac{1}{C_c}\right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$$

ここに、 h_{sc} ：急縮による損失水頭(m)、 C_c ：縮流係数、 f_{sc} ：急縮損失係数、 V_1 、 V_2 ：急縮前後の管内断面平均流速(m/s)、 A_1 、 A_2 ：急縮前後の管断面積(m²)である。図 2.14.1.8-2 に概念図を示す。

図 2.14.1.8-2 のように断面が急縮する場合、急縮部下流において流水断面が $C_c A_2$ に縮小してから、 A_2 の面積に拡大するとして h_{sc} が求められる。

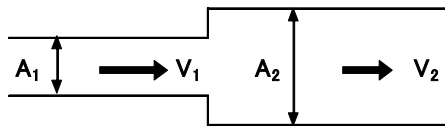


図 2.14.1.8-1 急拡管

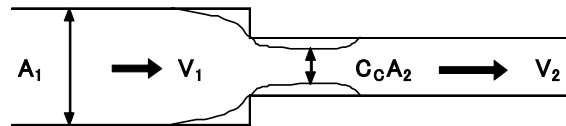


図 2.14.1.8-2 急縮管

(2) 異常停止時

地震・津波等発生によるポンプ異常停止に伴い、水槽およびトンネル内においてサージング（逆流）の発生が懸念されるため、異常停止時の水理計算を実施した。

① 運転条件

海水輸送ポンプについては、通常時 2 台運転であるが、より危険側の 3 台運転時を運転条件とした。

② 潮位条件

潮位については高水位時として朔望平均満潮位（HWL）T.P.+0.757 を用いた。

③ 解析手法

海水移送ポンプが急停止した際の水槽内の水位変動を算出するため、非定常一次元管路流れモデルを適用する。これは、図 2.14.1.8-3 のようにピットと管路の 2 要素を用い

て取放水路をモデル化し、ピット水位および管路内平均流速の 2 変数を時間発展で求める方法である。なお、この方法では、管路は常に満管の条件が前提となる。

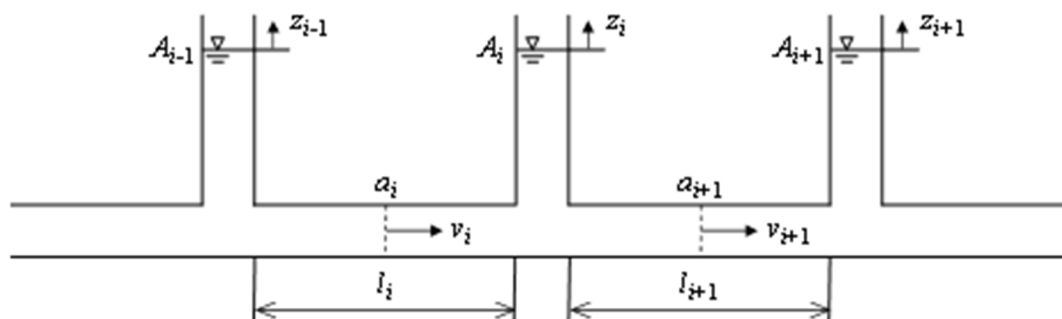


図 2.14.1.8-3 一次元管路流れモデル

④放流施設のモデル化

放水立坑から放水口までの区間は、堰部を除き、水路天端高が海水面に対して低く、満管状態と考えられるため、放水路の水理応答解析には非定常一次元管路流れモデルを適用した。

ここで使用する「非定常一次元管路流れモデル」は、管路（堰を含む）、ピットの 2 種類の要素で構成される。放水施設の水路モデルを図 2.14.1.8-4 に示す。



図 2.14.1.8-4 水路モデル

⑥境界条件

希釈後の ALPS 処理水の流量を放水立坑（上流水槽）へ流入させた。計算開始時には流入によって変動が発生するため、放水立坑内の水面が十分安定し定常状態となった後、流入量の変動を入力した。本計算では、定常解析の結果に基づき、計算開始から 1200 秒後に海水移送ポンプ流量の変動を入力した。

⑦摩擦損失

摩擦損失係数は、0.015（貝代なし）とした。予備検討を行った結果、サージングによる水位上昇は、貝代なしの場合により大きくなることを確認した。

⑧形状損失

(1) 通常運転時 ④形状損失と同様にする。

⑨波浪条件

波浪条件は、50 年確率有義波高 7.0m の設計波高を設定する。

2. 通常運転時の水理計算結果

表 2.14.1.8-5 に通常運転時の水理計算結果（放水立坑（上流水槽・下流水槽）の水位）を示す。また、表 2.14.1.8-6～8 に水理計算結果の詳細を示す。

放水立坑（下流水槽）は、放水トンネル、放水口を通じて外洋の潮位と連動する構造となるが、海水移送ポンプ 3 台運転時の最も流量が多い条件においても、放水立坑（下流水槽）と海底面の水頭差（1.64m：放水立坑（下流水槽）～放水口の損失合計）により、希釈後の ALPS 処理水を自然流下可能であることを確認した。

また、海水移送ポンプ 3 台運転、朔望平均満潮位（HWL）時において、放水立坑（下流水槽）の水位は T.P.+2.40m で堰部天端 T.P.+2.50m および放水立坑（下流水槽）天端 T.P.+4.50m を超えないことを確認した。

したがって、放水立坑（上流水槽）の水位は、放水立坑（下流水槽）の水位によらず、堰部での越流水深と放水立坑（上流水槽）内の摩擦損失のみで決まることを確認した。また、その時の最大水位 T.P.+3.11m は放水立坑（上流水槽）の天端 T.P.+4.50m を超えないことを確認した。

表 2.14.1.8-5 通常運転時の水理計算結果（放水立坑の水位）

ケース	運転条件 (ポンプ流量)	放水立坑 (上流水槽)	放水立坑(下流水槽)		トンネル内流速 (平均流速)
			HWL(T.P.+0.76m)	LWL(T.P.-0.78m)	
1	2台(4.0m ³ /s)	T.P.+2.97m	T.P.+1.49m	T.P.-0.05m	0.89m/s
2	3台(6.0m ³ /s)	TP.+3.11m	T.P.+2.40m	T.P.+0.86m	1.34m/s

表 2.14.1.8-6 水理計算結果 潮位 T.P.+0.76m (HWL)

流量 4.0m³/s (ポンプ 2 台運転)

区間	距離 m	懸崖 距離 m	地上 海底 標高 T.P.(m)	内空 敷高 TP m	内空 頂高 TP m	水路 形式	水路 内径 m	立坑 内幅 m	立坑 員代 TP m	敷高 員代 TP m	頂高 員代 TP m	水路 内径 員代 TP m	立坑 内幅 員代 TP m	動水 内幅 TP m	流況 閉0 閉1	面積 m ²	水深 m	流速 m/s	臨折曲り 急流増 係数	臨折曲り 急流増 係数	磨擦 損失 係数	出口 入口 損失 係数	磨擦 損失 係数	臨折曲り 急流増 損失 係数	磨擦 損失 係数	出口 入口 損失 係数	損失 計 m	球 TP m	速度 水頭 m	動水 勾配 TP m	水面 高さ TP m	水力 水頭 m	位置 水頭 m
上流水櫃	50.00	0.00	2.50	-1.50	4.50	矩形	-	8.00	0.10	-1.40	4.50	4.50	7.80	2.97	0	34.05	2.06	0.12			0.01	0.50				0.00	0.00	2.97	2.97	4.37			
堤部	50.00	2.30	2.50	-1.50	4.50	"	-	8.00	0.10	-1.40	4.50	4.50	7.80	2.97	0	34.05	2.06	0.12								0.00	0.00	2.97	2.97	4.37			
	50.00	2.30	2.50	2.50	4.50	"	-	8.00	0.00	2.50	4.50	4.50	8.00	-	-	-	-	-								0.47	2.97	0.00	3.11	2.97	-		
下流水櫃	5.00	5.00	2.50	-12.70	4.50	"	-	4.60	0.10	-12.60	4.40	4.40	4.40	1.49	0	61.97	1.90	0.06			0.01					0.00	0.00	1.49	1.49	14.09	-12.60		
水櫃壁	57.30	1.50	2.50	-12.21	-9.62	凹形	2.59	0.10	-12.11	-9.72	2.39	2.39	4.40	2.30	1	4.49	0.60	0.89			0.04						0.00	0.00	1.49	1.49	14.09	-12.60	
	58.80	15.00	2.50	-12.21	-9.62	"	2.59	0.10	-12.11	-9.72	2.39	2.39	2.59	2.30	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.00	0.00	1.49	1.49	14.09	-12.60		
トンネル取付 水平部	79.80	5.00	-5.00	-12.21	-9.62	"	2.59	0.10	-12.11	-9.72	2.39	2.39	2.59	2.28	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.01	0.01	1.48	0.04	2.30	-9.72	13.21	-10.91
	79.80	5.00	-5.00	-12.21	-9.62	"	2.59	0.10	-12.11	-9.72	2.39	2.39	2.59	2.28	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.01	0.01	1.48	0.04	2.30	-9.72	13.21	-10.91
純路部1	250.02	323.82	-7.00	-21.21	-18.62	"	2.59	0.10	-21.11	-18.72	2.39	2.39	2.59	1.28	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.16	0.16	1.47	0.04	2.28	-9.72	13.19	-10.91
純路部2	162.03	485.85	-9.00	-27.04	-24.45	"	2.59	0.10	-26.94	-24.55	2.39	2.39	2.59	1.17	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.10	0.10	1.32	0.04	1.28	-18.72	21.19	-19.91
純路部3	426.80	912.65	-12.00	-37.04	-24.45	"	2.59	0.10	-26.94	-24.55	2.39	2.39	2.59	0.90	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.27	0.27	1.21	0.04	1.17	-24.55	26.92	-25.74
水平部1	11.99	924.64	-12.00	-27.04	-24.45	"	2.59	0.10	-26.94	-24.55	2.39	2.39	2.59	0.90	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.01	0.01	0.94	0.04	0.90	-24.55	26.65	-25.74
水平部2	162.32	924.64	-12.00	-27.04	-24.45	"	2.59	0.10	-26.94	-24.55	2.39	2.39	2.59	0.90	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.01	0.01	0.94	0.04	0.90	-24.55	26.65	-25.74
純路部3	1087.0	1087.0	-12.20	-19.09	-16.50	"	2.59	0.10	-18.99	-16.60	2.39	2.39	2.59	0.79	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.10	0.10	0.84	0.04	0.79	-24.55	26.64	-25.74
放水口	1.72	1087.0	-12.20	-19.09	-16.50	"	2.59	0.10	-18.99	-16.60	2.39	2.39	2.59	0.79	1	4.49	0.60	0.89			0.04					0.00	0.00	0.83	0.04	0.79	-16.60	18.59	-17.79
取付部	7.03	1088.7	-11.89	-19.00	-16.41	"	2.59	8.00	0.10	-20.79	-12.69	8.10	7.80	0.80	1	63.18	1.99	0.06			0.96					0.04	0.04	0.83	0.04	0.79	-16.51	18.50	-17.71
放水口	7.03	1088.7	-11.89	-20.89	-12.59	矩形	8.30	8.00	0.10	-20.79	-12.69	8.10	7.80	0.77	1	63.18	1.99	0.06			0.25	0.01				0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	-12.69	17.54	-16.74
ケーソン	1095.7	1095.7	-11.89	-20.89	-12.59	"	8.30	8.00	0.10	-20.79	-12.69	8.10	7.80	0.76	1	5.29	0.58	0.76			0.41	0.01				0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	-12.69	17.54	-16.74
放水口	2.70	1098.4	-11.89	-9.89	-	"	-	2.50	0.10	-9.79	-	2.30	2.30	0.76	1	5.29	0.58	0.76			0.01	1.00				0.01	0.01	0.79	0.03	0.76	12.11	-11.34	-
出口	1098.4																									0.03	0.03	0.76	0.76	9.40	-8.64		

3. 異常停止時の検討結果

海水移送ポンプの異常停止時（地震，津波，高波浪時等）に伴う，水槽およびトンネル内における水位変動（サージング）を計算した結果，放水立坑（下流水槽）での水位上昇は T.P.+2.4m となった。放水立坑（上流水槽）と放水立坑（下流水槽）を分ける堰部の天端高さは T.P.+2.5m であることから，水位変動による放水立坑（下流水槽）側から放水立坑（上流水槽）側への越水はないため，放水立坑（上流水槽）側の水位は T.P.+2.5m となる。また，放水立坑（上流水槽）と放水立坑（下流水槽）の天端高さは共に T.P.+4.5m であることから，放水立坑からの溢水のないことを確認した。

以上

2.14.2 自然現象に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

②自然現象に対する設計上の考慮

- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器は，その安全機能の重要度及び地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響を考慮して，耐震設計上の区分がなされるとともに，適切と考えられる設計用地震力に十分耐えられる設計であること。
- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器は，地震以外の想定される自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）によって施設の安全性が損なわれない設計であること。重要度の特に高い安全機能を有する構築物，系統及び機器は，予想される自然現象のうち最も苛酷と考えられる条件，又は自然力に事故荷重を適切に組み合わせた場合を考慮した設計であること。

2.14.2.1 措置を講ずべき事項への適合方針

(1) 地震に対する設計上の考慮

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する機器は，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計とする。

(2) 地震以外に想定される自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）に対する設計上の考慮

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，地震以外の想定される自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）によって施設の安全性が損なわれない設計とする。

2.14.2.2 対応方針

2.14.2.2.1 自然現象に対する設計上の考慮

施設の設計については、安全上の重要度を考慮して以下について適切に考慮したものと
する。

○自然現象に対する設計上の考慮

- ・安全機能を有する構築物、系統及び機器は、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で、核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計とする。また、確保できない場合は必要に応じて多様性を考慮した設計とする。
- ・安全機能を有する構築物、系統及び機器は、地震以外の想定される自然現象（津波、豪雨、台風、竜巻等）によって施設の安全性が損なわれないものとする。その際、必要に応じて多様性も考慮する。重要度の特に高い安全機能を有する構築物、系統及び機器は、予想される自然現象のうち最も苛酷と考えられる条件、又は自然力に事故荷重を適切に組み合わせた場合を考慮したものとす。

(実施計画：II-1-14-1)

青字：変更案

2.14.2.2.2 自然現象に対する ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の設計上の考慮

2.14.2.2.2.1 地震に対する ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の設計上の考慮

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で、核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計とする。なお、主要な機器及び鋼管の耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」等に準拠して構造強度評価を行うことを基本とするが、評価手法、評価基準について実態に合わせたものを採用する。

支持部材がない等の理由によって、耐震性に関する評価ができない設備を設置する場合においては、**耐圧ホース、ポリエチレン配管等**の可撓性を有する材料を使用するなどし、耐震性を確保する。

(実施計画：II-2-50-6)

青字：変更案

(1) ALPS 処理水希釈放出設備の耐震クラス分類に関する考え方

ALPS 処理水希釈放出設備は、**その安全機能が喪失した場合における公衆への放射線影響を評価した結果、直接線・スカイシャイン線による外部被ばく線量と、漏えいした ALPS 処理水の一部が蒸発して大気中に移行した場合の内部被ばく線量を合わせたとしても、その実効線量は $1\mu\text{Sv}$ 未満であることから、耐震 C クラスと位置付けられる。**

(2) 地震対策

ALPS 処理水希釈放出設備は、**耐震 C クラスの設備に要求される地震力に対して必要な強度を確保する。なお、静的地震力は、構築物は $1.0C_i$ 、機器は $1.2C_i$ の水平震度で評価を実施する。**

(3) 機動的対応等の影響を緩和する措置について

ALPS 処理水希釈放出設備の測定・確認用タンクは、可撓性のある連結管にてタンク間を連結し、タンクへ移送を行う際には連結弁を開として運用を行う。地震により ALPS 処理水希釈放出設備から ALPS 処理水が漏えいするおそれがある場合又は漏えいした場合を想定し、敷地外への漏えいの拡大による影響を防止又は緩和するため、以下の対策を講じる。

- ・震度 5 弱以上の地震発生時、免震重要棟集中監視室からの遠隔操作により海洋放出を停止するとともに、測定・確認用設備の出口側電動弁を閉とし、タンク水位による漏えい確認を実施するとともに、屋外の ALPS 処理水移送配管を含む全ての設備の重点パトロールを行い、設備の異常の有無を確認する。
- ・地震により耐震 C クラスのタンク等が損傷し、貯留水が敷地外へ著しく漏えいするこ

とを防止するために基礎外周堰を設置する。当該堰については、Bクラスの構築物に要求される水平方向設計震度に対して、必要な強度を確保する。ALPS処理水希釈放出設備に使用する耐圧ホース、ポリエチレン管等については、材料の可撓性により耐震性を確保する。

- ・貯留水が漏えいし、基礎外周堰内に滞った場合には、仮設ポンプ、高圧吸引車等にて漏えい水の回収を行う。回収した漏えい水は、健全なタンク、建屋に排水を行う。
- ・ALPS処理水の移送配管については、排水路から可能な限り離隔するとともに、移送配管に使用するポリエチレン管は、ポリエチレン管の外側に外装管（接合部は防水カバー）を取り付けることで、漏えい拡大を防止する施工を行う。

(4) 放水設備

放水設備を構成する機器は、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で、核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計とする。

（実施計画：II-2-50-9）

放水設備は、ALPS処理水希釈放出設備の排水（海水で希釈して、トリチウムを含む全ての放射性核種の告示濃度比総和が1を下回った水）を取り扱うことを踏まえ、設備等の機能喪失による公衆への放射線影響の程度により、耐震Cクラスと位置付けられる。そのため、耐震Cクラスの設備に要求される地震力に耐えられる設計とする。

（実施計画：II-2-50-添5-1，計算結果は、2.14.1 準拠規格及び基準を参照。）

2.14.2.2.3 地震以外に想定される自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）に対する ALPS 処理水希釈放出設備及びその関連施設の設計上の考慮

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

○津波

ALPS 処理水希釈放出設備の内，希釈設備を除く，測定・確認用設備及び移送設備の一部については津波が到達しないと考えられる T.P.約 33.5m 以上の場所に設置する。

また，津波注意報等が出た際は，津波による設備損傷のおそれを考慮して移送設備，希釈設備を運転員が手動により免震重要棟集中監視室から停止できる設計とする。なお，緊急遮断弁-1については，津波による影響を緩和する観点から，T.P.約 11.5m のエリアに施設する日本海溝津波防潮堤の内側に設置する。

(実施計画：II-2-50-5)

○豪雨

ALPS 処理水希釈放出設備の内，循環ポンプ及び ALPS 処理水移送ポンプ又は制御盤等の電気品は，豪雨による影響を受けにくい屋内に設置する。

○積雪

積雪による設備の損傷を防止するため，多核種移送設備建屋及び ALPS 電気品室は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施工細則に基づく積雪荷重に対して設計する。

(実施計画：II-2-50-5)

○落雷

動的機器及び電気設備は，機器接地により落雷による損傷を防止する設計とする。

(実施計画：II-2-50-5)

○台風（強風，高潮）

ALPS 処理水希釈放出設備の内，循環ポンプ，ALPS 処理水移送ポンプは台風（強風）による設備損傷の可能性が低い鉄骨造の多核種移送設備建屋内に設置する。その他，屋外に設置する移送配管等の機械品においては基礎ボルト等により固定することで転倒しない設計とする。

ALPS 処理水希釈放出設備の内，制御盤等の電気品は，台風（強風）による設備損傷の可能性が低い屋内に設置する。

なお，放水立坑（上流水槽）は，台風（高潮）で海面が上昇することによる影響についても考慮した設計とするとともに，高潮警報が発生した場合には，後段の放水設備において沿岸から 1km 離れた海洋へ放出ができないおそれがあるため，運転員が手動により免震重要棟集中監視室から海洋放出を停止できる設計とする。

(実施計画：II-2-50-5)

○竜巻

竜巻注意報が発生した場合は、竜巻による設備損傷のおそれを考慮して、運転員が手動により免震重要棟集中監視室から設備を停止できる設計とする。

(実施計画：II-2-50-5)

○凍結

水の移送を停止した場合、屋外敷設のポリエチレン管は凍結による破損が懸念される。そのため、屋外敷設のポリエチレン管に保温材を取り付け、凍結防止を図る。なお、保温材は高い気密性と断熱性を有する硬質ポリウレタン等を使用し、凍結しない十分な厚さを確保する。

(実施計画：II-2-50-添2-2)

○紫外線

屋外敷設箇所のポリエチレン管には、紫外線による劣化を防ぐため、紫外線防止効果のあるカーボンブラックを添加した保温材を取り付ける。もしくは、カーボンブラックを添加していない保温材を使用する場合は、カーボンブラックを添加した被覆材または紫外線による劣化のし難い材料である鋼板等を取り付ける。

(実施計画：II-2-50-添2-2)

○熱による劣化高温

ポリエチレン管は熱による劣化が懸念されるが、ALPS 処理水の温度がほぼ常温のため、熱による材料の劣化の可能性は十分低い。

(実施計画：II-2-50-添2-2)

○生物学的事象

取水口への海生生物（くらげ）の襲来や、屋外設置の端子箱への小動物の侵入が想定されるが、前者は5,6号機の北側には防波堤があり、南側には1~4号機側は仕切堤を設置することにより侵入を防止する設計とし、後者は屋外設備の端子箱貫通部や電路端部等に対してシール材を施工することにより、侵入を防止する設計とすることで対策を行う。

○その他

上記の自然現象の他、火山、森林火災等により設備損傷のおそれがある場合は、運転員が手動により免震重要棟集中監視室から設備を停止できる設計とする。

(2) 放水設備

○津波

津波に対する浸水は不可避であることから、復旧性に応じて、耐波圧性を有する設計とする。

(実施計画：II-2-50-8)

○台風（高潮）

台風（高潮）で海面が上昇することによる影響についても考慮した設計とする。なお、高潮警報が発生した場合には、沿岸から 1km 離れた海洋へ放出ができないおそれがあるため、運転員が手動により免震重要棟集中監視室から海洋放出を停止できる設計とする。

(実施計画：II-2-50-8)

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震クラス分類に関する補足説明

1. 耐震性の基本方針

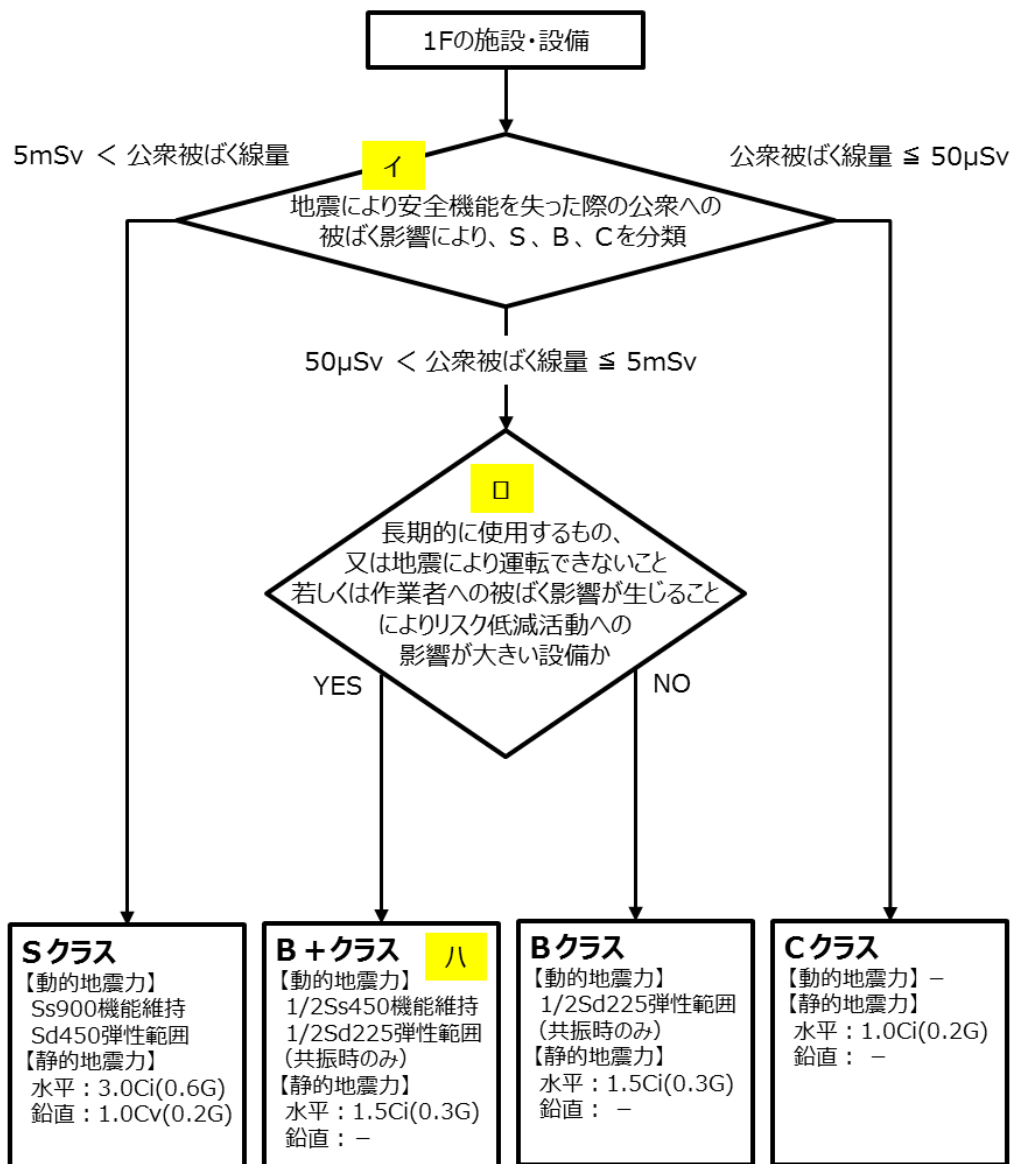
2021年9月8日に「令和3年2月13日の福島県沖の地震を踏まえた東京電力福島第一原子力発電所の耐震設計における地震動とその適用の考え方（2回目）」（第30回原子力規制委員会 資料2）が示されたことを受け、ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震クラス分類を検討した結果、「Cクラス」が適切と考えている。

「令和3年2月13日の福島県沖の地震を踏まえた東京電力福島第一原子力発電所の耐震設計における地震動とその適用の考え方（2回目）」別添

1Fの施設・設備の耐震評価においては、以下の2つを考慮して適用する地震動を設定するとともに、必要に応じて求める対策を判断する。

- ① 耐震クラス分類（S, B+, B, C）
- ② 廃炉活動への影響、上位クラスへの波及的影響、供用期間、設計の進捗状況、内包する液体の放射エネルギー等

① **耐震クラス分類 (S、B+、B、C)**



② **廃炉活動への影響、上位クラスへの波及的影響、
供用期間、設計の進捗状況、内包する液体の放射エネルギー等**

①の耐震クラスを踏まえて、廃炉活動への影響、上位クラスへの波及的影響、供用期間、設計の進捗状況、内包する液体の放射エネルギー等の要素を考慮した上で、施設等の特徴に応じた地震動の設定及び必要な対策（耐震性の確保の代替策等）を判断する。 **ニ** **ホ** **ハ** **ト**

※：図中（イ）～（ト）の解説については、次ページに記載

図 2.14.2.1-1 耐震クラス分類と施設等の特徴に応じた地震動の設定及び必要な対策を判断する流れ

【(イ) 地震により安全機能を失った際の公衆被ばく影響】

- 核燃料施設等の耐震クラス分類を参考にして、地震による安全機能喪失時の公衆被ばく線量により、S, B, C を分類する。液体放射性物質を内包する施設・設備にあつては、液体の海洋への流出のおそれのない設計を前提とした線量評価によるものとする。

【(ロ) 通常のBクラスよりも高い耐震性が求められるB+クラスの対象設備の要件】

- 「運転できないこと若しくは作業員への被ばく影響が生じることによりリスク低減活動への影響が大きい設備」の具体例は以下の通り。
 - ・ 建屋滞留水・多核種除去設備などの水処理設備、使用済燃料をプールからより安定性の高い乾式キャスクへ移動させるために必要な燃料取出設備等。
 - ・ 閉じ込め・遮へい機能喪失時の復旧作業における従事者被ばく線量が1日当たりの計画線量限度を超える設備等。

【(ハ) B+クラスの1/2Ss450機能維持】

- Ss900の1/2の最大加速度450galの地震動に対して、運転の継続に必要な機能の維持や閉じ込め・遮へい機能の維持を求める。

【(ニ) 上位クラスへの波及的影響】

- 上位クラスへの波及的影響がある場合、原則上位クラスに応じた地震動を念頭に置くが、耐震クラス分類の考え方と同様に、下位クラスによる波及的影響を起因とする敷地周辺の公衆被ばく線量も勘案し、適切な地震動を設定する。

【(ホ) 地震力の組合せ】

- 地震力の算定に際しては、水平2方向及び鉛直方向について適切に組み合わせる。

【(ヘ) 液体放射性物質を内包する設備】

- 多核種除去設備等で処理する前の液体等、放出による外部への影響が大きい液体を内包する設備については、Ss900に対して、海洋に流出するおそれのない設計とすることを求める（滞留水が存在する建屋、ALPS処理前の水や濃縮廃液を貯留するタンクの堰等）。これ以外の液体を内包する設備については、上位クラスの地震動に対する閉じ込め機能の確保又は漏えい時の影響緩和対策を求める※。

※：設備自体を耐震CクラスからBクラスに格上げ、周囲の堰等に上位クラスの地震動に対して閉じ込め機能を維持する、漏えい時に仮設ホースによる排水等の機動的対応を講ずる等により、海洋への流出を緩和する措置を想定。

【(ト) 耐震性の確保に対する代替措置】

- 耐震性の確保の代替策として、機動的対応や耐震性の不足に起因するリスクを早期に低減させるための対策を講ずるとしてもよい。具体例は以下のとおり。

例1：Bクラス設備の1/2Ss450機能維持の手段としては、耐震性の確保の他、機動的対応（予備品への交換、可搬型設備の運用等）による代替手段を想定。

例2：中低濃度タンクや吸着塔一時保管施設等の耐震性の不足に起因するリスクを早期に低減させる対策として、耐震性の高い建屋やタンクへの移替え及び移管、スラリー安定化処理設備や海洋放出設備による処理等を早期に行うことを想定。

2. ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失の影響評価

2.1 想定条件

ALPS 処理水希釈放出設備は、測定・確認用設備、移送設備、希釈設備により構成されるが、今回想定する条件は、最も取り扱い水量の多い、測定・確認用タンクを対象として評価を行う。なお、移送設備における移送配管、希釈設備における放水立坑で想定される漏えい量については、後述する。

今回想定した事象は、地震によって、測定・確認用タンクが滑動等により連結管等が損傷し、当該損傷部から ALPS 処理水が漏えいすることを想定する。

2.2 測定・確認用タンクへの混水の可能性について

測定・確認用タンクにトリチウム以外の放射性核種の告示濃度比総和 1 以上の水が混水することを防止するために、以下の設計、運用上の対策を行う。

- ・測定・確認用タンクへの移送に使用する配管は、多核種除去設備等の移送配管であり、配管構成上、Sr 処理水等が混水する可能性はない。
- ・多核種除去設備等の移送配管を使用し、至近に移送を行った G1 エリアタンクの放射能濃度は、トリチウム以外の放射性核種^{*}の告示濃度比総和が 1 未満であることを確認している。
- ・ALPS 処理水希釈放出設備の測定・確認用タンクには、多核種除去設備等のサンプルタンク、または ALPS 処理水等貯留タンクにてトリチウム以外の放射性核種^{*}の告示濃度比総和が 1 未満であることを確認または評価した水の移送を行う。

※：Cs-134, Cs-137, Sr-90, Co-60, Sb-125, Ru-106, I-129 の 7 核種

2.3 機能喪失による公衆への放射線影響の程度について

ALPS 処理水希釈放出設備の測定・確認用タンクについて、機能喪失による公衆への放射線影響を確認するため、線量評価を実施した。評価条件については、表 2.14.2.1-1 の評価条件（Ⅱ 2.5 汚染水処理設備等 添付資料-12 別紙-7に記載）である、多核種処理済水の分析結果（平成 25 年 7 月）をタンク内保有水の放射能濃度として設定する。

合わせて、表中には、K4 エリアタンクの代表濃度と、至近の分析結果（過去 1 年の平均値）のそれぞれを記載している。

なお、K4 エリアタンクの代表濃度や、至近の分析結果を用いた場合の線量評価結果の相対比は 1.00~1.02 程度であることを確認しているが、K4 エリアタンクの線量評価値が設定濃度使用の場合に比べ 2%ほど高い場合でも、その影響（ $0.0019 \mu \text{Sv/y} \times 0.02 = 3.8\text{E-}05 \mu \text{Sv/y}$ ）は極めて小さいことから、設定濃度を用いての評価は実態に沿った適切な評価になっていると考える。

表 2.14.2.1-1 タンク内保有水の放射能濃度 [Bq/cm³]

核種	設定濃度	K4 エリア	至近の分析結果
Co-60	3.4E-04	4.4E-04	5.7E-04
Sr-90	1.1E-04	7.3E-03	1.1E-04
Ru-106	1.3E-01	1.2E-03	1.3E-03
Sb-125	7.1E-03	4.6E-04	4.5E-04
I-129	5.2E-02	1.9E-03	2.9E-04
Cs-134	3.2E-04	1.6E-04	1.8E-04
Cs-137	3.2E-04	6.0E-04	1.9E-04
H-3	1.1E+03	2.5E+02	4.3E+02
告示総和（7 核種）	7.1	0.47	0.06

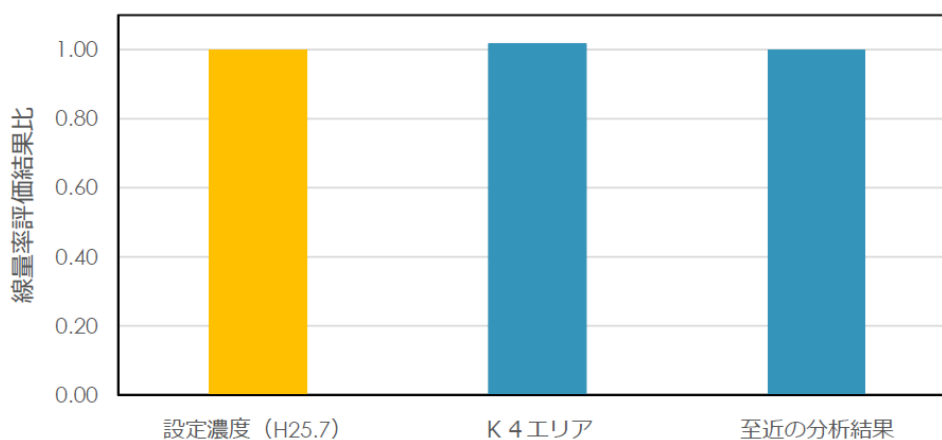


図 2.14.2.1-2 線量率評価結果比（設定濃度を 1 とした場合）

2.3.1 機能喪失した場合の直接線・スカイシャイン線評価

機能喪失した場合の直接線・スカイシャイン線の評価として、地震によってタンクの滑動等により連結管等が損傷し、測定・確認用タンクの貯留水全てがタンク外に漏えいしたことを想定する。

(1) 条件

K4 エリアタンクが健全な場合の直接線・スカイシャイン線による被ばく評価結果は、タンク群と体積・高さが同じとなる1つの大型円柱形上で存在し続けると仮定して、表2.14.2.1-2の条件で実施している。当該条件にて評価コードMCNPを使用して評価した結果、最寄りの線量評価点(No.70)において、0.0019 μ Sv/年と評価されている(K4 エリアタンクの実施計画変更認可済)。

機能喪失した場合の評価では、図2.14.2.1-3の通り、タンクが健全な場合と比較して、タンクの遮へいがなくなったことを想定して評価を実施する。遮へいが無くなった条件においては、図2.14.2.1-4に示す鉄中におけるガンマ線透過率より、敷地境界に与える影響が最大2.0倍程度上昇すると想定する。

表 2.14.2.1-2 K-4 エリアタンクの評価条件

項目	条件	項目	条件
タンク水深	13,465mm [※]	タンク材質	SS400
タンク内径	10,000mm	タンク側板	15mm
タンク容量	1,058m ³ [※]	タンク天板	9mm

※：実際の100%水位：12,700mm に対して、保守的に評価

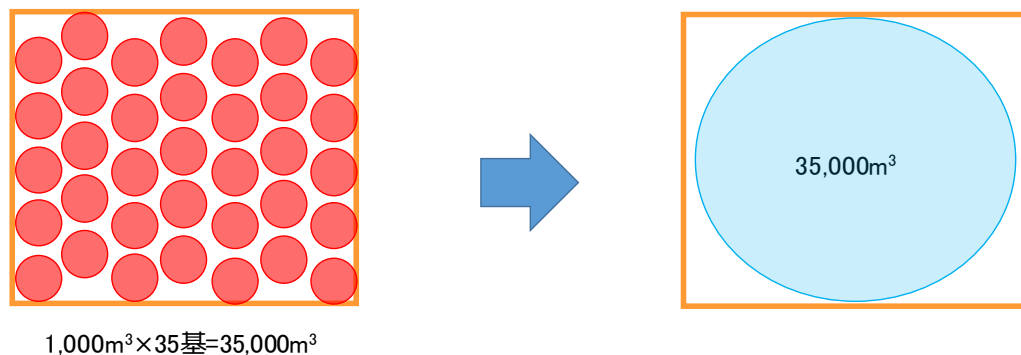


図 2.14.2.1-3 直接線・スカイシャイン線による被ばく評価モデル

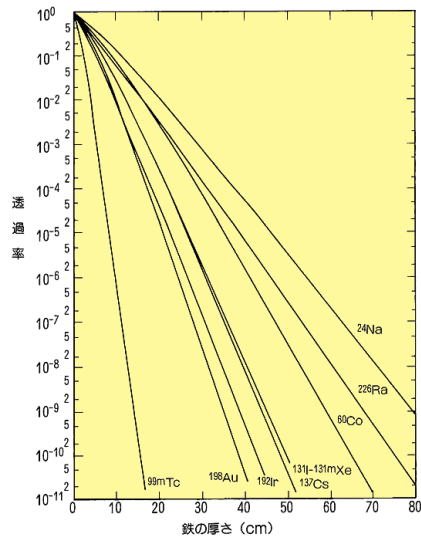


図2-2 鉄中におけるガンマ線の透過率
資料：アイソトープ手帳より引用

出典 (ATOMICA) : https://atomica.jaea.go.jp/data/fig/fig_pict_09-04-10-03-03.html

図 2.14.2.1-4 鉄中におけるガンマ線の透過率

(2) 評価結果

(1)に示す条件で、K4 エリアタンクが機能喪失した場合の直接線・スカイシャイン線を経評価した結果、最寄りの線量評価点 (No.70) における直接線・スカイシャイン線による被ばく量は 1 μ Sv/y 未満であり、公衆への放射線影響は殆ど無いことを確認した。

2.3.2 漏えい水の気中移行による被ばく評価

地震によるタンクの滑動等により連結管等が損傷し、測定・確認用タンクの基礎外周堰の貯留可能面積全域に漏えい水が広がり、トリチウムを含む漏えい水から蒸発した水蒸気が拡散したことを想定する。

(1) 条件

地震による測定・確認用タンク^{※1}の滑動等により連結管等が損傷。当該損傷部からALPS処理水が漏えいし、タンク堰内の貯留可能面積全域に水が広がり、トリチウムを含む水から蒸発した水蒸気が拡散。敷地境界（最寄り評価点）に居住する人が呼吸により摂取したトリチウムによる内部被ばくを評価する。なお、漏えい水を2週間以内^{※2}に回収したと仮定した場合の放射線影響を評価する。

※1：本評価では2.5章 多核種処理水貯槽5基を含む

※2：30m³/hの仮設ポンプを使用して24時間体制で回収を行った場合、約3日間で回収可能である。準備作業を考慮しても約1週間と想定しているが、保守的に2週間と設定した。

(2) 結果

最寄りの線量評価点（No.70）における気中移行による被ばく量は0.4μSvとなった。

2.4 機動的対応等

- ・震度5弱以上の地震発生時、連結弁が開状態となっているタンクについて、優先的に現場確認を行い、漏えいが確認された場合は速やかに連結弁を閉とする。
- ・地震により耐震Cクラスのタンク等が損傷し、貯留水が敷地外へ著しく漏えいすることを防止するために基礎外周堰を設置する。当該堰については、Bクラスの構築物に要求される水平方向設計震度に対して、必要な強度を確保する。
- ・貯留水が漏えいし、基礎外周堰内に滞った場合には、仮設ポンプ、高圧吸引車等にて漏えい水の回収を行う。回収した漏えい水は、健全なタンク、建屋に排水を行う。
- ・ALPS処理水の移送配管については、排水路から可能な限り離隔するとともに、移送配管に使用するポリエチレン管は、ポリエチレン管の外側に外装管（接合部は防水カバー）を取り付けることで漏えい拡大を防止する施工を行う。

3. 放水設備の機能喪失の影響評価

放水設備は、ALPS処理水希釈放出設備の排水（海水で希釈して、トリチウムを含む全ての放射性核種の告示濃度比総和が1を下回った水）を取り扱うことを踏まえ、設備等の機能喪失による公衆への放射線影響の程度により、耐震Cクラスと位置付けられる。

以上

移送設備および希釈設備の機能喪失時の影響評価

ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失時の影響評価として、測定・確認タンクの機能喪失を評価したが、移送設備及び希釈設備の機能喪失時の影響についても確認を行う。

1. 移送設備

1.1 条件

移送設備において、最も ALPS 処理水を内包する量が多い、屋外の移送配管が地震により損傷した事象を想定する。具体的には、ALPS 処理水移送ポンプ出口～緊急遮断弁-1 入口の 100A の配管、約 1.3km の箇所が損傷したことを想定する。

なお、震度 5 弱以上の地震発生時には海洋放出を停止する（測定・確認用タンク出口電動弁閉止含む）運用としていることから（「3. 特定原子力施設の保安のために措置を講ずべき事項への適合性」参照）、評価には本運用を考慮した。なお、運転員が同設備を停止するまでに要する時間は、2021 年 2 月、2022 年 3 月の地震時の水処理設備の停止時間がそれぞれ約 25 分、約 32 分であったことから、保守的に停止時間を 1 時間とし、ALPS 処理水流量は最大の 500m³/日と仮定した。

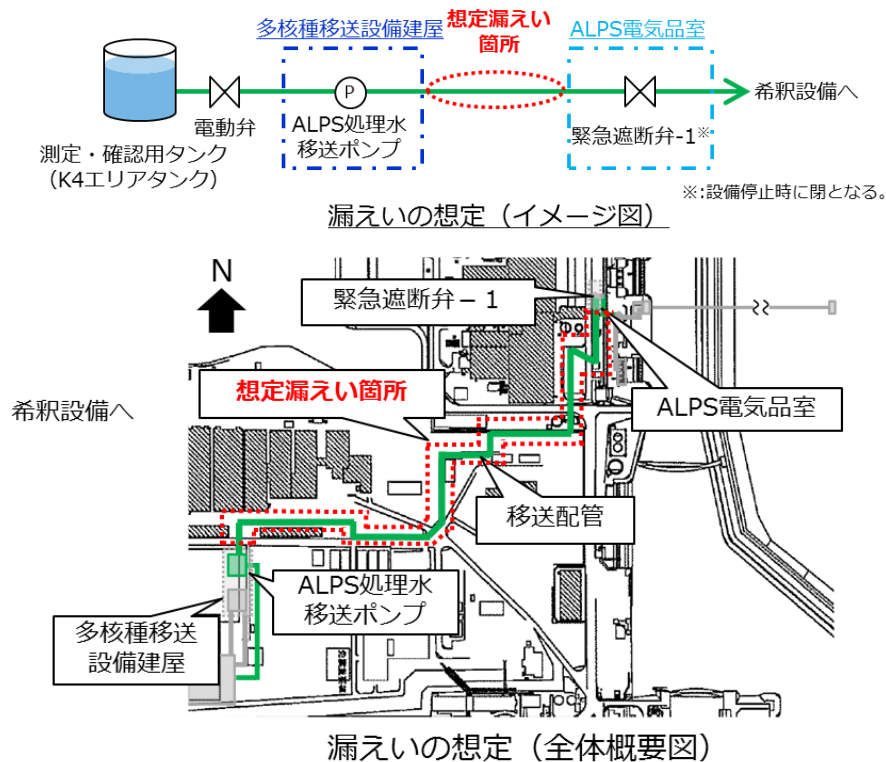


図 2.14.2.1-5 移送設備での機能喪失の想定箇所

1.2 結果

移送設備からの最大の漏えい量は、配管の保有水が約 10.2m³、設備停止までに漏えいする量が約 20.8m³となり、合計約 31m³となる。これは、測定・確認用タンクで想定した漏えい量より十分少ないことから、ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失時による公衆への放射線影響は測定・確認用タンクの評価で代表できると考える。

2. 希釈設備

2.1 条件

希釈設備において、最も ALPS 処理水を内包する量が多い、放水立坑（上流水槽）が地震により損傷した事象を想定する。

同水槽は、ALPS 処理水を希釈した後の海水（以下「希釈後海水」という。）が 2000m³貯留されている。ここで、同水槽に貯留されている希釈後海水は、ALPS 処理水が最大流量である 500m³/日、海水が海水移送ポンプ 2 台運転の 34 万 m³/日で希釈されていたとする。

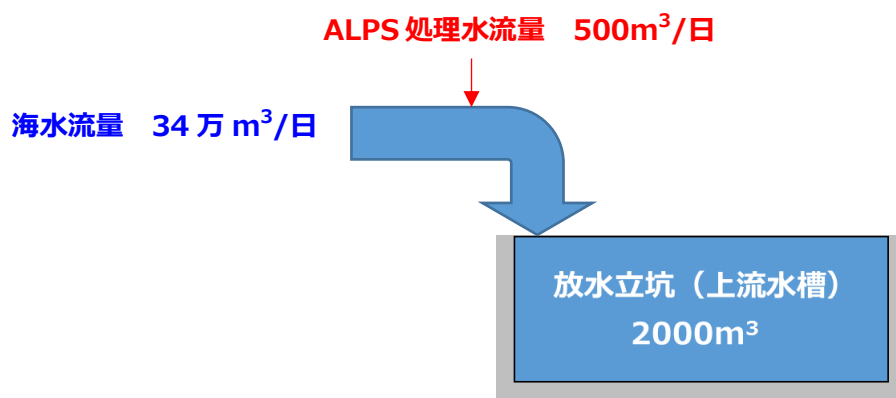


図 2.14.2.1-6 希釈設備での機能喪失の想定箇所

2.2 結果

希釈設備から、希釈後海水の漏えい量は 2000m³となるものの、680 倍の希釈が行われているため、この中には約 1997m³の海水と約 3m³の ALPS 処理水が含まれている状態である。ここで想定する ALPS 処理水の漏えい量は、測定・確認用タンクで想定した漏えい量より十分少ないことから、ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失時による公衆への放射線影響は測定・確認用タンクの評価で代表できると考える。

以上

ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失時の気中移行による被ばく評価

1. 評価の基本的な考え方

大気中に拡散する放射性物質に起因する実効線量の評価については、「発電用原子炉施設の安全解析に関する気象指針」（以下「気象指針」という。）、「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」（以下「評価指針」という。）及び「発電用軽水型原子炉施設の安全審査における一般公衆の線量評価について」（以下「一般公衆の線量評価」という。）を準用する。

吸入摂取による実効線量の評価は、K4 エリアから最短地点で最大の被ばくを与える地点に居住する人を対象とする。

2. 計算のための前提条件

(1) 気象条件

大気拡散の解析に用いる気象条件は、福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書（6号原子炉施設の変更）（平成22年11月12日付け、平成19・04・19原第18号にて設置変更許可）の添付書類六の記載と同様とする。

(2) 放出源と有効高さ

有効高さについて、漏えいしたタンクからの気中移行であるため、地上放散とする。

「気象指針」において、位置 x, y, z における放射性物質濃度 χ, y, z を求める基本拡散式を以下に示す。

$$\chi(x, y, z) = \frac{Q}{2\pi\sigma_y\sigma_z U} \cdot \exp\left(-\lambda \frac{x}{U}\right) \cdot \exp\left(-\frac{y^2}{2\sigma_y^2}\right) \cdot \left[\exp\left\{-\frac{(z-H)^2}{2\sigma_z^2}\right\} + \exp\left\{-\frac{(z+H)^2}{2\sigma_z^2}\right\} \right]$$

..... (2.14.2-1) 式

ここで、

$\chi(x, y, z)$: 点 (x, y, z) における放射性物質の濃度 (Bq/m³)

Q : 放出率 (Bq/s)

U : 放出源高さを代表する風速 (m/s)

λ : 物理的崩壊定数 (1/s)

H : 放出源の有効高さ(m)

σ_y : 濃度分布の y 方向の拡がりのパラメータ (m)

σ_z : 濃度分布の z 方向の拡がりのパラメータ (m)

3. 吸入摂取による実効線量

吸入摂取による実効線量は、次の計算式を用いる。

$$H_I = Z \sum_i K_{Ii} \cdot A_{Ii} \dots \dots \dots (2.14.2-2) \text{ 式}$$

$$A_{Ii} = M_a \cdot \chi(x, y, z) \dots \dots \dots (2.14.2-3) \text{ 式}$$

ここで、

- H_I : 吸入摂取による実効線量 (μSv)
- Z : 機能喪失時復旧時間
- K_{Ii} : 核種 i の吸入摂取による実効線量係数 (μSv/Bq)
- A_{Ii} : 核種 i の吸入による摂取率 (Bq/d)
- M_a : 呼吸率 (cm³/d)
- $\chi(x, y, z)$: 点 (x, y, z) における放射性物質の濃度 (Bq/m³)

4. 評価条件

ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失時の気中移行による被ばく評価に算出した数値は下表の通り。なお、核種については、ALPS 処理水の気中移行において主要な核種であるトリチウムを評価対象とした。

表 2.14.2.1-3 気中移行による被ばく評価の算出根拠

項目	数値	単位	算出根拠
機能喪失時の想定漏えい水貯留面積	2201	m ²	機能喪失時想定漏えい貯留面積
放射能濃度	1.1E+06	Bq/L	敷地境界線量評価に用いているトリチウムの濃度を引用 なお、本濃度は測定・確認用タンクへの受入れ上限 100 万 Bq/L よりも保守的な条件である。
代表風速	3.1	m/s	設置許可記載の福島第一原子力発電所における代表風速
蒸発係数	0.403	mm/day/mb	0.13 × 代表風速 (電力中央研究所報告, 研究報告 376008, Hefner 湖の式(1954)より)
水面と水面直上 2m の飽和蒸気圧差	23.366	mb	水面 20℃ を仮定した場合の飽和蒸気圧(気中トリチウム圧は 0 を仮定) (日本機械学会蒸気表より)
水面蒸発量	9.42	mm/day	蒸発係数 × 水面と水面直上 2m の飽和蒸気圧差
蒸発量	2.40E-4	m ³ /s	水面蒸発量 × 機能喪失時の想定漏えい水貯留面積 / 1000(mm/m) / 24 / 3600(s/day)
X/Q (気象指針) に基づく相対濃度	1.9E-04	s/m ³	「発電用原子炉施設の安全解析に関する気象指針」(原子力安全委員会)を引用(実施計画Ⅲ章 3 編 2.2 線量評価(2-2-1 式)) (放出高さ 0m, 大気安定度 D, 風速 3.1m, 最寄評価点 No.70 までの距離 442m で計算)
呼吸率	1.2	m ³ /h	活動時の成人の呼吸率「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」(原子力安全委員会)より
継続呼吸時間	336	h	機能喪失時想定復旧時間 (24 時間呼吸継続すると仮定)
吸入摂取の実効線量係数	1.8E-08	mSv/Bq	核原料物質又は核燃料物質の製錬の事業に関する規則等の規定に基づく線量限度を定める告示(別表第一)

5. 評価結果

ALPS 処理水希釈放出設備の機能喪失時漏えいした水の気中移行による公衆への放射線影響の評価結果は、 $0.4 \mu\text{Sv}$ となる。

以上

放水設備の自然現象に対する設計上の考慮に関する補足説明（放水トンネル）

1. 設計概要

「2.14.2 自然現象に対する設計上の考慮への適合性」に基づき、許容応力度法により、地震時における放水立坑（下流水槽）および放水ロケソンと覆工板の接続部の耐震性を照査する。

放水トンネルは、リング継手により放水立坑（下流水槽）および放水ロケソンと接続される構造である。このため、地震時における応答が異なり、放水トンネルと放水立坑（下流水槽）および放水ロケソンの接続部には相対変位が生じる。

また、地中構造物の地震時の挙動は地盤変形の影響を強く受けるため、これを考慮した解析手法^{※1}を用いる必要がある。

以上より、地中構造物および周辺地盤の地震時における挙動を解析することができる 2次元 FEM 解析を実施し、解析から得られた放水トンネルと放水立坑（下流水槽）および、放水トンネルと放水ロケソンの相対変位 Δ を接続部のリング継手の接続ボルトに与え、接続ボルトの作用応力度が許容応力度以内であることを確認することで、耐震性の照査を行う。

※1：トンネル標準示方書 [共通編]・同解説／[シールド工法編]・同解説，2016年制定，(社)日本下水道協会，P.331 以下，「トンネル標準示方書」という

2. 解析手法と解析モデル

2.1 相対変位量の算出

変位量の算出に用いる解析手法は、2次元 FEM 解析による応答震度法であり、地震時の地盤慣性力を解析モデルの各要素に与える。

解析モデルは、2次元 FEM 解析を実施するため、周辺地盤、水立坑（下流水槽）および放水ロケソンを平面ひずみ要素、放水トンネルを梁要素としてモデル化したものである。解析領域は、下方は基盤面位置、側方は、基盤面位置までの地盤深さを H としたとき、 $5.0H$ を設定した。境界条件は、下方は剛結とし、側方は鉛直方向に動くことを許すピンローラー支承とした。

2.2 相対変位量と接続ボルト

接続ボルトには、2次元 FEM 解析により得られた相対変位量 Δ に抵抗するためのせん断力 S および引張力 P が生じる。これらを接続ボルトの有効断面積 A で除し、次式のとおり接続ボルトの許容せん断応力度および、許容引張応力度以内であることを確認する。

a) トンネル軸直角方向の応力度照査

$$S=K_s \cdot \Delta$$
$$\tau = \frac{S}{A} < \tau_a$$

ここに、

Δ : 相対変位量 (m)

k_s : 接続ボルトのせん断ばね定数 (N/m)

τ : 接続ボルトのせん断応力度 (N/mm²)

τ_a : 接続ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

A : 接続ボルトの有効断面積 (mm²)

b) トンネル軸方向の応力度照査

$$P=K_v \cdot \Delta$$
$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_a$$

ここに、

Δ : 相対変位量 (m)

k_v : 接続ボルトの引張ばね定数 (N/m)

σ : 接続ボルトの引張応力度 (N/mm²)

σ_a : 接続ボルトの許容引張応力度 (N/mm²)

A : 接続ボルトの有効断面積 (mm²)

接続ボルトのせん断ばね定数 K_s および、接続ボルトの引張ばね定数 K_v は、「小口径セグメント用スクリューボルト (M16) の開発、平成 22 年、土木学会第 65 回年次学術講演会」により設定した。これは、今回の放水トンネルに用いるリング継手である、小口径セグメント用スクリューボルト (M16) を試験し K_s および K_v を定めたものである。表 2.14.2.2-1 に接続ボルトの諸元を示す。

ボルトの強度計算にあたっては、せん断ボルトとして使用する場合、ボルトの軸断面積 (>有効断面積) を用いる^{*2}が、リング継手に用いる接続ボルトは、ボルトのせん断破壊が生じる場合、ボルトの胴部ではなく、ねじ部でせん断破壊するため、せん断および引張応力度照査の両者に有効断面積を用いた。なお、有効断面積は「JIS B 1082:2009 ねじの有効断面積及び座面の負荷面積」に示されている値を用いた。

表 2.14.2.2-1 接続ボルト (M16) の諸元

ボルト 強度区分	ピッチ (並目ねじ) (mm)	せん断ばね定 数 K_s (kN/m)	引張ばね定 数 K_v (kN/m)	許容せん断 応力度 $\tau_a^{※2}$ (N/mm ²)	許容引張 応力度 $\sigma_a^{※2}$ (N/mm ²)	有効断面積 $A^{※3}$ (mm ²)
10.9	2	45,000	60,000	405	570	157

※2：「シールド工事用標準セグメント，2001年改訂，（社）日本下水道協会」，P87
（以下，「標準セグメント」という）

※3：標準セグメント標準，P88

3. 検討ケースと検討位置

放水トンネルの軸直角方向および，放水トンネルの軸方向の2ケースの検討断面を設定した。検討位置は，発進部（放水トンネルと下流水槽の接続部）と，到達部（放水トンネルと放水ロケータの接続部）の2か所である。図 2.14.2.2-1 および図 2.14.2.2-2 に，放水トンネル軸直角方向における発進部の検討モデル図，図 2.14.2.2-3 および図 2.14.2.2-4 に放水トンネル軸直角方向における到達部の検討モデル図，図 2.14.2.2-5 および図 2.14.2.2-6 に放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図，ならびに，図 2.14.2.2-7 および図 2.14.2.2-8 に放水トンネル軸方向における到達部の検討モデル図を示す。

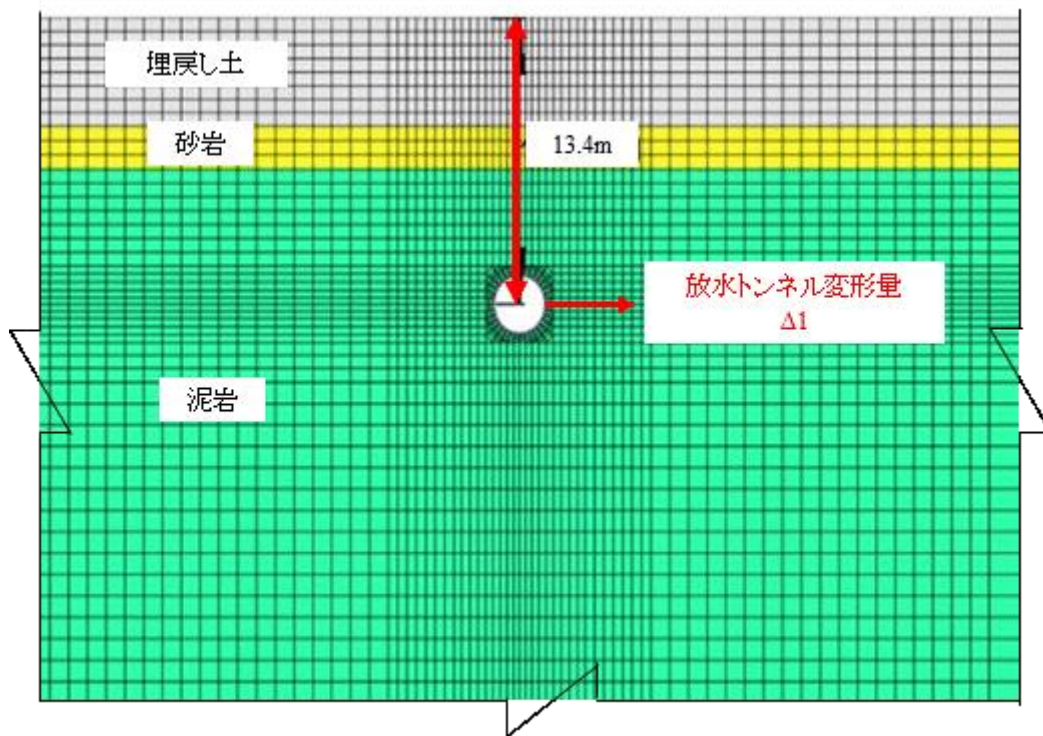


図 2.14.2.2-1 放水トンネル軸直角方向における発進部の検討モデル図
（発進部検討位置から放水ロケータ側を見たときの断面）

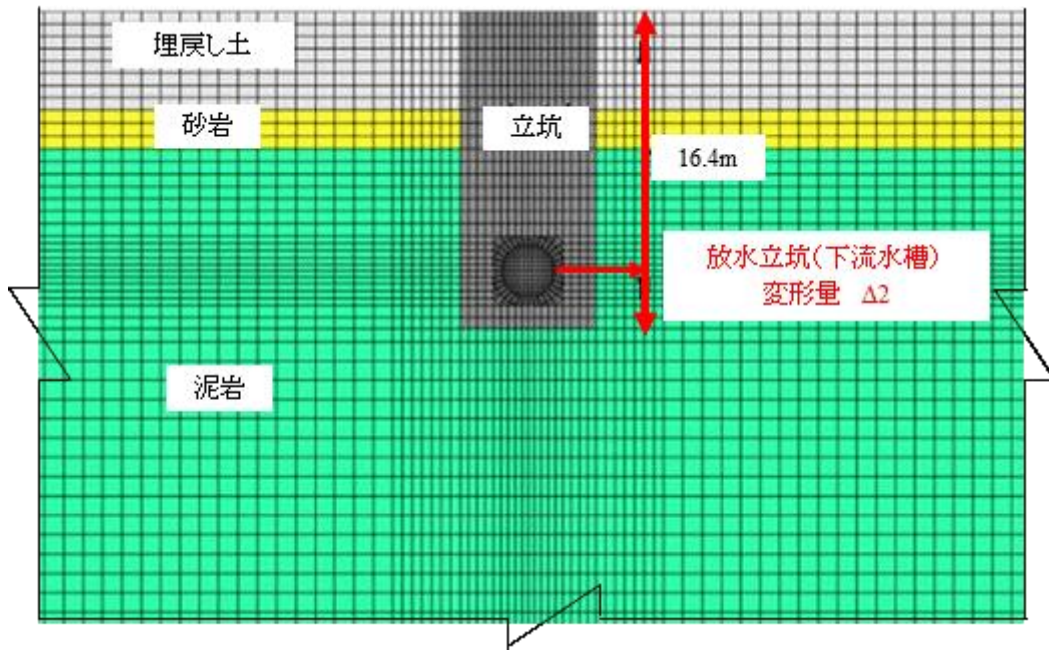


図 2.14.2.2-2 放水トンネル軸直角方向における発進部の検討モデル図
 (発進部検討位置から放水立坑 (下流水槽) 側を見たときの断面)

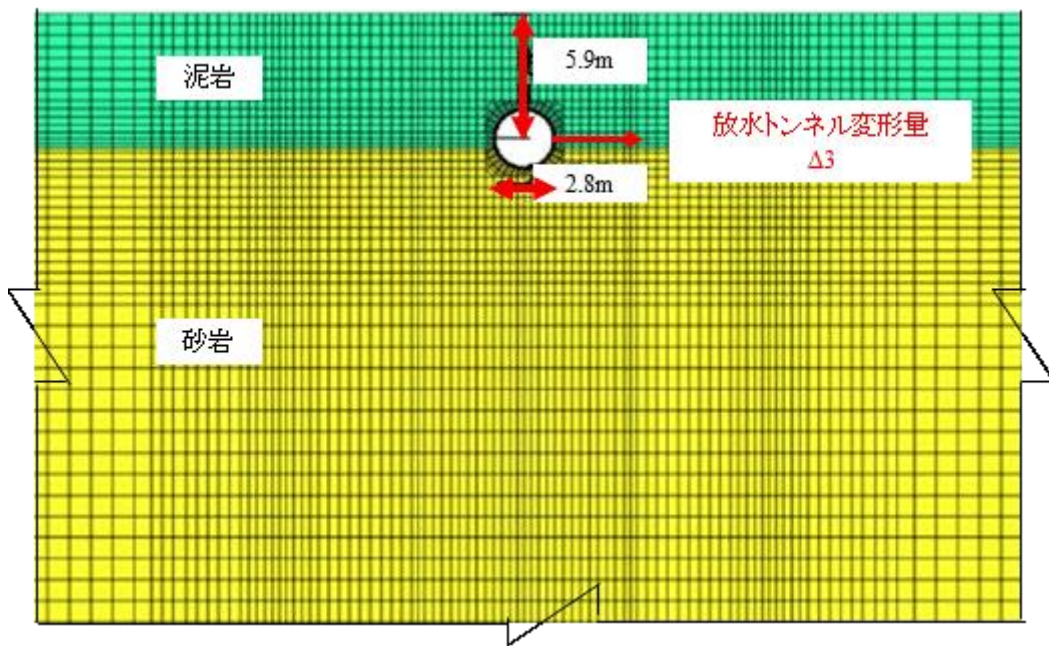


図 2.14.2.2-3 放水トンネル軸直角方向における到達部の検討モデル図
 (到達部検討位置から放水立坑 (下流水槽) 側を見たときの断面)

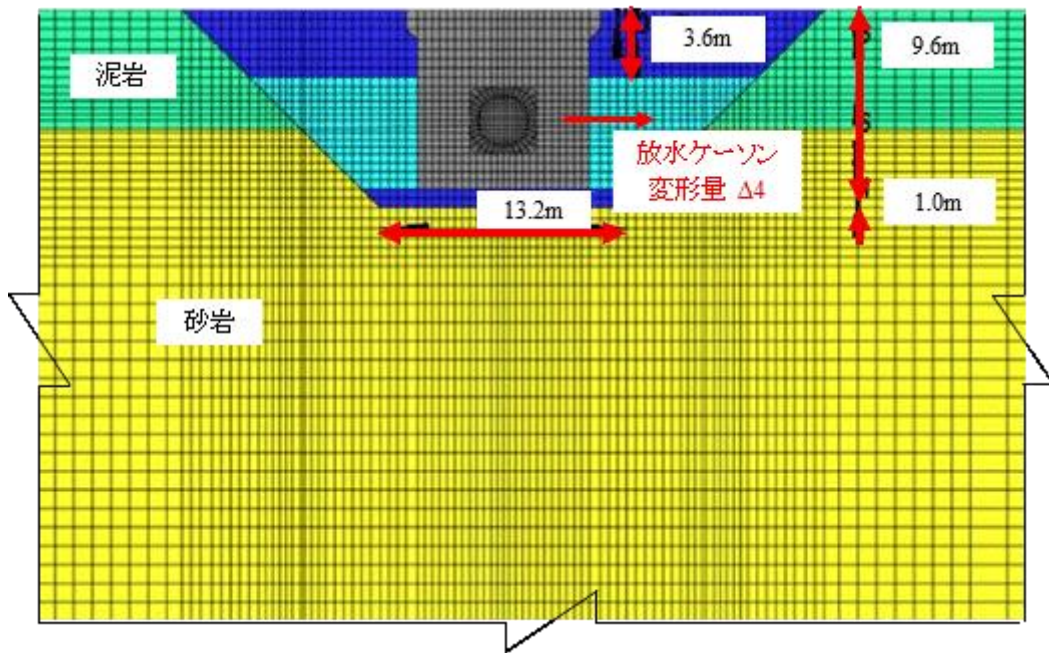


図 2.14.2.2-4 放水トンネル軸直角方向における到達部の検討モデル図
(到達部検討位置から放水ロケーソン側を見たときの断面)

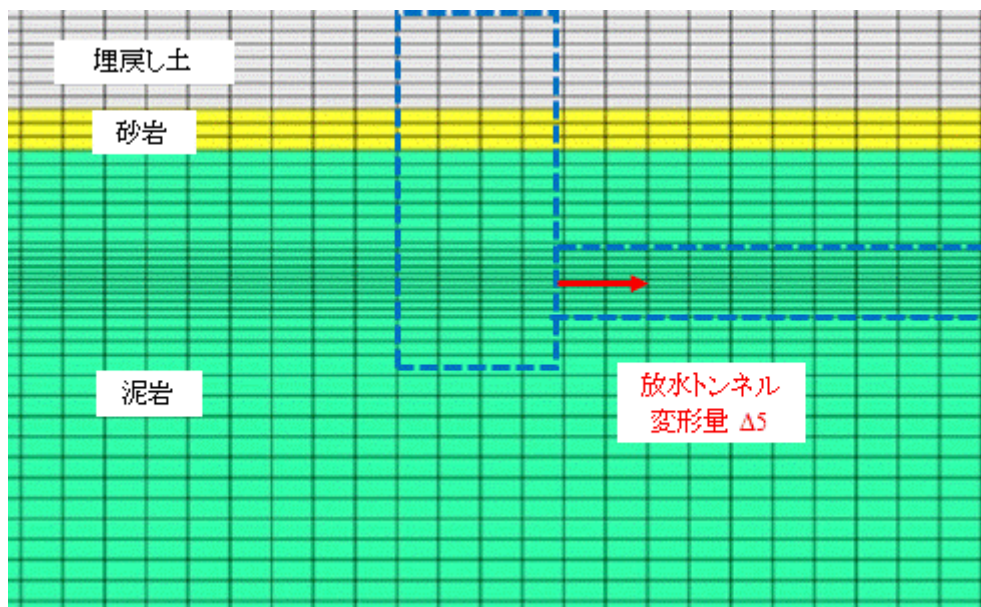


図 2.14.2.2-5 放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図
(放水トンネル)

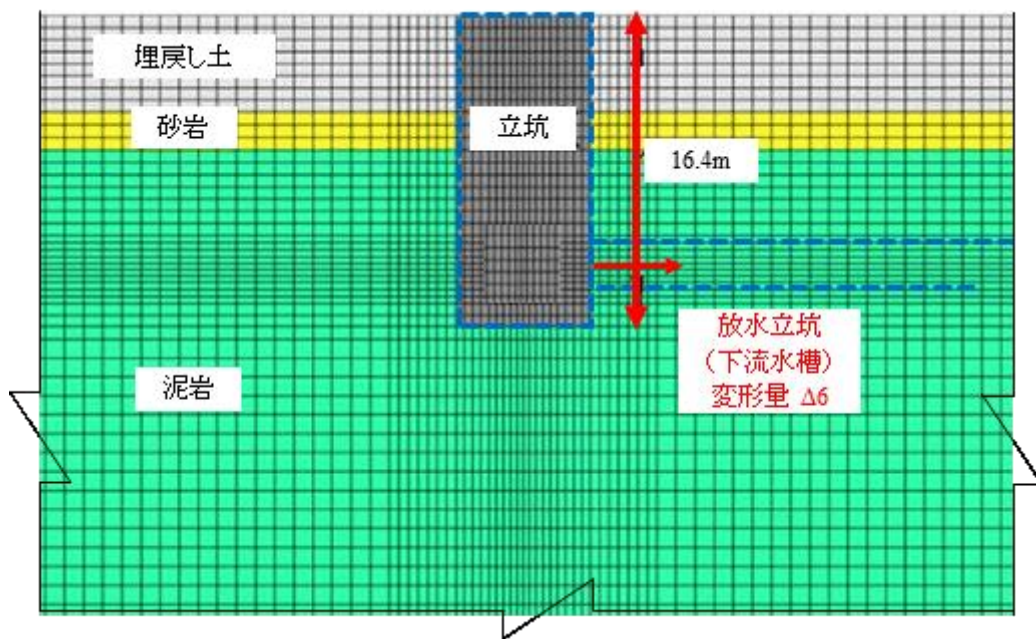


図 2.14.2.2-6 放水トンネル軸方向における発進部の検討モデル図
(放水立坑 (下流水槽))

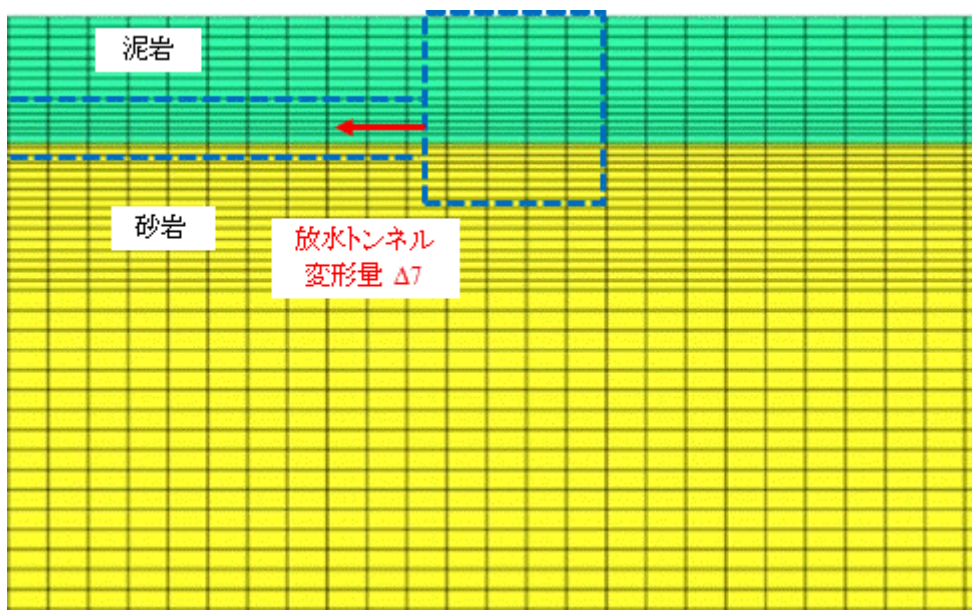


図 2.14.2.2-7 放水トンネル軸方向における到達部の検討モデル図
(放水トンネル)

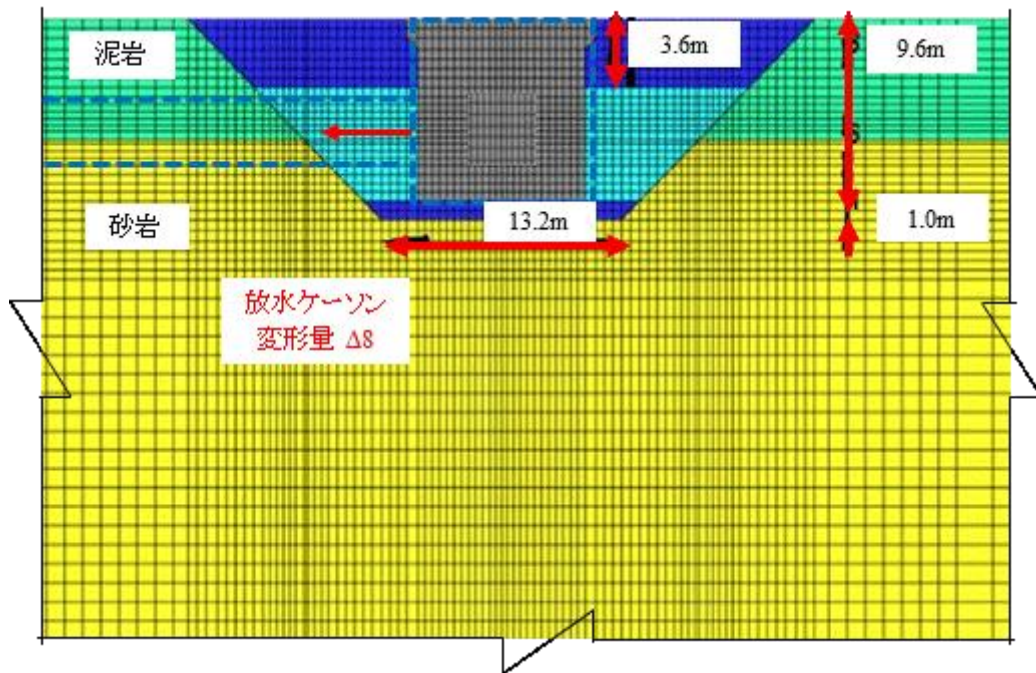


図 2.14.2.2-8 放水トンネル軸方向における到達部の検討モデル図
(放水口ケーソン)

なお、放水トンネル軸方向の変位検討時においては、放水トンネルは周辺地盤よりも剛性が大きく変形しにくいいため、安全側に放水トンネルはモデル化していない。リング継手の接続ボルトの引張応力度照査には、軸方向放水トンネルの位置における地盤と放水立坑（下流水槽）の相対変位（ $=|\Delta 5-\Delta 6|$ ）および、放水トンネルの位置における地盤と放水口ケーソンの相対変位（ $=|\Delta 7-\Delta 8|$ ）を用いた。

4. 設計条件

4.1 使用材料

4.1.1 覆工板

覆工板の材料は普通コンクリート（普通ポルトランドセメント，高炉セメントB種）である。材料条件および諸元を以下に示す。

- ・コンクリート設計基準強度 $f_{ck}=42\text{N/mm}^2$
- ・ヤング係数 $E_c=3.3\times 10^7\text{kN/m}^2$
- ・ポアソン比 $\nu=0.20$
- ・単位体積重量 $\gamma=26.0\text{kN/m}^3$
- ・桁高 $t=0.180\text{m}$
- ・断面積 $A=0.180000\text{m}^2/\text{m}$
- ・断面二次モーメント $I=0.000486\text{m}^4/\text{m}$

4.1.2 放水立坑（下流水槽）および放水口ケーソン

放水立坑（下流水槽）および放水口ケーソンの材料は普通コンクリート（普通ポルトランドセメント）である。材料条件，諸元を以下に示す。到達立坑躯体周りの砕石・モルタル・水中コンクリートの物性値はケーソン躯体と同じものとする。

- ・コンクリート設計基準強度 $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$
- ・ヤング係数 $E_c=2.5\times 10^7\text{kN/m}^2$
- ・ポアソン比 $\nu=0.20$
- ・単位体積重量 $\gamma=24.5\text{kN/m}^3$

4.2 土質定数

設計に用いた土質定数および単位体積重量を表 2.14.2.2-2 に示す。

表 2.14.2.2-2 土質定数

No.	土層名	変形係数 E0(kN/m ²)	単位体積重量 γ(kN/m ³)	ポアソン比 ν
1	埋戻土	17,700	18.0	0.33
2	段丘堆積層	23,500	15.9	0.21
3	T3 部層 砂岩	94,400	18.4	0.48
4	T3 部層 泥岩	506,000	17.1	0.47

4.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.2.2-3 に示す。

表 2.14.2.2-3 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
地盤	表 2.14.2.2-2 参照
水 (海水)	10.3

4.4 水位

今回の設計は供用時における地震時を想定しているため、放水トンネル内が満水の状態で検討を行う。

4.5 荷重条件

考慮する荷重は、設計水平震度 $K_h=0.2$ を解析モデルの各要素に与えた際の地震時慣性力である。各要素に対応する地盤物性値や単位体積重量などを与え、各要素が持つ荷重を設定している。また、放水トンネル内に水が存在する状態を想定するため、動水圧荷重を節点荷重として覆工板の節点に作用させる。

5. 解析結果

解析の結果，得られた相対変位量を表 2.14.2.2-4 に示す。

表 2.14.2.2-4 相対変位量 Δ

検討ケース	場所	相対変位量 Δ (mm)
トンネル 軸直角方向	発進部（下流水槽部）	0.5
	到達部（放水ロケソン部）	0.5
トンネル 軸方向	発進部（下流水槽部）	0.1
	到達部（放水ロケソン部）	0.6

6. 評価結果

発進部および到達部の接続ボルトの応力度照査結果（最大作用応力，作用応力/許容応力の比）について，放水トンネル軸直角方向を表 2.14.2.2-5，放水トンネル軸方向を表 2.14.2.2-6 に示す。各検討部位の作用応力が許容応力度以内であることを確認した。

6.1 放水トンネル軸直角方向の応力度照査結果

表 2.14.2.2-5 放水トンネル軸直角方向の応力度照査結果（強度区分：10.9^{*}）

検討箇所	荷重ケース	対象材料	相対変位 Δ (mm)	せん断力 S(kN/本)	作用せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
発進部	地震時	接続ボルト	0.5	22.5	143	405	0.35
到達部	地震時	接続ボルト	0.5	22.5	143	405	0.35

※ボルトの強度区分は JIS B 1051 に規定されており，ボルトの強度区分により許容応力度が異なる。

6.2 放水トンネル軸方向の応力度照査結果

表 2.14.2.2-6 放水トンネル軸方向の応力度照査結果（強度区分:10.9）

検討箇所	荷重ケース	対象材料	相対変位 Δ (mm)	せん断力 S(kN/本)	作用せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
発進部	地震時	接続ボルト	0.1	6.0	38	570	0.07
到達部	地震時	接続ボルト	0.6	36.0	229	570	0.40

以上

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震性に関する説明書

1. 基本方針

1.1 耐震性評価の基本方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の系統及び機器に係る耐震設計は、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、構築物については「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、耐震性評価を行う。

1.1.1 設備重要度による耐震クラス分類

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は、その安全機能が喪失した場合における公衆への放射線影響を評価から、耐震 C クラスと位置付けられており、耐震 C クラスの設備に要求される地震動に対して必要な強度を確保する。

表 2.14.2.3-1 設備重要度による耐震クラス分類

設備	耐震クラス C
(1)測定確認用設備	測定・確認用タンク 基礎外周堰※ ¹ 循環ポンプ 主配管※ ²
(2)移送設備	ALPS 処理水移送ポンプ 主配管※ ²
(3)希釈設備	海水移送ポンプ 海水配管ヘッダ 主配管※ ² 放水立坑（上流水槽）※ ³
(4)放水設備※ ³	放水立坑（下流水槽） 放水トンネル 放水口

※¹：B クラスの構築物に要求される水平方向設計震度に対して評価を実施する

※²：全ての設備の主配管について定ピッチスパン法により適正な支持間隔を確認する

※³：計算結果は、2.14.1 準拠規格及び基準を参照

以上

ALPS 処理水希釈放出設備に関連する建屋の構造強度および耐震性に関する説明書

1. 評価方針

ALPS 処理水希釈放出設備は、その安全機能が喪失した場合における公衆への放射線影響を評価した結果から、耐震Cクラスと位置付けられている。このため、ALPS 処理水希釈放出設備に関連する建屋についても、Cクラスの建物と位置づけられるため、耐震Cクラスとして評価を実施する。なお、設計は建築基準法に準拠し、積雪荷重及び風荷重についても評価する。

2. 多核種移送設備建屋

多核種移送設備建屋は、既に設置された建屋であり、内部には既に高性能 ALPS や増設 ALPS で処理した ALPS 処理水を、中低濃度タンクへ移送するポンプ等が設置されており、今回新たに、循環ポンプ、ALPS 処理水移送ポンプを設置する。

本建屋は、鉄骨造の平屋で、平面が 37.9m (NS) × 10.0m (EW) であり、地上高さは 5.074m である。建屋基礎はべた基礎で地盤に支持させる。アンカープラン、梁伏図及び軸組図を図 2.14.2.4-1～図 2.14.2.4-7 に示す。

本建屋に加わる地震時の水平力は、ブレース及び大梁と柱からなるブレース構造で負担する耐震性の評価は、地震層せん断力係数として保守的に $1.5 \cdot C_i$ を採用した場合の当該部位の応力に対して行う。建屋の評価手順を図 2.14.2.4-8 に示す。

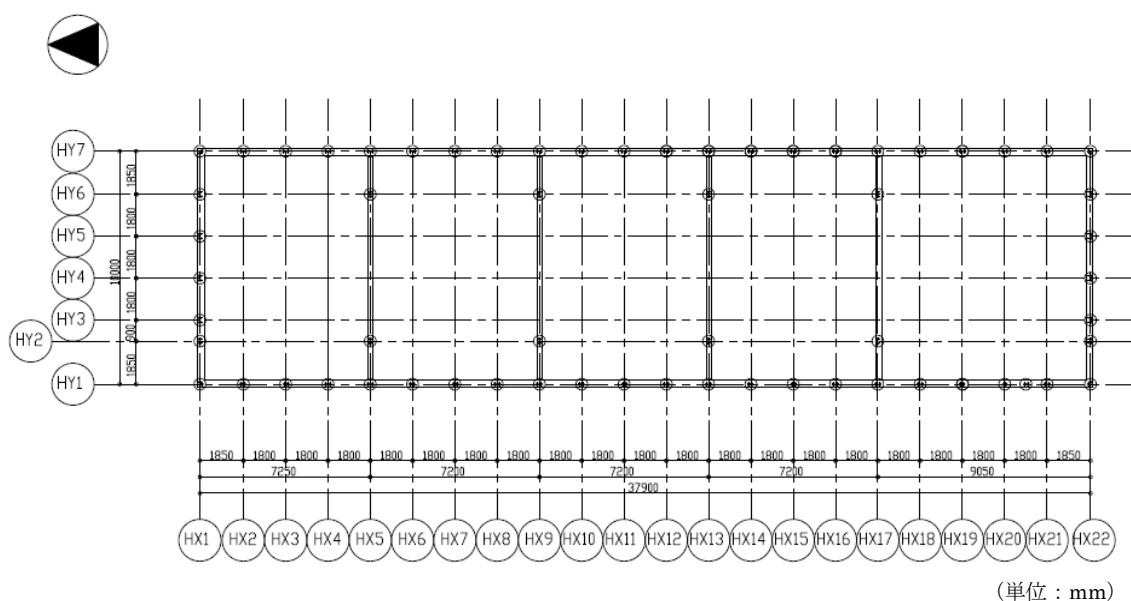
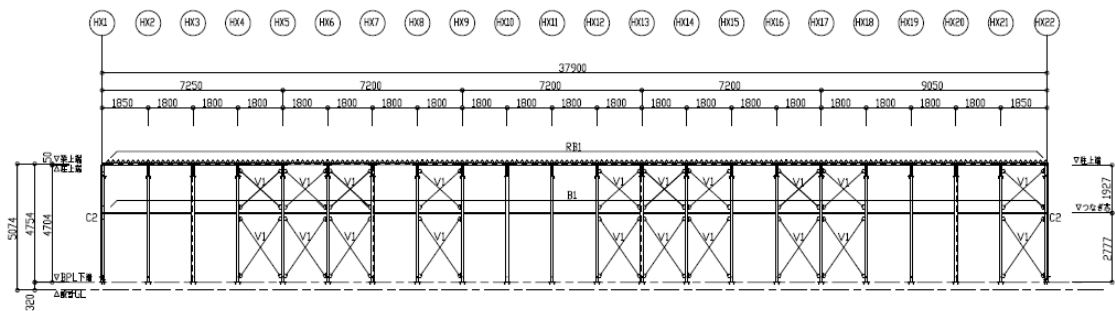
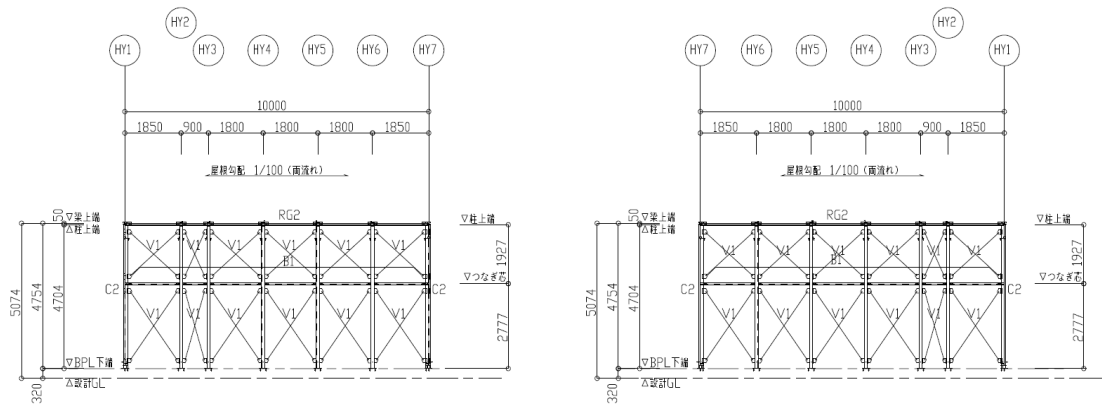


図 2.14.2.4-1 1 階アンカープラン (多核種移送設備建屋)



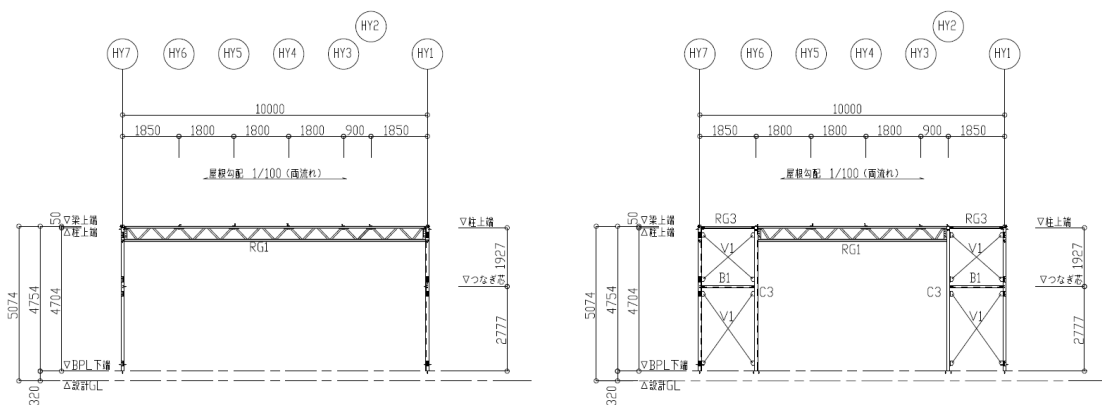
(単位：mm)

図 2.14.2.4-5 HY7 通り軸組図 (多核種移送設備建屋)



(単位：mm)

図 2.14.2.4-6 HY1, HX22 通り軸組図 (多核種移送設備建屋)



(単位：mm)

図 2.14.2.4-7 HX4, HX5,9,13,17 通り軸組図 (多核種移送設備建屋)

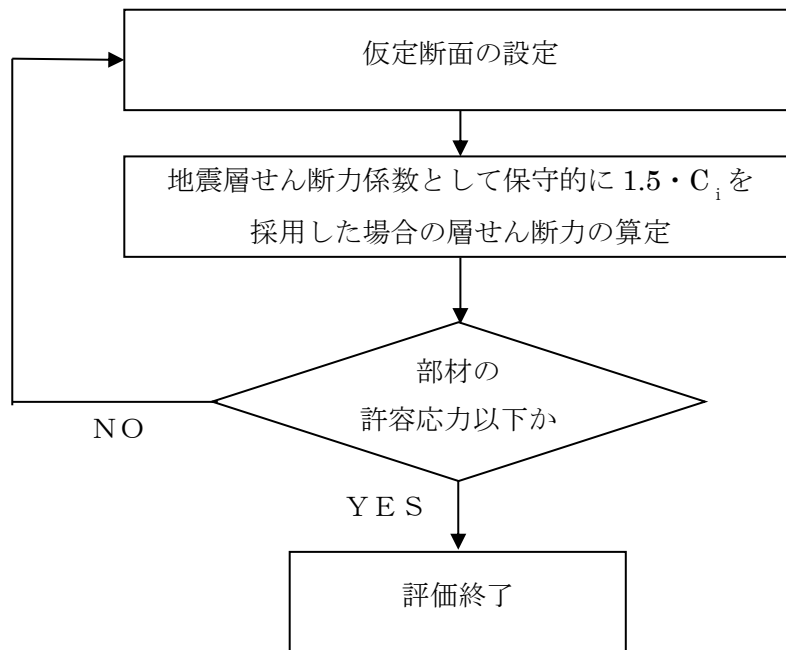


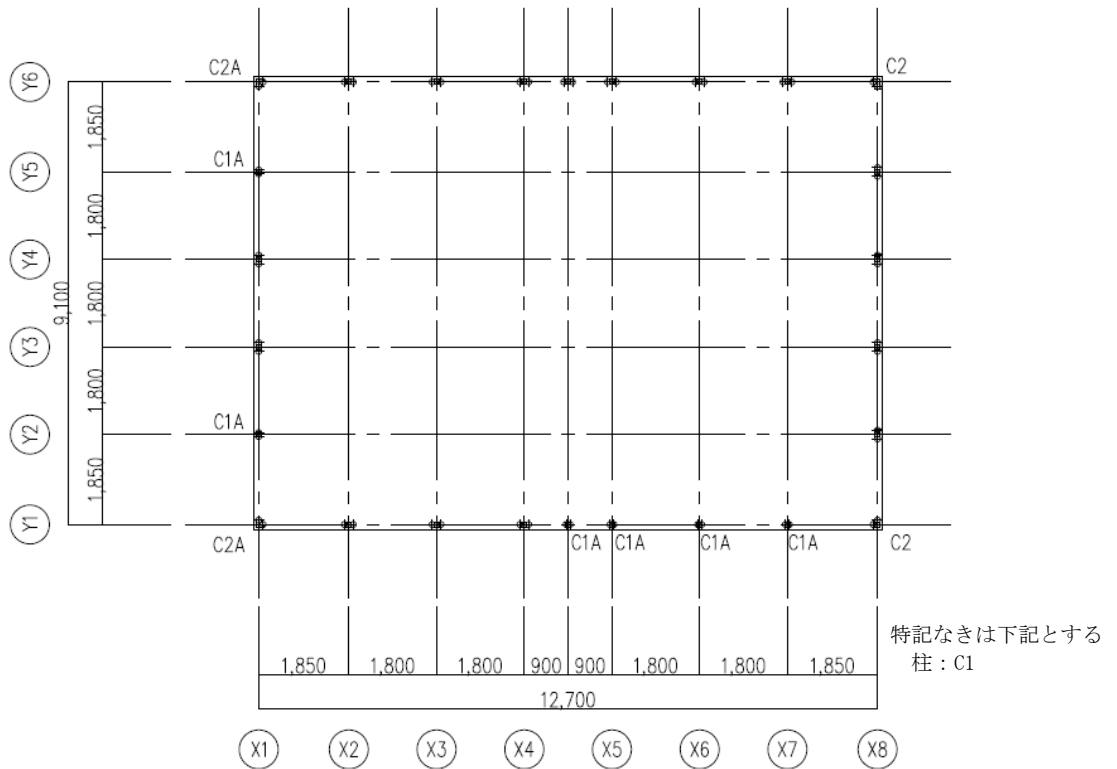
図 2.14.2.4-8 多核種移送設備建屋の耐震安全性評価手順

3. ALPS 電気品室

ALPS 電気品室は、今回新たに設置する建屋であり、内部には緊急遮断弁-1 の他、ALPS 処理水希釈放出設備に関連する電気品が設置する。

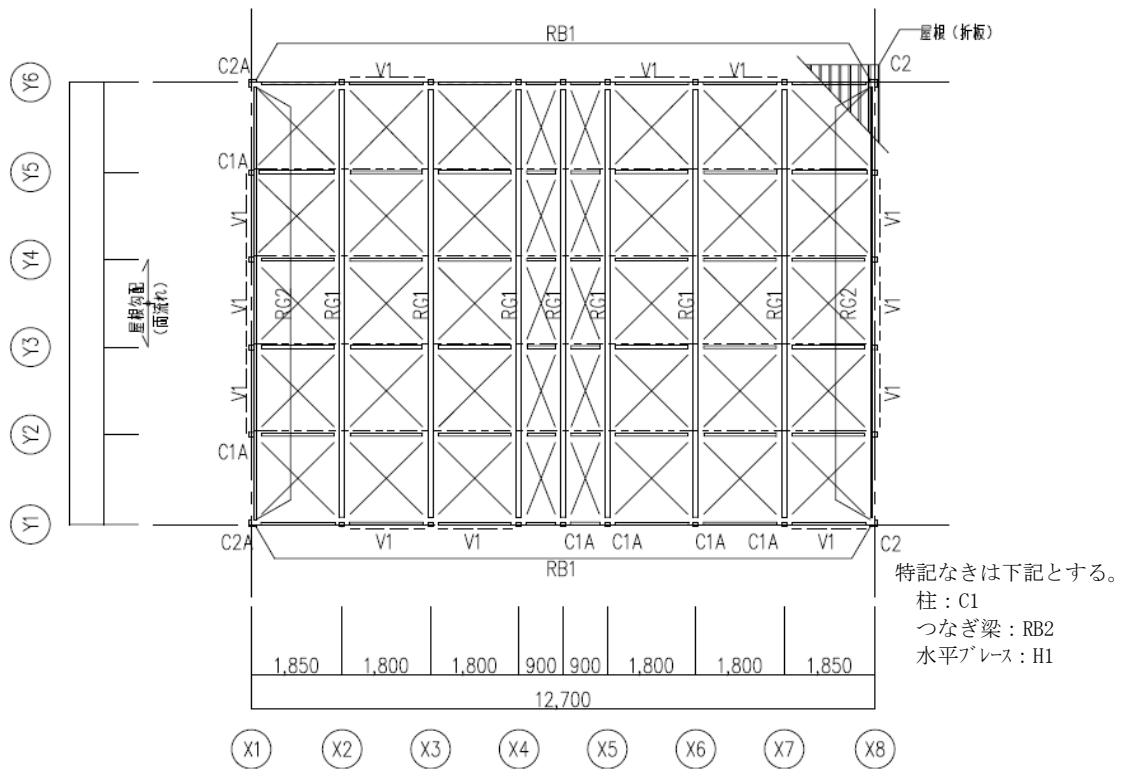
本建屋は、鉄骨造の平屋で、平面が 12.7m (NS) × 9.1m (EW) であり、地上高さは 4.95m である。建屋基礎はべた基礎で地盤に支持させる。アンカープラン、梁伏図及び軸組図を図 2.14.2.4-9～図 2.14.2.4-14 に示す。

本建屋に加わる地震時の水平力は、ブレース及び大梁と柱からなるブレース構造で負担する耐震性の評価は、地震層せん断力係数として $1.0 \cdot C_i$ を採用した場合の当該部位の応力に対して行う。建屋の評価手順を図 2.14.2.4-15 に示す



(単位: mm)

図 2.14.2.4-9 1階アンカープラン (ALPS 電気品室)



(単位: mm)

図 2.14.2.4-10 R階梁伏図 (ALPS 電気品室)

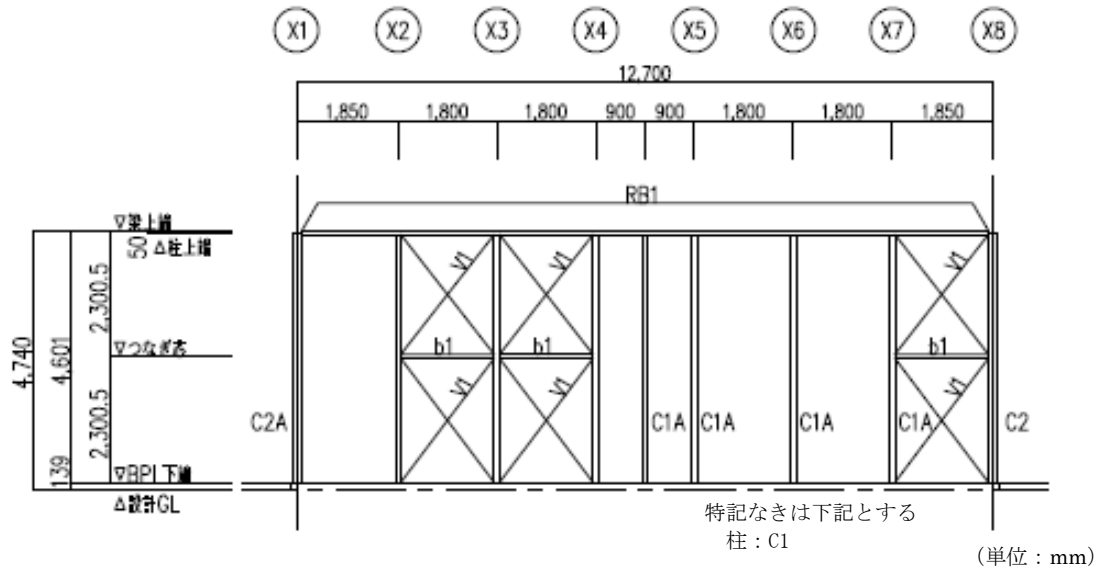


図 2.14.2.4-11 Y1 通り軸組図 (ALPS 電気品室)

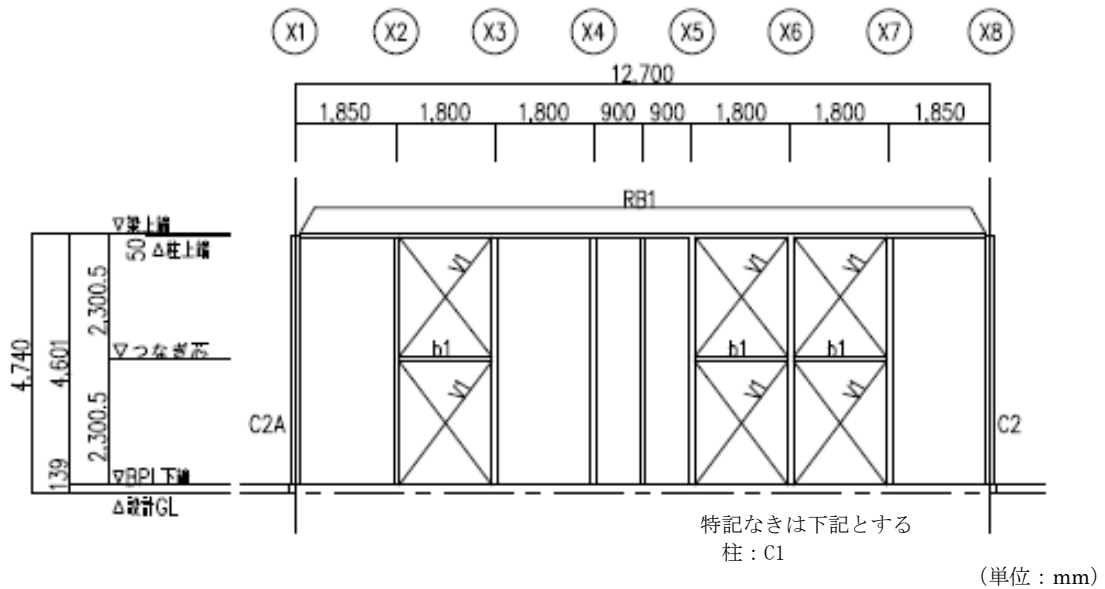


図 2.14.2.4-12 Y6 通り軸組図 (ALPS 電気品室)

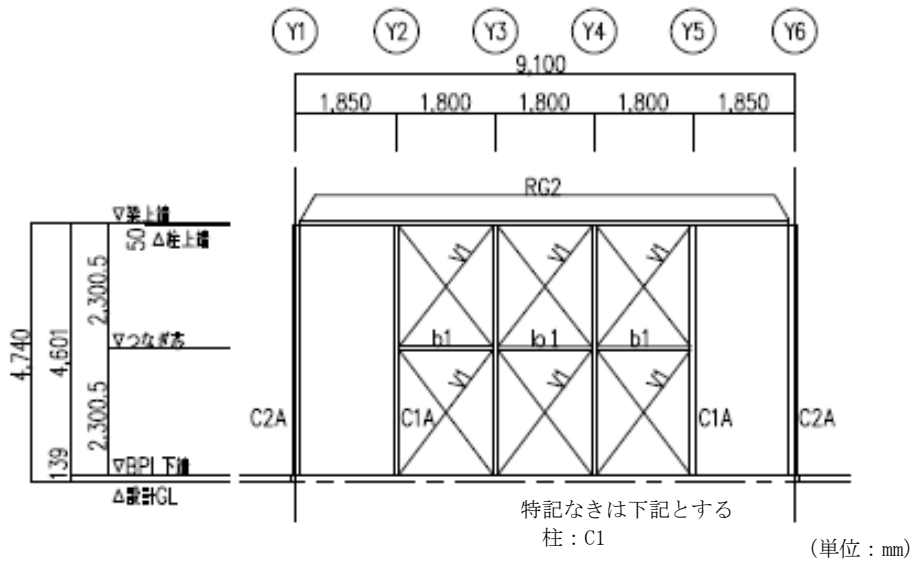


図 2.14.2.4-13 X1 通り軸組図 (ALPS 電気品室)

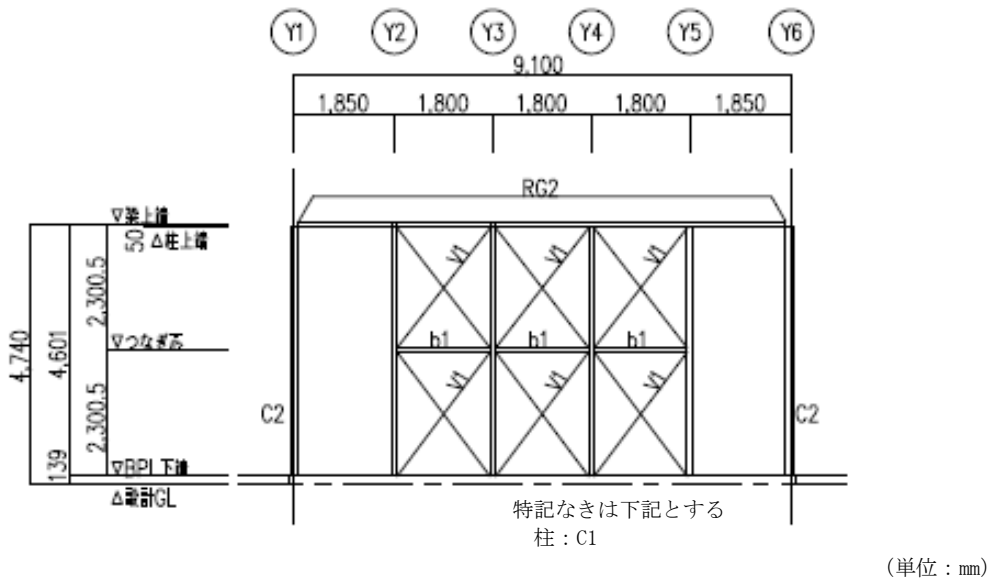


図 2.14.2.4-14 X8 通り軸組図 (ALPS 電気品室)

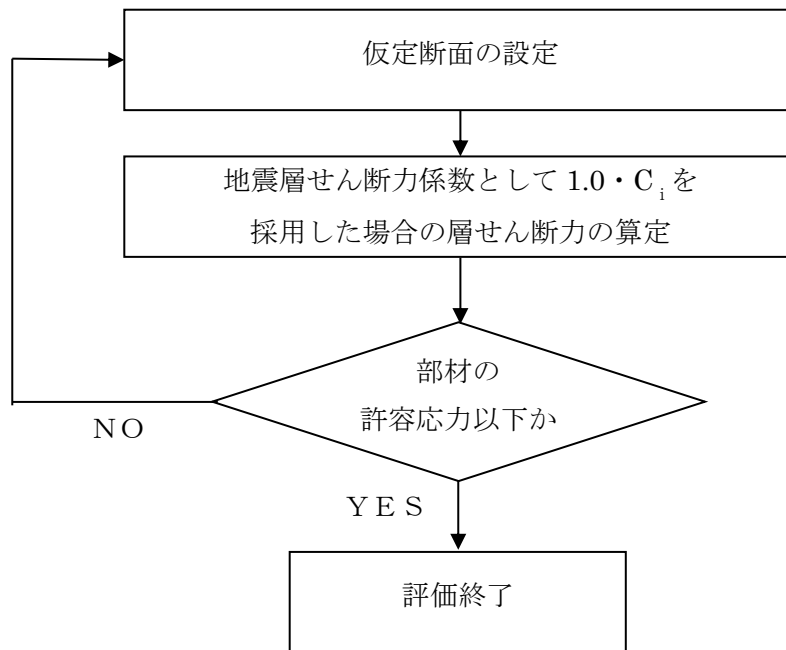


図 2.14.2.4-15 ALPS 電気品室の耐震安全性評価手順

以上

2.14.3 外部人為事象に対する設計上の 考慮への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

③外部人為事象に対する設計上の考慮

- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器は，想定される外部人為事象によって，施設の安全性を損なうことのない設計であること。
- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器に対する第三者の不法な接近等に対し，これを防御するため，適切な措置を講じた設計であること。

2.14.3.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備は，想定される外部人為事象によって，施設の安全性を損なうことのない設計とする。

ALPS 処理水希釈放出設備に対する第三者の不法な接近等に対し，これを防御するため，適切な措置を講じた設計とする。

2.14.3.2 対応方針

○ 施設の設計については、安全上の重要度を考慮して以下について適切に考慮したものとする。

(3) 外部人為事象に対する設計上の考慮

- ・ 想定される外部人為事象としては、航空機落下、ダムの崩壊及び爆発、漂流した船舶の港湾への衝突等が挙げられる。本特定原子力施設への航空機の落下確率は、これまでの事故実績等をもとに、民間航空機、自衛隊機及び米軍機を対象として評価した（原管発管 21 第 270 号 実用発電用原子炉施設への航空機落下確率の再評価結果について（平成 21 年 10 月 30 日））。その結果は約 3.6×10^{-8} 回/炉・年であり、 1.0×10^{-7} 回/炉・年を下回る。したがって、航空機落下を考慮する必要はない。また、特定原子力施設の近くには、ダムの崩壊により特定原子力施設に影響を及ぼすような河川並びに爆発により特定原子力施設の安全性を損なうような爆発物の製造及び貯蔵設備はない。また、最も距離の近い航路との離隔距離や周辺海域の流向を踏まえると、航路を通行する船舶の衝突により、特定原子力施設が安全機能を損なうことはない。
- ・ 安全機能を有する構築物、系統及び機器に対する第三者の不法な接近、妨害破壊行為（サイバーテロ等の不正アクセス行為を含む）及び核物質の不法な移動を未然に防止するため、下記の措置を講ずる。

- ① 安全機能を有する構築物、系統及び機器を含む区域を設定し、それを取り囲む物的障壁を持つ防護された区域を設けて、これらの区域への接近管理、入退域管理を徹底する。
- ② 探知施設を設け、警報、映像監視等、集中監視する設計とする。
- ③ 外部との通信設備を設ける。

(実施計画：II-1-14-1)

青字：変更案

2.50.1.1.7 外部人為事象に対する設計上の考慮

(1) 電磁的障害

ALPS 処理水希釈放出設備は、電磁的障害による擾乱に対して、制御盤へ入線する電源受電部へのラインフィルタや絶縁回路の設置、外部からの信号入出力部へのラインフィルタや絶縁回路の設置、通信ラインにおける光ケーブルの適用等により、影響を受けない設計とする。

(2) 不正アクセス行為（サイバーテロを含む）

不正アクセス行為（サイバーテロを含む）を未然に防止するため、ALPS 処理水希釈放出設備の操作に係る監視・制御装置が、電気通信回線を通じて不正アクセス行為（サイバーテロを含む）を受けることがないように、当該監視・制御装置に対する外部からの不正アクセスを遮断する設計とする。

外部人為事象のうち船舶の衝突影響評価について

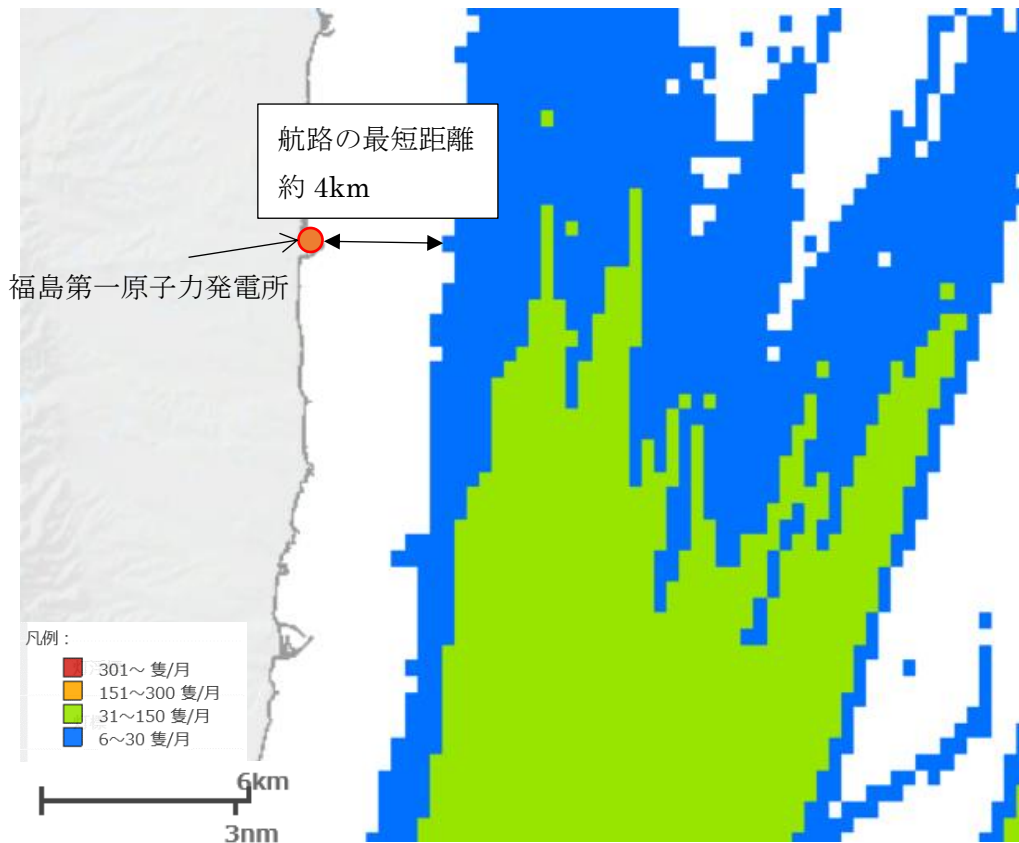
1. 概要

最も距離の近い航路でも福島第一原子力発電所より約 4km 以上の離隔距離があることから、航路を通行する船舶の衝突により、特定原子力施設が安全機能を損なうことはない。なお、発電所の周辺海域の流向を調査した結果、発電所前面海域では汀線にほぼ沿った南北方向の流れが多くみられることから、漂流した場合でも取水口に侵入する可能性は低い。小型船舶が発電所近傍で漂流した場合でも、敷地前面の北防波堤や、港湾内の仕切堤に衝突して止まることから取水性に影響はない。

なお、船舶の座礁により重油流出事故が発生した場合に備えて、5/6号機取水路開渠の取水口前面にはオイルフェンスを設置し、取水機能に影響を与えないようにする。

2. 敷地前面の航路について

福島第一原子力発電所の周辺海域の船舶としては、図 2.14.3.1-1 の通り最も距離の近い航路でも福島第一原子力発電所より約 4 kmの離隔距離があることに加えて、図 2.14.3.1-2 の通り発電所の周辺海域の流向を調査した結果、発電所前面海域では汀線にほぼ沿った南北方向の流れが多くみられることから、航路を通行する船舶が漂流した場合であっても、敷地に到達する可能性は小さく、特定原子力施設が安全機能を損なうことはない。



出典：海上保安庁 HP（海洋台帳）に一部加筆

図 2.14.3.1-1 敷地周辺の航路

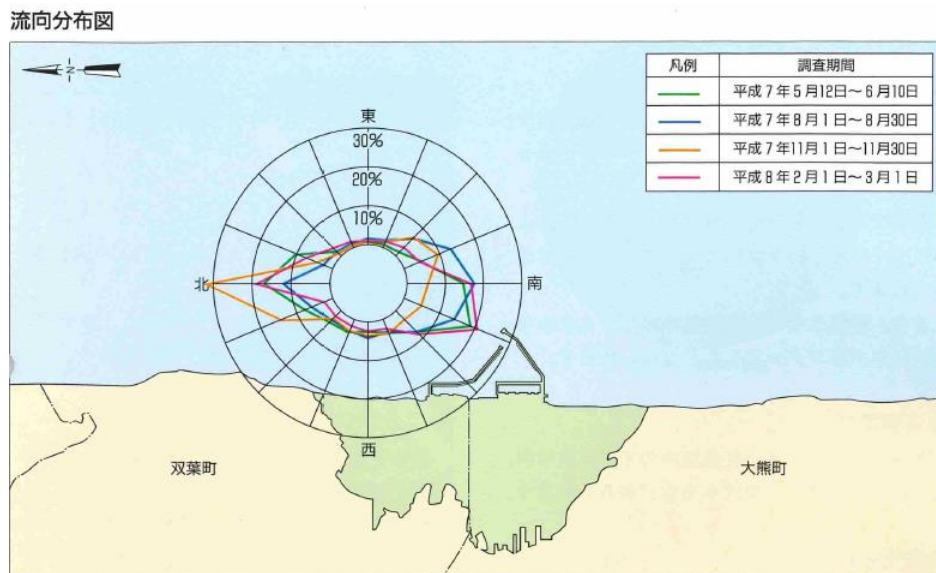


図 2.14.3.1-2 発電所周辺海域の流向分布図※

※：福島第一原子力発電所7・8号機 増設計画と環境影響調査のあらましより

3. 小型船舶等の衝突による影響

航路外の船舶として、発電所周辺の船舶の影響評価を実施する。評価対象の船舶としては、構内（港湾内）は、燃料等輸送船、土運船、作業船を、構外（港湾外）の船舶として漁船、プレジャーボート、巡視船がある。

構内の船舶及び構外の船舶のうち巡視船については、異常気象、海象時、荒天が予測される場合には、必要に応じて、入港の中止、離岸等の措置をとることとしていることから、漂流船舶とはならないと評価する。

郊外の船舶のうち漁船、プレジャーボートについては、港湾全面に防波堤があり、目印となる灯台が設置されていること、荒天等により漂流に至るような場合であっても、投錨等の対応を採ることが可能であること、漁船に関しては発電所の周辺海域では日常的に漁業は行われていないこと（図 2.14.3.1-3 参照）から、港湾内に侵入する可能性は極めて低い。

仮に小型船舶が、港湾に接近してきたとしても、冷却水の取水を行っている 5、6 号機並びに希釈海水を取水する ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は、北側の港湾外から取水しており、北側には防波堤があり、南側には 1～4 号機側は仕切堤を設置することから、小型船舶の侵入は阻害される。（図 2.14.3.1-4 参照）

また、仮に北防波堤に小型船舶が到達した場合であっても、防波堤の呑み口が広い（幅約 40m）ことから、取水が閉塞されることはない。



出典：地理院地図（電子国土 Web）をもとに東京電力ホールディングス株式会社にて作成

<https://maps.gsi.go.jp/#13/37.422730/141.044970/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1>

※：共同漁業権非設定区域

図 2.14.3.1-3 発電所近傍で日常的に漁業がおこなわれていないエリア

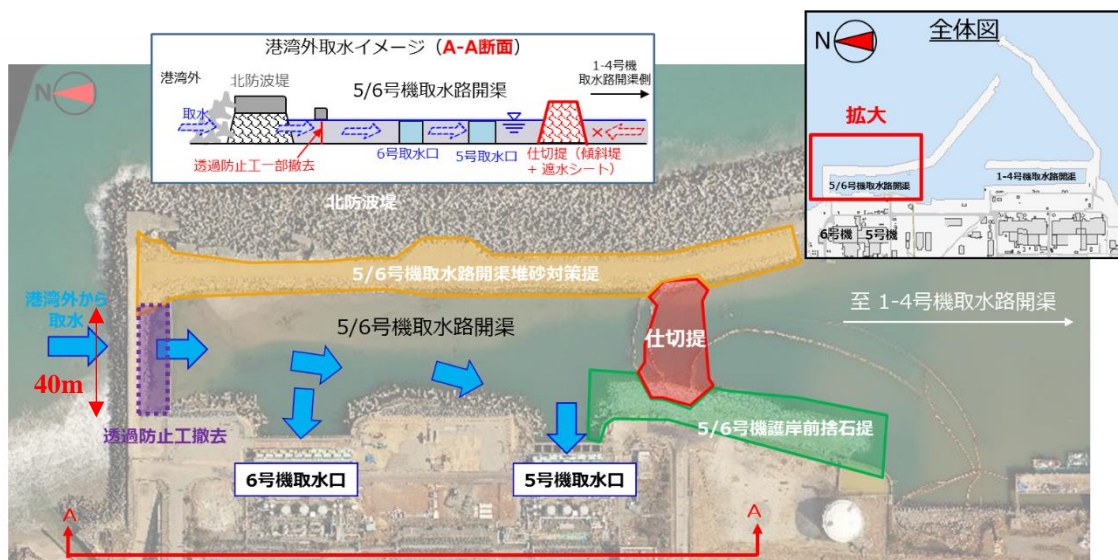


図 2.14.3.1-4 5、6号機の取水方法

4. 重油の流出による影響

1～3 に加えて、船舶の座礁による重油流出事故が発生した場合を想定して、取水路開渠への重油の流入するような場合に備えて、取水機能に影響を与えないよう、5/6号機取水路開渠内の取水口前面にオイルフェンスを設置する措置を講じる。なお、北側防波堤の構造は、海水を透過する構造であり、重油の流入による取水への影響はない。

以上

電磁的障害への対策に関する補足説明

制御盤へ入線する電源受電部や外部からの信号入出力部に対しラインフィルタや絶縁トランスを設置，通信ラインにおいて光ケーブルを適用し電磁的障害の影響を受けない設計としている。(図 2.14.3.2-1 参照)

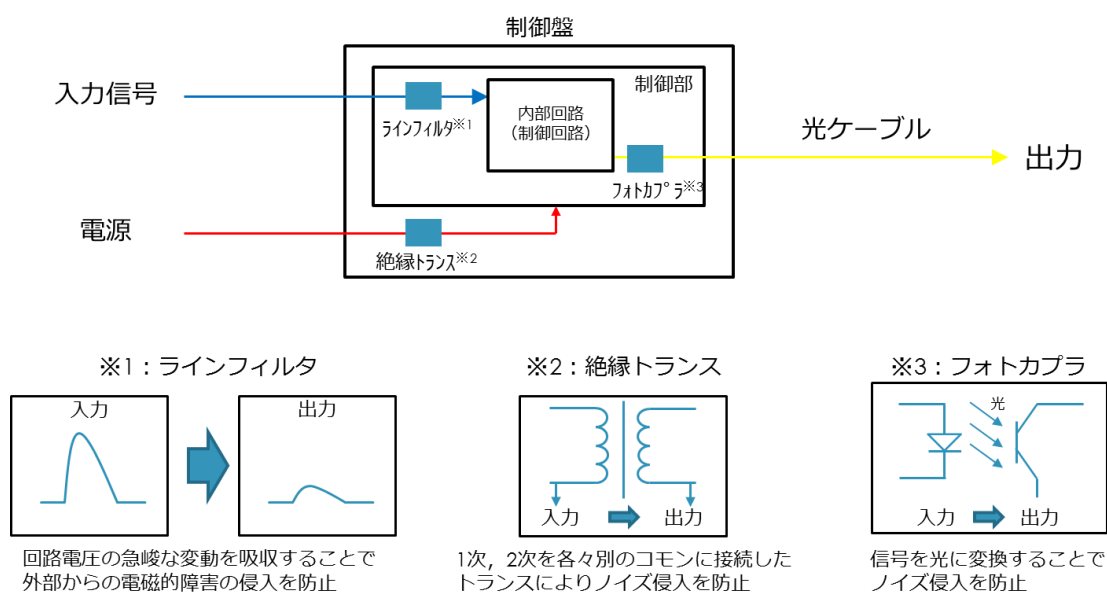


図 2.14.3.2-1 ALPS 処理水希釈放出設備の電磁的障害に関わる対策

以上

2.14.4 火災に対する設計上の考慮への 適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

④火災に対する設計上の考慮

火災発生防止，火災検知及び消火並びに火災の影響の軽減の方策を適切に組み合わせて，火災により施設の安全性を損なうことのない設計であること。

2.14.4.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，火災発生防止，火災検知及び消火並びに火災の影響の軽減の方策を適切に組み合わせて，火災により施設の安全性を損なうことのない設計とする。

2.14.4.2 対応方針

青字：変更案

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

ALPS 処理水希釈放出設備は、火災の発生を防止し、火災の検知及び消火を行い、並びに火災の影響を軽減するため、以下の対策を講じることにより、火災により施設の安全性を損なうことのない設計とする。

- ・火災の発生を防止し、火災の影響を軽減するため、実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用する^{※1}とともに、設備周辺には可能な限り可燃物を排除し、海洋放出時において常時2系列の動作が必要となる機器については、可能な限り機器間の離隔距離を確保する。
- ・本設備では巡視点検を実施し火災の早期検知に努めるとともに、屋内に設置する循環ポンプ、ALPS 処理水移送ポンプ及び電気品周辺については火災検知器による、火災の検知が可能な設計とする。また、各設備の近傍に消火器を設置し、初期消火の対応を可能にし、消火活動の円滑化を図る。
さらに、多核種移送設備建屋及びALPS 電気品室内には避難時における誘導用のために誘導表示を設置する。
- ・放水立坑（上流水槽）は、設備内部に海水が充水されていることから、火災のおそれは非常に低い。

※1：配管の一部に使用する可燃性材料を不燃性又は難燃性材料で養生することを含む。

（実施計画：II-2-50-5）

(2) 放水設備

火災発生を防止するため、実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用する。なお、設備内部に海水が充水されていることから、火災のおそれは非常に低い。

（実施計画：II-2-50-8）

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の火災対策の補足説明

(1) 火災の発生防止

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の各設備・機器について、設置場所及び可燃物、難燃物、不燃物は表 2.14.4.1-1 の通り。なお、配管の一部に使用する可燃性材料については、周囲を不燃物又は難燃性材料で養生することで対策を行うとともに、最外周が可燃性材料となっているポリエチレン管の周辺には、可能な限り可燃物（配管敷設箇所周囲の草木等の可燃物を除去含む）を排除することで火災の発生を防止する。また、電動弁に使用する潤滑油に関しては不燃性の鋼製ボックス内に覆われていることその他、各ポンプに使用される潤滑油については、ポンプ周辺の可燃物を可能な限り排除し、後述する検知及び消火や、離隔距離を確保することにより対策を実施する。

表 2.14.4.1-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設における可燃物、難燃物、不燃物

	屋外	屋内	分類
PE 管	○	○	可燃物（対策実施）
鋼管	○	○	不燃物
耐圧ホース	○		可燃物（対策実施）
伸縮継手	○	○	可燃物（対策実施）
循環ポンプ， ALPS 処理水移送ポンプ		○	不燃物/一部可燃物有（対策実施）
海水ポンプ	○		不燃物/一部可燃物有（対策実施）
流量計，圧力計		○	不燃物
放射線モニタ		○	不燃物
電動弁	○	○	不燃物/一部可燃物有（対策実施）
手動弁	○	○	不燃物
AO 弁	○		不燃物
電源盤		○	不燃物
電気・計装ケーブル	○	○	難燃物
ベント弁周辺カバー	○		不燃物
放水立坑（上流水槽）	○		不燃物
放水立坑（下流水槽）	○		不燃物
放水トンネル	○		不燃物
放水口	○		不燃物

また、ALPS 処理水希釈放出設備周辺の可燃物の除去状況については図 2.14.4.1-1 に示す。

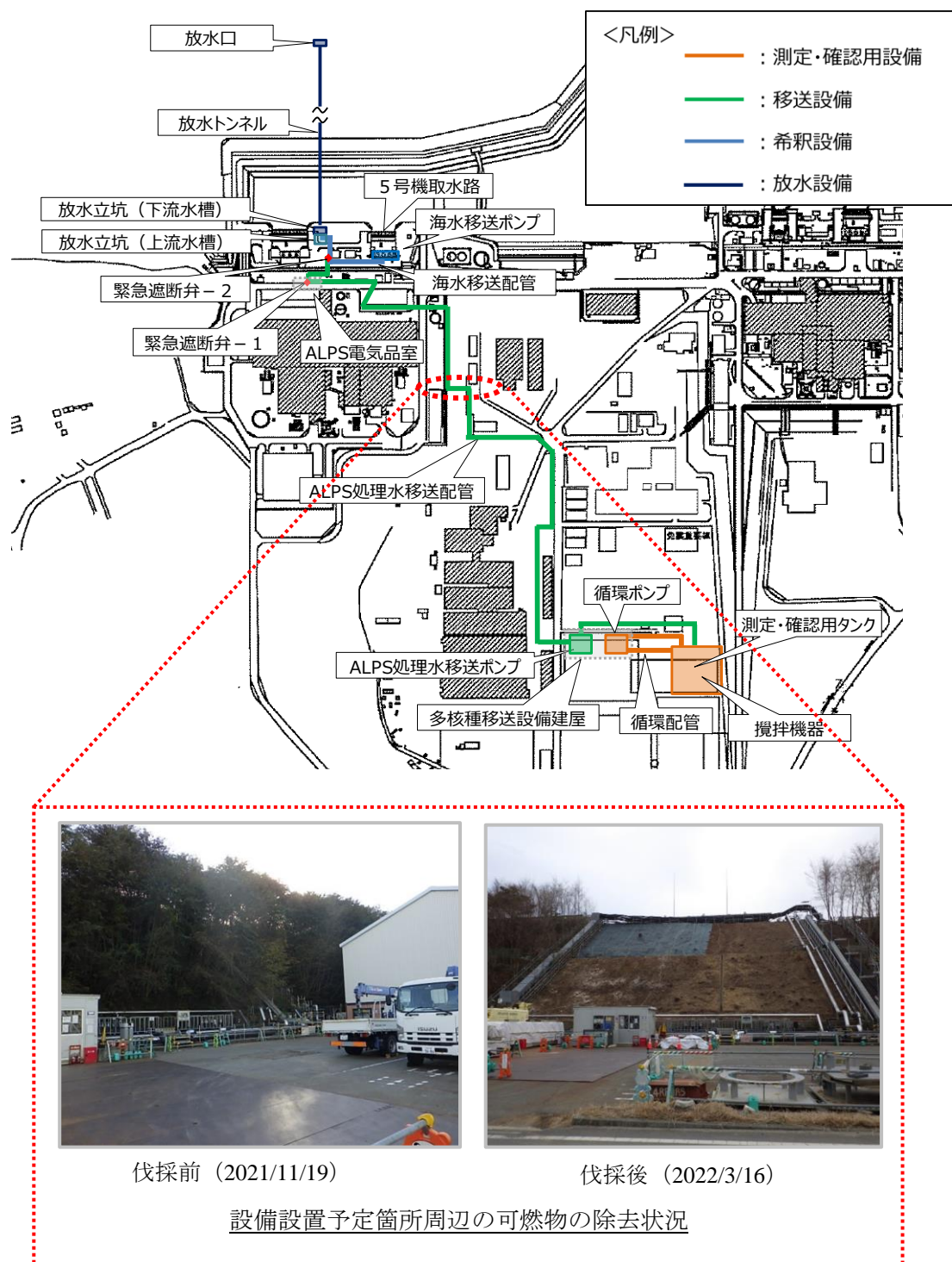


図 2.14.4.1-1 ALPS 処理水希釈放出設備周辺の可燃物の除去状況

(2) 火災の検知及び消火

ALPS 処理水希釈放出設備については、巡視点検を実施し火災の早期発見を図る。本設備の内、多核種移送設備建屋及び ALPS 電気品室では火災の検知及び消火を目的として、機器の周辺に火災検知器及び消火器を消防法に準じて設置する。設置する場所を図 2.14.4.1-2～3 に示す。

火災報知器に関して、多核種移送設備建屋には、建屋内の空気を積極的に入れ替える構造ではないことから煙感知器を設置する。ALPS 電気品室に関しては、港湾近傍に設置し、建屋に設置されているガラリから吹き込む風等の影響により粉塵が舞うおそれがあることから、火災による温度の上昇を感知する熱検知器の設置を計画する。なお、火災検知器の発報先及び対応箇所については表 2.14.4.1-2 の通り。

多核種移送設備建屋及び ALPS 電気品室における消火器については、延床面積としては ABC 粉末消火器（10 型）の消火器で問題ないものの、保守的に各建屋の設備近傍に 20 型を設置する。

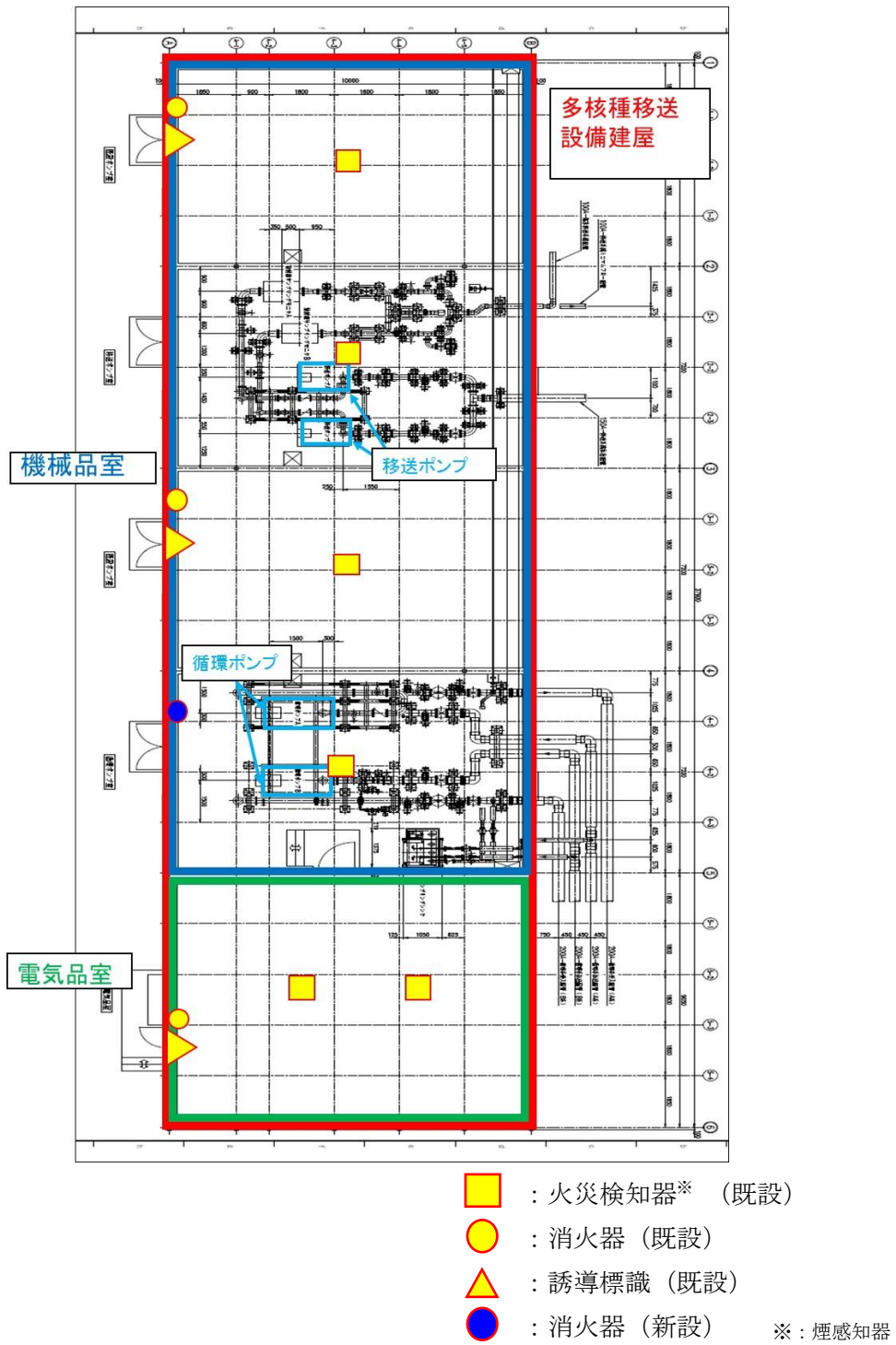


図 2.14.4.1-2 多核種移送設備建屋内の機器配置図

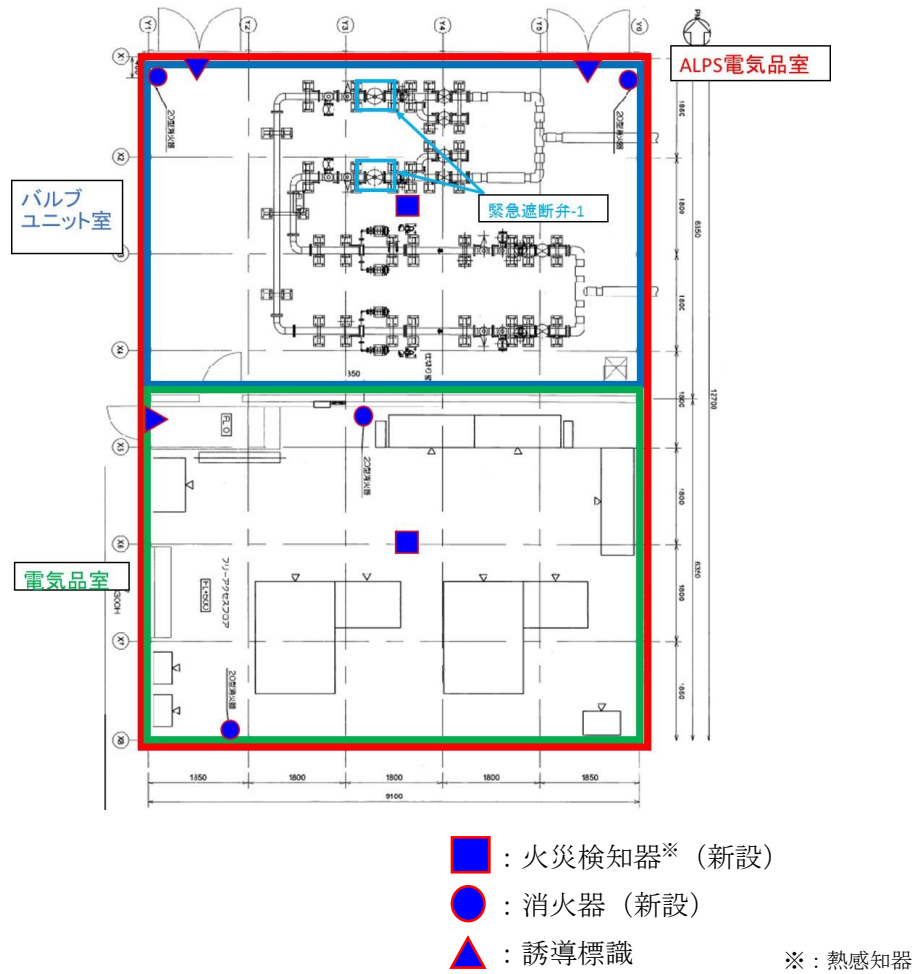


図 2.14.4.1-3 ALPS 電気品室内の機器配置図

表 2.14.4.1-2 火災検知器の移報先及び対応箇所

	火災検知器の発報先	対応箇所
多核種移送設備建屋	免震重要棟	1-4号当直
ALPS 電気品室	5/6号機 C/B	5/6号当直

(3) 火災の影響軽減

ポリエチレン管に関しては、図 2.14.4.1-4 に示す通り、漏えい拡大防止対策としても管の外側に不燃性材料の鋼材製の外装管を取り付ける計画であり、これにより ALPS 処理水が通水される導管の火災の影響軽減を図る設計となっている。

緊急遮断弁-1 及び緊急遮断弁-2 については、それぞれ十分な離隔距離を確保した場所に設置すること、また、海水移送ポンプに関しては、離隔距離を約 5m 取ることで火災の影響軽減を図る設計となっている。

また、前述の可能な限り可燃物（配管敷設箇所周囲の草木等の可燃物を除去含む）を排除する対策にて、火災の影響軽減も図る計画としている。

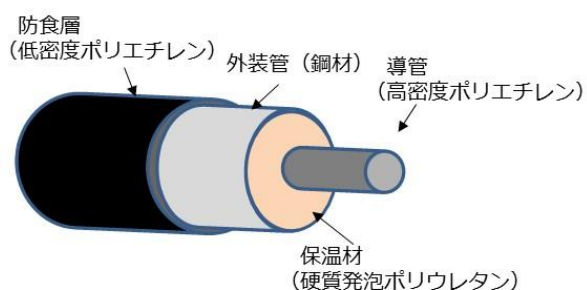


図 2.14.4.1-4 PE 管の構造

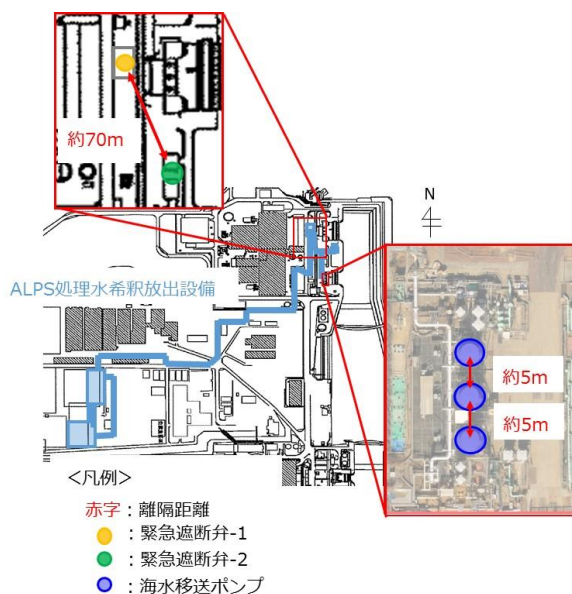


図 2.14.4.1-5 常時 2 系列の動作が必要となる機器の離隔距離

以上

2.14.5 環境条件に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

⑤環境条件に対する設計上の考慮

安全機能を有する構築物，系統及び機器は，経年事象を含むすべての環境条件に適合できる設計であること。特に，事故や地震等により被災した建造物の健全性評価を十分に考慮した対策を講じること。

2.14.5.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の構築物，系統及び機器は，経年事象を含むすべての環境条件に適合できる設計とする。

2.14.5.2 対応方針

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

○圧力及び温度

ALPS 処理水希釈放出設備は通常運転時及び異常事象発生時に想定される圧力・温度を踏まえて、適切な最高使用圧力・最高使用温度を有する機器等を選定する。

○腐食に対する考慮

ALPS 処理水希釈放出設備のうち、ALPS 処理水を貯蔵又は通水する機器等については、耐食性に優れた二相ステンレス鋼、耐腐食性を有するステンレス鋼、ポリエチレン、合成ゴム、十分な肉厚を有する炭素鋼等を使用する。また、海水を貯蔵又は通水する機器等については、耐食性に優れた二相ステンレス鋼、耐腐食性を有する塗装を施した炭素鋼等を使用する。

○放射線

ALPS 処理水希釈放出設備の材質として使用するポリエチレン等については、放射線による材料特性に有意な変化がない期間を評価した上で、当該期間を超えて使用する場合に、あらかじめ予備品への交換等を行う。

青字：変更案

(2) 放水設備

鉄筋コンクリート製の躯体に生じるひび割れ幅および塩害の照査を実施し、適切な鉄筋かぶりを設定し、供用期間中の耐久性が確保されることを確認している。

(実施計画：II-2-50-7)

放水設備については、下表の照査を行うことで、供用期間中の耐久性が確保されることを確認している。

表 2.14.5-1 放水設備の照査項目

照査項目	放水立坑 (下流水槽)	放水 トンネル	放水口	照査内容
ひび割れ	○	○	○	ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下であること
塩害	○	○	○	鋼材位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界に達しないこと

(詳細は、「2.14.1 準拠規格及び基準」に記載)

1.2 温度

福島県の小名浜気象台の気象観測記録で過去に計測された気温は、最高で 37.7℃であり、これを超えない温度として、40℃と設定している。

2. 腐食に対する考慮

ALPS 処理水を扱うポンプ・配管に関して材料選定理由を表 2.14.5.1-1 に示す。表 2.14.5.1-1 のうち、二相ステンレス鋼、ステンレス鋼に対する耐食性について評価を行った。

表 2.14.5.1-1 ALPS 処理水希釈放出設備の漏えい発生防止（腐食）

機器	対象	材料	選定理由
ポンプ	循環ポンプ ALPS 処理水 移送ポンプ	二相ステンレス (SCS10：ケー シング)	ALPS 処理水に、海水由来当の塩分が若干含まれることから、耐食性に優れる二相ステンレス鋼 (SCS10) を使用する。
配管	循環配管 移送配管	ポリエチレン管	施工性及び、耐食性に優れることから、屋外配管に使用する。
		ステンレス鋼管 (SUS316L)	耐食性に優れるステンレス鋼 (SUS316L) を使用する。
		合成ゴム (EPDM)	可撓性を要する箇所（タンク連結部）において、耐食性のある合成ゴム (EPDM) 製伸縮継手を使用する。

二相ステンレス鋼およびステンレス鋼の主たる腐食モードは局部腐食である。その主要因は塩化物イオン (Cl⁻) による攻撃であり、Cl⁻濃度が高いほど局部腐食が起きやすい。局部腐食（すきま腐食、孔食、SCC）のうち、最も温和な環境で発生するのは、すきま腐食であるため、すきま腐食の発生限界が材料の耐食限界に相当する。

すきま腐食の発生には、使用温度、塩化物イオン濃度が影響する。

二相ステンレス鋼のすきま腐食に関しては、50℃、塩化物イオン濃度 19,000ppm の条件でも、腐食発生までに 80 年以上を有するというデータもあり¹⁾、すきま腐食が発しする可能性は低いと考えられる。（図 2.14.5.1-2 参照）

316 系ステンレス鋼のすきま腐食に関しては、淡水や海水などの中性塩化物溶液中において、下限界の Cl⁻濃度は、30℃で約 16,000ppm 程度²⁾との報告例がある。（図 2.14.5.1-3 参照）また、316 系ステンレス鋼はセシウム吸着装置、第二セシウム吸着装置、多核種除去設備の主配管及び吸着塔等に使用されており、これまでに最大約 11,000ppm の塩化物イオン濃度での使用実績があるが、次亜塩素酸注入等の腐食加速因子がない場合においては、腐食事象は見られていない。

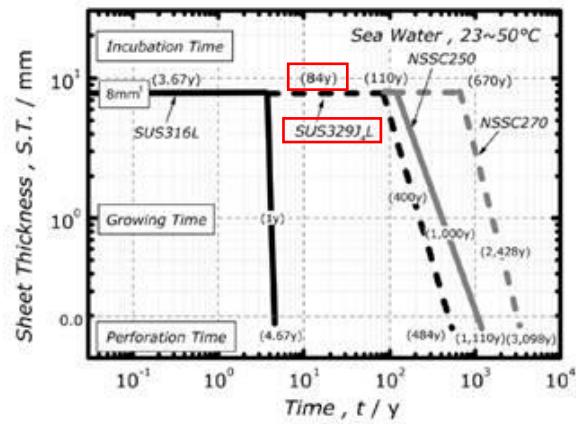


図20 海水中での各種ステンレス鋼のすきま腐食寿命線図
Crevice corrosion life time for various stainless steels in sea water

図 2.14.5.1-2 海水中での各種ステンレス鋼のすきま腐食寿命線図¹⁾

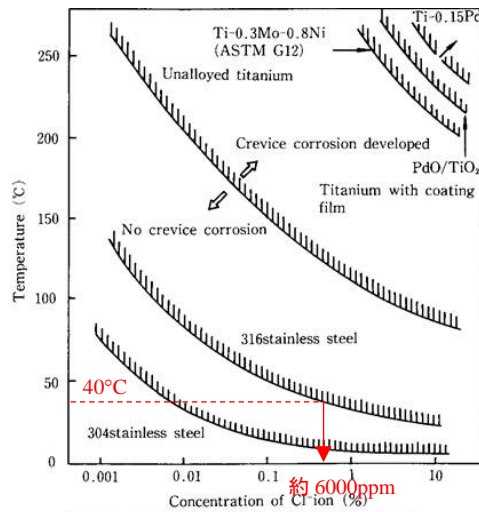


図1.27 塩化物溶液中における各種金属材料の隙間腐食発生限界

図 2.14.5.1-3 塩化物溶液中における各種金属材料の隙間腐食発生限界²⁾

1) 松橋亮, 松橋透: 第 167 回腐食防食シンポジウム資料 (2010) .

2) L. F. Plock and H. B. Bomberger: CORROSION/68, NACE International, Paper No. 36 (1968)

3. 放射線

ALPS 処理水希釈放出設備の材質として使用するポリエチレン等については、集積線量が $2 \times 10^5 \text{Gy}$ に達すると、引張強度は低下しないが、破断時の伸びが減少する傾向を示す。このため、ALPS 処理水の放射線による材料特性に有意な変化がない期間を評価した上で、当該期間を超えて使用する場合には、あらかじめ予備品への交換等を行う。

以上

2.14.7 運転員操作に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

⑦運転員操作に対する設計上の考慮

運転員の誤操作を防止するための適切な措置を講じた設計であること。

2.14.7.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備は，運転員の誤操作を防止するための適切な措置を講じた設計とする。

2.14.7.2 対応方針

○誤操作防止に対する考慮

- ・監視・操作端末はALPS処理水の海洋放出のために必要な情報を集約し、機器の状態表示や操作方法は統一性（色、形状等の視覚的要素での識別）を持たせることで、運転員の誤操作を防止するとともに、容易に操作ができる設計とする。

また、誤操作・誤判断を防止するため、放出・移送等の重要な操作に関してはダブルアクションを要する設計とする。なお、放出許可に係る操作についてはダブルアクションに加えキースイッチによる操作を要する設計とする。

(実施計画：II-2-50-3)

- ・測定・確認工程で確認したトリチウムの分析結果を、監視制御装置に登録する際には、スキャナ等の機械的読み取りを行うことで、人手による計算や転記ミスを防ぐ設計とする。また、監視・制御装置に登録されたトリチウム濃度、稼働中の海水移送ポンプの流量より、海水希釈後のトリチウム濃度が1,500Bq/Lを満足できない場合は、次工程に進めないインターロックを設けることにより、排水濃度1,500Bq/L未滿を満足させる設計とする。
- ・ALPS処理水の測定・確認工程及び放出工程においては、3つのタンク群で構成する測定・確認用タンクのうち、それぞれの工程で適切なタンク群を選択していないと、次工程に進めないインターロックを設けることにより、測定・確認前のALPS処理水を放出することがない設計とする。
- ・ALPS処理水希釈放出設備では、通常運転から逸脱するような異常を検知した場合に、海洋放出を停止させる機能を持つ緊急遮断弁を設置するとともに、当該弁を閉とするインターロックを設けることで、運転員が操作することなく、ただちに海洋放出の停止が可能な設計とする。

青字：変更案

ALPS 処理水希釈放出設備における運転員操作に関する補足説明

1. 想定される運転員による誤操作防止とその対策

ALPS 処理水希釈放出設備では、供用中に発生することが想定される運転員の誤操作に対して、対策を講じた設計とする。

対策を講じた設計とした上で、更に「意図しない形での ALPS 処理水の海洋放出」を防止するため、特に後戻りがきかない操作を誤って実施した場合でも、次工程へ進む（機器の動作含む）ことを阻止するインターロックを設ける設計としている。

(1) 想定される誤操作

過去の誤操作によるトラブル事象等を踏まえて、福島第一原子力発電所において想定される代表的な誤操作は以下の①～③のとおり。

- ①設備を操作する際、操作ボタンを押し間違えてしまう。
- ②全ての操作ボタンが同一で、操作すべきボタンを押し間違えてしまう。
- ③監視・制御装置にトリチウム濃度の分析結果を入力する際、転記ミスをしてしまう。

表 2.14.7.1-1 過去発生した誤操作事象

分類※	発生時期	事象概要
①	2021 年 11 月	操作する対象弁を誤認したため分析前の雨水回収タンクの水を放出した。
③	2021 年 6 月	地下水バイパス一時貯留タンクの貯留量について、「2108」と記入するところ、「2018」と見間違えた数字を転記してしまった。
②	2020 年 11 月	1号機 PCV ガス管理設備の計装品点検中、具体的な操作（警報確認方法）がわからず、全台停止させた。
②	2013 年 10 月	運転中の窒素ガス分離装置について、操作対象（表示ボタン）と操作対象外（停止ボタン）が近傍にあったため、現場データ採取を行っていたパトロール員が装置を誤って停止させた。
①	2013 年 4 月	多核種除去設備のホット試験時、操作員が操作画面において、タッチペンの先端が太く、隣接したボタンを操作してしまったこと及びシングルアクションで操作できるボタンをダブルアクションで操作してしまったことで、工程異常の警報が発報し、緊急停止した。

※：遠隔操作や現場の弁操作等異なるが、類似の分類として整理

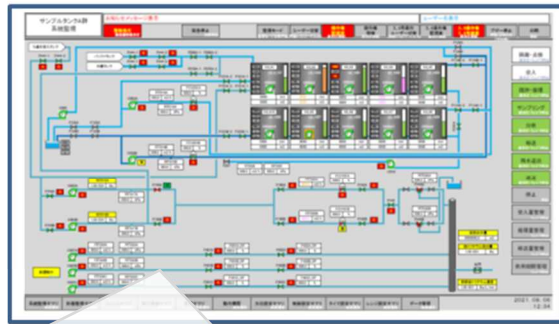
(2) 対策

上記を踏まえて、ALPS 処理水希釈放出設備では、以下の通り誤操作防止対策を実施する。

- ①設備を操作する際は、ダブルアクションを要する（操作ボタンを押した後、次工程に進んで良いか再確認をする）設計とする。
- ②特に重要な操作（放出操作）は、キースイッチによる操作とする。
- ③スキャナ等により、機械的にトリチウム濃度の分析結果を監視・制御装置へ入力する（監視・制御装置へ入力された値が正しいかは複数人でチェックした上で、監視・制御装置へ登録する）。

具体的な監視・制御装置のイメージは、図 2.14.7.1-1 の通り。

【レイアウト例】



・監視・操作端末は機器の状態表示や操作方法は統一性（色、形状等の視覚的要素での識別）を持たせる。

機器名称	閉状態	開状態	操作禁止	警報時	中間状態
自動弁					
調節弁					
ポンプ					

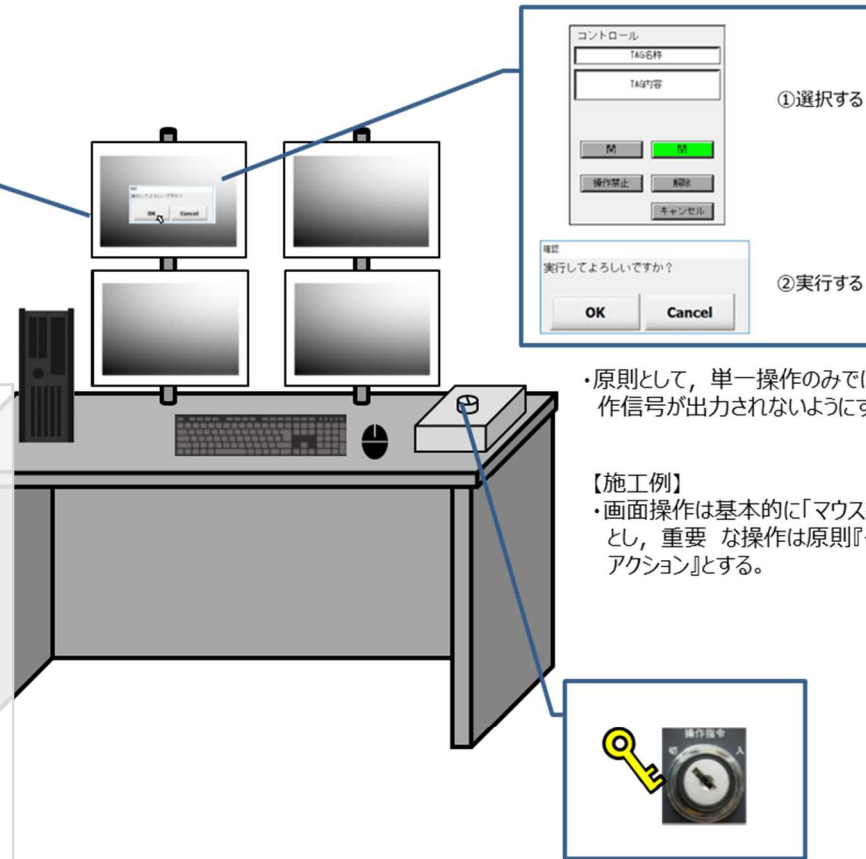


【施工例】 統一性

色：色が表す意味が一貫（起動：赤、停止：緑）
形状：目的別（選択、起動、確認）に形状が一貫
配置：規則性を持たせる（誤認識を起こさない）

・操作者の基準のために使用する色の一般的な意味として、赤は緊急停止とすること。

【施工例】



① 選択する

② 実行する

・原則として、単一操作のみでは操作信号が出力されないようにする。

【施工例】

・画面操作は基本的に「マウス操作」とし、重要な操作は原則『ダブルアクション』とする。

・移送許可についてはキースイッチ操作（ハード）及び移送行程実行PB（ソフト）の『ダブルアクション』により移送工程実行とする。

図 2.14.7.1-1 監視・制御装置のイメージ

2. 具体的な運用とインターロックの設計

前項で説明した対策を講じた上で、更に「意図しない形でのALPS処理水の海洋放出」を防止するため、特に後戻りがきかない操作を誤って実施した場合でも、次工程へ進む（機器の動作含む）ことを阻止するインターロックを設けている。具体的なインターロックとしては下記の①と②の通り。

- ①測定・確認すべきタンク群／放出すべきタンク群を誤って選択しても、測定・確認用タンクの放射性物質を確認不備で放出しないよう機器の動作を阻止する。
- ②放出可能なトリチウム濃度、希釈倍率ではない場合、海水希釈後のトリチウム濃度が1,500Bq/L以上で放出しないよう、次工程（放出操作）へ進むことを阻止する。

(1) 測定・確認用設備

測定・確認工程では、まず初めに、当直・作業員にて対象タンク群を選択し、実行操作することで、以降は自動動作する設計とする。

タンク群同士の混水・誤放出が無いよう、監視・制御装置は選択タンク群以外が測定・確認工程でないこと、バウンダリ弁が全閉であることをチェックするインターロックを設置する。測定・確認用設備の運用手順は、図2.14.7.1-2の通り。

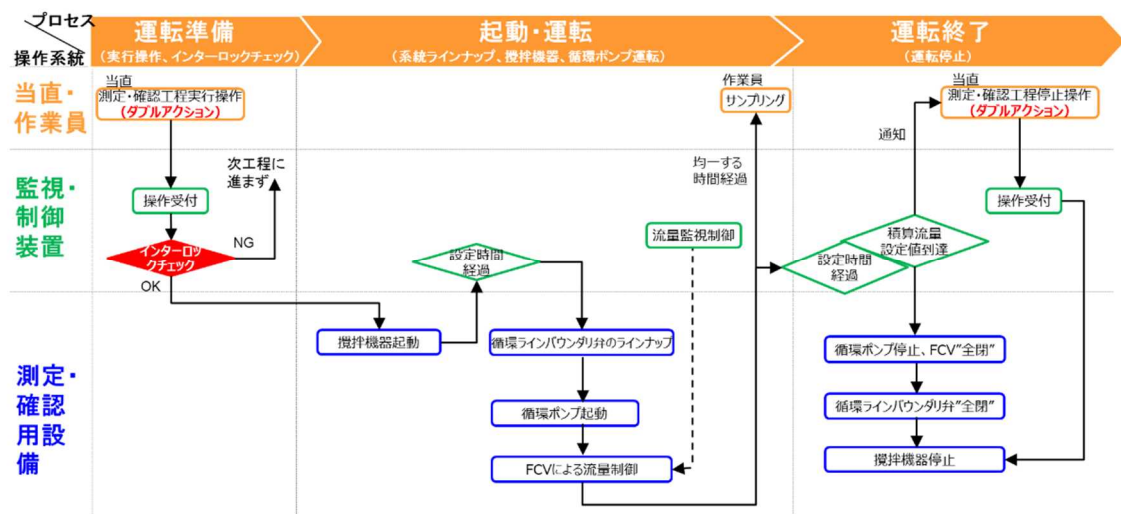


図 2.14.7.1-2 測定・確認用設備の運用手順

以下に、A 群の測定・確認工程に移行する場合についての例を示す。

仮に人的ミスにより、測定・確認を行うタンク群を間違えて『B 群測定・確認工程実行操作』を実施しても、当該タンク群の状態が「測定・確認工程待機」にない（「受入工程」、「放出工程」にある）場合は、「測定・確認工程」に進むことができない設計とする。

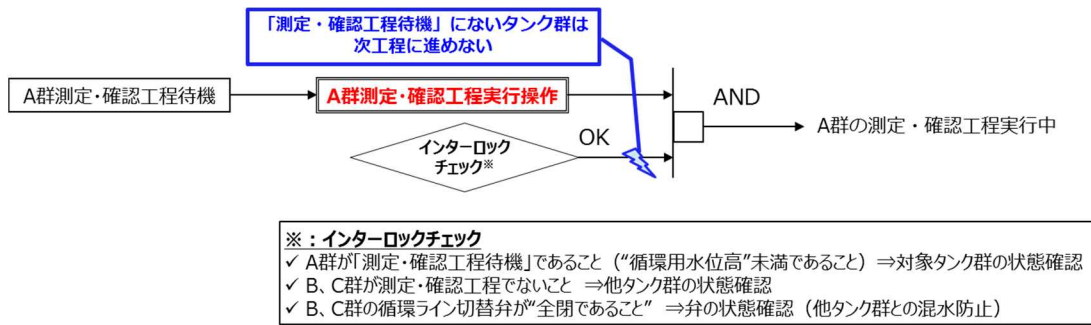


図 2.14.7.1-3 測定・確認工程時のインターロック

なお、受入れ工程は、既設のタンクの受入れ手順と概ね同様であるものの、タンクの入口のバウンダリとなる弁について、MO 弁で二重化とし、当該弁にインターロックを設けることで、仮に人的ミスにより、A 群の受入実施する際に、タンク群を間違えて『B 群受入工程実行操作』を実施しても、当該タンク群の状態が「受入工程待機」にない（「測定・確認工程」、「放出工程」にある。）場合は、「受入工程」に進むことができない設計とする。

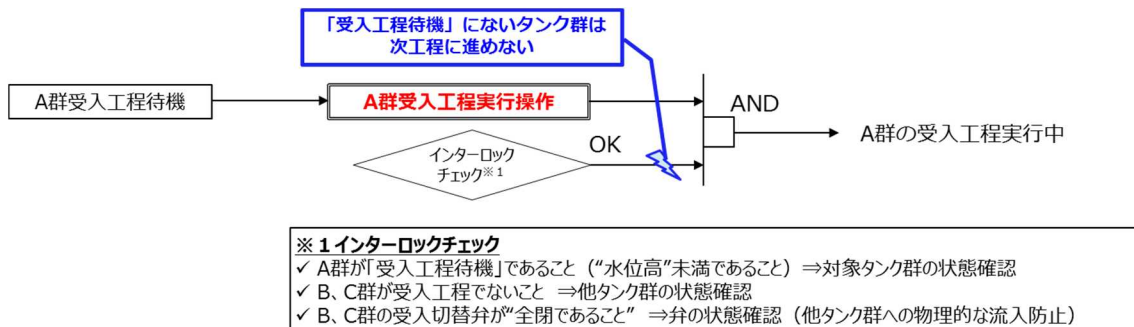


図 2.14.7.1-4 受入工程時のインターロック

(2) 移送設備／希釈設備

トリチウム濃度の監視・制御装置への入力については、ヒューマンエラー防止のため、スキャナ等による機械的な読み取りとする。なお、入力された値が正しいかどうか複数人でチェックを実施する。

誤放出が無いよう、監視・制御装置は選択タンク群が測定・確認工程を完了していること、他タンク群のバウンダリ弁が全閉であること等をチェックするインターロックを設置する。ALPS 処理水放出時の運用手順は、図 2.14.7.1-5 の通り。

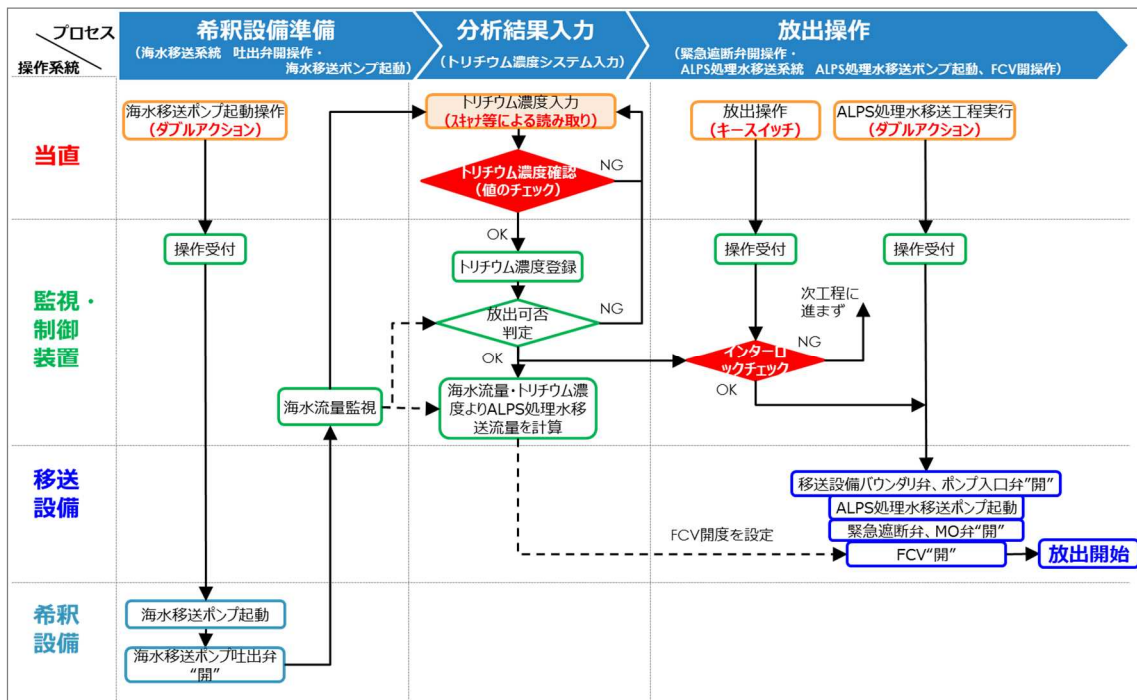


図 2.14.7.1-5 ALPS 処理水放出時の運用手順

以下に、A群の放出操作を行う場合についての例を示す。

仮に人的ミスにより、ALPS処理水の分析が完了していない状態で『A群移送工程実行操作』を操作しても、分析結果を入力しなければ、次工程に進むことはできない。

また、『B群移送工程実行操作』を操作しても、前工程の「測定・確認工程」が完了していないければ、「放出工程」に進むことはできない設計とする。

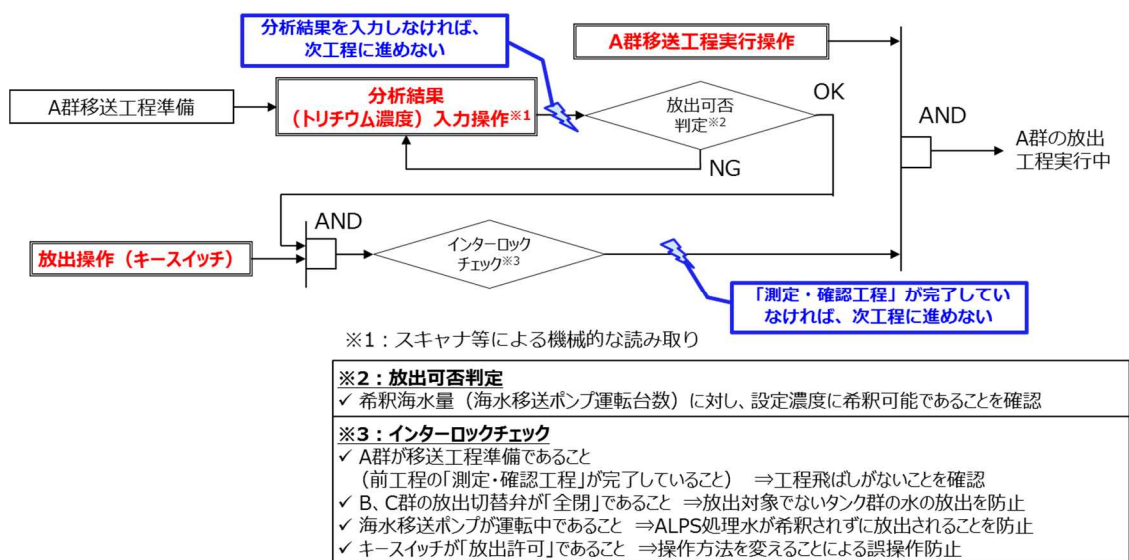


図 2.14.7.1-6 放出工程時のインターロック

3. 分析工程

2項に示す設備操作に加えて、ALPS処理水の海洋放出では分析を実施する工程がある。これについては、これまで地下水バイパスやサブドレンで実施してきた手順を踏襲して、図2.14.7.1-7の通り実施する。

なお、分析においては、分析装置による測定以降は基幹システム（以下「化学管理システム」という。）内で確認・承認作業を実施するため、人手による計算や転記はない運用としている。また、化学管理システムにて実施した行為は全て記録が残る設計となっている。

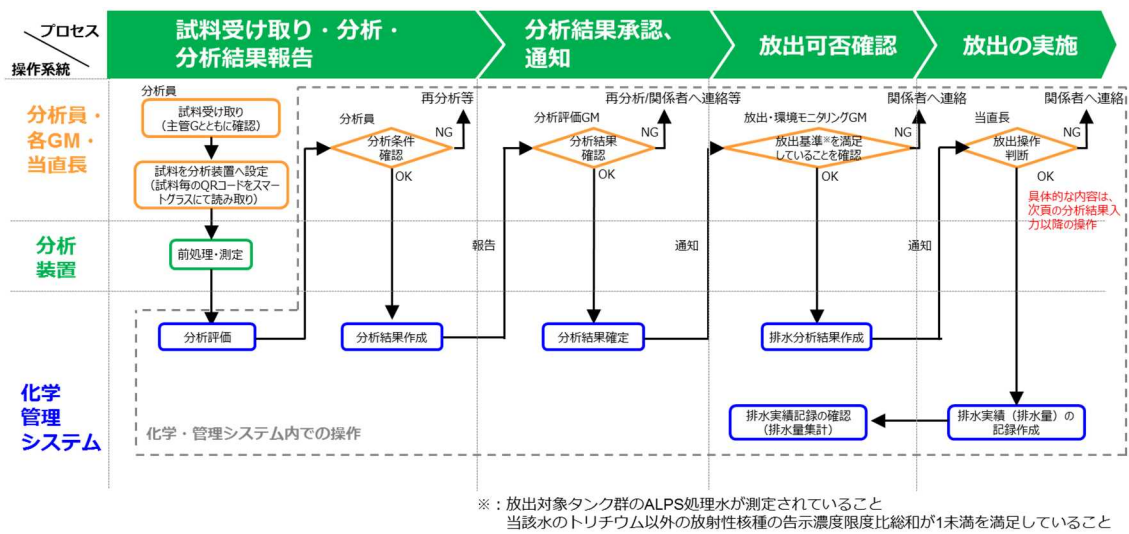


図 2.14.7.1-7 分析工程

全てが化学管理システム内で実施されるものの、それぞれの実施担当が、化学管理システム側が確実に処理していることを確認するため、表 2.14.7.1-2 に示す確認を実施している。

表 2.14.7.1-2 分析の運用における確認の観点

	確認の観点	品質保証
分析員	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 分析予定と受領した分析試料の照合 ✓ 分析手順書に従った分析操作，試料測定の実施／確認 ✓ <u>分析条件（測定機器，測定時間，試料量）の確認</u> 	ISO/IEC17025 ISO9001
分析評価 GM	<ul style="list-style-type: none"> ✓ <u>化学管理システムから報告された分析結果の確認</u> <ul style="list-style-type: none"> • 試料名，分析条件等のインプットデータ • 分析結果の妥当性（過去の分析値トレンドとの比較等） ✓ 放出・環境モニタリングGMへ通知※ 	実施計画Ⅲ章 第1編 第3条 （品質マネジメントシステム計画）
放出・環境モニタリングGM	<ul style="list-style-type: none"> ✓ <u>化学管理システムから通知された分析結果から放出可否を判断※</u> <ul style="list-style-type: none"> • 放出対象のタンク群の分析を行っていること • 分析結果が放出基準を満足していること 	
当直長	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 放出・環境モニタリングGMから通知された排水分析結果の確認 • 放出操作判断 	

※：第41条（放射性液体廃棄物等の管理）に基づく行為

4. 異常の検出と ALPS 処理水の海洋放出の停止

ALPS 処理水希釈放出設備には、通常運転から逸脱するような異常を検知した場合、人の手を介すことなく“閉”とすることで、ALPS 処理水の海洋放出を停止させる機能を持つ、緊急遮断弁を設置する。

緊急遮断弁は、直列二重化しており、それぞれの設置位置、作動方式、設計の考え方は、表 2.14.7.1-3、図 2.14.7.1-8 の通り。

表 2.14.7.1-3 緊急遮断弁の設計

設計	緊急遮断弁-1	緊急遮断弁-2
設置位置	津波被害の受けない位置	弁作動時の放出量最小化のため、ALPS 処理水移送配管の最下流
作動方式	MO 方式 (開→閉時間：10 秒)	AO 方式 (開→閉時間：2 秒)
設計の考え方	2 系列設置し、不具合・保守時には前後の手動弁で系統切替可能とし、設備稼働率を維持	(同左)

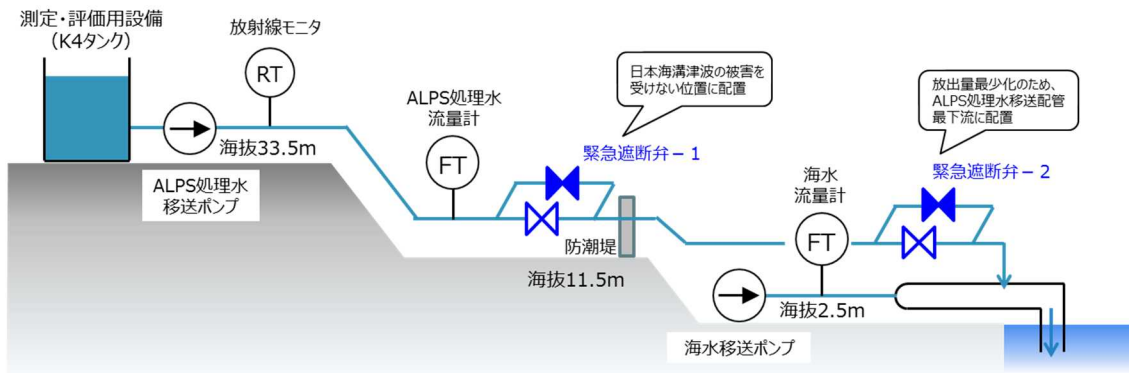


図 2.14.7.1-8 緊急遮断弁の設置位置のイメージ

なお、緊急遮断弁を”閉”とする、通常運転から逸脱する事象は9種類を考慮しており、それに加えて、監視・制御装置にて手動で緊急停止が可能な設計としている（表 2.14.7.1-4 参照）。また、制御装置を含む伝送系については多重化されており、仮に片系が故障としたとしても、健全な他方の系統で緊急遮断が可能な設計としている。

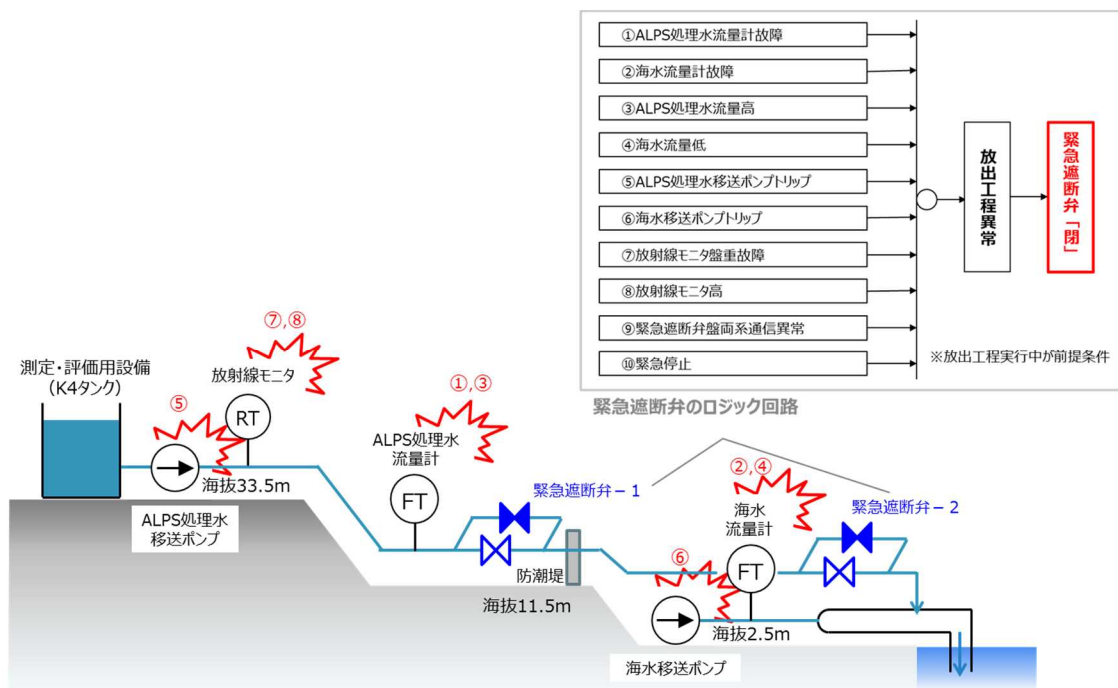


図 2.14.7.1-9 緊急遮断弁のロジック回路

表 2.14.7.1-4 緊急遮断弁の動作信号詳細

要素	信号	目的
ALPS 処理水流量計故障	移送ライン(A)(B)流量計オーバースケール	計器故障による流量監視不可のため
	移送ライン(A)(B)流量計ダウンスケール	計器故障, ケーブル断線による流量監視不可のため
海水流量計故障	海水移送ポンプ(A)(B)(C)流量計オーバースケール	計器故障による流量監視不可のため
	海水移送ポンプ(A)(B)(C)流量計ダウンスケール	計器故障, ケーブル断線による流量監視不可のため
ALPS 処理水流量高	移送ライン(A)(B)流量信号	移送ライン流量上昇による希釈後トリチウム濃度 1,500Bq/L 未満を保つため
海水流量低	海水移送ポンプ(A)(B)(C)流量信号	希釈用の海水供給量不足による希釈後トリチウム濃度上昇を防ぐため 海水移送系統で異常が考えられるため
ALPS 処理水移送ポンプトリップ	遮断器トリップ信号	移送工程で異常が考えられるため
海水移送ポンプトリップ	M/C トリップ信号	希釈用の海水供給停止による希釈後トリチウム濃度上昇を防ぐため 海水移送系統で異常が考えられるため
放射線モニタ盤重故障	放射線モニタ(A)(B)下限	放射線モニタによる監視不能のため
	放射線モニタ(A)(B)遮断器トリップ	
放射線モニタ高	放射線モニタ(A)(B)高	放射線モニタによる異常検知のため
緊急遮断弁盤両系通信異常	両系通信異常信号	緊急遮断弁盤の通信が両系異常になると, 異常信号が受信できなくなり, 緊急遮断弁が自動閉できなくなるため
緊急停止	緊急停止信号	運転員による異常発見時に速やかに停止させるため

以上

2.14.8 信頼性に対する設計上の考慮への 適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

⑧信頼性に対する設計上の考慮

- ・安全機能や監視機能を有する構築物，系統及び機器は，十分に高い信頼性を確保し，かつ，維持し得る設計であること。
- ・重要度の特に高い安全機能を有するべき系統については，その系統の安全機能が達成できる設計であるとともに，その構造，動作原理，果たすべき安全機能の性質等を考慮して，多重性又は多様性及び独立性を備えた設計であること。

2.14.8.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，十分に高い信頼性を確保し，かつ，維持し得る設計とする。

2.14.8.2 対応方針

青字：変更案

○信頼性に対する設計上の考慮

ALPS 処理水希釈放出設備は、ヒューマンエラーや機器の故障による「意図しない形での ALPS 処理水の海洋放出」が発生しないよう、高い信頼性を確保した設計とする。また、万が一、「意図しない形での ALPS 処理水の海洋放出」が発生したとしても、その量が極めて小さくなる設計とする。

ALPS 処理水希釈放出設備における具体的な設計上の考慮事項は以下の通り。

- 3つのタンク群で構成する測定・確認用タンクについては、タンクからの漏えいやタンク群間の混水を防止するため、タンクのバウンダリとなる弁を直列二重化する。
- ALPS 処理水流量計については、ALPS 処理水の海水への混合希釈が設定値内で行われているか否かを確認するため、差圧伝送器、伝送系を二重化する。
- 緊急遮断弁については、電動駆動の緊急遮断弁-1 及び空気作動の緊急遮断弁-2 を設置し、遮断機構に対して多重性、駆動源に対して多様性を備えるとともに、外部電源喪失時等においても確実に放出を停止できるようフェイルクローズ設計とする。

ALPS 処理水希釈放出設備の信頼性に対する設計上の考慮の補足説明

1. 信頼性に対する設計上の考慮

ALPS 処理水希釈放出設備の各設計プロセスでは、以下の観点について考慮し、信頼性を確保する。

(1) 系統設計について考慮した観点

- ・ 要求される機能に対して、十分な余裕を持たせた設計
- ・ 設備信頼性の観点から、動的機器（ポンプ、弁）の二重化
- ・ ALPS 処理水の放出・停止に係わる弁の直列二重化
- ・ 監視・制御装置の演算器の二重化
- ・ 電源は異なる 2 系統の所内高圧母線から受電可能な設計
- ・ 機器の一部に故障があった場合でも安全側に動作する（フェイルセーフ）機器選定
- ・ 系統全体の状態監視を行い、異常が検知された場合は ALPS 処理水の放出を停止
- ・ 誤操作による機器の動作を防止するインターロックを設ける（フルプルーフ）
- ・ 異常発生時も可能な限り海水移送ポンプを動作させ、希釈を継続する

(2) 機器設計について考慮した観点

- ・ 機器の強度・耐久性に十分な余裕を持たせた設計
- ・ 自然条件に対応した設計（例：津波を考慮した機器配置）
- ・ 漏えいポテンシャルの比較的高いフランジ部が存在するポンプ・配管の周辺には堰を設置する（検知は、漏えい検知器やパトロールで実施）

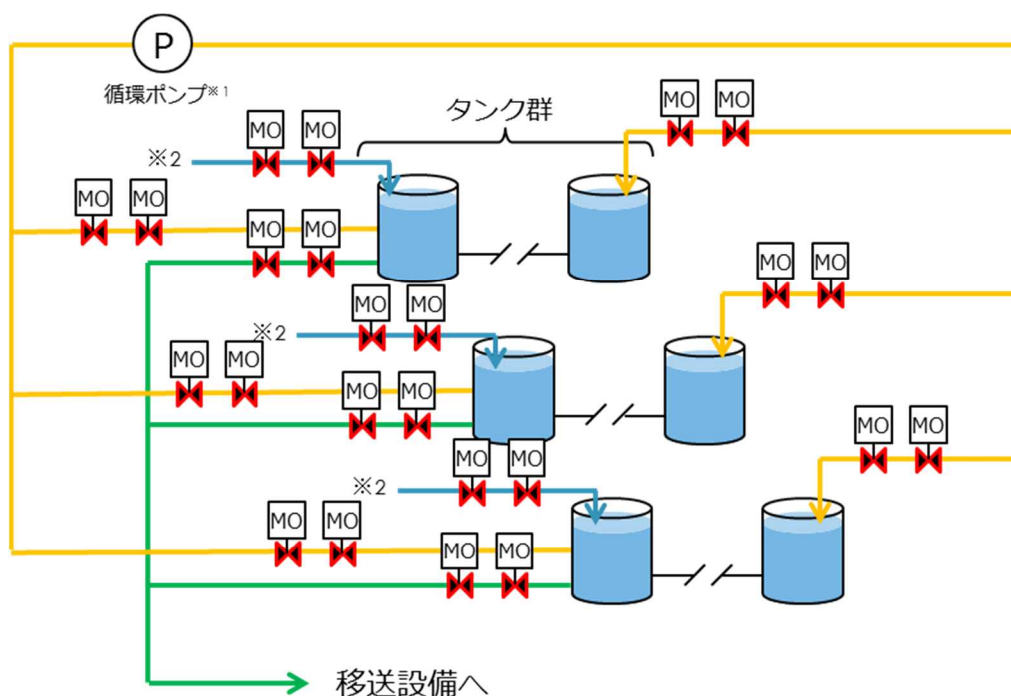
2. 信頼性に対する具体的な設計

各設計プロセスにて考慮した観点を踏まえ、信頼性を確保した設備毎の設計は以下の通りとする。

(1) 測定・確認用設備の設計

測定・確認用タンクについては、以下の通りの設計とする。

- ・タンクは3群で構成
- ・タンク群からの漏えい、タンク群間の混水防止のため、バウンダリとなる弁は直列二重化を実施（受入れ弁含む）
- ・循環ポンプ，攪拌機器は予備品を確保



※1：循環ポンプはタンク5基ごとに1台あり、合計2台100%構成（予備品を1台確保）
※2：ALPS処理水貯留タンク等より

図 2.14.8.1-1 測定・確認用設備の構成

(2) 移送設備の設計

移送設備については、以下の通りの設計とする。

- ALPS 処理水の海洋放出停止に係わる緊急遮断弁を直列二重化（AO 弁，MO 弁ともフェイルクローズ）
- ALPS 処理水流量計については、重要な機器であるため，二重化を実施。
- その他のポンプ・弁・計装機器のうち，重要な機器については，点検・保守性の観点から 2 系列設置。

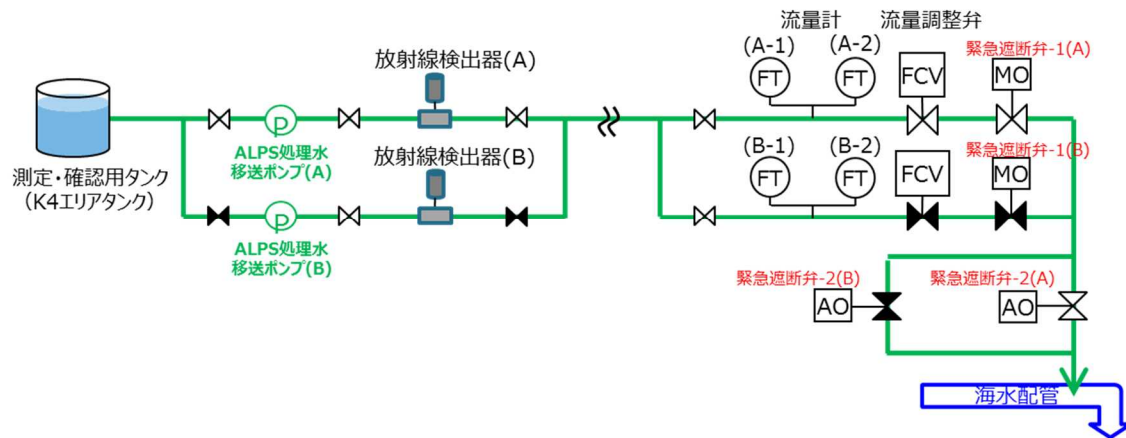


図 2.14.8.1-2 移送設備の構成

(3) 希釈設備の設計

希釈設備については、以下の通りの設計とする。

- ・ポンプ・弁・計装機器については、点検・保守性の観点から運転2系列に対し、予備1系列を配置。
- ・海水移送ポンプ及び流量計のオリフィスは予備品を確保

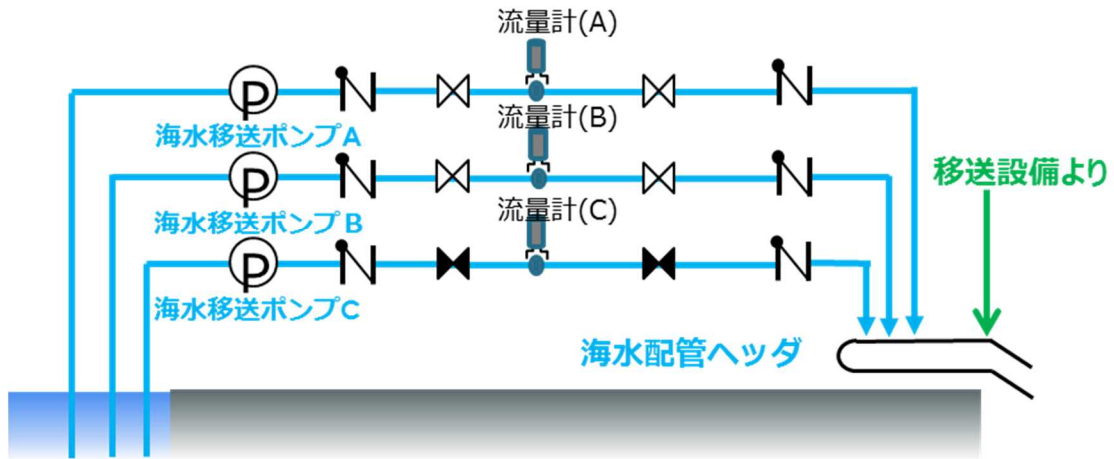


図 2.14.8.1-3 希釈設備の構成

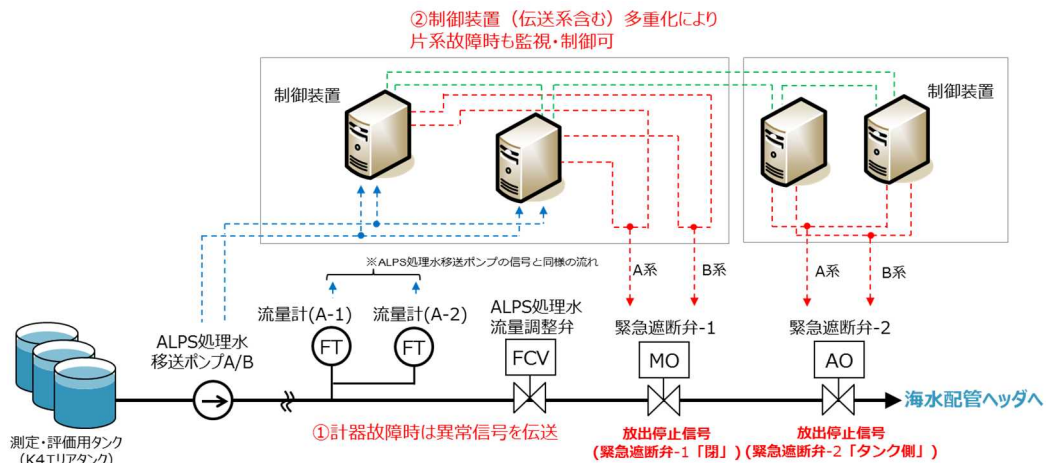
(4) 監視・制御装置（伝送系含む）

異常事象に対処するために必要な計器（ALPS 処理水流量計，海水流量計等）については，計器が故障した際には警報を発生させ，放出を停止させる設計とする。

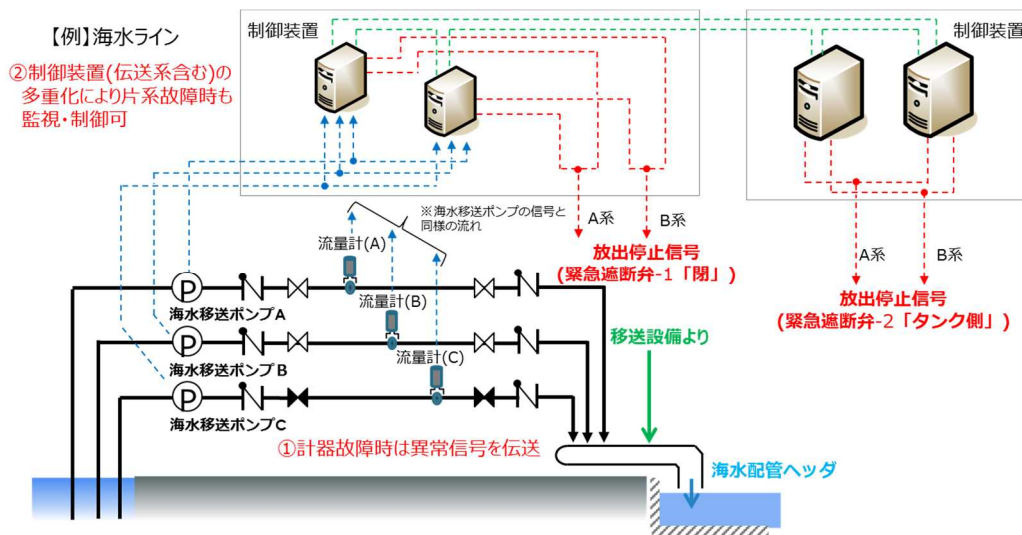
制御装置を含む伝送系については多重化されているため，単一故障の際においても，もう片系の制御装置・伝送系にて監視・制御が可能な設計とする。（緊急遮断等の機能を喪失しない。）

なお，ALPS 処理水流量計は二重化し，片系が故障した場合に備えた設計とする他，海水流量計は他系列の流量計との比較や海水移送ポンプ異常の検知という，多様性を持たせた検知方法により，確実に異常を確認できる設計とする。

同様に，緊急遮断弁-2（AO 弁）は，圧縮空気のリミットスイッチによる多様性を持たせた検知方法により，当該弁の状態を確認できる設計とする。



(a) ALPS 処理水移送ライン

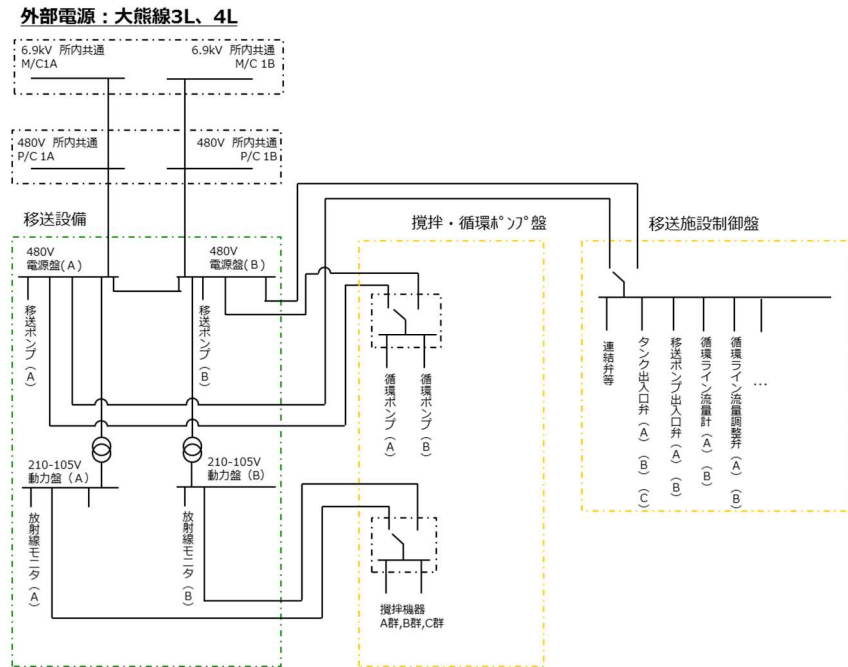


(b) 海水移送ライン

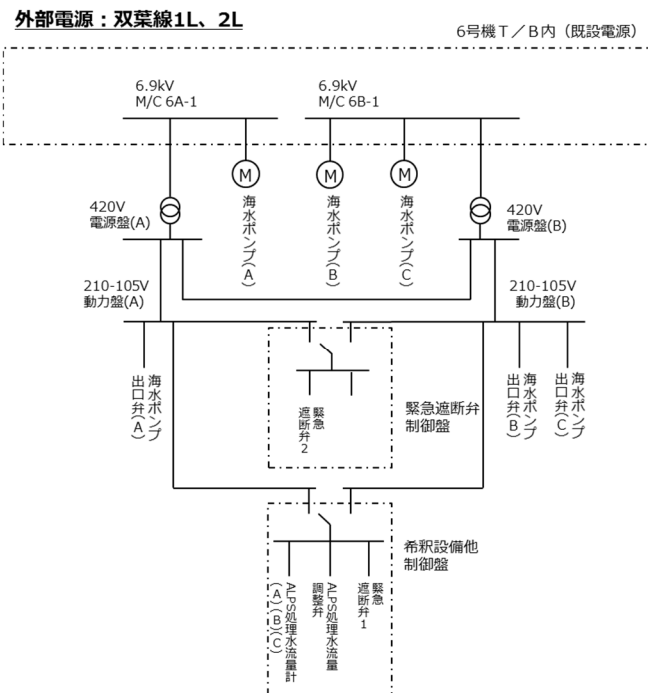
図 2.14.8.1-4 監視・制御装置（伝送系含む）

(5) 電源に対する考慮

電源は異なる 2 系統の所内高圧母線から受電可能な設計としている。



(a) 測定・確認用設備，移送設備の電源構成



(b) 希釈設備の電源構成

図 2.14.8.1-5 ALPS 処理水希釈放出設備の電源構成

以上

2.14.9 検査可能性に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

1 4. 設計上の考慮

○施設の設計については，安全上の重要度を考慮して以下に掲げる事項を適切に考慮されたものであること。

⑨検査可能性に対する設計上の考慮

安全機能を有する構築物，系統及び機器は，それらの健全性及び能力を確認するために，適切な方法によりその機能を検査できる設計であること。

2.14.9.1 措置を講ずべき事項への適合方針

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設は，それらの健全性及び能力を確認するために，適切な方法によりその機能を検査できる設計とする。

2.14.9.2 対応方針

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

ALPS 処理水希釈放出設備を構成する構築物，系統及び機器は，それらの健全性及び能力を確認するために，適切な方法によりその機能を検査できる設計とする

(実施計画：II-2-50-2)

(2) 放水設備

放水設備は，要求される機能を確認することができる設計とする。

(実施計画：II-2-50-7)

(補足)

○要求される機能

ALPS 処理水希釈放出設備の排水（海水で希釈して，トリチウムを含む全ての放射性核種の告示濃度比総和が 1 を下回った水）を，沿岸から約 1km 離れた海洋から放出できること。

検査可能性に関する補足説明

設備の設置にあたっては、今後の保全を考慮した設計としている。設備保全の管理については、点検長期計画を作成し、点検計画に基づき、点検を実施していく。

今回設置する機器は使用前検査対象に合わせて、代表的な機器に対する点検に対する考慮は以下の通りとなる。

(1) ALPS 処理水希釈放出設備

○タンク

- ・外観・内部点検

点検のために、タンクの天板および側面部に点検口を設置しており内部の点検が実施可能な設計とする。

○配管

- ・外観・フランジ点検

フランジ（シール）部のガスケット交換等の点検が実施可能な設計とする。

○流量計

- ・性能校正確認

基準入力値に対し出力値が計器誤差内か否かを確認し、計器誤差を逸脱している場合は校正が実施可能な設計とする。

○緊急遮断弁（ロジック回路含む）

- ・緊急遮断確認

入力信号に対して緊急遮断弁の動作信号が作動することの確認が可能な設計とする。

- ・取替・作動点検

弁本体を取替可能な設計とする。

○海水配管ヘッダ

- ・点検用のマンホールを設置することで、内部の点検が実施可能な設計とする。

○ポンプ，弁

- ・外観・分解点検，取替，機能確認

分解点検や，取替が可能な設計とする。

○放水立坑（上流水槽）

・外観・内部点検

点検のために、放水立坑（上流水槽）に点検口を設置しており内部の点検が実施可能な設計とする。

(2) 放水設備

○放水立坑（下流水槽）、放水トンネル、放水口

・外観・内部点検

放水立坑（下流水槽）または放水口から内部の点検が実施可能な設計とする。

・要求機能確認

放水立坑（下流水槽）、放水トンネル、放水口は一体の構造物として海水で充水され、外洋の潮位と連動する構造を採用している。これらを踏まえ、放水立坑（下流水槽）において、有意な水位変動がないことを確認し、要求される機能を満足することを確認できる設計とする。

以上